

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*

PRACTICAL METHOD OF CALCULATION FOR THE ULTIMATE
STRENGTH OF STIFFENED PLATES UNDER COMPRESSION

小松定夫**・北田俊行***

By Sadao KOMATSU and Toshiyuki KITADA

1. まえがき

本論文は初期不整（残留応力および初期たわみ）を有する圧縮補剛板の極限強度の実用計算法について述べたものである。数年前に諸外国で続発した鋼箱桁橋の架設中の落橋事故^{3-1)~3-11)}・注1)以前には、①解析の困難性、②極限強度に及ぼす初期不整の影響を無視するというリベット構造時代の設計思想、③平板の座屈後の余剰耐力に対する過大な期待などの要因のために、弾性分岐座屈理論に基づいた、初期不整のない補剛板の限界座屈応力度を基準とする設計法が慣用されていた。しかし、落橋事故後は特に残留応力や初期たわみなどの不可避の初期不整の影響に着目した研究が精力的に進められるようになった。

まず弾塑性線形座屈理論の立場から残留応力が補剛板の座屈強度に及ぼす影響を明らかにすることを目的とした研究には次のものがある。宇佐美³⁻⁴³⁾、宇佐美・福本⁴⁾、長谷川・大田・西野³⁻⁴⁴⁾、長谷川・長浜・西野³⁻⁴²⁾は Bijlaard の塑性変形理論に基づき固有値問題としての弾塑性座屈解析を行っている。解析手法には、宇佐美、宇佐美・福本、長谷川・大田・西野は有限帯板法、長谷川・長浜・西野は差分法を用いている。これらの研究においては、図-1(a)に示すような偏心補剛板を以

下のような方法で取り扱っている。すなわち、Timoshenko⁹⁾の提案に従い図-1(a)のA-A軸まわりの補剛材の断面2次モーメントを用い、偏心補剛板を図-1(b)のような対称補剛板にモデル化することにより板中央面の面内変位 u 、 v とたわみ w の連成を避けて近似的に取り扱っている。また、補剛材内の残留応力がその曲げ剛性に及ぼす影響を考慮するために、宇佐美・福本は直接その分布形をある形で仮定し、長谷川・西野らは補剛材の剛性を短柱試験的⁹⁾(Stub column test)に平均化することにより定式化を行っている。また、小松・牛尾¹⁸⁾は、 u 、 v 、 w の連成を考慮し、補剛材の偏心効果を含めて、有限帯板法を適用して Bijlaard の塑性変形理論により弾塑性座屈解析を行っている。その際、補剛板の残留応力については、実測に基づいた分布形¹⁹⁾を用いており、補剛材のねじり剛性をも考慮している。

一方、初期たわみが圧縮補剛板の挙動に及ぼす影響を調べるために、補剛板を直交異方性板にモデル化し、それを弾性有限変位問題として取り扱ったものには Falconer-Chapman⁸⁾の研究がある。しかし、直交異方性板理論においては、補剛材間の板パネルの剛性を過大評価することになり、板パネルの局部的横たわみ波形が卓越して極限状態に至るような補剛板の解析にはこの理論は不適当であると思われる。Skaloud⁹⁾は補剛板の非載荷辺に沿った軸方向膜応力度の平均値 $\bar{\sigma}_x \left(= \int_0^L \sigma_x dX / L \right)$ が材料の降伏点 σ_y に達したときの補剛板全体の平均圧縮応力度 $\bar{\sigma}_{gm}$ をこの補剛板の極限強度としている。これは Skaloud の仮定としてよく知られている。Massonnet-Maquoi^{10), 11), 2-36)}も直交異方性板理論の立場から圧縮補剛板の弾性有限変位解析を行っているが、板パネル間の局部的な面内剛性の低下を有効幅の概念で評価することにより上記の欠点を補っている。彼らも Skaloud の仮定に従って極限強度を定めているが、材料の降伏点が $\rho_t \cdot \sigma_y$ であると仮想し、Skaloud の仮定に補正を加えている。数体の箱桁模型の実験結果に基づいて、この補正

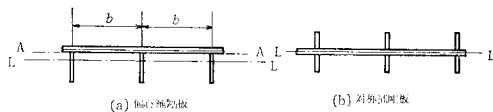


図-1 対称・偏心補剛板

* 昭和51年度土木学会関西支部年次学術講演会にて発表、I-50

** 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学教室

*** 正会員 工修 大阪市立大学講師 工学部土木工学教室
注1) 添字 $m-n$ は、本論文の参考文献 m) の中に記載されている文献 n) を意味する。

松・牛尾・北田²⁾, および 福本・宇佐美・岡本³⁻⁴⁾の実験結果ならびに小松・北田²⁾, および小松・北田・奈良²⁾の厳密な理論解析結果と本法による計算結果との比較を行い本法の妥当性を示している。

今日では, 超大型電子計算機の出現により種々の非線形問題の厳密解析が可能になってきた。初期不整を有する圧縮補剛板の厳密な極限強度解析も文献 20) および 21) に示すごとくその例外ではない。特に, 圧縮補剛板パネルは, 一橋について数百パネル以上存在するのが普通である。設計段階において, これら個々の補剛板の強度をすべて厳密に求めるためには大型電子計算機の使用が不可欠であり, その記憶容量および計算時間は膨大な量に及び経済性および実用性という観点からこのような厳密解析法を設計に常用することは最適であるとはいいがたい。したがって, 設計的立場からすれば本文中で提案するような近似計算法の開発の意義は大きい。

また, 道路橋示方書 (1973, 以下, 道示) の圧縮補剛板の設計規準は以下のようなものである。

① 補剛材間の板パネルについては, 等方性板の弾塑性座屈理論に基づく結果を用いて, 降伏点に至るまで座屈しないために必要な板パネルの幅厚比を規定し, これによって補剛材間隔を定めている。

② このような間隔に配置された縦補剛材について, 補剛板全体の弾性座屈が生じないように縦補剛材の最小剛比を定めている。

最近の補剛板の極限強度に関する研究の結果から判断して, この示方書には以下のような欠点があることがわかる。

① 板パネルの b/t の規準の基礎となっている等方性板の弾塑性線形座屈理論には板パネル自身の初期たわみがまったく考慮されていない。

② 補剛材の最小剛比の規準の基礎となっている Gienke の直交異方性板の弾性座屈理論は, いわゆる古典理論であり, 材料的非線形性, 残留応力, 初期たわみおよび補剛材間の板パネルの応力低下など, 実際の補剛板の耐荷力に重大な影響を及ぼす因子が考慮されていない。

③ したがって, 道示の規準が, 実際の補剛板の真の極限強度を反映した規準であるとはいいがたい。

以上のような欠陥をなくし, 真の耐荷力に対して欲する安全率を確保するためには, 弾塑性有限変位理論に基づくより合理的な設計計算法に前進すべきである。この観点に立って新しい設計法として考え出したのが本法である。

2. 解析モデル

本論文では, 曲げ剛性の十分大きい横桁 (あるいは横補剛材) で補強された圧縮補剛板を解析の対象とする。また, 補剛材間の板パネルの幅厚比に関しては比較的大きいものまでを対象とするため局部変位の影響が問題になるが, 補剛材の局部座屈は問題とならないような補剛板を取り扱う。

解析にあたっては, 図-2 に示すような 2 種類の解析モデルを用いた。図-2 (a) の単一補剛板モデルは, 実際の補剛板を腹板および横桁 (あるいは横補剛材) 位置で単純支持された単一補剛板として取り出したものである。これは縦・横補剛材および隣接パネルの端曲げに対する拘束を無視した一般によく用いられている安全側の解析モデルである。ここで提案する極限強度計算法の精度の検証を行うために, 本法による結果を種々の実験値あるいは厳密解析結果と比較している。その際, 実験値は, 単一補剛板に関するものしかなく, 実験供試体に合わせて, それと同一の単一補剛板モデルを用いた。

一方, 実橋の補剛板は連続形式で使用されているので実用設計に対しては, より実的な 図-2 (b) の連続補剛板モデルを使用する方がよいと考える。すなわち 図-2 (b) は実際の補剛板を腹板および横桁 (あるいは横補剛材) 位置で単純支持された連続補剛板にモデル化したものである。隣接する補剛板パネル (abdc と cdfc) のたわみの逆対称性を利用して, 補剛板 ghji のみを取り出し解析モデルとした。偏心補剛板では, 隣接する補剛板パネルで補剛材の偏心効果が対称に働き, たわみ波形の逆対称性を拘束する。さらに, 圧縮補剛板では, 圧縮力が増大し, 弾塑性状態に入ってくると中立軸の位置が補剛材の深さ方向に変動する。連続補剛板モデルを用いることにより, これらの影響を忠実に考慮することができる。

3. 計算法

初期たわみを有する補剛板に面内圧縮力が作用すると面外曲げが生じ補剛板全体が板面に垂直な方向にたわむ現象が生じる。このとき補剛材がある程度の曲げ剛性を有し, かつ, 補剛材間の板パネルの幅厚比 b/t が大きい補剛板では, 全体的なたわみ波形とともに, 板パネルにも局部的な横たわみ波形が生じてくる。そして板パネルの平均圧縮応力度 $\bar{\sigma}_{pl}$ がその局部座屈応力度 σ_{cr} を上回り, 後座屈領域に入る付近から補剛材近辺の板パネル部分の応力度のみが増加し板パネルの中央部ではあまり応力度が増加しなくなってくる。そして極限状態では 図-3 に示すような応力分布となる。すなわち, 有効幅の概念を導入するのに最適な現象を示している。

図-3 に従い, 板パネルの有効幅 b_e を次式で定義す

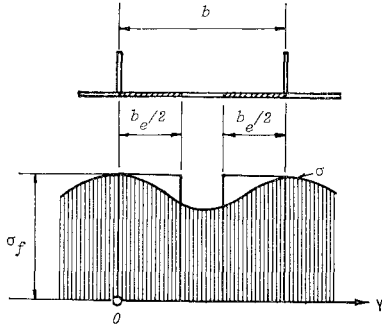


図-3 有効幅の定義

る。

$$b_e = \int_0^b \sigma(Y) \cdot dY / \sigma_f \dots \dots \dots (1)$$

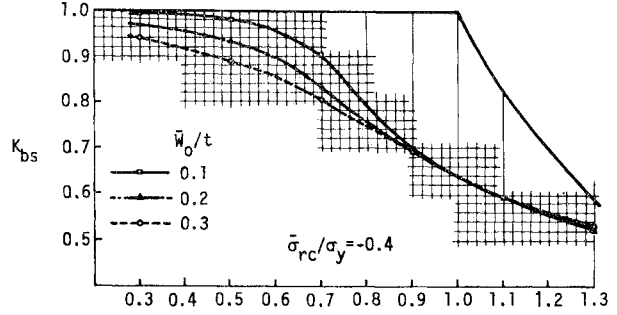
ここで、 $\sigma(Y)$ は軸方向応力度の板厚方向の平均値 $(\int_{-t/2}^{t/2} \sigma_x dz / t)$ 、 σ_f は補剛材位置における圧縮応力度 σ を表す。上述の有効幅の概念を用いることによって平板としての板パネルを面内力のみ抵抗する幅 b_e なる柱のフランジ要素に置換するわけである。この有効幅は圧縮軸方向 (X 軸方向) に沿って変化し、また作用圧縮荷重 (P_g) の大きさによっても異なる。しかし、本計算においては計算の効率化を図るために有効幅 b_e は軸方向に一定とし $P_g = P_{gm}$ における値を採用する。ここに P_{gm} は最大圧縮力を表す。すなわち有効幅 b_e を次に示す方法で定める。いま補剛板に面内圧縮力を作用させたとき、補剛材に曲げが生じる以前に板パネルが面外にたわむものとする。そしてこの板パネルの局部曲げに関しては、板パネルを周辺単純支持の圧縮板にモデル化しこのモデル化した板の弾塑性有限変位解析を文献 1) の方法に従って実施し、その極限強度 (最大平均応力度) $\bar{\sigma}_m$ を算出する。この極限強度解析において補剛材間の板パネルの残留応力および初期たわみを忠実に考慮している注 2)。第 1 近似として、極限状態においては、このモデル化した等方性板の側辺における軸方向圧縮応力度 σ_f が降伏点 σ_y に達しているものとする注 3)。したがって、

$$\sigma_f \cdot b_e = \sigma_y \cdot b_e = b \cdot \bar{\sigma}_m \dots \dots \dots (2)$$

すなわち、

$$b_e / b = \bar{\sigma}_m / \sigma_y = K_{bs} \dots \dots \dots (3)$$

残留圧縮応力度 ($\bar{\sigma}_{rc}$) と板パネルの初期たわみ (\bar{W}_0) を種々変化した場合の幅厚比パラメーター R と無次元極限強度 $\bar{\sigma}_m / \sigma_y$ すなわち、有効幅係数 K_{bs} の関係曲線として、 $\bar{\sigma}_{rc} / \sigma_y = -0.4$ 、 $\bar{W}_0 / t = 0.1 \sim 0.3$ の場合は図-4 に示すようになる。



$$R_{eff} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_f}{E} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}}$$

図-4 K_{bs} - R_{eff} 曲線

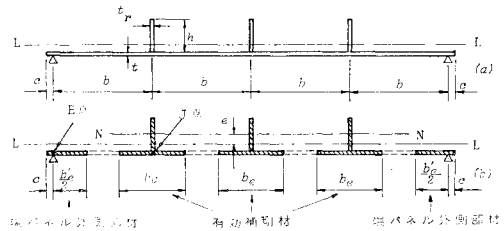


図-5 有効補剛材の定義

この有効幅を用いて 図-5 (a) に示すような補剛板を 図-5 (b) に示す互いに独立な柱部材の集合体にモデル化する。

図-6 (a) に示すように板パネルから有効幅 b_e を取り出した場合、幅 b_1 なる残りの部分に存在する残留応力が切除されてしまう。極限状態において板パネル中央の幅 b_1 の部分ではたわみが著しく大きくなりまったく応力を受けもつことができないと考え、この部分に存在する残留応力は有効補剛材の部分で受けもつと考える。すなわち、有効補剛材には 図-6 (b) に示すようなプレストレス力 P_{rc} が作用していると考え。

$$P_{rc} = \bar{\sigma}_{rc} \cdot b_1 \cdot t \dots \dots \dots (4)$$

これはいづらか安全側の処置であると考えられる。このプレストレス力 P_{rc} による有効補剛材内部の応力度を σ_{r1} とすると、

$$\sigma_{r1} = P_{rc} (1/A_s + e_p \cdot z/I_s) \dots \dots \dots (5)$$

ここで、 A_s 、 I_s は有効補剛材の断面積およびその重心軸回りの断面 2 次モーメント、 e_p は有効補剛材の部材軸から板パネル中央面までの偏心距離。

図-6 (a) に示すように補剛板の初期残留応力度を σ_{r0} とすると極限状態においては有効補剛材に次式で与える実質残留応力度 σ_{rs} が存在することになる。

$$\sigma_{rs} = \sigma_{r0} + \sigma_{r1} \dots \dots \dots (6)$$

次に、個々の有効補剛材の極限強度解析について述べる。弾塑性有限変位解析法を用いて有効補剛材の極限荷重 $P_s^{(1)}$ を算出する。補剛板には 図-5 (a) の L-L 軸

注 2) 残留応力および初期たわみの分布形については文献 2) を参照。

注 3) 文献 1) の 図-15~19 参照。

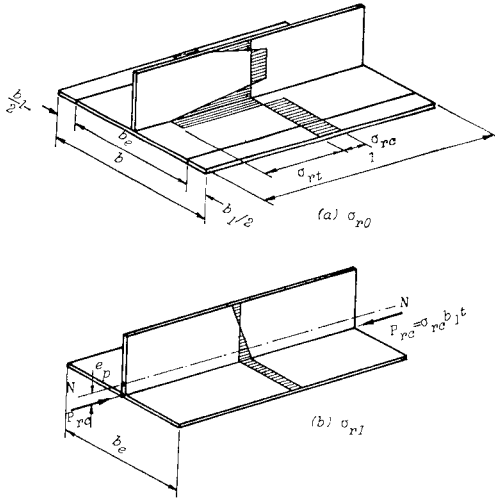


図-6 有効補剛材内の残留応力の取り扱い

が断面の回転中心となるような圧縮力が作用しているとする。有効補剛材の極限強度解析においては L-L 軸と有効補剛材の部材軸 N-N との偏心量 e を考慮することになる。補剛板全体の初期たわみ (δ) および補剛材の残留応力は、この有効補剛材の解析時に考慮されている。ここで用いた有効補剛材の弾塑性有限変位解析法は、文献 1) の圧縮板の理論を 1 次元部材の場合に簡易化したものである。したがって、その定式化については、圧縮板の理論の特殊の場合として導くことができるので、ここでは紙面の都合上、省略することにする。

以上の計算においては、板パネルの補剛材位置における応力度 σ_f が降伏点 σ_y に達していると仮定して式 (3) により板パネルの有効幅を求めた。しかし実際には有効補剛材が全断面降伏荷重まで必ずしも達することができず、 σ_f が σ_y に達しているとは限らない。そこで以下に示すような方法で有効幅の修正を行う。いま上述のような弾塑性有限変位理論に基づいて求めた有効補剛材の極限強度を $\bar{\sigma}_{sm}$ とすると、

$$\bar{\sigma}_{sm} = P_s^{(1)} / A_s \dots\dots\dots (7)$$

第 2 の計算段階においては有効補剛材に隣接している板パネルの縁応力度 σ_f が近似的に式 (7) で得られた $\bar{\sigma}_{sm}$ に等しいとおく。そして、幅厚比パラメータ R の定義式において、材料の降伏点 σ_y の代りに、縁応力度 $\bar{\sigma}_{sm}$ を導入して、新しく R を計算する。その理由は、板パネルの縁応力度が $\bar{\sigma}_{sm}$ 以上に増加し得ないからである。この R を有効幅厚比パラメータ R_{eff} と名づける。すると、

$$R_{eff} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\bar{\sigma}_{sm} \cdot 12(1-\nu^2)}{E \cdot \pi^2 k}}, \quad (k=4) \dots\dots\dots (8)$$

この R_{eff} 値を図-4 に用いて前回と同様にして有効幅 b_e の第 2 近似値を求める。このように、補剛板の極

限強度の算定には反復計算を適用する。その反復計算の収束の判定は有効幅 b_e を基準にして次式により行う。

$$\text{判定条件: } |(b_e^{(m)} - b_e^{(m-1)}) / b_e^{(m)}| < \epsilon \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 ϵ は判定条件の厳しさを表す微小な一定値。

このようにして m 回反復後に収束した有効補剛材の極限荷重を P_{sm} とすると、補剛板全体の極限荷重 P_{gm} は次式で与えられる。

$$P_{gm} = 2P_e + \sum_{i=1}^{n_r} \{P_{sm}\}_i + 2 \cdot \sigma_y \cdot c \cdot t \dots\dots\dots (10)$$

ここで、 n_r は補剛材本数、 c は補剛板を他の板要素に接合する際の隅角部における突出幅、 P_e は補剛板の端パネルの外側の有効幅部分が支持する圧縮力であり、非載荷辺では面外変位が拘束されているため、 $\sigma_f = \sigma_y$ により一意的に求まる。すなわち、

$$2P_e = \sigma_y \cdot b_e' \cdot t \dots\dots\dots (11)$$

式 (10) において、各有効補剛材の寸法諸元が等しく、1 本の有効補剛材の P_{sm} で他の $\{P_{sm}\}_i$ を代表させる場合には、式中の $\sum_{i=1}^{n_r} \{P_{sm}\}_i$ なる項は $n_r \cdot P_{sm}$ となる。本論文における数値計算ではすべて $n_r \cdot P_{sm}$ を用いた。

また、補剛板全体の極限強度 $\bar{\sigma}_{gm}$ は、

$$\bar{\sigma}_{gm} = P_{gm} / A \dots\dots\dots (12)$$

ここで、 A は補剛板全体の断面積であり、

$$A = (n_r + 1)b \cdot t + n_r \cdot F_s + 2 \cdot c \cdot t \dots\dots\dots (13)$$

F_s は補剛材 1 本の断面積。

文献 3) と同様、補剛材材料の降伏点 σ_{yr} と板パネルの降伏点 σ_y が異なる場合には補剛板全体の平均的な降伏点を換算降伏点 σ_y^* として次式のように定義する。

$$\sigma_y^* = P_y / A \dots\dots\dots (14)$$

$$P_y = \sigma_y \{ (n_r + 1)b + 2c \} t + \sigma_{yr} \cdot n_r \cdot F_s \dots\dots\dots (15)$$

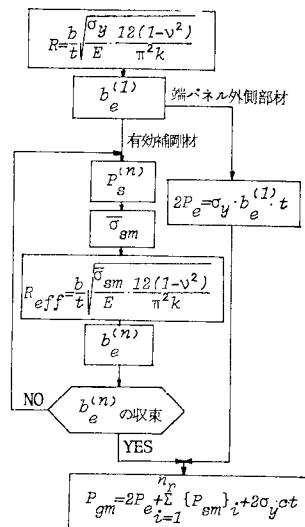


図-7 計算手順

補剛板の極限強度 $\bar{\sigma}_{gm}$ をこの換算降伏点 σ_y^* で無次元化する、

$$\bar{\sigma}_{gm}/\sigma_y^* = P_{gm}/P_y \dots\dots\dots(16)$$

以上の計算のプロセスを図-7のフローチャートに示す。

4. 残留応力分布のパターン化注4)

以下に示す3つの仮定を設けて補剛板の残留応力分布のパターン化を行う。

- ① 図-8に示すように補剛材を含む各パネルごとに残留応力は自己平衡の条件を満たす。
- ② 端パネルでは図-9に示すように、補剛板の側面側1/2の範囲内で自己平衡の条件を満たす。
- ③ 圧縮軸方向には残留応力の分布形とその大きさは一定である。

図-8を参考にして、有効補剛材内部の残留応力について、軸方向の力およびモーメントのつり合い条件より次の2式が導ける。

$$\eta_s = \{-K_2 + \sqrt{K_2^2 - 4K_1 \cdot K_3}\} / 2K_1 \dots\dots\dots(17)$$

$$K_1 = (1 + \tau_s + \tau_s^2) / 3 \cdot (\sigma_{rt,r}^* - \sigma_{rc,r}^*) - \tau_{ss}^2 / 3 \cdot (\sigma_{rs,r}^* - \sigma_{rc,r}^*) \dots\dots\dots(18)$$

$$K_2 = (1 + \tau_s) / 2 \cdot (\sigma_{rt,r}^* - \sigma_{rc,r}^*) \cdot t^* + (1 + t^*/2) \tau_{ss}^2 \cdot (\sigma_{rs,r}^* - \sigma_{rc,r}^*) \dots\dots\dots(19)$$

$$K_3 = \sigma_{rc,r}^* (1 + t^*) \dots\dots\dots(20)$$

$$\eta_t = \frac{-\{(\sigma_{rt,r}^* - \sigma_{rc,r}^*) \cdot (1 + \tau_s) / 2 \cdot \eta_s + \sigma_{rc,r}^* + (\sigma_{rs,r}^* - \sigma_{rc,r}^*) \eta_{ss} / 2\} \cdot \sigma_{yr} / \sigma_y \cdot \delta - \sigma_{rc}^*}{(1 + \tau_t) / 2 \cdot (\sigma_{rt}^* - \sigma_{rc}^*)} \dots\dots\dots(21)$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned} \eta_s &= h_{t1} / h_r, \eta_{ss} = h_{cm} / h_r, \tau_{ss} = h_{cm} / h_r \\ \tau_s &= h_{t2} / h_{t1}, t^* = t / h_r, \eta_t = b_{t1} / b \\ \tau_t &= b_{t2} / b_{t1}, \delta = h_r \cdot t_r / bt \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(22\sim 29)$$

さらに端パネルでは図-9を参照して軸方向の力のつり合い条件より、

$$\eta_t' = -2 \sigma_{rc}^* / \{(1 + \tau_t') \cdot (\sigma_{rt}'^* - \sigma_{rc}'^*)\} \dots\dots\dots(30)$$

ここに、

$$\eta_t' = b_{t1}' / b, \tau_t' = b_{t2}' / b_{t1}' \dots\dots\dots(31, 32)$$

式中の*は、板パネル(あるいは補剛材)の応力度をその降伏点 σ_y (あるいは σ_{yr}) で無次元化したものであることを意味する。

5. 本極限強度計算法の検証

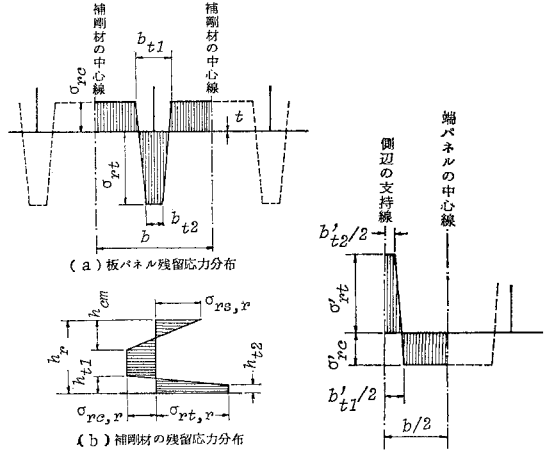


図-8 各パネルごとの残留応力分布のパターン 図-9 端パネルの残留応力分布のパターン

(1) 厳密解析法との比較

a) 単一補剛板パネル

文献20)の有限要素法を用いた厳密解析法と本法の両方で、図-10に示す周辺単純支持の単一補剛板の極限強度を求め、その結果について考察を加える。

載荷辺 \overline{AB} , \overline{CD} の板パネル中央面に一樣相対圧縮変位を作用させることにより補剛板に圧縮力を導入した。表-1に示す諸元を用い、無次元幅厚比 R を導示の限界値 0.7 ($t=1.22$ cm) に固定し、補剛材剛比 r が道示の必要最小剛比 r_N になるように設計した。縦横比 $\alpha_g (=L/B)$ が 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 の4種類の補剛板について解析を行った。いま、補剛材間の板パネルにおける初期たわみの圧縮軸方向の半波長を λ とする。本法で用いる有効幅曲線(図-4)は最も不利な λ/b に対して求められたものである²⁾。そこで、厳密解析を行う際の板パネルの初期たわみは次式で与え、文献2)を参考にし、板パネルに対して最も不利な初期たわみ波形となるように、 λ/b が 0.5~1.0 の範囲内に入るようにした。

$$W_0 = \overline{W}_0 \cdot \cos \pi X / \lambda \cdot \sin \pi Y / b \dots\dots\dots(33)$$

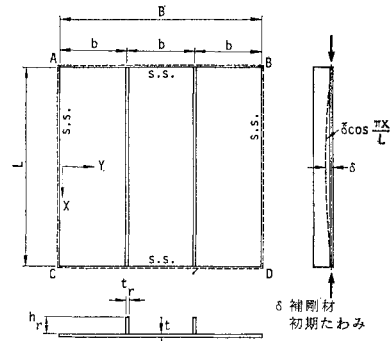


図-10 単一補剛板の解析モデル

注4) 8. で提示する図式算定法では、ここで示すパターン化式を用いて求めた有効補剛材の極限強度曲線を用いるため新たに残留応力分布を計算することは不要となる。

表-1 解析モデルの諸元

b	σ_y	σ_{yr}	h_r/t_r	δ/L	\bar{w}_0/b	σ_{rc}^*	σ_{rt}^*	σ_{rcr}^*	σ_{rsr}^*	σ_{rtr}^*	γ_s	γ_{ss}	γ_t
48	2400	2400	13	0.001	1/150	-0.3	1.0	-0.2	0.6	1.0	1/8	1/4	1

(単位:kg-cm)

表-2 縦横比と精度の関係
(単一補剛板モデル)

α_g	$\bar{\sigma}_{gm}/\sigma_y$		誤差(%)
	①	②	
0.5	0.681	0.68	0.0
1.0	0.691	0.64	-7.4
1.5	0.681	0.60	-11.9
2.0	0.659	0.57	-13.5

① 厳密解, ② 本法
③ = (② - ①) / ①, $R=0.7, n_T=2$

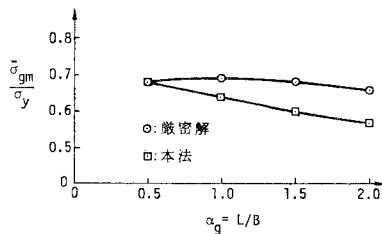


図-11 縦横比と精度の関係(単一補剛板パネル)

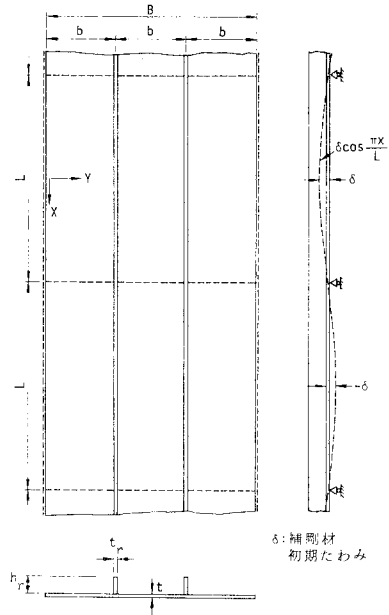


図-12 連続補剛板の解析モデル

以上のようにして計算した両解析結果を表-2と図-11に示す。これらの図表より以下のことがわかる。

① 本法による極限強度は、厳密解析法のそれに比して、若干安全側の値となる。これは、計算法の節で述べた安全側の仮定に起因するものと思われる。

② 本法による解の厳密解析法に対する誤差は、縦横比 α_g が大きくなるにつれて増大する。本法では、補剛板を有効補剛材という柱にモデル化して解析を行っている。したがって、 α_g が小さく、補剛板中央部では、非載荷辺の変位拘束の影響をほとんど受けず、全体的に筒状のたわみ波形が卓越して極限状態に至るような補剛板の解析に本法は適している。 α_g が大きくなると、たわみ波形が筒状でなくなり誤差が大きくなるものと思われる。しかし、箱桁橋の圧縮フランジで用いられている補剛板の α_g は特殊な場合を除き、ほとんどが 1.0 以下である。この程度であれば、本法による誤差は 8% 以下に収まり、しかも安全側であるため、本法は近似計算法として十分有用であるものと思われる。

b) 連続補剛板パネル

図-12に示す連続補剛板に対しても、同様に、厳密解析法²¹⁾と本法の両方でその極限強度を計算し、その結果について考察を加える。連続補剛板の場合も、表-1

に示す諸元を用いた。 $\alpha_g=1$ に固定し、 R を 0.5~1.3 の範囲内で変化させ、道示、鋼鉄道橋設計標準(以下、鉄道標準)および DIN 4114 の 3 種類の示方書で定める必要最小剛比 $\{r_N, r_R (=5r_N), r^*\}$ になるように剛比 r を設計した 8 種類の補剛板について解析を行った。板パネルの初期たわみに関しては $\lambda/b=1.0$ とした。

解析結果を表-3、図-13および図-15と図-16の曲線(---, -o-)で示す。図-15と図-16より以下のことがわかる。

① $R < 1.0$ の領域では、本法による解は厳密解に比して若干安全側の精度のよい値となる。

② 本法による解は、厳密解に比し、 $R > 1.0$ の領域ではわずかに危険側の値となる。しかし、実橋ではこの領域の補剛板はほとんど存在せず、これは、あまり問題とならないものと思われる。

また、図-13より以下のことがわかる。

③ 補剛材剛比が $r_N \sim 5r_N$ の範囲内であれば、本法の精度はきわめて良好である。

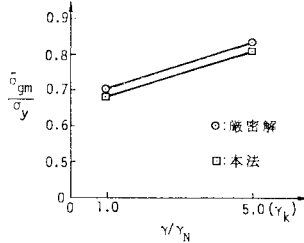
なお、表-3の③、⑤列については後で考察する。

また、表-2および表-3より、 $R=0.7, \alpha_g=1.0$ なる補剛板では、単一補剛板の方が連続補剛板に比して若干(2%程度)極限強度が小さくなるのがわかる。

表一3 本法と厳密解析法との比較
(連続補剛板モデル)

設計に 用い る R	$\bar{\sigma}_{gm}/\sigma_y$			誤差 (%)		
	①	②	③	④	⑤	
A	0.5	0.773	0.74	0.75	-4.2	-3.0
	0.7	0.703	0.68	0.68	-3.3	-3.3
B	0.5	0.858	0.84	0.81	-2.1	-5.6
	0.7	0.703	0.68	0.68	-3.3	-3.3
	1.1	0.470	0.48	0.48	2.1	2.1
	1.3	0.376	0.40	0.41	6.4	9.0
C	0.7	0.835	0.81	0.80	-3.0	-4.2

①：厳密解，②：本簡易計算法，③：本図式算定法
④ = (② - ①) / ①，⑤ = (③ - ①) / ①
A：道路橋示方書(1973)，B：DIN 4114(1973)
C：鉄道標準(1975)， $\alpha_g=1$ ， $\eta_r=2$



図一13 剛比と精度の関係(連続補剛板モデル)

(2) 実験値との比較

a) 小松・牛尾・北田の実験結果との比較³⁾

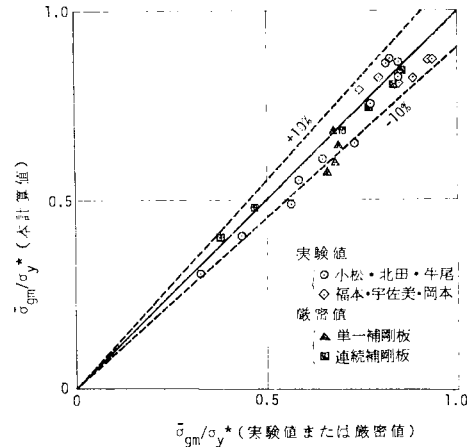
文献 3) の実験結果のうち周辺単純支持の供試体のみについて比較計算を行った。供試体の断面諸量は、文献 3)，表一1 に示されている値を用いた。残留応力のパターン化については文献 3) の表一5~7 に示されている実測値を用いて(4)で示した方法により行った。その際、板パネルの残留圧縮応力度 $\bar{\sigma}_{rc}$ には4つの板パネルの実測値の平均値、残留引張応力度 σ_{rt} 、 $\sigma_{rt,r}$ には補剛材接合辺のビード近傍における最大残留引張応力度の平均値を用いた。補剛材の残留応力分布決定に必要な諸量 $\sigma_{rs,r}$ 、 $\sigma_{rc,r}$ 、 h_{cm} は実測値をそのまま用いた。板パネルおよび補剛材の初期たわみには文献 3)，表一8 に示されている実測値を用いた。なお、板パネルの残留圧縮応力度

$\bar{\sigma}_{rc}$ が $-0.3\sigma_y \sim -0.5\sigma_y$ の範囲内では残留応力の大きさの程度は板パネルの極限強度にあまり影響しないということが文献 2) に示されている。供試体の残留応力度 $|\bar{\sigma}_{rc}|$ には $0.3\sigma_y$ 以下のものも多いが、安全側の処置として有効幅の計算には $\sigma_{rc}=0.4\sigma_y$ に相当する図一4の曲線を用いた。

以上のようにして求めた本計算結果と実験結果を対比して表一4 および図一14 に示す。実験値に対する本計算値の誤差はほぼ +5%~ -10% の範囲内に収まっていることがわかる。また、その誤差の平均値は -4.8%、標準偏差は 6.3% とばらつきの少ない若干安全側の計算値となっていることがわかる。

b) 福本・宇佐美・岡本の実験結果との比較³⁻⁴⁾

福本らの実験については初期たわみの実測値が既知で補剛板全体の極限強度 $\bar{\sigma}_{gm}$ が降伏点 σ_y より小さい供試体すなわち B-1-1r, B-1-2, C-1-2, C-1-4, C-2-1,



図一14 本計算値と実験値あるいは厳密解との比較

表一4 小松・牛尾・北田の実験結果との比較

供試体	実験値			本法		Murray		Horne-Narayanan		IDWR, P II		IDWR, P III	
	$\bar{\sigma}_{gm}^*$	$\bar{\sigma}_{gm}^*$	x	$\bar{\sigma}_{gm}^*$	x	$\bar{\sigma}_{gm}^*$	x	$\bar{\sigma}_{gm}^*$	x	$\bar{\sigma}_{gm}^*$	x	$\bar{\sigma}_{gm}^*$	x
A ₁ -1	0.82	0.86	4.9	0.91	10.7	0.88	8.0	0.67	-18.7	0.62	-24.0		
A ₁ -2	0.83	0.87	4.8	0.89	7.2	0.87	4.7	0.70	-16.2	0.65	-21.3		
A ₀ -1	0.78	0.75	-3.8	0.81	3.9	0.74	-4.6	0.57	-23.9	0.54	-30.0		
A ₀ -2	0.85	0.82	-3.5	0.88	3.5	0.85	0.0	0.71	-14.2	0.61	-28.4		
A ₀ -3	0.85	0.86	1.2	0.88	3.9	0.87	2.7	0.72	-15.8	0.61	-28.2		
B ₀ -1	0.73	0.65	-11.0	0.73	0.5	0.64	-11.4	0.48	-34.8	0.53	-26.7		
E ₀ -1	0.57	0.49	-14.0	0.48	-15.8	0.49	-13.7	0.42	-26.3	0.54	-4.2		
E ₀ -2	0.59	0.55	-7.3	0.63	7.7	0.54	-7.7	0.50	-14.4	0.51	-12.5		
E ₀ -3	0.65	0.61	-6.2	0.70	7.2	0.61	-6.4	0.50	-23.2	0.58	-10.4		
C ₀ -1	0.44	0.40	-9.1	0.42	-5.7	*	*	0.38	-13.6	0.40	-8.6		
D ₀ -1	0.33	0.30	-9.1	0.30	-8.0	*	*	0.31	-5.3	0.29	-12.0		
誤差	\bar{x}			-4.8		1.4		-3.2		-18.8		-18.8	
	σ			6.3		7.7		7.0		7.0		9.0	

$\bar{\sigma}_{gm}^* = \bar{\sigma}_{gm}/\sigma_y^*$ ，x：誤差(%)， \bar{x} ：xの平均値

σ ：xの標準偏差，*：適用不能

C-2-2, C-2-4 の7体について比較計算を行った。計算に際して、供試体の断面諸量としては文献 3-41), 表-1 の値を用いた。また、補剛材の初期たわみには文献 3-41), 表-2 の実測値を用いた。板パネルの初期たわみ \bar{W}_0 については、そのデータが示されていないので、文献 3) の実測データから類推し、 $\bar{W}_0/b=0.003$ と仮定した。

福本らの残留応力測定用供試体による測定結果では板パネルの残留圧縮応力度 σ_{rc} は $-0.4\sigma_y \sim -0.6\sigma_y$, 補剛材部の残留圧縮応力度 $\sigma_{rc,r}$ は $-0.3\sigma_y \sim -0.4\sigma_y$ となっている。そこで比較計算においては次のような値を用いて式 (17), (21), (30) を満足するように残留応力分布を定めた。

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_{rc} &= \bar{\sigma}_{rc,r} = -0.4\sigma_y, \sigma_{rt}' = \sigma_{rt} = \sigma_{rt,r} = \sigma_y \\ \sigma_{rs,r} &= 0.5\sigma_y, \eta_{ss} = 0.2, \tau_t' = \tau_t = 1, \tau_s = 0 \end{aligned} \right\}$$

以上のようにして行った計算結果を表-5、図-14 に示す。福本らの実験結果に対する本計算結果の誤差はほぼ +5% ~ -10% の範囲内に入っていることがわかる。また、誤差の平均値は -3.8%, 標準偏差は 5.8% とばらつきの少ない若干安全側の値となっていることがわかる。

表-5 福本・宇佐美・岡本の実験結果との比較

供試体	$\bar{\sigma}_{gm}/\sigma_y^*$		誤差 (%)
	実験	本法	
B-1-1r	0.84	0.75	-10.7
B-1-2	0.90	0.87	-3.3
C-1-2	0.75	0.79	5.3
C-1-4	0.89	0.82	-7.9
C-2-1	0.80	0.82	2.5
C-2-2	0.85	0.80	-5.9
C-2-4	0.93	0.87	-6.5
		平均値	-3.8
		標準偏差	5.8

6. 極限強度の推定下限値

道示および DIN 4114 に従ってそれぞれ設計した補剛板の極限強度を本法により求め、それとこれらの示方書で定める耐荷力曲線および種々の実験値とを比較することにより、本法を実用計算法として用いる場合の有用性について考察する。

縦横比 $\alpha_g=1$ で補剛材本数 n_r が 2 本および 3 本の連続補剛板について取り扱う。他の諸元については表-1 に示すとおりである。初期たわみについては道示の規定限界値、残留応力については文献 19) に提示している実際的な分布形および推定上限値を採用することにした。そして、道示および DIN 4114 のそれぞれで定める必要最小剛比 r_N および r^* になるように補剛材剛比 r を設定し、それぞれの場合について、その極限強度の下限値を本法を用いて求め、結果を以下のデータとともに図-15, 16 に示す。

- ① それぞれの示方書で規定している基準耐荷力および許容応力度

- ② 厳密解析法による結果²¹⁾

- ③ これまでに得られた実験値 3), 16), 17), 3-41), 3-42), 3-47) のうちで、それぞれの示方書の規準を満足する供試体のもの。すなわち、道示では、 $R \leq 0.7 \times 1.2$, $\bar{W}_0 < b/150$, $\delta < L/1000$, DIN 4114 では $r \geq r^*$, $\bar{W}_0 < b/250$, $\delta < L/500$ を満足するもの。ただし、初期たわみの不明なものも一応図にプロットすることにした。図中の実験値の出典を表-6 に示す。

- ④ これらの実験値の平均線 S_1 と $(S_1 - 2\sigma)$ なる直線。ここで σ は標準偏差。

$(S_1 - 2\sigma)$ なる直線と本法による推定無限値曲線とを比較した場合、勾配 $|dS/dR|$ は $(S_1 - 2\sigma)$ の直線の方が若干急になっていることがわかる。これは、 $R < 0.6$ の領域にみられる $\bar{\sigma}_{gm}/\sigma_y^* > 1$ なる実験値に起因している。この種の補剛板では、極限状態付近で材料の一部がひずみ硬化域に入っているものと思われる。本法では、理想的な完全弾塑性材料を対象としているため、 $\bar{\sigma}_{gm}/\sigma_y^*$ はすべて 1 以下となっている。この点を考慮するならば、本法による極限強度の推定無限値曲線は、実

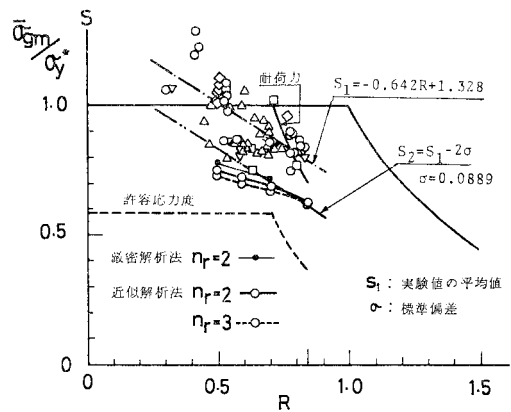


図-15 極限強度の推定下限値曲線 (道路橋示方書)

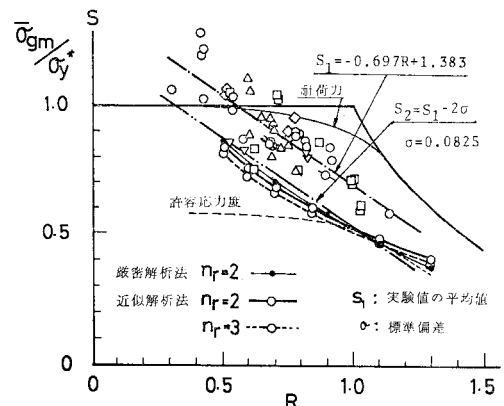


図-16 極限強度の推定下限値曲線 (DIN 4114)

表-6 実験値の記号

記号	実験者	文献
○	金子・井上・雨宮	16)
△	福本・宇佐美・岡本	3-41)
▽	藤原・原・雨宮	3-47)
□	長谷川・長浜・西野	3-42)
◇	阿部・阪本・寺田	17)
○	小松・牛尾・北田	3)

験値の下限値にきわめてよく適合しているといえる。

7. 他の近似計算法との対比

圧縮補剛板の極限強度を比較的容易に求めることができる以下の3つの近似計算法について、小松・牛尾・北田³⁾の実験値を用いて検討を加える。

- ① Murrayの方法²⁴⁾
- ② Horne-Narayananの方法³⁻⁴⁵⁾
- ③ IDWR³⁻⁴⁹⁾のPart II および Part III に示されている極限強度計算法

以上の近似計算法を用いた文献³⁾の供試体の極限強度を求め、それらの結果を表-4に示す。

Murray と Horne-Narayanan の方法は、比較的計算が簡単であるにもかかわらず、本法と同様ならばつきの少ない精度よい解を与えることがわかる。また IDWR の方法による解は、Part II および Part III と、実験値より 20% 程度低めであることがわかる。

本法と Murray ならびに Horne-Narayanan の方法を比較した場合、本法には以下のような特長がある。すなわち、彼らの方法に対しては多くの実験結果に基づいた補正が加えられているものと思われる。たとえば Murray の方法では文献からはいかに誘導されたか不明確な準理論的な有効幅曲線を用いている。また、Horne-Narayanan の方法でも、有効幅を求める際、板パネルの初期たわみに経験量(4x)を用いたり、Perry-Robertson 公式により有効補剛材の極限強度の計算を行う際、その公式中の初期たわみに関する経験量(η)に補正が加えられている。それに対して、本法では実験に基づく補正をまったく導入せず、あくまで理論的な立場のみからその定式化を行っている。したがって、実験では検証しにくい連続圧縮補剛板等のような実際的な場合に本法を適用しても、その信頼性は損なわれないものと思われる。

表-7 に有効幅の概念を用いた種々の近似解析法の特長を示す。本法では他の近似解析法に比較して、板パネルと補剛材の残留応力ならびに初期たわみおよび荷重の

表-7 種々の近似解析法の特長

解析法	YO	YAN	YF	KE	MU	HN1	HN2	KK
適用条件								
残留応力	板パネル	N	N	N	N	N	N	C
	補剛材	N	N	N	N	N	C	C
初期たわみ	板パネル	N	N	N	N	C	C	C
	補剛材	N	C	N	N	N	C	C
荷重の偏心	N	N	N	N	C	C	C	C
有効補剛材の解析	SR	PR	EPB	EB	PR	PR	EL	EPL
材料の適用範囲	SS41	A	A	A	A	A	A	A

C : Considered
 N : Not considered
 SR : 半理論式
 PR : Perry-Robertson公式
 EPB : 弾塑性座屈解析
 EB : 弾性座屈解析
 EL : 弾性有限変位解析
 EPL : 弾塑性有限変位解析
 A : すべての材料に適用可能

YO : 吉識(3-21)
 YAN : 吉識・秋田・長沢(3-22)
 YF : 吉識・藤田(3-23)
 KE : 川井・江川(3-24)
 MU : Murray(12)
 HN1 : Horne-Narayanan(3-45)
 HN2 : Horne-Narayanan(14)
 KK : 小松・北田(本法)

偏心などの初期不整がすべて考慮できる点に特長がある。

8. 極限強度の図式算定法

以下に述べる図式算定法は、実際的な連続補剛板モデルに対して、これまで述べてきたコンピューターを用いる極限強度計算法(以下、本簡易計算法という)を、卓上コンピューターを用いた手計算でも、容易に実行できるようにしたものであって、設計段階できわめて有効である。

(1) 計算法

本図式算定法の計算手続を図-17に示す。これまで述べてきた本簡易

計算法では、図-17の⑦の有効補剛材の極限強度 σ_{sm} を弾塑性有限変位理論に基づいてコンピューターで計算していた。しかし、一般の設計者がこの弾塑性有限変位解析を行うことは実際上きわめて複雑である。そこで、この σ_{sm} と式(34)で与える有効補剛材の無次元細長比 λ_e の関係を図-18に示すようにグラフ化し、補剛材の

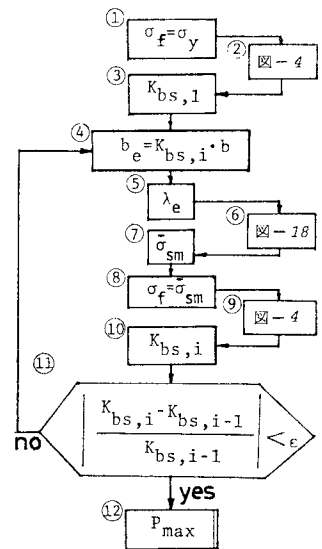


図-17 図式算定法の計算手続

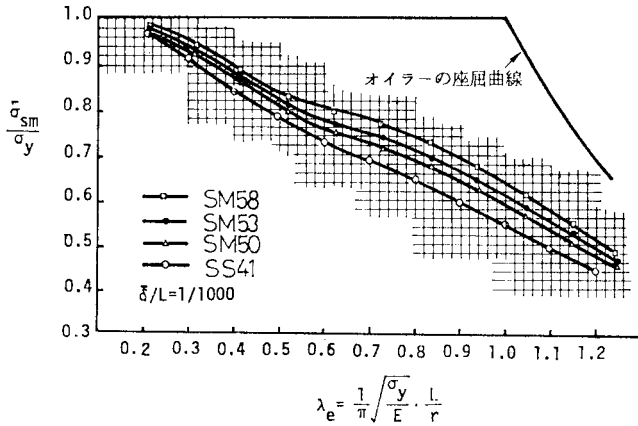


図-18 $\bar{\sigma}_{sm}/\sigma_y-\lambda_e$ 曲線

初期たわみ δ/L を $1/1000$ に固定し、補剛板の鋼種をパラメーターとして、 $\bar{\sigma}_{sm}/\sigma_y-\lambda_e$ 曲線から $\bar{\sigma}_{sm}$ を読み取るようにした。なお、残留応力度の大きさは、文献19) に示されている提案値を用いることにした。

$$\lambda_e = 1/\pi \cdot \sqrt{\sigma_y/E} \cdot \frac{L}{r} \dots\dots\dots(34)$$

r は有効補剛材の回転半径である。 $\bar{\sigma}_{sm}/\sigma_y-\lambda_e$ 曲線を描く際、補剛板の残留応力については、文献19) で提示されている実際的な諸量、すなわち表-1 の値を用い、4. のパターン化式に従ってその分布形を決定した。パラメーターとして、ほかに板パネルの幅厚比パラメーター R および補剛材の突出幅厚比 h_r/t_r が考えられる。 $R=0.7, 1.1$ および $h_r/t_r=7, 13$ についてそれぞれ $\bar{\sigma}_{sm}/\sigma_y-\lambda_e$ 曲線を求めたが有意な差は認められなかった。

また、図-19 に、 $\delta/L=1/1000$ の場合の本 $\bar{\sigma}_{sm}/\sigma_y-\lambda_e$ 曲線と、Schultz²²⁾ の曲線Ⅲおよび道示の基準耐荷力曲線とを比較して示す。Schultz の曲線Ⅲは、圧縮残留応力 $\sigma_r=0.4\cdot\sigma_y$ 、 $\delta/L=1/1000$ と仮定した T 形鋼の弱軸に関する耐荷力曲線であり、本文中で用いる有効補剛材断面に類似した T 形鋼にも適用可能な曲線である。本耐荷力曲線では、補剛板特有の残留応力分布を仮定しているため、 $0.4 < \lambda_e < 1.0$ の範囲では Schultz²²⁾ および道示の耐荷力よりも若干低めの耐荷力を与えることがわかる。また、 $\lambda_e < 0.4$ および $1.0 < \lambda_e$ なる範囲では、残留応力分布の相違による影響は少ないとみえ、本耐荷力曲線は、Schultz および道示の耐荷力曲線と類似している。

また、図-17 の ③、⑩ の有効幅係数 K_{bs} については、いままでどおり、周辺単純支持の圧縮板の極限強度曲線である図-4 の $K_{bs}-R_{eff}$ 曲線から読み取る。ただし、板パネルの初期たわみ \bar{W}_0 が道示の限界値 $b/150$ の場合は、文献2) より、 $K_{bs}-R_{eff}$ 曲線には次式を用いてよい。

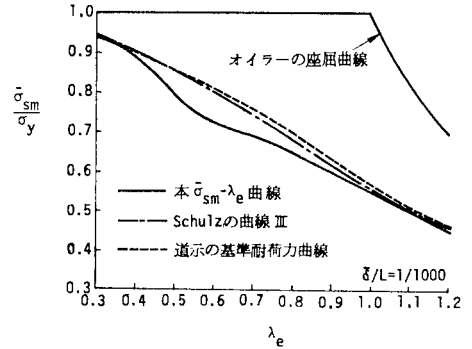


図-19 本 $\bar{\sigma}_{sm}/\sigma_y-\lambda_e$ 曲線と他の耐荷力曲線との比較

$$K_{bs} = 0.702 R_{eff}^3 - 1.640 R_{eff}^2 + 0.654 R_{eff} + 0.926 \quad (0.3 \leq R_{eff} \leq 1.3) \dots\dots(35)$$

(2) 精度の検証

表-1 の諸元を用い、縦横比 $\alpha_g=1$ 、 $R=0.3\sim 1.3$ 、 $n_r=2$ あるいは 3 、 $r=r_N$ 、 $r_R(=5\cdot r_N)$ あるいは r^* になるように設計した 28 体の連続圧縮板について、本簡易計算法と図式算定法による結果を対比して表-8 に示す。本簡易計算法に対する図式算定法による誤差は、ほぼ $\pm 4\%$ 以内に収まっていることがわかる。また、表-3 の ④、③ および ⑤ 列には、厳密解析法と図式算定法による結果を対比している。厳密解析法に対する誤差の傾向は、本簡易計算法の場合と大差ないことがわかる。以上のことより、本図式算定法の有用性が示されたものと思われる。

(3) 計算例

表-8 の $R=0.5$ で $n_r=2$ の道示の補剛板を計算例

表-8 本簡易計算法と本図式算定法との比較

補剛材本数 設計に 用いた 示方書	R	$n_r=3$			$n_r=2$				
		① $\bar{\sigma}_{gm}/\sigma_y$	② $\bar{\sigma}_{gm}/\sigma_y$	誤差 (%)	① $\bar{\sigma}_{gm}/\sigma_y$	② $\bar{\sigma}_{gm}/\sigma_y$	誤差 (%)		
道示 (1973)	0.5	0.72	0.72	0	0.74	0.74	0		
	0.6	0.69	0.70	1.4	0.71	0.72	1.4		
	0.7	0.66	0.66	0	0.68	0.68	0		
	0.84	0.61	0.62	1.6	0.62	0.63	1.6		
DIN 4114 (1973)	0.5	0.81	0.80	-1.3	0.84	0.81	-3.6		
	0.6	0.72	0.73	1.4	0.75	0.75	0		
	0.7	0.66	0.67	1.5	0.68	0.68	0		
	0.84	0.58	0.60	3.4	0.60	0.61	1.6		
	1.1	0.47	0.47	0	0.48	0.48	0		
鉄道標準 (1975)	1.3	0.39	0.39	0	0.40	0.41	2.5		
	0.5	0.88	0.88	0	0.86	0.88	2.3		
	0.6	0.84	0.84	0	0.85	0.84	-1.2		
	0.7	0.81	0.80	-1.2	0.81	0.80	-1.2		
	0.84	0.75	0.75	0	0.75	0.75	0		
① 本簡易計算法		平均		0.5	② 本図式算定法		平均		0.2
		標準偏差		1.2			標準偏差		1.5

① 本簡易計算法
② 本図式算定法

$\alpha_g=1$

に用いる。その補剛材寸法は $h_r=10.74$ cm, $t_r=0.83$ cm である。

$$\text{まず, } R=0.5 \xrightarrow{\textcircled{2}} K_{bs,1}=0.93$$

$$\text{反復 1: } b_e=44.6 \text{ cm, } \lambda_e=0.70 \xrightarrow{\textcircled{6}} \bar{\sigma}_{sm}=0.69$$

$$R=0.42 \xrightarrow{\textcircled{9}} K_{bs,2}=0.96$$

$$\text{反復 2: } b_e=46.1 \text{ cm, } \lambda_e=0.71 \xrightarrow{\textcircled{6}} \bar{\sigma}_{sm}=0.69$$

$$R=0.42 \xrightarrow{\textcircled{9}} K_{bs,3}=0.96$$

$K_{bs,3}=K_{bs,2}$ となり、反復計算を終る。ここに、番号②、⑥ および ⑨ は、図-17 の番号にそれぞれ対応する。

補剛板全体の極限強度 $\bar{\sigma}_{gm}$ は、式 (12) を用いて、

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{gm} = & \{2 \times 0.685 \times 2400 \times (46.1 \times 1.7 + 10.74 \\ & \times 0.83) + 0.93 \times 2400 \times 48 \times 1.7\} / \\ & \{144 \times 1.7 + 2 \times 10.74 \times 0.83\} \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_{gm}/\sigma_y = 0.74$$

以上で図式算定法を終る。

9. 結 論

本論文で得られた結論をまとめると次のとおりである。

(1) 箱桁橋の圧縮フランジ等の比較的縦横比 α_g が小さく、かつ、初期たわみと残留応力を同時に有する圧縮補剛板の極限強度を近似的に求める計算法を提示した。

(2) 実際の現象をより忠実に追跡できる連続補剛板モデルを考え、解析では、一般によく用いられる単一補剛板モデルとこのモデルの両方について取り扱った。

(3) 厳密解に対する本法の誤差は、縦横比 α_g が増大するにつれて大きくなる。しかし、箱桁橋の圧縮フランジで用いられる補剛板の α_g は特殊の場合を除き、ほとんど 1.0 以下であり、この程度であれば、本法による誤差は 8% 以下に収まり、しかも安全側である。したがって本法は近似解析法として十分有用であるものと考えられる。

(4) 幅厚比パラメーター $R \leq 1.0$ なる領域の補剛板では、本法による解は厳密解に比して若干安全側の精度のよい値となる。

(5) $R > 1.0$ なる領域の補剛板では、厳密解に比して、わずかに危険側の値となる。しかも、実橋には、この領域の補剛板はほとんど存在せず、これはあまり問題とならない。

(6) 種々の実験値と比較して、本計算値の誤差は、ほぼ +5% ~ -10% の範囲内に入り、ばらつきも小さいことから本法の有用性が立証された。

(7) 道路橋示方書および DIN 4114 で設計した連続

補剛板の極限強度の推定下限値曲線 ($\bar{\sigma}_{gm}/\sigma_y$ - R 曲線) を提示し、それらが、種々の実験値の下限値によく適合していることを示した。

(8) Murray, Horne-Narayanan の方法も本法同様、ばらつきの少ない精度のよい解が得られることがわかった。

(9) 英国の IDWR の Part II および Part III に示されている方法によって求めた設計強度は、20% 程度安全側の値を与えることがわかった。

(10) 卓上計算機を用いた手計算でも本法の実行が可能な図式算定法を提示し、その有用性を示した。

10. あとがき

本論文の作成にあたり、当時大阪大学大学院学生の竹谷栄一氏（現在、日本道路公団）にご協力いただいたことを付記し、ここに感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 小松定夫・北田俊行・宮崎清司：残留応力および初期たわみを有する圧縮板の弾塑性解析，土木学会論文報告集，第244号，pp. 1~14，1975年12月。
- 2) 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，第270号，pp. 1~14，1978年2月。
- 3) 小松定夫・牛尾正之・北田俊行：補剛材を有する圧縮板の極限強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第255号，pp. 47~61，1976年11月。
- 4) 宇佐美 勉・福本晴士：圧縮力と曲げモーメントを受ける補剛材つき板の座屈強度と設計，土木学会論文報告集，第247号，pp. 35~49，1976年3月。
- 5) Timoshenko, S.: Über die Stabilität versteifter Platten, Eisenbau, Bd. 12, S. 147~163, 1921.
- 6) Johnston, B.G.: Structural research council, Guide to stability design criteria for metal structures, 3rd Ed., John Wiley & Sons, pp. 559~569, 1976.
- 7) 吉田宏一郎：帯板要素による平板構造の座屈解析，日本造船学会論文集，第130号，pp. 161~171，昭和46年。
- 8) Falconer, B.H. and J.C. Chapman: Compressive buckling of stiffened plates, The Engineer, No. 1, pp. 789~791, June 5, 1953, No. 2, June 12, pp. 822~825, June 12, 1953.
- 9) Skaloud, M.: Post-buckled behaviour of stiffened webs, Academia Nakladatelstvi Ceskoslovenske Akademie VED, Prague 1970.
- 10) Maguoi, R. et Ch. Mossnonnet: Théorie non-linéaire de la résistance postcritique des grandes poutres en caisson radies, Mémoires de l'AIPC, Vol. 31-II, pp. 91~139, 1971.
- 11) Maquoi, R.: Design of large stiffened box girders, マソネ教授東京セミナーテキスト，pp. 312~368，昭和49年3月22日~27日。
- 12) Murray, N.W.: Analysis and Design of stiffened plates for collapse load, The Structural Engineer, Vol. 53, No. 3, pp. 153~158, March, 1975.
- 13) 文献3)の中の文献45)に対する Discussion, Proc, Instn Civ. Engrs., Part 2, 61, pp. 453~474, June,

- 1976.
- 14) Horne, M.R. and R. Narayanan : Strength of axially loaded stiffened panels, Publication of IABSE, Vol. 36- I, pp. 125~157, 1976.
 - 15) Little, G.H. : Stiffened steel compression panels-theoretical failure analysis, The Structural Engineer, No. 12, Vol. 54, pp. 489~500, Dec., 1976.
 - 16) 金子忠男・井上啓一・雨宮栄一郎：補剛された板の圧縮耐荷力に関する実験的研究（第2報），土木学会第31回年次学術講演会講演概要集，I-146，1976年10月。
 - 17) 阪本謙二・阿部英彦・寺田博昌：補剛材つき板の座屈に関する研究，土木学会第31回年次学術講演会講演概要集，I-130，1976年10月。
 - 18) 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，第278号，pp. 39~52，1978年10月。
 - 19) 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，第265号，pp. 25~35，1977年5月。
 - 20) 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，第296号，pp. 1~12，1980年4月。
 - 21) 小松定夫・北田俊行・奈良 敬：縦リブで補剛された連続圧縮板の極限強度曲線，土木学会第33回年次学術講演会講演概要集，I-312，昭和53年9月。
 - 22) Schultz, H.G. : Die Traglastberechnung von planmäßig mittig belasten Drückstäben aus Baustahl unter Berücksichtigung von geometrischen und strukturellen Imperfektivnen, Dissertation, T.H. Graz, Juni, 1968.
(1978.10.5・受付)
-