

受動杭における水平方向地盤反力バネの提案

末政直晃¹・片田敏行²・橋本理³・中村和之⁴

¹正会員 武蔵工業大学土木工学科講師(〒158-8557 東京都世田谷区玉堤 1-28-1)

²正会員 武蔵工業大学土木工学科助教授(〒158-8557 東京都世田谷区玉堤 1-28-1)

³学生会員 武蔵工業大学土木工学科修士課程(〒158-8557 東京都世田谷区玉堤 1-28-1)

⁴正会員 東急建設株式会社土木本部(〒150-0002 東京都渋谷区渋谷 3-11-11)

本研究では、杭周辺地盤の応力や変形状態を円筒押し抜け理論(CEM)や Strain Path Method(SPM)より得られる理論解で近似することにより、杭の水平地盤反力-変位関係の定式化を行った。これらの非線形バネモデルは地盤の強度や剛性から求め得ることや杭の前面と背面のバネをそれぞれ独立に求めることによって、杭背面に生じる隙間を表現できることが特徴である。モデルの妥当性を検証するために、模型粘土地盤中に埋設した杭を変位させる水平載荷実験を行った。その結果、ここで提案したモデルは、ほぼ実験結果と一致することを確かめた。

Key Words : pile, p-y curve, lateral resistance, clay, cavity expansion, strain path method, suction

1. はじめに

杭の水平抵抗の問題では、杭と地盤の変位状況の違いによって杭を主動杭と受動杭に分類することがある。主動杭は、杭の水平変位が地盤のそれに比べて大きい場合を、受動杭は逆に地盤変位が卓越する場合を指す。例えば、杭頭に水平荷重を与える杭の水平載荷試験は前者の典型的なケースである。一方、掘削や盛土、地震動等によって地盤流動が生じるような場合には、その領域内にある既設杭は後者のケースとなる。

主動杭における地盤と杭との相対変位は、主として杭頭部で最大となり、深さに伴って減少するような逆三角形分布となる。また、想定される相対変位は、杭の曲げ剛性や長さにも依るが、杭径の数%程度である。この場合には、地盤反力と相対変位の関係を線形バネ¹⁾や弱い非線形バネ²⁾と仮定することが一般的である。

一方、受動杭における相対変位の分布は、地盤流動の形態によって異なるため、必ずしも主動杭に見られるような逆三角形とはならない。また、その大きさも杭径の数倍にも及ぶ場合がある。これらの違いから、主動杭を対象として構築されてきた現行の反力バネモデルを、受動杭に対して無批判に適用することには問題がある。

受動杭については、杭と地盤の相対変位が大きい場合を想定して、極限地盤反力を用いて杭体の損傷の度合いを評価することがある。Broms³⁾は、極限地盤反力には三次元的な受働破壊を伴うモードと、杭の前面土塊が背面に回り込むような挙動を呈するすり抜けモードがあると述べている。強度が一般的な粘土地盤の場合には、受働破壊モードは地表面から杭径の3倍程度の深さまでに現れ、その反力は、深さとともに増加する。一方、すり抜けモードはそれ以深で生じ、反力は一定値となる。前者については、Murff⁴⁾が杭背面に生じる負圧の影響を加味した形で極限地盤反力の深度分布を表している。また、後者はRandolphら⁵⁾によって極限解析法による正解が得られている。

受動杭の場合においても上部構造物の種類によっては、その水平変位が問題になることがある⁶⁾。この場合には、極限状態を考慮した、強い非線形バネが必要となる。Matlock⁷⁾は、極限地盤反力や地盤の変形係数、杭径をパラメータとした形で、簡便な地盤反力の算定法を提案している。また、岸田ら⁸⁾は、弾性領域に Vesic⁹⁾の解を、極限状態に Reese¹⁰⁾及び Broms³⁾の解を適用したバイリニアモデルを提案している。

本研究もこれらの研究と同様に、主に粘土地盤を対象とした、強い非線形地盤反力バネについて検討した

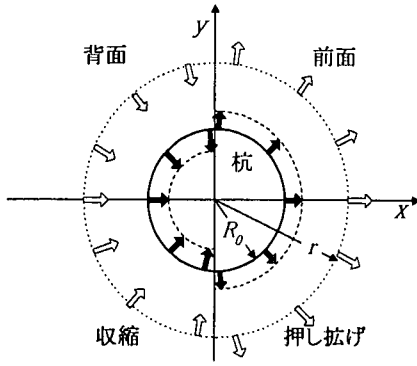


図-1 円筒押し拡げモデルの概念

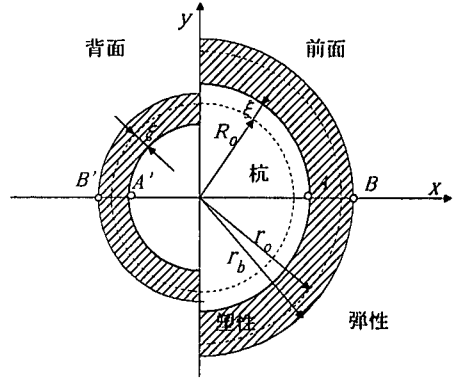


図-2 周辺地盤の変形状況と記号(CEM)

ものである。しかしながら、杭の前・背面を区別して考えることにより、杭背面に生じる隙間の影響を考慮した点と、弾塑性理論解を用いることにより、地盤反力の弾性領域から塑性領域までを同じモデルで表記した点で異なっている。ここではすり抜けモードに着目して、杭周辺地盤の応力や変形状態を2章では円筒押し拡げ理論(CEM)より、3章では Strain Path Method (SPM)より得られる理論解で近似することにより、水平方向地盤反力バネの定式化を行った。また、4章では模型粘土地盤中で実施した杭の水平載荷実験と、5章では現行のバネモデルと、それぞれ解析結果を比較することにより本モデルの妥当性について検討した。

2. 円筒押し拡げ理論によるバネモデル

杭が x 軸方向に ξ だけ変位した場合を考える。このとき、杭の進行方向にある杭前面側では、地盤は主に空洞押し拡げに対応する変形を受ける。逆に、背面側の地盤は空洞収縮に対応する変形の傾向となるが、杭-地盤の相対変位が大きくなると、杭背面と地盤が剥離し、そこに隙間(ポイド)が生じることになる¹¹⁾。本研究では、このポイドの発生を考慮するために、杭前面と背面とで異なるバネを定義した。

また、地盤の材料特性をバネモデルに直接反映させるため、地盤を弾完全塑性体と仮定した円筒押し拡げ理論を適用することを試みた。尚、この解法には Houslyby ら¹²⁾の方法を用いた。

(1) 周辺地盤の変形

杭周辺地盤の変形を、前面側は円筒を押し拡げた状態に、背面側は円筒を収縮させた状態にモデル化した(図-1)。杭周辺地盤の変形は、その応力状態を考えると局所的には3次元的になるが³⁾、解析の簡略化のためにここでは鉛直ひずみが生じない平面ひずみ状態(完全すり抜けモード)を考えた。また、粘土地盤における短期

挙動の問題を対象として、非排水条件を設定した。

地盤内で円筒を押し拡げていくと、初期には弾性変形が生じるものの、すぐに杭近傍で塑性領域が発生し、これが押し拡げ量とともに拡大していく(図-2)。収縮側でも同様に、収縮量に応じて塑性領域が拡大する。

杭半径を R_0 から前面側で $R_0 + \xi$ 、背面側で $R_0 - \xi$ まで変化させた時、斜線で示した領域に塑性領域が現れる(図-2)。このとき、点 B 及び B' は弾塑性境界であり、これより外側の地盤は弾性状態にある。

円筒表面の円周方向ひずみは、微小ひずみ時における解析では算術ひずみ(ξ/R_0)と対数ひずみ($\ln\{(\xi + R_0)/R_0\}$)のどちらを用いても大差はないが、大ひずみ時の解析には、対数ひずみを用いた。

(2) 杭前面土圧

弾性及び塑性領域における圧力と変位の関係について、以下のように求めた。

a) 弾性領域

半径方向に r 座標をとり、半径方向の変位を ξ とすると円筒座標系における半径方向及び円周方向のひずみ増分は次のようになる。ただし、圧縮ひずみを正とする。

$$\text{半径方向} \quad \Delta \epsilon_r = - \frac{d\xi}{dr} \quad (1)$$

$$\text{円周方向} \quad \Delta \epsilon_\theta = - \frac{\xi}{r} \quad (2)$$

また、弾性体においては、初期拘束圧からの応力増分とひずみ増分の関係は、

$$\begin{bmatrix} \Delta \sigma_r \\ \Delta \sigma_\theta \end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu \\ \nu & 1-\nu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \epsilon_r \\ \Delta \epsilon_\theta \end{bmatrix} \quad (3)$$

となる。ここで ν はポアソン比である。一方、半径方向の釣り合い式は、

$$\frac{d\Delta \sigma_r}{dr} + \frac{\Delta \sigma_r - \Delta \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (4)$$

であり、これに式(1)~(3)を代入すると変位 ξ に関する次式を

得る。即ち、

$$\frac{d^2\xi}{dr^2} + \frac{d\xi}{rdr} - \frac{\xi}{r^2} = 0 \quad (5)$$

である。一般解を求めると、

$$\xi = Ar + \frac{B}{r} \quad (A, B: \text{積分定数}) \quad (6)$$

となる。ここで、 $r \rightarrow \infty$ のとき、 $\xi = 0$ であることから $A=0$ となる。また、式(6)を式(1)、(2)に代入すると

$$\Delta\epsilon_r + \Delta\epsilon_\theta = 0 \quad (7)$$

となる。このことから、本解析は非排水条件を満たしていることが分かる。式(3)に式(7)を代入すると、

$$\Delta\sigma_r = -\Delta\sigma_\theta = -2G\Delta\epsilon_\theta \quad (8)$$

が得られる。ここで、 G はせん断弾性係数であり $E/2(1+\nu)$ で表される。地盤内における初期応力状態が $\sigma_r = \sigma_\theta = \sigma_{n0}$ とすると、初期半径 r の点が ξ だけ変位したときの圧力 ψ は式(2)と(8)から、

$$\psi = \sigma_{n0} + 2G \ln\left(\frac{R_0 + \xi}{R_0}\right) \quad (9)$$

となる。ここで σ_{n0} は初期の水平方向圧力である。

b) 塑性領域

塑性領域ではトレスカの降伏条件を適用すると、

$$\sigma_r - \sigma_\theta = \pm 2c_u \quad (10)$$

となる。ここで、 c_u の符号は杭の前面側で正、背面側で負の値をとる。弾塑性境界の応力は、式(8)と(10)より、

$$\sigma_r = \sigma_{n0} + c_u, \quad \sigma_\theta = \sigma_{n0} - c_u \quad (11)$$

となる。

降伏が最初に生じるのは円筒表面付近の地盤である。このときの円筒表面の円周方向ひずみは、 $-c_u/2G$ で表すことができ、 G/c_u を I_r と表せば $-1/2I_r$ に等しくなる。

降伏が生じた後、さらに押し拡げていくと塑性化する土の領域は外側へ拡がっていく。式(4)にトレスカの降伏条件を適用すると、

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{2c_u}{r} = 0 \quad (12)$$

となり、一般解は、

$$\sigma_r + 2c_u \ln(r) = A \quad (A: \text{積分定数}) \quad (13)$$

となる。異なる2つの半径 r_1, r_2 を式(13)に代入し、積分定数 A を消去すると次式

$$\sigma_{r2} = \sigma_{r1} + 2c_u \ln\left[\frac{r_1}{r_2}\right] \quad (14)$$

が得られる。

次に弾塑性領域の境界線上に位置する B 点(図-2)について考える。 B 点における半径方向応力は $\sigma_{n0} + c_u$ を満たしていることから、この時の圧力 ψ は、

$$\psi = \sigma_{n0} + c_u + 2c_u \ln\left[\frac{r_b}{R_0 + \xi}\right] \quad (15)$$

で与えられる。ここに r_b は円筒半径が $R_0 + \xi$ である時の B 点の半径であり、弾塑性境界の半径である。

AB 間領域における体積が不変であると仮定すると

$$(R_0 + \xi)^2 - R_0^2 = r_b^2 - r_0^2 \quad (16)$$

となる。ここで、 B 点において降伏が生じるとき、 B 点における円周方向ひずみは $-1/2I_r$ で表すことができることから、

$$\ln\left(\frac{r_b}{r_0}\right) = -\frac{1}{2I_r} \quad (17)$$

が成り立つ。したがって、式(16)は次のように書き直すことができる。即ち、

$$2 \ln\left(\frac{r_b}{R_0 + \xi}\right) = \ln\left[\frac{1 - \{R_0/(R_0 + \xi)\}^2}{1 - \exp(-1/I_r)}\right] \quad (18)$$

である。これを式(15)に代入すれば、円筒の表面圧力 ψ と変位 ξ の関係は以下のように表すことができる。即ち、

$$\psi = \sigma_{n0} + c_u \left[1 + \ln\left[\frac{1 - \{R_0/(R_0 + \xi)\}^2}{1 - \exp(-1/I_r)}\right] \right] \quad (19)$$

である。また、円筒を押し拡げる際の極限圧力 ψ_{ult} は式(19)の変位 ξ を極限にとるにより求まり、

$$\psi_{ult} = \sigma_{n0} + c_u \left[1 - \ln\{1 - \exp(-1/I_r)\} \right] \quad (20)$$

となる。

(3) 杭背面土圧

円筒を収縮させる場合、それを押し拡げる場合と同様に、周辺地盤はまず弾性的な挙動を示すことになる。その後、さらに円筒を収縮させると周辺地盤は降伏し始めるが、このときの地盤内における釣り合いは、式(14)における c_u の符号が変わることから、

$$\sigma_{r2} = \sigma_{r1} - 2c_u \ln\left[\frac{r_1}{r_2}\right] \quad (21)$$

となる。ここで、点 B において降伏が生じるとき円周方向ひずみが $1/I_r$ となることや、変位 ξ 及び c_u の符号が変わることを考慮すれば、背面側の円筒表面圧力 ψ と変位 ξ の関係は、

$$\psi = \sigma_{n0} - c_u \left[1 + \ln\left[\frac{1 - \{R_0/(R_0 - \xi)\}^2}{1 - \exp(1/I_r)}\right] \right] \quad (22)$$

となる。

Swain¹³⁾ は地中深くに埋設されたアンカーの周辺地盤の応力を計測し、アンカー背面には非排水条件下で最大約 100kPa のサクシオンが作用していることを示した。本研究においても後述する実験の結果から、杭背面に作用する負圧は同様に約 100kPa であることが確かめられている。また、杭がアンカーや本実験のように周辺地盤に閉ざされた状況になく、周辺の水が十分に地盤と杭の間に回り込める場合には、背面に作用する

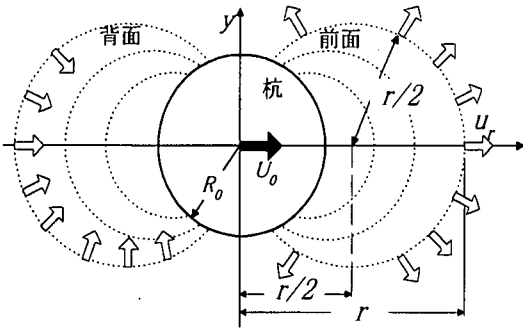


図-3 SPMモデルの概念

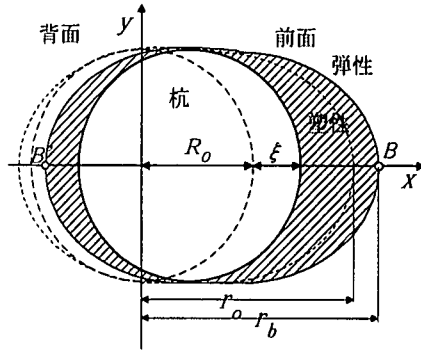


図-4 周辺地盤の変形状態と記号(SPM)

圧力は静水圧になると予想される。従って、式(22)による杭背面土圧は変位の増加とともに減少するが、その値がある限界圧力 p_s に達したところでボイドが生じ、その後は p_s で一定になるものとした。ここで、限界圧力 p_s は、変位速度や状況に応じて、静水圧から-100(kPa)までの値を取るものとし、そのときの変位 ξ_{ps} は、式(9)及び(22)から、

$$\text{弾性領域} \quad \xi_{ps} = R_0 \{ 1 - \exp\{(\rho_r - \sigma_{n0})/2G\} \} \quad (23)$$

$$\text{塑性領域} \quad \xi_{ps} = R_0 \{ 1 - (1+n)^{-1/2} \} \quad (24)$$

$$\text{但し、} n = \exp\{(\sigma_{n0} - c_u - p_s)/2c_u\} \exp\{(1/2I_r) - 1\}$$

となる。

3. Strain Path Methodによるバネモデル

円筒押し抜けモデルは、軸対象問題であるため、理論解が比較的簡単に得られ、応用性にも富んでいるが、一方で、前・背面の境界で変位のギャップがあるように、現実の杭周辺地盤の変形状況とはかなりの差異がある。

Baligh¹⁴⁾は、コーンが鉛直に貫入されるときの周辺地盤の変形状況を、完全流体理論による流れ場で近似した(Strain Path Method)。そこで本研究においても、杭周辺地盤の変形の様子を、“静止した完全流体中を運動する円柱”周りの流れ場¹⁵⁾で近似し、地盤反力-変位関係の定式化を行った。

(1) 周辺地盤の変形

円柱が静止した完全流体中を運動する場合の流れは、二重湧き出しの複素速度ポテンシャル $W(z)$ で表され、

$$W(z) = -U_0 R_0^2 / z \quad (25)$$

となる。ここで、 z は複素平面座標であり、

$$z = x + iy = r \cos \theta + ir \sin \theta = re^{i\theta} \quad (26)$$

である。尚、 r は円柱の中心からの距離であり、 θ は杭

の変位方向である x 軸からの角度である。

このような流れ場を用いると、前面側の地盤が背面側へ回り込むような速度場となるため、円筒押し抜けモデルのそれ(図-1)に比べると前・背面境界での変位のギャップ等がなくなり、周辺地盤の変形状況(図-3)は、より実際の変形の様子に近いものとなる。

複素速度ポテンシャルの実数部は、速度ポテンシャル Φ であり、

$$\Phi = -U_0 R_0^2 \cos \theta / r = -U_0 R_0^2 x / (x^2 + y^2) \quad (27)$$

と表される。これより、 x 軸線上の点 r を通る等ポテンシャル線は、点 $(r/2, 0)$ を中心とした半径が $r/2$ である円となる(図-3)。円筒押し抜けモデルにおける等ポテンシャル線は原点を中心とした半径 r の円となる(図-1)ので、SPMモデルにおける釣り合い方程式は、

$$\frac{d\Delta\sigma_r}{dr} + \frac{2(\Delta\sigma_r - \Delta\sigma_\theta)}{r} = 0 \quad (28)$$

となる。また、等ポテンシャル線と流線の関係から、 x 軸線の近傍における半径方向及び円周方向ひずみ増分は、それぞれ、

$$\text{半径方向} \quad \Delta\epsilon_r = -\frac{d\xi}{dr} \quad (29)$$

$$\text{円周方向} \quad \Delta\epsilon_\theta = -2\frac{\xi}{r} \quad (30)$$

と表される。

一方、任意の点における速度成分 u_r と u_θ は、速度ポテンシャルを微分することにより得られ、

$$u_r = \frac{\partial\Phi}{\partial r} = U_0 \left(\frac{R_0}{r}\right)^2 \cos \theta \quad (31)$$

$$u_\theta = \frac{\partial\Phi}{r\partial\theta} = U_0 \left(\frac{R_0}{r}\right)^2 \sin \theta \quad (32)$$

となる。

(2) 杭前面土圧

杭前面及び背面の頂上部は、そこに至る流線が x 軸線と同一の直線となるため、積分が容易に行える。そ

ここで、以下ではこの x 軸線上の応力分布にのみ着目することにする。

a) 弾性領域

円筒押し抜けモデルと同様に、式(3)及び式(28)~(30)から ξ に関する次式を得ることができる。即ち、

$$\frac{d^2\xi}{dr^2} + 2\frac{d\xi}{rdr} - 2\frac{\xi}{r^2} = 0 \quad (33)$$

である。但し、非排水条件から $\nu=0.5$ とした。この一般解は、

$$\xi = Ar + \frac{B}{r^2} \quad (34)$$

であるが、 $A=0$ であるので、結局、

$$\xi = \frac{B}{r^2} \quad (35)$$

となる。非排水条件から SPM モデルでも式(8)が成立し、式(8)と式(30)より、次の杭土圧と変位の関係式が得られる。即ち、

$$\psi = \sigma_{h0} + 4G \ln\left(\frac{R_0 + \xi}{R_0}\right) \quad (36)$$

である。

b) 塑性領域

杭前面から B 点までの塑性領域では、釣り合い式(28)に式(10)のトレスカ降伏条件を代入した次式

$$\frac{d\Delta\sigma_r}{dr} + \frac{4c_u}{r} = 0 \quad (37)$$

が成り立つ。この一般解は、

$$\sigma_r + 4c_u \ln(r) = A \quad (A \text{ は積分定数}) \quad (38)$$

となる。杭前面が ξ だけ変位したとき、半径距離 r_b である点 B が弾塑性境界になったとする。このとき、点 B での応力は $\sigma_{h0} + c_u$ であるので、杭土圧 ψ は、

$$\psi = \sigma_{h0} + c_u + 4c_u \ln\left(\frac{r_b}{R_0 + \xi}\right) \quad (39)$$

と表される。

杭前面が R_0 から速度 U_0 で ξ まで変化したとき、地盤内で初期に r_0 にあった点が r_b まで変化したとする。 x 軸線上では、任意の点 r の速度 u_r は、式(31)を変型して、

$$u_r = \frac{U_0 R_0^2}{(r - \xi)^2} \quad (40)$$

と与えられる。しかしながら、この式では弾塑性境界を得るためには数値積分が必要であるので、地盤反力に関する閉じた解が得られない。そこで、ここでは CEM モデルの速度式と次数は異なるが同じ形式の関数である次式を適用した。即ち、

$$u_r = \frac{U_0 (R_0 + \xi)^2}{r^2} = \frac{dr}{dt} \quad (41)$$

である。式(41)は、 ξ が小さいときには式(40)とほぼ同

じであり、 ξ が大きいときでも地盤反力を数%以内で近似できることを確かめている。式(41)を積分することによって、変位に関する次の関係式を得る。即ち、

$$(R_0 + \xi)^2 - R_0^2 = r_b^2 - r^2 \quad (42)$$

である。弾塑性境界では、

$$4G \ln(r_b/r_0) = c_u \quad (43)$$

であるので、式(42)は、

$$\left(\frac{r_b}{R_0 + \xi}\right)^2 = \frac{1 - \{R_0/(R_0 + \xi)\}^2}{1 - \exp(-3/4I_r)} \quad (44)$$

と変型できる。従って、式(39)及び(44)から塑性領域における杭土圧 ψ と変位 ξ の関係式が得られる。即ち、

$$\psi = \sigma_{h0} + c_u \left[1 + \frac{4}{3} \ln \left[\frac{1 - \{R_0/(R_0 + \xi)\}^2}{1 - \exp(-3/4I_r)} \right] \right] \quad (45)$$

である。一方、杭に作用する極限土圧 ψ_{ult} は、変位 ξ を無限大にすることにより得られ、

$$\psi_{ult} = \sigma_{h0} + c_u \left[1 - \frac{4}{3} \ln \{1 - \exp(-3/4I_r)\} \right] \quad (46)$$

となる。

(3) 杭背面土圧

背面土圧は、式(36)及び(45)において、 c_u と I_r 、 ξ の符号を負にすればよい。即ち、弾性領域では、

$$\sigma_r = \sigma_{h0} + 4G \ln\left(\frac{R_0 - \xi}{R_0}\right) \quad (47)$$

であり、塑性領域では、

$$\psi = \sigma_{h0} - c_u \left[1 + \frac{4}{3} \ln \left[\frac{1 - \{R_0/(R_0 - \xi)\}^2}{1 - \exp(3/4I_r)} \right] \right] \quad (48)$$

である。

円筒押し抜けモデルと同様に、SPM モデルにおいても背面土圧には限界土圧 p_s が想定できる。そのときの変位 ξ_{ps} は、それぞれ

$$\text{弾性領域} \quad \xi_{ps} = R_0 [1 - \exp\{(p_s - \sigma_{h0})/4G\}] \quad (49)$$

$$\text{塑性領域} \quad \xi_{ps} = R_0 \{1 - (1+n)^{-1/3}\} \quad (50)$$

$$\text{但し、} \quad n = \exp\left\{\frac{3(\sigma_{h0} - c_u - p_s)}{4c_u}\right\} \left\{\exp\left(\frac{3}{4I_r}\right) - 1\right\}$$

と表される。

(4) 解析結果

以上より、CEM 型バネや SPM 型バネを表す式は、いくつかの係数が異なるものの、ほぼ同様な形式とな

表-1 バネモデルのまとめ

	杭前面土圧	杭背面土圧
弾性領域 $ \phi - \sigma_{h0} < c_u$	$\phi = \sigma_{h0} + 2mG \ln \left(\frac{R_0 + \xi}{R_0} \right)$	$\phi = \sigma_{h0} + 2mG \ln \left(\frac{R_0 - \xi}{R_0} \right) \text{ at } \xi < \xi_{ps}$ $\phi = p_s \text{ at } \xi \geq \xi_{ps}$
塑性領域 $ \phi - \sigma_{h0} \geq c_u$	$\phi = \sigma_{h0} + c_u \left[1 + \frac{2m}{m+1} \ln \left[\frac{1 - \{R_0 / (R_0 + \xi)\}^{m+1}}{1 - \exp\{-(m+1)/2mlr\}} \right] \right]$	$\phi = \sigma_{h0} - c_u \left[1 + \frac{2m}{m+1} \ln \left[\frac{1 - \{R_0 / (R_0 - \xi)\}^{m+1}}{1 - \exp\{-(m+1)/2mlr\}} \right] \right]$ $\phi = p_s \text{ at } \xi \geq \xi_{ps}$

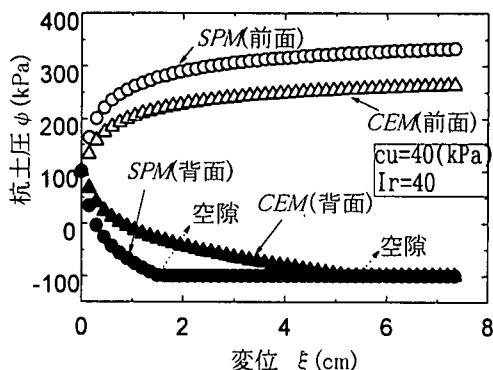


図-5 杭前・背面土圧と変位の関係

っていることがわかる。そこで、両式を表-1のように整理した。ここで、 m は周辺地盤の変形状態に対応したパラメータであり、 $m=1$ が CEM 型モデルを、 $m=2$ が SPM 型モデルを表している。また、表中の ξ_{ps} は、式(23)、(24)または、式(49)、(50)に対応している。これより、杭土圧と変位の関係は、地盤強度 c_u 、剛性比 I_r 、初期水平方向応力 σ_{h0} 、限界圧力 p_s 、及び杭半径 R_0 によって表すことができる。

図-5は、解析結果の一例として、杭径 $D(=2R_0)$ が 30cm の時の杭前・背面土圧と変位の関係を示したものである。杭前面土圧(白抜き印)は、初期水平応力 σ_{h0} ($=100\text{kPa}$)から変位の増加に伴って増大し、極限土圧に滑らかに漸近していく。一方、杭背面土圧(黒塗り印)は、変位とともに減少するが、ある変位量で折点を生じ、それ以降一定値となっている。この折点は杭背面土圧が限界圧力に達した点を表しており、空隙の発生を意味している。CEM型バネ(Δ , \blacktriangle)は、SPM型バネ(\circ , \bullet)に比べて、杭土圧-変位曲線の勾配が緩やかであり、空隙が発生する変位量も大きくなっている。

4. 単杭の水平載荷実験

杭周辺地盤の変形を2次元平面ひずみ状態であるすり抜けモードに限定するために、以下のような実験を実施した。

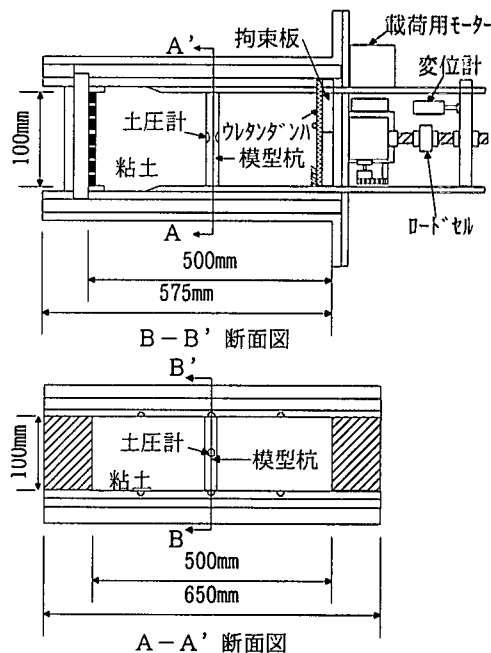


図-6 実験装置概要

(1) 実験方法

実験に用いた杭は直径 15mm 及び 45mm のアルミ製の剛体杭であり、その前・背面の頂上部には直径 6mm の土圧計が1個ずつ埋め込まれている。試料容器は内寸で幅 500mm、高さ 500mm、奥行 105mm の鋼製容器である。カオリンとベントナイトを重量比で 19:1 に混合したスラリー状の粘土試料をこの容器内に所定量投入し、予備圧密を完了した後、鉛直圧力 100kPa のもとで圧密を行う。その際、地盤の沈下量を測定し、2T法により一次圧密の終了を確認する。圧密後、地盤側面の杭の設置位置に合わせて杭径と同程度の小孔を作成し、そこに杭を挿入する。杭と地盤とを馴染ませるために、再び圧密圧力を加える。その後、拘束圧を解放しないように注意しながら、ウレタンダンパーを取

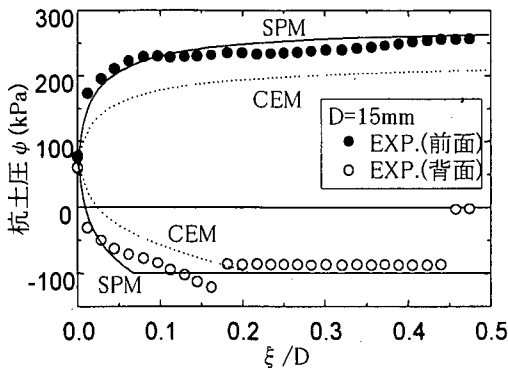


図-7 杭前・背面土圧と変位との関係(D=15mm)

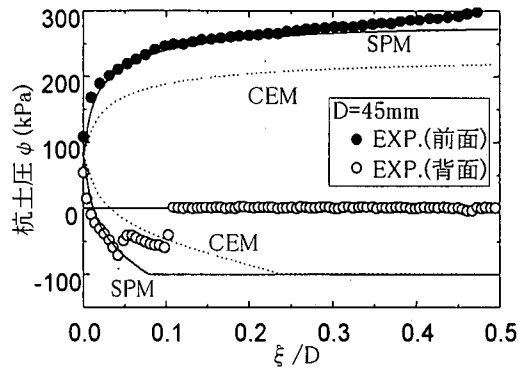


図-8 杭前・背面土圧と変位との関係(D=45mm)

り付けた拘束板を容器に固定する。尚、ダンパーは地盤の変形を著しく拘束しないための緩衝材として用いた。その後、容器に载荷ジャッキや計測器を取り付け、実験システムを構築する(図-6)。

载荷実験は、载荷ジャッキを用いて、载荷レールを介して杭を载荷速度0.14mm/sで引き抜くことにより実施した。このとき、杭の前・背面に作用する土圧を杭に埋め込まれた土圧計で、杭の水平変位量を载荷レールに取り付けられた変位計により計測した。尚、土圧計のゼロ調節は、杭の埋め込み前に実施し、大気圧がほぼゼロとなるようにセットした。

(2) 実験結果及び考察

図-7及び8は、それぞれ杭径15mm及び45mmの実験結果を示したものである。縦軸には杭前・背面土圧を、横軸には杭変位を杭径Dで除した値を採っている。

図-7において、杭前面土圧(●)は、約70kPaの初期拘束圧から変位の増加に伴って大きくなるが、約230kPaの降伏点に達した後は緩やかに増加する。一方、背面土圧(○)は、初期拘束圧から変位とともに減少するが、相対変位(ξ/D)が0.17の時点で急変し、-100kPa弱の圧力でほぼ一定値となった。この圧力の急変は、土圧計と土との付着が切れたことによるものと思われ、その後の一定値はサクシオンに対応する。相対変位がさらに大きくなると、このサクシオンも消失し、背面の圧力はほぼ大気圧(=0)と等しくなった。

杭径が45mmの場合(図-8)には、杭前面土圧は初期拘束圧が約80kPaであったことを除いて、杭径15mmのそれとほぼ同じ傾向を示した。しかしながら、杭背面土圧においては、圧力が急変する時の相対変位やサクシオンの値が大きく異なっている。限界圧力に到達した後の背面土圧の挙動は、杭径のみならず、载荷速度や周辺水との境界条件によっても異なると考えられるため、その解明には多くのデータの蓄積が必要である。しかしながら、杭に作用する土圧の挙動が前・背面で

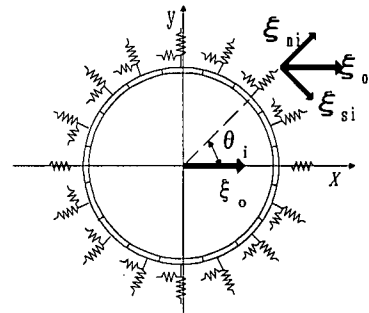


図-9 全方向バネモデルの概念

異なることは明らかであり、杭の水平方向地盤反力を正確にモデル化するためには、前・背面を分離して考えることが重要である。

図-7及び図-8の図中には、SPMモデル(実線)とCEMモデル(点線)の解析結果も併せて示している。解析に用いた地盤のパラメーターは、载荷実験後に模型地盤から切り出した供試体を、平均有効主応力に等しい67kPaの圧力で等方圧密した後に非排水三軸圧縮試験を行うことにより求めた。ここでは、二つの試験結果の平均を取って、非排水せん断強度 c_u には34kPaを、剛性比 I_r には変形係数 E_{s0} と非排水せん断強度 c_u より求めた値(=28)を用いた。また、初期拘束圧 σ_{ho} には実験結果を、限界圧力 p_s には-100kPaを使用した。

SPMモデルの杭前面土圧の結果は、微小変位量から大変位量に至るまで、杭径の違いによらず、実験結果と非常によく一致している。また、杭背面土圧においても、圧力の急変点までの範囲では実験結果と良い対応を示している。しかしながら、この急変点以降では、両者はあまり合致していない。現状では、限界圧力以降の杭背面土圧の複雑な挙動を説明することは困難であるので、実用的には解析対象の状況に応じて、限界土圧をフルサクシオン(-100kPa)あるいは静水圧と仮定する方が良いように思われる。一方、CEMモデルの解

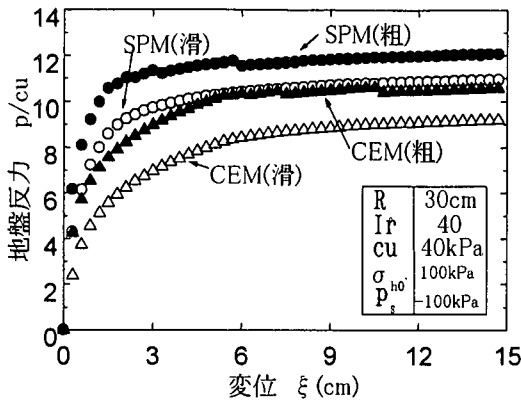


図-10 地盤反力-変位関係

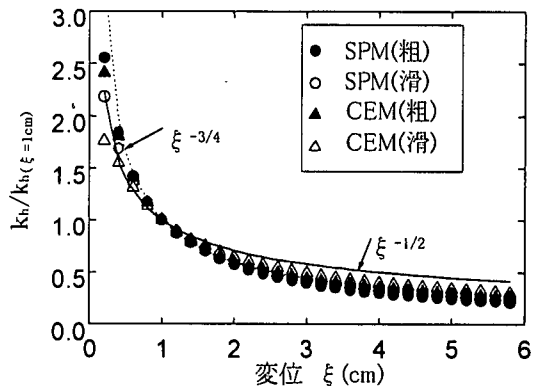


図-11 地盤反力係数の非線形性

析結果は、前・背面土圧ともに実験結果を過小評価する傾向にある。

5. 杭の水平方向地盤反力

ここで提案した二つのバネモデルを用いて、杭の水平方向地盤反力を推定する方法について示すとともに、それらの結果と現行基準との比較を行った。

(1) 全方向バネによる地盤反力の算出

これらのバネモデルは、いずれも杭前・背面の頂上部における作用土圧と変位の関係を表したものであるため、杭の鉛直断面に平均的に作用する、いわゆる杭の水平方向地盤反力とは異なる。杭に作用する土圧は杭周方向に分布すると思われるが、ここでは以下のような方法で地盤反力を求めてみた。

図-9に示すように、杭周面を n 個に分割して、周方向と半径方向に、それぞれすべりバネ及び垂直バネを導入する。杭が x 軸方向に ξ_0 だけ変位したとすると、 x 軸から θ_i の角度にある分割片においては、杭周面変位 ξ_{ni} 及び垂直変位 ξ_{ni} は、それぞれ

$$\xi_{ni} = \xi_0 \sin \theta_i, \quad \xi_{ni} = \xi_0 \cos \theta_i \quad (51)$$

となる。垂直バネには、垂直変位 ξ_{ni} を入力とした CEM 型バネあるいは SPM 型バネを用いた。また、すべりバネには、次のような弾完全塑性型のバネを用いた。即ち、すべり摩擦応力を τ_s 、周面変位を ξ_s とすると、

$$\tau_s = \alpha c_u \xi_s / T \quad (0 \leq \xi_s \leq T) \quad (52)$$

$$\tau_s = \alpha c_u \quad (T < \xi_s) \quad (53)$$

である。ここで、 T は降伏すべり変位であり、弾塑性境界の変位量である。椿原ら¹⁶⁾によると、粘土地盤中の杭の摩擦応力は数 mm のすべり変位で降伏値に達する。

そこで、本解析では降伏すべり変位 T を、杭径によらず 2mm とした。 α は周面摩擦の発揮度であり、杭面の粗滑によって、1~0 まで変化するものとした。また、4章の実験結果から、このようなすべり摩擦応力は、杭背面土圧が限界圧力に近くなると、消失する可能性がある。そこで、式(52)、(53)によらず、垂直圧力が限界圧力に達した時点で、すべり摩擦応力をゼロとすることにした。

これより、垂直バネによる反力を ψ_i とすると、杭の水平方向地盤反力 p は、

$$p = \frac{\Delta \theta}{2} \sum_{i=1}^n (\psi_i \cos \theta_i + \tau_s |\sin \theta_i|) \quad (54)$$

で算出することができる。

(2) 解析結果及び考察

図-10は、杭の全周を 24 分割した場合の地盤反力-変位関係を示している。縦軸は地盤強度で正規化し、用いたパラメータは図中に示した通りである。これより、杭表面を粗 ($\alpha=1$) とした SPM モデル (●) が、同一変位に対して最も大きい地盤反力を与え、その曲線形状はバイリニアに近い。また、この曲線にわずかな凹凸が見られるが、これは背面側の分割片が限界応力に達するたびに、摩擦応力が消失することによる。一方、表面が滑である CEM モデル (△) は、これらの中で最も小さな地盤反力を与え、曲線形状も滑らかである。従って、周辺地盤の変形状況に対応したパラメータ m や摩擦の発揮度 α を適切に選ぶことにより、種々の地盤に対応した反力-変位関係を得ることができる。また、杭周面の粗滑の違いに着目すると、いずれのモデルにおいても、周面摩擦は地盤反力の 1~2 割程度であり、水平方向の地盤反力にはあまり寄与しない結果となっている。

地盤反力-変位関係の割線係数である地盤反力係数 (k 値) は、杭頭変位に対して非線形性を示すことが知ら

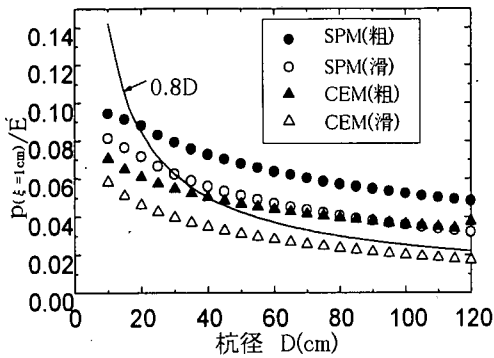


図-12 地盤反力の寸法効果

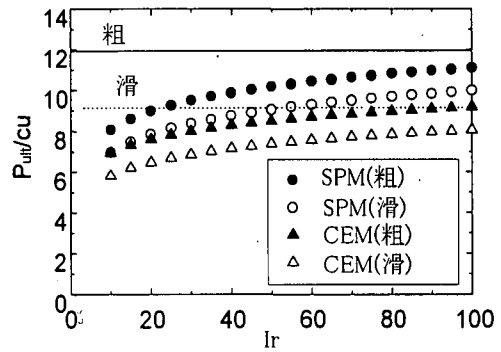


図-13 極限地盤反力

れており、次式を用いるのが一般的である¹⁷⁾。即ち、

$$k_h = k_0 \xi^{-1/2} \quad (55)$$

である。ここで k_0 は、杭頭あるいは基準位置での水平変位量が 1cm の時の地盤反力係数であり、

$$k_0 = 0.8E_0 D^{-3/4} \quad (56)$$

と与えられる。ここで E_0 は三軸圧縮試験から得られる地盤の変形係数で、 D は杭径である。これより、地盤反力係数は杭径による寸法効果があることが分かる。

図-11 は、図-10 の結果を地盤反力係数の形で再構成したものである。縦軸には地盤反力係数 k_0 で正規化した地盤反力係数を、横軸には変位を採用している。これより、いずれのケースにおいても水平変位量が 1cm 以下の範囲では、地盤反力係数はほぼ変位の平方根に反比例(図中実線)しており、式(55)とほぼ同様の非線形性を表していることがわかる。しかしながら、変位量が 1cm 以上では、地盤反力係数はむしろ変位の $3/4$ 乗のライン(図中点線)上にあり、式(55)より強い非線形性を示すようである。

図-12 は、地盤反力の寸法効果について検討したものである。この地盤反力 p は、変位量が 1cm の時の値であり、式(56)の地盤反力係数 k_0 と同値である。縦軸にはこの地盤反力を弾性係数 E で正規化した値を、横軸には杭径を採用している。解析パラメータは杭径を除いて図-10 の値を採用した。図より、いずれのモデルにおいても、地盤反力は杭径の増大に伴って低下しており、寸法効果が現れている。図中の実線は、式(56)の結果を示したものであるが、解析結果はこれと同様な傾向にある点で興味深い。特に杭径が 30cm 以上の範囲においては、SPM モデル(滑)や CEM モデル(粗)は式(56)に近い値となっており、式(56)の代用も可能といえる。

以上より、本解析モデルは、建築基礎設計指針に示されている設計基準式と比較しても大差はないが、SPM モデルは幾らか大きい地盤反力を、CEM モデルは同程度の地盤反力を与える。

図-13 は、各モデルにおける極限地盤反力を示したも

のである。縦軸には極限地盤反力を地盤強度で正規化した値を、横軸には剛性比 I_r を採っている。解析パラメータの内、初期水平方向応力 σ_{h0} には 100kPa を、限界圧力 p_s には 0 を用いた。これより、本モデルより得られる正規化された極限地盤反力は一定値ではなく、剛性比 I_r の増加に伴って増加することが分かる。図中の線は、Randolph ら⁵⁾によって得られた極限解析法の正解値であるが、SPM モデルによる値は粗滑ともにこれらと良い対応を示している。一方、CEM モデルは粗滑のいずれも正解値に比べると小さい。また、ここでは Randolph らの仮定に合わせるため、限界圧力 p_s を 0 としたが、限界圧力や初期水平方向応力の値によっては、極限地盤反力は増減する点で注意が必要である。

6. まとめ

本研究では、粘土地盤中に埋設された杭を対象として、杭の水平抵抗に関する地盤反力-変位関係の定式化を行った。即ち、杭周辺地盤の変形に円筒の押し抜け理論および Strain Path Method を適用することにより、杭の前・背面に作用する土圧-変位の関係をそれぞれ求めるとともに、全方向バネによる地盤反力の算出方法を示した。次いで、模型粘土地盤中に埋設した杭を変位させる水平荷重実験を行い、杭前・背面に作用する土圧について調べるとともに、解析モデルの妥当性について検討した。さらに、解析による地盤反力を現行の設計基準式と比較し、本モデルの適用性について検討した。その結果、以下の結論を得た。即ち、

- 1) 模型実験より、杭頂上部に作用する土圧は、杭前面部と背面部で異なる挙動を示す。
- 2) SPM モデルによる杭土圧の解析結果は、背面土圧が限界圧力に達した後の部分を除いて、実験結果とよく一致した。
- 3) 小さい水平変位の範囲では、全方向バネにより求めた地盤反力は、現行の設計基準より得られる値と比較しても大差はないが、SPM モデルは幾らか大きい地盤

反力を，CEMモデルは同程度の地盤反力を与えた。
4)SPMモデルによる極限地盤反力は，極限解析法による正解と良い対応を示した。

謝辞：本研究は，東急建設と武蔵工業大学の産学共同研究による基金援助を受けて実施したものであります。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Chang Y.L.: Lateral pile loading tests, *Trans. ASCE*, Vol.102, pp.272-278, 1937.
- 2) 久保浩一：杭の横抵抗の新しい設計法，港湾技術研究所報告，Vol.2, No.3, 1964.
- 3) Broms, B.B.: Lateral resistance of piles in cohesive soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol.90, No.SM2, pp.27-63, 1964.
- 4) Murff J. D.: P-ultimate for undrained analysis of laterally loaded piles, *ASCE*, Vol.119, No.1, pp.91-107, 1993.
- 5) Randolph, M.F. and Houlsby, G. T.: The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil, *Geotechnique*, Vol.34, No.4, pp.613-623, 1984.
- 6) 渡部要一：裏込め荷重を受ける軟弱粘土地盤中の杭基礎の安定性に関する基礎的研究，東京工業大学博士論文，1995.
- 7) Matlock, H.: Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay, *Proc. of the Offshore Technology Conference, OTC 1204*, Houston, Tx,

- 1970.
- 8) 岸田英明，中井正一：地盤反力-変位関係の非線形性，土と基礎 Vol.25, No.8, pp.21-28, 1977.
- 9) Vesic, A. B.: Bending of beams resting on isotropic elastic solid, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol.87, No.EM2, pp.35-53, 1964.
- 10) Reese, L. C.: Discussion on soil modulus for laterally loaded piles, *Trans. ASCE*, Vol.123, pp.1071-1074, 1958.
- 11) 長瀬慶明，青島一樹，橋詰尚慶，長尾俊昌：水平力を受けるスラブ付き杭支持建物の破壊性状，第30回地盤工学研究発表会論文集，pp.1499-1502, 1988.
- 12) Houlsby, G. T. and Withers, N. J.: Analysis of the cone pressuremeter test in clay, *Geotechnique*, Vol.38, No.4, pp.575-587, 1988.
- 13) Swain, A.: Model ground anchors in clay, PhD Thesis, University of Cambridge, 1976.
- 14) Baligh, M. M.: Strain path method, *ASCE*, Vol.111, No.9, 1985.
- 15) 日野幹雄：流体力学，朝倉書店出版，1992
- 16) Tsubakihara, Y., Kishida, H. and Nishihara, T.: Friction between cohesive soils and steel, *Soils & Foundations*, Vol.33 No.2, pp.145-156, 1993.
- 17) 建築基礎構造設計指針：日本建築学会，1988.

(1997. 9. 11 受付)

NON-LINEAR P-Y SPRING MODELS OF A PILE LOADED BY LATERAL SOIL MOVEMENTS

Naoaki SUEMASA, Toshiyuki KATADA, Osamu HASHIMOTO
and Kazuyuki NAKAMURA

Theoretical solutions of p-y curve for a pile or a buried pipe loaded by lateral soil movements are presented. These formulations are based on the elasto-plastic theory under some assumptions of deformation pattern of soil around the pile. The models can express the behavior from initial elastic state to ultimate state and take the appearance of the void behind the pile into the account. In order to validate the models, the pull-out tests of model piles lying in clay were carried out. It is conformed that one of the models compares very well with the results of the tests until the drop of the contact pressure due to the void occurs.