

局部座屈とねじりを考慮した鋼箱形断面を有する骨組の終局挙動解析法

A numerical method of analysis of steel frames considering local buckling and torsion

崎元 達郎*, 鶴田 栄一**, 木下 照章***, 三好 喬****, 渡辺 浩*****

Tatsuro SAKIMOTO, Eiichi TSURUTA, Teruaki KINOSHITA, Takashi MIYOSHI, Hiroshi WATANABE

* 工博, 熊本大学教授, 環境システム工学科 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

** 天草工業高等学校, 土木科 (〒863-0043 本渡市亀場町亀川 38-36)

*** 工修, 川重工事株式会社, 東部支社橋梁工事部 (〒278-0042 野田市吉春 830)

**** 工学, 熊本大学自然科学研究科, 前期課程 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

***** 工博, 熊本大学助手, 環境システム工学科 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

The aim of this paper is to develop a simple numerical method which can analyze the ultimate behavior of steel frames considering the interaction between the local buckling and torsion. First, the ultimate behavior of steel box-section members of unit length under compression and torsion are analyzed by FEM considering local buckling of component plates. By using the numerical results, the interaction curves for the maximum strength are defined. Employing the interaction equations in stead of von Mises yield criterion in a nonlinear matrix method for spatial frames, we completed a program which can analyze the ultimate behavior of spatial steel frames in consideration of local buckling of component plates.

Key Word: local buckling, torsion, spatial frames, ultimate behavior

1. まえがき

アーチ橋のリブや斜張橋の主塔などには、薄肉箱形断面部材がよく用いられているが、これらは、大きな軸圧縮力の他に、曲げモーメントやねじりモーメントが組み合わさって作用する場合が多い。箱形断面部材に圧縮と曲げが作用した場合及びねじりのみを受ける場合の終局強度については、板要素の局部座屈問題を含め、多くの研究が行われている。ところが、圧縮とねじりを受ける場合の箱形断面部材の終局挙動を取り扱った研究はあまり見当たらない。さらに局部座屈の影響を骨組解析に導入する手法は、2次元の解析においては行われている¹⁾ものの3次元解析においてはほとんど行われていない。従って、局部座屈の影響を考慮して鋼骨組構造を解析する際は、別途部分的なFEM解析などを行う必要があり、膨大な労力と計算時間を費やすことになる。特に橋軸方向の地震力を受ける逆L型橋脚や橋軸直角方向の地震力を受けるアーチ系橋梁等の耐震設計法の開発においては、局部座屈とねじりを考慮した繰返し解析や動的解析が必要となるが、板要素を用いるFEM解析では計算機労力が膨大であり簡易骨組解析法が必要である。本研究の最終目的は上記の様な構造物の耐震設計のための繰返し解析法や動的解析法の開発であるが、本稿はその基礎的

研究として、無補剛箱形断面部材よりなる骨組の静的解析について報告するものである。

本研究ではまず、純ねじりを受ける無補剛箱形断面部材の最大強度曲線と、平均直応力度と平均せん断応力度の組み合わせ応力に対する局部座屈を考慮した最大強度相関曲線を求める。次にこの結果を等価な応力-ひずみ関係の形でファイバーはり要素を用いた弾塑性有限変位解析プログラムに導入し、局部座屈を考慮した3次元骨組解析を行う方法を提案する。²⁾

2. 汎用プログラム MARC による解析法と解析モデル

2.1 解析プログラムの概要

純ねじり、及び圧縮とねじりを受ける無補剛箱形断面部材の解析には、汎用プログラム MARC³⁾を使用した。要素としては、四辺形4節点のシェル要素(要素番号 75)を用いた。なお、MARC を使用の際には、以下に示す設定のもとに解析を行う。

- (1)材料は von Mises の降伏条件と移動硬化則に従う。
- (2)アップデイトッドラグランジアン法を用いる。
- (3)有限変位、有限塑性ひずみ解析を実行する。
- (4)収束計算ではニュートン-ラプソン法を用いる。

2.2 断面力の導入方法

(1)純ねじりを受ける場合

作用ねじりモーメント T は、図-1 に示すように、載荷辺に剛体板要素を取り付け、剛体板要素の中心に強制ねじり角 θ を与えることによって導入した。その際、そり変位を拘束しないように固定側の載荷辺において、軸方向変位は各辺の中心点のみを拘束した⁴⁾。また、この場合の解析法としては変位増分法を用いた。

(2)圧縮とねじりとの組み合わせ断面力を受ける場合

圧縮力とねじりモーメントを同時に載荷する場合は、断面力比を一定として導入するのではなく、変位増分比を一定とした強制変位を導入した。純ねじりの場合と同じように剛体要素を取り付けて圧縮力を載荷すると、載荷辺の隣接要素において X, Y 軸回りの回転を拘束してしまうことになるので剛体要素は用いずに、図-2 に示すように、強制ねじり角 θ と強制軸方向変位 u に見合う強制変位を載荷辺の各節点に一樣に与えることによって導入した。

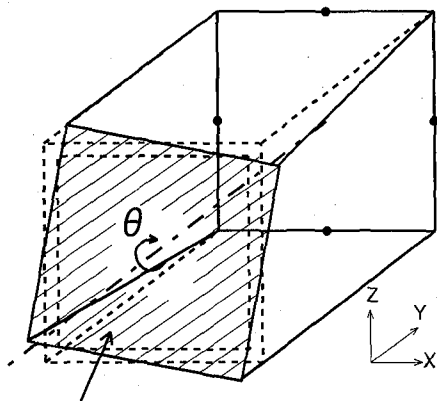


図-1 ねじりモーメントの導入方法

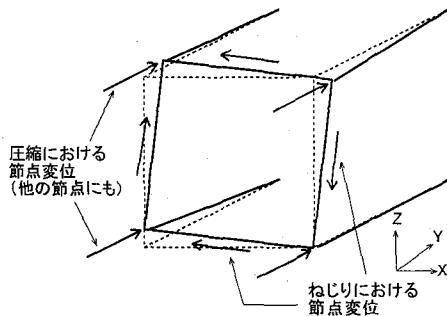


図-2 圧縮力とねじりモーメントの同時載荷方法

2.3 数値解析法

本研究において解析するモデルの断面は、すべて正方形とする。本解析では初期たわみや境界条件の困難さから対称条件を考慮できないと考え、ダイアフラム間を取り出した全体解析モデル(図-3)とした。

鋼種は SM490Y を想定した。板厚は 9.0mm とし、構成板のアスペクト比 α ($=a/b$ 以下 α) による影響は図-4 に示すように小さいことが予備解析の結果わかったので、 $\alpha=1.0$ で統一することにした。表-1 に解析モデルの諸元を示す。要素分割数は、構成板パネルを 12×12 とし、板厚方向分割は 5 分割とする。

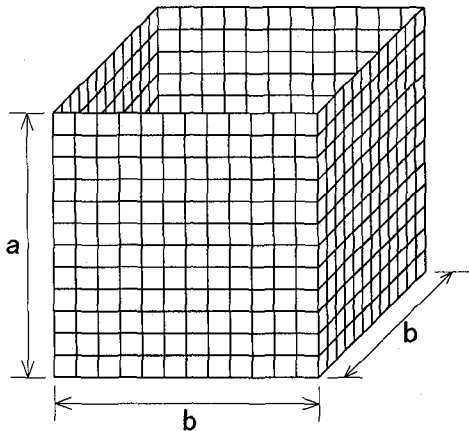


図-3 解析モデル

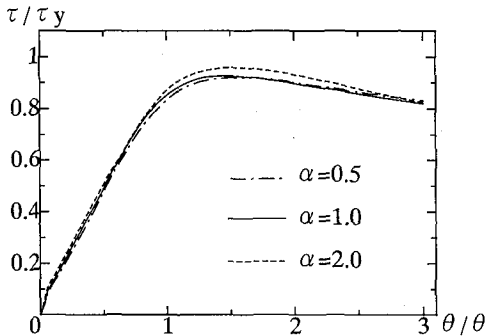


図-4 アスペクト比による比較 ($R_t=0.746$)

表-1 解析モデルの諸元

鋼 種		SM490Y
板厚 t (cm)		0.9
アスペクト比 α		1.0
幅厚比パラメータ	純ねじり R_t	0.37~1.49
	圧縮とねじり R	0.45~1.0

幅厚比パラメータ R (式 (1)、以下 $=R$) は、圧縮とねじりを受ける場合については、圧縮力を受ける場合の最大応力度曲線⁵⁾ (図-5、式 (2)) から判断して、最大応力が局部座屈により低下する R 値を考え、 R を 0.45~1.0 の範囲で変化させた。純ねじりを受ける場合につ

いては、 R を $0.75 \sim 3.0$ の範囲で変化させたが、純ねじりの解析結果の整理については、 R_τ (式 (3)) も用いる。ここでは $\alpha = 1.0$ とするので R_τ と R には式 (4) の関係がある。部材寸法を表す記号はそれぞれ (フランジ幅=ウェブ幅= b 、軸方向長さ= a 、板厚= t) とする。

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

($k=4.0$)

$$\sigma_0 = \sigma_u / \sigma_y = 1.0$$

($R \leq 0.6$)

$$= 0.44R^2 - 1.48R + 1.73$$

($R > 0.6$)

\dots (2)

$$R_\tau = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\tau_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_\tau}} \dots (3)$$

$$k_\tau = 5.34 + 4.00 / \alpha^2 : \alpha \geq 1$$

$$= 4.00 + 5.34 / \alpha^2 : \alpha < 1$$

$$R_\tau = 0.497R (\alpha = 1.0) \dots (4)$$

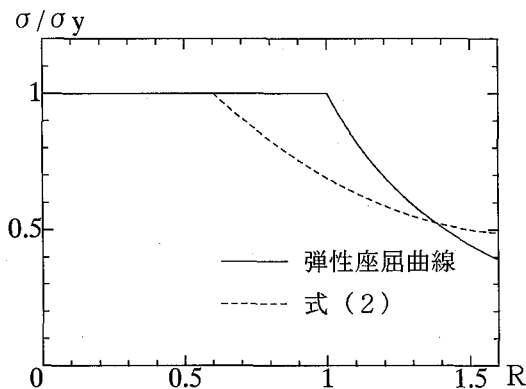


図-5 最大応力度曲線 (純圧縮)

2.4 初期不整

(1) 初期たわみ

解析モデルに導入した初期たわみ波形としては、純ねじりを受ける場合においては図-6に示すように一波の正弦波形を導入し、圧縮とねじりを受ける場合においては図-7に示すように半波の正弦波形を隣接する板パネルで凹凸となるように導入した。純ねじりにおいて、一波で導入した理由は、図-8に示すように半波と一波で若干最大強度の差が見られたので、安全側を考えせん断変形を生じさせやすい一波で導入することにした。

初期たわみ波形を半波で与えた場合の初期たわみの最大値 (δ) は、実測データは多くないが、 b/t が小さいと道路橋示方書による仮組立精度 $b/150$ よりもかなり小さいと考えられる。 $b/t=20 \sim 40$ の補剛板のパネルの初

期たわみが $b/500 \sim b/800$ であるとの報告⁶⁾を参考に δ/b を b/t の一次関数 (図-9) として仮定することとした。すなわち $b/t=0$ で $\delta=0$ と $b/t=40$ で $\delta=b/500$ になるよう直線補間して、式 (5) で求められる初期たわみで仮定した。

また、一波で与えた場合の初期たわみの最大値は、半波の最大値の $1/2$ とした。

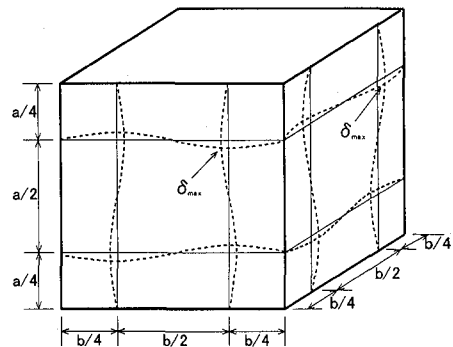


図-6 初期たわみ形状
(純ねじり解析用)

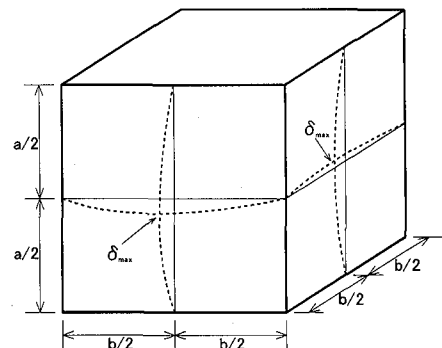


図-7 初期たわみ形状
(圧縮とねじり解析用)

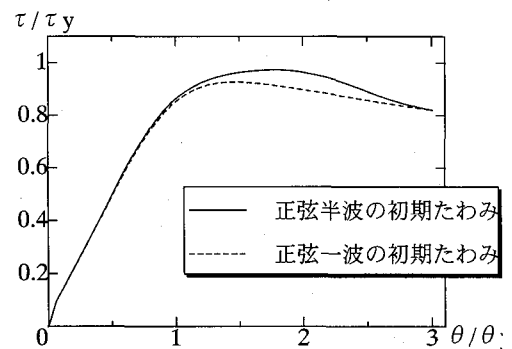


図-8 せん断応力-ねじり角曲線における初期たわみ形状の影響 ($R_\tau=0.746$)

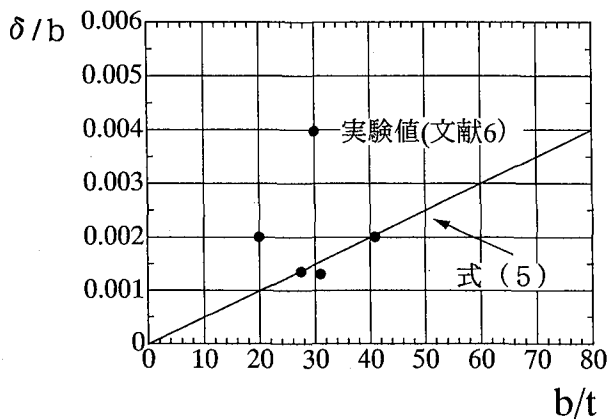


図-9 初期たわみ(δ/b)とb/tの関係

$$\frac{\delta}{b} = 5 \times 10^{-5} (b/t) \quad \dots (5)$$

(2) 残留応力

図-10 に示すように残留応力がある場合とない場合を比較してみると、最大強度に若干違いが見られたので安全側を考慮して残留応力を導入することにした。圧縮とねじりを受ける場合においても同様に導入する。

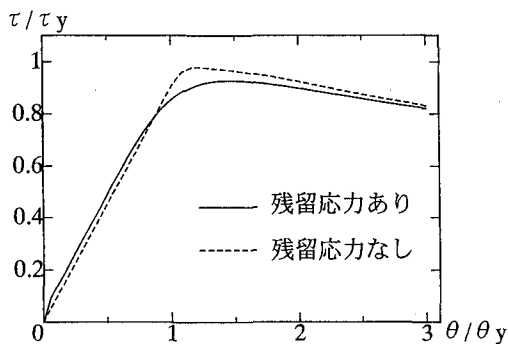


図-10 せん断応力-ねじり角曲線における
残留応力の影響 ($R_\tau = 0.746$)

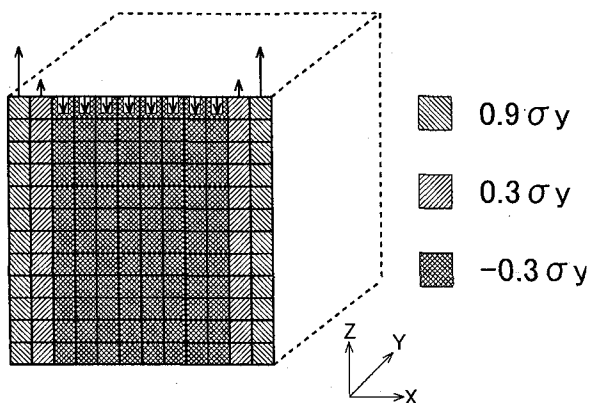


図-11 残留応力分布図

本解析では、残留応力は軸方向および板厚方向に一定とし、引張側 $\sigma_{rt} = 0.9 \sigma_y$ 、圧縮側 $\sigma_{rc} = -0.3 \sigma_y$ を図-11 に示すような長方形分布で与えた。なお幅厚比には無関係とした。

2.5 素材の応力-ひずみ関係

素材の応力-ひずみ関係は、過去の引張り試験の結果(図-12、表-2)を使用した。なお、ここで用いた応力-ひずみ関係は、文献7) に示された応力-ひずみ関係と比較しても、ほぼ同等のものであり、一般性を有するものと考えられる。

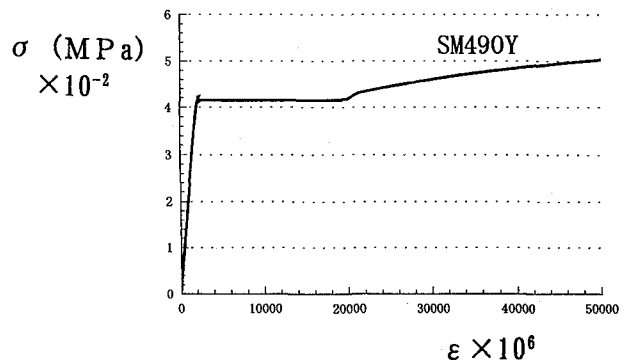


図-12 引張試験結果

表-2 材料諸元

鋼 種	SM490Y
ヤング係数 E (GPa)	198
降伏応力 σ_y (MPa)	407.4
降伏ひずみ ϵ_y (μ)	2230
ポアソン比 ν	0.3

3. 数値解析結果

3.1 純ねじりを受ける場合

表-3 は、幅厚比パラメータ R_τ を種々変化させて解析を行った解析モデルの寸法諸元と解析結果を示す。

表-3 解析モデルの寸法諸元と解析結果

R_τ	b (cm)	a (cm)	t (cm)	τ_u / τ_y
0.373	28.28	28.28	0.9	1.000
0.497	37.70	37.70	0.9	0.993
0.622	47.13	47.13	0.9	0.975
0.746	56.55	56.55	0.9	0.927
0.870	65.98	65.98	0.9	0.838
0.994	75.40	75.40	0.9	0.757
1.119	84.83	84.83	0.9	0.700
1.243	94.26	94.26	0.9	0.659
1.367	103.68	103.68	0.9	0.625
1.491	113.10	113.10	0.9	0.595

図-13 には、平均せん断応力-ねじり角曲線の例を示す。図の縦軸は、作用せん断応力 τ を降伏せん断応力 τ_y で、また横軸は、作用ねじり角 θ を降伏ねじり角 θ_y で

除した値である。ここでのせん断応力 τ は、固定側断面の周方向節点反力から平均せん断応力として求めた。今回の解析では、無補剛正方形断面を用いているのでフランジと腹板の R_τ は同じであるとして、単一パネルでせん断応力を求めるのではなく、断面全体での平均せん断応力を求めた。図-13 より、 R_τ の値が大きくなるほど、最大応力 τ_u が低下し、低い荷重レベルから非線形性が現れていることが分かる。

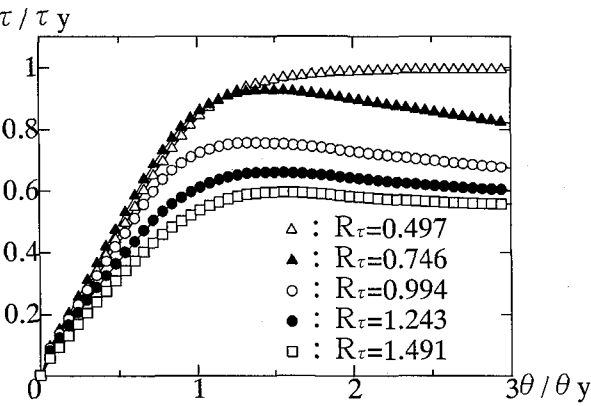


図-13 平均せん断応力-ねじり角曲線の例

図-14 には、解析モデルの終局状態における変形図を示す。この図より、すべての板パネルにおいてせん断座屈の発生により大きく変形していることが分かる。

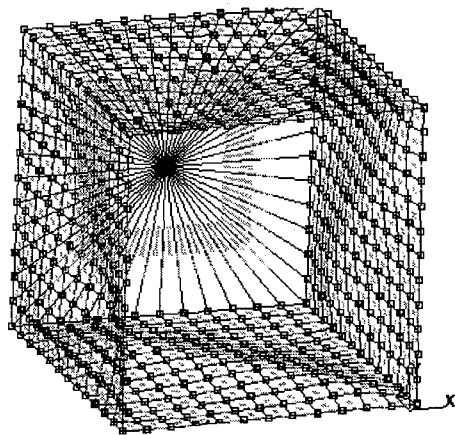


図-14 終局状態の変形図
($R_\tau=1.491$)

図-15 には、最大応力度曲線を示す。縦軸は、最大せん断応力 τ_u を降伏せん断応力 τ_y で除した値、横軸は、 R_τ を示す。文献4) においては、最大ねじりモーメント T_u は、箱断面を構成する最も R_τ の大きい板パネルのせん断最大強度 τ_u によって支配されるとしている。しかし、本解析では先にも述べたようにフランジと腹板は同じ R_τ であり、図-15 の最大応力度曲線は、最も強度の低い断面を想定した最大応力度曲線であると考えられる。本解析値より、断面全体についての平均応力度の最大

値を求める式を最小二乗法を用いて次式のように定めた。

$$\begin{aligned} \tau_0 &= \tau_u / \tau_y = 1.0 & (R_\tau \leq 0.52) \\ &= -0.89 R_\tau^2 + 0.79 R_\tau + 0.83 & (0.52 < R_\tau \leq 0.87) \\ &= 0.40 R_\tau^2 - 1.32 R_\tau + 1.68 & (R_\tau > 0.87) \end{aligned} \quad \dots (6)$$

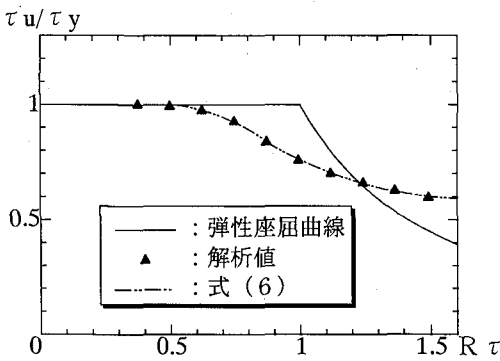


図-15 最大応力度曲線（純ねじり）

3.2 圧縮とねじりを受ける場合

圧縮とねじりを受ける場合の解析には、純ねじりを受ける場合と同じ解析モデルを用いて、 R を 0.45、0.7、1.0 と変化させ解析を行った。本解析では、圧縮とねじりに相当する荷重を変位（平均軸方向ひずみ ε とねじり角 ϑ ）により導入しており、それぞれの変位に対する増分比を式（7）のような無次元パラメータ β を用いて表すことにする。

$$\beta = \frac{\vartheta/\vartheta_y}{\varepsilon/\varepsilon_y} \quad \dots (7)$$

図-16 には、 R が 1.5 の時の変位増分比 β を 0.33 とした時の終局状態における変形図を示す。圧縮による座屈が先行してその影響を受けてせん断応力が増加し、最終的に連成的な座屈が発生したと考えられる。

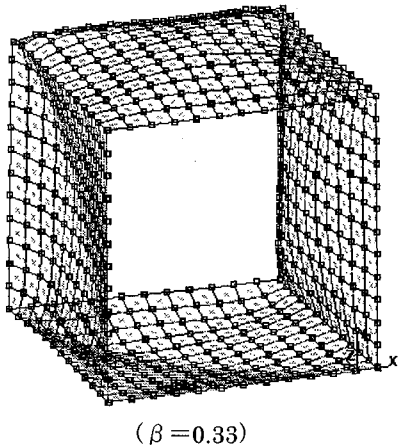


図-16 終局状態の変形図 ($R=1.5$)

図-17 に β を種々変化させた時の局部座屈を考慮した最大強度相関曲線を示し、式(8)のように定義する。

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_0\sigma_y}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0\tau_y}\right)^2 = 1.0 \cdots (8)$$

ここに
 $\sigma_0 = \sigma_u / \sigma_y, \tau_0 = \tau_u / \tau_y$

式(8)に含まれる σ_0, τ_0 は、圧縮、ねじりをそれぞれ単独で受けた場合の最大応力度の算定式であり、 σ_0 は式(2)より、 τ_0 は式(6)より求まる。結局この式(8)は、von Misesの降伏条件式における σ_y, τ_y を、局部座屈を考慮した最大応力 σ_u, τ_u に置き換えた時の楕円型相関曲線であると考えられる。この最大強度相関曲線式を後に述べる弾塑性有限変位解析のプログラムに導入することにより、局部座屈の影響を考慮することが可能になる。

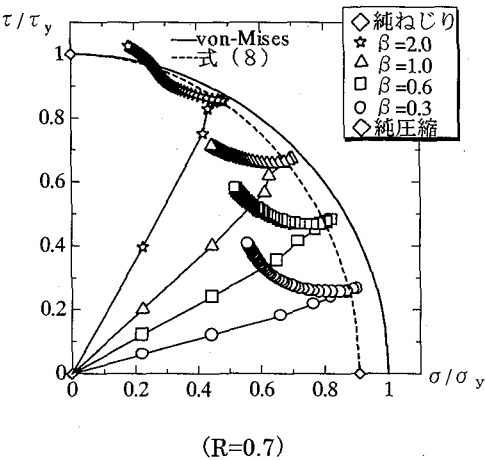


図-17 最大強度相関曲線
(圧縮とねじり同時載荷)

図-18 には、各解析モデルの平均直応力ー平均直ひずみ曲線を示す。この図より、せん断変形の比率 β が増加するのに伴って、ねじりの影響により低い荷重段階から非線形性が現れ、最大強度が低下していることが分かる。特に R が大きい場合は非線形性が強い。

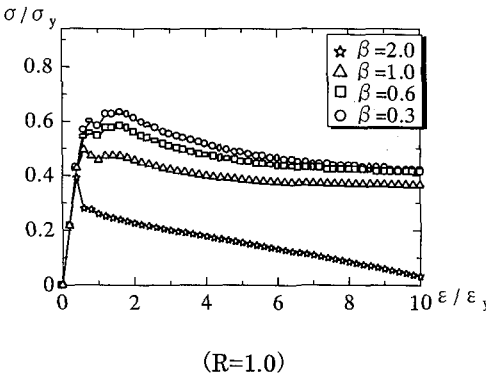
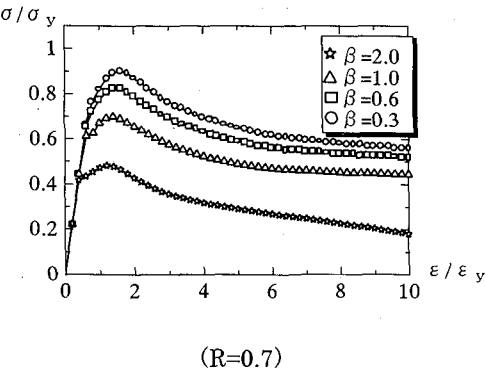
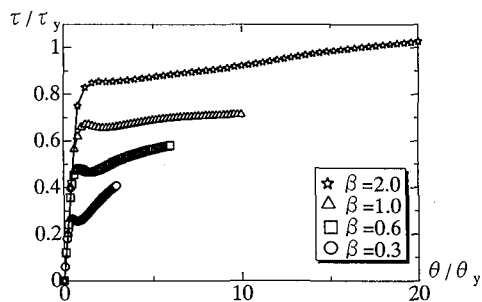
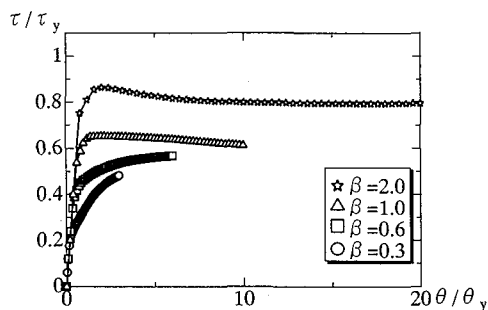


図-18 平均直応力ー平均直ひずみ曲線
(圧縮とねじり同時載荷)

図-19 には各解析モデルの平均せん断応力ーねじり角曲線を示す。この場合においても、せん断変形の比率 β が低下するのに伴って、圧縮の影響により最大強度が低下していることが分かる。また、 R の違いによるせん断応力度の最大値の差はあまり見られず、どの場合においても、最大強度に至るまではほぼ漸増する挙動を示している。



(R=0.7)



(R=1.0)

図-19 平均せん断応力-ねじり角曲線
(圧縮とねじり同時載荷)

4. 局部座屈とねじりを考慮した応力-ひずみ関係

4.1 局部座屈を考慮した鋼の等価な応力-ひずみ関係¹¹⁾

FEM 解析結果として得られた純圧縮の場合の等価な平均応力-平均ひずみ関係 (図-18 等) を、劣化域を考慮して5直線で近似する。

式 (2) より σ_0 を、式 (9) ⁵⁾ より ε_0 をそれぞれ求め、 $(0.9\sigma_0/E, 0.9\sigma_0)$ の点までを第一勾配、 $(\varepsilon_0, \sigma_0)$ の点までを第二勾配、 $(5\varepsilon_y, \sigma_5)$ の点までを第三勾配、 $(20\varepsilon_y, \sigma_{20})$ の点までを第四勾配、勾配ゼロを第五勾配とし与える。ただし σ_5, σ_{20} は降伏ひずみの5倍、20倍に対する応力度で式 (10) (11) より求める¹²⁾。図-20 にその形状を示す。

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_u / \varepsilon_y = 2.0 \quad (R \leq 0.6)$$

$$= -4.56R^3 + 16.24R^2 - 18.1R + 8.0 \quad (R > 0.6) \quad \dots (9)$$

$$\sigma_5 / \sigma_y = 1.0 \quad (R \leq 0.5)$$

$$= \frac{1.0}{-0.233 + 2.80R - 0.664R^2} \quad (R > 0.5) \quad \dots (10)$$

$$\sigma_{20} / \sigma_y = \frac{1.0}{0.120 + 3.03R - 0.58R^2} \quad \dots (11)$$

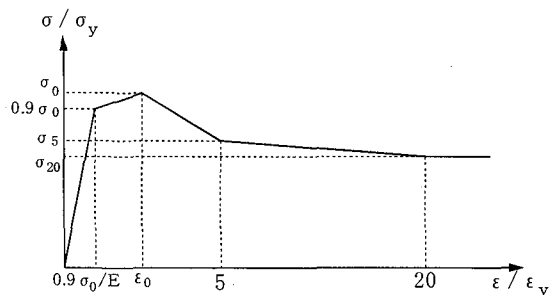


図-20 応力-ひずみ関係の定式化

4.2 ねじりの考慮

せん断応力 τ の直応力 σ への影響の考慮の方法を述べる。図-21 に示すように降伏円の、ある τ が作用しているときの $C_1 = \sigma / (\sigma_0 \sigma_y)$ を式 (8) より求め、図-20 に示す様に与えた圧縮側の応力-ひずみ関係の応力値にこの値を乗じて応力値を低減し、図-22 のように応力-ひずみ関係を定義する。これにより局部座屈に加えてねじりの影響を考慮した応力-ひずみ関係を定義することができる。

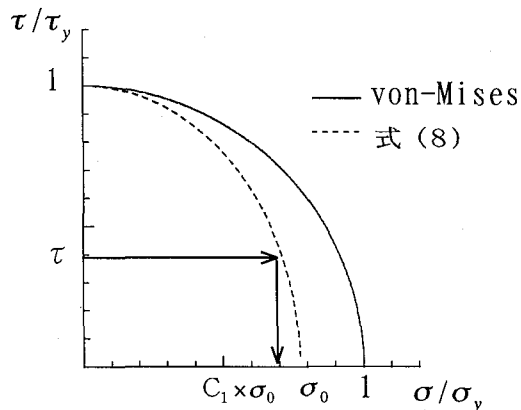


図-21 相関曲線

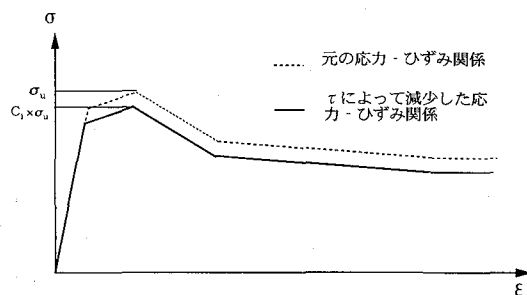
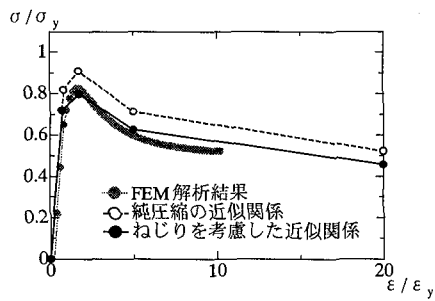
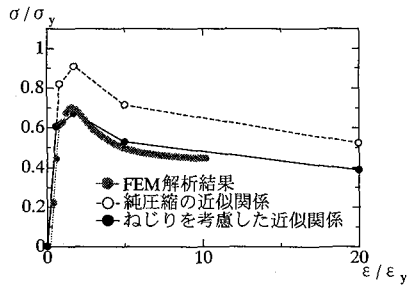


図-22 τ を考慮した応力-ひずみ関係

図-23 に、 $\beta = 0.6, 1.0$ の場合について近似式と FEM 解析値を比較したものを示す。全体としてよく近似できている。



(a) $R=0.7, \beta=0.6$



(b) $R=0.7, \beta=1.0$

図-23 応力-ひずみ関係の近似

このように定義した応力-ひずみ関係を次に述べる骨組解析のファイバー要素に導入することにより局部座屈とねじりを考慮した解析が可能となる。

なお、引張側および局部座屈を考慮しないファイバー要素には、ひずみ硬化を考慮したマルチニアの応力-ひずみ関係を用いる (式 (12))。

せん断力の影響は、von Mises の降伏条件から、ある τ が作用しているときの $C_2 = \sigma/\sigma_y$ を式 (13) より求め、応力-ひずみ関係にこの値を乗じて応力値を低減する。図-24 に応力-ひずみ関係を示す。

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

$$E' = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_{st} \cdot e^{-\xi \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} - \frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_y} \right)}$$

ただし

$$\xi = 0.06$$

$$E/E_{st} = 40$$

$$\varepsilon_{st}/\varepsilon_y = 10$$

・・・ (12)

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_y} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_y} \right)^2 = 1.0 \quad \dots (13)$$

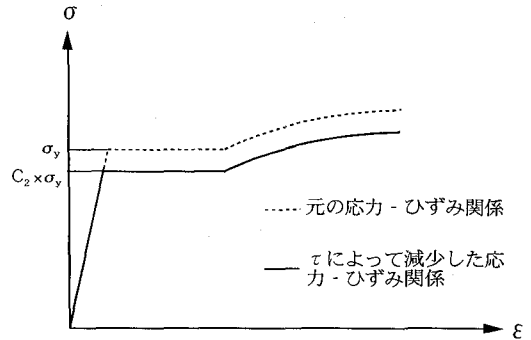


図-24 τ を考慮した応力-ひずみ関係 (引張)

5. 3次元骨組解析法

5.1 概要

弾塑性ねじりと局部座屈を考慮した3次元骨組解析法を提案する。本解析で用いる3次元骨組解析法は、幾何学的非線形ならびに材料的非線形を考慮しておりその定式化は以下のである。まず、接線剛性マトリックスを求めるための増分的手法を応用して、応力表示の初期応力剛性マトリックスを導き外力増分と変位増分の間の増分つりあい方程式をたてる。ひずみ増分から求まる応力増分の和として全断面力と全外力が等しいという条件をつりあい方程式に適用する。このように定式化された方程式を荷重又は変位経路に沿って、逐次、増分的手法を用いて解くことにより、幾何学的非線形性と材料的非線形を考慮する⁸⁾。ここでは降伏判定を先に述べた局部座屈を考慮した最大強度相関曲線に達した時点で見かけ上降伏と判定する方法を用いる。

5.2 解析上の仮定

- (1) 部材は、弾塑性材料でできた薄肉閉断面である。
- (2) ねじりに関しては単純ねじりのみを考慮し、そり拘束ねじりの影響は無視する。
- (3) 断面の一部が塑性化した後も単純ねじりによるせん断流は周方向に一定であり、かつ、断面のねじり中心の位置も変化しない。
- (4) 曲げによるせん断力の影響は小さいとして無視する。
- (5) 断面の一部が塑性化した後も曲げに関しては、平面保持の法則が成立する。
- (6) 変位および回転は大きくても、ひずみ自身は微小である。
- (7) せん断応力のみでは降伏しないものとし、せん断応力は常に弾性である。

5.3 数値解析法について

- (1)断面の応力とひずみは断面細要素の図心で算定し、細要素の降伏を図-22 または図-24 の応力-ひずみ関係で判定する。
- (2)せん断応力はせん断応力のみでは降伏しない程度の大きさとする。
- (3)せん断剛性は常に初期勾配 E から求まる $G (=E/2(1+\nu))$ で評価し、繰り返し計算をするたびに更新し降伏応力 (ひずみ) を求める。
- (4)降伏した細要素のヤング係数を変えることで全体の剛性を変えて塑性化による剛性低下を考慮する。
- (5)面外力が作用する場合を対象としているので、局部座屈を考慮した応力-ひずみ関係は部材のウェブ部分のファイバー要素にのみ導入する。

6. 解析結果の検証

本解析法の妥当性を、FEM 解析、実験結果との比較により検討する

6.1 面外繰り返し力を受ける部材の履歴挙動実験¹⁰⁾

実験施設の制約により供試体支間 2.5m、アーチライズ比は実橋調査⁹⁾ に基づき 0.13 とした。アーチ形状は円弧とし、支持条件は両端固定とした。断面諸元、実験装置、供試体の断面形状と軸線形状をそれぞれ図-25、図-26、表-4 に示す。

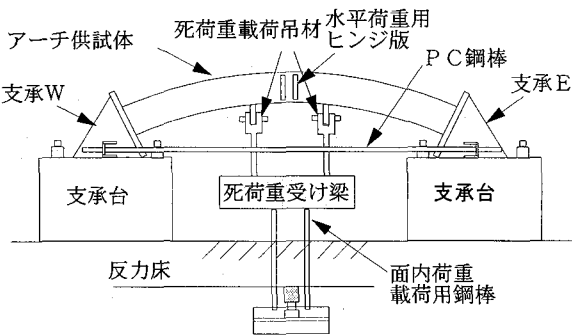


図-25 実験装置

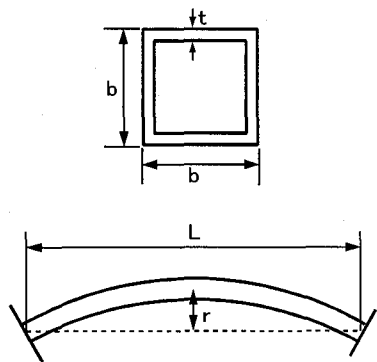


図-26 供試体の断面形状と軸線形状

死荷重を想定した鉛直荷重は、実橋の調査結果⁹⁾ から軸力比 N/N_y (N_y : 降伏軸力) が 0.2 となるように決定し、曲げモーメント比 M/M_y が 0.1~0.2 (M_y : 降伏曲げモーメント) となるように図-25 に示す 2 点載荷で作用させた。

アーチ面外方向の地震力を想定した面外方向の繰り返し漸増変位は、死荷重が作用した状態で基部が初期降伏する時のアーチクラウン部の変位 (降伏変位 δy) を基準変位として、 $\pm \delta y$ の整数倍で供試体が破壊に至るまで与えた (図-27)。

表-4 アーチ供試体の諸元

供試体名	板厚 (t)	断面幅 (b)	幅厚比 (R)	降伏応力 (σ_y)	支間 (L)	ライズ (r)
N-38	9	180	0.38	310	2500	329
N-66	6	200	0.66	309		

(応力の単位: MPa、長さの単位: mm)

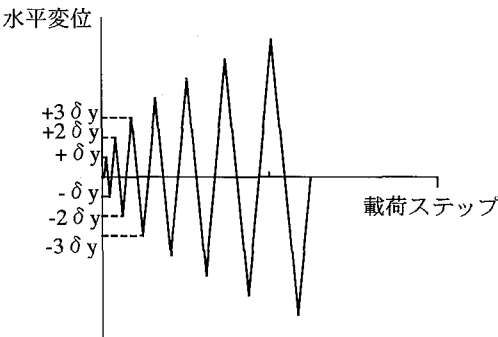


図-27 载荷ステップ

6.2 FEM 解析¹¹⁾

比較のための FEM 解析には汎用プログラム MARC³⁾ を使用した。要素としては、四辺形 4 節点のシェル要素 (要素番号 75) を用いた。モデルの荷重条件および材料・断面諸元は実験に用いたものを用いる。

実験の結果アーチ部材は基部とクラウン部で局部座屈を起こすことがわかった。そこで基部とクラウン部の構成板を 12×12 分割し、他の部分は多少粗く分割して解析を行った。図-28 に解析モデルを示す。

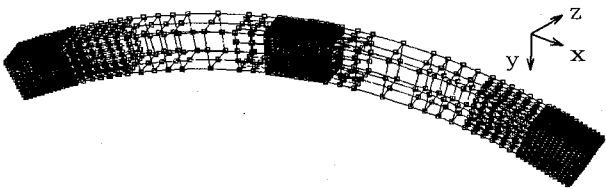


図-28 FEM解析モデル

6.3 骨組解析

骨組解析のモデルは、軸方向にファイバーはり要素でアスペクト比が 1.0 に近くなるように 14 分割し、応力の積分と降伏判定のために断面は一辺を 7 等分割、合計で 24 分割した。面内死荷重、材料および断面諸元は FEM 解析・実験と同様とした。面外変位はアーチクラウン部に変位制御により単調載荷で与えた。図-29 に解析モデルを示す。

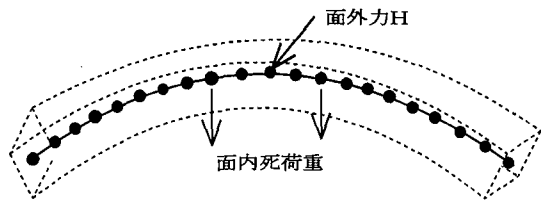


図-29 骨組モデル

6.4 結果の比較

図-30 には FEM 解析、局部座屈を考慮した骨組解析、局部座屈を考慮しない骨組解析による面外荷重-変位曲線を示す。 δ_y は骨組解析を用いて計算した場合に基部の断面が降伏するときのクラウン部の水平変位である。

局部座屈を考慮しない場合は最大強度を過大に評価するが、局部座屈を考慮することにより、最大強度をほぼ正確に求めることができている。FEM 解析が数時間の計算時間を必要とするのに対して、提案の骨組解析を用いればパソコンでも 1 分弱の計算時間で最大強度を算出することが可能である。

図-31 には実験、FEM 解析、局部座屈を考慮した骨組解析による面外荷重-変位曲線を示す。実験結果については、アーチクラウン部における面外荷重-変位履歴曲線の包絡線を示し、FEM 解析及び骨組解析は単調載荷のものである。従って両者の厳密な比較は最大強度点までと考えるのが妥当であるが以下のことが観察できる。

実験値は、幅厚比の小さい ($R=0.38$) 場合は、 $\delta/\delta_y=11$ 程度で $H_{max}=1.7H_y$ となり、幅厚比の大きい ($R=0.66$) 場合は、 $\delta/\delta_y=4$ 程度で $H_{max}=1.6H_y$ となっており、最大強度は変わらないが、最大強度の生じる変位とその後の強度劣化勾配に繰り返し荷重による局部座屈の影響が現れている。

提案の方法による骨組解析は、せん断応力の変位に及ぼす影響 (初期勾配) と降伏による剛性の低下の度合いが充分には表せていないが、最大強度は FEM 解析と実験の結果によく一致している。この結果から、本法はさらに改善が必要であるが、局部座屈とねじり挙動を含む弾塑性の終局挙動の解析法として有効であることが明らかになった。

変位が大きくなると解析値が実験値から離れてくるのは、骨組解析と FEM 解析では繰り返しの影響を考慮していないので、強度の低下が計算されないからである。

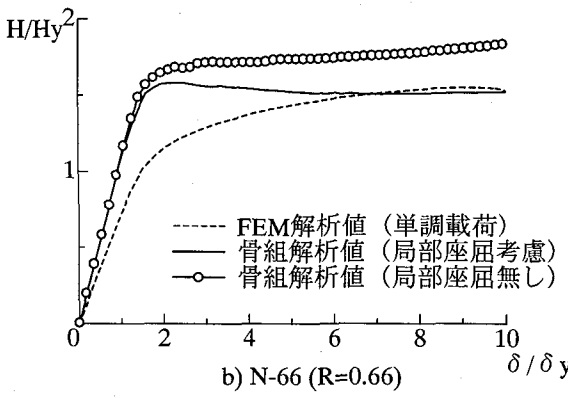
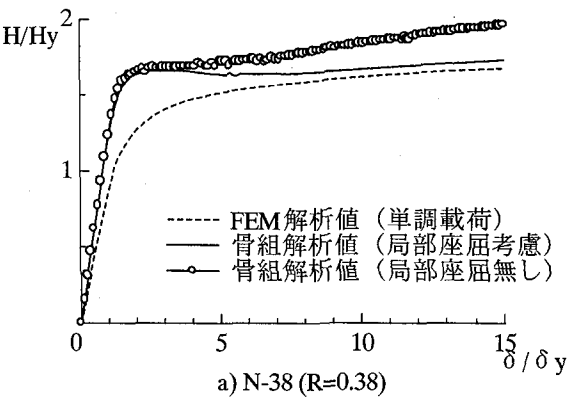


図-30 アーチクラウンの面外荷重-変位曲線

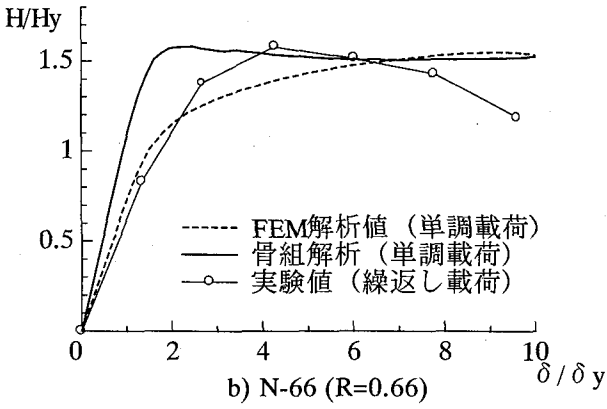
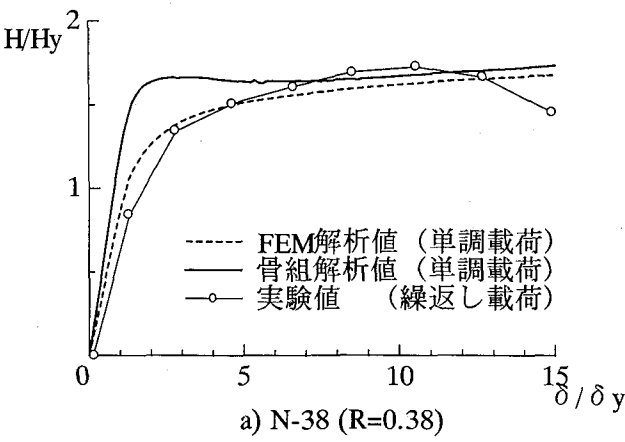


図-31 アーチクラウンの面外荷重-変位曲線

7. 結論

本研究で得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 純ねじりを受ける場合の箱型断面部材の最大強度を幅厚比パラメータ R_t の関数として整理し、式(6)に示す最大応力度曲線として与えた。
- (2) 箱型断面部材に対して局部座屈の影響を考慮した直応力度とせん断応力度の組み合わせ応力に対する最大強度相関曲線を提案した。提案式は、圧縮、ねじりをそれぞれ単独で受けた場合の最大応力度算定式を用いて式(8)で表され、若干安全側であるが良い精度で最大強度を算定できることを明らかにした。
- (3) 局部座屈を考慮した鋼の等価な応力-ひずみ関係において、式(8)の最大強度相関曲線を用いてねじりの影響を考慮し、2軸問題を1軸問題として取り扱うことが可能である。
- (4) 面外繰返し荷重を受ける両端固定アーチのクラウンにおける水平荷重-水平変位について、局部座屈による強度劣化の実験値を示した。
- (5) 本研究で提案した最大強度相関曲線を3次元骨組の弾塑性有限変位解析のプログラムに導入し、弾塑性ねじりを含むモデルの解析を行い、実験およびFEM解析と結果を比較した。これより局部座屈の影響を考慮した解析が可能であることを明らかにした。

補剛断面部材、繰返し解析等については、別の機会に報告する予定である。

参考文献

- 1) 崎元 達郎、渡辺 浩、中島 黄太：局部座屈を考慮した鋼箱型断面部材の復元力モデル，土木学会論文集，No.647/I-51，pp343-355，2000.4

- 2) 木下 照章：局部座屈を考慮した鋼箱型断面部材の終局挙動について，熊本大学提出，平成10年度修士論文
- 3) MARC Users Manual Ver K7.1 Vol.A-E
日本マーク
- 4) 中井 博、北田 俊行、村山 泰男、室塚 直人：曲げとねじりとを受ける箱桁の終局強度に関する解析的研究，構造工学論文集，Vol.42A，pp71-82，1996.3
- 5) 富田 聡：繰返し水平力を受ける箱形鋼柱の終局挙動の簡易解析法，熊本大学提出，平成8年度修士論文
- 6) 小松 定夫、牛尾 正之、北田 俊行：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，土木学会論文集，第265号，pp25-35，1977.9
- 7) 王 慶雲、後藤 芳顕：繰返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析について，第2回 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp369-376，1997.1
- 8) 小松 定夫、崎元 達郎：Nonlinear Analysis of Spatial Frames Consisting of Members with Closed Cross Sections，土木学会論文集，No.252，pp143-157 1976.8
- 9) 「長大鋼橋研究委員会」第2次報告書，アーチ橋の実績調査報告，(社)建設コンサルタンツ近畿支部，pp140～141
- 10) 徳田 隆宏：面外繰返し荷重をうける鋼アーチ部材の履歴挙動実験について，熊本大学提出，平成11年度卒業論文
- 11) 三好 喬：面外力を受ける鋼アーチの終局挙動解析，熊本大学提出，平成11年度卒業論文

(2001年9月14日受付)