

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

ESTIMATION OF ULTIMATE STRENGTH OF STIFFENED STEEL PLATES BASED ON THE INTERACTION EFFECT BETWEEN LOCAL AND OVERALL BUCKLING

桑野忠生*・依田照彦**

By Tadao KUWANO and Teruhiko YODA

A parametric study based on the plate approach and modified column approach including local buckling is presented for evaluating the ultimate strength of stiffened steel plates in compression, in which the effect of panel number and stiffener's rigidity on the ultimate strength is fully considered.

As a result, two ultimate strength curves are demonstrated according to the number of panels, and the approximate ultimate strength curves presented herein can afford to evaluate the use of stiffeners with rigidity more than required.

1. 序 論

吊橋の主塔断面では、軸方向圧縮力を受ける板要素の幅厚比が大きくなるため、縦方向に多数の補剛材を配した補剛板が利用されている。この種の補剛板の設計法については、いくつかの疑問点がこれまで指摘されており、諸外国の示方書と比べても、わが国の道路橋示方書の設計法に改善の余地があるとされている^{1)~4)}。

BS 5400⁵⁾ および AASHTO⁶⁾ においては、弾塑性有限変位理論に基づいて、圧縮板（無補剛板）の基準耐荷力曲線および圧縮補剛板の耐荷力算定法が定められている。一方、わが国の道路橋示方書⁷⁾ においては、圧縮板の耐荷力曲線は弾性座屈理論に基づいており、また圧縮補剛板の耐荷力曲線は、補剛材本数の少ない（1~2本）補剛板を用いた建設省土木研究所による実験値に基づいて、外国の示方書なども勘案したうえで、実験値をかなり低減して定められているため⁸⁾、その力学的根拠があまりないとの批判もある。道路橋示方書の規定では、補剛材本数が少ない場合には不経済な設計に、補剛材本

数が多い場合には幅厚比の小さい領域で危険側になるおそれがあるのに加えて、剛比 γ を必要剛比 γ^* 以上にするものの効果^{2),4)} も考慮されていない。さらに、補剛材1本当たりの面積比に関する規定および、補剛板のアスペクト比に関する規定が不十分であるなど種々の問題点が残されているように思われる。

本論文は、補剛材つき板の耐荷力曲線を板モデルおよび柱モデルの両モデル化を行って求め、補剛板の合理的な設計を行うために必要な基礎資料の提出と若干の考察を試みたものである。ただし、補剛板は柱としての全体座屈が問題とならないような柱部材の圧縮補剛板を対象とした。さらに補剛材は長方形断面かつ片側等間隔に配置されているものとし、その設計は現行道路橋示方書に従うものとした。

2. 補剛板設計のパラメーター

補剛板の耐荷力は、板の幅厚比 b/t 、補剛材の剛比 γ 、補剛材間パネル数 n 、補剛材の面積比 δ 、板のアスペクト比 α 、の5つのパラメーターのみならず、残留応力や初期変形など多くの要因によって変化するものと思われる。これらの要素をすべて取り入れた厳密なFEM座屈解析を利用して補剛板の耐荷力を算出することは設計実務上不可能に近いものと思われる。それゆえ、設計へ

* 学生会員 早稲田大学院理工学研究科
(〒160 新宿区大久保 3-4-1)

** 正会員 工博 早稲田大学助教授 理工学部土木工学科
(同上)

の適用を考えれば、補剛板の耐荷力を簡略なパラメーターで表示し、使用したパラメーター以外の要因による影響については適切な安全率でカバーすることが望ましい⁸⁾。

以上の観点から、設計の段階で定量的扱いが可能なパラメーターについてはできる限り考慮するものとし、不確定なパラメーター（残留応力等）については直接耐荷力算出のパラメーターとして取り入れず、代表的な実験値・解析値を採用して、安全率によって補うこととする。その結果最も基本的な設計パラメーターとして、等価幅厚比 R_R 、 R_F を用いることができる^{7),8)}。

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

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

ここに、 b/t ：幅厚比、 σ_y ：鋼材の降伏応力、 E ：ヤング率、 ν ：ポアソン比、 k_R ： R モード座屈係数 [$k_R=4n^2$]、 n ：パネル数（パネルとは補剛材間の板要素を指す）、 k_F ： F モード座屈係数 [$k_F=(1+\alpha^2)^2+n\gamma/\alpha^2(1+n\delta)$]、 α ：アスペクト比 (a/b)、 γ ：補剛材 1 本の補剛板に対する剛比 [$\gamma=EI/bD$]、 I ：補剛材の断面二次モーメント、 D ：板剛性、 δ ：補剛材 1 本の補剛板に対する面積比、である。

弾性理論によれば、補剛板が座屈するときのモードは次の 2 つに分けられる⁹⁾。

(1) $\gamma > \gamma^*$ の場合、補剛板は座屈に対して常に節になる。すなわち、補剛材間のパネルの板座屈による変形が先行する（パネルの R モード局部座屈）。

(2) $\gamma < \gamma^*$ の場合、補剛材は座屈に対して節になり得ない。すなわち、補剛材が板とともに面外変形を起こす対称変形が先行する（補剛板の F モード全体座屈）。

なお、 γ^* は $k_R=k_F$ として求めた必要剛比である。
 $[\gamma^*=4n(1+n\delta)\alpha^2-(1+\alpha^2)/n]$

補剛板の設計基本パラメーターおよび座屈モードが明らかになったので、耐荷力を求めるアプローチとして補剛板を板とみなす板モデルおよび補剛材を中心とした柱とみなす柱モデルを考え、耐荷力曲線の検討と補剛板の設計法を考察する。まず、補剛板を補剛材間に板パネルを配した 1 枚の板とみなす（板モデル）と、補剛材つき板の耐荷力は局部座屈と全体座屈の連成座屈強度推定法を用いて求めることができる。

3. 局部座屈と全体座屈の連成座屈強度推定法

AISC の規定¹⁰⁾では、全体座屈のない短柱の局部座屈強度をもとに、長柱の連成座屈強度を推定している。この方法によれば、短柱の強度を $Q=\sigma_{\max}/\sigma_y$ とおき、これを局部座屈による降伏応力からの低減率と考え、局部

座屈を考えないで求めた柱または、はり-柱の強度式の降伏応力 σ_y を $Q\sigma_y$ に置き換えた式をもって局部座屈を生じた部材強度を推定することができる。すなわち、局部座屈が生じないときの中心軸圧縮柱の強度 σ_{\max}^0 は等価細長比 λ の関数 f を用いて次式で表わされる。

$$\frac{\sigma_{\max}^0}{\sigma_y} = f(\lambda) \dots\dots\dots(3)$$

そこで、局部座屈の影響を取り入れるため、柱と同一断面を有する短柱の局部座屈強度 σ_{\max}^l により、

$$Q = \frac{\sigma_{\max}^l}{\sigma_y} \dots\dots\dots(4)$$

を求め、 $Q\sigma_y$ を低減された柱の降伏応力と考え、式 (3) に含まれている降伏応力 σ_y をこの低減された降伏応力 $Q\sigma_y$ に置き換えることにより連成座屈強度 σ_{\max}^{ol} が求まると考える。したがって、 σ_{\max}^{ol} は、

$$\frac{\sigma_{\max}^{ol}}{\sigma_y} = Qf(\sqrt{Q} \lambda) \dots\dots\dots(5)$$

とかける^{11),12)}。付言するならば、道路橋示方書の連成座屈強度推定法では、式 (5) の右辺が $Qf(\lambda)$ となっているため、実際の挙動とは大きな差異があることが指摘されている¹¹⁾。

本報告では上記の式 (5) の考え方を補剛板に応用する。すなわち、純圧縮を受けた補剛板の終局限界状態においては、パネルの局部座屈と補剛板の全体座屈の連成効果によって最高荷重が定まると仮定する。さらに耐荷力算出のため、対象とする補剛板に対し、次の仮定を設ける。

(1) パネルの局部座屈では、補剛材のねじり剛性を無視し、隣合うパネル間のモーメントの伝達が行われぬものとする。すなわち、パネルを周辺単純支持された幅 b/n 、長さ ab の圧縮を受ける無補剛板として扱う。

(2) 補剛板の全体座屈では、 F モード座屈係数 k_F を用いて、その耐荷力を周辺単純支持圧縮板の基準耐荷力の $k_F/4$ 倍と仮定する。

(3) 周辺単純支持圧縮板の基準耐荷力曲線としては、三上の式¹³⁾を修正（等価幅厚比 R を R_R とする）して用いる。すなわち、

$$\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_y} = 1.0 \quad (R_R \leq 0.526) \dots\dots\dots(6 \cdot a)$$

$$= \frac{1}{\beta^{0.7}} \quad (0.526 < R_R) \dots\dots\dots(6 \cdot b)$$

ここに、

$$\beta = \frac{b}{n t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} = 1.9 R_R \dots\dots\dots(6 \cdot c)$$

である。

仮定 (3) に関して、道路橋示方書の両縁支持板の局部座屈に対する基準耐荷力曲線を用いなかった理由は、

先にも述べたように厳密な非弾性解析に基づいてはいないためである。また、三上の式を用いた理由は、等価幅厚比の小さな領域に難点はあるものの、弾塑性有限変位理論に基づいた解析値とよく一致しており、かつ、式の表示が簡易であることによる。

4. 補剛板の耐荷力算出方法

前節 (1), (2), (3) の3つの仮定に基づき、AISCの連成座屈強度推定法を用いると、剛比 γ を必要剛比 γ^* とした場合の補剛板の耐荷力は次式のように求まる。ただし、 σ_{max} は断面全体の平均応力とする。

$$\text{低減係数: } Q=1.0 \quad (R_r \leq 0.526) \dots\dots\dots (7\cdot a)$$

$$= \frac{1}{\beta^{0.7}} \quad (0.526 < R_r) \dots\dots\dots (7\cdot b)$$

より、

$$\eta = \frac{b}{nt} \sqrt{\frac{Q\sigma_y}{E}} = 1.9 \sqrt{Q} R_r \dots\dots\dots (8\cdot a)$$

とおいて、

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y} = Q \quad (\eta \leq 0.526) \dots\dots\dots (8\cdot b)$$

$$= \frac{Q}{\eta^{0.7}} \quad (0.526 < \eta) \dots\dots\dots (8\cdot c)$$

この手法に従って、 $\gamma = \gamma^*$ 、 $\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (235.4 MPa)、 $n=5$ 、 $\alpha=1.0$ 、補剛材の突出幅厚比13の場合について計算を行った結果を図-1に示す。

図中に記入されている、小松・北田^{14),15)}によって行われた弾塑性有限変位理論に基づいたFEM解析の結果(図-1の◎印)と、 $R_r > 0.7$ の領域でよく一致していることがわかる。現行道路橋示方書(JSHB)との比較では、 R_r が比較的小さい領域では若干安全側となり、 R_r が大きな領域では耐荷力が改善されることがわかる。さらに、図-2では同様の計算例についてAASHTO、BS 5400による耐荷力曲線との比較を行っている。この場合も $R_r > 0.6$ の領域でよく一致している。これらの図から判断すると、本手法は一部の領域を除けば妥当な結果を与えており、有効な耐荷力算出法であることがわかる。

また、道路橋示方書では、 γ を γ^* 以上にすることによる経済性を規定していないが、本手法によれば、仮定(2)を用いて、補剛板の全体座屈係数 k_F の中の γ を新しく書き換えることにより、全体座屈に対する耐荷力が向上し、最終的な連成座屈耐荷力の改善が期待される。

たとえば、 $\gamma = m\gamma^*$ とした場合には、 $k_F \doteq m k_r$ とおけるので、このときの耐荷力算出式は $m=1$ の場合に相当する式(8)に替えて次式を用いることになる。

$$\eta_m = 1.9 \sqrt{Q} R_r \dots\dots\dots (9\cdot a)$$

とおいて、

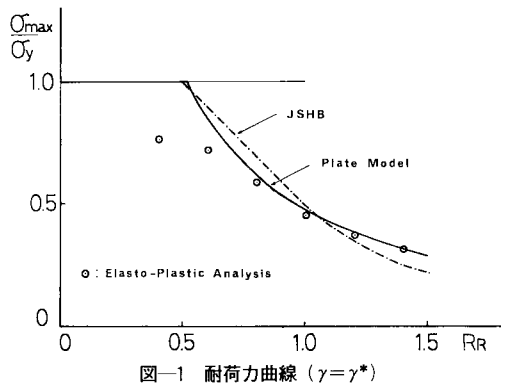


図-1 耐荷力曲線 ($\gamma = \gamma^*$)

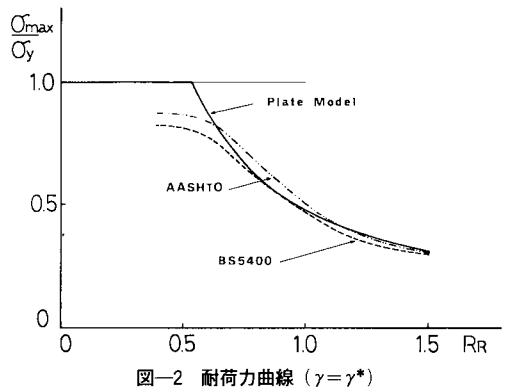


図-2 耐荷力曲線 ($\gamma = \gamma^*$)

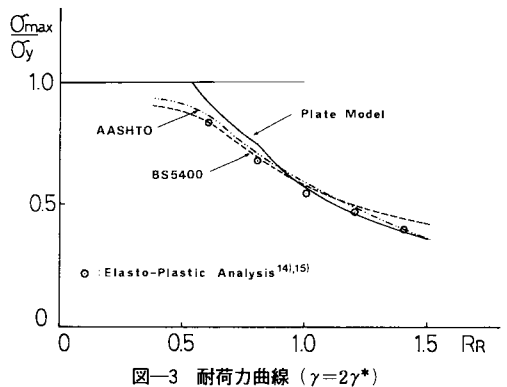


図-3 耐荷力曲線 ($\gamma = 2\gamma^*$)

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y} = Q \quad (\eta_m \leq 0.526 \sqrt{m}) \dots\dots\dots (9\cdot b)$$

$$= \frac{Q}{\eta_m^{0.7}} \quad (0.526 \sqrt{m} < \eta_m) \dots\dots\dots (9\cdot c)$$

ただし、 $m \geq 1$ 。

いま、 $\gamma = 2\gamma^*(m=2)$ とした場合の計算結果を図-3に示す。なお、他の条件は図-1に同じである。

図中には、 $\gamma = \gamma^*$ の場合同様、AASHTO、BS 5400、ならびに解析解^{14),15)}の結果が記入されている。この図より、 $R_r > 0.8$ の領域では任意の剛比に拡張した場合でも、本法が妥当であることがわかる。

5. 補剛材 1 本の場合の耐力力曲線

従来より、補剛板の外側板パネル（図-4 参照）は、中央部の板パネルとは異なった挙動を示すことが報告されている¹⁵⁾。これは、座屈直後までしか両縁支持の条件が適用できない補剛板中央部パネルに対し、外側板パネルの片縁は最終的に補剛板全体が剛性を失うまで、単純支持の条件が保証されるからである。

したがって、図-4 に示すように外側板パネル左右 2 枚を中央部パネルから区別すると、補剛材を多数配した補剛板では平均圧縮応力を考える際、外側板パネルの特殊性は無視し得るものと考えられるが、 $n=2$ 、すなわち補剛材を 1 本だけ配した補剛板では 2 枚のパネルがどちらも外側板パネルとなり、これまでの議論とは異なった耐力力規定を提示する必要があると思われる。

このとき、パネルは補剛材側辺の支持条件が、補剛材のねじり剛性（大きな値でない）ので設計では考慮されていないが無視できないために³⁾、座屈係数は 4 以上になると考えられる。さらに現行の道路橋示方書の必要剛比規定に従う補剛材を 1 本配した補剛板では、一般に全体座屈による対称な面外変形モードが先行するため非対称の R モード局部座屈はきわめて起こりにくくなり、F モード全体座屈が支配的になると考えられる。すなわち、無補剛板および補剛材 1 本を配した補剛板の耐力力を求めるには、板要素の全体座屈による剛性低下のみを考慮すればよいと考えられる。それゆえ、式 (7) に替えて次のように低減係数 Q を定義し直す必要がある。

$$Q = 1.0 [n=1, 2 \text{ (すべての } R_R \text{ に対して)}; \\ n \geq 3 \text{ (} R_R \leq 0.526)] \\ = \frac{1}{\beta^{0.7}} [n \geq 3 \text{ (} 0.526 < R_R)] \dots\dots\dots (10 \cdot a, b)$$

式 (10・a) においては、 $n=1$ のときが無補剛板、 $n=2$ のときが補剛材 1 本付き板の場合である。以上の結果を $\gamma = \gamma^*$ 、 $\sigma_v = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (235.4 MPa)、 $n=2$ 、 $\alpha=1.0$ 、補剛材の突出幅厚比 13 の場合について式 (10)、(8) を用いて図示したのが、図-5 である。

図中、 n が 3 以上の曲線は図-1 の耐力力曲線と同一のものである。2 曲線間の耐力力の差が、外側板パネルを中央部パネルと区別したことにより改善された効果を示している。 R_R の大きな領域では、50% 以上もの耐力力の向上が期待できることがわかる。しかし、より厳密に述べるならば、 $n=3$ の場合（補剛材 2 本）においても外側板パネルの影響が存在するはずであり、図-5 上に示せば、2 曲線間に収まるものと考えられる。同様に、2 曲線間に $n=4, 5, \dots$ の場合の曲線も記入できるはずであるが、実験および解析のデータも不十分であり、合理的に決定し難いので本論文では n が 3 以上のとき

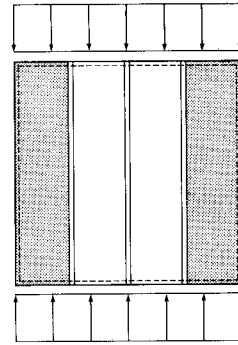


図-4 補剛板の外側板パネル

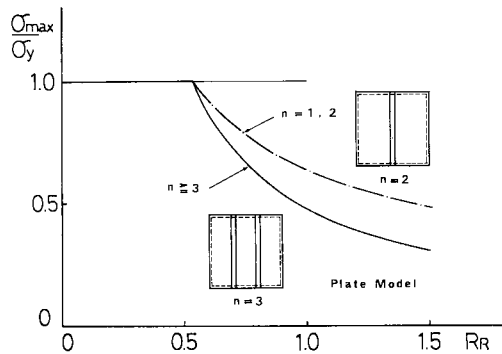


図-5 耐力力曲線 ($\gamma = \gamma^*$, $n=1, 2$)

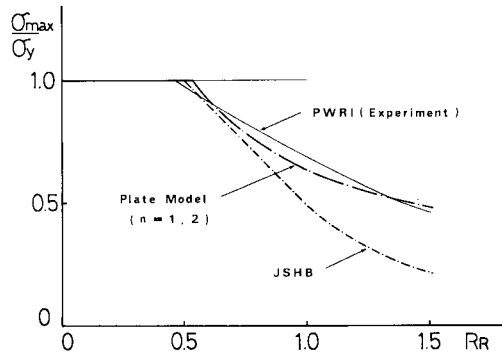


図-6 耐力力曲線 ($\gamma = \gamma^*$, $n=1, 2$)

には外側板パネルの効果は無視し得るものとし、耐力力曲線を $n=1$ および 2、 $n \geq 3$ の 2 種類とし、安全側となるように定めた。

そこで、 $n=1$ および 2 の場合の耐力力曲線を実験値と比較し、その妥当性を検証する。図-6 の細実線は建設省土木研究所 (PWRI) において $\gamma = \gamma^*$ 、 $n=2, 3$ (補剛材 1, 2 本) の条件下で行われた実験値を変動係数が小さくなるように定めた、平均的な耐力力曲線である^{8), 16)}。本法との差異は、設計の実用領域では最大 7% 程度安全側になることである。また、現行道路橋示方書

は、図中の実験曲線をもとに、補剛板が終局限界状態に達した後、急激に強度が低下することを考慮して最大60%程度安全側に耐荷力を規定しているが、その必要性については実験データの集積によりさらに深く検討されるべきものと考えられる。なお、建設省土木研究所で定めた耐荷力曲線は、 $\sigma_{max}/\sigma_y = -0.92R_R + 0.277R_R^2 - 0.046R_R^3 + 1.378$ で表わされる。本法では、式(10)、(8)で表わされるので、設計への適用を考えても十分簡易な形となっている⁸⁾。

6. 柱モデルを用いた耐荷力の算出

以上、前節まででは連成座屈強度算定法を応用した補剛板の耐荷力算定式について述べてきた。そこでは、定量的扱いが可能な5つのパラメーターのうち、補剛材間パネル数 n について従来より詳しく検討し、また、剛比 γ の耐荷力に与える影響についても考察を加えた。板全体の幅厚比 b/t は耐荷力曲線を描く際の基本パラメーター R_R の一部として採用されているので、検討すべき、残されたパラメーターは面積比 δ 、アスペクト比 α の2つである。現行道路橋示方書では、設計の手順として、必要剛比 γ^* に基づいて補剛材断面が決定されると基本パラメーター R_R を介して、式(11)のみで耐荷力が算出される(連成強度算定のモデル化同様、補剛板を板要素の集合とみなした設計法である)。

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y} = 1.0 \quad (R_R \leq 0.5) \dots\dots\dots (11 \cdot a)$$

$$= 1.5 - R_R \quad (0.5 < R_R \leq 1.0) \dots\dots\dots (11 \cdot b)$$

$$= \frac{0.5}{R_R^2} \quad (1.0 < R_R) \dots\dots\dots (11 \cdot c)$$

すなわち、1本の耐荷力曲線を用いるだけなのできわめて簡便であるが、 b/t 以外のパラメーターについては座屈強度式には直接反映されていない。上述のように、 n 、 γ を設計パラメーターとして追加することは耐荷力算定式の改善に有効であることが示されているが、 δ 、 α の及ぼす影響については板モデルを用いる限り検討を加えることは困難である。なぜならば、板モデルは補剛材によって分割された n 枚のパネルの挙動に注目するにとどまり、補剛材そのものの断面形状および変形挙動については考慮できないからである。したがって、補剛材の断面形状に最も支配的なパラメーターである δ 、およびパネルの局部座屈の視点からは取り上げにくい α の影響を検討する必要上、さらに設計の段階では補剛材は板面直角方向曲げ剛性の補完のみを考えていることから、補剛板を補剛材と板の一部を単位とした柱の集合体とみなし、多数補剛材を配した補剛板の全断面平均耐荷力を換算柱部材の示す平均耐荷力を求めることにより算出することを試みる。これを、柱モデルを用いた耐荷力

算出法とよぶことにする。

柱モデルを用いた耐荷力算出法は次の仮定に従うものとする。

(1) 補剛板の全断面平均耐荷力は補剛板を補剛材間の中央で切断して取り出された柱部材の耐荷力に等しいものとする(図-7参照^{17),18)}。

(2) パネル中央部で切断された柱部材(図-8参照)は、その断面の一部に局部座屈の発生が予想されるが、図-8のT型柱のフランジは本来 $R_R \leq 0.526$ の領域で局部座屈を起こさないとした板の一部であるから、フランジを自由突出板とはみなさない(以下の節では修正する)。

(3) T型柱の断面平均耐荷力は、道路橋示方書の局部座屈を考慮しない軸方向基準耐荷力曲線に従う。この曲線は圧縮部材の不完全性を取り入れた解析・実験値に基づいて定められているので、近似的にはあるが、溶接集成補剛板の補剛材部の残留応力を考慮できる。しかしながら、将来は実際に近い残留応力を考慮した設計曲線を用いることを考えてもよいと思われる。なお、柱部材の有効座屈長は、両端単純支持(横方向補剛材は十分剛)とみなし、板モデル同様 ab とし、モデル化にお

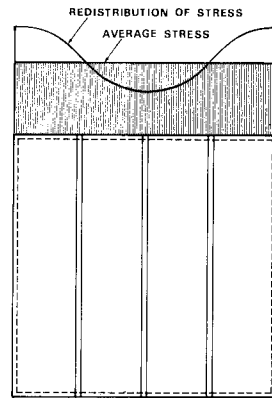


図-7 断面平均応力

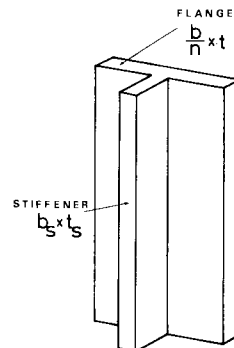


図-8 T型柱(柱モデル)

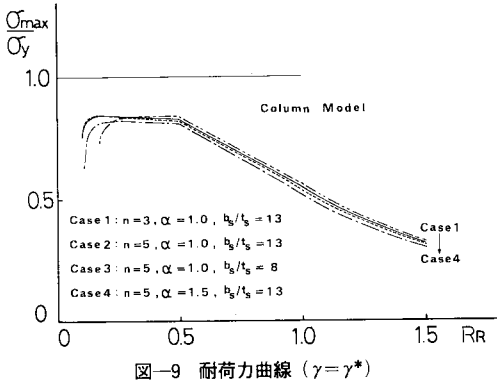


図-9 耐力曲線 ($\gamma = \gamma^*$)

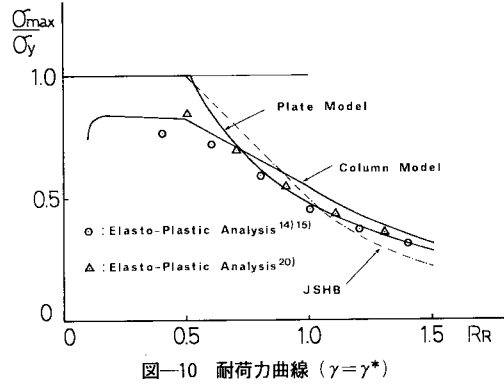


図-10 耐力曲線 ($\gamma = \gamma^*$)

いては荷重の偏心は考慮しない。

以上の仮定に従うと、断面決定、回転半径の計算の後、道路橋示方書を用いてきわめて簡単に耐力力を求めることができる。柱モデルを用いることによる利点は、先にも述べたように、補剛材の断面形状が柱モデル断面の回転半径を決定するので δ の影響が、また補剛板のアスペクト比が柱モデルの有効座屈長を決定するので α の影響が、それぞれ考慮できる点にある。次に具体的な計算例を掲げる。対象とする補剛板のパラメータは板モデルと同様、 $\gamma = \gamma^*$ 、 $\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2 (235.4 \text{ MPa})$ 、 $\alpha = 1.0$ 、 $n = 5$ 、補剛材の突出幅厚比 $b_s/t_s = 13$ であり、その結果は図-9 に示されるとおりである (Case 2)。

$\alpha = 1.5$ とした場合 (Case 4) には図-9 にみられるように、全領域で若干耐力力の低下がみられる。これは弾性理論からの推察や従来の解析結果と一致している^{19), 20)}。また、 $n = 3$ とした場合 (Case 1) には、逆に若干耐力力が向上することがわかる。さらに、 δ の影響をみるため、突出幅厚比を 8 として計算を行ったが (Case 3)、その結果は突出幅厚比 13 の場合とほとんど一致した。すなわち、図-9 から α 、 δ の補剛板耐力力に及ぼす影響は比較的小さいものと判断できる。これは、設計時には欠くことのできないパラメータではあっても、前述の n 、 γ に比べて耐力力算出の際のパラメータとしては重要度が低いことを意味しているものと思われる。

7. 板モデルと柱モデルの比較

前節まででは、同一条件で設計された補剛板に対し、2つのモデル化 (板モデルと柱モデル) を通して耐力力の算出を試み、個々のパラメータの検討を行った。板モデルを用い、連成座屈強度式に従った図-1 と柱モデルを用い、柱の耐力力曲線に従った図-9 とを比較した図が図-10 である。

図中には、2種類の FEM 解析結果^{14), 15), 20)} も記入されている。解析の結果は R_r の小さな領域で柱モデルの妥

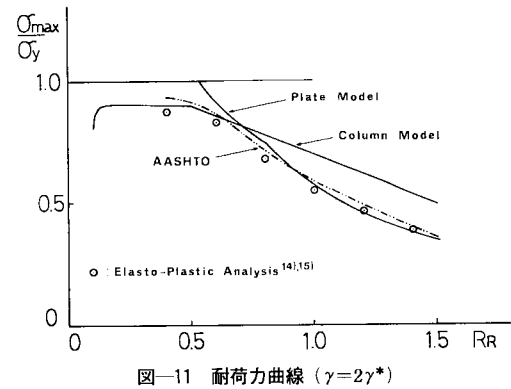


図-11 耐力曲線 ($\gamma = 2\gamma^*$)

当性を、 R_r の大きな領域で板モデルの妥当性を示している。さらに、道路橋示方書の耐力力曲線とは大きく異なった耐力力曲線を示すこともみてとれる (ただし、文献 14), 15) ではパネル部の残留応力を $0.3 \sigma_y$ 、初期たわみは補剛板全体で $a/1000$ 、パネルで $b/150n$ とし、文献 20) ではそれぞれ $0.3 \sigma_y$ 、 $b/150n$ としている)。

次に、図-11 に $\gamma = 2\gamma^*$ の場合の板モデルと柱モデルの比較を示す。

両モデル (板モデルと柱モデル) による結果には、ある程度差異がみられるものの、 R_r の小さな領域では柱モデルが、大きな領域では板モデルが解析値ならびに AASHTO による結果とよく一致していることがわかる。

この両図により、パネル数の多い、多数補剛材を配した補剛板の耐力力曲線の傾向について考えてみると、前述したように、補剛板の中央部パネルは外側板パネルと区別されるが、その支持条件は外側板パネルほど剛ではなく、単純支持板より早期に安定性を失う。したがって、各パネルを周辺単純支持と仮定して耐力力を求めた板モデルに比べ、解析値は $R_r < 0.5$ の領域では低下しているものと思われる。逆に、 R_r の小さな領域では解析値とのよい近似を示す柱モデルも、 R_r の大きな領域では、

柱断面フランジの局部座屈発生による耐力低下を十分には考慮していないため、解析値より高い値を与えているものと考えられる。したがって、図-10, 11 から次のことがわかる。

(1) 多数補剛材を配した板の耐力曲線は幅厚比の小さな範囲では柱部材とよく似た耐力曲線となり、幅厚比の大きな範囲では板部材とよく似た耐力曲線となる。中間部の領域は、柱と板の遷移領域と考えられる。すなわち、補剛材の耐力力にとって、幅厚比小のときは補剛材周辺部の面外曲げ剛性が支配的になり、幅厚比大のときはパネルの局部座屈が支配的となる。

(2) 多数補剛材を用いる場合、現行道路橋示方書による設計が危険側の設計となる場合があり得る (図-10 参照)。

(3) 補剛材断面形状が耐力力に及ぼす影響は、補剛材の幅厚比が小さなおきに比べ、幅厚比の大きなときの方が小さくなる。

8. 局部座屈を考慮した修正柱モデル

前述の柱モデルは、全断面平均応力を考えているので、無効となる断面を作らない点で簡易ではあるが、フランジの局部座屈による耐力低下を十分には考慮できないうらみがある。よって、この節では柱モデルの修正を試みる。

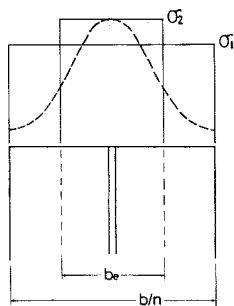


図-12 有効幅の決定

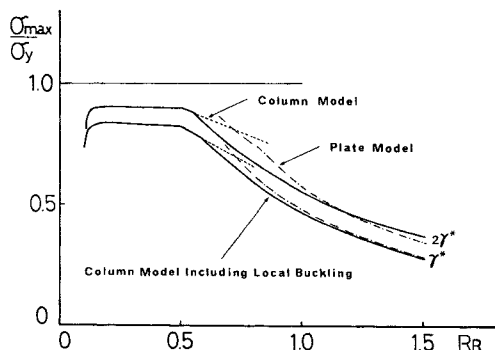


図-13 耐力曲線 (局部座屈考慮)

図-12 に示すように、局部座屈を考慮しないで求めた幅 b/n のフランジに平均最大応力 σ_1 が載荷されているとき、実際には、フランジが板としての座屈を起こすため、図中の点線のような応力分布になっているものと思われる (最大応力は σ_2 へと増加する)。ここで、このフランジの応力分布を周辺単純支持圧縮板の応力分布に修正すれば、 σ_1 と σ_2 の差異は小さいものと考えられるので、圧縮板耐力式 (式 (6) 参照) 中の σ_y を、 σ_1 に置き換えた値をもって、有効幅の低減率と考えることにする^{19), 21)}。すなわち、有効幅を b_e とすると、

$$\frac{b_e}{\left(\frac{b}{n}\right)} = \frac{1}{\epsilon^{0.7}} \dots\dots\dots (12\cdot a)$$

が得られる。

ここに、

$$\epsilon = \frac{b}{nt} \sqrt{\frac{\sigma_1}{E}} \dots\dots\dots (12\cdot b)$$

である。

有効幅 b_e が求まれば、T 型柱の断面決定を経て、柱モデルの手法に従い、 σ_2 および修正された σ_{max} が求まる。

上記の手法を用いて、局部座屈を考慮した修正柱モデルによる耐力曲線を、図-10, 11 の曲線とともに描いた図を図-13 に示す。

図からわかるように、局部座屈を考慮した修正柱モデルは、 R_R の小さな領域では柱モデルと一致し、 R_R の大きな領域では板モデルによく近似している。

付言するならば、参考文献 15), 19) においても、本報告と同様の柱モデルによるアプローチがなされている。しかしながら、そこにみられる定式化は厳密であるとはいうものの有効幅の算定に繰り返し計算を必要とするなど、設計計算がやや煩雑になるきらいがある。本報告の定式化の特徴は、有効幅の算定に繰り返し計算を必要としない点が挙げられる。

9. 補剛材断面形状と耐力力との関係

先に、6. 柱モデルを用いた耐力力の算出の節で、 δ の耐力力に与える影響について若干の考察を行ったが、この節では補剛材の突出幅厚比ならびに板厚比を考察し、さらに δ の規定について検討を行う。

道路橋示方書の規定に従い、一般的な補剛材の補剛材設計を行うと、 $\alpha \leq \alpha_0$ (α_0 : 限界アスペクト比) かつ、 $t < t_0$ (t_0 : 定められた板厚) の場合、 $\gamma = \gamma^*$ の条件下で補剛材の突出幅厚比は、

$$\frac{b_s}{t_s} = \frac{1}{4n(1-\nu^2)} \cdot \frac{t}{b} \left[4n^2 \alpha^2 - (1+\alpha^2)^2 \frac{1}{\delta^2} + 4n^3 \alpha^2 \frac{1}{\delta} \right] \dots\dots\dots (13)$$

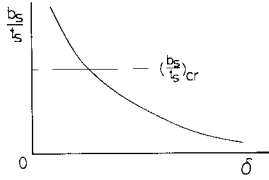


図-14 b_s/t_s と δ の関係

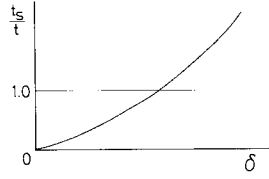


図-15 t_s/t と δ の関係

と求まる。式 (13) を、 δ 以外の値を既知として、 δ を横軸にとって模式的に描くと、図-14 のようになる。図中では補剛材の突出幅厚比制限値を $(b_s/t_s)_{cr}$ で示してある。

図より、突出幅厚比を大きくすれば δ は小さくなり、補剛材断面積を大きくとれば、補剛材は扁平な形になることがわかる。このことおよび、図-9 における考察より、耐荷力を高めるためには補剛材の突出幅厚比を大きくする必要があるが、一方では補剛材断面積を減らさなくてはならないという矛盾が生じる。すなわち、補剛材断面積を大きくすることは必ずしも補剛板の耐荷力の改善を保証しないことがわかる。

また、式 (13) と同様に、 t_s/t を求めると、

$$\frac{t_s}{t} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{4n(1-\nu^2)\delta^3}{4n^2(1+n\delta)\alpha^2 - (1+\alpha^2)^2}} \dots\dots\dots(14)$$

と求まる。これも δ を横軸にとって模式的に描くと、図-15 のようになる。溶接性を考えると、 t_s は t より薄すぎても厚すぎても都合が悪い。したがって、 δ のとり得る値の範囲は制限されてくるものと思われる。

以上、図-14, 15 より、面積比 δ に何らかの制限を加えるとすれば、限界突出幅厚比を考慮して、 δ をある一定値以上の値をとるように定めることが考えられる。この意味から、道路橋示方書では、式 (15) が与えられている。

$$\delta \geq \frac{1}{10n} \dots\dots\dots(15)$$

しかしながら、式 (15) は理論的な根拠に乏しいと思われるだけでなく、設計上ほとんど参考とはならない不等式であることを考慮すれば、式 (13) の左辺を限界突出幅厚比以下にする条件のもとで、次式のように簡略化することができる。

$$\delta > \alpha \sqrt{\frac{nt}{11b}} \quad (\text{SS 41 の場合}) \dots\dots\dots(16)$$

式 (16) は、積極的な意味で有用性を強調できないが、ある程度、補剛材の最小鋼重の目安になるものと思われる。

10. 耐荷力曲線の一般化

以上の考察に基づいて、現行道路橋示方書の耐荷力規定をより一般化することを考える。

道路橋示方書の耐荷力算出のパラメーターは b/t のみであったが、今までの議論において、新しく n および γ をパラメーターとして追加することの有用性が示され、また α および δ については、煩雑さを犠牲にしてまでパラメーターとする必要性の少ないことが考察された。もし、すべて (5つ) のパラメーターを耐荷力算出のパラメーターとするならば、BS 5400 にみられるように、現行の規定とは大きく様相を変化させざるを得ない。よって、現行規定の方針を崩さずに、新たにパラメーター n 、 γ を加え、不確定な要因による影響は安全率によってカバーするという立場に立って、図-13 の曲線を安全側に近似し、簡便かつ合理的な耐荷力曲線を提案する。すなわち、 n の変化については曲線を 2 種類に分け、さらに補剛材 2 本以上の場合については任意の剛比について耐荷力を算出し得るように規定した。以上を式で表わすと以下ようになる。

(1) $n=1$ および 2 の場合 ($n=2$ では $\gamma=\gamma^*$)

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y} = 1.0 \begin{cases} n=1, R_R \leq 0.526 \\ n=2, 0.3 \leq R_R \leq 0.526 \end{cases} \\ = \frac{1}{\beta^{0.7}} \quad (0.526 < R_R)$$

$$\beta = \frac{b}{nt} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} = 1.9R_R \text{ である。} \dots\dots\dots(17\cdot a, b, c)$$

(2) $n \geq 3$ かつ $\gamma = m\gamma^*$ の場合 ($1 \leq m \leq 5$)

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y} = \frac{1.05}{1 + \frac{0.3}{\sqrt{m}}} \quad (0.3 \leq R_R \leq 0.5) \\ = \frac{1.05}{1 + \frac{1.2}{\sqrt{m}} R_R^2} \quad (0.5 < R_R) \dots\dots\dots(18\cdot a, b)$$

曲線の近似にあたってはランキン公式を用い、鋼鉄道橋設計内規²²⁾の規定等をも考慮し、 $m \leq 5$ とした。また、道路橋示方書では、 $R_R \leq 0.5$ の範囲で γ^* の低減規定があることを考慮し、図-9 等も参照したうえで、適用範囲を $0.3 \leq R_R$ とした。

図-16 に、式 (17) (無補剛平板および補剛材 1 本)、および $m=1, 2, 5$ のときの式 (18) (補剛材 2 本以上かつ $\gamma^*, 2\gamma^*, 5\gamma^*$)、さらに図-1, 2 に示した BS 5400 による耐荷力曲線を図示し、 γ と n をパラメーターとして加え一般化させた耐荷力曲線の妥当性を示した。

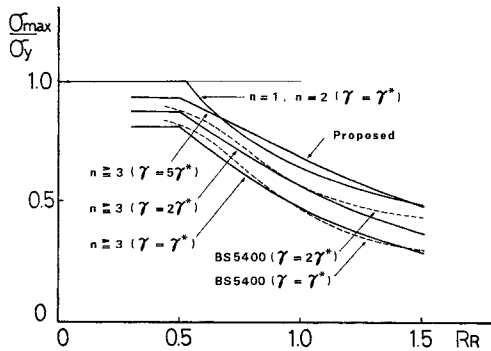


図-16 耐荷力曲線 ($\gamma = m\gamma^*$)

11. ま と め

現行の道路橋示方書によれば、圧縮力を受ける補剛板の設計は、補剛板の幅厚比 b/t 、補剛材の剛比 γ 、補剛材間のパネル数 n 、縦方向補剛材 1 個の断面積比 δ 、補剛板の縦横寸法比 α の 5 つのパラメーターを利用して行われている。本論文では、これらのパラメーターが補剛板の耐荷力曲線に及ぼす影響を、補剛板を板としてモデル化した場合と柱としてモデル化した場合とに分けて検討し、それらの成果をもとに、合理的な補剛板の耐荷力曲線の形を模索した。本論文で得られた結果を要約すると、以下ようになる。

(1) 板モデルによる耐荷力曲線の検討から補剛材間のパネル数 n によって耐荷力曲線を変化させることの必要性が、また、柱モデルによる耐荷力曲線の検討から補剛材の剛比 γ を必要剛比 γ^* 以上にすることの効果も、明確にできた。

(2) これらのモデル化を通じて、多数補剛材をもつ圧縮補剛板の力学的挙動は、等価幅厚比 R_r が小さな領域では柱としての挙動が卓越し、等価幅厚比 R_r が大きな領域では板としての挙動が卓越することが確認できた。

(3) また、現行道路橋示方書の補剛板の耐荷力曲線は補剛材の本数が多い場合には、一部の領域で危険側の値を与える可能性があることが確認できた。

(4) 補剛板に関する 5 つの設計パラメーターに注目すると、板の幅厚比 b/t 、補剛材の剛比 γ 、補剛材間のパネル数 n の耐荷力曲線に及ぼす影響は大きい、補剛材 1 個の断面積比 δ と補剛板の縦横寸法比 α については実用設計の範囲内では、耐荷力に大きな影響を与えないことがわかった。特に、パラメーター δ については陽な形で耐荷力曲線に反映させることは難しいとの知見が得られた。

(5) さらに、板モデルと柱モデルによる検討の成果

を基礎に、現行の補剛板の耐荷力算定式の中に、陽な形で補剛材の剛比 γ と補剛材間のパネル数 n を取り込むため、局部座屈の影響を考慮した修正柱モデルを考え、道路橋示方書の補剛板の設計法の一般化を試み、設計自由度の増加を計った。特長としては、設計の簡便さを考え、局部座屈を考慮した柱モデルの有効幅の算定に繰り返し演算を使用せず、修正柱モデルを作成している点が挙げられる。

(6) 本論文で提案した耐荷力曲線は、補剛材間のパネル数が $n=1, 2$ の場合と、 $n \geq 3$ の場合とで異なり、加えて、補剛材の剛比 γ を必要剛比の 1~5 倍にすることの効果も考慮できる曲線となっている。

付言するならば、 $n=1$ の場合は両縁支持の無補剛板の耐荷力曲線を意味しているので、補剛板と無補剛板の耐荷力曲線を同一の考え方のもとに扱えることの利点は大きいと思われる。

(7) 局部座屈を考慮した修正柱モデルを利用すれば、任意の断面形状を有する補剛材を使用したとしても、補剛板の設計が可能である。このことは、修正柱モデルによる補剛板の耐荷力算定法の今後の利用方法に 1 つの示唆を与えているものと思われる。

(8) また、実用設計では生じないと思われるが、道路橋示方書の剛比規定によれば、等価幅厚比の小さな領域で急激に耐荷力が低下するということが観察できる。このことは、設計の際に問題となることはないと思われるものの不合理であると考えられる。したがって、修正柱モデルによる補剛板の耐荷力曲線の適用範囲を $R_r \geq 0.3$ とした。

参 考 文 献

- 1) 小松・牛尾：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，第 278 号，pp. 39~52，1978 年 10 月。
- 2) 三上：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，第 297 号，pp. 123~126，1980 年 5 月。
- 3) 宇佐美：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，第 228 号，pp. 13~28，1974 年 8 月。
- 4) 長谷川・長浜・西野：圧縮を受ける補剛された板の座屈強度，土木学会論文報告集，第 236 号，pp. 1~14，1975 年 4 月。
- 5) British Standard Institution : BS 5400, Steel, Concrete and Composite bridges, part 3. Code of practice for design of Steel bridges, 1982.
- 6) Federal Highway Administration : Proposed Design Specifications for Steel Box Girder Bridges, January 1980.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1980 年 2 月。
- 8) 金井：Ⅱ 鋼橋編—補剛板の設計基準の改訂一，土木技術資料 22-5，pp. 248~251，1980 年。

- 9) 小堀・吉田：鋼構造設計理論，森北出版，1977年。
 - 10) AISC：Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, 8th ed., 1980年。
 - 11) 宇佐美・福本・青木：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，第308号，pp.47~58，1981年4月。
 - 12) 宇佐美・福本：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，第326号，pp.41~50，1982年10月。
 - 13) 三上・堂垣・米沢：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，第334号，pp.181~184，1983年6月。
 - 14) 小松・北田：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，第296号，pp.1~12，1980年4月。
 - 15) 中井・北田・田井戸・福岡：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.31 A，pp.103~114，1985年3月。
 - 16) 宇佐美・福本・青木・松川：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，第305号/I-2，pp.197~205，1984年10月。
 - 17) Allen, H. G. and Bulson, P.S.：Background to buckling, McGraw-Hill Book Co., 1980.
 - 18) Djubek, J., Kodnár, R. and Skaloud, M.：Limit State of the Plate Elements of Steel Structures, Birkhäuser Verlag, 1983.
 - 19) 小松・北田：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，第302号，pp.1~13，1980年10月。
 - 20) 奈良・小松：初期不整を有する縦補剛材で補剛された圧縮板の極限強度曲線，第36回土木学会全国大会概要集，pp.307~308，昭和56年10月。
 - 21) 長谷川・宇佐美：鋼板要素の座屈後における有効幅理論と設計への適用，土木学会論文報告集，第315号，pp.157~160，1981年11月。
 - 22) 日本国有鉄道：鋼橋設計内規，1979年。
(1985.5.27・受付)
-