

I - A 237

面内曲げ引張りを受ける鋼板の座屈係数と極限強度

(株)新和建設 正員 森 貴志
 岐阜大学工学部 正員 奈良 敬
 岐阜大学工学部 正員 村上 茂之

1. まえがき

一般に、板要素には、軸方向力、面内曲げ、そしてせん断力がそれぞれ個別に、あるいは組み合わせられて作用する。そのうち圧縮力、せん断力、面内曲げのそれぞれの面内荷重が単独に、あるいは組み合わせられて作用する場合については、これらの極限強度に関する研究は数多くなされており¹⁾²⁾、さらに極限強度に基づいた設計法が提示されている³⁾。しかし、面内曲げと引張りが同時に作用する鋼板についての研究例は少なく、その座屈設計のためのデータはほとんど見当たらない。本研究では、まず面内曲げと引張りを受ける鋼板の座屈係数を算出し、弾塑性有限変位理論に基づく数値解析を行うことにより、幅厚比パラメータ、縦横比や応力勾配が極限強度に及ぼす影響について検討した。さらに面内曲げ引張りを受ける鋼板の座屈設計の基礎資料を収集したのでここに報告する。

面内曲げ引張りを受ける単純支持板の座屈係数

(1)解析モデル 図-1に示すような板の長さが a 、板幅が b の周辺単純支持板に曲げ引張りが作用した場合についての弾性座屈係数を、8 節点アイソパラメトリック要素を用いて固有値解析により求める。パラメータとしては、次式に示す応力勾配 ϕ 、縦横比 α を用いる。ただし応力は圧縮を正とし、 $2 \leq \phi \leq 5$ の範囲を考える。

$$\phi = (\sigma_1 - \sigma_2) / \sigma_1 \quad (1) \quad \alpha = a/b \quad (2)$$

(2)座屈係数の提案 上述の解析により得られた座屈係数を図-2に示し、これにより得られる最小座屈係数と応力勾配の関係を図-3に示す。図中の近似曲線は次式で表される。解析値との誤差は3%以内であった。

$$k = 6.82 \phi^2 - 4.24 \phi + 5.1 \quad (2 < \phi \leq 5) \quad (3)$$

3. 面内曲げと引張りを受ける鋼板の極限強度

(1)解析モデルと境界条件 面内曲げと引張りを受ける鋼板の極限強度を弾塑性有限変位法⁵⁾により明らかにする。面外の境界条件については周辺単純支持とする。面内曲げと引張り応力の導入方法は、図-4に示すように載荷辺 $x = \pm a/2$ に曲げ剛性無限大の剛棒を取り付け、剛棒の中心から偏心して引張り力かける方法を用いる。非載荷辺の面内変位は自由とする。分割方法は、図-4に示すように、長さ方向には等分割とし、幅方向については残留応力の分布形により不等分割とした。

(2)断面に関するパラメータ 鋼種は SM400 とし板厚 $t=10\text{mm}$ とする。幅厚比パラメータ λ_p は式(4)で座屈係数 k については、式(3)で与えられる。

$$\lambda_p = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad (4)$$

(3)初期不整

a)初期たわみ 最大初期たわみ量 $W_{0,\max}$ は、道路橋示方書⁶⁾で規定されている許容値とした。また初期たわみ波形は弾性固有値解析による固有ベクトル(座屈モード)より求めた。 $\phi = 3$ のときの初期たわみ波形を図-5に示す。

キーワード：鋼板、面内曲げ、引張り、座屈係数、極限強度

連絡先：岐阜大学工学部土木工学科地盤機能学講座

〒501-1193 岐阜市柳戸 1-1 TEL 058-293-2405

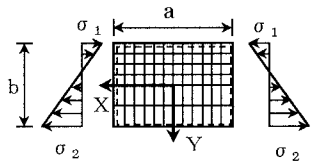


図-1 座屈解析モデル

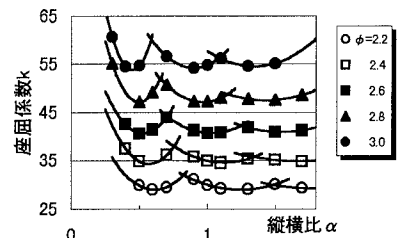


図-2 面内曲げ引張りを受ける鋼板の座屈係数

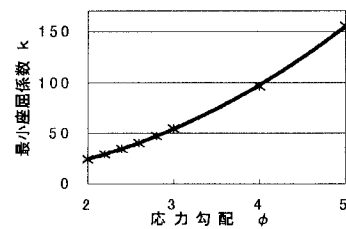


図-3 最小座屈係数と応力勾配

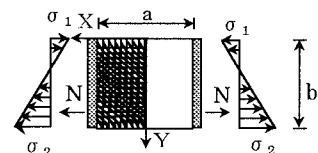


図-4 強度解析モデル

b) 残留応力 残留応力については、図-6 に示すように板の長さ方向及び板厚方向に一定値を持ち自己平衡となる矩形分布とする。図中の残留応力の大きさは $\sigma_{rt} = \sigma_y$ 、 $\sigma_{rc} = -0.3 \sigma_y$ である。

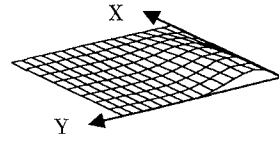


図-5 初期たわみ波形 ($\phi=3$)

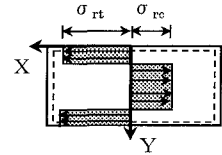


図-6 残留応力分布

(4) 極限状態におけるたわみ波形 $\phi=5$ 、 $\bar{\lambda}_p=$

1.1 の場合の極限状態における Y 軸上のたわみを図-7 に示す。縦横比 α が大きくなるほど極限状態でのたわみが大きい。また $\phi=3$ より 5 の場合の方がその傾向が強いことがわかった。

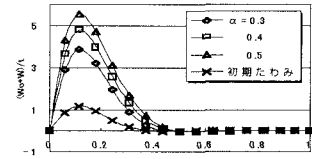


図-7 極限たわみ波形 ($\bar{\lambda}_p=1.1$, $\phi=5$)

(5) 極限強度 極限強度は式(5)で示す指標 K の最大値 K_u で表す。ここに N と M はそれぞれ作用軸方向力およびモーメント、 N_y と M_y はそれぞれ降伏荷重及び降伏曲げモーメントである。

$$K = N/N_y + M/M_y \quad (5)$$

式(5)で表わされる強度の指標は、弾性状態であれば $K = \sigma_1/\sigma_y$ であり、 $\sigma_2 = \sigma_y$ となるとき K の値 K_y は $\phi=3, 4, 5$ でそれぞれ 0.5, 0.33, 0.25 である。図-8 に $\alpha=0.3$ の時の極限強度と幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ との関係を示し、図中の近似式(6)の係数を表-1 に示す。解析値との誤差は 2% 以内である。極限強度は縦横比にあまり影響を受けず、応力勾配 ϕ と幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ に支配されていることが分かった。しかし $\bar{\lambda}_p$ の増加による極限強度の低下は ϕ により大きく異なり $\phi=5$ では強度低下はほとんど見られない。図-9 に $\alpha=0.3$ の時の極限強度 K_u を降伏強度 K_y で無次元化したものと幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ の関係を示す。図中の近似式(7)の係数を表-1 に示す。解析値との誤差は 1% 以内である。これによると K_u は、 K_y に対して 1.3~1.6 倍の強度を有し、 $\phi \geq 3$ 、 $\bar{\lambda}_p \leq 1.1$ の範囲で降伏荷重到達前に座屈は生じていないことがわかった。

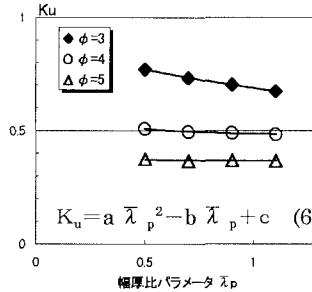


図-8 極限強度曲線

4. 結論

本研究では、面内曲げと引張りを受ける鋼板の弾性座屈係数を固有値解析により求めた。そしてそれに基づいたパラメータを用いて極限強度解析を行った。その結果、次のような事柄が分かった。

- 1) 面内曲げ引張りを受ける鋼板の座屈係数は $2 < \phi \leq 5$ の範囲において式(3)で示す近似式により精度よく表わされる。
- 2) 極限強度の指標 K_u は、縦横比にあまり影響を受けない。
- 3) 幅厚比パラメータの増加に対する極限強度の低下は、応力勾配により大きく異なり、 $\phi=5$ の場合にはほとんど強度低下は見られない。
- 4) 極限強度は降伏強度に対して 1.3~1.6 倍の強度を有し、 $\phi \geq 3$ 、 $\bar{\lambda}_p \leq 1.1$ の範囲では、降伏荷重に達するまで座屈は生じない。

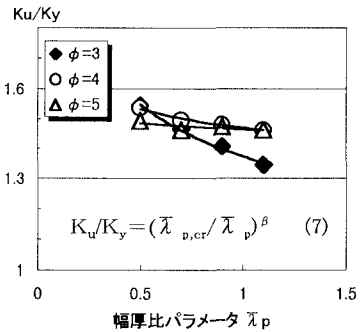


図-9 極限強度曲線 (K_y で無次元化)

表-1 近似曲線の係数

ϕ	a	b	c	$\bar{\lambda}_{p,cr}$	β
3	0.05	0.25	0.88	6.37	0.17
4	0.05	0.12	0.55	548	0.06
5	0.03	0.06	0.39	1.65×10^3	0.02

参考文献 1) 奈良敏・下野直巳・森脇良一: 面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の統計学的評価法, 構造工学論文集, vol. 40A, 1994 年 7 月。 2) 奈良敏・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・I-8, 1987 年 10 月。 3) 福本秀士編: 座屈設計ガイドライン, 土木学会, 1987 年 10 月。 4) 倉西茂編: 鋼構造の終局強度と設計, 土木学会, 1994 年 7 月。 5) Nara, S. and Yamaguchi, H.: Elasto-Plastic Finite Displacement Analysis of Steel Plates under In-Plane Combined Loading, Research report of the Faculty of Engineering, Gifu University, No.44, 1994。 6) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 (II 鋼橋編), 丸善, 1990 年 2 月。