

## 井筒基礎の地震応答解析に関する研究

### SEISMIC RESPONSE OF WELL FOUNDATION

土岐 憲三\*・小松 昭雄\*\*  
By Kenzo TOKI and Akio KOMATSU

#### 1. 概 説

構造物基礎の耐震設計を行うに際して、その裏付けとなる地震応答解析の考え方は、基本的には2つに大別できる。その第1は集中質量法や FEM 法などにより離散系のモデルについて応答解析を行うことであり、第2は弾性波動論に代表されるような連続系として取り扱う方法である。建築物や橋梁の上部構造などでは集中質量法による解析が有用性が高いが、構造物やその基礎との相互作用を考慮しなければならない場合には離散系のモデルでは振動エネルギーの逸散や3次元領域への拡がりによる geometrical damping の問題を取り扱うに不十分な面が生じる。このような問題は、解析の対象とする領域をできるだけ広く、かつ3次元解析を行うことで実際の現象に近づけることが可能ではあるが、境界面での反射波の発生という原理的な問題、計算機の容量制限の技術的な問題等で実際には比較的低い2次元モデルにおいて特殊な境界<sup>1),2)</sup>を設定して解析せざるを得ない場合が多い。

一方、構造物基礎を取り巻く地盤が分布質量系であることによる質量効果や逸散減衰の動的特性を解明するには弾性波動理論による解析がもっとも有力な手段であり、数理解析による一般性のある検討が可能であって、それから得られる成果は対象とする系の基本設計等においては貴重な情報を提供するにもかかわらず十分には活用されていないのが現状である。これは弾性波動論では数理解析が複雑であり、かつ力学モデルの汎用性が少ないことや非線形挙動を取り扱えないなどの理由のほか、得られた成果の妥当性や有用性が実測結果との対比によって確認されることが少ないために、弾性波動論による地震応答解析への信頼度が低いことによるものと思

われる。

構造物とその周辺地盤との動的な相互作用に関して、弾性波動理論を適用した研究は過去にも多く行われているが、その大多数は機械基礎や建築物を対象としたものである。したがって、力学モデルも半無限もしくは成層地盤の自由表面上に、底面の形状が円形や長方形である基礎版が載ったものを対象としている<sup>3)</sup>。しかるに、橋梁の基礎などのように根入れの深い構造物の場合は、その底面と地盤との接触面積に比較して、側面と地盤との接触面積が広いのが通常であることから、この種の構造物基礎では、底面よりもむしろ側面で接触する地盤、すなわち表層地盤の動的特性が重大な影響をもつことは明らかである。接触面積の広いことは構造物基礎から側方の地盤へと振動エネルギーが放散される度合が高くなることから、いわゆる逸散減衰は地表面上にある構造物のそれとは相当に異なるものと考えられる。一方、表層地盤はその下方にある地盤、あるいは基盤から地震動を受けると同時に、表層地盤内の振動エネルギーは基盤へと逸散することにより、地下逸散の現象が生じる。しかるに、これまでの弾性波動理論による解析では基礎構造物底面と表層地盤の底面はいずれも共通の剛な基盤上に載っているという仮定に立っているため、震動エネルギーは、系内に保存されていることになり、地下逸散の現象は考慮されていない。

以上のような観点から本研究では表層地盤のみならず基盤をも弾性体として取り扱い、表層地盤中にある円筒形の基礎構造物の地震応答解析を行い、その結果を模型振動実験結果や実地震時における観測例との対比を行ってその有用性を確認するとともに、地盤の質量効果や逸散減衰に関する検討を行った。

#### 2. 弾性波動論による地震応答解析

表層地盤を貫いて基盤に達するような深い根入れをも

\* 正会員 工博 京都大学教授 防災研究所

\*\* 正会員 工修 建設省東北地方建設局

つ基礎構造物の動的挙動に関する弾性波動理論による3次元解析は田治見<sup>1)</sup>による研究以来いくつかの場合について研究が進められてきているが、その多くは基盤を剛体として取り扱い<sup>2), 3)</sup>、表層と基盤との間の波動インピーダンスの相異が無視されている。そこで、本研究では基盤をも弾性体として取り扱うことにより、基盤への震動エネルギーの逸散現象を考慮するとともに、入射波が鉛直面に対してある傾斜をもっている場合をも包含する力学モデルを設定し、表層地盤内の水平方向における場所的な位相差の問題をも同時に考慮した解析を行った。本研究では基礎構造物の例として剛な円筒井筒を対象とする。以下の理論解析における円筒井筒の運動に関する基本仮定は次のとおりである。

- i) 円筒井筒の運動は底面中心軸回りの1自由度の動揺運動のみを考え、井筒底面での並進運動は井筒や構造物がない場合の入射波による基盤面の運動と合致する。
- ii) 表層地盤内の井筒の側面から発せられる放射・散乱波の基盤面上での変位振幅は0とする。
- iii) 円筒井筒の側面と底面での複素ばね係数などの特性はそれぞれ独立とし、底面での諸特性は自由表面上にある円形剛基礎版の動揺運動によるもので近似する。

(1) 入射地震波による表層地盤の運動

地盤モデルとして図-1に示すように、半無限弾性基盤上にある厚さ  $H$  の一様な表層地盤を考え、それらの諸定数は同図中に示されているものとする。いま、基盤面に対して射出角  $e$ 、振幅  $A_0$ 、円振動数  $\omega$  の調和SH波が入射するものとする。このときの表層地盤内の波動を図-1に示す円筒座標系で表わすと、動径方向の変位成分  $v_0^r$  と接線方向のそれ  $v_0^\theta$  とはそれぞれ次式で与えられる<sup>7)</sup>。

$$\left. \begin{aligned} v_0^r &= A_0 V(z) \sum_{m=0}^{\infty} \epsilon_m i^{m-1} m \frac{J_m(kr)}{kr} \\ &\quad \cdot \sin m\theta \exp(ikC_a t - ir) \\ v_0^\theta &= A_0 V(z) \sum_{m=0}^{\infty} \epsilon_m i^{m-1} \frac{\partial J_m(kr)}{\partial(kr)} \\ &\quad \cdot \cos m\theta \exp(ikC_a t - ir) \end{aligned} \right\} \dots\dots (1)$$

ただし、

$$\epsilon_m = \begin{cases} 1 & (m=0) \\ 2 & (m \neq 0) \end{cases}$$

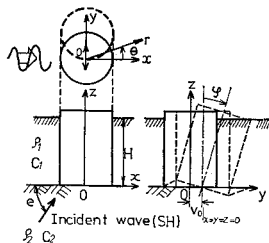


図-1 解析モデルと座標系

であり、

$$\begin{aligned} V(z) &= \frac{2 \cos \{ \zeta (1 - z/H) \}}{\sqrt{\cos^2 \zeta + \beta^2 \sin^2 \zeta}} \\ \zeta &= \frac{\omega H}{C_1} \sqrt{1 - \left( \frac{C_1}{C_2} \right)^2 \cos^2 e} \\ \beta &= \frac{\rho_1 C_1 \sqrt{1 - (C_1/C_2)^2 \cos^2 e}}{\rho_2 C_2 \sqrt{1 - \cos^2 e}} \\ \gamma &= \tan^{-1} \left( \beta \frac{\sin \zeta}{\cos \zeta} \right) \end{aligned}$$

$C_a = C_2 / \cos e$ ,  $k = \omega / C_a$ ,  $J_m$  はベッセル関数である。

(2) 井筒構造物の振動による表層地盤の運動

基礎構造物とその慣性力により表層地盤内で振動する際には、側面から波動が発せられるが、その一部は基盤内へも屈折するものと考えられ、その場合の波動伝播特性はLove波などの表面波と同様である。このような場合には振動モードの数は有限個となり、その数とモード形状は振動数により変化することになり、したがって、表層地盤中で任意の運動形態を行う基礎構造物についての一般性のある厳密解は得られない。しかしながら、このような伝播特性をもつ波動では振動エネルギーは表層中に保存されて基盤へは伝達されないことと、その変位振幅は地表面に近い表層地盤内で卓越することを勘案して、前述のii)の仮定を設けるならば以下のごとくして井筒構造物の振動によって惹起される表層地盤の運動が定まる。まず、放射波による動径方向および半径方向の変位成分をそれぞれ  $v_s^r$ ,  $v_s^\theta$  とすれば<sup>7)</sup>、

$$\left. \begin{aligned} v_s^r &= \sum_{l=1}^{\infty} \sum_{n=0}^{\infty} \left[ A_{n,l} n \frac{H_n^{(2)}(h^* r)}{r} \right. \\ &\quad \left. + B_{n,l} \frac{\partial H_n^{(2)}(h^* r)}{\partial r} \right] \sin \alpha_l z \cdot \sin n\theta \cdot e^{i\omega t} \\ v_s^\theta &= \sum_{l=1}^{\infty} \sum_{n=0}^{\infty} \left[ A_{n,l} \frac{\partial H_n^{(2)}(h^* r)}{\partial r} \right. \\ &\quad \left. + B_{n,l} n \frac{H_n^{(2)}(h^* r)}{r} \right] \sin \alpha_l z \cdot \cos n\theta \cdot e^{i\omega t} \end{aligned} \right\} \dots\dots (2)$$

ここに、 $k^{*2} = (\omega/C_1)^2 - \alpha_l^2$ ,  $h^{*2} = (C_1/v_p)^2 k^{*2}$ ,

$$C_1 = \sqrt{\mu/\rho_1}$$

$\alpha_l = (2l-1)\pi/2H$ ,  $n$ : 整数,  $A_{n,l}$ ,  $B_{n,l}$  は未定定数,  $v_p$  は縦波速度であり,  $H_n^{(2)}$  はハンケル関数である。いま、円柱状の井筒の動径および接線方向の変位をそれぞれ  $v_c^r$ ,  $v_c^\theta$  とすれば、その側面で満足すべき条件式は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \{v_0^r\}_{r=a} + \{v_s^r\}_{r=a} &= v_c^r \\ \{v_0^\theta\}_{r=a} + \{v_s^\theta\}_{r=a} &= v_c^\theta \end{aligned} \right\} \dots\dots (3)$$

また、基盤面上の基礎底面中心での運動  $\{v_0\}$  は仮定i)により次式で与えられる。

$$\{v_0\}_{x=y=z=0} = A_0 V(0) \exp(ikC_a t - ir) \dots\dots (4)$$

一方、井筒の動揺運動は角振幅を  $\varphi_0$  とすれば、

$$\varphi = \varphi_0 \cdot \exp(ikC_{at} - ir) \dots \dots \dots (5)$$

であることから、結局、井筒の変位  $v_c^r, v_c^\theta$  はそれぞれ次式のごとくに表わされる。

$$\left. \begin{aligned} v_c^r &= \{A_0 V(0) + \varphi_0 z\} \cdot \sin \theta \cdot \exp(ikC_{at} - ir) \\ v_c^\theta &= \{A_0 V(0) + \varphi_0 z\} \cdot \cos \theta \cdot \exp(ikC_{at} - ir) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (6)$$

これらの諸式間の関係を用いれば、式(3)より2つの未定定数  $A_{n,l}, B_{n,l}$  が次式のごとくに定まる。

$$\left. \begin{aligned} A_{n,l} &= \frac{2e^{-ir}}{QR - Q^*R^*} \{I_l \varepsilon_n^{l-1} \cdot (P^*R^* - PR) - \delta_{n,1} F_l (R^* - R)\} \\ B_{n,l} &= \frac{2e^{-ir}}{QR - Q^*R^*} \{I_l \varepsilon_n^{l-1} \cdot (PQ^* - P^*Q) - \delta_{n,1} F_l (Q^* - Q)\} \end{aligned} \right\} \dots \dots (7)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} P &= n \frac{J_n(ka)}{ka}, P^* = \frac{\partial J_n(ka)}{\partial(ka)}, Q = n \frac{H_n^{(2)}(k^*a)}{a} \\ Q^* &= \frac{\partial H_n^{(2)}(h^*a)}{\partial a}, R = n \frac{H_n^{(2)}(h^*a)}{a} \\ R^* &= \frac{\partial H_n^{(2)}(h^*a)}{\partial a}, I_l = \frac{A_0}{H} \int_0^H V(z) \sin \alpha_l z dz \\ F_l &= \frac{A_0 V(0)}{\alpha_l H} + \varphi_0 \frac{(-1)^{l-1}}{\alpha_l^2 H}, \delta_{n,1} = \begin{cases} 1 & (n=1) \\ 0 & (n \neq 1) \end{cases} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (8)$$

(3) 井筒構造物に作用する地震力

表層地盤の運動は  $v_0$  と  $v_s$  の和であるから、地盤内の応力もこれらの波動成分に対応して求めることができる。いま、動径方向の直応力  $\sigma^r$ 、これと直角な接線方向のせん断応力を  $\tau^{r\theta}, \tau^{rz}$  とすれば、表層内での応力は入射波動による応力と放射・散乱波による応力との和であり、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \sigma_0^r + \sigma_s^r \\ \tau^{r\theta} &= \tau_0^{r\theta} + \tau_s^{r\theta} \\ \tau^{rz} &= \tau_0^{rz} + \tau_s^{rz} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (9)$$

となる。ただし、添字0は入射波による成分、Sは放射波による成分を表わしているものとする。これらの諸量に対応する変位成分から算定した後、次式に用いれば円筒形の井筒構造物の単位長さ当りに働く圧力の合力の  $x, y$  方向の成分  $F_x, F_y$  が定まる。

$$F_x(z) = 0 \dots \dots \dots (10)$$

$$F_y(z) = -2\pi a^2 \rho_1 C_1^2 \left[ \left( \frac{\omega}{C_a} \right)^2 P_1 V(z) + \sum_{l=1}^{\infty} k^{*2} \cdot \{2I_l S_l - F_l T_l\} \sin \alpha_l z \right] \exp(i\omega t - ir) \dots \dots (11)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} S_l(k, k^*, h^*) &= \frac{P_1^* Q_l (R_1^* - R_l) + P_1 R_l (Q_l^* - Q_1)}{Q_l R_1 - Q_1^* R_1^*} \\ T_l(k, k^*, h^*) &= \frac{Q_l (R_1^* - R_l) + R_l (Q_1^* - Q_1)}{Q_l R_1 - Q_1^* R_1^*} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (12)$$

また、 $P_l, P_l^*, Q_l, Q_l^*, R_l, R_l^*$  は式(8)で与えられるそれらの  $m=1$  での値である。

次に井筒の底面中心回りのモーメント  $M_0$  は式(11)で与えられる直圧力に基づくものと、せん断応力  $\tau^{rz}$  によるものの和であり、次式のごとくなる。

$$M_0 = \int_0^H F_y \cdot z dz - \int_0^H \int_0^{2\pi} [\tau^{rz}]_{r=a} a^2 \sin \theta d\theta dz \dots \dots \dots (13)$$

式(13)の演算を進めると、入射波によるモーメントと井筒の回転に起因するモーメントに分離することがわかる。すなわち、前者は入射振幅  $A_0$  に比例する関数であり、後者は角振幅  $\varphi_0$  に比例する。したがって、これは次式のように書ける。

$$M_0 = \{A_0 M_A + \varphi_0 M_\varphi\} \exp(i\omega t - ir) \dots \dots \dots (14)$$

ここに、

$$\begin{aligned} M_A &= -2\pi a^2 \rho_1 C_1^2 \sum_{l=1}^{\infty} (-1)^{l-1} \\ &\cdot \left[ \frac{2I_l}{A_0} \left\{ P_1 \left( \frac{\omega}{\alpha_l C_a} \right)^2 + S_l \frac{k^{*2}}{\alpha_l^2} \right\} \right. \\ &\quad \left. - \frac{A_0 V(0)}{A_0 \alpha_l H} \left\{ T_l \frac{k^{*2}}{\alpha_l^2} + 2P_l - 1 \right\} \right] \dots \dots (15) \\ M_\varphi &= 2\pi a^2 \rho_1 C_1^2 H \sum_{l=1}^{\infty} \frac{1}{\alpha_l^2 H^2} \left\{ T_l \frac{k^{*2}}{\alpha_l^2} - 1 \right\} \end{aligned} \dots \dots \dots (16)$$

式(14)の右辺第1項は井筒が回転運動をしないときの単位振幅の入射波によって構造物に作用するモーメントの大きさを表わしており、第2項の  $M_\varphi$  は入射がない場合の井筒の単位回転角に対するモーメントを意味している。したがって、この後者は表層地盤の存在が井筒の振動特性に及ぼす影響を表わす項であり、起振器実験などにより観測される動的な地盤反力に相当するものである。

以上の解析では地盤を弾性体として取り扱ったが、これを Voigt 型の粘弾性体とし、かつ体積変化とせん断変形とが同じ粘性特性を有し、ポアソン比が実数であることを仮定すれば Lamé の定数に一定の複素定数を乗じたものをこれまでの Lamé の定数の代わりに用いればよい<sup>8)</sup>。さらに、その減衰特性が表層地盤の1次のモードにおける減衰定数  $h_g$  で表わされるものとするれば、Lamé の定数  $\lambda, \mu$  に乗ずべき複素定数  $\xi(\omega)$  は次式で与えられる。

$$\xi(\omega) = 1 + i\omega \frac{2h_g}{\omega_g} \dots \dots \dots (17)$$

ただし、 $\omega_g$  は表層地盤の第1次の固有円振動数である。

(4) 井筒構造物の動揺振動

円筒井筒の底面中心軸まわりのモーメント  $M_0$  は式(14)で与えられているから、表層と基盤との境界面で

の水平地動が  $v_0$  であるような系の回転角  $\varphi$  に関する運動方程式は次式のごとくなる。

$$J_0 \ddot{\varphi} + K_R \varphi = -m H_G \ddot{v}_0 + M_0 \dots \dots \dots (18)$$

ここに、 $J_0$ ：井筒構造物の底面中心軸（ $x$  軸）まわりの慣性モーメント、 $K_R$ ：基盤の動揺運動に関する複素ばね係数、 $m$ ：質量、 $H_G$ ：基盤面からの重心位置、である。

図-1 に示したようなモデルが下方からの入射波を受ける場合には、井筒構造物を剛とすればその底面で波動は完全反射されるが、底面以外の場所では表層との波動インピーダンスに応じて表層中への屈折波が生じる。したがって、基盤は井筒構造物が存在しない場合とは異なる挙動を示すことになるが、この影響を表層地盤の動的応答と同時に考慮することは困難であるから以下においては、井筒構造物の底面中心点における地動  $v_0$  は、井筒構造物がない場合のそれと同一であるとの前述の仮定 i) を設ける。すなわち、

$$v_0(t) = A_0 V(0) \exp(i\omega t) \dots \dots \dots (19)$$

動揺運動による回転角  $\varphi$  を角振幅  $\varphi_0$  により、

$$\varphi = \varphi_0 \exp(i\omega t - i\tau)$$

と表わせば  $\varphi_0$  は次式のごとくに定まる。

$$\varphi_0 = -\frac{m H_G V(0) \omega^2 + M_A}{K_R - J_0 \omega^2 - M_\varphi} A_0 \dots \dots \dots (20)$$

さらに、これを後の解析や検討の便のために無次元量を用いて表示すれば次式のごとくに書き改められる。

$$\varphi_0 = -\frac{H_G V(0) \left(\frac{\omega_g}{\omega_s}\right)^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2 + \frac{1}{H} \alpha \cdot g \cdot \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{k_r - \left(\frac{\omega_g}{\omega_s}\right)^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2 + \alpha \cdot f} A_0 \dots \dots \dots (21)$$

ここに、

$$j_0 = \sqrt{\frac{J_0}{m}} : \text{構造物底面の断面 2 次半径}$$

$$\omega_s = \sqrt{\frac{K_{R_s}}{J_0}} : \text{表層地盤がない場合の井筒構造物の固有円振動数}$$

$K_{R_s} : \omega = 0$  での  $K_R$  の値であり、さらに以下の無次元量が用いられている。

$$\alpha = \frac{[-M_\varphi]_{\omega=0}}{K_{R_s}} \dots \dots \dots (22)$$

$$k_r = k_{r_1} + i k_{r_2} = K_R / K_{R_s} \dots \dots \dots (23)$$

$$f = f_1 + i f_2 = -M_\varphi / [-M_\varphi]_{\omega=0} \dots \dots \dots (24)$$

$$g = g_1 + i g_2 = M_A H \left(\frac{\omega_g}{\omega}\right)^2 / [-M_\varphi]_{\omega=0} \dots \dots \dots (25)$$

式 (22) で定義される  $\alpha$  は基盤による静的ばね係数に対する表層でのその比を表わしており、 $k_r$  は基盤の複素剛性の動的効果を表わしている。また、 $f$  は表層による複素剛性の動的効果、 $g$  は震動圧の動的効果を表わしている。

表層の存在による基礎構造物の振動特性の変化、すなわち動的相互作用の効果は式 (24) で定義される  $f$  が表わしている。この関数の周波数特性を調べるために、表-1 で示すような諸元をもった標準モデルを設定し、この系の  $f_1, f_2$  曲線を示したのが 図-2~3 である。図-2 は  $f$  曲線に及ぼす表層地盤の粘性減衰定数  $h_g$  の影響を表わしている。減衰に関係する  $f_2$  曲線は粘性減衰定数の影響が小さいが、表層地盤のばね効果を表わす実数部  $f_1$  は大きく変動していることがわかる。特に内部減衰が 0 である場合には特異な挙動を示しており、表層地盤の固有振動数に等しい場合にはばねとしての効果は失われることを意味しているが、粘性減衰が多少とも存在する場合にはそのような現象は生じないことになる。図-3 は井筒構造物の半径  $a$  と高さ  $H$  との比の変

表-1 解析モデルと地盤定数

CAISSON			
Radius $a$ (m)	10		
Height $z$ (m)	40		
Height of the center of gravity $H_G$ (m)	20		
Unit weight $\gamma_c$ (ton/m <sup>3</sup> )	2.0		
Mass $m$ (ton·sec <sup>2</sup> /m)	2564.6		
Mass moment of inertia $J_0$ (ton·m·sec <sup>2</sup> )	1431882.0		
SOIL		Surface layer	Base layer
Unit weight $\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	1.8	1.8	
S wave velocity $C$ (m/sec)	120	360	
P wave velocity $V_p$ (m/sec)	600	1440	
Poisson's ratio $\nu$	0.479	0.467	
Damping factor of soil $h_g$	0.05	0.05	
Depth $H$ (m)	40	$\infty$	
Damping factor of rocking motion $h_r : 0.05$			

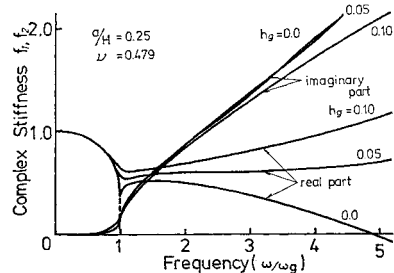


図-2 複素剛性に及ぼす表層地盤内の減衰定数の影響

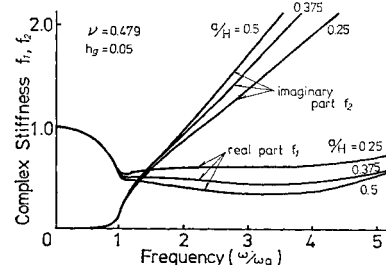


図-3 複素剛性に及ぼす井筒径と高さの比の影響

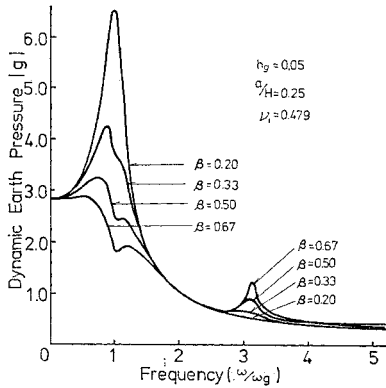


図-4 震動圧に及ぼすインピーダンス比の影響

化が  $f_1, f_2$  曲線に及ぼす影響を示しており、 $f_1$  と  $f_2$  における影響の度合はほぼ同程度であることがわかる。

式 (25) で定義される  $g$  は動土圧の周波数特性を示すものであるが、 $f$  曲線の場合と同様なモデルを対象として、波動が鉛直下方から入射する場合についてその特性を示したのが図-4である。表層地盤から作用する動的震動圧を表わす関数である  $g$  にもっとも大きな影響をもつのは基盤と表層地盤との間のインピーダンス比  $\beta$  であると、その影響の程度をこの図は表わしている。 $\beta=0$  は基盤が剛であって基盤への逸散現象を無視した場合に相当することから、動的震動圧に関して地下逸散減衰を考慮することの重要性を示唆しているものと考えてよい。

井筒構造物の底面から  $z$  の位置での変位  $D(z)$  は、

$$D(z) = \{A_0 V(0) + \varphi_0 z\} \exp(i\omega t - i\tau) \dots \dots (26)$$

と書けるから、その周波数伝達関数  $H(\omega)$  は次式のごとくなる。

$$H(\omega) = V(0) + \frac{\varphi_0}{A_0} z \dots \dots \dots (27)$$

上の式 (27) で定義される周波数伝達関数  $H(\omega)$  に及ぼす基盤と表層地盤とのインピーダンス比の影響を表わしたのが図-5である。入射振幅  $A_0$  に対する倍率もっとも高くなるのは表層地盤の固有円振動数の付近であるが、 $\beta$  の値が小さい場合、すなわち表層地盤に比較

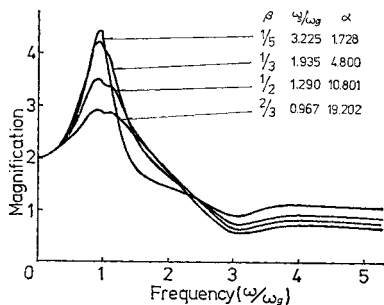


図-5 動的倍率に及ぼすインピーダンス比の影響

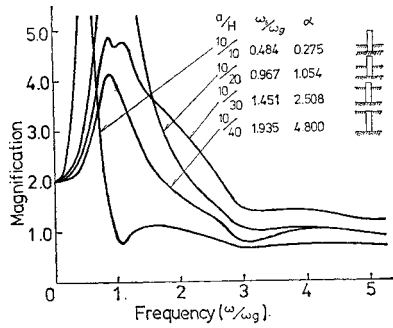


図-6 動的倍率に及ぼす表層厚の影響

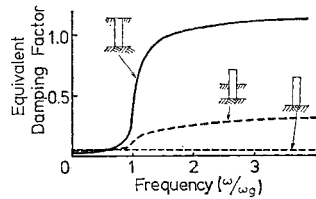


図-7 等価粘性減衰定数に及ぼす表層厚の影響

して基盤の剛性が高い場合には特にその増幅率が高いことがわかる。また、図-6 は円筒構造物の高さと半径とを一定にして、表層地盤の厚さ  $H$  を変化させた場合の周波数伝達関数を示したものであり、表層地盤への根入れの深いものの増幅度が小さいが、これは逸散による減衰が大きいことと根入れによる回転剛性の増大によるものである。

表層地盤内での逸散減衰が系の応答に及ぼす影響については上述のとおりであるが、その効果を評価するために減衰定数による表示を行った。すなわち、系の複素剛性  $G$  が、

$$G = G_1 + iG_2 \dots \dots \dots (28)$$

と表わされるとき、この系を等価な 1 自由度の動揺振動系に置換すれば、その減衰定数  $h_e$  は、

$$h_e = \frac{G_2}{2\omega\sqrt{J_0 G_1}} \dots \dots \dots (29)$$

で与えられる。ここに  $J_0$  は系の慣性モーメントである。この式 (29) で定義される等価減衰定数  $h_e$  を図示したのが図-7である。図の実線は標準モデルに対するものであり、表層地盤厚と円筒構造物の高さが一致しているため表層地盤内への逸散減衰が地盤の固有振動数より高い振動数領域においては著しいことがわかる。

それに反して、表層厚さが構造物高さの 1/2 である破線の場合には逸散による減衰は前者の約 1/4 にまで低下していることがわかる。

このように表層地盤内への逸散減衰は、表層地盤中への根入れ深さに大きく左右されることが、明らかである。

### 3. 模型振動実験

深い根入れをもつ井筒構造物においては、その復元力ならびに減衰特性が振動数に依存することが弾性波動理論を適用することで結論されるが、このような特性に関しての実験的な検証は十分ではない。井筒構造物の模型実験結果と弾性波動理論との対比に関する研究は過去にも行われているが、2次元解との対比<sup>9)</sup>、半無限領域での解との対比<sup>10)</sup>、地表面上の剛基礎<sup>11)</sup>、ならびにその根入れ効果に関するものなどである。そこで、本研究では著者らが前回に行った実験<sup>12)</sup>で用いた手法を3自由度モデルに拡張して深い根入れをもつ模型井筒の複素剛性を実験的に検出し、これと弾性波動理論による結果との定量比較を試みた。

#### (1) 地盤と模型井筒の諸元

模型井筒は京都大学宇治構内の地盤に設置したが、当該地点は地表面下約40cmまでは黄褐色の表土であり、続いて黒褐色の比較的密な砂れきまじり粘土が現われる。模型底部の接する約2mの深さでの土の試料についての試験結果を表-2に示した。模型井筒の諸元は表-3に示すとおりであり、 $\phi 1370\text{ mm}$  と  $\phi 700\text{ mm}$  の2本の鋼管を同心円になるように配置してその間にコンクリートを充填したものである。設置に際しては設置点を中心として半径7m程度の範囲にわたって深さ約70cmまで表土をはぎとり、さらに2mの穴を掘削して模型を設置し、その周囲をタンパーにより締め固めたものである。実験実施時には設置後約2年が経過していることから、模型井筒と周辺地盤とのなじみはよいものと考えられる。

#### (2) 実験方法と使用機器

模型井筒の頂部に不平衡重錘回転型の起振器（早坂製

表-2 実験地点での土の物理定数

Specific gravity of soil particle	: 2.638
Unit weight	: 1.991 (g/cm <sup>3</sup> )
Water content	: 24.15 (%)
Liquid limit LL	: 37.75 (%)
Plastic limit PL	: 19.00 (%)
Plastic index PI	: 18.75 (%)
Unconfined compressive strength	: 3.8 (kg/cm <sup>2</sup> )

表-3 模型井筒の諸元

Radius $a$	: 1.37 (m)
Height $H$	: 2.00 (m)
Weight $W$	: 8.31 (ton)
Mass moment of inertia about center of gravity $J_G$	: 0.571 (ton·m·sec <sup>2</sup> )
Mass moment of inertia about center of bottom $J_b$	: 1.881 (ton·m·sec <sup>2</sup> )
Height of center of gravity $H_G$	: 1.24 (m)

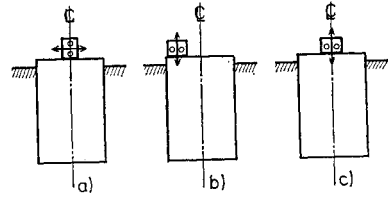


図-8 模型実験における加振方法

作所製、V-45 R 型)を設置して図-8に示すような3通りの実験を行った。すなわち、起振器の設置位置と加振方向とにより、a) 中心水平加振、b) 偏心鉛直加振、c) 中心鉛直加振であり、それぞれの実験とも模型井筒の底部での上下動と水平動、頂部での水平動の合計3成分の運動を測定した。このように、3種類の実験に対して3成分の運動を知ることにより、後述のように9種類の複素剛性を確定することができる。使用した起振器は重量約200kg、最大偏心モーメント45kg·cm、最高振動数30Hz、最大起振力1631.5kgであり、また、本体の側板には磁気歪感能型のセンサーを取り付けてあり、2枚の回転重錘につけた標的がこの直上を通過するたびに24Vの短型波パルスが発生する。これにより振動数、起振力、位相を精密に計測することが可能となる。

模型井筒の運動の測定には加速度計（明石製作所製、サーボ型BT型）を用いたが、この固有振動数は約450Hzであることから、本実験で対象とする振動数領域である10~30Hzでは振幅特性は平坦であり、位相差は無視できるものと考えてよい。また、加速度計からの出力電圧の振幅および起振力との位相差の計測にはオートフェイズロックインアンプ（NF回路設計社製）を用いた。

実験に際しては各加振振動数に対して加振力を一定としたが、その加振レベルは200kg、300kg、400kgの3通りである。なお、加速度計は模型頂部の重錘円板上と底部の底板上に接着したが、頂部は水平のみ、底部は水平と上下の両成分であり、いずれも中心線を通り振動方向に直交する線上に設置した。

#### (3) 周波数応答曲線とモード図

中心水平加振時の模型井筒頂部および底部の水平加速度の振幅および位相差の周波数応答曲線を図-9に示

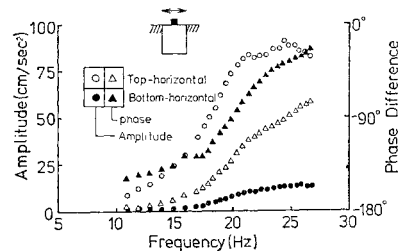


図-9 中心水平加振による周波数応答 (200kg 加振)

す。この図は模型の部位による応答の相違を示したものであり、模型井筒の底部は頂部に比較して振幅が小さく、第1近似としては動揺運動に近いことを示している。しかしながら、両者における位相特性には差があり、厳密には1自由度の振動系でないことを示唆している。また、図-10は偏心鉛直加振による模型井筒各部位での応答を示したものであり、このような加振状態では上下動、水平動ならびに動揺運動が生じていることがわかる。さらに、図-11は中心鉛直加振によるものであり、200 kg, 400 kg, 加振のいずれの場合にも共振状態はみられず、また、応答と加振レベルはほぼ1次比例の関係にあることがわかる。

図-12は1周期間を12等分してその運動のモードを示したものである。模型井筒の躯体の変形は地盤中での変位に比較して無視しうる程度であることから、模型の頂部と底部での変位振幅を直線で連ねたものである。中心水平加振時には動揺振動が卓越しており、また、模型の底部に対して位相遅れが認められる。また、偏心鉛直加振時には模型頂部は傾斜した楕円運動を行い、底部は

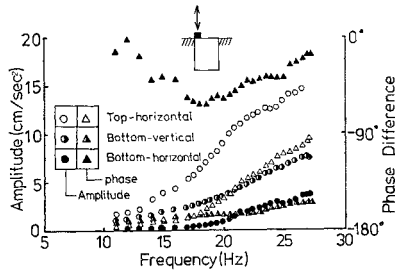


図-10 偏心鉛直加振による周波数応答 (200 kg 加振)

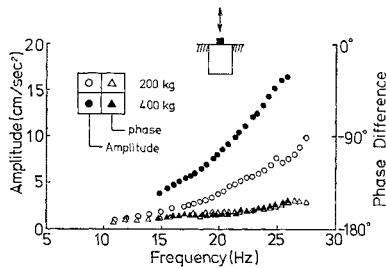


図-11 中心鉛直加振による周波数応答

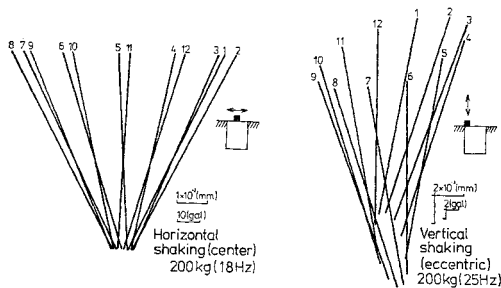


図-12 1周期間の振動形

上下動の卓越した楕円運動であり、明瞭な3自由度の運動をしていることがわかる。

(4) 3自由度モデルによる複素剛性の検出

偏心鉛直加振の場合には模型井筒は動揺、並進、上下の運動を行うことが先の図-10, 12より明らかであり、模型井筒の運動は3自由度の力学モデルで表示することが適当と思われる。そこで、理論解析結果との対比をも考慮して、井筒底面中心に関する動揺  $\varphi$ 、並進  $u_B$ 、上下  $v_B$  の運動方程式を考えると次式のごとくなる。

$$\begin{bmatrix} J_0 & mH_G & 0 \\ mH_G & m & 0 \\ 0 & 0 & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\varphi} \\ \ddot{u}_B \\ \ddot{v}_B \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} G_{RR} & G_{RH} & G_{RV} \\ G_{HR} & G_{HH} & G_{HV} \\ G_{VR} & G_{VH} & G_{VV} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varphi \\ u_B \\ v_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} M(t) \\ F_H(t) \\ F_V(t) \end{Bmatrix} \dots (30)$$

ここに、 $m$ :質量、 $J_0$ :底面中心回転軸回りの質量慣性モーメント、 $H_G$ :底面からの重心高さ、 $M(t)$ :底面回転軸回りの作用モーメント、 $F_H(t)$ :水平外力、 $F_V(t)$ :鉛直外力、 $G_{RR}$ :底面回転軸回りの回転複素剛性、 $G_{HH}$ :底面での並進複素剛性、 $G_{VV}$ :鉛直複素剛性、 $G_{HR}$ 、 $G_{RH}$ :回転と並進の連成複素剛性、 $G_{RV}$ 、 $G_{VR}$ :回転と鉛直の連成複素剛性、 $G_{HV}$ 、 $G_{VH}$ :並進と鉛直の複素剛性である。

3自由度モデルにおいては一般には式(30)にみるごとく9種類の複素剛性、すなわち18の未知量を定めねばならないが、これらは3通りの加振状態での模型井筒の3点での振幅と位相を測定することにより定めることができる。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} M(t) &= M \exp(i\omega t) \\ F_H(t) &= F_H \exp(i\omega t) \\ F_V(t) &= F_V \exp(i\omega t) \end{aligned} \right\} \dots (31)$$

とすれば、

$$\left. \begin{aligned} \varphi &= -(\ddot{u}_T - \ddot{u}_B)/H\omega^2 = \Phi \exp\{i(\omega t + \theta_\varphi)\} \\ u_B &= -\ddot{u}_B/\omega^2 = U \exp\{i(\omega t + \theta_u)\} \\ v_B &= -\ddot{v}_B/\omega^2 = V \exp\{i(\omega t + \theta_v)\} \end{aligned} \right\} \dots (32)$$

と書ける。式(31),(32)を式(30)に用いれば次式の結果を得る。

$$\begin{bmatrix} G_{RR} - \omega^2 J_0 & G_{RH} - \omega^2 m H_G & G_{RV} \\ G_{HR} - \omega^2 m H_G & G_{HH} - \omega^2 m & G_{HV} \\ G_{VR} & G_{VH} & G_{VV} - \omega^2 m \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \Phi \cdot e^{i\theta_\varphi} \\ U \cdot e^{i\theta_u} \\ V \cdot e^{i\theta_v} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} M \\ F_H \\ F_V \end{Bmatrix} \dots (33)$$

この関係式により、結局、複素剛性は次式により定まる。

$$[\vec{G}] = [\vec{F}][\vec{U}]^{-1} \dots (34)$$

ここに、

$$[\bar{G}] = \begin{bmatrix} G_{RR} - \omega^2 J_0 & G_{RH} - \omega^2 m H_G & G_{RV} \\ G_{HR} - \omega^2 m H_G & G_{HH} - \omega^2 m & G_{HV} \\ G_{VR} & G_{VH} & G_{VV} - \omega^2 m \end{bmatrix} \dots\dots\dots (35)$$

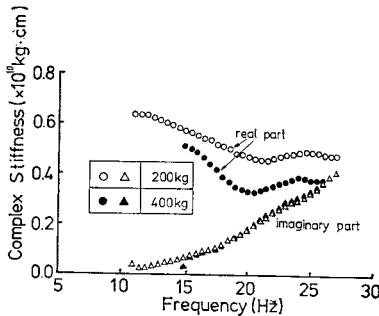
$$[\bar{U}] = \begin{bmatrix} \Phi_1 e^{i\theta_{\phi_1}} & \Phi_2 e^{i\theta_{\phi_2}} & \Phi_3 e^{i\theta_{\phi_3}} \\ U_1 e^{i\theta_{u_1}} & U_2 e^{i\theta_{u_2}} & U_3 e^{i\theta_{u_3}} \\ V_1 e^{i\theta_{v_1}} & V_2 e^{i\theta_{v_2}} & V_3 e^{i\theta_{v_3}} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (36)$$

$$[\bar{F}] = \begin{bmatrix} M_1 & M_2 & M_3 \\ F_{H1} & F_{H2} & F_{H3} \\ F_{V1} & F_{V2} & F_{V3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Fl_f & Fl_e & 0 \\ F_H & 0 & 0 \\ 0 & F_V & F_V \end{bmatrix} \dots\dots (37)$$

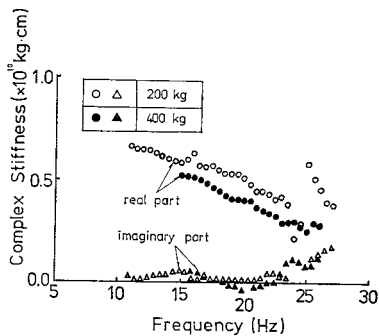
また、添字 1, 2, 3 はそれぞれ中心水平加振, 偏心鉛直加振, 中心鉛直加振による各測定値ならびに加振力を表わし、 $l_f, l_e$  はそれぞれ回転中心点から加振力作用位置までの距離である。

模型井筒の運動を 1 自由度の振動系として取り扱う場合には、動揺運動がもっとも卓越していることから、式 (30) 以下の諸式において回転角  $\phi$  と中心水平加振による作用モーメント  $M(t)$  だけを考えればよい。

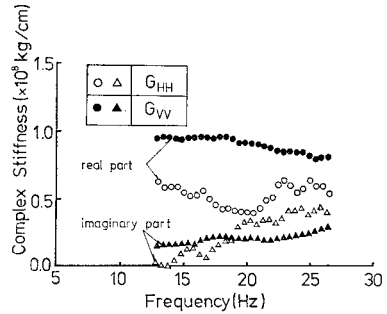
図一13~15 は上述の手法によって算出した複素剛性を振動数の関数として表わしたものである。図一13 は 1 自由度の運動を仮定した場合であり、200 kg, 400 kg 加振時の結果である。実数部は両加振時によってその大きさに差異はみられるものの振動数の増大につれて表層地盤の共振振動数である 20 Hz 付近まではその値は漸減し、それ以上の振動数域ではほぼ一定に近い値をとつ



図一13 1 自由度モデルによる動揺振動の複素剛性



図一14 3 自由度モデルによる動揺振動の複素剛性



図一15 3 自由度モデルによる水平, 上下振動の複素剛性

ている。また、虚数部は加振レベルによる差は小さく、地盤の共振振動数よりやや低い振動数域からは振動数に対してほぼ直線的に比例してその値が増大している。複素剛性の実数部虚数部のこのような振動数特性は先の理論解析結果による数値計算例である 図一2, 3 の内容と同様であり、弾性波動理論による複素剛性の特性が実験的に確認された例と考えてよからう。

模型井筒の運動を 3 自由度の振動系で表わした場合の複素剛性の中の回転複素剛性  $G_{RR}$  を示したのが 図一14 である。1 自由度と仮定した場合の結果と比較すると、振動数によるばらつきが多少増えているが、実数部に関してはその全般的傾向ならびに値の大きさは比較的よい対応を示していることがわかる。これに反して虚数部は 1 自由度の場合より低レベルにあり、これは波動の逸散による減衰は動揺運動よりは、他のモードによるものが無視できないことを示唆しているものと考えられる。図一15 は水平運動  $G_{HH}$ , 上下運動  $G_{RR}$  の複素剛性である。 $G_{HH}$  は動揺運動における  $G_{RR}$  と同様な特性をもっており、井筒側面で接する表層地盤の影響が認められるが、 $G_{VV}$  は振動数による変動が小さく、他の 2 者とは異なる特性を示している。これは  $G_{VV}$  に及ぼす表層地盤の影響は小さく、井筒底面で接している基盤の特性が支配的であることによるものと考えられる。

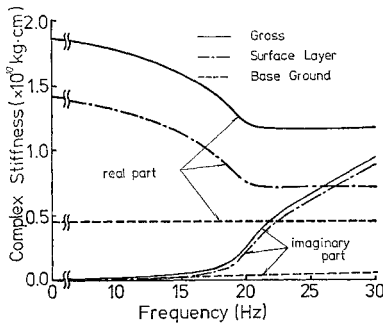
#### 4. 理論解析と模型実験による結果の対比

模型実験結果より得られた複素剛性と弾性波動論による結果との対比を行うために、ここでは実験に供した模型井筒の諸元ならびに地盤定数の推定値とを用いて複素剛性を理論的に算出した。模型の諸元は表一3 に示したとおりであり、地盤条件の推定値を表一4 に示す。表層および基盤の  $S$  波速度は常時微動の観測結果から表層の 1 次の固有振動数を 20 Hz, 建造物の固有振動数を 24.5 Hz として推定した値である。これらの諸数値を用いて算定した複素剛性を示したのが 図一16 である。図中において点線は井筒と基盤との接触面におけるもの、



表—4 実験地点での地盤定数

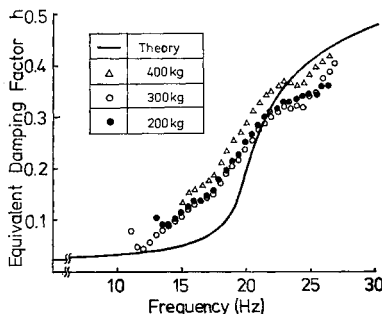
	Surface layer	Base layer
Unit weight $\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	2.0	2.0
S wave velocity $C$ (m/sec)	160	370
P wave velocity $V_p$ (m/sec)	800	1480
Damping factor of soil $h_g$	0.05	0.05
Depth $H$ (m)	2.0	$\infty$
Damping factor of rocking motion $h_r$ : 0.05		



図—16 表層地盤と基盤とによる複素剛性

一点鎖線は表層地盤によるものであり、両者の和が実線である。これらの曲線を先に示した実験結果の図—13と比較対照すれば、実数部、虚数部ともに全般的な傾向はよく対応しているが、その剛性の大きさは理論値のほうが約2倍程度大きいことがわかる。このような差異を生じる原因としては土の非線形挙動、地盤定数の設定方法、実験精度などが考えられるが、さらに理論解析においては井筒側面と接する土の引張り抵抗も考慮されていることも1つの要因と考えられる。

図—17は1自由度モデルによる複素剛性から算定した減衰定数の周波数特性を示したものであり、実線は図—16の理論解析による複素剛性から算定したものである。これらの結果を比較すると1自由度モデルの結果と波動理論による結果とは20~30 Hzの付近ではほぼよい対応を示しているが、15~20 Hz付近では実験による結果が大きな減衰定数を示している。このように、理論解析では表層地盤の固有振動数より低い振動数領域での逸散減衰が低く評価されるのは以下のように説明され



図—17 等価粘性減衰定数の比較

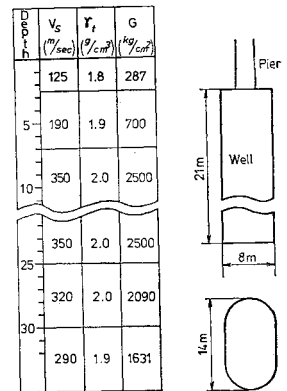
る。すなわち、複素剛性は一般に式(28)のごとくに表示されるが、その実部は図—2~3に表示されているように表層地盤の固有振動数以下の振動数に対しては、それ以上の振動数におけるよりも剛性値が大きいことから、このような低振動数領域では式(29)で定義される減衰定数は小さく評価される。さらに、表層地盤の固有振動数よりも低い振動数では、複素剛性の実数部が振動数のほぼ2乗に比例して減少する傾向が認められるが、このような領域では式(24)で定義される  $M_0$  が上に凸な2次曲線で近似されるから、これを式(10)に用いれば、みかけ上は地盤のばね係数  $K_R$  と井筒の質量とが増えたのと同様であり、したがって、減衰定数も低く評価されることになる。これに反して、実地盤中での実験では上述のように複素剛性の実部は理論値より小さくなる傾向を示すことならびに表層地盤の固有振動数より低い振動数域においても井筒底面等からの逸散現象が存在するために質量効果が減少することにより、このような振動数領域における逸散減衰は理論解ほどには小さくならないものと考えられる。

模型実験結果と理論解析による結果との上述のような対比から、複素剛性に関しては理論解析は実験値の約2倍の剛性値を与えており、その原因を1つの要因に特定することは困難であるが、弾性波動理論の適用に際しては構造物の運動方向に関して背面側の地盤は抵抗を示さないことを考慮して、地盤に関する力学諸定数から算定される弾性定数の0.5倍したものを解析に用いるのが1つの便法として考えられる。

### 5. 実地震による応答記録例との対比

強震計が設置されていて実地震による応答記録の得られている橋梁基礎に対して、上述の弾性波動理論による解析手法を適用し、実測例と計算例との対比を行った。

当該橋梁は国道6号線江戸川バイパスの新葛飾橋であり、鋼箱桁4径間連続2連の上部構造、鉄筋コンクリート井筒橋脚7基の下部構造とで構成されている。地震観測の行われている橋脚、井筒の概要ならびに地盤構成は図—18に示すとおりであり、地表面下30mから以浅は砂質土であるが、それ以下は洪積粘土層であり、45m以下は再び



図—18 新葛飾橋第5橋脚井筒と周辺地盤構成

砂質土となっている。強震計は左岸から第4番目の橋脚天端に設置されており、4径間分の水平力はこの橋脚が受持つように設計されている<sup>13)</sup>。

当該橋梁においては地中での地震観測は行われていないが、約400m離れた地点の地表面での強震観測が実施されている。この観測地点と河床面の標高差は無視できる程度であり、また、深度25mまでの地盤調査の結果、その地盤構成も両地点において大差のないことが判明したため、それ以深の地盤は当該橋脚地点のそれと同一とみなし、地表面での地動記録から深度45mの位置にある砂質土層での地動が弾性定数のひずみ振幅依存性をも考慮して算出されている<sup>14)</sup>。このようにして地表層の特性を除いた地動は両地点でほぼ同じであるとみなせることから、これを橋梁地点の河床面下45mでの地動として用いる。

井筒の水平断面は図-18に示されているごとく、小判断面形であるが、このような断面形に対しての弾性波動論による解は得られていないことから、この井筒の底面での橋軸方向のそれと同じ断面2次モーメントをもつ円形断面の井筒に置換した後、橋軸方向の振動に対して2.に述べた理論解析手法を適用した。この際に、井筒や橋脚の高さならびに重量分布は原形と同一とし、また、井筒底面回りの回転慣性の算出には、橋台および他の橋脚が可動支承であることから上部工4径間分の重量も考慮した。河床面下約25mには一つの境界面を設け、この境界面から上方の地点を一層の表層地盤とし、境界面以下の地盤を基盤として両者の地盤定数を図-18を参照して設定した。この際、表層地盤については図-18の地盤図の $V_s$ 値の各層での層厚を重みとする平均値を、基盤については境界面直下での $V_s$ 値を用いた。解析に用いた地盤条件を表-5に示す。また、井筒底面での動揺運動ばね係数は半無限弾性体の表面上にある剛版の動揺運動における値<sup>15)</sup>を用いた。

表層および基盤での地盤定数が定まると入射波に対する基盤面での振幅比 $V(0)$ が定まり、また、橋脚井筒底

表-5 橋脚・井筒系の諸元と地盤定数

CAISSON		
Equivalent radius $a$ (m)	5.59	
Height of the center of gravity $H_G$ (m)	9.90	
Mass $m$ (ton·sec <sup>2</sup> /m)	4.785 × 10 <sup>3</sup>	
Mass moment of inertia $J_G$ (ton·m·sec <sup>2</sup> )	4.14 × 10 <sup>5</sup>	
SOIL	Surface layer	Base layer
Unit weigh $\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	1.9	2.0
S wave velocity $C$ (m/sec)	286	320
P wave velocity $V_p$ (m/sec)	1338	1495
Damping factor of soil $h_q$	0.05	0.05
Depth $H$ (m)	21	$\infty$
Damping factor of rocking motion $h_r$ : 0.05		

面を回転中心とする動揺運動の複素剛性 $f, g$ も周波数の関数として算出できる。一方、境界面より表層に向かう入射波は、地下45mでの地動記録に基づいて重複反射理論で算定できるから、これをフーリエ変換することにより、その振幅 $A_0$ と位相角 $\gamma$ が得られ、これらの両者から式(21)により回転角 $\varphi_0$ の周波数応答が定まり、この逆フーリエ変換により時間領域での動揺応答を算出できる。

解析の対象とした記録波形は東松山地震(1968.7.1)および千葉県中部地震(1968.10.8)によるものである。これらの地震による当該橋脚頂部での応答加速度波形の観測値と上述のような解析による計算結果とを対比したのが図-19および図-20である。橋脚上の強震計とそれから約400m離れた地盤上のそれとは運動していないことから、井筒下端での入射波と橋脚天端での加速度記録波形の時間軸上の原点は対応していない。そこで図-19における時間軸は両波形の全体の様子に対応すると思われるように配置したものである。

東松山地震による橋脚天端での応答波形を対比した図-19では、観測値と計算値とは全体的によい対応を示しており、最大応答加速度の差も5%程度である。千葉県中部地震の例では観測値が37.3galに対して計算値が42.7galとなっており、その差は13%である。図-20は千葉県中部地震による応答波形および入射波形のフーリエスペクトルを比較したものであり、卓越振動数は2Hzであることがわかるが、これは東松山地震による図-19にも共通している。

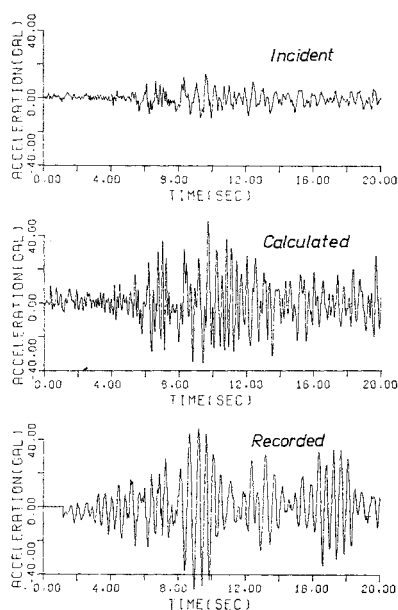


図-19 井筒底面へ入射波ならびに橋脚頂部での応答の計算値と観測値の比較

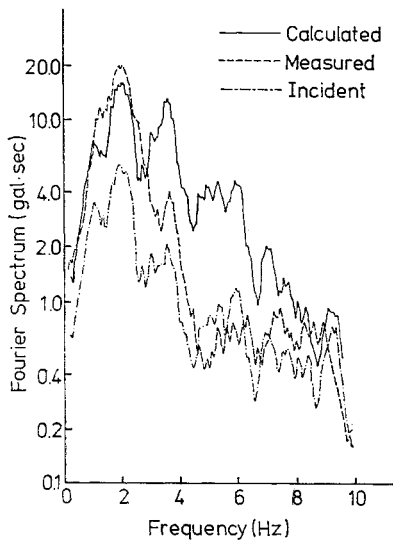


図-20 フーリエスペクトルの比較

卓越振動数である 2 Hz の成分は井筒下端での入射振幅に対して橋脚天端では約 3 倍の増幅を受けている。いま、表層地盤だけによる地表面での増幅率を重複反射理論により 2 Hz の成分に対して求めると 2.2 倍となる。この増幅率が橋脚天端まで保持されるものとするとその倍率は 2.7 倍となる。したがって、橋脚天端での 2 Hz の振動数成分は表層地盤により井筒が強制変位を受け、その結果としての井筒の動揺運動によるものであることがわかる。当該橋脚では起振機による強制振動実験<sup>13)</sup>も実施されており、橋軸方向の 4 径間の全橋試験では加振力 6~10 t において共振振動数が 2.8 Hz であり、共振加速度は 9~14 gal であることが報告されている。起振機による強制試験では表層地盤に対する井筒の相対運動だけが生じ、表層地盤は外力を受けないから、2.8 Hz の共振振動数は地盤中での井筒・橋脚・桁よりなる系の一つの固有振動であると考えられる。しかるに、地震時の応答には 図-20 の点線で示される観測値のスペクトルに、これに対応するピークはみられない。これらのことを勘案すると結局、当該井筒は表層地盤の運動に引きずられて行く動揺運動の支配的であることが明らかであり、表層地盤に対する井筒の相対運動は小さく、井筒の運動は表層地盤の挙動によって規定される傾向が強い。そのゆえに、このような相互作用の解析においては表層地盤の挙動に重大な影響を及ぼす地下逸散現象をも同時に考慮することの必要性がわかる。

## 6. 結 論

本研究では表層地盤と井筒状構造物との動的相互作用の問題の解析における弾性波動理論の有用性を模型振動

実験ならびに実橋における地震観測結果とに基づいて論じるとともに、基盤内への表層地盤からの波動逸散減衰をも同時に考慮した解析手法を提示した。得られた成果の概要は以下のとおりである。

(1) 動的相互作用の特性を特徴づける複素剛性は振動数の関数であり、ばね作用を表わす実部は振動数の増加に対して漸減し、逸散による減衰を表わす虚部は比例的に増大する傾向をもつ。また、このような特性は表層地盤の固有振動数の前後で変動するが、これより高い振動数域では側方への震動エネルギーの伝達が容易となることから逸散による減衰効果が顕著となる。

(2) 表層地盤が井筒に及ぼす震動圧の振動数特性は 1 自由度の線形振動系の周波数応答関数に類似している。震動圧は表層地盤と基盤とのインピーダンス比による影響を強く受け、両者の弾性率の相違に比例的に震動圧が増大する。

(3) 井筒の周波数応答に影響を及ぼす多くの要因のうち、根入れ深さ、井筒底面での接地半径、表層地盤と基盤とのインピーダンス比などの影響が強い。根入れ深さが浅い場合には側方の地盤との接触面積が減ることと表層の固有振動数が増大することにより、逸散減衰が減少する。

(4) 模型井筒を用いた振動実験から算出した複素剛性は弾性波動論によると同様に振動数の関数であり、その定性的傾向も合致している。実験による剛性値は理論による値の約 1/2 程度であり、これは理論値においては引張り側にも抵抗を仮定していることも 1 つの要因であると思われる。

(5) 複素剛性から算出した等価粘性減衰定数は 1 自由度の動揺運動を仮定した模型実験結果と理論解析結果とが比較的よい対応を示している。このような減衰は井筒側面から表層地盤内への波動の逸散に基因するものであり、土の内部減衰による減衰定数の一般的な値の数倍に達する場合がある。また、波動の逸散による等価減衰定数は振動モードによっても変化する。

(6) 井筒の運動は動揺、水平、上下の 3 自由度の振動系で表現でき、それらのモードごとの複素剛性が定まるが、作用外力の方向と振動数によって動揺運動の回転中心が移動するため、複素剛性の各モード間の連成項も一般には 0 とはならない。

(7) 井筒基礎をもつ実橋での地震観測の結果と当該橋梁に対して理論解析を適用した結果とは橋脚天端での応答の最大加速度ならびに卓越振動数ともにより対応を示している。

(8) 表層地盤に対する井筒と橋脚ならびに上部構造の相対運動は小さく、地震時における応答値の大半は表層地盤における振動増幅の結果生じる動揺振動によるも

のである。したがって、この適用例のような場合には表層地盤の地震時挙動が橋梁全体の地震応答に支配的な要因となる。

なお、5. の実橋での観測結果との対比は国土開発技術研究センターにおける耐震技術開発研究委員会地震力・地盤部会（東京大学教授 久保慶三郎部会長）での活動の一貫として実施したものであることを記し、ご討議いただいた委員各位ならびに地震記録をご提供いただいた建設省土木研究所振動研究室 岩崎敏男室長に感謝の意を表わす次第である。

#### 参 考 文 献

- 1) Tsai, N.C. and Housner, G.W. : Calculation of Surface Motions of a Layered Half-space, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 60, No. 5, pp. 1625~1651, 1970.
- 2) Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R.L. : Finite Dynamic Model for Infinite Media, Jour. ASCE, Vol. 95, No. EM 4, pp. 859~877, 1969.
- 3) Richart, Jr., F.E. : Soil-Structure Interaction, State of the Art Reports, Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 637~650, 1977.
- 4) 田治見 宏 : 深い基礎を有する構造物の地震応答について, 日本地震工学シンポジウム講演集, pp. 255~260, 1966.
- 5) Goto, H., Toki, K. and Akiyoshi, T. : Vibrational Analysis of Foundation Structures with Elliptic Cross Sections in Elastic Ground, Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., Vol. 18, Part 1, No. 134, pp. 59~88, 1968.
- 6) Novak, M. : Dynamic Stiffness and Damping of Piles, Jour. Can. Geotech., No. 11, pp. 574~590, 1974.
- 7) 後藤尚男・土岐憲三・高田至郎 : 地中基礎構造物の振動特性について, 京都大学防災研究所年報, 第14号 A, pp. 263~282, 1971.
- 8) Chopra, A.K., Chakrabarti, P. and Dasgupta, G. : Dynamic Stiffness Matrices for Viscoelastic Half-Plane Foundations, Jour. ASCE, Vol. 102, No. EM 3, pp. 503~505, 1976.
- 9) 伯野元彦・野尻陽一 : ケーソンの動特性に関する一研究, 土木学会論文報告集, No. 170, pp. 9~22, 1969.
- 10) 小坪清真・荒牧軍治 : 地盤構造物系のモデル化についての一方法, 関東地震 50 周年記念地震工学シンポジウム論文集, pp. 285~292, 1973.
- 11) 小堀輝二・南井良一郎・鈴木 有・日下部馨 : 起振機試験による基礎構造の振動特性一(その3) 地盤復元力の剛性と減衰性について一, 京都大学防災研究所年報, 第18号 B, pp. 59~78, 1975.
- 12) 土岐憲三・山本和義 : 構造物基礎の動的ばね係数と減衰定数, 関東地震 50 周年記念地震工学シンポジウム論文集, pp. 301~308, 1973.
- 13) 栗林栄一・岩崎敏男 : 道路橋における地震応答の実測と解析, 第10回地震工学研究発表会講演概要, pp. 41~44, 1969.
- 14) 国土開発技術センター : 耐震技術に関する研究開発総合報告書, pp. 150~168, 1977.
- 15) Richart, Jr., F.E., Hall, Jr., J.R. and Woods, R.D. : Vibrations of Soils and Foundation, Prentice-Hall, 1970.

(1977.12.16・受付)