

# 港 湾 技 研 資 料

TECHNICAL NOTE OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No.561

Sept. 1986

地盤の一次元非線形地震応答解析

稲	富	隆	昌
横	山	育	起
風	間	基	樹

運輸省港湾技術研究所

# 目 次

要 旨 .....	3
1. まえがき .....	3
2. 地盤の地震応答解析手法 .....	4
2.1 波動伝播理論 .....	4
2.2 集中質点法 .....	7
2.3 等価線形解析法 .....	7
3. 土の動的変形特性のモデル化 .....	8
3.1 線形的変形特性 .....	8
3.2 非線形的変形特性 .....	10
4. 一次元地震応答解析プログラムの概要 .....	14
4.1 解析モデルと運動方程式 .....	14
4.2 不規則載荷時の Masing 則 .....	15
4.3 減衰 .....	15
4.4 地震波の入力基盤 .....	16
5. 地震応答計算 .....	16
5.1 検討対象地盤 .....	16
5.2 土の動的変形特性のモデル化に用いた定数 .....	18
5.3 非線形解析に用いた動的変形特性のひずみ依存曲線 .....	21
5.4 入力地震波と計算ケース .....	22
5.5 計算結果 .....	24
6. 結 論 .....	46
7. あとがき .....	46
参考文献 .....	46

# One-Dimensional Nonlinear Dynamic Ground Response Analyses

Takamasa INATOMI\*  
Ikuki YOKOYAMA\*\*  
Motoki KAZAMA\*\*\*

## Synopsis:

Nonlinear ground response analysis based on a lumped mass system representation was applied to the actual site (Daikoku at Yokohama Port) where earthquake observation has been carried out. Dynamic properties of the soil at the site are expressed by 1) Linear, 2) Bi-linear, 3) Tri-linear, 4) Hardin-Drnevich and 5) Ramberg-Osgood models based on relation between the shear modulus and strain obtained from laboratory soil tests. Using strong motion accelograms, as input motions, whose maximum acceleration had been modified 50, 100Gal, we compared calculation results of these models with computed results by "SHAKE", that is a computer program for earthquake response analysis using equivalent linear method. Finally, computation results were compared with records from the observation at the site.

The results are summerized as follows:

- 1) The skeleton curves of these models except for the linear model have enough accuracy to calculate ground response.
- 2) In the large strain range, the damping ratios calculated from the models did not agree so well with that obtained from the laboratory soil tests.
- 3) Computed results using the nonlinear models are not much different from that of SHAKE.
- 4) The models used in the present study explain observed results.

---

\* Chief of Vibration Laboratory, Structures Division

\*\* Trainee of Port and Harbour Research Institute in F.V. 1985 (Tobishima Corporation)

\*\*\* Member of Vibration Laboratory, Structures Division

# 地盤の一次元非線形地震応答解析

稲 富 隆 昌\*  
横 山 育 起\*\*  
風 間 基 樹\*\*\*

## 要 旨

本報告は、土の材料非線形特性を考慮した地盤の一次元地震応答解析手法の基礎的な資料を得ることを目的としている。各種解析手法の比較検討のために対象とした地盤は、横浜港大黒埠頭-12 m岸壁の第2パースにおける軟弱地盤である。対象地点では、深さ方向(-15 m~-76 m)に4台の地震計が設置され、地震観測が実施されている。

報告では、まず、土の動的変形特性を、土質試験結果を基に、(1)線形、(2)Bi-Linear、(3)Tri-Linear、(4)Hardin-Drnevich、(5)Ramberg-Osgood モデルによって表示し、これらモデルから計算される  $G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$  曲線を土質試験から直接求めた  $G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$  曲線と比較、検討した。

つぎに、1968年十勝沖地震の八戸港と1978年宮城県沖地震の大船渡港の加速度記録を用いて地震応答計算を実施した。基盤に入力した入射波の地震動の最大加速度は、50、100 Gal である。各モデルの計算結果は、工学的によく用いられている等価線形地震応答解析プログラム“SHAKE”による計算結果と比較した。また、対象地点で実施されている地震観測から得られた地震記録を用いて各モデルで応答計算を行い、地震観測結果と比較した。計算に使用した地震波は、1983年8月8日、神奈川県・山梨県境を震源とする地震の際に得られた加速度記録で、基盤での最大加速度は、約15 Gal、-15 mの粘土層では約40 Galであった。本研究のおもな結論は以下のとおりである。

- 1) Linear モデルを除き、いずれのモデルも応力-ひずみの骨格曲線の近似程度は、応答計算上十分であった。
- 2) Masing 則によって定式化された各非線形モデルの等価減衰定数を室内試験結果の減衰定数と比較すると大ひずみ時には良い一致を示さなかった。
- 3) 最大せん断ひずみ  $\gamma_{max}$  が、 $1 \times 10^{-2}$  程度では、SHAKEと各非線形モデルの地震応答計算結果には、大きな差は見られなかった。
- 4) 本報告で使用した応答計算プログラムの計算結果は、地震観測結果とよい一致を示した。
- 5) 以上のことから非線形モデルの定数は対象とする地震動によって発生するひずみの大きさを考慮して設定すればモデルの違いが地盤の地震応答に及ぼす影響は少ないと考えられる。

## 1. まえがき

地震時に、地盤がどのように応答するかを解析する事は、地盤と構造物の動的相互作用を検討する上で重要なことである。例えば、地盤に発生する加速度は、地盤を基礎とする構造物の耐震性を検討するために不可欠な情報であり、ひずみは、埋設管路の耐震設計や砂地盤の液化化の判定等に利用される。また、地盤の深さ方向の加速度あるいは変位分布は、地下タンクなどの地中構造物

や深層混合処理工法による改良地盤の耐震性の検討において重要な情報となる。

このように、地盤と構造物の動的相互作用を解析するに当たっては、地盤の地震時挙動を把握する必要がある。地盤の地震応答解析を実施する場合には、地盤を構成する土の材料非線形性が重要な問題となる。土は、地震動によってひずみを発生する。比較的低いひずみレベルでの土の応力-ひずみの関係は線形的であるが、耐震設計

\* 構造部 振動研究室長  
\*\* 研修生 (飛鳥建設(株))  
\*\*\* 構造部 振動研究室

で必要な大ひずみレベルでの応力-ひずみの関係は、非線形性が顕著に現れ、土の材料非線形性を何らかの形で考慮する必要がある。そこで、計算の簡便さを失わずに、土の材料非線形性を取り入れた等価線形解析法が開発された。これは、地盤が受けるひずみレベルに適応した物性定数を用いて線形解析を行うものである。現在、地盤の地震応答解析は、重複反射理論に基づく等価線形計算がその主流を占めており、中ひずみ領域ではその適用性が確かめられている。一方、構造物に被害を与えるような地震の場合には、大ひずみ時の土の応力-ひずみの関係を用いた地盤の応答解析が必要になってくると考えられる。したがって、微小ひずみから大ひずみまでの土の材料非線形性を一つのモデルで表現した合理的な解析手法が望まれる。

本報告は、微小ひずみから大ひずみまでの土の材料非線形性のモデル化および地震応答解析手法に関する基礎的な資料を得ることを目的に実施した研究の成果を述べるものである。

本報告では、まず、現在一般に用いられ、本研究でも用いた水平成層地盤の地震時挙動を解析する手法、ならびに土の非線形性のモデル化に関する手法を述べる。次に、本研究で開発した一次元地震応答解析プログラムの概要を述べる。最後に、地震観測を実施している横浜港大黒埠頭の原地盤を対象に、土の非線形性を種々にモデル化し、それぞれのモデルの特性を述べ、更に、これらモデルを用いて、地盤の一次元地震応答解析を実施し、その解析結果を検討する。

## 2. 地盤の地震応答解析手法

不規則荷重を受ける地盤の挙動を解析する手法には、二つの方法がある。一つは、地盤を連続体として扱う方法であり、もう一つは、地盤を離散化モデルとして扱う方法である。本章では、本研究に用いた連続体の解析手法としての波動伝播理論、離散化モデルとしての集中質点法を簡単に述べる。また、工学的によく用いられている等価線形解析手法も説明する。

### 2.1 波動伝播理論

#### (1) 無限体中を伝わる横波<sup>1)</sup>

横方向に無限の広がりを持つ水平成層地盤に、下から地表に向かって横波(せん断波)が伝わってくる場合、図-1に示すように微小な土の要素A B C Dを考えると、この微小要素は上面及び下面にそれぞれ、 $\tau$ 、 $\tau + d\tau$ なるせん断応力を受け、変形する。変形後の微小要素をA' B' C' D'とし、図-1に示した座標系を考えると、土の要素に働く慣性力は、次式で与えられる。

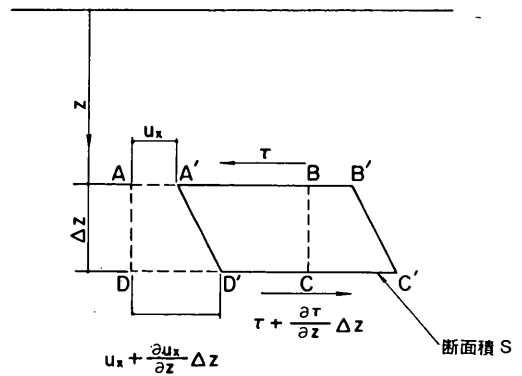


図-1 せん断波の伝播と土の変形

$$\rho \cdot S \cdot d z \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 $u_x$  : 変位  
 $\rho$  : 密度  
 $S$  : 微小要素の水平面内の断面積  
 $z$  : 地表面からの深さ  
 $d z$  : 微小要素の高さ

したがって、運動方程式は、次式で表される。

$$S \cdot (\tau + d\tau) - S \cdot \tau = \rho \cdot S \cdot d z \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \dots\dots\dots (2)$$

なお、式(2)は、式(3)のように書き換える事ができる。

$$\rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau}{\partial z} \dots\dots\dots (3)$$

土のせん断変形が弾性範囲であれば、せん断応力とひずみの関係は、

$$\tau = G \frac{\partial u_x}{\partial z} \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 $G$  : せん断弾性係数  
 となる。式(4)を式(3)に代入すれば、

$$\frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \cdot \frac{\partial^2 u_x}{\partial z^2} = V_s^2 \cdot \frac{\partial^2 u_x}{\partial z^2} \dots\dots (5)$$

ここで、 $V_s$  : せん断波速度 ( $V_s = \sqrt{G/\rho}$ ) となる。  
 式(5)がせん断波の伝播を表す1次元の波動方程式である。

#### (2) 多層地盤中の重複反射理論<sup>2)</sup>

1次元の波動方程式は、式(5)で示される。そこで、この式に基づき多層の水平成層地盤中を伝わるせん断波について考える。まず、土に発生するせん断応力を具体的に表すため、3.1(1)で述べている複素剛性

$$G^* = G(1 + 2i h) \dots\dots\dots (6)$$

を用いれば、せん断応力は次式となる。

$$\tau = G^* \frac{\partial u_x}{\partial z} = G(1+2ih) \frac{\partial u_x}{\partial z} \dots (7)$$

ここで、 $h$ は減衰定数である。式(7)は、Voigt モデルとすれば、円振動数 $\omega$ に関する速度依存型モデルとなり、 $\omega$ に無関係とすれば、速度非依存型モデルとなる。この複素剛性 $G^*$ により式(5)は次式となる。

$$\rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} = G^* \frac{\partial^2 u_x}{\partial z^2} \dots \dots \dots (8)$$

図-2に示す水平成層地盤について、式(8)はそれぞれの層で成立する。いま、変位 $u_x$ を

$$u_x(z, t) = U(z) e^{i\omega t} = U \cdot e^{i\omega t} \dots \dots \dots (9)$$

で表される調和振動と考え、式(9)を式(8)に代入すれば、次式が得られる。

$$\rho \omega^2 U = -G^* \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} \dots \dots \dots (10)$$

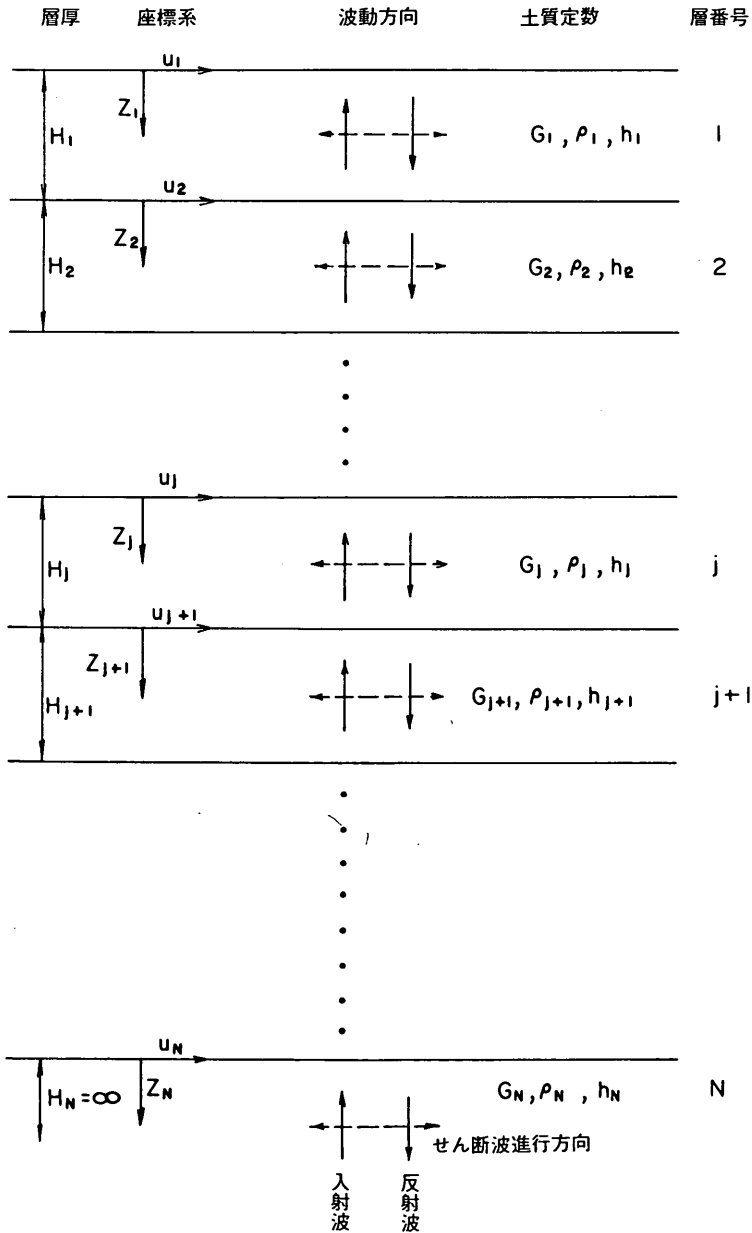


図-2 多層地盤の波動伝播

この微分方程式の一般解は、E、Fを積分定数として、次式で表される。

$$U(z) = E \cdot e^{ikz} + F \cdot e^{-ikz} \quad \dots\dots\dots (11)$$

ここで、 $k : k = \sqrt{\frac{\rho\omega^2}{G^*}}$  (複素波数)

したがって、 $u_x(z, t)$ は以下ようになる。

$$u_x(z, t) = E \cdot e^{i(kz+\omega t)} + F \cdot e^{-i(kz-\omega t)} \quad (12)$$

この式の右辺第1項は、上昇する波(入射波, 進行波)を表し、第2項は下降する波(反射波, 後退波)を表す。また、E、Fはそれぞれの波の振幅である。式(12)は、図-2に示す局所座標系において各層で成立する。例えば第j層では次式となる。

$$\begin{aligned} u_j(z_j, t) &= E_j e^{i(k_j z_j + \omega t)} + F_j e^{-i(k_j z_j - \omega t)} \\ &= (E_j e^{ik_j z_j} + F_j e^{-ik_j z_j}) \cdot e^{i\omega t} \quad \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

式(13)より、j層の上端、下端の変位は

$$u_j(0, t) = (E_j + F_j) \cdot e^{i\omega t} \quad \dots\dots\dots (14)$$

$$u_j(H_j, t) = (E_j e^{ik_j H_j} + F_j e^{-ik_j H_j}) \cdot e^{i\omega t} \quad \dots\dots\dots (15)$$

で表され、上端、下端のせん断応力は、式(7)と式(13)より、

$$\tau_j(0, t) = ik_j G_j^* \cdot (E_j - F_j) \cdot e^{i\omega t} \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$\tau_j(H_j, t) = ik_j G_j^* \cdot (E_j e^{ik_j H_j} - F_j e^{-ik_j H_j}) \cdot e^{i\omega t} \quad \dots\dots (17)$$

となる。これらの式に境界条件として、

- 1) 地表面ではせん断応力が零。
- 2) 境界面ではせん断応力が連続。
- 3) 境界面では水平変位が連続。

を与える。まず1)より

$$E_1 = F_1 \quad \dots\dots\dots (18)$$

すなわち、地表面では入射波と反射波の振幅は等しい。つぎに、2)、3)の条件をj層の下端とj+1層の上端の間で適用すれば式(14)~(17)より次式を得る。

$$\begin{aligned} E_{j+1} &= \frac{1}{2} E_j (1 + \alpha_j) e^{ik_j H_j} \\ &+ \frac{1}{2} F_j (1 - \alpha_j) e^{-ik_j H_j} \quad \dots (19) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{j+1} &= \frac{1}{2} E_j (1 - \alpha_j) e^{ik_j H_j} \\ &+ \frac{1}{2} F_j (1 + \alpha_j) e^{-ik_j H_j} \quad \dots (20) \end{aligned}$$

ここで、 $\alpha_j$ は、複素インピーダンス比と呼ばれ、

$$\alpha_j = \frac{k_j \cdot G_j^*}{k_{j+1} \cdot G_{j+1}^*} = \sqrt{\frac{\rho_j \cdot G_j^*}{\rho_{j+1} \cdot G_{j+1}^*}} \quad \dots\dots\dots (21)$$

で示される。 $G_j^* \ll G_{j+1}^*$ のとき、すなわち硬い地盤の上に軟弱層が乗っているようなときは、 $\alpha_j < 1$ となる。複素インピーダンス比は、ある層から上層、あるいは下層への波の通過しやすさを示している。

地表面での波の振幅 $E_1$ 、 $F_1 (= E_1)$ を基準とすると、式(19)、(20)よりj層の振幅は、

$$\begin{aligned} E_j &= e_j(\omega) E_1 \\ F_j &= f_j(\omega) E_1 \quad \dots\dots\dots (22) \end{aligned}$$

と表される。 $e_j(\omega)$ 、 $f_j(\omega)$ は、第j層で波がどの程度増幅されるかを示し、振動数 $\omega$ の関数となる。第n層の上端の水平変位 $u_n(z_n = 0)$ と第m層での上端の水平変位 $u_m(z_m = 0)$ との比を伝達関数 $A_{n,m}(\omega)$ とすれば、式(14)、(15)と式(22)より

$$A_{n,m}(\omega) = \frac{e_m(\omega) + f_m(\omega)}{e_n(\omega) + f_n(\omega)} \quad \dots\dots\dots (23)$$

となる。伝達関数 $A_{n,m}(\omega)$ は、地盤構成が与えられれば、任意の周波数に対して計算することができる。また、ある層での地震動がわかれば他の層の地震動を求めることができる。

上述した理論を地震応答解析に利用するときは、フーリエ級数を利用する。時間間隔 $\Delta t$ で数値化されたN個(Nは偶数)の加速度時刻歴を有限フーリエ級数表示すれば

$$\ddot{u}(t) = \text{Re} \left\{ \sum_{s=0}^{N/2} C_s \cdot e^{i\omega_s t} \right\} \quad \dots\dots\dots (24)$$

ここで、Re: 実数部

$t : t = j \Delta t, j = 0, 1, 2, \dots, N-1$

N: 時刻歴標本数

$\omega_s : \omega_s = \frac{2\pi}{N \Delta t} s, s = 0, 1, 2, \dots, N/2$

$C_s$ : 複素フーリエ係数

$$C_s = \frac{2}{N} \sum_{j=0}^{N-1} \ddot{u}(t) e^{i\omega_s t}$$

となる。式(24)の右辺の各項はそれぞれ振動数 $\omega_s$ の調和振動である。したがって、第n層の振動が式(9)で表されれば、任意の第m層の振動は、式(24)を用いて、

$$u_m(t) = Re \sum_{s=0}^{N/2} A_{n,m}(\omega_s) C_{n,s} \cdot e^{i\omega_s t} \dots (25)$$

で示される。本報告で用いている等価線形地震応答解析プログラム SHAKE<sup>3)</sup>は、この解析手法に基づくものである。

## 2.2 集中質点法

地盤の地震応答解析を実施する場合、地震波が伝播する地盤は連続的に質量の分布した系であるから、波動伝播理論のように連続体の解析法を適用するのが望ましい。しかしながら、媒質としての土に大きなひずみ加わると、土の変形特性は繰り返し載荷とともに変化する。すなわち不規則な地震動を受ける土は時間の経過とともにせん断弾性係数や減衰比が変化することになる。不規則波入力に対する非線形地震応答計算では、何らかの数値解析手法によらざるえない。このような場合、一般には、図-3に示すように地盤の分布質量を有限個の質点に集中させる非連続体への置換が行われる。このように、地盤を多質点系に置換する方法を集中質点法と呼ぶ。質点間には、地震動を伝える連結ばねが必要となる。連結ばねは質点間の土の復元力特性を表現するものである。本手法は、地盤の非線形性を導入しやすいため、非線形解析にしばしば利用される。本報告で用いる非線形ばねについては、次の章でのべる。

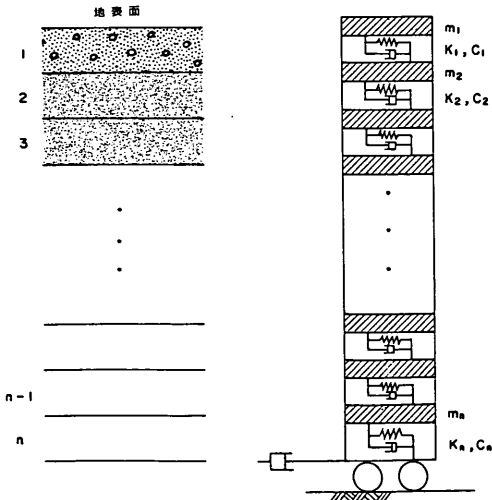


図-3 集中質点法によるモデル

## 2.3 等価線形解析法

地盤材料である土の応力-ひずみ関係は、比較的低いひずみレベルから非線形性を示す。特に、工学的に意味

の大きな大ひずみレベルにおいては、非線形性が顕著であり、土の材料非線形特性を何らかの形で考慮する必要がある。一方、実際に計算機を用いて、地震応答解析を実施する場合には、計算機の容量や計算時間の限界を考慮する必要がある。土の材料非線形性を忠実にモデル化した計算においては、地盤に発生するひずみをそれぞれの要素ごとに、時刻 $t$ に沿って追って行かなければならないため、計算は複雑となり、自由度の大きいモデルでは、計算にかかる時間と費用などが問題となってくる。一方、線形解析においては、計算時間と計算費用の限界で制限を受けることは少ない。以上のことから、地震時に発生するひずみレベルに合わせて、物性定数を変化させる等価線形法が開発された。その具体的手順は以下のとおりである。

- 1) 対象とする土の種類ごとに、せん断弾性係数 $G$ と減衰定数 $h$ のひずみ依存性を表す曲線を与える。一般には、図-4の上側の図に示すように、せん断弾性係数のひずみ依存曲線は、微小ひずみ時( $10^{-6}$ 程度)のせん断弾性係数の $G_0$ に対する比として表現されている。
- 2) せん断弾性係数と減衰定数の初期値として適当な値を設定し、応答計算を実施する。

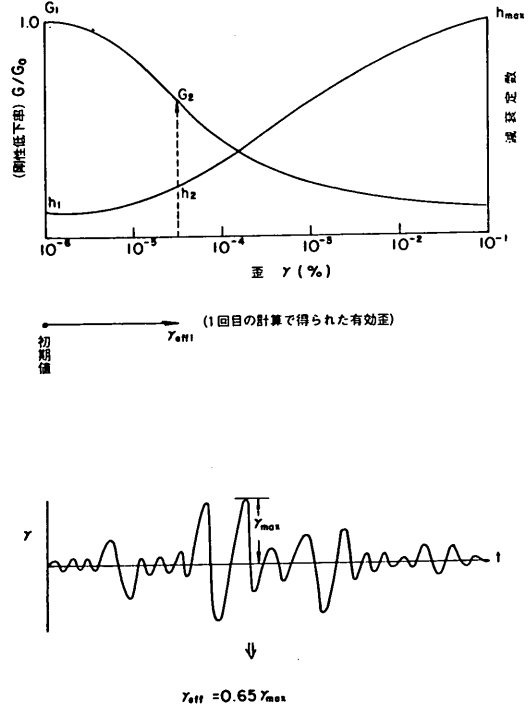


図-4 等価線形解析



3) 計算の結果、得られた最大せん断ひずみを有効ひずみに変換する。この操作は等価線形解析の核となる部分である。有効ひずみとは、地震波により不規則に変動しているひずみ波形を正弦波とみなしたときの等価なひずみをいう。この変換の方法には種々のものが考えられるが、一般には最大せん断ひずみの65%を有効ひずみとしている。この係数0.65は経験的なものである。

4) 第1回目の応答計算で求められた有効ひずみと図-4のひずみ依存曲線から次の計算に使用する $G$ と $h$ の値を求める。

5) 3), 4)の過程を繰り返し実行し、計算に使用した $G$ と $h$ の値と計算の結果、得られた $G$ と $h$ の値の差が一定値以内(一般には5%を用いている)に収束するまで計算を行い、最終値から計算された値を解とする。

このように、等価線形計算は何回かの繰り返し線形計算で材料の非線形性の影響を取り入れる。等価線形計算は基本的に線形計算である。ただ、計算に使用する物性定数が、応答計算から計算されるひずみレベルと適合しているという点で材料非線形性が考慮されているにすぎない。しかしながら、このような簡便な方法にもかかわらず $10^{-3} \sim 10^{-5}$ の中程度のひずみレベルに対しては工学的に有用な計算手法であることが地震観測データから検証<sup>4)5)6)</sup>されている。このため、一次元のSHAKEプログラムのみならず、二次元<sup>7)</sup>、三次元<sup>8)</sup>の問題に対しても等価線形法を用いた解析コードが開発されている。

### 3. 土の動的変形特性のモデル化

#### 3.1 線形的変形特性<sup>9)</sup>

地盤の応答解析を行うとき、土の応力-ひずみの関係をどのようにモデル化するかは、解析結果に影響を及ぼすものと思われる。まず、最も基本的な応力-ひずみ関係として線形粘弾性論について簡単に述べる。粘弾性的特性を有する物体に、振幅 $\tau_a$ 、円振動数 $\omega$ で正弦的に変化するせん断応力

$$\tau = \tau_a \cdot \sin \omega t \quad t: \text{時間} \quad \dots \quad (26)$$

を与える。発生するせん断ひずみは、ある位相遅れを伴い同じ円振動数で正弦的に変化する。ひずみを $\gamma$ 、位相遅れを $\delta$ とすると、

$$\gamma = \gamma_a \cdot \sin(\omega t - \delta) \quad \dots \quad (27)$$

$\gamma_a$ : ひずみ振幅

となる。式(26)、(27)から、 $\omega t$ を消去すると次の関係が得られる。

$$\tau = G\gamma \pm G' \cdot \sqrt{\gamma_a^2 - \gamma^2} \quad \dots \quad (28)$$

ここで、

$$G = \frac{\tau_a}{\gamma_a} \cos \delta \quad \dots \quad (29)$$

$$G' = \frac{\tau_a}{\gamma_a} \sin \delta$$

式(29)中の $G$ は剛性率、 $G'$ は損失率と呼ばれる。式(28)で表される曲線を図示すると、図-5のようになる。右辺第1項は応力とひずみが直線関係にある弾性的部分、第2項は楕円を描く減衰を示す部分となっていて、実際の曲線はこの2項を加えた、いわゆる履歴ループを描く。損失率 $G'$ は、ループのふくらみ具合を表すことになる。また、損失係数 $\eta$ は、次式で定義される。

$$\tan \delta = \frac{G'}{G} = \eta \quad (30)$$

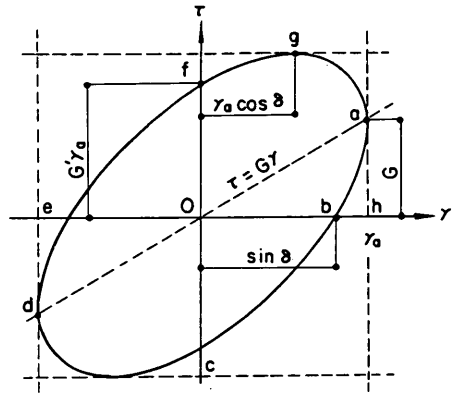


図-5 粘弾性体の描く履歴曲線

#### (1) 粘弾性モデルと複素剛性<sup>10)</sup>

式(26)、(27)は複素数表示をすると、

$$\tau^* = \tau_a \cdot e^{i\omega t} \quad \dots \quad (31)$$

$$\gamma^* = \gamma_a \cdot e^{i(\omega t - \delta)} \quad \dots \quad (32)$$

となる。 $\cos$ 波を考えるときは実数部、 $\sin$ 波を考えるときは虚数部を用いる。

このとき、 $\tau^*$ と $\gamma^*$ は、式(28)と同様に次式の関係がある。

$$\tau^* = (G + iG') \cdot \gamma^* = G^* \cdot \gamma^* \quad \dots \quad (33)$$

ここで、

$$G = \frac{\tau_a}{\gamma_a} \cos \delta \quad \dots \quad (34)$$

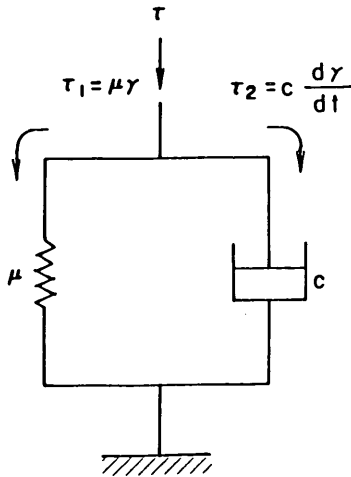


図-6 Voigt モデル

$$G' = \frac{\tau_a}{\gamma_a} \sin \delta$$

$$G^* = G + iG' \quad \dots\dots\dots (35)$$

$G^*$  は複素剛性と呼ばれる。複素数表示は、式の関係が簡単に表すことができるため便利である。

複素数表示を用いて、まず、よく用いられる粘弾性モデルとして図-6に示すVoigtモデルを考える。応力とひずみの関係は、次式で与えられる。

$$\tau = \mu\gamma + c \frac{d\gamma}{dt} \quad \dots\dots\dots (36)$$

ここで、 $\mu$  : せん断弾性係数  
 $c$  : 粘性定数

式(32)、(33)を式(36)に当てはめると、結局、Voigtモデルは次式で表される。

$$\tau^* = (\mu + ic\omega) \gamma^* \quad \dots\dots\dots (37)$$

さらに、 $G = \mu$ 、 $G' = c\omega$ とおけば、複素剛性 $G^*$ は、次式で表される。

$$G^* = (\mu + ic\omega) = G + iG' \quad \dots\dots\dots (38)$$

また、損失係数 $\eta$ は

$$\eta = \tan \delta = \frac{c\omega}{\mu} \quad \dots\dots\dots (39)$$

となる。式(39)で明らかのように、損失係数 $\eta$ は $\omega$ の1次式となる。ところが室内試験によると土の損失係数は、円振動数 $\omega$ と無関係といわれている。そこで、2つ目のモデルとして円振動数に無関係な粘性定数を選ぶモデルを考えると、式(37)と対比すれば、

$$\tau^* = (\mu + i\mu') \gamma^* \quad \dots\dots\dots (40)$$

の形が考えられる。 $\mu'$ は、円振動数 $\omega$ に無関係な粘性定数である。

剛性率等は、次式で示される。

$$G = \mu, \quad G' = \mu'$$

$$\eta = \tan \delta = \frac{\mu'}{\mu} \quad \dots\dots\dots (41)$$

この損失係数 $\eta$ と1自由度系で用いられる減衰定数 $h$ との関係を述べる。1質点系の非減衰固有円振動数を $\omega_0$ とすれば、減衰定数 $h$ は、次式で表される。

$$h = \frac{c}{2 \cdot m \cdot \omega_0} = \frac{c \cdot \omega_0}{2k} \quad \dots\dots\dots (42)$$

ここで、 $m$  : 質点の質量  
 $k$  : バネ定数  
 $c$  : 粘性定数

一方、損失係数 $\eta$ は円振動数 $\omega$ に関係するときは、式(39)を再掲すると、

$$\eta = \frac{c\omega}{\mu} \quad \dots\dots\dots (39)$$

また、円振動数 $\omega$ に無関係のときは、式(41)より、次式となる。

$$\eta = \frac{\mu'}{\mu} \quad \dots\dots\dots (43)$$

となる。1質点系の減衰定数の式と見比べると $h$ と $\mu$ はそれぞれ復元力を、 $c \cdot \omega_0$ と $c \cdot \omega$ 、 $\mu'$ は減衰力を表している。したがって、粘弾性体の損失係数が円振動数 $\omega$ に関係するときには、粘弾性体をその固有円振動数で振動させた場合、減衰定数 $h$ と損失係数 $\eta$ は、次式の関係で結ばれる。

$$h = \frac{\eta}{2} \quad \dots\dots\dots (44)$$

粘弾性体の損失係数が円振動数 $\omega$ に無関係のときは、固有円振動数にかかわりなく、上記の式(44)となる。

ところで円振動数 $\omega$ に無関係な粘性定数 $\mu'$ を減衰定数 $h = \eta/2$ と結びつけると、

$$\mu' = 2\mu h \quad \dots\dots\dots (45)$$

となり、これより、式(40)は、次のようになる。

$$\tau^* = \mu(1 + 2ih) \gamma^* \quad \dots\dots\dots (46)$$

したがって、複素剛性 $G^*$ は

$$G^* = G + iG' = \mu(1 + 2ih) \quad \dots\dots\dots (47)$$

となる。式(47)は、地震応答解析プログラムSHAKE<sup>3)</sup>に用いられている複素剛性である。

(2) 損失係数と減衰定数

繰り返し载荷1サイクルでのエネルギーの損失の割合は、1サイクルの間に消費されるエネルギーと弾性変形によって蓄えられるひずみエネルギーとの比となる。粘弾性体で考えれば、蓄えられるエネルギーWは弾性変形部分とすることができるので、図-5を参照して

$$W = \frac{1}{2} G \tau_a^2 \quad \dots\dots\dots (48)$$

となる。1サイクルで費されるエネルギーΔWは、履歴曲線の内部すなわち楕円の面積で、次式で表される。

$$\Delta W = G' \pi \tau_a^2 \quad \dots\dots\dots (49)$$

したがって、損失の場合は

$$\frac{\Delta W}{W} = \frac{G' \pi \tau_a^2}{1/2 \cdot G \tau_a^2} = 2\pi \frac{G'}{G} \quad \dots\dots\dots (50)$$

となる。これと、損失係数ηとの関係は(30)より

$$\eta = \tan \delta = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad \dots\dots\dots (51)$$

となり、減衰定数hとの関係は、次式で表される。

$$h = \frac{\eta}{2} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad \dots\dots\dots (52)$$

3.2 非線形的変形特性<sup>11)</sup>

(1) 骨格曲線と履歴ループ

土に、最初に荷重を与えたときの土の応力-ひずみの

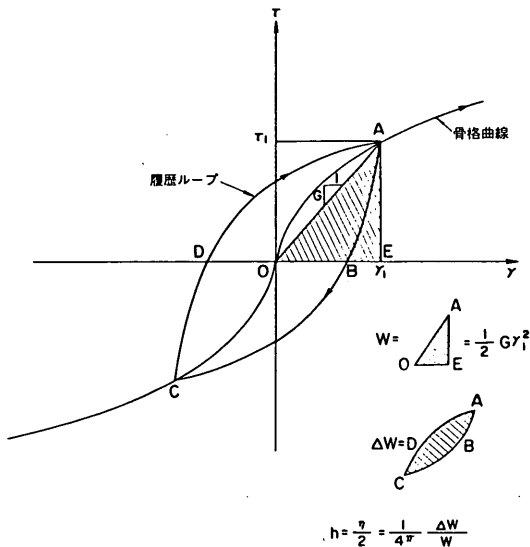


図-7 等価減衰定数の求め方

処女曲線を骨格曲線、一定振幅の繰り返し荷重を与えたときの応力-ひずみ曲線を履歴ループと言う(図-7)。粘弾性論では骨格曲線は直線であり、履歴ループは楕円と骨格曲線の和で表される。実際の土の挙動は、発生するひずみの増大に伴って剛性は低下し、減衰は大きくなる。

この土の非線形性をどのようなモデルで表現するかということについては、これまでにいくつかの提案がなされてきた。提案されたモデルは、骨格曲線と履歴ループの二つの曲線が基本構成である。

(2) 非線形モデルの減衰定数

非線形モデルの減衰定数は、粘弾性体モデルの場合を参考にすれば次のように考えることができる。図-7を参照して、点 $\tau_i$ 、 $\tau_i$ と原点を結ぶ直線の傾きを割線せん断弾性係数Gとすれば、蓄えられるエネルギーWは、

$$W = \frac{1}{2} G \tau_i^2 \quad \dots\dots\dots (53)$$

となる。1サイクルで消費されるエネルギーは、履歴ループの内部の面積でΔWである。したがって減衰定数hは、式(51)より

$$h = \frac{\eta}{2} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad \dots\dots\dots (54)$$

と表される。この減衰定数の考え方は、粘弾性体の応力-ひずみ関係における減衰定数の考え方を非線形的変形特性を持つ材料の減衰定数の考え方にまで拡張したもので、粘弾性体の場合の減衰定数と等価になっているということで等価減衰定数、あるいは等価線形化手法による減衰定数と呼ばれる。

(3) Masing 則

骨格曲線の式が与えられたとき、これに基づき繰り返し载荷時の履歴ループを表すにはMasing 則と呼ばれる規則を適用することができる。骨格曲線の式を

$$\tau = f(\gamma) \quad \dots\dots\dots (55)$$

と表す。いま、 $\tau_i$ 、 $\gamma_i$ で除荷が始まったとすると、Masing 則による除荷ループの曲線は、骨格曲線180°回転し、2倍に拡大し、曲線を $\tau_i$ 、 $\gamma_i$ に平行移動した形で示される。したがって、除荷ループの曲線は

$$\frac{-(\tau - \tau_i)}{2} = f\left(\frac{-(\gamma - \gamma_i)}{2}\right) \quad \dots\dots (56)$$

となる。一方、 $-\tau_i$ 、 $-\gamma_i$ から再载荷されるときは、Masing 則による再载荷ループの曲線は骨格曲線を2倍に拡大し、そのまま $-\tau_i$ 、 $-\gamma_i$ に平行移動する。このとき、再载荷ループの曲線は

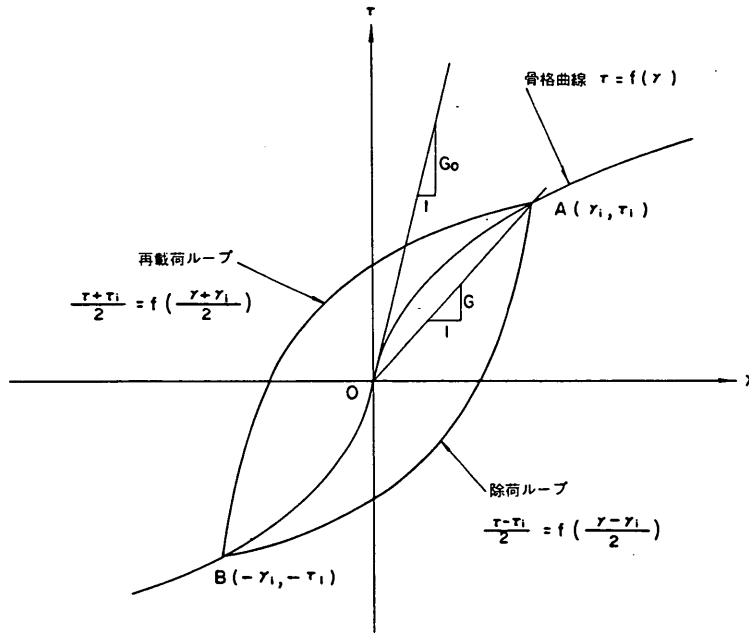


図-8 Masing 則と履歴ループ

$$\frac{(\tau + \tau_i)}{2} = f\left(\frac{\gamma + \gamma_i}{2}\right) \quad \dots\dots\dots (57)$$

と表される。骨格曲線の拡大率を2倍にすることで、一定振幅の繰り返し荷重のもとで履歴ループを閉じた形にすることができる(図-8参照)。しかし、閉じた形とするためには、式(55)は奇関数、すなわち

$$f(-\gamma) = -f(\gamma) \quad \dots\dots\dots (58)$$

とする必要がある。この時、式(56)は、

$$\frac{\tau - \tau_i}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_i}{2}\right) \quad \dots\dots\dots (59)$$

となる。この規則を不規則荷重が加わるときの土の応力-ひずみ関係に適用することで、時間領域での応答解析が可能となる。

(4) 各非線形モデル

各非線形モデルの説明の前に次のように用語を定義する。各モデルの骨格曲線の原点における傾きを初期接線せん断弾性係数  $G_0$  とする。また、骨格曲線上の点  $\gamma_i$ ,  $\tau_i$  と原点とを結んだ直線の傾きを割線せん断弾性係数  $G$  とする。

a) Ramberg-Osgood モデル<sup>12)</sup>

Ramberg-Osgood モデルの骨格曲線、履歴ループを図-9に示す。このモデルによる骨格曲線は、次式で表される。

$$\frac{\gamma}{\gamma_y} = \frac{\tau}{\tau_y} \left[ 1 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_y} \right|^{r-1} \right] \quad \dots\dots\dots (60)$$

ここで、 $\gamma_y$  : 降伏ひずみ

$$\tau_y : \tau_y = G_0 \cdot \gamma_y$$

$\alpha, r$  : 非線形性の度合を示す定数

今、初期接線せん断弾性係数  $G_0$  を用いて式(60)を変形すれば、

$$\tau = \frac{G_0 \cdot \gamma}{1 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_y} \right|^{r-1}} \quad \dots\dots\dots (61)$$

が得られる。式(57)、式(59)を参照すれば、除荷ループの曲線は、

$$\frac{\gamma - \gamma_i}{\gamma_y} = \frac{\tau - \tau_i}{\tau_y} \left[ 1 + \alpha \left| \frac{\tau - \tau_i}{2\tau_y} \right|^{r-1} \right] \quad \dots\dots\dots (62)$$

再載荷ループの曲線は、

$$\frac{\gamma + \gamma_i}{\gamma_y} = \frac{\tau + \tau_i}{\tau_y} \left[ 1 + \alpha \left| \frac{\tau + \tau_i}{2\tau_y} \right|^{r-1} \right] \quad \dots\dots\dots (63)$$

となる。このときの等価減衰定数  $h$  は、次式で表される。

$$h = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{dW}{W} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{r-1}{r+1} \left( 1 - \frac{G}{G_0} \right) \quad \dots\dots\dots (64)$$

ここで、 $G$  : ひずみ  $\gamma_i$ , せん断応力  $\tau_i$  のときの割線せん断弾性係数

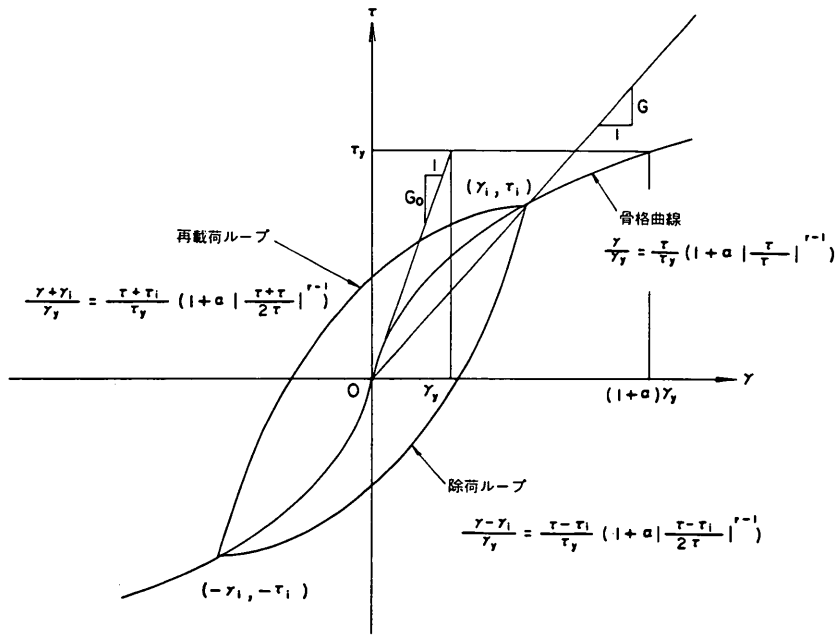


図-9 Ramberg-Osgood モデル

このモデルの欠点として挙げられるのは、ひずみの増大に伴ってせん断応力が無制限に大きくなることと、 $\tau_y$  は降伏ひずみと定義されているものの土質試験結果から具体的に  $\tau_y$  を求めようとするときに基準となる考え方が示されていないため  $\tau_y$  の考え方に統一性を欠くことである。これらの問題に関しては、種々の修正モデル<sup>13)</sup>が提案されている。一例として杉本らの修正式<sup>14)</sup>を挙げる。この修正式は、式(61)の  $\alpha/\tau_y^{r-1}$  を  $K/G_0^{r-1}$  で置き換えたものであり、

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + K \left( \frac{\tau}{G_0} \right)^{r-1}} \quad \dots\dots\dots (65)$$

で表される。パラメータは、 $G_0$ 、 $K$ 、 $r$  の3個である。

b) Hardin-Drnevich モデル<sup>15)</sup>

このモデルの骨格曲線は双曲線を用いた次式で表される(図-10)。

$$\tau = \frac{G_0 \cdot \gamma}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad \dots\dots\dots (66)$$

ここで、 $G_0$  : 初期接線せん断弾性係数

$\gamma_r$  : 基準ひずみ

図-10を参考にして割線せん断弾性係数を  $G = \tau_i/\gamma_i$

とすれば、式(66)において、 $\tau = \tau_r$  とおくと

$$G/G_0 = 1/2 \quad \dots\dots\dots (67)$$

となる。したがって、基準ひずみ  $\tau_r$  は、せん断弾性係数が初期せん断弾性係数の半分になったときのひずみの値を用いればよい。

HardinとDrnevichは、履歴ループについては特に関数によって表すようなことはしていない。任意のひずみレベルでの減衰定数を算出する形が与えられているだけである。これは、ひずみが無限大となったときの減衰定数  $h_0$  を基準にして、ひずみ  $\tau_i$  のときの減衰定数  $h$  を

$$h = h_0 \left( 1 - \frac{1}{1 + \frac{\tau_i}{\tau_r}} \right) \quad \dots\dots\dots (68)$$

と表すものである。したがって、非線形応答計算に使用するためには、履歴ループを定式化する必要がある。

Masing 則を用いれば、応力  $\tau_i$ 、ひずみ  $\gamma_i$  からの除荷ループの曲線は、

$$\tau - \tau_i = \frac{G_0 \cdot (\gamma - \gamma_i)}{1 + \left| \frac{\gamma - \gamma_i}{2\tau_r} \right|} \quad \dots\dots\dots (69)$$

応力  $-\tau_i$ 、ひずみ  $-\gamma_i$  からの再載荷ループの曲線は、

$$\tau + \tau_i = \frac{G_0 \cdot (\gamma + \gamma_i)}{1 + \left| \frac{\gamma + \gamma_i}{2\tau_r} \right|} \quad \dots\dots\dots (70)$$

となる(図-10参照)。式(69)、(70)の絶対値は、骨格曲線を奇関数に保持するためである。上述したモデルは、履歴型 Hardin-Drnevich モデルと呼ばれ、その等

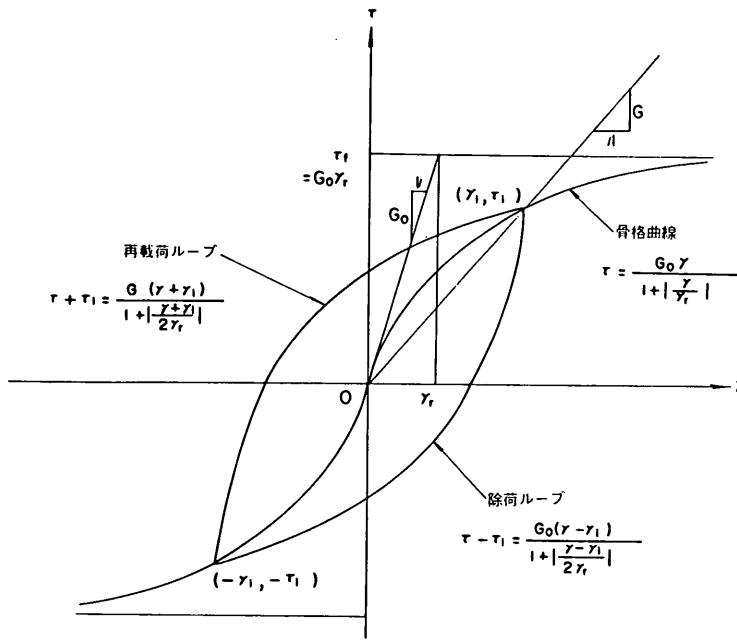


図-10 履歴型Hardin-Drnevich モデル

価減衰定数  $h$  は式 (71) で表される。

$$h = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W}$$

$$= \frac{4}{\pi} \left[ \frac{G_0}{G} \left\{ \frac{\gamma_r}{\gamma_i} - \left( \frac{\gamma_r}{\gamma_i} \right)^2 \cdot \ln \left( 1 + \frac{\gamma_r}{\gamma_i} \right) \right\} - \frac{1}{2} \right]$$

..... (71)

ここで  $G : \tau_i, \gamma_i$  のときの割線せん断弾性係数

c) Bi-Linear モデル, Tri-Linear モデル

これらのモデルは、骨格曲線を2本、あるいは3本の直線で近似しようとするものである。骨格曲線および履歴ループは、

Masing 則の考えを取り入れると、それぞれ図-11、図-12で示される。骨格曲線の最初の傾きは  $G_1$  となっているが初期接線せん断弾性係数  $G_0$  を用いるのであれば  $G_1 = G_0$  である。

Bi-Linear モデルの等価減衰定数  $h$  は、

$$h = 0 \quad (\gamma_i \leq \gamma_1)$$

$$h = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\gamma_1}{\gamma_i} \left( \frac{G_1}{G} - 1 \right) \quad (\gamma_i > \gamma_1)$$

..... (72)

で示される。また、Tri-Linear モデルでは、次式とな

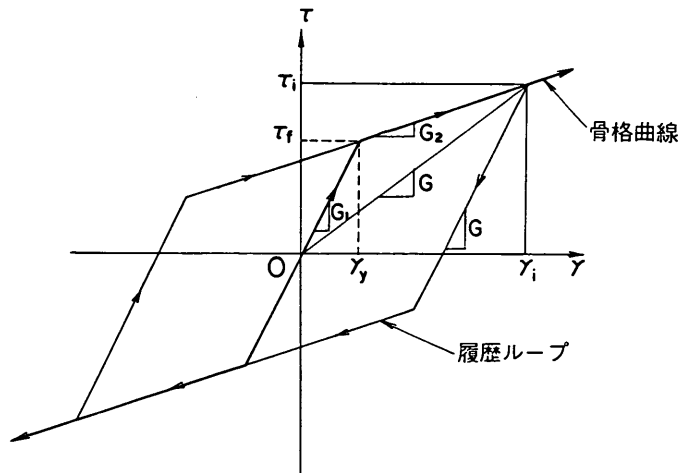


図-11 Bi-Linear モデル

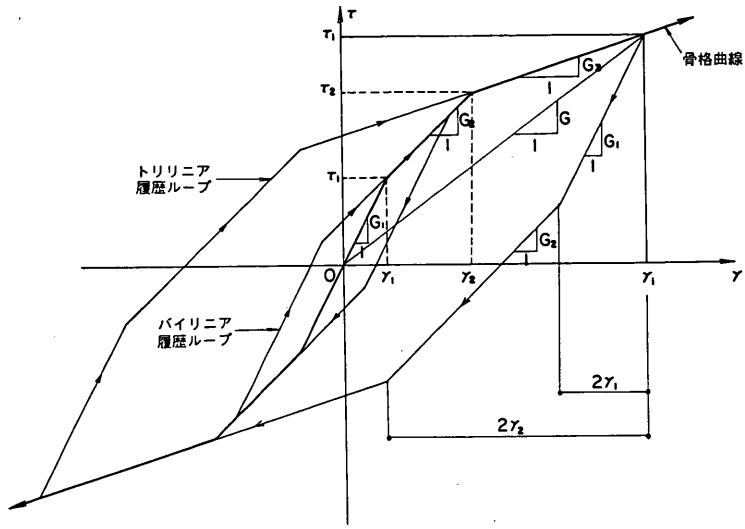


図-12 Tri-Linear モデル

る。

$$\begin{aligned}
 h &= 0 & (\gamma_i \leq \gamma_1) \\
 h &= \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\gamma_1}{\gamma_i} \left( \frac{G_1}{G} - 1 \right) & (\gamma_i > \gamma_1) \\
 h &= \frac{2}{\pi} \cdot \left\{ \frac{\gamma_2}{\gamma_i} \left( \frac{G_2}{G} - 1 \right) + \frac{\gamma_1}{\gamma_i} \left( \frac{G_1}{G} - \frac{G_2}{G} \right) \right. \\
 &\quad \left. \cdot \left( 1 + \frac{\gamma_2}{\gamma_i} - \frac{\gamma_1}{\gamma_i} \right) \right\} & (\gamma_2 \leq \gamma_i) \\
 &\dots\dots\dots (73)
 \end{aligned}$$

#### 4. 一次元地震応答解析プログラムの概要

##### 4.1 解析モデルと運動方程式

解析モデルを、図-13に示す。解析モデルは、水平成層地盤を集中質点系に離散化した一次元モデルである。最下層（ $n+1$ 層）の質点と基礎とを、 $\rho_{n+1} \cdot V_{n+1}$ のダッシュポットで連結することで、地下逸散減衰も考慮できるようにした（後述4.4）。ここに、 $\rho_{n+1}$ 、 $V_{n+1}$ は基礎の密度とせん断波速度である。

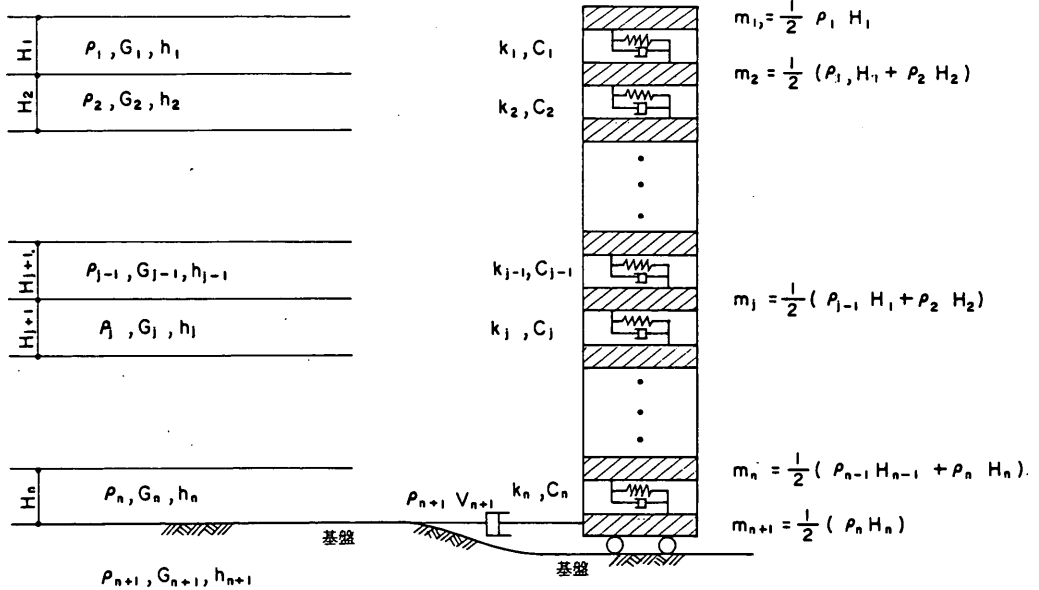


図-13 集中質点系モデル

基盤に入射波として加速度 $\ddot{u}$ を入力した場合の運動方程式は次式で表される。

$$(M)\{\ddot{x}\} + (C)\{\dot{x}\} + (K)\{x\} = -(M)\ddot{u} \quad \dots\dots\dots (74)$$

- ここで、 $(M)$  : 質量マトリックス  
 $(C)$  : 粘性マトリックス  
 $(K)$  : 剛性マトリックス  
 $\{\ddot{x}\}$  : 質点系の基盤に対する相対加速度ベクトル  
 $\{\dot{x}\}$  : 質点系の基盤に対する相対速度ベクトル  
 $\{x\}$  : 質点系の基盤に対する相対変位ベクトル

式(74)の数値解析法は、直接積分を用いる。式(74)は、増分形で表すと次のようになる。

$$(M)\{\Delta\ddot{x}\} + (C)\{\Delta\dot{x}\} + (K)\{\Delta x\} = -(M)\Delta\ddot{u} \quad \dots\dots\dots (75)$$

上式において、 $\Delta$ は各変数の増分を表し、剛性マトリックスは、各時間ステップでの応力-ひずみ関係の接線勾配から求められる瞬間値 $[K_t]$ となる。式(75)を解くに当たり、 $\{\ddot{u}_t=0\}$ 、 $\{\dot{u}_t=0\}$ 、 $\{u_t=0\}$ より始めて、 $\Delta t$ の時間刻みで逐次数値積分を行う。そして、各ステップで求められる変位、速度、加速度の増分を前のステップの値に加えて順次応答値を求めて行く。

数値積分の方法としては、Newmarkの $\beta$ 法とWilsonの $\theta$ 法が用意されているが、本報告では、Newmarkの $\beta$ 法を用いた。パラメータの $\beta$ は、1/4とした。

#### 4.2 不規則載荷時の Masing 則

同一振幅のひずみレベルの繰り返し載荷状態では、3.2(3)で述べたように単純な Masing 則を用いればよい。しかし、図-14に示すように、例えばB点から再載荷が始まり、再載荷が続くと、ループはA点を通過し骨格曲線を越えてしまう。したがって、このような不都合を避けるため、Masing 則に不規則載荷時のための次の規則を加えた。

- 1) 除荷-再載荷ループが直前の荷重サイクルにおけるループと交わるならば、それ以後のひずみの変化は前のサイクルのループに従う。
- 2) 除荷-再載荷ループ上のひずみが、骨格曲線に戻ってきたらひずみは骨格曲線上を動く。

この規則により、図-14においてB点から再載荷が始まったとき、C点を越えて再載荷が続けばA点に達した後は、骨格曲線上を動く。また、E点から再載荷が始ま

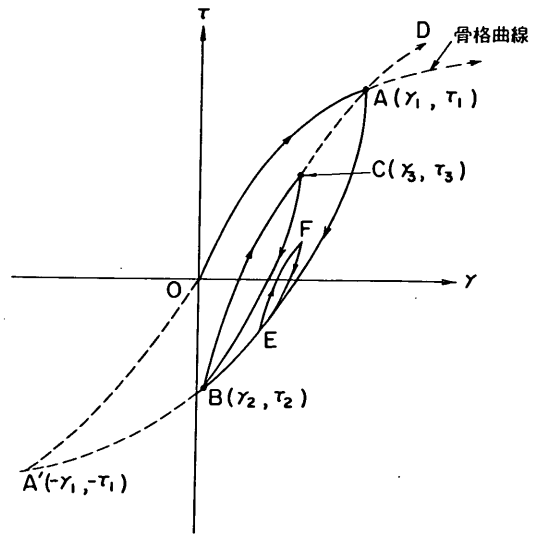


図-14 不規則載荷時の Masing 則

りE点で除荷となったときは、ループは再びE点に戻り、その後は、曲線EBA'上を動くことになる。

#### 4.3 減衰

運動している系のエネルギーを消費させる作用とそれによって運動が衰える現象を減衰という。減衰の機構は複雑であるが、一般には次のような減衰が考えられている。

1. 粘性減衰
2. 構造減衰
3. 履歴減衰
4. 地下逸散減衰

粘性減衰は構造物をとりまく流体等の粘性によるもの。構造減衰は構造物自体の内部摩擦等によるもの。履歴減衰は、材料の応力-ひずみ関係における履歴ループによるエネルギーの損失。地下逸散減衰は、例えば構造物の持つ運動エネルギーが構造物の基礎から地中に伝えられ地中に逸散してしまうようなものをいう。いずれにしても減衰機構のモデル化は複雑であり理想化して解析することになる。

本報告の計算モデルでは、地震波入力の方基盤面から下方への逸散減衰を、基盤の弾性基盤とすることで考慮した。また、履歴減衰を履歴ループの定式化を行うことで考慮した。つぎに、粘性減衰系に関しては、レーレーダンピングと呼ばれるものを用いた。なお、多質点系の解析モデルに下方基盤から加速度 $\ddot{u}$ が入力した場合、減衰力を質点の速度に比例する粘性減衰系として $(C) \cdot \{\dot{x}\}$ というモデルで考える(式(74)参照)。減衰マトリッ



クス〔C〕を、質量マトリックス〔M〕と剛性マトリックス〔K〕の線形結合として、

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad \dots\dots\dots (76)$$

の形で与えるものがレーレーダンピング<sup>16),17),18)</sup>である。このような形で減衰マトリックスが与えられると、運動方程式は非連成化される。減衰マトリックスが式(76)の形で表されるとき、第 $n$ 次モードの減衰定数 $h_n$ は次式のようになる。

$$h_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta}{2} \omega_n \quad \dots\dots\dots (77)$$

式(77)で $\beta = 0$ とすれば、減衰項は質量マトリックスに比例すると考えたことになる。このとき、減衰は各次の固有円振動の反比例する形となり、質点の速度に比例するような減衰(粘性減衰)を仮定したことになる。一方、 $\alpha = 0$ とすると、減衰項は剛性マトリックスに比例する形となる。このとき減衰は固有円振動数に比例することになり、質点のひずみ速度に比例するような形となる。 $\alpha$ および $\beta$ は、式(77)において、2つの固有円振動数における減衰定数が実測あるいは仮定されれば決定できる。

線形、非線形モデルで履歴減衰、粘性減衰の2種類の減衰を同時に取り扱うことは、計算結果の評価を複雑にするので、今回の計算では履歴減衰のみを考慮した。すなわち、応力-ひずみの履歴ループが示す減衰のみを取り扱った。したがって、Linearモデルは履歴減衰を考慮していないことになる。地下逸散減衰は地盤のモデル化の際、基盤を弾性基盤とすることで考慮している。

#### 4.4 地震波の入力基盤

構造物を建設する地点における表層地盤の地震応答特性を検討するために地盤をモデル化する場合、なるべく、深いところまでモデル化するのが望ましい。しかし、モデル化の範囲にはおのずから限界があり、モデルには仮想の基盤面が存在することになる。一般的には、モデル上の基盤面は工学的基盤面とし、それより上層の地盤をモデル化する。ある構造物の建設地点の地震動は、地震そのものの大きさ(マグニチュード)や断面層からの地震動の伝播経路と建設する地点のローカルな地盤の性質を反映したものとなる。実際に、地震力を決定する場合には、これらの影響を別々に考えると都合がよい。そのためには、ローカルな地盤の性質を反映すると思われる地表面からある深さの面までを考える必要がある。その深さの面とは建設地点の範囲に一樣な地震波が入射すると考えられる基準の面である。このような基準の面を「工学的基盤面」と称し、工学的基盤面より上を「表層

地盤」と称している。普通、この工学的基盤面は軟弱粘土層の下や沖積砂層の下で岩盤や比較的固い $N$ 値50以上の洪積層にとることが多い。

ボーリングによる土質調査を実施すると、必ずしも上に述べた工学的基盤に達するとは限らない。時には、いくら深く掘っても延々と軟弱層が続く場合もある。そのような場合には、当然のごとく地盤の地震応答解析の際の地震入力基盤の考え方も異なってくる。地震入力基盤の考え方は、大別して地下逸散減衰を考慮するもの(弾性基盤)としないもの(剛性基盤)がある。後者の取り扱い、基盤面下の土が無限の剛性を有していると仮定するもので基盤面下には波動エネルギーの透過は許さないという事と等価である。このような仮定の妥当性は、基盤面の境界に接する土の剛性の差異とモデル土層内の波動エネルギーの消散によって決まる。土の剛性の差異は、波動インピーダンス比によって表現される基盤の方へ向って逃げて行く波動エネルギーの逸散の度合を表す。また、モデル土層内の波動エネルギーの消散とは、土の内部減衰を意味している。内部減衰が小さく、かつ境界面のインピーダンス比も大きい場合には、地下へ逸散する波動の影響が無視できないことが理論的に予測される。そこで、最近では集中質点法を利用した応答計算でも地下逸散減衰を考慮して計算するようになってきた。

本解析プログラムも、地下逸散減衰機能を付けた。具体的には、基盤に入射する波を規定し、基盤面下への逸散は基盤における速度に比例した粘性減衰として評価<sup>19)</sup>している(図-13参照)。

## 5. 地震応答計算

地震応答計算は、土の応力-ひずみの非線形モデルの特性を現場の土のそれと比較することに主眼を置いているため、検討対象地盤を仮想地盤ではなく、乱さない土の動的試験が行われ、かつ地震観測が実施されている横浜港大黒ふ頭の原地盤を選んだ。したがって、本報告で設定した計算定数等は、上記の原地盤に対してのものである。しかしながら、定数設定の考え方は、計算の対象地盤が他の地盤であっても参考になると考える。

### 5.1 検討対象地盤

地震応答計算を実施する地盤は、横浜港大黒ふ頭の12m岸壁の第2パース<sup>20)</sup>の原地盤である。現地盤においては、土質試験とPS検層が行われている。原地盤の土質試験結果を図-15の左側に示す。原地盤には、同図に示すように地震計が深さ方向4か所に直線状に設置されている。また、原地盤から乱さない土を採取し、粘性土の動的変形特性に関する土質試験を行った。乱さな

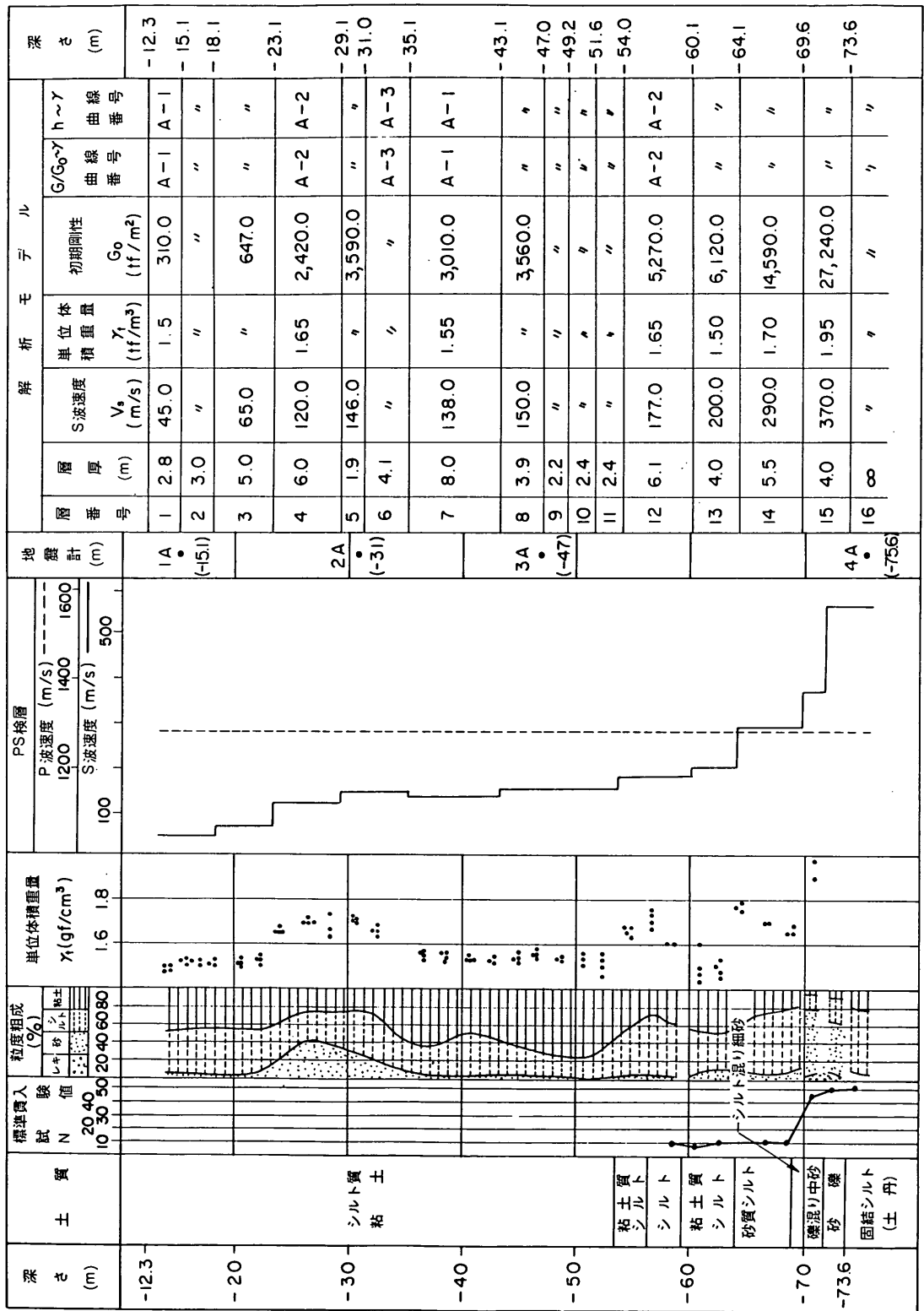


図-15 土質試験結果と解析モデル

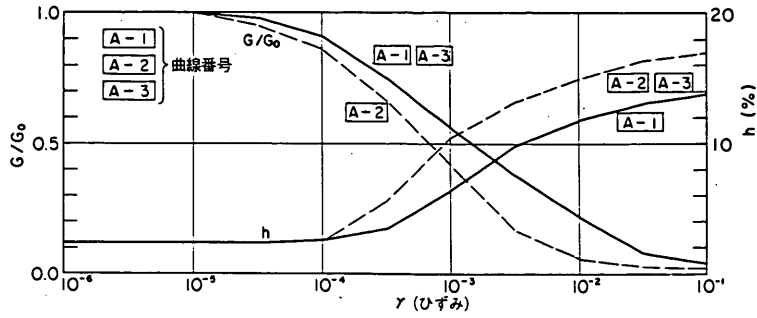


図-16  $G/G_0 \sim \gamma$ ,  $h \sim \gamma$  曲線

い土は、各深度（-17, -18, -28, -34, -42, -48, -64 m）から採取した。粘性土の動的変形特性のひずみ依存性は土の塑性指数に依存すると言われており、本試験結果も同様にして整理した。その結果を、図-16に示す。図中の曲線番号は、図-15の右側に示す解析モデルの $G/G_0 \sim \gamma$ と $h \sim \gamma$ の曲線番号に対応している。同じ曲線番号の土の塑性指数は、動的試験を実施した土のそれとほぼ同じである。すなわち、A-1曲線で現される土層が深さ-123 m ~ -231 mと-35.1 m ~ -54.0 mとにあるが、それぞれの土層内でS波速度は違っても、 $G/G_0 \sim \gamma$ と $h \sim \gamma$ の曲線は同一であったことを示している。

地盤のモデル化に当たり、層分割はPS検層のS波速度の分布にほぼ従った。層数は深さ-73.6 mのところを基盤面として15層になる。基盤面以下は層番号16で示される弾性基盤であるが、-73.6 m以深では土質試験が行われていないため、層番号16で示される弾性基盤の物性値はすぐ上の土層（層番号15）と同じ物性値を用いた。以上より、SHAKEは15層+弾性基盤（1層）の16層の地盤モデルとなる。非線形応答解析では、図-13に示したように各層の境界面に質点を集中させる形で地盤をモデル化することになり、15質点+弾性基盤（1質点）の16質点の地盤モデルとなる。各層の層番号、層厚、S波速度、単位体積重量等は、図-15の右側に示す解析モデルの項に示すとおりである。

## 5.2 土の動的変形特性のモデル化に用いた定数

### (1) 等価線形解析で用いた定数

等価線形解析手法（SHAKE）で用いた各定数は、図-15の右側の解析モデルの項に示すとおりである。

初期せん断弾性係数（図-15では初期剛性としている） $G_0$ は、波動理論から得られる式（78）を用いて、

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad \dots\dots\dots (78)$$

として求めた。ここで、 $V_s$ はPS検層から得られた各層でのS波速度である。図-15には示さなかったが、応答計算の初期値としての減衰定数 $h$ は3%とした。また、有効ひずみは最大ひずみの65%とし、繰り返し計算の際、解の収束の判定は、計算に使用した $G$ 、 $h$ と次の計算に使用する $G$ 、 $h$ との相対誤差が5%以内となったときとした（2.3等価線形解析法参照）。解析最高周波数は、20 Hzとした。

### (2) 線形・非線形解析で用いた定数

線形、非線形モデルの復元力特性は骨格曲線と履歴ループを定式化することで表現できる。今回の計算では履歴ループの定式化はMasing則によっている。したがって、骨格曲線を定式化すれば、自動的に履歴ループは定式化される。

ここで、試験結果の骨格曲線、あるいは各モデルの骨格曲線は、次のようにして求めた。骨格曲線上の点（ $\tau$ ,  $\gamma$ ）は次式で表される。

$$\tau = G \cdot \gamma \quad \dots\dots\dots (79)$$

ここで、 $\tau$  : せん断応力  
 $\gamma$  : せん断ひずみ  
 $G$  : 割線せん断弾性係数

上式を、初期せん断弾性係数 $G_0$ を用いて変形すると、

$$\tau = G_0 \cdot \frac{G}{G_0} \cdot \gamma \quad \dots\dots\dots (80)$$

となる。これより $G_0$ がわかれば、図-16の $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線より骨格曲線を式（80）より求めることができる。 $G_0$ は、図-15の右側に示した初期せん断弾性係数（図-15では初期剛性） $G_0$ を用いた。なお、各モデルの骨格曲線を試験結果の骨格曲線と比較するさいには、 $G_0 =$

1.0 t/m<sup>2</sup> に換算して示した。

以下に、各モデルの骨格曲線の設定方法とその結果を述べる。

a) Linear モデル

Linear モデルは、骨格曲線のみで、せん断弾性係数のみを考えればよい。せん断弾性係数は、SHAKE で用いた初期せん断弾性係数  $G_0$  を使用した。一般に、Linear モデルを用いて応答計算を行う場合、地震時のひずみを想定して初期せん断変形係数を低下させる場合が多い。本研究では、骨格曲線を直線で近似するモデルとして Linear モデルの他に、Bi-Linear モデル、Tri-Linear モデルを用いている。これら直線による骨格曲線の近似度の差が応答計算結果に与える影響を検討するため、Linear モデルのせん断弾性係数は、Bi-Linear モデル、Tri-Linear モデルの初期せん断弾性係数  $G_0$  に合わせた。

b) Bi-Linear モデル

Bi-Linear モデル（以下、B-Lモデルという）の骨格曲線と履歴ループは、図-11 に示したとおりである。骨格曲線は次のように近似することにした。

- 1)  $G_1 : r = 10^{-4}$  の範囲で、図-15 に示す初期せん断弾性係数  $G_0$  と一致させる。
- 2)  $G_2 : 10^{-4} < r < 3 \times 10^{-3}$  の範囲で試験結果の  $G \sim r$  曲線を最小自乗法により直線近似し、その傾きを  $G_2$  とする。

以上の近似により得られた骨格曲線を試験結果とともに図-17 に示す。図-17 の骨格曲線は初期せん断弾性係数  $G_0$  を  $G_0 = 1.0 \text{ t/m}^2$  に換算して示してある。

1) については、図-16 より、剛性の低下が比較的小さい（初期の 85～90%）微小ひずみ部分を考えたもの

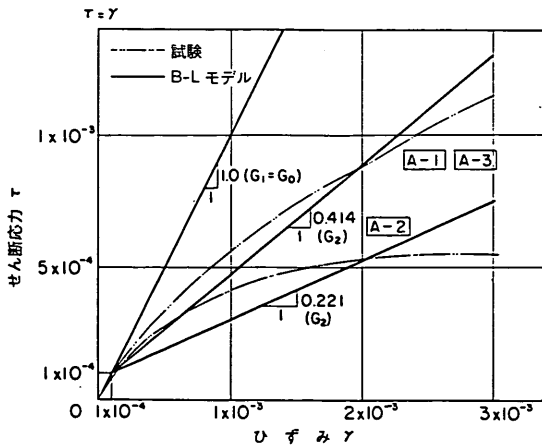


図-17 B-Lモデル骨格曲線

である。2) については、横浜港大黒ふ頭において観測された地震波を用いて、SHAKEにより前計算を行った結果（図-68参照）より、発生する最大のひずみを十分カバーできるひずみ範囲として設定したものである。

c) Tri-Linear モデル

Tri-Linear モデル（以下、T-Lモデルという）の骨格曲線と履歴ループは、図-12 に示すようになる。骨格曲線は、B-Lモデルと同様に、次のように近似した。

- 1)  $G_1 : r < 10^{-4}$  の範囲で、図-15 に示す初期せん断弾性係数  $G_0$  と一致させる。

$$G_1 = G_0$$

- 2)  $G_2 : 10^{-4} < r < 10^{-3}$  の範囲で、試験結果の  $\tau \sim r$  曲線を直線近似し、その傾きを  $G_2$  とする。

- 3)  $G_3 : 10^{-3} < r < 3 \times 10^{-3}$  の範囲で試験結果の  $\tau \sim r$  曲線を直線近似し、その傾きを  $G_3$  とする。

1), 3) についてはB-Lモデルと同様の理由で設定した。2) の  $r = 10^{-3}$  については、 $G/G_0 \sim r$  曲線の変曲点近辺ということで設定した。以上の近似により得られた骨格曲線を、 $G_0 = 1.0 \text{ t/m}^2$  に換算して図-18 に示す。

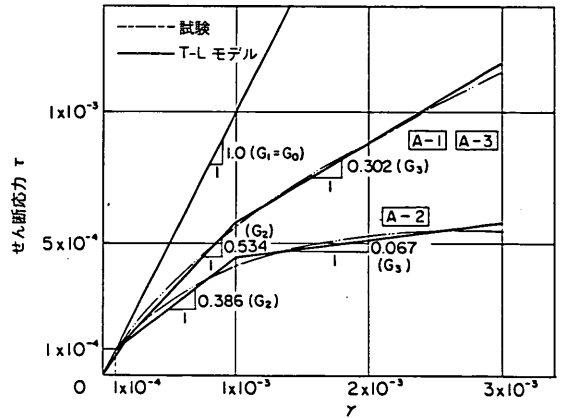


図-18 T-Lモデル骨格曲線

d) 履歴型 Hardin-Drnevich モデル

履歴型 Hardin-Drnevich モデル（以下、H-Dモデルという）は初期せん断弾性係数  $G_0$  と規準ひずみ  $r_r$  の2つの定数を決定する必要がある。 $G_0$  については図-15 の初期せん断弾性係数を用いることにした。規準ひずみ  $r_r$  は、 $G/G_0$  が 0.5 になったときの値を用いればよいので、図-16 より

曲線 A-1, A-3  $r_r = 1.5 \times 10^{-3}$

曲線 A-2  $r_r = 7 \times 10^{-4}$

とした。

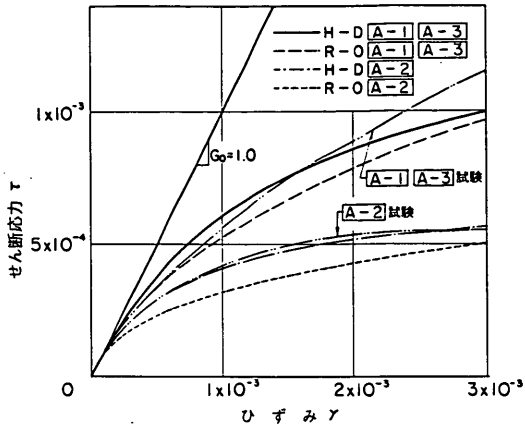


図-19 H-D, R-Oモデル骨格曲線

骨格曲線を、次に述べるRamberg-Osgoodモデルとともに、 $G_0 = 1.0 \text{ t/m}^2$ に換算して図-19に示す。

e) Ramberg-Osgoodモデル

Ramberg-Osgoodモデル(以下、R-Oモデルという)に関しては、3.2(4)に述べた杉本<sup>14)</sup>らの修正式を用いた。

$G_0$ は、図-15の初期せん断弾性係数を用いた。 $K$ と $r$ の決定の仕方にはいくつかの方法がある。

図-20は、横軸に $G/G_0$ 、縦軸に減衰定数 $h$ をとり図-16の結果をプロットし直したものである。この直線関係を利用しひずみが無限に大きくなったとき、すなわち $G/G_0 = 0$ のときの減衰定数を $h_0$ とする。一方、式(64)から $G/G_0 = 0$ のときの減衰定数 $h_0$ は次式となる。

$$h_0 = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{r-1}{r+1} \quad \dots\dots\dots (81)$$

式(81)より、 $r$ が求められれば、残るパラメータ $K$ は、式(65)に実測の $\tau$ 、 $\gamma$ を代入することで求められる。

上記と異なる以下の方法によっても、パラメータを求めることができる。式(65)を $G = \tau \cdot \gamma$ の関係を利用して変形すれば、

$$\frac{G_0}{G} - 1 = K \left( \frac{G}{G_0} \cdot \gamma \right)^{r-1} \quad \dots\dots\dots (82)$$

となる。さらに両辺の対数を取ると次式となる。

$$\log \left( \frac{G_0}{G} - 1 \right) = \log K + (r-1) \log \left( \frac{G}{G_0} \cdot \gamma \right) \quad \dots\dots\dots (83)$$

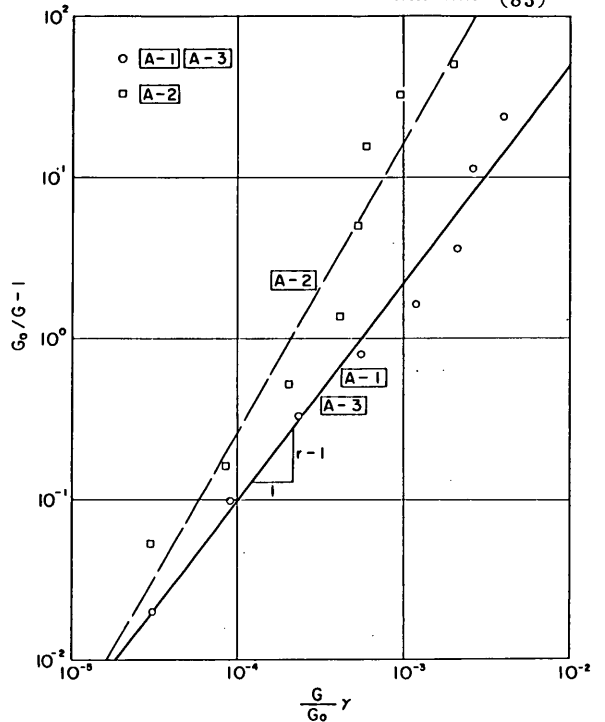


図-21  $(G/G_0) \cdot \gamma \sim (G_0/G - 1)$ の直線関係

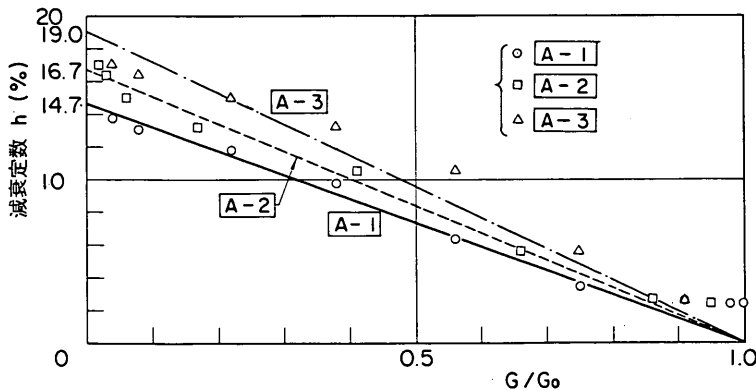


図-20  $G/G_0 \sim h$ の関係

式(83)の関係を、両対数グラフにプロットしたものが図-21である。

横軸は、 $(G/G_0) \cdot r$ 、縦軸は $(G_0/G) - 1$ とした。

この直線関係より、 $K$ と $r$ が求められる。

上記の2つの方法により、パラメータを決定したが、骨格曲線の近似が良い後者を計算に用いることにした。

$K$ と $r$ の値は、

曲線 A-1, A-3	$K = 2.47 \times 10^4$
	$r = 2.35$
曲線 A-2	$K = 4.23 \times 10^6$
	$r = 2.80$

となった。

骨格曲線は、前掲の図-19に示してある。

### 5.3 非線形解析に用いた動的変形特性のひずみ依存曲線

5.2において、各モデルの骨格曲線の決定方法を述べた。5.2で得られた各モデルの骨格曲線の式と、Masing則に基づく履歴ループの式から $G/G_0 \sim r$ 曲線と $h \sim r$

曲線を各モデルに関して求め、実験曲線と比較する。各モデルの等価減衰定数 $h$ のひずみ依存曲線は、3.2(4)で述べたそれぞれの式による。

図-22~図-25に、B-L, T-L, H-D, R-Oモデルの $G/G_0 \sim r$ および $h \sim r$ 曲線を示す。図-1には、室内実験により求めた曲線も合わせて示した。各モデルの $G/G_0 \sim r$ 曲線は、室内試験結果と比較的に良く一致させることができたが、 $h \sim r$ 曲線のひずみ時の近似は良くなかった。 $h \sim r$ 曲線の近似がよくないということは一般的に認められていることであり、その理由により、 $G/G_0 \sim r$ 曲線の近似の程度を保持したまま、 $h \sim r$ 曲線を近似する手法がいくつか提案<sup>21), 22)</sup>されている。なお、定式化された応力-ひずみ復元力特性を持つ1自由度系の定常振動応答より求められる減衰定数は等価減衰定数と一致しないという報告<sup>23)</sup>もあり、減衰については、今後、各方面から研究が必要である。

以上から、今回の計算では、ひずみの最大値が $1 \times 10^{-2}$  (1%)以下となるようにした。

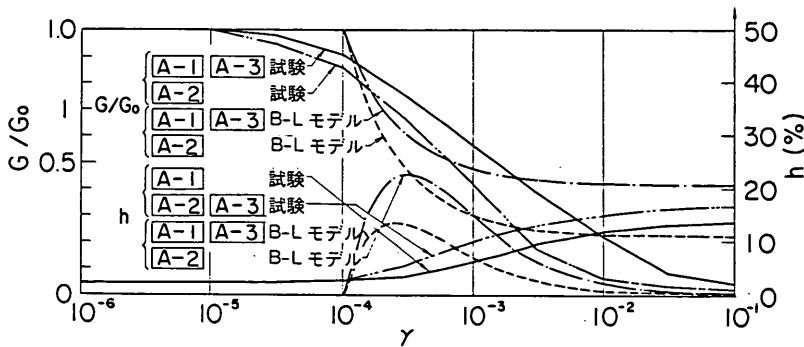


図-22 B-Lモデルひずみ依存曲線

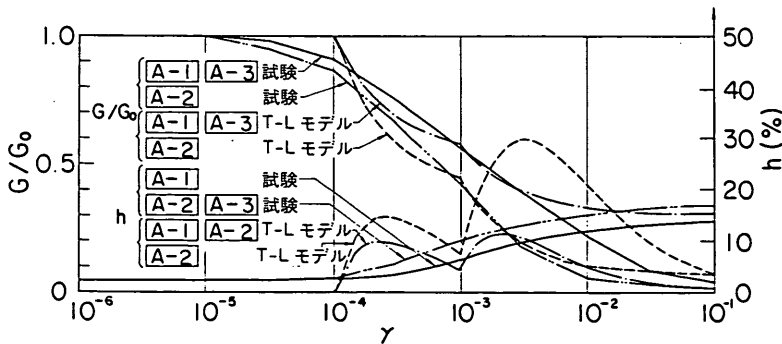


図-23 T-Lモデルひずみ依存曲線

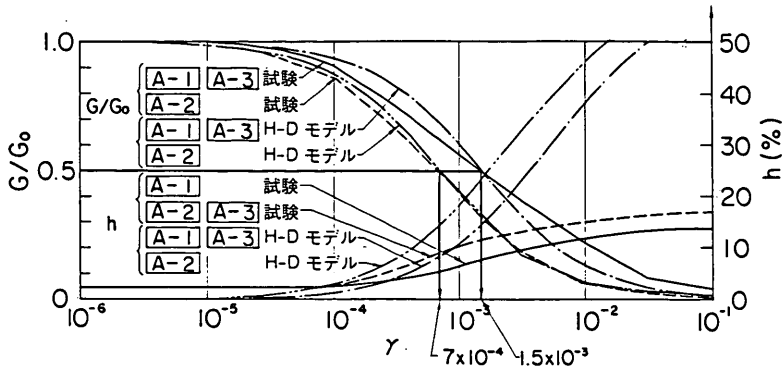


図-24 H-Dモデルひずみ依存曲線

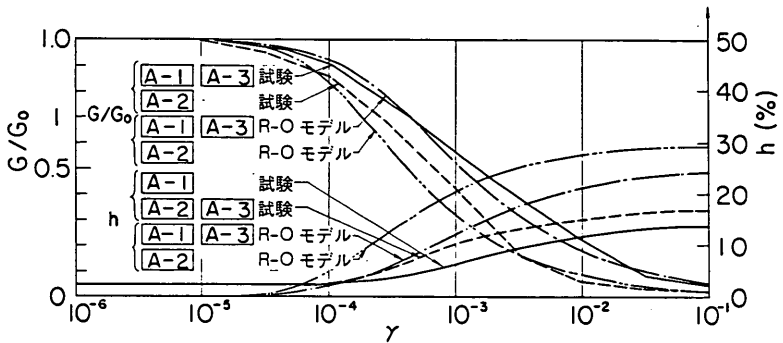


図-25 R-Oモデルひずみ依存曲線

#### 5.4 入力地震波と計算ケース

地震応答計算は、最初に、せん断ひずみの大きさおよび地震波の違いが計算結果に与える影響を検討するため、基盤の入射波の最大加速度を50, 100 Galに設定した2種類の地震波を用いて行った。次に、本解析プログラムによる解析結果が、地震観測結果をどの程度説明できるかを検討するため原地盤で観測された地震波を用いて計算を行った。

計算に用いた3種類の地震波は、以下のとおりである。1番目は、1968年十勝沖地震の際、八戸港で観測された地震波(S-252NS)をSHAKEによって基盤の入射波に戻したものである。2番目は、1978年宮城県沖地震の際、大船渡港の岩盤で観測された地震波(S-1210E41S)である<sup>24)</sup>。実測結果と比較する3番目の地震波は、1983年8月8日に発生した神奈川・山梨県境を震源域とした地震の際、検討対象地盤の基盤(-75.6m)で観測された地震波をSHAKEによって基盤の入射波に戻したものである。

表-1に計算ケース、入力地震波形名、入力最大加速度などを示す。

八戸港基盤波、大船渡港基盤波、大黒ふ頭基盤波の入

表-1 入力地震波形と計算ケース

ケース	1	2	3	4
地震名	1968年十勝沖地震		1978年宮城県沖地震	—
観測地点	八戸港		大船渡港	横浜港 大黒ふ頭
入力最大加速度 $\alpha_{max}$ (Gal)	50	100	50	25.4
入力地震波形名	八戸港基盤波		大船渡港 基盤波	大黒ふ頭 基盤波
波形番号	S-252		S-1210	YDN-3

力波形を図-26、フーリエスペクトルを図-27に示す。八戸港、大船渡港基盤波の波形を取り上げたのは、マグニチュードがそれぞれ7.9と7.4の大きな地震で、フーリエスペクトルに見られるように周波数特性に違いがあるためである。計算に使用したのは八戸港、大船渡港基盤波は、それぞれの地震動継続時間150秒、58秒のうちの主要動の17秒間、大黒ふ頭基盤波は、記録時間51秒のうちの最初の6秒~23秒の17秒間の波形

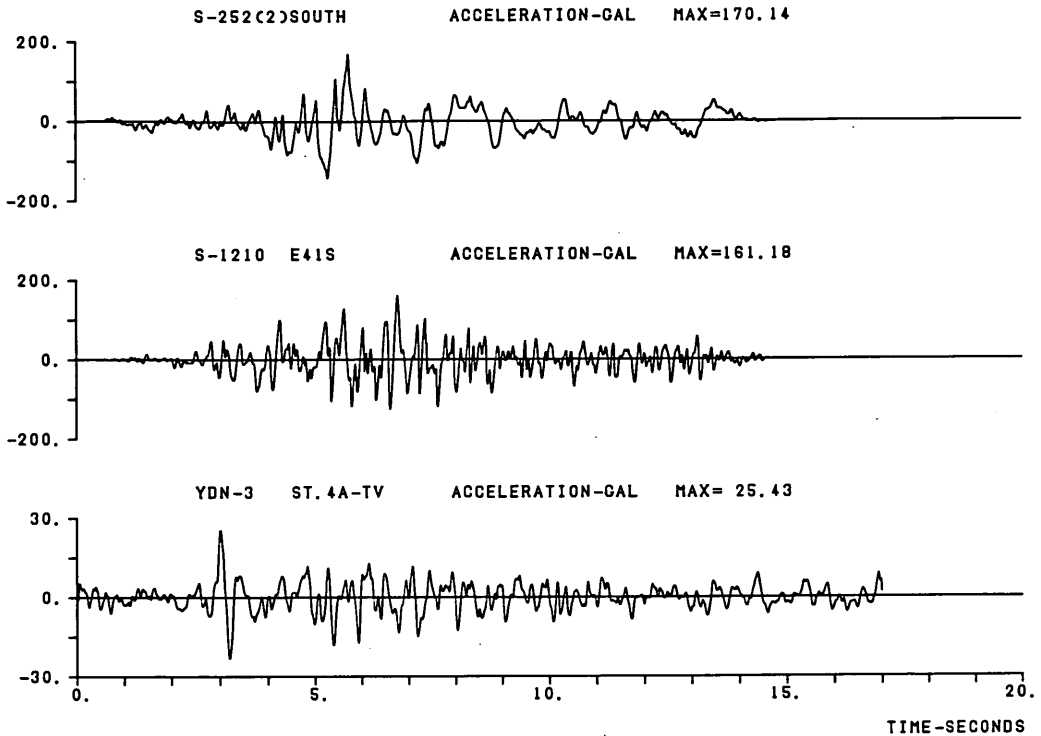


図-26 入力波形時刻歴(17秒間)

である。いずれの場合もデジタルの時間間隔は  $\Delta T = 0.01$  sec である。SHAKEで使用される高速フーリエ変換 (FFT) に用いるデータ数は2のべき乗個を用いることになっているため、2,048点を用いた。実際の波形のデータ数は1,700点であり1,701点以降のデータにはゼロが入っている。これはリンク効果<sup>25)</sup>を断ち切るためのものである。

地震波の入力地点は層番号16の上端、深さ-73.6mの地点である。基盤は、地下逸散減衰を考慮した弾性基盤で、地震波は、入射波である。

大黒ふ頭基盤波の入力波は、-75.6mの記録であるが、計算では-73.6mの基盤面の波として扱った。-73.6mは基盤面であり、地震計はそれより2m下に設置されているが、その点の地震動は地盤のN値( $> 50$ )から基盤面の地震動と同一と考えてよい。ケース4の加速度は、入射波の加速度を示したが、実際に観測された加速度の大きさは、15 Galであった。

ここに、土の非線形性を検討する入力加速度として、50, 100 Gal は、小さいように考えられるが、5.3に

0  
 おいて示したように土の非線形モデルの $h \sim \gamma$ 曲線の再現性が大ひずみ時で余り良くなく、かつ入力波の最大加速度を100 Gal以上にした予備計算では、検討地盤の第2層のみに大きなひずみが発生したため、最大加速度は、50, 100 Galにとどめた。

今回、モデル化は出来なかったが、土の大ひずみ時の非線形モデルの差異を検討するためには、 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線の近似とともに $h \sim \gamma$ 曲線も近似できるようにする必要がある。



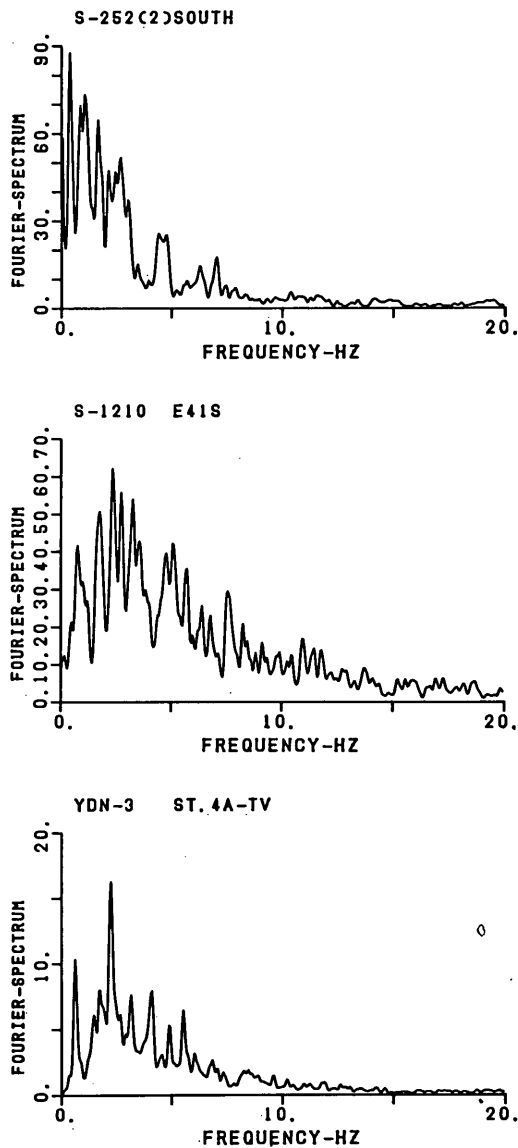


図-27 入力波フーリエスペクトル

### 5.5 計算結果

まず、CASE 1～3について工学的によく用いられるSHAKEによる計算結果と線形および非線形モデルによる計算結果とを比較する。つぎに、横浜港大黒ふ頭での地震観測によって得られた観測波形と各モデルの計算結果について比較検討する。

#### (1) 応答加速度

図28～33に、CASE 1(入力波：八戸港基盤波、 $\alpha_{max} = 50 \text{ Gal}$ )の応答加速度時刻歴を、第1層、第4層、第9層、第16層の上端(-12.3, -23.1, -47.0,

-73.6 m)について示す。図-28はSHAKEによる計算結果であり、他は各モデル(実線)とSHAKE(破線)との比較である。Linearモデルを除き、各モデルともSHAKEによる解とよく一致している。ただし、表層(-12.3 m)の最大加速度は、各非線形モデルともSHAKEより小さくなっている(後述5.5(2))。また、短周期成分が各モデルに現れている。

短周期成分の波は、入力最大の加速度が違うCASE 2(八戸港基盤波、 $\alpha_{max} = 100 \text{ Gal}$ )と、入力加速度の周波数特性が違うCASE 3(大船渡港基盤波、 $\alpha_{max} = 50 \text{ Gal}$ )の場合にも現れる。CASE 2, 3の各モデルの計算結果のうち、第1層(-12.3 m)と第9層(-47.0 m)の加速度時刻歴を、図-34～37に示す。図-35と図-37に示す第9層では、特に、短周期成分が目立つ。

このことを周波数領域で検討するとつぎのようになる。図-38は、SHAKEによる応答加速度を入力、Linearモデルの応答加速度を出力としたときの伝達関数をCASE 1の第1層上端について示したものである。同様に、図-39は、B-Lモデル、図-40は、T-Lモデル、図-41は、H-Dモデル、図-42は、R-Oモデルについて示したものである。また、第9層上端についても、図-38～42と同様に示したのが図-43～47である。入力加速度(図-27参照)やSHAKEによる計算にはほとんど現れない短周期成分がいずれのモデルの計算結果にも現れている。初期せん断弾性係数 $G_0$ を用いて行った固有値解析によれば第1層で現れる短周期成分は、6次(4.8 Hz)のモードに対応する。第9層で現れる短周期成分は、10次(9.3 Hz)、12次(14.0 Hz)、15次(18.5 Hz)の各モードに対応する。しかし、各モデルにより、ピークの現れかたに1 Hz程度の差がある。また、Linear、R-Oモデルでは現れない17 Hz近辺の成分が他の非線形モデルでは現れている。つぎに、CASE 2, 3について、Linear、T-Lモデルの第9層を例にとり、SHAKEに対する伝達関数等を、図-48～51に示す。入力加速度のレベルが違う場合(CASE 1, CASE 2)と周波数特性が違う場合(CASE 1, CASE 3)の比較をしたものである。伝達関数に見られるとおり、Linearモデルに関しては入力波形が変化しても伝達関数はほとんど変化しない。一方、T-Lモデルに関しては、入力加速度のレベルの違い、周波数特性の違いによりピークの現れかたに違いがみられる。ここではT-Lモデルを例にとったが、他の非線形モデルも同じ結果であった。Linearモデルでは履歴減衰を考慮していない。したがって非線

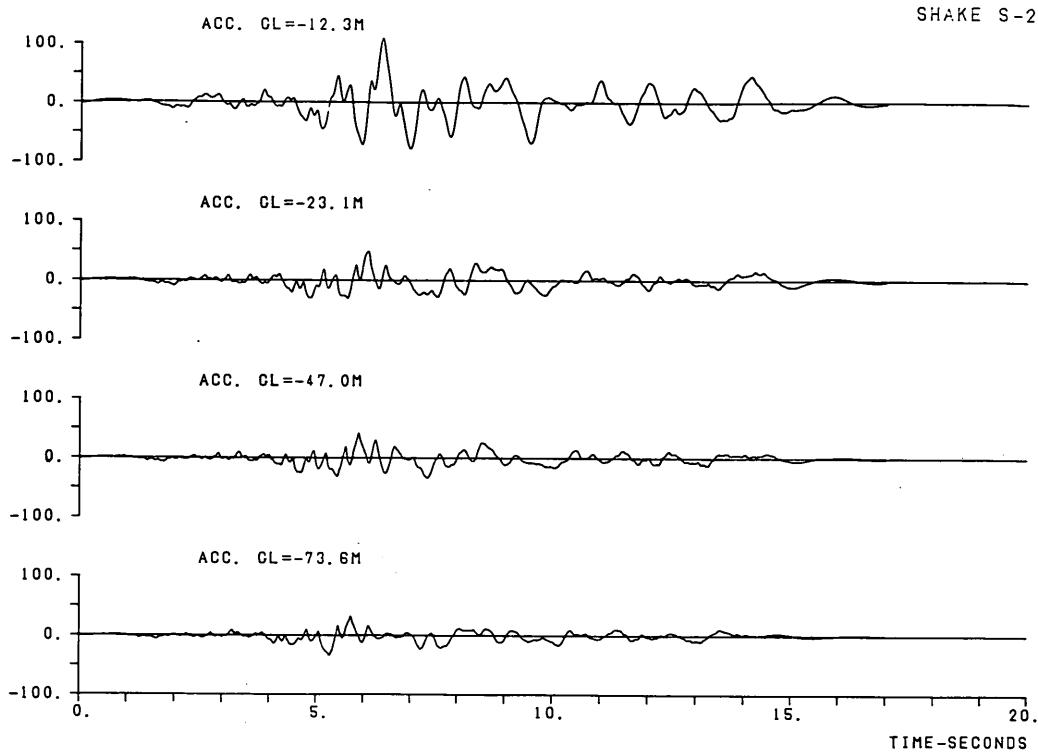


図-28 SHAKE 計算波形 CASE 1 (八戸港基盤波  $\alpha_{max} = 50 \text{ Gal}$ )

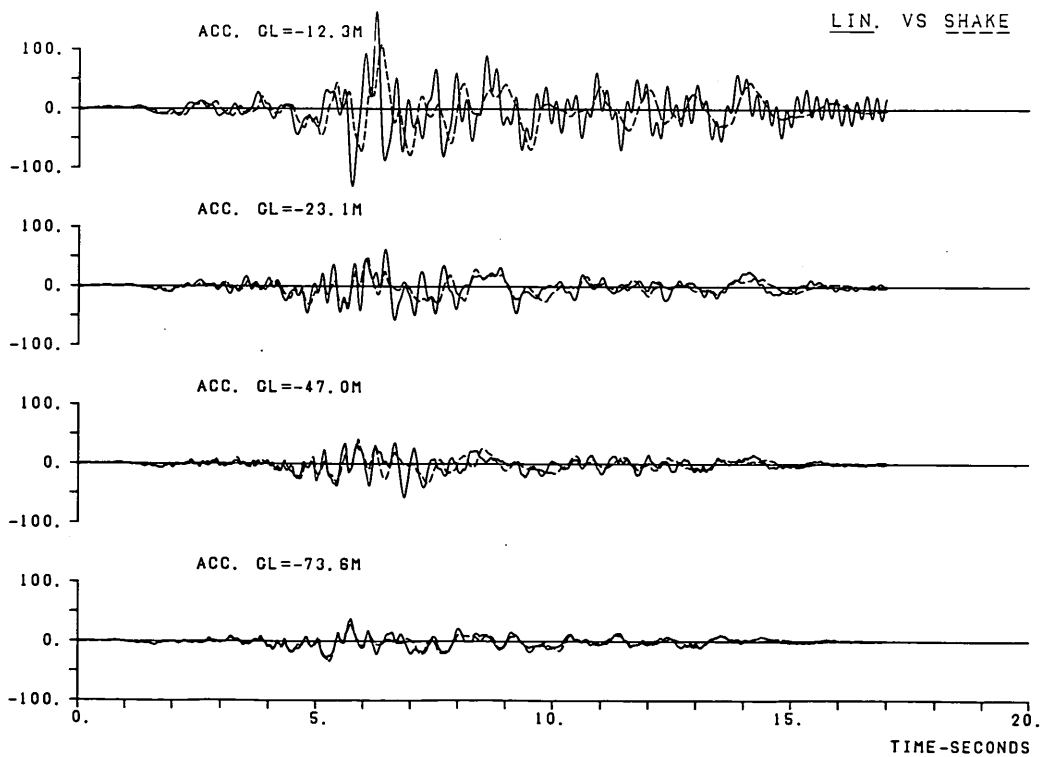


図-29 Linear モデル計算波形 CASE 1 (八戸港基盤波  $\alpha_{max} = 50 \text{ Gal}$ )

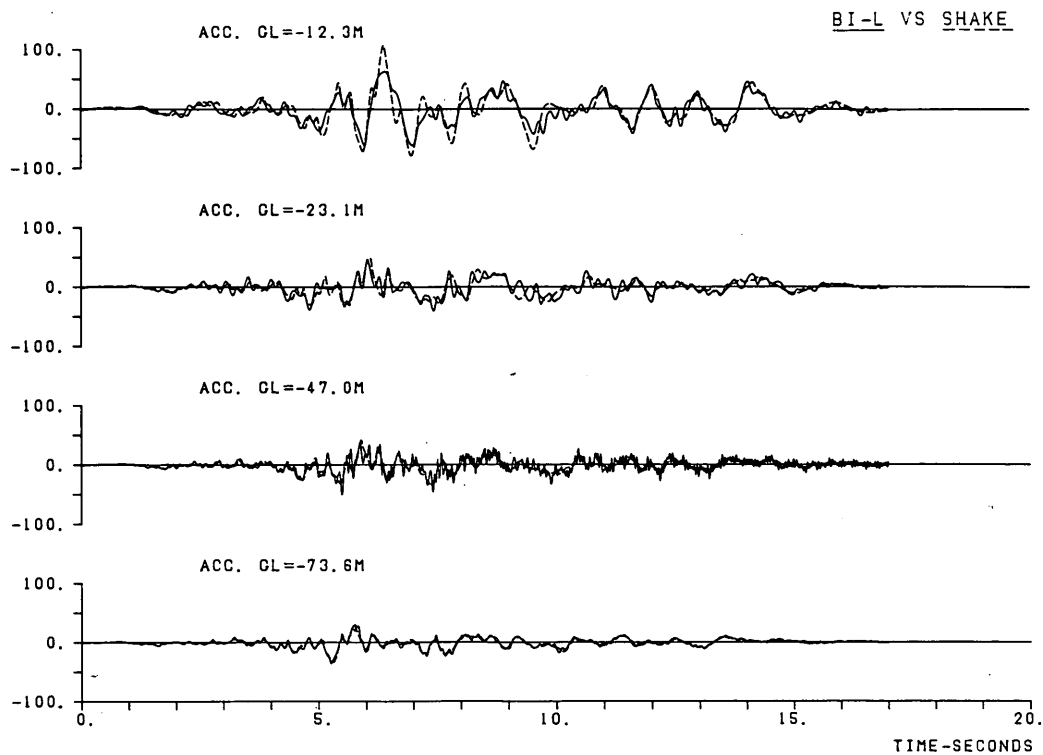


図-30 B-Lモデル計算波形 CASE 1 (八戸港基盤波  $\alpha_{max} = 50 \text{ Gal}$ )

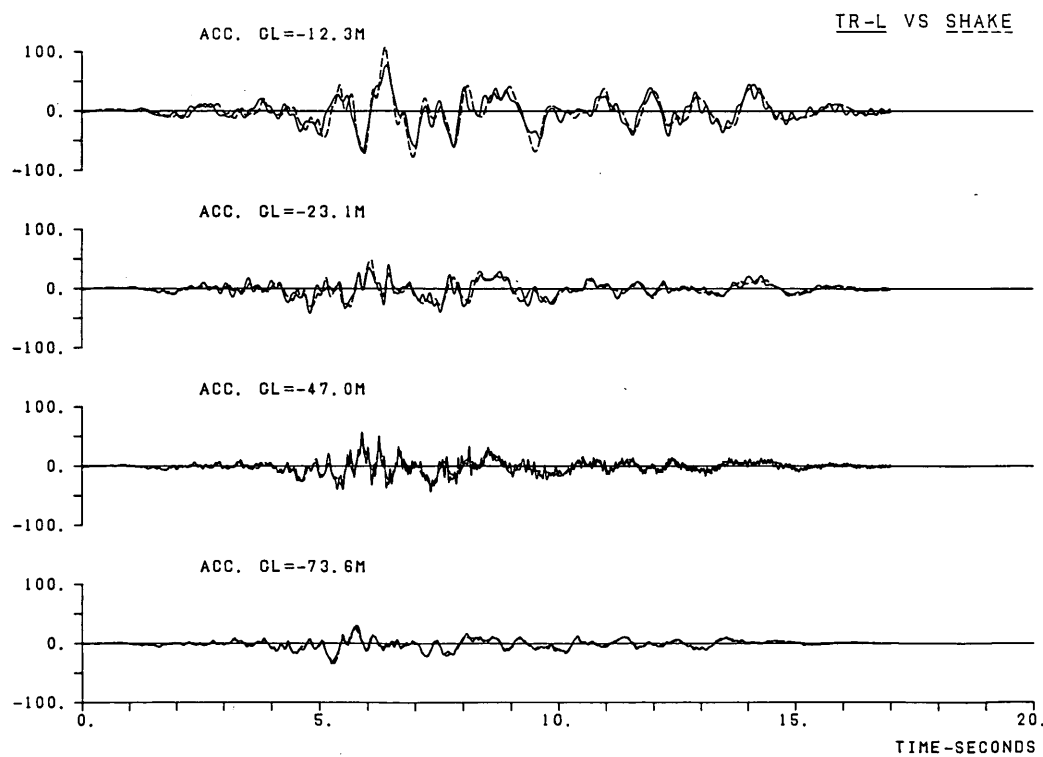


図-31 T-Lモデル計算波形 CASE 1 (八戸港基盤波  $\alpha_{max} = 50 \text{ Gal}$ )

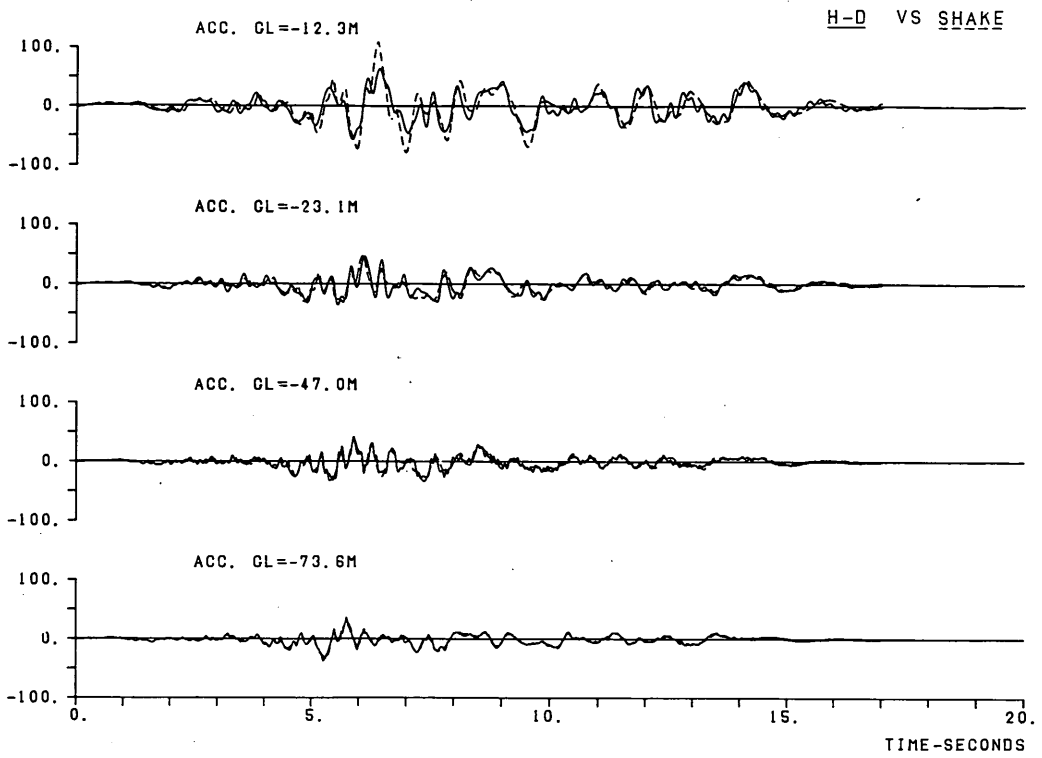


図-32 H-Dモデル計算波形 CASE 1 (八戸港基盤波  $\alpha_{max} = 50 \text{ Gal}$ )

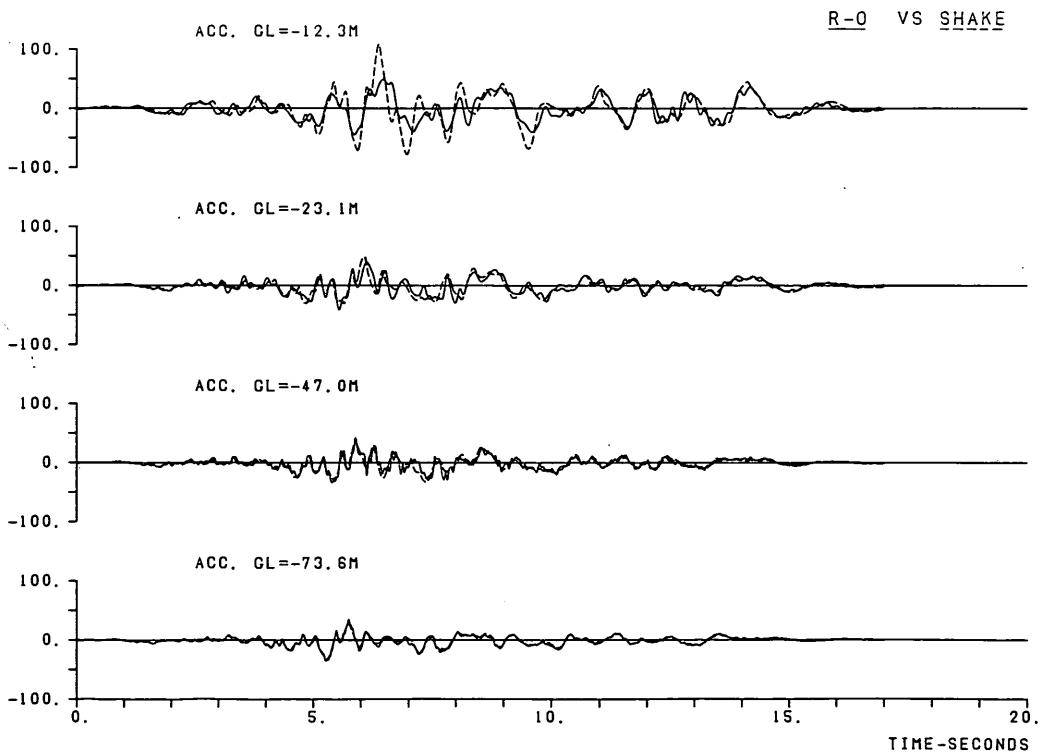


図-33 R-Oモデル計算波形 CASE 1 (八戸港基盤波  $\alpha_{max} = 50 \text{ Gal}$ )

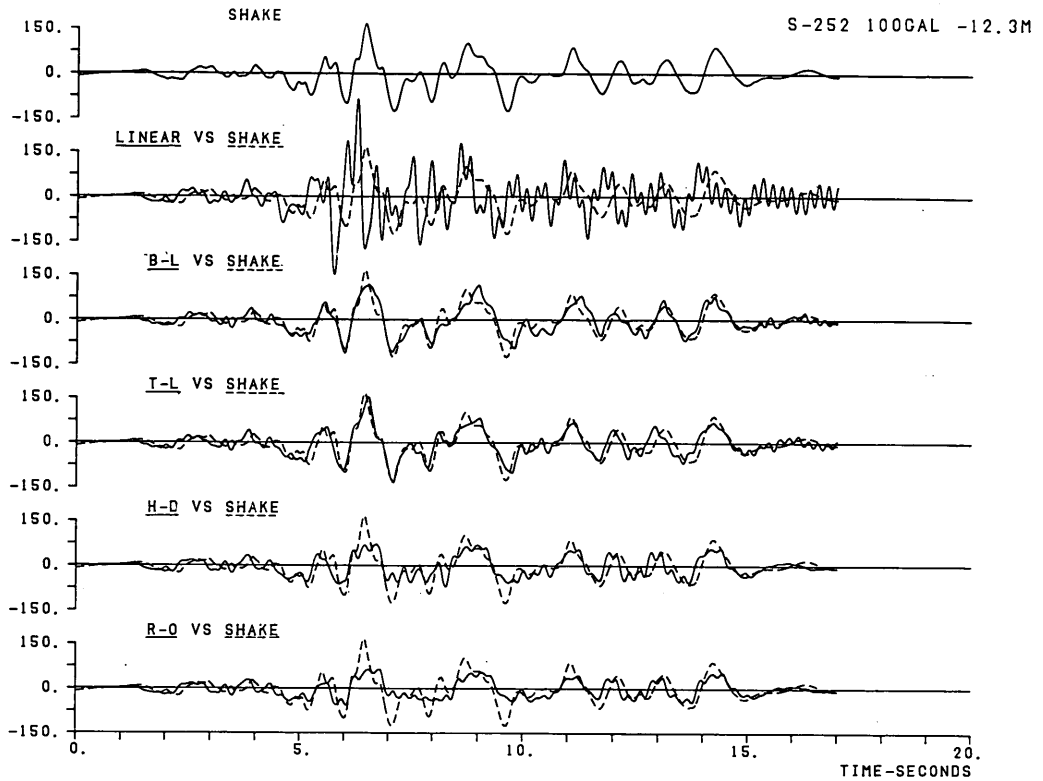


図-34 各モデルの計算波形第1層(深度-12.3 m) CASE 2 (八戸港基盤波  $\alpha_{max} = 100 \text{ Gal}$ )

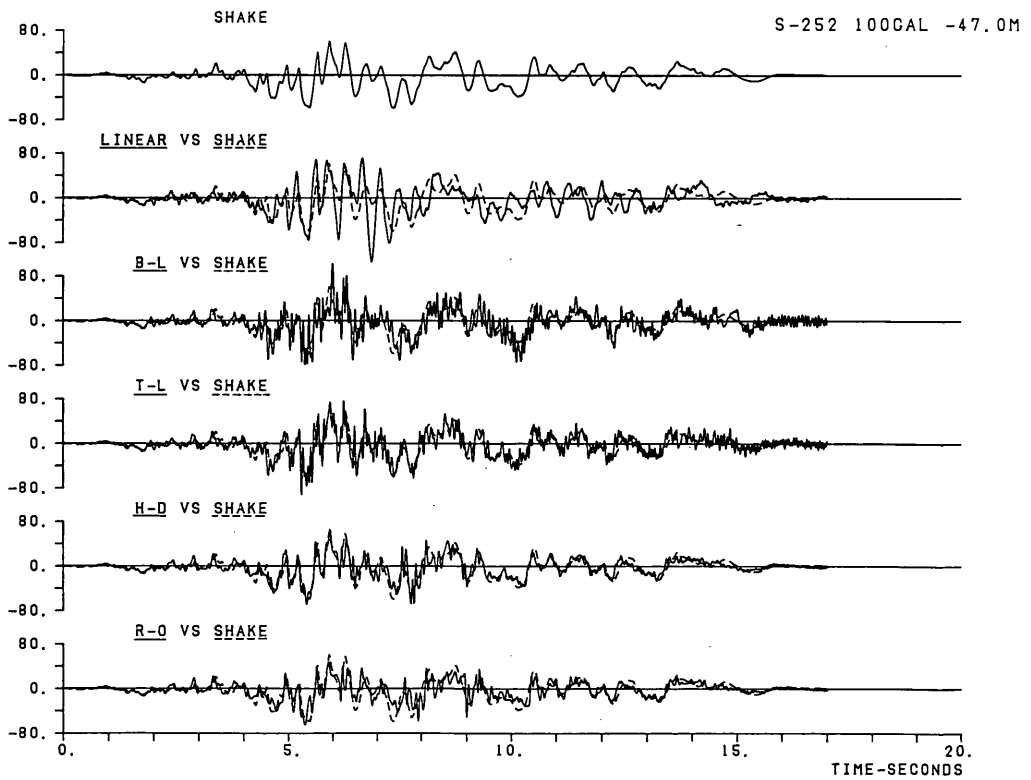


図-35 各モデルの計算波形第9層(深度-47.0 m) CASE 2 (八戸港基盤波  $\alpha_{max} = 100 \text{ Gal}$ )

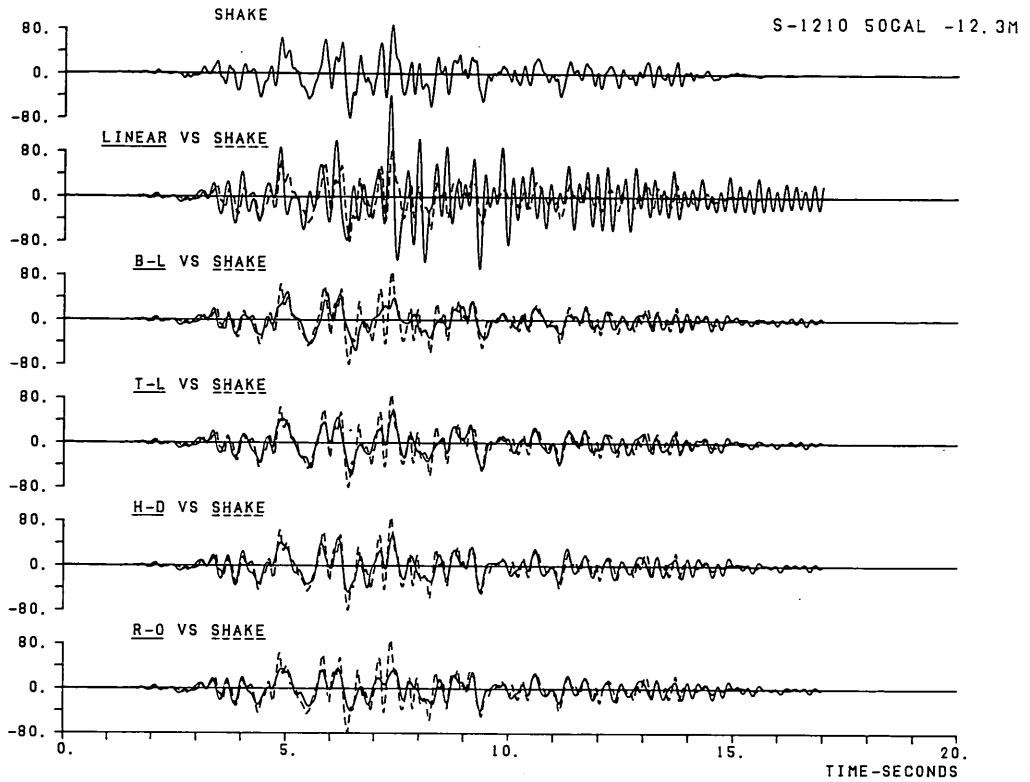


図-36 各モデルの計算波形第1層(深度-12.3 m) CASE 3 (大船渡港基盤波  $\alpha_{max} = 50 \text{ Gal}$ )

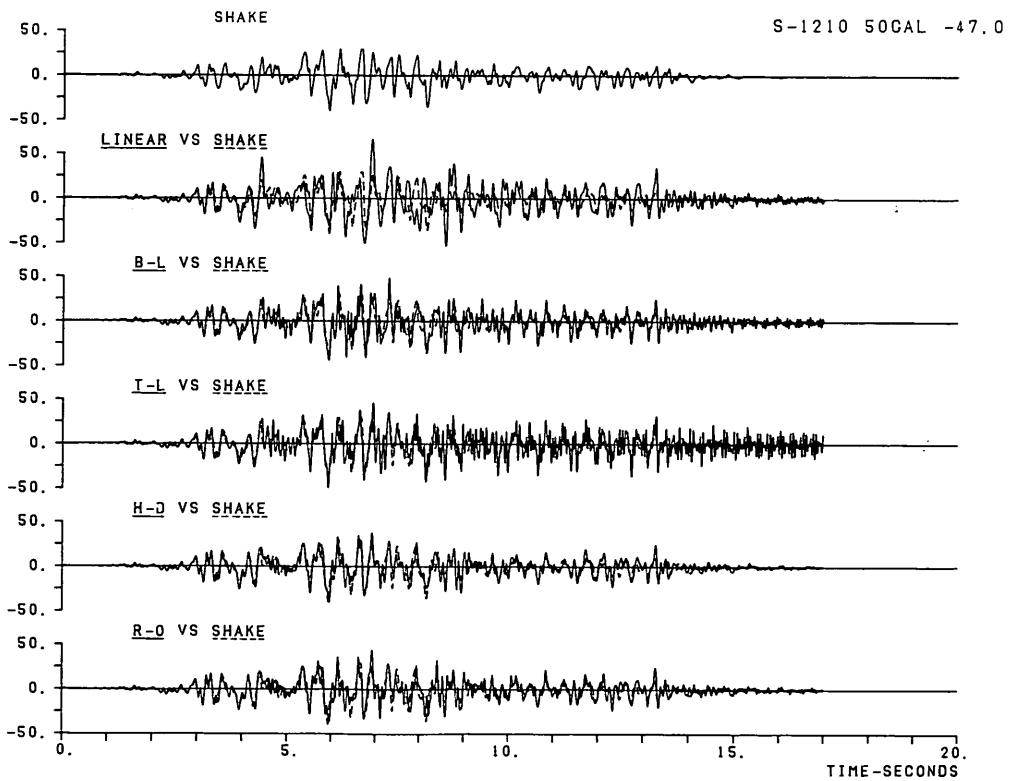


図-37 各モデルの計算波形第9層(深度-47.0 m) CASE 3 (大船渡港基盤波  $\alpha_{max} = 50 \text{ Gal}$ )

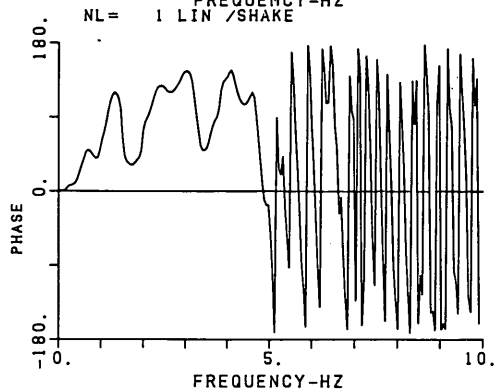
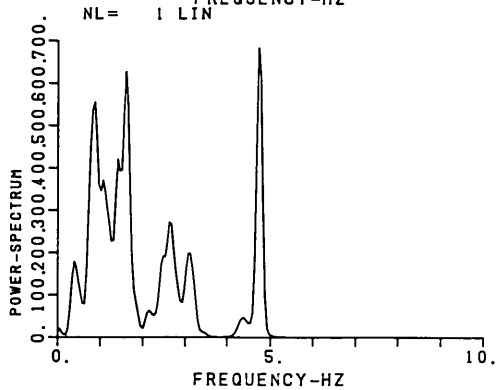
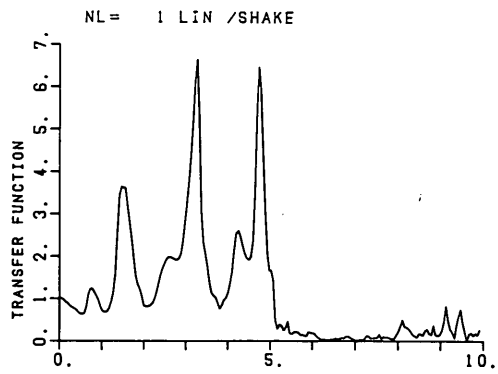
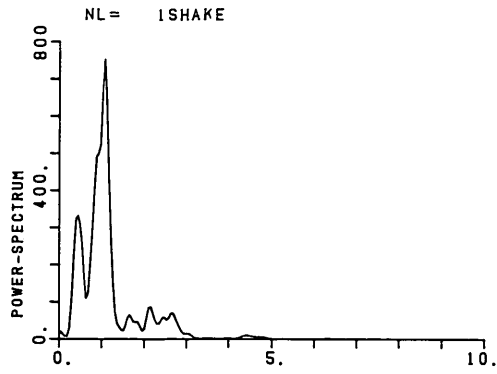


図-38 CASE 1 Linear モデルと SHAKE の第 1 層のパワースペクトル, 伝達関数

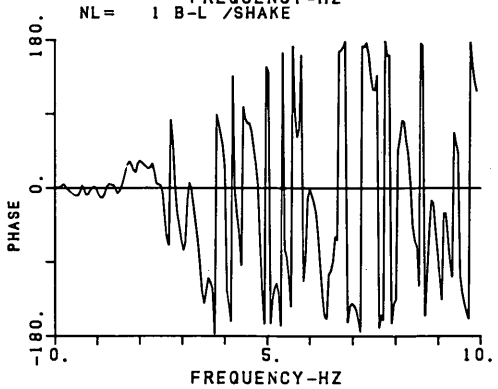
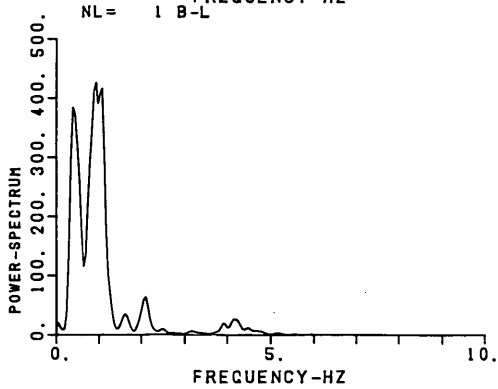
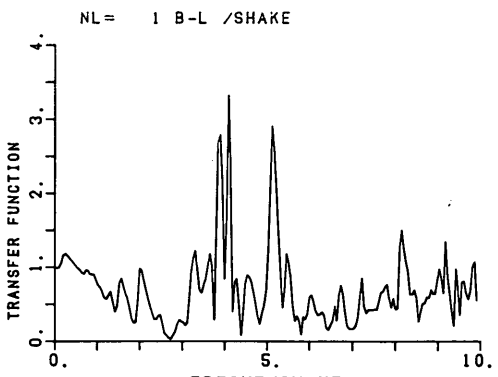
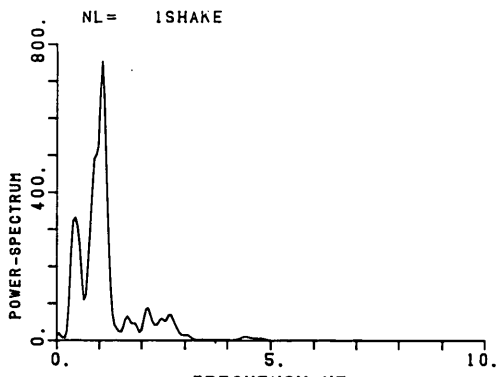


図-39 CASE 1 B-L モデルと SHAKE の第 1 層のパワースペクトル, 伝達関数

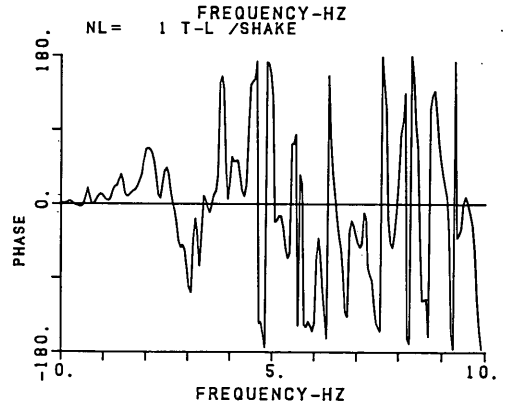
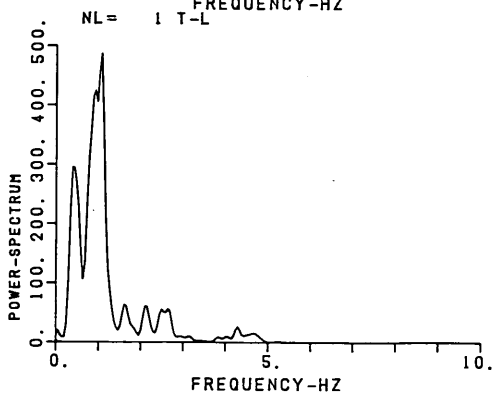
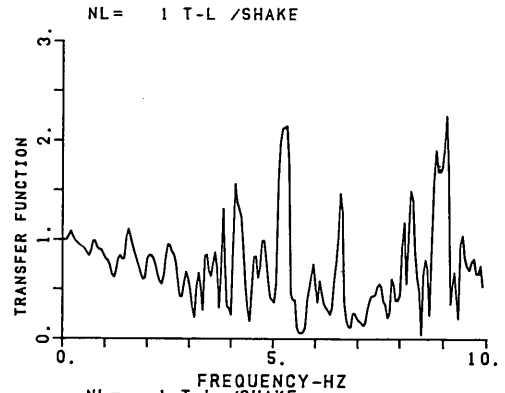
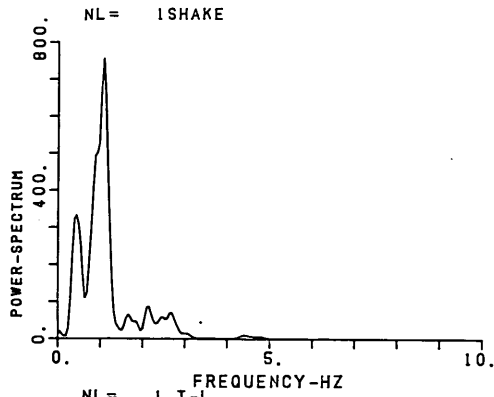


図-40 CASE 1 T-Lモデルと SHAKEの第1層のパワースペクトル, 伝達関数

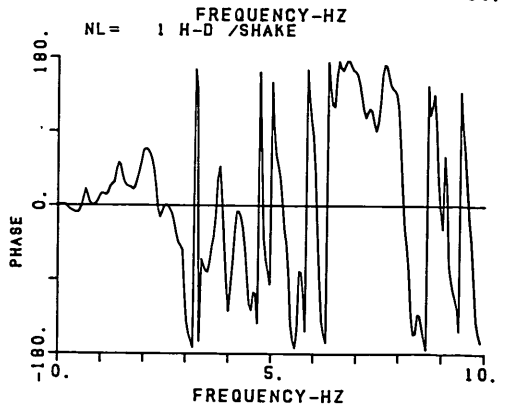
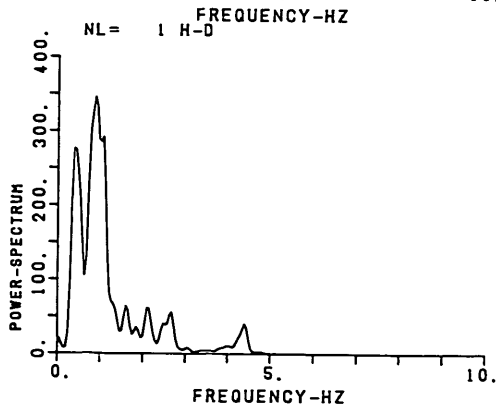
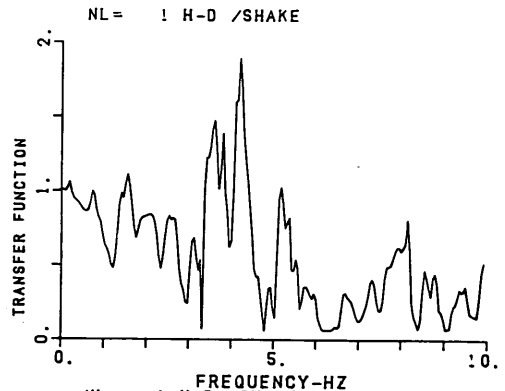
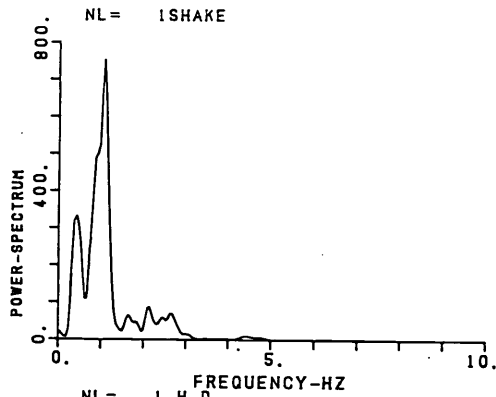


図-41 CASE 1 H-Dモデルと SHAKEの第1層のパワースペクトル, 伝達関数



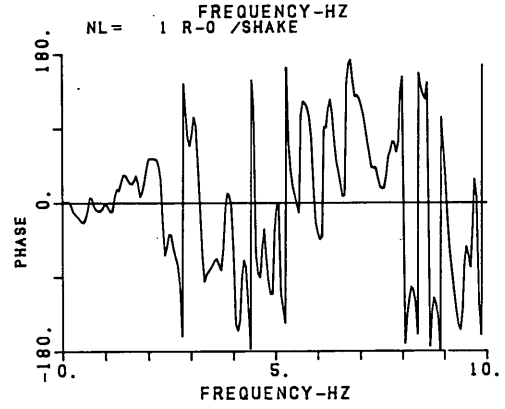
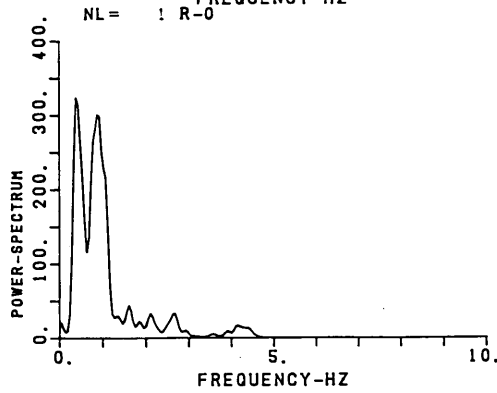
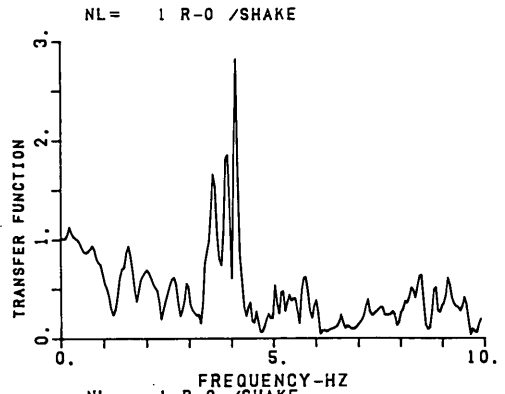
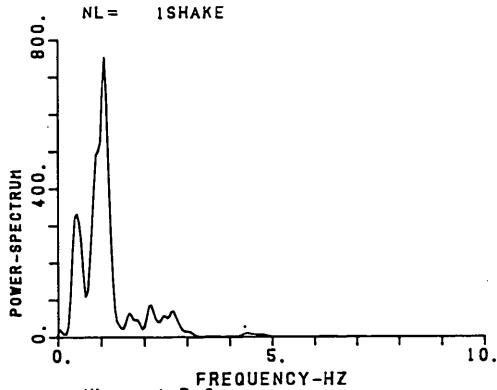


図-42 CASE 1 R-Oモデルと SHAKEの第1層のパワースペクトル, 伝達関数

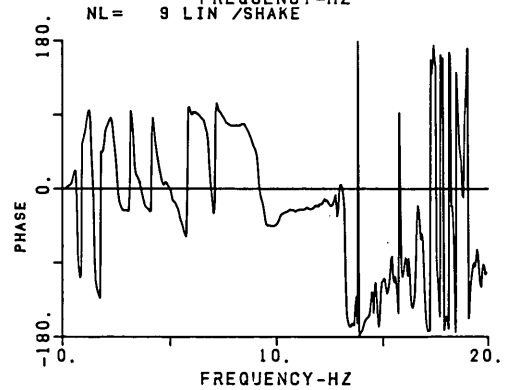
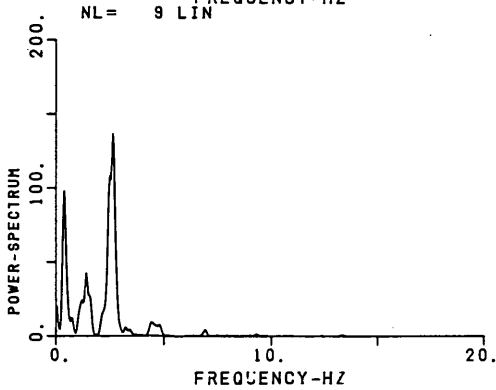
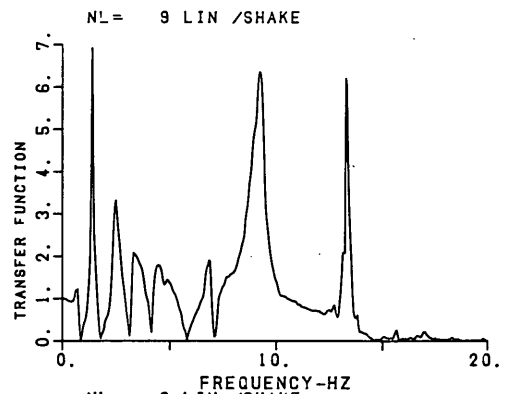
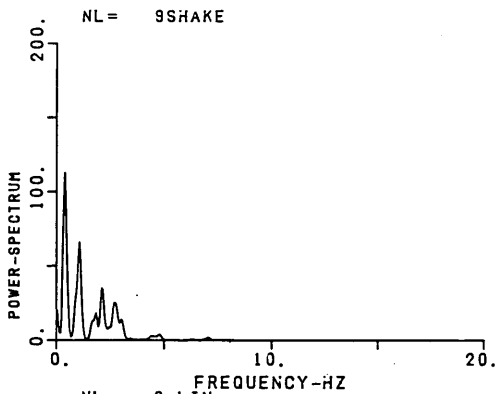


図-43 CASE 1 Linear モデルと SHAKEの第9層のパワースペクトル, 伝達関数

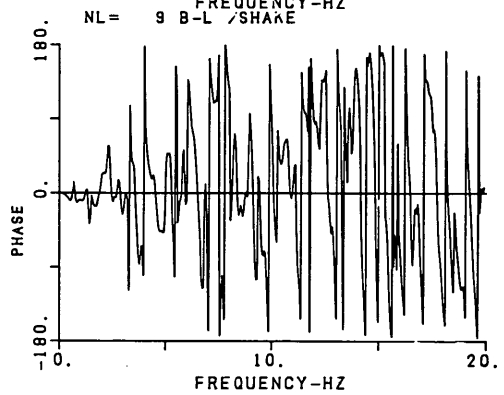
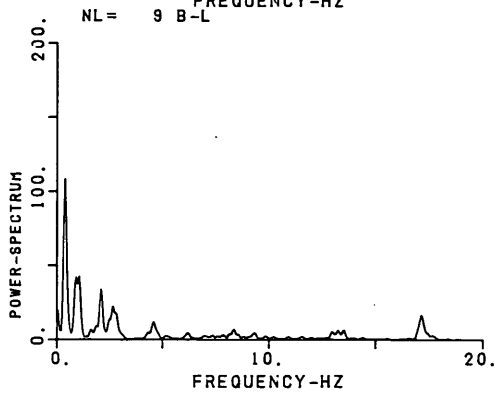
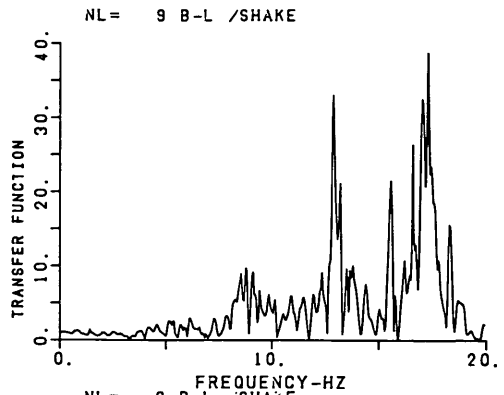
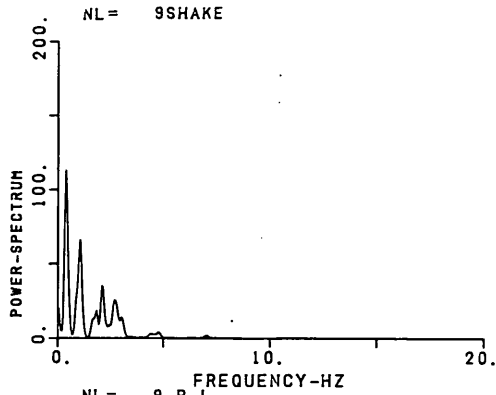


図-44 CASE 1 B-Lモデルと SHAKEの第9層のパワースペクトル, 伝達関数

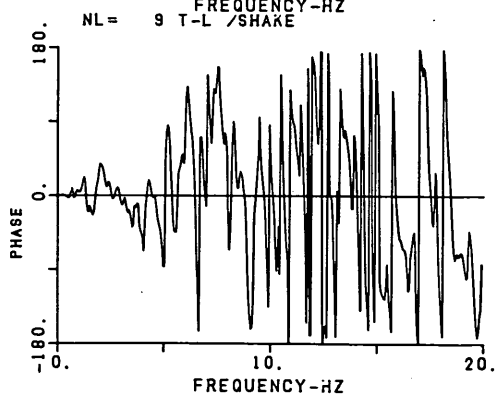
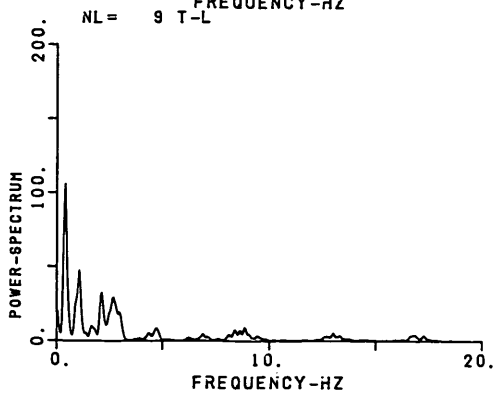
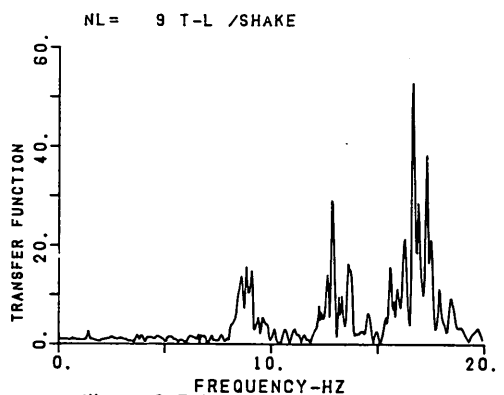
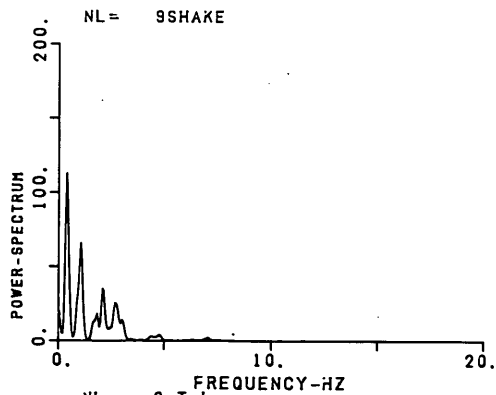


図-45 CASE 1 T-Lモデルと SHAKEの第9層のパワースペクトル, 伝達関数

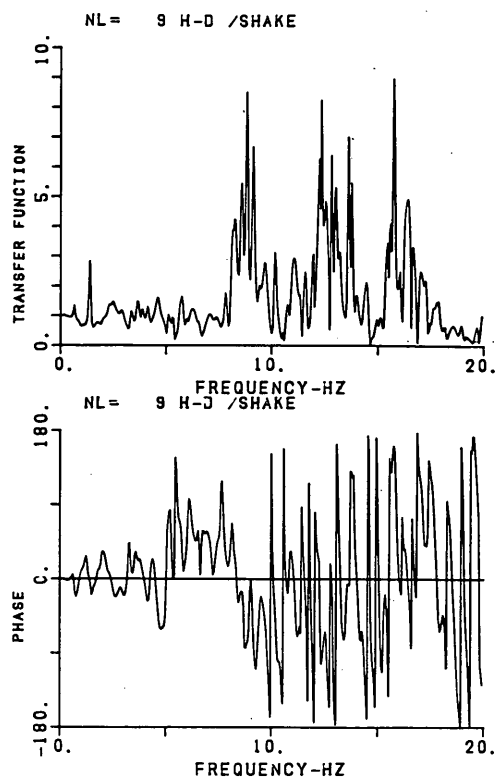
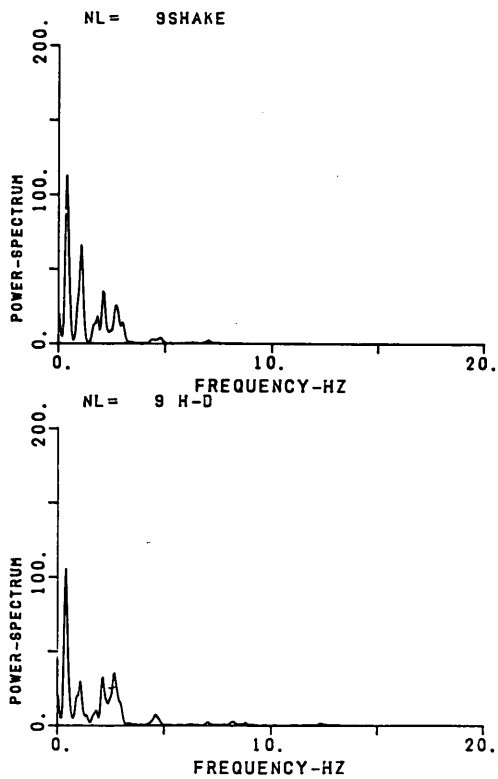


図-46 CASE 1 H-Dモデルと SHAKEの第9層のパワースペクトル, 伝達関数

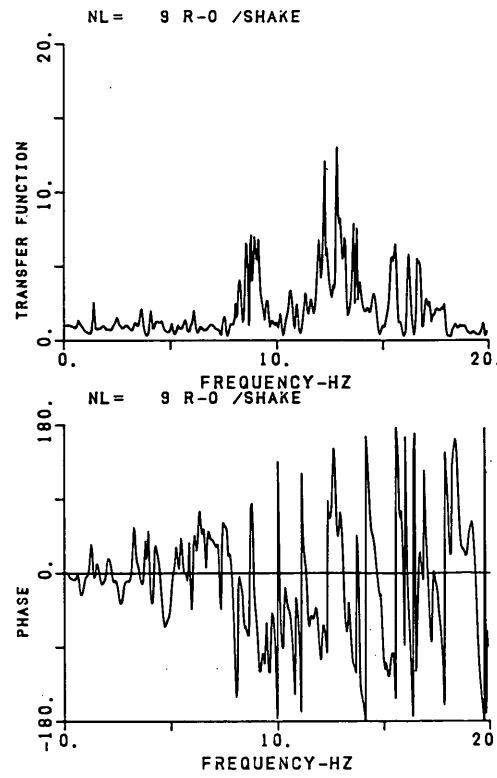
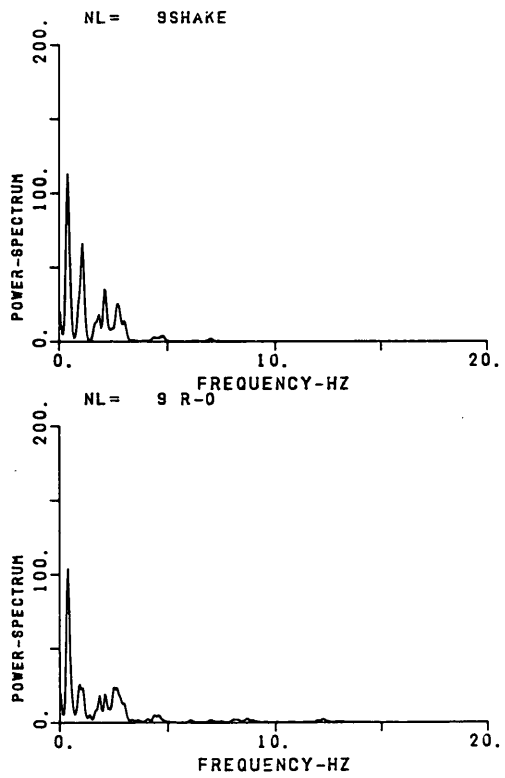


図-47 CASE 1 R-Oモデルと SHAKEの第9層のパワースペクトル, 伝達関数

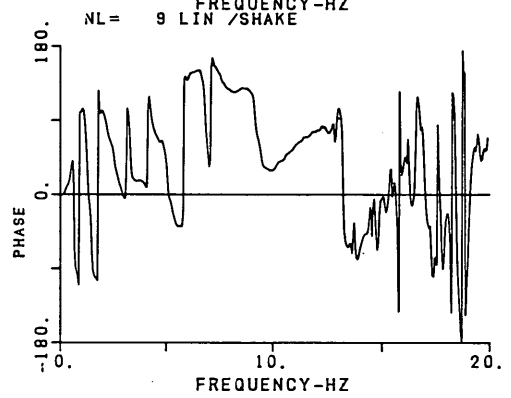
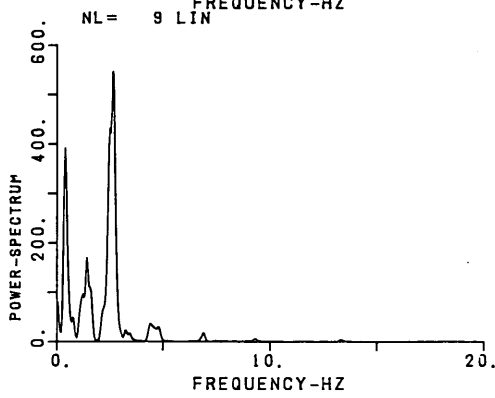
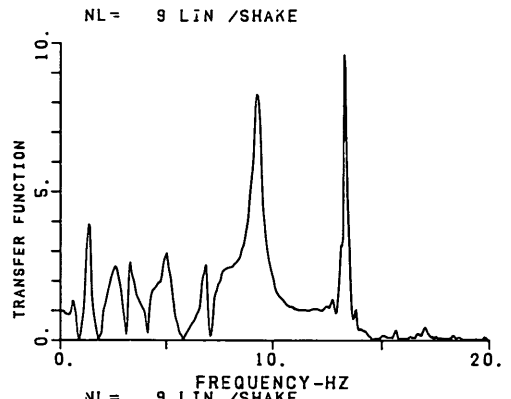
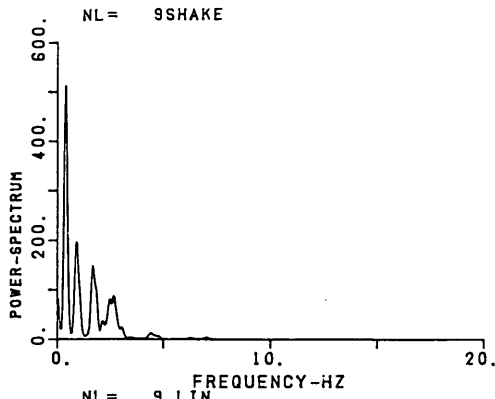


図-48 CASE 2 Linear モデルと SHAKE の第 9 層のパワースペクトル, 伝達関数

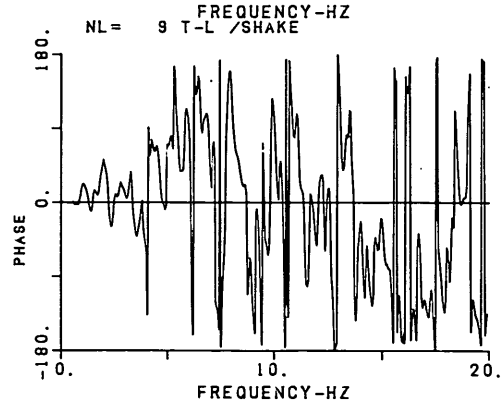
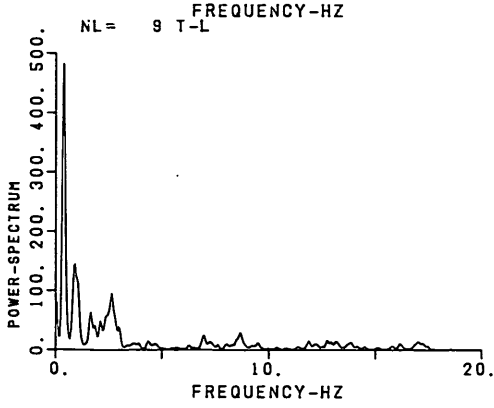
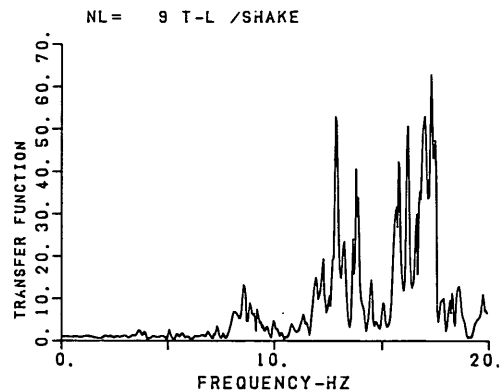
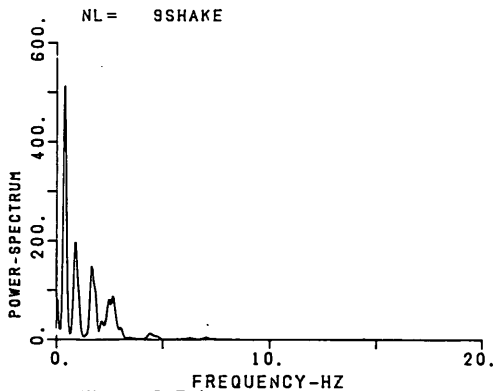


図-49 CASE 2 T-L モデルと SHAKE の第 9 層のパワースペクトル, 伝達関数

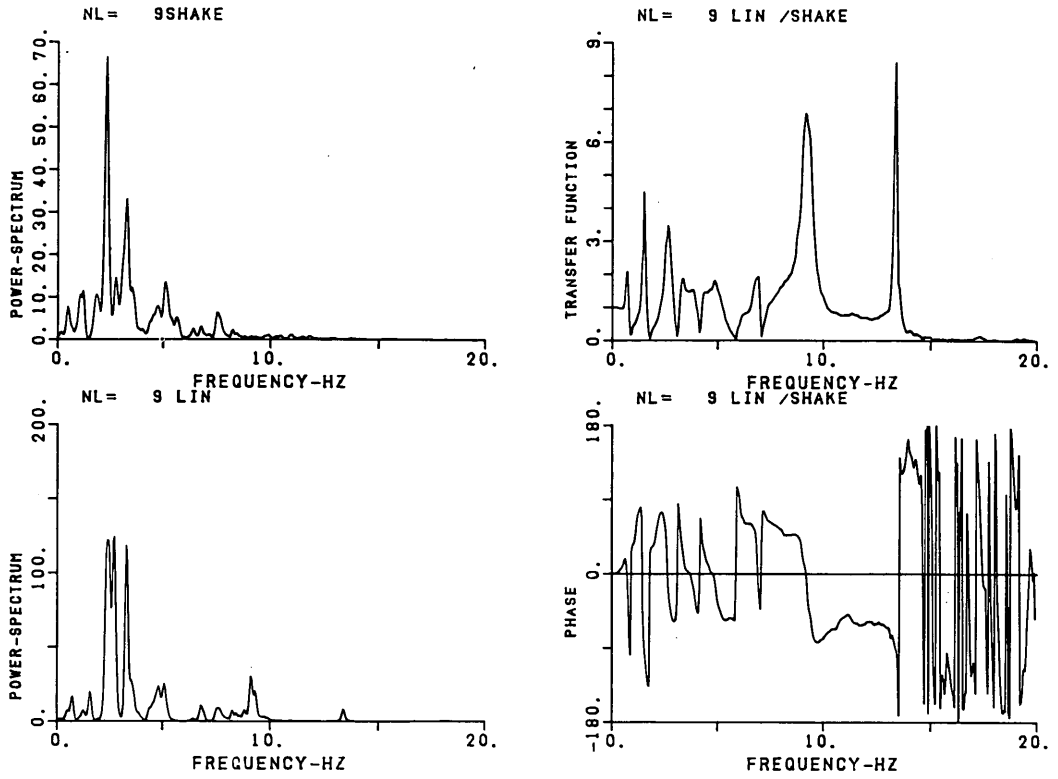


図-50 CASE 3 Linear モデルと SHAKE の第9層のパワースペクトル, 伝達関数

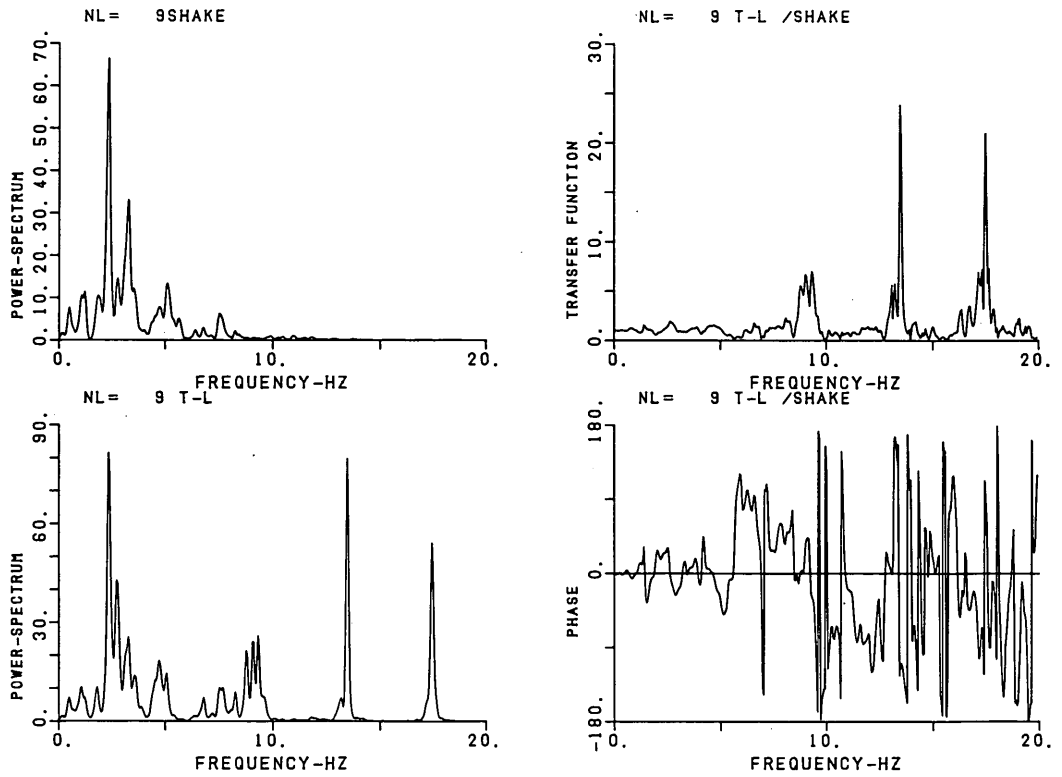


図-51 CASE 3 T-L モデルと SHAKE の第9層のパワースペクトル, 伝達関数

形モデルで現れる短周期成分のピークのずれは、入力地震波にตอบสนองして土が描く応力-ひずみの履歴ループによる減衰機構の差が原因と考えられる。

非線形応答計算を行った場合、応答加速度に短周期成分が現れることは大平らが指摘している。彼らは、その原因について、

- 1) 地盤の固有周期の高次モードに対しては、
- 2) 履歴減衰のみを考慮すると、微小ひずみレベルにおいては、減衰が非常に小さくなり高次モードに対する減衰が評価されない。
- 3) 逐次数値積分による応答計算の中で履歴ループの反転の判定に誤差はいる可能性がある。このときには、たとえば、図-14のE～F間で示されるような小さな履歴ループが現れる。

ことなどを挙げている。時刻歴波形の14秒以降に自由振動項がみられる今回の計算結果は、上述の1), 2)がおもな原因であったと思われる。非線形応答解析では、解析の誤差などにより実際の現象にはない短周期成分が現れる恐れがあり、十分な注意が必要である。

位相差に関しては、短周期成分の影響が現れる5 Hz以降を除けば、SHAKEと良く一致する。ただし、Linearモデルは第1層において位相が進んでいる。これは第2層で発生するせん断ひずみが大きいいため非線形モデルでは減衰の影響が第1層に及ぶのに対し、Linearモデルは減衰の影響がないことに原因があると考えられる。

(2) 最大応答加速度、せん断ひずみ、せん断応力

図-52～54にCASE 1（八戸港基盤波、 $\alpha_{max} = 50 \text{ Gal}$ ）の最大応答加速度、最大せん断ひずみ、最大せん断応力の深さ方向の分布を示す。5.5(1)で述べたように地表面加速度（第1層上端-12.3 m）に関しては、Linearモデルを除き、各非線形モデルともSHAKEの計算に比べ、1/2～2/3程度の応答加速度しか得られていない。第2層以下の最大応答加速度をみると、短周期成分の影響が大きいB-L、T-Lモデルは、下層ほど他のモデルより大きな応答値を示す（図-30, 31参照）。

地表面加速度が各非線形モデルでSHAKEより小さくなったのは、第2層で発生しているせん断ひずみの影響であろう。図-53に示すように第2層で最大のせん断ひずみが発生していた。ひずみは約 $4 \times 10^{-3}$ （0.4%）にまで達した。このときの履歴ループを、図-55に示す。非線形モデルでは、第2層で変形が進んだため第1層での加速度が線形計算であるLinearモデルに比較して小さくなったものと考えられる。

図-53, 54に示した最大せん断ひずみ、最大せん断応力の深さ方向の分布からもLinearモデルと共に、B-L、T-Lモデルのひずみ、応力の分布は、他の非線形モデルと違う傾向を示している。

つぎに、CASE 2（八戸港基盤波、 $\alpha_{max} = 100 \text{ Gal}$ ）の最大応答加速度、最大せん断ひずみ、最大せん断応力の深さ方向の分布を、図-56～58に示す。また、CASE 3（大船渡港基盤波、 $\alpha_{max} = 50 \text{ Gal}$ ）の加速度、

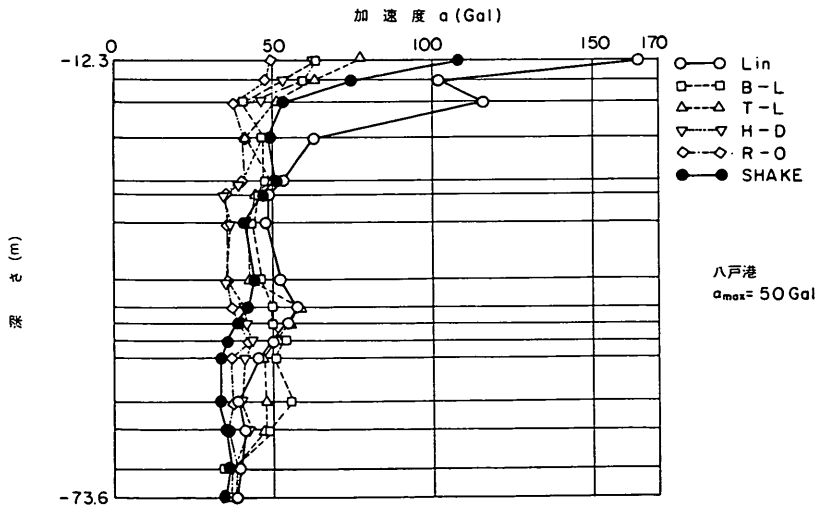


図-52 CASE 1 最大加速度分布

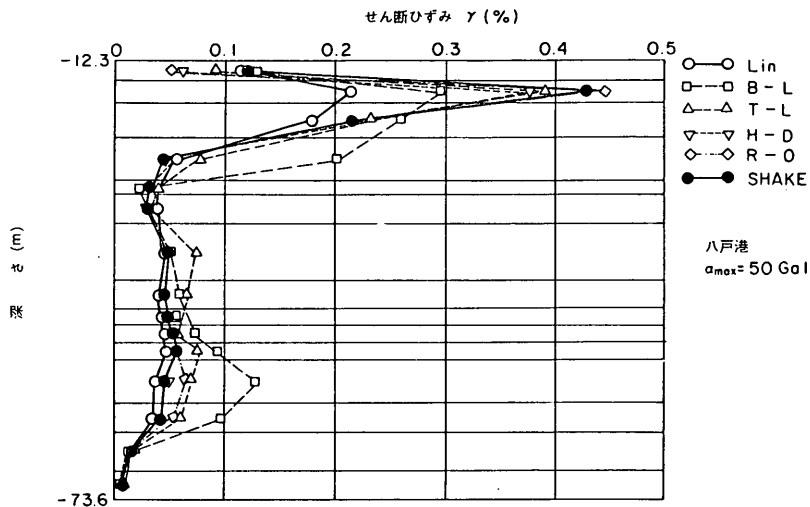


図-53 CASE 1 最大せん断ひずみ分布

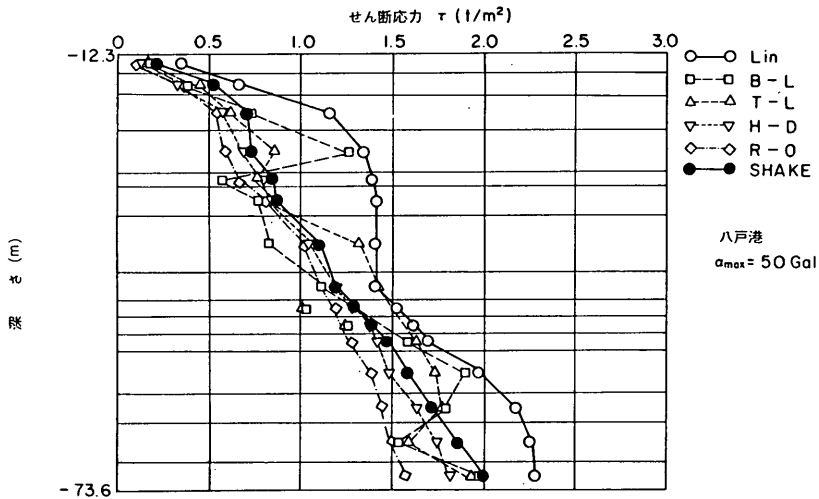
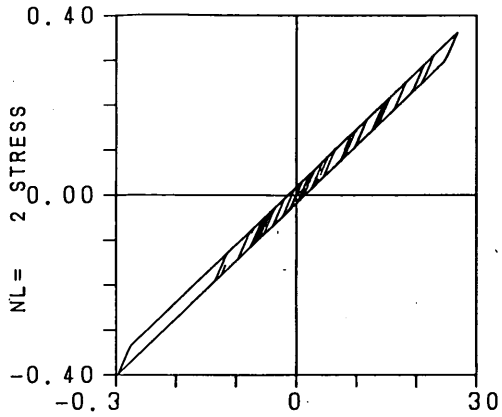


図-54 CASE 1 最大せん断応力分布

ひずみ、応力の結果を、図-59～61に示す。CASE 2, 3ともCASE 1と同じ傾向であるが、CASE 2の場合、土の非線形性が応力に及ぼす影響の度合いが強まり、第2層においてH-D, R-O両モデルでは最大せん断ひずみが1%を越えている。この影響で、両モデルの第1層(-12.3 m)の最大応答加速度は、SHAKEによる結果の1/2以下であった(図-56)。また、B-L, T-Lモデルでは、近似の範囲をひずみレベルで $3 \times 10^{-3}$  (0.3%)程度としたため、第2層のひずみは、H-D, R-Oモデルに比較して小さい。いずれの非線形モデルでも言えることであるが、予想されるひずみレベルとの

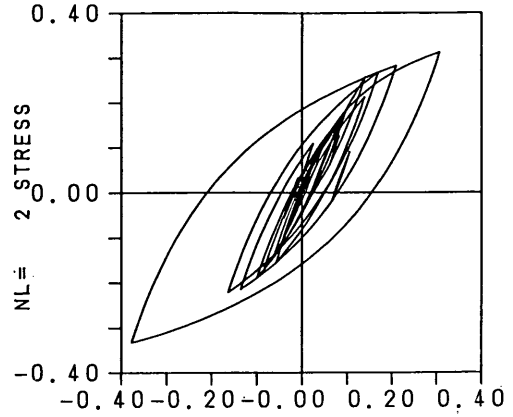
関連から応力-ひずみ曲線の近似を行わなければならない。特に、B-L, T-Lモデルを地震応答解析に用いるときは注意が必要である。

B-L S252NS 50G



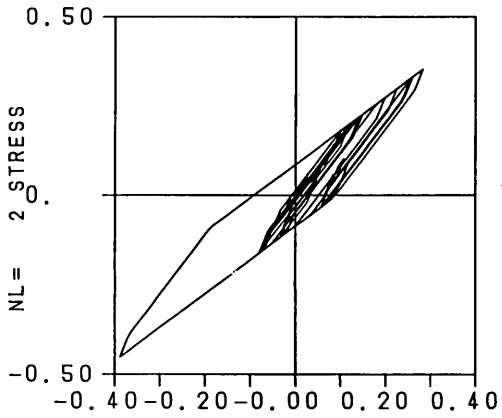
NL= 2 STRAIN

H-D S252NS 50G



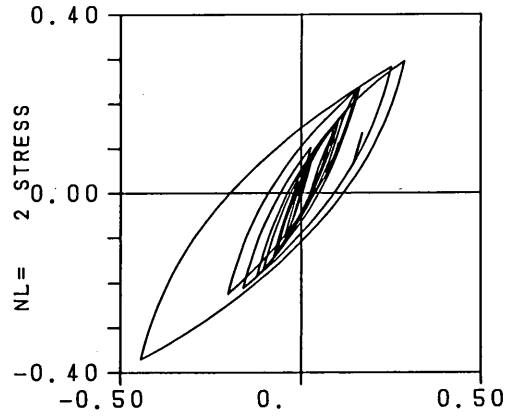
NL= 2 STRAIN

I-L S252NS 50G



NL= 2 STRAIN

R-O S252NS 50G



NL= 2 STRAIN

図-55 第2層での応力-ひずみ履歴ループ CASE 1  
(八戸港  $\alpha_{max} = 50 \text{ Gal}$ )



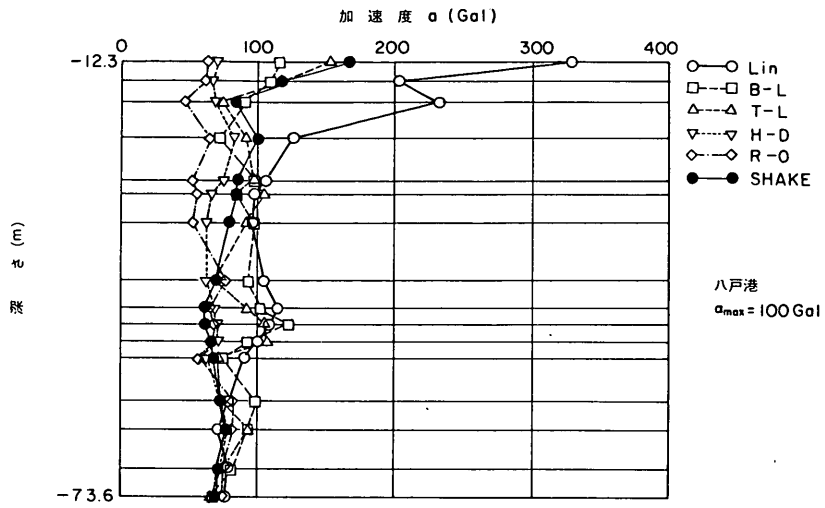


図-56 CASE 2 最大加速度分布

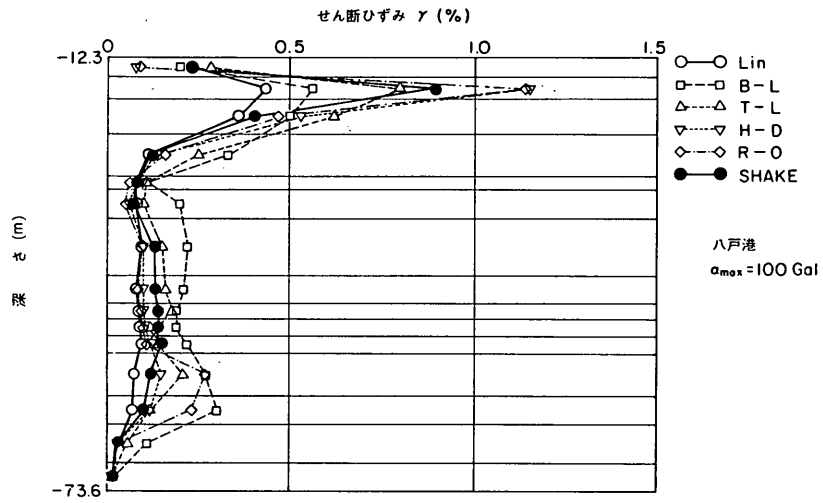


図-57 CASE 2 最大せん断ひずみ分布

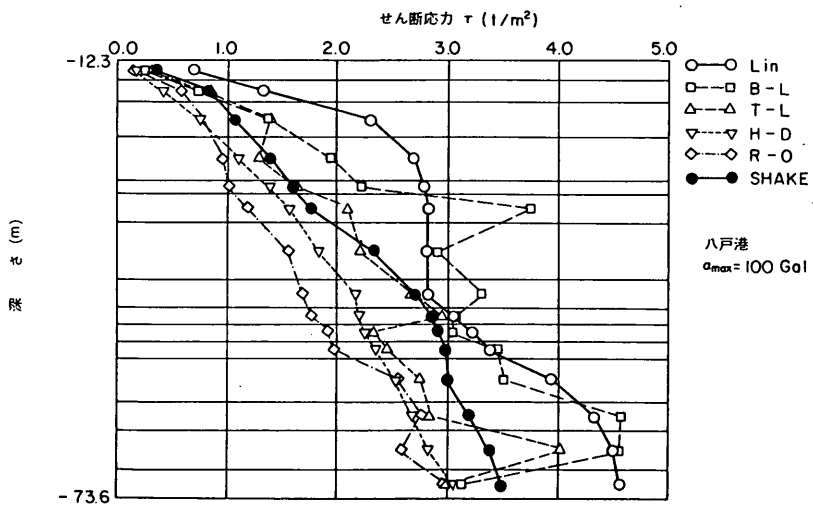


図-58 CASE 2 最大せん断応力分布

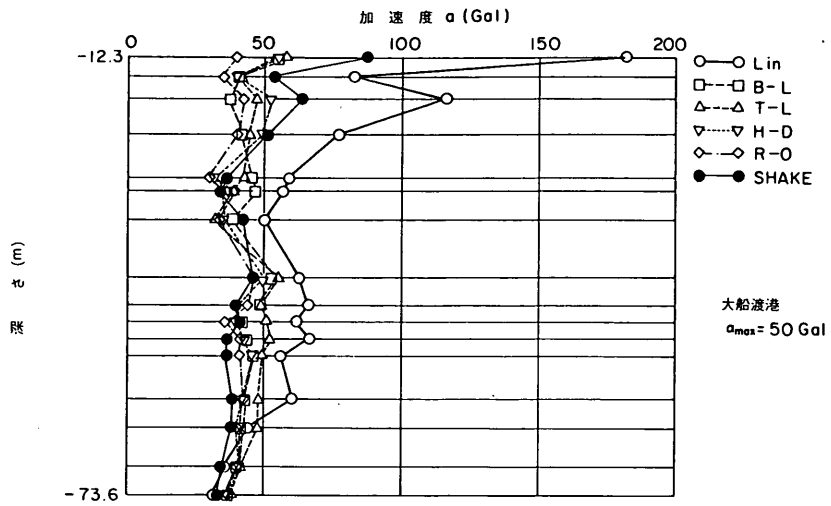


図-59 CASE 3 最大加速分布

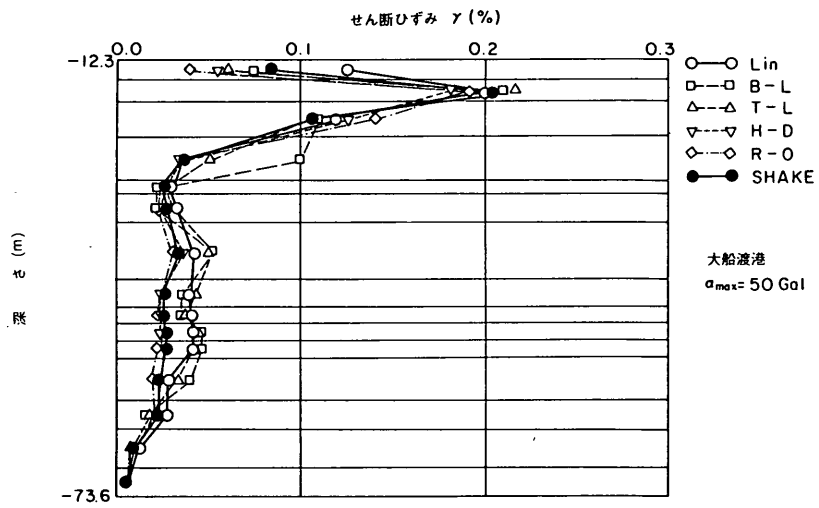


図-60 CASE 3 最大せん断ひずみ分布

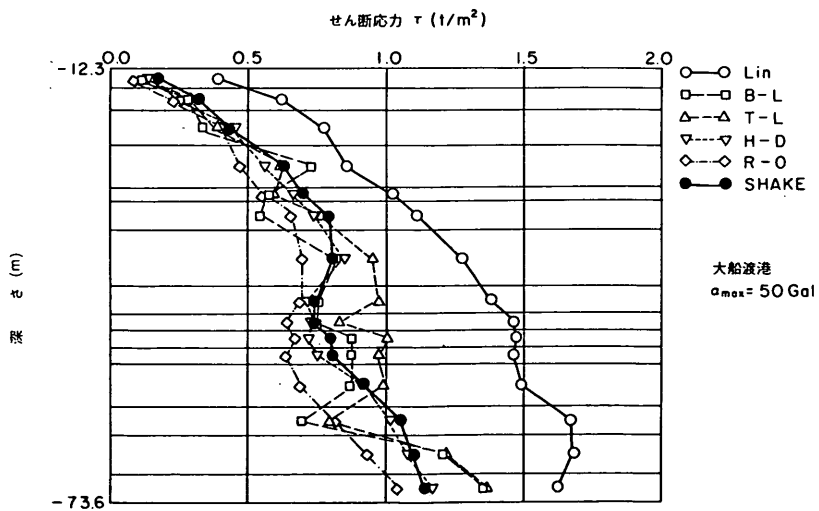


図-61 CASE 3 最大せん断応力分布

### (3) 観測地震波との比較

5.1で述べたように、モデル化の対象とした地盤では、地震計が鉛直方向に4か所配置され、観測が行われている。計算の対象とした観測地震波については、5.4で述べた。観測波形を図-62に示す。上から深さ-15.1 m、-31.0 m、-47.0 m、-75.6 mの地点で観測された加速度波形である。最後の5本目の波形は、SHAKEにより、-75.6 m地点（基盤）の観測波形（入射波+反射波）を入射波（2E）に変換したものである。各非線形モデルの基盤への入力加速度もこの入射波を使用した。この事実からいえば、各非線形モデルの計算結果の比較は、観測地震波との比較ではなく、SHAKEとの比較ということになる。なお、SHAKEと他のモデルとの計算結果の比較は、すでに5.5(1)、5.5(2)で述べたとおりである。これから述べることは以上のことを念頭においてのものである。

図-63～66に、観測地点の観測波形（実線）と、SHAKEおよび線形、非線形モデルの計算波形（破線）を示す。図-63から順に、深さ-15.1 m、-31.0 m、-47.0 m、-73.6 m（基盤）の地点の観測および計算による加速度波形である。図-66は、入力基盤面の波形

（入射波+反射波）である。SHAKEの場合、もともとこの波形を使って計算を行っているので論外であるが、他のモデルの波形も観測結果と良く一致している。したがって、観測波形と各非線形モデルの波形を比較するのも一応の意義は認められよう。図-63～66を見れば、各モデルとの観測波形の再現にある程度成功している。CASE 1～CASE 3の計算では、他のモデルと大きく違っていたLinearモデルも差はない。これは、最大のせん断ひずみが発生する第2層でも、ひずみレベルが $1 \times 10^{-3}$ 程度という比較的低いひずみレベル（図-68参照）であったため、減衰の影響が顕著とならなかったのが原因である。また、5.5(1)で述べたように、特に、図-65に示す第9層上端（-47.0 m）の計算波形には、SHAKEモデルを除き短周期成分が各モデルにみられる。図-67～69に、最大応答加速度、最大せん断ひずみ、最大せん断応力の深さ方向の分布をそれぞれ示す。図-67の最大応答加速度の分布図には、太実線で観測結果も合わせて示してある。観測結果と計算結果との比較は波形の比較によっても行われ、すでにその再現性が確認されているが、深さ方向の最大応答加速度分布からもその確認ができる。

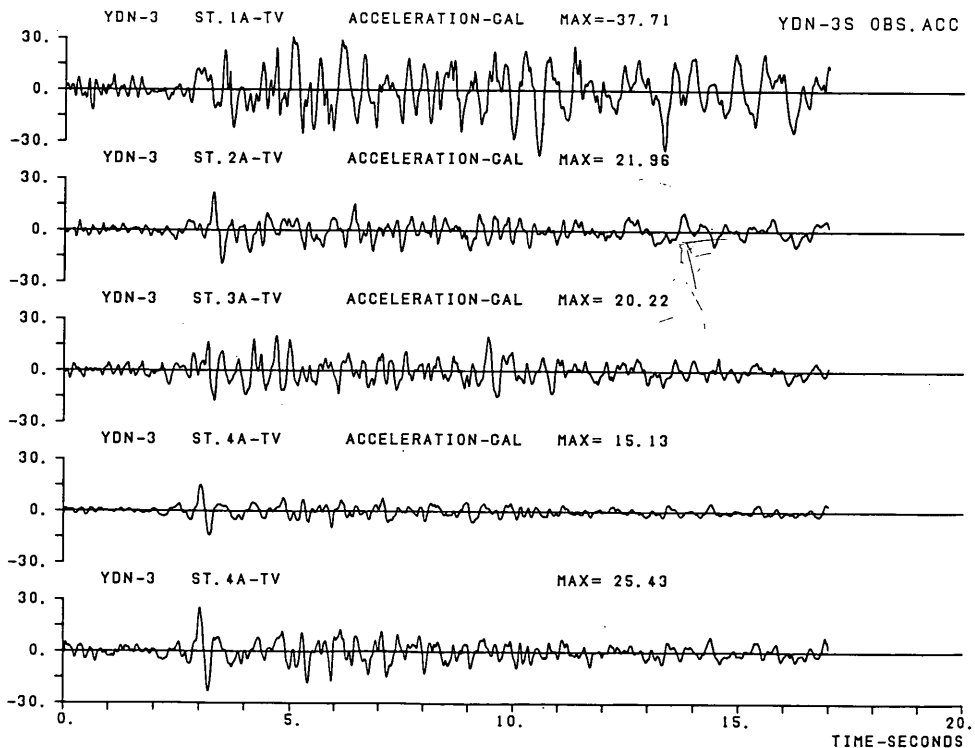


図-62 横浜港大黒ふ頭観測波形と基盤への入射波

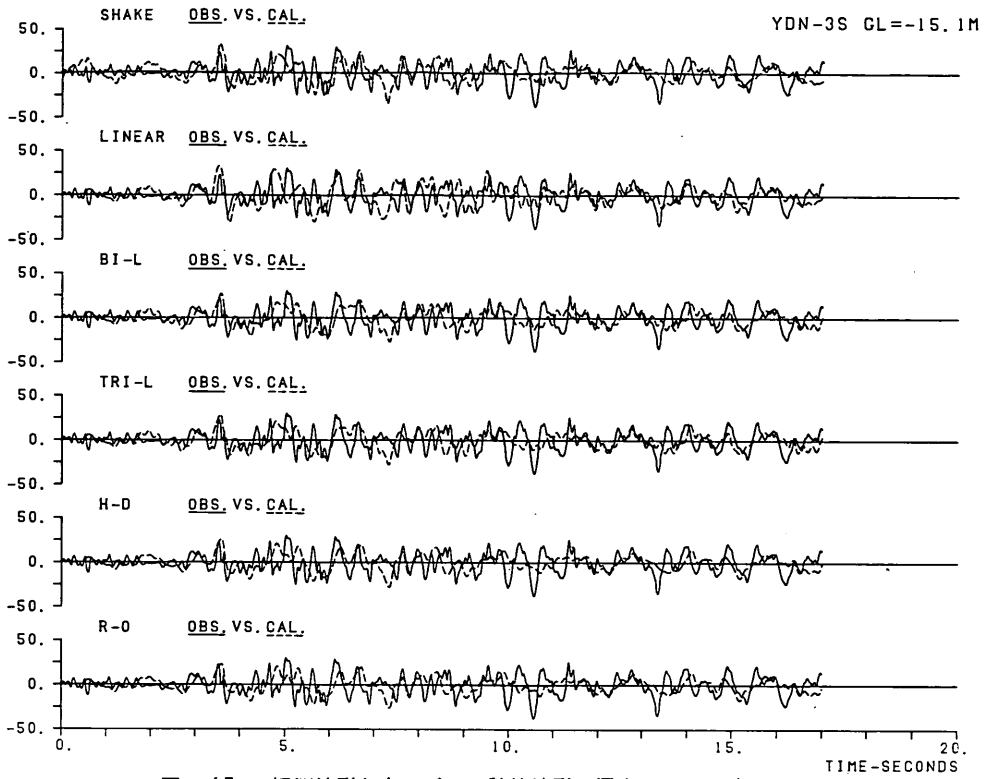


図-63 観測波形と各モデルの計算波形 深度-15.1 m ( 1 A )

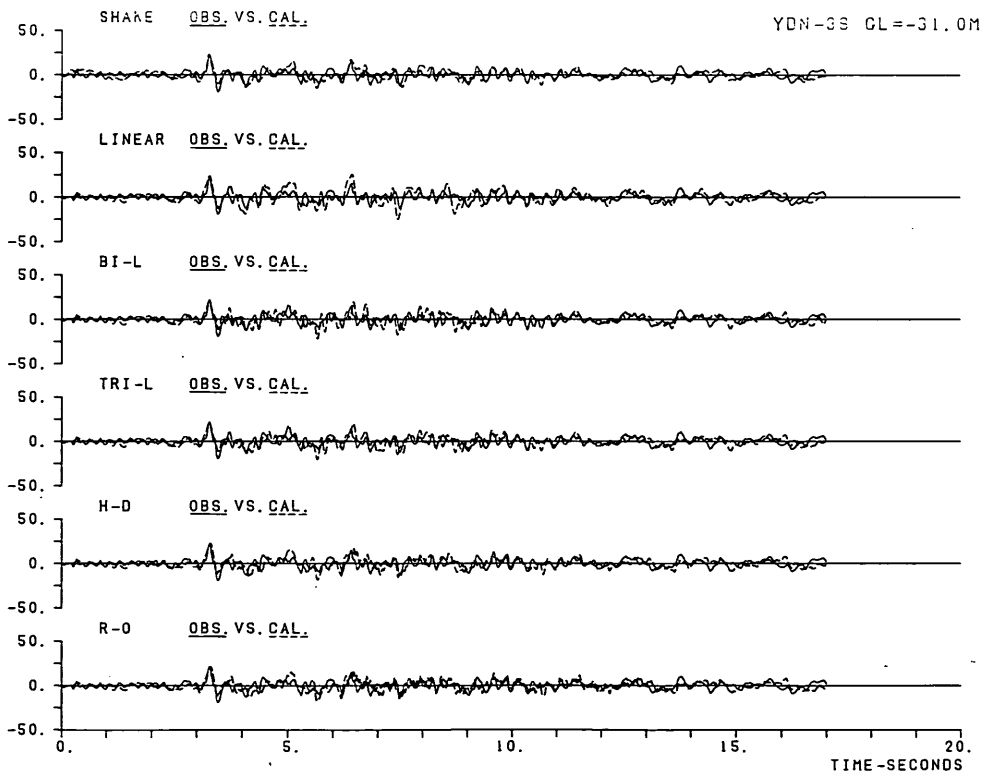


図-64 観測波形と各モデルの計算波形 深度-31.0 m ( 2 A )

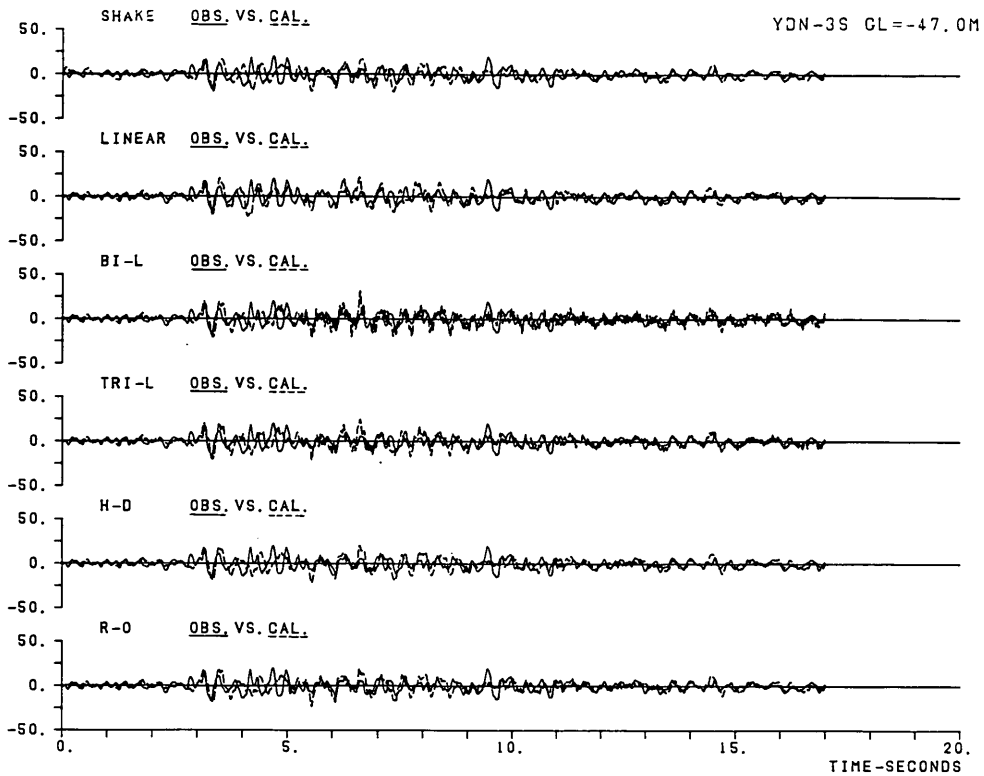


図-65 観測波形と各モデルの計算波形 深度-47.0 m ( 3 A )

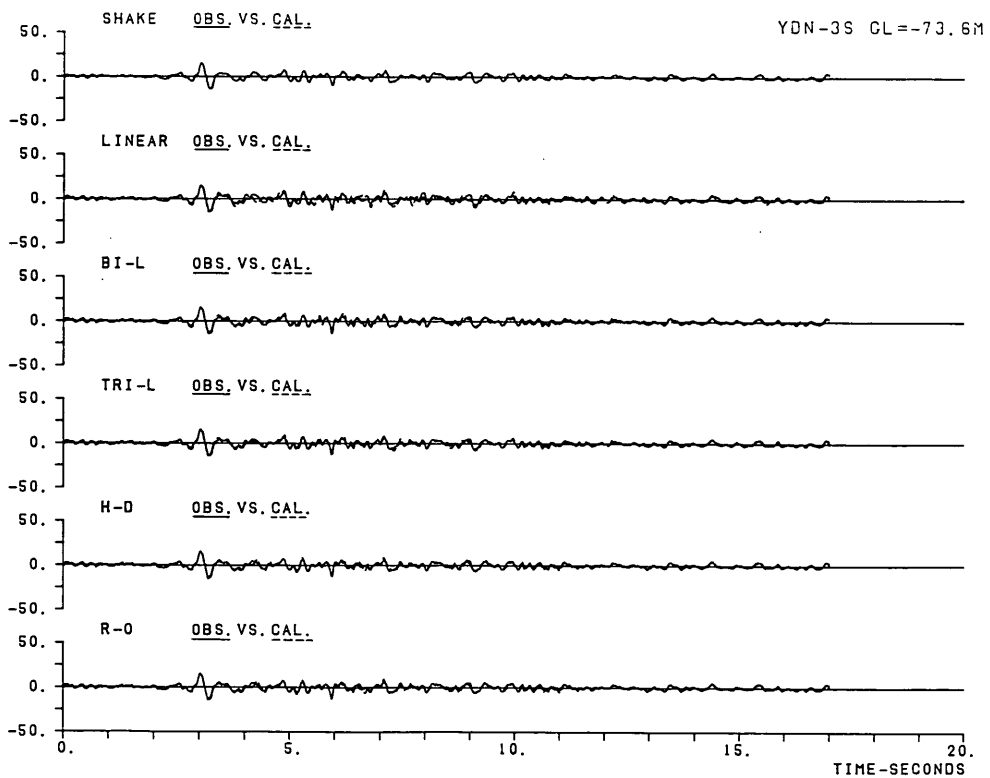


図-66 観測波形と各モデルの計算波形 深度-73.6 m ( 4 A )

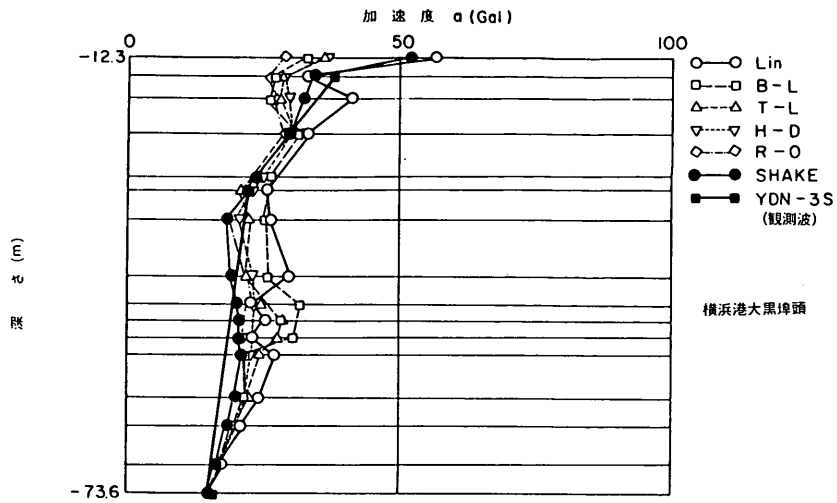


図-67 最大加速度分布

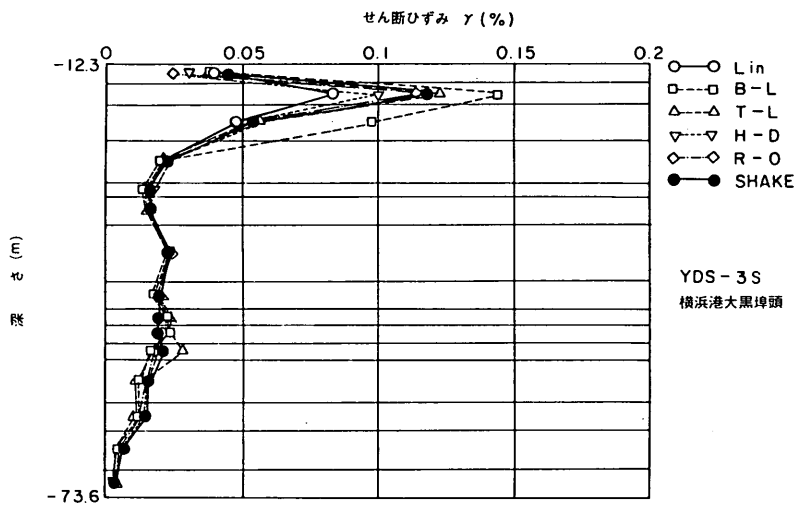


図-68 最大せん断ひずみ分布

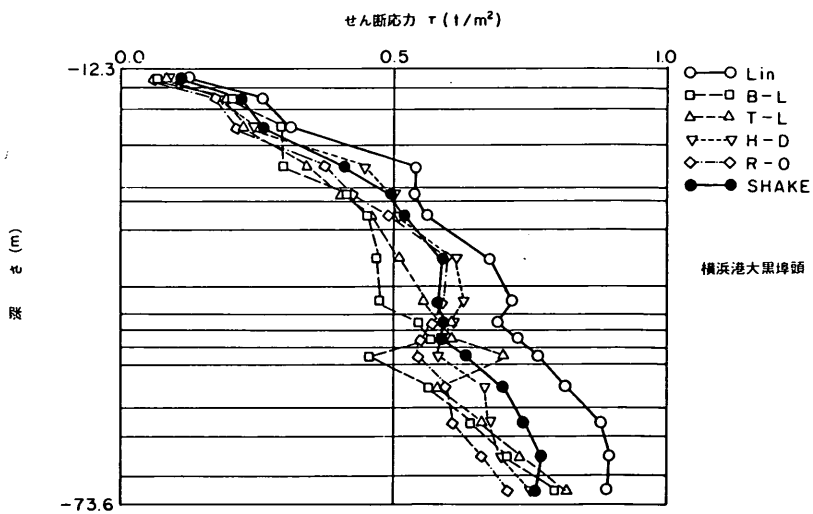


図-69 最大せん断応力分布

図-68の最大せん断ひずみ分布によれば、B-Lモデルの分布形が第2、第3層で他の非線形モデルと違っている。発生した最大のひずみレベルは両層を通じて $1 \sim 1.5 \times 10^{-3}$ の範囲である。図-17を見れば、このひずみ範囲は実際の室内試験による骨格曲線との対応が最も悪い範囲に当たる。前にも述べたようにB-L、T-Lモデルのように骨格曲線を直線近似するモデルは近似するひずみの範囲を慎重に選ぶべきである。CASE 3 (図-59~61参照)の結果で示したようにB-Lモデルでもモデル化が良好であれば他の非線形モデルと大差ない結果を得ることができると考えられる。

最大せん断応力の分布についても同様である。

## 6. 結論

地盤の一次元非線形地震応答解析プログラムを開発し、実際の地盤を対象として5種類の非線形モデルにより応答計算を行った。5種類の非線形モデルとは、(1)Linear (線形)、(2)Bi-Linear、(3)Tri-Linear、(4)Hardin-Drnevich、(5)Ramberg-Osgoodモデルである。比較のために等価線形地震応答解析プログラムSHAKEによる応答計算も行っている。

これらの応答計算により、次の結論を得た。

- Linearモデルを除き、いずれのモデルも骨格曲線の近似の程度は、応答計算上十分であった。ただし、応答計算に用いる定数は発生するひずみレベルを予測し、それに見合う近似を行う必要がある。
- 室内試験結果から得られる減衰定数のひずみ依存曲線( $h \sim \gamma$ 曲線)と各非線形モデルの等価減衰定数曲線は、大ひずみ領域ではあまり良い一致を示さなかった。これは、履歴ループの定式化を室内試験結果と直接には関係のないMasing則によって行った結果といえる。今回の計算結果にはこの影響は顕著には現れなかったが、今後の履歴ループの定式化は、より忠実に減衰特性を反映する形を考える必要がある。
- SHAKEと各非線形モデルの計算結果を比較したが、Linearモデルを除き、大きな差は見られなかった。ただし、非線形モデルの波形には、短周期成分の波が現れる傾向がある。また、地表面での応答加速度は非線形モデルの方がかなり小さくなった。これは計算対象地盤の第2層のひずみが、他の層に比較し非常に大きなせん断ひずみが発生したためと考えられる。これらは、ひずみの大きさが $1 \times 10^{-2}$  (1%)以下の範囲の結論である。
- 横浜港大黒ふ頭で実施されている地震動観測から得られた波形と、SHAKEおよび非線形モデルによる計

算波形は良く一致していた。なお、このときの入射波の最大加速度は、25 Galで比較的小さなものであった。

- 以上のことから非線形モデルの定数は対象とする地震動によって発生するひずみの大きさを考慮して設定すればモデルの違いが地盤の地震応答に及ぼす影響は少ないと考えられる。

## 7. あとがき

現在提案されている代表的な土の非線形モデルを使って、地震応答解析を試みた。本文に述べているように、非線形地震応答解析の有効性は認められるものの、いろいろ問題点のあることも分かった。今後、地震力を受けた地盤の残留変位の予測や、大ひずみレベルでの応答解析に、非線形地震応答解析が使われる方向に進んで行くと思われる。そのためには、ここで述べた問題点やその他の問題点を解決し、現象に対しより再現性の高い非線形地震応答解析法を開発する必要がある。

最後に、本研究で取り上げた地震観測は運輸省第二港湾建設局が担当し、地震波の読み取りは、港湾技術研究所構造部耐震構造研究室、粘性土の動的性質に関する室内試験は、港湾技術研究所土質部動土質研究室が実施した。更に、本報告のとりまとめにあたっては、土田肇前構造部長より貴重な御助言をいただいた。ここに、関係各位に謝意を表する次第である。

(1986年6月30日受付)

## 参考文献

- 石原研而・木村 孟：土木工学大系8 土質力学、彰国社、1977年、pp.251~252.
- 土質地震工学編集委員会：土質基礎工学ライブラリー-24 土質地震工学、土質工学会、1983年、pp.126~129.
- P. B. Schnabel, J. Lysmer and H. B. Seed : SHAKE-A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, EERC 72-12, College of Engineering University of California, Berkeley, 1972.
- 川島一彦・高木義和：実測地中地震記録に基づく表層地盤の地震応答, Proc. 5th Japan Earthquake Engineering Symp., 1978年, pp.121~128.
- 上部達生・土田 肇・倉田栄一：大型混成式防波堤の強震記録に基づく水-構造物連成系の地震応答解析, 港湾技術研究所報告, Vol. 22, No. 2, 1983年, pp.289~326.
- 稲富隆昌・風間基樹・今村俊博：深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動, 港湾技術研究所報

- 告, Vol. 21, No. 4, 1982年, pp. 83 ~ 129.
- 7) J. Lysmer · Udaka · C-F. Tsai and H.B. Seed :  
FLUSH-A Computer Program for Approximate  
3-D Analysis of Soil-Structure Interaction  
Problems, EERC 75-30, College of Engineer-  
ing University of California, Berkeley, 1975.
  - 8) 稲富隆昌・黒川 誠:粘性土層の振動性状, 港湾  
技研資料, No. 376, 1981年, pp. 1 ~ 36.
  - 9) 前掲1), pp. 222 ~ 226.
  - 10) 石原研而:土質力学の基礎, 鹿島出版会, 1982  
年, p. 8.
  - 11) 前掲1), pp. 226 ~ 236.
  - 12) P. C. Jennings : Periodic Response of A  
General Yielding Structure, Proc. ASCE, Vol.  
90, No. EM2, 1964, pp. 131 ~ 163.
  - 13) 善 功企・梅原靖文:講座 地震応答解析のため  
の土の動的性質 2.土の動的性質, 土と基礎, Vol.  
133, No. 12, 1985年, pp. 66 ~ 67.
  - 14) 杉本三千雄・畑中宗憲・辰巳安良:海底軟弱粘土  
の動力学的特性と動的解析のためのモデル化,  
Proc. 5 th Japan Earthquake Engineering Symp.  
1978年, pp. 713 ~ 720.
  - 15) B. O. Hardin and V. P. Drnevich : Shear Modu-  
lus and Damping in Soils : Design Equations  
and Curves, Proc. ASCE, Vol. 98, No. SM7,  
1972, pp. 667 ~ 692.
  - 16) 土岐憲三:新体系土木工学 11 構造物の耐震解  
析, 技報堂出版, 1982年, pp. 134 ~ 135.
  - 17) R. W. Clough and J. Penzien : Dynamics of  
Structures, Mcgraw Hill, 1975, 邦訳, 大崎順彦・  
渡部 丹・片山恒雄:構造物の動的解析, 科学技術  
出版社, 1978年, pp. 200 ~ 204.
  - 18) 河島佑男:動的応答解析 コンピュータによる構  
造工学講座 11-4-A, 培風館, 1972年, pp.  
21 ~ 23.
  - 19) J. Lysmer and R. L. Kuhlemeyer : Finite  
Dynamic Model for Infinite Media, Proc. ASCE,  
Vol. 95 No. EM4, 1969, pp. 859 ~ 877.
  - 20) 稲富隆昌:深層混合処理工法による改良地盤の耐  
震設計について, 昭和 59 年度港湾技術研究所講演  
会講演集, 1984年, p. 138.
  - 21) 田蔵 隆・清水勝美・嶋田 稔:地盤の非線形応  
答解析手法に関する一考察, 第 12 回土木学会関東  
支部技術研究発表会, 1985年, pp. 23 ~ 24.
  - 22) 石原研而・辻野修一・吉田 望:応力-ひずみモ  
デルの履歴法則の改良に関する一提案, 第 39 回土  
木学会年次学術講演会, 1984年, pp. 735 ~ 736.
  - 23) 国生剛至:非線形応力-ひずみモデルの等価線形  
過程での誤差, 第 16 回地震工学研究発表会, 1981  
年, pp. 101 ~ 104.
  - 24) 北澤壮介・松垣典弘・野田節男:沖縄県および奄  
美諸島の大地震時における地盤加速度, 港湾技研資  
料, No. 396, 1981年, pp. 23 ~ 24.
  - 25) 大崎順彦:地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出  
版会, 1972年, pp. 105 ~ 106.
  - 26) 大平 彰・田蔵 隆・中松 新・清水勝美:東京  
で観測された地震記録に基づく自然地盤の非線形地  
震応答解析, 第 16 回土質工学研究発表会, 1981年,  
pp. 1185 ~ 1188.



港湾技研資料 No.561

1986・9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 東京プリント

Published by the Port and Harbour Research Institute  
Nagase, Yokosuka, Japan.