

純せん断応力を受ける鋼板の極限強度特性に関する研究

ULTIMATE STRENGTH OF STEEL PLATE PANELS WITH INITIAL IMPERFECTIONS UNDER UNIFORM SHEARING STRESS

奈良 敬*・出口恭司**・福本騒士***

By Satoshi NARA, Yasushi DEGUCHI and Yuhshi FUKUMOTO

In the case of design for steel plates under in-plane combined loading, it is important to clarify the ultimate strength of steel plate panels in shear, although many studies on load carrying capacity of plate girders in shear have been carried out using experiments and plastic analysis. Moreover, evaluation of the ultimate strength is essential to promote the ultimate limit-state design method.

This paper presents characteristics of ultimate strength of steel plate panels under uniform shearing stress on the basis of the elasto-plastic finite displacement theory. The ultimate shear strength curves also proposed, to represent the theoretically obtained ultimate strength.

Keywords : ultimate strength, steel plate, initial imperfection, in-plane loading, uniform shearing stress

1. まえがき

純せん断応力を受ける鋼板の極限強度に関する研究は、もっぱらプレートガーダーを対象とした実験的研究が主流である^{1),2)}。そもそも、せん断パネルに関しては、Basler³⁾, Thürlimann⁴⁾のプレートガーダーに関する研究以来、種々な破壊モデルによる強度推定式が提唱され、考察されてきた。一般にせん断応力が作用する薄板については斜め張力場の発生により後座屈強度が期待できると考えられており、極限強度特性に関する研究は主として張力場理論により塑性解析の立場から実施されてきた。その主な研究例としては、Cooper⁵⁾, 藤井⁶⁾, 小松⁷⁾, Rockey-Skaloud⁸⁾, Rockey⁹⁾, Höglund¹⁰⁾, Herzog¹¹⁾らの研究が挙げられる。せん断パネルの縦横比と幅厚比のみをパラメーターとしている Basler, Thürlimann, Cooper らを除けばフランジの剛性についてもパラメーターとして考慮されている。特に藤井、小松、Rockey らは、フランジの剛性と腹板の幅厚比より、フランジに

塑性ヒンジが生じる位置について近似式を与えており、Rockey らの研究成果は英國の示方書 BS 5400 Part 3 の規定に採用されている。藤井の研究では、フランジの塑性ヒンジは端部か中央にしか生じないと仮定され、問題点がある。小松の研究ではフランジの剛性と腹板の幅厚比の関係からさらに4つの崩壊モデルを設定し、他より精密な近似式を提示している。

一方、鋼板のせん断座屈現象については従来より、後座屈強度が十分期待できるものと考えられておりながら、後座屈挙動に関する研究は数少ない。小西・白石・渡辺¹²⁾は、プレートガーダーの腹板に着目し、後座屈解析を実施した。耐荷力の評価は、崩壊について仮定を設けたうえで行っている。また Rothwell-Allahyari¹³⁾はせん断座屈時の板の面内圧縮剛性の低下について弾性有限変位解析の立場から検討を行い、圧縮力とせん断力を受ける板の極限強度特性を解明する必要性を説いている。Harding-Hobbs-Neal¹⁴⁾, Dowling-Frieze-Harding¹⁵⁾は弾塑性有限変位理論に基づき、せん断荷重が作用する鋼板の極限強度特性の解明を試みた。その結果、せん断耐荷力が初期たわみ量により大きな影響を受けないことを明らかにした。

道路橋示方書¹⁶⁾に基づくと、純せん断応力を受ける板パネルとしてではなく、圧縮応力にせん断応力が加わっ

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

** 正会員 工修 大阪市水道局工務部工務課第二設計係
(〒530 大阪市北区南扇町6-28)

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

た面内組合せ応力を受ける板パネルとして設計が行われる。このとき Chwalla の座屈相関式が用いられるが、その基本となる純せん断応力を受ける板の極限強度は弹性座屈曲線に基づいている。板パネルの対象によっては、たとえばプレートガーダーの腹板などについては、数々の研究が行われたのは上述のとおりであるが、設計の際に基本となる純せん断応力状態の鋼板の極限強度特性の解明は十分とはいえない現状にある。

Harding らの研究によってこの種の板の極限強度について弾塑性有限変位理論の立場から調査されているが次のような点で不十分といわざるを得ない。

(1) 初期たわみが極限強度に与える影響については、初期たわみ量にしか着目されておらず、初期たわみ波形による影響については調べられていない。

(2) 変位増分法により載荷されているが、純せん断荷重とならず、せん断力のほかに軸力として引張荷重が導入されている。

したがって、彼らの解析結果は後述する本解析結果より高い強度を与えていた。

本研究では初期たわみと残留応力を同時に考慮できる弾塑性有限変位理論に基づいて有限要素法を適用し、純せん断応力状態が得られるように載荷方法を工夫して解析法の確立を行った。本論文はこの解析法に基づき純せん断応力を受ける鋼板の極限強度特性の解明を目的として実施した研究成果をまとめたものである^{17)~19)}。

2. 解析法

Hybrid displacement model に基づく有限要素法²⁰⁾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²¹⁾。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材料を対象とする。

3. 解析モデル

(1) パラメーターの定義

純せん断応力を受ける鋼板の極限強度を表現するパラメーターとして、極限状態における節点力より算出される極限平均せん断応力度 $\bar{\tau}_{max}$ を降伏せん断応力度 τ_y で除した $\bar{\tau}_{max}/\tau_y$ を採用する。平均せん断応力度 $\bar{\tau}$ は図 1 に示す板要素の周辺に作用する節点力の総和を周辺の総断面積で除して求める。また降伏せん断応力度 τ_y は平面問題における von Mises の降伏条件より、垂直応力度 σ_x, σ_y を零として求められ、 $\tau_y = \sigma_y/\sqrt{3}$ である。

板の断面寸法に関するパラメーターとしては、①縦横比 $\alpha (=a/b)$ 、②幅厚比 b/t が挙げられる。この 2 つのパラメーターに加えてさらに鋼種の相違による影響も考慮できるように、幅厚比パラメーターを考える。

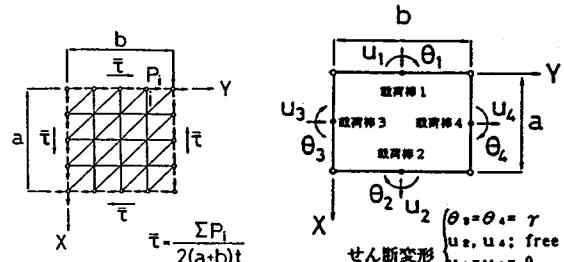


図-1 板要素と平均せん断応力度

図-2 載荷棒と自由度

表-1 R_c と b/t の関係

R_c	0.9	1.2	1.5	1.8	2.2	2.6	3.0	3.5
b/t	50.6	67.5	84.4	101.2	123.7	146.2	168.7	196.9

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

式 (1) 中の座屈係数 k は境界条件、縦横比および作用荷重により変化する。純せん断応力を受ける周辺単純支持板の座屈係数 k_c は次式の値をとる。

$$k_c = \begin{cases} 5.34 + 4.0/\alpha^2 & (\alpha \geq 1) \\ 4.0 + 5.34/\alpha^2 & (\alpha < 1) \end{cases} \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここで、純圧縮応力状態に対する座屈係数 $k_c = 4.0$ を用いた式 (3) に示す幅厚比パラメーター R_c と純せん断応力状態に対する座屈係数 k_c を用いた式 (4) に示す幅厚比パラメーター R_τ を算出した。

$$R_c = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y 12(1-\nu^2)}{E \pi^2 k_c}} = f(b/t, \sigma_y) \quad \dots \dots \dots (3)$$

R_τ は次式に示すように τ_y を用いた。

$$R_\tau = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\tau_y 12(1-\nu^2)}{E \pi^2 k_c}} = f(\alpha, b/t, \tau_y) \quad \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 R_c は b/t 、 σ_y 、 R_τ は α 、 b/t 、 τ_y の関数であることがわかる。SS 41 の場合、 R_c と b/t の関係は表-1 のとおりである。

(2) 初期不整

a) 残留応力 残留応力は文献 22) に従い、板の縦方向のみに自己平衡となるように矩形分布として導入する。残留引張応力度 σ_{rt} および残留圧縮応力度 σ_{rc} は次式に示すとおりである。

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{rt} = \sigma_y \\ \sigma_{rc} = -0.3 \sigma_y \end{array} \right\} \quad \dots \dots \dots (5)$$

b) 初期たわみ 最大初期たわみ量は道路橋示方書で規定されている許容値を考慮する。すなわち、

$$W_{0,max} = b/150 \quad \dots \dots \dots (6)$$

また初期たわみ波形については、式 (7) に示す板曲

げモード1次波形($W_{0,11}$)および、板曲げモード2次波形($W_{0,22}$)の両者を採用する。 $W_{0,11}$ は腹板の初期たわみ波形で最も顕著な波形であるが、極限状態におけるたわみ波形はたわみ波形成分 W_{ij} でモード分解すると W_{11} と W_{22} の重ね合わせで与えられることから、初期たわみ波形に関しては数値計算により検討を加える。初期たわみ波形 $W_{0,ij}$ 、たわみ波形成分 W_{ij} は次式で表現される。

$$W_{0,ij}(x, y) = W_{0,\max} \sin(i\pi x/a) \sin(j\pi y/b) \dots (7)$$

$$W_{ij}(x, y) = \overline{W}_{ij} \sin(ix/a) \sin(j\pi y/b)$$

(\overline{W}_{ij} は係数).....(8)

(3) せん断変形の導入方法

せん断変形の導入に際し、図-2に示すように解析モデルの板要素の周辺に面内曲げ剛性無限大の載荷棒を取り付ける。これらの載荷棒は、その中点において軸方向直変位と面内回転変位の2自由度を有している。境界条件は図中に示すとおりで、せん断変形は載荷棒3、4が回転することにより導入される。またせん断変形を導入した際に軸方向力が発生するのを防ぐために、載荷棒2および4の軸方向直変位は自由とする。板要素周辺の載荷棒上の節点における載荷棒軸方向変位 u, v については何らかの仮定が必要となるので、次の2方法を用いて数値計算を行い検討する。

a) 載荷棒の直変位および回転変位を用いて線形補間する(type Iとする)。

載荷棒1上の y 方向変位 $v=(a/2)\gamma+(y/b)u_4$

載荷棒2上の y 方向変位 $v=(-a/2)\gamma+(y/b)u_4$

載荷棒3, 4上の x 方向変位 $u=(x/a)u_4$

b) 載荷棒の直変位および回転変位を用い2次放物線で補間する(type IIとする)。

載荷棒1上の y 方向変位 $v=(a/2)\gamma+(y/b)^2u_4$

載荷棒2上の y 方向変位 $v=(-a/2)\gamma+(y/b)^2u_4$

載荷棒3, 4上の x 方向変位 $u=(x/a)^2u_4$

数値計算に用いたパラメーターは $\alpha=1.0$, $R_c=3.5$, $W_{0,\max}=b/150$, $\sigma_{rc}/\sigma_r=0.0$ である。せん断応力分布は両手法ともほぼ一様な分布を示した。極限強度はtype Iが $\bar{\tau}_{\max}/\tau_r=0.644$ であるのに対し、type IIでは

表-2 要素分割と極限強度

α	R_c	メッシュ	$\bar{\tau}_{\max}/\tau_r$	σ_{xx}/σ_r	σ_{yy}/σ_r	σ_{xy}/σ_r	σ_{yx}/σ_r
1.3	1.8	8 × 8	0.8075	-0.00931	-0.01439	-0.00488	0.00025
		10 × 10	0.7971	-0.01453	-0.01334	-0.00925	-0.00141
		10 × 8	0.6787	-0.00526	0.1101	-0.01069	
1.3	3.0	8 × 8	0.6596	-0.00900	-0.016	-0.00741	
		10 × 10	0.6313	-0.02015	-0.01933	-0.01053	-0.00670
		10 × 8	0.4710	-0.01288	0.1028	-0.01789	
1.5	1.8	8 × 8	0.8153	-0.00772	-0.01433	-0.00808	-0.00232
		10 × 10	0.8022	-0.01342	-0.01360	-0.00729	-0.00482
		12 × 12	0.8134	-0.00190	-0.00907	0.04132	-0.05053
		12 × 8	0.6640	-0.00118	0.1121	-0.01131	

(σ_{xx}, σ_{yy} は図-3参照)

表-3 解析モデルの諸元と極限強度

α	b/t	t (cm)	R_c	σ_{rc}/σ_r	$\bar{\tau}_{\max}/\tau_r$
0.8	101.2	1.2	1.8	0.0	0.8507
1.25	80.99	1.2	1.44	0.0	0.8504
0.8	101.2	1.2	1.8	-0.3	0.8646
1.25	80.99	1.2	1.44	-0.3	0.8637

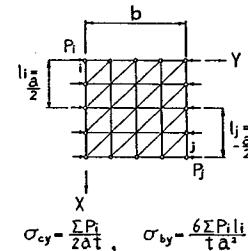


図-3 板要素と垂直応力度

$\bar{\tau}_{\max}/\tau_r=0.792$ となった。両者の相違は垂直応力の発生が原因と思われるため、極限状態における垂直応力を図-3に示すように板要素の周辺に作用する節点力より算出した。その結果、type Iでは $\sigma_{cx}/\sigma_r=-0.016$, $\sigma_{cy}/\sigma_r=-0.012$, type IIでは $\sigma_{cx}/\sigma_r=-0.101$, $\sigma_{cy}/\sigma_r=-0.203$ であった。type Iではほとんど垂直応力が発生していないのに対し、type IIでは降伏応力の10%～20%程度の垂直引張応力が発生しており、極限強度に対する垂直応力の影響が顕著に現われている。以上の考察により板要素周辺の節点の載荷棒軸方向変位はtype Iの線形補間を採用した。

(4) 要素分割と精度

要素分割と極限強度の関係について検討を行った。対象とする解析モデルを3つ取り上げその諸元と数値計算結果を表-2に示す。極限強度 $\bar{\tau}_{\max}/\tau_r$ は要素分割により影響され、その原因としては垂直応力度 $\sigma_{cx}, \sigma_{cy}, \sigma_{bx}, \sigma_{by}$ の発生が考えられる。ここで垂直応力度の値を考慮することにより、要素分割は α の値にかかわらず、板の縦横に等分割とするのがよいことがわかる。8×8メッシュと10×10メッシュとの比較では軸力による垂直応力度 $\sigma_{cx}/\sigma_r, \sigma_{cy}/\sigma_r$ は約2%以下であるが、8×8メッシュの方が純せん断応力状態に近い様子がわかる。 $\alpha=1.5, R_c=1.8, 12\times 12$ メッシュの場合については、曲げによる垂直応力度 $\sigma_{bx}/\sigma_r, \sigma_{by}/\sigma_r$ が4～5%も現われている。これより要素分割は8×8が最適だと考えられ以下の数値計算に用いた。

(5) 縦横比の範囲

板の断面寸法に関するパラメーターは、縦横比 α 、幅厚比 b/t であると述べたが、純せん断荷重を受ける板では一軸圧縮荷重の場合のように載荷辺、非載荷辺の区

別がなく、 $\alpha \geq 1$ という制限を加えても全解析モデルを対象とすることができます。一例として、残留応力がなく同一モデルで縦と横を逆にした、つまり $\alpha < 1$ 、 $\alpha \geq 1$ の 2 ケースについての解析モデルの諸元と数値計算結果より得られた極限強度を表-3 に示す。同一モデルに対しては α 、 b/t の値が異なっても極限強度は同じであることがわかる。次に解析では残留応力に関しては上述のように導入方向は一方向のみであるが、同一モデルで残留応力導入方向が異なる 2 ケースの解析モデルを考慮し、その諸元と数値計算結果を表-3 に示す。残留応力導入方向の極限強度への影響はほとんど現われない様子が認められる。以上より残留応力の有無にかかわらず解析の対象として縦横比 α は 1.0 以上としてよいことがわかる。

4. 極限強度特性

(1) 極限強度に対する初期不整の影響

a) 初期たわみ波形の影響 幅厚比パラメーター R_c が 1.8 の場合で、初期たわみ波形としては式(7)に示す $W_{0,11}$ を採用して行った計算結果より得られた極限強度を図-4 の丸印で示す。また極限状態のたわみ波形を式(8)に示す $W_{11} \sim W_{44}$ の 16 波形に分解した結果、導入した初期たわみと相似の W_{11} を除いた 15 波形の中で W_{22} が非常に卓越して存在していることがわかった。 W_{11} に対する W_{22} のたわみの絶対値の比率を表-4 に示す。次に初期たわみ波形に $W_{0,22}$ を与えた場合の極限強度を図-4 の三角印で示す。極限強度は $W_{0,11}$ の場合に比べて約 1.6 % から 3.7 % 低下した。

b) 最大初期たわみ量の影響 最大初期たわみ $W_{0,max}$ の値を変化させたときの極限強度の様子を図-5 に示す。初期たわみ波形 $W_{0,11}$ 、 $W_{0,22}$ に関係なく最大初期たわみ量による極限強度の敏感度は大変小さく、Harding らの研究結果^{14),15)}を裏付けていることがわかる。

c) 残留応力の影響 幅厚比パラメーター R_c の値を変化させて極限強度の残留応力による影響を調べた結果、平均せん断応力度 $\bar{\tau}$ とせん断変形の関係を図-6 に示す。残留応力の存在によって、せん断変形は大きくなるが、極限強度は約 2 % しか変わらず、残留応力の極限強度に与える影響は無視し得るほど小さいことが認められる。また $R_c=0.9$ の場合に残留応力の存在により極限強度が上昇し、1.8 % 高い値となった。

以上より、初期たわみ波形に $W_{0,22}$ 、最大初期たわみ量に $b/150$ を用いて表-5 に示すように縦横比 α と幅厚比パラメーター R_c の値を変化させて極限強度を算定した。

(2) たわみ波形

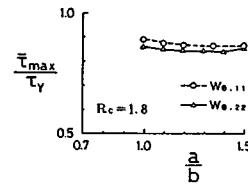


図-4 初期たわみ波形と極限強度

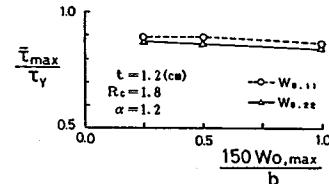


図-5 最大初期たわみ量と極限強度

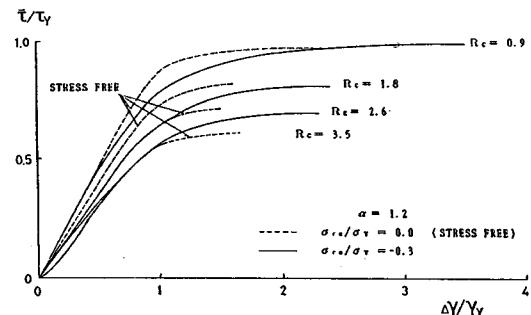


図-6 平均せん断応力度-せん断変位曲線

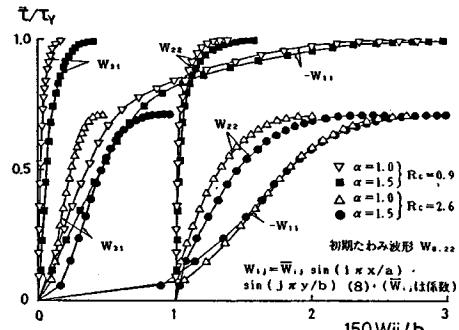


図-7 平均せん断応力度-一般化変位曲線

表-4 板曲げ 2 次波形の比率 (W_{22}/W_{11})

α	1.0	1.1	1.2	1.35	1.5
W_{22}/W_{11}	0.451	0.478	0.494	0.538	0.577

表-5 パラメーターとその値

①縦横比: $\alpha (= a/b)$; 1.0, 1.2, 1.25, 1.3, 1.5
②幅厚比: b/t ,
幅厚比パラメーター: $R_c = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y 12(1-\nu^2)}{E \pi^2 k_c}}$ (3)
但し $t = 1.2$ (cm), $\sigma_y = 2400$ (kg/cm ²), $\nu = 0.3$, $E = 2.1 \times 10^6$ (kg/cm ²), $k_c = 4.0$

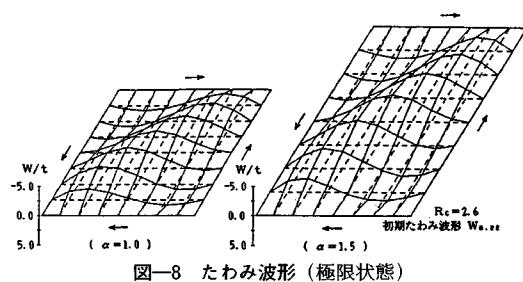


図-8 たわみ波形（極限状態）

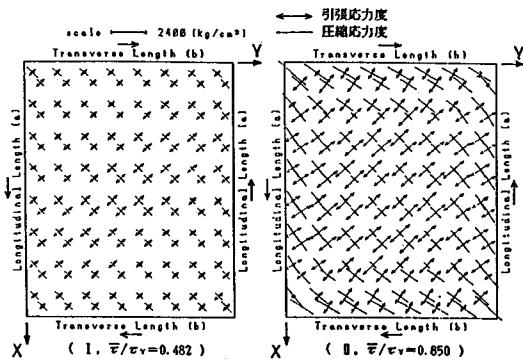
図-9 主応力度の分布図 ($\alpha=1.25, R_c=1.44$)

図-7にはたわみ波形を式(8)に示す $W_{11} \sim W_{44}$ の16波形に分解した結果得られた主な3波形と平均せん断応力度 $\bar{\tau}$ との関係を示す。いずれも初期たわみ波形に相似な波形 W_{22} と W_{11} が卓越しており、お互い逆方向の値を取り大きく成長して破壊に至る挙動が特に顕著である。図-8には極限状態でのたわみ波形を板厚で無次元化して示す。縦横比の増加に伴ったたわみ波形は大きくなる様子が認められ、 $\alpha=1.5$ の板中央点のたわみは $\alpha=1.0$ の約1.20倍である。ここで W_{11} と W_{22} の両たわみ波形の重ね合わせが斜め張力場の形成に大きく関与しているものと思われる。

(3) 主応力度分布

図-9は残留応力がなく $\alpha=1.25, R_c=1.44$ の場合について状態I ($\bar{\tau}/\tau_y=0.482$)と状態II ($\bar{\tau}/\tau_y=0.850$ 、極限状態)における主応力度分布を示したものである。状態Iでは各要素における主応力度は引張、圧縮ともほぼ均一であるのに対して、せん断変形の進行に伴って図-7に示すようにたわみ波形 W_{11} が卓越し、これとともに応力の配分が起こり最終的に状態IIでは板隅角部では圧縮主応力が、板中央部では引張主応力が卓越する様子が認められ、ここに斜め張力場の形成が伺われる。なお極限状態においては、残留応力の存在する場合の計算結果もほぼ同様の主応力度分布となった。

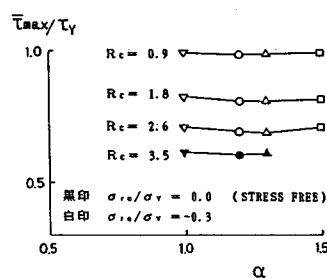
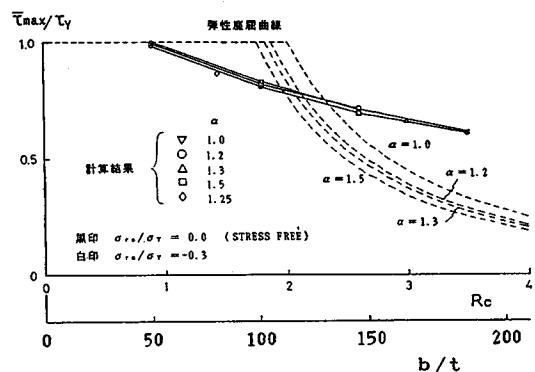
(4) 極限強度曲線

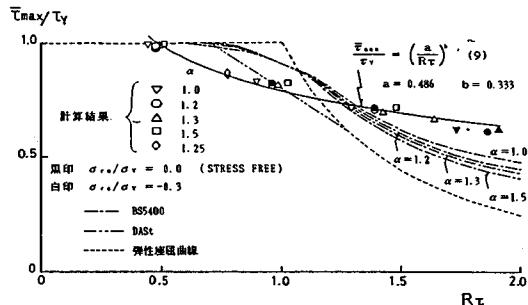
縦軸に極限強度をとり、横軸に α をとったものを図

-10, R_c をとったものを図-11, R_t をとったものを図-12に示す。

a) 縦横比の影響 図-10より、いずれの値の R_c に対しても $\alpha=1.2$ 付近で極限強度は最低となるが、その低下量は約2~3%であり、断面寸法に関するパラメーターで極限強度に支配的なものは $R_c (=b/t)$ であることが認められる。

b) 幅厚比の影響 R_c を用いて計算結果をプロットした図-11には α に応じて弾性座屈曲線も併せて描いた。極限強度は、いずれの計算結果においても R_c の小さい領域では弾性座屈曲線より低い値となる一方、 R_c の大きい領域では高い値となる。この領域では後座屈強度が期待できる様子で R_c の増加に伴い後座屈強度が上昇する傾向がわかる。計算結果と弾性座屈曲線の交点については、 $\alpha=1.0$ の場合、 $R_c=2.4, 1.2, 1.3, 1.5$ で $R_c=2.2, 2.1, 2.0$ の値をとる。また極限強度の α の値による相違は、上述のように約2~3%であり、 $\alpha=1.2, 1.3$ の曲線が低い値を示した。パラメーター α を考慮できる式(4)に示す R_t を用いて計算結果をプロットした図-12では、弾性座屈曲線は1本で表現できる。 $\alpha=1.5$ の計算結果を除いて図-11にみられる α の値による極限強度の相違は顕著でなく、計算結果と弾性座屈曲線の交点についてはいずれの場合も $R_t=1.15$ となつた。また極限強度は1本の曲線で表現できるよう

図-10 極限強度曲線(α)図-11 極限強度曲線(R_c)

図-12 極限強度曲線(R_τ)と基準耐荷力曲線

である。ここで最小二乗法により図中の実線で示す式(9)を得た。

$$\frac{\tau_{max}}{\tau_y} = \left(\frac{0.486}{R_\tau}\right)^{0.333} \leq 1, \quad 0.486 \leq R_\tau \leq 2 \dots \dots \dots (9)$$

5. 現行示方書との比較

図-12には α に応じてBS 5400²³⁾およびDAST Ri-012²⁴⁾の基準耐荷力曲線を一点鎖線、二点鎖線で示した。ただしBS 5400に関しては、フランジの剛度に関するパラメーターは $m_{rw}=0$ と置いた場合を考えている。計算結果に基づく極限強度曲線は両示方書の基準耐荷力曲線とはかなり異なる様子であり、交点については、DASTに対しては $R_\tau=1.05$ 、BS 5400に対しては α に応じて個々に求めると、 $\alpha=1.0, 1.2, 1.3, 1.5$ で $R_\tau=1.35, 1.30, 1.30, 1.20$ となった。設計荷重が各國において異なるので、耐荷力曲線の値そのものの比較は現状ではあまり意味をもたないが、基準耐荷力曲線と極限強度曲線から判断して $R_\tau>1.3$ においてまだ極限強度を高く評価できると考えてよい。

6. 結論

本研究によって得られた結論を要約すると以下のとおりである。

(1) 解析モデルについて

a) 板要素周辺に剛体の載荷棒を取り付け、境界条件、板要素境界上の変位を工夫して純せん断応力状態を得た。このとき、板要素周辺の節点における載荷棒軸方向変位は線形式を用いることよい。

b) 要素分割を変化させて解析した結果、精度良く純せん断応力状態が得られたのは 8×8 メッシュであった。

c) 縦横比 α は解析の対象として1.0以上としてよいことが数値計算結果より認められた。

(2) 極限強度特性について

a) 初期たわみ波形としては、板曲げモード2次波形($W_{0,22}$)が板曲げモード1次波形($W_{0,11}$)に比べて極限強度に不利な波形であり、約1.6~3.7%の極限強度の低下

を招いた。また最大初期たわみ量の極限強度への影響は小さい。

b) 残留応力の極限強度への影響は小さいが、その存在によってせん断変形は大きくなる。また $\alpha=1.2$ 、 $R_c=0.9$ の場合は残留応力の存在により極限強度が1.8%上昇した。

c) 初期たわみ波形が $W_{0,22}$ の場合、極限状態におけるたわみ波形は波形成分 W_{11}, W_{22} が卓越し、お互いに逆方向の値を取って斜め張力場の形成に寄与するものと考えられる。

d) 極限状態では板隅角部に圧縮主応力が、板中央部に引張主応力が卓越し、斜め張力場の形成が認められた。

e) 幅厚比 b/t が一定の場合、極限強度に対する縦横比 α の影響について α を1.0から1.5まで変化させて調べてみたところ、極限強度の変化量は約2~3%であり、 $\alpha=1.2$ 近傍で最も極限強度は低くなつた。また断面寸法に関するパラメーターで極限強度に支配的なものは b/t であることが認められた。

f) パラメーター α を考慮できる R_τ を用いて計算結果をプロットすると、極限強度は α の値にかかわらず1本の曲線で表現できるようであり、最小二乗法により極限強度曲線 $\tau_{max}/\tau_y = (0.486/R_\tau)^{0.333} \leq 1$ を得た。弹性座屈曲線との比較を行った結果、 $R_\tau=1.15$ を境界として、 $R_\tau \leq 1.15$ では極限強度は弾性座屈強度よりも低下し、 $R_\tau > 1.15$ では後座屈強度が期待でき、 R_τ の増加に伴い後座屈強度が上昇する傾向がみられた。

(3) 現行示方書との比較について

a) 計算結果に基づく極限強度曲線とDAST Ri-012、BS 5400の基準耐荷力曲線とを比較した結果、両曲線の交点はDASTの場合 $R_\tau=1.05$ 、BS 5400の場合 $\alpha=1.0, 1.2, 1.3, 1.5$ で $R_\tau=1.35, 1.30, 1.30, 1.20$ となつた。

b) 極限強度曲線をもとにして、各示方書の基準耐荷力曲線と比較すれば、 $R_\tau>1.3$ においてまだ極限強度を高く評価できる。

参考文献

- 長谷川彰夫・西野文雄・奥村敏恵：水平補剛材を有するプレートガーダーのせん断耐荷力、土木学会論文報告集、第235号、pp. 13~28、1975年3月。
- 森脇良一・藤野眞之：初期不整を有するプレートガーダーのせん断強度に関する実験的研究、土木学会論文報告集、第249号、pp. 41~54、1976年5月。
- Basler, K. : Strength of Plate Girders in Shear, Proc. ASCE, Vol. 87, No. ST7, 1961.
- Basler, K. and Thürlmann, B. : Strength of Plate Girders in Bending, Proc. ASCE, Vol. 87, No. ST6, 1961.
- Cooper, P. B. : Strength of Longitudinally Stiffened

- Girders, Proc. ASCE, Vol. 93, No. ST2, 1967.
- 6) 藤井登喜男：座屈と塑性を考慮した最小重量設計（第3報），日本造船学会論文集，No. 122, 1967.
 - 7) Komatsu, S. : Ultimate Strength of Stiffened Plate Girders Subjected to Shear, Proc. IABSE, Colloquium on Design of Plate Girders for Ultimate Strength, London, 1971.
 - 8) Rockey, K. C. and Skaloud, M. : The Ultimate Load Behaviour of Plate Girders Loaded in Shear, The Structural Engineer, Vol. 50, No. 1, 1972.
 - 9) Rockey, K. C. : An Ultimate Load Method of Design for Plate Girders, Development in Bridge and Construction, Crosby Lockwood, 1971.
 - 10) Höglund, T. : Design of Thin-Plate I Girders in Shear and Bending, Roy. Inst. Technol., Bull., 94, Stockholm, 1973.
 - 11) Herzog, M. : Ultimate Static Strength of Plate Girders from Tests, Proc. ASCE, Vol. 100, No. ST5, 1974.
 - 12) 小西一郎・白石成人・渡辺英一：腹板の耐荷力に関する一考察，土木学会論文集，第136号，pp. 15～23, 1966年12月。
 - 13) Rothwell, A. and Allahyari, H. : The Compressive Stiffness of a Thin Plate Buckled in Shear, Journal of Strain Analysis, Vol. 15, No. 4, pp. 209～215, 1980.
 - 14) Harding, J. E., Hobbs, R. E. and Neal, B. G. : The Elasto-Plastic Analysis of Imperfect Square Plates under In-plane Loading, Proc. ICE, Part 2, Vol. 63, pp. 137～158, March, 1977.
 - 15) Dowling, P. J., Frieze, P. A. and Harding, J. E. : Imperfection Sensitivity of Steel Plates under Complex Edge Loading, Stability of Steel Structures, Preliminary Report, Liege, pp. 305～314, April, 1977.
 - 16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，丸善，昭和55年2月。
 - 17) 奈良 敬・小松定夫：純せん断応力を受ける鋼板の極限強度に関する研究，土木学会第38回年次学術講演会講演概要集，I-88, 1983年9月。
 - 18) 奈良 敬・出口恭司・福本勝士：純せん断応力を受ける鋼板の極限強度特性について，昭和62年度関西支部年次学術講演会講演概要，I-21, 1987年4月。
 - 19) 出口恭司・奈良 敬・福本勝士：純せん断応力を受ける鋼板の極限強度曲線について，土木学会第42回年次学術講演会講演概要集，I-63, 1987年9月。
 - 20) Kikuchi, F. and Ando, Y. : Application of Simplified Hybrid Displacement Method to Large Deflection Analysis of Elastic-Plastic Plates and Shells, Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo (B), Vol. 31, No. 1, pp. 117～135, 1973.
 - 21) 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。
 - 22) 小松定夫・牛尾正之・北田俊行：補剛板の密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。
 - 23) BS 5400 : Part 3, BSI, 1982.
 - 24) Deutscher Ausschuss für Stahlbau Richtlinien : DAST Ri-012, 1978.

(1987.5.22・受付)