

# 珪藻泥岩地盤における打込み開端鋼管杭の支持力原位置試験

松本樹典<sup>1</sup>・道勇治<sup>2</sup>・平野忠夫<sup>3</sup><sup>1</sup>正会員 工博 金沢大学助教授 工学部土木建設工学科 (〒920 石川県金沢市小立野2丁目40-20)<sup>2</sup>正会員 株式会社吉光組 (〒923 石川県小松市長崎町甲118)<sup>3</sup>石川県土木部 (〒920 石川県金沢市広坂2丁目1-1)

石川県能登半島に広く分布する珪藻泥岩地盤において鋼管杭の試験工事を実施した。試験工事では、鋼管杭の支持力機構の解明を目的として、打込み試験、再打撃試験、押込み試験、引抜き試験、杭径と同一径を持つ大型の平板を用いた平板載荷試験などを実施した。本試験工事の特色は、杭試験時の地盤の応答（間隙水圧、管内土の挙動）を測定したこと、また地盤調査および土質試験を杭打設前と静的載荷試験終了後に実施したことである。本論文ではこれらの試験結果を述べるとともに、測定結果に基づいて支持力の経時変化現象や管内土の形成メカニズムについて考察する。さらに、載荷試験結果と各種指針による支持力推定結果を比較・検討することにより、地盤調査や土質試験が杭の合理的な設計のために重要なことを述べる。

**Key Words :** loading test, pile driving, diatomaceous mudstone, open-ended pile, pore water pressure, soil tests, set-up, design methods

## 1. はじめに

石川県能登半島には、図-1に示すように、珪藻泥岩と呼ばれる堆積軟岩が分布している。そのため、珪藻泥岩地盤に対して土木工事を行う機会が多く生じている。その一つとして、現在図-1の点線で示す自動車道建設の計画がある。これに伴い杭基礎工事を伴う橋梁工事が計画されている。そこで、杭の支持力予測のために1991年8月～11月にかけて杭試験工事を行った。

珪藻泥岩地盤における過去の杭基礎施工例は、昭和57年に完成した能登島大橋の橋脚基礎工事が代表例である。能登島大橋の橋脚には、鋼管杭による多柱式基礎が採用された。珪藻泥岩地盤において杭施工実績がなかったため、杭の支持力予測を目的として、本工事に先立って鋼管杭の打込み試験、静的載荷試験が行われた<sup>1)</sup>。静的載荷試験より最大周面摩擦応力( $f_i$ )<sub>max</sub>は、 $(f_i)_{max} = 24 \sim 30 \text{ t}/\text{m}^2$  ( $235 \sim 294 \text{ kPa}$ )という比較的大きな値が測定された。しかし、実設計では、当時の道路橋示方書の粘土地盤に対する $f_i$ の上限値 $12 \text{ t}/\text{m}^2$  ( $118 \text{ kPa}$ )を採用することになった。しかし、本工事では予定期に入れ深さまで打込めないというトラブルが発生した。

今回の杭試験工事では、このような過去の杭基礎施工実績を鑑み、杭の支持力機構の解明、動的貫入抵抗と静的支持力の違いとなる支持力の経時変化現象（いわゆる set-up 現象）の解明を目的とした。

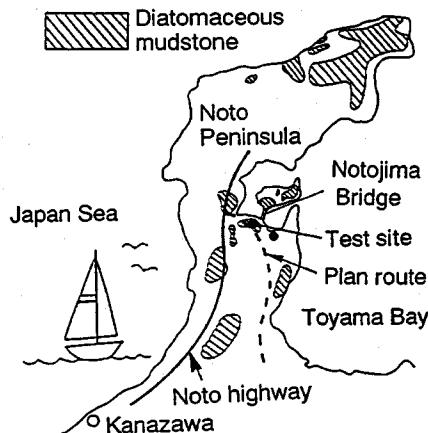


図-1 試験位置と珪藻泥岩の分布

本試験工事の特徴は、杭試験はもちろんであるが、杭の打設、放置期間、荷重載荷に渡る地盤の挙動を測定したことである。杭支持力の経時変化現象は、間隙水圧の挙動と密接な関係があることがこれまで多く指摘されている<sup>2)3)4)</sup>。鋼管杭の支持力予測には、外周面摩擦や先端支持力に加えて管内土と杭内周面の間の内周面摩擦の推定も重要となる<sup>5)6)7)</sup>。しかし、管内土の形成メカニズムについては、未解明な点が多い。そこで本試験工事では鋼管杭周辺地盤と管内土の間隙水圧や管内土の加速度と変位の測定を行い、これらの問題に対して信頼性のある測定データを得ることに努めた。

表-1 杭の諸元

Length	$L$ (m)	11.0 (Piles T <sub>1</sub> and T <sub>2</sub> ) 11.5 (Pile T <sub>3</sub> and reaction piles)
Embedment length $L_d$ (m)		8.3 (Test piles) 8.5 (Reaction piles)
Wall thickness $t_w$ (mm)		12.1
Outer radius $r_o$ (mm)		400.0
Inner radius $r_i$ (mm)		387.9
Cross-sectional area $A$ ( $\text{m}^2$ )		0.041 (Test piles) 0.030 (Reaction piles)
Young's modulus $E$ ( $\text{tf/m}^2$ )		$2.1 \times 10^7$
Mass density $\rho$ ( $\text{t/m}^3$ )		7.89
Wave velocity $c$ (m/s)		5110

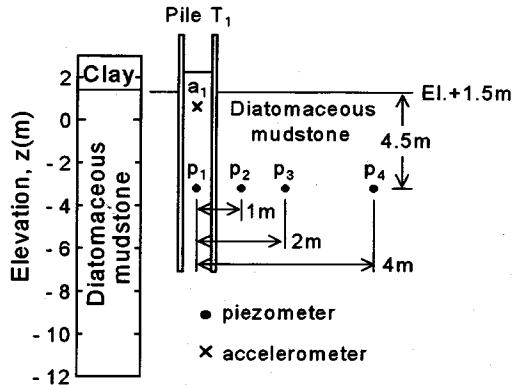


図-3 水圧センサーと加速度計の配置

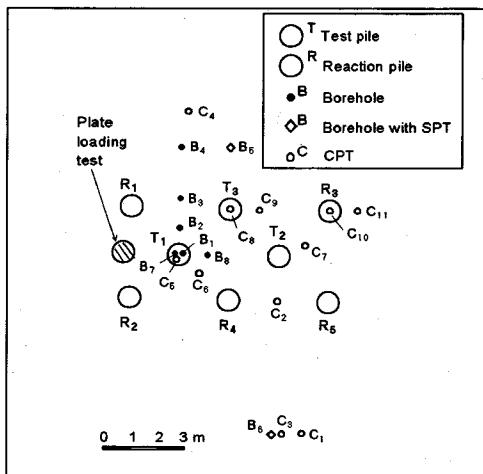


図-2 杭と地盤調査の配置

さらに、調査ボーリング、三成分コーン貫入試験などの各種地盤調査、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験などの土質試験を比較的豊富に実施した。これらの地盤調査、土質試験を杭載荷試験終了後にも実施し、杭打設による地盤定数の変化も調べた。

本論文は、珪藻泥岩における打込み鋼管杭の支持力機構を周面摩擦と先端支持に分けて評価し、既存の設計方法との比較を行ってみたものである。

## 2. 試験工事の概略

### (1) 試験杭と地盤調査の配置

図-2は、試験杭と地盤調査の配置である。約9m四方の試験地盤に3本の試験杭(T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>, T<sub>3</sub>杭)と5本の反力杭(R<sub>1</sub>～R<sub>5</sub>杭)をラム重量4.1tf(40.2kN)のディーゼルハンマー(MB-40)で打込んだ。根入れ長さは、試験杭

では8.3m、反力杭では8.5mとした。表-1に試験杭と反力杭の諸元を示す。試験杭には杭内周面の10断面にひずみゲージを貼り付けた。各ひずみ測定位置には、軸対称位置に2枚のひずみゲージを貼った。杭内面に、ひずみゲージとケーブル保護のための鋼材を溶接したため、試験杭の実質断面積 $A$ は $A=0.041\text{ m}^2$ となった。

地盤調査は、T<sub>1</sub>杭を中心に8本の調査ボーリング、11本の三成分コーン貫入試験(CPTU)を行った。なお、B<sub>1</sub>～B<sub>6</sub>地点の調査ボーリングおよびC<sub>1</sub>～C<sub>4</sub>地点のCPTUは、処女地盤で行ったものであり、他地点の地盤調査は静的載荷試験終了後に実施した。

### (2) 地盤挙動のモニターリング

図-3は、水圧センサーと加速度計の設置位置である。4つの水圧センサーp<sub>1</sub>, p<sub>2</sub>, p<sub>3</sub>, p<sub>4</sub>は、ボーリング孔B<sub>1</sub>～B<sub>4</sub>に埋込まれ、その設置深度は珪藻泥岩表面から4.5mの深さとした。水圧センサーp<sub>1</sub>は、T<sub>1</sub>杭の貫入によってその内部に入り込むような位置設定とした。B<sub>1</sub>地点には、珪藻泥岩表面から0.5mの深さに加速度計a<sub>1</sub>を設置した。

### (3) 載荷試験の内容

杭の載荷試験は、動的載荷試験と静的載荷試験に大別される。反力杭を含めた全ての杭の打設時に動的試験(打込み試験)を実施し、動的貫入抵抗力を測定した。T<sub>3</sub>杭では、打設完了から44日間経過後に引抜き試験を実施した。

T<sub>1</sub>杭とT<sub>2</sub>杭では、打設後それぞれ29日および11日間放置してから押込み試験を行った。T<sub>2</sub>杭では、打設後管内土を杭先端から0.5m下方まで掘削し、外周面摩擦のみが作用する条件で押込み試験を実施した。T<sub>3</sub>杭では、打設完了から44日間経過後に引抜き試験を実施した。さらに、珪藻泥岩地盤の支持力を調べるために、試験杭と同じ直径800mmの大型円板を用いた平板載荷試験を実施した。

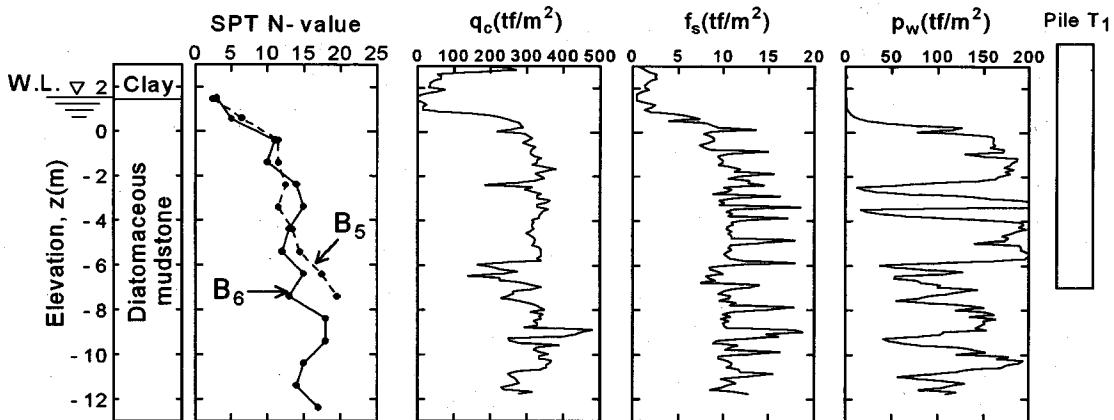


図-4 処女地盤状態における標準貫入試験結果 (B<sub>5</sub>, B<sub>6</sub> 地点) と三成分コーン貫入試験結果 (C<sub>1</sub> 地点)

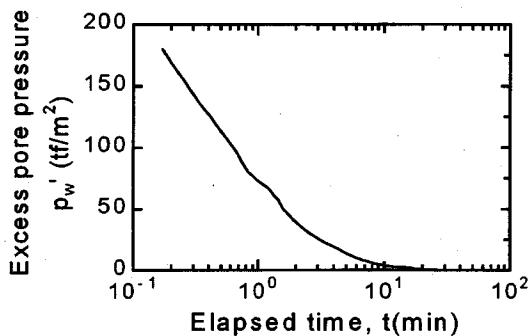


図-5 コーン貫入停止時の間隙水圧の経時変化  
(C<sub>1</sub> 地点, E.L. -2.4m)

### 3. 試験地盤

#### (1) 地盤調査結果

図-4は、処女地盤において実施した標準貫入試験 (B<sub>5</sub>, B<sub>6</sub> 地点) と CPTU (C<sub>1</sub> 地点) 結果である。N 値は、標高 0 m 以深において 13~17 の範囲にあり、平均値で  $\bar{N} = 14$  である。

CPTUでは、直径 36 mm, 先端コーン角 60 度, フリクションスリープ面積 150 cm<sup>2</sup> のコーンを 20 mm/sec の貫入速度で地盤に押込んだ。水圧フィルターの位置は先端コーンのすぐ上部である。珪藻泥岩中の先端コーン値  $q_c$  は標高 -6 m ~ -9 m の間で多少のばらつきがみられるが、 $q_c = 300 \text{ tf/m}^2$  (3.14 MPa) ほぼ一定値を示した。コーンの貫入は、長さ 1 m のロッドの継足しのために、1 m 贯入毎に中断した。貫入中断時間は、1~2 分であった。ロッドの貫入中の周面摩擦応力  $f_s$  は、ほぼ  $f_s = 10 \text{ tf/m}^2$  (98 kPa) であり、ロッドの継足し後の再貫入直後の  $f_s$  値は連続貫入中の約 2 倍の値まで増加した。この値はコーン貫入の進行とともにコーン貫入中断前

の値まで急激に減少した。すなわち、コーン貫入中断の短時間に  $f_s$  の増加が生じた。C<sub>2</sub>, C<sub>3</sub>, C<sub>4</sub> 地点での CPTU 結果は、C<sub>1</sub> 地点の結果とほぼ同様であった。

この現象を詳細に調べるため、C<sub>1</sub> 地点の標高 -2.4 m と -3.4 m において間隙水圧消散試験を実施した。間隙水圧消散試験では、コーン貫入を長時間中断し、水圧の消散過程を測定した。図-5は、標高 -2.4 m における消散試験結果である。貫入停止直後の過剰間隙水圧  $p'_w$  は、190 tf/m<sup>2</sup> (1.86 MPa) であり、貫入停止後 20 分で完全に水圧が消散した。空洞拡張理論に基づいた消散試験の FEM 解析によれば、間隙水圧の消散に伴ってコーン側面に作用する有効水平応力  $\sigma'_h$  は時間とともに増加する<sup>9</sup>。この有効水平応力  $\sigma'_h$  の増加が  $f_s$  の経時的な増加の一つの要因である。

三成分コーンを用いた水圧消散試験によって杭支持力の経時変化をある程度予測することが可能であろう。

#### (2) 土質試験結果

図-6は、ボーリングコアを用いて行った土質試験結果である。試験試料は、ダブル・コア・チューブを用いてできるだけ乱れないよう慎重に採取した。採取した土試料は、浸水状態で試験時まで保管した。処女地盤の B<sub>1</sub> ~ B<sub>6</sub> 地点から採取した 32 試料、杭載荷試験終了後に掘削した B<sub>8</sub> 地点から採取した 34 試料の計 66 試料について、含水量試験、密度試験、一軸圧縮試験を実施した。含水比  $w$  や湿潤密度  $\rho_f$  などの物理特性は試料の乱れの影響を受けにくいが、一軸圧縮強度  $q_u$  および変形係数  $E_{50}$  の力学的特性は試料の乱れや試験条件によって影響を受けやすい<sup>10, 11</sup>。そこで、処女地盤から採取した 32 試料の一軸圧縮試験結果については、一次処理<sup>10, 11</sup>を施し、地盤固有の性質を表していると判断される 24 試料の試験結果を選択した<sup>12</sup>。

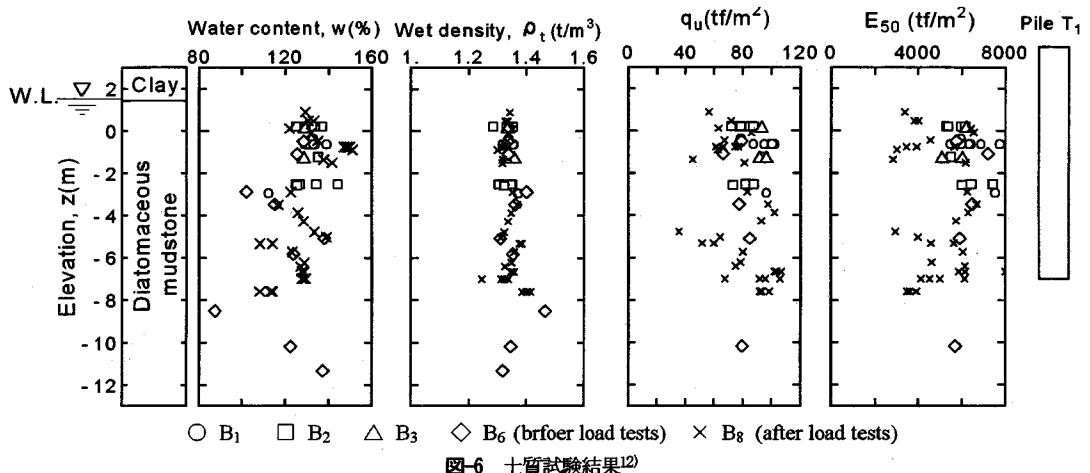


図-6 土質試験結果<sup>12)</sup>

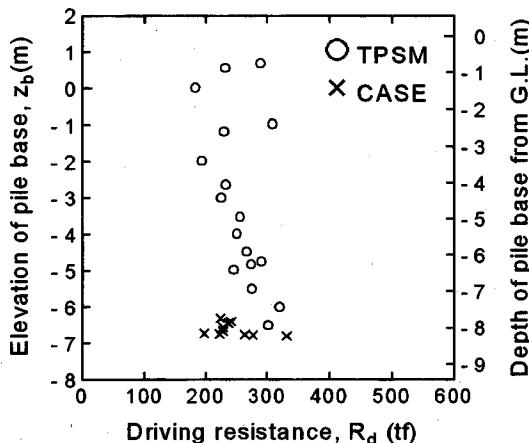


図-7 T<sub>1</sub>杭の動的貫入抵抗力と根入れ深さの関係

処女地盤の性質は、以下のように要約される。 $w$ および $\rho_t$ は、ボーリング位置や深さ方向に関係なくほぼ同程度のばらつきを有するが、このばらつきの程度は比較的小さい。 $q_u$ および $E_{50}$ の値のばらつきは $w$ および $\rho_t$ に比べて大きいが、それらのばらつきの程度は、標高-12mまでほぼ一様である。これらの土質試験結果により、試験工事箇所の珪藻泥岩地盤は均一な地層であると判断される。

#### 4. 杭打撃試験結果

##### (1) 打撃試験の内容

全ての杭の打設時には動的貫入抵抗測定を目的として、杭頭部で2点ゲージ法(TPSM)<sup>13)14)</sup>およびFPDS-3システム<sup>15)</sup>を利用したCase法<sup>16)</sup>による動的測定(打込み試験)を実施した。また、手書きによる1打撃当たりの貫入量 $S$ 、リバウンド量 $K$ の測定を行った。T<sub>1</sub>杭では、

管内土の加速度を測定した。T<sub>3</sub>杭では、再打撃試験を実施した。

試験杭の打設前に周囲の粘土を取り除き、珪藻泥岩表面から試験杭の打込みを開始した。そこで今後、珪藻泥岩表面(標高1.5m)をG.L. 0.0mとする。

##### (2) 打込み試験結果

###### a) 打撃記録

図-7は、T<sub>1</sub>杭の打込み試験結果である。縦軸は杭先端の標高(根入れ深さ)、横軸は動的貫入抵抗力 $R_d$ である。ここで、 $R_d$ は動的成分を含めた全貫入抵抗力のことである。杭先端が標高-3m(G.L.-4.5m)に達するまでは、 $R_d$ は減少する傾向にあり、その後根入れ深さの増加とともに増加した。打止め前の10打撃では、 $R_d$ は220tf~320tf(2.2MN~3.1MN)に達した。この時の1打当たりの貫入量 $S$ は20mm~25mm、リバウンド量 $K$ は2mm程度であった。T<sub>2</sub>杭とT<sub>3</sub>杭の打込み試験結果は、T<sub>1</sub>杭の結果とほぼ同一であった。

###### b) 間隙水圧の挙動

図-8は、T<sub>1</sub>杭の打設による過剰間隙水圧 $p_w'$ の時間的变化を示したものである。杭先端が水圧センサーの設置深さに達すると $p_w'$ が急激に増加し、その後杭の貫入が進むにつれて $p_w'$ は減少した。杭から比較的離れたp<sub>3</sub>点およびp<sub>4</sub>点では、杭打止め時に負の過剰間隙水圧となった。これまで、杭の打設によっては正の間隙水圧のみが発生するという理論的研究や実測例が報告されている<sup>2)3)17)18)</sup>。一方、負の間隙水圧も発生するとの報告例も多い<sup>19)20)21)</sup>。Bond and Jardine<sup>20)</sup>は、20から50という大きな過圧密比を有するLondon clayに中実杭を押込んだ場合、杭表面においても負の間隙水圧が発生することを報告している。珪藻泥岩は見掛け上、大きな過圧密比を有する<sup>22)</sup>。図-8の結果から推定すると、打止め時に試験杭の表面では正の間隙水圧が発生していると推

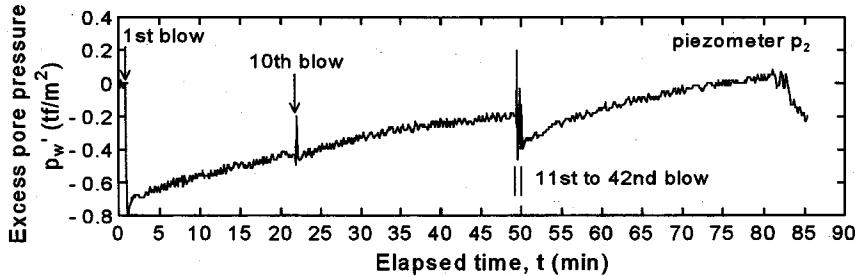


図-10 T<sub>3</sub>杭の再打撃試験に伴うp<sub>2</sub>点の間隙水圧の経時変化

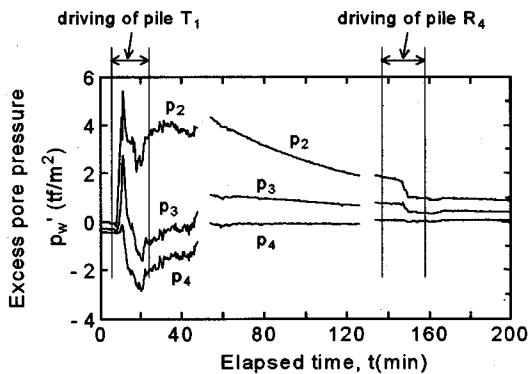


図-8 T<sub>1</sub>杭, R<sub>4</sub>杭打設に伴うp<sub>2</sub>, p<sub>3</sub>, p<sub>4</sub>の間隙水圧計の経時変化

定される。このことは、Bond and Jardineの報告と対照的である。杭の打撃による繰り返し載荷が間隙水圧の発生をより複雑にしているものと考えられる。Zenikson<sup>23)</sup>の実験によれば、模型飽和砂地盤に杭を打込んだ場合、正と負の間で振動する水圧波形が観測されている。

p<sub>2</sub>, p<sub>3</sub>, p<sub>4</sub>点の間隙水圧は打止め後再び上昇し始め、打止め40分後に2回目のピークとなり、それ以後時間の経過とともに静水圧まで減少した。R<sub>4</sub>杭の打設中に間隙水圧の消散速度が急激に増加したことは、T<sub>1</sub>杭打設における負の間隙水圧の発生と同様な現象であり、興味深い。

鋼管内部(p<sub>1</sub>点)で測定した間隙水圧は、最大90 tif/m<sup>2</sup>(882 kPa)に達した。このことは、非排水条件のもとで鋼管内部に土が入り込んでくることを示唆しており、打込み時の内周面摩擦は小さいものと推定される。

### c) 管内土の挙動

打込み終了後に管内土表面のレベルを測定したところ、T<sub>1</sub>杭、T<sub>2</sub>杭では1.1 m、T<sub>3</sub>杭では1.2 mだけ元の地表面レベルより上昇していた。また、T<sub>1</sub>杭の打止め時に測定した管内土表面加速度より、管内土表面変位を求めたところ、この打撃によって管内土は2 mm上昇した。一方、杭の貫入量Sは23 mmであった。すなわち、これらの測定結果は、打込み時に鋼管杭は不完全閉塞状態で地盤に貫入したことを示している。したがって、

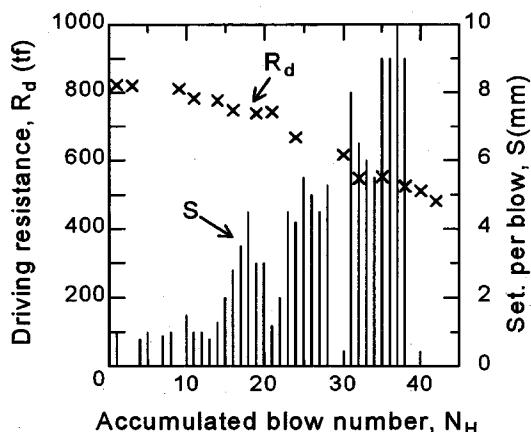


図-9 T<sub>3</sub>杭の再打撃試験結果

Heerema and de Jong<sup>24)</sup>, Randolph<sup>25)</sup>, Matsumoto and Takei<sup>6)</sup>が提案しているように、鋼管杭の応力波解析では、管内土と杭の相互作用と外周面摩擦を分離して扱うことが必要となる。

### (3) 再打撃試験

T<sub>3</sub>杭の再打撃試験時は、打込み時に発生した過剰間隙水圧が完全に消散したことを確認した後(打込み完了65時間後)に行った。打込み時と同一のハンマーを用いた。

図-9は、再打撃試験における打撃回数N<sub>H</sub>と動的貫入抵抗力R<sub>d</sub>および1打撃当たりの貫入量Sの関係である。再打撃試験の1打目のR<sub>d</sub>=820 tf(8.0 MN)は打設完了時の約3倍の値であり、経時的な支持力増加現象が生じた。後述するようにT<sub>1</sub>杭と同じ寸法および根入れ長さを有するT<sub>3</sub>杭静的支持力は480 tf(4.7 MN)であり、再打撃時の動的支持力R<sub>d</sub>の約6割程度の値である。

打撃回数の増加とともにR<sub>d</sub>は減少し、Sは増加した。この傾向は10打撃目以降に著しい。42打撃の時点での再打撃試験を終了したが、もしさらに打撃を継続したならばR<sub>d</sub>およびSの値は打込み時点の値に戻ったものと推定される。

図-10は、再打撃試験時にp<sub>2</sub>点で測定した間隙水圧

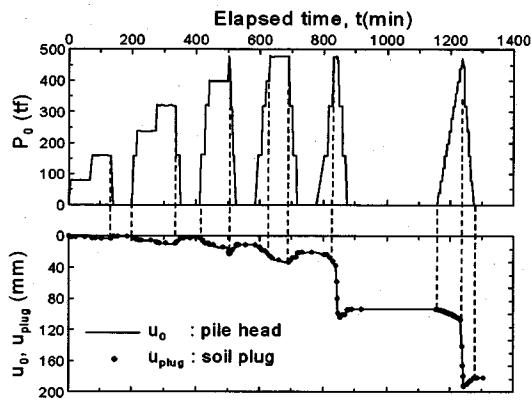


図-11 T<sub>1</sub>杭の押込み試験における荷重履歴、杭変位および管内土変位測定結果

$p_w'$ の挙動である。T<sub>3</sub>杭中心からp<sub>2</sub>点までの水平距離は4mである。間隙水圧の値はかなり小さいが、非常に興味深い挙動を示している。再打撃の1打撃目では負の過剰間隙が発生した。その後 $p_w'$ は時間とともに増加している。10打撃目までは、およそ2分間隔で打撃を行った。連続打撃を行った11～42打撃では、最初 $p_w'$ が増加しその後 $p_w'$ は減少し連続打撃開始時点での値よりも小さな値となった。再打撃終了後、 $p_w'$ は再び増加し始め、 $t=80$  minでピークとなり、それ以降に消散傾向となった。連続打撃以降の $p_w'$ の挙動は、打込み時の挙動(図-8)と非常によく一致している。これらの測定結果から、杭の動的貫入抵抗力は間隙水圧の挙動と密接に関係していることがわかる。注意しなければならないことは、間隙水圧は杭周辺地盤の有効応力状態の一つの指標であることである。

## 5. 静的載荷試験結果

### (1) T<sub>1</sub>杭の押込み試験

図-11は、T<sub>1</sub>杭の杭頭荷重 $P_0$ の載荷履歴および杭頭変位量 $u_0$ と管内土表面変位 $u_{plug}$ の測定結果である。

4サイクル目の載荷段階までは、処女荷重の載荷継続時間を1時間とした。3サイクル目において $P_0=480$  tf (4.7 MN)を載荷すると、急激に杭変位 $u_0$ が増加しこの荷重を保持できなかつたため除荷を行った。1時間の放置の後、再度 $P_0=480$  tf (4.7 MN)を載荷したところ、この荷重を保持することができた。5サイクル目において $P_0=520$  tf (5.1 MN)まで荷重を増加しようとしたが、すぐに杭変位が急増し極限支持力状態に至った。除荷後4時間経過してから6サイクル目の載荷を行ったが、このサイクルにおいても $P_{ult}=480$  tf (4.7 MN)の極限支持力となつた。

管内土変位 $u_{plug}$ は、載荷過程全般において杭頭変位

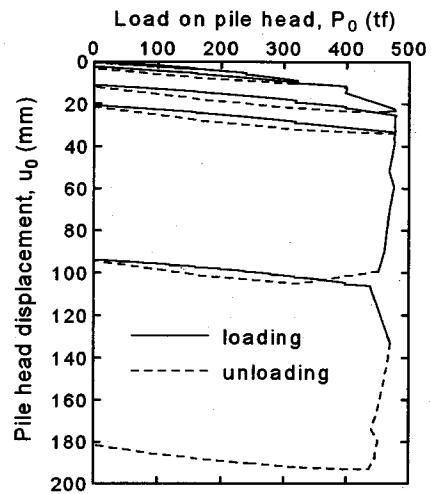


図-12 T<sub>1</sub>杭の押込み試験における荷重～沈下関係

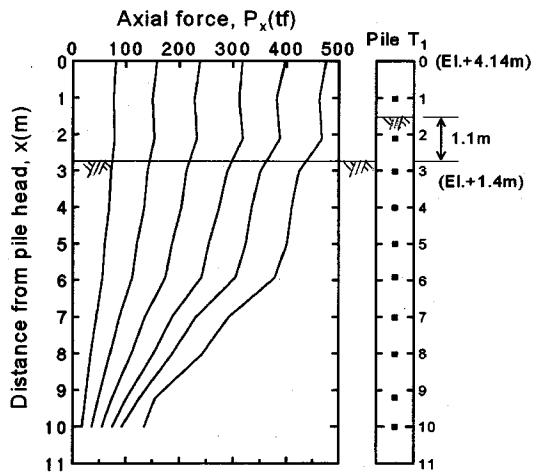


図-13 T<sub>1</sub>杭の押込み試験における軸力分布

$u_0$ と一致した。このことは、T<sub>1</sub>杭が完全閉塞状態で極限支持力状態に至つたことを意味する。

図-12は、 $P_0 \sim u_0$ 関係である。試験杭は、いわゆる全般破壊状態で極限状態に達している。極限荷重時の杭頭変位 $u_0$ は20 mmであり、これは杭直徑のは2.5%である。

図-13は、T<sub>1</sub>杭の軸力分布である。今回のデータ整理では、静的載荷試験前のひずみ状態を初期状態(0ひずみ状態)として、静的載荷試験における軸力分布を表した。

図-13より杭頭荷重 $P_0$ の大部分は、摩擦力で支持されていることがわかる。 $P_0=480$  tf (4.7 MN)を載荷した時、杭先端肉圧部に到達した荷重 $P_t$ は $P_t=100$  tf (0.98 MN)であった。つまり、残りの380 tf (3.7 MN)が内・外周面摩擦力で受け持たれた。

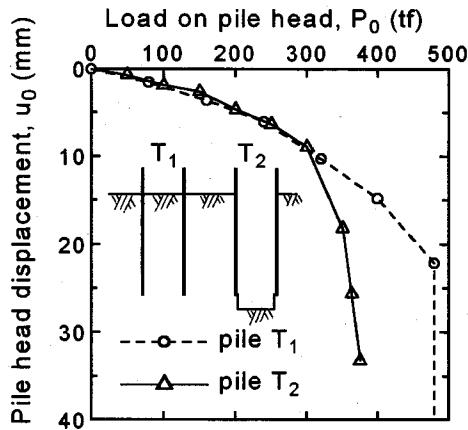


図-14 T<sub>2</sub>杭の押込み試験における荷重～沈下関係

測定軸力分布から内・外周面摩擦応力を分離して評価することはできない。しかし仮に周面摩擦力が外周面のみによって受け持たれたとすれば、最大周面摩擦応力( $f_i$ )<sub>max</sub>は、地表面から-3mまでの区間で( $f_i$ )<sub>max</sub>=10 tf/m<sup>2</sup> (98 kPa)であり、地表面から-3m以深では( $f_i$ )<sub>max</sub>=25 tf/m<sup>2</sup> (245 kPa)であった。

実際に発揮される内周面摩擦力 $F_{in}$ は、杭先端の閉塞断面部に作用する地盤抵抗力 $P$ に等しいことに注意されたい。したがって、管内土と内周面との間に充分に大きな摩擦抵抗力のボテンシャル $Q_m$ があったとしても、杭先端の閉塞断面部に作用する極限地盤支持力 $Q_b$ が $Q_m$ より小さければ、 $F_{in}$ の最大値は $Q_b$ となり、完全閉塞状態が達成される。逆にいくら $Q_b$ が大きくても、 $Q_m < Q_b$ であれば、 $F_{in}$ の最大値は $Q_m$ となり、不完全閉塞状態で開端杭は極限状態に達する。 $T_1$ 杭がいずれの状態で極限状態に達したかを再確認するために、以下に述べるT<sub>2</sub>杭および大型平板の載荷試験を実施した。

## (2) T<sub>2</sub>杭の押込み試験

钢管杭の支持力分担機構を詳しく調べるために、T<sub>2</sub>杭では外周面摩擦力のみが作用する条件で静的載荷を行った。

図-14は、T<sub>2</sub>杭の $P_0$ ～ $u_0$ 関係である。T<sub>2</sub>杭でも多サイクル載荷を行った。各処女荷重の載荷時間は1時間である。図-14では、各処女荷重段階での荷重～沈下関係のみを表示している。また、比較のためT<sub>1</sub>杭の結果も示した。

T<sub>2</sub>杭では、杭頭荷重が約300 tf (2.9 MN)で杭頭沈下量が急激に増加し始め、極限支持力 $P_{ult}$ は $P_{ult}=380$  tf (3.7 MN)となった。興味深いことは、T<sub>1</sub>杭とT<sub>2</sub>杭の杭頭ばね定数 $k=P_0/u_0$ が、 $P_0=300$  tf (3.7 MN)に達するまで、一致したことである。T<sub>2</sub>杭には外周面摩擦力のみが作用していることを考えると、T<sub>1</sub>杭においては $P_0=300$  tf

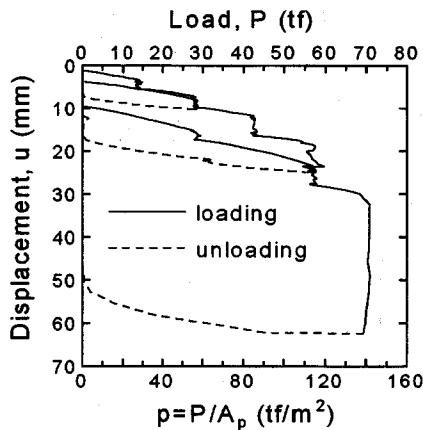


図-15 大型平板載荷試験における荷重～沈下関係

(3.7 MN)までの載荷ではそのほとんどが外周面摩擦力で支持されていることになる。したがって、T<sub>1</sub>杭では $P_0=300$  tf (3.7 MN)以降で内周面摩擦力（閉塞断面部に作用する先端地盤抵抗力）が発揮し始めるものと推定される。

## (3) 大型平板載荷試験

T<sub>1</sub>杭とT<sub>2</sub>杭の極限支持力の差は100 tf (0.98 MN)であった。T<sub>1</sub>杭は完全閉塞状態で極限状態に至ったため、この差は先端地盤支持力に相当する。このことを確認するため、さらに試験杭と同じ直径(800 mm)の円板を用いた大型平板載荷試験を実施した。大型平板載荷試験は、珪藻泥岩表面が露出するまで地盤を掘削しその底面（標高 1.0 m）で実施した。

図-15は、平板載荷試験における荷重 $P$ ～変位 $u$ 関係である。極限荷重 $Q_b$ は70 tf (686 kN)（支持応力度 $q=140$  tf/m<sup>2</sup> (1.37 MPa)）である。平板載荷試験では、土かぶり圧がないことを考えれば、 $Q_b=70$  tf (686 kN)はT<sub>1</sub>杭とT<sub>2</sub>杭の極限支持力の差 100 tf (0.98 MN)にほぼ匹敵する。このことから、T<sub>1</sub>杭の極限支持力は、外周面摩擦力 $Q_{out}$ と杭先端閉塞断面に作用する地盤支持力 $Q_b$ の和であることがわかる。すなわち、T<sub>1</sub>杭が完全閉塞状態で極限支持力状態に達したことが再確認された。

T<sub>1</sub>杭とT<sub>2</sub>杭の載荷試験および平板載荷試験から、使用限界荷重内の杭設計では外周面摩擦力、限界荷重に関する杭設計では外周面摩擦力と先端地盤支持力の推定が重要であることがわかる。

## (4) T<sub>3</sub>杭の引抜き試験

杭の設計においては、引抜き力からその根入れ長さが決定される場合もある。そこで、T<sub>3</sub>杭では引抜き試験を行った。図-16は、杭頭引抜き荷重 $P_0$ ～杭頭引抜き変位量 $u_0$ の関係である。各処女荷重の載荷継続時間を1時間とした。引抜き試験においても、杭頭変位と管

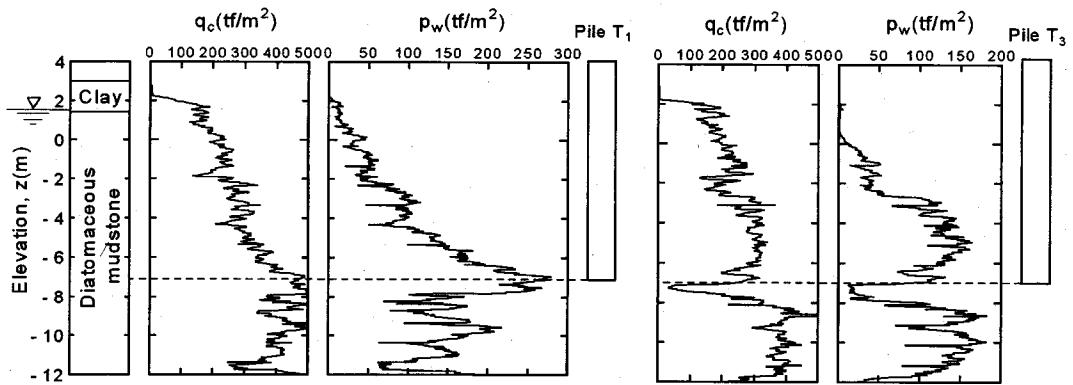


図-17 T1杭内部の三成分コーン貫入試験結果

図-18 T3杭内部の三成分コーン貫入試験結果

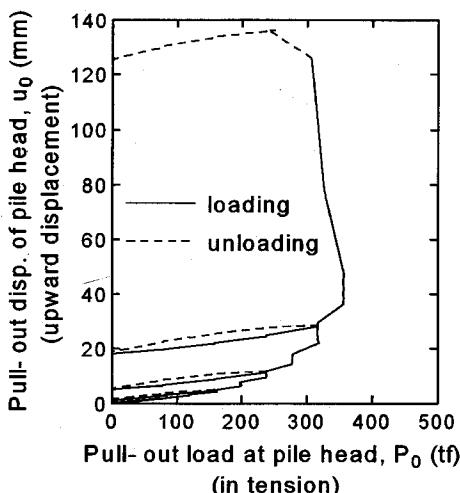


図-16 T2杭の引抜き試験における荷重～変位関係

内土変位は一致した。これは、管内土が杭と一体となって引上げられたことを意味する。 $P_0 = 370\text{ tf}$  ( $3.6\text{ MN}$ )において $u_0$  が急激増加し、極限状態に達した。この値は、T2杭の押込み極限支持力 $P_{ult} = 380\text{ tf}$  ( $3.7\text{ MN}$ )とほぼ一致する。また、極限支持力に達した時点のT2杭の杭頭沈下量とT3杭の杭頭引抜き量は、ともに約  $20\text{ mm}$ であった。したがって、根入れが小さな杭についてはさらに検討が必要であるが、珪藻泥岩に  $8\text{ m}$  程度以上根入れされた杭の外周面摩擦力は、押込み時と引抜き時でほぼ一致するとしてよい。

## 6. 杭載荷試験後の地盤調査

杭打設および静的載荷試験後の地盤状態の変化を把握するため、B<sub>8</sub>地点のボーリングコア (B<sub>8</sub>試料と呼ぶ) を用いて一軸圧縮試験を行った。さらに、杭周辺および管内土において三成分コーン貫入試験(CPTU)を実施した。

### (1) 一軸圧縮試験結果

B<sub>8</sub>地点の土試料の一軸圧縮試験結果は、すでに図-6に示してある。B<sub>8</sub>地点からT<sub>1</sub>杭側面までの水平距離は、 $0.6\text{ m}$ である。B<sub>8</sub>試料の含水比 $w$ と湿潤密度 $\rho_t$ の値は、処女地盤試料の値と同程度である。しかし、変形係数 $E_{50}$ の値は、処女地盤に比べて明らかに低下している。また、地表面から  $3\text{ m}$  程度の深さでは一軸圧縮強度 $q_u$ の低下も見られる。このような $E_{50}$  や  $q_u$ の低下は、杭打設によって地盤が乱され有効応力も変化したことを示す。したがって、杭支持力の経時変化の解明には、杭打設による有効応力状態の変化に加えて、乱された土の応力～ひずみ関係やシキソトロピーなどによる強度回復現象に関する研究も必要となる。

### (2) 三成分コーン貫入試験結果

図-17は、T<sub>1</sub>杭の管内土で行ったCPTU結果である。杭先端から  $2\text{ m}$  上方までの $qc$ 値が増加している。この区間では、間隙水压 $p_w$ の値も非常に大きい。杭先端から  $3\text{ m}$  下までの地盤の $qc$ 値も増加している。これらの測定結果は、T<sub>1</sub>杭の載荷によって杭先端地盤および杭先端から上方  $2\text{ m}$  までの管内土が大きな圧力を受けたことを示唆している。

コーンが杭先端を通過すると、 $p_w$ の値は急に減少する。したがって、CPTUにおける $p_w$ の挙動から鋼管杭の根入れ長さを高い精度で確認することも可能である。

図-18は、T<sub>3</sub>杭の内部で実施したCPTU結果である。同試験結果における大きな特徴は、 $qc$ 、 $f_s$ 、 $p_w$ が杭先端位置でほぼ  $0$  となっていることである。このことは、杭先端直下に土が存在しないことを示す。T<sub>3</sub>杭の最終引抜き変位量は  $12\text{ cm}$  であった。引抜き試験における管内土表面変位の測定結果と CPTU結果から、引抜き試験においては、管内土全体が杭と一体となって引上げられたことが明らかである。したがって、引抜き極限荷重 $P_{ult} = 370\text{ tf}$  ( $3.6\text{ MN}$ )は外周面摩擦力、杭と管内土の重量の和となる。杭と管内土の重量はそれぞれ

表-2 各基準における $q_d$ と $f_i$ の推奨値

	$q_d (\text{tf/m}^2)$		$f_i (\text{tf/m}^2)$	
	$q_u \text{ or } c_u$	$N$	$q_u \text{ or } c_u$	$N$
道示	—	$30N^{1)}$	$c_u(\leq 15)$	$N(\leq 15)$
鉄道	$4q_u$	$8N$	$q_u/2(\leq 10)$	$N(\leq 10)$
港湾	$8c_u$	—	$c_u(\leq 10)$	—
建築	$6c_u$	—	$(\beta q_u)/2$ $\beta = 0.5^{2)}$	—

1)  $N > 20$  の場合、考慮しない。2)  $T_1$  の場合の値。

3.5 tf (334 kN) および 5.2 tf (51 kN) であり、これらの合計は  $P_{ult}$  の 2.4% に過ぎない。

## 7. 各種設計指針による支持力値と実測値の比較

本章では、現在我国で多く使用されている設計指針による支持力推定値と載荷試験による実測結果を比較する。対象とした基準は、1) 道路橋示方書・同解説IV<sup>20</sup>（以後道示と呼ぶ）、2) 建築基礎構造設計指針<sup>21</sup>（建築と呼ぶ）、3) 国鉄建造物設計標準解説<sup>22</sup>（鉄道と呼ぶ）、4) 港湾の施設の技術上の基準<sup>23</sup>（港湾と呼ぶ）の4つである。

均一地盤に打込まれた杭の支持力  $R_u$  の算定式は、4つの指針とも基本的に次式で表すことができる。

$$R_u = A_p q_d + A_s f_i \quad (1)$$

ここで、 $A_p$  は杭の閉塞断面積、 $A_s$  は根入れ部の外周面積、 $q_d$  は先端支持応力度、 $f_i$  は周面摩擦応力度である。すなわち、極限支持力は外周面摩擦力と先端支持力の和である。 $T_1$  杭の載荷試験結果において説明したように、 $T_1$  杭は完全閉塞状態で極限状態に達した。したがって、各基準で仮定している支持力分担機構は、 $T_1$  杭のそれと同じである。

表-2 は、各指針で推奨されている  $q_d$  および  $f_i$  の値である。建築基準を除く各指針においては、 $f_i$  の上限値が規定されている。建築では、巻末資料の計算例に技術者の判断例として  $f_i$  の上限値が示されているが、指針中では規定がないため、本論文では特に上限値を設定せずに支持力予測を行った。また、道示と鉄道では、地盤定数として  $N$  値と非排水せん断強度  $c_u$ （または  $q_u$ ）を用いることができる。港湾と建築では、 $c_u$ （または  $q_u$ ）のみを用いるようになっている。

図-19 は、各基準による支持力値と実測値を比較したものである。地盤定数として、実測された  $N=14$  および  $q_u=86.4 \text{ tf/m}^2 (847 \text{ kPa})$  を用いた。 $c_u$  については、 $c_u=q_u/2$  とした。道示および鉄道において  $N$  値のみから算定した場合を道示  $N$ 、鉄道  $N$  と称し、 $q_u$ （または

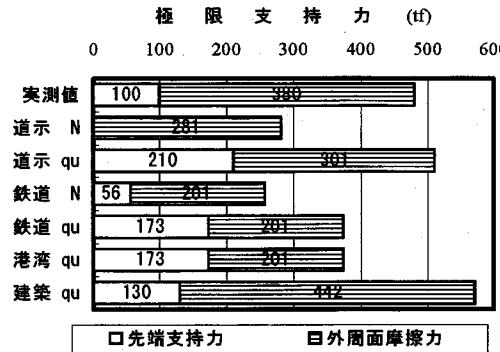


図-19 各基準による推定支持力値と実測値の比較

$q_u$ ）から算定した場合を道示  $q_u$ 、鉄道  $q_u$  と称する。道示  $q_u$  において先端支持力が存在する理由は、以下の通りである。 $N$  値が 20 以下の地盤であれば、支持地盤とはみなせない。しかし、 $q_u=40 \text{ tf/m}^2 (392 \text{ kPa})$  であれば、支持地盤とみなすことができる。珪藻泥岩では  $q_u=86.4 \text{ tf/m}^2 (847 \text{ kPa})$  であるため支持地盤とみなし、 $q_d=30N$  よりて  $q_d$  を算定した。各指針による支持力範囲は、281 tf (2.75 MN)～572 tf (5.61 MN) となり、かなりばらついている。周面摩擦力に着目すると、建築以外は実測値をかなり過小評価している。全支持力で比較すると、鉄道  $q_u$  と建築の推定結果が実測値とよく一致しているが、実測の周面および先端支持力分担率が一致するのは、建築のみである。

同じ指針を用いる場合でも、利用できる地盤定数によって支持力算定結果に大きな差があることに注意されたい。道示および鉄道の結果からわかるように、 $N$  値のみで設計した場合の極限支持力は、必ず  $q_u$  を測定した場合に比較して小さな値となる。したがって、地盤調査として  $N$  値のみを測定した場合には、杭を過大設計することにつながる。 $q_u$  の測定も行えば、より合理的な設計を行えることが明らかである。現在杭基礎の設計に限界状態設計を導入する動きがあるが、詳細な地盤調査と調査結果の合理的な解釈は、限界状態設計において重要な役割を担うであろう。

## 8. 結論

珪藻泥岩地盤で実施した鋼管杭の試験工事では、以下のようない観測結果が得られた。

- 1) 杭の打設によって、杭表面に正の間隙水圧が発生する。
- 2) 打込み時には、管内土に大きな間隙水圧が発生する。
- 3) 杭から離れた地点では、負の間隙水圧が生ずる。
- 4) 打込み時に鋼管杭は不完全閉塞状態で地盤に貫入する。

- 5) 再打撃時の動的貫入抵抗力は、打設時のそれに比べて約3倍の値に達する。
  - 6) 静的極限支持力は、打設時の動的貫入抵抗力の約1.7倍となる。
  - 7) 静的載荷試験時に、鋼管杭は完全閉塞状態で極限状態に達する。すなわち、珪藻泥岩に杭直径の10倍程度根入れされた鋼管杭の内周面摩擦力のポテンシャルは、杭先端の閉塞断面部に作用する地盤支持力を上回る。したがって、開端杭であっても、杭先端閉塞断面部に作用する先端支持力は中実杭と同程度まで期待できる。
  - 8) 再打撃時に発生する間隙水圧の大きさは、打設時に比べて非常に小さい。
  - 9) 杭打設による地盤強度の低下とその回復も杭支持力の経時変化の一つの要因となる。
- 現在の杭基礎に関する理論は、以上のような実測結果を完全に説明することはできない。本試験工事の実測結果は、今後杭の支持力機構をより深く理解するために非常に有益である。
- 現在我国で用いられている指針による支持力推定結果と実測結果の比較により、以下の知見が得られた。
- 10) 地盤定数として $N$ 値のみを用いた場合、多くの基準では珪藻泥岩に打設された杭の支持力を過小評価する。
  - 11) 硅藻泥岩地盤では、一軸圧縮試験結果を用いることで、設計指針による支持力推定結果が改善される。

今後、各種の地盤調査方法（例えば、三成分コーン貫入試験、孔内水平載荷試験など）から得られる地盤定数と杭支持力の相関について検討していくことも必要である。このような努力は、限界状態設計を杭基礎に導入ためにも重要となっていくであろう。

**謝辞：**本試験工事の費用の一部を援助して頂いた日本鋼管杭協会に感謝の意を表します。載荷試験杭組立の溶接作業に協力を頂いた遠藤工業所の遠藤敏氏、計測について多大な協力を頂いた応用計測工業（株）の松野司氏と池下直人氏、地盤調査に協力頼った（株）フグロマクレランドジャパンの続誠氏と片岡幸治氏、（有）モニタリングサービスの正宗直氏、ボーリング調査と水圧測定において貴重な助言と助力を頂いた（株）ホクコク地水の宮田隆志氏、谷内茂雄氏、高橋峰樹氏に心より感謝致します。試験の実施、試験データの整理・解析においては、元金沢大学学生の河内正道氏（西松建設KK）、入江光広氏（JR四国）、大田智明氏（西部造園KK）の協力を得たことを記し、感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 西田義親、関口秀雄、松本樹典、細川精仁、広瀬富哉：珪藻泥岩における钢管杭の打込性、杭の貫入性・打撃性に関するシンポジウム論文集、土質工学会、pp.9-12, 1984.
- 2) 西田義親：杭に作用する間隙水圧の一計算法、土木学会論文集、第98号、pp.10-14, 1963.
- 3) Ladanyi, B. : Expansion of a cavity in a saturated clay medium, *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE, Vol.89, No.4, pp.127-161, 1963.
- 4) Randolph, M. F., Carter, J. P. and Wroth, P. C. : Driven piles in clay - the effects of installation and subsequent consolidation, *Geotechnique*, Vol. 29, No.4, pp.361-393, 1979.
- 5) Paikowsky, S. G. and Whitman, R. V. : The effects of plugging on pile performance and design, *Can. Geotech. J.*, Vol. 27, pp.429-440, 1990.
- 6) Matsumoto, T. and Takei, M. : Effects of soil plug on behaviour of driven pipe piles, *Soils and Foundations*, Vol.30, No.2, pp.14-34, 1991.
- 7) Randolph, M. F., May, M., Leong, E. C., Hyden, A. M. and Murff, J. D. : Soil plug response in open-ended pipe piles, *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, Vol.118, No. 5, pp.743-759, 1992.
- 8) 松本樹典、河内正道、入江光広、続誠、二口俊郎：三成分コーン貫入試験による杭のset-upの推定について、第27回国土質工学研究発表会講演集、pp.1573-1576, 1992.
- 9) Shogaki, T. : Effects of sample disturbance on strength and consolidation, *Proc. 9th Asian Regional Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Bangkok, Vol.1, pp.67-70, 1991.
- 10) 正垣孝晴、日下部治：土質データーのばらつきと設計2. 地盤データーのばらつきの原因と一次処理、土と基礎、Vol.35, No.1, pp.73-81, 1987.
- 11) 日下部治、正垣孝晴：同上、土と基礎、Vol.35, No.2, pp.89-97, 1987.
- 12) Matsumoto, T., Kusakabe, O., Suzuki, M. and Shogaki, T.: Soil parameter selection for a serviceability limit design of a pile foundation in a soft rock, *Proc. Int. Symp. on Limit State Design in Geotech. Engrg.*, Vol.1/3, pp.141-151, 1993.
- 13) Lundberg, B. and Henchoz, A. : Analysis of elastic waves from two-point strain measurement, *J. Experiment. Mech.*, Vol.17, No.6, pp.213-218, 1977.
- 14) Matsumoto, T., Sekiguchi, H., Yoshida, H. and Kita, K. : Significance of two-point strain measurements in SPT, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.67-82, 1992.

- 15) Reiding, F. J., Middendorp, P., Schoenmaker, R. P., Middendorp, F. M. and Bielefeldt, M. W. : FPDS-2, a new generation of foundation pile diagnostic equipment, *Proc. 3rd Int. Conf. on Application of Stress-Wave Theory to Piles*, Ottawa, pp.123-134, 1988.
- 16) Goble, G. G., Likins, G. E. and Rausche, F. : Bearing Capacity of Piles from Dynamic Measurements, Final Report, *Dept. of Civil Engrg.*, Case Western Reserve Univ., 1975.
- 17) Appendino, M., Jamiolkowski, M. and Lancelotta, R. : Pore pressure of NC soft silty clay around driven displacement piles, *Recent Developments in the Design and Construction of Piles*, ICE, London, pp.169-175, 1979.
- 18) Wakiya, Y., Hashimoto, O., Fukuwaka, M., Oki, T. and Shinomiya, H. : Ability of dynamic testing and evaluation of bearing capacity recovery from excess pore pressure measured in the field, *Proc. 4th Int. Conf. Appl. Stress-Wave Theory to Piles*, The Hague, The Netherlands, Balkema, Rotterdam, pp.665-670, 1992.
- 19) Koizumi, Y. and Ito, K. : Field tests with regard to pile driving and bearing capacity of piled foundations, *Soils and Foundations*, Vol.7, No.33, pp.30-53, 1967.
- 20) Coop, M. R. and Wroth, C. P. : Field studies of an instrumented model pile in clay, *Geotechnique*, Vol.39, No.4, pp.679-696, 1989.
- 21) Bond, A. J. and Jardine, R. J. : Effects of installing displacement piles in a high OCR clay, *Geotechnique*, Vol.41, No.3, pp.341-363, 1991.
- 22) Maekawa, H., Miyakita, K. and Sekiguchi, H. : Elasto-viscoplastic consolidation for a diatomaceous mudstone, *Soils and Foundations*, JSSMFE, Vol.31, No.2, pp.93-107, 1991.
- 23) Zerikson, A. : Transient signals from below-ground transducers during pile-driving and static loading : a hydraulic gradient simulation study, *Geotechnique*, Vol.41, No.4, pp.553-569, 1991.
- 24) Heerema, E. P. and De Jong, A. : An advanced wave equation computer program which simulates dynamic pile plugging through a coupled mass-spring system, *Proc. Int. Conf. Num. Methods in Offshore Piling*, ICE, London, pp.37-42, 1980.
- 25) Randolph, M. F. : Modelling of the soil plug response during pile driving, *Proc. 9th S. E. Asian Geotech. Conf.*, Bangkok, pp.6.1-6.4, 1987.
- 26) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV, 1991.
- 27) (社)日本建築学会：建築基礎構造設計指針, 1988.
- 28) (社)土木学会：国鉄建造物設計標準解説 基礎構造物, 1986.
- 29) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1989.

(1993. 9. 20 受付)

## FIELD LOAD TESTS OF OPEN-ENDED STEEL PIPE PILES DRIVEN IN A DIATOMACEOUS MUDSTONE

Tatsunori MATSUMOTO, Yuji MICHI and Tadao HIRANO

A series of test pilings was performed with open-ended steel pipe piles driven in a soft rock named diatomaceous mud stone. The test pilings were consisted of dynamic load testing including initial driving and re-driving as well as static load testing of the three test piles and a large-scale rigid plate, aiming at gathering reliable data for set-up behavior and bearing mechanism of open-ended piles in this particular soft rock. The ground around the test piles was instrument with piezometers and an accelerometer. Intensive in-situ soil investigations and laboratory soil tests were conducted prior to pile installation. They were also performed after the end of static loading tests. In the earlier part of this paper, the results of the test pilings are presented and discussed. Then, the test results are compared with the ultimate bearing capacities estimated from several specifications available in Japan, in view of role of in-situ investigations and soil tests in design of pile foundations in this particular soft rock.