

## 連続補剛板の極限圧縮強度特性に関する研究

A STUDY ON ULTIMATE COMPRESSIVE STRENGTH PROPERTIES OF LONGITUDINALLY STIFFENED CONTINUOUS PLATES UNDER UNIAXIAL COMPRESSION

奈良 敬\*・小松 定夫\*\*・北田 俊行\*\*\*

By Satoshi NARA, Sadao KOMATSU and Toshiyuki KITADA

This paper clarifies the ultimate strength properties of longitudinally stiffened continuous plates simply supported by transverse stiffeners with sufficient flexural rigidity under uniaxial compression. By means of the elasto-plastic finite displacement theory, in which much reduction of degree of freedom of analytical models and computer time can be greatly expected by introducing a technique similar to the usual modal analysis making use of generalized coordinates into the conventional finite element method, many models of stiffened plates with various values of parameters are efficiently analyzed. Moreover, the numerical results are compared with the strength curves specified by several design codes, and then the safety margin included in these design codes are discussed.

**Keywords:** *ultimate strength, stiffened continuous plate, initial imperfection, uniaxial compression*

### 1. まえがき

補剛板の圧縮強度に関する理論的研究は数多くあるが、精度の良好な数値解析による研究としては、次のようなものが挙げられよう。岡村・吉田<sup>1),2)</sup>による1972年からの一連の解析的研究、1974年のBilstein<sup>3)</sup>、1975年の山田・渡辺<sup>4)</sup>およびTvergaard-Needleman<sup>5)</sup>の研究、1976年の上田・矢尾・菊本<sup>6)</sup>の研究、1977年の北田・小松・岡田<sup>7)</sup>およびSchmidt-Damrath-Pahl<sup>8)</sup>の研究、1978年のCrisfield<sup>9)</sup>、1980年の小松・北田<sup>10)</sup>の研究、1981年の上田・矢尾<sup>11)</sup>の研究などである。これらの解析は次の点で共通している。

① 補剛材と板パネルを離散化モデルとして取り扱っている。

② 有限変位理論に従って定式化している。

したがって、直交異方性板理論に基づいたり、固有値問題として解析を行ったものは省いている。これらの精度のよい解析法のうち、Bilstein<sup>3)</sup>の弾性有限変位理論に

基づいた解析以外は、すべて弾塑性有限変位理論に基づいて補剛板の極限強度を求めており、上田・矢尾らの研究<sup>6),11)</sup>では、このような精度のよい解析法のほかに座屈解析および簡易計算法を併用して、造船構造物を対象として極限強度特性について明らかにし、必要剛比について検討を加えている。Schmidt-Damrath-Pahl<sup>8)</sup>は、板パネルにはPL要素、縦補剛材にはWF要素と称する要素を用い、縦補剛材を帯板とみなして数値計算例を示している。

また、面内変位に対しては有限要素法を用い、面外変位に対してはRayleigh-Ritz法を用いた川井・大坪<sup>12)</sup>の解析法を踏襲したTvergaard-Needleman<sup>5)</sup>の研究およびCrisfieldの研究<sup>10)</sup>、ならびに小松・北田・宮崎<sup>13)</sup>の研究を補剛板に拡張し、面内変位に対しては通常の有限要素法、面外変位に対しては数項の二重三角級数を仮定し、Modal Analysis的手法を導入した北田・小松・岡田<sup>7)</sup>および小松・北田<sup>10)</sup>の両研究では精度を損なわずに大幅な自由度の低減が計られている。さらに、小松・北田は上述の解析法をもとにして、縦補剛材で補剛された圧縮板の実用計算法を発表し、極限強度の図式計算法を提示している<sup>14)</sup>。

圧縮補剛板の極限強度は実に多くのパラメーターに左右されている。なかでも、特に支配的影響を与えるパラ

\* 正会員 工博 岐阜大学助手 工学部土木工学科  
(〒501-11 岐阜市柳戸1-1)

\*\* 正会員 工博 大阪産業大学教授 工学部土木工学科  
(〒570 大東市中垣内3-1-1)

\*\*\* 正会員 工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科  
(〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138)

メーターとしては次のようなものが挙げられる。

- (1) 幅厚比, (2) 縦補剛材の剛比, (3) 縦補剛材本数, (4) 残留応力, (5) 初期たわみ

このうち、縦補剛材本数についてはむやみに多くすると、解析モデルの自由度が飛躍的に増大するため解析モデルに工夫が必要となる。

一方、精度がよくしかも自由度を低減させようという研究状況の下で、著者らは上述した小松・北田・岡田<sup>7)</sup>の解析法に計算効率に関する2, 3の工夫を加えるとともににより実際的な解析モデルの開発に十分な検討<sup>15)</sup>を重ねてきた。そして、十分剛な横補剛材を有する連続圧縮補剛板モデルを解析に用いることを提案し、その弾塑性有限変位解析を行ってきた<sup>16)</sup>。本研究においては、この解析手法の説明ならびにこの手法に基づいて行ったパラメトリック解析の結果を示すとともに、十分剛な横補剛材を有する連続圧縮補剛板の極限強度特性について考察し、圧縮補剛板の合理的設計法に関する基礎的資料を提供することを目的としている。

## 2. 解析法

### (1) 解析仮定

解析にあたっては、次に示す仮定を置いている。

① 対象とする鋼材は、等方等質性で、von Misesの降伏条件およびPrandtl-Reussの塑性流れ則に従う完全弾塑性体である<sup>17)</sup>。

② 変形前、板の中立面および補剛材の中心軸に垂直であった任意の横断面は、変形後もそれぞれ変形した中立面および中心軸に垂直である（Kirchhoff-Loveの仮定）。

また残留応力および初期たわみの導入と塑性域の広がりに関する仮定については文献10)のとおりである。

### (2) 有限要素

解析に使用した有限要素は、以下に述べるように板パネルと補剛材で異なる。

#### a) 板パネル

面内には線形式、面外には不完全3次多項式で表わされる形状関数をもつ三角形要素を用いる。

#### b) 補剛材

面内には線形式、面外には3次式で表わされる形状関数をもつはり柱要素を用いる。

### (3) 反復計算法

補剛板では自由度の増加に伴う計算時間の増加が問題となるため、解析にあたっては、効率的でしかも誤差の累積が少ない修正増分法と反復法を組み合わせた非線形計算法を用いる。

非線形問題を精度よく解くことはきわめて膨大な労力と費用を必要とする。非線形問題の解析に関する最近の

研究においては、精度を著しく落とすことなく、できるだけ簡単にしかも短時間に解析可能な工夫がなされている。なぜなら、非線形問題においてはコンピューターの使用料が大変高価になるためである。このような状況の下で、補剛板の非線形解析にあたっては、これまでに開発してきた自由度の低減法<sup>7)</sup>を用いるほかに、収束計算において修正Newton-Raphson法をNewton-Raphson法と混用できるようにし、計算時間の短縮を計った。さらに、最高荷重に達する前の計算途中段階でも計算をやめ、その後新たに、計算を打ち切った直前の平衡点より計算を再開することができるよう解析プログラムを改良した。この改良により、経験的に面内変位増分量を定めていたこれまでの場合に比較して、計算効率を向上させることができる。すなわち、計算時間が短くて返却効率の高いジョブクラスの利用が可能となる。

## 3. 解析モデル

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連続圧縮補剛板をとりあげる。解析モデルは次の2種類を考える。

① モデルT：2本の縦補剛材を有する無限連続補剛板である。モデルを図-1に示す。このモデルでは、箱形断面柱などに用いられる、比較的縦補剛材本数の少ない補剛板の極限強度特性を調べることを目的とする。

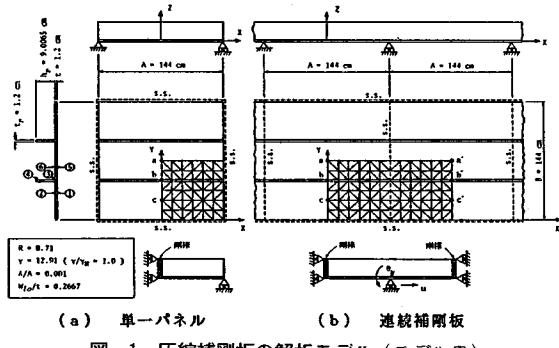


図-1 圧縮補剛板の解析モデル（モデルT）

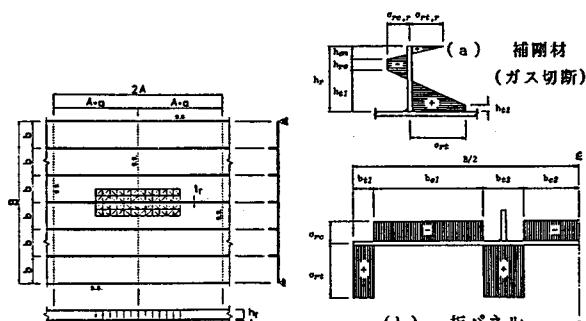


図-2 圧縮補剛板の解析モデル（モデルM）

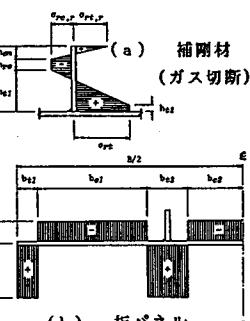


図-3 残留応力分布

表-1 解析モデルの概要

解析モデル	モデルT	モデルM	
		タイプI	タイプII
縦リブ間隔 b		48.0 cm	Rより決定
横リブ間隔 a		144.0 cm	288.0 cm
板厚 t		Rより決定	12 ~ 32 mm
幅厚比 パラメータ R	R	0.3 ~ 1.3	0.3 ~ 1.3
縦リブ剛性 パラメータ γ / γ_n		1.0 ~ 10.0	1.0 ~ 5.0
初期たわみ 縦リブ 板パネル	a / 1000 b / 150	超過確率 5% 点 <sup>19)</sup>	同 上

② モデルM：箱桁橋の圧縮フランジ等のように、多数の縦補剛材を有する補剛板の極限強度特性を明らかにするためのモデル（以下「多リブモデル」とよぶ）である。図-2にモデル図を示す。縦補剛材本数が3本以上の場合、補剛板の極限強度は補剛板全幅を解析モデルとしなくとも、図-2に示すように、1本の縦補剛材とそれに隣接する板パネル部分を取り出して解析できることが文献18)に示されている。なおモデルM（多リブモデル）には、表-1に示すように断面の異なる2タイプのモデルを考慮した。すなわち、モデルMタイプIについては、縦補剛材間隔  $b$  を実際的な値に固定して板厚  $t$  を決定している。一方、モデルMタイプIIについては、実用範囲の板厚  $t=12\sim32$  mmを有する補剛板としこの場合には縦補剛材間隔  $b$  が変化する。なお、幅厚比パラメーター  $R$  は次式で表わされる。

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

ここに、 $\sigma_y$ ：降伏応力度、 $E$ ：ヤング係数（ $=2.1\times10^6$  kgf/cm<sup>2</sup>）、 $\nu$ ：ポアソン比（ $=0.3$ ）、 $k$ ：座屈係数（ $=4$ ）。

また、縦補剛材の幅厚比  $h_r/t_r$  は、局部座屈しないように、SS 41 の場合で 7.5 とした。

その他、解析モデルに関する事項を（1）から（6）に示す。

### （1）初期たわみ

道路橋示方書<sup>19)</sup>（以下「道示」とよぶ）の製作誤差の許容値に等しい大きさを初期たわみ量として導入する。すなわち、

#### a) モデルTの場合

$$W_0 = \delta \min(3Y/B, 1) \cos(\pi X/A) + W_{10} \cos(3\pi X/A) \sin(3\pi Y/B) \quad (0 \leq Y \leq B/2) \quad (1)$$

#### b) モデルMの場合

$$W_0 = \delta \cos(\pi X/A) + W_{10} \cos(3\pi X/A) \sin(\pi Y/b) \quad (2)$$

ただし、 $\delta$  および  $W_{10}$  についてはモデルTおよびモデルMタイプIの場合

$$\delta = A/1000, \quad W_{10} = b/150 \quad \dots \quad (3)$$

モデルMタイプIIの場合（超過確率 5% 点の初期たわみ）

$$\delta = \delta_{0.05}, \quad W_{10} = W_{10,0.05} \quad \dots \quad (4)$$

### （2）残留応力

残留応力については、補剛材間の板パネルでは安全側の値として残留圧縮応力度  $\sigma_{rc} = -0.4 \sigma_y$  および実測値<sup>20)</sup>を参考にした実際的な値として  $\sigma_{rc} = -0.3 \sigma_y$  の2種類を採用した。その分布形状を図-3に示す。これは、補剛板全体で自己平衡を満たすように定めたものである。図中、 $\sigma_{rt} = \sigma_y$ 、 $\sigma_{rtr} = 0.6 \sigma_y$  であり、 $\sigma_{rc,r}$  は  $\sigma_{rc} = -0.4 \sigma_y$  の場合  $-0.4 \sigma_y$ 、 $\sigma_{rc} = -0.3 \sigma_y$  の場合は  $-0.2 \sigma_y$  である。

### （3）使用材料

使用鋼材は SS 41（降伏点 2 400 kgf/cm<sup>2</sup>）とするが、極限強度を降伏点で無次元化することにより一般性をもたせる。また、相当応力  $\sigma_v$  と相当ひずみ  $\varepsilon_v$ との関係については、鋼材の引張試験で得られる応力度とひずみの関係を理想化した完全弾塑性材料として取り扱う。

### （4）圧縮荷重の与え方

剛な横補剛材間の補剛板パネルの中央線上で一様相対圧縮変位を与えることにより圧縮応力を導入する。この変位増分法を採用すれば、極限状態を過ぎて変形が大きくなる領域においても解析が可能となる。

### （5）たわみモード

面外変位に対しては、Modal Analysis 的手法を採用しているので、そのたわみモードをあらかじめ仮定する必要がある。本解析において使用したたわみモードを図-4に示す。

### （6）連立方程式の解法

剛性マトリックスの対称性を利用して、その対角要素付近のバンド状要素の片側半分だけを記憶し、平方根を計算しない修正コレスキー法を用いて基礎連立方程式を解いている。

## 4. 精度の検証

周辺単純支持された板パネルだけを取り出して、弾塑性有限変位解析を行った結果については、小松・北田・宮崎<sup>13)</sup>が報告している。また、周辺単純支持された補剛板パネルの弾塑性有限変位解析を行った小松・北田・岡田<sup>20)</sup>の報告がある。それらによれば、次の事柄が結論づけられている。

① 板パネルの要素分割については、圧縮軸と直角方向には分割数  $N=3$ （対称性を利用して解析しているので、板パネル全体では 6 分割となる）で十分な精度が得られる。

② 板パネルの層割りは 4 層で十分な精度が得られ

表-2 要素分割と精度

$\gamma/\gamma_N$	1.0	2.0	5.0
12×6	0.720	0.827	0.900
18×9	0.715	0.807	0.867

$\sigma_{rc} = -0.4 \sigma_y$   
 $R = 0.7$   
 $\delta = A/1000$   
 $W_{lo} = b/150$

表-3 要素分割と精度

$\gamma/\gamma_N$	1.0	2.0	5.0
12×6	0.399	0.514	0.648
18×9	0.404	0.511	0.627

$\sigma_{rc} = -0.4 \sigma_y$   
 $R = 1.3$   
 $\delta = A/1000$   
 $W_{lo} = b/150$

表-4 検査材の層割りと精度

層割り枚数	6	10
極限強度	0.720	0.722
$R = 0.7$	$\sigma_{rc} = -0.4 \sigma_y$	
$\gamma/\gamma_N = 1.0$	$\delta = A/1000$	
	$W_{lo} = b/150$	

る。

③ 全体的な変形が卓越する 2 本の縦補剛材を有する補剛板の場合は、補剛材間の板パネルの横方向の分割数は 4 分割で十分である。

以上の 3 点を踏まえて、連続補剛板パネルの要素分割および縦補剛材の層割り数と精度の問題について述べる。

#### (1) 補剛板パネルの要素分割と精度の問題

剛比  $\gamma/\gamma_N=1$  ( $\gamma_N$  は道示の規定による縦補剛材の基準剛比) で、しかも幅厚比パラメータ  $R=0.7$  の補剛板は、全体的な変形が卓越するため図-1 に示すように、補剛材間の板パネルを幅方向に 4 分割した要素分割  $12 \times 6$  で十分と思われる。しかし、剛比や幅厚比パラメータが大きくなれば、補剛材間の板パネルを 6 分割した要素分割  $18 \times 9$  によって解析する必要性が考えられる。

したがって、要素分割  $12 \times 6$  や  $18 \times 9$  の両方を用いて、幅厚比パラメータ  $R=0.7, 1.3$  の場合について、剛比  $\gamma/\gamma_N=1, 2, 5$  と変化させて解析し精度の検証を行った。残留応力度は  $\sigma_{rc}=-0.4 \sigma_y$  とする。 $R=0.7$  の場合を表-2、 $R=1.3$  の場合を表-3 に示す。剛比  $\gamma/\gamma_N=1$  のときは、要素分割の差による極限強度の差は認められないが、剛比が大きくなるに従いその差は広がる傾向にある。 $R=0.7$  の場合について、平均圧縮応力度とたわみの関係を一般化座標による表現で図-5 に示す。図-5(a) は剛比  $\gamma/\gamma_N=1$  の場合で、これより板パネルの局部的な変形を表わすたわみモード  $\tilde{W}_{33}$  の要素分割が異なることによる挙動の差異は、図-5(b) に示す  $\gamma/\gamma_N=2$  の場合や図-5(c) に示す  $\gamma/\gamma_N=5$  の場合に比較して小さい。また、板パネルの局部的な変形の場合

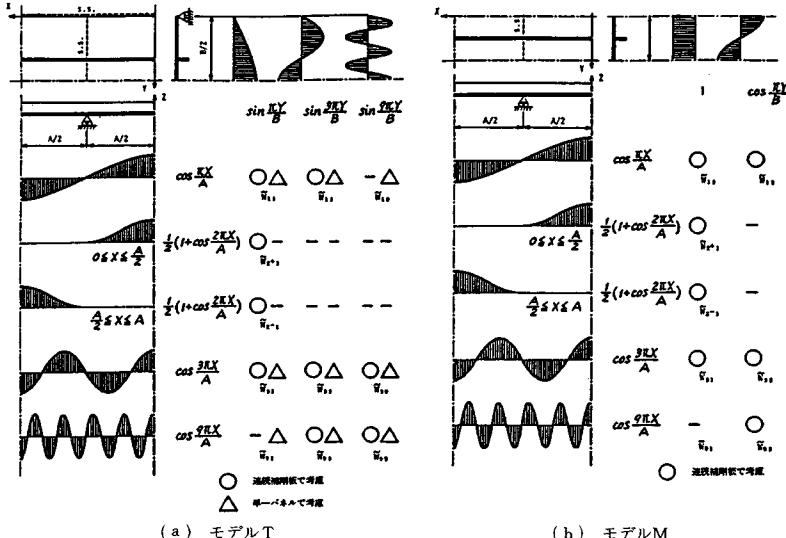


図-4 考慮したたわみモード

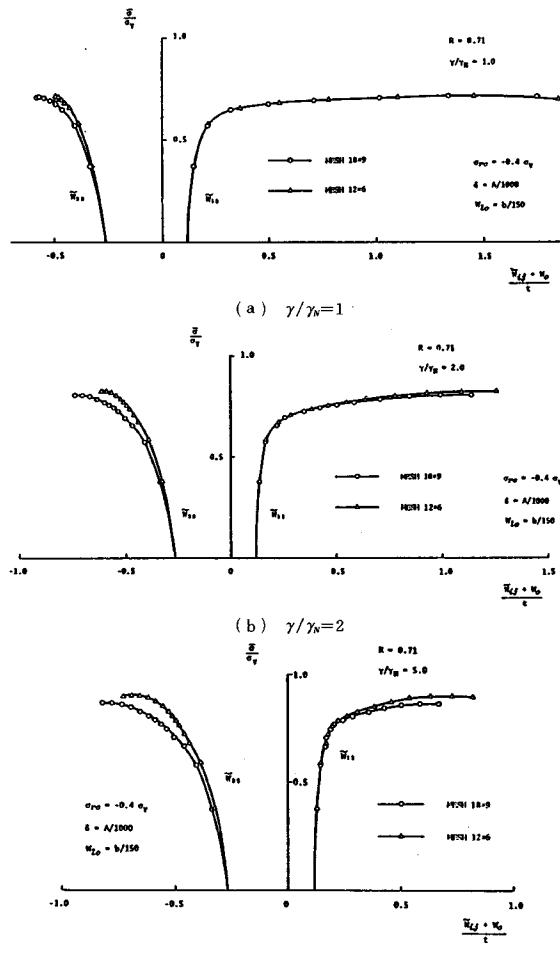


図-5 荷重とたわみ (一般化座標による表現)

と異なり、補剛板全体の変形を表わすたわみモード  $\tilde{W}_{11}$  の要素分割が異なることによる挙動の差異は、剛比に関係なく小さいことがわかる。

以上より剛比  $\gamma/\gamma_N=1$  の場合には、要素分割  $12 \times 6$  で十分な精度が得られるが、剛比  $\gamma/\gamma_N=2, 5$  のように縦補剛材の剛性が高くなる場合には、要素分割  $18 \times 9$  によって解析するほうが望ましいようと思われる。ただし、要素分割  $18 \times 9$  に比較して、要素分割  $12 \times 6$  の場合の極限強度の差は、剛比  $\gamma/\gamma_N=5$  の場合で一番大きくなるが約 3.8 % 程度にすぎないことが表-2 よりわかる。また、 $R=1.3$  の場合は  $R=0.7$  の場合に比較して要素分割による極限強度の差は小さくなっている。これは、 $R$  が大きくなるにつれて補剛材間の板パネルの座屈強度  $\sigma_{cr}$  と極限強度  $\sigma_u$  の差が大きくなり、線形座屈理論で設計した補剛材を有する補剛板では、板パネルが極限強度に達するまでに、すなわちその座屈強度付近で補剛材が有效地に働くくなり、全体的なたわみ波形が卓越していくためと思われる。

一方、モデルMについては以下のとおりである。縦補剛材が剛比  $\gamma/\gamma_N=1$  の場合は、全体的なたわみ波形が卓越するため、補剛板を横方向に4分割、縦方向に12分割する  $12 \times 4$  程度の要素分割で十分な精度が得られる。しかし、縦補剛材の剛比  $\gamma/\gamma_N$  および幅厚比パラメータ  $R$  が大きくなると、局所的なたわみ波形が全体的なたわみ波形に比較して卓越するので、 $12 \times 4$  の要素分割では十分な精度が得られない。そこで、モデルMにおいては、以下の理由から、十分な精度が得られる要素分割  $18 \times 6$  により、すべての解析を実施することとした。

① 縦補剛材の剛比  $\gamma/\gamma_N=1 \sim 10$ 、幅厚比パラメーター  $R=0.3 \sim 1.3$  と広範囲にわたって解析する。

② 要素分割を統一することにより、データの入出力等、解析作業が簡単になる。

③ モデルTに比較して自由度はそれほど多くならない。

## (2) 縦補剛材の層割りと精度の問題

縦補剛材はねじり剛性のない棒要素として取り扱っているが、塑性域の広がりを考慮できるように縦補剛材の高さ方向に層割りしている。この層割り数と精度の検証を行うために、6層と10層に層割りして解析を行ってみた。その結果を表-4に示す。ただし、残留圧縮応力度  $\sigma_{rc}=-0.4 \sigma_y$ 、剛比  $\gamma/\gamma_N=1$ 、幅厚比パラメーター  $R=0.7$  とする。両者には有意な差は認められないものと思われる。よって、縦補剛材の層割りは6層で十分と思われる。ただし、層割り数10のほうが少し高い極限強度を与えているのは、縦補剛材の弾塑性の判定を層割りした位置で行っているためと思われる。

以上より、本解析では縦補剛材の層割り数を6とする。

## 5. 極限強度特性

### (1) 剛比と極限強度

#### a) モデル T

前節で述べた精度の検証を踏まえて、剛比  $\gamma/\gamma_N=1$  の場合は要素分割  $12 \times 6$ 、剛比  $\gamma/\gamma_N=2, 5$  の場合は要素分割  $18 \times 9$  を用いて解析を行った結果を図-6 および図-7 に示す。図-6 は、残留圧縮応力度  $\sigma_{rc}=-0.4 \sigma_y$  の場合であり、図-7 は残留圧縮応力度  $\sigma_{rc}=-0.3 \sigma_y$  の場合である。また、図-6 には残留応力を無視した場合と、道示で規定される初期たわみの1/4の大きさの初期たわみ ( $\delta=A/4000$ ,  $W_{10}=b/600$ ) を有する場合の解析結果および縦補剛材にSM 58 (降伏点  $4600 \text{ kgf/cm}^2$ ) を用いたハイブリッド補剛板の解析結果を記す。道示の規定内で初期たわみが小さくなても極限強度の上昇は望めない。残留応力を無視した場合ならびにハイブリッド補剛板の場合には、両者とも剛比  $\gamma/\gamma_N=2$  の補剛板の極限強度に近い値となる。ただし、ハイブリッド補剛板の場合、次式による換算降伏点  $\sigma_y^*$  によって極限強度を無次元化した。

$$\sigma_y^* = \frac{B \cdot t \cdot \sigma_y + n_r \cdot h_r \cdot t_r \cdot \sigma_{Yr}}{B \cdot t + n_r \cdot h_r \cdot t_r} \quad (5)$$

ただし、 $n_r$  は縦補剛材の本数である。さらに図-7 には、板、補剛材とも SM 58 級を用いた補剛板の極限強度を

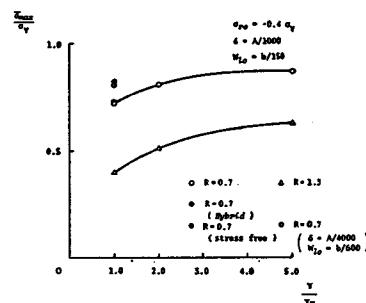


図-6 剛比パラメーターと極限強度 ( $\sigma_{rc}=-0.4 \sigma_y$ )

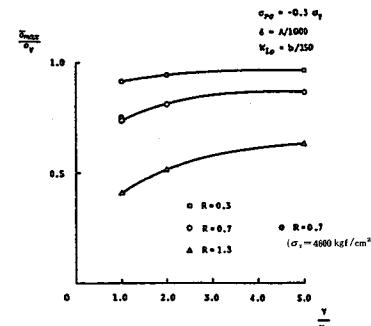


図-7 剛比パラメーターと極限強度 ( $\sigma_{rc}=-0.3 \sigma_y$ )

付け加えた。降伏点によって極限強度を無次元化することにより、残留応力の大きさが等しい補剛板の圧縮強度は鋼種に関係ないことがわかる。これは、SS 41材からなる補剛板の極限強度曲線を他の鋼種に対しても下限値として利用できる可能性を示す結果である。図-6および図-7からもわかるように、剛比の増大に対する極限強度の上昇率は、幅厚比パラメーター  $R$  が大きくなるにつれて大きくなっている。幅厚比パラメーター  $R$  が大きな領域において剛比  $\gamma/\gamma_N$  を大きくすることは、補剛板の極限強度を高めるためには効果的であるようと思われる。残留圧縮応力度  $\sigma_{r0}$  が  $-0.4\sigma_y$  の場合と  $-0.3\sigma_y$  の場合との極限強度の差異は非常に小さいこともわかる。また、剛比別に平均圧縮応力度とたわみの関係を一般化座標で表わした図-8からは、剛比  $\gamma/\gamma_N$  が大きくなってしまっても補剛材が有効に働いている間は、板パネルの局部変形を表わすたわみモード  $\tilde{W}_{33}$  の挙動はほとんど

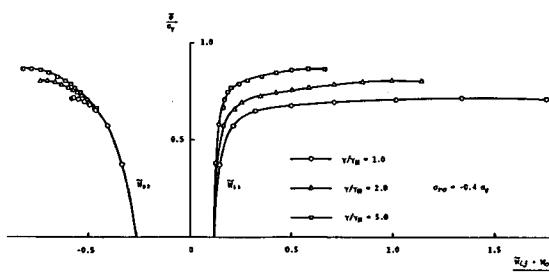


図-8 荷重とたわみ（一般化座標による表現）

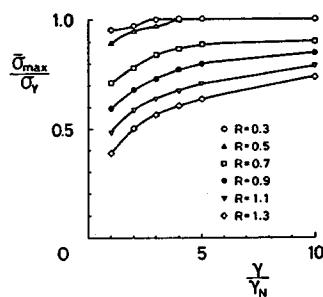
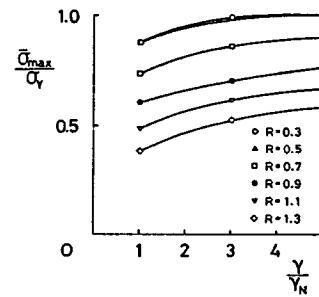
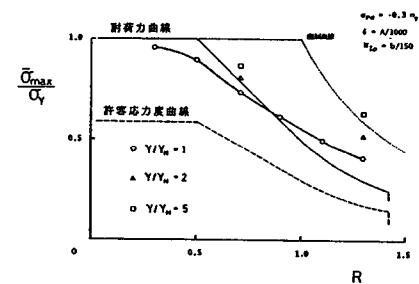
図-9 剛比パラメーターと極限強度  
(モデルM, タイプI)図-10 剛比パラメーターと極限強度  
(モデルM, タイプII)

図-11 極限強度曲線（道路橋示方書との比較）

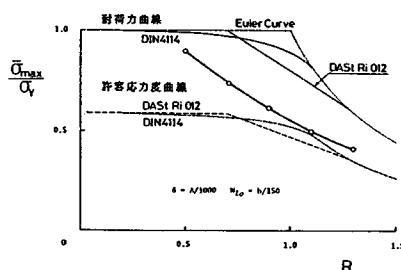


図-12 極限強度曲線 (DAST Ri-012との比較)

変化せず、補剛材が有効に働くなくなった荷重で急に全体的な横たわみ波形を表わすたわみモード  $\tilde{W}_{11}$  が卓越してきて、補剛板は急激に極限状態に達していることがわかる。

### b) モデルM

縦補剛材の剛比  $\gamma/\gamma_N$  と極限強度の関係を図-9および図-10に示す。図-9は表-1に示すモデルMのタイプIの解析結果であり、図-10は同じくタイプIIの解析結果を示す。

図-9よりタイプIについては、幅厚比パラメーター  $R=0.3, 0.5, 0.7$  の場合、それぞれ  $\gamma/\gamma_N=3, 4, 5$  で極限強度がほぼ頭打ち状態となり、それ以上の剛比をもつ補剛材を設計しても極限強度の顕著な上昇は望めない。 $R \geq 0.9$  の場合、 $\gamma/\gamma_N \geq 10$  においても極限強度がさらに上昇する傾向を示すようである。

したがって、道示の必要剛比  $\gamma_N$  を基準にした場合、 $\gamma/\gamma_N$ に対する極限強度の上昇率は  $R$  の大きい補剛板ほど顕著である。たとえば、タイプIの場合、縦補剛材の剛比  $\gamma/\gamma_N$  を1から2にすることによる極限強度の上昇率は次のとおりである。

$$R=0.3 \dots 1.8\%, \quad R=0.5 \dots 7.2\%$$

$$R=0.7 \dots 9.2\%, \quad R=0.9 \dots 14.0\%$$

$$R=1.1 \dots 21.5\%, \quad R=1.3 \dots 29.1\%$$

また、図-10に示されるタイプIIについてもタイプIと同様な結果が得られた。

### (2) 幅厚比パラメーターと極限強度

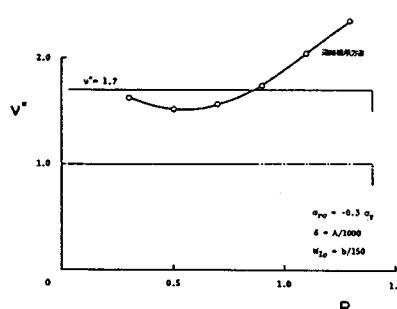


図-13 実安全率（道路橋示方書）

### a) モデル T

幅厚比パラメーター  $R$  をパラメーターにとった解析結果を図-11に示す。剛比  $\gamma/\gamma_N=1$  の場合は要素分割  $12 \times 6$ 、剛比  $\gamma/\gamma_N=2, 5$  の場合は要素分割  $18 \times 9$  を用いて解析している。図中、道示による補剛板の耐荷力曲線および許容応力度曲線をそれぞれ実線および破線で記す。点線は Euler の座屈曲線である。これより、以下のことがわかる。

(1)  $\gamma/\gamma_N=1$  の場合、道示耐荷力曲線<sup>19)</sup>と比較すれば、極限強度曲線は  $R=0.85$  で交差している。

(2)  $R=0.7$ において、道示耐荷力曲線に一致する極限強度を得るには、 $\gamma/\gamma_N \geq 2$  となる剛比が必要である。

図-12には、西ドイツの板の座屈規定 DAST Ri-012 の圧縮板の耐荷力曲線<sup>21)</sup>との比較を示す。西ドイツでは、一連の落橋事故後、当時の座屈規定 DIN 4114<sup>22), 23)</sup>の安全率を 1.35 から 1.71 に引き上げる暫定処置を 1973 年にとっている。その後、1978 年に DAST Ri-012 が発表されたわけである。図中には、DIN 4114 の耐荷力曲線も併せて示した。 $0.75 \leq R \leq 1.29$ において、耐荷力曲線の改善がみられ、耐荷力曲線は極限強度曲線の傾向をよく捉えている。解析結果より得られた極限強度を許容応力度で除して得られる実安全率  $\nu^*$  を道示について求め、その結果を図-13に示す。図-13より、道示の実安全率は  $R=0.5$  で  $\nu^*=1.52$  が最低値である。

### b) モデル M

縦補剛材の剛比  $\gamma/\gamma_N$  をパラメーターとして、極限強度  $\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y$  と幅厚比パラメーター  $R$  の関係を、タイプ I について示したのが図-14であり、タイプ II について示したのが図-15である。なお、図中には道示の耐

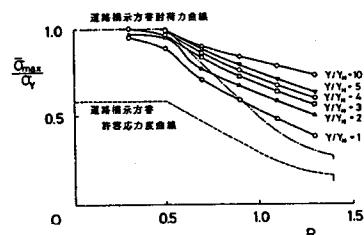


図-14 極限強度曲線（モデルM、タイプI）

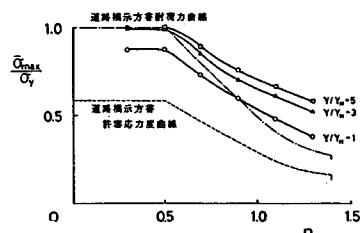


図-15 極限強度曲線（モデルM、タイプII）

荷力曲線ならびに許容応力度曲線を示した。これらの図より以下の事柄がわかる。

①  $\gamma/\gamma_N=1$  の場合、タイプ I およびタイプ II の補剛板の極限強度は、 $R \leq 0.9$ において道示耐荷力曲線を下回る。また、 $R > 0.9$  の領域では道示耐荷力曲線を上回る極限強度を与える。

② 道示耐荷力曲線を満たす極限強度を得るために、 $R \leq 0.5 : \gamma/\gamma_N = 4 \sim 5, R = 0.7 : \gamma/\gamma_N = 2 \sim 3$

$$R = 0.9 : \gamma/\gamma_N = 1, R \geq 1.1 : \gamma/\gamma_N < 1$$

のような剛比が必要である。

③ 極限強度を許容応力度より得られる値で除した実安全率  $\nu^*$  を求めると、その最低値は次のとおりである。

$$\text{タイプ I の場合} \cdots R = 0.7 \text{ のとき } \nu^* = 1.50$$

$$\text{タイプ II の場合} \cdots R = 0.5 \text{ のとき } \nu^* = 1.47$$

## 6. 結論

圧縮補剛板について行った数値解析結果より得られた事柄を以下に列挙する。

(1) 縦補剛材 2 本を有する連続補剛板（モデル T）について

(a) 補剛板の要素分割は、剛比  $\gamma/\gamma_N$  が増加するに従い細かくする必要があることを確認した。 $\gamma/\gamma_N=1$  では、補剛材間の板パネルを幅方向に 4 分割、 $\gamma/\gamma_N=2, 5$  では 6 分割にすれば十分である。

(b) 縦補剛材の層割り数は 6 層で十分な精度が得られる。層割り数を多くしても計算時間にはほとんど影響しないが、若干計算機の記憶容量が増大する。

(c) 残留応力を有しない補剛板の極限強度に比較し、板パネルの残留圧縮応力度  $\sigma_{rc} = -0.4 \sigma_y$  の場合で 12.4 %、 $\sigma_{rc} = -0.3 \sigma_y$  の場合では 10.5 % の強度低下が生ずる。また、初期たわみについては、道示の限界値の初期たわみを有する補剛板の極限強度に比較して、初期たわみを 1/4 にした場合の強度の上昇率は 1.1 % にすぎない。

(d) 残留圧縮応力度  $\sigma_{rc} = -0.4 \sigma_y$  で、初期たわみが道示限界値の場合、縦補剛材に SM 58 材を用いたハイブリッド補剛板の極限強度の上昇は、通常の板パネル、補剛材とも SS 41 材を用いた補剛板に比較して 11.8 % にとどまり、飛躍的な効果とはいがたい。

(e) 残留圧縮応力度  $\sigma_{rc} = -0.3 \sigma_y$  で、初期たわみが道示限界値の場合、板パネル、補剛材とも SM 58 材を用いた補剛板は、SS 41 材を用いた補剛板に比較して 1.6 % 程度の強度上昇しかみられなかった。

(f) 縦補剛材の剛比を高くすることにより極限強度は上昇するが、その上昇具合は  $R$  が大きい領域で顕著である。また、補剛材の剛性を高くすればするほど、

補剛板の強度は最終的には補剛材間の板パネルの極限強度で決定されることになるため、むやみに補剛材の剛性を高くすることは合理的な設計とはいえない。

(2) 多くの縦補剛材をもつ連続補剛板（モデルM）について

(a) 補剛板の要素分割と縦補剛材の層割り数については、(1)(a) および (1)(b) と同様な結果が得られた。

(b) タイプIとタイプIIの両タイプの解析モデルにおいて、極限強度にほとんど差異は認められなかった。

(c) 縦補剛材の剛比を大きくすることにより、極限強度は上昇するが上昇の傾向は  $R$  の大きい領域で顕著である。

(d)  $\gamma/\gamma_n=1$  の場合、極限強度は  $R \leq 0.9$  において道示耐荷力曲線を下回る値をとる。

(e) 道示耐荷力曲線を満たす極限強度を得るために必要な縦補剛材の剛比が示された。

(f) 道示耐荷力曲線の実安全率  $\nu^*$  の最低値が示された。

#### 参考文献

- 1) 岡村宏一・吉田公憲：圧縮を受けるリブ付き鋼板の弾塑性座屈、土木学会昭和50年度関西支部年次学術講演会、1975年。
- 2) 岡村宏一・吉田公憲・石川一美：圧縮を受ける補剛板の辺長比と必要剛比の関係について、土木学会第32回年次学術講演会、I-283、1977年10月。
- 3) Bilstein, W. : Beitrag zur Berechnung vorverformter, mit diskreten Längsstäben ausgesteifter, ausschliesslich in Längsrichtung belasteter Rechteckplatten nach der nichtlinearen Beultheorie, Der Stahlbau, J. 43, H. 7, S. 193-201 und H. 9, S. 276-282, 1974.
- 4) 山田善一・渡辺英一：FEMによる補剛板の後座屈に関する考察、土木学会第30回年次学術講演会概要集、I-72、1975年10月。
- 5) Tvergaard, V. and Needleman, A. : Buckling of Eccentrically Stiffened Elastic-Plastic Panels on Two Simple Supports or Multiply Supported, Int. J. Solids Structures, Vol. 11, pp. 645~663, 1975.
- 6) 上田幸雄・矢尾哲也・菊本仁司：補剛材の最小剛比について、日本造船学会論文集、第140号、pp.199~204、1976年12月。
- 7) 北田俊行・小松定夫・岡田純一：初期不整を有する補剛された圧縮板の極限強度について、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、1977年6月。
- 8) Schmidt, B., Damrath, R. and Pahl, P. J. : A Geomet-
- rically and Physically Nonlinear Finite Element Method for the Analysis of Stiffened Rectangular Panels, Formulations and Computational Algorithms in Finite Element Analysis, edited by K. J. Bathe, J. T. Oden and W. Wunderlich, M. I. T., pp. 294~320, 1977.
- 9) Crisfield, M. A. : A Combined Rayleigh-Ritz/Finite Element Method for the Nonlinear Analysis of Stiffened Structures, Computers & Structures, Vol. 6, No. 6, pp. 679~689, 1978.
- 10) 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法、土木学会論文報告集、第296号、pp.1~12、1980年4月。
- 11) Ueda, Y. and Yao, T. : Ultimate Strength of Stiffened Plates and Minimum Stiffness Ratio of Their Stiffeners (under Thrust), Transactions of JWRI, Vol. 10, No. 2, pp. 97~109, 1981.
- 12) 川井忠彦・大坪英臣：平板の幾何学的非線形問題の一解法、日本造船学会論文集、第126号、1969年12月。
- 13) 小松定夫・北田俊行・宮崎清司：残留応力および初期たわみを有する圧縮板の弾塑性解析、土木学会論文報告集、第244号、pp.1~14、1975年12月。
- 14) 小松定夫・北田俊行：初期不整をもつ補剛された圧縮板の極限強度の実用計算法、土木学会論文報告集、第302号、pp.1~13、1980年10月。
- 15) 奈良 敬・小松定夫・北田俊行：初期不整を含む縦リブで補剛された連続圧縮板の弾塑性解析、土木学会第32回年次学術講演会概要集、I-282、1977年10月。
- 16) 小松定夫・北田俊行・奈良 敬：初期不整を含む縦リブで補剛された連続圧縮板の極限強度特性、土木学会昭和53年度関西支部年次学術講演会概要、1978年5月。
- 17) Komatsu, S. and Kitada, T. : Refined Finite Element Analysis of Plane Elasto-Plastic Problems, Technology Reports of Osaka University, Vol. 25, 1975.
- 18) 小松定夫編：鋼橋部材の形状初期不整と耐荷力の統計学的研究、JSSC, Vol. 16, No. 170, pp. 10~43, 1980年4月。
- 19) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、昭和55年2月。
- 20) 小松定夫・牛尾正之・北田俊行：補剛板の残留応力および初期たわみに関する実験的研究、土木学会論文報告集、第265号、pp.25~35、1977年9月。
- 21) Deutscher Ausschuss für Stahlbau-Richtlinien : DAST Ri-012, 1978.
- 22) DIN 4114 Blatt 1 : Stahlbau, Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung), Berechnungsgrundlagen, Varschriften, Juli, 1952.
- 23) DIN 4114 Blatt 2 : Stahlbau, Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung), Berechnungsgrundlagen, Richtlinien, Februar, 1953.

(1987.5.29・受付)