

設計のための圧縮補剛板の終局強度の算定法

PREDICTION OF ULTIMATE COMPRESSIVE STRENGTH OF STIFFENED PLATES FOR DESIGN

三上 市藏* 丹羽 量久**
By Ichizou MIKAMI and Kazuhisa NIWA

An approximate method to predict the ultimate compressive strength of stiffened plates with longitudinal and transverse stiffeners, is presented for limit state design. The ultimate strength is determined for coupled buckling of overall buckling of orthogonally stiffened plate and the local buckling of plate and longitudinal stiffeners. The present method can be used for the stiffened plates under eccentric compression or with unequally spaced longitudinal stiffeners of unequal cross section.

Authors have been collected the many results of the experiments over the world for the ultimate strength of steel stiffened plates. From this database, the many experimental results are selected to compare with the predicted strength by the presented method. The method has a good agreement with the experimental results.

1. まえがき

近年、改訂された設計示方書の多く^{1)~7)}は限界状態設計法を採用しており、国内でも、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や終局限界状態に対する設計法が検討されてきた。^{8)~12)}

圧縮を受ける補剛板については、全体座屈のみならず、全体座屈と局部座屈の連成座屈を含めて、種々の終局強度算定法が提案されている。^{13)~16)}しかし、その多くは縦補剛材のみを有する板(縦補剛板)に関する研究である。縦横に補剛された板(直交補剛板)に対してはあまり明確な成果が報告されていない。

本論文では、一方向に圧縮を受ける直交補剛板をとりあげ、設計に使用するのに適した、できるだけ簡易な終局強度算定法を、直交異方性板理論に基づいて¹⁷⁾提案する。まず、局部座屈の生じるおそれのない場合の全体座屈強度の算定と、主板と縦補剛材の局部座屈を考慮した連成座屈強度の算定の方法を提案する。

長柱では連成座屈強度を考慮する方法としてQファクタ法が用いられている¹⁸⁾が、この方法を縦補剛板に適用した研究^{15)~16)}がある。ここでは、汎用性を持たせるように修正して適用し、この方法が与える強度を検討した。縦補剛材の剛比が大きい場合、著者らの算定法が妥当な終局強度を与えることを確認する。

また、実用の補剛板には偏心圧縮を受けるものもあるので、偏心载荷に対する終局強度算定法の補正法を

* 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)

** 日本電子計算機 大阪支店技術営業部 (〒550 大阪市西区江戸堀1丁目9番1号)

提案する。これまで行われてきた研究の多くは、等断面の縦補剛材が等間隔に配置されている補剛板に関するものがほとんどである。中井・北田¹⁹⁾は、縦補剛材に縦桁が混じって配置されている直交補剛板の終局圧縮強度を算定する方法を研究している。本論文では、不等寸法の縦補剛材が不等間隔に配置された直交補剛板に、本論文の算定法を拡張する方法を述べる。

著者ら²⁰⁾は、世界中で実施された鋼補剛板の耐荷力に関する実験結果を収集し、データベースを構築した。本論文では、このデータベースの中から、圧縮を受ける、周辺支持された補剛板に関する実験結果を取り出して、本算定法による理論値と比較した。

2. 補剛板の全体座屈

図-1に示すような周辺が単純支持された長方形補剛板が一方方向圧縮を受ける場合の座屈を考える。この補剛板は、主板（長さ L 、幅 B 、厚さ t 、弾性係数 E 、ポアソン比 ν 、降伏応力 σ_y ）が、 n_s 本の縦補剛材（断面2次モーメント I_s 、断面積 A_s 、弾性係数 E_s 、ポアソン比 ν_s 、降伏応力 σ_{ys} ）と、 n_r 本の横補剛材（断面2次モーメント I_r 、断面積 A_r 、弾性係数 E_r 、ポアソン比 ν_r 、降伏応力 σ_{yr} ）で補剛されている。縦補剛材間隔 $b = B / (n_s + 1)$ 、横補剛材間隔 $a = L / (n_r + 1)$ 、全体パネルの縦横比 $\alpha = L/B$ 、横補剛材間の部分パネルの縦横比 $\alpha_r = a/B$ である。ただし、縦・横補剛材のねじり剛度は無視する。

ここでは、主板および縦・横補剛材の局部座屈が生じないものとする。

(1) 強度算定式

直交補剛板を直交異方性板とみなすと、座屈応力と縦横比の関係から、縦方向座屈モードの半波数 m によって、 $1 \leq m \leq n_r$ と $m \geq n_r + 1$ の2つの領域に分けられる。¹⁷⁾ $1 \leq m \leq n_r$ の範囲では主板と縦・横補剛材とが一体となって、全体座屈を生じる。 $m \geq n_r + 1$ の範囲では横補剛材間の縦補剛板の部分座屈が生じる。

ここで、 $\beta = B/t$ 、 $\tau_s = E_s I_s / bD$ 、 $\delta_s = A_s / bt$ 、 $\tau_r = E_r I_r / BD$ 、 $D = Et^3/12(1 - \nu^2)$ とおき、パラメータ $\lambda = \sqrt{\sigma_y^* / \sigma_{cr}}$ を考えると、座屈モードに対応して、 λ は次の4つに分けられる。 λ_1 、 λ_2 は全体座屈が、 λ_3 、 λ_4 は部分座屈が生じる場合に対応する。

$\alpha < \alpha_0$ のとき

$$\lambda_1 = R \sqrt{\alpha^2 / [\tau_s + (n_r + 1) \tau_r \alpha^3 + (1 + \alpha^2)^2]} \quad (1)$$

$\alpha \geq \alpha_0$ のとき

$$\lambda_2 = R \sqrt{1/2 \{ 1 + \sqrt{(1 + \tau_s)(1 + \tau_r / \alpha_r)} \}} \quad (2)$$

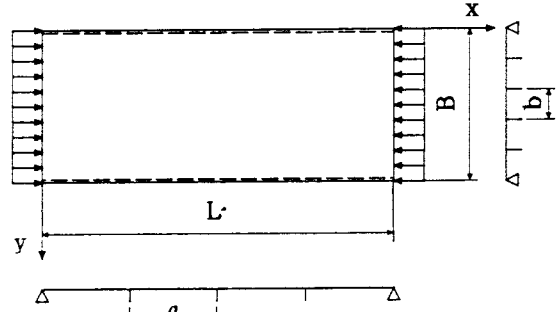


図-1 圧縮を受ける直交補剛板

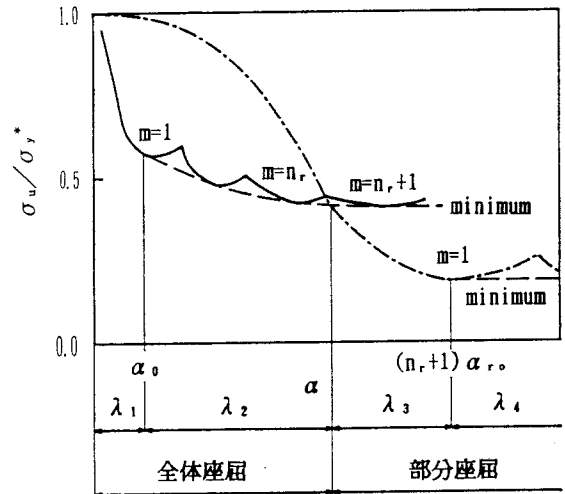


図-2 直交補剛板の座屈形式とλの関係

$$\alpha < (n_r + 1) \alpha_{r0} \text{ のとき} \\ \lambda_3 = R \sqrt{\alpha_r^2 / [\tau_s + (1 + \alpha_r^2)^2]} \quad (3)$$

$$\alpha \geq (n_r + 1) \alpha_{r0} \text{ のとき} \\ \lambda_4 = R \sqrt{1/2 [1 + \sqrt{1 + \tau_s}]} \quad (4)$$

ただし,

$$\alpha_0 = \sqrt[4]{(1 + \tau_s) / (1 + \tau_r / \alpha_r)} \quad (5)$$

$$\alpha_{r0} = \sqrt[4]{1 + \tau_s} \quad (6)$$

$$R = \beta \sqrt{[12(1 - \nu^2) \sigma_y^* / \pi^2 E] (1 + \delta_s)} \quad (7)$$

$$\sigma_y^* = \sigma_y (1 + \delta_s \sigma_{ys} / \sigma_y) / (1 + \delta_s) \quad (8)$$

である.

λ を用いて全体座屈に対する終局強度を算定するための強度曲線としては, 種々の提案^{13) 16) 17) 21)}があるが, ここでは実験値の下限がM(平均値) - S(標準偏差)となるような次式を提案する.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u / \sigma_y^* &= 1.0 & : \lambda \leq 0.3 \\ &= 1.0 - 0.63 (\lambda - 0.3) & : 0.3 < \lambda \leq 1.0 \\ &= 1.0 / (0.8 + \lambda^2) & : \lambda > 1.0 \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

図-3に式(9)を示す. 同図には, 道路橋示方書,²²⁾ 吉浪・大村¹⁶⁾の終局強度曲線も示した. なお, AASHTO,²³⁾ BS5400,¹⁾ DAST-Ri012²⁾は, 有効幅の主板と補剛材とからなる柱として強度を算定するので, 図示しなかった.

(2) 実験値との比較

全体座屈に対する終局強度式(9)の妥当性を確かめるため, データベース²⁰⁾から図心载荷を受け, 局部座屈の可能性のない供試体42体を集めた. これらはすべて, 日本で実験されたものである. ここで, 局部座屈の有無は後述する式(10)~(12)から判断した.

実験結果の最大圧縮応力 $\sigma_{max} / \sigma_y^*$ を式

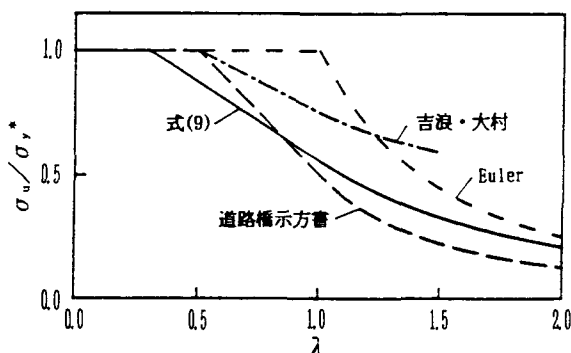


図-3 補剛板の全体座屈に対する終局強度曲線

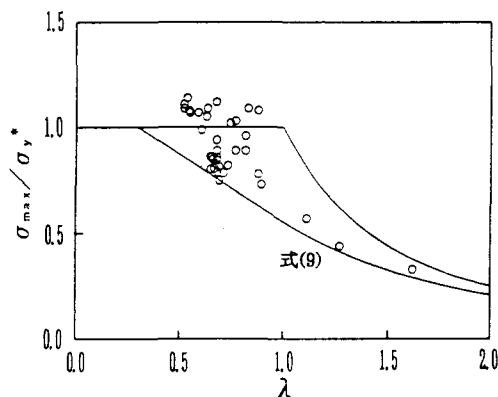


図-4 全体座屈に対する縦補剛板の実験値

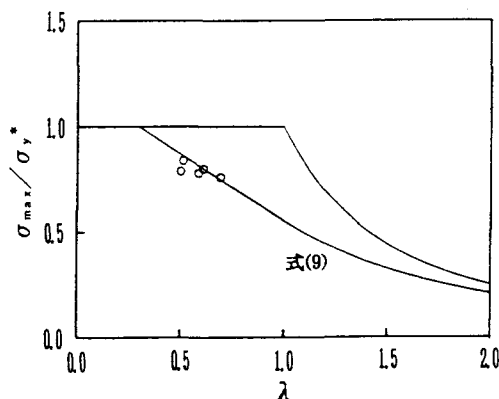


図-5 全体座屈に対する直交補剛板の実験値

(9)と比較すると、図-4、図-5のようになる。図-4は縦補剛板、図-5は直交補剛板に対するものである。供試体のパラメータは、縦補剛板の場合、 α は $M \pm S = 1.52 \pm 0.35$ 、 $n_s = 2 \sim 5$ 、 λ は $M \pm S = 0.74 \pm 0.21$ であり、直交補剛板の場合、 α は $M \pm S = 0.57 \pm 0.0$ 、 $n_s = 4$ 、 $n_r = 2$ 、 λ は $M \pm S = 0.58 \pm 0.08$ である。

表-1に $\sigma_{\max}/\sigma_u$ の平均値 M と標準偏差 S を示す。 $M \pm S$ の範囲は、縦補剛板で1.067～1.404、直交補剛板で0.929～1.013である。

表-1 全体座屈の実験値/理論値

補剛形式	λ	供試体数	$\sigma_{\max}/\sigma_u$	
			平均値	標準偏差
縦補剛	λ_3	37	1.2355	0.1689
	λ_4	0	—	—
直交補剛	λ_1	0	—	—
	λ_2	5	0.9706	0.0421
	λ_3	0	—	—
	λ_4	0	—	—

3. 補剛板の局部座屈

縦補剛材と横補剛材で囲まれる主板パネルと縦補剛材の板要素には局部座屈が生じることもある。また、縦補剛材がT形断面またはL形断面の場合、主板との取り付け点を中心とした縦補剛材のねじり座屈も考える必要がある。

(1) 主板パネルの局部座屈

縦・横補剛材間の主板パネルと閉断面縦補剛材の内部の主板パネルについては、局部座屈に対する終局強度 σ_{up} は次式²⁴⁾から求める。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{up}/\sigma_y &= 1.0 & : \lambda_p \leq 0.526 \\ &= (0.526/\lambda_p)^{0.7} & : \lambda_p > 0.526 \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

ただし、 $\lambda_p = (b_p/t) \sqrt{12(1-\nu^2)\sigma_y/k\pi^2 E}$ 、 b_p は対象パネルの幅、 $k=4.0$ である。

図-6に式(10)を示す。同図には、道路橋示方書²²⁾ AASHTO²³⁾ BS5400¹⁾の終局圧縮強度曲線も示してある。

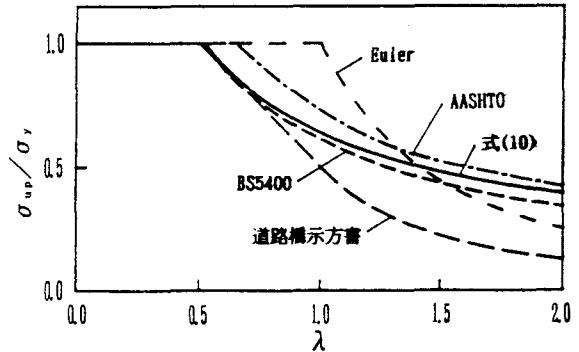


図-6 板パネルの終局圧縮強度曲線

(2) 縦補剛材の局部座屈

縦補剛材の板要素 i に対する局部座屈強度は次式²⁴⁾から計算する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{us}/\sigma_{ys} &= 1.0 & : \lambda_s \leq 0.526 \\ &= (0.526/\lambda_s)^{0.7} & : \lambda_s > 0.526 \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

ただし、 $\lambda_s = (b_{si}/t_{si}) \sqrt{12(1-\nu_s^2)\sigma_{ys}/k\pi^2 E_s}$ 、 b_{si} は板要素の幅、 t_{si} は板要素の厚さ、板要素が単純支持されている場合 $k=4.0$ 、自由突出の場合 $k=0.425$ である。

T形またはL形縦補剛材のねじり座屈強度は、そり剛度を無視して、次式²⁵⁾から求めることにする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{us}/\sigma_{ys} &= 1.0 & : \lambda_{st} \leq 0.45 \\ &= 1.0 - 0.53(\lambda_{st} - 0.45)^{1.36} & : 0.45 < \lambda_{st} \leq 1.41 \\ &= 1.0/\lambda_{st}^2 & : \lambda_{st} > 1.41 \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

ただし、 $\lambda_{st} = \sqrt{\sigma_{ys} / \sigma_{crt}}$ で、弾性ねじり座屈強度²⁶⁾ は $\sigma_{crt} = G_s J_s / I_{pc}$ 、 G_s はせん断弾性係数、 J_s はねじり定数、 I_{pc} は主板との取り付け点まわりの断面2次極モーメントである。図-7に式(12)の曲線を示す。同図には、DASt-Ri012、²⁾ IDWR²⁷⁾ の終局ねじり強度曲線も示した。

縦補剛材のすべての板要素の局部座屈強度と縦補剛材のねじり座屈強度のうち、最小値を縦補剛材の局部座屈に対する終局強度 $\sigma_{us} / \sigma_{ys}$ とする。

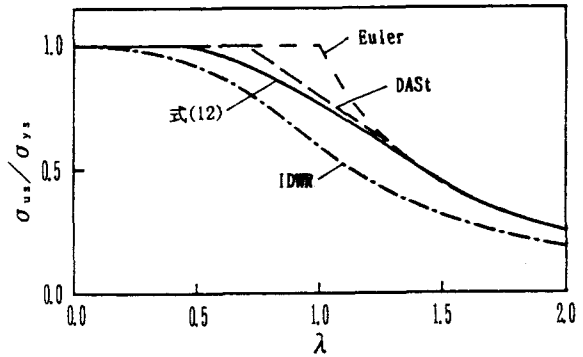


図-7 縦補剛材の終局ねじり強度曲線

4. 補剛板の連成座屈

補剛板に全体座屈と局部座屈との連成座屈が生じる場合の終局強度算定法は種々提案されている。²⁸⁾ 小松・北田¹³⁾ の図式算定法は精度がよいが、反復計算が必要であり、吉浪・大村¹⁶⁾ はQファクタ法を用いている。桑野・依田¹⁵⁾ は同じくQファクタ法を用いて、補剛材本数によってモデルを変えている。ここでは、設計の便宜を考えて、簡単で、将来、組み合わせ応力の場合にも拡張できるような方法を提案する。

(1) 強度算定式

式(10)～(12)で算定された局部座屈に対する終局強度を用いて、有効断面を低減させる。主板の低減係数 ρ_p と縦補剛材の低減係数 ρ_s は次式のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \rho_p &= 1.0 & : \sigma_{up} \geq \sigma_u \\ &= \sigma_{up} / \sigma_y & : \sigma_{up} < \sigma_u \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

$$\left. \begin{aligned} \rho_s &= 1.0 & : \sigma_{us} \geq \sigma_u \\ &= \sigma_{us} / \sigma_{ys} & : \sigma_{us} < \sigma_u \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

式(9)で求めた σ_u / σ_y^* と局部座屈による低減係数 ρ_p 、 ρ_s とから、補剛板の連成座屈に対する終局強度は次のように表される。

$$\frac{\sigma_u^*}{\sigma_y^*} = \frac{\rho_p \sigma_y + \delta_s \rho_s \sigma_{ys}}{(1 + \delta_s) \sigma_y^*} \frac{\sigma_u}{\sigma_y^*} \quad (15)$$

(2) 実験値との比較

連成座屈に対する終局強度式(15)の妥当性を確かめるため、データベース²⁰⁾ から図心載荷を受け、局部座屈の可能性のある供試体34体を集めた。これらはすべて、日本で実験されたものである。供試体のパラメータは、縦補剛板の場合、 α は $M \pm S = 1.36 \pm 0.26$ 、 $n_s = 2 \sim 5$ 、 λ は $M \pm S = 0.49 \pm 0.12$ であり、直交補剛板の場合、 α は $M \pm S = 0.55 \pm 0.17$ 、 $n_s = 4 \sim 9$ 、 $n_r = 2 \sim 4$ 、 λ は $M \pm S = 0.51 \pm 0.23$ である。

実験結果の最大圧縮応力 $\sigma_{max} / \sigma_y^*$ と、本算定法による終局強度 σ_u^* / σ_y^* を比較すると、図-8、図-9のようになる。図-8は縦補剛板、図-9は直交補剛板に対する実験値と理論値を比較したものである。図中、破線は危険側10%を表している。

表-2に $\sigma_{max} / \sigma_u^*$ の平均値と標準偏差を示す。 $M \pm S$ の範囲は、縦補剛板で 1.117～1.333、直交補剛板で 1.001～1.214 である。

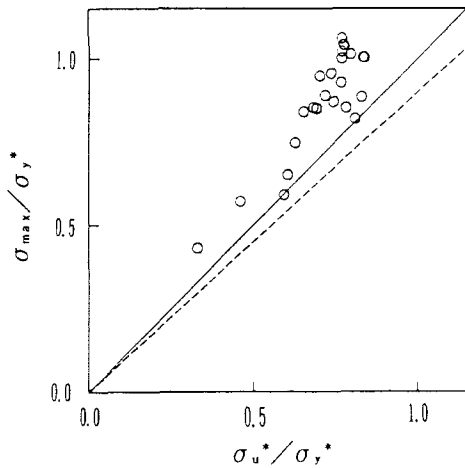


図-8 連成座屈に対する縦補剛板の実験値と理論値の比較

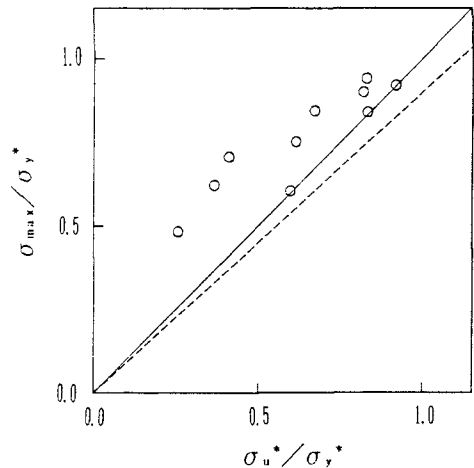


図-9 連成座屈に対する直交補剛板の実験値と理論値の比較

(3) 強度算定式の簡易化

ここで、全体座屈に対する終局強度算定式の簡易化¹⁷⁾ について考える。 λ は式(1)～(4)から求められるが、 λ_1 は α の関数であり、 $\lambda_2 \sim \lambda_4$ は α_r の関数である。式(1)の代わりに式(2)を用いることにすれば、横補剛材で挟まれた2区間のみを考え、 $\alpha_r \leq \alpha_{r0}$ の場合には λ_2 、 λ_3 のうち大きい方を、 $\alpha_r \geq \alpha_{r0}$ の場合には、 λ_4 を用いて、式(9)から全体座屈に対する終局強度を求めればよい。

表-2からわかるように λ_1 に属する供試体が1体含まれている。この供試体にこの方法を用いると、連成座屈が全体座屈に変わり、実験値と理論値の比は $\sigma_{max}/\sigma_u^* = 1.0546$ となった。簡易な方法として、使用できるものと思われる。

表-2 連成座屈の実験値/理論値

補剛形式	λ	供試体数	σ_{max}/σ_u^*	
			平均値	標準偏差
縦補剛	λ_3	24	1.2251	0.1083
	λ_4	0	—	—
直交補剛	λ_1	1	1.1000	—
	λ_2	9	1.3272	0.3436
	λ_3	0	—	—
	λ_4	0	—	—

5. Qファクタ法

AISC¹⁸⁾では、長柱の局部座屈と全体座屈の連成座屈強度の算定に、Qファクタ法を採用している。この方法は、短柱の局部座屈強度 $Q = \sigma_{max}/\sigma_y$ を用いて、降伏応力 σ_y を $Q\sigma_y$ に低減させて全体座屈を算定する。

補剛板の連成座屈にこの考え方を適用している研究には、桑野・依田¹⁵⁾と吉浪・大村¹⁶⁾の研究がある。これらの研究では、主板の局部座屈のみが考慮されている。本論文では、主板や縦補剛材の局部座屈をすべて考慮して、次式のQを用いる。

表-3 連成座屈の実験値/理論値 (Qファクタ法)

補剛形式	λ	供試体数	σ_{max}/σ_u^*	
			平均値	標準偏差
縦補剛	λ_3	24	1.1771	0.1110
	λ_4	0	—	—
直交補剛	λ_1	1	1.0845	—
	λ_2	9	1.2083	0.2116
	λ_3	0	—	—
	λ_4	0	—	—

$$Q = \frac{\rho_p \sigma_y + \delta_s \rho_s \sigma_{ys}}{(1 + \delta_s) \sigma_y^*} \quad (16)$$

このQと、式(2)～(3)から得られる λ とから、 $Q^{1/2}\lambda$ を計算し、式(9)に代入して全体座屈に対する終局強度を計算して、式(15)から連成座屈に対する終局強度を求めればよい。

桑野・依田¹⁵⁾は式(16)において $\rho_s \rightarrow \rho_p$ とみなしていることになり、吉浪・大村¹⁶⁾は $\rho_s \rightarrow 1$ とみなしていることになる。ただし、いずれも $\sigma_{ys} \rightarrow \sigma_y$ としている。

表-2の供試体に対して、Qファクタ法を適用すると、表-3のようになる。これを表-2と比べると、理論終局強度はQファクタ法を用いた方が、若干実験値に近いが、理論値が実験値を下回り、危険側に移る供試体も多数見受けられた。

Qファクタ法はもともと柱の連成座屈に対して考案されたものであり、縦補剛板に対しては一方向圧縮荷重の場合は適用できる。しかし、直交補剛板の全体座屈や、組み合わせ応力を受ける場合への拡張には困難がある。簡易で、一貫性の必要な設計手法としては問題多い。

6. 偏心圧縮を受ける補剛板

補剛板の圧縮強度実験の多くは、載荷が比較的容易な主板中央面載荷のもとで行われている。データベース²⁰⁾内の補剛板の圧縮強度実験の約4割が板中央面載荷を用いている。しかし、この載荷方法では、補剛板全体が面内圧縮と面外曲げを受けていることになり、純圧縮に比べて強度が低下する。したがって、理論値をこれらの実験結果と比較するためには、理論値に偏心載荷の影響を考慮する必要がある。

吉浪・大村²⁹⁾の研究では、偏心載荷の影響を次のように考慮している。まず、補剛板全断面の図心と主板中央面との距離を偏心量とする。そして、主板中央面に働く応力(圧縮による応力+曲げモーメントによる応力)が降伏に達するときを終局強度とみなしている。

(1) 偏心載荷による終局強度の低減

偏心圧縮を受ける弾性柱の公式³⁰⁾では、偏心の影響は初期偏心比³¹⁾ $e c / r^2$ の項で考慮される。ここに、 e は図心と荷重との偏心量、 c は図心と縁との距離、 r は断面1次半径である。この考え方を補剛板に適用して、図心載荷の補剛板の終局強度 σ_u^* を、初期偏心比を用いて補正する。すなわち、偏心圧縮を受ける補剛板の終局強度 σ_u^{**} は次のように表される。

$$\frac{\sigma_u^{**}}{\sigma_y^*} = \frac{1}{1 + 0.2 e c / r^2} \frac{\sigma_u^*}{\sigma_y^*} \quad (17)$$

ここに、縦補剛材1本と主板幅 b の部分からなる柱断面とみなして図心を定める。 e は図心と主板中央面との距離、 c は図心と主板上縁との距離、 r は断面1次半径である。

(2) 実験値との比較

偏心圧縮を受ける補剛板の終局強度式(17)の妥当性を確かめるため、データベース²⁰⁾から偏心載荷を受ける供試体45体を集めた。この内、日本で実験された供試体は39体である。供試体のパラメータは、縦補剛板の場合、 α は $M \pm S = 1.43 \pm 0.80$ 、 $n_s = 1 \sim 5$ 、 λ は $M \pm S = 0.93 \pm 0.40$ であり、直交補剛板の場合、 α は $M \pm S = 1.19 \pm 0.67$ 、 $n_s = 2 \sim 5$ 、 $n_r = 1 \sim 2$ 、 λ は $M \pm S = 0.68 \pm 0.23$ である。

実験結果の最大圧縮応力 $\sigma_{\max}$ と本算定法による終局強度 σ_u^* または σ_u^{**} の比を求めると、その平均値と標準偏差は表-4、表-5のようになる。表-4は偏心載荷の補正を行わない終局強度 σ_u^* 、表-5は偏心載荷の補正を行った終局強度 σ_u^{**} を理論値として用いている。両表を比べると、偏心載荷の補正を行う

表-4 偏心载荷の場合の実験値/理論値(補正前)

補剛形式	λ	供試体数	$\sigma_{\max}/\sigma_u^*$	
			平均値	標準偏差
縦補剛	λ_3	27	1.0816	0.1877
	λ_4	1	1.4788	—
直交補剛	λ_1	0	—	—
	λ_2	5	1.0091	0.1606
	λ_3	12	1.0816	0.1593
	λ_4	0	—	—

表-5 偏心载荷の場合の実験値/理論値(補正後)

補剛形式	λ	供試体数	$\sigma_{\max}/\sigma_u^{**}$	
			平均値	標準偏差
縦補剛	λ_3	27	1.1523	0.1976
	λ_4	1	1.5560	—
直交補剛	λ_1	0	—	—
	λ_2	5	1.0928	0.1511
	λ_3	12	1.1705	0.1615
	λ_4	0	—	—

ことにより、理論値が安全側に修正されていることがわかる。図示していないが、補正前ではM-Sを下回る実験値が多数見受けられたのが、補正された結果、実験値の下限がM-Sになった。

実験結果の最大圧縮応力 $\sigma_{\max}/\sigma_y^*$ と、本算定法による補正された終局強度 σ_u^{**}/σ_y^* を比較すると、図-10と図-11のようになる。図-10は縦補剛板、図-11は直交補剛板に対する実験値と理論値を比較したものである。図中、破線は危険側10%を表している。

表-5の $\sigma_{\max}/\sigma_u^*$ の平均値と標準偏差から、 $M \pm S$ の範囲は、縦補剛板で 0.958~1.375、直交補剛板で 0.990~1.306である。

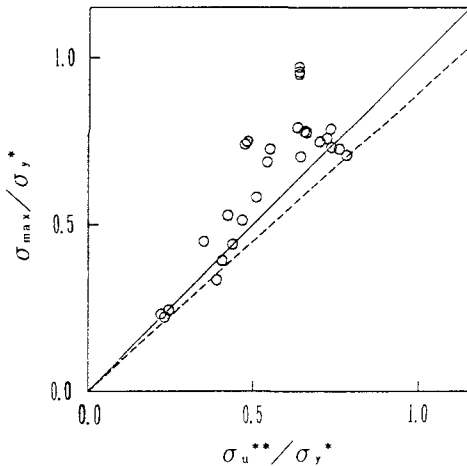


図-10 偏心载荷を受ける縦補剛板の実験値と理論値の比較

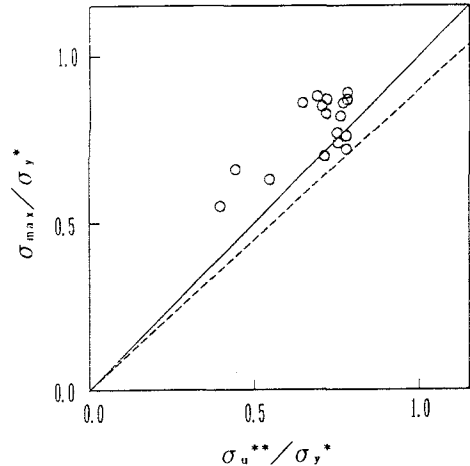


図-11 偏心载荷を受ける直交補剛板の実験値と理論値の比較

7. 補正された実験値と全体座屈強度の比較

2.では、圧縮補剛板の全体座屈に対する終局強度曲線式(9)を提案し、図心载荷を受け、局部座屈の可能性のない供試体の実験結果と比較した。3.では、主板パネルと縦補剛材の局部座屈を考慮した連成座屈強度式(15)を提案し、図心载荷を受け、局部座屈の可能性のある供試体の実験結果と比較した。

ここでは、実験結果に対して局部座屈や偏心载荷の影響を考慮した補正実験値を求め、式(9)と比較する。

(1) 局部座屈の可能性のある供試体

局部座屈の可能性のある実験結果に対して、補正実験値 $\sigma_{\max}^*$ を式(15)から求め、式(9)と比較すると図

-12, 図-13のようになる。図-12は縦補剛板, 図-13は直交補剛板に対するものである。

(2) 偏心载荷を受ける供試体

偏心载荷を受ける供試体の実験結果に対して, 局部座屈と偏心载荷の補正を行った補正実験値 $\sigma_{\max}^{**}$ を式(15), (17)から求め, 式(9)と比較すると図-14, 図-15のようになる。図-14は縦補剛板, 図-15は直交補剛板に対するものである。

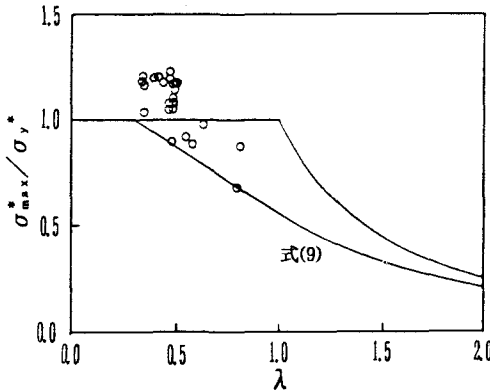


図-12 縦補剛板の局部座屈に対する補正実験値

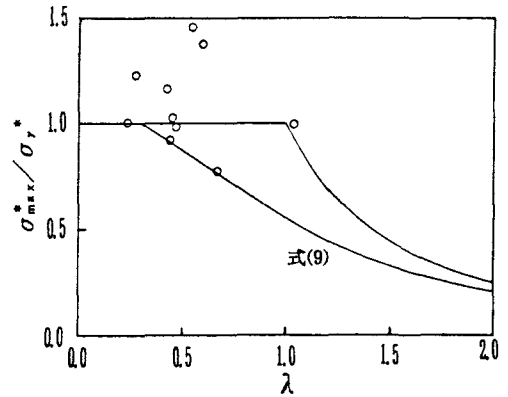


図-13 直交補剛板の局部座屈に対する補正実験値

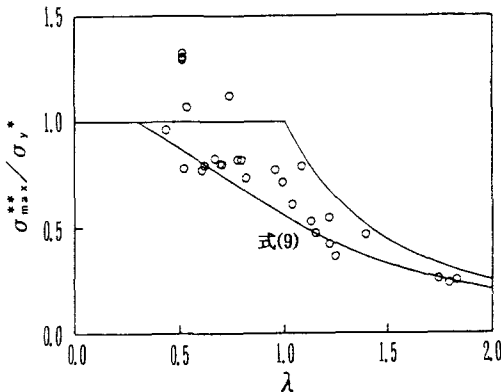


図-14 偏心载荷を受ける縦補剛板の補正実験値

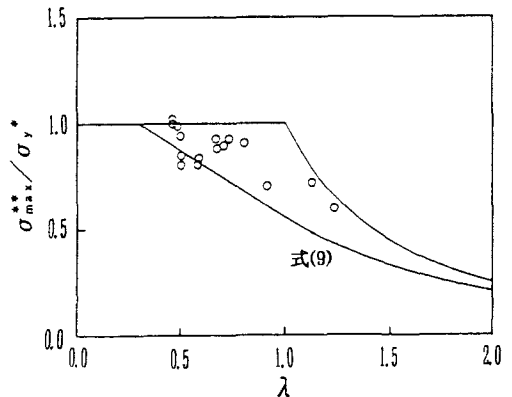


図-15 偏心载荷を受ける直交補剛板の補正実験値

(3) 全供試体

図-4, 5, 8 ~ 11に示した供試体 121体に対して, 本算定法により補正実験値を求め, 式(9)と比較すると図-16のようになる。補正実験値と理論値の比 $\sigma_{\max}^{**} / \sigma_u$ の平均値は1.1999, 標準偏差は0.1910となり, $M \pm S$ の範囲は1.0089 ~ 1.3909である。式(9)は実験値に比べて低めの値を与えるが, 式(9)をもう少し高めの値を予測するように修正すると, $\lambda = 0.4 \sim 0.6$ の範囲の実験値で $M - S$ を下回るものが多く出現してしまう。

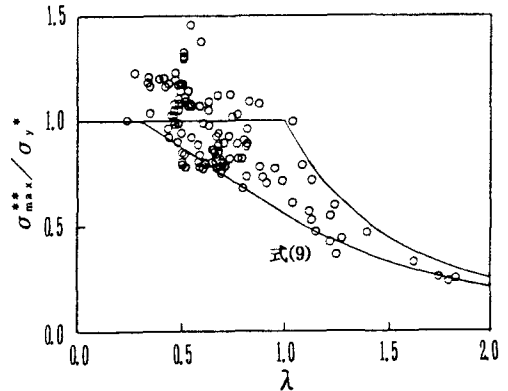


図-16 全供試体の補正実験値

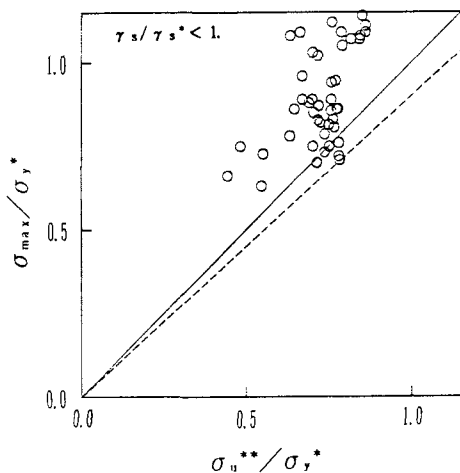


図-17 補剛板の実験値と理論値の比較

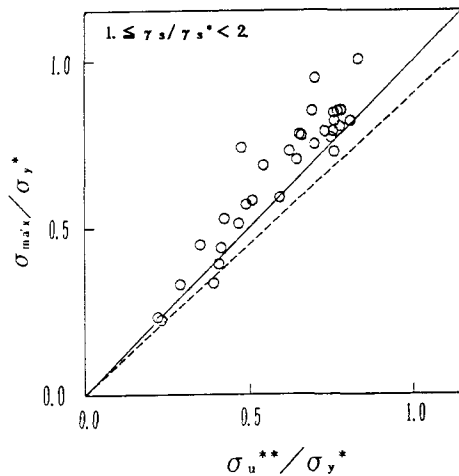


図-18 補剛板の実験値と理論値の比較

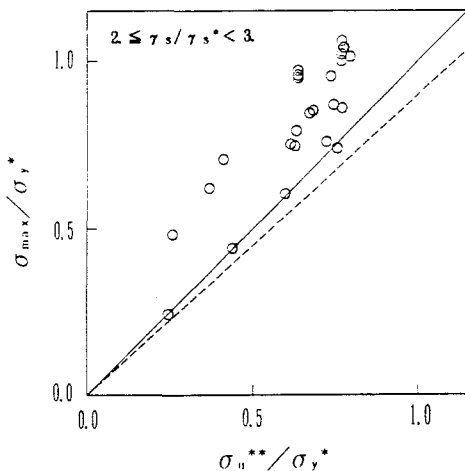


図-19 補剛板の実験値と理論値の比較

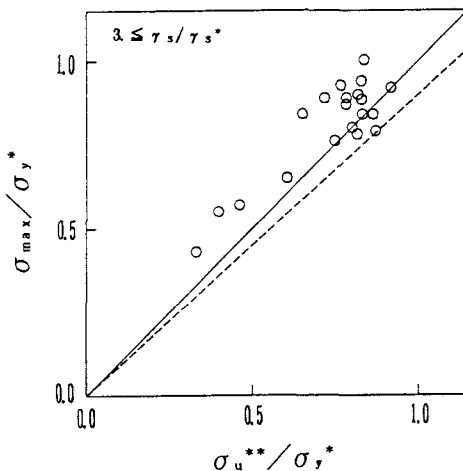


図-20 補剛板の実験値と理論値の比較

8. 縦補剛材剛比と終局強度の関係

道路橋示方書²²⁾の規定では、縦補剛材の剛比が必要剛比より大きい場合でも圧縮強度の増加は認められていないが、多くの理論的、実験的研究^{15) 16) 19)}によって、強度の向上は明白である。本算定法が、縦補剛材剛比の増加に伴う終局強度の増加を推定できるかどうかを調べてみる。

図-4, 5, 8～11に示した供試体に対して、縦補剛材の剛比 γ_s と必要剛比 γ_s^* との比 γ_s/γ_s^* を用いて、実験値と理論値の関係を分類しなおすと、図-17～20が得られる。ただし、 γ_s^* は横補剛材間の縦補剛板に対する値で、次式で計算する。

表-6 全供試体の実験値/理論値

γ_s/γ_s^* の範囲	供試体数	$\sigma_{\max}/\sigma_{u^{**}}$	
		平均値	標準偏差
$\gamma_s/\gamma_s^* < 1.$	44	1.2364	0.1873
$1. \leq \gamma_s/\gamma_s^* < 2.$	32	1.1190	0.1344
$2. \leq \gamma_s/\gamma_s^* < 3.$	25	1.3047	0.2335
$3. \leq \gamma_s/\gamma_s^*$	20	1.1183	0.1311

$$\alpha_r < \alpha_{r0} : r_s^* = 4 (n_s + 1)^2 (1 + \delta_s) \alpha_r^2 - (1 + \alpha_r^2)^2 \quad (18)$$

$$\alpha_r \geq \alpha_{r0} : r_s^* = [2 (n_s + 1)^2 (1 + \delta_s) - 1]^2 - 1 \quad (19)$$

表-6に $\sigma_{\max}/\sigma_u^{**}$ の平均値と標準偏差を示す。比 r_s/r_s^* の種々の値に対して、本算定法による終局強度は、やや保守的ではあるが、妥当であることがわかる。

ここで、本論文で採用した全供試体について、実験値と理論値の比の平均値と標準偏差を調べると、それぞれ1.20, 0.19になる。M±Sの範囲は1.01~1.39で、やや保守的な結果になった。

9. 縦補剛材が不等寸法・不等間隔の場合への拡張

ここでは、前述の終局強度算定法を、不等寸法・不等間隔の縦補剛材を有する補剛板へ拡張する方法について述べる。

等間隔に配置されている縦補剛材の何本かが縦桁であるような圧縮補剛板の終局強度の算定法は、中井・北田ら¹⁹⁾によって提案されている。まず、縦桁を有する補剛板を、横補剛材がなくて、同一寸法の縦補剛材を有する仮想の縦補剛板に置換する。このとき、弾性座屈応力度が元の補剛板と等しくなるように仮想縦補剛板の長さを決める。そして、仮想縦補剛板の終局強度¹³⁾を求める。

ここでは、不等寸法の縦補剛材 i (断面2次モーメント I_{si} 、断面積 A_{si} 、弾性係数 E_{si} 、ポアソン比 ν_{si} 、降伏応力 σ_{ysi})が任意の位置 y_i に n_s 本配置された直交補剛板の終局強度の算定法を提案する。

以下の(1)~(3)に示す方法で r_s 、 δ_s 、 σ_y^* を求め、式(2)~(4)、(9)から全体座屈に対する終局強度を、式(15)から連成座屈に対する終局強度を求めればよい。

ただし、何本かおきに断面の大きな縦桁がある場合は、その縦桁が節になる可能性があることを考えなければならない。このとき、横補剛材も節になる可能性があることも考えなければならない。したがって、補剛板全体を取り出した場合と、大きな縦補剛材間で支持された場合の各々に対して横補剛材も節になる場合とならない場合の合計4通りの終局強度を算定して、最も小さい終局強度を補剛板の終局強度とする必要がある。

(1) 換算縦補剛材剛比

直交異方性板のひずみエネルギーと直交補剛板のひずみエネルギーを等しくおいて、等価剛度を決定する。たわみ曲面として、次式を用いる。

$$w(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{mn} \sin \frac{m\pi x}{L} \sin \frac{n\pi y}{B} \quad (20)$$

直交異方性板の剛度における縦補剛材による曲げ剛度を D_s とすると、直交異方性板としてのひずみエネルギー Π_{sc} と、直交補剛板のひずみエネルギー Π_{su} は、それぞれ次のようになる。

$$\Pi_{sc} = \frac{1}{2} \int_0^L \int_0^B (D + D_s) \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 dx dy \quad (21)$$

$$\Pi_{su} = \frac{1}{2} \int_0^L \int_0^B D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 dx dy + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{n_s} \int_0^L E_{si} I_{si} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2_{y=y_i} dx \quad (22)$$

ここで、 $\Pi_{sc} = \Pi_{su}$ とおき、簡単のため $m = n = 1$ と仮定すると、換算縦補剛材剛比が次のように求まる。

$$r_s = \frac{2}{BD} \sum_{i=1}^{n_s} E_{si} I_{si} \sin^2 \frac{\pi y_i}{B} \quad (23)$$

(2) 換算縦補剛材断面積比

$$\delta_s = 2 \sum_{i=1}^n A_{si} / \left(t \sum_{j=1}^n (b_j + b_{j+1}) \right) \quad (24)$$

ただし、 b_j は各縦補剛材間隔である。

(3) 換算降伏応力

$$\sigma_y^* = \left[\sigma_y + \delta_s \sum_{i=1}^n (A_{si} \sigma_{ysi}) \right] / \left[(1 + \delta_s) \sum_{i=1}^n A_{si} \right] \quad (25)$$

(4) 縦桁を有する補剛板への適用例

データベース²⁰⁾ には縦桁を有する直交補剛板の供試体³¹⁾ が1体登録されている。これは縦補剛材9本、縦桁2本、横補剛材4本を有しており、図心載荷されている。この実験結果を用いて理論終局強度を検討する。

まず、全体座屈は次の4通りに対して計算しなければならない。

- i) 全体座屈が生じる場合、 λ_z に属し、 $\sigma_u / \sigma_y^* = 1.0$ となる。
 - ii) 横補剛材間で、縦桁も含めた部分座屈が生じる場合、 λ_3 に属し、 $\sigma_u / \sigma_y^* = 1.0$ となる。
 - iii) 縦桁間で、横補剛材も含めた部分座屈が生じる場合、 λ_3 に属し、 $\sigma_u / \sigma_y^* = 0.8969$ となる。
 - iv) 縦桁と横補剛材で囲まれた部分の座屈が生じる場合、 λ_3 に属し、 $\sigma_u / \sigma_y^* = 0.8969$ となる。
- これらのうちの最小値が全体座屈強度を与えるとすると、 $\sigma_u / \sigma_y^* = 0.8969$ となる。

次に、局部座屈の照査を行うと、主板に対する低減係数は $\rho_p = 0.7885$ 、縦補剛材に対する低減係数は $\rho_s = 0.7525$ となる。したがって、連成座屈に対する補正を施すと、終局強度は $\sigma_u^* / \sigma_y^* = 0.6998$ となる。

実験値は $\sigma_{\max} / \sigma_y^* = 0.82$ なので、理論値との比をとると $\sigma_{\max} / \sigma_u^* = 1.17$ となり、満足できる結果が得られた。

(5) 有限要素解との比較

図-21に示すような、縦補剛材5本のうちの1本の断面が大きい縦補剛板に対して、汎用有限要素パッケージMSC/NASTRAN^{32) 33)}を用いて弾塑性有限変位解析を行い、本算定法との比較を行った。

この補剛板の寸法は部分座屈が生じず、全体座屈が生じるように定めた。 $\sigma_y = \sigma_{ys} = 3000 \text{ kg/cm}^2$, $n_s = 5$, $\alpha = 1.0$, $\beta = 160.7$, $\gamma_s = 142.8$, $\delta_s = 0.6656$, $\lambda = 0.677$ である。最大初期たわみが $B/150$,

残留応力が主板で $0.3 \sigma_y$, 縦補剛材で $0.2 \sigma_{ys}$ となるように、有限要素モデルに初期不整を与えて、図心載荷を行った。

理論値は $\sigma_u^* / \sigma_y^* = 0.76$ 、有限要素解は $\sigma_{\max} / \sigma_y^* = 0.91$ で、比は $\sigma_{\max} / \sigma_u^* = 1.20$ となった。

図-21には、終局状態の変位形状も示してある。

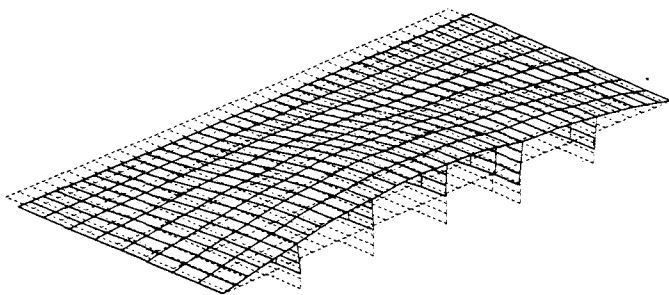


図-21 解析モデルと変形

10. あとがき

本論文では、一方向に圧縮を受ける直交補剛板の終局強度算定法を提案した。さらに、偏心载荷を受ける場合の補正法を示し、不等寸法の縦補剛材が不等間隔に配置された直交補剛板へも拡張できるようにした。また、Qファクタ法を用いた算定法も検討した。以上の理論値は、データベース²⁰⁾に集められた実験結果と比較した。さらに、本算定法が、縦補剛材の剛比が大きい場合にも妥当な理論値を与えることを確認した。

今後、この算定法を組み合わせ応力を受ける場合に拡張してゆきたい。

【謝辞】 実験データの整理にあたって、関西大学大学院生の大谷康史君の協力を得た。本研究は、平成元年度文部省科学研究費総合研究A（課題番号62302040、研究代表者 福本湧士）および昭和63年度関西大学学部共同研究費の補助を受けた。

参考文献

- 1) BS 5400 : Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 3. Code of Practice for Design of Steel Bridges, British Standards Institution, 1982. (財)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.
- 2) DAST-Richtlinie 012 Beulsicherheitsnachweise für Platten, Deutscher Ausschuss für Stahlbau, Oktober, 1979. (財)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.
- 3) European Convention for Constructional Steelwork : European Recommendations for Steel Constructions, ECCS-EG 77-2E, The Construction Press, London, 1981.
- 4) 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.
- 5) European Convention for Constructional Steelwork : EUROCODE 3, Common Unified Code of Practice for Steel Structures, Draft, The Commission of the European Communities, July, 1983.
- 6) 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.
- 7) Swiss Society of Engineers and Architects : Swiss Standard Sia 161 Steel Structures, English Edition of 1979 Edition, 1981.
- 8) 座屈設計ガイドライン, 土木学会, 1987.
- 9) 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.
- 10) 土木学会 (編) : 鋼構造物設計指針, PART A, PART B, 1987.
- 11) 東海鋼構造研究グループ (代表: 福本湧士) : 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.
- 12) 土木学会関西支部共同研究グループ報告書: 薄板構造の強度と設計に関する調査研究, 1988.4.
- 13) 小松定夫・北田俊行: 初期不整をもつ補剛された圧縮板の極限強度の実用計算法, 土木学会論文報告集, No.302, 1980.10, pp.1-13.
- 14) 三上市藏・堂垣正博・米沢 博: 補剛圧縮板実験の調査と強度算定法の評価, 土木学会論文報告集, No.334, 1983.6, pp.181-184.
- 15) 桑野忠生・依田照彦: 局部座屈と全体座屈の連成効果を考慮した補剛板の耐力に関する一考察, 土木学会論文集, No.368, 1986.4, pp.245-254.
- 16) 吉浪康行・大村 裕: 連成強度式を用いた補剛板の圧縮強度の一評価手法について, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.34A, 1988.3, pp.191-202.
- 17) 三上市藏・堂垣正博・米沢 博: 連続補剛板の非弾性圧縮座屈, 土木学会論文報告集, No.298, 1980.6, pp.17-30.
- 18) AISC: Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, 1968.
- 19) 中井 博・北田俊行・田井戸米好・福岡 悟: 縦・横補剛材および縦桁を有する圧縮板の一設計法, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.31A, 1985.3, pp.103-114.
- 20) 三上市藏・丹羽豊久・井上佳巳・大谷康史: 鋼補剛板の耐力に関する実験データベースの構築, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.35A, 1989.3, pp.83-96.
- 21) 奈良 敬・小松定夫: 補剛された圧縮板の極限強度曲線に関する統計学的研究, 土木学会論文集, No.

- 392, 1988.4, pp.289-296 .
- 22) 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.
 - 23) American Association of State Highway and Transportation Officials : Standard Specification for Highway Bridges, 12th ed., AASHTO, 1977.
 - 24) 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, Apr. 1985, pp. 293-294.
 - 25) Basler, K., and Thürlimann, B.: Strength of plate girders in bending, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.87, No.ST6, 1961, pp.153-181.
 - 26) Bleich, F.: Buckling Strength of Metal Structure, McGraw Hill, 1952.
 - 27) Inquiry into the Basis of Design and Method of Erection of Steel Box Girder Bridges, Appendix I: Interim Design and Workshop Rules, Parts I to IV, Her Majesty's Stationary Office, London, 1973.
 - 28) 三上市藏・堂垣正博・米沢 博: 補剛圧縮板実験の調査と強度簡易算定法の評価, 土木学会論文報告集, No.334, 1983.6, pp.181-184.
 - 29) 吉浪康行・大村 裕: 高張力鋼補剛板の圧縮強度に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.398, 1988.10, pp.255-264 .
 - 30) Galambos, T.V. (ed.): Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 4th ed., John Wiley & Sons, 1988.
 - 31) Smith, C.S.: Compressive strength of welded steel ship gillages, Trans. of the Royal Institution of Naval Architects, Vol.117, Oct., 1975, pp.325-347.
 - 32) MSC/NASTRAN USER'S MANUAL, Vol.1-2.
 - 33) MSC/NASTRAN APPLICATION MANUAL, Vol.1-2.

(1989年10月 2日受付)