

# 衝撃的上下動を受ける円筒橋脚の非線形動的解析

森 雅美\* , 石川信隆\*\*

\*防衛大学校講師 土木工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)  
\*\*工博 防衛大学校教授 土木工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

本研究は、衝撃的な上下動が鋼製橋脚に発生した局部座屈の主原因との見地から、衝撃突き上げ装置による円筒橋脚模型の局部座屈の再現実験を行うための準備段階として、非線形動的有限要素法を用いて円筒橋脚模型の非線形動的解析を試みたものである。その結果、数値解析的に円筒橋脚模型の局部座屈を再現でき、被災した鋼製橋脚の局部座屈は衝撃的上下動により発生した可能性があることが判明した。

**Key Words :** Vertical earthquake shock, Cylindrical bridge pier, Local buckling, Nonlinear dynamic analysis

## 1. はじめに

先の兵庫県南部地震(1995.1.17)では、多くの構造物が破壊あるいは倒壊するなど、その物的被害の規模が大きかったことに加え、鋼製橋脚の提灯座屈や水平輪切り状破損、鋳鋼製橋脚の脆性破壊、RC橋脚の水平輪切り状ひび割れや圧縮破壊による損傷、RC煙突の頂部引張破断などのように、従前の曲げあるいはせん断が支配的な地震被害例からは予測しがたい軸方向に卓越した特異な損傷が数多く発生した。このような損傷事例の中には、衝撃的破壊と見られる現象があり、衝撃工学の視点からそのような発生メカニズムを無理なく説明できる可能性のあることが、予備的実験および数値解析結果からも指摘されている<sup>1)</sup>。

震災後、各機関から被災状況を調査した被害報告書が続々と公表され、鋼製橋脚に関しては、水平動による交番曲げが局部座屈の主原因との見解<sup>2)</sup>が主流となっている。また、多くの研究機関において実験的、解析的研究が精力的に行われ、その大多数が水平力による交番曲げにより局部座屈現象を再現している<sup>3)</sup>。しかしながら、このような構造物が曲げにより塑性座屈したとするならば、曲げ剛性の低下、およびこれに伴う座屈後の不安定現象、さらには、上部構造物の質量による付加曲げモーメントによる変形が増大し、「倒壊」あるいは「一方向に偏心した大きな残留変形」が生じるはずであり、「周方向一様のしかも偏心の無い座屈損傷」が発生する可能性は少ない。従って、軸対称の座屈損傷は、今回の内陸直下型地震特有のパルス的な上下動に起因する「軸方向圧縮力による座屈現象」と考える方が妥当であるとの見解<sup>4)</sup>もある。

このような観点から、鋼製橋脚の軸対称圧縮座屈現象を対象として、谷村<sup>5)</sup>は鋼管柱部材の落下衝撃実験を行い、実験的に軸対称圧縮座屈が発生することを確認している。大野ら<sup>6)</sup>は、円形断面と矩形断面を有する2種類の鋼柱部材の水平衝撃実験を行い、局部座屈

が断面変化の無い場合には軸方向方向剛性が変化する位置、断面変化を有する場合にはその変化位置に発生することなどを示している。これらの実験的研究では、軸対称圧縮座屈現象に対して有用な知見が得られているが、実験装置の制約から鉛直下方向から上向きに衝撃荷重を負荷していないため、高架橋上部工の自重による軸応力や重力の影響を考慮していない。

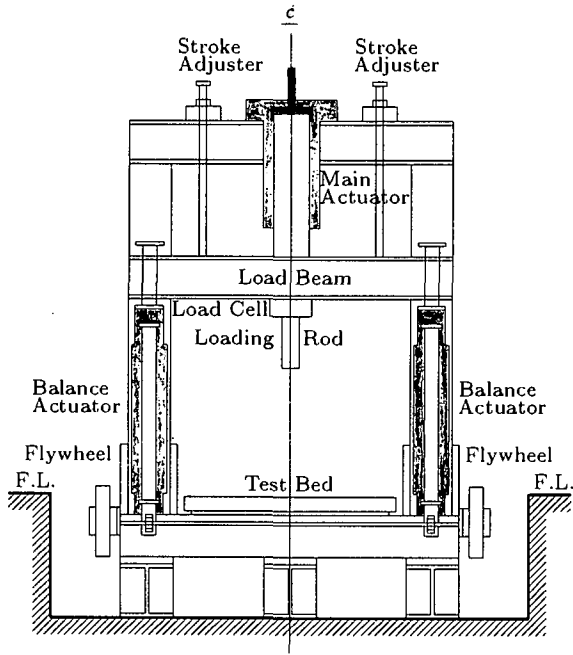
上記のように、衝撃的な上下動が鋼製橋脚に発生した局部座屈の主原因との見地に立脚する研究が幾つか散見されるが、高架橋上部工の自重の影響を考慮した研究は見当たらない。本研究は、鉛直下方向から急速に強制変位させる衝撃突き上げ装置<sup>7)</sup>による円筒橋脚模型の局部座屈の再現実験を行うための準備段階として、非線形動的有限要素法を用いて数値解析的に局部座屈の再現を試みたものである。

## 2. 解析モデルの概要

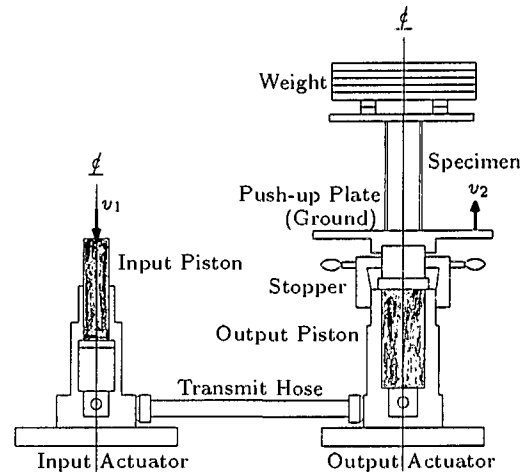
### 2.1 解析対象

#### (1) 実験装置の概要

解析の対象は、図-1に示す(a)高速変形負荷装置と(b)衝撃突き上げ装置を併用することにより、衝撃的な上下動を受ける円筒橋脚模型である。衝撃突き上げ装置は、高速変形負荷装置から入力される力を油圧によりゴム製モースを介して伝達し、出力/入力速度比を1/2.9とするように突き上げ板を強制変位できる装置である。出力速度の制御は入力側の高速変形負荷装置で行い、出力側の最大変位量は衝撃突き上げ装置のストロークの絞りで制御できる。計画中の円筒橋脚の衝撃突き上げ実験では、衝撃突き上げ装置の突き上げ板(基盤)の上に模型を固定し、模型上部に円盤型の重錘25枚(直径:400mm,厚さ:20mm,重量:約4.9kN)を上載して高架橋上部工の重量を模擬する。



(a) 高速変形荷重装置

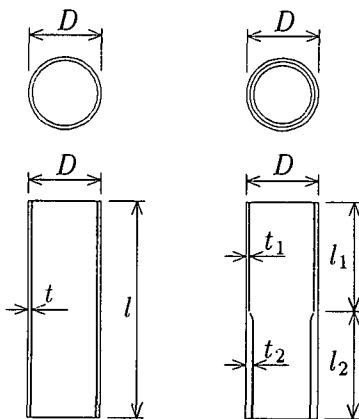


(b) 衝撃突き上げ装置

図-1 実験装置の概要

## (2) 円筒橋脚模型

円筒橋脚模型は被災橋脚の約1/30の縮尺のアルミニウム合金 (A6061) 製とし、図-2 と表-1 に示す断面変化部のないCase-1と断面変化部を有するCase-2の2種類の模型を設定した。これらの模型の材料と諸元は、衝撃突き上げ装置の性能の範囲内 (最大突き上げ速度： $v_2 = 1.38\text{m/sec}$ ，最大搭載重量： $P = 4.9\text{kN}$ ) で局部座屈の再現実験の可能性を検討するために設定したもので、実在の橋脚に比し、径厚比 ( $D/t = 100$ 程度) は薄肉であり、また軸力比 ( $P/P_y = 0.15$ 程度) は大きくなっている。



(a) Case-1 (b) Case-2

図-2 円筒橋脚模型の形状

表-1 円筒橋脚模型の諸元

	Case-1	Case-2
$D(\text{cm})$	10	10
$t(\text{cm})$	0.05	—
$l(\text{cm})$	30	—
$t_1(\text{cm})$	—	0.05
$t_2(\text{cm})$	—	0.1
$l_1(\text{cm})$	—	15
$l_2(\text{cm})$	—	15
$D/t$	200	—
$D/t_1$	—	200
$D/t_2$	—	100
$P(\text{kN})$	4.9	4.9
$P/P_y$	0.57	0.29

## 2.2 解析モデル

数値解析には汎用非線形構造解析プログラム MARC (K6.2)<sup>8)</sup>を用い、以下の解析条件で非線形動的解析を行った。

### (1) 要素分割

幾何形状と荷重条件の対称性から、Case-1 と Case-2 とともに円筒橋脚模型と重錘の断面の1/2を解析対象とし、それぞれ図-3 と図-4 に示すように橋脚の板の中立軸位置に4節点厚肉シェル要素 (要素75) を配置し、重錘に8節点ソリッド要素 (要素7) を用いた3次

元の要素分割を行った。橋脚部のシェル要素の分割は、円周方向では10等分割とし、座屈変形が予想される部分の軸方向では、Case-1では橋脚頂部から  $1/4l$  の部分で、Case-2では橋脚中央部断面変化位置の直上部  $1/4l$  の部分で軸方向弾性座屈波長  $1.72\sqrt{Rt}$  ( $R$ : 平均半径) の中に5要素を配置して細分化し、それ以外の部分は漸増的に要素長を増加させた。また、曲げに対する精度を向上させるため、板厚方向の層分割は11分割とした。

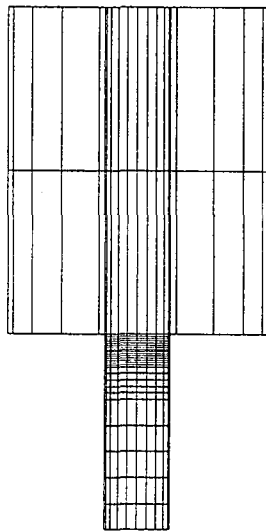


図-3 要素分割 (Case-1)

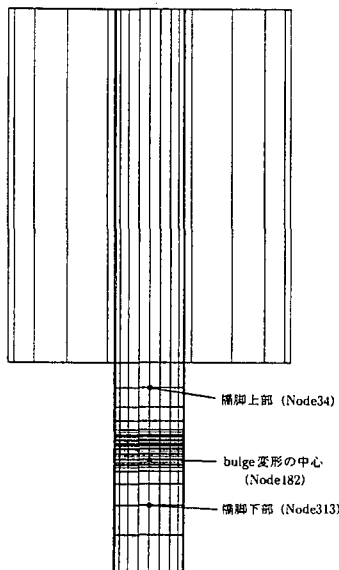


図-4 要素分割 (Case-2)

## (2) 材料定数

解析に用いた材料定数は表-2に示す通りである。円筒橋脚模型に関しては、縦弾性係数  $E$ 、ポアソン比  $\nu$ 、

表-2 解析に用いた材料定数

	Pier	Weight
Material	A6061	SS400
$E$ (GPa)	70	206
$\nu$	0.33	0.3
$\sigma_y$ (MPa)	55	235
$E_t/E$	0.005	0.003
$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	2700	7850

密度  $\rho$  はアルミハンドブック<sup>9)</sup>を参照して  $E = 70\text{GPa}$ 、 $\nu = 0.33$ 、 $\rho = 2.70\text{g/cm}^3$  と求めた。降伏応力  $\sigma_y$  は、アルミニウム合金では明確な降伏点が存在しないため、0.2%耐力を降伏点とみなし、 $\sigma_y = 55\text{MPa}$  とした。ひずみ硬化域の接線係数  $E_t$  は、0.2%耐力と20%ひずみに対応する引張強さを直線で近似した Bi-linear 型の応力-ひずみ関係を仮定し、 $E_t = 354\text{MPa}$  と求めた。重錘に関しては、一般構造用圧延鋼材 SS400 としての値を用いた。

## (3) 入力加速度

円筒橋脚模型の基部に入力する加速度として、図-5(a)に示すRC橋脚模型の衝撃突き上げ実験<sup>7)</sup>で計測された加速度の時刻歴(30UDH2)を用いた。図-5(b)と図-5(c)は、それぞれ加速度を時間積分した速度と、速度を時間積分した変位の時刻歴を示している。図-5(a)より、入力加速度は9msecまで最大加速度約40g( $g$ :重力加速度)をとりながら山なりの曲線を描き、9msec以降は高周波成分を多く含む波が見られる。このことから、9msecまで基盤は上昇を続け(加速領域)、9msecにおいて急停止し、それ以降(停止領域)は非常に短周期の振動をしており、停止後の加速度が約500gと非常に大きい値が観測される。図-5(b)より、入力速度は加速領域(9msecまで)までほぼ一定に増加して最大値約1.2m/secとなっている。図-5(c)より、入力変位は加速領域では速度と同様にほぼ一定に増加して最大値約10mmとなっている。

## (4) 解析方法と解析条件

橋脚模型のシェル要素の非弾性局部座屈挙動を考慮するため、構成則は橋脚と重錘とも von Mises の降伏条件と等方硬化則を用い、Updated Lagrangian 法により幾何学的非線形性を考慮した複合非線形動的解析を行った。動的平衡方程式の直接積分には Newmark の  $\beta$ 法( $\beta = 1/4$ )を、非線形解析には修正 Newton-Raphson 法を用いた。非線形動的解析に先立って、図-3と図-4に示す要素分割に対して固有値解析を行い、固有振動数を算定した。解析継続時間は加速領域(9msecまで)の終了後の13.5msecとし、直接積分の時間刻み  $\Delta t$  は、Batheら<sup>10)</sup>の提唱する条件(系の1次固有周期の

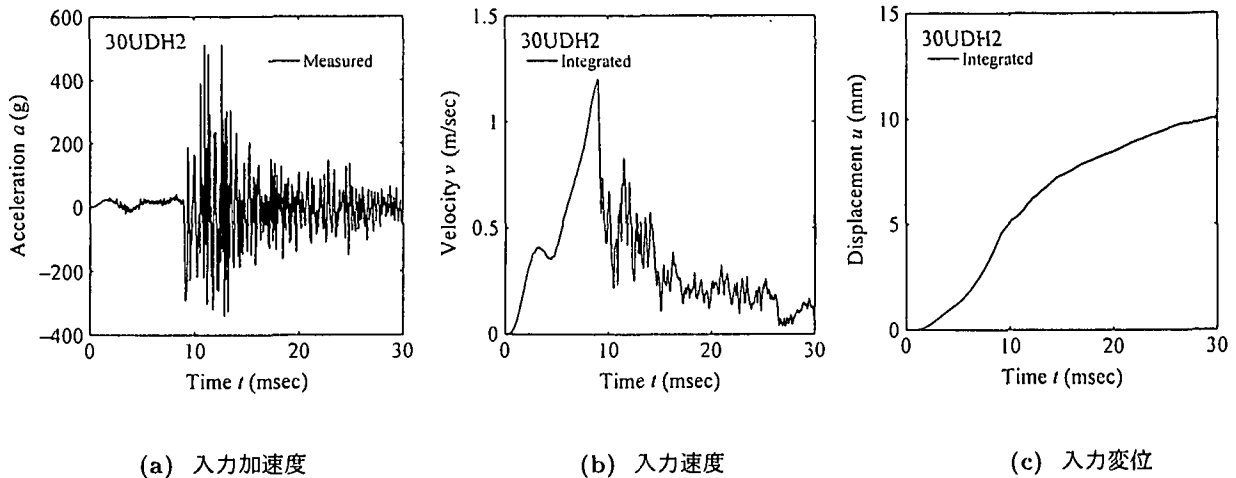


図-5 入力加速度・速度・変位の時刻歴

1/126 程度) を満たすよう設定し,  $\Delta t = 1 \times 10^{-5}$  sec とした. なお, 本解析例においては減衰は無視した.

### 3. 解析結果と考察

#### 3.1 局部座屈形状

解析終了時 (13.5msec) の Case-1 と Case-2 の局部座屈形状をそれぞれ 図-6 と 図-7 に示す. 両図より, Case-1 に関しては橋脚頂部近傍で, Case-2 に関しては橋脚中央部断面変化部の直上部の剛性の小さい断面側に断面を周回する bulge 型の局部座屈が発生していることが認められる. 鋼製円筒橋脚の被害事例<sup>11)</sup>では, 橋脚の基部, 断面変化部, マンホール孔周辺など最弱部で局部座屈が生じる可能性があるとしてされているが, Case-1 では橋脚模型の頂部近傍で発生している. これは, 重錘と橋脚模型の接触部が完全な剛結でないにも拘わらず剛結とした境界条件の影響によるものと考えられる. Case-2 では, 被災した鋼製円筒橋脚の中央部断面変化部に生じた局部座屈例を再現し得ていることが確認される.

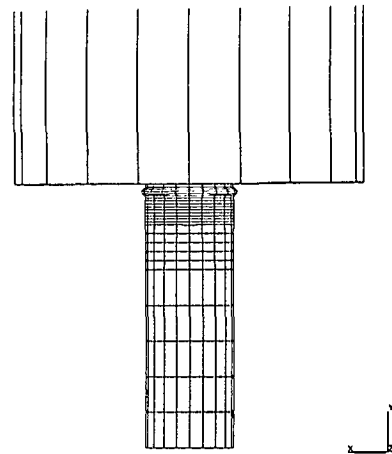


図-6 局部座屈形状 (Case-1)

は 9msec 以降  $u_z$  の増大が多少認められる.

#### 3.2 面外変位の時刻歴

図-8 は, 図-4 に示す Case-2 の橋脚頂部 (Node34; 破線), bulge 変形の中心 (Node182; 実線) と橋脚基部 (Node313; 点線) の 3 節点における面外方向 ( $z$  方向) の変位  $u_z$  の時刻歴を示している. 同図より, 面外変位  $u_z$  に関して bulge 変形の中心 (Node182) で 2.5msec 近傍から目視可能となり, 局部座屈の発生が認められる. 4msec 近傍から増大の度合いが急激に大きくなって 9msec 近傍までほぼ直線的に増大して約 4.3mm に達し, その後増大の度合いは小さくなっている. これは 図-5(a) から明らかなように, 9msec 近傍までは入力加速度の加速領域であり, それ以降停止領域に入るためである. 橋脚頂部 (Node34) と基部 (Node182) で

#### 3.3 応力の時刻歴

面外変位  $u_z$  に対応する Case-2 の橋脚外表面の軸応力  $\sigma_a$  と円周応力  $\sigma_\theta$  の時刻歴をそれぞれ 図-9 と 図-10 に示す. 図-9 より, 軸応力  $\sigma_a$  に関して橋脚頂部 (Node34) と bulge 変形の中心 (Node182) で 2.5msec 近傍までは両者の断面の管厚が同一であるため全く同じ時間的変化で圧縮応力が増大しており, 橋脚基部 (Node313) では断面の管厚が 2 倍であるため約 1/2 となっている. 2.5msec 以降, bulge 変形の中心 (Node182) では急速に圧縮側から減少傾向に転じて 4msec 近傍で引張側に移行しており, 座屈により外側に凸となる板曲げの発生が確認される. 図-10 より, 円周応力  $\sigma_\theta$  に関して 2msec 以降, bulge 変形の中心 (Node182) では 4.5msec 近傍まで急増して約 70MPa

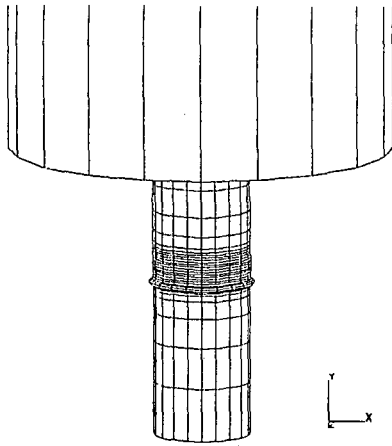


図-7 局部座屈形状 (Case-2)

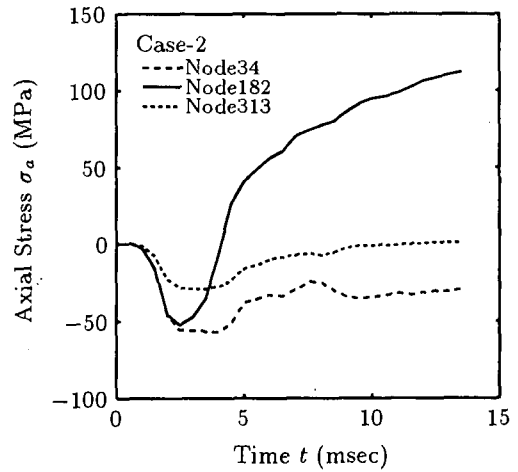


図-9 軸応力の時刻歴 (Case-2)

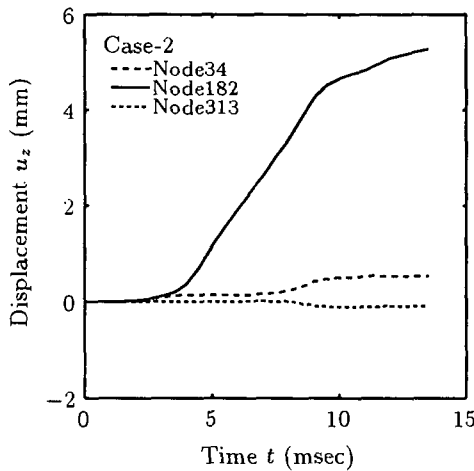


図-8 面外変位の時刻歴 (Case-2)

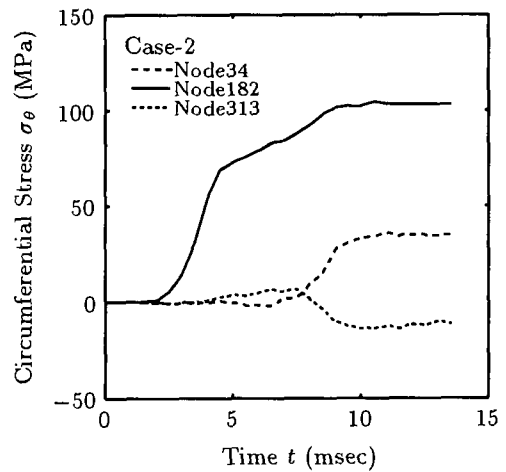


図-10 円周応力の時刻歴 (Case-2)

の引張応力に達し、さらに 9msec 近傍で約 100MPa の引張応力に達している。橋脚頂部 (Node34) と基部 (Node313) では 7.5msec 以降増大するものの、それらの絶対値は 30MPa 以下となっており弾性状態であることがわかる。

### 3.4 ひずみの時刻歴

面外変位  $u_z$  に対応する Case-2 の橋脚外表面の軸ひずみ  $\epsilon_a$  と円周ひずみ  $\epsilon_\theta$  の時刻歴をそれぞれ 図-11 と 図-12 に示す。両図より、橋脚頂部と橋脚基部の両ひずみは、殆ど増加していないことが分かる。bulge 変形の中心における両ひずみは、2.5msec で増加が始まり、4msec 以降 8msec までその増加の度合いが顕著になり、約 8% に達している。このことは、前項で述べたように 2.5msec 以降に局部座屈が発生していることを示している。

## 4. おわりに

本研究では、衝撃的な上下動が鋼製橋脚に発生した局部座屈の主原因との見地から、円筒橋脚模型の非線形動的解析を試みた。その結果、実在の鋼製橋脚の材料・諸元を厳密に反映した解析モデルではないが、数値解析的に円筒橋脚模型の局部座屈を再現でき、被災した鋼製橋脚の局部座屈が衝撃的上下動により発生した可能性があることが判明した。

**謝辞：** 数値解析には防衛庁技術研究本部第5研究所の汎用非線形構造解析プログラム MARC を用い、解析結果の整理には元防衛大学第42期本科学学生姉崎和敬君の協力を得た。ここに付記して謝意を表します。

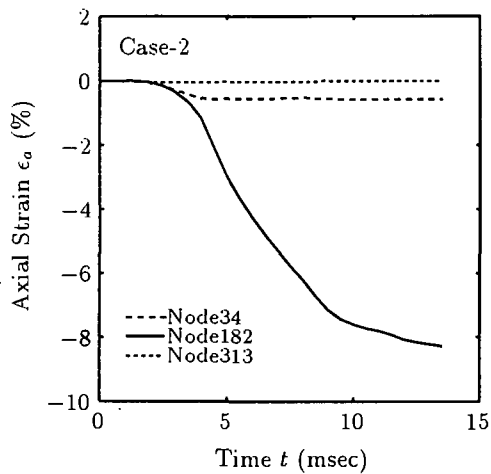


図-11 軸ひずみの時刻歴 (Case-2)

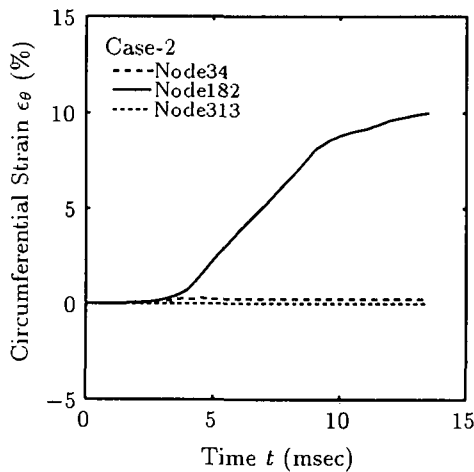


図-12 円周ひずみの時刻歴 (Case-2)

## 参考文献

- 1) 例えば, 園田恵一郎, 小林治俊, 中島大使: 地震による土木構造物の衝撃的破壊について, 兵庫県南部地震における構造物の衝撃的破壊に関するシンポジウム, pp.37-44, 1997.3.
- 2) 例えば, 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会: 兵庫県南部地震による道路橋の震災に関する調査中間報告書(案), 1995.3.
- 3) 例えば, 井浦雅司, 熊谷洋司, 小牧理: 横力と一定軸力を受ける円筒シェルの終局状態に関する研究, 土木学会論文集, No.556/1-38, pp.107-118, 1997.1.
- 4) 地震予知総合研究振興会: 材料・構造物の衝撃的破壊現象とその防止に関する調査報告書, pp.7-10, 1997.3.
- 5) 谷村真治: 兵庫県南部地震における構造物の衝撃的破壊について(破壊メカニズムに関する定量的検討), 兵庫県南部地震における構造物の衝撃的破壊に関するシンポジウム, pp.61-68, 1997.3.
- 6) 大野友則, 水野淳, 藤掛一典, 河西良幸: 軸方向衝撃力負荷実験による鋼管柱試験体の局部座屈発生メカニズムに関する検討, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.175-182, 1997.5.
- 7) 別府万寿博, 香月智, 石川信隆, 宮本文穂: 衝撃突き上げ装置によるRC橋脚模型の輪切り状ひび割れに関する実験的研究, 土木学会論文集, No.577/1-41, pp.165-180, 1997.10.
- 8) 日本マーク株式会社: MARC K6.2 ユーザーズ・マニュアル, Vols.A-E, 1994.1.
- 9) 軽金属協会編集: アルミハンドブック, 1994.7.
- 10) Bathe, K.J., Ozdemir, H. and Wilson, E.L.: Static and Dynamic Geometric and Material Nonlinear Analysis, Report No. UCSESM 74-4, Struct. Eng. Lab., Univ. of California, Berkeley, Calif., 1974.2.
- 11) 例えば, 渡邊英一, 前川義男, 杉浦邦征, 北根安雄: 鋼橋の被害と耐震性, 土木学会誌, Vol.80, pp.54-62, 1995.7.

(1998年8月17日受付)

## NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS OF CYLINDRICAL BRIDGE PIER UNDER VERTICAL EARTHQUAKE SHOCK

Masami MORI and Nobutaka ISHIKAWA

This paper presents an analytical approach for the appearance of local buckling phenomena of cylindrical bridge pier model by the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake.

First, actual cylindrical steel bridge pier with superstructure is modeled into cylindrical column made of aluminum with steel weight under vertical earthquake shock. Second, the behavior of cylindrical column is analyzed numerically by the nonlinear dynamic finite element method taken into both geometrical and material nonlinearity. Finally, it is shown that numerical results reproduce local buckling phenomena which is resemble to that of damaged steel bridge pier.