

プレートガーダーの終局強度実用算定式

SIMPLIFIED FORMULAE FOR PREDICTING ULTIMATE STRENGTH OF PLATE GIRDERS

遠藤港*, 青木武生**, 赤松洋一***, 秋山寿行****, 永岡弘*****

By Minato ENDO, Takeo AOKI, Yoichi AKAMATSU, Hisayuki AKIYAMA, and Hiroshi NAGAOKA

Simplified formulae to predict the ultimate strength of plate girders, which have one or two longitudinal stiffeners and unsymmetrical section, are proposed for the Limit State Design. The formulae are derived from a parametric study based on the theoretical method for predicting the ultimate strength presented by Mikami, et.al. In the formulae, the location of longitudinal stiffeners is determined, and a scope of application includes most practical plate girders used in general. The ultimate strength is calculated using these formulae for twelve cases of usual plate girder, and is compared with the strength predicted by the original method. It is found that the formulae give the strength having a good agreement with one from the Mikami's method.

1. まえがき

構造物の設計において、許容応力度設計法よりも限界状態設計法がより合理的であるとの考え方にに基づき、主要諸国の設計示方書^{1) - 7)}はすでにこの設計法が採用されている。わが国においても鋼構造物の限界状態設計法への移行が論議され、その確立をめざして多くの調査、研究が行われている^{8) - 10)}。また、その基礎となる薄板要素や薄板構造部材の終局強度と挙動に関する研究もずいぶん行われているが、実際の設計にあたっての検討すべき事項はまだ多数残されている。プレートガーダーについては、終局限界状態の基本となる終局強度の算定式が、三上らによって提案されている^{10) - 14)}。筆者らは、これまでその特性等について検討してきた^{10), 15) - 19)}が、この算定式^{10), 11)}(以下、基本式という)は、水平補剛材の段数、位置、剛度や腹板の幅厚比を自由に設定できる等、設計の自由度が大きい反面、くり返し計算を必要とし、計算が煩雑である。実務の設計においては、現行道路橋示方書²⁰⁾(以下、道示という)のように、水平補剛材の位置と剛度、および腹板の幅厚比を規定する方が使いやすく、構造の標準化もはかれる。

ここでは、一般に多用される標準的なプレートガーダーを対象として、水平補剛材が1段と2段の場合について、その位置と剛度を設定するとともに腹板の幅厚比にも制限を設けて、基本式を基に計算を簡略化で

*	日本橋梁(株)	橋梁本部設計部 次長	(〒552 大阪市港区福崎2-1-30)
**	(株)栗本鉄工所	鉄構技術部橋梁設計部 課長	(〒559 大阪市住之江区柴谷2-8-45)
***	(株)片山鉄工所	橋梁技術開発室 室長	(〒551 大阪市大正区南恩加島6-2-21)
****	工修 駒井鉄工(株)	橋梁技術部 副課長	(〒555 大阪市西淀川区中島2-5-1)
*****	工修 松尾橋梁(株)	設計部	(〒551 大阪市大正区鶴町3-4-18)

きる実務設計のための終局強度実用算定式を提案する。
さらに、実際のプレートガーダーに対して計算を行い、
基本式に対する実用算定式の差異を調べ、その精度を確認する。

2. 腹板の終局強度

2.1 腹板の終局曲げ強度

腹板の終局曲げ強度^{10), 11)}は、図-1に示す単一パネル、部分パネルおよび全体パネルの強度のうちの最小のものとする。

図-2に示す曲げ圧縮を受ける単一パネル（幅 b_1 、厚さ t_w 、応力勾配係数 ψ_1 ）の終局強度 σ_{ult} は、終局曲げ強度 $\sigma_{ult,b}$ と終局圧縮強度 $\sigma_{ult,c}$ を用いて、次の相関式より求められる。

$$\frac{(1+\psi_1) \sigma_{ult}}{2 \sigma_{ult,c}} + \frac{(1-\psi_1) \sigma_{ult}}{2 \sigma_{ult,b}} = 1 \quad (1)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ult,b}/\sigma_y &= 1 & : \lambda_b \leq 1.21 \\ &= (1.21/\lambda_b)^{0.42} & : 1.21 < \lambda_b \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ult,c}/\sigma_y &= 1 & : \lambda_c < 0.526 \\ &= (0.526/\lambda_c)^{0.7} & : 0.526 \leq \lambda_c \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

λ_b および λ_c は、曲げ、圧縮おのおのの弾性座屈応力 σ_{cr} と腹板の降伏応力 σ_y との比の平方根で、

$$\lambda_b \text{ または } \lambda_c = \sqrt{\sigma_y / \sigma_{cr}} \quad (4)$$

であり、弾性座屈応力は次式による。

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12 (1-\mu^2)} \left[\frac{t_w}{b_1} \right]^2 \quad (5)$$

ここに、 E は弾性係数、 μ はポアソン比である。また、 k は座屈係数で、 λ_b を求める場合は $k=23.9$ 、 λ_c を求める場合は $k=4.0$ をとる。

部分パネルおよび全体パネルの終局曲げ強度は、直交異方性板として弾性曲げ座屈応力を求め、終局強度曲線を用いて求められる^{8) 10) 11)}。

2.2 水平補剛材の配置と剛度

図-3に示す第1単一パネルの強度を $\beta \sigma_y$ 以上とするためには、式(1)から、パネルの幅 b_1 と腹板高 B との比 b_1/B を近似的に次の大きさとする必要がある。

$$\frac{b_1}{B} \leq \left[1 + \frac{2}{1+\psi_1} \cdot \frac{1-\beta}{\beta} \right]^{1/0.7} \frac{1}{\xi} \quad (6)$$

ここに、

$$\xi = (B/t_w) \sqrt{\sigma_y / E} \quad (7)$$

通常のプレートガーダーにおける b_1/B と ξ の範囲では常に $\sigma_{ult,b} = \sigma_y$ となる（たとえば道示では λ_b

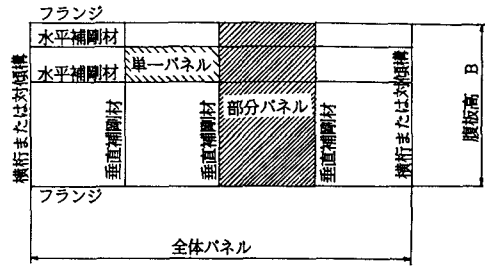


図-1 水平垂直補剛腹板

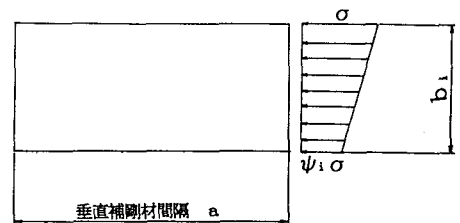


図-2 単一パネル

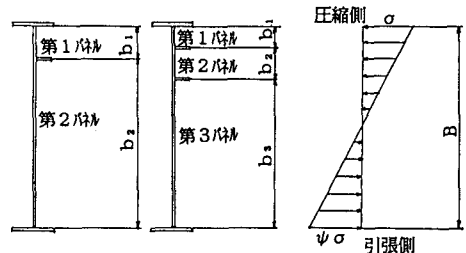


図-3 水平補剛材配置

≤ 0.37 である) ので、式 (6) は $\sigma_{ult, b}$ の影響をほとんど受けない。式 (6) において $\beta=1$ と道示の ξ の制限を代入すると、 b_1/B が道示よりも小さくなる。 ξ の制限を現行よりも緩やかにしたいという意図から、 σ_{ult} が σ_y を下回る範囲 ($\beta < 1$) を考慮するとともに、 b_1/B を道示よりも小さくすることを考える。

ところで、水平補剛材を圧縮フランジに近づけると部分パネルの強度が低下するので、水平補剛材の剛度を高める必要がある¹²⁾。また、極端に圧縮フランジに近づけるとフランジと腹板の溶接などの施工性に問題を生じる。よって、水平補剛材の位置と剛度は、単一パネルと部分パネルの強度と施工性に着目してパラメーター解析を行った結果、次のとおりとする。

- ① 水平補剛材の位置は、1 段の場合 $b_1/B=0.15$ 、2 段の場合 $b_1/B=0.10$ とする。
- ② 水平補剛材 2 段の場合の第 2 単一パネルは、第 1 単一パネルと同程度の強度を持つように $b_2/B=0.15$ とする。
- ③ 水平補剛材の剛度を道示の場合の 2 倍とする。これによって、図-3 に示す応力勾配係数 $\psi \leq -0.8$ の範囲において、部分パネルの強度は、①および②による単一パネルの強度を下回らない。
- ④ 腹板の換算幅厚比 ξ が、水平補剛材なし、1 段および 2 段について、それぞれ、5.8, 9.6 および 14 以下であれば、 $\psi \leq -0.8$ の範囲で σ_{ult} が $0.8\sigma_y$ を下回らない。これを適用の範囲とする。このときの ξ は、道示よりも若干範囲が広がる。

プレートガーダーについて調査した結果¹⁰⁾、連続鋼床版桁の中間支点上断面のような場合を除き、 $\psi \leq -0.8$ の範囲が一般的であるので、この範囲での実用算定式を考える。部分パネルの強度は、垂直補剛材間隔 $a \leq 2.0m$ の範囲について考慮した。単一パネルの強度が部分パネルの強度を下回るように水平補剛材の配置と剛度を定めたのは、単一パネルの強度のみに着目して実用算定式を簡単なものにするを意図している。なお、全体パネルの強度は、水平補剛材がなく、かつ、 ξ が大きな場合に垂直補剛材の剛度を高める必要がある¹²⁾ が、この場合を除いて支配的になることはない。

このように定めた水平補剛材の位置と剛度に対する腹板の終局曲げ強度と幅厚比の関係を図-4 に示す。

2.3 腹板の終局曲げ強度の実用算定式

部分パネルおよび全体パネルの強度は、2.2 の水平補剛材の配置と剛度を用いる限り、単一パネルの強度を下回ることがない。よって、以降では単一パネルの強度のみを議論する。

式 (1) ~ (5) は、腹板の終局強度の実用算定式を検討するときに基本となるものである。実用算定式は、実務設計の便を考えて定数を記号として残したくない。よって、式 (5) に定数を代入し、式 (2) および (3) を次のように表す。なお、定数をすべて取り込むため、単位は cm と kgf/cm^2 に限定される。

$$\begin{aligned} \sigma_{ult, b} &= \sigma_y & : \eta_i \leq 8, 150 \\ &= 36.6 \eta_i^{-0.4} \sigma_y & : 8, 150 < \eta_i \end{aligned} \quad (8)$$

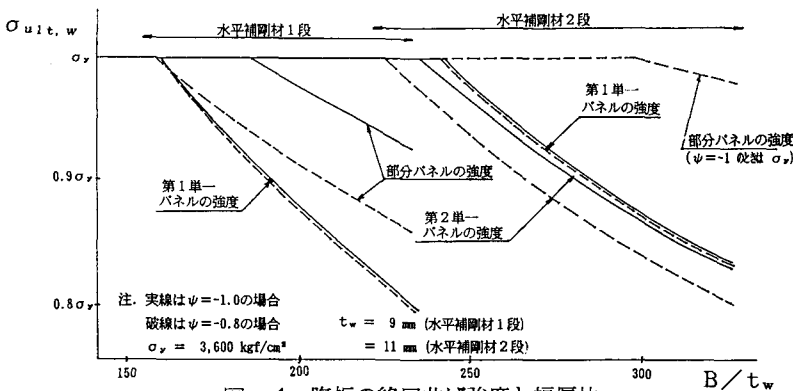


図-4 腹板の終局曲げ強度と幅厚比

$$\begin{aligned}\sigma_{ult,c} &= \sigma_y & : \eta_i \leq 1,450 \\ &= 163 \eta_i^{-0.7} \sigma_y & : 1,450 < \eta_i\end{aligned} \quad (9)$$

ここに、 $\eta_i = (b_i/t_w) \sqrt{\sigma_y}$ である。

以下、式(8)および式(9)を基にして、 $\psi \leq -0.8$ の範囲における実用算定式を提案する。ただし、 $\psi < -1$ の範囲は $\psi = -1$ として安全側に扱う。

(1) 水平補剛材のない場合

$\psi \leq -1$ のとき、式(8)より実用算定式を次のとおりとする。

$$\begin{aligned}\sigma_{ult,w} &= \sigma_y & : \eta \leq 8,150 \\ &= 36.6 \eta^{-0.4} \sigma_y & : 8,150 < \eta \leq 8,400\end{aligned} \quad (10)$$

ここに、 $\eta = (B/t_w) \sqrt{\sigma_y}$ である。 (11)

$-1 < \psi \leq -0.8$ の範囲についても実用算定式は式(10)とするが、 η の代わりに仮想腹板高 $B_* = 2B/(1-\psi)$ を考慮した次の η_* を用いて計算する。

$$\eta_* = \frac{2B}{(1-\psi)t_w} \sqrt{\sigma_y} \quad (11')$$

(2) 水平補剛材1段の場合

2.2において定めた水平補剛材の配置と剛度から、図-3の第1単一パネルの強度が腹板の強度となる。また、通常のプレートガーダーでは、式(8)において $\eta_1 = 0.15\eta > 8,150$ となることは考えられないことから、常に $\sigma_{ult,b} = \sigma_y$ となる。これと、 η_1 および ψ_1 の代わりに $\eta_1 = 0.15\eta$ および $\psi_1 = 0.85 + 0.15\psi$ を用いることにより、式(1)および(9)から次式を得る。

$$\sigma_{ult,w} = \frac{2}{(1.85 + 0.15\psi)/(615\eta^{-0.7}) + 0.15(1-\psi)} \sigma_y \quad 9,660 < \eta \quad (12)$$

ここで、水平補剛材がない場合と同様に

$$\sigma_{ult,w} = M \eta^N \sigma_y \quad (13)$$

と表わすために、 $\psi = -1$ および $0.8\sigma_y \leq \sigma_{ult,w} \leq \sigma_y$ の範囲で式(12)とほぼ同等となる係数Mおよび指数Nを定め、 $\psi \leq -1$ の範囲における実用算定式を次のとおりとする。

$$\begin{aligned}\sigma_{ult,w} &= \sigma_y & : \eta \leq 9,660 \\ &= 246 \eta^{-0.6} \sigma_y & : 9,660 < \eta \leq 14,000\end{aligned} \quad (14)$$

$-1 < \psi \leq -0.8$ の範囲については、 ψ の影響を考慮し次のとおりとなる。

$$\begin{aligned}\sigma_{ult,w} &= \sigma_y & : \eta \leq 9,360 - 300\psi \\ &= (241 - 5\psi) \eta^{-0.6} \sigma_y & : 9,360 - 300\psi < \eta \leq 14,000\end{aligned} \quad (15)$$

図-4にみるように、水平補剛材1段の場合は ψ の変化に対して鈍感であるため、式(14)と式(15)はほとんど差がない。実際の運用にあたっては式(14)のみで十分であると考えられる。

(3) 水平補剛材2段の場合

2.2において定めた水平補剛材の配置と剛度からは、図-3の第1および第2単一パネルの強度はほぼ等しくなるが、 $-1 \leq \psi \leq -0.8$ の範囲では第2パネルの方が若干小さな強度を与える。よって、水平補剛材1段の場合と同様に、 $\eta_2 = 0.15\eta$ および $\psi_2 = (0.75 + 0.25\psi)/(0.90 + 0.10\psi)$ を用い、また、圧縮縁からの離れの補正值 $\chi = 1/(0.9 + 0.1\psi)$ を考慮して、実用算定式を次のとおりとする。

$\psi \leq -1$ のとき、

$$\begin{aligned}\sigma_{ult,w} &= \sigma_y & : \eta \leq 14,200 \\ &= 309 \eta^{-0.6} \sigma_y & : 14,200 < \eta \leq 20,000\end{aligned} \quad (16)$$

$-1 < \psi \leq -0.8$ のとき,

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ult, w} &= \sigma_y & : \eta \leq 10,700 - 3,500\psi \\ &= (264 - 45\psi) \eta^{-0.6} \sigma_y & : 10,700 - 3,500\psi < \eta \leq 20,000 \end{aligned} \right] \quad (17)$$

2.4 腹板の終局せん断強度の実用算定式

終局せん断強度 τ_{ult} の基本式^{(10), (11)} は次のとおりである.

$$\tau_{ult} = \tau_{cr} + \tau_t \quad (18)$$

ここに, τ_{cr} は腹板のせん断座屈強度, τ_t は斜張力場によるせん断強度である.

(1) せん断座屈強度

単一パネルのせん断座屈強度 τ_{cr} の基本式^{(10), (11)} は次のとおりである.

$$\left. \begin{aligned} \tau_{cr} / \tau_y &= 1 & : \lambda \leq 0.6 \\ &= 1 - 0.614(\lambda - 0.6) & : 0.6 < \lambda \leq \sqrt{2} \\ &= 1/\lambda^2 & : \sqrt{2} < \lambda \end{aligned} \right] \quad (19)$$

ここに, $\lambda = \sqrt{\tau_y / \tau_{cr}^0}$

$$\tau_{cr}^0 = k_s \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left[\frac{t_w}{b_i} \right]^2 \quad (20)$$

$$\left. \begin{aligned} k_s &= 5.34 + 4.00 (b_i/a)^2 & : a/b_i \geq 1 \\ &= 4.00 + 5.34 (b_i/a)^2 & : a/b_i \leq 1 \end{aligned} \right] \quad (21)$$

である.

実用算定式を導くため, 式(21)の k_s を次式のように近似する.

$$k_s = 4.67 + 4.67 (b_i/a)^2 \quad (21')$$

式(21')は, $0.4 \leq a/b_i \leq 1.6$ の範囲において, 最大誤差 9.4%の安全側の近似を与える. 単一パネルのせん断座屈強度 τ_{cr} は, この式(21')を用いて式(19)から次のとおりとなる.

$$\left. \begin{aligned} \tau_{cr} &= \tau_y & : \xi \leq 1,800 \\ &= \{1 - (\xi - 1,800)/4,850\} \tau_y & : 1,800 < \xi \leq 4,200 \\ &= (8,860,000/\xi^2) \tau_y & : 4,200 < \xi \end{aligned} \right] \quad (22)$$

ここに, $\xi = (c/t_w) \sqrt{\tau_y}$

$$c = B / \sqrt{(B/a)^2 + (B/b_i)^2}$$

である. ただし, b_i は図-5に示すパネル幅をとる.

せん断座屈強度 τ_{cr} は, 各単一パネルの τ_{cri} の最小値 $\tau_{cri, min}$ を用いる.

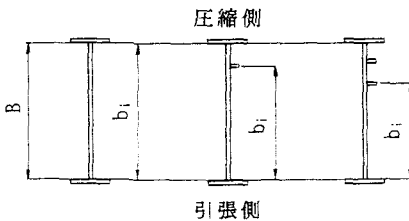


図-5 b_i の算定位置

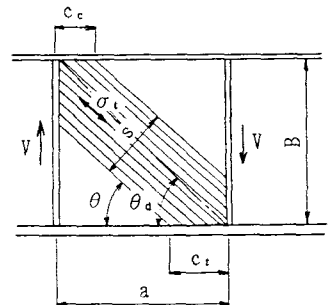


図-6 斜降伏帯

(2) 斜張力場によるせん断強度

図-6に示す斜張力場の斜張力応力 σ_t によって負担されるせん断強度 τ_t の基本式^{(10), (11)}は次のとおりである。

$$\tau_t = \sigma_t (\sin \theta \cos \theta - \alpha_c \sin^2 \theta) \quad (23)$$

ここに、 $\alpha_c = n\alpha$

$$\theta = (1/2) \tan^{-1} (1/\alpha)$$

$$\sigma_t = \{1 - (\tau_{cr}/\tau_y)^{0.6}\} \sigma_y$$

$$\alpha = a/B$$

$$n = 1 - (c_c + c_t)/a$$

である。

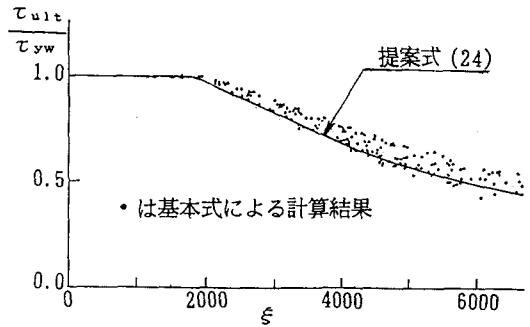


図-7 腹板の終局せん断強度の比較

(3) 終局せん断強度

腹板の終局せん断強度 τ_{ult} の実用算定式は、式(23)において $n=0.7$, $\alpha=1.0$ とし、式(18), (22)および(23)から近似的に次のように表す。

$$\left. \begin{aligned} \tau_{ult} &= \tau_y & : \xi \leq 1,800 \\ &= \{1 - (\xi - 1,800)/7,000\} \tau_y & : 1,800 < \xi \leq 4,200 \\ &= 520 \xi^{-0.8} \tau_y & : 4,200 < \xi \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

プレートガーターの約250の断面に対する、式(24)と基本式^{(10), (11)}による終局せん断強度の比較を図-7に示す。図-7より $n=0.7$ および $\alpha=1.0$ として求めた式(24)はほぼ妥当であると考えられる。

3. 圧縮フランジの終局曲げ強度

圧縮フランジの終局曲げ強度は、設計上の便宜を考慮し、基本式^{(10), (11)}の定数に数値を代入して、つぎのように表す。

(1) 横座屈強度

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ult1} &= \sigma_y & : \nu_1 \leq 263 \\ &= \{1 - (\nu_1 - 263)/3,190\} \sigma_y & : 263 < \nu_1 < 1,860 \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

$$\text{ここに、} \quad \nu_1 = (L/b) \sqrt{\sigma_y}$$

L : 圧縮フランジの固定点間距離

b : 圧縮フランジの幅

(2) ねじれ座屈強度

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ult2} &= \sigma_y & : \nu_2 \leq 808 \\ &= \{1 - (\nu_2 - 808)^{1.36}/50,300\} \sigma_y & : 808 < \nu_2 < 2,540 \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

$$\text{ここに、} \quad \nu_2 = (b/t) \sqrt{\sigma_y}$$

t : 圧縮フランジの厚さ]

圧縮フランジの終局強度 $\sigma_{ult,f}$ は、 σ_{ult1} と σ_{ult2} の小さい方で与えられる。

4. 桁の終局強度

4.1 終局曲げ強度

(1) 終局曲げ強度の基本式^{10), 11)}

プレートガーダーの終局曲げ強度 M_{ult} は圧縮フランジの終局強度 $\sigma_{ult,f}$ と腹板の終局強度 $\sigma_{ult,w}$ を定めることができれば、次のとおりとなる。

$$\frac{M_{ult}}{M_y} = \frac{\sigma_{ult,f}}{\sigma_y} \quad : \sigma_{ult,f} \leq \sigma_{ult,w} \quad (27a)$$

$$\frac{M_{ult}}{M_y} = \frac{\sigma_{ult,f}}{\sigma_y} \left[1 - \frac{1 - \sigma_{ult,w}/\sigma_{ult,f}}{1 + 3(A_{fc} + \psi^2 A_{ft}) / [A_w(1 + \psi + \psi^2)]} \right] \quad (27b)$$

$$: \sigma_{ult,f} > \sigma_{ult,w}$$

ここに、 M_y は圧縮フランジ降伏モーメントであり、 σ_y は圧縮フランジの降伏応力、 A_{fc} は圧縮フランジの断面積、 A_{ft} は引張フランジの断面積、 A_w は腹板の断面積である。

対称断面 ($\psi = -1, A_f = A_{ft} = A_{fc}$) のとき、式(27b)は次のようになる。

$$\frac{M_{ult}}{M_y} = \frac{\sigma_{ult,f}}{\sigma_y} \left[1 - \frac{1 - \sigma_{ult,w}/\sigma_{ult,f}}{1 + 6A_f/A_w} \right] \quad : \sigma_{ult,f} > \sigma_{ult,w} \quad (27b')$$

(2) 終局曲げ強度の実用算定式

一般のプレートガーダーのうち、 $\sigma_{ult,w} < \sigma_{ult,f}$ になる24ケースを基に実用算定式の提案をする。

ここで、式(27b)および(27b')の $\sigma_{ult,f}/\sigma_y$ にかかる係数をそれぞれ γ, γ' とする。

非対称断面5ケースについて $A_f = A_{fc}$ として求めた γ' と γ の比較を表-1に示す。

表-1 非対称断面の $\gamma \cdot \gamma'$ の比較

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
No	A_{fc}/A_w	A_{ft}/A_{fc}	$\frac{\sigma_{ult,w}}{\sigma_{ult,f}}$	ψ	γ	γ'	$\frac{\gamma'}{\gamma}$
1	0.918	0.746	0.900	-1.197	0.982	0.985	1.003
2	0.853	0.854	0.844	-1.102	0.973	0.975	1.002
3	0.896	0.769	0.772	-1.174	0.959	0.964	1.005
4	0.656	0.835	0.958	-1.103	0.991	0.992	1.001
5	0.654	0.903	0.925	-1.058	0.984	0.985	1.001

表-1より、 M_{ult}/M_y は γ の代わりに γ' を用いてもその差は1%以下であり、終局曲げ強度に対しては、断面の非対称性が与える影響は小さいことがわかる。したがって、実務上は対称・非対称断面を問わず次式を用いて計算してもよい。

$$\begin{aligned} M_{ult} &= \sigma_{ult,f} w & : \sigma_{ult,f} \leq \sigma_{ult,w} \\ &= \sigma_{ult,f} \{1 - m(1 - \sigma_{ult,w}/\sigma_{ult,f})\} w & : \sigma_{ult,f} > \sigma_{ult,w} \end{aligned} \quad (28)$$

ここに、 $m = 1/(1 + 6A_{fc}/A_w)$

w : 圧縮フランジ側の断面係数

4.2 終局せん断強度

プレートガーダーの終局せん断強度 V_{ult} は式(24)の τ_{ult} を用いて次式から計算する。

$$V_{ult} = \tau_{ult} B t_w \quad (29)$$

4.3 終局曲げ・せん断強度

曲げMとせん断Vを受ける桁の終局強度は、基本式^{10), 11)}で採用している西野, 長谷川の提案する次の相関式²¹⁾を使用する。

$$\left[\frac{M}{M_{ult}} \right]^4 + \left[\frac{V}{V_{ult}} \right]^4 = 1 \quad (30)$$

5. 実用算定式と基本式による強度の比較

標準的なプレートガーダーに対して基本式^{10), 11)}を用いて試設計を行い, 決定された断面に対して実用算定式を用いて終局強度を算出する。その結果を基本式による結果と比較することにより, 提案した実用算定式の有用性を確認する。なお, 議論の便宜上, 道示の荷重による作用断面力と終局強度との比sを次のように定義し, これを終局強度に対する安全率として用いる。

$$s = \frac{1}{\sqrt[4]{\left[\frac{M}{M_{ult}} \right]^4 + \left[\frac{V}{V_{ult}} \right]^4}} \quad (31)$$

(1) 設計条件

対象とした桁は等径間の3径間連続非合成I桁で, 支間長は20m~70mの15ケースである。設計断面は各ケースとも, 端支点, 側径間中央, 中間支点および中央径間中央の4断面とし合計60断面について計算し

表-2 終局強度の比較

計算ケース		0-100-1	0-100-2	0-150-1	0-150-2	1-175-1	1-175-2	1-200-1	1-200-2	2-250-1	2-250-2	2-325-1	2-325-2
支間		20m+20m+20m		30m+30m+30m		35m+35m+35m		40m+40m+40m		50m+50m+50m		65m+65m+65m	
計算位置 注1)		*1	*2	*1	*2	*1	*2	*1	*2	*1	*2	*1	*2
曲げモーメント (tm)		-160.6	107.5	-358.0	202.9	-482.0	263.0	-634.3	324.2	-992.5	476.5	-1709.4	759.6
せん断力 (t)		54.2	31.9	76.3	43.3	87.2	42.7	98.5	44.4	121.6	44.5	158.7	56.1
材質		SS400	SS400	SS400	SS400	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y
断面	U-Flg	500*22	330*19	610*25	350*22	560*22	260*19	580*22	290*19	600*25	260*19	700*28	280*22
	Web	1000*11	1000*9	1500*11	1500*9	1750*9	1750*9	2000*9	2000*9	2500*11	2500*11	3250*11	3250*11
	L-Flg	510*22	330*19	600*28	350*22	510*28	260*19	590*28	290*19	560*32	260*19	690*34	280*22
	段数	0	0	0	0	1	1	1	1	2	2	2	2
	間隔 (cm)												
H-Stiff	b1	-	-	-	-	263	263	300	300	250	250	325	325
	b2	-	-	-	-	1487	1487	1700	1700	375	375	488	488
	b3	-	-	-	-	-	-	-	-	1875	1875	2437	2437
断面		-	-	-	-	130*10	130*10	120*10	120*10	140*11	140*11	160*13	160*13
V-間隔 (cm)		125.0	125.0	125.0	125.0	150.0	150.0	125.0	125.0	125.0	125.0	200.0	200.0
Stiff 断面		90*9	90*9	100*9	100*9	110*9	110*9	120*10	120*10	140*11	140*11	160*13	160*13
応力勾配 φ		-1.013	-1.000	-1.066	-1.000	-1.097	-1.000	-1.197	-1.000	-1.102	-1.000	-1.103	-1.000
フランジ曲げ強度	基本式	2236	2392	2291	2400	3100	3598	3304	3559	3292	3598	3308	3600
	実用式	2235	2392	2290	2400	3099	3598	3304	3558	3291	3598	3308	3600
ウェブ曲げ強度	基本式	2400	2400	2400	2375	3214	3211	2972	2963	3600	3600	3170	3145
	実用式	2400	2400	2400	2393	3214	3214	2967	2967	3600	3600	3141	3141
曲げ強度	基本式	-289.8	184.6	-661.1	355.1	-896.6	455.2	-1225.7	566.2	-1800.5	850.4	-3054.9	1321.0
	実用式	-289.4	184.6	-661.1	355.7	-896.3	455.4	-1222.6	566.4	-1799.9	850.6	-3045.6	1320.3
ウェブせん断強度	基本式	1274	1143	1201	1041	1297	1187	1437	1327	1603	1503	1265	1152
	実用式	1219	1103	1099	956	1125	1125	1268	1268	1337	1337	974	974
せん断強度	基本式	140.1	102.9	198.1	140.6	204.3	187.0	258.7	239.0	440.8	413.2	452.2	411.8
	実用式	134.1	99.3	181.3	129.1	177.2	177.2	228.2	228.2	367.7	367.7	348.2	348.2
Mult/M	基本式	1.804	1.717	1.847	1.750	1.860	1.731	1.932	1.746	1.814	1.785	1.787	1.739
	実用式	1.802	1.717	1.847	1.753	1.860	1.732	1.927	1.747	1.814	1.785	1.782	1.738
Vult/V	基本式	2.585	3.226	2.596	3.247	2.343	4.379	2.626	5.383	3.625	9.285	2.849	7.340
	実用式	2.474	3.112	2.377	2.981	2.032	4.150	2.317	5.140	3.024	8.262	2.194	6.207
終局強度に対する安全率 s	基本式	1.711	1.684	1.744	1.715	1.711	1.720	1.812	1.742	1.787	1.784	1.724	1.738
	実用式	1.694	1.680	1.709	1.704	1.628	1.719	1.748	1.741	1.759	1.784	1.628	1.735

注1) 計算位置

*1 : 中間支点上
*2 : 中央径間中央

た。腹板高は一般的な高さとして支間長の1/20を用いる。

基本式を用いて計算を行う場合、水平補剛材は提案した取付位置および剛度を用いる。

基本式による桁の終局強度に対する安全率 s が1.7程度となるよう断面を決定する。

(2) 終局強度の比較

15ケースのうち、水平補剛材なし、1段、2段についてそれぞれ2ケースずつ、計6ケースの計算結果を表-2に示す。なお、1ケースにつき中間支点および中央径間中央の2断面を示してある。

表-2より次のことがわかる。

1) 終局曲げ強度

腹板の曲げ強度に関しては、実用算定式と基本式はよく近似しており、その差は最大1%である。

桁の曲げ強度に関しても、実用算定式と基本式の差は、1%以下である。

図-8に中間支点上と中央径間中央の30断面に対して、曲げ強度を比較した結果を示す。そのうち、フランジで曲げ強度が決定されるケースは省略してある。実用算定式と基本式は、ばらつきがなくよく一致している。

2) 終局せん断強度

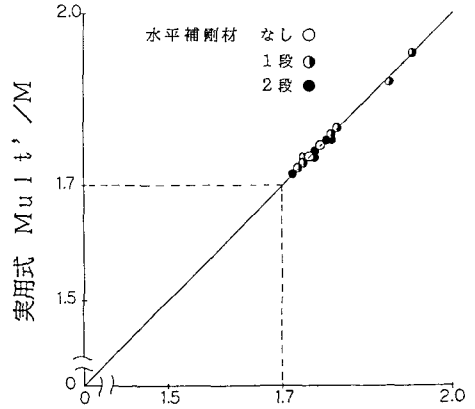
腹板のせん断強度に関しては、実用算定式と基本式との差は若干ばらつきがあるが実用上問題がないと考えられる。

3) 終局強度に対する安全率

実用算定式と基本式との差は最大7%程度である。基本式に比べすべて小さい値となっており、比較的よく一致している。

(3) 実用算定式の有用性

以上の結果により、標準的なプレートガーダーにおいて、基本式に対して実用算定式は非常によく近似していることがわかった。したがって、実務での設計にあたっては、ここで提案した実用算定式を用いることにより煩雑な計算を避けることができる。



基本式 $Mult/M$
図-8 桁の曲げ強度の比較

6. あとがき

現在多用されている一般的なプレートガーダーの断面を対象に、水平補剛材を1段および2段用いる場合についてその配置と剛度を検討した。実際の設計上の便宜を考慮して水平補剛材の配置と必要剛度、および腹板の幅厚比を規定し、それに基づいて終局強度の実用算定式を提案した。また、種々のプレートガーダー断面に対する、本実用算定式と基本式との比較により、その有用性を確認した。今後は、水平補剛材のない場合の全体パネルの強度に対する垂直補剛材の必要剛度等、実際の設計を考慮して検討をしていく予定である。なお、本実用算定式は標準的なプレートガーダーを対象としたもので、自由な設計を行いたい場合や、水平補剛材を3段以上用いる場合などについては、基本式を用いて計算すればよい。

最後に、終始ご指導をいただいた三上市蔵関西大学教授をはじめ、関係各位に感謝いたします。

参考文献

- 1) BS 5400 : Steel, Concrete and Composite Bridges, Part3. Code of Practice for Design of Steel Bridges, British Standards Institution, 1982. (社)建設コンサルタンツ協会近畿支部長大鋼橋研究委員会訳: BS 5400 3編 鋼橋の設計指針, 1983.12.

- 2) DAST-Richtlinie 012 Beulsicherheitsnachweise für Platten, Deutscher Ausschuss für Stahlbau, Oktober, 1979. (社)建設コンサルタンツ協会近畿支部長大鋼橋研究委員会訳：DAST指針012 板の座屈安全度の照査, 1981.12.
- 3) European Convention for Constructional Steelwork : European Recommendations for Steel Constructions, ECCS-EG 77-2E, The Construction Press, London, 1981.
- 4) Wolchuk, R., and Mayrbaurl, R.M. : Proposed Design Specifications for Steel Box Girder Bridges, Report No. FHWA-TS-80-205, U. S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Offices of Research and Development, Washington, D. C., Jan., 1980.
- 5) European Convention for Constructional Steelwork : EUROCODE 3, Common Unified Code of Practice for Steel Structures, Draft, The Commission of the European Communities, July, 1983.
- 6) Dubas, P., and Gehri, E. : Behaviour and Design of Steel Plated Structures, ECCS Publication no44, Applied Statics and Steel Structures, Swiss Federal Institute of Technology, Zürich, 1986.
- 7) Swiss Society of Engineers and Architects : Swiss Standard Sia 161 Steel Structures, English Edition of 1979 Edition, 1981.
- 8) 土木学会(編) : 座屈設計ガイドライン, 土木学会, 1987.
- 9) 土木学会(編) : 鋼構造物設計指針, PART A, PART B, 1987.
- 10) 三上市蔵 : プレートガーダーの強度と設計法, 土木学会関西支部共同研究グループ報告書「薄板構造の強度と設計に関する調査研究」, 1989. 6.
- 11) 三上市蔵・木村泰三・山里 靖 : 設計のためのプレートガーダーの終局強度の算定法, 構造工学論文集, Vol. 35A, 1989. 3, pp. 511-522.
- 12) 三上市蔵・木村泰三 : プレートガーダーの補剛材の配置と剛度, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 36A, 1990. 3, pp. 167-180.
- 13) 三上市蔵・山里 靖 : 設計のためのプレートガーダーのせん断強度算定法の改良, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 36A, 1990. 3, pp. 181-190.
- 14) 三上市蔵・木村泰三・徳田浩一 : 非対称断面プレートガーダーの終局強度に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 37A, 1991. 3, pp. 249-262
- 15) 青木武生・秋山寿行 : プレートガーダーの終局強度設計についてー現行設計法に基づく断面の強度ー, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第I部, 1989. 10, pp. 184-185.
- 16) 遠藤 港・赤松洋一・山下裕二 : プレートガーダーの終局強度設計についてー設計断面と強度特性ー, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第I部, 1989. 10, pp. 182-183.
- 17) 山下裕二・青木武生・赤松洋一・秋山寿行・遠藤 港 : プレートガーダーの終局強度設計についてー水平補剛材の位置, 剛度による腹板の強度特性ー, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第I部, 1990. 9, pp. 82-83.
- 18) 青木武生・遠藤 港・秋山寿行 : プレートガーダーの腹板の終局強度算定簡易式についてー水平補剛材配置と終局強度実用算定式ー, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第I部, 1991. 9, pp. 242-243.
- 19) 永岡 弘・赤松洋一 : プレートガーダーの終局強度設計についてー簡易算定式による断面の強度ー, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第I部, 1991. 9, pp. 244-245.
- 20) 道路橋示方書・同解説, I 共通編・II 鋼橋編, 日本道路協会, 1990. 2.
- 21) 西野文雄・長谷川彰夫 : 道路橋示方書II 鋼橋編改訂の背景と運用, 8章プレートガーダー, 橋梁と基礎, Vol. 15, No. 6, 1981. 6, pp. 8-13.

(1991年9月30日受付)