

## 組合せ荷重を受けるプレートガーダーの極限強度

### ULTIMATE STRENGTH OF PLATE GIRDERS UNDER COMBINED BENDING AND SHEAR

小松定夫\*・森脇良一\*\*・藤野真之\*\*\*・滝本哲四郎\*\*\*\*

By Sadao KOMATSU, Yoshikazu MORIWAKI, Masayuki FUJINO  
and Tetsushiro TAKIMOTO

#### 1. ま え が き

プレートガーダーの腹板の座屈形式および桁の崩壊パターンは、せん断、純曲げおよびせん断と曲げの組合せの3通りの断面力を受ける場合に分類される<sup>1)</sup>。一方、プレートガーダーが溶接で製作される場合、フランジや腹板のような薄板構造要素には、残留応力や初期たわみなどの初期不整が必然的に発生する。このような初期不整が、上記3種類の座屈および崩壊パターンにそれぞれ対応する腹板の座屈強度、および桁全体の極限強度などの構造強度に、実際にどの程度の影響を与えるかについて調査検討することが、プレートガーダーの設計の合理化、さらに安全性を確保するために、重要な課題としてクローズアップされてきた。

ところで、プレートガーダーの設計としては、古くから周知の弾性分岐座屈理論<sup>2)</sup>を基準とするものがある。ところが、1957年以降、Basler<sup>3)~5)</sup>などによって、いわゆる腹板の局部座屈後における桁全体の力学的挙動が詳細に研究されて以来、多くの研究者によって、腹板座屈後の耐荷余力を重要視した桁全体の極限強度に関する研究が盛んに行われるようになった。最近では、これらの研究成果を取り入れ、極限強度を基準にした設計が推奨されている。

プレートガーダーの腹板の座屈強度および桁全体の極限強度に関する理論的あるいは実験的研究は、せん断力あるいは曲げモーメントが、それぞれ単独に作用する場合については、きわめて多数の報告がなされている。しかしながら、プレートガーダーの座屈および崩壊挙動は、せん断、曲げおよびこれらの組合せによる3つのパ

ターンに分類される。これらの各種パターンについて体系的に検討した研究はきわめてわずかである。これに関連して、Baslerがおのおのの断面力を受ける場合について、腹板の座屈強度および桁全体の極限強度を、特定の力学モデルを対象にして体系的に解析した。それ以来、Ostapenko・Chern<sup>6)~8)</sup>がBaslerの基本的な力学モデルに棒組作用を加えて説明した。わが国においても、秋田・藤井<sup>9)~11)</sup>は曲げ座屈による応力欠損状態を、より忠実に実験結果に適合させ得るようなモデルを考案し、塑性崩壊に立脚した上記3つのパターンに対する極限強度式を提案した。さらに、Herzog<sup>12)</sup>は、多くの実験結果とRockey・Skaloud<sup>13)</sup>のモデル解析を併用することにより、簡便な実用公式を提案している。また、最近では、長谷川・和田・西野<sup>14)</sup>らが、腹板の曲げ座屈後の現象を取り扱うため、腹板の有効幅を取り上げて評価し、その有効幅と圧縮フランジからなるT形断面を柱と考え、垂直補剛材位置を固定端とする崩壊モードを仮定して、曲げ耐荷力を推定する塑性解析理論を発表している。このように、プレートガーダーの座屈、極限強度に関する研究の進展は顕著である。

一方、初期不整と桁の極限強度の関係を論じた研究については、福本・藤原・渡辺<sup>15)</sup>が桁あるいははりの横倒れ座屈に伴う極限強度について実験を行い、残留応力が極限強度に顕著に影響することを示した。また、長谷川・西野・奥村<sup>16),17)</sup>は、水平補剛材を有する桁に曲げモーメントあるいはせん断力が単独に作用する場合の桁の極限強度に及ぼす初期不整の影響について実験的に検討し、初期たわみの極限強度への影響を論じた。また、文献37)では、組合せ荷重下での実験結果より、無補剛プレートガーダーでのBaslerの理論が水平補剛材を有するプレートガーダーの極限強度算定に拡張できることを論じた。これらの研究により、初期不整と極限強度特性の一面が明らかにされたが、この種の研究はいまだ数少なく、初期不整が必然的に発生する実橋のプレートガー

\* 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科

\*\* 正会員 工博 (株)神戸製鋼所構造研究所 次席研究員

\*\*\* 正会員 工博 (株)神戸製鋼所構造研究所 主任研究員

\*\*\*\* 正会員 (株)神戸製鋼所構造研究所 研究員

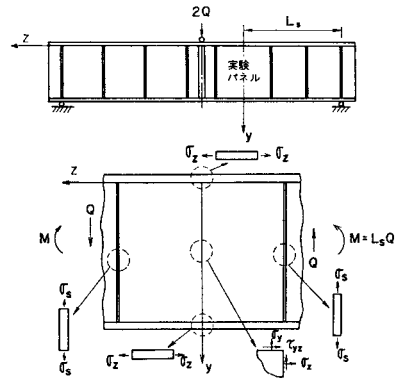
ダーの設計を考えていくうえで、種々の検討を加える余地が残されているものと考えられる。

そこで、著者らは、実際の橋梁に多用される、垂直補剛材のみを有する基本的な単純支持された溶接プレートガーダーを、わが国の材料、製作技術の現状に即して忠実に再現した大型供試体を製作し、これによって、せん断力と曲げモーメントを同時に受ける、いわゆる組合せ荷重下での腹板の座屈強度、および桁全体の極限強度が初期不整によって実際にどのような影響を受けるのかについて、文献 14)~17) で報告した一連の実験的研究によって検討し、実用的な強度経験式を提示した。しかし、これらの経験式は実験の範囲（特に、 $0.63 \leq \alpha \leq 2.0$ 、 $4.5 \leq \phi \leq 11.4$ 、ただし  $\alpha$  は腹板の縦横比、 $\phi$  は  $\beta \cdot \sqrt{\sigma_{yw}/E}$  で与えられる腹板の幅厚比パラメーター、ここに  $\beta$  は腹板の幅厚比、 $\sigma_{yw}$  は降伏点、 $E$  は縦弾性係数）という限られた範囲に対して適用可能であるが、このままでは一般性の面で問題がある。そこで、この適用範囲をさらに拡張一般化するために、本論文では、桁全体の極限強度解析を行おうとするものである。

プレートガーダーの極限強度解析は、現在二つの方法に大別される。一つは、有限変位理論を適用して純理論的に解析する方法であり、もう一つは、適切な崩壊モードを設定し、その耐荷力を求めるいわゆる塑性解析法により解析する方法である。本報告での解析は、曲げモーメントとせん断力が同時に作用する桁全体の力学モデルを考え、各種崩壊パターンを想定し、そのときの極限強度を塑性解析法により明らかにすることを目的としている。極限強度の計算は荷重増分法により実施し、各種因子の影響を明らかにし、さらに著者らの 21 体の実験結果<sup>16)</sup>および既報の 53 体の実験結果（文献 18)~28)）と本解析値を比較し、解析法の妥当性を検証する。さらに、著者らが提示した経験式<sup>16),17)</sup>とこれら合計 74 体の実験結果を比較し、経験式の適用範囲を明らかにしようとするものである。

なお、解析は次に示す条件および仮定のもとに実施した。

- ① プレートガーダーの断面は I 形 1 軸対称断面とする。
- ② 断面の曲げ剛性、そりねじれ剛性および St. Venant のねじれ剛性は弾性域のみ有効とする。
- ③ 材料は、Mises の降伏条件に従う完全弾塑性体とし、降伏後は初期降伏時の応力状態を保持するものとする。
- ④ 著者らはすでに実験的研究<sup>14)~16)</sup>により、腹板の初期たわみが純曲げ座屈強度に与える影響を明らかにするとともに、桁全体の極限強度への影響がほとんどないことを明らかにした。そこで、本解析では、腹板の初期



図一 組合せ荷重下における作用応力と座標軸

たわみの影響を受けない、桁全体の極限強度を取り扱う。

⑤ 桁断面の残留応力分布は、既報<sup>14),29)</sup>の基礎データを用いて定式化し、その大きさおよび分布形状は、腹板座屈前後で変わらないものとする。

⑥ 垂直補剛材は十分な剛性を有し、垂直補剛材の座屈あるいは降伏に起因して桁が崩壊しないものとする。

⑦ 応力については、図一に示すように、フランジでは桁軸方向垂直応力のみを、垂直補剛材では桁高方向垂直応力のみを、腹板では桁軸方向と桁高方向の垂直応力およびせん断応力を考慮し、他の応力成分は考慮しない。

⑧ 実験パネル中央の断面に作用する曲げモーメントとせん断力を外力として導入する。

⑨ プレートガーダーは静定系であると仮定し、したがって、腹板の座屈あるいは局部降伏によって、着目パネルの曲げモーメントとせん断力の比は変わらないものとする。

⑩ 着目パネルの曲げモーメントとせん断力の比を一定に保持し、両者が 0 から比例的に増加するものとする。

## 2. 解析方法

### (1) 外力と応力成分の関係

解析において最も重要なことは、外力と断面内の応力との関係をどのように考えるかである。腹板の座屈が起こるまでは、はり理論に従うと考えられるが、腹板座屈後の応力分布は複雑であり、従来の研究者による国際的討論の場においても統一的な結論に達していないようである<sup>1)</sup>。しかしながら、これまでの多くの実験的研究によって、せん断力が支配的な場合については、座屈後の腹板には斜め方向の引張応力（斜張力）が生じ、このた

め腹板座屈後も、なおかなりの耐荷余力が期待されることが明らかとなっている。なお、崩壊時には、上下フランジの曲げ剛性が小さい場合には、フランジのある位置に塑性ヒンジが形成され得るとの報告<sup>6), 30)</sup>もあり、既報<sup>14), 16)</sup>の結果においても、腹板の幅厚比、フランジの剛度、フランジの垂直応力分布により、その形成の認められたものあるいは認められないものの両者のケースがあった。そこで、本論文ではこのような枠組作用による耐荷力も考慮する。一方、曲げモーメントを支配的に受ける場合には、腹板座屈後の圧縮側腹板には応力を受け持たない部分が生じ、圧縮側の軸力は、この部分を除いた圧縮側の腹板部分(腹板の有効幅)と圧縮フランジとからなる T 断面(図-2)に受け持たれる傾向のあるこ

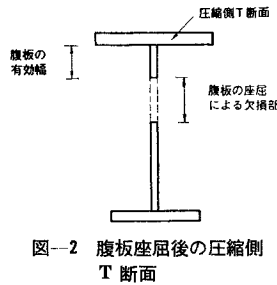


図-2 腹板座屈後の圧縮側 T 断面

とが既報<sup>15)</sup>の実験的研究でも明らかにされた。また、このような現象のあることは、文献 4), 7), 10), 31) でも報告されている。また、その崩壊モードに関しては、桁全体が下フランジを中心にねじれ、かつ横方向に変形する水平座屈と、圧縮フランジと腹板の一部からなる T 断面部分が、圧縮フランジの中心まわりに局所的なねじれを生ずるモード (T 断面のねじれ座屈)、圧縮フランジが局所的に垂直方向に変形するモード (垂直座屈) の 3 種類が存在すると報告<sup>4), 7)</sup>されている。また、先述した文献 34) では、T 断面部分の柱の座屈をプレートガーダーの曲げ耐荷力に結びつけた理論が展開されており、設計に対する一つの考え方が示されている。

既報<sup>16)</sup>の実験的研究によれば、せん断力と曲げモーメントを同時に受ける場合も、類似の現象(せん断力が支配的な場合は斜張力が生じ、曲げモーメントが支配的な

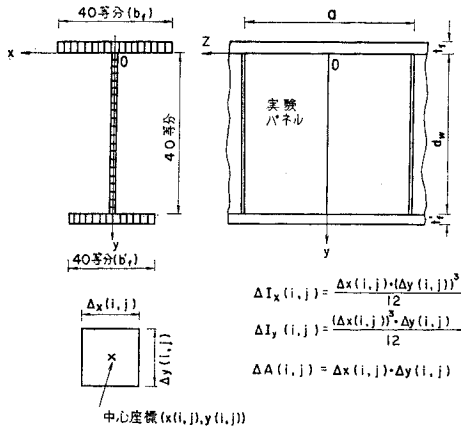


図-3 座標軸と要素分割

場合は、圧縮側腹板に断面欠損部が生ずる現象)が認められた。そこで、これらの実験結果を十分尊重して、腹板座屈前後の外力と応力の関係を以下の (b) および (c) に述べるように考察した。なお、本解析は荷重増分法に基づいており、外力と応力の関係は増分関係で与えている。解析では、図-3 に示すように実験パネルの中央断面における圧縮フランジの下縁と腹板との接合点に座標原点 O をとり、x, y, z の各座標軸を設定した。また、降伏域の広がりの評価を容易にするために、I 断面を 120 の要素 (圧縮フランジ 40 等分、腹板 40 等分、引張フランジ 40 等分) に細分割した。

a) 断面諸量の計算

解析に必要な断面諸量は、次のように算定した。なお、以下の式においては 図-3 に示す要素番号の添字 (i, j) は、特別な場合を除いて省略する。

① 要素に関する断面諸量

$$\text{断面積} : dA = \Delta x \cdot \Delta y \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{要素中央を通り } x \text{ 軸に平行な軸まわりの断面 2 次モーメント} : dI_x = dA \cdot (dy)^2 / 12 \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{要素中央を通り } y \text{ 軸に平行な軸まわりの断面 2 次モーメント} : dI_y = dA \cdot (dx)^2 / 12 \dots\dots\dots (3)$$

② I 断面に関する断面諸量

$$\text{断面積} : A = \sum dA \dots\dots\dots (4)$$

ただし、 $\sum$  は全要素の和を示す。

$$\text{弾性断面積} : eA = \sum dA \dots\dots\dots (5)$$

ただし、 $\sum$  は弾性要素の和を示す。

弾性断面の図心の y 座標 :

$$e y_c = \sum (dA \cdot y) / eA \dots\dots\dots (6)$$

弾性断面の図心を通り x 軸に平行な軸まわりの断面 2 次モーメント :

$$e I_x = \sum (dA \cdot y^2) - e y_c^2 \cdot eA + \sum dI_x \dots\dots\dots (7)$$

弾性断面の y 軸まわりの断面 2 次モーメント :

$$e I_y = \sum (dA \cdot x^2) + \sum dI_y \dots\dots\dots (8)$$

弾性断面のそりねじれ定数 :

$$e I_w = \frac{\sum_{i=1} (dA \cdot x^2) \cdot \sum_{i=3} (dA \cdot x^2) \cdot (d_w + t_f / 2 + t_f' / 2)^2}{\sum_{i=1} (dA \cdot x^2) + \sum_{i=3} (dA \cdot x^2)} \dots\dots\dots (9)$$

弾性断面のせん断中心の y 座標 :

$$e y_s = \sum \{ dA \cdot x^2 (y - e y_c) \} / e I_y + e y_c \dots\dots\dots (10)$$

弾性断面の St. Venant のねじれ定数 :

$$e K_T = \{ t_f^2 \sum_{i=1} dA + t_w^2 \sum_{i=2} dA + t_f'^2 \sum_{i=3} dA \} / 3 \dots\dots\dots (11)$$

ただし、 $\sum_{i=1}$ ,  $\sum_{i=2}$  および  $\sum_{i=3}$  は、それぞれ圧縮フランジ、腹板および引張フランジのみの弾性要素の和を示す。また、 $d_w$  は腹板高、 $t_f$ ,  $t_w$  および  $t_f'$  は、それぞれ圧縮フランジ厚、腹板厚および引張フラン

ジ厚を示す。

③ 圧縮側の T 断面に関する断面諸量（腹板座屈後、圧縮側の腹板に軸力を受け持たない部分が生じ、図-2 に示すように断面欠損部が生じるが、この断面欠損部を除いた圧縮側 T 断面をいう）

弾性断面の y 軸まわりの断面 2 次モーメント：

$$eI_{yT} = T \sum (\Delta A \cdot x^2) + T \sum \Delta I_y \dots\dots\dots (12)$$

ただし、 $T \sum$  は圧縮側 T 断面に含まれる弾性要素の和を示す。

弾性断面のそりねじれ定数： $eI_{wT} = 0 \dots\dots\dots (13)$

弾性断面の St. Venant のねじれ定数：

$$eK_{TT} = \{t_f^2 \cdot T \sum_1 \Delta A + t_w^2 \cdot T \sum_2 \Delta A\} / 3 \dots\dots\dots (14)$$

弾性断面のせん断中心の y 座標：

$$e y_{sT} = -t_f / 2 \dots\dots\dots (15)$$

④ 有効曲げ断面に関する断面諸量（図-2 に示す断面欠損部を I 断面から除いた残りの断面）

弾性断面の図心の y 座標：

$$e y_{cM} = M \sum (\Delta A \cdot y) / M \sum \Delta A \dots\dots\dots (16)$$

ただし、 $M \sum$  は有効曲げ断面に含まれる弾性要素の和を示す。

弾性断面の図心を通り x 軸に平行な軸まわりの断面 2 次モーメント：

$$eI_{xM} = M \sum (\Delta A \cdot y^2) - e y_{cM}^2 \cdot M \sum \Delta A + M \sum \Delta I_x \dots\dots\dots (17)$$

**b) 腹板座屈前の外力と応力の関係**

せん断力の増分 ( $dQ$ ) に対しては、薄い腹板の弾性断面にほぼ一様なせん断応力の増分 ( $d\tau_{yz}$ ) が生じてつり合い、曲げモーメントの増分 ( $dM$ ) に対しては、桁の弾性断面に図心からの距離に比例する z 方向の垂直応力の増分 ( $d\sigma_z$ ) が生じてつり合うことから、次式が成立する。

$$d\tau_{yz} = dQ / \sum_{i=2} \Delta A \dots\dots\dots (18)$$

$$d\sigma_z = dM (y - e y_c) / e I_x \dots\dots\dots (19)$$

また、その他の応力増分はないものとし、それぞれ腹板と垂直補剛材の y 軸方向の垂直応力増分  $d\sigma_y$  と  $d\sigma_s$  は 0 とする。

**c) 腹板座屈後の外力と応力の関係**

ある腹板パネルのみがせん断座屈を生じ張力場が発生したものとす。その腹板のせん断力の増分 ( $dQ$ ) に対しては、腹板の弾性断面に生ずる斜張力増分 ( $d\sigma_t$ ) の y 軸、z 軸方向の成分と直交座標方向の応力成分の増分 ( $d\tau_{yz}$  および  $d\sigma_y$ ) とのつり合い、曲げモーメントの増分 ( $dM$ ) に対しては、有効曲げ断面の弾性断面の図心からの距離に比例する z 軸方向の応力増分 ( $d\sigma_{zm}$ ) とつり合うことから、次のような関係が導かれる。

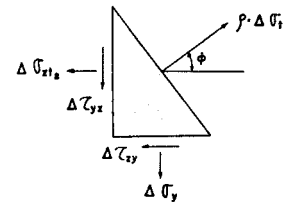
まず、腹板の分割要素に生ずる単位幅当たりの斜張力

の増分を  $\rho \cdot d\sigma_t$  とし、図-4 に示すように、y と z の直交 2 軸方向の応力成分の増分 ( $d\tau_{yz}$ ,  $d\sigma_y$ ,  $d\sigma_{zt2}$ ) とのつり合いを考えると、次式が得られる。

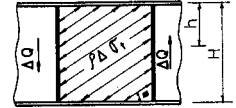
$$d\tau_{yz} = \rho \cdot d\sigma_t \cdot (\sin 2\phi) / 2 \dots\dots (20)$$

$$d\sigma_y = \rho \cdot d\sigma_t \cdot (1 - \cos 2\phi) / 2 \dots\dots\dots (21)$$

$$d\sigma_{zt2} = \rho \cdot d\sigma_t \cdot (1 + \cos 2\phi) / 2 \dots\dots\dots (22)$$



(a) 斜張力増分による分割要素の 2 軸方向成分



(b) 斜張力とせん断力の関係

図-4 斜張力モデル

ただし、 $\rho$  は斜張力の平均化係数であり、その求め方は 3. で述べる。

次に、せん断力の増分とのつり合い式 ( $dQ = \sum d\tau_{yz} \cdot \Delta A$ ) と式 (20) より、次式が得られる。

$$d\sigma_t = dQ / \{\sin \phi \cdot \cos \phi \sum_{i=2} (\rho \cdot \Delta A)\} \dots\dots\dots (23)$$

また、斜張力が垂直補剛材を通して圧縮および引張フランジに作用し、両フランジには桁軸方向の圧縮応力 ( $d\sigma_{zt1}$ ,  $d\sigma_{zt3}$ ) が発生する。これらの軸力が斜張力の z 方向成分 ( $\sum_{i=2} d\sigma_{zt2} \cdot \Delta A$ ) と垂直補剛材を介してつり合うことから、以下のように  $d\sigma_{zt1}$ ,  $d\sigma_{zt3}$  が与えられる。

$$d\sigma_{zt1} = (K - 1) \cdot d\sigma_t \cdot (1 + \cos 2\phi) \cdot \sum_{i=2} (\rho \cdot \Delta A) / (2 \sum_{i=1} \Delta A) \dots\dots\dots (24)$$

$$d\sigma_{zt3} = -K \cdot d\sigma_t \cdot (1 + \cos 2\phi) \cdot \sum_{i=2} (\rho \cdot \Delta A) / (2 \sum_{i=3} \Delta A) \dots\dots\dots (25)$$

ただし、 $K = h/H$  であり、 $h$  は斜張力の合力の腹板における作用中心点と圧縮フランジの中心との間隔であり、 $H$  は圧縮フランジ中心と引張フランジ中心との間隔である。1 次モーメントのつり合い式、 $\sum_{i=2} (\sigma_{zt2} \cdot y \cdot \Delta A) = (h - t_f / 2) \sum_{i=2} (\sigma_{zt2} \cdot \Delta A)$  より  $h$  が求まる。すなわち、 $K$  は次式で与えられる。

$$K = \frac{\sum_{i=2} (\rho \cdot \Delta A \cdot y) / \sum_{i=2} (\rho \cdot \Delta A) + t_f / 2}{d_w + t_f / 2 + t_f' / 2} \dots\dots\dots (26)$$

次に、斜張力による z 方向の応力成分と垂直補剛材の圧縮軸力がつり合う条件より、同様にして求めると、垂直補剛材の応力増分 ( $d\sigma_s$ ) は次式のようになる。

$$d\sigma_s = \alpha \cdot d\sigma_t \cdot (1 - \cos 2\phi) \cdot \sum_{i=2} (\rho \cdot \Delta A) / (2 A_s) \dots\dots\dots (27)$$

ただし、 $A_s$  は垂直補剛材の断面積である。

一方、曲げモーメントの増分 ( $dM$ ) によって、有効曲げ断面に生ずる軸応力増分 ( $d\sigma_{zm}$ ) は次式で与えられる。

$$\Delta\sigma_{zm} = \Delta M \cdot (y - e_y y_{eM}) / e I_{xM} \dots\dots\dots (28)$$

ここに  $e I_{xM}$  は、応力欠損部および塑性領域を除く断面部分の図心に関する断面 2 次モーメントである。

そこで、組合せ荷重下での腹板座屈後の  $z$  軸方向の応力増分 ( $\Delta\sigma_z$ ) は、圧縮フランジでは式 (24) と式 (28) を重ね合わせたもので与えられ、腹板および引張フランジでも同様に求まり、それぞれ次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta\sigma_z &= \Delta\sigma_{zt1} + \Delta\sigma_{zm} \text{ (圧縮フランジ)} \\ \Delta\sigma_z &= \Delta\sigma_{zt2} + \Delta\sigma_{zm} \text{ (腹板)} \\ \Delta\sigma_z &= \Delta\sigma_{zt3} + \Delta\sigma_{zm} \text{ (引張フランジ)} \end{aligned} \right\} \dots\dots (29)$$

以上のように求められた腹板座屈後の外力と応力の関係は、曲げモーメントとせん断力の比が一定であるという仮定を考慮すれば、要素の各応力成分の増分とせん断力の増分との間に線形関係が成立していることを示している。この関係が成立するためには、外力の一つの増分区間の中では、桁の弾性断面に変化のないことが条件となる。その意味から、外力の増分量の決定は、本解析において重要な項目の一つであり、その決定法を以下に述べる。

いま、ある外力 ( $P$ ) において、弾性状態にある一つの要素に着目し、その要素の応力成分を一般に  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$  であるとする。また、与えられた外力の増分と応力の増分との線形関係から、外力の小さい増分 ( $\Delta P_0$ ) に対する応力の増分が  $\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\sigma_z, \Delta\tau_{xy}, \Delta\tau_{yz}, \Delta\tau_{zx}$  であるとする。この要素を降伏させるに必要な外力の増分を  $\Delta P_0$  の  $r$  倍だたすると、平面応力状態における Mises の降伏条件によって次式が成立する。

$$\begin{aligned} &(\sigma_y + r \cdot \Delta\sigma_y - \sigma_z - r \cdot \Delta\sigma_z)^2 + (\sigma_z + r \cdot \Delta\sigma_z)^2 \\ &+ (-\sigma_y - r \cdot \Delta\sigma_y)^2 + 6(\tau_{yz} + r \cdot \Delta\tau_{yz})^2 = 2\sigma_Y^2 \end{aligned} \dots\dots\dots (30)$$

ここに、 $\sigma_Y$  は 1 軸引張降伏応力度である。式 (30) は  $r$  に関する 2 次方程式となり、容易に正根が求められる。また、他のすべての弾性要素についても式 (30) と同様に  $r$  の正根が得られ、それらのうちで最小のものを  $r^*$  とすると、 $r^* \cdot \Delta P_0$  が求める外力の増分量である。このようにして外力の増分量を決定すれば、その増分区間では桁断面における弾性断面に降伏域が生ぜず、したがって、外力の増分と応力の増分との間に線形関係が成立することになる。

(2) 腹板の座屈強度および桁全体の極限強度

プレートガーダーは外力の増加に伴って、腹板の座屈および桁全体の崩壊を起こすが、本解析では、これらの構造強度の計算を以下のように実施した。

a) 腹板の座屈強度

曲げモーメントとせん断力を同時に受ける板の座屈強度は、E. Chwalla<sup>32)</sup> などによって求められている。本

解析では、この理論式を活用することにし、次式に示す。

$$\frac{1+C}{2} \left( \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{cr0}} \right) + \frac{1-C}{2} \left( \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{cr0}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_{cr}}{\tau_{cr0}} \right)^2 = 1 \dots\dots\dots (31)$$

ここに、 $C$  は圧縮縁応力度  $\sigma_c$  と引張縁応力度  $\sigma_T$  の比 ( $\sigma_T/\sigma_c$ ) を示し、 $\sigma_{cr0}, \tau_{cr0}$  はそれぞれ純曲げ座屈応力度、純せん断座屈応力度、 $\sigma_{cr}, \tau_{cr}$  はそれぞれ組合せ荷重下で座屈するときに共存する曲げ座屈応力度、およびせん断座屈応力度であり、それぞれ次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cr0} &= k_b \cdot \sigma_e, \tau_{cr0} = k_s \cdot \sigma_e \\ \sigma_{cr} &= k_{bc} \cdot \sigma_e, \tau_{cr} = k_{sc} \cdot \sigma_e \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (32)$$

$$\sigma_e = \{E \cdot \pi^2 / 12(1 - \mu^2)\} \cdot (t_w/d_w)^2 \dots\dots\dots (33)$$

ここに、 $E$  は縦弾性係数、 $\mu$  はポアソン比を示す。 $k_b, k_s$  はそれぞれ板の純曲げ弾性座屈係数、純せん断弾性座屈係数であり、それぞれ次式で与えられる。

① 周辺単純支持の場合

$$\left. \begin{aligned} k_b &= -0.26 C^3 + 6.14 C^2 - 9.69 C + 7.81 \\ k_s &= 5.34 + 4/\alpha^2 \quad (\alpha \geq 1) \\ k_s &= 5.34/\alpha^2 + 4 \quad (\alpha < 1) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (34)$$

② 非載荷辺固定、載荷辺単純支持の場合

$$\left. \begin{aligned} k_b &= 3.38 C^3 + 13.32 C^2 - 15.64 C + 13.54 \\ k_s &= 8.98 + 6.18/\alpha^2 - 2.88/\alpha^3 \quad (\alpha \geq 1) \\ k_s &= 14.1 \alpha - 13.71 + 6.55/\alpha + 5.34/\alpha^2 \quad (\alpha < 1) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (35)$$

これらの式より、組合せ荷重下で腹板が座屈するとき共存する弾性座屈せん断力 ( $Q_{cr}$ ) は次に示す  $k_{sc}$  より算定される。

$$k_{sc} = \frac{-(1+C)k_s^2 \cdot k_b \cdot \eta + \{16 k_s \cdot k_b^4 \eta^4 + (C-3)^2 \cdot k_s^4 \cdot k_b^2 \cdot \eta^2\}^{1/2}}{4 k_b^2 \eta^2 + 2(1-C)k_s^2} \dots\dots (36)$$

ここに、 $\eta = \tau/\sigma_c$  である。

以上は弾性座屈に関するものである。一方、非弾性座屈応力度は、厳密には、同じ広さの塑性化が生じて、その位置などにより影響を受けると考えられる。しかしながら、本解析では実用的な極限強度解析を重視しているので、板の非弾性領域の座屈応力度の低下率が、板の弾性領域断面積の全断面積に対する比率に等しいと仮定した。このような仮定に基づくと、板の平均的な剛性低下率は式 (37) で与えられる。なお、このような仮定を設けて腹板の非弾性座屈応力度を求め、それを極限強度解析に活用した解析値は、後述の図—10 および 図—11 に示すように、実験値とよく対応していることがわかった。このように帰納的ではあるが、プレートガーダーの極限強度を算定する場合には、式 (37) のような仮定は、実用性の面ではあまり問題にはならないと考えられる。

$$\bar{E}/E = \sum_{i=2}^n \Delta A_i / \sum_{i=2}^n \Delta A \dots\dots\dots (37)$$

このときの非弾性せん断座屈応力度 ( $\rho\tau_{cr}$ ) およびそのときのせん断力 ( $\rho Q_{cr}$ ) および曲げモーメント ( $\rho M_{cr}$ ) は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \rho\tau_{cr} &= k_{sc} \cdot \sigma_e \cdot \sum_{i=2} \frac{\Delta A}{L_e} \cdot \frac{\Delta A}{L_e} \\ \rho Q_{cr} &= k_{sc} \cdot \sigma_e \cdot \sum_{i=2} \Delta A \\ \rho M_{cr} &= \rho Q_{cr} \cdot L_s \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (38)$$

**b) 桁全体の水平座屈強度**

桁全体が水平座屈に起因して崩壊するモードに対する極限モーメントは、T.V. Galambos<sup>33)</sup> に示されている次式を活用する。

$$L M_u = \pi \{ E \cdot I_y \cdot (G \cdot e K_T + \bar{K} + \pi^2 \cdot E \cdot I_w / L_e^2)^{1/2} / L_e \dots\dots\dots (39)$$

ここに、 $L_e$  は有効横構間隔を示す。また、 $\bar{K}$  は弾性断面から求められるせん断中心まわりの応力トルクであり、次式で与えられる。

$$\bar{K} = \int \{ (y - e_y)^2 + x^2 \} \cdot \sigma_z \cdot \Delta A \dots\dots\dots (40)$$

また、桁全体が水平座屈に起因して崩壊するときの極限せん断力 ( $L Q_u$ ) は、曲げモーメントとせん断力の比 ( $L_s$ ) を用いて次式により与えられる。

$$L Q_u = L M_u / L_s \dots\dots\dots (41)$$

**e) T断面のねじれ座屈強度**

桁全体がT断面のねじれ座屈に起因して崩壊するモードに対する極限圧縮軸力 ( $P_T$ ) は、T.V. Galambos<sup>33)</sup> に示されている次式を活用する。ただし、腹板の座屈した領域は、T断面のねじれに抵抗しないものとする。

$$P_T = - \{ (R^2 + 4 y_0^2 \cdot R \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_{yT} / L_e T^2)^{1/2} - R \} / (2 y_0^2) \dots\dots\dots (42)$$

ここに、 $R$  は次式で与えられる。

$$R = \pi^2 \cdot E \cdot I_{wT} / L_e T^2 + G \cdot e K_T + \bar{K}_T \dots\dots\dots (43)$$

また、 $L_e T$  はT断面のねじれに対する有効横構間隔を示す。また、 $\bar{K}_T$  はせん断中心まわりの応力トルクを意味し、次式で与えられる。

$$\bar{K}_T = T \int \{ (e_y y_s T - y)^2 + x^2 \} \cdot \sigma_z \cdot \Delta A \dots\dots\dots (44)$$

また、式(42)の $y_0$ は、T断面のせん断中心と重心との距離を示し、次式で求められる。

$$y_0 = T \int (\Delta A \cdot y) / T \int A - e_y y_s T \dots\dots\dots (45)$$

いま、あるせん断力 ( $Q_0$ ) が作用したときの圧縮側T断面に作用する圧縮力 ( $P_{0T}$ ) は次式で与えられる。

$$P_{0T} = T \int (\sigma_z \cdot \Delta A) \dots\dots\dots (46)$$

一方、T断面のねじれ座屈が起こるのは、次の不等式が成立する場合である。

$$P_{0T} \leq P_T (< 0) \dots\dots\dots (47)$$

これらの軸力で表示した式をせん断力に変換して、T断面のねじれ座屈荷重 ( $\tau Q_u$ ) および座屈判定条件を次式に示す。

$$\tau Q_u / P_T = Q_0 / P_{0T} \dots\dots\dots (48)$$

$$Q_0 \geq \tau Q_u \dots\dots\dots (49)$$

なお、 $P_T$ 、 $P_{0T}$  を算定するに必要な腹板の有効幅は3. で述べる。

**d) せん断極限強度**

既報<sup>14),16)</sup>の実験的研究で述べたように、せん断力が支配的となって崩壊するモードは、腹板のせん断座屈によって生じた斜張力が限界に達し、そのまま崩壊するものもあるが、その後、上下フランジに塑性ヒンジを形成して崩壊するものも認められた。

まず、斜張力の限界について一つの要素を取り出して考えてみる。ある要素の腹板座屈までの応力(図-5(a))に、腹板座屈後の曲げモーメントによる $z$ 軸方向の応力(図-5(b))と斜張力(図-5(c))を重ね合わせたものが、Misesの降伏条件を満たすとき、この要素の斜張力が限界に達したものとし、この要素においてはその後の応力増加はないものとする。そして、腹板の全要素において、このように斜張力が限界値に達するときまでの腹板座屈後のせん断力の増加量を、斜張力場作用せん断力 ( $Q_f$ ) と称することにす。また、腹板の斜張力が限界値に達した後は、上下フランジに図-5(d)に示すような塑性ヒンジを形成するまでは、若干の外力の増加に対して抵抗し得るものとする。このときに負荷できる耐荷余力を、枠組作用せん断力 ( $Q_f$ ) とよぶことにす。この  $Q_f$  の下限値は次式より得られる。

$$Q_f = \frac{1}{a} \sum_{n=1}^4 M_{pn} = \frac{2}{a} (M_{PU} + M_{PL}) \dots\dots\dots (50)$$

ただし、

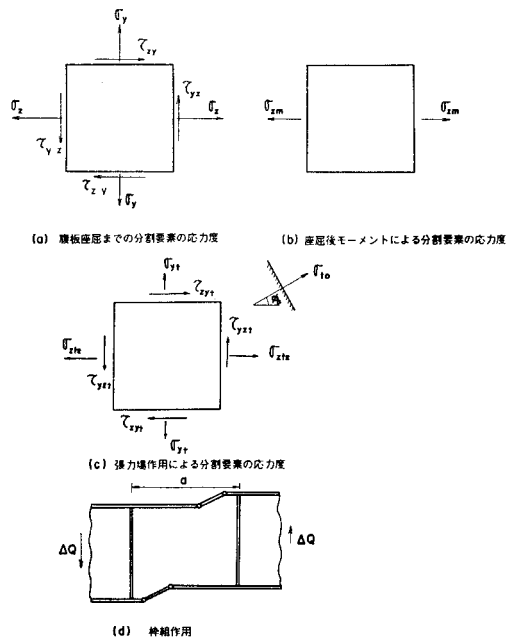


図-5 せん断力下における座屈、崩壊モデル

$$M_{PU} = \frac{t_f}{2} \cdot \frac{\sum_{i=1}^3 (\sigma_{yf} + \sigma_z) \cdot \sum_{i=1}^3 \{(\sigma_{yf} - \sigma_z) \cdot \Delta A\}}{\sum_{i=1}^3 (\sigma_{yf} + \sigma_z) + \sum_{i=1}^3 (\sigma_{yf} - \sigma_z)}$$

$$M_{PL} = \frac{t_f'}{2} \cdot \frac{\sum_{i=3}^1 (\sigma_{yf}' + \sigma_z) \cdot \sum_{i=3}^1 \{(\sigma_{yf}' - \sigma_z) \cdot \Delta A\}}{\sum_{i=3}^1 (\sigma_{yf}' + \sigma_z) + \sum_{i=3}^1 (\sigma_{yf}' - \sigma_z)}$$

ここに、 $\sigma_z$  は腹板の斜張力が限界に達したときのフランジの各分割要素に作用する軸応力度であり、 $M_{PU}$  は、この軸応力度を考慮した上フランジの全塑性モーメントまでの耐荷余力モーメントである。同様に  $M_{PL}$  は、下フランジの耐荷余力モーメントである。なお、 $a$  は垂直補剛材間隔である。 $\sigma_{yf}$ 、 $\sigma_{yf}'$  はそれぞれ上フランジ、下フランジの降伏応力度である。

以上をまとめ、桁の極限せん断力 ( $Q_u$ ) の近似値は次式で与えられる。

$$Q_u = Q_{cr} + Q_t + Q_f \dots \dots \dots (51)$$

次に、腹板座屈後の応力計算に大きな影響を与える斜張力の傾斜角 ( $\phi$ ) は、Mises の降伏条件を腹板全要素が満たし、かつそのときに、斜張力の桁軸方向成分に抵抗する上下フランジの限界強度が最大となるときの傾斜角を数値計算によって決定した。

### 3. フローチャートおよび適用経験式

2. では、計算に必要な各事項ごとの考え方および定式化について述べたが、実際の数値解

析は、図-6 に示す基本フローチャートにより実施した。また、計算に必要な残留応力分布および圧縮フランジに協力する腹板の有効幅、さらに斜張力の平均化係数は、次のように求めた。残留応力分布は、既報<sup>(14), (20)</sup>の結果と式 (52) に示すつり合い条件式より、表-1 のように求めた。ただし、表-1 の残留応力分布は、工程 1 (ガス切断によって板取りをする)、工程 2 (溶接によって各部材を I 断面に組立てる)、および工程 3 (スポットヒートンングによってひずみ矯正をする) において、それぞれ異なったモードで発生することを示している。最

表-1 残留応力分布の経験式 ( $A_Q, G$  タイプ)

工程	フランジの残留応力度	腹板の残留応力度
1	$R_{f1} \sigma_{yf} \left( x^{*m_f} - \frac{1}{m_f + 1} \right)$	$R_{w1} \sigma_{yw} \left\{ (1-y)^{m_w} - \frac{1}{m_w + 1} \right\}$
2	$R_2 (\sigma_{yf} + \sigma_{yw}) \left\{ (1-x)^{m_f} - \frac{1}{m_f + 1} \right\}$	$R_2 (\sigma_{yf} + \sigma_{yw}) \left\{ (1-y)^{m_w} - \frac{1}{m_w + 1} \right\}$
3	$-R_3 \sigma_{yw} \left( \frac{d_w t_w}{8 b_f t_f} \right)$	$R_3 \sigma_{yw} \left( \frac{3}{2} y^* - \frac{1}{2} \right)$

$R_{f1} = 0.9 - t_f/10$  for  $R_{f1} \leq 0.7(m_f + 1)/m_f$   
 $R_2 = 40/\sqrt{\sigma_{yw}}$  for  $R_2 \leq \{ \sigma_{yf}(m_f + 1)(0.7 - R_{f1}/(m_f + 1)) / \{ m_f(\sigma_{yf} + \sigma_{yw}) \} \}$   
 $R_{w1} = 0.9 - t_w/10$  for  $R_{w1} \leq 0.7(m_w + 1)/m_w - R_2(1 + \sigma_{yf}/\sigma_{yw})$   
 $R_3 = 0.06 n$  for  $R_3 \leq 0.7 + \{ R_{w1} + R_2(1 + \sigma_{yf}/\sigma_{yw}) \} / (m_w + 1)$   
 $m_f = \sqrt{b_f/t_f}$   
 $m_w = \sqrt{d_w/t_w}$   
 $x^* = 2x/b_f$   
 $y^* = 2y/d_w$   
 (単位: kg, mm)

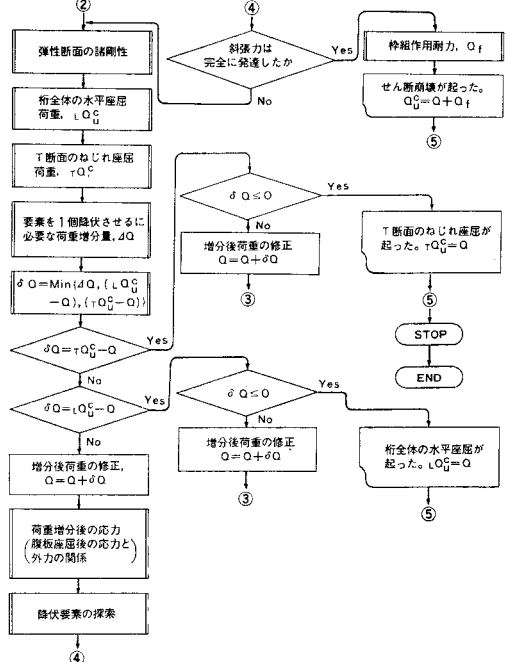
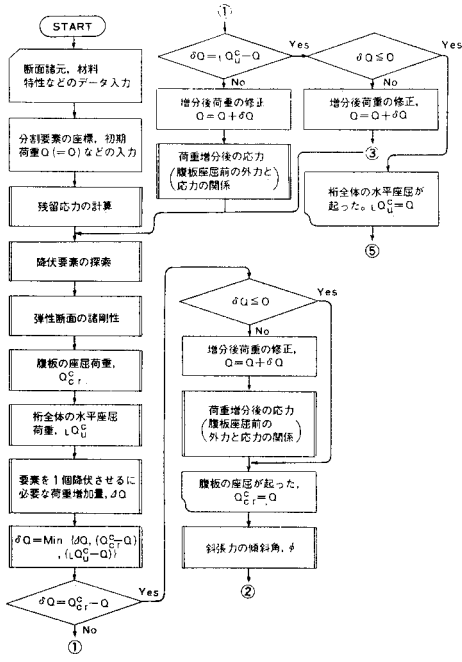
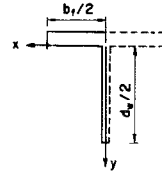


図-6 解析フローチャート

最終的に発生する残留応力分布は、これら各工程で発生する分布の和で与えられる。同表に示した残留応力分布の経験式は、既報<sup>14),29)</sup>で示したように、60 キロ級高張力鋼よりなる A<sub>Q</sub> タイプ、および軟鋼よりなる G タイプの供試体に適用可能である。

$$\left. \begin{aligned} \int_A \sigma_{rz} \cdot dA &= 0 \\ \int_A \sigma_{rz} \cdot (y - y_c) dA &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (52)$$

ただし、

$$\int_A dA : \text{桁の断面全体の面積分}$$

$$\sigma_{rz} : z \text{ 軸方向の残留応力度}$$

$$y_c : \text{全断面の図心の } y \text{ 座標}$$

この表-1 に示した残留応力分布の経験式と実験値<sup>14),29)</sup>の比較を図-7 に示す。これらの実験値と経験式の相異は、最大でも 5kg/mm<sup>2</sup> (49 MPa) 以内に収まるようである。

次に、圧縮側 T 断面のねじれ座屈強度に影響を及ぼす有効幅 ( $e_w$ ) の実験値は、文献 15) で得られた腹板の非

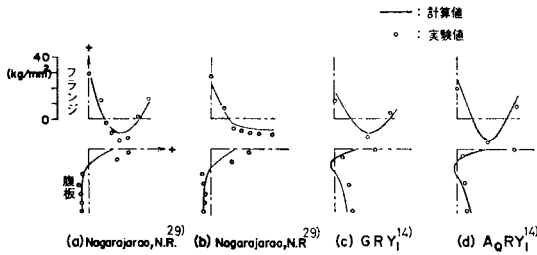


図-7 残留応力に関する実験値と本経験式の比較 (1 kg/mm<sup>2</sup>=9.8 MPa)

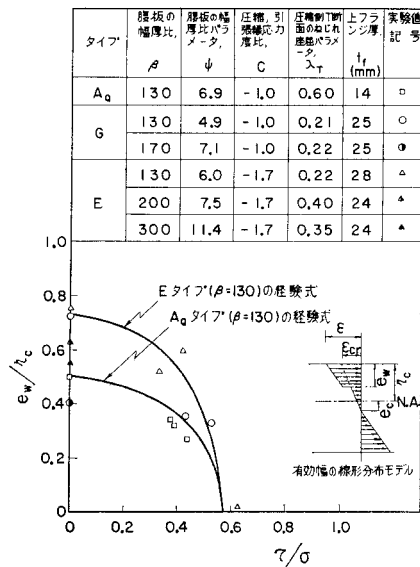


図-8 有効幅の実験値と経験式の比較

線形ひずみ分布を線形分布モデル (図-8 の付図) に置き換え、それらのモーメントが同等であるという条件より求めると、図-8 の実験点のようになる。同図より有効幅の経験式 ( $e_w^{e,f}$ ) は次式のように与えられる。

$$\left( \frac{e_w^{e,f} / \eta_c}{A} \right)^2 + \left( \frac{\tau / \sigma}{B} \right)^2 = 1 \dots\dots\dots (53)$$

ただし、

$$A = -0.3 \lambda_T - (0.046 C + 0.114) \psi + (0.19 C + 1.33)$$

$$B = 1 / \sqrt{3}$$

ここに、 $\lambda_T$  は  $(r_0^3 \cdot P_{yf} / C_f)^{1/2}$  であり、 $r_0$ 、 $P_{yf}$ 、 $C_f$  は、それぞれ圧縮フランジの断面 2 次半径、降伏軸力、St. Venant のねじれ剛性である。11 個の供試体について本経験式 ( $e_w^{e,f}$ ) と実験値 ( $e_w^e$ ) の比 ( $e_w^e / e_w^{e,f}$ ) の平均は 0.998、標準偏差で、0.117 となり若干ばらつきが認められる。この場合、ねじれ座屈強度解析に及ぼす影響は、95% の確率で 2% 以内の誤差で解析可能である。したがって、この  $e_w^{e,f}$  の使用は工学的には十分実用性があると考えられる。

次に、2. で述べた斜張力場作用せん断力 ( $Q_d$ ) に影響を与える斜張力の平均化係数  $\rho$  は、図-4 (b) に示すように、腹板全面の斜張力場に  $0 \leq \rho \leq 1$  の範囲の均一な不完全斜張力が生じているとした場合の  $\rho=1$  (この場合は腹板全面が完全張力場の状態である) に対する割合である。本研究では、実験で得られた各供試体の耐力の値に最も近い解析値を算出する  $\rho$  の値を、 $0 \leq \rho \leq 1$  の区間で数値実験により求めた。その結果、 $\rho$  の経験式は次式で与えられる。

$$\rho = 1 / (1 + \alpha^{2/3}) \dots\dots\dots (54)$$

#### 4. 解析値と実験値の比較

以上の数値解析方法さらに、既報の経験式<sup>14)~16)</sup>、Herzog<sup>12)</sup> の提案式の妥当性を検証し、その適用範囲を調査する目的で、実験値とこれらの解析値を比較してみる。実験値は、図-9 に示す支持条件のものに統一した。すなわち、横倒れ防止板の配置から、桁全体の横方向およびねじれ変形に対して、A-A 断面で単純支持、B-B 断面で固定されたものである。したがって、水平座屈強度に影響を与える有効構間隔 ( $L_e$ ) は次式で与えられる。

$$L_e = 0.7 L \dots\dots\dots (55)$$

そこで、これまで報告された供試体 74 体 (文献 16)、

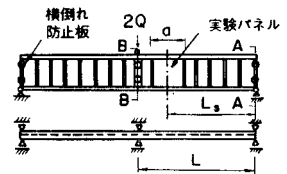


図-9 載荷実験における支持方法



18)~28))を対象として解析値と比較する。これらの供試体は、 $1.5 \leq \phi \leq 18.0$ ,  $0.5 \leq \alpha \leq 3.7$ ,  $0.12 \leq \tau/\sigma_c \leq 3.75$ ,  $-17 \leq C \leq -0.49$ ,  $0.40 \leq \lambda_c \leq 4.44$  という範囲にある。ただし、 $\lambda_c$  は式 (56) に示すパラメーターである。これらの実験値 ( $Q_u^e$ ) と本解析式による解析値 ( $Q_{u(1)}^c$  および  $Q_{u(2)}^c$ ) を比較すると、図-10 および 図-11 のようになる。 $Q_{u(1)}^c$  は、腹板の周辺条件を ① 周辺単純支持として解析した座屈強度を極限強度計算に適用した値であり、 $Q_{u(2)}^c$  は、腹板の周辺条件を ② 非載荷辺固定、載荷辺単純支持とした場合の解析値である。これらの図より、全般的にみると、 $Q_{u(2)}^c$  の方が  $Q_{u(1)}^c$  より実験値を良好に評価している。さらに、次式に示すような、腹板座屈時の腹板縁部における塑性化の程度を示すパラメーター ( $\lambda_c$ ) で検討してみる。

$$\lambda_c = [\sigma_{yw} \{ (\sigma_{i,cr})^2 + 3(\tau_{i,cr})^2 \}^{1/2}]^{1/2} \dots\dots (56)$$

ただし、 $\sigma_{i,cr}$ ,  $\tau_{i,cr}$  は、組合せ荷重下で腹板が座屈するとき共存する理想弾性曲げ座屈応力度、せん断座屈応力度である。

本解析の結果、 $\lambda_c$  が 0.9 以下で、腹板座屈時に腹板縁部の塑性化が相当進行していると考えられるものについては、 $Q_{u(1)}^c$  の方が  $Q_{u(2)}^c$  より  $Q_u^e$  に近い傾向を示している。 $\lambda_c$  が 1.4 以上のものについては、 $Q_{u(2)}^c$  の方が  $Q_{u(1)}^c$  より  $Q_u^e$  に近い傾向を示している。以上の結果より、腹板座屈時の腹板縁部の塑性化が大きいも

のほど、周辺単純支持の腹板座屈強度を採用した桁全体の極限強度に近いと評価される。このような理由により、 $\lambda_c$  をパラメーターとして、本解析値 ( $Q_{u(1)}^c$ ,  $Q_{u(2)}^c$ ) をより実験値に近づけるための修正式 ( $Q_{u(1)}^m$ ,  $Q_{u(2)}^m$ ) を最小二乗法により次式のように求めた。

$$Q_{u(1)}^m = (0.0283 \lambda_c + 1.054) \cdot Q_{u(1)}^c \dots\dots (57)$$

$$Q_{u(2)}^m = (0.0174 \lambda_c + 1.066) \cdot Q_{u(2)}^c \dots\dots (58)$$

この  $Q_{u(1)}^m$  と  $Q_u^e$  の関係を 図-12,  $Q_{u(2)}^m$  と  $Q_u^e$  の関係を 図-13 に示す。実験値との優れた対応が認められる。

次に文献 14), 15) および 16) で提示した次の強度経験式 ( $Q_{u0}^{e-f}$ ) と実験値 ( $Q_u^e$ ) を比較すると 図-14 のようになる。

$Q/Q_{u0}^{e-f} > \{1 - 0.145 (M_{u0}^{e-f}/M_{yf})\} / (M_{u0}^{e-f}/M)$  でせん断崩壊モードの場合、

$$Q_u^{e-f}/Q_p = \{ (Q_{u0}^{e-f}/Q_p) / [1 + 0.145 (M/M_{yf}) / (Q/Q_{u0}^{e-f})] \} \dots\dots (59)$$

$Q/Q_{u0}^{e-f} \leq \{1 - 0.145 (M_{u0}^{e-f}/M_{yf})\} / (M_{u0}^{e-f}/M)$  で曲げ崩壊モードの場合、

$$M_u^{e-f}/M_{yf} = M_{u0}^{e-f}/M_{yf} \dots\dots (60)$$

ただし、 $Q_{u0}^{e-f}$ ,  $M_{u0}^{e-f}$  はそれぞれ純せん断力下における桁全体の極限強度、純曲げモーメント下における桁全体の極限強度で、以下に示される。

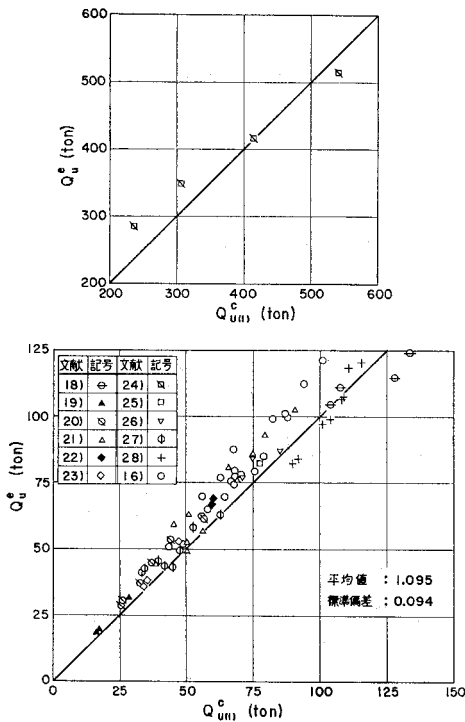


図-10  $Q_u^e$  と  $Q_{u(1)}^c$  の比較 (1t=9.8kN)

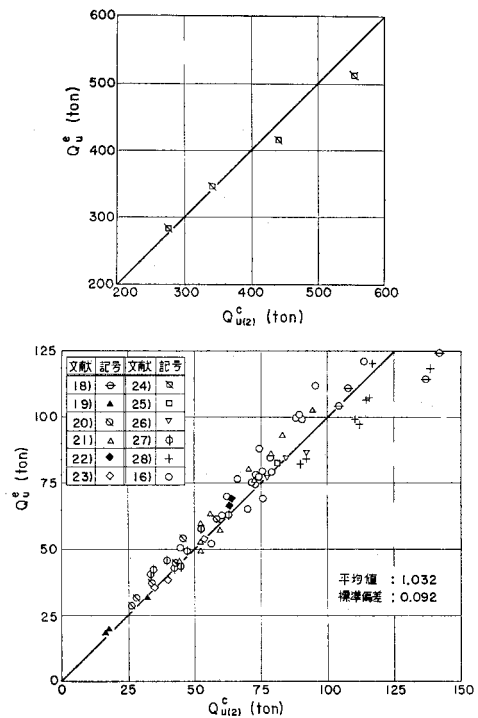


図-11  $Q_u^e$  と  $Q_{u(2)}^c$  の比較 (1t=9.8kN)

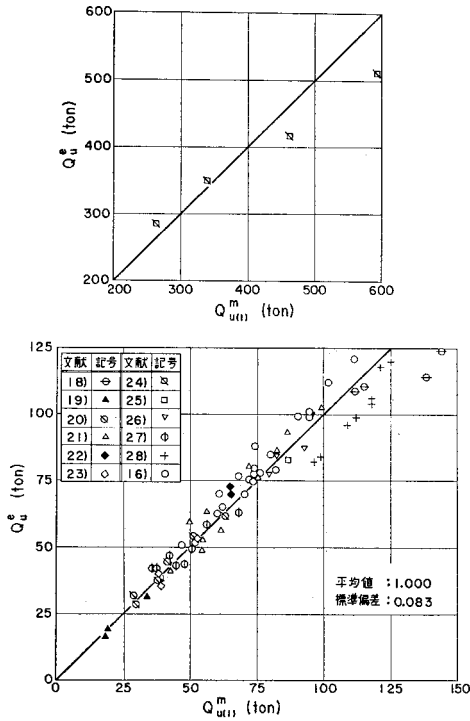


図-12  $Q_u^e$  と  $Q_{u(1)}^m$  の比較 (1t=9.8 kN)

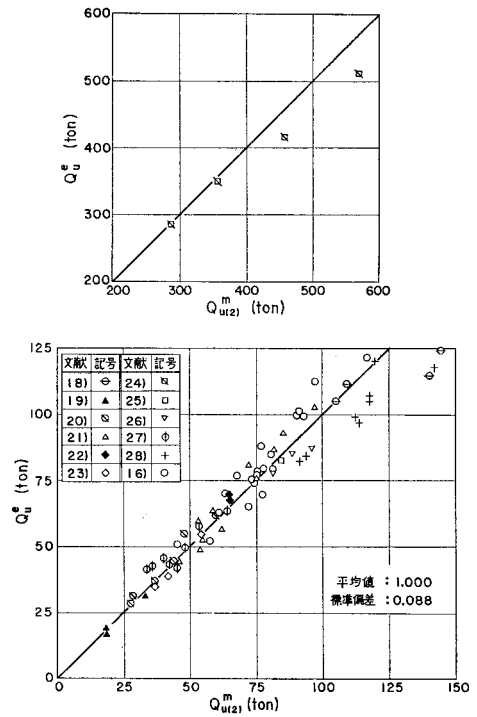


図-13  $Q_u^e$  と  $Q_{u(2)}^m$  の比較 (1t=9.8 kN)

$$Q_{u0}^{e-f}/Q_p = \alpha^{-0.4} \cdot (2.0/\psi + 0.53) \dots (61)$$

$$M_{u0}^{e-f}/M_{yf} = M_{in} \cdot \{LM_{u0}^{e-f}/M_{yf}, TM_{u0}^{e-f}/M_{yf}\} \dots (62)$$

ここに、 $LM_{u0}^{e-f}$  および  $TM_{u0}^{e-f}$  はそれぞれ純曲げモーメント下でフランジの水平座屈に起因して桁が崩壊する場合の極限モーメント、およびねじれ座屈に起因して桁が崩壊する場合の極限モーメントであり、次式のように示される。なお、 $M_{yf}$  は、圧縮フランジ縁が降伏するときの曲げモーメントである。

① 水平座屈に起因する極限強度：

1.22 <  $\lambda_L$  の場合

$$LM_{u0}^{e-f}/M_{yf} = [2.42 + \{5.85 - 9.86(0.62 - 1/\lambda_L^2)\}^{1/2}]/4.93 \dots (63)$$

0.50 <  $\lambda_L \leq 1.22$  の場合

$$LM_{u0}^{e-f}/M_{yf} = 0.085/\lambda_L^2 + 0.95 \dots (64)$$

ここに、 $\lambda_L = (L^2 \cdot P_{yf}/B_f)^{1/2}$  であり、 $L$  は構構間隔、 $P_{yf}$ 、 $B_f$  はそれぞれ圧縮フランジの降伏軸力および、水平曲げ剛性である。

② ねじれ座屈に起因する極限強度：

0.48 <  $\lambda_T$  の場合

$$TM_{u0}^{e-f}/M_{yf} = [12 + \{145 - 52(3.3 - 1/\lambda_T^2)\}^{1/2}]/26 \dots (65)$$

0.35 <  $\lambda_T \leq 0.48$  の場合

$$TM_{u0}^{e-f}/M_{yf} = 0.040/\lambda_T^2 + 0.82 \dots (66)$$

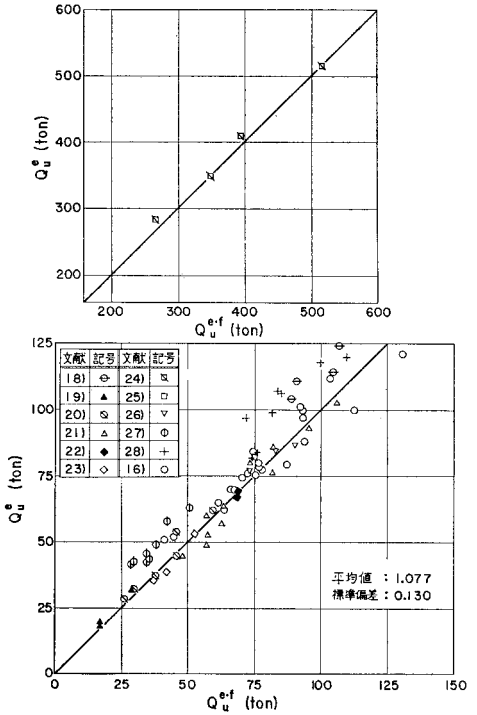


図-14  $Q_u^e$  と  $Q_u^{e-f}$  の比較 (1t=9.8 kN)

ここに、 $\lambda_T = (r_0^2 \cdot P_{yf}/C_f)^{1/2}$  で、 $r_0$  および  $C_f$  は、それぞれ圧縮フランジの断面 2 次半径および St. Venant

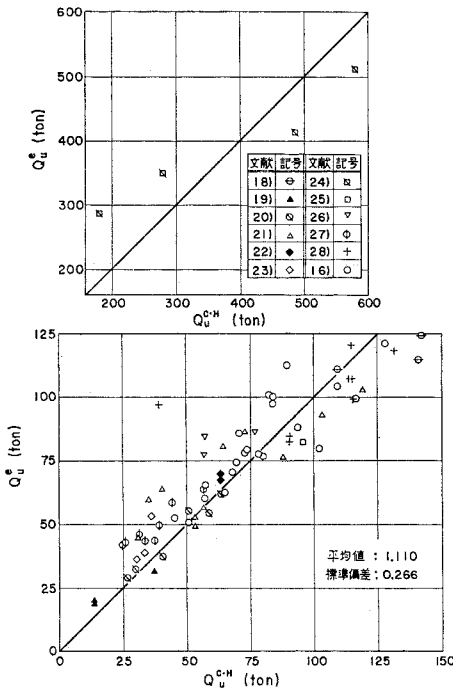


図-15  $Q_u^e$  と  $Q_u^{c,H}$  の比較 (1t=9.8 kN)

のねじれ剛性である。

次に、Herzog<sup>12)</sup> の提案式による  $Q_u^{c,H}$  と実験値 ( $Q_u^e$ ) の関係を 図-15 に示す。かなりの偏差が認められる。

図-10~15 を比較すると、 $Q_{u(1)}^m$  と  $Q_{u(2)}^m$  が実験値と最もよく一致し、 $Q_{u(2)}^c$ 、 $Q_{u(1)}^c$ 、 $Q_u^{e,f}$ 、 $Q_u^{c,H}$  の順となる。また、これらの図の中で示されている参考文献に掲げた供試体の諸元から判断すると、10% の誤差以内で実験値を評価できる適用範囲は、本解析法による  $Q_{u(1)}^m$ 、 $Q_{u(2)}^m$ 、 $Q_{u(1)}^c$  および  $Q_{u(2)}^c$  の場合には、 $3.5 \leq \phi \leq 18.0$ 、 $0.5 \leq \alpha \leq 3.7$  というきわめて広範囲の垂直補剛材付き溶接プレートガーダーに適用可能である。同様に、著者らの先に提案した強度経験式 ( $Q_u^{e,f}$ ) は、 $3.5 \leq \phi \leq 18.0$ 、 $0.5 \leq \alpha \leq 2.5$  の範囲で、10% の誤差で実験値を評価可能であり、本解析式より  $\alpha$  の範囲がわずかに小さくなっているものの、通常の溶接プレートガーダーには十分適用可能と考えられる。最後に、Herzog の提案式 ( $Q_u^{c,H}$ ) の適用範囲は、実験値を 10% 以内で評価できる場合に限り、 $4.0 \leq \phi \leq 6.4$ 、 $0.5 \leq \alpha \leq 1.0$  となり、前述の本解析式および強度経験式と比較して、その適用範囲がきわめて小さいことが明らかとなった。

次に、本解析によって各種因子の影響について、 $A_QCY_1-4-②$  の供試体 ( $\beta=130$ 、 $\phi=6.42$ 、 $\alpha=1.0$ 、 $C=-1.0$ 、 $\tau/\sigma_c=0.38$ 、スポットヒートリングあり、 $\sigma_{yw} =$

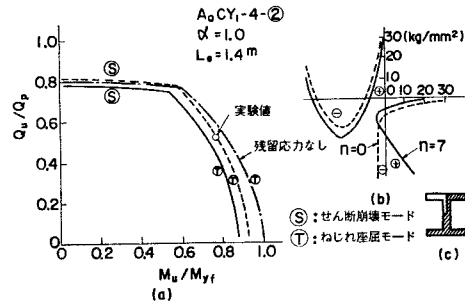


図-16 残留応力が組合せ極限強度に及ぼす影響 (1 kg/mm<sup>2</sup>=9.8 MPa)

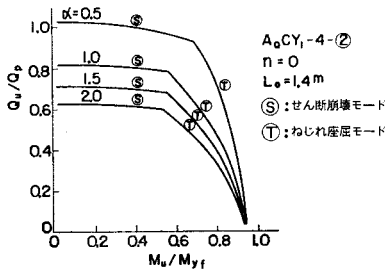
53 kg/mm<sup>2</sup> (519 MPa)、 $\sigma_{yf} = 56$  kg/mm<sup>2</sup> (549 MPa)) を例にして述べる。

(1) 残留応力が桁全体の極限強度に及ぼす影響

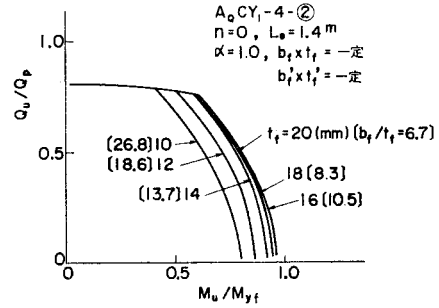
$A_QCY_1-4-②$  は、既報<sup>16)</sup>で述べたように、ひずみ矯正のために腹板にスポットヒートリングが施されており、腹板中央断面でのその個数 ( $n$ ) は 7 であり、断面の残留応力分布は、図-16 (c) に示す白地のように断面の 1/4 を取り出すと、同図 (b) の実線のようになるが、このときの相関曲線は同図 (a) の実線のようになる。また、○印は実験値である。次に、仮にスポットヒートリングが施されなかったとすると ( $n=0$ )、残留応力分布は同図 (b) の破線のようになり、相関曲線は同図 (a) の破線のようになる。これらと比較すると、 $n=0$  の場合はすべての領域で、 $n=7$  の場合に比較して、極限強度が 3%~5% と若干ではあるが増加する。次に、残留応力がまったく生じていないような I 断面を想定し、その相関曲線を求めてみると、同図 (a) の鎖線のようになり、曲げが支配的な場合の  $M_u/M_{yf}$  が他のものより若干大きくなる。このように、通常の垂直補剛材のみを有する溶接プレートガーダー全体の極限強度は、残留圧縮応力度の影響を若干受ける傾向が認められる。しかもその傾向は、曲げモーメントの大きい領域で強く現われる。また、腹板におけるスポットヒートリングを極端に多くして、圧縮フランジの残留圧縮応力度を大きくすると、極限強度が低下する傾向が現われる。

(2) 垂直補剛材間隔が桁全体の極限強度に及ぼす影響

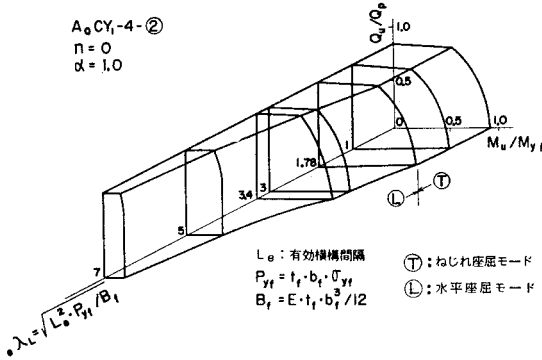
図-17 は、 $A_QCY_1-4-②$  の供試体について、垂直補剛材間隔を腹板高さの 0.5 倍、1.0 倍、1.5 倍、2.0 倍とした場合のおのおのについて相関曲線を示したものである。同図より、せん断力が支配的な領域において、桁全体の極限強度に垂直補剛材間隔が大きな影響を与えることがわかる。しかも、 $\alpha$  が大きくなるにつれて極限強度は低下する。



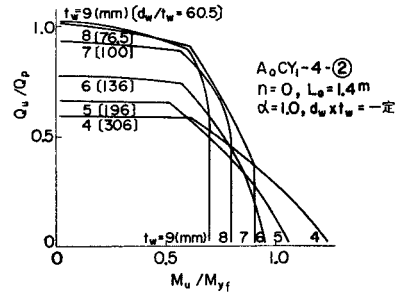
図一七 腹板パネル縦横比が組合せ極限強度に及ぼす影響



図一十九 圧縮フランジの幅厚比が組合せ極限強度に及ぼす影響



図一十八 横構間隔が組合せ極限強度に及ぼす影響



図一二十 腹板の幅厚比が組合せ極限強度に及ぼす影響

(3) 有効横構間隔が桁全体の極限強度に及ぼす影響

図一十八は、 $A_0CY_1-4-②$  の供試体について、有効横構間隔 ( $L_e$ ) に比例する無次元量 ( $e\lambda_L$ ) を、相関曲線の両軸と直交する軸にとって示したものである。この図から、 $e\lambda_L \leq 1.78$  の範囲では、曲げモーメントの支配的な領域は、ねじれ座屈によって桁全体の極限強度が支配され、この範囲では、 $L_e$  は極限強度に影響を及ぼさない。また、 $1.78 < e\lambda_L \leq 3.4$  の範囲では、曲げが支配的な領域の極限強度は、非弾性水平座屈によって決定される。また、 $e\lambda_L > 3.4$  の領域では、桁全体の弾性的な水平座屈によって、桁全体の極限強度が決まると考えられる。

(4) 圧縮フランジの幅厚比が桁全体の極限強度に及ぼす影響

図一十九は、 $A_0CY_1-4-②$  の供試体について、圧縮フランジの断面積を一定として、板厚 ( $t_f$ ) を 10, 12, 14, 16, 18, 20 mm と変化させたときの相関曲線を示したものである。同図より、 $t_f = 16$  mm とした場合が最も大きな極限強度を有していることがわかる。

(5) 腹板の幅厚比が桁全体の極限強度に及ぼす影響

図一二十は、 $A_0CY_1-4-②$  の供試体について、腹板の断面積を一定として、腹板厚 ( $t_w$ ) を 4, 5, 6, 7, 8, 9

mm と変化させたときの桁全体の極限強度を相関曲線で示したものである。この図より、純曲げモーメントに近い領域では、 $t_w$  が小さいほど、また、幅厚比 ( $\beta$ ) が大きいほど、 $M_u/M_{y_f}$  は大きくなる傾向が顕著に認められる。一方、せん断力が支配的な領域では、 $t_w$  が大きくなるにつれて、 $Q_u/Q_p$  も増大する傾向があるが、 $t_w = 9$  mm の  $Q_u/Q_p$  と  $t_w = 8$  mm のそれとは大差なく、これ以上大きくしても、 $Q_u/Q_p$  はあまり増大しない傾向を示している。

5. あとがき

曲げモーメントとせん断力が同時に作用するプレートガーダー全体の極限強度について、塑性解析を行いその妥当性、ならびに著者らが先に提案した極限強度経験式<sup>14)~16)</sup>の適用範囲について検討した結果、以下のことが明らかとなった。

(1) 桁全体の極限強度に関して、実験値 ( $Q_u^e$ ) と本解析式 ( $Q_{u(1)}^c, Q_{u(2)}^c$ )、本解析の修正式 ( $Q_{u(1)}^m, Q_{u(2)}^m$ )、既報<sup>14)~16)</sup>の経験式 ( $Q_{u^e}^f$ ) および Herzog<sup>12)</sup>の提案式 ( $Q_{u^c}^H$ ) を比較した。その結果、修正式が実験値を最も精度よく評価し、続いて、本解析式、経験式、Herzog の提案式の順となる。

(2) 既報<sup>14)~16)</sup>の経験式と実験値の比 ( $Q_u^e/Q_{u^e}^f$ ) の平均値 ( $\bar{x}$ ) は 1.077、標準偏差 ( $\sigma^*$ ) は 0.130 であ

り、 $Q_u^e/Q_u^{(2)c}$  に比較して若干精度は劣るが、Herzog の  $Q_u^e/Q_u^{c.H}$  よりはるかに実験値とよく適合している。また実験値を 10% 以内で評価し得る範囲は、Herzog の提案式の場合、 $4.0 \leq \psi \leq 6.4$ ,  $0.5 \leq \alpha \leq 1.0$  とかなり狭い範囲の限られたプレートガーダーにしか活用できないが、既報<sup>14)~16)</sup>の経験式は、 $3.5 \leq \psi \leq 18.0$ ,  $0.5 \leq \alpha \leq 2.5$ , 本解析式およびその修正式は、 $3.5 \leq \psi \leq 18.0$ ,  $0.5 \leq \alpha \leq 3.7$  と、いずれも、かなり広範囲で活用可能であり、一般の垂直補剛材を有する溶接プレートガーダーに十分適用可能であって、その実用性が証明された。

(3) 代表的な解析モデルを取り上げ、桁全体の極限強度を支配する重要な因子である残留応力、垂直補剛材間隔、有効横構間隔、圧縮フランジの幅厚比、および腹板の幅厚比などが桁全体の極限強度に及ぼす影響について論じた。

#### 参 考 文 献

- Johnston, B.G. (ed.): Guide to Stability Design Criteria Metal Structures, 3rd. ed., Structural Stability Research Council, John Wiley & Sons, New York, 1976.
- Klöppel, K. and J.S. Scheer: Beulwerte Ausgesteifter Rechteckplatten, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1960.
- Basler, K.: Strength of Plate Girders in Shear, Proc. of ASCE, ST7, Vol. 87, Oct., 1961.
- Basler, K. and B. Thürlimann: Strength of Plate Girders in Bending, Proc. of ASCE, ST6, Vol. 87, Aug., 1961.
- Basler, K.: Strength of Plate Girders under Combined Bending and Shear, Proc. of ASCE, ST7, Vol. 87, Oct., 1961.
- Ostapenko, A. and C. Chern: Ultimate Strength of Plate Girders under Shear, Fritz Eng. Laboratory Report No. 328.7 Lehigh Univ. Aug., 1969.
- Ostapenko, A. and C. Chern: Bending Strength of Unsymmetrical Plate Girders, Fritz Eng. Laboratory Report No. 328.8, Lehigh Univ. Sept., 1970.
- Ostapenko, A. and C. Chern: Unsymmetrical Plate Girders under Shear and Moment, Fritz Eng. Laboratory Report No. 328.9 Lehigh Univ., Oct., 1970.
- 秋田好雄・藤井登喜男: 座屈と塑性を考慮した最小重量設計—第1報・ガーダーのせん断座屈をともなう塑性崩壊荷重—, 造船協会論文集, No. 119, 1966-6.
- 秋田好雄・藤井登喜雄: 座屈と塑性を考慮した最小重量設計—第2報・ウェブの曲げおよびせん断座屈をともなうガーダーの崩壊荷重—, 造船協会論文集, No. 120, 1966-12.
- Fujii, T.: Minimum Weight Design of Structures Based on Buckling Strength and Plastic Collapse—3rd Report—An Improved Theory on Post-Buckling Strength of Plate Girders in Shear—, 造船協会論文集, No. 122, 1967-12.
- Herzog, M.: Ultimate Static Strength of Plate Girders from Tests, Proc. of ASCE, ST5, 1974-5.
- Rockey, K.C. and M. Skaloud: The Ultimate Behaviour of Plate Girders Loaded in Shear, Structural Engineer, Vol. 50, No. 1, Jan., 1972.
- 森脇良一・藤野真之: 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, 1976-5.
- 森脇良一・藤野真之: 初期不整を有するプレートガーダーの純曲げ強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第264号, 1977-8.
- 藤野真之: 初期不整を有するプレートガーダーの組合せ強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第269号, 1978-1.
- 小松定夫・森脇良一・藤野真之: 初期不整を考慮したプレートガーダーの強度設計に関する研究, 土木学会論文報告集, 第272号, 1978-4.
- Nishino, F. and T. Okumura: Experimental Investigation of Strength of Plate Girders in Shear, IABSE Theme IIc, New York, 1968-9.
- Dimitri, J.R. and A. Ostapenko: Pilot Tests on The Ultimate Static Strength of Unsymmetrical Plate Girders, Frits Eng. Laboratory Report No. 328.5 Lehigh Univ., June, 1968.
- Schueller, W. and A. Ostapenko: Main Tests on The Ultimate Static Strength of Unsymmetrical Plate Girders, Fritz Eng. Laboratory Report No. 328.6 Lehigh Univ., Aug., 1968.
- Lew, H.S. and A.A. Toprac: The Static Strength of Hybrid Plate Girders, Report No. S.F.R.L. RPT. P550-11, The Univ. of Texas, Jan., 1968.
- Fielding, D.J. and A.A. Toprac: Fatigue Tests of Hybrid Plate Girders under Combined Bending and Shear, Research Report No. 96-2, Center for Highway Research, The Univ. of Texas, July, 1967.
- Basler, K., B.T. Yen, J.A. Mueller and B. Thürlimann: Web Buckling Tests on Welded Plate Girders, Bulletin No. 63, Welding Research Council, Sept., 1963.
- Cooper, P.B., H.S. Lew and B.T. Yen: Welded Constructional Alloy Steel Plate Girders, Proc. of ASCE, Vol. 90, ST11, Feb., 1964.
- Cooper, P.B.: Bending and Shear Strength of Longitudinally Stiffened Plate Girders, Ph.D. Dissertation, Lehigh Univ., 1965.
- Patterson, P.J. and B.T. Yen: Proof Tests of Two Plate Girders for Design Recommendation, Fritz Eng. Laboratory Report No. 327.7, Lehigh Univ., June, 1969.
- Lyse, I. and H.J. Godfrey: Investigation of Web Buckling in Steel Beams, Trans. ASCE, Vol. 100, 1935.
- Sakai, F., F. Nishino and T. Okumura: Failure Tests on Plate Girders, Structural Eng. Laboratory Report, Department of Civil Eng., Univ. of Tokyo, 1967.
- Nagarajarao, N.R., F.R. Estuar and L. Tall: Residual Stress in Welded Shapes, The Welding Journal, Res. Suppl., Vol. 43, 1964-7.
- Komatsu, S.: Ultimate Strength of Stiffened Plate Girders Subjected to Shear, Proc. of Colloquium of Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, IABSE Report, Vol. 11, Mar., 1971.
- Maeda, Y.: Ultimate Static Strength and Fatigue of Longitudinally Stiffened Plate Girders in Bending, Proc. of Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, IABSE Report, Vol. 11, Mar., 1971.

- 32) Chwalla, E. : Beitrag zur Stabilitätstheorie des Stegbleches vollwandiger Träger, Stahlbau, Vol. 9, 1936.
- 33) Galambos, T.V. 著 (福本昉士, 西野文雄共訳) : 鋼構造部材と骨組——強度と設計——, 丸善, 1970.
- 34) 長谷川彰夫・和田耕造・西野文雄 : プレートガーダーの曲げ耐荷力に関する新しい理論, 土木学会論文報告集, 第 300 号, 1980-8.
- 35) 福本昉士・藤原 稔・渡辺信夫 : 溶接 I 形部材の横倒れ座屈に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第 189 号, 1971-5.
- 36) 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・ガーダーの曲げ耐荷力実験, 土木学会論文報告集, 第 234 号, 1975-2.
- 37) 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, 1975-3.

(1981.1.30・受付)

---