

シンポジウム

地盤震動と耐震設計の現状

1983.7.19

日本建築学会 構造委員会
振動分科会 地盤震動小委員会
日本建築学会近畿支部

Symposium

**Present Study on Earthquake Ground Motion
and Aseismic Design of Structure**

**July, 1983
Osaka**

Sponsored by Architectural Institute of Japan

シンポジウム

地盤震動と耐震設計の現状

目 次

〔Ⅰ部〕 入力地震動と耐震設計

I-1	地震動研究の現状	河野 允宏（阪大）	1
I-2	建築構造設計の分野から	青柳 司（日建設計） 寺本 隆幸（"）	11
I-3	大阪地盤とその震動特性	岩崎 好規（大阪土質試験所）	19
I-4	地震動と耐震設計	樋口 元一（大林組）	27

〔Ⅱ部〕 地震動と地盤

Ⅱ-1	震源モデルと地震波動	入倉孝次郎（京大防災研）	33
Ⅱ-2	地盤特性と地盤震動	太田外気晴（鹿島建設技研）	37
Ⅱ-3	強震地動—記念出版物「地震動と地盤」より—	石田 勝彦（電力中央研）	47
Ⅱ-4	設計用入力地震動	北川 良和（建研）	51

〔Ⅲ部〕 パネルディスカッション「大阪地盤と耐震設計」

Ⅲ-1	大阪における被害地震	竹内 吉弘（阪工大）	55
Ⅲ-2	大阪市域における入力地震動	久徳 敏治（竹中工務店）	59

*Present Study on Earthquake Ground Motion
and Aseismic Design of Structure*
Symposium

Contents

I-1. On present studies of input earthquake ground motion	
	by Masahiko Kawano 1
I-2. From a viewpoint of structural engineering	
	by Tsukasa Aoyagi and Takayuki Teramoto 11
I-3. Soil structure in Osaka area and its earthquake response	
	by Yoshinori Iwasaki 19
I-4. Structural responses and aseismic design	
	by Genichi Higuchi 27
II-1. Earthquake source modeling for estimating strong ground motions	
	by Kojiro Irikura 33
II-2. Characteristics of soil deposits and earthquake ground motion	
	by Tokiharu Ohta 37
II-3. Strong earthquake ground motions	
	by Katsuhiko Ishida 47
II-4. Earthquake input motions for aseismic design	
	by Yoshikazu Kitagawa 51
III-1. Damage by historical earthquake in Osaka	
	by Yoshihiro Takeuchi 55
III-2. Prediction of earthquake ground motions in Osaka area	
	by Toshiharu Hisatoku 59

〔 I 部〕入力地震動と耐震設計

地震動研究の現状

河野 允宏

1. まえがき

地震動が、不規則な震源過程から発生し、伝播体・地盤の複雑な地層構成、物理的性質によって多重の反射・屈折を経て、極めて不規則な時系列関数として観測されることは、輪れもはな事である。

しかし、地震動に関する研究は、地震波解析から評価される地震動特性と基に、構造物の応答性状と考慮しながら、設計地震動の設定と意図する耐震工学の立場と、地震の発生条件、地震波の伝播中に地球物理的特性によって受ける影響を含めて、地震波形関数そのものの構成について論じる地震学の立場によって自から異なってきた。最近になって、両分野の研究結果と有機的に結合させ、構造物の耐震安全性の確保に対する検討を行うことが重要と考えるようになった。ここでは、現在の耐震工学における地震動入力の研究とその問題点について述べ、新しい観点から行つたこの問題に対する一つのアプローチからの研究成果について若干の議論を行う。

2. 耐震工学における地震動入力の研究と問題点

地震動入力設定に関する研究を大きく分類すると次の様になる。(i) 実地震動特性の解析及び評価に関する研究、(ii) 模擬地震動の策定と特性の評価に関する研究、(iii) Seismic Risk Analysisに関する研究。(i)に関しては、地震動の最大加速度、速度、変位、速度スペクトラム特性と地震のマグニチュード、震源距離によって整理し、それ等の推定の半実験式と決定する研究⁽¹⁾⁽²⁾⁽¹⁰⁾があり、最近では全球的な強震アレー観測⁽⁴⁾⁽⁵⁾による多くの地震波と基に、その様な研究が盛んになりつつある。又、Parkfield地震、Imperial Valley地震の研究に見られるように、強震地震の波形関数と耐震設計に繋がるパラメータ変動によって説明している。更に、前・余震の記録から、本震地震の加速度波形関数と合成し、地震動予測を行う研究⁽¹¹⁾がある。(ii)に関しては、同じ振幅の random pulse列によって理想化される white noise の平均応答スペクトラム、強震地震の平均応答スペクトラムに一致する⁽⁹⁾ことから端を発し、地震動と確率過程によって表現する研究が行われ、以後この種の研究には、非定常確率過程による地震動シミュレーション⁽⁶⁾と発展したものが多い。これと同時に、evolutionary power spectra の解析法や急峻なフィルターと通過する地震と更に時間セの近傍で平均化する power spectra 評価法を用いて、地震動そのものの非定常性についての研究も行われた。最近の模擬地震動の策定においては、基本的には Shinjuku の提案した確率過程の表現に基づいて、強震地震のシミュレーション、Rayleigh 波の分散スペクトルを考慮した地震動、断層運動に関する幾何学的影響を含めた地震動の研究が行われている。(iii)に関しては、将来起る地震活動に対する地震被害の予測と行うために、地震動の最大加速度、卓越周期と過去の資料から整理し、地震発生に関して再現期間の概念と適用し、震源距離、マグニチュードのパラメータによって、それ等の確率分布関数と推定している⁽¹²⁾⁽¹³⁾。又、地殻の最上に地震基盤と想定し、震源特性と地震基盤と共通と考え、基盤上の表層地盤の増幅効果と地盤種別と関連させて地震危険度の評価、即ち Seismic Micro zoning の研究も行われている⁽⁹⁾。

以上のように、一部の研究を除いて、地震の発生条件及び伝播体・地盤の影響と明確にした上で、それ等の要因を含めた地震動入力に対する構造物の安全性、信頼性と検討した研究はない。むしろ、上記の Micro zoning に基づく地震危険度の評価に見られるように、震源から構造物直下のある深さまでの地盤と地震基盤と考え、基盤上の表層地盤で増幅されるスペクトラム特性、最大加速度、卓越周期等と地震動入力特性として考えているものが一般的である。これは、断層運動や伝播体・地盤に含まれる全ての要因が構造物の応答に著しい影響を与えないとの工学的判断の他に、非常に便宜的で、簡単な系で地震動入力特性の構成と考えることが出来るためと考えられる。しかしながら、震源は通常地殻上部マントルに存在していると考えられており、震源から観測点までの伝播体・地盤は、非常に不規則な性質であり、Aki はその不規則性による地震波の散乱が Q-value と決定する大抵の要因であり、しかもそれが周波数に依存していることと指摘している⁽²⁰⁾。(ii) 震源での断層運動の効果として、

地盤によって大きな被害を受ける所とそうでない所が生じる原因は、²¹⁾ 支持地盤の不整形性及び流動化の他に、断層運動の際の slip の方向、エネルギー放出の方向等が考えられる。(iii) 地震動の非定常性の構成に関するエネルギー推勢レベルと測る energy envelope function は、明らかに断層運動としての移動震源効果によって生じる。

(iv) 地震波の波の種類、発生の日時、その絶対値は、震源の深さと震央距離の比によって規定され、特に三次元空間に地震波が伝播して行く場合、垂直方向成分、各水平方向成分の最大加速度、スベクトル構成が相違して来る。(v) 地震動を規定するため、地震基盤と表層地盤の系を考へる場合、観測地震動がこの系によって説明される場合とそうでない場合が存在し、表層地盤の固有周期との関連で増幅率が合わない矛盾が生じ、地震基盤の定義の修正が行われている。²¹⁾ (vi) 表層地盤特性が地震動のスベクトル特性と大きく規定すると考へる場合、増幅過程によって表現される模擬地震動の不規則性はどの程度で生じるのか物理的に不明確である。又、地震動特性の構成過程で生じる不規則性が、(i)に関連して、単に変動を伴う random function で表現されるが、等思いつくまうに述べたが、地震動入力設定に関して是と云ふ大きな問題が存在していることは否定出来ない。

このように考へて来ると、地震動が震源過程から発生し、不規則な伝播体地盤を通過する地震動と理論的に作製し、地震動特性の構成条件を探ると同時に、このような地震動群と規定するパラメータ変動と構造物応答の変動の対応関係によって、地震動入力に関する重要な要因と抽出することと一度は試みる必要があると考へられる。但し、問題と複雑にすることが本質ではなく、耐震設計上の判断から、各物理現象を規定するパラメータ変動に上、下限を設定し、問題及び結果の抽象化、単純化を同時に行うことは勿論必要である。上記の研究の中で、そのような観点から研究が一部に見られることは、地震動特性の構成要因と構造物応答との関係から得られる知見と耐震設計に反映させようとする考へるから生じたものと思われる。

ここでは、著者等がこの観点から策定した地震動モデルについて、耐震工学の立場より、その有効性と問題点について検討する。

8. 地震動モデルの策定

現在判明している地震学、耐震工学の全ての知識と導入しても、構造物の安全性、信頼性と完全には評価出来ない。地震学の立場としては、地震波形状関数の構成と諸要因の関係を決定論的に追求するが、耐震工学は、物を作る立場であり、地震動入力の構成について不確定の評価領域が多く残されている限り、合理的耐震設計を行うには、必然的に確率統計的方法によって、この不確定要因の構造物の耐震性に及ぼす影響を確定することになる。

ここでは、地震動特性の構成要因として、震源での断層運動に伴う岩石の破壊過程の時間変動々が伝播体としての地盤媒質の地質学的変動に合せて、地震動モデル策定について述べる。最近では、伝播体地盤と震源に依存するスベクトル構成を、propagation spectra と source spectra とに分離して議論されている。²²⁾

8.1 不規則な地盤媒質を伝播する地震動

震源から観測点までの地盤媒質を各地震動ごとに正確にモデル化出来る程地質学的情報と得ることはいし、経済的でもない。ここでは、上記の前提に従い、半無限な homogeneous random medium と地盤媒質と仮定し、^{23), 24)} この不規則な媒質中で地震波が多重散乱されて観測点に到達する場合地震動を理論的に評価し、耐震設計における応用についても述べる。

(1) 波動の平均及び共分散式

線形演算子 U_n によって示される確定系地盤として a homogeneous medium とは異なる線形演算子 $E_1(\omega)$, $U_2(\omega)$, ... $U_n(\omega)$ と可小ば、不規則な媒質の影響を受ける地震波 $U(\omega)$ は次式の方程式と満足する。

$$[U_0 - \sum_{n=1}^N E_n^* U_n(\omega)] U(\omega) = 0 \quad (1)$$

但し、 $U_1(\omega)$, $U_2(\omega)$, ... からの影響は E_n の order であるとして仮定する。(1)式のパラメータについて次式で確率密度関数と定義すると

$$\langle g \rangle = \int_A g(\omega) p(\omega) d\omega \quad (2)$$

地震波 U が inhomogeneity $U_1(\omega)$, $U_2(\omega)$, ... から多重に影響を受けるときの平均及び共分散方程式は次式で示

され 3.)

$$\{ \langle \mathbb{L}_0(\mathbf{x}) - \varepsilon_0 \langle \mathbb{L}_1(\mathbf{x}) \rangle - \varepsilon_0^2 [\langle \mathbb{L}_1(\mathbf{x}) \rangle \langle \mathbb{L}_0(\mathbf{x}) \rangle - \langle \mathbb{L}_1(\mathbf{x}) \rangle \langle \mathbb{L}_1(\mathbf{x}) \rangle + \langle \mathbb{L}_0(\mathbf{x}) \rangle \langle \mathbb{L}_1(\mathbf{x}) \rangle] \} \langle \mathbb{L}_1 \rangle = 0 \quad (3)$$

$$\{ \langle \mathbb{L}_0(\mathbf{x}_1) \rangle \langle \mathbb{L}_0(\mathbf{x}_2) \rangle - \varepsilon_0^2 [\langle \mathbb{L}_1(\mathbf{x}_1) \rangle \langle \mathbb{L}_0(\mathbf{x}_2) \rangle - \langle \mathbb{L}_1(\mathbf{x}_1) \rangle \langle \mathbb{L}_1(\mathbf{x}_2) \rangle + \langle \mathbb{L}_0(\mathbf{x}_1) \rangle \langle \mathbb{L}_1(\mathbf{x}_2) \rangle + \langle \mathbb{L}_1(\mathbf{x}_1) \rangle \langle \mathbb{L}_1(\mathbf{x}_2) \rangle - \langle \mathbb{L}_0(\mathbf{x}_1) \rangle \langle \mathbb{L}_2(\mathbf{x}_2) \rangle] \} \langle \mathbb{L}_1(\mathbf{x}_1) \rangle \langle \mathbb{L}_1(\mathbf{x}_2) \rangle = 0 \quad (4)$$

[2] ランダム地盤媒質の平均波動の表現

媒質の密度 ρ , 弾性係数 λ, μ がランダム変数の場合の波動 u は次式を満足する。

$$(\lambda + \mu) \nabla (\nabla \cdot u) + \mu \nabla^2 u + \nabla \lambda (\nabla \cdot u) + \nabla \mu \times (\nabla \times u) + 2(\nabla \mu \cdot \nabla) u + \rho F = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (5)$$

∇ : Laplacian operator, ∇ : gradient operator

$$\begin{aligned} \rho(\mathbf{x}) &= \rho_0(\mathbf{x}) + \varepsilon_0 \rho_1(\mathbf{x}), \quad \lambda(\mathbf{x}) = \lambda_0(\mathbf{x}) + \varepsilon_0 \lambda_1(\mathbf{x}), \quad \mu(\mathbf{x}) = \mu_0(\mathbf{x}) + \varepsilon_0 \mu_1(\mathbf{x}) \\ \langle \rho \rangle &= \rho_0(\mathbf{x}), \quad \langle \lambda \rangle = \lambda_0(\mathbf{x}), \quad \langle \mu \rangle = \mu_0(\mathbf{x}) \end{aligned} \quad (6)$$

(5) 式の body force F を次式のように設定すると

$$F = (L, L, L) e^{i\omega t} S(x) S(y) S(z-H) \quad (7)$$

ランダム地盤媒質での平均地震動は次式で示される。

$$\begin{aligned} \langle \frac{u_x(0, r, z) b \mu_0}{L e^{i\omega t}} \rangle &= \frac{a_0}{2\pi} \int_0^\infty \frac{\lambda \lambda_0}{F(s)} \{ (2s^2 - g_2) e^{-\lambda a_0 h} - 2s^2 e^{-\lambda_0 a_0 h} \} J_0(3a_0 r) ds \\ &\quad - \frac{a_0}{2\pi} (\cos \varphi + \sin \varphi) \int_0^\infty \frac{s^2}{F(s)} \{ (2s^2 - g_2) e^{-\lambda a_0 h} - 2\lambda \lambda_0 e^{-\lambda_0 a_0 h} \} J_1(3a_0 r) ds \\ \langle \frac{u_r(0, r, y) b \mu_0}{L e^{i\omega t}} \rangle &= -\frac{a_0}{2\pi} (\cos \varphi + \sin \varphi) \int_0^\infty \frac{\lambda \lambda_0}{F(s)} \{ 2s^2 e^{-\lambda a_0 h} - (2s^2 - g_2) e^{-\lambda_0 a_0 h} \} J_0(3a_0 r) ds \\ &\quad + \frac{1}{2\pi r} (\cos \varphi + \sin \varphi) \int_0^\infty \frac{e^{-\lambda_0 a_0 h}}{\lambda_0} J_1(3a_0 r) ds \\ &\quad + \frac{1}{2\pi r} (\cos \varphi + \sin \varphi) \int_0^\infty \frac{\lambda_0}{F(s)} \{ 2s^2 e^{-\lambda a_0 h} - (2s^2 - g_2) e^{-\lambda_0 a_0 h} \} J_1(3a_0 r) ds \\ &\quad - \frac{a_0}{2\pi} \int_0^\infty \frac{s^2}{F(s)} \{ 2\lambda \lambda_0 e^{-\lambda a_0 h} - (2s^2 - g_2) e^{-\lambda_0 a_0 h} \} J_1(3a_0 r) ds \\ \langle \frac{u_\varphi(0, r, y) b \mu_0}{L e^{i\omega t}} \rangle &= -\frac{1}{2\pi r} (\cos \varphi - \sin \varphi) \int_0^\infty \frac{\lambda_0}{F(s)} \{ 2s^2 e^{-\lambda a_0 h} - (2s^2 - g_2) e^{-\lambda_0 a_0 h} \} J_1(3a_0 r) ds \\ &\quad + \frac{a_0}{2\pi} (\cos \varphi - \sin \varphi) \int_0^\infty \frac{s}{\lambda_0} e^{-\lambda_0 a_0 h} J_0(3a_0 r) ds \\ &\quad - \frac{1}{2\pi r} (\cos \varphi - \sin \varphi) \int_0^\infty \frac{e^{-\lambda_0 a_0 h}}{\lambda_0} J_1(3a_0 r) ds \end{aligned} \quad (8)$$

に、

$$\lambda_0 = \sqrt{s^2 - n^2 g_1}, \quad \lambda_0 = \sqrt{s^2 - g_2}, \quad F(s) = (2s^2 - g_2)^2 - 4s^2 \lambda_0 \lambda_0 \quad (9)$$

$$\begin{cases} \left(\frac{R}{R_c} \right)^2 = 1 + g_1'(\varepsilon_0; \rho_0, \lambda_0, \mu_0; a_0, \varepsilon) = g_1(\varepsilon_0; \rho_0, \lambda_0, \mu_0; a_0, \varepsilon) \\ \left(\frac{R}{R_s} \right)^2 = 1 + g_2'(\varepsilon_0; \rho_0, \lambda_0, \mu_0; a_0, \varepsilon) = g_2(\varepsilon_0; \rho_0, \lambda_0, \mu_0; a_0, \varepsilon) \end{cases} \quad (10)$$

$s = \frac{R}{R_s}$: 無次元 wave number, $a_0 = R_s b = \frac{\omega b}{V_s}$: 無次元振動数, $\left(\frac{R_c}{R_s} \right)^2 = \frac{1-2\nu_c}{2(1-\nu_s)} = n^2$, ν_c : Poisson's ratio

$h = \frac{H}{b}$: 無次元震源深さ, $r = \frac{R}{b}$: 無次元距離, b : 長さの基準量, $J_0(x), J_1(x)$: Bessel function

$R_c = \frac{\omega}{V_c}$: P波の wave number, $R_s = \frac{\omega}{V_s}$: S波の wave number, V_c, V_s : P波, S波の伝播速度

地盤媒質の inhomogeneity に対 (7) 式の相関関数を設定する。

$$\begin{cases} R \rho g(r) = \langle \rho(\mathbf{x}) \rho(\mathbf{x}') \rangle = \langle \rho_1 g_1 \rangle e^{-\frac{r}{a}}, \quad r = |\mathbf{x} - \mathbf{x}'| \\ \rho_1, g_1 = \rho_1, \lambda_1, \mu_1, \quad a = b \delta \end{cases} \quad (11)$$

δ は媒質の無次元 inhomogeneity correlation length. 地盤媒質の不規則性の長さとその変動の大きさ ε を制御するのは δ と ε_0 である。

(7)式で Cartesian 座標の X 方向にのみエネルギーを放出する point source に対する(8)式の振幅特性と位相特性とが Figs. 1(a), (b)にもとバラメータとして、震源深さに対する震央距離の比 $B/H = 1, 5$ の場合について示されている。これらの図で、波動の多重散乱によって、振幅特性の高周波数領域で減衰することが分る²³⁾。伝播する地震波の attenuation については、Aki による地盤の不規則性の散乱効果によるものが最も大きいと指摘されている²⁴⁾。又、inhomogeneity correlation length δ がスペクトルの形状を制御することと理解出来る。このような考え方に立脚すると、震源から観測点までの地盤特性と Inhomogeneity correlation length δ と問題とする地震波の振動数 ω を用いて、次式の wave parameter によって特徴づけることも可能である^{25), 26), 27)}。

$$D = \frac{4\pi}{a_0 \omega^2} \quad (12)$$

D が観測地震動から評価することが出来れば、地震基盤と含めてもっと広い意味での地盤特性と規定出来るし、問題となる地盤での propagation spectra の地局的分類も考えられる。

Figs. 1(a), (b) は、スペクトル密度のように地震波のエネルギー分布に関連する周波数領域の評価である。次に、地震動の最大加速度が地盤母関数の inhomogeneity correlation length による変動を知るには(15)式の非定常波形関数を評価する必要がある。Figs. 2(a), (b) には、 $B/H = 1$ と 5 の場合の確定系及びランダム地盤母関数の Green 関数が実線と点線で示されている。これらの図より、ランダム地盤では振幅が小さくなることが分る。 $B/H = 5$ の場合の Rayleigh 波は、周期が長いので散乱の影響は見えない。ランダム地盤での散乱現象は伝播距離に従って波動の振幅を減少させる。

3.2 地震動モデルの構築

Fig. 3 に示される震源過程に対して三つの観測点と想定し、(8)式から評価される波形関数から地震動モデルを構築する。図の深さ H の所に、断層活動に伴って放出されるエネルギーが等価な点震源が並んでいる²⁸⁾。これは、断層面といくつかの要素に分割して表わされている。この一つの要素震源が距離 d_i を移動するときの Green 関数は、 V_r と震源の rupture velocity とすれば次式で近似的に示される。

$$\begin{cases} G_D(P; t'; r_i) = \int_0^t E \left[\frac{U_D(P; a_i; r_i; b; \mu)}{L e^{i\omega t}} \right] \frac{\sin \omega x_D}{x_D} e^{-i(\omega_0 - \omega_r)} \} , D = (z, r, y), P = (x, r, y) \\ x_D = \frac{a_i d_i}{2b\omega} \left(\frac{V_r}{V_r} - \cos \theta_0 \right) , y_D = a_i \left(t' - \frac{r_i}{V_r} \right) - x_D \\ r_i = \frac{(i-1)d_i}{N} , d_i = \frac{L_f}{N} , V_r = M_n = \frac{V_r}{V_s} , V_r = \frac{V_r}{V_s} \quad (k = P, S, R) \end{cases} \quad (13)$$

L_f は震源の長さ、 N は要素震源の数と示している。 $\int$ はフーリエ変換を意味している。

地盤の中での断層運動の表現については、最近 Madariaga は 2 次元平面と対象に crack の位置に伴う変位関数の評価を行い²⁹⁾、同様の方法で定式は Irwin の基準を考慮して、crack 位置について考慮し、更に断層面での破壊強度がランダムに分布している場合の問題と短周期発生現象に対する解釈として示している³⁰⁾。しかし、短周期成分発生問題を含めて、断層運動の数値モデルを完全に定式化することは困難である。ここでは、概解的に、断層で起る運動を定式で表現できると考えて議論を進める。

$$n(r_i, t') = \frac{\tau_s A}{\tau_r} \left(t' - \frac{r_i}{V_r} \right) \left\{ H \left(t' - \frac{r_i}{V_r} \right) - H \left(t' - t_r' - \frac{r_i}{V_r} \right) \right\} , t' = \frac{t - z}{b} \quad (14)$$

上式で、 $H(t)$, $\delta(t)$ は Heaviside step function と Delta function を示す。又、 a_i は dislocation theory から定まる係数³¹⁾、 w は断層の幅、 τ_s は stress drop を示す。 t_r' は rise time である。震源過程が不規則な時間関数であることから、震源からの波動の発生が確率過程に従うとすれば、全断層面から発生する全地震波の確率母集団は次式で表現出来る。

$$\begin{cases} Y_D(P; t'; r) = \sum_{i=1}^N \int_0^{t'} G_D(P; t' - \tau; r - r_i) n(r_i, \tau) \delta_i(z) d\tau \\ \delta_i(z) = \sum_{j=1}^{N_i(z)} \delta(\tau - \tau_j) \end{cases} \quad (15)$$

こゝに、 τ_{ij} はi番目の電算震源からj番目に到達する波動の時間で、counting process $\{N_{jst}, t \geq 0\}$ に従う。

Fig. 4に $RH=1$ 、Fig. 5に $RH=5$ の場合の(15)式で示した波形関数の一部が示されている。地震動特性は、断層運動の方向、観測点と震源との相対的位置関係によって相違する。断層面でのruptureが進行する方向(forward direction)に位置する観測点の地震動は、up-Doppler効果によってエネルギーが集中し、波動の各最大値も大きくなり、継続時間、周期が短くなり、ruptureが観測点と逆方向に進行する(backward direction)場合はdown-Doppler効果によって地震エネルギーは分散し、波動の最大値は小さくなり、継続時間、周期は長くなる。又、震源のrupture velocityで規定するMach number M_n が大きくなると、波動の最大値は大きくなり、継続時間が短くなる。従って、Mach numberは耐震工学上重要なパラメータである。上記の変動はforward directionの場合は大きく、backward directionの場合は小さい。耐震設計を行う場合は、おおよそ建設地点と震源の相対的位置関係と把握することも上記の意味で重要となる。震央距離の震源深さに対する比が大きいと、地震波に含まれるp, sp, sv, Rayleigh波などの出現する時間間隔が大きくなるので、震源の破壊が有限のrupture velocityで進行する限り、必然的に継続時間が長くなる。 RH が大きくなると、forward directionの場合の観測点の地震動の最大値の絶対値はbackward directionの場合よりも大きいか、Mach numberによる最大値の変動は同程度となる。従って、 RH が小さい場合は、震源から観測点へのエネルギー伝達が非定常状態とはさか、 RH が大きいと定常状態に近づく。

4. 地震動モデルと観測地震動の速度スペクトラムの比較

こゝで作製された地震動モデルを規定する諸パラメータの組合せから得られる地震動群の特性と、震源位置、震源距離、マグニチュード、伝播方向の異なる自然地震動特性との比較を行う。

4.1 自然地震動の観測データの一覧表

こゝでは、大阪北部(東経135°31', 北緯34°48')に位置する観測点と中心に分布している震央位置からの地震動加速度記録を1977~1980年に亘って計測を行った。この位置は、大阪平野の北端にあり、大阪平野の中央部の大阪層群といわれる洪積層下部の地盤が隆起しており、S波の速度で550m/sec~650m/secと考えられている。観測された地震動とその方位、震源深さ、震央距離、最大値について述べたものがTable 1に示されている。又、観測点と各地震動の震央位置との関係はFig. 6に示されている。

4.2 自然地震動の速度応答スペクトラムとの比較

自然地震動と地震動モデル群によって説明するのために、Table 1に示されているマグニチュード、震源距離を用いてFigs. 4, 5に示されている波形関数と有次元量に直し、その速度応答スペクトルを求めた。こゝでは、便宜的に断層の傾斜角は水平とし、観測点と震源の破壊方向とはFig. 3に示された位置関係と仮定する。震源の幅、長さ、寸法量は、地震モーメント M_0 と関係づけして評価する²¹⁾。即ち

$$L = \tau_s A = C_0 \frac{M_0}{W}, \quad M_0 = (1.58 \times 10^4) E_s \quad (\text{dyne} \cdot \text{cm}) \quad (16)$$

上記の A 、 E_s は、断層の面積及び地震エネルギーを示す。

Figs. 7, 8には、Table 1に示されている地震番号に対応して、気象庁月報による震央距離、震源深さ、マグニチュード等のパラメータを用いて計算した減衰5%の速度応答スペクトラムをforward direction及びbackward directionの各Mach numberについて線合けて示し、自然地震動の速度応答スペクトラムと比較してある。地震動モデルの速度応答スペクトラムの長さの基準量は震源深さと考え、このパラメータに基づいて有次元スペクトルの周期の幅幅及び(16)式からの地震モーメントからの震源力と評価し、縦軸の長さも規定する。もう一つのパラメータである震源の幅 W は気象庁月報にも記載されていないので、 $W=5 \sim 100$ kmの範囲の値を用いた。この点で、無次元速度応答スペクトラムから有次元速度応答スペクトラムの縦軸を決定するのに曖昧さが存在する。観測された個々の地震の RH に対応して地震動モデルのスペクトラムを求める方がよいが、大変な手間と要するので、こゝではTable 1の個々の地震の RH から、 $RH=1$ と5の場合に近いものに自然地震動と分類し応答スペクトラムを評価している。又、地震動モデルは、その水成成分の一つであ

る radial 方向成分とその比較の対象と考えている。Figs. 7(a)~7(c)には、 $R_h=1$ に分類されたスペクトラムが示されている。Fig. 7(a)は202の地震の速度応答スペクトラムである。図の右上の数字は、地震動モデルの有次元速度応答スペクトラム評価に用いた震央距離、震源深さ、マグニチュード、震源幅を示している。震源深さの()の中の数字は、気象庁月報に示されている値であり、原則としてこの値から四捨五入の範囲で変動が許されると解釈する。これらの図から、forward direction のスペクトラムは、同期の短くところから長い M_n が小さくなるにつれて移動している。backward direction のスペクトラムは、forward direction の M_n が最も小さいスペクトラムの近辺から M_n が大きくなるにつれて、長周期側へ移動している。この二種類の地震動モデルのスペクトラムは、その範囲に自然地震動のスペクトラムが位置するところから、かなり近距離地震のスペクトル特性を表現していると考えられる。Figs. 7(b), (c) の 601, 1201 も比較的良好な対応関係が得られている。601 が 1201 に含まれている最も大きい周波数成分は 10 Hz, 6.4 Hz であるが、多くの地震動モデルに、震源深さ 100 km で 20 Hz 程度の高周波数成分を有するかもしれない対応が示されているであろう。

Figs. 8(a)~8(c)には $R_h=5$ に分類されたスペクトラムが示されている。Fig. 8(a)の 101 地震は、 $R_h=11.5$ であるから、 $R_h=5$ のスペクトラムと適用するとは無理があるが試みに評価する。自然地震動のスペクトラムは 0.5 秒にピークがあり、周期が長い領域で減少する傾向を示しており、地震動モデルのスペクトラムのピークを長周期の方へ移動すればスペクトラムが合致する。従って、地震動モデルのスペクトラムが、 R_h が一致していない場合でも、5% 減衰率の速度応答スペクトラムを対象としている限り、震源移動によって自然地震動のスペクトラムに合致することは、 R_h が一致する場合はより良好な結果を期待出来るであろう。302, 901 地震についても同様のことが指摘出来る。

B. まとめ

最近の大型の都市建築物、高エネルギー施設等のように、耐震安全性についてより厳密な検討が要求されるに至り、設計地震動が単に地震記録や仮定に基づいた確率過程による模擬地震動を列挙にするのではなく、建築物の建設される地域の seismicity や地震動発生の物理的条件を考慮した震害予測と関連して行う必要に迫られている。従って、整理された地震動の資料収集とその特性の抽出を行う一方、震源過程や伝播体地盤の地質学的特性が地震動の構成に及ぼす影響について、その不規則性と前提に、確率統計的観点から理論的に検討することの重要性が認識され始めた。ここで示した地震動モデルは、自然地震動と安全には実現していないが、地震動構成に関する要因をほぼ含んでいると考えられる。又、自然地震動の速度スペクトラムとの比較的良好な対応関係とを基に、より合理的な地震動モデルに改良していく必要がある。そのためには、伝播体地盤とランダム媒質で仮定していることの妥当性の検討、断層運動の表現では、特に短周期成分の合理的発生が可能な数値的モデルを考える必要がある。又、地震動モデルの有効性の検討に用いた速度応答スペクトラムは、それ自身が周期に対して平坦になる性質を示すので、地震波形そのものだけでなく、震源特性、伝播体地盤特性の変動に対して感度の高い耐震安全性に関する尺度と考える必要もある。ここで述べられている考え方は、一面では問題を複雑にしているが、最終的には、耐震設計のためのデータとして、得られる結果と単純な物理量で表現することを目指すとしている。

以上、最近の耐震工学に於ける地震動入力に関する研究と問題点について概率的に述べ、新しい観点からの研究のアプローチの一つを紹介した。今後、震源過程及び伝播体地盤まで考慮して地震動入力を解明しようとする研究は、地震学においても near field の強震記録に対する興味もまた本格的にことと相俟って、益々飛躍することが予想されるが、問題に解決すべき多くの課題を含んでいることから考えて、多角的なアプローチからの研究が望まれる。

謝 辞 本研究と遂行するに当たって、御指導いただきました京都大学工学部 小塚輝二教授に深く感謝致します。

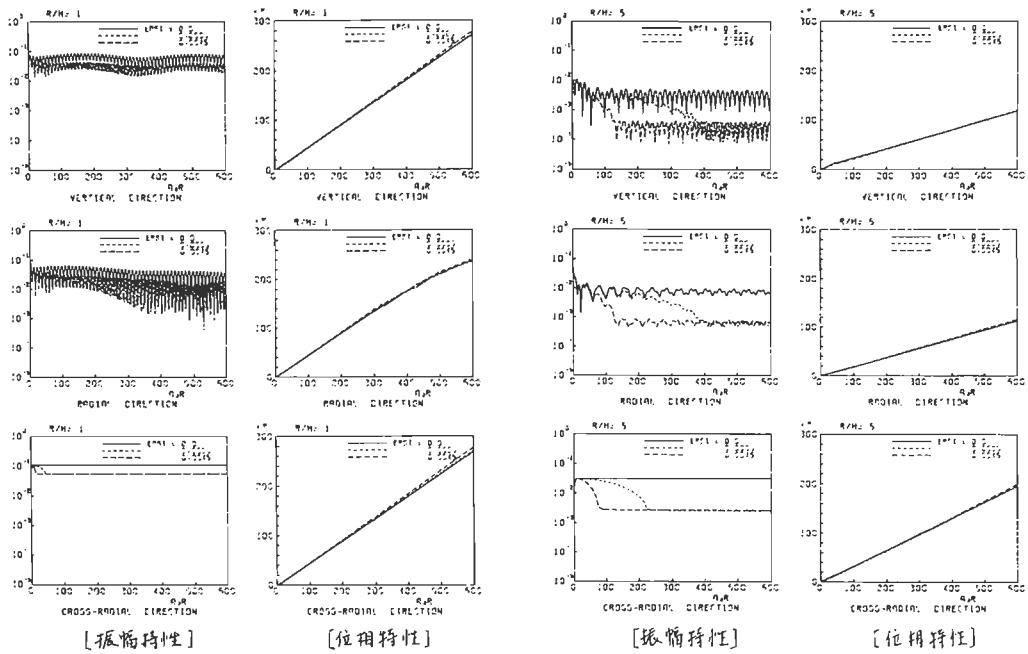


Fig. 1 ランダム地盤媒質の平均波動の振幅特性と位相特性

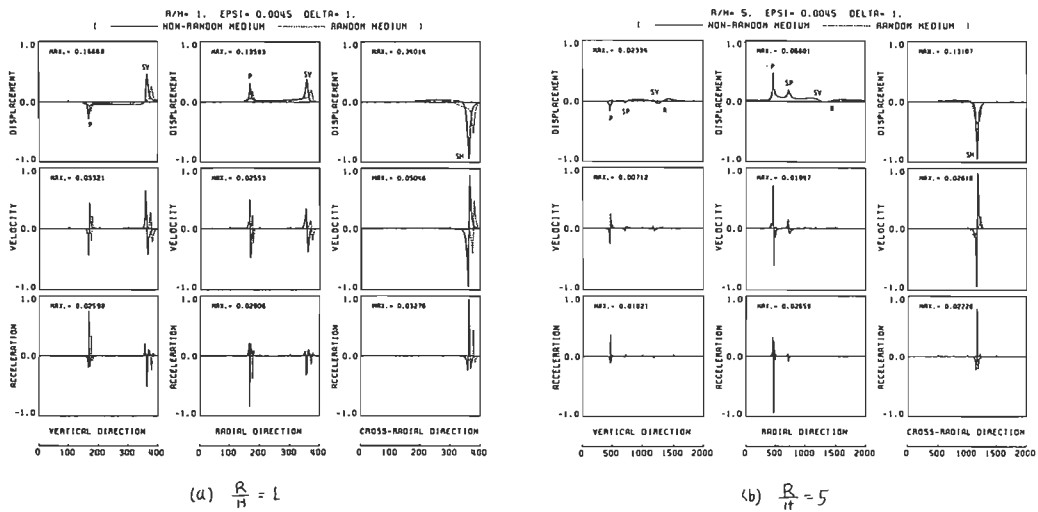


Fig. 2 ランダム地盤媒質の平均グリーン関数

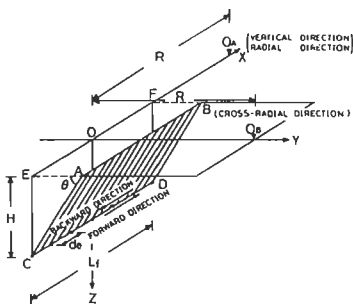


Fig. 3 震源モデルと観測点の位置

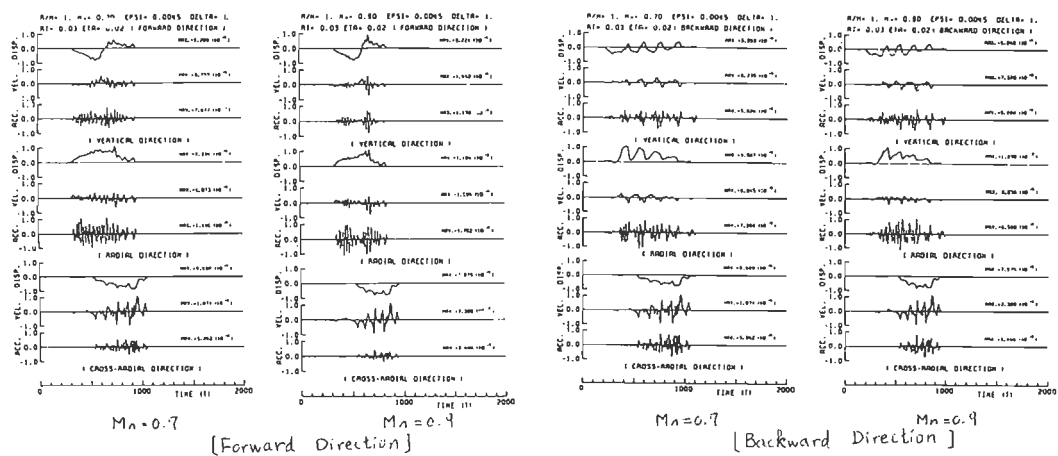


Fig. 4 地震動モデルの波形関数 ($\beta = 1$)

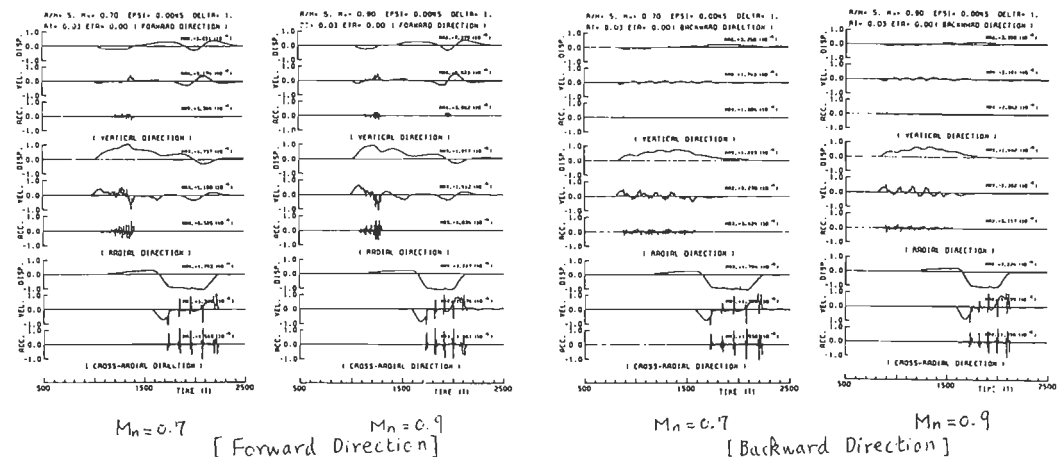


Fig. 5 地震動モデルの波形関数 ($\beta = 5$)

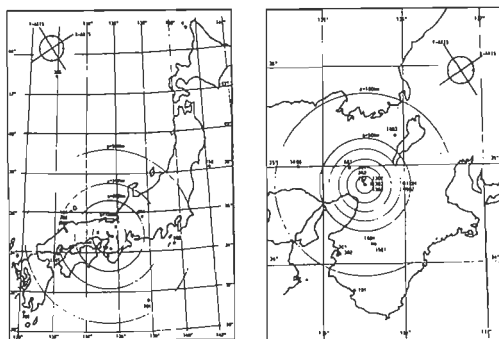


Fig. 6 観測点と観測地震の震央分布

Table 1 観測地震の一覧表

No.	Year	Month	Day	Year	Name of Epicenter	Longitude	Latitude	Distance to Ep. (km)	Depth (km)	Distance to Obs. (km)	α	Accel. (g)	β
181	Mar.	8	1977		Central Panama	137°22'00"	37°44'00"	115	10	115	3.9	0.34	0.15
184	Mar.	8	1977		Central Panama	137°22'00"	37°09'00"	250	10	250	5.3	1.37	1.40
201	Jan.	19	1977		Northern Costa	133°30'00"	34°50'00"	3	10	10	1.00	1.00	1.00
202	Jan.	30	1977		Northern Costa	137°30'00"	34°50'00"	3	10	10	3.9	3.17	1.34
203	Jul.	1	1977		Northern Costa	135°30'00"	34°50'00"	1	10	10	1.94	1.94	1.94
207	Aug.	6	1977		Nicaragua	134°11'00"	34°01'00"	64	0	64	3.9	0.06	0.31
207	Aug.	6	1977		Nicaragua	135°17'00"	34°01'00"	64	0	64	3.9	0.31	0.36
205	Sept.	9	1978		Western Japan Sea	137°15'00"	47°15'00"	900	360	1360	9.7	0.68	0.59
401	Jan.	7	1978		Eastern Japan	135°40'00"	34°50'00"	25	10	27	6.0	0.03	0.57
407	Jan.	14	1978		Equ-Quinn	139°15'00"	34°40'00"	355	0	355	7.0	1.30	0.78
501	Mar.	1	1978		S. Off. Chile	137°44'00"	37°09'00"	430	440	675	—	1.83	1.83
706	May.	23	1978		Near Songkhro	130°15'00"	34°50'00"	480	160	700	6.3	1.76	1.13
706	May.	4	1978		Central Panama	137°42'00"	37°09'00"	250	0	250	4.1	2.28	2.09
1005	Jan.	4	1978		Central Panama	137°42'00"	37°09'00"	250	0	250	5.6	1.38	1.33
710	Jan.	12	1978		Pygmy-Oil	140°15'00"	37°09'00"	710	40	710	7.4	3.63	2.44
901	Oct.	7	1978		South-West Japan	137°30'00"	37°43'00"	616	0	216	5.3	1.80	0.80
902	Oct.	7	1978		Kyoto-Nara Border	136°50'00"	34°45'00"	44	10	45	3.7	0.62	0.88
903	Oct.	20	1978		—	—	—	—	—	—	—	—	—
1001	Apr.	12	1978		Northern Japan	136°50'00"	34°45'00"	18	20	49	4.3	2.74	1.14
1302	May.	29	1978		Guatemala-Border	135°38'00"	34°40'00"	6	10	12	2.5	1.18	1.08
1304	May.	30	1978		Guatemala-Border	135°38'00"	34°40'00"	6	10	12	—	0.82	0.56
1303	Jun.	1	1978		Guatemala-Border	135°38'00"	34°40'00"	6	10	12	3.0	0.98	0.91
1401	Jul.	11	1978		Sanyudo	134°00'00"	37°48'00"	200	80	260	6.3	1.40	1.40
1404	Jul.	31	1978		Nicaragua-Costa Border	135°38'00"	34°43'00"	60	40	77	4.0	1.21	1.03
1406	Oct.	13	1978		South-West Japan	134°42'00"	37°43'00"	78	20	63	6.3	0.86	—
1402	Oct.	16	1978		South-West Japan	135°54'00"	35°18'00"	61	0	61	4.9	5.60	—
1501	Nov.	13	1978		South-West Japan	135°54'00"	34°10'00"	61	70	170	6.0	6.41	6.31

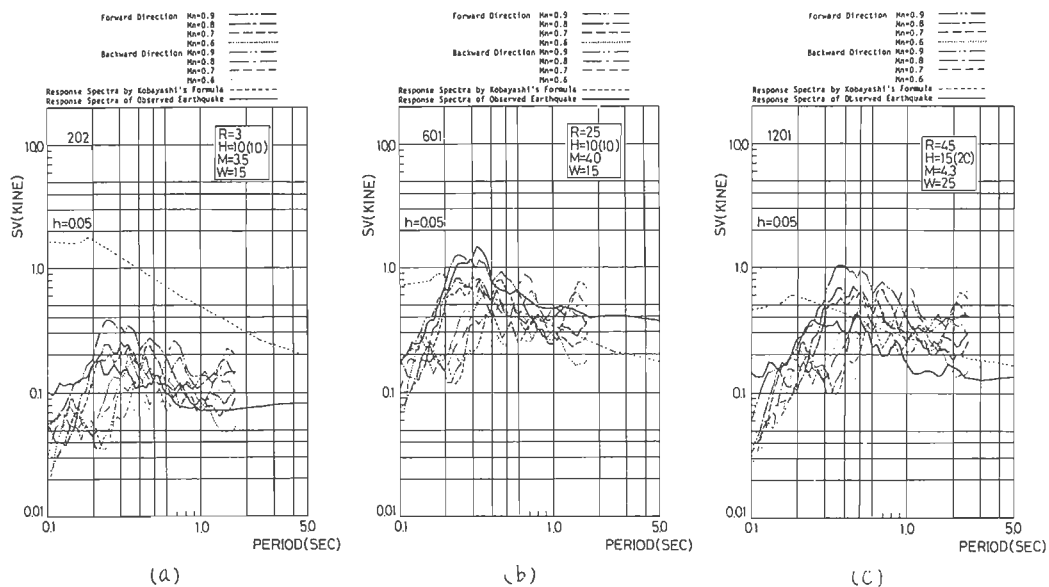


Fig. 7 $\frac{R}{H} = 1$ の地震動モデルと実地震動の速度応答スペクトラの比較

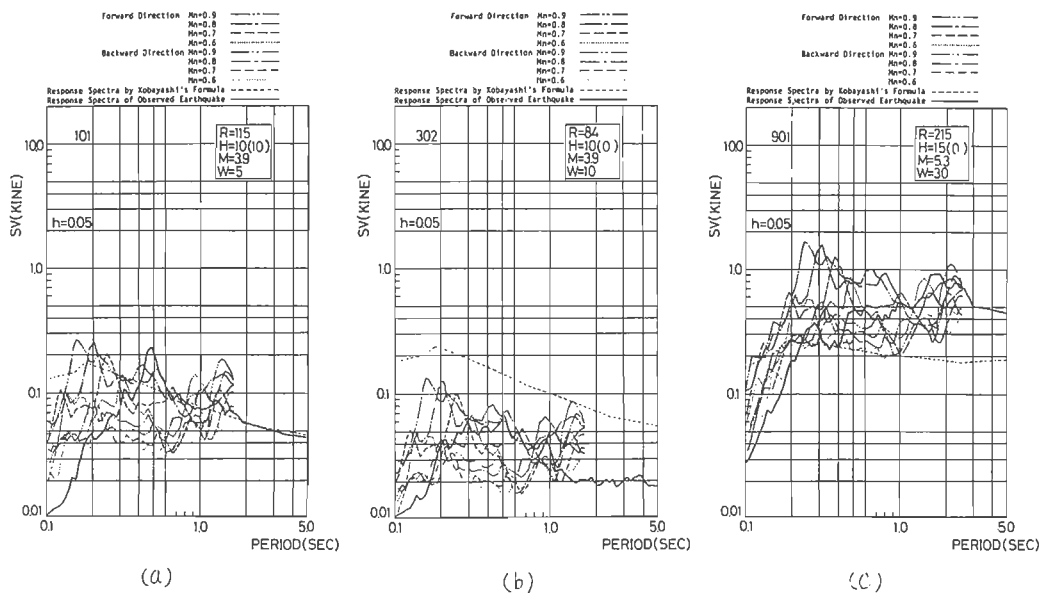


Fig. 8 $\frac{R}{H} = 5$ の地震動モデルと実地震動の速度応答スペクトラの比較

参 考 文 献

- 1) Kanai, K.; Improved Empirical Formula for the Characteristics of Strong Earthquake Motions, Proc. of the 2nd Japan Earthquake Engineering Symposium, 1966, pp.1-4.
- 2) 翠川三郎, 小林啓美; 地震動の地震基底からの入射波スペクトル特性, 日本建築学会論文報告集, 第273号, 1978.11, pp.43-54.
- 3) Trifunac, M.D.; Preliminary Empirical Model for Scaling Fourier Amplitude Spectra of Strong Ground Acceleration in Terms of Modified Mercalli Intensity and Recording Site Conditions, Earthquake and Structural Dynamics, vol.7, 1979, pp.63-74.
- 4) 表俊一郎, 太田外祐晴; 岩盤における地震アレー観測, Proc. of the 6th Japan Earthquake Engineering Symposium, 1982, pp.193-200.
- 5) 長橋純男, アレー観測による岩盤地震動の短周期成分に関する研究, Proc. of the 6th Japan Earthquake Engineering Symposium, 1982, pp.201-208.
- 6) 石田勝彦, 大沢勝; 震源特性を考慮した現象地震動 (1966年 Parkfield 地震と1968年 神戸地震), Proc. of the 4th Japan Earthquake Engineering Symposium, 1975, pp.15-22.
- 7) Fujino, Y., Hamazaki, Y. and Inoue, R.; Identification of Multiple Rupture Process of 1979 Imperial Valley Earthquake by Near-Field Accelerograms, Proc. of the 6th Japan Earthquake Engineering Symposium, 1982, pp.97-104.
- 8) 入倉孝次郎; 地震動予測, The 10th Symposium on Ground Vibrations, 1982, pp.15-24.
- 9) Housner, G.W.; Characteristics of Strong-Motion Earthquakes, Bull. of the Seismological Society of America, vol.37, 1947, pp.19-37.
- 10) Bolotin, V.V.; Statistical Theory of the Aseismic Design of Structures, Proc. of the 2nd WCEE, 1960, Session 2, pp.1365-1374.
- 11) 中川重二, 吉沢静代, 坂上実, 大沢勝; 前・余震の記録から本震地震動の加速度波形特性を推定する方法, Proc. of the 6th Japan Earthquake Engineering Symposium, 1982, pp.73-80.
 飯田昌弘, 白野元彦; 中小地震記録による大規模地震加速度波形の合成と震源過程・地盤の分析, Proc. of the 6th Japan Earthquake Engineering Symposium, 1982, pp.81-88.
- 12) Liu, S.C.; Evolutionary Power Spectral Density of Strong-Motion Earthquake, Bull. of the Seismological Society of America, vol.60, 1970, pp.891-900.
- 13) Takeuchi, Y.; Non-stationary Characteristics of the Recorded Accelerograms in Osaka Plain, Proc. of the 7th WCEE, 1980, pp.223-230.
- 14) Shinozuka, M. and Jan, C.M.; Digital Simulation of Random Process and its Applications, Journal of Sound and Vibration, vol.25, 1972, pp.111-128.
- 15) Kameda, H. and Sugito, M.; Prediction of Strong Earthquake Motions by Evolutionary Process Model, Proc. of the 5th Japan Earthquake Engineering Symposium, 1978, pp.41-48.
- 16) Trifunac, M.D. and Brady, A.G.; A Study on the Duration of Strong Earthquake Ground Motion, Bull. of the Seismological Society of America, vol.65, 1975, pp.581-626.
- 17) Minai, R.; On the Reliability-Based Optimum Seismic Design of Building Structures, Proc. of the 5th Japan Earthquake Engineering Symposium, 1978, pp.1241-1248.
- 18) Cornell, C.A.; Engineering Seismic Analysis, Bull. of the Seismological Society of America, vol.58, 1968, pp.1583-1606.
- 19) Katayama, T.; Engineering Prediction of Acceleration Response Spectra and its Application Seismic Risk Analysis, Proc. of the 5th Japan Earthquake Engineering Symposium, 1978, pp.57-64.
- 20) Aki, K.; Scattering and Attenuation of Shear waves in the Lithosphere, Journal of Geophysical Research, vol.85, 1980, pp.6496-6504.
- 21) 小林啓美; 地震動観測資料の解釈と活用——地震波の減衰・伝播式と震度分布図の作成——
 The 10th Symposium on Ground Vibrations, 1982, pp.7-14.
- 22) Andrews, D.J.; Separation of Source and Propagation Spectra of Seven Mammoth Lakes Aftershocks, U.S.G.S., Open File Report, 1982.
- 23) 小坂輝二, 河野允亮; ランダム系地盤の地震波動伝播特性, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 1979.6, pp.385-398.
- 24) Kobori, T., Takeuchi, Y. and Kawano, M.; On Seismic Wave Propagation in a Continuous Random Medium, Proc. of the 6th WCEE, vol.1, 1977, pp.605-610.
- 25) Karal, F.C. and Keller, J.B.; Elastic, Electromagnetic, and Other Waves in a Random Medium, Journal of Mathematical Physics, vol.5, 1964, pp.537-547.
- 26) Chernov, L.A.; Wave Propagation in a Random Medium, McGraw Hill, New York, 1960.
- 27) Aki, K. and Richards, P.G.; Quantitative Seismology Theory and Methods, W.H. Freeman and Company, vol.2, 1980, pp.721-797.
- 28) Rascon, O.A. and Cornell, C.A.; Strong Motion Earthquake Simulation, Massachusetts Institute of Technology, Civil Engineering Report R68-15, 1968.
- 29) Madariaga, R.; Dynamics of an Expanding Circular Fault, Bull. of the Seismological Society of America, vol.66, 1976, pp.639-666.
- 30) 宮武隆; 断層の破壊過程, 地震, 第2輯, 第30巻, 1977, pp.449-461.
- 31) 宇津徳治; 地震学, 共立全書, 1978.

大阪大学 講師 工博

建築構造設計の分野から

正会員 青柳 司*、 同 寺本隆幸**

わが国では、地域によって地震の発生する様相が異なるため、地域ごとに地震予測を行うことは、建物の耐震設計上きわめて関心が高い。本論文は、このような観点から、建築構造設計の分野において行った地震予測に関する検討例を紹介し、引き続き、東京近辺の高層建物の設計用地震入力の設定について考察を試みるものである。

1. 地震予測に関する検討例

本例は、静岡県袋井市に建設された工場建家の耐震設計に関して検討を行ったものである。建物は全部で5棟あり、主たる建物規模は、鉄筋コンクリート造5階建、延床面積7,000m²程度である。敷地は、わが国でも有数の地震発生地域に属していて、かつ地盤が軟弱であるため、建家の耐震設計にとくに配慮が必要とされた。さらに、工場が食品製造工場という性格上、緊急時の対応ならびにその後の早期操業再開といった面からも慎重な設計が要求された。このような理由から、耐震設計を行うに当たって、敷地周辺の過去の地震記録から想定した地震に基づいて作成された模擬地震動をもとに、敷地地盤の振動特性を考慮して振動応答解析を行った。地震規模、震央距離のちがいをから模擬地震動を3波作成し、それらによる解析結果から、建家の構造計画の基本方針および耐震設計レベルを決定した。図1—1は、本例における耐震設計方針作成フローであるが、地震入力レベルの設定に当たって特に次の3項目を考慮した。①過去の地震記録と想定される地震規模、②敷地地盤の振動特性、③建家の振動特性。以下、各ステップごとに設定された条件および検討結果を述べる。

STEP 1：過去の地震記録と想定される地震規模

過去の地震記録をもとに、敷地より半径150km以内で発生したM6以上の地震を図1—2に示す。本敷地に顕著な影響を与えた地震は、大きく2つのグループに分類することができる。1つは太平洋のトラフ沿いに震源をもつ海洋型のもの、もう1つは主に中央構造線沿いに発生した直下型と呼ばれる内陸型のものである。海洋型はM8以上の大地震が多いのに比べ、内陸型はM6クラスの地震であることがわかる。このような傾向から、耐震設計上想定される地震規模として次の2つのタイプを考えた。タイプI（海洋型、M8.5、 $\Delta=80$ km）、タイプII（内陸型、M6.5、 $\Delta=30$ km）。各地震の震源深さは、余震域

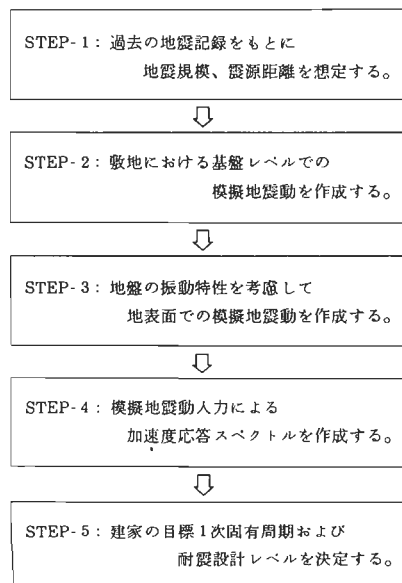


図1—1 耐震設計方針作成フロー

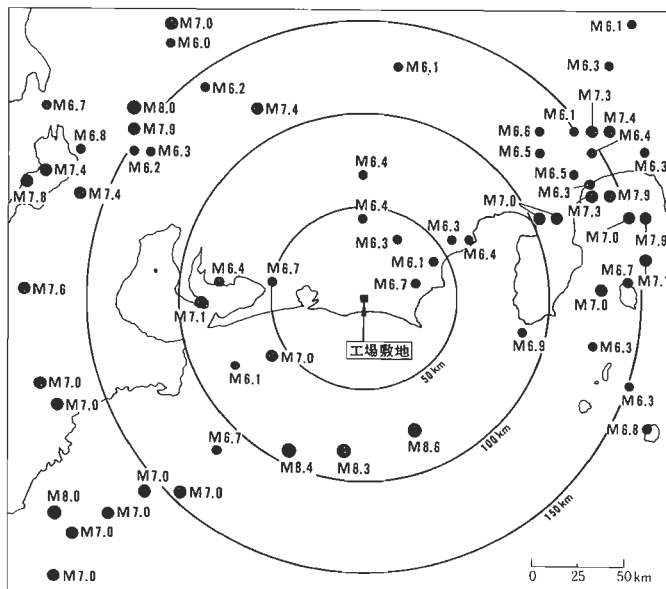


図1—2 過去の地震発生記録 (M≥6)

と等価な体積を有する球体の半径の $1/2$ ²⁾と仮定して求め、震源距離としてそれぞれ90km(タイプⅠ)、30km(タイプⅡ)を設定した。

STEP 2：基盤における模擬地震動

想定した地震の基盤における模擬地震動を次のような方法により作成した。まず、地震規模および震央距離から、地震動の卓越周期、パワースペクトル分布を仮定し、定常ランダム振動としての波形を作成する。次に、時刻歴による非定常性を考慮するため、定常ランダム振動に各地震規模に応じた継続時間をもつ確定強度関数をかける。得られた波形から入力レベルに相応した振幅をもつ模擬地震動を作成する。

●地震動の卓越周期とパワースペクトル分布

地震動は、発生機構や伝達経路により周波数特性が種々異なったものになることはよく知られているが、本例ではこの傾向を加味するため、海洋型と内陸型それぞれ別々に、地震動の卓越周期とパワースペクトル分布を仮定した。地震動の卓越周期は、図1-3³⁾を参考にして、タイプⅠ、タイプⅡそれぞれ0.55秒、0.3秒とし、パワースペクトル分布については、種々の提案の中から田治見による分布⁴⁾を用いた。パワースペクトルの分布形を図1-4に示したが、タイプⅡについては特性のないパワースペクトル分布としてのホワイトノイズも併せて考慮した。

●確定強度関数

種々の提案式のうち、図1-5の三角関数による式を採用した。また、各遷移時刻についてはJenningsの提案⁵⁾および久田、安藤の提案⁶⁾を参考にして表1-1のように仮定した。

●基盤における入力レベルの設定

入力レベルは(1-1)式の金井式⁷⁾により加速度として評価した。

$$\left. \begin{aligned} a_0 &= \frac{1}{T} 10^B \\ B &= 0.61M - \left(1.66 + \frac{3.60}{x}\right) \log_{10} x + \left(0.167 - \frac{1.83}{x}\right) \end{aligned} \right\} (1-1)$$

ここに、 a_0 ：基盤での加速度(gal)、 M ：地震のマグニチュード

x ：震源距離(km)、 T ：地震動の周期(sec)

(1-1)式中の T を地震動の卓越周期として算定した場合の想定された地震による敷地基盤での入力レベルを表1-2

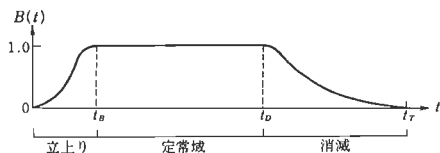


図1-5 確定強度関数

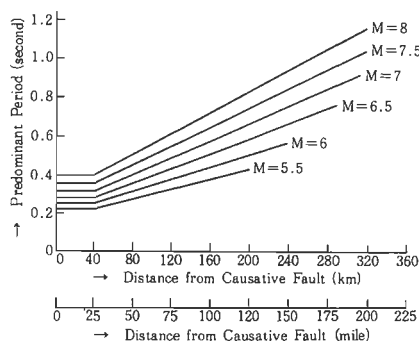


図1-3 Predominant Periods for Maximum Accelerations in Rock³⁾

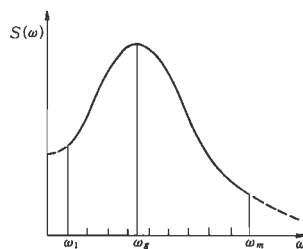


図1-4 パワースペクトル分布(田治見⁴⁾)

表1-1 確定強度関数における各遷移時刻

タイプ	地震規模	t_B (sec)	t_D (sec)	t_T (sec)
Ⅰ	M 8.5	4.0	35.0	70
Ⅱ	M 6.5	2.0	4.0	20

表1-2 想定した地震と敷地での基盤入力レベル(加速度)

地震名称	想定した地震の諸元				金井式による基盤入力レベル		模擬地震動の最大速度値	備考
	地震規模	震源深さ h (km)	震央距離 Δ (km)	震源距離 x (km)	加速度 a_0 (gal)	速度 v_0 (kine)		
KT	M 8.5	35	80	90	185	16.2	38.5	タイプⅠ(田治見分布)
NT	M 6.5	0	30	30	90	4.3	14.8	タイプⅡ(田治見分布)
NW	M 6.5	0	30	30	90	4.3	9.3	タイプⅡ(ホワイトノイズ)

に示す。表中 v_0 は金井式による速度レベル $\left(v_0 = \frac{1}{2\pi} 10^8\right)$ 、 v_{max0} は作成された模擬地震動の最大速度値(周期10秒、減衰 $h=1/\sqrt{2}$ の一質点振子の最大速度応答値をもって評価したもの)であり、参考値として示した。

STEP 3：敷地地表面における模擬地震動

敷地地盤のボーリング調査結果およびPS検層により得られた各層のS波速度を図1-6に示す。この地層構成をもとに基礎での模擬地震動を入力波として、重複反射理論により地表面での模擬地震動を作成した。また、S波速度が600m/s以上あるGL-50mを解析上の基盤として設定した。図1-7に重複反射理論により得られた基盤に対する地表面の増幅特性を示す。

なお、地盤の減衰はQ値で評価し、その値は各層ともS波速度の1/10を採用した。このようにして得られた模擬地震動の波形を図1-8に示す。KT、NTはそれぞれ田治見によるパワースペクトル分布をもつタイプⅠ、タイプⅡの波形であり、NWはホワイトノイズに基づくタイプⅡの波形である。各模擬地震動に関する諸数値を表1-3に示したが、基盤に対する地表面の加速度増幅率は3～5倍となっている。

STEP 4：加速度応答スペクトル

地表面での模擬地震動を入力波とした1質点系の加速度応答スペクトルを図1-9に示す。減衰の評価に当たっては、地下逸散減衰効果と地盤の塑性化に伴う減衰等を考慮して、減衰定数を10%と仮定した。

STEP 5：建家の目標固有周期と耐震設計レベルの設定

新耐震設計法における大地震時の建家応答レベルが弾性で1.0Gを基準としていることから、図1-9に第2種、第3種地盤での R_d に基づいた新耐震設計法レベルの応答曲線を示した。建家周期0.2秒～0.9秒において、模擬地震動による応答曲線は、この新耐震設計法レベルを大きく超えていることがわかる。この結果から以下のような構造設計方針を作成した。

- ① 建家の1次固有周期は0.2秒以下を目標とする。
- ② 保有耐力上、新耐震設計レベルの1.25倍の割増を行う。したがって、構造計画に当たっては、生産設備計画上支障が生じないように、外周壁を主体構造とした耐震壁架構を採用した。

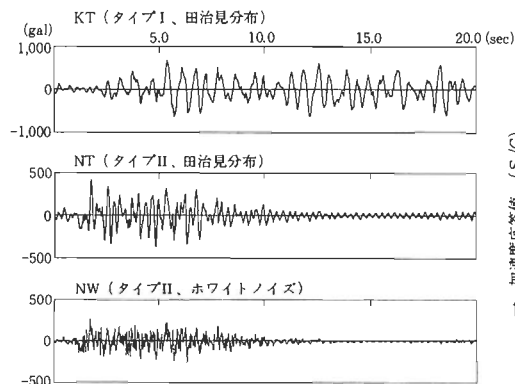


図1-8 敷地地表面における模擬地震動波形

深度 (m)	土質名	標準貫入試験 N 値 10 20 30 40	PS検層 S波速度 (m/s)
2	粘土質砂		105
4	粘土質砂		
6	粘土		
8	粘土		
10	粘土質砂		160
12	粘土質砂		
14	粘土		
16	砂質粘土		
18	粘土		
20	粘土質砂		220
22	粘土質砂		
24	粘土		
26	粘土		
28	細砂		
30	粘土質細砂		
32	粘土質細砂		
34	粘土質細砂		380
36	粘土質細砂		
38	粘土質細砂		
40	粘土		
42	粘土質細砂		
44	粘土質細砂		
46	砂質粘土		480
48	砂質粘土		
50	砂質粘土		
52	砂質粘土		
54	砂質粘土		
56	砂質粘土		600
58	砂質粘土		

図1-6 敷地の地盤構成とS波速度

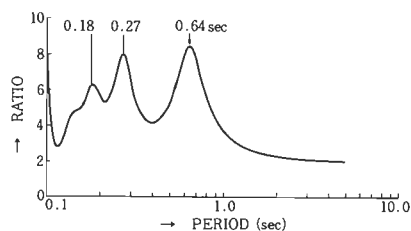


図1-7 地盤の増幅特性(加速度)

表1-3 敷地地表面における模擬地震動の諸元

地震 名称	地表面における模擬地震動		増幅率(地表面/基盤)	
	最大加速度 a (gal)	最大速度値 v_{max} (kine)	加速度 a/a_0	速度値 v_{max}/v_{max0}
KT	700	113	3.78	2.94
NT	423	42.1	4.70	2.84
NW	277	24.8	3.08	2.67

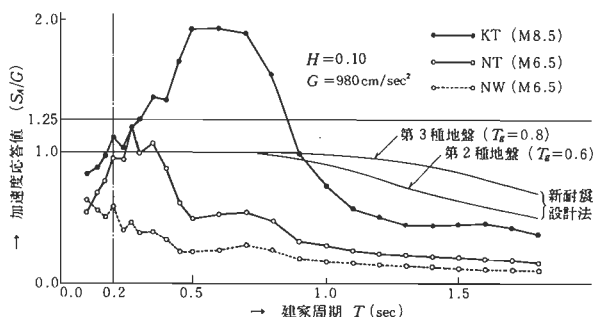


図1-9 加速度応答スペクトル

2. 東京近辺の高層建物の設計用地震入力

筆者等は、約10年ほど前から高層建物の動的検討の際に入力地震動のレベルを速度評価によって25kine、50kineに設定し、それぞれ弾性、弾塑性の挙動を検討してきた。これらの値については設定当初はもちろんのこと、その後毎回設計物件を重ねるたびにその時点で検討可能な範囲で研究の成果等を反映させ見直しを加えてきたつもりである。最近では新耐震法令の実施や、当シンポジウムにおける震源モデルから敷地までを結んだ地震入力推定のお話等により新たな比較データも増えたので、設計用地震入力として、a.規準・指針等の数値、b.研究論文の方法を用いて推定される値、そしてc.筆者等が従来から設計建物の動的検討の際に設定している値の比較を行って再検討してみた。

地震入力に関する研究は、筆者等のような実務に携わる者にとっては難解なものも多く充分理解できているとはいえない。しかしながら、設計用地震入力についてある値を設定する上での検証方法として、あえていくつかの研究成果を採用させていただいた。

なお地震入力の大きさは、速度応答スペクトル S_v のレベルで比較を行う。設計時には減衰2%の S_v を用いているが、ここでは他との比較の便宜上5%の S_v を用いる。なお地域的には東京近辺に限るものとした。

a. 規準・指針等の数値

i) 高層建築技術指針(1973年) 日本建築学会

弾性設計用のベースシア係数 C_B として下記を定めている。

$$C_B = \frac{0.15}{T} \sim \frac{0.30}{T}$$

これを S_v に換算すれば、

$$S_v = \frac{T}{2\pi} \times C_B \times 980 \text{ cm/sec}^2 = 23 \sim 47 \text{ (cm/sec)} \quad \dots\dots\dots (2-1)$$

この値の適用範囲としては $1\text{sec} \leq T \leq 6\text{sec}$ 程度と考えられる。

ii) 地震荷重案(第1案)(1976年) 日本建築学会

最大級の地震に対する検討用速度応答値として下記を定めている。

$$V_0 = Z \cdot G \cdot S \cdot D \cdot V_0$$

ここに、 Z : 地域係数、東京近辺 $Z=1.0$ とする。

D : 減衰性により定まる係数

G : 地盤種別により定まる係数

鉄骨造 1.0、鉄筋コンクリート造 0.8

旧3種地盤に対する値は $G=1.5$ $T_c=0.8\text{sec}$

ここでは $D=1.0$ をとるものとする。

S : 図2-1の関数 $T \geq T_c$ の範囲では $S=1.0$

V_0 : 基準速度応答スペクトル 85 cm/sec

これを S_v で表わすと、

$$S_v = 1.0 \times 1.5 \times 1.0 \times 1.0 \times 85 \text{ cm/sec} = 128 \text{ (cm/sec)} \quad \dots\dots\dots (2-2)$$

この値は弾塑性検討用の入力であり、適用範囲としては $0.8\text{sec} \leq T \leq 3\text{sec}$ 程度と考えられる。

iii) 建築基準法施行令 (1981年施行)

設計用ベースシア係数として下式が定められている。

$$C_B = Z \cdot R_t \cdot C_0$$

ここに、 Z : 地域係数、東京近辺 $Z=1.0$ とする。

R_t : 建物周期と地盤の影響係数、新告示による2種地盤とすると、

$$R_t = \frac{1.6 T_c}{T}, T_c = 0.6 \quad \text{ただし、} T \geq 2 T_c \text{ の範囲}$$

C_0 : 標準せん断力係数 0.2以上 (許容応力度設計時)

" 1.0 (必要保有水平耐力算定時)

$$C_B = 1.0 \times \frac{1.6 \times 0.6}{T} C_0 = \frac{0.96}{T} C_0$$

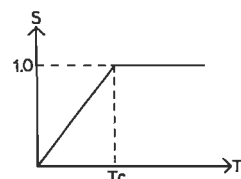


図 2-1

これを S_v で表わすと、

$$C_0=0.2 \text{ に対し } S_v = \frac{T}{2\pi} \times \frac{0.96}{T} \times 0.2 \times 980 \text{ cm/sec}^2 = 30 \text{ (cm/sec)} \quad \dots\dots\dots (2-3-a)$$

$$C_0=1.0 \text{ に対し } S_v = \frac{T}{2\pi} \times \frac{0.96}{T} \times 1.0 \times 980 \text{ cm/sec}^2 = 150 \text{ (cm/sec)} \quad \dots\dots\dots (2-3-b)$$

ただし、これらの適用範囲としては、高さ 60m 以下の建物となっているため $T=0.03H$ から判断して、

$$1.2 \text{ sec} < T \leq 1.8 \text{ sec}$$

と考えられる。

b. 研究論文の方法を用いて推定される値

東京近辺に被害をもたらした過去の大地震の震源の分布は図 2-2 のようになっており、これらの地震のマグニチュードと震源距離に対して金井式によって計算した東京の最大加速度分布は図 2-3 のようになる。

これらの図から判断して、東京近辺では設計に際し考慮すべき地震としては、

$$M8 \quad \Delta = 75 \text{ km} \quad M7 \quad \Delta = 25 \text{ km} \quad (\Delta: \text{震央距離})$$

程度を想定しておけばよいと考えられる。

ちなみに、この 2 つの想定地震に対して金井式を用い、東京での最大加速度を計算すれば $T_0=0.6$ 秒として、

$$M8 \quad \Delta = 75 \text{ km} \text{ で } a_{max} = 426 \text{ gal}$$

$$M7 \quad \Delta = 25 \text{ km} \text{ で } a_{max} = 448 \text{ gal}$$

となり、ほぼ 400~450gal の大地震を想定していることになっている。

この 2 つの想定地震規模に対応して以下の 3 つの方法により、地震入力大きさを速度応答スペクトル S_v のレベルで推定する。

i) 小林・長橋 (1976 年) による場合

小林・長橋²⁾は、過去の強震計記録データから観測点の地盤の特性をとりのぞいたものについて、基盤スペクトル S_b をマグニチュード M と震源距離 x の関数として、

$$\log_{10} S_b(T, h=0.05) = a(T) \cdot M - b(T) \log_{10} x - c(T)$$

で表わし、回帰分析の結果、 $a(T)$ 、 $b(T)$ 、 $c(T)$ の値を定めている。

a 、 b 、 c は T に対して単純な数式で表現できる値ではないが、ここでは $0.2 \text{ sec} \leq T \leq 3.0 \text{ sec}$ の範囲で $\log_{10} T$ に関する 1 次式で近似して、前述の 2 つの想定地震に対する基盤スペクトルを求めた。これに基盤から地表までの地盤の増幅特性をかけて地表での S_v を求めることになるが、地盤の増幅特性としては、後で述べる方法と精度をそろえるため、東京近辺での平均的数値としてピークを均して一律に 5 倍として代表させることとする。なお、 $x \approx \Delta$ とした。

結果は後にまとめて図に示す。

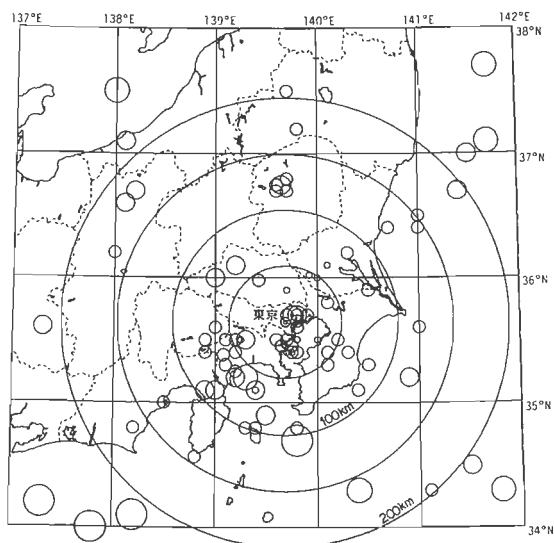


図 2-2 東京に被害をもたらした過去の地震
(震源データは宇佐美によった)

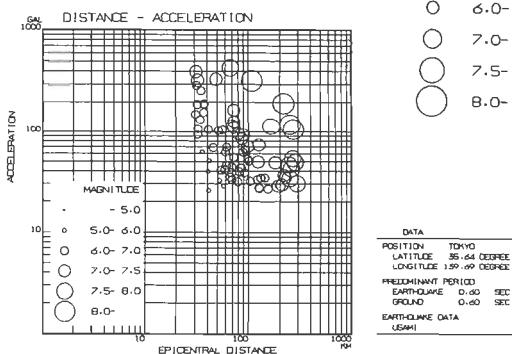


図 2-3 東京における過去の地震の推定加速度

ii) 太田・鏡味(1976年)による場合

太田・鏡味⁹⁾は、震源の断層モデルを単純横ずれ断層と仮定し、幅のある数値の中から実際の数値として適当と判断される値を採用しながら変数を減らし、複雑な理論式を条件付きで簡略化している。その結果震源の断層から r (km) だけ離れた場所の基盤における S 波の加速度スペクトル強度の半実験式を導き出し、さらに東京における基盤から地表までの地盤の増幅特性を平均的に一律 5 倍として地表の値を求め、建物のベースシア係数として、

$$C_B = 2.1 \times 10^{0.5M-3} / rT$$

となることを示している。

この式により前述の想定地震に対する値を求めると、 $r \approx d$ として

$$C_B = \frac{0.28}{T} \quad (M8, r=75\text{km}) \qquad C_B = \frac{0.266}{T} \quad (M7, r=25\text{km})$$

これを S_V で表示すれば次のようになる。

$$S_V = \frac{T}{2\pi} \frac{0.28}{T} \times 980 (\text{cm/sec}^2) = 44 (\text{cm/sec}) \quad \dots\dots\dots (2-4-a)$$

$$S_V = \frac{T}{2\pi} \frac{0.266}{T} \times 980 (\text{cm/sec}^2) = 42 (\text{cm/sec}) \quad \dots\dots\dots (2-4-b)$$

この式の周期範囲は、 $T \geq 1\text{sec}$ のやや長周期成分に対してと考えられる。

iii) 工藤(1978年)による場合

工藤¹⁰⁾は太田・鏡味が用いた震源モデル、各種実験式を前提として、同様の方法により断層から r (km) 離れた場所での表面波 (Love 波) の加速度スペクトル強度の半実験式を求めている。このとき地下構造のモデルとしては東京付近の地下構造を用いており、表面波の場合重要なパラメータとなる震源深さ (ここでは断層の midpoint の深さ) については平均像として 10km と仮定し、計算を行っている。その結果、建物のベースシア係数として表示したものが、

$$C_B = 3.2 \times 10^{0.5M-4} / \sqrt{rT}$$

となることが示されている。

この式により前述の想定地震に対する値を求めると、 $r \approx d$ として

$$C_B = \frac{0.37}{T} \quad (M8, r=75\text{km}) \qquad C_B = \frac{0.202}{T} \quad (M7, r=25\text{km})$$

これを S_V で表示すれば次のようになる。

$$S_V = \frac{T}{2\pi} \frac{0.37}{T} \times 980 (\text{cm/sec}^2) = 58 (\text{cm/sec}) \quad \dots\dots\dots (2-5-a)$$

$$S_V = \frac{T}{2\pi} \frac{0.202}{T} \times 980 (\text{cm/sec}^2) = 32 (\text{cm/sec}) \quad \dots\dots\dots (2-5-b)$$

この式の周期範囲も $T \geq 1\text{sec}$ のやや長周期成分に対してと考えられる。

c. 動的検討に用いる地震入力力の強さ

筆者等は高層建物の動的検討の際に各検討用地震波の強さを速度評価によってレベルをそろえ、25kine 入力に対しては建物が弾性限度内、50kine 入力に対しては建物各部が塑性化はしても安定した復元力領域内の変形にとどまっていることを確認することとしている。

i) 速度評価

1 次固有周期が 0.4 秒をこえる建物に対する地震波の破壊力の大きさは、最大加速度の値よりも最大速度の値のほうがよりよい尺度となることが、小林・長橋¹¹⁾ (1973 年) によって示されている。強震計によって観測されるのは加速度波形であるため、これをもとに最大速度を求める必要が出てくる。筆者等は最大速度を求める方法として、小林・長橋の手法に準じ、地震計 (速度計) の特性を持たせた振り子に加速度波形を入力し、その応答最大速度値を地震波の最大速度とする評価法を採用している。なお振り子の特性としては 1 次固有周期 $T_1 = 10$ 秒、減衰定数 $h = 1/\sqrt{2}$ を使用している。

ii) 25kine、50kine の入力レベル

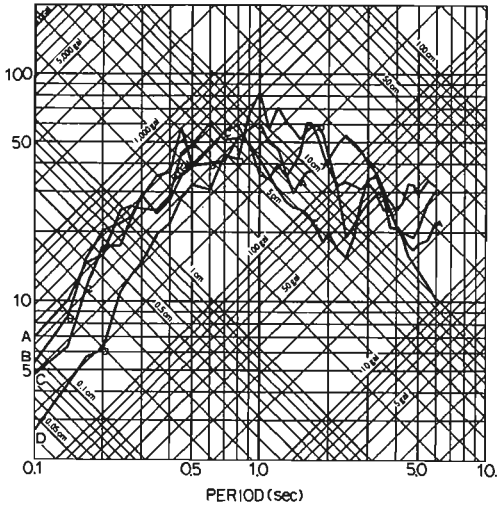
高層建物の動的検討用地震波として比較的よく使用される 4 波について 25kine、50kine 時の最大加速度値を表 2-1 に示す。また各々の速度応答スペクトル S_V を求め図 2-4、図 2-5 に示した。

表 2-1 検討用地震波の例

地 震 波 名 称	方向成分	地震発生年月日	最大加速度値 (gal)			記録長さ (秒)
			原記録	25kine 時	50kine 時	
1. EL CENTRO CALIF.	NS	1940. 5. 18	342	259	518	54
2. TAFT CALIF.	EW	1952. 7. 21	176	257	514	55
3. TOKYO 101	NS	1956. 2. 14	74	256	512	12
4. SENDAI TH 030	NS	1978. 6. 12	259	156	312	41

注：1.と2.は、C.I.T.のデジタル値を使用した。

SV(cm/sec)



SV(cm/sec)

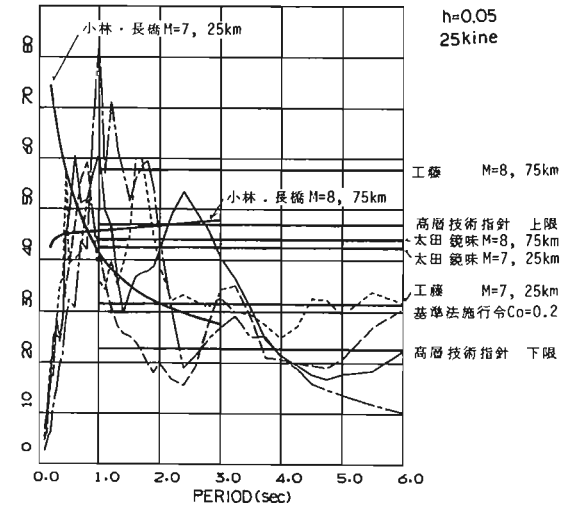
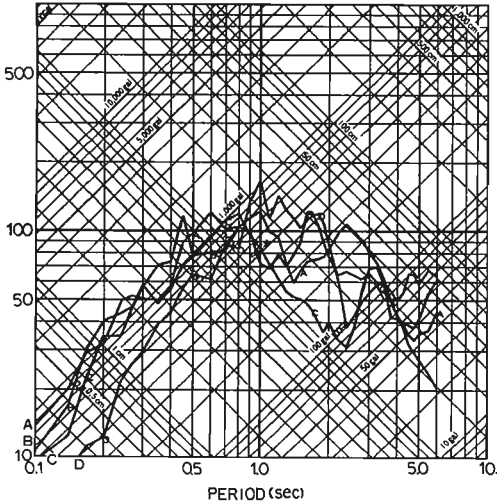


図 2-4 25kine時の応答スペクトルと各種規準・指針および論文より推定した S_v レベルの比較

SV(cm/sec)



SV(cm/sec)

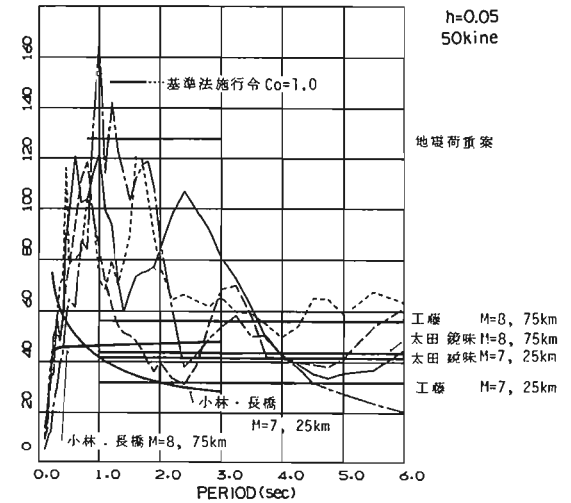


図 2-5 50kine時の応答スペクトルと各種規準・指針および論文より推定した S_v レベルの比較

A ————— A EL CENTRO NS 1940. 5.18
 B ————— B TAFT EW 1952. 7.21
 C ————— C TOKYO 101 NS 1956. 2.14
 D ————— D SENDAI TH030 NS 1978. 6.12

————— EL CENTRO NS 1940. 5.18
 - - - - - TAFT EW 1952. 7.21
 - - - - - TOKYO 101 NS 1956. 2.14
 - - - - - SENDAI TH030 NS 1978. 6.12

d. まとめ

以上の結果、それぞれの S_v を比較すると図2-4および図2-5のようになる。これらの図より東京近辺で想定される地震入力の大きさの程度と、各種規準・指針等の規定している設計用地震入力の大きさ、および速度評価による各種検討用地震波の25kine、50kine時の S_v レベルの相互関係が把握できる。これらの図から読みとれることとして以下のことがいえる。

- ここにあげた検討用地震波の25kine時の S_v のピーク値レベルは、周期1～3秒の範囲では約50～80 cm/secであり、M8、75 kmまたはM7、25 kmの地震の際の東京近辺での入力レベルの推定値40～70 cm/secに相当する強さを有している。
- 同じく25kine時の S_v のピーク値レベルは周期3～6秒の範囲についてみれば30 cm/sec以下となっており、上記の想定地震から得られる推定入力値レベルが30～60 cm/secとなっているのに対し、やや小さくなっている。
- 検討用地震波50kine時の S_v のピーク値レベルは周期1～3秒の範囲では100～160 cm/sec程度であり、新耐震法令の $C_0=1.0$ (2次設計)や、建築学会の地震荷重案(第1案)などが考えている入力レベルにはほぼ相当している。
- 表2-1に示した地震波群は S_v のピーク周期が少しずつずれておりセットで使用すれば波形による S_v の谷間を補いあうことができる。

従って建家周期1～3秒程度の高層建物の動的検討用として表2-1の地震波群の25kineレベルは、東京近辺で想定されるM8、75 kmまたはM7、25 kmの地震の入力レベルにはほぼ相当しているといえる。さらに推定の際の数値の幅を考えれば50 kineによる検討も必要であるといえよう。建家周期が3秒をこえるような建物の検討用地震波については継続時間も含めてレベルの設定を別に考慮する必要があるといえる。

3. 謝 辞

図2-2で使した地図は大阪市立大学理学部地学教室、弘原海清先生によって作成された日本地図データ「JMAP」を用いて作図したものである。この旨を付記し感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 活断層研究会編「日本の活断層—分布図と資料」1980、東京大学出版会
- 2) Ohsaki, Y., Watabe, M., Tohdo, M., "ANALYSES ON SEISMIC GROUND MOTION PARAMETERS INCLUDING VERTICAL COMPONENTS" 7WCEE, 1980
- 3) Seed, H.B. and Idriss, I.M., "Rock Motion Accelerograms for High Magnitude Earthquakes", Report No. EERC 69-7, Earthquake Engineering Center, University of California, April 1969
- 4) H. Tajimi "Statistical Method of Determining the Maximum Responses of Building During an Earthquake" 2WCEE, 1960
- 5) Jennings, P.C., Housener, G.W. and Tsai, N.C. "Simulated Earthquake Motions, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, April 1968
- 6) Hisada, T. and Ando, H. "On Relationship between Duration and Magnitude of Earthquake Motion at Bedrock" Kajima Inst. Const. Tech. 1973
- 7) 金井清「地震動の振動特性に関する実験式」第2回日本地震工学シンポジウム, 1965
- 8) 小林・長橋「地表で観測された地震動の周期特性から求めた地盤の増幅特性と地震基盤における地震動の性質」昭和51年2月、日本建築学会論文報告集(以下学会論報と略す)
- 9) 太田・鏡味「耐震工学上考慮すべき地震波の周期の上限と振幅の下限」昭和51年11月、学会論報
- 10) 工藤「長周期地動—強震地動の表面波に関する検討—」1978年3月28日、第6回地盤震動シンポジウム、日本建築学会
- 11) 小林・長橋「重層建築物の耐震設計を対象とした地震動の強さを評価する簡便な尺度としての地震動最大振幅」昭和48年8月、学会論報

(* 株式会社日建設計大阪本社副代表、 ** 東京本社構造部長)

大阪地盤とその震動特性

(財) 大阪土質試験所 (正員) 岩崎好規

1) まえがき

大阪地盤の地震時挙動は、かなり複雑であり、この地方の震動特性を把握するには、当然の事ながら、大阪地盤の構造上の特徴を知る必要がある。ここではまず、大阪地盤の成立から、大阪地盤の概要及び、表層地盤の動的性質のうち最近資料が集積しつつあるS波速度について述べる。さらに実測から得られている大阪地盤の震動特性と、大阪地盤におけるマイクロ・ゾーニングの結果について触れる。

2) 大阪地方の地盤構造

大阪地方は、北を北摂、及び六甲の山脈、東を生駒山脈、南を和泉山脈、西を淡路島に囲まれた大阪湾盆地の東部に位置しており、幅約20Km、長さ約30Kmの平野である。大阪地方の基盤岩は、六甲および生駒山系を構成する花崗岩であつて、大阪盆地の地質学的構成が明らかになったのは、ここ数十年のことであつて、地盤沈下機構の解明のために行われた深層ボーリングなどを通してであつた。

昭和38年に大阪市港区田中元町で深層ボーリングOD-1が、深度907mでなお基盤に達しておらず、次年度に行われたOD-2(都島)では656.3mで基盤岩の花崗岩に達した。その後の精力的な調査の結果、大阪地盤については、次の様な結論が得られている。¹⁾

OD-1における柱状図を図-1に示したが、海成粘土層が14枚確認されてMa(marine)ナンバーで呼

ばれている。Ma13は、沖積層で、最下部のMa0はG.L.-570mでいどに出現する。G.L.-700mより以深は、神戸層群あるいは二上層群の第3紀層となっている。-700m以浅が第4紀層で粘性土、砂層の互層となつてゐる。これらの層のうち、Ma1層準に対応する層準が、六甲山地の+500mの標高に残存している。このことは、Ma1が大阪湾に滞積していた時代(約110万年)には、六甲の500m地点と、G.L.-500m地点には、共に同じレベルにあったものと考えられ、

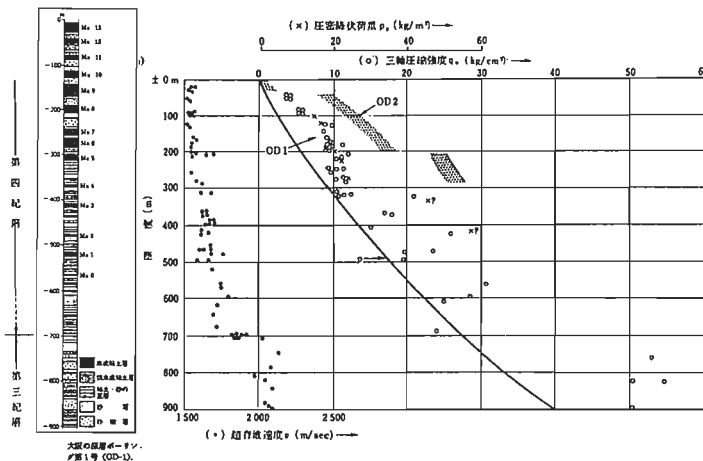


図-1 大阪市深層ボーリング結果(大阪市総合計画局、1963)

その後の海水面変動、大阪盆地の沈降ブロックと六甲山、生駒山の上昇ブロックが断層運動によって現在の姿になったものとされている。

基盤岩の花崗岩の上に約200~700mの厚さで、第3紀の神戸層群が存在し、その上に第4紀の大阪層群の下部及び上部、約300~700m、上部洪積層(Ma11及びMa12)が、100m、沖積層(Ma13)が、約30mでいど存在している。図-2、図-6に大阪地盤の代表的な地盤の断面図、岩盤深度図、沖積基底等深度線を示した。

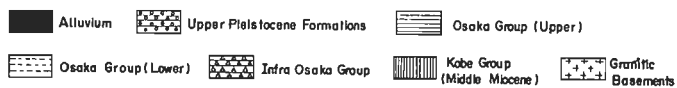
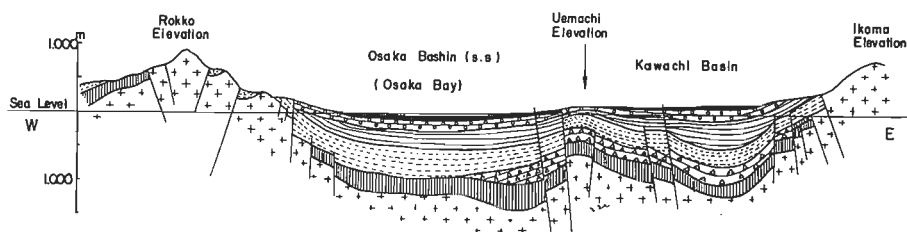


図-2
(Ikebe&Takenaka)

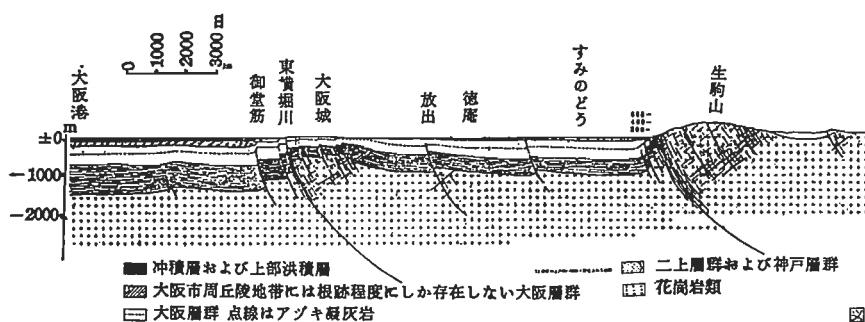


図-3 大阪東西断面

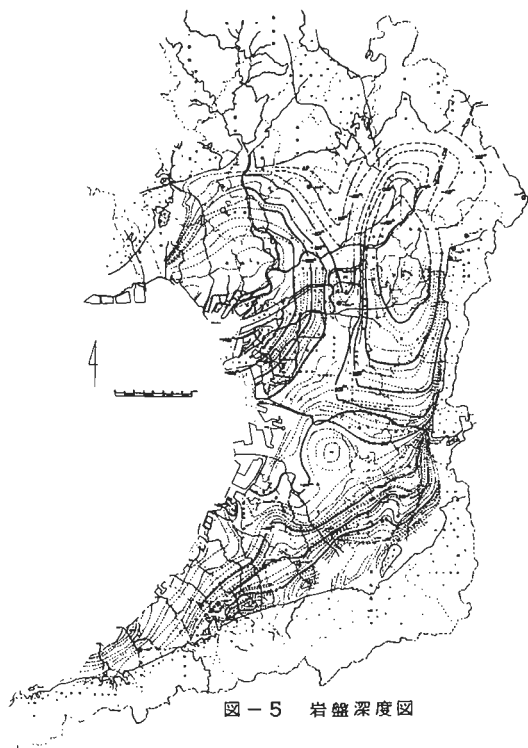


図-5 岩盤深度図

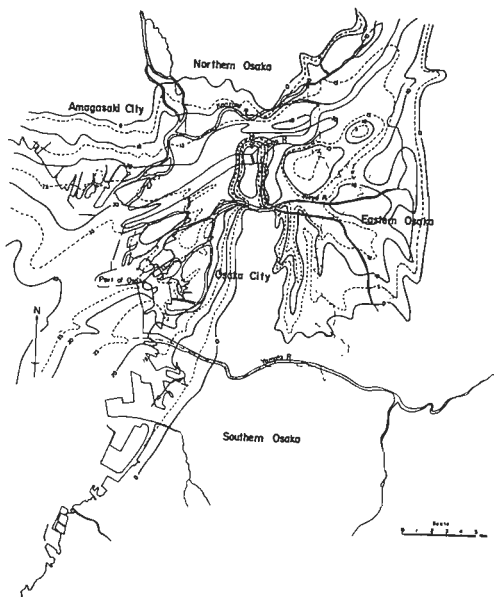


図-6 沖積基底等深線

3) 動的性質 — S波速度の地域的特性

一般に硬い地盤から軟弱な地盤に波が伝播すると、波の入射角度は、垂直に近く立つようになる。この場合には、波動の横波成分は、水平動の主要成分を形成するために、横波の伝播特性を知ることが、重要なことになる。

さて、大阪地方の地盤は、海水面変動を伴ないながら、沈下を続けたが、上町台地を中心とする上町ブロックは、60~70万年前ころから、激しい隆起を生じ、一種の地下山脈を形成している。

OD-1に代表されるような海側においては、ほぼ正規圧密的に地層が堆積し続けてきた環境下にあったと考えられる。このような地点におけるS波速度と有効土被圧との関係を、粘性土、砂質土及び砂レキに分けて図-7に示した。これらは、大阪における標準的な土被圧~Vsの関係を示すものであり、次の様に表わ

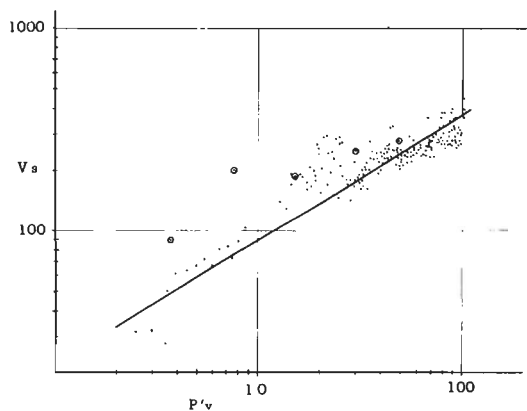
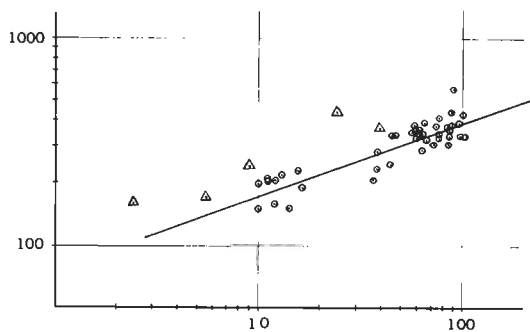
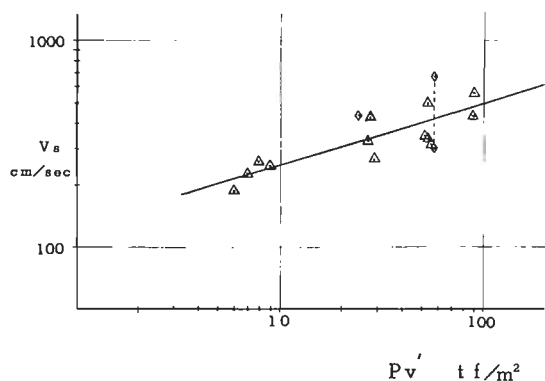


図-7 Vs-Pv'

すことができよう。

$$\text{粘性土} \quad V_s = 21.5 \times P_v^{0.62}$$

$$\text{砂} \quad V_s = 75.9 \times P_v^{0.35}$$

$$\text{砂レキ} \quad V_s = 128.0 \times P_v^{0.29}$$

色々な地域の地盤は、必ずしも正規圧密的ではなく、自然作用あるいは人為的な要因によって過圧密、又は攪乱を受けている場合もある。

ボーリングデータのN値とS波速度の関係を、第2) 4紀層について整理したものは、野越らによって、精度の高い漂遊型検層結果のデータをもとにしたものがある。これは、N値と、有効土被圧とS波速度の相関を統計的に処理した結果得られたもので、現在最も信頼性の高い結果を与えている。

$$V_s = 19.64 N^{0.252} \cdot P_v^{0.227} \left[\begin{matrix} 1.000 \\ 1.101 \\ 1.064 \\ 1.325 \\ 1.507 \end{matrix} \right] F \quad (1)$$

$$F' = \left[\begin{matrix} \text{粘性土} \\ \text{細砂} \\ \text{中砂} \\ \text{粗砂} \\ \text{砂レキ} \end{matrix} \right]$$

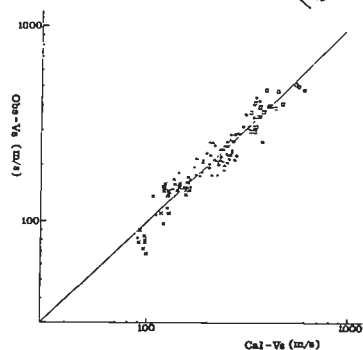


図-8 (1)式によるS波速度の計算値と実測値

大阪平野の沖積層に関するPS検層のデータは，土木学会関西支部，土質工学会関西支部で集収せられ，現在（財）関西情報センターで一括管理されているが，約40点が集まっている。大阪地盤を4区域に分類し，1. 臨海部，2. 西大阪，3. 上町台地，4. 東大阪とし，各々の地域で，沖積及び上部洪積の粘性土，砂質土層毎に平均を求めてみると，表-1のようなになる。上部洪積層とはMa 11,12の層準がこれにあたる。

表-1 大阪地盤のS波速度

	地域	臨海部	西大阪	上町台地	東大阪
沖積層	粘性土	130±44 (145±45)※	162±39		110±38
	砂質土	198±26	202±54	161±29	188±95
洪積層	粘性土	222±61	263±50	291±54	234±64
	砂質土	352±63	373±91	337±103	292±92

平均値±標準偏差 単位(m/sec)
※()は埋立層を除いた値

の沈下量と層厚から，圧縮率を求めると，臨海部，西大阪で0.05～0.10，東大阪で0.02～0.05である。

柴田の間ゲキ比⁴⁾～Vsの式を用いて沈下の影響を推定してみると，初期状態の間ゲキ比をe₀。その時のS波速度をVs₀，地盤沈下による圧縮率をα，沈下後のS波速度をVsとすると

$$V_s/V_{s0} = 1 + \alpha(1 + e_0) / (2.97 - e_0) \quad (2)$$

となる。この式から，西大阪の間ゲキ比e₀ = 1.5～2.5，東大阪のそれはe₀ = 2.0～2.5として，沈下の50%でいどが沖積層の圧縮だとすると，沈下前では，東大阪 90～105 m/sec 西大阪，臨海部で 130～150 m/sec，120～140 m/sec ていどの値となる。

表-2 層区分とS波速度

		臨海部	西大阪	上町台地	東大阪
沖積層	粘性土	130	160	—	110
	砂質土	200	200	160	190
上部洪積層	粘性土	220	260	290	230
	砂質土	350	370	340	290
大阪層群	上部	300～400			
	下部	600			
二上層群		800			
花崗岩		2700			

*単位 (m/sec)

時には，その地方に共通の入力波形として与えることのできる地層を考慮するとよいが，その条件を満たしているのは，大阪地方では花崗岩となる。設計実務サイドからは，沖積下面に設定する方が便利であるが，その為には，何らかの手法で花崗岩から沖積下面までの影響を考慮する必要があるだろう。

上町台地には，沖積の粘性土は欠落している。砂質土のVsが他の地区より低いものは，土被り圧が他地域に比べて小さいことによるものと思われる。とくに沖積の粘性土層でS波速度に顕著な地域性がみられる。臨海部においては，埋立の影響もあってかなり大きな標準偏差を示す。

大阪においては，地盤沈下によって沖積層はかなり圧縮している。沖積層

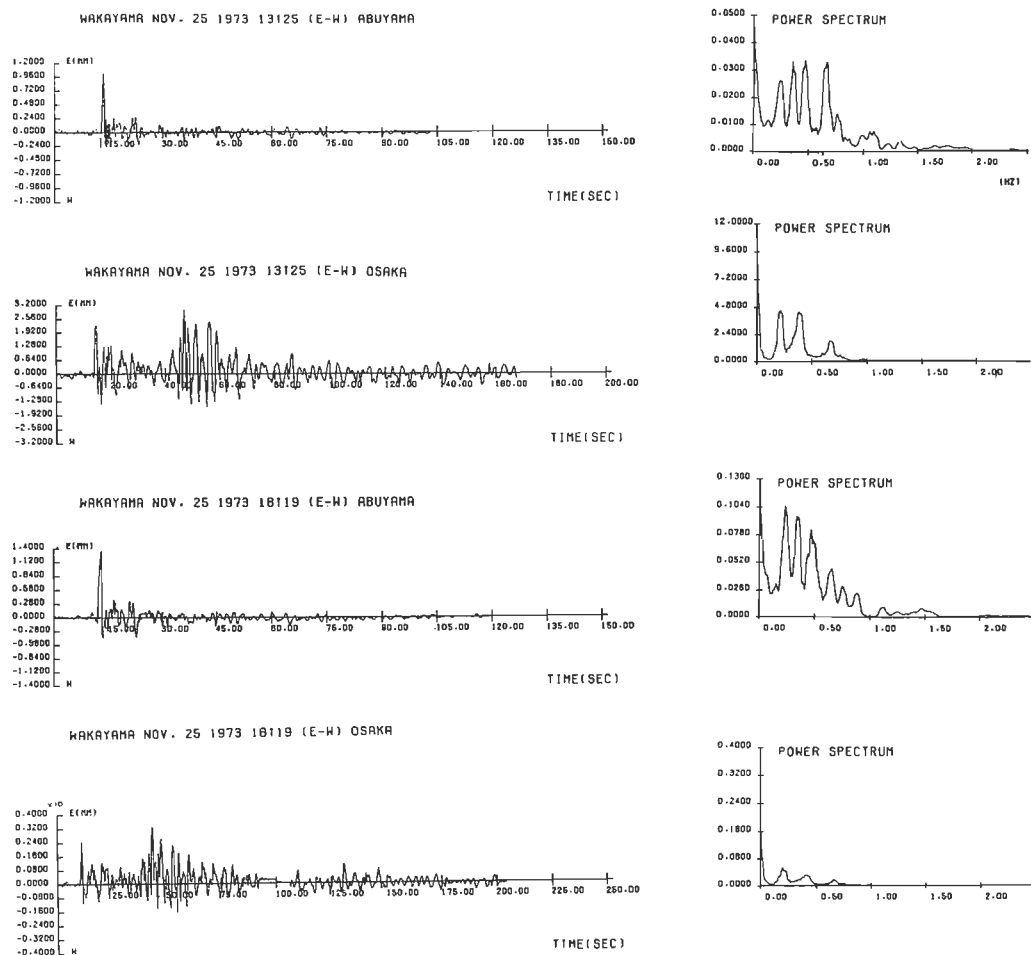
大阪地盤における地域別のS波速度の分布を表-2に示した。

大阪層群の上部は，粘性土と砂層の互層であるが，下部になると，砂～砂レキが優勢になる。二上層群は第三紀のもので，S波検層の実施例はない。大阪地方の地震の入力基盤としては，速度変化の大きな地層境界となるが，
○花崗岩上面
○沖積下面
などがこれにあたるとと思われる。

ある一つの地方の地震基盤を設定する

4) 大阪における地震動

大阪における地震記録のうち、まず変位計の記録を阿武山におけるものと比較してみよう。



図－9 変位波形

1973年11月25日に和歌山県中部に $M_{ag}=5.9$ の地震が13:25, 18:19と連続して発生した。

このとき2つの地震による岩盤上での記録、京都大学阿武山地震観測所と、大阪地盤上での管区気象台における観測記録を対比してみる。震央距離は、大阪で94 Km, 阿武山からは110 Kmで、ほぼ等しい。

阿武山と大阪の記録を比較してみると、S波初動から約15秒までには、波形の経時変化はよく似ている。

15秒を過ぎたころからは、岩盤上の阿武山では振幅が次第に小さくなっているのに比べて、大阪では振幅も大きくなりながら震動がかなり継続していることが分る。表－3にS波初動の振幅、記録中の最大振幅、最大振幅を与えている周期を示した。振幅の倍率は水平動で、2.3～5.0倍でいど、又震動継続時間も阿武山の方がはるかに短い。大阪における記録は、S波初動から約30秒後にゆり戻しがあることが特徴である。

それ以後の振動はほぼ単調に減少している。最大の振動の周期は阿武山では、1.0～1.5秒であるが大阪ではEW2.2～2.4秒、NS3.0秒となっている。ES方向成分のパワー・スペクトルからみると、阿武山においては、1秒以上の長周期の成分もいくつかの山があるが、大阪地盤の方は、0.22 Hz (4.5秒), 0.39 Hz (2.6秒), 0.67 Hz (1.5秒)にピークがある。

表-3

13時25分	阿 武 山	大 阪	倍 率 大阪/阿武山
S波初動振幅 EW	1 mm	2.5 mm	2.5
NS	0.8	2.2	2.8
UD	0.52	0.9	1.7
最大振幅 EW	1 mm	3.0 mm	3.0
NS	0.8	3.5	4.4
UD	0.52	0.9	1.7
最大振幅周期 EW	1.0 秒	2.2 秒	
NS	1.0	3.0	
UD	1.0	1.6	
震動継続時間	2.5 秒 (片振幅 > 0.05 mm)	1.20 秒 (片振幅 > 0.5 mm)	

18時19分	阿 武 山	大 阪	倍 率 大阪/阿武山
S波初動振幅 EW	1.2 mm	3.0 mm	2.5
NS	0.9	3.0	3.4
UD	0.6	0.5	0.8
最大振幅 EW	1.3	4.0	3.1
NS	0.9	4.5	5.0
UD	0.6	0.5	0.8
最大振幅周期 EW	1.5 秒	2.4 秒	
NS	0.9	3.0	
UD	1.1	1.6	

それにもまして興味深いのは、13 時の波形と18 時の波形とよく似ていることである。

断層の破壊は全く同じ場所で発生することはないし、波形は、震源波形と経路によって決まるものであるが、この相似性は、シンプルな震源波形で記録波形は主として経路によって決まっているといえよう。ちなみに $\text{Mag} = 5.9$ クラスの震源域の大きさは、 $4 \times 2 \text{ Km}^2$ くらいとなる。

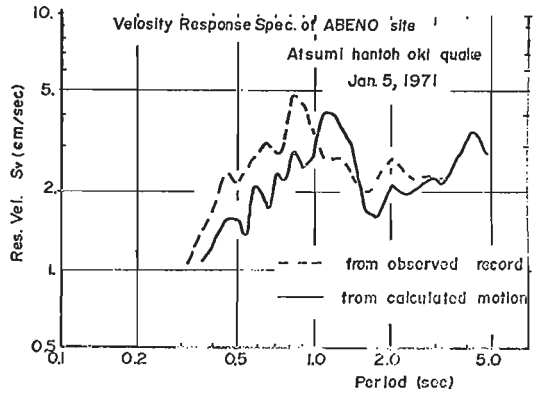
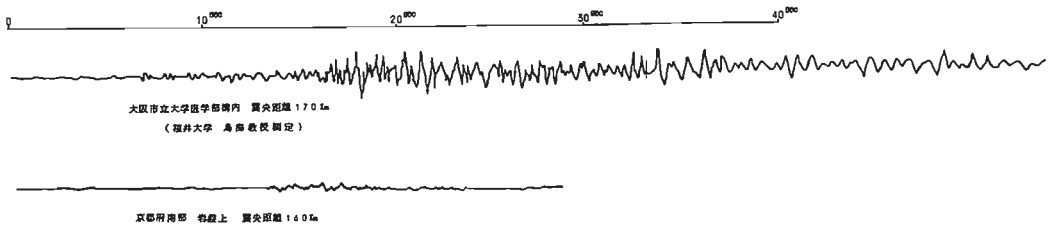


図-12 地表面レスポンス

図-10 渥美半島沖地震加速度記録 (71.1.5) $\text{MAG} = 6.1$



次に加速度波形と比較してみよう。1971年の渥美半島沖地震で、岩盤上の記録は、京都府南部、大阪地盤上は、阿倍野の市立大学医学部構内である。

京都南部は、震央距離 160 Km, 最大加速度 4.3 gal, 震動継続時間約 10 秒。

阿倍野における記録は、震央距離 170 Km, 最大加速度 11.8 gal, 震動継続時間約 80 秒である。

波形の上からみると、加速度波形については、その S 波立上り部分の相似性は確認できないが、大阪地盤の上の震動継続時間の長いことは、変位波形と同じ特徴を有する。

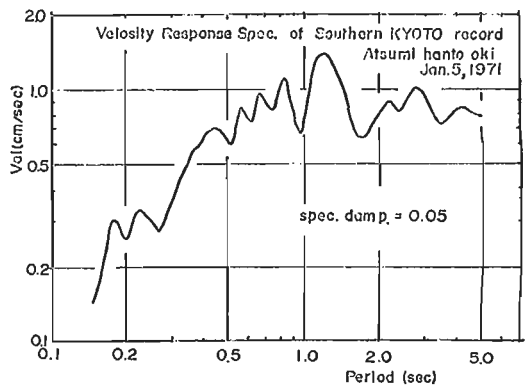


図-11 基盤レスポンス

表層地盤の震動特性をみるために、阿倍野付近の地盤構成を仮定して、一次モデルによるシミュレーションを行ってみた。仮定した地盤モデルは、花崗岩までの深さ 800 m、二上層群の厚さ 300 m、下部大阪層群 150 m、大阪層群下部 200 m 同上部 150 m を仮定して花崗岩に京都南部の入力を入れて地表のレスポンスを重複反射法によって計算して得られた加速度波形から求められた応答速度レスポンスを図-12に示した。

観測波形と比較してみると、最大応答値を示す周波数は若干異なるが、レスポンスのレベルは観測波形とよい一致を示していることが分る。得られた地表での最大加速度値は8ガルと得られ、実測と比べてややひどい値を示している。

鳥海によれば、他のいくつか観測された波形の詳細な観測地点への到達時間の検討から、最初の波動から遅れて到達する第2、第3などの群があり、これらは、大阪の盆地の端にある山脈によって発生したものであろうという見解を示している。

このことは、加速度波形からみるよりは、変位波形の上に顕著に表われていて、S波初動の波形が大阪、阿武山とも類似しているのは、大阪における波形は、基礎岩盤よりの実体波として伝達しているからにはかならない。

大阪地盤でその後のやり戻してくるものこそ、盆地の端部から発生し、表面波として伝播してくるものと推定される。大阪地盤の今一つの地下構造の特徴は、上町台地と呼ばれる地下山脈の存在である。この地下山脈のために完全な水平層とはなっていないために、どの程度の影響があるものかの入倉らの計算の結果を図-13に示した。

概略の特性を得るために、花崗岩と堆積層の二層構造として、花崗岩の特性を密度 2.4 g/cm^3 , $V_p = 4.6 \text{ Km/sec}$, $V_s = 2.7 \text{ Km/sec}$ 又、堆積岩の特性としては、密度 2.0 g/cm^3 , $V_p = 2.0 \text{ Km/sec}$, $V_s = 0.8 \text{ Km/sec}$ を仮定して、その地質構造的な特徴がでると思われるかなり長周期の場合をみてみたものである。紙面に平行な震動方向を有し、直下から正絨波で直下から伝播してくる横波(Sv波)に対する地表における振幅を示している。

周期成分としてここでは、0.2 Hz, 0.3 Hz, 0.4 Hzの場合を示す。両端においては、入射振幅の2倍を示しているが、盆地内に入ると、複雑な応答をしており、場所によって増幅される周期成分が異なっていることが分る。しかしながら、入射波に対する増幅比率は、せいぜい6倍でいどとなっていることは留意を要する。

又入射方向を変えた場合もあるが、地表面応答に若干の影響は出ているが、増幅度に大きな違いはない。

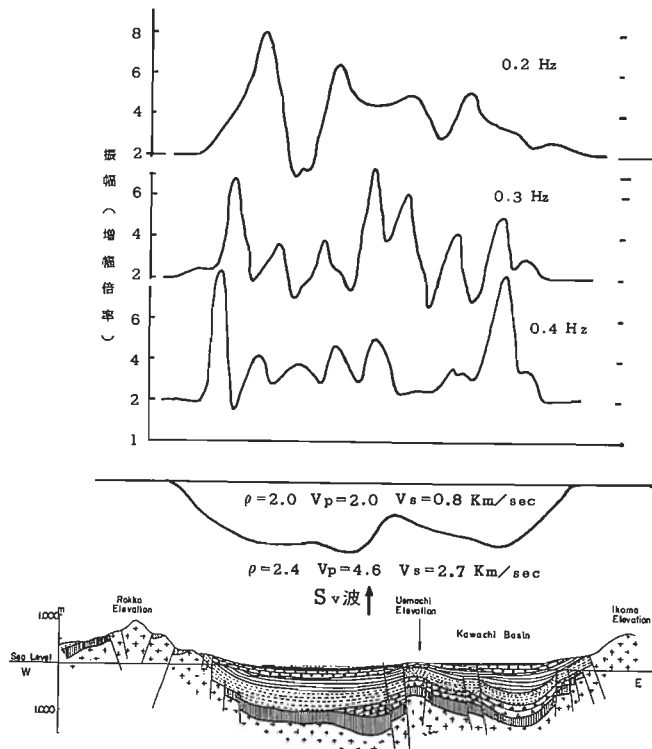


図-13 大阪地盤の不整形性による振幅増幅特性

5) 東海地震による大阪地盤のゾーニング

現在最も高い確率での可能性が検討されている地震は、東海地震である。大阪市域に対して行なったゾーニングの結果の一部を図-14～17に示した。因みに東海地震は、 $M=8.2$ 、大阪からの距離として260 Kmを与えて、花崗レベルでの最大加速度0.052 gと仮定した。今回は、基盤深度がG.L.-600～-1,000 mの地域と、-1,000～-1,400 mの二つの岩盤深さを仮定して計算を行なった。各々のケースでの地表面最大加速度と沖積層の層厚との関係を図-14,15に示した。若干基盤の深さを変えることで地表面最大加速度もやや変化していることが分る。大阪市内における地表面の加速度、及び速度の最大振幅値の分布を図-16,17に示した。最大加速度は、上町台地の周辺で大きくなり、80～100 galでいど、最大速度は、さらにその端の場所に分布し12.5～23 kineでいどが予想されている。

図-14 沖積層厚と地表面最大加速度、卓越周期の関係

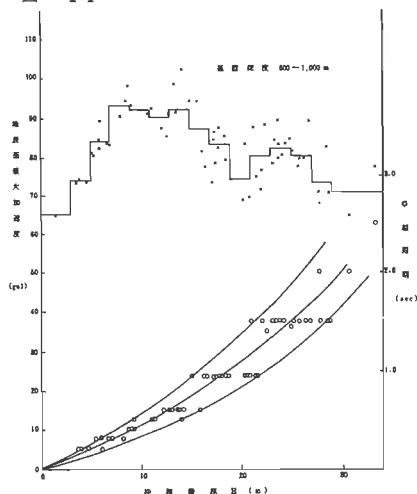


図-15 沖積層厚と地表面最大加速度、卓越周期との関係

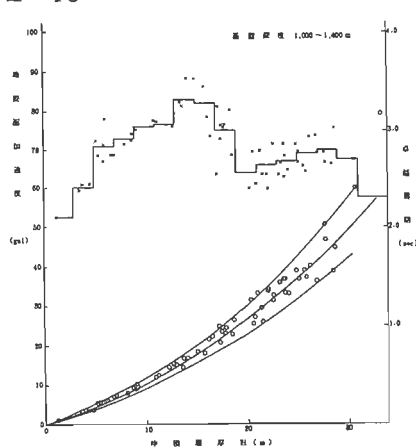


図-16 地表面最大加速度分布

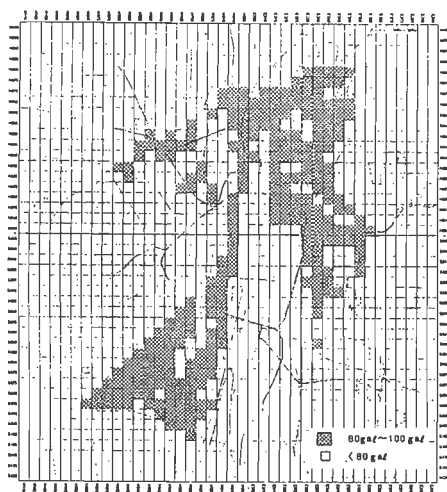
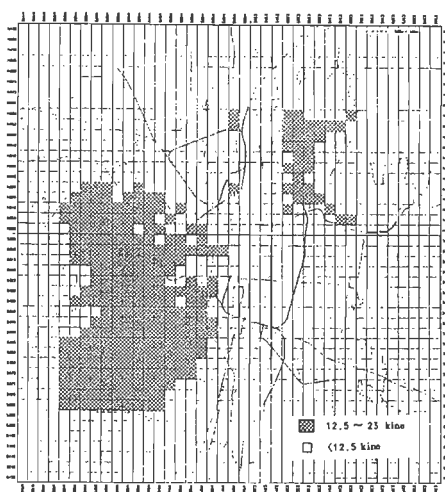


図-17 地表面最大速度分布



参考文献

- 1) 藤田和男・笠間太郎(1982) "大阪西北部地域の地質", 地質調査所
- 2) 野経・中西・狐崎(1983) '秋田市域におけるS波速度と土質指標との関連' 昭和58年春季講義集, 物理探査学会 P.P P10
- 3) 私 信

地震動と耐震設計

正会員 樋口元一※

1 はじめに

建物の耐震設計の手順は、先ず地震荷重を適当な方法で仮定し、次にこの地震荷重に対して許容応力度解析を行ない、架構部材を決定する一次設計段階があり、次に一次設計で決った架構より固有値解析及び地震応答解析を行ない、各部の靱性、保有耐力等の検討を行なう二次設計段階がある。

新耐震設計法が昭和56年から法制化され、一般の建物の設計に於いてもこの手順が基本となつている。また、この新耐震設計法によれば、高さが60m以上の建物の耐震設計は建設大臣の個別認定を受けることが規定されている。

このような高層建物や特殊な建築物に対する二次設計の検討手法として、地震波を地盤から建物に入力し、時刻歴応答解析を行なつて、部材の塑性領域までの性状を調べる方法が一般に採用されている。しかし、この場合の解析手法や条件設定は必ずしも確定されたものではなく、種々な考え方があり、従つてその結果もそれぞれ異なつてくる。

今回は、この耐震検討を行なう段階での条件、手法などの問題と思われる事項や耐震性について、実例を中心として二、三述べる。但し、以下の例は何れも特定のモデル、地震波によつての比較であり、厳密に要因分析を行なつたものでなく、あくまで参考例であることを予め御断りしておくものである。

2 検討用地震波について

動的耐震検討に当つて設計用地震波の選択は、適正な判定をする上で極めて大切な事項である。しかし、一般の場合には、建物の建設地点の過去における地震の観測記録波形がそのまま設計に使用できることは少なく、通常はその地域で得られた振幅の小さな観測波形記録を拡大して使用しているが、この方法にも疑問が残るところである。

そこで実際に記録された地震波形をその観測場所の地盤条件を考慮して一旦基盤にまで下げ、基盤に於ける波形に変換してこの波形を対象建物の下部の基盤に入れ、建物の支持地盤まで上げて修正地震波を作る手法が用いられる。(図-1)

この方法による原波形と修正波形のスペクトルの比較を図-2に示す。

このそれぞれの地震波について図-3～4に示

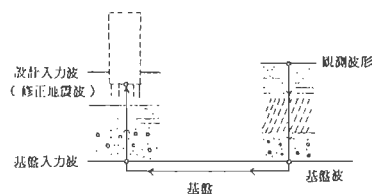


図-1 修正地震波の概念モデル図

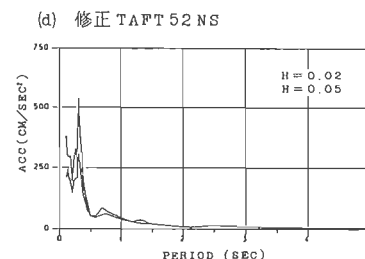
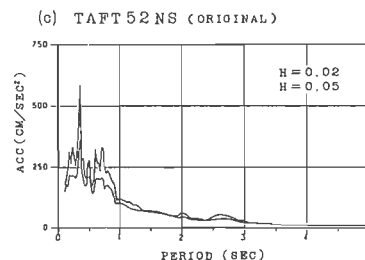
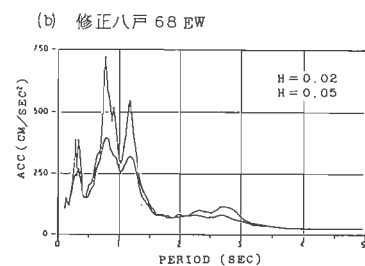
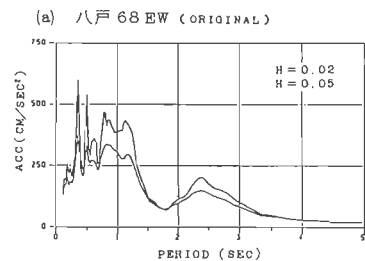


図-2 RESPONSE SPECTRUM

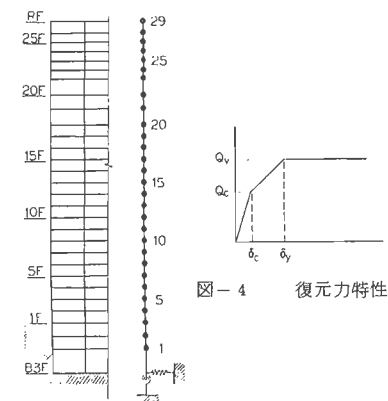


図-3 質点モデル

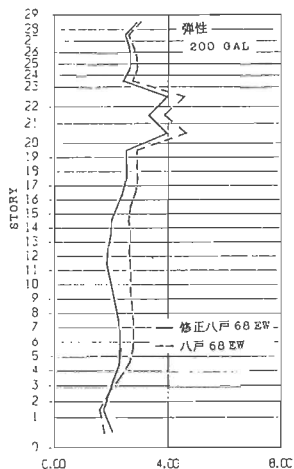


図-5 DEFLECTION

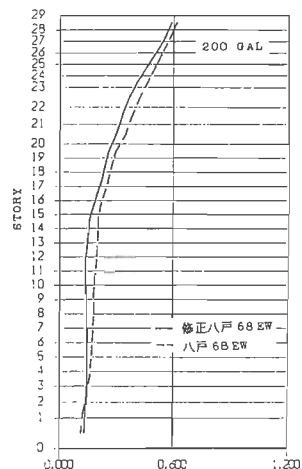


図-6 SHEAR COEF

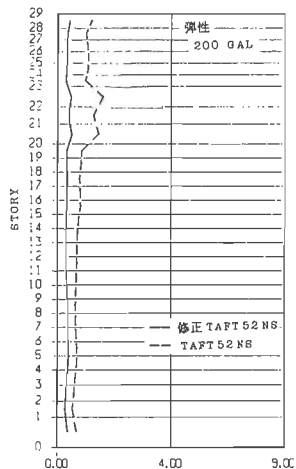


図-7 DEFLECTION

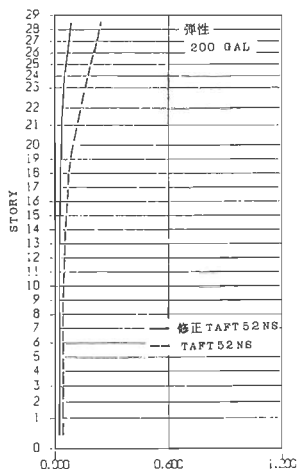


図-8 SHEAR COEF

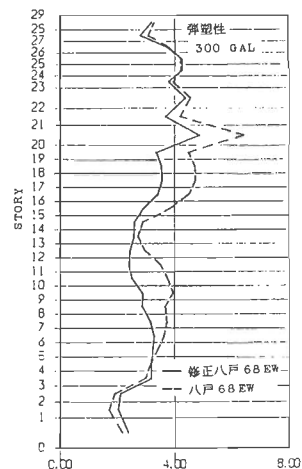


図-9 DEFLECTION

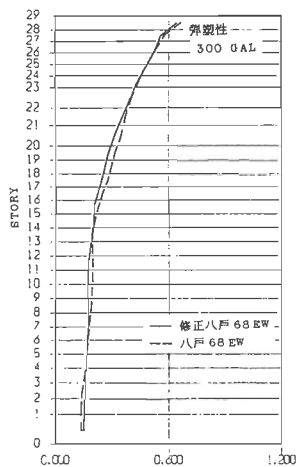


図-10 SHEAR COEF

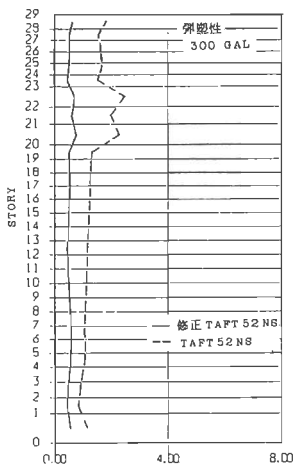


図-11 DEFLECTION

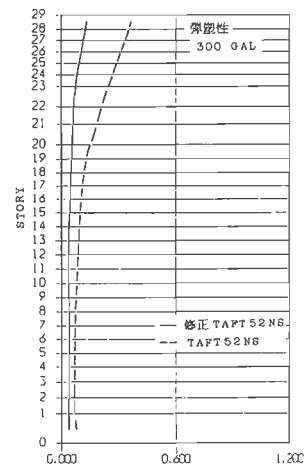


図-12 SHEAR COEF

すモデルと復元力特性による地震応答解析結果について、
層間変位と剪断力係数の比較を図-5～12に示す。

3 地盤-建物の連成系と地震入力位置について

建物の応答は地震力の入力位置と、その位置における加速度の大きさ・地震波形によつて、また、建物の地中部或いは杭とこれに連成する地盤の質量・バネなどの評価方法や解析モデルによつても、大きく左右される。図-13に建物の地下部分、杭と周辺地盤系を考慮した簡単な連成モデルの一例を示す。この地盤連成モデルと基礎固定モデル、ロッキング・スウェイモデルについて、建物の応答を比較したのが図-14～17である。これら各モデルの地震入力位置に於ける地震波形は、先に述べた基盤から修正地震波のシミュレーションによつて得られた杭先端及び基礎下端に於けるものをそのまま入力している。この場合、基盤における最大加速度の大きさは、大阪地方の過去における大地震の統計資料を整理したもの（大阪市防災計画調査報告書）から遠地地震・近地地震についておのおのその値を設定した。

なお、上部骨組は弾性状態の応答である。

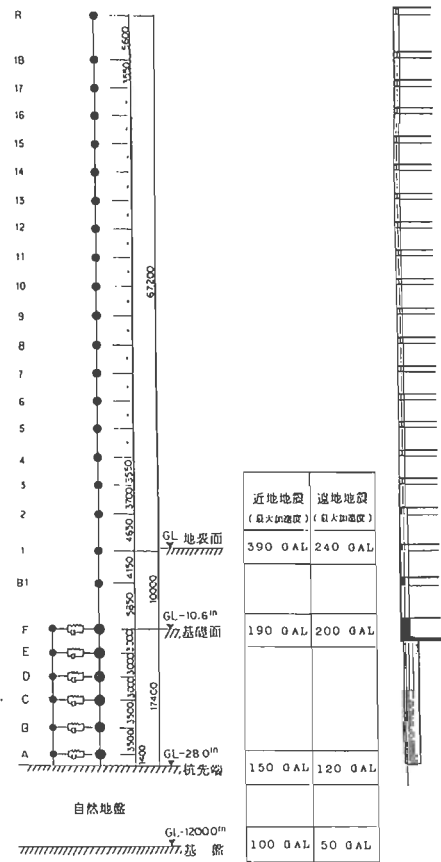


図-13 振動解析モデル図と各地層入力加速度

	修正八戸 68EW	修正 TAFT52NS
基礎固定 モデル	200 GAL	190 GAL
ロッキング・スウェイ モデル	〃	〃
地盤連成 モデル	120 GAL	150 GAL

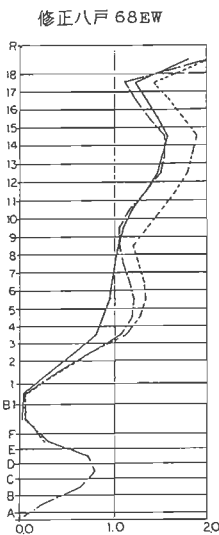


図-14 DEFLECTION

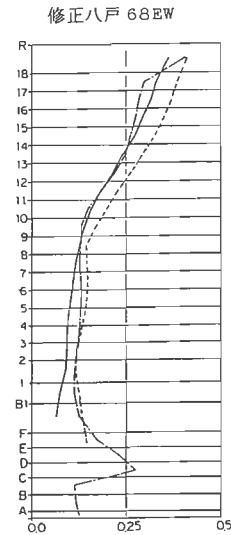


図-15 SHEAR COEF

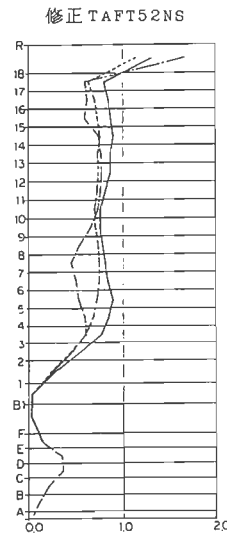


図-16 DEFLECTION

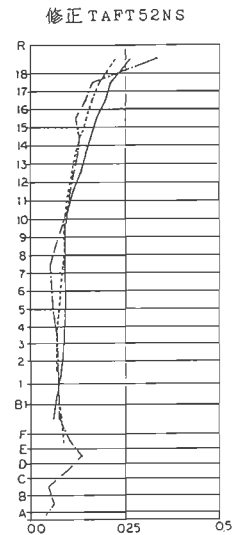


図-17 SHEAR COEF

4 復元力モデル

時刻歴応答解析において、応答が塑性域に及ぶ場合、特に鉄筋コンクリートのように復元力特性が複雑な様相を示すものでは、復元力特性のモデル化の仕方によつては、応答値が大きく変わる。鉄筋コンクリート構造の復元力特性のモデルは、種々提案されているが、図-18にその例を示す。これらの復元力特性のモデルを用いて、図-19に示す建物モデルによる時刻歴応答結果の比較を図-20～22に示す。このように、地震波と復元力特性のモデルとの組合せにより応答値が変化する。図-23は図-22のNCLモデルの4階部分の履歴を示す。このように鉄筋コンクリート構造の建物は、曲げ亀裂発生後著しく剛性低下を起こし、地震の繰返しによつて複雑なループを描いていることがわかる。

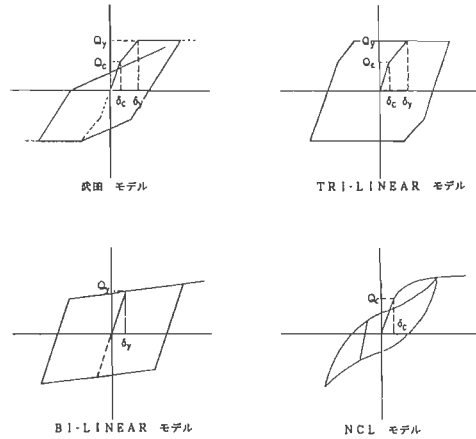


図-18 復元力特性

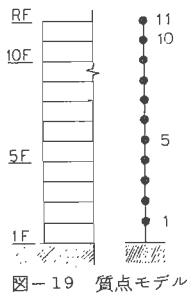


図-19 質点モデル

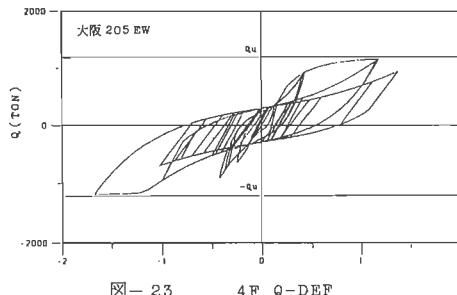


図-23 4F Q-DEF

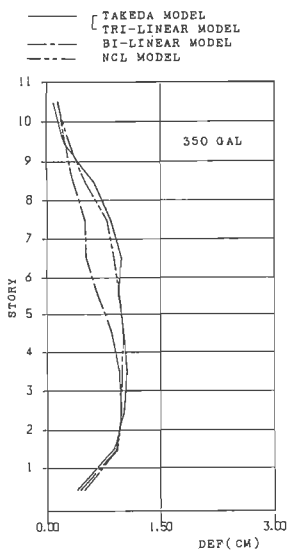


図-20 ELCN 40 NS

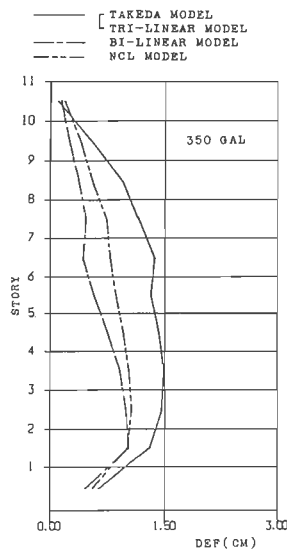


図-21 TAFT 52 EW

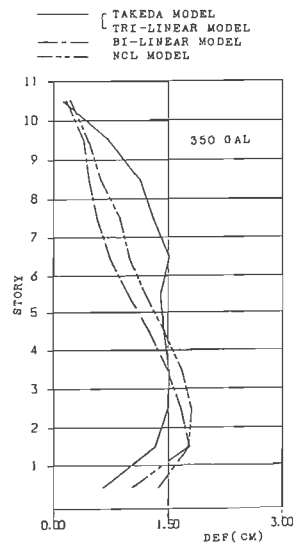


図-22 大阪 205 EW

5 塑性率について

最後に建物の耐震性の一つの指標となる塑性率について述べる。塑性率の検討には部材レベルの変形に基づく架構の適正な復元力特性の把握が必要である。図-24に示す鉄骨造ブレース付架構について、非線形骨組解析プログラム「DELPHI」を用い、荷重増分法により求めた22層と17層のスケルトンカーブと、その応答解析用復元力特性モデルを図-25に示す。これによる応答結果での各層の塑性率を図-26に示す。

22層と17層の塑性化の状況を時刻歴によつて取出したのが、図-27である。これによつて地震動により繰返される変形がわかるが、更にこれを部材レベルについて部材の変形とその塑性率を検討したものを図-28に示す。

一般に個材の塑性率と、層の塑性率との関係は、骨組の形態によつて大きく異なつて来る。この事例ではラーメン架構にブレースを組込んであり、図-24に示すように境界梁に変形が集中し、層の塑性化が小さいにもかかわらず、図-28(a)、(b)に示すように梁の塑性率が大きくなっている。

建物の耐震性は、このように部材や接合部の降伏後の安定性を含めた局部変形性能によるところが大きい。

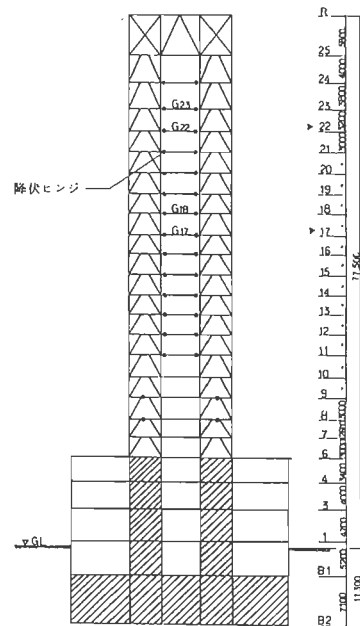


図-24 骨組モデル

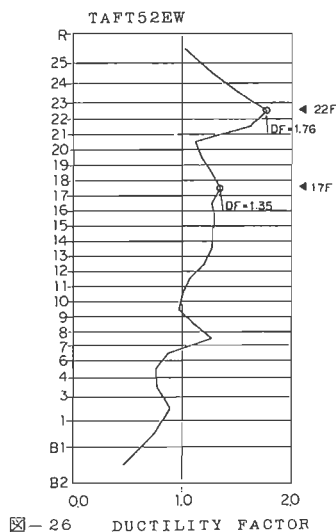


図-26 DUCTILITY FACTOR

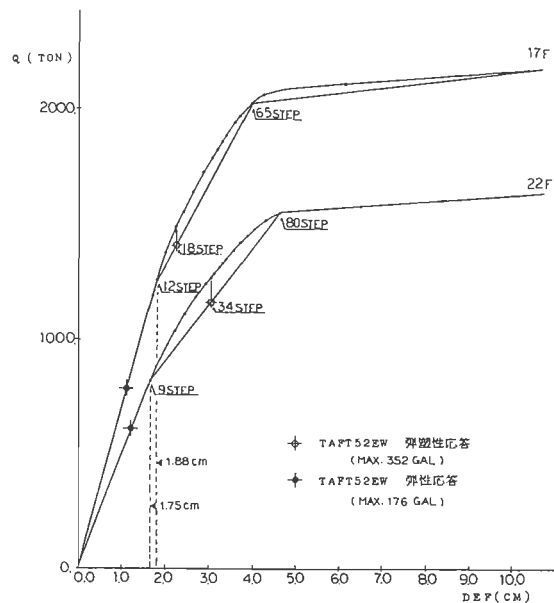


図-25 層の復元力特性モデルと弾塑性応答結果

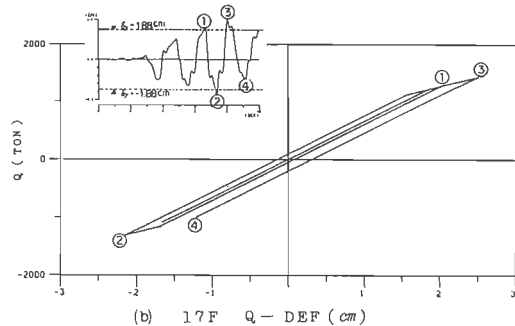
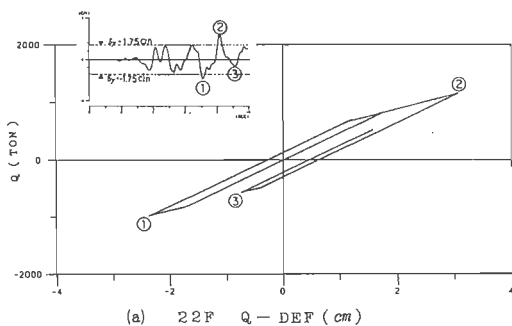


図-27 履歴応答ループ (TAFT52EW MAX ACC 352GAL)

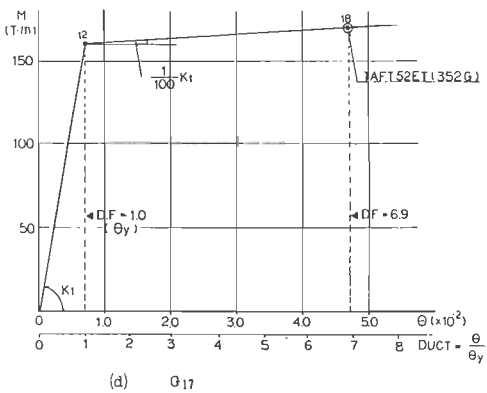
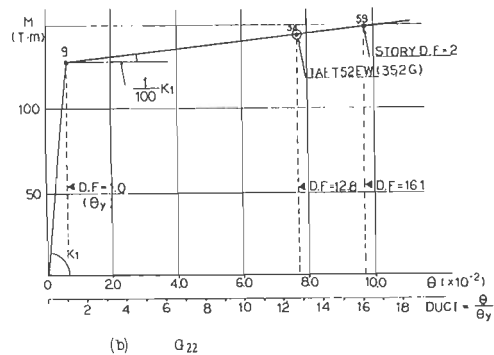
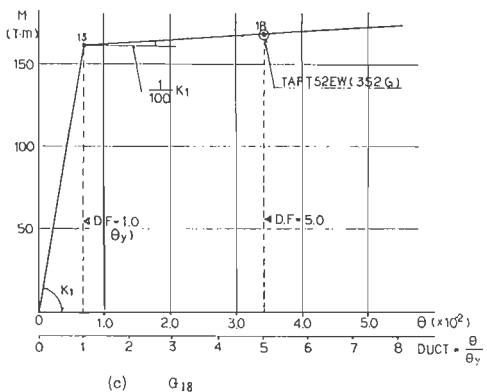
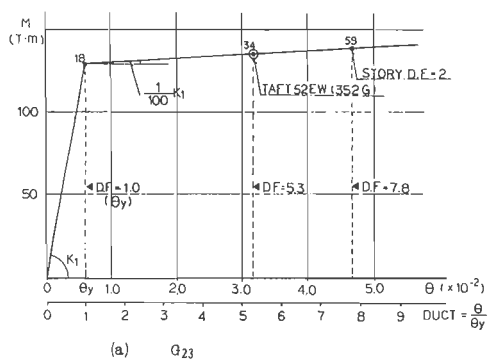


図-28 梁部材の復元力モデル ($M-\theta$) と弾塑性応答結果

6 おわりに

以上、数多くの問題点の中から断片的に二、三の事例を挙げたが、建物の耐震設計には地震動の評価を含めて極めて多様な要因が含まれており、耐震設計に際してはこれらを総合的に判断して大局を見失うことのないようにすることが肝要であり、各分野の研究の成果をバランスよく取入れた設計を行なうことが望ましい。

〔Ⅱ部〕地震動と地盤

震源モデルと地震波動

入 倉 孝 次 郎

1. はじめに

1971~2年頃、地震学会のなかに地震工学研究者の集まりがあった。当時、地震学会の年次講演会での地震工学のセクションは、発表者も少なく、また参加者そのものが大変少なく、何となくほみだしものの集まりのような感があった。その集まりは、地震工学研究における理学的研究者としての役割といったようなことを考えることが一つの目的であったように思う。その時の話題提供者は北大の天田裕先生で、日米地震工学比較論について報告した。当時の米国と日本の地震工学の中での地震動研究の状況の比較のため、米国の研究者による地震工学の教科書「Fundamentals of Earthquake Engineering」(Newmark and Rosenblueth, 1971)他、と日本の研究者によるもの「地震工学」(金井 清, 1969)他について項目別にページ数を比較し、地震工学研究の観点の違いが論じられた。米国の場合、地震断層、サイスミシティーなどにはかなりのページ数をさき、震源モデルと強震動の関係についてもふれていて、日本の場合、震源問題には殆んど触れず、地震動の地盤による違い、地盤震動増大特性にページの多くをさいていた。もちろんこの違いは比較のためにとりあげた著者の研究歴の違いもあるが、それだけでなく、当時の地震工学の中での地震動研究についての米国と日本での観点の違いをかなり適確にとらえたものと私は思われた。この地盤震動研究における重点の置き方の違いは、オミ義的には米国と日本の地震動災害の違いの反映であろうが、米国では地盤構造の違いによる震動特性の違いについて殆んど興味をもたれず、一方、日本では断層での動き等の震源の物理学を考慮した入力地震動の評価の研究があまりなされないということは地震工学研究の総合的な発展を考えると好ましいことではない。このような前置きの後、後は地震工学研究のために、震源から局所的な地盤構造、さらに被害までの一環した研究の必要性および設計用入力地震動研究を進める上で理学的研究者と工学研究者の協力の重要性を結論とした。当時かけ出した研究者であった私にとって大変興味深く、印象に残る語であった。それから十数年を経た今日、建築学会の地盤震動小委員会によって、委員会活動の10年間の歩みとして出版される「地震動と地盤」は、地震の性質、地震波動、震源モデルに始まり、設計用入力地盤動まで、工学研究者と理学的研究者の協力による総合的な研究報告としてまとめられている。このような本が企画・出版されることはここ10年間の日本での地盤震動研究の大きな成果の1つのあらわれを示すものであると同時に、これから地震工学研究のあり方に大きな展望を開くものであると思う。

ところで強震加速度計による観測が始められたのは、1930年米国で、1933年のLong Beach地震の際強震動記録を得ることに初めて成功し、その後米国では有名な1940年Imperial Valley地震の際のエルセントロ記録などがつぎと貴重な記録が得られ始めた。日本では約20年遅れて1953年に強震計(SMAC)が設置され、記録が得られたのは1964年の新潟地震からである。これらの強震動記録は、震源に近く、高周波震動が卓越しているなど複雑な性質を持ち、波動論上理論的に取り扱いの困難さのため、理学的研究者はあまり扱わなかったが、工学研究者は設計用入力地震動推定の必要上種々の解析を行ってきた。その入力地震動の推定は主として次の3つの方法でなされてきた。1つは建設地点と同様の地盤構造の観測点で得られている強震動記録をそのまま用いるか、または想定する大地震の規模および距離を考慮して、振中を適当に変化させて用いる方法である。時間軸も適当に変えて卓越周波数を操作するなどのさきわめて便宜的な方法も用いられることがあるが、そこまでいくと地震動研究とは無縁であろう。もう1つは強震動波形を確率過程の表現とみて、想定する大地震の規模、距離および地盤特性を考慮してレスポンス関数を推定し、ホワイトノイズの重ね合わせにより波形を再現する模擬地震波の考えに基づくものである。これらの方法論の今日的意味および将来性については他の報告の中になされると思うので、ここではこれ以上ふれない。3つめは地震現象を物理的にとらえ、震源過程および伝播経路での波動場を理論的にモデル化し、地震動を合成する方法がある。ここではこの3つの方法について議論する。

2. 震源モデルと地震波動

浅い地震の震源についての最初の物理モデルは、Reid (1911) により 1906 年のカリフォルニア大地震の研究で提唱された "elastic rebound theory" (弾性反発説) である。これは地震の起る前と後の静的変位の観測に基づき、地震波が断層面での突然の滑りによって発生するという考えである。本田 (1931) は北伊豆地震の際、地表に現われた断層運動と地震動記録にみられる複数力源の震源メカニズムを等価なものとし、点震源を考えた上で現在の断層モデルの先駆けとなる研究をなした (「地震動と地盤」2.2.4 参照)。

断層モデルに基づく地震動計算の方法は 1960 年代に Maruyama (1960) や Burridge and Knopoff により、確立された。後者の方法には kinematic model と呼ばれるもので、断層面上のスリップ関数と地震波伝達のインパルス応答であるグリーン関数が与えられれば地震動が正確に計算できる。この方法に基づく理論地震動は遠方での長周期表面波の研究に用いられ、Aki (1966) による地震モーメントという重要な震源パラメータの導入などの成果が得られたが、工学的に重要な強震動への応用は 1960 年代の終わり近くまでなされなかった。この遅れは、強震動が震源近傍の複雑な波動場を舞台とし、高周波震動成分の卓越のため、伝播媒質、地表面近傍の地質構造や地形の複雑さに大きく影響され、さらに断層面の詳細な破壊過程も影響されるなど、理論的なモデル化の困難さがあったことに依る。

1966 年 6 月 7 日の Parkfield 地震の際、震源近傍で画期的な強震動記録が得られた。図 1 に余震分布と共に動いたと考えられ断層線および観測点の位置が示されているが、Station 2 は断層から 80m の所に位置していると報告されている。得られた加速度記録は図 2 に示される。この記録はそれまでの加速度記録と異なり、極めて単純な波形を示していることがわかる。この Parkfield の記録は、断層モデルに基づく震源近傍の強震動の計算を Aki (1968) および Haskell (1965) 等が初めて試みる端緒となった。後者の方法とはほぼ同様で図 3 に示されるような無限媒質中の長方形断層に沿って同じ大きさを持つ、但し違い伝播を考えるものである。Fig. 4 に断層面に直交する方向での観測記録の積分で得られた速度および加速度が示される。後者の計算は高周波成分の影響の少ない

変位記録についてはかなり一致のよいものを与えた。その後 Kawasaki (1975) はより現実的なモデルに近づけるために半無限媒質中に同様の断層モデルを考え、計算を行った。図 5 に彼により計算された半無限媒質を考慮した変位波形が無限媒質の結果とともに示される。両者の違いはこの場合比較的小さい。これらの計算ではくい違いや破壊速度は断層面上で一定として計算されるが、このモデルによる理論波形は観測波形に比し滑らかすぎるものしか得られない。Aki 等による試

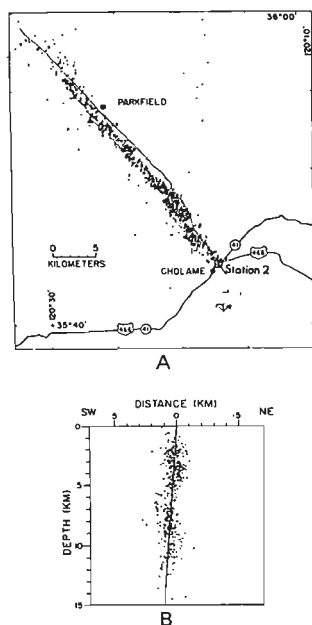


図 1. A: Parkfield 地震に係る surface fracture と余震分布の地図。強震加速度記録は station 2 で得られた。
B: 余震の深さ分布 (from Eaton et al 1970) (after Bouchon 1979)

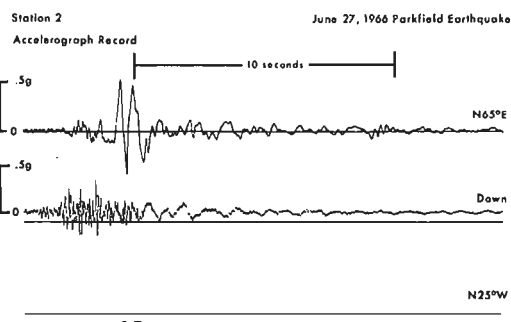


図 2 Station 2 で得られた 1966 Parkfield 地震の加速度記録 (reproduced from Cloud (1966) (after Bouchon, 1979))

み以来、同様の方法でいろいろの地震を対象として理論波形の計算がなされてきたが、10秒以上の長周期成分については先に述べた滑らかな断層モデルでも説明できるが、10秒より短周期成分は一般に説明不能であることがわかってきた（「地震動と地盤」2.2.4参照）。

強震動予測に理論地震動の計算方法を応用していくには、高周波成分が震源或は伝播経路で生成されるモデルを考える必要がある。その一つの方法として、今まで述べてきた未定論的な kinematic model をさらに現実に近づけるために、地殻内の水平多層構造媒質中に断層が生じた場合についての計算方法が開発された。Sato (1978) による Cagniard-de Hoop 法の拡張、Heaton and Helmberger (1979) による generalized ray theory と Cagniard-de Hoop 法を結びつけた方法、Bouchon (1979) による discrete wave number 法などが挙げられる。Parkfield 地震について Bouchon は図6に示されるような断層より上方に表層を考え、モデルについて変位および速度波形を計算した。図6に観測記録と合成記録が示されているが、変位のみならず、速度波形も比較的よい一致が得られている。しかしながらやはり理論波形は観測に比して高周波成分が小さくなっている。このように地層構造について近似度の高い計算であっても、滑らかな断層を仮定する限り、一般に高周波成分は観測より小さな振幅しか得られない。

果たして観測に立つ方法として、高周波成分の発生の主たる原因は断層の複雑な破壊過程によると考え、破壊の確率的モデルを考察して、地震波形ではなく、そのスペクトルの性質の推定が試みられている。この方法の先駆的研究としては kinematic model の延長に立ち、複雑な断層運動による震源での変位時間関係を確率モデルと考える Haskell (1966) およびそれを発展させた Aki (1967) による地震源の変位スペクトルのスケーリング法則がある（「地震動と地盤」2.3.2参照）。その後断層面上の破壊の物理的過程を dynamic crack model を基に確率過程として考察する方法が发展しきている。Mikumo and Miyake (1979) は断層面での破壊強度や滑り摩擦応力がランダムに分布しているとして、破壊過程をシミュレートし、それにより生じる地震波を数値的に計算し、地震動スペクトルの高周波成分の生成の原因を震源過程の複雑さで説明してい

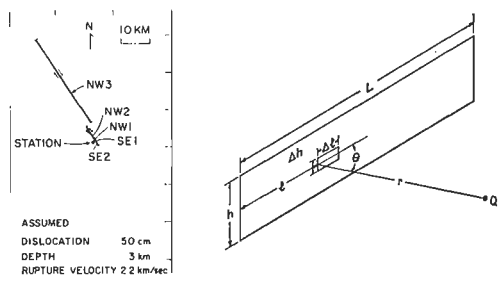


図3. Parkfield地震のfault model (after Aki, 1968)

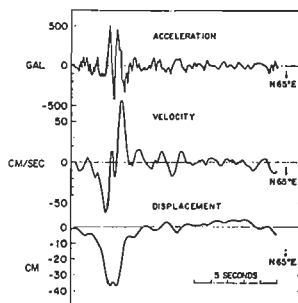


図4. 図2に示されるN65°E成分の加速度記録の積分による速度および変位波形 (after Aki, 1972)

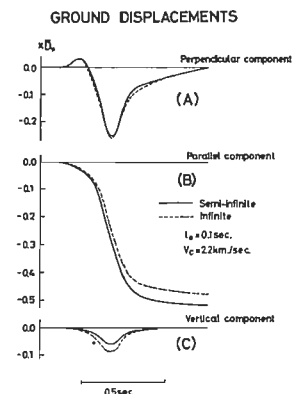


図5. 半無限媒質中および無限媒質中の断層モデルについて計算された変位波形。 (after Kawasaki, 1975)

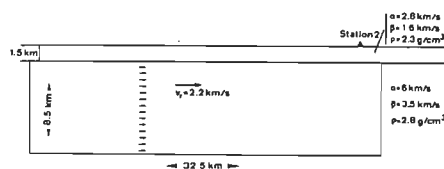


図6. Bouchon (1979)によるdiscrete wave number methodのためのParkfield地震モデル。2層構造が考慮されている。(after Bouchon 1979)

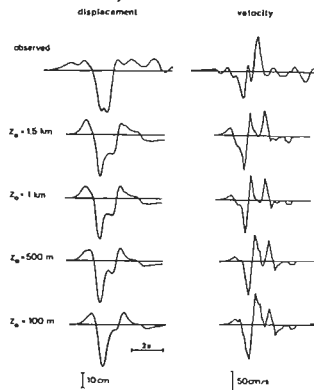


図7. 図6のモデルに対して得られた変位波形と速度波形。最上部は観測波形。Z0は断層上端の深さを示す (after Bouchon 1979)。

る。Papageorgiou and Aki (1981) は、Das and Aki (1977) によるバリアモデルを基にして、断層の大きさ、破壊速度、最大スリッパ量などの断層パラメーター以外に、バリア間隔やコヘシブゾーンの大きさをパラメータとする、強震動の加速度パワースペクトルの予測方法を提案している。彼等の方法は、断層面上のバリアの分布を小さな円形クラックの集合に置きかえ、断層面上を破壊が進行するとき、次々と円形クラックの破壊が全じ、それにより生じる震動のパワースペクトルを加え合わせることにより、強震動スペクトルを合成するものである。これらの統計的モデルの導入により、観測記録に近いスペクトルをもつ強震動予測は可能になるが、パワースペクトルでしか求められない、伝播経路や地盤構造の影響が考慮されないなどの問題がある。

3. おわりに

これまで述べてきた強震動の理論的推定方法は、決定論的な方法では数秒以上の長周期成分の合成にのみ有効であり、一方、統計的な方法では当然のことながらパワースペクトルの形でのみ有効である。最近になり、半実験的な方法として、小地震による震動記録を用いて、大地震時の強震動の時刻歴特性の推定を試みられ、いくつかの地震について成功例が報告されている。この方法は Hartzel (1978) により余震記録をグリーン関数として本震波形を合成する方法として提案された。ただし彼の方法は物理的意味のあいまいさが残っている。筆者等(入倉、村松, 1982, Irikura, 1983) は地震の相似則を考慮することにより Hartzel の方法の改良を行った。この方法は震源での予測し難い破壊過程および伝播経路、観測点近傍の地層構造の複雑な影響を直接見積りことなく強震動波形を推定できる点で極めて有効である。設計用入力地震動推定の一方法として今後検討すべきものと考える。(「地震動と地盤」4.1.2 参照)

参考文献

- Aki, K.: Scaling law of seismic spectrum, J. Geophys. Res., 72, pp.1217-1231, 1967
- Bouchon, M.: Predictability of ground displacement and velocity near an earthquake fault, J. Geophys. Res., 84, pp.6149-6156
- Das, S. and K. Aki: Fault plane with barriers. A versatile earthquake model, J. Geophys. Res. 82, pp.5658-5670, 1977
- Hartzell, S. H.: Earthquake aftershocks as Green Function, Geophys. Res. Lett., 5, pp.1-4, 1978
- Haskell, N. A.: Total energy spectral density of elastic radiation from propagating fault, Bull. Seism. Soc. Am., 54, pp.1811-1841, 1964
- Heaton, T. H. and D. V. Helmbarger: Predictivity of strong ground motion in the imperial valley, 68, pp.31-48, 1978.
- 入倉孝次郎, 村松郁榮: 小地震の震動記録を用いて大地震の震動波形を予測する方法, 自然災害科学資料解析研究, 9 pp.124-137, 1982
- Irikura, K.: Semi-empirical estimation of strong ground motions during large earthquakes, Bull. Disast. Prev. Inst., Vol.33, Part 2, 1983
- Kawasaki, I.: On the dynamical process of the Parkfield earthquake of June 28, 1966, J. Phys. Earth 23, pp.127-144, 1975
- Mikumo, T. and T. Miyatake: Earthquake sequences on a frictional fault model with non-uniform strengths and relaxation times, Geophys. J., 59, pp.197-522, 1979
- Papageorgiou, A. and K. Aki: A Specific barrier model for the quantitative description of inhomogeneous faulting and the prediction of strong ground motion, Proceedings of the USGS-NRC workshop on strong motion, Lake Tahoe, October 1981
- Sato, R.: Surface disturbances due to a dislocation source in a multi-layered medium, Nat. Disast. Sci., 2, pp.1-31, 1980

(京都大学, 防災研究所)

地盤特性と地盤震動

*
太田 外 気 晴

§1 まえがき

地震動特性は地盤の性質に支配されることは現在ではもはや常識となっている。ところがこの認識に至るまでにはかなりの年月が必要であった。現在では耐震設計基準にも地盤特性が採用されるに至っている。この意味で標記のテーマは耐震研究又は地盤震動研究の中で最も古くて新しいものの一つといえよう。この新しい点としては地震学の新知見が地震工学にとり入れられつつあり、それをもって地盤震動問題が見直されていることや、地域の地震防災のために広く標題にかかわる研究が実用に供されつつある等である。

これらに立脚して本論では地盤震動シンポジウム10周年記念出版物の第4章地盤特性と地盤震動及び第6章サイスミック・ゾーネーションの一部について概説する。

また1983年5月26日の日本海中部地震では軟弱地盤の被害が顕著であった。この地震を参考にしながら、記念出版物及びシンポジウムの主題「地盤震動と耐震設計の現状」を考察することは有益であると考えられる。広い軟弱地盤地域を有する大阪も併せて考えながら、適切な範囲内で今回の地震について後半で述べる。

§2 地盤と地盤震動研究の足どりと現状

2.1. 地盤震動研究の足どり

地盤震動研究における地盤特性の問題が深く考えられ指摘されたのは関東大地震であり、地震時における被害状況が地盤の性質に依存していることが明示されている。然しながらこの様な考え方も世界的な共通認識となるにはくり返し発生した地震による被害と計器観測による明確化が必要であった。

米国ではSMA型加速度強震計が開発され、1934年より記録が得られ初めた。日本では1953年にSMA型強震計の設置以後、強震記録が得られるようになって、強震時における加速度の動きが明らかにされると共に、地盤の性質によって強震動の周期特性や強さに差異があることが分析されてきた。中でも世界中を驚かせたのは新潟地震(1964年)における砂の液状化で、地盤震動問題が重要であることを印象づけた。この事は土の動的特性や歪依存性の研究を進める大きなきっかけになった。

その後、1960年代初めより、地震時における地表の加速度の主たる周期を決定するのは表層近傍の地盤特性であることから、その増幅特性を明らかにすべく地中地震観測が積極的に進められてきた。そのためには地層構造を明らかにしなければならず、弾性波探査が広く用いられる様になってきた。特にS波速度 V_s は重要で、それを求める方法が1950年代末より研究、開発され、活用されてきた。

また一方地震学では1963年頃より断層モデルの考え方が確立され、その際長周期成分がまず検討された。折しも大規模石油タンクや超高層ビル、長大橋などの長周期構造物の建設が進められてきたことから「やや長周期」の問題が研究された。この事は弾性波探査や地中地震観測をより深い地層部分まで行わねばならないことを意味し、結果的に基準となる地層を考えるのが良く、「地震基盤」という言葉が用いられてきた。表層地盤の振動問題を詳細に取り扱おう様になってくると必然的にその媒体を伝播する波動の性質を追求することとなり、地上で記録された地震動が分析されるようになった。

更に耐震研究と地震防災の考え方が進むにつれ、崖地や沖積層の谷間の様な不規則な構造の地盤に関する地震動も明らかにしようという、きめ細かな努力が払われてきた。

以上、記念出版物の4章に示されている内容を中心として研究の足どりを示した。更にこれらの1部が6章のサイスミック・ゾーネーションに活用されている。サイスミック・ゾーネーションの考え方は古くは日本の建築基準法施行令の地域係数にあろうが、近年、日本や米国の地震活動が活発な地域でマイクロ・ゾーニング・マップが作成されている。

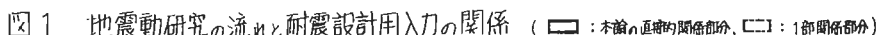
*：震島建設技術、工博

記念出版物の内容の範囲は広く、その地震動研究は耐震設計用の入力地震動の策定に如何に貢献できる関係にあるのかもまず明らかにしておきたい。

この図からわかる様に、表層における地震動、即ち本論の表題に示される研究は全体のうち極めて多くの項目を占める。構造物の建設に際しては手近なところを詳細に調べる必要から、当然のことといえよう。なお地震観測は殆どどの項目に関係をもつが、「地震学は地震観測に基づく科学である」と言われるのはもっともな事で、地震工学についても 当然同様のことがいえ、「地震工学は地震観測に基づき、人間の生命と資産を守る工学である」とアてまいえようか。

2.2 地震基盤

地震基盤の考え方の萌芽は金井清等(1958他)の基盤震動スペクトル他の一連の研究にあり、太田(裕)・嶋(1967)の提案によれば以下の通りである(入倉、地震動と地盤、4.1.1項、以下本の題名は略す)。即ち地震基盤とは、コンピーダンス比のそれほど大きくない地下適当な深さに基盤面を想定し、そこに入射する地震波が震源からの距離のあまり遠くない地震では、入射波はどれも同じ形状を与えることができる基盤面をいう。



この考えによつて彼等は川崎市を対象として $V_s = 700$ m/s の泥岩層を地震基盤として取扱っている。原子力発電の場合 V_s の値はこれに同じである。しかし、ある分野では $V_s = 400 \sim 500$ (m/s) のしまった洪積層をこれに当てて考える例もあり、また最近のやゝ長周期地震動 (1~10 秒程度) を考える場合は必然的に深いところ迄含み、入倉は岩種ならば花崗岩、 V_s なら 2000 m/s 程度は必要と述べている。

いずれにしろ、目的や、対象とする周期によつて V_s の値が異なる地震基盤を設定せざるを得ないかも知れないが、勿論 V_s の値は大きいほど望ましいであろうし、ある程度小さい場合は議論する周期を明らかにするなどの注意が望まれよう。

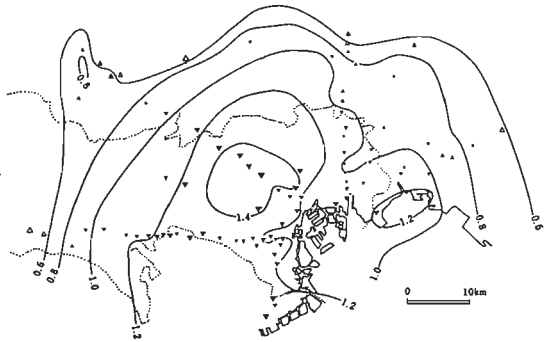


図2 首都圏のP波走時タイム・ターム・マップ (単位: 秒)

なお、入倉は記念出版物で、「花崗岩の上面としておくのが適当」と述べている。また地震基盤が深くなると、地表迄の波動伝播を理論的に求める場合、未知の要素が多く、真実味がうすれる可能性がある。Hartog (1978) は余震記録をグリーン関数として本震の波形を合成することに成功しており、入倉・村松 (1981) もこの問題もとり上げて成功している。この方法は合成法に工夫が必要な面はあるものの、波動の伝播経路の問題や、媒体の各種動特性を検討しなくて良いという大きな利点があり、今後の発展が期待される (原因 4.1.5)。

2.3 弾性波探査

前項までに述べた様に、耐震問題を考えるには地層の V_s 値を把握しなくてはならない。このための測定技術は地震学や探鉱・その他工学面の必要性に促されて発達してきた。

この分野の研究は地道ながら、地盤構造調査、実験地震工学のために広く用いられることが図1からも良くわかる。従来この種の弾性波探査は特定地点の調査を主体とするものであったが近年、サイスミック・ゾーネーションのための活用され、点でなく地域の地質構造が明らかにされつつある (図2、原因 4.2.14)。

なお、ボーリング引中におけるPS検層で鉛直方向の速度構造を調べるときに、地盤の減衰性を求めるべく調査されることを筆者としては希望したい。これについては地盤の減衰性に関して後述する。

2.4 地盤の動力学特性

表層地盤の振動問題を議論するとき、地盤の密度、剛性及び減衰性を明らかにしなくてはならないが、粒体と水からなり、粘性をもつ土は極めて複雑な力学特性を有する。これを振動モデルとして取り扱う場合、層構造は前項の弾性波探査で得られているとすれば、土の材料特性、特に大ひずみ領域にまでわたる動特性を把握する必要がある。動力学特性のうち最も重要な剛性や減衰性は現位置で調べることに望ましいが、各種の制約から室内試験による場合もある。剛性は V_s に比例するとして現位置又は室内試験で間接的に求められるが、減衰性はそれ程容易ではない。これらの動特性を把握する方法について、その長所や課題を整理して表1に示す。

表1 地盤の動力学特性調査・試験法の特徴

方法	特性	剛性(又は V_s)	減 衰 性
弾性波探査	長所	・地層毎に求め得る	・直連波から得られる (測定例少し)
	短所 課題	・大ひずみ領域の調査不可能	・今後資料の蓄積を要す
室内試験	長所	・大ひずみ領域まで試験可能	
	短所	・試験誤差有	・波動伝播特性を反映できず
地中地震観測	長所	・ピーク周期による総合評価可	・原位置の波動伝播性を反映出来、説得力大
	短所 課題	・地層毎の個別評価不可能	・従来表層の応答のみ求めていたが直連波による評価を要す (限界有)
		・長期間を要す	

表1で密度の調査については述べなかったが、その理由は比較的ばらつきの幅が少なく、全体に及ぼす影響が剛性（以下 $\bar{V}_s$ で述べる）や減衰性ほどではないからである。問題は上記の如く $\bar{V}_s$ と減衰性であるがこれらの弾性的範囲の特性、ひずみ量が大きくなったときの特性及び液状化の問題について以下にふれる。

1) 弾性的範囲の $\bar{V}_s$ と減衰性

弾性波探査による $\bar{V}_s$ の構造は記念出版物の4.2節にくわしく、かなり複雑な地層でもある程度の把握は可能である。但し、探査の結果をそのままのみにすると、時には他の方法による結果とくい違ふことがあるので注意を要する。地層境界の遷移層の存在にまた注意が必要である。次に減衰性であるが、現在粘弾性モデルとして履歴減衰モデル、マックスウェル・モデル、フォート・モデルなどのうち前の2つが用いられ、特に履歴減衰が一般化している。各種の $\bar{V}_s$ の地盤における波検層で求めた減衰定数をまとめて図3に示す（原因4.3.1, 太田(外)）。なおこの図の縦軸は減衰定数の他に Q 値も併記しているが、 Q 値とは *quality factor*（損失係数）の略で、 $Q = 1/\alpha R$ の関係にある。図3によれば、 $Q \propto 1/\bar{V}_s$ の傾向をもっともいえるが、 $\bar{V}_s$ の大なる領域のデータが少ないこと、 $\bar{V}_s$ の小さい範囲のばらつきが多いことから、今後データの蓄積が望まれる。

2) 剛性と減衰定数のひずみ依存性

軟弱地盤に代表される土の非線形性は良く知られる様に、ひずみの増大によって連続的に剛性低下をきたし、減衰定数の増加をもたらす。近年この研究はかなり蓄積され、それらがまとめられている。

図4は最近の研究結果のうち、 Q と α を実験式に基いて複数の例を示す（原因4.3.18, 原）。この種の成果により、地盤の非線形応答の解析はかなりの信頼感をもって実用に供される様になってきた。

ところで以上は粘性土又は砂質土のひずみ依存性であるが、砂質土の場合地震時の間隙水圧の上昇によって拘束圧の少ない上方へ水圧が作用して噴砂現象が起こる。これが大規模になると液状化をもたらす、支持力がなくなつて構造物の沈下、地下槽類の浮上、斜面の崩壊が起こる。液状化を考慮した地盤の応答解析は間隙水圧の取り扱いが複雑であることから、一般の弾塑性応答ほど研究例は多くない。石原は同一地盤において異なる解析法による地層の応答解析を行い、液状化が発生する場合の加速度が地表において小さくなることを図5の如く示している（原因4.3.22）。 F_{max} が東京湾大井の記録（加速度、間隙水圧）を解析した結果を図6に示す。²⁾

2.5 表層地盤における地震動の増幅

表層地盤における地震動の増幅が議論される様になったのは、妹沢・金井（1982年）による論文「地震波によって土地の固有振動が励起される可能性」の発表以来である。これとは別に、加速度計による強震観測が初められてから、強震計はまず地上又は建物基部に設置された。そして地上の加速度記録を解析した結果は耐震設計用の地震動特性を定める参考として用いられてきた。これらを比較した平均応答スペクトルを図7（原因4.4.1）に示す。

加速度計で得られた記録は1秒以下程度の短周期のパワを多く含み、構造物も1秒程度より短周期のものが多く、このことから、表層附近で増幅される地震動の周期の確認はまず短い（深さの浅い）ところから初められた。そして現在では100m以浅の観測点が多く、また最も深いものは3.5kmに及ぶまでになった。以下、地中地震観測記録の分析とその活用についてふれる。

1) 地中地震観測記録の分析

地中地震観測の結果を分析して得られる結果は加速度最大値 A_{max} の増幅、伝達関数から求まる増幅される低次周期と減衰性などである。そして多くが地盤は弾性的な範囲に止まる加速度レベルの記録（ α ）が得られていず、せいぜいわずかに塑性領域に進行する程度である（原因4.4.14）。例えば深さ25mの沖積層地盤において $A_{max} \approx 80 \text{ gal}$ で1次周期 T_1 の伸びは約1割弱、深さ44mの沖積層地盤において $A_{max} \approx \text{ } \text{gal}$ で T_1 の伸びがある程度ある。そこで弾性範囲の伝達特性をまず把握することとなる。この関係の研究は極めて多数行われている。地中と地表の記録から周期特性と減衰性を求めるためスペクトル比の計算（フーリエ・スペクトル、自己回帰モデル（AR1）、最大エントロピー法）がなされる。これをここでは増幅スペクトルとよぶが、地層モデルの伝達関数

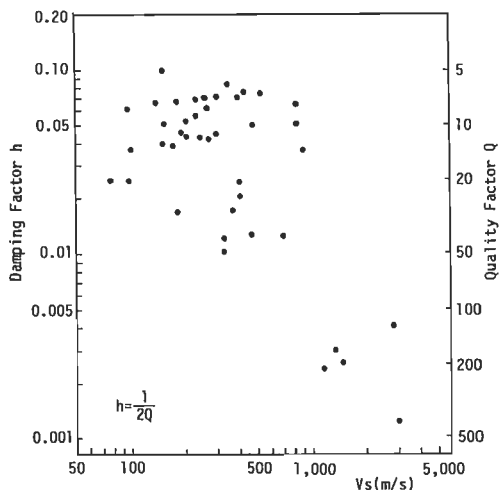


図3 弾性波探査より求めた減衰定数 (Q値) (休田外)

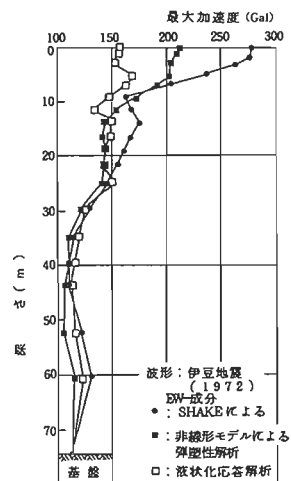


図5 3種類の解析法による
表層地盤の最大加速度分布 (石原)

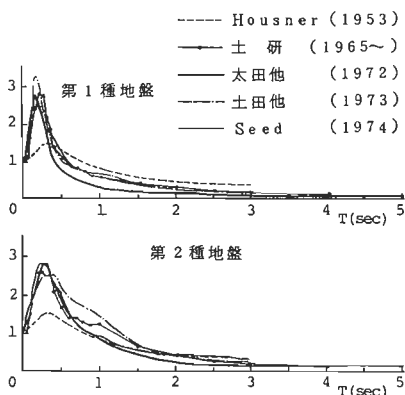


図7 地盤種別ごとの各種の標準化加速度平均応答スペクトル ($\zeta = 0.05$)

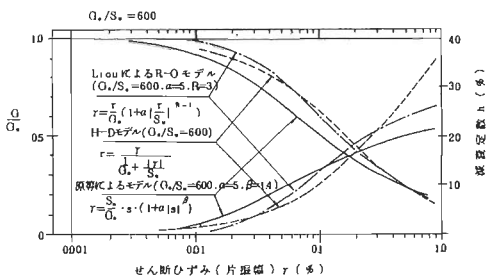


図4 $G_0/S_u = 600$ であるときの各モデル比較 (粘性土, 原)

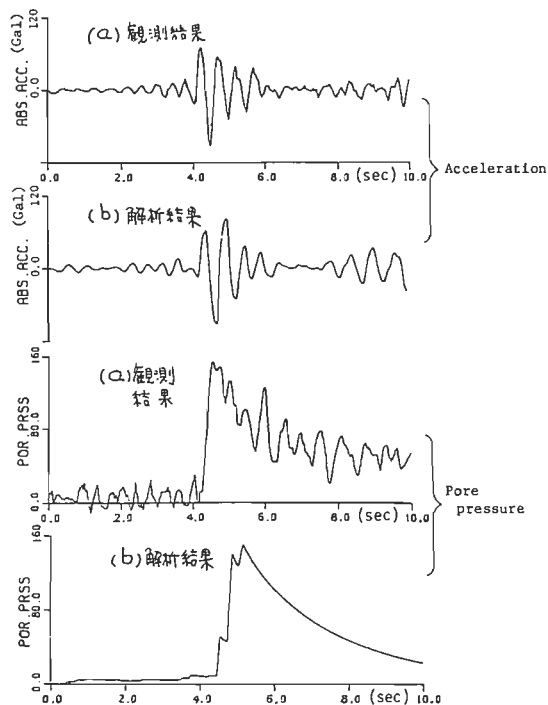
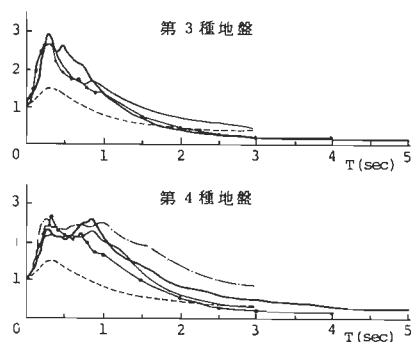


図6 大井の観測値と間隙水圧考慮の解析 (Finn)⁴⁾



と比較して振動系の特性を定めるものである(スペクトル・フィッティング)。詳細な検討を行った例として最適化手法を用いた結果を図8に示す(原田4.4.11, 太田(裕))。

その他河村によるモード減衰を求める方法(原田4.4.9, (8))や、太田(外)による散乱減衰(波動の散乱効果と考えた見かけ上の減衰, 原田4.4.12)などが提案されている。これらは共に高次減少型、即ちマックスウェルの減衰である。材料減衰としては振動数に依存しない一定値の履歴減衰を認めるものの、増幅スペクトルと比較すると高次のピークが一致しないので、高次減少型が用いられている。

散乱減衰が考えられた動機は、各種地中地震観測による1次の減衰定数 h_1 と表層の平均せん断波速度 $\bar{V}_s$ の関係を調べると図9(原田4.4.13)の如くなり、 $\bar{V}_s$ の大きい地盤ほど h_1 は大きくなることによる。この事実は図3の $\omega \propto 1/\bar{V}_s$ の傾向と違で、地表層近くでのかなり複雑な波動の伝播にその原因があると考えられている。

そこで次の問題として、増幅スペクトルより求める地盤の動特性のうち減衰性は、現在多用されている主要動の数秒から20秒といった後続波を含む部分を用いることが指摘される。島・太田(外)ほかはこの点に着目して、S波換層の直達波部分、地震記録のS波の立上り部分、及び室内動的せん断試験による減衰定数を同一地盤で求め比較している。その結果、微小ひずみ領域における減衰定数は室内試験が1~2%、S波換層が2~3%、地震記録が2~8%と得られた。前二者は比較的近い値であるが、地震記録による結果はかなり大きく、波長又は振動数の問題等につき今後の検討が必要であることが述べられている。

木下は岩根の深さ3500mの地中と地表の加速度記録より、先新第三紀基盤層上の表層地盤における内部減衰定数は $h_1(f) \sim 0.01/f$ ($0.2 < f < 2 \text{ Hz}$)程度であるとの結果を得ており、図10に示す。

2) 地盤の非線形応答

大地震時における地盤は大ひずみに達すると著しい塑性化や液状化を生じるが、その様な地盤(主として軟弱地盤)における地上の記録は新潟地震における川寿町アパートの記録の例はあっても、同時に地中で得られた記録はない。そこで大地震時の挙動を推測するため、前項で述べた様な中小加速度の記録で地盤の線形解析手法を検証し、別に室内試験による土の非線形性を組合せて非線形応答解析が行われている。

その解析法の主流は地盤を1次元のせん断振動を考えた波動論で、等価線形化モデル、ランバート・オスグット・モデル、規準化応カーブひずみ曲線モデル等がある。これらは各種の本や論文に多数紹介されており特にシュナーベルらによるせん断振動系としての取り扱いで、地盤の剛性低下と減衰の増大を考慮した1次元等価線形系で近似する方法は多く実用に供されている。従ってここではそれらの詳細は述べないが、問題点又は今後の課題についてふれる。

まず非線形応答の基になる線形系の取り扱いであるが、前項1)で述べた様な振動数依存性をもち履歴減衰的ではないので、見かけ上のマックスウェル減衰とする方が实际的である。次に非線形応答の解析法は種々考えられ

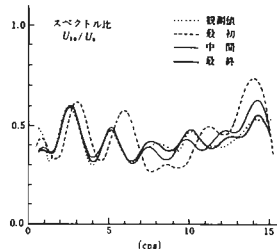


図8 最適化法によるスペクトルフィッティングの例(太田(裕))

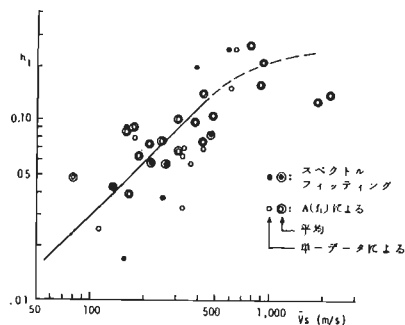


図9 増幅スペクトルから求めた減衰定数 h_1 と $\bar{V}_s$ の関係(太田, 明(地))

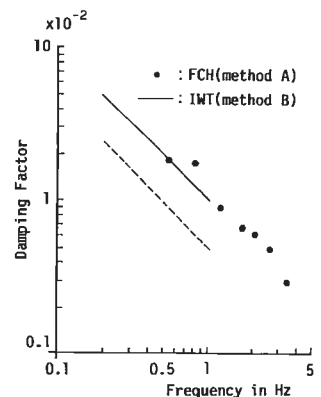


図10 岩根における堆積層の減衰定数(木下)

ようが、大むずみを受けた地震も地中と地上で同時観測し、非排水型（粘性土動的）や液状化の非線形応答計算で検証した例はない。この課題は地中地震観測点における大加速度地震の発生という偶然性に大きく依存するので目的達成が短期間では困難であるため、全国的に片寄りがなく配置された軟弱地盤における観測拠点の増設と得られた記録による分析が望まれる。

2.6 波の種類と地盤震動

表層地盤の振動問題を議論する過程で必然的に波動伝播の研究が必要となる。2.5節では1次元せん断振動として、入力が下方からの鉛直上昇、即ちP波の鉛直上昇問題のみでスペクトル・フィッティングが充分満足にいかないことを述べたが、その理由の1つとして、波動の伝播は極めて複雑であることがあげられる。

地震波の伝播をごく概念的に言えば基盤から鉛直に近く上昇する実体波と地盤層にそって伝播する表面波にわかれ、更に細かに言えば各境界層における反射・屈折が複雑に行われる。波動の分析をするにはその種類と性質を明らかにしなければならないが、そのためには地上における各種の記録を用いて波の識別や分離を行い、その性質を知ることによって別な活用の仕方が考えられることになる。表2は識別の手掛かりをまとめたものを示す（原表4.5.1、塩野）。これらは地震学や弾性波探査の分野で用いられてきたが、その成果は近年の地盤を含む構造物の振動解析において、境界要素法その他の解析にも活用されよう。然しながら波の分離は識別とは異なる側面をもつ、より困難なもので、今後によくが期待される。

2.7 不規則な構造の地盤震動

前節までは主として成層地盤に関する議論であったが、実際には不規則な地形、地盤構造の震動問題も検討が必要であり、地震によってはむしろこの様な地盤における被害が目立つ場合やいはば発生する。

例えば図11（原図4.6.4、多賀）は構造物の被害に影響を与える地形・地盤であるが、図中A(a)の成層軟弱地盤やその他単純な地形・地盤を除けば、解析的には極めて複雑であるため、各論的に取り扱う必要がある。土地を最大限に活用している日本において、図11に示す様な耐震的に弱点をもつ場所はいくらところにあるので、耐震性向上のため参考として記念出版物及びその中の参考文献を生かされたい。

3.3 サイスマチック・ゾーネーションと地盤震動

前章で述べた地震動の地盤特性にかかわる諸研究は一構造物の耐震設計に限らず、広い地域の地震被害にも当然生かされる。近年、サイスマチック・ゾーネーションに関する研究は極めて積極的に進められ、国、地方自治体レベルや個別の調査・研究がなされ、被害の予測や対策が検討されている。記念出版物に示された例だけでも、

東京、川崎、大阪、根室、釧路、仙台、名古屋とあり、また静岡県、神奈川県、埼玉県、秋田県、千葉県などでも進められている。サイスマチック・ゾーネーションの内容としてはi)地震危険度評価、ii)ある地域に限ったマイクロ・ゾーネーション、iii)地震

表2 波の識別の手掛かり（塩野）

波の性質	観測	解析
伝播速度	位相速度 (奥掛り水平速度)	水平アレー
	群速度	一点
振動形	地中振幅分布	鉛直アレー
	粒子軌跡	三成分
周波数特性	三成分	フーリエスペクトル (地震波シミュレーション発生・伝播・地盤内の伝播増幅率)

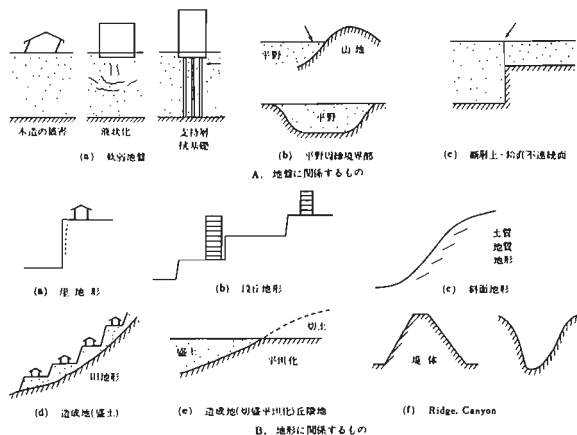


図11 構造物被害に影響を与える地形・地盤（多賀）

被害の予測や防災対策からなる極めて範囲の広いものである。ここでは前章との関係でそのごく一部、即ち地盤特性と地盤震動にかかわる事項について簡単にのべる。したがって、ii)及びiii)に関するものである。

マイクロゾーニング・マップは各種様々なものが作成されており、本稿との関係地図だけ掲げても、地質図、予想震度分布図、液状化マップ、卓越周期分布図、崖崩れ予測図、住家被害分布図等々である。そこで話を簡単にするための次の比較例のみ示す。

世界で最初のマイクロゾーニング・マップは今村恒明(1973年)による、安政地震の被害に基づく東京(及び大阪)の予想震度分布図である(原図6.2.1, 鏡味)。その後今村は関東大地震における実際の震度分布図を作成しており(原図6.2.2), 両者は非常によい一致を示している。場は東京地区について1km目盛で詳細に調べた予想震度分布図(原図6.2.8)を示している(1977年)。この地盤月報東京23区の住家被害率の分布図を求めており(原図6.2.10, 6.2.11)これから地盤特性と震度及び被害予測の関係がよくわかる。

この様なマイクロゾーニング・マップ作成の基となるのは地盤・地質資料と表層地盤の振動解析に関する資料や手法であり、広域にわたる各種の地盤において強度の高い地震動予測を行うたのにもその研究がますます重要となる。

§4 地盤震動研究と1983年日本海中部地震

1983年5月26日の日本海中部地震($M=7.7$)は東北日本の西側にかなりの被害をもたらした。この地震の特徴的な点を概観して、記念出版物はこれに良かったのか否かをふり返ることは、本シンポジウムのテーマにそった具体例として有効であろう。そこで今回の地震について、主として地盤震動の特徴的な点を示し、問題点を洗ってみる。ここで津波は除いて議論を進めることにする。

4.1 地震の被害概況

日本海中部地震の特徴的な被害をまとめて表3に示す。以下、1)地震の規模、2)地震動強さ、3)構造物の被害と地盤震動について、記念出版物その他と比較しながら検討する。

表3 日本海中部地震の特徴的な被害の概要 (津波は除く)

	対 象	被 害
a	地 盤	田畑、埋土
b	建築物	RC造、S造 土間コンの陥没等構造物中破、二次部材
c	林構築物	護岸、道路、築堤
d	コンビナート	貯油タンク
		噴砂、液状化、他
		地変による被害大、ブロック塀転倒
		陥没、地割れ
		浮屋根の発火(短時間で消化)、流出

4.2 特徴的な諸問題

1) 地震の規模

図12には後述する各地の加速度最大値 A_{max} によるマグニチュード M_a を気象庁のマグニチュード M_J と比較して示す。この図によれば A_{max} の回帰式によると $M_a = 7.2$ となり、加速度的な実力は相対的にない(又は M_J が大きく評価される性質である)ことがわかる。これは最近、マグニチュードは便利ながら限界があることの議論に通じよう⁴⁾。

2) 地震動強さ

水平方向の加速度最大値 A_{max} と震央距離の関係を図13に示すが、 A_{max} の勾配は極めて急である。また上下方向はここでは略すが、水平の約1/2である。これらのデータは港湾技研、土研、弘前大、電中研、岩盤強震アレー観測委員会⁹⁾、¹⁰⁾による暫定値である。

$X=1.2$ の帯川の弘前大における加速度波形を図14に示す。始動後25~30秒で1度小さくなっており、この

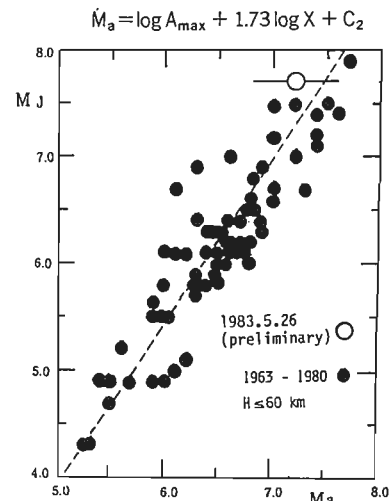


図12 加速度による地震規模(供村⁹⁾)

傾向は不老不死(深浦南, 栗中研)でも同様とのことである。震源機構との関係が注目される。

A_{max} の急速な減少の程度を調べるため記念出版物にまとめられた同種の式と比較して図中に示す。直線的な部分の勾配は多くの式が $1/X^{1.7}$, X : 距離, に近いが, この地震は $1/X^{3.5}$ に近く, きわ立っている。但し他の式は平均的な傾配であるため, 個々の地震について調べた結果¹¹⁾を検討してみると1974年, 襟裳岬沖地震の勾配が急であるが, それにしても $1/X^{2.5}$ 程度である。この様に $1/X^{3.5}$ にもなる理由として X が大きな領域の記録は破質地盤が99%ことや, 従来は遠距離における高精度の記録が含まれていなかったことも考えられる。いずれにしろ現段階では不明であり, 震源の特性, 伝播波の周期特性や経路の性質が関係しているようだが, 今後検討に値する問題であり, 各方面からの研究が期待される。¹²⁾

3) 構造物の被害と噴砂・液状化

建物廻りの舗装面が陥没した被害(液状化, 埋土の軽圧不足), 土木構造物の常識的な被害を除いて, 構造物または地盤の被害については次の2点について小れる。即ち噴砂による建物被害と, 液状化一般である。

まず噴砂による建物被害の最も顕著な例として男鹿工業高校実習棟(RC杭支持)の土間の沈下(50~60cm)があげられる。これと対照的な図13 加速度最大値と震央距離の関係
床の相対的な隆起の例が青森県武田小学校(布基礎)¹³⁾である。地盤は共に温地上の埋土で, 表層で振幅が増幅される条件下にある。被害状況の差は杭の有無と元の地盤の相異(武田小はあじやの根の層有)が原因したのか否か, 現段階では不明であり, 今後の検討が望まれよう。

次に噴砂や液状化であるが, 新潟地震ほどの大規模な被害に至らなかった理由として, 秋田県の代表的地盤における砂層は比較的浅い位置にあることに原因しているよう、との見方がある。埋土の最も大規模な例である大瀧村では, 地盤が非線形領域に入ったであろうと考えられる長周期成分(約3秒)を含む加速度記録が得られており, 今後の研究に期待が持たれる。但し, 液状化地盤の地表と, しまった地層中における同時記録は現在までに得られていないので, 今後の観測網の充実が望まれる。

4.3 検討

日本海中部地震を例にして記念出版物に示した地震動研究の蓄積をふり返ってみる。その意味で今後の課題といえる事項を列挙すると次の通りである。

- i) 加速度最大値の震央距離に対する減少が極端に急勾配である理由の解明
- ii) 地中地震計による軟弱地盤表層の塑性応答, 特に液状化地点の現象把握(要観測網の充実)と研究の促進
- iii) 各地域の地震防災と地震予知の連携と研究の促進(秋田県の地震防災研究は4年前より開始)
- iv) 構造物の耐震性向上のためのきめ細かな知識の普及, 基準の見直し, 質の高い設計と施工の実施

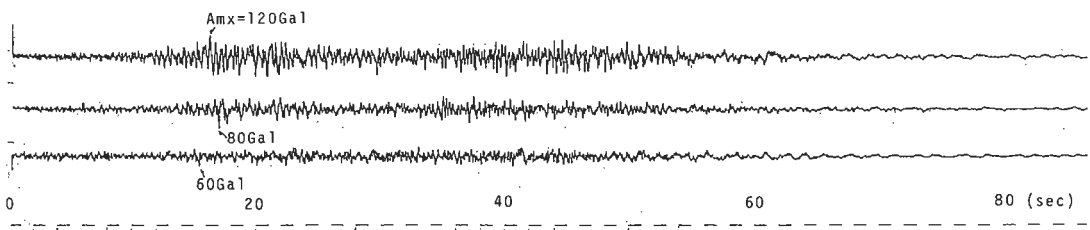


図14 1983年5月26日日本海中部地震の弘前大学理学部(1FL)の加速度記録¹⁴⁾

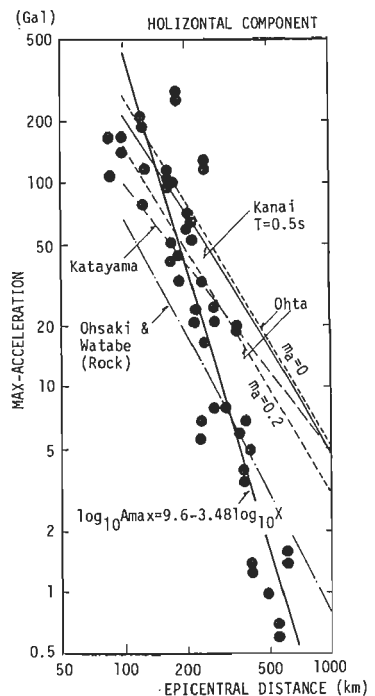


図13 加速度最大値と震央距離の関係

以上のうち、ii)は新事実の把握、iii)、iiii)は必要性を認めつつ、難問であったり、実施に限界があり、理想的状態に至っていない事項であろう。vii)は、建造物の耐震性が施工まで含めた総合的な質の良さで決まる例が多く、被害地震の度毎にくり返される事項である。

以上、日本海中部地震に基づく特徴的な点について速報的に述べ、記念出版物と対応して議論を進めてきた。今回の地震に関する本格的な研究はこれから行われるであろうことから、ここでの議論は自づから限られる。§5で特にふれなかったものの、既知の問題点や常識的な被害も多くあった。

§5 結び

地盤震動シンポジウムの10周年記念出版物の刊行に際して開催される大阪の本シンポジウムにおいて、併せて日本海中部地震を例として記念出版物を見直した。この本は地震学の領域までも含み、過去のシンポジウムや最も進んだ諸研究も盛り込んだもので、なく活用されることを期待している。然し、勿論完璧ではなく、砂の液状化に関する直接的現象把握のための観測網の整備や関連する研究の推進など、今後の課題も指摘できる。

§6 謝辞

記念出版物の刊行にあたって多数の方々：短期間で御執筆を御願ひし、無事上梓にこぎつけ、この度のシンポジウムの資料に供することができた。この様な本の出版を企画することになったのも、地盤震動シンポジウムに御参加頂いた方々の熱意と励ましに負うところが多い。ここに厚く御礼申し上げます。

また日本海中部地震の強震記録は、注5)~10)に示した各研究機関の方々のためぬ努力の賜であり、ここに引用させて頂くことを快諾賜った。強震観測事業は報われることの少ない、地道なものであるが、地震発生後には組織外への早急な情報伝達が要求される。記録の分析結果は広く耐震研究の進歩に貢献するため大いに活用されることが望ましいとも考え、図13は関係者の汗と脂の結晶として、感謝の念をもってここに掲載させて頂いた。

参考文献及び注

- 1) Fian, W. D. Lian: DYNAMIC ANALYSIS AND LIOUEFACTION-EMERGING TRENDS 3rd International Earthquake Microzonation Conference Proceedings, Vol. II, PP. 909~927, June 28-July 1, 1982, Seattle, USA.
- 2) 嶋根三, 太田外気晴, 高橋寛也, 石田寛: 鉛直アレー地震観測による地震動特性の研究; その3. 地盤の減衰特性調査, 日本建築学会大会学術講演集, 昭和58年9月
- 3) 武村雅之, 太田外気晴: 加速度振幅から見た地震規模, 震島技研年報, 第31号, 昭和58年6月に加筆
- 4) 地震動と地盤—地盤震動シンポジウム10年の歩み—, 2.1節, 2.3節, 日本建築学会, 1983年
- 5) 倉田梁一, 福原哲夫, 野田節男: 昭和58年(1983年)日本海中部地震の港湾地域における強震記録, 港湾技研資料, No. 458 (1983年9月刊行予定)
- 6) 土木研究所(川島一孝他): 土木学会の委員会資料, 昭和58年6月
- 7) 弘前大学理学部地球物理学科, 地震観測センター, 佐藤祐, 佐藤魂大
- 8) 国生剛治他: 1983年日本海中部地震被害調査報告, 使中研調査報告, 昭和58年8月刊行予定
- 9) 委員長: 表俊一郎, 及び10) 岩盤鉛直アレー地震観測委員会(委員長: 表俊一郎), 使中研共通研究, 事務局には鹿島建設技研—太田外気晴, 足立徳孝, 高橋寛也, 越田洋, 武村雅之, 柳園成仁, 石田寛
- 11) 太田外気晴, 清田芳治: 加速度の平均的距離減衰と地震による加速度レベルの相異, 日本建築学会大会学術講演梗概集, PP. 499~500 (昭和54年9月)に関連する手元資料
- 12) 小林啓美, 瀬尾和夫: 1983年5月26日, 日本海中部地震の新層モデルによる地表最大加速度振幅の計算値, 及び転倒後による推定値等との比較, 日本建築学会耐震連絡委員会資料, 昭和58年6月6日
- 13) 東洋一, 遠藤利根穂, 津村浩三: 日本海中部地震被害調査, 日本建築学会耐震連絡委員会資料, 昭和58年6月6日
- 14) 望月利男: 秋田梁の資料に基づく注9)の委員会における発言, 昭和58年6月11日
- 15) 木下繁夫: 表層地盤の減衰特性に関する考察, 土木学会論文報告集, 第330号, PP. 151~161, 1982年2月

強震地動

— 記念出版物「地震動と地盤」より —

石田 勝彦

§1 はじめに

「強震地動」という言葉は、工学では一般によく用いられる用語であるが、その言葉の示す実体は、曖昧模糊としている。構造物の耐震性能・耐震設計・地震防災等のかかわりから、「強震地動」と考え、その特性を把握して、合理的で簡潔な「強震地動」の定義を導き出さなくてはならない。「強震地動」に関する研究の目的は、結局この合理的・簡潔な定義をいかに定めるかということにあると言える。

地盤シンポジウムの10年の歩みも、この定義をいかに定めるか、という問いの答えを得る事大きな目標の一つにして来たと言えよう。この答えは一朝一夕に得られるものではない。そこで、これまでの10年の強震地動の研究の成果を整理しておくことは、これからの研究のために大きな意味を持つと考え、同シンポジウムの記念出版物「地震動と地盤」の中で、3章を中心に整理されている。

更に、強震地動(特性)に関する研究を行う場合、まず強震地動の正確な観測記録が必要であり、又地震動観測体制やその目的・思想が、その時々々の強震地動の研究方向や研究の限界をきめてしまう事もある。従って、これまで行われて来た地震観測の目的・観測体制・使用地震計の特性・記録方式等の変遷を整理しておくことも、今後の強震地動の研究のためには意味のあることであり、記念出版物において、5章で解説されている。

§2 地震観測の変遷

強震観測の初期(1953)においては、強震計を置けるところに置き、強震の加速度記録をなるべく多くとることを目的としていたが、そのような初期の思想・目的から脱皮して、目的を、(1). 強震地動の特性の解明、(2). 構造物の耐震挙動の検証、(3). 強震時の加速度レベルの把握、等明確に分離し、夫々の目的にかなう地震計の開発・配置が行われてきた。地中地震観測が本格的に行われるようになったのも、このような過程の中でのことである(1960年代)。

特に近年は、Array方式による高密度観測体制の必要が強調され、現在、わが国においても、駿河湾地域(土木研)、駿河湾・伊豆半島地域(地震研)、関東地域(伊豆・銚子・東松山・館山)(電力技研)等、数地区で実施されている。以上の事柄は、まとめると表1のようになる。

強震地動観測の変遷は、地震学の専門家が強震地動の研究に参加するようになり、観測の初期においてはあまり考慮されていなかった、主体的な観測体制をとることによって、地震波の伝播特性をも検討しようようになってきた点に特色がある。特に、Array方式の高密度観測のようは大規模な観測体制をとるようになって以来、観測の目的・方法について十分な議論を先ず行なうようになってきたといえよう。従来も、観測の目的等について十分な議論はなされていったであろうが、特に、いくつかの機関とまとまって、夫々の、地震学、地震工学の専門家の間の議論の中で、観測体制や目的が決定されるようになってきた点に特色がある。

このような、多くの専門家の議論によって観測の目的が決められた一例として、1978年にハワイで開かれた、高密度強震観測に関する国際的なワークショップで国際地震工学会(IAEE)の主催で開催された、「強震地動の情報解明と重集をふくむ高密度の強震観測群配置(Array)に関する実現可能な将来計画を立案する」ことになった。そのために、16ヶ国から約50人の地震学・地震工学の専門家が集まって討議を行ない、概略を表2に示すような内容の高密度観測の目的が定められた。

これらの観測目的の項目は、特に目新しいものではないが、このような目的をふくみ、それによって総合的に地震計を設置する、という点に意義がある。

このような地震観測の変遷を促して、地震計の要求性能も必然的に変化することになる。又、観測目的に

合。地震計以外の計測器（土圧計、沈下計等）の開発や設置が必要になってきた。表3は、強震観測事業推進連絡会議に設けられた、強震観測機器検討会による標準仕様で、高密度観測の推進に関連して検討されたものである。このような標準仕様で統一された地震計によって広範囲に強震地動観測を行なうことは、強震地動記録を同様のデータベースとして扱うことができ、強震地動の研究に多いにプラスとなる。このようなデータの質の統一という動きが、将来は、データバンクの設立へとつながることを希望したい。

3.3 強震地動の研究

強震地動の研究目的は、これまでは、最大地動予測式（距離減衰式）の確立、強震地動の継続時間、地動のスペクトル特性の解明（定常・非定常）、算出中心であったが、近年、強震機構の解明等があげられる。最大地動（最大加速度・最大速度・最大変位）の距離減衰の定式化の問題は、強震時の加速度記録を得るという、強震観測初期の地震記録から、まも行なえる研究分野があるために、表4にその一部を示すように、これまでに多くの成果が得られている。しかし、図1の例でも明らかのように、夫々の距離減衰の実験式は、マグニチュードが同じでも、式ごとに異なり、最大値を示す。これは、夫々の実験式のデータベースに差があることによる、と考えられ、これらの実験式の系数は、地震記録の数が増加するに従って修正される、という性質を有している。したがって、これから既知の実験式を利用して、或る地震の最大地動を推定する場合、その実験式のデータベースの性質をもとに適用限界に留意するとともに、統計的手法をもとに最大地動の信頼限界をもとめておく必要がある。

ところで、これから最大地動予測式（距離減衰式）は、地震のマグニチュードと震源距離（又は、震央距離）をパラメータとして表数で与えられているが、この値に対して、観測値のバラツキは一般に大きく、このバラツキを小さくするよりパラメータによる距離減衰式の構築が重要な課題だ。これは、加速度の生成機構の解明にもつながるものであるが、既知のパラメータのひとつのマグニチュードについて、最大加速度値に対応するマグニチュード、即ち、最大加速度値に対する一種の有効マグニチュードを考へよう、という試みがある（図-2）。マグニチュードは、地震の起り方に関連する或る種の物理量から導き出されたものではなく、或る地震計で或る距離での最大振幅で定義した約束であるから、最大加速度にみあったマグニチュードの定義があってもよいし、これをもとにして、再評価される最大加速度予測式は、最大加速度値のバラツキを小さくする事も考えられる。又、種々の物理量（例えば最大）加速度に関連した地震のエネルギーというようなものと有効マグニチュードとの関係についての検討もあってよいと思われる。

強震地動の継続時間についてもいくつかの経験式が提案されているが（図3）、夫々の提案式の間には大きな相違がみられる。これに、夫々の経験式のデータベースの違い、継続時間の測定のとり方に差があるためである。

強震地動のスペクトル特性については、これまでに多くの研究がなされているが、それらは、表層地盤の特性を含んだスペクトル特性と、表層地盤の特性を除いた、いわゆる基盤でのスペクトル特性の研究に大別されよう。前者は、地盤種別分類に従って平均化され、その結果は耐震設計法に活かされている。後者については、有目的な表層地盤特性を除き得ることによって、より一般的な強震地動スペクトル特性を知ろうとすることと目的としており、初期はS波速度700 m/s程度を考へていた。その後、断層運動と地盤動の関係が地震学の分野で明らかになってくるに従って、基盤としてS波速度3.0 km/s程度を想定するようになり、「地盤基盤」と呼ばれるようになった。この場合のスペクトル特性の研究は、現在断層運動のメカニズムの解明と結びついて行われている。

工学の分野において、強震地動特性を断層運動のメカニズムと考へて説明しようとする傾向は、1969年のRanikhet地震において、断層から80 mの地震で断層に垂直な地震動記録が得られ、K.Aki (1971) によって、断層運動のメカニズムが論じられてから急に活発になったもので、これは強震計で断層（カン・アンドレ・ス断層）にArray配置した一つの成果であり、このような研究は高密度群列（Array）観測の目的の一つでもある。

長周期地震動の平均像は、断層近傍の地震の強度や力か状態で決定論的に規定出来るが、短周期地震動の発生機構(断層運動)が確率事象と考えられている。(強震)地震は、1つの時系列中に短周期地震動から長周期地震動を共に含んでおり、従って、(強震)地震特性を表わす断層モデルは、決定論的事象と確率論的事象と連続的に表わし得るものでなければならぬ。これは、今後の課題である。

地震観測体制は、近年目的を定め、それにあつた十分な体制と、その目的にあつた特性を有する地震計を使用するなど、精度の高い記録を得られるようになってきた。特に高密度群列 (Array) 観測は、その代表例である。

表2 高密度醃測の目的(例)

目 次	
大 項 目	小 項 目
I 発電機構の解明	1. 断層の滑り破壊の速さ 2. 断層の滑り破壊の成長様式 3. 断層の滑り破壊の方向による 地震波の強さ 4. 最大地動の断層からの距離減衰
II 地震波の伝播特性	1. 実体波・表面波の波の分散・干渉 2. 実体波・表面波の波の減衰特性 3. 実体波・表面波の反射・屈折 4. 実体波・表面波の波動エネルギーの 集束・拡散 5. 実体波・表面波の異極化への変換
III 局地的地形・地盤の影響	
IV 地盤一構造物相互作用	
V 砂地盤の液状化現象の解明	

[illegible]

参考文献：「地震動と地盤」日本建築学会地震学
部小委員会

年	おもな地震計の開発、設置開始	関連観測機関等の設置、観測状況	おもな被害地震
1870 (明3)	ベルベックとクニッペンギンによる地震計(1872) グレイ・ミルン・ユーンズの地震計(1883)	東京気象台の創設(1875) 日本地震学会の発足(1880)	横浜地震(1880)
1890 (明23)	普通地震計(1893) 大森式地動計(1898) 大森式強震計(1901)大阪気象台に設置 ウィーヘルト地震計(1904) ポリチン地震計(1907) 今村式強震計(1911)	東京気象台に標準地震計設置(1883)以降170の気象官署に設置観測に入る震災予防協会の発足(1892) 気象台で地震観測を業務化(地震計数60台)(1892)	横浜地震(1891)
1910 (明43)	中央気象台式強震計(1928) 石本式加速度計(1931) 振原式速度計(11E S)(1934)	中央気象台地震観測法(1915) 地震研究所創立(1925)	関東地震(1923)
1930 (昭5)	気象庁強震計の更新(4倍、50-52型) S M A C型強震計(1953)	中央気象台地震観測法第2版(1936)気象台関係の地震計作動失敗(1940ごろ): 簡単強動計約80、ウィーヘルト約60、強震計約70 気象庁に被害情報発信の開始(1940)ー1倍強震計による	東南海地震(1944) 南海地震(1946) 福井地震(1948)
1950 (昭25)	局地地震計(1958) 気象庁第1次地震観測網総計画ー電磁式地震計(1958ー1966) 超高感度地震計	強震観測に関する資源調査会創設(1955) 同日日本学術会議告(1966) 地震に研究奨励面発表(1965) 強震観測事業推進連絡会議発足(1966)	新潟地震(1964) 1968年十勝沖地震
1970 (昭45)	建設省普及型強震計(1981) デジタル強震計 気象庁双振幅強震計	強震観測に関する資源調査会創設(1978) 同日日本学術会議創告(1980) 気象庁と気象庁観測局(1981)	1978年宮城県沖地震

表4 震源地から震害までの距離 (単位: km)		
No.	Researcher	Formula
1	Olivera, C. (Acc.; Gal)	$y = b_1 \rho \ln(R + 25)^{-1} \cdot b_2$ $b_1 = 1230 \quad b_2 = 0 \quad b_3 = 2$
2	Olivera, C. (Vel.; Kine)	$y = b_1 \rho \ln(R + 25)^{-1} \cdot b_2$ $b_1 = 16 \quad b_2 = 1 \quad b_3 = 1.7$
3	Olivera, C. (Dis.; cm)	$y = b_1 \rho \ln(R + 25)^{-1} \cdot b_2$ $b_1 = 0.128 \quad b_2 = 1 \quad b_3 = 1$
4	Olivera, C. (Vel.; Kine)	$y = 15e^{-(R+0.12e^{1.5M})}$
5	McGuire, R.K. (Acc.; Gal)	$y = b_1 [0.001(R + 25)^{-1} \cdot b_2]$ $b_1 = 472.2 \quad b_2 = 0.278 \quad b_3 = 1.301$
6	McGuire, R.K. (Vel.; Kine)	$y = b_1 [0.001(R + 25)^{-1} \cdot b_2]$ $b_1 = 5.64 \quad b_2 = 0.401 \quad b_3 = 1.202$
7	McGuire, R.K. (Dis.; cm)	$y = b_1 [0.001(R + 25)^{-1} \cdot b_2]$ $b_1 = 0.393 \quad b_2 = 0.434 \quad b_3 = 0.885$
8	Esteva, L. Rosenbluth, E. (Acc.; Gal)	$a_0 = 110e^{-0.04M} \cdot 1.4$
9	Kawasumi, H. (Acc.; Gal)	$a = 0.253 \cdot 10^{0.4(C/Gal)}$ $f = M_0 + f'$ $f' = \begin{cases} 2 \ln(\frac{100}{d}) - 0.00183(d-100) & d \geq 100 \\ 2 \ln(\frac{100}{d}) - \frac{2}{d} \ln(10) & d < 100 \end{cases}$ $L = 0.0192/km, \quad \alpha = 100^\circ + 18^\circ$
10	Kanal, K. (Vel.; Kine)	$a_0 = 10^{0.41M - (1.66 + \frac{1}{X}) \log X - (0.631 + \frac{1}{X})}$ $(0.631 + 1.83/X)$
11	Kanal, K. (Acc.; Gal)	$a_0 = \frac{1}{X} \times 10^{0.41M - (1.66 + \frac{1}{X}) \log X + 10.181 - \frac{1}{X}}$
12	Kanal, K. (Dis.; cm)	$a_0 = 7 \times 10^{0.41M - (1.66 + \frac{1}{X}) \log X - (1.41 + \frac{1}{X})}$
13	Muramatsu, I. (Vel.; Kine)	$V = C(M) \cdot r^{-1} \cdot e^{-r/r_0}$ $\log C(M) = 0.655M - 1.719$ $\log r_0(M) = 0.145M + 1.353$
14	Katayama, T. (Acc.; Gal)	$\log A = 0.982 - 1.290 \log d + 0.464M$
15	Katayama, T. (Acc.; Gal)	$\log A = 2.308 - 1.637 \log(R + 30) + 0.4118M$
16	Watanabe, H. (Dis.; cm)	$\log D = M - 2.31 \log r + 1.38 \quad r < 40km$
17	Watanabe, H. (Vel.; Kine)	$\log A_v = 0.85M - 1.73 \log r - 2.50 \quad r \leq 200km$ $\log A_v = 0.85M - 1.73 \log r - 0.0015(r - 200) - 2.50 \quad r > 200km$
18	Watabe, M. (Vel.; Kine)	$V = 10^{0.087M - 1.10 \log R - 1}$
19	Watabe, M. (Acc.; Gal)	$A = 10^{0.073M - (1.87 - 1.6/R) \log R + (1.2 - 1.1/R)}$

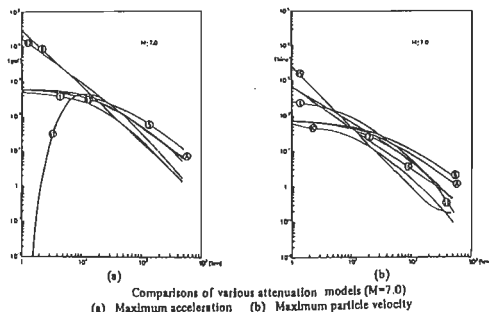


図1 震害の震害予測式の比較。(a)は最大加速度、(b)は最大速度。途中の数字は震害2.1-1に対応している。(震害)¹⁰

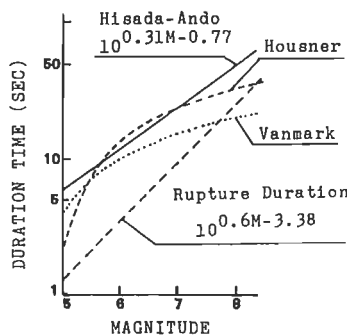


図3 地震動継続時間に関する種々の提案式の相互比較 (震度・震害)¹⁰

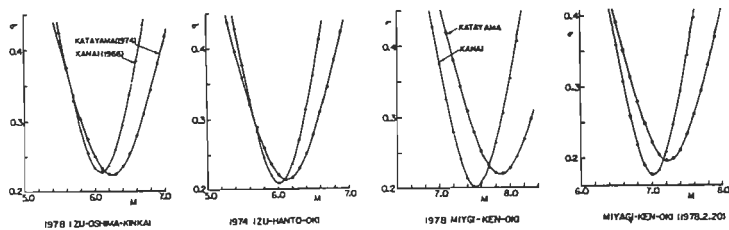


図2 種々のマグニチュードに対する標準偏差 (田中)¹⁰

設計用入力地震動

建設省 建築研究所 北川 良和

1. はじめに

我国の構造物の耐震設計法は世界的に高水準をゆくものであり、建築物の耐震設計理念とその手法を定める建築基準法及びその関係法令は昭和56年度において、約50年ぶりに本格的に改正された。この改正は最近における学術的及び技術的進歩をもとに、かつ、これまでの地震被害経験に鑑み、これまでの設計法には採り入れられていなかった大地震時の建築物の複雑な挙動に対する配慮を具体的な設計手法に採り入れている。しかしながら、種々の建築物の地震時における挙動に関しては、構造実験等により解明可能な部分が多いのに対して、設計の対象とする地震荷重そのものについては再現性の難しさから、理論的な面では進歩があるものの、実証の機会が少なく、上記の改正された法令の中でも地震荷重を静的な荷重におきかえ、やや安全側の包括的な扱いとなっている。

一方、超高層建築物等の耐震設計には、実際に観測された地震波形をそのまま用いて耐震安全性を検討するという設計手法も行なわれているが、種々の地盤に建設される個々の建築物の設計に如何なる観測地震波形を用いるべきかについては、それらの数や質が未だ限られにものため所から設計上特別の検討が必要であり、理論的・観測的にも一般的な手法が得られるには至っていない。

一般に、地震動の特性は、その地震自体の発生する機構や、その伝播経路及び地表層付近での地形・地盤等の局地的条件に強く影響される。更に、この地震動の差異は、それを受けて生じる構造物の被害にも種々の様相をもたらす。このため、上述の諸因子が地震動の特性に及ぼす影響を定量的に解明し、合理的な地震荷重の設定ができれば、建築物のより一層の合理的耐震化が可能となる。

2. 10周年記念出版物にみる設計用入力地震動概要

地盤震動シンポジウム10周年記念出版物「地震動と地盤」中オ7章として設計用入力地震動の章が設けられている。この章は以下に示す5つの節からなっている。以下にその概要を述べる。

7.1 耐震設計と入力地震動の考え方 — 耐震設計と入力地震動の考え方について全般的な記述がなされている。市街地建築物法、建築基準法、高層建築技術指針の中でみられる設計荷重の規定、構造物の破壊規範からみた設計用入力地震動の考え方、耐震設計で想定している最大地震動と過去の地震動において観測された最大地震動との対応、断層モデルによつて推定される最大地震動や短周期地震動の予測について紹介し、設計用地震動の設定手順、項目についてその現状と問題点、入力地震動研究と地震荷重の評価について述べている。更に、建築物に作用する地震動の特性は不明な点が多々あることを前提とした上で、耐震規定の地震荷重、ベースシャ係数、観測記録の特性、模擬地震動による応答量、地震動強さの経験予測式、断層モデルによる理論記録の特性等を総合的に判断し、耐震安全性の確保を旨とした地震荷重・入力地震動強さの設定が肝要であることを指摘している。

7.2 やや長周期地震動と耐震設計 — やや長周期地震動は約1秒から10秒程度までの基本固有周期を持つている構造物の耐震設計に関係する。この場合には、表層地盤の増幅特性より深い地下構造の影響が大きく、また実体液に付ては表面波成分を考慮する必要がある。この成分の強さを評価するために、過去に観測された強震記録を見直すいくつかの研究を紹介している。更に地下構造とやや長周期地震動との関係、断層モデルによるシミュレーション解析によつて、やや長周期成分を評価することがある程度可能なこと、また今後の研究によつて、工学的目的に利用できる可能性があることを指摘している。

7.3 短周期地震動と耐震設計 — 短周期地震動は1秒以下の基本固有周期を持つている耐震設計に関係する。短周期地震動は、深い地下構造よりもむしろ表層の増幅特性の影響を大きく受けると考えられており、地形の影響等も大きいことから、確定論的アプローチが困難であること、大地震の記録だけでなく、中小地震の記録も数多

いことから、統計的なアプローチが多いことが指摘されている。更に統計的な処理により得られた平均応答スペクトル特性を工学的に判断の基に再整理した現行設計法における地盤種別ごとの振動特性係数、原子力発電所や道路橋を対象にした応答スペクトル等が紹介されている。一方、断層モデルを用いて設計用入力地震動を設定するとき、単に長周期成分のシミュレーションをするだけでなく、短周期成分のシミュレーションを可能にする研究が進められており、既に、いくつか紹介されている。中でも、前震、余震等の中小地震記録を用いて本震の地震動波形を予測する方法は工学的に利用できる手法として期待されている。

7.4 建築物の耐震性能と入力地震動の考え方 — 建築物の耐震性能と入力地震動について、特に建築物の剛性と要求される耐震性能の関連、応答解析に用いられる復元力特性、非線形応答を考慮した設計用スペクトル、入力地震動が非線形応答スペクトルに及ぼす影響、耐震性評価と入力地震動との関連について述べている。更に建築物の進行性破壊や損傷の指標として、許容塑性率の代りに許容消費エネルギーあるいは許容累積塑性率と指標とした設計法などが紹介されている。

7.5 入力地震動研究の動向 — 入力地震動を考えていく上での要点として、i) 地震動パラメータ ii) 震源域での地震動特性、iii) 入力地震動パラメータ iv) 表層地盤による増幅特性 v) 入力地震動における地盤・構造物の動的相互作用 の5項目にわたってそれらの特性・関係式、留意すべき点について解説している。これらの諸点は、設計用入力地震動を設定する手順の中で、重要な要素となり、それ自体が入力地震動研究のテーマとなるものである。

3. 設計用入力地震動についての考察

実用化の途中にある設計用入力地震動の評価手順を含めて、現在行なわれている手順をまとめ、横断により示されている(図1参照)。手順(1)は、現行の耐震設計で用いられているものである。設計用入力地震動として地盤種別を考慮した応答スペクトルで与えるもの、解析モデル用時刻歴波形として与えるものに大別される。前者は現行の耐震基準法で、後者は高層建築物の設計法で用いられている。手順(2)は主に原子力発電所の耐震設計における設計用入力地震動の設定に従うもので、解析モデル用模擬時刻歴波形として与えられる。尚、高層建築物の設計では、手順(2)に従って、過去の強震記録や地中観測記録を比例拡大して用いる場合もある。手順(3)は、

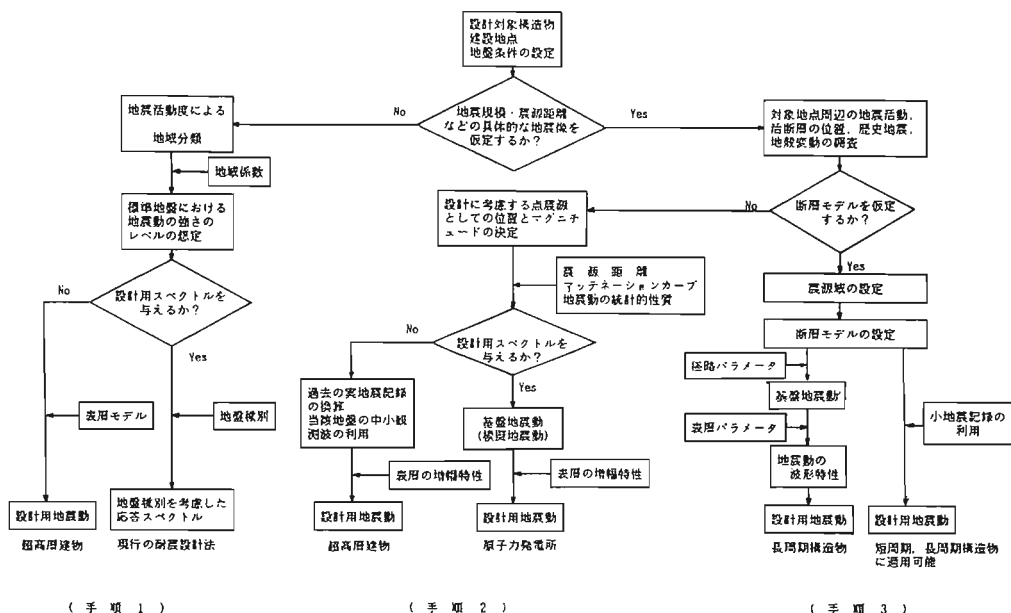
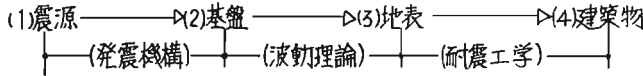


図1 入力地震動の設定手順

断層モデルを設定する方法で、地震学的な知識を必要とするものであり、主に長周期構造物の解析モデル用時刻歴波形として与えられる。以下に現行基準法での設計用入力地震動の位置付け、入力地震動を考える上での要点、について述べる。

現行基準法の場合 — 一般に図2に示すように地震発生後、建築物が地震により、7変動するまでの過程を分析すると以下の様になる。



この時、(1)→(2)の過程では、震源・伝播経路の特性が、(2)→(3)の過程では、地盤特性が、(3)→(4)の過程では、地盤と建築物の動的相互作用特性が各々の過程で寄与する代表的な要因と考えられる。これらの各要因を厳密に意味で耐震基準法に取り入れることは、現時点で早計の感をまぬがれない。このため、基準法では以下の様に各要因を規定している。すなわち、

- (a) (1)→(2)の過程を代表するものとして、図2中①の地点で、日本全国にわたる地震活動と反映するものとして地震地域係数を定める。
- (b) (2)→(3)→(4)の過程を代表するものとして、図中②の地点で、建築物が建設される地盤特性を表わす地盤種別を、また、地盤と建築物の周期のパラメータとして、振動特性係数を定め、建築物に作用する入力地震動を建築物の1階層に作用するベースシャ係数（標準せん断力係数）として評価するよう規定している。
- (c) (4)を代表するものとして、建築物の1次周期算定式を定め、(b)より求められた入力地震動を建築物の各階に作用するせん断力に配分するための層せん断力分布係数を定めている。更に、大地震時においては、建築物のねばり、すなわち塑性変形能力や建築物の減衰効果を表わすものとしての構造特性係数を定め、建築物のねばりに応じた入力地震動の算定、建築物の機能維持をはかっている。

ここでは、これら入力地震動に関する各要因のうち、地震の地域係数、振動特性の係数論等について、以下に概略を述べる。

地震の地域係数 — 我国は、太平洋側に起こる大規模地震域、日本海側に起こる中規模地震域、および内陸に発生する浅発生中規模地震域の真只中に在しているという地震活動の特殊性を有している。このような地学的環境の特異性のもと、正確な地震予知が不可能な現段階では、将来起こり得る地震動の強さを、過去の地震記録から予測することが必要となる。一方、工学的実用性、すなわち社会的、経済的に影響度の大きい耐震基準での地震強度の低減係数としての地域係数分布図は、当面、短・中期地震予知等に左右されては困るものである。又、実用的な地震地域係数として、個々の研究成果を、耐震基準へ直接応用することは、各研究者の主張の相克するところであり、地震活動の時間的、空間的固有性を完全に、かつ客観的に記述しているとは言い難いことを考慮

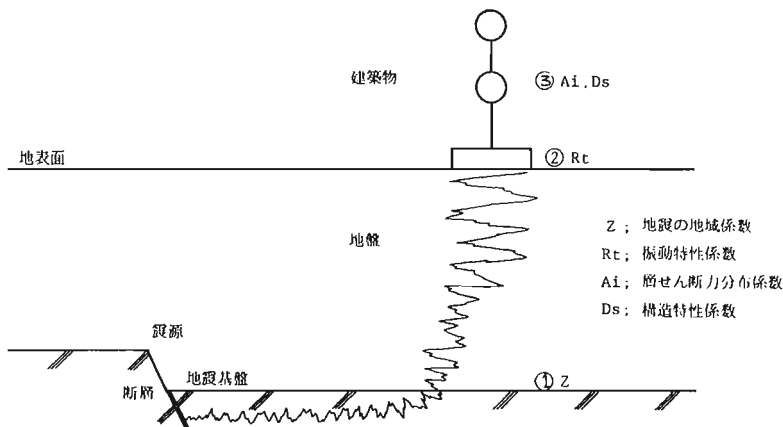


図2 地震動の伝播過程

すると、多少時期早尚の感がまぬがれない。更に、各種危険度分布図が存在することは耐震設計を行う場合、必ずしも好ましいこととは思われない。これらの諸点を考慮して、地震危険度の立場から得られた最大地震動の期待値の工学的実用面の応用として、既往の研究成果を考慮した上で、統一的な地震の地域係数として作成された。

振動特性係数 — 地盤特性を表わすものとして、どの程度の深さの地盤を考えるかは、対象建築物の特性によって異なる。これは、対象構造物の周期特性、または建築物の規模・高さによつて、基礎との関連から、入力地震動の設定位置が異なることを意味しており、はなはだ不都合なことである。耐震基準では、工学的判断のもと、地盤種別と振動特性を規定することによつて、かなり深い地層までの地盤特性の情報も含まれているものとし、地震時における建築物の影響度の高い支持地盤の選別を行うことになっている。振動特性作成に当つて、SMA C型強震計及び電磁型加速度形で記録された水平成分の応答スペクトルの特性を基に、建築物の1次固有周期の関数で、地盤種別によつて値が変わること、短周期スペクトルに与える地盤の影響は非常に複雑で一定の傾向が供えにくいこと、地盤の複雑性、多様性、過去の地震災害の様相等が考慮されている。このため、短周期部分では、地盤種別によらず一定、地盤種別による振動特性の差違は、あまり大きくすぎないよう短周期部分と、長周期部分は双曲線、二次曲線で結ばれた。この時、双曲線で振動特性が減くすることは速度値が周期に拘らず、一定であることを意味している。

入力地震動を考える上でのパラメータ — 地震動スペクトルを規定するパラメータは、以下に示すつてある。すなわち、ⅰ) 震源スペクトルを規定するパラメータは、マグニチュード (気象庁、表面波、ローカル)、地震モーメント、断層すれ、応力降下、立上り時間、断層長さ、幅、面積、方位、型 (横縦すれ) である。ここで基本的な表現として、震源スペクトルは地震モーメント、断層のすれ運動の時間関係のスペクトルおよび割れ目の伝播方位に關係するスペクトルの積で表わせる。ⅱ) 経路伝達特性を規定するパラメータは距離 (震央、震源、エネルギー解放中心距離、地震断層線までの距離、断层面までの距離)、方位、Q値、地震基盤までの深さである。ⅲ) 表層地盤の伝達特性を規定するパラメータは、地層構造、地盤種別、地盤卓越周期、地形、地震基盤の深さである。これらのパラメータの設定に際して、多くの困難さは避けられないが、地震動波形の要因パラメータを全て考慮することが出来、最も合理的な方法といえる。

おわりに

耐震設計を行うにあつて、構造計算をする。これは、あくまでも建築物の耐力を検討するまでの便法であつて、実際に建築物に作用する入力地震動よりも、はるかに簡略化した形の、いわゆる設計用地震荷重を基とし、これに耐えるように構造方式や部材断面を定めることを目的としている。このように、地震荷重としての設計用入力地震動は過去の経験や観測記録から生まれたある種の便法である以上、構造規定や設計者の良識をもつて、不備を補う必要がある。自然現象は自然化学を学び、真実を追求するものにとつて、正解値である。現在、設計研究分野に於て意味は異なるものの、高い精度が要求されている。解析法およびプログラムが、ある程度確率されてきた現在、それらに寄与する各種パラメータを入力するに際し、データ-の吟味と、結果の適切な判断力が要求されている。今一度、「地震動と地盤」の各章を一読し、今後あるべき設計用入力地震動について一考することが肝要といえよう。

参考文献

- 1) 横田治彦：設計用入力地震動、日本建築学会、第11回地盤震動シンポジウム、1983。
- 2) 北川和相：地域係数と入力地震動、建設省建研、秋季講演会梗概集、1980。

〔Ⅲ部〕パネルディスカッション

「大阪地盤と耐震設計」

大英一千九百零八年（明治四十一年）

日本郵政省發行

大阪における被害地震

竹内吉弘*

1. 関西地方の seismicity 関西地方の seismicity は日本国内における他の地域、特に関東地方に比較した場合にかなり低く、従って工学的な観点から耐震設計における入力地震動特性の設定に対する直接的な基礎資料として有用である実地震動記録の収集のための地震動観測を実施しても、関東地方に比べて観測の労力の割に収獲に乏しいのが実状である。

一般に耐震設計の立場から建築物の敷地において想定すべき振動数帯域数秒から10数Hzの領域での入力地震動特性—即ち波形最大振中、主要動継続時間およびスペクトル特性—に関する震源メカニズム、震源パラメーター、震源から敷地までの波動伝播特性、敷地地盤特性の諸特性の検討に対して、実測地震動波形記録の多量の同時観測記録の基礎的資料としての重要性は既にかなり以前から指摘されているところであるが、一方地震時の被害状況から推定される地震動強さやその分布も、上述の波動伝播特性等の評価にうわめて有用である。従って地震被害記録の収集において、地震観測による地震記録の資料不足を補う意味から現在存在する種々の古文書や資料を活用し、その被害状況を検討することが重要となるが、この点に關しては歴史的、文化的の意味から京阪神地方は他の地域に比較して古い資料が豊富であり、何等かの地震発生に関連する資料は特に古い時代に関するものは他の地域に比べて極めて多い。

しかしながら一般にこれ等地震に関する古い文献や資料は、記録された当時の地震被害の全般的状況をより詳細に把握することはある程度可能で、従ってこれに基づいて地震学的な立場からそれぞれの地震の規模や震央位置を再検討する資料になり得るが、地震工学的立場から例えば耐震設計により直接に關係する地震時のある地域全体の家屋被害分布や地震動強さの分布を同一の密度で評価し、現在の地盤工学的な立場から検討し得るまでの資料に整備することは通常困難な場合が多い。

少なくともこのような目的に対する作業が可能であるためには、地震時の被害の状況に関するある程度の詳細な資料が多く存在することが当然ながら前提であり、更にこれ等の資料の土木、建築学的な観点からの評価も必要で、従ってこの種の検討が可能となるとしてもそれは多くの資料が残っている比較的近い時代の地震に限定されることになる。

表：大阪地方における主要被害地震

	地震名	発震年月日	M	震央距離
①	(正平16年)	1361年 6月24日	8.4	195
2	(永正7年)	1510年 9月21日	6.7	30
3	(天正13年)	1585年 1月18日	7.9	180
4	伏見大地震(慶長元年)	1596年 9月 5日	7.0	20
5	(寛文2年)	1662年 6月16日	7.5	80
⑥	宝永地震(宝永4年)	1707年10月28日	8.4	175
7	安政夏地震(嘉永7年)	1854年 7月 9日	6.9	65
⑧	安政冬地震(安政元年)	1854年12月23日	8.4	230
⑨	安政冬地震(安政元年)	1854年12月24日	8.4	175
10	濃尾地震(明治24年)	1891年10月28日	8.4	140
11	北丹後地震(昭和2年)	1927年 3月 7日	7.5	110
12	河内大和地震(昭和11年)	1936年 2月21日	6.4	35
⑬	東南海地震(昭和19年)	1944年12月 7日	8.0	130

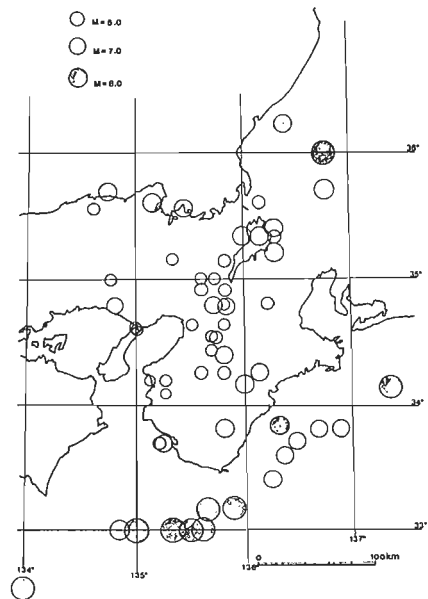


図-1：大阪地方の主要被害地震震央分布図

ここでは大阪地方における被害地震のうちで、このよう
に目的のための基礎資料として家屋の被害状況分布の推定
が可能な地震を取り上げ、その検討結果の1例として安政
東海地震および濃尾地震に関して主として新しく整理し
た資料に基づいた検討結果を示す。

2. 被害地震の資料 表に鎌倉時代以降の地震のうち
で大阪地方において被害が生じたと記録される地震、従っ
て現在の気象庁震度階で震度5以上と推定される歴史地震
を一覧表として示した。表中番号に○印を付したものは海
洋地震で、江戸時代以降についてみれば大阪地方に被害を
もたらしたものは海洋地震、内陸地震ほぼ同数である。な
お本報告における震央位置は文献「日本被害地震総覧（宇
佐美龍夫著、東大出版）」によるもので、震央距離は現在の
大阪市中心部より測って5km単位のおおまか値である。

図-1は7世紀以降において、ほぼ現在の大阪市の中心部
より半径200km以内に震央があり、マグニチュードが
6.0以上でかつ何等かの被害が京阪神地方に生じた地震の
震央の分布である。図に明らかに示されるようにマグニチ
ュード8.0以上の地震は濃尾地震を除いて全て海洋地震で
あり、その震央位置はフォレート性地震であるために、限定
された所に発生している。内陸地震の震央位置につ
いては近畿地方における地質学的な断層構造と
の対比があること、および脆性破壊的な震源メカニ
ズムをもつ横ずれ断層が多いこととの指摘があり、
これに基づけば大阪地方において想定する設計入
力地震動の平均的な特性は、海洋地震による比較
的遠距離の長周期成分を含んだ主要動継続時間の
長いタイプの地震と、内陸地震による主要動継続
時間の短い近距離の衝撃的な地震動を対象とす
ることになり、これ等の地震波が大阪平野の深い基盤
層の位置や厚い沖積層の存在することによる波動
特性によって、定性的および定量的にどのような
影響されるかが今後の検討課題である。

図-2には関西地方および関東地方における地震発生の年代的な頻度グラフであるが、図にみられるように大
阪地方に被害を与える海洋地震は80年〜100年の周期でかなり規則的に発生しており、かつ興味深いことは
既に指摘されているように大地震と同時に、あるいは数年以内に連続して発生するケースの多いことである。海
洋地震の規則性は図に示した関東地方のみではなく日本国内の他の地方と比較してもかなり明瞭なもので、
海洋地震のみを対象とするなら次の周期まで20年〜40年の余裕があることになる。

図-3は 図-1に示された地震についてそのマグニチュードをたて軸に震央距離をよこ軸に示したものであ
る。図中の記号は大阪地方中心部の震度を示すもので○が震度4、◎が震度5、◎が震度6であり、◎は震度不

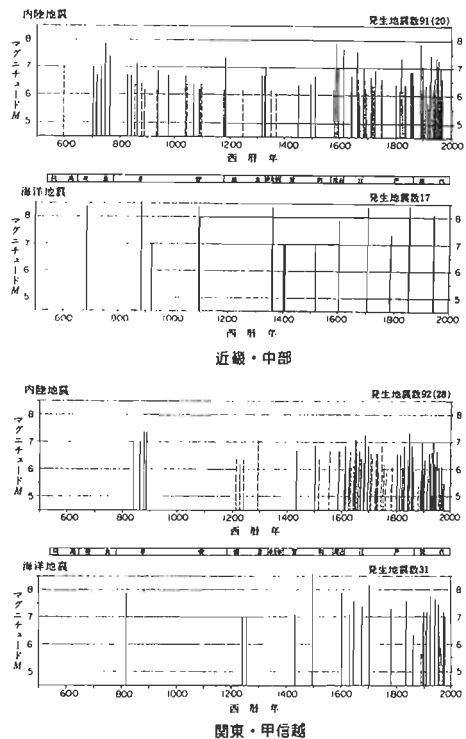


図-2：地震発生の頻度年表
(古地震 萩原尊種編著 東大出版会)

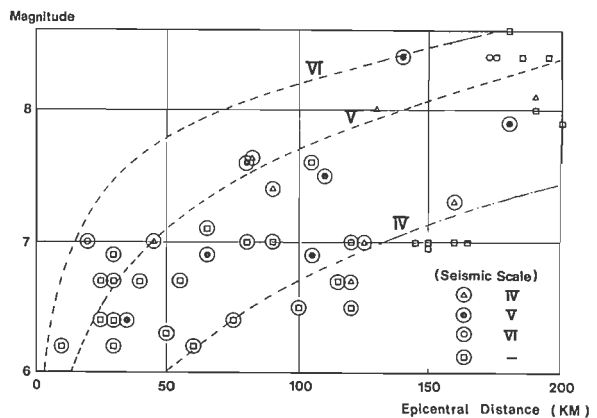


図-3：震央距離とマグニチュード
(地震災害対策関係調査報告書 大阪府 昭和50年 による)

明のものである。これ等の地震の評価は主として発出の日本被害地震総覧によったものであるが、古い時代の地震については当然ながら不明のものが多い。図に關する限り震度別に検討するまでの資料の数はない。なお図の右上および中ほどの○があるロットは海洋地震のものである。また図中の破線は村松郁榮氏等により求められたマグニチュードと震度4〜6の地震と受ける地域の面積との関係式より、その地域を内に見做した場合のそれぞれの震度に対す

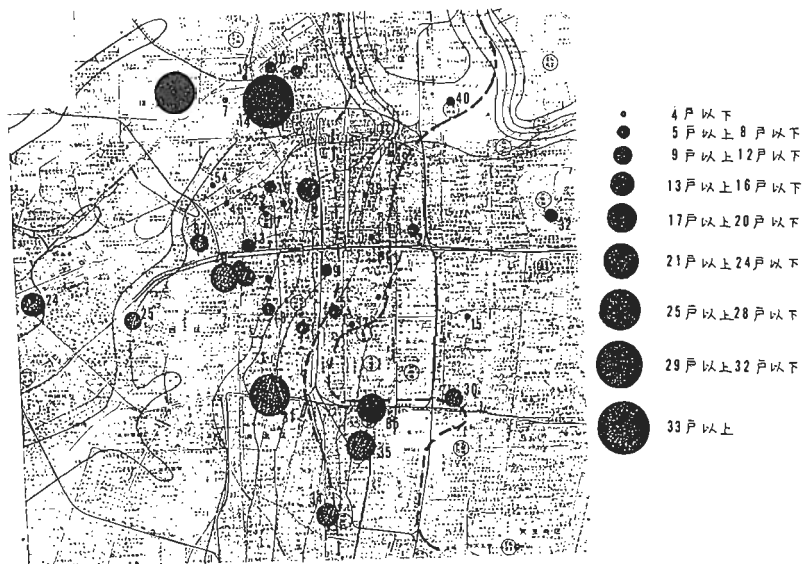


図-4：安政東の地震被害分布図

る距離を至そ求めこれを震央距離としてマグニチュードとの関係をあらわしたものである。そのロットされた値との関係では震度4の曲線については破線を中心としたバラツキが見られるが、震度4および6については資料の少ないこともありその関係は明瞭ではない。

この図より大阪地方に発生する被害地震としては、次のような3つの部分に区分される。i) 震央距離50km以内でマグニチュードがほぼ6.5程度の近距離地震、ii) 震央距離100km前後でマグニチュード7.0程度の中距離地震、iii) 震央距離150km〜200km、マグニチュード8.0〜8.5の海洋性遠距離地震。これ等の区分に

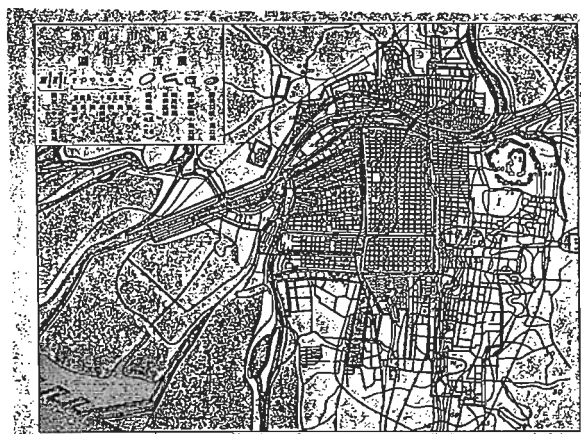


図-5：安政東の地震
(震災予防調査会報告 第77号 今村明恒氏による)

基づいたそれぞれに地震を前提として入力地震動特性を考える場合、前述の如く大阪平野の特徴である深い基盤層と厚い沖積層で構成される平野的規模での波動伝播特性が、最大波振幅やスベクトル特性の生成、変化に及ぼす影響を、出来る限り妥当な震源パラメータや震害機構を設定して検討することが今後の研究課題と考える。

3. 大阪地方の地震被害について 上述の表に示された地震の被害に關しては主として文献・大日本地震史料、田山実、震災予防調査会報告、同じく 日本地震史料、武智金吉、毎日新聞社、日本災異志、大庭島集編、思文閣刊行によって検討した。それ等の資料の中の建築物の被害に關する記述は、政治的、軍事的に重要である建造物および寺社仏閣についてはある程度の被害形態の推定可能な形で存在するが一般の家屋に關しては倒壊した全家屋数のみであり、当時の住居地域全般の住家の被害について同一の密度でその被害分布を検討し得る資料は少ない。ここでは明治以前の地震のうちで比較的家屋の被害状況の明らかな安政冬の地震(安政東海地震、1854年)および明治24年の濃尾地震(1891年)について大阪地方の住家の被害分布を検討・整理した。

安政冬の地震に關しては、被害分布を図-5に示すが、この中の倒壊戸数等については他の資料と合わない所

であるので上述の文献および安政年間に発行されたと思われる資料をつぎ合せて、古地図の上に検討した倒壊戸数をプロットし、それを現在の地図の上に引き直した。その結果を図-4に示す。この地震については表にも示してある如く2つの地震が連続して翌日に起り、従って被害は2つの地震によるものである。津波も発生しており橋や船舶の被害も記述されているが、家屋の被害については震動による被害であると推定される。この被害分布と地盤特性との相関については沖積層厚と比較的強い相関を示しており、図-4の中に細い実線で大阪地盤図による沖積層等深線(5m間隔)を重ねたが、被害は沖積層厚の占化の大きな所に発生している。特に今村氏によって引かれた震度区分の線を破線で示したが、これと一致しているのが特徴的である。

図-6に濃尾地震時の家屋の被害分布を示す。この地震については既に報告されているように地震の約1ヶ月後に東京大学によって地震被害に関するアンケート調査が行われ、大阪地方に関して8ヶ所の資料が残っている(大阪工業大学 中研所報

特別号 1979年)。この調査資料では地図および図面によって各地域の被害状況、家屋の被害形態が詳細に示されており被害を検討するのに極めて有用である。図-6はこの資料の他に大森房吉氏による震災予防調査会報告、第28号、当時の新聞報道等による資料により作成した。図中に沖積層の等深線図を画いたが、この地震の場合は比較的沖積層の厚い地域および同じく沖積層の変化している部分に被害が見られる。

以上2つの地震について家屋の被害分布を示したが、被害分布と地盤特性との関係等については単に軟地地盤の持つ地盤構造や特性のパラメタとの統計的手法による因子分析

によるのみではなく、各々の地震についての震源機構や波動伝播特性をも考慮した解析が必要で今後の研究課題と考えられる。また表中の他の地震に関しては東南海地震を除いて建築物の被害分布を検討する資料が存在しないか、あるいは被害もののものが地域的には大きくない。

なお図-7は安政年間に発行された安政冬の地震に関する瓦版である。

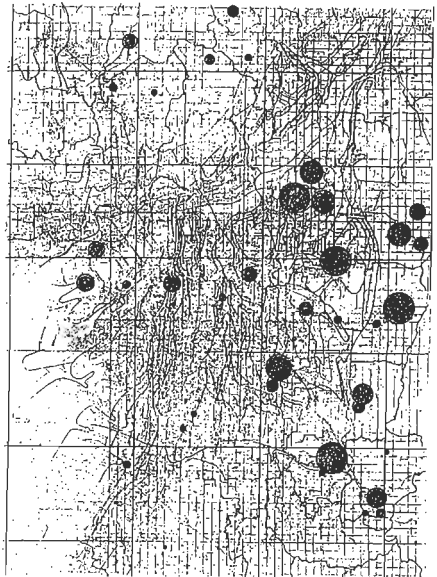


図-6：濃尾地震被害分布図
(被害分布図の○印は最大50戸、最小5戸を表す、
他は比例配分)

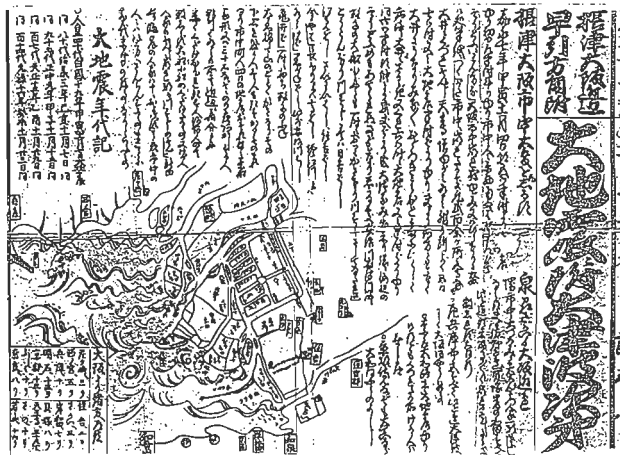


図-7：安政冬の地震に関する瓦版

大阪市域における入力地震動

久 徳 敏 治

1. はじめに 地震荷重の実感を制するものは耐震設計を制するといわれるほど、他の設計要点に劣らず入力地震動に力点がおかれている。しかし、現行の地震荷重は過去の地震や被害の記録などによる分析的研究にもとづいているものの、一方、対象地方、地域の社会的環境や文化的価値並びに経済力などを考慮し^{*1)}、より高所的な判断によっていること、また地震をマクロに見る地震学者の日本列島を一つの地震帯として包括する考え方に立脚すれば、一地方や一地域のサイスミシティがあまり主張をもち得ないことは理解できる。

しかしながら、こと関西地方においては古くより地震記録が山積しているにもかかわらず、有史以来人心を寒からしめる震害の経験が少なく、例えば大阪市区においてここ300年震度Ⅴの地震の実績はない^{*2)}。このような実状をふまえ、その地方のサイスミシティにより視点を合せ、入力地震動を見直すことも設計技術者にとって必要なことであろう。不幸なことに、関西地方はこの種の地域性を強調するにも地震に乏しく、その上それに関係する研究者、技術者の数も少ない。また、地震荷重はどちらかと云えば地震の実感の豊かな関東に偏在する研究体制のなかで、その経験にもとづいて組立てられる傾向が強い。

もともと地震荷重や入力地震動の設定は自然現象に対する人間の叡智の挑戦という代物であり、現在でも、まことにつき合いにくい対象としてうけとめられているので、サイスミシティという一面だけでは、その地方、地域の入力地震動の策定には自ずと限界のあるという前提の上で、大阪市区における入力地震動を遡上にせたい。

2. 入力地震動 入力地震動(地表面地震動)推定の手法は、すでに多くの提案が行なわれている^{*1)}。ところで、関西地方、とくに大阪市区の中心部では比較的顕著な特性を示す層の厚い沖積層が介在する。本報告では、この表層地盤の動特性が地震動の特性形成に大きく寄与するとの仮定に立ち、図-1に示す手法で地表面地震動を推定する。この場合でも、建物に働く入力地震動は、建物とその周辺地盤との地震動エネルギー受渡しの接点における機構や強震時の周辺地盤、とくに直接接する地盤の非線形化に伴う入力地震動の変容など、多くの不確定な要素をつみのこし、比較的透明な条件の下に地震荷重に論を進めている^{*3)}。したがって、一意的に入力地震動を確定的な地震荷重と結論づけるには、なお幾分の距離のあることは論のまたないところである。

<手法-I>

基盤地震動

- ・周波数特性 (ホワイト・ノイズ)
- ・振幅特性 (確定強度関数)
- ・最大加速度値(基盤最大期待値)
- ・継続時間 (確定強度関数)

表層地盤の
伝達特性

表層地盤の動特性
一次元重複反射理論(SHAKE)

地表面地震動

<手法-II>

地表面地震動

- ・周波数特性 (表層地盤の周波数特性:
常時微動測定結果)
- ・振幅特性 (確定強度関数)
- ・最大加速度値(基盤最大期待値と増幅率)
- ・継続時間 (確定強度関数)

図-1 地表面地震動の推定手法

3. 基盤地震動 基盤地震動は主にその周波数特性と最大加速度値で特徴づけられる。基盤の周波数特性については表層地盤の特性に比較して相対的に無視し得ると考え、ここではホワイト・ノイズを用いるが、要すれば多くの経験式が示されており、図-2のGutenberg and Richterによる基盤の卓越周期と震源距離の関係

図もその一例となろう。^{*4)} 基盤の最大速度並びに最大加速度期待値の推定式は多くの研究者によって提案されており、マグニチュード(M)と震源距離(x)の関数として示されている。ここでは(1), (2), (3)の金井式並びに渡部・藤堂式に準拠する。^{*5)} ^{*6)}

$$V_0 = 10^{0.61M + (1.66 + \frac{3.60}{x}) \log_{10} x - (0.631 + \frac{1.83}{x})} \dots\dots\dots(1), \text{金井式}$$

$$V_0 = 10^{0.607M - 1.19 \log_{10} x - 1.40} \dots\dots\dots(2), \text{渡部・藤堂式}$$

$$A_0 = 10^{0.440M - 1.38 \log_{10} x + 1.04} \dots\dots\dots(3), \text{渡部・藤堂式}$$

表-1 は大阪市域における基盤の速度並びに加速度期待値を過去の地震記録より計算し、その最大値群を示したものである。これによると、基盤の最大加速度期待値は100 gal 程度であり、最大速度期待値では金井式より渡部・藤堂式の方が一般に大きい値を示し、その差は中遠距離地震ほど顕著となる。また他地域あるいは期待年数ごとの基盤加速度期待値の相違を比較するために、過去の地震資料を期待年数ごとの区間に分け、各区間ごとの平均期待値と、その標準偏差を用いて求めた最大期待値を表-2 に示す(計算は渡部・藤堂式による)。これによると、期待年数100年で比較し、その最大期待値は大阪市域を1.00 とすると関東地方は1.45 倍、中部地方は1.49 倍と大阪市域に比して高いサイスミシティを示している。

地震動は断層破断開始の立上り部分(初期微動)、数十キロメートルから数百キロメートルに亘る断層の破断の進行する定常部分(主要動)と破断が終了してからの地震動伝播までの一種の自由振動部分(終期微動)の3つの部分に分けられ、強度関数を形成する。その一例としてAmin-Ang の考え方をもとにして定めた、表-3 に示すP.C.Jenning の波形振幅の包絡線と継続時間をここでの確定強度関数に準用する。^{*7)} 図-3.4 には手法-I にもとづく規準化基盤地震波形の典型として、表-1 のNo1 地震(遠距離地震、マグニチュード8 クラス)、No2 地震(近距離地震、マグニチュード7 クラス)について示す。

4. 地表面地震波 <手法-I>においては、基盤地震波形が既知のものとし、さらに表層地盤の諸特性(例えば密度、弾性波速度、材料減衰など)が確定していれば、地表面地震波は推定し得る。その手法は多く提案されており、ここではH.B.Seed 等による一元次重復反射にもとづいたプログラム「SHAKE」による。^{*8)}

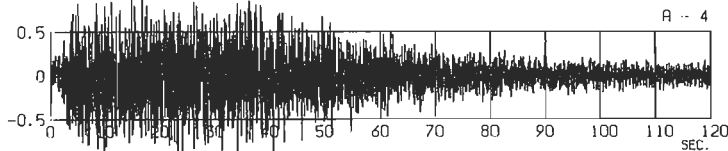


図-3 No1 地震基盤規準化加速度波形

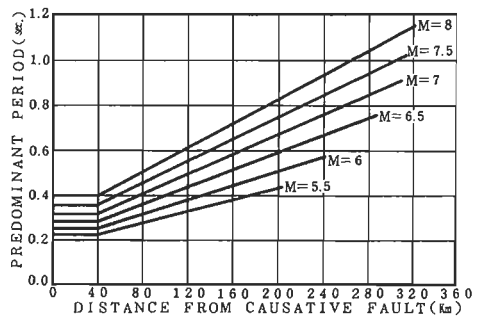


図-2 基盤卓越周期と震源距離の関係

表-1 大阪における最大基盤速度並びに最大基盤加速度

No	西暦年月日	マグニチュード M	震源距離 x (km)	金井式	渡部・藤堂式	加速度 (gal)
				速度 (kine)	速度 (kine)	
1	1891.10.28	8.4	145	6.9	13.4	56.8
2	1596. 9. 5	7.0	37	6.9	9.7	90.8
3	887. 8.26	8.6	192	5.9	12.7	47.2
4	1899. 3. 7	7.6	78	5.7	9.2	59.4
5	1854.12.24	8.4	169	5.4	11.1	45.8
6	1707.10.28	8.4	173	5.3	10.9	44.4
7	1096.12.17	8.4	176	5.1	10.6	43.4
8	938. 5.22	6.9	42	5.0	7.2	68.2
9	1944.12. 7	8.0	132	4.6	8.6	43.3
10	1510. 9.21	6.7	37	4.5	6.4	67.0

表-2 最大基盤期待加速度

地域	期待年数 (年)	平均期待値 (gal)	最大期待値 (gal)
大阪	50	39.1	60.8
	100	52.5	68.3
	150	58.2	74.0
東京	100	51.6	99.1
名古屋	100	55.9	101.9

表-3 確定強度関数と継続時間

(単位: 秒)				
M	t _A	t _B	t _C	t _D
8	4	35	80	120
7	4	15	30	50
5.5~6.5	2	4	10	12
4.5~5.5	2	2.5	3.5	10

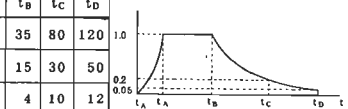


図-4 No2 地震基盤規準化加速度波形

〈手法－Ⅱ〉においては、主に表層地盤の周波数特性と地表面最大加速度期待値が確定すればよい。

既往の研究から、表層に比較的軟弱な成層をもつ地盤では地震時に卓越する振動周期の存在することが認められており、それが常時微動測定による卓越周期とよく一致するといわれている。この結論から、ここでは表層地盤の周波数特性として対象地域の常時微動測定による周期頻度曲線を準用する。幸なことに、大阪市域地盤の常時微動計測は先輩研究者によって相当詳細に測定された結果が蓄積されており、その成果の一例を図－５に示す。^{＊９）}

また、直接常時微動計測をまたなくとも、その資料の分析から、大阪市域の各種の土質構成に対して、図－６に示すように沖積層の層厚から卓越周期の推定も可能である。^{＊１０）}

基盤加速度値の増幅率は(4)に示す金井式を採用する。^{＊５）}

$$G(T) = 1 + \frac{1}{\sqrt{\left[\frac{1+\alpha}{1-\alpha} \left\{ 1 - \left(\frac{T}{T_G} \right)^2 \right\}^2 + \left\{ \frac{1.5\alpha}{T_G} \left(\frac{T}{T_G} \right) \right\}^2 \right]}} \dots \dots \dots (4)$$

ここに α : 基盤に対する表層地盤のインピーダンス比

T : 表層地盤の卓越周期

T_G : 地震動の卓越周期

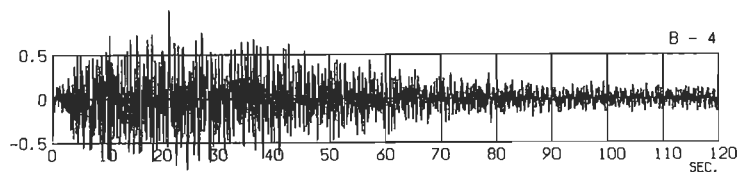
表－４に大阪市域の典型的な地盤について(4)式で計算された増幅率（括弧値）並びに地表面最大加速度期待値を示す。表－４より、最大期待値は梅田層地城で約 200 gal 程度、上町台地地域では、約 100 gal の値を示し、同じ市域にあってはその地盤構成により、地表面加速度期待値にかなり差が見られる。

図－７に表層地盤の振動特性（増幅率）の一例を $\alpha = 0.2$ の場合について示す。

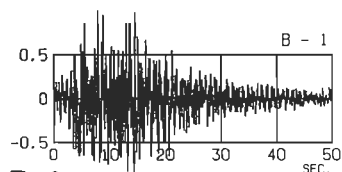
5. 地表面地震動の一例（梅田層地城）

対象地 大阪市北区梅田一丁目 3 番地（地盤調査、昭和 57 年 2 月）

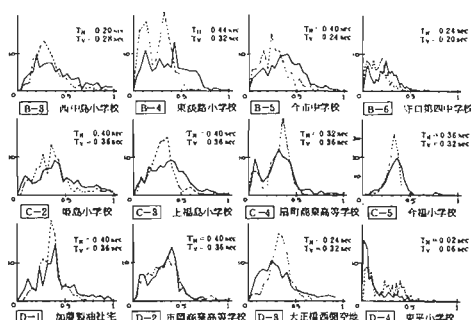
〈手法－Ⅰ〉 表－５に対象地盤の密度分布並びに P S 検層結果などの諸特性を示す。大阪市域の表層地盤は洪積性の粘土と砂礫の互層よりなり、深度数百メートル単位の範囲でも、いわゆる地震基盤（ $V_s > 700 \text{ m/sec}$ ）と云える層に達しない。ここでは基盤を測定最深度の G.L. - 75 m の層と仮定しているが、 V_s の値は 470 m/sec と小さく、この点からは多少正確さに欠ける。しかし、地盤モデルの振動特性は大略 0.4 sec 域に比較的顕著な卓越周期のピークを示し、この結果から大むね妥当と判断している。



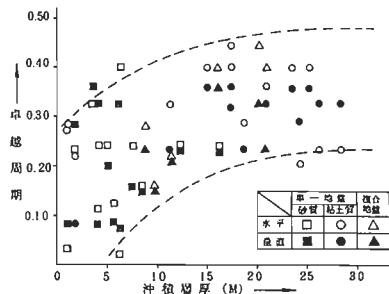
図－８ No.1 地震地表面規準化加速度波形〈手法－Ⅰ〉



図－９ No.2 地震地表面規準化加速度波形〈手法－Ⅰ〉



図－５ 常時微動測定結果（周期頻度曲線）

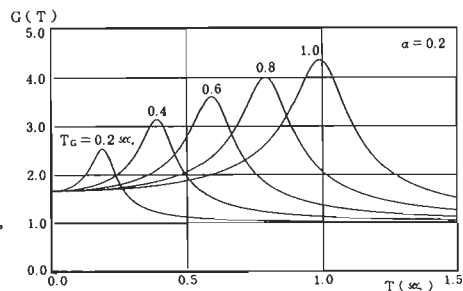


図－６ 卓越周期と沖積層厚の関係

表－４ 地表面の最大加速度推定値 (gal)

地震動周期 地盤 周期 T_G	近距離地震 $T = 0.3 \text{ sec}$	中距離地震 $T = 0.4$	遠距離地震 $T = 0.7$
梅田層地城 $T_G = 0.4 \text{ sec}$	212 (2.34)	185 (3.11)	74 (1.31)
上町台地地域 $T_G = 0.02$	91 (1.00)	59 (1.00)	57 (1.00)
南港埋立地域 $T_G = 1.0$	157 (1.73)	106 (1.79)	128 (2.26)

括弧は増幅率、基盤地震動の最大値は 90.8 gal（近距離）、59.4 gal（中距離）、56.8 gal（遠距離）



図－７ 表層地盤の振動特性（増幅率）

図-8,9には手法-I>にもとづく地表面規準化地震波形を

No.1, No.2地震について示す。地表面最大加速度期待値はNo.1地震約110 gal, No.2地震約160 galに増幅され,増幅率は2倍程度となる。また,図-10には加速度応答スペクトルを示すが,建物に加わる最大震度としては,中低層RC造に対して大略0.5程度が予測される。

<手法-II> 図-11は対象地盤で測定された常時微動測定結果の一例と平準化した振動特性を示す。卓越周期は0.4 sec. 近辺にピークをもち,一般に大阪市域の代表的な地盤における振動特性を示している。図-13,14には手法-II>にもとづく地表面規準化加速度波形をNo.1, No.2地震について示す。地表面最大加速度期待値は表-4よりNo.1地震約80 gal, No.2地震約220 galとなる。しかし,ここで対象とした地盤では図-11の振動特性から0.4 sec.近辺に鋭いピークをもち,地盤の卓越周期と擬共振する建物の固有周期域では,図-12より判るように増幅率は3.5倍程度と大きい値を示し,予想される最大震度も0.75が予測される。

6. おわりに 入力地震動の最大期待値として,加速度の尺度でもって論じてきたが,その不備な点も多く指摘されている。もともと地震力はエネルギー量であり,建物の耐震能力もエネルギー収容能力であると云われて久しい。この意味で最近では速度の尺度でもって入力地震動を規定しようとする試みも見られるが,今だ一般化しない。私見としては,最大入力地震動を速度のスケールで考える方向を支持したい。

<引用文献>

- *1) 田治見,設計用地震動の諸問題,建築雑誌,1983.5
- *2) 大澤,地震入力を中心に,建築雑誌,1983.5
- *3) 久徳,「設計用入力地震動に考慮すべき諸要因について」一般計地震動のたてまえと耐震設計の本音-第10回地震動シンポジウム資料集,1982.4
- *4) Seed, H.B. et al., Characteristics of Rock Motions during Earthquake, ASCE, Vol. 95, SM5, Sept., 1969
- *5) 金井・他,地震工学,建築構造学大系1,彰国社,昭和43年11月
- *6) 渡部・他,設計用模範地震動に関する研究・その1,日本建築学会論文報告集303,昭和56年5月
- *7) Jennings, P.C. et al., Simulated Earthquake Motions for Design Purposes, 4 WCEE, vol. 1, 1969
- *8) Seed, H.B. et al., A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC 72-12, 1972
- *9) 大場・他,大阪地盤の振動特性に関する研究・その1,日本建築学会近畿支部研究報告集,昭和45年5月
- *10) 大場・他,大阪平野の振動特性に関する研究,日本建築学会大会学術講演梗概集,昭和46年11月
- *11) 竹内・他,建物と地震災害,学術出版社,1981.10

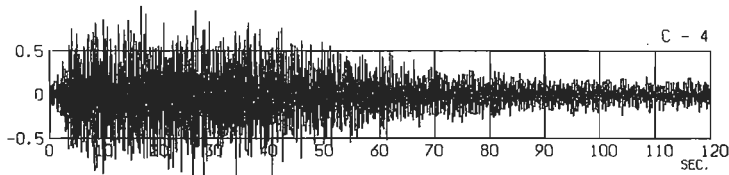


図-13 No.1地震地表面規準化加速度波形<手法-II>

表-5 地盤モデル諸元

深度 (m)	層厚 (m)	密度 (g/cm ³)	せん断波速度 (m/sec.)	減衰定数
1.7	1.7	1.65	110	0.05
5.0	3.3	1.70	130	"
9.5	4.5	1.70	150	"
15.0	5.5	1.65	130	"
20.7	5.7	1.65	150	"
24.0	3.3	1.75	270	"
32.4	8.4	1.90	320	"
36.2	3.8	1.90	400	"
45.6	9.4	1.75	240	"
48.4	2.8	1.80	350	"
57.4	9.0	1.90	460	"
62.8	5.4	1.85	350	"
74.7	11.9	1.80	300	0.05
	-	1.90	470	-

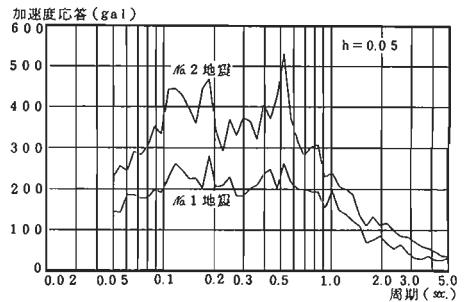


図-10 地表面地震波加速度応答スペクトル<手法-I>

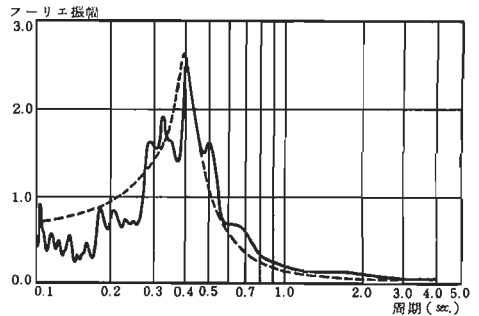


図-11 常時微動測定結果振動特性

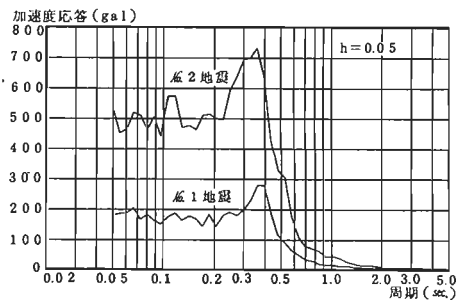


図-12 地表面地震波加速度応答スペクトル<手法-II>

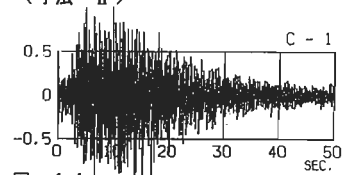


図-14

No.2地震地表面規準化加速度波形<手法-II>

(株式会社 竹中工務店 大阪本店 設計部副部長 工博)

MEMO

7

2

1

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

2

MEMO