## ボーリング孔内クリープ試験と地盤K値への適用

Borehole creep testing and its application to  $K_h$  values

#### なか中 1 博 の秋 ш 誠 志\* **\***\*

### 1. まえがき

斜面上に築造される杭や、大型擁壁・橋台・水門などの 基礎杭では、土圧や水圧などによる大きな水平力が常時作 用し, 軟弱地盤の場合ではこれによって予期せぬ大きな水 平変位が生ずることがある。また特殊な橋梁の基礎杭1)で は,季節的な温度変化に起因する水平力が緩慢にかつ長期 にわたって作用し、しかもこの水平力は地震による水平力 と同じほどのウエイトを持つ場合がある。このような構造 物の基礎杭の設計では、地震力のほか長期水平力を受ける 場合についても検討しておく必要がある。

筆者の一人は先に、長期水平力を受ける場所打ち杭の挙 動解析を行い、実測値と予測値の比較検討を行った2)。解 析法は線形弾性地盤反力法によるが、そこで用いる横方向 地盤反力係数(地盤K値)決定に際し,ボーリング孔内ク リープ試験を行っているのが特徴である。ボーリング孔内 クリープ試験から土のクリープ傾向を把握しこれを地盤K 値に反映させて,従来のような載荷幅や非線形効果のほか, 載荷時間の影響もとりいれた一般化した地盤K値を決定し たのである。解析の結果、杭挙動予測値は実測値とよい一 致を示し,ボーリング孔内クリープ試験の有用性を示すこ とができた。またそのほかにも、矢作ら3)は、長期水平力 を受ける鋼管杭の変位解析を行い、ボーリング孔内クリー プ試験結果に基づいて精度よい予測ができることを示して いる。

本文では、ボーリング孔内クリープ試験が杭の長期挙動 の解析に有用であるとの考え方に立って、同様の試験を多 くの地盤について実施し,地盤条件・荷重条件がクリープ 変位およびクリープによる地盤K値の低下に及ぼす影響に ついて調べたものである。また地盤K値低下について、実 杭での測定値と比較した結果についても触れる。

#### ボーリング孔内クリープ試験の概要 2.

ボーリング孔内クリープ試験(孔内クリープ試験)の実 施内容を表一1に示す。

試験装置は、地盤K値測定に通常用いられているもの (LLT およびプレシオメーター)を用いた。これらはいず

August, 1983

れもゴムセルをボーリング孔内に挿入し、加圧された水を ゴムセル内に満たすことによって孔壁を加圧するものであ る。一般にこのような孔壁載荷から得られる荷重・変位の 関係は図-1のようになる。すなわち静止土圧に相当する 荷重 Po から降伏圧(降伏荷重 Py)にいたる間に弾性的変 形区間として直線とみなせる部分がある。一般の地盤K値 測定では、この部分の傾き(以下今井・)にならって測定K 値 Km という) に,載荷幅などの補正をしたうえで杭設計 のための地盤K値を定める。具体的には測定K値 Km から 土の変形係数を定め、それより地盤K値を求めるものとし て道路橋示方書5)では次のように規定している。

ここで K:地盤K値

**D**:杭径

**δ**: 杭の変位

*E*<sub>0</sub>:土の変形係数

また Eo は弾性論により一般に次式で表される.

ここで ν:土のポアソン比

 $K_m: 测定K值$ 

 $r_m: K_m$ を求めたときの中間半径

ところで孔壁載荷が実質的に行われるのは孔壁緩みのな い静止土圧時をこえてからである。以下本文では荷重Pお よび変位yは,直掠測定されたセル圧力および孔壁変位か ら静止土圧時の値(Po, ro)を差し引いたものを示すもの とする。

孔内クリープ試験にあたっては,標準載荷手順(各荷重 段階で約2分間載荷)によって所定荷重まで増加しクリー プ測定したあと更に次のクリープ荷重にいたる、いわゆる



図-1 孔壁載荷での荷重変位の関係

<sup>\*</sup>首都高速道路公団 東京保全部設計課

<sup>\*\*(</sup>前)首都高速道路公団 工務部工務企画課

No. 1391

記 号	土 質	N 值	一軸圧縮強度 $q_u$ kgf/cm <sup>2</sup>	深さ	静止土圧 P <sub>0</sub> kgf/cm <sup>2</sup>	降伏荷重* Py kgf/cm <sup>2</sup>	クリープ試験 の回数	クリープ荷重の 範囲	クリープ時間
A-1	沖積砂質土	2	0. 29	2.2	0.30	0.75	2	$\begin{array}{c} \times P_y \\ 0.68 \sim 1.21 \end{array}$	6~8
<b>A</b> -2	沖積粘土	1	0.32~0.69	4.5	0.30	1.00	4	0.55~1.23	3~8
A-3	沖積粘土	1	0.32~0.69	4.5	0.30	0.90	5	0.56~1.30	5~8
D-2	洪積粘土	6	1.64~6.48	9.4	1.15	3. 55	8	0.77~1.78	8
L	п-д	5	1.43~2.36	2.5	0.60	1.40	4	0.36~1.54	8
5-2	洪積粘土	4		11.0	0.45	3. 45	1	0.51	3
3—1	沖積粘土	0	0.39~0.52	3.0	0.04	0.34	6	0.78~1.97	3
32	沖積粘土	0	0.42~0.44	4.5	0.06	0.30	5	0.67~1.97	3
33	洪積粘土	4		7.0	0.40	3.60	6	0.56~2.00	3
3—4	洪積粘土	4		11.0	0.45	3.90	6	0.48~2.03	3
35	洪積粘土	5		14.0	1.35	3. 45	6	0.54~2.03	3
46	洪積粘土	5		20.0	1.30	3. 45	3	0.63~2.02	3

表一1 ボーリング孔内クリープ試験の概要

\*実荷重値から静止土圧を引いた値

荷重制御による載荷法を原則とする。この時,前段階のク リープの影響が残留しないと思われるまで十分に高い荷重 レベルに上げ,常に処女領域における試験となるよう配慮 した。そのために,試験孔から約1m離れたテストボーリ ング孔で所定の深度で標準載荷をあらかじめ行い荷重・変 位の関係を把握し,これを参考としながら次段階のクリー プ荷重を決定することとしている。結果として,**表**-1に 示すようにクリープ荷重は各測点で0.36~2.03*P*<sub>v</sub>(*P*<sub>v</sub>:降 伏荷重)の範囲で,1~8段階の荷重レベルで試験してい る。

クリープ試験装置は既存の装置をそのまま用いたが、ク リープ変位の読取り精度をあげるための補助タンク、およ びクリープ試験中に荷重値を微調整するためのレギュレー ターバルブを新たに取り付けている。荷重値を微調整する のは、土のクリープによってゴムセルが膨張しそのため試 験開始前にセットした荷重値が低下するので、これを避け るため常時目視管理して所定荷重値を保持するためである。 この結果クリープ荷重値の変動 は 最大±0.05 kgf/cm<sup>2</sup> に 及ぶものもあるが、多くの場合±0.02 kgf/cm<sup>2</sup>の範 囲 内 で行うことができた。

クリープ試験時間は3~8時間としている。また試験地 層は沖積粘土,沖積砂質土,洪積粘土および関東ロームで, N値は0~6の比較的軟らかい土質である。このような土 質での長期載荷試験では孔壁の測定変位は土のクリープの ほか圧密によるものも含まれると思われるが,本文ではこ れらを含めてクリープ変位と称するものとする。

3. 孔内クリープの特性

#### 3.1 クリープ荷重と変位の関係

図-2にクリープ曲線の一例を示す。一般に土のクリー プ変位は時間の対数に比例するとして考察されることが多 く,またこのことに関する村山・柴田の研究<sup>69</sup>もある。図 -2の例では変位と時間の対数との間にはほぼ直線関係が あるが,注目する時間の範囲によっては勾配の変化があり この傾向は荷重レベルが上るほど顕著となる。 図-3は3時間クリープの変位と荷重の関係である。な おクリープ荷重軸は降伏荷重 $P_y$ について規準化してある。 変位は荷重の増大とともに増加するが $P/P_y=1.0 \varepsilon$ 越え ると特にその傾向が顕著となっているように思われる。降 伏荷重 $P_y$ は標準載荷時の荷重変位曲線で弾性的挙動区間 の境界として定められたものである。そして図-3に示さ れるようにクリープ後の変位と荷重を結んで得られる荷重 変位曲線においても $P_y$ は同様に弾性挙動区間の境界とな るのである。あるいは、降伏荷重 $P_y$ はクリープ時間に影響されない土固有の値であるといってよい。

## 3.2 荷重・変位曲線の非線形性

本文で述べるような孔内クリープ試験を行うことによっ



土と基礎, 31-8(307)

て,2種類の荷重・変位曲線が得られる。一つは標準載荷 手順によって得られるクリープ前の各点を結んだもので, クリープ前(標準載荷)荷重・変位曲線である。ほかはク リープ後の各点を結んだものでクリープ後荷重・変位曲線 である。これらの曲線は載荷速度が異なることに起因する ものと解釈すれば,前者を短期載荷時,後者を長期載荷時 に対応する荷重・変位曲線といってもよい。次にこれらの 曲線の非線形性について考察する。

杭の設計に用いる地盤*K*値の変位に開する非線形性は一 般に次のように表される。

 $K = K_0 y^{-n}$  .....(3) ここで、K : 地盤K値、 $K_0 : 基準変位量のときの K$ 、n : 定数

nの値については多くの研究があるが<sup>70</sup>,式(1)で述べた ように日本道路協会では $n=\frac{1}{2}$ と定めている。しかしこの 場合の載荷条件は本文でいうクリープ前(あるいは短期載 荷時)に対するものであって,クリープ後(長期載荷時) の場合については言及されていないものと考えられる。し たがってクリープ後荷重変位曲線についての非線形性の検 証が改めて必要と思われる。そこで本文では孔内クリープ 試験結果に基づいて測定K値Kmの非線形性の検討を行っ た。その結果を図ー4に示す。図はクリープ前・およびク リープ後(8時間)荷重変位曲線で基準変位量を0.5 mm として、測定K値Kmと変位2の関係を示したものである。 図から明らかなように、クリープ前・後ともに同様の傾向 を示し,式(3)のnは $\frac{1}{3} \sim \frac{2}{3}$ の範囲に分布するが, $n\frac{1}{2}$ =は よくその平均を表しているように思われる。

更に、先に筆者の一人は場所打ち杭の短期および長期水 平載荷試験を行い実杭に関する地盤K値についても同様の 結果を得ている<sup>8)</sup>。 その方法は、実杭を弾性床土のはりと して杭頭変位測定値から地盤K値を逆算し、これと杭頭変 位の関係を短期および長期載荷時について求めたのである。 その結果  $n=\frac{1}{2}$ は実測値とよく一致することを示すことが できた。

これらのことから、孔壁載荷および杭の水平載荷から得 られる荷重変位曲線の非線形性は、クリープ前のみならず クリープ後においても  $n=\frac{1}{2}$ とした式(3)がよくあてはまる ことが分かった。一般に土の荷重・変位の関係は、クリー プ前の標準載荷の場合であっても土のクリープ特性に依存 したものであることを考えると、上の結論は合理性がある と思われる。実務的観点からはクリープ後の長期載荷時に も  $n=\frac{1}{2}$ が適用できることを確認したことに意義がある。

#### 4. クリープ収束値の推定

#### 4.1 土のクリープの一般的傾向

一般に土のクリープは加えられる応力の大きさによりそ の傾向を異にすることが分かっている。応力が小さい範囲 ではクリープ変位は有限時間内に最終値に達する。またひ ずみ硬化などの影響がないとした場合は、大きい応力のも とでは時間の経過とともにひずみは増大し、ついには破壊 にいたる。そしてこれらの応力の境界、つまり無限時間経 過後クリープ破壊にいたる応力は上限降伏値とよばれる<sup>6</sup> 更にひずみ速さについては、クリープ開始直後から減少し (一次クリープ)、最小値にいたり(二次クリープ)その後 再び増加してクリープ破壊にいたる前にはその前兆としてのひずみ速 さが最小値を示す状態がある、ともいえる。

このような応力とひずみの関係は図-5のように表せよ う。図で曲線OAはクリープ前曲線である。OBは上限降 伏応力以下の応力でのクリープ後曲線を示すが,特に無限 時間後の変位収束値を示すものとしてここではクリープ収 束曲線とよぶこととする。図のABは上限降伏応力以上の 応力でのクリープ破壊領域の境界を表す。更にA'Bは二 次クリープ時の最小ひずみ速さを示す時の荷重変位値であ る。上のような応力・ひずみの関係が孔内クリープの荷重・ 変位の関係にも適用できることを前提としたうえで,次に 孔内クリープ試験結果からクリープ収束曲線を推定する方 法および上限降伏荷重の検討について述べる。



図ー4 荷重変位曲線の非線形性



図-5 クリープ前後の応力ひずみの関係

NII-Electronic Library Service

No. 1391

#### 4.2 クリープ曲線のモデル化

クリープ曲線モデル化の方法として、時間の対数関数と するもの、時間の指数関数とするものおよびばねとダッシ ュポットを組み合わせたレオロジーモデルによるものなど がある。対数関数による場合は前にも述べたとおり荷重の 大きさや注目する時間の範囲により必ずしも直線関係にあ てはめられない場合がある。指数関数におくものとして Mitchell (ミッチェル) らの方法<sup>9)</sup> がよく用いられる。こ れら二つのモデルでは上限降伏荷重以下であってもクリー プ変位は収束しないこととなるので、収束値を推定する目 的からは不都合な点もある。次にレオロジーモデルによる 方法では要素数およびその定数を適切に決定することによ って精度よいモデルとすることができること、クリープと リラクゼーションを数学的に取り扱うに際して容易となる こと、などの利点はあるがクリープ曲線を最もよく近似す るレオロジー定数を求めるには多くの試行計算が必要であ る。しかし本文では、後述するような数値解析法によって 実験クリープ曲線を精度よく表す近似式が得られるものと してレオロジーモデルによるモデル化を行うものとした。

与えられたクリープ曲線をレオロジーモデル化する際, 要素数の決定は大切な問題の一つである。要素数はクリー プ曲線の特性を考慮して定めるべきであるとしてその具体 的決定方法に関する研究<sup>10)</sup>もある。しかし本文では実用的 観点から比較的簡単な5要素モデルによるものとしこれら のレオロジー定数を次のような方法によって求めた。指数





関数の性質として時間の対数について等間隔に並んだデー ターを用いればレオロジー定数が比較的簡単に求まること を利用し,任意の等間隔データーに対応する時間と測定値 に最もよく近似しているものを電子計算機による計算でさ がし出すのである。モデル化の一例を図一6に示すが,ク リープ試験時間の全域にわたって精度高い近似式を得るこ



土と基礎, 31-8(307)

とができた。また図-7には孔壁載荷試験より得たクリー プ前曲線(○印,実線)および8時間クリープによる測定 値(●印)とともに、ここで求めたレオロジーモデルにあ てはめて得られる推定収束値(△印)もプロツトしてある。 しかしこのように限られた時間内に行われたクリープ試験 から得たクリープ曲線をレオロジーモデル化し、それから 求めたクリープ変位収束値は必ずしも真の収束値とは一致 しない。したがって図-5のクリープ収束曲線推定のため に別の検討が必要である。

#### 4.3 クリープ収束曲線の推定

上限降伏荷重以下でのクリープでは有限時間後に変位は 収束するが、低い荷重のもとではより早く収束値に達する のと思われる。一方レオロジーモデルから求めたクリープ 収束値は、たとえ長時間のクリープ試験によるものでなく ともクリープ荷重が低い場合はより真の収束値に近いとも 考えることは可能であろう。そこで次のように仮定する。 各試験地点での8時間クリープデーターのうちクリープ荷 重が最も低いもののレオロジーモデルによる計算収束値は 真の収束値に等しく、クリープ収束曲線上の1点を与える、 とするものである。本文の場合、最も低い荷重のレベルは 表-1に示すように各試験地点によって 0.36~0.77  $P_y$  の 範囲にある。

一方クリープ後荷重変位曲線の非線形性は式(3)で表され ることを述べており、これはクリープ収束曲線にも適用で きることはもち論である。したがって前述の仮定による計 算収束値1個と、曲線の非線形性を用いてクリープ収束曲 線の全体を推定することは可能である。このようにして求 めた結果を図一7の点線で示すが、8時間クリープ測定値 あるいはレオロジーモデルによる計算値より更にクリープ が進行し得ることが分かる。クリープ収束曲線推定に関す るこのような方法は多くの仮定に立ったものであり、その 妥当性については議論の余地はある。しかし実用的な見地 からは簡便な方法の一つとして意義あるものと思われる。

上のようにして求めたクリープ収束曲線は上限降伏荷重 以下の荷重範囲内に適用されるべきである。一般に土の上 限降伏応力はクリープ応力とひずみ(あるいはこれらの対 数)関係の折れ点として定められるとされている。このこ とからボーリング孔内載荷試験の場合は先の降伏荷重ア<sub>2</sub> が上限降伏荷重に相当するものと考えられるが現時点では 必ずしも明確ではない。しかし図一5で述べたように、ク リープ破壊の前にはその前兆としてひずみ速度最小値を示 す状態があると考えられ、このことから上限降伏応力の範 囲を次のように推定することができると思われる。任意の クリープ応力のもとでひずみ速度最小値を示す点(図一5 の点C)が認められたものとすると、未知の上限降伏応力 は点Cよりも低くかつそれを通る垂線とクリープ収束曲線 の交点(点B')の応力よりも高い範囲内にあるであろう。

孔内クリープ試験の結果,変位速度最小値を示す場合は



図-7の④印で示すようにA-1 (クリープ荷重1.3 $P_y$ ) およびA-3 (クリープ荷重1.21 $P_y$ )の二例について認め られた。変位速度の経時変化の一例を図-8に示す。これ ら二例について先の考え方で上限降伏荷重の範囲を推定す るといずれも降伏荷重 $P_y$ を下回ってはいない。これらの ことから,孔内載荷試験状態での上限降伏荷重値は明らか でないが孔内載荷試験から定まる降伏荷重 $P_y$ に相当,あ るいはそれよりも高い値になるものと思われる。したがっ てひずみ硬化などの影響がないとした場合,降伏荷重 $P_y$ 以下のクリープ荷重のもとでは変位は常に収束し,その関 係は本文でいうクリープ収束曲線として与えられるものと してさしつかえないように思われる。

### 5. 地盤 K 値のクリープによる低下

土のクリープによって 測定 K 値  $K_m$  はみかけ 上低下す ることとなる。そこでその低下率を次のように表す。

いっぽう,式(1)および式(2)で示されるように地盤K値Kは 載荷時間によらず測定K値 $K_m$ に比例するもので,式(4)で 与えられる $\lambda$ は地盤K値Kに関するクリープによる低下率 と読みかえることもできる。次に上記 $\lambda$ に与える土質条件, 荷重レベルの影響およびその経時変化の傾向について考察 する。

#### 5.1 土質条件および荷重レベルの影響

図一9に3時間クリープ時の λ と試験地点の土質および N値を示す。ここで λ はそれぞれの試験地点の全測定値の 平均およびそのばらつきの範囲を示している。図から, N 値0~6の範囲にある各種土質については λ の値はあまり 差がないように思われる。

っぎに図—10は  $\lambda$ と荷重レベルの関係である。図の(a)は 3時間クリープの場合で荷重が 0.36~2.03  $P_y$ の範囲では,  $\lambda$ に与える影響は必ずしも明確とはいえない。また図の(b) はクリープ収束推定曲線から求めた  $\lambda$ の値である。荷重の 増大とともに  $\lambda$ は低下する傾向はみえる が,降伏荷重  $P_y$ 

#### No. 1391



図-9 λ(3時間クリープ)とN値



以下の範囲に限れば荷重の大きさの影響は少ないといえる。 これらのことからえに与える土質条件および荷重レベル の影響は本文の結果についていえば顕著な傾向はみられず, 実用的にはN値0~6および降伏荷重の範囲内にあっては えはこれらの影響を受けない一定値をとるとしてさしつか えないように思われる。

#### 5.2 経時変化の傾向

↓の経時変化を時間の対数で表示すると図―11のように なる。各クリープ時間での↓の平均値および標準偏差値を 10分,3,8時間および∞について求め,次に↓は時間の対 数に比例して低下するがついには収束値にいたるものとし て平均値・標準偏差値を近似する直線で結んだものである。 このようにした場合↓の平均値の経時変化は次のように表 せる。

ボーリング孔内クリープ試験から求めた地盤K値低下率の 式(5)を実杭載荷試験結果と比較し、その妥当性について次 に検討する。

実杭の長期水平載荷試験結果を表一2に示す。試験はい



表-2 実杭での測定結果

静脉步	載荷	測定值		杭頭ば	地盤K	(曲 土火	
1944 897 17L	時間	初期値	最終值	ね比	X	ин <b>5</b>	
大口径的	分 752 2 920	tf 192. 2 357. 6	tf 119.5 237.5	0.622 0.664	0. 531 0. 579	杭頭変位 一定 <b>試験</b>	
場所打ち杭 (¢ 3.0m)	分 1 338 3 986	mm 15.300 31.825	mm 21. 960 50. 565	0. 697 0. 629	0. 618 0. 539		
鋼管杭 <sup>3)</sup> (¢ 0.6m)	日 97 92 48	mm 4.235 14.09 26.289	* mm 10.735 19.59 33.789	0. 395 0. 719 0. 778	0. 290 0. 644 0. 716	杭頭荷重 一定試験	

\*文献 3) 図-8より読取り

ずれも杭頭に長期一定水平荷重(あるいは一定水平変位) を作用させて杭頭の変位(荷重)を測定したものである。 また地盤はともに沖積地盤で,杭の水平挙動に大きな影響 をもつ表層付近のN値は0~5となっている。ここで実杭 での荷重・変位の測定結果から地盤のばね定数を表すもの として2種類の表示方法を用いている。一つは杭頭での荷 重と変位の比から定まる杭頭ばね定数,ほかの一つは杭を 弾性床上のはりとして取り扱い,杭頭荷重と変位から逆算 して求めた地盤K値である。比較の結果を図一12に示す。 式(5)は実杭での結果をおおむね近似しているように思われ る。ボーリング孔と実杭での載荷機構の相違や試験継続時 間の差など,両者の直接的比較には多くの問題点があるが, 本文で述べるようなボーリング孔内クリープ試験から得た 式(5)は実杭の長期挙動をよい精度をもって近似しているも

#### 土と基礎, 31-8(307)

のと思われる。

#### 6. まとめ

ボーリング孔内クリープ試験を各種地盤で、種々の荷重 レベルで行い、クリープ変位の傾向および地盤K値の経時 変化の状況について調べた。得られた結論は次のとおりで ある。

- (1) 孔内標準載荷により定まる降伏荷重 Pu はクリープ 時間に影響されない土固有の値である。
- (2) 孔内標準載荷により得られる荷重変位曲線の非線形 性は1/√√ (y:変位)の比例形で表されるが、これ はクリープ後の荷重変位曲線にも適用できる。
- (3) 無限時間経過後にクリープ破壊するとされる上限降 伏荷重は降伏荷重 Py を下回ることはない。したがっ て Py 以下の荷重のもとではクリープ変位は収束する。
- (4) 地盤K値のクリープによる低下はN値0~6の地盤 および降伏荷重 P<sub>v</sub>以下の荷重では近似的に式(5)のよ うに表せる。実杭での測定結果も式(5)とよい一致を示

#### 参考文献

- 1) 海老根 昭・宮南 紘・秋元泰輔・中川誠志:多径間連続高 架橋の設計について,第25回構造工学シンポジウム,土木学 会, pp. 195-202, 1979.
- 中川誠志・伊藤克彦:水平力をうける杭の挙動予測,土と基
  礎, Vol. 29, No. 12, pp. 9–18, 1981.
- 3) 矢作 枢・荻原英輔・田矢 暁: クリープを考慮した横方向 *K*値について、土と基礎, Vol. 27, No. 3, pp. 19–26, 1979.
- 今井常雄:地盤の横方向K値の研究(4)—LLT 測定結果によるクイの横方向挙動の計算法—:土と基礎, Vol. 18, No. 1, pp. 11-16, 1970.
- 5) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説, IV下部構造編, 1980.
- 村山朔郎・柴田 徹:粘土のレオロジー的特性について、土 木学会論文集,第40号, pp. 1-30, 1956.
- 7) 西田義親:杭基礎の水平支持力一文献資料と研究解説一,鋼 管杭協会報告第1号,鋼管杭協会,1975.
- 8) 海老根 昭・中川誠志・伊藤克彦:大口径場所打ち杭(\$3.0m)の短期および長期水平載荷試験,土と基礎, Vol. 28, No. 12, pp. 11-17, 1980.
- 9) Singh, A., Mitchell, J.K.,: General Stress-Strain-Time Function of Soils, Proc. ASCE., SM 1, pp. 23-46, 1968.
- 10) 赤木知之:レオロジーモデル定数の決定法,土と基礎, Vol. 25, No. 3, pp. 47-52, 1977.

(原稿受理 1983.1.5)

## 杭 の 先 端 閉 そ く

す。

# <sup>なが</sup> れ 興史郎\*

図-1は地盤中に打設された開端鋼管杭の管内土および その現場の柱状図を並列して示したものである<sup>1)</sup>。 このよ うに資料を整理して報告された例が少ないため、断言でき ないが、杭の打設の際に細粒土(粘性土)は乱され、管内 に侵入する量も少なく、層厚は打設前よりもかなり薄いが 粗粒土(砂質土)の場合は、やや薄い程度のものが多いよ うである。また細粒土の *gu* 値はかなり小さくなる傾向も みられる<sup>2)</sup>。

このようにして侵入する管内土の土柱は根入れ長の5~ 8割程度のものが多く,開端杭は土の栓をされた状態(閉 そく状態)となっている。打設の際に,先端部においては, 上層部の地層(特に細粒土)から順次高圧で管壁に皮状に 貼り付けられ,内側に向かって年輪状のコアが形成されて いる例も報告されている<sup>20</sup>。

このような開端杭の先端支持力が閉端杭の先端支持力以 下であることは現場の比較実験において確認されている<sup>3)</sup>。 上記の土の栓が支持力に与える影響を閉そく効果と呼び, 量的には閉端杭を基準として,次式の閉そく効率によって

\*京都工芸繊維大学 講師

評価することが多い。

閉そく率=<mark>開端杭の先端支持力</mark> 閉端杭の先端支持力

図―2に示すように杭体が地盤に貫入する際,地盤と杭体はずれるため,その間に摩擦力を生じる。これらの摩擦 抵抗に先端肉厚部での支圧抵抗を加えた力が荷重と釣り合っていると考えられる。

管内土の断面剛性(断面積×ヤング率)は杭体および管 外土に比べて格段に小さいため,管内土柱はその周面摩擦 力によって容易に圧縮される。その結果,図-2に示すよ うに管内土と杭体の間の顕著なずれおよび摩擦抵抗は,ご く先端部においてのみ生じると考えてよいであろう<sup>4)</sup>。

図-3は、砂層に設置されたd=400¢の鋼管杭の押込み 実験から得られた軸方向応力およびフープ応力の分布図で ある<sup>5)</sup>。杭先端から2dまでのフープ応力が非常に大きく、 その間での摩擦応力による軸方向応力の減少が顕著であ る。図-4は、d=800¢の鋼管杭に砂を充てんし、下から 押し上げた場合の軸方向応力分布である<sup>5)</sup>。やはり2d~4d までの間の摩擦応力によって軸方向応力が急激に減少して