

リスク適合地震動のシミュレーション手法

亀田 弘行・能島 暢呂

SIMULATION OF RISK-CONSISTENT EARTHQUAKE GROUND MOTIONS

By *Hiroyuki KAMEDA* and *Nobuoto NOJIMA*

Synopsis

A method to combine probabilistic seismic hazard analysis and stochastic earthquake motion models is presented. A set of parameters characterizing stochastic earthquake motion models is determined on a consistent probabilistic basis. The method proposed herein consists of two steps. First, the ground motion intensity is determined in the context of the conventional hazard curve technique. Next, other ground motion parameters such as duration, predominant frequency, and spectral shape parameter are determined as conditional means corresponding to the annual probability of exceedance for the ground motion intensity. Besides, the concept of hazard-consistent magnitude and hazard-consistent epicentral distance is established as a convenient tool for determining the set of ground motion parameters in a simple manner. Some example applications are presented.

1. 序 論

近年、構造物の動的応答解析や動的設計を行う場合に、シミュレーション法による地震動が広く用いられ、このための地震動予測モデルに関する研究が数多く提案されてきた。いずれのモデルを用いるにしても、耐震設計等の実際の問題に適用する際には、モデルパラメータを厳密な工学的判断のもとに決定する必要がある。本来地震の発生は時間的・空間的に不確定な要素が強く、引き起される地震動もまた不規則なものであるため、確率論的な手法をもって扱うことは工学的に非常に有効であると考えられる。

最もよく用いられる方法に、確率論的地震危険度解析^{1),2)}がある。一般に地震危険度解析は地震動強度を表す指標（最大地震加速度、最大地震速度、加速度応答スペクトルなど）と、危険度を表す指標（年超過確率、再現期間など）の関係を示すものであり、それを図示したグラフはハザード曲線と言われている。

ここで、最大地動のように、単一の強度パラメータを対象とする場合には、従来の地震危険度解析を用いて確率論的に厳密な評価をする方法論が確立されている。しかしながら、地震動強度パラメータのみならず継続時間、卓越振動数、スペクトル形状パラメータといった複数のパラメータに支配されるような模擬地震動のシミュレーションを行う場合には、地震危険度解析のこれまでの方法では不満な点があることは否めない。つまり、複数のパラメータを同時に求めようとすると、各パラメータの同時確率分布を扱うことになり、解析的に非常に複雑であるばかりでなく、そのために膨大なデータが必要となることから、困難な問題となる。そこで、確率論的地震危険度解析の概念を有効に取り入れて、しかも解析的にあまり複雑にならないようにしてすべてのパラメータを決定する手法を開発することが望まれる。

本研究は以上のような見地から、地震動予測モデルに必要なすべてのパラメータを確率論的な手法により簡便に求める方法を提案することを目的としている。この方法は、地震動予測モデルを構成するすべてのモデルパラメータが地震規模と距離の関数として定義されていることを前提としている。まずモデルパラ

メータのうち、地盤や構造物の地震時挙動に最も影響を与えるのは強度パラメータであることから、上に述べたハザード曲線において構造物に要求される耐用年数に応じた年超過確率を与えることにより、強度パラメータの値を決定する。次に強度以外のパラメータについては、強度パラメータ決定の際に与えた年超過確率によって規定される地震群に対する条件付期待値として算出するものとする。

このようにして、強度パラメータに対する年超過確率のみを設定すれば地震動予測モデルに必要なすべてのモデルパラメータを確率論的に決定することが可能である。それらを用いて得られたシミュレーション地震動を、本研究では「リスク適合地震動」と定義する。

2. 地震動予測モデルパラメータの確率論的な決定手法

2.1 概 要

非定常特性を有する地震動 $x(t)$ は次式で表現できる。

$$x(t) = \sum_{k=1}^m \sqrt{2G(t, \omega_k) \Delta\omega} \cdot \cos(\omega_k t + \phi_k) \quad (1)$$

ここに、 $G(t, \omega_k)$ = 時刻 t , 円振動数 ω_k における非定常パワースペクトル, $\Delta\omega$ = 円振動数の刻み巾, ϕ_k は位相を表わし, $0 \sim 2\pi$ の一様乱数として扱い, m は振動数の分割数, 即ち重ね合わせの数である。

非定常パワースペクトル $G(t, \omega_k)$ は、一般的に次式のようにモデル化される。

$$G(t, \omega_k) = J(h_1, h_2, \dots) \quad (2)$$

ここに、 J = モデル関数, $h_1, h_2, \dots$ = モデルパラメータである。具体的には h_1, h_2 などは後の章において最大 rms 強度 γ , 継続時間 t_m , 卓越振動数 f_p , スペクトル形状パラメータ β_s などを表すものである。

これらのモデルパラメータの中では、明らかに強度パラメータが最も重要でありその評価方法も確立され

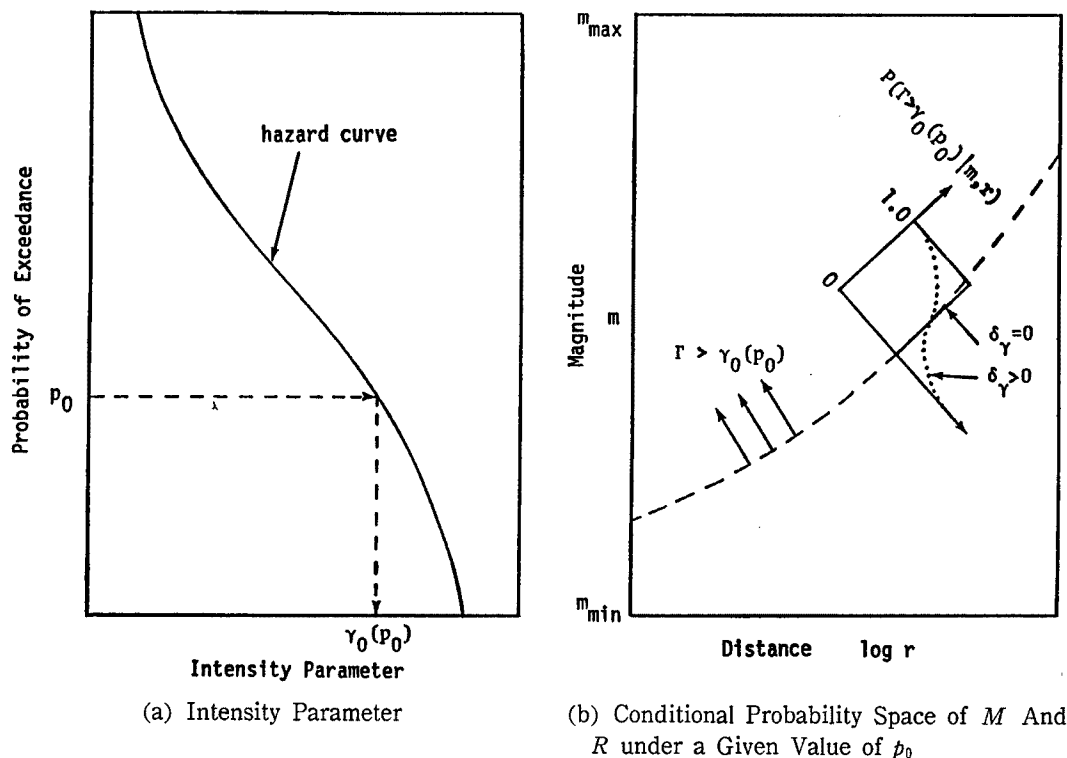


Fig. 1 Determination of Ground Motion Model Parameters.

ていることから、強度パラメータに対しては地震危険度解析の手法を厳密に適用して決定する。つまり、地震危険度解析の結果は年超過確率 p_0 とそれに対応した強度レベル $\gamma_0(p_0)$ との関係を表すハザード曲線 (Fig. 1 (a)) として得られるので、このハザード曲線において p_0 を定めれば $\gamma_0(p_0)$ を決定できる。

強度パラメータを除くモデルパラメータは、強度が $\gamma_0(p_0)$ を超過するような地震動を引き起こす地震群に限定した上での条件付期待値として決定するものとする。Fig. 1 (b) はこの概念図を示したものである。図中、 Γ は確率変数としての強度パラメータを表し、マグニチュード m と距離 r が与えられた場合に解析対象地点で地震動が所定の強度 $\gamma_0(p_0)$ を超過する、即ち $\Gamma > \gamma_0(p_0)$ となる条件付確率 $P(\Gamma > \gamma_0(p_0) | m, r)$ が記入されている。ここで、 δ_r はアテニュエーション式の不確定性を表す変動係数であり、 $\delta_r = 0$ の場合には Fig. 1(b) の破線で示すように $P(\Gamma > \gamma_0(p_0) | m, r)$ が1となる部分と0となる部分を明確に区別する境界線を引くことができる。両者のうち $P(\Gamma > \gamma_0(p_0) | m, r) = 1$ を与える部分が $\Gamma > \gamma_0(p_0)$ となるような地震動を引き起こしうる地震群である。一方、 $\delta_r > 0$ の場合は条件付確率 $P(\Gamma > \gamma_0(p_0) | m, r)$ は点線で示すように連続的に変化する。この条件付確率をすべてのマグニチュードと距離について算出して一種の重み関数として用いることにより、強度を除くモデルパラメータ（ここでは変数 x に代表させる）を条件付期待値 $\bar{x}(p_0)$ の形で次式から求める。

$$\bar{x}(p_0) = E[x | \Gamma > \gamma_0(p_0)] \dots\dots\dots (3)$$

詳しい定式化は後出の式(10)に示す。

以上に述べたようにしてすべてのモデルパラメータが単一のリスクパラメータである年超過確率 p_0 の関数として決定される。この手法によれば、確率論的根拠から逸脱することなく、しかも解析的にも簡便な取り扱いが可能となる。

2.2 強度パラメータの決定

本研究では、地震発生が時間的にはポアソン過程に従い、位置的には地震活動度の違いにより分割された地震域内で一様にランダムかつ独立であると仮定した、従来の地震危険度の解析手法を用いている。その概要を以下に簡単に示しておく。

構造物の建設地点など、解析の対象となる地点において地震動強度 Γ がある値 γ を1年間に超過する確率 p_0 は次式で与えられる。

$$p_0 = 1 - \exp \left\{ - \sum_{k=1}^n \nu_k q_k(\gamma) \right\} \cong \sum_{k=1}^n \nu_k q_k(\gamma) \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 n =解析対象地点周辺を分割した地震域の総数、 ν_k =地震域 k における地震（マグニチュードの上限 m_{uk} 、下限 m_{lk} ）の年平均発生率である。また $q_k(\gamma)$ は地震域 k において地震が1回発生した場合に解析対象地点で $\Gamma > \gamma$ となる確率で、次式により定式化される。

$$q_k(\gamma) = \int_{m_{lk}}^{m_{uk}} \int_{r_{lk}}^{r_{uk}} P(\Gamma > \gamma | m, r) f_{M_k}(m) f_{R_k}(r) dr dm \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $f_{M_k}(m)$ =地震域 k におけるマグニチュードの確率密度関数、 $f_{R_k}(r)$ =地震域 k の形態より定まる距離 r （上限 r_{uk} 、下限 r_{lk} ）の確率密度関数、 $P(\Gamma > \gamma | m, r)$ =マグニチュード m と距離 r が与えられた場合に $\Gamma > \gamma$ となる確率である。

アテニュエーション式 $\hat{\gamma}(m, r)$ の不確定性、即ちバラツキを考慮に入れる場合はアテニュエーション特性は次のような表現を用いる。

$$\Gamma = U \cdot \hat{\gamma}(m, r) \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 U =メジアンが1で変動係数が δ_r である対数正規変数とする。このとき、

$$\begin{aligned} P(\Gamma > \gamma | m, r) &= P(U \cdot \hat{\gamma}(m, r) > \gamma) \\ &= P\left(U > \frac{\gamma}{\hat{\gamma}(m, r)}\right) \dots\dots\dots (7) \end{aligned}$$

となる。

式(4)の年超過確率 p_0 を様々な γ の値について算出するとハザード曲線が得られ、 p_0 を設定することによって Fig. 1(a) に示すように強度パラメータ $\gamma_0(p_0)$ が算定できる。

2.3 強度を除くモデルパラメータの決定

年超過確率 p_0 が与えられた強度パラメータ $\gamma_0(p_0)$ が定まると、他の地震動モデルパラメータを式(3)に基づいて決定する。求めるべきモデルパラメータを x に代表させると、 x はマグニチュード m と距離 r の関数として次式のように表現されているものとする。

$$x = g(m, r) \quad \dots\dots\dots (8)$$

地震域 k で地震が発生し $\Gamma > \gamma_0(p_0)$ となったという条件のもとでのモデルパラメータ x の条件付期待値 $\bar{x}_k(p_0)$ は以下のように求められる。

$$\begin{aligned} \bar{x}_k(p_0) &= E[x | \Gamma > \gamma_0(p_0) \cap E_k] \\ &= \int_M \int_R g(m, r) f_{M,R | \Gamma > \gamma_0(p_0)}(m, r) dr dm \\ &= \frac{1}{q_k(\gamma_0)} \int_M \int_R g(m, r) P\left(U > \frac{\gamma_0(p_0)}{\hat{\gamma}(m, r)}\right) f_{M_k}(m) f_{R_k}(r) dr dm \quad \dots\dots\dots (9) \end{aligned}$$

ここに E_k は地震域 k において地震が発生したという事象を表し、 $f_{M,R | \Gamma > \gamma_0(p_0)}(m, r)$ = 条件 $\Gamma > \gamma_0(p_0)$ のもとでのマグニチュードと距離の条件付同時確率密度であり、ハザード曲線の1点に対応して規定される地震群を表すものである。式(9)をすべての地震域に拡張する場合は、 $\Gamma > \gamma_0(p_0)$ となる地震の発生率 $\nu_k q_k(\gamma_0)$ に応じた重みづけを施して、条件付期待値 $\bar{x}(p_0)$ を次式により算出する。

$$\begin{aligned} \bar{x}(p_0) &= \frac{\sum_{k=1}^n \nu_k \bar{x}_k(p_0) q_k(\gamma_0)}{\sum_{k=1}^n \nu_k q_k(\gamma_0)} \\ &= \frac{\sum_{k=1}^n \nu_k \int_M \int_R g(m, r) P(\Gamma > \gamma_0(p_0)) f_{M_k}(m) f_{R_k}(r) dr dm}{\sum_{k=1}^n \nu_k \int_M \int_R P(\Gamma > \gamma_0(p_0)) f_{M_k}(m) f_{R_k}(r) dr dm} \quad \dots\dots\dots (10) \end{aligned}$$

2.4 ハザード適合マグニチュード・ハザード適合距離

式(10)において、変数 x をマグニチュード m あるいは距離 r に置き換えて得られる条件付期待値 $\bar{m}(p_0)$, $\bar{r}(p_0)$ をそれぞれここでハザード適合マグニチュード、ハザード適合距離と定義する。

それらは p_0 によって規定された地震群の代表値を条件付期待値として算出したものであり、 $\Gamma > \gamma_0(p_0)$ となる地震動を引き起こす地震の具体的なイメージを与えるものである。さらに式(8)に示すモデルパラメータの推定式に $\bar{m}(p_0)$, $\bar{r}(p_0)$ を代入することにより、1次近似の形で x の期待値を容易に算定することができる。即ち、

$$\bar{x}(p_0) \cong g(\bar{m}(p_0), \bar{r}(p_0)) \quad \dots\dots\dots (11)$$

3. 数値解析例に用いる地震動予測モデル

本章では、第4章のリスク適合地震動発生のために用いた地震動予測モデルについて説明する。地震加速度 $x(t)$ の定式化は式(1)に示すとおりである。振動数の上限値 f_u , 下限値 f_l はそれぞれ $f_u = 10.03 \text{ Hz}$, $f_l = 0.13 \text{ Hz}$ に固定し、振動数のきざみ幅は、 $\Delta f (= \Delta \omega / 2\pi) = 0.06 \text{ Hz}$, 重ね合せ数は $m = 166$ とした。

Sugito and Kameda³⁾ は、S波速度が 600~700 m/sec である工学的基盤面において非定常地震動予測モデルを提案している。本研究において用いるモデルは文献3)に基づくものであるが、スペクトル関数を有

理関数表示している点で異なっている。この有理関数型スペクトルモデルは、不規則振動論への応用に適しているという見地から提案されたものである。基盤スペクトルに加えて、**3.3** では地盤の非線形増幅特性を考慮した地表スペクトルへの変換を、有理関数表示の変換係数 β_R によって行い、任意の地盤における地震動を発生できるようにした。

3.1 非定常型モデル (EMP-IBR)

非定常地震動モデルのパワースペクトルを次式により表現する。

$$G(t, 2\pi f) = \alpha_f(t) \frac{2\beta_g(t)}{\pi^2 f_p(t)} \cdot \frac{\{f/f_p(t)\}^2}{[1 - \{f/f_p(t)\}^2]^2 + 4\beta_g^2(t) \{f/f_p(t)\}^2} \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここで、 $\alpha_f(t)$ = 時刻 t における自乗平均パワーを表すパラメータ (gal²)、 $f_p(t)$ = 時刻 t におけるスペクトルの卓越振動数 (Hz)、 $\beta_g(t)$ = 時刻 t におけるスペクトル形状を表すパラメータであり大きな値をとるほどなだらかな形状を持つスペクトルとなる。これらのパラメータを時刻 t の関数として以下のように定める。

$$\alpha_f(t) = \gamma^2(t/t_m)^2 \exp\{2(1-t/t_m)\} \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$f_p(t) = f_{p0} + A_1(t - t_m) \quad \dots\dots\dots (14)$$

$$\beta_g(t) = \beta_{g0} + B_1(t - t_m) \quad \dots\dots\dots (15)$$

ここに、 t_m = パラメータ $\alpha_f(t)$ が最大となる時刻 (sec)、 $\gamma = \sqrt{\alpha_f(t_m)}$ = 最大 rms 強度 (gal) で、 f_{p0} 、 β_{g0} 、 A_1 、 B_1 は時間に独立なパラメータである。**Table 1** の式(16)～(21)は、式(13)～(15)の右辺の諸量のマグニチュードと震央距離による回帰式である。式(22)は卓越振動数がマグニチュードに依存する下限値 f_{pmin} を持つことを示し、震源スペクトルと応力降下比の関係⁴⁾を用いて定められたものである。

Table 1 The Regression Equations for Ground Motion Model Parameters

$\log \gamma = 1.950 + 0.5371 M - 1.991 \log(\Delta + 30.0) \quad \dots\dots\dots$	(16)
$t_m = 19.77 - 7.35 M + 0.7196 M^2 + 0.0023(M - 1) \cdot \Delta \quad \dots\dots\dots$	(17)
$f_{p0} = 4.124 + (0.0115 - 0.0048 M + 0.000272 M^2) \cdot \Delta$ $+ (-0.7959 + 0.2577 M - 0.01743 M^2) \cdot 10^{-4} \cdot \Delta^2 \quad \dots\dots\dots$	(18)
$\beta_{g0} = -0.2306 + 0.2967 M - 0.0174 M^2 + (-0.0193 + 0.0049 M - 0.0003 M^2) \cdot \Delta \quad \dots\dots\dots$	(19)
$A_1 = \begin{cases} -11.76 + 3.187 M - 0.2158 M^2; & M \leq 7.5 \\ 0 & ; M > 7.5 \end{cases} \quad \dots\dots\dots$	(20)
$\log B_1 = -0.02160 - 0.5713 \log(\Delta + 30) \quad \dots\dots\dots$	(21)
$f_p(t)_{min} = 6.78 \cdot 10^{-0.1M} \quad \dots\dots\dots$	(22)

M ; magnitude Δ ; epicentral distance (km)

ただし式(16)～(21)は震央距離が以下に述べる Δ_0 を用いて $\Delta > \Delta_0$ である場合に適用される。震央距離が Δ_0 以内である領域は、地震動の強度が震央距離によらず一定となる震央域として扱われる。即ち、 $\Delta \leq \Delta_0$ の場合は $\Delta = \Delta_0$ としてすべてのパラメータを算定するものとする。式(23)に、 $\Delta_0(km)$ をマグニチュード m の関数として求める式を示す。

$$\Delta_0(m) = 1.06 \times 10^{0.242m} - 30 \quad (m \geq 6.0) \quad (in \ km) \quad \dots\dots\dots (23)$$

式(16)～(19)から得られるモデルパラメータの値を、**Fig. 2 (a)～(d)** に掲載した。

3.2 振幅変調型モデル (EMP-IBRA)

3.1 の EMP-IBR モデルはスペクトルを決定するパラメータ f_p および β_g が時間関数として定められているので、スペクトル特性に非定常性を有している。ここで f_p および β_g を時刻にかかわらず定数とする

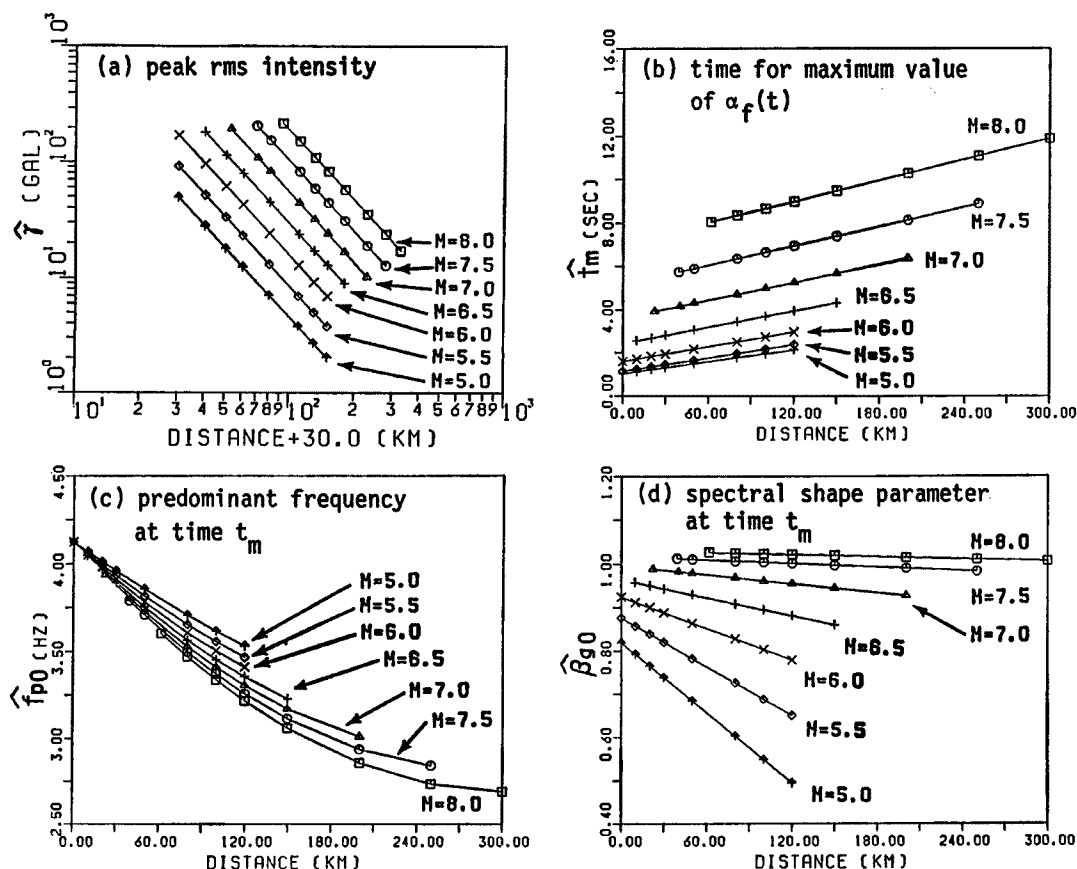


Fig. 2 The Values of Model Parameters Obtained from Eqs. (16)~(19).

と、スペクトル特性は時間的に変化しないが振幅特性が変化する、振幅変調型モデル (EMP-IBRA) が定義できる。即ち、式(14), (15)において $A_1=B_1=0$ として $f_b(t)=f_{b0}$, $\beta_s(t)=\beta_{s0}$ と定式化する。式(12)のうち自乗平均パワーを表す $\alpha_f(t)$ のみが時間に依存するパラメータとなり、パワースペクトルは式(13)のように表現できる。

$$G(t, 2\pi f) = \alpha_f(t) \frac{2\beta_{s0}}{\pi^2 f_{p0}} \frac{\{f/f_{p0}\}^2}{[1 - \{f/f_{p0}\}^2]^2 + 4\beta_{s0}^2 \{f/f_{p0}\}^2} \dots\dots\dots (24)$$

振幅変調型モデルを用いると、不規則振動論による理論的な解析がさらに簡便に行えるという利点がある。

3.3 地盤の非線形増幅特性を考慮したスペクトル変換係数

地表地震動の強度や振動数特性は、表層地盤の非線形増幅特性に強く影響を受ける。本研究では振動数軸上で有理関数モデルで表示した変換係数⁵⁾ $\beta_R(f)$ を提案し、基盤地震動のパワースペクトルに任意の地盤条件を与えて地表地震動のパワースペクトルに変換する。地表地震動の非定常パワースペクトル $G_s(t, 2\pi f)$ を次式で表現する。

$$G_s(t, 2\pi f) = \{\beta_R(f)\}^2 G(t, 2\pi f) \dots\dots\dots (25)$$

Fig. 3 は式(25)の $G(t, 2\pi f)$ から $G_s(t, 2\pi f)$ への変換を概念的に示したものである。

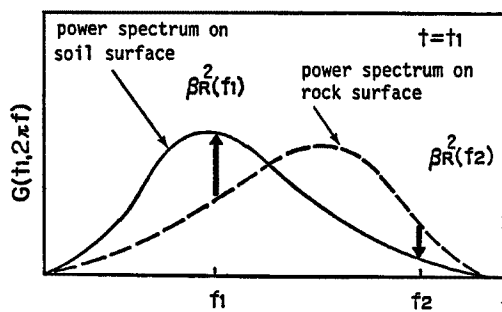


Fig. 3 Conversion of the Power Spectrum with Nonlinear Soil Amplification.

変換係数 $\beta_R(f)$ は有理関数を用いて次式のように定式化する。

$$\beta_R(f) = \frac{1 + 2a^2(f/f_s)^2}{\{1 - (f/f_s)^2\}^2 + 4h_s^2(f/f_s)^2} \quad \dots\dots\dots (26)$$

式中のモデルパラメータ f_s , h_s , a の決定方法を以下に示す。文献6)による非定常パワースペクトルの変換係数 $\beta_a(f)$ を用いて、3つの振動数 f_1 , f_2 , f_3 に対する値を求め、 β_1 , β_2 , β_3 とする。式(26)の関数がこの3点を通るように f_s , h_s , a を決定する。Table 2 の式(27)～(30)は、 f_1 , f_2 , f_3 , β_1 , β_2 , β_3 からモデルパラメータを算出する式である。本研究では、振動数の選定を $f_1=0.55$ Hz, f_2 =変換係数 $\beta_a(f)$ の最大値を与える振動数, $f_3=7.87$ Hz とした。

Table 2 Model Parameters for the conversion Factor $\beta_R(f)$

$f_s = \left[\frac{f_1^2 f_2^2 f_3^2 \{f_1^2 \beta_1 (\beta_2 - \beta_3) + f_2^2 \beta_2 (\beta_3 - \beta_1) + f_3^2 \beta_3 (\beta_1 - \beta_2)\}}{f_1^2 f_2^2 (1 - \beta_3) (\beta_1 - \beta_2) + f_2^2 f_3^2 (1 - \beta_1) (\beta_2 - \beta_3) + f_3^2 f_1^2 (1 - \beta_2) (\beta_3 - \beta_1)} \right]^{1/4} \quad \dots\dots\dots (27)$
$h_s = \sqrt{\frac{\beta_1}{2(\beta_1 - \beta_2)} \left(X_1 - \frac{\beta_2}{\beta_1} X_2 \right)}, \quad a = \sqrt{\frac{\beta_1 \beta_2}{\beta_1 - \beta_2}} (X_1 - X_2) \quad \dots\dots\dots (28) (29)$
$\text{where } X_i = 1 - \frac{1}{2} (1 - \beta_i) \frac{f_i^2}{f_s^2} - \frac{f_i^2}{2f_s^2}; \quad i=1, 2 \quad \dots\dots\dots (30)$

文献6)では $\beta_a(f)$ をごく表層における地盤の軟弱さを表す地盤パラメータ⁷⁾ S_n , 工学的基盤面までの深さを表す⁸⁾ $d_p(m)$, 基盤地震動の強度 $G(t_m, 2\pi f)$ の関数で与えている。ここに、 S_n は標準貫入試験の N 値分布図から次式より算出される。

$$S_n = 0.264 \int_0^{d_p} \exp\{-0.04N(x)\} \exp\{-0.14x\} dx - 0.885 \quad \dots\dots\dots (31)$$

ただし、 $N(x)$ =深さ $x(m)$ における N 値, d_p =ボーリング資料の深さである。式(31)中の数値は、表層地盤の軟弱さが地表地震動の最大加速度に与える影響を S_n が現出するように回帰分析を行って求めたものである。

以上のように地盤条件のみでなく基盤地震動の強度をも考慮した変換係数 $\beta_R(f)$ を用いることにより、地盤の非線形増幅特性を表現できる地震動予測モデルが得られる。

4. リスク適合地震動の発生

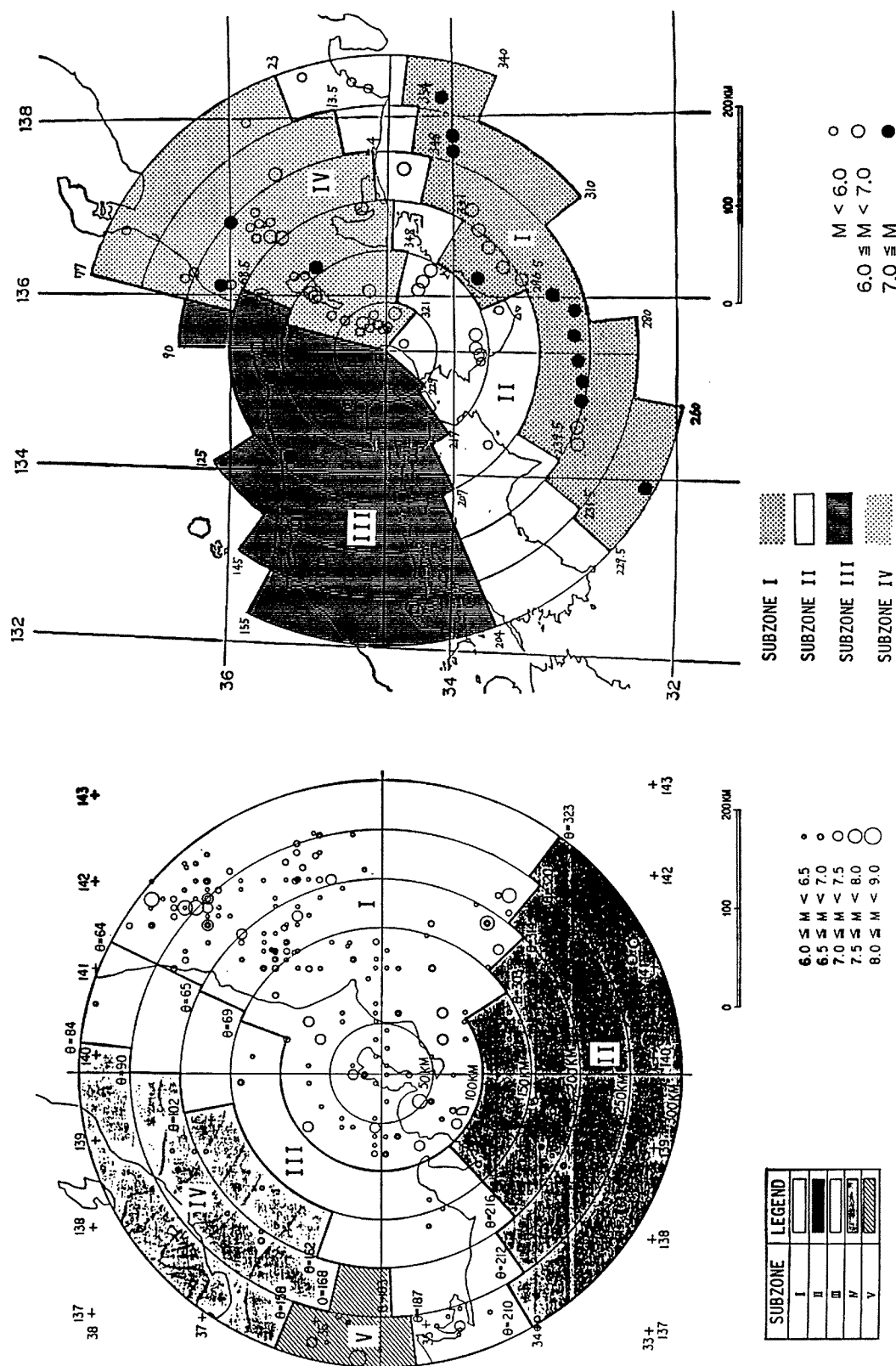
4.1 リスク適合地震動の概念

第2章で述べた手法により、すべての地震動モデルパラメータが年超過確率 p_0 と適合した形で決定されるが、これらのパラメータを用いて発生したシミュレーション地震動をここで「リスク適合地震動」と定義する。以下では第3章で扱った地震動予測モデルのモデルパラメータを推定し、リスク適合地震動を算出した数値計算例を示す。

4.2 東京・大阪に対する震源モデル

解析対象地点(サイト)は東京・大阪の2地点である。解析のため歴史地震の規模と震央位置を示した分布図を参照するが、本研究ではサイト周辺の半径 300 km 以内に発生した地震を考慮に入れた。その範囲を地震活動度や活断層区分の相違から数個の地域(サブゾーンと呼ぶ)に分割する。

Fig. 4 に東京と大阪周辺の地震発生状況およびサブゾーン分割を示す。これらのデータおよびモデルは、東京については建設省土木研究所⁹⁾, 大阪については阪神高速道路公団¹⁰⁾によった。解析に必要な諸量、即ちサブゾーンごとに与える地震の年平均発生率と考慮した最大マグニチュード m_u , および Gutenberg-Richter 式の b 値は Table 3 に示すとおりである。ただし年平均発生率はマグニチュード 6 以上の地震についてであり、単位面積あたりの数値に換算して記入した。



(a) Tokyo (文献9) より引用
 (b) Osaka (文献10) より作製

Fig. 4 Epicenters And Magnitudes of Recorded Earthquakes And Idealized Seismic Sources.

Table 3 Data of Recorded Earthquakes for Each Subzone

(a) Tokyo ⁹⁾				(b) Osaka ¹⁰⁾			
subzone	annual earthquake occurrence rate per unit area ($m \geq 6$)	maximum magnitude under consideration m_u	b-value of Gutenberg-Richter's equation	subzone	annual earthquake occurrence rate per unit area ($m \geq 6$)	maximum magnitude under consideration m_u	b-value of Gutenberg-Richter's equation
I	2.11×10^{-5}	8.0	0.99	I	0.77×10^{-6}	8.6	0.42
II	0.39×10^{-5}	8.5	0.99	II	1.09×10^{-6}	7.1	1.16
III	0.35×10^{-5}	7.25	1.31	III	1.17×10^{-6}	7.5	1.15
IV	0.22×10^{-5}	7.5	2.00	IV	2.34×10^{-6}	7.9	1.00
V	0.74×10^{-5}	8.0	0.67				

4.3 モデルパラメータの決定

(1) 最大 rms 強度の決定のためのハザード曲線

アテニュエーション式の不確定性を考慮に入れた危険度も算出する目的を持つため、アテニュエーション特性の表現に式 (6) を用いた。Kameda and Sugito¹¹⁾ は、前出のパラメータ S_u と d_r の形で地盤条件に関する情報を取り入れた上でなお残存するアテニュエーション式の不確定性は $\delta_r = 0.427$ であるとしている。以下ではおもに、 $\delta_r = 0$ の場合と $\delta_r = 0.427$ の場合を比較しながら議論していくものとする。

Fig. 5 は $\delta_r = 0, 0.2, 0.427$ の3種の値を与えたハザード曲線である。東京と大阪の違いをみると、 δ_r を等しく与えた場合、東京の危険度が大阪の危険度を常に上回っており、Table 3 に示す年平均発生率の違いが危険度に如実に反映されていることがわかる。次に変動係数 δ_r による違いをみると、 $\delta_r = 0$ の場合のみ最大 rms 強度は約 220 gal の上限値を持つことが認められる。これは震央域を設定して最大 rms 加速度の上限を定めており、しかもアテニュエーション式の不確定性を考慮していないためである。

ハザード曲線を用いた強度の決定の例を示すと、再現期間 200 年で $\delta_r = 0.427$ とした場合、東京で $\gamma_0(p_0 = 0.005) = 267.7$ gal、大阪で $\gamma_0(p_0 = 0.005) = 96.5$ gal となる。

(2) ハザード適合マグニチュード・震央距離の算出

Fig. 6 にハザード適合マグニチュード $m(p_0)$ 、ハザード適合震央距離 $\bar{r}(p_0)$ を示す。まず $m(p_0)$ についてみると、 p_0 を小さくするほど $m(p_0)$ は大きくなっている。これは p_0 によってマグニチュードの大きな地震群に限定されていることに起因する。一方 $\bar{r}(p_0)$ は p_0 が小さくすると一般的には減少する傾向にあるが、東京で $\delta_r = 0$ 、 $p_0 < 0.01$ の場合、即ち $\gamma_0(p_0) > 188.5$ gal となる領域では逆に増大している。この結果は以下のような理由によると考えられる。Fig. 2 (a) にみられるように $\gamma_0(p_0) > 188.5$ gal というレベルの強度を起こしうる地震は、震央域を考慮したためマグニチュードが 7.5 を越えるものに限られている。実際、 $m(p_0)$ も $p_0 < 0.01$ では急激に増大している。さらにそのような地震は、マグニチュードとともに拡大する (式 (23) 参照) 震央域内で均一な強度を与える。そのため平均値としての $\bar{r}(p_0)$ が大きな値をとるのである。

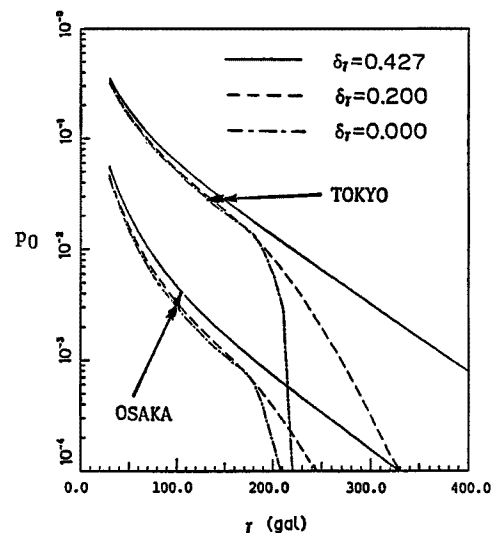


Fig. 5 Hazard Curves for Tokyo And Osaka.

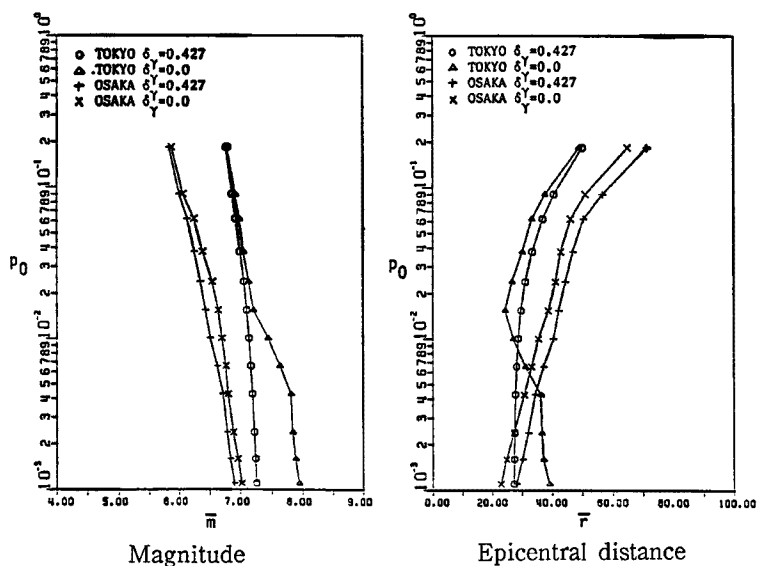


Fig. 6 Hazard-consistent Magnitude And Hazard-consistent Epicentral Distance.

(3) 継続時間・卓越振動数・スペクトル形状パラメータの条件付期待値と、 $\bar{m}(p_0)$, $\bar{r}(p_0)$ による近似解

Fig. 7 の実線は各パラメータの条件付期待値を示したものである。年超過確率 p_0 を小さくするほどマグニチュードが大きく震央距離が小さな地震群に限定されることから、継続時間 $\bar{t}_m(p_0)$ は長くなっている (Fig. 2(a)参照)。また卓越振動数 $f_{p_0}(p_0)$ はマグニチュードよりも震央距離に大きく左右される傾向 (Fig. 2(c)参照) があるため、 p_0 が小さいほど高振動数が卓越している。スペクトル形状については p_0 が小さいほどなだらかなスペクトル形状を与える、即ち $\beta_{g0}(p_0)$ は大きな値をとる傾向がある。それぞれの値の変化の仕方は東京と大阪という地域特性と、強度パラメータのアテニュエーション式の変動係数の二者により異なることがわかる。

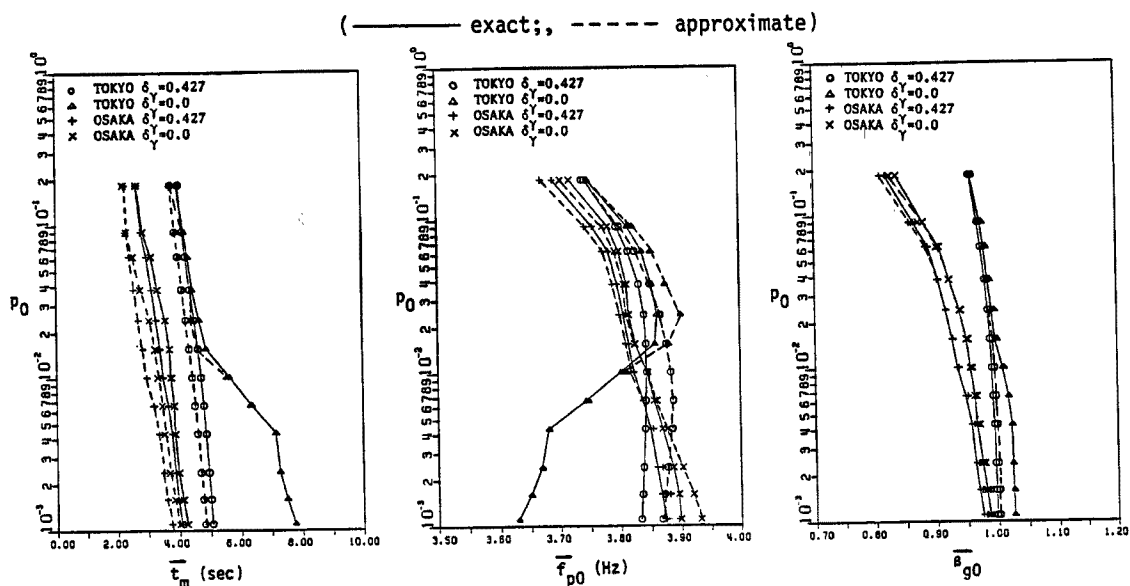
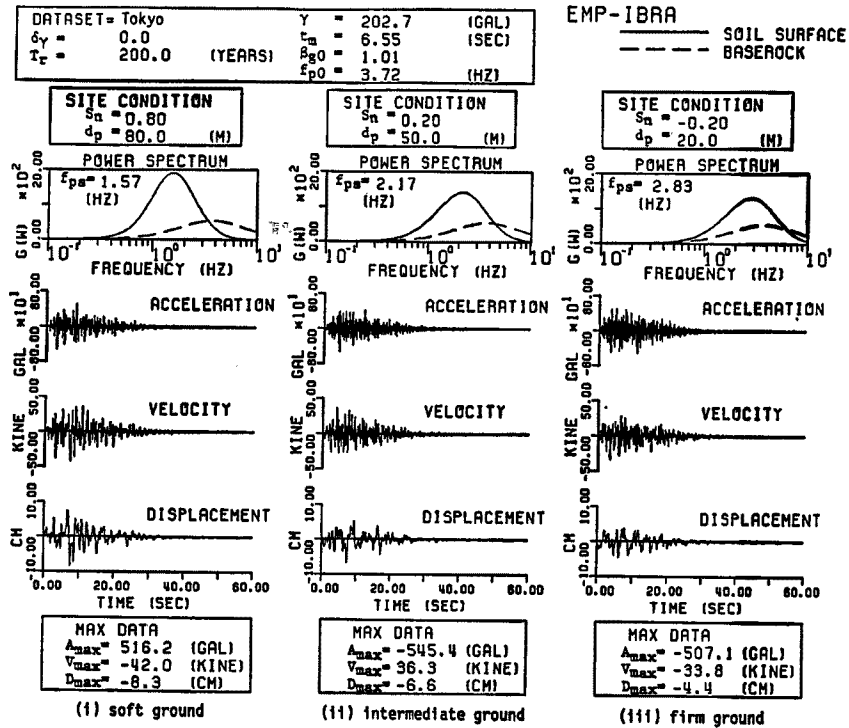
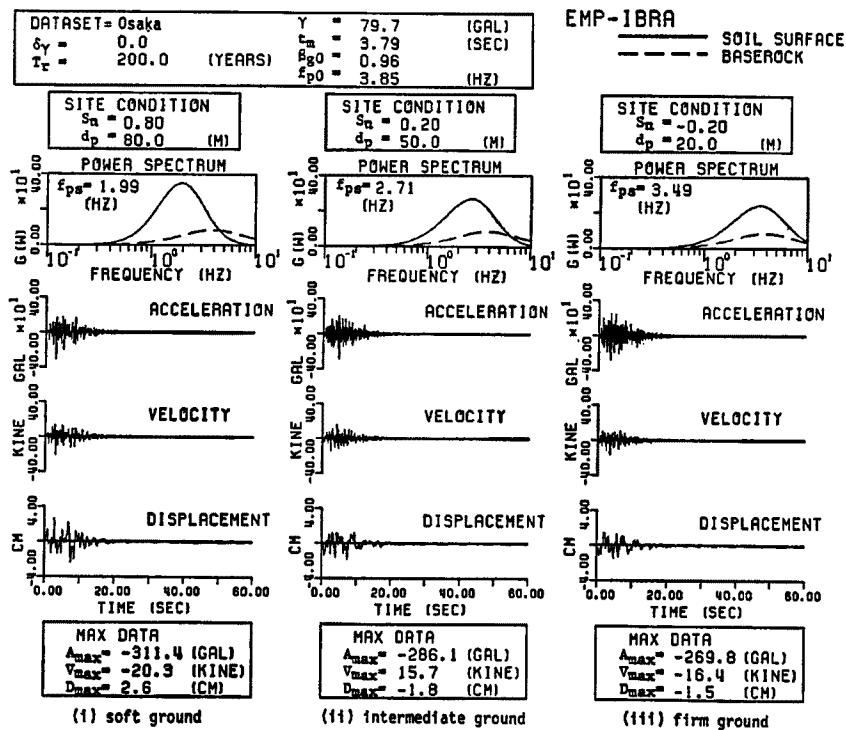


Fig. 7 Conditional Means of t_m , f_{p_0} , β_{g0} .



(a) Tokyo



(b) Osaka

 Fig. 8 Examples of Risk-consistent Earthquake Motions Using EMP-IBRA ($p_0=0.005$).

次に Fig. 7 の破線はハザード適合マグニチュード $m(p_0)$ とハザード適合震央距離 $r(p_0)$ を用いて、式 (11) から得られたモデルパラメータの近似値である。継続時間 $\bar{t}_m(p_0)$ にわずかの食い違いがみられるが全体的によく一致しているといえる。

4.4 リスク適合地震動の発生

上述したモデルパラメータを用いると、任意に定めた年超過確率 p_0 と任意の地盤条件に対するシミュレーション地震動が得られる。ここでは EMP-IBRA による地表地震動のみを Fig. 8 に示す。図示したのは $p_0=0.005$ (再現期間 $T_r=200$ 年) で $\delta_r=0$ のケースであり、左側が軟弱で表層の厚い地盤、中間が標準的な地盤、右側が堅く表層の浅い地盤となるように S_m , d_p を定めた。

ハザード適合マグニチュード・震央距離は東京で $m=7.68$, $r=32.2$ km, 大阪で $m=6.75$, $r=33.0$ km であり、最大 rms 強度は東京で $\gamma_0=202.7$ gal, 大阪で $\gamma_0=79.7$ gal となった。その他のモデルパラメータについては、継続時間 $\bar{t}_m$ にはっきりした違いが表われており、東京では $\bar{t}_m=6.55$ 秒、大阪では $\bar{t}_m=3.79$ 秒となった。その結果、地震動は大阪の場合は約20秒で終わるのに対し、東京の場合は40秒近くも続いている。ただし本研究で用いたモデルは実体波のみを扱っており、実際の強震記録の主として後半にみられる表面波については考慮していない。特に継続時間の長さや長周期成分が卓越するという特性に強く影響を受ける構造物を対象とする場合は注意する必要がある。

地盤条件による違いはパワースペクトルの卓越振動数の移動や形状の変化の様に顕著にあらわれている。Fig. 8 のパワースペクトルはパワーが最大となる時刻 $\bar{t}_m$ におけるもので、破線が基盤に対して、実線が地表に対して求めたものである。図中の f_{p_0} はそれぞれの地盤における卓越振動数を表す。東京の場合をみると、基盤では $f_{p_0}=3.72$ Hz であった卓越振動数が軟弱地盤では 1.57 Hz, 標準的地盤では 2.17 Hz, 堅い地盤では 2.83 Hz に変わっている。標準的地盤における絶対最大加速度は、東京で $A_{max}=545.4$ gal, 大阪で $A_{max}=286.1$ gal となった。

5. 結 論

本研究により得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 確率論的な地震危険度解析の手法と非定常地震動予測モデルを結合し、強度パラメータの年超過確率 p_0 からすべてのモデルパラメータを決定する手法を開発した。
- (2) ハザード適合マグニチュード・ハザード適合震央距離の概念を提案し、地震動予測モデルパラメータを決定する際に用いると非常に簡便であることを示した。
- (3) 以上の手法に基づき、「リスク適合地震動」を発生させ、数値計算例として東京と大阪における再現期間 200 年のケースに対する結果を掲載した。

謝 辞

本研究を進めるにあたって、京都大学の杉戸真太氏に大変有意義な議論をしていただいた。記して深謝の意を表する次第である。なお本研究の数値計算には京都大学大型計算機センターの FACOM-M382/VP 200 システムを用いたことを付記する。

参 考 文 献

- 1) Cornell, C. A., "Engineering Seismic Risk Analysis," Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 58, No 5, pp. 1583-1606, October, 1968.
- 2) Der-Kiureghian, A. and Ang, A. H-S, "A Fault-Rupture Model for Seismic Risk Analysis,"

- Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 67, No 4, pp. 1173-1194, August, 1977.
- 3) Sugito, M. and Kameda, H., "Prediction of Nonstationary Earthquake Motions on Rock Surface," Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 2, No. 2, October, 1985.
 - 4) Izutani, Y., "Source Parameters Relevant to Heterogeneity of a Fault Plane," J. Phys. Earth, 32, pp. 551-529, 1984.
 - 5) Kameda, H., Katsuya, U. and Nojima, N., "Simulated Earthquake Motions Consistent with Seismic Hazard Analysis," Proc. of the Seventh Japan Earthquake Engineering Symposium, pp. 181-186, December, 1986.
 - 6) 杉戸真太・亀田弘行・後藤尚男・広瀬憲嗣：工学的基盤面と沖・洪積地盤面の地震動の変換係数——表層地盤の非線形性を考慮した最大地動・応答スペクトル・非定常スペクトルの推定モデル——，京大防災研年報，第29号 B-2，1986，pp. 41-58.
 - 7) Kameda, H., Sugito, M. and Goto, H., "Microzonation and Simulation of Spatially Correlated Earthquake Motions," Proc. of 3rd International Microzonation Conference, Vol. III, pp. 1463-1474, Seattle, June 28-July 1, 1982.
 - 8) 杉戸真太・亀田弘行：地震動予測における地盤条件の影響について，土木学会第38回年次学術講演会，昭58. 10.
 - 9) 建設省土木研究所 地震防災部・振動研究室：確率手法に基づく動的解析用入力地震動波形の設定法，ISSN-0386-5878 土研資料第1992号，昭和58年3月.
 - 10) 阪神高速道路公団・株式会社総合技術コンサルタント：地震荷重の検討，第3回阪神高速道路管理技術セミナー 設計荷重委員会作業部会 資料 No. 3-4号，昭和60年10月24日.
 - 11) Kameda, H. and Sugito, M., "Earthquake Motion Uncertainty As Compared between Soil Surface And Rock Surface Motions —Characterization Using Evolutionary Process Model—," 8th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Brussels, Belgium, 19-23 August, 1985.