繰り返し強制軸方向変位を受けるブレース材の解析

その1 外乱载荷履歴の影響を考慮した弾塑性有限変形解析手法の定式化

ANALYSIS OF THE STEEL BRACE MEMBER SUBJECTED TO REPEATED
PRESCRIBED AXIAL DISPLACEMENT(Part 1) Formulation of the elasto-plastic finite deformation analysis
method considering the influence of the loading history友永芳男^{*1}, 近藤一夫^{*2}

Yoshio TOMONAGA and Kazuo KONDOH

In the authors' previous papers¹⁾⁻³⁾, effective methods to investigate elasto-plastic behavior of the steel structures subjected to repeated and variable loads, which are called as "critical response analysis method" and "residual stress, residual deformation analysis method", were proposed. Critical response analysis method, in which the relations between "critical loads" and "critical responses" are simultaneously obtained, is readily applied to the finite deformation problem. In this paper, in order to consider the constant amplitude loads, critical response analysis method is modified for the loads repeated along the prescribed loading path, and its formulation for the steel frame structure is presented. It is shown that the required modification of the present approach to the ordinary is to prescribe the loading path which traces the circumference of the constant magnitude domain and consider another "updated load domain" extended along the loading path. In order to verify the validity of the present method, elasto-plastic finite deformation analyses of the steel brace member subjected to repeated prescribed axial displacement are carried out, and are compared with those of the step-by-step method. Also, the influence of the loading history on the behavior of the steel brace member is discussed by comparing the results of present and ordinary critical response analysis methods.

Keywords : Loading history, Critical response analysis method, Elasto-plastic finite deformation analysis, Convected coordinate system

载荷履歴、臨界応答解析法、弾塑性有限変形解析、流れ座標系

1. はじめに

著者等は、これまで、文献 1)~3)等において、繰り返し変動荷重を受ける鋼構造物の弾塑性あるいは弾塑性有限変形解析手法として、『残留応力・残留変形解析法』、『臨界応答解析法』と呼ぶ2つの手法を提案している。これら2つの解析方法は、一組の『荷重』に対する一組の『応答』という一対一の関係を求める通常の所謂逐次計算法とは異なり、荷重は、与えられた変動領域内を shakedown 状態あるいは定常状態に達するまで無限に繰り返されるという条件の下に、『荷重の変動領域』と『その応答領域』の関係を、それぞれの領域の隅点に対応する『臨界荷重』と『臨界応答』の関係として捕らえ、増分法に基づいて step by step に追跡していこうというものである。『残留応力・残留変形解析法』では、臨界応答を弾性成分と残留成分に分離し、各々を別個に求めた後にそれらの重ね合わせとして臨界応答を評価する。『臨界応答解析法』では、臨界荷重と臨界応答の関係を、塑性ひずみを介して生じる臨界応答間の連成効果

を考慮して直接求める。両方法とも、荷重履歴に沿った応答挙動の変化を逐次追跡していく必要がないため、実用上問題ない計算時間で繰り返し変動荷重を受ける鋼構造物の応答挙動を、組織的、統一的に追跡できると共に、漸増塑性崩壊、交番塑性崩壊という単調載荷の場合には出現しない2つの崩壊形式を含めた明確な塑性崩壊限界を容易に求めることが可能となっている。著者等は、又、地震荷重のような比較的繰り返し回数の少ない外乱に対しては、正負逆の降伏が繰り返し生じる交番塑性限界をもって塑性崩壊限界とするのは、過度に安全側の評価となるという観点から、骨組構造のような単軸応力状態にある鋼構造物あるいは構造要素を対象に、ひずみと応力との間の一対一の対応関係が失われる交番塑性限界以後についてもその変形挙動を追跡可能なように、前述した『臨界応答解析法』の拡張、一般化を行っている^{4), 5)}。

ところで、これまで展開されたこれらの解析手法では、荷重の変

^{*1} ㈱ジェイシエル研究開発部 博士(工学)
^{*2} 広島大学大学院工学研究科社会環境システム専攻
助教授・工博

R and D Section, JCL, Dr. Eng.
Assoc. Prof., Dept. of Social and Environmental Eng., Graduate School of Eng.,
Hiroshima Univ., Dr. Eng.

動領域は、領域0の状態から出発して、単調に膨張するという、所謂漸増振幅の条件が用いられていた。そのため、例えば、力を制御変数とした定振幅载荷の場合のような、この条件が成立しない载荷履歴を受けるような問題に対しては、その影響を正當に評価しうるまでには至っていなかった。

これに対し、著者らは文献6)において、上記の定振幅繰返し载荷に対応する、荷重空間において一定大きさを有する領域に沿って繰返される荷重を対象とした新しい臨界応答解析法を提案し、鋼構造骨組の弾塑性解析に適用している。そこでは、外乱の大きさと载荷履歴は指定され、材の応力-ひずみ関係は、指定した以外の経路に依存しないという仮定の下に、従来の臨界応答解析法と同じ移動硬化則を構成則として採用し、定式化を行っている。

本研究は、文献6)において修正された臨界応答解析手法を、鋼構造平面骨組の弾塑性有限変形解析に適用し、いくつかの代表的骨組構造要素について、繰返し変動荷重下における変形挙動や、それに及ぼす载荷履歴の影響を解析的に明らかにしようというものである。本論文は、解析手法の定式化を行う(その1)と繰返し強制軸方向変位を受けるブレース材のパラメトリックスタディに本解析手法を適用する(その2)の計2つの論文からなる。本報では、提示した解析手法の定式化を行うと共に、細長比が120のブレース材の解析を行い、逐次計算法による解析結果との比較により、精度、再現性の検証等を行った結果について報告する。有限変形効果を考慮した定式化の方法としては、文献7)等に従い、平面はり柱要素の変形を剛体運動と相対変形とに分離し、相対変形量は微小であるとする手法を用いる。又、離散化手法としては、材料非線形問題に非常に有効であるハイブリッド型応力法を採用する。

2. 荷重空間における荷重の载荷履歴

Fig.1 Extreme load vectors and prescribed loading path in the load space

文献3)では、構造物に作用する外乱として荷重が採用され、荷重空間における『荷重の変動領域』とそれに対する変位やひずみの『応答領域』の関係を求める手法について述べられている。本研究においても、解析法の定式化における記述の便宜上、外乱を意味するものとして“荷重”という言葉とそれに対応する記号を用いるが、外乱として強制変位あるいは荷重と強制変位の両方を対象とする場合でも、解析手法の定式化は同様に行うことが可能である。実際、

本論文6節における数値解析例では、外乱として強制変位を与えている。

さて、文献3)では、荷重(外乱)は shakedown 状態あるいは定常状態に達するまで無限に繰返されるという条件の下に、荷重の変動領域は0から単調に膨張するとしていたのに対し、本研究では繰返し変動荷重は、Fig.1に示すように、荷重空間において一定の大きさを有する領域に沿って $\{0\} \rightarrow {}^1\{\bar{P}^{(v)}\} \rightarrow {}^2\{\bar{P}^{(v)}\} \rightarrow \dots \rightarrow {}^{N_c}\{\bar{P}^{(v)}\} \rightarrow {}^1\{\bar{P}^{(v)}\} \rightarrow \dots$ の順に载荷され、以後、この载荷履歴に沿って shakedown 状態あるいは定常状態に達するまで、無限に繰返されるものとする。又、臨界荷重ベクトル³⁾と呼ぶベクトル:

${}^1\{\bar{P}^{(v)}\}, {}^2\{\bar{P}^{(v)}\}, \dots, {}^{N_c}\{\bar{P}^{(v)}\}$ は、荷重空間において多面体を構成し、この多面体は、外側に向かって凸であるものとする。ここに、左上添字 γ ($\gamma = 1, 2, \dots, N_c$) は、臨界荷重番号、 N_c は、臨界荷重の数であり、又、右上添字 (v) は、繰返し変動荷重ベクトルの意である。尚、記述の簡略化を計るため、Fig.1中の荷重ベクトルには、固定荷重を含ませていない。

3. 解析方法

Fig.2(a) Domain of repeated variable load assumed in 'ordinary' critical response analysis method

Fig.2(b) Domain of repeated variable load (shaded area) assumed in 'present' critical response analysis method

1節でも述べたように、比例荷重あるいは変動荷重を受ける構造物の応答を求める手法として、一般的には逐次計算法と呼ばれる解

析手法が広く用いられている。この方法は、一つの荷重とそれに対する応答との一対一の関係を、荷重の載荷履歴に沿って順次追跡していこうというものである。一方、本研究で提示する解析方法は、文献 4) , 5) 等に示されている(拡張された)臨界応答解析法(以下、従来の臨界応答解析法)をベースにしている。この従来の臨界応答解析法は、荷重は定常状態(交番塑性限界以前については shakedown 状態)に達するまで無限に繰り返されるという仮定の下に、Fig.2(a)に示すように、領域が 0 の状態から単調に膨張する荷重の変動領域とそれに対する応答領域を考え、それぞれの領域の隅点に相当する臨界荷重と臨界応答との関係を、臨界応答間の連成効果を考慮して求めようというものである。この様にして得られる応答は、荷重を、荷重の変動領域内を任意に(但し、交番塑性限界以後については指定された履歴に沿って)変動させ、定常状態又は shakedown 状態到達後は、荷重の変動領域を漸増させ、同様な操作を繰り返すという操作を連続的に行った場合に相当する。

これに対し、本研究で新たに提案する臨界応答解析法は、載荷履歴の影響を考慮するため、荷重の変動領域の形状を、載荷履歴に沿って、順次更新していこうというものであり、その概念を Fig.2(b)に示す。ハッチのかかった領域が解析途中における荷重の変動領域を表しており、現時点での臨界荷重ベクトルは、 $\{ \bar{P}^{(v)} \}$, $\{ \bar{P}^{(v)} \}$, $\{ \bar{P}^{(v)} \}$ である。従来型の臨界応答解析法では、解析開始時から常に N_c 個の臨界荷重を考えていたのに対し、新しい臨界応答解析法では、載荷履歴に沿って解析が進行するに従い臨界荷重の数が増加していく。Fig.2(b)中において、臨界荷重ベクトル: $\{ \bar{P}^{(v)} \}$ 以外の臨界荷重は、固定ベクトルであり、 $\{ \bar{P}^{(v)} \}$ が再び臨界荷重ベクトル: $\{ \bar{P}^{(v)} \}$ となった時点で解析は終了する。従来の臨界応答解析法で仮定していた載荷方法が、所謂漸増振幅に対応しているのに対し、本解析法は、定振幅で繰り返される荷重を対象としている。

今、 $n-1$ 番目 ($1 \leq n-1 \leq N_c$) までの臨界荷重に対する応答は求め終わり、 $\{ \bar{P}^{(v)} \}$ は、 $\{ \bar{P}^{(v)} \}$ と $\{ \bar{P}^{(v)} \}$ を結ぶ辺上にあるものとすると、 $\{ \bar{P}^{(v)} \}$ に対応する荷重ベクトルは、固定荷重を含め、次式のように表される。

$$\{ \bar{P} \} = \{ \bar{P}^{(f)} \} + \{ \bar{P}^{(v)} \} = \{ \bar{P}^{(f)} \} + \sum_{k=1}^{n-1} \{ \bar{P}^{(v)} \} + \hat{p} \{ \bar{P}^{(v)} \} \quad (1)$$

ここに、

$\{ \bar{P}^{(f)} \}$: 定荷重ベクトル

$$\{ \bar{P}^{(v)} \} = \{ \bar{P}^{(v)} \} - \{ \bar{P}^{(v)} \} \quad (k=1,2,\dots,n, \quad \{ \bar{P}^{(v)} \} = \{ 0 \})$$

$\hat{p}$: 0 から 1 まで単調に増加する荷重パラメータ

$(\quad)$: 既知量 (2.a-d)

式(1)より、現時点での固定荷重を含めた臨界荷重ベクトルは、次式となる。

$$\{ \bar{P} \} = \{ \bar{P}^{(f)} \} + \{ \bar{P}^{(v)} \} \quad (\gamma=1,\dots,n-1)$$

$$\{ \bar{P} \} = \{ \bar{P}^{(f)} \} + \sum_{k=1}^{n-1} \{ \bar{P}^{(v)} \} + \hat{p} \{ \bar{P}^{(v)} \} \quad (\gamma=n, \quad 0 \leq \hat{p} \leq 1) \quad (3.a,b)$$

式(3.a,b)の臨界荷重に対する変位、ひずみ及び応力の各臨界応答は、例えば、残留成分が全ての臨界応答について一義的に定まる交番塑性状態到達以前については、次式のように表される。

$$\begin{aligned} \gamma u_i(\hat{p}) &= \gamma u_i^{(e)}(\hat{p}) + u_i^{(r)}(\hat{p}) \\ \gamma \varepsilon_{ij}(\hat{p}) &= \gamma \varepsilon_{ij}^{(e)}(\hat{p}) + \varepsilon_{ij}^{(r)}(\hat{p}) \\ \gamma \sigma_{ij}(\hat{p}) &= \gamma \sigma_{ij}^{(e)}(\hat{p}) + \sigma_{ij}^{(r)}(\hat{p}) \end{aligned} \quad (\gamma=1,\dots,n) \quad (4.a-c)$$

ここに、右上添字(e)は、弾性応答成分、(r)は、固定荷重に対する応答を含めた残留成分を表している。変位、ひずみ、応力の各応答領域は、式(4.a-c)で与えられる応答を隅点とする多面体で表されるものと仮定すると、応答領域内の任意点の応答は、 $\hat{p}$ の関数として一義的に定まる式(4.a-c)を求めることにより、容易に算定されることとなる。尚、式(1)及び式(3.b)における $\hat{p}$ の値は、新たに臨界荷重が増える毎に 0 に戻されるが、 $\gamma u_i^{(e)}$, $\gamma \varepsilon_{ij}^{(e)}$, $\gamma \sigma_{ij}^{(e)}$ の各量は、それまでの値が引き継がれる。

4. 骨組構造物への適用

Fig.3 Nomenclature for kinematics of deformation of a plane beam-column element

4.1 要素の運動と変形

部材あるいは要素の変形は、一般に、剛体運動と要素自身の純粋な変形である相対変形の和として表されるが、骨組構造のようなスレンダーな部材で構成された構造物の場合、各要素の変形は、そのほとんどが剛体運動によって占められる。本研究では、こうした観点から、文献 7) 等に従い、平面はり柱要素の変形を剛体運動と相対変形とに分離し、相対変形量は微小であるとしてその定式化を行う。

Fig.3 に示すように、空間に固定した部材座標系である (z, x) 座標系のほかに、要素の剛体運動と共に移動及び回転する流れ座標系である (z^*, x^*) 座標系を導入する。 (z, x) 座標系と (z^*, x^*) 座標系との相違が要素の剛体運動によって生じるものであり、一方、 (z^*, x^*) 座標系からみた変位が相対変位となることは自明であろう。

さて、Fig.3 に示す代表的な平面はり柱要素の要素全体の伸び等の変形後の幾何学的量は、相対変形は微小であるという仮定より、それぞれ、次式のように表される。

○ 要素全体の伸び: $\tilde{w}^*$

$${}^{\gamma}\tilde{w}^* = {}^{\gamma}\tilde{w} + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{l} \cdot ({}^{\gamma}\tilde{w})^2 + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{l} \cdot ({}^{\gamma}\tilde{u})^2 \quad (5)$$

○ 要素の剛体回転量: ψ_r

$${}^{\gamma}\psi_r = \tan^{-1} \left(\frac{{}^{\gamma}\tilde{u}}{l + {}^{\gamma}\tilde{w}} \right) \quad (6)$$

○ 要素の相対回転量: ψ_1^*, ψ_2^*

$${}^{\gamma}\psi_1^* = {}^{\gamma}\psi_1 - {}^{\gamma}\psi_r, \quad {}^{\gamma}\psi_2^* = {}^{\gamma}\psi_2 - {}^{\gamma}\psi_r \quad (7.a,b)$$

ここに、

$${}^{\gamma}\tilde{w} = {}^{\gamma}w_2 - {}^{\gamma}w_1, \quad {}^{\gamma}\tilde{u} = {}^{\gamma}u_2 - {}^{\gamma}u_1 \quad (8.a,b)$$

又、 w_i, u_i, ψ_i ($i=1,2$) は、それぞれ、節点 i における z, x 方向変位及び反時計回りを正とする回転量、 l は要素の長さである。

4.2 流れ座標系における平面はり柱の基礎式

要素の相対変形量は微小であるという仮定より、流れ座標系におけるはり柱の基礎式は微小変形としての取り扱いが可能となるから、流れ座標系である (z^*, x^*) に関する量であることを右上に $*$ を付して表すことにすると、各臨界応答に関する基礎式は、次式となる。

○ 変位-一般化ひずみ関係式

$${}^{\gamma}\varepsilon_0^* = ({}^{\gamma}w^*)', \quad {}^{\gamma}\kappa^* = -({}^{\gamma}u^*)'' \quad (9.a,b)$$

ここに、

ε_0^* : 軸ひずみ、 κ^* : 曲率

w^*, u^* : 図心軸上の z^* 及び x^* 方向変位

であり、 $(\quad)'$ は、 z^* に関する微分を表す。

○ 一般化ひずみ-ひずみ関係式

$${}^{\gamma}\varepsilon_z^* = {}^{\gamma}\varepsilon_0^* + x^* \cdot {}^{\gamma}\kappa^* \quad (10)$$

○ 応力-ひずみ関係式

材の応力-ひずみ関係は、文献 6) と同じく、従来の臨界応答解析法と同様に移動硬化則に従うものとする、交番塑性状態到達以前の増分型の応力-ひずみ関係、及び降伏曲面中央点の応力の増分は、それぞれ、次式のように表される。

$$\begin{aligned} \Delta^{\gamma}\sigma &= \sum_{\theta=1}^{N_c} \left(E \cdot \delta_{\gamma\theta} - \frac{E^2}{E + \bar{H}} \cdot \omega_{\theta} \right) \cdot \Delta^{\theta}\varepsilon \\ &= \sum_{\theta=1}^{N_c} \langle \gamma, \theta \rangle E_t \cdot \Delta^{\theta}\varepsilon \end{aligned} \quad (11)$$

$$\Delta\sigma^* = \sum_{\gamma=1}^{N_c} \omega_{\gamma} \cdot \Delta^{\gamma}\sigma \quad (12)$$

ここに、

$$\langle \gamma, \theta \rangle E_t = E \cdot \delta_{\gamma\theta} - \frac{E^2}{E + \bar{H}} \cdot \omega_{\theta} \quad (13)$$

($\delta_{\gamma\theta}$: クロネッカーのデルタ)

$$\omega_{\gamma} = 1 \quad ({}^{\gamma}\sigma_{ij} \text{ が降伏曲面上にある場合})$$

$$\omega_{\gamma} = 0 \quad ({}^{\gamma}\sigma_{ij} \text{ が降伏曲面内にある場合}) \quad (14.a,b)$$

又、

$$E: \text{ヤング係数、} \bar{H} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon^{(p)}}, \quad \varepsilon^{(p)}: \text{塑性ひずみ}$$

式(11)より、応力-ひずみ関係は、次式となる。

$${}^{\gamma}\sigma_z^* = \int_{path} \sum_{\theta=1}^{N_c} \langle \gamma, \theta \rangle E_t \cdot d^{\theta}\varepsilon_z^* \quad (15)$$

ここに、 $\int_{path}(\quad)$ は、初期状態から現在までの履歴に沿った積分を意味する。

一方、文献 4)等によれば、交番塑性状態到達以後の応力-ひずみ関係式は、式(12)及び式(13)における ω_{γ} の定義を

$\omega_{\gamma} = 1$ (${}^{\gamma}\sigma$ が、載荷履歴に沿って該当 (γ 番目) の臨界応答に最も近接する降伏曲面上の応力の場合)

$$\omega_{\gamma} = 0 \quad (\text{上記以外の場合}) \quad (16.a,b)$$

と変更すればよい。

○ 応力-合応力関係式

$${}^{\gamma}N^* = \iint_A {}^{\gamma}\sigma_z^* \cdot dA, \quad {}^{\gamma}M^* = \iint_A x^* \cdot {}^{\gamma}\sigma_z^* \cdot dA \quad (17.a,b)$$

ここに、

N^* : 軸力、 M^* : 曲げモーメント、 A : はり柱の断面積

○ 一般化ひずみ-合応力関係式

式(10)及び式(15)を式(17.a,b)に代入、整理すると、一般化ひずみ-合応力関係は、次式となる。

$$\begin{aligned} {}^{\gamma}N^* &= \int_{path} \sum_{\theta=1}^{N_c} \left(\langle \gamma, \theta \rangle D_{11} \cdot d^{\theta}\varepsilon_0^* + \langle \gamma, \theta \rangle D_{12} \cdot d^{\theta}\kappa^* \right) \\ {}^{\gamma}M^* &= \int_{path} \sum_{\theta=1}^{N_c} \left(\langle \gamma, \theta \rangle D_{21} \cdot d^{\theta}\varepsilon_0^* + \langle \gamma, \theta \rangle D_{22} \cdot d^{\theta}\kappa^* \right) \end{aligned} \quad (18.a,b)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \langle \gamma, \theta \rangle D_{12} &= \iint_A \langle \gamma, \theta \rangle E_t \cdot dA \\ \langle \gamma, \theta \rangle D_{12} &= \langle \gamma, \theta \rangle D_{21} = \iint_A x^* \cdot \langle \gamma, \theta \rangle E_t \cdot dA \\ \langle \gamma, \theta \rangle D_{22} &= \iint_A x^{*2} \cdot \langle \gamma, \theta \rangle E_t \cdot dA \end{aligned} \quad (19.a-c)$$

○ 平衡方程式

簡単化のため、要素内部に分布荷重はないものとする、要素内部の平衡方程式は次式となる。

$$({}^{\gamma}N^*)' = 0, \quad ({}^{\gamma}M^*)'' = 0 \quad (20.a,b)$$

式(15)の応力-ひずみ関係式から分かるように、降伏が生じた後は、一般に、臨界応答間に連成が生じる。次章に示す要素剛性方程式は、この連成効果を考慮して導びいたものであり、通常の 1 つの荷重に対する 1 つの応答を求める問題と比較すると、その剛性マトリックスのサイズは γ 倍されたものになる。

5. ハイブリッド型応力法による要素剛性方程式の定式化

有限要素法による構造解析では、変位法をベースにした要素モデルが用いられることが多いが、骨組構造のような一次元部材で構成された構造物の材料非線形問題、あるいは複合非線形問題に対しては、応力法をベースにした手法を用いる方がはるかに有効である。本研究では、前項で誘導した基礎式に対する離散化手法として、ハイブリッド型応力法を用いる(文献 3)等参照)。

6 数値解析例: 繰り返し強制軸方向変位を受けるブレース材の解析

本節では、前節までに提示した解析手法を、有限変形効果の影響が大きく、又、荷重の繰返しに伴う変形特性の劣化が最も顕著に現れる建築構造要素の一つである鉄骨ブレース材に適用し、提示した手法の弾塑性有限変形領域における精度・再現性を検証すると共に、繰返し強制軸方向変位を受けた際のブレース材の変形特性やそれに及ぼす載荷履歴の影響を検討した結果について示す。

6.1 解析対象

解析対象は、一端ピン、他端ローラーで、完全両振り型の繰返し強制軸方向変位を受ける H 形断面ブレース材^{a)}であり、その形状、材料定数等を Fig.4 及び Table 1 に示す。図表中、 E :ヤング係数、 σ_y :降伏応力、 E_t :降伏後の接線係数、 N_0 :全塑性軸力、 L :部材の長さ、 I :断面 2 次モーメント、 A :断面、 $\lambda (=L/\sqrt{I/A})$:細長比であり、 $\delta_{0\max}$ は、正弦半波と仮定した初期たわみのブレース材中央点の値である。尚、材の応力-ひずみ関係は、移動硬化則に従う bi-linear 型とし、降伏後の接線係数 E_t は、ヤング係数 E の 1/200 としている。解析は、対称性を利用した 1/2 解析とし、用いた要素数は、4 である。剛性評価、エネルギー積分の方法として、各要素を (n_z (材軸方向) $\times n_x$ (断面方向)) 個の微小なセグメントに分割する

$$E = 2.1 \times 10^6 (\text{kgf/cm}^2), \sigma_y = 2.5 \times 10^2 (\text{kgf/cm}^2), E_t = E/200, N_0 = 2050.0 (\text{kgf})$$

Fig.4 Steel brace subjected to repeated variable prescribed axial displacement

Table.1 Geometrical properties of numerical steel brace specimens

λ	$L(\text{cm})$	$A(\text{cm}^2)$	$I(\text{cm}^4)$	$\delta_{0\max}(\text{cm})$
120	69.83115	0.82000	0.27768	$L/500 = 0.13966$

方法を採用しており、 n_z, n_x の値は、軸方向 10、断面方向 24 (ウェブ部分: 8、フランジ部分: 8×2) としている。又、数値解析手法としては、文献 5), 9) 等に示されている増分法と反復法を併用した Arc-Length 法を基礎に、指定した Arc-Length に達する以前に新たな降伏が生じるような場合は、新たな降伏を生じる最も小さな Arc-Length を増分制御量として

採用するという手法を用いている。

6.2 載荷履歴と臨界荷重について

Fig.5 Cyclic loading path of prescribed axial displacement

外乱 (強制変位): Δ の載荷履歴と臨界荷重を Fig.5(a) に示す。ここに $\bar{\Delta}$ は、指定された強制変位振幅の値であり、 Δ は、引っ張り側を正としている。振幅が正側で最大となる時の強制変位を臨界荷重 [1]、負側を臨界荷重 [2] として採用している。解析は、無次元化された強制変位振幅: $\bar{\Delta}/L$ の値を 0.001, 0.002, 0.003 及び 0.004 の 4 通りについて行ったが、ここでは、0.004 とした場合の結果についてのみ示す。

又、比較、対照のために、文献 3) 等に示されている従来型の臨界応答解析法による解析も行っており、その時の荷重の変動領域を Fig.5(b) に示す。外乱 (強制変位): Δ の変動領域は、 $-\Delta^* \leq \Delta \leq \Delta^*$ で表され、 Δ^* は 0 から単調に増加する変動領域の大きさを表すパラメータである。振幅が正側で最大となる時の強制変位を臨界荷重 [1]、振幅 0 の強制変位を臨界荷重 [2]、負側で最大となる時を臨界荷重 [3]、再び振幅を 0 に戻した時を臨界荷重 [4] に設定している。

6.3 解析結果とその考察

本解析手法の精度・再現性の検証を行うため、載荷履歴に沿ってその応答を追跡していく逐次計算法による解析値との比較を行った結果を Fig.6(a,b) に示す。

尚、逐次計算で用いた要素数、降伏判定、エネルギー積分等は、本解析と、又、載荷履歴は、Fig.5(a) と同様である。Fig.6(a,b) は、軸力 P と強制変位点の材軸方向変位 Δ 及び部材中央点の横方向変位 δ との関係を、本解析解と共に示したものであり、図中、太実線は臨界荷重 [1] (正側での最大強制変位) に対する応答、細実線は本解析解を基礎に、文献 4) 等に示された手法を用いて求めた定常履歴曲線であり、細点線が逐次計算法による結果である。(細実線については、細点線と重なって判別しにくいので、Fig.7 中のものを参照されたい。) 逐次計算法による解析結果は、載荷の繰返しと共に、本解析法から得られる定常履歴曲線へ収斂しており、本解析法の精度、再現性が、十分良好なものであることが分かる。

Fig.6(a) Relations between axial load and axial displacement at end ($\lambda = 120, \bar{\Delta}/L = 0.004$)

Fig.7(a) Relations between axial load and axial displacement at end ($\lambda = 120, \bar{\Delta}/L = 0.004$)

Fig.6(b) Relations between axial load and lateral deflection at center ($\lambda = 120, \bar{\Delta}/L = 0.004$)

Fig.7(b) Relations between axial load and lateral deflection at center ($\lambda = 120, \bar{\Delta}/L = 0.004$)

Fig.7 は、本解析法による結果と従来の臨界応答解析法による結果を同一図中に示したものである。図の(a)が軸力: P と強制変位点の材軸方向変位: Δ との関係、(b)が軸力: P と部材中央点の横たわみ: δ との関係を表している。本解析解は、臨界荷重[1]と[2]に対する応答であり、荷重の変動領域の形状を、載荷履歴に沿って順次更新していく途中過程を太実線で、又、初期状態を*で、最終状態を×で示している。臨界応答[1]は、初期状態は原点であり、規定の強制変位量に達した後、引張り側の応答を正確に包絡しながら (Fig.6(a,b)参照) 最終状態を表す点に到達する。又、臨界応答[2]は、初期状態は臨界応答[1]の解析途中に対応する曲線上にあり、解析の進行と共に、圧縮側の最終状態を表す点へと移行していく。

一方、従来型の臨界応答解析法による結果として、 $\Delta^* = \bar{\Delta}$

及び $\Delta^* = -\bar{\Delta}$ までの骨格曲線と $\Delta = \bar{\Delta}$ における定常履歴曲線を、それぞれ太点線と細点線により同一図中に示している。

これらの結果より、1) 定振幅載荷に相当する本解析解における引張り側耐力は、文献 10)等にも指摘されているように、強制変位を同じ振幅値まで漸増させた場合に比べて低くなる傾向にあること、2) 一方、圧縮側耐力については、強制変位を定振幅とした場合も漸増振幅とした場合も、その差は殆ど生じないこと、等のことが分かる。

7. まとめ

本報では、文献 1)~3)等)に示した臨界応答解析法を、外乱載荷履歴の影響を考慮可能な形に修正し、鋼構造骨組の弾塑性有限変形解析に適用した。又、定振幅繰り返し軸方向強制

変位を受けるブレース材の解析を行い、逐次計算法による解析結果との比較により、提示した解析手法の精度、再現性を検討すると共に、漸増振幅とした場合に相当する従来の臨界応答解析法による結果との比較により、ブレース材の変形挙動に及ぼす外乱載荷履歴の影響について検討した。以上の結果から、著者等の提示している定振幅載荷を受ける構造物の応答を追跡可能な臨界応答解析法は、幾何学的非線形効果の無視できない有限変形問題にも適用可能であり、十分な精度、再現性を有することが確認された。

参考文献

- 1) 近藤一夫、花井正実：繰り返し変動荷重を受ける構造物の弾塑性解析、日本建築学会構造系論文集、第364号、pp.33-43, 1986.
- 2) 近藤一夫、花井正実：繰り返し変動荷重を受ける骨組構造物の弾塑性・崩壊解析、日本建築学会構造系論文集、第371号、pp.14-26, 1987.
- 3) 近藤一夫、花井正実：繰り返し変動荷重を受ける鋼構造物の弾塑性、有限変形解析、日本建築学会構造系論文集、第420号、pp.75-88, 1991.2
- 4) 近藤一夫、王 学鋒、中倉健介、花井正実：繰返し変動曲げを受ける鋼柱の弾塑性・崩壊挙動、日本建築学会構造系論文報告集、第434号、pp.59-74, 1992.
- 5) 近藤一夫、王 学鋒、花井正実：繰返し変動軸方向力を受ける鉄骨筋違い材の弾塑性有限変形解析、広島大学工学部研究報告、41巻、2号、pp.135-146, 1992.
- 6) 友永芳男、近藤一夫：繰返し変動荷重を受ける鋼構造骨組の弾塑性解析-載荷履歴の影響を考慮した解析-、構造工学論文集、Vol.47B、pp.41-49, 2001.
- 7) 近藤一夫：鋼構造骨組の塑性崩壊解析、コンピュータによる極限解析法シリーズ6、培風館、1991.
- 8) 王 学鋒：繰り返し変動荷重を受ける鋼構造物の塑性崩壊挙動解析に関する基礎的研究、広島大学博士学位論文、1993.
- 9) K. Kondoh and S.N. Atluri: Influence of Local Buckling on Global Instability: Simplified Large Deformation Post-Buckling Analysis of Plane Trusses, Comput. Struct., Vol. 21, No.4, pp. 613-627, 1985.
- 10) 山田稔、辻文三：繰返し軸方向力を受ける筋違い材の弾塑性変形性状に関する研究 (I:解析)、日本建築学会構造系論文集、第205号、pp.31-35, 1973.

(2002年6月27日原稿受理、2003年1月14日採用決定)