

# 砂地盤中のモノパイル基礎のFEM解析におけるコーン貫入試験に基づく地盤剛性の評価法

石井 やよい 嶋田 健司 石原 孟  
(技術研究所) (技術研究所) (東京大学)

## CPT-Based Soil Stiffness Evaluation Method for FEA of Monopile Foundation in Sand

Yayoi Ishii, Kenji Shimada and Takeshi Ishihara

砂地盤に設置される着床式洋上風車のモノパイル基礎について、コーン貫入試験(CPT)から得られるコーン先端抵抗 $q_c$ に基づく HSsmall モデルの地盤剛性を算出するための簡易な評価式を提案した。また、地盤と杭の境界要素に設定するインターフェース強度低減係数についても、既往の野外載荷試験(打設)、遠心模型実験(重力場(1-g)でジャッキ圧入)を対象に検討を行った。その結果、本研究で提案した地盤剛性の評価式とインターフェース強度低減係数を用いることで野外載荷試験や遠心模型実験を再現できることを確認した。

Simple formulae for calculating the soil moduli for the HSsmall model based on the CPT cone resistance are proposed for the monopile foundation of a bottom-fixed-type offshore wind turbine in sand. It is found that pile responses can be reproduced by the proposed formulae for calculating the soil moduli and using a unique interface strength reduction factor of regardless of installation process, such as impact driving in field loading tests, and 1-g state jacking in centrifuge model tests.

### 1. はじめに

モノパイルの設計に必要な地盤反力特性は、通常 3 次元有限要素法解析によって求められる。地盤調査の結果に基づいて、3 次元有限要素法解析で用いる構成則の適切な地盤パラメータをどのように決定するかが重要である。コーン貫入試験(Cone Penetration Test、以下、CPT)によるコーン先端抵抗は、各種地盤の強度特性や剛性との関係の評価するために用いられてきた(Robertson and Cabal, 2022<sup>1)</sup>; Igoe 2020<sup>2)</sup>, Igoe and Mohammed, 2022<sup>3)</sup>)。CPT は野外載荷試験だけでなく、遠心模型実験でも使用されており、遠心フライト中に遠心力が作用する状態でミニチュア CPT を用いてコーン先端抵抗が測定されている(Haouari and Bouafia, 2020<sup>4)</sup>; Fan et al., 2019<sup>5)</sup>)。しかし、コーン先端抵抗から 3 次元有限要素法解析の地盤剛性パラメータを評価する式は、野外載荷試験と遠心模型実験の両方に共通して適用できるものはないのが現状である。

また、水平単調載荷の解析において、杭と地盤の界面のモデル化も重要である。野外載荷試験の場合、試験杭の設置は、実機杭と同様に油圧ハン

マーによる打設が一般的である。一方、遠心模型実験では、模型杭を土中にジャッキで圧入する方法が採用される。その際、杭の設置によって杭近傍の地盤が攪乱されるため、有限要素法解析では杭と地盤の界面に何らかの取り扱いが必要となる。Fan et al. (2021)<sup>6)</sup>は、連成オイラー・ラグランジュ法(CEL: Coupled Eulerian-Lagrangian 法)を用いて杭の貫入過程を再現した数値解析を行った。この方法では杭と地盤の界面を細かくモデル化する必要がある。そのため、一般的な有限要素法解析では、杭と周囲地盤の間にインターフェース要素を設定する方法がよく用いられる。インターフェース要素の強度や剛性を設定するには、室内試験によって推定する方法と、周辺地盤の強度や剛性を単純に低減する方法がある。前者では、例えば中村ら(2023)<sup>7)</sup>は再構成試料を用いた室内試験により強度と剛性を推定する方法を提案し、Pedone et al. (2023)<sup>8)</sup>は室内試験により強度を、感度解析により剛性を決定する方法を提案している。後者の方法としては、インターフェース強度低減係数(PLAXIS 3D、2023<sup>9)</sup>)によって周辺地盤の強度と剛性を低減する方法がある。インターフェース強度低減係数 $R_{inter}$ は杭の設置方法等に応じて

適切に設定する必要があるが、その設定方法に関する研究は少ない。

そこで本研究では、まず、コーン先端抵抗に基づく HSsmall モデル(Schanz et al., 1999<sup>10</sup>; Benz, 2007<sup>11</sup>); PLAXIS 3D, 2023<sup>9</sup>); PLAXIS Monopile Designer, 2023<sup>12</sup>)の地盤剛性を求める評価式を検討する。さらに杭と地盤の界面となるインターフェースの強度低減係数について検討する。それらの妥当性について既往の野外载荷試験と遠心模型実験の結果と比較して検証する。

## 2. 野外载荷試験および遠心模型実験の概要と解析方法

### 2.1 野外载荷試験と遠心模型実験の概要

表-1 に検証の対象とした既往の野外载荷試験と遠心模型実験の概要と、試験杭の主な諸元や砂地盤の条件(相対密度等)を示す。野外载荷試験(ケース P)(PISA(Byrne et al., 2017<sup>13</sup>); Zdravković et al., 2020<sup>15</sup>); Taborda et al., 2020<sup>16</sup>); Burd et al., 2020<sup>17</sup>); Minga and Burd, 2019<sup>18</sup>); McAdam et al., 2020<sup>19</sup>))と、2つの遠心模型実験(ケース H で示す Haouari and Bouafia, 2020<sup>4</sup>)とケース F で示す Fan et al., 2019<sup>5</sup>)に対して検証を実施した。ちなみに、表-1 に示すすべての試験で、CPT が実施されている。

遠心模型実験では、重力場(以下、1-g 場と記す)で杭をジャッキにより圧入している。遠心模型実験に用いた模型杭の表面は、ケース F は滑面であるが、ケース H では砂を接着して粗面化している。ケース F は、遠心加速度場(n-g)でジャッキにより

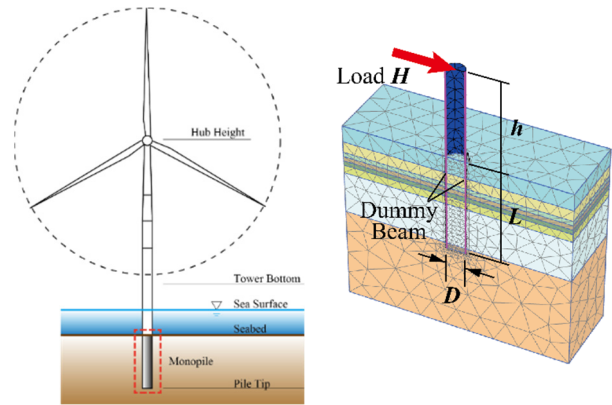


図-1 有限要素法解析モデルとダミービーム

圧入したケースも実施されているが、特殊な圧入装置が必要で一般的ではないため、本研究では検討対象から外した。

野外試験(ケース P)では油圧ハンマーによる打設が行われているが、最初の1~1.5mの貫入はパイプロハンマーを用いたと報告されている(McAdam et al., 2020<sup>19</sup>)。

### 2.2 3次元有限要素法解析とインターフェース要素の概要

本研究では、PLAXIS 3D(Version 2023.2)<sup>9</sup>、および PLAXIS Monopile Designer (Version 2023.2)<sup>12</sup>)を用いて、排水状態での有効応力解析による3次元有限要素法解析を実施した。図-1に解析モデルの例を示す。杭の水平変位と曲げモーメントの深度分布は、杭の前後に配置した剛性の非常に小さいダミービーム(図-1参照)の平均値とした。

本研究では、PISA プロジェクトの砂質土の構成則として使用される HSsmall モデルを用いた。モ

表-1 再現解析の対象とした試験・実験の概要、杭の諸元、地盤条件

ケース名	P	H1	H2	F
参考文献	PISA (2017, 2019, 2020)	Haouari and Bouafia (2020)		Fan et al. (2019)
試験方法	野外試験	遠心模型実験 (17.85, 20 G)		遠心模型実験 (100 G)
試験場所	Dunkirk	IFSTTAR		C72
アスペクト比L/D	5.25	10	5.56	3.1
杭径D [m]	2	0.5	0.9	5.22
根入れ長L [m]	10.57	5		16.2
杭の板厚t [mm]	38	21.7	44.8	21
载荷高さh [m]	9.89	1		19.8
EI [MN/m <sup>2</sup> ]	23676	56.65	740.9	924400
杭表面	錆	砂を接着して粗面化		滑面
設置方法	パイプロ (1 to 1.5 m) +打設	1-g 場でジャッキにより圧入		1-g 場でジャッキにより圧入
相対密度RD [%]	75 %, 100 % (Dunkirk 砂)	92 % (Le-Rheu 砂)		38 % (UWA シリカ砂)

デルで必要とされる地盤の剛性パラメータの深度分布は、式(1)を用いて有効拘束圧を考慮することで得られる。

$$E(z) = E^{ref} \left( \frac{c' + |\sigma'_3| \tan \phi'}{c' + p_{ref} \tan \phi'} \right)^m \quad (1)$$

ここに、 $c'$ は有効粘着力[kPa]、 $\sigma'_3$ は有効拘束圧[kPa]、 $\phi'$ は内部摩擦角[°]、 $m$ は拘束圧依存性を表す指数で0.5、 $p_{ref}$ は基準応力で100[kPa]、 $E(z)$ は地表面下 $z$ [m]で各種地盤剛性( $E_{50}$ は変形係数、 $E_{ur}$ は除荷一再載荷時の剛性、 $E_{oed}$ は圧密時の弾性率)である。 $E^{ref}$ は基準応力 $p_{ref}$ での $E(z)$ である。 $E_{oed}^{ref}$ と $E_{ur}^{ref}$ は式(2)、式(3)で近似される。

$$E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref} \quad (2)$$

$$E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref} \quad (3)$$

杭と地盤の界面に用いたインターフェース要素の法線応力とせん断応力はバイリニアモデルで近似した。本研究では3次元有限要素解析の結果が野外試験および遠心模型実験と合うように杭に隣接する地盤のせん断強度 $\tau_{lim}$ ( $= c' + \sigma'_3 \tan \phi'$ )と剛性をインターフェース強度低減係数 $R_{inter}$ で低減してインターフェース要素のせん断強度 $\tau_{lim,i}$ とせん断剛性 $G_i$ および圧密時の弾性率 $E_{oed,i}$ を求めた<sup>9)</sup>。

$$\tau_{lim,i} = R_{inter} \cdot \tau_{lim} \quad (4)$$

$$G_i = R_{inter}^2 \frac{E_s}{2(1 + \nu_s)} = R_{inter}^2 G_s \quad (5)$$

$$E_{oed,i} = \frac{E_i(1 - \nu_i)}{(1 + \nu_i)(1 - 2\nu_i)} \quad (6)$$

ここに、 $E_i$ と $\nu_i$ はインターフェース要素の変形係数とポアソン比であり、 $E_i = 2(1 + \nu_i)G_i$ とし、ポアソン比 $\nu_i = 0.45$ <sup>9)</sup>とした。また、周辺地盤のポアソン比 $\nu_s$ は砂地盤の一般的な値である0.3とした。また、バイリニアモデルで用いられている周辺地盤のせん断剛性 $G_s$ とヤング率 $E_s$ は $G_s = E_s/2(1 + \nu_s)$ であり、 $E_s$ は式(7)のように深さ $z$ に対して線形でモデル化した。

$$E_s(z) = E_s^{inc}(z - z_{ref}) + E_s^{ref} \quad (7)$$

ここに、 $E_s^{ref}$ と $E_s^{inc}$ は基準深さ $z_{ref}$ に対応する地盤のヤング率およびヤング率の深さに伴う増分[kPa/m]である。

一方、地盤(HSsmallモデル)のポアソン比は、野外載荷試験のケースPは $\nu = 0.17$ (Zdravković et al., 2020<sup>15)</sup>)、遠心模型実験(ケースHおよびケースF)

では $\nu = 0.2$ (Mayne et al., 2009<sup>20)</sup>)とした。また、破壊比 $R_f$ と、せん断剛性 $G$ が初期せん断剛性 $G_0$ の約70%になるひずみレベル $\gamma_{0.7}$ はBrinkgreve et al. (2010)<sup>21)</sup>による相対密度 $RD(\%)$ に基づいた以下の換算式を用いた。

$$R_f = 1 - RD/800 \quad (8)$$

$$\gamma_{0.7} = \left( 2 - \frac{RD}{100} \right) \cdot 10^{-4} \quad (9)$$

なお、PLAXIS 3Dの仕様により、 $R_{inter} \neq 1$ の場合、インターフェース要素のダイレイタンシー角は0に設定した。

### 3. コーン先端抵抗に基づく地盤剛性の提案

初期せん断剛性 $G_0$ (以下、 $G_0$ と記す)や変形係数 $E_{50}$ (以下、 $E_{50}$ と記す)とコーン先端抵抗 $q_c$ (以下、 $q_c$ と記す)の関係は多くの研究者によって提案されている。Baldi et al. (1981)<sup>22)</sup>は有効上載圧 $\sigma'_{v0}$ (以下、 $\sigma'_{v0}$ と記す)と $E_{50}$ の関係式を開発したが、 $q_c$ と関係づけられていない。Robertson and Campanella (1983)<sup>23)</sup>は異なる有効上載圧 $\sigma'_{v0}$ に対して $G_0 - q_c$ の関係や $E_{50} - q_c$ の関係を示した。Rix and Stokoe (1991)<sup>24)</sup>は様々な砂試料を考慮して、平均的な $G_0/q_c - q_c/\sqrt{\sigma'_{v0}}$ 関係式を提案した。HSsmallモデルを用いた有限要素法解析では $E_{50}$ は支配的なパラメータであるが、Rix and Stokoe (1991)<sup>24)</sup>では $q_c$ との関係式は提案されていない。

以下では、Robertson and Campanella (1983)<sup>23)</sup>に基づいて、コーン先端抵抗 $q_c$ に基づくHSsmallモデルの地盤剛性( $G_0$ と $E_{50}$ )を評価するための簡易な式を提案する。

Rix and Stokoe (1991)<sup>24)</sup>を参考にし、無次元コーン先端抵抗 $q_c^*$ (以下、 $q_c^*$ と記す)を有効上載圧 $\sigma'_{v0}$ により正規化し、式(10)のように定義する。

$$q_c^* = \left( \frac{q_c}{p_{ref}} \right) \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_{ref}} \right)^{-0.5} \quad (10)$$

Robertson and Campanella (1983)<sup>23)</sup>の異なる有効上載圧 $\sigma'_{v0}$ に対しての $G_0$ と $q_c$ の関係を $q_c^*$ を用いて整理し、図-2に $q_c^*$ と $G_0/q_c$ の関係を示す。同様に、図-3に $q_c^*$ と $E_{50}/q_c$ の関係を示す。いずれも一つの曲線で近似できることが分かる。そこで本研究では $G_0/q_c$ を式(11)で表す。

$$\frac{G_0}{q_c} = 96q_c^{*-0.55} \quad (11)$$

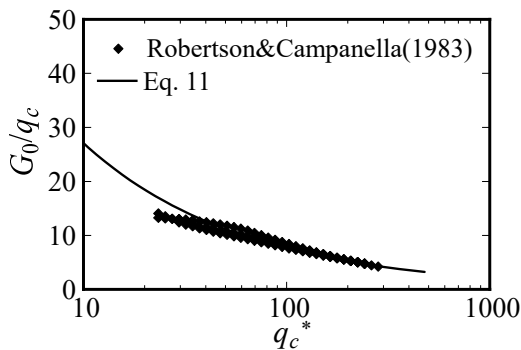


図-2  $q_c^*$ と $G_0/q_c$ の関係

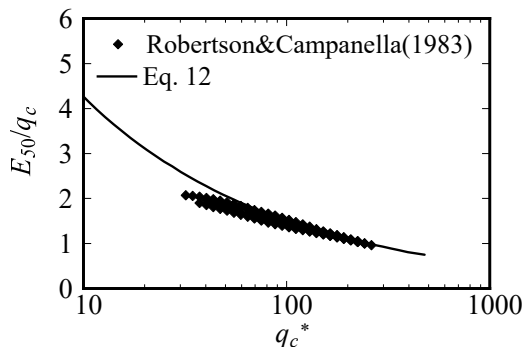


図-3  $q_c^*$ と $E_{50}/q_c$ の関係

同様に、 $E_{50}/q_c$ を式(12)で表す。

$$\frac{E_{50}}{q_c} = 12q_c^{*-0.45} \quad (12)$$

また、バイリニアモデルのインターフェース要素に対する周辺地盤のヤング率は、Trofimenkov (1974)<sup>25)</sup>による式(13)から求める。

$$E_s = \alpha q_c \quad (13)$$

本研究では砂を対象としているので、 $\alpha = 3^{4),23)}$ とした。

## 4. 解析結果と考察

### 4.1 野外载荷試験による検証

図-4 に提案式(式(10)～式(12))により得られたケース P の $q_c^*$ 、 $G_0$ 、 $E_{50}$ の深度分布を橙色線で示す。式(1)の拘束圧依存式に合うように層分けし、モデル化した深度分布を赤線で示す。同図(b)、(c)には式(14)および式(15)に示す Brinkgreve et al. (2010)<sup>21)</sup>の相対密度 $RD(\%)$ を用いた以下の換算式から得られる、それぞれの深度分布も黒点線で記載した。

$$G_0^{ref} = 60000 + 68000RD/100 \quad (14)$$

$$E_{50}^{ref} = 60000RD/100 \quad (15)$$

野外試験サイトは均一な砂地盤ではないため、 $q_c^*$ は深さによる変動が大きい。式(11)から評価した $G_0$ は変動幅があるものの、赤線で示す、その平均的な値はMinga and Burd (2019)<sup>18)</sup>とよく一致している(図-4(b))。一方、相対密度を用いた式(14)は $G_0$ を過小評価し、式(15)は $E_{50}$ を図-4(c)のように浅い部分では提案式(式(12))とよく一致するものの、深い位置では過大評価している。

表-2 にケース P で用いた HSsmall の地盤パラメータをまとめて示す。Minga and Burd (2019)<sup>18)</sup>に従って $z = 5.4\text{m}$ の地下水面より上の層には人工粘性を考慮し、また、不飽和条件を考慮した。以下、本研究ではインターフェース強度低減係数には、鋼と砂の界面に通常用いられる $R_{inter} = 0.6$  (Gouw, 2014)<sup>26)</sup>を杭の設置方法に依らずに採用した。

図-5 に 3次元有限要素法解析と野外試験の荷重 $H$ と地表面変位 $y_G$ の関係、変位および曲げモーメントの深度分布の比較を示す。提案式(式(11)と式(12))から評価した地盤剛性パラメータを用いた解析結果(赤実線)は、試験での測定値(黒実線)と良い一致を示した。一方、相対密度による評価式(式(14)と式(15))では、 $G_0$ は著しく過小評価されているものの、解析結果(青点線)は測定値と一致している。これは、杭の応答結果には $E_{50}$ が $G_0$ よりも支配的であること、特に浅い部分での $E_{50}$ が支配的であることを示している。提案式は均一な砂地盤に対するものであるが、剛性を単純に $q_c$ で定式化するのではなく、 $q_c^*$ で定式化することによって、野外試験にも適用できることが分かる。

### 4.2 遠心模型実験による検証

本節では、提案した地盤剛性に関する評価式と、インターフェース低減係数 $R_{inter} = 0.6$ の適用性を検証するために、異なるアスペクト比で行ったケース H1 と H2 と、異なる相対密度で行ったケース F の3ケースの遠心模型実験を対象に検討する。

まず、異なるアスペクト比(ケース H1 では $L/D = 10$ 、ケース H2 では $L/D = 5.6$ )への適用性を検討する。図-6 にケース H の $q_c^*$ 、 $G_0$ 、 $E_{50}$ の深度分布を示す。提案式(式(10)～式(12))により得られた深度分布を赤太線で、式(1)の拘束圧依存式に合うように層分けし、モデル化した深度分布を赤線でそれぞれ示す。同図には相対密度による換算式(式(14)、式(15))との比較も黒点線で示す。図-6(a)では、ケース P の野外試験(図-4(a))と比較して、 $q_c^*$ の値やばらつきが小

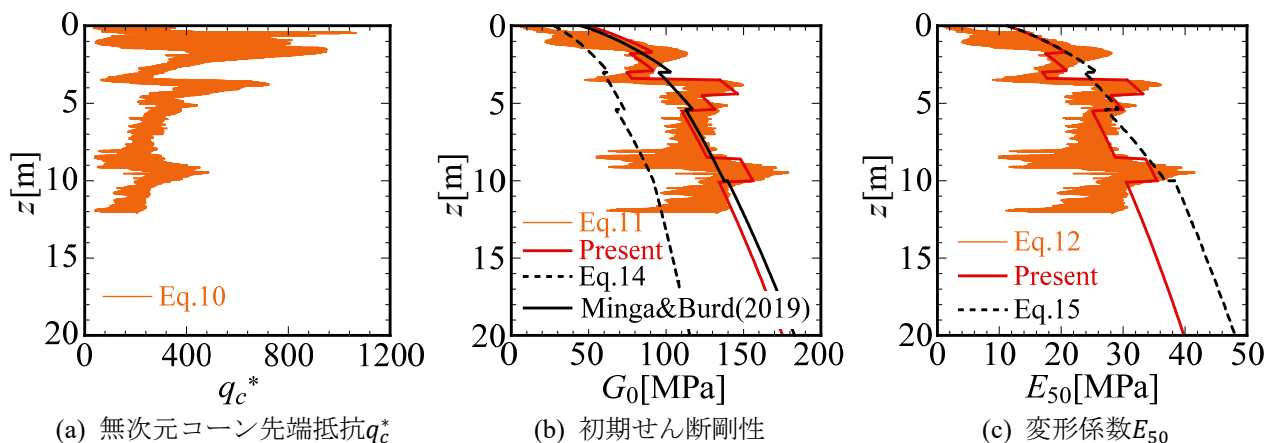


図-4 ケースPの $q_c^*$ 、 $G_0$ 、 $E_{50}$ の分布

表-2 地盤パラメータ(ケースP)

層	単位	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$z_{top}$	m	0	1.8	3	3.5	4	4.5	5.4	8.5	10
$z_{bottom}$	m	1.8	3	3.5	4	4.5	5.4	8.5	10	20
$z_{ref}$	m	0	1.8	3	3.5	4	4.5	5.4	8.5	10
$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	19.9	19.9	19.9
$c'$	kPa	5	5	10	10	10	10	0.1	0.1	0.1
$\phi$	°	46	46	42	42	42	42	42	42	42
$\psi$	°	17.5	17.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
$G_0^{ref}$	kPa	230000	190000	140000	240000	240000	200000	180000	210000	180000
$E_{50}^{ref}$	kPa	52273	43182	31818	54545	54545	45455	40909	47727	40909
$E_{ur}^{ref}$	kPa	156818	129545	95455	163636	163636	136364	122727	143182	122727
$E_s^{ref}$	kPa	0	135000	56471	30000	135000	105000	90000	54000	75000
$E_s^{inc}$	kPa/m	25000	-21814	-17647	70000	-20000	-5556	-3871	14667	0
$\gamma_{0.7}$	—	0.0001	0.0001	$1.25 \times 10^{-4}$	$1.25 \times 10^{-4}$	$1.25 \times 10^{-4}$	$1.25 \times 10^{-4}$	$1.25 \times 10^{-4}$	$1.25 \times 10^{-4}$	$1.25 \times 10^{-4}$
$RD$	%	100	100	75	75	75	75	75	75	75
$K_0$	—	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
$\nu$	—	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17
$\nu_s$	—	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$\nu_i$	—	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$R_f$	—	0.875	0.875	0.90625	0.90625	0.90625	0.90625	0.90625	0.90625	0.90625

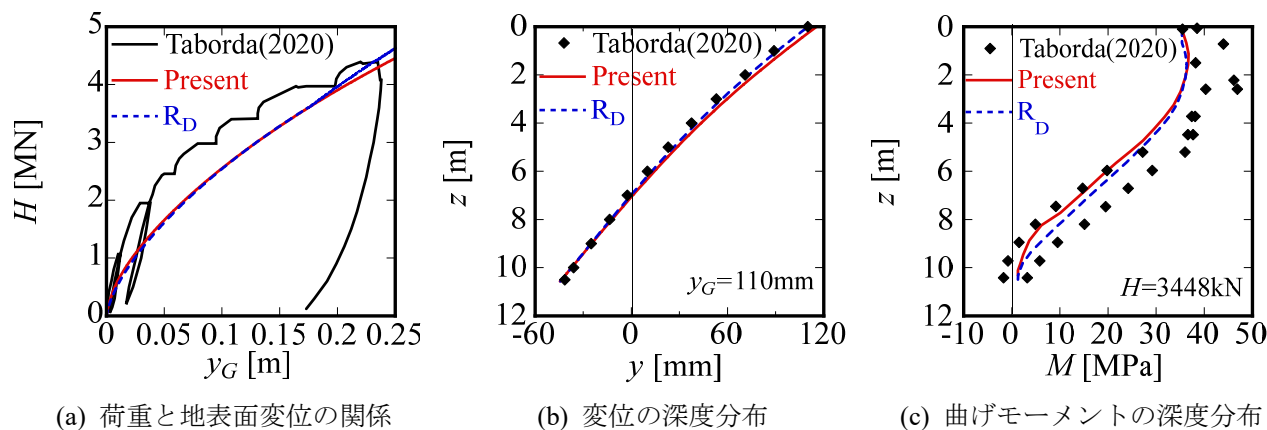


図-5 ケースPの3次元有限要素法解析と測定値の比較

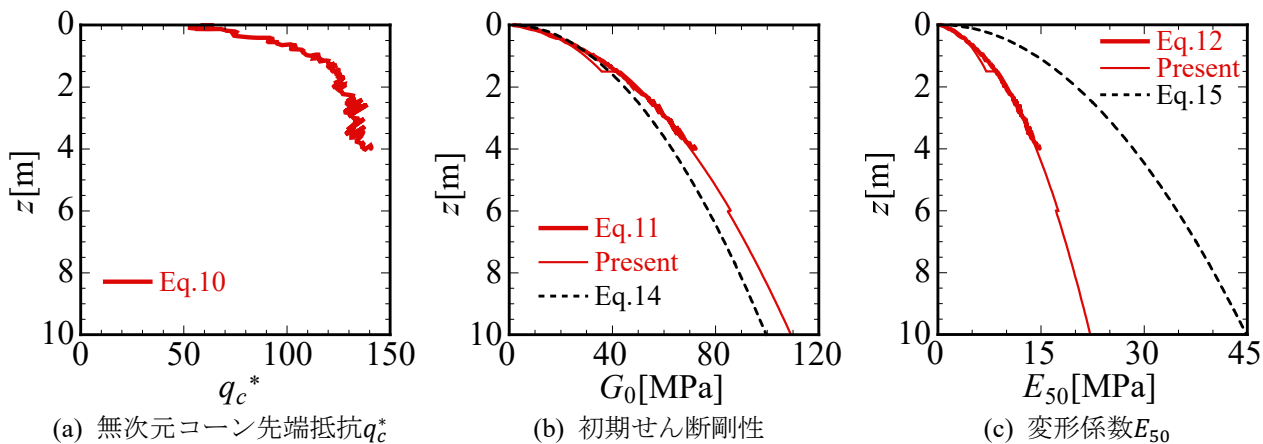


図-6 ケース H の  $q_c^*$ 、 $G_0$ 、 $E_{50}$  の分布

表-3 地盤パラメータ(ケース H)

層	単位	1	2	3
$z_{top}$	m	0	1.5	6
$z_{bottom}$	m	1.5	6	15
$z_{ref}$	m	0	1.5	6
$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	16.5	16.5	16.5
$c'$	kPa	0.1	0.1	0.1
$\phi$	°	42	42	42
$\psi$	°	12	12	12
$G_0^{ref}$	kPa	113509	136464	134386
$E_{50}^{ref}$	kPa	22307	27803	27276
$E_{ur}^{ref}$	kPa	66921	83409	81828
$E_s^{ref}$	kPa	0	13150	30580
$E_s^{inc}$	kPa/m	13000	4710	1670
$\gamma_{0.7}$	—	$1.08 \times 10^{-4}$	$1.08 \times 10^{-4}$	$1.08 \times 10^{-4}$
RD	%	92	92	92
$K_0$	—	0.4	0.4	0.4
$\nu$	—	0.2	0.2	0.2
$\nu_s$	—	0.3	0.3	0.3
$\nu_i$	—	0.45	0.45	0.45
$R_f$	—	0.885	0.885	0.885

さい。相対密度による換算式(式(図-6(b)),  $q_c^*$ による提案式(式(11)、(12))に比べ、 $E_{50}$ (図-6(c))は大きく過大評価されている。表-3にケース H で用いた HSsmall の地盤パラメータを示す。

図-7に重力場(1-g)で杭の圧入を行ったケース H1 の杭( $L/D = 10$ )の荷重  $H$  と地表面変位  $y_G$  の関係と、変位および曲げモーメントの深度分布について、3次元有限要素法解析と遠心模型実験の結果を比較して示す。提案式(式(11)および式(12))を用いた解析結果は、測定値とよく一致していることが分かる。

提案した地盤剛性の式と、野外試験で打設に一般的に使用されるインターフェース低減係数  $R_{inter} = 0.6$  を組み合わせることで、重力場(1-g)で圧入した杭を用いた遠心模型実験の応答も再現することが確認された。

一方、相対密度に基づいた  $G_0$  と  $E_{50}$  を用いると、同じ荷重に対する水平変位量(青実線)は著しく過小評価される(図-7(a))。

図-8にケース H1 よりアスペクト比の小さいケー

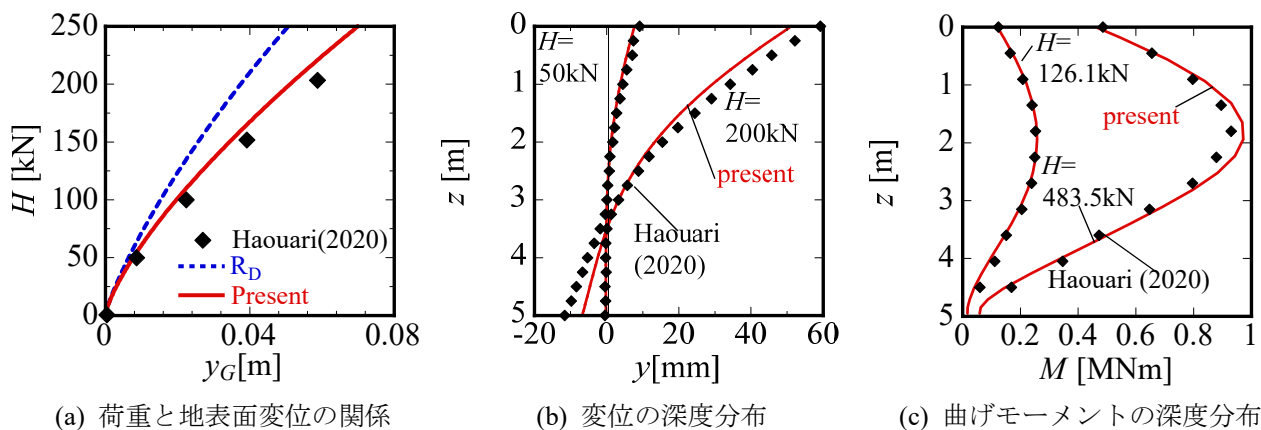


図-7 ケース H1 の 3次元有限要素法解析と測定値の比較

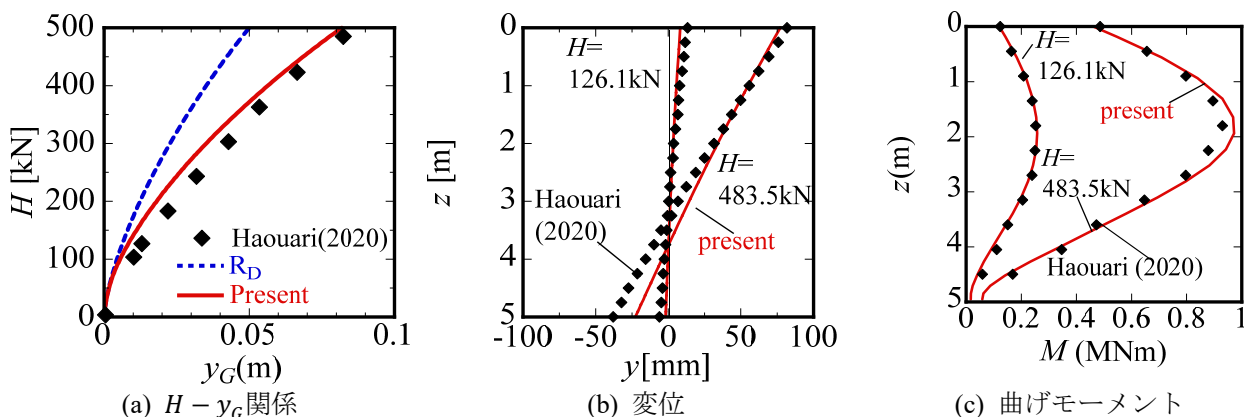


図-8 ケース H2 の 3 次元有限要素法解析と測定値の比較

ス H2 ( $L/D = 5.6$ ) の結果を示すが、ケース H1 と同様に、提案した地盤剛性評価式と  $R_{inter} = 0.6$  を用いた解析結果は測定値と良い一致が得られることを示している。

次に、ケース F の  $L/D = 3.1$ 、およびより小さい相対密度  $RD = 38\%$  への適用性を検討する。図-9 にケース F の  $q_c^*$ 、 $G_0$ 、 $E_{50}$  の鉛直分布を示す。図-9(a) では、 $q_c^*$  の範囲は 60 より小さく、値のばらつきも見られるが、提案した地盤剛性の式を適用するとばらつきが小さくなる(図-9(b)および(c))。表-4 にケース F で用いた HSsmall の地盤パラメータを示す。

相対密度が  $RD = 38\%$  とかなり小さい場合でも、提案した地盤剛性の式とインターフェース低減係数  $R_{inter} = 0.6$  の組み合わせは、図-10 に示すように、遠心模型実験から得られた測定値と良い一致を示している。

図-11 に  $y_G = 0.04$  (m) における荷重方向の主応力分布 ( $\sigma_{11}$  (kPa)) を Fan et al. (2021)<sup>6)</sup> と本研究で提案した方法を用いた 3 次元有限要素法解析とで比較した結果を示す。提案式と  $R_{inter} = 0.6$  を用いた

PLAXIS 3D による 3 次元有限要素法解析は、重力場 (1-g) での杭圧入過程を厳密に再現した CEL 法の解析結果<sup>6)</sup> と良好な一致を示した。

## 5. まとめ

砂地盤に設置された洋上風車用モノパイル基礎の地盤剛性 ( $G_0$  および  $E_{50}$ ) をコーン貫入試験から評価する式を提案し、既往の実験を再現する 3 次元有限要素法解析を実施して検証を行った。その結果、以下の結論が得られた。

1. コーン先端抵抗に基づく初期せん断剛性と変形係数の簡易な評価式を提案した。これらの式は、地表面変位と荷重の関係と、野外载荷試験と遠心模型実験の両方における杭の変位と曲げモーメントの分布をよく再現した。
2. 野外载荷試験では打設、遠心模型実験では 1-g 圧入といった設置方法によらず、唯一のインタ

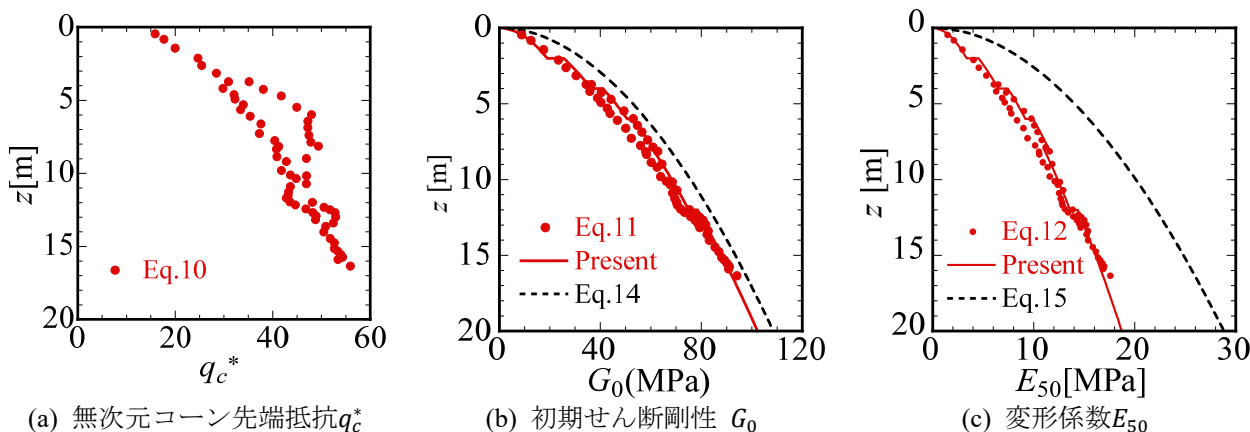


図-9 ケース F の  $q_c^*$ 、 $G_0$ 、 $E_{50}$  の鉛直分布

表-4 地盤パラメータ(ケース F)

層	単位	1	2	3	4	5	6
$z_{top}$	m	0	2	4	6	8	12
$z_{bottom}$	m	2	4	6	8	12	32
$z_{ref}$	m	0	2	4	6	8	12
$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	15.7	15.7	15.7	15.7	15.7	15.7
$c'$	kPa	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
$\phi$	°	30	30	30	30	30	30
$\psi$	°	0	0	0	0	0	0
$G_0^{ref}$	kPa	49498	66337	74833	77984	77379	80883
$E_{50}^{ref}$	kPa	8751	11820	13565	14649	14026	14803
$E_{ur}^{ref}$	kPa	26253	35459	40696	43946	42077	44409
$E_s^{ref}$	kPa	564	3791	7406	11474	14682	19941
$E_s^{inc}$	kPa/m	1598	2132	2485	1880	936	1488
$\gamma_{0.7}$	—	$1.62 \times 10^{-4}$	$1.62 \times 10^{-4}$	$1.62 \times 10^{-4}$	$1.62 \times 10^{-4}$	$1.62 \times 10^{-4}$	$1.62 \times 10^{-4}$
$RD$	%	38	38	38	38	38	38
$K_0$	—	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
$\nu$	—	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$\nu_s$	—	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$\nu_i$	—	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$R_f$	—	0.9525	0.9525	0.9525	0.9525	0.9525	0.9525

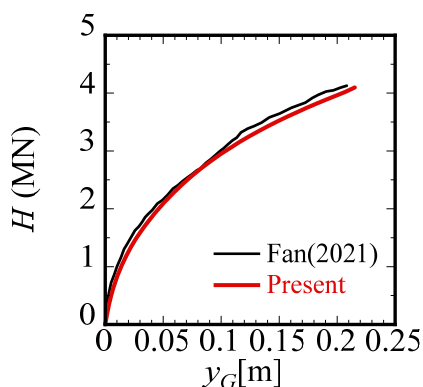
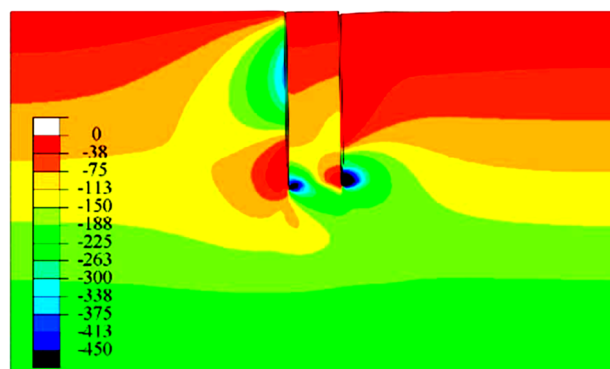


図-10 ケース F の荷重と地表面変位の関係

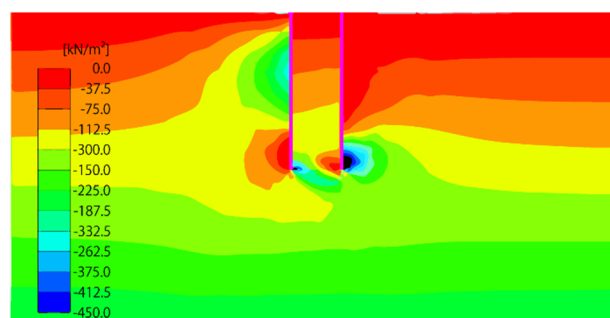
ーフェース強度低減係数 $R_{inter} = 0.6$ を用いることで杭の応答を再現できることが分かった。

### 謝辞

本研究は、東京大学との社会連携講座(次世代エネルギー・インフラ共同プログラム)の一環として実施した。ご指導いただいた東京大学大学院工学系研究科社会基盤学専攻の石原孟教授には深く感謝する。また、PLAXISによる3次元解析手法にご協力いただいたJIPテクノサイエンス株式会社の竹原和夫氏、山口清道氏、図表の作成にご協力いただいた清水建設株式会社技術研究所の杉田未来氏に感謝する。



(a) CEL 法による (Fan et al., 2021).



(b)  $R_{inter} = 0.6$  (Plaxis 3D).

図-11 ケース F の主応力の比較(荷重は右側から左側へ作用)



<参考文献>

- 1) Robertson, P. K. and Cabal, K : “Guide to cone penetration testing 7th Edition”, Gregg Drilling LLC, 2022
- 2) Igoe, D : “3D Finite Element Modelling of Monopiles in Sand Validated Against Large Scale Field Tests”, Fourth International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, 2020
- 3) Igoe, D and Mohammed, M. B. : “Application of CPT based 3DFE approach for estimating monopile damping in sand” , Cone Penetration Testing 2022, 2022
- 4) Haouari, H. and Bouafia, A. : “A Centrifuge Modelling and Finite Element Analysis of Laterally Loaded Single Piles in Sand with Focus on P-Y Curves”, Periodica Polytechnica Civil Engineering, Vol. 64, No. 4, pp. 1064-1074, 2020
- 5) Fan, S., Bienen, B., and Randolph, M. : “Centrifuge study on effect of installation method on lateral response of monopiles in sand”, International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Vol. 21, pp. 1-35, 2019
- 6) Fan, S., Bienen, B., and Randolph, M. : “Effects of Monopile Installation on Subsequent Lateral Response in Sand. II: Lateral Loading,” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 147, No. 5, 2021
- 7) 中村俊介, 松本陽介, 甲斐郁寛, 飯田芳久, 石原孟 : “水平荷重を受けるモノパイル基礎の1次元骨組解析と3次元FEM解析による検証”, 第45回風力エネルギー利用シンポジウム論文集, 2023
- 8) Pedone, G., Kontoe, S., Zdravkovic, L., Jardine, R. J. , Potts, D. M. : “A sensitivity study on the mechanical properties of interface elements adopted in finite element analyses to simulate the interaction between soil and laterally loaded piles”, 10th NUMGE 2023, 2023
- 9) PLAXIS 3D : “PLAXIS Material Models Manual 3D, 2023.2”, Bentley, 2023
- 10) Schanz, T., Vermeer, P. A., and Bonnier, P. G. : “The hardening soil model: Formulation and Verification”, Beyond 2000 in Computational Geotechnics, pp. 81-296, 1999
- 11) Benz, T. : “Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences”, Ph.D. Thesis, Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart, 2007
- 12) PLAXIS Monopile Designer : “PLAXIS Monopile Designer Manual, 2023.2”, Bentley, 2023
- 13) Byrne, B. W., McAdam, R. A., Burd, H. J., Houlsby, G. T., Martin, C. M., Beuckelaers, W. J. A. P., Zdravković, L., Taborda, D. M. G., Potts, D. M., Jardine, R. J., Ushev, E., Liu, T., Abadías, D., Gavin, K., Igoe, D., Doherty, P., Gretlund, J. S., Andrade, M. P., Wood, A. M., Schroeder, F.
- 14) C., Turner, S., and Plummer, M. A. L. : “PISA: NEW DESIGN METHODS FOR OFFSHORE WIND TURBINE MONOPILES” , Proceedings of the 8th International Conference for Offshore Site Investigation and Geotechnics, London, pp. 142-161, 2017
- 15) Zdravković, L., Jardine, R. J., Taborda, D. M. G., Abadías, D., Burd, H. J., Byrne, B. W., Gavin, K. G., Houlsby, G. T., Igoe, D. J. P., Liu, T., Martin, C. M., Mcadam, R. A., Wood, A. M., Potts, D. M., Gretlund, J. S., Ushev, E. : “Ground characterization for PISA pile testing and analysis”, Géotechnique, Vol. 70, No. 11, pp. 945-960, 2020
- 16) Taborda, D. M. G., Zdravković, L., Potts, D. M., Burd, H. J., Byrne, B. W., Gavin, K. G., Houlsby, G. T., Jardine, R. J., Liu, T., Martin, C. M., and McAdam, R. A. : “Finite-element modelling of laterally loaded piles in a dense marine sand at Dunkirk”, Géotechnique, Vol. 70, No. 11, pp. 1014-1029, 2020
- 17) Burd, H. J., Taborda, D. M. G., Zdravković, L., Abadie, C. N., Byrne, B. W., Houlsby, G. T., Gavin, K. G., Igoe, D. J. P., Jardine, R. J., Martin, C. M., Mcadam, R. A., Pedro, A. M. G., and Potts, D. M. : “PISA design model for monopiles for offshore wind turbines: application to a marine sand”, Géotechnique, Vol. 70, No. 11, pp. 1048-1066, 2020
- 18) Minga, E., and Burd, H. : “Validation of the PLAXIS MoDeTo 1D model for dense sand”, Oxford University, 2019
- 19) McAdam, R. A., Byrne, B. W., Houlsby, G. T., Beuckelaers, W. J. A. P., Burd, H. J., Gavin, K. G., Igoe, D. J. P., Jardine, R., Martin, C. M., Wood, A. M., Potts, D. M., Gretlund, J. S., Taborda, D. M. G., and Zdravković, L. : “Monotonic laterally loaded pile testing in a dense marine sand at Dunkirk”, Géotechnique, Vol. 70, No. 11, pp. 986-998, 2020
- 20) Mayne, P. W., Coop, M. R., Springman, S. M., Huang, A., and Zornberg, J. G. : “Geomaterial behavior and testing”, Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp. 2777-2872, 2009
- 21) Brinkgreve, R. B. J., Engin, E., and Engin H. K. : “Validation of empirical formulas to derive model parameters for sands”, Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Proceedings of 7th NUMGE, Trondheim, Norway, CRC Press, 2010
- 22) Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., and Pasqualini, E. : “Cone resistance of a dry medium sand”,

- 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. 2, pp. 427-432, 1981
- 23) Robertson, P. K., and Campanella, R. G. : “Interpretation of Cone Penetration Tests: Sands and Clays”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, pp. 719-745, 1983
- 24) Rix, G. J., and Stokoe, K. H. : “Correlation of Initial Tangent Modulus and Cone Penetration Resistance”, Proceedings of the First International Symposium on Calibration Chamber Testing/ISOCCTI, 351-362, 1991
- 25) Trofimenkov, J. G. : “General Reports: Eastern Europe”, Proceedings, European Symposium of Penetration Testing, Stockholm, Sweden, Volume 2:1 General Reports, Discussions and other activities, pp. 24-39, 1974
- 26) Gouw, T. : “Common Mistakes on the Application of Plaxis 2D in Analyzing Excavation Problems,” International Journal of Applied Engineering Research, Vol. 9, No. 21, pp. 8291-8311, 2014