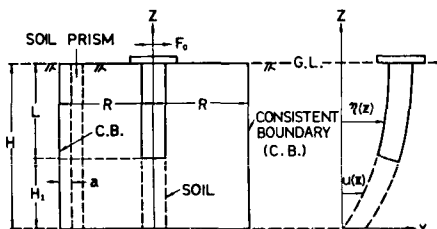


熊本大学工学部 正員 秋吉 卓
八代工業高等専門学校 正員 ○ 洲田 邦彦

1. まえがき 地盤と構造物の動的相互作用問題の中で、構造物および地盤の複素剛性に関する研究は実験的にも理論的にも数多く行われてきた。実験的研究では、小さな模型によるものから、実物大模型を用いた実験も行われており、基礎構造物の動特性の解明に欠かせない重要な役割を果たしているが、小さな模型による実験では実地盤との対応に問題があり、また実物大模型実験では多くのケースに対して実験を行うのが困難である。理論的研究では計算機の発達と有限要素法の普及に伴い、厳密に解析するのが困難であった複雑な構造物モデルに対して数値計算が盛んに行われてきているが、解析手法によっては定性的傾向が異なるものもあり、まだ研究すべき問題が残されているようである。筆者らが先に報告してきた地中基礎構造物の動的水平ばね剛性に関する3次元解析手法は、要素分割や境界力算定に若干の問題を残してはいるが、群杭基礎や複雑な断面形の構造物の解析が容易に行える。今回、解析手法の改良と定量的整理を目的として進めた計算結果を報告する。

2. 解析手法 本解析法は基礎構造物が柔あるいは剛な場合についても適用でき、また構造物の下端が基盤面まで達していない場合も解析できる。以下柔構造物で基盤面まで根入れされていない場合の解法を記すことにする。FIG. 1のように、等方均質な粘弾性地盤中に基礎構造物が埋設された系を考え、解析の対象として円筒状領域を取出し、水平方向は有限要素に分割し、鉛直方向は連続体とみなす。基礎構造物の先端から剛基盤面までは構造物と同断面の土柱の連続体と考え、構造物の上端は固定支持、土柱の下端はヒンジ支持であると仮定し、それぞれ変位と応力の境界条件を満足させる。Lysmerらの手法により、円筒状領域の境界(C.B.)に加えるべき、動径方向(radial)、接線方向(tangential)の力はそれぞれ次式で与えられる。



$$\begin{aligned} \{N\}_B &= -[R]_r \{U\}_B, \text{ ただし } [R]_r = \frac{\beta R H \Delta \theta}{24 a} [A][Q] \left\{ \begin{array}{l} a^2(\omega_m^2 - \omega^2) + 2i k_r a V_r^2 \\ a^2(\omega_m^2 - \omega^2) + 2i k_t a V_t^2 \end{array} \right\} [Q]^{-1} \\ \{T\}_B &= -[R]_t \{U\}_B, \text{ ただし } [R]_t = \frac{\beta R H \Delta \theta}{24 a} [A][Q] \left\{ \begin{array}{l} a^2(\omega_m^2 - \omega^2) + 2i k_r a V_r^2 \\ a^2(\omega_m^2 - \omega^2) + 2i k_t a V_t^2 \end{array} \right\} [Q]^{-1} \end{aligned} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \text{および } k_r &= \frac{V_r}{V_t} k_t, \omega_m^2 = \omega_m^2 (1 + 2i h_s \frac{\omega}{\omega_r}), \omega_m = \frac{(2m-1)\pi V_r}{2H}; \text{地盤の } m \text{ 次固有振動数, } h_s; \text{地盤の減衰定数} \\ V_r^2 &= V_t^2 (1 + 2i h_s \frac{\omega}{\omega_r}), V_r^2 = V_t^2 (1 + 2i h_s \frac{\omega}{\omega_r}), V_r, V_t; \text{縦波・横波の伝播速度, } [A] = \begin{bmatrix} 1 & 4 & 1 \\ 4 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \\ k_t, k_r; &\text{波数, } [Q]; \text{モダールマトリクス} \end{aligned} \quad (2)$$

曲げ変形する基礎構造物の運動方程式および土柱のせん断振動の方程式は次式のように書き表わすことができる。

$$(E_p + E_p \frac{\partial}{\partial t}) I \frac{\partial^2 \eta}{\partial z^2} + \rho_p A \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} = q(z, t) + p(z, t), \quad H_1 \leq z \leq H \quad (3)$$

$$(E_s + E_s \frac{\partial}{\partial t}) I \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \rho_s A \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = q(z, t) + p(z, t), \quad 0 \leq z \leq H_1 \quad (4)$$

ただし、 A ; 基礎構造物(土柱)断面積, $p(z, t)$; 周辺の土が構造物におよぼす単位長さ当りの動土圧分布

I ; 断面2次モーメント, $q(z, t)$; 基礎頂部水平力 F_0 が基礎構造物および土柱に与える分布荷重

ここで、構造物の変位 $\eta(z, t)$, 土柱の変位 $u(z, t)$ および頂部水平力 $F_0 e^{i\omega t}$ は次のように Fourier 級数展開しておく。

$$\eta(z, t) = u(z, t) = \sum_{n=1}^{\infty} A_n \sin \frac{(2m-1)\pi z}{2H} e^{i\omega t}, \quad q(z, t) = \frac{2F_0}{H} \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^{n-1} \sin \frac{(2n-1)\pi z}{2H} e^{i\omega t} \quad (5)$$

係数 A_m を決定するために、Galerkin法を用いると、次式が得られる。

$$\{b_{mn}\} \begin{Bmatrix} A_1 \\ \vdots \\ A_r \end{Bmatrix} = \frac{H}{2} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \vdots \\ \delta_r \end{Bmatrix} + \frac{H}{2} \begin{Bmatrix} P_1 \\ \vdots \\ P_r \end{Bmatrix} \quad \dots (6)$$

ここに

$$b_{mn} = \frac{H}{2} \begin{cases} (\alpha_m^2 \alpha_n^2 E_s I_s - \rho_s A \omega^2) \left(\frac{H_1}{H} - \frac{\sin 2\alpha_m H_1}{2\alpha_m H} \right) + (\alpha_m^2 \alpha_n^2 E_p I_p - \rho_p A \omega^2) \left(1 - \frac{H_1}{H} + \frac{\sin 2\alpha_m H_1}{2\alpha_m H} \right) & (m=n) \\ (\alpha_m^2 \alpha_n^2 E_s I_s - \rho_s A \omega^2) \left[\frac{\sin(\alpha_m - \alpha_n) H_1}{(\alpha_m - \alpha_n) H} - \frac{\sin(\alpha_m + \alpha_n) H_1}{(\alpha_m + \alpha_n) H} \right] + (\alpha_m^2 \alpha_n^2 E_p I_p - \rho_p A \omega^2) \left[\frac{-\sin(\alpha_m - \alpha_n) H_1}{(\alpha_m - \alpha_n) H} + \frac{\sin(\alpha_m + \alpha_n) H_1}{(\alpha_m + \alpha_n) H} \right] & (m \neq n) \end{cases} \quad \dots (7)$$

ただし、群杭基礎の場合、上式は各杭ごとに独立して得られる。(6)より構造物が周辺の土に与える分布力 P_m' は、

$$P_m' = -P_m = g_m - \frac{2}{H} \{b\}_m \{A\} \quad \dots (8)$$

地盤の変位と構造物の変形曲線との連続性を考慮すると、(5),(6),(8)より次式のように整理される。

$$\{d_{mn}\} \{A\} = \{(-1)^{m-1}\} \quad \dots (9)$$

あるいは $d_{mn} = \begin{cases} b_{mn} + \frac{S}{u_m} = b_{mn} + \frac{H}{2} k_m, & (m=n) \\ b_{mn} & (m \neq n) \end{cases} \quad \dots (9)'$

S; 構造物周囲節点数
 u_m ; 構造物平均変位
 k_m ; 地盤の m 次水平ばね剛性

系全体の運動方程式は各モードごとに独立しており、 m 次モードについて次式のように書き表わされる。

$$[K_m] \{X\}_m = \{F\}_m \quad \dots (10)$$

ただし $[K_m] = [K_{mn}] - \omega^2 [M]_{mn} + [R]_B$, $[R]_B$; Boundary マトリクス

(10)を解いて変位が求まると、平均変位を用いて(9)から $\{A\}$ が求まり、頂部水平複素剛性 K_P が次式のように算出される。

$$K_P = \frac{F_0}{\eta(H)} = \frac{F_0}{\sum_{m=1}^r A_m (-1)^{m-1}} \quad \dots (11)$$

3. 数値計算例

本解析法を用い、主として多柱基礎に対し、杭間隔、根入れ長を変えて計算を行った。結果の一例を FIG. 2, 3 に示す。FIG. 2 は 4 本杭の杭頭水平複素剛性を無次元振動数 $Q_0 = r\omega/v_t$ (r : 杭半径, ω : 円振動数, v_t : 横波の伝播速度) に対して表わしたものである。1 次の固有振動数付近で剛性が低下した後、振動数が高くなるにつれて一定値に近づく傾向となっている。複素剛性の虚数部は逸散減衰性の効果を表わしているが、1 次の固有振動数付近より逸散減衰の効果が現われ、振動数に対してほぼ一定の効果を持つことがわかる。FIG. 3 は杭間隔に対する剛性の変化を表わしたものであるが、間隔が狭くなるほど剛性が低下している。4 本杭では間隔が杭径の 2 倍ほどに狭くなると、剛性は単杭の約 5 割に低下する。また 9 本杭の中心杭 P_2 は隣接杭に囲まれているため剛性は他の杭より小さくなっており 4 本杭に対して 6 割程度の値となっている。1 次の固有振動数を過ぎた $Q_0 = 0.08$ での剛性を見ると、静的な場合 ($Q_0 = 0$) と同じように杭間隔の接近に伴い剛性が低下しており、動的な場合も群杭効果が存在するといえる。その他の結果と考察は講演時に述べる。

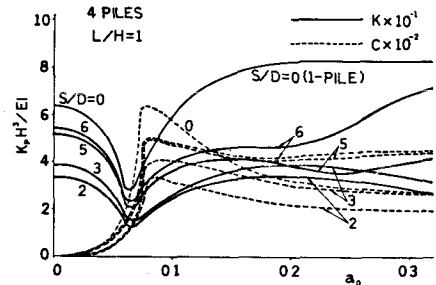


FIG. 2 COMPLEX STIFFNESS COEFFICIENT OF PILE ($K_P = K + i a_0 C$)

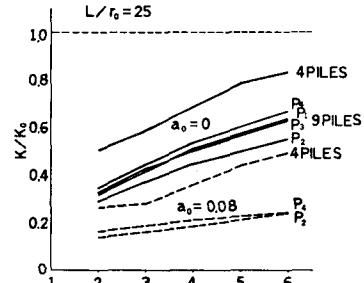
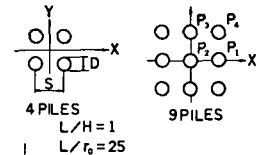


FIG. 3 STIFFNESS COEFFICIENT OF PILE VERSUS SPACING

- 参考文献: 1) Blaney, G. W. et al, *Numerical Method in Geomech.*, Blacksburg, Virginia, U.S.A., 1976, ASCE, pp. 1001-1012, 2) Kausel, E. et al, *Joul. of M. Div., ASCE, EM4*, Aug., 1977, pp. 587-588, 3) Kausel, E. et al, *Joul. of EM. Div., ASCE, Vol. 101*, EM6, Dec., 1975, pp. 771-785, 4) Lysmer, J. et al, *Joul. of EM. Div., ASCE, Vol. 98*, EM1, Feb. 1972, pp. 85-105, 5) Lysmer, J. et al, *Joul. of EM. Div., ASCE, Vol. 95*, EM4, Aug., 1969, pp. 859-877, 6) Lysmer, J., *Bull. of the Seis. Soc. of Amer.*, Vol. 60, No. 1, Feb., 1970, pp. 89-104, 7) 土岐憲三他, 土木学会論文報告集, 第281号, 1977. 1, pp. 29-40, 8) Tajimi, H., *Proc. of the 4th World Conf. on Earthquake Engng.*, Santiago, Chile, 1969, 9) 秋吉, 他2名, 第5回日本地震工学シンポジウム(1978)講演集, pp. 369-376, 10) 秋吉, 他2名, 昭和53年度西部支部研究発表会講演集, pp. 55-56, 11) 秋吉, 刈田, 昭和54年度西部支部研究発表会講演集, pp. 43-44,