

## 二方向面内力を受ける補剛板の極限強度特性について

大阪市立大学工学部 正員 中井 博  
 大阪市立大学工学部 正員 北田 俊行  
 大阪市 正員 ○ 鈴木 宏昌

## 1. まえがき

近年、橋梁構造物の長大化にともない、二方向面内力を受ける補剛板として座屈照査することが必要な構造要素がしばしば用いられるようになってきた。ところが、現行のわが国の道路橋示方書においては、二方向面内力を受ける補剛板の基準が設けられておらず、その必要性が生じた時にはケース・バイ・ケースに対応されているのが現状である。

そこで、本研究では、二方向面内力を受ける補剛板モデルに対して、有限要素法による弾塑性有限変位解析<sup>1)</sup>を行い、縦補剛材を有する板の極限強度特性を明かにし、今後の設計法の開発に役立てることを目的としている。

## 2. 解析モデル

本解析に用いた解析モデルを図-1に示す。解析モデルは偏心補剛板を考え、縦補剛材本数は2本および4本を対象とした。縦補剛材方向に沿った補剛板のたわみの逆対称性を利用し、軸方向には中間支持線を中央に有する一パネル、さらに補剛材直角方向に沿ったたわみ波形の対称性を利用し補剛板幅の半分を取り出し解析モデルとした。解析したすべての補剛板モデルを表-1に示す。補剛材本数は2種類、板パネルの幅厚比は3種類、補剛材剛比は

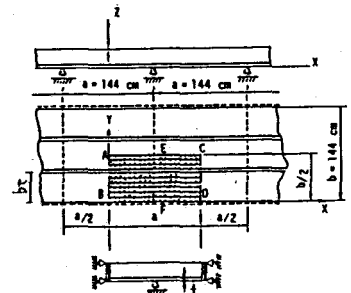


図-1 連続補剛板モデル(RIB=2)

表-1 解析モデル

2方向面内力を受ける補剛板の弾性座屈強度から求めた必要最小剛比 $\gamma t^*$ を基準に3種類、応力比 $\rho = \sigma_y / \sigma_x$ は9種類とした。これらのパラメーターを組み合わせた合

| 補剛材本数(本)    | 板の幅厚比: $b/t$ | 必要最小剛比           | 応力比 $\rho(x:y)$                                            | 鋼の諸元                                                                                                 |
|-------------|--------------|------------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 0<br>(無補剛板) | 30           | $1/2 \gamma t^*$ | 1:1<br>4:-1<br>-1:0<br>4:1<br>1:-4<br>0:1<br>-1:-4<br>-1:1 | $\nu = 0.3$<br>$E = 2.1 \times 10^6$<br>$\text{kgf/cm}^2$<br>$\sigma_y = 2,400$<br>$\text{kgf/cm}^2$ |
| 2           | 40           | $\gamma t^*$     | 1:1<br>4:-1<br>-1:0<br>4:1<br>1:-4<br>0:1<br>-1:-4<br>-1:1 |                                                                                                      |
| 4           | 60           | $2 \gamma t^*$   | 1:1<br>4:-1<br>-1:0<br>4:1<br>1:-4<br>0:1<br>-1:-4<br>-1:1 |                                                                                                      |

解析モデル:  $\alpha = 1.0, a = b = 144 \text{ cm}$   
 $\alpha = 0.8, a = 144 \text{ cm}, b = 240 \text{ cm}$

計144ケースについてパラメトリック解析を行った。

## 3. 初期不整

補剛板の初期たわみは、補剛板全体の初期たわみ波形と補剛材間の板パネルの局所的な初期たわみ波形の和として与えた。全体のおよび局所的な初期たわみの最大値は、道路橋示方書の製作基準に従い、それぞれ  $a/1,000$ 、 $b/150$  とした。また、縦方向の残留応力については、文献1)に従って、実際的な分布形( $\sigma_{rc} = -0.3\sigma_y$ )を用いた。横方向については、縦方向と等しい引張残留応力幅をとり、自己平衡の条件を満足するように圧縮残留応力( $\sigma_{ret} = -0.065\sigma_y$ )を決定した。

Hiroshi NAKAI, Toshiyuki KITADA and Hiromasa SUZUKI

#### 4. 極限強度特性

図-2 に幅厚比  $b/t=40$ , 補剛材剛比  $\gamma_i$  の2本の縦補剛材を有する連続偏心縦補剛板の極限強度を包絡する相関曲線(以下、極限強度相関曲線という)を、Von Mises の降伏曲線とともに示す。面内応力は両端の面内変位によって導入した。弾性範囲内で所定の応力比  $\rho$  が得られるように縦方向導入変位と横方向導入変位の比率を決定した。したがって、弾塑性域では、縦方向と横方向のひずみ比は一定であるが、平均応力  $\bar{\sigma}_x$  と  $\bar{\sigma}_y$  の比は一定ではなくなってくる。図-2 に示すように、一般的に、 $\bar{\sigma}_y$  の応力成分が最大値に達して除荷しても、 $\bar{\sigma}_x$  の応力成分はさらに増加する傾向が見られる。しかし、実用的な見地より、本研究では、 $\bar{\sigma}_y$  の平均応力が最大値に達したときを補剛板の極限状態と考えることにした。縦補剛材が4本の場合についても、ほぼ同じ結果を得た。2本の縦補剛材を有する補剛板の幅厚比を  $b/t=40$  に固定し、補剛材剛比  $\gamma_i$  を  $\gamma_i^*$ ,  $1/2\gamma_i^*$ ,  $2\gamma_i^*$  の3種類に変化させた場合の解析結果を極限強度相関曲線として図-3に示す。補剛材剛比を大きくすると、縦方向圧縮強度はそれと共に大きくなるのに対して、横方向圧縮強度は変化しない傾向にあることがわかる。これらの結果から、 $\gamma_i > 1/2\gamma_i^*$  なる縦補剛板の横方向圧縮強度は、縦補剛材間の板パネル強度で決定されることがわかる。図-4には、 $\gamma_i = \gamma_i^*$ 、幅厚比  $b/t=30, 40, 60$  に対する極限強度相関曲線を示す。幅厚比が大きくなるにつれて、極限強度相関曲線が原点に近づいて行くことがわかる。

#### 5. まとめ

弾塑性有限変位解析により、二方向面内力を受ける補剛板の極限状態における相関曲線について検討した。その結果、相関曲線は、縦方向圧縮強度と横方向圧縮強度の関数として与えられる簡便な公式として表現できることがわかった。

#### 参考文献

- 1) 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，1980年4月，pp. 1-12

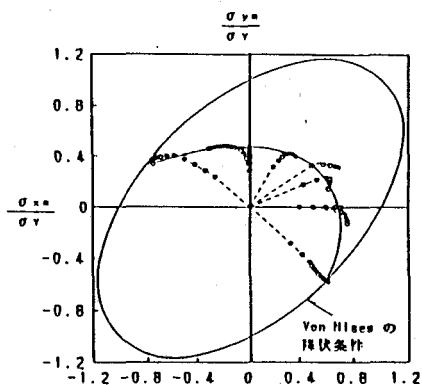


図-2 縦補剛板の極限強度相関曲線  
( $b/t=40$ ,  $\gamma_i^*$ ,  $RIB=2$ )

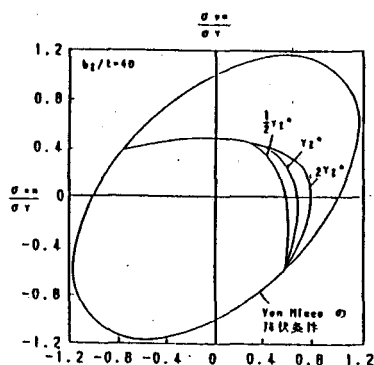


図-3 補剛材剛比をパラメータとした  
極限強度の相関曲線 ( $b/t=40$ ,  $RIB=2$ )

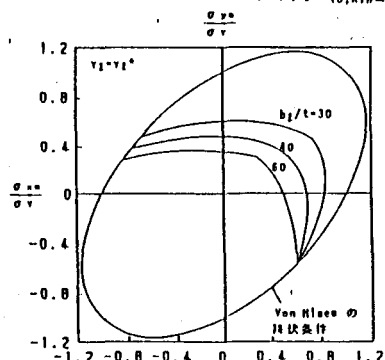


図-4 幅厚比をパラメータとした  
極限強度の相関曲線 ( $\gamma_i = \gamma_i^*$ ,  $RIB=2$ )