

縦横に補剛された圧縮板の座屈安定性照査法

岐阜大学大学院 学生員 森田 浩隆

岐阜大学工学部 正 員 奈良 敬

岐阜大学工学部 正 員 森脇 良一

1. まえがき 縦横に補剛された圧縮板(以下、「縦横補剛板」と呼ぶ)の極限強度は、縦横の補剛材剛比を考慮した縦補剛材1本と板パネルよりなるT型断面の補剛板(以下、「多リブモデル¹⁾」と呼ぶ)の細長比パラメータ $\bar{\lambda}^*$ を利用し、その耐荷力曲線を道路橋示方書²⁾(以下、「道示」と呼ぶ)の柱の耐荷力曲線と与えることによって、精度よく評価できる³⁾。道示の柱の耐荷力曲線は多リブモデルの極限強度曲線の下限值に相当する曲線であり、この評価法による縦横補剛板の強度の推定値は、下限値に相当するものであると考えられる。

縦横補剛板の極限強度を照査する研究としては文献⁴⁾、⁵⁾などが挙げられるが、これらはすべて下限値を想定した評価を行ったものと考えられる。ところで、文献⁶⁾において、多リブモデルの極限強度曲線の平均値曲線はECCS-b曲線で、下限値曲線はECCS-d曲線と与えることによってそれぞれ圧縮補剛板の極限強度の平均値および下限値を精度よく評価できることが明らかとなっている。そこで、今回はこれらの下限値および平均値の極限強度曲線を用いた縦横補剛板の座屈安定照査法について考察を試みたので報告する。

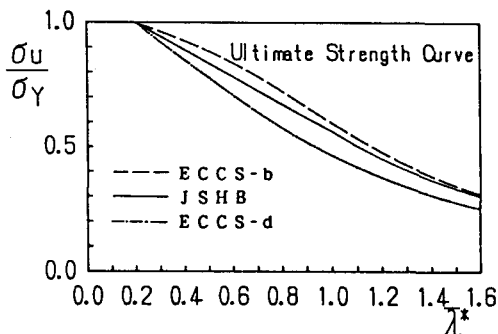


図-1 多リブモデルの極限強度曲線

2. 多リブモデルの極限強度曲線 縦補剛材本数が3本以上の実験データを用いて求められた多リブモデルの極限強度の平均値曲線と下限値曲線を図-1に示されている柱の耐荷力曲線であるECCS-b曲線とECCS-d曲線でそれぞれ与える。それらの曲線を式(1)に示す。

$$\frac{\sigma_u}{\sigma_Y} = \begin{cases} 1.0 & (\bar{\lambda}^* \leq 0.2) \\ [1 + C_{ECCS}(\bar{\lambda}^* - 0.2) + \bar{\lambda}^{*2} - \sqrt{\{1 + C_{ECCS}(\bar{\lambda}^* - 0.2) + \bar{\lambda}^{*2}\}^2 - 4\bar{\lambda}^{*2}}] / 2\bar{\lambda}^{*2} & (\bar{\lambda}^* > 0.2) \end{cases} \quad (1)$$

ここで、 C_{ECCS} は平均値曲線の場合で0.339、下限値曲線の場合では0.765である。

3. 座屈安定性照査法 縦横の補剛材剛比を考慮した多リブモデルの細長比パラメータ $\bar{\lambda}^*$ は式(2)で与えられる。

$$\bar{\lambda}^* = \left(\frac{2400}{\sigma_Y} \right)^{1/2} \frac{1}{\eta} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \frac{\beta a}{r} \quad (2)$$

$$\eta = \frac{1}{\sqrt{(N_u/N_Y)_{plate}}} \quad (3)$$

$$\beta = \begin{cases} 1 / (1.164 C^{0.251}) & (0 < C \leq 0.54) \\ 1.0 & (0.54 < C) \end{cases} \quad (4)$$

$$C = \left(\frac{a}{B} \right)^3 \left(\frac{I_t}{I_T} \right) \quad (5)$$

ただし、 a ：横補剛材間隔 r ：多リブモデルの断面2次半径 B ：補剛板の全幅 I_T ：多リブモデルの断面2次モーメント I_t ：横補剛材の断面2次モーメント σ_Y ：降伏応力度。

ここで、 $(2400/\sigma_Y)^{1/2}$ は鋼種の違いを考慮するためのパラメータである。 η は板パネルの局部座屈を考慮するためのパラメータで式(3)に示すように、文献⁷⁾の圧縮板の極限強度 $(N_u/N_Y)_{plate}$ を用いて表される。また、有効座屈長係数 β は、縦横補剛板の断面諸元によって決まる無次元化されたバネ定数 C (式(5))の関数であり、式(4)で与えられる。この係数 β を導入することによって縦補剛材だけでなく

横補剛材の剛比も考慮することができる。

縦横補剛板の極限圧縮荷重推定値 $\tilde{N}_u$ は式(6)より求められる。

$$\tilde{N}_u = \left\{ \left(\frac{\sigma_u}{\sigma_y} \right) A_T n_t + b t \left(\frac{N_u}{N_y} \right)_{plate} \right\} \sigma_y \quad (6)$$

ただし、 A_T :多リブモデルの断面積 n_t :縦補剛材本数 b :縦補剛材間隔 t :板厚。

ここで、 (σ_u/σ_y) は式(2)に示されている多リブモデルの極限強度で λ^* の関数である。また圧縮板の極限強度 $(N_u/N_y)_{plate}$ は、すでに文献7)によって平均値曲線および下限値曲線が求められており、これらを用いる。

4. 解析値および実験値との比較 多リブモデルと圧縮板の極限強度曲線を用いて、縦横補剛板の極限強度の平均値と下限値の推定値と解析値および実験値との比較をした。解析値は幅厚比パラメータ $R=0.5\sim 1.0$ 、縦横の補剛材剛比 $\gamma_t/\gamma_{t,req}=1\sim 5$ 、 $\gamma_t/\gamma_{t,req}=1\sim 1/16$ の範囲で解析した、極限強度の下限値に相当する結果である。また実験値は、純圧縮を受ける縦横補剛板についての実験例の中で、文献8)、文献10)よりそれぞれ9例、文献11)より5例、文献9)より3例選んだ。ここで図-2に下限値曲線を用いた本法による推定値と解析結果との比較をした結果を示す。なお、図中に示した破線は危険側10%の線である。図-2より本法による推定値は幅厚比パラメータ R が大きいと若干安全側に評価するが、全体的に見て精度よく解析値を表しているように思われる。次に、平均値曲線を用いたときの本法による推定値と実験値との比較をした結果を図-3に示す。この図より推定値は若干高めに強度を評価していると思われるが、実験値には初期不整などの影響による強度のばらつきがあるために危険側の評価だとは一概には言えないと思われる。

5. あとがき 本研究において、平均値曲線および下限値曲線に基づいた座屈安定性照査法を提案した。今後は、この照査法の精度を検討するとともに、他の照査法との比較検討をする必要があると思われる。

参考文献 1)奈良 敬・小松定夫・北田俊行:連続補剛板の極限圧縮強度特性に関する研究,土木学会論文集,第392号/1-9, pp. 273-280, 1988年4月。2)日本道路協会:道路橋示方書・同解説,1980年2月。3)森田浩隆・奈良 敬・森脇良一:縦横に補剛された圧縮板の耐力評価法に関する研究,第44回年講,1-55, pp. 162-163, 1989年10月。4)中井 博・北田俊行・田井戸米好・福岡 悟:縦・横補剛材および縦桁を有する圧縮板の一設計法,構造工学論文集,Vol. 31A, pp. 103-114, 1985年 3月。5)三上市蔵・堂垣正博・米沢 博:補剛圧縮板実験の調査と強度簡易算定法の評価,土木学会論文報告集,第334号, pp. 181-184, 1983年6月。6)村松正義・奈良 敬・森脇良一:圧縮補剛板の耐力評価法に関する研究,第44回年講,1-56, pp. 164-165, 1989年10月。7)奈良 敬・津田 真・福本晴士:面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の評価法に関する研究,土木学会論文集, No. 392/1-9, 1988年, 4月。8)前田幸雄・日笠隆司:補剛板の圧縮耐力について(その1),第32回年講,1-284, pp. 546-547, 1977年10月。9)金井道夫・佐伯彰一:補剛された板の限界状態—実物大供試体による実験的研究,第34回年講,1-114, pp. 226-227, 1979年10月。10)吉浪康行:補剛板の圧縮強度と設計の合理化に関する研究,広島大学学位論文, pp. 123-151, 1988年。11)小松定夫・牛尾正之・北田俊行・奈良 敬:縦横に補剛された圧縮板の極限強度に関する実験的研究,土木学会論文報告集,第288号, pp. 13-28, 1979年8月。

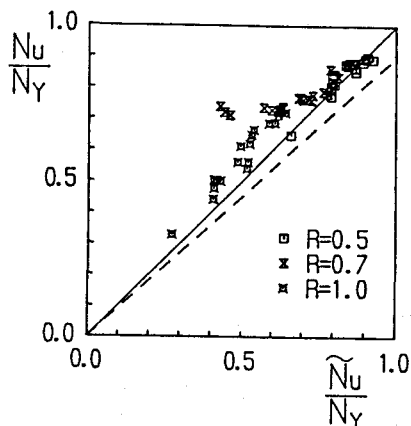


図-2 下限値曲線を用いた極限強度推定値と解析結果との比較

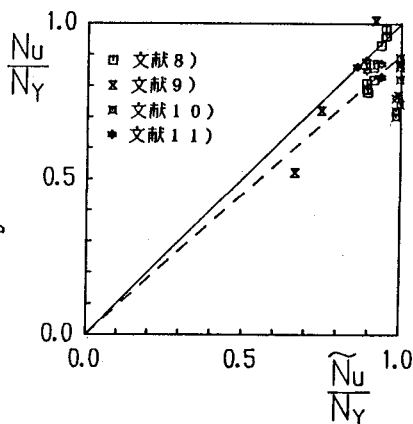


図-3 平均値曲線を用いた極限強度推定値と実験値との比較