

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

A STUDY ON CHARACTERISTICS OF ULTIMATE STRENGTH OF STEEL PLATES WITH INITIAL IMPERFECTIONS UNDER IN-PLANE BENDING AND COMPRESSION

奈良 敬*・小島治雄**・津田 真***・小松定夫****

By Satoshi NARA, Haruo KOJIMA, Makoto TSUDA and Sadao KOMATSU

There are few studies on ultimate strength of steel plates under in-plane combined loading. Therefore, their basic strength curves of specifications in many countries cannot help being based on the elastic buckling theory. Evaluation of the ultimate strength is essential to promotion of the limit-state design method.

This paper presents characteristics of ultimate strength of steel plates under in-plane bending and compression, on the basis of the elasto-plastic finite displacement theory. The interaction curves also presented, to evaluate the ultimate strength which has been computed making use of FEM.

Keywords : ultimate strength, steel plate, initial imperfection, in-plane loading, interaction curve

1. ま え が き

1969年から1971年にかけて起きた落橋事故¹⁾を契機として、圧縮応力を受ける板パネルや補剛板の極限強度に関する研究は、理論と実験の両面から、世界的流行とあってよいほど各国で盛んに行われた。これらの多数の研究成果から得られた資料がようやく各国の示方書に反映されつつある。

一方、面内曲げと圧縮応力を受ける板パネルについてみれば、圧縮板と比較して、研究例は、きわめて少ない。したがって、極限強度に関する資料は不十分であるといわざるを得ない現状にある。

面内曲げと圧縮応力を受ける鋼板の後座屈挙動について、理論と実験の両面から最初に研究したのは Walker²⁾である。彼は von Kármán の非線形微分方程式に基づいて定式化を行い、初期たわみのない、いわゆる平板につ

いて解析している。実験では、単一パネルをモデルとし、載荷辺において一定勾配の圧縮変位を与えることにより面内曲げ圧縮荷重を導入している。非載荷辺の境界条件については、自由、単純支持および固定の3通りに変化させている。Walkerの理論的研究を一連の研究^{3),4)}で発展させ、初期たわみをもつこの種の板の後座屈挙動を明らかにしたのが Rhodes-Harvey-Fok⁵⁾である。Rhodesらは、初期たわみを考慮した Marguerre の基礎方程式に基づいて定式化している。2本の非線形連立偏微分方程式を解くのに、Ritz法が使われている。さらに、Rhodes⁶⁾は弾塑性解析に意欲をみせている。

宇佐美⁷⁾は、Marguerreの基礎方程式をエネルギー法により解析し Walker²⁾ならびに Rhodes-Harvey-Fok⁵⁾の実験結果と対比しているほか、有効幅の概念を用いて偏心圧縮を受ける箱形断面短柱の後座屈強度の評価法にまで言及している。

弾塑性有限変位理論の立場からは、Rerkshanandana-Usami-Karasudhi⁸⁾の研究がある。彼らは応力勾配 ϕ が $\phi=0\sim 1.5$ の範囲で、有限要素法により板パネルの解析を行っている。また、偏心圧縮を受ける箱形断面短柱の数値計算を示している。現行の道路橋示方書(1980)⁹⁾(以下、「道示」とよぶ)において全体座屈と局部座屈が連成するような部材についても、許容応力度を低下させる

* 正会員 工修 大阪大学助手 工学部土木工学科
(〒565 吹田市山田丘2-1)

** 正会員 工修 日本道路公団本社建設第2部
(〒102 千代田区麹町5-7-2)

*** 学生会員 大阪大学工学部土木工学科4年在学中
(〒565 吹田市山田丘2-1)

**** 正会員 工博 大阪産業大学教授 工学部土木工学科
(大阪大学名誉教授)
(〒574 大東市中垣内3-1-1)

ことにより設計が可能になった。これを契機に、柱と板の座屈を考慮した研究¹⁰⁾が盛んになりつつある。また、中井・北田・酒造¹¹⁾は4枚の板パネルを箱形短柱に組み立て圧縮と1軸曲げを与えて極限強度を求めている。このように、構成板要素から部材へと対象を拡大していくことは今後の課題であるが、

- (イ) 1軸曲げの場合、圧縮フランジが破壊に至るまで腹板を保たせるには腹板をどのように設計するか、
- (ロ) 2軸曲げの場合には圧縮フランジと腹板の区別は無意味である、
- (ハ) 限界状態設計法における規定の理論的背景が必要、

などの理由から、この種の構成板要素の基本強度を評価する基礎的研究には意義があるものと考えられる。

本研究は、面内曲げと圧縮を受ける鋼板の次に示すパラメーター

- ①幅厚比 ②縦横比 ③応力勾配
- ④残留応力 ⑤初期たわみ

による極限強度特性を明らかにすることを目的とする。極限強度特性を明らかにするにあたっては、次のような項目に沿って研究を進めている。

- (i) 面内曲げと圧縮応力を導入することのできる解析モデルの設定。
- (ii) 上述のパラメーターをもつ解析モデルを用いて、弾塑性有限変位解析を実施し、極限強度を算定する。
- (iii) 上述のパラメーターと極限強度の関係について考察を加えるほか、極限強度の相関曲線を作成する。
- (iv) 面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の上昇に、ひずみ硬化が寄与するかどうかを確認するために、若干の数値計算例を実施した。

2. 解析法

数値計算にあたっては、文献12)に示す弾塑性有限変位解析法をひずみ硬化についても考慮できるように拡張した。詳細については文献13)を参照されたい。

3. 解析モデル

(1) 境界条件

吊橋や斜張橋の主塔、アーチ橋のアーチリブ、ラーメン橋の橋脚などの閉断面部材の構成板要素を対象として境界条件を設定した。面外の境界条件については周辺単純支持とする。非載荷辺の面内境界条件は自由とする。面内荷重、すなわち面内曲げ圧縮応力の導入方法については、図-1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、応力勾配 $0 < \varphi < 2$ の場合には偏心圧縮変位を与え回転変位は自由、 $\varphi = 2$ の場合

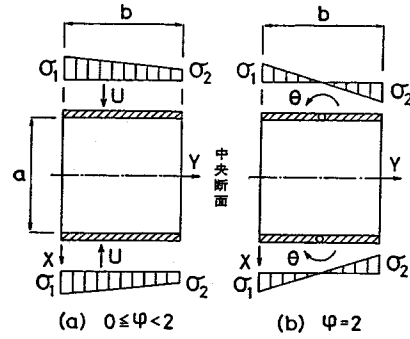


図-1 載荷方法

表-1 パラメーター

<p>○ 幅厚比パラメーター： $R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}}$ ただし、 無補剛板の弾性座屈係数 $k = \begin{cases} 8.4/(\psi+1.1), & 0 \leq \psi \leq 1 \\ 10\psi^2 - 6.27\psi + 7.63, & -1 \leq \psi < 0 \end{cases}$ 応力比 $\psi = 1 - \varphi$ ○ 応力勾配: $\varphi = (\sigma_1 - \sigma_2) / \sigma_1$ ○ 板パネルの縦横比: a/b</p>
--

には剛棒の中心に回転変位を与え圧縮変位は自由とする変位増分法とした。なお、実際の解析には変形の対称性から $X \geq 0$ の領域だけを取り出している。

(2) 断面に関するパラメーター

鋼板パネルの断面に関するパラメーターについては表-1に示す次の2つを考える。

- ① 縦横比: $a = a/b$, ② 幅厚比パラメーター: R
- ここに、 σ_Y : 降伏応力度、 E : ヤング係数

ν : ポアソン比、 k : 座屈係数、 t : 板厚

(3) 面内荷重の組合せに関するパラメーター

面内荷重の組合せに関するパラメーター φ を圧縮荷重 N と面内曲げモーメント M を用いて次式で表わす。

$$\varphi = (2M/M_Y) / (N/N_Y + M/M_Y) \dots \dots \dots (1)$$

ここに、

$$N_Y = \sigma_Y b t, \quad M_Y = \sigma_Y b^2 t / 6 \dots \dots \dots (2)$$

弾性状態においては φ は次式に示す応力勾配に等しい。

$$\varphi = (\sigma_1 - \sigma_2) / \sigma_1 \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 σ_1, σ_2 は図-1に示されるように板パネルの縁における作用応力で圧縮の場合に符号が正となる。なお、図中の応力分布は弾性状態におけるものを示しており、弾塑性状態では当然変化する。

(4) 板パネルの鋼種

解析モデルの鋼種としてはSS41とSM58の2種類とする。極限強度はすべて σ_Y で無次元化し、鋼種によって差異が生じるかどうか検証する。

(5) 初期たわみ

板パネルの最大初期たわみ量 $W_{0,max}$ としては、道示に規定される製作誤差の許容値を導入することにする。初期たわみ波形は次の2式で与える。

a) 正弦1次波形

$$W_0(X, Y) = W_{0,max} \cos(\pi X/a) \sin(\pi Y/b) \dots\dots (4)$$

b) 非対称波形

$$W_0(X, Y) = W_{0,max} \cos \frac{\pi X}{a} \sum_{i=1}^4 c_i \sin \frac{i\pi Y}{b} \dots\dots (5)$$

Y軸方向に1半波形から4半波形までの正弦波形を導入する理由は、面内曲げ応力が大きくなってくと極限強度におけるたわみ波形の最大値が圧縮縁に偏るからである。したがって、極限強度に最も不利な初期たわみ波形を与えるには、式(5)の逆対称波形が必要となる。係数 c_i の決定については後述する。

(6) 残留応力

溶接によって生ずる残留応力については、板の縦方向および板厚方向で一定値をもつ矩形分布として、自己平衡となるように導入する。導入方法については文献14)のとおりである。残留応力の大きさは残留引張応力度 $\sigma_{rt} = \sigma_y$ 、残留圧縮応力度 $\sigma_{rc} = -0.4 \sigma_y$ である。

残留応力分布については、図-2に示すように、矩形分布のほかに台形分布も考える。台形分布は、小松・牛尾・北田¹⁵⁾による実物大模型の残留応力の測定結果から得られた分布である。したがって、矩形分布として近似できるか検証する必要がある。なお、文献15)においては、表-2に示すような残留圧縮応力度の値を提示している。

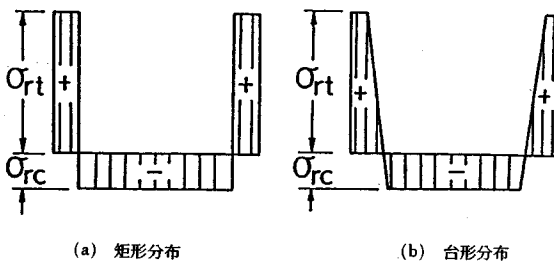


図-2 残留応力分布

表-2 残留圧縮応力度

鋼種	SS41	SM58
σ_{rc}/σ_y	-0.3	-0.2

表-3 要素分割と精度 ($\varphi=2.0$)

R	0.5	0.9	1.3
4 × 16	1.000	1.000	1.000
3 × 12	1.006	1.006	1.002
3 × 8	1.016	1.020	1.036

表-4 要素分割と精度 ($\varphi=0.5$)

残留応力	矩形分布	矩形分布	台形分布
要素分割	3 × 6	3 × 12	3 × 14
K_u	0.786	0.782	0.794

表-5 要素分割と精度 ($\varphi=1.0$)

残留応力	矩形分布	矩形分布	台形分布
要素分割	3 × 7	3 × 12	3 × 14
K_u	0.864	0.879	0.893

$$\alpha = 0.5 \quad \sigma_{rc}/\sigma_y = -0.3$$

$$R = 1.0 \quad W_{0,max}/W_{0a} = 1.0$$

(7) 鋼材の機械的性質に関するパラメーター

ひずみ硬化領域における応力-ひずみ関係を、次式で示す対数式で表わす。

$$\log(\sigma/\sigma_y) = \log B + n \log(\epsilon/\epsilon_y) \dots\dots (6)$$

ここに、 B : ひずみ硬化係数、 n : ひずみ硬化指数。 B と n の値は文献13)のとおりとした。

4. 要素分割と精度

式(4)で与えられる正弦1次の初期たわみ波形をもつ場合について、図-1に示す $X \geq 0$ の領域の要素分割と精度について調べた結果を表-3に示す。表中の値は、 $\varphi=2$ の場合における各要素分割での K_u を、要素分割 4×16 のときの K_u で除したものである。 K_u は、次式で表わされる極限強度を表わすパラメーターである。

$$K_u = N_u/N_y + M_u/M_y \dots\dots (7)$$

ここに、 N_u : 最大圧縮荷重、 M_u : 最大曲げモーメント。この表より、幅厚比パラメーター R の大きい領域においても、要素分割 3×8 で十分な精度が得られることがわかる。次に、式(5)で与えられる初期たわみ波形をもつ板について調べた結果を表-4および表-5に示す。残留応力分布形についても、図-2に示す2つの分布形による影響を併せて調べた。両表ならびにその他の φ についても調べた結果より次のことがわかった。

① 要素分割を細かくしていくと K_u の値が小さくなっていく(表-3)が、さらに細かくすると幅方向の弾塑性領域の広がりを実に表わすので K_u が若干増加することがある。② ①と同じ理由から、残留応力分布を台形分布とした場合、 K_u は少し大きくなる。

したがって、 $\varphi=0.5$ の場合は要素分割 3×6 、 $\varphi=1.0$ の場合は要素分割 3×7 で、残留応力分布を矩形分布としたときに十分安全側の値が得られる。また、 $\varphi > 1.0$ の場合は要素分割 3×8 でよいこと、残留応力がない場合は要素分割 3×6 でよいことがわかった。

5. 極限強度特性

(1) たわみ波形特性

式(4)に示されたような、 X 軸方向にも Y 軸方向

にも正弦1次波形の初期たわみを有する板では、面内曲げ圧縮応力が作用した場合に、極限状態でのたわみ波形は、X軸方向には正弦1次波形のみで表現できる波形となるが、Y軸方向には面内曲げの影響により式(5)で表わされる逆対称波形を含むたわみ波形となる。したがって、本節で論ずる極限状態でのたわみ波形はすべてY軸上の節点のたわみについての議論とする。たわみの値は、すべて道示に規定された初期たわみ許容値 $W_{0\alpha}$ ($=b/150$) で除した値で示している。

a) 正弦1次波形の初期たわみを有する板について
 $\varphi=0.5$ の場合の極限状態におけるたわみ波形(以下「極限たわみ波形」とする)を、残留応力の有無および縦横比を変化させて描いた。その一例を図-3に示す。初期たわみの最大値 $W_{0,max}$ を $W_{0\alpha}$ に固定し、幅厚比パラメーター R を0.5から1.3に変化させている。残留応力がない場合および $\alpha=1.0$ の場合と比較した結果、次のようなことがわかった。残留応力を有する板では、残留応力を含まない板に比べてたわみの値が相対的に大きくなってきている。また、縦横比の影響を考えると、 $\alpha=1.0$ の場合は $\alpha=0.5$ の場合に比べて、たわみが大きく面内曲げの影響が大きく出ている。ここでいう面内曲げの影響とは、たわみが最大となる位置の移動量、すなわち極限状態におけるたわみ波形のうち正弦2次波形の増加量を意味する。極限たわみ波形図の共通点は R が大きいほど極限状態でのたわみが大きく、面内曲げの影響が顕著に現われることである。

$\varphi=1.0$ の場合の極限たわみ波形についても、 $\varphi=0.5$

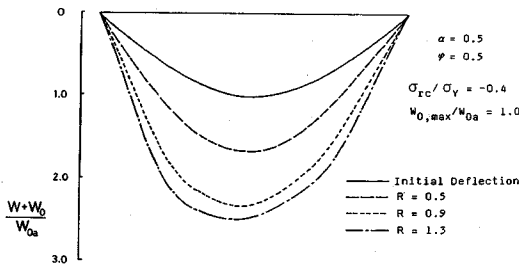


図-3 極限状態におけるたわみ波形 ($\varphi=0.5$)

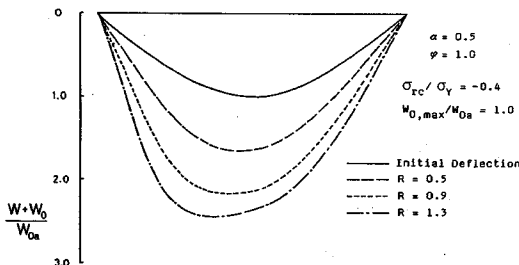


図-4 極限状態におけるたわみ波形 ($\varphi=1.0$)

の場合と同様に描いた。その一例を図-4に示す。ここでも、 $W_{0,max}/W_{0\alpha}=1.0$ と固定し、 $R=0.5\sim 1.3$ と変化させている。 $\varphi=0.5$ の場合との共通点は、残留応力を有する板の方が、たわみの値が大きいことと、 $\alpha=1.0$ の方が、たわみの値が大きいことである。一方、 $\varphi=1.0$ の場合の方が $\varphi=0.5$ の場合に比し面内曲げの影響が顕著に出ている。すなわち、極限状態でのたわみの最大点の位置は弾性状態における載荷時の応力分布の図心付近に移動する。

$\varphi=1.5$ と $\varphi=2.0$ の場合の極限たわみ波形の代表例を図-5と図-6に示す。両図より、荷重の圧縮領域におけるたわみ最大点の移動量は、 $\varphi=1.0$ の場合に比べて大きいことがわかる。しかし、荷重の引張領域でのたわみは、初期たわみより小さくなることが認められる。

b) 非対称波形の初期たわみを有する板について

正弦1次波形の初期たわみを有する板では、面内曲げの影響により、たわみの最大点の位置が板の中央点から載荷位置の方に移動する。すなわち、Y軸方向のたわみ波形が1次波形と2次波形の重合せ、あるいは1次波形から4次波形までの和で与えられるような波形となる。そこで初期たわみ波形を式(5)に示すような非対称波形で与えることを考えた。これにより、極限強度の低下が予想されるからである。

次に、初期たわみ波形と応力勾配の関係を以下のように仮定した。図-7(a)に示すように、 $0.0\leq\varphi\leq 1.0$ の場合には1次波形と2次波形の重合せで与え、初期たわみ最大点 $W_{0,max}$ の位置 e_1 を荷重の重心付近とした。

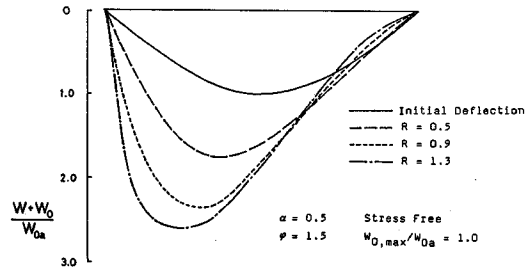


図-5 極限状態におけるたわみ波形 ($\varphi=1.5$)

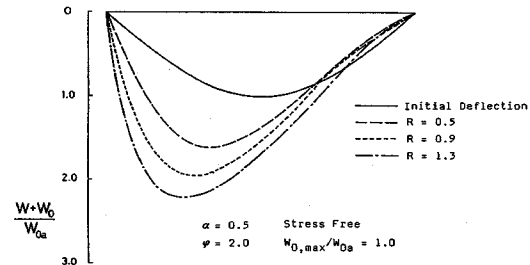


図-6 極限状態におけるたわみ波形 ($\varphi=2.0$)

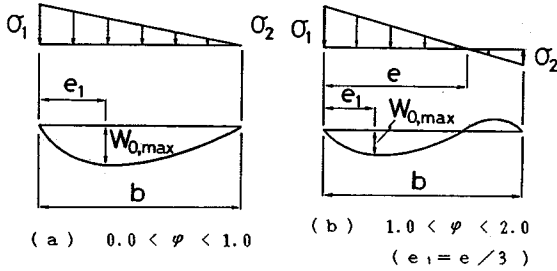


図-7 非対称波形の初期たわみ

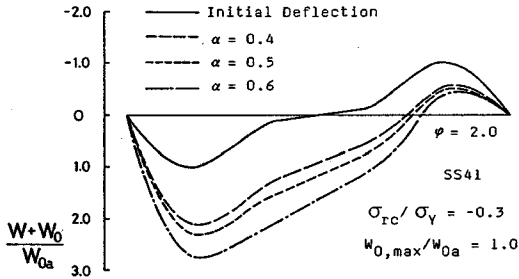


図-8 極限状態におけるたわみ波形 ($\varphi=2.0$)

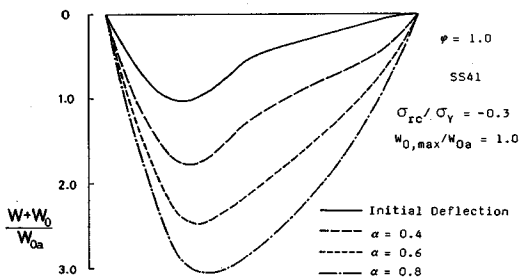


図-9 極限状態におけるたわみ波形 ($\varphi=1.0$)

$1.0 < \varphi \leq 2.0$ の場合は、図-7 (b) に示したように決定した。この場合、作用荷重には引張領域と圧縮領域とがあるが、極限強度に影響を与えるのは、圧縮領域でのたわみ波形の方であると考えるのが妥当である。したがって、初期たわみの最大値 $W_{0,max}$ の位置 e_1 を、圧縮応力の図心とした。 c_i の決め方は $(X, Y) = (0, e_1)$ で式 (5) が最大値をもつという条件による。この場合、未知数としては2つしかとれないので、個々の波形を独立とはせず c_i 間の比率を決めている。

図-8 には、 $\varphi=2.0$ の場合の初期たわみと極限たわみ波形を示している。ここで $W_{0,max}/W_{0a}=1.0$, $R=0.7$, $e_1/b=0.167$, 材質は SS 41 である。縦横比 α は 0.4, 0.5, 0.6 と変化させている。初期たわみは 2 次波形と 4 次波形の和で与えている。たわみの値およびそのモード分解した値より、 α の値に関係なく、どの場合においても 2 次波形と 4 次波形が減少し、逆に 1 次波形が増加している。これは引張領域において、たわみが小さくな

る方向へ変形しているからである。また縦横比が大きいほど、たわみが大きく、1 次波形の増加が大きい。

図-9 には、 $\varphi=1.0$ の場合の初期たわみと極限状態のたわみ波形を示している。 $W_{0,max}/W_{0a}=1.0$, $R=0.8$, $e_1/b=0.278$ であり材質は SS 41 である。縦横比 α は 0.4, 0.6, 0.8 と変化させている。初期たわみは 1 次波形から 3 次波形までの和で与えている。たわみの値およびモード分解した値をみると、2 次波形と 3 次波形の割合が減少し、1 次波形の割合が増加している。

(2) 応力分布特性

a) 正弦 1 次波形の初期たわみを有する板について 応力分布特性を考慮する場合、どの断面の応力分布が重要であるかを決定することが大切である。面内曲げ圧縮応力を受ける板では、応力勾配の影響が顕著に現われる断面であり、かつ、面外変位が大きくでる断面が重要

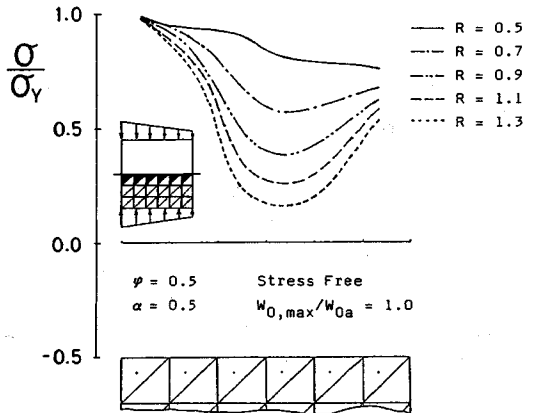


図-10 極限状態での応力分布

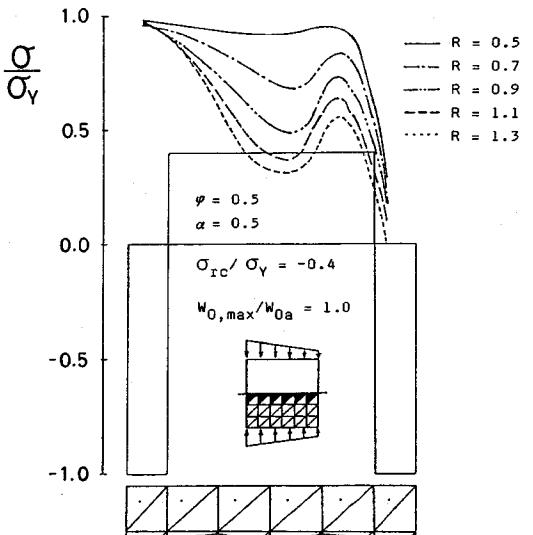


図-11 極限状態での応力分布

であると考えられる。したがって、ここでは図-10中に示すように、斜線を施した要素における応力分布特性について考察を行う。

図-10および図-11には、 $\varphi=0.5$ の場合の極限状態における垂直応力分布を示している。両方ともに $\alpha=0.5$ であるが、図-11では残留応力を考慮している。 R は0.5から1.3に変化させている。最大圧縮応力 σ_1 を受ける縁部における要素の応力が降伏点に達してから不安定現象が生じている。このとき面外変位がきわめて大きいために、板中央部付近では応力分布にポケットが生じている。

$\varphi=1.0$ 、 $\alpha=0.5$ の板における極限状態での応力分布については、 $\varphi=0.5$ の場合と同様に、たわみの最大点付近で応力分布にポケットが生じている。

$\varphi=2.0$ 、 $\alpha=0.5$ の場合について、極限状態での応力分布を調べた。この結果、 $R=0.5$ の場合ではほぼ直線的分布をしていること、 $R=0.9$ および $R=1.3$ の場合では、圧縮領域において応力のポケットが生じており、この傾向は R が大きいほど顕著であること、がわかった。また、圧縮縁の応力は、いずれの場合も σ_y に達していた。

b) 非対称波形の初期たわみを有する板について

各応力勾配に対して縦横比 α を変化させて、応力分布に及ぼす影響をみた。ここでは $\varphi=1.0$ と $\varphi=2.0$ について考察する。 $\varphi=2.0$ 、 $R=0.7$ であり、材質がSS41の板における極限状態での応力分布については、縦横比 α を0.4、0.5、0.6と変化させて調べた。その結果、 α の影響は応力分布に顕著に現われていないことがわかった。また、引張領域では直線的な応力分布であるが、圧縮領域では、応力分布にポケットが生じ、そのポケットの位置はたわみの最大点付近である。

$\varphi=1.0$ の場合の極限状態における応力分布については、 $R=0.8$ 、材質はSS41であり、 α は0.4、0.6、0.8と変化させているが、この場合も縦横比の影響は現われていない。

(3) 初期たわみおよび縦横比と極限強度

極限強度と初期たわみの最大値の関係を表わす代表例を図-12および図-13に示している。図-12には、 $\varphi=0.5$ 、 $R=0.7$ の場合の敏感度曲線 (Sensitivity curve) を示している。縦横比 $\alpha=0.5$ で残留応力を含まない板が初期たわみに対して最も敏感である。 $\varphi=0.5$ 、 $R=0.9$ の場合の敏感度曲線からは、残留応力を有する板には初期たわみ量の変化による影響がほとんど現われていないことがわかった。図-13は、 $\varphi=1.0$ 、 $R=0.7$ の場合の敏感度曲線である。 $\varphi=0.5$ で $R=0.7$ の場合と同様に、 $\alpha=0.5$ で残留応力のない板が初期たわみに対して最も敏感である。なお、図中において、縦軸は極限強

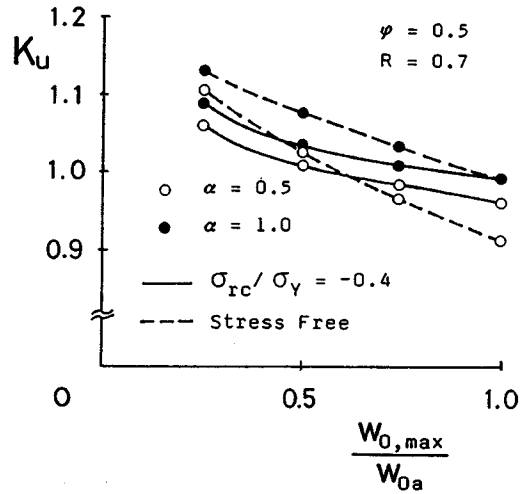


図-12 極限強度-初期たわみ曲線

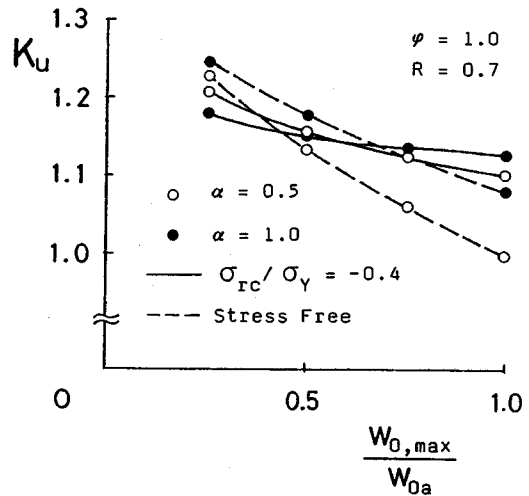


図-13 極限強度-初期たわみ曲線

度を表わす無次元パラメーター K_u 、横軸は最大初期たわみ量の無次元値である。

線形弾性座屈理論においては、座屈強度は、ある縦横比に対して極小値をもつことが知られている。弾塑性有限変位理論に基づいた極限強度解析を行っている本研究においても、極限強度が上述したような性質をもつことは明らかである。また同様に、極限強度が、ある初期たわみ波形に対して、極小値をもつことが予想される。ここでは、解析結果の示方書への反映を考えて、極限状態に対して最も不利な縦横比 α と初期たわみの最大値の位置 e_1/b の検討を行った。応力勾配 $\varphi=0.0\sim 2.0$ について縦横比 α と e_1/b を変化させて、最小の極限強度を与える α の値および e_1/b の値を求めた。応力勾配をパラメーターとしてそれらの値を図-14および図-15に示す。初期たわみ量を板幅 b で無次元化しているので、

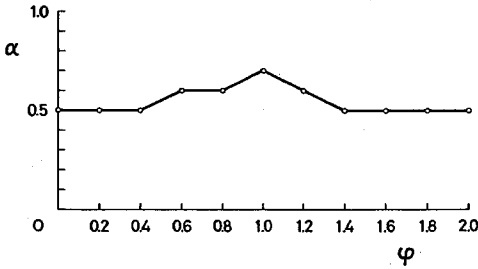


図-14 極限強度に最も不利な縦横比

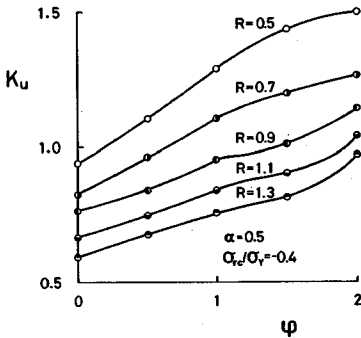


図-16 極限強度-応力勾配曲線

α が小さくなると荷重方向の初期たわみの曲率が相対的に大きくなるため、断面の塑性化が早まることなども一因となって、座屈理論に基づく α より小さくなっていることがわかる。

検討の結果、縦横比については $\alpha=0.5$ が最も不利である場合が多いことがわかった。厳密には $\alpha=0.6$ あるいは $\alpha=0.7$ に対して最も不利な場合があるが、それも $\alpha=0.5$ の場合との極限強度の差が小さく、最大 2% の範囲内にあるので、 $\alpha=0.5$ に統一する。また α の値を統一することは、パラメーターの数を低減するという意味でも重要である。 e_1/b については $W_{0,max}$ の位置が圧縮応力分布の図心である場合が最も不利であることがわかった。縦横比の場合と同様、厳密な意味では、すべての応力勾配に対して、この結果があてはまることにはならないが、極限強度の差は最大 3% 以内にあるので、 e_1/b の値も統一する。すなわち、次式で表わすことにする。

$$e_1/b = 1/(2 + \varphi^2) \dots \dots \dots (8)$$

なお、板幅方向のたわみ波形は、3次と4次の波形がほとんど無視できるので、式(5)において $i=2$ まで考慮すればよい。

(4) 応力勾配と極限強度

応力勾配と極限強度の関係を図-16に示す。縦軸は K_u である。この図より次のことがわかる。

① 幅厚比パラメーター R の値にかかわらず、 K_u は

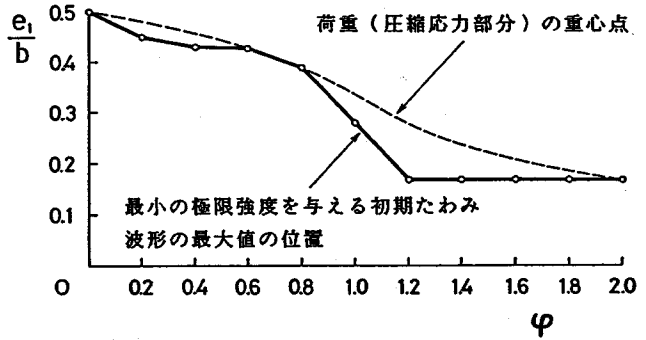


図-15 極限強度に最も不利な初期たわみ波形の最大値の位置

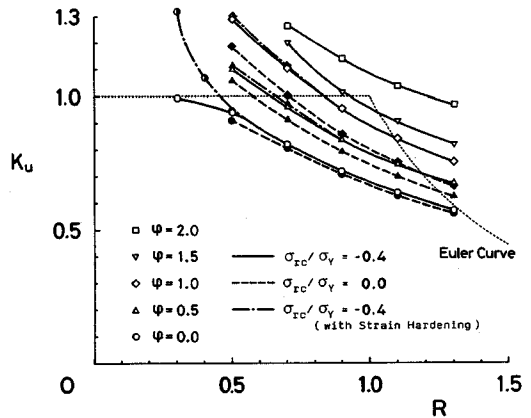


図-17 極限強度曲線 ($\alpha=0.5$)

応力勾配 φ によって大きく異なり、 φ が大きくなるに従い高くなる傾向を示す。② $\varphi=1.5$ のときの K_u を除くと、極限強度と応力勾配の関係はほぼ直線関係を示す。③ R が 0.5 から 1.3 に変化する場合、 $\varphi=0$ では $R=0.5 \sim 0.7$ 、 $\varphi=2$ でも $R=0.5 \sim 0.7$ の間で極限強度が大きく低下する。

縦横比 $\alpha=1.0$ の場合にもほぼ同様な結果がみられた。

(5) 幅厚比と極限強度

図-17に、 $\alpha=0.5$ のときの極限強度と幅厚比パラメーター R の関係を示す。図中の点線は Euler の線形弾性座屈曲線である。

$\alpha=1$ の場合も含めて多くのパラメーターを考慮した今回の計算結果より次の事柄がわかる。

① $\varphi \leq 1.5$ の場合、極限強度が Euler の座屈応力度を下回る R の領域が存在する。② $\varphi=0$ の場合および縦横比 $\alpha=1$ で $\varphi=0.5$ の場合を除くと、残留応力は極限強度にとって安全側に働く。③ 極限強度が降伏荷重まで耐える R_{cr} の値は、 $\alpha=0.5$ 、 $\sigma_{rc}/\sigma_y = -0.4$ の場合、次のようである。 $\varphi=0.0$ では $R_{cr} < 0.3$ 、 $\varphi=0.5$ では $R_{cr} = 0.66$ 、 $\varphi=1.0$ では $R_{cr} = 0.84$ 、 $\varphi=1.5$ では $R_{cr} =$

0.92, $\phi=2.0$ では $R_{cr}=1.20$. $\alpha=1$ の場合には, R_{cr} の値は上述したものより若干大きくなる.

(6) 鋼種が極限強度に与える影響

鋼種が極限強度に与える影響について調べるために, SS41 のほかに SM58 の場合について極限強度を求めた. その結果, σ_y で無次元化して K_u で表わすと, SM58 の方が若干大きい値を示すが, SS41 の場合の極限強度とほぼ等しいことがわかった.

(7) ひずみ硬化が極限強度に与える影響

ひずみ硬化後の応力-ひずみ関係を式(6)で表わした場合の極限強度を算定した結果を図-17に一点鎖線で示す. この図より, ① $\phi=0.0$ の場合, $R<0.5$ の領域で極限強度の上昇が期待できる. ② $\phi\geq 0.5$ においては, 極限強度の上昇を期待できる $R=0.5$ の場合で, ひずみ硬化を考慮しなくても $K_u>1$ である. ③ ϕ が変化しても, ひずみ硬化を考慮することによって極限強度の上昇が期待できるのは $R<0.5$ の領域である.

6. 極限強度の相関曲線

図-18に $\alpha=0.5$ の場合の極限強度の相関図を示す. 図中の縦軸 N_u^* と横軸 M_u^* は次式で表わされる.

$$N_u^* = N_u / (N_u)_{\phi=0}, M_u^* = M_u / (M_u)_{\phi=2} \dots\dots\dots (9)$$

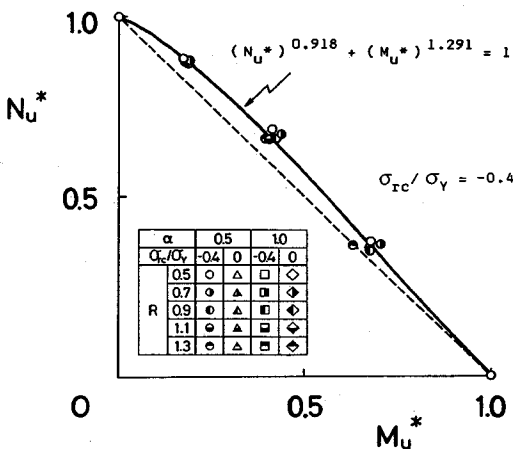


図-18 極限強度の相関曲線 ($\alpha=0.5$)

ここに, $(N_u)_{\phi=0}$: 純圧縮応力作用時の極限圧縮荷重, $(M_u)_{\phi=2}$: 純曲げ応力作用時の極限曲げモーメント. 図-18から幅厚比パラメーター R の値別にプロットして最小二乗法により極限強度の相関曲線を求めた. その代表例を図-19および図-20に示す. 相関曲線は次式で表わされる.

$$(N_u^*)^p + (M_u^*)^q = 1 \dots\dots\dots (10)$$

これらの図より, 次のことがわかった. ① R が変化すると, 極限強度の相関曲線も変化する. すなわち, R が大きくなると, 直線に近づいていくようである. ② プロットした点は, 図中の破線で示された直線

$$N_u^* + M_u^* = 1 \dots\dots\dots (11)$$

の外側にある. ③ プロットした点は, 圧縮応力の大きい領域 ($N_u^* > M_u^*$) で直線(11)より遠ざかり, 面内曲げ応力の大きい領域 ($N_u^* < M_u^*$) では直線(11)に近づく. これは, 図-16に示した極限強度-応力勾配曲線において, $\phi=1.5$ のときの極限強度が若干落ち込んでいるためであると考えられる. ④ 相関曲線では残留応力の有無による差異は認められない.

次に, 縦横比 $\alpha=1.0$ の場合の極限強度をプロットした相関図と相関曲線を図-21に示す. これらの図より次のことがわかる. ① 極限強度の相関曲線の形状は α により変化する. ② 極限強度の相関曲線が, $N_u^* > M_u^*$ の領域で直線(11)から遠く, $N_u^* < M_u^*$ の領域で直線(11)に近いという $\alpha=0.5$ の場合の特徴は, $\alpha=1.0$ の場合については認められない.

以上より, 面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の評価は, 次の方法で行うことができる. ① 純圧縮応力および純曲げ応力が作用する鋼板の極限強度曲線(図-16または図-17)の作成. ② 面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の相関曲線の作成. ③ 設計時の作用荷重より求まる作用縁圧縮応力度 σ_1 および応力勾配 ϕ から, ①, ②で作成された極限強度曲線と相関曲線を用いて極限荷重 N_u と M_u が求められる.

7. 結 論

本研究で得られた結論を列挙すれば次のとおりであ

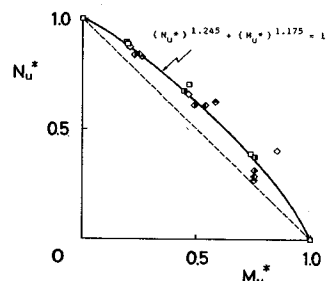
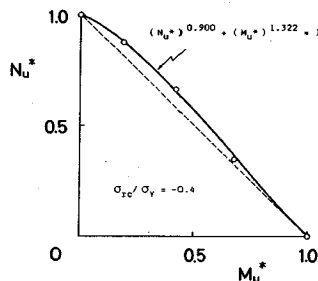
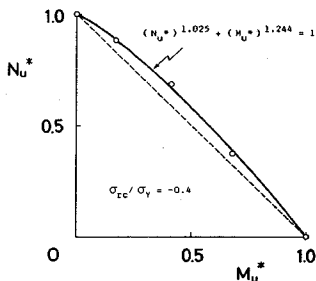


図-19 極限強度の相関曲線 ($R=0.5$)

図-20 極限強度の相関曲線 ($R=0.9$)

図-21 極限強度の相関曲線 ($\alpha=1.0$)

る。

(1) 極限状態におけるたわみ波形には面内曲げ応力の影響が現われる。したがって、最大たわみの位置 e_1/b は板中央点には位置せず、応力勾配 ϕ を用いて表現すると近似的に式(8)で与えられることがわかった。

(2) 極限状態における軸方向垂直応力分布を調べた結果、応力のポケットが生じる位置付近に、たわみの最大点が位置していることがわかった。

(3) 初期たわみと極限強度の関係を表わす敏感度曲線より、残留応力を導入すると敏感度が低下することがわかった。

(4) 極限強度に最も不利な縦横比 α と最大初期たわみの位置 e_1/b は、 $\alpha=0.5$ および式(8)で表わしてもよいことがわかった。

(5) 極限強度は応力勾配 ϕ によって大きく異なり、 ϕ が大きくなるに従い高くなる傾向を示す。

(6) $\phi \leq 1.5$ の場合、極限強度が Euler の座屈応力度を下回る R の領域が存在する。一方、 $\phi=2.0$ では、極限強度は常に Euler の座屈応力度を上回る。

(7) SS 41 と SM 58 について鋼種による極限強度の変化を調べた結果、ほとんど差異が認められなかった。

(8) ひずみ硬化を考慮しても $R \geq 0.5$ では極限強度の上昇を期待できない。極限強度が降伏荷重まで耐える R_{cr} の値は次のとおりである。 $\phi=0.0$ では $R_{cr}=0.46$ 、 $\phi=0.5$ では $R_{cr}=0.66$ 、 $\phi=1.0$ では $R_{cr}=0.84$ 、 $\phi=1.5$ では $R_{cr}=0.92$ 、 $\phi=2.0$ では $R_{cr}=1.20$ 。

(9) 式(10)で定義した N_u^* 、 M_u^* を用いて極限強度の相関曲線を作成した結果、次のことがわかった。

(a) 極限強度の相関曲線は、残留応力の有無によってほとんど変化しないが、幅厚比パラメーター R および縦横比 α によって変化する。

(b) 極限強度の相関曲線は、 $N_u^* > M_u^*$ の領域で直線(11)から遠ざかり、 $N_u^* < M_u^*$ の領域では直線(11)に近づく。この傾向は、 $\alpha=0.5$ の場合に認められたが、 $\alpha=1.0$ の場合には認められなかった。

(c) 極限強度の相関曲線を直線(11)で表わすと下限値を捉えることができる。

(d) 極限強度の相関曲線を用いることにより、純圧縮および純曲げを受ける場合の極限強度曲線から、面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度を推定することができる。

参 考 文 献

1) 近年の鋼橋の事故と問題点, JSSC, Vol.16, No.86,

- 1973.
- 2) Walker, A.C. : Flat Rectangular Plates Subject to a Linearly Varying Edge Compressive Loading, Thin-Walled Structures, Edited by A.H. Chilver, Chatto & Windus, London, pp.208~247, 1967.
 - 3) Rhodes, J. and Harvey, J.M. : Plates in Uniaxial Compression with Various Support Conditions at the Unloaded Boundaries, International Journal of Mechanical Science, Vol.13, No.9, pp.787~802, 1971.
 - 4) Rhodes, J. and Harvey, J.M. : Effect of Eccentricity of Load or Compression on the Buckling and Post-Buckling Behaviour of Flat Plates, International Journal of Mechanical Science, Vol.13, No.10, pp.867~879, 1971.
 - 5) Rhodes, J., Harvey, J.M. and Fok, W.C. : The Load-Carrying Capacity of Initially Imperfect Eccentrically Loaded Plates, International Journal of Mechanical Science, Vol.17, No.3, pp.161~175, 1975.
 - 6) Rhodes, J. : On the Approximate Prediction of Elasto-Plastic Plate Behaviour, Proc. ICE, Part 2, Vol.71, No.1, pp.165~183, Mar., 1981.
 - 7) Usami, T. : Post-Buckling of Plates in Compression and Bending, Proc. ASCE, Vol.108, No.ST 3, pp.591~609, Mar., 1982.
 - 8) Rerkshanandana, N., Usami, T. and Karasudhi, P. : Ultimate Strength of Eccentrically Loaded Steel Plates and Box Sections, Computers & Structures, Vol.13, No.4, pp.467~481, Aug., 1981.
 - 9) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, 1980年2月.
 - 10) 西村宣男・小松定夫・西出俊亮・西村良司 : 局部座屈を考慮した鋼箱形断面柱の設計公式, 構造工学論文集, Vol.33 A, pp.171~182, 1987年3月.
 - 11) 中井 博・北田俊行・酒造敏廣 : 圧縮を受ける薄肉箱形短柱の終局強度特性と終局強度算法に関する研究, 構造工学論文集, Vol.31 A, pp.65~77, 1985年3月.
 - 12) 小松定夫・奈良 敬・山口博章 : 初期不整を有し面内荷重を受ける板の混合法による弾塑性有限変位解析, 昭和58年度関西支部年次学術講演会講演概要, I-32, 1983年5月.
 - 13) 奈良 敬・出口恭司・小松定夫 : ひずみ硬化を考慮した圧縮板の極限強度に関する研究, 構造工学論文集, Vol.33 A, pp.141~150, 1987年3月.
 - 14) 小松定夫・北田俊行・宮崎清司 : 残留応力および初期たわみを有する圧縮板の弾塑性解析, 土木学会論文報告集, 第244号, pp.1~14, 1975年12月.
 - 15) 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265号, pp.25~35, 1977年9月.

(1987.1.23・受付)