

有効幅に基づく薄肉はり実用設計法の一提案

望 月 力 男

A Proposal of Practical Design Method for Thin-Walled Beams in Consideration of Effective Width Theory.

Rikio MOCHIZUKI

This report describes a practical design method for thin-walled beams having or not having intermediate stiffeners, by using the required width-to-thickness ratio of plate element in the Design Standard for Steel Structures (Architectural Institute of Japan) as a effective width of webs, and considering some past proposed formulas for ultimate strength of plate girders.

For ordinary thin-walled beams, buckling design is fairly complicated and also buckling strength has no direct relation with ultimate strength. This proposal is intended to un-necessitate buckling calculation and applicable to stiffened or nonstiffened beams, in relation to the Design Standard and in view of postbuckling.

1. 序

本論は補剛または無補剛薄肉はりの、面倒な座屈設計を必要としない簡便な実用設計法を、終局耐力的な観点から有効幅を適用して構成したものである。通常有効幅とは一様圧縮を受ける板要素を対象としているが、ここでは曲げとせん断にたいしても同様に降伏迄座屈しないとみなしえる限度の幅厚比を有効幅と称することにする。

この有効幅には、日本建築学会鋼構造設計規準(以下単に規準という)における板要素の幅厚比の規程値またはこれに準じて誘導できる値を用いることにより、基本的な安全率の考え方やその程度を規準と矛盾なく関連させ、また有効幅の適用限度を既往の文献等より考察する。

現在、構造設計は許容応力度設計法から限界状態設計法に移行する趨勢にあるが、その実用化はかなり先のことと思われる。本論は許容応力度設計法の範疇での一つの展開であり、主として次のような問題に対処するものである。

一般に鉄骨はり部材の板要素は、特に地震時の変形性能を必要とする場合を除き、薄肉とすることが断面効率上有利となる。規準には板要素の規定値をこえる部分を無効として応力度の検定ができるとする有効幅の基本が示されているが、この規定は曲げやせん断に対して無条件に適用することはできない。また、規準(付)で詳細に規定しているウェブプレートに関する座屈設計法は通常のはりに対してかなり煩雑であり、またウェブ

の座屈時の耐力と部材の終局耐力は直接関係がないので座屈設計では実際の安全率の程度を知ることはできない。

以上の座屈設計の問題に対して、薄肉ばりのポストバックリングでは、厳密な理論構成が困難であり、想定した崩壊モデルより導いた算式は実験による妥当性の検証が特に重要となる。本論では対比上必要とするプレートガーダーの終局耐力には、十分に検証され米国で実用化されている提案式を使用する。なお本論での単位は総て、 t, cm である。

〔記号〕

A_c : 圧縮フランジ断面積	(cm^2)	A_t : 引張フランジ断面積	(cm^2)
A_w : ウェブ断面積	(cm^2)	A_s : 中間スチフナ所要断面積	(cm^2)
a : 中間スチフナ間隔	(cm)	β : ウェブ辺比 = a/d	(—)
d : ウェブ板幅	(cm)	F : 鋼材のF値	(t/cm^2)
f_t : 許容引張応力度	(t/cm^2)	f_b : 許容曲げ応力度	(t/cm^2)
Z_c : 圧縮側断面係数(全断面)	(cm^3)	Z_{ce} : 圧縮側断面係数(有効断面)	(cm^3)
Z_t : 引張側断面係数(同上)	(cm^3)	Z_{te} : 引張側断面係数(同上)	(cm^3)
I : 断面2次モーメント(同上)	(cm^4)	I_e : 断面2次モーメント(同上)	(cm^4)
σ_y : 降伏応力度	(t/cm^2)	σ_{cr} : 圧縮座屈応力度	(t/cm^2)
τ_y : 降伏せん断応力度	(t/cm^2)	τ_{cr} : せん断座屈応力度	(t/cm^2)

2. 薄肉ばりのせん断耐力

2.1 プレートガーダーに関する既往の終局せん断耐力提案式

プレートガーダーの終局せん断耐力は、Basler²⁾ が半張力場理論を発表して以来、多くの研究者により各種の解析モデルとその理論式が提案され、またそれ等を検証する数多くの実験が並行的に行なわれてきている。Basler は、はりの溶接フランジがウェブ座屈後形成される斜張力を支持できないとして解析モデルを設定し、これより簡単な終局せん断耐力式を提案した。

その後半張力場理論は、フランジが斜張力を支持できるものとしてそこに塑性ヒンジを想定する崩壊モデルに発展し、例えばEvans, Porter³⁾ 等は現在最も信頼性が高いとされている最終的な解析法を提案している。しかし、そのような厳密な方法は複雑で実用的な算式とはなり得ない。このため米国ではAISC⁴⁾ とかプレートガーダーのLRFD¹⁾ 等に、簡単なBasler の式を終局耐力式として使用している。それは本論の記号によると下式となる。

$$Q_B/Q_y = C + (1-C) \cdot \sqrt{3}/2\sqrt{1+\beta^2} \quad (2.1)$$

ここに Q_B : 終局せん断耐力 Q_y : 降伏せん断耐力 $= dtF/\sqrt{3}$ $C = \tau_{cr}/\tau_y$

ただしBasler のモデルより正しく誘導した終局せん断耐力 Q_{BT} は下式である。

$$Q_{BT}/Q_y = C + (1-C) \cdot \sqrt{3}/2(\sqrt{1+\beta^2} + \beta) \quad (2.2)$$

(2.2)式は(2.1)式より小さい値を与える。つまり(2.1) 式は無意図的にフランジの斜張力支持効果を見込んだものとなっていて平均的な実験値を近似するが、フランジの剛性が小さい場合には危険側となる。従って本論

では終局せん断耐力として(2.1)(2.2)の両式を考慮する。

2.2 せん断座屈応力度の近似式と、有効幅よりのせん断耐力式の誘導

せん断座屈応力度 τ_{cr} は規準より

$$\tau_{cr} = 3300 / \{F/k \cdot (d/t)^2\} \cdot F / \sqrt{3} \quad \cdots \quad d/t \geq 74 / \sqrt{F/k} \quad (2.3)$$

$$= (1.74 - 0.0154 \sqrt{F/K} \cdot d/t) \cdot F / \sqrt{3} \quad \cdots \quad d/t < 74 / \sqrt{F/k} \quad (2.4)$$

ここに k は、せん断板座屈係数で便宜上規準と異なる単純な下式を用いる。

$$k = 5(1 + 1/\beta^2) \quad (2.5)$$

(2.3)(2.5) 式より $\tau_{cr} = 9526(1 + 1/\beta^2)/(d/t)^2$ となるが、本論ではこれに変えて下記の τ_a を弾性、非弾性範囲に適用する。またせん断耐力 Q_a を(2.7)式とする。

$$\tau_a = 8000(1 + 1/\beta^2)/(d/t)^2 \leq F/\sqrt{3} \quad (2.6)$$

$$Q_a = \tau_a dt = 8000(1 + 1/\beta^2) \cdot t^3/d \leq dtF/\sqrt{3} \quad (2.7)$$

τ_a/τ_{cr} の値は、各種の β と d/t の組合せに対して表-1 表-2 に示すように非弾性域でも略安全側となる。このように τ_{cr} に代えて τ_a を用いることにより、規準と関連する安全率をもたせ、また以降の算式を単純化することが可能となる。降伏まで座屈しないとみなせるウェブの有効幅 d_e は(2.4)式で

$$d = d_e, \quad \tau_{cr} = F/\sqrt{3}$$

とし、さらに(2.5)式を適用すると

$$d_e = 48.1 t \sqrt{k/F} = 108 t \sqrt{(1 + 1/\beta^2)/F} \quad (2.8)$$

(2.8)式を $\beta = \infty$ で規準の幅厚比の規定に一致するように修正すると

$$d_e = 110 t \sqrt{(1 + 1/\beta^2)/F} \quad (2.9)$$

有効幅のせん断耐力 Q_e は上式に $F t / \sqrt{3}$ を乗じ

$$Q_e = 63.5 t^2 \sqrt{F(1 + 1/\beta^2)} \quad (2.10)$$

(2.10)式と $Q_{cr} = \tau_{cr} dt$ の比 Q_e/Q_{cr} の値を、 $F = 2.4$, $3.3(t/cm^2)$ の場合につき図示すると図-1, 図-2の太線となる。また同図に(2.1)(2.2)式より求めた Q_B/Q_{cr} , Q_{BT}/Q_{cr} の値を細線と細破線で示す。これより Q_e は $\beta \leq 3$ で安全側にあるが、 $\beta > 4$ では危険側であることが分かる。 $\beta > 3$ の範囲では Q_B/Q_{cr} , Q_{BT}/Q_{cr} の値は実験的な裏付けがないが、 $\beta = \infty$ で当然1となるべきであり、 Q_e/Q_{cr} に関しても同様である。

従って図より工学的に判断して $\beta > 3$ の範囲では(2.10)式の補正を行う。その方法として $\beta \geq 8$ における Q_e/Q_{cr} の値を $\beta = \infty$ のときの Q_e/Q_{cr} の値とし、 $3 < \beta < 8$ の間を直線補間する。補正した部分を図-1, 図-2に太い破線で示す。 Q_e を短期応力に対する許容値とすれば、一

表-1 τ_a / τ_{cr} ($F = 2.4 t/cm^2$)

β	$d/t =$					
	100	125	150	175	200	250
0.5	1.00	1.00	1.00	1.03	0.91	0.83
1	1.04	0.97	0.90	0.90	0.90	0.90
1.5	0.99	0.86	0.86	0.85	0.86	0.86
2	0.90	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
2.5	0.88	0.82	0.82	0.82	0.82	0.81
3	0.86	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81
3.5	0.85	0.81	0.81	0.81	0.80	0.80
4	0.84	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
∞	0.82	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79

表-2 τ_a / τ_{cr} ($F = 3.3 t/cm^2$)

β	$d/t =$					
	100	125	150	175	200	250
0.5	1.00	1.00	1.03	0.89	0.83	0.83
1	1.02	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
1.5	0.88	0.86	0.86	0.85	0.86	0.86
2	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
2.5	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.81
3	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81
3.5	0.80	0.81	0.81	0.81	0.80	0.80
4	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
∞	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79

般に許容せん断耐力は、 $Q_t = Q_e f_t / F$ より

$$Q_t = 63.5t^2 \sqrt{F(1+1/\beta^2)} \cdot f_t / F$$

$$\leq f_t d t / \sqrt{3} \quad \cdots \quad \beta < 3 \quad (2.11)$$

$$= Q_1 = 67t^2 \sqrt{F} \cdot f_t / F$$

$$\leq f_t d t / \sqrt{3} \quad \cdots \quad \beta = 3 \quad (2.12)$$

$$= Q_2 = 8000t^3 / d \cdot f_t / F$$

$$\leq f_t d t / \sqrt{3} \quad \cdots \quad \beta \geq 8 \quad (2.13)$$

$$= Q_1 - (Q_1 - Q_2)(\beta - 3) / 5$$

$$\cdots \quad 3 < \beta < 8 \quad (2.14)$$

3. 中間スチフナ算式の誘導

中間スチフナには、規準に規定されている座屈補鋼材としての曲げ剛性の外に、座屈以降のトラス構成に対する圧縮材としての断面が必要となる。なおプレートガーダーに関する既往の実験は総て、スチフナ間隔が3d以内を対象としており、本論でも適用範囲を $\beta \leq 3$ とする。スチフナの軸力(N_s)を、有効幅によるせん断耐力(2.10)式とせん断座屈耐力(2.7)式の差とみなすと

$$N_s = Q_e - Q_s$$

$$= 63.5t^2 \sqrt{F(1+1/\beta^2)} - 8000(1+1/\beta^2) \cdot t^3 / d$$

$$\geq 0 \quad (3.1)$$

a) 両側スチフナの場合

ウェブの協力幅を18tと仮定したスチフナの座屈応力度を $\sigma_{cr} = 0.85F$ とすると

$$A_s = N_s / 0.85F - 18t^2 \quad (3.2)$$

$$A_s / dt$$

$$= R - 1.69R^2 - 18t / d \geq 0 \quad (3.3)$$

ここに、

$$R = 75 \sqrt{\frac{1+1/\beta^2}{F}} \cdot \frac{t}{d} \quad (3.4)$$

b) 片側スチフナの場合

図-3のようにスチフナとウェブの協力断面で構成される圧縮材に、偏心軸力 N_s により塑性ヒンジができる

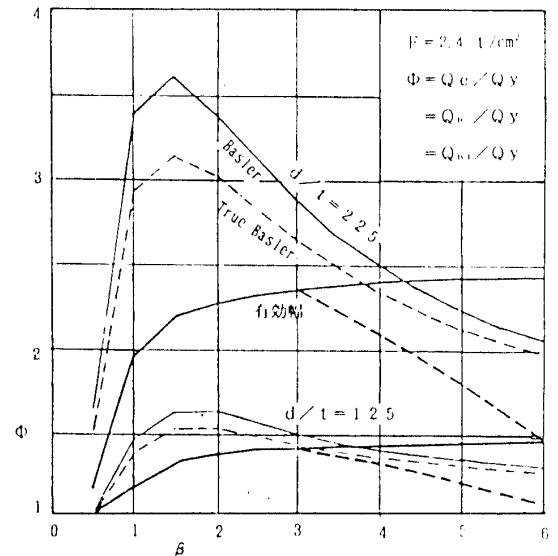


図-1 せん断耐力/降伏せん断耐力($F=2.4$)

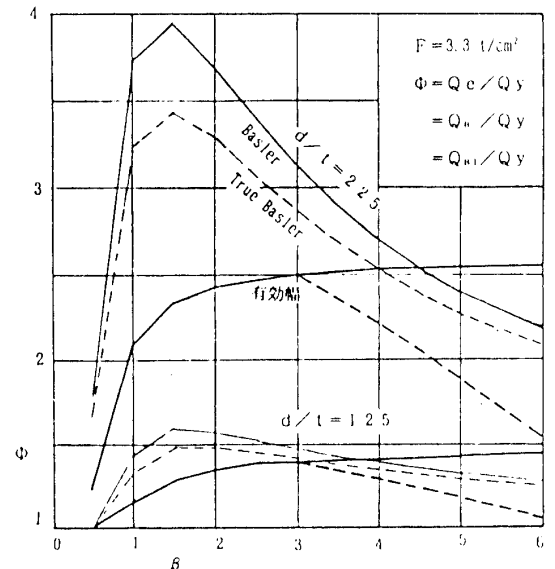


図-2 せん断耐力/降伏せん断耐力($F=3.3$)

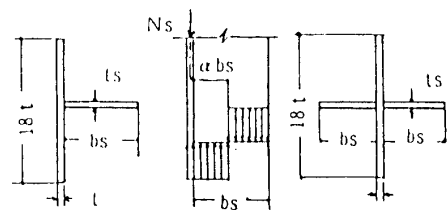


図-3 片側スチフナと両側スチフナ

ときの中立軸とウェブ面までの距離を αb_s とすれば

圧縮側の断面積： $A_c = 18t^2 + \alpha b_s t_s$ 引張側の断面積： $A_t = (1 - \alpha)b_s t_s$

$$N_s = (A_c - A_t) \sigma_y = \{18t^2 + (2\alpha - 1)b_s t_s\} \sigma_y$$

またウェブ心についての $\Sigma M = 0$ より

$$(1 - \alpha)b_s t_s \{t/2 + \alpha b_s + (1 - \alpha)b_s/2\} - \alpha b_s t_s \{t/2 + \alpha b_s + (1 - \alpha)b_s/2\} - \alpha b_s t_s (t + \alpha b_s)/2 = 0$$

これより

$$\alpha = (-t + \sqrt{t^2 + 2b_s^2}) / 2b_s \doteq (-t + \sqrt{2} b_s) / 2b_s \doteq 1 / \sqrt{2}$$

故に支持できる軸力は、 $N_s = (18t^2 + b_s t_s / 2.4) \sigma_y$ となり所要断面は

$$A_s = b_s t_s = 2.4(N_s / \sigma_y - 18t^2) \leq 2.4(N_s / 0.85F - 18t^2)$$

これは両側スチフナの場合の2.4倍である。以上より中間スチフナ所要断面積は、一般に

$$A_s / dt \geq (R - 1.69R^2 - 18t/d) \cdot D \cdot Y \quad (3.5)$$

ここにD：両側スチフナ1，片側スチフナ2.4，Y：ウェブのF／スチフナのF，R=(3.4)式

また所要剛性は、規準(付)のスチフナ算式より

$$\begin{aligned} I_o &\geq 1.1 dt^3(1/\beta^2 - 0.5) \cdots \beta < 1 \\ &= 0.55 dt^3 \cdots \beta \geq 1 \end{aligned} \quad (3.6)$$

スチフナ断面は(3.5) と(3.6) 式のいずれか大きい方の値として求まる。一例として $t = 1 \text{ cm}$ ， $t_s \geq 0.6 t$ ， $b_s \leq 12 t_s$ ， $F = 2.4$ として求めた中間スチフナの所要断面を表-3，表-4に示す。同表で $t_s(A)$ ， $b_s(A)$ は(3.5)式， $t_s(I)$ ， $b_s(I)$ は(3.6)式による値である。

表-3 両側スチフナ断面($F = 2.4$ $t = 1$)

$\frac{d}{t}$	$\frac{A_c}{A_s}$	β				
		0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
150	τ_{cr}	1.39	0.79	0.60	0.54	0.51
	τ_e	1.39	0.93	0.79	0.73	0.71
	$t_s(A)$	0.0	0.0	0.6	0.6	0.6
	$b_s(A)$	0.0	0.0	1.7	2.6	2.9
	$t_s(I)$	0.9	0.6	0.6	0.6	0.6
	$b_s(I)$	9.9	5.9	5.9	5.9	5.9
200	τ_{cr}	1.10	0.45	0.34	0.30	0.29
	τ_e	1.10	0.70	0.59	0.55	0.53
	$t_s(A)$	0.0	0.7	0.7	0.7	0.7
	$b_s(A)$	0.0	7.8	8.3	8.1	8.0
	$t_s(I)$	1.0	0.6	0.6	0.6	0.6
	$b_s(I)$	10.5	6.5	6.5	6.5	6.5
250	τ_{cr}	0.77	0.29	0.22	0.19	0.18
	τ_e	0.88	0.56	0.47	0.44	0.42
	$t_s(A)$	0.7	0.9	0.9	0.9	0.9
	$b_s(A)$	7.9	10.4	9.6	9.1	8.8
	$t_s(I)$	1.0	0.6	0.6	0.6	0.6
	$b_s(I)$	11.3	7.0	7.0	7.0	7.0

表-4 片側スチフナ断面($F = 2.4$ $t = 1$)

$\frac{d}{t}$	$\frac{A_c}{A_s}$	β				
		0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
150	τ_{cr}	1.39	0.79	0.60	0.54	0.51
	τ_e	1.39	0.93	0.79	0.73	0.71
	$t_s(A)$	0.0	0.0	0.7	0.8	0.9
	$b_s(A)$	0.0	0.0	7.0	9.4	9.4
	$t_s(I)$	1.1	0.7	0.7	0.7	0.7
	$b_s(I)$	11.6	7.1	7.1	7.1	7.1
200	τ_{cr}	1.10	0.45	0.34	0.30	0.29
	τ_e	1.10	0.70	0.59	0.55	0.53
	$t_s(A)$	0.0	1.5	1.6	1.6	1.5
	$b_s(A)$	0.0	17.4	17.4	17.1	17.9
	$t_s(I)$	1.1	0.7	0.7	0.7	0.7
	$b_s(I)$	12.8	7.8	7.8	7.8	7.8
250	τ_{cr}	0.77	0.29	0.22	0.19	0.18
	τ_e	0.88	0.56	0.47	0.44	0.42
	$t_s(A)$	1.5	2.0	1.9	1.9	1.8
	$b_s(A)$	17.7	22.5	21.9	20.6	21.0
	$t_s(I)$	1.2	0.7	0.7	0.7	0.7
	$b_s(I)$	13.4	8.4	8.4	8.4	8.4

4. 薄肉ばりの曲げ耐力

4.1 プレートガーダーに関する既往の終局曲げ耐力提案式

米国の規準または示方書の類¹⁾⁴⁾における、プレートガーダーの終局曲げ耐力 M_u と降伏モーメント M_y の比は、下記 Basler-Thurhimann の終局曲げ耐力式に基づいている。

$$\frac{M_u}{M_y} = 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_t} \left[\frac{d}{t} - \frac{258}{\sqrt{\sigma_y}} \right] \quad (4.1)$$

(4.1)式は上下フランジが同一で $A_w = 2 A_t$ と仮定し、 $\sigma_y = 2.3 \text{ t/cm}^2$ 、 $d/t = 345$ のときウェブの有効幅を、圧縮側はフランジに接する $30t$ 、引張側は全部としたとき(中立軸は上より $0.56d$ となる)の M_u/M_y の値 0.82 と、降伏まで曲げ座屈しないウェブの幅厚比を 170 としたときの M_u/M_y の値 1.0 の間を直線補間して導いたものである。従ってフランジ断面が小さいとか上下で非対称の場合には適用に問題が残る。

4.2 有効幅よりの曲げ耐力式の誘導

規準の板要素の幅厚比の規定を適用して有効幅を設定し、これより曲げ耐力式を誘導する。

$$(1) \text{ フランジの有効幅} : b_e/t_e = 48/\sqrt{F} \leq b_e \quad (4.2)$$

$$(2) \text{ ウェブ全体の有効幅} : d_e/t = 210/\sqrt{F} \quad (4.3)$$

$$(3) \text{ 圧縮側ウェブの有効幅} : a/t = 24/\sqrt{F} \quad (4.4)$$

$$(4) \text{ 引張側ウェブの有効幅} : c/t = 186/\sqrt{F} \quad (4.5)$$

ただし $c \leq d - a$

断面諸係数は図-4より

$$\begin{aligned} I_{ce} &= A_c \left[\frac{d+t_c}{2} \right]^2 + A_t \left[\frac{d+t_t}{2} \right]^2 + \int_{d/2-a}^{d/2} ty^2 dy + \int_{d/2-c}^{d/2} ty^2 dy \\ &= \frac{A_c}{4} [d+t_c]^2 + \frac{A_t}{4} [d+t_t]^2 \\ &\quad + \frac{t}{3} \left\{ 2 \left[\frac{d}{2} \right]^3 - \left[\frac{d}{2} - a \right]^3 - \left[\frac{d}{2} - c \right]^3 \right\} \end{aligned} \quad (4.6)$$

$$\begin{aligned} \eta_e &= \frac{1}{A_{re}} \left[A_c \frac{d+t_c}{2} - A_t \frac{d+t_t}{2} \right. \\ &\quad \left. + \left\{ \frac{a(d-a)}{2} - \frac{c(d-c)}{2} \right\} t \right] \end{aligned} \quad (4.7)$$

$$A_{re} = A_c + A_t + (a+c)t \quad (4.8)$$

$$I_{ne} = I_c - A_{re} \eta_e^2 \quad (4.9)$$

$$Z_{ce} = I_{ne} / (d/2 + t_c - \eta_e) \quad (4.10)$$

$$Z_{te} = I_{ne} / (d/2 + t_t + \eta_e) \quad (4.11)$$

$$a + c \leq d \quad (4.12)$$

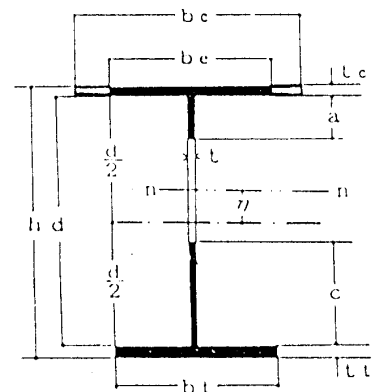


図-4 はりの有効幅

またウェブ全断面を有効とした場合の断面係数(上式で $a = c = d/2$ とした場合)を Z_t 、 Z_c とする。

Z_{te}/Z_t の値を d/t , A_c/A_w , A_t/A_c の組合せにつき計算すると表-5, 表-6となる。

Z_{te}/Z_t の値は0.98~1.03範囲にあるから, かなりの非対称断面でも引張側の断面係数に対する有効幅の影響は無視できることがわかる。従って圧縮断面係数のみを問題とする。低減係数を

$$R_z = Z_{te}/Z_c \quad (4.13)$$

とすれば, 許容曲げ耐力は

$$M_t = f_t \cdot Z_c \cdot R_z \leq f_b Z_c$$

$$\text{かつ } M_t \leq f_t Z_t \quad (4.14)$$

R_z を, d/t , A_c/A_w , A_t/A_c の各種組合せに対して計算した結果の一部は図-5~8の実線となる。これより試行錯誤的に R_z の近似式として(4.15)式を得る。これを同図に破線で示す。また(4.1)式による値は同図の鎖線となる。

$$R_z = \left[1.05 - 0.05 \frac{A_t}{A_c} \right] \left[1 - 0.006 \left\{ \frac{A_w}{A_c} \right\} \left\{ \frac{d}{t} - 210/\sqrt{F} \right\}^{2/3} \right] \leq 1 \quad (4.15)$$

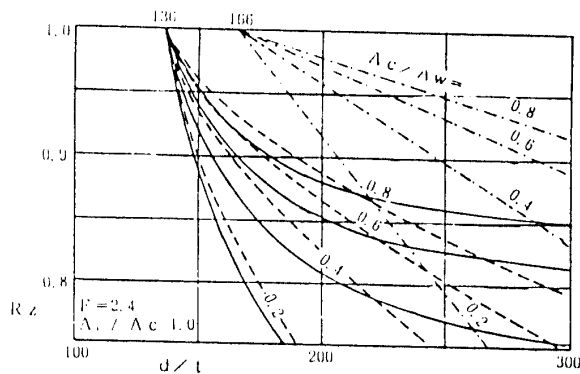


図-5 R_z ($F=2.4$ $A_t/A_c=1.0$)

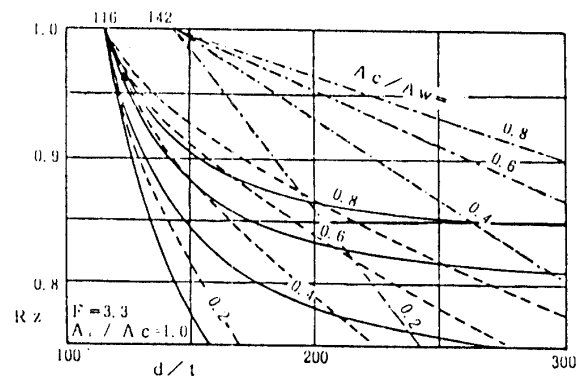


図-7 R_z ($F=3.3$ $A_t/A_c=1.0$)

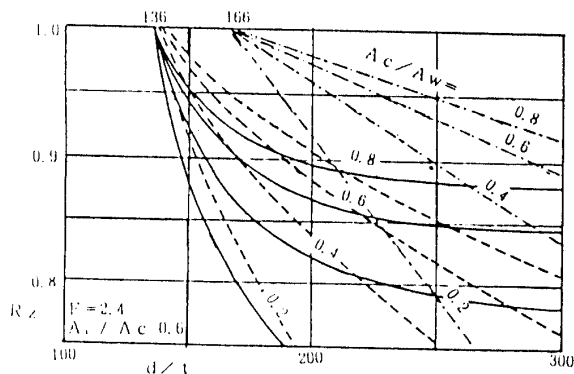


図-6 R_z ($F=2.4$ $A_t/A_c=0.6$)

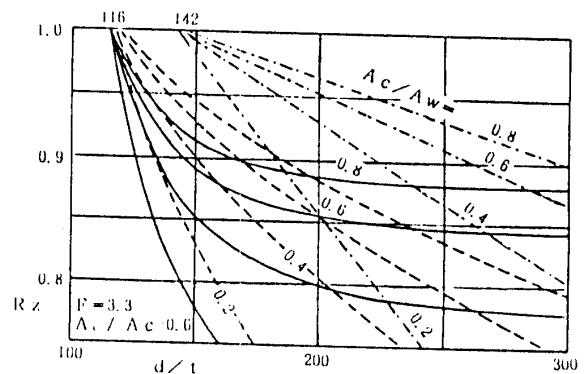


図-8 R_z ($F=3.3$ $A_t/A_c=0.6$)

5. 曲げとせん断を同時に受ける場合の相互作用曲線と端パネル辺長比の制限

曲げとせん断を同時に受けるはりの終局耐力に関するInteraction Diagram として, AISC⁴⁾ とかプレートガーダーのLRFD¹⁾ では下式を規定している。

$$M/M_u + 0.625Q/Q_u \leq 1.375 \quad (5.1)$$

(5.1)の M_u を M_r に, Q_u を Q_r に置換すると

$$M/M_r + 0.625Q/Q_r \leq 1.375 \quad (5.2)$$

$$\text{かつ } M \leq M_r \quad Q \leq Q_r$$

また端支点部では座屈後ウェブに生ずる斜張力を十分に支持できないので, 端ウェブパネルはせん断座屈しないよう辺長比が必要となる。(2.6)式より

$$\beta = \frac{1}{\sqrt{\tau_a/8000 \cdot (d/t)^2 - 1}} \geq \frac{1}{\sqrt{\tau_a/8000 \cdot (d/t)^2}} = \frac{90t}{\sqrt{\tau_a}d}$$

$\tau_a = \tau \cdot F/f_t = Q/dt \cdot F/f_t$ とおくと許容される端パネルの β は

$$\beta \leq \frac{90}{\sqrt{Q/dt \cdot F/f_t}} \cdot \frac{t}{d} \quad (5.4)$$

例えば $d/t = 250$, $Q = 150 \text{ ton}$, $dt = 150 \text{ cm}^2$, $F = 2.4 \text{ t/cm}^2$, $f_t = 1.6 \text{ t/cm}^2$ のとき $\beta = 0.29$ となる。

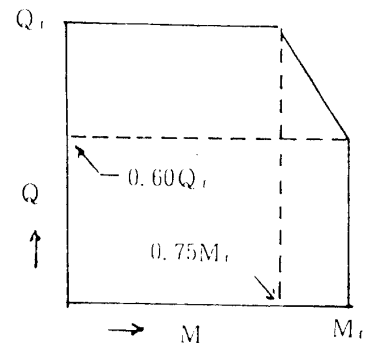


図-9 M-Q Interaction

6. 結 び

煩雑な座屈設計を必要としない補剛または無補剛薄肉ばりの簡便な一連の設計法を, 規準と関連させて有効幅の観点より誘導し, 許容せん断力 Q_r として(2.11)~(2.14)式, 許容曲げモーメント M_r として(4.13)(4.14)式, 中間スチフナ算式として(3.5), (3.6)式を提案した。またM-Qの Interaction の検定式は(5.2)式とした。試設計の結果より, プレートガーダーでは座屈設計法と比較して剛重は若干増えるが非対称断面とすることによりそれは微小ですみ, さらに水平スチフナは不要, 中間スチフナの間隔も広げられるので工作が簡略化できる。

なお, (4.15)式の低減係数の指数はあえて単純化したが, 指数を変更することにより近似度を高めることが可能である。

〔参考文献〕

- 1) Cooper, P.B., Galambos, T.V. : LRFD Criteria for Plate Girders, Journal of the Structural Division, ST, 1978, 9.
- 2) Basler, K. : Strength of Plate Girder in Shear, Proc. ASCE, Vol. 187, No. ST7, Oct., 1961.
- 3) Porter, D.M., Rockey, K.C. and Evans, H.R. : The Collapse Behaviour of Plate Girders Loaded in Shear, Struct. Eng., Vol. 50, No. 1, Jan., 1972.
- 4) AISC: Specification for the Design, Fabrication and Election of Structural Steel for Buildings, Manual of Steel Construction, New York, 1980.
- 5) 望月力男: 有効幅に規づくプレートガーダーの実用算式について(その1~その5) 日本建築学会北陸支部研究報告集 1985.6~1989.6.
- 6) 日本建築学会: 鋼構造設計規準, 1970.
- 7) 日本建築学会: 鋼構造座屈設計指針, 1980.