

砂地盤中の埋込み杭先端部の接地圧分布

(その 1. 加圧砂地盤タンクの製作および接地圧分布形の実験結果)

正 会 員 岸 田 英 明*

正 会 員 高 野 昭 信**

1. ま え が き

基礎底面と地盤との接触面に作用する接地圧の研究は、主として基礎スラブの設計や基礎の沈下解析等と関連して進められてきた。しかし、接地圧分布は種々の要素によって支配されるために、まだ十分に解明されていない点も多く、特に深い基礎を対象とした研究は極めて少ない。接地圧に関する既往の研究のうち、本研究に関係したものを以下に簡単に説明する。

接地圧分布に関する理論的研究は、その方法において次の4つに大別することができる。すなわち、(i) 地盤係数理論による方法、(ii) 弾性論による方法、(iii) 塑性論による方法、および (iv) 弾塑性解析による方法等である。

(i) の方法は地盤を弾性ばねに置換して接地圧を解析するものであり、基礎の剛性が考慮でき、しかも解析が比較的容易であるために、地盤に支持された梁の解析や杭の水平抵抗の解析 (Hayashi : 1921) 等に広く応用されている。

(ii) の方法は地盤を半無限弾性体と仮定して接地圧を解析するものであり、その理論解が複雑となるため、ある特定の条件の場合に対して解が得られているにすぎない。剛板載荷の場合、二次元問題については Sadwsky, 円形板に対しては Boussinesq によって解析されており (Timoshenko : 1951), 有限剛性板載荷の場合、円形板については Browicka (1936), 無限長の梁については Vesić (1961) が解析を行なっている。Barden (1962) は、区分影響法による数値解析法を提案している。弾性解によると、接地圧は基礎の周縁において無限大となるが、実際には地盤が塑性化するためにこのようなことは生じない。

(iii) の方法は基礎底面下の地盤が極限状態にあるときの接地圧分布を塑性論による極限支持力理論から推定するものであり、Terzaghi (1943), Meyerhof (1951), Флорин (フローリン : 1969) 等によりその形状が示されている。

(iv) の方法は載荷重が極限荷重以下では、接地圧は弾性的挙動をする部分と塑性的挙動をする部分とが存在すると仮定し、前者に対して弾性論、後者に対して塑性論を適用して接地圧を解析するものである。この種の考え方に基づいた解析法には、星埜 (1948), Schultze (1961), Zeevaert (1972), Biernatowski (1973) 等の研究がある。

一方、接地圧を実験的に研究した初期のものとしては、Faber (1933), Kögler (1936) 等がある。Faber は粘土地盤と砂地盤について実験を行ない、その相違を指摘している。また砂地盤に上載圧を加えた実験も行なっている。

Leussink (1963) は 98 個の要素からなる 1 m 角のコンクリート板を用いて実験を行なっている。この実験は極限支持力が得られるまで載荷しており、接地圧分布形の変化を荷重-沈下量関係と対応させて示している。この結果は接地圧分布形の変化が、地盤の塑性化と密接な関係にあることを示唆している。

Ho and Lopes (1969) は直径 15 cm の模型基礎を用いて、砂地盤で接地圧分布の測定を行なっている。実験は表面載荷の場合と根入れを有する場合 (最大根入れ比 2) について行ない、処女載荷時と静的繰返し載荷時の接地圧分布の関係について詳細な検討を加えている。また、動的繰返し載荷時の接地圧分布の測定が、Chae, Hall and Richart (1965) によって行なわれている。

Hartikainen (1973) は、鉛直方向の接地圧と同時に水平方向の接地圧を模型実験によって測定している。

深い基礎を対象としたものとしては、BCP Committee (1969, 1971) の研究がある。この研究は実際の地盤において杭先端の接地圧分布を測定したものであり、接地圧分布の変化は杭先端の支持力と密接な関係にあることを指摘している点が注目される。このほか深い基礎の接地圧の測定例としては Schultze (1961) による報告などがあるが、浅い基礎に比べて実験結果等の資料は著しく不足しているといえる。

本研究は、上載圧の大きさ、載荷重あるいは沈下量、応力履歴等が杭先端の接地圧分布に及ぼす影響、および杭先端の荷重-沈下量関係と接地圧分布の関連等を模型

* 東京工業大学 助教授・工博

** 東京工業大学 助手・工修

(昭和 52 年 3 月 31 日本稿受理・討論期限昭和 53 年 1 月末日)

実験によって明らかにすることを目的としている。

実際の地盤における応力状態を模型地盤において再現するために、「加圧砂地盤タンク」と呼ぶ模型地盤装置を新たに設計製作した(岸田:1973)。本論文は紙面の都合により2回に分けて報告する。本報(その1)では、加圧砂地盤タンクの詳細および本装置を用いて行なった接地圧分布の測定結果と杭先端の荷重-沈下量関係について述べている。実験は直径150mmの模型杭を用い、模型地盤の上載圧を0~7kg/cm²まで変化させて行なった。

なお、本研究における杭の設置方法を埋込み杭と呼ぶことにしたのは、次の理由によるものである。埋込み杭は杭の設置方法による分類名称であり、建築基礎構造設計標準・同解説(日本建築学会:1974)では地盤にせん孔したのちに既製杭を設置するものを埋込み杭と呼んでいる。埋込み杭の力学的特徴は、地盤をせん孔する際に周辺地盤が応力解除のためにゆるむこと、地盤が杭の貫入による応力履歴を受けていないことの2点にあると思われる。本研究における杭の設置方法は、杭を設置したのちに砂をまいているので、実際の埋込み杭とはせん孔による応力解除がない点で異なっている。しかし打込み杭と埋込み杭の支持力特性の相違は、主として前述の応力履歴の相違にあると考えられるので、本研究で採用した杭の設置方法は、杭の支持力特性の点では通常の埋込み杭に非常に類似したものであるといえる。

次報(その2)では、本報で述べた実験結果に基づいて、「接地圧分布と埋込み杭の先端支持力の関係」について考察する。次報の目次を次に示す。1. まえがき、2. 杭先端の荷重-沈下量関係に関する一般的考察、3. 処女載荷時の考察、4. 再載荷時の考察、5. 載荷重と接地圧分布の関係、6. 結論。

なお、記号、参考文献はまとめて次報に掲載する。

2. 加圧砂地盤タンク

砂地盤での深い基礎の支持力は、基礎底面下における地盤の圧縮性やせん断特性などに関係することが、Berezantzev (1961), Kerisel (1961), Vesić (1963), BCP Committee (1969, 1971)等の研究によって明らかにされてきた。これらの実験結果は、基礎底面下の地盤の圧縮性とこれに伴う土粒子の破碎現象や、アーチ作用などが深い基礎の支持力に影響を及ぼすことを示している。このことは模型によって深い基礎の支持力実験を行なう場合、基礎の幾何学的相似条件のみでなく、地盤の力学的相似条件をも満足することが必要であることを意味している。

山口(1969)は軸対称問題において模型と実物とで対応する点が幾何学的に相似であるとき、釣合式、破壊規準および応力境界条件に関する無次元応力が実物と模型とで等しいためには、(1)式が成立することが必要で

あると述べている。

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{rl}{q}\right)_p &= \left(\frac{rl}{q}\right)_m, & \phi_p' &= \phi_m' \\ \left(\frac{\psi}{q}\right)_p &= \left(\frac{\psi}{q}\right)_m, & \left(\frac{f_{r,z}}{q}\right)_p &= \left(\frac{f_{r,z}}{q}\right)_m \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 r は土の単位体積重量、 l は基準長、 q は基準応力、 ϕ' は土の有効内部摩擦角、 $\psi = c' \cot \phi'$ 、 c' は土の有効粘着力、 $f_{r,z}$ は境界面での応力成分、添字 p , m はそれぞれ実物と模型とを意味している。

砂地盤の場合には $c' = 0$ であり、実物と模型とで同じ材料を用いるとすれば、 $\phi_p' = \phi_m'$ 、 $q_p = q_m$ となり (1) 式の相似条件は (2) 式のようにになる。

$$(rl)_p = (rl)_m \dots\dots\dots (2-a)$$

$$(f_{r,z})_p = (f_{r,z})_m \dots\dots\dots (2-b)$$

すなわち、(2) 式の関係から力学的に相似であるためには、実物と模型とで幾何学的に相似な点の応力度を等しくすればよいことになる。

杭の模型実験において (2) 式の条件を満足させる方法としては、(i) 遠心力を利用する方法(山口:1975)、(ii) 水の浸透圧を利用する方法(Zelikson:1967, 1969)、(iii) 大型砂槽を利用する方法(Kerisel:1961, Vesić:1963)、(iv) 模型地盤に圧力を加える方法(小泉, 伊藤, 異状軟弱地盤震害対策研究グループ:1969)等が考えられる。(i), (ii) の方法は $1/N$ の縮尺模型を用い、遠心力または浸透圧を利用して地盤の見かけの単位体積重量を N 倍にして相似則を満足させるものである。(iii) の方法は一種の実大実験であり、(iv) の方法は模型地盤に圧力を加えることにより、杭の先端部付近において、実物と同一の応力状態を再現するものである。

筆者等は上記の4つの方法について実験の再現性、実験装置、実験方法等に関する問題点を種々の角度から総合的に検討した。この結果、根入れの深い杭先端支持力を解明するためには、(iv) の方法が最も適切な手段であると判断した。この方法は三軸圧縮試験装置と同様の原理によるもので、模型と実物とで杭先端部付近の地盤の応力度を等しくすることが可能であり、このことは (2-a) 式において (rl) を等しくすることである。また杭先端部について考えれば (2-b) 式も満足しているが、地表面から杭先端部までの杭全体について考えると、(2-b) 式を満足しないという欠点がある。

小泉, 伊藤(異状軟弱地盤震害対策研究グループ:1969)は、この原理に基づいた特殊な実験砂槽の試作を行っており、山本(1970)はこの実験砂槽を用いて直径30mmおよび50mmの模型杭による支持力実験を行っている。筆者等は前述の小泉, 伊藤による実験砂槽の構想に基づいて、模型地盤の最大拘束圧が10kg/cm²で、最大直径が200mmの模型杭による支持力実験が可

模型地盤に上載圧を加えるとき、タンクの底面に設置した3個の土圧計による測定結果は、加えた上載圧の90~100%の値を示しており、上載圧はほぼ一様に伝達されているといえる。以上のことから、上載圧用載荷板の剛性および地盤とゴム膜との間の摩擦の影響は少ないと判断される。

(2) タンク底面の影響

タンクの底面は地盤に比べて剛性が高いので、杭先端の荷重-沈下量関係および接地圧分布形は底面の影響を受けることになる。すなわち本装置による実験結果は、均質な半無限地盤での実験結果に比べると、同一沈下量に対する杭先端支持力は大きめな値を示すことを意味している。この底面の影響について、以下地盤を弾性体と仮定して検討を加える。

Fig. 4 において実線で示した部分は、杭と模型地盤との関係を表わしたものであるが、この問題に対する理論解を求めることは困難である。そこで次に示す仮定を置いて、半無限弾性体に対するMindlinの第1解を適用して底面の影響を解析する。

仮定(i) 模型地盤の直径は杭径の10倍であるから、タンク側面の影響は無視できる。

仮定(ii) タンク底面の鉛直変位は0であり、その影響は鏡像の原理により考慮することができる。

ここでいう鏡像の原理は Fig. 4 において破線で示したように、タンク底面の反対側に実際の載荷重と同じ荷重を作用させて、タンク底面の鉛直変位を0にすることを意味している。この場合鏡像荷重による杭底面の沈下量の計算は、地盤を半無限弾性体と仮定しており、この

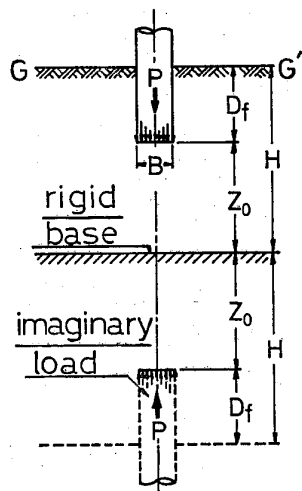


Fig. 4 Effect of force P at pile base in presence of rigid base at depth H.

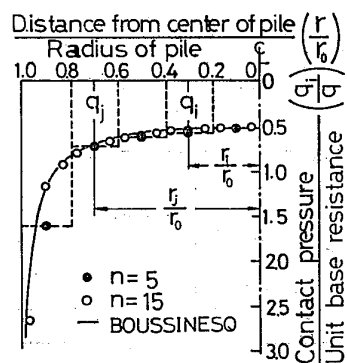


Fig. 5 Comparison between analytical (Boussinesq) and numerical analysis for the contact pressure distribution under rigid circular foundation

ために地表面 $\overline{GG'}$ に応力が発生することになり実際とは異なる。したがってこの問題に鏡像の原理を厳密に適用するには、地表面 $\overline{GG'}$ に発生する応力を完全に消去する操作が必要であるが、ここではこれを無視している。これを無視することの影響は、後述するFEMの解析結果との比較から明かなように、本実験の範囲内ではきわめて少ないといえる。

次に Mindlin の第1解による解析法を示す。Fig. 5 において杭底面を同心円のリングに n 分割し (Fig. 5 の破線は n が5の場合を示す)、分割要素内で応力が等分布であると仮定すると、 i 要素の中央点での沈下量は (3) 式で与えられる。

$$S_i = \sum_{j=1}^n (J_{ij} - J_{ij}') q_j \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 S_i は要素 i の沈下量、 q_j は要素 j 上の平均応力度、 J_{ij} は要素 j 上の応力 q_j による要素 i の沈下影響係数、 J_{ij}' は要素 j' 上の鏡像応力 q_j による要素 i の沈下影響係数。

Fig. 5 は剛性円形板 ($S_1 = S_2 = \dots = S_n$) の表面載荷に対する接地圧分布形について、(3) 式による数値解の結果と Boussinesq の理論解とを比較したものである。数値解は区分数を実験装置に合わせた $n=5$ と、さらに細かく $n=15$ にした場合について行なっているが、5等分でも非常によい近似であることが認められ以下の計算は5等分で行なっている。

Fig. 6 は Fig. 4 の実線で示したモデルに対するFEM解析結果と、(3) 式による解析結果を無次元量 SE/Bq で比較したものである。ここに S は杭先端の一樣沈下量、 B は杭径、 E は地盤の弾性係数、 q は杭先端の平均支持力度を表わしている。解析には $E=300 \text{ kg/cm}^2$ 、ポアソン比 $\nu=0.3$ を用いた。Fig. 6 によると D_f/B の値が小さいほど、また Z_0/B の値が小さいほど両解析結果間の差が大きくなる傾向を示している。この結果は鏡像荷重から地表面までの距離、すなわち $(H+Z_0)/B$ の値 (Fig. 4 参照) が小さくなるほど、鏡像の原理の適用性は低下することを示している。

今回の実験範囲は $D_f/B=5$ 、 $Z_0/B=3.5 \sim 6.5$ であり、Fig. 6 から見てこの範囲での両者の差は数%以下であること、FEM 解析では半無限地盤に対する解が得られ

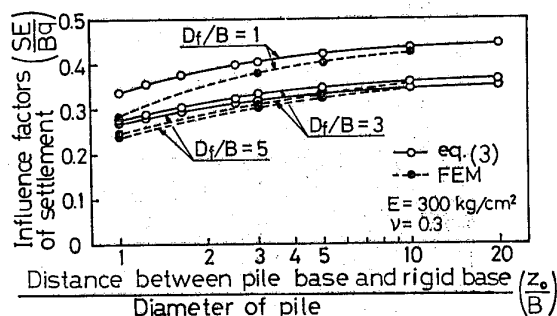


Fig. 6 Relationship between Z_0/B and SE/Bq

ないこと等のために、タンク底面の影響は (3) 式により考慮することにした。ここで $D_f/B=5$ としたのは次の理由によるものである。 D_f/B の値が杭先端の荷重-沈下量関係に及ぼす影響を上載圧、側圧ともに水圧で加えるようにした小型加圧砂地盤タンク (高野：1976) を用いて検討した。その結果、 $D_f/B \geq 1.0$ ではほぼ同一の荷重-沈下量関係になることが確かめられた。しかし、本実験に用いた加圧砂地盤タンクでは鋼板を介して上載圧を加えているために、 D_f/B が小さいところでは地盤内の応力が不均一になること (Fig. 3 参照) を考慮して $D_f/B=5$ とした。

Fig. 7 は杭底面から Z_0 の深さに剛性地盤がある場合の杭底面の沈下量と半無限地盤に対する杭底面の沈下量の比と Z_0/B の関係を示したものである。杭先端沈下量

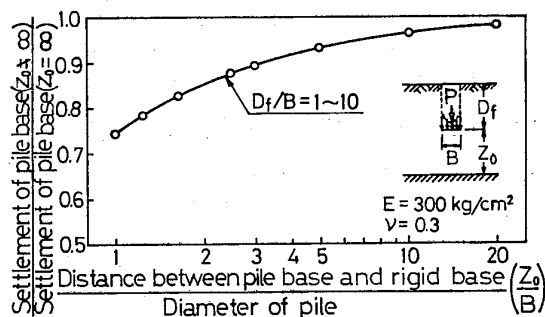


Fig. 7 Correction factor for settlement of a pile base with respect to Z_0/B

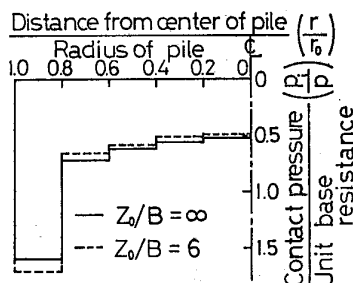


Fig. 8 Effect on contact pressure in presence of rigid base at depth Z_0

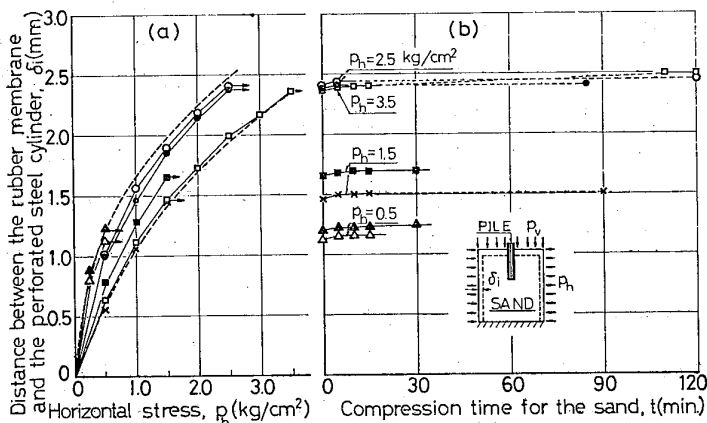


Fig. 9 Compressive deformation of sand in the pressurized condition, (a) relationships between P_h and δ_i , (b) relationships between t and δ_i

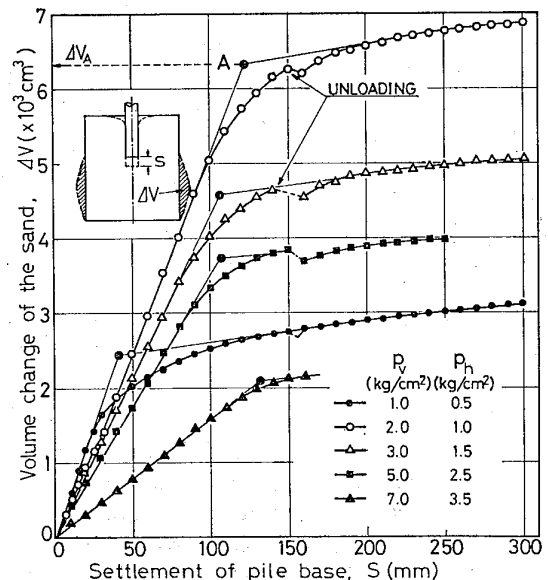


Fig. 10 Volume change of the sand due to penetration of the pile

の実測値については、この図を用いてタンク底面が沈下量に及ぼす影響を補正した。

Fig. 8 はタンク底面が杭先端の接地圧分布形に及ぼす影響について、(3) 式で解析したものである。この図からタンク底面の影響は非常に少ないことがわかる。

(3) タンク側面の影響

Fig. 9 (a) は模型地盤を加圧する時に加えた側圧 P_h とその時のゴム膜と鋼板との間の距離 δ_i の関係、Fig. 9 (b) は所定の側圧を加えたものの δ_i と時間との関係を示したものである。 δ_i は側圧 P_h を加えるときに注水した全水量より、地盤が半径方向に一樣に圧縮されると仮定して求めた値である。(a) から側圧 $P_h=0.5 \sim 3.5$ kg/cm^2 に対して δ_i は $1.2 \sim 2.4$ mm となること、また (b) から加圧後約 2 時間で δ_i の変化がほとんどなくなることがわかる。

Fig. 10 は杭の載荷実験中に常に側圧 P_h を一定に保持するために、側面から排出した水量の合計と杭先端の沈下量との関係の 1 例を示したものである。この排水量は杭の貫入に伴って地盤がゴム膜のところで半径方向に変位することによって生じたものであり、したがってゴム膜のところで地盤の半径方向変位が Fig. 9 の δ_i の値より大きくなるとゴム膜は鋼板に接することになる。ゴム膜が鋼板に接すると、その接した部分では地盤の半径方向変位が拘束され、これが杭先端の荷重-沈下量関係および接地圧分布に及ぼす影響が問題となる。

最初に杭の載荷実験中にゴム膜が鋼板に接するか否かについて考察する。Fig. 11 は杭先端に単位荷重 $P=1.0$ t を加えた時 (Fig. 11 (a)), および杭の周囲に単位摩擦応力 $f_s=1.0$ kg/cm^2 を加えた時 (Fig. 11 (b)) のゴム膜のところでの半径方向の変形状態を FEM で解析した結果である。計算に用いた地盤の弾

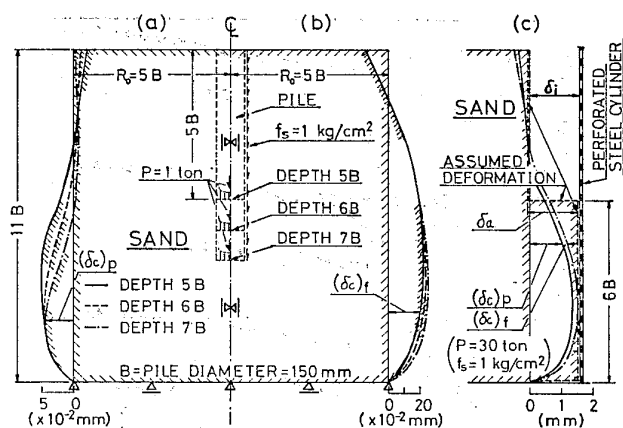


Fig. 11 Computed and assumed deformation of sand in radial direction, (a) deformation due to point load ($P=1$ t), (b) deformation due to skin friction ($f_s=1$ kg/cm²), (c) assumed deformation. where, δ_i : distance between rubber membrane and perforated steel cylinder
 δ_c : computed deformation of sand in radial direction
 δ_a : assumed deformation of sand in radial direction ($\delta_a=\delta_i$)

性係数は 300 kg/cm², ポアソン比は 0.3 であり, 杭の根入れ深さは実際の荷重状態に合わせて 3 種類に変化させて計算を行なっている。

Fig. 10 に示した実測体積変化量には, Fig. 11 に示した杭の荷重による弾性体としての体積変化量のほかに, 貫入した杭の体積に等しい地盤の変形による体積変化量, および地盤のせん断に伴うダイレイタンスによる体積変化量等が含まれている。これらの体積変化量のうち弾性体としての変化量 (Fig. 11) 以外のものは, ゴム膜の面でどのように変形して発生しているかを検証することは困難であり, ここでは Fig. 11 の計算結果に基づいてゴム膜の面での変形を次のように仮定する。すなわち, Fig. 11 (c) において破線で示したようにタンク底面から $6B$ の区間でゴム膜が鋼板に完全に接するものと仮定し, その時の体積変化量 ΔV_C を次式表わす。

$$\Delta V_C = \pi (2R_0) (6B) \delta_i \dots\dots\dots (8)$$

ここに, R_0 は模型地盤の半径, B は杭径, δ_i は模型地盤の加圧後のゴム膜外面と鋼板との間の距離 (Fig. 9) を表わす。

Fig. 12 は (8) 式による ΔV_C の計算結果と Fig. 10 の ΔV_A とを比較したものであり, 斜線部分は Fig. 9 の δ_i の測定値 (破線の範囲) を (8) 式に代入して求めたものである。前述の仮定から ΔV_A が ΔV_C に一致していれば, ゴム膜は鋼板に接したことを意味しており, ΔV_A が ΔV_C よりかなり小さければゴム膜は鋼板にほとんど接していないと判断される。Fig. 12 の結果から見て, 側圧 $P_h=1.0$ kg/cm² 以下では荷重実験中にゴム膜が鋼板に接したことが推定されるが, $P_h=1.5$ kg/cm² 以上ではゴム膜は鋼板に接していなかったことが明らかであらう。

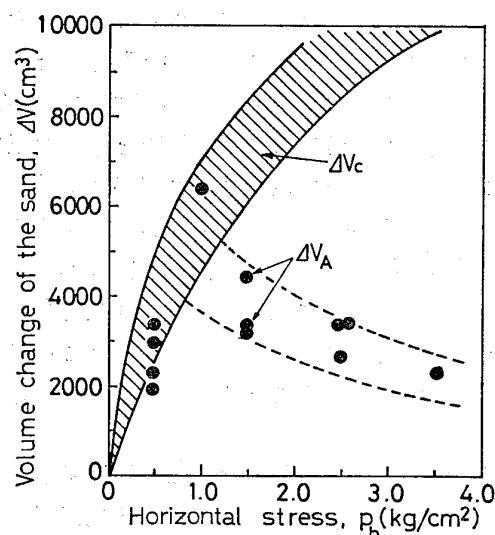


Fig. 12 ΔV_C - P_h and ΔV_A - P_h relationships. where, ΔV_C : computed volume change of sand assuming that rubber membrane touched perforated steel cylinder. ΔV_A : measured volume change of sand at point A in Fig. 10.

次にゴム膜が鋼板に接した場合, これが実験結果に及ぼす影響について考察する。Fig. 11 (c) において前述の仮定に基づき, タンク底面から $6B$ の区間に亘ってゴム膜の面で半径方向変位を拘束し, 杭先端に実際の荷重を加えて FEM で解析した。側圧 $P_h=1.0$ kg/cm² の解析結果について見ると, 側面を拘束することにより拘束面近傍の半径方向応力は 1.3~1.6 kg/cm² に増大するが, 杭先端の荷重-沈下量比 (P/S) は 3~5% 小さくなり, また接地圧分布形に与える影響はほとんど認められない。これらの検討結果は, 実験結果の検討のときに考慮されている。

3. 実験方法

3.1 模型杭

実験に用いた杭は, 外径 150 mm, 長さ 1.0 m の先端閉塞型鋼管杭であり, 先端荷重と周面摩擦力とを分離して測定するようになっている (Fig. 13)。Fig. 14 は杭先端部の構造を示したものである。この構造は, Faber (1933) および BCP 委員会 (1969) が接地圧分布の測定に用いたものを参考にして設計した。すなわち先端部は 5 個のリングで構成され, 各リングは荷重計として独立に作動し接地圧を測定するようになっている。各リングに作用する荷重は, シリンダーに貼付した歪ゲージで測定する。歪ゲージは各シリンダーの直交する 4 個所の内外面に貼付することにより, シリンダーの曲げの影響

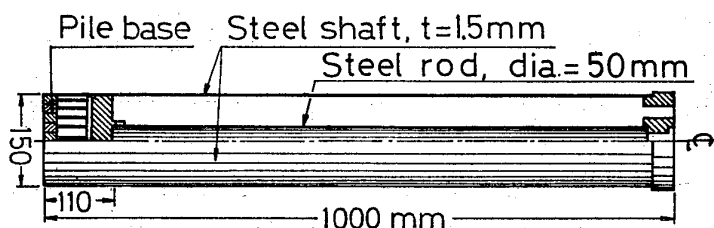


Fig. 13 Model pile

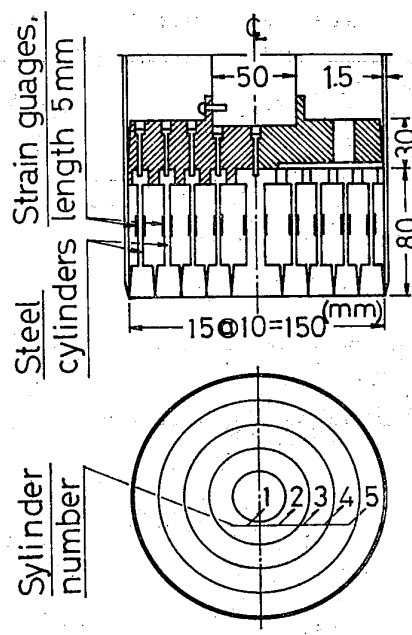


Fig. 14 Details of pile base

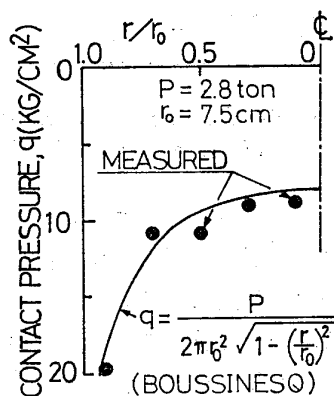


Fig. 15 Computed and measured values of contact pressure on surface of rubber cube (500 × 500 × 300 mm)

を除去するようにした。

シリンダーは個々にキャリブレーションを行ない、さらに Fig. 13 のように組立てたのち、全体のキャリブレーションを繰り返して行ない、各シリンダーが荷重計として十分に作動していることを確かめた。Fig. 15 は、50 × 50 × 30 cm のゴム塊に載荷したときの接地圧分布の測定結果の 1 例を示したものである。測定結果は Boussinesq の弾性解と良く一致しており、杭先端部は剛であるという条件を満足していると思われる。載荷実験中に杭先端部の荷重計で測定した接地圧の合力とロッドで測定した荷重との差は、全試験を通じてロッドの値に対して ±3% の範囲内にあった。

3.2 砂試料

模型地盤用の砂は、利根川上流の思川で採取した川砂を 2.5 mm のフルイ 通過後炉乾燥したものであり、粒度分析の結果を Fig. 16 に示す。この砂は土粒子比重 2.718; 最大乾燥密度 1.732 g/cm³, 最小乾燥密度 1.368 g/cm³, 最小間げき比 0.576, 最大間げき比 0.993, 均等

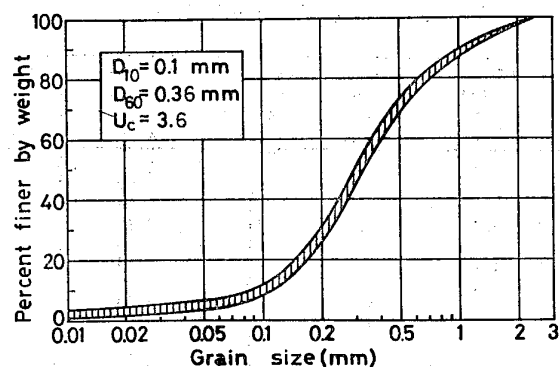


Fig. 16 Grain size distribution curves of the sand

係数 3.6 である。三軸圧縮試験による砂の内部摩擦角は、乾燥密度 1.60~1.70 g/cm³ に対して 39°~44.5° である。

3.3 模型地盤の作成方法および杭の設置方法

模型地盤の作成に必要な砂の量は約 3.0 m³ であり、実験毎に砂の入れ替えを行なった。模型地盤は密度が均一になるように作成することが重要であり、本研究では比較的密な地盤を対象としたため次の方法によった。

砂を約 1.0 m の高さから自由落下させ、層厚約 10 cm 毎に砂の表面を均したのち、約 60 kg の鉛直荷重でタンピングによる締固めを行なった。この方法を繰り返して、タンク底面から約 90 cm の位置に達すると Fig. 17 のように模型杭を設置し固定する。このとき載荷用ジャッキの中心線と杭の中心線が一致するように細心の注意を払った。杭の設置後所定の高さまで地盤を作成して砂の

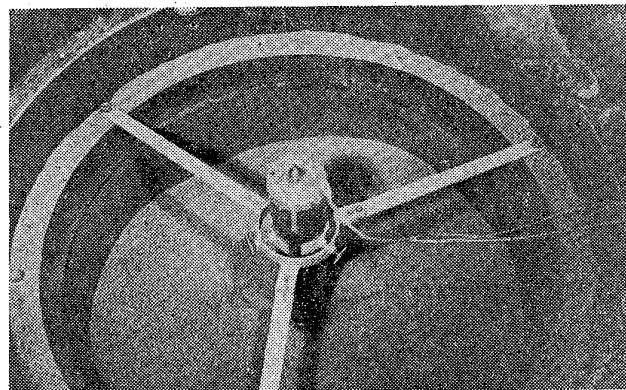


Fig. 17 Installation method of pile

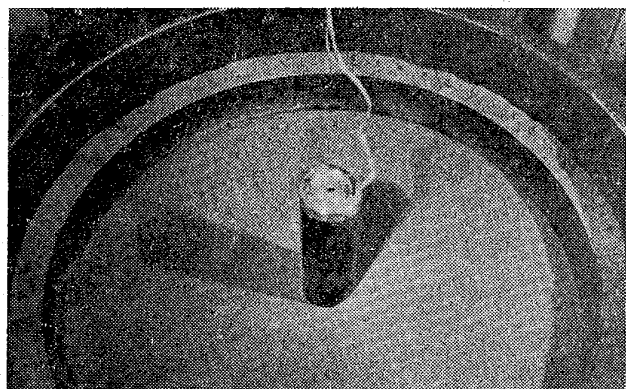


Fig. 18 The pile embedded in sand

Table 1 List of the pile loading tests

Test No.	Vertical stress P_v (kg/cm ²)	Horizontal stress P_h (kg/cm ²)	Embedded depth of the pile D_f (cm)	Dry density of the sand γ_d (g/cm ³)	Relative density of the sand D_r (%)
001	0.0	0.0	75	1.67	86
021	0.2	0.1	75	1.67	86
022	0.2	0.1	75	1.68	88
051	0.5	0.25	75	1.66	84
101	1.0	0.5	75	1.68	88
201	2.0	1.0	75	1.65	81
202	2.0	1.0	75	1.66	84
301	3.0	1.5	75	1.68	88
302	3.0	1.5	75	1.66	84
501	5.0	2.5	75	1.66	84
701	7.0	3.5	75	1.63	77

表面を平らに均し (Fig. 18), 上載圧用載荷板をセットする。

杭を設置した模型地盤は, 載荷実験前に所定の上載圧および側圧を加えて約2時間圧縮させた (Fig. 9 参照)。実験中は上載圧および側圧を一定に保持するため, 上載圧には恒圧油圧ポンプを使用し, 側圧は水銀マンメーターで測定し給排水により一定圧力を保持した。

3.4 実験の種類と載荷方法

本研究は埋込み杭を対象としているため側圧と上載圧の比は 0.5 とし, 上載圧の大きさのみを変化させた。Table 1 は今回行った実験の一覧表である。

載荷方法は全試験を通じて沈下制御方式を採用し, 沈下速度は既往の研究 (BCP 委員会: 1969) を考慮して毎分 1.0 mm とした。実験は最初 150 mm (杭径の 1 倍) まで貫入させたのち一旦除荷し, 杭の浮上りがほとんどなくなることを確認したのち再び載荷し, 最大 300 mm (杭径の 2 倍) まで貫入させることを原則とした (No. 301 のみ再載荷なし)。

載荷の初期では沈下量 1 mm 毎に載荷を停止し, 全荷重, 先端荷重, 周面摩擦力および接地圧を歪ゲージにより測定する。歪測定には東京測器製のプリンタ付デジタル静歪測定装置を使用した。測点数は約 20 点で 1 回の全測定時間は約 30 秒であり, この間の荷重低下は約 2% であった。杭の沈下量はダイヤルゲージ (最小目盛 1/100 mm) で測定した。1 回の載荷実験には約 8 時間を要した。

4. 実験結果

4.1 杭先端の荷重-沈下量関係

Fig. 19 は杭先端の平均支持力度 (q) と沈下量比 (S/B) の関係を示したものである。2.2 (2) で検討したタンク底面の影響を Fig. 7 に示した係数を用いて補正した結果を破線で示してある。

(1) 処女載荷時

処女載荷時の q - S/B 関係は典型的な進行性破壊性状を示している (Fig. 19)。 q - S/B 関係は載荷初期から比例関係になくわずかに曲線状を呈しており, q - S/B の初期勾配 ($\lim_{\Delta S \rightarrow 0} \Delta q B / \Delta S$) は地盤に加えた上載圧の大きさと共に増大する。

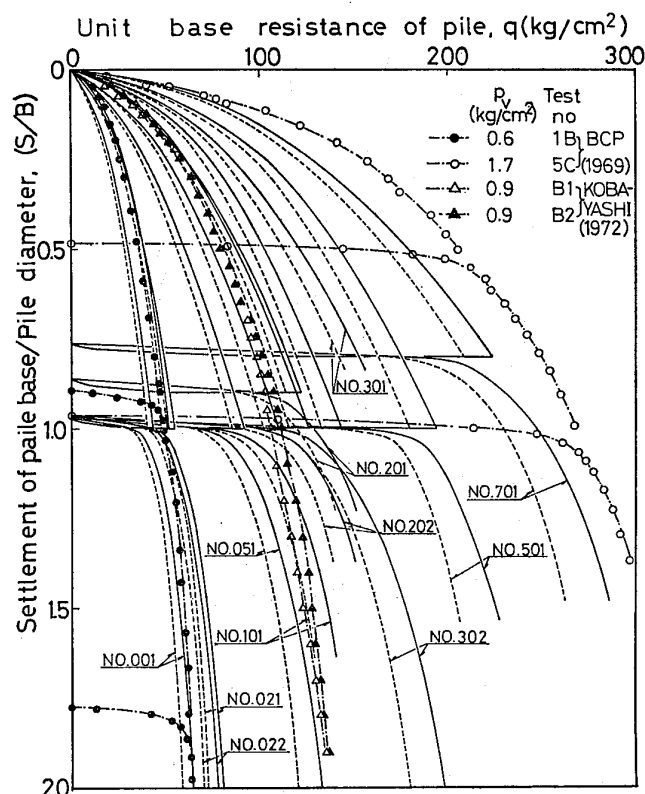


Fig. 19 Relationships between base resistance of pile and ratio of settlement to pile diameter

同一の沈下量比 (S/B) に対する q の値は上載圧が大きくなると増加するが, q が増加する割合は上載圧が大きくなると減少する傾向にある。

今回の実験は, 最大で杭径の 2 倍まで貫入させたが, Fig. 19 から明らかなように, q はまだ沈下量と共に増大しており極限状態に達していない。

(2) 再載荷時

Fig. 19 に示す再載荷時の q - S/B 関係は載荷初期において直線関係にあり, q - S/B 関係の初期勾配は処女載荷時に比べると著しく大きいことがわかる。沈下量が杭径の 10% ($S/B=0.1$) 程度に達すると, 支持力は除荷前の最大支持力度にほぼ一致することが認められる。なお再載荷時の挙動は, 埋込み杭の最初の状態からどの程度貫入させたかにより異なるが, 杭径の 1~2 倍以上貫入させた後での挙動はほぼ一定となることが確かめられている (高野: 1977)。

(3) 現場実験結果との比較

Fig. 19 に示す BCP 委員会 (1969) および小林等 (1972) の実験結果は, 直径 200 mm の先端閉塞型鋼管杭によるものであり, 実験条件を Table 2 に示す。この表に示した相対密度は, Meyerhof (1956) が提案した標準貫入試験の N 値と相対密度の関係から推定した概略値である。地盤条件が異なるために, これらの結果と加圧砂地盤タンクの実験結果を直接比較することはできないが, 両者の荷重-沈下性状は良く一致していることがわかる。1B (BCP 委員会), B1 および B2 (小林

Table 2 List of field tests

References	Test No.	Type and size of piles	Embedded depth of piles D_f (m)	Effective overburden pressure P_v (kg/cm ²)	Characteristic of bearing stratum		
					Type of soil	*N-values	Relative density
BCP Committee (1969)	1B	Closed end steel pipe pile dia. = 200mm	4.0	0.6	fine sand	17-22	0.4-0.6
	5C	"	11.0	1.7	dense sand and gravel	$\geq 36-60$	> 0.7
Kobayashi (1972)	B1	Closed end steel pipe pile dia. = 200mm	11.0	0.9	fine sand	35-45	0.6-0.8
	B2	"	11.0	0.9	"	"	"
Yamamoto (1974)	Y1	Closed end steel pipe pile dia. = 400mm	12.0	1.6	gravel	≥ 50	> 0.8
	Y2	Closed end steel pipe pile dia. = 600mm	12.0	1.6	"	"	"
W.F. Research Group (1974)	E	Bored reinforced concrete pile dia. = 600mm	15.0	2.4	gravel	≥ 50	> 0.8

* Number of blows of standard penetration test

等)の各杭の実験はいずれも細砂層中で行なわれたものであり、地盤の密度等も加圧砂地盤タンクによる実験の場合に比較的類似しており、同一の上載圧で両者の結果を比較するに良く一致している。これらのことから、加圧砂地盤タンクは実際地盤の応力条件を良く再現しているといえよう。

次に杭径が杭先端の荷重-沈下量関係に及ぼす影響について検討する。Table 2 に示す現場実験結果と加圧砂地盤タンクによる実験結果の比較を Fig. 20 の (a), (b) に示す。これらの図は杭径の1倍の沈下量 $S=B$ と、その沈下量に対応する先端支持力度を q_0 とし、荷重-沈下量関係を無次元化したものである。加圧砂地盤タンクによる荷重-沈下量関係は、タンク底面の影響を補正し

た値 (Fig. 19 の破線) で示してある。沈下量が B に満たない実験結果 (Y1, Y2, E 杭) については、次の方法により荷重-沈下量関係を延長して q_0 を推定した。すなわち加圧砂地盤タンク、BCP 委員会および小林等の実験結果について、杭先端の荷重-沈下量関係を両対数目盛で表わすと、沈下量が杭径の約 0.2 倍 ($S/B=0.2$) 以降では荷重-沈下量関係は直線関係になり、その傾きは実験条件によってほとんど変わらないことから、この性質を利用して q_0 を推定した。また Fig. 20 において斜線部分で示した加圧砂地盤タンクによる実験結果は、杭径が 150 mm、地盤の相対密度 77~95%, 平均 86%, 上載圧 0~7 kg/cm² の条件で行なった鉛直載荷実験結果 25 例の範囲を示している。したがって、この斜

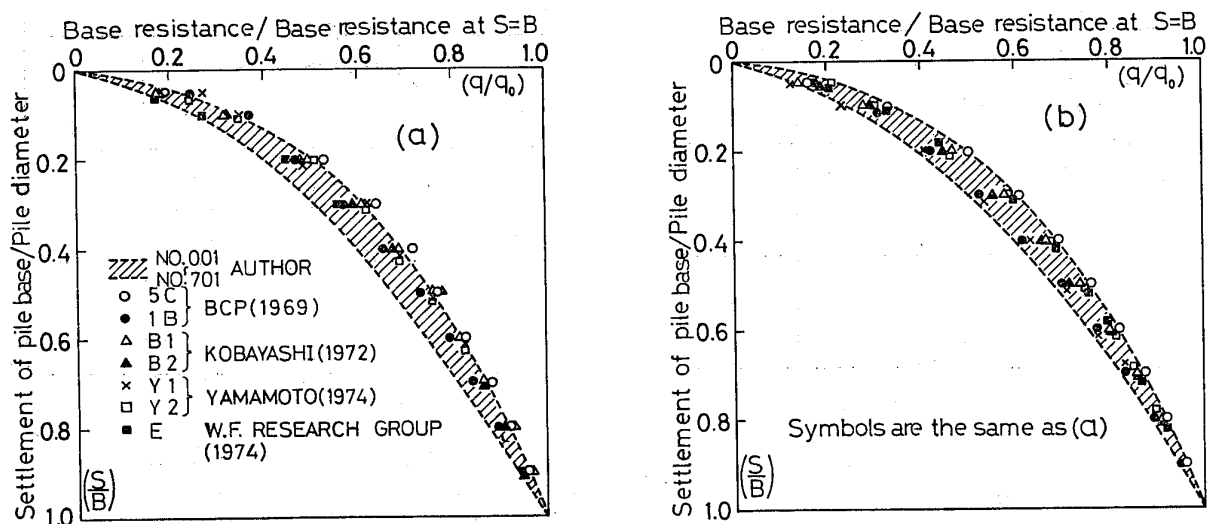


Fig. 20 Normalized point load-settlement curves, (a) comparison between pressurized tank test results and field test results, (b) comparison between pressurized tank test results and corrected field test results (CN_e is subtract)

線部分の範囲は地盤の相対密度、上載圧の大きさおよび地盤の不均一性を現わしていると考えられるが、それらの諸因子が荷重-沈下特性に与える影響は明確ではない。

Fig. 20 (a) を見るに現場の実験結果は、一般に加圧砂地盤タンクの実験結果に比べて大きめの値を示す傾向にある。これは実際の地盤が何がしかの粘着力成分を有するためと考えられる。

陶野 (1975) の研究によれば、乱さない洪積層の飽和砂は一軸圧縮強度を有し、その強度は細粒分 (土粒子の直径が 74μ 以下のもの) の含有率に比例して増大し、また堆積年代が古いほど大きくなり、その実験結果は細粒分の含有率 5% の場合、 $1 \sim 4 \text{ kg/cm}^2$ の一軸圧縮強度を有することを示している。

Fig. 20 (a) に示す現場実験結果はいずれも洪積層で

行なわれたものであり、BCP 委員会 (1969)、小林等 (1972) などの粒度分析結果から判断して、数 % 以上の細粒分を含んでいると考えられる。この結果を考慮し、土の内部摩擦角を N 値に応じて $\phi = 35 \sim 45^\circ$ を仮定して支持地盤の粘着力を推定した。すなわち、5C 杭 (BCP 委員会)、Y1, Y2 杭 (山本等)、E 杭 (W.F. Research Group) の場合、粘着力 $C = 1 \text{ kg/cm}^2$ 、1B 杭 (BCP 委員会)、B1, B2 杭 (小林等) の場合、 $C = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ と仮定した。

粘着力による杭先端の支持力度を $9C$ とする。粘性土地盤におけるこれまでの試験結果を考慮し、粘着力による支持力 $9C$ は $S/B = 0.05$ で完全に発揮されるものとして、Fig. 20 (a) に示した現場実験結果から前述に仮定した粘着力 C による支持力 $9C$ を差引いた結果が

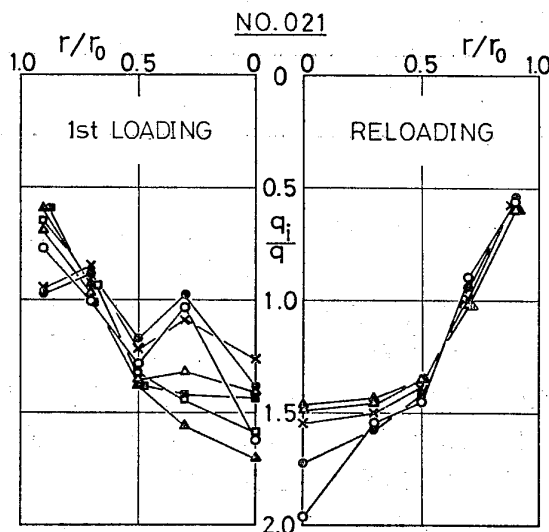


Fig. 21-1 Test No. 021

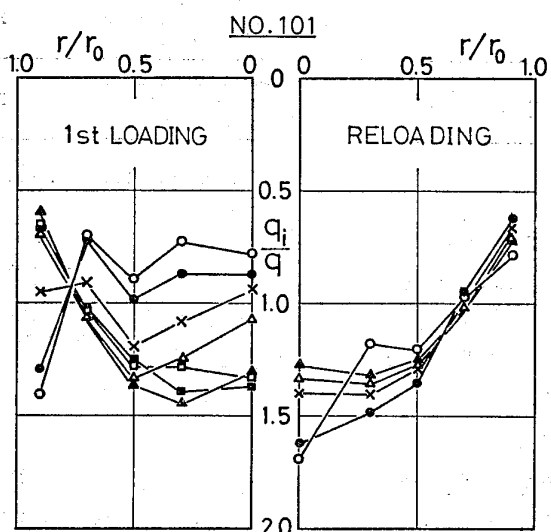


Fig. 21-2 Test No. 101

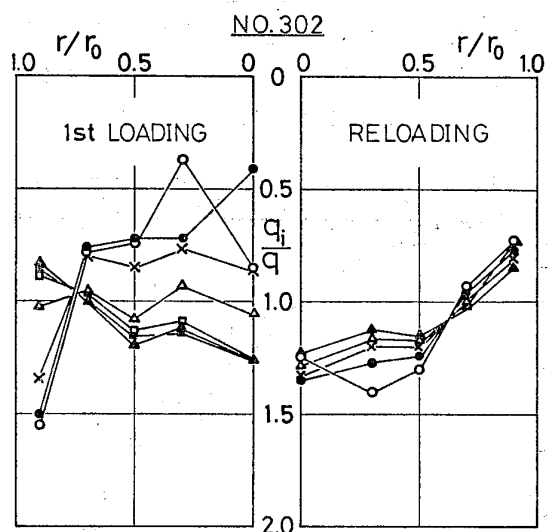


Fig. 21-3 Test No. 302

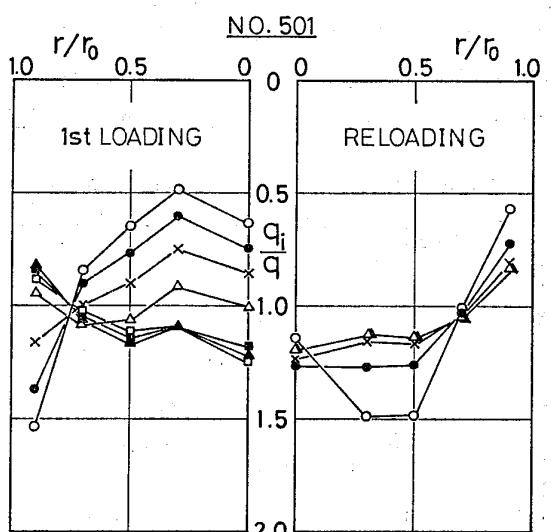


Fig. 21-4 Test No. 501

Fig. 21 The distributions of contact pressure obtained by the tests

$\circ$	0.007	$\frac{S}{B}$	Settlement of pile base
$\bullet$	0.020	B	Pile diameter
$\times$	0.053	q_i	Contact pressure
$\triangle$	0.100	q	Unit base resistance
$\blacktriangle$	0.200	r	Distance from center of pile
$\square$	0.400	r_0	Radius of pile
$\blacksquare$	1.000		

Fig. 20 (b) である。この図を見るに加圧砂地盤タンクの実験結果と杭径の異なる現場実験結果とが非常に良く一致している。以上の考察から、沈下量が杭径の1倍 ($S=B$) の範囲内においては、杭径が150~600 mmに変化しても杭先端の荷重-沈下量関係に関して杭径の寸法効果がほとんどないものと判断される。なお、埋込み杭先端の載荷初期から極限状態に至るまでの荷重-沈下量関係と寸法効果については稿を改めて報告する予定である。

4.2 接地圧分布形

Fig. 21 は接地圧比分布形 (各リングの接地圧/杭先端の平均支持力度) の実験結果の代表例を示したものである。測定値はリングの中央に示してある。この図において左半分は処女載荷の場合、右半分は再載荷の場合を示している。

(1) 処女載荷時

Fig. 21 に示す実験結果を含め加圧砂地盤タンクによる実験結果 (Table 1) を総合すると、処女載荷時の接地圧分布形の変形過程は次の3段階に分類できる。

第1段階 凹形分布形 沈下量 $S/B=0\sim0.05$

第2段階 等分布形 沈下量 $S/B=0.05\sim0.10$

第3段階 凸形分布形 沈下量 $S/B\geq 0.15\sim0.20$

分布形の変化点は上記のようであり、 $S/B=0.15\sim0.20$ 以上の沈下量では接地圧分布形は常に凸形分布形を示す。第1段階の凹形分布形は Fig. 21 から明らかのように、上載圧が大きいほど明瞭に現われる。これは地盤の拘束圧が大きくなると、砂の横方向変形は拘束され、砂は全体として弾性的挙動をより強く示すためと思われる。

なお、接地圧分布形の変化過程と地盤の塑性化の関係については次報 (その2) で考察する。

(2) 再載荷時

Fig. 21 の右側に示した再載荷時の接地圧分布形は、載荷初期から凸形分布形を示しており、沈下量 $S/B=0.1$ に達すると除荷前の分布形に一致する。これは再載荷時の接地圧分布形が、除荷前の接地圧分布形およびその時の応力状態に強く依存することを示している。

ここに示した結果は比較的大きな沈下量 $S/B=0.8\sim1.0$ を与えたのちのものであり、これより沈下量の少ない、したがって先端支持力の増加が著しい部分での再載荷時の接地圧の挙動は明らかでない。杭先端部地盤の支持機構と関連して、この部分における接地圧の測定は今後の課題である。

5. 結 論

本論文は拘束圧を加えた模型地盤で行なった埋込み杭先端部の接地圧分布および荷重-沈下量関係の実験結果について述べたものであり、本実験の範囲内で得られた結果を要約すると次のようになる。

(1) 加圧砂地盤タンクによって杭の模型実験を行なう場合に生ずる問題点を指摘し、それが実験結果に及ぼす影響を明らかにした。

(2) 加圧砂地盤タンクによる実験結果は、実際の杭の状態を良く再現している。

(3) 沈下量が載荷初期から杭径の1倍以内で、かつ杭径が150~600 mmの範囲においては、杭先端の荷重-沈下量関係には、杭径の寸法効果がほとんど認められない。

(4) 処女載荷時の接地圧分布形は、凹形分布形、等分布形および凸形分布形の3段階の変化を示し、その変化過程は主として沈下量に依存する。凹形分布形は拘束圧が大きいほど明瞭に現われる。

(5) 杭径の1倍の沈下量で除荷し、再載荷したときの接地圧分布形は、処女載荷時とは異なり載荷初期から凸形分布形を示し、応力履歴の影響が現われる。

DISTRIBUTION OF CONTACT PRESSURE UNDER BASE OF BORED PILES IN SAND

Part I • Pressurized tank and measurement of contact pressure distribution

by Hideaki KISHIDA*, and Akinobu TAKANO**
Members of A.I.J.

The purpose of this study is to clarify that the contact pressure distribution under the base of a bored pile is affected by the overburden pressure at the base and also by increment of the applied load at the base. The change of contact pressure distribution is also related with the load-settlement relationship of the pile base. The tests were carried out by the pressurized tank and the test results are presented in two parts. The Part I describes the details of the pressurized tank and measurement of contact pressure distribution under the pile base.

DETAILS OF THE PRESSURIZED TANK

The ultimate bearing capacity of a pile in sands is mainly affected by shearing resistance and compressibility of sands and also by crushing strength of sand particles. These characteristics have a close relationship with the stress condition applied to the sand, and, therefore, it is essentially important to apply same stress condition in field to model pile tests. The pressurized tank used in the tests is based on the same principle as triaxial test apparatus, and the vertical and horizontal stresses can be controlled to get same stress condition in field.

The sand mass having 1500 mm in diameter and 1650 mm in height can be formed in the pressurized tank (Fig. 1). The vertical stress is applied by the steel plate of 32 mm thick placed on the surface of the sand. This steel plate is loaded by six oil jacks as can be seen in Fig. 1. The horizontal stress is applied by water pressure. The rubber membrane of 5 mm thick is bound round the outside of the sand. The maximum value of the vertical and horizontal stresses are 10 kg/cm² and these stresses can be controlled separately.

The pressurized tank is analyzed in the following two points: (1) uniformity of the stress distribution in the sand when the vertical and horizontal stresses are applied, and (2) the effects of the bottom and the side of the pressurized tank on the test results. As to (1), the result of finite element analysis (Fig. 3) and the vertical pressure measurement at the bottom of the tank indicate the stress distribution in the sand is uniform. As to (2), the effect of the bottom on the test results was analyzed by the finite element analysis and the Mindlin's solution. The correction factor for the settlement at the pile base is shown in Fig. 7. The possibility that the rubber membrane might touch to the perforated steel cylinder was considered. The results indicate that the rubber membrane does not touch to the perforated steel cylinder when the horizontal stress is greater than or equal to 1.5 kg/cm², and that the rubber membrane touches to the cylinder when the horizontal stress is less than or equal to 1.0 kg/cm² as can be seen in Fig. 12. The finite element analysis indicates that the contact of the rubber membrane to the cylinder does not affect the settlement of the pile base significantly.

TEST METHOD

The model pile used in this investigation is a closed end steel pipe pile with 150 mm in diameter and 1000 mm in length, and the base resistance and the skin friction can be measured separately (Fig.

* Associate professor of Tokyo Institute of Technology, Dr. of Eng.

** Assistant of Tokyo Institute of Technology, Msc (Eng.)

13). The pile base is divided to five rings such as shown in Fig. 14, by which the contact pressure under the pile base is measured. The sand used in this investigation are dry sand and its grain size distribution curves are shown in Fig. 16. All test piles are bored piles as can be seen in Fig. 17 and Fig. 18. After the pile is installed, the sand are pressurized by the vertical and horizontal stresses for about two hours. These stresses are maintained at constant value during loading tests.

Lists of the pile loading tests carried out in the pressurized tank and the field pile loading tests carried out by the other investigators are shown in Table 1 and Table 2, respectively. In the tests of the pressurized tank, the vertical stress applied to the sand varied from zero to 7 kg/cm² and the horizontal stress are equal to the half of the vertical stress. The pile loading test in the tank were carried out by constant rate of penetration method and the rate of penetration was one millimeter per one minute.

TEST RESULTS

The relationships between the unit base resistance and the ratio of settlement of the pile base to the pile diameter are shown in Fig. 19. Fig. 20 indicates the comparison between the pressurized tank test results and the field test results on normalized load-settlement curves obtained at the pile base. The contact pressure distributions are shown in Fig. 21. In these figures, the left sides show the results in the first cycle loading and the right sides show the results in reloading.

CONCLUSION

(1) The load-settlement relationships at the pile base obtained by the pressurized tank tests show a fairly good agreement with the field test results (Fig. 19).

(2) Within the range of 150~600 millimeter pile diameter, the load-settlement relationships at the pile base are not affected by the size of the pile diameter (Fig. 20).

(3) The shape of contact pressure distribution at the pile base indicates a concave one at an initial stage of first cycle loading and varies from an uniform distribution to a convex one with the increase of the settlement of the pile base (Fig. 21).

(4) In the reloading cycle, the shape of the contact pressure distribution always indicates a convex one when the settlement of the pile base is greater than or equal to the pile diameter (Fig. 21).