

I-22

面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の平均値

岐阜大学大学院 学生員○下野 直己
 岐阜大学工学部 正 員 森脇 良一
 岐阜大学工学部 正 員 奈良 敬
 三 重 県 正 員 矢野 英樹

1. まえがき 面内曲げと圧縮を受ける鋼板については、初期たわみや残留応力などの初期不整を確定量として、種々のパラメータによる極限強度特性が明らかにされている¹⁾。これらの初期不整は鋼板の極限強度に大きな影響を与えるだけでなく、大きさにばらつきがあるため、極限強度を統計的に評価することが重要である。

本研究では、面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の評価法の確立のための基礎資料を提示することを目的として、この種の鋼板の極限強度を統計学的に評価し、その平均値を求めた。さらに、圧縮または面内曲げ荷重が単独に作用する場合の極限強度の平均値曲線^{2),3)}と相関曲線を用いて、極限強度の平均値の評価法について考察したので報告する。

2. 解析モデル 文献1)に示された弾塑性有限変位解析法を用いる。補剛材等に囲まれた単一パネルを想定して、境界条件は周辺単純支持とする。面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の指標を次式で表す。

$$Ku = N_u / N_Y + M_u / M_Y \quad (1)$$

ここで N_u と N_Y はそれぞれ極限圧縮荷重および降伏荷重、 M_u と M_Y は面内極限曲げモーメントおよび降伏モーメントを表す。面内曲げモーメント M と圧縮荷重 N の組み合わせについては次式に示す φ を用いて表す。

$$\varphi = (2M/M_Y) / (N/N_Y + M/M_Y) \quad (2)$$

弾性状態においては、 φ は道示に示されている応力勾配に等しい。 φ については、0.5, 1.0, 1.5の3種類を考える。また文献1)より、縦横比については面内曲げ圧縮を受ける鋼板に一番不利となる $\alpha = 0.5$ とする。幅厚比パラメータ(以下"R"と呼ぶ)については、0.5, 0.9, 1.3とする。

3. 初期不整の統計分布 初期たわみおよび残留応力のばらつきを考慮に入れた極限強度の評価を行うために、初期不整の確率モデルについて考える。初期たわみの分布を表す確率密度関数には、式(3)に示すWeibull分布が一般的に良好な適合をすることが、文献4)に示されている。残留応力の確率モデルについても、残留圧縮応力 σ_{rc} がWeibull分布に当てはまると想定した。

$$f(x) = \frac{m}{\alpha} (x - \gamma)^{m-1} \exp \left\{ - \frac{(x - \gamma)^m}{\alpha} \right\} \quad (3)$$

初期たわみの確率モデルの α , m , γ は、文献4)に示されている値を用いた。また、残留圧縮応力の α , m , γ の値は、文献5)に基づいて求めた。

4. 敏感度曲線 多数の初期不整のデータを直接パラメータとして、極限強度を弾塑性有限変位解析法で求めることは、時間的・経済的に不可能である。よって、Rおよび φ 毎に、初期不整のみを変化させて得られる16個の解析結果より、初期不整と極限強度の関係を示す敏感度曲線を次式のように作成した。

$$z = a_0 x^2 y^2 + a_1 x^2 y + a_2 x^2 + a_3 x y^2 + a_4 x y + a_5 x + a_6 y^2 + a_7 y + a_8 \quad (4)$$

ここに $z = Ku$, $x = 150 W_{0max} / b$, $y = -\sigma_{rc} / \sigma_Y$, W_{0max} : 最大初期たわみ量を表す。

5. 面内曲げ圧縮荷重を受ける鋼板の極限強度 Weibull分布の確率密度関数に基づいて算出したそれぞれ300個の初期不整データを敏感度曲線に代入して、面内曲げ圧縮を受ける鋼板のKuの平均値を求めた。 φ と極限強度の関係を図-1に示す。ここで $\varphi = 0, 2$ である時のKuは文献3)に示された次式によって求めた。

$$(N_u)_{\varphi=0} / N_Y = (0.7/R)^{0.86} \leq 1.0 \quad (M_u)_{\varphi=2} / M_Y = (1.04/R)^{0.716} \leq 1.5 \quad (5)$$

R=0.5では $\varphi=2.0$, 1.5においてKuがほぼ1.5に達しており頭打ちとなっている。文献1)では初期たわみが道路橋示方書の許容値であるときの極限強度-応力勾配曲線が示されており、 φ が大きくなるに従いKuが高くなる傾向があることが述べられている。しかし、極限強度の平均値で表した図-2の極限強度-応力勾配曲線では、Rが0.9の時、 $\varphi=1.0$ 付近でピークを持っている。これは、曲げによるパネル縁の圧縮応力を残留引張応力が打ち消す働きをするために、 φ が2よりも小さい時点で、極限曲げモーメントが、純曲げを受けるときの極限曲げモーメント近くまで達してしまうためであると考えられる。

6. 極限強度の平均値の相関曲線 面内曲げ圧縮を受け鋼板の極限強度の平均値による相関図を図-2に示す。縦軸の N_u^* と横軸の M_u^* は次式のように表される。

$$N_u^* = (N_u)_\varphi / (N_u)_{\varphi=0} \quad M_u^* = (M_u)_\varphi / (M_u)_{\varphi=0} \quad (6)$$

また図-3中の破線は、

$$N_u^* + M_u^* = 1.0 \quad (7)$$

表している。全ての点は破線の右上側にある。

文献1)において初期たわみが道路橋示方書の許容値であるときの相関曲線が提案されている。それによれば、

$$(N_u^*)^p + (M_u^*)^q = 1.0 \quad (8)$$

$$\textcircled{1} \sigma_{rc}/\sigma_y = -0.4 \text{ のとき} \quad p = 0.468R^2 - 1.63R + 2.00 \quad q = 0.041R^2 + 0.340R + 0.974$$

$$\textcircled{2} \sigma_{rc}/\sigma_y = 0 \text{ のとき} \quad p = 0.782R^2 - 1.77R + 1.88 \quad q = -0.250R^2 + 0.523R + 0.968 \quad (9)$$

極限強度の平均値と、これらの曲線との比較を図-2

および表-1に示す。式(9)①との比較でのR=0.5, $\varphi=1.5$ の誤差が-0.4%であることを除けば、極限強度の平均値は、式(8)で示される相関曲線を用いて安全側に評価できることが分かる。よって式(8)を、極限強度の平均値による相関曲線として使用することができる。このとき、式(9)①を用いる方が精度がよい。ただし、R=0.9で特に誤差が大きく、最大で14%も誤差が出ている。つまり、式(9)①を用いて極限強度の平均値の評価を行うと、極限強度を過小に評価することになる。今後R=0.7, 1.1の極限強度の平均値を求め、極限強度の平均値の相関曲線について考察することが必要である。

【参考文献】1)奈良 敬・小島治雄・津田 真・小松定夫：面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度特性に関する研究，土木学会論文集 第386号/1-8, pp.275-283, 1987年10月。2)福本嘯士：鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究，平成元年度科学研究費補助金(総合研究A)研究成果報告書, 1-1, pp.1-12, 平成2年3月。3)S.Nara and Y.Fukumoto: Étude statistique de la résistance ultime des plaques en acier sollicitées dans leur plar, Construction Métallique, No.3, pp.15-24, 1991。4)小松定夫編：鋼橋部材の形状初期不整と耐荷力の統計学的研究, JSCC, vol.16, No.170, pp.10~43, 1980年4月。5)小松定夫・牛尾正之・北田俊行：補剛板の溶接残留応力および初期たわみに関する実験的研究, 土木学会論文報告集 第285号, pp.25~35, 1977年9月。

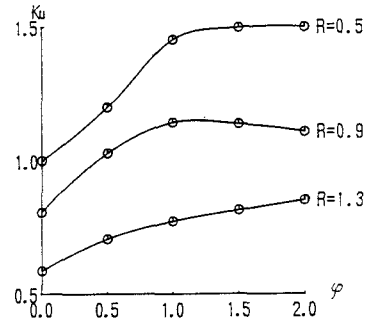


図-1 極限強度-応力勾配曲線

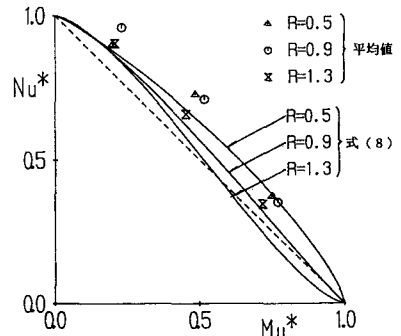


図-2 極限強度の平均値の相関図

表-1 文献1)による相関曲線との比較

a) R = 0.5					
$\varphi \setminus$	平均値の Ku	式(9)①上の Ku	誤差(%)	式(9)②上の Ku	誤差(%)
0.5	1.200	1.174	2.1	1.166	2.9
1.0	1.453	1.353	7.4	1.327	9.5
1.5	1.499	1.505	-0.4	1.488	2.1

b) R = 0.9					
$\varphi \setminus$	平均値の Ku	式(9)①上の Ku	誤差(%)	式(9)②上の Ku	誤差(%)
0.5	1.029	0.925	11.3	0.910	13.0
1.0	1.144	1.001	14.2	0.983	16.4
1.5	1.139	1.052	8.2	1.040	9.5

c) R = 1.3					
$\varphi \setminus$	平均値の Ku	式(9)①上の Ku	誤差(%)	式(9)②上の Ku	誤差(%)
0.5	0.707	0.679	4.1	0.666	6.1
1.0	0.774	0.722	7.2	0.726	6.6
1.5	0.815	0.747	9.0	0.779	4.6