

局部座屈を含むはり・柱部材の極限強度評価式

大阪大学工学部 正 員 西村宣男

大阪大学大学院 学生員○西村良司

1. まえがき 溶接集成された鋼箱形断面材を対象として、構成板要素の局部座屈の影響を考慮したはり・柱の極限強度評価式を作成した。提案式は板要素ブロックと骨組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結果との比較によって検証した。

2. 局部座屈を考慮したはり・柱相関強度式 EUROCODE 3¹⁾ のはり・柱相関強度式に局部座屈の影響による低減係数 f' を導入して、次式を基本式とする。

$$\frac{N}{N_Y \kappa} + \frac{M}{M_P} \frac{1}{1 - \kappa \lambda^2 N / N_Y} = f', \quad (1)$$

ここに、 κ は ECCS b 曲線で表される柱の基本強度であり、

$$\kappa = 1/2 \bar{\lambda}^2 [1 + 0.34(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 - \sqrt{\{1 + 0.34(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2\}^2 - 4\bar{\lambda}^2}]$$

また、 f' は板座屈による強度の低減係数で、

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

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

$$C = (N/N_Y) / (M/M_P)$$

N_0 は局部座屈を考慮した柱強度で、

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

$$f_{\theta} = \{1 + 0.5 (R_{\theta} - 0.5)^2 n_{\theta}\}^{-1/n_{\theta}}$$

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

ところで、 R^* は板の等価幅厚比パラメータであり、

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

R_0 は箱形断面の圧縮に対する幅厚比パラメータで文献2)より

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

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

$$\eta = t_r/t_w, \quad r = h/b, \quad \alpha_r = a/b, \quad \alpha_w = a/h$$

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

R_b は箱形断面圧縮フランジの曲げに関する幅厚比パラメータで、

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

R_0 は弾性座屈理論による曲げに関する幅厚比パラメータで、

$$R_b^0 = b/t_f \sqrt{12(1-\nu^2)} \sigma_y / k_b \pi^2 E \quad (7)$$

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

$$\xi = R_f / R_w$$

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

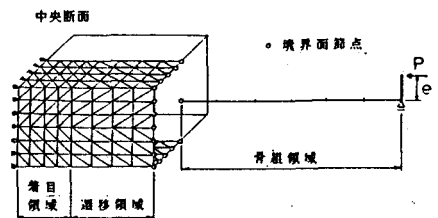


図-1 解析モデル

表 解析モデル寸法一覧

Model	b[cm]	t[cm]	R[cm]	$\bar{\lambda}$	R ₀	MR ₀ /RM ₀
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

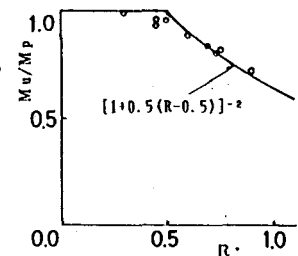


图-2

純曲げを受ける断面の強度

3. 純曲げに関する極限強度 式(1)において $N=0$ とすると純曲げに対する極限強度が $M_u = f' M_p$ と与えられる。 f' は式(2)において $n=0.5$, R' は式(4)において $R'=R_0$ となる。図-2に純曲げを受ける箱断面の極限強度解析結果を R' に対してプロットし、圧縮板の基本強度と比較して示す。断面内の応力再分配効果を考慮した等価幅厚比パラメータ式(6)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。

4. はり・柱相関強度式の検証 任意の軸力・モーメント比について相関強度式(1)の適合性を調べるため、局部座屈を起こしやすいモデルについて弾塑性有限変位解析を行い比較した。その結果を図-3に示すが、両者の値は良く対応しており、式(1)によりはり・柱について局部座屈を考慮して極限強度を精度良く評価できる。また、 $R_0=1.3, 1.1, 0.9$ の3つのモデルにおいて道路橋示方書は式(1)に比べかなり低い値となっている。

5. 極限強度特性 図-4には軸力と中央断面圧縮側フランジ中央のたわみ v_1 と腹板上の変位 v_6 との関係を示す。 v_1 と v_6 の差は板の局部変位を表し、図中点線は骨組要素のみによる局部座屈を考慮しない解析によるものである。 MN_y/NM_p が大きくなるほど柱としての変形量は大きくなる。図-5には C-21 のモデルについて、 MN_y/NM_p を 0.5, 1.0, 2.0 と3種類の荷重パターンで変化させた場合の、極限状態における柱中央断面的垂直応力の分布を示している。圧縮側フランジおよび腹板に応力再分配がみられる。また、圧縮側フランジおよび圧縮側フランジに近い腹板では荷重パターンの変化によっても応力分布状態は変わらないが、引張側フランジおよび引張側フランジに近い腹板では、 MN_y/NM_p が大きくなるにつれ圧縮から引張へと応力状態が変化している。

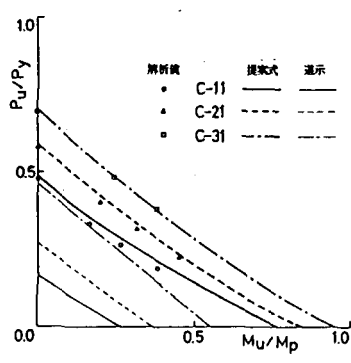


図-3 はり・柱相関強度式の検証

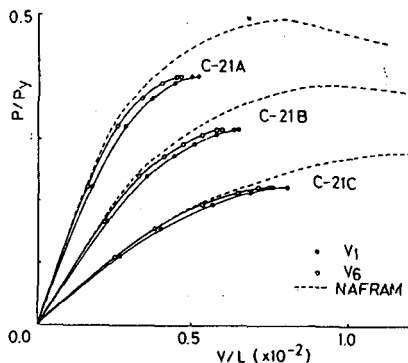


図-4 荷重と中央断面の変位関係

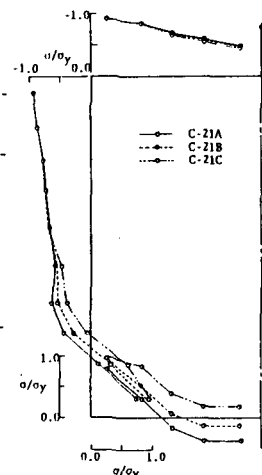


図-5 中央断面の垂直応力

6. あとがき 以上、箱形断面材を対象として、局部座屈を考慮したはり・柱相関強度式を提案した。今後、開断面材にも適用できるようにする必要がある。また、ここでは1軸曲げであったが2軸曲げも考慮できるようにする必要もある。

参考文献

- 1) ECCS:EUROCODE 3, Common unified code of practice for steel structures, 1983
- 2) H. NAKAI, T. KITADA, T. MIKI: Ultimate strength of thin-walled box stub-columns, PROC. of JSCE STRUCTURAL ENG./EARTHQUAKE ENG. Vol. 2, No. 1, April 1985