

圧縮補剛板の板パネルと縦補剛材パネルの
局所達成不安定崩壊現象について

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
大阪市立大学工学部 学生員 酒造 敏廣

1. まえがき 本研究は、曲げに対して十分剛な縦リブ及び横リブを有する圧縮補剛板において、その縦・横リブで囲まれた板パネルの局所変形挙動と縦リブのねじれ変形挙動が連成して崩壊に至るという不安定崩壊現象を取り扱う。初期たわみと残留応力を厳密に評価できる弾塑性有限変位理論の立場から、この不安定崩壊現象を明らかにする。そして、上述の補剛板の板パネル及び縦リブとも板要素とし、補剛板をリブ位置でたわみが拘束された折板構造にモデル化する。縦リブとしては、ねじり剛性が比較的小さい閉断面のもの、すなわち矩型断面リブ、バルブプレート及びT型断面リブの3種類を対象とする。なお、横リブのねじり剛性は無視できるものとし、横リブと板パネルの達成現象は生じないものとする。

2. 解析モデル 図-1に示すように、板パネル及び縦リブのたわみ波形の連対称性を考慮し、対象とした補剛板から同図(a)の斜線部分のパネルを取り出して解析する。そして、図-1(b)のように板パネル及び縦リブとも三角形要素の集合体としてモデル化する。バルブプレート及びT型断面リブの先端補剛リブは、ねじり剛性を無視した柱要素にモデル化する。ただし、縦横リブは十分剛な曲げ剛度を有しており、それらの取り付け位置で板パネルのたわみは生じないものとした。また、横リブ位置で縦リブはねじれ変形を生じないものとする。本解析には、載荷辺に一樣な圧縮変位を漸増していく圧縮変位増分法を用い、非線形解析には修正増分法とニュートンラフソン法との混用法を用いている。²⁾

3. 補剛板の寸法諸元 式(1)_{1,2}に示す板パネル及び縦リブの幅厚比パラメータ R_1 及び R_2 を種々変化させて解析を行った。その際、縦リブ間隔 $b=48.0\text{cm}$ に固定し、使用鋼材は板パネル及び縦リブともに SM50 材 (降伏点 $\sigma_y = 3200\text{ kg/cm}^2$) とした。

$$R_1 = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\sigma_y}{k_1 E \pi^2}} \quad R_2 = \frac{h}{t_r} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\sigma_y}{k_2 E \pi^2}} \quad (1)_{1,2}$$

ここで、 $k_1=4.0$ 、 $k_2=0.425$ 、 $E=2.1 \times 10^6\text{ kg/cm}^2$ 、 $\nu=0.3$ である。

また、縦リブがバルブプレート及びT型断面リブの場合、実橋によく用いられているような寸法 $h=20.0\text{cm}$ 、 $t_r=1.0\text{cm}$ とし、T型断面リブの先端補剛リブは道路橋示方書¹⁾の参考資料に従って設計した。

初期たわみ波形は、次式のものを用いた。

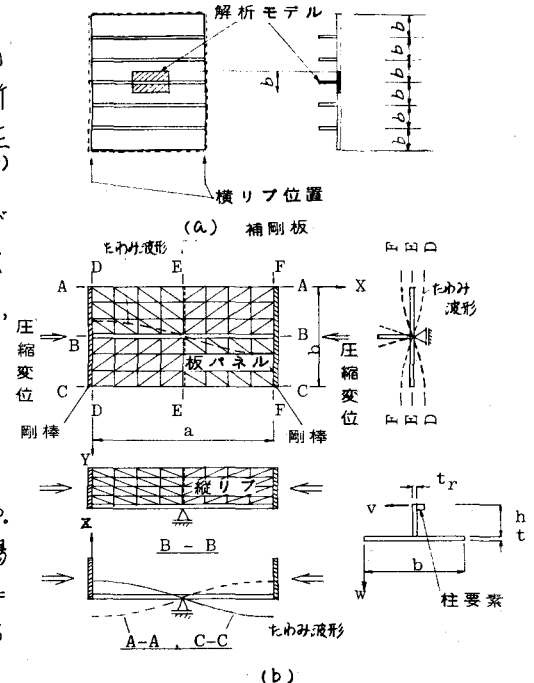


図-1 補剛板のモデル化

Nakai Hiroshi, Kitada Toshiyuki, Miki Toshihiro.

$$\left. \begin{array}{l} \text{板パネル} \quad w_0 \cdot \cos \frac{\pi y}{b} \cdot \cos \frac{\pi x}{a} \\ \text{縦リブ} \quad v_0 \cdot \frac{z}{h} \cdot \cos \frac{\pi x}{a} \end{array} \right\} (2)_{1 \sim 2}$$

ここで、 $w_0 = b/100$ 、 $v_0 = h/100$ である。残留応力分布については、補剛板全体で自己平衡の条件を満足する分布形を採用し、板パネル及び縦リブの残留圧縮応力度はそれぞれ $-0.25\sigma_y$ 、 $-0.17\sigma_y$ とした。⁵⁾

4. 解析結果と考察

(i) アスペクト比と極限強度の関係 (R_1, R_2) が (0.7, 0.7) と (0.7, 1.3) の補剛板に対する解析結果を図2, 3に示す。図2, 3から、補剛板の極限状態における平均圧縮応力度 $\bar{\sigma}_m$ (以下、極限応力度という) は、板パネルのアスペクト比 ($\alpha_1 = a/b$) によって支配され、 $\alpha_1 = 0.50$ 付近で最小となることがわかる。

(ii) 極限応力度 $\bar{\sigma}_m$ の近似推定法 板パネルのアスペクト比 α_1 を 0.50 に固定し、板パネルと縦リブの接合辺がヒンジであると仮定し、両板要素を別々に切り離して解析した結果と、連成を考慮して解析した結果を表-1に示す。その際、前者の場合、補剛板の極限応力度 $\bar{\sigma}_m^*$ は次式で算定している。

$$\bar{\sigma}_m^* = (\bar{\sigma}_{m1} \cdot A_1 + \bar{\sigma}_{m2} \cdot A_2) / (A_1 + A_2) \quad \text{--- (3)}$$

ここで、 $\bar{\sigma}_{m1}$ は板パネルを $\alpha_1 = 0.50$ なる周辺単純支持板にモデル化した場合の極限応力度、 $\bar{\sigma}_{m2}$ は縦リブを $\alpha_2 = b/h \cdot \alpha_1$ なる3辺単純支持1辺自由板にモデル化した場合の極限応力度、そして A_1 及び A_2 はそれぞれ板パネル及び縦リブの断面積である。

$\bar{\sigma}_m$ が最小となる α_1 を用い、板パネルと縦リブの連成を無視して式(3)より求めた極限応力度 $\bar{\sigma}_m^*$ は、連成を考慮した場合の $\bar{\sigma}_m$ の良好な近似値となることが表-1よりわかる。

5. あとがき 解析結果の詳細及び道路橋示方書の補剛板の板パネル及び縦リブの設計規定の検討については、学会当日報告する予定である。

参考文献 1) 道路橋示方書・同解

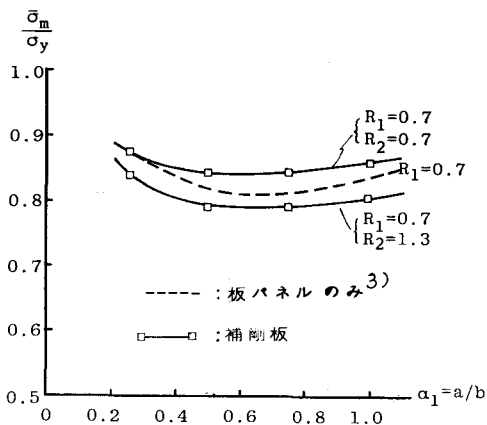


図-2 板パネルのアスペクト比と極限応力度の関係

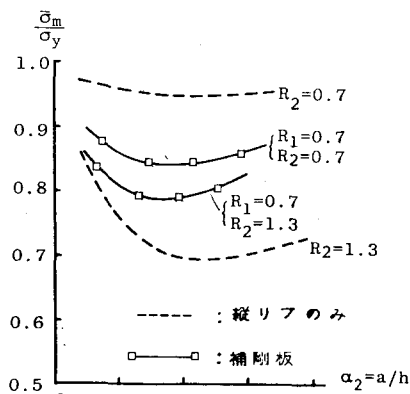


図-3 縦リブのアスペクト比と極限応力度の関係

表-1 補剛板の極限応力度

R_1 (R_2)	板パネル $\frac{\bar{\sigma}_{m1}}{\sigma_{y1}}$	縦リブ $\frac{\bar{\sigma}_{m2}}{\sigma_{y2}}$	式(3) (1) $\frac{\bar{\sigma}_m}{\sigma_y}$	連成を考慮 (2) $\frac{\bar{\sigma}_m}{\sigma_y}$	(2)/(1) (%)
0.3 (0.7)	0.9574	1.0954	0.9822	0.9804	99.82
0.5 (0.7)	0.8665	1.106	0.9225	0.9220	99.94
0.7 (0.3)	0.7121	1.1532	0.8814	0.9069	102.89
0.7 (1.3)	0.7607	0.8939	0.7885	0.7919	100.43
1.3 (1.3)	0.5233	0.8842	0.6224	0.6197	99.66
0.7 [Bulb]	0.7504	0.9748	0.8111	0.8180	100.85
0.7 [T]	0.7504	1.0544	0.8492	0.8486	99.93

(注) Bulb: ハルプレート, T: T型リブ

説1973. 2) 小松・北田・岡田; 土木学会第31回学術講演会概要集 3) 小松・北田; 土木学会論文報告集 No. 270 4) 中井・北田・塚狭; 橋梁と基礎, 1979.11 5) 小松・牛尾・北田; 土木学会論文報告集 No. 265