

# 鋼製円筒橋脚の動的弾塑性座屈解析

中村秀治

正会員 工博 (財) 電力中央研究所構造部 (〒270-11 千葉県我孫子市我孫子 1646)

本文は、阪神・淡路大震災において座屈変形を生じた鋼製円筒橋脚の動的弾塑性座屈解析を行い、地震時座屈挙動を解析的に明らかにすることを目的としている。一般シェル要素による円筒殻の座屈解析は、大規模な計算にも拘わらず実現象と解析値との隔たりが大きく、精度検証の手段も容易に見いだせない現状に鑑み、軸対称要素を用いた効率的な動的弾塑性座屈解析法を示した後、阪神高速神戸線 P-584 海側の橋脚を具体的対象とした解析結果を示し、兵庫県南部地震時の座屈挙動特性について述べた。さらに、兵庫県南部地震のように衝撃的な地震力を受けた鋼製橋脚の強度と、現行基準類における座屈強度規定との関係を考察した。

**Key Words :** *steel circular pier, dynamic buckling, numerical analysis, elastic-plastic large deformation analysis*

## 1. ま え が き

阪神・淡路大震災における地震動は近代まれにみる都市直下型の大地震であり、場所によっては、従来の設計で想定していた地震力をはるかに超えていたことを考えると、重要構造物の今後の地震対策、およびその基礎となる耐震設計の考え方に、今回の地震が大きな影響をおよぼすことは不可避と考えられる。

鋼構造物の損傷の中で、座屈に焦点を絞ると、阪神・淡路大震災において、阪神高速道路の鋼製橋脚に次のような現象が生じた。

- (1) 鋼製円筒橋脚 (円形断面, T型) の中間部にバルジ状の座屈変形
- (2) 鋼製二層ラーメン (箱形断面) の水平はり中央部パネルにせん断座屈変形
- (3) 鋼製ラーメン (箱形断面) 基部の補剛材間板パネルに曲げ圧縮応力による座屈変形

これらはいずれも局部的な弾塑性座屈であり、大きな残留変形を残した。この事実に基づいて、より合理的な耐震座屈設計を目指した検討を進めるためには、

- a) 当該地点あるいは近傍で生じた水平、上下地震動記録
- b) 正確な構造形状
- c) 材料物性値
- d) 支持条件等の境界条件

などのデータが必要であるが、同時に、繰り返し荷重下における効率の良い動的座屈解析手法の確立が不可欠である。

座屈の立場から見た土木鋼構造物は、やや厚肉の板・

シェル構造の部類に属し、これらの座屈解析は即ち板・シェルの弾塑性大変形解析であるが、一般に極めて難しい。分岐を生じる場合が多く、特に応力集中部でない箇所が急激に変形を増大させるため、解析モデルによって全く異なる解を与え、しかも数値解の精度を検証するための解析解が無い。従って、単なる弾塑性応力解析と異なり座屈変形が予想される部分とその近傍でかなり要素細分割した解析モデルが必要となる。厚肉円筒殻の曲げ座屈は必ずしも分岐の問題とは言えないが、バルジ状の変形を生じる軸圧縮座屈・曲げ座屈に対して、軸方向座屈波長約  $3\sqrt{Rt}$  ( $R$ : 円筒半径,  $t$ : 板厚) の中に、二次のシェル要素で数要素必要であるため、全体として数千、数万自由度の非線形解析になるのが通常である。さらに、一方向に載荷するだけの静的座屈解析であっても、増分計算過程での収束性など計算量が膨大であること以外の問題も生じやすいので、座屈後挙動を含めて精度よくシミュレーションするのは容易でない。しかも、地震時の座屈を伴う動的解析になると、荷重-変位関係がヒステリシスループを描き、通常の一般シェル要素による解析は非現実的である。

鋼製円筒橋脚の形状比に近い円筒殻の曲げ座屈耐力に関しては、Sherman による一連の実験結果<sup>1)</sup>、北海油田関連でやや薄肉側の検討結果もあるが<sup>2), 3)</sup>、座屈解析法の適用性評価という観点で見ると、既往研究は極めて限られている。例として、フランス CEA における高速増殖炉のための座屈研究プロジェクト報告<sup>4)</sup>、イギリス・フランス・イタリア 3 国の円筒容器のせん断座屈解析に関する国際ベンチマーク<sup>5)</sup>、アメリカ NRC の原子炉格納容器に関する座屈研究プロジェクトでの報告<sup>6)</sup>、イギ

リス・ロイドの海洋構造物の座屈基準作成のための研究報告<sup>7)</sup>などが上げられるが、比較検討結果に数10%ものかなり大きなバラツキのあるのが実状であり、試験結果と数値解析結果のいずれに改善の余地があるのかも明らかにされていない。この現状に鑑み、文献8)において著者らは、弾塑性座屈領域にある円筒殻の座屈試験結果と解析結果を系統的に比較検討して、座屈解析における解析コードの選択、使用する要素の選択、材料物性値、要素分割、増分量の設定、収束判定法等についてのガイドラインを示した。さらに文献9)において、軸対称要素を用いた静的弾塑性座屈解析法の適用性について述べ、文献10)に流体連成まで考慮した動的座屈解析法への拡張を示した。

そこで、本論文では、円筒殻の動的弾塑性座屈問題に的を絞って検討するものとし、適用可能な一解析法としての軸対称有限要素法と、適用対象としての鋼製円筒橋脚（阪神高速神戸線、P-584海側）の兵庫県南部地震時座屈挙動を明らかにすることを目的とする。以下、2章で動的弾塑性座屈解析法の概要を述べ、3章で鋼製円筒橋脚の動的座屈解析結果を示す。解析にあたっては、土木学会構造工学委員会震災調査特別小委員会を通して阪神高速道路公団から提供された資料に基づき、できる限り実際に近い構造形状（橋桁部分は橋脚上部のマストとして考慮し、マンホールなどは無視）を採用するものとし、近接地点の地震記録としては神戸海洋気象台と東神戸大橋における記録波を用い、物性値は一般的に用いられている値を用いた。4章では、厚肉円筒殻の曲げ座屈に関する現行基準類を概観し、兵庫県南部地震のような衝撃的地震力に対する鋼製円筒橋脚の座屈強度との関係を考察し、5章では、得られた結論を述べるとともに、実材料試験データの重要性和、エネルギー論的アプローチの必要性など今後の課題について指摘を行った。

## 2. 鋼製円筒橋脚の動的弾塑性座屈解析の一方法

動的弾塑性座屈解析の一方法として軸対称要素を検討する理由は、大幅な計算効率の向上と、より安定な計算過程の実現に尽きる。この問題解決が動的座屈解析の可否を握っているからである。軸対称要素の場合、解析モデルの形状は軸対称に限られるが、計算効率については、既に文献9)に示した通り、一般シェル要素で同じ問題を解くのに対して、10倍程度の高効率化を確認している。また、軸対称要素の場合、周方向フーリエ級数展開を行うため、一般シェル要素の場合のように局所の数値的不安定に引きずられることが少ないと考えられている。

以下に、Total Lagrangian による有限要素法定式化、要素マトリックスの誘導、動的計算法について概要を述

べる<sup>11), 12), 13)</sup>。

### (1) Total Lagrangian による定式化

慣性項を加え、動的効果を含めた仮想仕事の原理は、式(1)の通りである。

$$\int_{V_0} \rho \ddot{u}_i \delta u_i dV + \int_{V_0} \sigma_{ij} \delta e_{ij} dV - \int_{V_0} Q_i \delta u_i dV - \int_{S^0} T_i \delta u_i ds = 0 \quad (1)$$

ここで、 $\sigma_{ij}$ : 第2種の Piola-Kirchhoff の応力  
 $e_{ij}$ : Green のひずみ  
 $Q_i$ : 体積力  
 $T_i$ : 表面力  
 $V_0$ : 変形前の体積  
 $S^0$ : 変形前の物体表面  
 $\rho$ : 密度  
 $\ddot{u}_i$ : 加速度  
 $u_i$ : 変位

増分表示のため  $n+1$  ステップの状態量を次のように表す。

$$\begin{aligned} \sigma_{ij} &\rightarrow {}^n\sigma_{ij} + \Delta\sigma_{ij} \\ e_{ij} &\rightarrow {}^n e_{ij} + \Delta e_{ij} \\ &\rightarrow {}^n e_{ij} + \Delta \bar{e}_{ij} + \bar{\Delta} e_{ij} \\ &\quad (\text{線形項}) (\text{非線形項}) \\ Q_i &\rightarrow {}^n Q_i + \Delta Q_i \\ u_i &\rightarrow {}^n u_i + \Delta u_i \\ T_i &\rightarrow {}^n T_i + \Delta T_i \end{aligned}$$

とおき、高次項  $\Delta\sigma_{ij} \delta \Delta \bar{e}_{ij}$  を微小として無視すると、式(1)は

$$\begin{aligned} &\int_{V_0} \rho \ddot{u}_i \delta \Delta u_i dV + \int_{V_0} \Delta\sigma_{ij} \delta \Delta \bar{e}_{ij} dV - \int_{V_0} {}^n\sigma_{ij} \delta \Delta \bar{e}_{ij} dV \\ &= \int_{V_0} \Delta Q_i \delta \Delta u_i dV + \int_{S^0} \Delta T_i \delta \Delta u_i ds \\ &+ \int_{V_0} {}^n Q_i \delta \Delta u_i dV + \int_{S^0} {}^n T_i \delta \Delta u_i ds \\ &- \int_{V_0} {}^n\sigma_{ij} \delta \Delta \bar{e}_{ij} dV - \int_{V_0} \rho {}^n \ddot{u}_i \delta \Delta u_i dV \quad (2) \end{aligned}$$

となる。左辺第1項は慣性項であり、右辺第3項以降は動的効果を含めた不平衡力を表わしている。

式(2)から、最終的に次のマトリックス形式の方程式が得られる。

$$M \Delta \ddot{u} + (K_u + K_\sigma) \Delta u = \Delta F + [{}^n F - {}^n R - M {}^n \ddot{u}] \quad (3)$$

ここで、

$M$ : 質量マトリックス  
 $K_u$ : (増分剛性+初期変位剛性)マトリックス  
 $K_\sigma$ : 初期応力剛性マトリックス  
 $\Delta F$ : 荷重増分ベクトル  
 $\Delta \ddot{u}$ ,  $\Delta u$ : 加速度増分, 変位増分ベクトル  
 ${}^n F$ : 第  $n$  ステップまでの荷重の総和

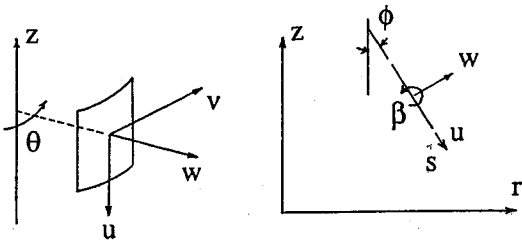


図-1 軸対称要素の座標系と変位

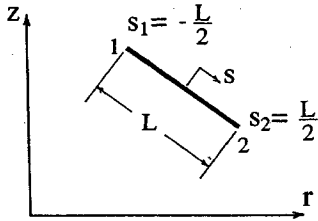


図-2 要素座標系

$\mathbf{R}$ : 第  $n$  ステップでの等価節点力 (内力)

$\mathbf{u}$ : 第  $n$  ステップでの加速度ベクトル

## (2) ひずみ-変位関係式

軸対称要素の座標系と変位  $[u, v, w, \beta]$  を図-1 のように定め, 独立な変数  $w$  と  $\beta$  が,

$$r \equiv \frac{\partial w}{\partial s} - \beta = 0 \quad (4)$$

を満足するように, ひずみエネルギー汎関数に次のペナルティ関数,

$$\frac{1}{2} \int_{v_0} \alpha \left( \frac{\partial w}{\partial s} - \beta \right)^2 dV \quad (\alpha: \text{せん断剛性}) \quad (5)$$

を加えた修正変分原理を考えると, ひずみ-変位関係式は式 (6), (7) で表される. これらは直交座標系における Green のひずみの一般式を, 要素形状に合わせて厳密に座標変換して導いたものである<sup>14)</sup>.

$$\{\varepsilon^L\} = \begin{bmatrix} \varepsilon_s^L \\ \varepsilon_\theta^L \\ \varepsilon_{s\theta}^L \\ r \\ \chi_s^L \\ \chi_\theta^L \\ \chi_{s\theta}^L \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial s} \\ \frac{1}{r} \left( w \cos \phi + u \sin \phi + \frac{\partial v}{\partial \theta} \right) \\ \frac{\partial v}{\partial s} + \frac{1}{r} \left( \frac{\partial u}{\partial \theta} - v \sin \phi \right) \\ \frac{\partial w}{\partial s} - \beta \\ -\frac{\partial \beta}{\partial s} \\ -\frac{1}{r^2} \frac{\partial}{\partial \theta} \left( \frac{\partial w}{\partial \theta} - v \cos \phi \right) - \frac{1}{r} \beta \sin \phi \\ \frac{2}{r^2} \left( \sin \phi - r \frac{\partial}{\partial s} \right) \left( \frac{\partial w}{\partial \theta} - v \cos \phi \right) \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$\{\varepsilon^0\} = \begin{bmatrix} \varepsilon_s^0 \\ \varepsilon_\theta^0 \\ \varepsilon_{s\theta}^0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\partial u}{\partial s} \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial s} \right)^2 + \left( \frac{\partial w}{\partial s} \right)^2 \right] \\ \frac{1}{2r^2} \left[ \left( \frac{\partial w}{\partial \theta} - v \cos \phi \right)^2 + \left( \frac{\partial u}{\partial \theta} - v \sin \phi \right)^2 \right] \\ + \left( w \cos \phi + u \sin \phi + \frac{\partial v}{\partial \theta} \right) \\ \frac{1}{r} \left[ \frac{\partial w}{\partial s} \left( \frac{\partial w}{\partial \theta} - v \cos \phi \right) + \frac{\partial u}{\partial s} \left( \frac{\partial u}{\partial \theta} - v \sin \phi \right) \right] \\ + \frac{\partial v}{\partial s} \left( w \cos \phi + u \sin \phi + \frac{\partial v}{\partial \theta} \right) \end{bmatrix} \quad (7)$$

ここで,

$\varepsilon_s^0, \varepsilon_\theta^0, \varepsilon_{s\theta}^0$ : 膜ひずみの一次項

$r$ : 板厚方向のせん断ひずみ

$\chi_s^L, \chi_\theta^L, \chi_{s\theta}^L$ : 曲げねじれ

$\varepsilon_s^0, \varepsilon_\theta^0, \varepsilon_{s\theta}^0$ : 膜ひずみの二次項

## (3) 変位のフーリエ級数展開と形状関数

計算効率の向上を最優先するため,  $\theta=0-\pi$  の面に対称な変形に限定するものとして, 変位  $[u, v, w, \beta]$  を軸方向一次式, 周方向 Fourier 級数で次式のように展開する (図-2).

$$\begin{bmatrix} u \\ v \\ w \\ \beta \end{bmatrix} = \sum_n \begin{bmatrix} u^{(n)} \\ v^{(n)} \\ w^{(n)} \\ \beta^{(n)} \end{bmatrix} = \sum_n \begin{bmatrix} \cos n\theta \\ \sin n\theta \\ \cos n\theta \\ \cos n\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{u}^{(n)} \\ \bar{v}^{(n)} \\ \bar{w}^{(n)} \\ \bar{\beta}^{(n)} \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$\begin{bmatrix} \bar{u}^{(n)} \\ \bar{v}^{(n)} \\ \bar{w}^{(n)} \\ \bar{\beta}^{(n)} \end{bmatrix} = \sum_{i=1,2} \begin{bmatrix} N_i(s) u_i^{(n)} \\ N_i(s) v_i^{(n)} \\ N_i(s) w_i^{(n)} \\ N_i(s) \beta_i^{(n)} \end{bmatrix} \quad (9)$$

$$\begin{bmatrix} N_1(s) = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{2}{L} s \right) \\ N_2(s) = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2}{L} s \right) \end{bmatrix} \quad (10)$$

## (4) 応力-ひずみ関係式

式 (6), (7) で表されたひずみの増分を,

$$\{\Delta \varepsilon^L\} = \begin{bmatrix} \Delta \varepsilon_s^L \\ \Delta \varepsilon_\theta^L \\ \Delta \varepsilon_{s\theta}^L \\ \Delta r \\ \Delta \chi_s^L \\ \Delta \chi_\theta^L \\ \Delta \chi_{s\theta}^L \end{bmatrix} \quad (11)$$

$$\{\Delta \varepsilon^e\} = \{\Delta \varepsilon^e\} + \{\Delta \bar{\varepsilon}^e\} = \begin{bmatrix} \Delta \varepsilon_{xx}^e \\ \Delta \varepsilon_{yy}^e \\ \Delta \varepsilon_{xy}^e \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta \bar{\varepsilon}_{xx}^e \\ \Delta \bar{\varepsilon}_{yy}^e \\ \Delta \bar{\varepsilon}_{xy}^e \end{bmatrix} \quad (12)$$

ここで、各々、 $\{\Delta \varepsilon^e\}$ ：線形項  
 $\{\Delta \bar{\varepsilon}^e\}$ ：非線形項

とすれば、ひずみ増分の線形項は、

$$\{\Delta \bar{\varepsilon}\} = \{\Delta \varepsilon^L\} + \{\Delta \bar{\varepsilon}^e\} + Z\{\Delta \chi^L\} \quad (13)$$

ここで、 $Z$ ：板厚内の点の中立軸からの座標値  
 で表される。また、応力増分を

$$\{\Delta \sigma\} = \begin{bmatrix} \Delta \sigma_s \\ \Delta \sigma_\theta \\ \Delta \sigma_{s\theta} \end{bmatrix} \quad (14)$$

とすれば、

$$\{\Delta \sigma\} = [D]\{\Delta \bar{\varepsilon}\} \quad (15)$$

ここで、 $[D]$ ：弾性、塑性状態に応じた応力—ひずみ関係のマトリックス

### (5) 塑性の取り扱い

シェル要素で弾塑性を考慮する場合、板厚方向層分割法を用いる必要がある。各層の中立面で弾塑性状態の応力—ひずみマトリックス  $[D]$  を求め、板厚方向に積分したものを用いる。軸対称要素では、さらに周方向数値積分を行って、要素剛性マトリックスを求める。これにより、各層の降伏、除荷、再降伏のすべてを取り扱うことができる。降伏条件は von Mises の降伏条件、流れ則は塑性ひずみ増分の向きが降伏曲面に垂直となるよう、

$$\{d\varepsilon^p\} = \lambda \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} df \quad (f: \text{塑性ポテンシャル}) \quad (16)$$

とし、ひずみ硬化則には等硬化化、応力—ひずみ曲線は多直線近似を採用する。

### (6) 要素剛性マトリックス、質量マトリックス

$K_u$  (増分剛性+初期変位剛性マトリックス) と、 $K_o$  (初期応力剛性マトリックス) は、式 (2) の左辺第 2 項、第 3 項

$$\int_{V_0} \Delta \sigma_{ij} \delta \Delta \bar{\varepsilon}_{ij} dV, \int_{V_0} {}^n \sigma_{ij} \delta \Delta \bar{\varepsilon}_{ij} dV$$

から得られる。積分は軸方向に 1 点、板厚方向には層分割した各層の中立面上の点を使って解析的に積分し、さらにその和をもって断面評価量とし、最後に周方向に Simpson 公式による数値積分を行って要素剛性を求める。同様の方法で質量マトリックス  $M$  も、式 (2) の

左辺第 1 項

$$\int_{V_0} \rho \ddot{u}_i \delta \Delta u_i dV$$

より求められる。

### (7) 等価節点力

等価節点力は式 (2) の右辺第 5 項

$$\int_{V_0} {}^n \sigma_{ij} \delta \Delta \bar{\varepsilon}_{ij} dV$$

から求められる。

### (8) 時間積分

式 (3) に減衰項を含めれば、

$$M \Delta \ddot{u} + C \Delta \dot{u} + (K_u + K_o) \Delta u = \Delta F + [{}^n F - {}^n R - M {}^n \ddot{u} - C {}^n \dot{u}] \quad (17)$$

となる。これを変位増分表示での、反復型 Newmark の  $\beta$  法で時間積分する手順は、次の通りである。

第  $n$  ステップまで正解が得られているものとし、第  $n+1$  ステップの第  $i$  タレーションは次式で行う。

$$\begin{aligned} & \left[ \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} M + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} C + (K_u^{(i-1)} + K_o^{(i-1)}) \right] \Delta u^{(i)} \\ & = \Delta F + {}^n F - {}^n R^{(i-1)} \\ & - M \left\{ \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} u^{(i-1)} - \frac{1}{\beta \Delta t} {}^n \dot{u} - \left( \frac{1}{2\beta} - 1 \right) {}^n \ddot{u} \right\} \\ & - C \left\{ \frac{\gamma}{\beta \Delta t} u^{(i-1)} - \left( \frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) {}^n \dot{u} - \left( \frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t {}^n \ddot{u} \right\} \end{aligned}$$

ただし、

$$u^{(0)} = 0, \quad u^{(i)} = u^{(i-1)} + \Delta u^{(i)}$$

${}^n R^{(i-1)}$ ：全変位  ${}^n u + u^{(i-1)}$  の時の内力

収束後は、

$$\Delta u = u^{(i)}$$

$$\Delta \dot{u} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u - \left\{ \frac{\gamma}{\beta} {}^n \dot{u} + \left( \frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t {}^n \ddot{u} \right\}$$

$$\Delta \ddot{u} = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \Delta u - \left\{ \frac{1}{\beta \Delta t} {}^n \ddot{u} + \frac{1}{2\beta} {}^n \ddot{u} \right\}$$

$${}^{n+1} u = {}^n u + \Delta u, \quad {}^{n+1} \dot{u} = {}^n \dot{u} + \Delta \dot{u}, \quad {}^{n+1} \ddot{u} = {}^n \ddot{u} + \Delta \ddot{u}$$

## 3. 鋼製円筒橋脚の動的座屈解析

### (1) 鋼製円筒橋脚の構造概要

前述の通り、解析対象は阪神高速神戸線の鋼製円筒橋脚であり、JR 兵庫駅南西に位置し松原交差点から西方向の P-584 海側橋脚 (円形断面柱、T 型鋼製橋脚) である (図-3)。鋼製円筒橋脚の構造寸法、板厚等については、図-4 に示す通りとした。

当該地点は、JR 和田岬線が南北に通っており、東西に国道 2 号線が横切するため立体交差となっている。そこ

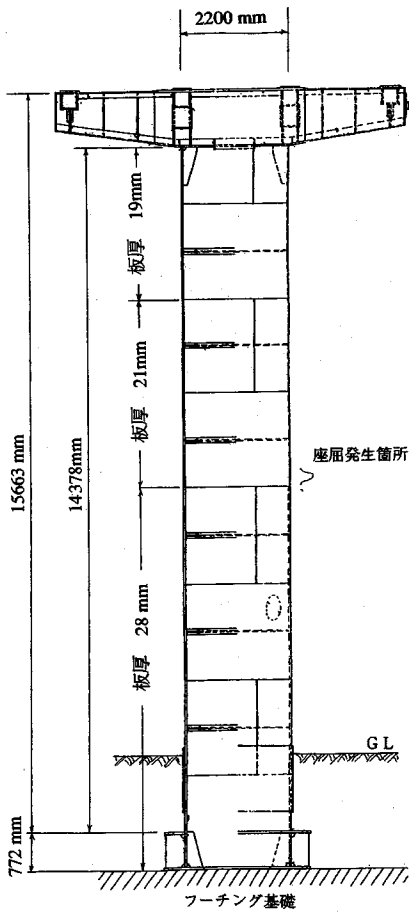


図-3 阪神高速神戸線の鋼製円筒橋脚 (P-584 海側)

で、国道2号線の上を走る阪神高速神戸線が、国道2号線の両側に分離する形となり、円形断面のかなり高い橋脚が採用されている。震災により、これら橋脚のほとんど全てに、柱長さの中間部付近で局部座屈が生じた。特に、P-584海側の橋脚は局部座屈の部分ではほぼ全周に脆性破壊が生じて、落橋には至っていないが、山側に大きく傾いた(写真-1)。

動的弾塑性座屈解析は、実際に近い条件で行うが、座屈と同時に座屈のしわ頂部に発生した脆性破壊は考慮しないこととする。

## (2) 数値解析モデル

数値解析モデルはフーチング基礎上772 mmで完全固定、上端自由の円筒構造とし、モデル全体はダイアフラム(板厚16 mm、板幅32 cmのドーナツ状円形板としてモデル化)まで含めて、軸対称シェル要素で構成されるものとする(図-4)。円筒構造の主要な寸法は、

高さ=15663 mm、半径=1100 mm

板厚=19 mm (半径/板厚=58)

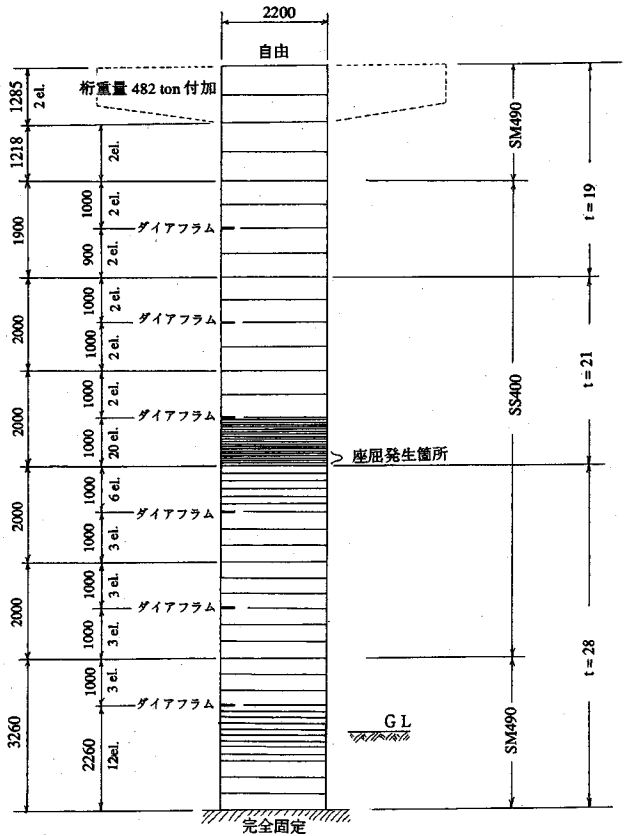


図-4 鋼製円筒橋脚の解析モデル

21 mm (半径/板厚=50)

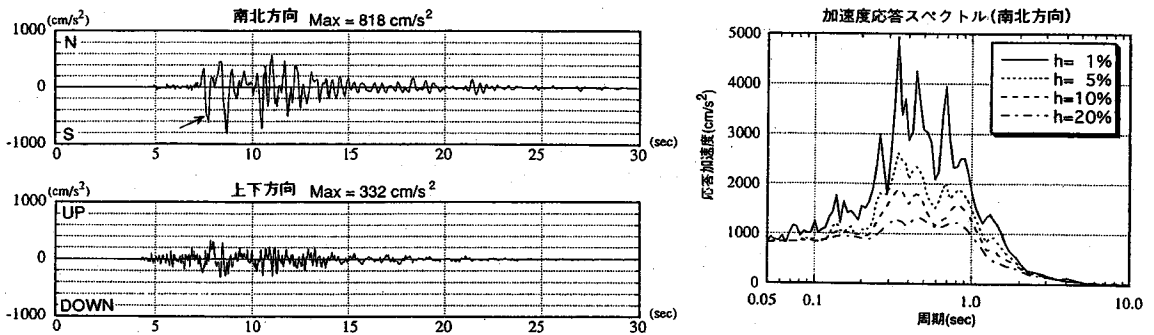
28 mm (半径/板厚=39)

ダイアフラム間隔: 2000 mm

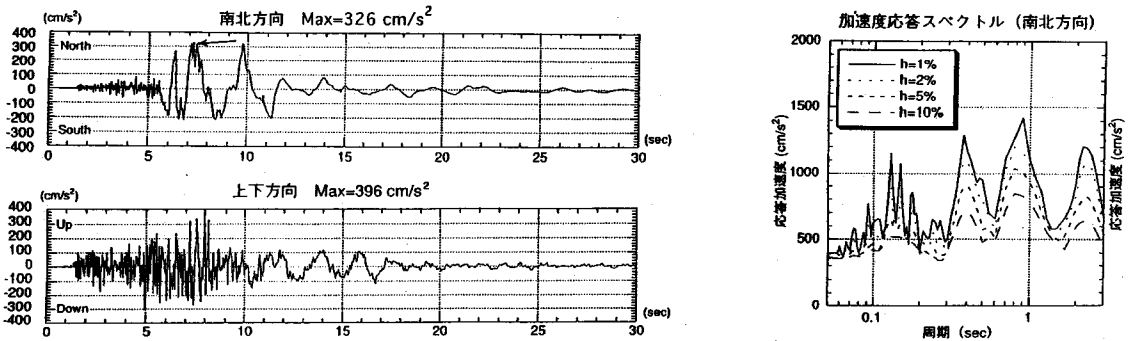
であり、特に座屈が発生すると予想される箇所は、半径/板厚=50以下であることを考慮して、周方向12波までのフーリエ級数展開で解析するものとする。

要素分割は図-4に示した通りであるが、板厚が28 mmから21 mmに変化した箇所は、参考文献8)に示したガイドラインに従い、その部分で十分細かな要素分割を行っている。具体的には座屈波長 $3\sqrt{Rt}$ の間に、1次の内挿関数の要素であるが9要素とっている。また、円筒橋脚下部の内側には、中詰めコンクリートが打たれていることを想定し、完全固定端から3.26 mまではヤング率を100倍にあげて、極端に剛性を高くしておくこととした。後述するように、この影響で全体の一次固有周期は0.2 Hz程度押し上げられている。

頂部の橋桁重量は482 tonとして頂部付近に付加した。これによる円筒橋脚の軸力比は、中央部変断面位置で0.14であり、初期不整は考慮しないこととした。



図—5 神戸海洋気象台における加速度波形と加速度応答スペクトル (図中,  $h$ : 減衰)



図—6 東神戸大橋(深江側径間部地表下—10 m)における加速度波形と加速度応答スペクトル (図中,  $h$ : 減衰)

### (3) 要素分割と物性値

鋼製円筒橋脚の材料はSS400とSM490であり, これらの配置は図—4に示した通りである。地震動下の挙動に関する詳細な検討を進めるためには, 実材料の基本的物性値データが必要であるが, ここでは一般的な下記の値を用いることとした。

弾塑性の材料特性はバイリーニア型の応力—ひずみ関係として, 塑性化した後の剛性は1/200に低下させることにした。式(16)で述べた通り, 硬化則は等方硬化を用いた。

	SS400	SM490
降伏応力	24 kgf/mm <sup>2</sup> (235MPa)	28 kgf/mm <sup>2</sup> (274MPa)
ヤング率	21000 kgf/mm <sup>2</sup> (206GPa)	21000 kgf/mm <sup>2</sup> (206GPa)
密度	7850 kg/m <sup>3</sup>	7850 kg/m <sup>3</sup>
ポアソン比	0.3	0.3

### (4) 時間積分法と入力地震波

入力地震波は, 地理的に近いことから, 図—5に示す兵庫県南部地震における神戸海洋気象台の記録(南北方向, 上下方向)を主として用いた。また, 地震波の違い

逐次積分回数	ステップ数	時間刻み	積分時間
0 ~ 200	200	$\Delta t = 0.02$ sec.	4 秒間
201 ~ 2200	2000	$\Delta t = 0.005$ sec.	10 秒間
2201 ~ 2700	500	$\Delta t = 0.01$ sec.	5 秒間

による影響を考察するため, 図—6に示す東神戸大橋深江側径間部地表下—10 mにおける記録波(南北方向, 上下方向)による解析も行った<sup>15)</sup>。

時間積分にあたっては, 減衰は1%とし, 主要動時の時間きざみは0.005秒で, 反復型Newmarkの $\beta$ 法( $\beta = 0.27$ )により19秒間応答解析した。

### (5) 解析ケース

解析ケースの一覧を表—1に示す。解析のパラメータは, 地震波の種類(2種類), 入力レベル(4レベル), 地震波の入力方法(2種類)とした。

地震波の入力レベルは, もとの地震波の加速度レベルを, 0.4倍から1.5倍まで変化させた。地震波の入力方法は水平動のみを作用させた場合と水平動と上下動を同時に作用させた場合について行った。

表-1 解析ケース一覧

ケース	地震波	入力レベル				地震波の方向	
		0.4	0.7	1.0	1.5	水平	水平+上下
1	神戸海洋 気象台	●				●	
2		●					●
3			●			●	
4			●				●
5				●		●	
6				●			●
7					●	●	
8					●		●
9	東神戸			●		●	
10	大橋			●			●

(6) 解析結果

a) 固有振動数

時刻歴解析に先立って、鋼製円筒橋脚の解析モデルの固有振動数、固有モードを求めた結果は次の通りである。前述のとおり、橋脚最下部の円筒の中に中詰めコンクリートが打設されていると考えてこの部分の剛性を上げているが、上げない場合の1次固有振動数は1.2 Hzである。

	固有振動数
1次	1.41 Hz
2次	13.1 Hz
3次	1295. Hz

固有振動モードは片持ちはりモードと同様である。

b) 動的弾塑性応答

図-5に示す地震波の3.1秒の時点からスタートし19秒間応答解析した結果を図-8～図-10に示す。同様に、図-6の地震波の0.6秒の時点からスタートし17秒間解析した結果を、図-11に示す。各々、

- a) 円筒橋脚頂部の水平方向変位の時刻歴
- b) 橋脚頂部の水平方向地震荷重-水平方向変位関係
- c) 鋼製円筒橋脚の変形(図-8,9では開始から4.5, 6.0, 7.5, 9.0, 10.5秒後, 図-11では開始から2.5, 4.0, 5.5, 7.0, 8.5秒後の変形状態を10倍に拡大したもの)

を示している。なお、図-5, 図-6中、矢印は残留変形を生じる座屈が最初に生じた時刻を示している。

解析結果によれば、神戸海洋気象台における記録波の場合、その0.4倍のレベル(南北, Max=327 Gal)で既に鋼製円筒橋脚は座屈を生じることになる。曲げ座屈発生位置および変形モードは現地における状況に類似し

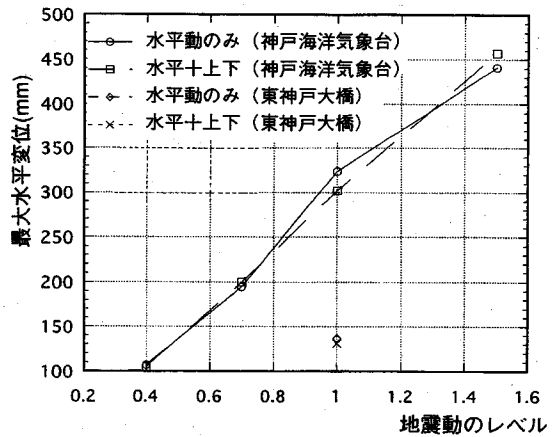


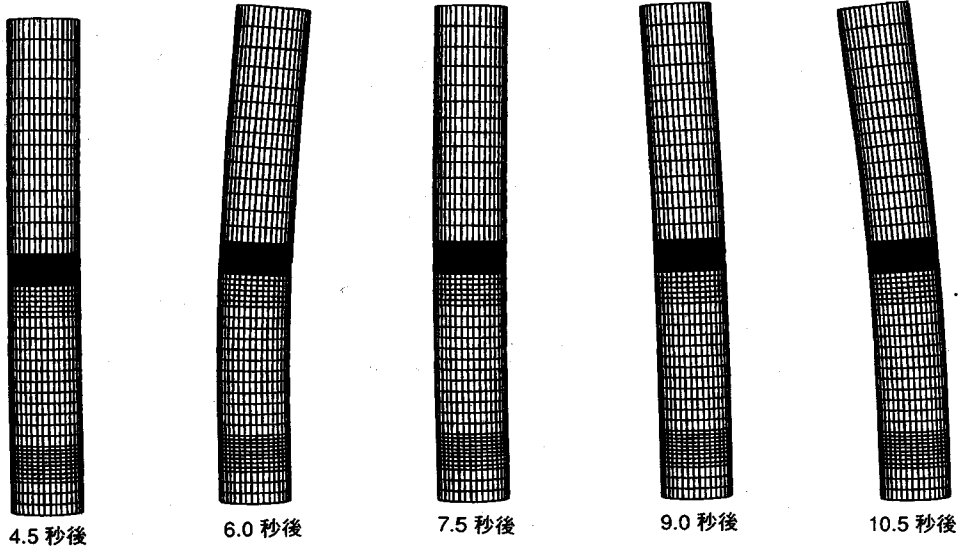
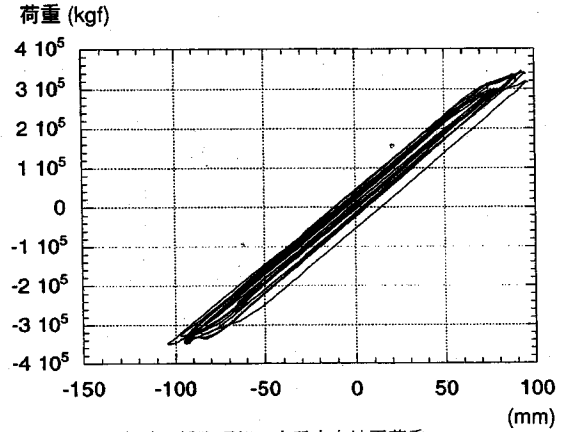
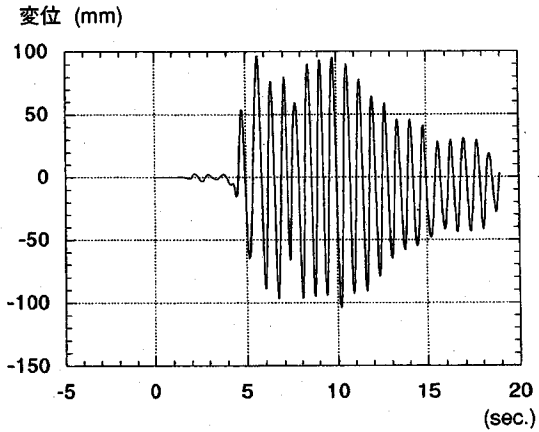
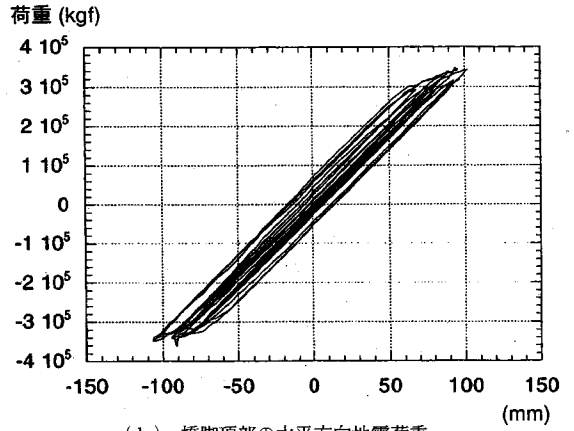
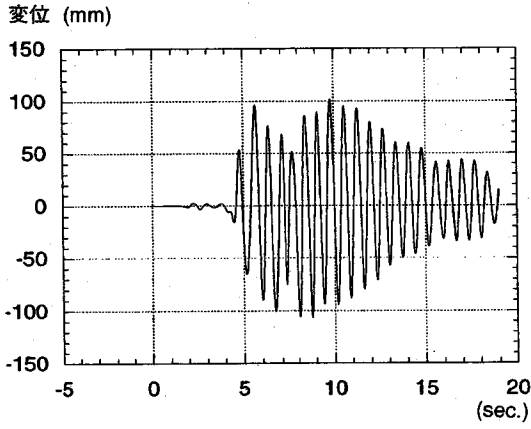
図-7 原波形のレベルを1とした時の地震動レベルと橋脚頂部の最大水平変位の関係

ており、板厚が変化した部分(28 mm→21 mm)の直上部、板厚21 mmの箇所でも半周バジ型座屈変形が生じる。橋脚下半分の28 mmの部分も、はらみ出し変形が見られるように座屈に至るまでの余裕はほとんど無い状態であったと思われる。

地震動のレベルと橋脚頂部の水平方向最大変位の関係は、図-7に示す通りである。非線形挙動を示すべき高い荷重レベルのもとで震動したにも拘わらず、地震動の強さにほぼ比例して変位が増大していることがわかる。地震動初期の衝撃的な力で大きく座屈変形し、非線形効果によるエネルギー吸収能力を発揮する間もなく、座屈のしわが生じたものと考えられるが、一方、座屈後の挙動は力に比例した変形を生じる程度の安定したものであったことが指摘できる。兵庫県南部地震のように、衝撃的な地震力が作用する場合においても、座屈後直ちに発散的に変位が増大し、崩壊に至るものでないことは明らかである。この点は、荷重制御型荷重と地震荷重の大きな相違点である。

水平地震力のみの場合と、水平・上下地震力が同時に作用する場合の明確な違いは見出せない。一般的には上下動が同時に加われば、水平動のみの場合より水平変位は若干増大すると考えられるが、位相次第ではむしろ反対に減少する場合もあるような結果である。いずれにしても、上下動の影響は小さい。

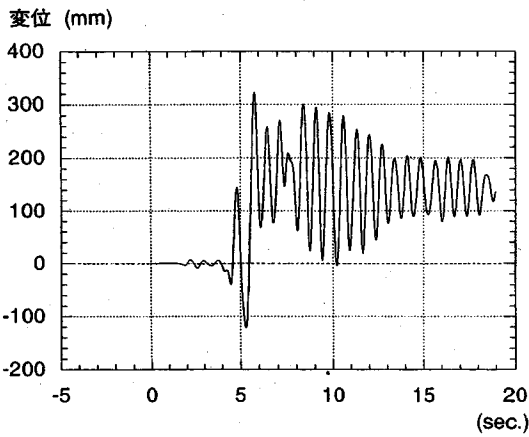
地震動の違いによる影響については、東神戸大橋での記録波のみによる検討にとどまる。かなり長周期側成分を有する地震波であるが、ごく初期に強い地震動を受けて変断面部が座屈に至る点は神戸海洋気象台の地震波と共通している。また、上下動の影響が小さい点も共通している。加速度レベルが神戸海洋気象台での記録波に比べてはるかに低い場合、相対的に座屈変形が小さく、残留変形もかなり少ない。



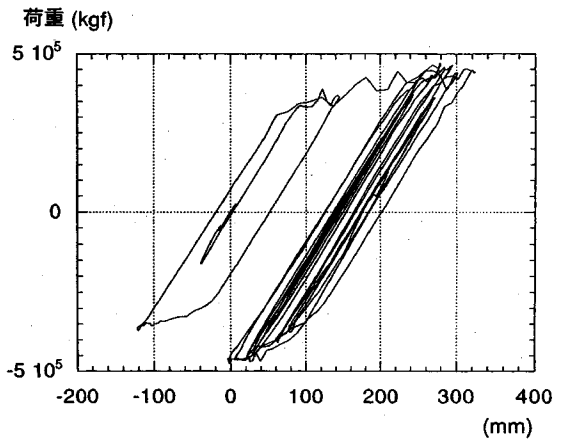
(e) 鋼製円筒橋脚の変形 (ケース1)

図—8 鋼製円筒橋脚の動的座屈解析結果 (ケース1, ケース2)

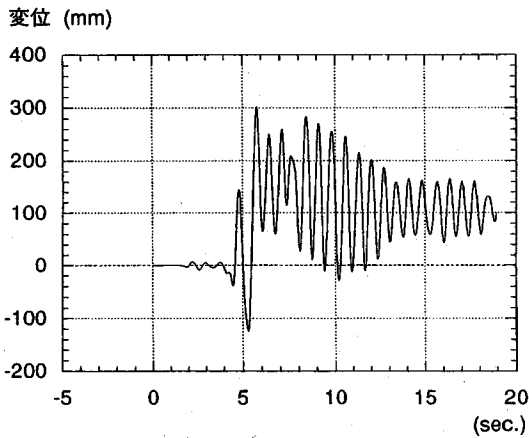




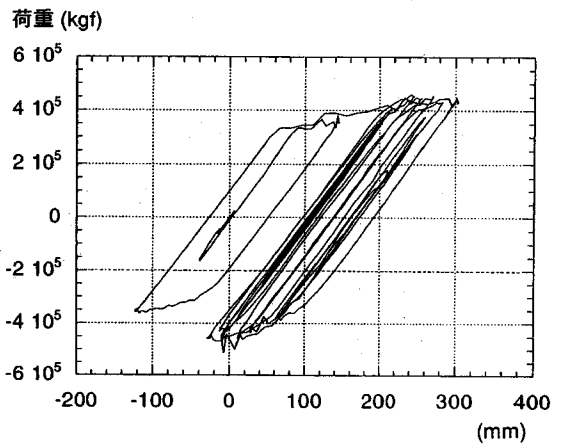
(a) 橋脚頂部の水平方向変位の時刻歴 (ケース5)



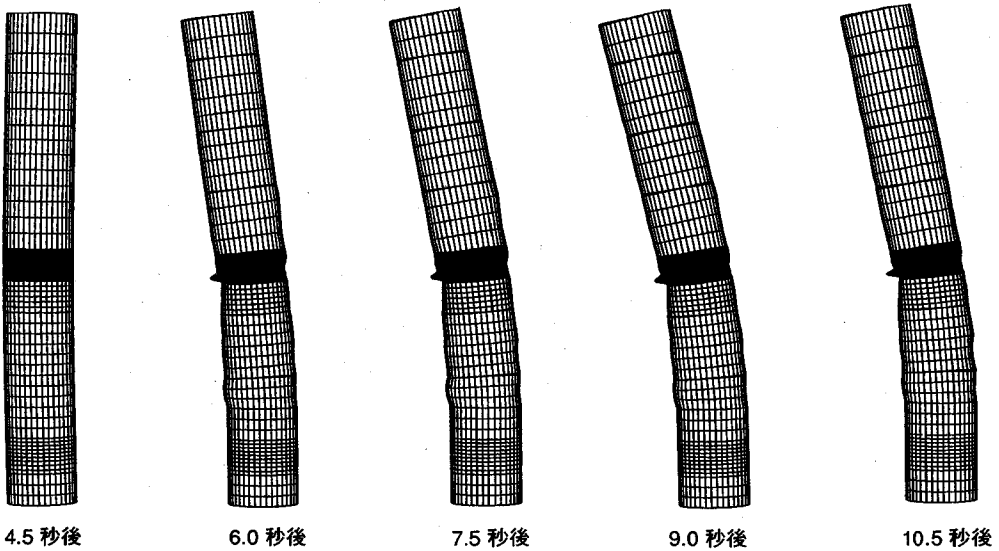
(b) 橋脚頂部の水平方向地震荷重  
—水平方向変位関係 (ケース5)



(c) 橋脚頂部の水平方向変位の時刻歴 (ケース6)

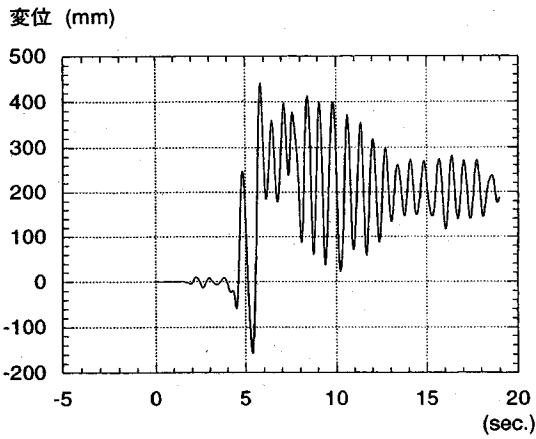


(d) 橋脚頂部の水平方向地震荷重  
—水平方向変位関係 (ケース6)

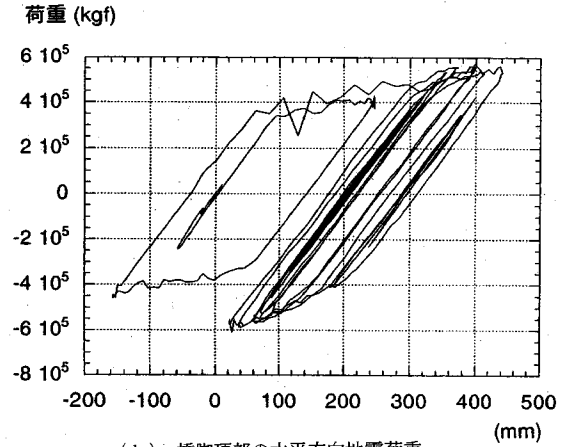


(e) 鋼製円筒橋脚の変形 (ケース6)

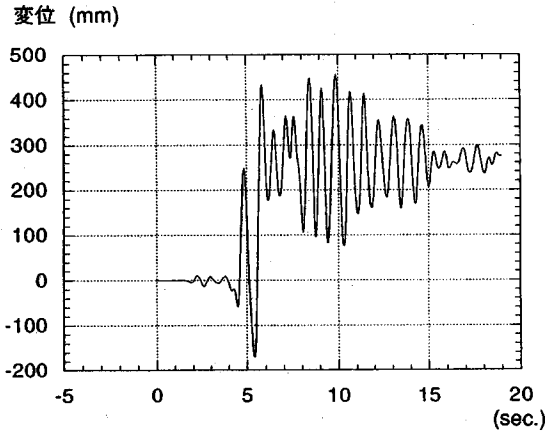
図—9 鋼製円筒橋脚の動的座屈解析結果 (ケース5, ケース6)



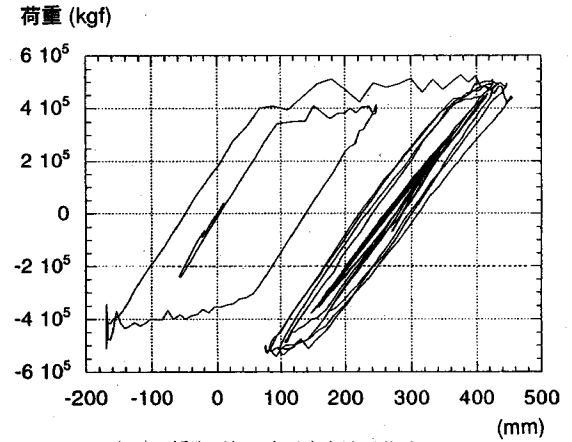
(a) 橋脚頂部の水平方向変位の時刻歴 (ケース7)



(b) 橋脚頂部の水平方向地震荷重—水平方向変位関係 (ケース7)

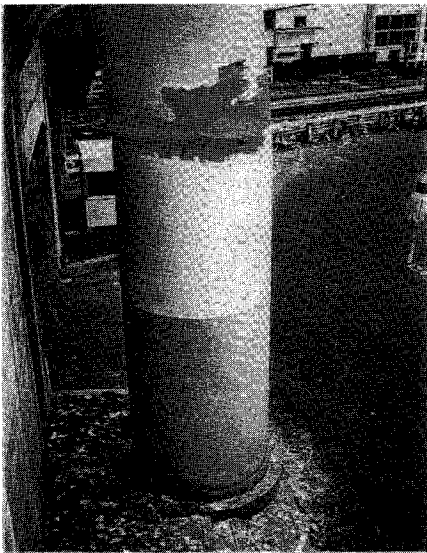


(c) 橋脚頂部の水平方向変位の時刻歴 (ケース8)

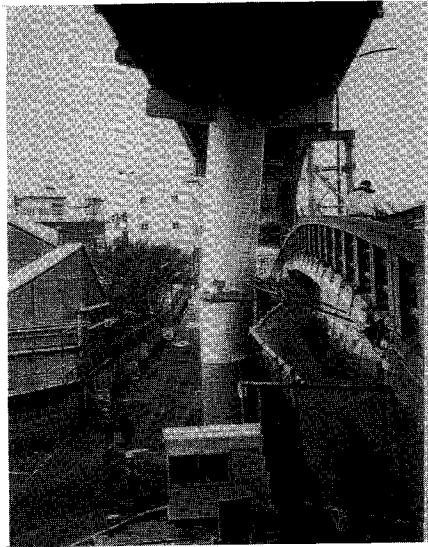


(d) 橋脚頂部の水平方向地震荷重—水平方向変位関係 (ケース8)

図-10 鋼製円筒橋脚の動的座屈解析結果 (ケース7, ケース8)

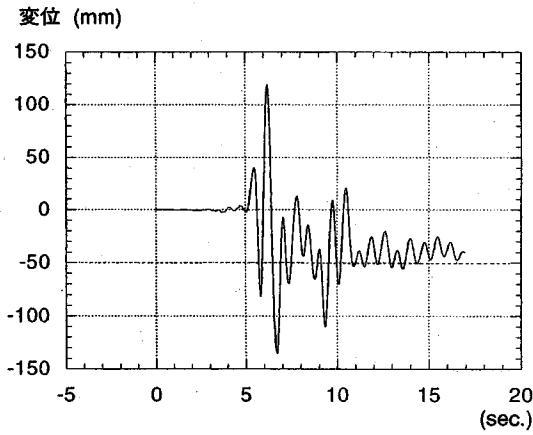


(a) 変断面部の座屈変形

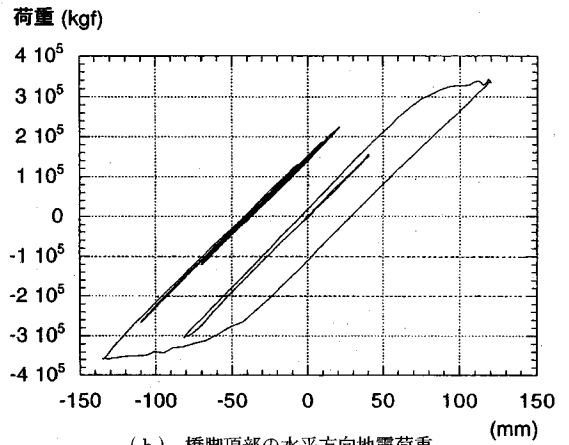


(b) P-584 (海側の全景)

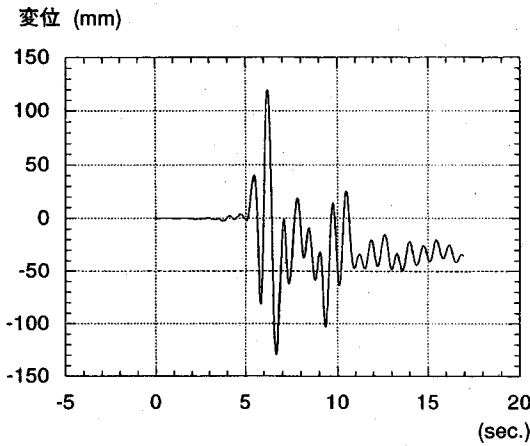
写真-1 阪神高速神戸線のP-584 (海側) 鋼製円筒橋脚の座屈発生状況



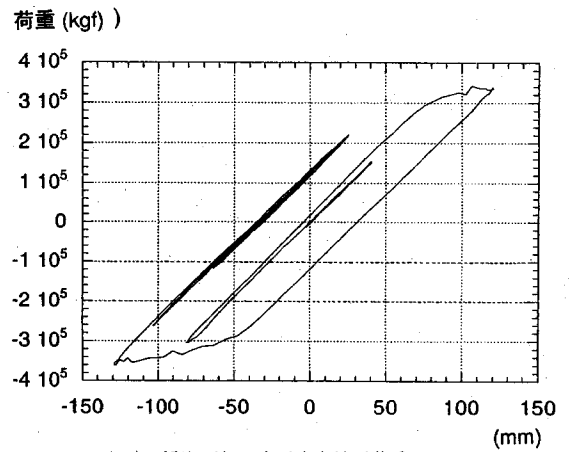
(a) 橋脚頂部の水平方向変位の時刻歴 (ケース9)



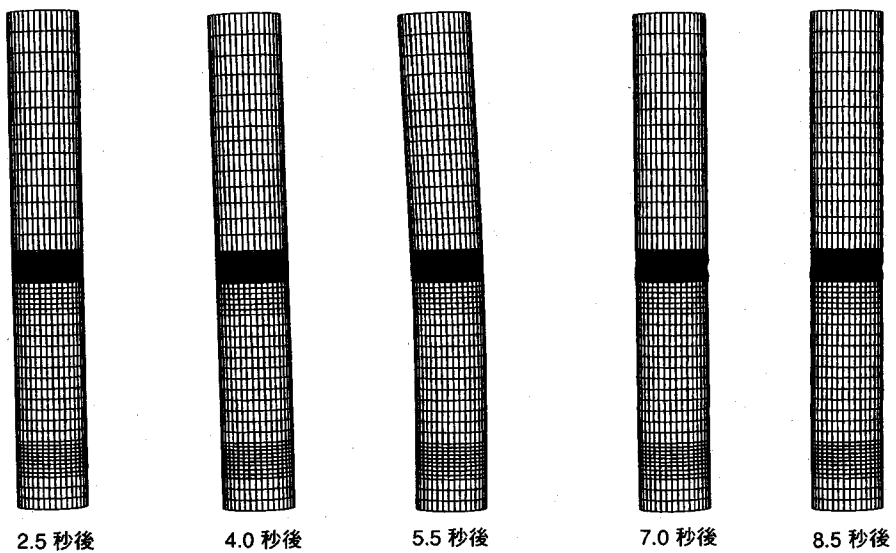
(b) 橋脚頂部の水平方向地震荷重  
—水平方向変位関係 (ケース9)



(c) 橋脚頂部の水平方向変位の時刻歴 (ケース10)

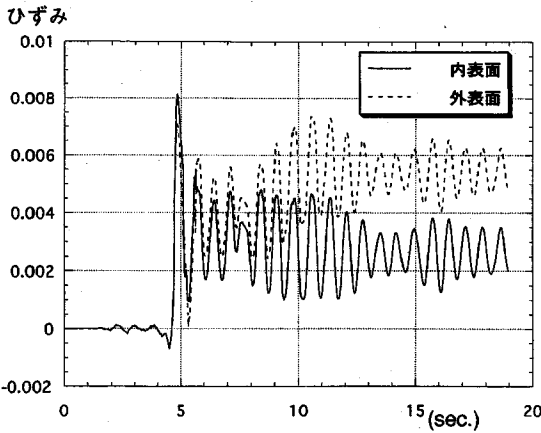


(d) 橋脚頂部の水平方向地震荷重  
—水平方向変位関係 (ケース10)

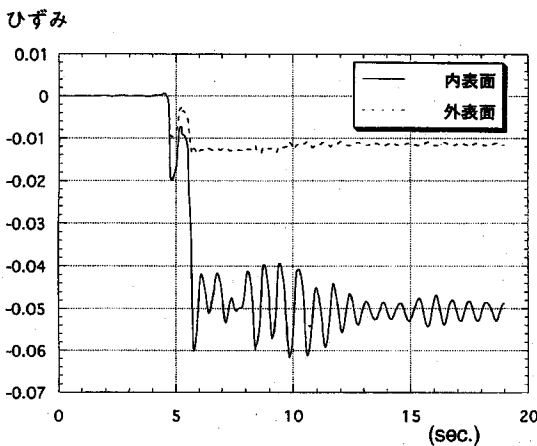


(e) 鋼製円筒橋脚の変形 (ケース9)

図-11 鋼製円筒橋脚の動的座屈解析結果 (ケース9, ケース10)



(a) 海側の内外表面における発生ひずみ



(b) 山側の内外表面における発生ひずみ

図-12 曲げ座屈のしわを生じた断面における軸方向ひずみの時刻歴 (ケース6)

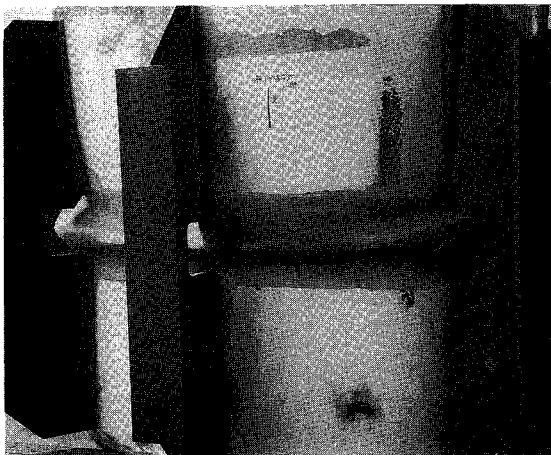


写真-2 山側から見た座屈変形状態 (縦方向の補剛材は、震災直後、倒壊を防ぐため応急処置として設置されたものである。座屈のしわの下に割れが生じている。)

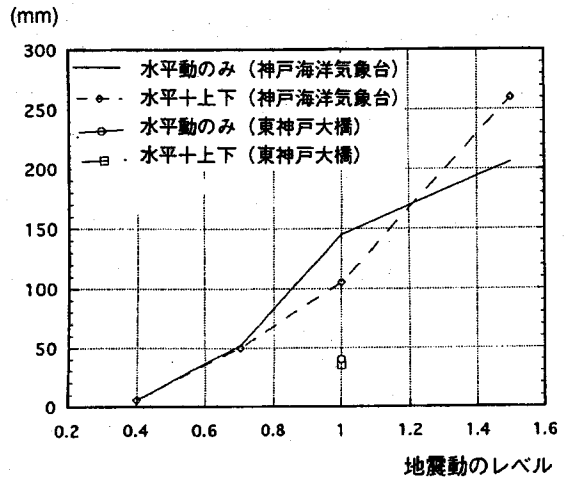


図-13 原波形のレベルを1とした時の地震動レベルと橋脚頂部の残留水平変位の関係

### c) 発生応力、ひずみ

解析対象とした鋼製円筒橋脚のような厚肉円筒殻においては、曲げ座屈発生直前で表面に  $10^{-3}$  オーダーのひずみが発生し、座屈のしわが目視できる段階に至ると局所的に  $10^{-2}$  オーダーに跳ね上がることが知られている。座屈発生部位近傍の発生応力とひずみについては、断面毎に異なり、同じ断面でも場所によって異なり、また板厚方向でも大きく変化するため結果の表示は容易でないが、座屈発生直前までは、頂部自由端に桁質量の集中した片持ちはりとしての曲げ応力に等しい軸方向応力が、円筒殻の内、外表面ともほぼ同じ値で得られた。

座屈発生に至ったと考えられるケース1, 2においては内、外表面の軸方向応力が、 $28\sim 30 \text{ kgf/mm}^2$  (SS400; 降伏応力  $24 \text{ kgf/mm}^2$ ) で分離し始め、座屈による板曲げの生じたことが確認された。図-12は、ケース6で座屈のしわ頂部に位置する要素の、軸方向ひずみ時刻歴を示したものである。バルジ状の座屈変形が大きく生じた山側 (写真-2) においては、円筒殻の表面に6%程度のひずみが生じたことを示している。

### d) 残留変形

座屈発生位置 (中央部変断面位置) における残留変形状態は、脆性破壊を除けば、解析結果と実現象ではほぼ一致している。橋脚頂部の残留変位については、図-13に示す通りであり、地震力レベルにほぼ比例している。頂部の最大水平変位に比例した残留変位が生じたものと考えられる。しかしながら、解析による残留変位は実現象とくらべてかなり小さく、 $1/6\sim 1/4$  程度にすぎない (写真から頂部の残留変位は約60cm程度と推定)。理由としては、ほぼ全周にわたって、座屈のしわ頂部およびその近傍に発生した脆性破壊の影響 (どの時点で発生

表一2 概略の発生断面力，発生応力のまとめ

		円筒橋脚中央部 変断面位置	橋脚基部中詰め コンクリート上端
発生 断面 力	せん断力	$1.23 \times 10^5$ kgf (1205 KN)	$1.24 \times 10^5$ kgf (1215 KN)
	曲げモーメント	$1.02 \times 10^9$ kgf-mm (1000 KN-m)	$1.52 \times 10^9$ kgf-mm (1490 KN-m)
	軸圧縮力	$4.91 \times 10^5$ kgf (4812 KN)	$4.97 \times 10^5$ kgf (4871 KN)
自重による圧縮応力		3.38 kgf/mm <sup>2</sup> (33.1MPa)	2.57 kgf/mm <sup>2</sup> (25.2MPa)
発生 応力	曲げ圧縮応力	12.78 kgf/mm <sup>2</sup> (125MPa)	14.28 kgf/mm <sup>2</sup> (140MPa)
	せん断応力	3.56 kgf/mm <sup>2</sup> (34.9MPa)	3.59 kgf/mm <sup>2</sup> (35.2MPa)

したかは重要ながら，特定は困難)が大きいものと考えられる。

#### 4. 設計評価式との比較検討

##### (1) 設計応力

3章で述べた動的座屈解析結果に基づいて，設計的観点から考察を行う。

道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編<sup>17)</sup>によれば，座屈解析対象とした鋼製円筒橋脚の設計水平震度  $k_h$  は，II 種地盤とみなして，

$$k_h = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.25 \times 0.2 = 0.25$$

となる(III 種地盤とすれば0.3である)。

橋桁などの上部構造 482 tonf と，円筒橋脚の円筒部の自重約 15 tonf を考慮し，座屈発生箇所である円筒橋脚中央部変断面位置と，比較のため，想定した基部近くの中詰めコンクリート上端位置(固定端から +3.26 m の位置)での発生断面力，および発生応力を概略求めると，表一2の通りである。

##### (2) 許容座屈応力

許容座屈強度について参照すべき基準類としては，まず，道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編<sup>6)</sup> 12章 12.3 許容応力度の条項がある。鋼管部材を対象としており，Donnell の式<sup>18)</sup>を基本とし，Plantema の実験値<sup>19)</sup>を参考にして定めている。相互作用則としては，(軸圧縮応力+曲げ圧縮応力)について1次，せん断応力について2次の相互作用則を採用している。

この規定は鋼管部材を使用する上部構造の設計に適用すると範囲が定められており，橋脚について規定した道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編には，円筒橋脚を対

象とした同種の記述は見出せない。

円筒構造に関して参照すべき他の基準類としては，

- ① 座屈設計ガイドライン(土木学会)<sup>20)</sup>
- ② 容器構造設計指針・同解説(建築学会)<sup>21)</sup>
- ③ 塔状鋼構造設計指針・同解説(建築学会)<sup>22)</sup>
- ④ ASME Sec. III, Code Case N-284(米国)
- ⑤ DnV(ノルウェー)<sup>23)</sup>
- ⑥ 原子力発電所耐震設計技術指針(電気協会)<sup>24)</sup>

などが上げられる。これらの対象構造物は海洋構造物，原子力プラント等様々であり，策定過程の異なる基準類であるが，いずれにおいても，本論文で対象とする鋼製円筒橋脚のように半径/板厚 $<50$ の場合，座屈応力は降伏応力で頭打ちとし，荷重種や構造物の重要度に応じて，1.0~1.7程度の安全率を取って許容値を定めている。すなわち，厚肉になるほど試験データのバラツキも少なくなり，概ね降伏応力で頭打ちにすることで，曲げ座屈試験データの下限を確保し，他の規定との整合を図りつつ安全率を設定し，相互作用則としては(軸圧縮応力+曲げ圧縮応力)について1次または2次，せん断応力について2次の相互作用則を採用しているのが実態である。

したがって，上記基準類の考え方に従うならば，座屈防止のための許容座屈応力としては降伏応力まで取り得るが，一般には鋼材の許容応力に1.5の地震割り増し係数をかける程度であろう。

##### (3) 鋼製円筒橋脚の耐震裕度

鋼製円筒橋脚に作用する地震力が設計荷重を超えた後，終局状態(ここでは座屈発生状態)に至るまでの裕度を考える。

前述の動的弾塑性座屈解析結果からは，神戸海洋気象台と東神戸大橋における記録波のいずれの場合も，地震波の最大加速度約 320 Gal，円筒橋脚頂部の加速度約 700 Gal，応答倍率 2.2，約 340 tonf の水平力を受けた時点で座屈を生じている。単純に震度換算すれば，水平震度 0.7 まで耐えたことになる。設計水平震度 0.25 と 0.7 の違いは，座屈評価方法自体の持つ余裕度に起因している。

応答倍率は2倍前後で高くなく，塑性によるエネルギー吸収効果を発揮する間もなく座屈に至るような場合，耐震裕度は評価法のもつ余裕度のみである。半径/板厚が 50 程度の場合について定量的にこの余裕度を検討すると，

- a) 設計で定めた許容座屈応力から実際の降伏応力に至るまでかなりの余裕がある。
- b) 弾完全塑性として，降伏モーメントから全塑性モーメントまでに1.27の余裕がある。
- c) さらに，ステンレスのような高延性かつひずみ硬

化する材料であれば、全塑性状態から1.2~1.5倍程度の耐力増加が見られ<sup>26)</sup>、一般構造用鋼材においても若干の耐力増加が見られる<sup>27)</sup>。

これらの積が鋼製円筒橋脚の耐震裕度であり、2以上は十分考えられる範囲である。

## 5. 結 び

以上、軸対称有限要素を用いた鋼製円筒橋脚の動的弾塑性座屈解析法について述べ、阪神高速神戸線P-584海側橋脚の解析結果を考察した。本論文の結論は次の通りである。

(1) 阪神・淡路大震災において、多くの鋼製橋脚が被害を受けたが、鋼製円筒橋脚の座屈に関する限り、本論文で述べた動的弾塑性座屈解析法で、現象を的確にシミュレーションすることができ、現象解明に近づき得る見通しが得られた。

(2) 一般的な材料物性値を用いて解析的に検討した範囲では、鋼製円筒橋脚の動的座屈特性（ここでは、脆性破壊は対象外）として、次のことが明らかになった。

- i) 兵庫県南部地震のように地震動の初期に衝撃的な力が働く場合、塑性によるエネルギー吸収能力を発揮する間もなく、座屈に至る。神戸海洋気象台における記録波の場合、約0.4倍のレベルで座屈発生し、東神戸大橋における記録波でも座屈は発生する。いずれも、地震動の最大加速度320 Gal程度で、橋脚頂部加速度約700 Gal、応答倍率2.2倍、頂部に約340 tonの力を受けて座屈に至っている。
- ii) 座屈発生箇所は橋脚中央部の変断面部直上であり、解析結果と実現象はよく一致したが、かなり最適化された形状であるため、材料物性値や板厚のわずかな変化によって座屈発生箇所が変わる可能性もある。
- iii) 座屈発生に寄与するのは水平動であり、上下動の影響は少ない。位相によっては水平動単独の場合より、上下動が重なった場合の方が、振幅が小さくなる場合もある。
- iv) 曲げ座屈発生部位においては、降伏モーメントを超える断面力で座屈している。
- v) 座屈後の挙動はかなり安定している。神戸海洋気象台における記録波の場合、その1.5倍のレベルまで、特に発散的に変位が増大することもなく、力に比例した最大変位が生じて、揺れの中心がシフトしたまま次第に収まっていく。

(3) 設計的視点から見て、鋼製円筒橋脚のような厚肉円筒について次のことが指摘できる。

- i) 円筒殻の座屈基準類は種々あり、内容も様々で

あるが、半径/板厚<50というような厚肉円筒については、ほぼ同じ考えに立って規定されている。安全率は荷重種、構造物の重要度などによって、異なる値が定められている。

- ii) 半径/板厚<50というような厚肉円筒については、 $(\text{曲げ} \cdot \text{圧縮許容座屈応力} = \text{設計降伏応力} / \text{安全率})$ で定められた場合、脆性破壊、疲労破壊など他の破壊が生じないとすれば、実体としてある程度裕度の見込まれた評価法となる。

今後、さらに詳細な検討を進めることにより、耐震座屈設計の合理化が図られるが、座屈発生箇所の基礎的な材料物性値データは不可欠である。また、「耐震裕度」の概念、即ち、設定した終局状態に至るまでに設計で想定した荷重の何倍の裕度があるかを見極めておくことの重要性（それを設計作業のどこに組入れるかの議論は残るが）は、今回の震災を契機としてさらに高まるものと思われる。エネルギー論の立場で考えれば、構造物毎に終局状態の定義など条件を特定した上で、

- i) 地震動による構造物への総エネルギー入力と損傷に寄与するエネルギー入力の比
- ii) 構造部材が設定した終局状態に至るまでに吸収し得るエネルギー

の的確な評価法を見出すことにかかっている<sup>26), 27), 28)</sup>。

最後に、本解析的研究は土木学会構造工学委員会震災調査特別小委員会WG2における活動の一環として行ったことを付記し、解析モデルに関わる資料提供に便宜を図って頂いた阪神高速道路公団の担当者各位に謝意を表します。

## 参考文献

- 1) Sherman, D. R.: *Inelastic Flexural Buckling of Cylinder, Steel Structures Rescent Research Advances and Their Applications to Design*, edited by M. N. Pavlovic, Elsevier, 1986.
- 2) Harding, J. E., Dowling, P. J. and Agelidis, N.: *Offshore Structures Engineering III-Buckling of Shells in Offshore Structures*, Gulf Publishing Company, 1982.
- 3) Chen, Y., Zimmer, R. A., de Oliveira, J. A. and Jan, H. Y.: *Buckling and Ultimate Strength of Stiffened Cylinders: Model Experiments and Strength Formulations*, OTC4853, *17th Offshore Technology Conference*, 1985.
- 4) Combesure, A.: *A review of ten years of theoretical and experimental work on buckling*, *ASME PVP-Vol.89*, 1984.
- 5) Dostal, M., Austin, N., Combesure, A., Peano, A. and Angeloni, P.: *Shear buckling of cylindrical vessels benchmark exercise*, *SMIRT-9*, Vol.E, pp.199-208, 1987.
- 6) Bushnell, D.: *Static collapse; A survey of methods and modes of behavior*, *ASME PVP-Vol.89*, 1984.
- 7) Richards, D. M.: *Shell buckling research and design appraisal procedures*, *Buckling of shells in offshore*

structures, Granada, 1982.

- 8) 松浦真一, 中村秀治, 小木曾誠太郎, 大坪英臣: 高速増殖炉容器の耐震座屈設計法に関する研究 (第5報, 座屈解析法の適用性評価), 日本機械学会論文集 (A編), 61巻585号, 1995.
- 9) 大坪英臣, 中村秀治, 松浦真一, 小久保邦雄, 大坪敬: 軸対称要素を用いた弾塑性座屈解析, 日本機械学会論文集 (A編), 58巻556号, 1992.
- 10) Ohtsubo, H., Nakamura, H., Matsuura, S. and Hagiwara, Y.: Elastic-plastic Dynamic Buckling Analysis of FBR Main Vessels, ASME PVP Conference, Vol.300, 1995.
- 11) Washizu, K.: *Variational Methods in Elasticity and Plasticity* (Appendix Sec.9, Two Incremental Theories), Pergamon Press, 2nd ed., 1975.
- 12) Bathe, K. J.: *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*, Prentice-Hall, pp.314-341, 1982.
- 13) Bathe, K. J., Ramm, E., Wilson, E. L.: *Finite Element Formulations for Large Deformation Dynamic Analysis, International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol.9, pp.353-386, 1975.
- 14) Combesure, A.: *Static and Dynamic Buckling of Large Thin Shells, Nuclear Engineering and Design*, 92, pp.339-354, 1986.
- 15) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会: 兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書, 1995.12.
- 16) 日本道路協会: 道路橋設計示方書・同解説, II 鋼橋編, pp.314-317, 1994.
- 17) 日本道路協会: 道路橋設計示方書・同解説, V 耐震設計編, pp.50-61, 1994.
- 18) Donnell, L. H. and Wan, C. C.: *Effect of Imperfections on Buckling of Thin Cylinders and Columns under Axial Compression, Journal of Applied Mechanics*, Vol.17, pp.73-83, 1950.
- 19) Plantema, F. J.: *Collapsing Stresses of Circular Cylinders and Round Tubes, Report S. 280, Nat Luchtvaartlaboratorium, The Netherlands*, 1964.
- 20) 土木学会: 座屈設計ガイドライン, 鋼構造シリーズ2, pp.321-322, 1987.
- 21) 日本建築学会: 容器構造設計指針・同解説, pp.9-14, pp.75-79, 1990.
- 22) 日本建築学会: 塔状鋼構造設計指針・同解説, 1980.
- 23) DET NORSKE VERITAS: *Rules for the Design, Construction and Inspection of Offshore Structures, Appendix C Steel Structures*, 1977.
- 24) 日本電気協会: 原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG 4601-1987), 1987.
- 25) 松浦真一, 中村秀治, 村上俊明, 川本要次, 小木曾誠太郎・秋山宏: 高速増殖炉容器の耐震座屈設計法に関する研究 (第2報, 炉容器のせん断-曲げ座屈評価式), 機械学会論文集A編, 60巻575号, 1994.
- 26) 加藤 勉, 秋山 宏: 強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 日本建築学会論文報告集, 第235号, 1975.
- 27) 秋山 宏: 建築物の耐震極限設計第2版, 東京大学出版会, 1987.
- 28) Hagiwara, Y., Kawamoto, Y., Nakagawa, M. and Akiyama, H.: *Dynamic Buckling and Nonlinear Response of Fast Breeder Reactor Main Vessels under Earthquake Loading, JSME International Journal, Series B, Vol.36, No.3*, 1993.

(1996.1.30 受付)

## ELASTIC-PLASTIC DYNAMIC BUCKLING ANALYSIS OF A STEEL CIRCULAR PIER

Hideharu NAKAMURA

Although performance of steel structures has been fairly well due to ductile material properties, during the Hyogoken-nanbu Earthquake ( $M=7.2$ ), occurred at 5:46, 17th January 1995, various types of damages were found among steel structures and the elastic-plastic dynamic buckling induced through the seismic excitations is recognized as one of the most important problems in seismic design. The purpose of this paper is to describe a method of elastic-plastic large displacement analysis for buckling analysis of shells of revolution, and to discuss about the dynamic buckling characteristics of a steel circular pier comparing the computational results with the observed phenomena in Kobe City.