

大阪大学工学部 正員 奈良 敬
大阪大学工学部 正員 小松 定夫

① まえがき 面内曲げ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、残留応力や初期にわみを十分に考慮したものは少ない。筆者らは、これから両初期不整を同時に考慮し、面内曲げ圧縮応力を受ける補剛板の極限強度について研究を進めてきたが、¹⁾ 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²⁾により定式化された弾塑性有限変位解析法を拡張している。本解析法は von Mises の降伏条件ならびに Prandtl-Reuss の塑性流れ則に従う完全弾塑性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。初期にわみは道路橋示方書の許容値とした。すなわち、縦補剛材は $g/1000$ 、板パネルは $g/150$ とした。残留応力については、文献3)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 $\psi < 2$ の場合には偏心圧縮変位、 $\psi = 2$ 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) にわみ波形 図-1に示す中央断面について、極限状態におけるにわみ波形の一例として、 $a/b=3$ 、 $r_2/r_2^*=5$ の場合を図-2に示す。応力勾配によるにわみ波形の相違が顕著である。

(2) 縁ひずみ-応力曲線 縁ひずみ ϵ_1 と、図-1に示す圧縮側の端部板パネルの中央断面A点における表面の垂直応力 σ_x との関係を図-3に示す。表側と裏側の応力差で表わされる面外曲げ応力は ψ が小さい程大きいことが認められる。特に、 $R=1.0$ の場合、 ψ による面外曲げ応力の相違が著しい。この結果、座屈係数を考慮した等しい R をもつ補剛板でも、 ψ の値により大きく極限強度が変化するものと思われる。

(3) 極限強度曲線 ψ と R をパラメータとした極限状態における最大縁ひずみと図-4に示す。縦軸は最大縁ひずみ $\epsilon_{1,max}$ を降伏ひずみ ϵ_y で無次元化した値を示す。 R の値に拘わらず、 $\epsilon_{1,max}/\epsilon_y$ は ψ によって大きく異なり、 ψ が大きくなるに従い高くなる。 $a/b=3$ の場合、 r_2/r_2^* を1から5に大きくすると、① $R \geq 0.7$ かつ $\psi \leq 1.0$ の領域で効果的、② $R=0.5$ まには $\psi=2$ での極限強度の上昇が望めないことがわかった。また、 $a/b=3$ と $a/b=6$ の場合

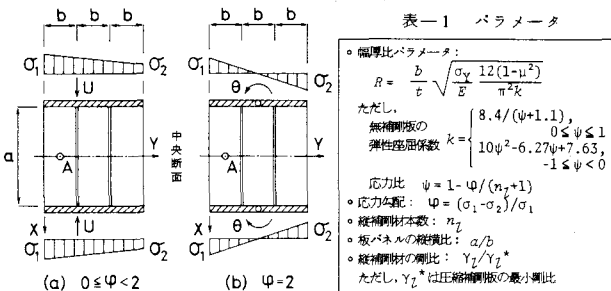


図-1 載荷方法

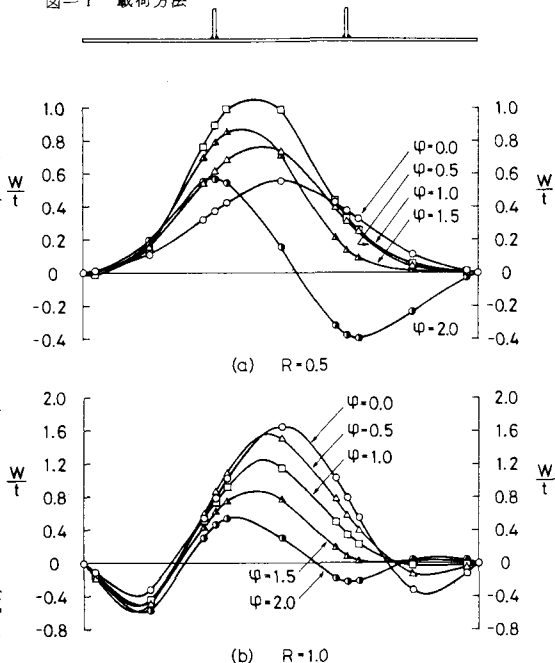


図-2 極限状態におけるにわみ波形

を比較すると、 φ の値によって $\varepsilon_{1,max}/\varepsilon_y$ の値に差異が生じる。以上のように、座屈係数を考慮した幅厚比パラメータ R を等しくしても、応力勾配 φ により極限強度が大きく異なることは注意を要する。

(4) 相関曲線 極限強度の相関曲線の一例を図-5に実線で示す。縦軸は極限平均圧縮応力度 $\sigma_{c,u}$ と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 $\sigma_{b,u}$ と純曲げ作用時の極限初等曲げ応力度 $(\sigma_{b,u})_{\varphi=2}$ で無次元化した値である。これらの諸量は次式で定義される。(B: 補剛板全幅、t: 補剛板厚)

$$\sigma_{c,u} = \frac{1}{BE} \left\{ \int_0^B \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_x dz dy \right\}_u$$

$$\sigma_{b,u} = \frac{6}{Bt^2} \left\{ \int_0^B \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_x \left(\frac{B}{2} - y \right) dz dy \right\}_u$$

$(\sigma_{c,u})_{\varphi=0}$ および $(\sigma_{b,u})_{\varphi=2}$ は次式のように各パラメータの関数として表わされる。

$$(\sigma_{c,u})_{\varphi=0}/\sigma_y = f(R, \alpha/b, n_L, r_b/r_L^*)$$

$$(\sigma_{b,u})_{\varphi=2}/\sigma_y = g(R, \alpha/b, n_L, r_b/r_L^*)$$

また、図中の破線は道路橋示方書に基づく許容応力度曲線、一点鎖線は極限強度を安全率 $\gamma=1.7$ で除した許容応

度曲線を表わす。記号 σ_{ca} , σ_{ba} はそれぞれ許容圧縮応力度および許容曲げ応力度を示す。 R および φ の大小は領域で道路橋示方書はかなり安全な設計をしていることがわかる。図-6には、 R と φ の他に、 α/b や r_b/r_L^* を変化させて極限強度をプロットした結果を示す。パラメータが数多くあるのが、現段階では断言できないが、図に示した極限強度表示による相関曲線を用いると、ほぼ同一曲線で表現できる傾向を示している。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わされる曲線である。

あとがき 実橋断面調査結果に基づく寸法諸元の一部の範囲で数値計算を行なっているが、さらに広範囲にわたって解析を実施する予定である。

参考文献

- 1) 小松 孝良: 昭和59年度関西地区学術講演会, I-48, 1984. 2) F. Kikuchi and Y. Ando, Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo (B), Vol. 31, No. 1, 1973. 3) 小松 孝良, 北田: 土木学会論文報告集, 第265号, 1977.

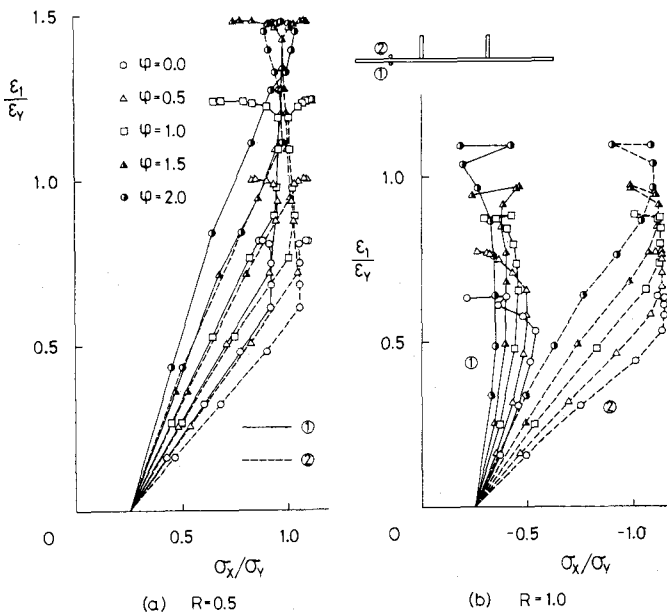


図-3 縁ひずみ一応力曲線

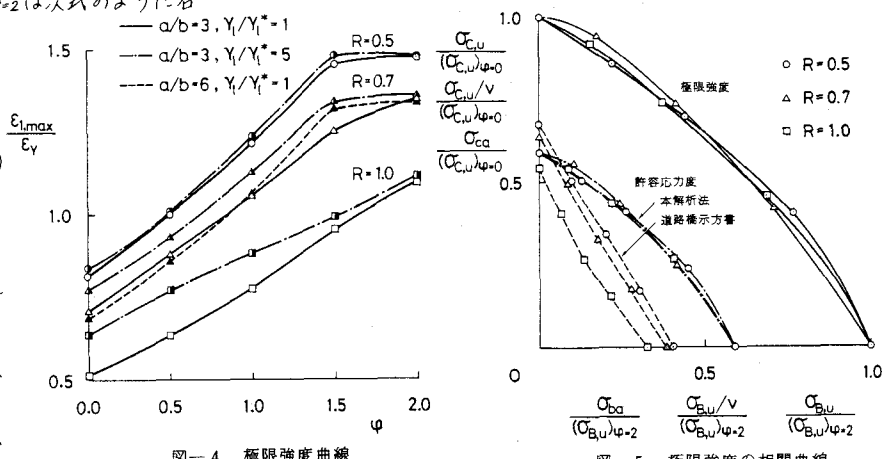


図-4 極限強度曲線

図-5 極限強度の相関曲線

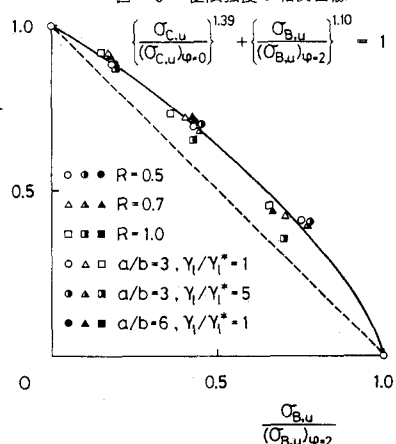


図-6 極限強度の相関式