

縦補剛材で補剛された連続圧縮板の極限強度の評価法

EVALUATION OF ULTIMATE STRENGTH OF LONGITUDINALLY STIFFENED
CONTINUOUS PLATES UNDER UNIAXIAL COMPRESSION

奈良 敬*

By Satoshi NARA

This paper consists in evaluating ultimate strength of longitudinally stiffened continuous plates under uniaxial compression in steel box girder bridges. The present method uses not only the ultimate strength curve of columns but also a model of the stiffened plates, which author calls the multi-stiffener model, with a longitudinal stiffener and plate panel in full width between longitudinal stiffeners. Making use of the method, ultimate strength of the stiffened plates with large flexural rigidity of stiffeners is able to be evaluated precisely. Moreover, the ultimate strength based on the proposed formula has made comparison with that of experimental studies. Finally, on the basis of the numerous experimental data with reliability and precise analytical results of the stiffened plate with initial imperfections, a mean value curve of the ultimate strength is proposed.

1. 緒言

わが国における座屈設計法については、土木学会鋼構造委員会のもとに設置された「座屈設計のガイドライン」作成小委員会（委員長 福本嘯士 大阪大学教授）において、極めて多岐にわたり最新の情報がまとめられた。その成果は、「座屈設計ガイドライン¹⁾」として土木学会より出版された。

しかし、この分野におけるわが国の研究活動は、最近の多数の長大橋梁の架設ならびに建設計画と相まって、日進月歩の状態にある。現在、同委員会終局強度研究小委員会部材強度分科会（主査 福本嘯士 大阪大学教授）ではその後の最新の研究成果を取り入れるべく作業が行われている。

一方、欧州ではE C C Sが中心となってまとめた Eurocode 3 Part 1 の最終草案²⁾が昨年に提出された。橋梁を対象とした Part 2 については委員会構成が終了し、作業が始まろうとしている。また、昨年9月にはE C C S第8技術委員会の技術作業グループ8. 3（議長 Dubas スイスE T H教授）により、縦補剛材で補剛された腹板および圧縮フランジの設計のための勧告³⁾が公表された。これらの特徴は、断面決定に携わる設計技術者の自由度が大きいことにある。

道路橋示方書（以下「道示」と呼ぶ）に基づいた圧縮補剛板の設計における大きな制約としては、次の2つを挙げることができる。

a) 弾性座屈理論により導かれる必要剛比規定。

b) 必要剛比以上の剛比 η をもつ補剛材で補剛された場合の強度上昇効果の無視。

a)については、圧縮補剛板の耐荷力曲線を圧縮板のそれよりも、幅厚比パラメータ R が $0.5 < R < 1.0$ の範囲において低下させることで対処しているため、必要剛比についての吟味が成されていない。b)については、断面が不足する場合に補剛板の板厚を大きくすることしかできず、設計の自由度を制限し、合理的設計の実現を困難にしている。

* 工博 岐阜大学助教授 工学部土木工学科

(〒501-11 岐阜市柳戸 1-1)

道示に規定される必要剛比 γ_N に等しい縦補剛材で補剛された圧縮板については、数多くのパラメトリック解析が実施された⁴⁾ほか、初期たわみを統計量として確率論的に耐荷力評価を行った結果が既に報告されている⁵⁾。文献5)で提示された非超過確率5%点に相当する極限強度曲線と、建設省土木研究所で実施された実験結果⁶⁾を図-1に示す。図中、縦軸は極限強度の指標で、極限圧縮荷重 N_u を降伏荷重 N_Y で無次元表示したものである。実線で示された極限強度曲線は必要剛比 γ_N に等しい縦補剛材3本以上で補剛された圧縮板のものである。これより、非超過確率5%点が実験値の下限を捉えていることがわかる。しかしながら、実験データで示される極限強度は、幅厚比パラメータだけではなく、初期不整等の統計的にばらつくパラメータはもとより、縦補剛材の剛比に大きく影響を受ける。

このような現状を踏まえて、a)に対応して、極限強度に基づいた最小剛比の考え方を既に示した⁷⁾。b)に対しては、縦補剛材を強度部材と見なし、極限強度の立場から圧縮補剛板の極限強度評価法を提示することが重要である。

本研究は、従来の一連の研究成果を取りまとめ、極限強度に基づいた圧縮補剛板の耐荷力評価法を提案すると共に、その評価式を提示するものである。評価法の提案にあたっては、精度の良い評価式を提示するために、次のことに留意して研究を進めた。

- ① 極限強度のデータから極限強度に影響を与える圧縮補剛板の種々のパラメータを網羅する。そのためには、断面寸法など確定論的に扱えるものと、初期不整など統計的に処理しなければならないものと、パラメータを分類する必要がある。
- ② 確定論的に扱えるパラメータの影響を考慮した極限強度の評価法について考察する。この場合、初期不整など統計的に処理しなければならないパラメータの大きさを制御できる解析データの利用が有効である。この結果、評価法の精度が検証されることになる。
- ③ 統計的に処理しなければならないパラメータの影響を受ける実験データや初期不整の実測データを利用して、確率論に基づいた評価式を提示する。

図-2に極限強度の評価法の流れ図を示す。また、図中に上述の留意点の該当箇所ならびに本文の節番号を示した。

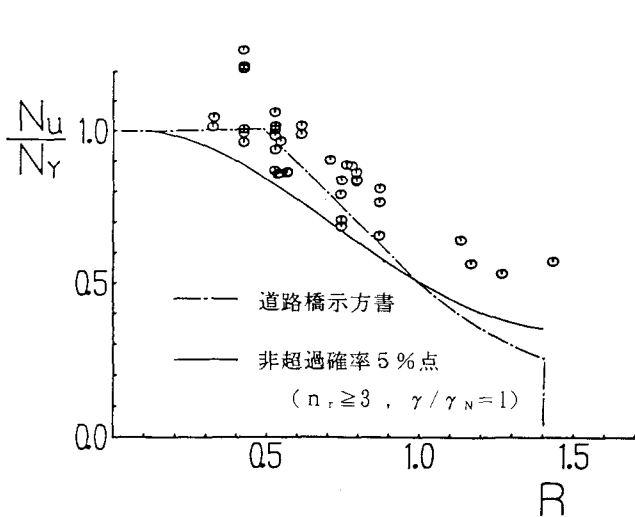


図-1 実験結果と解析データの非超過確率5%点

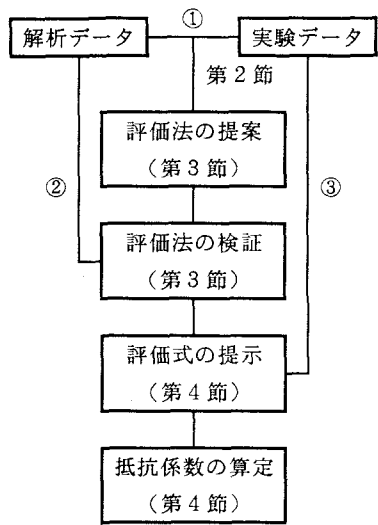


図-2 極限強度の評価法提案の流れ図

2. 圧縮補剛板の極限強度に関する考察

(1) 極限強度のデータ

極限強度の評価法の構築に利用した解析データは、図-3に示すように、多くの縦補剛材を有する無限連続補剛板モデル（以下「多リブモデル」と呼ぶ）を用いて、有限要素法に基づく弾塑性有限変位解析法により得られたものである^{4), 5)}。解析法の精度の検証については文献8)を参照されたい。表-1に解析データに関する補剛板のパラメータの範囲を示す。この表に示した圧縮補剛板のパラメータの範囲が、後述する評価法の適用範囲に相当するものである。一方、実験データについては、過去にわが国で実施された研究例⁹⁻¹⁴⁾から収集した。

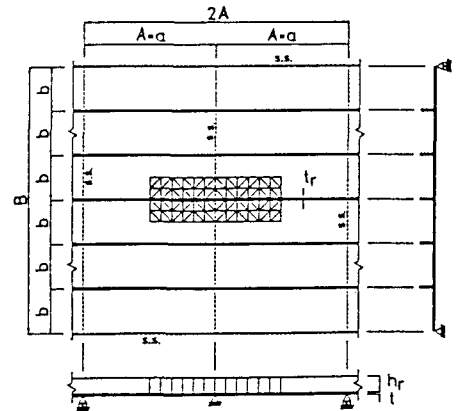


図-3 圧縮補剛板の解析モデル

(2) 極限強度の評価法に関する考察

表-1 解析モデルのパラメータ

サブパネル	幅厚比パラメータ	$0.3 \leq R \leq 1.3$
	縦 横 比	$3 \leq \alpha \leq 9$
縦補剛材	剛比パラメータ	$1 \leq \gamma / \gamma_N \leq 10$
	補剛材本数	$n_r \geq 3$
初期不整	残留応力	実測値
	初期たわみ	実測値、道示許容値

箱桁橋の圧縮フランジのように縦補剛材本数の比較的多い補剛板の極限強度を、できるだけ簡単な方法を用いて評価するには、細長比パラメータを利用して柱として評価する方法が有効である。ここでは、このことに着目し、解析データを用いて次の2つの評価法について考察を試みた。

a) 板パネルの有効幅を考慮した細長比パラメータ λ_e を用いる方法

縦補剛材と縦補剛材間の板パネルから成る多リブモデルにおいて、有効幅の概念により板パネルの有効幅部分と縦補剛材から成る断面の細長比パラメータ λ_e を計算し、極限強度 N_u/N_Y との関係を調べた。ただし、

$$\lambda_e = \sqrt{(\sigma_Y / \sigma_{cr})} = \sqrt{(\sigma_Y / E) \cdot l / \pi r} \quad (1)$$

l : 横補剛材間隔 (= a)、 E : ヤング係数、

r : 断面2次半径 (= $\sqrt{I_c / A_c}$)、

σ_Y : 公称降伏応力度、

$$I_c = (h_r^3 t_r - b_e t^3) / 3 - e^2 A_c$$

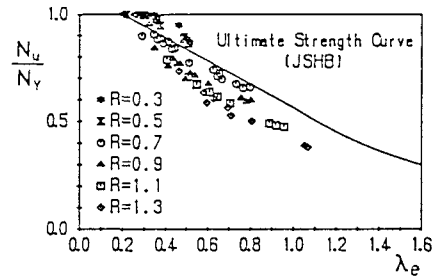
$$A_c = b_e t + h_r t_r \quad (2)$$

$$e = (h_r^2 t_r - b_e t^2) / 2A_c$$

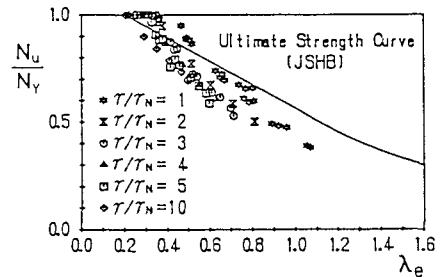
有効幅 b_e は圧縮板の極限強度の下限值曲線を用いて次式で表される。

$$b_e = \begin{cases} b & , R \leq 0.453 \\ b (0.453 / R)^{0.495} & , R > 0.453 \end{cases} \quad (3)$$

ここに、 ν : ポアソン比、 k : 座屈係数 (=4) とすれば、



(a) 有効幅を考慮した細長比パラメータ、幅厚比パラメータと極限強度



(b) 有効幅を考慮した細長比パラメータ、剛比パラメータと極限強度

図-4 極限強度と細長比パラメータ

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y 12 (1 - \nu^2)}{E \pi^2 k}} \quad (4)$$

これより、多リブモデルの極限強度と λ の関係性を調べた結果を、 R および γ/γ_N 別に図-4(a)および(b)に示す。図中の実線は道路橋示方書の柱の基準強度曲線である。この曲線は通常の柱の細長比パラメータを用いて、後述の式(9)で表される。両図より、 R および γ/γ_N が大きい程極限強度は高く評価されることがわかる。

b) 板パネルの有効幅を無視した細長比パラメータ λ を用いる方法

式(3)において $b_e = b$ として式(1)より計算した細長比パラメータが λ である。極限強度と λ の関係を図-4(c)および(d)に示す。これらの図より、極限強度に与える R および γ/γ_N の影響が、 λ の場合に比較して小さくなっていることがわかる。これは、 λ より λ を用いた方が r が小さくなるためであるが、基本的には板パネルの局部座屈の取り扱い方による差異である。有効幅により局部座屈を考慮して λ 。だけで耐力力曲線を表現する方法では、局部座屈の影響が顕著となる R および γ/γ_N が大きい場合には危険側の評価となる。

(3) まとめ

極限強度の評価法の考察において、次の事柄がわかった。

- i) 板パネルの有効幅を考慮した細長比パラメータ λ を用いても、局部座屈の影響が顕著となる R および γ/γ_N が大きい場合と、そうでない場合とで、極限強度に大きな差が認められる。
- ii) 板パネルの有効幅を無視した細長比パラメータ λ を用いると、局部座屈の影響が顕著となる R および γ/γ_N が大きい場合と、そうでない場合とで、極限強度にそれほど大きな差が認められないものの、柱の基準強度曲線とは λ の大きい領域で大きく異なる。

以上より、むしろ λ を用いて、柱の耐力力曲線からの強度低下を示す局部座屈の影響を評価するパラメータを導入した方が良いと考えられる。

3. 圧縮補剛板の極限強度の評価法の提案

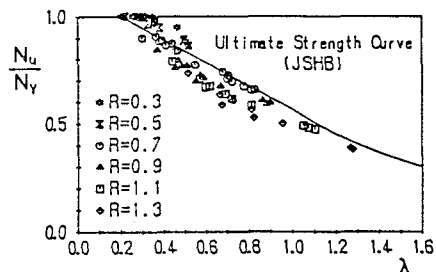
(1) 耐力力評価法の提案

極限強度の評価法の考察において明らかになった事柄を踏まえて、多リブモデルを用いて弾塑性有限変位解析を実施した結果を式(5)で表される細長比パラメータで整理する。

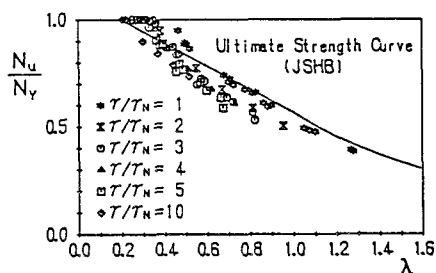
$$\bar{\lambda} = \eta \cdot l / \pi \cdot \sqrt{(\sigma_Y / E)} \cdot a / r \quad (5)$$

$$\eta = l / \sqrt{(\sigma_u / \sigma_Y)_{plate}} \quad (6)$$

$$(\sigma_u / \sigma_Y)_{plate} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.453) \\ (0.453 / R)^{0.495} & (R > 0.453) \end{cases} \quad (7)$$



(c) 有効幅を無視した細長比パラメータ、幅厚比パラメータと極限強度



(d) 有効幅を無視した細長比パラメータ、剛比パラメータと極限強度

図-4 極限強度と細長比パラメータ

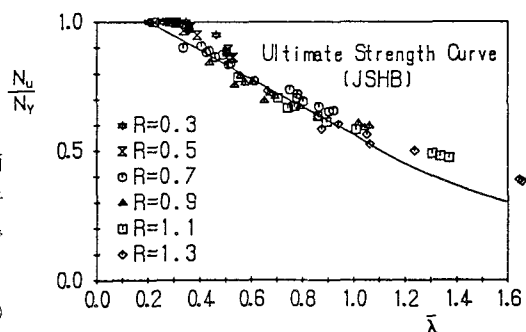


図-5 新しく導入した細長比パラメータ、幅厚比パラメータと極限強度

ここに、 a ：横補剛材間隔、 r ：多リブモデルの断面2次半径である。

式(7)は、文献15)に基づく圧縮板(最大初期たわみ量 $b/150$ 、残留圧縮応力度 $-0.4\sigma_Y$)の極限強度曲線である。係数 η によって板パネルの幅厚比パラメータを細長比パラメータに反映させ、板パネルの局部座屈を考慮している。以上より求めた細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ と極限強度の関係をそれぞれ γ/γ_N および R 別に整理して図-5および図-6に示す。これより、各種パラメータを変化させた解析結果は、ほぼ同一曲線上にのることがわかる。図中の実線は、道示による柱の耐力曲線であるが、この曲線は $\bar{\lambda}$ の大きい領域でやや安全側の評価をしている

ものの、極限強度に支配的影響を与える γ/γ_N および R の区別なく解析結果のほぼ平均値を与えていることがわかる。したがって、SS41の補剛板に対しての極限強度はこの曲線を用いて評価できる。また、鋼種のグレードが上がると、降伏応力度に対して残留応力度の入る割合がSS41に比べて小さくなり、極限強度が上昇する¹⁾。その影響を考慮するために、鋼種をSS41からSM58まで変化させた数値計算結果を用いて、式(8)で表わされるような鋼種の影響を評価できる細長比パラメータ $\bar{\lambda}^*$ を導入した。すなわち、多リブモデルの極限強度曲線を式(9)とした。そして、補剛板の極限圧縮荷重 $\tilde{N}_u$ を式(10)より計算する。ここで、 A_T は多リブモデルの断面積、 b は板パネル幅、 t は板パネル厚、 n_r は縦補剛材本数を表す。

$$\bar{\lambda}^* = (2400/\sigma_Y)^{0.2} \cdot \bar{\lambda} \quad (8)$$

$$\sigma_u/\sigma_Y = \begin{cases} 1.0 & (\bar{\lambda}^* \leq 0.2) \\ 1.109 - 0.545\bar{\lambda}^* & (0.2 < \bar{\lambda}^* \leq 1.0) \\ 1.0/(0.773 + \bar{\lambda}^{*2}) & (1.0 < \bar{\lambda}^*) \end{cases} \quad (9)$$

$$\tilde{N}_u = [(\sigma_u/\sigma_Y) \cdot n_r \cdot A_T + b \cdot t \cdot (\sigma_u/\sigma_Y)_{plate}] \cdot \sigma_Y \quad (10)$$

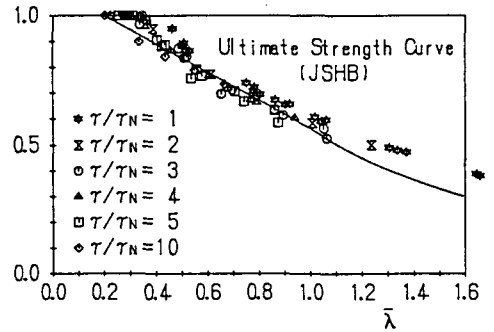
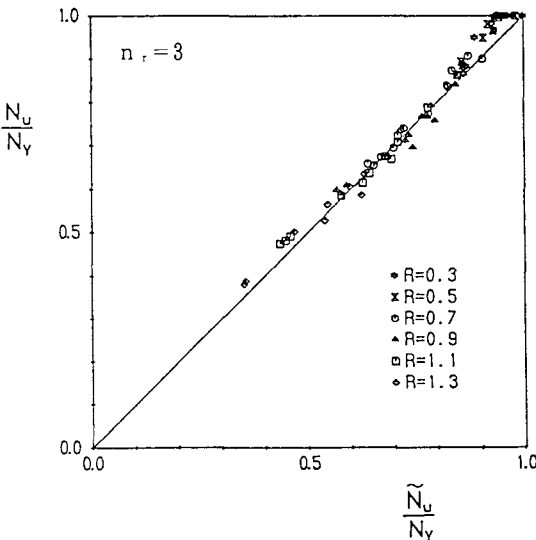
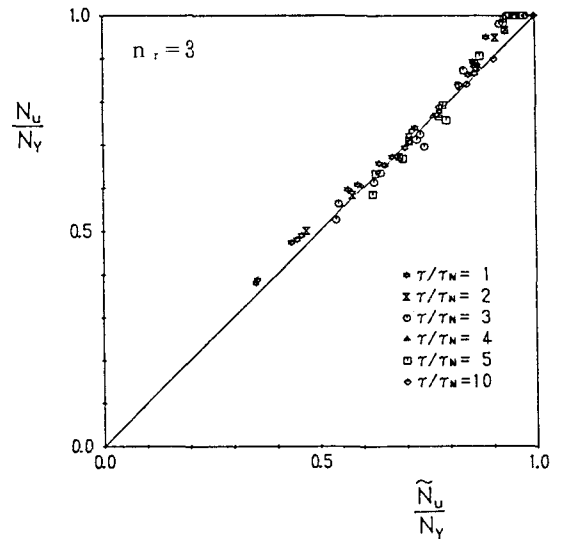


図-6 新しく導入した細長比パラメータ、剛比パラメータと極限強度



(a) 幅厚比パラメータによる分類



(b) 剛比パラメータによる分類

図-7 推定値と解析結果との比較

(2) 解析結果との比較

ここでは、上述した極限強度の評価法の精度を検証する。本評価法は、初期不整として、残留圧縮応力度 $\sigma_{rc} = -0.3\sigma_Y$ 、補剛材の初期たわみ $a/1000$ 、板パネルの初期たわみ $b/150$ を想定したものである。したがって、検証に用いた解析データとしては、同等の初期不整を有しかつ γ/γ_N および R を広範に変化させた数値計算例⁷⁾を採用した。式(10)で計算される極限強度の推定値と解析結果の比較を図-7に示す。幅厚比パラメータ R および縦補剛材剛比パラメータ γ/γ_N の値にかかわらず、本評価法が弾塑性有限変位解析結果に基づく極限強度を精度良く推定していることがわかる。

(3) 実験結果との比較

純圧縮を受ける補剛板については今まで多くの実験が行われているが、ここでは文献9)より11例、文献14)より6例を選んだ。ただし、実験値は補剛材本数 $n_r = 3, 4$ の場合だけである。これらの実験結果を、式(9)で与えられる曲線とともに図-8に示す。実験結果が少ないので一概には言えないが、この曲線は、実験結果に対してほぼ下限値を与えていることが伺える。実験データが統計的にばらつくパラメータの影響を受けることを考えると、本評価法が精度よく極限強度を予測していると認められる。

4. 圧縮補剛板の極限強度の平均値

前節では、下限値に基づき圧縮補剛板の極限強度の評価法の妥当性を検証した。ここでは、前節の評価法を用いて、限界状態設計法に利用される極限強度の平均値の評価式を提示する。

(1) 極限強度の平均値評価式の提案

これまでに提供してきた圧縮補剛板の極限強度の解析データ^{4), 5), 16)}は、剛比パラメータを $\gamma/\gamma_N = 1$ に固定し、初期不整が極限強度に与える影響を統計学的にあきらかにしたものである。また、幅厚比パラメータ R のみならず剛比パラメータを $1 \leq \gamma/\gamma_N \leq 10$ に変化させた理論的研究⁷⁾では初期不整が固定されている。したがって、極限強度に影響を与える多くのパラメータを持つ圧縮補剛板では、解析的に極限強度のデータを収集することは得策ではない。そこで、わが国で実施されてきた圧縮補剛板の破壊実験129例について統計処理を行い、その極限強度の平均値について考察した。その結果を、前節で提案した評価法におけるパラメータ $\bar{\lambda}^*$ で整理して、図-9に示す。この結果、式(7)および式(9)のかわりに次式に示す評価式で極限強度の平均値を推定できることがわかった。

$$(\sigma_u/\sigma_Y)_{\text{average}} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.7) \\ (0.7/R)^{0.86} & (R > 0.7) \end{cases} \quad (11)$$

$$\sigma_u/\sigma_Y = \begin{cases} 1.0 & (\bar{\lambda}^* \leq 0.2) \\ \{S - \sqrt{(S - 4\bar{\lambda}^{*2})}\} / 2\bar{\lambda}^{*2} & (\bar{\lambda}^* > 0.2) \end{cases} \quad (12)$$

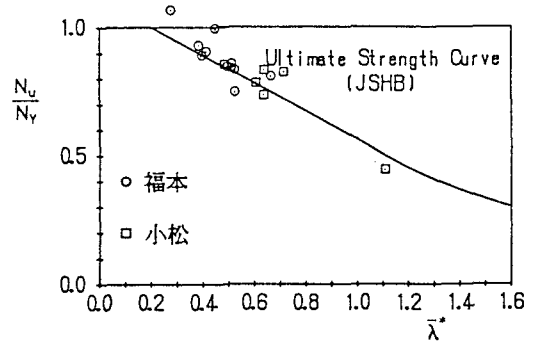


図-8 推定値と実験結果との比較

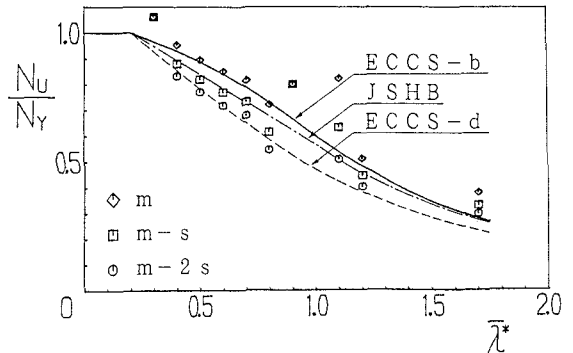


図-9 実験結果に基づく極限強度の平均値

ここに、 $S = 1 + C_{ECCS}(\bar{\lambda}^* - 0.2) + \bar{\lambda}^{*2}$ 、 $C_{ECCS} = 0.339$ である。式(11)は圧縮板の極限強度の平均値曲線¹⁷⁾を示す。式(12)は、図中に実線で示されるように、柱の耐荷力曲線であるECCS-b曲線である。また、極限強度の平均値から標準偏差の1.65倍を引く($m - 1.65s$)曲線は図中に破線で表されるECCS-d曲線と与えられることもわかった。このときは、 $C_{ECCS} = 0.756$ である。

(2) 実験結果との比較

幅厚比パラメータおよび剛比パラメータを区別して、圧縮補剛板の極限強度の平均値の推定値と実験値を比較した結果を図-10に示す。解析データと比較した図-7に比較して、初期不整等の制御が困難なパラメータの影響により、ばらつきが観測される。そのばらつきは幅厚比パラメータおよび剛比パラメータの値に無関係であると考えて差し支えないことが認められる。

(3) 抵抗係数の試算

文献18)に従えば、抵抗係数 ϕ は次式で表される。

$$\phi = \phi_1 (1 - k_R V_R) M_m \cdot F_m \cdot P_m \quad (13)$$

$$\text{ここに、} V_R = \sqrt{(V_M^2 + V_F^2 + V_P^2)} \quad (14)$$

$$\phi_1 = 1.0, k_R = 1.65, M_m = 1.15, F_m = 1.00,$$

$$V_M = 0.11, V_F = 0.05$$

また、 P_m と V_P については、式(11)および式(12)を用いて計

算される推定値と129例の実験データより得られた値、 $P_m =$

1.023、 $V_P = 0.1442$ を用いた。その結果、 $\phi = 0.811$ となった。

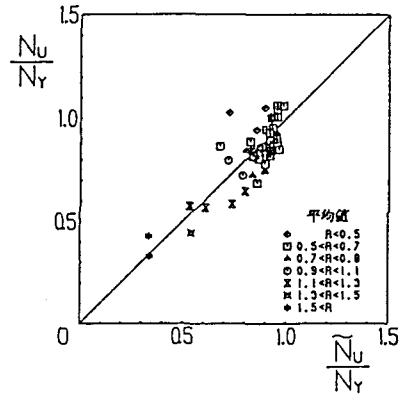
5. 結言

本研究は縦補剛材のみで等間隔に補剛された連続圧縮板を対象として実施されたものである。本研究により得られた成果を列挙すれば次の通りである。

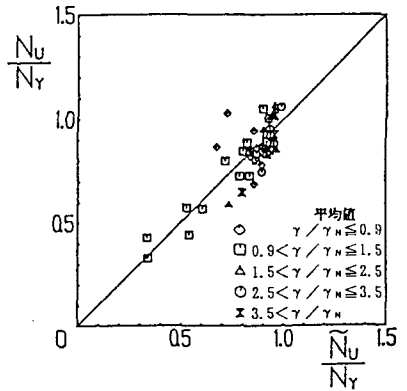
- 圧縮補剛板を対象とした弾塑性有限変位解析により得られた極限強度のデータに基づき、極限強度に支配的影響を与えるパラメータの実用的な範囲で、精度の高い極限強度の評価法を提案した。
- 提案した極限強度の評価法と、過去に実施された多くの実験データから、極限強度の平均値を推定する評価式を提示した。
- 限界状態設計法の推進にあたり、抵抗強度の安全性の指標である抵抗係数を算定した。

謝辞

本研究をまとめるにあたり、昭和62年から平成元年度にわたり文部省科学研究費補助金総合研究A（研究代表者 福本晴士 大阪大学教授）の補助を受けた。また、当時大阪大学大学院生の松永康男氏（現在運輸省）には解析データの収集と整理、ならびに岐阜大学工学部4年生の村松正義氏（現在トピー工業）には実験データの収集に協力して頂いた。さらに、当時の建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室 藤原 稔 室長には補剛板の実験データを提供して頂いた。ここに、深甚の謝意を表します。



(a) 幅厚比パラメータによる分類



(b) 剛比パラメータによる分類

図-10 推定値と実験結果との比較

参 考 文 献

- 1) 土木学会編：座屈設計ガイドライン，土木学会，昭和62年10月。
- 2) Eurocode 3 Editorial Group : Design of Steel Structures, Eurocode No.3, Part 1 - General Rules and Rules for Buildings, Edited Draft, April, 1990.
- 3) ECCS - Technical Committee 8 - Structural Stability Technical Working Group 8.3 - Plated Structures, Recommendations for the Design of Longitudinally Stiffened Webs and of Stiffened Compression Flanges, July, 1990.
- 4) 奈良 敬・小松定夫・北田俊行：連続補剛板の極限圧縮強度特性に関する研究，土木学会論文集，第392号／I-9，pp.273-280，1988年 4月。
- 5) 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，第392号／I-9，pp.289-296，1988年 4月。
- 6) 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室：補剛板の限界状態，土木研究所資料，第1779号，昭和57年 2月。
- 7) 奈良 敬・小松定夫・安松敏雄・池田博之：圧縮補剛板の縦補剛材剛比に関する研究，構造工学論文集，Vol.34A，pp.215-210，1988年 3月。
- 8) Komatsu, S., Nara, S. and Kitada, T. : Elasto-Plastic Analysis of Orthogonally Stiffened Plates with Initial Imperfections under Uniaxial Compression, Computers & Structures, Vol.11, No.5, pp.429-437, 1980.
- 9) Fukumoto, Y., T.Usami and Y.Okamoto, "Ultimate Compressive Strength of Stiffened Plates," The ASCE Speciality Conference on Metal Bridge, St.Louis, November 12-13, 1974.
- 10) 長谷川彰夫，長浜正孝，西野文雄：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，1975年 4月。
- 11) 藤原 稔，原 道彦，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，土木学会第30回年次学術講演会概要集，1975年10月。
- 12) 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。
- 13) 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。
- 14) 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。
- 15) 奈良 敬・津田 真・福本秀士：面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の評価法に関する研究，土木学会論文集，第 392号／I-9，pp.259-264，1988年 4月。
- 16) Komatsu, S. and Nara, S., "Statistical Study on Steel Plate Members", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.109, No.4, Apr., 1983, pp.977-992.
- 17) Nara, S. and Fukumoto, Y., "Étude statistique de la résistance ultime des plaques en acier sollicitées dans leur plan", Construction Métallique, No.3, 1991, pp.15-24.
- 18) 東海鋼構造研究グループ：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, pp.33-41／No.12, pp.38-44，1980年。

(1991年 9 月30日受付)