

多補剛腹板を有するプレートガーダーのせん断強度の算定法について

関西大学工学部 正会員 三上 市藏
 竹中土木 正会員 吉澤 敦
 関西大学大学院 学生員 〇山里 靖
 パシフィックコンサルタンツ 正会員 藤井 久矢

1. まえがき 近年、諸外国の設計示方書の限界状態設計法への移行に伴い、我が国においても構造物の設計を限界状態設計法で行う気運が高まってきた。そこで、これまでの研究に基づき、多補剛腹板を有するプレートガーダーのせん断強度の算定法¹⁾を検討し、実験値とよく一致し、できる限り簡略な算定法を策定したので報告する。

2. 単一パネルの極限強度 図-1に示すように水平・垂直補剛材で囲まれた単一パネルがせん断力を受ける場合の極限強度 τ_{cri} は、式(1)より、弾性せん断座屈応力 τ_{cr}^e と腹板の降伏せん断応力 τ_{yw} とによって求められる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\tau_{cri}}{\tau_{yw}} &= 1 & : \lambda_{si} \leq 0.6 \\ &= 1 - 0.614 (\lambda_{si} - 0.6) & : 0.6 < \lambda_{si} \leq \sqrt{2} \\ &= 1 / \lambda_{si}^2 & : \sqrt{2} < \lambda_{si} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ただし、 $\lambda_{si} = \sqrt{\tau_{yw} / \tau_{cr}^e}$ (2)

また、弾性せん断座屈応力 τ_{cr}^e と腹板の降伏せん断応力 τ_{yw} は次式より求める。

$$\tau_{cr}^e = k_{cri} \frac{\pi^2 E}{12 (1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{b_1} \right)^2 \quad (3)$$

$$\tau_{yw} = \sigma_{yw} / \sqrt{3} \quad (4)$$

座屈係数 k_{cri} は、次式より求める。

$$\left. \begin{aligned} k_{cri} &= 4.00 + 5.34 / \alpha_i^2 & : \alpha_i \leq 1 \\ k_{cri} &= 5.34 + 4.00 / \alpha_i^2 & : \alpha_i > 1 \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

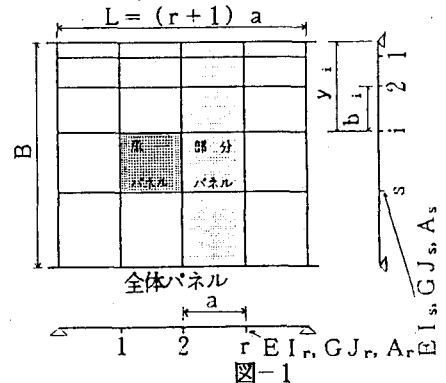


図-1

ただし、 E ：ヤング率、 ν ：ポアソン比、 b_1 ：各単一パネルの幅、 t_w ：板厚、 σ_{yw} ：腹板の降伏応力、 $\alpha_i = a / b_1$ 、 a ：補剛材間隔である。

3. 終局せん断強度 図-1に示すような垂直補剛材間の水平補剛パネルである部分パネルの極限強度が腹板の終局せん断強度 V_{ult} を与えるものと考え、次式より求める。(図-2参照)

$$V_{ult} = B t_w (\tau_{cr} + \sigma_t (\cos \phi \sin \phi - \alpha_c \sin^2 \phi)) \quad (6)$$

$$\text{ただし、} \quad \alpha_c = \alpha (1 - 2c/a) \quad (7)$$

また、 τ_{cr} ：せん断座屈強度、 σ_t ：斜張力応力、 ϕ ：斜張力場の傾斜角、 $\alpha = a / B$ 、 B ：腹板高さ、 c ：塑性ヒンジ位置とする。

(1) せん断座屈強度 τ_{cr} 単一パネルの極限強度 τ_{cri} のうちの最小のものを、部分パネルのせん断座屈強度 τ_{cr} として用いる。

(2) 斜張力応力 σ_t 斜張力場は図-2のように水平補剛材を無視した部分パネルに発達するものとし、斜張力応力 σ_t は、せん断座屈強度 τ_{cr} を用いて、次の近似式より求める。

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{yw}} = 1 - \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{yw}} \right)^{0.6} \quad (8)$$

図-3は式(8)を、Basler²⁾および渡辺³⁾の近似式と比較したものである。

(3) 斜張力場の傾斜角 ϕ Baslerの近似式²⁾より縦横比 α を用いて次式より求める。

$$\phi = (1/2) \tan^{-1}(1/\alpha) \quad (9)$$

(4) 塑性ヒンジ位置 c フランジの全塑性曲げモーメント M_{pf} を用いて次式より求める。⁴⁾

$$\frac{c}{a} = \frac{1}{\alpha \sin \phi} \sqrt{\frac{M_p^*}{\sigma_t} \frac{\sigma_{yw}}{\sigma_t}} \quad (0 \leq \frac{c}{a} \leq 1) \quad (10)$$

ただし、 M_{pf} および M_p^* は次式より求める。

$$M_{pf} = \sigma_{yf} \frac{b_f t_f^2}{4} \quad (11)$$

$$M_p^* = \frac{4 M_{pf}}{B^2 t_w \sigma_{yw}} \quad (12)$$

ここに、 σ_{yf} : フランジの降伏応力、 b_f : フランジ幅、 t_f : フランジ厚さとする。

4. 実験値との比較 文献5)、6)の実験値と本算定法より求めた理論値を比較した。その結果を図-4に示す。実験値が相関曲線を下回っているのは、補剛材剛度が現行道路橋示方書の基準を下回る場合で、したがって、補剛材剛度が道路橋示方書の基準を満足すれば、本算定法によって妥当な理論値を計算できる。

5. あとがき 図-1に示す水平・垂直補剛された全体パネルの終局せん断強度は、補剛版を直交異方性板に置換して求められる¹⁾が、これより補剛材の剛度が照査できる。

1) 三上: 座屈設計ガイドライン, 第9章, 土木学会, 1987. 2) Basler, K.: Proc. of ASCE, Vol. 87, No. ST7, pp. 151-181, 1961-11. 3) Calladine, C.R.: The Structural Engineer, Vol. 51, No. 4, pp. 147-154, 1973-4. 4) Rockey, K.C., Skaloud, M.: The Structural Engineer, Vol. 50, No. 1, pp. 29-48, 1972-1. 5) 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室: 土木研究所資料, プレートガダー耐荷力実験報告, 1987 (印刷中). 6) 長谷川, 西野, 奥村: 土木学会論文報告集, No. 235, pp. 13-28, 1975-3.

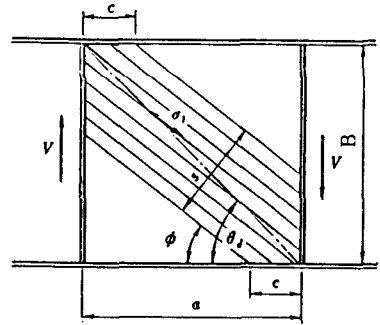


図-2

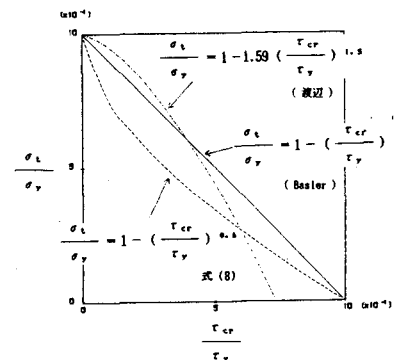


図-3

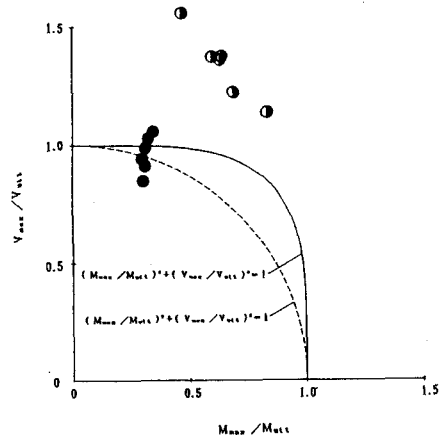


図-4