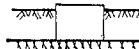
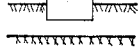



地中円筒剛体基礎の動的ばね係数と減衰係数

DYNAMIC STIFFNESS OF EMBEDDED CYLINDRICAL RIGID FOUNDATION

原田隆典*・久保慶三郎**・片山恒雄***・廣瀬利光****
By Takanori HARADA, Keizaburo KUBO, Tsuneo KATAYAMA
and Toshimitsu HIROSE

表-1 地中円筒剛体基礎の動的ばね・減衰係数に関する既往の研究²⁾

Mathematical Model	Surrounding Soil	Layered Medium with a Hard Base Layer			Half-Space Medium
		Vibrational Effect of Surface Layer			
		Considered		Not Considered	
		Case I*	Case II**	Case I and Case II	
CFM	One DOF	Tajimi (1969) Goto, et al. (1971)	C	Novak, et al. (1972, 1973)	Novak, et al. (1972, 1973)
	Two DOF	Harada, et al. (1978)	B	Novak, et al. (1972)	Novak, et al. (1972)
FEM	One DOF	D	E		Lysmer, et al. (1969)
	Two DOF	F	Kausel, et al. (1975)		Urlich, et al. (1972)
NOTE					
	* Foundation Bottom on Stiffer Underlying Layer		** Foundation Bottom within Surface Stratum		Embedded in Half-Space
	One DOF=One Degree of Freedom System		(Rocking, Swaying, Vertical, or Torsional Vibration)		
	Two DOF=Two Degree of Freedom System		(Coupled Swaying and Rocking Vibration)		
Categories B to F are those for which no previous study is available.					

1. まえがき

地中埋設基礎の動的ばね係数と減衰係数の評価問題が、耐震工学の分野で本格的に研究され始めて、すでに約15年が経過しており、いろいろな計算モデルが提案されている。しかし、この問題は、いまなお難題の1つであり、用いた数値モデルに依存して、動的ばねや減衰係数の評価値はかなりの幅をもつことが知られている。同一の基礎—地盤系を対象としながらも、あるモデルから計算された結果と別のモデルの結果が大きく食い違う例は少なくない。さらに、モデルに採用する地盤材料の力学定数や地盤構造に関する不明確さのため、現実には、膨大な量のパラメータスタディーを実行せざるを得ない。

有限要素法による数値シミュレーション手法(FEM)は強力な武器である。しかし、3次元的な広がりを持つ現実の基礎を対象にして、その動的ばね・減衰係数を評価する問題では、入力データや計算時間の問題点が実務上の隘路となっている。このため、各種の地盤条件を処理することが可能であり、しかも、少数のパラメータから構成される数値モデルが構築できるならば、このモデルによって、まず、問題の巨視的評価を行い、次に、詳細の評価はFEMによるという作業をシステムティックに実行することができよう。これによって、FEMの作業はきわめて見通しのよいものとなり、計算

時間の膨大な節約が期待できよう。

表-1は²⁾、地中円筒剛体基礎の動的ばねや減衰係数に関する既往の研究を整理したものである。Novakら¹⁾の提案しているモデルでは、連続体力学あるいは弾性波動理論(表-1では、Continuum Formulation Methodの頭文字をとって、CFMと略している)を応用して、モデルの簡便性が計られており、また、実例の多い水平と回転の連成振動問題が評価できるようになっている。このため、このモデルは工学的にすぐれているものと思われる。しかし、Novakらのモデルでは、無限弾性地盤を想定して得られているBaranovの解¹⁾を用いて、埋設部の評価が行われているため、このモデルは、表層地盤の振動特性が動的ばねや減衰係数に与える影響を無視したものとなっている。もともと、動的ばねや減衰係数は、質量零の基礎が単位の運動変位をしたとき、その

* 正会員 工博 宮崎大学助教授 工学部

** 正会員 工博 埼玉大学教授 工学部

*** 正会員 Ph.D. 東京大学教授 生産技術研究所

**** 正会員 工修 清水建設(株)計算センター

基礎が地盤から受ける抵抗力として定義されるものであるから²⁾、この係数は基礎周辺地盤の振動数応答特性に支配される。無限地盤や半無限地盤の振動特性は表層地盤を有する地盤のものとは明らかに異なるため、基礎が埋設される地盤構造の違いは、動的ばねや減衰係数の評価値に強く影響する。このような地盤の振動特性の効果は、ロッキング振動の解析解から田治見³⁾によって明らかにされたものであるが、後に、土岐⁴⁾は野外の加振実験によって、この効果を実証している。

本論文では、以上の考察から、表一の田治見や Novak らの数理モデルの長所を生かし、短所を補った次のような数理モデルについて述べる。基礎は円柱剛体で、水平と回転の連成振動を行う。数理モデルは、基本的には、表一の B 欄に相当する Case II (表層地盤の途中で基礎底面が設置される場合) を対象にする。しかし、Case I (表層地盤を貫き堅固な基礎底面が支持される場合) や半無限地盤に根入れされる場合は、Case II の特別な場合として処理する。この数理モデルは、ある種の仮定のもとに得られた解析解に基づいているが、モデルの、① 簡便性と応用性、② 有限要素法による結果との等価性、③ 野外の実験結果との整合性、という3点に重点を置いて開発されたものである。

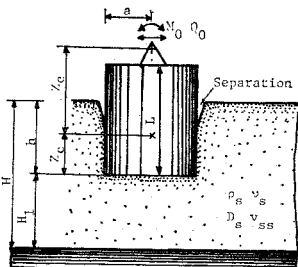
2. 動的ばね係数と減衰係数

(1) 基本的仮定と係数の評価式

動的ばね係数や減衰係数は、弾性波動理論を使って求めることができる。この方法の利点は、基礎の振動エネルギーが周辺地盤へ伝播するために起こる地下逸散減衰の現象などを、基礎や周辺地盤の諸定数からシステマティックに解析できる点にある。しかし、現実のシステムと多少違う仮定を理論解析に導入する必要がある。このため、理論解の適用性について、十分な検討を必要とするが、この検討については、3.以降で述べる。

図一に示す地中埋設基礎の動的ばね係数と減衰係数は、次の4つの仮定から求める。

- ① 基礎は剛体円柱である。
- ② 基礎と周辺地盤は完全に付着する。
- ③ 基礎底面に作用する地盤反力には、基礎底面の接する地盤を地表



図一 数学モデルとその記号

面とみなしたときの反力を用いる。

- ④ 基礎側壁部への地盤反力は、基礎底面以深の地盤変形を仮定した別の表層地盤から求める。

仮定①と②は解析解を容易にするためのものであるが、図一に示すように、実際には、拘束圧の不足などのため、地表近傍の地盤と基礎の完全付着が達成されないことも考えられる。しかし、ここでは、①と②の仮定を採用して、4.で述べる実験結果との比較から、このような基礎形状や幾何学的非線形の影響を補正するものとする。仮定の③と④は、基礎底面と側壁部に作用する地盤反力をそれぞれ別の地盤を想定して求めたもので、既往の研究(たとえば、表一の田治見、後藤ら、Novakらのモデル)においても、それぞれ反力の評価方法は異なるが、基本的には、③と④の仮定が採用されている。数学的には、これらの仮定は受け入れがたいものである。しかし、目的は、現実の基礎に対する動的ばねや減衰係数の予測式を求めることにあるので、ここでは、既往の研究と同様に、③と④の仮定を採用する。3.以降で述べる FEM や野外実験の結果との比較によって、これらの仮定に基づく本提案モデルは、実用的に十分であることが確かめられている。

仮定①～③から、基礎底面の地盤反力は複素ばね係数を用いて表わすと、

$$\left. \begin{aligned} k_S &= Ga(c_{u1} + ic_{u2}) \\ k_{RB} &= Ga^3(c_{r1} + ic_{r2}) \\ G &= \rho v_s^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $i = \sqrt{-1}$ 、 k_S と k_{RB} はそれぞれ、水平と回転モードに対する基礎底面の複素ばね係数、 ρ 、 G 、 v_s は基礎底面の接する地盤材料の密度、せん断弾性率、せん断波速度、 a は基礎の半径である。 c_{jk} ($j = u, r, k = 1, 2$) は剛体円板の無次元複素ばね係数とよばれ、地盤の動力学定数、振動数や基礎—地盤系の幾何学定数に依存する。これらの係数の具体的評価は、次節 2.(2) で述べる。

仮定①、②と④から、基礎側壁の単位深さ当たりの複素ばね係数を解析的に求めることができる。水平と回転に対するものを、それぞれ、 k_H 、 k_{RS} とすると、

$$\left. \begin{aligned} k_H &= G_s(s_{u1} + is_{u2}) \\ k_{RS} &= G_s a^2(s_{r1} + is_{r2}) \\ G_s &= \rho_s v_{ss}^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 ρ_s 、 G_s と v_{ss} は基礎側壁の接する地盤の密度、せん断弾性率、せん断波速度、 s_{jk} は、基礎側壁の無次元複素ばね係数であり、 c_{jk} と同じようなパラメータの関数として与えられる。この係数の評価方法は 2.(3) で述べる。

式(1)と(2)に与えられる複素ばね係数をいわゆる Winkler モデルのばねと考えると、図一に示す基礎の動的ばね係数は¹⁾

$$\left. \begin{aligned} K_{xx} &= Ga \left(c_{u1} + \frac{G_s}{G} \delta s_{u1} \right) \\ K_{rr} &= Ga^3 \left[c_{r1} + \left(\frac{Z_c}{a} \right)^2 c_{u1} + \frac{G_s}{G} \delta s_{r1} \right. \\ &\quad \left. + \frac{G_s}{G} \delta \left(\frac{\delta^2}{3} + \frac{Z_c^2}{a^2} - \delta \frac{Z_c}{a} \right) s_{u1} \right] \\ K_{xr} &= -Ga \left[Z_c c_{u1} + \frac{G_s}{G} \delta \left(Z_c - \frac{h}{2} \right) s_{u1} \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

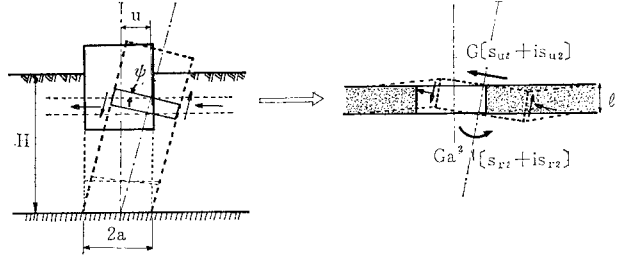


図-2 基礎側壁の地盤反力評価のための仮想基礎の変形とその記号

一方、動的減衰係数は、

$$\left. \begin{aligned} C_{xx} &= \frac{Ga}{\omega} \left(c_{u2} + \frac{G_s}{G} \delta s_{u2} \right) \\ C_{rr} &= \frac{Ga^3}{\omega} \left[c_{r2} + \left(\frac{Z_c}{a} \right)^2 c_{u2} + \frac{G_s}{G} \delta s_{r2} \right. \\ &\quad \left. + \frac{G_s}{G} \delta \left(\frac{\delta^2}{3} + \frac{Z_c^2}{a^2} - \delta \frac{Z_c}{a} \right) s_{u2} \right] \\ C_{xr} &= -\frac{Ga}{\omega} \left[Z_c c_{u2} + \frac{G_s}{G} \delta \left(Z_c - \frac{h}{2} \right) s_{u2} \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 ω は振動数、 $\delta = h/a$ である。地盤材料の動力学定数や基礎—地盤系の幾何学定数から、 c_{jk} と s_{jk} が求められると、式 (3) と (4) によって、地中埋設基礎の水平、回転および連成項に対する動的ばね係数 (K_{xx} , K_{rr} , K_{xr}) と動的減衰係数 (C_{xx} , C_{rr} , C_{xr}) が評価できる。

(2) c_{jk} の評価式

地表上に設置された剛体円板の複素ばね係数に関しては、従来から研究が進んでおり、Kausel ら⁵⁾ や Veletsos ら⁶⁾ の研究成果を用いると、水平成分に関して、

$$\left. \begin{aligned} c_{u1} &= \frac{8}{2-\nu} \left(1 + \frac{a}{2H_1} \right), a/H_1 \leq 1 \\ c_{u2} &= \begin{cases} 0.53 \omega a/v_s, \nu=0.0 \\ 0.40 \omega a/v_s, \nu=0.5 \end{cases} \end{aligned} \right\} \dots\dots (5)$$

回転成分では、

$$\left. \begin{aligned} c_{r1} &= \frac{8}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{a}{6H_1} \right) a/H_1 \leq 1 \\ c_{r2} &= 0.3(\omega a/v_s)^3 / (1 + (\omega a/v_s)^2) \end{aligned} \right\} \dots\dots (6)$$

Beredugo と Novak¹⁾ は $c_{r2} = 0.43 \omega a/v_s$ を使用している。ここに、 ν は基礎底面の接する地盤材料のポアソン比、 H_1 は基礎底面から基礎までの深さである。

(3) s_{jk} の評価式²⁾

基礎側壁部の単位深さ当たりの無次元複素ばね係数 s_{jk} は、図-2 に示すような仮想の基礎—地盤系から求められる。この解析の詳細は参考文献 2) に譲り、ここでは、基本的考え方とその解の特徴を述べる。

図-2 に示すように、仮想基礎は、実線で示す本来の基礎が基礎まで延びて、任意の深さの点の水平変位 u

と回転角 ϕ がそれぞれ独立に表層地盤の深さとともに直線的变化をして、基礎上で零となるようなものである²⁾。基礎側壁および基礎底面以深の実際の地盤変形は、図-2 のように u と ϕ がそれぞれ直線的に変形するものではないが、後述 (3.) するように、有限要素法による結果や無限地盤中の円柱から s_{jk} を評価した Novak モデルによる結果との比較によると、このような仮想基礎の仮定は、実用的に十分妥当であることが確かめられている。この仮想基礎によると、複素ばね係数の解析解を求めることができ、この複素ばね係数の深さ方向分布は、ほぼ一定であることが認められた。このため、複素ばね係数の深さ方向の平均値を計算して、図-2 のような単位深さ当たりの地盤反力を定義することができる。これらの複素ばね係数 k_H と k_{RS} は、

$$\left. \begin{aligned} k_H &= \frac{8 G_s a^2}{H^2} \sum_n \frac{\Omega_n \xi_n^2}{n^3} (-1)^{n-1/2} \\ &= G_s (s_{u1} + i s_{u2}) \\ k_{RS} &= \frac{32 G_s a^2}{\pi^2} (1 + i 2 D_s) \sum_n \lambda_n \frac{(-1)^{n-1/2}}{n^3} \\ &= G_s a^2 (s_{r1} + i s_{r2}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $n=1, 3, 5 \dots N$ 、また、

$$\left. \begin{aligned} \Omega_n &= \frac{[4 K_1(\tau_n a) K_1(\beta_n a) + \beta_n a K_1(\tau_n a) K_0(\beta_n a) + \tau_n a K_1(\beta_n a) K_0(\tau_n a)]}{[K_1(\tau_n a) + \tau_n a K_0(\tau_n a)] [K_1(\beta_n a) + \beta_n a K_0(\beta_n a)] - K_1(\tau_n a) K_1(\beta_n a)} \\ \lambda_n &= 1.0 + \alpha_n a \frac{K_0(\alpha_n a)}{K_1(\alpha_n a)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

また、各パラメーターは、

$$\left. \begin{aligned} \alpha_n &= \frac{\pi}{2H} \sqrt{\frac{\{(v_{ps}/v_{ss})^2 + i 2 D_s\} n^2 - (\omega/\omega_g)^2}{(1 + i 2 D_s)}} \\ \beta_n &= \frac{\pi}{2H} \sqrt{\frac{(1 + i 2 D_s) n^2 - (\omega/\omega_g)^2}{(1 + i 2 D_s)}} \\ \tau_n &= \frac{\pi}{2H} \frac{v_{ss}}{v_{ps}} \xi_n, \xi_n = \sqrt{(1 + i 2 D_s) n^2 - (\omega/\omega_g)^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

ここに、

$$\omega_g = \frac{\pi v_{ss}}{2H}, \frac{v_{ss}}{v_{ps}} = \sqrt{\frac{1-2\nu_s}{2(1-\nu_s)}}$$

D_s と ν_s は表層地盤材料の減衰定数とポアソン比, $K_m(\cdot)$ は, 次数 m の第2種変形ベッセル関数, ν_{ps} , v_{ps} と ω_g は, それぞれ, 表層地盤のせん断波速度, 縦波速度と1次せん断固有振動数である. したがって, s_{jk} は次のようなパラメータの開数として表わすことができる.

$$s_{jk} = s_{jk}(\omega/\omega_g, a/H, \nu_s, D_s) \dots\dots\dots (10)$$

式 (10) の具体的特性を示すと, 水平と回転に対して, それぞれ, 図-3, 4 の実線のようになる. これらの図では, 振動数を零とおいて得られる静的無次元ばね係数の値で規準化したものを示している. これらの図から, ポアソン比や減衰定数の影響は小さいことが認められるが (減衰定数の影響に関する図は省略している), この

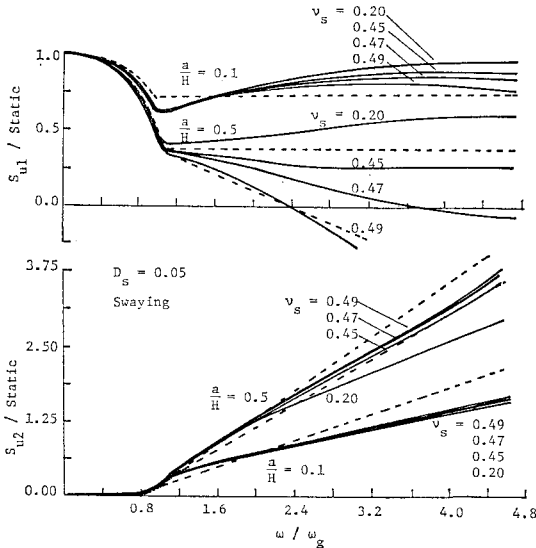


図-3 水平モードに対する無次元複素ばね係数の特性 (実線) とその近似式の特性 (点線)

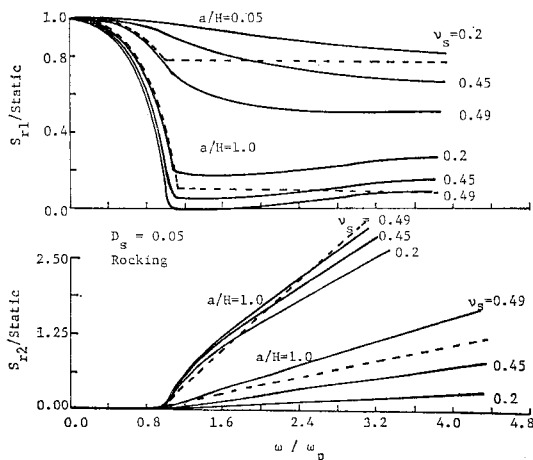


図-4 回転モードに対する無次元複素ばね係数の特性 (実線) とその近似式の特性 (点線)

ようなパラメータ解析の結果, s_{jk} の近似式として, 式 (11) のように静的無次元ばね係数 st_j と振動数特性 sd_{jk} を求めた.

$$s_{jk} = st_j \cdot sd_{jk} \dots\dots\dots (11)$$

ここに, 静的無次元ばね係数は,

$$\left. \begin{aligned} st_u &= \left(\frac{-1.2}{\nu_s - 0.59} + 11 \right) \left(\frac{a}{H} + \frac{0.002}{\nu_s - 0.53} + 0.19 \right) \\ st_r &= \left(\frac{-0.56}{\nu_s - 0.51} + 4.7 \right) \left(\frac{a}{H} + \frac{0.08}{\nu_s - 0.64} + 0.61 \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

水平成分の振動数特性は, $0 \leq \omega/\omega_g \leq 1$ に対して,

$$\left. \begin{aligned} sd_{u1} &= 1 - 0.9 \sqrt{a/H} (\omega/\omega_g)^3 \\ sd_{u2} &= 0.24 D_s^{0.2} (\omega/\omega_g)^6 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (13)$$

$1 \leq \omega/\omega_g \leq 5$ の範囲では,

$$\left. \begin{aligned} sd_{u1} &= \begin{cases} 1 - 0.9 \sqrt{a/H} & (\text{その他}) \\ 1.25 - 0.9 \sqrt{a/H} - 0.25 \omega/\omega_g & (0.3 \leq a/H \leq 1, 0.47 \leq \nu_s \leq 0.49) \end{cases} \\ sd_{u2} &= \begin{cases} (0.25 + \sqrt{a/H}) (\omega/\omega_g - 1) + 0.24 D_s^{0.2} & (\text{その他}) \\ (0.3 + 1.2 \sqrt{a/H}) (\omega/\omega_g - 1) + 0.24 D_s^{0.2} & (0.3 \leq a/H \leq 1, 0.47 \leq \nu_s \leq 0.49) \end{cases} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (14)$$

回転成分に関しては, $0 \leq \omega/\omega_p \leq 1$ の範囲で,

$$\left. \begin{aligned} sd_{r1} &= 1 - 0.9 \sqrt{a/H} (\omega/\omega_p)^3 \\ sd_{r2} &= 0.41 \sqrt{D_s} (\omega/\omega_p)^6 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

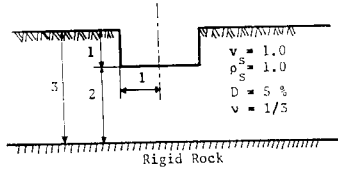
$1 \leq \omega/\omega_p \leq 5$ では,

$$\left. \begin{aligned} sd_{r1} &= 1 - 0.9 \sqrt{a/H} \\ sd_{r2} &= (0.02 + 1.5 \sqrt{a/H}) (\omega/\omega_p - 1) + 0.41 \sqrt{D_s} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (16)$$

ここで, $\omega_p = \pi v_{ps} / (2H)$ (表層地盤の縦波1次固有振動数) である. 式 (11)~(16) で与えられる近似式の特性は, 図-3 と 4 の点線によって示されているが, ほぼ全体の挙動が, これらの式によって近似されていることがわかる. 静的ばね係数の近似式と式 (7) の結果については, 5% 以内の誤差で一致することを確認している. したがって, 式 (7) のような複雑な解の代わりとして, 式 (11)~(16) の近似式を使うことができる.

3. FEM や Novak モデルによる結果との比較

式 (3) と (4) に与えられた動的ばねや減衰係数は近似解であるため, その他の解や FEM による結果との比較が必要である. ここでの比較は次の3つに分けられる. ① 振動数依存性について, FEM の結果や Novak の解析解との比較, ② 静的ばね係数の FEM 結果との比較, ③ 地盤定数が深さ方向に変わる不均質地盤中に



Note :

Fundamental Horizontal Natural Frequency of Surface Stratum (FHNF)

$$f_g, \omega_g = 2\pi f_g, f_g = \frac{v_s}{4H} = \frac{1}{4 \times 3} = 0.08$$

Fundamental Vertical Natural Frequency of Surface Stratum (FVNF)

$$f_p, \omega_p = 2\pi f_p, f_p = \frac{v_p}{4H} = \frac{2}{4 \times 3} = 0.17$$

First Horizontal Natural Frequency of Surface Stratum (1st HNF)

$$f_1, \omega_1 = 2\pi f_1, f_1 = f_g = 0.08$$

Second Horizontal Natural Frequency of Surface Stratum (2nd HNF)

$$f_2, \omega_2 = 2\pi f_2, f_2 = 3f_g = 0.25$$

Third Horizontal Natural Frequency of Surface Stratum (3rd HNF)

$$f_3, \omega_3 = 2\pi f_3, f_3 = 5f_g = 0.42$$

図-5 FEM 結果との比較に用いた基礎-地盤系

埋設された基礎の固有振動数に関する FEM 結果との比較。なお、これらの比較に用いた FEM の結果は既往の研究成果を使用している。

(1) 振動数特性

振動数特性の比較は、図-5 に示す円筒基礎-地盤系を対象に、Kausel ら⁹⁾による FEM の結果と Novak モデルの結果および本論文の提案モデルの結果について実施した。なお、図-5 に示すように、このモデルにおける表層地盤のせん断 1 次固有振動数 f_g と縦波 1 次固有振動数 f_p はそれぞれ $f_g = 0.08 \text{ Hz}$ 、 $f_p = 0.17 \text{ Hz}$ である。ここで、Novak モデルとは、式 (3) と (4) 中の s_{jk} の評価式に無限地盤を想定したもの（補足を参照）を用いたものである。

Kausel ら⁹⁾による定義式に従って、静的ばね係数で規準化した水平と回転成分に関する動的ばね・減衰係数を図-6、7 に示す。図-6 に実線で示されている提案モデルによる動的ばね係数は振動数 $f = 0.32 \text{ Hz}$ （これは、無次元振動数 $a_0 = \omega a / v_s = 2.0 (0.64\pi)$ にあたる）

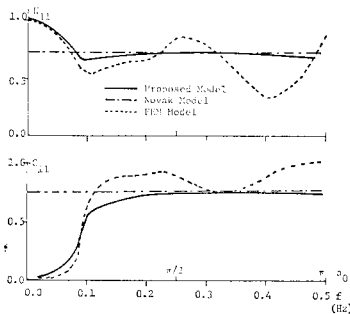


図-6 水平モードの動的ばね・減衰係数に対する提案モデル、Novak モデル、FEM モデルの結果の比較

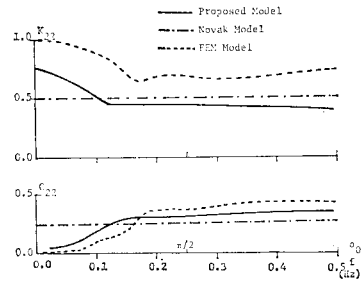


図-7 回転モードの動的ばね・減衰係数に対する提案モデル、Novak モデル、FEM モデルの結果の比較

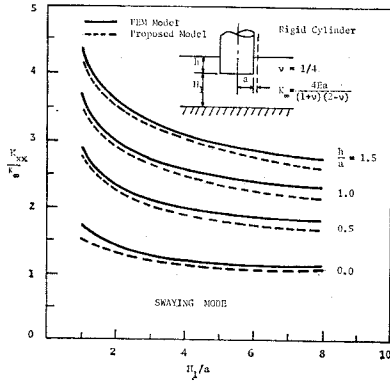
以下では、FEM の結果とよく一致している。この振動数以上、特に、表層地盤のせん断 3 次固有振動数 0.42 Hz にあたる $a_0 = 2.6 (0.83\pi)$ の点では、提案モデルは、FEM 結果に比べると、動的ばね係数を過大評価している。この原因は、2. で述べた仮定 ③ と ④ や s_{jk} の評価式のためと思われるが、提案モデルでは、表層地盤の 3 次せん断固有振動数近傍の特性が表現しきれていないことが認められる。Novak モデルによる動的ばね係数の特性も提案モデルと同様であるが、表層地盤の 1 次せん断固有振動数 $f_g = 0.08 \text{ Hz}$ より低い振動数領域では、Novak モデルは、FEM や提案モデルの動的ばね係数よりも過小な値を与えている。

水平の動的減衰係数 c_{11} に関しては、FEM や提案モデルおよび Novak モデルによる結果はよい対応を示している。しかし、表層地盤の 1 次せん断固有振動数 f_g 以下の振動数領域では、Novak モデルは減衰係数を大きく見積ることが認められる。これは、Novak モデルが無限地盤を想定した s_{jk} を用いているためであるが、減衰係数の過大評価は、基礎応答変位の過小評価につながることを考え合わせると、表層地盤の固有振動数 f_g よりも低い振動数領域に基礎の固有振動数が存在するような基礎-地盤系の応答計算に、Novak モデルを使用することは好ましくないといえよう。

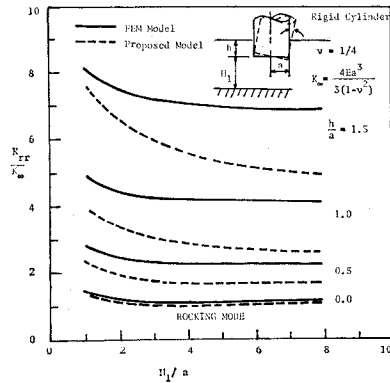
図-7 に示すように、提案モデルによる回転ばね係数の振動数特性は FEM 結果とよく一致しているが、大きさは FEM 結果に比べると、幾分か小さな値となっている。しかし、基礎の固有振動数の計算では、固有振動数がばね係数の平方根に比例するため、図-7 に示される程度の大きさの違いは、あまり重要ではないものといえよう。Novak モデルによる k_{22} の一般的特性は水平成分 k_{11} の場合と同様である。また、 c_{22} の特性に関しても、水平成分 c_{11} の場合と同様であるが、回転成分の場合、Novak モデルと提案モデルの違いは、表層地盤の縦波 1 次固有振動数 $f_p = 0.17$ 以下の振動数領域に現われている。

(2) 静的ばね係数

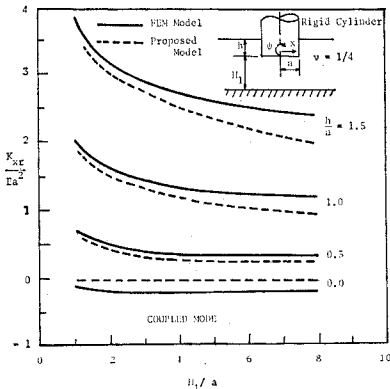
この節では、静的ばね係数に関して、Johnson ら⁷⁾による FEM の結果と提案モデルの結果を比較しておく。ここで、Johnson らの結果は、上下ばね係数の解析解よりも約 10% 程度大きな値を与えることが確かめられている⁷⁾。図—8—10 にそれぞれの比較結果を示すが、両者の一般的傾向はよく一致しているといえよう。しか



図—8 水平モードの静的ばね係数における比較



図—9 回転モードの静的ばね係数における比較



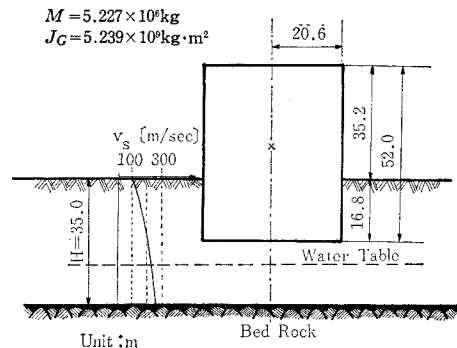
図—10 水平と回転の連成項の静的ばね係数における比較

し、FEM の結果は提案モデルのものよりも多少大きな値を与えている。特に、この傾向は、図—9 に示すロッキングの場合に著しく、提案モデルは FEM 結果の最大約 30% 程度低い値を与えている。いまのところ、このような食い違いの原因は明らかでないが、Johnson らの FEM 結果は、上下ばね係数で認められているように、ばね係数を大きめに評価する傾向にあるのは確かである。なお、Novak モデルは、3. (1) で述べたように、提案モデルよりもさらに小さいばね係数値を与える。

(3) 不均質地盤中に埋設された基礎の固有振動数

現実の地盤は不均質地盤で、地盤材料定数は地盤の深さ方向に変わる。このような状況を近似的ではあるが、提案モデルは処理できる。これを示すために、図—11 に示すような不均質地盤中に埋入された円筒剛体基礎の固有振動数について、FEM モデル⁸⁾と提案モデルによる結果の比較を行う。

提案モデルに用いる地盤材料定数は、各層の厚さを重みとした重み平均値によって求めた。これらの平均値は $v_{ss}=245 \text{ m/s}$, $\rho_s=216 \text{ kg/m}^3$, $\nu_s=0.37$ のように求めた。これらの値と図—11 に示す基礎—地盤系の幾何学定数から、式 (3) と (4) を用いて動的ばね係数を計算し、さらに、基礎の質量を考慮して、剛体基礎の固有振動数を計算すると、表—2 のような結果を得た。表—2 では、 K_{jko} は静的ばね係数の値を示し、 f_{s1} と f_{s2} は基礎の 1 次と 2 次の固有振動数である。FEM と提案モデルによる結果は、表—2 のようにきわめてよい一致を



図—11 FEM 結果との比較に用いた不均質地盤—基礎系

表—2 不均質地盤中の基礎に対する比較結果

Items (1)	Proposed Model (2)	FEM Model (3)
$f_g = v_{ss}/4H$ (Hz)	1.75	1.97
K_{xx0} (N/m)	42.2×10^8	40.8×10^8
K_{rr0} (Nm/rad)	17.2×10^{12}	14.9×10^{12}
K_{xro} (N/rad)	23.6×10^{10}	15.6×10^{10}
f_{s1} (Hz)	2.8	2.6
f_{s2} (Hz)	8.0	8.6

しているのがわかる。

4. 加振実験結果との比較

式 (3)~(16) によって与えられる提案モデルの適用性を検証するために、野外で実施された4つの加振実験結果との比較を行う。

(1) 土岐らの実験結果⁴⁾との比較

土岐らの加振実験は、半径 0.68 m、高さ 2.0 m のコンクリート円筒基礎を用いたものである。このモデル基礎はシルト質粘土から成る約 2 m の表層地盤に埋設さ

表一三 土岐らの実験における基礎—地盤定数

Symbol (1)	Base layer (2)	Surface layer (3)
v_s, v_{ss} (m/s)	300.0	161.6
ρ, ρ_s (kg/m ³)	200	200
ν, ν_s	0.42	0.42
D, D_s	0.04	0.04
M (kg)	847.4	Foundation and
J_G (kgm ²)	571.3	Vibrator
a (m)	0.68	
Z_c (m)	1.24	
h (m)	2.0	
H (m)	2.0	
Z_e (m)	1.34	
L (m)	2.0	

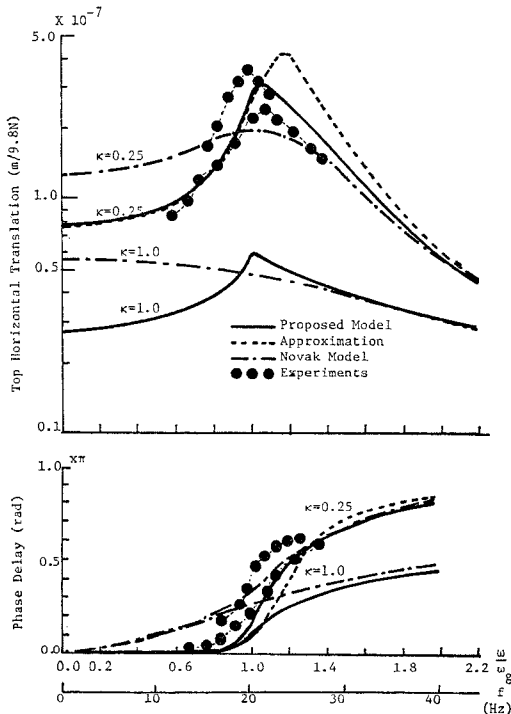
れ、基礎底面は比較的堅固な砂礫まじり粘土の基盤に設置された。起振機は基礎頂部に設置され、一定の大きさの水平力が基礎頂部へ加えられた。土岐らの論文より地盤定数および起振機—基礎系の諸元を表一三のように決定した。これらの諸定数を用いて、単位力当たりの基礎頂部応答変位を算定すると、図一12の $\kappa=1.0$ に対応する曲線を得た。なお、 κ の定義や考察は後述する(式 (17) 参照)。一点鎖線は前章で述べた Novak モデルによる結果を表わす。実験結果の2つの応答曲線は加振力の違いによるが、上側の曲線は加振力=3920 N に対応し、下側のものは、1960 N のものである。実験の応答曲線から、基礎の固有振動数は、ほぼ表層地盤の固有振動数 $\omega_g=2\pi f_g=2\pi \times 20.2$ rad/s 付近にあることや加振力の影響は小さいことなどを読み取ることができ

る。
 $\kappa=1.0$ に対応する提案モデルや Novak モデルの応答曲線は実験値と大きく食い違う。実験値と理論値のこのような食い違いの原因の1つとして、基礎と周辺地盤の付着が不完全であることが考えられる。地表近傍では、上載荷重などの拘束圧が不足するため、基礎と周辺地盤の付着が不十分となり、剝離が起こることも考えられる。近似的ではあるが、このような効果を解析モデルに考慮するために、基礎側壁の地盤反力に低減係数 κ を導入して、式 (2) で与えられる側壁の複素ばね係数 k_H と k_{RS} を次のように評価してみた。

$$\left. \begin{aligned} k_H &= G_s \kappa (s_{u1} + i s_{u2}) \\ k_{RS} &= G_s a^2 \kappa (s_{r1} + i s_{r2}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (17)$$

式 (17) において、 $(G_s \kappa)$ の項は、表層地盤のせん断弾性率の低減を表わすものとも解釈できる。しかし、このような解釈では、せん断弾性率の低減によって、表層地盤の固有振動数が低減されることになる。起振実験のような加振によって、表層地盤の固有振動数が大きく変わるとは考えにくい。このため、低減係数 κ の解釈としては、基礎と周辺地盤の不完全付着などのような、基礎にきわめて近い地盤状態と理論解析で仮定した完全付着状態の違いを表わす補正係数とするのが、現時点では妥当である。

提案モデルと Novak モデルに $\kappa=0.25$ を採用すると、図一12 に示されるように、提案モデルから得られる応答曲線は実験をうまく説明するが、Novak モデルからの結果はあまりよくない。このような Novak モデルと実験の結果の食い違いは、3. で述べたように、表層地盤の固有振動数より低い振動数領域では、Novak モデルは、ばね係数を過小に評価し、他方、減衰係数を過大評価するためである。この実験のように、基礎と表層地盤の固有振動数がほぼ等しいケースでは、Novak モデルは、図一12 のように、静的変位が大きく、ピー



図一12 土岐らの実験結果と数値モデルの結果の比較

クの低い応答曲線を与えてしまう。なお、図-12の点線と与えられる応答曲線は、提案モデルの s_{jk} の評価式に式(11)~(16)の近似式を使用した結果に対応するが、この場合も実験値とよく一致しているのが認められる。

(2) 大型基礎を用いた実験結果⁹⁾との比較

この実験は、建築学会によって行われ、 $5 \times 5 \times 3.8$ mのコンクリート長方体基礎を用いている。図-13は実験現場の弾性波探査結果を示すが、この図を参照して、地盤定数を決定し、基礎一起振機系の諸定数とともに表-4に示す。これらの諸定数と先の経験から、 $\kappa=0.25$ を用いて、単位力当たりの基礎頂部の応答変位を計算したのが図-14である。この計算では、基礎底面積が等しくなるように等価半径を決めた。この実験における基礎の固有振動数は表層地盤のもの約2~2.5倍の範囲にあることがわかる。3.で述べたように、このような振動数範囲では、Novakモデルと提案モデルはほぼ一

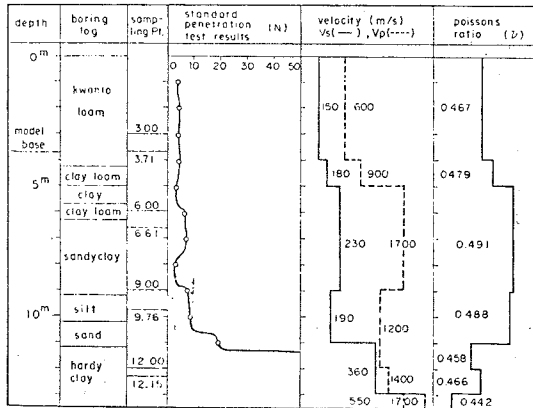


図-13 大型基礎の実験現場における地盤調査図

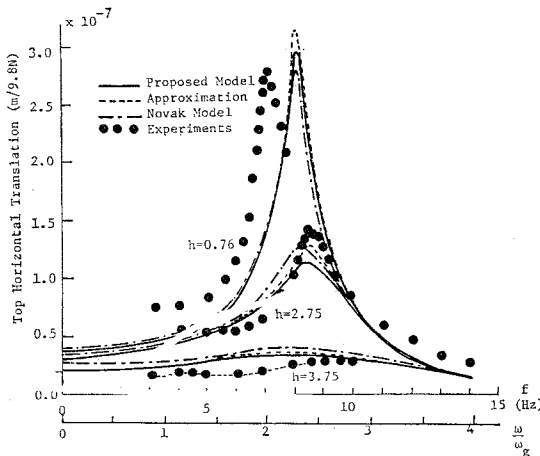


図-14 大型基礎の実験結果と数理モデルの結果の比較

表-4 大型基礎の実験における基礎-地盤定数

Symbol (1)	Base layer (2)	Surface layer (3)
v_s, v_{ss} (m/s)	170.0	170.0
ρ, ρ_s (kg/m^3)	150	150
ν, ν_s	0.48	0.48
D, D_s	0.04	0.04
M (kg)	17.3×10^8	
J_G (kgm^2)	56.3×10^4	
a (m)	2.82	
Z_c (m)	1.875	
h (m)	0.76, 1.75, 3.75	
H (m)	12.0	
Z_e (m)	1.875	
L (m)	3.75	

致した動的ばねや減衰係数を与えるため、図-14のように、Novakモデル(一点鎖線)、提案モデル(実線と点線)および実験結果はみなよく一致している。

(3) 建設省土木研究所による実験結果¹⁰⁾との比較

実験は建設省土木研究所構内において、岩崎、川島らによって実施された。基礎は、根入れ1.5mを有し、半径1m、高さ2.0mのコンクリート製で、この基礎上に直接起振機を設置したA試験と、この基礎上にさらに、高さ1mの上載基礎を剛結して、その頂部を加振したB試験の2つのケースが実施された。現場付近は、関東ロームが2~3m程度堆積しており、図-15に示すような弾性波速度が得られている。これより地盤定数を決め、基礎一起振機系の諸定数とともに表-5に示す。これらの

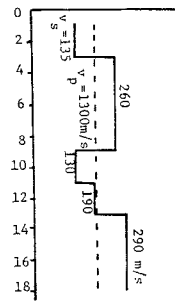


図-15 土研の実験現場の弾性波速度図

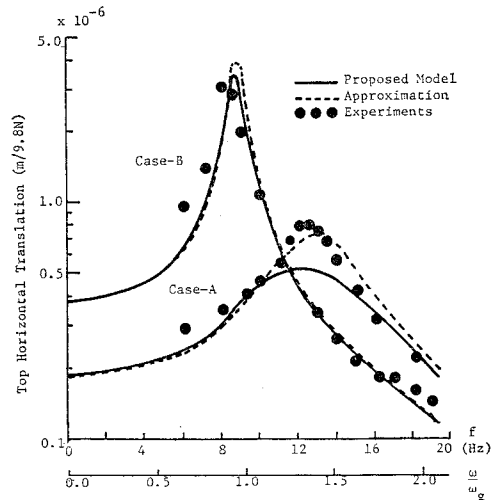


図-16 土研の実験結果と数理モデルの結果の比較

表-5 土研の実験における基礎-地盤定数

Symbol (1)	Base layer (2)	Surface layer (3)
v_s, v_{ss} (m/s)	130.0	130.0
ρ, ρ_s (kg/m ³)	138	138
ν, ν_s	0.45	0.45
D, D_s	0.04	0.40
	A-Case	B-Case
M (kg)	1326	1938
J_G (kgm ²)	1032	2529
a (m)	1.0	1.0
Z_c (m)	1.07	1.56
h (m)	1.5	1.5
H (m)	3.5	3.5
Z_e (m)	1.43	1.94
L (m)	2.0	3.0

諸定数と $\kappa=0.3$ を採用して、基礎頂部の応答変位を計算したのが 図-16 である。提案モデル、その近似モデルによる応答値は実験結果とよく一致している。

(4) 榊らによる実験結果¹¹⁾との比較

実験は、日本鋼管(株)扇島埋立地内において、榊らによって実施された。基礎は、半径 1.46 m、高さ 2.05

m、側板厚 19 mm、底板厚 32 mm の鋼製円筒貯槽で、頂板は鉄筋コンクリート製である。実験現場は、粒度の揃った中砂に相当する山砂で埋め立てた地盤で、埋立て深さは、20 m 以上におよんでいる。図-17 にこの地盤の弾性波探査結果を示す。この実験の場合、表層地盤を 4 m とした場合および基礎底面が支持される深さ 2 m までを表層地盤とした場合の 2 ケースを想定してみたが、後者の方が実験値と比較的良好な対応を示した。この実験ケースのように、基礎底面の接する地盤が基礎側壁の接するものよりも比較的堅い場合には、これ以浅の地盤を表

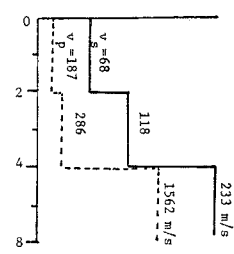


図-17 榊らの実験現場の弾性波速度図

表-6 榊らの実験における基礎-地盤定数

Symbol (1)	Base layer (2)	Surface layer (3)
v_s, v_{ss} (m/s)	118.0	68.0
ρ, ρ_s (kg/m ³)	183	183
ν, ν_s	0.40	0.42
D, D_s	0.04	0.04
M (kg)	968	
J_G (kgm ²)	1336	
a (m)	1.47	
Z_c (m)	1.4	
h (m)	2.05	
H (m)	2.05	
Z_e (m)	1.15	
L (m)	2.05	

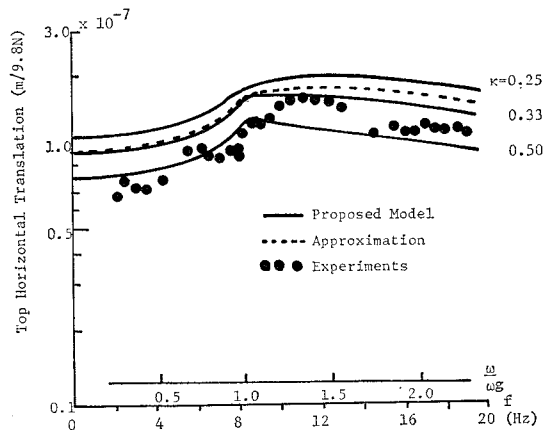


図-18 榊らの実験結果と数値モデルの結果の比較

層地盤とみなした方がよいようである。このようにして決めた地盤定数や計算に必要な諸定数を 表-6 に示す。これらの値と $\kappa=0.25, 0.33, 0.50$ を使用して計算した基礎頂部の応答変位を 図-18 に示すが、この場合も計算値と実験値はよい一致をしている。

5. 考 察

提案モデルでは、基本定数として、弾性波探査から得られる地盤定数を用いる。基礎と周辺地盤の接触部で起きるであろう剝離などの幾何学的非線形の効果は、次善の策であるが、低減係数 κ によって、近似的にモデルに組み込まれている(式(17)参照)。このような効果の詳細な解析や検討は、この種の問題の今後の重要な課題であろうが、本論文では、概略的考察にとどめる。

表-7 は、提案モデルの検証のために用いた 4 つの共振実験結果の特性や解析に使用した低減係数などの比較結果をまとめたものである。表-7 の 4 列と 5 列目は、固有振動数と基礎頂部応答変位に関して、計算値と実験値を比較したものである。4-4 のケースでは、実験における共振振動数が不明であったので、比較結果を省いている。また、括弧の中の数字は、提案モデルの近似式に

表-7 共振実験の特性と数値モデルの結果との比較表

Case No. (1)	radius (m) (2)	force* (N) (3)	$\frac{f_s}{f_s} \frac{1}{Comp} \frac{1}{Meas}$ (4)	$\frac{u}{u} \frac{TComp}{TMeas}$ (5)	$\beta^{***} (\times 10^{-3})$ (6)	κ (7)
4-1	0.68	1960~3920	1.04 (1.2)**	0.86 (1.1)	2.5~7.0	0.25
4-2	2.82	3920~7840	1.04~1.14 (1.04~1.14)	1.1~1.4 (1.1~1.4)	0.8~6.0	0.25
4-3	1.00	1274~2940	1.04~1.08 (1.02~1.05)	1.1~1.7 (0.82~1.4)	12~14	0.30
4-4	1.47	29400	15~27	0.33

* Exciting Force at First Resonant Frequency of Foundation

** By Approximate Model

*** (Foundation Translation at Level of Ground Surface)/(Embedment Depth)

よるものであるが、4. で述べられたように、いずれもよい一致が認められる。表-7の6列目の値は、地表レベルにおける基礎の応答変位を根入れ深さで除したもので、基礎の擬相対回転角を表わす。この値は、基礎側壁近傍の地盤変形率(ひずみ)に関係する量と考えられるが、この値が $10^{-5} \sim 10^{-4}$ の範囲では、 $\kappa=1/2 \sim 1/4$ を使用すると、提案モデルは実験値をうまく説明できるようなのである。

6. ま と め

地中埋設円筒基礎が水平と回転の連成振動する場合を対象に、弾性波動理論を応用して、基礎の動的ばね係数と減衰係数の評価式を求めた。提案式は、パラメーターを変換することにより、次の3つの基礎-地盤系に適用できる。Ⅰ. 表層地盤を貫き基礎底面が堅固な基盤に支持される場合、Ⅱ. 表層地盤の中間に基礎底面が支持される場合とⅢ. 半無限地盤に埋設される場合。有限要素法による解析結果や Novak の解析解と比較したところ、

(1) 提案式は、Novak の解析解よりも有限要素法の結果とよく整合することが確かめられた。

次に、独立に実施された4つの加振実験結果と比較したところ、

(2) 現地の弾性波探査から得られた地盤定数を直接使用して、基礎側壁部と周辺地盤の不完全付着などの効果を近似的に表わす低減係数 $\kappa=1/2 \sim 1/4$ を採用すると、提案モデルによる計算値は実験値とよい一致を示すことが示された。

なお、本論文で使用した4つの実験結果は比較的応答変位の小さいケースである。この変位振幅と低減係数をまとめてみると、(地表位置における基礎応答変位)÷(基礎埋設深さ)の値は、 $10^{-5} \sim 10^{-4}$ 程度となり、この範囲では、 $\kappa=1/2 \sim 1/4$ 程度と見積るのがよいようである。

本研究で使用した加振実験の結果は、それぞれ、土岐憲三教授(京都大学)、日本建築学会、建物と地盤の相互作用に関する研究特別委員会(代表、大崎順彦博士、清水建設(株))、川島一彦博士(建設省土木研究所)お

よび榊 信昭氏(日本鋼管(株))らのご好意により提供いただいたもので、ここに記して感謝の意を表わす次第である。

7. 補 足

Novak モデルにおける基礎側壁部の無次元複素ばね係数の値を表-A・Iに示す。

表-A-1
Novak モデルにおける
無次元複素ばね係数(基礎側壁)

	ν_s		
	0	0.25	0.4
s_{u1}	3.60	4.00	4.10
s_{u2}/a_0	8.20	9.10	10.60
s_{r1}	2.50	2.50	2.50
s_{r2}/a_0	1.80	1.80	1.80

$a_0 = \omega a / v_{ss}$

参 考 文 献

- 1) Beredugo, Y.O. and M. Novak: Coupled Horizontal and Rocking Vibration of Embedded Footings, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, pp. 477~497, Nov. 1972.
- 2) Harada, T., K. Kubo and T. Katayama: Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis by Continuum Formulation Method, 東京大学生産技術研究所報告, Vol. 29, No. 5, March 1981.
- 3) Tajimi, H.: Dynamic Analysis of a Structure Embedded in an Elastic Stratum, Proc. of the 4th World Conference on Earthquake Engineering, 1969.
- 4) 土岐・小松: 円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, No. 281, pp. 29~40, Jan. 1979.
- 5) Kausel, E. and J.M. Roesset: Dynamic Stiffness of Circular Foundations, Proc. of ASCE, Vol. 101, No. EM 6, pp. 771~785, Dec. 1975.
- 6) Veletsos, A.S. and B. Verbic: Basic Response Functions for Elastic Foundation, Proc. of ASCE, Vol. 100, No. EM 2, pp. 189~202, 1974.
- 7) Johnson, G.R., P. Christiano and I.E. Howard: Stiffness Coefficients for Embedded Footings, Proc. of ASCE, Vol. 101, No. GT 8, pp. 789~800, 1974.
- 8) Kausel, E.: Forced Vibrations of Circular Foundations on Layered Media, Research Report R 74-11, Dept. of Civil Engrg., MIT, 1977.
- 9) 日本建築学会: 原子炉建物と地盤の相互作用に関する試験研究成果報告書, 1976.
- 10) 岩崎・川島・高木・相沢・後藤: 根入れのある円筒基礎の加振実験, 土研資料第 1735 号, 建設省土木研究所, 1981.
- 11) 榊・横山・長岡: 模型地下式円筒貯槽の振動実験と解析, 第 34 回土木学会年次講演概要集第 I 部, pp. 416~417, 1979.

(1983.4.4・受付)