

# 鋼管ぐいの閉塞効果と支持力機構

山 原 浩

## §1. はじめに

鋼管ぐいは一般に開端のまま打込まれる。管内には当然土が充填される。この管内の土がぐいの支持力にどんな効果を与えるだろうか。誰しもが抱く疑問であると思う。この疑問は究極において、管内土による閉塞効果の有無の論争に展開される。

もし細いガス管を土の中に埋込むような場合には、比較的浅い貫入で管内の土は完全につまってしまうだろうが、大口径の鋼管の場合には、浅い貫入で完全な閉塞効果を期待する方が無理であろう。

しかし、大口径の鋼管でも、径に比べて充分深く押込めば、あるいは閉塞の効果を生ずるのではないかと想像される。したがって、閉塞効果はまず管径と根入れ深さとの関数であることは容易に想像される。

また、管内の土と管壁との摩擦抵抗が大きいほど、管内土の密度が高いほど、閉塞効果は起りやすいと推測される。

一般に、くい頭に加えられた荷重は、くいの外壁面に接する地盤の摩擦力と、くい先端の支持力に釣合うとされている。くい体の中実であるか、先端が塞がれている場合には、この考え方は卒直に適用される。

しかし、開端ぐいの場合、くい外壁面摩擦力に関しては開端の場合と同等であるが、くい先端の支持力に関しては大部様相が異なっている。

この場合、くいの先端抵抗は管の薄い肉厚から直接くい体に伝わるものもあるが、大部分は管内の土によって

くいの内壁面から摩擦力としてくい体に伝わるものである。くい先がよほど堅い岩盤にでも到達していないかぎり、管の先端の薄肉部で受ける抵抗は無視できるであろう。本論文では、これらの各要素の定量的釣合関係から出発し、支持力におよぼす管内土の効果を中心に、鋼管ぐいの支持力機構を論ずることにした。

## §2. 管内土の釣合方程式

### (1) 砂質土の場合

管内土が砂質土である場合は、一般に土とくい壁面間のすべり摩擦角よりも、砂の内部摩擦角の方が大きい。したがって、すべり面はくい壁面上に生ずる。

管内土の表面から深さ $\xi$ の位置における極めて薄い層片を取りだし、鉛直方向の力の釣合いを考えてみよう。

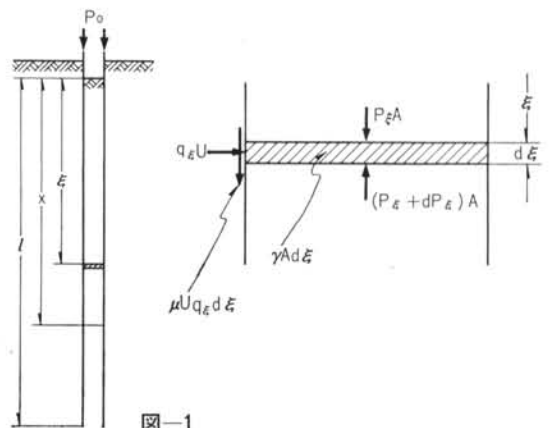


図-1

図-1 より

$$(p_{\xi} + dp_{\xi})A = p_{\xi}A + \mu U q_{\xi} d\xi + \gamma A d\xi \dots\dots\dots(1)$$

ここで  $p_{\xi}$  = 深さ  $\xi$  における単位鉛直圧力  $t/m^2$   
 $q_{\xi}$  = 深さ  $\xi$  における単位水平圧力  $t/m^2$   
 $U$  = 管内周長  $m$   
 $A$  = 管内断面積  $m^2$   
 $\gamma$  = 土の単位体積重量  $t/m^3$   
 $\mu$  = 土の壁面における摩擦係数

式(1)より

$$d\xi = \frac{1}{\gamma \left(1 + \frac{\mu U}{\gamma A} q_{\xi}\right)} dp_{\xi} \dots\dots\dots(2)$$

ここで  $q_{\xi} = \nu p_{\xi}$   $\dots\dots\dots(3)$

とおき、式(2)に代入すると

$$d\xi = \frac{1}{\gamma \left(1 + \frac{\mu \nu U}{\gamma A} p_{\xi}\right)} dp_{\xi} \dots\dots\dots(4)$$

$\nu$  は鉛直圧に対する水平圧の比で、土のような弾塑性体で、しかも不均質な物質では、理論的には求められない。筆者はこれを §11 で示す装置により、実験的に定めることにしている。

式(4)において  $\xi=0$  のとき  $p_{\xi}=0$ 、 $\xi=x$  のとき  $p_{\xi}=p_x$  とし、この区間は連続関数で与えられるから

$$\int_0^x d\xi = \int_0^{p_x} \frac{1}{\gamma \left(1 + \frac{\mu \nu U}{\gamma A} p_{\xi}\right)} dp_{\xi}$$

$$x = \frac{A}{\mu \nu U} \log \left(1 + \frac{\mu \nu U}{\gamma A} p_x\right)$$

$$\therefore p_x = \frac{\gamma A}{\mu \nu U} \left(e^{\frac{\mu \nu U}{\gamma A} x} - 1\right) \dots\dots\dots(5)$$

深さ  $x$  における全圧力  $P_x = Ap_x$  は

$$P_x = \frac{\gamma A^2}{\mu \nu U} \left(e^{\frac{\mu \nu U}{\gamma A} x} - 1\right) = \frac{\pi \gamma D^3}{16 \mu \nu} \left(e^{\frac{4 \mu \nu}{D} x} - 1\right) \dots\dots\dots(6)$$

ここで  $D$  = 管の内径  $m$

(2) 粘性土の場合

管内土が粘土またはシルト質である場合は、一般に土とくい壁面間の付着力よりも、壁面に極く接近した土の層における coulomb のせん断すべり抵抗の方が小さい。

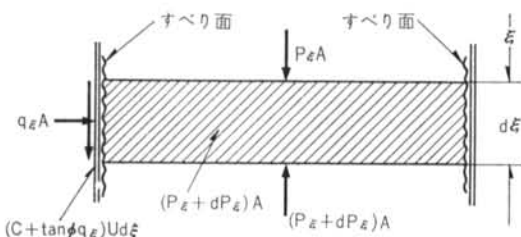


図-2

この場合の釣合方程式は、図-2 より

$$(p_{\xi} + dp_{\xi})A = p_{\xi}A + (C + q_{\xi} \tan \phi) U d\xi + \gamma A d\xi \dots\dots\dots(7)$$

$$d\xi = \frac{1}{\frac{CU + \gamma A}{A} + \frac{U q_{\xi} \tan \phi}{A}} dp_{\xi} \dots\dots\dots(8)$$

ここで  $q_{\xi} = \nu p_{\xi}$  とおき、 $\xi=0$  より  $\xi=x$  までの区間を積分して

$$\int_0^x d\xi = \int_0^{p_x} \frac{1}{\frac{CU + \gamma A}{A} + \frac{U \nu \tan \phi}{A} p_{\xi}} dp_{\xi} \quad \text{より}$$

$$x = \frac{A}{U \nu \tan \phi} \log \left(1 + \frac{U \nu \tan \phi}{CU + \gamma A} p_x\right)$$

$$p_x = \frac{CU + \gamma A}{U \nu \tan \phi} \left(e^{\frac{U \nu \tan \phi}{A} x} - 1\right) \dots\dots\dots(9)$$

$$P_x = \frac{(4C + \gamma D) \pi D^3}{16 \nu \tan \phi} \left(e^{\frac{4 \nu \tan \phi}{D} x} - 1\right) \dots\dots\dots(10)$$

もし完全な粘着性 ( $\phi=0$ ) の場合には、式(7)は

$$A dp_{\xi} = (CU + \gamma A) d\xi$$

となり

$$\int_0^{p_x} A dp_{\xi} = \int_0^x (CU + \gamma A) d\xi \quad \text{より}$$

$$p_x = \frac{CU + \gamma A}{A} x \dots\dots\dots(11)$$

$$P_x = (CU + \gamma A) x = \pi D \left(C + \frac{D}{4}\right) x \dots\dots\dots(12)$$

なお砂質土であっても粘性分が多く、そのすべり面がくい壁面に極く接近した土の層に生ずる場合は(2)の形態で、また粘性土であってもくい壁面上ですべりを生ずる場合は当然(1)の形態で考えるべきである。

すなわち、すべり面の生ずる形態で分類しているのがあって、土質の分類によって厳密に区別されるべきものではないことを注意しておきたい。

以上の計算では  $\mu$ 、 $\nu$ 、 $C$ 、 $\phi$ 、 $\gamma$  等の諸因子を、 $\alpha$  および  $p_x$  に無関係な係数として取扱っている。

これらから派生する二次的な理論誤差については、後で検討することにして、ここでは管内土による支持力の発生機構を理解することにとどめておきたい。

§3. 管内土による極限抵抗力

管内土がその自重と内壁面との摩擦力によって耐えうる極限の圧力を、管内土による極限抵抗力と呼ぶことにしよう。これは式(6)、(10)、(13)について極限の状態、すなわち  $\mu$  に最大摩擦係数、 $C$  に粘着力、 $\phi$  に内部摩擦角を与えて数値計算を行うことによって求められる。

これらの数値計算を数多くの場合について行うことは比較的面倒でもあるので、筆者は各因子を分類し、電子計算機 LGP-30 によって、とりあえず 11,856 回の組合わせについて行った。

これらの計算結果をもとに、式(6)、(10)、(13)の定量関係を図によって説明していこう。

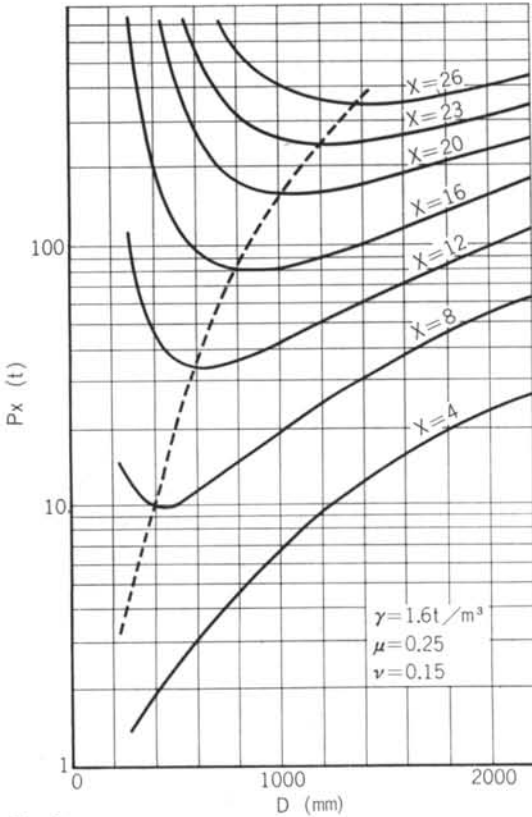


図-3

まず、図-3 は砂質土の場合の一例で、式(6)から得られる。同図から、比較的浅い根入れでは管径が大きいくほど抵抗力は大きいですが、だんだん根入れが増えていくと、管径の小さいものから閉塞の効果が顕著になり、抵抗力が急激に増大する傾向が理解されよう。

したがって、同一根入れで、小口径のくいが大口径のものより大きな支持力を持つこともありうる。

図に記された破線は、各深度における最小点を結んだもので、この破線で仕切られた左側の領域において有効な閉塞効果が得られる。

図-4 は完全な粘性土の場合で、式(13)から求められる。すべり面が完全な粘着性で固体摩擦成分がないものとしているため、 $P_x$  は深さに linear であり、有効な閉塞効果は生じない。

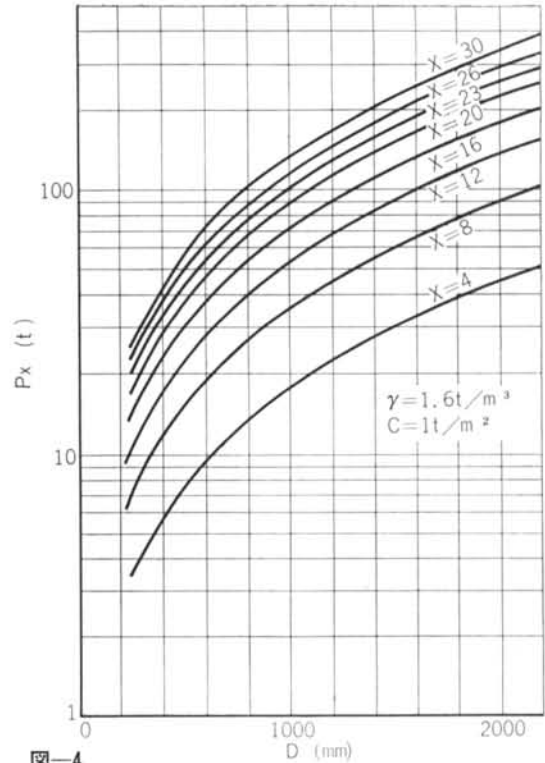


図-4

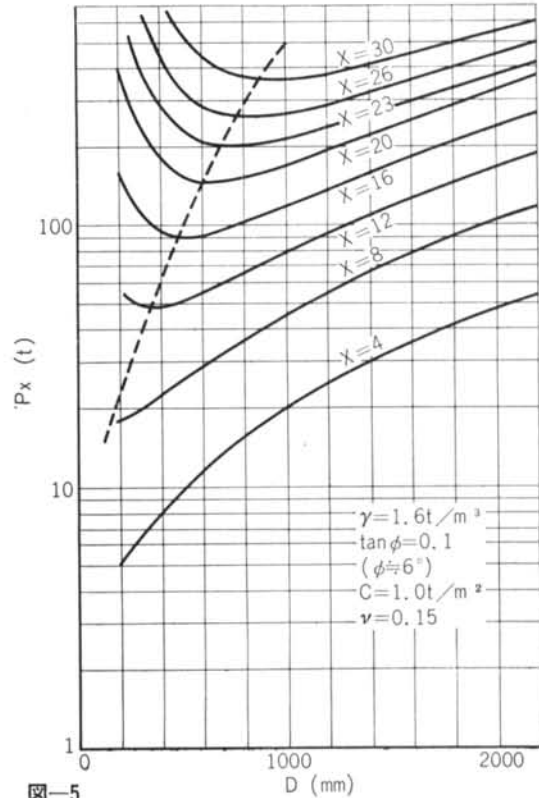


図-5

図-5 はやはり粘性土の場合であるが、すべり面に粘着力のほか固体摩擦の効果を加味したもので、式(10)より求められる。

粘性土といっても、実際には多分の砂が混り、固体摩擦の効果が多少は存在するのであるから、図-4 の場合よりむしろ現実的である。また同図は砂質土と粘性土との中間の傾向を有するのも当然である。砂質土の場合ほど顕著ではないが、閉塞の効果が現れている。

以上の三図を総合し、次の事項が明らかである。

- 1) 管内土による閉塞の効果は、粘性土に比べて砂質土の場合にはるかに著しい。
- 2) 根入れの増加にともなう支持力の増大は、砂質土の場合は閉塞効果が手伝って著しいが、粘性土では根入れにほぼ linear にしか増えない。
- 3) 管内土による閉塞効果は、管径が小さいものほど浅い根入れで起る。

図-6 は上記事項をさらにわかりやすく説明するために、二種の管径のくいについて、深さ  $x$  に対する支持力  $P_x$  を図示したものである。

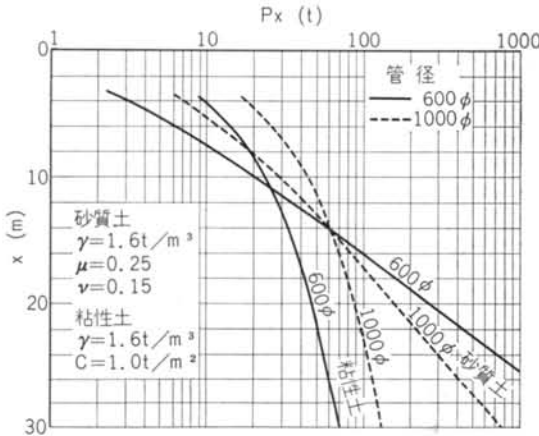


図-6

#### §4. 閉塞効果とは

前章において「閉塞効果」なる用語を使用したか、本章では、その用語の定義と意味を明確にしておこう。

管内土による支持力の極限状態は、

- 1) 管内土が管内壁面に沿ってすべりだす
- 2) くい先端の地盤が破壊する

の二種の形態で説明される。

後者の場合は、管内土による閉塞が完全なのであるから、これを完全閉塞状態と定義し、この状態を与えるた

めに必要な諸条件を完全閉塞条件と呼ぶことにする。

また、前者の場合は閉塞効果があってもそれが不完全な状態であるので、これを不完全閉塞状態と定義する。

前章で求めた管内土による極限抵抗力  $P_a$  が、もし、くい先端の地盤強度より小さければ前者の形態をとり、大きければ後者の形態となる。

したがって、閉塞の完全、不完全の条件は、管内土による極限抵抗力とくい先端の地盤強度との大小関係できまり、くいの支持力は両者のうち小さい方で定まる。

以上の説明を図によって補足しておこう。

まず図-7 は、図-3 にくい先端の地盤強度を重ねて示したものである。

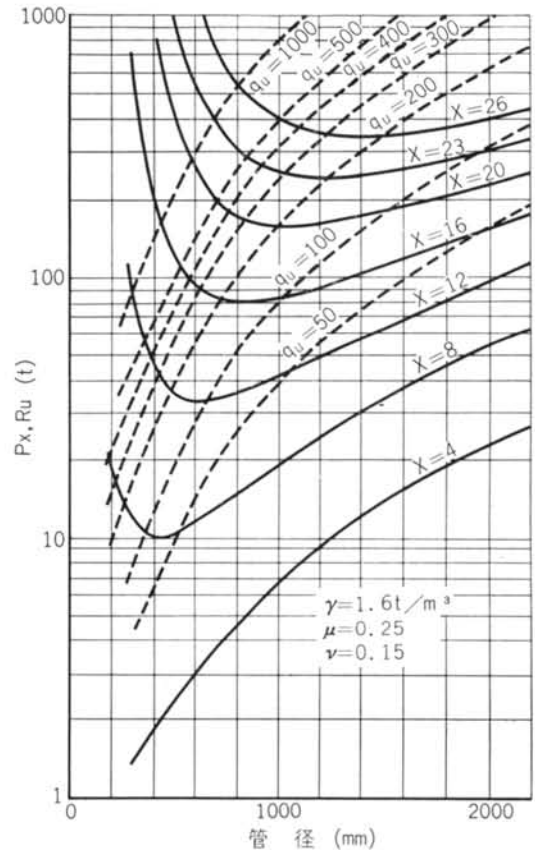


図-7

ここで地盤強度  $R_u$ (ton) とは、くい先端の地盤の極限支持力を  $q_u$ ( $t/m^2$ ) とし、これとくい断面積との積として求めたものである。

かくして互いに交叉する二種の曲線群が描かれるが、その一組を抽出して図-8 に示した。

同図において、 $D-R_u$  および  $D-P_x$  両曲線の交点の管径を  $D_c$  とすると、 $D < D_c$  なる領域では、管内土に

よる抵抗力  $P_x$  の方が地盤強度  $R_u$  より大きく、くい  
の支持力は後者によってきまるのであるから、これを完全  
閉塞状態と定義する。  $D > D_c$  なる領域では、閉塞の効  
果は存在しても、それが地盤強度に及ばないのであるか  
ら、これを不完全閉塞状態と定義する。

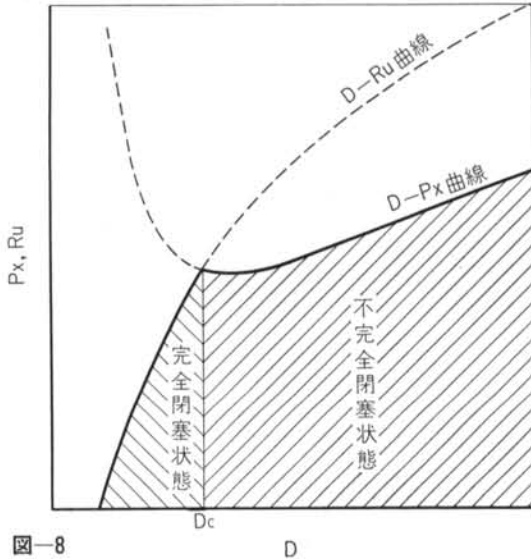


図-8

図-9 は径の異なる二種のくいについて、この模様を  
図解したものである。

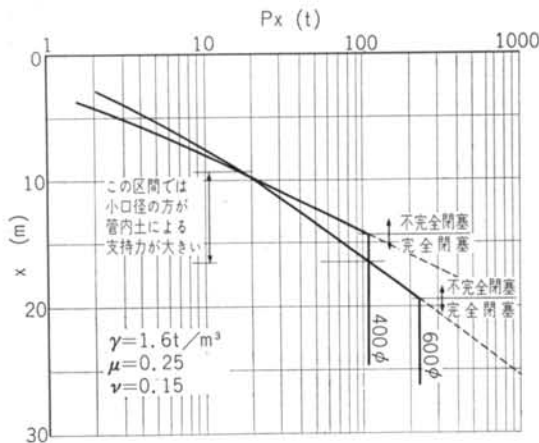


図-9

管径が小さいほど浅い根入れで閉塞効果が顕著で、あ  
る深度区間において管径の大きいものより高い支持力を  
発揮する。したがって、不完全閉塞状態で使用するかぎ  
り、大口径のくいが小口径のくいよりも大きな支持力  
を持つとは必ずしもいえない。

一般的に、完全閉塞状態で使用することが望ましいの

であって、鋼管くい基礎の設計にあたり、管径の選定も  
極めて重要な要素であることを認識していただきたい。

特に、大口径の鋼管くいを使用する場合には、完全閉  
塞条件を与えるに十分な根入れの確保が必要である。

## § 5. 中間層が複層よりなる場合

前章までは、管内土を中心に、その閉塞効果の発生機  
構を極めて原理的に説明してきたが、実際の地盤構成は  
極めて複雑で、支持層に到達するまでに、物理的に性質  
の異なる幾多の層を形成する場合が多い。本章において  
は、こうした場合の取扱いについて考えてみよう。

### (1) 二層性の場合

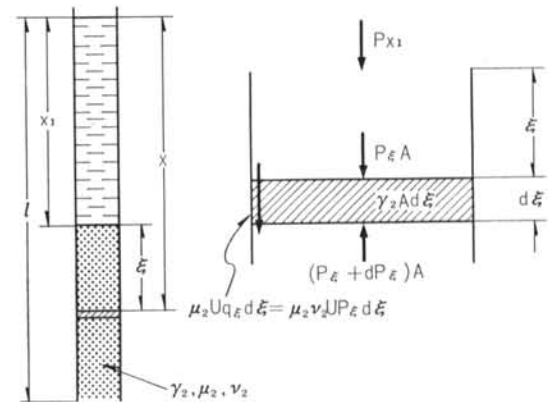


図-10

図-10を参照して、  $0 \leq x \leq x_1$  の場合、式(9)より

$$p_x = \frac{C_1 U + \gamma_1 A}{U \nu_1 \tan \phi_1} \left( e^{\frac{U \nu_1 \tan \phi_1}{A} x} - 1 \right)$$

$x = x_1$  のとき

$$p_{x_1} = \frac{C_1 U + \gamma_1 A}{U \nu_1 \tan \phi_1} \left( e^{\frac{U \nu_1 \tan \phi_1}{A} x} - 1 \right) \dots\dots\dots (4)$$

$x_1 < x \leq l$  の場合は、式(4)の積分において  $\xi = 0$  のとき  
 $p_\xi = p_{x_1}$ 、  $\xi = x - x_1$  のとき  $p_\xi = p_x$  とすればよいのであ  
るから

$$\int_0^{x-x_1} d\xi = \int_{p_{x_1}}^{p_x} \frac{1}{p_{x_1} \gamma_2 \left( 1 + \frac{\mu_2 \nu_2 U}{\gamma_2 A} p_\xi \right)} dp_\xi$$

$$x - x_1 = \frac{A}{\mu_2 \nu_2 U} \left[ \log \left( 1 + \frac{\mu_2 \nu_2 U}{\gamma_2 A} p_\xi \right) \right]_{p_{x_1}}^{p_x} \quad \text{より}$$

$$p_x = \frac{\gamma_2 A}{\mu_2 \nu_2 U} \left\{ \left( 1 + \frac{\mu_2 \nu_2 U}{\gamma_2 A} p_{x_1} \right) e^{\frac{\mu_2 \nu_2 U}{A} (x - x_1)} - 1 \right\} \dots\dots\dots (15)$$

ここで  $p_{x_1}$  は式(4)より求められる。

(2) 三層性の場合

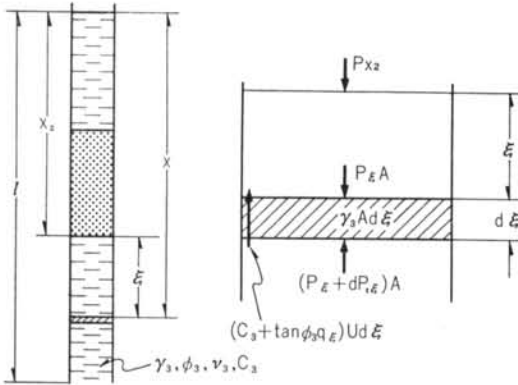


図-11

図-11を参照し、 $x=x_2$  のとき、式(4)より

$$p_{x_2} = \frac{\gamma_2 A}{\mu_2 \nu_2 U} \left\{ \left( 1 + \frac{\mu_2 \nu_2 U}{\gamma_2 A} p_{x_1} \right) e^{\frac{\mu_2 \nu_2 U}{A} (x_2 - x_1)} - 1 \right\} \quad \dots\dots\dots(16)$$

$x_2 < x \leq l$  の場合は、式(8)の積分において  $\xi=0$  のとき  $p\xi = p_{x_2}$ 、 $\xi = x - x_2$  のとき  $p\xi = p_x$  とすればよい。

$$\int_0^{x-x_2} d\xi = \int_{p_{x_2}}^{p_x} \frac{1}{\frac{C_3 U + \gamma_3 A}{A} + \frac{U \nu_3 \tan \phi_3}{A} p\xi} dp\xi$$

$$x - x_2 = \frac{A}{U \nu_3 \tan \phi_3} \log \frac{C_3 U + \gamma_3 A + U \nu_3 \tan \phi_3 p_x}{C_3 U + \gamma_3 A + U \nu_3 \tan \phi_3 p_{x_2}}$$

$$p_{x_3} = \frac{1}{U \nu_3 \tan \phi_3} \left\{ (C_3 U + \gamma_3 A + U \nu_3 \tan \phi_3 p_{x_2}) e^{\frac{U \nu_3 \tan \phi_3}{A} (x - x_2)} - (C_3 U + \gamma_3 A) \right\} \quad \dots\dots\dots(17)$$

ここで  $p_{x_2}$  は式(16)より求められる。

(3) n層性の場合

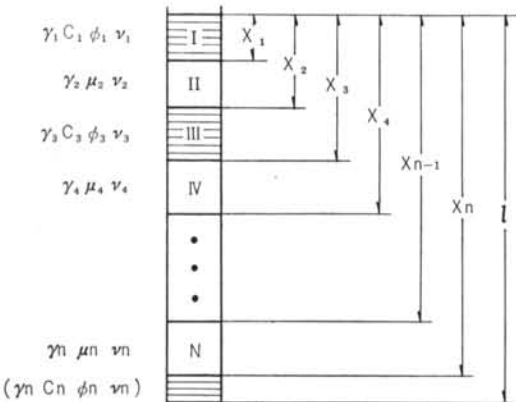


図-12

図-12より、n層目が砂質土の場合は、二層性の場合と同様にして

$$p_{x_n} = \frac{\gamma_n A}{\mu_n \nu_n U} \left\{ \left( 1 + \frac{\mu_n \nu_n U}{\gamma_n A} p_{x_{n-1}} \right) e^{\frac{\mu_n \nu_n U}{A} (x - x_{n-1})} - 1 \right\} \quad \dots\dots\dots(18)$$

n層目が粘性土の場合は、三層性の場合と同様にして

$$p_{x_n} = \frac{1}{U \nu_n \tan \phi_n} \left\{ (C_n U + \gamma_n A + U \nu_n \tan \phi_n p_{x_{n-1}}) e^{\frac{U \nu_n \tan \phi_n}{A} (x - x_{n-1})} - (C_n U + \gamma_n A) \right\} \quad \dots\dots\dots(19)$$

ただし、 $p_{x_{n-1}}$  は各層間の境界条件を満たすよう、 $p_{x_1}$ 、 $p_{x_2}$ 、 $p_{x_3}$ 、 $\dots$ 、 $p_{x_{n-1}}$  と順次帰納的に求めていかなければならない。

以上の計算では、粘性土からはじまる砂質土との互層として扱っているが、砂質土からはじまる互層の場合は  $x_1=0$  とし、同一性層が数層に連続する場合には、層厚のない互層に置き換えて考えれば一般性は失われない。

さて、多層性の場合の計算式は一見して極めて複雑のようであるが、§3、§4で述べた単層の場合をそれぞれ独立に図式化し、それらの組み合わせとして、図から容易に読み取ることができる。

たとえば、図-13において、I~IV層をそれぞれ単層とみなし、独立に  $x-P_x$  曲線を描き、各境界の連続条件を満たすよう、図に示す手法で組み合わせればよい。

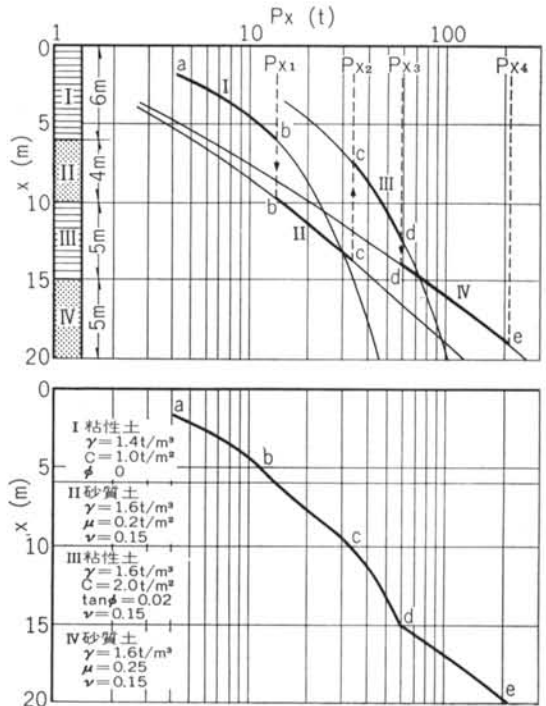


図-13

電子計算機も一般に普及した今日であるから、単層の場合のプログラムを作っておくか、各因子を適宜仮定して幾多の組合わせについてあらかじめ計算を行っておけば、多層性の場合も容易に求めることができる。

## §6. 開端ぐいと閉端ぐいの支持機構上の差異

閉端の場合はもともと人工的に完全閉塞としたものであるから、くい先端の支持力はくい体の材料強度が充分である限り、その地盤強度によってきまる。

しかし、開端の場合は、管内に充填された土によって、閉塞の効果を与えるのであるから、上部層の構成が著しく支持力に影響する。

くいの設計に際し、従来とかく支持層の状況のみを重視し、上部層の構成を無視あるいは軽視しがちであったが、開端の場合に限って誤算を生ずる場合がある。

たとえば、図-14に示すように、支持層は全く同一条件にあったとしても、上部層が粘性土の場合と砂質土の場合では、くい先端支持力は著しい差異を生ずる。

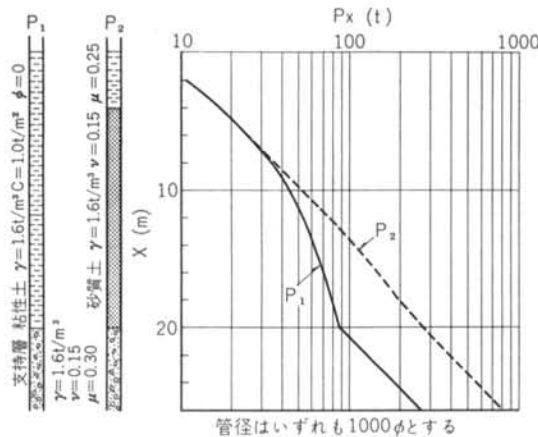


図-14

さらに閉端の場合は、くい先が支持層に到達することによって直ちに充分な支持力を期待できるのであるが、開端の場合は、支持層に貫入することによって閉塞効果が著しく増加するのであって、完全閉塞条件を与えるためには、充分な根入れを必要とする。

ここにも両者の大きな差異が指摘される。

支持力の機構上、閉端ぐいは開端ぐいより優れているが、その施工性に格段の差がある。開端ぐいによってその高い施工性と、閉端ぐいのもつ確実な閉塞性を併用させることが上手な使い方であって、この見地からの綿密な検討を望む次第である。

## §7. 管内土による壁面摩擦力の分布と極限支持力

管内の土によって生ずる内壁面に沿った摩擦力の分布を調べてみよう。

### (1) 砂質土の場合

深さ  $x$  において、管内壁面に対する垂直圧力  $q_x$  は、式(5)より

$$q_x = \frac{\gamma A}{\mu U} \left( e^{\frac{\mu \nu U}{A} x} - 1 \right) \quad \dots\dots\dots (20)$$

摩擦力  $f_x$  (t/m) は、 $f_x = \mu q_x U$  より

$$f_x = \gamma A \left( e^{\frac{\mu \nu x}{A}} - 1 \right) \quad \dots\dots\dots (21)$$

すなわち、内壁面に沿った摩擦力の分布は、式(21)にて与えられる。

深さ  $x$  までの全摩擦力を  $F_x$  とし、図-15を参照し

$$F_x = \int_0^x f_t d\xi = \int_0^x \gamma A \left( e^{\frac{\mu \nu U}{A} \xi} - 1 \right) d\xi \quad \text{より}$$

$$F_x = \frac{\gamma A^2}{\mu \nu U} \left( e^{\frac{\mu \nu U}{A} x} - 1 \right) - \gamma A x \quad \dots\dots\dots (22)$$

式(6)より、上式第一項は  $P_x$  に他ならないから

$$F_x = P_x - \gamma A x \quad \dots\dots\dots (23)$$

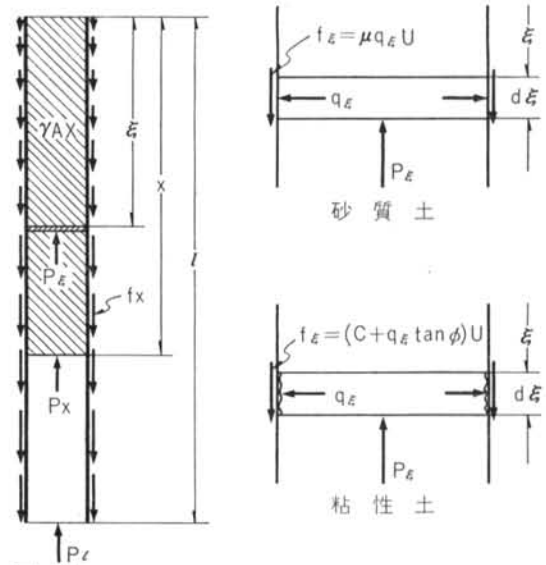


図-15

すなわち、§2で求めた管内土による極限抵抗力  $P_x$  から管内土の自重を差引いたものが、内壁面に作用する摩擦力に等しい。

くいの支持力に対してはこの  $F_x$  が有効なのであって、

$F_x$ の極限值( $\mu$ に最大摩擦係数を与えた場合)を管内土による極限支持力と呼ぶことにしよう。

(2) 粘性土の場合

式(8)より

$$q_x = \frac{CU + \gamma A}{U \tan \phi} \left( e^{\frac{Uv \tan \phi}{A} x} - 1 \right) \dots\dots\dots (8)$$

粘性土の場合、摩擦力  $f_x$  は  $f_x = (C + q_x \tan \phi)U$  で与えられるから、式(8)を代入し

$$f_x = (CU + \gamma A) e^{\frac{Uv \tan \phi}{A} x} - \gamma A$$

$$F_x = \int_0^x f_x d\xi = \frac{(CU + \gamma A)A}{Uv \tan \phi} \left( e^{\frac{Uv \tan \phi}{A} x} - 1 \right) - \gamma Ax \dots\dots\dots (9)$$

式(9)より

$$F_x = P_x - \gamma Ax \dots\dots\dots (10)$$

砂質土の場合と同様に、 $F_x$  が管内土による極限支持力で、管内土による極限抵抗力  $P_x$  から管内土の自重  $\gamma Ax$  を差引いたものである。

もし、完全な粘着性 ( $\phi=0$ ) の場合には、

$$f_x = CU \dots\dots\dots (11)$$

$$F_x = CUx = P_x - \gamma Ax \dots\dots\dots (12)$$

となる。

図-16は砂質土の場合、図-17は粘性土の場合で、それぞれ管径に対する  $F_x$  を、 $x$  を parameter として示したものである。

実際に  $F_x$  を算出する場合には、 $P_x$  について検討後最後に管内土の自重を差引く手順がよく、 $F_x$  について改めて計算の必要はない。

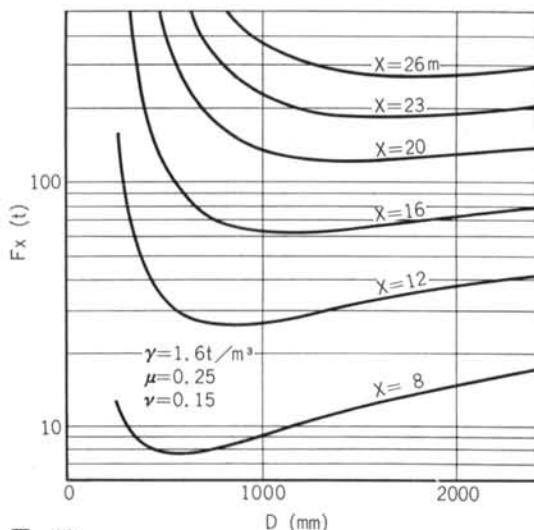


図-16

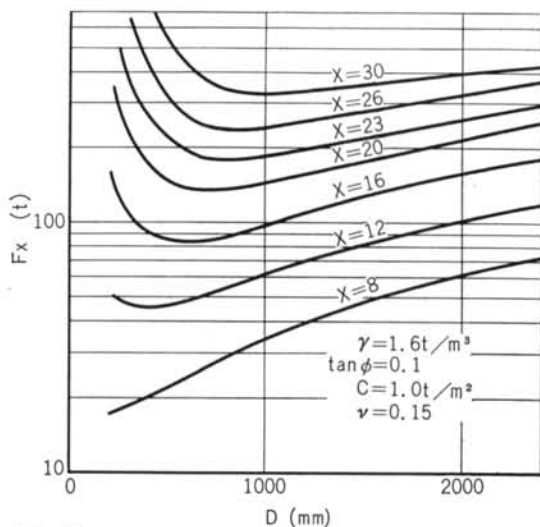


図-17

§ 8. 管外土による支持機構について

管外の土による支持機構に関しては、古来多くの研究がなされている。くい周面の土のせん断抵抗が極限值に達するまでの段階においては、その支持機構は極めて複雑で、山肩邦男氏(京都工芸大)や、E. D'Appolonia & J.P. Romualdi (M.ASCE) 等の優れた論文にみる事ができる。ここでは、極限状態について論じているのであるから、周面摩擦力の機構は極めて簡潔化される。すなわち、くいの外周面に沿った土のせん断抵抗が、全域にわたって極限值に達したならば、土がくい体と与える極限の抵抗力について論ずればよい。

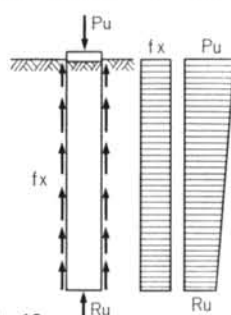


図-18

この場合の摩擦力の分布構成は、古来多くの図書にあるように、図-18として与えられている。

この分布構成に異論を説く者はないとしても、周面摩擦力  $f_s$  の想定に論争が集中されるであろう。

Terzaghi は、彼の著書 (Soil Mechanics in Engineering Practice) において、

「 $f_s$  は室内実験によっても近似的にさえ求めることができない。この誤差はピアーよりもくいの場合に著しい。それは、くい打時に生ずる土の応力の状態が、現在解析できないからだ」と述べている。



彼は、経験的に  $f_s$  の値を次のように与え、これによって支持力の計算を説いている。

土の種類	周面摩擦力 $f_s$ (lb/ft <sup>2</sup> )
シルトと軟粘土	150~600
極めて硬い粘土	1000~4000
ゆるい砂	250~700
密な砂	700~1400
密な砂利	1000~2000

上記の  $f_s$  の値が極めて広範囲に与えられ、上限値と下限値に4倍もの開きがあつては、実用上はなほ曖昧なものになってしまう。また、同一種類の土質でも、その層が存在する深度によって、周面摩擦力は変化するはずである。

筆者は、このように土質の分類から一義的に  $f_s$  値を与える方法には賛成できない。

また Meyerhoff の  $N$  値から想定する方法も、実用的ではあるが本来あらゆる地盤に適用されるものではない。

筆者は、管外土による壁面摩擦力に関して、次のように考えている。

まず、くいと土との相対すべり面は、図-19に示す二形態に分類する。

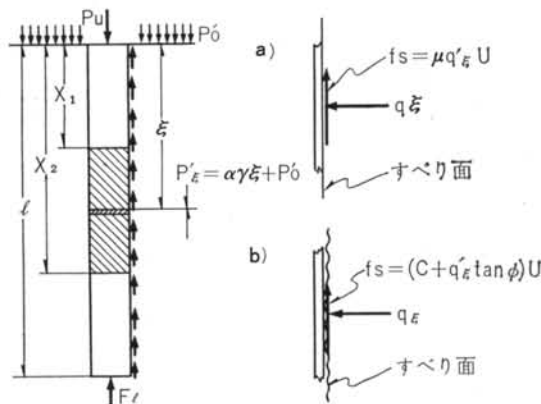


図-19

同図 a) は、すべり面が土と壁面間にある場合で、一般に砂質土の場合がこれに属する。

同図 b) は、壁面に極く接近した土の層にすべり面が生ずる場合で、一般に粘性土の場合が多い。

### (1) a) の形態の場合

この場合の摩擦力は明らかに固体摩擦であり、摩擦の原則にしたがって、深さ  $x$  における摩擦力を  $f'_x$ (t/m) とすると

$$f'_x = \mu q'_x U$$

ここで  $q'_x$  は壁面に垂直な圧力 (t/m<sup>2</sup>) である。

§2 の場合にならない、側圧係数  $\nu$  を用いて

$$f'_x = \mu \nu p'_x U \quad \dots\dots\dots(28)$$

$p'_x$  は深さ  $x$  における鉛直圧力 (t/m<sup>2</sup>) で

$$p'_x = \alpha \gamma x + p'_0 \quad \dots\dots\dots(29)$$

ここで  $p'_0$  は地表面の載荷重によって深さ  $x$  の点に生ずる鉛直圧力である。簡単のため、もし地表面における載荷が相当広範囲にわたり均等に分布するとすれば、 $p'_0$  は  $x$  に無関係に一樣で、これを等価の土の高さ  $x_0$  におきかえることができる。また  $\alpha$  はくい打時に押しかけた土によって生ずる上昇土圧係数である。

このようにして  $f'_x$  は

$$f'_x = \mu \nu \gamma (\alpha x + x_0) U \quad \dots\dots\dots(30)$$

管外土による摩擦力  $F'_x$ (ton) は、図-19を参照して

$$F'_x = \int_{x_1}^{x_2} \mu \nu \gamma (\alpha \xi + x_0) U d\xi \\ = \mu \nu \gamma (x_1 - x_2) \left\{ \frac{1}{2} (x_1 + x_2) + x_0 \right\} U \quad \dots\dots(31)$$

### (2) b) の形態の場合

この場合のすべり抵抗は、coulomb の仮定によって

$$f'_x = (C + q'_x \tan \phi) U \\ = (C + \nu p'_x \tan \phi) U \\ = \{ C + \nu \gamma (\alpha x + x_0) \tan \phi \} U$$

深度区間  $x_1 \rightarrow x_2$  の摩擦力  $F'_x$ (ton) は

$$F'_x = \int_{x_1}^{x_2} \{ C + \nu \gamma (\alpha \xi + x_0) \tan \phi \} U d\xi \\ = CU(x_2 - x_1) + \nu \gamma \tan \phi (x_2 - x_1) \\ \left\{ \frac{\alpha}{2} (x_1 + x_2) + x_0 \right\} U \quad \dots\dots\dots(32)$$

以上のように、管外土による壁面摩擦力に関しては、古典的な取扱いにならない、新しい提案はなにひとつもっていないが、むしろこうした常識的な取扱いの方が、理論的にも合理的であり、実用的にも大きな矛盾は生じないであろう。

ただ、ここで問題となる  $\mu$  および  $\nu$  の値は、当然室内実験によって求める。これに関して筆者は独自の試験装置を作り、目下各種の土質について研究を行っている。

その試験装置、方法、および二、三の結果に関しては §11 を参照されたい。

また、 $\alpha$  は鋼管ぐいの場合、不完全閉塞状態では押しおける土の量が少ないため  $\alpha \approx 1$  でよいが、完全閉塞状態ではかなり大きくなると想像される。

この方面の研究は追って着手したいと思っている。

かくして、くいの極限支持力  $P_u$ (ton) は、§7 で求めた管内土による極限支持力  $F_x$  と、本章の管外土による壁面摩擦力  $F'_x$  との和

$$P_u = F_x + F'_x \quad \dots\dots\dots(33)$$

で定義されることはいうまでもない。

これらの結果にもとづく計算値は、実際の載荷試験の結果と極めて正確な一致をみている。(§12 参照)

## §9. くい体に生ずる鉛直応力分布

鋼ぐいの出現によって、最近応力測定をともなった各種の実験が一般に広く行われるようになり、くいの支持力機構を知るためにも貴重な資料を提供している。

これらの測定は、くい体に深さ方向に沿って適当な間隔にストレインゲージを貼り、載荷試験時に生ずるくいの鉛直方向の歪測定から応力の換算を行っている。

このような方法によって、くい頭に加えられた荷重のくい周壁面摩擦力による減衰特性が得られるのであるが、その特性は、閉端ぐいと開端ぐいの場合では、本質的に異なっている。

図-20を参照して、閉端ぐいの場合には、くい周壁面摩擦力がくい外壁面だけに限られ、くい先端の地盤反力がすべてくい先端よりくい体に伝わるため、応力の減衰はすべて周壁面摩擦力によるものと考えられる。したがって、この場合は、周壁面摩擦力とくい先端反力は容易に分離される。

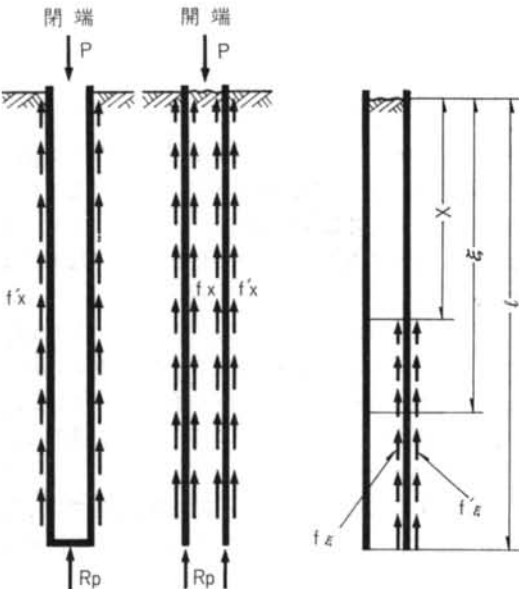


図-20

しかし、開端ぐいの場合には、くい先端において直接くい体に伝わる地盤反力は、くい材の肉厚部のわずかな面積で受ける部分で、これは非常に小さいであろう。

閉端ぐいの場合、先端地盤反力に相当するものは、管内の壁面摩擦力によって与えられるのであって、ここに

両者の根本的な差異が指摘される。

さてここで、管内土によるくいの鉛直応力分布について考えてみよう。

深さ  $x$  における全応力を  $P_{px}$ 、応力を  $\sigma_{px}$ 、くい材の断面積を  $A_p$  とする。

### (1) 砂質土の場合

図-20を参照して

$$\begin{aligned}
 P_{px} &= \int_x^l f_{\xi} d\xi && \text{式(2)より} \\
 &= \int_x^l \gamma A \left( e^{\frac{\mu\nu U}{A} \xi} - 1 \right) d\xi \\
 &= \frac{\gamma A^2}{\mu\nu U} \left( e^{\frac{\mu\nu U}{A} l} - e^{\frac{\mu\nu U}{A} x} \right) - \gamma A(l-x) \quad \dots(37)
 \end{aligned}$$

### (2) 粘性土の場合

式(2)より

$$\begin{aligned}
 P_{px} &= \int_x^l \left\{ (CU + \gamma A) e^{\frac{U\nu \tan \phi}{A} \xi} - \gamma A \right\} d\xi \\
 &= \frac{A(CU + \gamma A)}{U\nu \tan \phi} \left( e^{\frac{U\nu \tan \phi}{A} l} - e^{\frac{U\nu \tan \phi}{A} x} \right) \\
 &\quad - \gamma A(l-x) \quad \dots(38)
 \end{aligned}$$

完全な粘着性の場合には、式(2)より

$$P_{px} = \int_x^l CU d\xi = CU(l-x) \quad \dots(37)$$

また、応力  $\sigma_{px}$  は

$$\sigma_{px} = P_{px} / A_p \quad \dots(38)$$

つぎに、管外土の壁面摩擦力によってくい体に生ずる鉛直応力分布について考えてみよう。

深さ  $x$  における全応力を  $P'_{px}$  とする。

### (1) 砂質土の場合

$$\begin{aligned}
 P'_{px} &= \int_x^l f'_{\xi} d\xi && \text{式(3)より} \\
 &= \int_x^l \mu\nu\gamma(\alpha\xi + x_0) U d\xi \\
 &= \mu\nu\gamma(l-x) \left\{ \frac{\alpha}{2}(l+x) + x_0 \right\} U \quad \dots(39)
 \end{aligned}$$

### (2) 粘性土の場合

式(3)より

$$\begin{aligned}
 P'_{px} &= \int_x^l \{ C + \nu\gamma(\alpha\xi + x_0) \tan \phi \} U d\xi \\
 &= CU(l-x) + \nu\gamma \tan \phi (l-x) \left\{ \frac{\alpha}{2}(l+x) + x_0 \right\} U \\
 &\quad \dots(40)
 \end{aligned}$$

もし、完全な粘着性の場合には、上式で  $\phi=0$  とおき

$$P'_{px} = CU(l-x) \quad \dots(41)$$

くい体応力を  $\sigma'_{px}$  として

$$\sigma'_{px} = P'_{px}/A_p \quad \dots\dots\dots(42)$$

以上の結果を模式的に示すと、図-21のようになる。

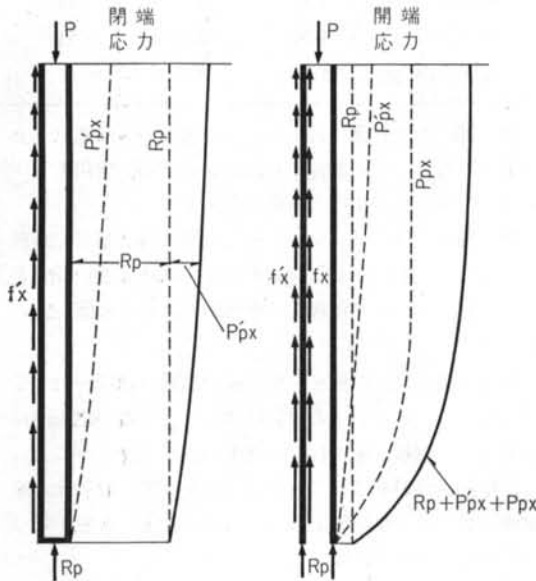


図-21

同図より、くい先端部分において、閉端と開端の差異が顕著であり、閉端の場合はくい先まで比較的大きな荷重が伝達されているのに、開端の場合はくい先附近でくい体応力は著しく低下している。

この傾向は、実際の測定結果からも明確に見ることができる。

### § 10. 閉塞効果に与える

#### 諸因子(C, γ, ν, μ, φ)の影響

§2 および §5 において、管内土による閉塞効果を諸因子(C, γ, ν, μ, φ)の関数として論じてきた。また計算の簡易化のために、これらの諸因子を各層間で一定値として取扱ってきた。本章では、これらの諸因子の変動や想定値の見込み違いが、閉塞効果にどの程度の影響を与えるのか検討することにする。

まず、管内土によって耐える単位面積当りの極限荷重を要約すると、次のようになる。

壁面上に沿ってすべりが生ずる場合は、式(5)より

$$P_x = \frac{\gamma D}{4\mu\nu} \left( e^{\frac{4\nu\gamma}{D}x} - 1 \right) \quad \dots\dots\dots(43)$$

壁面に極く接近した土の層にすべりを生ずる場合は、式(4)より

$$P_x = \frac{4C + \gamma D}{4\nu \tan \phi} \left( e^{\frac{4\nu \tan \phi}{D}x} - 1 \right) \quad \dots\dots\dots(44)$$

閉塞効果とは、上記二式において、指数関数の部分が極めて大きな値をとることによって生ずる。

したがって、この両式より、根入れ  $x$ 、摩擦係数  $\mu$  または  $\tan \phi$ 、側圧係数  $\nu$  が大きいほど、管径  $D$  は小さいほど、閉塞に対し効果的であることがわかる。

ここで、 $x$  および  $D$  は正確に知ることができるのであるから、 $\mu$ 、 $\phi$ 、 $\nu$  の想定が問題となる。

図-22は  $\mu$  を 0.15~0.30 とした時の  $D$ - $P_x$  図である。

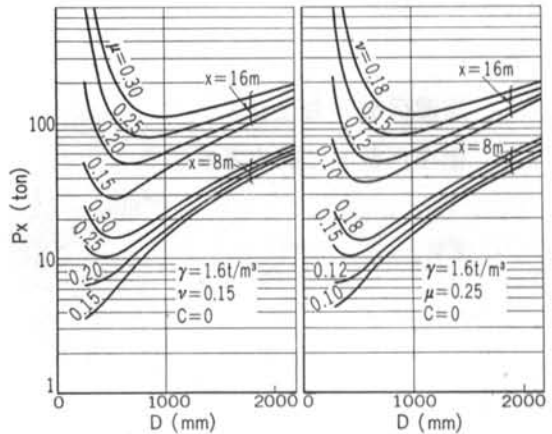


図-22

図-23

閉塞の効果が顕著になるとき、 $\mu$  の変動や見込み違いによる誤差は大きくなる。実際には、くい壁面の状態は鋼管ぐいの場合には、ほぼ同様であるから、土の粒子の形状、粒度、含水量等によって、 $\mu$  の値は多少変わる程度である。次章に示す方法で  $\mu$  を求めると、砂質土の場合は 0.20~0.30 の範囲に分布するが、実際には  $\mu=0.25$ ~0.30 として計算すると、実測値とほぼ一致する。

したがって、 $\mu$  に関しては比較的情に近い想定が可能で、大きな誤差を招く要因とはならない。

つぎに、図-23は  $\nu$  の変動による傾向を図示したものである。 $\nu$  も閉塞の効果が顕著になるとき、著しい影響を与えるのであるが、筆者の実験によると、砂質土の場合、 $\nu$  は圧力密度に関係なくほぼ一定値となるので、 $\nu$  の変動による計算誤差は無視できる。

ただし、粘性土の場合は、筆者の行った実験 (§11 参照) では、圧力によって  $\nu$  の値は大幅に変動する。しかし、幸いに粘性土の場合は  $\phi=0$  であるから、 $\nu$  の変動による影響は顕著にあらわれない。

通常  $\nu=0.20$ ~0.30 として計算すると、実測値とよい一致をみることができる。

粘着力  $C$ 、および単位体積重量  $\gamma$  は、式(43)、(44)より、

$P_x$  に linear であるから、閉塞効果を論ずる場合に限って問題となる因子ではない。

これらの想定は、従来の経験あるいは土質試験結果によって、充分実用精度は確保できる。

$\phi$  の想定は、これが指数部分の因子になっているため、 $P_x$  に対する影響度は高い。

したがって、粘性土の場合に、従来の慣習によって、 $C=q_u/2$ ,  $\phi=0$  と定めてしまうと、閉塞効果が顕著になるときに誤差が大きくなる。

粘性土の場合でも多少の内部摩擦角をもつのであるから、本論にて閉塞効果を論ずる場合に限って、 $\phi$  を軽視することは避けたい。

## § 11. 摩擦係数 $\mu$ および

### 側圧係数 $\nu$ に関する実験

前章までの理論的取扱いにおいて、特に問題となるのは、摩擦係数  $\mu$  と側圧係数  $\nu$  である。

この二つの因子は、従来の土質試験では扱っていないので、新たな方法によって実験的に求めざるをえない。

筆者は、 $\mu$  に関しては図-24の装置で、 $\nu$  に関しては図-25に示す装置で実験を行ってみた。

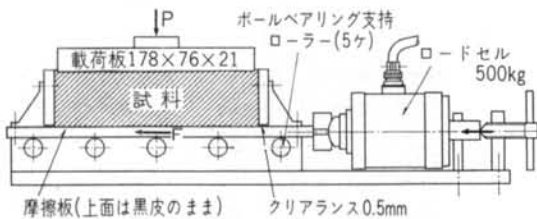


図-24

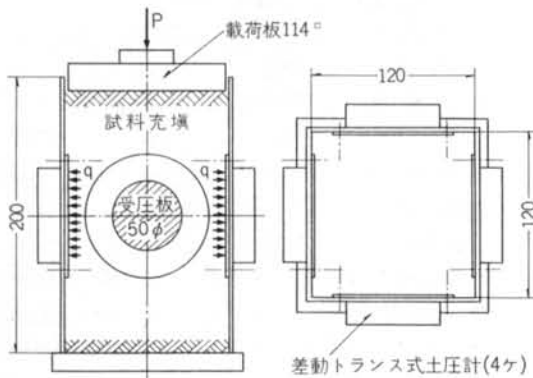


図-25

実験は次の四種類の土について行い、参考までに直接せん断試験の結果を表に示しておいた。

種類	単位体積量	粘着力	内摩擦角
(1) 相模原 (砂)	1.65 t/m <sup>3</sup>	0.2 t/m <sup>2</sup>	37°
(2) 味の素 (砂)	1.66	0.2	24
(3) 味の素(シルト)	1.85	0.6	21
(4) 第三京浜(粘土)	1.54	3.0	-

図-26、および図-27より、砂の場合の  $\mu$  は垂直圧  $p$  が大きくなるとやや増加する傾向があるが、実用上  $\mu=0.25\sim 0.30$  として実際の説明と合致する。

図-28は、砂に近いシルト質土を図-24の装置で試験した場合で、直接せん断試験の結果では砂に近い性質をもっていても、その鋼板との摩擦特性はむしろ図-29の粘土に近い。

粘土の場合は、直接せん断試験の結果とほぼ一致するが、中間のシルト質土の場合には、すべり面が鋼板面に生ずるか、鋼板に極く接近した土の側に生ずるかによって、摩擦特性が著しく変わる。したがって、直接せん断試験、または三軸圧縮試験から得られた  $C$ ,  $\phi$  値をいつでも採用できるとは限らない。

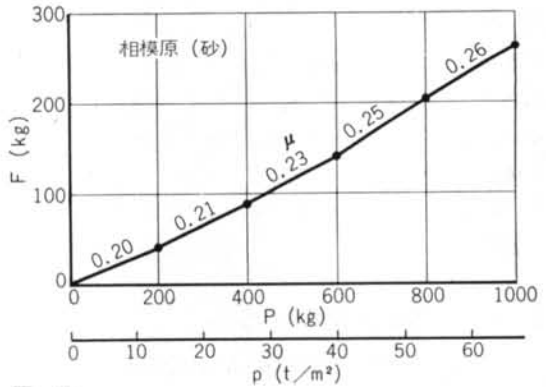


図-26

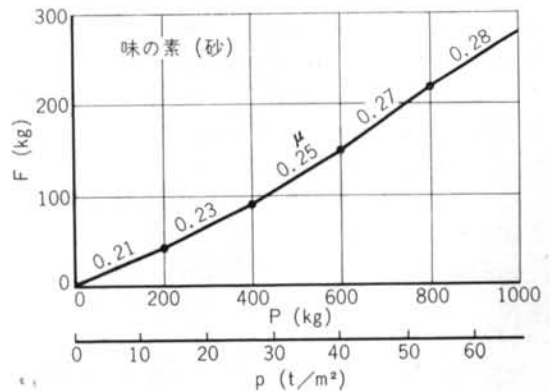


図-27

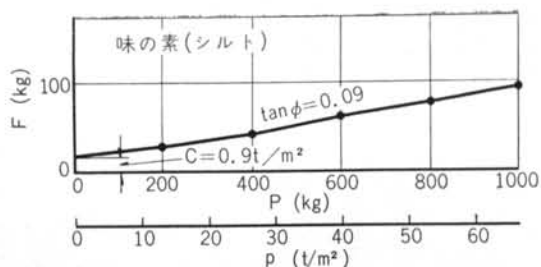


図-28

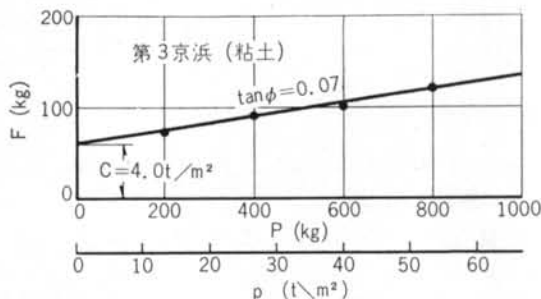


図-29

つぎに、側圧係数 $\nu$ に関する試験結果であるが、図-30より、砂の場合は鉛直圧 $p$ と側圧 $q$ は直線関係にあって、鉛直圧 $p$ に関係なく $\nu$ はほぼ一定値となる。しかし粘土またはシルトの場合は、鉛直圧 $p$ の増加によって側圧 $q$ は著しく増加し、直線性は全く失われている。

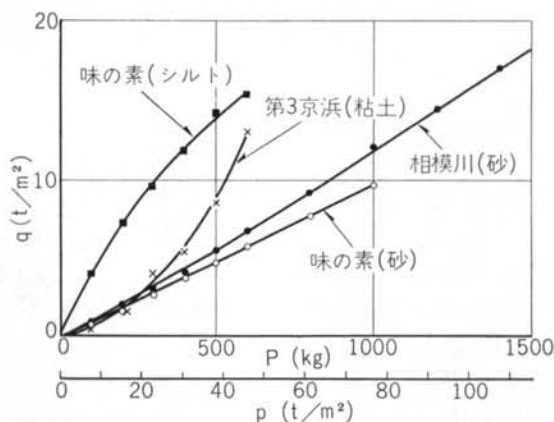


図-30

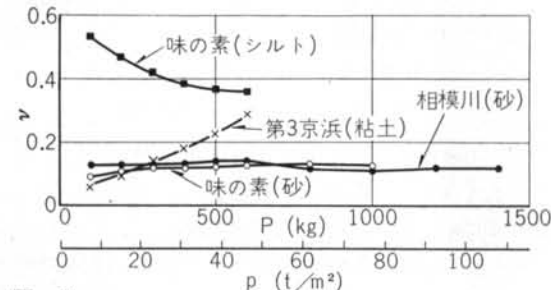


図-31

図-31は鉛直圧に対する $\nu$ を図示したもので、粘土の場合は $p$ の増加に比例して $\nu$ は大きくなるが、シルトの場合はその反対の傾向を示している。

この点に関しては、更に多くの試料によって調べてみると、一般的傾向は把握できないが、以上の実験によって、次の結論を導くことができる。

- 1) 砂の場合の摩擦係数 $\mu$ は圧力 $p$ にあまり影響を受けず、実用上 $\mu=0.25\sim0.30$ の範囲で一定値としてよい。
- 2) 砂の場合の側圧係数 $\nu$ は圧力 $p$ にほぼ無関係で、実用上 $\nu=0.12\sim0.15$ の範囲で一定値としてよい。
- 3) 粘土の場合の粘着力 $C$ および内部摩擦角 $\phi$ は、土質力学試験から求めた値をそのまま使用して実用上さしつかえない。
- 4) シルトの場合は土質力学試験から得られた $C$ および $\phi$ の値が適用しないことがあるから注意したい。

図-24の装置で検定することが望ましい。

## § 12. 実測例による比較検討

前章までは、管内土による閉塞効果を中心に原理的な説明を行ってきたが、本章では、実際に载荷試験を行った二、三の実測例にもとづいて、本論旨の信頼性を検討してみよう。

例-1 本例は岡山県の某干拓地で行われた実験にもとづくもので、概要を図-32に示した。

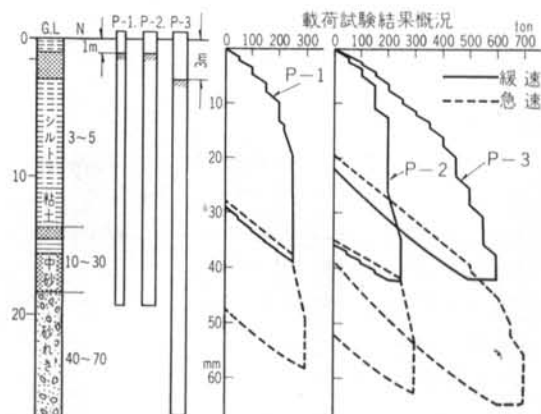


図-32

### (1) 試験くい P-1

寸法:  $660\phi \times 10.3^2 \times 20,000^l$  根入れ: 19,300mm

管内断面積:  $0.321\text{m}^2$  管内周長: 2.05m

地盤: I層(粘性土)  $x=0\sim 15\text{m}$   $\gamma_1=1.6\text{t/m}^3$

$C_1=1.0\text{t/m}^2$   $\tan \phi_1=0.06$   $\nu_1=0.25$

II層(砂質土)  $x=15\sim 19.3\text{m}$   $\gamma_2=1.7\text{t/m}^3$   
 $\mu_2=0.30$   $\nu_2=0.15$

式(14)より

$$p_{x1} = \frac{C_1 U + \gamma_1 A}{U \nu_1 \tan \phi_1} \left( e^{\frac{U \nu_1 \tan \phi_1}{A} x} - 1 \right) = 226.0 \text{ t/m}^2$$

式(15)より

$$p_{x2} = \frac{\gamma_2 A}{\mu_2 \nu_2 U} \left\{ \left( 1 + \frac{\mu_2 \nu_2 U}{\gamma_2 A} p_{x1} \right) e^{\frac{\mu_2 \nu_2 U}{A} (x-x_1)} - 1 \right\}$$

= 773 t/m<sup>2</sup> (不完全閉塞状態)

$P_{x2} = p_{x2} A = 248.0 \text{ ton}$  管内土重量  $W_s = 9.5 \text{ ton}$

管内土による極限支持力  $F_{x2} = 238.5 \text{ ton}$

式(3)より, 不完全閉塞状態であるから  $\alpha=1$ , また地表面載荷重がない場合であるから  $x_0=0$  として

$$F'_{x1} = C_1 U x_1 + \nu_1 \gamma_1 U \tan \phi_1 x_1^2 / 2 = 30.2 + 5.4 \text{ ton}$$

式(3)より

$$F'_{x2} = \{ \gamma_1 x_1 + \gamma_2 (x_2 - x_1) / 2 \} \mu_2 \nu_2 U (x_2 - x_1) = 9.4 \text{ ton}$$

以上を要約し

管内土による極限支持力  $F_{x2}$  ..... 238.5 ton

管外周壁面極限支持力 I層  $F'_{x1}$  ..... 35.6 ton

II層  $F'_{x2}$  ..... 9.4 ton

合計  $P_u$  ..... 283.5 ton

### (2) 試験くい P-2

寸法:  $1016\phi \times 10.3^t \times 20,000^t$  根入れ: 19,300mm

管内断面積:  $0.859\text{m}^2$  管内周長: 3.28m

地盤: (1) と同じ。

(1) の場合と同様にして,

$$p_{x1} = 115.5 \text{ t/m}^2 \quad p_{x2} = 251.4 \text{ t/m}^2 \text{ (不完全閉塞状態)}$$

$$P_{x2} = 215.9 \text{ ton} \quad W_s = 25.5 \text{ ton}$$

$$F_{x2} = 190.4 \text{ ton} \quad F'_{x1} = 58.0 \text{ ton} \quad F'_{x2} = 15.2 \text{ ton}$$

$$P_u = 263.6 \text{ ton}$$

### (3) 試験くい P-3

寸法:  $1016\phi \times 10.3^t \times 28,000^t$  根入れ: 27,300mm

その他は(2)と同じ。(1)の場合と同様にして,

$$p_{x1} = 115.5 \text{ t/m}^2 \quad p_{x2} = 729.6 \text{ t/m}^2 \text{ (不完全閉塞状態)}$$

$$P_{x2} = 626.7 \text{ ton} \quad W_s = 35.7 \text{ ton}$$

$$F_{x2} = 591.0 \text{ ton} \quad F'_{x1} = 58.0 \text{ ton} \quad F'_{x2} = 54.3 \text{ ton}$$

$$P_u = 703.3 \text{ ton}$$

以上の結果を, 実測値と比較して次表に示す。

くい名称	計算値 (ton)			実測値 (ton)
	管内	管外	合計	
P-1	239	45	284	250~300
P-2	190	73	263	250~300
P-3	591	112	703	700

例-2 本例は滋賀県の某所で行われた実験の報告書にもとづくもので, 概要を図-33に示した。

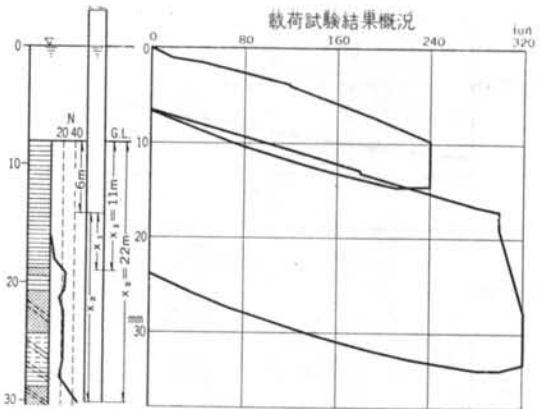


図-33

寸法:  $1500\phi \times 9^t \times 33,000^t$  根入れ: 22,000mm

管内断面積:  $1.77\text{m}^2$  管内周長: 4.71m

地盤: ( $x=0\sim 8\text{m}$  は水中, 管内土は G.L. より 6m掘さく)

I層(粘性土)  $x=8\sim 19\text{m}$   $\gamma_1=1.5\text{t/m}^3$

$$C_1=0.5 \text{ t/m}^2 \quad \phi_1=0$$

II層(粘性土)  $x=19\sim 30\text{m}$   $\gamma_2=1.7\text{t/m}^3$

$$C_2=2.0 \text{ t/m}^2 \quad \tan \phi_2=0.06 \quad \nu_2=0.25$$

$x=14\text{m}$  における水圧  $p_0=14 \text{ t/m}^2$  であるから, 式(12)より

$$p_{x1} = \frac{C_1 U + \gamma_1 A}{A} + p_0 = 28.2 \text{ t/m}^2$$

式(19)より

$$p_{x2} = \frac{1}{U \nu_2 \tan \phi_2} \left\{ (C_2 U + \gamma_2 A + U \nu_2 \tan \phi_2 p_{x1}) e^{\frac{U \nu_2 \tan \phi_2}{A} (x_2 - x_1)} - (C_2 U + \gamma_2 A) \right\} = 139.4 \text{ t/m}^2$$

(不完全閉塞状態)

$$P_{x2} = p_{x2} A = 247 \text{ ton} \quad W_w + W_s = 25 + 13 + 33 = 71 \text{ ton}$$

管内土による極限支持力  $F_{x2} = 247 - 71 = 176 \text{ ton}$

管外土による支持力は式(3)より

$$\text{I層} \quad F'_{x1} = C_1 U x_1 = 26 \text{ ton}$$

$$\text{II層} \quad F'_{x2} = C_2 U (x_2 - x_1) + \{ \gamma_0 x_0 + \gamma_1 x_1 + \gamma_2 (x_2 - x_1) / 2 \} \nu_2 \tan \phi_2 U (x_2 - x_1) = 104 + 10 = 114 \text{ ton}$$

よって, くい極限支持力  $P_u$  は

$$P_u = F_{x2} + F'_{x1} + F'_{x2} = 176 + 26 + 114 = 316 \text{ ton}$$

実測値 320 ton

以上の諸例で示すように, 計算値は実測値と極めて良い一致をみることができる。特に例-1の場合に, 同一地盤条件において, 管径および貫入量の異なる三種のくいについて, 実測値とほぼ一致することは, 本理論機構の一般性が失われていないことを立証している。

§ 13. 鋼管ぐいの支持力向上

のための工夫

鋼管ぐいは、もし管内の土による閉塞効果が充分でなければ、期待する支持力は得られない。そこで、鋼管ぐいの支持力を向上させることは、管内土による閉塞効果を人工的に促成させる工夫によって実現できる。

まず、誰もが直感的に着案する方法は、図-34に示すように、ぐいの先端に補強もかねた仕切板を取付けることである。

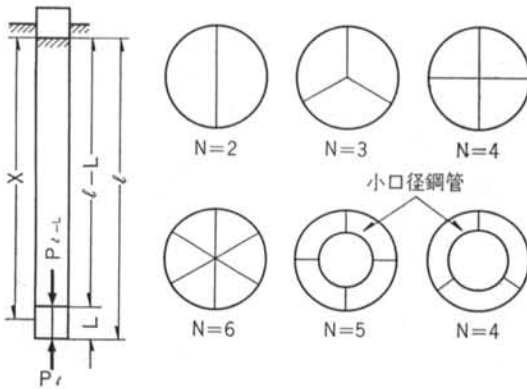


図-34

これらの方法が、支持力向上のために有効であることは、経験的に知られているが、本理論機構によっても、この効果を定量的に説明することができる。

仕切板で分割された各部分を、それらの断面積に等しい小口径の管に置き換えることに、異論はなさそうであるし、このような置き換えによって、理論的取扱いは次のように簡略化される。一般に、ぐい先端部は砂質の支持層に到達している場合が多いので、本章では、砂質土の場合に限って説明しよう。

図-34を参照し、仕切板を各部の断面積が均等になるようにN分割することとし、仕切板の長さをLとする。

また、仕切板の厚さは無視する。

深さ  $x=l-L$  における管内土の極限圧力を、 $p_{l-L}$  とする。

$p_{l-L}$  は式(18)および(19)を一般式として求めることができる。式(18)を参照して

$$p_x = \frac{\gamma A_N}{\mu \nu U_N} \left\{ \left( 1 + \frac{\mu \nu U_N}{\gamma A_N} p_{l-L} \right) e^{-\frac{\mu \nu U_N}{A_N} (x-l+L)} - 1 \right\} \quad \dots\dots\dots(45)$$

ここで、 $A_N$  および  $U_N$  は仕切られた各部の断面積および等価周長で、

$$A_N = A/N \quad \dots\dots\dots(46)$$

$$U_N = \sqrt{4\pi A/N} \quad \dots\dots\dots(47)$$

となる。また、 $x$  は仕切板を取付けた深度で、 $l-L < x \leq l$  である。

式(45)の計算は、§ 5 で説明した多層性の場合の図式解法と同じ要領で行うと理解しやすい。一例として、図-35に管径 1200φ の場合を示しておいた。

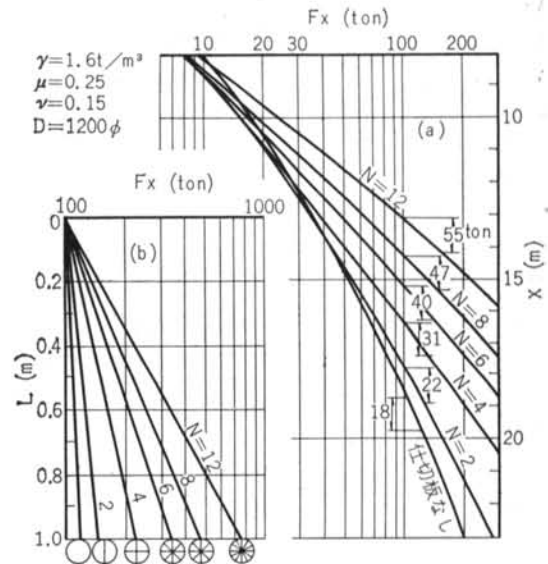


図-35

同図(a)は式(46)、(47)の換算から求めた等価管径の鋼管について、式(23)より管内土による支持力分布を図示したものである。

同図より、仕切板がない場合に、 $x=18.75\text{m}$  のとき  $F_x$  はちょうど 100 ton になる。この深度から 1m の根入増加に対する支持力  $F_x$  の増加は、仕切板がないときは 18 ton であるのに、 $N=2$  の場合は一区劃について 22 ton、全体で 44 ton となる。同図(b)は仕切板の長さ L に対する支持力の変化を拡大して示したものである。

$L=60\text{cm}$  とした場合の仕切板による効果を表示すると、次のようになる。

	仕切板なし	N=2	N=4	N=6	N=8	N=12
支持力の増加	11	26	74	144	225	396
仕切板による効果	—	15	63	133	214	385

(単位 ton)

以上は、すべて不完全閉塞状態にある場合で、仕切板によってぐい先端の支持力が著しく向上し、先端の地盤強度に達したならば、支持力はそれ以上は増加しない。

したがって、いたずらに仕切板の数を増加したり、各区劃面積を狭めても、浅い根入れで完全閉塞状態となり、それだけ打込時に苦勞する結果になる。

くいを所定の深さに打込む最終状態で、完全閉塞となるのが理想であり、仕切板の設計も、この点を考慮して行うべきである。例を §12 にとるならば、例-1(1)の試験くい P-1 の場合、所定の根入れ 19,300mm において、 $p_{x2}=773 \text{ t/m}^2$  でほぼ完全閉塞状態に近い。この場合は、仕切板を取付けても、大して効果は期待できない。もし取付けるとしても、 $N=2(L=1\text{m})\sim N=4(L=60\text{cm})$ 程度で充分である。

例-1(2)の試験くい P-2 の場合は、 $p_{x1}=115 \text{ t/m}^2$  で閉塞率 ( $p_x/q_u$ ) が極めて低いから、この場合は仕切板の効果は充分期待できる。しかも、完全閉塞状態にするためには、 $N>12(L>1\text{m})$  と、極めて多くの仕切板を設けることが必要である。

なお、地盤が粘性土で固体摩擦成分が低い ( $\phi$  が小さい) 場合には、仕切板による閉塞効果は、摩擦面積が増加した分だけ増えるだけで、砂質土の場合にくらべてはるかに低い。

これは、式(9)より定量的に誘導することができるのであるが、本章では割愛しておきたい。

## § 14. む す び

くい基礎の設計にあたり、くいの支持力を正確に想定することは、安全性の確保、経済性の向上の立場から極めて重要である。

くいの支持力の算定は、載荷試験を行えば最も確実なのであるが、実際には相当な経費、日数、労力を必要とするため、どこでも手軽に行えるような試験ではない。設計規準では静力学的支持力公式や、くい打ち試験による支持力の算定が認められている。

しかし、Meyerhoff や Terzaghi の方式によって代表される静力学的支持力公式では、著しく矛盾した算定値が得られる場合が多い。特に、不完全閉塞状態にある鋼管くいの場合に、その矛盾が著しい。

従来のかかる理論公式によっても、同一地盤、同一

根入れにおいて、大口径のくいが小口径のくいより小さな支持力しか得られない事実など、まったく説明がつかない。また、従来の支持力計算式が、経験的あるいは実験的な資料によって構成され、計算の簡便化の方向に傾いているのも、もう一度考えなおす必要があるのではないだろうか。

些細なことを憂慮して、いたずらに計算を複雑化し、しかも大局を見失ってはならないが、原理的に複雑な機構を実用性を重んずるあまり、数少ない実測資料をもとに単純化してしまうと、一般性に欠ける場合が多い。支持力の機構を大局的に把握し、原理的に納得のいく理論構成を望みたい。

たとえば、標準貫入試験による  $N$  値から、支持力の想定が実用上十分な精度で得られるならば、はなはだ便利であり、大いに歓迎されるであろう。しかし、もし一般性に欠け、時には著しく矛盾した結果が導かれるならばたちまちにして一般の信用を失ってしまうであろう。

$N$  値から支持力を算定する方法に関しても、 $N$  値と支持力とが一義的な関係に結びつくという理論的根拠は全く得られない。ただ実験的資料によって、統計的に関連づけられるにすぎない。こうした場合に、往々にして他の重要な要素を見落とし、一般性を失う場合が多い。

筆者は、やはり支持機構の大局的な把握、原理的な理論構成から出発するのが正攻法であり、かえって精度の高い、より実用的な支持力公式を得る近道であると信じている。

本論文は、こうした立場から筆者の構想をまとめ、正攻法の手順を示したもので、これが従来の支持力理論の欠陥を十分に補い、より実情に合致したものであると信じている。

なお、本研究は主として川崎製鉄における一連の実験から着想を得たもので、川崎製鉄の小松雅彦氏、富永真生氏、清水建設の井上嘉信氏より、貴重な資料の提供と共同研究の機会をあたえられたこと、また、建研の大崎順彦先生より論旨の不備欠陥に適切なご指摘をいただいたこと、また複雑な計算に設計部計算課の宮崎徳次郎氏をはじめ課員諸氏の協力があつたことを附記し、上記諸氏に感謝の意を表する次第である。

### <参考文献>

- 1) 水島における鋼ぐいに関する一連の実験資料 (川崎製鉄, 清水建設, 建研の共同研究)
- 2) 琵琶湖大橋における鋼ぐい試験報告書 (間組)