

桑野忠生 共著
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荷力に関する一考察”への討議

(土木学会論文集, 第368号/I-5 1986年4月掲載)

▶ 討議者 (Discussion)

吉浪 康行 (復建調査設計)・大村 裕 (広島大学)

By Yasuyuki YOSINAMI and Hiroshi OHMURA

著者は補剛板の耐荷力を局部座屈と全体座屈の連成強度として評価し、最終的には式(18)をその提案式とされている。しかしながら、これを過去の実験データと比較するとかなり安全側の評価となっており、この点を中心に若干の討議をさせていただく。

1) Fig. A は国内で行われた約200体の補剛板の実験データのうち、周辺単純支持一様圧縮で $R_r = R_f$ ($\gamma = \gamma_0$) を満足する補剛板の実験結果について整理したものである²³⁾。実験結果の下限値は、平均値曲線から標準偏差を差し引いて得られる(M-S)曲線によりほぼカバーされていると思われるが、式(18)はこの(M-S)曲線に対してかなり安全側の評価を与えている。

2) 補剛材間板パネルのRモードに対応する耐荷力を表わす式として三上の式²⁴⁾を採用されている点に関しては基本的には筆者も同意見であります。しかしながら、補剛板全体のFモードの耐荷力を表わす式として

板モデルの場合—基本的にはRモードと同一の式

柱モデルの場合—道路橋示方書における柱の全体座屈を表現する式

を採用されている点に関しては、その裏付けに乏しく一考の余地があるものと思われます。

筆者は、このFモードの耐荷力の評価がかなり安全側のものとなっているため、Fig. A に示すような結果に

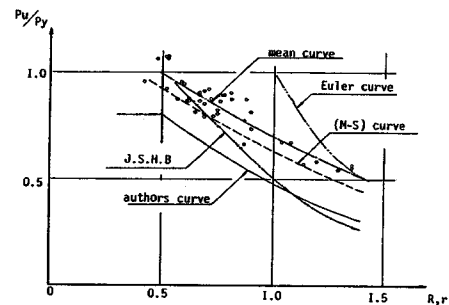


Fig. A Ultimate strength curve of stiffened plate (in the case of $R, r = R, f$).

なっているものと思います。この点に関して著者の意見をお伺い致します。

参考文献

- 23) 吉浪康行・大村 裕：実験データより見た圧縮補剛板の耐荷力について，土木学会第41回年次学術講演会概要集，1986年11月。
- 24) 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，第334号，1983年6月。

(1986.10.17・受付)

▶ 回答者 (Closure)

桑野 忠生 (首都公団)・依田 照彦 (早稲田大学)

By Tadao KUWANO and Teruhiko YODA

著者らの論文に対し、有益なご討議をいただき、深く感謝いたします。ご指摘の2点につきまして、以下、ご討議の順に著者らの考えを述べさせていただきます。

1) 著者らの提案している耐荷力曲線が、討議者の提案されているFig. Aの(M-S)曲線に対してかなり安全側になっているのご指摘ですが、下記の理由により必

ずしもかなり安全側とはいえないと考えております。

① 論文中でも述べておりますように、著者らの提案曲線は多数本(たとえば10本程度)の補剛材を有する補剛板の耐荷力曲線を意図したものであり、多数本の補剛材をもつ補剛板について安全性を確保できるように耐荷力曲線を下限値で示したものです。その意味では、論

文中でも指摘しましたように、補剛材の本数が、2～3本のときには安全側になると思われます。このことは、討議者が提示された補剛板の実験データの補剛材本数が2～3本であることから容易に理解できます。しかしながら、多数本の補剛材を有する補剛板についても著者らの提案曲線が安全側すぎるかどうかという点につきましては、対応する実験データがないこともあり、今後の検討課題にしたいと考えております。

② 討議者は、(M-S)曲線を妥当な耐荷力曲線とされておられますが、保証値の決め方についてはいまだに定説がなく²⁵⁾、(M-2S)曲線の方がよい場合もあると著者らは考えております。現に、討議者のFig. Aにおいてすら(M-S)曲線を下回るデータが存在していることを考え合わせますと、これらのデータを棄却するには、有意差検定等の統計的処理が必要であると思われます。

③ 討議者がFig. Aで示された著者らの提案曲線には必要剛比 γ_0 をもつ補剛材が使用された場合の値であって、必要剛比の2～3倍の剛比をもつ補剛材を用いた場合には、耐荷力の向上が期待できることも論文中に示しました。

④ 本質的なことではありませんが、討議者のFig. Aの実験値のプロットに誤差が含まれている可能性があります。このためデータのプロットが変化することが予想されます。すなわち、討議者は国内で行われた約200体の補剛板の実験データについて、横軸を R_r に取って整理されておられ、かつ、 $R_r = R_r$ ($\gamma = \gamma_0$)を満足する補剛板の実験データについて整理された、と理解しておりますが、討議者の参考文献23)をもとに実験データの中から $R_r = R_r$ 、 $\gamma = \gamma_0$ のデータを検索いたしますと、上記の条件に合致する実験データは10%の誤差を許し $R_r \approx R_r$ としても22体程度であり、Fig. Aのプロットほど多くありません。さらに、文献23)にみられる $R_r \approx (R_r + R_r)/2$ とする方法で横軸を作成されますと、実験データのプロットが右へ移動することも考えられます。このことから、ただちに、著者らの提案曲線が安全側すぎることはない主張することはできませんが、データを整理するうえでの実験条件(境界条件・初期不整など)の一致の程度をどこまで許容するかという問題

は依然として残ると思われます。

2) Fモードのときの耐荷力に対する評価がかなり安全側になっているため、結果として得られた耐荷力曲線が安全側になったとご指摘ですが、板モデルの場合の耐荷力曲線については、改訂前の道路橋示方書²⁶⁾では補剛板と無補剛板の耐荷力曲線が同じであったものが、改訂後の道路橋示方書²⁷⁾では補剛板の耐荷力曲線が $0.5 < R_r < 1.0$ の範囲で以前の値よりも低減された経緯があり、補剛材の本数が零のとき無補剛板になるとの認識のうえに立てば、Rモードの無補剛板の耐荷力曲線より上方に補剛板の耐荷力曲線を置く積極的な理由は何1つないと思われます。このことは、論文中でも述べましたように、補剛板を直交異方性板として取り扱う現行の考え方を踏襲するかぎり、必然的な帰結であると思われます。

一方、柱モデルの場合のFモードの耐荷力曲線に道路橋示方書の柱の耐荷力曲線を使用した理由としては、わが国の設計基準によって柱モデルの耐荷力曲線を算出することを前提としたことが挙げられます。結局、この柱の耐荷力曲線が実験データの下限值に対応しているため著者らの提案した耐荷力曲線が実験データと比較して安全側になったものと思われます。付言するならば、板モデルのFモードの耐荷力曲線に使用した三上の式²⁵⁾が(M-S)曲線に近いこと、柱モデルのFモードの耐荷力曲線に使用した道路橋示方書のT型柱の耐荷力曲線が(M-2S)曲線に近いことを勘案すると、多数本の補剛材をもつ補剛板の耐荷力曲線として、著者らの提案した曲線は、(M-S)と(M-2S)との間に入るべき曲線になっているものと考えられます。

参考文献

- 25) MIKAMI, I.: Discussion to "Basic Compressive Strength of Steel Plates from Test Data" by FUKUMOTO, Y. and ITOH, Y., Proc. of JSCE, Structural Eng. / Earthquake Eng., No. 356 / I-3, pp. 269s-270s, April 1985.
- 26) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1973年2月。
(1987.2.4・受付)