

## I-93

## 面内曲げと圧縮応力を受ける補剛板の極限強度特性と相関曲線について

日立造船(株) 正 員 山田 浩幸  
 大阪産業大学工学部 正 員 小松 定夫  
 大阪大学工学部 正 員 奈良 敬

1. まえがき 面内曲げと圧縮応力を受ける補剛板の極限強度に関する研究は従来より見受けられるが、残留応力や初期たわみを十分に考慮したものは少ない。筆者らは、これら両初期不整を同時に考慮してこの種の補剛板の極限強度について研究を進めてきたが<sup>1)2)3)</sup>、縦補剛材の本数と剛比をパラメータにとり極限強度特性ならびに極限強度の相関曲線について考察したので報告する。

2. 解析法 Hybrid displacement model に基づく有限要素法<sup>4)</sup>により定式化された弾塑性有限変位法を拡張している。本解析法は von Mises の降伏条件並びに Prandtl-Reuss の塑性流れ側に従う完全弾塑性材料を対象としている。

3. 解析モデル 吊橋や斜張橋の主塔を対象として実橋断面調査を実施し、その結果を解析モデルの寸法諸元に反映させている。初期たわみは、道路橋示方書の許容値とした。即ち、縦補剛材は $a/1000$ 、板パネルは $b/150$ とした。残留応力については、文献5)に基づいた。補剛板の境界条件は周辺単純支持とする。載荷方法については、図-1に示すように載荷辺に曲げ剛性無限大の剛棒を取り付け、応力勾配 $\varphi < 2$ の場合には偏心圧縮変位、 $\varphi = 2$ の場合には剛棒の中心に回転変位を与える変位増分法を用いた。

4. 極限強度特性 用いたパラメータは表-1の通りである。

(1) たわみ波形 極限状態におけるたわみ波形を二重三角級数によりモード分解した。その結果、縦補剛材の剛比が $\eta$ の場合、解析したパラメータの範囲では、たわみ波形の支配的なモードは、応力勾配により変化し、幅厚比パラメータには無関係であることが分かった。また、補剛板の全体崩壊により極限状態に達しており、縦補剛材の剛比が $\eta$ では十分とは言えないようである。

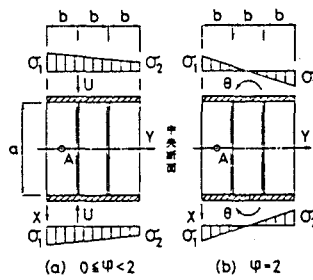


図-1 載荷方法

| 表-1 パラメータ                                                                                                                                  |  |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--|
| ○ 剛比パラメータ:                                                                                                                                 |  |
| $R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{E}{\sigma_y} \frac{12(1-\mu)}{\pi^2 k}}$                                                                      |  |
| ただし、 $\mu = \frac{1}{2} \left( \frac{\sigma_y}{\sigma_u} + \frac{\sigma_c}{\sigma_u} \right)$                                              |  |
| 無補剛材の弾性屈曲係数 $k = \begin{cases} 8.4 / (\phi + 1.1), & 0 \leq \phi \leq 1 \\ 10 + 1 - 6.27\phi + 7.63\phi^2, & -1 \leq \phi < 0 \end{cases}$ |  |
| 応力比 $\phi = 1 - \sigma / (\sigma_y + 1)$                                                                                                   |  |
| ○ 応力勾配: $\phi = (\sigma_1 - \sigma_2) / \sigma_1$                                                                                          |  |
| ○ 縦補剛材本数: $\eta$                                                                                                                           |  |
| ○ 板パネルの幅厚比: $a/b$                                                                                                                          |  |
| ○ 縦補剛材の剛比: $\eta = I_y / I_p$                                                                                                              |  |
| ただし、 $I_p$ は圧縮補剛材の最小剛比                                                                                                                     |  |

(2) 極限強度曲線  $\varphi$ ,  $R$  と  $\eta$  をパラメータとした極限状態における最大

最大緑ひずみを図-2に示す。縦軸は、最大緑ひずみ  $\epsilon_{1, \max}$  を降伏ひずみ  $\epsilon_y$  で無次元化した値、横軸は、基準パネル(最大緑圧縮応力  $\sigma_1$  が作用する端部パネル)に作用する応力勾配  $\varphi / (\eta + 1)$  の値である。座屈係数を考慮した  $R$  の値で整理したにも拘わらず、 $\epsilon_{1, \max} / \epsilon_y$  は、 $\varphi / (\eta + 1)$  が大きくなるに従い高くなる。しかし、 $\varphi = 2.0$  の場合を除き、縦補剛材本数の影響は少なく、 $\varphi / (\eta + 1)$  を用いて極限強度を表現することにより、パラメータ  $\eta$  を消去出来るように思われる。

(3) 相関曲線 極限強度の相関曲線を図-3~図-7に実線で示す。縦軸は、極限平均圧縮応力度  $\sigma_{c,u}$  を純圧縮力作用時の極限平均圧縮応力度 ( $\sigma_{c,u}$ )  $\varphi = 0$  で無次元化した値、横軸は、極限初等曲げ応力度  $\sigma_{b,u}$  を純曲げ作用時の極限初

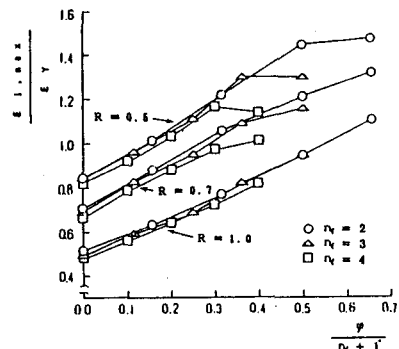


図-2 極限強度曲線

等曲げ応力度 ( $\sigma_{B,u}$ )  
 $\varphi=2$  で無次元化した値である。これらの諸量は、文献2)に示す。

図-3中の点線は道路橋示方書に基づく許容応力度曲線、破線は極限強度を安全率  $\gamma=1.7$  で除した許容応力度曲線を表す。記号  $\sigma_{ca}$ ,  $\sigma_{ba}$  はそれぞれ許容圧縮応力度、許容曲げ応力度を示す。道路橋示方書は  $R$  及び  $\eta$  の大きな領域でかなり安全な設計をしていることが分かる。 $\eta_2=3$  の場合も道示の規定に対して同様の結果が得られた。

図-4は  $\eta_2$  毎に、図-5は  $R$  毎に求めた相関式である。両図より、

極限強度の相関曲線は  $\eta_2$  には影響されず  $R$  により変化するのである。図-6は  $\eta_2=2$ ,  $a/b=3$  で  $\eta_1/\eta_2^*=1.0$  と  $5.0$  の場合について、それぞれ相関式を求めた結果を示す。図中の実線は、プロットしたデータを用いて最小自乗法により求めた相関式で表される曲線である。両者に著しい差異は見受けられないことから、極限強度を  $(\sigma_{c,u})_{\varphi=0}$  及び  $(\sigma_{B,u})_{\varphi=2}$  で無次元化すれば、相関曲線は  $R$  をパラメータとして表現出来そうである。 $\eta_2=2, 4$  について、 $\eta_1/\eta_2^*=5.0$  の場合の極限強度の相関式を求めた結果を図-7に示す。縦補剛材の剛比を大きくしても、図中の実線で示される相関曲線は  $R$  によって変化する。 $\eta_1/\eta_2^*=1.0$  の場合と比較すると、 $R$  による相関曲線の差異は、 $\sigma_{B,u}/(\sigma_{B,u})_{\varphi=2}$  の大きい領域で小さく、 $\sigma_{c,u}/(\sigma_{c,u})_{\varphi=0}$  の大きい領域で大きくなることが認められる。

**謝辞** 本研究の数値計算にあたり、本学大学院生の松永康男君に協力頂いたことを記し、ここに謝意を表す。

#### 参考文献

- 1) 小松・奈良：昭和59年度関西支部年次学術講演会, I-48, 1984年 5月。
- 2) 奈良・小松：土木学会第39回年次学術講演会, I-62, 1984年10月。
- 3) 山田・小松・奈良：昭和61年度関西支部年次学術講演会, I-68, 1986年 5月。
- 4) F.Kikuchi and Y.Ando, Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo (B), Vol. 31, No. 1, 1973.
- 5) 小松・牛尾・北田：土木学会論文報告集, 第265号, 1977年。

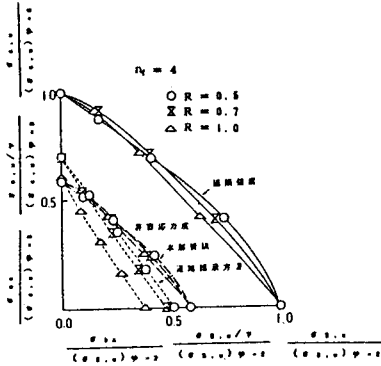


図-3 極限強度の相関曲線

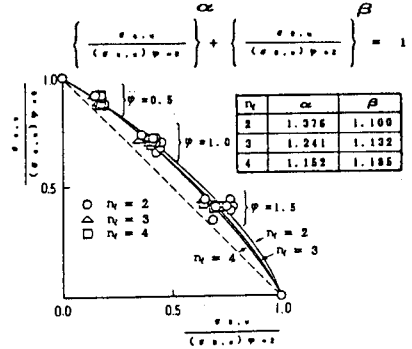


図-4 極限強度の相関式

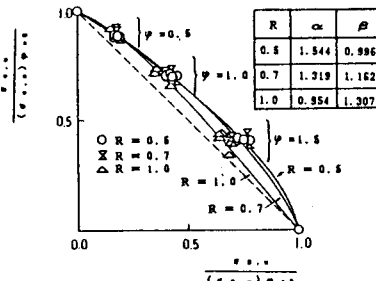


図-5 極限強度の相関式

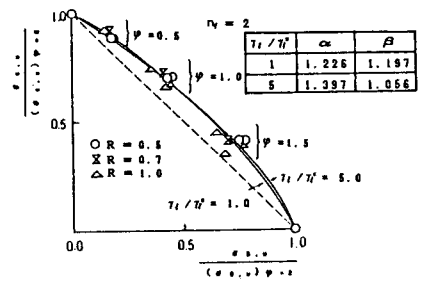


図-6 極限強度の相関式

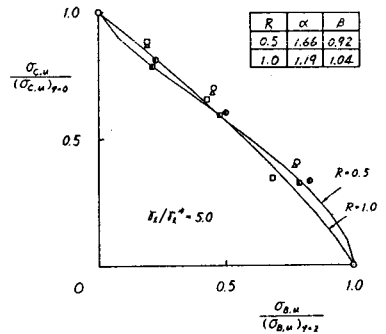


図-7 極限強度の相関曲線