

(66) 地中埋設基礎の動的ばね係数と減衰係数の予測式と実測例によるその検討

宮崎大学工学部, 正員, ○原田隆典, 埼玉大学工学部, 久保孝三郎, 東京大学生産技術研究所, 片山恒雄

1. まえがき 本小文は, 地中剛体円柱基礎の動的ばね係数と減衰係数の予測式の開発結果を述べるものである。基礎の振動モードは, 水平と回転の連成, 上下およびねじりの3つのモードを対象とする。各モードに対して基本モデルは, 表層地盤の途中に基礎底面が設置される場合を対象とするが, モデルに含まれるパラメータを変えることにより, 無限地盤のケースや表層地盤を貫き基礎底面が基礎に設置される場合が処理できる。この予測式は, 弾性波動理論を使った近似解に基づき組み立てられているが, モデルの(1)簡便性と応用性, (2)有限要素法の結果との整合性, (3)野外の実測結果との整合性, という3つの側面に力点を置いて開発されたものである。

2. 予測式の概説 図-1に示すような円柱剛体基礎を対象とする。予測式は基本的に弾性波動理論を用いて誘導されている。しかし, 実地盤では, 図-1に示すように, 拘束圧の不足などにより, 振動中, 地表近くの地盤は基礎側面と剥離する[1,2]。このような幾何学的非線形の効果は, 起振実験結果との比較により, 伝達係数 K を導入して処理される[1]。基本解は, 次の4つの仮定から求めた。(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レベルを地表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, (2)と実現象の違いは, 基礎側壁の地盤反力に伝達係数 K を新たに導入して補正する。仮定(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, この種の研究(田治見, Novakら[1])においても, それぞれ反力の具体的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。後述するFEM結果との比較によると, これらの仮定に基づく提案モデルは, 実用的に十分であることが確かめられている。以上の(1)~(4)の仮定を採用すると, 基礎底面の地盤反力は,

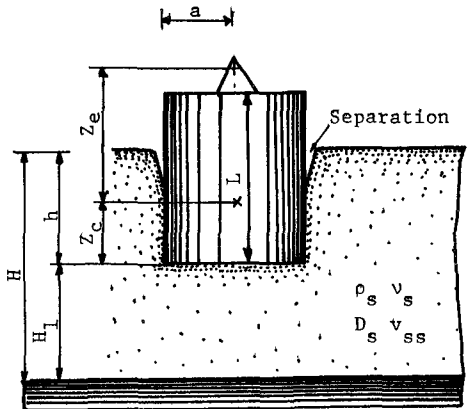


図-1 数学モデルとその記号

$$k_{WB} = G a (C_{W1} + i C_{W2}), \quad k_{RB} = G a^3 (C_{r1} + i C_{r2}), \quad k_{UB} = G a (C_{U1} + i C_{U2}), \quad k_{\theta B} = G a^3 (C_{\theta 1} + i C_{\theta 2}) \quad \dots (1)$$

ここに, $k_{WB}, k_{RB}, k_{UB}, k_{\theta B}$ はそれぞれ, 上下, ロッキング, 水平, ねじりモードに対する基礎底面の複素ばね係数である。 G はせん断剛性で, 地盤の密度 ρ とせん断波速度 V_s と $G = \rho V_s^2$ の関係が成立する。 $G_{j,1,2}$ は剛体円板の無次元複素ばね係数と呼ばれ, 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式は(6)式で与えられる。基礎側壁の単位深さ当りの地盤反力は,

$$k_{WS} = G_s (S_{W1} + i S_{W2}), \quad k_{RS} = G_s a^2 (S_{r1} + i S_{r2}), \quad k_{US} = G_s (S_{U1} + i S_{U2}), \quad k_{\theta S} = G_s a^3 (S_{\theta 1} + i S_{\theta 2}) \quad \dots (2)$$

下添字 S は基礎側壁に関わるものを表す。 $G_{j,1,2}$ は, 基礎側壁の無次元複素ばね係数であり, $G_{j,1,2}$ と同じようなパラメータの関数として与えられる。具体的には, (7)式で得られる。式(1)と(2)のように表現される複素ばね係数を用いるWhitakerモデルのばねとみなすと, 図-1の基礎の動的ばね係数と減衰係数は, 上下に対して,

$$K_W = G\alpha [C_{w1} + \frac{G_s}{G} \frac{h}{\alpha} S_{w1}] \quad , \quad C_W = G\alpha [C_{w2} + \frac{G_s}{G} \frac{h}{\alpha} S_{w2}] \quad \dots\dots (3)$$

水平と回転の連成振動に対して

$$\begin{aligned} K_{UU} &= G\alpha [C_{u1} + \frac{G_s}{G} \frac{h}{\alpha} S_{u1}] \quad , \quad C_{UU} = \frac{G\alpha}{\omega} [C_{u2} + \frac{G_s}{G} \frac{h}{\alpha} S_{u2}] \\ K_{rr} &= G\alpha^3 [C_{r1} + (\frac{z_c}{\alpha})^2 C_{u1} + \frac{G_s}{G} \frac{h}{\alpha} S_{r1} + \frac{G_s}{G} \frac{h}{\alpha} (\frac{h^2}{3\alpha^2} + \frac{z_c^2}{\alpha^2} - \frac{h z_c}{\alpha^2}) S_{u1}] \quad , \quad C_{rr} = \frac{G\alpha^3}{\omega} [C_{r2} + (\frac{z_c}{\alpha})^2 C_{u2} + \frac{G_s}{G} \frac{h}{\alpha} S_{r2} + \frac{G_s}{G} \frac{h}{\alpha} (\frac{h^2}{3\alpha^2} + \frac{z_c^2}{\alpha^2} - \frac{h z_c}{\alpha^2}) S_{u2}] \\ K_{ur} &= -G\alpha [z_c C_{u1} + \frac{G_s}{G} \frac{h}{\alpha} (z_c - \frac{h}{2}) S_{u1}] \quad , \quad C_{ur} = -\frac{G\alpha}{\omega} [z_c C_{u2} + \frac{G_s}{G} \frac{h}{\alpha} (z_c - \frac{h}{2}) S_{u2}] \end{aligned}$$

ねじり振動に対しては,

$$K_\theta = G\alpha^3 [C_{\theta 1} + \frac{G_s}{G} \frac{h}{\alpha} S_{\theta 1}] \quad , \quad C_\theta = \frac{G\alpha^3}{\omega} [C_{\theta 2} + \frac{G_s}{G} \frac{h}{\alpha} S_{\theta 2}] \quad \dots\dots (4)$$

無次元複素係数 $G_{j,1,2}$ は, 弾性地盤上の剛体内板に関する既往の研究から [1], $\alpha/H_1 \leq 1$ に対して,

$$\begin{aligned} C_{w1} &= \frac{4}{1-\nu} (1 + \frac{\alpha}{H_1}) \quad , \quad C_{w2} = \begin{cases} 3.5(\omega\alpha/\nu_s) & \nu=0 \\ 6.8(\omega\alpha/\nu_s) & \nu=0.5 \end{cases} \quad , \quad C_{r1} = \frac{8}{3(1-\nu)} (1 + \frac{\alpha}{6H_1}) \quad , \quad C_{r2} = \frac{0.3(\omega\alpha/\nu_s)^3}{1 + (\frac{\omega\alpha}{\nu_s})^2} \\ C_{u1} &= \frac{8}{2-\nu} (1 + \frac{\alpha}{2H_1}) \quad , \quad C_{u2} = \begin{cases} 0.53(\omega\alpha/\nu_s) & \nu=0 \\ 0.40(\omega\alpha/\nu_s) & \nu=0.5 \end{cases} \quad , \quad C_{\theta 1} = \frac{16}{3} (1 + \frac{\alpha}{9H_1}) \quad , \quad C_{\theta 2} = 0.486 (\frac{\omega\alpha}{\nu_s})^2 \end{aligned} \quad \dots\dots (6)$$

(6)式の $G_{j,2}$ に関しては, 半無限地盤に対するものを使用しているため, 埋設深さが浅く底面から基礎までの深さも浅い基礎では, 減衰係数をやや過大評価する。したがって, このような基礎にも適用できるように近似式の改良が必要である。無次元複素係数 $G_{j,1,2}$ は [1],

$$S_{j,1,2} = ST_j \times SD_{j,1,2} \quad \dots\dots (7)$$

$$\text{ここに, } ST_j = (\frac{A_1}{L_3 + B_1} + C_1) (\frac{\alpha}{H} + \frac{A_2}{L_3 + B_2} + C_2)$$

$$SD_{j1} = 1 - b_1 (\alpha/H)^{b_2} (\omega/\omega_0)^{b_3}$$

$$SD_{j2} = (C_1 + C_2 (\frac{\alpha}{H})^{c_3}) (\frac{\omega}{\omega_0} - 1) + C_4 D_s^c (\frac{\omega}{\omega_0})^{c_6}$$

ここに, L_3 = ポアソン比, D_s = 地盤材料の減衰定数,

ST_j は静的無次元係数で, 各係数の値は表-1に与えられている。また, $SD_{j,1,2}$ は振動数特性を表し, 各係数の値は表-2のように与えられる。(7)式の ST_j に

関しては, 理論式の値と5%以内の誤差で一致することが確かめられている。また, (7)式の $SD_{j,1,2}$ と理論式の比較を図-2に示すが, (7)式は, ほぼ全体の傾向を近似しているのがわかる。点線は近似式の値を示す。

3. FEM結果との比較 静的係数に関しては, Johnson [1] によるFEM結果と(3)~(5)式の結果を比較する。Johnson

表-1 静的無次元係数の諸数値

	VERTICAL	HORIZONTAL	ROTATION
A1	-1.12	-1.2	-0.56
B1	-0.51	-0.59	-0.51
C1	13.0	11.0	4.7
A2	0.01	0.002	0.08
B2	-0.58	-0.53	-0.64
C2	0.15	0.19	0.61

TORSION

$$ST_\theta = 7(\frac{\alpha}{H}) + 12$$

表-2 振動数特性の諸数値

	ω/ω_0	b_1	b_2	b_3	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5	c_6
Vertical SD_w	$0 \leq \omega/\omega_0 \leq 1$	0.9	0.4	3	0	0	0	0.56	0.5	6
	$1 \leq \omega/\omega_0 \leq 5$	0.9	0.4	0	0.3	1.1	0.5	0.56	0.5	0
Rocking SD_r	$0 \leq \omega/\omega_0 \leq 1$	0.9	0.5	3	0	0	0	0.41	0.5	6
	$1 \leq \omega/\omega_0 \leq 5$	0.9	0.5	0	0.02	1.5	0.5	0.41	0.5	0
Swaying * SD_u	$0 \leq \omega/\omega_0 \leq 1$	0.75	0.5	3	0	0	0	0.24	0.2	6
	$1 \leq \omega/\omega_0 \leq 5$	0.75	0.5	0	0.25	1	0.5	0.24	0.2	0
Torsion SD_θ	$0 \leq \omega/\omega_0 \leq 1$	0.4	1	2	0	0	0	0.31	0.5	6
	$1 \leq \omega/\omega_0 \leq 5$	0.4	1	0	0.01	0.74	1.1	0.31	0.5	0
valid for $0.05 \leq a/H \leq 1.0$, $0.02 \leq \nu_s \leq 0.49$, and $0.01 \leq D_s \leq 0.2$										
* if $1 \leq \omega/\omega_0 \leq 5$, $0.3 \leq a/H \leq 1$, and $0.47 \leq \nu_s \leq 0.49$,										
$SD_{u1} = 1.3 - 0.75\sqrt{a/H} - 0.3(\omega/\omega_0)$										
$SD_{u2} = (0.3 + 1.2/\sqrt{a/H})(\omega/\omega_0 - 1) + 0.24 D_s^{0.2}$										

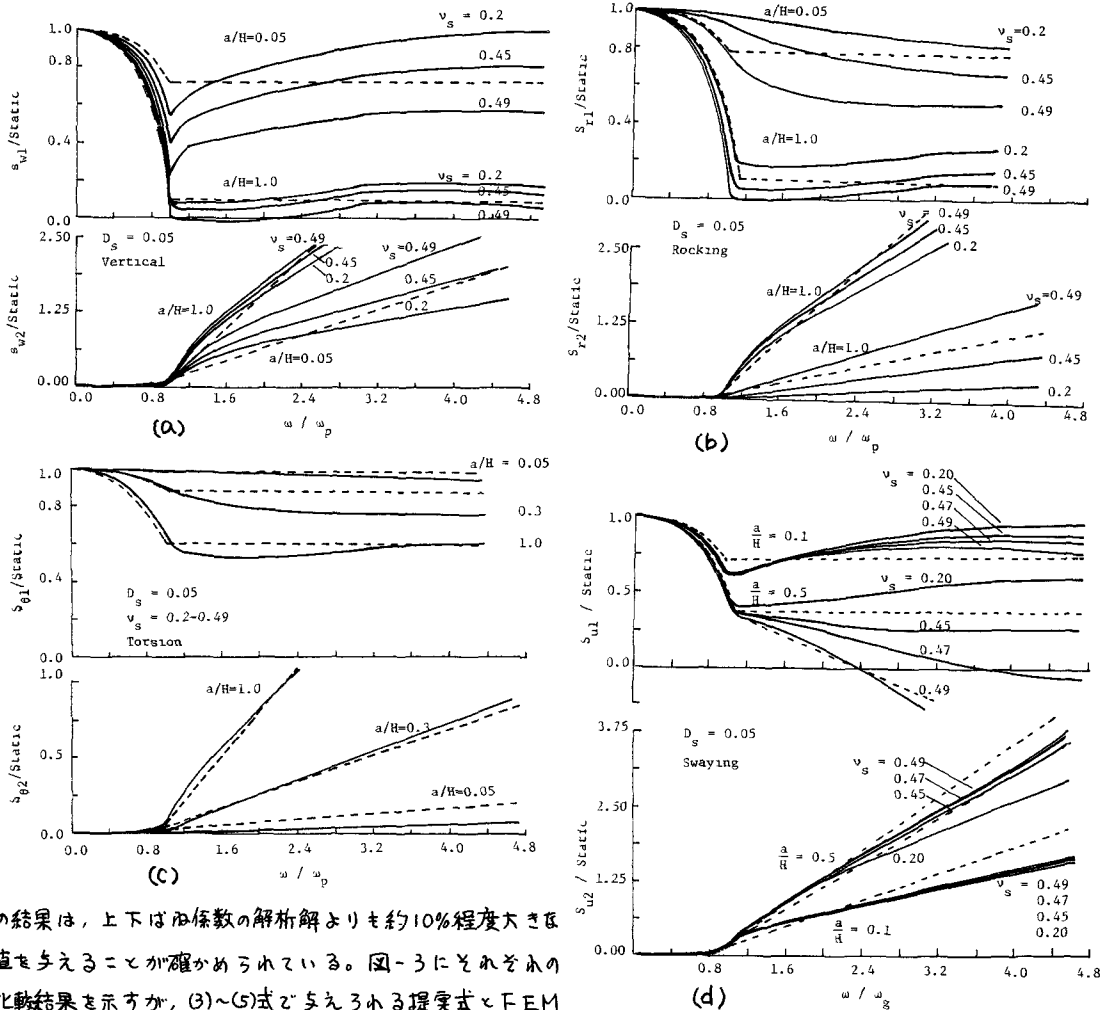


図-2 振動数特性の理論式と近似式の比較

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。図-3にそれぞれの比較結果を示すが、(3)~(5)式で与えられる提案式とFEMの結果は全体的によく一致していることが認められる。しかし、FEMの結果は提案式のものより大きな値を多く持っている。特に、この傾向は、図-3(b)に示すロッキングの場合に著しく、提案式は最大約30%低い値を多く持っている。今のところ、この原因は明らかでないが、後述の下FEM結果は、上下ばね係数で認められているように、ばね係数を多少大きく目に評価するのは確かである。しかし、基礎の固有振動数は、ばね係数の平方根に比例するため、固有振動数の食い違いは、さらに小さくなる。次に、動的復元力の振動数特性の比較は、Kauselら[4]による下FEM結果を用いて行なった。Kauselらは水平と回転の連成モードに対する動的ばね係数と減衰係数を計算しているので、ここでは、Kauselらの定義式に従って、(4)式で与えられる水平と回転成分に関する比較を行う。この比較に用いた基礎-地盤系の諸元は、図-1の記号を参照すると、 $H=3$ 、 $h=1$ 、 $\alpha=1$ 、 $\nu_s=1$ 、 $\rho_s=1$ 、 $D_s=5\%$ 、 $L_s=1/3$ である。図-4と5に比較結果を示す。実線(提案式(4))と点線(FEM結果)は無次元振動数 $\alpha_0 = \omega\alpha/\nu_s \leq 2.0$ の振動数範囲でよく一致している。しかし、図-5に示す回転成分に関しては、提案式の動的ばね係数の値はFEM結果の約75%となっている。このように回転のばね係数がFEM結果より小さいことは、図-2に示したJohnsonらの下FEM結果との比較からも示されているが、この程度の食い違いは実用的に問題にならないと考える。

4. 慣用設計モデルとの関係 慣用設計モデルとしては、道路橋耐震設計指針(S47, 日本道路協会)のものを

用いて、提案モデルとの関係も明らかにしておく。慣用設計モデルでは、地盤反力係数(単位 Kg/cm^3)を基本としている。上下、水平、せん断の地盤反力係数をそれぞれ k_v, k_H, k_s とすると、基礎底面のせん断係数 k_{UB} 、基礎底面のロッキング係数、 k_{RB} および基礎側壁の単位深さ当りの水平反力係数、 k_{US} は、それぞれ、

$$\begin{aligned} k_{UB} &= k_s(bc) \\ k_{RB} &= k_v \left(\frac{bc^3}{12} \right) \quad \dots (8) \\ k_{US} &= k_H(b) \end{aligned}$$

ここに、 b と c は基礎を直方体としたときの底面の奥行きと幅である。他方、提案モデルでは、(8)式に対応するものは、(1)と(2)式であり、等価半径を考えると、 a は、

$$a = \sqrt{bc} \text{ 或 } \sqrt{\frac{4bc^3}{3\pi}} \quad \dots (9)$$

なお、提案モデルでは現地弾性波探査から得られる地盤定数をそのまま使用して、(2)式に与えられる基礎側壁の複素反力係数に伝達係数 $K = 1/2 \sim 1/4$ をかけることによって実験値がうまく説明されることを確かめている[1]。

参考文献

(1) 原田、久保、片山: Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis by CFM, 東京大学生産技術研究所 Vol. 29, NO. 5, 1981 (2) Vaughan D K and Isenberg J: Non-linear Rocking Response of Model Containmentment Structure, Earthquake Eng & Structural Dynamics, Vol 11 NO. 2, 1983

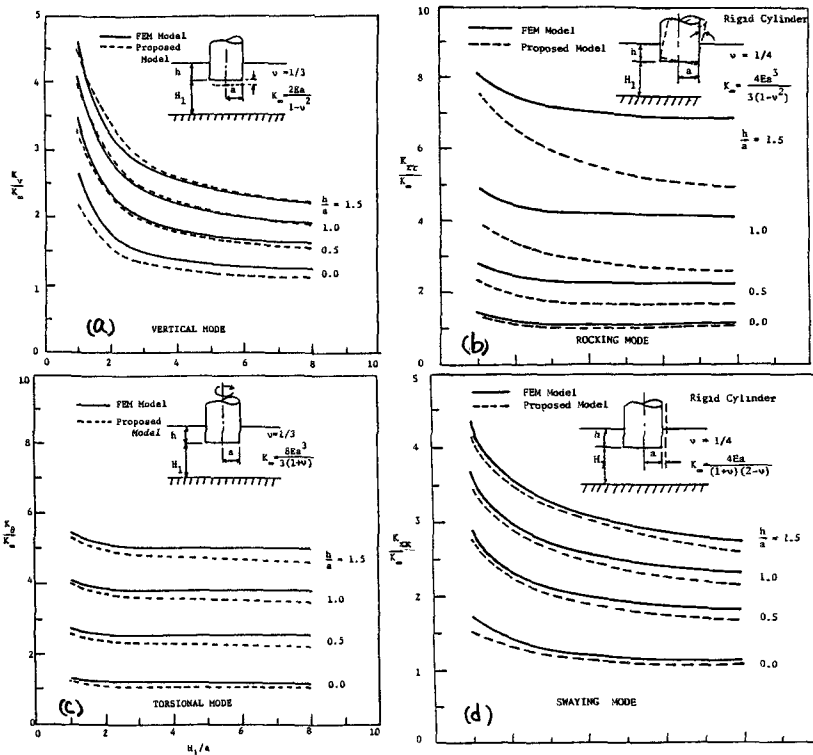


図-3 静的反力係数に関する提案式とFEMの結果の比較

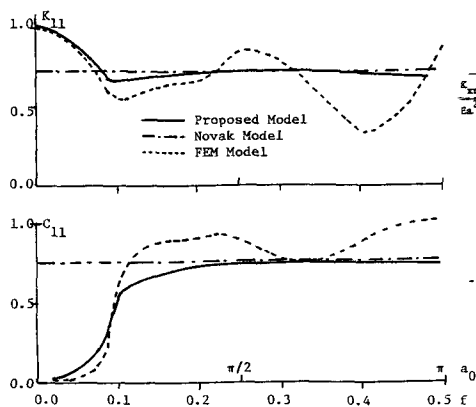


図-4 水平モードに対する振動数特性に関する比較

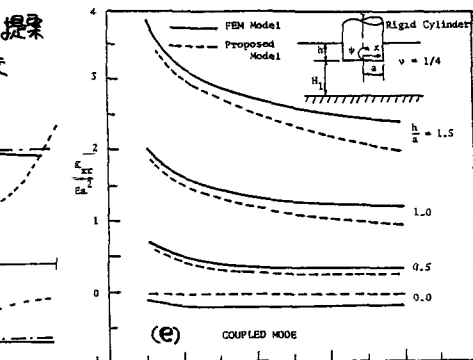


図-5 回転モードの振動数特性に関する比較