

開端杭の内周面摩擦による支持力

BEARING CAPACITY DUE TO PLUGGED SOIL IN OPEN-ENDED PIPE PILE

西田義親*・太田秀樹**・松本樹典***・栗原勝美****

By Yoshichika NISHIDA, Hideki OHTA, Tatsunori MATSUMOTO and Katsumi KURIHARA

Bearing capacity due to plugged soil in an open-ended pipe pile is analysed. A mechanism of indentation of soil into the open-ended pipe pile is simplified making it easy to employ the deformation characteristics of soil in the analysis. The modelled plugging mechanism and the equilibrium of the plugged soil lead to an equation for bearing capacity due to the plugged soil. The validity of thus obtained equation is verified through a series of laboratory pile loading tests using a steel pipe pile penetrating a diatomaceous mudstone ground.

1. ま え が き

一般に、杭の鉛直荷重は、先端支持力と杭周面摩擦力によって受け持たれる。先端開放型の杭における先端支持力は杭肉厚部に作用する支持力と管内土部分に作用する支持力からなる。この管内土による支持力は、管内土と杭内周面との間の摩擦力に起因するものである。

管内土による先端支持力機構については、岸田¹⁾、駒田・山川²⁾、駒田・大志万・森山³⁾、岸田・有原・原⁴⁾、勝見・岩成・箕作⁵⁾が砂地盤に鋼管杭を押し込む実験を行い、開端杭の閉塞効果について検討を行っている。山原⁶⁾は管内土を非圧縮性と仮定して管内土と管内壁の間の摩擦が管内土高さの全長にわたって支持力に寄与するものと考え、管内土による支持力算定式を求めている。勝美・貴谷・渡嘉敷・川崎⁷⁾は、Kötterの方程式を用いて管内土高さとの閉塞効果の関係について考察している。また、青木・岸田⁸⁾は、管内の土要素の力のつり合い式に基づき、管内土の内圧によって生ずる鋼管の膨らみをも

も考慮して、管内に詰まった砂の極限抵抗力を求めている。しかしながら、これらの理論的研究は、管内土の力のつり合い式にのみ基づいたものであり、土の変形特性が管内土による支持力に及ぼす影響を考慮していない。管内土による内周面摩擦は、管内土自体の変形により引き起こされるものであり、本来、土と杭の相互作用として理解されるべきものであろう。また、勝見・岩成・箕作⁵⁾が指摘しているように、管内土の閉塞効果は地盤そのものの支持力との関係で論ぜられるべきである。しかし、複雑な開端杭の支持力機構を杭、管外土、管内土の3者の相互作用として解析し、支持力算定式を求めることは容易でない。

そこで、本研究においては、微小な変形がせん断抵抗に強く影響する材料として軟岩を念頭に置き、通常の三軸試験によって求める土の変形特性を直接利用できるかたちの管内土モデルを考えた。これにより、土の変形を考慮した管内土の支持力算定式を求めた。軟岩の一種である珪藻泥岩を用いて開端鋼管杭のモデル載荷実験を行い、算定式の妥当性および適用性を検討するとともに、開端杭の閉塞効果について考察した。

2. 開端杭の鉛直支持力

Fig. 1は、開端杭の鉛直支持力機構を示したものである。いま、外径 D 、内径 D_i の一様な断面をもつ開端杭

* 正会員 工博 金沢大学教授 工学部土木建設工学科
(〒920 金沢市小立野2-40-20)

** 正会員 工博 金沢大学教授 工学部土木建設工学科
(同上)

*** 正会員 工修 金沢大学助手 工学部土木建設工学科
(同上)

**** 正会員 工修 大成建設(株)
(〒160-91 新宿区西新宿1-25-1)

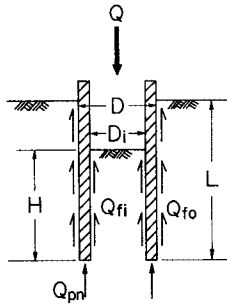


Fig. 1 Bearing capacity of open-ended pile.

が根入れ長さ L まで地盤に押し込まれ、管内土が杭先端から H の高さまで存在しているとす。このとき、開端杭の鉛直支持力 Q は、次のような成分の和として与えられる。

$$Q = Q_{ro} + Q_{ri} + Q_{pm} \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 Q_{ro} は外周面摩擦による支持力、 Q_{ri} は内周面摩擦による支持力、 Q_{pm} は杭先端純断面に作用する支持力である。内周面摩擦による支持力は杭先端位置の管内土断面に作用する鉛直力と等しいため、 Q_{ri} を管内土の支持力と呼ぶことにす。

以下、管内土の変形特性を考慮した管内土の支持力算定式について述べる。

3. 管内土の支持力算定式

(1) 管内の土要素の力のつり合い式

管内土の応力状態を求めるには、つり合い式に、土の応力-ひずみ関係を表わす式を代入して、適切な境界条件のもとで解を求めなければならない。しかしながら、このようにして解析解を求めることは簡単でないから、単純化したモデルを考えることにす。

いま、開端杭が押し込まれる際の地盤の挙動について考えてみる。開端杭の貫入につれて、地盤の応力状態は、初期応力状態から変化してゆき、変形、変位も進行していく。管内に侵入する土に注目しよう。杭先端部近くの土は、杭先端が真上に達してくるまでにある程度の応力変化、変形を受けている。その後、管内に侵入した土は、杭内周面との間ですべりを生じながら、管内を上昇して

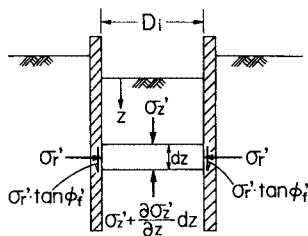


Fig. 2 Equilibrium of disc element of plugged soil.

いく。杭の剛性が土に比べて非常に大きいため、一度管内に侵入した土はそれ以上半径方向に変形しないとしよう。

本研究においては、Fig. 2 に示すようなサイロ理論による力のつり合い式を用いることにす。任意の深さにある厚さ dz の円板要素にかかる力のつり合い式が、次式で示されるとす。

$$\frac{\partial \sigma_z'}{\partial z} = \frac{4}{D_i} \cdot \sigma_r' \tan \phi_r' + \gamma' \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 ϕ_r' は杭材と土との間の有効境界摩擦角、 γ' は土の水中単位体積重量である（水のない場合は空中単位体積重量とす）。座標 z は、管内土上面を原点として下向き方向を正とした。杭の貫入速度が非常に小さく、地盤中に過剰間隙水圧は発生しないものと仮定した。したがって、応力はすべて有効応力で表示している。

(2) 管内土の支配方程式

三軸試験によって求まる土の応力-ひずみ関係を管内土に直接適用するために、Fig. 2 に示した厚さ dz の円板要素の応力-ひずみ関係が、Fig. 3 に示すような円柱形の土供試体に軸応力 σ_z' と側方応力 σ_r' が作用したときの応力-ひずみ関係に等しいと仮定す。周面摩擦の影響を無視することになるが、後で示すように実験値とかなりの精度で適合するため、第1近似として解析の出発点としたい。

a) 弾性領域の支配方程式

管内土が弾性体であるとすれば、円板要素の応力-ひずみ関係を、以下のように表わすことができる。圧縮ひずみ、圧縮応力を正とし、次の関係を用いる。

- フックの法則

$$\epsilon_z = \frac{\sigma_z' - 2\nu' \sigma_r'}{E'} \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 ϵ_z は鉛直ひずみ、 ν' と E' は土の構造骨格のポアソン比とヤング率である。

- 体積ひずみ ϵ_v

$$\epsilon_v = \epsilon_z + 2\epsilon_r = \frac{1}{K'} \left(\frac{\sigma_z' + 2\sigma_r'}{3} \right) \dots\dots\dots(4)$$

- 体積弾性係数 K'

$$K' = \frac{E}{3(1-\nu')} \dots\dots\dots(5)$$

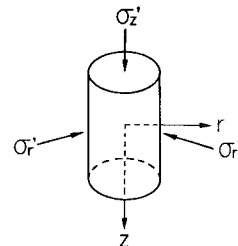


Fig. 3 Simplified model for stress state of plugged soil.

• 応力増分比 K

ここで応力増分比 K を次のように定義する.

$$\Delta \epsilon_r = 0 \text{ で } K = \frac{\Delta \sigma_r'}{\Delta \sigma_z'} \dots\dots\dots (6)$$

すなわち、円柱状供試体の半径ひずみ ϵ_r をそれ以上変化させないで圧縮するときの側方応力の増分 $\Delta \sigma_r'$ と鉛直応力の増分 $\Delta \sigma_z'$ の比である. 弾性体の場合、応力増分比 K を K_e で表すると次式が成立する.

$$K_e = \frac{\nu'}{1-\nu'} \dots\dots\dots (7)$$

これは、土を弾性体と考える場合の静止土圧係数に等しい.

これらの関係より次式を得る.

$$\sigma_r'(z) = K_e \sigma_z'(z) + \frac{3(1-2\nu')K'}{1-\nu'} \cdot \epsilon_r(z) \dots\dots\dots (8)$$

上式において、 σ_r' 、 σ_z' 、 ϵ_r は深さ z の関数であるが、 K 、 ν' 、 K' の土質定数は深さ z に関係なく一定値である. 式 (8) 右辺の第 2 項は円柱状供試体が $\sigma_z'=0$ のもとで ϵ_r の半径ひずみを受けたとき、側方からかかる応力 σ_r' を表わしている. 右辺第 1 項は、この状態から $\Delta \epsilon_r = 0$ の条件下で、鉛直応力 σ_z' を載荷したときの側方応力の増分 $\Delta \sigma_r'$ を表わしている. 管内土の貫入機構を、 $\sigma_z'(z=0)=0$ の条件下で、ある大きさの側方応力を受けて管内径と同じ直径をもつ円柱状供試体が管内を上昇していくというものに置き換えることにしよう. これは、3.(2) のはじめに説明したようになりに無理な仮定であるが、三軸試験より得られる結果を容易に利用するうえで都合がよい. 本来、管外・管内両方の土と杭との相互作用として解析しなければならない問題を、ここでは管内土だけに注目して単純化したモデルによって解こうとするわけであるから、いくつかの仮定が結果として互いに誤差をキャンセルするよう工夫しながら解法を組み立てなければならない. 上記の仮定はこのような意図のもとに立てられた仮定であり、後で示すように、結果的には実験値とよく適合する.

式 (8) をつり合い式 (2) に代入すると次式を得る.

$$\frac{\partial \sigma_z'}{\partial z} = \frac{4 \tan \phi_r'}{D_i} \left\{ K \sigma_z'(z) + \frac{3(1-\nu')K'}{1-\nu'} \cdot \epsilon_r(z) \right\} + \gamma' \dots\dots\dots (9)$$

ここで、 ϵ_r が深さ z に関係せず一定値と仮定すると、 $\epsilon_r(z) = \text{const.} = (\epsilon_r)_e \dots\dots\dots (10)$

境界条件として、 $z=0$ において $\sigma_z'=0$ を用いると、式 (9)、(10) より次式が求まる.

$$\sigma_z'(z) = \frac{1}{K_e} \left\{ \frac{3(1-2\nu')K'}{1-\nu'} \cdot (\epsilon_r)_e + \frac{D_i \cdot \gamma'}{4 \tan \phi_r'} \right\} \left[\exp \left(4K_e \cdot \frac{z}{D_i} \tan \phi_r' \right) - 1 \right] \dots\dots\dots (11)$$

上式において、 K_e 、 ν' 、 K' は比較的簡単な三軸試験によって求まる. また、 ϕ_r' は土と杭材との間のせん断試験によって求まる. したがって、何らかの方法によって $(\epsilon_r)_e$ を決定できれば、式 (11) を用いて管内土の応力状態を求めることができる. 式 (11) において、 $z=H$ (管内土高さ) としたものが管内土による支持力 ($q_{ri} = 4Q_{ri}/\pi D_i^2$) となるべきものである. 式 (11) によれば、杭先端部に位置する管内土の鉛直応力 $\sigma_z'(H)$ は、管内土高さ H に対して指数関数的に大きくなる. 山原⁹⁾も同様の傾向を導いており、ほぼ妥当な結論と考えられる.

軟岩の K_0 圧密試験を行うと、ある程度の軸圧 σ_z' までは弾性的挙動を示すが、それを超えると降伏を生じて圧縮性が急激に大きくなる⁹⁾. 管内土においても、土はそれ以上の半径ひずみを受けずに管内を上昇するため、 K_0 圧密試験におけるような挙動を示すものと考えられる. したがって、管内土が降伏するときの鉛直応力を σ_{zy}' とすると、式 (11) において

$$\sigma_z'(z) = \sigma_{zy}' \dots\dots\dots (12)$$

を満たす $z=z_e$ の深さより浅い管内土は弾性状態のままである. そして、Fig. 4 に示すように、 $z=z_e$ より深い位置にある管内土は、降伏を生じている領域、すなわち塑性領域となっている. 降伏が生ずると、軟岩や粘土の土質パラメーターは、弾性状態に比べて、著しく変化するため、塑性領域に対しては、式 (11) を適用できない. そこで次に、塑性領域における支配方程式について考察を行う.

b) 塑性領域における支配方程式

一般に、降伏を生じている粘土の三軸供試体の半径ひずみ ϵ_r をそれ以上変化させないように載荷を行う場合の応力増分比 K_p は応力の大きさによらずほぼ一定値となる. また、この K_p の値は、正規圧密時の静止土圧係数 K_0 にほぼ一致することが知られている. すなわち、

$$\Delta \epsilon_r = 0 \text{ で } K_p = \frac{\Delta \sigma_r'}{\Delta \sigma_z'} = K_0 \dots\dots\dots (13)$$

3.(2)、a) で述べた単純化した管内土の貫入機構を塑性領域にも適用して、塑性領域における支配方程式を次のように置く.

$$\sigma_r'(z) = K_p \sigma_z'(z) + g(z) \dots\dots\dots (14)$$

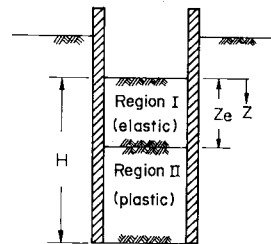


Fig. 4 Stress regions of plugged soil.

ここに、 $g(z)$ は式 (8) の右辺第 2 項に対応する z の関数である。弾性域と同じく塑性域においても

$$g(z) = C = \text{一定値} \dots\dots\dots (15)$$

と仮定する。この仮定は弾性域とのアナロジーから得たものであり、弾・塑性両域における解析手法の形式的な一貫性を保持するうえで重要である。式 (15) は、ひずみに関係しない式になっている。ここで求めようとしている応力-ひずみ関係は、いったん半径ひずみを与えた後、半径ひずみをそのまま一定に保った場合の軸応力と半径応力の関係を与えるものである。したがって、一般の、たとえば一軸試験から得られる応力-ひずみ関係とは異なるものである。弾性領域での応力-ひずみ関係式 (8) と降伏後の応力-ひずみ関係式 (14), (15) はそれぞれ一般の応力-ひずみ関係の弾性部分と塑性部分にある意味で対応し、前者では応力が半径ひずみに直接的に関係づけられるのに対し、後者では半径ひずみの大きさのいかんにかかわらず軸応力と半径応力の間にほぼ一定の関係が成立すると考えてよい。

式 (14), (15) をつり合い式 (2) に代入することにより、次式を得る。

$$\sigma_z(z) = B \exp\left(\frac{4K_p \tan \phi'}{D_i} \cdot z\right) - \frac{1}{K_p} \left(C + \frac{D_i \cdot \gamma'}{4 \tan \phi'} \right) \dots\dots\dots (16)$$

ここに、 B は積分定数である。もし何らかの方法によって C の値が既知であるならば、 $z = z_e$ において弾性領域と塑性領域の鉛直応力は連続するため、式 (16) において $z = z_e$ のとき $\sigma_z'(z) = \sigma_{zv}'$ という条件により B を決定することができる。

管内土高さ H が z_e より大きい場合には、式 (16) において $z = H$ としたものが、管内土の支持力 q_{ri} となる。

以上に述べた管内土の支持力算定式は、三軸試験によって得られる土の変形特性を容易に利用できるように、管内への土の貫入機構を単純化したモデルに置き換えて求めたものである。しかし、式 (11) における $(\epsilon_r)_e$ 、式 (16) における C 、そして降伏応力 σ_{zv}' の決定法には問題が残されている。そこで、次章以下では、軟岩の一種である珪藻泥岩の三軸試験結果と珪藻泥岩における鋼管杭のモデル荷試験に基づき、管内土の支持力算定式の妥当性と適用性を検討するとともに、開端鋼管杭の閉塞効果について考察する。

4. 珪藻泥岩の力学特性

(1) 珪藻泥岩の応力-ひずみ関係

モデル杭の荷試験に用いた地盤試料は、石川県能登半島に分布する飯塚珪藻泥岩である。珪藻泥岩は、非常に均質で固結した多孔質軟岩であり、その一軸圧縮強度は 18 kgf/cm^2 である。Table 1 に、珪藻泥岩の物性指数

Table 1 Index properties of diatomaceous mudstone.

Natural water content w_n	: 112 - 118 %
Natural void ratio e_n	: 2.42 - 2.72
Specific gravity G_s	: 2.16 - 2.21
Unit density ρ_t	: 1.32 - 1.34 g/cm^3 ($1.29 - 1.31 \times 10^5 \text{ N/m}^3$)
Liquid limit w_l	: 139 - 151 %
Plastic limit w_p	: 93 %
Plasticity index PI	: 46 - 58 %
Frictional angle ϕ'	: 42 - 48 degree

をまとめて示す。この珪藻泥岩の三軸圧密降伏特性、 K_0 圧密特性については、Sekiguchi, Nishida, Matsumoto and Uesawa¹⁰⁾、松本・太田・西田⁹⁾によって調べられている。ここでは、3. で述べた管内土による支持力算定式に含まれる定数を決定するのに必要な試験結果について述べる。

Fig. 5 は、珪藻泥岩の等方圧密試験における平均主応力 $p = (\sigma_z' + 2\sigma_r')/3$ と体積ひずみ ϵ_v の関係を示したものである。図からわかるように、珪藻泥岩は初期降伏応力に達するまでは圧縮性は小さく、体積ひずみ ϵ_v は平均主応力 p に比例するが、降伏すると圧縮性は急激に増大し、 ϵ_v は p の対数に比例するようになり、明瞭な降伏点をもつ弾・塑性挙動を示す。Fig. 5 から、初期降伏応力 $p_c = 24.5 \text{ kgf/cm}^2$ (2400 kPa) と弾性領域における体積弾性係数 $K' = 830 \text{ kgf/cm}^2$ が求まる。

Fig. 6 は、珪藻泥岩の K_0 圧密試験⁹⁾における初期荷時の応力経路を示したものである。図中には、次に述べる応力比一定の異方圧密試験によって求めた珪藻泥岩の初期降伏曲面も合わせて示してある。step 10 において降伏を生じていることがわかる。降伏を生ずると、 K_0 状態を保つための応力比は急激に増大し、step 12 以降では $K_0 \approx 0.57$ となる。このような珪藻泥岩の K_0 圧密特性は、一般の粘土のそれとはかけ離れているが、同様な実験結果を宮北・前川・小川¹¹⁾も別途に得ている。step 10 までの弾性域に対しては、応力比 $K_e = 0.13$ 、ポアソン比 $\nu' = 0.12$ が求まる。

以上のようにして求めた $K' = 830 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $K_e =$

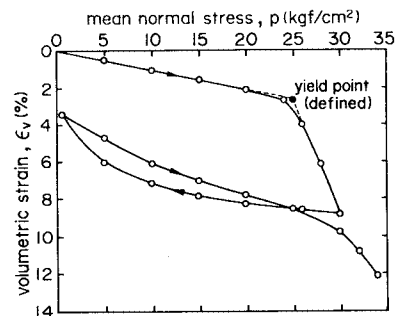


Fig. 5 p - ϵ_v relationship in isotropic consolidation test on diatomaceous mudstone ($1 \text{ kgf/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$) (after Sekiguchi, Nishida, Motsumoto and Uesawa¹⁰⁾).

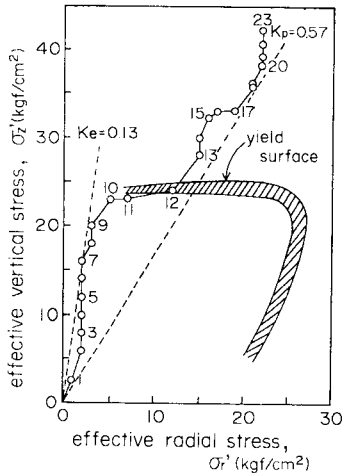


Fig. 6 Stress path in K_p -test on diatomaceous mudstone¹⁰⁾.

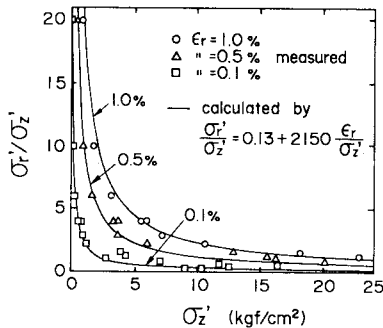


Fig. 7 Stress-strain relationship of diatomaceous mudstone within elastic region.

0.13 と $\nu' = 0.12$ を式 (8) に代入すると次式を得る。

$$\sigma'_r = 0.13\sigma'_z + 2150\varepsilon_r \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots(17)$$

Fig. 7 は、応力比 σ'_r/σ'_z 一定の異方三軸圧密試験¹⁰⁾ 結果である。図中のプロットは、弾性域の応力状態を、半径ひずみ $\varepsilon_r = 0.1, 0.5, 1.0\%$ について示している。実線は、式 (17) による計算値を示す。両者はほぼ一致しており、珪藻泥岩の弾性域での応力-ひずみ挙動が、式 (17) で表現されることがわかる。

塑性領域における支持力算定式 (16) における K_p と C について述べる。 K_p については、Fig. 6 の step 12 以降における塑性域の応力比 σ'_z/σ'_r より、 $K_p = 0.57$ が求まる。次に、 C について考える。Fig. 8 は、応力比一定の異方三軸圧密試験¹⁰⁾ によって求めた珪藻泥岩の破壊点と降伏点を示したものである。軸応力 $\sigma'_z = 0$ の場合、珪藻泥岩は $\sigma'_r = 21.5 \text{ kgf/cm}^2$ の半径応力で破壊している。3. (2), b) で述べたように降伏後の軸応力と半径応力の関係は半径ひずみに強く影響されないことから、この $\sigma'_r = 21.5 \text{ kgf/cm}^2$ を式 (15) の C に等しいとおくことができよう。このようにして求めた $K_p = 0.57$ 、 $C = 21.5 \text{ kgf/cm}^2$ を、塑性領域における支配方程式 (14)

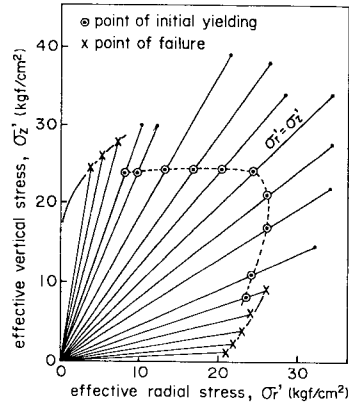


Fig. 8 Yield and failure points in constant- γ drained tests.

に代入することにより、次式が求まる。

$$\sigma'_r = 0.57\sigma'_z + 21.5 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots(18)$$

(2) 鋼材と珪藻泥岩の間の境界摩擦特性

Fig. 9 は、金属プレート（鋼材）と珪藻泥岩との間の一面せん断試験によって求めた境界摩擦応力 τ と水平変位 U の関係¹¹⁾ である。図からわかるように、最大摩擦応力 τ_r に達するまでは、摩擦応力は水平変位にほぼ比例して増加し、その後は τ_r のままほぼ一定となる。また、最大境界摩擦応力は、垂直応力 σ'_N と比例関係にあることがわかる。実験は、0.005 mm/min というきわめて遅いせん断速度で行ったことから、得られた境界摩擦角は、排水せん断に対応するものといえよう。このようにして求めた珪藻泥岩と鋼材の間の境界摩擦角 ϕ'_f は 30° であり、次の関係が成り立つ。

$$\tau_r = \sigma'_N \cdot \tan \phi'_f \dots\dots\dots(19)$$

以上述べてきたように、管内土の支持力算定式 (11) および (16) における土質定数は、三軸試験および一面せん断試験によって比較的容易に求めることができる。しかし、式 (11) における $(\varepsilon_r)_e$ の値および式 (16) の

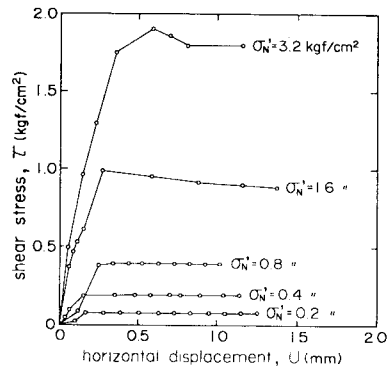


Fig. 9 Direct shear test between diatomaceous mudstone and steel plate (西田・関口・松本・細川・広瀬¹²⁾による)。

定数 B を決定するのに必要な σ_{zv} ' の値 (式 (12) を参照) は、三軸試験によっては決定できないものである。次章では、珪藻泥岩を地盤試料に用いて鋼管杭のモデル載荷試験を行い、 $(\epsilon_r)_e$ と σ_{zv} ' の決定法について考察する。

5. 珪藻泥岩における鋼管杭のモデル載荷試験

(1) 試験装置および試験方法

Fig. 10 に載荷試験装置の概要を示す。載荷フレーム上部にあるスクリージャッキを用いて変位制御方式による載荷を行った。杭支持力と貫入量を、ロードセルとダイヤルゲージによって測定した。モデル杭として外径 $D=22.05$ mm, 内径 $D_i=20.68$ mm の鋼管を用いた。地盤試料には、珪藻泥岩を直径 30 cm, 高さ 40 cm の円柱に成型したものを用い、試験中に乾燥しないように水浸させた。地盤には何ら拘束圧を載荷せず、周面および上下端面のすべてを排水面とした。

計 2 通り (Test A と Test B) の載荷試験を杭貫入による地盤の過剰間隙水圧が発生しないように、貫入速度 0.3 mm/min で行った。Test A では、載荷・除荷を繰り返しながら、根入れ深さが約 14 cm になるまで杭を貫入した。Test B では、Test A と同様に載荷・除荷を繰り返しながら杭の貫入を行った。ただし、各除荷段階終了後、管内土を取り除いてから再載荷を行った。管内土を取り除くには、杭頭部からハンドドリルを鋼管内に

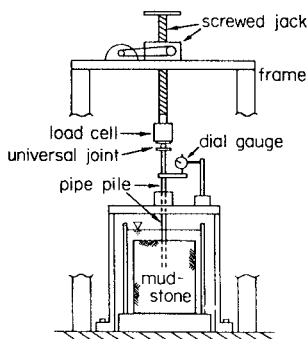


Fig. 10 Test apparatus.

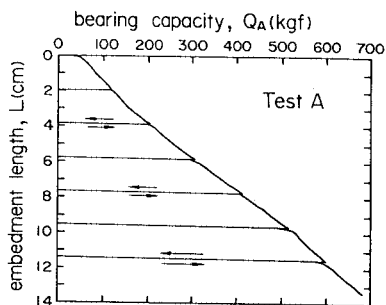


Fig. 11 Bearing capacity (Q_A)-embedment length (L) curve obtained from Test A.

挿入して管内土を杭先端部まで削り取るという方法を採用した。

Test B は、管内土による支持力がないという以外は Test A と同一条件であるため、この 2 つの試験から管内土の支持力 Q_{ri} を間接的に求めた。

(2) 試験結果

a) 支持力-貫入量関係

Fig. 11 は、Test A における支持力 Q_A -根入れ長さ L の関係を示したものである。除荷時のリバウンド量は非常に小さく、また再載荷時の折れ曲がり点は、除荷前の支持力にほぼ一致していることから、貫入速度 0.3 mm/min で、地盤が完全な排水状態となっていると考えられる。

Fig. 12 は、Test B における支持力 Q_B と根入れ長さ L の関係を示したものである。管内土が取り除かれているため、再載荷時の折れ曲がり点は、除荷前の支持力より小さくなっている。

b) 管内土の支持力 Q_{ri} と根入れ比 D/L の関係

Fig. 13 は、Test A と Test B の 2 つの載荷試験から管内土の支持力 Q_{ri} を求める方法を示したものである。Test A における支持力 Q_A は式 (1) で示したように、

$$Q_A = Q_{fo} + Q_{ri} + Q_{pm} \dots \dots \dots (20)$$

として表わされる。一方、Test B において管内土を取り除いてから再載荷したときの折れ曲がり点を Fig. 13 中に□印で示している。このとき支持力 Q_B は、管内土の支持力 Q_{ri} がないので、次のように表わされる。

$$Q_B = Q_{fo} + Q_{pm} \dots \dots \dots (21)$$

問題を単純化するため Q_{fo} , Q_{ri} および Q_{pm} がそれぞれ独立で相互の干渉が無視できると仮定する。この仮定を受け入れるならば、管内土の有無以外は Test A と Test B の試験条件が同一であるため、管内土の支持力 Q_{ri} は式 (20) と (21) の差として求まる。

$$Q_{ri} = Q_A - Q_B \dots \dots \dots (22)$$

このようにして求めた管内土の支持力 Q_{ri} と根入れ比

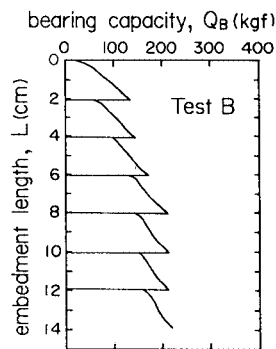


Fig. 12 Bearing capacity (Q_B)-embedment length (L) curve obtained from Test B.

L/D の関係を Fig. 13 中に▲印で示してある。杭先端の純断面に作用する支持力 Q_{pm} は、Test A, B における $L/D=0$ のときの支持力として求まる。この支圧支持力 (=45 kgf) が根入れ比によらず一定であると仮定すれば、外周面摩擦による支持力 Q_{ro} は、

$$Q_{ro} = Q_B - Q_{pm} \dots \dots \dots (23)$$

となる。このようにして求めた Q_{ro} を図中に●印で示している。図からわかるように、根入れ比 D/L が 2 程度までは、 Q_{ri} および Q_{ro} は根入れ比の増加とともに増加している。 D/L が 2 以上になると Q_{ri} の増加率は大きくなるが、 Q_{ro} の増加率はしだいに小さくなり、 $D/L=5.4$ になると、全支持力 Q に占める Q_{ri} の割合が 7 割程度まで達している。本実験においては、地盤に何ら拘束圧を与えていないため杭外周面摩擦による支持力をそれほど期待できないであろうが、珪藻泥岩地盤に準静的に押し込まれた鋼管杭の鉛直支持力における管内土の支持力 Q_{ri} の貢献度が大きいことを明瞭に示しているものといえる。

c) 管内土高さ H と根入れ比 D/L の関係

Fig. 14 は、Test A における根入れ長さ L と管内土高さ H の関係を示したものである。両者とも杭の外径 D で割り無次元化している。根入れ比 L/D が 2 までは、根入れ長さ L と管内土高さ H は一致しているが、 L/D が 2~2.5 になると管内土の上昇割合が小さくなっていく。この $L/D=2\sim 2.5$ は、Fig. 13 において管内土の支持力 Q_{ri} の増加率が大きくなり始める根入れ比にほぼ一

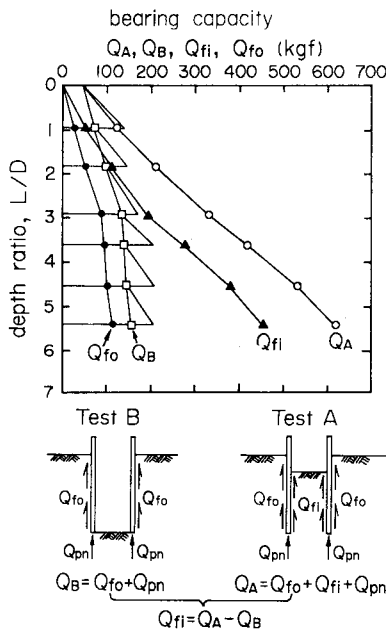


Fig. 13 Bearing capacity of plugged soil (Q_{ri}) obtained from Test A and Test B.

致しているから、管内土の閉塞による支持力 Q_{ri} が全支持力に占める割合の重要性が察せられる。

(3) 管内土の支持力式の検討

本節では、支持力算定式における $(\epsilon_r)_e$ (式 (10) を参照) と σ_{zp}' (式 (12) を参照) の決定法について、前節で述べた载荷試験結果をもとに、考察を試みる。

Fig. 15 は、珪藻泥岩における鋼管杭の管内土による支持力算定式を求めるフローチャートを示したものである。まず、 H/D_i が小さい場合には、弾性領域における支持力式 (11) を適用する。式 (11) において、4. で求まっている $K_e=0.13$, $\nu'=0.12$, $K'=830 \text{ kgf/cm}^2$ (8.13 MPa), $\gamma'=3.4 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^3$ ($3.33 \times 10^{-3} \text{ N/m}^3$), $\phi_r'=30^\circ$ および杭内径 $D_i=2.06 \text{ cm}$ を代入し、 $z=H$ とおくと、次式が求まる。

$$q_{ri} = 16541(\epsilon_r)_e + 0.02 \left\{ \exp\left(0.3 \frac{H}{D_i}\right) - 1 \right\} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

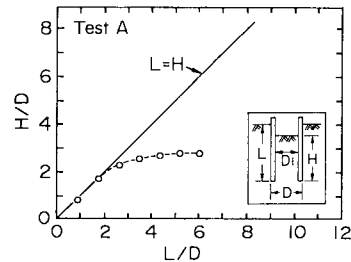


Fig. 14 Relationship between embedment length (L) and height of plugged soil (H).

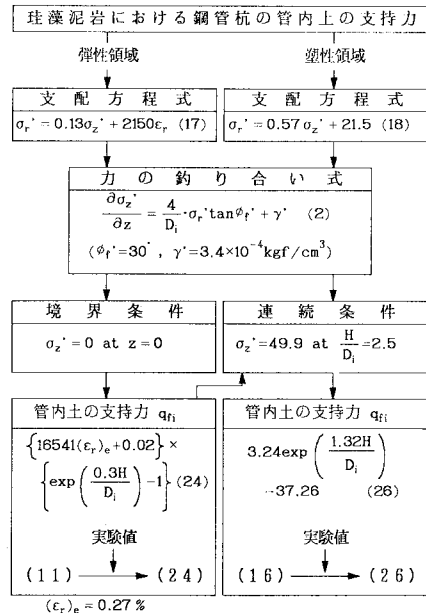


Fig. 15 Flow chart for determination of bearing capacity of plugged soil in diatomaceous mudstone (stresses in kgf/cm^2).

$$\dots\dots\dots(24)$$

ここで $(\epsilon_r)_e$ の値を, H/D_i が小さい範囲 ($H/D_i < 2.5$) での実測値にフィットするように選ぶと $(\epsilon_r)_e = 0.0027$ (0.27%) となる. この半径ひずみは, 管内土が杭の肉厚 (0.69 mm) の 3.9% だけ半径方向に圧縮されたことに等しい.

H/D_i が大きい範囲に対しては, 塑性領域の支配方程式 (16) を適用して, $K_p = 0.57$ および $C = 21.5 \text{ kgf/cm}^2$ (210.7 kPa) (式 (18) を参照) を代入する. このとき必要な弾性領域との連続条件として, 式 (24) において $H/D_i = 2.5$ として求まる支持力

$$q_{ri} = 49.9 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (489 kPa) at } H/D_i = 2.5 \dots(25)$$

を用いると, 次の結果になる.

$$q_{ri} = 3.24 \exp(1.32 H/D_i) - 37.26 \text{ (kgf/cm}^2) \dots(26)$$

Fig. 16 は, 以上のように求めた杭先端部における管内土の鉛直応力 $q_{ri} = 4Q_{ri}/\pi D_i^2$ と管内土高さ H の関係を実測結果と比較したものである. ただし, 管内土高さ H は, 杭内径 D_i で割って無次元化している. 実測によれば, $H/D_i = 2.5$ 以上になると, わずかな管内土高さ H の増加によって管内土の支持力 q_{ri} は急激に増大するようになる. 理論値は, $H/D_i > 2.5$ の q_{ri} と H/D_i の関係の実測結果をよく表わし得ることがわかる.

ここで, Fig. 16 中の斜線で示した範囲は, 珪藻泥岩地表面での平板載荷試験¹³⁾における降伏応力 q_p の範囲 (37~47 kgf/cm² (3 626~4 606 kPa)) である. これは式 (26) を求めるのに用いた弾性領域と塑性領域の連続条件 (式 (25)) における応力 (49.9 kgf/cm²) に近似しているものである. このことは, 管内土高さがある程度まで大きくなると, 管内土による支持力は, 地盤の支持力に等しくなることを意味している. これは杭先端の直下にある土が降伏してしまうことによる当然の結果であろう. そして, Fig. 16 にみられるように, $H/D_i > 2.5$ 以上において支持力が急激に増加しているにもかかわらず管内土高さあまり変化しないという閉塞現象が生じるようになる.

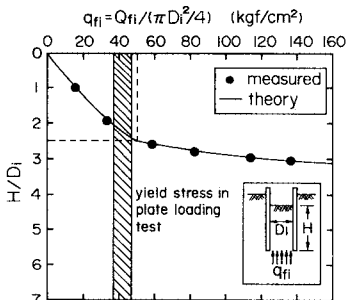


Fig. 16 Relationship between bearing capacity of plugged soil (q_{ri}) and height of plugged soil (H) (1 kgf/cm² = 98 kPa).

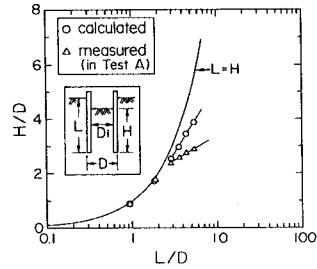


Fig. 17 Consolidation of plugged soil.

Fig. 17 は, 管内土の圧密量と管内土高さ H および根入れ長さ L の関係を示したものである. 一般に $L > H$ となるが, L と H の差が管内土の圧密だけにとりて求めた管内土高さを○印で示してある. ただし, ある根入れ深さ L における管内土高さ H は, 各根入れ深さにおける実測の $q_{ri}(z)$ から, 次式を用いて計算した.

$$H = L - \lambda \int_0^L \ln \frac{q_{ri}}{\sigma_{20}'} dz \dots\dots\dots(27)$$

ここに, λ は珪藻泥岩の圧縮指数 (=0.31), σ_{20}' は K_0 圧密試験における降伏軸応力 (=25.4 kgf/cm² (2 489 kPa)) である. Fig. 17 の $L=H$ を表わす実線と○印の差が圧密量である. 図からわかるように, L/D が 2.5 を越えると, 杭の根入れ長さの増加に対して管内土高さの増加率が小さくなる現象は, 管内土の圧密だけによって説明できない. したがって, ○印と△印の差の分は, 杭の貫入に伴って杭先端から周面に押しやられることになる. すなわち, $L/D = H/D \approx 2.5$ 程度になると杭先地盤は降伏することを意味している.

(4) 長大杭への応用における問題点

珪藻泥岩を用いたモデル実験の結果が, 単純化されたメカニズムに基づく支持力算定式と妥当な範囲で適合することを前節で示した. しかし, モデル実験に用いた珪藻泥岩は周辺からの拘束応力を受けていない状態で実験に供せられたことに注意しなければならない. 杭先端部地盤の降伏を比較的単純な応力条件下で生じさせることにより, 支持力算定式を導く際に援用した仮定の妥当性の検証を容易にすることを目的として拘束応力を与えない実験を行った. これにより, 杭先端地盤の降伏を平板載荷における降伏と直接比較することができる. 支配的な要因だけを取り上げて複雑な現象を思い切って単純化したメカニズムに置き換えようとする本研究の目標を達成するためには上記の実験方法が適している. しかしながら, 実際の長大杭の管内土支持力を算定するうえで本研究の成果をただちに応用するのは危険であろう. その理由は次に示すとおり, 自重に関するものである.

- (i) 杭先端部地盤の鉛直方向載荷に対する降伏応力

は自重の影響が無視できるようなモデル実験では深さに無関係と仮定できると思われるが、長大杭を用いるような実地盤では自重の影響を無視し得ない。実地盤では杭先端部地盤の降伏応力が深さとともに変化し、管内土の挙動はモデル実験と比較してはるかに複雑になろう。

- (ii) 管内に侵入してきた土の半径方向のひずみ (ϵ_{re}) が深さに無関係と仮定できるのは自重が小さく、かつ拘束圧の作用していない本実験で用いたようなモデル地盤だけであり、長大杭を必要とするような実地盤では管外土の挙動が自重の影響を強く受けるため必ずしもモデル実験から得られるような値とはならない。

本来開端鋼管杭の支持力は管内、管外の地盤および杭自身の相互作用として解析されねばならない。しかし、このような立場での解析は複雑な土質試験と膨大な数値計算を伴うため、解析結果の全体的な把握が困難で実現象の理解に直接結びつかないきらいがある。

本研究では複雑な支持機構の中から管内土の変形が重要な支配要因であるとの予想のもとに、できる限り単純化したメカニズムの抽出を試みたものである。論理的な斉合性を完全に満足しているとはいえない点もある。管内土の半径方向の応力分布を一樣と仮定している点などがその例である。しかし、珪藻泥岩についての室内力学試験および珪藻泥岩を用いたモデル杭の載荷試験の結果は、想定されたメカニズムが真のメカニズムに比べて非常に簡略化されたものであるにもかかわらず、重要な点においてかなりの妥当性をもって示している。

自重の影響を含んだ形の支持力算定式を求めていくうえで、本研究の基礎的ではあるが重要な要因をすべて取り込んだ成果が役立つものと考えられる。

6. 結 論

本研究では、微小な変形がせん断抵抗に強く影響する材料として軟岩を念頭に置き、実際には非常に複雑である開端杭への土の侵入メカニズムを、通常の三軸試験によって求められる土の変形特性を直接管内土の支持力算定式に利用できるように単純化したメカニズムに置き換えた。これにより、土の変形特性を考慮した鋼管杭のモデル載荷実験を行い、支持力算定式の妥当性を検証した。その結果、本研究で提案した支持力算定式は実験結果をよく説明しており、今後長大杭において考慮しなければならない自重の影響を含んだ支持力算定式を求めるうえで重要な成果であると思われる。

謝 辞：本研究を始めるにあたり、貴重な助言を得た京都大学防災研究所 関口秀雄助教授に深甚の感謝の意を表す。また、実験装置の製作および実験を行うにあたり協力を得た金沢大学工学部 山上尚幸技官、元金沢大学学生の大阪府庁 諸角 誠氏、三井不動産建設(株) 佐藤茂樹氏および大日本土木(株) 前田俊郎氏に感謝する。

参 考 文 献

- 1) 岸田英明：砂の中に押し込んだ開端グイの極限支持力に関する模型実験，土質工学会鋼グイ研究委員会・第3分科会報告書，1967。
- 2) 駒田敬一・山川朝生：くいの先端部の閉塞効果について，第28回土木学会年次学術講演会講演概要集，pp.212～213，1973。
- 3) 駒田敬一・大志万和也・森山清治：開端鋼管くいの先端閉塞効果について（第1報），第10回土質工学研究発表会発表講演集，pp.497～500，1974。
- 4) 岸田英明・有原高志・原 悟視：開端グイの内部に詰った砂の挙動，第9回土質工学研究発表会発表講演集，pp.549～552，1974。
- 5) 勝見 雅・岩成敬介・箕作光一：開端杭の閉塞効果に関する実験的検討，第16回土質工学研究発表会発表講演集，pp.893～896，1981。
- 6) 山原 浩：開端グイの閉塞効果と支持力機構，日本建築学会論文報告集，第96号，pp.28～35，および同第97号，pp.36～41，1964。
- 7) 勝見 雅・貴谷暢夫・渡嘉敷隆・川崎末善：開端杭の閉塞効果に関する基礎的研究，第14回土質工学研究発表会発表講演集，pp.917～920，1979。
- 8) 青木雅路・岸田英明：開端杭内部に詰った砂の極限抵抗力，第14回土質工学研究発表会発表講演集，第14回土質工学研究発表会発表講演集，pp.913～916，1979。
- 9) 松本樹典・太田秀樹・西田義親：珪藻泥岩の静止土圧係数，第20回土質工学研究発表会発表講演集，pp.457～460，1985。
- 10) Sekiguchi, H., Nishida, Y., Matsumoto, T. and Uesawa, M. : Characterization of a diatomaceous mudstone by elasto-plasticity, Proc. 5th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Vol.1, pp.437～444, 1985。
- 11) 宮北 啓・前川晴義・小川義厚： K_0 条件下での風化に伴う珪藻質軟岩の力学的特性，第20回土質工学研究発表会発表講演集，pp.905～906，1985。
- 12) 西田義親・関口秀雄・松本樹典・細川精仁・広瀬高哉：珪藻泥岩における鋼管杭の打込み性，杭の貫入性・打撃性に関するシンポジウム発表論文集，pp.9～12，土質工学会，1984。
- 13) 関口秀雄・西田義親・上澤 充・谷口克也：珪藻泥岩の部分排水条件下の支持力特性，第18回土質工学研究発表会発表講演集，pp.941～944，1983。

(1985.5.31・受付)