

# 鉄筋コンクリート橋脚の3次元地震応答解析と崩壊性状

張 富明<sup>1</sup>・酒井久和<sup>1</sup>・山下忠道<sup>1</sup>・久保哲夫<sup>2</sup>

<sup>1</sup>工博 防災科学技術研究所地震防災フロンティア研究センター (〒673-0433 兵庫県三木市福井三木山 2465-1)

<sup>2</sup>工博 防災科学技術研究所地震防災フロンティア研究センター (〒673-0433 兵庫県三木市福井三木山 2465-1)  
名古屋工業大学工学部建築学科教授 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

3D analysis of reinforced concrete piers until collapse is studied using a simplest lumped mass model that is developed from fiber model of plastic hinge. Numerical integration is performed using the correct instantaneous stiffness of elements by predicting the time increment compatible with stiffness variation. The computation method can trace exactly the assumed piecewise linear constructive rules for concrete and steel, and most importantly, it ensures the compatibility between overall displacements and strains of fiber elements. Factors deciding column collapse such as  $P-\delta$  effect and deterioration of materials as well as the geometric non-linearity are taken into consideration.

**Key Words:** reinforced concrete, earthquake response, 3D analysis, fiber-model, instantaneous stiffness, collapse

## 1. はじめに

最近の直下型地震では現行の設計荷重を遥かに超える地震動が次々と記録された。このような現実起こり得る大きな地震入力を用い、予測される構造部材の耐力劣化、更に構造物の崩壊を考慮した耐震性能評価法の研究が重要な課題と考える。崩壊に関わる鉄筋コンクリート (RC) 鉛直部材の3次元特性が未だ解明されていない現状を考えると、断面のファイバーモデルを用い材料破壊から直接に構造崩壊を予測する3次元解析が一つの有力な手段と期待される。

筆者ら<sup>1),2),3)</sup>は今まで建築構造物を対象に、ファイバーモデルを用いて崩壊解析を行い、崩壊に対して上下応答並びに上下動の影響が大きい場合があることが分かった。崩壊を検討しようとする場合、鉛直方向において地震入力(上下動)と応答(3次元)を考慮した解析が必要不可欠と思われる。

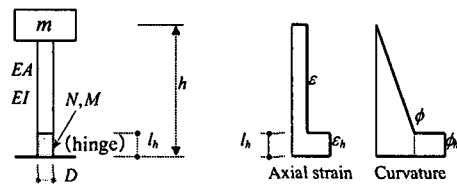
しかし、ファイバーモデルによる3次元解析の数値解析法は解決されていない問題も残されている。そのため、3次元弾塑性解析プログラムは幾つか市販されているが、構造物の耐力低下や崩壊に至るまでの応答を評価できない。

本研究では瞬間剛性が求まる数値計算法を提案し、簡略化モデルを用いながらも  $P-\Delta$  効果や幾何学的非線形を考慮し、RC 橋脚の3次元崩壊性状を検討する。なお、水平方向については、1方向のみを考える。

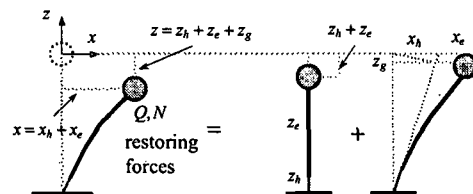
## 2. RC 橋脚の簡略化解析モデル

### 2.1 簡略化解析モデルの概要

Fig.1 に示す RC 橋脚に対し、簡単のため、橋脚の断面を一樣とし、また、橋桁の回転を考慮せず、質量も端部に集中するものとする。さらに、水平変形については橋軸直交



(a) Hinge model for RC pier and strain distribution



(b) Contributions to overall displacements

Fig.1 RC pier and analytical model

方向のみを検討し、従って、解析モデルは1質点2自由度モデルとなる。水平  $x$ 、鉛直  $z$  方向に対し、集中質点の水平と鉛直変位を  $x, z$ 、復元力を  $Q, N$  とする。減衰を弾性円振動数  $\omega_x, \omega_z$  に比例するとし、減数定数  $h_x, h_z$  を一定で 0.02 と仮定する。運動方程式は次のように表わされる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta \ddot{x} \\ \Delta \ddot{z} \end{Bmatrix} + 2 \begin{bmatrix} h_x \omega_x & 0 \\ 0 & h_z \omega_z \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \dot{x} \\ \Delta \dot{z} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \Delta Q/m \\ \Delta N/m \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} \Delta \ddot{x}_0 \\ \Delta \ddot{z}_0 \end{Bmatrix} \quad (1)$$

### 2.2 釣合条件と適合条件

Fig.1(a)に示す片持ち橋脚について、塑性ヒンジ以外の部分を弾性とし、曲げモーメントは直線分布となるが、軸力と軸歪みを軸方向で変化しないとする。

慣性力  $Q, N$  と橋脚部断面力  $M, N$  の間に次の関係がある。なお、式(2)の第2項と第3項にて塑性ヒンジでの  $P-\Delta$  効果が考慮される。

$$\begin{Bmatrix} \Delta Q \\ \Delta N \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{h} & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta M \\ \Delta N \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & \frac{x}{h} \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta M \\ \Delta N \end{Bmatrix} + \frac{N}{h} \Delta x \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2)$$

せん断変形を無視し、水平変形と鉛直変形は塑性ヒンジ域と弾性域の変形から構成されることとなる。塑性ヒンジ長さを一定と仮定し、全体変位と塑性ヒンジの変形との関係は式(3)で表わされる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta x \\ \Delta z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} h \cdot l_h & 0 \\ 0 & l_h \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \phi_h \\ \Delta \varepsilon_h \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{(h-l_h)^3}{3hEI} & 0 \\ 0 & \frac{(h-l_h)}{EA} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta M \\ \Delta N \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ hl_h^2 \phi_h & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \phi_h \\ \Delta \varepsilon_h \end{Bmatrix} \quad (3)$$

式(3)の第1項は塑性ヒンジの変形、第2項はヒンジ以外の部分の変形で曲げ変形と軸変形を独立に評価し、第3項は幾何学的変形を表わす。鉛直方向ではそれぞれの項は  $z_h, z_e, z_g$  のように Fig.1(b) で図示される。なお、幾何学変形  $z_g$  は塑性ヒンジの回転のみ考慮している。

### 2.3 塑性ヒンジにおける断面のファイバーモデル

Fig.2 のファイバーモデルに対し平面保持仮定を適用すると、要素の歪み  $\varepsilon_i$  とヒンジ断面の曲率  $\phi_h$  及び軸歪み  $\varepsilon_h$  の間に次の関係がある。

$$\Delta \varepsilon_i = \Delta \varepsilon_h + s_i \cdot \Delta \phi_h \quad (4)$$

要素のヤング係数、面積を  $E_i, A_i$  とすると、ヒンジ域での局部剛性マトリックス  $[k]$  は次式で求められる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta M \\ \Delta N \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \phi_h \\ \Delta \varepsilon_h \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum E_i A_i s_i^2 & \sum E_i A_i s_i \\ \sum E_i A_i s_i & \sum E_i A_i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \phi_h \\ \Delta \varepsilon_h \end{Bmatrix} \quad (5)$$

本報では、RC 正方形橋脚は鉄筋比が  $p_g = A_r / D^2$ 、外周で鉄筋が等間隔に配置され、 $d/D = 0.9$  とする。例えば、コンクリート要素及び鉄筋をそれぞれ5要素に5分割した場合、鉄筋の外側2要素の断面積は  $(5/16)A_r$ 、その他3要素の断面積は  $(1/8)A_r$ 、要素間距離は  $d/4$  となる。

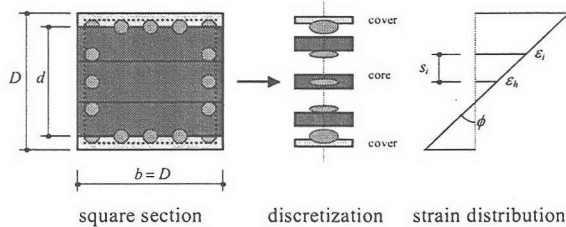


Fig.2 Discrete model of square RC cross section

### 2.4 全体剛性マトリックスと適合マトリックス

式(5)を式(3)に代入し、塑性ヒンジの変形と集中質点の変位の関係を式(6)、適合マトリックス  $[T]$  を式(7)のように表わされる。さらに、式(6)と(7)を用い、式(2)を整理すれば、慣性力を式(8)、全体剛性マトリックス  $[K]$  を式(9)で表わされる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta x \\ \Delta z \end{Bmatrix} = [T]^{-1} \begin{Bmatrix} \Delta \phi_h \\ \Delta \varepsilon_h \end{Bmatrix} \quad \text{or} \quad \begin{Bmatrix} \Delta \phi_h \\ \Delta \varepsilon_h \end{Bmatrix} = [T] \begin{Bmatrix} \Delta x \\ \Delta z \end{Bmatrix} \quad (6)$$

$$[T]^{-1} = \begin{bmatrix} hl_h & 0 \\ 0 & l_h \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{(h-l_h)^3}{3hEI} k_{11} & \frac{(h-l_h)^3}{3hEI} k_{12} \\ \frac{(h-l_h)}{EA} k_{21} & \frac{(h-l_h)}{EA} k_{22} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ hl_h^2 \phi_h & 0 \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$\begin{Bmatrix} \Delta Q \\ \Delta N \end{Bmatrix} = [K] \begin{Bmatrix} \Delta x \\ \Delta z \end{Bmatrix} \quad (8)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{1}{h} & \frac{x}{h} \\ 0 & 1 \end{bmatrix} [k][T] + \begin{bmatrix} \frac{N}{h} & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (9)$$

式(7)は式(3)と同様、第2項でヒンジ以外の変形、第3項は幾何学変形を考慮している。剛体ヒンジモデル、あるいはビームモデルの場合、第1項のような一定値となる項のみが考慮される。しかし、橋脚の鉛直剛性を正しく評価するためには、第2項を独立に扱う必要がある。適合マトリックス  $[T]$  が瞬間剛性に依存するため、瞬間剛性の正しい評価が3次元解析において重要である。

### 2.5 材料の力学特性

鉄筋及びコンクリートの応力度-ひずみ度 ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) 関係を Fig.3 のように区間線形として仮定する。材料のヤング係数は  $E_c = 20600 \sqrt{F_c} / 19.6 \text{ N/mm}^2$ 、 $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$  とし、コンクリートの引張強度を無視し、鉄筋の座屈は圧縮に対して負勾配を与えて考慮する。コンクリートの破壊歪み  $\mu_c \varepsilon_c$  は、かぶりも含めて圧縮強度時の歪みの倍数  $\mu_c = 10$  とする。鉄筋は SD345、コンクリートは Fc21 を用いる。

塑性ヒンジ以外の部分について、軸力と曲げモーメントを考慮した復元力モデルを用いることもできるが、ここでは  $EA$  と  $EI$  を独立に与え、曲げ剛性  $EI$  を弾性剛性とするが、 $EA$  については材料特性を考慮しコンクリートと鉄筋の2要素からなる軸方向部材として求める。

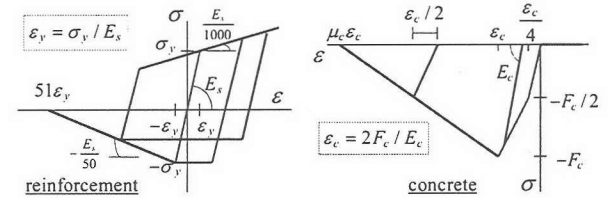


Fig.3 Constructive rule of materials

## 3. RC 橋脚の3次元地震応答解析法

### 3.1 解析法の現状

通常のヒンジモデルを用いる場合、柔性分布を仮定すれば全体変形と塑性ヒンジの変形の関係は瞬間剛性には依存しない。しかし、ヒンジ以外の変形はヒンジの変形に比例すると仮定するのは正しくない。式(3)のように別々に求める必要がある。式(7)の適合条件から明らかのように、塑性ヒンジの変形は瞬間剛性を介して全体変位と関係づけられる。正しい瞬間剛性を求めるためには、筆者ら<sup>1),2),3)</sup>は非常に小さい時間刻みを用い、適合条件を満足する要素の剛性(载荷あるいは除荷)を探索しながら解析を行った。一方、剛性変化に伴う不釣り合いを解除する方法<sup>4)</sup>があるが、これは弾塑性動的問題に累加原理を用いることなので問題がある。また、数値解析の陽な漸化式から得られた全体変位を用いて復元力及び局部変形を静的に求める方法があるが<sup>5)</sup>、静的増分解析の際に変形の間(曲率と軸歪み)の関係すなわち载荷経路を仮定しなければならない。式(7)に示すように本来、载荷経路は瞬間剛性に依存するものである。これ

を陰な漸化式に拡張した場合、繰り返し計算による探索が必要になる<sup>6)</sup>。

本報では、要素の復元力を区間線形と仮定し、剛性変化点を正確的に抑え、瞬間剛性を用いて直接に応答を求める解析法を提案する。

### 3.2 要素の歪みと全体変形の関係式

式(4)と(6)により、要素の歪み増分及び歪み速度の増分は適合マトリックス $[r]$ を介して全体変位で表わされる。なお、 $t_{ij}$ は $[r]$ の行列成分である。

$$\Delta \varepsilon_i = \Delta \varepsilon_n + s_i \cdot \Delta \phi_n = \beta_{si} \Delta x + \beta_{zi} \Delta z \quad (10)$$

$$\dot{\varepsilon}_i = \beta_{si} \dot{x} + \beta_{zi} \dot{z} \quad (11)$$

$$\beta_{si} = t_{21} + s_i \cdot t_{11} \quad (12)$$

$$\beta_{zi} = t_{22} + s_i \cdot t_{12} \quad (13)$$

### 3.3 瞬間剛性が求まる時間積分法

各要素の歪みが区間線形とした各区間で載荷すること、また、歪み速度の反転がないことが確認できれば、局部あるいは全体剛性マトリックス $[k]$ 、 $[K]$ 、更に適合マトリックス $[r]$ が一定であるので、Newmarkの $\beta$ 法( $\beta=1/4$ )を適用する。剛性変化が認められた場合、次のように剛性変化点までの時間増分を求める。

まず、Newmarkの $\beta$ 法に対し応答変位と応答速度に対する応答加速度増分の影響を無視し、下記の陽な漸化式を用いる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta x \\ \Delta z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dot{x}_n \\ \dot{z}_n \end{Bmatrix} \Delta t + \begin{Bmatrix} \ddot{x}_n \\ \ddot{z}_n \end{Bmatrix} \Delta t^2 / 2 \quad (14)$$

$$\begin{Bmatrix} \Delta \dot{x} \\ \Delta \dot{z} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dot{x}_n \\ \dot{z}_n \end{Bmatrix} \Delta t \quad (15)$$

$$\begin{Bmatrix} \Delta \ddot{x} \\ \Delta \ddot{z} \end{Bmatrix} = -2 \begin{bmatrix} h_x \omega_x & 0 \\ 0 & h_z \omega_z \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \dot{x} \\ \Delta \dot{z} \end{Bmatrix} - \frac{1}{m} [K] \begin{Bmatrix} \Delta x \\ \Delta z \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} \Delta \ddot{x}_0 \\ \Delta \ddot{z}_0 \end{Bmatrix} \quad (16)$$

式(10)と(11)から、要素の歪みに関しても全体変位と同様な漸化式が適用されることになる。式(14)を式(10)に代入し、各要素の歪み増分に対し時間増分 $\Delta t$ に関する下記の2次式が得られる。なお、載荷方向に向けて要素の剛性変化点に対応する歪み増分 $\Delta \varepsilon_i$ が既知である。

$$(\beta_{si} \ddot{x}_n + \beta_{zi} \ddot{z}_n) \Delta t^2 / 2 + (\beta_{si} \dot{x}_n + \beta_{zi} \dot{z}_n) \Delta t - \Delta \varepsilon_i = 0 \quad (17)$$

上記の式に対して $\Delta t$ を変数として歪み速度を求め、除荷点(歪み速度が0)に対して次の1次式が得られる。

$$(\beta_{si} \ddot{x}_n + \beta_{zi} \ddot{z}_n) \Delta t + (\beta_{si} \dot{x}_n + \beta_{zi} \dot{z}_n) = 0 \quad (18)$$

各々の要素に対して、式(17)と(18)を適用し時間増分を $\Delta t$ 求め、それらの最小値がある要素が最初に剛性変化を生じることを意味し、この $\Delta t$ を用いれば剛性変化点に対応する応答増分(式14~16)及び歪み増分(式10,11)などの応答量が求まる。また、塑性ヒンジ以外には、軸剛性 $EA$ に対しコンクリートと鉄筋の2要素に対しても材料の応力-ひずみ関係に基づき要素の剛性変化時刻を求める。

なお、Newmarkの $\beta=1/4$ 法と式(14)と(15)の陽な漸化式は、いずれも速度が変位の導関数であるので、速度が0となるまでには変位が単調に増減する。従って、除荷点を一義的に決定できる。

### 3.4 動的中立軸の概念

断面において歪みが0となる中立軸はRC部材の静的単調載荷に対して重要である。しかし、動的問題では、載荷と除荷を決定するのは歪み速度の符号である。要素の歪み速度が0を境して載荷方向が逆転し除荷が生じるので、これを動的中立軸と称することとする。式(11)を用い、動的中立軸を次式で定義する。

$$\dot{\varepsilon} = \beta_s \dot{x} + \beta_z \dot{z} = 0 \quad (19)$$

式(12)と(13)を上記の式に代入すると、動的中立軸の位置を次式で求められ、これを境して載荷の方向が逆となる。

$$s_{\text{avo}} = \frac{t_{21} \dot{x} + t_{22} \dot{z}}{t_{11} \dot{x} + t_{12} \dot{z}} \quad (20)$$

式(18)は動的中立軸が要素の位置に重なる時刻を求めるものである。なお、動的中立軸は時間的にも断面方向にも連続的に変化するので、隣の要素に順番に移り変わるので、全ての要素に式(18)を適用する必要はない。

## 4. RC橋脚の3次元地震応答

### 4.1 RC橋脚の解析パラメータ

数値計算法の精度を検証するために、解析パラメータは要素の分割数 $N_e$ と時間刻み、更に入力地震動の地震記録に対する倍率 $\Omega$ とする。なお、剛性が一定の時には記録間隔を細分し固定時間刻み $\Delta t = \Delta t_0 / n_n$ 、剛性変化時には3.3の如く可変時間刻みを用いる。

解析は①橋脚の高さ $h=10m$ 、②長期軸力比 $n=0.1$ 、③降伏震度 $q_y=0.4$ 、④引張強度 $\sigma_y$ 及び鉄筋比 $p_g=2.0\%$ 、⑤コンクリート破壊歪みの圧縮強度 $F_c$ 時の歪みに対する倍率を $\mu_c=10$ 、⑥塑性ヒンジ長さを $L_n=D/2$ と仮定する。

式(21)で定義される長期軸力比を用い、鉄筋を口断面とみなして、降伏震度を式(22)で略算する。式(22)より、断面せいは式(23)から算出される。なお、 $d/D=0.9$ とし、材料強度は鉄筋にSD345、コンクリートにFc21を用いる。

$$n = \frac{mg}{D^2 F_c} \quad (21)$$

$$q_y = \frac{1}{n} \frac{D}{h} \left[ \frac{n(1-n)}{2} + \frac{3p_g \sigma_y d}{8 F_c D} \right] \quad (22)$$

$$D = \frac{n \cdot h \cdot q_y}{\left[ \frac{n(1-n)}{2} + \frac{p_g \sigma_y d}{3 F_c D} \right]} \quad (23)$$

このような橋脚モデルは断面が $D=2.54m$ 、2次(鉛直)固有周期は0.058s、1次(水平)固有周期は断面の分割数によって僅かにかわるが0.49sとなっている(5分割は0.490s、10以上の分割は0.488s)。

入力地震動は1995年兵庫県南部地震によるJMA Kobe記録のNSとUD成分を用い、記録間隔は $\Delta t_0=0.01s$ 、解析時間は25sである。

### 4.2 数値解析の精度

断面の分割数を $N_e=5,10,20,2000$ 、時間刻みの分割数を $n_n=1,2,5,10,20,50,100$ 、入力地震動倍率を $\Omega=1$ とし、数値計算法の精度を検証する。

Fig.4に分割数  $N_e$  に対し、 $n_n$  を変化した場合の最大応答（両方向の変位(a),(b)と速度(c),(d)）を示す。異なる  $N_e$  は固有周期が異なり、異なる解析対象である。

$n_n$  増やして時間刻みを小さくすれば最大応答が一定値に収束していく。 $n_n = 100$  を正解とすれば、 $n_n = 1$  の場合には変位  $x_{max}$  が4倍、 $z_{max}$  が100倍の値を示し、速度  $v_{x,max}$  と  $v_{z,max}$  も非常に大きな誤差を示した。しかし、 $n_n = 2$  の場合には変位  $x_{max}$  が2%、 $z_{max}$  が3%、速度  $v_{x,max}$  が1%、 $v_{z,max}$  が7% ( $N_e = 20$  を除く)と、計算誤差が小さい。

なお、 $N_e = 20$  と分割数が多い場合には誤差が大きくなることもあり、これは多い分割数の剛性変化に対応するために陽な漸化式を用いた回数が多く計算精度が低くなったと考えられる。しかし、 $N_e = 2000$  の場合、 $n_n = 1$  でも各種応答は極端に大きな誤差が生じておらず、これは陽な漸化式に対応する時間増分が多く要素の剛性変化点に細かく制限されているためである。従って、多くの部材と要素から

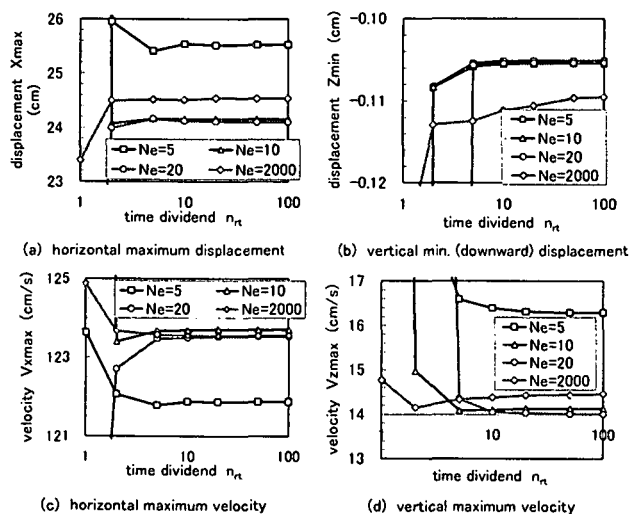


Fig.4 Computation accuracy vs. time increment

構成される構造物についても、必ずしも非常に小さな時間刻みが必要とは思わない。

$n_n = 2$  は時間刻みが  $\Delta t \leq (0.01/2) = 0.005s$  を意味し、これは鉛直固有周期 0.058s の 1/10 程度で、弾塑性問題の応答精度を保証するための条件とも言われるものである。

Fig.5に  $N_e = 10$  について、(a)  $n_n = 2$  と (b)  $n_n = 100$  の場合の水平方向と鉛直方向の復元力を示す（出力間隔 0.01s）。最大応答及び履歴ループの差が小さい。

## 5. 橋脚の3次元応答と崩壊性状

### 5.1 橋脚の最大応答と崩壊性状

$N_e = 10$ 、 $n_n = 10$  とし、 $\Omega = 0.5 - 2.0$  と入力地震動倍率を増やして崩壊まで解析を行う。なお、崩壊とは水平変位が  $|x| > q_x$ 、あるいは鉛直変位が  $z/l_h < 5\mu_c \varepsilon_c$  となった時点と定義し、時刻歴応答解析を終了する。前者は橋脚曲げ特性を完全弾塑性として  $P-\Delta$  効果により水平耐力が喪失する

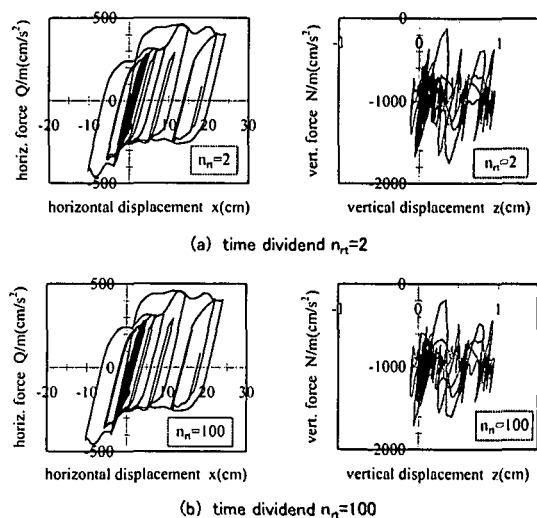


Fig.5 Restoring forces vs. time increments

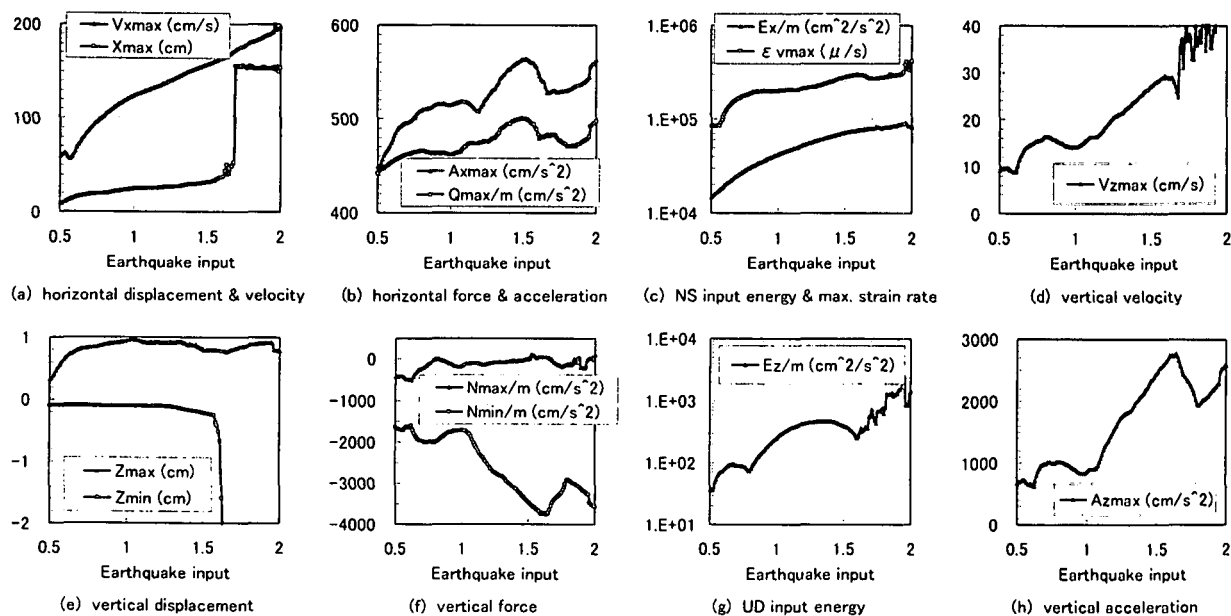


Fig.6 Maximum responses of a RC pier ( $h=10m, n_0=0.1$ )

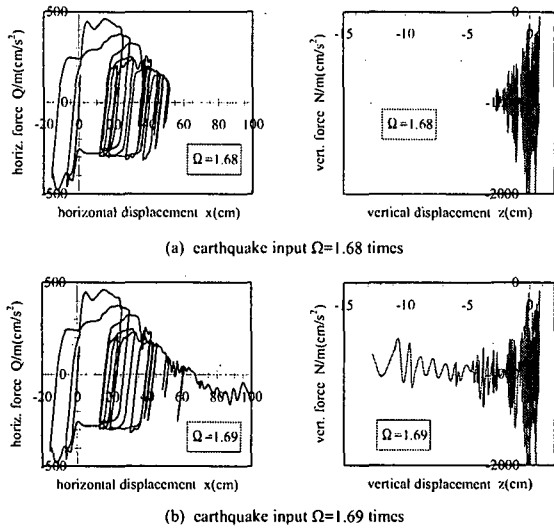


Fig.7 Restoring forces of a RC pier ( $h=10m, n_0=0.1$ )

水平変形 ( $q, h=400cm$ ) に対応し、後者は鉛直縮みが塑性ヒンジコンクリートが完全破壊した時のヒンジ縮みの5倍の値 ( $5l_h \cdot \epsilon_u = 5 \times 254/2 \times (-0.02) = -12.7cm$ ) である。

Fig.6に最大応答を示す。(a)では、入力倍率  $\Omega=1.69$  の時に水平変位  $X_{max}$  が急に増大し、これ以上の入力倍率に対しても崩壊条件により継続時間中に計算を終了した。しかし、(e)では鉛直縮み  $Z_{min}$  は  $\Omega=1.58$  から大きく増加し、 $\Omega=1.60$  から発散する傾向を示す。なお、 $\Omega=1.69$  の解析終了時では、崩壊しなかった  $\Omega=1.68$  のケースに比べて、水平変位が4倍、鉛直変位が20倍に増大した。従って、鉛直変位の発散が最終崩壊を特徴付けている。

(f)では、 $\Omega=0.8$  以上の場合、橋脚が引張軸力をうけることがあり、最大圧縮軸力は長期軸力の3.5倍程度となっている。

(c)と(g)を比べると、単位質量の地震入力エネルギー  $E$  は鉛直方向が水平方向の1/100程度となっている。また、(c)では、要素の最大歪み速度  $\dot{\epsilon}_{v,max}$  が  $0.3/s$  ( $300000 \mu/s$ ) と非常に大きな値を示した。

Fig.7に崩壊しなかった場合 ( $\Omega=1.68$ ) と崩壊した場合 ( $\Omega=1.69$ ) の復元力を示す。僅かの入力レベルの増大によって鉛直縮みの大きな増加をもたらし、水平復元力が急に低下し、両方向で崩壊した。なお、鉛直方向でも負の剛性を呈し、すなわち、鉛直力が正方向に増加しても鉛直縮みが進んだ。水平復元力が喪失した時の水平変位が  $63cm$  程度で、崩壊条件の  $400cm$  よりも遥かに小さい。この程度の長期軸力比 ( $n_0=0.1$ ) でも、橋脚が主に鉛直方向の応答によって崩壊に至ったと考えられる。

Fig.8に崩壊した場合 ( $\Omega=1.69$ ) の時刻歴応答を示す。水平変位(a)は  $t=16s$  以降に振動せずに発散したことに対し、鉛直変位(b)は  $t=13s$  以降に発散した。また、本解析法は要素の除荷点を抑えているので動的中立軸を定められていることが分かる。(c)に示す時間帯では、0.5秒の間に動的中立軸の位置変化が12サイクルをなしているため、鉛直方向の固有周期 ( $0.058s$ ) にほぼ一致する。

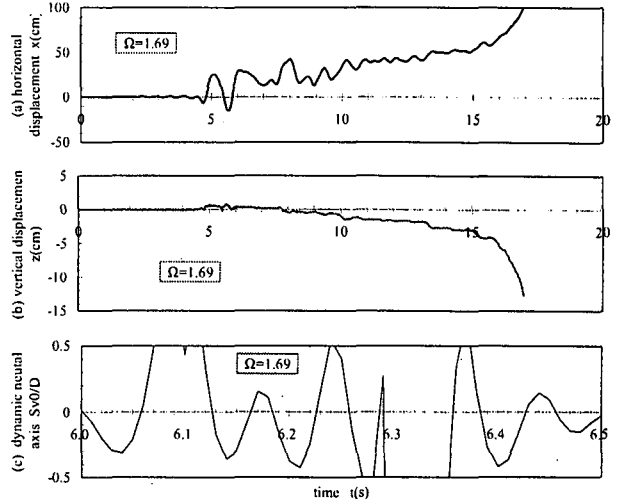


Fig.8 Time histories of a RC pier ( $h=10m, n_0=0.1, \Omega=1.69$ )

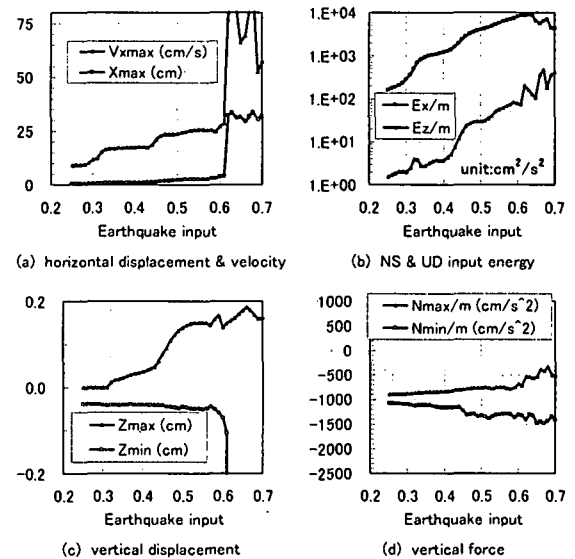


Fig.9 Maximum responses of a RC column ( $h=2m, n_0=0.2$ )

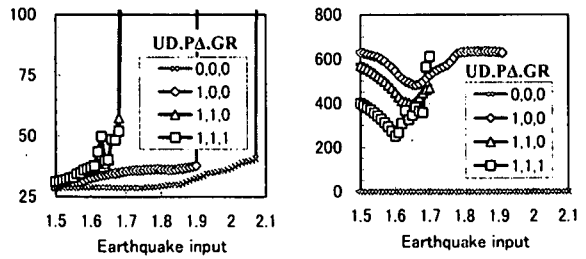
## 5.2 短い橋脚(柱)の最大応答と崩壊性状

5.1は橋脚高さ  $h=10m$ 、長期軸力比  $n=0.1$  の解析結果である。上下方向の応答と地震入力を考慮した場合、RC柱の崩壊は長期軸力比の影響が大きい。そこで、他の条件が同じで、橋脚高さ  $h=2m$ 、長期軸力比  $n=0.2$  のRC柱の崩壊解析を行う。 $N_c=10$  及び降伏震度  $q_y=0.4$  に対し、柱の水平と鉛直固有周期はそれぞれ  $0.190s$  と  $0.037s$  となっている。また、時間刻みの分割数を  $n_n=10$  とする。

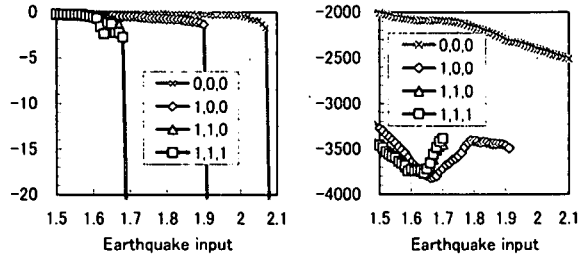
Fig.9に最大応答を示す。入力倍率  $\Omega=0.62$  の時に応答変位が急に増大し、これ以上の入力倍率に対しても崩壊条件により継続時間中に計算を終了した。 $h=10m$  の長い橋脚の崩壊レベル  $\Omega=1.69$  に対し、長期軸力比が大きい  $h=2m$  の短い橋脚はその  $0.366$  倍の地震入力で崩壊に至った。

## 5.3 上下動とP-Δ効果及び幾何学的非線形の影響

上下動同時入力(UD)・P-Δ効果の考慮(PΔ)・幾何学的非線形の考慮(GR)の3つの要因について、これらすべて(UD, PΔ, GR)を考慮した case1(1,1,1)に対し、幾何学的非線

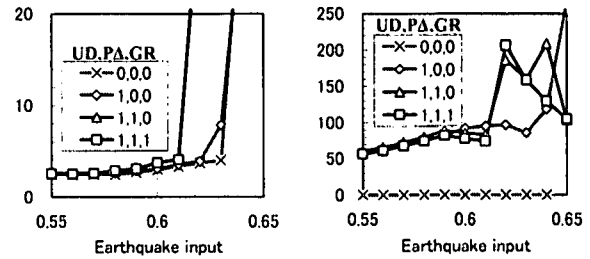


(a) horizontal displacement Xmax (cm) (b) UD input energy Ez/m (cm<sup>2</sup>/s<sup>2</sup>)

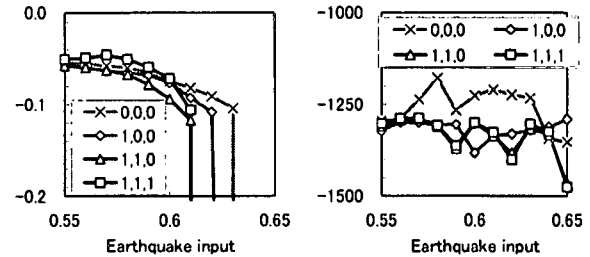


(c) vertical displacement Zmin (cm) (d) vertical force Nmin/m (cm/s<sup>2</sup>)

Fig.10 Collapse of a RC pier (h=10m, n<sub>0</sub>=0.1)



(a) horizontal displacement Xmax (cm) (b) UD input energy Ez/m (cm<sup>2</sup>/s<sup>2</sup>)



(c) vertical displacement Zmin (cm) (d) vertical force Nmin/m (cm/s<sup>2</sup>)

Fig.11 Collapse of a RC column (h=2m, n<sub>0</sub>=0.2)

形を考慮しない case2(1,1,0)、これに P-Δ 効果も考慮しない case3(1,0,0)、更に上下動も入力されない case4(0,0,0)の4つのケースについて、入力レベルを増加させながら崩壊まで解析を行う。

Fig.10 に h=10m の長い橋脚、Fig.11 に h=2m の短い柱の最大応答を示す。固有周期が短く長期軸力比が大きい後者の短柱については、各要因の影響が小さい。一方、固有周期が少し長い橋脚について各要因の影響が見られた。

Fig.10 の橋脚の崩壊については、(a)と(b)に示すように崩壊は水平と鉛直両方向の変位の発散をとまって生じた。幾何学的非線形の影響が小さいが、水平動のみの case4 は  $\Omega = 2.08$  で崩壊したが、P-Δ 効果を考慮した case2 は  $\Omega = 1.91$  で、更に上下動同時入力の case1 は  $\Omega = 1.69$  で崩壊した。(d)に示すように、上下動同時入力によって圧縮応答軸力比が最大で 3.5 倍程度を示し、上下動が入力されない case4 でも 2.5 倍の最大圧縮軸力を生じた。これは鉛直方向の応答変位によって変動軸力が生じたためである。

本報の解析例では上下動の影響が著しいわけではないが、柱の長期軸力比・解析モデルの固有周期・入力地震動の周期特性などによって上下動の影響が非常に大きいことも考えられ、3次元崩壊解析を行う必要があると思われる。

## 6. まとめ

本研究は陽な漸化式を適用して鉄筋コンクリートファイバー要素の剛性変化時刻を求める数値計算法を提案した。具体的には、まず Newmark の  $\beta$  法 ( $\beta=1/4$ ) に固定時間刻みを用いて応答の増分を求め、剛性変化が認められた場合には陽な漸化式を適用し、区間線形と仮定した各要素の構成側に対して、載荷過程の剛性変化点については 2 次式、除荷点については 1 次式より剛性変化までの時間増分を求め、可変時間刻みと正しい瞬間剛性を用いて応答解析を行うものである。

解析例としてファイバーモデルによる RC 橋脚の 3 次元解析を取り上げ、P-Δ 効果や幾何学的非線形を考慮して崩壊に至るまでの応答解析を行った。解析精度を確保するためには固定時間刻みを鉛直方向の固有周期の 1/10 以下に設定する必要があることが分かった。

本計算方法を RC 構造物の 3 次元解析プログラムに取り入れれば、構造物の崩壊性状の解明に役立つものと期待する。なお、要素数及び部材数によって長い計算時間が必要となるが、これは剛性変化点に到達する条件に許容誤差を設け、同時に一つ以上の要素の剛性変化を認めることによって改善できると思われる。

## 参考文献

- 1) 張富明：水平動と上下動を受ける 1 質点 2 自由度系の地震応答及び崩壊性状，構造工学論文集 Vol.42B, pp.41-48, 1996.4.
- 2) 張富明：水平動と上下動を受けるピロティ建物の崩壊性状，JCIコンクリート工学論文集, Vol.19, pp.495-500, 1997.6.
- 3) Zhang,F., Yamashita,T., Kubo,T.: Energy balance of buildings until collapse, the 11<sup>th</sup> Japan Earthquake Engineering Symposium, No.284, 2002.11.
- 4) Li,K., Kubo,T.: Reviewing the multi-spring model and fiber model, the 10<sup>th</sup> Japan Earthquake Engineering Symposium, pp.2369-2374, 1998.11.
- 5) 北嶋圭二, 安達洋, 中西三和: 2 方向入力を受ける鉄筋コンクリート造柱の地震応答解析, 日本建築学会構造系論文集, No.461, pp.85-94, 1994.7.
- 6) 堀田久人, 上田智一: ファイバーモデルを用いた系の地震応答解析における直接収斂解法, 日本建築学会構造系論文集, No.555, pp.135-139, 2002.5.
- 7) 堺淳一, 川島一彦: ファイバー要素を用いた鉄筋コンクリート橋脚の地震応答解析, 構造工学論文集 Vol.45A, pp.935-946, 1999.3.