

# 信頼性理論に基づく RC 橋梁システムの 地震時安全性評価法

鈴木基行<sup>1</sup>・秋山充良<sup>2</sup>・山崎康紀<sup>3</sup>・松中亮治<sup>4</sup>・土井 充<sup>5</sup>

<sup>1</sup>フェロー会員 工博 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 宮城県仙台市青葉区宇青葉 06)

<sup>2</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 宮城県仙台市青葉区宇青葉 06)

<sup>3</sup>正会員 工修 (株)大林組大久保工事事務所 (〒651-0084 兵庫県神戸市中央区磯部通 3 丁目 1 番 7 号)

<sup>4</sup>正会員 工修 鹿島建設 (株)建設総事業本部 土木設計本部 (〒107-8502 東京都港区赤坂 6-5-30)

<sup>5</sup>学生会員 東北大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 宮城県仙台市青葉区宇青葉 06)

本研究では、信頼性理論に基づき、地震開始時から任意時刻までにおける構造物および構成部材の破壊確率を算定する手法、およびマルコフ過程を用い構造物の破壊確率および構成部材の損傷確率を算定する手法を提案した。提案された手法は、破壊確率と損傷確率により構造物および構成部材の破壊と損傷の時間的推移を定量的に評価できる特徴を有する。さらに、提案された手法に基づき、支承-RC橋脚-杭基礎から構成される橋梁システムの地震時における安全性評価を行い、支承、橋脚、杭基礎の破壊および損傷が橋梁システムの安全性に及ぼす影響について検討した。

**Key Words :** system reliability, RC bridge, failure probability, damage probability, seismic design

## 1. はじめに

平成 8 年道路橋示方書<sup>1)</sup>では、構造物の耐用期間内に発生する確率の極めて小さい強い地震動 (レベル 2 地震動) に対して、地震後に機能が短時間で回復でき補強を必要としない性能 (耐震性能 2)、または地震によって構造物全体系が崩壊しない性能 (耐震性能 3) を保持することを耐震設計の基本としている。だが、現行の耐震設計法は、概念の提示のみに留まり各部材毎に安全性照査を行っている。このため、杭基礎に支持された橋脚のように上部構造の慣性力だけでなく地盤と構造物との動的相互作用の影響を受ける<sup>2),3)</sup>場合、各部材毎の照査では複数の他部材による影響を考慮できないため、橋梁システムとしての安全性を正確に評価することが困難である。

構造物の地震時安全性は、各部材や部位を考慮した全体系モデルを用い、地震応答解析等により評価することが望ましいと考えられる。重要度に応じた橋梁システムを設計するには、想定地震外力を受けた後の橋梁システムの損傷状態を予想する必要がある。現在までにこのような地震後の橋梁システムの状態を把握しようとする研究はいくつか行なわれている。例えば、高田らは、兵庫県南部地震により被災した高架橋梁の地図上での位置をコンピュータマップ上に入力し、これらの情報を GIS を

用いて、構造・地盤条件・地震動強度を考慮した上で、橋梁の被災状況を様々な角度から分析することで総合的に橋梁構造物の被災要因分析を行なった<sup>4)</sup>。そして、既存の橋梁の耐震性能を比較的簡便な手法で評価する橋梁耐震診断法を構築し、橋梁全体系の耐震性の確保を念頭に置いた耐震診断プロセスを提案している。しかしながら、高田らの研究では、ある想定地震外力に対して、橋梁システムに介在する様々な不確定要因を明確に考慮しておらず、解析対象橋梁が想定地震動に対してどの程度の安全性を保持しているのかを把握できない。

一般に、構造物の安全性照査を実施する際、材料強度、構造のモデル化、耐力算定式などには不確定性が存在する。例えば、構造のモデル化では簡便で精度が良いモデルにすることが望ましいが、簡便さと解析精度は相反するものである<sup>5)</sup>。このような事情からも、介在する不確定性を合理的に考慮し、設計体系を構築することが望ましい。したがって、確率論に基づき RC 橋梁に関与する不確定要因を定量的に評価し、各部位・部材のみならず橋梁全体系が所定の安全性を保持するように設計することが必要である。

ある想定地震動に対して、橋梁全体系に所定の安全性を付与する設計法を構築するためには、構成部位の破壊や損傷の時間的推移を考慮した上でシステムの状態を評価する必要がある。確率的にこのような評価を行なう

表-1 損傷分類毎の橋梁システムの状態

損傷の分類	橋梁システムの状態
無損傷 (安全確率)	使用可能
損傷 (損傷確率)	補修要
破壊 (破壊確率)	改修要

ためには、構成部位・部材から算定される確率値から、システムとしての確率値を求めればよい。そうすることで、橋梁システムが無損傷で使用可能な状態の場合、橋梁システムが損傷し補修が必要な場合、あるいは、橋梁システムが破壊し改修が必要な場合のそれぞれの状態の境界を確率値を用いて定量的に把握でき、その結果、設計対象橋梁の耐震性能予測などを行うことができる。そこで、本研究ではまず、表-1に示すように橋梁システムの状態を3とおりに分類し、各状態となる確率値を算定した。そして、状態毎の確率値の相対的な比較をすることで、橋梁システムの地震後の状態を把握した。さらにその結果を踏まえ、各部位から求められる確率値より橋梁システムの破壊モードを把握した。

このように、本研究では、信頼性理論に基づき橋梁システムに介在する様々な不確定要因を明確に考慮した上で、橋梁システムの安全性、そして、橋梁システムおよび構成部位の破壊や損傷の時間的推移を定量的に評価できる手法を提案する。そして、提案された手法に基づき、支承-RC橋脚-杭基礎から構成される橋梁システムの杭基礎耐力および支承条件に着目し、これらが橋梁システムの安全性に与える影響を検討する。

## 2. 橋梁システムの安全性評価法の提案

### (1) 概説

本研究では、橋梁システムの地震時における終局状態の発生確率 (以下、破壊確率と略す) と構造物の損傷状態 (終局状態以前のある限界状態を言う) の発生確率 (以下、損傷確率と略す) を逐次算定し、橋梁システムの地震時安全性評価を行う。さらに、橋梁システムの損傷あるいは破壊の確率の時間的推移から安全性を評価する手法を提案する。

### (2) 破壊確率算定法

#### a) 橋梁システムのモデル化

橋梁システムを支承、橋脚、および杭基礎から構成されるシステムと考える。そして、橋梁システムの終局状態はいずれかの部位が終局状態に達した時と定義した。なお、各部位の終局状態は3.で示すように部位の終局状態と見なせるものを全て考慮した。このように考える

と、橋梁システムは図-1に示すような3つの部位からなる直列システムにモデル化できる。

#### b) 瞬間破壊率算定手法

まずはじめに、2次モーメント法を用い、各部位毎に設定した各限界状態に対して、ある時刻において破壊する確率 (以下、瞬間破壊率と略す) を算定する。

そして、著者等により提案された複数の限界状態を同時に考慮し、安全性指標を簡便かつ精度良く算定することが可能な構造系信頼性評価法<sup>6)</sup>を用い、部位の各限界状態の瞬間破壊率から部位としての瞬間破壊率を算定する。

最後に、式(1)を用い、各部位の瞬間破壊率から橋梁システムの瞬間破壊率を算定する。

$$P_{f,sys}(t) = 1 - \prod_{i=1}^3 [1 - P_{f,i}(t)] \quad (1)$$

ここに、 $P_{f,sys}$ : 橋梁システムの瞬間破壊率、 $P_{f,i}$  ( $i = 1, 2, 3$ ): 各部位、部位の瞬間破壊率。

#### c) 逐次破壊確率算定法

時刻  $t$  における瞬間破壊率  $P_f(t)$  は、時刻  $t$  まで破壊しておらず、次の単位時間の間に破壊する条件付確率であるとすると、式(2)のように表わすことができる<sup>7)</sup>。

$$P_f(t) = \frac{\phi(t)}{R(t)} = \frac{d\Phi(t)}{dt} \cdot \frac{1}{R(t)} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \text{または、} &= \frac{\dot{\Phi}(t)}{R(t)} (\Phi(t) + R(t) = 1) \\ &= -\frac{\dot{R}(t)}{R(t)} \end{aligned}$$

ここに、 $\phi(t)$ : 確率密度関数、 $\Phi(t)$ : 累積密度関数、 $P_f(t)$ : 瞬間破壊率、 $R(t)$ : 時刻  $t$  における破壊しない確率 (以下、信頼度)。

この式を時間で積分し、任意時刻  $t_i$  における信頼度  $R(t_i)$  を求め、これを破壊確率  $PF(t_i)$  と信頼度の関係である  $PF(t_i) + R(t_i) = 1$  に代入すると、式(3)を得る<sup>7)</sup>。

$$PF(t_i) = 1 - \exp \left[ - \int_0^{t_i} P_f(t) dt \right] \quad (3)$$

これは、地震開始時から任意時刻  $t_i$  までの瞬間破壊率より、時刻  $t_i$  における橋梁システム、各部位、および各限界状態の破壊確率  $PF$  を算定することができることを表わしている。

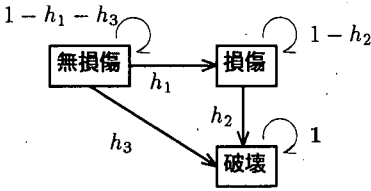
### (3) システムの逐次損傷確率算定法

#### a) 橋梁システムの逐次損傷確率算定法

高橋等<sup>8)</sup>は、マルコフ過程を用い、構造物の状態を図-2に示すように無損傷、損傷、そして破壊の3つに分類した。無損傷状態は部材応力が降伏点に達する前の状



図-1 橋梁システムの直列モデル



$h_i (i=1,3)$ : 推移確率

図-2 状態推移図

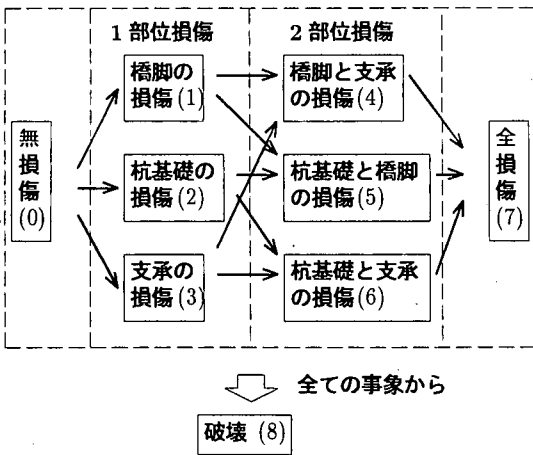


図-3 解析対象橋梁の損傷推移モデル

態、損傷状態は部材応力が降伏点を越え終局強度に至る前の状態、そして破壊状態は部材応力が終局強度に達する状態とし、部材の損傷予測を行った。

本研究においては、この考えを地震作用時の橋梁システムに適用する。すなわち、図-3のように橋梁システムの状態を無損傷状態、1つの部位が損傷した状態(以下、1部位損傷と略す)、2つの部位が損傷した状態(以下、2部位損傷と略す)、すべての部位が損傷した状態(以下、全損傷と略す)、および破壊状態の5つに分類したモデルに拡張した。そして、無損傷状態は耐震性能1を満たす状態(補修を必要としない状態)、破壊状態は耐震性能2を満たさない状態(補強を必要とする状態)、そして、それ以外の損傷状態は耐震性能2を満たす状態(補修は必要だが補強を必要としない状態)に対応させた。

つぎに、対象部位が損傷していない状態から損傷した状態へ推移する場合には対象部位の瞬間損傷率を、また、無損傷状態またはある損傷状態から破壊状態へ推移する場合には橋梁システムの瞬間破壊率をマルコフ過程の推移確率として用いることとした。

これより、橋梁システムが無損傷状態に存在する確率(以下、安全確率と略す)、損傷確率、および破壊確率を定量的に算定することができる。

b) 逐次破壊確率算定法と逐次損傷確率算定法の整合性

逐次破壊確率算定法から算定される橋梁システムの破壊確率と逐次損傷確率算定法から算定される破壊状態の確率は同じでなければならない。以下に、マルコフ過程の推移方程式より両者が同じ値となることを示す。

各事象から破壊へ推移する推移方程式は、式(4)のようになる。

$$P_8(t+dt) = P_{f,sys} dt \sum_{i=0}^7 P_i(t) + P_8(t) \quad (4)$$

ここに、 $P_0$ : 無損傷状態に存在する確率、 $P_i (i = 1 \sim 7)$ : 損傷状態に存在する確率、 $P_8$ : 破壊状態に存在する確率。 $P_i (i = 0 \sim 8)$ において $i$ の値は、図-3において( )内の値に対応する。

ここで、 $P_8(t+dt) \doteq P_8(t) + \dot{P}_8(t)dt$ と近似し、また、 $\sum_{i=0}^8 P_i = 1$ を代入すると、橋梁システムの破壊状態に存在する確率は式(5)のようになる。

$$P_8(t) + \dot{P}_8(t) = P_{f,sys} \cdot dt(1 - P_8(t)) + P_8(t)$$

$$\frac{\dot{P}_8(t)}{1 - P_8(t)} = P_{f,sys}$$

$$P_8(t) = 1 - \exp \left[ - \int_0^t P_{f,sys}(t) dt \right] \quad (5)$$

これは、式(3)で示した破壊確率算定式と同じである<sup>9),10)</sup>。

(4) 橋梁システムの安全性評価手順

本研究で提案した、破壊確率算定法と逐次損傷確率算定法を用いた安全性評価フローを以下に示す。

- 1) 2次モーメント法を用い、終局限界状態に対する瞬間破壊率を算定する。
- 2) 構造系信頼性評価法を用い、部位としての瞬間破壊率を算定する。
- 3) 式(1)を用い、橋梁システムの瞬間破壊率を算定する。
- 4) 2次モーメント法を用い、損傷限界状態に対する瞬間損傷率を算定する。
- 5) マルコフ過程に従い、橋梁システムの瞬間破壊率と瞬間損傷率からモデルで設定した各状態に存在する確率を算定する。

上記 1) から 3) までが橋梁システムの各破壊確率算定手順で、4) と 5) がマルコフ過程を用いた破壊確率と損傷確率算定手順である。

### 3. 橋梁システムの耐震安全性解析手法

#### (1) 概説

信頼性理論を用いた安全性評価とは、設定した限界状態式(本研究では「耐力」-「外力」)に対し、対象構造物がもつ安全性の余裕を評価することである。そのため、終局限界状態および損傷限界状態は、既往の地震被害等を基にし適切に設定する必要がある。さらに、設定した限界状態式に使用した確率変数の平均値およびばらつき(変動係数)についても適切に設定する必要がある。

以下に、設定した各限界状態式とそれらに含まれる確率変数の平均値および不確定性について説明する。

#### (2) 限界状態の設定

##### a) 損傷限界状態の設定

道路橋示方書<sup>1)</sup>の地震時保有水平耐力法では、大きな地震力が作用した際、橋脚基部の塑性化と免震支承の非線形応答を許容している。だが、杭基礎は被災調査や復旧工事が困難である点を考えると、橋脚や支承よりも 1 ランク上の性能を与える必要がある<sup>1)</sup>。そのため、耐震性能 1 と 2 の境界として、橋脚の場合は橋脚基部の塑性化の開始時、支承の場合は非線形応答の開始時、そして、杭基礎の場合は杭頭部の曲げひび割れ発生時とした。すなわち、以下のように橋脚、杭基礎、および支承の損傷限界状態を設定した。

##### 橋脚の損傷限界状態

橋脚の損傷限界状態として橋脚基部の作用曲げモーメントが曲げ降伏耐力に達する点とし、式 (6) のように限界状態式を設定した。

$$g_{D1} = \alpha_{D1} M_{yD} - M_{S1} \quad (6)$$

ここに、 $\alpha_{D1}$  : 算定式がもつ不確定性を考慮する係数、 $M_{yD}$  : 曲げ降伏耐力、 $M_{S1}$  : 橋脚基部に作用する曲げモーメント。

##### 杭基礎の損傷限界状態

杭の損傷限界状態として 3 列の中央列にある杭(図-4の解析対象橋脚にあるように本研究では杭を 3 列配置した)の杭頭部作用曲げモーメントが曲げひびわれ発生荷重に達する点とし、式 (7) のように限界状態式を設定した。

$$g_{D2} = \alpha_{D2} M_c - M_{S2} \quad (7)$$

ここに、 $\alpha_{D2}$  : 算定式がもつ不確定性を考慮する係数、 $M_c$  : 曲げひびわれ発生荷重、 $M_{S2}$  : 3 列の中央列にある杭頭部に作用する曲げモーメント。

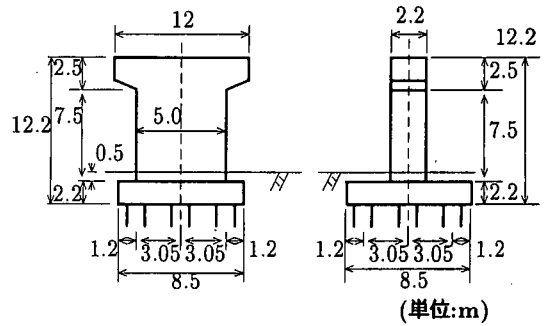


図-4 解析対象橋脚

##### 支承の損傷限界状態

ゴム支承の損傷限界状態としてゴムが非線形挙動を生じる点とし、式 (8) のように限界状態式を設定した。

$$g_{D3} = \alpha_{D3} \delta_R - \delta_{Shoe} \quad (8)$$

ここに、 $\alpha_{D3}$  : 算定式がもつ不確定性を考慮する係数、 $\delta_R$  : 剛性変化点の変位、 $\delta_{Shoe}$  : 上部構造と下部構造頂部の相対変位。

##### b) 終局限界状態の設定

次に、耐震性能 2 と 3 の境界として、橋脚、杭基礎、支承に対する終局限界状態を以下のように設定した。

##### 橋脚の終局限界状態

橋脚の終局限界状態は、曲げ耐力、せん断耐力、および変形能により照査することとした。この時、これらの各限界状態式はそれぞれ式 (9) ~ 式 (11) のように設定した。

$$g_1 = \alpha_1 M_u - M_{S1} \quad (9)$$

$$g_2 = \alpha_2 (V_{c1} + V_{s1}) - \frac{M_{S1}}{a} \quad (10)$$

$$g_3 = \alpha_3 \left[ \frac{N}{N_B} + \left( 1 - \frac{N}{N_B} \right) \left\{ 12 \left( \frac{0.5V_{c1} + V_{s1}}{M_u/a} \right) - 3 \right\} - \frac{\delta}{\delta_y} \right] \quad (11)$$

ここに、 $M_u$  : 橋脚の曲げ耐力、 $V_{c1}$  : コンクリートの負担する橋脚のせん断耐力、 $V_{s1}$  : 帯鉄筋が負担する橋脚のせん断耐力、 $N$  : 軸圧縮力、 $N_B$  : 釣合破壊時の軸圧縮力、 $\delta_y$  : 降伏変位、 $a$  : せん断スパン、 $M_{S1}$ 、 $\delta$  : 動的解析より得られる作用曲げモーメントおよび応答変位、 $\alpha_1, \alpha_2$  : 耐力算定式のもつばらつきを考慮する係数、 $\alpha_3$  : 靱性率算定式のもつばらつきを考慮する係数。

##### 杭基礎の終局限界状態

杭基礎の終局限界状態は、杭の降伏とせん断破壊とした。ここで、基礎の降伏の定義は、道路橋示方書<sup>12)</sup>に従い、1) 全ての杭において杭体が曲げ降伏する時、2) 1 列の杭

の杭頭反力が押込み支持力の上限值に達する時、のいずれかとした。そこで、杭基礎の終局限界状態は、杭の曲げ降伏耐力、せん断耐力、そして軸方向の押込み支持力により照査することとした。これらの各限界状態式は、それぞれ式(12)～式(14)のように設定した。

$$g_4 = \alpha_4 M_y - M_{S2} \quad (12)$$

$$g_5 = \alpha_5 (V_{c2} + V_{s2}) - P \quad (13)$$

$$g_6 = \alpha_6 (q_d A + U \sum L_i f_i) - P_H \quad (14)$$

ここに、 $M_y$ ：杭の曲げ降伏耐力、 $V_{c2}$ ：コンクリートの負担する杭体のせん断耐力、 $V_{s2}$ ：鉄筋の負担する杭体のせん断耐力、 $q_d$ ：杭先端における単位面積当たりの極限支持力、 $A$ ：杭先端断面積、 $U$ ：杭の周長、 $L_i$ ：周面摩擦力を考慮する層の層厚、 $f_i$ ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度、 $M_{S2}$ ：3列の中央列にある杭頭部に作用する曲げモーメント、 $P$ ：杭が受ける水平力、 $P_H$ ：杭体にかかる押込み力、 $\alpha_4$ 、 $\alpha_5$ ：耐力算定式が持つ不確定性を考慮する係数、 $\alpha_6$ ：支持力算定式が持つ不確定性を考慮する係数。

#### 支承の終局限界状態

上部構造と下部構造の接合部が支承や落橋防止構造など様々な部材により構成されているため、支承の終局限界状態は兵庫県南部地震の被災状況<sup>13)</sup>を基に設定した。

支承の終局限界状態は、支承取付部のボルトの破断、ゴム支承に生じるせん断ひずみが破断ひずみに達した時、あるいは上部構造と下部構造頂部の相対変位が桁かきり長を越えた時と定義し、これらの各限界状態式をそれぞれ式(15)～式(17)のように設定した。

$$g_7 = 1.2 - \alpha_7 \left\{ \left( \frac{\sigma_s}{\sigma_a} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \right\} \quad (15)$$

$$g_8 = 4.0 \alpha_8 \sum_{i=1}^n t_i - \delta_{Shoe} \quad (16)$$

$$g_9 = \alpha_9 S_E - \delta_{Shoe} \quad (17)$$

ここに、 $\sigma_a$ ：ボルトの許容引張応力度、 $\tau_a$ ：ボルトの許容せん断応力度、 $\sum_{i=1}^n t_i$ ：支承のゴムの高さ、 $S_E$ ：桁かきり長もしくは支承中央位置から下部構造頂部縁端までの長さ、桁かきり長は  $S_E = 70 + 0.5l$  ( $l < 100m$ )、 $S_E = 80 + 0.4l$  ( $l \geq 100m$ ) で算出<sup>14)</sup>、 $l$ ：支間長、 $\sigma_s$ ：ボルトに作用する引張応力度、 $\tau$ ：ボルトに作用するせん断応力度、 $\delta_{Shoe}$ ：上部構造と下部構造頂部の相対変位、 $\alpha_7$ 、 $\alpha_8$ 、 $\alpha_9$ ：算定式がもつ不確定性を考慮する係数。免震支承の破断ひずみは、道路橋示方書<sup>1)</sup>において天然ゴムとクロロプレンゴムの破断ひずみを50%と400%(ともに参考値)としているため、本研究では400%と仮定した。

#### c) 各限界状態式の確率変数

設定した限界状態式に関わる確率変数の平均値、変動係数、確率分布形、および確率変数間の相関については

表-2 損傷限界状態の確率変数の平均値および変動係数

部位	確率変数	平均値	変動係数
橋脚	$M_{yD}$	算定値	10%
	$M_{S1}$	応答値	30%
	$\alpha_{D1}$	1	10%
杭	$M_c$	算定値	10%
	$M_{S2}$	応答値	30%
	$\alpha_{D2}$	1	20%
支承	$\delta_R$	算定値	20%
	$\delta_{Shoe}$	応答値	30%
	$\alpha_{D3}$	1	20%

表-3 終局限界状態の確率変数の平均値および変動係数

部位	確率変数	平均値	変動係数
橋脚	$M_u, V_{s1}$	算定値	8%
	$V_{c1}, \delta_y$	算定値	10%
	$N, N_B$	算定値	5%
	$M_{S1}, \delta$	応答値	30%
	$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$	1	10%
杭	$M_y, V_{s2}$	算定値	8%
	$V_{c2}$	算定値	10%
	$q_d A$	算定値	58%
	$U \sum L_i f_i$	算定値	41%
	$M_{S2}, P, P_H$	応答値	30%
	$\alpha_4$	1	10%
	$\alpha_5, \alpha_6$	1	20%
支承	$\sigma_a, \tau_a, S_E$	設計値	10%
	$\sum_{i=1}^n t_i$		
	$\sigma_s, \tau, \delta_{Shoe}$	応答値	30%
	$\alpha_7, \alpha_8, \alpha_9$	1	10%

以下のように仮定した。

すなわち、全ての確率変数は正規分布に従うとし、確率変数間の相関は考慮しないこととした。また、各パラメータは表-2および表-3のように設定した。表中の算定値とは道路橋示方書<sup>1),12)</sup>に従って算定した耐力項の平均値、応答値とは地震応答解析より得られる外力項の平均値である。なお、 $a$ (せん断スパン)は確定値とした。

杭の押込み支持力の変動係数は、岡原等<sup>15)</sup>の様々な地盤における杭の押込み支持力の実験結果から得られた変動係数を用いた。鉄筋コンクリートの曲げ耐力、せん断耐力および変形性能は、著者等<sup>6)</sup>の結果を用いて設定した。支承の変動係数は、材質および支承部の構造を加味して設定した。補正係数 $\alpha$ は、動的解析の持つ精度等を考慮して設定した。

表-4 解析対象橋梁の諸元

支間割		40m × 5 径間
支承	ゴム厚 $t_e$ × 層数	1.4 cm × 11 層
	基数	5 基
	ボルト	M42 - 8 本
橋脚	断面	5.0 m × 2.2 m
	軸方向鉄筋	D32 - 182 本
	帯鉄筋	D16 ctc 150
	中間帯鉄筋	D16 ctc 150
杭	杭径および杭長	$\phi = 1.2 \text{ m}, 16.0 \text{ m}$
	軸方向鉄筋	D22 20 本
	帯鉄筋	D22 ctc 125

表-5 使用材料

部位	コンクリート	鉄筋	ボルト
支承	—	—	強度区分 4.6
橋脚	$\sigma_{ck} = 20.58 \text{ MPa}$	SD295	—
杭	$\sigma_{ck} = 23.52 \text{ MPa}$	SD295	—

### (3) 橋梁システムの地震時安全性評価手順

本研究で提案した手法を用い橋梁システムの地震時安全性評価を行う際のフローを以下に示す。

- 1) 解析対象橋梁および地盤を選定する。
- 2) 損傷限界状態および終局限界状態に対する限界状態式を設定する。
- 3) 限界状態式で用いた耐力項を算定する。
- 4) 限界状態式で用いた外力項を地震応答解析により算定する。
- 5) 2. で提案した手法に従い、それぞれの破壊確率および損傷確率を算定する。
- 6) 上記 3) ~ 5) を解析対象時間内繰り返す。

### (4) 解析対象橋梁および地震波

本研究では、「道路橋の耐震設計に関する資料」<sup>16)</sup>に示されている 5 径間連続鋼 I げた橋の中間 RC 橋脚および杭基礎を解析対象橋梁とした。この橋梁の諸元および寸法等を 図-4 および表-4 に、また使用材料を表-5 に示す。橋脚は、RC 橋脚で地震時保有水平耐力は 4.50MN、せん断耐力は 7.08MN である。杭基礎は場所打ち杭基礎とし、前述した基礎の降伏点に相当する震度 (以下、降伏震度と略す) は 0.50 である。この橋梁の支承は免震支承を想定した。また、固有値解析の結果、一次固有周期は 0.94 秒であった。

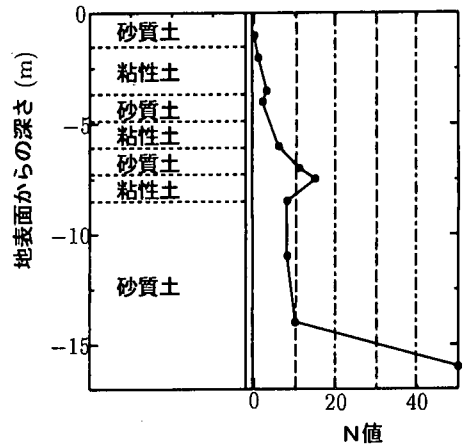


図-5 解析対象地盤のN値

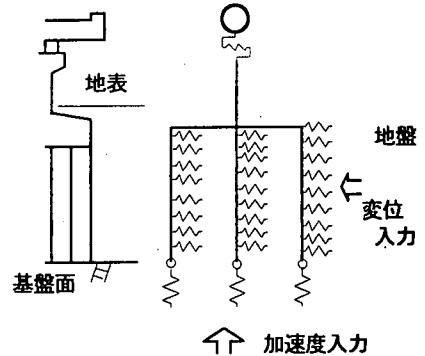


図-6 解析モデル

地震波は、内陸直下型地震 (以下、直下型地震と略す) と海洋型地震の両方を用いて解析した。直下型地震波形としては、兵庫県南部地震で観測され基礎波形とみなせるポートアイランド地下 32m での加速度波形を用いた。また、海洋型地震波形としては、宮城県沖地震で観測された開北橋での地表面の加速度波形を汎用プログラム SHAKE を用いて基礎面の加速度波形を推定し、これを基礎波形として用いた。そして、直下型地震と海洋型地震を比較するため、これらの基礎面での加速度波形を最大加速度 500 gal に調整して解析対象地盤の基礎面に入力した。

本研究では、解析対象橋脚を免震支承を有し杭基礎に支持された橋脚としたため、地盤種別は II 種地盤を想定した。そして、解析対象地盤は、図-5 に示す地盤の固有周期 ( $T_G$ ) 0.43 秒の II 種地盤とした。

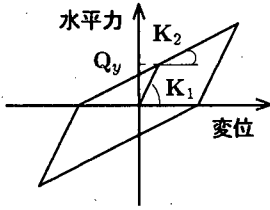


図-7 免震支承のバイリニアモデル

表-6 免震支承の剛性および降伏荷重

一次剛性 $K_1$	二次剛性 $K_2$	降伏荷重 $Q_y$
47.54 MN/m	9.07 MN/m	0.77 MN

#### (5) 地震応答解析手法

本研究では、解析対象橋梁を図-6に示すようにペンゼンモデル<sup>17),18)</sup>を基にモデル化し、重複反射理論を用いて算定した自然地盤の応答変位を杭基礎 - 地盤間の相互作用バネを介し解析対象モデルに入力した。

各部材のモデル化は、次のように仮定した。

免震支承は、図-7に示すバイリニア型の復元力特性を有する非線形バネモデルとし、各折点は道路橋の免震設計法マニュアル(案)<sup>19)</sup>に従って表-6に示すように設定した。橋脚と杭基礎は、非線形梁要素でモデル化し、復元力特性としては、武田モデルを与え、静的弾塑性解析を行い各折点を算定した。基礎 - 地盤間は、非線形バネとし、完全弾塑性型の復元力特性を道路橋示方書<sup>12)</sup>に従い設定した。

減衰定数は、免震支承では0%、橋脚および杭基礎では2%、基礎 - 地盤間では逸散減衰を見込んで20%とした。また、フーチングは剛体振動をするため0%とし、Rayleigh型の減衰を用いた。

地震応答計算はNewmarkの $\beta$ 法( $\beta = 1/4$ )に基づく増分法を用いた。そして、バネ-質点系でモデル化した橋梁に対し地震応答解析を実施し、限界状態式中の外力項を算定した。なお、地震波の入力方向は、橋軸方向とした。

### 4. 橋梁システムの地震時安全性評価

#### (1) 概説

3.で示した地震時安全性評価フローに従い、橋梁システムの地震時安全性評価を行った。

まず、提案した評価法を用い橋梁システム、各部材、および各限界状態の破壊確率と損傷確率を算定し、入力地震波に対する橋梁システムの安全性を検討した。

表-7 橋梁システムの安全確率、損傷確率、および破壊確率

地震波	海洋型	海洋型	直下型	
橋脚の降伏震度	0.68			
杭の降伏震度	0.5	1.1	0.5	
安全確率	0.147	0.256	0.036	
1部位 損傷 確率	$g_{D1}$	0.000	0.001	0.007
	$g_{D2}$	0.095	0.089	0.072
	$g_{D3}$	0.427	0.452	0.189
2部位 損傷 確率	$g_{D1}, g_{D2}$	0.000	0.000	0.013
	$g_{D2}, g_{D3}$	0.277	0.156	0.385
	$g_{D3}, g_{D1}$	0.000	0.001	0.036
全損傷確率	0.000	0.000	0.072	
破壊確率	0.054	0.045	0.190	

次に、杭基礎に着目し、杭基礎耐力のみ大きくした橋梁システムに対しても同様の安全性評価を行い、入力地震波に対する橋梁システムの安全性を検討した。

#### (2) 宮城県沖地震波を入力した場合の橋梁システムの地震時安全性評価

表-4に示す橋梁システムを対象に、宮城県沖地震波を解析対象地盤に入力した場合の安全性照査を行う。まず、地震終了時の橋梁システムの破壊確率、各損傷状態( $g_{D1}$ など)の発生する確率(すなわち、損傷確率)、全ての部位が損傷する確率(すなわち、全損傷確率)、そして想定した各損傷状態や破壊が発生しない確率(すなわち、安全確率)を算定した。その結果を表-7に示す。表中、1部位損傷確率はある1つの部位が損傷している状態の確率を、2部位損傷確率はある2つの部位が損傷している状態の確率である。

杭の降伏震度が0.5の場合の安全確率と破壊確率に着目すると、安全確率が破壊確率より大きくなっており、破壊する確率より無損傷である確率の方が高いことがわかる。また、各損傷確率の値を比較すると、支承の損傷確率が最も高くなっているため、損傷の大部分は支承で生じていることがわかる。しかしながら、支承と杭基礎に対する損傷確率が安全確率を上回っているため、この橋梁システムの損傷は、主に支承に発生し、副次的な損傷が杭基礎に発生する確率が高いと考えられる。

そこで、副次的な損傷を押さえた場合の橋梁システムの安全性と先程の橋梁システムの安全性の比較を行うため、杭基礎の降伏震度を1.1に上げた橋梁システムに対して先程と同様の安全性評価を行った。

杭基礎の耐力を上げた橋梁システムの破壊確率、損傷確率、および安全確率の算定結果を表-7に示す。これと杭の降伏震度が0.5(海洋型地震波)の場合を比較する

と、杭の降伏震度が 1.1 の時の安全確率は、降伏震度が 0.5 の時のそれより増加している。また、各損傷確率を比較すると、杭の降伏震度を 1.1 にしたことにより、2 部位損傷確率が減少し、1 部位損傷確率および安全確率が増加している。また、両者の破壊確率を比較すると、杭の降伏震度を上げたことによる破壊確率の低下割合は安全確率の増加割合に比べ小さい。これは、杭の降伏震度を上げたことにより、杭の損傷を低減させることができ、支承の損傷は若干増加するものの、全体システムとして安全性が向上したためと思われる。

### (3) 兵庫県南部地震波を入力した場合の橋梁システムの地震時安全性評価

表-4に示す橋梁システムを対象に、兵庫県南部地震波を解析対象地盤に入力した時の安全性評価を行う。橋梁システムの破壊確率、各損傷確率 ( $g_{D1}$  など)、全損傷確率、そして安全確率を提案法を用い算定し、その結果を表-7に示す。

この結果より、橋梁システムの損傷確率と破壊確率を合計した値は安全確率を上回っており、橋梁システムは損傷または破壊状態である可能性が高いと考えられる。また、海洋型地震波(杭の降伏震度 0.5)の場合と比較すると、宮城県沖地震波を入力した時より兵庫県南部地震波を入力した時の方が、破壊確率は大きく、また橋梁システムの支配的な状態も損傷部位が多い状態になっている。これより、対象とした橋梁システムは、宮城県沖地震波を受けた時よりも兵庫県南部地震波を受けた方が大きな被害となることがわかる。

そこで、橋梁システムの破壊状態に着目し、橋梁システムおよび各部位の破壊確率の時間的推移を把握した。地震開始時から 15 秒までの橋梁システムおよび各部位の破壊確率の時間的推移を図-8に示す。これより、橋梁システムの破壊確率は、橋脚と杭基礎の破壊確率に影響を受けていることがわかる。そして、橋脚の破壊確率は、最大応答時(地震開始後 4 秒から 5 秒)には杭基礎の破壊確率を上回っているが、地震開始後 10 秒を越えると橋脚の破壊確率よりも杭基礎の破壊確率の方が大きくなっている。なお、支承の破壊確率はほぼ 0 であった。そこで、橋脚と杭基礎に着目し、これらの部位の支配的な限界状態について検討する。

まず、橋脚に対する各限界状態の破壊確率の時間的推移を図-9に示す。これより、橋脚は曲げに対する限界状態に支配されていることがわかる。なお、せん断に対する破壊確率はほとんど 0 であった。次に、杭基礎に対する各限界状態の破壊確率の時間的推移を図-10に示す。これより、杭基礎は曲げと押し込みに対する限界状態の影響を受けているが、主に曲げに対する限界状態に支配されていることがわかる。なお、せん断に対する破壊

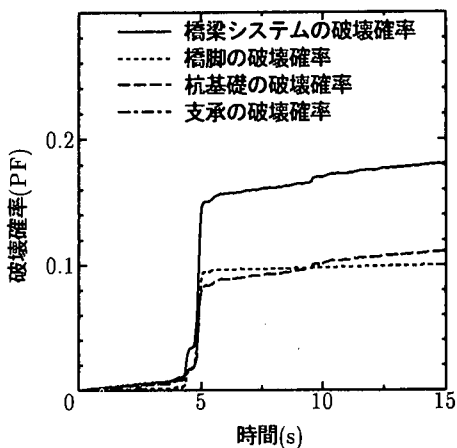


図-8 杭の降伏震度が 0.50 の時の橋梁システムおよび各部位の破壊確率の時間的推移

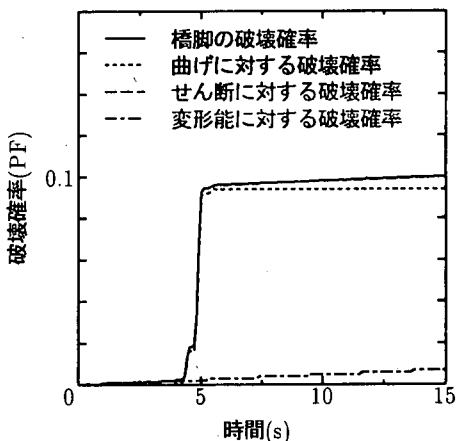


図-9 杭の降伏震度が 0.50 の時の橋脚の終局限界状態に対する破壊確率の時間的推移

確率はほとんど 0 であった。

そこで、杭の曲げに対する限界状態に着目し、杭基礎の降伏震度を 0.95 にした時の橋梁システムの安全性を評価した。地震開始時から 15 秒までの橋梁システムおよび各部位の破壊確率の時間的推移を図-11に示す。橋梁システムの破壊確率が橋脚の破壊確率に支配されていることがわかる。これは、杭基礎の曲げ降伏耐力を上げたことで、杭基礎の破壊確率が減少し、橋梁システムの安全性が橋脚の安全性に支配されるためと考えられる。なお、この解析において、支承の破壊確率はほとんど 0 であった。

次に、橋脚と杭基礎に着目し、橋梁システムの破壊確率が橋脚の破壊確率に漸近した理由について検討する。まず、橋脚に対する各限界状態の破壊確率の時間的推移



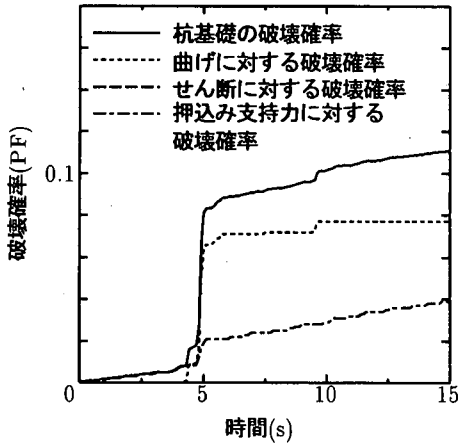


図-10 杭の降伏震度が 0.50 の時の杭基礎の終局限界状態に対する破壊確率の時間的推移

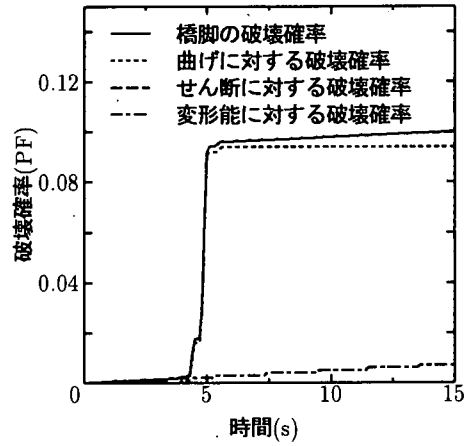


図-12 杭の降伏震度が 0.95 の時の橋脚の終局限界状態に対する破壊確率の時間的推移

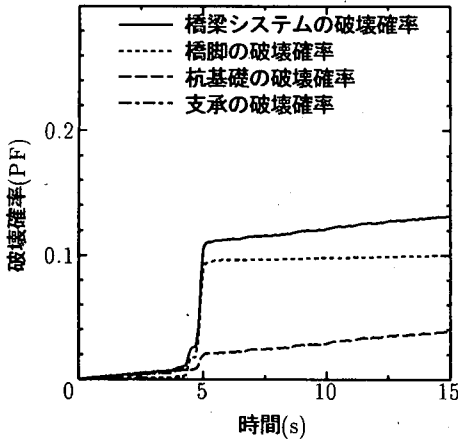


図-11 杭の降伏震度が 0.95 の時の橋梁システムおよび各部位の破壊確率の時間的推移

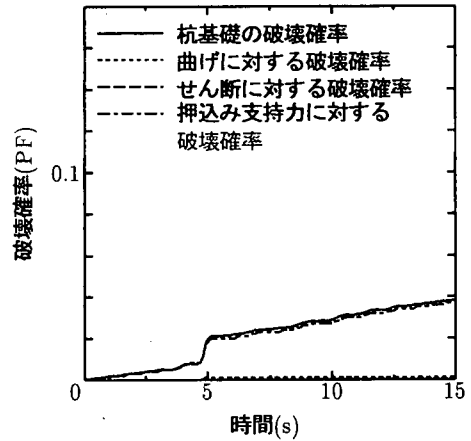


図-13 杭の降伏震度が 0.95 の時の杭基礎の終局限界状態に対する破壊確率の時間的推移

を図-12に示す。これより、杭基礎の降伏震度が 0.50 の時と同様に、橋脚の安全性は曲げに対する安全性に支配されていることがわかる。つぎに、杭基礎に対する各限界状態の破壊確率の時間的推移を 図-13に示す。これより、杭基礎の耐力を上げたことで、曲げに対する安全性が向上し、杭基礎の安全性は押込みに対する安全性に支配されたことがわかる。

したがって、解析対象橋梁は、杭基礎の曲げ耐力を上げることで、橋梁システムの安全性を支配する限界状態は橋脚の曲げに対する限界状態になることがわかる。

## 5. 杭基礎の耐力が橋梁システムの安全性に与える影響

4. より、杭基礎の曲げに対する安全性が橋梁システ

ムの安全性に大きな影響を与えることがわかった。そこで、杭基礎の耐力に着目し、杭基礎の耐力の違いが橋梁システムの安全性に与える影響を把握することとした。

まず、杭の軸方向鉄筋量を変えることにより杭基礎の曲げ耐力を変化させ、様々な降伏震度をもつ杭基礎を試設計した。そして、試設計した橋梁の地震終了時の破壊確率より、杭基礎耐力が橋梁システムの安全性に与える影響を検討した。試設計した橋梁に対し、兵庫県南部地震波を 500 gal に調整して解析対象地盤に入力した時の安全性評価の結果を図-14および図-15に示す。

まず、杭の降伏震度と橋梁システム、橋脚、および杭基礎の破壊確率の関係を 図-14に示す。これより、杭基礎の降伏耐力を上昇させると杭基礎の破壊確率および橋梁システムの破壊確率が減少し、橋梁システムの安全性が橋脚の安全性に支配されるようになることがわかる。

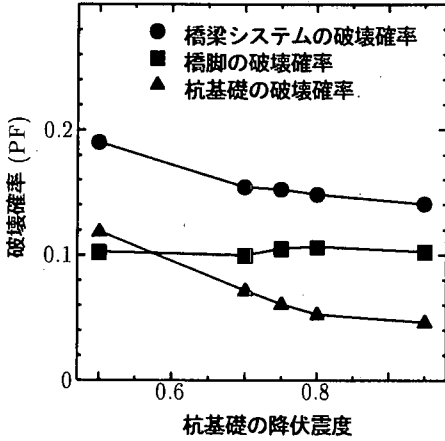


図-14 杭の降伏震度と橋梁システムおよび各部位の破壊確率との関係

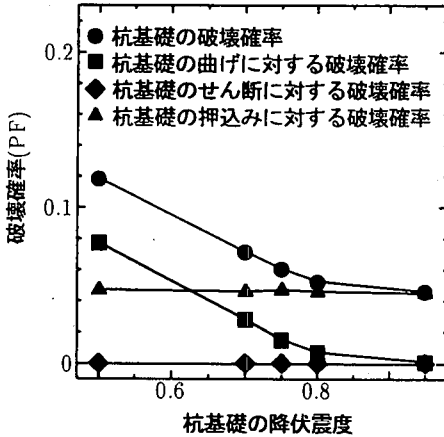


図-15 杭の降伏震度と杭基礎の終局限界状態に対する破壊確率との関係

また、杭の降伏震度を 0.8 以上にしても杭基礎の安全性はあまり向上しないことがわかる。

次に、杭基礎に着目し、杭の降伏震度と杭基礎の終局限界状態に対する破壊確率の関係を図-15に示す。これより、杭の降伏震度が 0.6 より小さい場合、杭基礎の支配的な限界状態は杭体の曲げに対するものであったが、降伏震度がこれより大きくなると支配的な限界状態は押込みに対する限界状態に移行している。また、杭の降伏震度が 0.8 より大きくなると杭の曲げに対する破壊確率は非常に小さくなっていることがわかる。このため、対象地盤において、降伏震度が 0.8 以上となる曲げ降伏耐力を杭基礎に与えることは、必要以上の耐力を持たせることであり、必ずしも杭基礎の安全性を向上させることにはつながらないといえる。

表-8 免震構造の解析対象橋梁の諸元

支承	支承の種類	高減衰ゴム支承
	ゴム厚 $t_g$ × 層数	1.4 cm × 11 層
	基数	5 基
橋脚	ボルト	M42 - 8 本
	断面	5.0 m × 2.2 m
	軸方向鉄筋	D29 - 144 本
	帯鉄筋	D16 ctc 150
杭	中間帯鉄筋	D16 ctc 150
	杭径および杭長	$\phi = 1.2$ m, 16.0m
	軸方向鉄筋	D25 20 本
	帯鉄筋	D22 ctc 125

表-9 非免震構造の解析対象橋梁の諸元

支承	支承の種類	水平反力分散支承
	ゴム厚 $t_g$ × 層数	2.4 cm × 4 層
	基数	5 基
橋脚	ボルト	M42 - 8 本
	断面	5.0 m × 2.2 m
	軸方向鉄筋	D32 - 182 本
	帯鉄筋	D16 ctc 150
杭	中間帯鉄筋	D16 ctc 150
	杭径および杭長	$\phi = 1.2$ m, 16.0m
	軸方向鉄筋	D25 20 本
	帯鉄筋	D22 ctc 125

## 6. 免震構造と非免震構造の違いが橋梁システムの安全性に与える影響

### (1) 概説

耐震設計において、橋梁の下部構造に作用する地震時水平力を軽減するため、一般に以下の3つの方法が考えられる<sup>20)</sup>。

- 1) 地震時水平力を複数の橋脚に分散させる。
- 2) 減衰性能を高める。
- 3) 適度の長周期化を図る。

一般に、免震構造はこれら3項目全てを考慮したものであり、水平反力分散支承などの非免震構造は1) および3) を考慮したものである。

そこで、道路橋示方書<sup>1)</sup>に従い、免震構造と非免震構造の橋梁をシステムとして同程度の安全性を有するように試設計した。そして、提案法を用いて地震時安全性評価を行い、免震構造の減衰作用が橋梁システムの安全性に与える影響について検討した。

支承が免震構造および非免震構造の場合の解析対象橋梁の諸元をそれぞれ表-8および表-9に示す。使用材料は、表-5に示したとおりである。また、高減衰積層ゴム支承はバイリニアモデルにモデル化し、表-6に示すように剛性を設定した。非免震構造として水平反力分散支承を採用した。水平反力分散支承は線形バネでモデル化し、剛性を23.60 MN/mとした。なお、高減衰積層ゴム支承は、水平反力分散支承よりも履歴減衰により上部構造の慣性力を低減させることが可能である。

## (2) 免震構造の減衰効果が橋梁システムの安全性に与える影響

免震構造あるいは非免震構造を有する橋梁システムを対象に兵庫県南部地震波の最大加速度を500 galに調整して解析対象地盤に入力した時の安全性評価を行う。

まず、免震構造を有する場合の橋梁システムおよび各部位の破壊確率の時間的推移を図-16に示す。これより、免震構造を用いた場合、橋梁システムの安全性は橋脚の安全性に支配されており、これらの破壊確率は最大応答時に急激に上昇するが、それ以降はあまり上昇しないことがわかる。

次に、非免震構造(水平反力分散支承)を有する場合の橋梁システムおよび各部位の破壊確率の時間的推移を図-17に示す。これより、非免震構造を用いた場合、橋梁システムの安全性が橋脚の安全性に支配されている点は免震構造を用いた場合と同様であるが、橋梁システムおよび橋脚の破壊確率は最大応答時(おおよそ地震開始時5.5秒の時)以降も上昇を続け、最終的に免震構造と同程度の破壊確率となった。また、杭基礎に着目すると、非免震構造の場合の杭基礎の破壊確率は免震構造のそれより大きくなっている。

ここで、前述した図-8の結果と比較する。図-8と図-17の橋梁システムの違いは、図-8を得た時の橋梁システムは免震支承を用いていることと、杭基礎の軸方向鉄筋量が図-17を得た時の橋梁システムに比べて少ないことである。両図の比較から、図-17では杭基礎の破壊確率が小さく、また、橋脚の破壊確率が大いことが分かる。この原因として、水平反力分散支承を用いた時の橋梁システムでは杭の軸方向鉄筋量が多く、杭の曲げ耐力が大きいため、杭基礎の損傷が減少し、それに伴い橋脚の損傷が大きくなったと考えられる。さらに、図-17は水平反力分散支承を用いているため、支承で地震エネルギーが吸収されず、橋脚と杭基礎の損傷が時間の推移とともに徐々に増加している。結果として、橋梁システムの破壊確率も徐々に増加し、免震支承を用いている橋梁システムの破壊確率よりも大きくなったと考えられる。このように橋梁システムの安全性を上げるためには、各部位の組み合わせを考慮して行う必要があると言える。

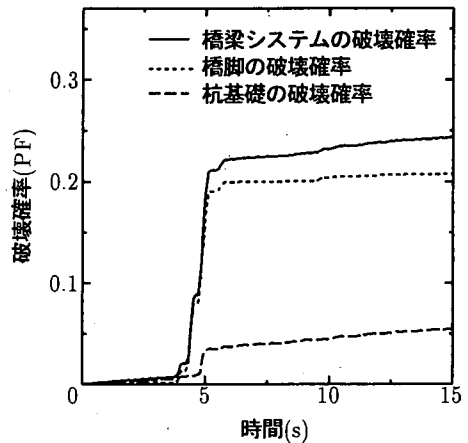


図-16 免震支承を用いた時の橋梁システムおよび各部位の破壊確率の時間的推移

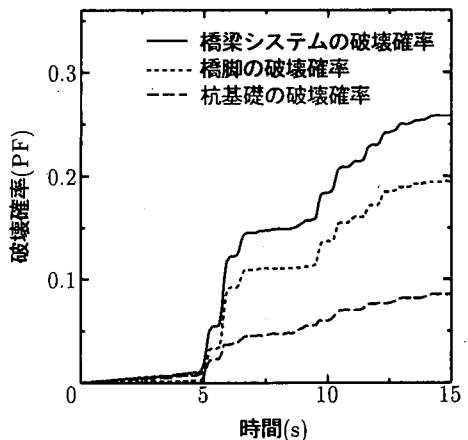


図-17 水平反力分散支承を用いた時の橋梁システムおよび各部位の破壊確率の時間的推移

## 7. 耐震設計への適用

現行のコンクリート標準示方書<sup>21)</sup>では、構造物は、想定外力に対し、所定の耐震性能を満たすように設計することとしている。しかしながら、耐震性能は定量的に示されていないため、設計時に構造物の損傷程度を予測することは困難である。そこで、耐震性能1を満たす境界に着目し、提案法を用いて構造物がある耐震性能を満たす境界を定量的に把握することとした。

橋梁システムの場合、耐震性能1を満足しなくなる時は、「大地震に対し想定したエネルギー吸収をする部位の損傷が始まる時(1つの部位が損傷した状態になる時)」と考えられる。例えば、免震支承を用いた場合は免震支承が非線形性を示す時であり、鋼製支承を用いた場

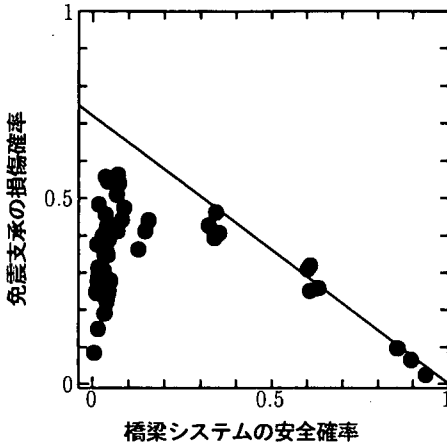


図-18 橋梁システムの安全確率と免震支承の損傷確率の関係

合は橋脚の非線形性が始まる時である。本研究でも、4.の結果より、免震支承を用いた橋梁システムは、損傷が主に支承に発生し、副次的な損傷として杭基礎が損傷することがわかっている。このように、支承の損傷から他部材への損傷または破壊へ移行することを考慮して、免震支承を有する橋梁システムが耐震性能 1 を満たさなくなる時は、免震支承の非線形挙動が始まる時と定義した。そして、提案手法を用い、耐震性能 1 と耐震性能 2 の境界を示すことで、橋梁システムに求められている性能の照査を定量的に行えるようにした。

以上の考えに基づき、杭基礎の杭径と軸方向鉄筋量を様々な変化させた橋梁システムと 4 種類の II 種地盤（地盤の固有周期  $T_G$  が 0.33, 0.34, 0.43, 0.51 秒）の組合わせに対し、宮城県沖地震波と兵庫県南部地震波（共に最大加速度を 100 gal から 800gal に調整）を入力し、提案手法を用いて地震終了時の橋梁システムの安全確率と免震支承の損傷確率を算定した。その結果を、図-18 に示す。

まず、橋梁システムの安全確率が大きい範囲では免震支承の損傷確率と橋梁システムの安全確率には線形関係が認められた。これは、外力が小さい場合、免震支承のみに非線形応答が生じ、他部材への損傷が低減されたためである。また、橋梁システムの安全確率が小さくなるに従い、両者の線形関係がなくなっているのは、外力が大きくなるに従って他部材も損傷し始めるためである。そして、橋梁システムの安全確率が 0.2 以下の範囲では、免震支承の損傷確率が 0 ~ 0.6 の間でばらついている。これは、他部材への損傷が大きくなり、免震支承のみの損傷（1 部材損傷）よりも 2 部材損傷や破壊の状態である確率が高くなるためである。

そこで、橋梁システムの安全確率と免震支承の損傷確

率の線形関係に着目し、橋梁システムの安全確率が 0.5 以上の範囲で線形回帰すると次式が得られた。

$$(\text{免震支承の損傷確率}) = 0.72 - 0.72 \times (\text{安全確率}) \quad (18)$$

これより、免震支承の損傷確率が橋梁システムの安全確率より上回る点は、橋梁システムの安全確率が 0.42 の時であることがわかる。したがって、提案手法を用いて、想定した外力に対する橋梁システムの信頼性を算定し、安全確率を比較することで、対象橋梁システムの状態を 3 つに分類することが可能となる。

このように、提案法を用いることにより、終局限界状態および損傷限界状態を同時に考慮した耐震性能の境界を定量的に算定することが可能となる。そして、耐震設計において、算定した境界値は、設計対象の橋梁システムの安全確率と比較することにより設計対象橋梁の耐震性能予測などをすることが可能である。

## 8. 結論

本研究で得られた主な結論を示す。

- 1) 橋梁システムおよび構成部位の破壊確率を逐次算定し、さらに構成部位の損傷確率も逐次算定する手法を提案した。これにより、橋梁システムの安全性と損傷状態の時間的推移を定量的に評価することができる。
- 2) 提案法を用い、橋梁システムの地震時安全性の時間的推移を評価した。その結果、橋梁システムの安全性に影響を与える部位および限界状態の時間的推移を把握することができた。
- 3) 内陸直下型地震波と海洋型地震波の 2 つに対し地震時の安全性および損傷状態の評価を行った。これより、地震波により橋梁システムに与える損傷程度の違いを把握することができた。
- 4) 杭基礎の曲げ耐力を変化させ、様々な降伏震度をもつ杭基礎を有する橋梁システムに対し安全性および損傷状態を評価した。
- 5) 免震構造と非免震構造を有する橋梁システムの安全性評価を行った。その結果、免震構造を有する橋梁システムの副次的な損傷は、主に橋脚基部の塑性化であることがわかった。
- 6) 橋梁システムの安全確率により耐震性能 1 と 2 の境界を定量的に把握した。

兵庫県南部地震以降、各部位・部材の耐震性の確保だけでなく、橋梁システムとして地震に耐える構造とすることが求められるようになった。本研究で提示した手法により、橋梁システムを構成する各部位・部材の安全性レベルと、システムの安全性レベルの両者を時間的推移の中で定量的に把握することができ、さらにシステムの耐震性に影響を与える設計（確率）変数を考察できる

など、橋梁全体系の耐震性の確保を目指した設計法への応用が可能である。一方で、信頼性理論を耐震設計に適用することの重要性が指摘されながらも、構造系に介入する各種不確定要因の統計データの不足などから、設計基準等に反映されるまでには至っていないのが実状である。そのため、今後各確率変数のデータベース化の充実に図る必要があるが、現時点でも、本研究で行ったような既往の実測データに基づき、確率変数のパラメータを設定するなどすれば、信頼性解析は十分に行うことができる段階までできていると考えられる<sup>22)</sup>。これにより、設定根拠の曖昧な安全係数等を用いた従来の設計に比べ、考慮した不確定要因を明示し、構造物の地震後に求められる耐震性能を破壊確率という共通の尺度を用いて規定する設計体系が構築されていくことも期待される。

### 参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.12.
- 2) 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応用，構造工学論文集，Vol.44A，pp.631-640，1998.3.
- 3) 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.275-278，1997.7.
- 4) 高田志郎，森川英典，松本正人，花川和彦：GIS データベースに基づいた橋梁耐震診断法の構築と損傷確率マトリックスの評価，構造工学論文集，Vol.44A，pp.689-699，1998.3.
- 5) 岡村甫：性能照査型基準について -耐震設計-，コンクリート工学，Vol.35，No.11，pp.6-7，1997.11.
- 6) 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.71-87，1997.11.
- 7) 岡村弘之：強度設計における安全率と信頼性，日本機会学会誌，第 73 巻，第 621 号，pp.56-64，1970.10.
- 8) 高橋利恵，濱本卓司：マルコフ過程を用いた構造物の確率論的損傷予測モデル，構造物の安全性および信頼性，Vol.2 JCOSSAR '91，pp.37-41，1991.11.
- 9) 川崎義人：信頼性設計（日科技連信頼性工学シリーズ 6），日科技連，1985.3.
- 10) 阿部俊一：システム信頼性解析法，日科技連，1987.4.
- 11) (社) 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：橋梁の耐震設計法に関する講習会 - 海外から見た日本の耐震設計法 -，pp.131-141，1998.9.
- 12) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，1996.12.
- 13) 神田昌幸：道路橋における支承および落橋防止構造の被災の総括，橋梁と基礎，Vol.30，No.8，pp.156-162，1996.8.
- 14) 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，土木学会鋼構造委員会 鋼構造新技術小委員会 耐震設計研究 WG，1996.7.
- 15) 岡原美知夫，中谷昌一，田口敬二，松井謙二：軸方向押込み力に対する杭の支持特性に関する研究，土木学会論文集，第 418 号 /III-13，pp.257-266，1990.6.
- 16) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.3.
- 17) 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用，1996.4.
- 18) 日本建築学会：建築構造力学の最近の発展 - 応力解析の考え方 -，1987.
- 19) 財団法人土木研究センター：建設省 道路橋の免震設計法マニュアル（案），1992.12.
- 20) 土木学会構造工学委員会 振動制御小委員会：振動制御セミナー 構造物の振動制御 (4) 地震による橋梁の動的応答と設計・制御，1998.12.
- 21) 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.
- 22) 星谷勝，石井清：構造物の信頼性設計法，鹿島出版，1986.5.

(1999. 3. 5 受付)

## SAFETY EVALUATION METHOD OF RC BRIDGE SYSTEMS UNDER EARTHQUAKE BASED ON RELIABILITY THEORY

Motoyuki SUZUKI, Mitsuyoshi AKIYAMA, Yasunori YAMAZAKI, Ryoji MATSUNAKA and Mitsuru DOI

In this study, a method for evaluating the failure probabilities of bridge systems and members based on a time - variant system reliability theory and a method for evaluating the failure probabilities of bridge systems and damage probabilities of members based on Markov chain were proposed. And the safety of RC bridge systems which are consisted of aseismic base isolation shoe, RC pier, and pile against earthquake is evaluated on the basis of the proposed method. Furthermore, the influences of member failure on the safety of bridge systems under earthquake are examined by use of the proposed method.