

関西大学工学部 正会員 三上 市蔵

関西大学大学院 学生員 ○ 柏村 一保

関西大学大学院 学生員 多田 雅一

まえがき 近年における橋梁の長大化とともに、腹板には縦横に多数の補剛材が設けられるようになった。現行道路橋示方書では、水平補剛材が2段までの場合を規定しているにすぎず、同示方書の設計思想に基づいて水平補剛材を3段以上使用する場合、水平補剛材の必要剛度の決定が困難である。本研究では、縦横に多数補剛された腹板の設計法を提案する。腹板は、単一パネル、部分パネルおよび全体パネルに分けて照査される。部分パネルおよび全体パネルの弾性座屈応力は、直交異方性板理論に基づいて定められる。

設計法 図-1のように、水平補剛材が不等間隔に n_s 本、垂直補剛材が等間隔に n_r 本補剛された腹板を考える。

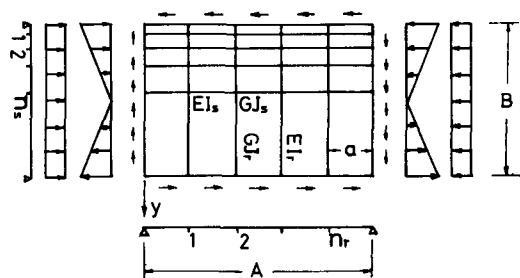


図-1

- A_0 : A または A D_y : 垂直方向曲げ剛度
 B : 腹板高 t : 板厚 H : ねじり剛度
 $\alpha = A_0/B$ EI_s : 水平補剛材曲げ剛度
 μ : ポアソン比 EI_r : 垂直補剛材曲げ剛度
 E : ヤング率 GJ_s : 水平補剛材ねじり剛度
 G : セン断弾性係数 GJ_r : 垂直補剛材ねじり剛度
 D_0 : 主板的曲げ剛度 $\kappa = H / \sqrt{D_x \cdot D_y}$
 D_x : 水平方向曲げ剛度 $\alpha_* = \alpha_0 \sqrt{D_y / D_x} / B$

(1) 単一パネル

α は 垂直補剛材間の距離である。

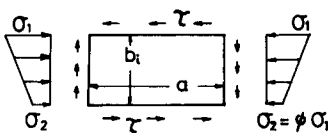


図-2

(a) 曲げ・圧縮 曲げ・圧縮座屈係数は、次のように表わされる。¹⁾

$$\left. \begin{aligned} k_{bc} &= 23.9 & : \quad \psi \leq -1 \\ &= 10\psi^2 - 6.264\psi + 7.636 & : -1 < \psi \leq 0 \\ &= 8.4 / (1.1 + \psi) & : 0 < \psi \leq 1 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

弾性座屈応力 σ_{cr}^e は、次のようになる。

$$\sigma_{cr}^e = k_{bc} \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b_1} \right)^2 \quad (2)$$

曲げ・圧縮強度は、次式²⁾による。

$$\frac{\sigma_{ult}}{\sigma_r} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}^e}{\sigma_r}} \left\{ (1.1 - 0.1\psi) - (0.27 - 0.05\psi) \sqrt{\frac{\sigma_{cr}^e}{\sigma_r}} \right\} \leq 1 \quad (3)$$

(b) セン断 セン断座屈係数は 次のように表わされる。¹⁾

$$\left. \begin{aligned} k_s &= 4.00 + 5.34 / (\alpha/b_1)^2 & : \alpha/b_1 < 1 \\ &= 5.34 + 4.00 / (\alpha/b_1)^2 & : \alpha/b_1 \geq 1 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

弾性座屈応力 τ_{cr}^e は、次のようになる。

$$\tau_{cr}^e = k_s \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b_1} \right)^2 \quad (5)$$

セン断座屈強度は、FHWA³⁾の曲線を修正した次式による。

$$\left. \begin{aligned} \tau_{cr} / \tau_r &= 1 & : \quad \lambda \leq 0.6 \\ &= 1 - 0.614(\lambda - 0.6) & : 0.6 < \lambda \leq \sqrt{2} \\ &= 1 / \lambda^2 & : \sqrt{2} < \lambda \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

ただし、 $\lambda = \sqrt{\tau_r / \tau_{cr}^e}$ である。

(C) 応力照査 次式の相関式を満たすようにする。

$$\frac{1+\psi}{2} \frac{\sigma_1}{\sigma_{ult}} + \frac{1-\psi}{2} \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{ult}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 \leq 1 \quad (7)$$

(2) 補剛パネル

α_0 は 部分パネルに対して垂直補剛材間隔、全体パネルに対して隔板、対傾構、横桁などの間隔である。

(a) 圧縮 換算剛度は 次式^{4),5)}から求める。

$$D_x = D_0 + 2 \frac{EI_s}{B} \sum_{i=1}^{n_s} \sin^2 \pi y_i \quad (8)$$

$$D_y = D_0 + (n_r + 1) \frac{EI_r}{\alpha_*} \quad (9)$$

$$H = D_0 + \frac{GJ_s}{B} \sum_{i=1}^n \cos^2 \pi y_i + (n-1) \frac{GJ_r}{2\alpha_0} \quad (10)$$

ただし、部分パネルの場合、 $EI_r = GJ_r = 0$ とする。

弾性圧縮座屈応力 $\sigma_{cr,c}$ は 次式による。

$$\sigma_{cr,c} = k_c \frac{\pi^2}{B^2 t} \sqrt{D_x \cdot D_y} \quad (11)$$

$$\text{ただし、} \left. \begin{aligned} k_c &= (1/\alpha_*)^2 + 2\kappa + \alpha_*^2 : \alpha_* < 1 \\ &= 2 + 2\kappa : \alpha_* \geq 1 \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

圧縮強度 $\sigma_{ult,c}$ は、式(3)において $\varphi = 1$ とおいて求める。終局圧縮力 N_{ult} は、次式となる。

$$N_{ult} = \sigma_{ult,c} B t \quad (13)$$

(b) 曲げ 換算剛度は、次式^{42,53)} から求める。

$$D_x = D_0 + \frac{EI_s}{B} \sum_{i=1}^n \left\{ \sin\left(\frac{\pi y_i}{B}\right) + 0.52 \sin\left(\frac{2\pi y_i}{B}\right) \right\}^2 / 0.6352 \quad (14)$$

$$D_y = D_0 + (n+1) \frac{EI_r}{\alpha_0} \quad (15)$$

$$H = D_0 + \frac{GJ_s}{2.08 B} \sum_{i=1}^n \left\{ \cos\left(\frac{\pi y_i}{B}\right) + 1.04 \cos\left(\frac{2\pi y_i}{B}\right) \right\}^2 + (n-1) \frac{GJ_r}{2\alpha_0} \quad (16)$$

ただし、部分パネルの場合、 $EI_r = GJ_r = 0$ とする。

弾性曲げ座屈応力 $\sigma_{cr,b}$ は、次式による。

$$\sigma_{cr,b} = k_b \frac{\pi^2}{B^2 t} \sqrt{D_x \cdot D_y} \quad (17)$$

$$\text{ただし、} k_b = \frac{9}{32} \pi^2 \sqrt{R_{11} R_{22} / \{1 + (27/25)^2 R_{11} / R_{33}\}} \quad (18)$$

$$R_{11} = (1/\bar{\alpha})^2 + 2n^2 \kappa + n^4 \bar{\alpha}^2 \quad (19)$$

$$\left. \begin{aligned} \alpha_* < 2/3 : \bar{\alpha} &= \alpha_* \\ \alpha_* \geq 2/3 : \bar{\alpha} &= 2/3 \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

曲げ強度 $\sigma_{ult,b}$ は、式(3)において $\varphi = -1$ とおいて求める。終局モーメント M_{ult} は 次式となる。

$$M_{ult} = \frac{B^2 t}{6} \sigma_{ult,b} \quad (21)$$

(c) せん断 換算剛度は、次式^{42,53)} から求める。

$$D_x = D_0 + \frac{EI_s}{B} \sum_{i=1}^n \left\{ \sum_{j=1}^n \sin\left(\frac{n\pi y_j}{B}\right) \right\}^2 \quad (22)$$

$$D_y = D_0 + \frac{EI_r}{\alpha_0} \sum_{i=1}^n \left\{ \sum_{j=1}^n \sin\left(\frac{n\pi y_j}{B}\right) \right\}^2 \quad (23)$$

$$H = D_0 + \frac{GJ_s}{2B} \sum_{i=1}^n \left\{ \sum_{j=1}^n \cos\left(\frac{n\pi y_j}{B}\right) \right\}^2 + \frac{GJ_r}{2\alpha_0} \sum_{i=1}^n \left\{ \sum_{j=1}^n \cos\left(\frac{n\pi y_j}{B}\right) \right\}^2 \quad (24)$$

ただし、部分パネルの場合、 $EI_r = GJ_r = 0$ とする。

弾性せん断座屈応力 τ_{cr} は、次式による。

$$\tau_{cr} = k_s \frac{\pi^2}{B^2 t} \sqrt{D_x \cdot D_y} \quad (25)$$

ただし、

$$k_s = \frac{9\pi^2}{64\alpha_*} \sqrt{\frac{R_{11} R_{22}}{1 + (27/25)^2 \frac{R_{11}}{R_{33}} + (3/5)^2 \left(\frac{R_{11}}{R_{31}} + 9 \frac{R_{11}}{R_{24}} \right)}} \quad (26)$$

$$R_{mn} = (m/\alpha_*)^2 + 2n^2 \kappa + n^4 (\alpha_*/m)^2 \quad (27)$$

である。

せん断強度 τ_{cr} は 式(6)による。終局せん断力 V_{ult} は、次式による。

$$\left. \begin{aligned} \text{部分パネル : } V_{ult} &= V_{cr} + V_t \\ \text{全体パネル : } V_{ult} &= V_{cr} \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

ただし、

$$V_{cr} = \tau_{cr} B t \quad (29)$$

$$V_t = \frac{\sqrt{3}}{6} \left(\sqrt{q + 4\alpha^2} - \alpha - \frac{2\alpha^2}{\sqrt{q + 4\alpha^2}} \right) \sigma_t B t \quad (30)$$

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_r} = 1 - \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_r} \right)^{1.2} \quad (31)$$

である。なお、部分パネルにおいては、塑性ヒンジの位置を $C = a/3$ と仮定して導いた斜張力強度 V_t を加味した。また、式(31)は、Baslerの近似式より近似度の良い式を導いたものである。

(d) 断面力照査 作用圧縮力 N 、曲げモーメント M 、せん断力 V に対して 次の相関式を満たすようにする。

$$\frac{N}{N_{ult}} + \left(\frac{M}{M_{ult}} \right)^2 + \left(\frac{V}{V_{ult}} \right)^2 \leq 1 \quad (32)$$

おすび 詳細は講演会当日にゆずる。

- 1) DIN 4114, Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung), 1952. 2) Usami, T.: Post-buckling of plates in compression and bending, J. of Struct., Div., ASCE, Vol. 108, No. ST3, 1982. 3) Proposed Design Specifications for Steel Box Girder Bridges, FHWA, 1980. 4) 三上 ほか: 鋼箱桁の終局強度の近似算定法, 土木学会論文報告集, 第298号, 1980. 5) 三上 ほか: 多数の補剛材を有するプレートガーダーの曲げ強度算定法, 橋梁と基礎, Vol. 17, No. 1, 1983.