

# 鉄筋コンクリート橋梁システムに介在する不確定要因を考慮した場所打ち杭基礎の設計水平震度評価に関する研究

秋山充良<sup>1</sup>・松中亮治<sup>2</sup>・土井充<sup>2</sup>・鈴木基行<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 東北大学助手 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

<sup>2</sup>学生員 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

<sup>3</sup>フェロー 工博 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

耐震設計では、様々な不確定要因を考慮した上で、設計上想定しない限界状態が生起することを防ぐ必要がある。本研究では、RC 橋脚および場所打ち杭基礎からなる橋梁システムを対象として、従来確定的に用いられてきた杭基礎-地盤間ばねの不確定性が、橋脚や杭の地震時応答に与える影響を統計論的立場から検討した。そして、定量的に評価された各応答値のばらつきをもとに、場所打ち杭基礎を耐震設計する際に、その設計水平震度を RC 橋脚の保有水平耐力に相当する震度に対して、どの程度割増すれば地震時の場所打ち杭基礎の降伏を防ぐことができるのかを、動的解析と信頼性理論の両面から検討した。

**Key Words:** system reliability theory, RC bridge pier, cast in place pile, seismic design, seismic coefficient, strength hierarchy

## 1. はじめに

兵庫県南部地震では、主に建築構造物において、基礎と構造物間の剛性や耐力の相違により、被害が構造物と基礎のいずれか一方に集中する例が多く見られた。一方、道路橋の基礎は、橋脚よりも剛性・強度ともに大きく、橋脚躯体の損傷と比較するとその被害程度が軽微であったことが報告されている<sup>1)</sup>。従って、これまでの橋梁基礎の耐震設計法は概ね妥当であったと言える。しかしながら、先の示方書の改定や耐震補強が進むことにより、橋脚の耐力が相対的に大きくなると、地盤条件や基礎の規模によっては、基礎に被害が集中することが予想される。基礎の被害は、橋脚の被害よりも発見が困難であり、また復旧も大掛りとなるため、基礎への損傷の配分は、極力抑えるのが望ましいと考えられる<sup>2)</sup>。

現行の道路橋示方書<sup>3)</sup>では、基礎を構成する各部材は、橋脚以上の保有水平耐力を持たせることを基本としており、その設計時には、橋脚躯体の保有水平耐力に相当する慣性力を考慮することとされている。つまり現行の道路橋示方書でも、橋脚基部の曲げ破壊に伴う塑性ヒンジの形成を基本に、基礎には大きな損傷や大きな非線形挙動を生じさせないことを耐震設計の目的にしていると言える。しかしながら、その基礎の設計荷重を設定する際には、地盤変位によって生じる基礎の変形の影響が考慮

されておらず、また、地盤の非線形化により問題となる杭の慣性力の影響も考慮されていないなどの理由により、上部構造、橋脚および基礎からなる橋梁システムの地震応答解析を行うと、基礎を弾性挙動内にとどめることができない場合があることが報告されている<sup>4), 5)</sup>。

一方、橋脚-基礎系には、地盤に関する不確定性や、各耐力および支持力算定式のもつ不確定性などが存在する。特に、基礎設計の計算モデル化には、橋脚と比べ、地盤と基礎の相互作用など複雑な要因が多く、算定される耐力や作用力にはかなりの誤差が含まれると思われる。つまり、仮に橋梁システムの動的解析から橋脚と基礎の双方に降伏水平耐力に近い作用力が生じる結果を得ても、両者の降伏に対する安全性は全く異なるものとする必要がある。従って、単に橋脚の保有水平耐力に相当する慣性力を用いて静的解析により基礎の耐震設計を行った場合には、基礎の降伏に対する安全性を確保することは難しい。このため、現行の道路橋示方書で規定されるような荷重漸増法に用いる基礎の設計荷重の設定時には、地盤変位等の影響を考慮した上で、橋脚-基礎系に介在する不確定性の影響も適切に考慮する必要がある。

このような不確定性の影響を考慮することができ、安全性の相違を定量的に把握することが可能になるものとして信頼性理論がある。この理論を用いる中で、橋脚の曲げ破壊やせん断破壊、杭基礎の支持力保持限界などの

各限界状態に対する安全性と、それらを同時に考慮したシステムとしての安全性の両者を検討することにより、システム内で生起することが望ましくない限界状態を制御することも可能となる<sup>9)</sup>。また、こうした確率論的手法を適用することにより、従来確定論的に評価されてきた橋梁システムの動的解析結果に、どの程度の不確実性が含まれているのかを明らかにすることができる。

本研究では、こうした状況を踏まえ、RC 橋脚と場所打ち杭基礎からなる橋梁システムを対象として、場所打ち杭基礎に大きな非線形が生じないように設計段階で両者に意図的な耐力の差(耐力の階層化)を設けることを目的とした。具体的には、まず、従来確定的に用いられてきた杭基礎—地盤間ばねが持つ不確定性の大きさが RC 橋脚や場所打ち杭の応答値に与える影響を統計論的立場から検討した。そして、こうした不確定性を考慮した上で、静的な荷重漸増法に基づき杭基礎を耐震設計する際に、その設計水平震度を RC 橋脚の保有水平耐力に相当する震度に対して、どの程度割増すれば、地震時の場所打ち杭基礎の降伏を防ぐことができるのかを、動的解析と信頼性理論の両面から検討した。

## 2. RC 橋脚—場所打ち杭基礎系の解析モデル

### (1) 解析対象橋梁

解析対象としたのは、標準的な連続鉄桁橋の中間 RC 橋脚とこれを支持する杭基礎である。杭は場所打ち杭であり、また RC 橋脚は、平成 8 年道路橋示方書<sup>10)</sup>の規定を満足している。本研究では、RC 橋脚と場所打ち杭基礎間の地震時損傷配分の検討を目的としているため、支承条件は固定とし、設計振動単位は 1 径間分の上部構造とそれを支持する 1 基の橋脚と見なせる場合を想定した。

地盤モデルとしては、地表面から耐震設計上の基盤面までの深さが 15.8m~19.5m までの 4 種類を取り上げた。道路橋示方書に従い算定される表層地盤の基本固有周期  $T_g$  (s) から、全ての地盤モデルは、耐震設計上の地盤種別として II 種地盤に分類される。表-1 に各地盤モデルの  $T_g$  (s) および加重平均  $N$  値などを示した。なお、このような各地盤モデルは、解析対象地震波より求められる基盤地震動から、後述する手法により算定される地表面での最大応答変位(基盤面に対する相対変位)が概ね等しくなるように選択した。これは、杭基礎に作用する地盤変位の影響を一定とするためである。

上部構造および RC 橋脚は、上部構造重量  $W_u = 5.88$  (MN) と RC 橋脚の保有(終局)水平耐力  $P_u = 4.86$  (MN) の組み合わせ(以下、橋脚 1 と略す)、および上部構造重量  $W_u = 9.53$  (MN) と RC 橋脚の保有水平耐力  $P_u = 9.51$  (MN) の組み合わせ(以下、橋脚 2 と略す)の 2 種類を準備

表-1 地盤モデルデータ

| 地盤モデル No. | 地盤の特性値 $T_g$ (s) | 加重平均 $N$ 値 | 表層から基盤面までの深さ (m) | 地層数 |
|-----------|------------------|------------|------------------|-----|
| II-1      | 0.33             | 28.55      | 16.8             | 11  |
| II-2      | 0.34             | 17.07      | 15.8             | 9   |
| II-3      | 0.36             | 23.26      | 19.5             | 14  |
| II-4      | 0.39             | 14.78      | 17.3             | 12  |

※加重平均  $N$  値 =  $\Sigma$ (各層厚  $\times$  各層の  $N$  値) / (表層から基盤面までの深さ)

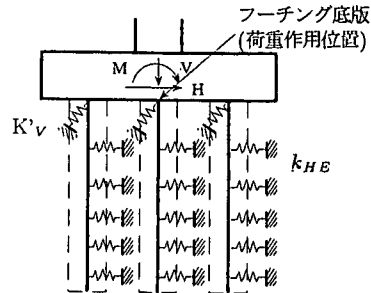


図-1 杭基礎の解析モデル

した。橋脚 1 および橋脚 2 の破壊形態は、ともに曲げ破壊先行型である。場所打ち杭基礎については、選択した地盤モデルと橋脚モデルの組み合わせのもとで試設計した。その杭基礎の試設計には荷重漸増法を用い、図-1 に示すようにフーチング底版位置に、上部構造、RC 橋脚およびフーチングの慣性力に相当する水平力およびモーメントを道路橋示方書で定義される杭基礎の降伏点、すなわち、①全ての杭において杭体が降伏する、あるいは②1 列の杭の杭頭反力が押し込み支持力の上限值に達する、まで漸増させた。そして、様々な降伏震度を持つ杭基礎を試設計した。なお、本研究でも、この 2 つの降伏点を杭基礎の降伏と定義した。

### (2) 杭基礎—地盤系解析モデル

信頼性理論に基づき RC 橋脚—杭基礎系に介在する不確定性を考慮する際には、荷重漸増法や動的解析などから得られる結果はあくまでも平均値であると仮定する。このため、そのような解析に用いる杭基礎—地盤間の水平方向ばねの剛性や鉛直支持力の上限值などは極力実際の値に近いものを用いることが望ましい。そこで、杭の載荷試験データなどから得られている統計量をもとに、杭基礎のモデル化の際に用いる杭基礎—地盤間のばね値を設定する。

#### a) 杭軸方向の抵抗特性

杭の軸方向押し込み支持力の上限值  $\overline{R_u}$  は、式(1)により算出される値<sup>9)</sup>を用いる。

表-2 支持力係数 $\alpha_p, \alpha_{fi}$ の基本統計量<sup>9)</sup>

|                     |     | データ数 | 平均値    | 標準偏差  | 変動係数  |
|---------------------|-----|------|--------|-------|-------|
| 周面<br>$\alpha_{fi}$ | 砂質土 | 40   | 0.412  | 0.252 | 0.611 |
|                     | 粘性土 | 35   | 1.577  | 1.060 | 0.672 |
| 先端 $\alpha_p$       |     | 16   | 10.619 | 5.742 | 0.541 |

表-3 ばね定数比 $K_v / K_{v0}$  (場所打ち杭)<sup>10)</sup>

|            |      | 杭先端地盤 |       |       |
|------------|------|-------|-------|-------|
|            |      | 砂質土   | 粘性土   | 全データ  |
| データ数       |      | 17    | 7     | 24    |
| $\alpha_v$ | 平均値  | 1.613 | 1.126 | 1.417 |
|            | 変動係数 | 0.605 | 0.595 | 0.595 |

$$\bar{R}_u = \bar{\alpha}_p \bar{N}_p A + U \sum \bar{\alpha}_{fi} l_i \bar{N}_{fi} \quad (1)$$

ここに、

$\bar{\alpha}_p, \bar{\alpha}_{fi}$  : 表-2 に示される杭先端および周面*i* 層の支持力係数の平均値

$\bar{N}_p, \bar{N}_{fi}$  : 杭先端および周面*i* 層の*N* 値の平均値

*U* : 杭の周長

*A* : 杭先端面積

*l<sub>i</sub>* : 周面*i* 層の層厚

杭先端および周面*i* 層の支持力係数 $\alpha_p, \alpha_{fi}$ の基本統計量を表-2 に示した。これは、岡原ら<sup>9)</sup>により行われた杭の鉛直載荷試験データの解析結果である。そこで、荷重漸増法や動的解析時に設定する杭の軸方向押し込み支持力の上限値 $\bar{R}_u$  は、表-2 に示される支持力係数の平均値 $\bar{\alpha}_p, \bar{\alpha}_{fi}$  を用いて算出することとした。なお、確率論的な取り扱いを行う必要から、道路橋示方書に規定されるような杭先端の極限支持力および周面摩擦力度の上限値は無視した。

場所打ち杭の軸方向ばね定数 $K_v$ には、式(2)を用いた。これは、杭の軸方向挙動の可逆性が概ね保証される弾性限界状態に着目して導かれたものである<sup>10)</sup>。

$$K_v = (0.031 \frac{L}{d} - 0.15) \cdot \frac{A_p E_p}{L} \quad (2)$$

ここに、

*L* : 杭長

*d* : 杭径

*A<sub>p</sub>* : 杭の純断面積

*E<sub>p</sub>* : 杭体のヤング係数

式(2)を用いて算出される杭軸方向ばね定数 $K_v$ の実測値 $K_{v0}$ に対する比 $\alpha_v$  (ばね定数比)を表-3<sup>10)</sup>に示す。なお、表-3 は、計算値/実測値で与えられている。従って、真の杭軸方向ばね定数の推定の際に必要な実測値/計算値の平均値は、表-3 の逆数、また、変動係数は表-3 の値をそのまま用いることとした。この時、式(1)

表-4 補正係数

|       | $\alpha_k$ | $\alpha_p$ | $\eta_k$ | $\eta_p$  |
|-------|------------|------------|----------|---|
| 砂質地盤  | 1.5        | 3.0        | 2/3      | $\eta_p \alpha_p =$ 荷重載荷直角方向の杭の中心間隔 / 杭径( $\leq \alpha_p$ ) |
| 粘性土地盤 | 1.5        | 1.5        | 2/3      | 1.0   |

と同様に、解析時に用いる杭軸方向ばね定数 $\bar{K}_v$ は、式(3)により評価される。

$$\bar{K}_v = \bar{\alpha}_v \cdot K_v \quad (3)$$

ここに、

$\bar{\alpha}_v$  : 杭先端地盤が砂質土の時 0.620, 粘性土の時 0.888

杭の軸方向引抜き支持力の上限値は、地盤から決まる杭の極限引抜き力 $P_u + W$  と杭の引張耐力 $P_{PU}$ のうち、いずれか小さい値を上限値 $\bar{P}_u$ として与えた。杭の引抜き支持力の上限値 $\bar{P}_u$ に関しては、信頼性のある統計量が得られていないため、道路橋示方書の規定を参考に、式(4)で算定される値により実際の値を平均的に表現できていると仮定した。

$$\bar{P}_u = \min(P_u + W, P_{PU}) \quad (4)$$

ここに、

$$P_u = U \sum \bar{\alpha}_{fi} l_i \bar{N}_{fi}$$

$$P_{PU} = \sigma_y A_s$$

*W* : 杭および杭内部の土の有効重量

$\sigma_y$  : 杭体の軸方向鉄筋の降伏点

*A<sub>s</sub>* : 杭体の軸方向鉄筋の総断面積

#### b) 杭軸直角方向の抵抗特性

杭軸直角方向の抵抗特性は、水平方向地盤反力係数 $k_{HE}$ と水平地盤反力度の上限値 $\rho_{HU}$ により表わされる完全弾塑性型とした。しかしながら現在のところ、これら各値も統計的に評価可能なデータが得られていないため、式(5)および式(6)で与えられる各抵抗特性<sup>3)</sup>を平均値と仮定した。

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H \quad (5)$$

$$\rho_{HU} = \eta_p \alpha_p \rho_U \quad (6)$$

ここに、

$$k_H = k_{H0} (B_H / 30)^{-3/4}$$

$$B_H = \sqrt{D / \beta}$$

$$\beta = \sqrt[3]{k_H D / 4 E I}$$

$k_{H0}$  : 直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験値に相当する水平方向地盤反力係数

$\rho_U$  : 受働土圧強度

$\alpha_k, \alpha_p$  : 表-4 に示す単杭における水平方向地盤反力係数および水平地盤反力度の上限値の補正係数

$\eta_k, \eta_p$  : 表-4 に示す群杭効果を考慮した水平方向地

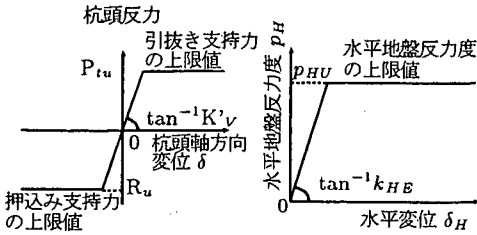


図-2 杭軸方向抵抗特性および杭軸直角方向抵抗特性

盤反力係数および水平地盤反力度の上限値の補正係数

$D$  : 荷重作用方向に直交する杭基礎の載荷幅

$EI$  : 杭の曲げ剛性

ただし、砂質地盤における最前列以外の杭の水平地盤反力度の上限値  $p_{HU}$  は、式(6)により算出される値の1/2を用いている。

また、現行の道路橋示方書<sup>3)</sup>では、フーチング前面の地盤の取り扱いについて、長期的に安定して存在しており、良質で設計上水平抵抗を期待できる場合には、その地盤反力を考慮できるとしている。しかし本研究では、特定の橋梁架設地点や地盤条件を対象としていないため、全ての地盤モデルにおいて、フーチング前面地盤の水平抵抗を無視することとした。

図-2に、杭軸方向および杭軸直角方向の各抵抗特性のモデル図を示した。なお、本研究で取り扱う不確定要因には、構造寸法の施工誤差や人為的過失などは対象としていない。このため、各抵抗特性を算出するための杭径や鉄筋の断面積などは、公称値を用いた。また、杭の材料特性は、後述する荷重漸増法や動的解析の中で杭体をモデル化する際に用いた値と同一である。

### c) 杭基礎の試設計

このように設定された杭基礎-地盤系解析モデルに対して、各地盤モデルおよび上部構造とRC橋脚の組み合わせ毎に杭径(1.0m, 1.2m, 1.5m)および杭の軸方向鉄筋量を変化させることで様々な降伏震度  $k_{hy}$  を持つ杭基礎を荷重漸増法により試設計した。荷重の載荷は、橋脚躯体基部から基礎に伝達される作用力がRC橋脚の保有水平耐力に相当する慣性力より大きくならないことを考慮し<sup>1)</sup>、次のフローに従い段階的に増加させた。

1) RC橋脚とフーチングの設計水平震度  $k_{hc}, k_{hg}$  の設定(本研究では、道路橋示方書に規定されるタイプII地震動を対象とするため、 $k_{hc} = 1.75, k_{hg} = 0.70$ )。

2) 地盤モデルの選定。

3) 杭体の断面諸元(杭径、軸方向鉄筋量)の設定。

4) フーチング底板位置に上部構造、RC橋脚、フーチングおよび土被りの自重を載荷する。また、死荷重の大きさを考慮し、押し込み側杭(軸力=死荷重が作用した時の杭頭反力)および引抜き側杭(軸力=0)の曲げ

モーメント-曲率関係のモデル化(後述する動的解析の中で設定する骨組み曲線と同一のトリリニア型)を行う。

5) 橋脚1および橋脚2と形状、上部構造重量および躯体重量が等しいRC橋脚を想定する。そして、その想定したRC橋脚の保有水平耐力に相当する震度を  $k_{hp}$  と仮定する。

6) フーチング底板位置に作用させる水平力および曲げモーメントの増分  $\Delta H, \Delta M$  を設定する。

・上部構造およびRC橋脚躯体に作用させる水平震度  $k_{\alpha}$  が  $k_{hp}$  に到達前 ( $k_{\alpha} = \sum \Delta k_{\alpha} \leq k_{hp}$ )

$$\Delta H = \Delta k_{\alpha} (W_U + W_P) + \frac{\Delta k_{\alpha}}{k_{hc}} k_{hg} W_F \quad (7)$$

$$\Delta M = \Delta k_{\alpha} (W_U y_U + W_P y_P) + \frac{\Delta k_{\alpha}}{k_{hc}} k_{hg} W_F y_F \quad (8)$$

・上部構造およびRC橋脚躯体に作用させる水平震度  $k_{\alpha}$  が  $k_{hp}$  に到達後 ( $k_{\alpha} = \sum \Delta k_{\alpha} > k_{hp}$ )

$$\Delta H = \frac{\Delta k_{\alpha}}{k_{hc}} k_{hg} W_F \quad (9)$$

$$\Delta M = \frac{\Delta k_{\alpha}}{k_{hc}} k_{hg} W_F y_F \quad (10)$$

ここに、

$\Delta k_{\alpha}$  : 作用水平震度の増分

$W_U, W_P, W_F$  : 上部構造、RC橋脚の躯体およびフーチング重量

$y_U, y_P, y_F$  : 上部構造慣性力作用位置、RC橋脚の躯体重量の重心位置、フーチング重量の重心位置とフーチング底板位置の距離

7)  $\sum \Delta k_{\alpha} = k_{hc}$  となるまで式(7)~(10)の荷重を図-1の解析モデルに作用させ、その載荷途中で杭基礎が降伏状態に到達するかを判定する。

8) 仮定したRC橋脚の保有水平耐力に相当する震度  $k_{hp}$  を変更し、5)~7)を繰り返す。そして、杭基礎の降伏状態に到達する最小の震度  $k_{hp}$  (=杭基礎の降伏震度  $k_{hy}$ ) を算出する。

上記のフローを実行する際には、式(11)により算出される、実際の橋脚1および橋脚2の保有水平耐力に相当する震度  $k_{hp}$  (橋脚1: 0.65, 橋脚2: 0.80)と杭基礎降伏震度  $k_{hy}$  の比  $\eta$  の範囲が各橋脚毎に概ね一致するようにした。なお、杭の配列は、全ての解析において橋軸方向および橋軸直角方向ともに3列で統一した。

$$\eta = \frac{k_{hy}}{k_{hp}} = \frac{k_{hy} (W_U + 0.5 W_P)}{P_u} \quad (11)$$

ここに、

$P_u$  : RC橋脚の保有水平耐力

$W_U$  : RC橋脚が支持する上部構造重量

表-5 解析対象橋脚-杭基礎系モデル

| 地盤モデル | 橋脚モデル | 杭径*   | 杭の軸方向鉄筋比 | $\eta$ | 橋脚-杭基礎系の固有周期 |
|-------|-------|-------|----------|--------|--------------|
| II-1  | 橋脚1   | 1.0m, | 0.69%    | 0.92   | 0.64(s)      |
|       |       | 1.2m, | ~        | ~      | ~            |
|       |       | 1.5m  | 0.90%    | 2.00   | 0.84(s)      |
|       | 橋脚2   | 1.0m, | 0.69%    | 0.63   | 0.52(s)      |
|       |       | 1.2m, | ~        | ~      | ~            |
|       |       | 1.5m  | 1.08%    | 1.81   | 0.78(s)      |
| II-2  | 橋脚1   | 1.0m, | 0.69%    | 0.92   | 0.60(s)      |
|       |       | 1.2m, | ~        | ~      | ~            |
|       |       | 1.5m  | 1.08%    | 2.15   | 0.85(s)      |
|       | 橋脚2   | 1.0m, | 0.69%    | 0.43   | 0.49(s)      |
|       |       | 1.2m, | ~        | ~      | ~            |
|       |       | 1.5m  | 1.52%    | 1.75   | 0.80(s)      |
| II-3  | 橋脚1   | 1.0m, | 0.69%    | 0.85   | 0.67(s)      |
|       |       | 1.2m, | ~        | ~      | ~            |
|       |       | 1.5m  | 1.30%    | 2.00   | 0.89(s)      |
|       | 橋脚2   | 1.0m, | 0.99%    | 0.43   | 0.57(s)      |
|       |       | 1.2m, | ~        | ~      | ~            |
|       |       | 1.5m  | 1.95%    | 1.88   | 0.89(s)      |
| II-4  | 橋脚1   | 1.0m, | 0.69%    | 0.85   | 0.62(s)      |
|       |       | 1.2m, | ~        | ~      | ~            |
|       |       | 1.5m  | 1.08%    | 2.00   | 0.87(s)      |
|       | 橋脚2   | 1.0m, | 0.69%    | 0.43   | 0.52(s)      |
|       |       | 1.2m, | ~        | ~      | ~            |
|       |       | 1.5m  | ~1.52%   | 1.75   | 0.84(s)      |

\* : 杭配列は、橋軸方向、橋軸直角方向ともに3列。またフーチング断面は、杭径1.0m, 1.2m, 1.5mに対して、それぞれ7.4m×7.4m, 8.5m×8.5m, 10.5m×10.5mを想定。

W<sub>P</sub> : RC 橋脚の躯体重量

各地盤モデル毎の $\eta$ や試設計された杭基礎、地盤モデルおよび橋脚1, 橋脚2を組合わせた時のRC橋脚-杭基礎系としての固有周期の範囲などを表-5にまとめて示した。固有周期は、後述する動的解析モデルにおいて、RC橋脚および杭体に降伏剛性を与えて算定した。

なお、道路橋示方書では、基礎に生じる変位により橋全体系の安全性が損なわれないようにするため、フーチング底面位置での水平変位および回転角に対する制限が設けられているが、本研究の中で試設計された全ての杭基礎は、この規定を満足していた。また、杭基礎の耐震設計では、震度法により杭形状が決定されることがあるが、本研究ではRC橋脚と場所打ち杭基礎間の保有水平耐力の大きさの相違に着目しているため、震度法による照査を試設計時には行っていない。

(3) 動的解析モデルおよび入力地震動

図-3に示す上部構造、RC橋脚および試設計された様々な降伏震度を持つ場所打ち杭基礎から構成される橋梁システムの動的解析モデルを述べる。基本とした解析モデルは、集約モデル(修正ペンゼンモデル)<sup>12)</sup>である。

前記したように、上部構造は中間橋脚が支持する死荷

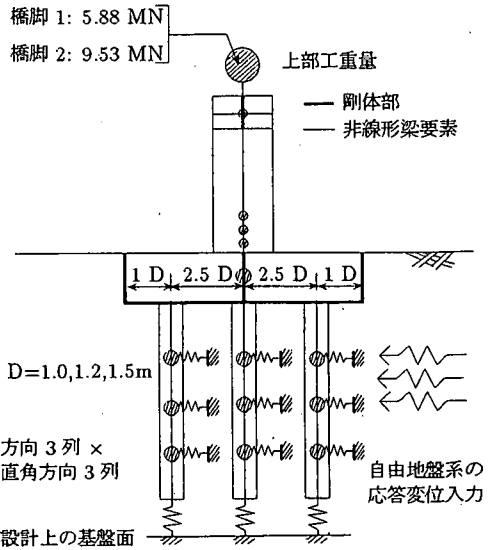
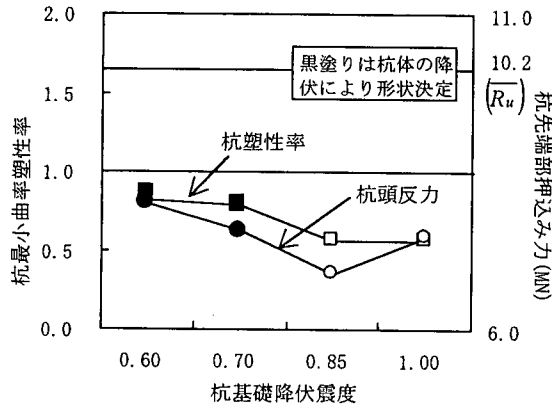


図-3 動的解析モデル

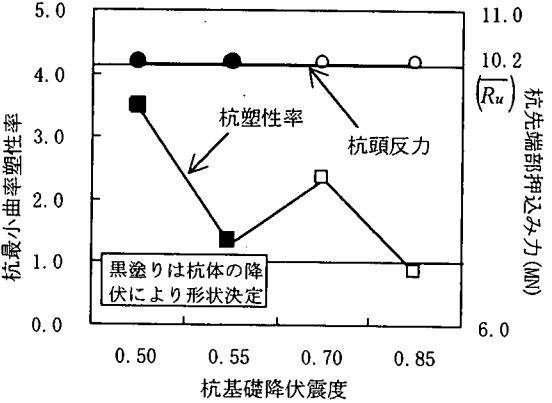
表-6 コンクリートおよび鉄筋の材料特性

|    | コンクリート       |                    | 鉄筋(SD295)  |                    |
|----|--------------|--------------------|------------|--------------------|
|    | 最大圧縮応力 (MPa) | ヤング係数 (MPa)        | 降伏強度 (MPa) | ヤング係数 (MPa)        |
| 橋脚 | 20.6         | $2.30 \times 10^4$ | 354        | $2.06 \times 10^5$ |
| 杭  | 23.5         | $2.45 \times 10^4$ | 354        | $2.06 \times 10^5$ |

重を1質点系に集約し、支承条件は固定とした。RC橋脚および杭体は、非線形はり要素でモデル化し、その履歴復元力特性としては、剛性低下型のTakedaモデルを与えた。その際には、コンクリートの応力ひずみ曲線は、帯鉄筋の拘束効果を考慮した星隈ら<sup>13)</sup>によるモデルを用い、鉄筋の応力ひずみ曲線は完全弾塑性型とした。モデル化の際に想定したコンクリートおよび鉄筋の材料特性を表-6に示す。前述したように、本研究のような信頼性解析を行う場合には、橋脚などの耐力値は、余剰耐力を考慮しない形で評価する必要があるため、鉄筋の降伏強度は、材料規格値の1.2倍に設定してある<sup>14)</sup>。そして、平面保持の仮定と軸方向の釣合い条件からRC部材の曲げモーメント-曲率関係を設定し、骨組み曲線を規定した。骨組み曲線は、ひびわれ点<sup>7)</sup>、初降伏点(最外縁の軸方向引張鉄筋が降伏ひずみに到達)および終局点(圧縮縁のコンクリートが終局ひずみに到達)からなるトリリニア型とした。なお、骨組み曲線の設定や各折点の定義には、現行の道路橋示方書のように、ひび割れ点を無視した完全弾塑性型モデルなど、他にも幾つか考えられるが、本研究では、このトリリニア型がRC部材の実際の地震時挙動を最も精度良く表現できると仮定した。また、図-3

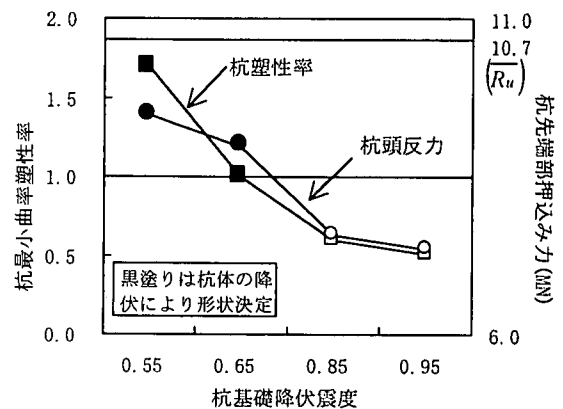


(a) 橋脚 1

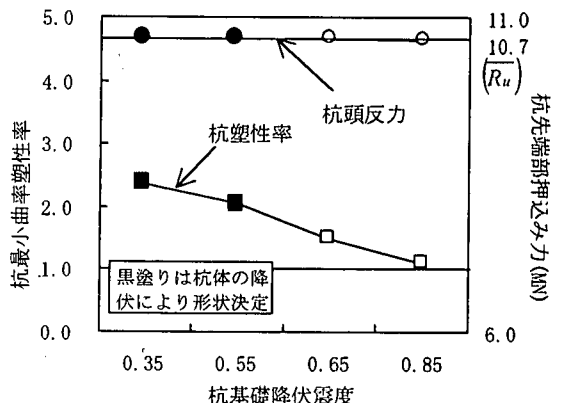


(b) 橋脚 2

図-4 杭基礎降伏震度毎の杭への損傷配分の変化 (地盤モデルNo. II-1)



(a) 橋脚 1



(b) 橋脚 2

図-5 杭基礎降伏震度毎の杭への損傷配分の変化 (地盤モデルNo. II-3)

にモデル化された杭体には、ラーメン構造物の柱のように地震時に軸力変動が生じるが、本研究では、このような影響を考慮せず、常時の作用軸力から求められる曲げモーメント-曲率関係を用いることとした。

橋脚の横はり部およびフーチング部は剛体とした。杭軸方向の復元力特性および杭周辺地盤の水平抵抗復元力特性は、完全弾塑性型のバイリニアモデルで表し、各ばねの剛性および上限値は、杭基礎を荷重漸増法で試験設計する時の値を用いた。杭基礎全体をモデル化しているため、杭体や杭基礎-地盤間ばねの各剛性およびその上限値には、奥行き方向の本数(3本)を乗じた。また、杭の質量には、杭体に囲まれた範囲の地盤の質量を付加質量(集約質量)として加えた。

自由地盤系は、上部構造、RC橋脚および場所打ち杭基礎からなる橋梁構造系からの作用は受けない独立した系として、その応答値を等価線形解析により算定した。

減衰はRayleigh減衰とし、固有値解析結果に基づいて、地震応答に寄与すると思われる2つの固有振動モードにおける固有振動数とひずみエネルギー比例法によって求めたモード減衰定数を用いて作成した。なお、各構造要

素の減衰定数としては、橋脚および杭体は2%、剛体部は0%、そして杭基礎-地盤間ばねでは逸散減衰を見込んで10%とした。

数値積分にはNewmarkの $\beta$ 法を用い、 $\beta=1/4$ とした。入力地震動は、道路橋示方書に規定されるタイプIIのII種地盤用の標準波形(Type II-II-1)を用い、重複反射理論に基づいた解析プログラムSHAKEにより各地盤モデル毎の基礎波形を推定した。

### 3. RC橋脚と場所打ち杭基礎の地震時挙動の関係

杭基礎の降伏震度のみを変化させた橋梁システムの動的解析を確定論的に実施し、場所打ち杭基礎への地震時損傷配分を検討した。

ここでは、地盤モデルNo. II-1およびNo. II-3を対象に、杭径1.0mで杭の軸方向鉄筋量のみを変化させた4つの降伏震度を持つ杭基礎と橋脚1および橋脚2を組み合わせた橋梁システムから得られる杭基礎の動的解析結果をそれぞれ図-4および図-5に示した。なお、図中黒

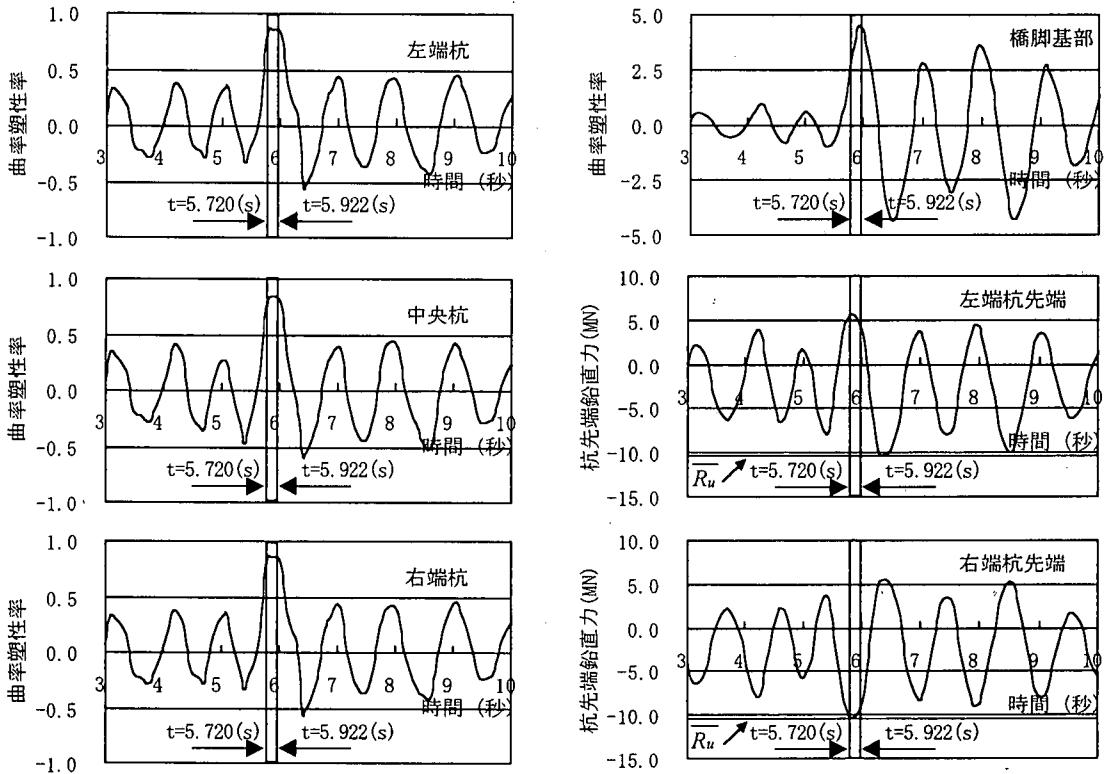


図-6 RC橋脚および杭基礎の各応答値

塗りで示した点は、杭基礎の降伏と判定される前述した2つの定義に対して、全ての杭が降伏すると判定されることで杭の断面形状が決められた場合の動的解析結果である。各図の左側の縦軸にある杭最小曲率塑性率とは、杭列の中の最大応答曲率を算出し、その各列毎の最大応答曲率の最小値を杭の降伏曲率で除したものである。従って、杭最小曲率塑性率が1.0以上の時、全ての杭体が降伏していることになる。また、右側の縦軸は、全ての杭列で算定される杭先端部押込み力の中の最大値であり、式(1)によって算出される押込み支持力の上限値 $R_u$ も併記している。

橋脚1を対象とした図-4および図-5の各(a)に着目すると、橋脚1の場合には、橋脚の保有水平耐力に相当する震度 $k_{hp} = 0.65$ を上回る慣性力で杭基礎を静的な荷重漸増法で耐震設計することにより、杭基礎の降伏を防ぐことができることを動的解析により確認できたと言える。なお、この橋脚1を対象とした解析では、荷重漸増法で杭基礎を試設計する際に、押込み支持力に対する照査で杭基礎形状が決まっている場合でも、図-4および図-5の各(a)から分かるように動的解析時に杭先端部押込み力が押込み支持力の上限値に達することはなかった。

一方、橋脚1に比べて支持する上部構造重量の大きい橋脚2を対象とした図-4と図-5の各(b)では、杭先端

部押込み力が各地盤モデルの押込み支持力の上限値に到達している。これは、橋脚2では、フーチング底面位置に作用する自重が大きく、フーチングの水平方向変位よりも回転による上部構造慣性力作用位置の変位が卓越するため、橋脚1では見られなかった杭先端部押込み力が押込み支持力の上限値に達することによる杭基礎の降伏が生じた。従って、図-4(b)のように、杭体の降伏を防ぐことができなくても、実際には杭先端部押込み力が押込み支持力の上限値に達する杭基礎としての降伏は生じていた。結局、橋脚2の保有水平耐力に相当する震度 $k_{hp} = 0.80$ を超える耐力を杭基礎に与えても、杭基礎の降伏を防ぐことができない結果となった。

また、橋脚基部の曲率塑性率に着目したところ、杭最小曲率塑性率と一定の相関は見られたものの、杭基礎の降伏震度の増加に伴う橋脚の曲率塑性率の変化は一様ではなかった。しかしながら、全体として見れば、杭基礎の耐力が小さくなると地震時の損傷が橋脚から杭基礎へと集中することになり、橋脚および杭基礎の設計時には、両者の耐力の格差を考慮し、地震時損傷配分を決定する必要があると言える。

図-4および図-5に示した結果から、橋脚の保有水平耐力を超えた降伏震度を持つように静的な荷重漸増法で耐震設計された杭基礎でも、動的解析を行うと杭基礎が降伏する可能性があることが確認された。また、橋梁ス

テムの地震時安全性照査としては、橋脚、杭体および押込み支持力に対する3つの照査を同時に行い、その地震時損傷配分を考える必要があると言える。その際には、前記したように基礎に関する損傷調査および補強の困難さを考えると、基礎への損傷配分を極力抑えるように耐震設計することが望ましいと考える。なお、図-4および図-5に示した傾向は、他の2つの地盤モデル(No. II-2, No. II-4)でも同様であった。

次に、橋梁システムの動的解析から得られる時刻歴応答値を検討し、RC橋脚と杭基礎間の慣性力の伝達状態を考察した。図-6に、橋脚2、降伏震度 $k_{hy}=0.85$ を有する杭基礎および地盤モデルII-1を組合わせた橋梁システムを対象とした時の時刻歴応答値を示す。なお、RC橋脚および杭体に降伏剛性を与え、この橋梁システムの固有周期 $T$ を算定したところ、 $T=0.744$ (s)であった。

図-6は、RC橋脚基部と杭頭部の曲率塑性率、および左端杭先端および右端杭先端の鉛直力の時刻歴データであり、各応答値が最大となる時間帯を含む地震波入力後3秒から10秒までの結果である。ここに、初期の加速度入力に対して、押込み側となる杭を左端杭、引抜き側となる杭を右端杭、フーチング中央に位置する杭を中央杭とした。中央杭は、構造系の対称性のために、死荷重状態の押込み力から鉛直力が変動しないので、杭先端の鉛直力の時刻歴データは省略している。また、杭先端の鉛直力は、押込み力を負として表記している。

橋脚の塑性化後、各応答値は地震波入力後5.720(秒)から5.922(秒)の間に最大値をとり、特に右端杭先端の鉛直力は、図-4(b)でも示したように、この時間帯に押込み支持力の上限値に到達している。矢部ら<sup>15)</sup>の指摘にあるように、減衰力の影響のため、各応答値が最大値をとる時刻は同一ではないが、杭の損傷をもたらす地震力は、橋脚に作用する最大の地震時慣性力が主要因であると言える。このため、杭基礎の降伏を防ぐための設計荷重設定時には、橋脚の保有水平耐力に相当する慣性力と、それが発生する時刻での地盤振動の影響などを考慮する必要がある。これら複数の荷重効果を組み合わせる際には、橋脚など構造物系の固有周期と地盤の固有周期の大小関係により位相差の影響が生じるが<sup>16)</sup>、本研究で対象とした地盤モデルは、地盤の固有周期や地震時に生じる地盤変位の大きさが概ね等しいことから、地盤モデル毎に考慮しなければならない橋脚の保有水平耐力に相当する慣性力以外の影響の相違は小さいと考えられる。

さらに、上記のような確定論的な解析結果に加えて、杭基礎に関する計算精度や地盤の持つ不確定性の問題に着目すると、図-4~図-6に示した杭基礎の各応答値が持つ精度はかなり低いものと考えられる。つまり、動的解析より得られる杭基礎の応答値に関しては、相当に安全側の評価をする必要があると言える。従って、基礎へ

の損傷配分を抑えることを目的に、静的な荷重漸増法では考慮できていない振動モードや地盤変位の影響の他に、各種不確定性の存在を検討した上で、杭基礎の設計水平震度をRC橋脚の保有水平耐力に相当する震度に対してどの程度割増すればよいのかを検討する。

#### 4. 信頼性理論に基づく橋梁システムの安全性評価法

##### (1) 概説

コンクリート構造物を対象とした限界状態設計法は、既に一部実用化されている。しかし、同じコンクリート製構造物でも、基礎構造に関しては、未だに検討すべき余地が幾つか残されている。この原因としては、地盤に関する不確実性の大きさの問題、基礎に関する構造解析の計算精度の問題、基礎の施工法や施工管理の影響評価法の問題等が考えられる<sup>17)</sup>。

このような不確定性の影響は、信頼性理論に基づくことで評価可能である。信頼性理論の中では、特定の限界状態が定義され、耐力項や荷重項に関わる不確定要因を考慮した上で、その限界状態の生起確率、すなわち安全性の余裕度が定量的に表現される。そのため、橋梁システムで想定される各破壊モードの生起確率間の調整をとれば、各破壊モードの安全性に対して相互に均衡のとれた設計<sup>18)</sup>や、特定の破壊モードを生起させないというコントロールが可能となる<sup>9)</sup>。

本章では、主にRC橋脚と場所打ち杭基礎の限界状態の設定およびその限界状態が生起する確率の算定法を説明する。その際には、各限界状態を同時に考慮した橋梁システムとしての破壊確率算定法も提示する。これにより、部位・部材レベルの安全性評価から、橋梁全体系の安全性を確率値として定量的に把握することが可能となり、また、RC橋脚や場所打ち杭基礎の耐力の配分が、橋梁システムの安全性に与える影響を検討できる。

なお、本研究の中では、供用期間内に発生する入力地震波の大きさやその生起確率などは検討していない。つまり、本研究で提示する確率値は、前記した道路橋示方書に規定される地震波(Type II-II-1)が作用した時の、いわゆる条件付きのものである。これは、兵庫県南部地震のような再現期間が極めて長い地震を対象とした場合、地震波の大きさやその生起確率を設定する際に、あまりにも大きな不確定要因が介入し、これを含めた地震時安全性評価を行うことは、現段階では困難であると判断したためである。

##### (2) 限界状態式の設定

破壊確率は、まず想定した限界状態を表す「耐力項」-「外力項」などで定義される限界状態式( $g$ )を設定し、そ



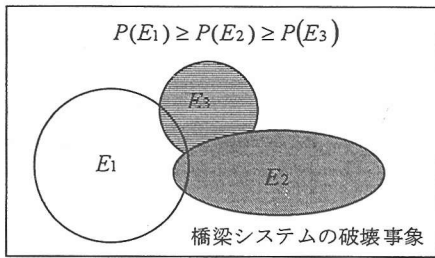


図-7 3つの限界状態で構成される橋梁システムの破壊事象

の限界状態式が負となる確率を様々な不確定要因を考慮した上で算定する。本研究では、各部材のせん断破壊に対する安全性は十分に確保されていると仮定し、RC橋脚および場所打ち杭基礎に関わる限界状態を以下のように定義した。

a) 橋脚に対する限界状態

橋脚の限界状態として、作用曲げモーメントが終局曲げ耐力に達する点を想定した。この時の限界状態式を式(12)に示した。

$$g_1 = \alpha_1 M_u - \gamma_1 M_{act} \quad (12)$$

ここに、

$\alpha_1$  : 終局曲げ耐力の算定過程に含まれる不確定性を考慮するための補正係数

$\gamma_1$  : 橋脚の解析モデル化に伴い含まれる不確定性を考慮するための補正係数

$M_u$  : 終局曲げ耐力

$M_{act}$  : 作用曲げモーメント

b) 杭基礎の杭体に対する限界状態

基礎構造物の地震時の耐震性能は、橋脚などの地上構造物より1ランク厳しい制約条件を課すことの必要性が指摘されている<sup>2)</sup>。本研究でも、杭基礎への損傷の配分を抑える目的から、前記した道路橋示方書で定める杭基礎の降伏点の定義を参考に、杭体の限界状態として、全ての杭体が降伏する点を想定した。この時の限界状態式を式(13)に示した。

$$g_2 = \alpha_2 \phi_{min} - \gamma_2 \phi_{act} \quad (13)$$

ここに、

$\alpha_2$  : 杭体の降伏時曲率の算定過程に含まれる不確定性を考慮するための補正係数

$\gamma_2$  : 杭基礎の解析モデル化に伴い含まれる不確定性を考慮するための補正係数

$\phi_{min}$  : 杭降伏時の曲率塑性率 (= 1.0)

$\phi_{act}$  : 杭最小曲率塑性率

c) 杭基礎の押込み支持力に対する限界状態

杭基礎の押込み支持力に対する限界状態として、1列の杭の杭先端部押込み力が押込み支持力の上限值に達する点を想定した。押込み支持力の上限値の平均値を与える式(1)から、限界状態式を次式のように設定した。

$$g_3 = \alpha_p N_p A + U \sum \alpha_{fi} l_i N_{fi} - \gamma_2 P_H = R_u - \gamma_2 P_H \quad (14)$$

ここに、

$\alpha_p, \alpha_{fi}$  : 表-2の基本統計量を持つ杭先端および周面*i*層の支持力係数

$N_p, N_{fi}$  : 杭先端および周面*i*層の*N*値

$P_H$  : 杭先端部押込み力

(3) 限界状態の生起確率算定法

式(12)~(14)に示した各限界状態式に対して、①全ての確率変数は対数正規分布に従う、および②同一限界状態式内の各確率変数間には相関がない、と仮定した。そして、1次ガウス近似法<sup>18)</sup>を用いることで各限界状態の生起確率を算定した。

また、式(12)~(14)より算定される各限界状態の生起確率をそれぞれ大きい順に  $P(E_1)$ ,  $P(E_2)$ ,  $P(E_3)$  とすると、図-7に示すようなこれらを同時に考慮した橋梁システムとしての破壊確率  $P(E_{sys})$  は、式(15)により算定することができる<sup>19)</sup>。

$$P(E_{sys}) = P(E_1) + P(E_2) + P(E_3) - P(E_2 E_1) - P(E_3 E_1) - P(E_3 E_2) - P(E_3 E_1 \cap E_3 E_2) \quad (15)$$

ここに、

$P(E_k)$  : 1次ガウス近似法により算出される各限界状態の生起確率 ( $k=1\sim 3$ )

$P(E_k E_m)$  : Ditlevsenの限界値をもとにして算出される破壊事象  $E_k$  と  $E_m$  の結合確率<sup>20)</sup> ( $k=2,3, m < k$ )

$P(E_3 E_1 \cap E_3 E_2)$  : 著者等の提案した構造系信頼性評価法<sup>19)</sup>をもとにして算出される破壊事象  $E_3 E_1$  と  $E_3 E_2$  の結合確率

$P(E_k E_m)$  と  $P(E_3 E_1 \cap E_3 E_2)$  は、式(12)~(14)に共通の確率変数が含まれる時に評価される。この2つの結合確率を考慮しないことは、確率的に3つの限界状態が、互いに独立に生起することを意味し、当然その時のシステムとしての破壊確率は結合確率を考慮した時に比べ大きくなる。しかしながら、3.で行った動的解析で示したように、RC橋脚および杭基礎の各応答値は、ほぼ同時刻に最大値を生じていた。従って、この結合確率を考慮しないで橋梁システムの破壊確率を算定することは、橋梁システムの安全性を過小評価することとなる。そこで、式(12)~(14)の外力項に相当する各確率変数  $M_{act}$ ,  $\phi_{act}$ ,  $P_H$  は、互いに完全な相関関係にあると仮定し、各限界状態間の結合確率を考慮することにした。なお、これ以降の解析結果においては、安全性の推移を定量的に把握しやすくするため、算定される各破壊確率  $P_f$  を式(16)により安全性指標  $\beta$  に変換した結果を示している。

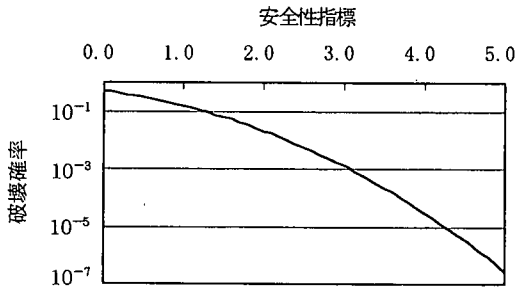


図-8 破壊確率と安全性指標の関係

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (16)$$

ここに、

$\Phi$  : 標準正規分布の累積分布関数

図-8に破壊確率と安全性指標の関係を示す。

#### (4) 杭基礎-地盤間ばねの不確定性評価

##### a) 杭軸方向の抵抗特性の不確定性

前記した表-2に示したように、杭の押し込み支持力に関する推定式の不確定性を、岡原らは多数の杭の鉛直載荷実験データから評価している。また、表-2に示した支持力係数 $\alpha_p, \alpha_{fi}$ は、正規分布および対数正規分布のいずれにも適合するとされている<sup>20)</sup>。今、各地層間に相関がなく、杭の周長 $U$ 、杭先端面積 $A$ 、周面 $i$ 層の層厚 $l_i$ を確定値と仮定した場合、杭の押し込み支持力の上限値の変動係数は、式(1)をもとに次式<sup>9)</sup>で与えられる。

$$V_R = \sqrt{\sigma_R^2 / R_u} \quad (17)$$

$$\sigma_R^2 = \sigma_p^2 A^2 + U^2 \sum l_i^2 \sigma_{fi}^2$$

ここに、

$$\sigma_p^2 = \overline{\alpha_p^2} \sigma_{Np}^2 + \sigma_{\alpha p}^2 \overline{N_p^2}$$

$\overline{\alpha_p}, \sigma_{\alpha p}$  : 杭先端の支持力係数 $\alpha_p$ の平均値、分散

$\overline{N_p}, \sigma_{Np}^2$  : 杭先端 $N$ 値の平均値、推定誤差分散

$$\sigma_{fi}^2 = \overline{\alpha_{fi}^2} \sigma_{Ni}^2 + \sigma_{\alpha fi}^2 \overline{N_i^2}$$

$\overline{\alpha_{fi}}, \sigma_{\alpha fi}^2$  : 杭周面 $i$ 層の支持力係数 $\alpha_{fi}$ の平均値、分散

$\overline{N_i}, \sigma_{Ni}^2$  : 杭周面 $i$ 層の $N$ 値の平均値、推定誤差分散

橋梁架設地点における $N$ 値の変動係数は、 $N$ 値の空間分布を考慮した松井らによる次式<sup>9)</sup>により算定する。

$$V_N = (0.331 + 0.264 \Delta l / a_0) V_N \quad (18)$$

ここに、

$\Delta l$  : 標本点から推定点までの距離

$a_0$  : 水平方向パラメータ

$V_N$  : 当該地層の $N$ 値の変動係数

一般的な地層の $N$ 値の変動係数 $V_N$ は、既往のデータによれば概ね0.4程度である<sup>9)</sup>。さらに、橋梁架設地点

表-7 変動係数の一覧

|        | 抵抗特性                 | 変動係数        |
|--------|----------------------|-------------|
| 杭軸方向   | 押し込み支持力の上限值 $R_u$    | 0.221~0.281 |
|        | 引抜き支持力の上限值 $P_u$     | 0.221~0.281 |
|        | 杭の軸方向ばね定数 $K_v$      | 0.601       |
| 杭軸直角方向 | 水平地盤反力度の上限值 $p_{HU}$ | 0.960       |
|        | 水平方向地盤反力係数 $k_{HE}$  | 0.960       |

での地質データが、一般的に既知であることを考慮すると $\Delta l / a_0$ の影響は無視できる。従って、杭先端 $N$ 値および杭周面 $i$ 層の $N$ 値の変動係数 $V_N$ は、式(18)より $V_N = 0.132$ とした。

また、表-2に示した各支持力係数の変動係数は、様々な地盤条件から構成されるデータを統計処理したものである。そこで、松井らにより調査された同一地域、同一地層における載荷試験データを反映させた式(19)を用いて、杭周面 $i$ 層の支持力係数 $\alpha_{fi}$ の変動係数 $V_{\alpha fi}$ を評価することとした。

$$V_{\alpha fi} = 0.3 \overline{\alpha_{fi}} \quad (19)$$

以上、表-2に示した平均値と変動係数および式(17)~(19)を用いることで、杭の押し込み支持力に関する推定式の不確定性を評価することができる。

杭軸方向ばね定数も、表-3に示す不確定性を有している。従って、杭の軸方向ばね定数 $K_v$ は、式(20)で与えられる確率変数として評価される。

$$K_v = \alpha_v \cdot K_v \quad (20)$$

ここに、

$\alpha_v$  : 実測値/計算値の平均値および変動係数を有する確率変数

$K_v$  : 式(2)により算出される杭の軸方向ばね定数(確定値)

一方、杭の軸方向引抜き支持力の上限值 $P_u$ は、前記したようにその不確定性を統計的に評価するデータが得られていない。そこで、押し込み支持力に関する推定式が持つ変動係数と同一であると仮定した。

##### b) 杭軸直角方向の抵抗特性の不確定性

杭の水平載荷試験より求められた水平地盤反力係数と、道路橋示方書により算出される地盤反力係数の比の変動係数は0.96程度であり、その比の対数値は、概ね正規分布に従うことが報告されている<sup>20)</sup>。その他の杭軸直角方向の抵抗特性に関しては、その不確定性を評価可能なデータの集合が得られていない。そこで、図-2に示した水平地盤反力度の上限值等の変動係数は、この水平地盤反力係数の変動係数に等しいと仮定した。

表-7に本研究で設定した杭軸方向および杭軸直角方

向の各抵抗特性に関する変動係数の一覧を示した。なお、押込み支持力および引抜き支持力の上限値の変動係数は、各地盤モデル毎に異なるため、その上下限値を記した。

(5) 杭基礎-地盤間ばねの不確定性が橋梁システムの動的解析結果に与える影響評価

a) 統計シミュレーション

前述したように本研究で用いた杭軸方向および杭軸直角方向の抵抗特性には、大きな推定誤差が含まれている。そこで、表-7の不確定性のもとで確率的にとりうる値を各抵抗特性に割り当てた。そして、このような各抵抗特性を持つ橋梁システムの動的解析を繰返すことで、杭基礎-地盤間ばねの不確定要因がRC橋脚や杭体の動的解析結果に与える影響を解析的にシミュレート<sup>23)</sup>した。

統計シミュレーションの実施にあたり、杭軸方向ばね定数および引抜き支持力の上限値、また杭軸直角方向ばね定数および水平地盤反力度の上限値に対して、対数正規分布に従う乱数を各々1000個発生させて、各抵抗特性にそれぞれ割り当てた。その際には、杭軸方向ばね定数および引抜き支持力の上限値は、各杭ともに同じ乱数から算定し、杭軸直角方向に関しては、各地層間毎に独立な乱数を用いてばね定数および水平地盤反力度の上限値を算出した。なお、同一地層内では、各抵抗特性の空間的なばらつきは考慮せず、完全相関の関係にあり、また、各地層間毎の相関はないと仮定している。そして、一様乱数から対数正規分布に従う乱数に変換する際の平均値は2。(2)で述べた値であり、変動係数は、表-7の値を用いている。

統計シミュレーションの結果より式(12)~(14)に示した橋脚基部の作用曲げモーメント $M_{act}$ 、杭最小曲率塑性率 $\phi_{act}$ および杭先端部押込み力 $P_H$ が表-7の各抵抗特性のばらつきから受ける影響を評価することができる。これにより、式(12)~(14)の各限界状態式から算定される破壊確率の中に、杭基礎-地盤間ばねのモデル化に伴い生じる不確定性の大きさが、「外力項」である $\phi_{act}$ や $P_H$ などに与えている影響を定量的に反映させることが可能となる。なおその際には、杭先端部押込み力や杭体がそれぞれ押込み支持力の上限値や降伏状態に到達する確率を算定する。この場合、例えば、動的解析の結果として得られる杭最小曲率塑性率が、降伏前に到達する前の $\phi_{act} = 0.8$ などの時に、地盤の不確定性の影響により $\phi_{min} = 1.0$ を超過する確率を算定することになる。従って、シミュレーションから得られる杭体塑性率や杭先端部押込み力のデータの集合に、各降伏前に到達することによる剛性低下の生じた解析結果を加えることは、想定した限界状態到達後のデータを集計することになり、過大に杭体塑性率や押込み支持力のばらつきを評価するこ

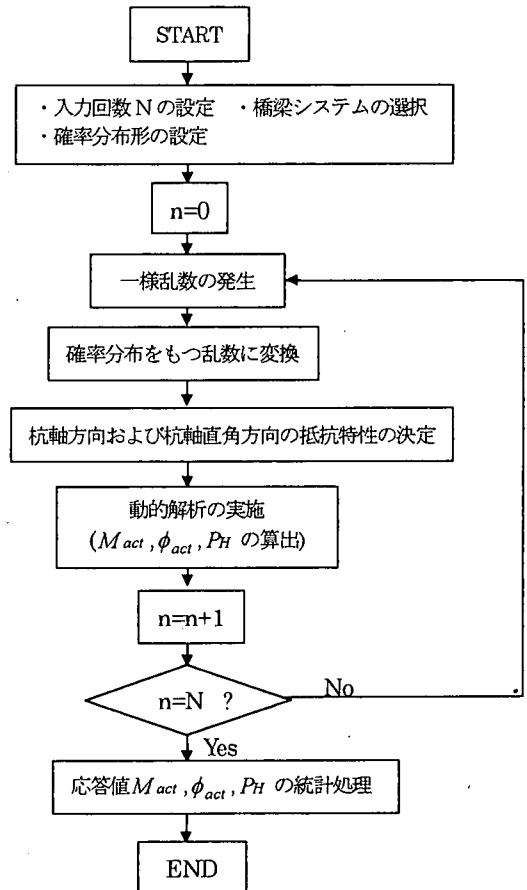


図-9 統計シミュレーションのフロー

とになる。そこで、統計シミュレーションを実施する際の動的解析では、杭軸方向の押込み支持力の上限値を設けず、杭体についても降伏剛性を有する線形はり要素でモデル化した。また、RC橋脚および杭体などの橋梁構造系モデルは確定量とした。以上の解析フローを図-9にまとめて示す。

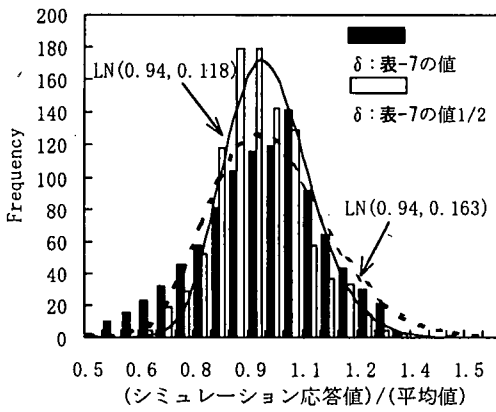
b) 解析結果

橋脚1と地盤モデルNo. II-4を対象とした時の動的解析より得られる $M_{act}$ 、 $\phi_{act}$ 、 $P_H$ の統計シミュレーションの結果をそれぞれ図-10(a)~(c)に示す。図中の横軸は、シミュレーションから得られる各応答値と全ての杭基礎-地盤間ばねに2.(2)で述べた値(平均値)を用いた時の応答値に対する比を示している。また図-10(a)~(c)には、表-7に設定した変動係数 $\delta$ を1/2倍した値を用いて同様のシミュレーションを行った時の結果も併記した。図中の実線および点線に示された $LN(\mu_x, \sigma_x)$ は、平均値 $\mu_x$ 、標準偏差 $\sigma_x$ をパラメータとする各度数分布に適合させた理論対数正規分布である。

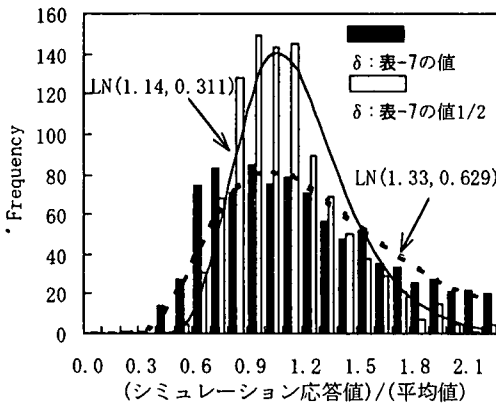
各図より、表-7の各抵抗特性のばらつきが対数正規分布に従うと仮定した時、各応答値の頻度分布も概ね対

表-8 統計シミュレーションによる解析結果一覧

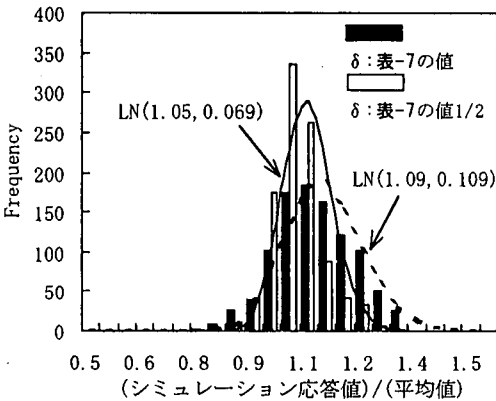
| 地盤モデル        |      | II-1  | II-2  | II-3  | II-4  |
|--------------|------|-------|-------|-------|-------|
| $M_{act}$    | 平均   | 0.971 | 0.919 | 1.058 | 0.944 |
|              | 標準偏差 | 0.191 | 0.160 | 0.109 | 0.163 |
|              | 変動係数 | 0.197 | 0.174 | 0.103 | 0.173 |
| $\phi_{act}$ | 平均   | 1.151 | 1.358 | 1.161 | 1.330 |
|              | 標準偏差 | 0.620 | 0.764 | 0.455 | 0.629 |
|              | 変動係数 | 0.539 | 0.563 | 0.392 | 0.473 |
| $P_H$        | 平均   | 1.044 | 1.046 | 1.073 | 1.094 |
|              | 標準偏差 | 0.104 | 0.097 | 0.078 | 0.109 |
|              | 変動係数 | 0.100 | 0.093 | 0.073 | 0.100 |



(a) 応答値  $M_{act}$  のシミュレーション結果



(b) 応答値  $\phi_{act}$  のシミュレーション結果



(c) 応答値  $P_H$  のシミュレーション結果

図-10 統計シミュレーション結果

—地盤間ばねのモデル化に伴う不確実性により、図-10(b)のような大きなばらつきを有する確率変数であると言える。地盤に関するばね定数等を正確に評価することは難しく、現状では、表-7のような精度の低さを許容せざるを得ない。限定された地盤モデルを対象とした解析結果なので、得られた結果の一般性が保証されるわけではないが、このような地盤系の不確実性が構造物系の応答値の精度に与える影響を定量的に評価していく必要があると考える。

本動的解析では、鉛直方向の加速度入力を行っていないため、杭先端部の押込み力は、水平方向の慣性力に付随して生じる。従って、図-10(c)に示すように、杭先端部の押込み力は、表-7に示した杭基礎—地盤間ばねの不確実性から大きな影響を受けない結果となった。また、橋脚の応答値は、3. で実施した解析でも見られたが、杭体の応答値とある一定の相関を有する。しかし、本解析のように、杭基礎—地盤間ばねの推定誤差のみの影響を考慮した場合には、杭体の応答値  $\phi_{act}$  ほどばらつかない結果となった。また、各図に示したように、何らかの手段により杭基礎—地盤間ばねの推定精度が向上し、不確実性の程度を表す表-7の変動係数を1/2倍に評価することができた時には、各応答値のばらつきを小さく見積もることが可能となる。特に、杭体の応答値である  $\phi_{act}$  のばらつきが大幅に小さく評価できるため、後述する信頼性設計の原理に基づけば、このような杭基礎—地盤間ばねの推定精度の向上は、合理的な杭基礎の設計につながると言える。

数正規分布に従い、その平均値は1.0すなわち2。(2)で設定したばね値を用いた応答値に近い結果を示すことが分かる。一方、表-7の不確実性から受ける各応答値のばらつきは、杭最小曲率塑性率  $\phi_{act}$  の場合、変動係数にして0.473程度生じる。このことから、2。(2)で設定した杭基礎—地盤間ばねを用いた解析より得られる杭体の応答値は、あくまでも平均値であり、実際には各杭基礎

橋脚1を対象としたシミュレーションより得られる各地盤モデル毎の基本統計量の一覧を表-8に示した。他の地盤モデルから得られる度数分布の形状も、地盤モデルNo. II-4と同様に対数正規分布で近似されたが、変動係数等の値には、地盤モデル毎に差が生じた。これは、表-1に示した各地盤モデルを形成する層数の相違に一因がある。本解析では、各地層間の相関を無視しているため、各地層毎に独立な乱数を割り当て、杭軸直角方向の

表-9 各確率変数の分布形およびそのパラメータ

| 地盤モデル                |      | II-1             | II-2  | II-3  | II-4  |
|----------------------|------|------------------|-------|-------|-------|
| $\alpha_1, \alpha_2$ | 平均値  | 1.00             |       |       |       |
|                      | 変動係数 | 0.10             |       |       |       |
| $\gamma_1, \gamma_2$ | 平均値  | 1.00             |       |       |       |
|                      | 変動係数 | 0.30             |       |       |       |
| $M_u$                | 平均値  | 橋脚1および橋脚2の保有水平耐力 |       |       |       |
|                      | 変動係数 | 0.08             |       |       |       |
| $\phi_{min}$         | 平均値  | 1.00             |       |       |       |
|                      | 変動係数 | 0.08             |       |       |       |
| $R_u$                | 平均値  | 式(1)             |       |       |       |
|                      | 変動係数 | 0.238            | 0.281 | 0.221 | 0.267 |
| $M_{act}$            | 平均値  | 応答値              | 応答値   | 応答値   | 応答値   |
|                      | 変動係数 | 0.197            | 0.174 | 0.103 | 0.173 |
| $\phi_{act}$         | 平均値  | 応答値              | 応答値   | 応答値   | 応答値   |
|                      | 変動係数 | 0.539            | 0.563 | 0.392 | 0.473 |
| $P_H$                | 平均値  | 応答値              | 応答値   | 応答値   | 応答値   |
|                      | 変動係数 | 0.100            | 0.093 | 0.073 | 0.100 |

杭基礎—地盤間ばねを計算している。従って、地盤を形成する層の数が多くなると、個々の地層に割り当てられる乱数の大きさが橋梁システムの動的解析結果に与える影響は相対的に小さくなる。このため、層数の最も多い地盤モデルNo. II-3では、得られる応答値 $\phi_{act}$ の変動係数が最も小さくなったと思われる。このことは、地盤を含めたモデルを構築する際、同一地層内でも、位置的な強度の変動を考慮した杭基礎—地盤間ばねを用いることで、構造系の応答値のばらつきを小さく評価できることを意味している。

兵庫県南部地震以降、コンクリート構造系の耐震性能評価手法として、非線形動的解析が広く用いられるようになった。しかし、表-7のようなばらつきを有する地盤を含めた解析モデルを構築した際には、コンクリート構造系の解析モデルの不確定性を無視しても、得られる各応答値には表-8に示すようなばらつきが含まれることを考慮する必要があると言える。

#### (6) 耐力算定式および構造解析の持つ不確定性

橋脚2を対象として、前節で行った統計シミュレーションを実施したところ、平均値および標準偏差には差が生じたが、変動係数としては、各地盤モデル毎に概ね表-8の値に一致した。そこで、式(12)~(14)より破壊確率を算定する際には、動的解析より得られる $M_{act}$ 、 $\phi_{act}$ 、 $P_H$ を平均値として、各地盤モデル毎に表-8の変動係数を有するとした。

また、統計シミュレーションの際には、質点系モデルを用いた動的解析が持つモデル化の誤差や、静的な載荷

実験の結果に基づく杭基礎—地盤間ばねを用いている影響などは考慮されていない。さらに、式(12)~(14)より各限界状態が生起する確率を算定するためには、終局曲げ耐力などの耐力算定過程に含まれる不確定性も考慮する必要がある。そこで本研究では、これら各不確定要因や著者等により算定された材料強度のばらつきが耐力の不確定性に及ぼす影響<sup>19)</sup>等を考慮して、式(12)~(14)の各限界状態式中の確率変数のパラメータを各地盤モデル毎に表-9のように設定した。

### 5. 橋梁システムに介在する不確定要因を考慮した場所打ち杭基礎の設計水平震度の検討

橋脚1、橋脚2および様々な降伏震度を持つ杭基礎を組み合わせた橋梁システムに対して動的解析を実施し、表-9に設定した条件のもとで、各破壊確率(安全性指標)を算定した。式(12)~(14)より1次ガウス近似法を用いて算定される各安全性指標 $\beta_{g1}$ 、 $\beta_{g2}$ 、 $\beta_{g3}$ および式(15)より算定される橋梁システムとしての安全性指標 $\beta_{sys}$ と杭基礎降伏震度の関係を各地盤モデル毎に図-11および図-12にまとめた。図-11は橋脚1、図-12は橋脚2に対する結果である。

図-11および図-12ともに、杭基礎の耐力の増加に伴う各安全性指標の増加は、一様ではない。しかしながら、橋脚1を選択した場合には概ね $k_{hy} = 1.05$ 、橋脚2を選択した場合には概ね $k_{hy} = 1.15$ を超える耐力を杭基礎が有する時、地盤モデルに関わらず、式(15)より算出される橋梁システムとしての安全性を表す安全性指標 $\beta_{sys}$ が、橋脚の安全性を表す安全性指標 $\beta_{g1}$ に収束していく。この状態をシステムとしての安全性の観点から評価すると、式(13)および式(14)で定義された杭基礎に関わる限界状態が生起する可能性は無視され、安定して式(12)で定義したRC橋脚の限界状態のみが生起する可能性によりシステムの安全性が支配されていると言える。従って、設計段階において、橋脚の破壊により杭基礎の降伏を生起させないとする立場をとる場合には、橋脚1では $k_{hy} = 1.05$ 、橋脚2では $k_{hy} = 1.15$ を持つように杭基礎を耐震設計する必要がある。それ以下の降伏震度で杭基礎を耐震設計した場合には、橋梁システムの中で杭基礎に関わる限界状態が生起する可能性を許容することになる。

橋脚1あるいは橋脚2を選択した時の杭基礎の降伏震度 $k_{hy} = 1.05$ 、あるいは $k_{hy} = 1.15$ は、橋脚の保有水平耐力に相当する震度 $k_{hp}$ のそれぞれ1.62倍および1.44倍に相当する。このような耐力を杭基礎に与えることは、過度に安全側の設計を招く恐れがある。そのため、将来的には、橋梁システムとして杭基礎に関わる限界状態が

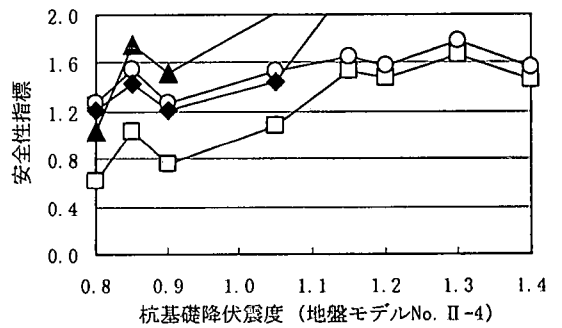
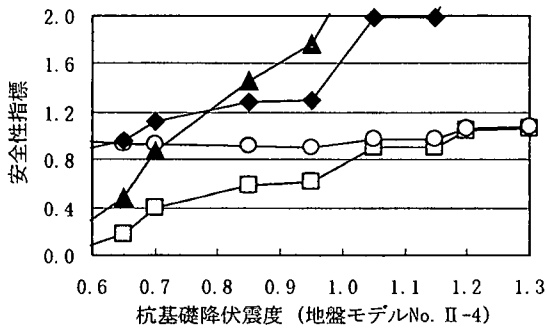
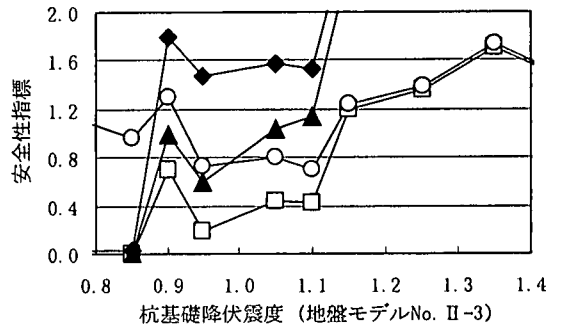
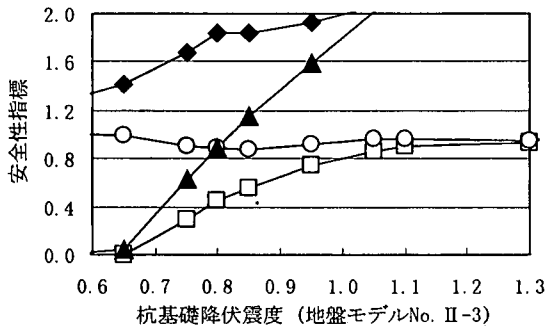
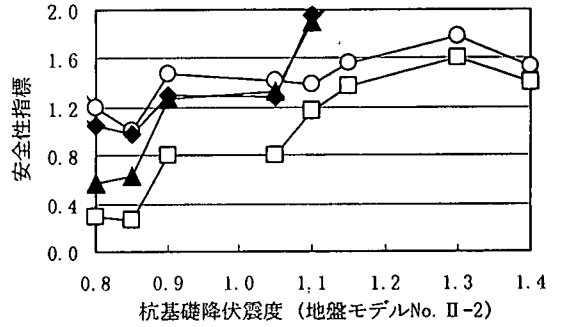
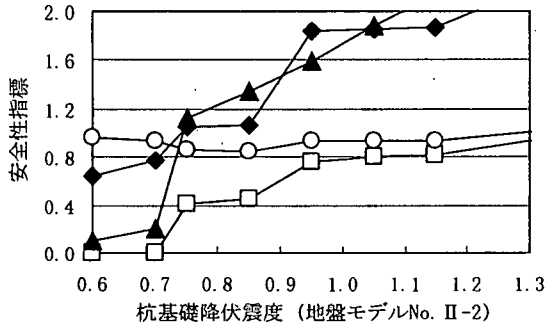
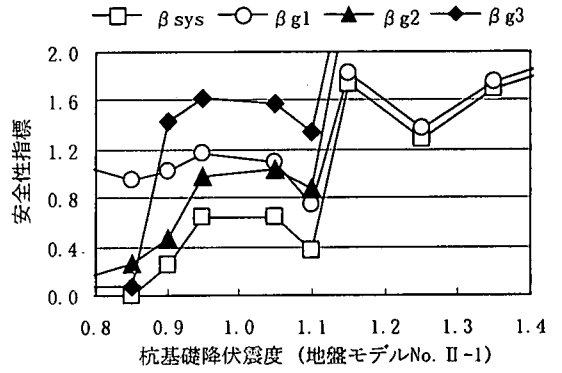
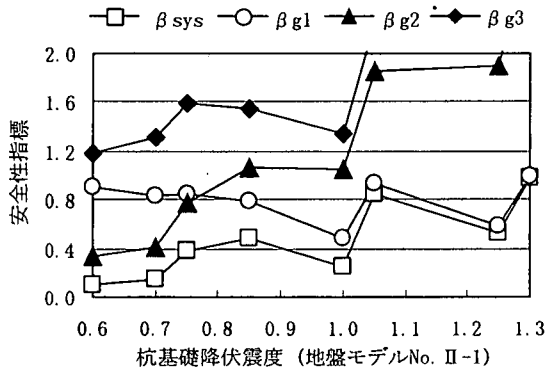


図-11 橋梁システムの安全性指標の推移 (橋脚 1)

図-12 橋梁システムの安全性指標の推移 (橋脚 2)

生起する可能性をある一定量許容し、限界状態毎の破壊確率とその破壊確率が生起するのに伴う損失を考慮した、いわゆるリスク分析<sup>24)</sup>を行い、最適な杭基礎の降伏震度を探索することも必要と考える。しかしながら、橋梁システムの耐震設計で想定する破壊モードを橋脚基部の靱性的なモードに限定するのであれば、RC 橋脚と場所打ち

杭基礎間で上記の耐力階層化を設ける必要がある。さらに、このような耐力格差を設けない場合には、RC 橋脚としてある所定の安全性を保持していても、橋梁システムとしては、杭基礎に関わる限界状態が生起する可能性のために、RC 橋脚の安全性よりも低い状態を生み出す。この場合には、各限界状態が生起する確率を許容レベルに

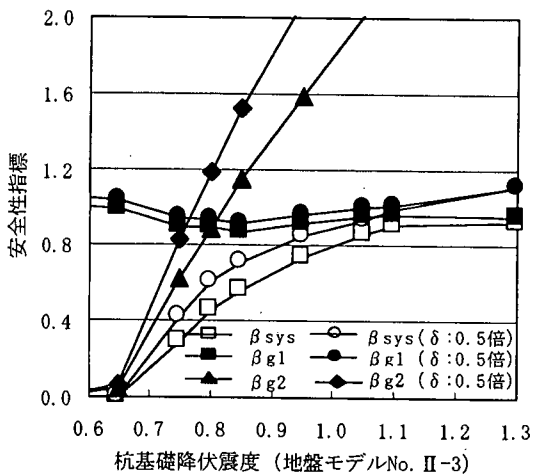


図-13 杭基礎-地盤間ばねの不確定性の大きさが橋梁システムの安全性に及ぼす影響

下に抑えても、システムとしての安全性はその許容レベルを満足していないと言える。

結果として、表-9に設定した各確率変数のパラメータの大きさを考えた時、図-11および図-12から、単にRC橋脚の保有水平耐力に相当する震度に対して設計された杭基礎では、杭基礎を塑性化させないとする道路橋示方書での設計上の想定が満足されない可能性が確率的に示された。また、そのような杭基礎は、RC橋脚に対して算定される確率値との比較から、地震時安全性がRC橋脚よりも低い状態にあると言える。

前章での統計シミュレーションにおいて、杭基礎-地盤間ばねの各抵抗特性が有する変動係数 $\delta$ を半分とした場合の解析を行った。そこで、その時に得られた各応答値 $M_{act}$ 、 $\phi_{act}$ 、 $P_H$ の変動係数を用いて各破壊確率を算定した。橋脚1および地盤モデルNo. II-3を組み合わせた橋梁システムに対する結果を図-13に示した。図-13には、変動係数 $\delta$ を半分とした時に得られる式(12)および式(13)から算定される安全性指標 $\beta_{g1}$ 、 $\beta_{g2}$ および式(15)から計算されるシステムとしての安全性指標 $\beta_{sys}$ を図-11の結果と併せて示した。図-13から明らかのように、杭基礎-地盤間ばねの各抵抗特性に関わる変動係数を半分に評価できる場合には、杭体の応答値の変動係数が大幅に低減されるため、特に式(13)で定義される杭体の降伏に対する安全性 $\beta_{g2}$ が大きく向上する。しかしながら、橋梁システムとしての安全性はあまり変化していない。これは、押し込み支持力と橋脚に対する安全性が、大きく向上しないためである。特に、式(14)で与えられる押し込み支持力に対する限界状態式では、応答値である外力側よりもむしろ、耐力側の押し込み支持力の上限值において表-9に示すような大きな不確定性を有する。このような場合には、外力側の変動係数よりも、

耐力側の不確定性の大きさが安全性指標の値が支配されるため、押し込み支持力に対する安全性を高めるためには、その推定精度の向上が必要となる。

結局、橋梁システムの安全性に対して、杭基礎の限界状態の生起確率が影響を与えなくなる杭基礎降伏震度は概ね $k_{hy} = 1.05$ であり、杭体応答値の変動係数の低減効果が発揮されない。このことは、表-8において、地盤モデル毎に各応答値の変動係数が異なっているにも関わらず、図-11および図-12に示したように、同一橋脚を対象とした時には、橋梁システムの安全性がRC橋脚のそれに代表される時の杭基礎降伏震度が同じになった理由でもある。ただし、前記したリスク分析を行う際には、各限界状態の破壊確率の大きさが問題となるため、この場合には、杭基礎-地盤間ばねの推定精度の向上が、RC橋脚と場所打ち杭基礎からなる橋梁システムの合理的な耐震設計法をもたらすと言える。

地盤定数に関わる不確定性の大きさは、各橋梁架設地点毎に異なると考えられるため、その影響を統計的に評価することは難しい。現実的な対応の一つとしては、本研究のように、表-2や表-3の杭基礎-地盤間ばねが持つ精度により評価することが考えられる。本研究で解析対象とした限定された範囲内ではあるが、地盤モデルに関わらず、RC橋脚の保有水平耐力に相当する震度の概ね1.5倍程度で場所打ち杭基礎を静的な荷重増法で耐震設計すれば、杭基礎に関わる限界状態が生起する可能性は無視でき、RC橋脚の限界状態のみが生起する可能性によりシステムの安全性が支配されることが分かった。なお、地盤モデルによらない結果が得られた他の要因としては、前記したように地表面での地震時最大応答変位が概ね等しい地盤モデルを使用したことが挙げられる。杭周辺地盤の変位が、杭の損傷に大きな影響を与えることを考慮すると、今後は、Ⅲ種地盤も含めた広範な地盤モデルを用い、杭周辺地盤の地震時に生じる変位の大きさをパラメータとした解析が必要になると思われる。

## 6. 結論

本研究では、主に杭基礎-地盤間ばねの不確定性を考慮した上で、場所打ち杭基礎を降伏状態に到達させないための杭基礎の設計水平震度を動的解析と信頼性理論に基づき検討した。本研究により得られた主な結論を以下に示す。

- (1) RC橋脚の保有水平耐力に相当する慣性力を用いて静的な荷重増法で耐震設計された場所打ち杭基礎では、動的解析を行うと杭基礎が降伏する場合があることが確認された。
- (2) 統計シミュレーションを実施することにより、杭基礎

一、地盤間ばねの不確実性が各応答値に与える影響を定量的に評価した。その結果、杭基礎—地盤間ばねの各抵抗特性が対数正規分布変数である時、橋脚や杭体の各応答値も、対数正規分布に従う確率変数であり、その平均値は、全ての杭基礎—地盤間ばねに平均値を用いた値と概ね一致することを確認した。

(3) 杭の軸方向力および橋脚の応答値は、杭基礎—地盤間ばねの推定精度の影響を大きく受けなが、杭体の曲率塑性率としての応答値は、変動係数0.5程度の大きなばらつきを持つことになる。

(4) 杭基礎を静的な荷重増進法で耐震設計する場合、橋梁システムの破壊モードを橋脚基部の靱性的なモードに限定するのであれば、杭基礎の設計水平震度として、RC橋脚の保有水平耐力に相当する震度の1.5倍程度を考慮する必要がある。この時には、杭基礎の降伏に関わる限界状態が生起する可能性は無視され、RC橋脚の限界状態のみが生起する可能性により橋梁システムの安全性が支配される。

(5) RC橋脚の保有水平耐力に相当する震度程度で杭基礎を耐震設計した場合には、杭基礎の地震時安全性は、RC橋脚のそれよりも小さい。さらにこの場合には、RC橋脚がある所定の安全性を保有していても、橋梁システムとしては、その安全性を満足することができないことを確率値として示した。

現在、動的解析に基づく構造物の耐震性能評価法の精度向上に向けた研究が盛んに行われている。しかし、その際には、解析のモデル化に伴う不確定因子の大きさにも配慮することが必要となる。本研究は、確率的な幾つかの仮定や限定された橋脚および地盤モデルからの結果のため、今後より多くの橋脚や地盤モデルを通した解析を行う必要がある。しかしながら、本研究で行ったような統計シミュレーションや式(15)で表される構造系の信頼性評価法を実施することにより、こうした不確定因子の影響を考慮できる。これにより、橋梁システムの耐震性能を確率値として定量的に評価することが可能となり、しかも、様々な不確定要因が介在する中でも、設計上想定する破壊モードを確実に生じさせる設計法を構築することができるものと考えられる。

謝辞: 本研究の一部は、文部省科学研究費奨励研究(A)(課題番号11750419)によるものであります。ここに記して謝意を表します。

#### 参考文献

1) 例えば、南庄 淳, 足立幸郎: 阪神高速道路における基礎構造物の損傷調査, 橋梁と基礎, Vol. 30, No. 8, pp. 152-155, 1996.

2) 土木学会 地震工学委員会 地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会: 耐震基礎における性能設計, 橋梁の耐震設計法に関する講習会, pp. 131-141, 1998.

3) 日本道路協会: 道路橋示方 同解説IV 下部構造編, 1996.

4) 矢部正明, 川島一彦: 橋脚—基礎—地盤系の地震応答特性に関する研究, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 1069-1072, 1997.

5) 矢部正明, 川島一彦: 杭の慣性力が桁—橋脚—基礎系の非線形応答に与える影響, 土木学会第53回年次学術講演会, 1-B315, pp. 630-631, 1998.

6) D.A.Reed, C.B.Brown: Reliability in the context of design, Structural Safety, 11, pp. 109-119, 1992.

7) 日本道路協会: 道路橋示方 同解説V 耐震設計編, 1996.

8) 松井謙二, 落合英俊: 地盤の不確実性を考慮した摩擦杭基礎の支持力評価, 土木学会論文集, No. 445/III-18, pp. 83-92, 1992.3

9) 岡原美知夫, 中谷昌一, 田口敬二, 松井謙二: 軸方向押し込み支持力に対する杭の支持力特性に関する研究, 土木学会論文集, No. 418/III-13, pp. 257-266, 1990.

10) 岡原美知夫, 中谷昌一, 松井謙二: 杭の鉛直および水平方向の支持特性に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 37A, pp. 1453-1466, 1991.

11) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.

12) 日本建築学会: 入門・建物と地盤との動的相互作用, pp. 194-212, 1996.

13) 星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力—ひずみ関係, 土木学会論文集, No. 520/V-28, pp. 1-11, 1995.

14) 土木学会: コンクリート標準示方書 [平成8年 制定] 耐震設計編, 1996.

15) 矢部正明, 川島一彦: 杭基礎の地震時保有水平耐力法における静的解析と動的解析の比較, 第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 275-278, 1998.

16) 室野剛隆, 西村昭彦, 永妻真治: 軟弱地盤中の杭基礎構造物の地震応答特性と耐震設計への適用, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 631-640, 1998.

17) 山田善一編著: 耐震構造設計論, 京都大学学術出版会, 1997.

18) 星谷勝, 石井清: 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, 1986.

19) 鈴木基行, 秋山充良, 山崎康紀: 構造系の安全性評価法およびRC橋脚の耐震設計への適用に関する研究, 土木学会論文集, No. 578/V-37, pp. 71-87, 1997.

20) Ramachandran, K.: System Reliability Using Trivariate and Bivariate Integrals, Computers & Structures, Vol. 45, No. 5/6, pp. 959-964, 1992.

21) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧, pp. 429-439, 1992.

22) 建設省土木研究所 構造橋梁部基礎研究室: 単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究, 土木研究所資料 No. 2919,



1991.

思決定研究小委員会報告書, 構造工学技術シリーズ No. 8,

23) Ang, A. H-S. and Tang, W.H. (伊藤 学, 亀田 弘訳): 土木・建築のための確率・統計の応用, 丸善, 1977.

1998.

24) 土木学会構造工学委員会 建設事業における確率・統計的意

(1999. 6. 4 受付)

## EVALUATION OF HORIZONTAL SEISMIC COEFFICIENT FOR CAST IN PLACE PILE UNDER THE CONSIDERATION OF UNCERTAINTIES IN REINFORCED CONCRETE BRIDGE SYSTEMS

Mitsuyoshi AKIYAMA, Ryoji MATSUNAKA, Mitsuru DOI and Motoyuki SUZUKI

It is necessary that the occurrence of the limit states which are undesirable for the bridge systems should be prevented under the consideration of uncertainties in case of seismic design. In this study, firstly, the effect of uncertainties in reinforced concrete (RC) bridge systems on the response of the RC bridge pier and cast in place pile were statistically and analytically studied, and quantitative evaluations of variations in that response were obtained. Then seismic design method was discussed in which such uncertainties were considered in order to keep cast in place pile from yielding. Finally, the horizontal seismic coefficient for cast in place pile was proposed based on the system reliability theory and dynamic analysis for the bridge systems.