

溶接箱形断面柱の連成座屈強度実験

A TEST ON THE INTERACTION BUCKLING OF
STEEL BOX COLUMNS

山尾 敏孝*・崎元 達郎**

By Toshitaka YAMAO and Tatsuro SAKIMOTO

1. まえがき

圧縮部材の全体座屈と局部座屈の連成挙動は複雑であり、未解決の問題が多い。現鋼道路橋示方書¹⁾においては、降伏点以下で局部座屈が発生するのを許す形の許容応力度式が採用されているが、部材の連成座屈強度に関する厳密な評価式は確立されていない。実験データも少なく、Klöppel²⁾や宇佐美³⁾の溶接箱形断面柱の中心軸および偏心圧縮実験の報告があるに過ぎない。宇佐美らは明瞭な降伏点を示さない高張力鋼 (HT-80) を使用して実験を行い貴重な結果を報告しているが、材料のひずみ硬化特性が変形能力に及ぼす影響を明らかにするために軟鋼を用いた実験の必要性を指摘している。著者らは軟鋼を用いて長方形断面柱の供試体を製作して中心圧縮実験を行い、幅厚比や細長比を変化させたときの連成座屈強度や挙動について調べた。なお、この実験は将来の数値解析の検証のための先行的実験として文献 3) と同時期に行ったものであり、供試体数も少ないが文献 3) の相補的実験になると考え報告するものである。

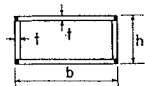
2. 供試体の設計

供試体の基本寸法は次の点を考慮して決定した。①前鋼道示 (1973 年) の局部座屈の制限幅厚比 40 に対する局部座屈強度と全体座屈強度が等しくなるような細長比およびその前後の細長比とする。②溶接集成による残留応力が切断法により測定可能な程度に十分大きい寸法の箱形断面である。③部材の最高圧縮荷重は、現有のオルゼン試験機の載荷能力 (100 t) 以内である。以上の設計条件を満たすために供試体を長方形断面とし、フランジ側が先に座屈するようウェブ高を小さくとった。フランジ板の幅厚比 b/t は 27, 37, 41, 47, 56 の 5 種類、細長比 L/r は 50, 55, 60 の 3 種類とした。以上により製作した供試体の寸法諸元を表一に示す。幅厚比を一定に細長比を変化させた 3 体を A シリーズ、細長比を一定に幅厚比を変化させた 4 体を B シリーズとよぶ。また表一の供試体名は左より順にシリーズ名、細長比、幅厚比を表わす。

表一 供試体の寸法諸元

Specimens	b (mm)	h (mm)	t (mm)	A (cm ²)	L (cm)	r (cm)	L/r	$\bar{\lambda}$	b/t	R
A-50-41	183.8	54.5	4.50	21.5	125.8	2.53	49.8	0.617	40.8	0.844
A-54-41	184.5	56.1	4.50	21.7	139.7	2.58	54.1	0.671	41.0	0.848
A-60-41	184.4	55.1	4.50	21.6	150.5	2.54	59.3	0.735	41.0	0.848
B-55-27	117.9	56.1	4.42	15.4	136.6	2.49	54.9	0.636	26.7	0.515
B-55-37	162.1	55.4	4.40	19.2	138.3	2.53	54.7	0.634	36.8	0.712
B-55-47	208.0	55.8	4.41	23.3	140.6	2.59	54.3	0.629	47.2	0.911
B-55-56	248.9	55.8	4.44	27.1	142.4	2.62	54.3	0.629	56.1	1.083

Remarks



$$\bar{\lambda} = \frac{L}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}, \quad R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad (k=4)$$

r : weak axis radius of gyration
 L : member length

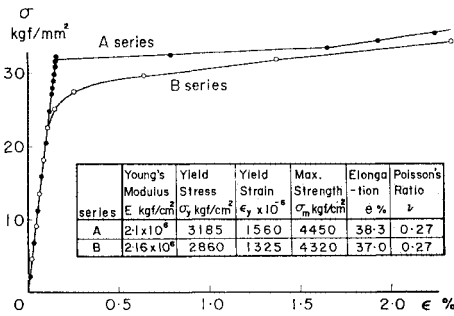
* 正会員 工修 熊本大学助手 工学部土木工学科

** 正会員 工博 熊本大学助教授 工学部土木工学科

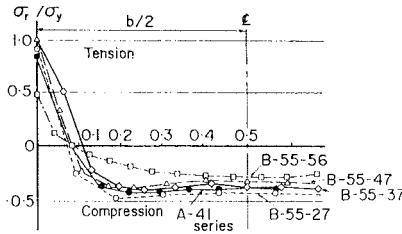
3. 柱圧縮実験

(1) 予備実験

図一は実験供試体を製作した鋼材 (SS-41) について JIS 5 号試験片で引張試験を行った結果である。A材は明瞭な降伏点が現われているが、B材では現われておらず高張力鋼の応力-ひずみ関係に類似している。溶接残留応力の測定は機械的切断による応力解放法を用いた。なお、B材の降伏応力 (σ_y) は、0.2% の永久ひずみを

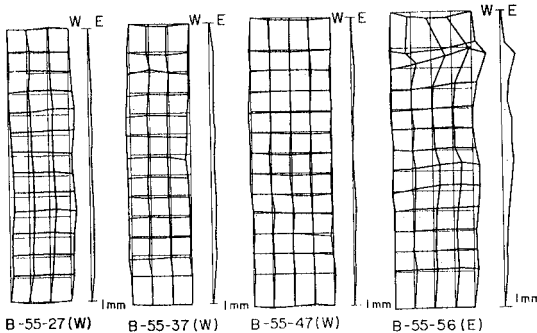


図一 引張試験の結果



図二 残留応力分布図 (修正値)

生じる応力 (耐力) として求めた。測定値を自己平衡条件と二軸対称補正により修正した後のフランジ板の残留応力分布を 図二 に示す。フランジ中央部には一様な圧縮残留応力が存在しその最大平均圧縮応力は $b/t=27$ のときが最大で $0.46\sigma_y$ であった。初期たわみはたわみ測

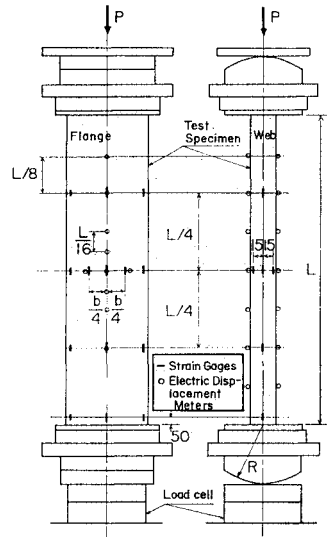


図三 初期たわみ形状図 (Bシリーズ)

定専用治具で測定した。部材としての初期曲がり部材方向の両フランジ板の中心線上の値の平均値をとった。その最大値は 表二 に示す。表中 δ_1 は材軸の初期たわみの最大値、 δ_2 はフランジの板幅方向の初期たわみの最大値を表わす。各供試体とも鋼道示の製作精度¹⁾を満足していることがわかる。図三は Bシリーズの初期たわみ図で各供試体とも左側の図は板として、右側の図は部材としてのたわみ形状を示す。なおフランジ板を実験では東側 (E) と西側 (W) に区別した。

(2) 載荷装置

座屈軸をフランジと平行な弱軸まわりに選び、この軸に関して両端単純支持の条件を満足するような端部構造とした。すなわち、一方の軸に対して固定で、他の軸に対しては回転可能な円筒面を有するローラーと、荷重を一樣に伝える載荷板および微調節ねじのついた載荷装置を使用した。また円筒面の曲率半径の中心は供試体端部に一致させている (図四)。ひずみと横たわみの測定は



図四 載荷装置

図四に一例を示すが、ひずみは部材下端と4等分点の4断面に1軸ゲージを配し、横たわみは両フランジの幅方向の中心線で長さ方向の10~12等分点と中央部の板幅方向に長さ20cmほどの細いワイヤー (直径0.5mm) を介して電気抵抗式変位計 (1/100mm) を取り付けて測定した。

(3) 実験方法

供試体を載荷装置の中心にくるようセットした後、予想座屈荷重の1/4~1/5の荷重を載荷し、各断面についてフランジ板4隅にはった4枚のひずみゲージの読みの

ばらつきが、4枚の平均値の5%以内に収まるよう調整した。また供試体は試験機の構造上フランジ部が東西に向くようセットした。荷重は初期には荷重制御、座屈荷重付近では変位制御で荷重増分を小さくしていった。いずれの荷重でも測定は荷重増加後数分経った静的と想定される状態で行った。

4. 実験結果および考察

図-5 は供試体の平均応力 $\sigma_A (= P/A)$ と柱中央の横たわみ v の関係を示す。横軸は柱の長さ L により無次元化しており、おのおのの曲線は供試体ごとに開始点をずらしてある。最高荷重に達した後の変形性状をみると B-55-56 を除いて荷重の急激な減少はみられないことがわかる。つまり最大荷重後の曲線の降下勾配は緩やかで、本実験のパラメーターの範囲では細長比や幅厚比の大きさにさほど関係していない。次に細長比と幅厚比がほぼ同じである A-54-41 と B-55-37 の変形能力を比較

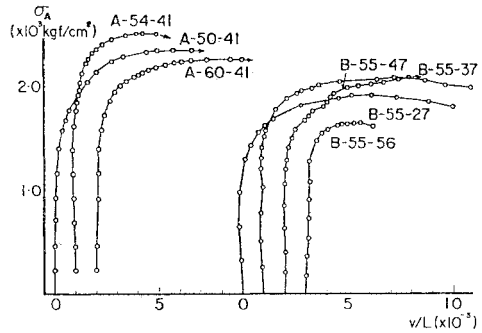


図-5 平均応力-横たわみ曲線

すると、図-1 に示すような明瞭な降伏点をもつ A 材よりなる前者が、高張力鋼と同様な応力-ひずみ関係をもつ B 材よりなる後者より小さくなっている。これは前者がひずみ硬化の影響がでる前に座屈してしまっただけと考えられるが、A 材のような応力-ひずみ特性の材料を用いた供試体の幅厚比と変形能力の関係についてはさらに多くの実験を行い検討する必要があると思われる。B 材を用いた B シリーズの場合は HT-80 の実験値³⁾と同様な変形特性を示していることがわかる。

図-6 は柱中央部のフランジ部のひずみ分布の変化を示す。全供試体とも荷重はほぼ断面の中心に荷重されて一様分布になっている。そして荷重が最大荷重に達する前にひずみ分布に乱れが生じ局部座屈が生じているのが観察される。なお局部座屈の発生を厳密に定義するのは困難であるが、ここでは一様なひずみ分布が急激な乱れを生じた段階を局部座屈が発生したと考えることにする。局部座屈が生じた後

最大荷重に達するまでの余剰耐力は B-55-56 を除いて最大荷重の 15~20% である。B-55-56 は最大荷重の半分ほどで中央部のひずみ分布の乱れが生じている。これは部材端付近に中央部より大きな初期変形が存在しており(図-3 参照)、中央部より早めに局部座屈を生じて、その部分の局所変形が増大した(図を省略したがひずみ分布で

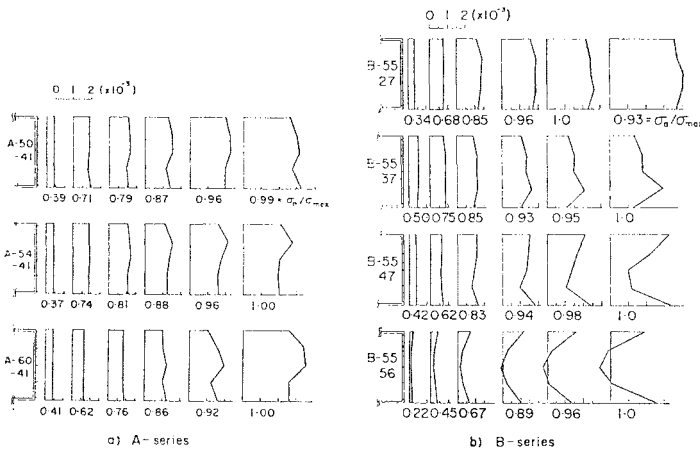


図-6 ひずみ分布図

表-2 実験結果

Specimens	Max. Values		$\frac{\sigma_{rc}^a}{\sigma_y}$	$P_{max} \times 10^2 \text{ kgf}$	$\sigma_{max} \text{ kgf/cm}^2$	$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y}$	Collapse Mode
	δ_1/L	δ_2/b					
A-50-41	1/1 940	1/180	0.42	60.8	2 370	0.74	I B
A-54-41	1/1 310	1/260	0.42	54.3	2 510	0.79	I B
A-60-41	1/1 730	1/290	0.42	48.7	2 260	0.71	I B
B-55-27	1/3 420	1/190	0.46	29.3	1 910	0.67	OB
B-55-37	1/3 460	1/270	0.39	39.8	2 080	0.73	I B
B-55-47	1/3 900	1/630	0.36	48.1	2 070	0.72	I B
B-55-56	1/1 000	1/240	0.24	44.9	1 660	0.58	LB
Remarks	σ_{rc}^a : average compressive residual stress OB: overall buckling LB: local buckling I B: interaction buckling						

確認した) ためと考えられる。また他の供試体で中央部以外に大きな局部変形は存在していない。このように板の過大な初期変形が柱中央部以外にあるときは、その柱の余剰耐力や変形能力は柱の長さ方向の局部座屈発生位置にも関係すると考えられる。

表-2 は実験で得られた最大荷重 P_{max} 、最大平均応力 σ_{max} ($=P_{max}/A$) 等をまとめて示した。図-7 は

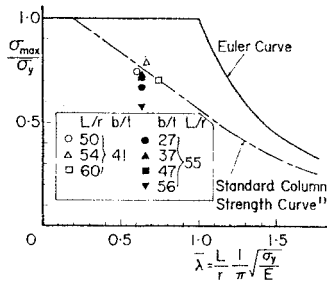


図-7 最大平均応力

σ_{max}/σ_y と細長比 λ および幅厚比 R との関係を示したものである。細長比が一定の場合にはいずれも図示してある直柱の基準耐力曲線¹⁾の下側にきており、 $b/t=27$ を除いて局部座屈の影響が現われていると思われる。 $b/t=27$ は表-2 に示すような大きな圧縮残留応力や供試体の製作上の不備等が影響して最大荷重が小さくなったと考えられる。図-8 は AISC の考え方を基本にした文献 3) の方法により実験値を整理したもので、降伏応力

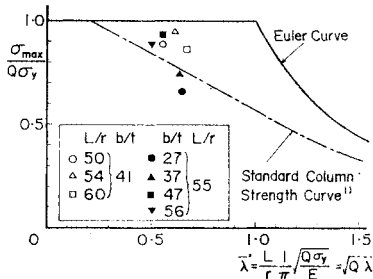


図-8 文献 3) の方法による最大平均応力

の低減係数 Q は一般的な次式を用いた³⁾。

$$Q=0.7/R \leq 1.0$$

この係数を降伏応力に乗じた値 $Q\sigma_y$ で実験値を無次元化して直柱の基準耐力曲線¹⁾と比較してみた。 $b/t=27$ を除いて曲線付近あるいは上側にきており、局部座屈の影響があるときの連成強度をよく推定できると思われる。

5. あとがき

以上のことより、本実験の試験体の幾何学的形状の範囲では、軟鋼の応力-ひずみ特性をもつ部材は高張力鋼の場合に比べて最高荷重後の変形能力は小さくなる傾向にあること。局部座屈が発生してから最高荷重までの余剰耐力は 15~20% 程度であること、また柱の連成座屈強度は文献 3) の方法でよく推定できること等が明らかになった。今後は変形能力の大きさと応力-ひずみ特性および幅厚比の関係や局所変形の位置と余剰耐力について検討する必要があると思われる。

本研究の一部は昭和 54 年度科学研究費 (奨励 A) を受けた。また貴重な助言をいただいた熊本大学工学部平井一男教授、さらに卒業研究として協力を得た佐保嘉則、佐藤久嘉、中崎邦夫の各氏に記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1980年2月。
- 2) Klöppel, K., R. Schmied and J. Schubert：Die Traglast mittig und außermittig gedrückter dünnwandiger Stützen mit kastenförmigem Querschnitt im überkritischen Bereich unter Verwendung der nicht-linearen Beultheorie, Teil II：Experimentelle Untersuchungen, Vergleich der experimentellen und theoretischen Ergebnisse, Der Stahlbau, 38, H.1, H.3, 1969.
- 3) 宇佐美勉・福本啓士・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，1981年4月

(1982. 8. 23・受付)