土木学会論文集, Vol. 81, No. 18, 25-18127, 2025.

# 拡張型相似則を適用した洋上風力モノパイル式基礎の単調載荷遠心実験結果に関する解析的研究

三好　俊康[1]・清宮　理[2]・松本　正一郎[3]

[1] 正会員　五洋建設株式会社　土木部門　洋上風力事業本部　技術部
（〒112-8576 東京都文京区後楽 2-2-8）
E-mail: toshiyasu.miyoshi@mail.penta-ocean.co.jp (Corresponding Author)
[2] フェロー会員　一般財団法人沿岸技術研究センター
（〒105-0003 東京都港区西新橋 1-14-2）
[3] 正会員　五洋建設株式会社　土木部門　洋上風力事業本部　技術部
（〒112-8576 東京都文京区後楽 2-2-8）

著者らは，洋上風力発電設備のモノパイル式基礎に対して，モノパイルを模擬した直径 1～2m 程度の鋼管杭を用いる大規模なフィールド試験の実施が容易でないことから，静的挙動に関する拡張型相似則を適用した遠心場における単調載荷実験結果の実寸換算と，p-y（API）ばねによる p-y ばねモデルの再現解析結果を比較し，杭諸元や根入れ長が異なる杭の挙動について検討したが，基準杭（根入れ長 1/β）では実験結果（実寸換算）と再現解析（p-y ばねモデル）に乖離が見られた．そこで，本研究では 3 次元 FEM 解析をベンチマークとし，p-y ばねモデルに加え，3 次元 FEM 解析より算出した水平ばね・回転ばねを設定したモデル，p-y ばねモデルへ偶力モーメント Mc と回転ばね $K_\theta$ を追加したモデルによる再現解析により，実験結果（実寸換算）との違いについて考察した．再現解析の結果，根入れ長が 2/β では水平地盤ばねで静的応答を安全側に評価できたが，特に根入れ長が 1/β と短い杭を梁ばねモデルで解析する場合は，水平地盤ばねと回転ばねを考慮することが重要であり，曲げモーメントの予測にあたり p-y ばねモデルへ偶力モーメント Mc と回転ばね $K_\theta$ を追加したモデルが実用的であることがわかった．

***Key Words :*** *offshore wind monopile foundation, centrifuge test, generalized scaling law, beam-spring analytical model, p-y curve, 3D-FEM, moment of couple, rotational spring*

## 1. はじめに

洋上風力発電設備の着床式基礎はモノパイル式が多く，風荷重/波浪荷重が作用する際の設計において地盤との相互作用を考慮するための水平方向地盤ばねにAPI[1)]によるp-yカーブを用いた梁ばねモデルを適用している．近年の風車大型化に伴い大口径化するモノパイル式基礎の設計用地盤ばねの合理化を目的として，欧州産学官プロジェクト”PISA（PIle Soil Analysis）”を始めとして種々の研究[2), 3)等]がなされている．これらの研究では，風車建設サイトと同等の地盤特性を持つ陸上サイトにて杭径1～2m程度の試験杭による載荷試験結果を3次元FEM解析結果と比較し，水平方向地盤ばねに加えて，回転ばね等を考慮する考え方を導入して，杭の根入れ長縮小を図っている．しかし，こうしたフィールド試験はサイト確保や計測・試験装置の設置など容易ではない．

著者ら[4)]は，実物大の杭として基準杭（外径6.5 m，板厚65 mm），大口径杭（外径9.5 m，板厚95 mm），小口径杭（外径2.6m，板厚26 mm）を想定し，杭の特性値βをパラメータとした根入れ長の異なる杭に，拡張型相似則を適用した遠心場模型を用いた単調載荷実験を実施した．得られた実験結果を実寸換算し，水平方向地盤ばねを用いた梁ばねモデル（以降，p-yばねモデル）による再現解析と比較検討したが，基準杭（根入れ長1/β）ではp-yばねモデルによる再現性が最も低い結果となった．

そこで本研究では，実験結果（実寸換算）を対象とした3次元FEM解析をベンチマークとし，3次元FEM解析結果に基づく水平ばね・回転ばねを設定した梁ばねモデル（以降，PISAばねモデル），偶力モーメントMcと回転ばね$K_\theta$を設定[5)]した梁ばねモデル（以降，p-yばね＋Mc＋$K_\theta$モデル）による再現解析の結果と，実験結果（実寸換算）を比較し，回転ばね等による影響について考察した．

## 2. 拡張型相似則適用による既往研究結果[4)]

適用した拡張型相似則と杭の主要諸元を各々**表-1**と**表-2**に示す．遠心載荷実験では東北珪砂6号（単位体積重量16.2 kN/m$^3$）を相対密度80％とした砂地盤と，同じ材料にセメントを混合して作製した杭先端支持用基盤層を用いた．杭の特性値(β)と根入れ長等の関係を**表-3**に示す．地盤反力係数$k_h$は内部摩擦角φとの関係[1)]により設定し，φは相対密度と有効上載圧からMeyerhofの式で算定した．

**表-1** 拡張型相似則

| | 実物/模型 | | 杭 | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | a 基準杭 | b 大口径杭 | c 小口径杭 |
| 1G 場 | λ | 長さ | 3 | 3.5 | 1.9 |
| 50G 場 | η | | 50 | 50 | 50 |
| 拡張型相似則 | λ･η | | 150 | 175 | 95 |
| 1G 場 | $\lambda^6$ | 曲げ剛性 | 729 | 1,838 | 47 |
| 50G 場 | $\eta^4$ | | 6,250,000 | 6,250,000 | 6,250,000 |
| 拡張型相似則 | $R=\lambda^6\cdot\eta^4$ | | $4.56\times10^9$ | $1.15\times10^{10}$ | $2.94\times10^8$ |

**表-2** 杭の主要諸元

| 杭 | | 外径 | 板厚 | 備考 |
|---|---|---|---|---|
| 基準杭 | ①遠心場 | 20 mm | 1.5 mm | アルミパイプ（ヤング係数78.9 GPa） |
| | ②1 G場換算 | 1.0 m | 26 mm | 曲げ剛性比105%(対①1 G場換算) |
| | ③実寸換算 | 6.5 m | 65 mm | 曲げ剛性比99%(対②実寸換算) |
| 大口径杭 | ①遠心場 | 30 mm | 1.0 mm | アルミパイプ（ヤング係数55.1 GPa） |
| | ②1 G場換算 | 1.5 m | 13 mm | 曲げ剛性比104%(対①1 G場換算) |
| | ③実寸換算 | 9.5 m | 95 mm | 曲げ剛性比101%(対②実寸換算) |
| 小口径杭 | ①遠心場 | 16 mm | 1.5 mm | アルミパイプ（ヤング係数66.6 GPa） |
| | ②1 G場換算 | 0.9 m | 13 mm | 曲げ剛性比97%(対①1 G場換算) |
| | ③実寸換算 | 2.6 m | 26 mm | 曲げ剛性比104%(対②実寸換算) |

**表-3** 杭の特性値と根入れ長

| 杭種別 (根入れ長) | 想定した根入れ長 | 地盤反力係数 $k_h$, $k_h^*$ | 根入れ長 $L$, $L^*$ |
|---|---|---|---|
| 基準杭 (1/β) | ①100 mm, ②5.0 m, ③15.0 m | | 11.1 m **14.5 m** |
| 基準杭 (2/β) | ①200 mm, ②10.0 m ③30.0 m | $5.56\times10^4$ kN/m$^3$ **$1.93\times10^4$ kN/m$^3$** | 22.2 m **29.0 m** |
| 基準杭 (3/β) | ①300 mm, ②20.0 m ③45.0 m | | 33.3 m **43.5 m** |
| 大口径杭 (2/β) | ①230 mm, ②11.5 m ③40.3 m | $5.56\times10^4$ kN/m$^3$ **$1.63\times10^4$ kN/m$^3$** | 29.6 m **40.3 m** |
| 小口径杭 (2/β) | ①178 mm, ②8.9 m ③16.9 m | $5.55\times10^4$ kN/m$^3$ **$2.89\times10^4$ kN/m$^3$** | 11.2 m **13.2 m** |

①：遠心場模型での値，②：①を1 G場模型換算した値，
③：②を実寸換算した値，$L$：$k_h$による値，$L^*$：$k_h^*$による値
$k_h^*$：$k_h^*=k_h(0.6/D)^{4(1-a)/(4+a)}$，$a=0.5$，$D$：杭径 より算定[6)]した値

**図-1**に既往研究[4)]より抜粋した遠心載荷実験模型と計装図を示す．載荷位置と地表面高さは全模型で共通とし，杭の根入れ長に応じて基盤層厚さを調整した．

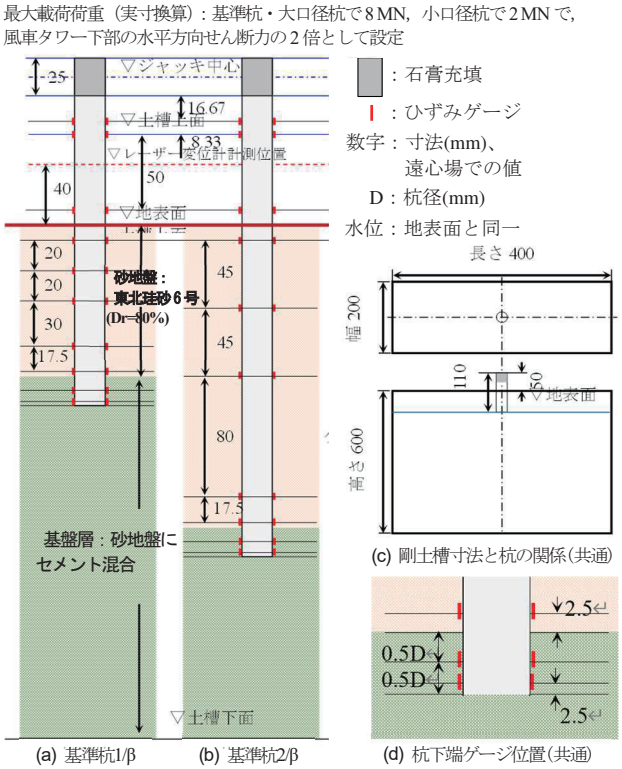



**図-1** 遠心載荷実験模型および計装図

実験結果（実寸換算）とp-yばねモデルによる再現解析の比較例を**図-2**に示す．基準杭(2/β)では$kh^*$を適用した解析で曲げモーメントが実験結果（実寸換算）と良く一致したが，根入れ長が短い基準杭(1/β)では乖離した．

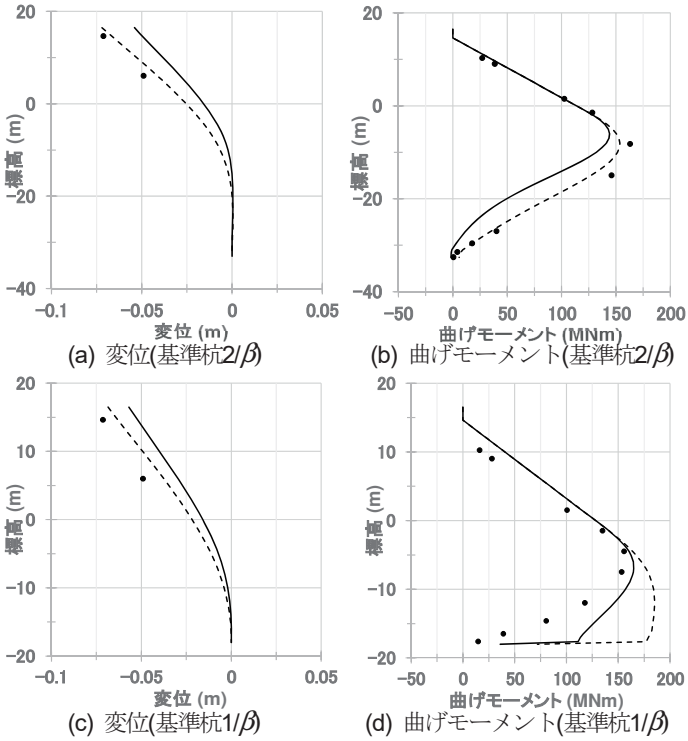



**図-2** 再現解析（実線：$k_h$適用，破線：$k_h^*$適用）と実験結果の比較（●：実験結果（実寸換算））

## 3. 本研究における再現解析

本研究の再現解析（寸法は実寸換算）では，$k_h^*$を用いたp-yばねモデルに加え，3次元FEM解析，PISAばねモデル，p-yばね＋Mc＋$K_\theta$モデルを適用した．

### (1) 3 次元 FEM 解析

3次元FEM解析では汎用プログラム”PLAXIS 3D”[7]を使用し，実寸換算した実験模型の1/2をモデル化した（図-3）．杭（モノパイル）をシェル要素でモデル化し，ソリッド要素でモデル化した地盤と地中のシェル要素の間にインターフェイス要素を設けた．基盤層は本検討では解析上コンクリート相当と仮定して線形とし，飽和砂地盤はHS-smallモデル[8]でモデル化した．地盤のポアソン比は本研究では0.2と設定した．HS-smallモデルで用いる基準せん断弾性係数は，基準拘束圧$p^{ref}$＝100 kN/m$^2$に対する$G_0^{\mathrm{ref}}$とし，式(1a)～(1b)から求めた．なお，解析の安定性のため$c'$を0.1 kN/m$^2$とした．本論文では，式(1a)における初期せん断弾性係数$G_0$の設定にあたり，既往研究[4]と同様に相対密度と有効上載圧からMeyerhofの式により換算したN値を用いて，文献[9]による等価N値等の算定から図-4に示すフローにより設定した．

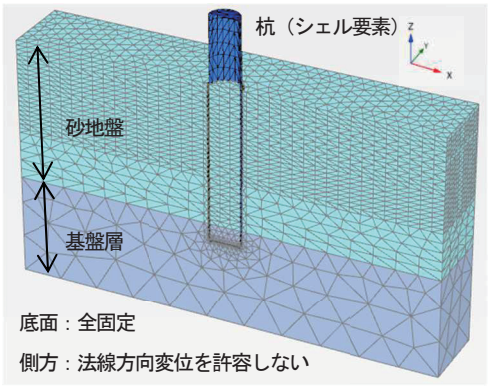



図-3 3次元FEM解析モデル（基準杭2/βの例）

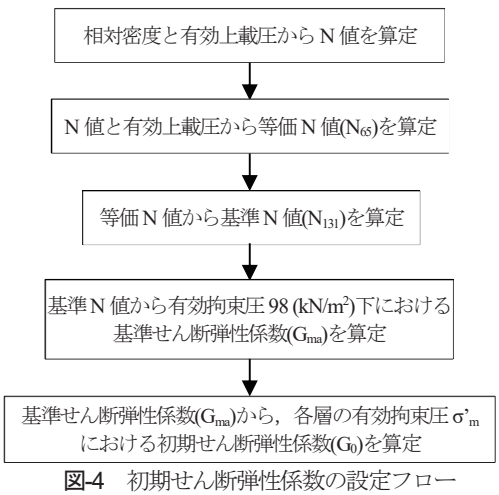



図-4 初期せん断弾性係数の設定フロー

$$G_0^{\mathrm{ref}} = G_0 \left( \frac{c' \cdot \cos\varphi' + p^{ref} \cdot \sin\varphi'}{c' \cdot \cos\varphi' + \sigma_3' \cdot \sin\varphi'} \right)^{0.5} \quad (1a)$$

$$\sigma_3' = 0.5\sigma_v' \quad (1b)$$

表-4に設定パラメータ，図-5にせん断弾性係数分布の例を示す．

表-4 設定パラメータ

| 初期せん断弾性係数$G_0$ (kN/m$^2$) | せん断弾性係数$G_0^{\mathrm{ref}}$ (kN/m$^2$) | 割線変形係数$E_{50}^{\mathrm{ref}}$ (kN/m$^2$) | 参照ひずみ$\gamma_{0.7}$ | 内部摩擦角φ' (度) |
|---|---|---|---|---|
| フロー(図-4)より設定 | $G_0$ より算定 | 60000 | 0.0001 | 42 |

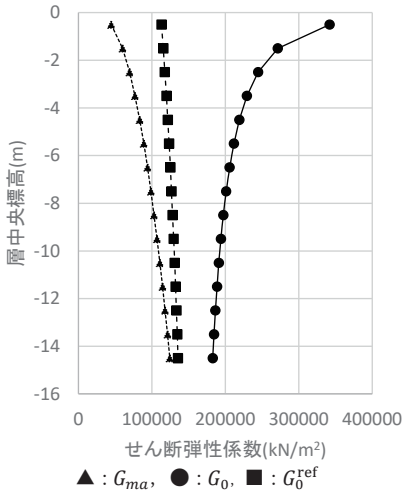



図-5 砂地盤のせん断弾性係数（基準杭1/βの例）

### (2) PISA ばねモデル

このモデルに使用する地盤ばねは，図-1に示した最大載荷荷重を与えた3次元FEM解析により得られるインターフェイス要素応力(図-6)とシェル要素の平均変位より算定し，水平方向載荷であることに着目して図-7に示す4種類のばねとした．

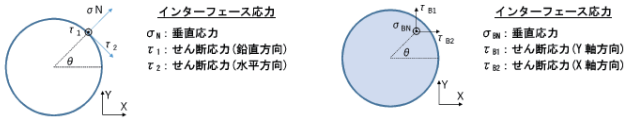



図-6 インターフェイス要素から抽出した応力

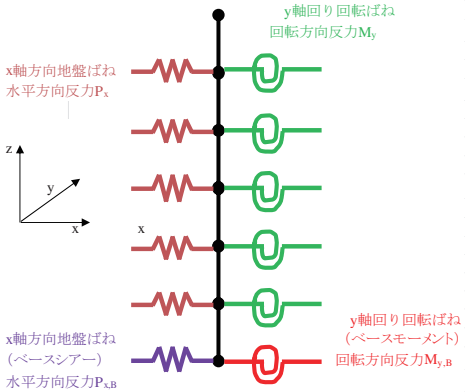



図-7 算出対象としたPISAばね

図-7に示した地盤ばねについて，x方向地盤ばねの水平反力$Px$と$P_{x,B}$およびy軸回り回転ばねの回転反力$M_y$と$M_{y,B}$は，以下の式(2a)～(2d)により求めた．

$$P_x = \sum_{i=1}^{n}(\sigma_{Ni}\cdot cos\theta + \tau_{2i}\cdot sin\theta)A_i \qquad (2a)$$

$$P_{x,B} = \sum_{i=1}^{m}\tau_{B2i}\cdot A_{Bi} \qquad (2b)$$

$$M_y = \sum_{i=1}^{n}\tau_{1i}\cdot\frac{D}{2}\cdot A_i \qquad (2c)$$

$$M_{y,B} = \sum_{i=1}^{m}\sigma_{BNi}\cdot r_x\cdot cos\theta\cdot A_{Bi} \qquad (2d)$$

ここに，$D$：杭径，$n$：算出位置と同一深さにおける杭周面インターフェイス要素数，$m$：杭底面インターフェイス要素数，$A_i$：杭周面インターフェイス要素面積，$A_{Bi}$：杭底面インターフェイス要素面積，$r_x$：杭底面中心からインターフェイス要素中心までの中心距離

### (3) p-y ばね+Mc+Kθ モデル

このモデルに使用する地盤ばねについては，p-yばねに加えて，文献[5]を参考として算定したモーメント荷重（偶力モーメントで周面せん断力の合計）であるMcと回転ばねKθを組み合わせた．まず，偶力モーメントについて示す．文献[5]を参考に作成した図-8に示すように，杭のような円形断面の場合は，以下の式(3)により偶力モーメントを算定した．

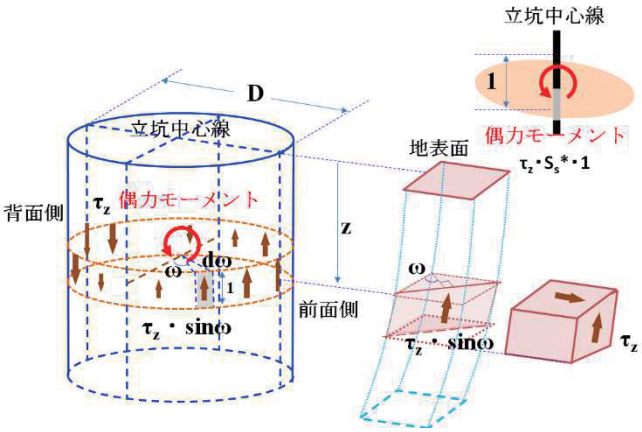



図-8　円形構造物への周面せん断力の作用

$$2\int_0^{\pi}\tau_z\cdot sin\omega\cdot 1\cdot\frac{D}{2}\cdot sin\omega\cdot\frac{D}{2}\cdot d\omega = \tau_z\cdot\frac{\pi\cdot D^2}{4}\cdot 1 \qquad (3)$$

単位長さ1に掛かる偶力モーメントは，平面面積$S_s^*$を用い，$\tau_z\cdot S_s^*$で求めた．

$\tau_z$の算定にあたっては，単位荷重1kN相当の解析で得られた解析結果より図-9に示す手法を用いた．

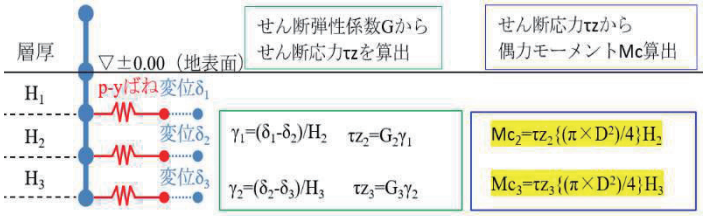



図-9　偶力モーメント算定のイメージ

再現解析では地盤ばねを設けた梁要素の中央となる節点へ偶力モーメントを与えた．

次に回転ばねKθについて示す．梁ばねモデルへの適用に際して，文献[5]を参考に作成した図-10に示すように，構造物横断面に回転角φが生じることで構造物壁面が鉛直方向に変位する．この変位に抵抗するように地盤ばねが作用することで壁面に反力を及ぼす偶力モーメントとなり，この算定のため地盤ばねモデルとして，道路橋示方書・同解説[10]の考え方を導入したものである．

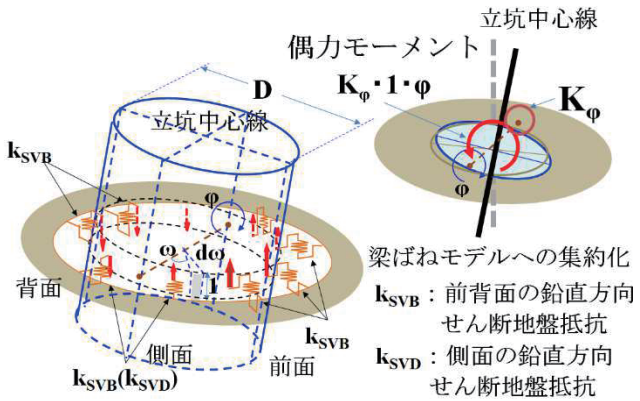



図-10　円形構造物の回転角に作用する回転ばね

円形断面の場合は，以下の式(4a)～(4c)により回転ばね$K_\varphi$を算定した．ただし$k_{HD}$には，表-3に示す地盤反力係数$k_h^*$の1.0倍を用い，回転ばねは本研究では線形とした．

$$\int_0^{\pi}k_{SVB}\cdot\left(\frac{D}{2}\cdot d\omega\cdot 1\right)\cdot\left(\varphi\cdot\frac{D}{2}\cdot sin\omega\right)\cdot\left(2\cdot\frac{D}{2}\cdot sin\omega\right)$$

$$= k_{SVB}\cdot\frac{\pi}{8}\cdot D^3\cdot 1\cdot\varphi \qquad (4a)$$

$$K_\varphi = k_{SVB}\cdot\frac{\pi}{8}\cdot D^3 \qquad (4b)$$

$$k_{SVB} = 0.3\cdot k_{HD} \qquad (4c)$$

本研究では回転ばねの設置位置は，地盤ばねが結合される梁要素端部の節点とした．

なお再現解析においては，文献[5]を参考としてFrancisの考え方[11]（Vesicが提唱した地盤ばね定数を2倍とするもの）と同様に，p-yばね定数を2倍とした検討を追加した．

図-11にp-yばねモデルを用いた構造解析モデルを示す.

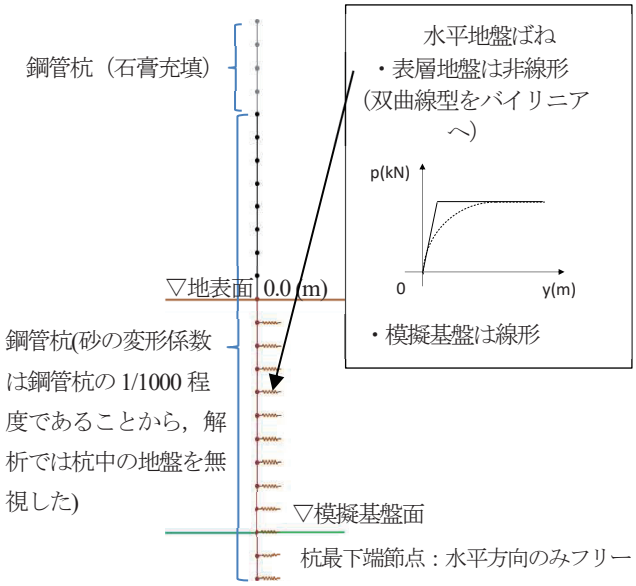



図-11　構造解析モデルの概要[4)]

## 4.　再現解析の結果と考察

ここでは載荷に伴う変位と曲げモーメントの比較を行う．3次元FEM解析における杭の曲げモーメントはシェル要素の軸方向力から，式(4)より算出した.

$$M = \frac{N_{1,x=+r} - N_{1,x=-r}}{2t} \times Z \qquad (4)$$

ここに，$M$：杭の曲げモーメント，$N_{1,x=\pm r}$：杭の載荷方向両端部シェル要素の軸方向力（円周方向単位長さあたり），$t$：杭の板厚，$Z$：杭の断面係数

### (1)　小口径杭 2/β について

図-12に再現解析結果（凡例は全て共通）を示す.

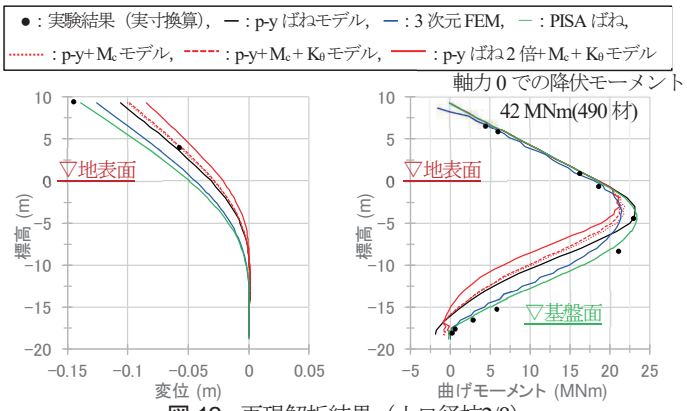



図-12　再現解析結果（小口径杭2/β）

図-12より，変位と曲げモーメントについては“PISAばねモデル”の分布性状が実験結果（実寸換算）と最も近く，次いで“3次元FEM解析”が近い．頂部変位と最大曲げモーメントの，実験結果（実寸換算）に対する倍率は，“PISAばねモデル”で各々0.96倍と1.01倍で，“3次元FEM解析”では各々0.88倍と0.92倍であった．スレンダーな小口径杭では，p-yばねモデル群のうち，“p-yばねモデル”が実験結果（実寸換算）に近く，倍率は各々0.74倍と0.99倍であったが，その他p-yばねモデル群の一致度は劣っている．拡張相似則を適用した遠心載荷試験に基づく実寸換算の杭挙動の検討を行うにあたり，“PISAばねモデル”の再現性が最も高く，“p-yばねモデル”による検討は最大曲げモーメントの実験結果（実寸換算）を概ね再現しており，実用上十分な精度を確保していると思われる.

### (2)　大口径杭 2/β について

図-13に再現解析結果を示す.

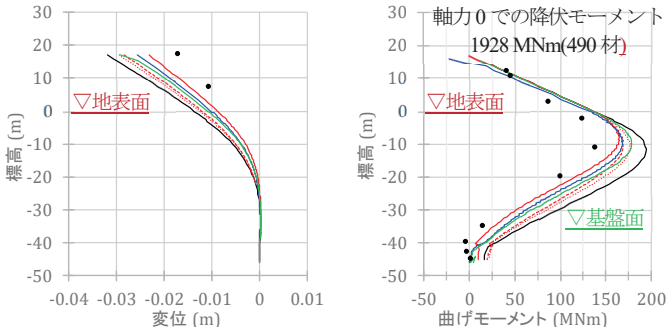



図-13　再現解析結果（大口径杭2/β）

図-13より，変位と曲げモーメントの全解析結果は実験結果（実寸換算）より過大であるが，“p-yばね2倍+Mc+Kθモデル”の分布性状が最も近い．頂部変位と最大曲げモーメントの，実験結果（実寸換算）に対する倍率は，“p-yばねモデル”で各々1.86倍と1.40倍，“p-yばね2倍+Mc+Kθモデル”では各々1.35倍と1.17倍，“3次元FEM解析”では各々1.49倍と1.21倍となり，“PISAばねモデル“も同程度であった．拡張相似則を適用した遠心載荷試験に基づく検討における，”p-yばね2倍+Mc+Kθモデル“は曲げモーメントの実験結果(実寸換算)を概ね再現しており，実用上十分な精度を確保していると思われる.

### (3)　基準杭 2/β について

図-14に再現解析結果を示す.

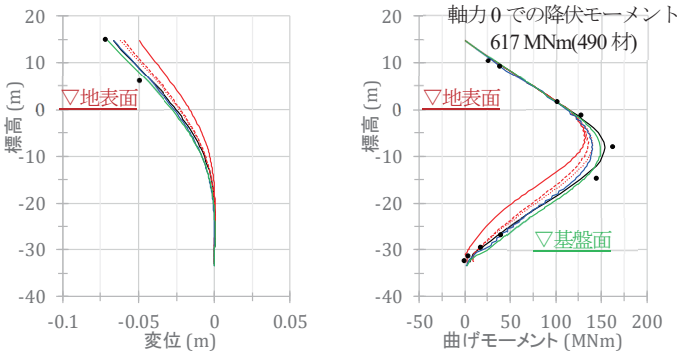



図-14　再現解析結果（基準杭2/β）

**図-14**より，頂部変位と最大曲げモーメントについては，実験結果（実寸換算）に対して，各々“PISAばねモデル”で0.99倍と0.91倍，“p-yばねモデル”では0.94倍と0.94倍となった．一方，”3次元FEM解析“では0.93倍と0.86倍となったが．これらの3モデルともに分布性状は実験結果（実寸換算）と類似している．p-yばねモデル群では，$M_c$の追加⇒$K_\theta$の追加⇒p-yばね係数2倍とするにつれて乖離する傾向にある．拡張相似則を適用した遠心載荷試験に基づく“p-yばねモデル”による検討は曲げモーメントの実験結果（実寸換算）を概ね再現しており，実用上十分な精度を確保していると思われる．

### (4) 基準杭 1/β について

**図-15**に再現解析結果を示す．先に述べたように，再現解析結果が実験結果（実寸換算）と乖離[4]していたため，基準杭1/βに関してはp-yばねモデル群のうち，検討対象を“p-yばね2倍+ $M_c$ + $K_\theta$モデル”のみとした．

基準杭1/βでは，これまでの杭と同様に基盤層を線形材料として扱っていたが，実験結果（実寸換算）との乖離が大きかった．そのため，根入れの短い杭に対する載荷荷重が大きいことにより，基盤層内の杭は降伏に至っていないが，基盤層が破壊されたものと考えられた．そこで，基準杭1/βの3次元FEM解析（**図-15**）では，別途実施した三軸圧縮試験(CD)より得られた粘着力226.7 (kN/m$^2$)と内部摩擦角34.1 (度)を用いたモールクーロン弾塑性モデルを基盤層のソリッド要素へ適用した．なお，p-yばねについては，Weak Rock(弱い岩盤)を対象としたReese[12]のモデルを用いた検討を実施したが，ばね変位が非常に小さく非線形領域に至らなかったことを確認した上，通常のp-yばねを適用した．

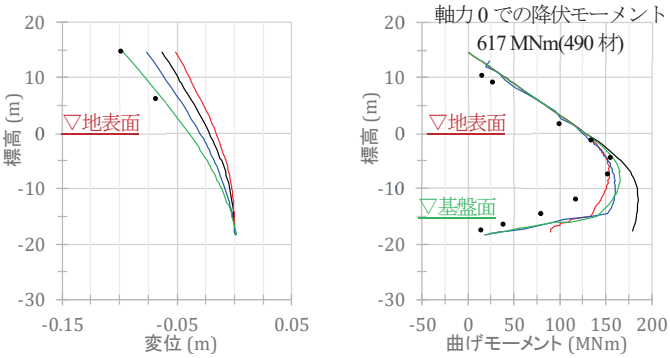



**図-15** 再現解析結果（基準杭1/β）

**図-15**より，変位は“PISAバネモデル”が最も実験結果（実寸換算）と整合している．曲げモーメントについては最大値発生位置以深において全解析結果は実験結果（実寸換算）より過大であるが，“p-yばねモデル”に対して，曲げモーメント分布性状と類似した結果が得られ，“p-yばね2倍+ $M_c$ + $K_\theta$モデル”の分布性状が最も近い．ただし，先に述べたように標高-15 (m)の基盤面以深では，モールクーロン弾塑性関係を考慮している“3次元FEM”，これに基づく“PISAモデル”よりも再現性が非常に低い．

頂部変位と最大曲げモーメントの実験結果（実寸換算）に対する倍率は，“PISAばねモデル“で各々0.98倍と1.06倍，“3次元FEM解析”では各々0.78倍と0.98倍となった．“p-yばね2倍+ $M_c$ + $K_\theta$モデル”では各々0.52倍と0.97倍という結果となった．根入れ長が極端に短い本ケースでは，回転ばねの効果が非常に高く，拡張相似則を適用した遠心載荷試験に基づく”p-yばね2倍+ $M_c$ + $K_\theta$モデル“による検討は最大曲げモーメントの実験結果（実寸換算）を概ね再現しており，実用上十分な精度を確保していると思われる．

## 5. 結論と課題

拡張型相似則を適用した遠心載荷実験により，異なる杭の諸元と根入れ長を対象とした単調載荷を行い，再現解析に“3次元FEM解析”と“PISAばねモデル”を追加して検討を実施した．これらのモデルは載荷杭の挙動を最も忠実に再現するモデルと考えられるが，モデリングは“p-yばねモデル群”に対して簡便なものではない．そのため，本研究では通常のp-yばねモデルに加えて，簡易に算出することができるモーメント荷重や回転ばねを適用したモデルによる検討を行った．

その結果，風車タワー下端ローディングデータの2倍相当の載荷における，拡張相似則を適用した遠心載荷試験に基づく再現解析では，

・小口径杭2/β（実寸換算：外径2.6 m，板厚26 mm）を対象とした場合“p-yばねモデル”
・基準杭2/β（実寸換算：外径6.5 m，板厚65 mm）を対象とした場合“p-yばねモデル”
・大口径杭2/β（実寸換算：外径9.5 m，板厚95 mm）を対象とした場合”p-yばね2倍+$M_c$+$K_\theta$モデル“
・基準杭1/β（実寸換算：外径6.5 m，板厚65 mm）を対象とした場合”p-yばね2倍+$M_c$+$K_\theta$モデル“

を用いることが，実寸換算の杭断面諸元を決定する重要な項目である最大曲げモーメントの予測手法として実用上十分な精度が得られることがわかった．ただし気中部の杭の変位が実験結果（実寸換算）に対して過小評価していることについては今後検討が必要と思われる．また，杭の曲げ剛性や根入れ長によって，p-yばねモデル群の適用性に関する傾向が異なるため，杭の特性値βに加えて，別の指標を評価することが必要と考えられる．

さらに，異なる相対密度の飽和砂地盤や繰返し載荷実験結果を用いた検討も今後必要と考えられる．

## REFERENCES


1) AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE : Geotechnical and Foundation Design Considerations, ANSI/API RECOMMENDED PRACTICE 2GEO FIRST EDITION, APRIL 2001 ADDENDUM1, OCTOBER 2014
2) Ross A.M, Byrne W.B, Guy T.H, William J.A.P.B, Harvey J.B, Kenneth G.G, David J.P.I, Richard J.J, Christopher M.M, Alastair M.W, David M.P, Jesper S.G, David, M.G.T, Lidija.Z: Monotonic laterally loaded pile testing in a dense marine sand at Dunkirk, *Géotechnique*. , [https://doi.org/10.1680/jgeot.18.PISA.004]
3) Akihiko, T., Naoya, O., Takaaki, K., Yukiho, K and Satoshi, I.: Centrifuge model tests on large-diameter monopiles in dense sand subjected to two-way lateral cyclic loading in short-term, *Soils and Foundations* 62(2022) 101148.
4) 三好俊康，清宮理，吉田誠，松本正一郎：洋上風力モノパイル式基礎の単調載荷実験への拡張型相似則適用に関する基礎的研究，土木学会論文集，Vol. 80, No. 18, 24-18026, 2024. [Miyoshi, T. , Kiyomiya, O. , Yoshida, M. and Matsumoto, S.: Basic study on the application of generalized scaling law to monotonic loading tests on offshore wind monopile type foundation, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers*, Vol. 80, No. 18, 24-18026, 2024.]
5) 志波由紀夫 : 立坑構造物の耐震解析モデルに関する考察，土木学会論文集，Vol. 69, No. 4, I-55-I-72, 2013. [Shiba, Y.: A theoretical study on the analytical model used in the seismic design for underground vertical shaft structures, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers*, Vol. 69, No. 4, Ⅰ-55-Ⅰ-72, 2013.]
6) Jens Wiemann.,Kerstin Lesny.,Werner Richwien. : Evaluation of Pile Diameter Effects on Soil-Pile Stiffness, *Engineering, Environmental Science*, 2004.
7) PLAXIS 3D, Bentley Systems, [https://ja.bentley.com/software/plaxis-3d/]
8) Benz, T.: Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences, Ph.d.Thesis, *Institute für Geotechnik der Universität Stuttgart*, 2007.
9) 国土交通省国土技術政策総合研究所港湾研究部港湾施設研究室 : 一次元 FLIP 入力データ作成プログラム 1D-MAKER（20140131 版）Ver.1.3 操作マニュアル.
10) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, pp.295-320, 2002. [Japan Road Association: SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES IV SUBSTRUCTURES, pp. 295-320, 2002.]
11) Francis, A. J. : ANALYSIS OF PILE GROUPS WITH FLEXURAL RESISTANCE, *Journal of the SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION*, 1964.
12) Lymon C. Reese. : ANALYSYS OF LATERALLY LOADED PILES IN WEAK ROCK, JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING, NOVEMBER 1997.


**(Received February 4, 2025)**
**(Accepted May 15, 2025)**

# ANALYTICAL STUDY ON THE RESULTS OF CENTRIFUGE MONOTONIC LOADING TESTS ON OFFSHORE WIND MONOPILE TYPE FOUNDATION APPLYING THE EXTENDED SIMILARITY LAW

Toshiyasu MIYOSHI, Osamu KIYOMIYA, Shouichirou MATSUMOTO

Since it is not easy to conduct large-scale field tests using steel pipe piles of 1 to 2 m in diameter that simulate monopiles for monopile-type foundations of offshore wind power generation facilities, the authors conducted monotonic loading tests in a centrifuge field by applying the extended similarity law and compared the experimental results converted to prototype with the results of simulation by 1D beam-spring model with the p-y (API) soil spring and have studied the static behavior of piles with different specifications and penetrated lengths in previous research.

However, for the reference pile (penetrated length 1/β), there was a discrepancy between the simulation using the p-y spring model and the experimental results converted the prototype size.

Therefore, in this study, using the 3D FEM analysis as a benchmark, a model with horizontal and rotational springs calculated from the 3D FEM analysis and a model with an additional moment of couple Mc and rotational spring $K_\theta$ were added in the p-y spring model were applied in simulation.

As a result, the static response is evaluated to be on the safe side with only the horizontal soil spring when the penetrated length is 2/β. It is important to consider the rotational spring in addition to the horizontal soil spring, especially when analyzing a pile with a penetrated length as short as 1/β using the beam spring model, however the application of moment of couple Mc and rotational spring $K_\theta$ to the p-y spring model is practical to predict bending moment.