

# 埋設管の震害予測のための地震動の推定法について

後藤尚男・亀田弘行・高田至郎・杉戸真太

## ESTIMATION OF GROUND MOTIONS FOR EARTHQUAKE DAMAGE ASSESSMENT FOR BURIED PIPELINES

By Hisao GOTO, Hiroyuki KAMEDA, Shiro TAKADA and Masata SUGITO

### Synopsis

A method for estimating strong earthquake motions is developed that can be used for assessment of earthquake damage on buried pipelines. A statistical prediction model for nonstationary earthquake motions and a numerical technique of surface wave propagation are combined to obtain the relative ground displacement and the ground strain. The method is applied for several sites along the main routs of buried pipelines for gass and water supply systems for Kyoto city. The numerical result is discussed regarding the effect of site conditions on earthquake intensity and the relation between the maximum velocity and ground strain in Kvoto area.

### 1. 序 論

ガス・水道等の供給パイプラインは地質や地層の変化する広い地域にまたがって埋設されており、構造面でも形状・力学特性の異なる管体や継手などの要素で構成され、複雑なネットワークを形成していることが多い。このような埋設パイプラインシステムの地震時挙動と地震時におけるシステム信頼度を推定するためには、(1)システムが存在する地域における地震危険度解析とマイクロゾーニング、(2)パイプラインの個々の要素の構造挙動の推定と震害予測、(3)システム全体のネットワーク信頼度解析、(4)システムのサービス性からみた信頼度評価などの手順を踏むことが必要であり、これらの解析を一貫して行った研究には、Taleb-Agha<sup>1)</sup>、Shinozuka, Takada and Ishikawa<sup>2)</sup>、Shinozuka and Koike<sup>3)</sup> その他の研究がある。この種の研究では、上記(1)～(4)における各手法の精度上のバランスをとることが重要な要件の一つであり、部分的に精度を高くしても解析全体の精度の向上には必ずしもつながらない。上記の諸研究でもこの点に関する種々の努力がなされているが、個々の分野における一層の進展に待つべき課題も多い。本研究は、そのような問題の一つとして、地震時における地盤震動の推定法をとり上げたものである。

埋設パイプラインシステムの震害予測のための地震動推定では、システムがカバーする地域全体での地震動分布が問題となること、埋設管の破壊については地動の速度振幅、ひずみ、相対変位が大きい影響を持つとみられることを考慮することが必要である。前者ではマイクロゾーニングの技法、後者では地震波伝播の取扱いが重要な課題である。また、想定されたマグニチュードと震央に対して、各地点における地震動波形を推定する手法も必要となる。本研究では、著者らがこれまでに開発してきた手法を結合させて、このような問題に関して一つのアプローチを試みようとするものである。

はじめに、与えられたマグニチュードと震央距離および注目地点の地盤資料が与えられた場合の非定常地震動の予測モデルを説明する。次いで、推定された地震動変位と、その地点における表面波の分散特性とから2地点間の相対変位および平均ひずみを推定する方法を論ずる。以上の方法の適用例として京都市域の水道・ガス埋設管路の主要幹線に沿う15地点の地盤をとりあげ、地震のマグニチュードと震央を想定した一例について、これらの地点における地震動の加速度・速度・変位・相対変位・ひずみを算出した結果を示す。

それらの結果から、これらの地震動パラメーターに対する地盤特性の影響、速度振幅と地盤ひずみの関係などを検討する。

### 2. 地震動の予測手法

#### 2.1 非定常地震動の予測モデル<sup>(4),5),6)</sup>

想定する地震の震央位置および地震規模(マグニチュード)に対して、埋設パイプライン・システムの各地点における非定常地震動を推定する方法論について述べる。先の研究<sup>(4),5),6)</sup>では、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 84 成分に計器特性および基線に関する補正<sup>(7)</sup>を施した補正記録を用いて、マグニチュード、震央距離、および着目する地点の地盤特性より非定常地震動を予測する方法を提案した。その概要は以下のとおりである。

##### 2.1.1 非定常地震動のモデル化

はじめに、強震地震動の非定常特性を、その工学的情報が明確となるようモデル化した。すなわち、立ち上がり時刻、継続時間、および強度を示す 3 つのパラメータにより表わされる式(1)に示す関数を用いて地震動の非定常パワースペクトル<sup>(8)</sup>の時間的変動を表現した。

$$\sqrt{G_x(t, \omega)} = \sqrt{G_x(t, 2\pi f)} = \begin{cases} 0 & ; 0 \leq t < t_s \\ \alpha_m(f) \frac{t - t_s(f)}{t_p(f)} \exp \left\{ 1 - \frac{t - t_s(f)}{t_p(f)} \right\} & ; t_s \leq t \end{cases} \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 $G_x(t, \omega)$  = 非定常パワースペクトルのモデル関数、 $\alpha_m(f)$  = 強度パラメータ、 $t_p(f)$  = 継続時間パラメータ、 $t_s(f)$  = 立ち上がり時刻のパラメータである。Fig. 1 に、実地震動  $y(t)$  の非定常パワースペクトル  $G_y(t, \omega)$  とそのモデル関数  $G_x(t, \omega)$  の一例を示した。モデルパラメータの決め方については文献(4)によられた。このようにして得られたモデルパラメータを用い、式(2)により模擬地震波  $x(t)$  が得られる。

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

ただし、 $\omega_k = 2\pi f_i + (k-1)\Delta\omega$ 、 $\Delta\omega = 2\pi(f_u - f_l)/(m-1)$ 、 $\phi_k$  は  $0 \sim 2\pi$  での一様乱数である。また、 $f_u, f_l$

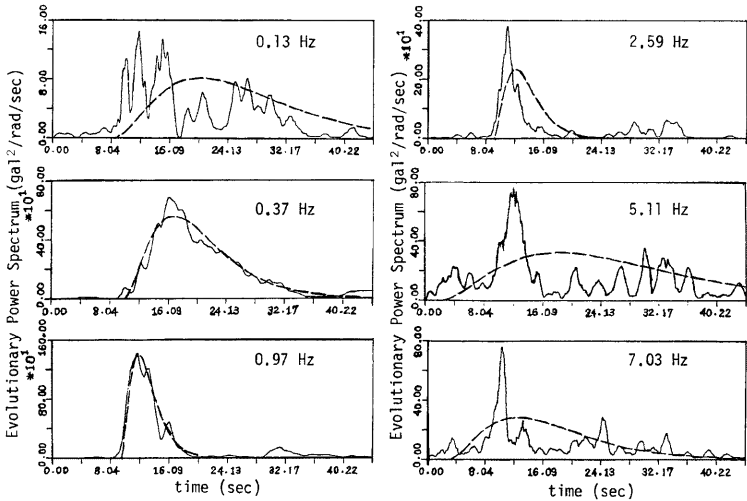


Fig. 1. Recorded and Simulated Evolutionary Spectra. (S-252 EW, Hachinohe, 1968)

はシミュレーションモデルで考慮する振動数の上下限で、 $f_u=10.03$  Hz,  $f_l=0.13$  Hz とし、 $m=166$  とする。これにより  $\Delta\omega=0.06$  Hz となる。このモデル化の妥当性に関しては、最大加速度やトータルパワーに加えて、非弾性応答を含めた応答の再現性についても検討し良好な結果を得た<sup>4)</sup>。

2.1.2 モデルパラメータの  $M, \Delta$  回帰分析

つぎに、想定されたマグニチュードと震央距離に対して非定常地震動を予測するモデルを確立するため、得られたモデルパラメータをマグニチュード  $M$  および震央距離  $\Delta$  から推定する式(式(3)~(5))を設定し、重回帰分析によりそれぞれの回帰係数を求めた<sup>4),5)</sup>。

$$\log \hat{\alpha}_m(f) = B_0(f) + B_1(f) \cdot M - B_2(f) \cdot \log(\Delta + 30) \dots\dots\dots (3)$$

$$\hat{t}_p(f) = P_0(f) + P_1(f) \cdot M + P_2(f) \cdot \log(\Delta + 30) \dots\dots\dots (4)$$

$$\hat{t}'_s(f) = t_s(f) - \tilde{t}_s = S_0(f) + S_1(f) \cdot \Delta \dots\dots\dots (5)$$

ただし、立ち上がり時刻  $t_s(f)$  に関しては、強震記録が相対的時間軸で記録されていることから、各地震記録より算出される166個の振動数に対する  $t_s(f)$  の振動数方向の平均値  $\tilde{t}_s$  との差を  $t'_s(f)$  とし、これに対し式(5)を用いて重回帰分析を行った。ところで、式(4)において、 $t_p(f)$  は  $M$  に対して線形に増える形となっ

Table 1. Regression Coefficients and Statistical Dispersion of Model Parameters.<sup>5),6)</sup>

$f$ (Hz)	Eq. (3)				Eq. (4) (model-I)			
	$B_0$	$B_1$	$B_2$	$s(\log \hat{\alpha}_m) / \hat{\alpha}_m$	$P_0$	$P_1$	$P_2$	$s(t_p - \hat{t}_p)$
0.13	-1.10	0.228	0.253	0.303	-26.20	1.331	12.55	5.78
0.19	-1.23	0.259	0.211	0.310	-30.10	1.480	14.95	6.78
0.25	-1.34	0.255	0.098	0.337	-26.49	2.137	10.79	7.54
0.37	-1.31	0.289	0.146	0.374	-23.77	0.979	12.85	5.42
0.55	-0.96	0.277	0.220	0.358	-20.93	1.110	10.25	5.59
0.73	-0.84	0.282	0.219	0.407	-12.92	0.963	6.21	3.74
0.97	-0.57	0.238	0.133	0.460	-7.82	0.882	3.57	2.96
1.33	0.08	0.322	0.698	0.414	-7.96	1.289	2.15	2.34
1.87	0.38	0.280	0.700	0.330	-6.96	0.975	2.42	1.91
2.59	0.41	0.182	0.394	0.296	-8.31	1.265	2.15	2.48
3.67	0.99	0.242	0.879	0.292	-13.27	1.256	4.66	2.47
5.11	0.96	0.233	0.851	0.270	-13.50	0.482	7.26	3.04
7.03	1.18	0.180	0.839	0.233	-16.82	-0.889	13.49	3.63
10.03	0.78	0.137	0.572	0.275	-16.34	-1.546	15.57	4.21

$f$ (Hz)	Eq. (6) (model-II)				Eq. (5)		
	$P_0$	$P_1$	$P_2$	$s(\log t_p / \hat{t}_p)$	$S_0$	$S_1^{10^{-2}}$	$s(t'_s - \hat{t}'_s)$
0.13	-1.40	0.137	0.603	0.328	-0.934	1.20	2.70
0.19	-0.94	0.131	0.433	0.332	-0.531	1.17	2.85
0.25	-0.86	0.125	0.409	0.329	-1.609	2.57	4.52
0.37	-1.04	0.102	0.545	0.297	-0.755	1.82	3.78
0.55	-0.94	0.098	0.500	0.318	0.123	1.05	2.48
0.73	-0.95	0.120	0.394	0.315	0.199	1.05	2.54
0.97	-0.65	0.059	0.440	0.250	0.575	1.25	2.93
1.33	-1.02	0.082	0.512	0.246	0.477	1.13	2.86
1.87	-0.79	0.063	0.438	0.249	0.494	0.87	2.45
2.59	-1.11	0.097	0.466	0.283	0.572	0.76	2.75
3.67	-1.63	0.169	0.470	0.265	0.835	0.06	2.85
5.11	-1.59	0.190	0.376	0.284	0.493	-0.10	2.58
7.03	-1.60	0.180	0.413	0.279	0.604	-0.87	2.14
10.03	-1.51	0.208	0.287	0.330	-0.352	-0.75	2.69

ているが、震源域の面積やエネルギーは  $M$  に対して指数関数的に増大することを考慮すると  $t_p(f)$  の推定式として式 (6) の形も妥当と考えられる。

$$\log \hat{t}_p(f) = P_0(f) + P_1(f) \cdot M + P_2(f) \log(d+30) \dots \dots \dots (6)$$

このような理由から、 $t_p(f)$  の推定式として式 (6) も適用した<sup>9)</sup>。したがって、ここでは  $t_p(f)$  に対し式 (4) を用いた場合の予測モデルをモデル I、式 (6) を用いた場合の予測モデルをモデル II とする。Table I に、モデルパラメータの回帰係数と回帰式まわりでのばらつきを示した。

### 2.1.3 非定常地震動の予測モデル

これまでの結果を用いて、想定されたマグニチュード  $M$ 、震央距離  $d$ 、さらに表層地盤特性から着目する地点での非定常地震動を予測する方法を示す。このモデルでは地盤条件に関して与えられる情報に対して予測モデルのレベルを 3 段階に分け、情報が多いほどモデルの信頼性が増加することを取り入れた。

(i)  $M, d$  のみを考慮した予測モデル (level-1)

$M, d$  が与えられると式 (3), (4) (または式 (6)), (5) よりモデルパラメータが得られるが、Table I に示したように回帰式まわりで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  $\alpha_m$  のばらつきは振動数軸上でほぼ一定であり、ばらつきの振動数方向の相関も大きい<sup>4)</sup>。したがって、振動数軸上での平均値  $\bar{\sigma}_{\log(\alpha_m/\hat{\alpha}_m)} = 0.341$  を  $\alpha_m$  のばらつきとし、対数正規分布を仮定して 1 個の乱数を用いて各振動数のサンプル値を決める。

$$\alpha_m(f) = \exp(2.303\sigma_1 B) \hat{\alpha}_m(f) \dots \dots \dots (7)$$

ここに、 $\sigma_1$  は Table I の  $\sigma_{\log(\alpha_m/\hat{\alpha}_m)}$  の振動数軸方向の平均値で  $\sigma_1 = \bar{\sigma}_{\log(\alpha_m/\hat{\alpha}_m)} = 0.341$  である<sup>9)</sup>。 $B$  は標準正規乱数である。時間パラメータ  $t_p, t_s$  については、振動数軸方向のばらつきの相関を考慮して、乱数を用いて各振動数ごとにサンプル値を得る。このようにして得られたモデルパラメータを用い、式 (2) によりサンプル地震動を得る。速度波形、変位波形は FFT により得ることができる。

(ii)  $M, d$  および地盤の軟弱さを考慮した予測モデル (level-2)

モデルパラメータのうち、強度パラメータ  $\alpha_m$  は表層の地盤特性に大きく影響されると考えられ、地盤特性に関する情報がある場合には、それにより  $\alpha_m$  を補正して予測モデルの信頼性を向上させることができる。

個々の実地震動から得られる強度パラメータ  $\alpha_m$  は、その地震の  $M, d$  を式 (3) に代入して得られる  $\hat{\alpha}_m$  とは一般に異なっている。このばらつきを次式のように 2 つの要因に分けて考えることができよう。

$$\alpha_m(f) = C_0 \cdot U_s(f) \cdot \hat{\alpha}_m(f) \dots \dots \dots (8)$$

ただし、

$$C_0 = \int_{\log f_l}^{\log f_u} \alpha_m(f) d(\log f) \bigg/ \int_{\log f_l}^{\log f_u} \hat{\alpha}_m(f) d(\log f) \dots \dots \dots (9)$$

ここに、 $U_s(f)$  は  $\alpha_m$  の振動数方向のばらつきであり、個々の強震記録地点の地盤のフィルター特性に大きく影響されるものと考えられる。 $C_0$  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。 $C_0$  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と考えられる。そのうち後者の要因を地盤の  $N$  値を用いて表現する。すなわち、次式で定義される地盤の軟弱さのパラメータ  $S_i$  を各記録地点で求めた。

$$S_i = \int_0^{d_s} \exp\{-\gamma_1 N(x)\} \cdot \exp\{-\gamma_2 \cdot x\} dx \dots \dots \dots (10)$$

さらに、 $S_i$  と  $\log C_0$  との関係は次式から推定した。

$$\log \hat{C}_0 = a \cdot S_i + b \dots \dots \dots (11)$$

ここに、 $N(x)$  は深さ  $x(m)$  における  $N$  値であり、係数  $\gamma_1, \gamma_2$  は式 (11) の推定式まわりでのばらつきが最小となるように決める。今回のデータの範囲 (地盤資料のある強震観測地点は、モデル I では 13 地点、モデル II では 16 地点) では  $\gamma_1, \gamma_2, a, b$  の値は次のように得られた。

モデル I:  $\gamma_1=0.015, \quad \gamma_2=0.19 (1/m)$   
 $a=0.215 (1/m), \quad b=-0.704$

モデル II:  $\gamma_1=0.017, \quad \gamma_2=0.17 (1/m)$   
 $a=0.208 (1/m), \quad b=-0.743$

Fig. 2 に,  $S_i$  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が個々の地点の軟弱さに少なからず依存しており,  $S_i$  が与えられた場合に  $\alpha_m(f)$  推定の精度が向上し予測モデルの信頼性が増すことが期待できる。したがって,  $S_i$  が与えられた場合の  $\alpha_m(f)$  のサンプル値は次式で得られる。

$$\alpha_m(f) = \{U_s \cdot \hat{C}_0(S_i)\} \cdot U_s(f) \cdot \hat{\alpha}_m(f) = U_s \cdot \hat{C}_0(S_i) \hat{\alpha}_m(f) \dots\dots\dots (12)$$

$$= \exp [2.303\sigma_2 B] \hat{C}_0(S_i) \hat{\alpha}_m(f)$$

ここに,  $\sigma_2$  は, 式 (10) の回帰式まわりでのばらつきが  $\sigma_{\log C_0 / \hat{C}_0} = 0.179$  であり,  $\sigma_{\log U_s} = 0.199$  である<sup>6)</sup> ことから,  $\sigma_2 = \sqrt{0.179^2 + 0.199^2} = 0.268$  となる。

(iii) M,  $\Delta$ ,  $S_i$  および地盤の伝達特性を考慮した予測モデル (level-3)

式 (8) における  $U_s(f)$  は, 個々の記録地点における表層地盤の震動特性を表わしていると考えられる。速度検層等により地盤の層構造が明らかな場合, 重複反射理論により地盤の伝達関数を求めこれにより  $U_s(f)$  に相当する  $\alpha_m(f)$  の振動数軸方向の特性を反映させることができるであろう。ここでは, 強震時の地盤剛性の低下を考慮するため地盤ひずみを表層近くで  $5 \times 10^{-4}$  程度とし, Hardin, Drnevich<sup>5)</sup> の劣化関数を用いて地盤の伝達関数を求めることとした。Fig. 3 に八戸における伝達関数  $A(f)$  および  $\hat{\alpha}_m(f)$  に乗すべき正規化伝達関数  $A^*(f)$  と, 実地震 (S-252, EW, 1968)

による  $U_s(f)$  の一例を示した。ただし,  $A^*(f)$  は,  $A(f)$  を各地点での伝達関数の相乗平均  $E(f)$  で正規化し,  $A^*(f) \hat{\alpha}_m(f)$  と  $\hat{\alpha}_m(f)$  の対数振動数軸上での面積が等しくなるようにしたものである<sup>5), 6)</sup>。同図から, 地盤の伝達関数を考慮することにより強度パラメータの振動数軸方向の特性を取り入れることができ, 予測モデルの信頼性の向上が期待できることがわかる。Fig. 4 には, 3つの強震観測地点での実地震動から得られる強度パラメータ  $\alpha_m(f)$  から地震動のパワーのばらつきを除いた  $\alpha_m(f)/C_0$ , その地震の M,  $\Delta$  から推定式 (3) により得られる  $\hat{\alpha}_m(f)$ , および上記の補正を行った  $A^*(f) \cdot \hat{\alpha}_m(f)$  の例を示した。同図 (a) の八戸の場合のように地盤深部の構造が明らかな場合は低振動数域における卓越周期についてもよくモデルに反

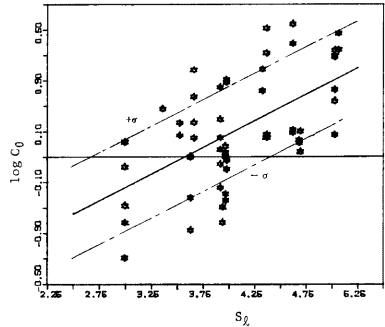


Fig. 2. Effect of Soil Conditions on the Peak Power of Ground Acceleration. (Model II)

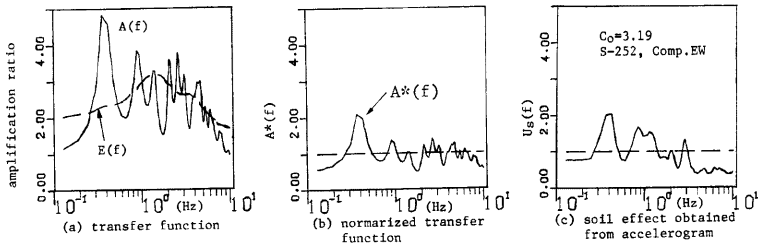


Fig. 3. Normalization of Transfer Function as Compared with  $U_s(f)$ . (Model II)

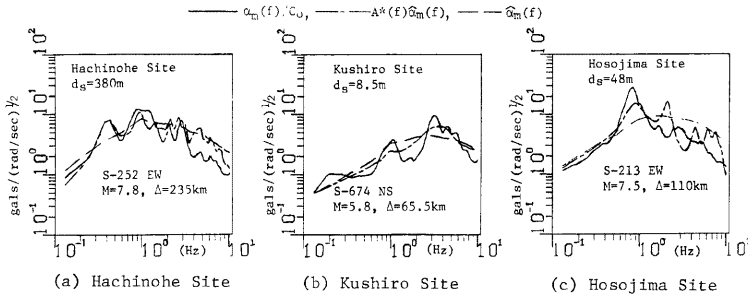


Fig. 4. Effect of Site Conditions on Estimation of  $\alpha_m(f)$ . (Model II)

映されるが、(b) の釧路のように浅い部分しか情報がない場合は上記の補正法は有効ではない。しかしながら、通常は 30~40 程度までの資料がある場合が多く、(c) の細島の例のように 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。

さて、地盤の伝達特性まで与えられた場合の  $\alpha_m(f)$  のサンプル値は

$$\alpha_m(f) = \exp(2.303\sigma_3 B) \cdot U_A(f) \cdot \hat{C}_0 \cdot A^*(f) \cdot \hat{\alpha}_m(f) \dots (13)$$

によって得られる。ここに、 $\sigma_3$  は伝達特性を取り入れた場合の地震動の全体的強度のばらつきであり、式(11)の結果から  $\sigma_3 = 0.179$  を用いればよい。 $U_A(f)$  は、 $U_s(f)$  のうち  $A^*(f)$  で表層地盤の影響を表現することの誤差、および表層地盤の伝達特性以外の要因による振動数軸方向の変動である。また、 $U_A(f)$  のばらつきは地盤構造の情報が深くまである程小さくなるべき性質のものであり、いま仮りに、地盤構造の情報が深くまであり  $A^*(f)$  により  $\alpha_m(f)$  の振動数方向の特性が考えている全振動数域で正確に表現できる理想の場合には、 $U_A \equiv 1$  と考えてよい。

### 2.2 表面波伝播に伴う相対地震動

一般的に、ある離れた 2 地点での地盤の相対運動は実体波および表面波の伝播によって生じる。フーリエ解析法によれば、線形弾性体内での運動方程式の解は次のように書き表わされる。

$$u(x, t) = \int U(k, \omega) \exp(ik \cdot x + i\omega t) d\omega dk \dots (14)$$

ここに、 $u, U$  は変位ベクトル、 $x$  は位置ベクトル、 $k$  は波数ベクトルであり、 $k \cdot x$  はベクトル内積を意味し、式(14)の積分は考え得る波数および振動数の範囲内での和を意味している。振動数  $\omega$  と波数  $k$  はベクトル表示される位相速度  $c(k)$  で関係づけられており、 $\omega = k \cdot c$  で表わされ、この関係は一般に分散性と呼ばれる。

ここでは相関距離ベクトル  $D$  を導入し、この距離間での相対運動について以下に論じていくことにする。 $D$  の間の平均ひずみを次式によって定義する。

$$\epsilon(D, t) = [u(x + D/2, t) - u(x - D/2, t)] \cdot d / |D| \dots (15)$$

ここに、 $d = D/|D|$  で  $|D|$  は  $D$  の大きさを表わす。式(15)より、次式の関係が容易に導かれる。

$$\epsilon(D, t) = \int U \cdot dik \cdot d\delta(k \cdot D/2) \exp(ik \cdot x + i\omega t) dk d\omega \dots (16)$$

ここに、 $\delta(\theta) = \sin \theta / \theta$  で式(16)においては  $|D|$  がゼロに近づいた時、Dirac のデルタ関数とよく似た性質を示す関数である。

一方、 $D$  方向における地盤の速度振幅をスカラー量  $\bar{c}$  で除したものを  $\bar{\epsilon}$  とすれば式(14)の定義から次のように書ける。

$$\bar{\epsilon} = \int U \cdot dikc / \bar{c} \exp(ik \cdot x + i\omega t) d\omega dk \dots (17)$$

式 (16), 式 (17) の  $\varepsilon, \bar{\varepsilon}$  を等価におくことによって, 等価位相速度  $\bar{c}$  を  $k, D$  の関数として以下の式を満足するように決定することができる。

$$k \cdot [d\delta(k \cdot D/2) - c/\bar{c}] = 0 \dots\dots\dots (18)$$

式 (18) より, 例えば,  $D$  の方向に平行に伝播する波動の位相速度を考えると, 長い波長をもち, 短い振動数成分を多く含む地震波については,  $\delta(k \cdot D/2)$  が Dirac のデルタ関数の挙動を示し,  $|D|$  に比較して十分長い波長に対して, 1 の値となる。したがって,

$$\bar{c} = c \cdot d \dots\dots\dots (19)$$

のように  $\bar{c}$  を定めることも可能である。

式 (14) によって, 実体波, 表面波の伝播に伴う地盤の相対速度を解析することが可能であるが, 両者を同時に考えることは必ずしも容易ではない。震源と観測点の幾何学的な位置関係, 地形, 地質などの多くの要素が絡んでくるので, 実体波, 表面波を別個に取り扱い, その成果を総合していくことが妥当であると考えられる。

ここでは表面波の伝播によって生じる相対変位と相関距離の関係などについて考察を加える。

土岐<sup>10)</sup> は, 2 点で記録された近似的な位相速度を得ている。もちろん, この際, 震源と観測位置の幾何学的な関係, 波動の伝播と運動の方向については十分の注意を払って解析データの選択を行なっている。上記の事を考え合わせると, 文献 (10) とは逆に, 地表面で得られた強震記録を, その地点での地盤条件に応じた理論分散特性に従って伝播させることにすれば, 任意の距離における相対変位を算出することができる。

上記手法による実際的な計算法について以下に述べる。以下では, 前述のベクトル表示された諸量が一次元の場合について書かれている。

相関距離  $D$  に対応する相対変位を  $du(x, D, t)$  と書けば次式により計算される。

$$\begin{aligned} du(x, D, t) &= \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(i\omega) [\exp\{ik(x+D/2)\} - \exp\{ik(x-D/2)\}] \exp(i\omega t) d\omega \\ &= \frac{i}{\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(i\omega) \sin\left(\frac{kD}{2}\right) \exp(ikx + i\omega t) d\omega \dots\dots\dots (20) \end{aligned}$$

ここに,

$$F(i\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt \dots\dots\dots (21)$$

で, 変位記録波形  $f(t)$  のフーリエ変換を意味している。式 (20) において,  $\exp\{ikx + i\omega t\}$  の項は波動として伝播してゆく形を表わしているので, ある基準点における時間的変動を調べれば, 相対変位の相関距離  $D$  における最大値を計算できる。

$x=0$  を基準点にとることにすれば式 (20) は

$$du(D, t) = \frac{i}{\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(i\omega) \sin\left(\frac{k \cdot D}{2}\right) \exp(i\omega t) d\omega \dots\dots\dots (22)$$

となって, 原変位波形のフーリエ変換に  $i \sin k \cdot D/4$  を乗じて逆変換をすれば, 相対変位の時刻歴が計算されることがわかる。

また, “平均ひずみ” 波形  $\varepsilon(D, t)$  は,  $du(D, t)$  を  $D$  で除することによって次のように得られる。

$$\varepsilon(D, t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(i\omega) \cdot ik \cdot \sin\left(\frac{kD}{2}\right) \left/ \left(\frac{k \cdot D}{2}\right) \right. \exp(i\omega t) d\omega \dots\dots\dots (23)$$

一方, 変位を場所の関数  $x$  で微分して得られるひずみを “局部ひずみ” と呼んで  $\varepsilon$  と書くことにすれば, 式 (20) の原変位波形の形を考慮して,  $x=0$  における局部ひずみは次のようになる。

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(i\omega) \cdot ik \cdot \exp(i\omega t) d\omega \dots\dots\dots (24)$$

式 (23) と式 (24) を比較すれば, いずれもフーリエ逆変換の形であり,  $\sin(kD/2)/(kD/2)$  が異なるだけである。

$\sin Z/Z$  は  $Z \geq 0$  に対して、 $Z=0$  で最大で、振動しながら減衰してゆくものである。ある振動数に対しては局部ひずみは、いかなる相関距離の平均ひずみよりも大きな値であるといえる。しかし、式 (23) でわかるように、波数  $k$  が振動数の関数であるので時間領域で両者の関数を一般的に論ずることは難しい。ある場合には、平均ひずみが局部ひずみよりも大きくなる可能性もあるが、変位パワースペクトルに 2 つ以上の顕著なピークがある場合は珍しいので、一般的には、 $\varepsilon \geq \bar{\varepsilon}$  の関係が成立すると考えて間違いないものと思われる。

式 (20)~式 (24) における波数  $k$  は振動数の関数で  $k(\omega)$  と書くべきもので、Love 波、Rayleigh 波の分散関数から決定されるもので、 $\omega$  に対応して各次数の  $k(\omega)$  が求まり、 $k(\omega) \cdot c = \omega$  の関係より各次数での位相速度が計算される。

従って、各次のモードもすべて加え合わせることによって、例えば式 (22) の相対変位を計算しなければならない。しかし、高次モードは振動数の高いところのみ影響をもってくるので、低振動数域でスペクトル振幅が卓越するような変位について議論する場合には、第 1 次モードのみを考慮しても第 1 段階として余り問題はないものと思われる。

### 3. 京都市域における地震動のシミュレーション

#### 3.1 概 説

前節で論じた方法のケーススタディとして、京都市域を対象として地震動推定を行った。ここでは、Fig. 5 に示したような 15 地点の地震動を算出する。これらの地点は、いずれも同図中に示した水道およびガス埋設管路または上水道水路(琵琶湖疎水)に沿う位置にある。そのうち、地点 1, 6, 2, 3, 4, 5 を結ぶのがガス導管の幹線経路であり、地点 9, 10 は水路、その他はすべて水道の主要送・配水管の経路である。

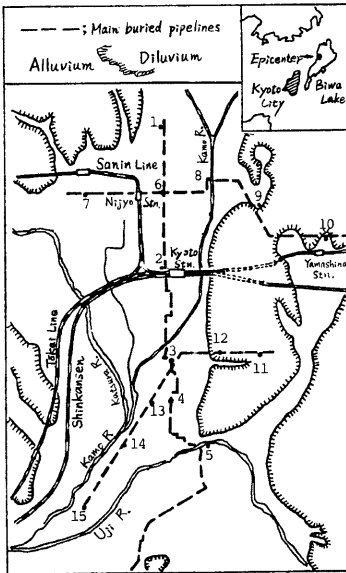


Fig. 5. Main Buried Pipelines and Geology in Kyoto.

想定地震としては、Fig. 5 中に示したように、琵琶湖西岸地域を震央とするマグニチュード  $M=7.5$  の場合を考えた。この地震は、京都市域の防災上考慮すべき地震として小沢<sup>11)</sup> によって提案された 3 つのタイプの地震のうちの 1 つである。

#### 3.2 地盤構造のモデル化

Fig. 5 に示した各地点の地盤特性として必要な情報は、非定常地震動予測における  $S_i$  および地盤の伝達関数  $A(f)$ 、相対地震動推定における波動伝播の位相速度  $c(k)$  などである。

京都市内の地盤資料が小堀ら<sup>12), 13)</sup> によってまとめられており、その  $N$  値柱状図を用いて  $S_i$  を算出した。また、2.1.3 の地震動予測モデルのうち、level 3 モデルを用いるため、土質と  $N$  値から  $S$  波速度を推定し、これを用いて各地点の伝達関数を算出した。Fig. 6 に、代表的な 3 地点の地盤の柱状図を示した。同図中の地点 6 は市街地中央部の扇状地性低地、地点 10 は山麓部の丘陵地、地点 14 は市内部の氾濫原に属するものである。後出の Table 5 に、各地点における地盤資料の深さ  $d_s$  および地盤の軟弱さの指標  $S_i$  の値を示した。また、地盤の伝達関数の算出において、土の単位体積重量は Table 2 に基づいて定め、さらに  $S$  波速度は土質と  $N$  値から次式<sup>14)</sup> から算出した。



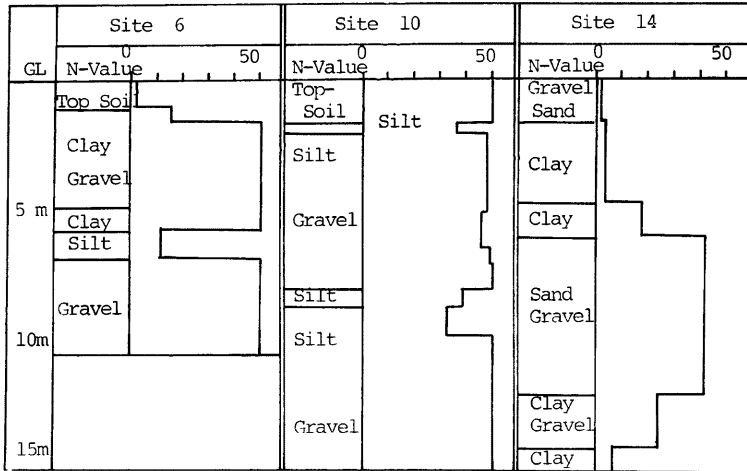


Fig. 6. Surface Ground Profiles used for Analysis.

Table 2. Estimated Values of Weight per Unit Volume for Geomaterial.

Geomaterial		Weight per Unit Volume (gr/cm <sup>3</sup> )
Sand	Fine sand, Sandy mud	1.7
	Fine sand, Sand containing shell	1.8
	Coarse sand, Moderately coarse sand	1.9
Clay	Silty clay	1.4
	Alluvial clay	1.5
	diluvial clay	1.6
Gravel	Soft clay containing gravel	1.7
	Clayey gravel	1.8
	Fine gravel	1.9
Mud stone		2.0
Rock		2.0

$$V_s = \begin{cases} 98.9 N^{0.850}; & \text{粘性土} \\ 67.8 N^{0.417}; & \text{砂質土} \\ 88.2 N^{0.340}; & \text{砂レキ} \end{cases} \dots (25)$$

### 3.3 地盤構造のモデル化と分散曲線

次に、式 (22) から地盤の相対変位を求める場合には、波数  $k$  を低周波数領域まで精度良く求める必要があり、そのためには、文献(12)、(13) ではカバーされていないようなかなり深い地点での地盤特性に関する資料が要求される。京都盆地の沖積地における地盤構成は Table 3 のような層序をなくしていると考えられるが、地下地質に関する研究は、まだその緒についたばかりで、解明されていない部分が多く、一部を

Table 3. Estimated Geological Formations for Kyoto Area.

	Classification for geology
Surface Layer	Alluvium
	Upper Diluvium
	Osaka Layer
Base Rock	Tertiary

除き地層区分は推定の域を出ていない<sup>12)</sup>。一方、大阪の地盤特性については、比較的深部まで調査研究がなされており、その地盤モデルも考案されている<sup>15)</sup>。したがって、ここでは、ボーリング柱状図<sup>13)</sup>ならびに地質断面図<sup>12)</sup> から下層地盤の構成を推定し、15 地点における地盤特性をモデル化した。すなわち、ボーリング柱状図から得られている沖積地盤のデータについて、

- (i) ボーリング柱状図中に大阪層群が想定できる場合には、大阪層群と基盤(古生層)のデータを補足する。
- (ii) ボーリング柱状図中に大阪層群が想定できない場合については、上部洪積層、大阪層群および基盤のデータを補足する。
- (iii) 古生層が地表面に近い所に存在すると考えられる場合(山地部)には、上部洪積層の直接下位に基盤を設定する。

この方針のもとにモデル化を行なった。Table 4 に、下層地盤の特性値を示す。

Table 4. Physical Constants used for Computations.

	Thickness (m)	S-wave Velocity (m/sec)	P-wave Velocity (m/sec)	Weight per Unit Volume (gr/cm <sup>3</sup> )
Upper Diluvium	10-50	—	—	—
Osaka Layer	200	600	2000	1.7
Tertiary	—	2700	4850	2.0

なお、表層地盤各層のせん断波速度は式 (25) から求め、縦波速度は次式により算出した。

$$V_p = V_s \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \dots\dots\dots (26)$$

ここに、ポアソン比  $\nu$  は砂、レキ質土については  $\nu=0.45$ 、シルト、粘性土については  $\nu=0.46$  とした。

以上の方針に基づいて設定した地盤モデルについて、Schwab と Knopoff<sup>14)</sup> によって考案されたプログラムに若干の修正を加えたものを用いて得られた、Rayleigh 波の分散曲線(基準モード)のうち Fig. 6 と同じ 3 地点に関する結果を Fig. 7 に示した。各地点の地盤構成は次のようにモデル化している。まず、地点 6 では、沖積層厚は 10 m 未満と考えられ、下部には砂レキ層の卓越した上部洪積層が約 50 m の厚さで想定できる。また、地点 10 は、山地部に近く、基盤岩を地表面下約 20 m に設定している。さらに、地点 14 は、氾濫原地帯に属するが、表層の数 m までは軟弱層となっている。

3.4 京都市域における推定地震動の特徴

Fig. 8 に、地点 6, 10, 14 におけるサンプル地震動を、Table 5 に 15 地点での震央距離、および地震動強度(最大加速度、速度、変位)を示した。ただし、こ

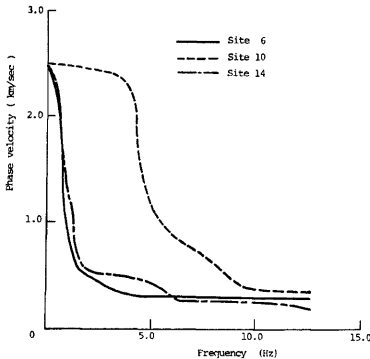


Fig. 7. Dispersion Curves.

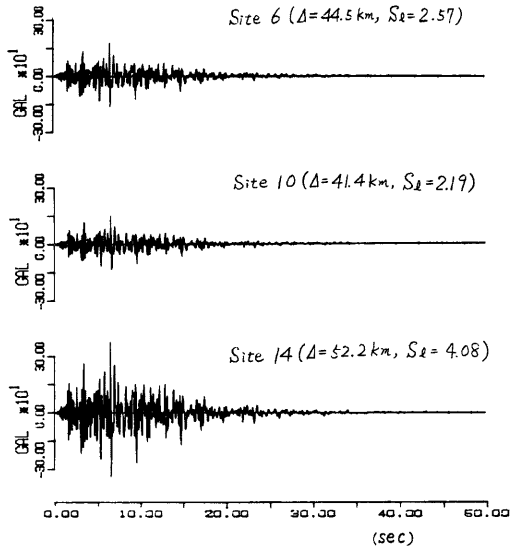


Fig. 8(a). Sample Accelerograms. ( $M=7.5$ )

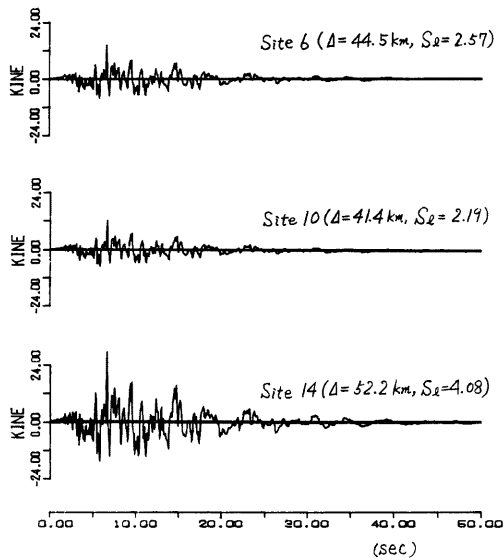
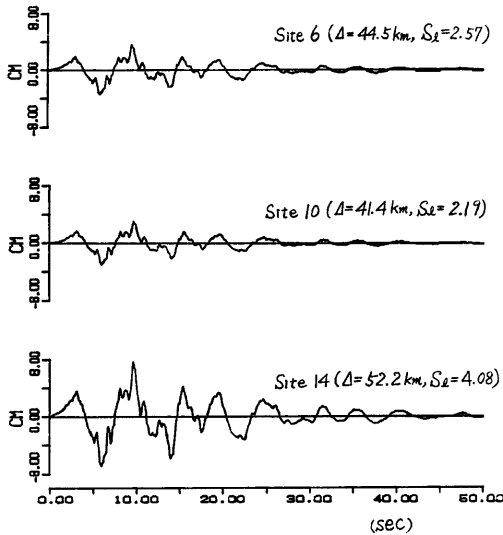


Fig. 8(b). Sample Velocity. ( $M=7.5$ )

Fig. 8(c). Sample Displacement. ( $M=7.5$ )

ここで得た地震動は、モデルパラメータのばらつきは考慮せず、各地点ともモデル I に対してそれぞれ 1 成分ずつ発生させたもので、各地点で設定された  $M$ ,  $d$  に対する平均的な強度を有する地震動と考えてよい。また、各地点における地震動強度のばらつきについては、先の研究における level 3 の統計結果<sup>5),6)</sup>によれば変動係数が 0.2~0.25 の範囲であり、ほぼ同程度と考えるとよいであろう。Fig. 8 および Table 5 の結果より、地盤の軟弱さの程度等の地盤特性により地震動特性が各地点で大きく異なることがわかる。特に市南部の比較的軟弱な地盤では、震央距離が大きいかかわらず、地震動の強度が大きいう結果が得られている。

Table 5. Site Characteristics, Epicentral Distance, Ground Motion Intensity, and Maximum Mean Strain. (Model-I,  $M=7.5$ )

Site Number	$d_s$ (m)	$S_L$	$d$ (km)	$A_{max}$ (gal)	$V_{max}$ (kine)	$D_{max}$ (cm)	$\epsilon_{max}$ ( $\times 10^{-3}$ )
1	10.2	2.71	42.3	214.3	16.0	3.98	0.263
2	26.4	3.33	46.4	293.0	21.1	5.30	0.404
3	44.2	3.52	49.3	325.4	22.7	5.63	0.470
4	11.5	3.92	50.2	388.3	27.7	6.97	0.461
5	14.8	4.17	51.3	438.0	31.0	7.82	0.509
6	6.9	2.57	44.5	200.7	14.7	3.64	0.305
7	8.0	3.45	45.0	310.7	22.6	5.61	0.354
8	4.5	2.06	43.2	156.4	11.5	2.85	0.236
9	20.2	4.33	42.7	484.6	34.9	8.45	0.269
10	8.6	2.19	41.4	166.6	12.4	3.05	0.064
11	23.8	3.99	47.0	405.2	29.1	7.27	0.453
12	20.3	3.72	47.7	356.4	25.3	6.27	0.395
13	13.0	4.00	51.1	401.7	28.6	7.23	0.448
14	15.0	4.08	52.2	414.6	29.8	7.67	0.507
15	17.2	4.32	54.0	467.6	32.9	8.32	0.568

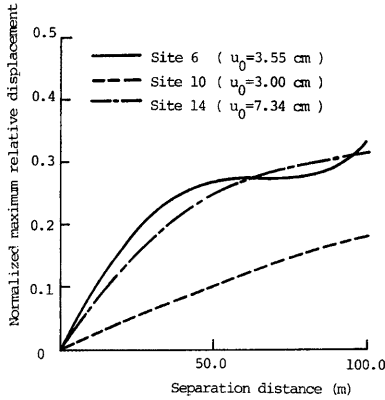


Fig. 9. Relationship between Separation Distance and Maximum Relative Displacement.

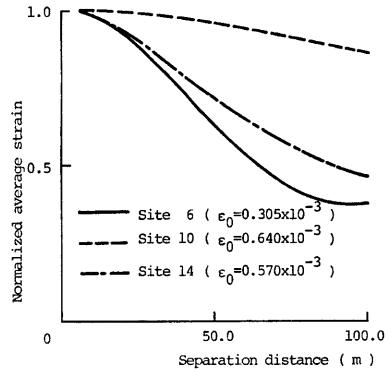


Fig. 10. Relationship between Separation Distance and Average Strain.

次に、最大相対変位と相関距離  $D$  の関係を Fig. 9 に示した。最大相対変位については、原変位波形の最大値、最小値をそれぞれ  $u_{max}$ 、 $u_{min}$  として

$$u_0 = \frac{1}{2} |u_{max} - u_{min}| \dots\dots (27)$$

で規準化している。この  $u_0$  は平均的な最大変位振幅である。相関距離  $D=100$  m までについて求めているが、相関距離をもっと長くとも、波形のずれが、 $u_{max}$  と  $u_{min}$  の生じる時間差に一致したときに相対変位が最大となるので、規準化した最大相対変位の値は 2.0 を越えないものと考えられる。

地盤の平均ひずみについては、相関距離  $D=5$  m における値 ( $\epsilon_0$ ) で規準化し、相関距離との関係を Fig. 10 に示した。この図は、局部的なひずみが相関距離を大きくとったときの平均ひずみよりも大きいという一般的な傾向を表わしている。硬い地盤では相関距離の増大に対する低減率が小さく、軟かい地盤では 100 m 離れれば 50% にも小さくなるのがわかる。埋設パイプラインとの関連性においては、局部ひずみは管体自身の破壊を検討する基準となり、平均ひずみは継手やマンホールなどの関連構造物間の相対変位を検討する際の基準になると考えてよいであろう。

また、最大速度と最大ひずみの関係を Fig. 11 に示したが、山地部の地点 9、10 に対して  $V_{max}/\epsilon_{max} \cong 1,400$  m/sec、他の地点に対しては  $V_{max}/\epsilon_{max} \cong 600$  m/sec の直線を仮定できる。これによって、この 2 つの

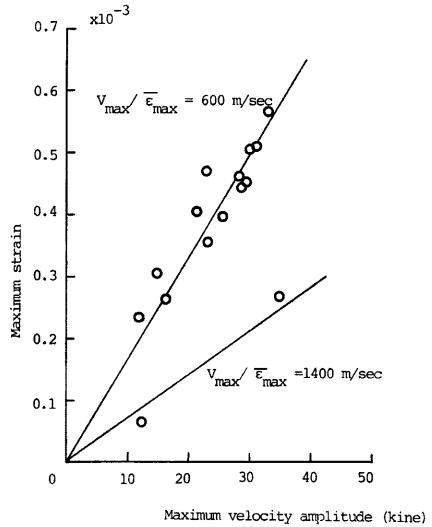


Fig. 11. Relationship between Maximum Velocity Amplitude and Maximum Strain.

グループに対応する地盤条件の地点での速度振幅が推定できれば、その地点での最大ひずみの概略値を容易に予測できるものと考えられる。

#### 4. 結 論

埋設管路網の震害予測を行うための第一段階として、地震動のマグニチュードと震央を想定した場合に、任意の地点における非正常地震動および地盤の相対変位（または平均ひずみ）を求める方法を論じた。また、本手法を京都市域の地盤に適用し、その妥当性を検討した。得られた結果を要約すると以下のとおりである。

- (1) 著者らがこれまでに開発してきた非正常地震動予測モデルと地震動相対変位の推定法を結合することによって、種々の想定地震に対する各種特定地点の地盤における最大地動や相対変位ならびに地盤ひずみなどを推定するモデルを提案した。
- (2) 京都市域に関するケーススタディを行った数値計算結果は、本方法の妥当性を支持しているようである。すなわち、地盤の軟弱さに応じて強い地震動が得られ、場所により、震央距離より地盤条件の方が地震動強度に大きく影響する。
- (3) 地震動相対変位が相関距離とともに増大し、2 地点間の平均ひずみは相関距離とともに減少すること、その傾向は比較的深いところにある地層が堅い場合ほどゆるやかであることなどが確かめられた。
- (4) 最大地盤ひずみはほぼ地震動の速度振幅に比例し、京都市域では、その比例係数はほぼ 2 種類に分類されるものと推定された。

ここで得られた方法は、なおいくつかの問題点をも将来に残している。すなわち、手法としては表面波と実体波をいかにして分離して扱うか、応用面では深い地盤特性の広範な調査の必要などである。今後の研究の進展により、これらの点をとり入れた、より信頼度の高いモデルに改良して行きたいと考えている。

最後に、本研究の遂行に当たり、種々御協力頂いた京都大学大学院尾崎洋一郎・高木英樹氏、ならびに神戸大学大学院川村大蔵氏（いずれも昭和54年度当時）に深謝の意を表す。また、本研究の一部は文部省科学研究費補助金（試験研究（1）および自然災害特別研究（1））によったことを付記する。

#### 参 考 文 献

- 1) Taleb-Agha, G.: Seismic Risk Analysis of Networks, Report R 75-43, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Nov. 1975.
- 2) Shinozuka, M., Takada, S. and Ishikawa, H.: Seismic Analysis of Underground Lifeline Systems with the Aid of Damage Probability Matrix, Technical Report No. CU-2 under NSF Grant PFR-78-15049, Columbia University, Sept. 1978.
- 3) Shinozuka, M. and Koike, T.: Estimation of Structural Strains in Underground Lifeline Pipes, Lifeline Earthquake Engineering-Buried Pipelines, Sismic Risk and Instrumentation, ASME, June, 1979, pp. 31-48.
- 4) 後藤尚男・亀田弘行・杉戸真太：非正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，pp. 37-51.
- 5) Kameda, H., Goto, H., Sugito, M. and Asamura, T.: Prediction of Nonstationary Earthquake Motions for Given Magnitude, Distance and Specific Site Conditions, U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 1979, pp. 243-252.
- 6) Kameda, H., Sugito, M. and Asamura, T.: Simulated Earthquake Motions Scaled for Magnitude, Distance and Local Soil Conditions, 7 WCEE, 1980.
- 7) 後藤尚男・亀田弘行・杉戸真太・今西直人：デジタルフィルターによる SMAC-B 2 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，pp. 57-70.
- 8) 亀田弘行：強震地震動の非正常パワ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，pp. 55~62.

- 9) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P.: Shear Modulus and Damping in Soils; Design Equations and Curves, ASCE, SM 7, 1972, pp. 667-692.
- 10) Toki, K.: Strain Amplitude by Body and Surface Waves in a Near Surface Ground, Proc. of U.S.-Japan Seminar on Earthquake Engineering Research with Emphasis on Lifeline Systems, 1976, pp. 15~28.
- 11) 小沢泉夫：京都市に被害をもたらす地震の想定について，京都市防災会議，昭. 53. 6.
- 12) 小堀鐸二：京都市の地盤について（地質図とその考察），京都市防災会議，昭. 53. 6.
- 13) 京都市総務局：京都市ボーリング資料図，昭. 54.
- 14) 大久保彪・小川光喜：大阪地盤の S 波速度，第 9 回土質工学研究発表会，1974, pp. 725-728.
- 15) 後藤尚男・土岐憲三・家村浩和：高架構造物の耐震性に関する調査——都市内単純桁橋の地震応答——，防災30，大阪市防災会議地震専門部会，1976. 8.
- 16) Schwab, F. A. and Knopoff, L., "Fast Surface Wave and Free Mode Computations", Methods in Computational Physics, Vol. II, edited by B.A. Biot, Academic Press Inc, 1972, pp. 87~180.