I-44　圧縮鋼柱の連成座屈強度の評価式について

熊本大学工学部　正員　山尾 敏孝
熊本大学工学部　正員　崎元 達郎

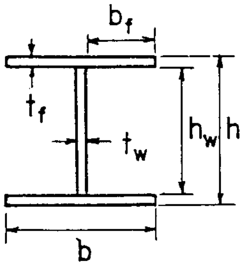
1．まえがき：　著者らは，前報[1),2)]で一様圧縮を受ける溶接H形断面鋼柱の連成座屈実験を行って,その座屈挙動や耐荷力について調べた。さらに，板要素とはり要素を結合して全体構造を解析する手法を用いて実験供試体をモデルに選んで解析し，実験結果と比較検討することによりこの解析方法の妥当性を確かめた．そこで本報告では，実験結果に基づいて中心圧縮を受ける薄肉開断面鋼柱の局部座屈を考慮した場合の耐荷力の評価式の提案を行い，パラメータ解析によりその評価式の検討を行ったものである．

2．連成座屈強度評価式の提案：

中心圧縮を受ける薄肉開断面鋼柱の局部座屈を考慮した場合の最大強度を，ＡＩＳＣ[3)]の考え方に基づいて次のようにして求めた．鋼柱は，図１に示すようなフランジ幅ｂ，フランジ板厚t_f，ウェブ高ｈ，ウェブ板厚t_w，ウェブ内高h_wおよびフランジ半幅b_fとする溶接薄肉H形断面である．まず局部座屈を生じる場合の最大強度を求めておく必要があるが，断面のウェブおよびフランジの幅厚比が大きい場合には非常に複雑となる．そこで，鋼柱と同一断面を有する短柱の最大強度を短柱実験及びパラメータ解析の結果より次式で表した[4)]．

$$Q = \frac{\sigma^{P}_{max}}{\sigma^{*}_{y}} = \frac{0.77}{R_{fw}} \leq 1.0 \qquad (1)$$

このＱを低減係数とよび，R_{fw}は幅厚比パラメータであり次式で求まる．



$$R_{fw} = \frac{h_w}{t_w}\sqrt{\frac{\sigma^{*}_{y}}{E}\,\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_{w\zeta}}} \quad \left(\frac{h_w t_f}{b_f t_w} > 3.07\right)$$
$$= \frac{b_f}{t_f}\sqrt{\frac{\sigma^{*}_{y}}{E}\,\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_{f\zeta}}} \quad \left(\frac{h_w t_f}{b_f t_w} \leq 3.07\right) \qquad (2)$$

ただし，　$\sigma^{*}_{y} = \sigma_{yf}(2A_f/A) + \sigma_{yw}(A_w/A)$　(3)

図１　H形断面

ここで，σ_{yf}，A_fおよびσ_{yw}，A_wはそれぞれ，フランジとウェブの降伏点応力度および断面積であり，$A = 2A_f + A_w$　となる．さらに，式(2)の$k_{w\zeta}$，$k_{f\zeta}$はH形断面短柱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ある[4)]．なお，ここではH形断面鋼柱の弱軸回りの曲げを考えている．これより，中心圧縮鋼柱の連成座屈強度σ_{max}の評価式として次式を提案する．

$$\frac{\sigma_{max}}{Q\sigma^{*}_{y}} = \begin{cases} 1.0 & (\bar{\lambda}' \leq 0.2) \\ 1.109 - 0.545\,\bar{\lambda}' & (0.2 \leq \bar{\lambda}' \leq 1.0) \\ 1.0/(0.773 + \bar{\lambda}'^2) & (\bar{\lambda}' \geq 1.0) \end{cases} \qquad (4)$$

ここに，　$\bar{\lambda}' = \sqrt{Q}\,\bar{\lambda}$　，　$\bar{\lambda} = \frac{L}{r\pi}\sqrt{\frac{\sigma^{*}_{y}}{E}}$　(5)

Ｌ：部材長　，　ｒ：弱軸回りの断面二次半径

3．評価式の検討：

鋼柱の幅厚比と細長比をパラメータにとって解析し式(4)の評価式の検討を行った．解析にはフランジの幅厚比を30,50,70，ウェブの幅厚比を10,16,22のそれぞれ３種類考え，これらを組合せた断面を使用した．その寸法、断面定数および幅厚比パラメータを表１に示し，細長比，ウェブおよびフランジの幅厚比を表２に示す．解析対象は図２に示すようにL/2で著者らが開発した結合解析法を用いて行った．また,断面および軸方向の分割方法は文献2)と同様であり，DLは板要素部分の長さである．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仮定し，残留応力の分布は図３に示すものを用いた．

表２は解析で得られた最大強度σ_{max}，σ_{max}/σ_y^*等をまとめて示した．表の$\sigma_{u,s}$は文献4)と同様に現行の道路橋示方書[5]の許容応力規定で計算した許容軸圧縮応力度σ_{ca}を安全率倍して耐荷力表示したものである．また，$b_f/t_f>16$，$h_w/t_w>56$の解析モデルもあるが，示方書の表の式をそのまま適用して求めた．解析結果との比較を$\sigma_{max}/\sigma_{u,s}$で示したが，連成座屈の影響がなかったと考えられる供試体$R_{fw}=0.772$を除いた他の供試体の耐荷力は，解析結果の方が耐荷力評価式で計算した値に比べて44～180%も大きく上回っている．つまり，連成座屈を生じる場合の示方書の部材の耐荷力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，実験結果と同様[4]に解析結果からも応力度として相当余裕があることがわかる．図４は，それぞれの細長比に対して解析結果を式(4)の提案式の耐荷力曲線と比較して示してある．図のプロットは式(1)の低減係数Ｑを用いて整理したもので，降伏応力度σ_y^*の変わりに$Q\sigma_y^*$を使って無次元化してある．耐荷力は，2,3の場合を除いて式(4)の提案式の推定強度を上回っており，局部座屈の影響がある場合の鋼柱の耐荷力がよく推定できていると思われ，提案式の妥当性が示された．

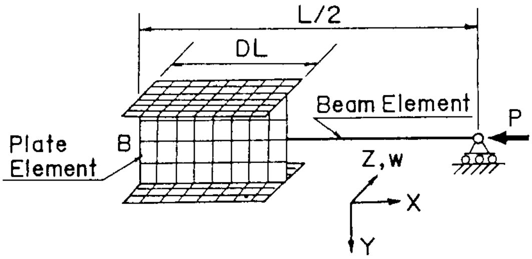


図２　解析モデル

４．あとがき：

一様圧縮を受ける薄肉Ｈ形鋼柱が連成座屈を生じる場合の耐荷力の評価式を提案したが，今後は軸力と曲げを受ける場合の部材の耐荷力評価式も検討し提案したいと考えている．

表１　解析パラメータ

E	206 (KN/mm²)
σ_y	245 (N/mm²)
t_f，t_w	3.2,4.5 mm
ν	0.3
R_{fw} (h_w/t_w, b_f/t_f)	0.772 (35,10) 0.903 (50,16) 1.068 (50,22) 1.259 (70,22)

－ 参考文献 －

1)山尾他，「Ｈ形鋼柱の･･･ 」，第41回土木年講概要集,S61.11，　2)山尾他，「薄肉鋼柱の･･･」，第41回土木年講概要集,S61.11，　3) AISC: Specification for ･･･,1969 ，　4)山尾・崎元，「薄肉Ｈ形鋼柱の･･･ 」，土論集，第380号/I-7，S62.4，　5)日本道路協会，「道路橋示方書・同解説」,S55.2

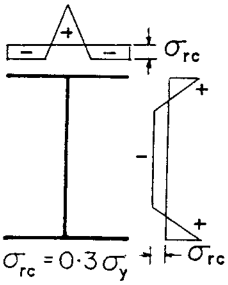


図３　残留応力分布

表２　解析結果

Specimens	R_{fw}	L/r	b_f/t_f	h_w/t_w	σ_{max}/σ_y^*	$\sigma_{u,s}/\sigma_y^*$	$\sigma_{max}/\sigma_{u,s}$
RFA-30	0.772	30	10	35	0.937	0.940	1.0
RFA-50	0.772	50	10	35	0.768	0.820	0.94
RFA-70	0.772	70	10	35	0.660	0.700	0.94
RFA-100	0.772	100	10	35	0.505	0.513	0.98
RFB-30	0.903	30	16	50	0.938	0.591	1.59
RFB-50	0.903	50	16	50	0.811	0.515	1.57
RFB-70	0.903	70	16	50	0.634	0.440	1.44
RFB-100	0.903	100	16	50	0.503	0.323	1.56
RFC-30	1.068	30	22	50	0.760	0.333	2.28
RFC-50	1.068	50	22	50	0.705	0.290	2.43
RFC-70	1.068	70	22	50	0.610	0.248	2.46
RFC-100	1.068	100	22	50	0.420	0.175	2.40
RFD-30	1.259	30	22	70	0.854	0.302	2.83
RFD-50	1.259	50	22	70	0.686	0.263	2.61
RFD-70	1.259	70	22	70	0.590	0.225	2.62
RFD-100	1.259	100	22	70	0.400	0.165	2.42

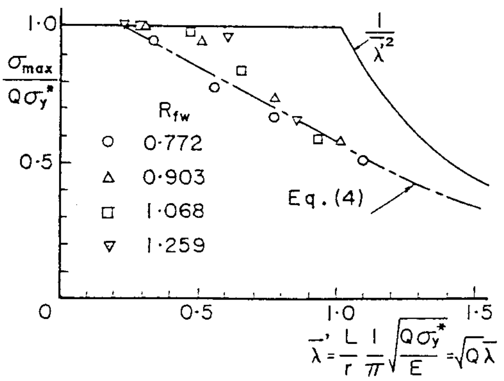


図４　中心圧縮鋼柱の耐荷力