

座屈実験データベースによる鋼板の圧縮基準強度に関する実証的研究

DATA-BASE APPROACH TO THE BASIC COMPRESSIVE STRENGTH OF STEEL PLATES

伊藤義人* 福本嘯士**

By Yoshito ITOH and Yuhshi FUKUMOTO

A total of 793 individual test results of steel plates which were conducted in various countries is surveyed and stored into the Numerical Data-base for the ultimate strength of Steel Structures (NDSS). Statistical assessments are made for the plate test results to compare the existing theoretical and experimental formulas. The effects of initial imperfections such as residual stresses and initial out-of-flatness are also discussed. Then new strength formulas are proposed for two groups, "with residual stresses" and "without residual stresses", to explain more accurately the test data.

1. 緒言

板の座屈に関する研究は1891年にBryanが線形座屈理論により弾性座屈強度を求めて以来、種々の解析法により多様な荷重・支持条件について解かれ、長方形板の一軸圧縮による座屈係数が、Hill³⁰⁾およびGerard³¹⁾によってまとめられている。一方、板の圧縮強度は、中立面の伸びを考慮した大変形理論により、von Kármánにより1910年に初めて導かれた。その基礎方程式は解析が複雑で設計に適用されるまでにはいたらなかった。そのため、von Kármánは、1932年に、『有効幅』の概念を導入して理論の単純化をはかった。³²⁾

その後、Winter^{32), 34)}は、1945年に、リップ溝型鋼などの冷間加工材の実験を行い、その結果から、von Kármánの有効幅式を修正した。この修正された有効幅式は、AISC (American Institute of Steel Construction) の設計基準に採用された。また、Lind³⁵⁾は、1976年にWinterらの研究をふまえて、冷間加工材料のN=336の板の実験結果を収集評価して、von Kármánの有効幅式を修正している。鋼板の局部座屈強度に関する研究は、冷間加工材に対し早くから着目され、その結果を通常の溶接の板にも拡張して使われているのが現状である。

板の局部座屈強度に関する実験は、航空工学の分野で早くから着手され、アルミ合金による実験が、1930年から1960年にかけて行われた。多くは、文献36)~38)のようにNACA Reportに発表されている。一方、溶接構造の鋼板に関する実験的研究は、リベット構造から溶接構造へと変遷していく過程にお

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

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

いて、初期不整による耐力力の減少という問題から、1960年にForth Bridge Towers⁷⁾に関連して、溶接箱形断面柱を用いて行われた。その後、イギリスでは、ケンブリッジ大学において、1962年 Dwight・Harrison¹⁾により箱形断面柱について行われた実験を始めとしてDwight・Ractliffe^{6), 1)} Moxham^{4), 15)} Little¹⁶⁾らにより、単一板および箱形断面柱の一連の実験的研究が行われた。わが国においては、1964年の藤田らを始めとして、加藤³⁾、吉織⁵⁾、横尾⁸⁾、内山⁹⁾、田中¹⁰⁾、福本¹²⁾、西野^{4), 13)}、長谷川¹⁷⁾、中井・北田・酒造⁶⁰⁾らにより実験的研究がなされた。また、Little³⁹⁾、Massonnet⁵³⁾、宇佐美・福本^{23), 25)}らは、鋼柱の局部座屈と全体座屈の連成強度に着目した実験的研究を行っている。

一方、終局強度に着目し、初期不整を考慮した弾塑性解析は、わが国において、岡村・吉田⁴⁸⁾、渡辺⁴⁹⁾、小松・北田・宮崎⁵⁰⁾、上田⁵⁵⁾、藤田⁵⁴⁾らにより行われ、既存の実験データと比較している。また、小松・北田^{51), 52)}は、パラメトリック解析を行い、初期変形、残留応力の強度に与える影響を解析的に明らかにし、 $\sigma_{rc}/\sigma_y = -0.40$ (σ_{rc} = 圧縮残留応力, σ_y = 降伏点応力)と $w_0/b = 1/150$ (w_0 = 初期変形量, b = 板幅)という、一般に考えられる最悪の条件の初期不整値⁴⁷⁾で解析を行い、その結果として、下限値としての設計曲線を提案し、既往の実験値および各国の示方書の基準曲線との比較を行っている。Faulkner⁴⁶⁾は、有効幅および終局強度に関する膨大な文献調査を行い、これまでに提案された終局強度式の紹介を行っている。また、長谷川・宇佐美⁵⁰⁾は、より最近の終局強度式の紹介を行っている。

これまでに、著者らは、鋼材の材料強度、鋼柱および鋼はりの座屈強度に関するデータベースを作成し、その利用例を示し、また、結果に統計的処理をほどこし評価検討を加えた^{40), 41), 42), 53)}。本論文は、主として溶接製作を対象とした長方形無補剛鋼板に関する圧縮座屈強度に関する実験データを収集し、データベース化を行い評価検討を加えて、強度特性を明らかにし、板要素の抵抗強度の統計的評価を行うものである。

Table 1 Number of Plate Data

2 実験データとデータベース

(1) 実験データの収集

今回、対象としたデータは、一方向に等圧縮力を受ける板の実験データであり、支持条件の明確なものである。供試体の断面形状によって分類すると、次のようになる。a)単一板、b)正方形柱、c)十字形断面柱。それぞれの非載荷辺の支持条件は、単一板が単純支持と固定支持のものがあ、b)の正方形箱形断面柱は、単純支持、c)の十字形断面柱は、一端単純支持、他端自由と考えられる。なお、正方形断面柱と比較のため、非載荷辺の支持条件が単純支持と固定支持の間となる

長方形断面柱の実験データも収集した。箱形断面柱のなかには、比較のため冷間加工の角管柱も入っている。ただし、紙面の都合上、十字断面柱と長方形断面柱については、本論文では考察しない。また、H形断面柱、リップ溝形鋼柱および箱形断面はり、I形断面はりの曲げによる構成板要素の実験は、非載荷辺の支持条件が明確でないのと実験体数が少ないので、今回の対象からはずしている。

収集・ファイル化した鋼板の実験データ数を、供試体断面形状別に分類し、実験実施地域別に示したのがTable 1である。ヨーロッパにおける実験体数は、イギリスのケンブリッジ大学を中心とした多くの実験結果があり、西ドイツの148体、スウェーデンの5体を含めて、全実験データの約60%を占めている。実験データを収録している文献を参考文献1)~29)に示す。なお、文献3)の実験結果N=4は、非載荷辺の支持条件が厳密でないため以後の考察から省く。また、最近文献60)~63)で実験が行われており、データベースに入っているが今回の解析には入っていない。

Type of Profile	Europe	North America	Japan	Total
Single Plate	362		55	417
Welded Square Box	74	8	93	175
Square Tube			49	49
Welded Rectangular Box	20		6	26
Rectangular Tube			22	22
Cruciform	20	12	72	104
Total	476	20	297	793

(2) データの種類

無補剛鋼板の強度を整理するにあたって直接必要となる a) σ_{cr} = 最大平均圧縮応力, b) σ_y = 降伏点応力, c) 幅厚比 の他に以下のパラメータが使用できるようにデータベースは作られている.

- i) 断面形状——単一板, 正方形断面, 長方形断面, 十字形断面
- ii) 断面の大きさ——板幅, 板厚, 板の長さ, アスペクト比, 断面積
- iii) 製作方法——組立方法——溶接組立, 冷間加工, 機械切断, ガス切断

後処理——無矯正, 焼鈍, ガス加熱

- iv) 降伏点応力——公称降伏点応力, 実測降伏点応力, 降伏点応力の測定方法 (圧縮試験, 引張試験)
- v) 支持条件——非載荷辺, 載荷辺——単純支持, 固定支持, 自由, その他
- vi) 初期不整値——残留応力測定値, 初期変形測定値
- vii) その他の測定値——荷重～平均ひずみ曲線, 最大荷重時の平均ひずみ
- viii) 出典——参考文献番号および参考文献, 実験実施国
- ix) 実験体識別子——供試体名, データ通番

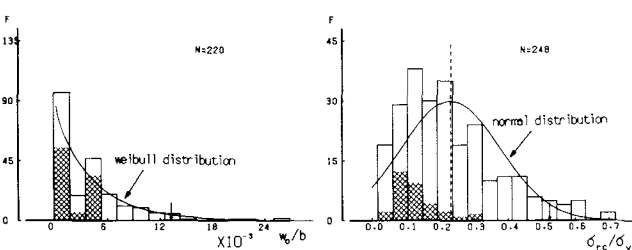
なお, ヤング率およびポアソン比は, 実験結果としてほとんど与えられていないので, 鋼柱⁴¹⁾および鋼はり⁴²⁾の時と同様, 材料強度のデータベースの値を参考にして, 以後の実験データの整理にあたっては, ヤング率 $E=206 \text{ kN/mm}^2$ ($2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$), ポアソン比 $\nu=0.3$ の値を用いる.

(3) 実験供試体の材料強度および初期不整値

材料強度——実験供試体 $N=789$ の実測降伏点応力のなかで ECCS の高張力鋼の規定である $\sigma \geq 430 \text{ N/mm}^2$ を超えるものは全体の約 13% にすぎなく, ほとんどが普通鋼で実験されている. 実測降伏点応力と公称降伏点応力との比 $\sigma_y)_a / \sigma_y)_n$ の平均値は, 1.13 である. ただし, このなかには, 角管のデータも入っており, 一般に冷間加工による角管の実測降伏点応力は, 板厚が薄いということもあって, 高い値を示す. ちなみに, 角管のデータ $N=71$ を除いた場合の $\sigma_y)_a / \sigma_y)_n$ の平均値は, 1.09 である. なお, 実験供試体の板厚は, 最小が約 2.1mm, 最大が約 22.3mm, 平均値が約 7.1mm と, 実験は比較的薄い板のもとで行われている.

初期変形——Fig. 1 (a) に, 収集した実験供試体の中で, 初期変形量の測定値のある供試体 $N=220$ の載荷辺幅 b で無次元化された初期変形 w_0/b のヒストグラムを示す. w_0 は, 最大初期たわみまたは板中央の初期たわみ量である. なお, 斜線をひいた部分は, 人為的に供試体に初期変形を与えたものである. 実線で示したのは, データにワイブル分布をあてはめたものである. 一般に考えられている製作のための公差の限界値 $b/150$ を超えるものもある.

残留応力——Fig. 1 (b) に収集した実験供試体のうち残留応力の測定値のある供試体 $N=248$ の降伏点応力で無次元化された平均圧縮残留応力 σ_{rc} / σ_y のヒストグラムを示す. 平均値 $M=0.23$, 標準偏差 $S=0.145$ と比較的大きなばらつきを示している. これは, 板幅 b の小さいもの, および板厚の小さい供試体があるためと考えられる. 斜線をほどこした部分は, 高張力鋼 ($\sigma_y \geq 430 \text{ N/mm}^2$) の供試体の結果である. 一般に, 残留応力の大きさは, 降伏点応力の大きさにはほとんど影響を受けないため, 高張力鋼の場合, 無次元化された残留応力は, 普通鋼に比べて小さくなる. 高張力鋼の供試体をのぞいた $N=216$ の平均値は, $M=0.25$ であり, 標準偏差は, $S=0.15$ となる.



(a) Initial Out-of-Flatness (b) Residual Stresses

Fig. 1 Histograms of Initial Imperfections

(4) 最大荷重時の平均軸方向圧縮ひずみ

平均応力 σ と载荷方向の平均圧縮ひずみ ε の応力-ひずみ曲線の特徴は板の幅厚比の大きさによりかなりその傾向を異にするが、大略次のように分類することができる。a) 幅厚比の大きな板では、弾性内の直線的な応力-ひずみ関係からピークに達し、その後急速に荷重が下がる。b) 幅厚比の小さな板では、直線的な応力-ひずみ関係から荷重が大きくなるに従ってその傾きが小さくなり、水平の降伏棚が発生し、その後、ひずみ硬化によりさらに強度が上昇する。c) a) および b) の中間であり、降伏棚の途中で徐々に強度低下を起こす。これらの挙動は、供試体形状、鋼種、残留応力の有無、初期変形の大小により異なる。最大荷重時の平均ひずみは、塑性設計の際の塑性ヒンジの回転能や板の剛性の低下が柱の全体座屈に及ぼす効果などを評価するための重要なパラメータとなる。鋼構造塑性設計指針の規定⁽³⁾には、塑性設計のためのフランジの幅厚比の制限値として、両辺支持板 (SS41) では $b/t=30$ 、H 形断面のフランジの自由突出部では $b/t=10$ であり、これを $\bar{\lambda}$ に換算すると、それぞれ、 $\bar{\lambda}=0.53$ 、 0.55 となる。また、ECCS⁽⁴⁾は、箱形断面のフランジの塑性設計の制限値として $\bar{\lambda}=0.578$ を提案している。ここで、 $\bar{\lambda}$ は、形状パラメータであり、

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\sigma_y / \sigma_e} = b/t \sqrt{(\sigma_y / E) \cdot 12 (1-\nu^2) / \pi^2 k} \quad \dots\dots (1)$$

で定義する。ここに、 b =板幅、 t =板厚、 σ_y =降伏点応力、 E =ヤング率、 ν =ポアソン比、 k =板の座屈係数(両辺単純支持、 $a/b>1$ では $k=4$ 、自由突出部では $k=0.425$)、 σ_e =線型座屈理論による弾性座屈応力である。

Fig. 2 は、実験供試体 N=355 の最大荷重時の平均圧縮ひずみ ε_u を降伏ひずみ ε_y で割った値を縦軸にとり、横軸に形状パラメータとして等価幅厚比 $\bar{\lambda}$ をとったものである。図中の記号は、供試体の断面形状などにより異なり、後に示す Tables 2, 3 に示されている。ただし、これらの値は、文献に示されている応力-ひずみ曲線から座標読み取り機により読み取ったものも含まれ、あまり精度はよくない。板の最大荷重は von Kármán を始めとして、板縁辺の圧縮応力が降伏点応力に達する時を基準にしているが、残留応力(残留ひずみ)のない板では最大荷重の平均圧縮ひずみ $\varepsilon_u = \varepsilon_y$ に対応し、また溶接組み立てにより溶接辺(縁辺)に材料の引張降伏点応力が生じるので、

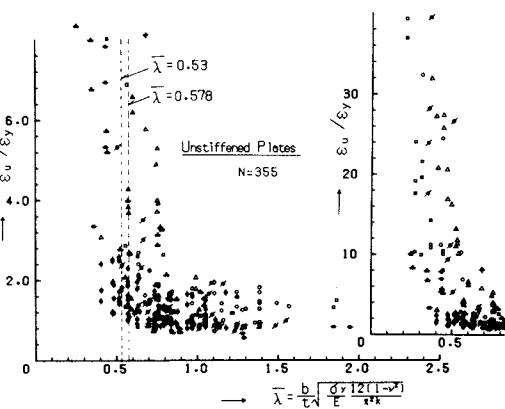


Fig. 2 Edge Strains at Ultimate Strength

この辺が圧縮により降伏するには $\varepsilon_u = 2 \varepsilon_y$ の平均圧縮ひずみを要する。Fig. 2 より、 $\bar{\lambda} > 0.7$ では $\bar{\lambda}$ に無関係に $\varepsilon_u / \varepsilon_y$ の下限値は一定値を与えており、最大荷重に達する時の平均圧縮ひずみは $\varepsilon_u / \varepsilon_y = 0.8 \sim 2$ の範囲にある。 $\bar{\lambda} < 0.7$ では $\varepsilon_u / \varepsilon_y$ の値は大きなばらつきを示しており、平均圧縮応力 σ と対応させると、材料のひずみ硬化域 (SS41: $\varepsilon_{st} / \varepsilon_y \geq 9 \sim 17$) までひずみを受けていることがわかる。

Fig. 2 には、塑性設計における両端支持フランジの制限幅厚比として全出の $\bar{\lambda}=0.53$ (鋼構造塑性設計指針) と $\bar{\lambda}=0.578$ (ECCS Recom) を記入してある。

3. 供試体形状、製作方法および支持条件などによる強度特性の違い

(1) はじめに

鋼柱⁽¹⁾および鋼はり⁽²⁾の場合に行ったように、無次元強度特性を供試体形状、製作方法、支持条件別に分類し図化するとともに、ある基準とする強度曲線と実験データとの比をとることにより強度特性を明らかにする。形状パラメータとしては、式 (1) の等価幅厚比 $\bar{\lambda}$ をとる。この時、降伏点応力 σ_y は、鋼柱および鋼はりの時と同様、すべて供試体の実測値を用いるものとする。

Table 2 Comparison of Test Results for Single Plates

Unloading Edges	Fabrication Conditions	N	Exp. _σ /M	Eq. (2) S	ω
Simply	W M (α≥1) ○	106	0.997	0.097	0.097
		124	0.999	0.113	0.113
	W M (α<1) ∅	4	0.904	0.080	0.088
		6	0.899	0.063	0.070
	W H ∅	6	0.982	0.075	0.077
		6	0.982	0.075	0.077
	W* M ◆	8	1.102	0.093	0.084
		8	1.102	0.093	0.084
	C M (α≥1) ∅	52	1.128	0.090	0.080
		66	1.123	0.104	0.093
	C M (α<1) ◆	57	0.946	0.172	0.182
		67	0.938	0.162	0.172
	A M ●	23	1.095	0.118	0.108
		29	1.041	0.152	0.146
Clamped	W M ∅	46	0.925	0.084	0.090
		69	0.935	0.073	0.079
	C M ◆	20	1.058	0.095	0.090
		32	1.021	0.094	0.092
Total		328	1.012	0.132	0.130
		413	1.004	0.133	0.132

W = weld with both side, W* = weld with center,
C = as-cutting, A = annealed,
M = mild steel ($\sigma_y < 430 \text{ N/mm}^2$),
H = high strength steel ($\sigma_y \geq 430 \text{ N/mm}^2$)

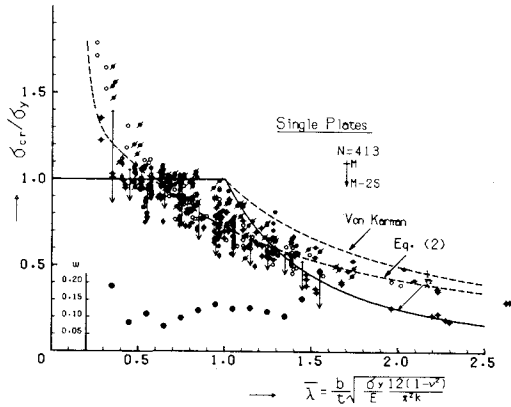


Fig. 3 Test Results of Single Plates

まず、実験データを評価するための基準曲線として、溶接正方形断面柱の実験を対象に実験データ $N=146$ の最小二乗近似による次式の平均値を選ぶことにする。

$$\sigma_{cr}/\sigma_y = 0.984/\bar{\lambda} - 0.292/\bar{\lambda}^2 + 0.0334/\bar{\lambda}^3 \dots \dots (2)$$

平均圧縮応力が降伏点応力に達する時の限界幅厚比 $\bar{\lambda}_0$ (ここでは、 $\bar{\lambda}_0 = 0.579$) より小さな領域では、設計強度は、 $\sigma_{cr}/\sigma_y = 1.0$ とするが、実験データは、限界幅厚比付近でもばらつきがあり、また、材料のひずみ硬化域では $\sigma_{cr}/\sigma_y > 1.0$ となり、この範囲では材料特性と板の座屈強度特性が入り混った形となっている。式 (2) は $\sigma_{cr}/\sigma_y > 1$ の実験データも考慮に入れて求めた平均値曲線である。

(2) 単一板

単一板による実験は、理想的な非載荷辺の回転支持と板面内の支持条件を満足させるのが難しく、各研究者によって種々の装置が考案されている。まず、単純支持を実現する方法として最も簡単な方法は、ローラーによって板の非載荷辺を両面からはさむ方法と、板の非載荷辺にテーバーをつけて仕上げ、両側から V 溝を持った部材で押さえる方法である。イギリスのケンブリッジ大学で考案された装置は、面外変形が大きくなった時非載荷辺が面内の内側に引っ張られることが、上記のローラーおよびナイフエッジでは、理想的支持条件 (free-to-pull-in) は得られないとして、『finger grip』を多数非載荷辺に取りつけることにより、単純支持および固定支持を実現している。Fig. 3 は、単一板の実験結果である。支持条件、製作方法、鋼種、アスペクト比 $\alpha = a/b$ により Table 2 に示す記号を用いている。Fig. 3 には、式 (2) と von Kármán の最大強度式 (3) を示してある。単一板の供試体は、 $N=413$ であり、非載荷辺が単純支持のものが $N=312$ 、固定支持のものが $N=101$ である。また、 $\alpha = a/b < 1$ の供試体は、 $N=72$ である。Fig. 3 の横軸は、形状パラメータとして等価幅厚比 $\bar{\lambda}$ (式 (1)) を用いているが、座屈係数 k の値は、 $\alpha \geq 1$ の場合非載荷辺が単純支持の時 $k=4.0$ をとり、固定支持の時 $k=6.97$ をとり、 $\alpha < 1$ の場合は、単純支持の時 $k = \alpha^2 + 1/\alpha^2 + 2$ の値を用いている。 $\alpha < 1$ で非載荷辺が固定支持の供試体は、収録した中にはなかった。実験データの中で α の最小値は、0.167 である。なお、図中 + と ↓ で $\bar{\lambda}$ の 0.1 きざみの範囲に入る実験データのそれぞれの平均値と平均値から 2 倍の標準偏差を差し引いた値を示してある。同様に、図の下部に ⊙ で変動係数 ω を示してある。

Table 2 は、実験値と式 (2) との比の統計値である。Table 2 では、実験値を非載荷辺の支持条件、溶接条件、焼鈍の有無、アスペクト比、降伏点応力の大ききで分類し、それぞれについての統計値を示して

Table 3 Comparison of Test Results for Square Box Columns

Fabrication Conditions		N	Exp _a /M	Eq. (2)/S	ω
Welded Boxes	D M □	79	0.990	0.095	0.096
		107	0.990	0.093	0.094
	D H □	31	1.025	0.058	0.057
		39	1.005	0.068	0.068
	B M ◆	1	0.996	---	---
		1	0.996	---	---
Tubes	A M ■	14	1.128	0.079	0.070
		26	1.057	0.103	0.097
	A H ◆	1	1.225	---	---
		2	1.128	0.138	0.123
	D M ○	19	1.093	0.066	0.060
		38	1.042	0.083	0.080
Total		4	1.247	0.078	0.063
		11	1.082	0.147	0.136
Total		149	1.032	0.102	0.099
		224	1.015	0.097	0.095

D = as-delivered, A = annealed,
B = gas-flame was run down the center-line of four sides,
M = mild steel ($\sigma_y < 430 \text{ N/mm}^2$),
H = high strength steel ($\sigma_y \geq 430 \text{ N/mm}^2$)

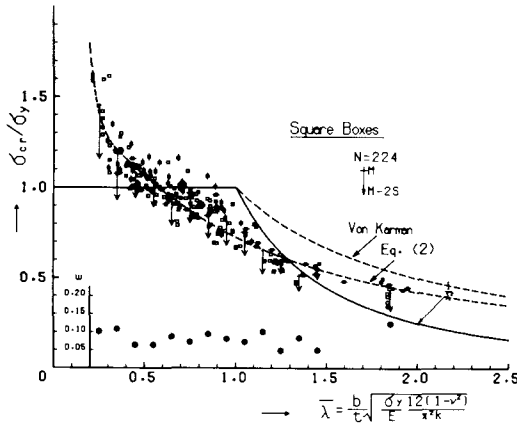


Fig. 4 Test Results of Square Box Columns

いる。Wの記号は、単一板の両側の非載荷辺に溶接ビードを置くことによって通常の溶接組み立ての残留応力分布を板の中に発生させたことを意味する。アスペクト比は、 $\alpha=1$ を境界として、降伏点応力は、 $\sigma_y = 430 \text{ N/mm}^2$ を境界として分類してある。なお、Table 2の上段の値は、式 (2) の $\bar{\lambda} \geq \bar{\lambda}_0$ の範囲にある実験データのみを対象にした時の $\sigma_{cr}/\sigma_y \leq 1$ の曲線との比の結果であり、下段の値は、すべての $\bar{\lambda}$ 値に対する全実験データを対象とした時のものである。

Fig. 3 および Table 2 より次のことがわかる。

i) 残留応力の大きい供試体 (W) と残留応力のない、または小さい供試体 (C, A) では、明らかな差があり、残留応力のない供試体の方が平均 5~15% 大きな強度を有している。ただし、残留応力のない供試体の強度の上限は、von Kármánの式 (3) を超えない。

ii) 非載荷辺が固定支持の板の線型弾性屈曲強度は、単純支持の板に比べ 75%高いが、文献 6), 15), 22) で示されているように、耐荷力の上昇は、単純支持の板に比べ約 5~15% 程度である。そのため、 $k=6.97$ を使って整理した実験結果は、 $\sigma_{cr}/\sigma_y \sim \bar{\lambda}$ の座標の上では単純支持の板に比べて多少低い傾向がある。

iii) アスペクト比 $\alpha < 1$ の供試体では、 $\bar{\lambda}=0.5 \sim 1.2$ の範囲では、ほぼ式 (2) のまわりにばらついてはいるが、 $\bar{\lambda} > 1.3$ では、Euler 曲線付近に位置するものもあり、この範囲では、 $\alpha \geq 1$ のものとは同一に扱うことはできない。

iv) 降伏点応力による強度差は、高張力鋼の実験データの数が少ないため明確にはわからないが、今回のデータで見る限りその差は認められない。

(3) 正方形箱形断面柱

一般に、短柱試験は、長柱試験の際の材料強度を求めるために行われるが、ここでは、断面を構成している 4 枚の板の強度に着目した実験結果を対象としている。正方形断面柱を構成している 4 枚の板要素は一樣圧縮のもとで、支持両縁では一般に単純支持と考えられる。そこで、 $k=4.0$ を用いて、無次元座標中に実験データをプロットしたのが Fig. 4 である。ただし、この時板の板幅 b は、原則として正方形断面の板厚 t をとっている。また、冷間加工材を使った角管 ($N=49$) は、隅角部に r 部を持っており、板幅を r 部を除いた平坦部にとる考え方もあるが、ここでは溶接短柱と同様板厚 t をとった。板としてのアスペクト比は、 $\alpha=3 \sim 8.7$ の範囲にある。

Table 3 には、実験データを、溶接箱形断面柱と角管柱に大きくわけ、さらに、溶接条件、焼鈍の有無、鋼種によって分類し、式 (2) との比の統計値を示してある。

Fig. 4 および Table 3 から、次のことがわかる. Table 4 Comparison of Test Results and Various Design Curves

i) 焼鈍により残留応力を除去した板と、焼鈍しない板とでは、単一板と同様強度に差があり、焼鈍した板の方が平均 5~15% 大きな強度を示す.

ii) 溶接短柱の板の強度と角管柱の板の強度を比較すると、角管柱の方が多少高めの強度分布を示す.

iii) 単一板と同様、降伏点応力による無次元強度の差は、ほとんど認められない. ただし、変動係数は単一板に比べてかなり低くおさえられている.

iv) 正方形断面柱の板の平均強度特性は、単一板の強度特性の板として扱い、単一板と同等に考えてよい.

自由突出のねじれ局部屈曲を対象とした十字断面柱および、長方形断面柱については、紙面の都合によりここでは省略する.

	Single Plate ($\alpha \geq 1$)			Square Box		
	N	M	S	N	M	S
Von Karman	122	0.783	0.093	52	0.758	0.069
	340	0.882	0.175	224	0.950	0.189
Lind	166	0.895	0.114	83	0.882	0.084
	340	0.938	0.156	224	0.936	0.161
Winter	246	0.968	0.110	130	0.962	0.096
	340	0.982	0.147	224	1.023	0.147
Möller	243	0.888	0.105	125	0.896	0.096
	340	0.933	0.156	224	0.985	0.165
Usami	213	1.006	0.130	110	1.000	0.093
	340	1.010	0.154	224	1.042	0.138

4. 各種設計曲線との比較

(1) 有効幅による提案曲線

一軸圧縮による板の最大強度は、a) von Kármánによる有効幅の概念を用いて求めた有効幅式、b)板の有限変位解析により初期不整を考慮した板の最大強度式、c)多数の実験値をもとに求めた実験式など多くの研究者により提案されてきている. 以下に、本研究で収録した実験値との比較に用いる設計曲線を簡単に紹介する. 式 (3) は、von Kármánによって提案された最大荷重時の有効幅 (be) 式であり、同時に最大平均圧縮応力 (σ_{cr}) 式を与えている.

$$\sigma_{cr} / \sigma_y = b_e / b = \sqrt{\sigma_e / \sigma_y} = 1 / \bar{\lambda} \quad \dots\dots (3)$$

ここに、be は最大荷重時の有効幅である.

Winter^{33), 34)} は、von Kármánの式を冷間加工材を用いた実験結果から次式のように修正した.

$$\sigma_{cr} / \sigma_y = b_e / b = 1 / \bar{\lambda} \cdot (1 - 0.25 / \bar{\lambda}) \quad \dots\dots (4)$$

この式は、1946 年~1968 年の AISC の冷間加工材の基準に用いられ、1968 年には、それまでの実験結果などから、より実際の値として、式 (4) の中の係数を 0.25 から 0.22 に改訂している.

また、Lind³⁵⁾らは、冷間加工材の N=336 の板の実験結果を収集し、そのデータ解析から、次式を与えている.

$$\sigma_{cr} / \sigma_y = b_e / b = 0.86 / \bar{\lambda} \quad \dots\dots (5)$$

さらに、Möller⁴⁵⁾らおよび Faulkner⁴⁶⁾は、それぞれ式 (6) と式 (7) を提案している.

$$\sigma_{cr} / \sigma_y = 1 / \bar{\lambda} \cdot (1 - 0.148 / \bar{\lambda}^2) \quad \dots\dots (6)$$

$$\sigma_{cr} / \sigma_y = 1 / \bar{\lambda} \cdot (1.05 - 0.277 / \bar{\lambda}) \quad \dots\dots (7)$$

また、Dwightは、平均圧縮残留応力 σ_{rc} を入れた式として次式を提案している.

$$\sigma_{cr} / \sigma_y = 1 / \bar{\lambda} \cdot (0.85 - \sigma_{rc} / \sigma_y) \quad \dots\dots (8)$$

宇佐美・福本²³⁾らは、短柱試験結果から、高張力鋼の板の強度式を次式で与えている.

$$\sigma_{cr} / \sigma_y = 0.75 / \bar{\lambda} \quad \dots\dots (9)$$

また、三上⁵⁷⁾は、次式を提案している.

$$\sigma_{cr} / \sigma_y = 0.638 / \bar{\lambda}^{0.7} \quad \dots\dots (10)$$

以上の式 (3) ~ (10) の内代表的な強度曲線と実験データとの比の統計値を供試体形状別に示したのが

Table 4である。ただし、式 (4) のWinterの式は、式中の係数として、0.25の代わりに0.22を用いている。Table 4のうち、上段は、 $\bar{\lambda} > \bar{\lambda}_0$ の範囲の実験データに対しての統計値であり、下段はすべての実験データを対象としたときの統計値である。なお、それぞれの式の限界幅厚比 ($\sigma_{cr}/\sigma_y = 1$ と交わる点) 以内の基準式は、すべて $\sigma_{cr}/\sigma_y = 1.0$ としている。

von Kármánの基準式は、実験データの上限に位置しているため、実験値との比の平均値は、最も小さな値を示している。限界幅厚比を超える範囲で実験値とよい一致を示すのは、宇佐美・福本らの曲線である。なお、限界幅厚比 $\bar{\lambda}_0$ は、各基準曲線により異なり、それぞれ von Kármán, Lind, Winter, Möller, Faulkner, 宇佐美・福本で $\bar{\lambda}_0 = 1.0, 0.86, 0.67, 0.68, 0.53, 0.75$ である。

変動係数 ω については、Faulkner は、単純支持板に対して、 $0.26 \leq \bar{\lambda} \leq 1.32$ の範囲では、 $\omega = 0.05$ 、 $\alpha > 1.32$ の範囲では、 $\omega = 0.38 \bar{\lambda}$ としている。Fig. 4 の図の下部に示した正方形断面の変動係数は、 $\bar{\lambda} = 0.4 \sim 1.5$ の範囲で $\omega = 0.049 \sim 0.101$ であり、Faulkner の値は、下限値に近い。

(2) 各国の基準曲線

各国の無補剛鋼板の設計基準曲線（案を含む）と実験データを比較し、各国の基準曲線が大きく異なっていることを示す。ここでは、実験強度と基準曲線との関係をより明確にするため、実験データを残留応力の有無によって2つに分類し、それぞれについて基準強度曲線と比較した。比較した5つの基準設計曲線⁵⁸⁾は

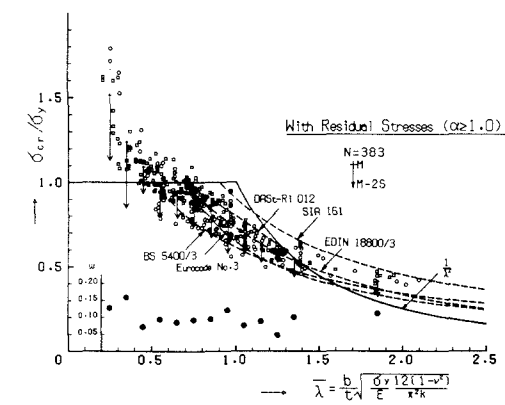


Fig. 5 (a) Test Results with Residual Stress and Various Design Curves

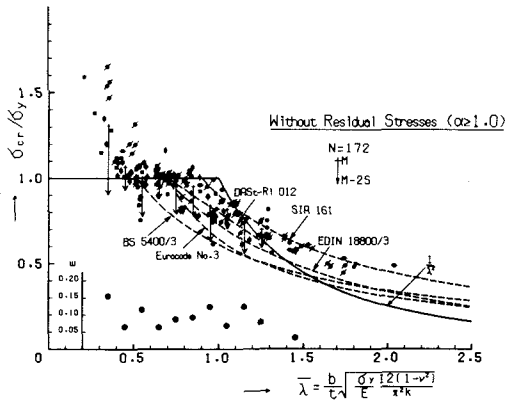


Fig. 5 (b) Test Results without Residual Stress and Various Design Curves

Table 5 Comparison of Test Results with Various Design Curves

	With Residual Stress				Without Residual Stress				$\bar{\lambda}_0$
	N	M	S	ω	N	M	S	ω	
Eurocode No.3 (draft, 1983)	249	1.104	0.132	0.119	104	1.269	0.166	0.131	0.70
	383	1.089	0.155	0.143	172	1.196	0.192	0.161	
DAST-Ri012	248	0.964	0.164	0.170	104	1.102	0.181	0.164	0.70
	383	0.998	0.179	0.179	172	1.095	0.179	0.164	
EDIN 18800/3	252	1.000	0.103	0.103	106	1.139	0.123	0.108	0.69
	383	1.022	0.142	0.139	172	1.119	0.148	0.132	
BS 5400/3	321	1.152	0.117	0.102	136	1.280	0.160	0.125	0.52
	383	1.156	0.135	0.117	172	1.257	0.172	0.137	
SIA 161	156	0.813	0.079	0.097	70	0.941	0.087	0.092	0.90
	383	0.914	0.170	0.186	172	0.999	0.146	0.146	

ヨーロッパの統一コードを目指すEurocode No. 3 (1983年draft), 西ドイツのEDIN 18800/3とDAST-Ri012, 英国のBS5400/3 そしてスイスのSIA 161である。

Fig. 5 (a)で、残留応力のある実験データと5つの基準曲線を比較している。同じく、Fig. 5 (b)で残留応力のない実験データと基準曲線を比較している。実験データと各設計基準曲線との比の統計値をTable 5に示す。Table 5は、Table 4と同じく上段は、 $\bar{\lambda} > \bar{\lambda}_0$ の範囲の実験データに対する統計値であり、下段はすべての実験データを対象とした時の統計値である。表中には、各基準曲線の限界幅厚比 $\bar{\lambda}_0$ の値も示してある。Fig. 5 及びTable 5 からわかるように、BS5400/3 は、 $\bar{\lambda} < 1.2$ 程度までは5つの曲線の中で最も低い強度を示し、かつ残留応力のある実験データのほぼ下限をとらえている。

DAST-Ri012, EDIN 18800/3 及びEurocode No. 3 は、ほぼ同じ限界幅厚比 (約 $\bar{\lambda}_0 = 0.7$) を持つが、 $\bar{\lambda}$ が大きくなるに従って、DAST-Ri012, EDIN 18800/3, Eurocode No. 3 の順に低い強度曲線となっており、真ん中のEDIN 18800/3 がほぼ残留応力ありの実験データの平均値を示している。オイラー曲線との交点も同じ順であり、DAST-Ri012 だけは、オイラー曲線との交点より大きな $\bar{\lambda}$ に対しては、オイラー曲線を採用している。他の基準曲線は、後座屈強度を期待して、大きな $\bar{\lambda}$ の範囲ではオイラー曲線より高い強度に位置する。スイスのSIA 161は、全範囲の $\bar{\lambda}$ に対して実験データの上限のところに位置している。

図表では取り上げなかったが、日本の道路橋示方書の規定では、限界幅厚比は0.7で、DAST-Ri012 などと同じであるが、限界幅厚比より大きな $\bar{\lambda}$ に対しては、オイラー曲線の1/2をとっており、ここで比較した5つの基準曲線に比べるとはるかに安全側になっている。

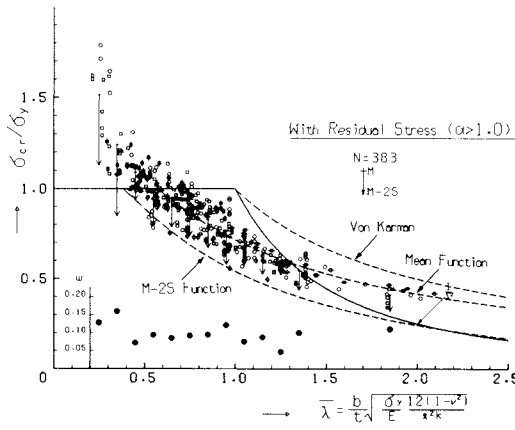
5. 実証的に見た鋼板の強度

(1) はじめに

4. までに、鋼板の強度特性を実験データを用いて実証的に検討してきた。ここでは、鋼板の圧縮強度に対する新しい分類わけと最大強度曲線式を提案する。なお、分類わけとしては、現在までに、最も強度特性に大きな影響を与えることがわかった残留応力の有無によって分類することが妥当であろう。また、以後では十字断面柱と $\alpha < 1$ の板に対しては、実験データが十分でないため検討から除く。

(2) 残留応力のある鋼板の強度

Table 6 Comparison between Test Results and Proposed Curve (W)



				Exp)a/ Eq. (11)			
				N	M	S	ω
Single Plates	Simply	W M	○	106	1.009	0.097	0.096
		W H	⊖	6	0.996	0.077	0.077
	Clamped	W M	⊕	48	0.935	0.083	0.088
Welded Boxes	D M		□	79	1.002	0.096	0.095
	D H		⊞	31	1.038	0.059	0.056
Tubes		D M	⊕	19	1.105	0.067	0.060
Total				289	1.004	0.097	0.096

Fig. 6 Test Results and Proposed Design Curves 'with residual stresses' (W)

Fig. 6 に示したのが残留応力のある板の実験供試体N=383 の結果をプロットしたものである。図中の記号の意味は、Table 6 に示す。残留応力のある板としたのは、単一板の場合は、両側に溶接ビードをおいたものであり、正方形断面柱の場合は、as-weld の供試体である。

鋼柱と鋼はりの場合は、形状パラメータが $\bar{\lambda}=1.0 \sim 1.2$ 程度で、分散は、ピークを示していたが、鋼板の場合は、Fig. 6 の 2S を意味する矢印の長さからわかるように、 $\bar{\lambda}=0.2 \sim 0.4$ で大きな値を示す他は、多少ばらつきはあるが、ほぼ $\bar{\lambda}$ の全域にわたって等分散を仮定してよいようである。そこで、Fig. 6 の実験データを用いて、式 (2) と同じ関数形を用いて、最小二乗法により非線型回帰分析を行った。その結果、実験データの平均値を表わす式として次式がえられた。

$$\text{平均値} \begin{cases} \sigma_{cr} / \sigma_y &= 0.968 / \bar{\lambda} - 0.286 / \bar{\lambda}^2 + 0.0338 / \bar{\lambda}^3 & \bar{\lambda} \geq 0.571 \\ \sigma_{cr} / \sigma_y &= 1 & \bar{\lambda} < 0.571 \end{cases} \dots\dots (11)$$

条件付き標準偏差は、 $S=0.0871$ であった。Fig. 6 には、平均値関数である式 (11) と式 (11) から 2 倍の標準偏差を差し引いた M-2S 関数を示してある。また、Table 6 には、断面形状、支持条件および鋼種別に、実験データと式 (11) との比の統計値を示す。ただし、Table 6 は、 $\bar{\lambda} \geq \bar{\lambda}_0 = 0.571$ の範囲の実験データだけを対象にしている。 $\bar{\lambda} < \bar{\lambda}_0$ の鋼板については、鋼材のひずみ硬化域の応力-ひずみ曲線による強度の増加が認められるが、理想弾塑性材料とみなした $\sigma_{cr} / \sigma_y = 1.0$ を考える。

Table 6 と Fig. 6 よりわかるように、 $\bar{\lambda} \geq \bar{\lambda}_0$ の範囲では、単一板の固定支持の実験データを除いて、式 (11) は、実験データの平均値としてよい適合を示している。また、M-2S 関数は、実験データの下限をほぼとらえているといえる。M-2S 曲線の限界幅厚比は $\bar{\lambda}_0 = 0.389$ であり、この値も $\sigma_{cr} / \sigma_y = 1$ 付近にばらつく実験データの下限をおさえている。なお、小松・北田⁵⁾により提案された設計曲線は、式 (10) の平均値曲線と M-2S 曲線の中間に位置している。

(3) 残留応力のない鋼板の強度

Fig. 7 に示したのが、残留応力のない板の供試体N=172 の結果をプロットしたものである。単一板の場合は、as-cutting または焼鈍したもので、正方形溶接断面柱の場合は焼鈍したものであり、ほぼ残留応力がない、または、非常に小さいと考えられる供試体である。

残留応力のある鋼板の強度の場合と同様に、等分散を仮定した非線型回帰分析を行った結果、次式の平均値関数がえられた。

$$\text{平均値} \begin{cases} \sigma_{cr} / \sigma_y &= 1.133 / \bar{\lambda} - 0.384 / \bar{\lambda}^2 + 0.0468 / \bar{\lambda}^3 & \bar{\lambda} \geq 0.658 \\ \sigma_{cr} / \sigma_y &= 1 & \bar{\lambda} < 0.658 \end{cases} \dots\dots (12)$$

Table 7 Comparison between Test Results and Proposed Curve W/O

			Exp)a/ Eq. (12)			
			N	M	S	ω
Single Plates	Simply	A M ●	23	0.997	0.107	0.107
		A H ◆	6	0.989	0.053	0.053
		C M ◆	46	1.036	0.087	0.084
	Clamped	C M ◆	17	0.975	0.093	0.095
Welded Boxes		A M ■	13	1.036	0.075	0.073
		A H ■	1	1.123	--	--
Tubes		A M ◆	4	1.148	0.079	0.069
Total			110	1.021	0.094	0.093

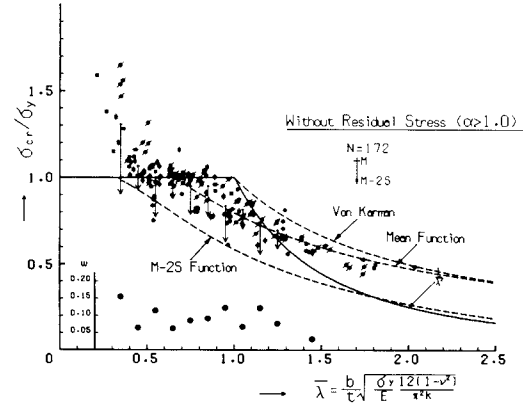


Fig. 7 Test Results and Proposed Design Curves 'without residual stresses' W/O

条件付き標準偏差は、 $S=0.104$ であった。Fig. 7に、この平均値関数と平均値関数から2倍の標準偏差を差し引いた曲線を示す。残留応力のある板の場合と同様、求められた式の適用範囲は、 $\bar{\lambda} \geq \bar{\lambda}_0 = 0.658$ とする。Table 7に、供試体形状、支持条件、鋼種の別に、式(12)の平均値関数と実験データとの比の統計値を示す。平均値関数は、 $\bar{\lambda}$ が大きくなると、von Kármánの式に漸近する。また、M-2S関数は、かなり安全側に実験データの下限をおさえている。実験データのばらつきは、残留応力のある板より大きい。これは、一般に焼鈍することにより初期変形が大きくなるためと考えられる。Table 7からわかるように、式(12)の平均値関数は、実験データの多い条件のものに対しては、その挙動をうまく説明している。

(4) 初期不整量と強度特性

(2)では、残留応力のある鋼板ということで一括して実験データを扱っているが、Fig. 1(b)に示すようにその大きさはかなりばらついている。また、初期変形も残留応力と同様、実験データの中では、少数しかその値が測定されていないため、強度との関係を定量的には把握できない。以下では、大きな初期不整量を持っている供試体について、強度との関係を検討する。

初期変形— 強度と初期変形との関係を見るためFig. 6の実験データのなかで、 $b/250$ (b =板幅)以上の初期変形が測定されている供試体の実験結果 $N=52$ をプロットしたのが、Fig. 8である。Fig. 8には、比較のため破線で残留応力のある実験データの平均値関数である式(11)を示してある。Fig. 8に示した $\bar{\lambda} \geq \bar{\lambda}_0 = 0.571$ の範囲の実験データと式(11)との比の統計値は、 $M=0.964$ 、 $S=0.0634$ であり、実験データは、式(10)の平均値関数より比較的下側にばらついている。

同様のことを、Fig. 7の残留応力のない板について行くと実験データと式(11)との比の統計値は、 $N=39$ 、 $M=0.959$ 、 $S=0.0755$ であり、残留応力のある板の場合と同様、平均値関数より下側でばらついている実験データが多い。Fig. 7で、M-2S曲線に近接または下回る実験データは、この初期変形量が大きな供試体の結果であることがわかった。

残留応力— Fig. 6のなかで、 $\sigma_{rc}/\sigma_y \geq 0.4$ の供試体を取り出し検討を行ったが、実験データが $N=25$ と少なく、かつ $\bar{\lambda}_0$ 付近にかたまっているため、平均値関数との比の統計値も $M=0.994$ 、 $S=0.0994$ となり、強度特性に与える影響は、明確ではなかった。なお、 $\sigma_{rc}/\sigma_y > 0.4$ と $w_0/b > 1/250$ を同時に満たす供試体は収録したなかにはなかった。

以上で見たように、初期変形量の最大強度に与える影響は無視できず、初期変形の許容公差を定めることの有効性を実証したが、初期変形量の大きな供試体の結果も、ほぼM-2Sによっておさえられること、初期変形量の大きな実験データの数が全体の数に比べて小さく、かつ強度を安全側に評価することになるため、初期変形量の大きなデータも含めて解析している。ちなみに、Fig. 6に示したデータの中から $w_0/b > 1/250$ または $\sigma_{rc}/\sigma_y > 0.4$ の範囲にはいるとわかっている実験データを除いた実験データ $N=306$ で回帰分析を行うと次式がえられた。

$$\sigma_{cr}/\sigma_y = 1.023/\bar{\lambda} - 0.339/\bar{\lambda}^2 + 0.0458/\bar{\lambda}^3 \quad \dots\dots (13)$$

条件付き標準偏差は、 $S=0.0864$ となる。式(13)は、式(11)に比べわずかに高い強度を示すが、その差は、ほとんどない。

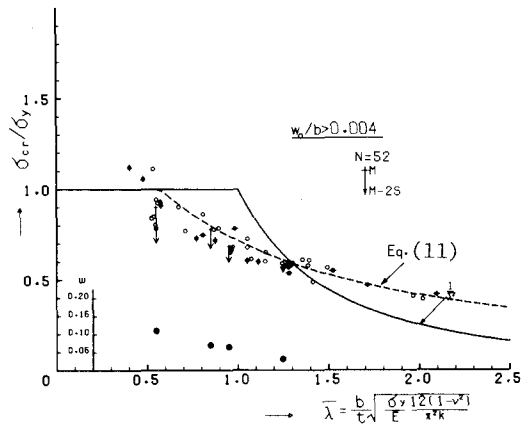


Fig. 8 Effect of Initial Out-of-Flatness
'with residual stresses' (M)

6. 結論

本研究によりえられた主な結論は、次のようである。

- 1) 鋼板の一軸圧縮の座屈実験データを収集し、データベース化を行い、実験値の評価、統計処理を通じて鋼板の圧縮強度の実体を明らかにすることができた。
- 2) 実験供試体の断面形状による強度特性を比較し、単一板と正方形断面柱の実験結果は、平均値強度は同等に扱えることを明らかにした。
- 3) 鋼板の製作方法、鋼種などによる強度特性を比較し、残留応力の有無により、鋼板を分類して強度曲線を求めるのがよいことを示し、それぞれについて平均値関数と、データの下限を示すM-2S曲線を提案した。
- 4) 残留応力を除去した鋼板の強度のばらつきは、as-weldの鋼材の場合より大きい。
- 5) 初期不整量と強度特性の関連について検討し、初期変形量が大きな供試体では、強度が下がる傾向を実証的に明らかにし、初期変形量の許容公差を定めることの有効性を明らかにした。
- 6) 高張力鋼板の限界幅厚より小さな範囲での実験データが少なく、また、初期不整量、荷重-平均ひずみなどのすべての測定値の整った実験データも非常に少ない。今後の検討課題といえよう。

なお、データベースは、名古屋大学大型計算機センターM-200, M-382 を利用し、補完的にフロッピーディスクの互換システムを作成し、パソコンPC-9801をも利用した。また、本研究の遂行にあたり、文部省の科学研究費補助金「研究物成果刊行費」（データベース）と日本学術振興会国際共同研究事業費を受けたことを付記する。最後に、本実験データベースに収録のため貴重なデータを引用させていただいた内外の研究者各位に厚く感謝する次第である。

参考文献

- 1) Dwight, J. B. and Harrison, J. D. : Local Buckling Problem in Steel Columns, BWRA, November 1962.
- 2) Fujita, Y. and Yoshida, K. : Plastic Design in Steel Structures (4th report), JSNAJ, No. 115, 1964 (in Japanese).
- 3) Kato, B., Fukuchi, T., and Nunoya, T. : Buckling Test of Simply Supported Plates, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting of AIJ, Sept., 1965, p. 305.
- 4) Nishino, F., Ueda, Y., and Tall, L. : Experimental Investigation of the Buckling of Plates with Residual Stresses, ASTM Special Technical Publication No. 419, Test Methods for Compression Members, August 1967, pp. 13-30.
- 5) Yoshiki, M., and Fujita, Y. : Deformation of Plastic Buckling Load for Axially Compressed Plate from Experimental Data, ASTM Special Technical Publication No. 419, Test Methods for Compression Members, August 1967, pp. 47-59.
- 6) Dwight, J. B. and Ractliffe, A. T. : The Strength of Thin Plates in Compression, Symposium at University College of Swansea School of Engineering 11-14, September 1967.
- 7) Robert, Sir Gilbert : Forth Road Bridge, part 2 — Design, Institution of Civil Engineers, 1967, pp. 11-83.
- 8) Yokoo, Y., Sakamoto, J., Miyamura, A. and Watanabe, M. : Inelastic Behavior of High Strength Steel Plates Members, Trans. of AIJ, Oct., 1967 p. 467 (in Japanese).
- 9) Uchiyama, K., Suzuya, J., Ando, H., and Miyamoto, T. : Study on Buckling Strength of Steel Plates, Preprint of Annual Meeting, AIJ, Oct., 1967 p. 436 (in Japanese).
- 10) Tanaka, H., Takanashi, K., and Sumita, T. : Study on the Width to Thickness Ratios of Compression Elements in Plastic Hinges (6), Trans. of AIJ, No. 136, June 1967, pp. 8-14 (in Japanese).
- 11) Dwight, J. B., Chin, T. K., and Ractliffe, A. T. : Local Buckling of Thin-walled Columns. Part 1. Effect of Locked-in Welding Stresses, CIRIA Research Report, No. 12, May 1968.
- 12) Fukumoto, Y., and Ito, Y. : Flange Local Buckling of Plate Girders, Trans. of JSCE, No. 160, Dec. 1968, pp. 27-38 (in Japanese).

- 13) Nishino, F., Tall, L., and Okumura, T.: Residual Stress and Torsional Buckling Strength of H and Cruciform Columns. Trans. of JSCE, No. 160, Dec. 1968, pp. 75-87.
- 14) Dwight, J. B. and Moxham K. E.: Welded Steel Plates in Compression. The Structural Engineer, No. 2, Vol. 47, February, 1969.
- 15) Moxham K. E.: Buckling Tests on Individual Welded Steel Plates in Compression. Cambridge University Engineering Department, C-Struct/TR 2, 1971.
- 16) Little, G. H., and Dwight, J. B.: Compressive Tests on Plates with Transverse Welds. Cambridge University Engineering Department, C-Struct/TR 31, 1972.
- 17) Hasegawa, A.: Local Buckling Strength of Steel Members Under Axial Force, Bending and Shear. Doctoral Thesis Presented to Tokyo University, December, 1973 (in Japanese).
- 18) Ingvarsson, L.: Welded Box Columns of High Strength Steel. The Department of Building Statics and Structural Engineering, The Royal Institute of Technology, Bulletin No. 120, Stockholm Sweden, 1977.
- 19) Jungbluth, Q., Unger, B., and Friemann, H.: Untersuchung der Tragfähigkeit von Stahlkonstruktionen mit ebenen, scheibenartig beanspruchten Blechen mittels wirklichkeitsnaher Grossversuche, Teilfeld 1.1 'Unausgesteifte Blechfelder' Aus dem DAST-Gemeinschaftsprogramm PLATTENBEULVERSUCHE, Nr. 15/78.
- 20) Fischer, M.: Ermittlung der Traglastkurven von einachsiger gedrückten Rechteckplatten aus Baustahl der Seitenverhältnisse $\alpha \leq 1$ mit Hilfe von Versuchen (Teil I), Der Stahlbau 8/1978, pp. 239-247.
- 21) Kato, B., Akiyama, H., and Kitazawa, S.: Deformation Characteristics of Box-shaped Steel Members Influenced by Local Buckling. Trans. of AIJ, June 1978, pp. 71-76 (in Japanese).
- 22) Bradfield, C. D.: Tests on Single Plates under In-plane Compression with Controlled Residual Stresses and Initial Out-of-flatness. Cambridge University Engineering Department, D-Struct/TR 78, 1979.
- 23) Usami, T., Fukumoto, Y., and Aoki, T.: Interaction Strength Between Local and Overall Buckling of Welded Box Columns. Proc. of JSCE, No. 308, April, 1981, pp. 47-58 (in Japanese).
- 24) Kusama, H.: Cyclic Deformation Behavior of Thin-Walled Structural Members. Dissertation, Presented to Nagoya University, 1985.
- 25) Usami, T., and Fukumoto, Y.: Local and Overall Buckling Tests of Compression Members and An Analysis Based on the Effective Width Concept. Proc. of JSCE, No. 326, Oct., 1982, pp. 41-50 (in Japanese).
- 26) Fukumoto, Y., and Kusama, H.: Cyclic Behavior of Thin-Walled Box Stub-Columns and Beams. Proc. of the Third International Colloquium on Stability of Metal Structures, Paris, Nov., 1983, pp. 211-218.
- 27) Washio, K. and Ishihama, I.: Local Instability of 'Lipped Channel' and 'Rectangular-Tube' Section and Their Equivalent Widths (Part I), Trans. of AIJ, No. 139, Sept. 1967, pp. 33-43.
- 28) Kato, B. and Nishiyama, I.: Local Buckling Strength and Deformation Capacity of Cold-Formed Steel Rectangular Hollow Section. Trans. of AIJ, No. 294, August 1980, pp. 45-51.
- 29) McDermott, J. F.: Local Plastic Buckling of A514 Steel Members. Proc. of ASCE, ST9, Sept. 1969, pp. 1837-1850.
- 30) Hill, H. N.: Chart for Critical Compressive Stress of Plate Rectangular Plates. NACA Technical Note No. 773, 1940.
- 31) Gerard, G. and Brecher, H.: Handbook of Structural Stability, Part I - Buckling of Flat Plates. NACA Technical No. 3781, 1957.
- 32) Timoshenko, S. P. and Gere, J. M.: Theory of Elastic Stability, Second Edition, McGraw-Hill Book Company, 1961.
- 33) Winter, G.: Strength of Thin Steel Compression Flanges. Transactions ASCE, Vol. 112, 1947, pp. 527-576.
- 34) Winter, G.: Commentary on the 1968 Edition of the Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. 1968ed.
- 35) Lind, N. C., Ravindra, M. K. and Gerald, S.: Empirical Effective Width Formula. Proc. ASCE, Vol. 107, No. ST9, Sept. 1976, pp. 1741-1757.
- 36) Pride, R. A. and Meimerl, G. J.: Post Buckling of Simply Supported Compressed Plates. NACA

Technical Note No. 1817, 1949.

- 37) Stowell, E. Z. : Compressive Strength of Flanges, NACA Report No. 1029, 1951.
- 38) Gerard, G. : Handbook of Structural Stability, Part IV - Failure of Plates and Composite Elements, NACA Technical Note No. 3784, 1957.
- 39) Little, G. H. : Local and Overall Buckling of Square Box Columns, CUED/C-Struct/TR 56, 1976.
- 40) 福本秀士, 伊藤義人 : 鋼構造部材の耐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, 1981年8月, pp. 59~72.
- 41) 福本秀士, 伊藤義人 : 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, 土木学会論文報告集, 第335号, 1983年7月, pp. 59~68.
- 42) 福本秀士, 伊藤義人 : 座屈実験データベースによる鋼はりの横ねじれ基準強度に関する実証的研究, 土木学会論文報告, 第341号, 1984年1月, pp. 137~146.
- 43) 高梨晃一 : 中低層鉄骨建物の耐震設計法, V章9. 局部座屈に関する既往の研究, 技報堂出版, 1978年, pp. 392~401.
- 44) European Recommendations for Steel Construction, R5. Plastic Collapse Design of Steel Structures, The Construction Press, p. 73.
- 45) Möller, H. D. und Donat, R. : Tragverhalten von geschweissten I- und Kastenträgern mit breiten Druckgurten, IABSE, Eight Congress Final Report, Sept. 1968, pp. 285~297.
- 46) Faulkner, D. : A Review of Effective Plating for Use in the Analysis of Stiffened Plating in Bending and Compression, Journal of Ship Research, March 1975, 19, No. 1, pp. 1~17.
- 47) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, 昭和55年2月.
- 48) 岡村宏一, 吉田公憲 : 圧縮を受ける長方形鋼材の終局強度, 土木学会論文報告集, 第206号, 1972年, 10月, pp. 1~11.
- 49) Watanabe, E. : Postbuckling Analysis of Rectangular Panels with Flange Behaving Elasto-Plastically, Proc. of JSCE, No. 220, December, 1973, pp. 117~130.
- 50) 小松定夫, 北田俊行, 宮崎清司 : 残留応力および初期たわみを有する圧縮板の弾塑性解析, 土木学会論文報告集, 第244号, 1975年12月.
- 51) 小松定夫, 北田俊行 : 初期不整を有する圧縮板の極限強度特性に関する研究, 土木学会論文報告集, 第270号, 1978年2月.
- 52) 小松定夫, 北田俊行 : 初期不整を含む自由突出圧縮鋼板の極限強度特性について, 土木学会論文報告集, 第314号, 1981年10月.
- 53) Anslin, R. and Massonnet, Ch. : New Test on Steel I Beam-Columns in Mild Steel Subjected to Thrust and Biaxial Bending, Beitrag in "Festschrift Otto Jungbluth - 60 Jahre".
- 54) Fujita, Y. : On the Behavior of Welded Structures with Imperfections, US-Japan Seminar, Inelastic Instability of Steel Structures and Structural Elements, 25-29 May, 1981.
- 55) Ueda, Y. : Compressive Ultimate Strength of Plates and Stiffened Plates in Welded Structures, US-Japan Seminar, Inelastic Instability of Steel Structures and Structural Elements, 25-29 May, 1981.
- 56) 長谷川, 宇佐美勉 : 鋼板要素の座屈後における有効幅理論と設計への適用, 土木学会論文報告集, 第315号, 1981年11月, pp. 157~160.
- 57) 三上市蔵, 堂垣正博, 米沢博 : 補剛圧縮板実験の調査と強度簡易算定法の評価, 土木学会論文報告集ノート, 第315号, 1981年11月, pp. 157~160.
- 58) Sedlacek, G. : Vergleich der Beulnachweise nach den Vorschriften Eurocode 3, DAST-Ri 012, EDIN 18800/3, BS 5400 T3, SIA 161, Lehrstuhl für Stahlbau, RWTH Aachen, 1984.
- 59) Fukumoto, Y. and Itoh, Y. : Basic Compressive Strength of Steel Plates from Test Data, Proc. of JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 1, No. 1, JSCE, April 1984, pp. 91S~101S.
- 60) 中井博, 北田俊行, 酒造敏廣 : 圧縮を受ける薄肉箱形短柱の終局強度特性と終局強度算定法に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 31A, 1985年3月, pp. 65~77.
- 61) Kato, B. and Lee, M. J. : Column Strength of Cold-Formed Square and Circular Hollow Section Members, Journal of Structural Engineering, Vol. 31B, 1985, 3, pp. 135~142.
- 62) Key, P. W. and Hancock, G. J. : An Experimental Investigation of the Column Behavior of Cold Formed Square Hollow Sections, Research Report No. R493, University of Sydney, June 1985.
- 63) Nielsen, J. Aa., Johnsen, F. and Gimsing, N. J. : TRYKKEDE PLAEFELTERS BÆREEVNE, Rapport NR R122, Technical University of Denmark, 1980.

(1985年10月18日受付)