

## 論文 RC 橋脚の損傷期待値算定に関する一手法

岩本 篤<sup>\*1</sup>・青戸 拡起<sup>\*2</sup>・吉川 弘道<sup>\*3</sup>

**要旨：**本論は、建設地点の地震危険度を表現する地震ハザード曲線、および地震荷重に対する対象構造物の損傷度を表わす Damage Index Curve を用いることにより、合理的かつ客観的な対象構造物の損傷期待値算定システムの構築を試みるものである。単柱式 RC 橋脚を用いた解析例では、耐震性能の異なる 2 つの橋脚モデルを用いて、タイプ 1・タイプ 2 地震動別の各橋脚モデルに対する損傷期待値の算定を行った。

**キーワード：**RC 橋脚、性能照査型耐震設計法、地震ハザード曲線、Damage Index、損傷期待値

## 1. はじめに

性能照査型耐震設計 (Performance-based Seismic Design<sup>1)</sup>) を行う手法として、構造物が供用期間において遭遇するであろう想定地震動強度を設定し、構造物の物理的応答量を推定する評価法が考えられる。

そこで、本論は確率的損傷評価手法による地震時の構造物性能評価に関する一連の解析システムの提案を行うとともに、一解析例を例示する。ここでは、建設地点の地震ハザード曲線と対象 RC 構造物の地震荷重に対する Damage Index

Curve から構造物の年間損傷期待値と供用期間内の  $n$  年損傷期待値の算定が可能となる。すなわち、想定地震動強度、構造物の静的/動的特性および性能照査法の 3 者を合理的に組合せる性能照査型耐震設計を目指すものである。

## 2. 損傷期待値の算定

## 2.1 解析システムの概要

本論における損傷期待値算定に関する解析システムの流れは建設地点の設定および対象となる RC 構造物の選定から始まる。前者では周辺

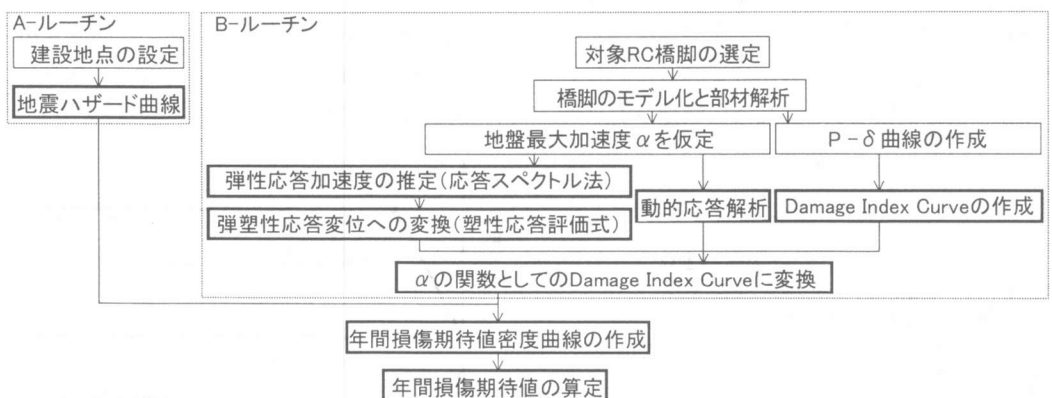


図-1 本システムによる解析フローチャート

\*1 武蔵工業大学大学院 工学研究科 土木工学専攻（正会員）

\*2 武蔵工業大学大学院 工学研究科 土木工学専攻（正会員）

\*3 武蔵工業大学教授 工学部 土木工学科 工博（正会員）

域の歴史地震、及び活断層データから地震ハザード曲線が作成され(図-1,Aルーチン)、後者では対象RC構造物のDamage Index Curveを設定するとともに、加速度応答スペクトルあるいは非線形動的応答解析から塑性応答変位が算定される。(図-1,Bルーチン)

最終的には両者の出力から地盤最大加速度(Peak Ground Acceleration, 以下 P.G.A.)をパラメータとする年間損傷期待値密度を定量的に求めることが可能となり、別途設定された供用期間(例えば、60~100年程度)の損傷期待値が算定される。

## 2.2 地震ハザード曲線

地震ハザード曲線は、地震動強度(ここでは P.G.A.)とその年超過確率との関係を表すもので、地震危険度解析を行う際に多用される。これは、通例地震カタログに収録された歴史地震記録および活断層データにより作成され<sup>2)</sup>、図-2のように表示される。

また、本システムにおいては、厳密ではないが、歴史地震データによる曲線をタイプ1地震動の、活断層データによる曲線をタイプ2地震動の地震ハザード曲線として扱い解析を行う<sup>3)</sup>。

同図に示すように、当対象地点では比較的低い P.G.A.では歴史地震データによりほぼ地震ハザード曲線が決定されるのに対し、P.G.A.が高くなるにつれて活断層データによる数値が支配的になっていくことが予想される。

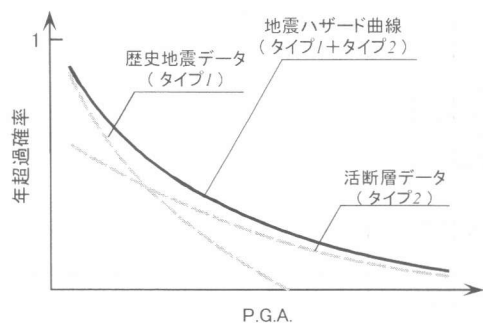


図-2 地震ハザード曲線

## 2.3 構造物の塑性応答推定と損傷評価

次に、選定構造物の地震時における応答特性および損傷特性の評価法について考える。

地震時応答特性については、現行道路橋示方書V耐震設計編<sup>4)</sup>の設計加速度応答スペクトルをもとに、これを応答倍率に換算することにより、任意の P.G.A. :  $\alpha(\text{Gal})$  に対する、対象構造物の弾性応答加速度  $C_E$  を求めることができる。さらに、弾性応答加速度  $C_E$  と構造物の主鉄筋降伏時の変位  $\delta_y$  をもとに次式のような塑性応答評価式(エネルギー一定則)を用いて最大塑性応答変位  $\delta_{resp}$  を算定することができる。

$$\delta_{resp} = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \left( \frac{C_E}{C_y} \right)^2 \right\} \times \delta_y \quad (1)$$

損傷特性について本システムでは主鉄筋の降伏を超えるような大変形を対象とするものとし、まず選定構造物の変形特性・荷重変位関係(P- $\delta$ 曲線)をモデル化する必要がある(図-3上図)。さらに、式(2)のような Damage Index<sup>5)</sup>を定義する(図-3下図)ことから、最大塑性応答変形に応じた損傷状態を客観的に表わすことができる。

$$D(\delta_{resp}) = \left( \frac{\delta_{resp} - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \right)^\gamma \quad (2)$$

ここで  $\gamma$  は進展係数である。したがって、 $\delta_{resp} < \delta_y \rightarrow D(\delta_{resp}) = 0$  (無損傷)、また  $\delta_{resp} > \delta_u \rightarrow D(\delta_{resp}) = 1$  (完全崩壊)となる。

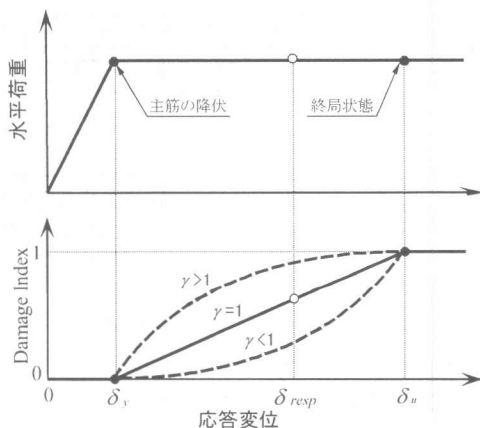


図-3 荷重変位関係を用いた Damage Index

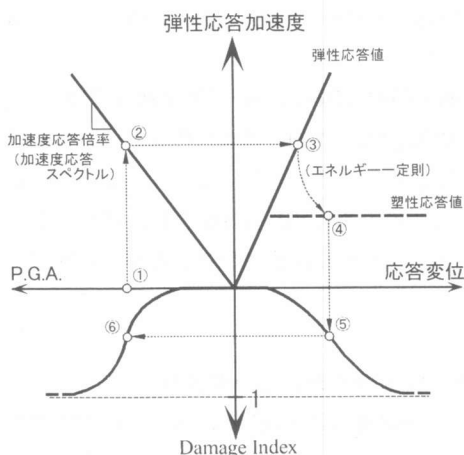


図-4 損傷率  $D$  の決定手順

以上のようにブルーチンでは任意の P.G.A.:  $\alpha$  に対して弾性応答加速度  $C_E$ , 塑性応答変位  $\delta_{resp}$ , および損傷率  $D$  が決定される (図-4①～⑥)。

## 2.4 年間損傷期待値密度および損傷期待値算定

年間損傷期待値密度は, 対象構造物の損傷期待値に対する地震動強度 (ここでは P.G.A.:  $\alpha$ ) の寄与を示す値である。

地震ハザード曲線より得られる任意の P.G.A.:  $\alpha$  についての年超過確率:  $P_A(\alpha)$  は, 次式より発生確率:  $p_A(\alpha)$  に変換することができる。

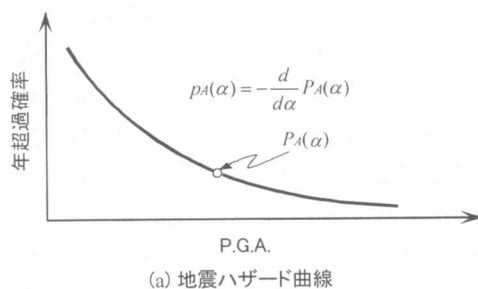
$$p_A(\alpha) = -\frac{d}{d\alpha} P_A(\alpha) \quad (3)$$

このときの条件付き Damage Index を  $D(\alpha)$  とすると, ある  $\alpha$  が発生し対象構造物に与える損傷量の期待値, すなわち年間損傷期待値の地震動強度に関する密度 (年間損傷期待値密度  $ed(\alpha)$ ) は, 次式のようになる。(図-5参照)

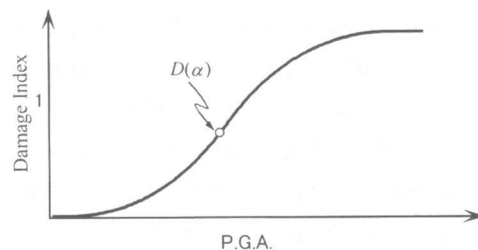
$$ed(\alpha) = D(\alpha) \cdot p_A(\alpha) \quad (4)$$

さらに年間損傷期待値は以下のようになる。

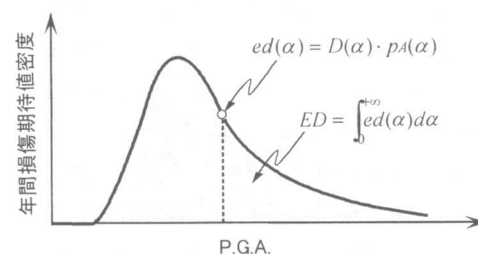
$$ED = \int_0^{+\infty} ed(\alpha) d\alpha = \int_0^{+\infty} D(\alpha) \cdot p_A(\alpha) d\alpha \quad (5)$$



(a) 地震ハザード曲線



(b) Damage Index Curve



(c) 年間損傷期待値密度曲線

図-5 年間損傷期待値密度  $ed(\alpha)$ ,

および年間損傷期待値  $ED$  の算定手法

また, 対象構造物の供用期間  $n$  年に対する  $n$  年損傷期待値  $ED_n$  は線形的に次式で与えるものとする。

$$ED_n = ED \times n \quad (6)$$

これは, 地震の発生過程が時間軸上で一様ランダムかつ独立と仮定すること (例えば定常ポアソン過程<sup>6)</sup>の成立) により成り立つものである。

## 3. RC 単柱式橋脚を用いた解析例

### 3.1 解析設定

ここでは, 兵庫県南部地震で被害を受けた単柱式橋脚Aを用いて本システムの解析例を示す。

この橋脚Aを対象として、現行道路橋示方書<sup>4)</sup>の規定に従い部材解析を行ったところ、等価重量  $W=8.62(\text{MN})$ 、降伏変位  $\delta_y=3.39(\text{cm})$ 、終局変位  $\delta_u=9.35(\text{cm})$ であった。また、本解析では降伏点周期  $T_y$ を設計固有周期とし、橋脚Aの場合、 $T_y=0.66(\text{sec})$ であった。さらに、曲げ耐力とせん断耐力を算出した結果、せん断耐力である  $P_s=4.46(\text{MN})$ が曲げ耐力  $P_u=3.53(\text{MN})$ を上回る結果となり、破壊モードとして曲げ破壊先行型であることが確認された。したがって本解析においては、曲げ破壊についてのみ解析を行う。

一方、橋脚Aの建設地点を神戸市と定め、地震ハザード曲線として神戸市庁舎附近を対象としたもの<sup>7)</sup>を用いるものとし、図-6に提示した。

ここでは地震動の種別として、タイプ1(プレート境界型地震)、タイプ2(内陸直下型地震)のように分類した。前者のプレート境界型地震とは、陸地近傍の大規模なプレート境界における震源域から発生する地震動をさし、最大加速度は250~400Gal程度と比較的低く、頻度も低いかわりに強震部の継続時間が長い(約30秒位)という特徴を持つ(例えば、北海道南西沖地震、エルセントロ地震)。後者の内陸直下型地震は、兵庫県南部地震の知見をもとに設定されたもので、内陸地震による震源断層近傍の地震動をさし、頻度は極めて低い一方で、最大加

速度は極めて高く、強震部の継続時間が短い(約10秒位<sup>8)</sup>)。

この頻度傾向は図7において年超過確率  $P_A=10^{-2}$ (再現期間100年)附近では地震ハザード曲線のほとんどがタイプ1のみによって決まるのに対し、 $P_A=10^{-3}$ (再現期間1000年)附近では逆にタイプ2の値が支配的になることから確認できる。

### 3.2 Damage Index Curve の作成

次に、年間損傷期待値密度  $ed(\alpha)$ 、年間損傷期待値  $ED$ 、および  $n$ 年損傷期待値  $ED_n$ を算定するにあたり、BルーチンにおけるDamage Index Curveを  $D(\alpha)$ のように地盤最大加速度  $P.G.A.: \alpha$ の関数として算定する必要がある。

まず、橋脚Aを線形1質点モデルと考え、タイプ1・タイプ2別に設定された加速度応答スペクトルを用い、固有周期  $T_y=0.66(\text{sec})$ の場合の加速度応答倍率を求めた。加速度応答倍率が求まれば、図-4①~⑥にしたがって任意の  $P.G.A.: \alpha$ に対する塑性応答変位  $\delta_{resp}$ を算定することができる。ここで、本解析システムの  $P.G.A.: \alpha=300\text{Gal}$ の場合の算出例を表-1に示す。

次に実地震動記録を用いて非線形動的応答解析を行い、本システムによる計算値との比較を行った。地震波は、タイプ2地震動とされる兵庫県南部地震の神戸海洋気象台観測波南北・東西成分(JMA-KOBE NS・EW)の2波を用い、タ

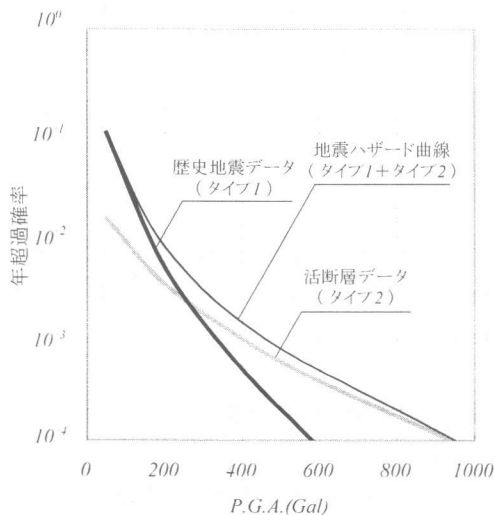


図-6 地震ハザード曲線

表-1 塑性応答変位  $\delta_{resp}$  の算出例 ( $\alpha=300\text{Gal}$ )

| P.G.A.: $\alpha$                         | 300 Gal            |                    |
|------------------------------------------|--------------------|--------------------|
| 地震動タイプ                                   | タイプ1               | タイプ2               |
| 加速度応答倍率                                  | 1.4                | 1.8                |
| 弾性応答加速度 $C_E$<br>(震度換算)                  | 420 Gal<br>(0.429) | 540 Gal<br>(0.551) |
| 塑性応答変位 $\delta_{resp}$<br>(応答塑性率 $\mu$ ) | 5.81 cm<br>(1.50)  | 7.32 cm<br>(2.16)  |

タイプ1地震動として Taft-NS・EW 成分, EL-centro NS・EW 成分, および Hachinohe-NS 成分の5波を使用した。解析は, 各地震動の最大入力加速度 (ここでは P.G.A.として扱う) を 0~800Gal まで 100Gal 刻みに増加させ, それぞれに対する橋脚の最大応答変位を求めた。

この動的応答解析結果 (応答塑性率 $\mu$ に換算) と, 本システムによる計算値との比較を図-7に示す。同図より, 橋脚Aが終局を迎える P.G.A. 以下 (比較的加速度である領域) では, 応答塑性率 $\mu$ について計算値と動的応答解析結果がほぼ一致することが確認できた。ただし, P.G.A.が増加するにしたがい, 本システムの計算値は過大評価となるため, 用いる塑性応答評価式の種類, あるいは適用範囲など, 別途考慮が必要であることがいえる。

次に, 任意の P.G.A.に対する弾塑性応答変位  $\delta_{resp}$  をもとに, 式(2)にしたがい (ここでは例として  $\gamma=1$  とした) Damage Index Curve を作成し, これを図-8に示す。図-8 (c) には次式のような Damage Index Curve の近似式  $D(\alpha)$ を導入した。

$$D(\alpha) = \int_0^{\alpha} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta\alpha} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln\alpha - \ln\alpha_0}{\zeta}\right)^2\right\} d\alpha \quad (7)$$

ただし,  $\alpha_0$ ,  $\zeta$ は近似式の形状を示すパラメータである。

### 3.3 損傷期待値算定

以上のような Damage Index Curve  $D(\alpha)$ をもとに, P.G.A.として  $\alpha=0\sim800\text{Gal}$  の範囲を想定し, 当該構造物, 橋脚Aのタイプ1, タイプ2地震動に対する, 年間損傷期待値密度曲線  $ed(\alpha)$  (図-9), および年間損傷期待値  $ED$  を算定した(表-2)。さらに, 文献9)にて設計された標準的なT型RC橋脚 (以下, 標準橋脚) を取り上げ, 同種の解析を行い図-9に併記した。両橋脚の諸元および解析結果を表-2に示す。

以上より本解析では, 年間損傷期待値密度, 年間損傷期待値ともにタイプ2地震動がタイプ1地震動を, 2つの橋脚間では, 橋脚Aが標準

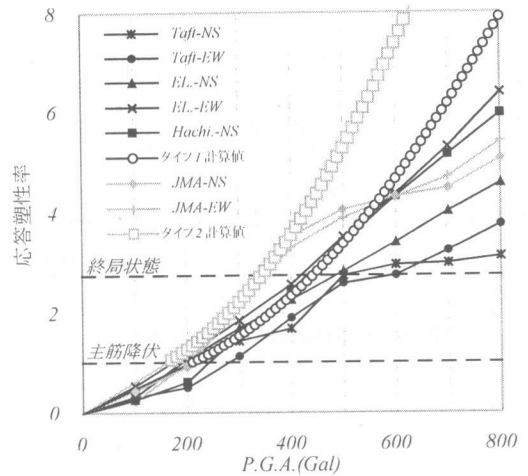
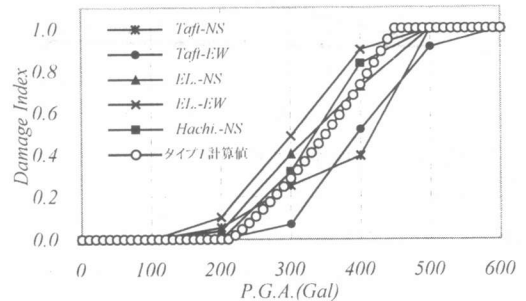
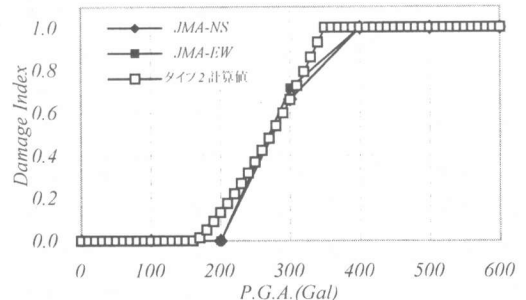


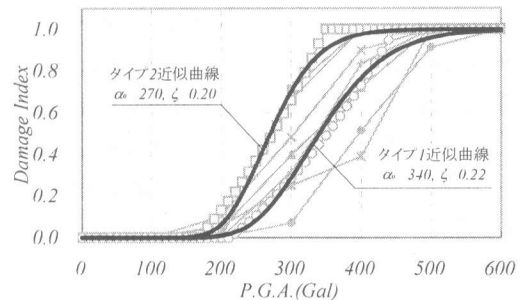
図-7 本計算値と動的応答解析結果



(a) タイプ1地震動



(b) タイプ2地震動



(c) 地震動タイプ別近似曲線  $D(\alpha)$

図-8 Damage Index Curve

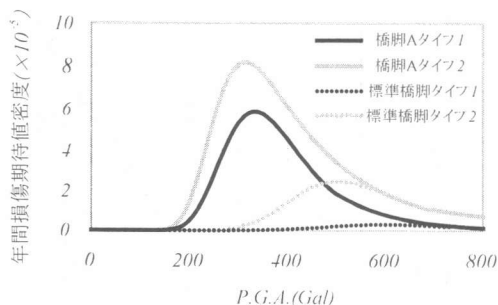


図-9 年間損傷期待値密度曲線

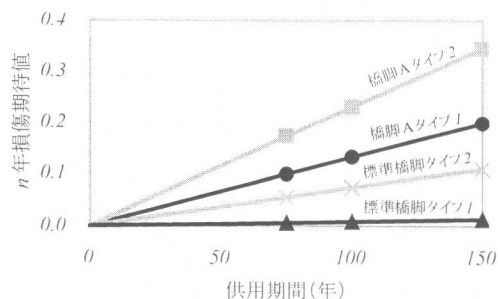


図-10 供用期間- $n$ 年損傷期待値関係

橋脚を上回ることが確認できた。

また、式(6)を用いて、建設後の供用期間における $n$ 年累積損傷期待値は図-10のようになる。

本システムでは地震発生を定常ポアソン過程と仮定したため、線形的増加となっている。

#### 4. 結論

本研究は、性能照査型設計法の前準備となる確率論的損傷評価手法による解析システムを提案するとともに、RC橋脚を対象とした解析例を提示したものである。これは採用した地震動別の地震危険度（地震ハザード曲線）および両橋脚の耐震性能（Damage Index Curve）、両者の影響を反映するものと考えられ、式(4)、(5)で与えられる年間損傷期待値の定量的な有用性を示唆するものと考えられる。ただし、本解析システムにおいて、個々の既往技術、対象構造物への適用法など、さらに注意深く検討すべき点は少なくない。

また、本システムは、性能基準（performance level）における、崩壊や大損傷（例えば、near

表-2 橋脚諸元および解析結果

| 橋脚モデル                        | 橋脚A               | 標準橋脚              |
|------------------------------|-------------------|-------------------|
| 断面寸法                         | 2700×2700<br>(円形) | 3500×4500<br>(矩形) |
| 建設地点                         | 神戸市庁舎付近           |                   |
| 橋脚等価重量 $W$                   | 8.62 MN           | 14.4 MN           |
| 降伏変位 $\delta_y$              | 3.39 cm           | 3.08cm            |
| 終局変位 $\delta_u$              | 9.35 cm           | 15.8cm            |
| 降伏点周期 $T$                    | 0.66 sec          | 0.60 sec          |
| $ED$<br>( $\times 10^{-4}$ ) | タイプ1              | 13                |
|                              | タイプ2              | 23                |
|                              | タイプ1+タイプ2         | 36                |
|                              |                   | 0.87              |
|                              |                   | 7.3               |
|                              |                   | 8.1               |

collapse state, survival limit state)を対象とするものである。ここでは、一般社会に対する‘性能レベル’と構造設計者が取り扱う‘工学的指標値、塑性変形量、およびこれらの安全値、（発生確率など）とをどのように合理的/客観的に結び付けるかがもっとも大きな問題である。

#### 参考文献

- 1) Fajfar, P and Krawinkler, H: Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, BALKEMA, 1997
- 2) (株)CRC 総合研究所: 基盤加速度・地震危険度予測システム 概説書, 1998
- 3) 土木学会地震工学委員会: レベル2 地震動と設計地震荷重の課題, 1997.10
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1996.12
- 5) Comité Euro-International Du Béton: RC Frames under Earthquake Loading, 1996, Thomas Telford
- 6) 土木学会: 動的解析と耐震設計[第1巻]地震動・動特性, 技報堂出版 1989
- 7) 亀田弘幸・石川裕・奥村俊彦・中島正人: 確率論的想定地震の概念と応用, 土木学会論文集, pp.75-87, No.577, 1997.10
- 8) 土木学会: 土木学会耐震基準等に関する提言集(第二次提言), 1996
- 9) 日本道路協会, 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の準用に関する参考資料, 1995