

凝灰質砂岩層における静的水平載荷試験に基づく モノパイル基礎の荷重と変位の評価に関する研究

A study of loads and displacements of monopile foundation
based on static lateral load tests in tuffaceous sandstone layers

松本 陽介^{*1} 中村 俊介^{*2} 甲斐 郁寛^{*3}
Yosuke MATSUMOTO Shunsuke NAKAMURA Ikuhiro KAI

飯田 芳久^{*4} 石原 孟^{*5}
Yoshihisa IIDA Takeshi ISHIHARA

- ^{*1} Group manager, Renewable Energy Division, Tokyo Electric Power Services Co., Ltd.,
1-7-12 Shinonome Koto Tokyo, 135-0062, E-mail: y.matsumoto@tepsco.co.jp
^{*2} Vice Senior Staff, Renewable Energy Division, Tokyo Electric Power Services Co., Ltd.
^{*3} Group manager, Wind Power Division, Tokyo Electric Power Company Renewable Power, Inc.
^{*4} Vice Senior Staff, Wind Power Division, Tokyo Electric Power Company Renewable Power, Inc.
^{*5} Professor, Department of Civil Engineering, The University of Tokyo

Abstract

Lateral forces and displacements of a monopile foundation are investigated based on the horizontal static load tests in tuffaceous sandstone layers. The bending moment, shear force, angle of rotation and lateral displacement of the monopile are firstly evaluated using a polynomial equation assuming that the soil reaction force and the displacement at the center of rotation of the pile are zero. 3D FEM analysis is then performed using the soil material model of HS Small and the boundary condition between the pile and the ground considering the soil properties of reconstituted sample. The predicted loads of the monopile show good agreement with the measurements, while those obtained using the boundary condition with the soil properties of the undisturbed sample are overestimated. Finally, the static responses of the monopile are investigated by a one-dimensional beam model. It is found that the predicted bending moments and displacements of the monopile using a nonparametric model shows favorable agreement with the FEM results, while the PISA 1D model overestimates the maximum bending moment and underestimates the maximum lateral displacement.

キーワード：モノパイル基礎，静的水平載荷試験，3次元FEM解析，1次元骨組モデル
Key Words：Monopile foundation, Horizontal static load tests, Three-dimensional FEM analysis,
One-dimensional beam model

1. はじめに

洋上風力の技術開発ロードマップ¹⁾では，国内におけるモノパイル式洋上風車の基礎設計の課題として，多様な海底地質構造に対応する地盤反力曲線の評価方法の開発があげられている．欧州におけるPISAプロジェクト²⁾では，砂質土地盤と粘性土地盤を対象にモノパイル基礎（以下，モノパイル）を想定した水平載荷試験を行い，3次元FEM解析の妥当性検証や設計用の1次元骨組解析モデル（以下，PISA 1Dモデル）が

提案された．

しかし，砂質土地盤や粘性土地盤以外にPISA 1Dモデルを適用して検証した事例は無い．国内の建設候補地点で見られる軟岩層でモノパイルを想定した静的水平載荷試験を行い，3次元FEM解析の予測精度およびPISA 1Dモデルの適用可能性を明らかにする必要がある．

静的水平載荷試験の評価においては，測定した変位やひずみを用いて，地中部の杭の曲げモーメントや変位等の評価方法が提案されている．地盤工学会基準³⁾には，杭体の曲げひずみを測定した場合に，杭体の曲げモーメント分布を適切な関数，例えば，多項式，指数関数，スプライン関数等で近似することが記されており，その数値積分や数値微分により深度方向のせん断力，地盤反力，回転角，変位等が求まる．関数の適

^{*1} 東電設計（株）グループマネジャー
E-mail: y.matsumoto@tepsco.co.jp
(〒135-0062 東京都江東区東雲1-7-12)
^{*2} 東電設計（株）副主任
^{*3} 東京電力RP（株）グループマネジャー
^{*4} 東京電力RP（株）副主任
^{*5} 東京大学大学院工学系研究科 教授
(原稿受付：2024年1月13日)

用事例としては、多項式近似による方法が古くから行われている⁴⁾。また、多項式近似よりも高い精度が得られる方法として、スプライン近似を用いた菊池⁵⁾の研究、Bernoulli-Euler 梁理論式を用いた時松ら⁶⁾の研究等もある。これらの研究は、いずれも長杭を対象としたものであり、直径に対して根入れ長が短いモノパイルへの適用性は明らかになっていない。モノパイルを対象とした研究としては、Byrne ら⁷⁾や Mcadam ら⁸⁾による Timoshenko 梁理論を用いた事例があるが、杭の回転中心（水平変位が 0 の点）と地盤反力が 0 になる深度が対応しておらず、現象が正確に表現できていない可能性がある。杭の回転中心と地盤反力が 0 になる点が一致する方法は Li ら⁹⁾により提案されたが、対象地盤は砂質土である。

また、モノパイルの 3 次元 FEM 解析では、地盤パラメータの設定方法、およびモノパイルと地盤の境界面の設定方法が重要である。Minga and Burd¹⁰⁾は、PISA プロジェクトにおける砂質土地盤を対象に、FEM コード PLAXIS 3D と PLAXIS MoDeTo を用いて、静的水平載荷試験の再現解析を行っている。この研究¹⁰⁾では、主要なパラメータである変形係数 E_{50}^{ref} を砂の相対密度から推定し、微小ひずみ領域に対応するせん断剛性 G_0 を砂の間隙比から推定したが、砂質土以外の地盤に適用できないという問題がある。また、モノパイルと地盤の接触面の強度を PLAXIS 3D と PLAXIS MoDeTo のデフォルト値 ($\phi_{int}=29^\circ$) としている。このデフォルト値は、Jardine ら¹¹⁾の研究を参考に設定されているが、軟岩層に適用できるかは不明である。

最後に、多数のモノパイル基礎を有するウィンドファームを設計する際には、3 次元 FEM 解析と同等の精度を有する 1 次元骨組解析モデルに用いる地盤反力曲線を設定する必要がある。PISA 1D モデル²⁾では、3 次元 FEM 解析から得られた地盤反力曲線を関数で表し、関数にある複数のパラメータをフィッティングすることにより求めるパラメトリックモデルを用いている。PISA 1D モデルは、3 次元 FEM 解析結果から 1 次元骨組解析用の地盤反力曲線を効率的に作成できる反面、Burd ら¹²⁾や Byrne ら¹³⁾に示されるフィッティングの結果から、フィッティング誤差が含まれている。国内の地盤は欧州に比べて複雑であることから、PISA 1D モデルを軟岩層に適用できるかを明らかにする必要がある。

そこで、本研究では、まず軟岩層（凝灰質砂岩層）を対象に静的水平載荷試験を行い、Li ら⁹⁾の方法を用いてモノパイルの曲げモーメントや変位等を算出し、その有効性を明らかにする。次に、3 次元 FEM 解析に

よる静的水平載荷試験の再現を行い、解析パラメータの設定方法およびモノパイルと地盤の境界面のモデル化手法を提案する。最後に、1 次元骨組解析モデル用の地盤反力曲線をノンパラメトリックモデルにより作成する手法を提案し、3 次元 FEM 解析の結果と比較することにより、パラメトリックモデルである PISA 1D モデルの問題点を明らかにするとともに、ノンパラメトリックモデルの優位性を示す。

本論文の第 2 章ではまず静的水平載荷試験の概要と試験結果を述べる。第 3 章では 3 次元 FEM 解析の地盤パラメータおよび杭と地盤の境界面の設定方法の提案と検証結果を示す。第 4 章では PISA 1D モデルとノンパラメトリックモデルによる 1 次元骨組解析を行い、3 次元 FEM の解析結果との比較により、その予測精度を検証する。第 5 章では本研究から得られた結論を述べる。

2. 静的水平載荷試験によるモノパイル基礎の荷重と変位の評価

2.1 試験サイトの地盤条件

本研究の試験サイトの地質は、下位よりジュラ紀の泥岩、新第三紀～第四紀の礫岩および凝灰質砂岩層が分布し、表層は第四紀の砂混じりシルト層と埋土が分布する。載荷試験は、杭周辺の表層地盤を深礎工により除去し、凝灰質砂岩層を対象に行った。凝灰質砂岩層は基本的に固結から半固結状を呈し、一部は未固結で砂状を呈する。

水平載荷試験を行った位置における地盤調査結果の平均値と試験数を Table 1 に示す。N 値は標準貫入試験より求めた。湿潤密度 ρ_t は密度検層より求めた。変形係数 E_b は孔内水平載荷試験より求めた。P 波速度と S 波速度は PS 検層（ダウンホール方式）より求めた。

Table 1 Physical properties of tuffaceous sandstone layers

Item	Value	n	note
N-value	(-)	27	11
ρ_t	(t/m ³)	1.70	1
E_n	(kN/m ²)	74,800	- 2800・N
E_b	(kN/m ²)	95,900	2
V_p	(m/s)	1,620	1
V_s	(m/s)	420	1
G_0	(kN/m ²)	300,300	- $\rho \cdot V_s^2$
c_d	(kN/m ²)	203.9	2
ϕ_d	(°)	32.4	2
c_{dr}	(kN/m ²)	3.7	2
ϕ_{dr}	(°)	35.5	2

粘着力 c_d と内部摩擦角 ϕ_d は、不攪乱試料の三軸圧縮試験 (CD 試験) より求めた。また、再構成試料の粘着力 c_{dr} と内部摩擦角 ϕ_{dr} も求めた。Table 1 には N 値から式 (1) で求めた変形係数 E_n の平均値と、湿潤密度 ρ_t とせん断波速度 V_s より式 (2) から求めた微小ひずみ領域に対応する初期せん断剛性 G_0 を併記した。

$$E_n = 2800 \cdot N \quad (1)$$

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad (2)$$

本研究では、変形係数を評価するために、標準貫入試験、三軸圧縮試験、孔内水平載荷試験を実施した。各試験から求めた変形係数を Fig.1 と Table 2 に示す。標準貫入試験から求めた値 E_n は 74,800kN/m²、三軸圧縮試験から求めた値 E_{tmax} は 99,600kN/m²、孔内水平載荷試験から求めた値 E_b は 95,900kN/m²である。

本研究では再構成試料の三軸圧縮試験も実施した。Jardine ら¹¹⁾によると、杭の設置方法により、杭と地盤の境界面の性状・影響度合いが変化する。また、本調査において、標準貫入試験等で乱された凝灰質砂岩が砂化したことから、試験杭の打設により試験杭と凝灰質砂岩の境界面も同様に砂化している可能性が高いと考えた。標準貫入試験で採取した試料と三軸圧縮試験終了後の供試体を対象に実施した粒度試験から求めた粒径加積曲線を Fig.2 に示す。乱れた凝灰質砂岩層の粒度組成の平均は、礫分が 3%、砂分が 76%、シルト分が 12%、粘土分が 8%であり、砂分が主体であることが分かる。

不攪乱試料と再構成試料の粘着力と内部摩擦角より式 (3) で求めた凝灰質砂岩の破壊線を Fig.3 に示す。

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan(\phi) \quad (3)$$

ここで、 τ はせん断強度、 σ は垂直応力、 c は粘着力、 ϕ は内部摩擦角である。

再構成試料の強度曲線は、砂質土地盤で見られるものに近い形状を示す。これは、凝灰質砂岩が乱れることで粒子間結合力が失われ、未固結砂による土粒子の噛み合わせと摩擦力のみでせん断応力に抵抗する性状へと変化したことを示唆している。

2.2 静的水平載荷試験の概要

鋼管杭は次の手順で打設した。表層の埋土を深礎工により除去し、パイプロハンマ(PVE-150)により下杭を圧入した後、上杭を建て込み・溶接し、油圧ハンマ(S350)にて所定深度まで打設した。

静的水平載荷試験の概要図を Fig.4 に示す。鋼管杭の諸元は、直径 1.6m、板厚 40mm、根入れ長 10.1m である。道路橋示方書¹⁴⁾に基づき算出した杭の特性値 βL は、N 値を基に算出した場合が 2.0、孔内水平載荷試験

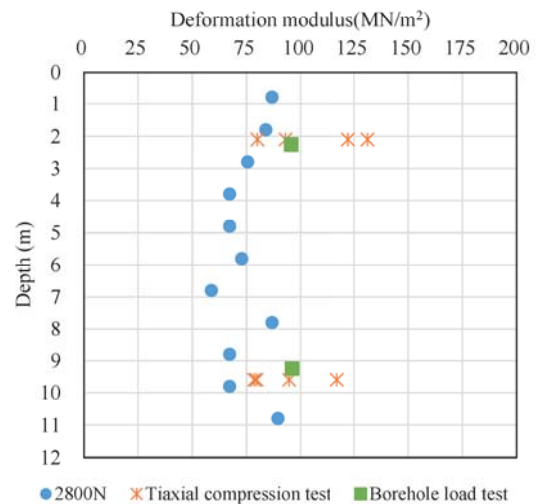


Fig.1 Comparison of deformation modulus

Table 2 Comparison of deformation modulus

Item		Average	n
En	(kN/m ²)	74,800	11
Etiax	(kN/m ²)	99,600	8
Eb	(kN/m ²)	95,900	2

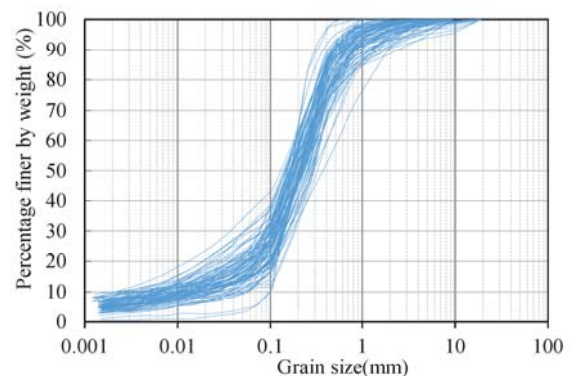


Fig. 2 Grain size accumulation curve of tuffaceous sandstone

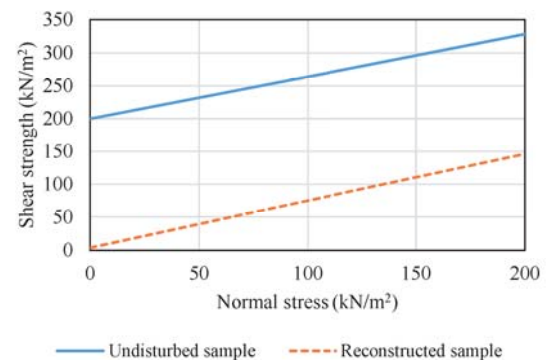


Fig. 3 Shear strength of tuffaceous sandstone determined from undisturbed samples and reconstructed samples

を基に算出した場合が 3.1 である。

静的水平載荷試験は、地盤工学会基準(JGS1831-2010)³⁾に準拠した。載荷は、段階載荷方式による多サイクル一方載荷で実施し、深礎底面の水平変位が杭径の 10% 程度に達した時点を試験終了とした。

鋼管杭の載荷荷重は、ロードセル (GL-2MNNCA) を 3 台用いて測定した。

鋼管杭の水平変位は、一般用変位計 (SDP-200E) と巻込型変位計 (DP-1000F, 200mm 以上の測定に使用) で測定し、傾斜角は小型傾斜計 (KB-10DB) で測定した。これらの測定は、深礎底面から上方に 7.3m と 0.5m の位置で行った。変位計と小型傾斜計は各位置に 2 台ずつ設置しており、平均値を測定値とした。

鋼管杭のひずみは、ひずみゲージ (KCW-5-120) で測定した。ひずみゲージは軸方向ひずみの測定を目的とし、上杭の外側に 2 枚、下杭の内側に 22 枚設置した。下杭に設置したひずみゲージは、鋼管杭の内側に溶接した溝形鋼 (C150×75×6.5×10) により保護した。

地盤の変位は、挿入式傾斜計 (KB-5HC) で測定した。挿入式傾斜計は、鋼管杭周辺の地盤に 6 か所設置した。鉛直方向の測定間隔は 2m である。

2.3 静的水平載荷試験の荷重と変位の評価

地中部における鋼管杭の曲げモーメント、せん断力、回転角、水平変位は、Li ら⁹⁾を参考に求めた。以下に算出手順を示す。

深礎底面における作用水平力 F_0 と作用モーメント M_0 は、式(4)と式(5)より求めた。

$$F_0 = P \quad (4)$$

$$M_0 = P \cdot h \quad (5)$$

ここで、 P は水平載荷荷重、 h は深礎底面から載荷位置までの距離 7.3m である。

地上部 (載荷位置から深礎底面まで) の任意高さ z におけるモーメント分布は式(6)となる。

$$M(z) = P \cdot z + M_0 \quad (6)$$

ここで、 z は深礎底面からの距離であり、下向きを正、上向きを負とする。

地上部の任意高さ z における回転角 $\theta(z)$ は、式(7)を 1 回積分した式(8)より求めた。また、水平変位 $y(z)$ は、式(7)を 2 回積分した式 (9)より求めた。

$$\frac{d^2y}{dz^2} = -\frac{M(z)}{EI} \quad (7)$$

$$\theta(z) = \frac{dy}{dz} = -\frac{P}{2EI}z^2 - \frac{M_0}{EI}z + \theta_0 \quad (8)$$

$$y(z) = -\frac{P}{6EI}z^3 - \frac{M_0}{2EI}z^2 + \theta_0z + y_0 \quad (9)$$

ここで、 E は鋼管杭の弾性係数 $205 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ 、 I は鋼管杭 (ゲージ保護の溝形鋼を含む) の断面二次モーメント 0.062 m^4 である。

深礎底面における回転角 θ_0 と水平変位 y_0 は、式(8)と式(9)に Fig.4 に示す小型傾斜計 2 と変位計 2 で測定した回転角 θ_2 と水平変位 y_2 を代入し、 θ_0 と y_0 について解くことで求めた。

地中部における杭の曲げモーメント M は、断面 2～断面 12 に設置したひずみゲージの測定ひずみより式 (10)で求めた。

$$M = \frac{2\varepsilon}{d}EI \quad (10)$$

ここで、 d は下杭の内径 1,520mm (圧縮側と引張側のひずみゲージ間距離) である。 E と I は前述の値と同じである。測定ひずみ ε は、引張側のひずみ ε_t と圧縮側のひずみ ε_c がいずれも正常値と判断される場合には、それらの絶対値の平均値とした。また、どちらか一方が正常値と判断できない場合には、正常値と判断されるひずみのみを用い、両方が正常値と判断できない場合には、当該深度のデータを除外した。正常値の判断は、ひずみゲージが断線・絶縁していないことや、荷重変化とひずみ変化が連動していること等を確認することで行った。

地中部における杭の曲げモーメントの分布 $M(z)$ は式(11)より推定した。

$$M(z) = \frac{a}{12}z^4 + \frac{b}{6}z^3 + \frac{c}{2}z^2 + F_0 \cdot z + M_0 \quad (11)$$

ここで、 a 、 b 、 c は係数であり、測定ひずみより求めた

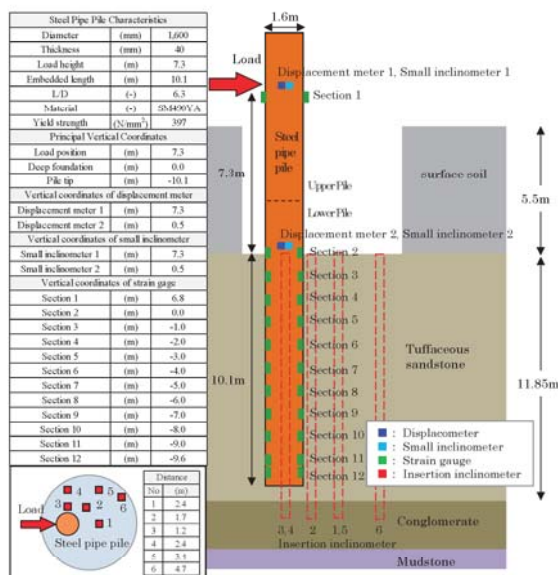


Fig. 4 Schematic diagram of static lateral load tests

各断面の曲げモーメントにフィッティングすることで求めた。フィッティングは、測定値と近似値の差の2乗和が最小となるように行った。本研究で利用したフィッティングの制約条件を以下に示す。

1. 地盤反力 p が0となる深さと水平変位 y が0となる深さが一致する。
2. 杭先端 ($z=10.1\text{m}$) の曲げモーメントは、断面12 ($z=9.6\text{m}$) の曲げモーメントより小さくなる。
3. 杭の回転中心 Z_r は深度4m~7mの範囲にある。

杭のせん断力分布は、式(11)を1回微分した式(12)より推定した。また、杭に作用する地盤反力分布は、式(11)を2回微分した式(13)より推定した。

$$Q(z) = \frac{dM(z)}{dz} = \frac{a}{3}z^3 + \frac{b}{2}z^2 + c \cdot z + F_0 \quad (12)$$

$$p(z) = \frac{dQ(z)}{dz} = a \cdot z^2 + b \cdot z + c \quad (13)$$

地中部における杭の回転角と水平変位は、モノパイルを想定した実験のデータ分析法が示されている Li らの方法より求めた。この方法は、式(14)~式(18)を用いることで、係数 a, b, c のフィッティングを行う際に、地盤反力 p が0となる杭の回転中心の深さ Z_r において、水平変位 y が0となる制約を設けている。

地中部における杭の回転角 $\theta(z)$ は、式(11)を杭の曲げ剛性 EI で除して1回積分した式(14)より求めた。また、水平変位 $y(z)$ は、式(11)を EI で除して2回積分した式(15)より求めた。

$$\theta(z) =$$

$$\left[\frac{\left(\frac{a}{60}z^5 + \frac{b}{24}z^4 + \frac{c}{6}z^3 + \frac{F_0}{2}z^2 + M_0z \right)}{EI} \right] + C_0 \quad (14)$$

$$y(z) =$$

$$\left[\frac{\left(\frac{a}{360}z^6 + \frac{b}{120}z^5 + \frac{c}{24}z^4 + \frac{F_0}{6}z^3 + \frac{M_0}{2}z^2 \right)}{EI} \right] \quad (15)$$

$$+ C_0z + y_0$$

ここで、 C_0 と y_0 は積分定数である。 C_0 は式(16)より求めた。 y_0 は深礎底面における水平変位である。なお、式(16)は式(15)から求めている。

$$C_0 =$$

$$\left[\frac{\left(\frac{a}{360}Z_r^6 + \frac{b}{120}Z_r^5 + \frac{c}{24}Z_r^4 + \frac{F_0}{6}Z_r^3 + \frac{M_0}{2}Z_r^2 \right)}{EI} \right] + y_0 \quad (16)$$

杭の回転中心の深さ Z_r は、地盤反力が0になる深度であり、式(17)と式(18)より求めた。

$$p(z=Z_r) = a \cdot z^2 + b \cdot z + c = 0 \quad (17)$$

$$Z_r = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (18)$$

上記の方法で求めた地中部の杭の応答と、従来から長杭で用いられている式(19)に示す多項式を微分積分して求めた応答を比較する。

$$M(z) = s \cdot z^4 + t \cdot z^3 + u \cdot z^2 + v \cdot z + w \quad (19)$$

ここで、 s, t, u, v, w は係数であり、測定ひずみより求めた各断面の曲げモーメントにフィッティングすることで求めた。また、式(19)を積分した際の積分定数は、深礎底面における回転角 θ_0 と水平変位 y_0 を用いた。

従来手法と本研究で利用した手法との違いは、地表面のせん断力 F_0 と曲げモーメント M_0 が理論値と一致する条件(式(11))を考慮していない点と、地盤反力が0になる点で水平変位が0になる条件(式(16)~式(18))を考慮していない点である。

2.4 静的水平載荷試験の荷重と変位の結果

静的水平載荷試験の載荷荷重と水平変位の関係を Fig.5 に示す。荷重はロードセルで測定した値である。水平変位は変位計2 (深礎底面+0.5m) で測定した値より、式(8)と式(9)から深礎底面相当の変位 y_0 に換算した値である。荷重約1,500kN以下に見られる履歴は、多サイクル載荷によるものである。また、この後に見られる荷重0kNでの変位の増加は、繰り返し水平載荷試験によるものである。試験の最大荷重は4,126kNである。鋼管杭は3,000kN程度で深礎底面より下方約2m付近が降伏した。

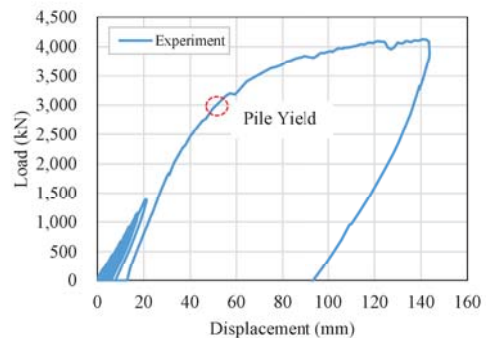


Fig. 5 Load-displacement curves obtained from static lateral load tests

挿入式傾斜計の測定により確認できた杭周辺地盤の変位は数 mm 程度であり、杭の変位と比較して小さいものの、Table 3 に示す深度よりも上部の地盤は載荷方向に変位し、下部の地盤は載荷方向と逆方向に変位した。この結果より、鋼管杭の回転中心は深礎底面から6m付近にあり、荷重の増加とともに回転中心は深くなる傾向があると推察した。

Table 3 Center of rotation of pile estimated by insertion inclinometer

Load	Inclinometer No	
	No.2	No.3
1,384kN	5.5m	5.3m
4,126kN	6.5m	5.6m

Depth from bottom of deep foundation

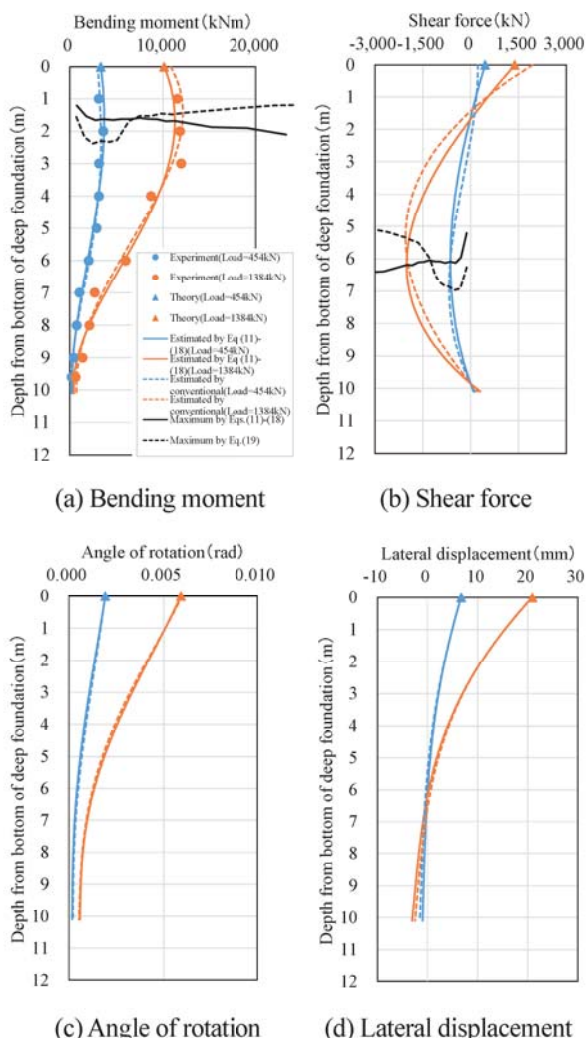


Fig. 6 Response of underground piles when applying the method of Li et al. ⁹⁾

推定した地中部における杭の曲げモーメント分布 $M(z)$, せん断力分布 $Q(z)$, 回転角分布 $\theta(z)$, 水平変位分布 $y(z)$ を Fig.6 に示す. 各図の実線は式(11)～式(18)で求めた分布であり, 点線は式(19)で求めた分布である. 曲げモーメント分布の●プロットはひずみ測定結果より求めた曲げモーメント, ▲プロットは式(5)より求めた深礎底面における曲げモーメントの理論値 M_0 , 黒線は最大曲げモーメント発生位置である. せん断力分布の▲プロットは式(4)より求めた深礎底面におけるせん断力の理論値 F_0 , 黒線は最大せん断力発生位置および地盤反力が 0 の位置である. 回転角の▲プロット

は, 式(16)より求めた深礎底面における回転角 G_0 , 水平変位分布の▲プロットは, 深礎底面における水平変位 y_0 である. 杭先端の応答 (M, Q, θ, y) は 0 に収束せず, 荷重の増加とともに増加する傾向が見られた. これより, モノパイルが長杭とは異なり, 杭先端地盤の抵抗が発揮されたことが分かる.

式(11)～式(18)より求めた曲げモーメントの最大値は, 深礎底面から 1.3～2.1m の範囲にあり, 載荷荷重の増加とともに発生位置が深くなる傾向が見られた. 杭の回転中心の深さ Z_r (水平変位が 0) は, 地盤反力が 0 (せん断力が最大) になる深度と同じ深度 5.5m～6.6m であり, 荷重の増加とともに深くなる傾向が見られた. 杭の回転中心が荷重の増加に応じて深くなる傾向は, 挿入式傾斜計の測定結果 (Table 3) と概ね整合した.

一方, 式(19)より求めた値は, 地表面位置での曲げモーメントとせん断力の理論値と乖離し, 杭の回転中心 (水平変位が 0) と地盤反力が 0 (せん断力が最大) になる点が一致しないことが分かる.

3. 3次元 FEM 解析と試験による検証

3.1 3次元 FEM 解析の概要

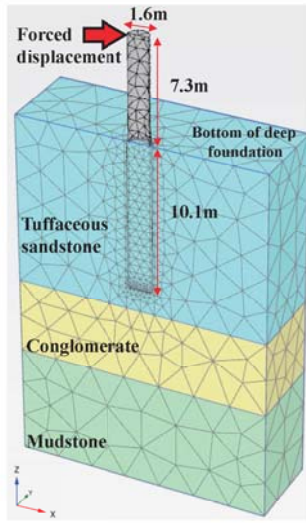
3次元 FEM 解析には PLAXIS 3D¹⁵⁾を用いた. 3次元 FEM 解析のモデルを Fig.7 に示す. 解析モデルの作成は, PLAXIS Monopile Designer¹⁶⁾の自動モデル作成機能を活用した. 鋼管杭をシェル要素, 地盤をソリッド要素, 杭と地盤の接触面をインターフェイス要素でモデル化した. 要素は 2 次要素を使用した. モデルは対称性を考慮して半断面モデルとした. 地盤モデルの範囲は, 荷重の載荷方向を杭径の 12 倍, 載荷直角方向を杭径の 4 倍とした. 解析は, 地盤の自重解析, 鋼管杭のプッシュオーバー解析の順に行った. プッシュオーバー解析は, 杭頭に強制変位を入力した.

鋼管杭のシェル要素は線形弾性を仮定した. シェル要素のヤング率は, 計測器保護のために設置した溝形鋼の曲げ剛性を考慮し, 鋼材のヤング率を約 1.04 倍した 213,000N/mm²とした. また, ポアソン比は一般的な 0.3 とした.

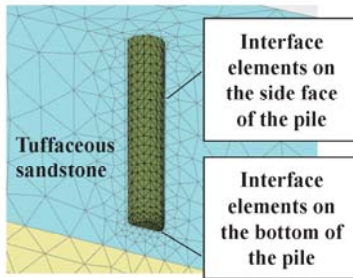
地盤のソリッド要素は, ボーリング調査に基づき上層から凝灰質砂岩, 礫岩, 泥岩で構成した. 材料モデルは, 凝灰質砂岩に HS small を用い, 礫岩と泥岩に Mohr-Coulomb を使用した. HS small は, ひずみの変化と拘束圧の変化に伴い剛性が変化する Hardening soil モデルに, 小ひずみによる剛性と除荷・再載荷時の非線形挙動を取り入れた材料モデルである ¹⁵⁾.

HS small モデルで使した凝灰質砂岩の主な入力物

性値を以下に示す。水中単位体積重量 γ'_t は密度検層結果から海水の比重を減じて 6.6kN/m^3 とした。粘着力 c と内部摩擦角 ϕ は圧密排水条件の三軸圧縮試験から 203.9kN/m^2 , 32.40° とした。



(a) Bird's-eye view



(b) Modeling of pile-soil contact surfaces

Fig.7 Bird's eye view of the model for 3D FEM analysis

地盤の剛性の深度分布は、式(20)と式(21)に従い拘束圧とせん断強度の関数で考慮される¹⁵⁾。

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (20)$$

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (21)$$

ここで、べき指数 m はMinga and Burd¹⁰⁾やBentley¹⁵⁾より、砂質土地盤に対応する 0.5 とした。 E_{50}^{ref} と G_0^{ref} は、基準拘束圧 $p^{ref} = |\sigma'_3| = 100\text{kPa}$ に対する基準剛性率である。基準となる深度 z は、地盤の水中単位体積重量 γ'_t を 6.6kN/m^3 とし、地盤のポアソン比 ν を 0.3 と仮定した場合には、式(22)～式(24)より 35.3m となる。一方、当該凝灰質砂岩層は深礎底面から 11.85m までであり、調査結果もその範囲に限定される。このため、本研究では調査結果を直接 E_{50}^{ref} と G_0^{ref} に使用した。 G_0^{ref} はPS検層から式(2)で求めた $300,300\text{ kN/m}^2$ ($V_s = 420\text{m/s}$) とした。なお、 $V_s = 420\text{m/s}$ は凝灰質砂岩層(深礎底面

から深礎底面-11.85m の区間)で行った PS 検層結果である。また、本研究ではMinga and Burd¹⁰⁾やBentley¹⁵⁾に従い、基準拘束圧 p^{ref} はPLAXIS 3D の推奨値 (100kPa) を採用した。

$$\sigma'_3 = K_0 \cdot \sigma_{v0} \quad (22)$$

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (23)$$

$$\sigma_{v0} = \gamma' \cdot z \quad (24)$$

鋼管杭と地盤の接触を表すインターフェイス要素は、強度特性 (c , ϕ) を変更した 2 つのケース (以下、ケース_3D 不攪乱, ケース_3D 再構成とする) を設定した。ケース_3D 不攪乱では、接触面の強度は隣接する凝灰質砂岩の物性値と同様であると仮定し、杭側面と杭底面のどちらにおいても $c=203.9\text{kN/m}^2$, $\phi=32.4^\circ$ とした。ケース_3D 再構成では、杭の打設による周辺地盤の乱れ¹¹⁾を想定して、杭側面における接触面は再構成試料の三軸圧縮試験より得られた強度特性 $c=3.74\text{kN/m}^2$, $\phi=35.49^\circ$ とした。杭底面は乱れていないと想定して、凝灰質砂岩層と同様の値($c=203.9\text{kN/m}^2$, $\phi=32.4^\circ$)を設定した。両者ともに引張強度は 0kN/m^2 とし、強度特性に関するパラメータ以外は凝灰質砂岩層のものと同じとした。

一般に、FEM 解析結果は要素寸法の影響を受けることから、要素寸法と最大発生モーメントの関係を確認した。Table 4 には解析結果を示す。ケース 1 は PLAXIS Monopile Designer のデフォルト設定の要素寸法を使用した場合である。これを基準に杭と周辺地盤の要素サイズを小さくした場合の影響を調べた。要素サイズを半分程度にした場合の相対誤差はいずれも 0.1%以下であり、地表面以深の要素寸法はデフォルト設定の条件で問題ないと判断し、デフォルト設定の条件で以降の検討を行った。

Table 4 Examination of the effect of element size

Number of elements	Case		1	2	3	4
	Pile elements	Above ground level	77	281	430	563
		Below ground level	405	540	540	801
	Total		482	821	970	1364
	All elements		4,014	4,887	5,706	7,508
	Area of element (m^2)*		0.070	0.047	0.047	0.035
	Maximum bending moment (kN)**		13,967	13,979	13,982	13,987
	Relative error(%)		0.14	0.06	0.04	0.00

*Near the position of maximum bending moment

**When load = 1,843(kN)

3.2 変形係数 E_{50}^{ref} の影響

各試験で求めた変形係数を E_{50}^{ref} とした場合に、荷重変位曲線がどの程度変化するかを確認した。使用した変形係数はTable 2 に示した値であり、 E_n , E_{tiat} , E_b はいずれも全深度の平均値を使用した。杭と地盤の接

触面の設定は、ケース_3D 再構成と同じようにした。

地表面における荷重変位曲線の比較を Fig.8 に示す。解析の杭は線形弾性を仮定しているため、図中の丸印で示す鋼管杭の降伏荷重以下の範囲で比較を行う。載荷荷重 1,000kN 程度以降から、変形係数 E_{50}^{ref} の影響が表れていることが分かる。 E_n を使用した場合、解析は試験を概ね再現できた。 E_{ti} や E_b を使用した場合は、解析が試験を全体的に上回った。これらの結果から、変形係数 E_{50}^{ref} は荷重と変位の関係に影響が大きいことが分かる。

本研究で実施した標準貫入試験は、洋上風車の地盤調査でよく用いられる原位置試験¹⁷⁾の1つであり、同じくよく用いられるコーン貫入試験の先端抵抗により変形係数を評価する Obrzud and Truty¹⁸⁾に近い方法である。本研究では、標準貫入試験で得られたN値から求めた変形係数を E_{50}^{ref} として使用した場合に試験を最もよく再現できており、標準貫入試験から変形係数を推定することの有効性を示すことができた。

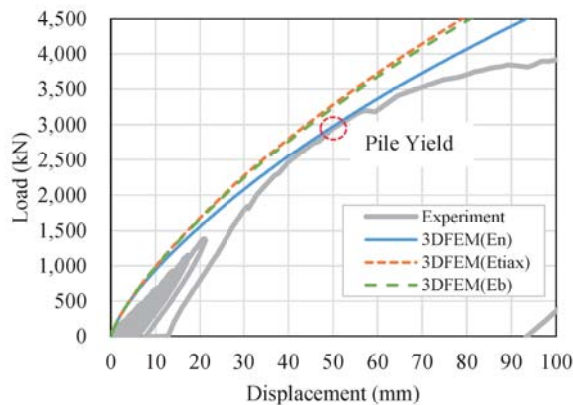


Fig.8 Comparison of analysis results with varying E_{50}^{ref}

3.3 杭と地盤の接触面の強度の影響

杭と地盤の接触面の強度の影響を確認するため、「ケース_3D 不攪乱」と「ケース_3D 再構成」の2ケースの解析を行い、試験結果と比較した。ここで、凝灰質砂岩層の変形係数 E_{50}^{ref} は E_n としている。

地表面における荷重変位曲線の比較を Fig.9 に示す。「ケース_3D 不攪乱」は、全体的に試験結果を上回った。「ケース_3D 再構成」は、載荷初期(荷重 1,000kN 付近)では試験結果をやや上回るが、荷重 2,000kN 以上では試験結果と概ね一致した。

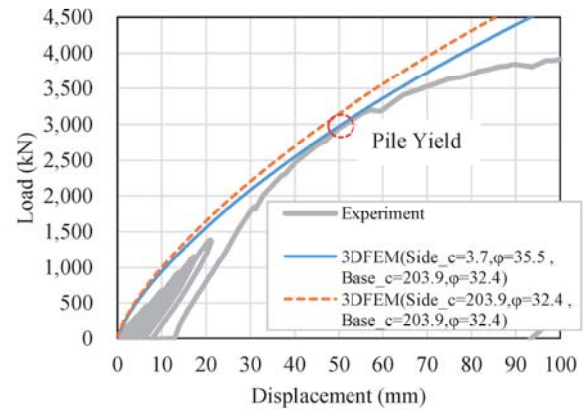


Fig.9 Comparison of analysis results for different conditions of pile-soil contact surface

今回の検討条件においては、杭側面のインターフェイス要素に地盤の乱れを考慮した強度特性を用いることにより、試験を概ね再現できたことから、杭と地盤の境界面には、地盤の乱れを適切に反映する必要があることが分かる。

4. 1次元骨組解析の検証

4.1 1次元骨組解析の概要

Fig.10 に 1 次元骨組解析モデルを示す。地盤反力曲線は、PISA 1D モデルでも考慮されている地盤の水平反力分布に対応する p-y 曲線、地盤と杭の接触面に作用する鉛直方向せん断摩擦力による回転に対応する m-θ 曲線、杭の底面水平力に対応する S-y 曲線、杭の底面支持力からなるモーメントに対応する M-θ 曲線の 4 種類²⁾を考慮した。各種地盤反力曲線は、後述するノンパラメトリックモデルとパラメトリックモデルである PISA 1D モデルを用いた。これらの p-y 曲線は、変形係数 E_{50}^{ref} を $E_n=74,800\text{kN/m}^2$ とし、杭と地盤の接触条件を「ケース_3D 再構成」とした 3 次元 FEM 解析結果に基づき作成した。地盤反力曲線の配置間隔は、PLAXIS Monopile Designer で自動生成される 1 次元骨組モデルに準じた。鋼管杭の諸元は 3 次元 FEM 解析と同様とした。

ノンパラメトリックモデルの解析は、汎用有限要素法解析コード ISCEF¹⁹⁾を用いて行った。ノンパラメトリックモデルは、3 次元 FEM 解析で得られた地盤反力曲線に対して、任意の点を複数指定して求めた。このため、ノンパラメトリックモデルの地盤反力曲線は、3 次元 FEM 解析の地盤反力曲線と一致する

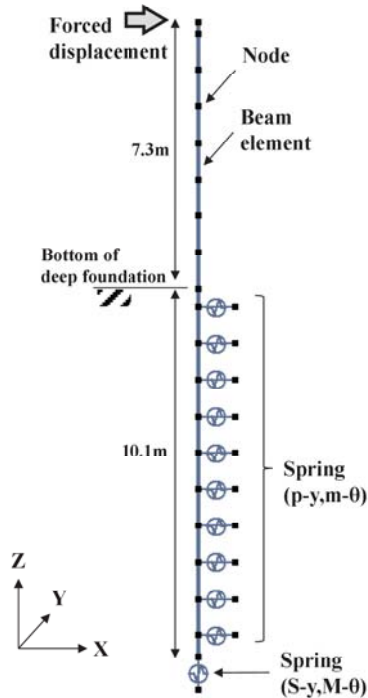


Fig. 10 1D Beam model

パラメトリックモデルである PISA 1D モデルの解析は、PLAXIS Monopile Designer の組み込み機能を用いて行った。この組み込み機能により、PLAXIS 3D による 3 次元 FEM 解析結果と PLAXIS Monopile Designer に予め入力した地層の物性値を基に、PISA 1D モデルを自動で作成できる。また、組み込み機能により 1 次元骨組モデルのプッシュオーバー解析を行うことができる。

PLAXIS Monopile Designer では 3 次元 FEM 解析で得られた地盤反力曲線を基に、砂質土の場合は s1～s24 の 24 種類、粘性土の場合は c1～c28 の 28 種類のパラメータが算出される。このパラメータは式(25)～式(27)の係数(a , b , c)のいずれかに代入される。式(25)～式(27)の x は z/D_{out} , z/L , L/D_{out} の 3 種類のパラメータがあり、 z は地表面からの深度、 D_{out} は杭の外径、 L は杭の根入れ長である。式(25)～式(27)により、 $\bar{y}_u$ (正規化された各地盤反力の上限値、 $\bar{p}_u$, $\bar{m}_u$, $\bar{s}_u$, $\bar{M}_u$), $\bar{x}_u$ (地盤反力の上限値に達したときの正規化された変位、 $\bar{y}_{pu}$, $\bar{\theta}_{mu}$, $\bar{y}_{Hu}$, $\bar{\theta}_{Mu}$), n (曲線形状を決める変数、 n_p , n_m , n_H , n_M), k (初期勾配を決める変数、 k_p , k_m , k_H , k_M) の計 16 個のパラメータが算出される¹⁶⁾。そして、この 16 個のパラメータを式(28)～式(31)に代入することにより、PISA 1D モデルの曲線が算出される。

$$y = b \quad (25)$$

$$y = a \cdot x + b \quad (26)$$

$$y = a \cdot e^{b \cdot x} + c \quad (27)$$

$$\bar{y} = \bar{y}_u \frac{2c}{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}; \bar{x} \leq \bar{x}_u, \bar{y} = \bar{y}_u; \bar{x} > \bar{x}_u \quad (28)$$

$$a = 1 - 2n \quad (29)$$

$$b = 2n \frac{\bar{x}}{\bar{x}_u} - (1 - n) \left(1 + \frac{\bar{x}k}{\bar{y}_u} \right) \quad (30)$$

$$c = \frac{\bar{x}k}{\bar{y}_u} (1 - n) - n \frac{\bar{x}^2}{\bar{x}_u^2} \quad (31)$$

本研究では、粒度試験の結果を踏まえ、凝灰質砂岩層に砂質土地盤モデルを適用した。PLAXIS Monopile Designer では、砂質土地盤の場合には、地盤の物性情報として、層中心における有効単位体積重量 γ' 、初期せん断剛性 G_0 、有効内部摩擦角 ϕ' 、ダイレタンシー角 ψ 、静止土圧係数 K_0 を入力する。本研究では、 $\gamma' = 6.6 \text{ kN/m}^3$, $G_0 = 300,300 \text{ kN/m}^2$, $\phi' = 32.4^\circ$, $\psi = 2.4^\circ$, $K_0 = 0.429$ を入力した。

PISA 1D モデルの曲線を求める際には、これらの値に基づき正規化が行われる。この時、地盤の剛性の深度分布は式(21)に基づき設定されるが、PLAXIS Monopile Designer の砂質土地盤モデルでは粘着力 c を入力することができないため、凝灰質砂岩層に粘着力 c を考慮している 3 次元 FEM モデルと地盤の剛性の深度分布が異なる。

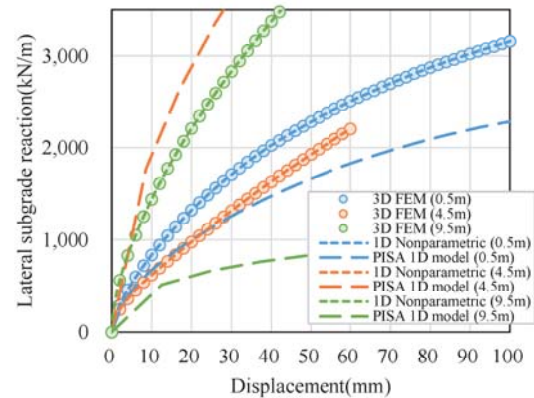


Fig. 11 p-y curves at depths of 0.5 m, 4.5 m, and 9.5 m

代表深度の地盤の水平反力曲線(p-y 曲線)の比較を Fig.11 に示す。ノンパラメトリックモデルの p-y 曲線は、3 次元 FEM の地盤反力曲線と重なっている。一方、PISA 1D モデルの p-y 曲線は、3 次元 FEM 解析より算出した地盤反力曲線と大きく乖離した。3 次元 FEM 解析より算出した地盤反力曲線は、地表面付近 0.5m から杭の回転中心約 6m までの深度にかけて勾配が小さくなり、回転中心以深では深度の増加に伴って勾配が大きくなる傾向がある。一方、PISA 1D モデルは地表面付近から杭の回転中心にかけて勾配が大きくなり、回転中心以深では深度の増加に伴って勾配が小さくな

った。両者が乖離した原因として、式(25)～式(31)でフィッティングされる PISA 1D モデルの深度分布の形状が今回の地盤には適さなかったことや、地盤の剛性の深度分布が 3 次元 FEM モデルと PISA 1D モデルの正規化時に異なること等が推定される。

4.2 1 次元骨組解析の結果

Fig.12 には、3 次元 FEM 解析と 1 次元骨組解析（ノンパラメトリックモデルと PISA 1D モデル）の地表面における荷重変位曲線の比較を示す。ノンパラメトリックモデルでは 3 次元 FEM 解析とほぼ一致する結果となり、PISA 1D モデルでは 3 次元 FEM 解析を上回る結果となった。

3 次元 FEM 解析と 1 次元骨組解析の曲げモーメントと水平変位の深度分布を Fig.13 に示す。曲げモーメント分布と変位分布は、ノンパラメトリックモデルでは 3 次元 FEM 解析とほぼ一致したが、PISA 1D モデルでは大きな乖離が生じた。

ノンパラメトリックモデルが 3 次元 FEM 解析の荷重変位曲線を僅かに下回った理由は、深礎底面位置に地盤ばねを設けていないため、3 次元 FEM 解析よりも僅かに変形しやすいモデルであったことが考えられる。ただし、この影響は、曲げモーメントと水平変位の深度分布（Fig.13）に見られず、小さいと言える。

PISA 1D モデルが 3 次元 FEM 解析を再現できなかった原因は、次の 2 つが考えられる。まず、PISA 1D モデルは、地盤反力の深度分布を求める場合、式(25)や式(26)の形で地盤反力の上限值や初期勾配等の 16 種類のパラメータを求めるため、3 次元 FEM 解析で得られた地盤反力がこれらの式に適合しにくい場合には、誤差が大きくなることである。次に、PLAXIS Monopile Designer の砂質土地盤モデルでは粘着力 c を考慮することができず、PLAXIS 3D による 3 次元 FEM 解析では粘着力 c を考慮しているため、両者の地盤剛性の深度分布に差が生じたことである。

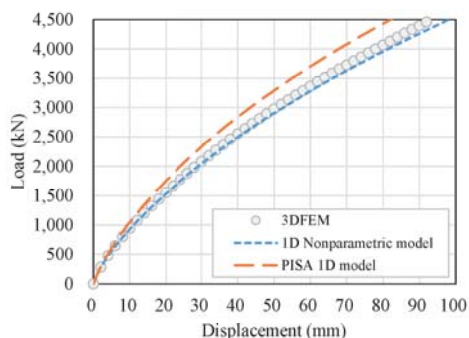
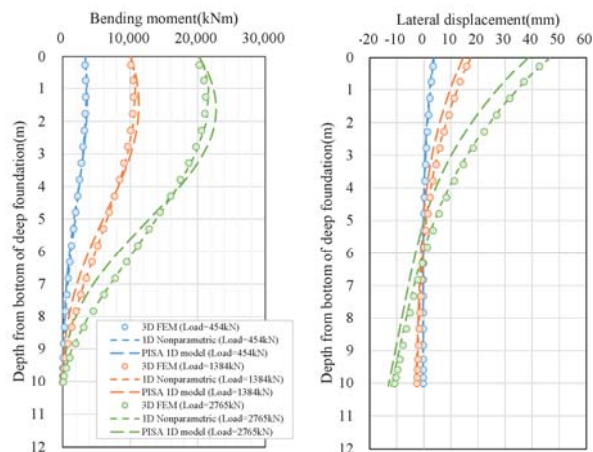


Fig.12 Comparison of load-displacement curves obtained by 3D FEM analysis and 1D beam model



(a) Bending moment (b) Lateral displacement

Fig.13 Comparison of depth distribution between 3D and 1D analysis

以上より、PISA 1D モデルは、Burd ら¹²⁾や Byrne ら¹³⁾、本研究の Fig.11 と Fig.12 から分かるように、局所レベルでは 3 次元 FEM から求まる地盤反力曲線と PISA 1D モデルの間に大きな違いが存在することがあるにも関わらず、モノパイルの全体的な挙動（荷重と変位の関係）を概ね捉えることができる特徴を有しているが、本研究で対象とした凝灰質砂岩層に PISA 1D モデルを適用する際には、3 次元 FEM 解析に対して曲げモーメントや水平変位の深度分布の誤差が大きいことが分かる。このため、曲げモーメントや水平変位の深度分布のように、局所的な評価を行う際には、この点に留意する必要がある。

一方、ノンパラメトリックモデルは 3 次元 FEM 解析結果に一致するように地盤反力曲線を作成するため、どのような地盤でも 3 次元 FEM 解析と同等の精度を有する 1 次元骨組解析結果が得られることが期待される。

5. まとめ

凝灰質砂岩層で構成される陸上サイトで行ったモノパイルを想定した静的水平荷重試験および 3 次元 FEM 解析と 1 次元骨組解析を行い、モノパイルに作用する荷重と変位等を明らかにし、以下の結論を得た。

- 1) 静的水平荷重試験で測定したひずみから、杭の回転中心は地盤反力と地盤変位が 0 になる点と一致する等の条件を設けた多項式を用いることにより、モノパイルの回転挙動を考慮した曲げモーメント、せん断力、回転角、変位の深度分布を明らかにした。
- 2) 凝灰質砂岩を対象に HS Small モデルを用いた 3 次元 FEM 解析を行う際には、標準貫入試験で得られ

た N 値から求めた変形係数を E_{50}^{ref} として使用すること、PS 検層で得られた初期せん断剛性を G_0^{ref} として使用することおよびモノパイルと地盤との境界面に打ち込み等による地盤の乱れを考慮した強度定数 (c, ϕ) を設定することにより、静的水平載荷試験の結果を精度よく再現できることを明らかにした。

- 3) 本研究対象の凝灰質砂岩層に PISA 1D モデルを適用した 1 次元骨組解析では、3 次元 FEM 解析結果を過大・過小評価した。一方、ノンパラメトリックモデルによる 1 次元骨組解析により予測された荷重変位曲線および曲げモーメントと変位の深度分布は 3 次元 FEM 解析とほぼ一致した。このことから、1 次元骨組解析では、3 次元 FEM 解析で得られた地盤反力曲線を直接的に近似するノンパラメトリックモデルはより汎用性があることを示した。

参考文献

- 1) NEDO, Roadmap for Technology Development to Enhance the Industrial Competitiveness of Offshore Wind power, 2021. (in Japanese)
NEDO, 洋上風力の産業競争力強化に向けた技術開発ロードマップ, 2021.
- 2) Byron W. Byrne, Ross McAdam, Harvey Burd, Guy Tinmouth Houlby, New design methods for offshore wind turbine monopiles, *OSIG 8th International Conference*, 2017.
- 3) JGS, *Japanese Geotechnical Society Standards, Horizontal Loading Test Methods for Piles and Commentary*, JGS, 1st rev ed, 2010, pp 31(in Japanese)
地盤工学会, 地盤工学会基準 杭の水平載荷試験方法・同解説, 地盤工学会, 第 1 回改訂版, 2010, p.31.
- 4) Shoji, Y, Experimental study on lateral resistance of a pile with embedded head in sand, *Report of the Port and Harbour Research Institute*, Vol.23, No.2, 1984. (in Japanese)
- 5) Kikuchi, Y, Lateral resistance of soft landing moundless structure with piles, *Report of the Port and Harbour Research Institute*, No.1039, 2003. (in Japanese)
- 6) Tokimatsu, K, Suzuki, H, Suzuki Y, Fujii, S, Evaluation of horizontal soil reaction forces on piles during liquefaction based on large vibration table tests, *Transactions of AIJ. Journal of structural and construction engineering*, 67, 533, 2002. (in Japanese)
- 7) Byron W. Byrne, Ross A. McAdam, Harvey J. Burd, William J. A. P. Beuckelaers, Kenneth G. Gavin, Guy T. Houlby, David J. P. Igoe, Richard J. Jardine, Christopher M. Martin, Alastair Muir Wood, David M. Potts, Jesper Skov Gretlund, David M. G. Taborda, Lidija Zdravković, Monotonic laterally loaded pile testing in a stiff glacial clay till at Cowden, *Géotechnique*, Volume 70 Issue 11, 2020, pp. 970-985.
- 8) Ross A. McAdam, Byron W. Byrne, Guy T. Houlby, William J. A. P. Beuckelaers, Harvey J. Burd, Kenneth G. Gavin, David J. P. Igoe, Richard J. Jardine, Christopher M. Martin, Alastair Muir Wood, David M. Potts, Jesper Skov Gretlund, David M. G. Taborda, Lidija Zdravković, Monotonic laterally loaded pile testing in a dense marine sand at Dunkirk, *Géotechnique*, Volume 70 Issue 11, 2020, pp. 986-998.
- 9) W. Li, B. Zhu, M. Yang, Static Response of Monopile to Lateral Load in Overconsolidated Dense Sand, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(7):04017026, 2017.
- 10) E. Minga, H. Burd, Validation of the PLAXIS MoDeTo 1D model for dense sand, *Oxford University*, 2019.
- 11) Richard Jardine, Fiona Chow, Robert Overy, Jamie Standing, ICP design methods for driven piles in sands and clays. *Thomas Telford Publishing*, 2005.
- 12) Harvey J. Burd, David M. G. Taborda, Lidija Zdravković, Christelle N. Abadie, Byron W. Byrne, Guy T. Houlby, Kenneth G. Gavin, David J. P. Igoe, Richard J. Jardine, Christopher M. Martin, Ross A. McAdam, Antonio M. G. Pedro, David M. Potts, PISA design model for monopiles for offshore wind turbines: application to a marine sand, *Géotechnique*, Volume 70 Issue 11, 2020, pp. 1048-1066.
- 13) Byron W. Byrne, Guy T. Houlby, Harvey J. Burd, Kenneth G. Gavin, David J. P. Igoe, Richard J. Jardine, Christopher M. Martin, Ross A. McAdam, David M. Potts, David M. G. Taborda, Lidija Zdravković, PISA design model for monopiles for offshore wind turbines: application to a stiff glacial clay till, *Géotechnique*, Volume 70 Issue 11, 2020, pp. 1030-1047.
- 14) Japan Road Association, *Specifications for highway bridges, Part IV Substructures*, 2017. (in Japanese)
日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 2017
- 15) Bentley: PLAXIS Material Models Manual, 2023.
- 16) Bentley: Monopile Designer Manual, 2023.
- 17) Offshore Wind Power Facility Review Committee, *Unified Explanation of Technical Standards for Offshore Wind Power Generation Facilities*, 2020. (in Japanese)
洋上風力発電施設検討委員会, 洋上風力発電設備に関する技術基準の統一解説, 2020.
- 18) R.F., Obrzud, A. Truty: The hardening soil model – A practical guidebook Z_Soil.PC 100701 report, 2020.
- 19) Century Techno Inc., ISCEF (Integrated Software for Civil Engineering Fluid-structure interaction system), <https://www.century-techno.co.jp/>.