

## I-60

## 局部座屈を考慮した鋼箱形断面はり・柱の設計公式

大阪大学工学部 正員 西村宣男

## 1. まえがき

溶接集成された鋼箱形断面はり・柱を対象として、構成板要素の局部座屈の影響を考慮したはり・柱の強度評価式を作成した。提案式の妥当性は板要素ブロックと骨組み要素の結合解析プログラムを用いた弾塑性有限変位解析の計算結果との比較によって確認した。

## 2. 局部座屈を考慮したはり・柱相関強度式

EUROCODE 3<sup>1)</sup>のはり・柱相関強度式に局部座屈による強度低減係数  $f'$  を導入して

$$\frac{N}{N_{yk}} + \frac{M}{M_p} \frac{1}{1 - \kappa \bar{\lambda}^2 N/N_y} = f' \quad (1)$$

を基本式とする。ここに、 $\kappa$  は局部座屈を無視した場合の柱強度を表す。構成板要素の局部座屈による強度の低減係数  $f'$

$$f' = \{1 + 0.5(R^* - 0.5)^{2n}\}^{-1/n} \quad (2)$$

$$n = 0.625\bar{\lambda}N/N_0 + (0.375c + 0.5)/(1 + c)$$

$$c = (N/N_y)/(M/M_p)$$

と与える。 $N_0$  は局部座屈を考慮した場合の柱強度<sup>2)</sup>で

$$N_0 = (S - \sqrt{S^2 - 4f_0\bar{\lambda}^2})/2\bar{\lambda}^2 \quad (3)$$

$$f_0 = \{1 + 0.5(R_0 - 0.5)^{2n_0}\}^{-1/n_0}$$

$$n_0 = 0.625\bar{\lambda} + 0.375, S = 1 + (1 - \kappa)(1 - \kappa\bar{\lambda}^2)/\kappa + f_0\bar{\lambda}^2$$

また  $R^*$  は構成板要素(危険パネル)の等価幅厚比パラメータで

$$R^* = R_0 + R_b(1 - R_0/R_b)/(1 + \sqrt{C}) \quad (4)$$

ここに  $R_0$  は箱形断面の圧縮に対する等価幅厚比パラメータで文献<sup>3)</sup>より

$$R_0 = b/t_f \sqrt{12(1 - \nu^2)\sigma_y/k_0\pi^2E} \quad (5)$$

$$k_0 = [(\alpha_f + 1/\alpha_f)^2 + \eta^{-3}r(\alpha_w + 1/\alpha_w)^2]/(1 + r^3\eta^{-1})$$

$$\eta = t_f/t_w, r = h/b, \alpha_f = a/b, \alpha_w = a/h,$$

$$a = b[(1 + r^3/\eta^3)/(1 + 1/r\eta^3)]^{1/4}$$

また  $R_b$  は曲げに対する箱形断面圧縮フランジの等価幅厚比パラメータで

$$R_b = R_b^e(0.269\zeta + 2.45)/(\zeta + 1.97) \leq R_b^e \quad (6)$$

$$R_b^e = b/t_f \sqrt{12(1 - \nu^2)\sigma_y/k_b\pi^2E}$$

$$k_b = \frac{6.6 + 3.015\eta - 2.819\eta^2 + (5.961 - 19.485\eta + 17.038\eta^2)r}{0.727 + 1.063\eta - 0.705\eta^2 + (1.511 - 4.947\eta + 4.260\eta^2)r}$$

$$\zeta = R_f/R_w,$$

$$R_f = b/t_f \sqrt{12(1 - \nu^2)\sigma_y/4\pi^2E}, R_w = h/t_w \sqrt{12(1 - \nu^2)\sigma_y/23.9\pi^2E}$$

と与える。

## 3. 提案式の検証

## (1) 純曲げに関する極限強度

式(1)において  $N=0$  とおくと、純曲げに対する極限強度  $M_u = f' M_p$  が与えられる。 $f'$  は式(2)において  $n=0.5$ 、 $R^*$  は式(4)において  $R^*=R_b$  とする。図-1に純曲げを受ける箱形断面の極限強度解析結果を  $R^*$  に対してプロットし、板の基本圧縮強度と比較して示す。式(4)の断面内の応力再分配

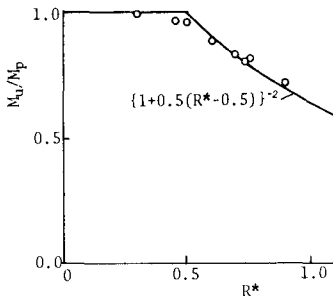


図-1 純曲げ強度

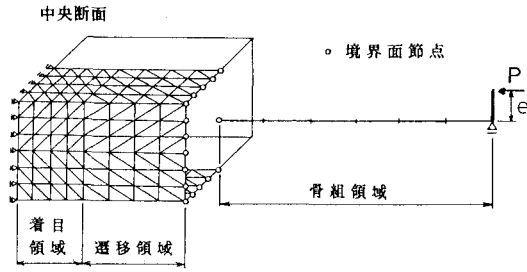


図-2 結合解析モデル

を考慮した等価幅厚比の導入によって、純曲げに対しても極限強度を精度良く評価することができる。

## (2) はり・柱相関強度式の検証

任意のモーメント・軸力比について相関強度式(1)の適合性を調べるために、図-2に示すような板要素ブロックと骨組要素の結合解析モデルを用いて極限強度解析を行った。解析モデルの主要諸元を表-1に掲げる。残留応力、構成板要素および部材の初期たわみの分布と大きさは文献2)と同一とした。

解析結果と相関強度式は図-3に示すように良好に対応している。また耐荷力表示した道路橋示方書による強度と提案式を比較して表-2に示す。板の幅厚比が大きい場合、道路橋示方書の規定はかなり安全側の評価となっている。

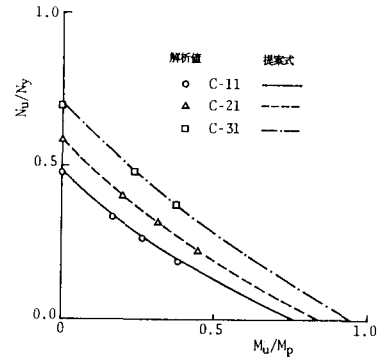


図-3 相関強度式の検証

表-1 解析モデルの諸元

| MODEL | b (cm) | t (cm) | l (cm) | $\lambda$ | R0  | $MN_y / NM_p$ |
|-------|--------|--------|--------|-----------|-----|---------------|
| C-11A | 55     | 0.752  | 2134   | 1.023     | 1.3 | 0.5           |
| C-11B | 55     | 0.752  | 2134   | 1.023     | 1.3 | 1.0           |
| C-11C | 55     | 0.752  | 2134   | 1.023     | 1.3 | 2.0           |
| C-21A | 55     | 0.889  | 1740   | 0.834     | 1.1 | 0.5           |
| C-21B | 55     | 0.889  | 1740   | 0.834     | 1.1 | 1.0           |
| C-21C | 55     | 0.889  | 1740   | 0.834     | 1.1 | 2.0           |
| C-31A | 45     | 0.889  | 1137   | 0.666     | 0.9 | 0.5           |
| C-31B | 45     | 0.889  | 1137   | 0.666     | 0.9 | 1.0           |

表-2 道路橋示方書との比較  
( $N_u/N_y$ )

| MODEL | 提案式 (1) A | 道示B   | B/A   |
|-------|-----------|-------|-------|
| C-11A | 0.346     | 0.124 | 0.358 |
| C-11B | 0.276     | 0.100 | 0.362 |
| C-11C | 0.198     | 0.072 | 0.364 |
| C-21A | 0.418     | 0.197 | 0.471 |
| C-21B | 0.325     | 0.155 | 0.477 |
| C-21C | 0.228     | 0.109 | 0.478 |
| C-31A | 0.489     | 0.324 | 0.663 |
| C-31B | 0.339     | 0.250 | 0.665 |

## 4. あとがき

以上、箱形断面を対象として局部座屈を考慮したはり・柱部材の相関強度式を提案した。2軸曲げ圧縮および開断面部材への拡張が今後の課題である。本研究の数値計算には本学大学院生、西村良司君（現 熊谷組）に協力いただいた。記して謝意を表する。

参考文献 1) ECCS:EUROCODE 3, Common Unified Code of Practice for Steel Structures, 1983.

2) 西村宣男他：局部座屈を考慮した鋼箱形断面柱の設計公式，構造工学論文集，Vol. 33A, 1987.

3) Nakai, H. et al: Ultimate Strength of Thin-Walled Box Stub-Columns, Proc. JSCE, Structural Eng. / Earthquake Eng., Vol. 2, 1985.