

垂直荷重および水平力を受けた鋼杭の性状に関する研究

THE BEHAVIOR OF STEEL PILES SUBMITTED TO VERTICAL AND HORIZONTAL LOADING

森 博*
By Hiroshi Mori

1. 緒 言

鋼杭は数年来わが国に使用され最近では建築学会により鋼杭基礎設計規準も制定されている。多くの文献に発表された論文によって鋼杭の性格もかなり明確となっている。山肩邦男氏は垂直荷重を受けた杭の荷重と沈下の関係および荷重による杭周辺の摩擦抵抗の発生と杭端への荷重の伝達などの問題について実験的考察を行なった。また D'appolonia と Romualdi の両氏は同様の考察を鋼H杭について行なっている。その他多くの研究の結果鉛直荷重による杭の挙動はかなり明らかにされているが実験結果に一致する理論は導かれるに至っていない。D'appolonia 氏は荷重の伝達機構について理論的解析を試みてはいるが、解法がはなはだ複雑で実用公式としてはなお研究の余地がある。

杭の水平力による横方向移動についても多数の実験が行なわれた。現在設計に使われている理論は鋼杭を弾性床の上のはりと考えて導かれたものである。この理論は地盤が弾性床と仮定しうるかぎり実際の杭の挙動に一致するが鋼杭はたわみやすい杭であるため地表面近くの杭に接する地盤は降伏状態に達することが考えられる。地盤の一部が降伏状態に達すると Chang の方法と呼ばれる解法は近似的にも成立しない。

鋼杭は一般に大きい支持力を要求されるので深い堅硬な支持層に達している。したがって極限抵抗に対して十分安全が保証されており設計上むしろ重要な値は通常の設計荷重（短期荷重もふくめて）による杭頭の変位である。この論文はこの問題に解を与えようとする試みである。

2. 鋼杭の力学的特性

鋼杭の荷重と沈下の関係について従来の多くの実験的事実から導かれる鋼杭の特性はつぎのように要約される。

① 鋼杭ははなはだたわみやすい杭である。もし杭が完全に剛であれば杭頭が沈下しないかぎり杭周辺と地盤の相対変位が起ころぬはずであるが、鋼杭の場合はそれ

自身の弾性変形によって周辺地盤との間に相対変位を生ずる。

② 既往の実験によれば 70% 以上の荷重は周辺摩擦力として支持され杭頭の抵抗は 30% 以下にすぎない。したがって杭の変形による摩擦力の発生はきわめて重要である。

③ 通常的设计荷重では杭頭の沈下は無視しうるくらい小さい。D'appolonia と Romualdi の H 杭についての実験によれば 150 t の設計荷重に対しては杭頭の沈下は、0.07 in (1.8 mm) に過ぎなかった。

④ 鋼杭の横方向変位は地表面に近い部分（10 m ないしそれ以下の深度）の曲げ変形による。しかも杭頭の変位は地表面下数メートルの部分の変位よりもはなはだしく大きい。すなわち地表面での地盤の変形は地盤に降伏状態を生ずるくらい大きくなって地表面から数メートルの深さの土は弾性状態にあることが考えられる。

以上の実験的事実にもとづいて鋼杭の特性を考察しよう。まず鉛直荷重による鋼杭の変形と荷重支持機構を考えると 3 つの段階にわけることができる。

① 第一の段階は弾性摩擦状態と呼ぶ。鋼杭は周辺地盤と微小な相対変位を生じて摩擦力が発生するが周辺の地盤は弾性的な状態にあり、発生した摩擦力は相対移動量の関数である。大部分の支持力は摩擦で負担され杭頭沈下にくらべ杭頭沈下は無視しうる。

② さらに荷重を増加した場合の段階は弾塑性摩擦状態と名づけよう。すなわち地表面に近い部分では杭と地盤の相対移動量が増大して摩擦抵抗に降伏現象が生ずる。荷重の増加とともに降伏状態はしだいに深い部分に拡大される。降伏状態となった摩擦抵抗は近似的に一定値を保持し移動量に無関係と考えられる（これについては実験的に確かめることができた。後のべる）。

③ 最終段階は塑性摩擦の状態と呼ぶことにする。この段階では摩擦力は一定でこの状態に入れば増加荷重はすべて杭頭で支持される。杭の沈下は急激となって破壊傾向へ向かう。

弾性摩擦の状態での杭周辺の単位面積当たりの摩擦抵抗（摩擦応力と名づけよう）は杭と地盤の相対変位の関数であることは Seed, Kézdi 両氏によっても認められ、

* 正会員 基礎地盤コンサルタンツKK社長

Seed 氏は Vane Test の変位とせん断応力の関係から求めることを提案した。Kézdi 氏は摩擦応力を変位の関数として次式で示した。

$$f = \sigma \tan \varphi [1 - e^{-(K \frac{u}{u_i - u})}] \dots \dots \dots (1)$$

ここに σ は杭側面に働く垂直応力である。Kézdi 氏の式も Seed 氏の方法もともに弾塑性変形を一括して公式化しようとしたもので、このような方法は前に述べた鋼杭周辺の地盤の摩擦機構を解明できない。また実際の鋼杭について式(1)の σ と φ を求めることが困難である。

著者は鋼管杭のフルスケール試験を利用して摩擦応力と杭と地盤の変位の関係を求めることを考案し、富士製鉄の依頼による試験に試み、その結果はすでに石綿・大橋両氏によって発表されている。図-1 に示すような

図-1 杭周辺の摩擦抵抗

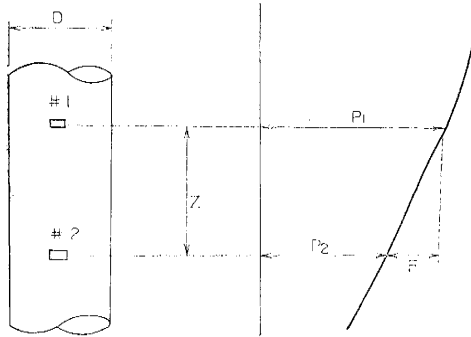


図-2 (a)

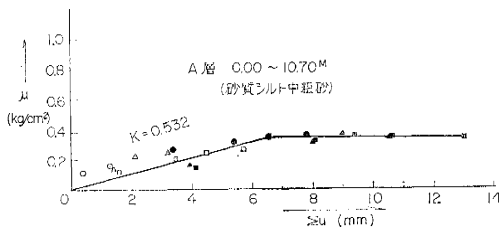


図-2 (b)

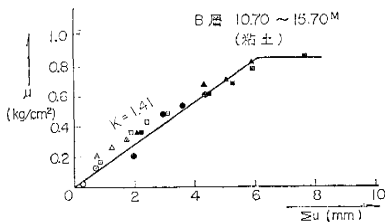
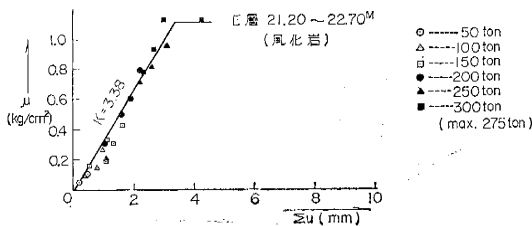


図-2 (c)



杭の一部を考えよう。二つのストレイン ゲージ #1 と #2 が外径 D の鋼管杭に z の間隔に取り付けてある。#1 と #2 の位置での軸力 P_1, P_2 はひずみ計の読みから計算できる。 $P_1 - P_2$ は z の間の摩擦抵抗を示す。したがって摩擦応力 f は $f = F/\pi D z$ で与えられる。ゲージ #1 の沈下量は杭頭沈下から #1 までの杭の弾性変形を用いて計算できる。

富士製鉄の実験その他の実験の結果は図-2 に示すとおりであって降伏状態に達するまでの摩擦応力は移動量に近似的に比例し、降伏値に達するとそれ以上の移動量には無関係に一定値を保つ。すなわち降伏値を f_y とすれば

$$f < f_y \text{ では } f = Ku \dots \dots \dots (2)$$

$$f \geq f_y \text{ では } f = f_y = \text{const.} \dots \dots \dots (3)$$

式(2), (3)の K と f_y は鋼杭の載荷試験によらなくても適当な原位置試験で求めることができる。著者は深層載荷試験を考案したがこの試験法によっても K と f_y は求められる。著者らは最近この試験装置を改良して特定深度の摩擦応力と移動量の関係を測定できるような研究を進めている。

3. 鉛直荷重による鋼杭の沈下

Seed と Reese の両氏は摩擦杭の沈下量を地盤面から杭の深さの関数としてつぎの微分方程式を得た。

$$\frac{d^2u}{dz^2} - \frac{fl}{AE}u = 0 \dots \dots \dots (4)$$

- ここに、 u : 深さ z の点の杭の沈下量
- z : 杭頭からの距離 (下向きを正)
- f : 杭側面単位面積当たりの摩擦抵抗
- l : 杭の周長
- E : 杭材料のヤング率
- A : 杭断面積

式(3)から弾性摩擦状態では $f = Ku$ であるから式(4)は

$$\frac{d^2u}{dz^2} - \frac{K}{lE}u = 0 \dots \dots \dots (5)$$

と書ける。 $\alpha = \sqrt{\frac{K}{lE}}$ において式(5)の一般解は

$$u = c_1 e^{\alpha z} + c_2 e^{-\alpha z}$$

前に述べたように杭頭の沈下は無視しうる。それで深さ H での沈下を 0 として

$$c_2 = -c_1 e^{2\alpha H}$$

杭頭では側面摩擦は無視しうるから杭頭での沈下量の z についての变化は荷重 Q によるひずみに等しい。

$$\left(\frac{du}{dz}\right)_{z=0} = -\epsilon_0 = -\frac{Q}{AE}$$

$$\left(\frac{du}{dz}\right)_{z=0} = \alpha(c_1 - c_2) = -\frac{Q}{AE}$$

$$c_1 = \frac{-Q}{(1 + e^{2\alpha H}) \alpha AE}$$

$$c_2 = \frac{Qe^{2\alpha H}}{(1+e^{2\alpha H})\alpha AE}$$

$$u = \frac{Q}{\alpha AE(1+e^{2\alpha H})} \{e^{2\alpha(H-z)} - e^{\alpha z}\}$$

$$= \frac{Q\{e^{\alpha(H-z)} - e^{-\alpha(H-z)}\}}{\alpha AE(e^{\alpha H} + e^{-\alpha H})}$$

$$= \frac{Q}{\alpha AE} \frac{\sinh[\alpha(H-z)]}{\cosh[\alpha H]} \dots\dots\dots(6)$$

したがって杭頭の沈下量 u_0 は

$$u_0 = \frac{Q}{\alpha AE} \tanh[\alpha H] \dots\dots\dots(7)$$

与えられる。

式(6), (7)は弾性摩擦状態に適合する。さて式(2)と式(6)から

$$f = \frac{KQ}{\alpha AE} \frac{\sinh[\alpha(H-z)]}{\cosh[\alpha H]}$$

$z=0$ では

$$f_0 = \frac{KQ}{\alpha AE} \tanh[\alpha H]$$

$f_0 = f_y$ となったときから弾塑性摩擦の状態が発生する。したがって摩擦力に降伏現象が始まったときの荷重 Q_y は次式で与えられる。

$$Q_y = \frac{f_y \alpha AE}{K \tanh[\alpha H]} \dots\dots\dots(8)$$

弾塑性摩擦の状態では塑性領域と弾性領域の境界を z_p とすれば $z \leq z_p$ では $f = f_y = \text{const.}$

したがって式(4)はつぎのように書ける。

$$\frac{d^2 u}{dz^2} - \frac{f_y l}{AE} = 0 \dots\dots\dots(9)$$

$\frac{f_y l}{AE} = \beta$ とおいて式(9)の解は

$$u = \frac{\beta}{2} z^2 + c_1 z + c_2$$

$$z=0 \text{ で } \frac{du}{dz} = c_1 = -\frac{Q}{AE} \therefore c_1 = -\frac{Q}{AE} \dots\dots\dots(10)$$

弾塑性状態での沈下量: $u = u_p + u_e$

ただし u_p : 塑性領域の沈下

u_e : 弾性領域の沈下

式(9)は塑性領域でのみ成り立つと考えて $z = z_p$ で $u = 0$ とおいて

$$c_2 = \left(\frac{Q}{AE} - \frac{\beta}{2} z_p \right) z_p$$

$$\therefore u_p = (u)_{z=0} = \left(\frac{Q}{AE} - \frac{\beta}{2} z_p \right) z_p \dots\dots\dots(11)$$

つぎに弾性領域の沈下量 u_e を求めるには弾塑性の境界面を原点として式(5)が成り立つから一般解は

$$u = c_1 e^{\alpha z} + c_2 e^{-\alpha z}$$

$z = H - z_p$ で $u = 0$ として $c_2 = -c_1 e^{2\alpha(H-z_p)}$, また $z = z_p$ の点に働く軸力は外力から塑性領域の摩擦抵抗を減じて

$$N = Q - f_y l z_p$$

$$\therefore \left(\frac{du}{dz} \right)_{z=0} = \alpha(c_1 - c_2) = \left(\beta z_p - \frac{Q}{AE} \right)$$

$$c_1 = \frac{\beta z_p - \frac{Q}{AE}}{\alpha [1 + e^{2\alpha(H-z_p)}]}$$

$$c_2 = \frac{\frac{Q}{AE} - \beta z_p}{\alpha [1 + e^{2\alpha(H-z_p)}]} e^{2\alpha H}$$

$$u_e = (u)_{z=0} = c_1 + c_2$$

$$= \frac{1}{\alpha} \left(\frac{Q}{AE} - \beta z_p \right) \tanh[\alpha(H-z_p)] \dots\dots(12)$$

したがって杭頭沈下量 u は

$$u = u_p + u_e = \left(\frac{Q}{AE} - \frac{\beta}{2} z_p \right) z_p$$

$$+ \frac{1}{\alpha} \left(\frac{Q}{AE} - \beta z_p \right) \tanh[\alpha(H-z_p)] \dots\dots(13)$$

また境界面 ($z = z_p$) では式(12)で与えられる u_e は同時に降伏条件 $u_e = f_y / K$ を満足せねばならぬから,

$$\frac{f_y}{K} = \frac{1}{\alpha} \left(\frac{Q}{AE} - \beta z_p \right) \tanh[\alpha(H-z_p)] \dots\dots(14)$$

式(14)によって想定した塑性領域深度 z_p に対する荷重 Q が計算できる。この Q と z_p を式(13)に代入すれば荷重 Q に対する沈下量 Q が得られる。

以上に述べた理論は二つの現場試験結果によって確かめることができた。

【第1例】

地層は複雑な互層のシルトと砂および軟岩から成っていてひずみ計の読みから計算した K と f_y にかかなりのばらつきがあった。

層番号	層厚	K (kg/cm ³)	f_y (kg/cm ²)
1	3.75	0.80	0.40
2	1.50	0.86	0.24
3	3.75	0.44	0.22
4	1.75	0.27	—
5	4.00	0.65	0.26
6	4.50	0.92	0.30
7	7.00	2.80	—

K の値の平均値は層厚を h として $\bar{K} = \sum h_i K_i / \sum h_i$ から求めると $\bar{K} = 1.3 \text{ kg/cm}^3$ を得る。また f_y は z_p の大きさに応じて塑性領域内の平均値を使用した。

使用した杭の寸法から

$$\alpha = 7.26 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$$

$$A = 175.3 \text{ cm}^2$$

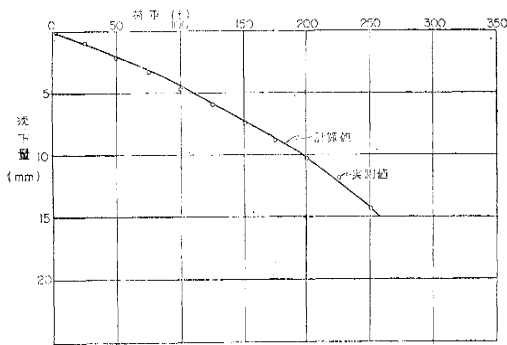
$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = 2.625 \text{ cm}$$

$$l = 153 \text{ cm}$$

これらの値によって式(7), (12), (13)によって計算した結果を杭の載荷試験による実測値に対比して示せば図-3のとおりである。この図によれば $Q \leq 100 \text{ t}$ では弾性摩擦の状態で式(7)が実測値に一致するが $Q > 100 \text{ t}$ に対しては、弾塑性摩擦の状態となり式(12)による結果が実測値に一致する。弾塑性摩擦の状態についても杭頭の沈下は0と仮定して導いた公式がこの例の場合実

図-3 鋼杭の荷重と沈下の関係(第1例)



測値によく合致する。

【第2例】

原地盤について求めた K と f_y は第1例と同様にして

層	h (m)	K (kg/cm ³)	f_y (kg/cm ²)
A	10.7	0.53	0.34
B	5.0	1.41	0.86
C	4.0	1.78	0.87
D	1.5	2.50	—
E	3.0	3.38	1.12

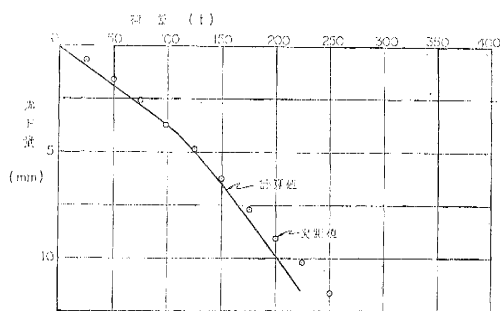
平均値として $\bar{K} = 1.40$ kg/cm³,

f_y は地表近く A 層の値を取って $f_y = 0.34$ kg/cm²

杭の断面寸法から, $t = 0.85$ cm, $A = 128.8$ cm², $\alpha = 8.84 \times 10^{-4}$ cm⁻¹, $II = 2420$ cm, $L = 157$ cm。

これらの数値によって計算した結果を実測値と対比して図-4 に示す。この例の場合弾性摩擦状態は $Q < 70$ t で終わって塑性状態に入っている。

図 4 鋼杭の荷重と沈下の関係(第2例)



前にも述べたよう摩擦応力係数 K と降伏摩擦応力 f_y の値は鋼管杭の載荷試験を利用して計算したかなりラフな値であり, しかも深さによって K も f_y もかなりのばらつきがあり計算はその平均値によっている。それにもかかわらず計算値に実用的許容しうる程度の一致を示した。

第2例の場合は弾塑性領域での沈下実測値は計算値よりも小さくなっている。杭頭の沈下を無視することによって考えられる誤差としては一般的には沈下計算値が実

測値より小さくなるはずであるが実測の結果は逆になっている。もっとも杭端が沈下することによって杭幹の弾性変形による移動量と杭全体の沈下による移動量の和が杭側面と地盤の相対変位に等しくなるからこの意味ではかえって沈下を小さくする傾向になることも考えられる。この論文では問題を強固な支持層で支持された鋼杭にかぎっているので杭頭の沈下を無視しても実用的に許容しうると考えた。この解法を剛性の高いコンクリートピヤ-基礎などに適用する場合は基礎の沈下を考える必要がある。この場合は基礎底面の地盤反力係数をさらに導入することによって数学的な解を得ることができる。しかしこのような場合の解を実験的に立証する資料が得られていないので, これについては将来の機会にゆずりたい。

この論文では, K, f_y などのパラメーターを使って鋼杭の荷重と沈下の関係を求める方法を示した。 K, f_y などのパラメーターの実測方法として筆者らは深層載荷試験法とその装置を考案した。この装置はまだ研究すべき問題があるが原理としては地盤内で鋼製のリングを回転してそれに対する摩擦抵抗を実測しようとするものである。この装置については巻末の引用文献にゆずってここでは省略する。

4. 水平力による鋼杭の変位

水平力の作用による杭の変位に関しては弾性床土上の梁の解法に準ずる解法が多くの出版物に発表されている。すなわち力学的平衡条件からつぎの微分方程式が得られる。

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} + E_s y = 0 \dots\dots\dots(15)$$

$$\sqrt{\frac{E_s}{4EI}} = \alpha$$

とおいて微分方程式の一般解は

$$y = e^{\alpha x} (A \cos \alpha x + B \sin \alpha x) + e^{-\alpha x} (C \cos \alpha x + D \sin \alpha x)$$

$x \rightarrow \infty$ で $y = 0$ から $A = B = 0$

$$y = e^{-\alpha x} (C \cos \alpha x + D \sin \alpha x) \dots\dots\dots(16)$$

$$y' = -\alpha e^{-\alpha x} \{ (C - D) \cos \alpha x + (C + D) \sin \alpha x \} \dots\dots\dots(17)$$

$$y'' = \alpha^2 e^{-\alpha x} \{ -2D \cos \alpha x - 2C \sin \alpha x \} \dots\dots\dots(18)$$

$$y''' = 2\alpha^3 e^{-\alpha x} \{ (C + D) \cos \alpha x - (C - D) \sin \alpha x \} \dots\dots\dots(19)$$

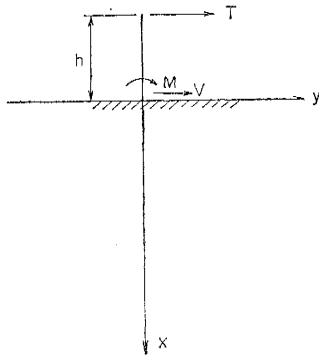
図-5 に示すように地表から高さ h の杭頭に水平力 T が加えられたとき, 杭が地表に接する点を原点として式(15) が成り立つものとすれば境界条件として

$$\text{式(18) から } (y'')_{x=0} = -\alpha^2 (2D) = \frac{Th}{EI}$$

$$D = -\frac{Th}{2\alpha^2 EI}$$

$$\text{式(19) から } (y''')_{x=0} = 2\alpha^3 (C + D) = \frac{T'}{EI}$$

図-5 水平力を受けた杭



$$C = \frac{T}{2\alpha^2 EI} \left(\frac{1}{\alpha} + h \right)$$

$$y = e^{-\alpha x} \left[\frac{T}{2\alpha^3 EI} (1 + \alpha h) \cos \alpha x - \frac{Th}{2\alpha^2 EI} \sin \alpha x \right] \dots \dots \dots (20)$$

地表面の変位 y_0 は式 (20) で $x=0$ とおいて

$$y_0 = \frac{T}{2\alpha^3 EI} (1 + \alpha h) \dots \dots \dots (21)$$

式 (20), (21) は杭背面の地盤が弾性状態にあるかぎり適合する。地盤反力の降伏値を p_f として $y_0 = p_f/K$ となった時地表面に降伏状態が発生する。したがってその時の水平力 T_y は次式で与えられる。

$$T_y = \frac{2\alpha^3 EI}{K(1 + \alpha h)} p_f \dots \dots \dots (22)$$

$T > T_y$ になれば塑性領域は地表面からしだいに地下に拡大される。図-6 のように塑性領域の深さが x_p になった場合の杭頭の変位 δ は弾性領域内の曲げ変位 δ_1 と弾塑性の境界面での杭の回転による変位 δ_2 と塑性領域内の曲げによる杭頭変位 δ_3 の和で与えられる。

塑性領域では地盤反力 p は降伏圧力 p_f に等しく一定

図-6 杭の横方向変化

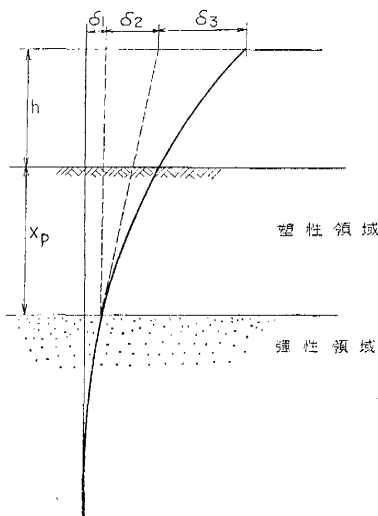
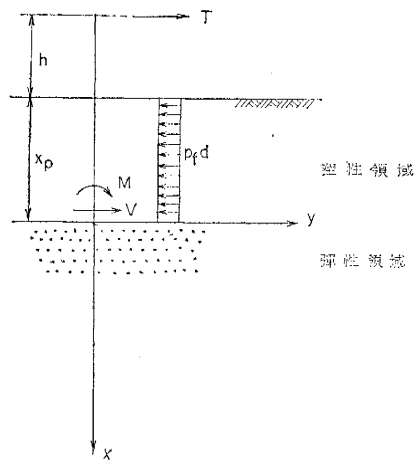


図-7 杭周辺地盤の弾塑性平衡



であると仮定する。この仮定によって地表から高さ h の杭頭に水平力 T が加えられたときの塑性領域内の杭の曲げによる杭頭の変位 δ_3 は次式で与えられる。

$$\delta_3 = -\frac{T}{6EI} (2x_p^3 + 3hx_p^2) - \frac{p_f x_p^4 d}{8EI} \dots \dots (23)$$

ここに d : 杭の直径。

つぎに弾塑性境界面と杭の交点を原点として微分方程式 (15) は原点以下の部分すなわち弾性領域で成り立つ。図-7 に示す荷重条件から原点に働く曲げモーメントとせん断力はそれぞれ、

$$M = T(h + x_p) - \frac{p_f}{2} x_p^2 d$$

$$V = T - p_f x_p d$$

式 (18) から

$$y''_{(x=0)} = -2\alpha^2 D = \frac{1}{EI} \left\{ T(x_p + h) - \frac{p_f d}{2} x_p^2 \right\}$$

$$D = -\frac{1}{2\alpha^2 EI} \left\{ T(h + x_p) - \frac{p_f d}{2} x_p^2 \right\}$$

式 (19) から

$$y'''_{(x=0)} = 2\alpha^3 (C + D) = \frac{1}{EI} \{ T - p_f x_p d \}$$

$$C = \frac{1}{2\alpha^3 EI} \{ T - p_f x_p d \}$$

$$+ \frac{1}{2\alpha^2 EI} \left\{ T(h + x_p) - \frac{p_f d}{2} x_p^2 \right\}$$

$$\delta_1 = y_{(x=0)} = \frac{T}{2\alpha^3 EI} \left\{ 1 + \alpha(h + x_p) \right\}$$

$$- \frac{dp_f x_p}{2\alpha^2 EI} \left(1 + \frac{\alpha x_p}{2} \right) \dots \dots \dots (24)$$

原点は弾塑性領域の境界にあるから塑性条件を満足する。すなわち

$$\delta_1 = \frac{p_f}{K} \dots \dots \dots (25)$$

$$T = \frac{2\alpha^3 EI}{1 + \alpha(h + x_p)} \left\{ \frac{p_f}{K} + \frac{p_f d}{4\alpha^2 EI} (2x_p + \alpha x_p^2) \right\} \dots \dots \dots (26)$$

式 (26) によって塑性領域の深さ x_p に対する水平力 T を計算することができる。式 (17) から弾塑性境界での杭の回転による杭頭変位 δ_2 は、

$$\begin{aligned} \delta_2 &= (x_p + h)(-y')_{x=0} = (x_p + h) \alpha (C - D) \\ &= \frac{(x_p + h)}{2 \alpha^2 EI} \{ T - p_f x_p d \} \\ &\quad + \frac{x_p + h}{\alpha EI} \left\{ T(h + x_p) - \frac{p_f}{2} x_p^2 d \right\} \\ &= \frac{T}{2 \alpha^2 EI} \{ (x_p + h) + 2 \alpha (x_p + h)^2 \} \\ &\quad - \frac{p_f d}{2 \alpha^2 EI} (x_p + h)(x_p + \alpha x_p^2) \dots \dots (27) \end{aligned}$$

杭頭が地表面に一致する場合は式 (27) で $h \rightarrow 0$ として、

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{T}{2 \alpha^2 EI} (x_p + 2 \alpha x_p^2) \\ &\quad - \frac{p_f d}{2 \alpha^2 EI} (x_p^2 + \alpha x_p^3) \dots \dots (28) \end{aligned}$$

式 (23), (25), (28) から

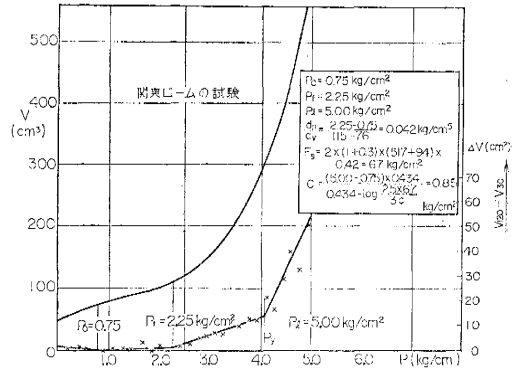
$$\begin{aligned} \delta &= \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = \frac{p_f}{K} + \frac{T}{2 \alpha^2 EI} \{ (x_p + h) \\ &\quad + 2 \alpha (x_p + h)^2 \} - \frac{p_f d}{2 \alpha^2 EI} (x_p + h)(x_p + \alpha x_p^2) \\ &\quad + \frac{T}{6 EI} (2 x_p^3 + 3 h x_p^2) - \frac{p_f x_p^3 d}{8 EI} \dots (29) \end{aligned}$$

地盤の反力係数 K と降伏圧力 p_f が既知であれば弾塑性状態の地盤反力に対応する杭の変形量 δ は式 (29) で与えられる。

実際の計算には x_p が式 (29) にふくまれているので x_p を求めねばならない。まず地表面に塑性状態の発生したときすなわち弾性反力の極限の値に対応する水平力 T_y を式 (22) で計算する。それによる変位量は式 (25) で与えられる。 $T \leq T_y$ の場合の水平力と杭頭変位の関係は式 (21) で計算できる。つぎに $T > T_y$ のときの T と x_p の関係は式 (26) で与えられる。計算を簡易にするために x_p を適宜に仮定して (たとえば 50 cm, 1 m, 3 m など) それに対応する T を計算する。こうして得た T と x_p の組合せを式 (27) に代入して δ_2 を計算する。

著者は 2 つのパラメーター p_f および変形係数 E をプレシオメーター試験によって測定した。プレシオメーター試験はボーリングの孔壁に圧力を加えて地盤内の空洞を膨張させ地盤の変形と強度特性を測定する方法である。図-8 は測定結果を図示したものである。図のクリープ曲線は 2 分間一定圧力を保った場合の地盤のクリープによる円筒形空洞の容積変化を表す。降伏圧力 p_f はクリープ曲線の折点に対する圧力として求められる。圧力-容積曲線は 2 分間のクリープをふくむ全容積を圧力に対応してプロットした図で p_f 以下の圧力では近似的に直線となる。この直線の勾配から地盤の変形係数 E を計算することができる。地盤の変形係数は地盤が完全

図-8 圧力-クリープ曲線と圧力容積曲線



弾性体であればヤング率に相当するものである。地盤の反力係数は地盤の変形係数によって決まるとともに地盤のレオロジー的性質と基礎の形状係数と基礎の寸法との関数である。Ménard はこれら地盤反力係数に影響する要素を考慮して E と K の比を近似的に計算する方法を見出している。

著者はプレシオメーター試験によって降伏圧力 p_f と反力係数 K を求め、式 (30), (33) によって杭頭の横方向変位量を計算した結果、実測値によく一致した。

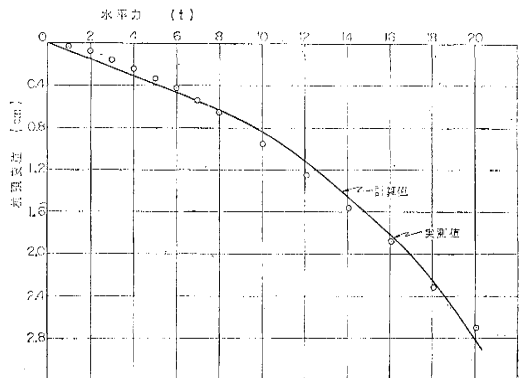
実測を行なった杭は垂直荷重による沈下の実例第 1 例と同じ杭である。深度 10 m 以内のプレシオメーター試験による変形係数の平均値から Ménard 氏の方法で地盤反力係数 $K=2.26 \text{ kg/cm}^2$ を得た。また地盤の降伏圧力は $p_f=1.75 \text{ kg/cm}^2$ であった。

杭の寸法から

$$\begin{aligned} t &= 1.13 \text{ cm} \\ A &= 175.3 \text{ cm}^2 \\ EI &= 1.40 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2 \\ \alpha &= 3.78 \times 10^{-3} \text{ (cm}^{-1}\text{)} \end{aligned}$$

これらの数値を使って杭頭の変位量 δ を計算し実測値に対応してプロットすれば図-9 のとおりである。10 t 以下の水平力に対しては弾性論的な解法が実測値に一致

図-9 杭の水平力と杭頭変位の関係



し 10 t 以上の水平力に対しては弾塑性平衡を考えた計算値が実測値によく一致する。

5. 結 語

鋼管杭の荷重による変位を解析するに際して著者は地盤の弾塑性平衡を考えて問題を解き、それによって理論の適用範囲を単純な弾性論よりも拡大することができた。単純な弾性論では応力とひずみの関係が明らかにできないし弾性論では限られた微小なひずみに対応する現象しか説明できない。

また理論にもとづいて計算を進める際に原位置試験による実測数値によって計算する必要を強調したい。理論的に厳密で正当な解であってもその理論に使われるパラメーターが実測できなければ実用的価値のある解は得られないであろう。

著者の導いた法則は 1 m 未満の径の鋼管杭またはそれに相当する寸法の鋼 H 杭には適合するであろう。1 m 以上の大径の杭については支持力や変形の機構に不明な点もあるので将来実施例が得られたとき検討するほかはない。また鋼杭に限らず著者の方法はコンクリート杭にも適用しうと思われる。ただコンクリート杭はたわみ性が少ないので垂直力に対しては弾塑性摩擦の状態が鋼杭ほど明確でないことが予想される。また横方向についても弾塑性反力の状態以前に杭の曲げモーメントが許

容限度に達するかも知れない。

この論文では水平力に対する地盤の反力係数は時間に無関係とした。計算例にあげた地盤は概して砂質地盤が杭の曲がる部分にあったのでこの仮定でさしつかえなかったが、粘性土の場合は応用力緩和による反力の低下を考えねばならぬであろう。

この論文の計算例として大橋・石綿両氏による富士製鉄の試験杭について考察したが、この鋼杭試験を担当した基礎地盤コンサルタンツの足立格一郎君には数値計算を援助してもらったばかりでなく貴重など意見を聞くことができた。ここに厚くお礼申し上げる所である。

参 考 文 献

- 1) 大橋正夫・石綿知治：福岡県千鳥橋 鋼管杭載荷試験について，富士製鉄技報，1963
- 2) Ménard, L. : Comportment d'une fondation profonde soumise à des efforts de renversement, Revue Sols-Sails, Vol. 1, No. 3, 1962
- 3) Kézdi, A. : Bearing Capacity of Piles and Pile Groups, Proc. 4th. Int. Conf. on SMFE, 1957
- 4) Secd, H. and Reese, L. : The Action of Soft Clay along Friction Piles, ASCE Vol. 81, 1955
- 5) Ladanyé, B. : Expansion of a Cavity in a Saturated Clay Medium, Proc. ASCE, 1963
- 6) 山肩邦男：杭基礎の理論，杭基礎工事の機械化講演資料，日本建設機械化協会，昭 37
- 7) 森 博：プレシオメーターによる変形係数 E の時間的変化について，土質調査所資料（未発表）

(1964. 3. 25・受付)