

薄肉鋼はりの極限強度の簡単な評価法

A SIMPLE METHOD FOR EVALUATING ULTIMATE STRENGTH
OF THIN-WALLED STEEL BEAMS

久保全弘*・小川春由樹**

By Masahiro KUBO and Haruyuki OGAWA

Load carrying capacity of laterally supported thin-walled beams are affected by local buckling of the component plates. The flange local buckling interacts with lateral-torsional buckling and causes a significant reduction in the ultimate strength of I-shaped beams, particularly. In this paper the equivalent slenderness parameter for beam section was expressed by the geometric mean value of nondimensional width-thickness ratios in the flange and web plates. The bending strength formulas of I-shaped and box beams were obtained from available test data in the published literature. The proposed formulas were compared with the approach based on the effective width concept. Interaction strength of local and overall buckling was also discussed.

1. まえがき

鋼薄肉断面はりの極限強度は、はり全体としての横ねじれ座屈のほか部材を構成している板要素の局部座屈によっても影響を受ける。横方向に十分に支持されたはりの強度は局部座屈によって支配され、部材断面の抵抗強度を定める場合の基本になる。板要素の幅厚比を大きくすると局部座屈が低い荷重レベルで生じ、部材断面の曲げ性能が十分に発揮できなくなる。とくに、圧縮フランジの局部座屈が起ると極限強度の低下を招くとともに、変形能力も減少する。実際設計では断面性能を確保するために幅厚比制限を設けるのが通常であるが、はり部材の場合にも板要素間の相互作用を考慮した局部座屈強度の検討が必要である。

Daweら¹⁾、Bradford²⁾は有限帯板法を用いて残留応力を考慮した非弾性座屈解析を行い、I形断面はりの座屈強度と限界幅厚比の関係を調べている。西村ら^{3, 4)}は断面内の残留応力と初期たわみを考慮して有限要素法による有限変位解析を行い、I形および箱形はりの局部座屈特性と極限強度の評価法について研究している。一方、横方向に十分支持されないI形断面はりは横ねじれ座屈を起し易く、幅厚比が比較的大きい薄肉断面では圧縮フランジの局部座屈とも連成挙動する⁵⁾。

本研究は、薄肉断面はりに対する断面としての等価幅厚比の簡単な表現法を提案する。そして、既往の実験データを用いてI形および箱形断面はりの局部座屈によって決まる面内強度の評価式を求める。基準モーメントと限界幅厚比の関係を調べる。また、過去に提案されている各種推定法との比較も行う。I形断面は

* 工博 名城大学教授 理工学部土木工学科 (〒468 名古屋市天白区塩釜口 1丁目501)

** 名城大学大学院工学研究科修士課程在学中 (同上)

りの局部座屈と横ねじれ座屈の連成強度評価に対しても利用できることを示す。

2. はり断面の等価幅厚比

薄肉部材の純曲げによる局部座屈は、図-1に示すような圧縮フランジと腹板の連成変形を伴って生ずる。このような断面強度は幾何学的形状（幅厚比 b/t_f , h/t_w ）と材質（降伏ひずみ σ_y/E とひずみ硬化係数）によって主として支配されるが、板要素間の相互作用を考慮するためには断面としての等価幅厚比の選択が問題となる。

断面を構成する板要素の単一板としての弾性座屈応力 σ_{cr} は、降伏点応力 σ_y によって無次元化表示すると次式で与えられる。

$$\sigma_{cr}/\sigma_y = 1/R^2 \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 R は幅厚比パラメータであり、図-1の圧縮フランジと腹板に対しては

$$R_f = \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_f}} \sqrt{\frac{\sigma_{yf}}{E}}; \quad R_w = \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_w}} \sqrt{\frac{\sigma_{yw}}{E}} \quad \dots\dots\dots(2)$$

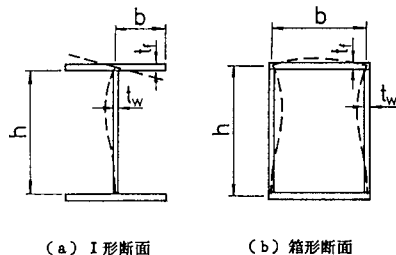


図-1 断面寸法と局部座屈変形

で表される。ここに、 σ_{yf} , σ_{yw} はフランジおよび腹板の降伏点

応力。弾性座屈係数は板要素の接合辺を単純支持と考えて2軸対称のI形断面では $k_f = 0.43$, $k_w = 23.9$, 箱形断面では $k_f = 4$, $k_w = 23.9$ を用いる。なお、上下不等フランジを有する非対称断面の場合には k_w として腹板の応力勾配係数 ψ による次式⁶⁾が利用できる。

$$k_w = 10\psi^2 - 8.264\psi + 7.638 \quad -1 \leq \psi \leq 0 \quad \dots\dots\dots(3)$$

本研究では、局部座屈強度によって決まるはりの面内強度を評価するための等価幅厚比パラメータとして式(2)で表す2つの値を相乗平均した次式を簡便的に用いる。

$$R_s = \sqrt{R_f R_w} \quad \dots\dots\dots(4)$$

R_s を用いた場合の弾性座屈応力に対応する等価座屈係数は式(2)において $\sigma_{yf} = \sigma_{yw}$ とおき、フランジを基準にして表すと

$$k_{fw} = \sqrt{k_f k_w} \beta \quad \dots\dots\dots(5)$$

ここに、構成断面寸法比 $\beta = b t_w / (h t_f)$, そして、 $\sqrt{k_f k_w}$ は2軸対称のI形断面では3.206, 箱形断面では9.778で与えられる。次に、曲げを受ける腹板ではかなりの後座屈強度が期待できることから、フランジ固定条件（I形断面： $k_{fw} = 1.28$, 箱形断面： $k_{fw} = 6.97$ ）のみを考え、式(4)の適用範囲を求めると

$$\text{2軸対称I形断面に対し} \quad 0 \leq \beta \leq 0.339$$

$$\text{2軸対称箱形断面に対し} \quad 0 \leq \beta \leq 0.713 \quad \dots\dots\dots(6)$$

式(8)の適用範囲を超えた場合は、 R_s は上記の接合辺固定支持の k_{fw} 値を用いてフランジの R_f で表す。

3. はりの面内強度と限界幅厚比

3.1 I形断面はり

曲げに対する抵抗強度の限界状態として全塑性モーメント M_p と降伏モーメント M_y を用いて、次のような断面分類が考えられる。

- 1) 塑性設計断面（クラス1）： M_p と所要の塑性変形能力を保証できるもの
- 2) コンパクト断面（クラス2）： M_p を保証できるが変形能力を期待できないもの
- 3) 準コンパクト断面（クラス3）： M_y を保証できるもの
- 4) スレンダー断面（クラス4）： M_y が期待できないもの。

この分類法はEurocode 3, BS 5950, SIA 161, CSA S16.1 の設計規準³⁾などに採用されている。

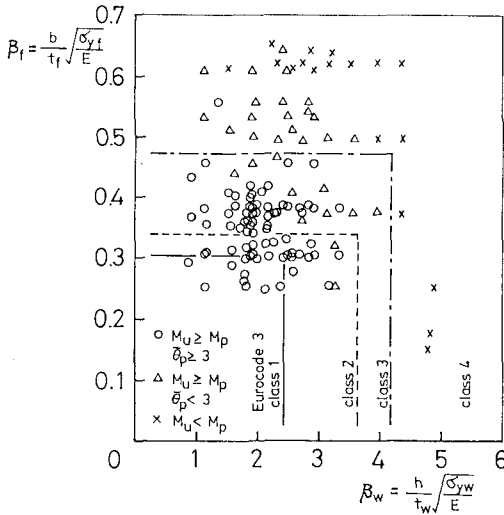


図-2 Eurocode 3の断面区分と実験値

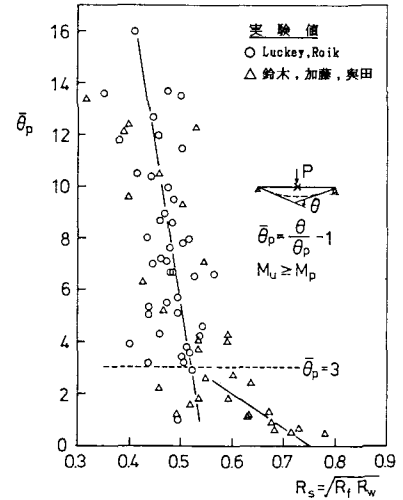


図-3 塑性回転容量と幅厚比の関係

図-2は横方向に十分支持した条件のもとで行われた溶接I形断面はりの実験値を面内強度と塑性回転容量 $\bar{\theta}_p$ の大きさによって3種類に分類し、図示したものである。縦軸にフランジの幅厚比 $\beta_f = b/t_f \sqrt{\sigma_{yf}/E}$ 、横軸に腹板の幅厚比 $\beta_w = h/t_w \sqrt{\sigma_{yw}/E}$ がとってあるが、式(2)の幅厚比パラメータとは $R_f = 1.604\beta_f$ 、 $R_w = 0.215\beta_w$ に対応する。図中にはEurocode 3⁷⁾によるI形断面のクラス分けが与えてあり、十分安全側の断面区分である。しかし、断面分類における限界幅厚比 β_w が大きくなると β_f が小さくなる傾向がみられ、必ずしも単一のパラメータで定めることができないことがわかる。

図-3は鈴木ら⁸⁾、加藤ら⁹⁾、奥田ら¹⁰⁾、Luckey ら¹¹⁾、Roik ら¹²⁾の実験結果をもとにI形断面の塑性回転容量 $\bar{\theta}_p$ と断面の等価幅厚比 R_s の関係を調べたものである。この図から実験値の変動が大きいけれども、 R_s が大きくなると $\bar{\theta}_p$ が低下する傾向をみることができる。そして、塑性設計(クラス1)に必要な変形能力の $\bar{\theta}_p \geq 3$ に対応する限界幅厚比を推定すると、 $R_s = 0.52$ 程度が求まる。この値から $R_f = 0.5$ のとき $R_w = 0.54$ が得られる。 $R_s = 0.52$ はCSA S16.1 ($R_f = 0.504$, $R_w = 0.528$; $R_s = 0.515$)、AS 1250 ($R_f = 0.448$, $R_w = 0.614$; $R_s = 0.525$) および AIJ ($R_f = 0.525$, $R_w = 0.516$; $R_s = 0.520$) の制限値³⁾に相当する。

これまで、I形断面の圧縮フランジに対する幅厚比制限値の設定には自由突出板からなる十字形断面短柱の実験結果が利用されてきた。福本ら¹³⁾、西野ら¹⁴⁾、Rackliffeら¹⁵⁾ および Fisherら¹⁶⁾によって幅厚比が比較的大きい溶接部材の実験が報告されてきている。ここでは、それらのうち焼なまし処理を施した実験データは除き、すなわち溶接のままの実験値を用いて縦軸に極限強度 $Q = P_u/P_y$ 、横軸に自由突出板 ($k_f = 0.43$)としてのパラメータ R_f をそれぞれとって整理すると図-4のようになる。

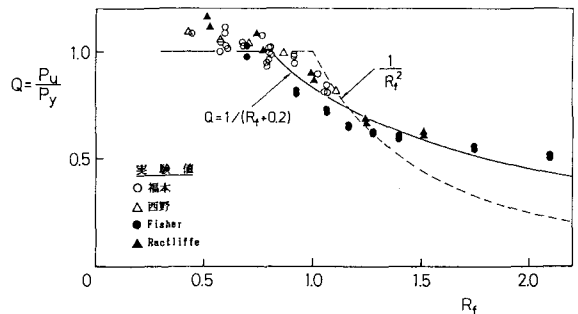


図-4 十字形断面短柱の極限強度

ここに、 P_y は断面の降伏荷重。この図から降伏荷重 P_y に達する限界幅厚比を 0.8 と考えて平均強度の評価式を求めると

$$Q = P_u / P_y = 1 / (R_f + 0.2) \leq 1.0 \quad \dots\dots\dots(7)$$

が得られる。実験値との適合性はデータ総数 $N = 57$ で平均値 $m = 1.027$ (変動係数 $v = 0.089$) であり、 R_f が大きい領域まで良い近似を与えている。

次に、面内強度を溶接はりの実験結果を用いて検討する。既往の文献から収集した I 形断面はりの構成断面寸法比 β とフランジおよび腹板の降伏点応力 σ_{yf} 、 σ_{yw} の使用値を表-1 に示す。面内強度は横方向支持間隔にも支配されるため、ここでは、AISC LRFD 規定²⁵⁾ のコンパクト断面に対する面外支持条件を満足する実験データのみを用いてある。データ総数は $N = 95$ 個であり、 $\beta = 0.05 \sim 0.29$ 、 $\sigma_{yf} = 241 \sim 790 \text{ N/mm}^2$ と多様に変化する実験値である。荷重形式別には中央集中荷重が 55 個で、2 点集中荷重が 40 個である。

表-1 I 形はりの面内曲げ実験データ

参考文献	データ数 N	構成断面寸法比 $\beta = b t_w / h t_f$	降伏点応力(N/mm ²)	
			σ_{yf}	σ_{yw}
菊池 17)	7	0.11 ~ 0.21	241 ~ 790	248 ~ 782
日本鋼管 18)	4	0.14 ~ 0.27	281 ~ 314	287 ~ 342
Holtz 19,20)	12	0.07 ~ 0.14	239 ,323	287 ,289
Johnson 21)	9	0.08 ~ 0.20	372 ~ 424	380 ~ 448
中村 22)	4	0.19 ~ 0.29	288 ~ 294	294 ~ 335
加藤 23)	22	0.11 ~ 0.29	289 ,378	357 ,394
與田 10)	33	0.05 ~ 0.28	303	280 ,300
新日鉄 24)	4	0.12 ~ 0.20	277	309

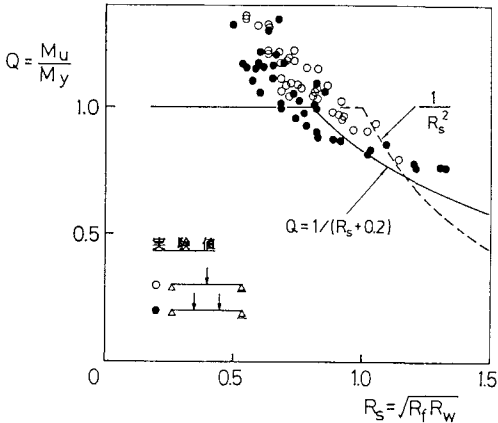


図-5 I 形はりの面内極限強度
(M_y で無次元化した場合)

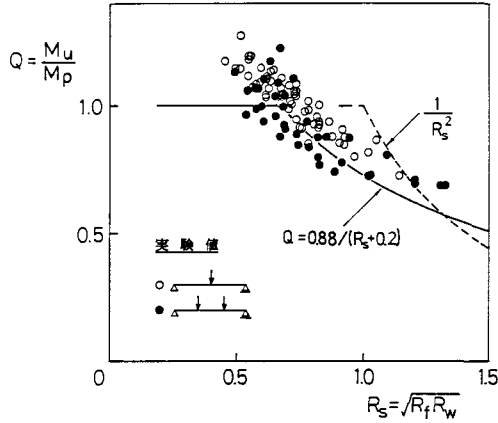


図-6 I 形はりの面内極限強度
(M_p で無次元化した場合)

図-5 は降伏モーメント M_y で無次元化した極限強度 M_u / M_y を縦軸に、はり断面の等価幅厚比パラメータ R_s を横軸にとって実験値をプロットしたものである。図中には $1/R_s^2$ 曲線を示してあるが、ここでは厳密な弾性座屈曲線を表すものではない。実験値は荷重形式により区別して図示しており、極限強度は等曲げ状態の 2 点集中荷重の方が中央集中荷重よりもわずかに低いが低い傾向にある。そして、断面の幅厚比が小さくなると M_y 以上の面内抵抗モーメントが得られることから、断面性能を十分発揮させるためには適切な幅厚比制限を用いた断面分類が必要になることがわかる。この図から極限強度の平均値曲線は、図-4 の十字形断面短柱と同一の次式で提案できる。

$$Q = M_u / M_y = 1 / (R_s + 0.2) \leq 1.0 \quad \dots\dots\dots(8)$$

上式からクラス3に対応する限界幅厚比は $R_s = 0.8$ であり $R_f = 0.7$ のとき $R_w = 0.92$ となり、わが国の道路橋示方書の制限値($R_f = 0.7$, $R_w = 1.1$)より少し厳しい値が得られる。また、 $R_s = 0.8$ はEurocode 3の制限値($R_f = 0.759$, $R_w = 0.900$; $R_s = 0.826$)にほぼ相当する。

図-5に示したはりの実験値を全塑性モーメントで無次元化した極限強度 M_u/M_p で表すと、図-6のようになる。この図においても $1/R^2$ 曲線が参考のために記入してある。 M_y で無次元化した図-5よりも実験値の全体的なまとまりが良い。この図からも荷重形式の相違による強度差が認められるがわずかである。また、 M_p で無次元化したとしても幅厚比が小さい領域ではひずみ硬化と応力再配分などの影響があるため M_p を超えて上昇している。この場合の極限強度の平均値曲線は、I形断面の形状係数 $f = M_p/M_y$ の平均値³⁴⁾として1.14を用いて式(8)を書き換えると、次式が提案できる。

$$Q = M_u/M_p = 0.88/(R_s + 0.2) \leq 1.0 \quad \dots\dots\dots(9)$$

上式からクラス2に対応する限界幅厚比は $R_s = 0.68$ であり、 $R_f = 0.6$ のとき $R_w = 0.77$ が得られる。 $R_s = 0.68$ はAISC LRFDの制限値($R_f = 0.613$, $R_w = 0.808$; $R_s = 0.704$)およびSIA 161の制限値($R_f = 0.722$, $R_w = 0.645$; $R_s = 0.682$)に相当する。以上のように断面の等価幅厚比として式(4)の R_s 値を用いれば、幅厚比と降伏点応力が多様に変化する実験値を良く整理できる。

3.2 箱形断面はり

ここでは、箱形断面はりの面内強度を実験結果を用いて検討する。既往の文献から収集した実験データの構成断面寸法比 β および降伏点応力 σ_{yf} , σ_{yw} の使用値を表-2に示す。データ総数は、 $N = 49$ 個であり、 $\beta = 0.21 \sim 1.37$, $\sigma_{yf} = 184 \sim 745 \text{ N/mm}^2$ と変化する実験値である。なお、Scheer²⁷⁾の実験データは冷間成形板のつづり合せ材であるが参照することにした。

表-2 箱形はりの面内曲げ実験データ

参考文献	データ数 N	構成断面寸法比 $\beta = b t_w / h t_f$	降伏点応力(N/mm ²)	
			σ_{yf}	σ_{yw}
Little 28)	8	1.00	301 ~ 327	
Scheer 27)	11 a	0.21 ~ 0.53	189 ~ 304	185 ~ 237
	8 a, b	0.41	184 ~ 310	
宇佐美 28)	2	1.00	568	
福本 29)	10	1.00	348 , 745	
中井 30)	10	0.75 ~ 1.37	257 ~ 373	
大阪大学 3)	2	0.26 , 0.48	308	354

a) 冷間成形つづり合せ材, b) 応力勾配 $\psi = -0.90$

図-7は極限モーメント M_u と降伏モーメント M_y の比 M_u/M_y を縦軸に、等価幅厚比パラメータ R_s を横軸にそれぞれにとって実験値をプロットしたものである。実験値の変動は図-5のI形断面はりに比較して大きい。図中には式(8)が与えてあるが、 $R_s > 1.1$ 程度の断面では安全側の評価になっている。次に、全塑性モーメントで無次元化した極限強度 M_u/M_p で整理すると、図-8のようになる。図-7と比

較して実験値のまとまりが全体的に良くなる。箱形断面の形状係数も I 形断面の場合と同様に平均値³⁴⁾ 1.14 を考えると、強度評価式として式 (9) が適用できる。

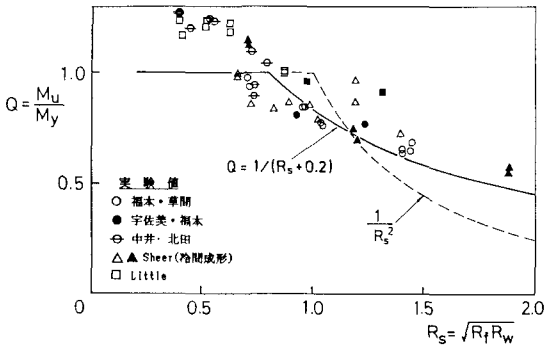


図-7 箱形はりの面内極限強度
(M_y で無次元化した場合)

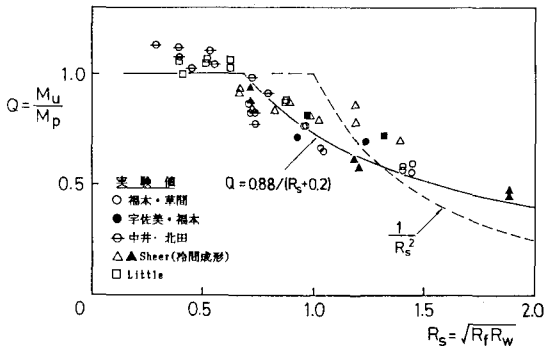


図-8 箱形はりの面内極限強度
(M_p で無次元化した場合)

3.3 各種推定法との比較

薄肉断面はりの場合も局部座屈によって決まる面内強度の推定法として有効幅の概念が利用されている。この手法は、有効幅式から圧縮フランジと腹板の有効断面を求め、その降伏モーメントで極限強度を与えるものである。すなわち、有効断面の断面係数 W_e と全断面の断面係数 W との比によって全断面の降伏モーメント M_y を低減させるものであり

$$Q = M_u / M_y = (W_e / W) \tag{10}$$

と書ける。この手法の問題点是有効断面の決定において中立軸の移動があり、繰り返し計算が必要であること、また M_y を超えて局部座屈が生じる断面に対処できないことである。通常の設計では中立軸の移動を無視する場合が多い。

宇佐美³¹⁾は圧縮フランジの有効幅のみを考慮した推定法を提案し、箱形断面に対し近似式を誘導している。そして、この式は M_y を基準強度としたものであるが、 M_p を基準とした場合もそのまま拡張使用できることを示している³²⁾。西村³⁾は、はりの基準強度を M_p と M_y にとり、フランジと腹板の限界幅厚比によって5種類の強度区分を用いることを提案している。なお、幅厚比が大きく、断面強度が局部座屈によって M_y 以下で決まる基準強度は式(10)から算定するものとし、フランジと腹板に対する有効幅式を提案している。

表-3 面内曲げ強度の実験値と各種推定法の比較

断面形	推定法	データ数 N	実験値/計算値	
			平均値 m	変動係数 v
I 形	本提案： M_y ベースの式(8)	95	1.154	0.108
	M_p ベースの式(9)		1.075	0.074
	宇佐美 31) ^a		1.150	0.130
	西村 3) ^b		1.157	0.110
箱形	本提案： M_y ベースの式(8)	49	1.090	0.124
	M_p ベースの式(9)		1.034	0.107
	宇佐美 32) ^a		1.110	0.148
	M_y ベースの式		0.978	0.139
	M_p ベースの式		1.032	0.130
	西村 3) ^b		1.032	0.130

a) 有効幅の概念, b) $M_p \sim M_y$ の強度区分と有効幅の概念

表-3は表-1, 2に示した実験データを用いて本提案式と上述の推定法を比較した結果であり, 実験値と計算値との比に対する平均値 m , 変動係数 v が示してある。本提案式と宇佐美による M_y ベースの式はI形はりでは15%および箱形はりでは10%の安全側の評価になっている。そこで, 本提案式の M_y ベースの式を各実験値の形状形数 f を配慮して $M_u/M_y \leq f$ まで延長して適用すると, I形断面では $m=1.069$ ($v=0.073$), 箱形断面では $m=1.032$ ($v=0.112$) が得られる。これに対し, M_p ベースの式を用いると, 8%以内の誤差で平均強度を推定できることがわかる。西村の推定法は断面の強度区分によって基準強度として $M_y \sim M_p$ を用いているけれども, 箱形断面では良い評価であるのに対し, I形断面では15%の安全側を与えている。以上のように, 本提案式は簡単な表現式であるが精度の良い式になっているのがわかる。

4. はりの連成強度

薄肉I形断面はりで問題になる局部座屈と横ねじれ座屈との連成強度を検討する。著者らは文献^{5, 33)} ではりの場合も柱と同様に Q -factor法を適用すれば, 連成強度を評価できることを示した。ここでは, 柱部材との統一性も考えて連成強度の評価式として次式を用いる。

$$\frac{M_u}{M_n} = 1 / \{ Y + \sqrt{Y^2 - \bar{\lambda}_b^2} \} \leq 1 \quad \dots\dots\dots(11)$$

ここに, $Y = 0.5 \{ 1 + \alpha (\bar{\lambda}_b - \bar{\lambda}_{b0}) + \bar{\lambda}_b^2 \}$

α = 初期不整係数

上式で修正細長比パラメータ $\bar{\lambda}_b$ は基準強度 M_n と弾性横ねじれ座屈モーメント M_e を用いて次式で表す。

$$\bar{\lambda}_b = \sqrt{M_n / M_e} \quad \dots\dots\dots(12)$$

そして, $\bar{\lambda}_{b0}$ は基準強度に達する限界細長比である。

次に, 基準強度 M_n には本論文で提案する局部座屈を考慮した面内強度式, 式(8), (9)と西村が提案する有効幅寸から算定される式(10)を用いて考察する。すなわち, M_y ベースの式(8), (10)では $M_n = Q M_y$ を, M_p ベースの式(9)では $M_n = Q M_p$ として式(11), (12)にそれぞれ代入する。

はりの連成座屈の実験データは数が少ないため, 著者らが行った中央集中載荷の結果³³⁾ 22個と2点集中載荷の結果²²⁾ 14個を参照する。4種類の溶接軽量H形鋼であり, 構成断面寸法比 $\beta = 0.18 \sim 0.29$, 降伏点応力 $\sigma_{yf} = 240 \sim 332 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_{yw} = 292 \sim 338 \text{ N/mm}^2$ からなる。フランジと腹板の幅厚比は $R_f = 0.87 \sim 1.07$, $R_w = 0.50 \sim 0.82$ で, 等価幅厚比としては $R_s = 0.72 \sim 0.94$ の範囲になる。また, 無次元細長比は $\bar{\lambda}_b = \sqrt{M_y / M_e} = 0.56 \sim 1.21$ と変化し, すべての実験値が M_y 以下で極限強度が決まったものである。

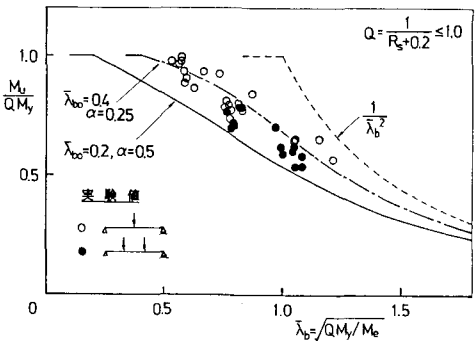


図-9 I形はりの連成座屈強度
($Q M_y$ で無次元化した場合)

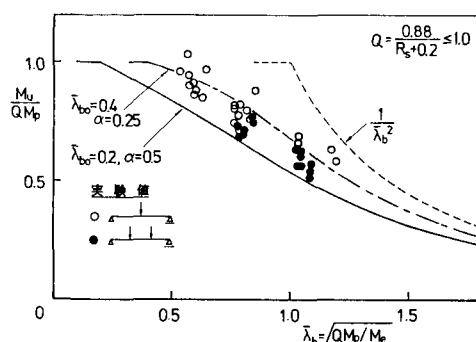


図-10 I形はりの連成座屈強度
($Q M_p$ で無次元化した場合)

図-9は式(8)の面内強度 $Q M_y$ を用いて実験結果を整理したものである。図中には、式(11)において $\bar{\lambda}_{b0}=0.4$ で $\alpha=0.25$ と $\bar{\lambda}_{b0}=0.2$ で $\alpha=0.5$ に選んだ場合の強度曲線が与えてある。中央集中載荷による実験値は2点集中載荷よりも少し高めで、 $\alpha=0.25$ 曲線に沿って変化している。そして、2点集中載荷の実験値は $\alpha=0.25$ と 0.5 の曲線間に位置している。

次に、式(9)の面内強度 $Q M_p$ を用いて図示すると図-10のようになる。図-9の $Q M_y$ 表示より実験値は多少下へ移動するけれども大きな変化は生じていない。式(11)による $\bar{\lambda}_{b0}=0.2$ で $\alpha=0.5$ の曲線は柱強度の下限値曲線に相当するものであり、はりの場合にも適用できることがこれらの図からわかる。

表-4には面内基準強度 M_n として本提案式と西村の有効幅の概念に基づく方法を用いた場合の結果が比較してある。式(11)にて $\bar{\lambda}_{b0}$ と α を変化させた場合の実験値と計算値の比に対する平均値 m と変動係数 v がまとめてある。本提案式については、 M_p ベースよりも M_y ベースの強度式を用いる方が実験値との適合性がやや良い。 $\bar{\lambda}_{b0}=0.4$ を用いた場合、実験強度の平均値は M_y ベースで $\alpha=0.31$ 、 M_p ベースで $\alpha=0.33$ によって与えられる。西村の有効幅式で計算した結果は、本提案式よりも変動が少し大きい、安全側の強度推定になる。

5. あとがき

鋼薄肉断面はりの極限強度の簡単な評価法について、既往の実験データを用いて検討した。この研究から得られた主な結論は次のようである。

- (1) 局部座屈によって決まる面内強度を評価するための断面としての等価幅厚比 R 。を式(4)で提案した。これは圧縮フランジと腹板の幅厚比の相乗(または幾何)平均値を用いたものであり、簡単な表現式であるが、実験値を良く整理できる。
- (2) I形断面はりの面内強度は、降伏モーメント M_y で無次元表示する場合には式(8)によって、全塑性モーメント M_p で無次元表示する場合には式(9)によってそれぞれ評価できる。なお、両式とも十字形短柱強度の評価式を基本にした表現である。
- (3) 同様に、箱形断面はりの面内強度も M_y 表示による式(8)、または M_p 表示の式(9)を用いることができる。さらに詳細な検討をするためには幅厚比の大きい実験データの収集が今後必要である。
- (4) 有効幅の概念に基づいて面内強度を安全側に推定できるが、 M_y 以上の強度で局部座屈によって決まる断面には対処できないことから、何らかの配慮が必要である。
- (5) I形断面はりの局部座屈と横ねじれ座屈の連成強度は、柱部材と同様に Q -factor法に基づく式(11)によって評価できる。その場合の面内基準強度として式(8)、(9)が利用できる。

本研究は昭和62年～平成元年度文部省科学研究補助金－総合研究A－(研究代表者・福本孝士大阪大学教授、課題番号82302024) ”鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究”の補助を受けて行ったものである。

表-4 連成座屈強度の実験値と推定法の比較

面内強度の評価法	式(11)の係数		実験値/計算値	
	$\bar{\lambda}_{b0}$	α	平均値 m	変動係数 v
本提案： M_y ベース の式(8)	0.4	0.25	0.9881	0.0799
	0.4	0.31	0.9993	0.0792
	0.3	0.30	1.0304	0.0777
本提案： M_p ベース の式(9)	0.4	0.25	0.9570	0.0881
	0.4	0.37	0.9983	0.0858
	0.3	0.30	1.0188	0.0840
西村 ³⁾ ： 有効幅 の概念	0.4	0.25	1.0439	0.0901
	0.4	0.18	1.0058	0.0875
	0.3	0.30	1.1085	0.0888

参考文献

- 1)Dawe, J.L. and Kulak, G.L.: Local Buckling of W Shape Columns and Beams, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.110, No.6, pp.1292 ~1304, June 1984.
- 2)Bradford, M.A.:Inelastic local buckling of fabricated I-beams, Journal of Constructional Steel Research, Vol.7, pp.317 ~334, 1987.
- 3)福本 昉士 (研究代表者):鋼骨組構造物の極限強度に関する総合的研究, 科研報告書 (総合A), 1990.2.
- 4)西村宜男・吉田信博・竹内正人: 局部座屈を考慮した鋼箱形断面はり一柱部材の強度評価式, 土木学会論文集, No.416/I-13, pp.385 ~393, 1990. 4.
- 5)Kubo, M. and Fukumoto, Y.: Lateral-Torsional Buckling of Thin-Walled I-Beams, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.4, pp.841 ~855, April 1988.
- 6)福本 昉士編: 座屈設計ガイドライン, 土木学会, 技報堂, 1987.
- 7)EUROCODE 3: Common Unified Code of Practice for Steel Structure, 1989.
- 8)鈴木敏郎・小野徹郎・金箱温春: せん断曲げを受ける鉄骨H形断面梁の局部座屈挙動と塑性変形能力, 日本建築学会論文報告集, No.280, pp.91 ~98, 1977. 10.
- 9)加藤勉・秋山宏・帯 洋一: 局部座屈を伴うH形断面部材の変形, 日本建築学会論文報告集, No.257, pp.49 ~57, 1977. 7.
- 10)奥田香二・今井克彦・黒羽啓明・小川厚治・黒羽啓明: 幅厚比の大きい溶接H形鋼ばりの曲げ変形挙動 日本建築学会構造系論文報告集, No.397, pp. 60~72, 1989. 3.
- 11)Lukey, A.F. and Adams, P.F.: Rotation Capacity of Beams Under Moment Gradient, : Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.95, No.ST6, pp.1173~ 1187, June 1969.
- 12)Roik, K. und Kuhlmann, V.: Experimentelle Ermittlung der Rotationskapazität biegebeanspruchter I-Profile, Stahlbau 56, Heft 12, S.353~358 , Dezember 1987.
- 13)福本 昉士・伊藤義則: フランジの局部座屈強度とフランジ幅厚比制限, 土木学会論文集, No.160, pp.27 ~38, 1968. 12.
- 14)Nishino, F., Tall, L. and Okumura, T.: Residual Stress and Torsional Buckling Strength of H and Cruciform Columns, Trans. of JSCE, No.160, pp.75~87, 1968. 12.
- 15)Dwight, J.B., Chin, T.K. and Ractliffe, A.T.: Local Buckling of Thin-Walled Columns, Effect of Locked-in Welding Stresses, CIRIA Research Report, No.12(Part2), May 1968.
- 16)Fisher, M. and Konowalczyk, R.: Traglastversuche an langzgestauchten unversteiften dreiseitig gelagerten Rechteckplatten, Stahlbau 57, Heft 5, S.135 ~141, 1988.
- 17)菊池 洋一・福本 昉士: 高張力鋼 I 形曲げ部材の耐荷力について, 名古屋大学土木工学科研究報告, No.5001, 1966. 10.
- 18)日本鋼管 (株): 抵抗溶接H形鋼の破壊試験報告書, 1972. 11.
- 19)Holtz, N.M. and Kulak, G.L.: Web Slenderness Limits for Compact Beams, Structural Engineering Report No.43, Univ. of Alberta, Alberta, Canada, March 1973.
- 20)Holtz, N.M. and Kulak, G.L.: Web Slenderness Limits for Non-Compact Beams, Structural Engineering Report No.51, Univ. of Alberta, Alberta, Canada, August 1975.
- 21)Johnson, D.L.: Buckling of Beam Compression Flanges, A Report Submitted to AISI, Butler Manufacturing Company, November 1976.
- 22)中村聡志・林 秀行・本田陽二・山中 徹: 局部座屈を伴うH形鋼ばりの横ねじれ耐荷力に関する実験的研究, 名城大学土木工学科卒業論文, 1986. 3.

- 23)加藤勉・呉 栄錫：局部座屈を伴うH形断面鋼部材の耐力と変形，構造工学論文集，Vol.35B，pp.351～360，1989. 3.
- 24)新日本製鉄（株）：コンパクト断面梁の曲げ耐荷力実験報告書，（中間報告）1989. 4.
- 25)AISC: Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, Chicago, Ill., 1986.
- 26)Little, G.H.: Square Box Sections-Experimental Behaviour Under Combined Bending and Compression, Journal of Strain Analysis, Vol.13, No.3, pp.165～176, 1978.
- 27)Scheer, J., Nölke, H. und Böhm, M.: Traglastversuche an dünnwandigen Kastenträgermodellen mit Biegemomentenbeanspruchung, Bauingenieur 53, S.379～386, 1978.
- 28)宇佐美勉・福本嘯士：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, pp.41～50, 1982. 10.
- 29)福本嘯士・草間晴幸：薄肉鋼箱形げたの交番座屈挙動特性，構造工学論文集，Vol.31A, pp.37～49, 1985. 3.
- 30)中井博・北田俊行・國廣昌史・中村清孝・岸田和人：組合せ断面力を受ける薄肉箱形短柱の局部座屈を考慮した終局強度相関曲面に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.36A, pp.89～100, 1990. 3.
- 31)宇佐美勉：鋼平面ラーメン構造物の極限強度評価式の実験データによる検証，構造工学論文集，Vol.36A, pp.79～88, 1990. 3.
- 32)宇佐美勉・土屋信洋・福本嘯士：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/I-4, pp.308～312, 1985. 10.
- 33)久保全弘・福本嘯士：フランジの局部座屈を伴う鋼I形断面はりの横ねじれ座屈，構造工学論文集，Vol.34A, pp.153～160, 1988. 3.
- 34)土木学会編：構造力学公式集，土木学会，技報堂，1986.

（1990年10月12日受付）