

面内曲げ圧縮を受ける鋼板の極限強度の統計学的評価法

STATISTICAL EVALUATION OF ULTIMATE STRENGTH OF STEEL PLATES
UNDER IN-PLANE BENDING AND COMPRESSION

奈良 敬* 下野直己** 森脇良一***

By Satoshi NARA, Naomi SHIMONO and Yoshikazu MORIWAKI

For promoting a limit-state design method, it is essential to evaluate ultimate strength statistically. Based on numerous data of initial imperfections, which were measured at work shops, this paper presents a statistical evaluation method of ultimate strength of steel plates under in-plane bending and compression. At first, theoretically clarified is relationship between the ultimate strength and initial imperfections, using an elasto-plastic finite displacement analysis which had been developed by the author. Moreover, mean and lower bound values of the ultimate strength are obtained through the Monte Carlo simulation. Finally, proposed are interaction curves of mean ultimate strength of the plates.

Key Words: ultimate strength, steel, plate, in-plane combined loading

1. まえがき

溶接集成された薄肉部材に、初期たわみや残留応力などの初期不整が生じることは不可避である。これら初期不整が鋼板構造の極限強度に大きな影響を及ぼすことはよく知られている。初期たわみと残留応力の初期不整を同時に考慮して、それらが面内曲げ圧縮を受ける鋼板の極限強度に及ぼす影響について明らかにした研究例としては、奈良・小島・津田・小松¹⁾、宇佐美・天雲²⁾の研究が挙げられる。奈良らは有限要素法を用いた数値計算により、初期不整と極限強度の関係を詳細に調査し、いくつかの重要な知見を得ている。宇佐美らは多数の数値計算結果に基づき、極限強度を初期不整の関数として表現することに成功している。また、奈良・津田・福本³⁾は、文献1)の成果に基づき、板の座屈パラメータである幅厚比パラメータを用いて、相関曲線による極限強度の評価法を提案している。

初期たわみと残留応力は、ばらつきが大きく、一種の統計量である。したがって、それらの影響を受ける極限強度も統計量である。鋼材や製作などの不確定量も含めて、鋼構造部材の極限強度を確率論的に評価することを念頭に、東海鋼構造研究グループは独自の設計フォーマットを提案した⁴⁾。このSGSTフォーマットにしたがって、鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する研究が3年間にわたり実施されその成果が公表されている⁵⁾。多大な労力が費やされたこの成果が海外に公表されると、その貢献度の大きさは計り知

* 工博 岐阜大学助教授 工学部土木工学科 (〒501-11 岐阜市柳戸 1-1)

** 岐阜大学大学院前期課程 (〒501-11 岐阜市柳戸 1-1)

*** 工博 岐阜大学教授 工学部土木工学科 (〒501-11 岐阜市柳戸 1-1)

れないものがある。鋼板については、圧縮、曲げおよびせん断が単独に作用した場合の極限強度の平均値曲線ならびに抵抗係数が提案されている^{5)・6)}。このように、初期不整が確率論的に与えられた場合に、面内組合せ力を受ける鋼板の極限強度を統計学的に評価することが、限界状態設計法の推進のために重要である。

本研究は、面内曲げと圧縮を受ける鋼板を対象としてその極限強度を統計学的に評価する。統計学的評価法については、圧縮鋼板および補剛板を対象として以前に実施した研究^{7)・8)}に基づいた。すなわち、初期不整については、多数の実測データ^{9)・11)}に基づき作成された初期たわみおよび残留応力の確率密度関数を利用する。一方、弾塑性有限変位解析法¹¹⁾により初期不整と極限強度の関係を代数式で表現する。これらに基づき、面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度を、統計学的に評価できる数だけ収集する。最後に、純曲げおよび純圧縮を受ける鋼板の極限強度の平均値曲線をもとに、面内曲げ圧縮を受ける鋼板の極限強度の平均値の相関曲線を提案する。

2. 統計学的評価の手法

本研究では、図-1に示すように、次のような手法を用いて極限強度を統計学的に評価する。

- ①文献7)～10)に従って、最大初期たわみ量と残留圧縮応力の統計分布の標本を作成する。
- ②一方で、鋼板の弾塑性有限変位解析を行い、初期不整と極限強度の関係を表す代数式、すなわち敏感度曲線を作成した。
- ③この敏感度曲線に、統計分布を用いて乱数発生させた初期不整を敏感度曲線に代入して、それぞれの初期不整に対応した極限強度を算出する。
- ④そして、極限強度の平均値、標準偏差を計算した。さらに、SGSTフォーマットによる抵抗係数を求める。

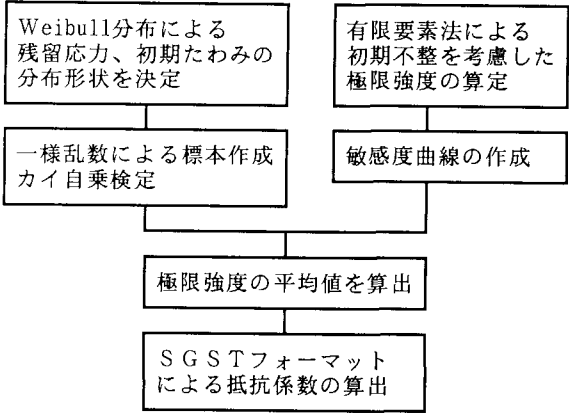


図-1 統計学的評価の手法

表-1 Weibull分布のパラメータ

初期不整	パラメータ	α	m	γ
初期たわみ	W_{0max}/b	0.006812	0.607	0
残留応力	σ_{rc}/σ_Y	0.00006214	5.8	0

3. 初期不整の統計分布

実際の構造物を対象にして、初期不整量を統計的に実測した研究例は非常に少ない。そこで、ここでは文献7)～10)に従って、最大初期たわみ量と残留圧縮応力の統計分布として、Weibull分布を用いる。

Weibull分布の確率密度関数 $f(x)$ は次式で表される。

$$f(x) = \begin{cases} 0 & (x < \gamma) \\ \frac{m}{\alpha} (x - \gamma)^{m-1} \exp\left\{-\frac{(x - \gamma)^m}{\alpha}\right\} & (x \geq \gamma) \end{cases} \tag{1}$$

式中の α 、 m 、 γ は、それぞれ寸法、形状および位置を表すパラメータで、その値を表-1に示す。最大初期たわみ量については、文献7)に示される 279個の測定データに基づいた。残留圧縮応力については、文献9)に示された実際の溶接条件の下での測定データ24例を利用した。その分布を再現するには少なくとも同数の標本数が必要であると考え、また、極限強度の平均値および下限値に相当する非超過確率5%点（以下「5%点」と呼ぶ）を精度良く求める観点から、お互いに独立と仮定した最大初期たわみ量と残留圧縮応力

の大きさを1組とする300組の標本を作成した。一様乱数や算出された初期不整量について有意水準5%でカイ自乗適合検定を行い、分布に則して発生されているという仮説が棄却されないことを確認した。得られた標本について、初期たわみおよび残留応力別にその頻度分布をそれぞれ図-2および図-3に示す。

4. 敏感度曲線の作成

(1) 解析モデル

敏感度曲線を作成するために実施した弾塑性有限変位解析に用いた解析モデルを図-4に示す。補剛材に囲まれた単一パネルを想定して、面外の境界条件を周辺単純支持とする。変形の対称性から $0 \leq X \leq a/2$ を解析対象とする。載荷辺 $X = a/2$ に曲げ剛性無限大の剛棒を取り付け、 $0 \leq \varphi < 2$ の場合は回転変位を自由として圧縮変位を与え、 $\varphi = 2$ のときは剛棒のX方向変位を自由として回転変位を与える。

面内曲げモーメントMと圧縮荷重Nの組合せを表す指標については、次に示す φ を用いる。

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

ただし、 $M_Y = \sigma_Y b^2 t / 6$ 、 $N_Y = \sigma_Y b t$ 、 σ_Y : 降伏応力度、 t : 板厚である。

この φ は、弾性状態では式(3)に示される応力勾配に等しい。

$$\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1} \quad (3)$$

ここに、 σ_1 および σ_2 は図-4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。 $\varphi = 0$ で純圧縮、 $\varphi = 2$ では純曲げを表す。 $\varphi = 0.5, 1.0, 1.5$ の3種類について解析を行う。

面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の指標として、次式に示すKuを用いる。

$$Ku = \frac{Nu}{N_Y} + \frac{Mu}{M_Y} \quad (4)$$

ここに、Mu: 極限面内曲げモーメント、Nu: 極限圧縮荷重である。

板の幾何学的形状に関するパラメータには、鋼種の相違による影響も考慮できるように、次式で与えられる幅厚比パラメータRを考える。

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad (5)$$

$$k = \begin{cases} 8.4 / (\phi + 1.1) & (0 \leq \phi \leq 1) \\ 10\phi^2 - 6.27\phi + 7.63 & (-1 \leq \phi < 0) \end{cases}$$

$$\phi = 1 - \varphi$$

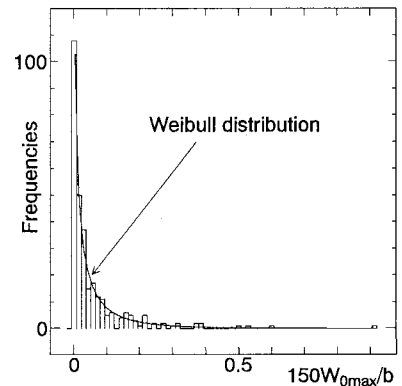


図-2 最大初期たわみ量の頻度分布

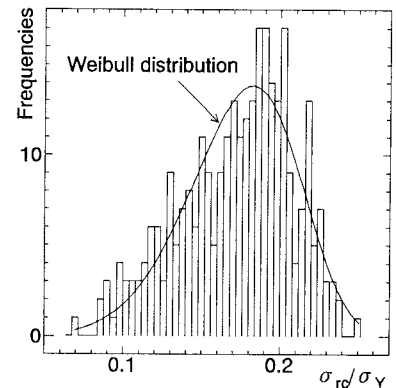


図-3 残留圧縮応力の頻度分布

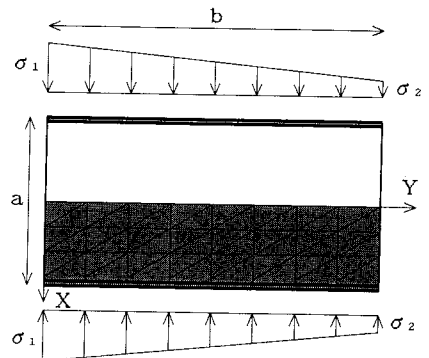


図-4 解析モデル

幅厚比パラメータRは、0.5, 0.7, 0.9, 1.1, 1.3 の5種類を考え、それぞれ上式より幅厚比 b/t を算出する。縦横比 a/b について、面内曲げ圧縮荷重を受ける鋼板の極限強度に一番不利となる0.5を採用する¹⁾。

初期たわみ波形は、次式に示すように、X方向に1半波形、Y軸方向に1半波形と2半波形の組合せとした。

$$W_0(X, Y) = \sum_{j=1}^2 W_{0j} \cos \frac{\pi X}{a} \sin \frac{j\pi Y}{b} \quad (6)$$

ただし、 $\max(W_0(X, Y)) = W_{0\max}$

溶接によって生じる残留応力を、図-5に示すように導入する。分布形状は、板のX軸方向および板厚方向で一定値をもつ矩形分布とする。残留引張応力度の大きさを $\sigma_{rt} = \sigma_Y$ とし、残留圧縮応力度 σ_{rc} と自己平衡状態になるように分布幅を決定する。

(2) 敏感度曲線

最大初期たわみ量と残留圧縮応力を変化させて弾塑性有限変位解析を行った。Rおよび φ 毎に、数値解析により得られた16個の極限強度に基づいて敏感度曲線を次式のように作成する。

$$z = a_0 + a_1 y + a_2 y^2 + a_3 x + a_4 xy + a_5 x y^2 + a_6 x^2 + a_7 x^2 y + a_8 x^2 y^2 \quad (7)$$

ここに、 $z = Ku$ 、 $x = 150W_{0\max}/b$ 、 $y = -\sigma_{rc}/\sigma_Y$ である。

式(7)の未定係数 $a_0 \sim a_8$ については最小自乗法を用いて求めて付表-1に示す。得られた敏感度曲線の一例を図-6に示す。敏感度曲線と、解析結果との誤差を調べた結果の一例を、表-2に示す。他のRと φ についても、誤差はほとんどが1%未満で、3%を越えるものはなく、よく近似できていることがわかった。

得られた敏感度曲線より、初期不整が極限強度に与える影響は、R、 φ によって変化するが、大きくまとめれば次のように言える。R=0.7の場合、またR=0.9でかつ $\varphi=0.5$ と $\varphi=1.0$ の場合、およびR=1.1でかつ $\varphi=0.5$ の場合では、他のRと φ の場合に比べて、敏感度曲線の勾配が大きく、Kuの変化が大きくなる。またR=0.5およびR=0.7の場合では、残留応力がKuに及ぼす影響が小さい。しかし、R=0.9~1.3では、特に初期たわみが小さい場合に、残留応力のKuへの影響が大きい。このことより、Kuを統計学的に評価した場合、R=0.5~0.7とR=0.9~1.3ではKuの分布形状が異なることが予想できる。

5. 極限強度の平均値

式(1)で与えられた確率密度関数に基づいて乱数発生させた初期不整量を、式(7)で表される敏感度曲線に代入すると、極限強度の標本が得られる。その結果を、極限強度の頻度分布として

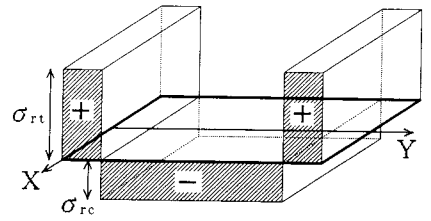


図-5 残留応力分布

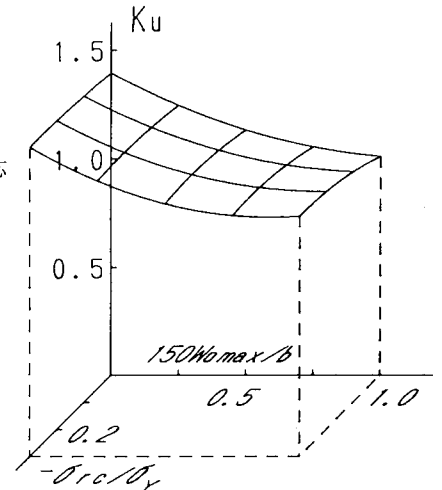


図-6 敏感度曲線(R=0.7, $\varphi=1.0$)

表-2 敏感度曲線の誤差(%)
(R=0.5, $\varphi=0.5$)

$\frac{150W_{0\max}}{b}$	0.01	0.25	0.5	1.0
σ_{rc}				
0.0	0.03	-0.04	0.09	0.03
-0.1 σ_Y	-0.01	-0.12	-0.08	-0.11
-0.2 σ_Y	0.01	0.12	0.08	0.11
-0.3 σ_Y	-0.07	0.13	-0.16	-0.01

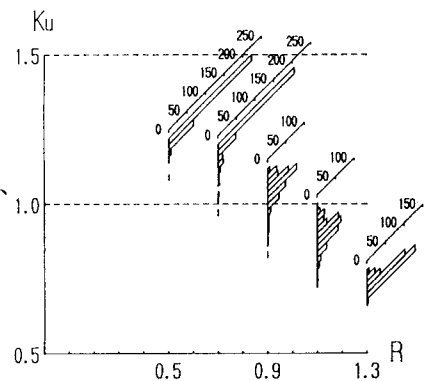


図-7 極限強度の頻度分布
($\varphi=0.5$)

図-7に示す。図-7では、敏感度曲線の形状から予想したようにKuのばらつきが $R \geq 0.9$ の領域で大きくなっていることを確認できる。得られた極限強度の標本から、その平均値と変動係数、5%点の極限強度を計算した。その結果を表-3に示す。表中、()内の数値は、初期不整の標本数を10000組とした場合の極限強度の5%点を示す。標本数の違いによる差異は高々1.2%である。 $R=0.7$ でかつ $\varphi=1.0$ と $\varphi=1.5$ の場合、また $R=0.9$ でかつ $\varphi=0.5$ と $\varphi=1.0$ の場合、および $R=1.1$ でかつ $\varphi=0.5$ の場合では、その他の場合に比して変動係数の値が大きくなっている。

文献1)および3)においては、最大初期たわみ量として道路橋示方書の許容値、残留応力としては、ない場合と残留圧縮応力が $\sigma_{rc} = -0.4\sigma_Y$ の2つの場合について極限強度が得られている。これらの極限強度と、本研究で得られた極限強度の平均値および5%点を比較した結果を、 $\varphi=0.5$ の場合について図-8(a)に示す。縦軸はそれぞれの極限強度を、極限強度の平均値で除したものである。この図より、最大初期たわみ量が道路橋示方書の許容値に等しいときの極限強度は、残留応力の有無に関わらず $0.5 \leq R \leq 1.1$ において極限強度の5%点に比してかなり低いことがわかる。特に、この傾向は敏感度曲線の勾配が大きいの領域で顕著である。 $\varphi=1.0$ から $\varphi=1.5$ へと φ が大きくなると、図-8(b)および(c)に示すように、残留応力の有無により極限強度の比が大き異なってくる。すなわち、 $\sigma_{rc}=0$ のときの極限強度は5%点に比してますます低くなるのに対し、 $\sigma_{rc}=-0.4\sigma_Y$ の場合は低い極限強度を与えるRの領域が $R=0.7$ 付近に次第に狭まってくる。

6. 極限強度の平均値の相関曲線

前節で得られた面内曲げ圧縮を受ける鋼板の極限強度の平均値ならびに5%点を、R毎に記号を変えて図-9および図-10に記す。極限強度の相関図を示す図-9の縦軸 Nu^* は、曲げ圧縮時の極限圧縮荷重 $(Nu)_\varphi$ を、純圧縮時の極限圧縮荷重 $(Nu)_{\varphi=0}$ で無次元化した値、また横軸 Mu^* は、曲げ圧縮時の極限曲げモーメント $(Mu)_\varphi$ を純曲げ時の極限曲げモーメント $(Mu)_{\varphi=2}$ で無次元化した値である。すなわち、

$$Nu^* = (Nu)_\varphi / (Nu)_{\varphi=0}, \quad Mu^* = (Mu)_\varphi / (Mu)_{\varphi=2} \quad (8)$$

ただし、極限強度の平均値における $(Nu)_{\varphi=0}$ と $(Mu)_{\varphi=2}$ は、次式により与えられる⁶⁾。

$$(Nu/N_Y)_{\varphi=0} = (0.7/R)^{0.860} \leq 1.0 \quad (9)$$

$$(Mu/M_Y)_{\varphi=2} = (1.04/R)^{0.716} \leq 1.5$$

図中に記された極限強度の平均値は、次式に示すように、Rをパラメータとする相関曲線により表すことができる。

$$(Nu^*)^p + (Mu^*)^q = 1.0 \quad (10)$$

$$\begin{aligned} p &= 0.107R^2 - 0.953R + 1.772 \\ q &= -2.589R^2 + 5.116R - 0.638 \end{aligned} \quad (11)$$

これらの相関曲線をR毎に実線で図中に示す。なお、図中の破線は $p=q=1$ のときの線形相関式である。

前節で得られた極限強度の平均値に対して式(10)で与えられる極限強度の誤差を表-4に示す。正値は危険側の評価を示すが、誤差は $\pm 5\%$ 未満におさまっている。SGSTフォーマットに基づき抵抗係数 ϕ を計算した結果、 $\phi=0.915$ となった。純圧縮を受けるときの鋼板の極限強度の平均値曲線の抵抗係数 $\phi=0.847$ ⁶⁾

表-3 極限強度の平均値、
変動係数および5%点

a) $R = 0.5$				
φ	0.5	1.0	1.5	
平均値	1.200	1.453	1.499	
変動係数	0.00738	0.0154	0.00566	
5%点	1.185 (1.187)	1.411 (1.413)	1.497 (1.499)	
b) $R = 0.7$				
φ	0.5	1.0	1.5	
平均値	1.179	1.387	1.467	
変動係数	0.0273	0.0369	0.0352	
5%点	1.118 (1.112)	1.287 (1.278)	1.371 (1.357)	
c) $R = 0.9$				
φ	0.5	1.0	1.5	
平均値	1.029	1.144	1.139	
変動係数	0.0412	0.0388	0.0241	
5%点	0.952 (0.950)	1.063 (1.061)	1.091 (1.096)	
d) $R = 1.1$				
φ	0.5	1.0	1.5	
平均値	0.877	0.911	0.930	
変動係数	0.0487	0.0304	0.0156	
5%点	0.804 (0.808)	0.865 (0.875)	0.906 (0.911)	
e) $R = 1.3$				
φ	0.5	1.0	1.5	
平均値	0.707	0.774	0.815	
変動係数	0.0287	0.0217	0.00920	
5%点	0.674 (0.682)	0.746 (0.751)	0.802 (0.804)	

を用いて、極限強度の平均値の相関曲線(10)から極限強度の下限値を算定した。その値の、前節で得られた極限強度の5%点に対する誤差を表-5に示す。表-5より極限強度の5%点に対する誤差が-7%から-15%となり、かなり安全側に評価していることがわかる。これは抵抗係数を $\phi = 0.915$ ではなく $\phi = 0.847$ という小さな値を用いたから

だけではなく、前節までで見てきたように極限強度の分散がRおよび ϕ によって大きく変化する、抵抗係数がRおよび ϕ によって変化するためであると考えられる。

そこで、極限強度の5%点を表す相関曲線の指数 p, q を、式(12)に示す。

$$\begin{aligned} p &= 1.214R^2 - 2.376R + 2.111 \\ q &= -3.429R^2 + 5.751R - 0.683 \end{aligned} \quad (12)$$

ただし、極限強度の5%点における $(Nu)_{\phi=0}$ と $(Mu)_{\phi=2}$ は、次式により与えられる⁶⁾。

$$\begin{aligned} (Nu/N_Y)_{\phi=0} &= (0.59/R)^{0.629} \leq 1.0 \\ (Mu/M_Y)_{\phi=2} &= (1.00/R)^{0.720} \leq 1.5 \end{aligned} \quad (13)$$

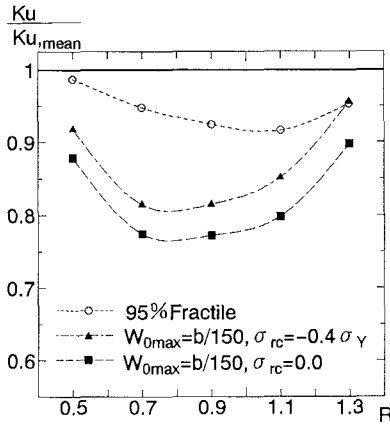


図-8(a) 極限強度の比($\phi = 0.5$)

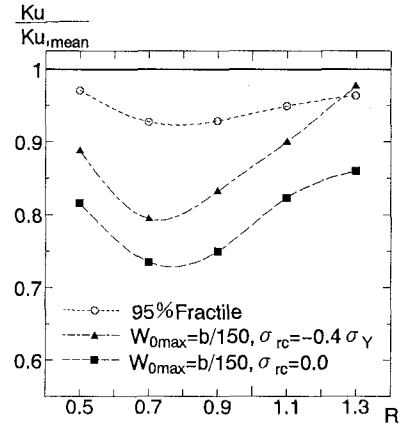


図-8(b) 極限強度の比($\phi = 1.0$)

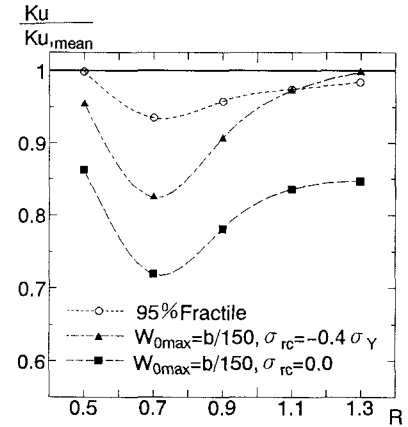


図-8(c) 極限強度の比($\phi = 1.5$)

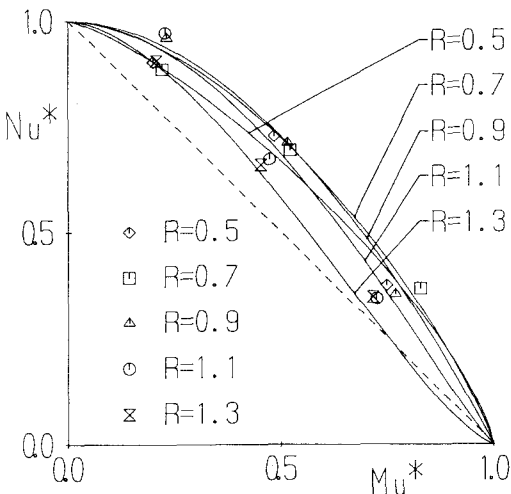


図-9 極限強度の平均値の相関曲線

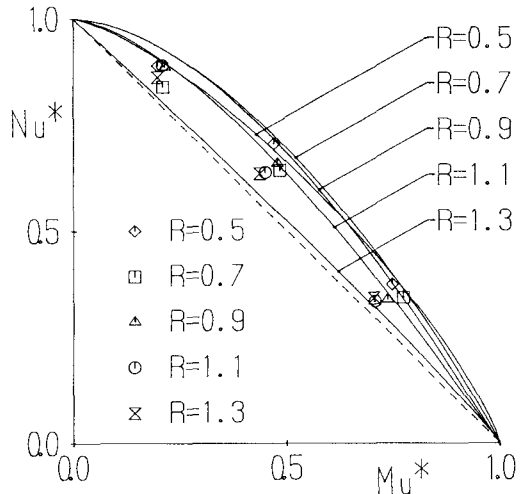


図-10 極限強度の5%点の相関曲線

表-4 極限強度の平均値の
相関曲線の誤差(%)

R \ φ	0.5	1.0	1.5
0.5	0.1	-3.9	2.7
0.7	4.6	0.6	-2.7
0.9	-2.1	0.01	2.2
1.1	-4.1	3.5	3.4
1.3	-0.7	-1.7	-3.9

表-5 抵抗係数を用いた極限
強度と5%点の誤差(%)

R \ φ	0.5	1.0	1.5
0.5	-14.2	-12.8	-15.2
0.7	-10.7	-8.7	-9.4
0.9	-8.4	-8.8	-11.6
1.1	-7.6	-10.8	-13.1
1.3	-11.2	-12.1	-13.9

表-6 極限強度の5%点の
相関曲線の誤差(%)

R \ φ	0.5	1.0	1.5
0.5	1.6	-1.3	1.7
0.7	-0.9	-1.6	-3.3
0.9	-0.9	-0.1	0.4
1.1	0.3	3.0	2.4
1.3	-2.2	-3.9	-2.9

これらの相関曲線をR毎に実線で図中に示す。極限強度の5%点と式(10)および式(12)で与えられる極限強度の誤差を表-6に示す。極限強度の危険側の評価については、3%未満の誤差におさまっていることがわかる。

7. 結論

本研究では面内曲げ圧縮荷重を受ける鋼板の極限強度を統計学的に評価し、その平均値ならびに非超過確率5%点の相関曲線を提示した。得られた結論を列挙すれば次の通りである。

- (1) 初期不整をパラメータとする極限強度の敏感度曲線を精度良く求めた。
- (2) 提示した相関曲線により極限強度の平均値を精度良く求めることができる。
- (3) 文献1)および3)において得られた一定値の初期不整量を持つときの極限強度と、本研究で得られた非超過確率5%の極限強度との差は、Rおよび φ により大きく変化する。
- (4) その結果、極限強度の平均値の相関曲線と一定値の抵抗係数を用いて、非超過確率5%点を精度良く求めることは著しく困難である。
- (5) 精度の良い非超過確率5%の極限強度の相関曲線を提示した。

付録 敏感度曲線の係数

式(7)に示した敏感度曲線の係数 $a_0 \sim a_8$ について、その値を記しておくことは今後の研究に有益と判断し、その詳細を付表-1に示す。

付表-1 敏感度曲線の係数

a) R = 0.5 $\varphi = 0.5$

a_0	1.205	a_1	-0.003	a_2	-0.011
a_3	-0.091	a_4	0.396	a_5	-1.077
a_6	-0.052	a_7	-0.115	a_8	0.612

b) R = 0.5 $\varphi = 1.0$

a_0	1.448	a_1	0.304	a_2	-1.095
a_3	-0.309	a_4	-0.035	a_5	2.713
a_6	0.057	a_7	0.295	a_8	-2.501

c) R = 0.5 $\varphi = 1.5$

a_0	1.504	a_1	-0.024	a_2	0.013
a_3	-0.0004	a_4	0.278	a_5	-0.177
a_6	-0.204	a_7	0.150	a_8	0.015

d) R = 0.7 $\varphi = 0.5$

a_0	1.194	a_1	0.099	a_2	-0.372
a_3	-0.355	a_4	-0.201	a_5	-0.151
a_6	0.082	a_7	0.497	a_8	-0.363

e) R = 0.7 $\varphi = 1.0$

a_0	1.393	a_1	0.227	a_2	-0.360
a_3	-0.665	a_4	0.346	a_5	-1.871
a_6	0.282	a_7	0.083	a_8	1.169

f) R = 0.7 $\varphi = 1.5$

a_0	1.503	a_1	0.006	a_2	-0.076
a_3	-0.815	a_4	1.411	a_5	-3.256
a_6	0.373	a_7	-0.572	a_8	2.075

g) R = 0.9 $\varphi = 0.5$

a_0	1.157	a_1	-0.418	a_2	-1.030
a_3	-0.651	a_4	0.236	a_5	4.708
a_6	0.294	a_7	0.587	a_8	-4.611

h) R = 0.9 $\varphi = 1.0$

a_0	1.277	a_1	-0.455	a_2	-0.975
a_3	-0.821	a_4	1.436	a_5	2.613
a_6	0.404	a_7	-0.238	a_8	-3.086

i) R = 0.9 $\varphi = 1.5$

a_0	1.277	a_1	-0.898	a_2	0.932
a_3	-0.768	a_4	4.358	a_5	-7.163
a_6	0.385	a_7	-2.502	a_8	4.519

付表-1 敏感度曲線の係数（続き）

j) $R = 1.1$ $\varphi = 0.5$

a_0	1.072	a_1	-1.021	a_2	0.021
a_3	-0.810	a_4	2.299	a_5	1.152
a_6	0.445	a_7	-0.922	a_8	-1.972

k) $R = 1.1$ $\varphi = 1.0$

a_0	1.102	a_1	-1.414	a_2	1.951
a_3	-0.729	a_4	5.042	a_5	-8.803
a_6	0.378	a_7	-2.914	a_8	5.375

l) $R = 1.1$ $\varphi = 1.5$

a_0	1.029	a_1	-0.724	a_2	0.893
a_3	-0.457	a_4	3.849	a_5	-7.454
a_6	0.208	a_7	-2.170	a_8	4.710

m) $R = 1.3$ $\varphi = 0.5$

a_0	0.861	a_1	-1.217	a_2	1.888
a_3	-0.426	a_4	3.332	a_5	-6.192
a_6	0.191	a_7	-1.707	a_8	3.382

n) $R = 1.3$ $\varphi = 1.0$

a_0	0.894	a_1	-0.922	a_2	1.271
a_3	-0.398	a_4	3.522	a_5	-6.875
a_6	0.169	a_7	-1.887	a_8	4.108

o) $R = 1.3$ $\varphi = 1.5$

a_0	0.854	a_1	-0.229	a_2	0.020
a_3	-0.244	a_4	2.394	a_5	-5.315
a_6	0.082	a_7	-1.113	a_8	3.064

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/I-8，pp.275-283，1987年10月。
- 2) 宇佐美 勉・天雲宏樹：圧縮と曲げを受ける板要素の極限強度と有効幅公式，土木学会論文集，第441号/I-18，pp.77-85，1992年1月。
- 3) 奈良 敬・津田 真・福本嘯士：面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の評価法に関する研究，土木学会論文集，第392号/I-9，pp.259-264，1988年4月。
- 4) 東海鋼構造研究グループ（代表 福本嘯士）：鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用，橋梁と基礎，第14巻，第11号／12号，1980年。
- 5) 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，1991年3月。
- 6) Nara, S. and Fukumoto, Y., : Étude statistique de la résistance ultime des plaques en acier sollicitées dans leur plan, Construction Métallique, No.3, pp.15-24, 1991.
- 7) 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。
- 8) Komatsu, S. and Nara, S., : Statistical Study on Steel Plate Members, Journal of Structural Engineering, Proc. ASCE, Vol.109, No.4, Apr., pp.977-992, 1983.
- 9) 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。
- 10) 福本嘯士編：座屈設計ガイドライン，土木学会，1987年10月。
- 11) 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。

（1993年9月16日受付）