

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

Ultimate compressive strength of stiffened plate using the
interaction buckling strength formula

吉 浪 康 行* 大 村 裕**

By Yasuyuki YOSHINAMI, Hiroshi OHMURA

Considering the interaction effects of local and overall buckling, ultimate compressive strength of stiffened plate was investigated. Overall buckling was analysed by inelastic large-deflection theory of orthotropic plate, and local buckling strength was evaluated based on the effective width concept of plate panel.

From these overall and local buckling strength, proposed interaction strength formula was obtained and verified by experimental results.

Using this method, calculation is very easy for variable rigidities of stiffener, and this free choice of stiffener enable more economical design of stiffened plates.

1. まえがき

補剛板の圧縮強度に関しては、主に1970年代において多数の解析手法及び実用計算法が提案されており¹⁾、これらはおおむね (i) 弾塑性分岐座屈理論にもとづく方法^{3)~5)}, (ii) 補剛板を柱の集合体と考える柱モデルによる方法^{6)~7)}, (iii) 直交異方性板の弾性有限変位理論にもとづく方法^{8)~9)}, (iv) 有限要素法を用いた弾塑性有限変位理論にもとづく方法^{10)~11)} の四グループに大別される。このうち、(i) の方法は補剛板の圧縮強度をその弾塑性座屈荷重として評価するものであり、後座屈的挙動が少ない、即ち座屈パラメータ R の比較的小さい範囲の補剛板に対して有力な手法と考えられる。これに対して (iii) の方法は補剛板の弾性後座屈挙動に主眼を置いたものであり、逆に座屈パラメータ R の比較的大きい補剛板に対して有力な手法と言える。また (ii) の方法は、基本的に補剛板を補剛材と板パネルよりなる柱の集合体とみなしていることより、このような柱としての挙動が支配的となるアスペクト比の比較的小さい補剛板に対して有力な手法と考えられる¹²⁾。実用性に主眼をおき種々の仮定を導入している (i) ~ (iii) の方法に対して、(iv) の方法はできる限り忠実にその挙動を解析しようとするものであり、現時点ではこの方法が最も正確に補剛板の圧縮強度を評価する方法と考えられる。しかしながら、個々の設計ケースに対する実用性の観点からは他の三者に大きく劣る。

* 復 建 調 査 設 計 係 (〒730 広島市東区光町2丁目)

** 工 博 広島大学工学部第四類 (〒724 東広島市西条町大字下見)

他方、我国の道路橋示方書¹³⁾においては、主に実験結果の下限推定値として補剛板の圧縮強度が定められており、その理論的根拠に関しては不明確な点を多く残している。特に補剛材剛比に関しては、依然として線形座屈理論の最適剛比の概念がそのまま採用されており、設計に際しては補剛材剛比の選択の余地が全くなく、また補剛材剛比を必要剛比の2倍もしくは3倍とすることによる圧縮強度の増加も認めていない。しかしながら、前述の四グループのいずれの方法を用いても、補剛材剛比の増加による圧縮強度の増加が期待でき、この点からも現行の道路橋示方書に対して改善されるべき要素は十分に残されていると言える。

ところで、最近圧縮力を受ける鋼構造部材の設計手法として、連成強度の考えかたが注目を集めている。この設計手法は、圧縮部材の強度をその構成薄板要素の局部座屈強度と局部座屈の影響を考慮しない場合の全体座屈強度との連成強度としてとらえようとするものであり、主に柱部材の設計への適用に関して研究がおこなわれている^{4)~19)}。補剛板の圧縮強度に対してこの連成強度の考え方を適用すれば、任意の断面の補剛材を有する補剛板に対してその圧縮強度が容易に求まり、また前述の補剛材剛比を必要剛比の2倍もしくは3倍とすることによる圧縮強度の増加も容易に表現できる。このような観点から、桑野ら²⁰⁾は連成強度式を用いた補剛板の圧縮強度の評価をおこない、補剛材剛比を必要剛比以上とすることによる効果を表現した強度式を提案している。しかしながら、Karman以来数多くの研究がおこなわれている板パネルの局部座屈強度に比べて補剛板の全体座屈強度に関する研究成果は非常に少なく、桑野らの研究では平板及び柱に関する既往の強度式を修正したものを全体座屈強度式として用い板モデル及び柱モデルによるアプローチをおこなっている。他方、Massonnet⁸⁾及び三上²¹⁾らの研究も基本的には連成強度の考え方にもとづいていると考えられる。ここでは、それぞれ直交異方性板の弾性有限変位理論及び非弾性分岐座屈理論にもとづき補剛板の全体座屈強度を評価している。このように、補剛板に対して連成強度の考え方を適用する場合には、その全体座屈強度の評価も重要な問題点となる。

本報告は、補剛板の圧縮強度を連成強度式として評価することを主目的としている。このため、まず補剛板の全体座屈強度を直交異方性板の非弾性有限変位理論により求める。そして、この全体座屈強度と既往の研究成果より得られる板パネルの局部座屈強度を用いて、補剛板の圧縮強度に関する連成強度式の一提案をおこない、同時に過去の実験データ等を用いてこの提案式の検証をおこなう。さらに、この連成強度式を用いた計算の1例を示し、これにより自由度の大きい経済的な設計への可能性を示すものである。

2. 直交異方性板の非弾性有限変位理論による補剛板の全体座屈強度

(1) 弾性有限変位理論にもとづく補剛板の全体座屈強度

直交異方性板の非弾性有限変位理論について述べる前に、まずその基礎となる弾性有限変位理論及びこれにもとづく全体座屈強度について簡単に述べる。

初期たわみを有する直交異方性板の弾性有限変位理論に関しては既に文献 8) 等で述べられているとおりであり、その近似支配方程式として次式が得られる。

$$\frac{1}{D_y} \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^4} + \frac{2}{D} \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{1}{D_x} \frac{\partial^4 \phi}{\partial y^4} = (1 - \nu^2) \left\{ \left(\frac{\partial^2 (w + w_0)}{\partial x \partial y} \right)^2 - \frac{\partial^2 (w + w_0)}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 (w + w_0)}{\partial y^2} - \left[\left(\frac{\partial^2 w_0}{\partial x \partial y} \right)^2 - \frac{\partial^2 w_0}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 w_0}{\partial y^2} \right] \right\} \quad (1)$$

$$B_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2B \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + B_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} \cdot \frac{\partial^2 (w + w_0)}{\partial x^2} - 2 \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} \frac{\partial^2 (w + w_0)}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} \frac{\partial^2 (w + w_0)}{\partial y^2} \quad (2)$$

上式において、 $D_x \cdot D_y$ および $B_x \cdot B_y$ はそれぞれ補剛板の面内剛性及び曲げ剛性を表わすものであり、補剛材のねじれ剛性の影響は無視されている。また補剛材が板の片面にのみ配置される偏心の影響に関しては、曲げ剛性 $B_x \cdot B_y$ の評価に際しこれを間接的に表現するものとし、本報告においては道路橋示方書¹³⁾にしたがい補剛材の曲げ剛性として補剛される板の補剛材側の表面に関する曲げ剛性を採用している。

この非線形連立偏微分方程式に対して、下記の一次モードの面外付加たわみ及び初期たわみ

$$\text{面外付加たわみ} \quad w = e \cos(\mu/2)x \cos(\lambda/2)y$$

$$\text{初期たわみ} \quad w_0 = e_0 \cos(\mu/2)x \cos(\lambda/2)y$$

を仮定すれば、最終的には付加たわみの未定係数 e に関する下記の三次式が得られ

$$\frac{1-\nu^2}{16} (D_x \alpha^4 F + D_y) (e^2 + 2ee_0) (e + e_0) - \frac{1}{G \alpha^2} (\sigma_{cr}/\sigma_y) + e (\sigma_{cr}/\sigma_y) + (e + e_0) (\sigma_a/\sigma_y) = 0 \quad (3)$$

また、非載荷辺上の最大面内応力は下式により与えられる²²⁾。

$$\sigma_{\max}/\sigma_y = \frac{1-\nu^2}{8} D_y H (e^2 + 2ee_0) - \frac{1}{G \alpha^2} (\sigma_{cr}/\sigma_y) + (\sigma_a/\sigma_y) \quad (4)$$

ここに、 $\sigma_{\max}$ 、 σ_{cr} 、 σ_a はそれぞれ補剛板の最大面内応力、弾性座屈応力、平均面内応力を、 σ_y は鋼材の降伏応力を示すものであり、他の記号は以下に示すごとくである。

$$\mu = 2\pi/b, \quad \lambda = 2\pi/\ell, \\ \alpha = \ell/b, \quad \beta = \pi/\alpha \cdot \sqrt{D_y/D_x}$$

$$F = 1 - \frac{2 \sinh^2 \beta}{\beta (\beta + \sinh \beta \cosh \beta)}$$

$$G = (B_x \alpha^2 + 2B + B_y \frac{1}{\alpha^2})$$

$$H = \frac{\beta - \sinh \beta \cosh \beta}{\beta + \sinh \beta \cosh \beta} \sqrt{\frac{D_x}{D_y}} \alpha^2 - 1$$

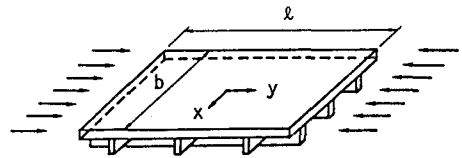


図-1 面内圧縮力を受ける補剛板

通常の板構造においては、側辺（非載荷辺）上の最大応力が降伏応力に達した時を近似的に終局状態とみなすことができ、この仮定（ $\sigma_{\max} = \sigma_y$ ）を式(4)に代入すれば補剛板の圧縮強度として次式が得られる。

$$P_u/P_y = \sigma_u/\sigma_y = (\sigma_a/\sigma_y) \sigma_{\max} = \sigma_y \\ = 1 - \frac{1-\nu^2}{8 G \alpha^2} D_y H (e^2 + 2ee_0) (\sigma_{cr}/\sigma_y) \quad (5)$$

したがって、基本的には式(3)と式(5)より e （＝補剛板の付加のたわみの係数）を消去すれば、補剛板の無次元圧縮強度 σ_u/σ_y （ $\sigma_{\max} = \sigma_y$ の時の σ_a/σ_y ）が σ_{cr}/σ_y の関数として解析的に得られる。しかしながらこれを陽な形で表現するのは非常に面倒であるため、本報告における解析では式(5)を式(3)に代入することによりまず与えられた条件（ e_0 、断面定数等）下の終局荷重時における e を算出し、この e を式(5)に代入することにより補剛板の圧縮強度を求めている。

弾性有限変位理論にもとづく補剛板の全体座屈強度の解析の1例として、縦方向補剛材のみを有する補剛板の基本モデルに対する解析結果を図-2に示す。補剛板の断面としては橋梁部材として一般的な $b/t = 300$ 、 $n\delta = 0.5$ 、 $\alpha = 1.0$ を採用しており、鋼種としては S S 41材相当（ $\sigma_y/E = 1.14 \times 10^{-3}$ ）を仮定している。

弾性有限変位理論にもとづく解析では、両初期不整のうち初期たわみの影響のみしか考慮されておらず、図-2に示されるように初期不整による全体座屈強度の低下は少ない。例えば、道路橋示方書の許容初期たわみ量 ($e_0/\ell = 1/1000$) を有する場合、 $R_f = 1$ での強度の低下は10%程度である。

Massonnet らの研究においては、具体的には図-2のような全体座屈強度曲線を示してはいないものの基本的にはこれと同等の全体座屈強度を考えており、これに Faulkner の有効幅式²³⁾にもとづく板パネルの局部座屈の低減係数を乗じることにより補剛板の圧縮強度を求めている。また同時に、箱桁供試体の実験結果を用いて上記計算手法の検証をおこなっているが、実験データはいずれも溶接残留応力の影響が比較的少ないと思われる R_f の大きい場合のものである。

尚、本報告のように補剛板を直交異方性板と仮定して取り扱う場合、補剛板の断面は板の幅厚比 b/t 、補剛材の断面積比 $n\delta$ 、補剛材の剛比 $n\gamma$ 及び補剛板の縦横比 α の四個の無次元量により表現される^{注)}。しかしながら

$$R_f = \sqrt{\sigma_y / \sigma_{cr}} = \frac{b}{t} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_f}}, \quad k_f = \frac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma}{\alpha^2(1+n\delta)}$$

の関係式を利用すれば、最終的には補剛板の全体座屈強度曲線 ($\sigma_u/\sigma_y - R_f$ 曲線) が b/t 、 α 、 e_0/ℓ を変数として得られる。

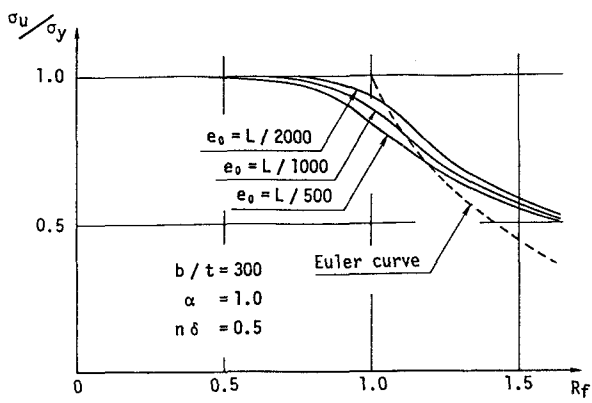


図-2 弾性有限変位理論にもとづく補剛板の全体座屈強度

(2) 非弾性有限変位理論にもとづく補剛板の全体座屈強度

前述の弾性有限変位理論においては、補剛板を完全な線形弾性体と仮定しており、初期不整としての溶接残留応力の影響は一切考慮されていない。しかしながら、初期不整としての溶接残留応力の影響は補剛板の圧縮強度を論じる上で無視することができないものと思われ、以下においてはこの溶接残留応力の影響を考慮した補剛板の全体座屈強度について述べる。

a) 残留応力の影響を考慮した補剛板剛度の低減
等方性板の非弾性座屈に関しては Timoshenko²⁴⁾、Bleich²⁵⁾ 以来数多くの研究がなされているが、直交異方性板の非弾性域における剛度の低減を取り扱った研

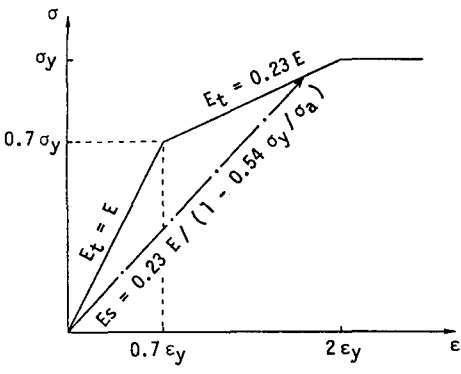


図-3 直交異方性板の応力-ひずみモデル

注) 道路橋示方書¹³⁾においては補剛材1本当りの断面量を定義する言葉として断面積比・剛比を定めているが、ここでは補剛材全体としての断面量を表現する言葉として断面積比 $n\delta$ 、剛比 $n\gamma$ なる表現方法を仮に用いている。

究は非常に少ない。三上ら²⁶⁾はBleichの理論を直交異方性板に準用し、圧縮応力の作用している方向ではその接線弾性係数を、また圧縮応力が作用していない方向では弾性域の弾性係数を用いて、直交異方性板の非弾性座屈を解析している。本報告においても、基本的には三上らの方法と同様、圧縮応力作用方向について補剛板剛度の低減を考慮するものとする。

いま、鋼材を完全弾塑性体と考え、補剛板内には $0.3\sigma_y$ の圧縮残留応力と σ_y の引張残留応力がつり合った形で存在しているものと仮定する²⁷⁾。この場合、圧縮応力に対する補剛板の面内剛性は $0.7\sigma_y$ 及び σ_y の応力レベルにおいて変化し、補剛板全体としての応力-ひずみ関係式は図-3に示すようにモデル化される。この考え方を曲げ剛性の評価に対しても適用し、剛性の評価に際してその割線係数を採用するものとするれば、比例限度力 ($0.7\sigma_y$) 以上の応力レベルにおける面内剛性及び曲げ剛性の低減係数として次式が得られる。

$$\tau = E_s/E = 0.23/(1 - 0.54\sigma_y/\sigma_a) \quad 0.7 \leq \sigma_a/\sigma_y \leq 1.0 \quad (6)$$

ここに、 τ は圧縮応力作用方向の曲げ剛性及び面内剛性の低減係数であり、 σ_a は平均面内応力を示す。

b) 非弾性理論による補剛板の全体座屈強度
文献 26)と同様、補剛板に対して

$$D_y = \tau D_y, \quad B_y = \tau B_y$$

$$D = \sqrt{\tau} D, \quad B = \sqrt{\tau} B$$

なる剛度の低減をおこないこれを式 (3)・(5) に代入すれば、残留応力及び初期たわみの影響を考慮した補剛板の全体座屈強度が求まる。

ただし、式(6)に示すごとく $\sigma_a > 0.7\sigma_y$ の範囲においては補剛板剛度が σ_a の関数として与えられるため、この範囲では収束の為にくり返し計算が必要である。また、厳密には補剛板のたわみの増加にともない面内応力分布が変化し一様でなくなるが、本報告ではこれらの影響を無視し補剛板剛度の低減係数を平均圧縮応力の関数として近似的に取り扱うものとする。

図-2と同様、縦方向補剛材のみを有する補剛板の基本パネルに対する解析結果の1例を図-4に示す。

弾性有限変位理論にもとづく図-2の解析結果と比べて、図-4では $0.5 < R_f < 1.2$ の範囲で残留応力の影響による全体座屈強度の低下が認められる。

c) 補剛板の全体座屈強度曲線

我国の道路橋示方書³⁾では、補剛板の初期たわみの許容値を柱部材に準じて $l/1000$ と定めており、これをもとに補剛板の全体座屈強度曲線を求める。尚、補剛板内の圧縮残留応力に関しては、実橋を想定して製作された供試体の測定結果より $\sigma_{rc} = 0.3\sigma_y$ 程度であることが報告されている²⁷⁾ことより、これによる剛度の低減

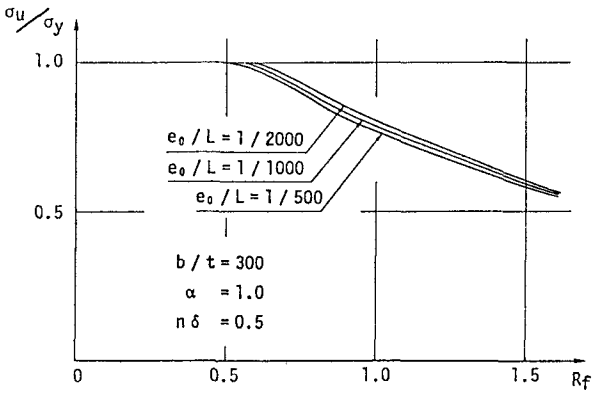


図-4 補剛板の全体座屈強度

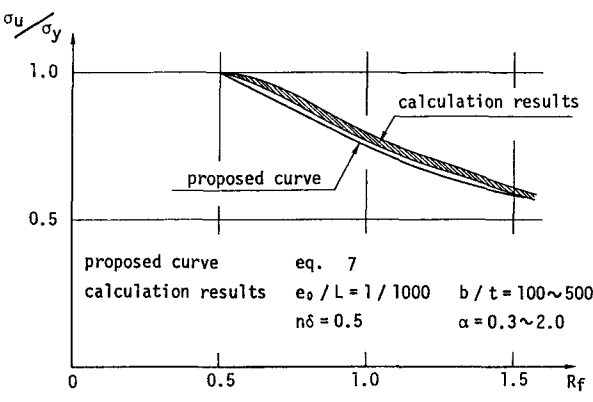


図-5 全体座屈強度の提案曲線

係数としては式(6)をそのまま用いる。

図-5は、橋梁部材として用いられる種々の補剛板の断面に対する計算結果を示すものである。全体座屈強度は実用的な $n\delta$ 、 α 、 b/t の範囲に対して図-5の斜線部内に分布しており、これより下限値を与える曲線として下記の実用式が提案される。

$$\begin{aligned} \sigma_u / \sigma_y &= 1 & R_f \leq 0.5 \\ &= -0.5R_f + 1.25 & 0.5 < R_f \leq 1.0 \\ &= 0.65R_f^{-0.7} + 0.1 & 1.0 < R_f \leq 1.5 \end{aligned} \quad (7)$$

図-6は、上述の提案曲線(式7)と三上らの提案式²⁶⁾及び弾性有限変位理論にもとづく解析結果との比較を示すものである。非弾性座屈理論にもとづく三上らの提案式²⁶⁾は、 $R_f=0.7 \sim 1.0$ の範囲内では式(7)と比較的よく一致しているものの、その他の範囲では式(7)に比べて低めの全体座屈強度を与えている。これに関しては、 R_f の小さい範囲では仮定した比例限度力(文献26.では $\sigma_p=0.5\sigma_y$ を仮定している)の相違が、 R_f の大きい範囲では解析手法(有限変位解析と座屈解析)の相違が大きく影響しているためと考えられる。他方、弾性有限変位理論にもとづく方法では残留応力の影響が考慮されていない為、式(7)に比べて全体座屈強度をかなり安全側に評価していることになる。尚、図-6中の一点鎖線及び二点鎖線は桑野らが板モデル及び柱モデルとして用いた曲線²⁰⁾であり、それぞれ三上らの平板の圧縮強度に対する提案式²¹⁾及び道路橋示方書の柱の全体座屈に対する設計公式¹³⁾に相当するものである。

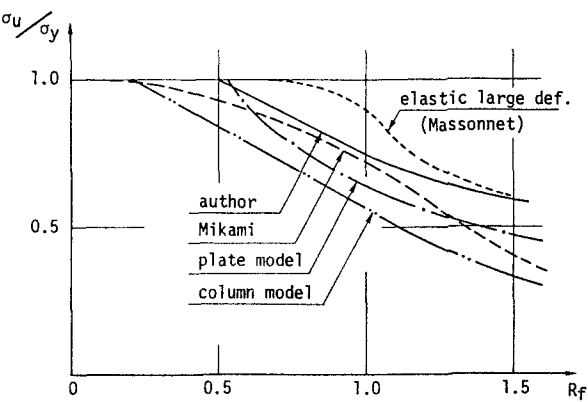


図-6 全体座屈強度曲線の比較

3. 連成強度式を用いた補剛板の圧縮強度

(1) 板パネルの圧縮強度

平板の圧縮強度に関しては Karman 以来数多くの理論的及び実験的研究がおこなわれてきているが、現在各国の設計示方書で定められている圧縮強度曲線の間にはまだ相当の差があるようである²⁸⁾。

図-7は、これらのうち最近の我国における研究成果を示すものである。図中、一点鎖線及び二点鎖線は、福本ら²⁹⁾が実験データの統計的处理により求めた曲線で、それぞれ平均値曲線(M curve)及び平均値から2倍の標準偏差を差し引いた曲線(M-2S curve)である。また、点線は有限要素法の弾塑性有限変位解析にもとづく小松ら³⁰⁾の提案曲線であり、破線は実験結果の下限値として三上ら²¹⁾が提案した曲線である。小松及び三上の提案曲線は $R > 0.6$ の範囲ではほぼ一致しており、福本

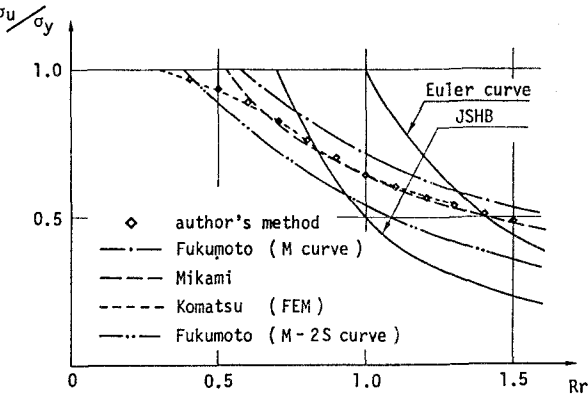


図-7 板パネルの局部座屈強度

らの M curve と M-2Scurve のほぼ中間に位置している。ただし、無次元圧縮強度が 1.0 となる限界幅厚比に関しては、小松らの提案式では $R_{cr}=0.3$ であるのに対して三上らの提案式では $R_{cr}=0.53$ である。これらのことを考慮して、本報告では限界幅厚比として両者のほぼ中間値 ($R_{cr}=0.4$) を採用し基本的にはその表現が簡単な三上らの提案式を準用した下記の曲線を、板パネルの強度式として採用する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u / \sigma_y &= 1.0 & R_r < 0.4 \\ &= -0.6 R_r + 1.25 & 0.4 < R_r < 1.0 \\ &= 0.65 R_r^{-0.7} & 1.0 < R_r < 1.5 \end{aligned} \right\} \text{————— (8)}$$

尚、図-7 中の $\diamond$ 印は式 (3), (5) 及び (6) において $n \delta = 0$, $n \gamma = 0$, $e_o = b/150$ (=道路橋示方書における板パネルの許容初期たわみ量) として求めた平板の圧縮強度を示すものである。この簡易モデルによる解析結果は小松らの有限要素法による弾塑性有限変位解析結果とよく一致しており、このことより間接的にではあるが 2-(2) で述べた簡易非弾性モデルの妥当性がある程度説明されるものと思われる。ただし、小松らの解析では圧縮残留応力として $\sigma_{rc}=0.4 \sigma_y$ を仮定しているが、図-7 の $\diamond$ 印は $\sigma_{rc}=0.3 \sigma_y$ 即ち式 (6) を用いて計算したものである。

(2) 連成強度式による補剛板の圧縮強度の評価

連成強度の考え方としては、我国の道路橋示方書のように局部座屈強度と全体座屈強度とを単純にかけ合わせる方法と AISC³¹⁾ のように全体座屈強度に対して仮想の(低減した)降伏応力を仮定する方法とがある。本報告では文献14), 20) 等にしたいがい後者の方法を採用するものとする。

他方局部座屈の低減係数に関しては、全体座屈が生じない場合の有効断面の減少という観点から、三上ら²¹⁾と同様「板パネルの有効幅部分と補剛材の断面積の和」に対する「補剛板の全断面積」の比として下式のようにその係数 Q を評価する。

$$Q = (Q' + s \delta) / (1 + s \delta) \text{————— (9)}$$

ここに、 Q' は式 (8) により得られる板パネルの無次元圧縮強度を、 s , δ はそれぞれ補剛材の本数及び断面積比を表す。尚、鋼箱桁橋の圧縮フランジのように補剛材本数が比較的多い場合には $s \delta = n \delta$ とみなしても Q の値そのものにはほとんど影響を与えないが、本報告では後述するように補剛材本数が比較的小さい実験データを理論値の検証として用いている為、あえて式 (9) のような表現を採用している。

上述の局部座屈に対する低減係数 Q を用い、AISC の考え方にしたがえば、連成強度式としての補剛板の圧縮強度算定式として次式が得られる。

$$\sigma_u / \sigma_y = Q f(\sqrt{Q} \cdot R_r) \text{————— (10)}$$

ここに $f(\cdot)$ は、式 (7) によって与えられる関数であり、具体的には式 (7) 中の R_r を $\sqrt{Q} \cdot R_r$ と置きかえることによって得られる。また、 Q は前述のごとく式 (8)・(9) によって得られる。

式 (10) の特徴及び Massonnet⁸⁾, 三上²¹⁾, 桑野²⁰⁾ らの考え方との相違は下記のように説明される。即ち、局部座屈に関しては、その低減係数 Q を Massonnet, 桑野らは板パネルの有効幅として評価しているのに対して、式 (10) では三上らと同様補剛材を含めた補剛板全体としての有効断面の減少として評価している。他方全体座屈に関しては 2-(2) で述べたとうりであり、式 (10) では直交異方性板の非弾性有限変位理論にもとづいたものを採用している。また、連成強度の考え方については、Massonnet, 三上らが我国の道路橋示方書の柱の設計の考え方と同一のものを採用しているのに対して、式 (10) では AISC の考え方を採用している。

(3) 実験データを用いた連成強度式の検証

式 (10) で与えられる連成強度式の検証を、過去に我国で実施された補剛板の圧縮強度試験結果を用いておこなう。検証に用いた実験データは、筆者らが文献 32) の重回帰分析で採用したものであり、補剛板の R_r

と R_r の関係は文献 32)の図-2に示す如くである。また、補剛材と板パネルの断面積比は $s \delta = 0.1 \sim 1.1$ の範囲内にある。

式(10)と実験結果との比較を図-8に示す。横軸には式(10)により与えられる σ_u/σ_y を、縦軸には実験結果の σ_u/σ_y を用いており、図中の一点鎖線及び二点鎖線はそれぞれ理論値(式(10))に対する危険側10%及び安全側20%の値を示すものである。本報告のように提案理論式と種々の条件下での多数の実験結果とを比較する場合には、各実験供試体に含まれている初期不整の相違や実際の構造物に含まれている初期不整との相違及び実験の際の誤差等に対する検討が必要であり、また設計に際して用いられる設計荷重・安全率の大きさ等との関連についても信頼性の面からの評価が必要である。したがって、種々の実験結果に対して提案理論式がどの程度の下限值(例えばM-S curve か M-2S curve か)をとるべきかについてはいまだに定説がないのが現状であるが^{33), 34)}、図-8に示すごとく実験データはほぼ危険側5%及び安全側15%の範囲内に収まっており、式(10)は種々の R_r 、 R_t 、 $s \delta$ に対して実験結果の下限值を比較的良好に説明しているものと考えられる。

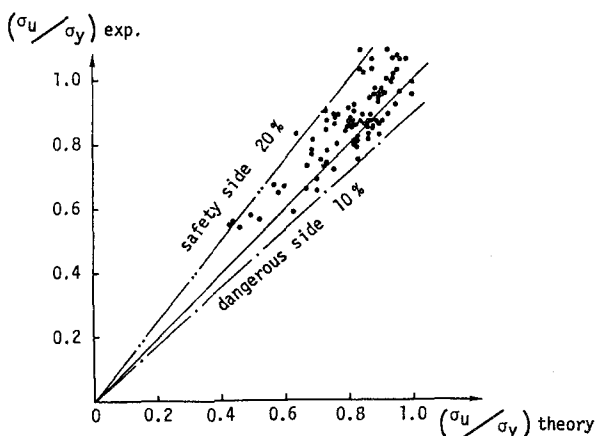


図-8 連成強度式による理論値と実験結果の比較

尚、提案理論式(10)の検証に実験データを用いたのは、現行の道路橋示方書の基準耐力力曲線が基本的には実験データの下限推定値として定められていることを考慮したためであり、またその際にも基準耐力力曲線を下回る実験データがいくつか存在している。

(4) 連成強度式を用いた補剛板の圧縮強度曲線

我国の道路橋示方書においては、線形座屈理論にもとづき補剛材の必要剛比 γ が定められており、設計に際しては γ 。以上の剛比の補剛材の使用が義務づけられている。また圧縮強度に関しても、必要剛比の補剛材を有する場合の強度のみが「基準耐力力曲線」として与えられており、補剛材剛比を必要剛比の2倍もしくは3倍とすることによる圧縮強度の増加は認めていない。これに対して、式(10)で与えられる連成強度式の特徴は、例えば補剛材剛比を必要剛比の2倍もしくは3倍とした場合のような任意の R_r 、 R_t に対して、その圧縮強度が容易に求まることである。ただし、式(7)、(8)に示すごとく本連成強度式の適用範囲は R_r 、 $R_t < 1.5$ である。

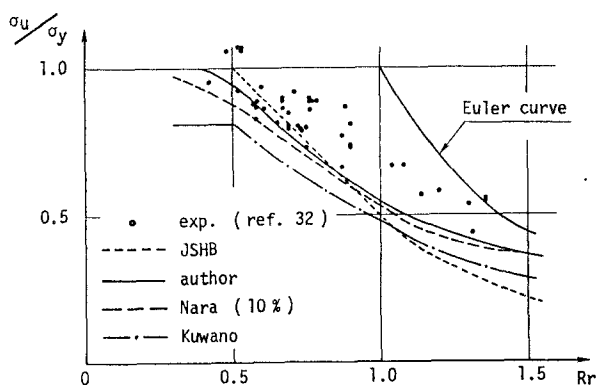


図-9 補剛板の基準強度曲線 ($\gamma = \gamma_0$)

まず、必要剛比の補剛材を有する場合の基準強度曲線の比較を図-9に示す。図中、破線は有限要素法の弾塑性有限変位解析にもとづく奈良の提案曲線³⁵⁾(初期たわみが $\delta = l/1000$ に相当する、非超過確率10%の曲線)であり、一点鎖線は桑野らの連成強度式としての提案式である。また同時に、該当する過去の実験

データ³²⁾も記している。式(10)で与えられる圧縮強度曲線は、 $0.9 < R_r < 1.5$ の範囲では道路橋示方書の基準耐力曲線を上回っているものの、奈良の弾塑性有限変位解析の結果とは比較的良好一致している。また $R_r < 0.9$ の範囲では、式(10)は道路橋示方書の基準耐力曲線と弾塑性有限変位解析結果とのほぼ中間にある。他方、桑野らの提案式は、実験結果の下限値及び上述の提案式に対して10~20%程度安全側にある。

次に、補剛材剛比が必要剛比の 1/2倍及び 2倍の場合の圧縮強度について、式(10)による圧縮強度曲線と該当する実験データを図-10に示す。該当する実験データは、 $0.4 < R_r < 0.7$ の範囲に集中しておりまたその数も少ないが、実験データのみでの比較でも両者の差は明らかである。式(10)にもとづく補剛板の圧縮強度の評価では、補剛材剛比の増減による補剛板の圧縮強度の増減は図-10のように説明され、例えば $R_r = 1$ の補剛板を考える場合、補剛材剛比を必要剛比の 2 倍及び 1/2倍とすることによる補剛板の圧縮強度の増減はそれぞれ15%程度である。また、実用的な $R_r < 1.5$ の範囲においては、補剛材剛比を必要剛比の 4 倍程度とすることにより全体座屈の影響はほぼ無視することができ、このような場合には局部座屈の影響のみに着目して補剛板の圧縮強度を評価することができる。

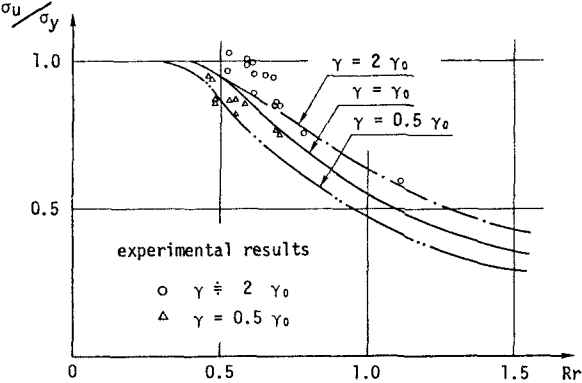


図-10 連成強度式による補剛板の圧縮強度
($\gamma = 0.5\gamma_0$, $\gamma = 2\gamma_0$)

設計・製作の実務サイドからすれば、補剛材剛比を必要剛比以下とするメリットはほとんどなく、逆に必要剛比以上とすることによる圧縮強度の増加が期待できれば、より合理的で経済的な設計が可能になるものと思われる。このような観点から、中井³⁶⁾・桑野²⁰⁾らは補剛材剛比を必要剛比の 2 倍とした場合の圧縮強度曲線を、それぞれ柱モデル及び連成強度式により求めている。必要剛比の補剛材を有する場合の基準強度曲線がそれぞれにおいて異なる為単純な比較はできないが、両者とも $0.05 \sim 0.1 \sigma_u / \sigma_y$ 程度の圧縮強度の増加を報告している。本報告の連成強度式を用いた圧縮強度の評価においても、図-10に示すごとく $0.7 < R_r < 1.5$ の範囲においては補剛材剛比を必要剛比の 2 倍とすることにより $0.05 \sim 0.1 \sigma_u / \sigma_y$ の圧縮強度の増加が期待できる。

(5) 連成強度式を用いた補剛板の計算の 1 例

連成強度式を用いた補剛板の計算の 1 例として、架設時において一時的に圧縮力を受ける鋼箱桁橋の補剛

表-1 連成強度式を用いた補剛板の計算例

	deck plate (mm)	stiffener (mm)	n	A (cm ²)	s δ	γ / γ_0	R_r	R_f	σ_u / σ_y	P_u (t)	A/A①	P_u/P_u ①
①	600×450×13	180×16	8	982	0.26	1.1	1.21	1.14	0.52	1,690	—	—
②	600×450×13	190×17	10	1,071	0.37	1.0	0.97	0.95	0.63	2,230	1.09	1.32
③	600×450×14	190×17	8	1,066	0.27	1.1	1.12	1.06	0.56	1,970	1.09	1.17
④	600×450×15	200×18	8	1,152	0.28	1.1	1.05	0.99	0.59	2,250	1.17	1.32
⑤	600×450×13	210×20	8	1,074	0.38	2.0	1.21	0.85	0.62	2,200	1.09	1.30

n : number of sub-panel
A : area of stiffened plate
 $\sigma_y = 3,300 \text{ kg/cm}^2$ (SM50)
 $\alpha = 450/600 = 0.75$

圧縮フランジに対する計算例を表-1に示す。ここでは、①の補剛板を出発点として考えており、これに対して設計耐力が30%不足する場合を考えている。

まず、必要剛比の概念を前提とすれば、設計耐力を増加させる為には補剛材本数をふやすかあるいは板厚を厚くする方法が考えられる。②は板厚をそのままとして補剛材本数を増加させた場合のものであり、この場合9%の鋼重の増加で30%の設計耐力の増加が期待できることになる。しかしながら、理論的には可能であっても、実際の設計においては種々の問題点により部分的に補剛材本数を変化させるこのような方法はほとんど採用されない。一般には板厚を増加させる方法が用いられており、この場合の計算例が③④である。設計耐力を30%増加させる為には $t=15\text{mm}$ の板を用いる必要があり、この場合の鋼重の増加は17%である。

他方、必要剛比の概念にとらわれず $r=2r_0$ とした場合の計算例が⑤である。この場合、板厚及び補剛材本数を変えず補剛材断面のみを必要剛比の2倍とすることにより、30%の設計耐力の増加が期待できる。①の補剛板に対する鋼重の増加は9%であり、④の補剛板と比べると約10%鋼重が軽減できることになる。

以上が連成強度式を用いた補剛板の計算の1例である。これによれば、必要剛比の概念にとらわれないより自由度の大きい設計が可能であり、またより経済的な設計も可能になるものと思われる。尚、表-1における設計耐力は、すべて式(10)による連成強度式を用いておこなったものである。

4. まとめ

補剛板の圧縮強度に関して、全体座屈と局部座屈の連成の影響を考慮した連成強度式の一提案をおこない、この連成強度式の検証を過去の実験データを用いておこなうとともに、これを用いた計算の具体例を示した。本報告の結果を要約すると以下の如くである。

1) Massonnetらの弾性有限変位理論に対して、本報告では直交異方性板の非弾性有限変位理論により補剛板の全体座屈強度を求めた。本報告では溶接残留応力の影響を直交異方性板の非弾性モデルにより表現しており、この結果 Massonnetらの方法に比べてより低めの全体座屈強度曲線が得られた。

2) 他方局部座屈に関しては、平板の圧縮強度に関する既往の研究成果にもとづき板パネル部分の有効幅を求め、これをもとに補剛板の全断面の中での有効断面の減少としてその低減係数を評価した。

3) 上述の全体座屈及び局部座屈強度式を AISC の柱の連成強度式にあてはめ、補剛板の圧縮強度に関する連成強度式を求めた。そして、この連成強度式の検証を、我国で実施された補剛板の実験データを用いておこなった。実験結果は上述の連成強度式に対してほぼ危険側5%及び安全側15%の範囲内にあり、本連成強度式は種々の R_r 、 R_f 、 s 、 δ を有する補剛板の実験結果の下限値を比較的よく説明している。

4) 本連成強度式が与える補剛板の基準強度曲線（必要剛比の補剛材を有する場合の強度曲線）は、 $0.9 < R_r < 1.5$ の範囲においては道路橋示方書の「基準耐荷力曲線」を上回るものの有限要素法の弾塑性有限変位解析結果と比較的よく一致している。他方 $R_r < 0.9$ の範囲においては、本連成強度式が与える基準強度曲線は両者のほぼ中間に位置している。

5) 連成強度式を用いれば、任意の R_r 、 R_f （ただし、 $R_r, R_f < 1.5$ ）を有する補剛板に対して容易にその圧縮強度を求めることができる。したがって設計の際の自由度が大きく拡大され、より経済的な設計も可能になるものと思われる。その具体例として鋼箱桁橋の圧縮フランジに対する計算の1例を示した。連成強度式を用いれば補剛材剛比を必要剛比以上とする効果が容易に表現され、これによってより経済的な設計が容易におこなえるものと思われる。

参考文献

1. 三上市蔵：圧縮補剛フランジの設計法についての概説，土木学会論文報告集，No.297，1980.
2. 小松定夫：鋼構造の補剛設計，森北出版，1982.
3. 宇佐美勉：補剛材つき板の弾性ならびに非弾性圧縮座屈強度，土木学会論文報告集，No.228，1974.
4. 長谷川彰夫，大田孝二，西野文雄：補剛された板要素の座屈強度に関する二，三の考察，土木学会論文報告集，No.232，1974.
5. 小松定夫，牛尾正之：圧縮補剛板の弾塑性座屈強度と合理的設計法について，土木学会論文報告集，No.278，1978.
6. Horne, M.R. and R. Narayanan: An approximate method for the design of stiffened steel compression panels, Proc. ICE, No.59, 1975.
7. Chatterjee, S. and P.J. Dowling: The design of box girder compression flanges, Steel Plated structures, Crosby Lockwood, 1977.
8. Massonnet, C. and R. Maquoi: New theory and tests on the ultimate strength of stiffened box girders, Steel Box Girder Bridges, ICE, 1973.
9. Steinhardt, O., G. Valtinat and H. Rubin: Limit state design rules for box girders, Steel Plated Structures, Crosby Lockwood, 1977.
10. 小松定夫，北田俊行：補剛された圧縮板の弾塑性有限変位挙動の一解析手法，土木学会論文報告集，No.296，1980.
11. 矢尾哲也：船体構造部材の圧壊強度に関する研究，大阪大学学位論文，1980.
12. 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.
13. 日本道路協会：道路橋示方書・同解説・Ⅱ鋼橋編，昭和55年2月.
14. 宇佐美勉，福本嘯士，青木徹彦：溶接箱形断面柱の局部座屈と全体座屈の連成強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No.308，1981.
15. 宇佐美勉，福本嘯士：鋼圧縮部材の連成座屈強度実験と有効幅理論による解析，土木学会論文報告集，No.326，1982.
16. 宇佐美勉，土屋信洋，福本嘯士：鋼圧縮部材の連成座屈挙動の理論的研究，土木学会論文集，No.362/I-4，1985.
17. 宇佐美勉，福本嘯士，青木徹彦，松川昭夫：補剛箱形断面偏心圧縮柱の強度に関する実験的研究，土木学会論文集，No.350/I-2，1984.
18. 山尾敏孝，崎元達郎：薄肉H形鋼柱の連成座屈に関する実験的研究，土木学会論文集，No.380/I-7，1987.
19. 西村宜男，小松定夫，西出俊亮，西村良司：局部座屈を考慮した鋼箱形断面柱の設計公式，構造工学論文集，Vol.33A，1987.
20. 桑野忠生，依田昭彦：局部座屈と全体座屈の連成効果を考慮した補剛板の耐荷力に関する一考察，土木学会論文集，No.368/I-5，1986.
21. 三上市蔵，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.
22. 吉浪康行，大村 裕：初期たわみを有する補剛板の全体座屈強度について，広島大学工学部研究報告，Vol.36，No.1，1987.

23. Faulkner, D : A review of effective plating for use in the analysis of stiffened plating in bending and compression, J. of Ship Research, Vol.19, No.1, 1975.
24. Timoshenko, S. P. and J. M. Gere: Theory of elastic stability, 2nd ed., McGraw-Hill, 1961.
25. Bleich, F : Buckling strength of metal structures, McGraw Hill, 1952.
26. 三上市蔵, 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.
27. 小松定夫, 牛尾正之, 北田俊行: 補剛板の溶接残留応力および初期たわみに関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.265, 1977.
28. 北田俊行: 圧縮板の設計耐荷力曲線の統一化について, 土木学会第40回年次学術講演会概要集, 1985.
29. Fukumoto, Y. and Y. Itoh: Basic compressive strength of steel plates from test data, Proc. of JSCE, No.344/I-1, 1984.
30. 小松定夫, 北田俊行: 初期不整を有する圧縮板の極限強度特性に関する研究, 土木学会論文報告集, No.270, 1978.
31. A I S C : Specifications for the design, fabrication and erection of structural steel for buildings, 1969.
32. 吉浪康行, 大村 裕: 実験データより見た補剛板の圧縮耐荷力について, 構造工学論文集, Vol.33A, 1987.
33. Mikami, I. : Discussion to 「Basic compressive strength of steel plates from test data」 by Fukumoto, Y. and Y. Itoh, Proc. of JSCE, No.356/I-3, 1985.
34. 吉浪康行, 大村 裕: 桑野忠生, 依田照彦共著「局部座屈と全体座屈の連成効果を考慮した補剛板の耐荷力に関する一考察」への討議, 土木学会論文集, No.380/I-7, 1987.
35. 奈良 敬: 面内力を受ける鋼板および補剛板の極限強度に関する研究, 大阪大学学位論文, 1986年12月.
36. 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, Vol.31A, 1985.

(1987年10月16日 受付)