

材端ヒンジモデルによる 鉄筋コンクリート橋脚の崩壊解析

張 富明¹・酒井久和²

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 研究員

(〒651-0073 神戸市中央区脇浜海岸通1丁目5-2)

¹ E-mail: zhang@edm.bosai.go.jp, ² E-mail: sakai@edm.bosai.go.jp

本研究は鉄筋コンクリート橋脚について、1質点2自由度(上下方向, 水平1方向)モデルを用い、材端塑性ヒンジにファイバーモデルを適用した動的解析法を提案した。解析はP- Δ 効果や幾何学的な変形の影響を考慮し、橋脚の動的崩壊を検討した。

数値計算法は瞬間剛性を用い、収束計算が必要とはしない直接解法を提案した。具体的には、まずNewmarkの法($\beta=1/4$)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、各要素の載荷過程で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。

Key Words : reinforced concrete, 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地震荷重を遙かに超える地震動が次々と記録された。このような現実に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。

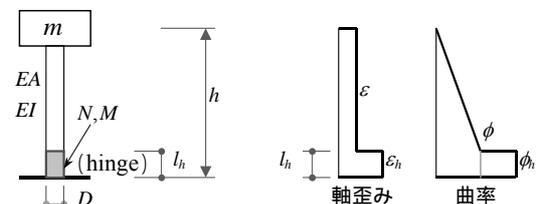
筆者ら^{1),2)}は既に建築構造物を対象に、ファイバーモデルを用いて崩壊解析を行い、崩壊に対して上下応答並びに上下動の影響が大きい場合があることを確認している。崩壊を検討しようとする場合、鉛直方向において地震入力(上下動)と応答(3次元)を考慮した解析が必要不可欠と思われる。崩壊に関わる鉄筋コンクリート(RC)鉛直部材の3次元特性が未だ解明されていない現状を考えると、断面のファイバーモデルを用い材料破壊から直接に構造崩壊を予測する3次元解析が一つの有力な手段と期待される。しかし、ファイバーモデルによる3次元解析の数値解析は解決されていない問題も残されている。そのため、建物の3次元弾塑性解析プログラムは幾つか市販されているが、いずれも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、RC橋脚モデルに材端ヒンジモデルを用い、瞬間剛性を用いて応答を直接に求める数値計算法を提案する。解析では、P- Δ 効果や幾何学的非線形を考慮するが、簡単のために、水平1方向のみを考慮する。また、減衰定数・塑性ヒンジの長さ・材料の力学特性などについても簡単に仮定した。

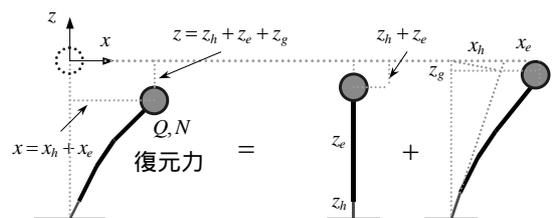
2. RC橋脚の材端ヒンジモデル

(1) 材端ヒンジモデルの概要

図-1に示すRC橋脚に対し、簡単のため、橋脚の断面を一様とし、また、橋桁の回転を考慮せず、質量 m 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 ω_x, ω_z に比例するとし、減衰定数 h_x, h_z を 0.02 と仮



(a) ヒンジモデル及変形分布の仮定



(b) 全体変形の構成

図-1 RC橋脚の解析モデル

定する．増分形式の運動方程式は次のように表される．ここで， x_0, z_0 は地動である．

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

(2) 釣合条件と適合条件

図 - 1(a) に示す片持ち橋脚について，復元力 Q, N と橋脚部断面力 M, N の間に次の関係がある．

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

なお，式(2)の第2項と第3項にて塑性ヒンジでの $P-\Delta$ 効果が考慮されている．

水平変形と鉛直変形は，せん断変形を無視し，次のように塑性ヒンジ域とそれ以外の領域の変形から構成されることとなる．ただし，塑性ヒンジ長さは一定と仮定する．

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

ここに，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たもの，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 のように図 - 1(b) で図示される．ただし，幾何学変形 z_g は塑性ヒンジの回転のみ考慮している．

ヒンジ以外の部分について，軸力と曲げモーメントの連成を考慮した復元力モデルを用いることも可能であるが，本報では軸剛性 EA と曲げ剛性 EI を独立に与え， EI に弾性剛性を用いるが， EA は引張軸力に対応するためにコンクリートと鉄筋の2要素からなる軸部材として求める．図 - 1(a) に示すように，曲げモーメントと曲率は直線分布とするが，軸力と軸歪みを軸方向で変化しないものとする．

(3) 塑性ヒンジにおける断面のファイバーモデル

塑性ヒンジについて，図 - 2 に示すファイバーモデルと平面保持仮定を適用すると，断面位置 s_i にある要素のひずみ ε_i と断面の曲率 ϕ_h 及び軸ひずみ ε_h の間に次の関係がある．

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

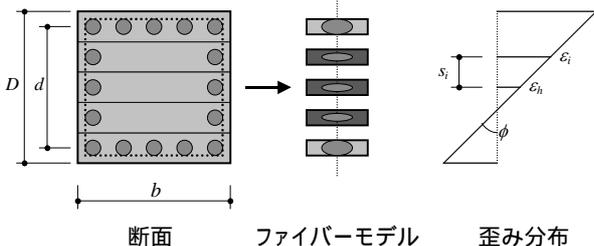


図 - 2 断面の離散化及び歪みの分布

コンクリートと鉄筋をそれぞれ N_e 個の要素に分割する．要素の接線剛性と面積を E_i, A_i とすると，ヒンジ部の剛性マトリックス $[k]$ は次式で求められる．

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

(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)に代入すると，塑性ヒンジの変形と集中質点の変位の関係は式(6)，適合マトリックス $[T]$ は式(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，慣性力は式(8)，全体剛性マトリックス $[K]$ は式(9)で表わされる．

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

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

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

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

ここに，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．

(5) 材料の力学特性

鉄筋及びコンクリートの応力 - ひずみ ($\sigma - \varepsilon$) 関係は図 - 3 のような区間線形モデルを設定する．鉄筋について，引張側ではひずみ効果を考慮するが，圧縮側では負勾配を与えることによって座屈を考慮する．コンクリートの引張強度を無視し，破壊ひずみを $\mu_c \varepsilon_c$ と仮定する．ただし，鉄筋とコンクリートのヤング係数はそれぞれ， $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$ ， $E_c = 20600 \sqrt{F_c} / 19.6 \text{ N/mm}^2$ とする．

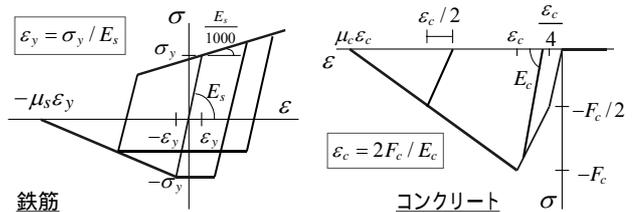


図 - 3 材料の応力 - ひずみ関係

3. RC橋脚の3次元地震応答解析法

(1) 解析法の現状

RC部材を材軸方向で細かく分割した場合、節点の変位（並進、回転）と断面の変形（軸歪み、曲率）が直接に関係する。全体変位に対して陽な漸化式を適用すれば、断面の変形、更にファイバー要素の応力並びに部材の復元力も陽に求められ、時刻歴解析は非常に簡単に行える^{3),4)}。通常のヒンジモデルを用いる場合でも、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幾何学的に決められることになる。

しかし、剛性変化に収束計算を行わない場合、大きな不釣合力が生じ、非常に小さな時間刻みを用いても計算精度の確保が困難であり、適切な方法で不釣合力を解除することが有効と指摘されている^{5),6)}。なお、剛性変化に伴う不釣合力を次のステップで解除することは弾塑性動的問題に累加原理を用いること、載荷経路の不可逆性を無視したことなど問題があると思われる。

材端ヒンジモデルは自由度が多いラーメン構造にとっては効率が良いモデルと思われる。また、ヒンジ長さの仮定という課題があるが、材端ヒンジモデルは変形の集中を適切に評価できると考える。しかし、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、正しい瞬間剛性を求める必要がある。

瞬間剛性を求めるために、筆者ら^{1),2)}は非常に小さい時間刻みを用い、適合条件を満たす要素の剛性（載荷あるいは除荷）を探索しながら解析を行った。しかし複雑な解析モデルに対し効率が良い数値積分法が必要である。

本報では、要素の復元力が区間線形と仮定されたモデルに対し、剛性変化点を正確に抑え、瞬間剛性を用いて応答を求める解析法を提案する。

(2) 要素のひずみと全体変形の関係式

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

$$\Delta \varepsilon_i = \Delta \varepsilon_h + s_i \cdot \Delta \phi_h = \beta_{xi} \Delta x + \beta_{zi} \Delta z \quad (10)$$

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

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

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

(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、ヒンジ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 $[T]$ が一定である。この場合、Newmarkの法($\beta=1/4$)を適用する。

それに対し、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、併せて応答を求める。

まず、Newmarkの法において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すると、下記の陽な漸化式が与えられる。

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

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

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

式(10)と(11)から、要素の歪みにしても全体変位と同様な陽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 Δt に関する下記の2次式が得られる。ここでは、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。

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

上記の式に対して Δt 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。

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

各々の要素に対して、式(17)と(18)を適用し時間増分 Δt を求める。これらの最小値はある要素に剛性変化が生じることを意味し、この Δt を用いて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）などの応答量を求める。塑性ヒンジ以外には軸剛性に対しコンクリートと鉄筋の2要素を用いているので、これら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。

(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の位置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。

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

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。

$$s_{ev0} = \frac{t_{21} \dot{x} + t_{22} \dot{z}}{t_{11} \dot{x} + t_{12} \dot{z}} \quad (20)$$

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と考える。

4. RC橋脚の地震応答解析例

(1) RC橋脚の解析パラメータ

RC橋脚に対して、数値解析例を実施し、計算法の精度を検証する。解析モデルは、橋脚の高さ $h=2m, 10m$ 、長期軸力比 $n=0.1, 0.2$ 、降伏震度 $q_y=0.4$ 、鉄筋比 $p_g=2.0\%$ 、コンクリート破壊ひずみの倍率を $\mu_c=10$ 、鉄筋圧縮側の破断ひずみ倍率を $\mu_s=51$ 、ヒンジ長さを道路橋示方書⁷⁾の上限 $L_h=D/2$ とする。

降伏震度は式(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式(22)で略算する。

$$n = \frac{mg}{bDF_c} \quad (21)$$

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

式(22)を整理すると、断面せいは式(23)より算出される。なお、RC長方形橋脚は外周で鉄筋が等間隔に配置し、鉄筋比 $p_g = A_r/bD$ 、距離比 $d/D=0.9$ とする。材料強度について、コンクリートは $F_c=21N/mm^2$ 、鉄筋は $\sigma_y=345N/mm^2$ とする。

$$D = \frac{n \cdot h \cdot q_y}{\left[\frac{n(1-n)}{2} + \frac{3p_g}{8} \frac{\sigma_y}{F_c} \frac{d}{D} \right]} \quad (23)$$

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 、固定時間刻みの分割数 n_{rt} 、更に入力地震動の地震記録に対する倍率 Ω 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 $\Delta t = \Delta t_0/n_{rt}$ 、剛性変化時には 3.3 に示す可変時間刻みを用いる。

ちなみに、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。

(2) 数値解析の精度

$h=10m$ 、 $n=0.1$ の場合、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変わるが 0.49s となっている(5分割は 0.490s、10以上の分割は 0.488s)。

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

図-4 に分割数 N_e に対し、 n_{rt} 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_{rt} を増やして固定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。 $n_{rt}=100$ を正解とすれば、 $n_{rt}=1$ の場合には水平変位 x_{max} が 4 倍、鉛直変位 z_{max} が 100 倍の値を示し、水平速度 $V_{x,max}$ と鉛

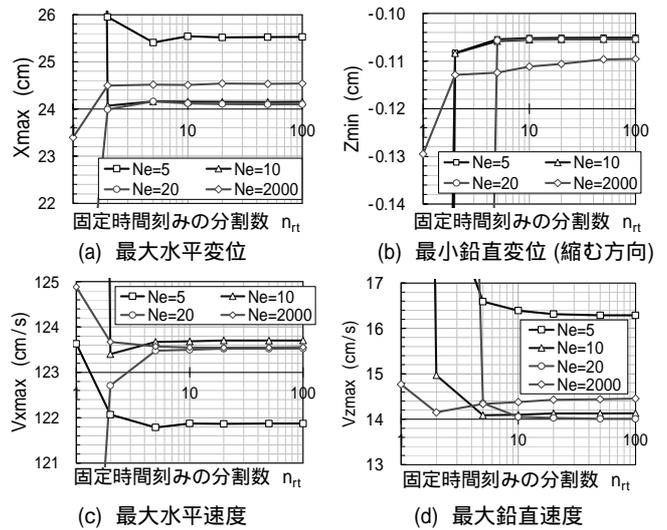
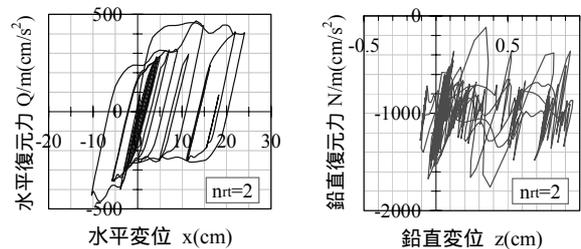
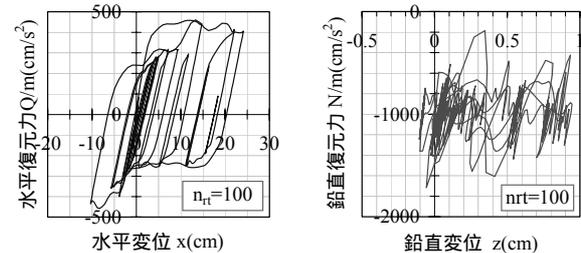


図-4 固定時間刻みと最大応答



(a) 固定時間刻みの分割数 $n_{rt}=2$



(b) 固定時間刻みの分割数 $n_{rt}=100$

図-5 固定時間刻みと復元力

直速度 $V_{z,max}$ も非常に大きな誤差を示した。しかし、 $n_{rt}=2$ の場合には x_{max} が 2%、 z_{max} が 3%、 $V_{x,max}$ が 1%、 $V_{z,max}$ が 7% と、計算誤差が小さい。

$n_{rt}=2$ 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⁸⁾。

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があるが、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、 $n_{rt}=1$ 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限らないとされる。

図-5 に $N_e=10$ について、(a) $n_{rt}=2$ と (b) $n_{rt}=100$

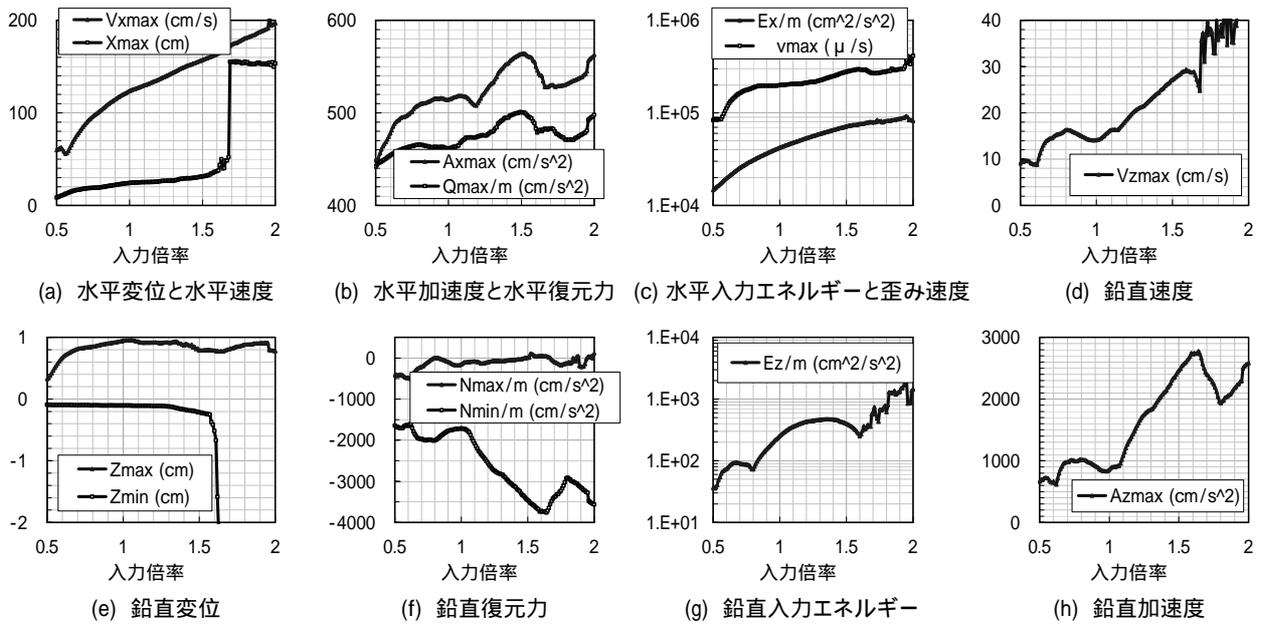


図 - 6 橋脚の最大応答 ($h=10m, n_0=0.1$)

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）。固定時間刻みによらず，最大応答及び履歴ループの差が小さい。

5. RC橋脚の地震応答と崩壊性状

(1) 橋脚の最大応答と崩壊性状

$N_e = 10, n_{rt} = 10$ とし， $\Omega = 0.5 - 2.0$ と入力地震動倍率を増やして崩壊に至るまで解析を行う。なお，崩壊とは水平変位が $|x/h| > q_y$ ，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。前者は橋脚の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水平変形 ($q_y h = 400cm$) 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 ($5l_h \cdot \varepsilon_u = 5 \times 254 / 2 \times (-0.02) = -12.7cm$) である。

図 - 6 に Ω に対し橋脚の最大応答を示す。

図(a)では，入力倍率 $\Omega = 1.69$ の時に水平変位 X_{max} が急激に増大し，これ以上の入力に対しても崩壊条件に達した。図(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。 $\Omega = 1.69$ 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 倍に増大したので，鉛直変位の発散が崩壊を特徴付けている。

図(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。

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

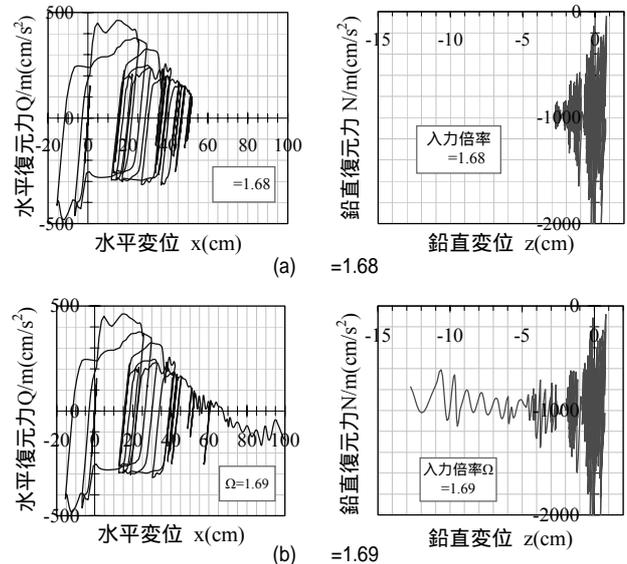


図 - 7 橋脚の復元力 ($h=10m, n_0=0.1$)

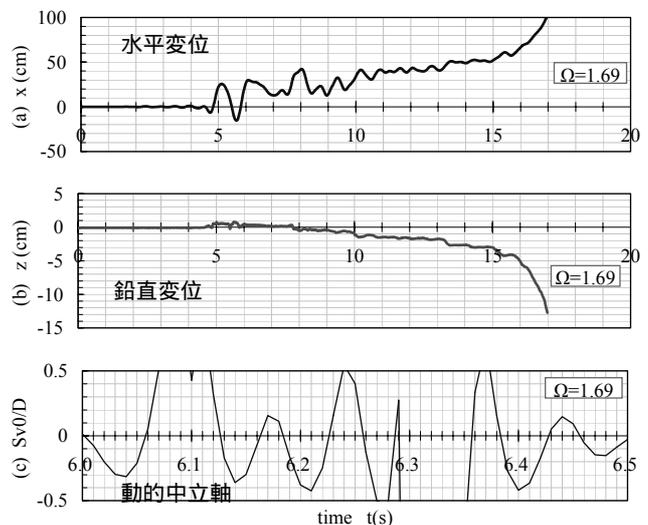


図 - 8 時刻歴 ($h=10m, n_0=0.1, \Omega=1.69$)

図 - 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加によって鉛直縮みが大きな増大し、水平復元力も急に低下し、両方向で崩壊した。この際、鉛直方向に関しては負の剛性を呈し、圧縮軸力が減少しても鉛直縮みが進行した。この場合、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。

図 - 8 に崩壊した場合($\Omega=1.69$)の時刻歴応答を示す。 $t=16s$ 以降に、水平変位(図(a))と鉛直変位(図(b))が発散した。図(c)に動的中立軸の時刻歴の一部を示し、0.5 秒の間に動的中立軸の位置変化が 8 サイクルとなっているが、これは鉛直方向の固有周期(0.058s)にほぼ一致する。

(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

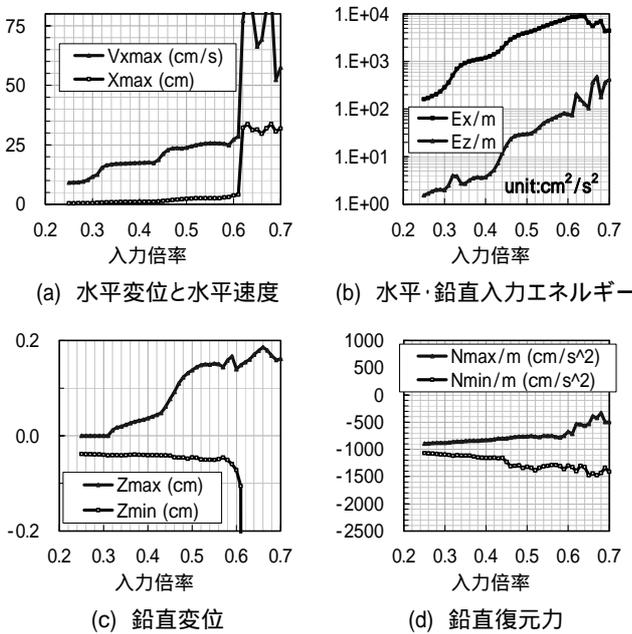


図 - 9 短柱の最大応答 ($h=2m, n_0=0.2$)

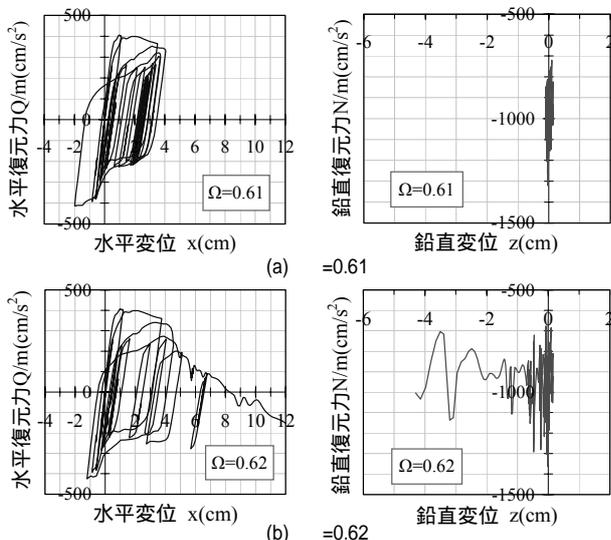


図 - 10 短柱の復元力 ($h=2m, n_0=0.2$)

結果であるが、RC 柱の崩壊は長期軸力比の影響が大きい。そこで、他の解析条件が同じで、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。 $N_e=10$ 及び降伏震度 $q_y=0.4$ に対し、RC 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。時刻刻みの分割数を $n_n=10$ とする。

図 - 9 に RC 短柱の最大応答を示す。入力倍率 $\Omega=0.62$ の時に応答変位が急激に増大し、これ以上の入力倍率に対しても崩壊条件に達した。 $h=10m$ 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 倍の地震入力力で崩壊に至ったことになる。

図 - 10 に崩壊しなかった場合($\Omega=0.61$)と崩壊した場合($\Omega=0.62$)の短柱の復元力を示す。僅かの入力レベルの増大によって短柱が崩壊に至った。図(a)の $\Omega=0.61$ の場合、水平復元力が若干の耐力低下が見られるが、静的載荷実験で 80% の耐力低下を限界変形と定義することを考えると、安定的な履歴を示していると言える。真の耐震安全性を議論するためには、完全弾塑性や歪み硬化型の復元力モデルを用いるのではなく、動的崩壊解析など復元力の劣化に伴う応答変形の急増を考慮した解析が必要になると考えられる。

(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(P Δ)・幾何学的非線形の影響(GR)の 3 つの要因について、これらすべて(UD, P Δ , GR)を考慮した case1(1,1,1)に対し、幾何学的非線形を考慮しない 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に至るまで解析を行う。

図 - 11 に $h=10m$ の長い橋脚、図 - 12 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短柱については、各要因の影響が小さいが、長期軸力比が小さい長い橋脚については各要因の影響が見られる。

図 - 11 の橋脚の崩壊は、図(a)と(c)に示すように水平鉛直両方向の変位の発散をともなって生じている。幾何学的非線形の影響が小さいが、いずれの要因を考慮しない case4 は $\Omega=2.08$ で崩壊するのにに対し、上下動同時入力の case3 は $\Omega=1.91$ 、更に P- Δ 効果を考慮した case2 と case1 は $\Omega=1.69$ で崩壊している。また、図(d)に示すように、上下動同時入力によって圧縮側の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ている。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。

図 - 13 及び図 - 14 にそれぞれ $h=10m$ の橋脚と $h=2m$ の短柱に対し、復元力に対する各種解析要因の影響を示す。各図の(a)と(b)を比較すると、崩壊しなかった場合には上下動の影響が小さい。また、各図の(c)と(d)を比較すると、崩壊した場合には P- Δ 効果の影響が大きい。P- Δ 効果のみを考慮し

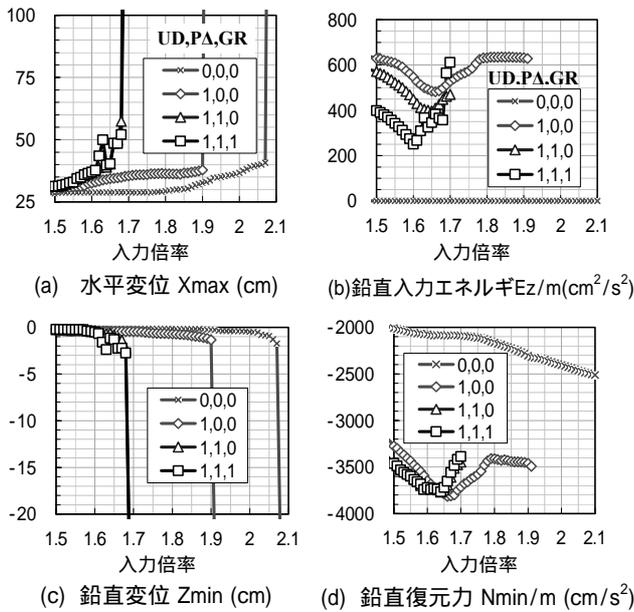


図 - 11 橋脚の崩壊に影響する各種解析要因 ($h=10, n_0=0.1$)

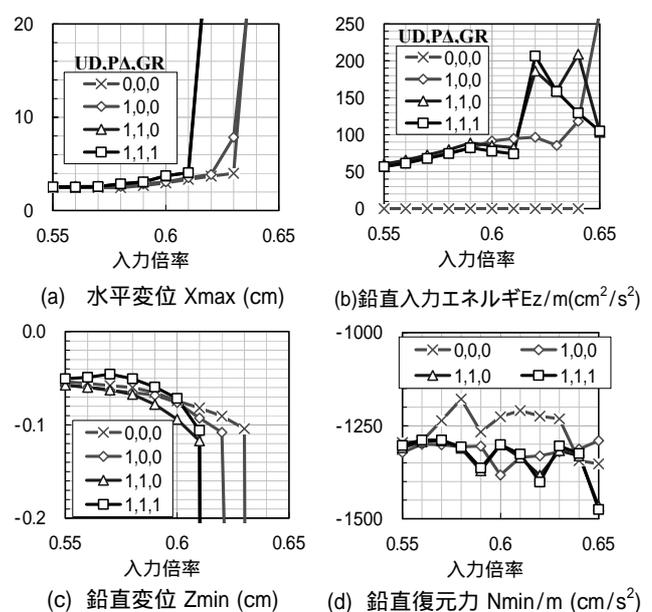


図 - 12 短柱の崩壊に影響する各種解析要因 ($h=2, n_0=0.2$)

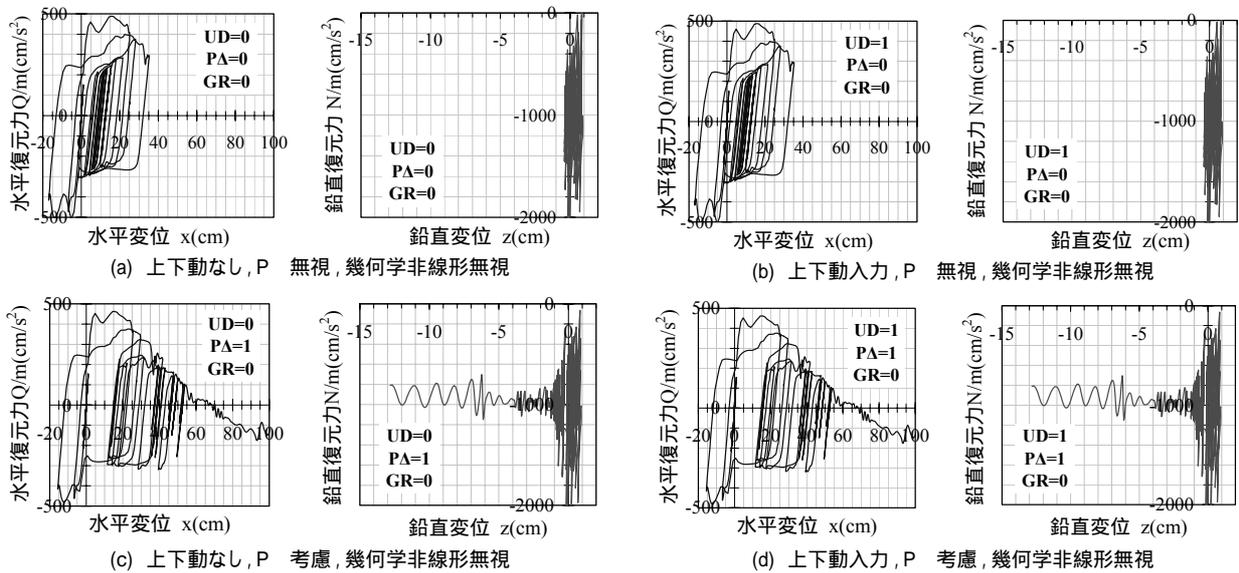


図 - 13 橋脚の復元力と各種解析要因の影響 ($h=10\text{m}, n_0=0.1, \gamma=1.69$)

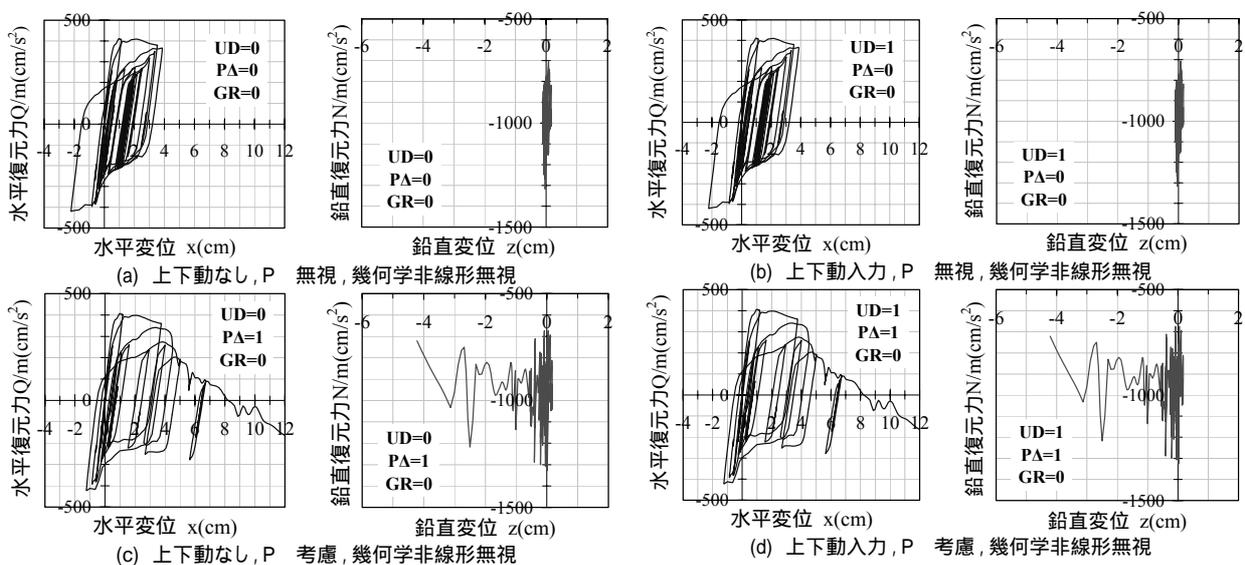


図 - 14 短柱の復元力と各種解析要因の影響 ($h=2\text{m}, n_0=0.2, \gamma=0.62$)

た場合(c), 全ての要因を考慮した場合(図-7, 図-10 参照)とほぼ同様な結果が得られた。

6. まとめ

本研究で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、瞬間剛性を用いて応答を直接に求める数値計算法を提案した。具体的には、まず Newmark の法 ($\alpha=1/4$) に固定時間刻みを用いて応答の増分を求める。次に、要素の剛性変化を確認し、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。

解析例としてファイバーモデルによる RC 橋脚を対象に、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。その結果、本数値計算法では、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。

また、RC 橋脚の崩壊は水平及び鉛直方向での応答変位の発散によって生じ、僅かな入力動の増加によって応答は安定域から崩壊へと急激に移行することが分かった。

本解析例では上下動の影響が大きくならなかったが、筆者らは柱の長期軸力比・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場合があることを確かめている。上下動の影響が顕著なのか否かを別に、水平復元力の負勾配や鉛直縮みの累積を適切に考慮するためには、3次元崩壊解析を行う必要があると思われる。

本研究は1つの解析方法を提案したものであり、これを 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、現実の構造物では要素数及び部材数

が多く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考えられる。

謝辞：本研究の一部は日本学術振興会科学研究費補助金 (No. 15360304) で行ったものである。

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) 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.
- 4) 松浦幹佳，小林治俊，園田恵一郎：ファイバーモデルと陽的時間積分法を用いたRCラーメン構造の地震応答解析，土木学会応用力学論文集，Vol.2，pp.355-362，1999.8.
- 5) Li,K., Kubo,T.: Reviewing the multi-spring model and fiber model, *the 10th Japan Earthquake Engineering Symposium*, pp.2369-2374, 1998.11.
- 6) 中澤宣貴，川島一彦，堺淳一：ファイバー要素を用いたRC橋脚の地震応答解析法に関する研究，構造工学論文集Vol.48A，pp.799-810，2002.3.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（耐震設計編），pp.125，平成8年12月.
- 8) Chopra,A.: *Dynamics of structures, theory and application to earthquake engineering*, Prentice-Hall, 1995.
- 9) 張富明，酒井久和，山下忠道，久保哲夫：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，土木学会，第4回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集，pp.227-232，2003.3.

(2003. 6. 6 受付)

DYNAMIC COLLAPSE OF REINFORCED CONCRETE PIER USING HINGE MODEL

Fuming ZHANG and Hisakazu SAKAI
Earthquake Disaster Mitigation Research Center, NIED

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- Δ effect and deterioration of materials as well as the geometric non-linearity are taken into consideration.