

局部座屈を考慮した鋼箱形断面はり-柱部材の強度評価式

STRENGTH FORMULA FOR STEEL BEAM-COLUMNS WITH BOX SECTION CONSIDERING LOCAL BUCKLING

西村 宣男*・吉田 信博**・竹内 正一***

By Nobuo NISHIMURA, Nobuhiro YOSHIDA and Syouchi TAKEUCHI

The strength of beam-columns depending on local buckling of plate elements is investigated by the FEM analysis including both geometrical and material nonlinearities. The local buckling strength of thin-walled sections is evaluated by considering interactive effects between flanges and webs. By introducing the local buckling effects to European interaction formula, a simple and exact method to evaluate the load carrying capacity of beam-columns with box section is developed. And the proposed method is compared with several existing specifications.

Keywords: beam-column, local buckling, elasto-plastic, finite element, code comparison

1. ま え が き

断面力が降伏軸力ないしは降伏モーメントに達するまで局部座屈が生じないように、構成板要素の幅厚比を制限する考え方は、鋼薄肉部材の経済的設計の可能性を制約する。道路橋示方書の1980年の改訂^{1),2)}に際しては、板要素の幅厚比の極度に大きくない範囲で、限界幅厚比を越えた板の使用が許容された。ここでは、軸圧縮力を受ける場合の部材の無次元強度（強度を降伏軸力で除したものを、以下同じ）を局部座屈を含まない柱部材の無次元強度と板要素の無次元強度の積で安全側に評価する方法が採用された。この規定は諸外国の規定との比較などにより、2つの理由できわめて安全側の強度評価法であることが指摘されている。第一の理由は道路橋示方書には、幅厚比が大きくなると極度に控えめな強度を与える板基本強度式が採用されている³⁾こと、第2の理由は柱座屈強度と板座屈強度の積による連成座屈強度の評価もまた連成座屈強度をきわめて安全側に評価する⁴⁾ことである。

一方、欧米諸国の鋼構造設計基準においては、薄肉部材の強度照査式の中に有効幅の概念を採用して、比較的簡単に局部座屈の影響が考慮できるように工夫されている。

この有効幅の概念は設計式としては簡便な方法であるが、パラメトリックに強度特性を調査して設計法の基礎データを作成するために、より精度のよい強度評価式、すなわち、設計式と数値解析との中間に位置する強度評価式の必要性が考えられる。このような観点から、鋼薄肉箱形断面柱を対象とした実験的研究^{5)~7)}や理論的研究^{8)~10),4)}、H形断面柱を対象とした実験的研究¹¹⁾や理論的研究¹²⁾、鋼薄肉箱形断面はり-柱や平面骨組構造に関する研究^{13)~15)}が行われ、局部座屈を考慮した部材や骨組構造物の終局強度特性の解明ならびに強度評価式の提案がなされてきている。一般に、板要素の局部座屈に関しては、薄肉断面の板要素間の相互作用を考慮して、周辺単純支持の単一板としての幅厚比を修正する必要があることが指摘されている。純圧縮を受ける箱形断面については中井・北田・酒造¹⁶⁾により精度のよい等価幅厚比パラメーターの評価式が与えられている。これに対して純曲げを受ける箱形断面の局部座屈に関しては、フランジおよびウェブの相関を考慮した精度のよい等価幅厚比パラメーターの評価式は見当たらない。

本研究では、まず純曲げを受ける薄肉箱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強度の評価式を作成する。そして、純圧縮に対する中井ら¹⁶⁾の評価式と併せて、軸圧縮力と曲げモーメントの組合せ状態に対する局部座屈を考慮した断面の強度評価式を検討し、その結果をはり-柱部材の強度相関式に導入した強度評価式を提案する。各段階において有限要素法による弾塑性

* 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)

*** 正会員 日本橋梁(株)(〒552 大阪市港区福崎2-2-30)

有限変位解析の結果との照合，および各国の設計基準との比較により，提案式の適用性を確認する。

2. 箱形断面柱のモデルと初期不整

(1) 解析法とモデル

両端ヒンジの薄肉はり-柱部材において，ある程度の細長比を有するものでは，一般に板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。この立体薄肉ブロックを図-1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-1は箱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。軸圧縮力と曲げモーメントを比例負荷させるために材端にオフセット要素を導入し，オフセット要素先端の軸方向変位を制御する。

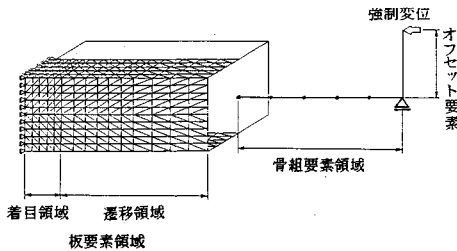


図-1 結合解析モデル

本研究で用いる数値解析には，参照値としての局部座屈を無視する計算に対して骨組要素の弾塑性有限変位解析プログラム NAFRAM¹⁷⁾を用い，板要素ブロックについては文献 18)の弾塑性解析法を立体に拡張したプログラム NAPLAT を，そして連成強度の解析には板ブロックと骨組の結合解析プログラム OLFGRAM⁹⁾を適用する。

(2) 残留応力

解析に考慮する残留応力は図-2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-3に示すように，断面内分布は $b/150$ の最大縦距で，局部座屈に対して最も不

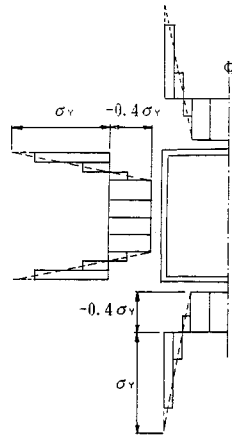


図-2 残留応力分布

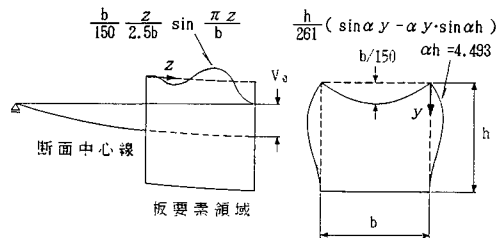


図-3 初期たわみモード

利となるような波形をモデル化して与えた。また部材軸方向には減衰 sine 分布で与えた。これらの初期たわみは道路橋示方書の製作許容誤差に相当する。

(4) 板要素領域の長さ

板ブロックと骨組の結合解析においては，着目する領域に加えて，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。本論文では文献 4)における柱部材での板ブロック領域の検討結果をはり柱に準用することにした。したがって着目領域の軸方向長さは $0.5b$ ，遷移領域の長さは $2.0b$ (b はフランジ幅) とした。

3. 断面の強度

(1) 純圧縮を受ける箱形断面短柱の等価幅厚比

ここでは，表-1のモデルについて，弾塑性有限変位解析を行って，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）を確認する。

表中， R_f ， R_w ，および R_0 は局部座屈に関するフランジ，ウェブの周辺単純支持の単一板としての幅厚比パラメーターおよび断面に関する幅厚比パラメーターで，以下の式で表わされる。

表-1 短柱解析モデルと解析結果

Model	b	t _f	h	t _w	R _f	R _w	R ₀	N ₀ /N _y
(単位)	cm	cm	cm	cm				
1	55	1.956	55	1.956	0.5	0.5	0.5	0.981
2	55	1.304	55	1.304	0.75	0.75	0.75	0.840
3	55	0.978	55	0.978	1.0	1.0	1.0	0.689
4	55	1.304	55	1.956	0.75	0.5	0.587	0.948
5	55	1.956	55	0.978	0.5	1.0	0.577	0.917
6	55	1.304	55	0.978	0.75	1.0	0.832	0.778
7	55	1.956	68	1.956	0.5	0.6	0.554	0.953
8	55	1.956	77	1.956	0.5	0.7	0.616	0.919
9	55	1.956	88	1.956	0.5	0.8	0.682	0.873
10	55	1.956	110	1.956	0.5	1.0	0.821	0.791

$$R_f = \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) \sigma_Y}{4\pi^2 E}}$$

$$R_w = \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) \sigma_Y}{4\pi^2 E}}$$

$$R_0 = \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) \sigma_Y}{k_0 \pi^2 E}} \dots (1)$$

ここに、 k_0 は純圧縮を受ける箱形断面に対して、中井・北田・酒造¹⁶⁾がフランジとウェブの相互作用を考慮して与えた座屈係数を用い、それは次式で定義される。

$$k_0 = \frac{(\alpha_f + 1/\alpha_f)^2 + (t_w/t_f)^3 (h/b)(\alpha_w + 1/\alpha_w)^2}{1 + (h/b)^3 (t_w/t_f)} \dots (2)$$

ここに、 t_f :フランジ板厚、 t_w :ウェブ板厚、

$\alpha_f = a/b$, $\alpha_w = a/h$, a はパネル長であり、

$$a = b \left\{ \frac{1 + (h/b)^3 (t_w/t_f)^3}{1 + (b/h)(t_w/t_f)^3} \right\}^{1/4} \dots (3)$$

この幅厚比パラメーター R_0 に対して、上述の局部座屈モデルの極限強度をプロットしたのが図-4である。

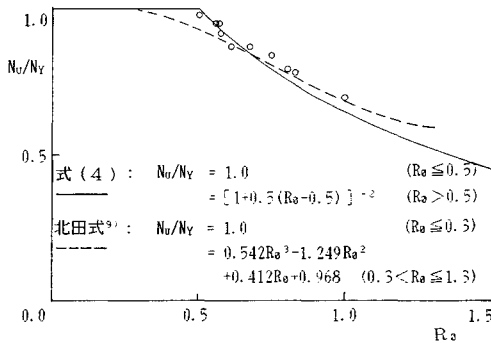


図-4 短柱の純圧縮強度と等価幅厚比 R_0 の関係

図から、次式⁴⁾で極限強度が評価できると考えられる。

$$N_0/N_Y = [1 + 0.5(R_0 - 0.5)]^{-2} \dots (4)$$

(2) 純曲げを受ける箱形断面フランジの等価幅厚比 純曲げを受ける場合については、上述の純圧縮を受ける場合のような適切な断面の等価幅厚比の評価式が与えられていない。

ここでは、純曲げを受ける鋼箱形断面部材の極限強度と板パネルの強度の関係を明らかにし、その断面に適切な等価幅厚比を導入することを検討する。

図-5に純曲げ解析に用いるモデルを示す。結合解析モデルと同じく、部材軸方向および断面方向のそれぞれ1/2の部分を解析対象とした。載荷方法は変位制御で図-5に示す回転変位と調整変位を与えるが、調整変位は反復計算によって載荷辺の節点力の軸方向成分の和が0となるように制御する。また、初期不整は、結合解析モデルと同じとする。

表-2 に純曲げ解析モデルの諸元と解析結果を示す。

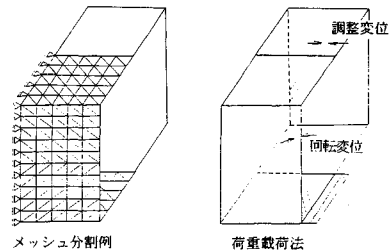


図-5 純曲げ解析モデル

表-2 純曲げ解析モデルの諸元と解析結果

Model	b	t _f	h	t _w	R _f	R _w	R ₀ *	N ₀ /N _y	σ ₁₀ /σ _y
(単位)	cm	cm	cm	cm					
BS-50-245	55.00	1.956	55.00	1.956	0.50	0.205	0.430	0.990	0.972
BS-50-100	55.00	1.956	55.00	0.798	0.50	0.50	0.494	0.962	0.939
BS-50-067	55.00	1.956	55.00	0.532	0.50	0.75	0.508	0.953	0.938
BS-75-245	55.00	1.304	55.00	1.304	0.75	0.307	0.645	0.933	0.872
BS-75-100	55.00	1.304	55.00	0.532	0.75	0.75	0.741	0.832	0.816
BS-75-075	55.00	1.304	55.00	0.399	0.75	1.00	0.748	0.800	0.809
BS-100-245	55.00	0.978	55.00	0.978	1.00	0.409	0.861	0.822	0.775
BS-100-100	55.00	0.978	55.00	0.399	1.00	1.00	0.988	0.782	0.721
BS-125-245	55.00	0.782	55.00	0.782	1.25	0.51	1.076	0.819	0.667
BS-130-245	55.00	0.752	55.00	0.752	1.30	0.532	1.119	0.804	0.700
BS-110-245	55.00	0.889	55.00	0.889	1.10	0.45	0.947	0.859	0.741
BS-90-245	45.00	0.889	45.00	0.889	0.90	0.368	0.775	0.900	0.800
BR-50-245	55.00	1.956	36.67	1.302	0.50	0.205	0.464	0.981	0.944
BR-50-170	55.00	1.956	36.67	0.905	0.50	0.295	0.488	0.971	0.925
BR-50-100	55.00	1.956	36.67	0.532	0.50	0.50	0.500	0.963	0.937
BR-75-245	55.00	1.304	36.67	0.870	0.75	0.307	0.695	0.919	0.851
BR-75-170	55.00	1.304	36.67	0.603	0.75	0.44	0.732	0.887	0.842
BR-75-100	55.00	1.304	36.67	0.354	0.75	0.75	0.751	0.834	0.824
BR-100-245	55.00	0.978	36.67	0.652	1.00	0.409	0.927	0.836	0.757
BR-100-170	55.00	0.978	36.67	0.453	1.00	0.59	0.975	0.782	0.742
BR-100-100	55.00	0.978	36.67	0.266	1.00	1.00	1.001	0.728	0.742
BD-50-245	55.00	1.956	27.50	0.978	0.50	0.205	0.480	0.975	0.967
BD-50-170	55.00	1.956	27.50	0.679	0.50	0.295	0.496	0.968	0.936
BD-50-100	55.00	1.956	27.50	0.399	0.50	0.50	0.504	0.953	0.931
BD-75-245	55.00	1.304	27.50	0.652	0.75	0.307	0.720	0.897	0.841
BD-75-170	55.00	1.304	27.50	0.453	0.75	0.44	0.745	0.870	0.828
BD-75-100	55.00	1.304	27.50	0.266	0.75	0.75	0.755	0.823	0.820
BD-100-245	55.00	0.978	27.50	0.489	1.00	0.409	0.960	0.798	0.749
BD-100-170	55.00	0.978	27.50	0.339	1.00	0.59	0.993	0.762	0.748
BD-100-100	55.00	0.978	27.50	0.200	1.00	1.00	1.007	0.720	0.738

解析モデルの表記例: BS-50-245

BS: Box with square-section

(BR: Box with rectangular-section)

(BD: Box with rectangular-section

[flange width = Double depth of web])

50: $R_0 = 0.50$

245: $\xi = R_f/R_w = 2.45$

ここに、 R_f , R_w , R_0^* は局部座屈に関する幅厚比パラメーター(弾性座屈係数)であり、それぞれフランジ、ウェブ、および断面についてのものである。

$$R_f = \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) \sigma_Y}{4\pi^2 E}}$$

$$R_w = \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{23.9\pi^2} \frac{\sigma_y}{E}}$$

$$R_b^e = \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k_b\pi^2} \frac{\sigma_y}{E}} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 k_b は次式を用いる。

$$k_b = \frac{6.6+3.015\eta-2.819\eta^2+(5.961-19.485\eta+17.038\eta^2)r}{0.727+1.063\eta-0.705\eta^2+(1.511-4.947\eta+4.260\eta^2)r}$$

(ただし、 $k_b \geq 4$) \dots\dots\dots (6)

式(6)は Nassar²⁰⁾が、純曲げを受ける薄肉箱形断面材において、フランジプレートの弾性座屈強度に対するウェブの拘束効果を考慮して与えた座屈曲線を、パラメーター $\eta = t_f/t_w$ と $r = h/b$ の関数として近似した式である。

弾塑性有限変位解析によって求めた純曲げを受ける箱形断面の極限強度 M_U を、全塑性モーメント M_P で除して無次元表示する。この M_U/M_P と箱形断面の弾性局部座屈強度より求めた等価幅厚比 R_b^e の関係を図-6に示す。純曲げを受ける箱形断面の極限強度は、フランジとウェブの幅厚比パラメーターの比 $\zeta = R_f/R_w$ によって大きく変動する。図-7には、中央断面における極限状態の垂直応力分布を示す。 ζ が小さくウェブの拘束効果

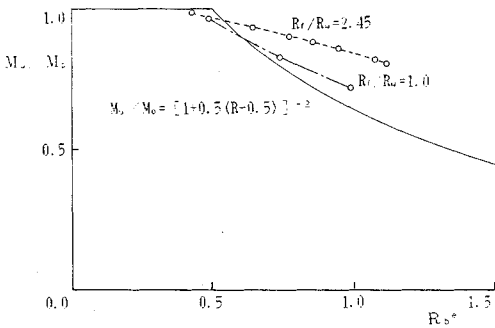


図-6 純曲げ強度と等価幅厚比 R_b^e の関係

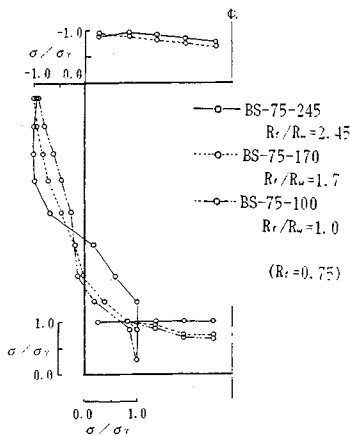


図-7 中央断面の垂直応力分布

の弱いモデルでは、ウェブの応力分布が三角形状になり引張フランジ中央部で応力の低下がある。それに対して、 ζ が大きくウェブの拘束効果の強いモデルでは、圧縮フランジ応力はやや高くなるだけであるのに、ウェブと引張フランジで応力分布が長方形分布に近くなり、断面としての強度が上昇することがうかがえる。

極限状態における圧縮フランジ応力を積分して平均フランジ応力 σ_{f0} を求め、降伏応力度で無次元表示した σ_{f0}/σ_y と R_b^e の関係をプロットすると、図-8に示すようになり、極限状態のフランジ応力レベルは、 ζ の大小に関係なく純圧縮を受ける短柱のそれとほぼ一致している。このことから、 ζ の大きいモデルでは、断面としての極限強度が、圧縮フランジのみに注目して求めた強度よりかなり高めになり、 ζ が小さくなるほどこの2つの強度の差は小さくなる。すなわち、ウェブの拘束の強いモデルでは、断面としての極限強度は構成要素としての圧縮フランジの極限強度をかなり上回る、といえる。

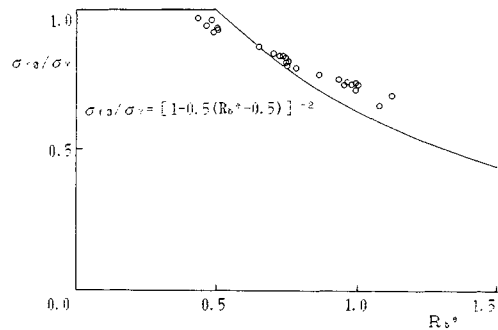


図-8 圧縮フランジ極限応力と等価幅厚比 R_b^e の関係

以上のことから、フランジの限界応力は等価幅厚比 R_b^e に対して、断面力が圧縮であっても曲げであってもほぼ同等であるが、断面力で極限状態を評価すると、曲げを受ける場合の応力再配分効果によって、図-6に示したようななどによる強度の差が生ずることが明らかになる。そこで、解析結果より極限強度(断面力表示)に準拠した換算幅厚比 R_b の導入によって、断面強度と圧縮板強度との統一を考える。

$$R_b = \frac{0.8}{\left(\frac{R_f}{R_w}\right)^{h/b}} (R_b^e - 0.5) + 0.5 \dots\dots\dots (7)$$

とすると、図-9に示すように M_U/M_P と R_b の関係は単一板の強度曲線とほぼ一致する。

(3) 軸力と曲げを受ける断面の等価幅厚比

軸力と曲げを受ける断面の強度を評価するために、次式で表わされる、軸力と曲げを受ける断面の等価幅厚比を提案する。

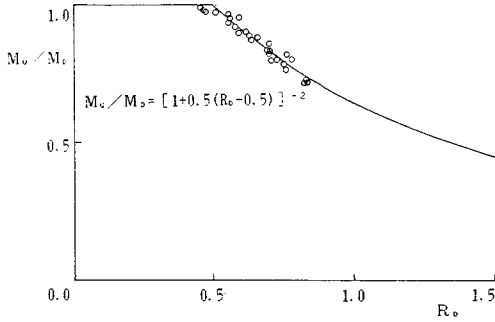


図-9 純曲げ強度と等価幅厚比 R_0 の関係

$$R^* = R_0 + R_0 \left(1 - \frac{R_0}{R_b}\right) \frac{1}{1 + 0.405c} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 R_0 : 圧縮に対する幅厚比パラメーター、式(1)

R_b : 曲げに対する幅厚比パラメーター、式(7)

c : $(N/N_Y)/(M/M_P)$ で表わされる作用軸力、作用モーメント比

そして、局部座屈による断面の相関強度式として次式を提案する。

$$\frac{N}{N_Y} + \frac{M}{M_P} = f \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 N_Y : 降伏軸力、 M_P : 全塑性モーメント

f : 次式で表わされる強度の低減係数

$$f = \{1 - 0.5(R^* - 0.5)\}^{-2}$$

図-10は、 $b=h=55(\text{cm})$ 、 $t=0.889(\text{cm})$ の正方形断面について、有限要素解析結果と、この提案式との比較を示している。なお、解析においては、解析モデル、残留応力分布、および、初期たわみは前節で述べたものと同一とした。

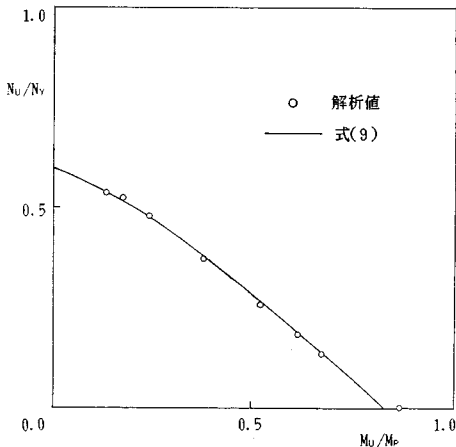


図-10 短柱の極限強度と提案式の比較

4. 連成強度特性

(1) 解析モデルの諸元

表-3にはり・柱の連成強度解析の対象モデルの断面寸法および局部座屈に対する幅厚比パラメーターを掲げる。モデル記号のたとえばC1013の最初の10は部材の細長比パラメーターが $\bar{\lambda}=1.0$ 、次の数字13は純圧縮を受ける場合の等価幅厚比パラメーター $R_0=1.3$ を示す。

表-3に示すC1013、C0813、C0811、C0709のそれぞれについて、無次元化した曲げモーメント・軸力比 MN_Y/NM_P が0.3、0.5、1.0、2.0、3.0となる5種類(C0813モデルについては0.5、1.0、2.0)、計18ケースの極限強度解析を行った。モデルは表-3の区分と MN_Y/NM_P を併記して、C1013-05のように表示する。ただし $MN_Y/NM_P=0.5$ は05と略記する。また M は純曲げを表わす。

表-3 はり-柱解析モデルの諸元

Model	b	t _f	h	t _w	l	$\bar{\lambda}$	R ₀
(単位)	cm	cm	cm	cm	cm		
C1013	55.00	0.752	55.00	0.752	2134	1.023	1.300
C0813	55.00	0.752	55.00	0.752	1740	0.834	1.300
C0811	55.00	0.889	55.00	0.889	1740	0.834	1.100
C0709	45.00	0.889	45.00	0.889	1137	0.666	0.900

表-4 解析結果

Model	OLFRAM (with L.B.)		NAFRAM (without L.B.)		(A)/(B)
	N ₀ /N _Y (A)	M ₀ /M _P	N ₀ /N _Y (B)	M ₀ /M _P	
C1013	0.477		0.586		0.814
C1013-03	0.378	0.116	0.467	0.140	0.809
C1013-05	0.331	0.166	0.418	0.209	0.792
C1013-10	0.262	0.261	0.335	0.335	0.782
C1013-20	0.189	0.377	0.240	0.491	0.788
C1013-30	0.149	0.437	0.196	0.588	0.760
C1013-M		0.804			
C0813	0.521		0.701		0.743
C0813-05	0.361	0.180	0.493	0.246	0.732
C0813-10	0.285	0.285	0.388	0.388	0.735
C0813-20	0.203	0.406	0.277	0.555	0.733
C0813-M		0.804			
C0811	0.581		0.709		0.819
C0811-03	0.458	0.147	0.554	0.166	0.827
C0811-05	0.400	0.200	0.493	0.247	0.811
C0811-10	0.315	0.316	0.388	0.388	0.812
C0811-20	0.223	0.446	0.277	0.554	0.805
C0811-30	0.175	0.526	0.218	0.658	0.802
C0811-M		0.859			
C0709	0.697		0.804		0.867
C0709-03	0.546	0.164	0.630	0.189	0.867
C0709-05	0.484	0.242	0.556	0.278	0.871
C0709-10	0.378	0.379	0.437	0.437	0.865
C0709-20	0.263	0.526	0.305	0.610	0.862
C0709-30	0.204	0.613	0.236	0.709	0.864
C0709-M		0.900			

L.B.: local buckling

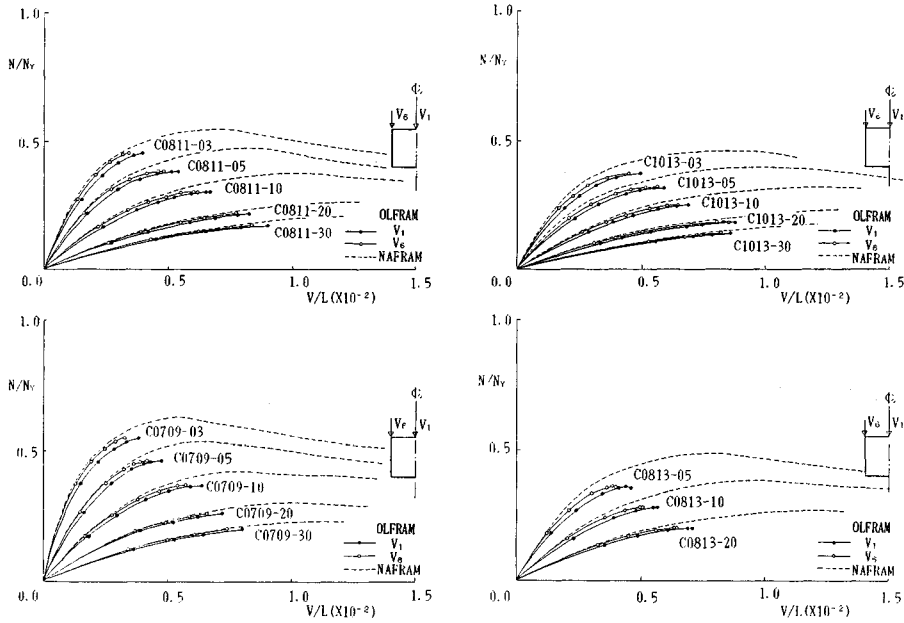


図-11 荷重と中央断面の変位の関係

(2) 極限強度

表-4には、OLFRAMによる解析および、NAFRAMによる解析により求められた、圧縮強度、曲げ強度をそれぞれ N_v 、 M_p で除した無次元強度 N/N_v 、 M/M_p を示す (C 1013-M および C 0813-M は純曲げ解析で求めた BS-130-245, C 0811-M, C 0709-M はそれぞれ BS-110-245, BS-90-24 である)。表中 (A)/(B) は局部変形による極限強度の低減率を表わす。

(3) 変形特性

図-11は荷重 N/N_v と中央断面の圧縮側フランジ中央のたわみ v_1 とウェブ上の変位 v_6 との関係を示す。同一の断面モデルで軸力・モーメント比を変えても v_1 と v_6 の差で表わされる局部変位はあまり変わらない。また、局部座屈の影響を含む OLFRAM による解析結果では局部座屈の影響を含まない NAFRAM の解析結果に比べて、ピーク荷重時の柱全体の变形は小さい。

(4) 断面の垂直応力分布

図-12は同一断面のモデルについて、無次元化した曲げモーメント・軸力比 MN_v/NM_p を 0.3, 0.5, 1.0, 2.0, 3.0 と5つの荷重パターンで変化させた場合の、極限状態における柱中央断面の垂直応力の分布を示している。圧縮側フランジおよび圧縮側フランジに近いウェブでは、荷重パターンの変化によっても、応力分布状態は変わらない。

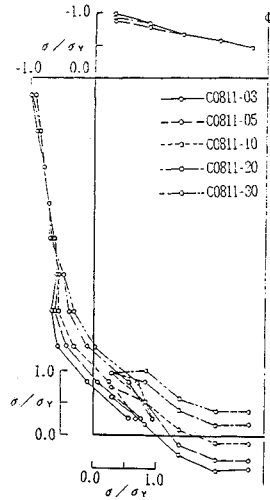


図-12 中央断面の垂直応力分布

5. 局部座屈を考慮した箱形断面柱の設計式

(1) はり・柱相関強度式への局部座屈効果の導入
Roik ら¹⁹⁾が与えた軸圧縮力と一軸曲げを受けるはり・柱部材の相関強度式を基本として、局部座屈の効果を導入する。

$$\frac{N}{N_v} + \frac{M + Nw_0}{M_p} \frac{1}{1 - \bar{\lambda}^2 N/N_v} = f$$

($\bar{\lambda} \geq 0.2$) (10)

ここに、 $w_0 = \frac{(1-x)(1-x\bar{\lambda}^2)}{x} \frac{M_P}{N_Y}$

N_Y : 降伏軸力

M_P : 全塑性モーメント

x : 局部座屈を含まない柱強度 (ECCS b 曲線)

f : 局部座屈による強度の低減係数

$\bar{\lambda}$: 柱の細長比パラメーター

(2) 局部座屈による低減係数

低減係数 f は著者らが箱形断面柱について適用した⁴⁾ものをはり・柱に拡張した次式で表わす。

$f = \{1 - a(R^* - R_{cr}^*)^{2\alpha}\}^{-1/\alpha}$ (11)

ここに、

$\alpha = 0.625\bar{\lambda} + 0.375 + 0.5 \left(1 - \frac{0.625\bar{\lambda} + 0.375}{0.5}\right) \frac{1}{1 + 0.21c}$

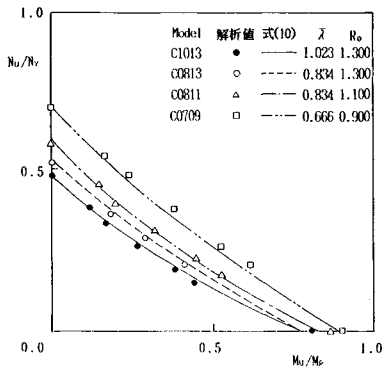
R^* : 局部座屈に関する等価幅厚比パラメーター、式(8)、

c : $(N/N_Y)/(M/M_P)$ で表わされる軸力、モーメント比

$R_{cr}^* = 0.5, \alpha = 0.5$

(3) 相関式の適合性

任意の軸力 N とモーメント M の組合せ状態について式(10)の適合性を照査しておく必要がある。そこで、表一3の4種類のモデルについて、式(10)より求められる軸力、曲げモーメントの相関関係と表一4に示す極限強度解析結果とを比較したのが図一13である。式(10)による相関強度曲線は、解析結果と良好に対応している。なお、解析結果は用いた初期不整の大きさから下限値に対応すると考えられる。



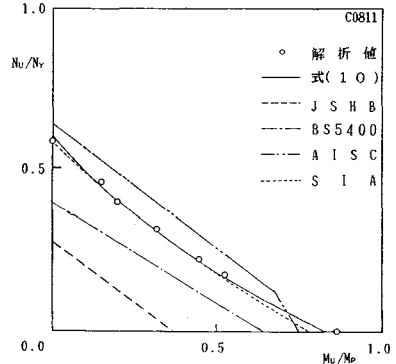
図一13 解析結果と提案式の比較

(4) 現行規準との比較

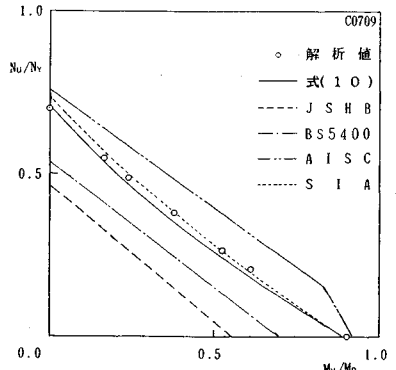
提案式と現行の設計規準との比較を図一14、15に示す。設計規準としては道路橋示方書、BS 5400²¹⁾、SIA²²⁾そしてAISC²³⁾を対象とした。これらの規準における柱

表一5 各設計規準の比較

項目	規準	道路橋示方書 ¹⁾	BS 5400 ²¹⁾	SIA ²²⁾	AISC ²³⁾
柱連成強度		積公式		Q-factor法	
断面強度		最も弱い板要素の応力で決定	有効断面に関する断面積あるいは断面係数により決定		
はり-柱相関式		線形相関式			



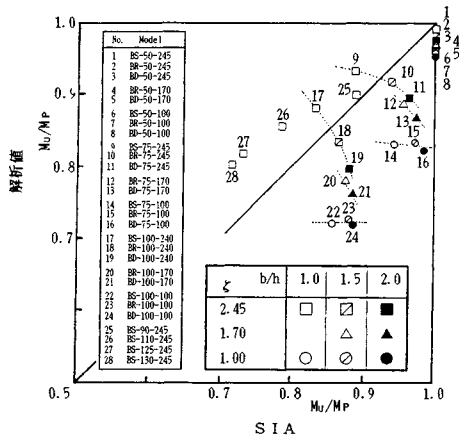
図一14 提案式と現行設計規準の比較 (C0811)



図一15 提案式と現行設計規準の比較 (C0709)

連成強度の評価法、断面強度の評価法およびはり-柱相関式の種別を表一5に示す。なお、図一14は解析モデルC0811を、図一15にはC0709を例として用いた。結果をみると、BS 5400と道路橋示方書は総じて比較的低い強度を示す。その理由としては、まず道路橋示方書では柱強度に積公式を用いていること、さらに R の大きい範囲で板基本強度がかなり低めに与えられていることが考えられる。またBS 5400では板基本強度は提案式とはほぼ一致するが、柱強度に道路橋示方書と同様に積公式を用いていること、はり規定において有効断面で考えているが、単純支持の単一板の有効幅を用いていること、および、応力再分配の効果が適切に考慮されていないことが控えめの評価になっている理由であると考えられる。

一方、SIAと提案式は近い強度を与える。また、AISC



図一六 純曲げ強度における解析結果と SIA との比較

は平均値強度であるので直接比較できないが、提案式あるいは SIA に近い強度を与えていると考えられる。

また、SIA の与える純曲げ強度と解析値の比較を図一六に示す。前掲の図一九に示したように提案式は解析値とほぼ良好に対応しているが、SIA の規定では $\zeta = R_f/R_w$ の値が小さい場合にかなり危険側の値を与える。この理由として、ウェブの板厚が比較的薄い断面においては、幅厚比が塑性限界、降伏限界以下であっても全塑性あるいは降伏モーメントまで強度が期待できないこと、そして、それ以上薄い断面では強度の低減が著しいことが考えられる。さらに、同様の理由から、フランジとウェブの単一板としての幅厚比パラメーターが同じであっても、 b/h が大きくなるほど、すなわち、偏平な断面になるほど、ウェブの板厚が薄くなり、図一六において、点線で示したように、強度は小さくなるか、あまり変わらないかである。しかし、SIA では逆に、強度は大きくなり危険側の値となる。このことは、SIA のように有効幅の概念を用いる限り、解決することはできない。しかしながら SIA は、このような問題点はあるものの、正方形断面あるいはそれに近い断面を有する、はり-柱の連成強度を精度よく、かつ、簡便に求めることができる。

6. 結 論

以上、鋼薄肉箱形断面はり-柱の連成強度特性ならびに、連成強度評価式について述べた。本研究で得られた成果を要約すると次のとおりである。

(1) 純曲げを受ける箱形断面の局部座屈強度を明らかにするため、有限要素法による解析を行った。その結果曲げを受ける場合の応力再配分の効果によってウェブの拘束効果の強いモデルと弱いモデルでは断面の純曲げ強度に差ができることが明らかになった。

(2) 前項の結果をもとにして、純曲げを受ける断面

の弾性理論による等価幅厚比を修正して、弾塑性の領域に対しても適用できる、断面の等価幅厚比を導入した。

(3) 柱および板の基本強度に考慮されている初期たわみを有するモデルを対象とした強度解析結果を基礎として箱形断面はり-柱部材の連成強度の適切な評価式を提案した。

(4) 現行設計基準における連成座屈強度の規定との比較によって各規定と提案式との相違点とその原因を明らかにした。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路標示方書・同解説，1980。
- 2) 伊藤文人：局部座屈と全体座屈の連成問題，橋梁と基礎，Vol. 15, No. 2, 1981。
- 3) 小松定夫・北田俊行：初期不整を有する圧縮版の極限強度特性に関する研究，土木学会論文報告集，No. 270, 1978。
- 4) 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. 33 A, 1987。
- 5) 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，No. 308, 1981。
- 6) 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，土木学会論文集，No. 326, 1982。
- 7) 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。
- 8) 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，No. 362, 1985。
- 9) 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。
- 10) 長谷川彰夫・安保貴範・西野文雄：鋼柱の局部座屈と全体座屈の連成強度推定のための一モデル解析，構造工学論文集，Vol. 31 A, 1985。
- 11) 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。
- 12) 西村宣男・吉田信博：鋼 H 形断面柱部材の連成座屈特性と設計公式，土木学会論文集，No. 389, 1988。
- 13) Nakai, H., Kitazawa, M. and Miki, T.: A study on critical strength of thin-walled steel frames subjected to combination of vertical and horizontal loads, Proc. JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 3, No. 1, April, 1986。
- 14) 中井 博・酒造敏広・大垣賀津雄：鋼薄肉ラーメン構造物の限界強度の近似計算法，土木学会論文集，No. 380/I-7, 1987。
- 15) 宇佐美勉・寺尾圭史：局部座屈を考慮した箱形断面鋼骨組構造物の強度，土木学会論文集，No. 380/I-10, 1988。
- 16) Nakai, H., Kitada, T. and Miki, T.: Ultimate

- strength of thin-walled box column, Proc. JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 2, No. 1, 1985.
- 17) 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.
- 18) 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.
- 19) 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.
- 20) Nassar, G.: Das Ausbeulen dünnwandiger Querschnitte unter einachsig aussermittiger Druckbeanspruchung, Stahlbau, 10/1965.
- 21) BS5400: Steel, concrete and composite bridges, Part 3 Code of practice for design of steel bridges, April, 1982.
- 22) SSEA: SIA161, Steel structures, 1979.
- 23) AISC: Load and resistance factor design, 1986.2.
(1989.10.11・受付)
-