

名古屋大学 学生員○坂部 剛 川崎重工業 正 員 吉野精二
名古屋大学 正 員 宇佐美勉

1. はじめに 圧縮補剛板強度の簡易計算法として有効な板パネルの有効幅部分と補剛材からなる柱モデルによる方法¹⁾²⁾を適用して、圧縮補剛板強度の設計式を導く方法について述べる。

2. 柱の耐荷力曲線の修正 文献¹⁾の小松・北田の柱モデルによって得られた補剛板耐荷力の計算値は実験値を大幅に下まわる。これは、使用した柱の耐荷力曲線が最悪初期不整を仮定したことに起因する。補剛板の耐荷力には補剛材の初期たわみの大きさが最も大きな影響を及ぼすと考えられる。そこで初期たわみ δ_0/L (L = 柱長) を関数とした柱の耐荷力曲線を作成することを試みる。耐荷力式として次式で示されるPerry-Robertson式³⁾を利用する。

$$\sigma_m / \sigma_y = (1/2 \lambda^2) [1 + \eta + \lambda^2 - (1 + \eta + \lambda^2)^2 - 4 \lambda^2] \quad (1)$$

ここで、 σ_m = 柱の耐荷力、 σ_y = 降伏応力、 λ = 細長比パラメータ、 η = パラメータである。

式(1)で、 $\delta_0/L = 1/1000$ のときECCSのc曲線、 $\delta_0/L = 0$ のときECCSのa₀曲線(残留応力のみ存在するとして求められたCRC曲線に非常に近い)になるように、 η を求めると、次式が得られる。

$$\eta = 364 (\lambda - 0.2) (\delta_0/L + 343/10^6) \quad (2)$$

式(1),(2)を柱モデルの有効柱の耐荷力曲線として用いる。

3. 板の有効幅公式 著者ら⁴⁾の提案による次式を用いる。

$$b_{ef}/b_1 = 0.7 \quad \sigma_{cr}/\sigma_1 \leq 1.0 \quad (3)$$

ここで、 b_{ef} = 有効幅、 b_1 = 補剛材間板幅、 σ_{cr} = 4辺単純支持無限長板の線形座屈応力、 σ_1 = 非載荷辺の圧縮応力である。

4. 提案設計耐荷力曲線の計算方法 補剛板耐荷力の変動を支配するパラメータは種々あるが、影響の大きいパラメータとして補剛材初期たわみと材料降伏応力をここでは取り上げる。これらの量を確率変数とした関数形で補剛板耐荷力を表し、これらのばらつきから耐荷力のばらつきを近似的に求める。いま、極限強度 σ_u を確率変数として、その関数形を Z とすると、 σ_u は降伏応力 σ_y 、初期たわみ δ_0 のみを確率変数とする関数として $\sigma_u = Z(\sigma_y, \delta_0)$ で表されるものとする。このとき極限強度の平均値 σ_u と標準偏差 $S(\sigma_u)$ は、近似的に次式で表される。⁵⁾

$$\sigma_u = Z(\sigma_y, \delta_0) \quad (4)$$

$$S(\sigma_u) = \left(\frac{\partial \sigma_u}{\partial \sigma_y} \right)^2 \cdot S(\sigma_y)^2 + \left(\frac{\partial \sigma_u}{\partial \delta_0} \right)^2 \cdot S(\delta_0)^2 \quad (5)$$

ここで、 σ_y 、 $S(\sigma_y)$ は降伏応力の平均値、標準偏差、 δ_0 、 $S(\delta_0)$ は初期たわみの平均値、標準偏差である。上式より耐荷力の平均値曲線(M曲線)、及び片側信頼度95%を表す平均値-1.65・標準偏差曲線

[(M-1.65S)曲線]が得られ、

(M-1.65S)曲線を公称降伏点応力Fで除した曲線を提案設計耐荷力曲線とする。

5. 計算結果と考察 計算に用いた初期たわみ、降伏応力の平均値、標準偏差を表-1に示す。補剛材本数 $N=2$ 、補剛材剛比 γ は

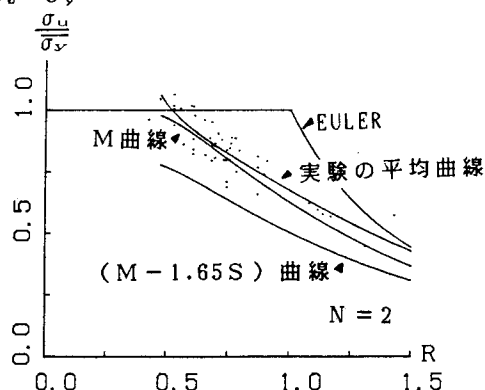


図-1 提案曲線と実験値との比較

道示⁶⁾の必要最小剛比 γ_{req} に、縦横比は、 $\alpha=1.0$ とした時の表-1 降伏応力と初期たわみのばらつき M曲線、(M-1.65S) 曲線を実験値と比較して図-1に示す。

σ_y (kg/mm ²)	37.18
S (σ_y)	4.32
δ_0/L	0.4692×10^3
S (δ_0/L)	0.5629×10^3

図からわかるようにM曲線は実験値に比べ、特に幅厚比パラメータRの大きい領域で小さめである。補剛材本数が増えるにしたがってこの傾向は大きくなることがわかった。これは極限強度

を求める際に、補剛材本数が少ないほど板の端パネルの影響を強く受けるためだと思われる。なお、式(4)、(5)の精度は関数形Zの非線形性に依存するが、図-2,3に示すように、耐力 σ_u は σ_y 、 δ_0 に対してほぼ直線的に変化しており、式(4)、(5)を用いる妥当性がわかる。次に、図-4にM曲線、(M-1.65S) 曲線を公称降伏点応力Fで無次元化した曲線と道示の補剛板の設計基準耐力曲線、

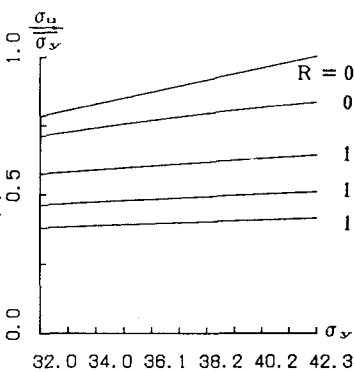


図-2 $\sigma_u - \sigma_y$ 関係

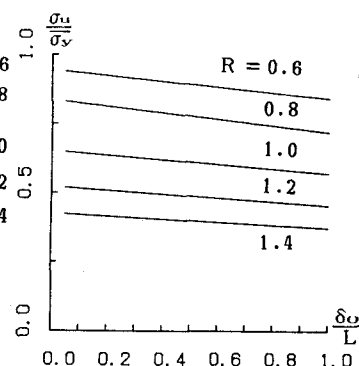


図-3 $\sigma_u - \delta_0$ 関係

$\delta_0/L=1/1000$ で求めた小松・北田の方法による結果¹⁾との比較を示す。道示の曲線はRの小さい領域でやや大きめ、Rの大きい領域でかなり小さめなのがわかる。文献¹⁾の結果は(M-1.65S)と同じ傾向にあるが、柱の耐力曲線が初期たわみ $\delta_0/L=1/1000$ を考慮しているため、補剛板の極限強度を低く見積っている。図-5に $m=\gamma/\gamma_{req}=1, 2, 4$ のときの(M-1.65S) 曲線を示す。m ≥ 2 にすることによりほとんどの領域で道示の曲線を上回ることがわかる。

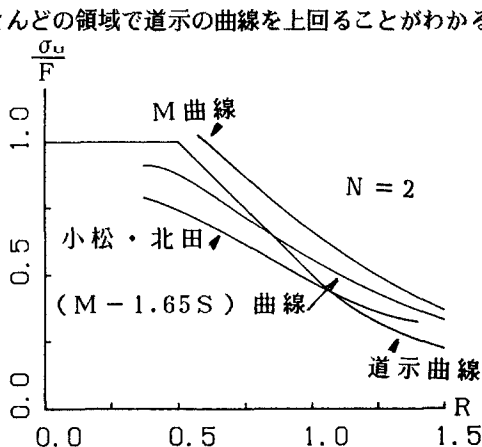


図-4 提案曲線と道示曲線との比較

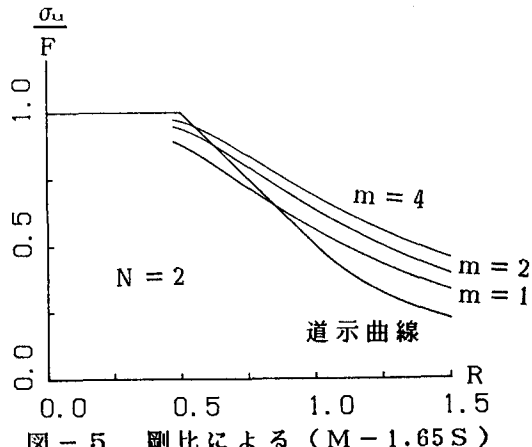


図-5 剛比による(M-1.65S) 曲線の変化

参考文献 1)西野：「鋼橋および鋼橋部材・・・」科研費総合研究(A)研究成果報告書、1984 2)小松・北田：土木学会論文報告集、第302号、1980 3)福本編：座屈設計ガイドライン、土木学会、1987 4)宇佐美・福本：土木学会論文報告集、第326号、1982 5)E.B.HAUGEN：「信頼性を考える材料力学/設計」岩壺共訳、学献社、1972 6)日本道路協会：日本道路橋示方書・同解説、1980