

鋼製橋脚を対象とした圧縮補剛板の単調載荷挙動における 平均応力—平均ひずみ関係のモデル化

Modeling of averaged stress-strain relations of stiffened compression plates for steel piers

小澤一誠* 石川貴士** 王 慶雲*** 後藤芳顯****

Kazushige OZAWA, Takashi ISHIKAWA, Qingyun WANG and Yoshiaki GOTO

- * 日本車輛製造株式会社 鉄構本部 (〒456-8691 名古屋市熱田区三本松町1番1号)
- ** 工修 トビー工業株式会社 鉄構事業部 (〒441-8074 愛知県豊橋市明海町1番地)
- *** 工博 日本車輛製造株式会社 鉄構本部 (〒456-8691 名古屋市熱田区三本松町1番1号)
- **** 工博 名古屋工業大学 社会開発工学科 (〒466-0061 名古屋市昭和区御器所町)

Modeling of averaged stress-strain relations for stiffened compression plate is investigated in view of the application to the push-over seismic analysis of steel piers. The model presented herein can predict the averaged stress-strain curves for arbitrary stiffened compression plate elements. In the predicted curves, the effects of the local buckling as well as the localization of buckling patterns are taken into account. The prediction curves are in good agreement with those obtained by the FEM analysis.

Key words: prediction model, stiffened plate, steel pier, ductility, constitutive relation

1. まえがき

大地震を対象とした鋼製橋脚の耐震設計においては、その非弾性終局挙動の把握が重要である。鋼製橋脚の非弾性終局挙動には、構成補剛板要素の複雑な局部座屈挙動が関与するため、一般に、実験を中心に検討が行われてきた¹⁾。その後、材料の構成則として、実状に即したものをを用いれば、シェル要素による弾塑性有限変位解析により、かなり正確に鋼製橋脚の終局挙動を予測できることが明らかになった²⁾⁻⁴⁾。これにより、実験を行わずに解析的に鋼製橋脚の終局挙動を把握することも試みられるようになった。しかしながら、これらの解析では、鋼製橋脚全体をシェル要素を用いて離散化し、弾塑性有限変位解析を行うため、膨大な計算時間と労力が必要になる。したがって、計算機能力が飛躍的に向上した現状においても、この解析をそのまま通常の耐震設計業務に用いるのは現実的ではないといえる。

一方、はり要素を用いた弾塑性有限変位解析は鋼製橋脚の地震時終局挙動を予測する手段としては簡便で、汎用性があり通常の耐震設計業務に用いる解析手法として適したものである。また、鋼製橋脚の保有水平耐力評価法として、一部実用化もなされている⁵⁾。ただ、はり要素では、

構成補剛板要素の局部座屈の影響を考慮できない大きな欠点がある。著者らは、この問題を改善する手法として、あらかじめ、局部座屈が予想される補剛板パネルの平均応力—平均ひずみ関係を求めておき、これをはり要素の構成則として組み込み、近似的に局部座屈を考慮する簡易解析法を提案している⁶⁾。この方法を実用化するためには、任意の諸元・材質を持つ補剛板に対して、平均応力—平均ひずみ関係を設定する必要がある。

本論文では、圧縮補剛板支配パラメータの任意の値に対して平均応力—平均ひずみ関係を予測しうるモデルの提示を行うことを目的とする。手法としては、まず、補剛板の支配パラメータを変化させ、数多くの補剛板パネルの弾塑性有限要素解析を実施して、平均応力—平均ひずみ関係を求める。つぎに、この結果を基に、補剛板の支配パラメータを関数として、補間することにより平均応力—平均ひずみのモデル化を行う。

対象とする圧縮補剛板は、鋼製橋脚躯体の基部パネルを想定した一端固定他端単純支持の2径間連続補剛板と橋脚上部パネルを想定した両端単純支持の2径間連続補剛板である。なお、2径間としたのは、局部座屈モードの局所化による変形能の低下を考慮するためである。

2. 圧縮補剛板の支配パラメータ

図1に示す構造諸元を持つ等間隔に補剛材を有する圧縮補剛板の耐力は縦リブと板とから成るT型断面柱の耐力と端部の板の耐力との和で表されるもの⁷⁾とすると、圧縮補剛板の耐力に関する無次元化支配パラメータとしては次に示す板に関する3つのパラメータと縦リブに関する2つのパラメータに集約される。

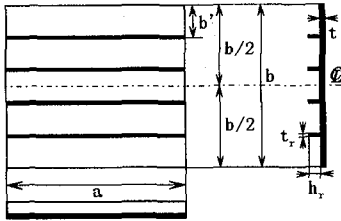


図1 補剛板の構造諸元

板に関するパラメータ

- 1) 圧縮補剛材間板パネルの幅厚比パラメータ⁸⁾ : R_r

$$R_r = \frac{b}{nt} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{4\pi^2}} \quad (1)$$

- 2) 補剛板パネルのアスペクト比 : $\alpha = a/b$

- 3) 補剛材間板パネル数 : n

縦リブに関するパラメータ

- 4) 無次元化剛比⁸⁾ : γ/γ^*

$$\gamma = \frac{EI_l}{bD} \quad (2)$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}, \quad I_l = \frac{h_r^3 t_r}{3} \quad (3)$$

γ^* は圧縮補剛板と補剛材間パネルの弾性座屈応力が等しくなる縦補剛材の剛比で、単純支持条件下では周知の様に定式化されており、一端固定他端単純支持条件下では後述するFEM解析により数値的に求められる。

- 5) 縦リブ断面のアスペクト比 : h_r/t_r

圧縮補剛板の終局挙動は鋼材のヤング係数、ポアソン比、降伏応力を一定とすれば、図1に示す基本的な6つのパラメータ (a , b , t , n , h_r , t_r) に支配されるが、このうち縦リブ間隔 $b' = b/n$ を一定とすれば支配パラメータは5つとなる。実際に建設される鋼製橋脚では b' は 400 mm から 500 mm が殆どであり、 b' をその中でも最も多く使用される 500 mm と仮定する。以上から、これら5つの基本寸法に関するパラメータは前記補剛板に関する5つのパラメータで置き換える事ができる。さらに、縦リブ断面のアスペクト比 h_r/t_r は、通常の補剛板の設計に使用されている標準的な値として $h_r/t_r = 9$ に固定すると支配パラメータは4つになる。この4つの支配パラ

メータの範囲は実際に使用されている補剛板を参考に表1のように設定する。

表1 支配パラメータの範囲

支配パラメータ	支配パラメータの範囲
R_r	0.3~0.5
γ/γ^*	1.0~5.0
α	0.5~1.0
n	4~6

但し、 $b' = b/n = 500$ mm

3. 解析の諸条件

3.1 解析モデルの選定

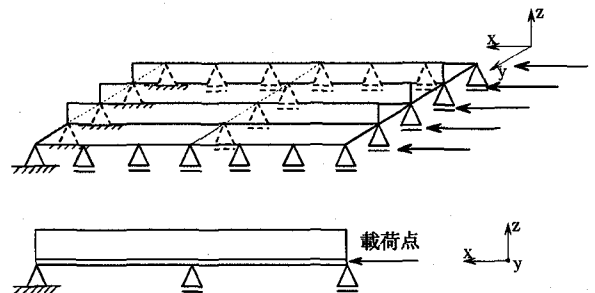
圧縮補剛板の平均応力-平均ひずみ関係は過去の例からもわかるように2径間を各々半パネルで代表させる連続補剛板モデル^{9) 10)}を対象とするのが一般的である。しかしながら、このモデルでは座屈モードの局所化¹¹⁾による変形能の低下が考慮出来ない。したがってここでは、圧縮補剛板の平均応力-平均ひずみの関係を求めるための解析モデルとして2径間の圧縮補剛板を対象とする。

鋼製橋脚等通常の圧縮補剛板の端部境界条件は殆どの場合単純支持状態と考えられる。しかし、鋼製橋脚の基部ではベースプレートやリブ等のアンカーボルト定着構造の拘束効果を考慮せねばならず圧縮補剛板の端部は単純支持よりむしろ固定端状態と考えられる。基部にコンクリートを充填する場合もコンクリートを充填しない部分で充填部との境界にある圧縮補剛板の境界条件はコンクリートにより縦リブおよび横リブが拘束される事から固定端状態と考えられる。

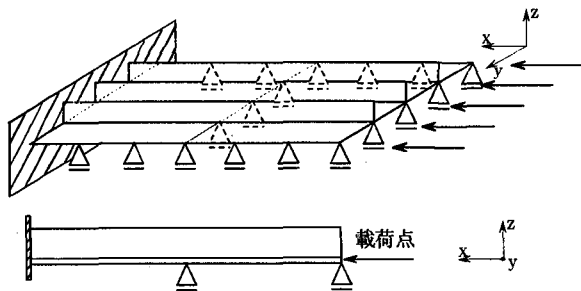
以上から圧縮補剛板パネルの平均応力-平均ひずみ関係は、鋼製橋脚の上部パネルを想定した両端単純支持2径間連続補剛板のモデルと、鋼製橋脚の基部パネルを想定した一端固定他端単純支持2径間連続補剛板モデルの2ケースで代表することができるものと考えられる。

3.2 2種類の解析モデル

解析対象とする両端単純支持2径間連続補剛板ならびに一端固定他端単純支持2径間連続補剛板のモデルを図2に示す。載荷点は板パネルの可動側端部の厚さ方向中央部のみでリブ部分には載荷を行っていない。



(a) 両端単純支持2径間連続補剛板



(b) 一端固定他端単純支持 2 径間連続補剛板

図 2 解析モデル

これら 2 種類の解析ケースの境界条件を表 2 に示す。

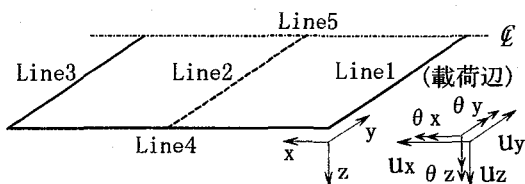
表 2 2 種類の解析ケースの境界条件

(a) 両端単純支持 2 径間連続補剛板

Line 1	$U_z = \theta_x = \theta_z = 0$ 、 縦リブ端部直線保持
Line 2	$U_z = \theta_x = \theta_z = 0$
Line 3	$U_x = U_z = \theta_x = \theta_z = 0$ 、 縦リブ端部直線保持
Line 4	$U_z = \theta_y = \theta_z = 0$
Line 5	$U_y = \theta_x = \theta_z = 0$

(b) 一端固定他端単純支持 2 径間連続補剛板

Line1	$U_z = \theta_x = \theta_y = \theta_z = 0$ 、 縦リブ端部直線保持
Line2	$U_z = \theta_x = \theta_z = 0$
Line3	$U_x = U_z = \theta_x = \theta_y = \theta_z = 0$ 縦リブ端部も同上
Line4	$U_z = \theta_y = \theta_z = 0$
Line5	$U_y = \theta_x = \theta_z = 0$



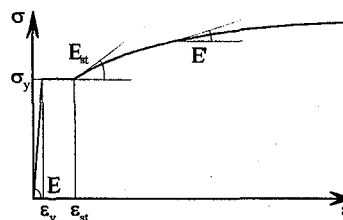
解析では変位制御により、平均ひずみ 5 % ($\varepsilon/\varepsilon_y = 22.826$ (SM570)) までの圧縮単調荷重を行う。本研究では、2 種類の解析モデルについては 2. で示した 4 つの支配パラメータを表 1 に示す現実的な範囲で変化させるが、解析対象とする支配パラメータ値は表 3 に示すものとする。これらの支配パラメータの組み合わせ総数は 36 通りとなる。この値は 5.1 で述べる予測モデルの未定定数を算出するのに最低限必要な数である。

表 3 解析対象とする支配パラメータの値

支配パラメータ	解析したパラメータ値		
R r	0.3	0.4	0.5
γ/γ^*	1.0	3.0	5.0
α	0.5		1.0
n	4		6

3.3 材料構成則

現状において鋼製橋脚に最も多く用いられる鋼材として SM570 を対象に解析を行う。その材料構成則を文献 10) に従って図 3 に示す。



$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = \frac{1}{\xi} \cdot \frac{E_{st}}{E} \left\{ 1 - e^{-\xi(\varepsilon/\varepsilon_y - \varepsilon_{st}/\varepsilon_y)} \right\} + 1 \quad (\varepsilon_{st} \leq \varepsilon)$$

鋼 材	ξ	E/E_{st}	$\varepsilon_{st}/\varepsilon_y$
SM570	0.02	100	3

図 3 材料構成則

3.4 初期たわみ

初期たわみの量は図 4 に示す許容初期たわみ⁸⁾を採用する。

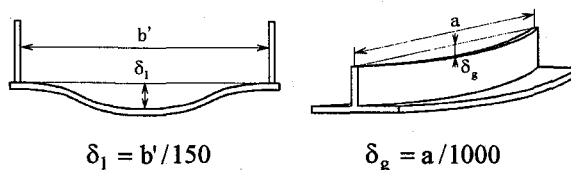


図 4 許容初期たわみ

初期たわみ形状は図 5 に示す Global 波と Local 波を合成した初期たわみ波形とする¹⁰⁾。すなわち、初期たわみ量 δ は以下の関数形で表されると仮定する。

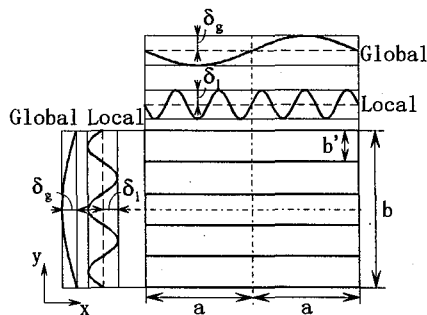


図 5 初期たわみ

$$\delta = \frac{a}{1000} \sin\left(\frac{\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{\pi y}{a}\right) + \frac{b}{150n} \sin\left(\frac{n_x \pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{n \pi y}{a}\right) \quad (4)$$

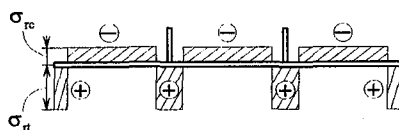
ただし、 n_x はLocal波の1径間あたりのx方向半波数を表しており、幅方向のLocal波の波長と長手方向のLocal波の波長を等しくする為に導入したものである。 n_x の値は支配パラメータ n , α の組み合わせにより異なるため、表4に示すようにする。

表4 支配パラメータ n , α の組み合わせによるLocal波の1径間あたりのx方向半波数

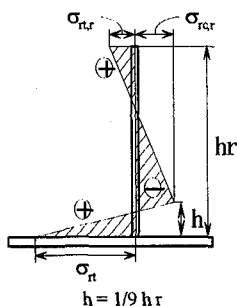
支配パラメータの組み合わせ		n_x の値
$n=4$	$\alpha=0.5$	2
	$\alpha=1.0$	4
$n=5$	$\alpha=0.5$	3
	$\alpha=1.0$	5
$n=6$	$\alpha=0.5$	3
	$\alpha=1.0$	6

3.5 残留応力

残留応力としては図6 (a), (b)に示す分布形状¹²⁾を用いる。図6中の残留応力値は表5のようになる¹³⁾。



(a) 板パネル部



(b) リブ部

図6 残留応力

表5 SM570材の残留応力値

σ_y	σ_{rt}/σ_y	σ_{rc}/σ_y	$\sigma_{rc,r}/\sigma_y$	$\sigma_{rt,r}/\sigma_y$
46 kgf/mm ²	0.9	0.20	0.20	0.1125

3.6 解析法

補剛板の終局挙動の弾塑性有限要素解析には、FEM解析の汎用ソフトABAQUS (Ver5. 5-1)¹⁴⁾を用いる。補剛板全体は4節点厚肉シェル要素 (S4R)を用いて離散化し、鋼材の構成則としては図3に示す単調載荷時の応力-ひずみ関係に基づく等方硬化則を用いる。等方硬化則を用いた理由としては、本解析は変位制御による単調載荷解析であり、材料の繰返し塑性の影響がないためである。

4. 圧縮補剛板の離散化に関する検討

4.1 板パネルの要素分割数に対する検討

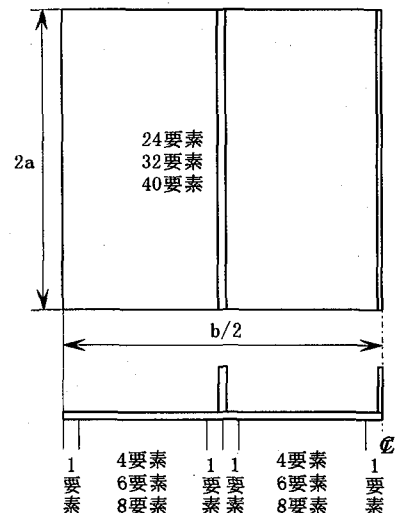
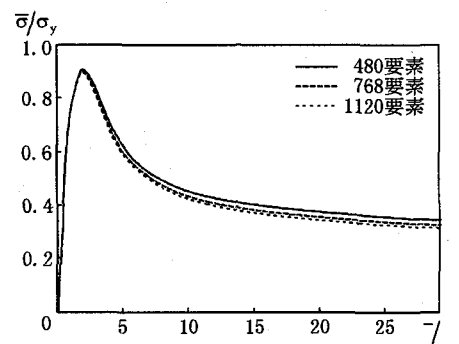


図7 要素分割数

図7に示すような板パネルの幅方向の要素分割については、480要素、768要素、1120要素の3ケースを考えた。すなわち、幅方向パネル間6要素、8要素、10要素、長さ方向の要素分割24要素、32要素、40要素の3ケースとした。以上の3ケースの各解析結果として図8にこれらの平均応力-平均ひずみ関係を示す。



($R_r=0.4$, $\gamma/\gamma^*=3.0$, $\alpha=0.5$, $n=4$)

図8 平均応力-平均ひずみ関係

図8から、ケース1 (総要素数480) は補剛板の最大荷重到達以降の劣化が他の2つと比べ若干少な目に評価さ

れている。一方、ケース2（総要素数が768）からケース3（総要素数1120）に増加する部分では、ほぼ同じ経路をたどることから、ほぼケース2で収束値が得られるものと判断される。従ってここではケース2（総要素数768）を採用する。

4.2 リブ部の要素分割及び残留応力形状に対する検討

リブ部の離散化についても、残留応力分布を考慮しなければならない。ここでは、従来の研究¹⁴⁾を参考に図9の様にリブ高に対して4等分したモデルと残留応力分布を考慮して7分割したモデルについて検討する。

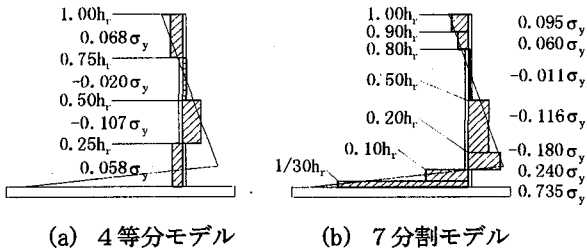


図9 リブの要素分割法による応力分布の違い

解析モデルは支配パラメータ $\alpha=0.5$ 、 $n=4$ の2径間両端単純支持連続補剛板とする。リブに対して上記2種類の分割数を用いた場合の解析を、リブ剛比が最も小さい場合($R_r=0.5$ 、 $\gamma/\gamma^*=1.0$)とリブが最も大きい場合($R_r=0.3$ 、 $\gamma/\gamma^*=5.0$)について行う。これらの解析から得られた平均応力—平均ひずみ関係を、4等分モデルと7分割モデルとを比較する形で図10に示す。

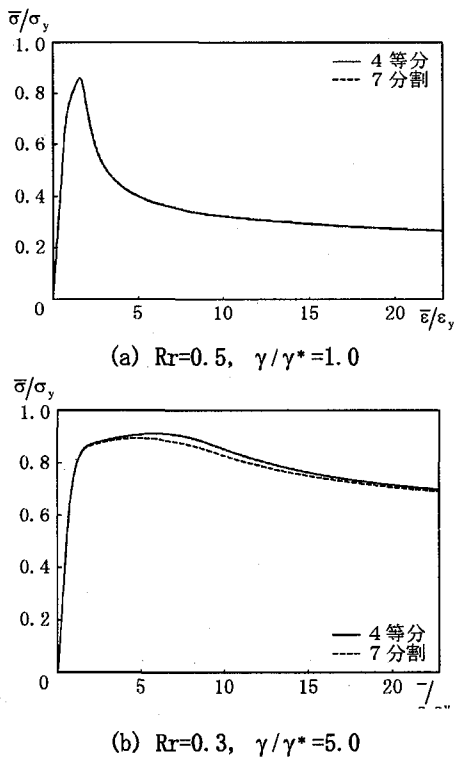


図10 平均応力—平均ひずみ関係の比較

さらに、表6にはリブ剛比が最も小さいときとリブ剛比が最も大きいときそれぞれの解析における4等分モデルの7分割モデルに対する最大耐荷力および吸収エネルギーの比を示す。

図10、表6より、リブ剛比が小さいときは離散化の差の影響は無いが、リブ剛比が最も大きい場合でも最大耐荷力で1.9%、吸収エネルギーで1.8%程度の誤差である。したがって、計算効率を考えてリブには4等分モデルを採用する。

表6 4等分モデルの7分割モデルに対する最大耐荷力および吸収エネルギーの割合

	最大耐荷力の割合	吸収エネルギーの割合
$R_r=0.5$, $\gamma/\gamma^*=1.0$	1.000	0.997
$R_r=0.3$, $\gamma/\gamma^*=5.0$	1.019	1.018

5. 連続圧縮補剛板の平均応力—平均ひずみ関係のモデル化

5.1 予測モデル

2種類の2径間連続補剛板モデルにおける単調載荷時の平均応力—平均ひずみ関係のモデル化を行うために、まず、図11に示す平均応力—平均ひずみ曲線上の5つの基準点を考える。ここでは平均応力 $\bar{\sigma}$ 、平均ひずみ $\bar{\epsilon}$ をそれぞれ鋼材の降伏応力 σ_y 、降伏ひずみ ϵ_y で除した無次元化物理量 $\tilde{\sigma}=\bar{\sigma}/\sigma_y$ 、 $\tilde{\epsilon}=\bar{\epsilon}/\epsilon_y$ で表す。

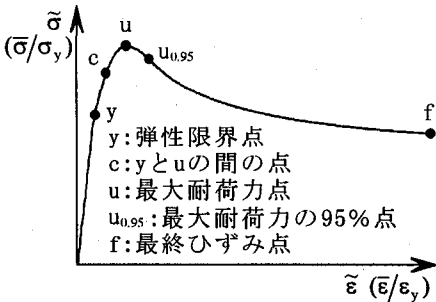


図11 モデル化のための基準点

5つの基準点における10個の無次元化物理量 $\tilde{\epsilon}_y, \tilde{\sigma}_y, \tilde{\epsilon}_c, \tilde{\sigma}_c, \tilde{\epsilon}_u, \tilde{\sigma}_u, \tilde{\epsilon}_{u0.95}, \tilde{\sigma}_{u0.95}, \tilde{\epsilon}_f, \tilde{\sigma}_f$ のうち、 $\tilde{\epsilon}_f$ は定数($\tilde{\epsilon}_f=\bar{\epsilon}/\epsilon_y=22.826$ (SM570))、また、 $\tilde{\sigma}_y, \tilde{\sigma}_{u0.95}$ は $\tilde{\sigma}_u$ から、 $\tilde{\epsilon}_y$ は初期接線剛性と $\tilde{\sigma}_y$ から計算される以下の値とする。

$$\tilde{\sigma}_y = 0.80 \times 9/11 \times \tilde{\sigma}_u \tag{5}$$

$$\tilde{\sigma}_{u0.95} = 0.95 \times \tilde{\sigma}_u \tag{6}$$

$$\tilde{\epsilon}_y = 1.10 \times \tilde{\sigma}_y \text{ (両端単純支持)} \tag{7}$$

$$\tilde{\epsilon}_y = 1.05 \times \tilde{\sigma}_y \text{ (一端固定他端単純支持)} \tag{8}$$

ここで、 $\tilde{\sigma}_y$ の計算における係数9/11は残留応力の影響により見かけの降伏点が低下するのを考慮した値（表5より $\sigma_{rt} = 0.9\sigma_y$, $\sigma_{rc} = 0.2\sigma_y$ ）であり、0.80は初期たわみ及び偏心の影響により、最大耐荷力点の $\tilde{\sigma}_u$ が低下し、それに伴い弾性限界点の $\tilde{\sigma}_y$ も低下するのを考慮した値である。また、 $\tilde{\epsilon}_y$ の計算における係数1.10、および1.05も初期たわみ及び偏心の影響により、初期接線剛性が両端単純支持の場合10%ほど、一端固定他端単純支持の場合5%ほど低下するのを考慮した値である。これらの係数の値0.80, 1.10, 1.05はいずれも数値解析結果をもとに決定している。

その他の基準点での6個の無次元化物理量 $\tilde{\epsilon}_c, \tilde{\sigma}_c, \tilde{\epsilon}_u, \tilde{\sigma}_u, \tilde{\epsilon}_{u0.95}, \tilde{\sigma}_f$ については、2. で述べた支配パラメータを変数とする次の式によって予測されると仮定する。

$$g = (a_1 R r^2 + a_2 R r + a_3) (b_1 (\gamma/\gamma^*)^2 + b_2 (\gamma/\gamma^*) + b_3) (c_1 \alpha + c_2) (d_1 n + d_2) \quad (9)$$

基準点C点は、弾性限界点と最大耐荷力点の間に変曲点を有するケースに備えて設定している。また、条件 $\tilde{\epsilon}_y < \tilde{\epsilon}_c < \tilde{\epsilon}_u, \tilde{\sigma}_y < \tilde{\sigma}_c < \tilde{\sigma}_u$ が満足される様に、 $\tilde{\epsilon}_c, \tilde{\sigma}_c$ を下式のように表わす。

$$\begin{cases} \tilde{\epsilon}_c = \tilde{\epsilon}_y + (\tilde{\epsilon}_u - \tilde{\epsilon}_y) \cdot \lambda & (0 \leq \lambda \leq 1) \\ \tilde{\sigma}_c = \tilde{\sigma}_y + (\tilde{\sigma}_u - \tilde{\sigma}_y) \cdot \mu & (0 \leq \mu \leq 1) \end{cases} \quad (10)$$

これより

$$\begin{cases} \lambda = (\tilde{\epsilon}_c - \tilde{\epsilon}_y) / (\tilde{\epsilon}_u - \tilde{\epsilon}_y) & (0 \leq \lambda \leq 1) \\ \mu = (\tilde{\sigma}_c - \tilde{\sigma}_y) / (\tilde{\sigma}_u - \tilde{\sigma}_y) & (0 \leq \mu \leq 1) \end{cases} \quad (11)$$

が成立するので、ここで $\tilde{\epsilon}_c, \tilde{\sigma}_c$ の代わりに、 λ, μ を用いる。

式 (9) を展開し、さらに各項の定数を独立とすると、基準点での6個の無次元化物理量の予測式は未定定数が36個の次の式となる。

$$\begin{aligned} g = & a_1 R r^2 (\gamma/\gamma^*)^2 \alpha \cdot n + a_2 R r^2 (\gamma/\gamma^*)^2 \alpha + a_3 R r^2 (\gamma/\gamma^*)^2 n \\ & + a_4 R r^2 (\gamma/\gamma^*)^2 + a_5 R r^2 (\gamma/\gamma^*) \alpha \cdot n + a_6 R r^2 (\gamma/\gamma^*) \alpha \\ & + a_7 R r^2 (\gamma/\gamma^*) n + a_8 R r^2 (\gamma/\gamma^*) + a_9 R r^2 \alpha \cdot n + a_{10} R r^2 \alpha \\ & + a_{11} R r^2 n + a_{12} R r^2 + a_{13} R r (\gamma/\gamma^*)^2 \alpha \cdot n + a_{14} R r (\gamma/\gamma^*)^2 \alpha \\ & + a_{15} R r (\gamma/\gamma^*)^2 n + a_{16} R r (\gamma/\gamma^*)^2 + a_{17} R r (\gamma/\gamma^*) \alpha \cdot n \\ & + a_{18} R r (\gamma/\gamma^*) \alpha + a_{19} R r (\gamma/\gamma^*) n + a_{20} R r (\gamma/\gamma^*) + a_{21} R r \cdot \alpha \cdot n \\ & + a_{22} R r \alpha + a_{23} R r \cdot n + a_{24} R r + a_{25} (\gamma/\gamma^*)^2 \alpha \cdot n + a_{26} (\gamma/\gamma^*)^2 \alpha \\ & + a_{27} (\gamma/\gamma^*)^2 n + a_{28} (\gamma/\gamma^*)^2 + a_{29} (\gamma/\gamma^*) \alpha \cdot n + a_{30} (\gamma/\gamma^*) \alpha \\ & + a_{31} (\gamma/\gamma^*) n + a_{32} (\gamma/\gamma^*) + a_{33} \alpha \cdot n + a_{34} \alpha + a_{35} n + a_{36} \end{aligned} \quad (12)$$

未定定数36個を決定するために、表3に示した支配パラメータ値を組み合わせた36パターンの補剛板について有限要素解析を行う。これらの解析結果から $\tilde{\epsilon}_c, \tilde{\sigma}_c, \tilde{\epsilon}_u, \tilde{\sigma}_u, \tilde{\epsilon}_{u0.95}, \tilde{\sigma}_f$ の値を読み取り、式 (11) の未定定数 $a_i (i=1 \sim 36)$ を各無次元化物理量ごとに決定する。すなわち、各無次元化物理量ごとに以下の多元連立方程式が成立する。

$$\begin{Bmatrix} g_1 \\ \vdots \\ g_{36} \end{Bmatrix} = [K] \begin{Bmatrix} a_1 \\ \vdots \\ a_{36} \end{Bmatrix} \quad (13)$$

ここに、 $\{g_1 \cdots g_{36}\}^T$ は36パターンの解析より読み取った1つの無次元量 g の値よりなるベクトル、 $[K]$ は 36×36 のマトリクス、 $\{a_1 \cdots a_{36}\}^T$ は無次元量 g に対して決定される未定定数ベクトルである。

式 (13) を解くことで、各物理量ごとに未定定数 $a_i (i=1 \sim 36)$ が決定できるので、式 (12) によって任意の支配パラメータに対する平均応力-平均ひずみ関係における4つの基準点と y 点を加えた計5点が決定される。これら決定された5つの点を図12に示すように、直線および2次曲線さらに2次双曲線で結ぶことにより、平均応力-平均ひずみ関係のモデル化を行う。まず、原点から y 点までは直線である。最大耐荷力点 u における傾きが0であること、 u, c 点が既知であるという条件から $u \sim c$ 間を2次曲線で補間する。同様にして $u \sim u_{0.95}$ 間を別の2次曲線で補間する。これにより、 c 点および $u_{0.95}$ 点における傾きがわかるため、 $c \sim y$ 間を2次曲線、 $u_{0.95} \sim f$ 間を2次双曲線で近似する。

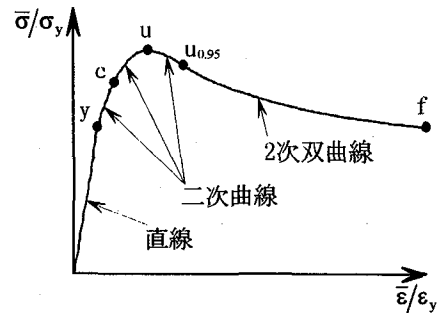


図12 平均応力-平均ひずみ関係の近似モデル

なお、 $u_{0.95}$ 点から f 点までの2次双曲線部分については区間が長いので、全36パターンの解析結果を近似することが困難であることが判明した。このため、平均応力-平均ひずみ関係の予測モデルでは、原点から最終ひずみまでの全吸収エネルギーが解析結果と一致するように $\tilde{\sigma}_f$ の値を修正し、 $\tilde{\sigma}_f$ に対する未定定数 $a_i (i=1 \sim 36)$ を決定し直した。

5.2 両端単純支持2径間連続補剛板の予測モデル

両端単純支持2径間補剛板において各支配パラメータの組み合わせに対応した補剛板モデルの構造諸元を用いて解析を行い、5.1の様に決定された式(8)の未定定数を各無次元化物理量ごとに表7に示す。予測モデルにより得られた平均応力-平均ひずみ関係と有限要素解析より得られた平均応力-平均ひずみ関係との比較を図14に示す。図14の比較図は、板厚が最も薄くリブ剛度が最も小さい構造 ($Rr=0.5$, $\gamma/\gamma^*=1.0$, $\alpha=0.5$, $n=4$) と板厚が最も厚くリブ剛度が最も大きい構造 ($Rr=0.3$, $\gamma/\gamma^*=5.0$, $\alpha=1.0$, $n=6$) の2ケースを選んでいる。図14より、いずれのケースも最大荷重までは、平均応力-平均ひずみの解析結果は予測モデルとほとんど一致している。最大荷重以降も予測モデルは板厚が薄く、リブ剛度が小さい場合に表れる大きな荷重低下領域において予測モデルは有限要素法による解析結果と若干差がある程度で全般的に良い一致を示している。

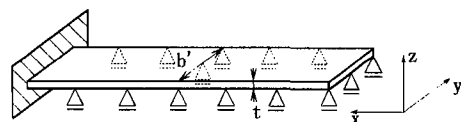
5.3 一端固定他端単純支持2径間連続補剛板の予測モデル

両端単純支持2径間連続補剛板の最適剛比 γ^* は、両端単純支持補剛板の弾性座屈応力が、補剛材間板パネルの弾性座屈応力と等しくなるという条件より式(10)の様に決定出来る¹⁵⁾。

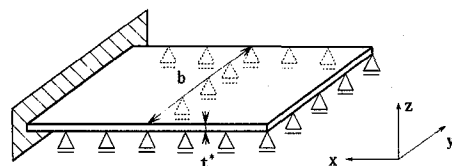
$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma^* = 4\alpha^2 n(1+n\delta_1) - \frac{(\alpha^2 + 1)^2}{n} & (\alpha \leq \alpha_0) \\ \gamma^* = \frac{1}{n} \left[\left\{ 2n^2(1+n\delta_1) - 1 \right\}^2 - 1 \right] & (\alpha > \alpha_0) \end{array} \right. \quad (10)$$

しかし、一端固定他端単純支持2径間の圧縮補剛板の最適剛比は両端単純支持補剛板の最適剛比の様には解析的に求めることができないため、次の順序で最適剛比を決定する。まず、図13(a)に示す補剛材間板パネルの弾性座屈応力を有限要素法による弾性座屈解析を行い求める。次に、図13(b)に示す一端固定他端単純支持2径間連続補剛板を板厚 t^* の等価な直交異方性板に置換し、有限要素法により弾性座屈解析を行い、弾性座屈応力を求める。そして t^* の値を変化させ、モデル(b)とモデル(a)の弾性座屈応力が等しくなるときの t^* を求めその時の γ が補剛材の最適剛比 γ^* とする。このように求めた最適剛比 γ^* をもとに補剛板モデルの構造諸元を決定する。

なお、有限要素法にもとづく直交異方性板の弾性座屈解析でのモデルの要素分割数は4.1で述べた板パネルの要素分割法を採用した。また、x方向、y方向の弾性係数 E_x , E_y 、ポアソン比 ν_x 、せん断弾性係数 G_{xy} , G_{yz} , G_{zx} の値は文献15)、16)により求めた。



(a) 補剛材間板パネル



(b) 補剛板のリブ部の断面積を平滑化した板パネル

図13 弾性座屈解析モデル

36パターンの補剛板の有限要素法解析をもとに、両端単純支持2径間連続補剛板と同様の手法で決定された一端固定他端単純支持2径間の圧縮補剛板の未定定数を表8に示す。予測モデルにより得られた平均応力-平均ひずみ関係と有限要素解析より得られた平均応力-平均ひずみ関係との比較を先に図14に示した両端単純支持2径間連続補剛板と同じ支配パラメータ値の構造について図15に示す。この場合も、図14と同様予測モデルと解析値と良く一致している。

両端単純支持2径間連続補剛板と一端固定他端単純支持2径間連続補剛板とを比較する為に図14、図15とを比べると、板厚が薄く小さい縦リブを持つ補剛板では両者の差は小さく、板厚が厚く大きい縦リブを持つ補剛板では両者の差は大きい事がわかる。板厚が薄く小さい縦リブを持つ補剛板でも最大荷重到達後の劣化形状に差が出ており、実際の橋脚基部に使用される補剛板を考えると別々の予測モデルを用いる必要がある事がわかる。

5.4 予測モデルの精度に関する考察

図14、15に示した予測モデルと有限要素法解析により得られた平均応力-平均ひずみ関係の比較では、両者が良く一致することが判明した。この比較は、補剛板の支配パラメータが表3に示す基準値の場合であり、平均応力-平均ひずみ曲線上の基準点5点が予測モデルと有限要素解析と一致する。したがって、基準点間の予測モデルの曲線の補間精度を比較したことに他ならない。ここでは、補剛板の支配パラメーターが基準値以外の場合について予測モデルの精度を検討する。図16、17には、4つのパラメータのうちに1つが基準値でない場合について、予測モデルにより得られた平均応力-平均ひずみ関係と有限要素解析の結果を両端単純支持2径間連続補剛板と一端固定他端単純支持2径間連続補剛板について比較している。また、これらの図には、有限要素解析で得られた最終状態での補剛板の変形状態も示している。図17、18より、いずれの場合も平均応力が最

表 7 両端単純支持 2 径間連続補剛板の未定定数 (SM570)

	λ	μ	$\tilde{\varepsilon}_u$	$\tilde{\sigma}_u$	$\tilde{\varepsilon}_{0.95}$	$\tilde{\sigma}_f$
a_1	-0.886	-0.185	3.132	0.036	-2.712	-0.144
a_2	0.324	1.636	-11.394	-0.276	12.475	-0.287
a_3	0.638	-0.032	1.311	0.028	2.276	0.378
a_4	0.554	0.182	-14.217	-0.185	-13.048	-1.294
a_5	9.756	1.202	-22.100	-0.216	4.471	-3.700
a_6	-15.856	-11.933	95.283	1.888	-21.642	29.151
a_7	-7.863	0.223	-3.291	-0.216	-2.768	1.450
a_8	11.071	-2.120	85.553	1.572	67.664	-14.076
a_9	-23.711	-2.901	58.849	0.287	18.036	14.294
a_{10}	79.691	12.827	-259.258	-1.114	-93.713	-95.665
a_{11}	19.399	-0.213	-40.216	0.265	-28.238	-9.979
a_{12}	-74.714	6.780	163.582	-3.213	156.610	68.272
a_{13}	0.795	0.144	-2.991	-0.032	2.251	0.102
a_{14}	-0.704	-1.334	11.920	0.236	-10.091	0.349
a_{15}	-0.609	0.024	-0.979	-0.020	-1.854	-0.283
a_{16}	-0.055	-0.117	11.221	0.134	10.747	0.891
a_{17}	-8.520	-0.989	20.816	0.194	-3.418	3.150
a_{18}	16.204	10.236	-98.843	-1.711	13.120	-24.495
a_{19}	7.176	-0.111	1.929	0.154	1.788	-1.353
a_{20}	-12.171	1.195	-67.259	-1.082	-57.719	12.393
a_{21}	20.513	2.412	-52.589	-0.251	-17.018	-11.947
a_{22}	-70.435	-10.840	238.900	1.481	87.668	79.487
a_{23}	-17.480	0.017	36.920	-0.146	27.248	8.511
a_{24}	67.599	-5.933	-157.025	1.628	-153.824	-58.135
a_{25}	-0.174	-0.027	0.707	0.007	-0.446	-0.020
a_{26}	0.261	0.263	-3.076	-0.046	1.931	-0.071
a_{27}	0.142	-0.005	0.170	0.004	0.369	0.052
a_{28}	-0.090	0.023	-2.108	-0.027	-2.182	-0.167
a_{29}	1.813	0.195	-4.859	-0.041	0.571	-0.616
a_{30}	-4.117	-2.142	25.502	0.350	-1.097	4.722
a_{31}	-1.597	0.014	-0.199	-0.032	-0.289	0.284
a_{32}	3.175	-0.169	12.564	0.202	12.511	-2.327
a_{33}	-4.342	-0.480	11.609	0.024	4.097	2.326
a_{34}	15.405	2.264	-54.843	-0.354	-20.704	-15.343
a_{35}	3.892	0.035	-8.403	0.014	-6.539	-1.721
a_{36}	-14.630	2.043	39.207	0.823	39.292	11.850

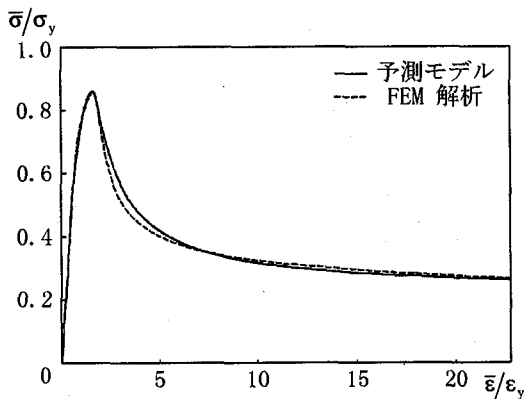
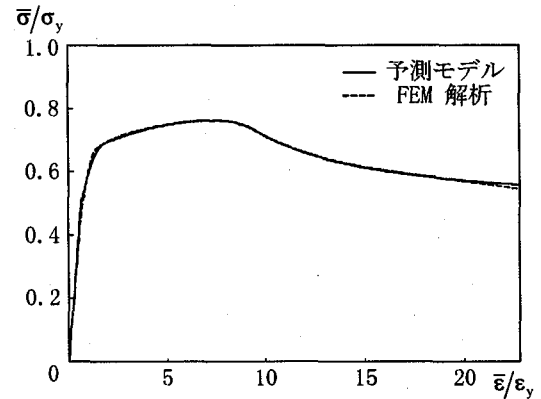
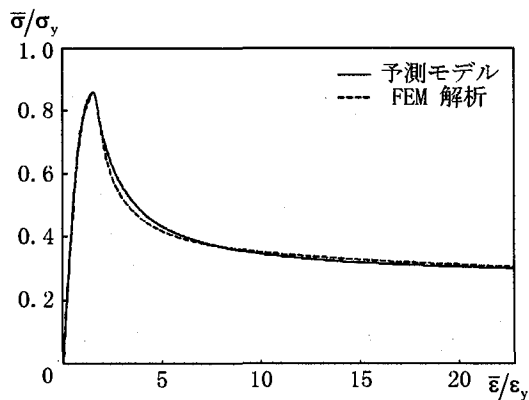
(a) $Rr=0.5$, $\gamma/\gamma^*=1.0$, $\alpha=0.5$, $n=4$ (b) $Rr=0.3$, $\gamma/\gamma^*=5.0$, $\alpha=1.0$, $n=6$

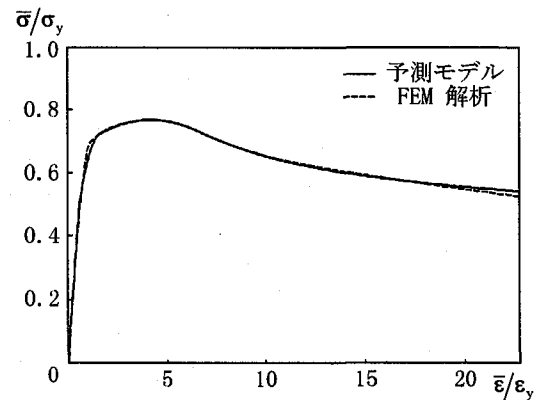
図 14 両端単純支持 2 径間連続補剛板の平均応力-平均ひずみ関係の比較

表 8 一端固定他端単純支持 2 径間連続補剛板の未定定数 (SM570)

	λ	μ	$\tilde{\varepsilon}_u$	$\tilde{\sigma}_u$	$\tilde{\varepsilon}_{0.95}$	$\tilde{\sigma}_f$
a_1	-1.041	-0.583	3.144	0.103	-2.679	1.175
a_2	1.477	3.654	-8.583	-0.572	10.129	-6.357
a_3	0.994	0.522	-4.211	-0.098	-0.613	-0.671
a_4	-1.689	-2.584	12.709	0.416	0.901	3.585
a_5	4.996	5.392	-10.889	-0.570	7.631	-7.353
a_6	6.298	-31.945	8.175	3.414	-31.532	40.761
a_7	-5.973	-4.368	19.996	0.562	10.412	4.018
a_8	1.818	19.870	-30.338	-2.105	-10.968	-21.939
a_9	-2.422	-7.849	-0.244	0.156	10.326	9.597
a_{10}	-31.638	34.030	64.318	-0.549	-55.689	-57.315
a_{11}	5.927	5.037	-15.785	-0.397	-15.399	-4.951
a_{12}	2.490	-15.093	18.772	-0.220	92.957	30.659
a_{13}	0.855	0.486	-2.573	-0.088	3.306	-0.987
a_{14}	-1.344	-3.035	7.211	0.480	-12.466	5.347
a_{15}	-0.844	-0.435	3.648	0.082	0.142	0.594
a_{16}	1.482	2.182	-11.095	-0.358	0.888	-3.134
a_{17}	-4.076	-4.436	8.659	0.481	-13.115	6.237
a_{18}	-4.110	26.462	-8.498	-2.871	51.313	-34.492
a_{19}	5.065	3.609	-17.255	-0.458	-6.199	-3.631
a_{20}	-1.910	-16.660	26.847	1.812	-4.187	19.347
a_{21}	1.775	6.399	1.104	-0.117	-2.931	-8.183
a_{22}	25.950	-27.447	-54.406	0.818	25.581	48.775
a_{23}	-4.910	-4.056	13.379	0.309	10.087	4.417
a_{24}	-3.219	10.727	-18.606	-0.434	-71.369	-27.257
a_{25}	-0.153	-0.098	0.478	0.018	-1.010	0.207
a_{26}	0.231	0.606	-1.346	-0.096	3.833	-1.119
a_{27}	0.168	0.089	-0.762	-0.017	0.096	-0.132
a_{28}	-0.290	-0.447	2.325	0.075	-0.750	0.681
a_{29}	0.673	0.871	-1.424	-0.098	4.857	-1.353
a_{30}	1.052	-5.254	1.292	0.563	-18.807	7.385
a_{31}	-0.989	-0.722	3.548	0.089	0.381	0.850
a_{32}	0.240	3.366	-5.428	-0.367	5.550	-4.323
a_{33}	-0.104	-1.237	-0.741	-0.007	-1.377	1.796
a_{34}	-5.816	5.390	12.191	-0.176	2.446	-10.505
a_{35}	0.919	0.803	-2.673	-0.060	-1.102	-1.065
a_{36}	1.641	-1.118	5.791	1.151	13.533	6.623

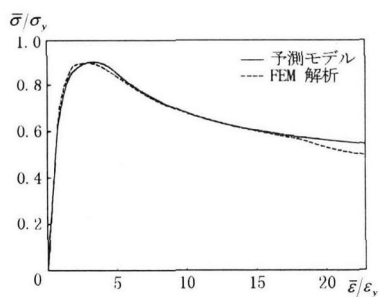


(a) $Rr=0.5$, $\gamma/\gamma^*=1.0$, $\alpha=0.5$, $n=4$

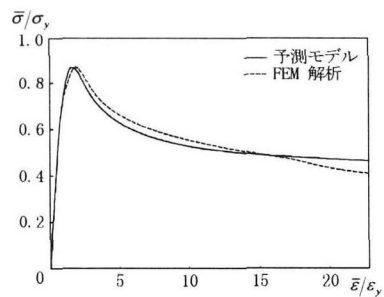
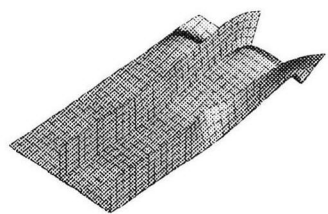


(b) $Rr=0.3$, $\gamma/\gamma^*=5.0$, $\alpha=1.0$, $n=6$

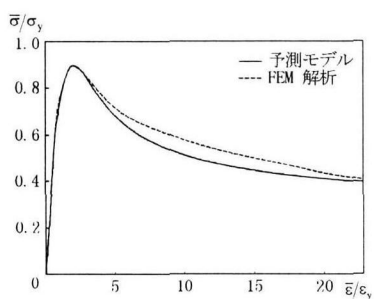
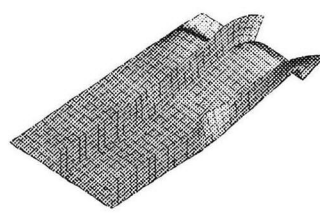
図 15 一端固定他端単純支持 2 径間連続補剛板の平均応力-平均ひずみ関係の比較



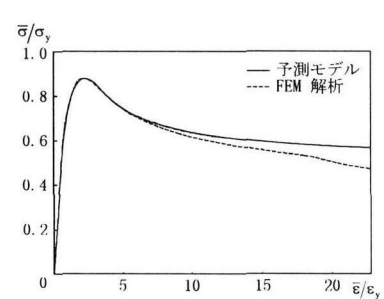
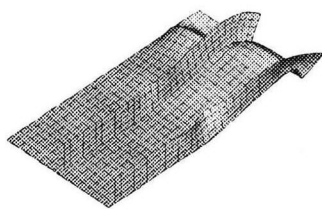
(a) $Rr=0.35$ 、 $\gamma/\gamma^*=3.0$ 、 $\alpha=0.5$ 、 $n=4$



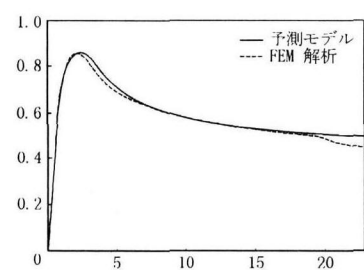
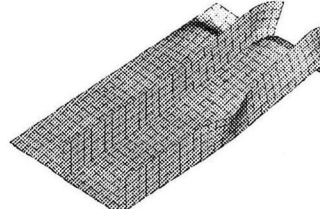
(b) $Rr=0.45$ 、 $\gamma/\gamma^*=3.0$ 、 $\alpha=0.5$ 、 $n=4$



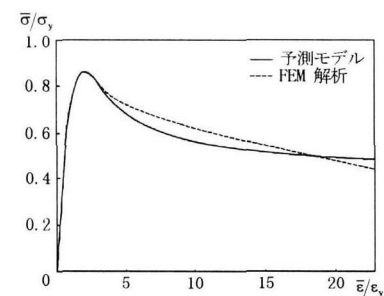
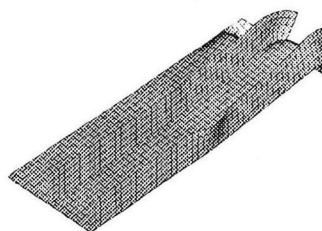
(c) $Rr=0.40$ 、 $\gamma/\gamma^*=2.0$ 、 $\alpha=0.5$ 、 $n=4$



(d) $Rr=0.40$ 、 $\gamma/\gamma^*=4.0$ 、 $\alpha=0.5$ 、 $n=4$



(e) $Rr=0.40$ 、 $\gamma/\gamma^*=3.0$ 、 $\alpha=0.75$ 、 $n=4$



(f) $Rr=0.40$ 、 $\gamma/\gamma^*=3.0$ 、 $\alpha=0.5$ 、 $n=5$

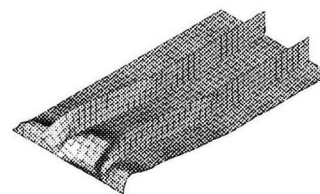
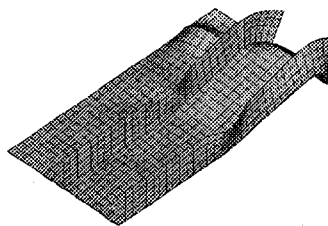
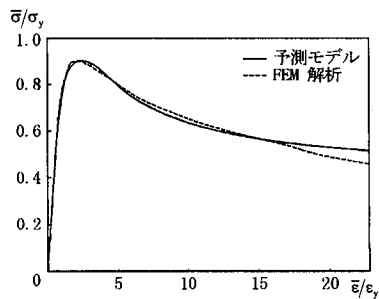
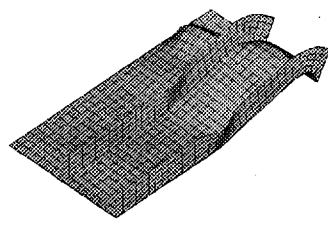
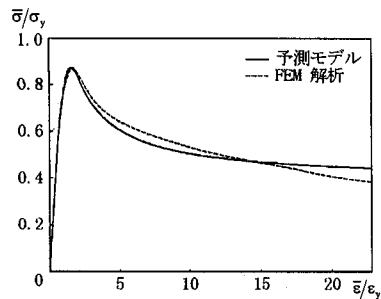


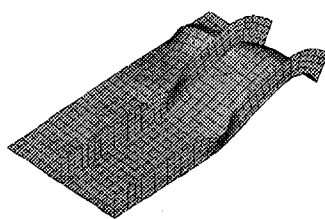
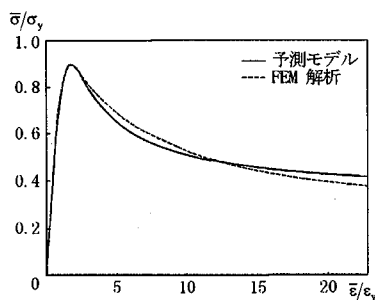
図 16 両端単純支持 2 径間連続補剛板の平均応力－平均ひずみ関係と終局変形図



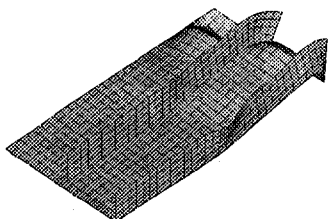
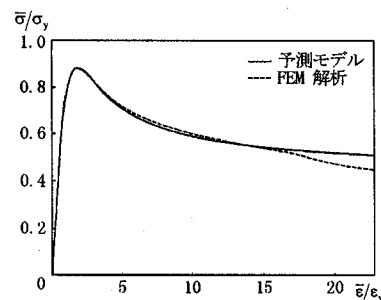
(a) $Rr=0.35$ 、 $\gamma/\gamma^*=3.0$ 、 $\alpha=0.5$ 、 $n=4$



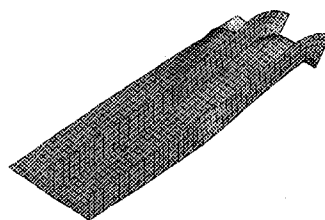
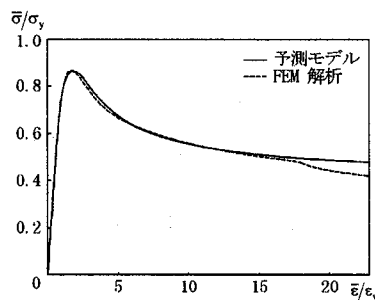
(b) $Rr=0.45$ 、 $\gamma/\gamma^*=3.0$ 、 $\alpha=0.5$ 、 $n=4$



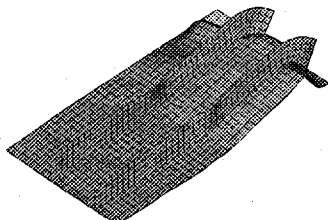
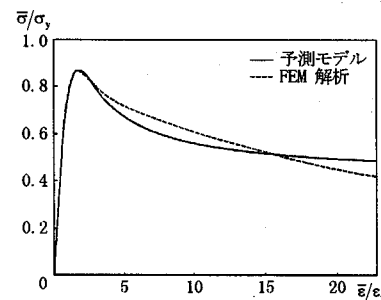
(c) $Rr=0.40$ 、 $\gamma/\gamma^*=2.0$ 、 $\alpha=0.5$ 、 $n=4$



(d) $Rr=0.40$ 、 $\gamma/\gamma^*=4.0$ 、 $\alpha=0.5$ 、 $n=4$



(e) $Rr=0.40$ 、 $\gamma/\gamma^*=3.0$ 、 $\alpha=0.75$ 、 $n=4$



(f) $Rr=0.4$ 、 $\gamma/\gamma^*=3.0$ 、 $\alpha=0.5$ 、 $n=5$

図 17 一端固定他端単純支持 2 径間連続補剛板の平均応力-平均ひずみ関係と終局変形図

大耐力点から最大耐力の 90% 程度に低下するまで予測モデルと有限要素解析の結果は良く一致している。それ以降では、やや差が現れる場合もあるが、全般的には精度の良い近似がなされている。最終状態での補剛板の変形状態に注目すると、いずれの場合も座屈モードの局所化が生じており、局所化による変形能の低下を平均応力—平均ひずみ曲線のモデル化において考慮する必要があることが確認される。

6. まとめ

補剛板パネルの局部変形を考慮した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力をはり理論にもとづき近似的に算定する手法を提示することを目的として、本論文では、この解析法に用いる任意補剛板パネルの平均応力—平均ひずみ関係の予測モデルの検討を行った。対象とした補剛板は、鋼製橋脚躯体の基部パネルを想定した一端固定他端単純支持 2 径間連続補剛板と上部パネルをを想定した両端単純支持 2 径間連続補剛板であり、座屈モードの局所化による変形能の低下も考慮できるようにした。本予測モデルは、4 つの補剛板の支配パラメーターの任意の値に対して平均応力—平均ひずみ関係を予測するもので汎用性がある。予測モデルの精度を補剛板の有限要素解析より得られた平均応力—平均ひずみ関係と比較することにより検討した結果、最大耐力到達後の劣化勾配において、平均応力が最大耐力の 90%以下に低下するとやや差が生じる場合もあるが、全般的にはよく一致する。ここで示した予測モデルは、鋼製橋脚に最も多く用いられている SM570 材を対象としたが、他の鋼種についても同様の手法を用いることにより、予測モデルを作成することができる。以上の補剛板パネルの平均応力—平均ひずみ関係を骨組の材料構成則として用いることにより、容易に局部座屈を考慮した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力の解析が可能となるが、このような近似解析法の精度・妥当性については別の機会に報告したい。

本研究に当たり、名古屋工業大学大学院構造工学研究室鈴木昌哉氏に協力を頂いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 西川和廣、山本悟司、名取暢、寺尾圭史、安波博道、寺田昌弘：既設鋼製橋脚の耐震性改善方法に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol. 42A, pp. 957-986, 1996. 3.

- 2) 後藤芳顯、王慶雲、高橋宜男、小畑誠：繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則、土木学会論文集 No. 591/I-43, pp. 189-206, 1998. 4
- 3) 葛漢彬、高聖彬、宇佐美勉：鋼構造物の繰り返し弾塑性解析用構成則の実験データによる検証、構造工学論文集、Vol. 44A, pp. 201-210, 1998. 3
- 4) 日本橋梁建設協会：鋼製橋脚の弾塑性有限変位 FEM 解析マニュアル、平成 10 年 2 月
- 5) 土木学会鋼構造新技術小委員会耐震設計 WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術、平成 8 年 7 月
- 6) 小澤一誠、後藤芳顯、高橋宜男、石川貴士：局部座屈を考慮した構成則による鋼製橋脚の弾塑性有限変位解析、土木学会第 51 回年次学術講演会、I-A77, pp. 154-155, 平成 8 年 9 月
- 7) 奈良 敬：縦補剛材で補剛された連続圧縮板の極限強度の評価法、構造工学論文集、Vol. 38A, pp. 223-230, 1992. 3
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（I 共通編 2 鋼橋編）1994. 2
- 9) 奈良敬、梅村哲男、服部松利、森脇良一：鋼材特性を考慮した圧縮補剛板の極限強度と変位性能、構造工学論文集、Vol. 39A, pp. 125-132, 1993. 3
- 10) 宇佐美勉、鈴木森晶：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案、土木学会論文集、No. 525/I-33, pp. 69-82, 1995. 10
- 11) 後藤芳顯：塑性座屈モードの局所化解析による繰り返し荷重下の薄板構造の劣化機構の検討、平成 7 年度 科学研究費補助金（一般研究 C）研究成果報告書（研究課題番号 06650517）、平成 8 年 3 月
- 12) 鈴木森晶、宇佐美勉：軸圧縮力と横力を受ける箱形断面鋼片持柱の強度と変形能に関する解析的研究、構造工学論文集、Vol. 41A, pp. 265-276, 1995. 3
- 13) 小松定夫、牛尾正之：補剛板の溶接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. 9
- 14) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver. 5.5, HKS, 1995.
- 15) 土木学会：鋼構造シリーズ 2 座屈設計ガイドライン、1987. 10
- 16) 三上市蔵、堂垣正博、米沢 博：連続補剛板の非弾性圧縮座屈、土木学会論文報告集、pp. 17-30, 第 298 号、1980. 6

(1998 年 9 月 17 日受付)