

八角形断面鋼柱の局部座屈強度

LOCAL BUCKLING STRENGTH OF STEEL COLUMNS WITH
OCTAGONAL CROSS-SECTION

小瀬古信博*・青木徹彦**・福本嘯士***

By Nobuhiro KOSEKO, Tetsuhiko AOKI and Yuhshi FUKUMOTO

1. 緒 言

送電線用鉄塔にはアングル材やパイプ部材より構成される立体トラス構造が従来から用いられている。社会の発達に伴って電力需要の増大化や建設用地、環境などの制約に対して、このようなトラス形式に代わる新しい構造形式として多角形断面鋼柱が安全性、経済性、美観などの観点から検討されるようになった。

しかしながら多角形断面鋼柱の耐荷力を扱った研究は少なく、設計の指針¹⁾も十分なものではない。大規模な塔状構造物に対して多角形断面鋼柱を単柱あるいはその連結柱として使用するためには、より明確な示方書の設定が必要である。そのためにはまず座屈強度、変形特性および初期不整量などの基礎的資料が蓄積されねばならない。

多角形断面鋼柱において断面を構成する辺数が増加するとパネルの幅厚比は減少する。その結果パネルの局部座屈強度は上昇する。しかし辺数が多くなると最終的には円形断面に漸近し、座屈モードも変化すると思われる。Bulson²⁾はこのような現象を実験的に検証している。またその研究においては、同一周長を有する円形断面部材と多角形断面部材の弾性局部座屈強度を等置することによって、多角形断面の辺数の限界値が求められている。しかしながら Bulson は非常に薄い平板（幅厚比 56~790）より構成された部材の弾性座屈のみを扱っており、幅厚比が小さく、降伏点近くで非弾性座屈を起こすような部材は対象としていない。多角形断面鋼柱のパネルの局部座屈および全体座屈を扱ったものとしては、完全な多角形に関する Avent, Robinson³⁾の研究、断面形状の不整を考慮した Kurt, Johnston⁵⁾の研究があ

る。これらの研究では Wittrick⁶⁾による軸力の効果を考慮した板パネルの非線形微分方程式をフーリエ級数により解いている。しかし弾性解析しか行われておらず、さらに断面形状が変形する座屈モードを扱っていない。吉田⁷⁾は 2 枚の平板で構成された折板構造が一樣圧縮を受ける場合の折れ角度による座屈係数の変化を調べている。そこでは有限帯板要素法による弾性固有値解析がなされ、10 度以下の折れ角に対して接合線の変位を伴う座屈モードが示されている。一方、多角形断面鋼柱の実験的研究はきわめて少なく、Currence⁸⁾および Fiss⁹⁾による曲げ試験が報告されているにすぎない。

本研究では多角形断面のうち最も実用的と思われる八角形断面を有する鋼柱について短柱の中心軸圧縮試験により局部座屈強度と変形特性を調べる。またこれらの供試体の残留応力分布および初期変形を測定する。材料試験としては引張試験および平板部、隅角部の圧縮試験を行う。任意の多角形断面について有限帯板要素法による非弾性固有値解析を行い、その座屈強度を検討する。この場合、座屈強度を規定するパラメーターは、1) 板パネルの幅厚比あるいは断面の径厚比、2) 辺数、3) 柱の長さ（アスペクト比、細長比）、4) 材質、5) 初期不整

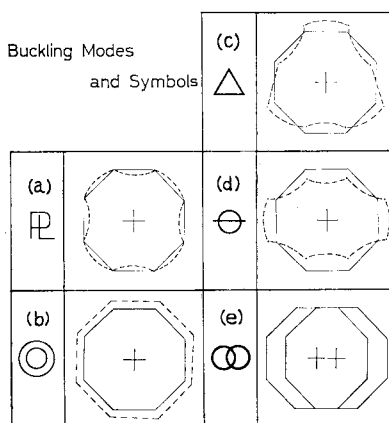


Fig. 1 Buckling Modes.

* 正会員 工修 愛知工業大学研究生 (前・名大大学院)

** 正会員 工博 愛知工業大学助教授 工学部土木工学科

*** 正会員 Ph.D. 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科

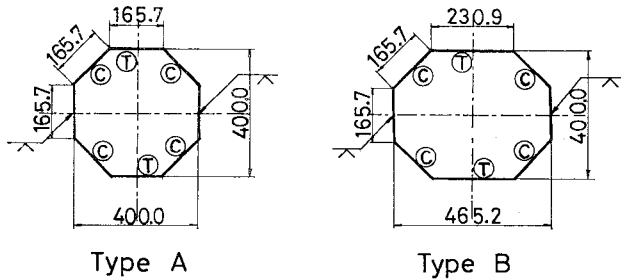


Fig. 2 Cross-Sectional Shapes.

などである。ここではおもに板パネルの幅厚比、アスペクト比および辺数を変化させて座屈強度の変化を調べる。本研究では多角形断面鋼柱を箱形断面と円形断面の鋼柱の中間に位置するものとしてとらえ、その座屈モードは Fig. 1 (a)~(e) に示すように主として、1) パネルの局部座屈 (a), 2) 軸対称変形座屈 (b), 3) 断面形状が変形する座屈 (c), (d), 4) 全体座屈 (e), の 4 種類を考える。

2. 実験内容

(1) 実験計画

供試体は Fig. 2 に示すような正八角形 (Type A) と偏平八角形 (Type B) の断面形を SS 41 材により製作した。断面寸法は正八角形の断面幅 D (相対するパネル間距離) が 400 mm となるように一辺の幅を決めた。また板厚は道路橋示方書²⁾における圧縮力を受ける両縁支持板の幅厚比制限値 ($b/t < 40$, b =パネル幅, t =板厚, SS 41 相当) を参考にし、正八角形の一辺の幅厚比が 40 前後となるように、4.5 mm, 6 mm, 9 mm の 3 種類を選んだ。また偏平八角形の長辺の幅は 230.9 mm とした。この値は断面幅 400 mm の正六角形の一辺の幅に相当する。断面諸量を Table 1 に示す。ちなみに橋梁の主要部材として使用される鋼管の径厚比 (D_0/t , D_0 =直径) は 100~200 程度であり、正八角形断面の径厚比を鋼管の D_0/t に準じて断面幅 D (内接円の直径) を板厚で除した値 D/t で定義すると、本供試体では 50~100

Table 1 Dimensions of Test Specimens.

Type	Thickness t (mm)	Width-Thickness Ratio : b/t	Diameter-Thickness Ratio : D/t	Length L (mm)	Slenderness Ratio : L/r
A45	4.5	36.8	88.9	2 000	13.83
A60	6	27.6	66.7	2 000	13.85
A90	9	18.4	44.4	2 000	13.90
B45	4.5	51.3*	103.0 ⁺	2 000	12.00 (13.32)
B60	6	38.5*	77.5 ⁺	2 000	12.01 (13.35)
B90	9	25.7*	51.7 ⁺	2 000	12.05 (13.40)

** : for Wide Panel, + : for Longer Axis, () : for Shorter Axis

となる。示方書^{2), 3)}の規定によれば、SS 41 級の鋼管が降伏点まで局部座屈を起こさないための最大径厚比は 100 とされている。

八角形の断面形状は以下のようにして製作した。まず、鋼板を八角形の隅角部の位置でプレス機械により 4 か所を折り曲げ、断面の半分を製作する。次にこれを 2 つ合わせて接合辺中央において半自動溶接により集成する。折り曲げ半径は内径 60 mm とし、溶接による落込みを見込んで溶接線部分が 1~2 mm 外側に出るよう加工する。そのために、溶接辺両端の折り曲げ角度を若干不足させた。全長 7 200 mm の原材を製作し、その中央部分において長さ 2 m の座屈実験用供試体を 3 体切り出した。正八角形を Type A, 偏平八角形を Type B とし、供試体名はこれに板厚を示す値を付加して A 90 (板厚 9 mm), B 45 (板厚 4.5 mm) などとした。また原材の両端から断面幅 400 mm の長さに相当する部分は材料試験用とし、これより中央寄りに長さ 200 mm の残留応力測定部を設けた。なお溶接部には断面寸法 6 × 32 mm の裏あて鋼板が付いている。さらに原材における各切断位置には横断面形状保持のために、裏あて鋼板間にステーが取り付けられている。板厚 4.5 mm の原材はロール材が使われている。

座屈実験における供試体本数は A 45, B 45, A 60 については各 2 体, B 60, A 90, B 90 では各 1 体ずつとした。また材料試験として JIS 14 B 号引張試験片をパネル直線部より切り出し、各板厚ごとに 4~6 本ずつ引張試験を行った。さらに圧縮試験片^{19) 2)}を部材の平板部、隅角部、溶接部より切り出し、各板厚ごとに 4~6 個ずつ試験した。本実験においては試験片端面の影響も考慮して、各板厚ともその高さを 50 mm とした。またその幅は平板部、隅角部の試験片では 30 mm, 溶接部では 40 mm とした。

(2) 実験方法

a) 材料試験

圧縮試験においては端面の拘束を少なくするために、試験片下端にテフロンシートを敷いた。試験片の四隅表裏に長さ 3 mm のひずみゲージを貼付し、2 枚の円板状のくさび (Beveled Bearing Plates) を微調整して、加圧板と試験片端部が平行となるようにした。応力-ひずみ関係は中央表裏に貼付した長さ 10 mm のひずみゲージの値の平均値より求める。

b) 残留応力分布の測定

残留応力の測定は切断法による。板の裏と表に鋼球を打ち込み、コンタクトゲージにより部材の軸方向残留ひずみを測定した。A 60, B 60 の供試体では切

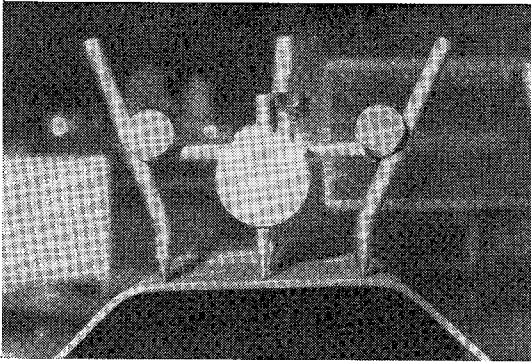


Photo 1 Measurement of Initial Deformation.

断幅の影響を調べるために、部材断面を細分割するたびに測定を行った。さらに、Fig. 2 に示すパネル ㉔、㉕の中央部の表側、裏側において、断面の周方向残留ひずみを測定するためのひずみゲージを貼付した。

c) 初期変形の測定

Photo 1 に示すように、平板部の面外初期変形および供試体両端の断面幅を測定した。また平板部、隅角部の柱軸方向の初期変形はその方向の 8 等分点上で測定し、部材両端を基準点とした。

d) 座屈実験

供試体の両端面は載荷時の平面性を保つために入念に研磨した。実験条件は中心軸圧縮、両端固定の平押しとした。両端のステーは断面形状保持のために取りはずさずに実験を行った。両端から断面幅の半分 (200 mm) だけ隔てた位置のパネル中央部と隅角部に各 1 枚ずつ一軸応力検定用の弾性ゲージを貼付した。供試体の中央断面においては、平板部に 1~5 枚、隅角部に 1 枚の塑性ゲージを貼付した。また供試体の中央 $l/3$ 区間 (l =全長) の平均縮み量を変位計により求めた。さらに中央断面の変形を測定するために、各隅角部およびパネル中央点にダイヤルゲージをセットした。

3. 実験結果と考察

(1) 材料試験結果

引張試験による平板部の静的降伏点応力度は約 3000 kg/cm^2 (294 MPa) 以上であったが、板厚 9 mm の試験片では約 14% 程度低い値を示している。平板部の圧縮試験では引張試験と同様の明瞭な降伏点が得られる。しかし隅角部や溶接部の試験片ではその応力-ひずみ曲線は緩やかな勾配を有しているため、0.2% の永久ひずみが残留する耐力を 0.2% 耐力とよび、この値を降伏点とした。圧縮試験から得られる平板部の降伏点は引張試験結果よりも、板厚が 4.5 mm の場合 5% 低く、6 mm、

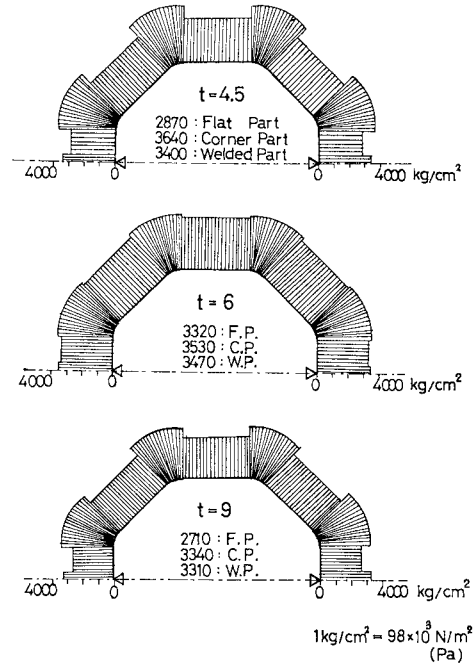


Fig. 3 Compression Coupon Test Results.

9 mm の場合 5% 高い値を与えている。また曲げ加工を受けている隅角部の降伏点は平板部の値よりも 6 mm の場合を除いて 25% 前後高くなっている。これらの圧縮試験結果を Fig. 3 に示す。

材料試験から得られた降伏点応力度を用いて供試体の全断面降伏荷重を求めると Table 2 のようになる。ここに P_y , P_y' はそれぞれ引張試験結果、圧縮試験結果 (Fig. 3) に基づく降伏点荷重である。また A 90, B 90, A 60-2 の供試体では中心軸圧縮試験結果からその 0.2% 耐力を読み取ることができた。よってこの値を \bar{P}_y として示す。Table 2 より以下のことがわかる。すなわち八角形断面柱から切り出した試験片の圧縮試験より求めた降伏点荷重 P_y' は、平板部から切り出した試験片の引張試験より求めた P_y よりも、板厚が 6 mm, 9 mm の場合にはそれぞれ 7%, 12% 程度高く得られるが、板厚 4.5 mm の場合にはその差は 1% 前後しかない。

一般に部材の全断面降伏荷重は、製作による材質の変化を受けていない部分から切り出した原材の引張試験より求められる。しかしここでは扱っている八角形断面のような冷間加工を受けた部材では、その加工による材料強度の上昇分を考慮することがある^{1),10)~14)}。本研究ではこのような強度上昇分を考慮し、圧縮試験結果から全断面降伏荷重を求めた。しかし板厚 6 mm, 9 mm の場合には座屈実験時の供試体の 0.2% 耐力 \bar{P}_y より 6~7% 程度高い値を与える結果となった。

(2) 残留応力分布の測定結果

軸方向残留ひずみのみから得られた残留応力分布の一例を Fig. 4 に示す。ここに、 R は隅角部、実線および破線はそれぞれ断面の外側および内側の測定結果を示す。A 60, B 60 の供試体では切断幅の影響を調べるために、部材断面を細分割するたびに解放ひずみの測定を行った。その結果本測定値は十分な精度を有していることが確認された。Fig. 4 より、曲げ加工を受けた隅角部ではその内側と外側で明瞭な残留応力の差が認められる。このような差は、円周方向の曲げ加工¹⁸⁾に伴う長さ方向のひずみが拘束されるために生ずる。最大圧縮残留応力は溶接辺両端の隅角部内側で生じ、局部的に降伏点の 80% 近くまで達している。さらにその位置における内外面の平均値は降伏点の約 50% である。長辺に生ずる引張残留応力の値(約 5%) が小さいために、偏平八角形 (Type B) と正八角形 (Type A) における残留応力分布の差はほとんど認められなかった。

これらの八角形断面の内外面の平均残留応力分布モデルを Fig. 5 に実線で示す。補剛板、箱形断面、溶接製作管の残留応力分布^{19), 20), 33), 35)} は従来多く測定されている。参考のために溶接製作管¹⁹⁾、箱形断面柱の例をあわせて示しておく。本実験において得られた結果はこれらの分布形よりもむしろ Fig. 6 のように、一本の溶接線を有する鋼管の結果²⁴⁾を重ね合わせて得られる分布形に類似している。

八角形断面部材の残留ひずみ測定値から残留応力を求める計算は、軸方向ひずみと断面の周方向ひずみとを考慮した平面応力問題として扱う必要があろう。また隅角部では厳密には円筒シェル理論に基づき³⁷⁾計算されるべきであろう。Fig. 2 に示すパネル ©, ㊦ の中央部で測定された周方向残留ひずみはいくぶんばらつきがみられたが、その平均値はパネル © の外側、内側でそれぞれ約 380×10^{-6} 、 440×10^{-6} 、パネル ㊦ の外側、内側でそれぞれ約 140×10^{-6} 、 480×10^{-6} であった。これらの値はいずれも引張ひずみであった。

Fig. 5 に示した分布モデルの軸方向最大圧縮量は $0.50 \epsilon_y$ (パネル ©)、軸方向最大引張量は $0.05 \epsilon_y$ (パネル ㊦) であった。これらのひずみは板厚方向に一定とみなし、また周方向残留ひずみは板の内部で直線分布すると仮定して、文献 37) に示された等価残留応力をパネル ©, ㊦ の中央部において求めた。その結果、パネル © の外側、内側の値はそれぞれ $-0.52 \sigma_y$ (圧縮)、 $-0.50 \sigma_y$ 、平均的には $-0.51 \sigma_y$ となった。またパネル ㊦ の外側、内側の値はそれぞれ $-0.01 \sigma_y$ 、 $0.07 \sigma_y$

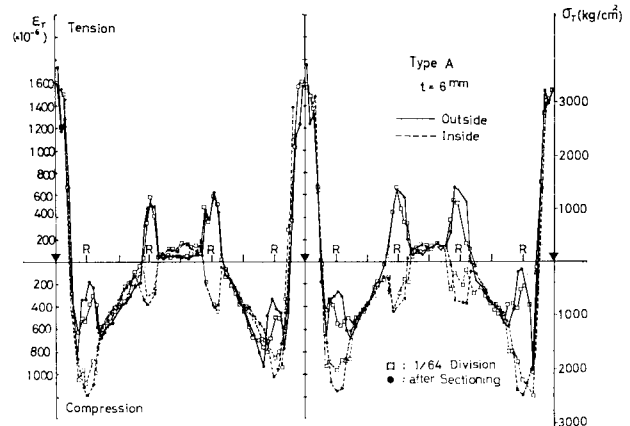


Fig. 4 Residual Stress Distributions.

(引張)、平均的には $0.03 \sigma_y$ となった。すなわち本測定結果をパネル中央点のみでみる限り、残留応力を 2 軸問題として扱った等価残留応力の値は、軸方向ひずみのみを考えた 1 軸問題としての残留応力の値にほぼ等しい結果を示している。したがって本研究においては、残留応力の概算値を知り、それによる座屈強度の基本的傾向を調べることを主目的としているので、簡単のために軸方向残留ひずみのみから残留応力を計算している。

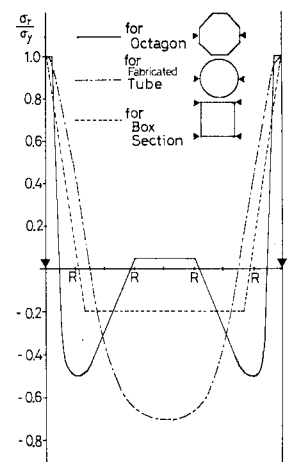


Fig. 5 Comparison of Typical Residual Stress Distribution Patterns.

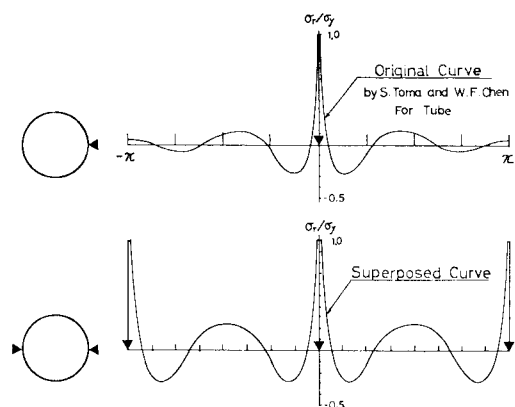


Fig. 6 Superposition of Residual Stress Distribution Curve for Tube.

(3) 初期変形の測定結果

平板部の幅は全供試体について短辺では約 120 mm、長辺では約 180 mm であった。これらの平板部および隅角部の面外変形の測定結果の一例 (A 60-2) を拡大して Fig. 7 に示す。柱軸方向のこれらの初期変形は正弦波の 1 半波形モードを有していた。また部材中央部に近づくにつれて溶接辺は落ち込み、その結果として溶接位置から最も遠い辺では外側に膨らんでいる。すなわち Fig. 7 に示すように部材中央断面は偏平化している。また隅角部においても平板部と同様の変形が生じていた。断面幅の不整量はその公称値に対して、供試体端部ではおもに溶接位置から 45 度の方向に 0.6~1.7% の増加または減少、中央部では溶接位置の方向に 1.0~2.1% の減少となっていた。

板としての最大初期変形量は、おもに溶接辺から最も遠い辺において発生し、各板厚とも 4~5 mm であった。この値は平板部の幅の約 1/25、その長さの約 1/400 である。

供試体は 2.(1) で述べたように曲げ加工と溶接により製作されているが、上述のように材料強度だけでなく残留応力、初期変形においても補剛板や他の溶接集成部材^{(23), (33)~(36)}とは異なる性質を示している。

(4) 座屈実験結果

a) 変形特性

板厚が 4.5 mm, 6 mm の供試体では板パネルの局部座屈 (半波長=15~20 cm) が現われ、板厚が 9 mm の供試体では断面形状が偏平化した (Photo 2 (a), (b))。

荷重を全断面積で除した平均応力と供試体中央部の平均軸ひずみとの関係を Fig. 8 に示す。ここに実線は中央断面の各隅角部に貼付したひずみ

ゲージの平均値、破線はダイヤルゲージによる供試体全体の平均軸縮みである。また、溶接から最も遠い辺の中央およびその両端の隅角部の変位量を Fig. 9 に示す。ここに、実線は平板部中央点、破線は隅角部の変位量を表わしている。最高荷重時に供試体中央断面で測定された面外変位の最大値はこの辺で発生した。Fig. 8, 9 における各供試体の挙動は以下のようであった。

供試体の局部座屈変形は B 60, A 90, B 90 を除き、すべて中央断面 (l/2 点) から離れた断面で発生した。このことは Fig. 8 において、最高荷重以降のひずみゲージ貼付位置のひずみが増加しなくなっていることからわかる。供試体 B 60 では中央断面付近で板パネルの局部座屈が観察された。しかし隅角部でも平板部と同量の変位が測定され、B 60 における局部座屈の発生断面は最高荷重付近でかなり複雑に変形している。供試体 A 90, B 90 に関しては、その上下約半分の区間にわたって断面形状が偏平化し、最終的に部材長さの 1/4 点付近で変形が最も大きくなった (Photo 2 (a), (b))。また、平板部では軸方向に多数の小さな座屈波 (半波長=18~22 cm) が生じていた。さらに、軸ひずみや面外変

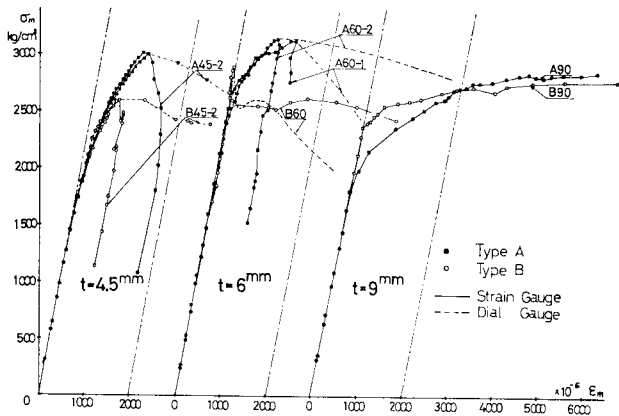


Fig. 8 Axial Compression Test Results.

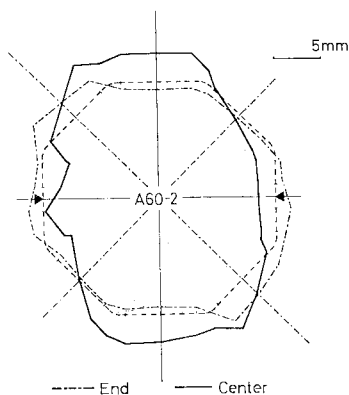


Fig. 7 Initial Cross-Sectional Deformation.

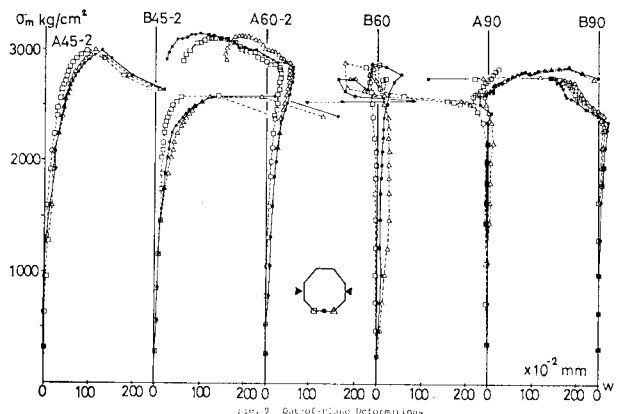


Fig. 9 Out-of-Plane Deformations.

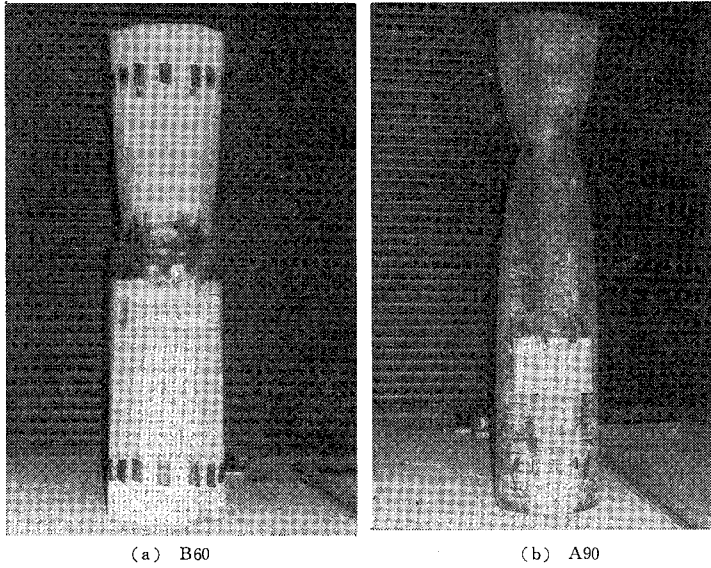


Photo 2 Deformation after Buckling.

形が比較的大きくなってから最高荷重に達し、小さな変形量で耐荷力を失うような座屈現象は観察されなかった。しかし Fig. 9 において A 60-2, B 60, A 90, B 90 の供試体では、最高荷重の 90~95% の荷重で変形方向の逆転がみられ、さらにその直後に変位は急増した。なお、各供試体の中央断面における面外変形の測定結果は、B 60 の場合を除き、すべて初期変形のモード (Fig. 7) に類似した断面の明瞭な偏平化を示していた。

b) 最高荷重

Fig. 8 に示した平均応力-平均ひずみの関係において、板厚 4.5 mm の場合を除き、偏平八角形 (Type B) の供試体の比例限度は正八角形 (Type A) の場合より高い。しかし Type B では長辺の幅厚比が大きいため

に、B 90 の供試体を除いてこのパネルの局部座屈が早期に発生し、最高平均応力は Type A の場合よりも低くなった。すなわち正八角形では各パネルの幅厚比が等しく、中心軸圧縮に関しては、この断面形は有利である。また板厚が 4.5 mm, 6 mm の場合には最高荷重点を越えると供試体は徐々に耐荷力を失う。板厚が 9 mm の場合には断面形状が偏平化してもただちに耐荷力を失うことはなく、その応力-ひずみ曲線は緩やかに上昇を続ける。

実験から得られた静的最高荷重を Table 2 に示す。ここに各供試体はその幅厚比の増加順に列記してある。

Fig. 8 に示したように、パネルの幅厚比 b/t (b =パネル外縁の全幅) が 27 以下、径厚比 D/t (D =最大断面幅)

が 66 以下の供試体 A 90, B 90, A 60-2 はその 0.2% 耐力 \bar{P}_y 、あるいはそれ以上の荷重に耐えることができた。引張試験結果から得られた降伏点応力の値に基づく各供試体の全断面降伏荷重 P_y は、3. (1) で述べたようにやや小さめに評価されている。よって板厚 9 mm の供試体 A 90, B 90 の最高荷重 P_{max} は P_y を 10% 程度越える結果となった。また隅角部、溶接部の強度も考慮して圧縮試験より求めた降伏点荷重 P_y' は座屈実験時の 0.2% 耐力 \bar{P}_y よりいくぶん大きめに評価されており、A 90 以外の供試体の最高荷重はすべて P_y' 以下となっている。

Table 2 Fully Yielded Loads and Axial Buckling Test Results.

Design Parameters		Type	Buckling Test					Tensile Coupon Test			Compression Coupon Test			
b/t	D/t		P_{max}	A	$\bar{\sigma}_y$	$\bar{P}_y = A \cdot \bar{\sigma}_y$	P_{max}/P_y	σ_y	$P_y = A \cdot \sigma_y$	P_{max}/P_y	P_y'	P_y'/P_y	P_{max}/P_y'	P_y'/P_y'
18.4	44.4	A90	318.5	110.29	2 700	297.8	1.070	2 570	283.4	1.124	317.4	1.120	1.003	1.066
*25.7	51.7	B90	338.0	121.52	2 700	328.1	1.030		312.3	1.082	348.0	1.114	0.971	1.061
27.6	66.7	A60-1	# 235.5	75.04	3 150	236.4	0.996	3 160	237.1	0.993	253.1	1.067	0.930	1.071
		A60-2	236.5	75.00	3 150	236.3	1.001		237.0	0.998	253.0	1.068	0.935	1.071
36.8	88.9	A45-1	185.0	62.34				3 020	188.3	0.982	191.0	1.014	0.969	
		A45-2	187.5	62.34					188.3	0.996	191.0	1.014	0.982	
*38.5	77.5	B60	235.0	81.22				3 160	256.7	0.915	273.6	1.066	0.859	
*51.3	103.4	B45-1	171.8	68.39				3 020	206.5	0.832	208.3	1.009	0.825	
		B45-2	+178.5	68.67					207.4	0.861	209.2	1.009	0.853	

Note : * : Width-Thickness Ratio for Wide Panel

: Buckling at Upper End

+ : Buckling at Location of Half-Wavelength from Upper End (1 kg/cm²=98×10⁸ N/m²(Pa))

$\bar{\sigma}_y$: 0.2% Offset due to Axial Compression Test

Unit : P tf

kg/cm²

A cm²

(1 tf=9.8×10⁸ N)

4. 数値解析

(1) 解析方法

柱の断面を長さ方向に分割し、有限帯板要素法により非弾性固有値解析を行う。塑性域では座屈時のひずみの反転がないとした Bijlaard の塑性変形理論³⁸⁾を適用する。この理論は文献 20), 27), 28) をはじめ、広く用いられている。各要素の両端は単純支持とする。節点 i, j を有する要素のつり合い式は文献 27), 28), 7) より以下のように表わされる。

$$F = (K - \lambda^2 K_G) D \dots \dots \dots (1)$$

ここに、

$$\lambda = \frac{b^*}{l^*} \sqrt{\frac{\sigma_{y^*}}{E}} = \frac{b^*}{l^*} \sqrt{\varepsilon_{y^*}} \dots \dots \dots (2)$$

b^* : 基準幅, l^* : 基準板厚, σ_{y^*} , ε_{y^*} : 基準降伏点

$$D = \{u_i, v_i, w_i, b^* \theta_i, u_j, v_j, w_j, b^* \theta_j\}^T$$

また F は D に対応する節線力ベクトルである。式 (1) における K および K_G は面内変形 (u_i, v_i, u_j, v_j) の項と面外変形 ($w_i, b^* \theta_i, w_j, b^* \theta_j$) の項の重ね合わせにより構成されている。すなわちマトリックス K, K_G は幅厚比 b/t と縦横比 $\alpha = l/b^*$ (l =柱の長さ) の関数となっている。ここで b^* および l^* をパネルの幅 b および板厚 t に設定し、降伏点ひずみ ε_{y^*} を与えれば式 (2) における系の幅厚比 λ の値はあらかじめ与えられることになる。よって作用外力による軸ひずみ (座屈ひずみ) を仮定し、固有値 λ を求める。次にこの固有値が系の幅厚比に等しくなるまで軸ひずみを修正し反復計算を行う。以下の計算においては $\varepsilon_y = 1.200 \times 10^{-6}$ (SS 41 級の保証降伏点) を用いる。多角形断面の一辺当たりの要素分割数は、8 角形では 8 分割、16 角形以上では 4 分割とした。また帯板要素のマトリックス作成はシンプソンの 1/3 則によった。その数値積分のための分割数はすべて 20 とした。

(2) 実験結果と解析結果の比較

多角形断面の計算においても、Fig. 5 に示した近似残留応力分布モデルを用いる。また簡単のために溶接裏あて鋼板は考慮せず、一様板厚とする。したがって残留応力は自己つり合いしない結果となる。比較のために裏あて鋼板を考慮した計算を $N=8$ (N =辺

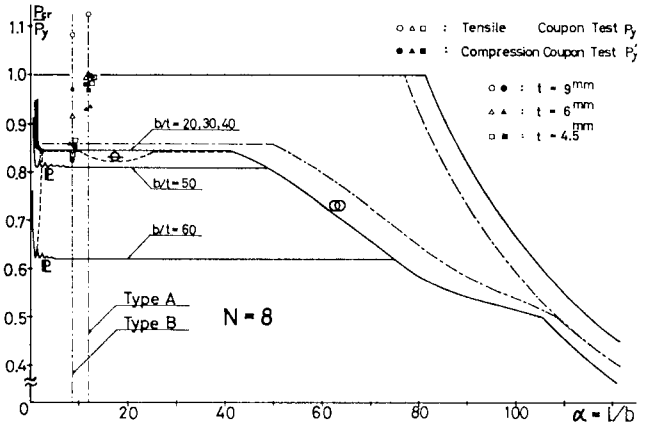


Fig. 10 Comparison of Test Results with Numerical Calculation.

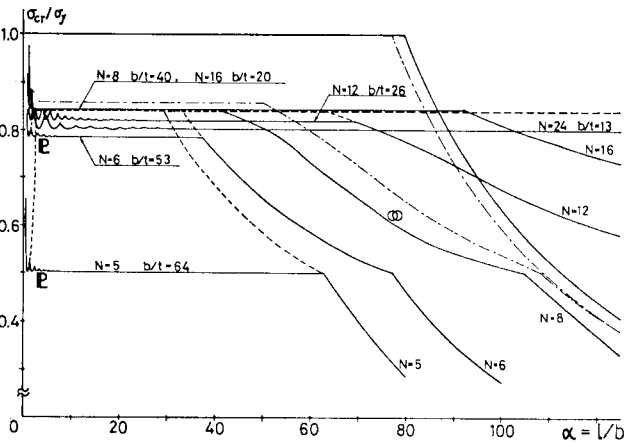


Fig. 11 Buckling Curves under Constant Perimeter and Thickness.

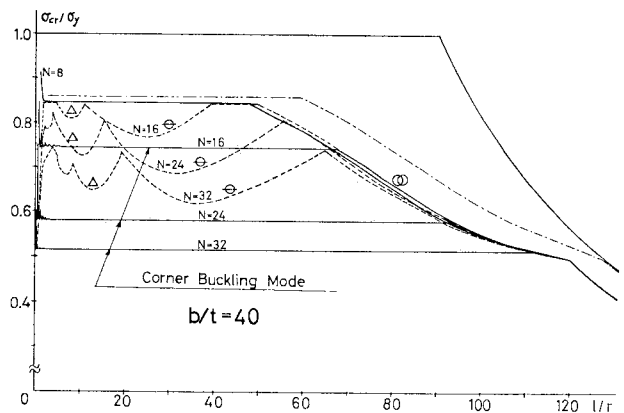


Fig. 12 Buckling Curves under $b/t=40$.

数), $b/t=40$ の場合についてのみ行った。その結果を Fig. 10~12 に一点鎖線で示す。裏あて鋼板を考慮した場合には、それを無視した場合に比べて局部座屈強度は

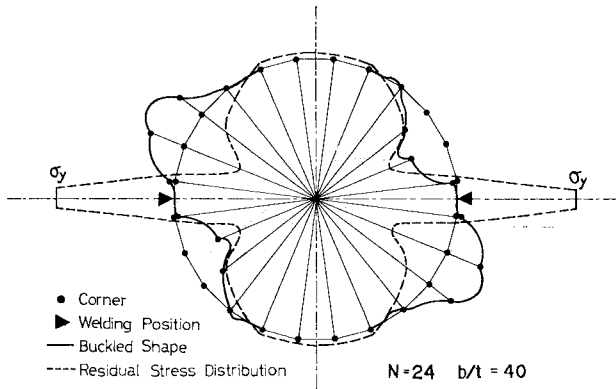


Fig. 13 Flat and Corner Part Buckling Mode.

2~3% 高く、全体座屈強度は 10~15% 高い値となっている。また隅角部の材料強度の上昇分も考慮していない。Fig. 10~12 における座屈モードを示す記号は Fig. 1 に定義した。破線は $m=1$ (m =長さ方向の座屈半波数) の座屈曲線を示す。

八角形断面鋼柱に関する実験値と計算値を Fig. 10 に示す。数値計算においては帯板要素の両端は単純支持としている。しかし本供試体のように縦横比が十分大きい場合、板の局部座屈強度に対する荷重固定の影響²⁹⁾は小さいと思われる。また実験においても B 45-2, A 60-1 の供試体ではその端部付近で座屈が発生したが、その最高荷重をそれぞれ B 45-1, A 60-2 の供試体の値と比較すると両者はほとんど同じであった。よって供試体両端の境界条件が局部座屈強度に及ぼす影響は、本実験においては小さいと考えられ、供試体の有効長さは実寸法 (2 m) のままとした。また Type B (偏平八角形) の強度は長辺の幅厚比、縦横比を用いて整理した。B 45 以外の供試体はすべて $b/t < 40$ であるが、これらの最高荷重は計算値よりかなり大きい。このような差は以下の原因によるものであると考えられる。すなわち、仮定した降伏点ひずみは JIS 規定による普通鋼に対する最低保証値 ($\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$, 235.2 MPa) に相当し、材料試験結果と差がある。さらに冷間加工により製作された部材のパネル幅は一般に、曲げ加工による曲率を有した隅角部を除外して、平板部分の幅に設定されている^{1), 10), 16), 30), 31)}。しかし本研究ではこのような考慮は単純化のためになされておらず、パネル幅 b は断面の一辺の外側全幅 (Fig. 2) に設定されている³²⁾。より精度の高い計算結果を得るためには材料強度のみならず、このような断面形状の特性をも考慮する必要がある。

(3) 八角形断面と他の多角形断面との比較

八角形断面 ($N=8$)、幅厚比 40 ($b/t=40$) を基本形とし、これと他の多角形断面の座屈特性を以下に比較す

る。

a) 同一周長、同一板厚の条件で N を変化させる、すなわちパネル幅 b を変化させた結果を Fig. 11 に示す。 N が 8 より小さくなると幅厚比が大きくなるため、板の強度は低下する。このような低下率は $N=8$ の場合の局部座屈強度に対して、 $N=6$ では約 7% であるが、 $N=5$ ではさらに大きく約 40% となっている。これらの座屈モードは Fig. 1 (a) に示したように各パネルがそれぞれの隅角部を支持線として変形するモードである。 $N=12, 24$ の場合には板と非対称断面変形の連成座屈モードが現われ、強度は $N=8$ の場合より低くなる。 $m=1$ の座屈曲線 (図中の破線) における最小局部座屈応力は $N=5, 6, 12, 24$ ではそれぞれ $a/m=1.0, 1.2, 1.6, 3$ において現われる。

b) $b/t=40$ のまま N を変化させた結果を Fig. 12 に示す。ここでは細長比 l/r を横軸としている。多角形断面の無次元回転半径を r' とすれば、 $l/r = a/r'$ の関係がある。ここに、 $r' = r/b$ である。 $m=1$ の曲線において $a/m=1 \sim 2$ ($l/r=0.5 \sim 1$) 付近で Fig. 13 に示すような座屈モードが現われる。すなわち、圧縮残留応力が存在する断面内領域におけるパネルは、その両端の隅角部の変位を伴って局部的に座屈する。Fig. 13 に示した座屈モードをここでは隅角部座屈とよぶ。さらに縦横比 ($a=l/b$) が大きくなると、パイプ断面に類似した 4 次、3 次 (Fig. 1 (c)), 2 次 (Fig. 1 (d)) の断面変形モードが現われる。またこれらの各モードの強度は N が増加するにつれて減少する。しかしいずれの場合にも圧縮残留応力の存在する断面内領域の座屈強度が最も低い。すなわち、実際にはこれらの解析例では、隅角部座屈により断面の局部座屈強度が決定される。また $m=1$ の曲線における隅角部座屈の強度の最小値は $N=16, 24, 32$ ではそれぞれ $a/m=1.6, 1.4, 1.2$ において現われる。

5. 結 論

八角形断面鋼柱の材料強度、残留応力分布、初期変形を測定し、中心軸圧縮試験を行った。また有限帯板要素法により、八角形断面と他の多角形断面の座屈強度を比較した。その結果以下の結論を得た。

(1) 内側の曲げ半径 60 mm、曲げ角度 45° で加工された隅角部の降伏点は加工を受けていない部分の強度よりも、板厚 6 mm の場合を除いて 25% 前後高くなった。また隅角部および溶接部の強度も考慮して供試体の全断面降伏荷重を求めると、これらの強度を無視して求めた値よりも板厚 6 mm の場合 7%、板厚 9 mm の場

合 12% 高く得られた。しかし板厚 4.5 mm の場合には両者はほとんど同じ値となる。

(2) 隅角部の残留応力は断面の内側の値の方が外側より大きく、長手方向に曲げが存在している。また供試体の最大圧縮残留応力は溶接辺両端の隅角部内側で生じ、局部的に降伏点の 80% 近くまで達している。その内外面の平均値は降伏点の 50% であった。

(3) 隅角部の初期変形は平板部と同様に柱軸方向には正弦波の 1 半波形モードを有している。平板部におけるこのような初期変形量は、その幅の約 1/25、長さの約 1/400 であった。さらに供試体端部ではおもに溶接位置から 45 度の方向に最大 1.7% 偏平化しており、中央断面の幅は溶接位置の方向に 1.0~2.1% 減少している。

(4) 荷重の増加とともに供試体の断面形状は偏平化する。しかしパネルの幅厚比が 27 以下、径厚比が 66 以下の供試体はその 0.2% 耐力またはそれ以上の荷重に耐えることができた。この条件外の供試体では板の局部座屈によってその強度が決定された。また正八角形断面の最高平均応力は偏平八角形断面のそれより大きく、各パネルの幅厚比が等しいため、中心軸圧縮に関する限り正八角形断面は構造的に有利である。

(5) 多角形断面は板モードだけでなくパイプの断面変形モードに類似した座屈モードを有している。しかし幅厚比を 40 とした場合、16~32 角形の断面形では圧縮残留応力の存在する断面内領域のパネルが隅角部の変位を伴って座屈するモード（隅角部座屈）が最も低く現われ、実際の局部座屈強度はこのモードにより決定される。同一周長、同一板厚の条件で多角形断面の辺数を多くすると、幅厚比の減少に伴い各辺の局部座屈強度は増加する。しかし 12, 24 角形断面では板の変形に隅角部の変位が連成し非対称断面変形が生ずるために、断面全体の局部座屈強度は各辺の強度よりも低くなっている。

6. あとがき

供試体は日本鉄塔工業(株)より提供されたものである。また実験の一部は同社、中央技術研究所において 400 t 試験機を借用して行われた。さらに名古屋大学工学部 宇佐美勉助教授からは有益な助言を賜った。実験を行うにあたっては愛知工業大学技術員永田氏および名古屋大学、愛知工業大学の学生諸君の協力を得た。ここに記して深く感謝する。数値計算には名古屋大学の FACOM M-200、愛知工業大学の UNIVAC 1100/11 を使用した。

参考文献

- 1) Task Committee on Steel Transmission Poles of the Committee on Analysis and Design of Structures of

- the Structural Division : Design of Steel Transmission Pole Structures, Proc. ASCE, Vol. 100, No. ST 12, pp. 2449~2518, Dec., 1974.
- 2) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 II (鋼橋編), 昭和 55 年.
- 3) Bulson, P.S. : The Strength of Thin-Walled Tubes Formed from Flat Elements, Int. J. Mech. Sci., Vol. 11, Pergamon Press, pp. 613~620, 1969.
- 4) Avent, R.R. and J.H. Robinson : Elastic Stability of Polygon Folded Plate Columns, Proc. ASCE, Vol. 102, No. ST 5, pp. 1015~1029, May, 1976.
- 5) Kurt, C.E. and R.C. Johnston : Cross-Sectional Imperfections and Column Stability, Proc. ASCE, Vol. 104, No. ST 12, pp. 1869~1883, Dec., 1978.
- 6) Wittrick, 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) 吉田宏一郎：帯板要素による平板構造の座屈解析, 日本造船学会論文集, 第 130 号, pp. 161~171, 1972.
- 8) Currence, W.C. : Local Buckling Stability of Polygonal Cross Sections in Bending, presented at the Jan. 21~25, 1974, ASCE National Water Resources Meeting, held at Los Angeles, Calif.
- 9) Fiss, R.A. : Local Buckling of Tubular Steel Poles in Bending, presented at the Oct. 18~22, 1971, ASCE Annual and National Environmental Engineering Meeting, held at St. Louis, Mo.
- 10) Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, American Iron and Steel Institute, New York, N.Y., 1968.
- 11) Shilling, C.G. : Buckling Strength of Circular Tubes, Proc. ASCE, Vol. 91, No. ST 5, pp. 325~348, Oct., 1965.
- 12) Winter, G and J. Uribe : Effects of Cold Work on Cold Formed Steel Members, Thin Walled Steel Structures, pp. 119~136, Symposium at University College of Swansea School of Engineering, 11~14th, Sep., 1967.
- 13) Karren, K.W. and G. Winter : Effects of Cold-Forming on Light-Gage Steel Members, Proc. ASCE, Vol. 93, No. ST 1, pp. 433~469, Feb., 1967.
- 14) Karren, K.W. : Corner Properties of Cold-Formed Steel Shapes, Proc. ASCE, Vol. 93, No. ST 1, pp. 401~432, Feb., 1967.
- 15) Standard Methods of Compression Testing of Metallic Materials at Room Temperature, ASTM E 9-77, Annual Book of ASTM Standards, 1981.
- 16) Structural Stability Research Council: Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, edited by B.G. Johnston, Third Edition, John Wiley & Sons, 1976.
- 17) 北川 浩：塑性力学の基礎, 日刊工業新聞社, 1979.
- 18) たとえば, 河合 望：塑性加工学, 朝倉書店, 1973.
- 19) 小西一郎編：鋼橋, 基礎編 I, 第 9 章, p. 536, 丸善, 昭和 50 年.
- 20) 奥村敏恵・西野文雄・長谷川彰夫：箱形断面性の局部座屈強度, 土木学会論文報告集, 第 205 号, pp. 19~30, 1972 年 9 月.
- 21) 残留応力と座屈, JSSC, Vol. 3, No. 16, 1967.
- 22) 青木徹彦：鋼柱座屈強度の変動性に関する基礎的研究, p. 39, 名古屋大学提出学位論文, 昭和 49 年 1 月.
- 23) 小松定夫・牛尾正之・北田俊行：補剛材を有する圧縮板の極限強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集,

- 第 255 号, pp. 47~61, 1976 年 11 月.
- 24) Toma, S. and W.F. Chen : Analysis of Fabricated Tubular Columns, Proc. ASCE, Vol. 105, No. ST 11, pp. 2343~2366, Nov., 1979.
- 25) Sherman, D.R. and W.H. Muller : Behavioral Study of Circular Tubular Beam-Columns, Proc. ASCE, Vol. 105, No. ST 6, pp. 1055~1068, June, 1979.
- 26) Ostapenko, A. and S.X. Gunzelman : Local Buckling Tests on Three Steel Large-Diameter Tubular Columns, Recent Research and Developments in Cold-Formed Steel Structures, Fourth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, Vol. 1, pp. 409~463, June 1~2, 1978.
- 27) 小松定夫・牛尾正之 : 圧縮補剛板の弾塑性座屈強度と合理的設計法について, 土木学会論文報告集, 第 278 号, pp. 39~52, 1978 年 10 月.
- 28) Yoshida, H. and K. Maegawa : Local and Member Buckling of H-Columns, J. Structural Mechanics, 6(1), pp. 1~27, 1978.
- 29) Timoshenko, S.P. and J.M. Gere : Theory of Elastic Stability, Second Edition, p. 386, McGraw-Hill, New York, 1961.
- 30) 日本建築学会編 : 鋼構造設計基準, 1970 年 6 月.
- 31) 日本建築学会編 : 軽量形鋼構造設計施工指針・同解説, 1974 年 10 月.
- 32) Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, American Institute of Steel Construction, New York, N.Y., 1969.
- 33) 小松定夫・牛尾正之・北田俊行 : 補剛板の溶接残留応力および初期たわみに関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第 265 号, pp. 25~35, 1977 年 9 月.
- 34) 日本鋼構造協会関西地区委員会 : 鋼橋部材の形状初期不整と耐荷力の統計学的研究, JSSC, Vol. 16, No. 170, pp. 10~43, 1980 年 4 月.
- 35) 宇佐美勉・福本晴士・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.
- 36) 青木徹彦・福本晴士 : 溶接 H 形鋼柱の座屈強度分布について, 土木学会論文報告集, 第 222 号, pp. 37~48, 1974 年 2 月.
- 37) 青木徹彦・福本晴士 : 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.
- 38) Bijlaard, P.P. : Theory and Tests on the Plastic Stability of Plates and Shells, J. Aeronautical Sciences, pp. 529~541, Sep., 1949.

(1982. 3. 16・受付)