

京大工学部 正 亀田弘行，京大工学部 正 杉戸真太
 京大大学院 学 浅村忠文，京大工学部 正 後藤尚男

1. 序論 構造物の耐震設計のための動的応答解析において，構造物建設地点で予測される地震動の諸特性（最大加速度，速度，変位，非定常スペクトル特性，継続時間など）およびそれらのばらつきの程度を情報として含んだ地震動波形を用いることが合理的である。これらの諸特性は，震源特性，伝播経路，および表層地盤の震動特性などの要因により決まるものと考えられる。したがって，これらの要因と地震動の諸特性との関係を定量的に推定し，着目する地点での地震動を予測することは耐震工学上重要である。先の研究^{0,2)}では，地震動の非定常特性とマグニチュード，震央距離との関係を統計的に推定し，設定されたマグニチュードおよび震央距離に対する非定常地震動を予測する方法を提案し，さらに着目する地点での土質資料がある場合は重複反射理論から地盤の伝達関数を求め，これを上記の予測モデルに取り入れる方法を検討し，その地点における非定常地震動を予測する方法を提案した^{3,4)}。その後，地盤の軟弱さと地震動パワーとの相関，およびモデルパラメータのばらつきの振動数軸上での相関を予測モデルに取り入れることによりモデルの信頼性が向上することを確認し，さらにモデルを改良した。ここでは以上の結果に基づいて，非定常地震動の予測法を総合的に論ずる。その場合，マグニチュードと震央距離のみが与えられている場合をレベル1，マグニチュード，震央距離，および地盤の軟弱さが与えられている場合をレベル2，さらにこれらに加えて地盤の伝達特性が与えられている場合をレベル3とし，それぞれのレベルに対して非定常地震動を予測する方法を提案する。

2. マグニチュード M ，震央距離 Δ を考慮した予測モデル (レベル1)

先の研究においては，実地震動の非定常パワースペクトルを亀田による計算法で算出し，その時間特性を図-1に示すように3つのモデルパラメータで表現できる関数でモデル化し，最大加速度および加速度全パワーに加えて弾塑性系の応答量の再現性を対象としてモデル化の妥当性を確認した。そして，強度パラメータ $\alpha_m(f)$ ，継続時間パラメータ $\tau_p(f)$ についてはマグニチュードと震央距離，また，立ち上がり時間パラメータ $\tau_s(f)$ については震央距離に対して，式(1)~(3)に示す形で回帰分析し，各振動数におけるモデルパラメータとマグニチュード，震央距離との関係，および推定式のばらつきの程度を求めた。

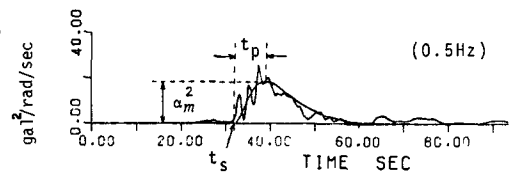


図-1 非定常パワースペクトルとモデル関数

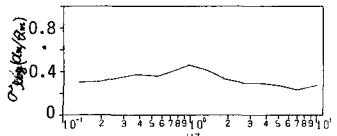
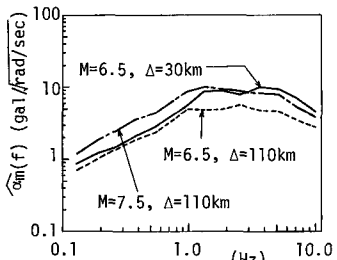


図-2 強度パラメータの回帰値と回帰式まわりのばらつき

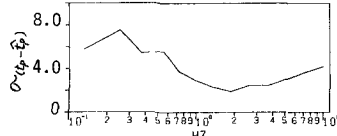
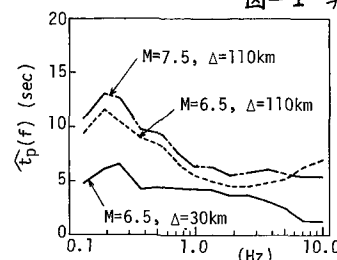


図-3 継続時間パラメータの回帰値と回帰式まわりのばらつき

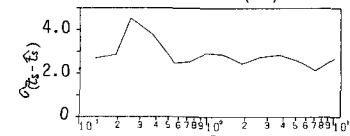
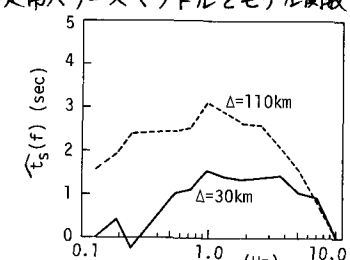


図-4 立ち上がり時間パラメータの回帰値と回帰式まわりのばらつき

$$\log \hat{\alpha}_m(f) = B_0(f) + B_1(f) \cdot M - B_2(f) \log(\Delta + 30) - (1)$$

$$\hat{t}_p(f) = P_0(f) + P_1(f) \cdot M + P_2(f) \log(\Delta + 30) - (2)$$

$$\hat{t}_s(f) = S_0(f) + S_1(f) \cdot \Delta \quad \text{----- (3)}$$

式(1)~(3)による回帰分析には、わが国の沖積および洪積地盤で得られた主要な強震記録に基線補正および計器特性の補正を施した補正加速度記録63成分を用いた。また、これらの推定式は、 $f_L = 0.13 \text{ Hz} \sim f_H = 10.03 \text{ Hz}$ の振動数範囲において対数振動数軸上でほぼ等間隔にとった14の振動数に対して適用した。図-2~4に、種々のM, Δの値に対する式(1)~(3)による推定値および推定式のまわりでのばらつきを示した。また、モデルパラメータのばらつきの振動数軸上での相関を図-5に示した。MおよびΔを設定すれば、式(1)~(3)からモデルパラメータが決まるが、図2~4に見られるようにモデルパラメータのばらつきは小さくない。そこで乱数を用いたモンテカルロ法によりモデルパラメータのサンプル値を決める。強度パラメータ α_m のばらつきは振動数軸上でほぼ一定であり、図-5に見られるようにばらつきの振動数軸上での相関は0.8~0.9と大きい。したがって、振動数軸上での平均値 $\bar{\alpha}_{\log(\alpha_m)} = 0.344$ を各振動数における α_m のばらつきとし、対数正規分布を仮定して次式より1個の乱数を用いて α_m の各振動数のサンプル値を決める。

$$\alpha_m(f) = \exp(2.303 \sigma_y \beta) \hat{\alpha}_m(f) \quad \text{----- (4)}$$

ただし、 σ_y は図-2の $\sigma_{\log(\alpha_m/\hat{\alpha}_m)}$ の振動数方向の平均値で、 $\sigma_y = 0.344$ である。また、Bは標準正規乱数である。時間パラメータ t_p , t_s についても、それぞれのばらつきの振動数軸上での相関は小さくない。したがってサンプル値を求める振動数のうち相隣る振動数間での相関を考慮した条件付分布形⁷⁾を求め、ばらつきの分布形を対数正規分布と仮定して各振動数ごとに乱数を発生させて t_p , t_s のサンプル値を決める。このようにして得られるモデルパラメータのサンプル値は、式(1)~(3)による回帰分析を行った14の振動数成分について求まり、その間の振動数成分(振動数の刻み巾は $\Delta f = 0.06 \text{ Hz}$)のサンプル値は補間により求める。図-6に、M=7.5, Δ=110 kmとした場合のサンプル地震動(速度および変位波形はFFTにより求めた)の1例を示した。

3. 地盤特性を考慮した予測モデル

個々の実地震動から得られる強度パラメータ α_m は、その地震動のマグニチュード、震央距離を式(1)に代入して得られる $\hat{\alpha}_m$ とは異なっている。このばらつきを次のように2つに分けて考えることができる。

$$\alpha_m(f) = C_0 \cdot U_0(f) \cdot \hat{\alpha}_m(f) \quad \text{----- (5)}$$

ここに、 $U_0(f)$ は振動数方向のばらつきを表すものであり個々の地震動の記録地点における地盤の震動特性に大きく影響されるものと考えられる。また、 C_0 は $\alpha_m(f)$ と $\hat{\alpha}_m(f)$ の対数振動数軸上での面積比であり地震動のパワーのばらつきを示すものと考えられる。以下に、これら2つのばらつきに関する補正法について述べる。

(a) M, Δ, および地盤の軟弱さを考慮した予測モデル(レベル2)

地震動のパワーのばらつきの指標である C_0 には、震源特性および地震波動の伝播経路に関する要因と、表層地盤の軟弱さによる平均的増幅率の2つの要因が関与しているものと考えられる。そのうち後者の要因は地盤のN値を用いて表現できるものと考えられる。そこで次に示す式(6)で定義される地盤の軟弱さを示すパラメータ S_0

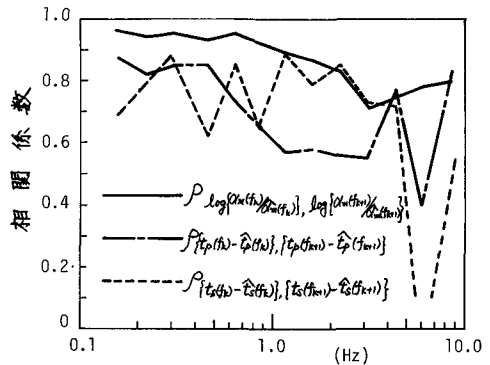


図-5 モデルパラメータのばらつきの振動数方向の相関

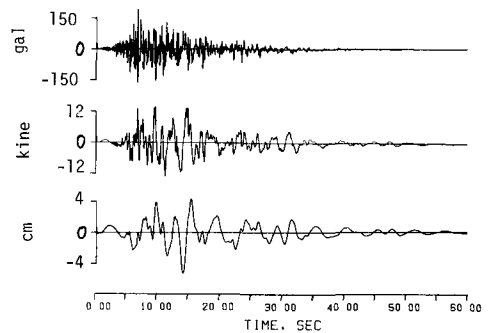


図-6 サンプル地震動(レベル1)
(M=7.5, Δ=110 km)

を個々の記録地点について求め、 $\log C_0$ との関係を式(7)の形を仮定して推定した。

$$S_e = \int_0^{\infty} e^{-\gamma_1 N(x)} e^{-\gamma_2 x} dx \quad \text{-----(6)}, \quad \log \hat{C}_0 = A \cdot S_e + B \quad \text{------(7)}$$

ただし $N(x)$ は、地表からの深さ x における N 値であり、式(6)のパラメータ γ_1, γ_2 は、式(7)による推定式のまわりでのばらつきを最小にするものを選び、今回のデータの範囲(土質資料のある記録地点は1/3地点)では、 $\gamma_1 = 0.015, \gamma_2 = 0.19$ でこのとき式(7)の係数は $A = 0.215, B = -0.704$ となる。図-7に、 S_e と $\log C_0$ との関係を示した。同図から、地震動パワーのばらつきは個々の地点の軟弱さに少なからず依存していることがわかる。式(7)の回帰式まわりでのばらつきは $\sigma_{\log C_0 / \hat{C}_0} = 0.174$ である。これらの結果から、 S_e が与えられる場合には、次式により $\alpha_m(f)$ のサンプル値を決定すればよい。

$$\alpha_m(f) = \exp(2.303 \sigma_{\log C_0 / \hat{C}_0}) \hat{C}_0 \hat{\alpha}_m(f) \quad \text{-----(8)}$$

ただし、 $\sigma_{\log C_0 / \hat{C}_0} = \sqrt{0.174^2} = 0.2989$ であり、 S_e なる情報が加わることによって $\alpha_m(f)$ 推定の精度が向上したことを示している。

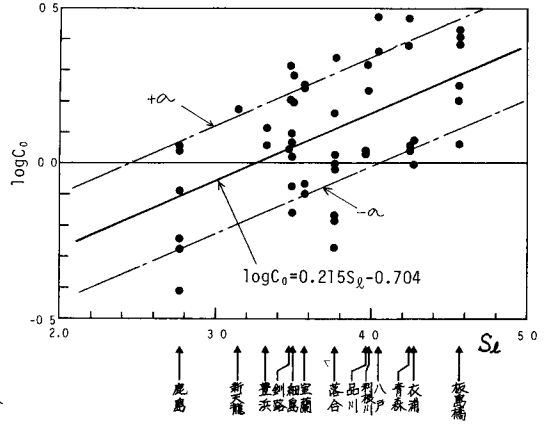


図-7 地盤の軟弱さ S_e と $\log C_0$ との関係

(b) M, Δ, S_e および地盤の伝達特性を考慮した予測モデル(レベル3)

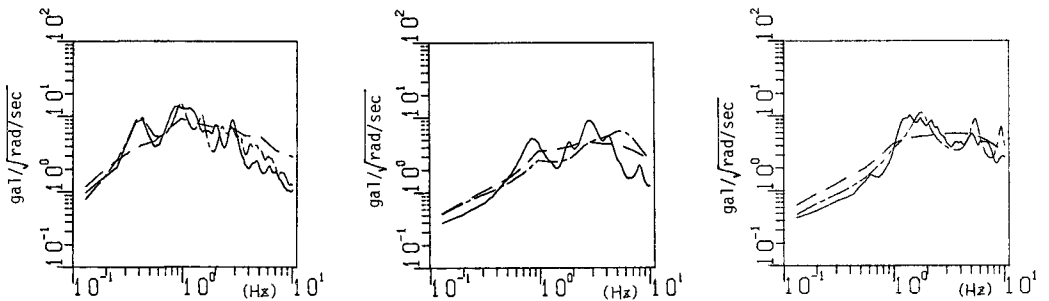
式(5)における $U_0(f)$ は、個々の地震動記録地点における表層地盤の震動特性を表すと考えられる。ここでは、地盤の伝達特性を S 波重複反射理論により求め、これを用いて強度パラメータ α_m に地盤特性を反映した振動数方向の形状を与える。強震時における表層地盤のひずみは 10^{-4} 程度からときには 10^{-3} 程度に至ることがあり、この場合地盤の剛性は減少し、減衰も大きくなる。ここでは地盤ひずみは各層とも 5×10^{-4} 程度を仮定し、岩崎・龍岡・横田⁸⁾ による室内実験結果に従ってせん断剛性および減衰を決め、地盤の伝達関数を算出する。図-2に示した $\hat{\alpha}_m$ は、沖積および洪積地盤における伝達特性を平均的に含んでいる。したがって、個々の地盤の伝達特性を取り入れるにあたり、式(9)に示す関数 $A^*(f)$ を適用する。

$$A^*(f) = n \cdot A(f) / \left(\frac{1}{n} \sum A_i(f) \right)^{1/n} \quad \text{------(9)}$$

ここに、 $A(f)$ = 各地盤の伝達関数、 $A^*(f)$ = 各地盤の正規化伝達関数であり、 n は対数振動数軸上における補正強度パラメータ $A^*(f) \hat{\alpha}_m(f)$ と $\hat{\alpha}_m(f)$ との面積比を1にするための係数である。また、 n はここでは $n = 1/3$ (地点)である。以上より、伝達特性が与えられる場合には、次式により $\alpha_m(f)$ のサンプル値を決定すればよい。

$$\alpha_m(f) = \exp(2.303 \sigma_{\log C_0 / \hat{C}_0}) \hat{C}_0 \cdot A^*(f) \cdot \hat{\alpha}_m(f) \quad \text{-----(10)}$$

$$\text{----- } \alpha_m(f)/C_0, \quad \text{----- } A^*(f) \hat{\alpha}_m(f), \quad \text{----- } \hat{\alpha}_m(f)$$



(a) 八戸(土質資料深さ $d=180\text{m}$, $S=252\text{EW}$) (b) 鉧路(土質資料深さ $d=8.5\text{m}$, $S=674\text{EN}$) (c) 夜浦(土質資料深さ $d=17\text{m}$, $S=583\text{EW}$)

図-8 地盤の伝達特性を考慮した $A^*(f) \hat{\alpha}_m(f)$ と $\hat{\alpha}_m(f)$ および $\hat{\alpha}_m(f)/C_0$

ただし、 α_3 は伝達特性を取り入れることによって得られる $\log \alpha_m$ のばらつきであり、一般に $\alpha_3 < \alpha_2$ となるものと期待される。図-8に、各地点での実地震動から得られる強度パラメータ α_m から地震動のパワーのばらつきを除いた $\alpha_m(f)/C_0$ 、その地震動のマニフェストと震央距離から得られる $\hat{\alpha}_m(f)$ 、および地盤の伝達特性により補正した $A^*(f)\hat{\alpha}_m(f)$ の例を示した。ハブ(a)のように深いところまで土質資料がある場合は、低振動数域における卓越周期についてもよく地盤特性をモデルに反映することができ、この補正法が有効である。また、釧路(b)のように土質資料がごく浅い部分に限られる場合は有効ではない。しかしながら、通常は20~30m程度まで資料がある場合が多く、衣浦(c)の例のように1/Hz程度の伝達特性まではモデルに取り入れることができる。本報告の計算では、 $A^*(f)\hat{\alpha}_m(f)$ を用いることにより、振動数方向の変動は完全に表されると仮定して、3.(a)の結果に基づき $\alpha_3 = 0.174$ を用いる。

4. サンプル地震動の統計

これまでに述べた予測モデルの各レベルに対し、サンプル地震動を発生させて各レベルでの地震強度パラメータ(最大加速度、最大速度、最大変位、および加速度全パワー)の平均値 μ 、標準偏差 σ 、および変動係数 δ を算出することにより各レベルの予測モデルとしての信頼性の度合を推定することができる。ここでは、レベル2, 3に対しては、比較的地盤の固い鹿島($S_e = 2.77, \log \hat{C}_0 = -0.107$)と比較的軟弱なハブ($S_e = 4.05, \log \hat{C}_0 = 0.169$)を並び、各レベルとも10組の同一の乱数を用いてそれぞれ10成分ずつ発生させた。これらの統計を表-1に示した。一般的にレベル1から2, 3になるに従い地震強度パラメータの変動係数は減少するが、とくに地盤の伝達特性を取り入れることによる変動係数の減少が顕著である。また、レベル2, 3において、両地点の地盤の軟弱さは地震強度パラメータの平均 μ に大きく影響していることがわかる。さらに、地盤の伝達特性を取り入れることにより、地震強度パラメータの変動係数が地点により異なることがわかる。その他の詳しい検討は当日発表する。

表-1 サンプル地震動の統計 ($M=7.5, \Delta=110\text{km}$)

	レベル1	レベル2		レベル3		
		鹿島 ($\log \hat{C}_0 = -0.107$)	ハブ ($\log \hat{C}_0 = 0.169$)	鹿島 ($\log \hat{C}_0 = -0.107$)	ハブ ($\log \hat{C}_0 = 0.169$)	
最大加速度	μ	142.3	117.4	221.4	126.6	183.6
	σ	65.8	48.7	91.9	32.1	39.6
	δ	0.44	0.42	0.42	0.25	0.21
最大速度	μ	12.6	9.6	18.1	9.4	20.8
	σ	6.1	4.2	7.9	2.4	5.1
	δ	0.49	0.43	0.43	0.26	0.25
最大変位	μ	3.76	2.92	5.51	2.87	6.72
	σ	1.73	1.08	2.03	0.62	1.59
	δ	0.46	0.37	0.37	0.21	0.24
加速度全パワー	μ	3.73	2.20	7.82	2.43	5.29
	σ	4.00	1.99	7.07	1.23	2.67
	δ	1.07	0.90	0.90	0.51	0.51

単位: 最大加速度 (gal), 最大速度 (kine)
最大変位 (cm), 加速度全パワー ($\text{gal}^2 \cdot \text{sec} \times 10^6$)

5. 謝辞 本研究の遂行にあたり、数値計算等データ処理に関して京都大学大学院生 高木英樹氏に多くの助力を得た。記して深謝の意を表する次第である。

1) H.Kameda and M.Sugito: Prediction of Strong Earthquake Motions by Evolutionary Process Model, 5th Japan Earthquake Engineering Symposium, pp.41-48, 1978. 2) 後藤, 亀田, 杉戸: 非定常強震地震動の統計的予測モデル, 土木学会論文報告集, 第286号, 1979. 3) 亀田, 杉戸, 浅村: 地盤特性を考慮した非定常地震動の予測モデル, 昭和54年度土木学会関西支部講義集. 4) Kameda, Goto, Sugito, and Asamura: Prediction of Nonstationary Earthquake Motions for Given Magnitude, Distance, and Specific Site Conditions, U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 1979 (発表予定) 5) 亀田: 強震地震動の非定常パースペクトルの算出法に関する一考察, 土木学会論文報告集, 第235号, 1975. 6) 後藤, 亀田, 杉戸, 今西: デジタルフィルタによるSMAC-B2型加速度計記録の補正について, 土木学会論文報告集, 第277号, 1978. 7) 伊藤, 亀田: 土木建築のための確率統計の基礎, 丸善. 8) 岩崎 他: 第13回土木工学研究発表会, 1977