

薄肉H形鋼柱の連成座屈に関する実験的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE INTERACTION BUCKLING OF THIN-WALLED H-SECTION COLUMNS

山尾敏孝*・崎元達郎**

By Toshitaka YAMAOKA and Tatsuro SAKIMOTO

The interaction behavior of the local and overall buckling of welded thin-walled H-section columns are studied experimentally. A total of 13 specimens with various slenderness ratios and width-to-thickness ratios of the component plates are tested under axial compression. The AISC form factor method for predicting the ultimate strength of H-section columns is revised for those composed of plates with large width-to-thickness ratios. The predictions of the revised method are found to give fairly accurate results for the columns tested.

Keywords : interaction buckling, experimental study, welded H-section column, ultimate strength

1. まえがき

圧縮や圧縮と曲げを受ける薄肉断面部材の局部座屈と全体座屈の連成座屈問題は複雑なものであるが、その耐荷力や連成座屈挙動に関する理論的・実験的研究も徐々に進められるようになってきた。たとえば、宇佐美らは、溶接箱形断面柱が中心および偏心圧縮を受ける場合の一連の耐荷力実験を行って^{2)~4)}、連成座屈が生じる部材の設計式を提案し、解析手法も開発している⁵⁾。また、中井らも、箱形断面短柱の強度より鋼柱の連成座屈強度を求めている⁶⁾。

しかしながら、H形断面の連成座屈に関しての解析および実験的研究は非常に少なく、特に実験は冷間加工部材について行われている程度であり^{7),8)}、溶接集成の薄肉鋼柱に関してはほとんど見当たらないのが現状である。

昭和55年に改訂された現行の道路橋示方書¹⁾では、純圧縮を受けるH形鋼柱のウェブの幅厚比は56まで、自由突出板(フランジ)の幅厚比は16まで使用することが許されている。これらの幅厚比の領域はいずれも平

板圧縮応力度が降伏応力度に達する前に局部座屈を生じる領域であり、柱の座屈との連成座屈が問題となる。したがって、このような幅厚比を有する鋼柱の終局強度を連成座屈を考慮して明らかにすることが重要である。

そこで、本研究では溶接集成のH形断面を有する鋼柱を供試体を選び、連成座屈挙動や耐荷力特性を明らかにするため板要素の幅厚比を道路橋示方書の制限値を越える領域まで変化させて耐荷力実験を行った。そして初期たわみや溶接残留応力等の初期不整が連成挙動や耐荷力に及ぼす影響を調べた。また、実験供試体と同一断面を有する短柱実験を別途行って、短柱の最大強度を板要素の連成を考慮した幅厚比を使って容易に推定する方法を求めた^{9),10)}ので、これを本論文に用いて鋼柱の連成座屈強度を推定する方法を検討した。さらに、現行の道路橋示方書により連成座屈を生じる場合の部材の耐荷力評価式を用いての検討も行った。

2. 実験の概要

(1) 実験供試体の設計

供試体を設計するにあたり、次の点を考慮した。

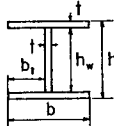
- 1) 座屈軸はH形断面部材の弱軸回りとする。
- 2) 部材の全体座屈と板要素の局部座屈の連成座屈を生じるような部材の細長比と板要素の幅厚比および

* 正会員 工修 熊本大学助手 工学部土木工学科
(〒860 熊本市黒髪2-39-1)

** 正会員 工博 熊本大学教授 工学部土木工学科(同上)

表一 供試体の寸法諸元

Specimens	b(mm)	h(mm)	t(mm)	A(cm ²)	L(cm)	r(mm)	L/r	$\bar{\lambda}$	hw/t	bf/t	R _{rw}
HA-51-50-12	111.4	235.5	4.4	19.78	171.2	22.66	54.2	0.604	51.5	12.2	0.916
HA-71-50-12	111.5	235.5	4.4	19.79	122.9	22.68	75.6	0.843	51.5	12.2	0.916
HA-91-50-12	111.5	236.5	4.4	19.83	220.3	22.66	97.2	1.083	51.8	12.2	0.921
HA-71-40-10	90.6	191.0	4.4	15.99	138.9	18.49	75.1	0.837	41.4	9.8	0.736
HA-71-50-12	112.0	235.7	4.4	19.84	171.3	22.81	75.1	0.837	51.6	12.2	0.918
HA-71-60-15	135.5	281.5	4.4	23.92	203.9	27.63	73.8	0.823	62.0	14.9	1.103
HA-71-40-20	180.2	189.0	4.4	23.57	301.1	42.78	70.4	0.784	41.4	20.2	0.955
HA-71-50-16	149.5	235.4	4.4	23.18	233.1	32.56	71.7	0.799	51.4	16.4	0.941
HA-71-50-20	185.0	234.8	4.4	26.16	299.1	42.17	70.9	0.790	51.5	20.5	1.015
HB-71-50-12	79.6	166.9	3.1	9.95	116.1	16.22	71.7	0.767	51.7	12.3	0.892
HB-71-50-16	104.5	166.0	3.1	11.51	162.0	22.71	71.4	0.764	51.2	16.3	0.908
HB-71-50-20	129.6	166.2	3.1	13.04	210.1	29.42	71.5	0.765	51.5	20.3	0.980
HB-71-60-20	131.4	198.8	3.1	14.21	204.1	28.82	70.9	0.759	61.7	20.6	1.073



A : cross sectional area
 L : member length
 r : radius of gyration (weak axis)
 $\bar{\lambda}$: see Eq.(1)
 R_{rw} : see Eq.(2)

その前後の細長比と幅厚比を有する鋼柱とする。

- 3) 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H形断面である。
- 4) 利用できる試験機の関係上、供試体の長さは3.5 m以内とし、部材の最高圧縮荷重は試験機の載荷能力(100 t)以下である。

以上の設計条件を満たすために、細長比 L/r を 51, 71, 91 の 3 種類とし、ウェブの幅厚比 h_w/t は 40, 50, 60 およびフランジの幅厚比 b_f/t は 12~20 と変化させ、これらを組み合わせて供試体を設計した。板厚は 3.2 mm と 4.5 mm を使用した。製作した供試体は全部で 13 体あり、その寸法諸元を表一に示す。板厚 4.5 mm を HA シリーズ、3.2 mm を HB シリーズとよぶことにし、表一-1 の供試体名は左より順に、シリーズ名、細長比、ウェブの幅厚比およびフランジの幅厚比を表わす。また、表中の細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ および幅厚比パラメーター R_{rw} はそれぞれ次式で表わされる。

$$\bar{\lambda} = \frac{L}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y^*}{E}} \dots\dots\dots (1)$$

$$R_{rw} = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{\sigma_y^*}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_{ws}}} \quad (h_w t_f / b_f t_w > 3.07)$$

$$= \frac{b_f}{t_f} \sqrt{\frac{\sigma_y^*}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_{fs}}} \quad (h_w t_f / b_f t_w \leq 3.07)$$

\dots\dots\dots (2)

$$\sigma_y^* = \sigma_{yf}(2A_f/A) + \sigma_{yw}(A_w/A) \dots\dots\dots (3)$$

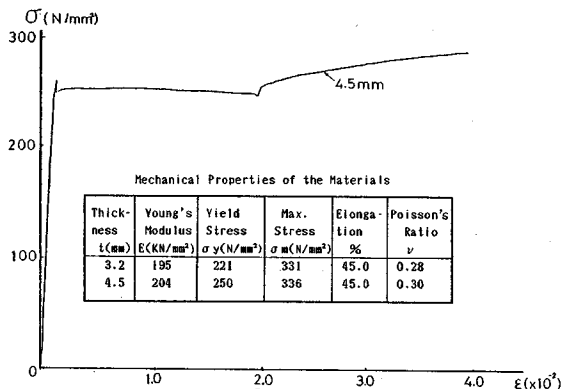
なお、 σ_{yw} および σ_{yf} はそれぞれウェブおよびフランジの降伏応力度(今回の実験では $\sigma_{yw} = \sigma_{yf} = \sigma_y^*$ また、 $t_w = t_f = t$)、 E はヤング係数、 ν はポアソン比であり、図一に示す引張試験の結果を用いた。また、 A_w および A_f はそれぞれウェブおよびフランジの断面積である。式(2)の幅厚比パラメーター R_{rw} は、ウェブとフランジの連成作用を考慮したものであり、 k_{ws} および

k_{fs} は文献10)に示す方法により求めた座屈係数で付録に示す。

(2) 予備試験

図一-1 は、実験供試体を製作した鋼材について JIS 5 号試験片で引張試験を行った結果である。材質は SS 41 相当と考えられたが、3.2 mm の場合、ヤング係数、降伏応力度が規格値よりも少し小さくなった。

溶接残留応力の測定用供試体や測定方法については文献10)と全く同様である。図二は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残留応力分布の一例を示したものである。RES-1~3 は表一-1 の供試体のうち HA シリーズのフランジの幅厚比が 15 以下で、ウェブの幅厚比が順に 40, 50, 60 の断面の応力分布であり、RES-7~10 は表一-1 の HB シリーズ供試体名の上から順の断面の残留応力分布を示したものである。全供試体ともフランジ両端部およびウェブ中央部分が圧縮となり、フランジとウェブの溶接部に引張が生じた。表一-2 は修正後のフランジ部の最大圧縮残留応力とウェブ中央部分の平均圧縮残留応力を示すが、ウェブの中央部



図一 引張試験の結果

表一 最大初期たわみと圧縮残留応力

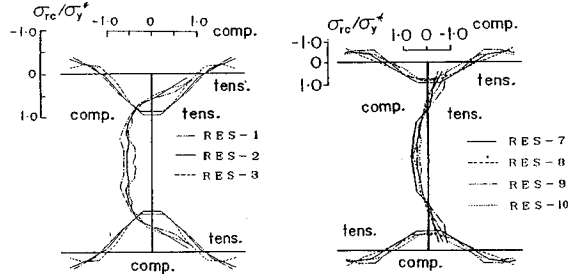
Specimens	Max. Initial Deflection		Residual Stress σ_{rc} / σ_y^*	
	δ_1 / L	δ_2 / h_w	web	flange
HA-51-50-12	1/4240	1/1620	0.53	0.38
HA-71-50-12	1/1490	1/490	0.53	0.38
HA-91-50-12	1/8160	1/1420	0.53	0.38
HA-71-40-10	1/4480	1/760	0.64	0.37
HA-71-50-12	1/2140	1/1330	0.53	0.38
HA-71-60-15	1/2960	1/1240	0.45	0.33
HA-71-40-20	1/3140	1/375	0.32	0.56
HA-71-50-16	1/4570	1/600	0.57	0.71
HA-71-50-20	1/4920	1/365	0.36	0.55
HB-71-50-12	1/1130	1/670	0.53	0.43
HB-71-50-16	1/2700	1/550	0.40	0.57
HB-71-50-20	1/1570	1/550	0.38	0.52
HB-71-60-20	1/1790	1/440	0.36	0.41

分で約 0.3~0.6 σ_y^* フランジで約 0.3~0.7 σ_y^* とばらついている。

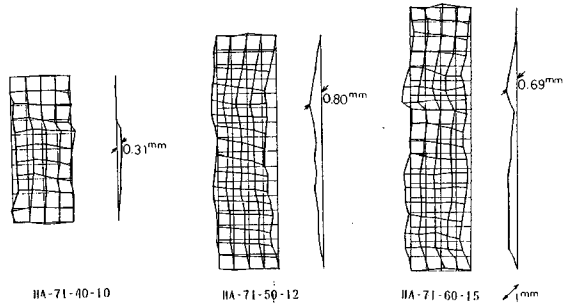
初期たわみは定盤上に供試体を載せ、電気抵抗式変位計 (1/100 mm 精度) をスライドさせて、上、下フランジ、ウェブとも幅方向に 4~6 等分する 5~7 点、部材の長さ方向にはほぼ 10 cm 間隔とし、一部の供試体では解析との比較のため中央部分をさらに半分の 5 cm 間隔で測定した。表一はウェブおよび柱としてのたわみの測定結果であり、その最大値を示す。表中の δ_1 は部材として弱軸回りの初期たわみの最大値であり、両フランジとウェブの交線のウェブ上の測定値の平均値を、 δ_2 はウェブの板としての初期たわみの最大値を表わす。各供試体とも道路橋示方書¹⁾の製作精度を満足していることがわかる。図一は部材および板としての初期たわみの分布形状の例をウェブについて示したものである。

(3) 耐力実験

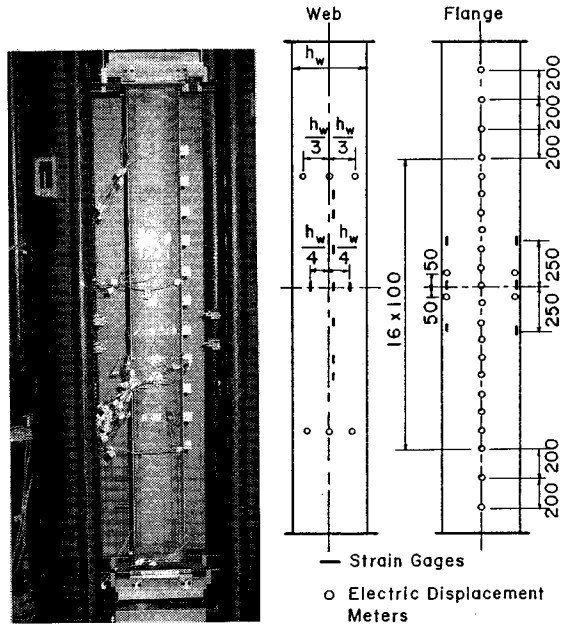
載荷は文献 13) の載荷装置と同じ構造で、大きな供試体断面に対して実験できるよう端部を大きな寸法で製作し、写真一に示すオルゼン型長柱試験機による中心圧縮で行った。この装置は座屈軸をウェブと平行な弱軸回りに選び、この軸に関して両端単純支持の条件を満足するような端部構造である。たわみとひずみの測定位置の一例を図一、写真二に示す。たわみの測定は、電気抵抗式変位計 (1/100 mm 精度) を取り付け上下移動式のたわみ測定専用治具を製作し用いた。柱全体としての弱軸回りの横たわみを、図一に示すようにウェブとフランジとの交線のフランジ外側上において、また、ウェブの局部変形をウェブの幅方向に 4 等分点で、軸方向に 10 cm 間隔で移動させながら同時に測定した。移動変位計で測定できない部分は、変位計を固定して測定した。また、フランジの幅厚比が大きい供試体では、中央断面から上、下 5 cm の位置の両フランジ面において局部変形を変位計で測定した (写真二参照)。ひずみ



図二 修正後の残留応力分布図



図三 初期たわみ形状 (WEB)



写真一 実験装置 図一 たわみとひずみの測定位置

は中央断面のウェブとフランジおよび初期たわみの大きい断面に一軸ゲージを配して測定した。本載荷は供試体を載荷装置の中心に位置するよう十分調整した後行った。載荷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、柱の挙動に注意しながら行った。いずれの載荷でも荷重増加後数分経った静的なつり

合い状態になったと想定される状態で測定した。

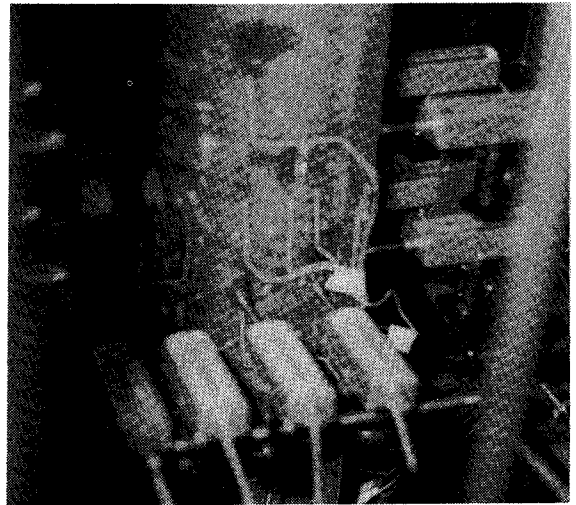
3. 実験結果と考察

(1) 荷重-変形挙動特性

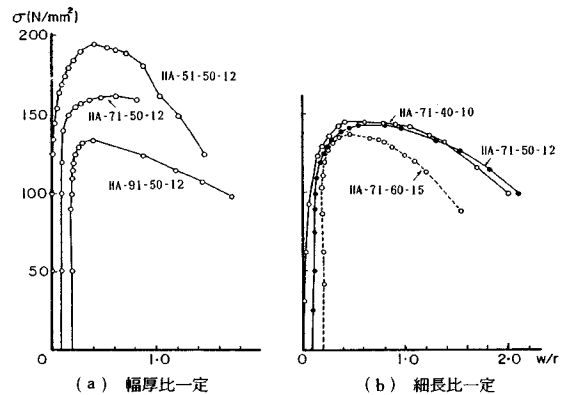
図一5, 6は各供試体の平均応力 $\sigma (=P/A)$ と、柱中央断面のウェブ中央点の横たわみ w を弱軸回りの断面二次半径 r により無次元化した値との関係を示したもので、各供試体ごとに開始点をずらせてある。図一5(a)に示すようにフランジとウェブの幅厚比を一定にして、部材の細長比を変化させた場合、細長比が大きくなるとその変形能も大きい。また、図一5(b)は細長比を一定にしてウェブとフランジの幅厚比を変化させた場合を示している。ウェブとフランジの幅厚比が小さいときは、最大荷重に達した後もかなりの強度を保持しながら変形し、その曲線の降下勾配も緩やかであり、変形能も大きい。しかし、フランジの幅厚比を大きくすると、図一6に示すようにHAおよびHBシリーズとも最大荷重に達した後の変形能に差がみられる。特に、フランジの幅厚比が20ではその降下曲線の勾配が急であり、変形能も小さい。これはウェブの幅厚比が変化しても同様な傾向となっていることがわかる。

図一7は細長比を一定にした場合の中央断面における軸ひずみ分布の変化を示したものである。図一7(a)のHAシリーズの場合フランジとウェブの幅厚比を変化させているが、幅厚比が大きくなると最大強度 σ_{max} よりも小さい荷重からひずみ分布が一様でなくなり、局部変形が生じていることがわかる。この分布の乱れを局部座屈が生じたと考えれば、これから最大強度に達するまでの余剰耐力はかなり大きいと思われる。また、このひずみ分布の乱れは局部座屈による以外に、図一3に示すようなウェブの初期たわみ形状の影響によるものと思われる。図一7(b)はHBシリーズのウェブの幅厚比を一定(50)にして、フランジの幅厚比が変化する場合のひずみ分布を示している。また、フランジ端部4隅で測定したひずみもフランジの外、内側で区別してプロットしている。フランジの幅厚比が大きくなるとフランジ部の乱れが大きくなり、ウェブのひずみ分布に影響して乱れが同様に生じていることがわかる。ひずみ分布からも両板要素が連成して変形している様子が推定される。

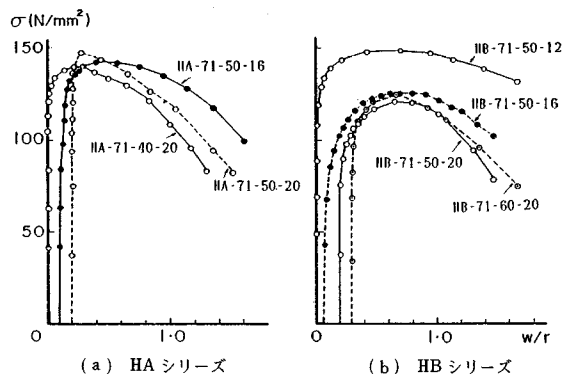
図一8はウェブの幅厚比を一定にしてフランジの幅厚比を変化させた場合(HBシリーズ)の、各供試体の中央より下5cmの位置の断面形状の変化を示したものである。図ではウェブ両端の初期状態からの変位量を w/r で示し、断面変形量は δ/t を単位として表わしている。最大荷重に達するまでは断面形状の変化に多少の差がみられるが、これは初期たわみの影響と考えられる。また最大荷重に達した後は、幅厚比が大きいほどフラン



写真一2 たわみの測定



図一5 平均応力-変位曲線



図一6 平均応力-変位曲線 (細長比一定)

ジ部の変形が大きく顕著であり、最大強度が早期に低下した原因となったと思われる。そして、柱が曲げ変形を生じながら両板要素の局部変形も大きくなり、連成座屈挙動する様子がうかがえる。

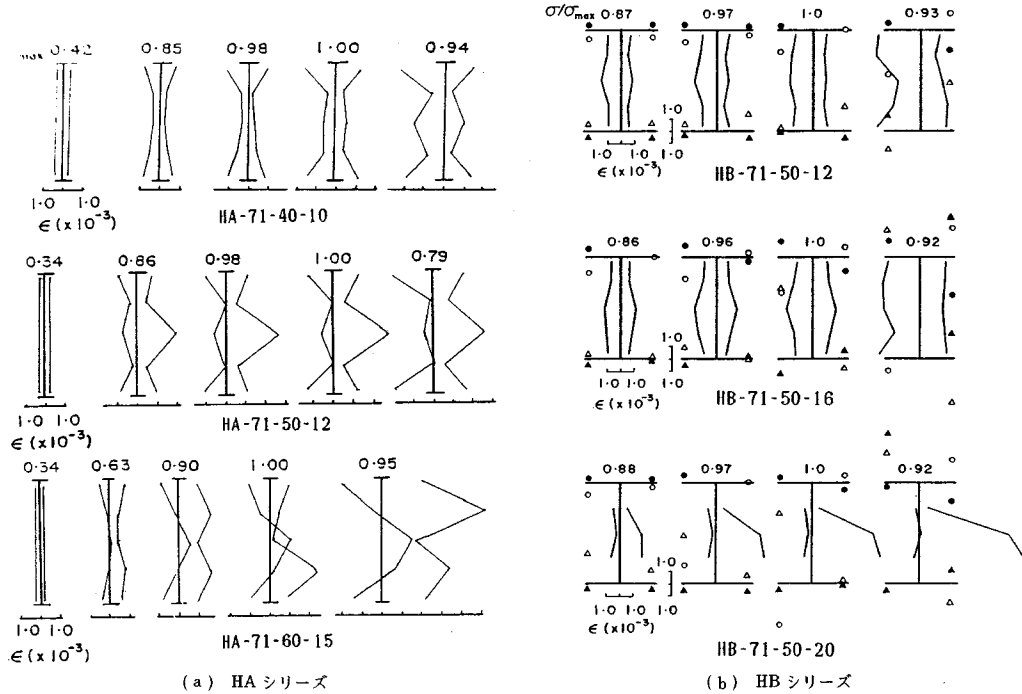


図-7 荷重-ひずみ分布

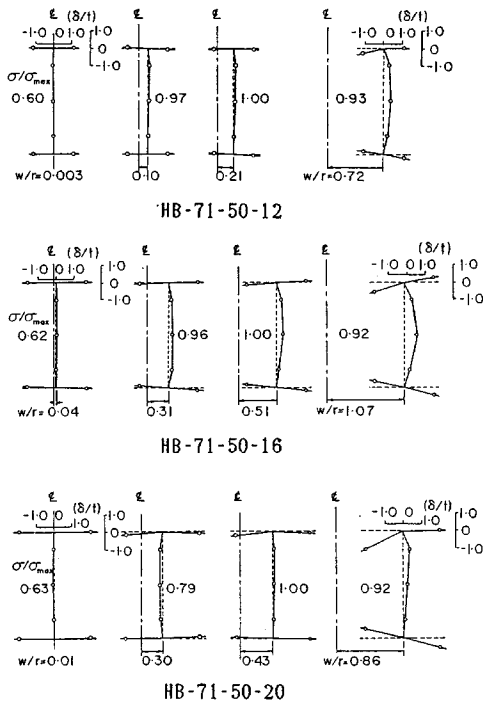
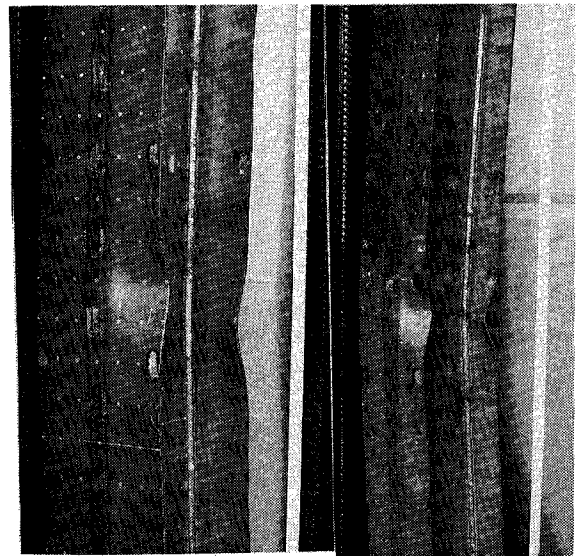


図-8 断面の変形性状



(a) HA-71-40-20 (b) HB-71-50-20

写真-3 載荷後の変形状態

写真-3は供試体 HA-71-40-20 および HB-71-50-20 の載荷後の変形状態を示したものである。実験では、各供試体ともほぼ中央断面かあるいはその下側 10 cm 前

後の断面で一番大きな曲げを生じていた。フランジの幅厚比が同じ 20 でも、ウェブの幅厚比 40 の供試体はフランジの局部変形が柱の軸方向全体にわたって生じているのに対し、50 の供試体では一番大きな曲げを生じた部分に集中しているようで、連成座屈挙動に多少の違いがみられた。

このように、フランジの幅厚比が大きくなると板要素の連成挙動が顕著となり、局部変形が部材全体の耐力に大きく影響することが明らかになった。

(2) 耐力

表—3は実験で得られた最大荷重 P_{max} 、最大平均応力 σ_{max} ($=P_{max}/A$)、 σ_{max}/σ_y^* 等をまとめて示したものである。表—3の $\sigma_{u,s}$ は、現行の道路橋示方書の許容応力度規定で計算した許容軸方向圧縮応力度 σ_{ca} を安全率倍して耐力表示したもので、次のようにして求めた。圧縮応力度 σ_{ca} は、示方書の式 (2.2.1) より次式で表わせる。

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{cao} \dots \dots \dots (4)$$

ここに、

- σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度
- σ_{cag} : 示方書の表-2.2.2 に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度
- σ_{cal} : 示方書の表-3.2.1、表-3.2.2 および表-3.2.3 に規定する局部座屈に対する許容応力度
- σ_{cao} : 示方書の表-2.2.2 に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値

ここで、 σ_{cal} は、フランジ、ウェブの許容応力度のうち小さい方を取ることにした。また、 $b_f/t > 16$ 、 $h_w/t > 56$ の供試体もあるが、示方書の表の式をそのまま適用して求めた。よって、式 (4) より σ_{ca} が求まるので、これを安全率 (σ_y/σ_{cao}) 倍して $\sigma_{u,s}$ を計算した。ここに、 σ_y は公称降伏点 (245 N/mm²) であり、板厚 4.5 mm の場合は $\sigma_y = \sigma_y^*$ とした。また、実験値との比較を $\sigma_{max}/\sigma_{u,s}$ で表—3に示している。この表からわかるように、連成座屈の影響がなかったと考えられる供試体 HA-71-40-10を除いて、連成座屈する場合の示方書の耐力評価式は、応力的には安全側過ぎる (35%~110%) ことがわかる。この理由としては次のことが考えられる。

(a) 式 (4) のように部材の耐力を全体座屈と局部座屈の積の形で表わし、安全側過ぎる評価式になっている。

(b) σ_{cal} の評価の規準にしている σ_{cr} (局部座屈の終局応力度) を次式で算定している。

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = \frac{0.5}{R^2} \dots \dots \dots (5)$$

ただし、 $0.7 < R$ 、 $h_w/t \leq 80$

式 (5) は幅厚比パラメーター R が大きい場合、この実験でも示したように荷重-変位曲線にねばりが無い、つまり降下曲線の勾配が急であることを考慮して、実際の強度よりもかなり安全側に終局強度を定めたことによるものである^{(14),(15)}。

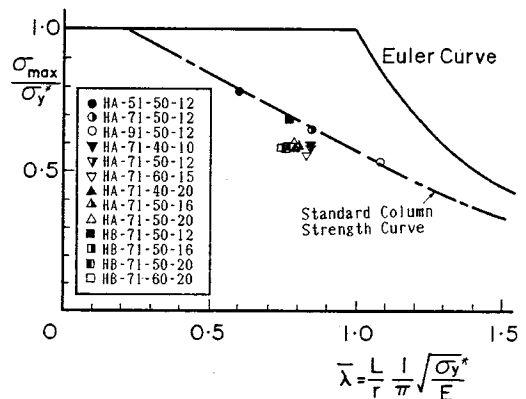
また、表—3に示すように耐力と幅厚比の関係は、フランジの幅厚比を一定 (20) にしてウェブの幅厚比を 40, 50, 60 と変化させた場合、耐力 σ_{max}/σ_y^* は 0.567, 0.566, 0.563 とほとんど変わらないが、ウェブの幅厚比を一定 (50) にしてフランジの幅厚比を 12, 16, 20 と変化させた場合、その耐力 σ_{max}/σ_y^* は 0.679, 0.579, 0.566 となり、フランジの幅厚比の変化が耐力に及ぼす影響が大きいことがわかる。

図—9は縦軸に最大平均応力 σ_{max}/σ_y^* を、横軸に細長比パラメーター λ をとったもので、道路橋示方書の局部座屈を考えない直柱の耐力曲線も図示してある。実験結果は供試体 HA-71-40-10を除いてすべてこの曲線上か曲線の下側にきており、連成座屈による強度低下の影響が現われたと考えられる。供試体 HA-71-40-10は、初期たわみが非常に小さいにもかかわらず、図—5(b)の荷重-変位曲線に示すように初期の段階から横たわみが生じており、載荷方法に多少不備があったため強度が低下したと考えられる。

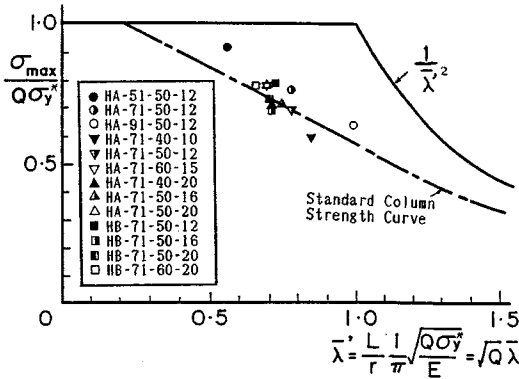
また、今回の実験では表—2に示すように、ウェブに約 0.3~0.6 σ_y^* とかなり大きな圧縮残留応力が存在して

表—3 実験結果

Specimens	P_{max} (KN)	σ_{max} (N/mm ²)	$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y^*}$	$\frac{\sigma_{u,s}}{\sigma_y^*}$	$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{u,s}}$
HA-51-50-12	382	193	0.773	0.471	1.64
HA-71-50-12	319	161	0.644	0.394	1.63
HA-91-50-12	265	133	0.534	0.311	1.72
HA-71-40-10	239	150	0.584	0.614	0.95
HA-71-50-12	284	143	0.573	0.395	1.45
HA-71-60-15	326	136	0.546	0.276	1.98
HA-71-40-20	333	141	0.567	0.293	1.94
HA-71-50-16	333	144	0.575	0.411	1.40
HA-71-50-20	387	148	0.592	0.283	2.09
HB-71-50-12	149	150	0.679	0.449	1.51
HB-71-50-16	147	128	0.579	0.428	1.35
HB-71-50-20	153	125	0.566	0.322	1.78
HB-71-60-20	176	124	0.563	0.310	1.82



図—9 最大平均応力



図—10 Q で整理した最大平均応力

おり、また、供試体 HA-71-40-10 のように連成座屈を生じないと考えられる場合でも、強度が小さくなっていることから、基準耐荷力曲線に比べて強度が低下した原因が必ずしも連成座屈の影響によるものとは考えられない。この点については解析により検討する必要があると思われる。

次に、中心圧縮を受ける鋼柱の耐荷力を AISC¹⁶⁾ の考え方に基いて検討してみる。鋼柱と同一断面の短柱の局部座屈強度を $Q = \sigma_{max} / \sigma_y^*$ で求め、局部座屈を生じた部材の強度を降伏応力 σ_y^* が $Q \cdot \sigma_y^*$ をもつ部材と考えて推定する方法で、Q を低減係数とよんでいる。この Q は文献 10) の短柱実験の結果より、幅厚比パラメータ R_{rw} を使って次式で表わされる。

$$Q = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_y^*} = \frac{0.77}{R_{rw}} \leq 1.0 \dots \dots \dots (6)$$

図—10 は、式 (6) の Q を用いて実験値を整理したもので、降伏応力 σ_y^* の代わりに $Q \sigma_y^*$ を使って無次元化してある。各実験値とも耐荷力曲線の上側またはその付近に近づいており、フランジの幅厚比が大きい場合を含めて、局部座屈の影響があるときの柱の耐荷力をよく推定できていると思われる。

4. 結 論

圧縮を受ける H 形薄肉鋼柱の弱軸回りの連成座屈挙動および耐荷力に関する実験を行った結果の主なものを挙げると、次のようである。

- (1) フランジおよびウェブの幅厚比が小さい断面をもつ鋼柱は、最大荷重に達した後の変形能が大きい。また、局部座屈後もかなりの余剰耐力を保持している。
- (2) しかし、フランジの幅厚比が大きくなると、最大荷重に達した後の強度の低下が早く、その変形能も小さい。
- (3) フランジの幅厚比が大きい断面では、ウェブとフランジが連成して局部変形挙動を生じ、部材全体の耐

荷力に大きく影響する。

(4) 部材が連成座屈を生じる場合、実験結果に比較して現示方書の部材の耐荷力の評価式は座屈後の剛性を考慮して安全側に定めたもので、応力度としては相当余裕のあるものである。

(5) 短柱の強度 $Q (= \sigma_{max} / \sigma_y^*)$ から求まる仮定の降伏応力 $Q \sigma_y^*$ を用いると、鋼柱の連成座屈強度をよく推定できる。

5. あとがき

実験結果からもわかるように、H 形断面の構成板要素の連成挙動および部材全体との連成座屈挙動は初期たわみや溶接残留応力等の初期不整を考慮して弾塑性解析する手法が必要であると考えられる。著者らは、構成板要素の局部座屈と全体座屈が連成して生ずる鋼構造物の耐荷力挙動を解析する方法として、はり要素と板要素を結合して全体構造を解析する手法を開発し、その妥当性、有効性について検討してきた^{11), 12)}。しかし、従来の解析対象は局部座屈が生じにくい断面寸法であったので、局部変形の影響が大きくなるこの連成座屈実験の供試体を解析対象に選んで解析を行い、解析法の妥当性について実験結果と比較検討中であり、別の機会に報告の予定である。

本研究の一部は昭和 59, 60 年度の文部省科学研究費補助金 (一般研究 C) の交付を受けた。なお、貴重なご助言を頂いた熊本大学 平井一男教授、名古屋大学 福本 昉士教授および宇佐美勉助教授、また、実験実施にあたっては当時熊本大学在学中の荒牧 浩 (現・川鉄建材工業 (株))、植野幹博 (現・熊本県) および川森晋治 (現・日興証券 (株)) の各氏にご協力を得た。ここに記して謝意を表します。

付録 座屈係数 k_{ws} , k_{fs}

ウェブ幅 h_w 、ウェブ板厚 t_w の載荷辺が単純支持で、非載荷辺が弾性拘束されているウェブおよびフランジ半幅 b_f 、フランジの板厚 t_f で、非載荷辺の一边が自由で一边が弾性拘束されているフランジである。ウェブを基準としたときのフランジの拘束係数を ζ_w 、フランジを基準としたときのウェブの拘束係数を ζ_f とする¹⁷⁾。このときのウェブを基準とした座屈係数 k_{ws} は次式で表わされる¹⁰⁾。

$$k_{ws} = \frac{1}{\alpha_w^2} + \alpha_w^2 \left(\frac{-\frac{4}{\pi^2} \beta_w + \frac{\beta_w^2}{2}}{\frac{\pi^2}{30} - \frac{8}{\pi^2} \beta_w + \frac{\beta_w^2}{2}} \right) + 2 \frac{\frac{1}{3} - \frac{8}{\pi^2} \beta_w + \frac{\beta_w^2}{2}}{\frac{\pi^2}{30} - \frac{8}{\pi^2} \beta_w + \frac{\beta_w^2}{2}} \dots \dots \dots (A \cdot 1)$$

ここに、

$$\alpha_w = a / h_w, \beta = 1 + \zeta_w$$

$$\zeta_w = \left(\frac{t_w}{t_f}\right)^3 \frac{0.16 + 0.056 \left(\frac{h_w}{b_f}\right)^2}{1 - 9.4 \left(\frac{t_w}{t_f}\right)^2 \left(\frac{b_f}{h_w}\right)^2} \dots\dots\dots (A \cdot 2)$$

$(h_w t_f / b_f t_w > 3.07)$

なお、 $9.4 \left(\frac{t_w}{t_f}\right)^2 \left(\frac{b_f}{h_w}\right)^2$ が 1 より大きくなれば、ウェブはフランジの拘束を受けなくなる。つまり、 $9.4 \left(\frac{t_w}{t_f}\right)^2 \left(\frac{b_f}{h_w}\right)^2 = 1$ より、3.07 が求まる¹⁷⁾。

また、 a は座屈応力を最小にする座屈たわみモードの半波形長で次式で与えられる。

$$\frac{a}{h_w} = \sqrt[4]{\frac{\pi^2 - \frac{8}{30} \pi^2 \beta_w + \frac{\beta_w^2}{2}}{-\frac{4}{\pi^2} \beta_w + \frac{\beta_w^2}{2}}} \dots\dots\dots (A \cdot 3)$$

また、フランジを基準とした座屈係数 k_{rs} は次式で表わされる¹⁰⁾。

$$k_{rs} = \frac{1}{\alpha_f^2} + \frac{2}{\pi^2 c_1} \{c_2 - (c_2 + c_3) \nu\} + \frac{\alpha_f^2}{c_1 \pi^4} \left(2.5821 + \frac{8}{\pi} \zeta_f\right) \dots\dots\dots (A \cdot 4)$$

ここに、

$$\alpha_f = a / b_f, \quad c_1 = \frac{\zeta_f}{3} + 0.4036 \zeta_f + 0.1295$$

$$c_2 = \zeta_f^2 - 0.4091 \zeta_f + 1.5817, \quad c_3 = -0.9015 \zeta_f - 0.5775$$

$$\zeta_f = 2 \left(\frac{t_w}{t_f}\right)^2 \left(\frac{h_w}{b_f}\right) \frac{1}{1 - 0.106 \left(\frac{t_w}{t_f}\right)^2 \left(\frac{h_w}{b_f}\right)^2} \dots\dots\dots (A \cdot 5)$$

$(h_w t_f / b_f t_w \leq 3.07)$

ただし、 a は座屈応力を最小にする座屈たわみモードの半波形長で次式で与えられる。

$$\frac{a}{b_f} = \pi \sqrt[4]{\frac{c_1}{2.5821 + \frac{8}{\pi} \zeta_f}} \dots\dots\dots (A \cdot 6)$$

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) 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。
- 3) 宇佐美勉・福本啓士：鋼圧縮部材の連成座屈強度実験と

有効幅理論による解析，土木学会論文報告集 第326号，1982年10月。

- 4) 宇佐美勉・福本啓士・青木徹彦・松川昭夫：補剛箱形断面偏心圧縮柱の強度に関する実験的研究，土木学会論文集，第350号/I-2，1984年10月。
- 5) 宇佐美勉・土屋信洋・福本啓士：鋼圧縮部材の連成座屈挙動の理論的研究，土木学会論文集，第362号/I-4，1985年10月。
- 6) Nakai, H., Kitada, T. and Miki, T. : Interaction Curve of Thin-Walled Box Stub-Column subjected to Compression and Bending for Applying to Overall Buckling Analysis of Columns, Proc. of JSCE, No.362/I-4, Oct., 1985.
- 7) Dewolf, J. T., Pekoz, T. and Winter, G. : Local and Overall Buckling of Cold-Formed Members, Proc. of ASCE, Vol.100, No.ST 10, Oct., 1974.
- 8) Kalyanaraman, V., Pekoz, T. and Winter, G. : Unstiffened Compression Elements, Proc. of ASCE, Vol.103, No.ST 9, Sep., 1977.
- 9) 山尾敏孝・荒木栄次・荒牧 浩・崎元達郎：H形短柱の耐荷力について，土木学会第41回年次学術講演会概要集，第I部，1986年11月。
- 10) 山尾敏孝・崎元達郎：薄肉H形短柱の耐荷力挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，第380号/I-7，1987年4月。
- 11) 山尾敏孝・崎元達郎：板要素とはり要素の結合による薄肉鋼構造物の有限変位弾塑性解析，構造工学論文集，Vol.32 A，1986年3月。
- 12) Yamao, T. and Sakimoto, T. : Nonlinear Analysis of Thin-Walled Structures by a Coupled Finite Element Method, Proc. of JSCE, No.374/I-6, Oct., 1986.
- 13) 山尾敏孝・崎元達郎：溶接箱形断面柱の連成強度実験，土木学会論文報告集，第335号，1983年7月。
- 14) 北田俊行：圧縮板の設計耐荷力曲線の統一化について，土木学会第40回年次学術講演会概要集，第I部，1985年9月。
- 15) 金井道夫：道路橋示方書 II 鋼橋編改訂の背景と運用，橋梁と基礎，1981年3月。
- 16) AISC : Specifications for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, 1969.
- 17) Bleich, F. : Buckling Strength of Metal Structures, McGraw-Hill, 1952.

(1986.7.4・受付)