

圧縮と曲げを受ける薄肉H形断面部材の 相関強度とその評価式について

AN ANALYSIS AND ESTIMATIONS FOR ULTIMATE STRENGTH OF THIN-WALLED
H-SECTION MEMBERS SUBJECTED TO AXIAL COMPRESSION AND BENDING

山尾敏孝* 坪浦伸泰** 崎元達郎***

By Toshitaka YAMAO, Nobuhiro TUBOURA and Tatsuro SAKIMOTO

A theoretical study on the ultimate strength and the interactive behavior of local and overall buckling of thin-walled H-section members subjected to axial compression, bending or any combination of these is performed by using a coupled finite element method. The rivised AISC form factor method to predict interactive buckling strength of H-section columns is proposed by using the form factor obtained by the ultimate strength analysis of H-section stub-columns subjected to compression. The ultimate strength predictions of the column and the beam-column by the rivised AISC form factor method are found to give fairly accurate results for the column tested and the numerical analysis.

1. まえがき

鋼薄肉H形断面部材は、高張力鋼の利用や溶接技術の進歩により土木構造物の部材として多用されている。また、近年単位重量当りの強度増や経済性をめざして軽量溶接H形鋼材あるいは圧延薄肉H形鋼材が開発されている。今後幅厚比を大きくして、終局状態を基準とした合理的で経済的な設計法を実現するためには、構成する薄板要素の局部座屈の影響を考慮して終局強度や挙動を理論的・実験的に求め、連成座屈強度の合理的な評価法を確立する必要がある。

著者ら^{1)~3)}は、H形断面部材の連成座屈に関する研究が非常に少ない現状を鑑みて、溶接H形鋼柱の連成座屈に関する理論解析と耐力実験を行い、連成座屈強度やその挙動を明らかにしてきた。そして中心圧縮を受けるH形断面鋼柱の局部座屈を考慮した場合の最大強度をAISC⁶⁾の考え方に基づいて求める手法を提案した。しかし、この方法では連成座屈強度を求めようとする鋼柱と同一断面を有する短柱の最大強度をあらかじめ短柱実験等で求めておく必要がある。そこで、短柱の最大強度の簡易推定式として短柱実験及びパラメータ解析の結果を基にして提案したが、対象にしたモデルの幅厚比の範囲が小さく、圧縮を受ける部材の局部座屈の影響を考慮した最大強度の算定に使用するには多少検討の余地があると思われる。また、偏心圧縮を受ける部材では圧縮と弱軸曲げを受ける場合の最大強度を求める必要がある。

そこで本研究では、まず溶接薄肉H形断面短柱の最大強度をウェブ及びフランジの幅厚比をパラメータ

* 工博 熊本大学助教授 工学部土木環境工学科 (〒860 熊本市黒髪2-39-1)

** 広島県加計土木事務所 (〒731-35 広島県山県郡加計町加計3798-1)

*** 工博 熊本大学教授 工学部土木環境工学科 (〒860 熊本市黒髪2-39-1)

として弾塑性有限変位解析を行なって求めた。これらの結果を基にして短柱の最大強度推定式の提案を行い、推定式の精度について実験結果等と比較検討した。次に、中心圧縮を受ける溶接薄肉H形鋼柱の連成座屈を生じる場合の耐荷力算定式の低減係数として短柱解析から得られた強度を用い、この算定式の妥当性について検討を行った。さらに、圧縮と弱軸回りの等曲げを受けるH形断面部材の局部座屈を考慮した相関強度の算定式を提案した。そして結合解析法を用いたパラメータ解析を行って提案式の妥当性について検討したものである。

2. 短柱解析モデルとパラメータ解析

解析には、図1に示すような断面のH形短柱でその板厚は3.2, 4.5, 6.0mmとし、フランジ幅厚比(b_f/t_f)を10, 16, 18, 22, ウェブ幅厚比(h_w/t_w)を35, 50, 60, 70と変化させたものを組み合わせた断面寸法のモデルを用いた。使用したフランジ幅 b 、ウェブ高 h 等をまとめて表1に示す。なお、モデルの幅厚比は現道路橋示方書⁷⁾より大きい値も比較のため使用した。表中の R_{fw} は構成板要素の相互の影響を考慮した幅厚比パラメータであり次式で求まる³⁾。

$$\left. \begin{aligned} R_{fw} &= \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_{w\zeta}}} & \left(-\frac{h_w t_f}{b_f t_w} > 3.07 \right) \\ &= \frac{b_f}{t_f} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_{f\zeta}}} & \left(-\frac{h_w t_f}{b_f t_w} \leq 3.07 \right) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ここに、 σ_y は降伏点応力度、 E はヤング係数であり、それぞれ $\sigma_y=245(\text{N/mm}^2)$ および $E=206(\text{KN/mm}^2)$ とした。また、 ν はポアソン比で0.3とした。さらに、式(1)の $k_{w\zeta}$ 、 $k_{f\zeta}$ はH形断面のウェブとフランジの連成作用を考慮して求めた座屈係数で³⁾、 $k_{f\zeta}$ は一部修正して用いた。解析対象は弾性座屈解析より求まる最小の座屈長の半分の $l/2$ で、分割方法はフランジ、ウェブ、軸方向及び板厚方向にそれぞれ6分割し、弾塑性有限変位解析法を用いて行った。荷重は端部で軸方向に一様変位の変位制御で与えた。なお、板の初期たわみは図2に示すような分布形状で、最大値は $\Delta w=h_w/150$ 、 $\Delta f=b/200$ とした。溶接残留応力分布の形状は図3に示すように仮定し、その圧縮残留応力の最大値の大きさは $0.3\sigma_y$ とした。

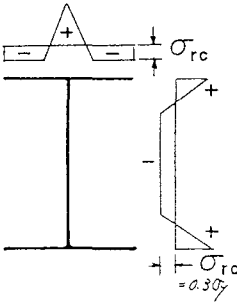


図3 残留応力分布図

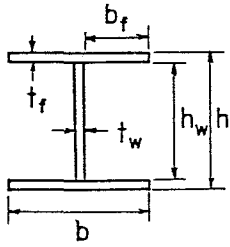


図1 H形断面

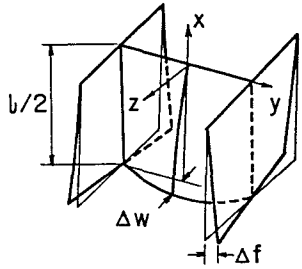


図2 初期たわみ分布

表1 短柱解析モデルの諸元と最大強度

Specimens	b (mm)	h (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	$\frac{b_f}{t_f}$	$\frac{h_w}{t_w}$	R_{fw}	$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y}$
P S H - A	94.5	166.5	4.5	4.5	10	35	0.603	0.992
	148.5	166.5	4.5	4.5	16	35	0.735	0.929
	165.5	166.5	4.5	4.5	18	35	0.805	0.877
	202.5	166.5	4.5	4.5	22	35	0.949	0.821
P S H - B	94.5	234.0	4.5	4.5	10	50	0.830	0.856
	148.5	234.0	4.5	4.5	16	50	0.898	0.816
	202.5	234.0	4.5	4.5	22	50	1.020	0.782
P S H - C	93.2	233.0	4.5	3.2	10	70	1.071	0.830
	147.2	233.0	4.5	3.2	16	70	1.084	0.797
	201.2	233.0	4.5	3.2	22	70	1.204	0.722
P S H - D	69.2	230.4	3.2	3.2	10	70	1.159	0.738
	105.6	230.4	3.2	3.2	16	70	1.170	0.731
	144.0	230.4	3.2	3.2	22	70	1.246	0.706
P S H - E	124.5	282.0	6.0	4.5	10	60	0.929	0.862
	196.5	282.0	6.0	4.5	16	60	0.962	0.807
	268.5	282.0	6.0	4.5	22	60	1.118	0.770

3. 短柱の最大強度推定式の提案

解析で得られた最大強度 σ_{max}/σ_y を表1にまとめて示す。図4は最大強度を表1に示す幅厚比パラメータ R_{fw} で整理した結果である。 R_{fw} が大きくなるにしたがって最大強度は次第に低下しており、 R_{fw} に深い関係があることが分かる。この関係について調べると式(3)で示すような関係式が得られた。なお、 Q は構成板要素の局部座屈の発生による降伏応力の低減係数であり最大強度を表わす。

(a) 単柱実験結果を基にした低減係数

$$Q = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_y} = \frac{0.77}{R_{fw}} \leq 1.0 \quad (2)$$

(b) 短柱のパラメータ解析から得られた低減係数

$$Q = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_y} = 1 / (1 + \frac{R_{fw} - 0.6}{3.4})^2 \leq 1.0 \quad (3)$$

図中には文献3)の短柱実験から得られた式(2)の推定式もあわせて示しているが、式(3)に比べて式(2)の推定式は R_{fw} が小さい領域や大きい領域で最大強度をうまく推定できていないことがわかる。図5は著者らが行った短柱実験および青木ら⁴⁾が行った短柱実験から得られた最大強度を式(1)を使って求めた R_{fw} に対してプロットし、式(2)と式(3)の両推定式による結果を比較して示したものである。図からわかるように式(3)の推定式の方が実験値の平均的な値をうまく表していることがわかる。

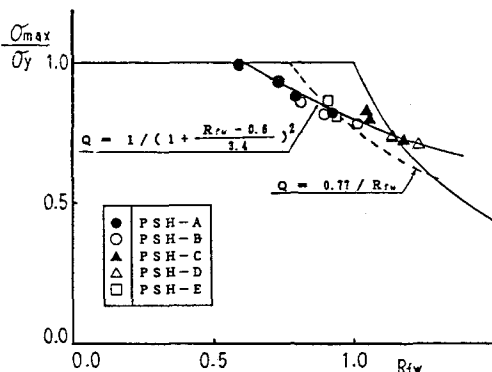


図4 短柱の最大強度

4. 薄肉H形部材の連成座屈解析

4.1 解析モデルと解析パラメータ

中心圧縮を受ける場合及び圧縮と弱軸曲げを受ける場合の薄肉H形断面部材の連成座屈挙動並びに最大強度を、部材の幅厚比と細長比をパラメータにとり解析を行った。解析には、フランジ幅厚比(b_f/t_f)を10, 16, 22, ウェブ幅厚比(h_w/t_w)を35, 50, 60, 70として、これらを組合せた断面で、表2に示すような6種類の幅厚比パラメータ R_{fw} を使用した。なお、連成座屈挙動を明らかにするため

幅厚比としては道路橋示方書の制限値(ウェブ： $h_w/t_w \leq 56$ ，フランジ： $b_f/t_f \leq 16$)を越える領域まで使用した。細長比(L/r ， r ：弱軸回りの断面二次半径)は、圧縮のみ载荷の場合50, 70, 100, 120の4種類とし、圧縮と曲げ载荷の場合50, 100の2種類を用いた。用いた細長比パラメータ λ 及び E ， σ_y 等の材料定数を表2にまとめて示す。解析は対称条件により $L/2$ の部分についてモデル化し、結合解析法¹⁾を用いて行った。また、部材の最大初期たわみの大きさは $L/1000$ ，形状は半波の正弦関数とし、残留応力は図3に示すような分布形状で圧縮残留応力度の最大値は $0.3\sigma_y$ と仮定した。断面要素および軸方向の要素分割数や分割方法等は文献1)と同様である。

载荷方法は、圧縮のみの場合は端部に軸方向に一様変位の変位制御で与え、圧縮と曲げの場合には所定の曲げモーメント M_0 を与えておいた後、一様変位の変位制御で圧縮荷重を与えた。

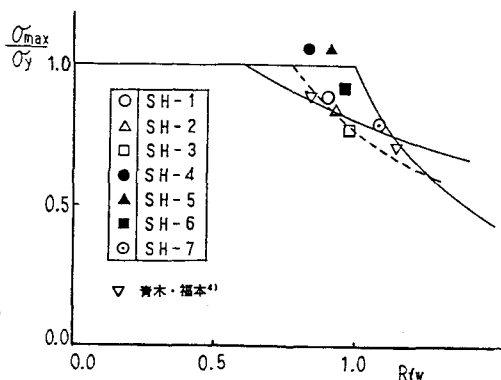


図5 短柱実験強度との比較

表2 解析のパラメータ諸元

E (ヤング係数)	206 (KN/mm ²)	L/r		$\bar{\lambda}$
σ_y (降伏応力)	245 (N/mm ²)	圧縮のみ	圧縮+曲げ	
t_f, t_w	3.2 , 4.5 mm	50	50	0.549
ν (ポアソン比)	0.3	70	--	0.769
R_{fw} ($b_t/t_f, h_w/t_w$)	0.735 (16 , 35)	100	100	1.098
	0.898 (16 , 50)			
	0.949 (22 , 35)	120	--	1.318
	0.962 (16 , 60)			
	1.071 (10 , 70)			
	1.246 (22 , 70)			

4.2 荷重-変位挙動

図6は中心圧縮を受けるH形鋼柱の荷重-変位曲線の一例を示したものである。縦軸は圧縮応力 σ を降伏応力 σ_y で、横軸はスパン中央断面のウェブ中央点の横たわみ w を断面二次半径 r でそれぞれ無次元化し、細長比50および100の場合について幅厚比パラメータ R_{fw} を変化させて示した。これらの変位挙動をみると、細長比が50の場合は $R_{fw}=1.246$ のモデルのみ荷重が低い段階より変位が急に大きくなり、最大強度も低下している。つまり、 R_{fw} が大きい部材では構成板要素の局部座屈が先に生じているためだと考えられる。一方、細長比が100の場合には R_{fw} の大きさは変位挙動に影響してなく、最大強度及び最大荷重に達した後の変形能もほとんど差が生じていないことがわかる。

そこで、 R_{fw} の大きさが同程度であるがウェブの幅厚比が大きい断面とフランジの幅厚比が大きい断面の2種類について、その変位挙動や最大強度を比較検討してみた。図7は細長比を変化させたときの荷重-変位曲線を示したものである。細長比が50ではフランジの幅厚比が大きい断面よりウェブの幅厚比が大きい断面の方が最大強度及び最大荷重後の変形能は大きくなっているが、細長比が70以上の鋼柱になると両者の最大強度には差が生じていないことがわかる。したがって、同じ R_{fw} をもつH形鋼柱でも細長比が小さい場合にはフランジの幅厚比の大きさが最大強度に及ぼす影響が大きい。これはH形鋼柱の連成座屈実験結果²⁾と同様な傾向を

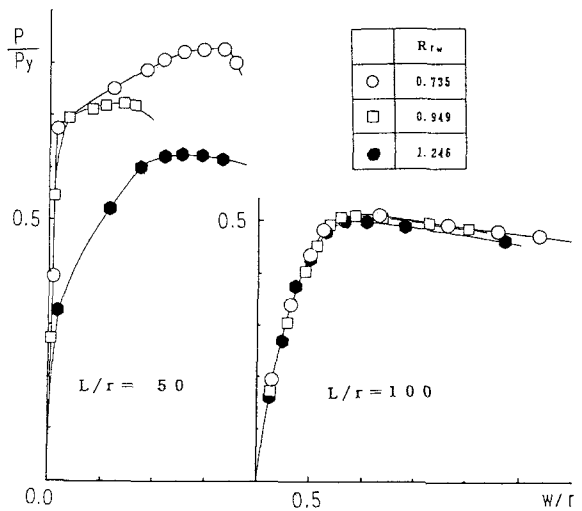


図6 圧縮を受ける鋼柱の荷重-変位曲線

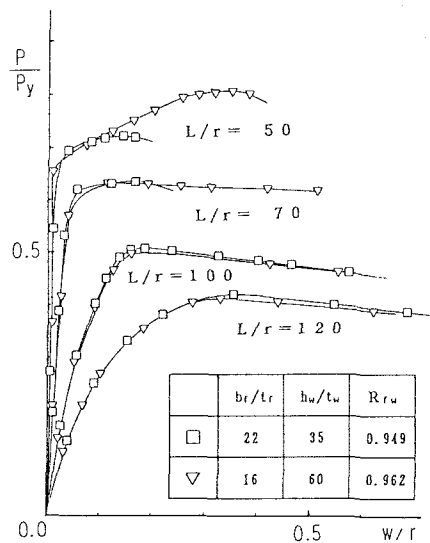


図7 圧縮を受ける鋼柱の荷重-変位曲線

示しており、細長比が小さい場合フランジの幅厚比の大きさには十分注意する必要がある。

図8は圧縮と曲げを受けるH形部材の荷重－変位挙動を示したものである。なお、载荷は前述した方法で行ったが、所定の弱軸回りの曲げモーメント M_θ として全塑性モーメント M_p の0.25, 0.50, 0.75倍を与えて解析した。縦軸には圧縮応力 σ を横軸にはスパン中央断面のウェブ中央点の横たわみ w をそれぞれ無次元化し、細長比50および100の場合について R_{fw} を変化させて解析した結果を示した。図より幅厚比パラメータ R_{fw} が大きくなるにしたがって最大強度は小さくなる傾向は、圧縮のみを受ける場合と同様であるが、細長比50では与える曲げモーメントが小さくなる程それが顕著に表れている。特に曲げモーメント $M_\theta=0.25M_p$ で $R_{fw}=1.246$ のモデルでは最大強度に達すると同時に崩壊しており、局部変形の影響が大きく出たと考えられる。また、 M_θ の大小にかかわらず最大荷重に達した後の変形能は $L/r=100$ の場合に比較して小さくなっている。一方、 $L/r=100$ の場合は M_θ が大きくなるにしたがって最大強度も小さくなっているが、圧縮のみ場合と同様に R_{fw} の大きさにさほど影響を受けてなく、ほとんど同様な挙動を示している。

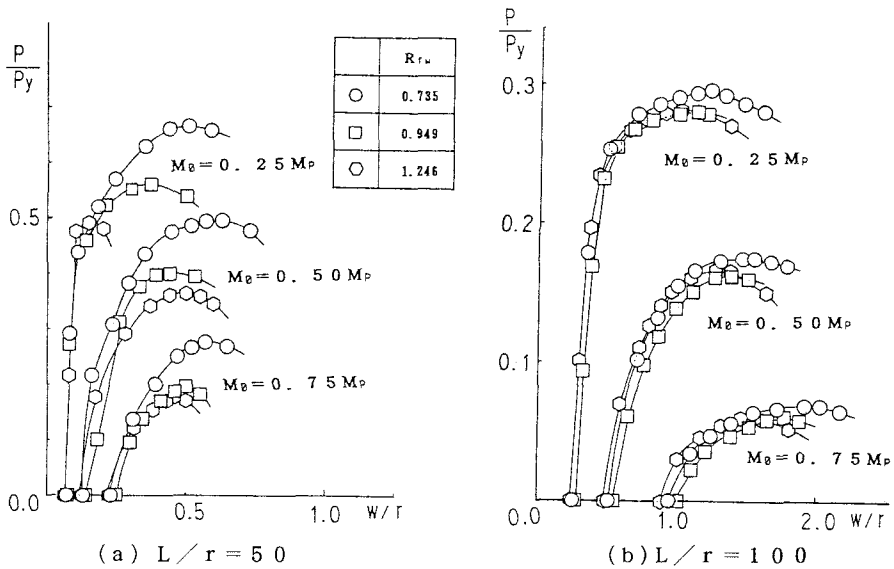


図8 圧縮と曲げを受ける部材の荷重－変位曲線

つまり、細長比が小さい部材ほど幅厚比の影響を大きく受けることがわかった。前述したように圧縮と曲げを载荷する場合最初に曲げを加えて行ったが、作用モーメントが大きくなると曲げのみで部材の一部に塑性域が発生し、圧縮を加えておいて曲げを载荷する場合の挙動と変化することが考えられるので、ここではその载荷順序を変えた場合の挙動及び最大強度について、 $R_{fw}=0.735, 1.071$ の細長比50と100のモデルで検討を行った。解析は、まず圧縮荷重として図8で得られた荷重を最初に加え、その後曲げモーメントを作用させて行った。

図9は各モデルのモーメント－変位曲線を示したものであるが、各モデルとも細長比及び幅

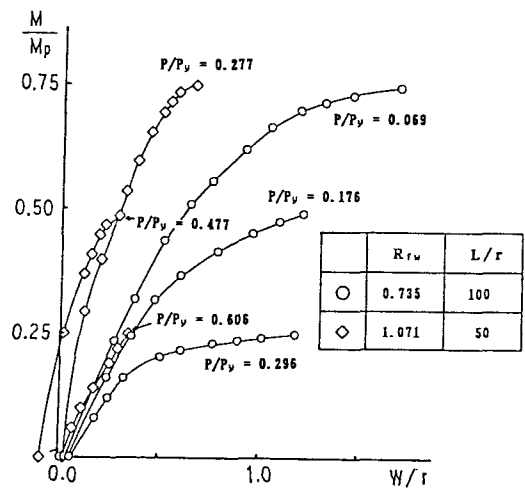


図9 モーメント－変位曲線

厚比パラメータ R_{fw} に関係なく M/M_p が 0.25, 0.50, 0.75 にほとんど近づいていることがわかる。つまり、今回の解析においては載荷順序が最大強度に及ぼす影響はほとんどないことがわかった。

5. H形断面部材の連成座屈強度の算定式の提案とその検討

5.1 算定式の提案

圧縮及び圧縮と曲げを受ける部材の連成座屈強度の算定式として次のように提案する。

① 中心圧縮を受ける部材の局部座屈を考慮した最大強度 σ_{max} の算定式として次式を用いる⁷⁾。

$$\frac{\sigma_{max}}{Q\sigma_y} = \begin{cases} 1.0 & (\bar{\lambda}' \leq 0.2) \\ 1.109 - 0.545\bar{\lambda}' & (0.2 \leq \bar{\lambda}' \leq 1.0) \\ 1.0/(0.773 + \bar{\lambda}'^2) & (\bar{\lambda}' \geq 1.0) \end{cases} \tag{4}$$

$$\text{ここに, } \bar{\lambda}' = \sqrt{Q} \bar{\lambda} \quad , \quad \bar{\lambda} = \frac{L}{r\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \tag{5}$$

L : 部材長, r : 弱軸回りの断面二次半径

$\bar{\lambda}'$ は修正細長比パラメータとよぶ。また、低減係数 Q は式(3)で求めるものとする。

② 圧縮と弱軸回りの曲げを受ける部材の相関強度式

両端に軸方向圧縮力 P と弱軸回りの等曲げ M_θ を受ける部材の局部座屈を考慮した場合の相関強度の算定式として次式を提案する⁹⁾。

$$\frac{P}{P_U} + \frac{M_\theta}{M_U(1 - P/P_E)} = 1.0 \tag{6}$$

ここに、 P_E はオイラー座屈荷重であり、 P_U は式(4)で求められる中心軸圧縮柱の強度 σ_{max} に断面積をかけたものである。また、 M_U は純曲げを受ける場合の終局モーメントであり次式で求める。

$$\frac{M_U}{M_p} = \frac{1}{\{1 + 0.1(R_{fw} - 0.5)\}^2} \leq 1.0 \tag{7}$$

5.2 算定式の検討

(1) 圧縮を受ける鋼柱の最大強度の比較

図10は圧縮を受ける鋼柱のパラメータ解析により得られた最大強度 σ_{max} を $Q\sigma_y$ で無次元化し、式(4)の

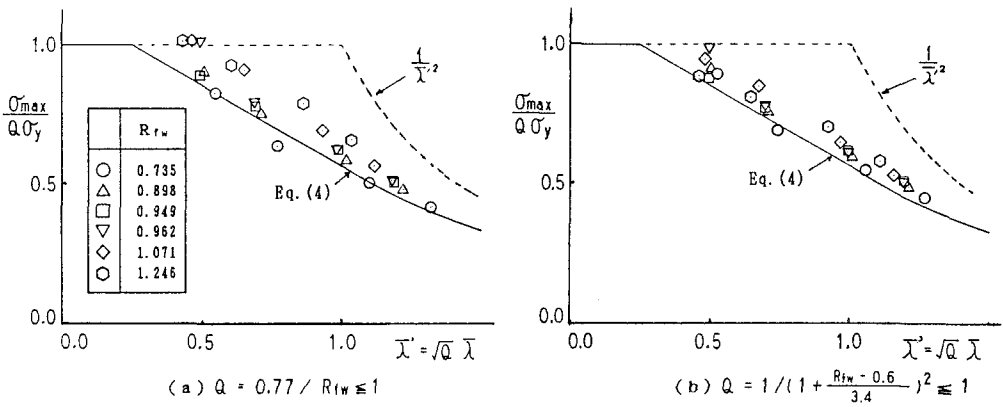


図10 中心圧縮鋼柱の最大強度

算定式の耐荷力曲線と比較して示したものである。図10(a)，(b)はそれぞれ式(2)，(3)の低減係数Qを用いて整理した。解析結果は算定式の上側またはその付近に近づいているが、低減係数Qとして式(2)より式(3)を用いる方が解析結果のばらつきが小さく、算定式の曲線によく一致していることがわかる。したがって、局部座屈の影響がある場合の鋼柱の耐荷力は式(3)の低減係数Qを用いる方が精度よく推定できると思われる。

(2) 純曲げを受ける部材の終局曲げモーメント

部材両端に弱軸回りの純曲げを受ける場合の最大強度について解析を行った。図11は、純曲げを受けるH形断面部材の解析結果を R_{fw} に対してプロットし、全塑性モーメント M_p と比較して示したものである。図からわかるように、細長比による影響はみられず全塑性モーメント M_p に対しても著しい低下は生じなかった。この結果より、純曲げに対して終局曲げモーメント M_u を式(7)で与えられるような R_{fw} を用いて算定する式を得た。

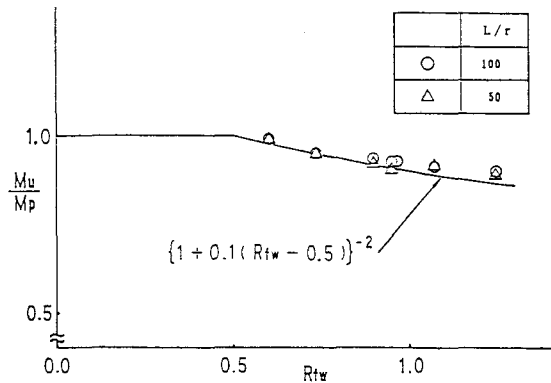


図 1 1 純曲げ部材の終局曲げモーメント

(3) 圧縮と曲げを受ける部材の最大強度の比較

図12は圧縮と弱軸回りの等曲げを受ける部材の解析結果を式(2)，(3)の低減係数Qで整理して式(6)の算定式と比較して示したもので、縦軸に最大圧縮荷重、横軸に最大曲げモーメントをとってある。両者とも細長比が100ではこの直線の上側に一致し安全側である。しかし、細長比が50の結果は全体的に細長比100より上側に位置し、かなり安全側の評価を与えていることがわかる。また、同じ細長比でも R_{fw} が大きい場合ばらつきがあるが安全側に評価している。次に、式(2)，(3)の低減係数Qを用いた結果を比較してみると、低減係数Qとして式(3)を用いる方が R_{fw} の変化によるばらつきが小さく、また、細長比の違いによる評価の差も小さくなっていることより妥当であると思われる。したがって、曲げと圧縮を受ける薄肉H形部材の局部座屈を考慮した相関強度式として式(6)を、その場合の低減係数Qとしては式(3)を用いれば相関強度を安全側に算定できることがわかった。

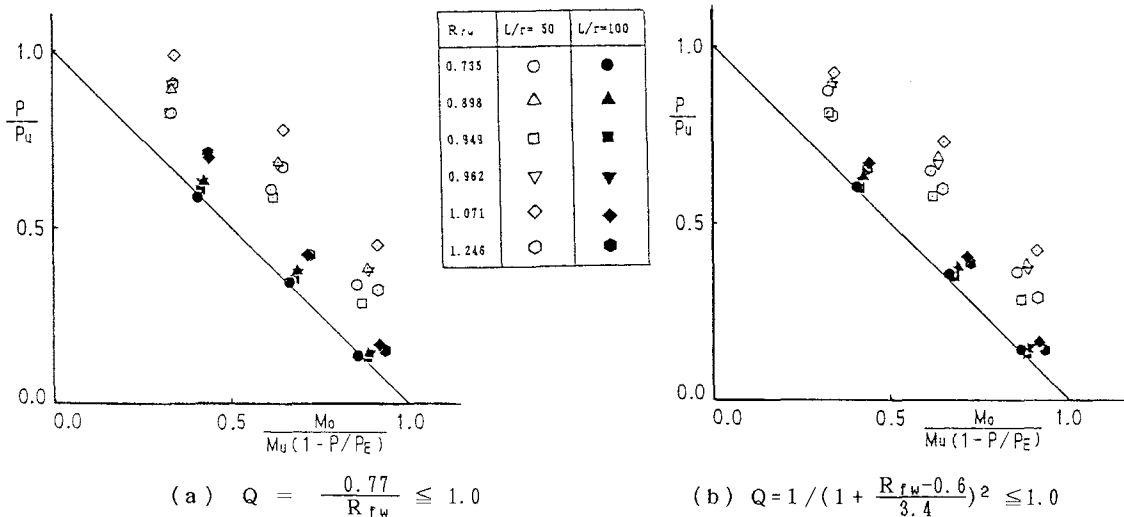


図 1 2 圧縮と曲げを受ける部材の最大強度

7. あとがき

本研究では、純圧縮を受けるH形短柱の耐荷力解析及び圧縮や圧縮と曲げを受けるH形断面部材の連成座屈挙動および耐荷力に関するパラメータ解析を行った。この結果を基にして薄肉短柱の最大強度の推定式の提案及び圧縮と曲げを受ける溶接H形断面部材の局部座屈を考慮した相関強度の算定式を提案し、解析結果等との比較検討した結果以下のことが得られた。

- (1) H形短柱のパラメータ解析の結果、幅厚比パラメータ R_{fw} を用いた式(3)の形で表した強度推定式が、精度よく短柱の最大強度を推定できた。
- (2) 圧縮や圧縮と曲げを受けるH形断面部材の座屈強度及び挙動は、細長比が50程度での小さい場合構成板要素の幅厚比の大きさが及ぼす影響は非常に大きく、特に圧縮と曲げを受ける場合には顕著である。しかし細長比が大きくなると幅厚比の影響はほとんどなくなる。
- (3) 同程度の幅厚比パラメータ R_{fw} を持つH形断面の部材では、ウェブの幅厚比よりもフランジの幅厚比の方が最大強度および変形能に及ぼす影響が大きくなる。
- (4) 短柱の強度 Q として式(3)から求まる仮定の降伏応力 Q_{0y} を用いると、実験から得られた式(2)の Q を用いるよりも圧縮を受けるH形断面部材の連成座屈強度を精度よく推定できる。
- (5) 圧縮と曲げを受けるH形断面部材の相関強度は、式(6)で表される相関強度式に式(3)の形で求められる低減係数 Q を用いれば十分安全側に評価できる。

なお、本論文の計算はすべて九州大学大型計算機センターのFACOM M780/20を使用した。

参 考 文 献

- 1) 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.32A，pp.291-302，1986.3
- 2) 山尾敏孝・崎元達郎：薄肉H形鋼柱の連成座屈に関する実験的研究析，土木学会論文集，第380号/I-7，pp.383-390，1987.4
- 3) 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析，土木学会論文集，第380号/I-7，pp.331-339，1987.4
- 4) 青木徹彦・福本昤士：軽量溶接H形鋼柱の局部座屈と全体座屈に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.34A，pp.161-170，1988.3
- 5) Davids, A.J. and Hancock, G.J.: Compression Tests of Long Welded I-Section Columns, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 10, Oct., 1986.
- 6) AISC : Specifications for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, 8th ed., New York, 1980.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1980年2月。
- 8) 土木学会：座屈設計ガイドライン，1987年10月。
- 9) 土木学会：鋼構造物設計指針 PART A 一般構造物，1987年11月。

(1989年10月 2日 受付)