

縦補剛材が横補剛材を貫通して連続していない補剛板の圧縮強度

岐阜大学工学部 正員 奈良 敬
 大阪市立大学工学部 正員 北田 俊行
 日本橋梁（株） 正員 遠藤 港

1. まえがき 薄板構造の設計上、十分に解明されていない問題点は数多い¹⁾。圧縮を受ける補剛板の縦補剛材は、横補剛材またはダイヤフラムを貫通して連続させるのが原則である。しかし、製作ならびに架設等の制約条件から、横補剛材またはダイヤフラムの手前で縦補剛材を切断し、縦補剛材を構造上連続させられない場合がある。このような場合、縦補剛材の断面積を考慮せずに断面の応力計算が行われるが、縦補剛材の不連続による補剛板の極限強度の低下を縦補剛材の断面積を無視することで相殺されるかどうかは不明である。そこで、この点に関して、極限強度の観点から検討を加えたので報告する。

2. 解析モデル 本解析では、文献2)に示す弾塑性有限変位解析法を用いた。数値計算においては、残留応力と初期たわみを同時に有する単一補剛板モデル³⁾および連続補剛板モデル⁴⁾をそれぞれ板パネル中央面載荷および補剛板中立面載荷される圧縮補剛板のモデルとする。解析モデルは図-1に示すように縦補剛材本数が比較的少ない補剛板と、図-2に示すように多くの縦補剛材を有する補剛板モデル（以下「多リブモデル⁵⁾」と呼ぶ）である。多リブモデルを用いる理由は次の通りである。①縦補剛材本数が一定本数以上の場合、補剛板の極限強度は補剛板全幅を解析モデルとしなくても、多リブモデルにより十分な精度で推定される。②箱桁の圧縮フランジのように多数の縦補剛材を持つ補剛板については、多リブモデルを用いることにより効率的で精度の高い極限強度解析を実施できる。 **(1) 断面に関するパラメータ** ここでは、縦補剛材間隔 b を実際的な値に固定して幅厚比パラメータ R を $0.3 \sim 1.3$ に変化させて板厚 t を決定している。補剛材で囲まれた板パネルの縦横比 a/b は3である。道示に規定される縦補剛材の必要剛比 η_N で無次元化した剛比パラメータ η/η_N を1として解析モデルの断面を決定した。使用鋼材はSS41（降伏点 2400 kgf/cm^2 ）とするが、極限強度を極限圧縮荷重 N_u と降伏荷重 N_Y で表現する。 **(2) 初期たわみ** 板パネルおよび縦補剛材の初期たわみ量 δ および W_{10} の最大値には道示に規定される製作誤差の許容値を用いた。 **(3) 残留応力** 実測値⁶⁾を参考に実際的な値として残留圧縮応力度 $\sigma_{rc} = -0.3\sigma_Y$ を採用した。

3. 数値計算結果と考察

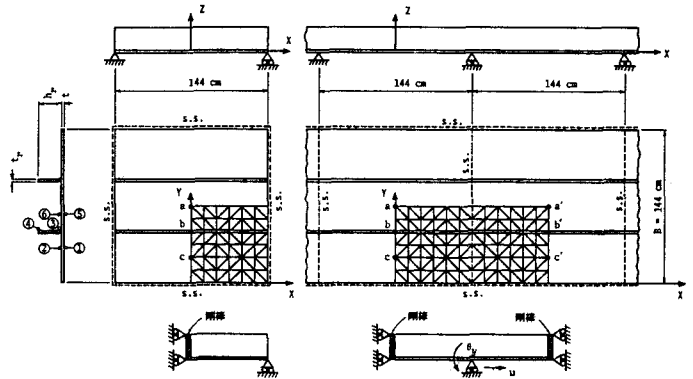
(1) 載荷位置による極限強度の比較 図-3に載荷位置ならびに縦補剛材本数 n_T を変化させたときの極限強度を示す。連続補剛板の場合、 $n_T=2$ のときの極限強度は $n_T=\infty$ （多リブモデル）の極限強度と最大で $0.03N_Y$ の差であり、 $n_T \geq 3$ の圧縮補剛板の極限強度は多リブモデルで推定できる⁵⁾ことが確認できる。一方、単一補剛板の場合、 $n_T=4$ と $n_T=\infty$ の補剛板の極限強度には $R \geq 0.7$ の領域で大きな差が生じている。 **(2) 縦補剛材が不連続な場合の極限強度の評価**

圧縮補剛板の極限強度を次のように評価することを前提として考察する。

$$\sigma_u^{(P)} = N_u^{(P)} / A_p \quad (1)$$

$$\sigma_u^{(C)} = N_u^{(C)} / (A_p + A_s) \quad (2)$$

ここに、 $N_u^{(P)}$ ：板パネルの中央面に荷重を導入する単一補剛板の極限圧縮荷重、 A_p ：板パネルの断面積、 $N_u^{(C)}$ ：連続補剛板の極限圧縮荷重、



(a) 単一補剛板 (b) 連続補剛板

図-1 解析モデル

A_s : 縦補剛材の断面積である。

式(1) および式(2) において、 $\sigma_{u^{(P)}}$ と $\sigma_{u^{(C)}}$ を等置すれば、

$$N_{u^{(C)}} / N_{u^{(P)}} = A / A_p \quad (3)$$

ここに、 A は補剛板全体の断面積である ($A = A_p + A_s$)。これより、不等式 $\sigma_{u^{(P)}} \geq \sigma_{u^{(C)}}$ が成立するならば、縦補剛材の断面積を考慮せずに強度評価をして良いことになる。すなわち、式(1)~(3)を用いると、

$$N_{u^{(P)}} A / N_{u^{(C)}} A_p \geq 1 \quad (4)$$

図-4 に、式(4) の左辺と縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R の関係を実線で示す。これより、 $n_r \leq 4$ の場合、縦補剛材の断面積を考慮しないで、式(1) を用いて強度評価できると考えられる。 $n_r > 4$ の場合には、 $R \leq 0.7$ では縦補剛材の断面積 A_s を無視した式(1) を用いて極限強度の評価をすれば良いことがわかる。一方、 $R \geq 0.9$ の領域では、縦補剛材の断面積 A_s を無視しかつ板パネルの断面積 A_p の90%で極限強度を評価しなければならないことがわかる。すなわち、

$$\sigma_{u^{(P)}} = N_{u^{(P)}} / 0.9 A_p \quad (5)$$

また、図中の破線は板パネル中央面から補剛板の中立面までの距離 e を板パネル厚 t で無次元化したものと R の関係を示す。板パネルの中央面を載荷される補剛板の極限強度の低下は偏心量だけからでは説明できないと思われる。

以上の考察より、縦補剛材本数が多く $R > 0.7$ の実際のでない補剛板の場合には、縦補剛材の断面積を無視する式(1) で強度評価することが、必ずしも安全とは言えない場合があることが明らかとなった。

4. あとがき 本稿は、「薄板構造の強度と設計に関する調査研究」を課題とする土木学会関西支部共同研究グループ(代表者 三上市藏 関西大学教授)において討議されたものである。ここに、構成員諸氏に対して謝意を表します。

参考文献 1)薄板構造の強度と設計に関する調査研究グループ：土木学会関西支部共同研究グループ報告書，1988年4月。 2)小松・北田：土木学会論文報告集，第296号，pp.1-12，1980年4月。 3)小松・北田・岡田：日本鋼構造協会第11回大会研究集会，マトリックス解析法研究発表論文集，pp.175-180，昭和62年6月。 4)奈良・小松・北田：第32回土木学会年次学術講演会講演概要集，1-99，1977年10月。 5)奈良・小松・北田：土木学会論文集，第392号/I-9，pp.273-280，1988年4月。 6)小松・牛尾・北田：土木学会論文報告集，第265号，pp.25-35，1977年9月。

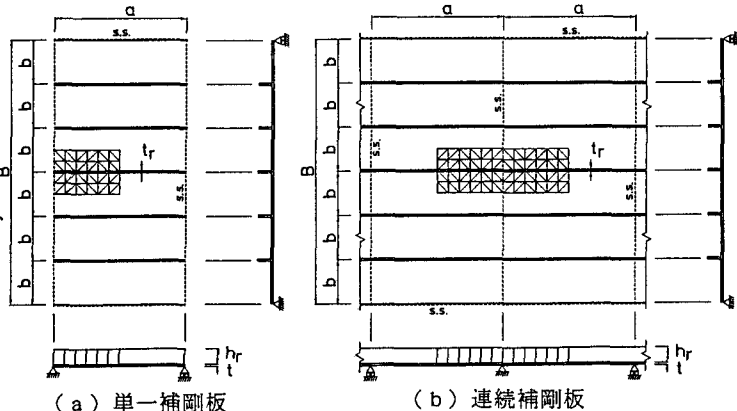


図-2 多リブモデル

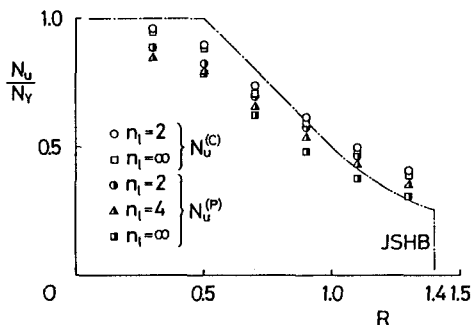


図-3 極限強度の比較

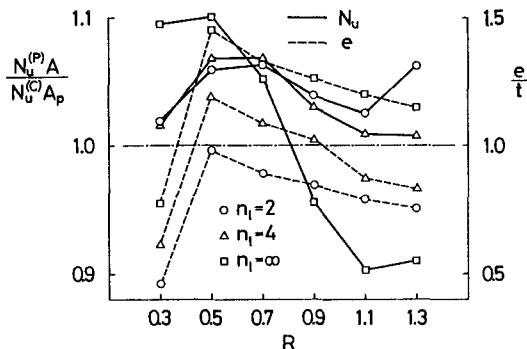


図-4 極限強度の評価