

## 軟弱地盤・構造物系の動特性におよぼす基礎・地盤の影響

### DYNAMIC CHARACTERISTICS OF GROUND-STRUCTURE SYSTEMS DUE TO FOUNDATION CONDITIONS

堤 一\*・神谷美郎\*\*・工藤豊典\*\*・田口史郎\*\*\*  
By Hajime Tsutsumi, Yoshio Kamiya, Toyonori Kudoh and Shiroh Taguchi

#### 1. ま え が き

昨今の用地難は大規模な施設を建設するに当って非常に深刻な問題である。このような問題を解決する一手段として、多くの施設構造物が埋立てられた軟弱地盤上にも建設されてきた。さらに、近い将来には、非常に重要な構造物でさえ、軟弱な地盤上に建設せざるをえなくなるものと考えられる。しかしながら、軟弱地盤の諸特性の難解さは衆人の認めるところであり、この上に重要な構造物を計画・建設するに当っては、あらゆる土木技術の粋を集めた検討が必要となる。

この種の問題に対する研究は、基盤や地表層、あるいは、基礎や上部構造物などの個々の動特性に関するものに始まり、現在では、しだいにこれらを総合した大きな振動系として把握しようとするすう勢をたどりつつある。これは、構造物の規模が大きくなるに反し、これを建設する地盤は軟弱なものが多くなることによって、これらの振動特性の相互作用が顕著になることが認められてきたためである。

したがって、この種の研究もいろいろな角度から行なわれてきているが、対象とする地盤や構造物が千差万別であるため、これらの動特性例を集大成して、その事象を工学的に大系づける段階には至っていない現状と見受けられる。ここに、この種の研究に資することを目的とし、以下のような事例について、検討・考察を試みた。

第 2 章においては、起振実験よりえられた簡単な基礎工の動特性が地盤によってどのように変わるかを検討した。第 3 章では、有限要素法による動特性や応答の計算結果より、同種の地盤であっても、その厚さが変わるこ

とによって、上部構造物の動特性がいかに影響されるかを調べた。第 4 章においては、波動式の差分解法によって、構造物の剛性の変化や基礎工の有無による影響を問題とし、最後の第 5 章では、軟弱地盤の表層が非常に厚い場合について、有限要素法による計算結果から、耐震上の問題点の考察を行なった。

以上は、わずかな例について、簡単な考察を加えたものに過ぎないが、今後の研究の道標をうるための取りまとめを行なった。ご批判・ご指導をいただければ幸いである。

#### 2. 小規模な基礎の動特性例

##### (1) モデル (I)

##### a) モデルの諸元と実験結果

図一に示されるような地盤とマット基礎の例を取り上げ、これをモデル (I) とする。この地盤については、ボーリング調査結果と弾性波探査結果がえられている。この結果、一応基礎と考える固結シルト層が 20 m の深度にあることが判明しているため、シルト質粘土よりなる表層のみに着目することができる。平板載荷試験の結果も勘案し、この表層のせん断波速度 ( $V_s$ , 以下かっこ内の記号で略記することあり) を 160 m/sec と推定した。この上のコンクリートマット基礎の寸法は、長さ 9.71 m, 厚さ 1.30 m, 幅 (奥行き) 3.50 m である。

この基礎を起振した結果が同図中に示されている。

##### b) 動特性とその考察

この特性については、以下のように考察される。この地盤のモデルによれば、地表層の水平せん断振動の固有振動数は、波動論による  $1/4$  波長則より算出して、1次が 2 Hz, 2次が 6 Hz 前後となる。したがって、同図中の 1.8 Hz のピークは地表層の 1 次の固有振動数によるものであり、1 次の 3 倍である 5.4 Hz が 2 次の固有振

\* 正会員 電力中央研究所技術第二研究所地盤耐震部耐震第二研究室長

\*\* 東京電力(株)原子力開発研究所主査

\*\*\* 構造計画研究所

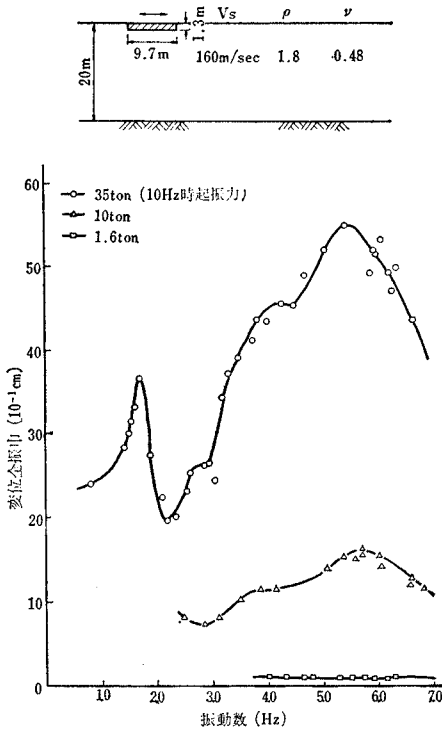


図-1 モデル (I) とその動特性

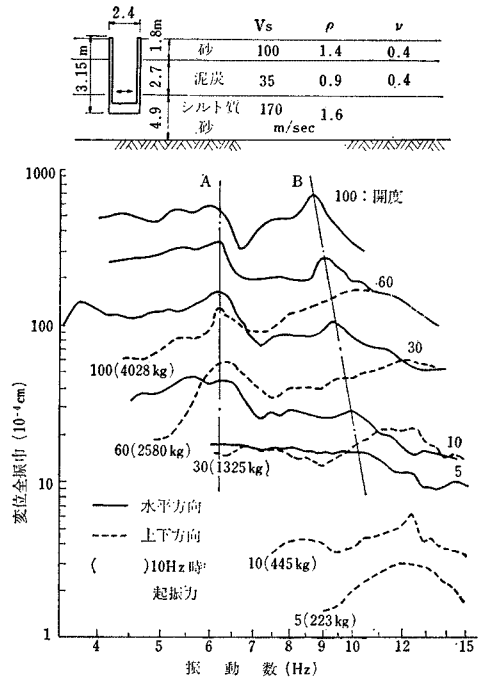


図-2 モデル (II) とその動特性

動数によるものと推測される。

一般の構造物では、1次の振幅より2次のそれが多い例は少ないが、本モデルでは、このような現象が認められた。この理由については以下のように考えられる。

基礎周辺地盤の地盤係数 ( $k$ -値) を求めてみると、弾性波速度を用いた弾性論によるものはかなり大きくなったが、静的載荷試験の初期の勾配からえられたものに接地面積の補正を加え、水平  $k$ -値として  $0.4 \text{ kg/cm}^2$  程度の値がえられた。これよりばね定数を求めて、基礎のみの重量による振動系の固有振動数を算出すれば、6 Hz 前後の値がえられる。

したがって、地盤の2次の固有振動に基礎の固有振動が重疊したため、1次の振幅より2次の振幅が大きくなったものと考えられる。このような特性は有限要素法 (F.E.M.) による試算によっても確認された。

(2) モデル (II)

a) モデルの諸元と実験結果

モデル (II) は極端に軟弱な層をもつ地盤に関するものである。図-2 に示されるように、地表層の厚さは 9 m 程度であるが、その中に 3 m 近い厚さの泥炭層がはさまれており、この層の動特性に支配されやすい地盤となっている。

この地盤中に、鉄筋コンクリート製のマンホール (外

寸法、高さ 3.15 m、長さ・幅 2.4 m) を設け、これを起振した結果の一例が同図中に示されている。これは、マンホールの頂部において計測された値であるが、周辺地盤もこれに比例した変位を示している。

b) 動特性とその考察

この起振結果も、モデル (I) と同様な傾向を示しているが、マンホールの振動に明らかな非線形性がみられる。すなわち、地盤の1次振動数として、Aの鎖線で示される 6 Hz 近い値がえられており、マンホールの固有振動がBの鎖線で示されている。これによれば、地盤の振動は、起振力に対して、ほぼ線形な振幅を示している。一方、マンホールでは、小さい起振力に対しては、その固有振動数が 10 Hz 以上であり、その振幅は地盤の固有振動より小さいが、起振力が大きくなると、固有振動数が 8 Hz 程度に下り、その振幅は地盤の固有振動によるものより大きくなるということが認められる。

したがって、地盤振動は、その絶対振幅がかなり大きくても、厚い地盤中のひずみや応力は小さいため、線形的に取り扱えるが、構造物周辺の地盤の応力は相当大きいものとなるため、非線形性を考慮した解析が必要となることが考察される。

### 3. 構造物の動特性におよぼす表層厚さの影響

#### (1) 目的

地盤・構造物系の数値解析をするに当っては、半無限体である地盤を有限なものとして取り扱わざるをえない。

地盤の平均的な範囲については、その深さにも関連するが、一般に、構造物基礎底面積の10倍程度のものが最小限必要と考えられている。この場合、地盤を深い所まで考えざるをえないときには、数値モデルでは、深さ方向の側面の境界を水平ローラーなどの条件によって、曲げ振動が生じないように拘束する便法も考えねばならない。

しかしながら、このような計算上の手法はあるとしても、深さ方向にどの程度までをモデル化するかという問題は、構造物の規模、剛性、さらに、地盤自体の層構造（地層の厚さ、剛性、密度など）によって決まる。この問題については、試算結果を実測値と対比することによって判断せざるをえない現状であるため、例題によって、地盤の深さを変えた場合の動特性の検討や地震観測値との対比を試みることにした。

#### (2) モデル (III)

##### a) 地盤のモデル化と計算法

地盤の物性・構造を把握することは非常に困難な問題であるため、多くの試験・探査の結果をもとにした総合的な判断が必要である。しかし、本地盤では、 $N$  値のみしかえられていないため、これを目安として、地盤構

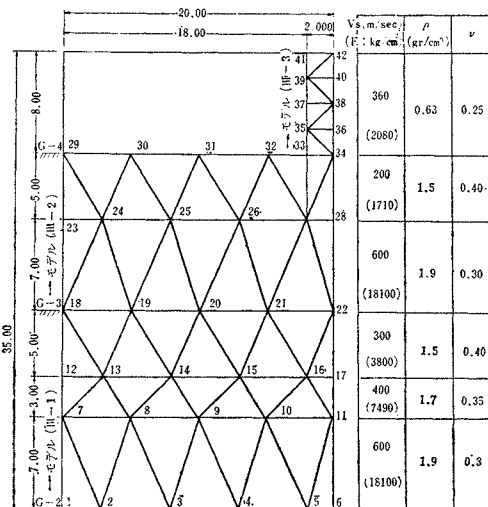


図-3 モデル (III)

造の推定を行なった。この結果が、図-3 に示されている。

本モデルでは、物性の推定値の精度を考慮し、定性的な検討にとどめるため、要素分割も荒いものとした。くわしい検討を行なうには、全要素の固有振動数を、少なくとも、10 Hz 程度以上にして、均一化を計ることが望ましいが、本モデルでは、これらを無視して、各地層を分割しやすい形の要素が用いられている。

この計算では、有限要素法を用い、2次元の平面ひずみの問題としてある。この要素割りには、有限要素法としては不適当な面があるが、今回はこの検討を省略し、今後の質点系や波動式による検討の便を考慮して、主として、水平層で要素を構成した。

観測されている地中の地震波を入力として用いるため、E.L. -27 m (G-2) と E.L. -13 m (G-3) に近い深さに基礎があるものと仮定し、さらに、建物が完全に固定されたとみなしたモデルを合せて、図中に示される3例について検討することとした。

##### b) 構造物のモデル化

本検討に用いた構造物は、底面  $4 \times 4$  m、高さ約 8 m の寸法をもつ鉄筋コンクリート造・3階建ての建物である。この建物の動特性は振動台による試験で明らかにされており、このように単純化された構造物では、これを均質な連続体とみなしうるということが認められているため、図-3 中に示されるように換算された物性値がえられている。減衰定数 ( $h$ ) についても簡略化を計り、地盤・建物ともに同一な値を用いた。

#### (3) 動特性

図-4 は、全振動系の減衰定数を 2.5% としたときの、入力加速度  $0.1g$  に対する建物屋上の応答を示したものである。

##### a) 動特性

建物が直接完全固定された場合のモデル (III-3) によ

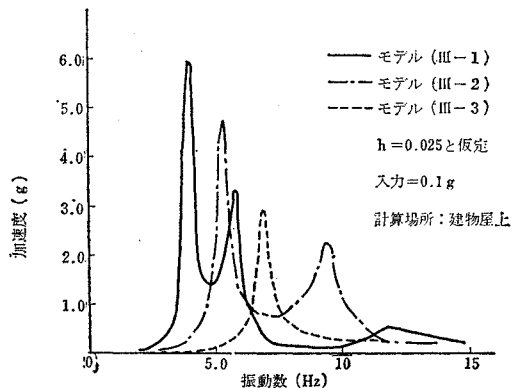


図-4 モデル (III) の動特性

れば、この建物本体の固有振動数は 6.8 Hz となっている。この建物が 12 m の深さの地盤に載せられた場合のモデル (Ⅲ-2) では、5.3 と 9.4 Hz にピークが現われる。このモデル (Ⅲ-2) の地盤のみの固有振動数は 9.6 Hz でその応答倍率は 3.2 程度である。したがって、建物が設けられたため、地盤の固有振動数が若干低下したことが認められる。ここに、特に示さないときは、地盤の固有振動(数)とは1次のそれをさすものとする。一方、建物の固有振動数は 30% 程度も減少し、12 m 厚さの地盤により増幅されるため、応答振幅は 2 倍近く大きくなるのが認められる。

モデル (Ⅲ-1) では、地盤の固有振動数である 4.0 Hz と建物のそれに相当する 5.8 Hz のピークが現われている。建物の振動数はほぼ 1 Hz 低下している。ここに、構造物あるいは建物の固有振動数とは地盤の弾性が付加された場合をさすこととし、本体と称されたときは、それらが完全固定された場合をさすものとする。

以上の結果より以下のことが考察される。

① 建物の固有振動数は、地盤のそれのいかんにかかわらず、建物本体の固有振動数より低下する。地盤と建物を質点系として考えるとき、地盤の固有振動数が建物のそれより小さい場合には、単にこれらが結合されると、これらの反発作用によって建物の固有振動数は大きくなるはずである。したがって、上述の現象の一部は、この反発作用に反するかのような感を与えるが、この理由としては、建物と地盤の質点系の中に、建物の基礎と  $k$ -値によるばねからなる新たな質点系が付加されるためと考えられる。

② 建物の固有振動数の低下現象は、地盤の固有振動数が建物のそれより大きいほど顕著であり、地盤の固有振動数が建物のそれより小さい場合には、建物の固有振動数の低下が抑制される現象が現われる。これは、地盤と構造物の動特性の間に、結合作用が大きいことを示しているため、単に地震入力の変動成分を調べるにとどまらず、地盤の動特性に留意して、構造物の耐震設計に当たることが望ましい。

**b) 減衰性**

上述の計算では、全振動系について 2.5% の減衰定数を与えられている。この値は、各節点における質量 ( $M$ ) と剛性 ( $K$ ) に対して与えられたものであり、各節点ごとには、その共振倍率 ( $x_{max}/x_{st}$ ,  $x_{max}$ : 動的加速度による最大振幅,  $x_{st}$ : 静的加速度による変位) は  $1/2h$  の関係を満たしている。しかし、連続弾性体では、いろいろな形のモードが生じ、着目する場所によっては入力との比が異なってくるため、倍率に関する新

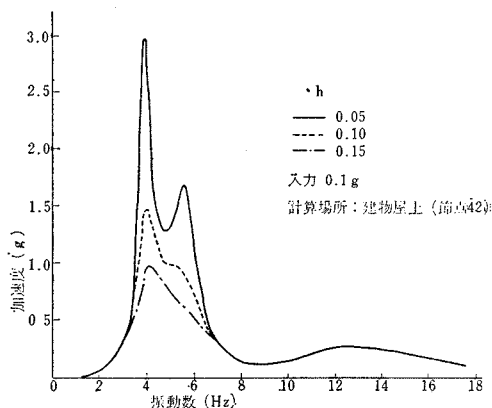


図-5 モデル (Ⅲ-1) の減衰特性

しい定義が必要となる。全要素に均一な減衰定数を与えた場合には、1次の振動形からえられる  $x_{max}$  と静的に載荷したときの  $x_{st}$  との間に完全な比例関係はなりたないが、これらを用いて、近似値をうることも可能であろう。

図-5 に示されるように、入力加速度に対する倍率の関係はなりたないが、ピークの形からえられる減衰定数は与えた値とほぼ一致し、ピークの振幅は減衰定数に逆比例したものとなる。

減衰定数と粘性係数との関係、数値モデルへの履歴・逸散減衰の導入など、減衰性については今後に残された問題が多い。

**c) モード**

図-6 は地盤・建物の対称軸についてえられたモード

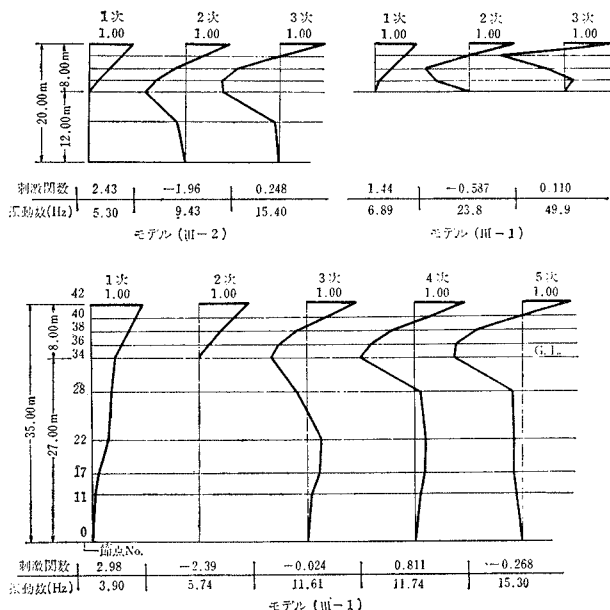


図-6 モデル (Ⅲ) のモード

を示したものである。この図によれば、モデル(Ⅲ-2)の1次モードは建物の固有振動によるものであり、図4中の5.3 Hzのピークに相当し、2次のモードが地盤の固有振動によるものであることが認められる。

モデル(Ⅲ-1)によれば、3.9 Hzのモードが地盤の1次振動によるものであり、5.7 Hzのモードが建物のそれによるものであることが明らかである。さらに、4次モード(11.7 Hz)は地盤の2次振動によるものであり、5次モード(15.3 Hz)は建物の2次振動によるものであることが判断される。そのほか、3~5次モードでは、基礎直下の応力が、他部に比し、相対的に大きくなるものと推測される。

(4) 地震時挙動

上述の3モデルに対し、その基礎とみなされた深度にもっとも近いところでえられた地震波を入力し、建物屋上でえられた応答の一例を示したものが図7である。

応答の振幅を合わせるために、この計算では、10%の減衰定数が用いられている。この値を用いたことにより、建物の振動を抑制し、地盤の振動を強調した傾向があることは否めない。しかしながら、この計算値を観測値と比較すれば、一見して、モデル(Ⅲ-1)の結果の近似度がもっともよいことが認められる。

地層構造の把握が十分精度よく行なわれており、モデル化や計算手法が確かであれば、地盤を大きくとるほど、計算結果の精度がよくなるのは当然と考えられるが、現実には、周知のように、上述の条件のいずれにも問題があり、あまり大きいモデルを用いることは得策ではない。したがって、これ以上大きいモデルについての検討は行なわれていないが、このモデル(Ⅲ-1)が、この場合には、最適に近いものと考えられる。

この検討上、留意すべき点として、以下のものをあげることができる。

① 入力波：入力として用いられる波には、地表あるいは建物によって反射されたものが含まれているため、地表に近いものほど、反射波による攪乱が大きい。したがって、観測上の困難さはあるにしても、深い部分でえられた波形を用いることが望ましい。

② 構造物の規模と地盤のモデル化：地盤と構造物との相互作用は地盤のモデル化によって大きく左右される。

浅いところに堅い基礎がえられるときのモデル化は容易であるが、材質の変化が顕著でない地層が深部におよぶような場合には、どの程度の深さまでをモデルとして採用すればよいかの判断が困難になる。

構造物が大きくなれば地盤を大きくとる必要があることは常識的に考えられるが、この問題に対する基準のよ

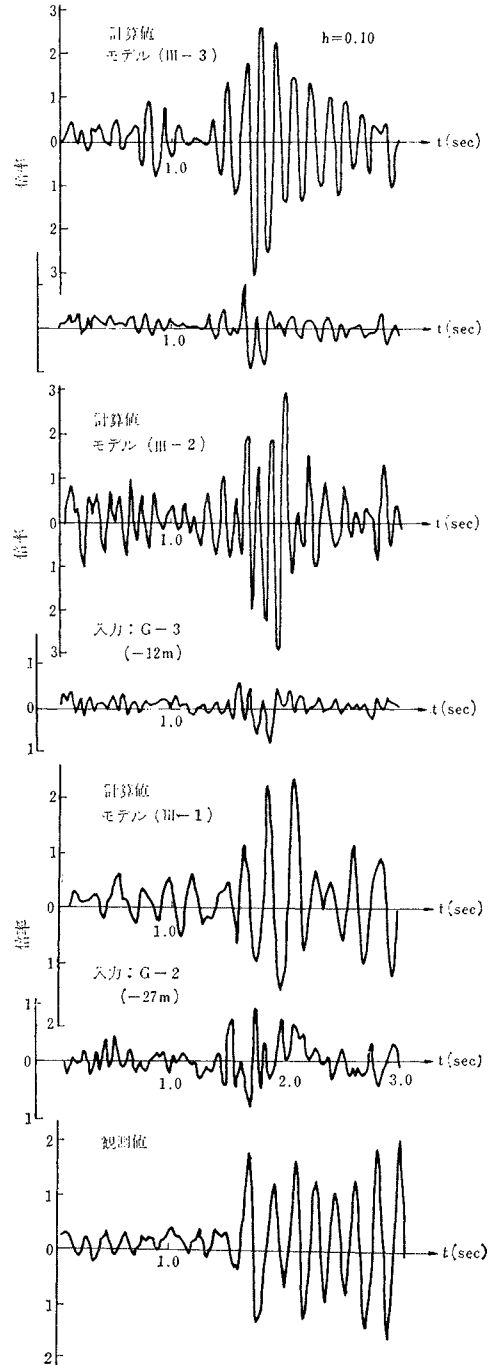


図-7 モデル(Ⅲ)の応答値の対比

うなものもない現状であるため、入力や地盤の特性、解析の精度などを考慮のうえ、モデル化を行なわねばならない。

③ 地盤の動特性とそのモデル化：地盤は、一般に、多層構造となっているため、各層がおのおの固有振動数をもつが、これらの全地層の1次振動時にもっとも大き

く振動する。したがって、この振動数を建物のそれと比較し、これらが相当離れたものとなる地盤の深さを採用することが望ましい。本例では、27m厚さの地層を用いることによって、地盤の固有振動数は建物のその約半分となっている。

4. 基礎工・構造物の剛性がその応答におよぼす影響

(1) 目的

構造物の地震時挙動は、構造物の剛性はもとより、基礎工の種類・剛性によっても大きく異なる。したがって、この種の検討も数多く行なわれているが、これらの特性が、さらに、多種多様な地盤の特性に左右されるため、普遍的な結論がなかなかえられない現状である。

この現状を打開するためには、いろいろな接近法を開発して、多くの事例の検討を重ねることが必要である。ここに、一つの試みとして、波動式を用いた解析法を開発し、地震観測の結果がえられている地盤・構造物について、上述の目的で、その動特性の吟味を行なった。

(2) 波動式の直接積分による3次元解析

a) 基本方程式

連続弾性体の波動的挙動は、周知のように、以下の運動方程式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + C_x \frac{\partial u}{\partial t} &= (\lambda + \mu) \frac{\partial \Delta}{\partial x} + \mu \nabla^2 u + \rho X \\ \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + C_y \frac{\partial v}{\partial t} &= (\lambda + \mu) \frac{\partial \Delta}{\partial y} + \mu \nabla^2 v + \rho Y \\ \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + C_z \frac{\partial w}{\partial t} &= (\lambda + \mu) \frac{\partial \Delta}{\partial z} + \mu \nabla^2 w + \rho Z \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

ここに、X, Y, Z はそれぞれの方向の加速度外力、

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$$

$$\Delta = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z}$$

u, v, w は x, y, z 各軸方向の変位、λ, μ はラメーの定数であり、次式による。

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \quad \mu = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

ただし、E はヤング率、ν はポアソン比。C<sub>x</sub>, C<sub>y</sub>, C<sub>z</sub> は各軸方向の減衰定数とし、前述されたように、減衰性については不明な点が多いため、これで、すべての減衰を代表させて、各網目の質量・剛性によって表わすこととする。

本解法を適用する地盤・構造物には非常に複雑な形を

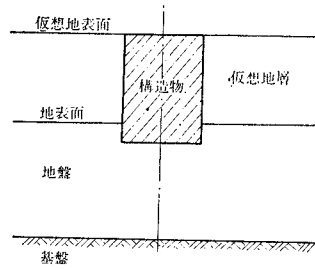


図-8 境界条件の簡略化

もつものも考えられるが、解法の簡略化を計り、図-8に示されるように、以下の仮定を設けた。

未知数は増えるが、境界条件を単純化するために、実際の地表面とは無関係に、構造物あるいは地盤の最上面を設定し、これを仮想地表とした。このとき、仮想地層においては、密度・弾性の小さなものを設定する。

仮想地表面にて成立する境界条件式は以下のようになる。

$$\sigma_z = 0, \quad \tau_{xy} = 0 \dots\dots\dots(2)$$

b) 階差方程式への展開

任意の点 x, y, z の各方向についての座標を、それぞれ、k, l, m とし、その点を (k, l, m) とする。その近傍の各点は、図-9 のように示される。また、隣接する点との間隔を、x 方向に h<sub>k</sub> と h<sub>k+1</sub>, y 方向に f<sub>l</sub> と f<sub>l+1</sub>, z 方向に g<sub>m</sub> と g<sub>m+1</sub> とする。

一例として、式 (1) の x 方向の式について階差展開し、線形加速法系のβ法を用いて整理すれば、式 (3) がえられ、y, z 方向についても同型の式がえられる。さらに、境界条件についても、同種の手法により、式 (4) がえられる。

$$\left\{ \left( \rho + \frac{C_x \cdot \Delta t}{2} \right) \frac{1}{\beta \cdot \Delta t^2} + (\lambda + 2\mu) \frac{(h_k + h_{k+1})^2}{2(h_k \cdot h_{k+1})^2} + \mu \frac{(f_l + f_{l+1})^2}{2(f_l \cdot f_{l+1})^2} + \frac{(g_m + g_{m+1})^2}{2(g_m \cdot g_{m+1})^2} \right\} (V_{k,l,m}) t$$

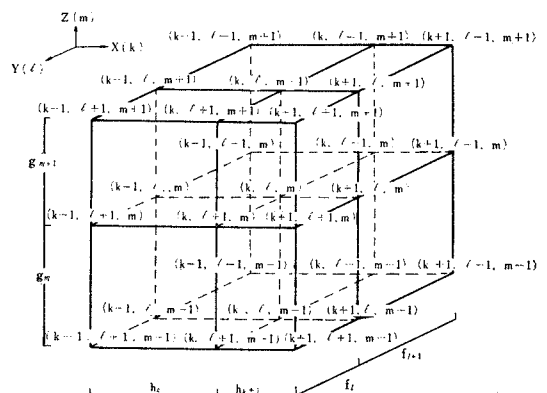


図-9 不均等直交格子座標

$$\begin{aligned}
 & -(\lambda+2\mu)\frac{h_k+h_{k+1}}{2(h_k\cdot h_{k+1})^2} \\
 & \cdot(h_k\cdot V_{k+1,l,m}+h_{k+1}\cdot U_{k-1,l,m}) \\
 & -\mu\frac{f_l+f_{l+1}}{2(f_l\cdot f_{l+1})^2}(f_l\cdot V_{k,l+1,m}+f_{l+1}\cdot V_{k,l-1,m}) \\
 & -\mu\frac{g_m+g_{m+1}}{2(g_m\cdot g_{m+1})^2}(g_m\cdot V_{k,l,m+1}+g_{m+1}\cdot V_{k,l,m-1}) \\
 & -\frac{\lambda+\mu}{4(h_k\cdot h_{k+1})}(f_l\cdot f_{l+1})[h_k\{f_l\cdot V_{k+1,l+1,m} \\
 & + (f_{l+1}-f_l)\cdot V_{k+1,l,m}-f_{l+1}\cdot V_{k+1,l-1,m}\} \\
 & + (h_{k+1}-h_k)\{f_l\cdot V_{k,l+1,m}+(f_{l+1}-f_l) \\
 & \cdot V_{k,l,m}-f_{l+1}\cdot V_{k,l-1,m}\} \\
 & -h_{k+1}\{f_l\cdot V_{k-1,l+1,m}+(f_{l+1}-f_l)\cdot V_{k-1,l,m} \\
 & -f_{l+1}\cdot V_{k-1,l-1,m}\}] \\
 & -\frac{\lambda+\mu}{4(h_k\cdot h_{k+1})(g_m\cdot g_{m+1})}[h_k\{g_m\cdot W_{k+1,l,m+1} \\
 & + (g_{m+1}-g_m)\cdot W_{k+1,l,m}-g_{m+1}\cdot W_{k+1,l,m-1}\} \\
 & + (h_{k+1}-h_k)\{g_m\cdot W_{k,l,m+1} \\
 & + (g_{m+1}-g_m)\cdot W_{k,l,m}-g_{m+1}\cdot W_{k,l,m-1}\} \\
 & -h_{k+1}\{g_m\cdot W_{k-1,l,m+1}+(g_{m+1}-g_m) \\
 & \cdot W_{k-1,l,m}-g_{m+1}\cdot W_{k-1,l,m-1}\} \\
 & = (U_{k,l,m})_{t-\Delta t}\left(\rho+\frac{C_x\cdot\Delta t}{2}\right)\frac{1}{\beta\cdot\Delta t^2} \\
 & + \left\{\left(\frac{\partial V}{\partial t}\right)_{k,l,m}\right\}_{t-\Delta t}\cdot\left(\frac{\rho}{\beta\cdot\Delta t}-C_x+\frac{C_x}{2\beta}\right) \\
 & + \left\{\left(\frac{\partial^2 V}{\partial t^2}\right)_{k,l,m}\right\}_{t-\Delta t}\cdot\left\{\rho\left(\frac{1}{2\beta}-1\right)\right\} \\
 & + C_x\cdot\Delta t\left(\frac{1}{4\beta}-1\right)\}+\rho X \dots\dots\dots(3) \\
 & \frac{1}{2h_k\cdot h_{k+1}}\{h_k\cdot W_{k+1,l,m} \\
 & + (h_{k+1}-h_k)W_{k,l,m}-h_{k+1}\cdot W_{k-1,l,m}\} \\
 & + \frac{1}{2g_m\cdot g_{m+1}}\{g_m\cdot V_{k,l,m+1} \\
 & + (g_{m+1}-g_m)V_{k,l,m}-g_{m+1}\cdot V_{k,l,m-1}\}=0 \\
 & \dots\dots\dots(4)
 \end{aligned}$$

ここに、 $U, V, W$  は添字の座標における  $x, y, z$  方向の変位を示し、 $\beta$  は線形加速度における係数とする。

これらをマトリックスにより整理し、プログラム化した。このプログラムによって検証のための試算を行なったところ、差分式の本質的な問題として、剛性が大きく異なる網目が混在する場合には、計算誤差が大きくなることが認められた。さらに、前述されたように、便法や仮定を用いているため、これらの改良を行なっているが、一般に、連続体の動的解析に対しては有利な点が多いため、本プログラムにより、前述の目的の検討を行なうこととした。

(3) モデル (IV)

a) 地盤のモデル化

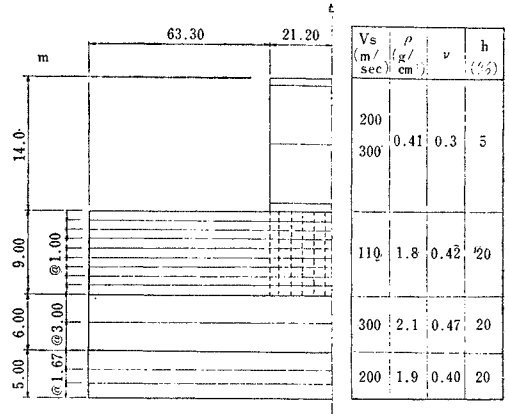


図-10 モデル (IV)

本地盤では、深さ 50 m の位置の地震記録もえられているが、軟弱層は地表の 10 m 程度であるため、深さ 20 m を基盤と想定し、これより上層をモデル化した。この表層地盤については、弾性波速度の測定結果、常時微動の観測結果とボーリング資料を勘案し、図-10 に示されるような数値モデルを採用した。

b) 構造物のモデル化

この構造物は、南北 13.5 m、東西 42.4 m、高さ 14.4 m の 4 階建鉄筋コンクリート造の建物であり、コンクリート杭 ( $\phi 300$  mm、長さ約 10 m、234 本) で支持されている。現地における起振実験の結果、建物の固有振動数は 4~5 Hz と推定されるので、このせん断波速度も 200~300 m/sec の間にあるものと考えられる。ここに、建物も前述されたように均質な連続弾性体と仮定されている。

(4) 動特性

a) 地盤の特性

地盤のみの特性は 図-11 (a) 中の下端に破線で示されている。この計算では、地盤の減衰定数を、一律に、20% と仮定してあるため、ピークの倍率 (応答加速度/入力加速度) は 4 程度と小さいが、3 Hz 付近に 1 次の固有振動数があることが認められる。この振動数は、主として、表層によるものであり、1/4 波長則からえられるもの ( $110/4 \times 9 = 3.1$  Hz) に近い。

b) 建物の特性

この建物本体のみのせん断波速度 ( $V_{SB}$ ) を 300 と 200 m/sec と仮定して計算した結果が、同図 (a), (b) の R.F. の中に、1 点鎖線で示されている。この結果によれば、 $V_{SB} = 300, 200$  m/sec に対し、固有振動数はおのおの 5, 4 Hz となる。

c) 総合特性

上述のように、地盤の 1 次振動数は 3 Hz、建物のそれ

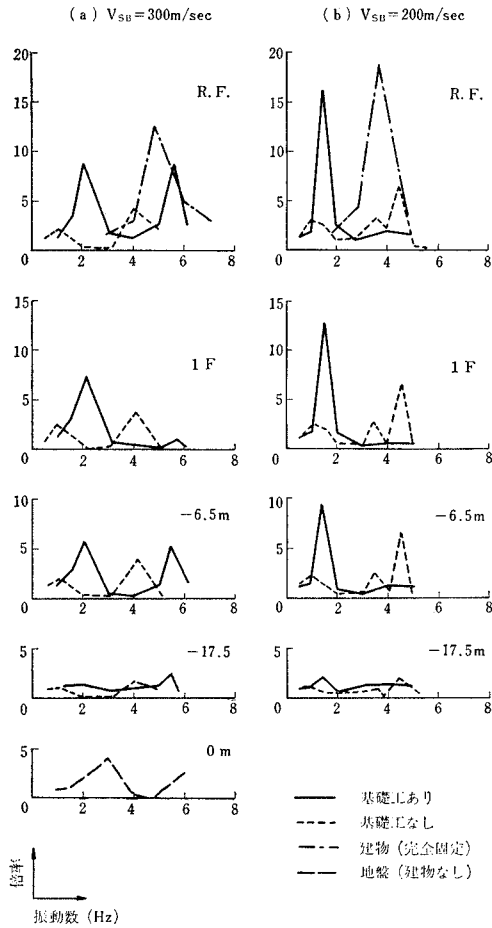


図-11 モデル(IV)の動特性

は 4~5 Hz と考えられたが、実際には、これらが基礎工の助けをえて結合された状態になっている。

この状態の特性も 図-11 に示されている。同図中 (a) は建物のせん断波速度を 300 m/sec とし、(b) はそれを 200 m/sec としたときにえられる特性である。

基礎工の有無による動特性の相違を求めるために、振動インピーダンスや減衰定数は、前出の値と同じものとしたが、基礎工に相当する場所の地盤のせん断波速度 ( $V_{SG}$ ) を 110 m/sec から 200 m/sec に増加した場合について検討を行なった。同図中の実線は基礎工がある場合の特性を示したものであり、実際には、あまり剛ではないケーソン状の構造に近いものに相当する。同図中の点線は、基礎工がない場合の特性を示したものである。水平振動に対しては、杭の剛性によって地盤のせん断波速度が 2 倍近くなることは考えられないため、実状は、この基礎工がない場合に近いものと考えられる。

d) 構造物の剛性の影響

建物のせん断波速度 ( $V_{SB}$ ) が 300 m/sec で、基礎工ありの例に着目すれば、次のような結果が認められる。

すなわち、地盤の固有振動数は 3 Hz であったが、総合系になると、この固有振動数に相当するものは 2 Hz に減少し、建物のそれは 5 Hz から 5.5 Hz に増大する。この傾向は、モデル(III)によっても認められている。これらの 2 つのピークの倍率は、いずれも、8~9 となっている。

$V_{SB}$  が 200 m/sec のときは、基礎工部分の  $V_{SB}$  も同じく 200 m/sec としたため、基礎工を含めた建物の固有振動数が地盤のそれと近くなり、1.5 Hz 付近に大きなピークが生じ、この倍率は 15 以上にもなる。しかし、建物本体の固有振動数である 4 Hz 前後には、4~5 程度の倍率をもつ小さいピークが現われるのみである。

上述の傾向を明らかにするために、基礎工がある状態で、建物の  $V_{SB}$  を変えたときの固有振動数・応答倍率の変化を求めた。この結果が 図-12 に示されている。これらによれば、以下の諸点が感知される。

1 次モードより判断すれば、 $V_{SB}$  が 200 m/sec 以下になると、非常に小さい固有振動数をもち、大きな倍率を示す非常に柔らかい振動系になるが、 $V_{SB}$  が 300 m/sec 以上になると、この振動数の変化が認められなくなり、建物は剛体とみなしうようになる。しかし、2 次モードは建物の剛性によってきま

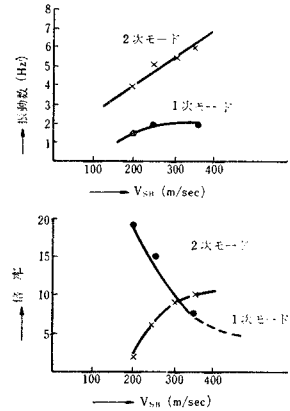


図-12 構造物の剛性による動特性の変化

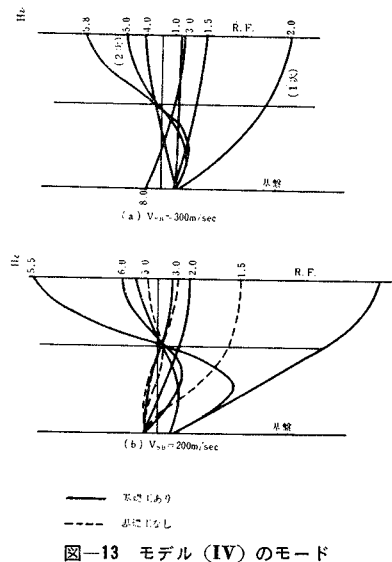


図-13 モデル(IV)のモード



るため、 $V_{SB}$  が大きくなると、倍率は飽和するが、固有振動数は  $V_{SB}$  に比例して大きくなる。

以上をモードで示したものが図-13 である。同図中の (a) に着目すれば、2.0 Hz 時の形状はせん断形の1次モードを示し、5.0 Hz では2次のモードを示していることが認められる。この2次モードでは、地中の応力がかなり大きいものと推測される。

e) 基礎工の影響

図-11 中の点線で示される特性は、基礎工がなく、地盤のみの上に建物がある場合を想定して求められたものである。この特性で目立つことは、基礎工ありの場合に比して、1, 2 次の振動数、およびそれらの応答倍率がかなり低下していることである。これは、軟らかいもの(地盤)から、硬いもの(建物)には弾性波が透過しがたい傾向を示すものとして理解できよう。逆に考えれば、基礎工がある場合には、その基礎工のために高さが大きくなった建物は、基礎工より伝達される弾性波によって大きく振動し、地表層とも共振に近い現象を起こすことがあるものと考えられる。

実際面では、静的な支持力との関連で、何らかの基礎工が必要であり、実状は、杭が打たれているため、この両極端な特性の間にあるものと考えられる。このような検討によって、与えられた地盤に対して、もっとも耐震的な構造物・基礎の形状・剛性を求めていくことが、今後の重要な構造物にとっては必要となる。

5. 厚い軟弱地盤と構造物の動特性

(1) 目的

これまでのモデルでは、すべて、比較的浅い所に基盤がえられ、地盤や構造物の物性や動特性について、ある程度の資料がえられていた。本章では、資料がほとんどえられていない深い軟質地盤上に、かなり大規模で剛な構造物が建設される場合を想定し、耐震設計上の問題点について、検討・考察を加えることとした。

(2) モデル (V)

a) 地盤のモデル化

本章の目的のためには、できるだけ深い地盤を採用す

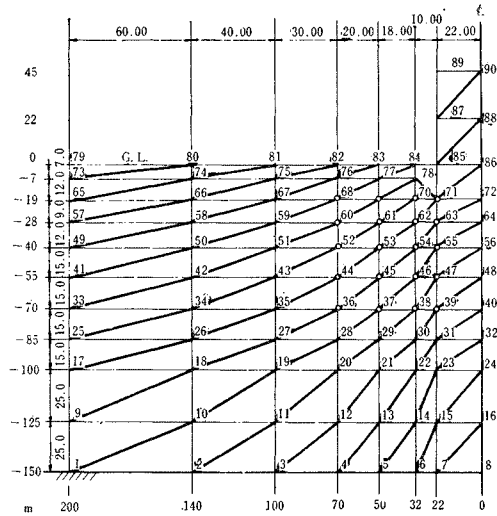


図-14 モデル (V)

$V_s$ (m/sec)	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\nu$	$f$ (Hz)
1100	1.2	0.25	4.3
150	1.8	0.4	5.3
400	2.0	0.3	10.0
300	2.0	0.3	6.8
			6.2
			6.7
400	2.0	0.3	6.7
			6.7
500	2.0	0.3	8.3
			8.3
600	2.0	0.3	6.0
			6.0

ることが望ましいが、計算の制約上、地表より -150 m に基盤があるものとした。この表層をシルト質砂として、弾性定数を推定したが、地表より -50 m までは  $N$  値と対応させ、それ以深については、若干ずつ剛性を増すものとして弾性定数を設定した。この値が図-14 に示されている。

この計算では、3 章と同様に、平面ひずみ問題とした有限要素法を用いた。このときの境界条件として、地盤の側面は水平ローラーで支持されているものとした。したがって、波動計算によれば、地盤の1次振動数は 0.69 Hz となるが、本計算からは 0.79 Hz がえられ、地盤の剛性を若干大きくしたような効果が与えられている。

この要素の設定に当たっても、3 章と同様な注意を払ったが、モデルが大きいため、大きい要素を用いざるをえなかった。この影響を示す目安として、これらの要素内を鉛直方向にせん断波が伝播するものとし、各水平層について、その固有振動数を求めたものが同図中に示されている。この結果より、数 Hz 以上の振動数範囲について、細かい検討はできないものと考えられる。

この減衰定数についても、構造物を含めて全要素で一定とみなし、特に、動特性の判別を容易にするため、経験的に考えられるものより、はるかに小さい値を用い、考察に際しては、これを経験的な値に換算して検討した。構造物・地盤の弾性を線形としたため、このような換算が可能であるが、過大な応力が生じている部分や、その影響について、くわしい議論をすることはできない。しかし、その応力が生ずる過程や場所などの検討は可能と考えられる。

b) 構造物のモデル化

構造物については、実在のものを参照し、その重量を

均質に分布させて連続体とみなし、その1次振動数が実物のそれと合うように、このせん断波速度を求めた。この構造物はかなり重く、剛なものである。

この総合系の動特性を求めると同時に、この基盤と類似した地点にてえられている地震波形を、最大0.1gに規準化して入力とし、応答履歴の計算も行なった。

(3) モデル(V)の動特性

本モデルより算出された動特性とモードが図-15, 16に示されている。これより、動特性を考える上での主要なモードの次数は1, 2, 4, 6, 10であろうと考えられる。これらのモードの特徴を要約すれば、以下のとおりである。

- ①：全系の1次，地盤が支配的，最大の増幅度をもつ。
- ②，④：全系の2次，地盤も2次モードに近づく。構造物のロッキングが始まる。
- ⑥：全系の3次的，地盤の2次モードを過ぎる。構造物の1次ロッキングも終わる。
- ⑩：全系の4次的，地盤の3次と構造物本体の1次振動の合成，増幅度2前後。

3次には，地盤の弾性による構造物のスウェイ振動が，5次には，それによるロッキング振動が現われている。これらの振幅は2, 4次のそれと比し小さく，減衰が大きくなれば，これらを2, 4次に含めて考えてよいことが認められる。

減衰定数の影響も図-15より判断される。動特性を顕著に示すため， $h=1\%$ によって計算を行なったが，実際の地盤には，10%前後の減衰定数があるものと考えられるため，1次の増幅度は10前後と推測される。

構造物のスウェイ・ロッキング振動時の地盤による各

種減衰の総和も10%前後と考えられるため，2次の増幅度は4~5，4次のそれは3~4程度と判断される。これらに比し，10次の構造物本体の振動による増幅度は2前後にしかならない。これは，地盤が軟弱なため，基盤振動にごく小さい振動数成分をもつスペクトルが含まれていない限り，地表層がクッション(ショックアブソ

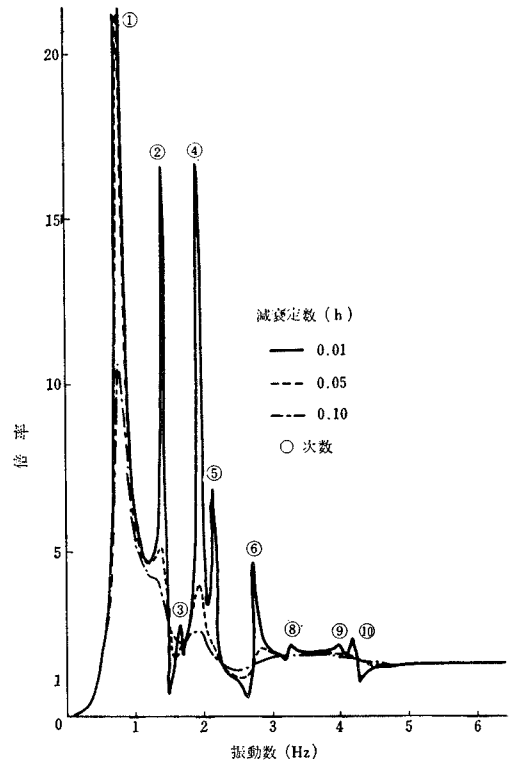


図-15 モデル(V)の動特性

節点(N.P.)名称 モード次数 ① ② 3 ④ 5 ⑥ 7 8 9 ⑩

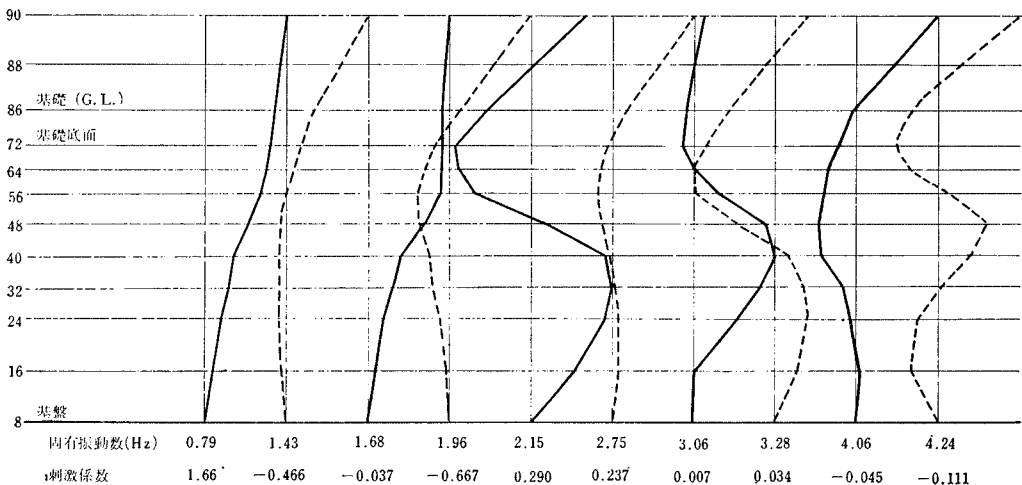


図-16 モデル(V)のモード

一パー) 的な作用をもつことを意味し、基礎地盤の強度さえ確保されれば、構造物本体の耐震設計は非常に容易になることを示している。

(4) 地震時挙動

a) 加速度・変位応答

図-17 はモデルの中心鉛直線上のいろいろな標高における、加速度波形が変化していく様子の一例を示したものである。図中の○あるいは×印の波を追跡すれば、基盤より構造物頂部(195m)まで達するのに、0.3~0.35 sec かかっており、波の速度は平均 600 m/sec 前後となる。

$t=2.5$  sec 前後の最大振幅を生ずるときには、各節点の加速度振幅から、ほぼ1次のモードに近い加速度分布が現われるが、構造物の振幅の増加が著しいことが認められる。これは、この応答波形のパワースペクトル密度が 2 Hz 付近に集中していることから、構造物のスウェイ・ロッキング振動が卓越し、増幅されていることを示している。

一方、図-18 は基盤に対する相対変位の時刻歴を示したものである。これより、変位波形は、加速度波形と

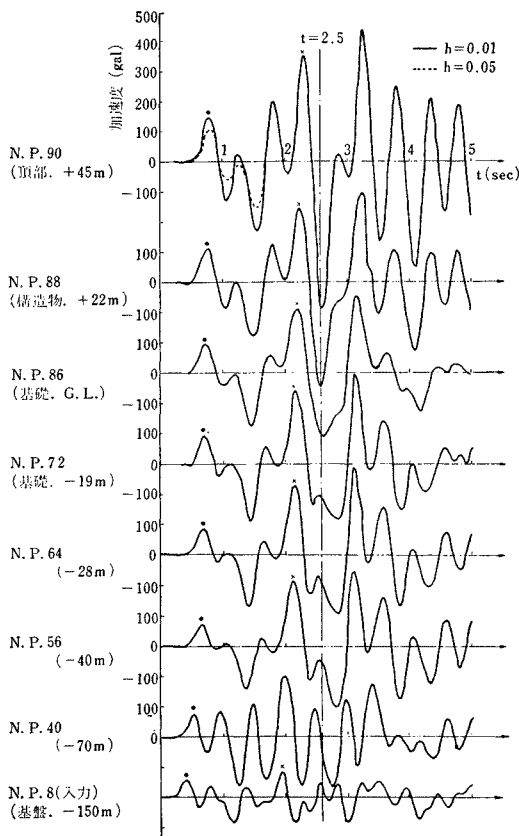


図-17 モデル (V) の加速度応答

異なり、0.7~0.8 Hz 付近にパワーをもつことが認められる。したがって、本モデルのような構造物の振動は、当然のことながら、少し特性の異なった地震が与えられても、大きい地盤の固有振動の上に、地盤の弾性によるスウェイ・ロッキング振動が重畳したものとなっている。

以上の計算には、 $h=1\%$  を採用してあるが、 $h=5\%$  の場合についても、図-17 の N.P. 90 の波形中に、若干ではあるが、点線で応答が示されている。この振幅は  $h=1\%$  の場合の 70% 前後となっており、 $h=10\%$  を

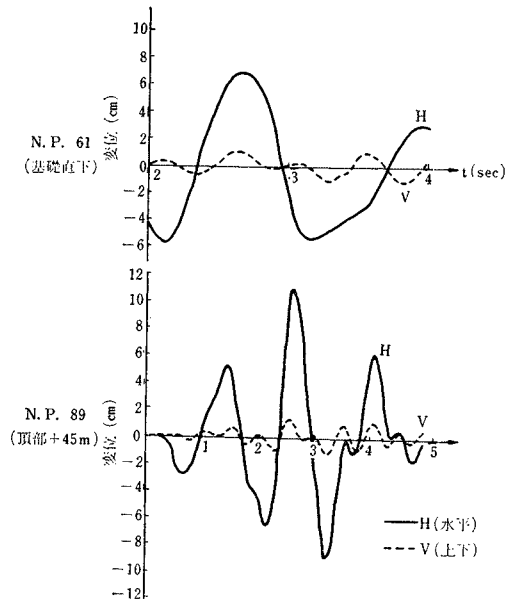


図-18 モデル (V) の相対変位応答

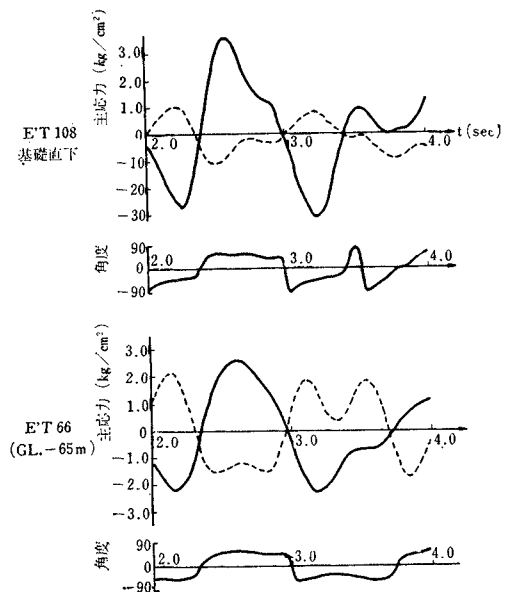


図-19 モデル (V) の主応力時刻歴

用いれば、応答振幅は 50% 程度になるものと考えられる。したがって、構造物頂部の基盤に対する加速度倍率は 2~3 程度にしかならないものと推定される。

#### b) 地盤内応力

図-19 には、基礎に近い地中の最大・最小主応力の時刻歴の一例が示されており、同図中に、その主応力が水平となす角度も示されている。この波形を、要素 (E'T) 108 の節点 (N.P.) をなす N.P. 61 (図-18) の変位波形と比較すると、かなりよく類似していることが認められる。このことより、地中の応力には、構造物の振動によるものほかに、地盤本体の振動によるものもかなり影響を与えていることが考えられる。

図-20 は  $t=2.55$  sec における主応力の瞬時値を示したものである。さらに、図-21 はその最大値を等応力線によって示したものである。これらによれば、主応力の方向、およびその最大値の分布も基礎端部より  $45^\circ$  の斜め下方を向いていることが認められる。

したがって、この方向に圧縮・引張りの破壊が生ずることが考えられるが、すべり破壊を想定し、最大せん断力について調べれば、ほぼ鉛直・水平両方向に向ったせん断力が、図-22 に示されるような応力分布をもっていることが認められる。

以上の計算による絶対値は、入力加速度  $0.1g$ 、 $h=1$  % に対してえられたものであるため、前述されたように、実際の減衰定数を想定して換算すれば、実際の応力はこの計算値の 1/2 程度になるものと推測される。

以上の検討は、すべて、地盤弾性の非線形性を無視したものであったため、実際の応力状態を細かく議論することはできないが、このような線形計算によっても、地盤や構造物の動的挙動の巨視的な考察は可能であろう。

上述の結果を総合すれば、本モデルのような場合には、構造物の動的設計は容易になるが、地盤に過大な応

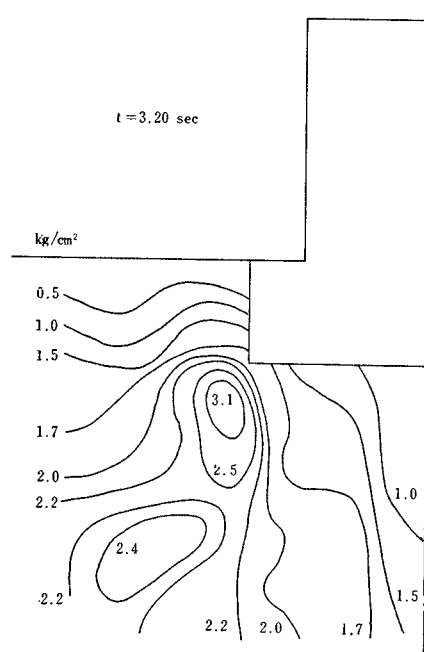


図-21 モデル (V) の最大圧縮主応力等応力線

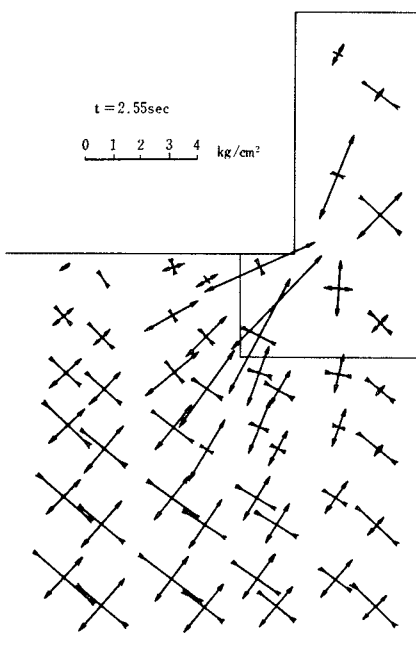


図-20 モデル (V) の主応力瞬時値

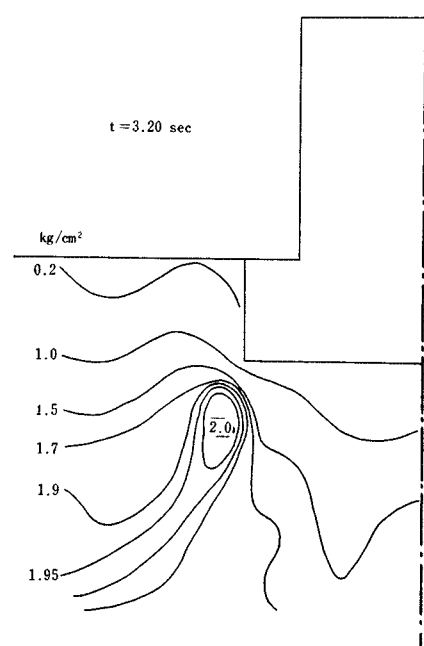


図-22 モデル (V) の最大せん断応力等応力線

力を生じさせないようにすることが、耐震上の最大の問題であることが結論される。

この対策として、構造物直下では十分な剛性をもつが、それより地盤へ広がるにつれて、地盤の弾性に近くなる木の根のような柔らかい基礎工（柔基礎）が開発されることを望みたい。

一例として、見方を変えれば、杭基礎工でも、深さ方向に対して、この目的の一部を達しているため、このような手法を平面的に拡大することも、極端に困難な問題ではないものと考えられる。さらに、注入工法によっても、この施工精度が十分に管理できるようになれば、上述の目的に適した地盤改良も可能になるものと考えられる。

いままで、静的な支持力をうることを主目的として用いられてきたこのような基礎工も、地盤・構造物振動系の改善に大きく役立つものであることに着目して、今後の開発が進められることを期待したい。

## 6. ま と め

以上の実測・計算例によって、地盤・構造物系の動特性について検討を行ってきたが、まだ、その緒についたばかりといえよう。したがって、今後に残された問題が多く、解明を急がねばならないものは地盤の動的物性や動的破壊現象であり、さらに、これらを表現しうる2・3次元の解析手法の開発であろう。しかし、これらの解決には、相当な年月を要するものと考えられるため、その最初の段階として、本検討の結果をとりまとめた。

a) 構造物基礎近傍の地盤の挙動は、その応力レベルに応じた非線形性を呈するが、軟弱な地盤であっても、地盤本体の動特性は、相当な振幅の範囲まで線形的である。

b) 地盤と構造物の動特性には異質な面が大きいいため、これらが結合された振動系では、高次の振幅が低次のものより大きくなるような現象も生じ、地盤が軟弱になるほど、動的地盤係数によるばねのみで、この特性を説明することが困難になる。

c) 軟弱な地盤上に建設された構造物の固有振動数は、それが堅い岩盤などに完全に固定されているときより低下する。その度合は、地盤の固有振動数が上部構造物のそれより大きいときに著しく、その増幅度も大きくなる。これを耐震的にするためには、地盤と構造物の結合作用より考えて、構造物の固有振動数を、地盤のそれより、少なくとも、30%程度以上高くすることが望ましい。

d) 構造物に基礎工を施すことは、一般的には、構造物をより耐震的にすることになるが、構造物と同程度の剛性をもつ基礎工が堅い層に着くように設けられるときには、逆の効果が生ずる場合もある。これは、構造物の

高さが大きくなり、その固有振動数が低下すると同時に、堅い層からの地動が伝達されやすくなるため、構造物の増幅度が大きくなることに起因するものと考えられる。さらに、この固有振動数と地表のそれが近くなれば、この傾向はさらに助長されることになるため、特に、地盤振動との関連における検討が必要となる。

e) 厚い軟弱層は、基盤振動にごく小さい振動数成分が少ない限り、ショックアブソーバー的機能をもつため、その上の構造物の耐震設計は非常に容易になる。この反面、基礎地盤の支持力の確保が困難になるため、この対策が最大の問題となる。この一方法として、構造物直下では十分な剛性をもつが、地盤への拡がりにつれて、地盤の剛性に近くなる木の根のような柔らかい基礎工（柔基礎）の開発を望みたい。

## 7. あとがき

本研究に際しては、長年にわたり、電力会社・電力中央研究所の多くの方々に、紙数に尽せない懇切なご指導と多大なご支援をいただいたが、事情により名前をあげさせていただくことができなかった。

末筆ながら、これらの方々に、深甚なる謝意を表したい。

## 参 考 文 献

- 1) 小坪清真・高西照彦：構造物-地盤系のモデル化と地震応答解析，第12回地震工学研究発表会講演概要，pp. 51-54, 1972-1
- 2) 南 和夫・桜井譲爾・片山隆夫：Some Effects of Sub-structure Proportions and Adjacent Soil Interaction on the Seismic Response of Buildings, Proc. of the third Japan Earthquake Engineering Symp. 1970 pp. 1-8
- 3) 桜井譲爾・相沢 寛：表層構造の相違が建築物の振動特性に及ぼす影響について，同上 Symp. pp. 25-32
- 4) 南井良一郎・井上 豊：On Earthquake Response of Ground-Structure Systems, 同上 Symp. pp. 41-48
- 5) 堤 一：軟弱地盤の動的地盤係数に関する考察，電力中研・技研報，No. 63002, 1963-4
- 6) 堤 一・橋本宏一：原子炉建屋とその基礎地盤の振動特性に関する模型実験的研究，電力中研・技研報，No. 67096, 1968-2
- 7) 堤 一・高橋 忠・桜井彰雄・増子芳夫・橋本宏一：剛体の振動特性におよぼす埋設効果，電力中研・技研報，No. 68047, 1968-12
- 8) 堤 一・佐藤孝雄・宮前繁也・池田志郎：軟弱層を有する地盤における基礎構造物の振動特性，電力中研・技研報，No. 69546, 1967-8
- 9) 堤 一・神谷美郎：波動論による地盤・構造物系の地震応答解析（その1），電力中研・技研報，No. 70513, 1970-8
- 10) 堤 一・渡辺啓行・橋本宏一・今出 博：超高压電力研究所内 500 kV シャ断器設置点の地盤および基礎の動特性，電力中研・技研報，No. 7150, 1971-6