

橋梁基礎の地震応答解析と耐震設計

土 岐 憲 三

1. ま え が き

海峡横断橋や湾岸道路における橋梁は次第に大規模化する傾向にあるが、これらの橋梁では航路の確保の必要性から、上部工を少数の基礎により支持せざるを得ず、したがって、下部工の規模も巨大化の一途をたどっている。一般に橋梁においては上部工と下部工の建設費はほぼ同程度とされているが、上部工は死荷重や風荷重によってその断面が決定されているのに反して、下部工では地震力の影響が断面決定における支配的な要因であることからしても、橋脚や基礎の設計における耐震設計の重要性が明らかである。一方、河口近くに設けられる橋梁では支持地盤が比較的新しい堆積地盤である場合が多いことから、いわゆる軟弱地盤における大規模な基礎構造物の耐震安全性の確保とその確認とが重要な問題となる。

構造物基礎の耐震設計を行うに際して、その裏づ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の有用性が高いが、基礎と地盤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、振動エネルギーの地中への逸散や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。すなわち、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狭い2次元モデルにおいて特殊な境界^{1),2)}を設定し、かつ波動の種類を特定のものに限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効果を説明するには弾性波動理論による解析が最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。弾性波動論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欠点もあるが、動的相互作用の結果として生じる地盤の質量効果、減衰効果、ばね効果、入力増幅効果等を表現しうる等価な雑散系へと置換することができれば、実際の構造物の地震応答解析や耐震設計の体系に組み入れることが可能となる。

弾性波動理論による地中構造物の動的相互作用の解析は各種の場合に対して行われており^{3)~6)}、これは波動エネルギーの逸散現象をも包含していることから、多くの有用な知見を与えるものであるが、数理解析上の制約から対象とする系が限定される難点がある。しかしながら、構造物基礎と地盤との動的相互作用が両者の間の振動エネルギーの授受の結果として生じる現象であるからには、地盤から構造物基礎への地震力の供給のみならず、その一部の地盤へのフィードバックを原理的に取り扱える力学モデルによる必要があり、そのためには弾性波動理論による方法が最も適した手法であろう。一方、上部構造をも含めた系の地震応答解析において、地盤との動的相互作用に関しては基礎と地盤の両者を連続体として取り扱うことも可能であるが、上部構造物が複雑な構造形式である場合には、全体系の全てを連続系の力学モデルとして表示することは極めて困難となる。したがって、このような複雑な系の動的特性の解析に際しては、橋脚をも含めた上部構造は集中質量型のモデル、基礎構造と地盤の関係については連続型のモデルにより表示するのが現実の問題に対処するには有用性の高い考え方である。しかしながら、基礎をも含めた全体系の地震応答解析においては、基礎と地盤との間に構成される振動系をも集中質量型のモデルにより表示せざるを得ないこと

から、結局かかる力学モデルにおいては、連続系による動的相互作用の現象を近似表示できるような、等価な集中質量型モデルを設定しなければならない。すなわち、基礎が地盤と接していることにより生じる現象と同様な現象を起させるに必要な等価な質量、減衰、ばね、地震力の各項目を定量評価しなければならない。

連続な弾性地盤と構造物やその基礎との間の動的相互作用により生じる現象を等価な集中質量系により説明しようとする試みは従来からも行われているが、その取り扱いの対象とする構造形式によっても異なる。橋梁の基礎形式としては直接基礎、杭基礎、ケーソン基礎、矢板基礎などが一般的なものである。直接基礎の場合には半無限弾性体上にある版の動特性が適用されるが、版の形状や載荷状態の各種の組み合わせに対して詳細な解析が行われている⁷⁾。杭基礎については橋梁以外の他の構造物、例えば建築物などにも多用されることから、各種の研究が行われており^{8)~11)}、動的な群杭効果の問題などを除いては明らかにされている面が多い。一方、ケーソン基礎においては古くから用いられた構造形式であることから、多くの実績を持っているが、それは静的な震度法に準拠したものであり、巨大化する傾向のある基礎における地盤との動的相互作用に関しては十分な検討は行われるに至っていない。また、矢板基礎は比較的新しい構造形式であり、杭とケーソンの中間に位置するものとして扱われているが、その動特性に関しては、不明確な面が残されている。そこで、本論においてはケーソン基礎と矢板基礎を対象として、地盤との動的相互作用に関して実施した理論的ならびに実験的な研究の結果について述べ、それらの成果を現行の耐震設計法に結びつける手法について検討を行う。

2. ケーソン基礎の動特性

ケーソン基礎は一般には根入れが深く、その底面と側面とで地盤と接しているが、躯体の剛性は地盤のそれより大であることから、これを剛体として扱うことができる。したがってケーソン基礎では動揺、水平、上下の 3 自由度の振動系となるが、動的解析に際しては上下動を省略した 2 自由度の振動系として取り扱われることが多い。また、弾性波動理論による相互作用の解析^{12)~13)}、ではケーソンの底面中央に回転中心を有する動揺振動だけを考慮しているが、いずれも底面は剛な基盤上にあるとの仮定の下で解析が行われている。しかるに現実にはケーソン底面が堅固な岩盤上にあることは稀であり、基盤の剛性が躯体側面の地盤のそれと大差ない場合が多い。このような場合にも基盤を剛であると仮定することは地盤を保存系とみなすこととなり、入力地震波の地下逸散現象を無視することとなる。そこで、以下においては円筒形の井筒基礎と弾性表層地盤との動的相互作用における基盤層への逸散現象をも考慮した解析結果¹⁴⁾ について述べる。

2.1 ケーソン基礎の複素剛性

理論解析における円筒井筒の運動に関する基本仮定は以下のとおりである。

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無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。

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る。いま、基盤面に対して射出角 e 、振幅 A_0 、円振動数 ω の SH 波が入射する場合を考えると、表層地盤内での変位成分 v_e^j は次式のごとくなる¹⁵⁾。

$$v_e^j = A_0 V(z) \cdot B_j(r, \theta) \exp(ikc_a t - i\gamma) \quad (j=1, 2) \quad (2.1)$$

ここに、 $j=1, 2$ はそれぞれ円筒座標における動径方向、半径方向に対応しており、 k は波数、 c_a は位相速度である。また、 $V(z)$ 、 γ は重複反射理論によって定まる振幅および位相角を表わし、インピーダンス比、射出角、円振動数、弾性定数等の関数である。また、 $B_j(r, \theta)$ は Jacobi の展開における係数である。

表層地盤内にある基礎構造物が入射波を受けて運動するとき、基礎側面から放射される波動を v_s^j とし、剛な基礎の変位を v_c^j とすれば、その側面上で満足すべき条件式は

$$\{v_e^j\}_{r=a} + \{v_s^j\}_{r=a} = v_c^j \quad (2.2)$$

である。基礎側面から発した波動は表層地盤中へと放散されるが、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依存し、したがって表層地盤中で任意の運動形態をとる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持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に卓越することを勘察して、前述の i) 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。すなわち、基盤面上の基礎底面中心での変位 $\{v_0\}$ は

$$\{v_0\} = A_0 V(0) \exp(ikc_a t - i\gamma) \quad (2.3)$$

であるから、剛な基礎の動揺運動の角振幅を φ_0 とすれば

$$v_c^j = \{A_0 V(0) + \varphi_0 z\} \cdot \sin\{\theta + \pi 2(i-1)\} \exp(ikc_a t - i\gamma) \quad (j=1, 2) \quad (2.4)$$

となる。 v_s^j は一様な厚さ H の表層地盤の変位振幅であり、これは一般には Hankel 関数により表示できるが、2つの積分定数を含んでいる。この未定定数は式 (2.1), (2.3) を式 (2.2) に用いることによって決定することができる。

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 σ_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対射・散乱波による応力との和であり、

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \sigma_e^r + \sigma_s^r \\ \tau^{r\theta} &= \tau_e^{r\theta} + \tau_s^{r\theta} \\ \tau^{rz} &= \tau_e^{rz} + \tau_s^{rz} \end{aligned} \quad (2.5)$$

となる。ただし、添字 e 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。これらの諸量を定めれば、剛な円筒の場合にはその底面中心回りの転倒モーメントは波動の進行方向には 0 となり、直角方向のそれは次式で計算される。

$$M_0 = \int_0^H \int_0^{2\pi} \{\sigma^r \cos \theta - \tau^{r\theta} \sin \theta - \tau^{rz} \sin \theta\}_{r=a} a z d\theta dz \quad (2.6)$$

円筒の運動 v_c^j は式 (2.4) から明らかなように、入射波振幅 A_0 に比例する成分と円筒の動揺運動の角振幅 φ_0 に比例する成分が含まれているから、式 (2.6) により定まる M_0 においても同様であり、したがって入射波による転倒モーメントと円筒の回転角 φ_0 に比例するモーメントに分離することが可能である。すなわち、

$$M_0 = (A_0 M_e - \varphi_0 M_\varphi) \exp(ikc_a t - i\gamma) \quad (2.7)$$

上式の右辺第 1 項は単位の入射振幅に対する転倒モーメントの大きさを表わしており、第 2 項 M_φ は単位の回転角に対する転倒モーメントであって複素量である。したがって、 M_φ は円筒形の基礎と表層地盤とで構成される振動系の複素剛性であり、表層地盤中への根入れによる剛性の増分を表わしている。

次に、底面中心での変位が v_0 であり、式 (2.7) で表わされる転倒モーメント M_0 を受ける円筒形基礎の動揺運動を考えれば、その運動方程式は次式のごとくなる。

$$J_0 \ddot{\varphi} + c\dot{\varphi} + K_R \varphi = -m H_G \ddot{v}_0 + M_0 \quad (2.8)$$

ここに、 J_0 は円筒基礎の底面回りの質量慣性モーメント、 c, K_R は底面と基盤との間の動揺運動に関する減衰係数と回転剛性、 m は質量、 H_G は基盤面からの重心高さである。Fig. 1 に示すような円筒基礎が下方からの入射波を受ける場合には、円筒底面以外の場所では表層との波動インピーダンス比に応じて表層地盤中へと屈折波が生じるが、剛な円筒底面では完全反射が生じること

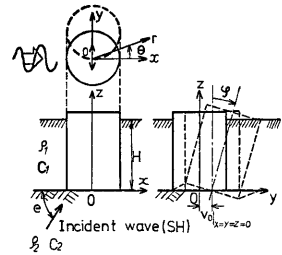


Fig. 1. Analytical Model and Coordinate System.

になる。したがって、基礎の運動は基礎の存在しない場合とは異なることになるが、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、井筒底面での地動 v_0 は基礎の無い場合のそれと同一であるとの前述の仮定 i) を考慮すれば v_0 は式 (2.3) で与えられる。そこで、動揺運動による回転運動の振幅を φ_0 とすれば、

$$\varphi = \varphi_0 \exp(i\omega t - i\gamma) \quad (2.9)$$

結局式 (2.7), (2.8), (2.9) により次の結果を得る。

$$\varphi_0 = \frac{mH_0 V(0)\omega^2 + M_\phi}{K_R + i c \omega - J_0 \omega^2 + M_\phi} A_0 \quad (2.10)$$

表層の存在することによる基礎の振動特性の変化、すなわち、動的相互作用の効果は上の式 (2.10) の分母第 4 項の M_ϕ が表わしていることは前述のとおりであるが、これは一般には振動数の関数であるから、振動数が 0 でのこの値を M_ϕ^s とし、 K_R に対する M_ϕ^s の倍率を α とすれば、次式のように書き改められる。

$$M_\phi = \alpha K_R (f_1 + i f_2) \quad (2.11)$$

したがって、表層地盤中への根入れによる静的な回転剛性の増分は αK_R であり、 $f_1 + i f_2$ がその動的特性を表わしていることになり、一般には次式で示されるような無次元量の関数となる。

$$f_1 + i f_2 = f_n(\omega/\omega_0, h_0, a/H, \nu) \quad (2.12)$$

ここに、 ω_0 , h_0 , ν はそれぞれ表層地盤の固有円振動数、減衰定数、ポアソン比である。

Table 1 に示す諸元を持つ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 Fig. 2~Fig. 3 である。Fig. 2 は f 曲線に及ぼす表層地盤の粘性減衰定数 h_0 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 では、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

Table 1. Data of Analytical Model and Ground.

CAISSON		
Radius a (m)	10	
Height z (m)	40	
Height of the center of gravity H_0 (m)	20	
Unit weight γ_c (ton/m ³)	2.0	
Mass m (ton·sec ² /m)	2564.6	
Mass moment of inertia J_0 (ton·m·sec ²)	1431882.0	
SOIL	Surface layer	Base layer
Unit weight γ (ton/m ³)	1.8	1.8
S wave velocity c (m/sec)	120	360
P wave velocity V_p (m/sec)	600	1440
Poisson's ratio ν	0.479	0.467
Damping factor of soil h_0	0.05	0.05
Depth H (m)	40	∞
Damping factor of rocking motion h_r : 0.05		

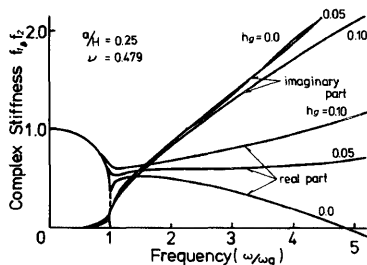


Fig. 2. Variation of Complex Stiffness for Different Value of Damping Factor of Soil Layer.

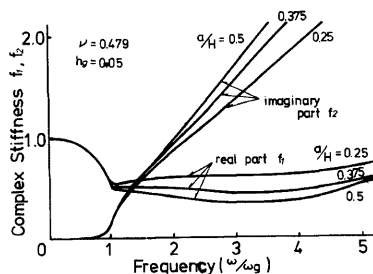


Fig. 3. Variation of Complex Stiffness for Different Value of a/H .

象は生じないことになる。Fig. 3 は井筒構造物の半径 a と高さ H との比の変化が 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 (2.10) の分子に現われる M_e は基礎側面に作用する表層地盤からの震動圧を表わしているが、これは運動加速度に比例的であると考えられることから、振動数の 2 乗 ω^2 に比例する。そこで、

$$M_e = \frac{\alpha K_R}{H} \left(\frac{\omega}{\omega_g} \right)^2 (g_1 + i g_2) \quad (2.13)$$

と書き改めれば、 $g_1 + i g_2$ は側面に作用する震動圧の動特性を表わしていることになる。式 (2.13) で定義された g_1, g_2 は一般に、次式のごとくに表わされる。

$$g_1 + i g_2 = g_n(\omega/\omega_g, h_0, a/H, \nu, \beta) \quad (2.14)$$

ここに、 β は表層と基盤の波動インピーダンス比である。 g_1, g_2 の周波数特性は式 (2.14) の示すように $h_0, a/H, \nu$ の関数でもあるが、最も顕著な影響を及ぼすのはインピーダンス比 β であり、 $|g_1 + i g_2|$ についてその様子を示したのが Fig. 4 である。 $\beta = 0$ は基盤が剛である場合に対応しており、基盤への逸散現象を無視した場合に相当することから、これらの結果は動特性に及ぼす地下逸散の重要性を示唆しているものと考えてよい。

基礎底面から x の位置での変位は式 (2.4) で与えられるから、その周波数伝達関数 $H(\omega)$ は次式のごとくになる。

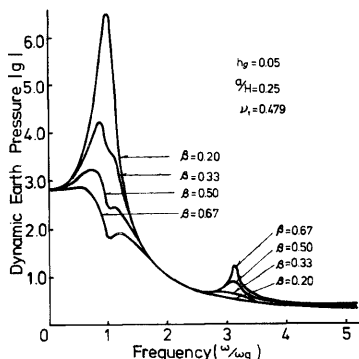


Fig. 4. Variation of Dynamic Earth Pressure for Different Impedance Ratio.

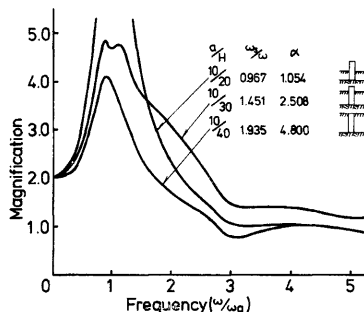


Fig. 5. Variation of Magnification Factor for Different Value of a/H .

$$H(\omega) = V(0) + \frac{\varphi_0}{A_0} z \quad (2.15)$$

このような周波数伝達関数に及ぼす根入れ深さの影響を示したのが Fig. 5 であり、円筒形基礎の高さ L と半径 a とを一定にして、表層厚さ H を変化させて、基礎天端での増幅率の周波数特性を比較したものである。この図に明らかなごとく、構造諸元が同一であれば、根入れの深いものほど増幅率が低く、耐震性の観点からは根入れ長さの深いものが有利であることがわかる。

次に表層地盤中への基礎側面からの波動の逸散に基づく減衰効果を評価するには減衰定数によるのが便利である。いま、系の複素剛性 G が

$$G = G_1 + iG_2 \quad (2.16)$$

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

$$h_e = \frac{G_2}{2\omega\sqrt{J_0}G_1} \quad (2.17)$$

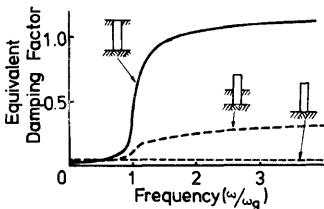


Fig. 6. Frequency Dependence of Equivalent Damping Factor.

で与えられる。ここに J_0 は系の質量慣性モーメントである。この式(2.17)で定義される等価減衰定数 h_e を図示したのが Fig. 6 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るしいことがわかる。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、その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。

2.2 模型実験による複素剛性の検出

1) 実験概要とその結果

深い根入れを持つ基礎構造物においては、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により結論されるが、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¹⁶⁾、半無限領域での解との対比¹⁷⁾、地表面上の剛基礎¹⁸⁾、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、ここでは著者らが前回に行った実験¹⁹⁾ 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持つ模型井筒の複素剛性を実験的に検出した結果を中心として、弾性波動理論による結果との定量比較を試みる。

模型井筒の諸元は Table 2 に示すとおりであり、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。

Table 2. Dimensions of Model Caisson.

Radius a	: 1.37 (m)
Height H	: 2.00 (m)
Mass moment of inertia about the center of gravity J_G	: 0.571 (ton·m·sec ²)
Mass moment of inertia about the center of bottom J_0	: 1.881 (ton·m·sec ²)
Height of the center of gravity H_G	: 1.24 (m)

実験に際しては、模型井筒の頂部に不平衡重錘回転型の起振器を設置して、Fig. 7 に示すような3とおりの加振を行った。すなわち、起振器の設置と加振方向により、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種類の加振に対して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。

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応答曲線を Fig. 8 に示す。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、Fig. 9 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。

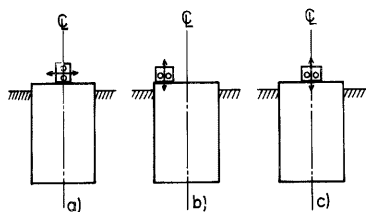


Fig. 7. Exciting Mode of Vibration Test.

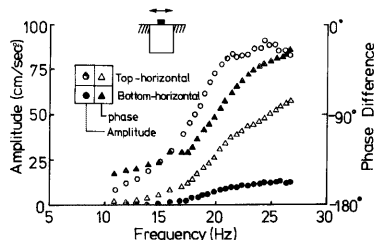


Fig. 8. Frequency Response of Model Caisson for Horizontal Excitation.

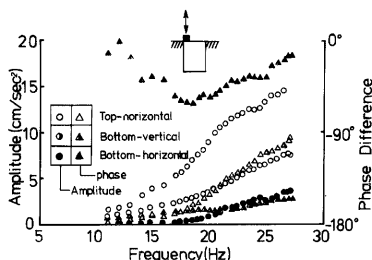


Fig. 9. Frequency Response of Model Caisson for Vertical Excitation.

2) 3自由度モデルによる複素剛性

偏心鉛直加振の場合には模型井筒は3自由度の運動を行うことが先の Fig. 8, 9 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 φ 、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。

$$\begin{bmatrix} J_0 & mH_G & 0 \\ mH_G & m & 0 \\ 0 & 0 & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\varphi} \\ \ddot{u}_B \\ \ddot{v}_B \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} G_{RR} & G_{RH} & G_{RV} \\ G_{HR} & G_{HH} & G_{HV} \\ G_{VR} & G_{VH} & G_{VV} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varphi \\ u_B \\ v_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} M(t) \\ F_H(t) \\ F_V(t) \end{Bmatrix} \quad (3.1)$$

ここに、 m : 質量、 J_0 : 底面中心回転軸まわりの質量慣性モーメント、 H_G : 底面からの重心高さ、 $M(t)$: 底面回転軸まわりの作用モーメント、 $F_H(t)$: 水平外力、 $F_V(t)$: 鉛直外力、 G_{ij} : 複素剛性である。

3自由度モデルにおいては一般には式 (3.1) に見るごとく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。

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、動揺運動が最も卓越していることから、式(3.1)以下の諸式において回転角 φ 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。

Fig. 10, 11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。Fig. 10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っている。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振動数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Fig. 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。

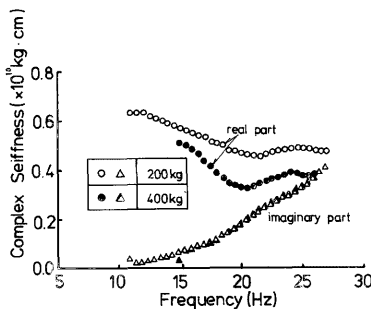


Fig. 10. Complex Stiffness Detected from Vibration Test by Single Degree of Freedom Model.

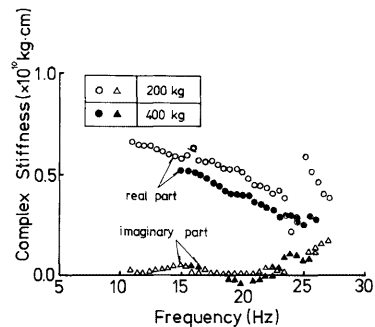


Fig. 11. Complex Stiffness Detected from Vibration Test by Three Degree of Freedom Model.

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うちの回転複素剛性 G_{RR} を示したのがFig. 11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良好な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によるもののみならず、他のモードによるものも無視できないことを示唆しているものと考えられる。

3) 理論解との対比

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、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を用いて複素剛性を理論的に算出した。模型の諸元はTable 2に示すとおりであり、地盤条件の推定値をTable 3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20Hz、構造物の固有振動数を24.5Hz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Fig. 12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、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Fig. 10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。これは理論解析においては運動方向に対して背面側の地盤も井筒を引き戻す方向に力を及ぼすことになるのに反して、実地盤中にある場合には背面土は井筒の運動に対しては抵抗を示さないことによるものであろう。

Table 3. Data for Analysis of Complex Stiffness of the Model Caisson.

	Surface layer	Base layer
Unit weight γ (ton/m ³)	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	∞
Damping factor of rocking motion h_r : 0.05		

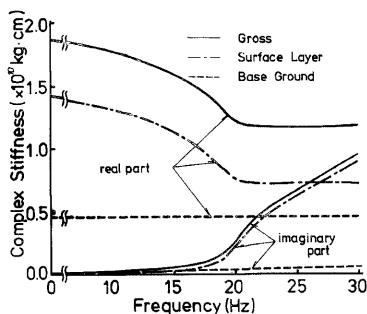


Fig. 12. Theoretical Complex Stiffness for Model Caisson.

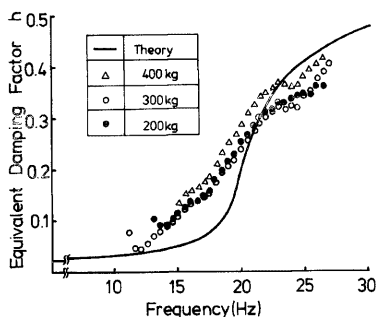


Fig. 13. Comparison of Damping Factor.

Fig. 13 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 Fig. 12 の理論解析による複素剛性から算定したものである。理論曲線と実験値とを比較すると、20～30 Hz の付近ではほぼ良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。これは、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は遮断効果により水平方向への逸散減衰が扱えないのに反し、実地盤では低振動数域でも波動の伝播が生じることによるものである。

2.3 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例について述べる。当該橋梁は鋼箱桁 4 径間連続 2 連の上部構造、鉄筋コンクリート并筒橋脚 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と并筒の概要ならびに地盤構成は Fig. 14 に示すとおりである。強震計は左岸から第 3 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²⁰⁾。

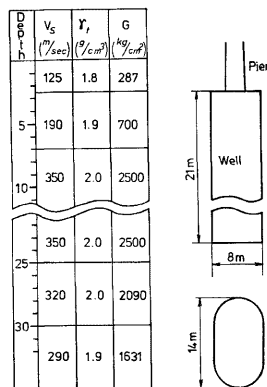


Fig. 14. Site Condition and Caisson.

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 400 m 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 25 m までの地盤調査の結果、その地盤構成にも両地点において大差の無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 45 m 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²¹⁾。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 45 m での地動として用いる。

井筒の水平断面は Fig. 14 に示されているごとく、小判形断面であるが、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 次モーメントを持つ円形断面の井筒に置換した後、2.1 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、また井筒底面まわ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 25 m には一つの境界面を設け、この境界面から上方の地盤を一層の表層地盤とし、境界面以下の地盤を弾性基盤として両者の地盤定数を Fig. 14 を参照して設定した。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²²⁾を用いた。表層および基盤での地盤定数から井筒基礎の回転角 φ の周波数応答を定め、これに重複反射理論により算出した井筒底面での上昇波のフーリエ変換とを乗じた後、これ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。

東松山地震 (1968・7・1) 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例が Fig. 15, 16 である。橋脚上の強震計とそれから約 400 m 離れた地盤上のそれとは連動していないことから、井筒下端での入射波と橋脚先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、Fig. 15 における時間軸は両波形の全体の様子が対応すると思われるように配置したものである。観測値と計算値とは全体的に良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 (1968・10・8) の例では観測値が 37.3 gal に対して計算値が 42.7 gal となっており、その差は 13 % である。Fig. 16 は千葉県中部地震による応答波形および入射波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 2 Hz であることがわかるが、これは東松山地震による Fig. 15 にも共通している。

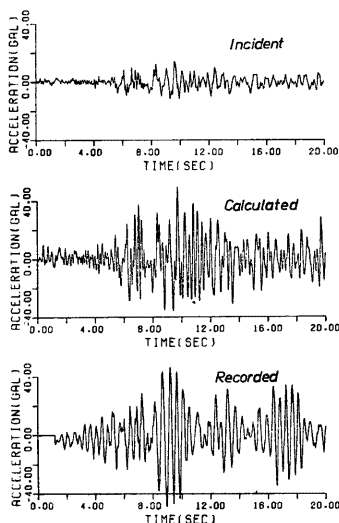


Fig. 15. Comparison of Calculated and Recorded Accelerograms on Pier Top.

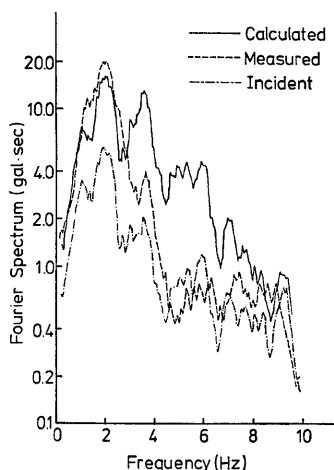


Fig. 16. Comparison of Fourier Spectra.

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は橋脚天端では約 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²³⁾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 ton 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、表層地盤は慣性力を受けないから、2.8 Hz の共振振動数は、地盤中での井筒・橋脚・桁より成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 Fig. 16 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見られない。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なう動揺運動の支配的であることが明らかであり、それ故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。

3. 矢板式井筒基礎の動特性

鋼管矢板による井筒基礎は比較的新しい基礎形式であることから、その動的特性に関しては不明な点が多くあり、一般性のある理論的検討の行われた例は少なく、現場実験^{24)~26)}や模型実験²⁷⁾あるいは特定の井筒基礎を対象とした数値実験²⁸⁾があるのみである。根入れ深さに比して井筒口径の小さな場合には、口径の大きな単杭あるいは撓み性のある井筒としての取り扱いが可能であるが、井筒の口径が根入れ深さに近くなると井筒内部の土といえども井筒底部を通じて外部と連絡していることから、その質量作用、ばね効果等についての定量評価が困難となる。

そこで、ここでは鋼管矢板井筒基礎を対象として井筒の内、外部の土の両者を共に連続な弾性体として扱って、これに弾性波動論を適用してその動特性を検討した結果に基づいて、鋼管矢板井筒基礎の内部の土が井筒の地震応答特性に及ぼす影響とその耐震設計上の取り扱いについて述べる。このような理論解析に際して設定した仮定は以下のとおりである。

- i) 地盤は単一の弾性表層と基盤とで構成され、井筒を取り巻く表層地盤は粘弾性体とする。
- ii) 表層と基盤の波動インピーダンス比に基づく減衰及び表層自身の内部減衰をすべてせん断振動の粘性減衰に含める。
- iii) 井筒内部にも土が満されており、表層と基盤の境界はずれない。
- iv) 表層の上下変位は水平変位に比べて小さいとして無視する。
- v) 入力基盤において水平方向の運動のみを考える。

3.1 質量効果

井筒の内部に囲まれた土の動的挙動が、井筒全体のそれに及ぼす影響に関しては、井筒軀体の弾性変形を無視してよいと考えられることから、まず井筒がその底面中心回りで剛体動揺振動を行う場合を対象として検討し、軀体の弾性変形の影響については 3.4 で扱う。この場合の井筒頂部での周波数応答倍率 $H(\omega)$ は先の式 (2.15) で表わされるが、これに式 (2.10) の関係を用い、入射波に対する倍率の代わりに基盤動に対する倍率で表示すると次式のごとくなる。

$$H(\omega) = \left| 1 + \frac{m H_0 \omega_0^2 + \frac{\pi}{2H} \alpha K_R (g_1 + i g_2)}{K_R + 2i b_s \omega_s \omega - J_0 \omega^3 + \alpha K_R (f_1 + i f_2)} \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^3 H \right| \quad (3.1)$$

ここに、 ω_s は井筒底面のばねだけによる固有円振動数である。

上式の分母第 1 項 K_R は井筒底面回りの基盤によるばね係数を表わし、第 4 項の αK_R は井筒外側面および内側面での土による井筒底面回りの回転ばね係数である。したがって、 $\alpha K_R f_1$ の値が正の定数であれば、 K_R と $\alpha K_R f_1$ の和が井筒全体の回転ばね係数となり、井筒はその周囲を土で取り巻けることにより、周囲に土が無い場合よりもばね係数は増大することになる。そこで、Table 4 に示すような標準モデルを設定し、

Table 4. Data of the model.

Inside of the model	Empty	Filled with soil
Mass moment of inertia ($\text{t}\cdot\text{m}\cdot\text{sec}^2$)	1.96×10^6	9.84×10^6
Mass ($\text{t}\cdot\text{sec}^2/\text{m}$)	3.43×10^4	1.17×10^5
Height of the center of gravity (m)	34.9	26.5
Height of the model (m)	46.0	46.0
Outer diameter of the model (m)	36.8	36.8
Inner diameter of the model (m)	34.4	34.4

井筒内部を空虚としたモデル A, 井筒内部も外部と同一の粘弾性体としたモデル B, ならびに井筒内部の土の質量に等しい質量だけを躯体に付加したモデル C の 3 種類のモデルに対して, 各種のパラメーターを変化させて, 井筒と内, 外側面の土との動的相互作用の効果を表わす f_1, f_2 関数に及ぼす影響を検討した例が Fig. 17, 18 である。Fig. 17 は井筒内部が空虚であるモデル A, Fig. 18 は内部にも粘弾性体があるモデル B に対する結果であり, ω/ω_g が 1 程度以下では両者に顕著な差は認められないが, それ以上の振動数領域に対してはモデル A ではほぼ直線的に減少するのに反し, モデル B ではほぼ 2 次曲線的に減少していることがわかる。両モデルは内部土の有無だけが異なるのみであるから, この結果の差異は内部土の影響を表わしていることになる。

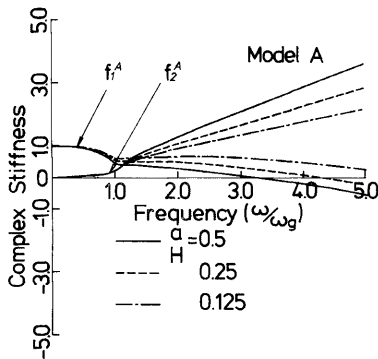


Fig. 17. Complex Stiffness for Hollow Cylinder (Model A).

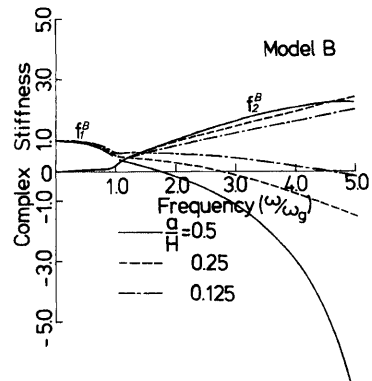


Fig. 18. Complex Stiffness for Cylinder Filled with Soil.

いま, f_1 曲線が座標 $(0, 1)$ を原点として上に凸な 2 次曲線で近似できるならば,

$$\alpha K_R f_1 \doteq \alpha K_R - \alpha \beta K_R \omega^2 \quad (3.2)$$

となる。ここに β は比例係数である。この関係と式 (3.1) の分母とを対比すれば, 井筒内外の土との接触により井筒の回転ばね剛性が αK_R だけ増えると同時に井筒の慣性能率も $\alpha \beta K_R$ だけ増えたことになる。慣性能率は井筒の質量と幾何学的形状とで決まるから, 井筒の構造や断面が与えられれば, 上の等価慣性能率に相当する質量を井筒に付加して考えればよいことになる。

そこで, モデル B の f_1 曲線に対して式 (3.2) の関係を適用して, 各振動数ごとに係数 β の値を算定し,

これから等価慣性率を求めて振動数の関数として表示したのが Fig. 19 の実線である。図中の一点鎖線は井筒内部土による井筒底面回りの慣性率であり、モデル C における等価慣性率である。井筒内部を空虚としたモデル A においても、Fig. 17 に明らかなごとく ω/ω_0 が 1 より小さい領域では 2 次曲線で近似でき、この部分ではモデル B における曲線とほぼ同一であるから、Fig. 19 においても表層地盤の固有振動数より低い振動数領域では井筒外部の土の質量作用が含まれていることになる。

3.2 ばね効果と減衰効果

$\alpha K_R f_1$ は井筒の外面および内面において接している土の動特性を表わしているが、 f_1 は振動数が 0 では 1.0 であるから、 αK_R は静的なばね定数であると考えてもよい。このばね定数の中には井筒の外面の土によるものと内面でのそれとが含まれている。いま、基準とした解析モデルの場合について、これらのばね定数を比較すると、

基盤によるもの： $K_R = 9.6 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$

井筒外面のもの： $K_R^{out} = 8.2 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$

井筒内面のもの： $K_R^{in} = 7.9 \times 10^7 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$

となっており、これらの全体によるばね定数に対して井筒内側の土のそれは約 4% にすぎない。井筒の外や内側のばね係数は地盤の弾性定数その他の力学定数から一義的に決定されるが、基盤による回転ばね係数に関してはその決定法にやや疑問が残る。しかしながら、井筒全体のばね係数は井筒側面と基盤面でのそれらの和であり、側面のうち、内側のものは外側のその 10% 以下であることを考え合わせれば、井筒の回転ばね係数値全体に占める井筒内側の土のそれは 10% を越えるものでないことは明らかである。

式 (3.1) に示されるように、周波数応答倍率 $H(\omega)$ の分母は系の動的特性、すなわち固有振動数や減衰特性を支配するものであるが、固有振動数はばね定数の平方根に比例的であることを考えれば、上述の影響度の 10% はさらに半減し、結局、系の振動特性に及ぼす井筒内部の土によるばね係数の影響は 5% 程度にすぎないことになる。式 (3.1) で表わされる周波数応答倍率 $H(\omega)$ の分母の第 2 項は減衰項を表わしているが、末尾の項 $\alpha K_R f_2$ もまた同様である。この第 2 項の $2h_s \omega_s \omega$ は振動数 ω に線形比例しており、また $\alpha K_R f_2$ の f_2 も Fig. 17, 18 に示されているように全体としては振動数にほぼ比例的である。したがって、この f_2 曲線を、原点を通る直線で近似すれば、これより等価な減衰定数が定まる。このようにして得られる減衰定数は井筒の外面と内面の両者による逸散減衰を表わしている。Fig. 17, 18 を比較すれば、井筒内部を空虚と考えた Model A と内部も弾性体で満たされているとして扱った Model B では、 f_2 曲線のこう配にはほとんど差がないか、もしくは減少してゆるくなる傾向にあることが認められる。井筒内部に土があることによってかえって減衰能が減少するのは、減衰定数は系の質量に逆比例するから、井筒内部の土による質量効果によりこのような結果になるものと考えられる。したがって、系の減衰定数に及ぼす井筒内部の土の貢献は期待できないことが明らかである。

3.3 震動圧

式 (3.1) の分子の第 1 項は井筒の基盤面の位置での地動振幅による井筒軀体の慣性力であり、第 2 項以下は井筒内外の土による運動慣性による動圧に相当している。そこで、 g_1 のうち井筒の内部の土によるものを振動数の関数として示したのが Fig. 20 の実線であり、同図中の破線は井筒内部の土の質量をすべて井筒に付加させたときの動圧を示している。これらの図から、振動数が表層地盤の固有円振動数の数倍以内の

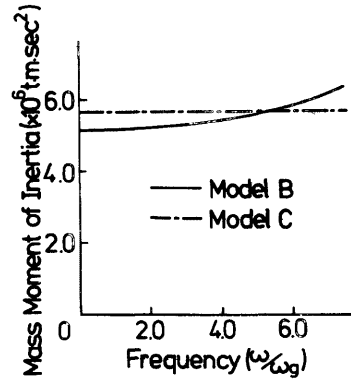


Fig. 19. Equivalent Mass Moment of Inertia.

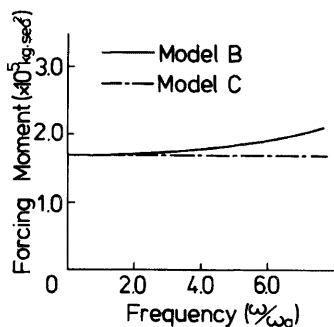


Fig. 20. Forcing Moment.

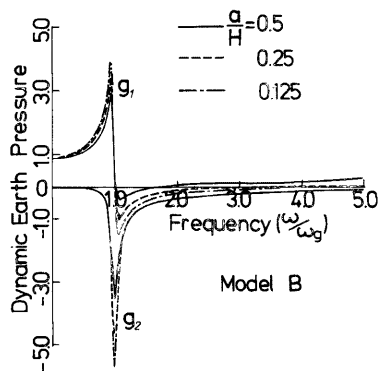


Fig. 21. Normalized Dynamic Earth Pressure (Model B).

範囲においては、井筒内部の土を付加質量として扱って差し支えないことがわかる。一方、井筒の外面にも表層地盤の慣性に基づく振動圧が作用しており、これは式 (3.1) の g_1, g_2 で表わされるが、その振動数特性の 1 例が Fig. 21 に示されている。この図の示すように井筒外側の振動圧は振動数の複雑な関数であって表層地盤の振動特性によって支配されている。これに反して、設計のための応答スペクトルの算定に際して対象となる外力は、系の質量に起因する慣性力のみであるから、ここで問題としているような系では、式 (3.1) の分子の第 1 項に相当している。このような慣性力は当然周波特性などは示さないから、 g_1, g_2 と系の質量による慣性力とは相当に異なった挙動を示すことになる。Fig. 21 にも明らかなように、井筒外側の振動圧を表わす g_1, g_2 は振動数によっては符号が反転し、かつ g_1 と g_2 とは位相が $\pi/2$ だけずれていることなどを考えれば、系の質量による慣性力と井筒外側からの振動圧とが互に相殺する方向に作用するような場合も出現するものと考えられる。このような事を考慮すれば、系の応答振幅を算定するに際して、井筒内部の土の質量を付加質量として井筒の重量を増大するだけではなく、同時に井筒外側からの振動圧の動特性をも考慮する必要があることがわかる。

3.4 軀体の弾性変形

基礎構造物の細長比が大きくなると構造物はたわみやすくなり、剛構造として取り扱えなくなるが、特に鋼管矢板井筒基礎の場合は次の 2 つの理由により軀体の弾性変形が問題となる。

まず第 1 に継手効率の問題である。鋼管矢板井筒基礎は鋼管を連ねて互いにそれらを結合したものであるから、全てがばらばらに運動せず一緒に運動することになり、そこで継手効率が問題になってくる。鋼管同志が完全に結合されている場合を継手効率 1 とし、鋼管が互いに独立している場合を継手効率 0 とするものであるが、継手効率が 0 の場合は継手効率 1 の場合に比べて井筒中心軸に関する断面 2 次モーメントが非常に小さな値となり、曲げ変形が卓越してくる。すなわち継手効率の値によって変形も考慮しなければならない場合がでてくる。

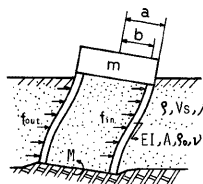


Fig. 22. Schematic representation of the model.

第 2 の理由としては根入れの効果である。すなわち堅固な地盤に深く根入れされた場合には、井筒の動揺運動の回転ばねはかなり大きな値をとり動揺運動だけでは現象を論じられなくなる。また矢板式基礎では、最大応力度の発生位置が群ぐいのような基礎とみなした計算結果と比較的よくあうという模型実験結果もある。

このような観点から、ここでは Fig. 22 に示されるような力学モデルを考える。すなわち井筒本体は円筒形であり、そ

の頂部には頂版を有し、下端は基盤に達しているが、その底面中心の回りで動揺運動を行う。また、井筒上端は頂版に固定されており、また下端も基盤に対して固定されている。そのため頂版は常に井筒下端面と平行であって、井筒下端における回転角と同じだけの回転運動を伴うことになる。このような井筒の曲げ振動を考慮すると曲げ変形に伴う表層地盤内への放射波が生じ、井筒の変形量自身にも依存する地盤反力が生ずることになる。

この力学モデルにおける表層地盤との動的相互作用を考慮した場合の曲げ変形 η および動揺振動回転角 φ に関する運動方程式は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} \rho_0 A \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 \eta}{\partial z^4} + \nu I \frac{\partial^5 \eta}{\partial t \partial z^4} \\ = F_{out}(z, t; \eta) + F_{in}(z, t; \eta) - P_0 A \frac{\partial^2}{\partial t^2} (u_B + \varphi z) - m \frac{\partial^2}{\partial t^2} (\eta + u_B - \varphi z) \delta(l - z) \quad (3.3) \\ J_0 \ddot{\varphi} + c_R \dot{\varphi} + K_R \varphi M_{out}(t; \eta) - M_{in}(t; \eta) - \int_0^l \rho_0 A \frac{\partial^2 (\eta + u_B)}{\partial t^2} z dz - m H \frac{\partial^2 (\eta + u_B)}{\partial t^2} \Big|_{z=l} \quad (3.4) \end{aligned}$$

ここに、 ν : 曲げ振動の粘性減衰係数、 J_0 : 井筒の質量慣性モーメント、 c_R : 井筒の回転粘性減衰係数、 K_R : 回転ばね係数、 u_B : 井筒底面での地動変位、 A : 断面積、 ρ_0 : 井筒躯体の質量、 l : 頂版重心までの高さである。また、 F_{out} 、 F_{in} は井筒外部、内部の土による震動圧、 M_{out} 、 M_{in} はそれらによる転倒モーメントである。 F_{out} 、 F_{in} は変形量 η の関数であるが、 η を片持ばりの基準関数で表現することにより解くことができる。

Table 4 に示す井筒モデルに対して、前記の地盤定数や回転ばね係数ならびに減衰定数を用いて応答特性に及ぼす躯体剛性の影響を示したのが **Fig. 23** である。この図は井筒頂部での周波数応答を示したものであるが、モデル A、B のいずれにおいても井筒の曲げ剛性の影響はほとんど無視しう程度であることがわかる。鋼管矢板井筒基礎では一般に継手効率が1でないため断面2次モーメントは低下するが、このモデルではその低下の割合は次のようにして推定した。すなわち、井筒の頂版は底面と常に平行で躯体全体としてはせん断変形に近い変形をしているものと考えられることから、せん断振動の固有周期と一致するように曲げ剛性を算定し、それから継手効率を求めると0.33となる。一般に継手効率としては0.5が用いられるが、これより少し低い値である。

3.5 実験による検証

鋼管矢板井筒基礎の振動特性に関して実施した模型振動実験結果に基づいて、井筒内部土の質量作用、ばね効果についての理論解析結果の妥当性について検討する。実験に際しては数種類の大きさの異なる剛な井筒模型を振動台上に設置した土槽内の砂層表面上に設置し、その内部を空にした場合と内部にも砂を詰めた場合について正弦波加振による応答を測定し、これより井筒模型の固有振動数を算定した。

模型井筒の底面に剛な円板を取りつけた場合およびこの板を取り除いた場合のそれぞれについて、井筒の内部に砂を詰めた場合、内部を空にした場合の固有振動数の測定値を比較したのが **Table 5** である。直径の異なる模型 A、B のいずれにおいても、また底板の有無にかかわらず井筒内部に土を詰めた場合のほうが振動数が低いことから、その質量作用が明らかであるが、底板の無い場合には内部土のばね効果も介在してい

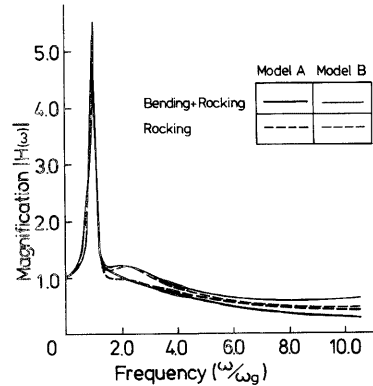


Fig. 23. Effect of Flexural Deformation on Magnification Factor of Model A and Model B.

Table 5. Observed Resonant Frequency (Hz)

inside of model	base plate	attached	removed
empty	A	16.3	12.3
	B	14.2	9.9
Soil	A	14.3	10.2
	B	11.0	8.1

Model A: dia=365 mm, length=365 mm

B: dia=245 mm, length=365 mm

Table 6. Comparison of Resonant Frequency (Hz)

Model	calculated	observed
A	10.7	10.2
B	8.6	8.1

る可能性がある。これに反し、底板のある場合には内部土の有無にかかわらず砂層による井筒底面でのばね係数は同じであると考えられることから、この場合には **Table 5** に示されている固有振動数の差はすべて内部土の質量作用に基づくものと考えてよい。B 模型についての振幅および位相遅れの共振曲線に基づいて井筒底面での動揺運動に関する複素ばねを底板のある場合について算出し、これと井筒内部土の質量に等しい質量を躯体に付加した 1 自由度の振動系の固有振動数を算定して、これを井筒内部に砂を詰めて底板を取りつけた場合の実測の固有振動数と比較すると **Table 6** のごとくなり、両者はほぼ一致しているとみてよい。実測値のほうがやや低いことは計算値において付加した砂の質量がまだ過少であることを示しているが、これは井筒外側の砂による質量作用によるものと考えられることから、少なくとも井筒内部の土に関してはその全質量が有効に作用していることを示しており、理論解析結果を裏づけているものと考えてよからう。

一方、底板を取り除いた場合の複素剛性は井筒底面によるばねを表わしているが、井筒内部の土の有無にかかわらず、このばねには大きな差は認められず、その周波数特性もよく似ている。この模型は高さが 365 mm、直径 365 mm、板厚 5 mm の円筒であるから、内部に土の無い場合には井筒の非常に小さな底面においてのみ砂層と接していることになる。このような状態でのばね定数が井筒内側に砂を詰めてこれが砂層へと続いている場合のばね定数とほぼ同程度であることは内部土のばね効果は無視できることを示しており、先の理論解析の結果を裏づけるものと考えてよからう。

4. 耐震設計

4.1 付加質量と地震力

現行の各種耐震設計指針や基準では、構造物やその基礎の耐震設計に際して、対象とする系の固有周期や規模、重要度によっては動的設計を行うことになっているが、その際の基本となるのは応答を考慮した修正震度法である。この方法は周知のとおり、対象とする系の固有周期ならびに減衰定数を定めれば、この 2 つの量から応答倍率が一義的に決定されるものである。この場合の応答倍率を決定する曲線は設計の対象とする特定の系とは無関係であって、多数の地震記録に対する 1 自由度線形系の最大応答値の統計量を参考にして技術的判断に基づいて設定されたものである。したがって、ここで問題となるような構造物基礎の耐震設計に際しても、このような手法を適用することを前提とするならば、系の固有周期と減衰定数だけが設計における変量となることから、周辺地盤との動的相互作用の影響もこれらの諸量にのみ反映させざるを得ない。そこで、一般には周辺地盤の持つ逸散効果は減衰定数に、質量効果は付加質量に置き換えることが考えられる。特に付加質量の考えは古くから行われ、ソイルプリズム²⁹⁾による方法、実験による固有振動数や周波数応答倍率³⁰⁾から逆算する方法、弾性波動論における複素剛性から算定する方法³¹⁾やその結果の 1 自由度系との対比から求める方法³²⁾など多くの考え方が提示されている。このように土の付加質量の算定方法は

多くあるにもかかわらず、構造物やその基礎の耐震設計のための基準や指針において、付加質量の量的評価法の明示されているものは少なく、これを無視しているものが多い^{33),34)}。それは上述のようないくつかの考え方によって定まる付加質量が系の固有の質量に比較して無視しうる程度のものであることによるものではなく、むしろその値が過大であるためによるものと推察される。すなわち、現行の設計体系では付加質量をも含めた系の質量と剛性が与えられれば固有周期が決定されるから、これと減衰定数を適宜選択することによって応答スペクトルから応答震度が定まる。この応答震度を再び系の質量に乗じることで設計地震力が決まるが、この際には付加質量にも応答震度を乗じることから、付加質量による地震力が過大になり極めて大きな断面が要求されることになる。この結果、付加質量の大きさが基礎と地盤との接触面積に比例しているような場合には、地盤中への根入れが深くなる程、設計地震力が増大して設計上は不利になるというような現実とは矛盾した結果をまねくことになるからである。

いま、系の振動を支配する運動方程式の演算子を L とし、地動入力点からの相対変位ベクトルを $\boldsymbol{\delta}$ 、地動を z 、系に固有の質量マトリックスを $[m]$ 、とすれば、地盤と基礎の動的相互作用は次式によって表わされる。

$$L(\boldsymbol{\delta}) = -[m]\ddot{z} + q(\boldsymbol{\delta}, z) \quad (4.1)$$

ここに、 $q(\boldsymbol{\delta}, z)$ は地盤から基礎に作用する地震力であり、これは一般には $\boldsymbol{\delta}$ によるものと z によるものとで表わされる。すなわち、

$$q(\boldsymbol{\delta}, z) = q_1(\boldsymbol{\delta}) + q_2(z) \quad (4.2)$$

である。 $q_1(\boldsymbol{\delta})$ は静止している地盤中での基礎の相対変位に関係する量であるから、系に固有の振動特性を変化させる量であり、 $q_2(z)$ は地動 z の作用下で地盤が運動することによって静的な釣合い位置にとどまっている基礎に働きかける地震力である。したがって、 $\boldsymbol{\delta}$ と z に関する項をまとめると、次式のようになる。

$$L(\boldsymbol{\delta}) - q_1(\boldsymbol{\delta}) = -[m]\ddot{z} + q_2(z) \quad (4.3)$$

地盤と構造物やその基礎との動的相互作用に関する理論解析に基づいて提案されている付加質量はいずれも静止している地盤あるいは半無限弾性体にある構造物基礎に対して作用する力とこれによる変位とで定義される複素剛性から定められたものであるから、上の式 (4.3) の右辺の各項には無関係に定まり、系に固有の特性だけに関与している。また、振動実験により地盤中での固有振動数から算定された付加質量も系の固有値だけに関わるものであるから、上式の右辺に現われる地震外力とは無関係である。したがって、付加質量の概念は系の固有値、すなわち固有振動数の算定にだけ関わるべきのものであり、系に作用する地震外力は付加質量とは無関係でなければならない。現行の各種耐震設計指針が準拠している応答スペクトルの概念は式 (4.1) の右辺第一項のみを考慮した場合に相当しており、これは構造物の支持点の水平移動に基づく物体力としての地震力であり、基礎側面に作用する表面力としての地盤からの震動圧の介在しない場合に有効である。しかるに、地中にある構造物や基礎では慣性力と震動圧が作用するが、両者の動特性によっては互いに相殺する場合や、震動圧に比較して慣性力は無視できる場合も出現する。このような場合には系の運動はその慣性力ではなく、むしろ地盤の震動圧によって規定されて、結局基礎は地盤と同様な運動をするようになる場合がある。

4.2 付加質量と等価減衰定数

地中に深い根入れを持つ構造物基礎における固有の動特性は静止している地盤に対する基礎躯体の相対変位と作用力との関係で決定されるが、これを弾性波動論により扱う場合には複素剛性により評価しうることが前述のとおりである。この複素剛性の実部は一般には Fig. 2, 3 に示されているような周波数特性を持つが、表層地盤の固有振動数以下の領域での振動数のほぼ 2 乗に比例して漸減する傾向は基礎や地盤の諸特性によらず共通に認められる。これより高い振動数領域においては系の幾何学的条件や地盤を特徴づける諸量によって大きく変動をし、Fig. 18 に示すように鋼管矢板井筒基礎のような場合にはほぼ 2 次曲線的に減少する。鋼管矢板井筒の場合でも井筒の外側の側面だけにおける複素剛性は Fig. 17 に示す剛な井筒の場合とほぼ同

様であり、表層地盤の固有振動数以上の振動数領域では振動数の増大に対して直線的に減少、もしくは一定値をとるような特性を示す。このような現象は基礎から振動外力を受けることによって表層地盤が振動を行うことにより、地盤の及ぼす反力が低下することに起因しているが、 $\pi/2$ だけ位相差のある虚数部は表層地盤の固有振動数以上の振動数に対してはほぼ直線的に増大するから、表層地盤の固有振動数の数倍以上の振動数領域では剛性の絶対値は静的な状態におけるそれよりも大となり、総じて基礎の運動に対する地盤の抵抗は増大する。

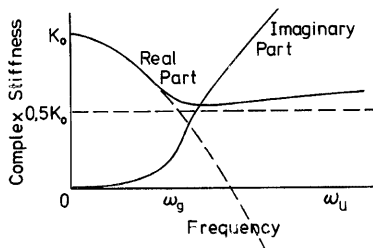


Fig. 24. Schematic Representation of Complex Stiffness.

このような場合に対しても付加質量の考え方を適用することは表層地盤の剛性を、Fig. 24 の点線のごとくに延長したことに同等であり、表層地盤の剛性が負になる領域も出現することとなる。

表層地盤中に根入れされている円柱状の基礎構造物における複素剛性は先の Fig. 2, 3 に示すように地盤の減衰定数が 0.05 程度以上であれば、円柱の細長さ、地盤のポアソン比などにかかわらず ω_g 以上の振動数領域ではほぼ一定値に近い値を取る。特に ω_g 付近ではいずれも $0.5K_0$ 程度であることは共通していることから、解析対象振動数領域が ω_g の数倍以上ならば、静的な剛性を $0.5K_0$ 程度に低下させることにより質量効果を考慮することが考えられる。このような取り扱いでは ω_g 以下の振動数での剛性を過少評価していることになるが、それは低振動数成分に対してのみであり、系の応答震度の大きさにおける影響は小さいものと考えられよう。

以上の考察から地盤と構造物基礎との動的相互作用による地盤の複素剛性は解析の対象とする振動数領域の上限 ω_u と表層地盤の固有振動数 ω_g との大小関係によって以下のようにその取り扱い方を変えるのが適当であろう。

i) $\omega_g > \omega_u$ の場合

複素剛性の実部 K_R は静的な剛性を K_0 とすると次式で近似される。

$$K_R \doteq K_0 \left\{ 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\omega}{\omega_g} \right)^2 \right\} \quad (4.1)$$

したがって、質量効果は $K_0 \omega^2 / 2\omega_g^2$ で近似されるから、 K_R が動揺運動に関する回転ばね剛性ならば、付加質量慣性モーメント J_e は次式で与えられる。

$$J_e \doteq \frac{K_0}{2\omega_g^2} \quad (4.2)$$

この場合、ばね剛性 K_e は振動数に関らず静的な剛性 K_0 に等しくなる。

$$K_e = K_0 \quad (4.3)$$

ii) $\omega_g < \omega_u$ の場合

付加質量は考えず、静的剛性 K_0 を一定量だけ低下させ、ばね剛性 K_e を全振動数域に対して一定とする。

$$K_e \doteq \frac{1}{2} K_0 \quad (4.4)$$

一方、複素剛性の虚数部は逸散に起因する減衰効果を表わしているが、これは Fig. 22 にも明らかなよう

に、ほぼ ω/ω_0 に比例的であり、その比例係数はおよそ0.5である。したがって複素剛性の虚部 K_I は次式で近似される。

$$K_I \doteq \frac{K_0}{2} \frac{\omega}{\omega_0} \quad (4.5)$$

式 (4.5) と (4.3), (4.4) とを式 (2.17) に用いれば、等価な減衰定数が定まる。

4.3 力学モデル

ケーソンの躯体の剛性は一般には地盤のそれに比較して相当に高いことから、これを剛体として扱うことができ、また矢板基礎の場合にも地盤との相互作用に及ぼす弾性変形の影響は小さいことから、井筒形式の基礎の地震応答解析に際してこれを剛体として地盤との動的な相互作用を考えればよからう。

剛体とみなしうる基礎の地震応答解析にはいろいろな方法が考えられるが、最も簡便にして実用的なのは剛体2自由度モデルによるものであろう。Fig. 25 は井筒基礎などのような根入れの深い基礎に対する剛体2自由度モデルの模式図である。建築物の基礎などのように根入れの浅い場合には、回転ばね k_R と水平ばね k_j とは共に同じ運動をする地盤に連絡していると仮定することが許されるが、根入れの深い場合には表層地盤中での増幅作用により、 k_R と k_j の連結している地盤は異なる挙動を示すことになり、これによる相互作用が生じる。したがって、根入れの深い場合の自由振動は次式によって表わされる。

$$m\ddot{x} + \sum_{j=1}^N \bar{k}_j x - \sum_{j=1}^N k_j l_j \theta = 0 \quad (4.6)$$

$$J_G \ddot{\theta} - \sum_{j=1}^N \bar{k}_j l_j x + (k_R + \sum_{j=1}^N \bar{k}_j l_j^2 - mgH_G) \theta = 0 \quad (4.7)$$

ここに、 x, θ は重心点での水平変位、回転角度であり、 m, J_G は系の全質量、重心回りの質量慣性モーメントである。また、 $\bar{k}_j$ は下端から j 番目の水平ばねであり、 l_j は重心点から $\bar{k}_j$ までの下方を正とする距離である。 k_R は井筒底面での回転ばねである。ばねにおける $\sim$ の記号はこれらが振動数の関数であることを表わす。また $\bar{k}_1$ は井筒底面でのせん断抵抗による水平ばねを表わしており、 $\bar{k}_j$ は異なる地層や地盤種別ごとに設定すればよい。

一方、Fig. 26 に示すような、底面での回転ばね $\bar{k}_R$ 、底面位置での水平ばね $\bar{k}_B$ 、地表面位置でのばね $\bar{k}_S$ だけで構成される系においてはその自由振動の運動方程式は次式で表わされる。

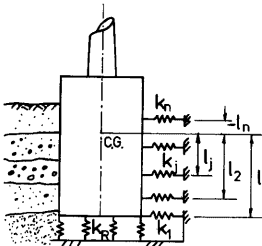


Fig. 25. Illustration of Caisson and Ground System.

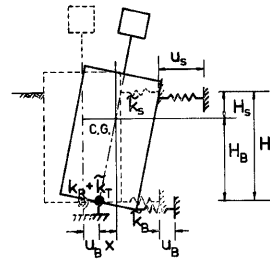


Fig. 26. Two Degree of Freedom Model of Caisson.

$$m x + (\bar{k}_B + \bar{k}_S) x - (\bar{k}_B H_B + \bar{k}_S H_S) \theta = 0 \quad (4.8)$$

$$J_G \ddot{\theta} - (\bar{k}_B H_B + \bar{k}_S H_S) x + (\bar{k}_B + \bar{k}_S + \bar{k}_B H_B^2 + \bar{k}_S H_S^2 - mgH_G) \theta = 0 \quad (4.9)$$

ここに、 H_B, H_S は井筒の重心から鉛直下方を正とするそれぞれのばねまでの距離である。式 (4.6)～(4.9) を対比することによって、 $k_R, \bar{k}_j$ を3つのばね要素で表わされる系へ置換することができ、それらの関係式は次式で決められる。

$$\bar{k}_B + \bar{k}_S = \sum_{j=1}^N \bar{k}_j \quad (4.10)$$

$$\bar{k}_B H_B + \bar{k}_S H_S = \sum_{j=1}^N \bar{k}_j l_j \quad (4.11)$$

$$\bar{k}_T + \bar{k}_B H_B^2 + \bar{k}_S H_S^2 - mgH_G = \sum_{j=1}^N k_j l_j^2 \quad (4.12)$$

上の式 (4.10)～(4.12) の右辺は既知であるから、 $\bar{k}_B, \bar{k}_S, \bar{k}_T$ が決定できる。

一方、この系がその底面において地動 $\ddot{u}_B$ を受けるときには、系の慣性による地震力と同時に表層地盤からの震動圧も受ける。この後者の外力も周波数特性は示すが、線形 1 自由度系の周波数応答曲線によりよく近似され、これは表層地盤の増幅作用を表わすものと考えられる。このように震動圧に関係するばねは周波数特性を考慮する必要がないことから、これを $\bar{k}_S$ の振動数が 0 の値 k_S で表わすことができる。このような場合には井筒底面位置での地動変位を u_B 、地表面の変位を u_S とすれば、Fig. 26 に示す系の運動は次式で表わされる。ただし、重心点の移動によるモーメント mgH_G は k_R に含めて考えるものとする。

$$m\ddot{x} + (\bar{k}_B + \bar{k}_S)x - (\bar{k}_B H_B + \bar{k}_S)\theta = -m\ddot{u}_B + k_S(u_S - u_B) \quad (4.13)$$

$$J_0\ddot{\theta} - (\bar{k}_B H_B + \bar{k}_S H_S)x + (k_R + \bar{k}_T + \bar{k}_B H_B^2 + \bar{k}_S H_S^2)\theta = -k_S H_S(u_S - u_B) \quad (4.14)$$

いま、 $f(t)$ を地盤中における上昇波とすれば地動変位 u_B, u_S は次式で表わされる。

$$u_B = f\left(t + \frac{H}{c}\right) + f\left(t - \frac{H}{c}\right) \quad (4.15)$$

$$u_S = 2f(t) \quad (4.16)$$

ここに、 c は井筒底面から地表までの間の平均的な横波速度である。一般に Δt が小さければ次式が成り立つ。

$$f(t \pm \Delta t) = f(t) \pm \Delta t f'(t) + \frac{1}{2}(\Delta t)^2 f''(t) \pm \dots$$

しかるに、 H/c は表層の固有周期に比較して充分に小さいと考えてよいから、

$$f\left(t + \frac{H}{c}\right) + f\left(t - \frac{H}{c}\right) \div 2f(t) + (\Delta t)^2 f''(t) \quad (4.17)$$

したがって、次の関係をうる。

$$u_S - u_B \div -\frac{1}{2}\left(\frac{H}{c}\right)^2 \ddot{u}_S \quad (4.18)$$

この関係を式 (4.13)、(4.14) に用いれば、底面位置および地表面での加速度記録だけから系の応答を知ることができる。

根入れの深い井筒基礎では 2.2、や 3.5 の実験結果にも明らかなように動揺振動が卓越し、井筒底面での水平変化は無視できる程度であることから、地震応答解析においては底面に回転中心を持つ動揺運動だけを考えるのが簡便で実用的であろう。このような場合には、

$$x - H_B \theta = 0 \quad (4.19)$$

の関係を式 (4.13)、(4.14) に代入し、式 (4.18) の関係を用いれば結局次のような運動方程式が得られる。

$$J_0\ddot{\theta} + (k_R + \bar{k}_T + \bar{k}_S H^2)\theta = -mH_B\ddot{u}_B - \frac{k_S}{2}\frac{H^2}{c^2}\ddot{u}_S \quad (4.20)$$

ここに、 J_0 は底面中心回りの質量慣性モーメントである。 $\bar{k}_T, \bar{k}_S$ は式 (4.10)～(4.12) により定められるが、いずれも振動数に依存するが、その特性は 4.2 に述べたごとく表層地盤の固有振動数 ω_g と解析で対象とする振動数の上限 ω_u との関係で区分して考えればよい。

i) $\omega_g \geq \omega_u$ の場合

$\bar{k}_T, \bar{k}_S$ は次式のごとくに近似される。

$$\bar{k}_T \div k_T \left(1 - \frac{\omega^2}{2\omega_g^2}\right) + i \frac{k_T}{2} \frac{\omega}{\omega_g} \quad (4.21)$$

$$\bar{k}_s \doteq k_s \left(1 - \frac{\omega^2}{2\omega_g^2}\right) + i \frac{k_s}{2} \frac{\omega}{\omega_g} \quad (4.22)$$

ここに、 k_T, k_s は $\bar{k}_T, \bar{k}_s$ の振動数が 0 での値である。

式 (4.21), における $k_T/2\omega_g^2$ は付加慣性モーメントを表わし、 $k_s/2\omega_g^2$ は付加質量に相当するから、これらを式 (4.20) に用いれば、井筒底面からの高さ H_c での水平変位 $y = H_c \theta$ に関する運動方程式は次式のごとくなる。

$$\begin{aligned} \left\{ J_0 + \frac{1}{2\omega_g^2} (k_T + k_s H^2) \right\} \ddot{y} + \frac{1}{2\omega_g} \{ k_T + k_s H^2 \} \dot{y} + (k_R + k_T + k_s H^2) y \\ = -m H_B H_C \ddot{u}_B - \frac{k_s}{2} \frac{H_c H^3}{c^2} \ddot{u}_s \end{aligned} \quad (4.23)$$

ii) $\omega_g < \omega_u$ の場合

この場合には複素剛性を次式で表示する。

$$\bar{k}_T \doteq \frac{1}{2} k_T + i \frac{k_T}{2} \frac{\omega}{\omega_g} \quad (4.24)$$

$$\bar{k}_s \doteq \frac{1}{2} k_s + i \frac{k_s}{2} \frac{\omega}{\omega_g} \quad (4.25)$$

したがって運動方程式は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} J_0 \ddot{y} + \frac{1}{2\omega_g^2} (k_T + k_s H^2) \dot{y} + \left\{ k_R + \frac{1}{2} (k_T + k_s H^2) \right\} y \\ = -m H_B H_C \ddot{u}_B - \frac{k_s}{2} \frac{H_c H^3}{c^2} \ddot{u}_s \end{aligned} \quad (4.26)$$

いま、

$$J_e = \frac{1}{2\omega_g^2} (k_T + k_s) \quad (4.27)$$

$$m_e = \frac{k_s}{2\omega_g^2} \quad (4.28)$$

$$k_e = k_T + k_s H^2 \quad (4.29)$$

で定義される諸量を用いると、式 (4.23), (4.26) により定まる固有振動数、減衰定数、作用外力などを Table 7 のように対比することができる。

固有振動数は静的なばね定数から算定される $\sqrt{(k_R + k_e)J_0}$ よりはいずれの場合も低下しており、これは質量作用によるものである。また、減衰定数については、 $\omega_g \geq \omega_u$ の場合には質量作用により減衰効果が減殺されることがわかる。一方、作用外力についても $\omega_g \geq \omega_u$ の場合には表層地盤の質量作用は付加質量として作用するが、このため作用外力は見かけ上は減少することを表わしている。

Table 7. Dynamic Properties of Equivalent System

	natural frequency (rad/sec)	equivalent damping factor	exciting force	
			$\times \ddot{u}_B$	$\times \ddot{u}_s$
$\omega_g \geq \omega_u$	$\sqrt{\frac{k_R + k_e}{J_0 + J_e}}$	$\frac{1}{4\omega_g} \frac{1}{\sqrt{J_0 + J_e}} \frac{k_e}{\sqrt{k_R + k_e}}$	$\frac{m H_B H_C}{J_0 + J_e}$	$\frac{H_c H^3 k_s}{2c^2 (J_0 + J_e)}$
$\omega_g < \omega_u$	$\sqrt{\frac{2k_R + k_e}{2J_0}}$	$\frac{1}{4\omega_g} \frac{1}{\sqrt{J_0}} \frac{k_e}{\sqrt{k_R + k_e}}$	$\frac{m H_B H_C}{J_0}$	$\frac{H_c H^3 k_s}{2c^2 J_0}$

$$k_e = k_T + k_s H^2$$

$\ddot{u}_B$ に比例的な項と $\ddot{u}_s$ に比例的な項との相対的な大小関係は根入れ深さに関係し、根入れのない場合には $\ddot{u}_s$ の項は消滅する。根入れの深い場合には k_R に比較して k_e が大きくなることから、系の固有振動数は相当に高い値となる傾向を示し、表層地盤から受ける震動圧、すなわち $\ddot{u}_s$ に比例する外力項は根入れ深

さ H の 3 乗に比例して増大するため、系の応答は地表面加速度 $\ddot{u}_s$ に支配されるようになる。 $\ddot{u}_B$ および $\ddot{u}_s$ の時刻歴が与えられる場合には式 (4.23) もしくは (4.26) によって直接応答計算を行うことが可能である。 $\ddot{u}_B$ と $\ddot{u}_s$ とは振幅のみならず位相も異なることから、それぞれ最大値を示す時刻も異なるものと考えられる。したがって応答スペクトルによる応答解析に際しては $\ddot{u}_B$ および $\ddot{u}_s$ の最大加速度を設定し、それぞれに対する応答震度を算定し、それらの 2 乗和の平方根で系の応答を表わすことが簡便にして実用的な方法であろう。

5. あ と が き

構造物基礎の耐震設計における基本概念は地表面上にある上部構造物のそれと同様であって、基礎が接している地盤の振動復元力を静的なばねとして評価する点においてのみ地盤の存在が考慮されているにすぎない。上部構造においてはこれは有限な領域における振動現象であるから有限な自由度を持つ離散系のモデルに近似することが比較的容易である。これに反し、基礎は半無限に連続する分布質量系としての特質を備える地盤と接していることから、地盤の質量作用、減衰作用が生じる。したがって、基礎の動特性を離散系のモデルによって扱うためには、これらの地盤の示す動特性を反映させた力学モデルである必要がある。このような地盤の動特性に関しては地盤と構造物の動的相互作用の問題として各種の手法による解析が行われているが、その結果得られる質量作用や減衰作用とはほぼ同様な効果を持つ等価な離散系モデルへの置換に関しては十分な検討が行われていない。このような観点から、本文では動的相互作用による質量作用、減衰作用を表わす複素剛性について、半無限領域を対象とした理論解析ならびに模型振動実験により検討し、これらの結果に基づいて簡便にして実用的と思われる井筒基礎の耐震設計法を提示した。

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, 1970.
- 2) Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R. L.: Finite Dynamic Model for Infinite Media, Jour. ASCE, Vol. 95, No. EM4, 1969.
- 3) 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，1966.
- 4) Goto, H., Toki, K. and Akiyoshi, T.: Vibrational Analysis of Foundation Structures with Elliptic Cross-Section in Elastic Ground, Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., Vol. 18, Part 1, No. 334, 1968.
- 5) 小堀鐸二・南井良一郎・鈴木 有：成層地盤中に根入された基礎構造物の振動特性，京都大学防災研究所年報，第19号 B-1, 1976.
- 6) Novak, M. and Nogami, T.: Soil-Pile Interaction in Horizontal Vibration, Int. Jour. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 5, 1977.
- 7) Richart, Jr. F. E.: Soil-Structure Interaction, State of the Art Reports, Proc. 9th Int. Cont. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, 1977.
- 8) Penzien, J.: Soil-Pile Foundation Interaction, Chap. 14, in Earthquake Engineering, Prentice-Hall, 1970.
- 9) 前出 3)
- 10) Yamamoto, S. and Seki, T.: Earthquake Response of Multi-Story Building Supported on Piles, 第 3 回日本地震工学シンポジウム講演集，1970.
- 11) 前出 6)
- 12) 前出 3)
- 13) 前出 4)
- 14) 土岐憲三・小松昭雄：井筒基礎の地震応答解析に関する研究，土木学会論文報告集（投稿中）.

- 15) 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，1971.
- 16) 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. 170，1969.
- 17) 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，1973.
- 18) 小堀鐸二・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——（その 3）地盤復元力の剛性と減衰性について——，京都大学防災研究所年報，第18号 B，1975.
- 19) 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，1973.
- 20) 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，1969.
- 21) 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，1977，pp. 150-168.
- 22) Richart, Jr., F. E., Hall, Jr., J. R. and Woods, R. D.: Vibrations of Soils and Foundation, Prentice-Hall, 1970.
- 23) 前出 20)
- 24) 行友 浩・石田昌弘・市之瀬紘一・伊藤哲次：鋼管矢板井筒の振動特性，土木学会第 27 回年次学術講演会講演概要集，第 3 部，1972.
- 25) 高崎英邦・横田治彦・富永真生・行友 浩：鋼管矢板井筒（水島大橋下部工）の振動実験，第 9 回土質工学研究発表会講演集，1974.
- 26) 長岡弘明・吉田 映・楠 信昭：鋼管矢板井筒の有限要素振動解析と野外実験結果との比較，土木学会論文報告集，No. 254，1976.
- 27) 笹戸松二・江見 晋・前原 博：矢板式基礎の模型実験（その 2），土木学会年次学術講演会講演概要集，第 3 節，1975.
- 28) 前出 26)
- 29) 後藤尚男：地盤一剛基礎体振動解析のための一実用モデル化について，第 3 回日本地震工学シンポジウム（1970）講演集，1970.
- 30) 田村浩一・神谷良陳・西村昭彦：小型井筒の強制振動試験，第 11 回地震工学研究発表会講演集，1971.
- 31) 杉村義広：くい基礎に作用する地盤の有効質量に関する一考察，建築学会大会梗概集，1970.
- 32) Tajimi, H.: Dynamic Analysis of a Structure Embedded in an Elastic Stratum, Proc. 4th World Conference on Earthquake Engineering, 1969.
- 33) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針・同解説，1972
- 34) 土木学会・本州四国連絡橋耐震研究小委員会：本州四国連絡橋の耐震に関する調査研究報告書，1974.

SEISMIC RESPONSE AND ASEISMIC DESIGN OF BRIDGE FOUNDATION

By *Kenzo* TOKI

Synopsis

While a number of studies concerning to soil-structure interaction problems have been performed, the results of those studies are not necessarily reflected in the design of actual foundation of structures. The reason is mainly due to the fact that the physical model for theoretical analysis is different from that for the design purpose and they do not have the common contents describing the models.

The procedures to introduce the mass and damping effect of surrounding soils to the design model is discussed in this report on the bases of the theoretical deduction and experimental confirmation of the complex stiffness for cylindrical caisson and sheet pile well foundation. Succeedingly a physical model is presented, which has a modified mass and spring constants reflecting the interaction between the soil and bridge foundations.