

珪藻泥岩に打設された鋼管杭の急速載荷試験

松本樹典¹・Peter Middendorp²・Patrick Bermingham³・続 誠⁴

¹正会員 工博 金沢大学助教授 工学部土木建設工学科 (〒920 金沢市小立野2-40-20)

² Head of Structural Monitoring Section, TNO Building and Construction Research,
(Lange Kleiweg 5, Rijswijk, 2600 AA Delft, The Netherlands)

³ Vice-President, Bermingham Corp. Ltd. (Wellington Street, Marine Terminal, Hamilton, Ontario, Canada)

⁴ 工修 (株)フグロ・ライト・ジオサイエンス 社長 (〒150 東京都渋谷区神宮前1-21-2)

石川県能登半島に分布する珪藻泥岩地盤に打設された鋼管杭に対して、スタナミック(STN)載荷試験と呼ばれる方法により急速載荷試験を実施した。この載荷試験法は、約100msという短い時間で杭の載荷・除荷を行うものである。STN試験に先立って、打撃試験(動的載荷試験)と静的載荷試験が実施されている。動的載荷試験に比べて、STN試験における杭および地盤の挙動は、静的載荷試験時の挙動に非常に近いものであった。ただし、STN試験においても、杭貫入速度に依存する貫入抵抗力の増加が観測された。この杭貫入速度依存抵抗力をSTN試験データを利用することにより補正し、静的な荷重～沈下曲線を求める方法を提案する。STN試験と提案方法の組み合わせは、ある許容誤差範囲で杭の静的挙動を把握できることを報告する。

Key Words : rapid load test, Statnamic, steel pipe pile, diatomaceous mudstone, rate effect, pore pressure, analytical method

1. 序 論

我国においても限界状態設計を杭基礎に導入しようとする動きが盛んになってきている¹⁾⁹⁾。限界状態設計においては、施工管理および打設された杭の品質・性能管理が重量な役割を担う⁸⁾。

打設された杭の荷重～沈下関係を調べるには、従来行われている静的載荷試験がもっとも信頼性が高い。しかし、多大な費用および試験時間を要するため、杭基礎工事現場において1ないし2試験が実施されるのが一般的である。

我国でも最近10年間、波動理論に基づいた杭打ち管理や動的載荷試験が実際の杭に適用されている例が数多い¹⁰⁾¹²⁾。動的載荷試験は、打込み中の貫入抵抗力に加えて、ハンマーから実際に杭頭に伝達される打撃エネルギー、杭体応力を正確に測定できるため、打込み杭の施工管理に非常に適している。しかし、杭打設時の貫入抵抗力は一般に静的載荷試験から得られる極限支持力より小さいことが知られている。この理由として、杭打設時に発生した間隙水

圧が杭打設後の時間の経過とともに減少することにより周辺地盤の有効応力が増加したり、杭打設時の繰り返し効果によって低下した地盤の強度がシキントロピー効果によって回復することが、これまでに多く指摘されている^{例えば13)}。

このため、杭打設から充分時間をおいて杭を再打撃した動的データから静的支持力を推定することが行われている。このためには、波動解析を行うことが必要であり、静的支持力の推定結果は、用いる地盤モデルとそのパラメータや解析者の熟練度によってかなり変動する場合もある¹⁴⁾。

静的載荷試験と動的載荷試験の長所を組み合わせた新しい載荷試験方法がオランダ応用科学技術研究所(TNO)建築施工部門とカナダのバーミングハム社によって共同開発され¹⁵⁾¹⁷⁾、我国でも数例の杭に適用されている¹⁸⁾²⁰⁾。この載荷試験方法はスタナミック(Statnamic: STN)と呼ばれ、載荷方法は動的に、しかし杭は準静的に地盤に押込まれるように工夫されている。そのため、反力杭を要しない、準備を含めた試験期間が半日でよい、費用も静的試

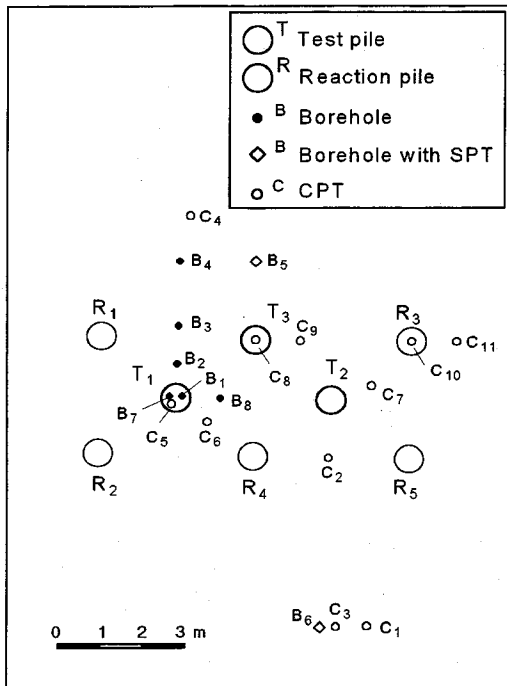


Fig. 1 Arrangement of piles and in-situ tests.

Table 1 Test pile dimensions.

Property		Value
Length	L (m)	11.0
Wall thickness	t_w (mm)	12.1
Outer radius	r_o (mm)	400
Inner radius	r_i (mm)	387.9
Cross-sectional area	A (m ²)	0.041
Wave velocity	c (m/s)	5110
Young's modulus	E (tf/m ²)	2.1×10^7
Mass density	ρ (t/m ³)	7.81

験に比べて低い、などの利点を有する。このため、杭施工現場で工事を遅延することなく多数の杭に実施できる可能性が大きい。反力杭を用いない静的載荷試験法に新載荷試験²¹⁾と呼ばれる方法もある。この方法では、杭体内部にジャッキを装着することが必要となる。STN試験では、基本的には杭体の加工が不必要なため、打設した任意の杭に対して試験が実施できる。これは、品質・性能管理において好都合である。

STN試験での荷重継続時間は、約100msである。これは、動的載荷試験と比べれば長い、静的載荷試験と比較すれば非常に速い荷重増加速度である。そのため、杭貫入速度効果による地盤抵抗力の増加を無視できないであろう。

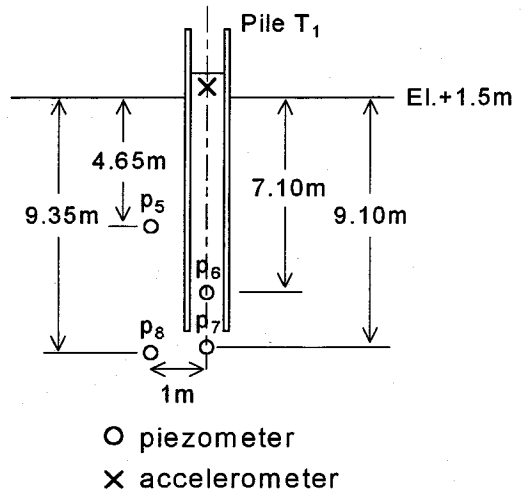


Fig. 2 Ground instrumentation.

本研究では、1992年12月に軟岩の一種である珪藻泥岩に打設された鋼管杭に対して、STN試験を実施した。試験杭の動的載荷試験および静的載荷試験は1991年に実施されている²²⁾。動的載荷試験に比べると、STN試験における杭および地盤の挙動は、静的載荷試験時の挙動に近いものであった。ただし、STN試験においても、杭貫入速度に依存する貫入抵抗力の増加が観測された。この速度依存抵抗力をSTN試験データを利用することにより補正し、静的な荷重～沈下曲線を求める方法を提案する。この方法を本試験結果に適用することにより、STN試験によって杭の静的挙動をある許容誤差範囲で把握できることを示す。

2. 試験工事の概要

(1) 試験位置と試験杭の配置

STN試験は、1992年12月に石川県能登半島の珪藻泥岩地盤（和倉珪藻泥岩）で実施した。本試験位置の近くでは、1979年から1981年にかけて実際の鋼管杭試験工事が行われた^{23),24)}。この工事では、当時の道路橋示方書に基づいて設計された杭が予定の根入れ深さ長さまで打込めないという事態が生じている。

試験杭（T₁, T₂, T₃杭）の配置は、Fig.1に示す通りである。試験杭は1991年8月に、ラム重量4.1tf（40.2kN）のディーゼルハンマーで打込まれた。試験杭の内周面の10箇所に、ひずみゲージを貼り付け

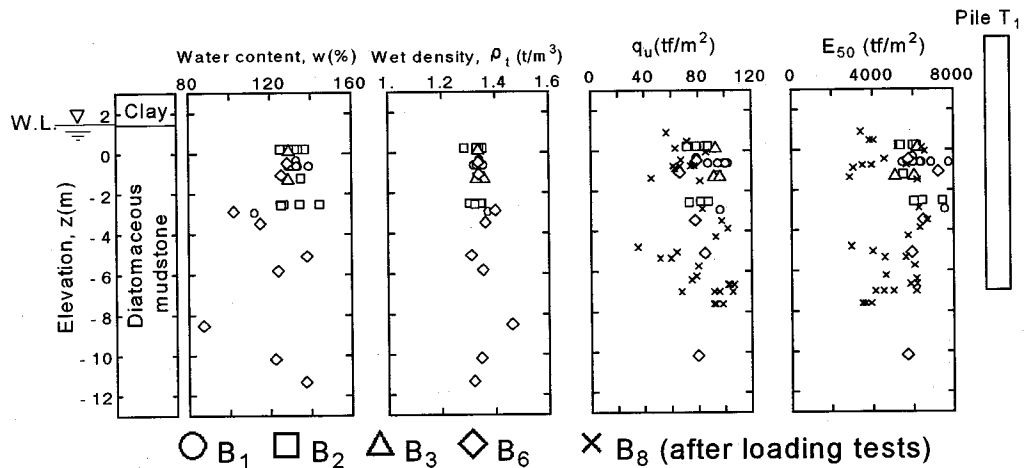


Fig.3 Soil profile and results of soil tests⁴⁾.

た. 各ひずみ測定位置では, 軸対称位置に2枚のひずみゲージを貼付けた. 試験杭の諸元をTable 1に示す. 断面積にはひずみゲージ保護鋼材の断面積も含まれている.

STN試験中の地盤の挙動を測定するため, T₁杭の周辺地盤に間隙水圧計p₅~p₈を埋め込んだ. また, 管内土表面には加速度計を設置した (Fig.2).

(2) 試験地盤の概要

1991年8月から11月にかけて各試験杭の打込み試験, 再打撃試験, 静的載荷試験が実施された²²⁾. この試験工事に伴って, 比較的豊富な地盤調査と土質試験が実施されている. B₁~B₈地点の8箇所調査ボーリングが実施された. B₁からB₆は杭打設前の処女地盤での調査であり, B₇とB₈は載荷試験終了後の実施した事後調査である. B₇およびB₈地点のボーリング調査時期は, スタナミック試験直前の1992年12月である. B₅およびB₆では, 標準貫入試験(SPT)を行った. C₁~C₁₁地点で三成分コーン貫入試験を実施した. 土質試験としては, 各ボーリング孔から採取した計66個の土試料の物性試験および一軸圧縮試験を実施した.

試験地盤は, ほぼ均質で完全に飽和した厚さ20mの珪藻泥岩が堆積している (Fig.3). Fig.3には, 含水比 w , 湿潤密度 ρ_t , 一軸圧縮試験で求めた一軸圧縮強度 q_u と変形係数 E_{50} の分布を示している. 処女地盤の土試料 (B₁~B₆地点のボーリング試料) については, 32個の一軸圧縮試験を行ったが, 土試料の乱れや試験条件の観点から一次処理²⁵⁾を行い, 有意な試験結果として24個の試験を選択した^{4),26)}.

標高 (東京湾平均海面を基準) -4m以深では, 2個のデータしかないが, w および ρ_t の均一性より, 力学パラメータである q_u と E_{50} の-4m以深のばらつきは, -4m以浅と同様であると判断できる.

3. スタナミック試験の装置と方法

Fig.4は, STN載荷装置の概略を示している. 装置は主に, 燃焼ピストン, シリンダー, サイレンサー, 反力マスから構成される. 試験杭が鋼管杭であり, また自由長が1.2mであったため, 鋼管杭内部にU型鋼材を十字に溶接して杭頭部の補強を行った. さらに, 載荷荷重が均一に杭頭部に作用するように, 杭頂部に厚さ100mmの鋼材プレートを溶接した.

装置の組立て手順と測定手順は, 以下の通りである.

- ①荷重測定用のロードセル内蔵のピストンを杭頭に設置する.
- ②ピストン内部に燃料 (推進剤) を装填する.
- ③ピストンにシリンダーとサイレンサーをかぶせる.
- ④シリンダーに反力マスを載せる.
- ⑤装置全体を筒状のコンテナで囲い, その中に砕石を投入する.
- ⑥燃料に着火し, 反力マスを推進する. これと同時に杭頭の荷重 F_{stm} と変位 u_0 を測定する. 杭頭にはミラーが設置されており, この変位を杭から数10m離れた地表に設置したレーザー変位計によって測定する.

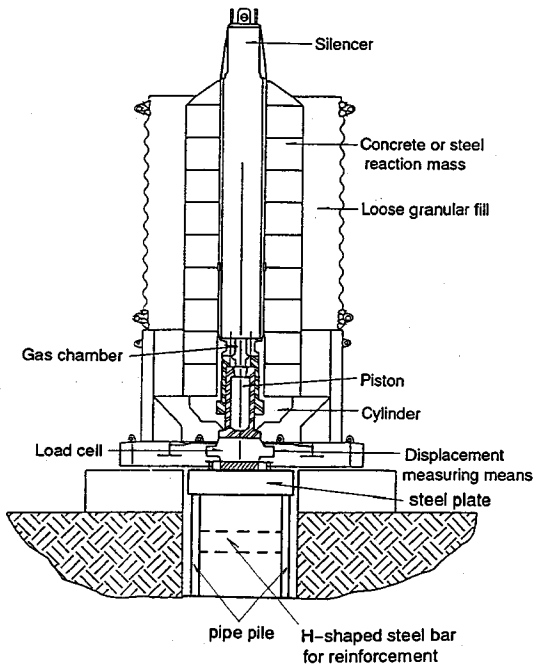


Fig. 4 Statnamic loading device¹⁷⁾.

荷重装置の組立て段階では、杭は完全に静的に荷重される。STN試験では、ピストン内部のガス圧で反カマスを押し上げる。ガス圧は同時にピストンおよび杭を下向きに押し。STN荷重装置では、反カマスに最大約20Gの加速度が発生するように設計されている。そのため、計画最大荷重の約5%の反カマスが必要である。

4. 試験結果

(1) スタナミック試験結果

T₁杭のSTN試験は静的荷重試験終了14ヶ月後に行われた。

Fig.5は、スタナミック試験データである。(a)図は時刻 t とスタナミック荷重 F_{stn} の関係である。(b)図は時刻 t と杭頭変位 u_0 の関係である。(c)および(d)図は、 u_0 を時刻 t に関して1階および2階微分して求めた杭頭の変位 v と加速度 a の時間的変化である。

今回のスタナミック試験で用いた反カマスの重量は41.5tf (407kN)であり、反カマス設置後の杭頭変位は $u_0 = 1.1\text{mm}$ であった。この時点からSTN試験を開始した。荷重開始から62ms後に F_{stn} は最大値600tf (5.88MN)に達し、 $t = 180\text{ms}$ で完全に

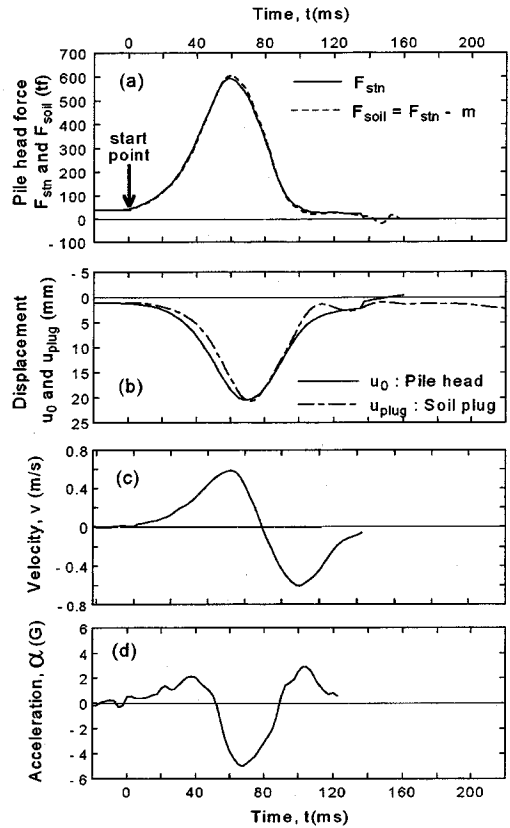


Fig.5 Statnamic signals :

- a) t vs. F_{stn} and F_{soil} ; b) t vs. u_0 and u_{plug} ;
- c) t vs. v ; d) t vs. α

除荷状態となっている。杭頭変位の時間的変化は杭頭荷重の変化にほぼ対応している。注意深くみると、杭頭変位の最大値 $u_0 = 21\text{mm}$ が発生する時刻は杭頭荷重が最大になる時刻よりも遅れている。

Fig.5(b)には、管内土表面 (Fig.2の×印)で測定した加速度を時間に関して2階積分して求めた管内土の変位 u_{plug} も示している。管内土の変位は杭の変位とほぼ同じ変化をしている。このことは、STN試験では完全閉塞状態で杭が貫入していることを意味する。この完全閉塞現象は、静的荷重試験の場合²²⁾と同様である。

(c)および(d)図からわかるように、STN試験時の杭の最大貫入速度 v_{max} および最大加速度 α_{max} は、それぞれ $v_{max} = 0.6\text{m/s}$ および $\alpha_{max} = 3\text{G}$ であった。ディーゼルハンマーを用いた動的荷重試験では、 $v_{max} = 3\text{m/s}$ および $\alpha_{max} = 250\text{G}$ であった。STN試験では、杭に発生する加速度が動的荷重試験に比べてはるかに小さい。

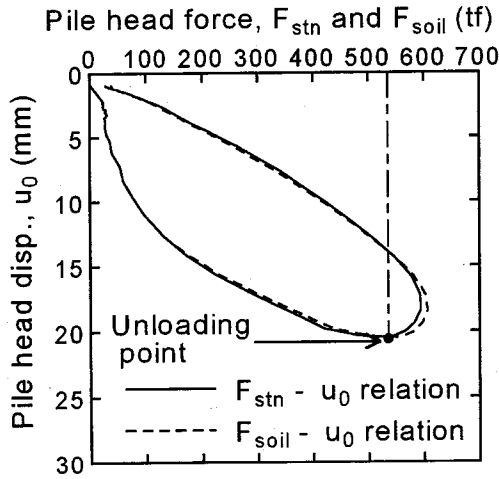


Fig.6 F_{stn} vs. u_0 curve and F_{soil} vs. u_0 curve.

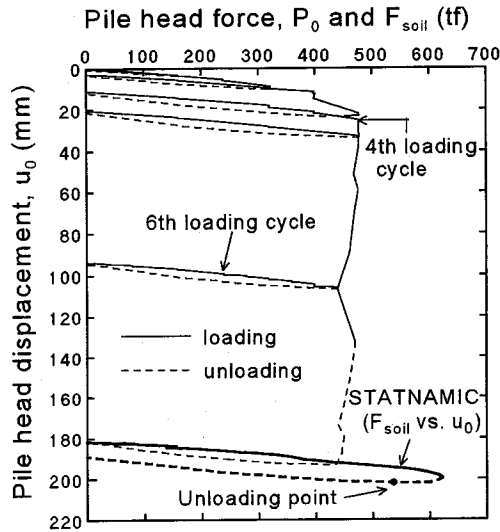


Fig.7 Comparison between F_{soil} vs. u_0 curve and load-settlement curve from the static load test.

後で詳しく述べるが、杭を剛体質点と仮定すれば、杭頭荷重 F_{stn} は、杭の慣性力 F_a と地盤抵抗力 F_{soil} の和である。したがって、

$$F_{stn}(t) = F_a(t) + F_{soil}(t) \quad (1)$$

または、

$$\begin{aligned} F_{soil}(t) &= F_{stn}(t) - F_a(t) \\ &= F_{stn}(t) - m \cdot \alpha(t) \end{aligned} \quad (2)$$

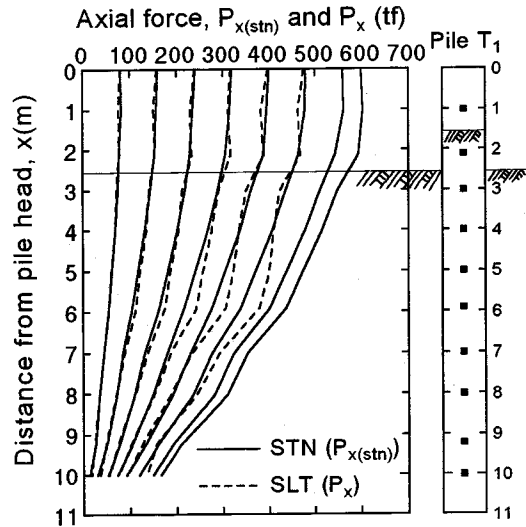


Fig.8 Axial force distributions in Statnamic and static load tests.

ここで、 m は杭の質量であり、本試験杭の場合 $m = 3.47\text{ton}$ である。

F_{soil} の時間的変化をFig.5(a)の点線で示している。 F_{soil} と u_0 の最大値の生じる時刻は、一致してくる。

Fig.6は、 $F_{stn} \sim u_0$ 曲線と $F_{soil} \sim u_0$ 曲線を比較したものである。両者には、さほど大きな差が無く、本STN試験における杭の慣性力 F_a は地盤抵抗力 F_{soil} に比べて非常に小さい。

Fig.7は、静的载荷試験(SLT)結果と $F_{soil} \sim u_0$ 曲線を比較したものである。静的载荷試験では、計6サイクルの载荷を実施した。静的载荷試験の6サイクル目の载荷曲線とSTN試験での载荷曲線を比較すると、STN試験における地盤抵抗力 F_{soil} が静的载荷試験での極限支持力 $P_{ult} = 440\text{tf}$ (4.3MN)に達するまでは、 $F_{soil} \sim u_0$ 曲線は静的载荷試験のそれに非常によく一致している。しかし、STN試験における地盤抵抗力 F_{soil} の最大値は、 620tf (6.08MN)にまで達している。

Fig.8は、STN試験における杭軸力 $P_{x(stn)}$ の分布と静的载荷試験での軸力分布 P_x を比較したものである。STN試験において杭頭荷重 F_{stn} が 480tf (4.7MN)に達するまでは、 $P_{x(stn)}$ は P_x にほぼ一致している。STN試験においては、杭頭荷重が 480tf (4.7MN)を越えた時の軸力分布が測定されている。

Fig.8の軸力分布の比較からわかるように、STN試験では杭体中の波動伝播現象は、ほぼ無視できる。また、STN試験においては、杭のどのレベルにおいても引張り力が生じていない。このことは、打撃

によって生じる引張り応力によってクラックが発生ししやすいコンクリート杭の試験を行う上で大きな利点となる。

(2) スタナミック载荷における動的効果の要因

STN载荷における地盤抵抗力 F_{soil} が、静的極限支持力 P_{ult} より大きくなった要因として、a)地盤強度のひずみ速度依存性、b)間隙水圧による抵抗力、c)繰り返し状態からの強度回復、などが考えられる。

T_1 杭では、打込み終了3時間後には周辺地盤の過剰間隙水圧は完全に消散した²²⁾。先に述べたように、ボーリング孔 B_8 はSTN試験の2週間前に掘削され、ここからの土試料の一軸圧縮試験を行った (Fig.3)。Fig.3からわかるように、ボーリング孔 B_8 の土試料の q_u の範囲は処女地盤のものと同程度である。したがって、今回のSTN試験では、c)の要因は小さいと推定される。そこで、a)地盤強度のひずみ速度依存性を調べることを目的として、せん断速度を変えた珪藻泥岩の圧密非排水せん断試験を行った。

(3) 珪藻泥岩のせん断速度依存性

Fig.9は、圧密圧力 p と体積ひずみ ε_v の関係である。 $p = 300\text{tf/m}^2$ (2.94MPa)まで段階的に等方圧密を行っている。 p が圧密降伏応力 $p_y = 80\text{tf/m}^2$ (784kPa)に達するまでは、ほぼ線形弾性的な応力～ひずみ関係を有する。いったん p が p_y を越えると圧縮性が急激に増加する。

この等方圧密試験結果を参考にし、他の2本の珪藻泥岩供試験体を初期圧密降伏応力を越える等方拘束圧力 $p = 160\text{tf/m}^2$ (1.57MPa)のもとで圧密し、その後軸ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_a = 0.01$ および $0.1\%/min$ で非排水せん断試験を実施した。非排水せん断試験であるため、せん断ひずみ速度 $\dot{\gamma}$ は軸ひずみ速度の1.5倍になる。

Fig.10は、非排水せん断過程における、軸差応力せん断応力 $q (= \sigma_a - \sigma_r) \sim$ 軸ひずみ ε_a 関係である。 $\dot{\varepsilon}_a = 0.01\%/min$ の場合を見ると、軸ひずみ $\varepsilon_a = 3.6\%$ でせん断応力 q がピーク値 $q = 110\text{tf/m}^2$ (1078kPa)に達している。その後ひずみ軟化現象を生じている。 $\dot{\varepsilon}_a = 0.1\%/min$ の場合 q のピーク値は、 $q = 123\text{tf/m}^2$ (1206kPa)であり、 $\dot{\varepsilon}_a = 0.01\%/min$ の場合に比べると12%大きい。

Fig.11はSekiguchi et al.²⁷⁾が飯塚珪藻泥岩を用いて同様な試験を行った結果である。飯塚珪藻泥岩は、STN試験位置から約100km離れた能登半島に分布する珪藻泥岩である。

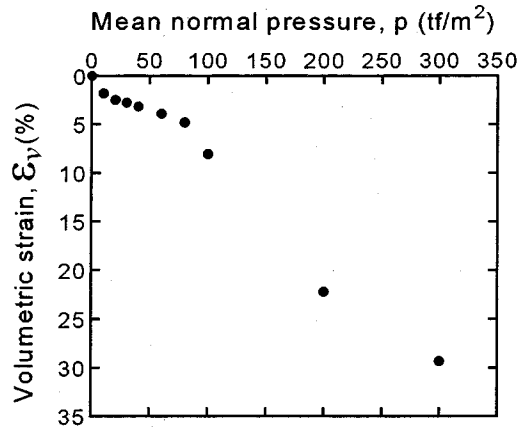


Fig.9 Stress-compressibility curve of Wakura mudstone.

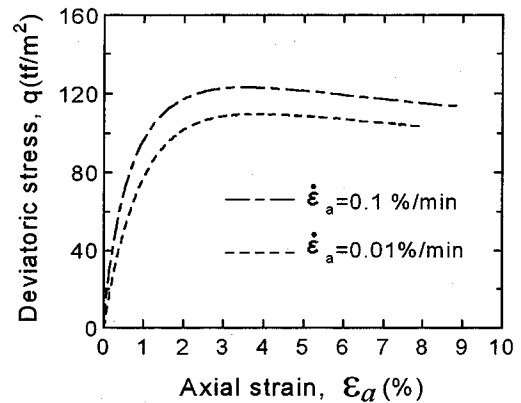


Fig.10 Stress-strain curves at different shearing rates of Wakura mudstone.

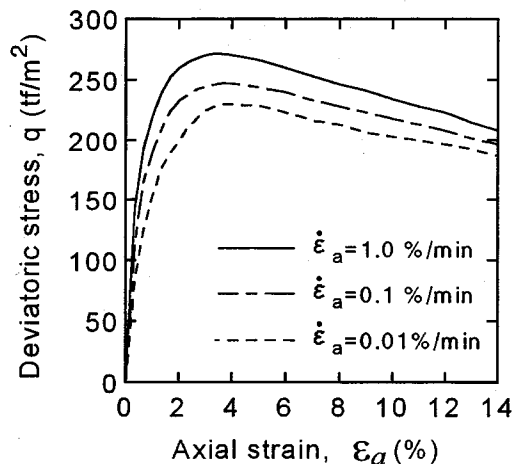


Fig.11 Stress-strain curves at different shearing rates of Iizuka mudstone²⁷⁾.

飯塚珪藻泥岩の圧密降伏応力 p_y は245tf/m²(2.40MPa)である。圧密降伏応力を越える340tf/m²(3.33MPa)で等方圧密を行い、その後 $\varepsilon_a = 0.01$, 0.1および1.0%/minの軸ひずみ速度で非排水せん断試験を実施している。これらの非排水せん断試験では、軸ひずみ速度が10倍になる毎に、せん断強度が約8%づつ増加している。Fig.10およびFig.11の結果から判断すれば、能登半島に分布する珪藻泥岩の非排水せん断強度は、せん断ひずみ速度が10倍になる毎に8~12%づつ増加するといえよう。

STN試験における杭周辺地盤のせん断ひずみ速度の大きさは明らかではないが、杭の貫入速度にほぼ比例すると考えてよいであろう。今回の試験での実測によれば、STN試験と静的載荷試験における載荷過程の杭の貫入速度の比は $10^4 \sim 10^5$ であった。したがって、珪藻泥岩の非排水せん断試験結果から類推すると、STN試験における最大地盤抵抗力 $F_{soil(max)}$ は静的極限支持力 P_{ult} の1.3から1.6倍程度になる。静的載荷試験の6サイクル目では $P_{ult} = 440\text{tf}$ (4.31MN)であるため、 $F_{soil(max)} = 572 \sim 704\text{tf}$ (5.61 ~ 6.90MN)と推定される。実測の $F_{soil(max)}$ は620tf (6.08MN)であった。

STN試験における動的効果は完全には解明されていないが、珪藻泥岩地盤でのSTN試験においては、比較的大きな杭貫入速度に伴う地盤のせん断ひずみ速度効果による地盤抵抗力を補正することは妥当であろう。

5. '静的'な荷重~沈下曲線の計算方法

杭の貫入速度に依存する地盤抵抗力を補正し、STN試験データから静的な荷重~沈下曲線を計算する方法について述べる。この提案方法は、Middendorp et al.²⁸⁾の方法(Initial Stiffness Method: ISM)を修正したものである。ISMでは、減衰定数 C のみをSTN試験データから求め、これに杭の貫入速度 v を乗じて求まる速度依存抵抗力 $F_v = C \cdot v$ を F_{soil} から差し引いて、静的抵抗力 F_u を求めている。修正法では、杭の変位に応じて変化する C および杭頭バネ定数 k の両者をSTN試験データから求めて、'静的'な荷重~沈下曲線を計算する。

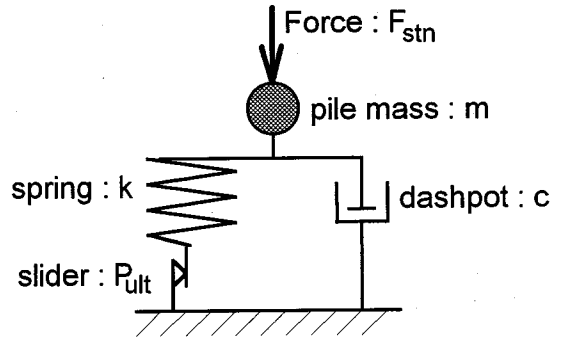


Fig. 12 Pile and soil modeling during Statnamic test.

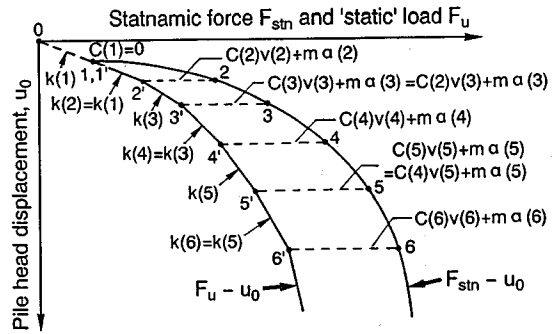


Fig. 13 Notations used in the proposed method.

(1) STN試験における杭と地盤抵抗力のモデル化

Fig.12はSTN試験における杭と地盤抵抗力のモデル化である²⁸⁾。先に述べたように、杭を剛体質点と仮定する。杭(質点)にはSTN荷重 F_{stm} 、杭の慣性力 F_a および地盤抵抗力 F_{soil} が作用する。地盤抵抗力 F_{soil} は、静的地盤抵抗力 F_u と速度依存抵抗力 F_v の和である。Fig.12の直列したバネとスライダが F_u を表し、ダッシュポットが F_v を表している。杭を質点と仮定しているが、測定した杭頭変位には杭の弾性変形量も含まれているため、Fig.12のバネは地盤と杭の両者の変形を表している。

以上のモデル化によれば、時刻 t における力の釣合いは次式で表される。

$$\begin{aligned} F_{stm}(t) &= F_{soil}(t) + F_a(t) \\ &= F_u(t) + F_v(t) + F_a(t) \\ &= F_u(t) + C(t) \cdot v(t) + m \cdot \alpha(t) \end{aligned} \quad (3)$$

ここで、 v と α は杭の速度と加速度であり、測定した杭頭の変位 $u=u_0$ より次式で求まる値である。

$$v(t) = du(t) / dt \quad (4)$$

$$\alpha(t) = d^2u(t) / dt^2 \quad (5)$$

(2) '静的'な荷重～沈下関係の計算法

Fig.13は、提案法で用いる記号の説明である。測定時間ステップ番号 i ($i=0,1,2,\dots$)において、 $F_{sm}(i)$ と $u(i)$ が既知(測定値)である。また、 $v(i)$ と $\alpha(i)$ も式(4)と(5)より既知である。計算されるべき静的な荷重～沈下曲線($F_u \sim u$ 曲線)は区間線形近似される。よって、ステップ $i-1$ とステップ i の区間の静的バネ定数 $k(i)$ は、次式で表される。

$$k(i) = \{F_u(i) - F_u(i-1)\} / \{u(i) - u(i-1)\} \quad (6)$$

点0は載荷装置組立て開始時点、点1は載荷装置の組立て完了時点でありSTN載荷試験開始時点に対応する。ステップ0から1の区間の荷重～沈下関係は完全に静的であり、この区間の荷重～沈下関係は線形弾性とみなせる。

$k(1)$ の値(initial stiffness)は、ピストン、シリンダーを含めた反力マスの重量を F_{stat} 、装置組立て終了後の杭変位を u_{stat} として、次式で計算される。

$$k(1) = F_u(1) / u(1) = F_{stat} / u_{stat} \quad (7)$$

F_{stat} と $k(1)$ を初期値($i=1$ での値)として用いることにより、時間ステップ $i+1$ では、次の3つの式を用いる。

$$k(i+1) = k(i) \quad (8)$$

$$F_u(i+1) = F_u(i) + k(i+1) \cdot \{u(i+1) - u(i)\} \quad (9)$$

式(3)を変形することにより、

$$C(i+1) = \{F_{sm}(i+1) - F_u(i+1) - m \cdot \alpha(t)\} / v(i+1) \quad (10)$$

時間ステップ $i+2$ では、次の3つの式を用いる。

$$C(i+2) = C(i+1) \quad (11)$$

$$F_u(i+2) = F_{sm}(i+2) - C(i+2) \cdot v(i+2) - m \cdot \alpha(i+2) \quad (12)$$

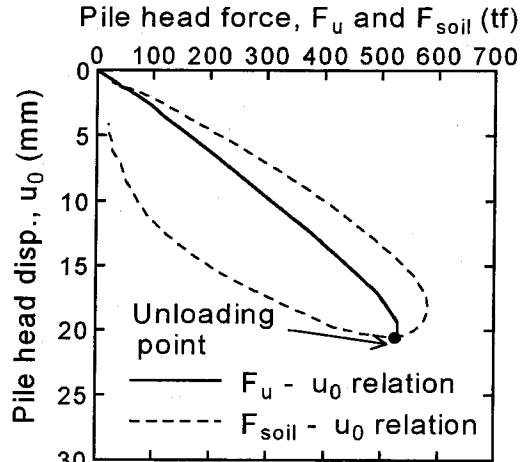


Fig.14 F_u vs. u_0 curve and F_{soil} vs. u_0 curve.

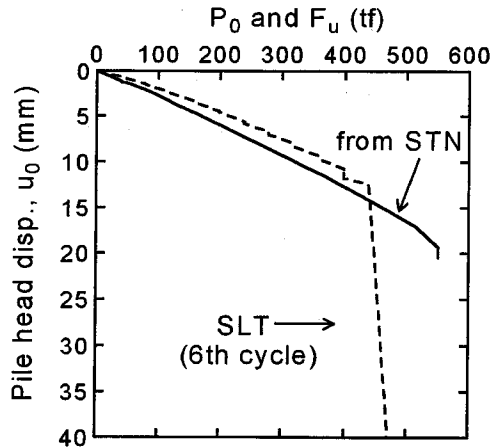


Fig.15 F_u vs. u_0 curve and load-settlement curve from static load test.

$$k(i+2) = \{F_u(i+2) - F_u(i+1)\} / \{u(i+2) - u(i+1)\} \quad (13)$$

式(8)～式(13)を繰り返し用いることにより、 $F_u \sim u$ 曲線が計算され、各ステップ毎に C と k が交互に更新される。

(3) 提案法による荷重～沈下関係

Fig.14は、提案法で求めた $F_u \sim u_0$ 曲線を $F_{soil} \sim u_0$ 曲線と比較している。最大杭変位時点(unloading point)では、 F_u と F_{soil} が一致している。最大杭変位においては、杭速度は0である。したがって、速度依存抵抗力 F_v は0となり、両者は一致しなければならない。

らない。提案法はこの条件を満たしており、提案法における計算方法が妥当であることがわかる。

Fig.15は、 $F_u \sim u_0$ 曲線とSLT結果を比較したものである。 F_u の最大値 $F_{u(max)}$ は530tf (5.2MN)であり、6サイクル目の静的極限支持力 $P_{ult} = 430tf$ (4.2MN)に比べて約20%大きい。しかし、STN試験から求めた荷重～沈下曲線は、静的極限支持力に達するまでの静的載荷試験結果とよく一致する。

STN試験は、静的載荷試験から14ヶ月後に実施された。先に述べたように、放置期間における杭周辺地盤の強度回復はみられなかったが、杭側面と地盤の境界摩擦力の回復が $F_{u(max)}$ と P_{ult} の差の要因として考えられる。このことの是非を確認するには、今後境界摩擦の回復についての検討が必要である。

(4) ディスカッション

波動理論に基づいたSTN試験結果の解析法が提案されている²⁹⁾。この方法では、地盤の逸散減衰を考慮するとともに杭を弾性体として扱っている。杭の弾性変形や地盤の層構造を考慮できるため、この方法は合理的である。しかしながら、この方法では波形マッチングが必要となる。提案法において杭を剛体と仮定することには議論の余地があるが、静的な荷重～沈下関係がSTN試験データのみから求まるという大きな利点を有する。本STN試験に提案法を適用した結果は、実用的には良い精度を有している(Fig.15)。ただし、提案法では、荷重載荷初期の動的抵抗力 F_v を過大に評価する傾向があることが指摘されている³⁰⁾。今後、他のSTN試験にも提案法を適用し、その妥当性をさらに検証することも必要である。また、動的有限要素解析によってSTN試験のメカニズムをより詳しく調べる研究も進められている²⁰⁾。

STN試験結果の解釈における今後の課題の一つは、間隙水圧抵抗力 F_p の考慮であろう。提案法では、 F_p を F_v に含まれるとしている。今後の研究の参考として、 T_1 杭のSTN試験における過剰間隙水圧 p_w' の測定結果をFig.16に示す。水圧計 p_5 では、 F_{stn} の増加によって負の過剰間隙水圧が発生し、 F_{stn} が0荷重まで除荷されるとともに元の水圧に回復している。他の位置の p_w' の時間的変化は、杭頭荷重 F_{stn} の変化によく対応している。杭先端内部の点 p_6 と杭先端1m直下の点 p_7 (Fig.2を参照)では、比較的大きな最大水圧が発生している。点 p_6 、 p_7 および p_8 の水圧は、STN試験が終了した時点で完全には消散していない。これらの残留水圧は、約30分後に完全に消散した (Fig.17)。

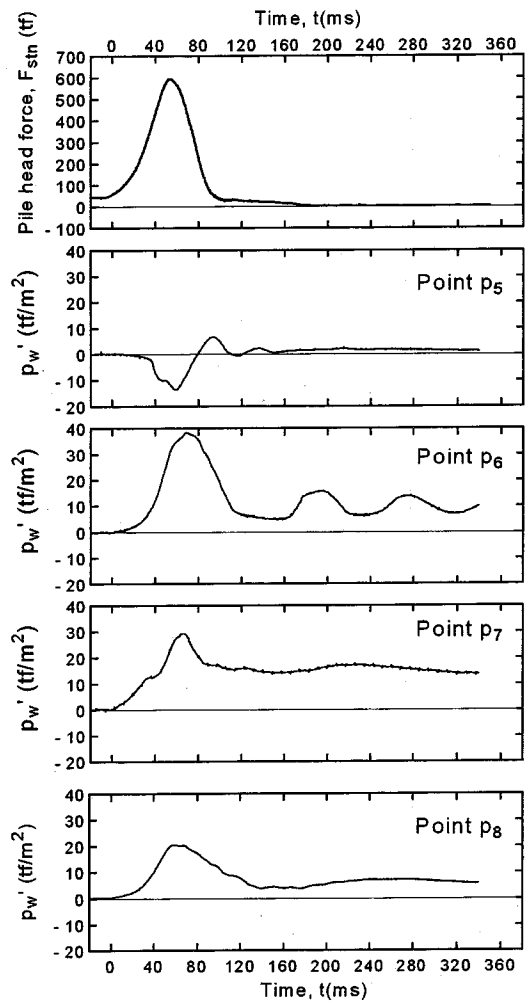


Fig.16 Behavior of excess pore pressures during the Statnamic test.

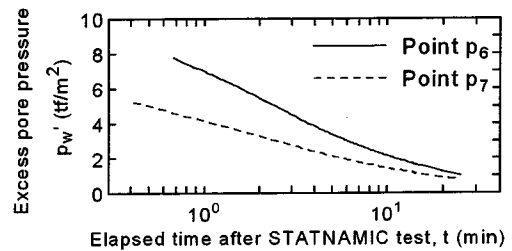


Fig.17 Dissipation of excess pore pressures after the Statnamic test.

点 p_6 および点 p_7 の水圧測定結果から、杭先端直下では $40tf/m^2$ (392kPa)程度の最大水圧が発生したと

予想される。この値に杭の閉塞断面積 0.5m^2 を乗じて求めた間隙水圧抵抗力 F_p は、 $F_p = 20\text{tf}$ (196kN)である。この水圧抵抗力のみでは、Fig.15に示した静的載荷試験とSTN試験の極限支持力の差を完全には説明できない。しかし、現段階においても工学的見地からすれば、STN載荷試験方法によって、杭の静的挙動をほぼ満足に捉えることができる。

埋込み杭を最終打撃することで打止めすることがこれまで行われている。これは、杭周辺地盤に大きな荷重履歴を与えることに他ならない。このような考えに基づいた杭も実際に使用されている³¹⁾。場所打ちコンクリートに打撃を与えると、杭体自体に引張り応力が生じ、杭体を破壊させてしまう。STN載荷試験では、杭体に引張り応力を生じさせずに大きな荷重履歴を与えることができる(Fig.11)。したがって、STN載荷試験を場所打ちコンクリート杭や埋込み杭の支持力および荷重～沈下特性の改善のために利用することも可能である。

7. 結 論

珪藻泥岩に打設された鋼管杭の急速載荷試験を実施し、この結果を動的載荷試験および静的載荷試験結果と比較した。本研究で得られた主な結論は、以下の通りである。

- 1) 急速載荷試験(スタナミック試験)データは静的極限支持力以下、特に設計荷重以下の荷重における杭の静的挙動をよく表す。
- 2) 急速載荷試験における荷重の最大値は、地盤強度の変形速度依存性によって静的極限支持力を上回る。
- 3) 急速載荷試験データから静的な荷重～沈下関係を求める方法を提案した。提案法による杭の静的挙動は、静的載荷試験結果とよく一致した。

謝辞: 本研究で実施したスタナミック試験は、急速載荷試験法研究会(委員長: 日下部治教授)の活動の一つである。本試験に際し、試験杭使用の便宜を計って頂いた平野忠夫氏(石川県土木部)に感謝の意を表します。データ測定に協力頂いた松野司氏、池下直人氏(応用計測工業㈱)、各種の地盤調査に尽力を願った谷内茂雄氏(㈱ホクコク地水)、実験計画から実施まで協力して頂いた道勇治氏(㈱吉光組)に厚く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 松井謙二, 前田良刀, 石井清, 鈴木誠: N 値の空間分布のモデル化と杭支持力推定への適用, 土木学会論文集, No.436/III-16, pp.57-64, 1991.
- 2) 石井清, 中谷昌一, 松井謙二, 鈴木誠: 載荷試験結果を考慮した杭鉛直支持力の確率論的評価法, 土木学会論文集, No.439/III-17, pp.45-52, 1991.
- 3) 松井謙二, 落合英俊: 地盤の不確定性を考慮した摩擦杭基礎の支持力評価, 土木学会論文集, No.445/III-18, pp.83-92, 1991.
- 4) Matsumoto, T., Kusakabe, O., Suzuki, M. and Shogaki, T.: Soil parameter selection for serviceability limit design of a pile foundation in a soft rock, *Proc. Int. Symp. Limit State Design in Geotech. Eng.*, Vol.1/3, pp.141-152, 1993.
- 5) Okahaha, M., Kimura, Y., Ochiai, H. and Matsui, K.: Statistical characteristics of bearing capacity of single piles, 同上, pp.223-232, 1993.
- 6) Nishimura, A., Tanamura, S., Mizutani, S., Hayashi, I. and Kato, T.: Displacement of caisson foundation at the ultimate state, 同上, Vol.2/3, pp.409-411, 1993.
- 7) Okumura, F., Nishimura, A., Watanabe, T. and Tanaka, S.: On deep foundation design for railway structures by limit state design, 同上, pp.413-418, 1993.
- 8) Kusakabe, O., Kakurai, M. and Sandanbata, I.: Role of construction control in pile foundation in limit state design, 同上, pp.513-522, 1993.
- 9) Kuwabara, F., Aoki, H. and Kishida, H.: Towards limit state design standards for pile foundations, 同上, pp.523-532, 1993.
- 10) Shibata, T., Sekiguchi, H., Matsumoto, T., Kita, K. and Motoyama, S.: Pile drivability assessment by waveform analysis, *Proc. 12th ICSMFE*, Vol.2, pp.1105-1108, 1989.
- 11) Matsumoto, T. and Takei, M.: Effects of soil plug on behaviour of driven pipe piles, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.2, pp.14-34, 1991.
- 12) Fujita, K., Fuse, Y., Yamaguchi, Y., Uchida, A. and Sandanbata, I.: Stress-wave analysis of large steel pipe piles and construction of underwater pile caps for bridge piers, *Proc. 4th Int. Conf. Piling and Deep Foundations*, Vol.1, pp.557-563, 1991.
- 13) 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.
- 14) Fellenius, B. H.: Variation of CAPWAP results as a function of the operator, *Proc. 3rd Int. Conf. on Appl. of Stress-Wave Theory to Piles*, pp.814-825, 1988.

- 15) Bermingham, P. and Janes, M. : An innovative approach to load testing of high capacity of piles, *Proc. Int. Conf. Piling and Deep Foundation*, pp.409-413, 1989.
- 16) Janes, M., Bermingham, P. and Horvath, B. : Test results using the Statnamic method, *Proc. 4th Int. Conf. Piling and Deep Foundations*, pp.481-489, 1991.
- 17) Middendorp, P. and Reiding, F. J. : Statnamic, a cost effective alternative for test loading of piles and caissons, *Proc. 9th Asian Regional Conf. Vol.1*, pp.259-262, 1991.
- 18) 長曾我部誠, 山下清, 加倉井正昭, 福原拓平, 山田毅 : 場所打ちコンクリート杭のSTATNAMIC載荷試験例, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1761-1762, 1993.
- 19) Yamashita, K, Kakurai, M. and Fukuhara, T. : Kinematic and dynamic loading tests of a cast-in-place concrete pile, *Proc. 5th Int. Conf. and Exhibit. on Piling and Deep Foundations*, pp.3.10.1- 3.10.6, 1994.
- 20) Yamashita, K, Tsubakihara, Y., Kakurai, M. and Fukuhara, T. : Analytical study of Statnamic test of a case-in-place concrete pile, *Proc. Int. Conf. on Design and Construction of Deep Foundations*, Vol.2, pp.601-615, 1994.
- 21) 藤岡豊一, 新井邦彦, 新井厚生, 山田清臣 : 新しい杭の鉛直載荷試験法の開発, 土と基礎, Vol.39, No.4, pp.27-32, 1991.
- 22) 松本樹典, 道勇治, 平野忠夫 : 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, 土木学会論文集, No.511/III-30, pp.35-45, 1995.
- 23) 西田義親, 関口秀雄, 松本樹典, 細川精仁, 広瀬富哉 : 珪藻泥岩における鋼管杭の打込性, 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.
- 24) Nishida, Y., Sekiguchi, H., Matsumoto, T., Hosokawa, S. and Hirose, T. : Drivability of steel pipe piles into diatomaceous mudstone in the construction of Notojima Bridge, *Proc. Int. Symp. on Penetrability and Drivability of Piles*, Vol.1, pp.187-190, 1985.
- 25) 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, Vol.35, No.2, pp.89-97, 1987.
- 26) 正垣孝晴, 塚本成昭, 松本樹典, 道勇治 : 珪藻泥岩の非排水強度特性に及ぼす供試体の寸法効果, 第28回土質工学研究発表会, pp.1399-1400, 1993.
- 27) Sekiguchi, H., Nishida, Y., Matsumoto, T. and Uesawa, M. : Characterization of a diatomaceous mudstone by elasto-viscoplasticity, *Proc. 5th Int. Conf. on Numer. Methods in Geomech.*, Vol.1, pp.437-444, 1985.
- 28) Middendorp, P., Bermingham, P. and Kuiper, B. : Statnamic load testing of foundation piles, *Proc. 4th Int. Conf. on Appl. of Stress-Wave Theory to Piles*, pp.585-588, 1993.
- 29) Naggar, M. H. E. and Novak, M. : Analytical model for an innovative pile test, *Canadian Geotech., Jour.*, Vol.29, No.4, pp.569-579, 1992.
- 30) 西村真二, 崎本純治, 椿原康則, 森康幸 : 砂地盤における鋼管杭のスタナミック試験, 第29土質工学研究発表会, pp.1415-1416, 1994.
- 31) 木村修, 大和真一, 桑原文夫 : 地盤中で膨張拡大させた袋付き摩擦杭の支持力, 日本建築学会大会, pp.1431-1432, 1991.

(1993.11.2 受付)

RAPID LOAD TEST OF A STEEL PIPE PILE DRIVEN IN A DIATOMACEOUS MUDSTONE

Tatsunori MATSUMOTO, Peter MIDDENDORP, Patrick BERMINGHAM
and Makoto TSUZUKI

A rapid load test, named Statnamic, was carried out with an open-ended steel pipe pile driven in a diatomaceous mudstone. The pile behavior during the Statnamic test was fairly comparable with the pile performance in the conventional static loading test until the Statnamic load reached the static, ultimate bearing capacity. The maximum load in the Statnamic test was 20% larger than the static, ultimate bearing capacity. A workable method for construction of 'static' load-settlement diagram is proposed, in which the damping factor and the pile stiffness which are nonlinear with the pile displacement are calculated from the Statnamic data only. It is shown that the Statnamic load test along with the proposed method offers a useful alternative to the conventional static loading test.