

設計のためのプレートガーダーの終局強度の算定法

PREDICTION OF ULTIMATE STRENGTH OF PLATE GIRDERS FOR DESIGN

三上 市蔵* 木村 泰三** 山里 靖**

By Ichizou MIKAMI, Taizou KIMURA, and Yasushi YAMASATO

An approximate method to predict the ultimate strength of plate girders, which has the multi stiffeners and unsymmetrical cross-section, is presented for the limit state design. The bending strength may be calculated from the buckling strength of compression flange and web plate; the flange strength is the lesser of lateral and torsional buckling stresses, and the web strength is determined from the buckling of single, partial, and total panels. The orthotropic plate theory is used for evaluating the strength of partial and total panels. The shear strength can be obtained from the ultimate strength of single panel and the diagonal tension field strength of partial panel. The combined bending and shear strength is calculated by an interaction curve between pure bending and pure shear. The present method has a good agreement with the some experimental results.

1. まえがき

プレートガーダーの限界状態設計を行うには、腹板、フランジ、補剛材など薄板要素の座屈強度とともに、桁としての終局強度を簡易な方法で的確に評価する必要がある。プレートガーダーは、腹板の座屈後もかなりの後座屈強度を期待できる。日本の道路橋示方書¹⁾や米国のAASHTO道路橋示方書²⁾の作用荷重設計法の部分で採用している設計法では、線形座屈理論に基づくが、低い安全率を用いることによって、後座屈強度を考慮する。後座屈強度を安全率で処理するのは、巧妙な方法ではあるが、限界状態設計法の基礎である部材の終局強度を明確にする意味から、避けるのが望ましい。また、この方法では、スパンの長大化に伴って、補剛材が多数に設けられるようになった腹板と補剛材の設計に十分に対応できない。

これに対して、最近、改訂された設計示方書の多く^{3)~9)}は限界状態設計法を採用しており、国内でも、近年、鋼構造物の限界状態設計法を確立するために、その基礎となる終局強度を統一的に表現する方法^{10)~12)}や終局限界状態に対する設計法^{13)~16)}が検討されてきた。

著者らは多数の補剛材が任意の位置に配置された場合にも適用できるようなプレートガーダーの終局強度の算定法を研究^{14)~17)}してきた。その成果は文献[8]にまとめられている。この理論は実験結果とよく一致することが、塩見・福本^{19) 20)}によって確かめられたが、本論では、近年に日本で実施された実験結果と比較して、修正を施す。さらに、対象が対称プレートガーダーに限られているのを、文献[17]の著者の提案を適用して、非対称プレートガーダーの終局強度算定法に拡張する。

プレートガーダーの終局強度を論ずるためには、板や補剛板の終局強度が半明していなければならない。板については、弾塑性有限変位解析に基づく終局強度がずいぶん明らかになっているが、それでも組み合わせ

* 工博 関西大学教授 工学部土木工学科 (〒564 吹田市山手町3丁目3番35号)

** 関西大学大学院 博士課程前期課程 (〒564 吹田市山手町3丁目3番35号)

せ応力を受ける場合については、情報は限られている。補剛版については、最近、多くの研究成果がみられるようになったが、ほとんどが一方向圧縮であり、腹板の設計に必要な曲げ、せん断、曲げ・せん断、2方向圧縮、曲げ・引張り・せん断などを受ける場合については、不明なことが多い。

このような理由で、以下では、適用が単純で、設計法として推奨できる線形座屈理論に基づく方法を採用する。しかし、単純に線形座屈応力を用いるのではない。終局強度 σ_{ult} または τ_{ult} は線形座屈応力 σ_{cr}^e または τ_{cr}^e と鋼材の降伏応力 σ_y または τ_y とから計算されるパラメータ

$$\lambda = (\sigma_y / \sigma_{cr}^e)^{1/2} \quad \text{または} \quad \lambda = (\tau_y / \tau_{cr}^e)^{1/2} \quad (1a, b)$$

を使って表現する。このための強度曲線 (σ_{ult} / σ_y または $\tau_{ult} / \tau_y \sim \lambda$ 関係式) は、弾塑性有限変位解析や実験の成果に基づいて、慎重に定められる。ここに、 $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$ である。この手法は、最近改訂された多くの示方書^{3) - 6) 8)} が採用している。

なお、腹板は補剛の仕方で、

- ①垂直補剛材のみを有する腹板 (垂直補剛腹板)
- ②垂直補剛材とともに水平補剛材を有する腹板 (水平・垂直補剛腹板)
- ③補剛材のない腹板 (無補剛腹板)

に分けられるが、本論では、①と②を中心に論じる。

2. 終局曲げ強度の算定法

プレートガーダーが曲げを受ける場合の崩壊形式は圧縮フランジの挙動からみて、(a)横座屈と(b)ねじれ座屈、(c)垂直座屈に分類できる。²¹⁾ このうち、(a)と(b)は圧縮フランジの座屈に起因する崩壊であり、(c)は腹板の座屈に起因する崩壊である。²²⁾

ここで、図-1(a)に示すように、圧縮フランジ、引張フランジ、腹板の断面積がそれぞれ A_{fc} 、 A_{ft} 、 A_w である非対称断面を有するプレートガーダーが曲げを受けて、非対称な応力分布である場合を考える。ここに、 ϕ は応力勾配係数で、中立軸が中央にあるときは-1である。 ϕ と A_{fc} 、 A_{ft} 、 A_w との間には次の関係がある。

$$\phi = - \left\{ \frac{1}{2} + \frac{A_{fc}}{A_w} \right\} / \left\{ \frac{1}{2} + \frac{A_{ft}}{A_w} \right\} \quad (2)$$

2.1 終局曲げ強度

圧縮フランジの終局強度 $\sigma_{ult, f}$ と腹板の終局曲げ強度 $\sigma_{ult, w}$ を定めることができれば、プレートガーダーの終局曲げ強度 M_{ult} は以下のようにして算定できる。^{14) 16)}

圧縮フランジの座屈が先行するとき ($\sigma_{ult, f} \leq \sigma_{ult, w}$) は図-1(b)のように圧縮フランジの座屈が桁の崩壊になる。これに対して、腹板の座屈が先行するとき ($\sigma_{ult, f} > \sigma_{ult, w}$) は、腹板座屈後の曲げモーメントはフランジが負担し、図-1(c)のような応力分布で崩壊に到る。このように考えれば、桁の終局強度は次のようになる。

$$\frac{M_{ult}}{M_y} = \frac{\sigma_{ult, f}}{\sigma_{yf}} \quad : \sigma_{ult, f} \leq \sigma_{ult, w} \quad (3a)$$

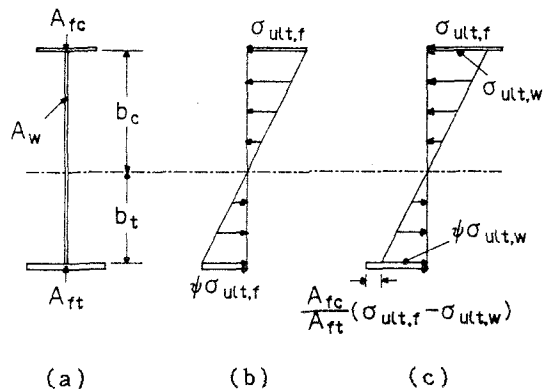


図-1 プレート・ガーダーの崩壊時の応力分布

$$\frac{M_{ult}}{M_y} = \frac{\sigma_{ult,w}}{\sigma_{yf}} \left\{ 1 + \frac{(1-\phi)(\sigma_{ult,r}/\sigma_{ult,w}-1)}{1+\phi^2 A_{rt}/A_{rc} + (1+\phi+\phi^2) A_w/3A_{rc}} \right\} \quad : \sigma_{ult,r} > \sigma_{ult,w} \quad (3b)$$

ここに、 $M_y = \sigma_{yf} W_{rc}$ は圧縮フランジ降伏モーメント、 σ_{yf} は圧縮フランジの降伏応力、 W_{rc} は圧縮フランジ縁に対する断面係数である。

式(3b)は今回誘導したもので、対称断面($\phi = -1$, $A_r = A_{rt} = A_{rc}$)のときは文献(4)に示された次式と一致する。

$$\frac{M_{ult}}{M_y} = \frac{\sigma_{ult,w}}{\sigma_{yf}} \left\{ 1 + \frac{\sigma_{ult,r}/\sigma_{ult,w}-1}{1+A_w/6A_r} \right\} \quad : \sigma_{ult,r} > \sigma_{ult,w} \quad (3b')$$

2.2 圧縮フランジの終局強度

通常、垂直補剛腹板では圧縮フランジの垂直座屈が生じないような腹板厚が採用される。また、水平・垂直補剛腹板では垂直座屈はあまり考えなくてもよい。したがって、ここでは横座屈とねじれ座屈のみを考える。

(1) 圧縮フランジの横座屈

圧縮フランジ(幅 b_f 、厚さ t_f)を柱と考えると、その横座屈に関する弾性座屈応力 σ_{crf1}^e は次のようになる。

$$\sigma_{crf1}^e = \frac{\pi^2 E}{12} \left\{ \frac{b_f}{L} \right\}^2 \quad (4)$$

ここに、 E は弾性係数、 L は圧縮フランジの横座屈に関する有効座屈長である。

横座屈強度 σ_{ult1} は、弾性座屈応力 σ_{crf1}^e に対するパラメータ λ を用いて、次式から計算できる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ult1}/\sigma_{yf} &= 1 & : \lambda \leq 0.2 \\ &= 1 - 0.412(\lambda - 0.2) & : 0.2 < \lambda \leq 1.415 \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

この式は、道路橋示方書¹⁾において梁や桁の横ねじれ座屈強度式として採用されている福本²³⁾の式である。

(2) 圧縮フランジのねじれ座屈

圧縮フランジの $1/2$ を幅 $b_f/2$ 、厚さ t_f の自由突出板と考えると終局圧縮強度を計算すれば、圧縮フランジのねじれ座屈強度が決定できる。

弾性圧縮座屈応力 σ_{crf2}^e は、次式から計算できる。

$$\sigma_{crf2}^e = k_c \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left\{ \frac{2t_f}{b_f} \right\}^2 \quad (6)$$

ただし、 μ はポアソン比、 $k_c = 0.425$ である。

ねじれ座屈強度 σ_{ult2} は、弾性圧縮座屈応力 σ_{crf2}^e に対するパラメータ λ を用いて、次のBasler²¹⁾の曲線から算定できる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ult2}/\sigma_{yf} &= 1 & : \lambda \leq 0.45 \\ &= 1 - 0.53(\lambda - 0.45)^{1.36} & : 0.45 < \lambda < \sqrt{2} \\ &= 1/\lambda^2 & : \sqrt{2} \leq \lambda \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

(3) 圧縮フランジの終局強度

圧縮フランジの終局強度 $\sigma_{ult,r}$ は、式(5)の σ_{ult1} と式(7)の σ_{ult2} の小さい方で与えられる。

2.3 腹板の終局曲げ強度

水平補剛材と垂直補剛材で補剛された腹板は一般的に図-2のように描ける。主板(長さ L 、幅 B 、厚さ t_w 、曲げ剛度 D 、降伏応力 σ_{yw})は、 n_h 本の水平補剛材(曲げ剛度 EI_h 、ねじり剛度 GJ_h 、断面積 A_h)

と n_v 本の垂直補剛材 (曲げ剛度 EI_v , ねじり剛度 GJ_v , 断面積 A_v) で補剛されている。水平および垂直補剛材はそれぞれ同一断面とする。水平・垂直補剛材で囲まれた部分を単一パネル(single panel), 垂直補剛材間の水平補剛パネルを部分パネル(partial panel), 垂直補剛材を含めた直交補剛板を全体パネル(total panel) と呼ぶ。

腹板は, 単一パネルの局部座屈, 部分パネルの部分座屈, 全体パネルの全体座屈が照査の対象となる。このうち, 全体座屈は垂直補剛材の剛度を向上させることで防止できるので, 局部座屈強度と部分座屈強度を考える。

2.3.1 単一パネルの終局強度

図-3に示すように, 単一パネル (幅 b_i , 厚さ t_w) が曲げと圧縮, または曲げと引張りを受ける場合の終局強度を求める。

曲げまたは曲げ・引張りの場合 ($-7 \leq \psi \leq -1$) の弾性座屈応力は次式で求められる。

$$\sigma_{cr}^e = k_1 \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{b_i} \right)^2 \quad (8)$$

ただし, k_1 は座屈係数で, 次式から算定できる。

$$k_1 = 23.9 [(1-\psi)/2]^2 \quad : -7 \leq \psi \leq -1 \quad (9)$$

曲げ・引張り ($-7 \leq \psi < -1$) に対する式(9) は三上^{17) 18)} が次のようにして誘導したものである。すなわち, 圧縮領域の幅は $b_c = b_i / (1-\psi)$ と表せるので, 幅 $2b_c$ を有する仮想板が曲げを受ける場合の座屈係数を $k_1 = 23.9$ として計算すると, 式(9) が得られる。この式は三角級数解と比較して十分な精度を持つ近似式である。^{17) 18)}

(1) 曲げの場合 ($\psi = -1$)

弾性座屈応力 σ_{cr}^e は座屈係数 $k_1 = 23.9$ を使って 式(8) から計算できる。これに対する λ を求め, 次の奈良²⁴⁾ の式から終局曲げ強度 $\sigma_{ult, b}$ を求める。

$$\begin{aligned} \sigma_{ult, b} / \sigma_{yw} &= 1 & : \lambda \leq 1.21 \\ &= [1.21 / \lambda]^{0.42} & : \lambda > 1.21 \end{aligned} \quad (10)$$

(2) 曲げ・引張りの場合 ($-7 \leq \psi < -1$)

弾性座屈応力 σ_{cr}^e は式(9) の座屈係数を使って式(8) から計算できる。これに対する λ を求め, 式(10) を適用して, 曲げ・引張りに対する終局強度 σ_{ult} を求める。式(10)は曲げ ($\psi = -1$) に対する曲線であるが, 安全側をとって, ψ の値に対する λ を適用することにした。

(3) 圧縮の場合 ($\psi = 1$)

弾性座屈応力 σ_{cr}^e は座屈係数 $k_1 = 4$ を使って式(8) から計算できる。これに対する λ を求め, 次の三上²⁵⁾ の式から終局圧縮強度 $\sigma_{ult, c}$ を算定する。

$$\begin{aligned} \sigma_{ult, c} / \sigma_{yw} &= 1 & : \lambda < 0.526 \\ &= [0.526 / \lambda]^{0.7} & : \lambda \geq 0.526 \end{aligned} \quad (11)$$

(4) 曲げ・圧縮の場合 ($-1 < \psi < 1$)

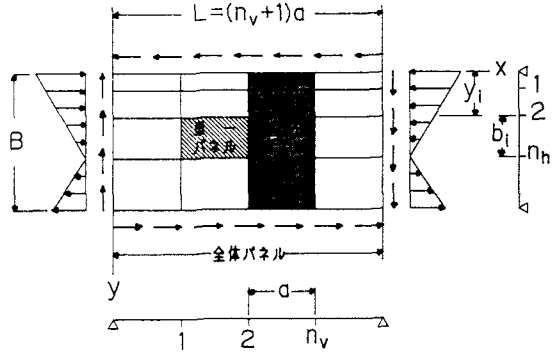


図-2 プレート・ガーダーの水平・垂直補剛腹板

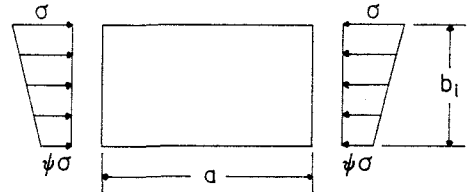


図-3 組み合わせ応力を受ける単一パネル

曲げ・圧縮に対する終局強度 σ_{ult} は、式(10)の終局曲げ強度 $\sigma_{ult, b}$ と式(11)の終局圧縮強度 $\sigma_{ult, c}$ を使って、次の奈良²⁴⁾の相関式から計算する。

$$\frac{(1+\phi) \sigma_{ult}}{2 \sigma_{ult, c}} + \frac{(1-\phi) \sigma_{ult}}{2 \sigma_{ult, b}} = 1 \quad (12)$$

この式を使う場合、終局強度 σ_{ult} は次のように陽に表すことができる。

$$\sigma_{ult} = 1 / [(1+\phi) / 2 \sigma_{ult, c} + (1-\phi) / 2 \sigma_{ult, b}] \quad (13)$$

2.3.2 部分パネルの終局強度

部分パネルの終局強度は、水平補剛パネルを直交異方性板に置換して算定する。非対称の場合は、次のようにする。まず、圧縮領域 b_c が引張り領域より広い場合 ($b_c > B/2$) は図-4(b)に示すように、圧縮領域の2倍の幅 B_* を有する腹板を仮想する。

$$B_* = 2B / (1-\phi) \quad (14)$$

逆に、引張り領域が圧縮領域より広い場合 ($b_c \leq B/2$) は、安全側をとって腹板幅をそのまま用いる。この考え方はAASHTO 示方書²⁾ のものと同じである。

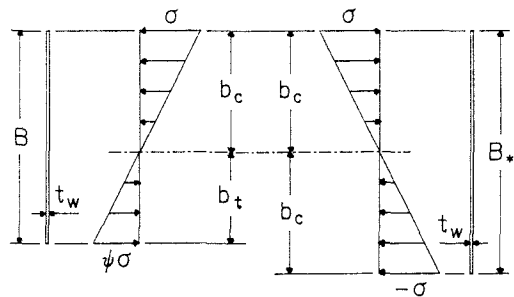


図-4 非対称プレート・ガーダー腹板に対する仮想腹板

(1) 換算剛度

直交異方性板としての換算剛度は以下のようにになる。^{14) 18) 26)}

a) 水平方向の曲げ剛度 D_x

$$D_x = D + \frac{E I_h}{B_*} \frac{1}{0.6352} \sum_{i=1}^n \left[\sin \frac{\pi y_i}{B_*} + 0.52 \sin \frac{2\pi y_i}{B_*} \right]^2 \quad (15)$$

b) 垂直方向の曲げ剛度 D_y

$$D_y = D \quad (16)$$

c) 有効ねじり剛度 H

$$H = D + \frac{G J_h}{B_*} \frac{1}{2.08} \sum_{i=1}^n \left[\cos \frac{\pi y_i}{B_*} + 1.04 \cos \frac{2\pi y_i}{B_*} \right]^2 \quad (17)$$

ここに、 $D = E t_w^3 / 12(1 - \mu^2)$ である。

(2) 弾性曲げ座屈応力

部分パネルの弾性曲げ座屈応力は次式で与えられる。^{14) 18)}

$$\sigma_{cr}^e = k_b \frac{\pi^2}{B_*^2 t_w} \sqrt{D_x D_y} \quad (18)$$

ここに、

$$k_b = \frac{9\pi^2}{32} \left[\frac{F_{11} F_{12}}{1 + (27/25)^2 F_{11}/F_{13}} \right]^{1/2} \quad (19)$$

$$\left. \begin{aligned} F_{1j} &= (1/\alpha_*)^2 + 2j^2 \kappa + j^4 \alpha_*^2 & : \alpha_* < 2/3 \\ &= 9/4 + 2j^2 \kappa + 4j^4 / 9 & : 2/3 \leq \alpha_* \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

$$\alpha_* = (a/B_*) (D_y/D_x)^{1/4} \quad (21)$$

$$\kappa = H / \sqrt{D_x D_y} \quad (22)$$

である。

(3) 終局曲げ強度

部分パネルの終局曲げ強度 σ_{ult} は、弾性座屈応力 σ_{cr}^e に対するパラメータ λ を使って、次の終局強度曲線から計算できる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ult} / \sigma_{yw} &= 1 & : \lambda \leq 0.6 \\ &= 1 - 0.614(\lambda - 0.6) & : 0.6 < \lambda \leq \sqrt{2} \\ &= 1 / \lambda^2 & : \sqrt{2} < \lambda \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

式(23)は、FHWA⁶⁾の曲線を直線化したものである。

2.3.3 腹板の終局曲げ強度

曲げを受ける腹板の終局強度 $\sigma_{ult, w}$ は、各単一パネルの終局強度、部分パネルの終局強度のうち、最小の値をとることとする。

3. 終局せん断強度の算定法

せん断力は腹板のみによって負担されると考える。

3.1 斜張力場理論

プレートガーダーがせん断を受ける場合は、曲げを受ける場合とずいぶん様子が違う。せん断が作用し、腹板が座屈した後も、作用せん断力が増加すると、角度 θ だけ傾斜した引張り膜応力 σ_t が生じて、せん断力を支持する。

斜張力場理論²⁷⁾に従えば、プレートガーダーのせん断耐荷力 V_{ult} は次のように表される。

$$V_{ult} = V_{cr} + V_t + V_f \quad (24)$$

ここに、 V_{cr} は腹板のせん断強度 τ_{cr} によって負担されるせん断力、 V_t は斜張力強度 σ_t によって負担されるせん断力、 V_f はフランジと垂直補剛材とによって形成される骨組みがメカニズムとして負担するせん断力である。ただし、プレートガーダーはせん断と同時に曲げを受けるので、フランジには曲げ応力が作用しており、 V_f を期待しないこととする。

水平・垂直補剛腹板の場合、これまでの実験的研究によれば、斜張力場は垂直補剛材を通過することはないが、水平補剛材を通過する場合と通過しない場合とがあり、斜張力場理論の適用が難しい。

3.2 部分パネルの終局せん断強度

3.2.1 単一パネルのせん断座屈強度

単一パネル（幅 b_1 、厚さ t_w ）がせん断を受ける場合、弾性座屈応力は次のように表される。

$$\tau_{cr}^e = k_s \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{b_1} \right)^2 \quad (25)$$

ただし、 k_s は座屈係数で、周辺単純支持板に対する次式を用いて計算できる。

$$\left. \begin{aligned} k_s &= 5.34 + 4.00 (b_1/a)^2 & : a/b_1 \geq 1 \\ k_s &= 4.00 + 5.34 (b_1/a)^2 & : a/b_1 \leq 1 \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

弾性座屈応力 τ_{cr}^e に対する式(1b)のパラメータ λ を計算すると、単一パネルのせん断座屈強度 τ_{cr} が次式から求められる。

$$\left. \begin{aligned} \tau_{cr} / \tau_{yw} &= 1 & : \lambda \leq 0.6 \\ &= 1 - 0.614(\lambda - 0.6) & : 0.6 < \lambda \leq \sqrt{2} \\ &= 1 / \lambda^2 & : \sqrt{2} < \lambda \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

式(27)は、FHWA⁶⁾の曲線を直線化したものである。

(1) 垂直補剛腹板

垂直補剛腹板のせん断座屈強度 τ_{cr} は式(25), (26)において $b_i = B$ とおけば, 式(27)から計算できるので, V_{cr} は次式で計算できる.

$$V_{cr} = \tau_{cr} B t_w \quad (28)$$

(2) 水平・垂直補剛腹板

水平補剛材がある場合は, 水平補剛材の剛度が終局状態でも機能するほど十分大きいものとすれば, 各単一パネルのせん断座屈強度 τ_{cri} を使って, 部分パネルのせん断座屈強度 V_{cr} を求める. それには2つの方法がある⁸⁾が, ここでは, 設計の便宜を考えて, τ_{cri} の最小値 $\tau_{cri, \min}$ を用いることにする.

$$V_{cr} = \tau_{cri, \min} B t_w \quad (29)$$

3.2.2 部分パネルの斜張力強度

(1) 垂直補剛腹板

後座屈状態では, せん断応力 τ_{cr} と斜張応力 σ_t とが生じている. 作用せん断力がさらに増加すると, 斜張応力 σ_t が発達して降伏が生じ, 降伏帯は図-5に示す幅 s に渡る. 結果としてメカニズム²⁸⁾ が生じて崩壊する. 未知量は圧縮フランジと引張フランジの塑性ヒンジの位置 c_c と c_t (両フランジの断面が同じ場合, $c = c_c = c_t$), 斜張応力 σ_t , 斜張力場の傾斜角 θ の4つで, これらを求めれば, 斜張力強度 σ_t によって負担されるせん断力 V_t が次式から得られる.

$$V_t = \sigma_t B t_w (\sin \theta \cos \theta - \alpha_c \sin^2 \theta) \quad (30)$$

ただし, $\alpha_c = \alpha [1 - (c_c + c_t) / a]$, $\alpha = a / B$ である¹⁾, α_c は負の値もとる得る.

斜降伏帯において, von Mises-Hencky の降伏規準を適用し, 変形すると, 降伏を生じせしめる斜張応力 σ_t を与える式が得られる¹⁸⁾ が, 設計に適した反復計算の不要な近似算定法, すなわち, τ_{cr} が分かっておれば, 直ちに σ_t が計算できる近似式が望ましい, Basler²⁹⁾, 渡辺³⁰⁾, 三上¹⁸⁾ の式があるが, いずれも縦横比 α が大きい, または, 幅厚比 B / t_w が大きい場合, すなわち, τ_{cr} が小さい場合, 後座屈強度を過大に評価するようである. このことは文献³¹⁾ における理論値と実験結果との比較においても明らかであり, 後述の実験値に対する比較でも明白になった. そこで, τ_{cr} が小さい領域で σ_t を控え目に評価するように, 次の式を用いることにした.

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{yw}} = 1 - \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{yw}} \right)^{0.6} \quad (31)$$

斜張力場の傾斜角 θ ($\theta_d / 2 \leq \theta \leq 45^\circ$) はせん断耐力 V_{ult} を最大にする²⁹⁾ ように決定するのであるが, 繰り返し計算をすることなしに, θ を算定できる近似式が種々提案されている¹⁸⁾ が, 実験結果とよく整合する式として, 次式を採用する.

$$\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} (1 / \alpha) \quad (32)$$

塑性ヒンジの位置は次式で与えられる.³²⁾

$$c_c = \frac{2}{\sin \theta} \sqrt{\frac{M_{prc}}{\sigma_t t_w}}, \quad c_t = \frac{2}{\sin \theta} \sqrt{\frac{M_{prt}}{\sigma_t t_w}} \quad (33)$$

ただし, $0 \leq c_c, c_t \leq a$ であり, M_{pr} はフランジの全塑性曲げモーメントで,

$$M_{prc} = \frac{1}{4} \sigma_{yf} b_{fc} t_{fc}^2, \quad M_{prt} = \frac{1}{4} \sigma_{yf} b_{rt} t_{rt}^2 \quad (34)$$

である. 式(34)では, フランジに対する腹板の協力幅²⁹⁾ を無視してある. また, 桁曲げによるフランジ軸方向力 N の影響による M_{pr} の低減も無視してある.

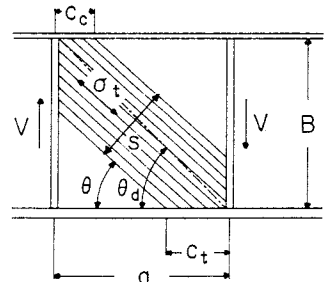


図-5 斜降伏帯

(2) 水平・垂直補剛腹板

Chern³³⁾の研究など、Baslerの不完全斜張力場理論²⁹⁾を水平補剛材を有するプレートガーダーに適用するために多くの努力が払われてきた。しかし、水平・垂直補剛腹板の場合、これまでの実験的研究によれば、ある桁では斜張力場が、水平補剛材を通過しないが、別の桁では斜張力場は水平補剛材を通過する。斜張力場理論に基づいて水平補剛材の設計基準を作るには、さらに詳細な研究が必要である。しかし、後述の実験によれば、水平補剛材が道路橋示方書¹⁾の必要剛度を有しておれば、終局強度の観点から斜張力強度を十分に期待できると考えられる。

斜張力場の形成に関して、文献 8) には4通りの考え方が示されているが、設計の便宜を考慮して、部分パネルのせん断座屈強度として単一パネルの最小値 $\tau_{cri, min}$ を採用し、斜張力場の形成には水平補剛材を無視する。すなわち、 $\tau_{cri, min}$ と部分パネルの縦横比 $\alpha = a/B$ を用いて、 θ 、 σ_t 、 c_c 、 c_t を求め、 V_t を計算する。Cardiff モデル^{34) 35)} や小松モデル³⁶⁾ はこの方法に属する。

3.3 全体パネルの終局せん断強度

斜張力場による後座屈強度は大きい。縦横に補剛された板で斜張力場がどのように発達するかは明確でない。そこで、終局せん断強度 V_{ult} としては、水平・垂直補剛腹板のせん断座屈強度 V_{cr} を用い、斜張力強度は無視する。

3.4 プレートガーダーの終局せん断強度

腹板の部分パネルと全体パネルに対する終局せん断強度のうち最小値が腹板の終局せん断強度 V_{ult} を与えるが、道路橋示方書¹⁾の水平および垂直補剛材の必要剛度に対して設計されたプレートガーダー腹板の場合、全体パネルの終局せん断強度が部分パネルのそれより低いことはなく、したがって、通常は全体パネルのせん断座屈を照査する必要はないようである。むしろ、全体パネルの終局せん断強度を照査することによって、水平および垂直補剛材の剛度と間隔を照査することになる。

4. 終局曲げ・せん断強度の算定法

曲げとせん断が組み合わさった場合の終局強度は、曲げのみが作用した場合と、せん断のみが作用した場合の終局強度を求めたのち、相関曲線を用いて算定することにする。

4.1 曲げ・せん断相関曲線

垂直補剛腹板に対する相関曲線は、Basler³⁷⁾ をはじめ種々提案^{34) 38)}がある。

水平・垂直補剛腹板に対する相関曲線は、水平補剛材の剛度によって相関曲線が影響を受けるが、おおむね垂直補剛腹板の場合の相関曲線を使用してもよい。³⁹⁾ 西野・長谷川⁴⁰⁾ は次の相関曲線を提案している。

$$\left\{ \frac{M}{M_{ult}} \right\}^4 + \left\{ \frac{V}{V_{ult}} \right\}^4 = 1 \quad (35)$$

この相関曲線はBasler³⁷⁾ や Evans-Porter-Rockey³⁴⁾ の相関曲線の良い近似であるので、これを採用する。

4.2 等曲げへの換算

曲げとせん断が作用する場合、図-6に示すように、作用曲げモーメント M は桁の長さ方向に変化する。相関式を適用するにも、どの断面における曲げモーメントを M の値として採用するのか明確ではない。三上⁴¹⁾ は、直交異方性補剛板が縦方向に変化する圧縮応力を

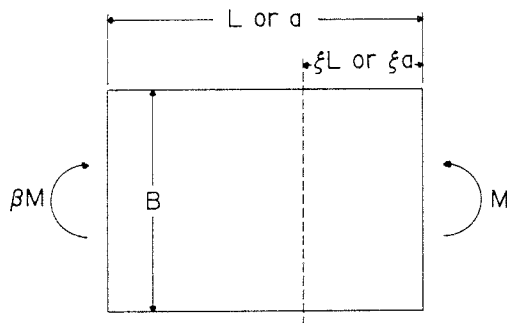


図-6 変化する曲げを等曲げに換算する位置

受ける場合、等圧縮に換算する式を誘導している。この式を準用することによれば、図-6において換算等曲げモーメントの位置（部分パネルでは ξa 、全体パネルでは ξL ）は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \xi &= \xi_1 & : \alpha \leq 1 \\ \xi &= \xi_1 (1/\alpha)^n & : \alpha > 1 \end{aligned} \right\} \quad (36)$$

ここに、

$$\xi_1 = 0.377(1-\beta) + 0.5\beta \quad (37)$$

$$n = [3.6075(1-\beta)] / [1+5.55(1-\beta)] \quad (38)$$

$$\alpha = L/B \text{ (全体パネル)} \quad \text{または} \quad a/B \text{ (部分パネル)} \quad (39)$$

式(36)の ξ の値は腹板の縦横比 α と曲げモーメント比 β によって図-7のように変化する。 ξ の値が定まれば、換算等曲げモーメントは $M(1-\xi+\xi\beta)$ で与えられる。

5. 実験結果との比較

2～4章の終局強度算定法の妥当性を検証するために、既報の実験の結果と比較する。試験桁の載荷状態と数は表-1のようである。

以下では、終局曲げ強度の実測値を $M_{\max}$ 、終局せん断強度の実測値を $V_{\max}$ として整理する。なお、せん断試験とはいえ、曲げとせん断が作用するので、理論解は厳密に曲げ・せん断試験として求める。

(1) 曲げ試験

曲げ試験における終局強度理論値 M_{ult}/M_y と実験値 $M_{\max}/M_y$ を比較すると、図-8のようになる。

図中、○印は水平補剛材なし、●印は水平補剛材1段、●印は水平補剛材2段の供試体を表している。また、一点破線は $M_{\max} = 0.9M_{ult}$ を示している。

理論は土木研究所による実験結果（●印）に対してはきわめて精度がよいことがわかる。他の実験結果に関しても、一部の供試体に対して大きめの値を予測しているが、大多数の供試体に対してはやや安全側の値を予測している。過大な値が予測されたのは、神戸製鋼所の供試体A₀BX1、A₀BX2、A₀BX3と東京大学の供試体B-25-0である。前3体は圧縮フランジにはねじれ座屈が生じ、腹板座屈先行タイプであり、後1体はやはり圧縮フランジにはねじれ座屈が生じるが、フランジ座屈先行タイプである。

(2) せん断試験

せん断試験における終局強度の実験値と理論値との比 $M_{\max}/M_{ult}$ および $V_{\max}/V_{ult}$ を相関曲線とともに図示すると、図-9のようになる。

土木研究所による実験結果（●印）の中に理論値を下回る結果が4供試体に見られるが、こ

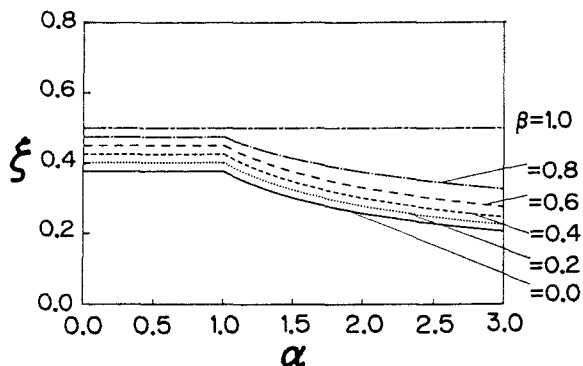


図-7 換算等曲げモーメントの位置

表-1 試験桁の載荷状態と数

実験機関	文献	試験桁の数		
		曲 げ	せん 断	曲げ・せん断
土木研究所	42)	4	6	8
東京大学	43)	7		
"	44)		7	
名古屋大学	45)	4		2
"	46)	4		4
神戸製鋼所	47)	10		
"	48)		10	
合 計		29	23	14

れらは補剛材の剛度が道路橋示方書¹⁾の必要剛度より小さいものである。したがって、道路橋示方書の規定値以上の剛度を与えれば、理論終局強度は期待できる。

(3) 曲げ・せん断試験

曲げ・せん断試験における終局強度の実験値との理論値の比 M_{max}/M_{ult} および V_{max}/V_{ult} を相関曲線とともに図示すると、図-10のようになる。土木研究所による実験(●印)において、補剛材の剛度が道路橋示方書の必要剛度より小さい供試体を除いて、理論値は実験結果とよく一致している。その他の試験機関による実験において、1供試体の実験値が理論値よりやや小さいが、これは神戸製鋼所の供試体G、X₁-4でフランジ座屈先行のものである。

6. あとがき

直線プレートガーダーの限界状態設計に使用できる終局強度算定法を述べた。多数の補剛材を有する桁を対象にできるように、直交異方性板理論に基づいている。

この方法による理論値は、塩見・福本^{20) 21)}によってデータベース中の過去の国内外のプレートガーダーの耐力実験結果と比較されて、妥当であることがわかってい。しかし、多数の補剛材を有するプレートガーダーの耐力実験^{49) 50)}は少なく、最近、建設省土木研究所で水平補剛材2段のプレートガーダーに関する一連の実験⁴²⁾が実施された。報告⁴²⁾によれば、本算定法はよく実験結果を説明できる。この点は5章でも明らかにした。また、5章では、比較的最近に日本で実施された実験結果と比較して、本算定法が妥当であることがわかった。今後、設計手順の詳細な検討と設計に便利なデータの作成が望まれる。

合成桁の鋼桁が顕著な例であるが、一般にプレートガーダーは1軸対称断面に設計されるのが通常である。しかるに、理論的・実験的研究は2軸対称断面に対するもので、上下非対称なプレートガーダーの取り扱い是不明である。FHWAの示方書案⁶⁾やECCSの勧告⁵⁾には2軸対称断面に対する配慮がみられる。そこで、三上¹⁷⁾の非対称プレートガーダーに対する終局強度算定法を適用し、対称、非対称を問わない終局強度算定法としてまとめた。ただし、非対称プレートガーダーの終局強度実験は見当たらず、理論の妥当性を実験的に検証することはできなかった。

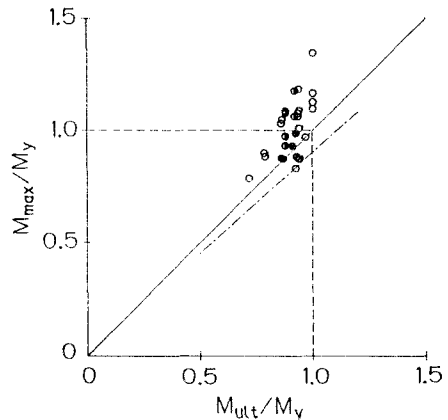


図-8 終局曲げ強度の比較
(曲げ試験)

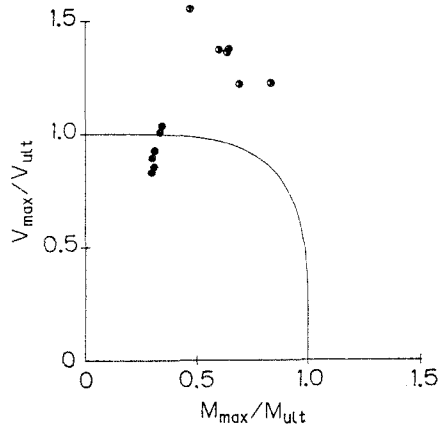


図-9 終局曲げ・せん断強度の比較
(せん断試験)

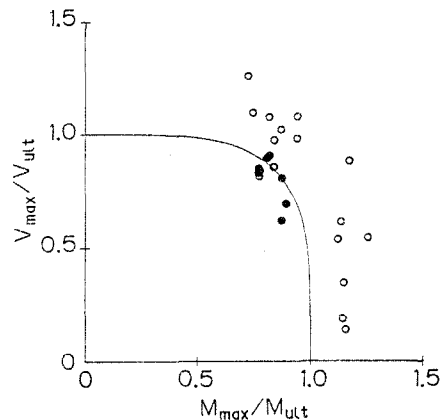


図-10 終局曲げ・せん断強度の比較
(曲げ・せん断試験)

限界状態設計のための補剛材の情報が特に少ない。線形座屈理論に根拠を置く最適剛度 γ^* の何倍の剛度が必要なのか、補剛材が負担すべき力の特性はなにであり、その大きさはどれほどか、補剛材の強度部材としての設計法はどうあるべきか、終局限界状態において、強度を十分に発揮させるための補剛材の配置はどうか、圧縮フランジの垂直座屈に対する簡易な照査式^{29) 51)}の検討を含めて、今後、研究を続けたい。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編 日本道路協会, 1980.2.
- 2) American Association of State Highway and Transportation Officials : Standard Specification for Highway Bridges, 12th ed., AASHTO, 1977.
- 3) BS 5400 : Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 3. Code of Practice for Design of Steel Bridges, British Standards Institution, 1982. 建設コンサルタンツ協会近畿支部長大鋼橋研究委員会訳: BS 5400 3編 鋼橋の設計指針, 1983.12.
- 4) DAST-Richtlinie 012 Beulsicherheitsnachweise für Platten, Deutscher Ausschuss für Stahlbau, Oktober, 1979. 建設コンサルタンツ協会近畿支部長大鋼橋研究委員会訳: DAST指針012 板の座屈安全度の照査, 1981.12.
- 5) European Convention for Constructional Steelwork : European Recommendations for Steel Constructions, ECCS-EG 77-2E, The Construction Press, London, 1981.
- 6) Wolchuk, R., and Mayrbaur, R.M. : Proposed Design Specifications for Steel Box Girder Bridges, Report No. FHWA-TS-80-205, U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Offices of Research and Development, Washington, D. C., Jan., 1980.
- 7) European Convention for Constructional Steelwork : EUROCODE 3, Common Unified Code of Practice for Steel Structures, Draft, The Commission of the European Communities, July, 1983.
- 8) Dubas, P., and Gehri, E. : Behaviour and Design of Steel Plated Structures, ECCS Publication n° 44, Applied Statics and Steel Structures, Swiss Federal Institute of Technology, Zürich, 1986.
- 9) Swiss Society of Engineers and Architects : Swiss Standard Sia 161 Steel Structures, English Edition of 1979 Edition, 1981.
- 10) 東海鋼構造研究グループ (代表: 福本晴士): 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, Vol.14, No.11, 1980.11, pp.33-41, No.12, 1980.12, pp.38-44.
- 11) 塩見弘幸・福本晴士: 鋼構造部材の耐力の一算定法, 土木学会論文報告集, No.309, 1981.5, pp.155-158.
- 12) 日本道路協会橋梁委員会総括小委員会限界状態設計法分科会: 限界状態設計法の書式による道路橋示方書 I 共通編, II 鋼橋編, 1985.8.
- 13) 長谷川彰夫・西野文雄: プレートガーダーの荷重係数設計に関する一試案, 橋梁と基礎 Vol.13, No.2, 1979.8, pp.7-12.
- 14) 三上市蔵・武田八郎・大谷孝彦: 多数の補剛材を有するプレートガーダーの曲げ強度算定法, 橋梁と基礎 Vol.17, No.1, 1983.1, pp.32-38.
- 15) 三上市蔵・武田八郎: プレートガーダー多補剛腹板の限界状態設計法について, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 1983.9, I-96.
- 16) 三上市蔵・松村一保・多田雅一: プレートおよびボックス・ガーダーの多補剛腹板の設計法, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 1984.10, I-221.
- 17) 三上市蔵: プレートガーダーおよびボックスガーダー, 鋼橋および鋼橋部材の非弾性不安定挙動と設計基準に関する研究, 科学研究費補助金研究成果報告書 (代表 西野文雄), 1984.3, II-3.
- 18) 座屈設計ガイドライン, 第9章, 土木学会, 1987.
- 19) 塩見弘幸・伊藤義人・福本晴士: プレートガーダーの耐力実験データの調査, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.33A, 1987.3, pp.127-139.
- 20) 塩見弘幸・福本晴士: 実験データによるプレートガーダーの終局限界強度式の検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.34A, 1988.3, pp.171-180.
- 21) Basler, K., and Thürlimann, B.: Strength of plate girders in bending, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.87, No.ST6, Aug., 1961, pp.153-181.
- 22) 長谷川彰夫・堀口隆良・西野文雄: プレートガーダーの耐力に関する一考察 (上), (下), 橋梁と基礎 Vol.11, No.4, 1977.4, pp.25-32, No.5, 1977.5, pp.8-12.
- 23) 福本晴士・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, No.189, 1971, pp.39-51.
- 24) 奈良 敬・津田 真・福本晴士: 面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度評価に関する研究, 土木学会論文集, No.392, 1988.4, pp.259-264.
- 25) Mikami, I.: Discussion to "Basic compressive strength of steel plates from test data," by Y. Fukumoto and Y. Itoh, Proc. of JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.2, No.1, Apr., 1985, pp.293-294.

- 26) 三上市藏・堂垣正博・武田八郎：鋼箱桁の終局強度の近似算定法，土木学会論文報告集，No.298，1980.6，pp.147-150.
- 27) Rockey, K.C., and Skaloud, M.: Influence of flange stiffness upon the load carrying capacity of webs in shear, Final Report of 8th Congress of IABSE, New York, Sept., 1968, pp.429-439.
- 28) Ostapenko, A., Chern, C., and Parsanejad, S.: Ultimate strength design of plate girders, Developments in Bridge Design and Construction, ed. by K.C. Rockey, J.L. Bannister and H.R. Evans, Crosby Lockwood & Son, London, 1971, pp.505-518.
- 29) Basler, K.: Strength of plate girders in shear, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.87, No.87, Oct., 1961, pp.151-180.
- 30) 丹羽義次・渡辺英一・森田修二：多水平リブ付板のせん断耐荷力の評価法について，土木学会年次学術講演会講演概要集，1980.9，I-144.
- 31) Johnston, B.G. (ed.): Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 3rd ed., John Wiley & Sons, 1976.
- 32) Rockey, K.C., and Skaloud, M.: The ultimate load behaviour of plate girders loaded in shear, Structural Engineer, Vol.50, No.1, Jan., 1972, pp.29-47.
- 33) Chern, C.: Ultimate Strength of Transversely and Longitudinally Stiffened Plate Girders, Ph. D thesis, Lehigh Univ., Bethlehem, Pa., USA, 1969.
- 34) Evans, H.R., Porter, D.M., and Rockey, K.C.: The collapse behaviour of plate girders subjected to shear and bending, IABSE Proceedings, P-18/78, 1978, pp.1-20.
- 35) Rockey, K.C., Evans, H.R., and Porter, D.M.: A design method for predicting the collapse behavior of plate girders, Proc. of Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol.65, Mar., 1978, pp.85-112.
- 36) Komatsu, S.: Ultimate strength of stiffened plate girders subjected to shear, Reports of the Working Commissions, IABSE, Vol.11, 1972 (Proc. of Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, London, 1971), pp.49-65.
- 37) Basler, K.: Strength of plate girders under combined bending and shearing, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.87, No.87, Oct., 1961, pp.181-197.
- 38) 小松定夫・森脇良一・藤野真之・滝本哲四郎：組合せ荷重を受けるプレートガーダーの極限強度，土木学会論文報告集，No.321，1982.5，pp.1-14.
- 39) Ostapenko, A., and Chern, C.: Ultimate strength of longitudinally stiffened plate girders under combined loads, Reports of the Working Commissions, IABSE, Vol.11, 1972 (Proc. of Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, London, 1971), pp.301-313.
- 40) 西野文雄・長谷川彰夫：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編改訂の背景と運用，8章 プレートガーダー，橋梁と基礎，Vol.15，No.6，1981.6，pp.8-13.
- 41) Mikami, I.: Orthotropic plates under varying compression, Jour. of Structural Engineering, ASCE, Vol.109, No.1, Jan., 1983, pp.257-261.
- 42) 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室：土木研究所資料，プレートガーダー耐荷力実験報告，No.2533，1987.12.
- 43) 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，No.234，1975.2，pp.33-44.
- 44) 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，No.235，1975.3，pp.13-28.
- 45) 前川幸次・伊藤義人・福本晴士：プレートガーダーの曲げによるフランジと腹板の連成座屈実験，土木学会論文集，No.392，1988.4，pp.335-343.
- 46) 福本晴士・前川幸次・伊藤義人・浅里芳行：モーメント勾配による溶接I形桁の横ねじれ座屈実験，土木学会論文集，No.362/I-4，1985.10，pp.323-332.
- 47) 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，No.264，1977.8，pp.1-15.
- 48) 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，No.269，1978.1，pp.1-16.
- 49) 結城皓明・松下貞義・安藤紘三・川井 豊：水平スティフナーをもつプレートガーダーの耐荷力実験，土木学会年次学術講演会講演概要集，1972.10，I-249.
- 50) Mikami, I., Morisawa, Y., and Yonezawa, H.: A test on ultimate strength of multi-stiffened plate girders in bending, Technology Reports of Kansai Univ., No.22, Mar., 1981, pp.149-161.
- 51) 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，No.300，1980.8，pp.33-42.

(1988年10月12日受付)