

多角形断面鋼柱の局部座屈に関する実験的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE LOCAL BUCKLING STRENGTH OF STEEL POLYGONAL SECTION STUB COLUMNS

右田 泰弘*・青木 徹彦**・福本 哲士***

By Yasuhiro MIGITA, Tetsuhiko AOKI and Yuhshi FUKUMOTO

Thin-walled hollow steel columns with box or circular sections have been popularly used hitherto. In recent years, polygonal section columns have been increasingly used for point of aesthetic reasons, especially in cities or in the suburbs of cities. However, few studies have been reported on the stability of steel polygonal section columns.

The purpose of this paper is to experimentally investigate local buckling strength of cold-formed steel polygonal section columns with rectangular, pentagonal, hexagonal, heptagonal and octagonal sections. Based on the tests, an empirical design formula is presented to predict the local buckling strength of steel polygonal section columns.

Keywords : steel columns, polygonal section, local buckling strength

1. 緒 言

薄板で構成される土木、建築の鋼構造部材の断面は閉断面の場合、機能性、経済性から、箱形が円形が主であったが、価値観の多様化に伴い、特に都市内およびその周辺部では、景観上からコーナー一部に曲面を有する箱形断面が採用され、また箱形や円形断面以外の断面形状の採用も検討されるようになった。

このような社会的要請に応え、本報は箱形断面と円形断面の中間に位置する多角形断面鋼柱の安全性、特にその局部座屈強度について、実験的に検討したものである。

多角形断面鋼柱の安全性についての研究は非常に少なく、設計基準が不十分である現状から、その座屈強度、変形特性、初期たわみ、残留応力などについての基礎資料の蓄積が必要である。

また、従来圧縮部材を構成している板要素は降伏点までは局部座屈が生じないことを前提に設計されていたが1980年改訂のわが国の道路橋示方書¹⁾において、構成板

要素の局部座屈を許した形での許容応力度を採用しており、多角形断面鋼柱についても局部座屈に関する資料が設計上重要になる。

多角形断面鋼柱の座屈強度に関する研究には、Bulson²⁾の実験的研究、Avent・Robinson³⁾、Kurt・Johnson⁴⁾の理論的研究や八角形断面鋼柱に関する小瀬古・青木・福本⁵⁾の実験的理論的研究がある。Bulsonは4～40角形断面について圧縮試験を行い、多角形断面の座屈強度を同一断面積の円形断面の座屈強度で表わされるとし、18角形までは多角形の角数に比例してその座屈強度が増加し、18角形以上の断面については、円形断面として座屈強度を評価できるとしている。しかし、この実験は幅厚比が56～790と非常に薄い平板で構成された多角形断面の弾性座屈が対象であり、幅厚比が小さく、非弾性座屈を生じるような断面は取り扱っていない。Avent・Robinsonは完全な多角形断面の座屈解析を行い、Kurt・Johnsonは断面形状の不整を直線として座屈解析を行っている。これらは、いずれも Wittig⁶⁾の理論に基づく弾性座屈解析である。小瀬古・青木・福本は断面の半分を曲げ加工し、これを溶接して組み立てた正八角形と偏平八角形断面鋼部材の初期たわみ、残留応力を測定し、短柱の圧縮試験を行って、その結果を有限帶板要素法による非弾性固有值解析結果と比較し、八角形断面

* 正会員 工修 九州東海大学助教授 工学部土木工学科
(〒862 熊本市大江町渡鹿223)

** 正会員 工博 愛知工業大学教授 工学部土木工学科
(〒470-03 豊田市八草町八千草1247)

*** 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科
(〒565 吹田市山田丘2-1)

鋼柱の局部座屈特性を述べるとともに、設計上有用な資料を示している。

また、中井ら⁷⁾はコーナー部に曲面をもつ鋼製橋脚の応力解析を行っており、北田ら⁸⁾は薄肉長円形断面の耐荷力を実験的に研究している。

本研究では、部材の角数を正四、五、六、七、八角に拡張して、これらの局部座屈強度特性を調べる。また、多角形断面鋼柱の初期変形、残留応力の分布を測定した例も少ないので、これらを測定し、今後の研究、設計の基礎資料の1つとして示すものである。

座屈強度を支配するパラメーターは、支持条件、アスペクト比、板パネルの幅厚比、辺数、柱の長さ、材質、初期不整などであるが、本研究では、これらのうち板パネルの幅厚比と辺数を変えて短柱の圧縮試験を行い、局部座屈強度特性の変化を調べた。

2. 実験内容

(1) 供試体の製作

供試体は、Fig. 1に示すように正四、五、六、七、八角形断面とし、正四、六角形断面は各3本、正五角形断面は2本、正七角形断面は1本、正八角形断面は5本、計14本を板厚4.5 mmのSS 41材で製作した。供試体の諸元をTable 1に示す。供試体は長さ2300 mmの板を断面の半分の形に曲げ加工し、これをFig. 1(a)に示す位置で半自動溶接で組み立て、長さ1500 mmと800 mmに切断し、1500 mmの部分を圧縮試験用供試体として用い、残り800 mmの部分は素材試験および残留応力測定に用いた。また、曲げ加工供試体との比較のため、全隅角部を溶接した正八角形断面の供試体1本を製作した。Fig. 1(b)に示すように、供試体の両端面から150 mmのところにt=6 mmのダイヤフラムを入れ、ダイヤフ

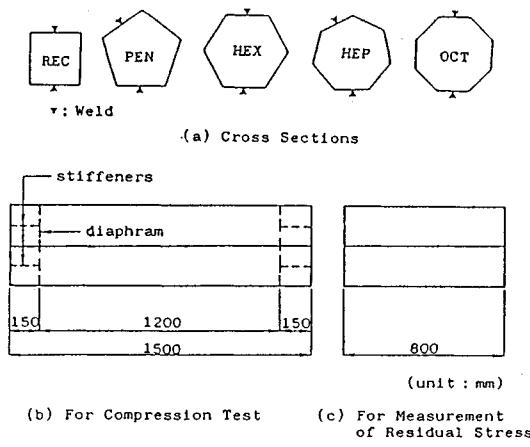


Fig. 1 Cross-Sectional Shapes and Length of Test Specimen.

Table 1 Nominal Dimensions of Test Specimens (Length = 1500 mm).

Number of Sides	Name of Specimen	Width of a panel b (cm)	Thickness t (mm)	Sectional Area A (cm ²)	Width-Thickness Ratio b/t	Width-Thickness Parameter R
4	REC20	20	4.50	36.0	44.4	0.79
	REC25	25	4.50	45.0	55.6	0.99
	REC30	30	4.50	54.0	66.7	1.19
5	PEN24	24	4.50	54.0	53.3	0.95
	PEN24-1	24	4.50	54.0	53.3	0.95
6	HEX20	20	4.50	54.0	44.4	0.79
	HEX25	25	4.50	67.5	55.6	0.99
	HEX30	30	4.50	81.0	66.7	1.19
7	HEP17	17.1	4.50	54.0	38.1	0.68
8	OCT15	15	4.50	54.0	33.3	0.59
	OCT20	20	4.50	72.0	44.4	0.79
	OCT25	25	4.50	90.0	55.6	0.99
	OCT30	30	4.50	108.0	66.7	1.19
	※ OCT15-2	15	4.50	54.0	33.3	0.59

※: All corners are welded.

(1 kgf/cm² = 0.098 MPa)

ラムと端面の間には、t=6 mmの補剛材を75~100 mm間に配置して、この部分が座屈しないように配慮した。供試体番号は断面形を示す英文名の頭三文字につづいて一边の長さを付して表わした。たとえば、OCT 15は八角形断面で一边の長さが150 mmを表わす。

(2) 素材試験、初期変形の測定、残留応力の測定

JIS 5号試験片を製作し、引張試験を行って、材料定数を求めた。

初期変形は、供試体の両端のダイヤフラム間を長さ方向に12等分する点に角パイプに固定したダイヤルゲージを当てて測定した。別の角パイプ(断面寸法=80×80×2 mm)の画面を測定し、平均値を求めて基準値とした。供試体の断面の各周の方向にはダイヤフラムとの交線上の辺長に応じて5~7分割し、直線からのずれを測定しておく。このように板パネルの4隅を基準点とし、ねじれを無視した平面を基準面として板の初期変形を求める。初期変形の測定状況をPhoto 1に示した。

残留応力は、供試体の長さの中央位置で各板パネルの表裏に、104~228枚のひずみゲージを貼付し、機械的切断法で残留ひずみを測定して求めた。また、溶接部、隅角部および板パネル中央部では周方向の残留応力も測定した。残留応力の測定状況をPhoto 2に示す。

(3) 圧縮試験

供試体の両端面は、載荷時の平面を保つため、入念に研磨し、10 mm厚の板ガラスで平面性をチェックした。実験条件は中心軸圧縮、両端固定平押しとした。残留応

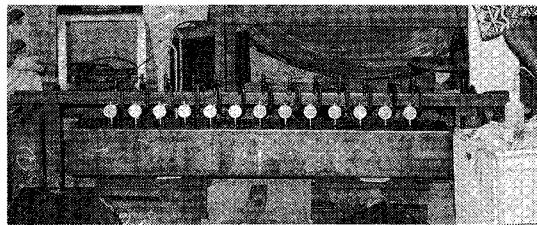


Photo 1 Measurement of Initial Deformation.



Photo 2 Measurement of Residual Stresses.

力測定の結果、溶接された板パネルに柱軸方向に引張りの、その隣りの板パネルに圧縮の残留応力が生じていることがわかったので、これに基づいて溶接された板パネルとそれから最も遠い位置にある板パネルに4~6枚、溶接された板パネルの隣りの板パネルに15~23枚の塑性ゲージを貼付し、荷重-ひずみ関係を求めた。また、各供試体の隅角部4か所の軸方向変位を1/100 mmのダイヤルゲージで測定した。載荷時に荷重が均等に加わるように、全断面降伏荷重の1/5~1/10程度の荷重を加え、部材両端部に貼付したゲージの読みのばらつきが全体の平均の5%以内になるように、下端面に設置した2枚の斜円板で微調整を繰り返した。試験状況をPhoto 3に示す。使用した試験機は愛知工業大学所有の600 t耐圧試験機である。

3. 実験結果と考察

(1) 素材試験、および初期変形測定結果

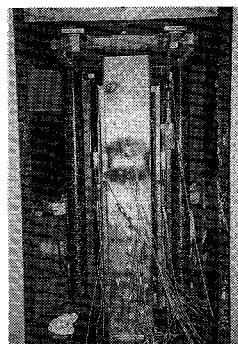


Photo 3 Stub Column Test.

JIS 5号試験片の引張試験の結果、平均値として降伏点応力 $\sigma_y = 2952 \text{ kgf/cm}^2 (289 \text{ MPa})$ 、弾性係数 $E = 2.19 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 (214,620 \text{ MPa})$ 、ポアソン比 $\nu = 0.25$ 、伸び率32%を得た。

初期変形の測定結果の一例として、OCT 20の初期変形をFig. 2に示す。Fig. 2(a)は溶接面で、凹凸のやや複雑な形状を示している。Fig. 2(b)は溶接のない面で変形形状は滑らかである。他の供試体についても同様な傾向がみられた。Fig. 3は部材中央断面での変形を拡大して描いたものである。どの断面も溶接面で凹または凸の大きな変形を生じている。一般にはキャンバーをつけなければ、溶接面では凹みが生じるから、凸の変形は上げ越しオーバーであったと思われる。最大たわみは、PEN 24, OCT 15を除いて溶接線上に現われており、その最大値は $b/71$ (b : 一辺長、4.24 mm, OCT 30), また、各面の最大値の平均値は $b/196$ (1.12 mm) で、これは長手方向の初期変形の測定間隔 (1200 mm) の1/1000程度となっている。Fig. 4は各面の初期たわみの最大値のヒストグラムを示すものである。道路橋示方書の製作基準 ($b/150$) を越える最大値が32%程度含まれるがこれらのほとんどは、溶接線近傍の局部的な凹凸である。柱軸方向の初期たわみをフーリエ級数により近似し、その係数を最小二乗法で求めた結果、第1項の影響が最も大きく、柱軸方向の初期たわみは正弦波の半波形が主成分といえる。

(2) 残留応力の測定結果

残留応力測定結果の一例として、Fig. 5にOCT 15の残留応力分布を示した。溶接部では降伏点応力に相当する引張りの残留応力が生じている。曲げ加工しているため、隅角部では残留応力は内側と外側で著しい差が生じ

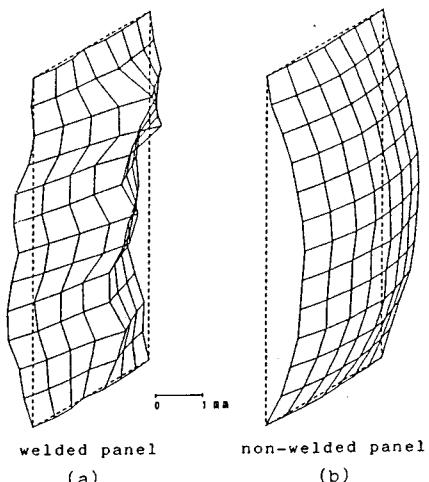


Fig. 2 Examples of Initial Deformation (OCT20).

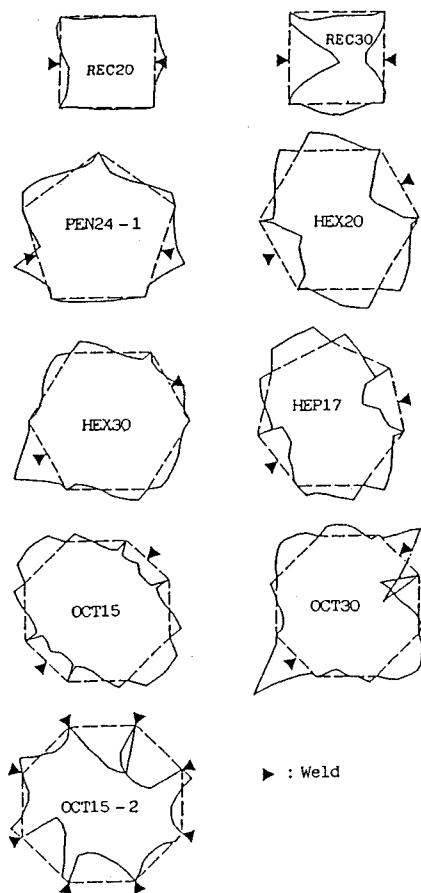


Fig. 3 Initial Deformations of Cross Section at mid-height of Test Specimens.

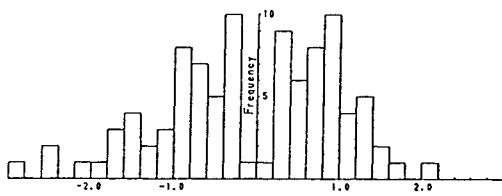


Fig. 4 Histogram of Maximum Initial Deflection.

ている。このように曲げ加工して製作する場合の隅角部の残留応力分布については、曲げ半径との関係も含めた理論的、実験的研究^{9)~11)}があるが、隅角部の局所的な問題であることや、板中央部で生じる局部座屈に注目しているために、本供試体では板内外の平均値で表わすこととする。Fig. 6には、実線で残留応力の実測値を、破線で溶接部の降伏点に達している残留応力の範囲を若干調整して自己平衡状態としたときの残留応力分布を示している。他の供試体もこの調整は同程度あるいはそれ以下で

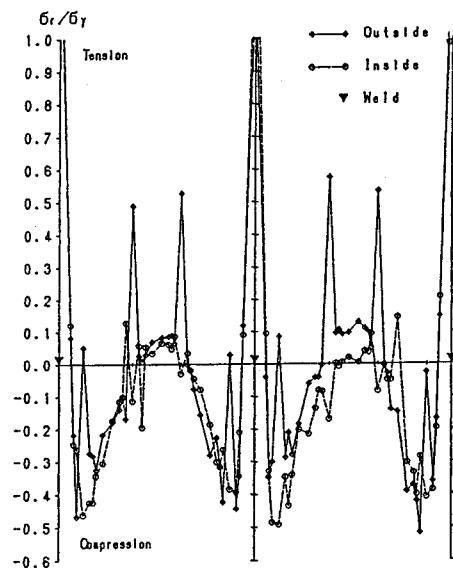


Fig. 5 Residual Stress Distribution (OCT15).

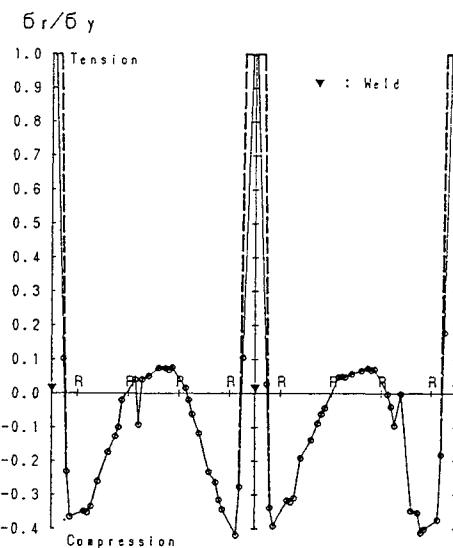


Fig. 6 Residual Stress Distribution after Self-balance Adjustment (Brocken Line), (OCT15).

あり、実測値は自己平衡状態に近い状態であることがわかる。

Fig. 7は残留応力の測定結果を断面の溶接部で切断して展開して示した図で、各図の両端部が溶接位置となっている。圧縮残留応力は $0.22\sigma_y$ (HEX 30)～ $0.45\sigma_y$ (HEP17)の間に、引張り残留応力は $0.04\sigma_y$ (OCT25)～ $0.17\sigma_y$ (HEX 25)の間に分布している。Fig. 7(a), (b), (c)は溶接線間に隅角部がそれぞれ2, 3, 4個ある場合を示している。Fig. 7から残留応力の分布形状は溶接線

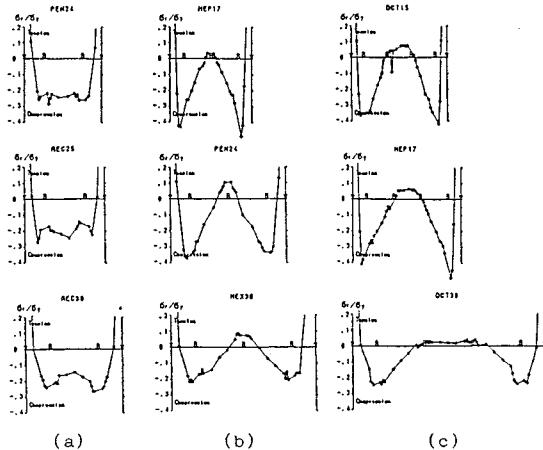


Fig. 7 Residual Stress Distributions.

間の隅角部の個数によって大別でき、Fig. 8 のようにモデル化できる。また、Fig. 7 から 2 本の溶接線間の隅角部の数が等しい場合は、溶接線間の距離が長くなるにつれて残留応力の最大値は小さくなる傾向を示している。五角形では同図の(a), (b)の組合せ分布形となる。よって図(b)の最大残留応力のある板要素が早く降伏するものと考えられる。

周方向の残留応力の測定結果の一例を OCT 15 について Fig. 9 に示す。一部を除き内側で圧縮、外側で引張りの残留応力分布であり、その値は溶接部で 0.2~0.5 σ_y (圧縮)、その他の部分では圧縮および引張りとも 0.15~0.2 σ_y 程度である。

全隅角部を溶接して製作した供試体 (OCT 15-2) の残留応力分布はよく知られているような両端に降伏点応

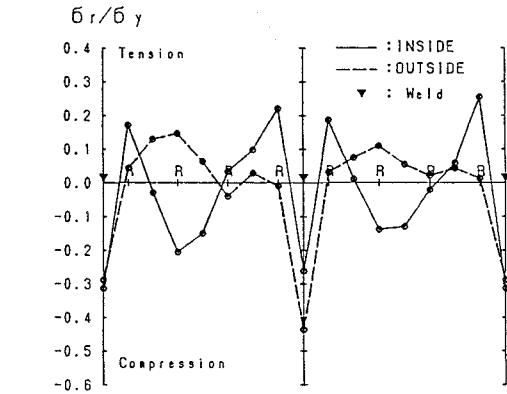


Fig. 9 Residual Stress Distribution in Peripheral Direction (OCT15).

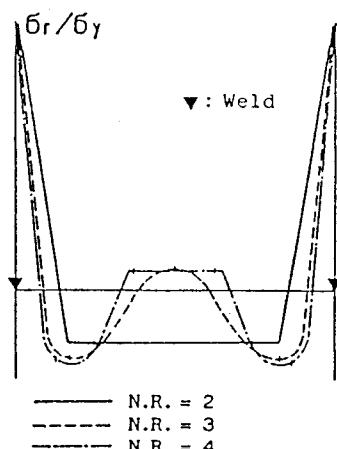
力に相当する引張りの、中央部で圧縮の残留応力がある分布となり、圧縮残留応力の大きさが降伏点応力の 70% に達する板パネルも認められた。

(3) 圧縮試験結果

a) 座屈変形およびひずみ分布

Photo 4 に各角形断面の最大荷重後の座屈変形形状を示す。偶数角形では凹凸がほぼ同一断面上に各面で交互に生じ、奇数角形では凹凸がやや斜め方向に生じた。いずれの場合も隅角部は板の変形が大きくなると、それに追従して変形を生じ、特に六、八角形断面ではいわゆるダイヤモンド形変形に近い変形を生じた (Photo 4(c), (e) 参照)。

Fig. 10(a) は供試体 OCT 20 の一面中央の長手方向の一直線上に設けたひずみゲージ (No. 33~51) の測定結果を荷重段階ごとに示した図である。他の供試体についても同じであるが、はじめに同程度であったひずみ量が、



N.R. = Number of Corners between the Adjacent Weld Lines

Fig. 8 Model of Residual Stress Distribution.

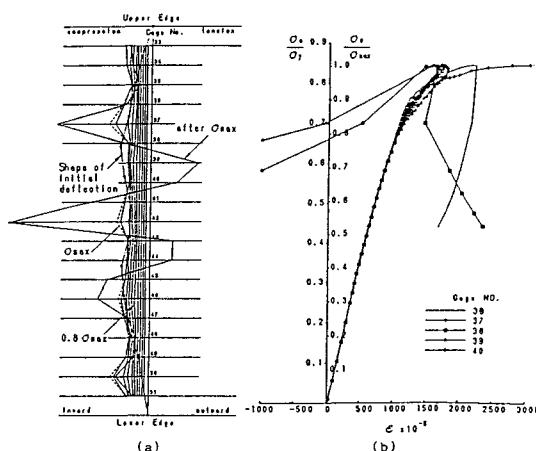


Fig. 10 Stress Variations (OCT20).

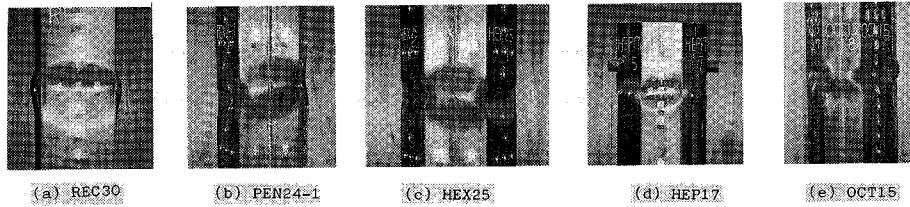


Photo 4 Typical Buckling Modes.

最高荷重の80%付近から板の局部座屈変形に対応して波状に不均一になり、その波の1つが成長する過程をよく表わしている。Fig. 10(b)は同じ供試体のゲージNo. 36~40の値を応力に対して示したものである。応力が小さい間はこれらのひずみは同じ値であり、一様に荷重が作用していることを表わしている。Fig. 10(a)でひずみの不均一が生じた時点(0.8 σ_{max} 付近)に対応してFig. 10(b)において非線形性が現われることもわかる。Fig. 11はOCT 15 ($b/t=32.7$)~OCT 30 ($b/t=65.7$)の平均応力とダイヤルゲージで測定した軸方向変位から求められる平均ひずみとの関係を示すもので、 b/t の増大による $\sigma-\epsilon$ 曲線の変化の様子を示したものである。各曲線は $\sigma_m/\sigma_y=0.6$ あたりまでは直線形で一致しており、また最大強度に至る直前までよく一致した曲線であるが、最大強度に至ると急速に強度低下を引き起こし除荷域に入っている。

b) 最大応力

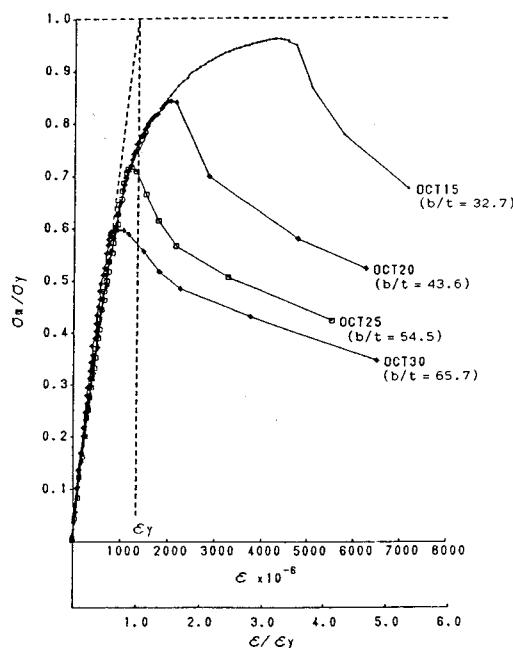


Fig. 11 Examples of Axial Compression Test Results.

圧縮試験により得られた最大応力 σ_{max} を降伏点応力 σ_y で無次元化した値 σ_{max}/σ_y と幅厚比パラメーター R との関係を求めるときFig. 12のようになる。実験データの詳細をTable 2に示す。OCT 15-2は曲げ加工ではなく、全隅角部を溶接して組み立てた供試体であるが、その強度はOCT 15と差がみられなかった。これは、両者の構成板要素の幅厚比パラメーター R が0.64と小さく、最大強度が降伏強度近くに至っており、残留応力等の影響が現われなかつたためと思われる。

Fig. 12にはEulerの座屈曲線、道路橋示方書(JSHB)の基準耐荷力曲線もあわせて示している。道路橋示方書の基準耐荷力曲線は、 $R=0.65$ 付近を除いて全般的に実験値よりかなり小さい値である。

ここで得られた σ_{max}/σ_y と R との関係式から、本実験の基準耐荷力式として式(1)が定められる。

$$\begin{cases} \sigma_{max}/\sigma_y = 1.0 & (R \leq 0.586) \\ \sigma_{max}/\sigma_y = 1.34 - 0.58R & (R > 0.586) \end{cases} \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$R = \sqrt{\sigma_y/\sigma_{cr}} \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$\sigma_{cr} = k \frac{E\pi^2}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 7.69 \times \left(\frac{t}{b}\right)^2 \times 10^6 \quad \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 σ_{cr} は板の弾性座屈応力、 k は座屈係数で、 $k=4.0$ とした。降伏点応力 σ_y 、弾性係数 E 、ポアソン比 ν には素材試験結果を用いた。また、板幅 b は四~八角形

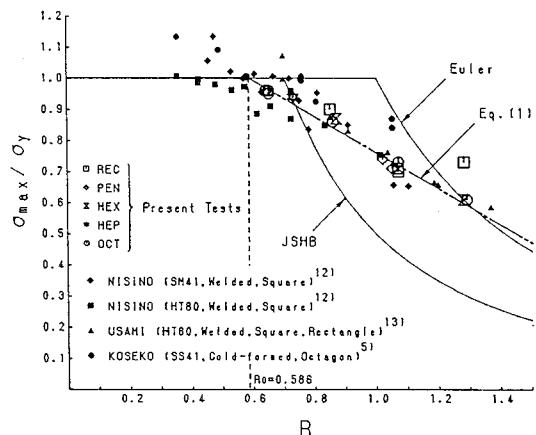


Fig. 12 Experimental Maximum Strengths.

Table 2 Measured Cross-Sectional Properties and Maximum Strength due to Compression Tests.

Number of Sides	Name of Specimen	Width of a panel b (mm)	Thickness t (mm)	Sectional Area A (cm^2)	Width-Thickness Ratio b/t	Width-Thickness Parameter R	σ_{max} (kgf/cm^2)	σ_{max}/σ_y
4	REC20	195.9	4.52	34.82	43.3	0.85	2666	0.90
	REC25	244.8	4.49	43.37	54.5	1.07	2055	0.70
	REC30	295.1	4.51	52.73	65.4	1.28	2166	0.73
5	PEN24	236.7	4.53	53.14	52.2	1.02	2174	0.74
	PEN24-1	238.0	4.44	52.54	53.6	1.05	2108	0.71
6	HEX20	198.4	4.49	53.11	44.2	0.87	2566	0.87
	HEX25	246.0	4.51	66.23	54.5	1.07	2103	0.71
	HEX30	295.4	4.54	80.05	65.1	1.28	1818	0.61
7	HEP17	167.1	4.50	52.40	37.1	0.73	2768	0.94
8	OCT15	147.0	4.50	52.66	32.7	0.64	2836	0.96
	OCT20	195.8	4.49	70.08	43.6	0.86	2549	0.86
	OCT25	264.3	4.52	88.77	54.5	1.07	2145	0.73
	OCT30	296.1	4.51	106.67	65.7	1.29	1790	0.61
	OCT15-2	148.3	4.50	53.36	33.0	0.65	2839	0.96

(1 kgf/cm² = 0.098 MPa)

断面の中央の幅である。

Fig. 12 には、西野ら¹²⁾、宇佐美ら¹³⁾の箱形断面鋼短柱の圧縮試験結果、および小瀬古ら⁵⁾の八角形断面鋼短柱の圧縮試験結果も示している。今回の実験結果はこれらのはば平均値である。また、式(1)まわりの実験データの標準偏差は $s=0.07$ である。

c) 最大応力と断面形状

Fig. 13 は最大応力と断面形状との関係を図示したものである。同図の実線は同一幅厚比パラメーター R を有する多角形断面部材の最大応力を結んだものであり、これより R の値が同じであれば断面形状(辺の数)によらず部材耐力はほぼ同じであるといえる。また、多角形断面部材の強度は構成板の局部座屈強度によって支配されているとみることができる。このことから本研究で用いたような薄内部材では板の非載荷辺の支持条件は各辺の折り曲がり角によらずほぼ一定とみなしえるものと思われる。したがって、Fig. 12 に示すように多角形断面部材

の最大応力の実験値を部材断面形状(角数)によらず各断面部材の構成板の R で整理しても式(1)の近傍にまとまった結果になったと考えられる。本研究では八角形断面の部材までしか実験を行っていないが、Fig. 13 より、角数が若干増えてもこの傾向は急には変わらないようと思われる。また、角数が無限に多くなると断面形状が円形断面に近づくが、このような断面では構成板の局部座屈以外にも板厚によっては断面変形座屈モードが現われることが予想される⁵⁾。この点については今後の研究課題となろう。Fig. 13 に示す破線は同一断面積($A_r=53 \text{ cm}^2$)を有する多角形断面部材の最大応力を結んだもので、八角形断面部材の強度が最も大きい。したがって本研究で用いたような薄内部材では八角形断面が最も有利と思われる。また、この曲線の傾きは八角形付近で水平に近づいており、さらに角数が増大しても強度増加はあまり期待できないことが予想される。美観上からは五、六、七角形断面の部材も考えられるが、强度と製作の容易さとも考え合わせると、八角形断面程度が多角形断面として最も实用性が高いと思われる。

Fig. 14 は最大応力と部材断面積との関係を示したものである。本研究で用いた供試体の板厚は $t=4.5 \text{ mm}$ で一定であるから、同一形状部材に関しては横軸の断面積は幅厚比パラメーター R に比例的に置き換えることができる。Fig. 13 に対応した断面積が一定($A_r=53 \text{ cm}^2$)のときの多角形断面部材の強度は Fig. 14 の破線上に示されている。

同一角数の部材ではいすれも断面積が大きくなると、構成板の R が大きくなるためほぼ直線的な強度低下がみられる。また、強度低下の割合は角数の増加とともに一様に変化し、八角形で最も緩やかである。五、七角形の奇数角形断面部材の強度は断面内の座屈変形モードが偶数角形断面部材のように辺長方向に沿って凹凸の変形が交互に連続的に生じることがないため、当初は若干の強度増があるものと予想されたが五角形(PEN)、七角

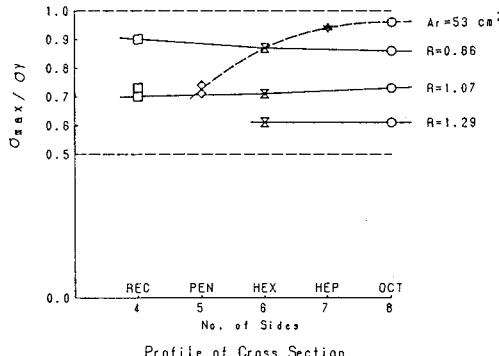


Fig. 13 Relations between Maximum Stress and Profile of Cross Section.

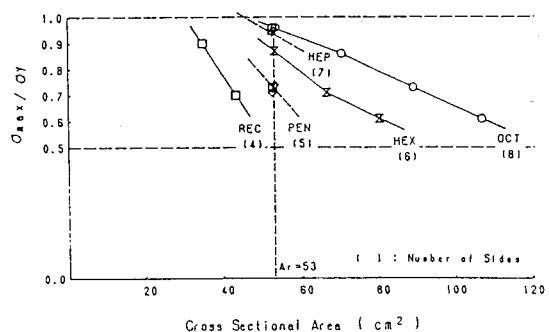


Fig. 14 Relations between Maximum Stress and Cross Sectional Areas.

(HEP) 部材の強度は偶数角形断面部材のほぼ中央に位置し、特別な強度増はみられなかった。

d) 最大荷重時の平均圧縮ひずみとひずみエネルギー

Fig. 16 は最大荷重時にダイヤルゲージで測定された軸方向変位より求めた平均圧縮ひずみ ε_u (Fig. 15 参照) を降伏ひずみ ε_y ($=1348 \times 10^{-6}$) で無次元化した値と R の関係を各供試体についてプロットしたものであり、図中の曲線（実線）は両者の関係を最小二乗法で近似したものである。断面の変形性状、変形能は部材の崩壊に至るまでの変形-荷重関係を知るうえで必要とされるが、図に示す $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ は局部座屈を伴う板要素の変形能を知るうえで重要な指標となる。

構造部材の耐荷力は、一般には最大応力で評価されるが、圧縮試験の平均的応力-ひずみ関係から計算したひずみエネルギーは、その部材のエネルギー吸収能力を表わすことから、部材の耐荷能力を評価するのに別の重要な指標である。ひずみエネルギーの評価については文献

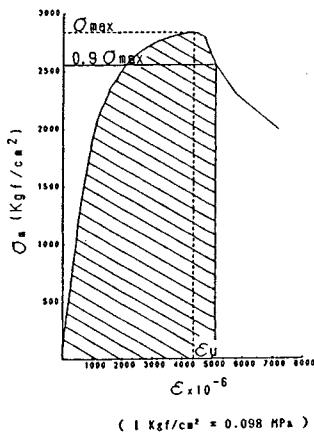


Fig. 15 Edge Strain and Strain Energy.

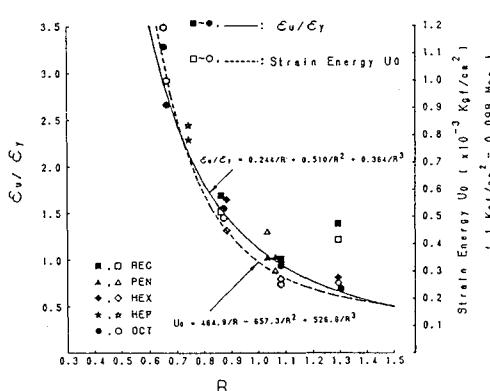


Fig. 16 Edge Strains at Maximum Stress and Strain Energies.

15), 16) などでいくつかの考え方が示されているが、ここでは以下に述べるようなひずみエネルギーを求める。すなわち、部材の圧縮試験より得られた平均応力と平均ひずみが Fig. 15 のように得られているとき、同図に示すように、最大応力 σ_{max} を過ぎてから $0.9\sigma_{max}$ までのひずみエネルギー (U_0) を求め、これを評価基準とする。 $0.9\sigma_{max}$ とした理由は特別にないが一応の目安とした。本実験結果に対して U_0 を図示すると Fig. 16 が得られた。同図に示した曲線（破線）は U_0 と R の関係を最小二乗法で求めたものである。Fig. 16 より、実験データに多少のばらつきは認められるが、明らかに幅厚比パラメータ R の大きさに伴って連続的にひずみエネルギーの減少がみられる。

また、実線の $\varepsilon_u/\varepsilon_y \sim R$ 曲線と破線の $U_0 \sim R$ 曲線とはほぼ一致した傾向を示しており、興味ある結果が得られている。

4. 結 論

近年土木構造物においても機能性、経済性一辺倒から美観的要素を加味した設計へと移行しつつあるが、公共性の強い土木構造物は、まず第一に安全でなければならない。今後構造形式が多様化するに伴い、多角形断面鋼柱も用いられることになると考えられるが、本研究はその安全性を確保するための基礎資料を提供するものである。

本実験で得られた結果は以下のように要約できる。

(1) 初期変形の最大値は $b/71$ (b : 板幅)，平均値は $b/196$ で、長さ方向には平均値で長さの $1/1000$ 程度であり、正弦波の半波形が主成分である。

(2) 残留応力の分布は、溶接線間にある隅角部の個数によって大別でき、その個数が同じであれば溶接線間の距離が長くなるほど残留応力の最大値は小さくなる傾向を示す。

(3) 圧縮の残留応力の最大値は $0.25\sigma_y \sim 0.45\sigma_y$ の範囲にあった。初期たわみ、残留応力等の初期不整と部材の座屈強度との関係については、本実験的研究では明らかにされていないが、これらの測定データは今後の数値解析的研究の入力データの一例として主要な基礎資料となろう。

(4) 耐荷力は、角数による顕著な差は認められず、構成板の幅厚比によって変化し、基準耐荷力式として式(1)が定められる。

(5) $\varepsilon_u/\varepsilon_y \sim R$ 曲線と $U_0 \sim R$ 曲線とはほぼ同じ曲線形状を示す関係が得られた。

本研究では、主に短柱の局部座屈に注目して実験を行った。柱部材の全体座屈あるいは局部座屈との連成座屈強度を正確に見積ることも重要な課題であるので、今

後これらについての研究が必要になろう。

謝 辞：本研究について、東海大学工学部 遠田良喜教授からは有益なご助言をいただき、また供試体製作には、株式会社エヌ・ティ・ティ・システムズ 坂本 啓氏、株式会社製作所 藤井重孝、角 直紹氏の協力を得た。実験、計測は愛知工業大学の永田技官と昭和 63 年度卒研生の全面的な協力によって行われた。ここに記して深甚なる感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説II（鋼橋編），丸善。
- 2) Bulson, P.S. : The strength of thin-wall tubes formed from flat elements, Int. J. Mech. Sci., Vol. 11, pp.613 ~620, 1969.
- 3) Avent, R.R. and Robinson, J.H. : Elastic stability of polygon folded plate columns, Proc. ASCE, Vol. 102, No. ST5, pp.1015~1029, May, 1976.
- 4) Kurt, C.E. and Johnson, R.C. : Cross-sectional imperfections and column stability, Proc. ASCE, Vol. 104, No. ST12, pp.1869~1883, Dec., 1978.
- 5) 小瀬古信博・青木徹彦・福本勝士：八角形断面鋼柱の局部座屈強度，土木学会論文報告集，第 330 号，pp.27~36, 1983 年 2 月。
- 6) Wittric, W.H. : A unified approach to the initial buckling of stiffened panels in compression, The Aeronautical Quarterly, Vol. 19, pp.265~283, Aug., 1968.
- 7) 中井 博ほか：半径 500 mm の曲面を持つ鋼製橋脚の設計・施工、橋梁と基礎, Vol. 21, No. 2, pp.17~22, 1987 年 2 月。
- 8) 北田俊行ほか：長円形断面を有する薄内部材の耐荷力に関する実験的研究、構造工学論文集, Vol. 35 A, pp. 135~144, 1989 年 3 月。
- 9) Karren, K.W. : Corner properties of cold-formed steel shapes, Proc. ASCE, Vol. 93, No. ST1, pp.401 ~432, Feb., 1967.
- 10) 加藤 勉・青木博文：電気抵抗溶接鋼管のひずみ履歴と残留応力－短柱の圧縮試験における見掛けの応力－ひずみ関係への影響について一，日本建築学会論文報告集，第 230 号，pp.43~51, 1975 年 4 月。
- 11) 青木徹彦・福本勝士：小口径電縫鋼管の統計的材料強度特性と残留応力分布の評価，土木学会論文報告集，第 314 号，pp.39~51, 1981 年 10 月。
- 12) 奥村敏恵・西野文雄・長谷川彰夫：箱型断面柱の局部座屈強度，土木学会論文報告集，第 205 号，pp.19~30, 1970 年 2 月。
- 13) 宇佐美勉・福本勝士・青木徹彦：溶接箱形断面柱の局部座屈と全体座屈の連成強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第 308 号，pp.47~58, 1981 年 4 月。
- 14) 伊藤義人・福本勝士：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、構造工学論文集, Vol. 32 A, pp.373~386, 1986 年 3 月。
- 15) 加藤 勉・福知保長：板要素の変形能力について，日本建築学会論文報告集，第 147 号，pp.19~25, 1968 年 5 月。
- 16) 秋山 宏：建築物の耐震極限設計，第 2 版，東京大学出版会，1987 年 9 月。

(1989.12.22・受付)