

鋼H形断面柱部材の連成座屈強度特性と設計公式

COUPLED BUCKLING STRENGTH OF STEEL H-SECTION COLUMNS
AND DESIGN FORMULA

西村 宣男*・吉田 信博**

By Nobuo NISHIMURA and Nobuhiro YOSHIDA

The coupled buckling behaviors of steel H-section columns are investigated by the FEM analysis including both geometrical and material nonlinearities. The FEM model is consisted of two regions, one is plated assembly to evaluate the local plate deformation and another is the beam element substructure. It is made clear that the reduction from the column strength or the local buckling strength caused by the coupling effect is affected by the cross-sectional profile. And a design formula for the coupled buckling strength that contains the cross-sectional parameter is presented. The accuracy of the formula is examined by the comparison with the experimental data and the theoretical results.

Keywords: H-section column, coupled buckling, elasto-plastic, finite element method

1. まえがき

鋼薄肉断面柱部材の全体および局部連成座屈強度に関しては、わが国においても数多くの研究成果が蓄積されてきている。箱形断面柱については宇佐美ら^{1),2)}、山尾ら³⁾の実験的研究、宇佐美ら⁴⁾、Nakaiら⁵⁾、Hasegawaら⁶⁾、西村ら⁷⁾の理論的研究が、H形断面柱については山尾ら^{8),9)}の実験的および理論的研究が発表されている。

図-1は連成座屈強度を板強度ないしは柱強度からの低減として定性的に表現したものである。連成効果による強度低下は図中の板強度と柱強度の交点Aに対する幅厚比パラメータと細長比パラメータの組合せで最大となるが、その程度は局部座屈変形が卓越する板要素の断面内の位置の影響を受ける。すなわち、H形断面柱材ではウェブの局部変形が卓越する場合には連成効果による強度低下は僅少であるが、フランジの局部変形が卓越する場合には、顕著な強度低下が現われることが予想される。

このような観点から、本研究では、H形断面柱部材を対象として、弾塑性有限変位解析により連成座屈強度特

性を明らかにするとともに、断面形状の影響を考慮した連成座屈強度の評価式を提案することを目的とする。

2. H形断面柱のモデルと初期不整

(1) 解析法とモデル

一般に中心圧縮を受ける両端ヒンジの薄肉柱部材の板

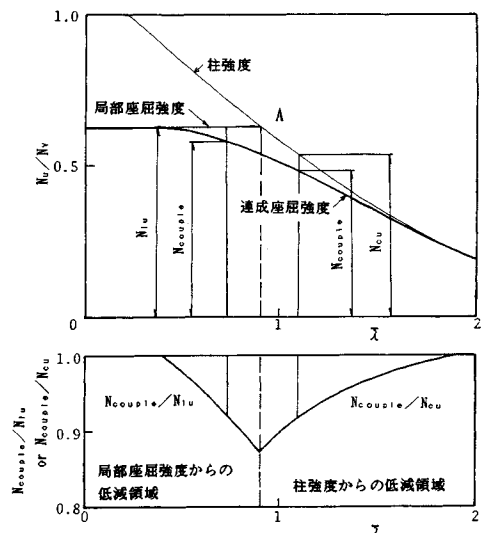


図-1 中心圧縮柱の連成座屈強度

* 正会員 工博 大阪大学助教授 工学部土木工学科
(〒565 吹田市山田丘 2-1)

** 学生会員 大阪大学大学院前期課程 (同上)

要素の局部座屈変形は部材中央部付近で顕著に現われる。このような部材の連成座屈挙動を解析するために、局部座屈変形が顕著に現われる部分に立体薄板ブロックを、その他の部分には骨組要素を適用して計算の効率化をはかる方法が用いられる^{7),9)}。この立体薄板ブロックを図-2に示すように局部座屈変形が最も顕著に現われる部分(着目領域)と、着目領域の変形に対する板ブロックと骨組領域との結合断面における拘束効果を緩和するための遷移領域とに分ける。また図-2はH形断面柱の弱軸まわりの曲げ座屈における連成座屈強度の解析モデルの有限要素分割例を示している。モデルの対称性を考慮して、板ブロックは部材軸方向および断面方向のそれぞれ1/2の部分解析対象としている。

着目領域の部材軸方向長さは後述する短柱解析において局部座屈荷重が最も小さくなる長さに一致させる。

板ブロックの軸方向要素分割は図-2に示すとおりで、着目領域は細かく、遷移領域は粗くしている。また、断面方向は両領域ともフランジおよびウェブをそれぞれ10および5分割としている。

骨組要素および板要素に対してそれぞれ文献16)および文献17)の弾塑性解析法を適用する。なお、材料は完全弾塑性体とする。

(2) 残留応力

解析に考慮する残留応力は図-3に示す分布形とし、引張残留応力度 $\sigma_{rt}=1.0 \sigma_y$ 、圧縮残留応力 $\sigma_{rc}=0.4 \sigma_y$ とした。

(3) 初期たわみ

柱の初期たわみは最大縦距 v_0 が部材長の1/1000の sine 半波形とする。板ブロック内のフランジおよびウェブの板パネルの初期たわみは図-4に示すように、断面内分布はフランジ部で直線(先端での最大縦距 $b/150$)、ウェブ部では sine 半波(中心線で最大縦距 $h/236$) また部材軸方向には減衰 sine 分布を与えた。この板パネルの初期たわみは道路橋示方書の製作許容誤差(フランジで $b/200$ 、ウェブで $h/250$) より若干大きめの値である。

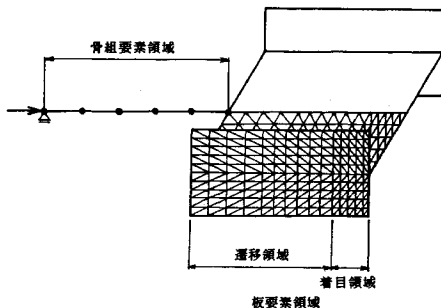


図-2 結合解析モデル

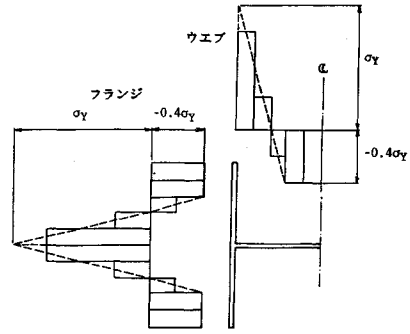


図-3 残留応力分布

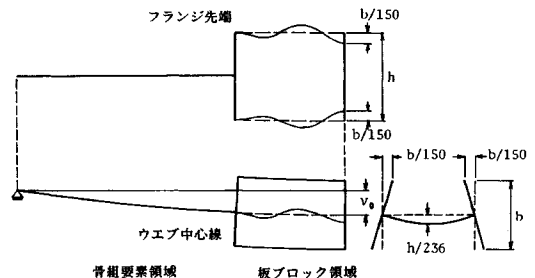


図-4 初期たわみモード

(4) 遷移領域の長さ

板ブロックと骨組の結合解析においては、計算効率を損なわない範囲で結合部に適切な長さの遷移領域を設ける必要がある。短柱解析によって求めた着目領域の長さを基準とし、さらに初期局部板たわみモードを考慮して着目領域の1倍、3倍、5倍および7倍の板ブロック長とした場合の極限強度ならびに極限状態における挙動の比較を行った。本結合解析法においては、結合断面において骨組要素のたわみ角と板のたわみ角を連続させているため、遷移領域を設けない場合、板の局部たわみに対して結合部の拘束効果が現われる。図-5は板ブロック長を着目領域の1倍、3倍および5倍とした場合の軸力と柱中央断面のウェブ中点およびウェブとフランジの接合点の鉛直たわみ(それぞれ v_1, v_{11}) の関係を表わしている。遷移領域を着目領域の3倍、5倍と拡大すると結合部の拘束効果は僅少となり、5倍と7倍とでは極限強度ならびに着目領域の極限状態挙動に差はみられなくなる。そこで後述する連成座屈の解析において板ブロック長はすべて着目領域長さの5倍とする。

3. 柱および局部座屈強度

鋼柱の連成座屈強度を考察するうえで、局部座屈変形を含まない場合の柱の基本強度および柱としての全体変形の影響を受けない場合の短柱強度(局部座屈強度)をあらかじめ精度よく評価しておく必要がある。

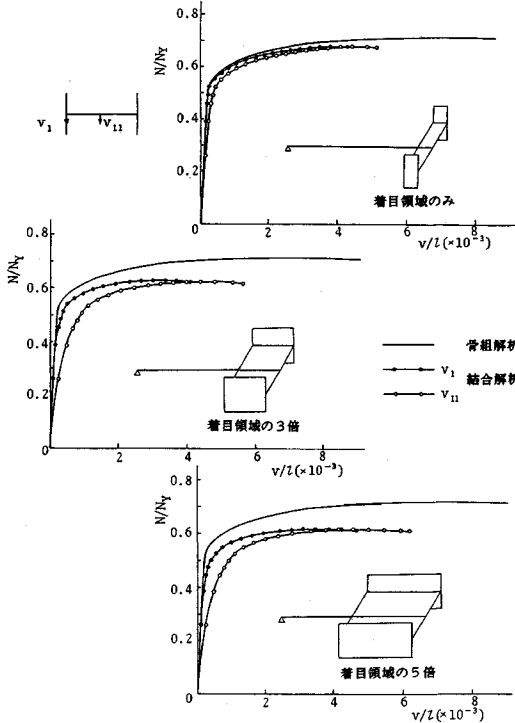


図-5 遷移領域の長さの検討

(1) 柱強度

一般には局部座屈を生じない溶接H形断面(コンパクト断面)柱部材の弱軸まわりの基本座屈強度はECCS柱曲線⁽⁹⁾のc曲線あるいは道路橋示方書⁽¹¹⁾の柱強度式で評価することができる。同一の初期不整を有するものとして、フランジとウェブの寸法を変えた骨組要素による極限強度解析によると、次式のようにペリー・ロバートソン型の強度式に断面寸法に関するパラメーター $2r/b$ を導入することによって、H形断面の柱部材の極限強度を精度よく評価できることが明らかになった。

$$\frac{N_u}{N_y} = \frac{1}{2\lambda^2} [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 - \sqrt{1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 - 4\bar{\lambda}^2}] \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $\alpha = 1.25(2r/b) + 0.1$,

r : 弱軸に関する断面回転半径。

ECCSのc曲線は $\alpha = 0.49$ で、これは $2r/b = 0.312$ に相当する。図-6にはECCSのc曲線と $2r/b = 0.516$ の場合の曲線を比較して示した。

(2) 局部座屈強度

短柱モデルの支持条件と初期たわみ形状を図-7に示す。支持条件は載荷辺に沿って単純支持、中央断面(対称辺)では柱軸方向変位と中央断面内の軸に関する板のたわみ角を拘束とした。断面の局部座屈強度が最も低くなるようにモデルの寸法に応じて短柱の長さを変えた。

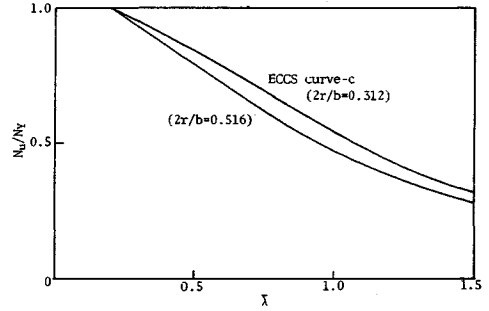


図-6 柱基本強度

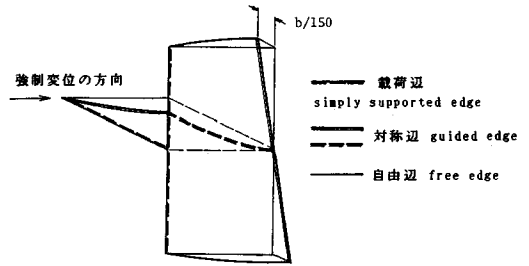


図-7 短柱モデル

表-1 解析モデルの断面寸法とパラメーター

断面	b	h	t _r	t _w	2r/b	R _r	R _u	R _w	h _w t _r /b' ² t _w
(単位)	cm	cm	cm	cm					
W1	10.0	19.8	0.6	0.4	0.447	0.434	0.880	0.782	6.19
W2	10.0	20.0	0.4	0.35	0.422	0.658	1.016	0.959	4.74
F1	20.0	20.0	0.5	0.6	0.456	1.059	0.593	0.860	1.72
F2	20.0	20.0	0.4	0.4	0.471	1.337	0.889	1.146	2.04
F3*	20.0	20.0	0.4	0.6		1.323	0.593	0.936	1.38
F4*	20.0	20.0	0.4	0.5		1.330	0.712	1.062	1.64
FW1	20.0	20.0	0.56	0.37	0.501	0.961	0.961	0.960	3.07
FW2	20.0	20.0	0.47	0.31	0.499	1.143	1.147	1.138	3.08
FW3	20.0	20.0	0.53	0.38	0.495	1.010	0.936	0.948	2.84
FW4	20.0	20.0	0.48	0.34	0.496	1.117	1.046	1.052	2.87
FW5	20.0	20.0	0.435	0.345	0.489	1.232	1.031	1.119	2.57
FW6*	20.0	20.0	0.527	0.35		1.017	1.016	1.005	3.07

* は短柱解析のみに使用

また、モデルのフランジおよびウェブの幅および板厚は表-1の連成座屈解析モデルと同一とした。

フランジおよびウェブの座屈係数をそれぞれ0.425および4として独立に表示した幅厚比パラメーター

$$\text{フランジ } R_r = \frac{b'}{t_r} \sqrt{\frac{\sigma_y \cdot 12(1-\nu^2)}{E \cdot 0.425 \pi^2}}$$

$$b' = (b - t_w) / 2$$

$$\text{ウェブ } R_w = \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{\sigma_y \cdot 12(1-\nu^2)}{E \cdot 4 \pi^2}}$$

について、

$$R_r > R_w : \text{フランジ座屈モデル}$$

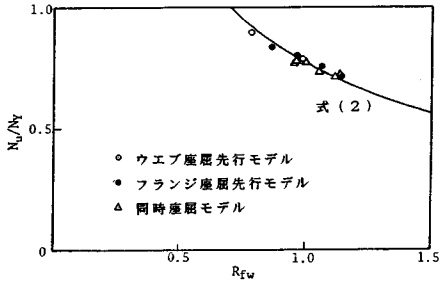


図-8 局部座屈強度

$R_f < R_w$: ウェブ座屈モデル

$R_f \approx R_w$: 同時座屈モデル

と区分する。

短柱強度の解析結果は図-8に示すように、山尾ら¹²⁾によるH形断面のフランジとウェブの相互作用を考慮した局部座屈に関する幅厚比パラメーター R_{fw} で整理した。この R_{fw} に対して上述の3つのタイプの局部座屈モデルの極限強度が

$$\frac{N_u}{N_y} = \{1 + (R_{fw} - 0.7)\}^{-1} \dots \dots \dots (2)$$

で評価できることが明らかとなった。

4. 連成座屈特性

(1) 解析モデルの諸元

表-1に連成座屈解析の対象モデルの断面寸法および局部座屈に関する幅厚比パラメーターを掲げる。表中、W、FおよびFWは局部座屈モードの区分を表わし、Wはウェブ座屈モデル、Fはフランジ座屈モデル、FWは同時座屈モデルである。これらの断面を有する柱の部材長を変えて、柱の細長比を適切に変化させた。モデルは表-1の区分と柱の細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ を併記し

て、たとえば、W1-028と表示する。ただし $\bar{\lambda} = 0.28$ は028と略記する。

(2) 極限強度

全解析モデルについて、結合解析による連成座屈強度とそれぞれの骨組解析による柱強度および短柱解析による局部座屈強度の降伏強度で除した無次元値を比較して表-2に示す。連成座屈強度の柱強度ないしは局部座屈強度からの低減の度合はウェブ座屈モデルでは最大でも5%未満であるのに対し、フランジ座屈モデルあるいは同時座屈モデルでは15%になる場合がある。この相違はウェブの局部座屈変形の増大による柱の断面としての剛性低下はH形断面柱の弱軸に関する座屈現象に対しては僅少であるのに対して、フランジの局部座屈変形の増大は断面の剛性低下に直接的に影響を与えることに起因するものと考えられる。

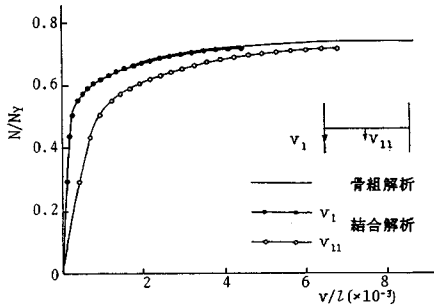
(3) 極限状態付近の挙動

上述の各モデルの連成座屈強度特性を明確にするために、極限状態に到るまでの柱の変形および応力特性について考察する。

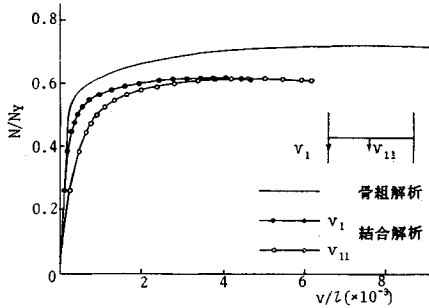
図-9にウェブ座屈モデル(W2-06)とフランジ座屈モデル(F2-06)の荷重と部材中央の変位の関係を比較して示す。 v_1 はフランジとウェブの接合点の変位で柱としてのたわみを、 v_{11} はウェブ中点の変位で柱としてのたわみとウェブの局部たわみの合計を表わしている。図中に局部変位を無視した骨組解析の柱中央たわみも示している。ウェブ座屈モデルでは荷重の増加につれてウェブの局部変位を含む v_{11} は増大しているが、局部変形の影響が僅少な v_1 は骨組解析の荷重変位関係とほぼ一致している。このことは、前述のように柱の曲げ剛性に対するウェブの局部座屈の影響が小さいことを示唆している。したがってこのモデルでは柱強度からの連成座

表-2 連成座屈強度の解析結果

Model	柱強度 σ_{cs} / σ_y	局部座屈強度 σ_{lu} / σ_y	連成座屈強度 σ_u / σ_y	Model	柱強度 σ_{cs} / σ_y	局部座屈強度 σ_{lu} / σ_y	連成座屈強度 σ_u / σ_y
W1-028	-	0.896	0.915	FW1-06	0.707	0.775	0.678
W1-04	0.883	0.896	0.850	FW1-07	0.639	0.775	0.632
W1-06	0.811	0.896	0.819	FW1-09	0.533	0.775	0.538
W2-04	0.887	0.782	0.819	FW2-06	0.708	0.717	0.621
W2-05	0.823	0.782	0.768	FW2-07	0.640	0.717	0.576
W2-057	0.765	0.782	0.739	FW2-09	0.534	0.717	0.520
W2-06	0.743	0.782	0.722	FW2-11	0.454	0.717	0.448
W2-07	0.662	0.782	0.683	FW3-06	0.709	0.765	0.672
F1-026	-	0.833	0.861	FW3-07	0.640	0.765	0.631
F1-04	0.880	0.833	0.790	FW3-09	0.533	0.765	0.534
F1-05	0.807	0.833	0.756	FW4-06	0.708	0.730	0.627
F1-07	0.649	0.833	0.645	FW4-07	0.639	0.730	0.600
F2-02	-	0.712	0.731	FW4-09	0.532	0.730	0.532
F2-04	0.874	0.712	0.687	FW4-11	0.452	0.730	0.448
F2-06	0.720	0.712	0.618	FW5-06	0.712	0.711	0.616
F2-07	0.646	0.712	0.578	FW5-07	0.642	0.711	0.584
F2-09	0.534	0.712	0.498	FW5-09	0.533	0.711	0.508
F2-11	0.450	0.712	0.426	FW5-11	0.452	0.711	0.433
F2-13	0.381	0.712	0.370				



(a) ウェブ座屈モデル



(b) フランジ座屈モデル

図-9 荷重-変位曲線

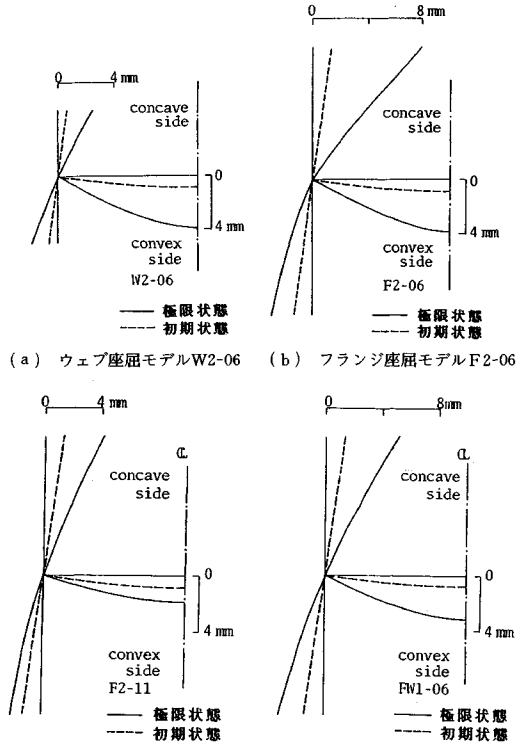
屈強度の低減は僅少である。

一方、フランジ座屈モデルでは v_1 も比較的低い荷重レベルから骨組解析の荷重変位曲線から離れて増大する。このモデルではフランジに生ずる局部座屈変形の増加とそれに伴う断面内垂直応力の再分配により、柱の曲げ剛性が低下する。このことがフランジ座屈モデルにおける柱強度ないしは局部座屈強度からの連成座屈強度の顕著な低下の原因になっていると考えられる。

図-10は極限状態における柱中央断面の局部座屈モードを示している。フランジおよびウェブの単一板としての幅厚比の大小関係よりモデルを区分しているが、H形断面の局部座屈は両幅厚比の差が極端に相違しなければフランジとウェブの連成したモードとなる。タイプによる局部座屈変形の程度には差が現われている。また同一断面の場合でも、たとえばF2-06とF2-11のように柱の長さが異なると、極限状態における局部変形の程度が異なり、細長比パラメータの小さいモデルの方が大きな局部座屈変形を生じている。

極限状態における局部座屈による断面内垂直応力の再分配を図-11に示す。ウェブ座屈モデルでは局部座屈変形によりウェブ中央に垂直応力の落込み（ポケット）が生じているが、concave sideのフランジ垂直応力は残留応力 $0.4 \sigma_y$ の存在を考慮するとほぼ降伏応力に達している。

これに対してフランジ座屈モデルでは concave side



(a) ウェブ座屈モデルW2-06 (b) フランジ座屈モデルF2-06

(c) フランジ座屈モデルF2-11 (d) 同時座屈モデルFW1-06

図-10 部材中央断面の変形状態

のフランジ先端部に局部座屈変形に起因する垂直応力の落込みが生じ、同時にウェブについてもウェブ座屈モデルと同様の応力の落込みが生じている。

5. 局部座屈を考慮したH形断面柱の設計式

(1) 柱強度式への局部座屈効果の導入

軸圧縮力と1軸曲げを受けるはり・柱部材の相関強度式と柱強度とを関係付けた Roik ら¹³⁾の表示式を基本として、局部座屈の効果を導入する。

$$\frac{N}{N_y} + \frac{N(1-x)(1-2x)}{N_y} \frac{1}{1-N/N_E} = f \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 N_y : 降伏軸力

N_E : 弾性座屈強度

x : 局部座屈を含まない柱強度

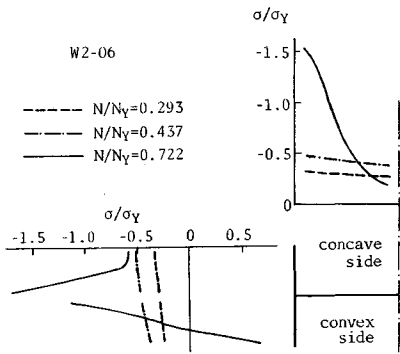
f : 局部座屈による強度の低減係数

を表す。低減係数 f は著者らが箱形断面柱について適用した⁷⁾のと同様に、断面の局部座屈に関する幅厚比パラメータ R と柱の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ の関数として、以下のように一般表示する。

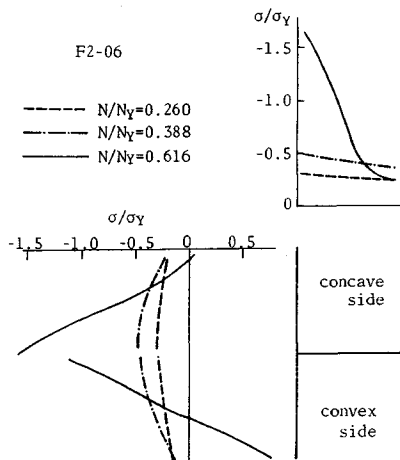
$$f = [1 + a(R - R_{cr})^\alpha]^{-1/\alpha} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 $a = C_1 \bar{\lambda} + C_2$, $\alpha = C_3 \bar{\lambda} + C_4$.

(2) H形断面に対する係数



(a) ウェブ座屈モデル



(b) フランジ座屈モデル

図—11 部材中央断面の付加垂直応力分布

前述のH形断面の短柱に関する解析結果より限界幅厚比 R_{cr} は0.7, また $\bar{\lambda}=0.2$ の場合低減係数 f は局部座屈強度に一致する条件より $C_2=1, C_4=1$ となる. さらに表—2の解析モデルに対して

$$C_1=0, C_3=0.25(1+h/t_w \cdot t_f/b') \dots \dots \dots (5)$$

とすると, 図—12に示すように各モデルの極限強度の解析結果を良好に評価することができる.

(3) 実験データとの比較

提案式(3)の精度を確認するために, 熊本大学のH形断面柱の連成座屈実験データ⁸⁾との比較を行った. 実験供試体の初期不整および残留応力は以下の範囲であることが報告されている.

柱初期たわみ $l/1130 \sim l/8160$

板初期たわみ $b/365 \sim b/1620$

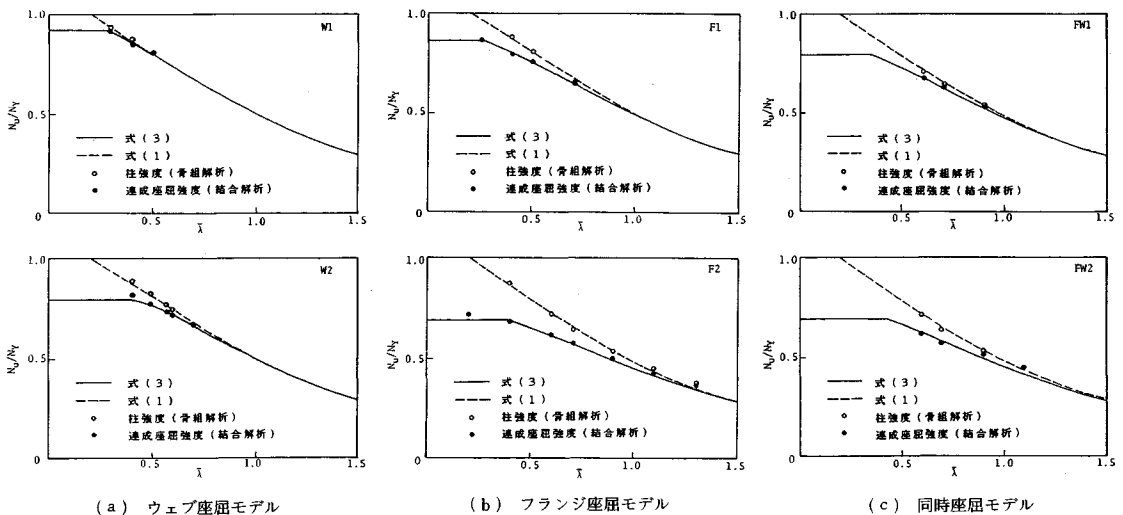
圧縮残留応力 $0.32 \sim 0.71 \sigma_Y$

初期たわみについては解析で用いた値より小さいが, 圧縮残留応力はやや大きめの値である. 表—3に提案式(3)による連成強度と実験による強度を比較して示す. 提案式の基礎とした解析に用いた初期不整および残留応力はそれぞれの実測データ¹⁸⁾の上限に相当しており, したがって提案式の与える強度は下限値強度に相当すると考えられる. しかし実物大の構造に比べて供試体の残留応力が大きいために, 提案式は実験データの平均的な値を与えている.

(4) 現行基準との比較

鋼構造の設計基準における局部座屈を考慮した柱強度の評価法は以下の2通りに大別できる.

- 1) 断面の降伏強度で無次元表示した柱強度 N_{cu}/N_Y と板強度 N_{tu}/N_Y の積で連成強度を与える. 道路橋示方書¹¹⁾などに採用されている. 以下では積公式と



(a) ウェブ座屈モデル

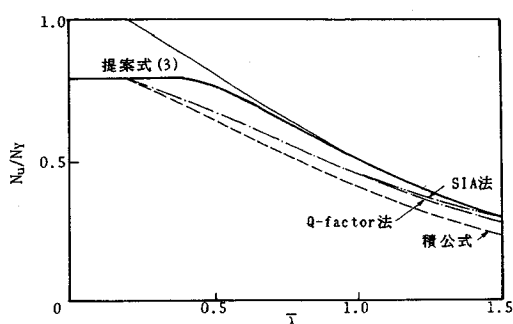
(b) フランジ座屈モデル

(c) 同時座屈モデル

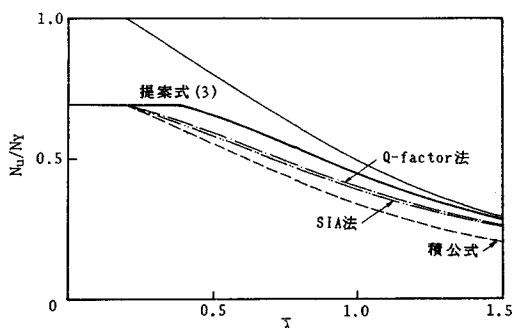
図—12 提案式(3)と解析値の比較

表-3 提案式(3)と実験値⁹⁾の比較

Model	λ	R_{rw}	h_{tr}/B_{tr}	実験値 A	提案式 B	B/A
HA-51-50-12	0.604	0.961	4.221	0.773	0.724	0.937
HA-71-50-12	0.843	0.916	4.221	0.644	0.587	0.911
HA-91-50-12	1.083	0.921	4.246	0.534	0.458	0.858
HA-71-40-10	0.837	0.736	4.224	0.584	0.599	1.026
HA-71-50-12	0.837	0.918	4.230	0.573	0.590	1.030
HA-71-60-15	0.823	1.103	4.161	0.546	0.575	1.053
HA-71-40-20	0.784	0.955	2.049	0.567	0.575	1.053
HA-71-50-16	0.799	0.941	3.134	0.575	0.593	1.046
HA-71-50-20	0.790	1.015	2.512	0.592	0.573	0.968
HB-71-50-12	0.767	0.892	4.203	0.679	0.633	0.932
HB-71-50-16	0.764	0.908	3.141	0.579	0.618	1.067
HB-71-50-20	0.765	0.980	2.537	0.566	0.593	1.047
HB-71-60-20	0.759	1.073	2.995	0.563	0.589	1.046
平均						0.998



(a) ウェブ座屈モデル (W-2)



(b) フランジ座屈モデル (F-2)

図-13 連成座屈強度評価法の比較

称する。

2) 局部座屈による低減を考慮した有効断面により柱の細長比を修正し、この修正細長比に対する柱強度を連成強度とする。AISC¹⁴⁾、SIA 161¹⁵⁾などの設計示方書に採用されている。

AISCの方法はいわゆるQ-factor法と称されており、わが国では、箱形断面について宇佐美ら²⁾が、H形断面については山尾ら⁸⁾が設計式として応用している。

SIAの方法では、柱が板に比べて相対的にスレンダーになると全断面が有効となるように局部座屈による有効

幅に対する緩和規定を設けている。

図-13に断面W2およびF2についてAISC、SIA、積公式および提案式(3)による連成強度を比較して示す。ただし、各国の示方書の柱および板強度式に差があるため、連成座屈の評価法による相違を明確にすることが困難である。そこで柱および局部座屈強度式としてそれぞれ式(1)および式(2)を共通に用いてQ-factor法、SIA法、積公式と提案式による連成座屈強度を比較している。

Q-factor法はフランジ座屈モデルの強度については提案式と比較的良好に対応しているが、積公式はフランジ座屈モデルについてもかなり安全側の評価を与えることが明らかである。

6. 結 論

以上、鋼H形断面柱の連成座屈強度特性および断面形状の影響を考慮した設計式について述べた。本研究で得られた知見を要約すると以下のとおりである。

(1) 適切な遷移領域を考慮した結合解析モデルを用いて、H形断面柱の連成座屈強度を精度よく評価することができる。

(2) 連成座屈強度の算定においては、その基礎となる柱強度および局部座屈強度の精度よい評価式を確立しておくことが重要である。短柱解析による局部座屈強度は山尾らによるフランジとウェブの相互作用を考慮した幅厚比パラメーター R_{rw} によって、フランジ座屈モデルからウェブ座屈モデルまでを1つの基本強度式で評価できる。

(3) フランジ座屈モデルとウェブ座屈モデルとでは柱強度ないしは局部座屈強度からの連成座屈強度の低減に差がみられる。ウェブ座屈は弱軸回りの柱の曲げ剛性の低下に対する影響度は僅少で、全体座屈と局部座屈の連成効果による強度低下が少ないことを明らかにした。

(4) フランジとウェブの幅厚比の関数で断面形状の影響を考慮した連成座屈強度の評価式を提案した。提案式の精度は解析結果ならびに実験データとの比較によって検証した。

(5) 設計基準に用いられている連成座屈強度式と提案式の比較によると、Q-factor法はフランジ座屈モデルの強度を評価する。また積公式はたとえ適切な柱強度式と局部座屈強度式を用いたとしても連成座屈強度をかなり安全側に評価することが明らかになった。

謝 辞：本研究を遂行するにあたり大阪大学名誉教授 小松定夫先生および大阪大学教授 福本啓士先生には貴重な助言をいただきました。記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 宇佐美勉・福本昉士・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，No. 308，1981.
- 2) 宇佐美勉・福本昉士：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，No. 326，1982.
- 3) 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，No. 335，1983.
- 4) 宇佐美勉・土屋信洋・福本昉士：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，No. 362，1985.
- 5) Nakai, H., Kitada, T. and Miki, T. : Interaction curve of thin-walled box stub-columns subjected to compression and bending for applying to overall buckling analysis of columns, Proc. of JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 2, No. 2, 1985.
- 6) Hasegawa, A., Abo, H., Mauroof, M. and Nishino, F. : A simplified analysis and optimality on the steel column behavior with local buckling, Proc. JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 3, No. 2, 1986.
- 7) 西村宣男・小松定夫・西出俊亮・西村良司：局部座屈を考慮した鋼箱形断面柱の設計公式，構造工学論文集，Vol. 33A，1987.
- 8) 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，土木学会論文集，No. 380，1987.
- 9) Yamao, T. and Sakimoto, T. : Nonlinear analysis of thin-walled structures by a coupled finite element method, Proc. JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 3, No. 2, 1986.
- 10) EUROCODE 3 : Common unified code of practice for steel structures, 1983.
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1980.
- 12) 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，No. 380，1987.
- 13) Roik, K. and Kindmann, R. : Design of simply supported members by means of European buckling curves for uniaxial bending with compression, 3rd Int. Colloquium on Stability of Metal Structures, Paris, 1983.
- 14) AISC : Specification for the design, fabrication and erection of steel for bridges, 8th ed., 1980.
- 15) SSEA : SIA 161, Steel structures, 1979.
- 16) Komatsu, S., Nishimura, N. and Ohno, M. : Effects of local deformation on the ultimate strength of ladder-like plate girder bridges, Tech. Rept. of Osaka Univ., Vol. 32, 1982.
- 17) 小松定夫・北田俊行・宮崎清司：残留応力と初期たわみを有する圧縮板の弾塑性解析，土木学会論文報告集，No. 244，1975.
- 18) 土木学会：座屈設計ガイドライン，技報堂，1987.
(1988. 4. 15・受付)