

着床式洋上風車に用いるスカートサクシオン®基礎に関する研究

粕谷 悠紀 山田 祐樹 栗本 卓
(本社生産技術本部)

松元 和久 小山 宏人 伊藤 政人
(本社土木本部) (本社生産技術本部) (本社土木本部)

Study on Skirt Suction Foundation for Fixed Offshore Wind Turbine

Yuki Kasuya Yuki Yamada Taku Kurimoto
Kazuhiisa Matsumoto Hiroto Koyama Masato Ito

Abstract

As the size of fixed offshore wind turbines becomes larger and their offshore sites become deeper, the conventional bottom-fixed foundation size is increased, resulting in increased construction cost. Therefore, the “skirt suction foundation (hereinafter, SS foundation)” is developed as a high-performance method compared to conventional foundations. Several tests using the full-scale model of reinforced concrete are performed at the ocean area, and the performance of the SS foundation is evaluated. By conducting penetration tests and retraction tests, we confirmed that the construction feasibility can be predicted using the existing calculation formulas. In addition, we confirmed by three-dimensional FEM analysis of the lateral loading test that the lateral load capacity of the SS foundation can be evaluated.

概要

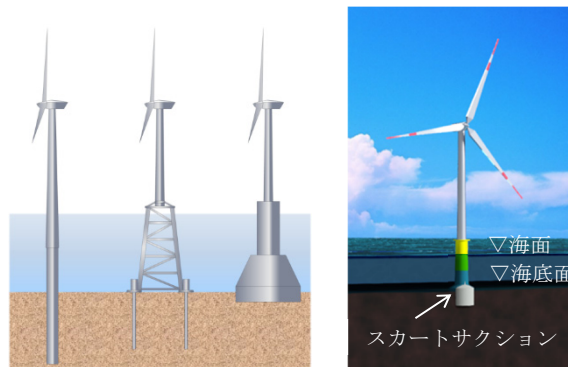
洋上風車の大型化や設置場所の大水深化により、着床式洋上風車にモノパイル、ジャケット、重力式などの基礎を用いると、基礎が大型化してコストが増大する。このような条件下では、これらの基礎に比べて高性能な「スカートサクシオン基礎(以下、SS基礎)」の適用が期待される。そこで、実海域におけるRC製実物大模型により各種実験を実施し、施工時および完成時のSS基礎の性能評価を行った。貫入実験および注水による撤去実験では、既往の算定式によって施工性予測が可能であることを確認した。また、水平載荷実験の3次元FEM解析より、極限荷重の1/3(第一限界抵抗力)まではSS基礎の変形および水平支持機構を概ね評価可能であることを確認した。

1. はじめに

洋上風車の構造形式には、風車の自重を海底地盤まで伝達させる「着床式」と風車自体が海洋に浮いている「浮体式」がある。着床式は比較的水深が浅い場合に適し、モノパイル、ジャケット、重力式などから、水深や地盤条件などによって最適な構造が選定される(Fig. 1)。モノパイルは、大口径鋼管杭であり、遠浅で広大な海域を有するヨーロッパでは主流で、世界的に見ても全体の約3/4の割合を占めている¹⁾。モノパイルに比べて実績は少ないものの、鋼管トラス構造と複数の鋼管杭からなるジャケットや、海底が岩盤など杭の打設が困難な場所に用いられるコンクリート構造物の重力式などがある。洋上風車の適用が拡大し、風車の大型化や設置場所の水深が深くなるにつれ、基礎が大型化しコストがかかることが課題である。特に、実績が多いモノパイルは大型化に伴い打設時の騒音や振動が極めて大きく、海洋生物への影響が懸念される。また、根入れ箇所には岩盤が存在する場合などは打設不能で適用できないという課題もある。

そこで、水中橋梁基礎として開発済みのスカートサク

シオン基礎²⁾(以下、SS基礎)を洋上風車の基礎に応用したSS基礎を開発した^{3), 4)}(Fig. 2)。頂版および頂版から下方に伸びた鋼製または鉄筋コンクリート製(以下、RC製)の円筒形鉛直壁(スカート)で構成されている。SS基礎は、国内では防衛工基礎⁵⁾など3件の施工実績がある。海外で



モノパイル ジャケット 重力式
Fig. 1 着床式風車基礎の種類
Types of Fixed Offshore
Wind Turbines



Fig. 2 適用イメージ
Apply Image

は石油・ガス採掘用重力式プラットフォームの基礎や浮体式構造物のアンカーとして広く使われており、洋上風力発電施設基礎への適用事例⁶⁾も報告されている。

これまでに適用されたいくつかのSS基礎の施工事例より、貫入抵抗の予測手法や貫入時の傾斜制御方法等は概ね検証されつつある。しかし、スカート内外の水圧差を利用する当該技術において、水圧差が得られにくい水深が浅い場合の貫入性は課題であった。また、これまで水中橋梁基礎のような支持力を期待する用途を検討してきたが、洋上風車基礎のように風車の鉛直荷重よりも風荷重や波浪荷重等の水平荷重のほうが卓越する場合における安定性については検討されていない。そこで、本報では、1)水深が比較的浅く壁厚が大きい場合の貫入性、2)ウォータージェット(以下、WJ)あるいはバキュームポンプ(以下、VP)の補助貫入性、3)WJを併用した傾斜制御性、4)波浪や強風などによる水平力が作用した場合のSS基礎の変形および水平支持機構、5)注水による撤去性、6)撤去時の傾斜制御性、7)SS基礎の貫入中における水中騒音の発生状況の検証を目的として実海域実験を行った。本報では、実海域実験における貫入実験の結果と予測値との比較内容、水平載荷実験の結果および3次元FEM解析の結果と比較、撤去実験の結果と予測値との比較内容、および水中騒音調査の結果について述べる。

2. スカートサクシオン基礎の概要

2.1 施工面の特長

SS基礎には、施工面で以下の特長がある。

- 1) スカートの海底地盤への貫入はスカート内外の水圧差を利用して行うため、打撃貫入のような大型の機械が不要となり、従来工法に比べコストを低減できる。
- 2) SS基礎の海上作業は曳航と貫入程度であるため、大幅に工期を短縮できる。
- 3) 騒音・振動がほとんどなく、海洋環境に与える影響が少ない。
- 4) 洋上風力発電の特長でもある将来的な現状復旧の要求に対しても、スカート内へ注水することにより、撤去が可能である。

2.2 貫入の原理

Fig. 3にSS基礎における貫入の原理を示す。海底地盤への貫入は、スカートの自重およびスカート内の排水によるサクシオン(スカート内の水位を排水により低下させた時の静水圧との水圧差)を利用する。

粘性土地盤の場合、下向きの圧力によりスカートの下向き荷重(貫入力)が増加する。砂質土地盤の場合、下向きの圧力に加え、スカート内の排水によりスカート内側に上向きの浸透流が発生し、有効応力が低減することにより、スカート先端の貫入抵抗が減少する。サクシオン貫入は、地盤の透水性の違いにより、1)下向き荷重によ

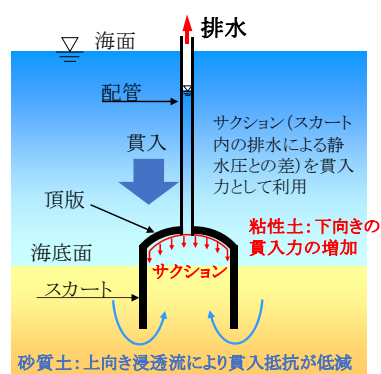


Fig. 3 スカートサクシオンの貫入の原理
Penetration Mechanism of Skirt Suction

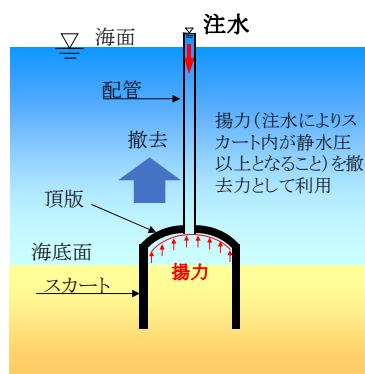


Fig. 4 スカートサクシオンの撤去の原理
Retraction Mechanism of Skirt Suction

る貫入力の増加と、2)上向き浸透流によるスカート先端の貫入抵抗の低減の2つのメカニズムからなる。

2.3 撤去の原理

Fig. 4にSS基礎における撤去の原理を示す。注水ポンプによりスカート内に海水を注水すると、スカート内部の水圧が外部の水圧よりも上昇し、鉛直上向きの揚力が発生することにより撤去が可能となる。

3. 実海域実験の概要

実海域における大型模型実験は、Table 1に示す貫入実験、水平載荷実験および撤去実験とし、Photo 1に示す試験体を用いて一連の実験を行った。以下にその実験概要を示す。

試験体はRCスカート部(外径5.0m、スカート長8.6m、壁厚0.25m)と鋼製タワー部(外径2.0m、高さ10.9m、板厚0.019m)からなる。スカート内外に最大吐出量が4.5m³/minの水中ポンプを各1台配置し、スカート内からの排水およびスカート内への注水を可能とした。スカート内の排水ポンプはポンプ室に密封し、ポンプ室の空間から排気するVPを接続した。スカート内の排水ポンプによる通常の排水に加え、VPによりポンプ室内を真空状態とすることで大気圧相当のサクシオン圧を作用させることができるため、水深が浅い場合やスカートの壁厚が大

きい場合でも貫入が可能となる。また、スカート外側の先端のみに貫入時の傾斜制御用のWJ吐出口を36か所(90°ごとの4系統×9か所)設けた。WJの噴射は連続的に可能であり、吐出圧は2~8MPaで4段階の調整が可能である。

当該地の水深は約11.5mであり、ボーリング調査の結果、海底地盤はN値0~40程度の砂地盤であった(Fig. 6)。GL-3m付近までは細粒土分(粘土分・シルト分)で、GL-3m以深は深度方向にN値が増大する砂質土であった。実験後に採取した海底表層における細粒土分の透水係数は、 $1.6 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ であった。また、GL-3m以降における砂質土の透水係数は、20%粒径 D_{20} (=0.11~0.12mm)から推定すると、 $2.2 \sim 2.6 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ であった。

4. 貫入実験

4.1 貫入実験の方法

4.1.1 実験概要 貫入実験は、次に示す手順で行った。フローティングクレーン船にて試験体を所定の場所まで吊曳航し(Photo 2)、その後海中に吊りおろし、自重(水中重量750kN)により所定量貫入させた後、ポンプによりスカート内の圧力を下げることで、スカートを所定の深さまで貫入させた。計測項目は、スカート内外の間隙水圧、スカート先端および側方土圧、試験体の傾斜角、クレーン吊荷重およびスカート内部土盛り量(スカート内変位計)である(Fig. 5)。試験体の吊りおろしから貫入の一連の変位(x, y, z)は、防波堤に設置したトータルステーションと鋼製タワー上部に設置した360°プリズムを用いて計測した。

4.1.2 実験ケース Table 2に貫入実験ケースを示す。case1は、VPは貫入初期の深度2.7mから、サクシオン貫入とWJの併用は深度5.0mから作用させ、クレーン吊荷重はなしとした。case2は、VPは深度3.2mから、サクシオン貫入とWJの併用は深度2.2mから作用させ、WJによる貫入抵抗の低減を確認した。クレーン吊荷重/自重は0.4程度であった。case3は、サクシオンのみで貫入を開始し、4.6mからVPを作用させた。クレーン吊荷重/自重は0.4~0.67であった。なお、各ケースは互いの影響のないように2.5D(D: RCスカート部の径)離れた位置で行った。

4.2 貫入実験の結果

4.2.1 頂版直下のスカート内外圧力差 Fig. 7に貫入深度-頂版直下のスカート内外圧力差 Δu_1 関係を示す。ここで、y軸の原点ゼロは海底面を示す。 Δu_1 は、外側(頂版直上)の間隙水圧計と、内側の間隙水圧計4点のうち一番上(頂版直下)のデータを使用した。バキューム圧は、バキューム装置のバルブに設置した圧力センサーで計測した。case1では排水ポンプのみを作動させたところ、水位差による圧力差-90kPaより大きな約-140kPaの圧力差が作用して貫入した。この理由として、排水ポンプがポンプ室に密封され、最大約-60kPaのバキューム圧が発生

Table 1 実海域実験の概要

Abstract of Ocean Area Tests

実験ケース	実験名	放置期間	実験目的
case1	貫入実験	30分~1時間	・貫入抵抗, 傾斜制御 ・撤去抵抗
	撤去実験		
case2	貫入実験	30分~1時間	case1と同様
	撤去実験		
case3	貫入実験	7日	・貫入抵抗 ・水平支持力
	水平載荷実験		
	撤去実験	2日	・撤去抵抗

排水ポンプ(ポンプ室内) 注水ポンプ

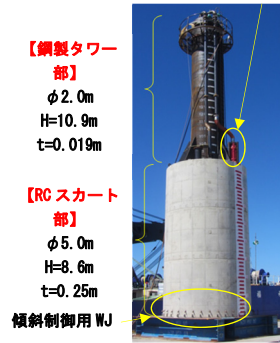


Photo 1 RC製試験体 Reinforced Concrete Model

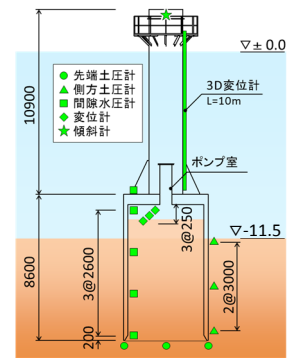


Fig. 5 計器配置図 Location of Sensors

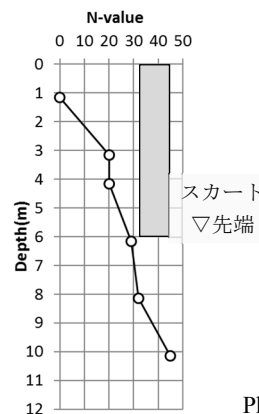


Fig. 6 N値分布 N-Value at Installation

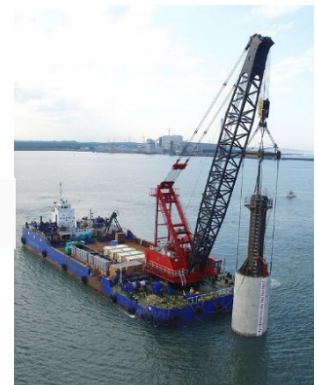


Photo 2 FC船による吊り曳航 Hanging and Towing by Floating Crane Ship

Table 2 貫入実験ケース Cases of Penetration Tests

	case1	case2	case3
バキューム	あり	あり	あり
作用深度	2.7m	3.2m	4.6m
WJ	あり	あり	なし
作用深度	5.0m	①2.2m ②3.2m	-
作用位置 (Fig. 8の凡例参照)	WJ3	①WJ2 ②ALL	-
クレーン吊荷重	なし	あり	あり
吊荷重/自重	-	0.4	0.4~0.67

したためと推察される。また、貫入深度5.0mより傾斜制御を目的としてWJ3を作用させた結果、WJ作用位置での貫入抵抗が低減して Δu_1 は一時的に10~20kPa低下する傾向がみられた。case2では排水ポンプに加え、貫入深度

2.2mから一部のWJを作動させ、3.2mからすべてのWJとVPを作動させた。3.2mからの最大圧力差は-35kPaであったが、所定の深度まで貫入できた。最大バキューム圧が-75kPaにも関わらず圧力差がそれよりも小さかった原因は、WJによる地盤内への水の供給量が排水ポンプの排水能力を超えたことにより、ポンプ配管内水位が海面より高い状態となったためと考えられる。case3では、貫入深度4.6mから排水ポンプに加えVPを作動させ、最終的に水位差による圧力差-90kPaとバキューム圧-40kPaで-130kPaの圧力差を作用させ所定の深度まで貫入した。VPを併用することで水圧差以上の圧力差を作用できることから、水位差が得られにくい水深が浅い場合にも補助貫入設備として有効であることがわかった。

4.2.2 傾斜角 Fig. 8に貫入深度－傾斜角関係を示す。WJの配置はいずれのケースも共通である。case1は深度が5.0m付近でxが-1.5°程度、yが+1.0°程度発生してWJ1方向に傾斜したため、傾斜して高くなっている側のWJ3方向を作動させることによりスカート先端の貫入抵抗が減少し、傾斜の修正が可能であることを確認した。case2は、深度が2.0m付近でxが+1.5°程度、yが+1.5°程度発生してWJ4方向に傾斜したため、WJ2方向を作動させることで0°付近まで傾斜を修正できた。また、case3ではWJを用いずに、クレーンによる吊荷重をやや大きめ(自重の40～60%)とすることで非常に小さい傾斜(0.3°)で貫入できた。

4.2.3 スカート内部土盛りり量 貫入実験では、スカート内の排水により内側に上向きの浸透流が発生するため、貫入の進行に伴い内部土は徐々に盛り上がる。貫入実験後のスカート内部土盛りり量を計測した結果、case1とcase2で1.25m以下、case3で1.4mであった。

4.3 貫入力予測値との比較

4.3.1 既往の貫入抵抗算定式1 式(1)～式(4)にSS基礎の貫入抵抗予測手法として、「サクシオン基礎構造物技術マニュアル」⁷⁾に示された検討方法を示す。式(1)に貫入可否の検討式を示す。貫入可否の検討においては、式(2)で示される押込力 F_D が式(3)で示される貫入抵抗力 F_R を上回る必要があるため、押込力のサクシオン圧は、式(4)で示される上限サクシオン圧 P_{sc} によって定まる。

$$F_D \geq F_R \tag{1}$$

$$F_D = P_s \cdot A_s + P_t \cdot A_t + W' + Q \tag{2}$$

$$F_R = P_{fi} \cdot A_{fi} + P_{fo} \cdot A_{fo} + q_t \cdot A_t \tag{3}$$

$$P_{sc} = \frac{\gamma'(d+\delta_i)}{F(1-\alpha)} \tag{4}$$

ここで、 F_D : SS基礎の押込力(kN), F_R : SS基礎の貫入抵抗力(kN), P_s : スカート頂版直下のサクシオン圧(kN/m²), P_t : スカート先端のサクシオン圧(kN/m²), A_s : スカートの内面積(m²), A_t : スカート先端の断面積(m²), W' : スカートの水中重量(kN), Q : 上載荷重(kN), P_{fi} : スカート内側の周面抵抗(kN/m²), P_{fo} : スカート外側の周面抵抗(kN/m²), q_t : スカートの先端抵抗(kN/m²), A_{fi} : スカー

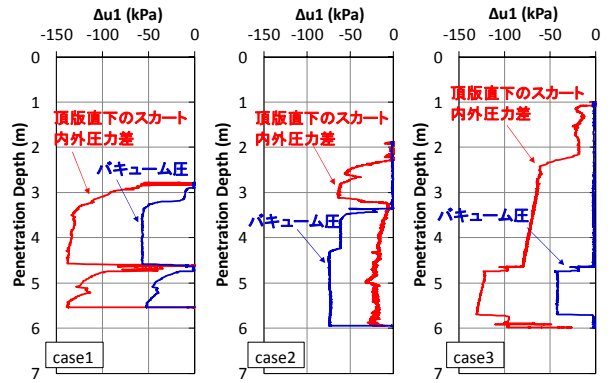


Fig. 7 貫入深度－ Δu_{11} 関係

Difference in water Pressure with Penetration Depth

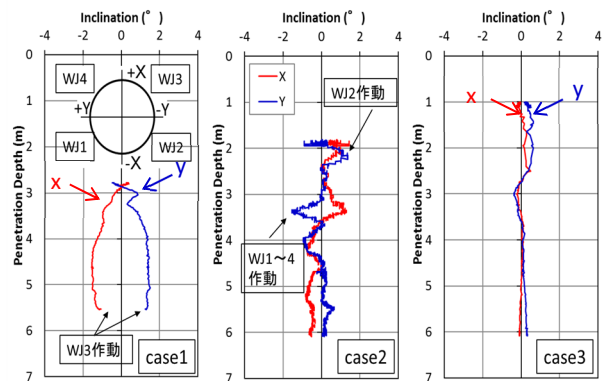


Fig. 8 貫入深度－傾斜角関係

Inclination during Penetration

ト内側の周面積(m²), A_{fo} : スカート外側の周面積(m²), P_{sc} : 上限サクシオン圧(kN/m²), α : スカート先端に伝わるサクシオン圧の比(P_t/P_s), F : 安全率($F \geq 1.0$), γ' : 砂の水中単位体積重量(kN/m³), d : 根入れ長(m), δ_i : スカート内部土盛りり量(m)である。

4.3.2 既往の貫入抵抗算定式2 SS基礎の貫入抵抗に関わる研究として、EUにおけるいくつかの実大実験結果との比較を行って貫入抵抗の検討についてまとめたHoulsbyらの研究⁸⁾がある。式(5)にこの研究で示される貫入抵抗算定式を示す。この算定式2の基本的な考え方は、算定式1の考え方と同様であるが、式(6)で算定されるスカート内外の地盤の透水係数比 k_f ($=k_i/k_o$, $k_i > k_o$) (式(4)における α と同様に、貫入中のスカート内側の地盤の透水係数が上向きの浸透流によって外側よりも大きくなる影響が加味される点が異なっている。

式(6)の第1項、第2項、第3項は、スカート外側の周面抵抗、スカート内側の周面抵抗、支持力公式から定まるスカートの先端抵抗を表す。予測計算に用いたサクシオン P_s は、スカートの内部土の理論上の浸透破壊から定まる限界サクシオンである。

$$R_m = W + P_s \times \frac{\pi}{4} D^2 \tag{5}$$

$$R_p = \left(\gamma' + \frac{\alpha P_s}{h} \right) Z_o^2 \left(\exp \left(\frac{h}{Z_o} \right) - 1 - \left(\frac{h}{Z_o} \right) \right) (K \tan \delta)_o (\pi D_o) +$$

$$\left(\gamma' - \frac{(1-a)P_s}{h}\right) Z_i^2 \left(\exp\left(\frac{h}{Z_i}\right) - 1 - \left(\frac{h}{Z_i}\right)\right) (K \tan \delta)_i (\pi D_i) + \left(\left(\gamma' - \frac{(1-a)P_s}{h}\right) Z_i \left(\exp\left(\frac{h}{Z_i}\right) - 1\right) N_q + \gamma' t N_\gamma\right) (\pi D t) \quad (6)$$

$$Z_o = \frac{D_o(1-m^2)}{4(K \tan \delta)_o} \quad (7)$$

$$Z_i = \frac{D_i(1-m^2)}{4(K \tan \delta)_i} \quad (8)$$

ここで、 R_m ：貫入抵抗(kN)、 W ：スカート水中重量(kN)、 P_s ：サクシオン(kN/m²)、 D_i 、 D_o 、 D ：スカート内径、外径、平均径(m)、 γ' ：砂の水中単位体積重量(kN/m³)、 a ：動水勾配係数、 k_f ：スカート内外の地盤の透水係数比、 h ：貫入深度(m)、 K ：静止土圧係数、 δ ：壁面摩擦角($K \tan \delta = 0.5$)、 N_q 、 N_γ ：支持力係数、 t ：スカート厚(m)、 m ：影響係数($m = 500$)である。

4.3.3 実験値と予測値の比較 Fig. 9に貫入深度－貫入力関係を示す。貫入力は、自重(750kN)+サクシオン荷重($\Delta u_1 \times$ スカート内面積)－クレーン吊荷重として算定した。case1はcase3よりも大きな貫入力を必要としているが、これは貫入時の傾斜が大きかったためと考えられる。一方、case2は3.2m過ぎからcase3よりも小さな貫入力で貫入できており、これはWJにより貫入抵抗が大きく低減したためと考えられる。Fig. 9には2つの貫入抵抗算定式で計算した予測値も示した。算定式2では、スカート内側の上向き浸透流による間隙比および透水係数の増加程度は予測困難であるため、過去の事例⁸⁾を参考に内外の透水係数の比を表すパラメータ k_f を1～5に変化させた。どちらの予測値も概ね実験値とよい対応を示しているが、算定式1は貫入深度が大きくなるとやや過大評価の傾向がみられた。これは、算定式1は算定式2よりも外側地盤の周面抵抗をやや過大に評価するためと考えられる。

5. 水平載荷実験と3次元FEM解析

5.1 水平載荷実験の方法

水平載荷実験は貫入実験のcase3を対象とし、地盤の強度回復を考慮して、貫入後から7日経過後に行った。試験体の頭部標高+1.4mに巻き付けたワイヤーを防波堤上の反力架台に設置した2台の油圧ジャッキで引っ張ることにより載荷した(Fig. 10およびPhoto 3)。載荷方法は荷重保持時間なしの単調載荷方式とした。載荷速度は主要外力である暴風時の波浪荷重の周期が数秒～10数秒であることから、10数秒で設計荷重レベルの変位に達することを想定して5.0mm/secとした。試験体の変位は、鋼管頂部の360°プリズムによる自動追尾測量と試験体に設置した3D変位計により計測を行った。また、荷重は油圧ジャッキ前面に設置した荷重計による。

5.2 水平載荷実験の結果

5.2.1 荷重－変位関係 Fig. 11に水平荷重とスカート頂版天端における水平変位の関係を示す。実験結果より、変位で60mm程度、載荷荷重で400kN程度までは弾性的な挙動を示す結果となった。

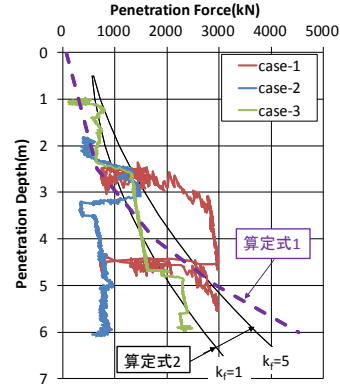


Fig. 9 貫入深度－貫入力関係
Penetration Force with Depth

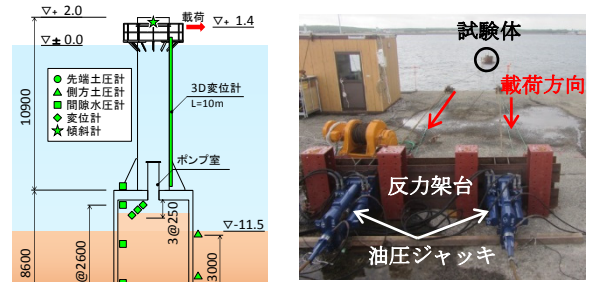


Photo 3 水平載荷実験状況
Lateral Loading Test

Fig. 10 水平載荷実験模式図
Lateral Loading Test Image

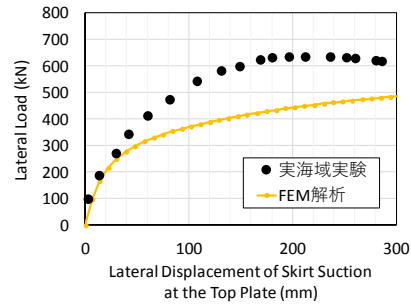


Fig. 11 水平荷重－スカート頂版天端水平変位関係
Lateral Load with Lateral Displacement of Skirt Suction at the top plate

的な挙動を示す結果となった。400kN以降は載荷とともに曲線の勾配は緩やかになる傾向がみられた。極限荷重は、水平変位が200mm程度で約630kNであった。

5.2.2 頂版直下のスカート内外水圧差 Fig. 12にスカート内外水圧差 Δu_2 －スカート頂版天端水平変位の関係を示す。 Δu_2 は、頂版直上の間隙水圧－頂版直下の間隙水圧－頂版厚 $\times 9.8$ で求められる。スカート頂版天端水平変位が200mm ($P=630$ kN)まで Δu_2 は増加した。このことから、試験体の水平変形に対して、 Δu_2 による下向きの抵抗力が発生していると考えられる。 Δu_2 は頂版からスカート先端へと深くなるに伴い減少する傾向を示した。

5.2.3 側方土圧分布 Fig. 13に側方土圧分布を示す。y軸の原点ゼロは海底面を示す。頂版直下から4.5mの深

度では載荷荷重が大きくなるにつれて増加する結果となった。地盤中の側方土圧がゼロとなる深度を回転中心深度とすると、頂版直下から-4.5~-5.2mであり、基礎の根入れ長に対して3/4~6/7と深い位置であることがわかった。この理由として、直径と根入れ長の比(L/D)が6.0/5.0=1.2であることや基礎の曲げ剛性が大きいことから、水平力が作用した際に剛体的に回転するケーソン基礎のような挙動を示しているためと考えられる。

5.3 3次元FEM解析の概要

実海域実験で用いた試験体と周辺地盤をモデル化し、水平載荷時の試験体の変形および地盤反力に着目した3次元FEM解析を実施した。解析方法は、実現象で発生するサクシオンによる抵抗は再現できないものの、解析が比較的容易で実務的な全応力解析とした。今回のような1つのスカートを1つの基礎とした場合の水平挙動ではスカート内が純粋な引抜き状態にはならないため、受働サクシオン効果(スカートが引抜けようとして体積が増大することに間隙水の流入が追いつかず負圧が生じ、それにより抵抗が増加する効果)は限定的であると考えられるため、全応力解析を用いた。解析コードは汎用的なSoilPlus Ver.2017を用いた。

地盤は弾塑性モデルとし、モール・クーロン則を用いてソリッド要素でモデル化した。周囲地盤のモデル化は基礎に対して十分に広い範囲・深さである幅30m×30m、高さ16mとした(Fig. 14)。原位置ボーリング調査から地盤要素はすべて砂とし、N値(Fig. 6)より地盤物性は3層に区分けした。Table 3に各層における地盤定数を示す。

SS基礎は弾性とし、シェル要素でモデル化した。基礎根入れ部分の地盤要素と基礎要素は二重節点とし、地盤と基礎の間にジョイント要素を配置した。ジョイント要素は、軸方向は引張による剥離、せん断方向はせん断耐力を超えた場合に滑動するようにした。

解析は、地盤に自重相当の初期応力状態を与えた後に、鋼製タワー上部(標高+1.4m)に最大1,000mmの強制変位を段階的に作用させる手順で行った。

5.4 3次元FEM解析の結果と実験値との比較

5.4.1 荷重-変位関係 Fig. 11に荷重-変位関係の解析結果を示す。解析値は、変位で30mm程度、載荷荷重で270kN程度までは弾性的な挙動を示し、270kN以降は載荷とともに曲線の勾配は緩やかになる結果となった。極限荷重の1/3(第一限界抵抗力)となる約210kNに対応する水平変位量までは再現できるものの、その1/2(第二限界抵抗力)となる約315kNに対応する水平変位量は、実験値を約1.3倍に過大評価しており、再現できなかった。以上のことから、極限荷重の1/3(第一限界抵抗力)まではSS基礎の変形および水平支持機構を概ね評価可能であることが明らかになった。一方で受働サクシオン効果が顕著となる複数タイプのSS基礎の場合は荷重作用背面側のスカートが純粋な引抜きに近くなるため、利便性の高い3次元FEM非線形有効応力解析ツールの適用性を検討する

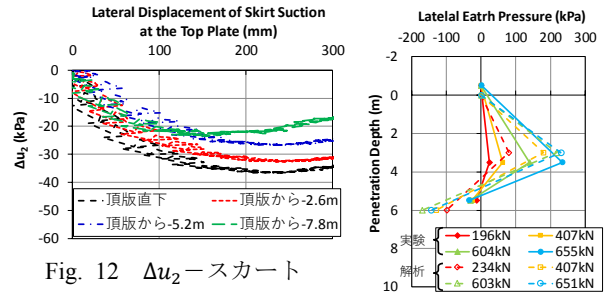


Fig. 12 Δu_2 -スカート頂版天端水平変位関係
Difference in water Pressure with Lateral Displacement of Skirt Suction at the top plate

Fig. 13 側方土圧分布
Distribution of Lateral Earth Pressure

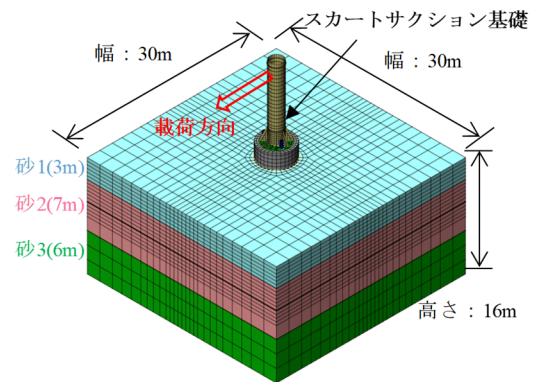


Fig. 14 解析メッシュ図
Axisymmetric Model of Skirt Suction

Table 3 地盤定数
Geomaterial Properties

地盤	N値	ν (-)	$E(=2800N)$ (kN/m^2)	γ' (kN/m^3)	ϕ (deg)	c (kN/m^2)
砂1	1	0.33	2,800	8	28	0
砂2	20	0.33	56,000	10	38	0
砂3	30	0.33	84,000	10	41	0

必要がある。

5.4.2 側方土圧分布 Fig. 13に側方土圧分布の解析結果を示す。各荷重段階の解析値は、実験値よりも大きくなる結果となった。これは実験ではFig. 12に示す Δu_2 による下向きの抵抗力が発生しており、解析で算定した側方土圧よりも小さい値で各荷重段階に到達したためと考えられる。

6. 撤去実験

6.1 撤去実験の方法

6.1.1 実験概要 試験体の撤去実験には、貫入時に使用したWJやVPは使用せず、RCスカート直上に8inch水中ポンプ(吐出量4.5 m^3/min)を1台配置し、スカート内に注水できるようにした。注水配管は、鋼製タワー部の外側および内側に固定し、スカート内のポンプ室に接続した。撤去実験は、注水ポンプを用いて海水をスカート内へ注水し、スカート内の圧力を上げることで試験体を上

昇させた (Fig. 15)。RCスカート部の根入れが1m程度になるまで試験体を上昇させた後、クレーンにより完全に引抜き撤去を完了した。計測項目は、貫入実験と同様である (Fig. 5)。

6.1.2 実験ケース Table 4に撤去実験ケースを示す。ケース名は貫入実験と対応している。撤去実験は放置期間をパラメータとして行い、case1とcase2では貫入完了から30分～1時間程度放置した後、case3では貫入後から9日、水平載荷実験から2日放置した後に実施した。case2とcase3はクレーン吊荷重を与え、case2では300～500kN、case3では500～800kNとした。なお、case1は、計測システムの不具合によりデータが連続的に取得できなかったため省略する。

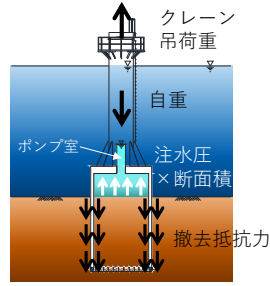


Fig. 15 撤去実験模式図 Retraction Test Image

Table 4 撤去実験ケース Cases of Retraction Tests

	case1	case2	case3
貫入後の放置期間	30分～1時間後	30分～1時間後	9日 (水平載荷試験後2日)
撤去実験前の傾斜角	x:-1.1° y:3.1°	x:-0.6° y:1.0°	x:3.2° y:1.8°
クレーン吊荷重/自重	なし	0.4～0.67	0.67～1.07

6.2 撤去実験の結果

6.2.1 頂版直下のスカート内外水圧差 Fig. 16に撤去深度－スカート内外水圧差 Δu_2 関係を示す。撤去深度とは、撤去中におけるスカートの先端深度のことである。ここで、y軸の原点ゼロは海底面を示す。 Δu_2 は、外側(頂版直上)の間隙水圧計と、内側の間隙水圧計4点のうち一番上(頂版直下)のデータを使用し、頂版直上の間隙水圧－頂版直下の間隙水圧－ $\gamma_w \times$ 頂版厚さとして算定した。case2では貫入時にWJを作動させた影響により、 Δu_2 が最大で50kPa程度と比較的小さな値でも撤去可能であった。case3では注水開始直後に Δu_2 が最大120kPa程度発生し、試験体の上昇に伴い Δu_2 は低下し、深度2.0m程度でゼロとなった。

6.2.2 傾斜角 Fig. 17に撤去深度－傾斜角関係を示す。case2, case3とも撤去中に0～2°程度の傾斜がみられるものの、クレーンを併用することで大きく傾斜することなく試験体を撤去できることが確認できた。

6.3 撤去抵抗力の予測値との比較

6.3.1 撤去抵抗力算定式 式(9)に撤去抵抗力の算定式を示す。

$$R_r = U_i \cdot L \cdot f_i + U_o \cdot L \cdot f_o \quad (9)$$

ここで、 R_r :撤去抵抗力(kN)、 U_i :スカート内側の周長(m)、 L :貫入長(m)、 f_i :スカート内側の周面摩擦力度(kN/m²)、 U_o :スカート外側の周長(m)、 f_o :スカート外側の周面摩擦力度(kN/m²)である。

砂質土におけるスカート外側の周面摩擦力度は、道路橋示方書IV⁹⁾のケーソン基礎の設計を参考に1N(kN/m²)とした場合と、港湾基準¹⁰⁾の杭基礎の設計を参考に2N(kN/m²)とした場合を示し、スカート内側の周面摩擦力度は1N(kN/m²)とした。ここで、Nは標準貫入試験結果から得られたN値を表しており、Fig. 6を用いて算定した。

6.3.2 実験値と予測値の比較 Fig. 18に撤去深度－撤去抵抗力関係を示す。なお、図中には撤去抵抗力の予測計算結果も併せて示した。撤去抵抗力は、上向きの揚力($\Delta u_2 \times$ スカート内面積)＋クレーン吊荷重－自重(750kN)として算定した。貫入直後に撤去したcase2の

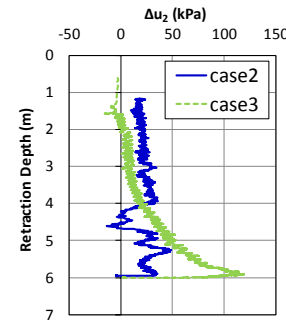


Fig. 16 撤去深度－ Δu_2 関係 Difference in Water Pressure with Retraction Depth

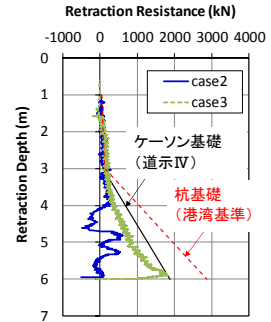


Fig. 18 撤去深度－撤去抵抗関係 Retraction Resistance with Depth

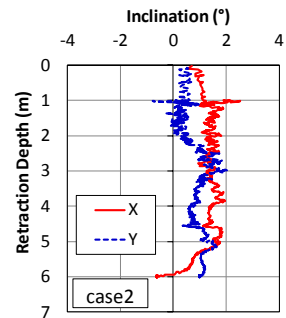


Fig. 17 撤去深度－傾斜角関係 Inclination during Retraction

撤去抵抗力は最大で600kN程度であるのに対し、放置期間が長いcase3の撤去抵抗力は最大で1800kN程度となり、case3はcase2の約3倍となった。これは、地盤と試験体における摩擦抵抗のセットアップ効果(時間経過による周面摩擦力の回復)によるものと考えられる。

case3の撤去抵抗力はケーソン基礎の周面摩擦力度を用いた場合と概ね合致しており、検討手法の妥当性を確認するとともに、撤去抵抗力を予測可能であることから、注水設備の選定に利用できることがわかった。一方、杭基礎の周面摩擦力度を用いた場合よりも小さな値を示した。これは、撤去実験の実施が水平載荷実験後2日と周面地盤の乱れの影響が残っており、周面抵抗は貫入時の地盤の乱れを考慮したケーソン基礎の周面摩擦力度に近かったためと考えられる。

7. 水中騒音調査

7.1 水中騒音調査の概要

水中騒音調査は実験場所から100m, 200m, 1000m離れた3か所の地点で行った。各調査位置における基本測定時間は20~30分とした。調査は、試験体の貫入中および休工中に実施した。なお、排水設備と注水設備が同等の性能であることから、撤去中における水中騒音の計測は省略した。水中騒音調査の実施項目は、①調査時間内における最大騒音値(dB)、②魚類への影響の2項目とした。

Fig. 19に水中騒音調査の概念図を示す。測定は、対象水中騒音の距離減衰状況を把握するために、騒音源から順次距離を離れた位置で行った。

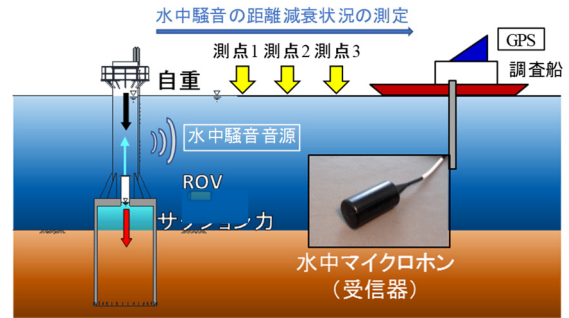


Fig. 19 水中騒音調査の概念図
Image of Underwater Noise Investigation

7.2 水中騒音調査の結果

7.2.1 最大騒音値 Table 5に水中騒音の平均音圧レベルと最大音圧レベルを示す。平均および最大音圧レベルは、低域用マイクロホンで測定した調査期間内の水中騒音の周波数分析結果を基に、1秒ごとの周波数帯域20Hz~20kHzの音圧レベルから算定した。水中騒音調査の解析結果より、実験場所からの離隔距離が小さいほど音圧レベルは大きくなる傾向がみられた。また、距離100mにおける平均音圧と最大音圧の差異は小さく、調査時間内における音圧レベルの変動が小さい結果となった。

7.2.2 魚類への影響 既往研究¹¹⁾より、貫入中の水中騒音(110~130dB)は誘致レベル(魚にとって快適な音の強さであり、興味のある音であれば音源方向へ寄ってくる音圧レベル)であることから、施工中も魚類への影響はほとんどないといえる。

8. おわりに

着床式洋上風車に適用する基礎としてSS基礎を開発した。本報では、その施工性(貫入性、撤去性、傾斜制御)、安定性(水平支持力特性)および貫入時の水中騒音を検証した。得られた所見を以下に示す。

- 1) クレーン吊荷重を大きくすることで、貫入時の傾斜角は小さくなった。
- 2) VP を併用することで水圧差以上の圧力差を作用できることから、水位差が得られにくい水深が浅い場合にも補助貫入設備として有効であることが明らかになった。
- 3) 貫入抵抗および撤去抵抗の実測値は、事前の予測結果と概ね対応していることから、既往の予測式を用いて評価できることを確認した。
- 4) 水平載荷実験の3次元FEM解析より、極限荷重の1/3(第一限界抵抗力)まではSS基礎の変形および水平支持機構を概ね評価可能である。
- 5) SS基礎の貫入時における水中騒音は、魚類に対してほとんど影響ないことを確認した。

Table 5 水中騒音の平均および最大音圧
Average and Maximum Sound Pressure of Underwater Noise

距離 (m)	調査深度 (m)	測定時における 実験作業状況	平均音圧 dB re 1 μPa	最大音圧 dB re 1 μPa
100	7	1.2~3.8m貫入	127.4	130.8
210	5	4.5~5.8m貫入	126	-
1,062	7	休工中 (背景雑音)	109.4	-

参考文献

- 1) EWEA : The European offshore wind industry key 2011 trends and statistics, <http://www.ewea.org/>, 2018.4.23
- 2) 伊藤政人, 他:新形式海洋構造物基礎の開発(その2) - 栈橋先端防衛工基礎への適用 -, 大林組技術研究所報, No. 64, pp.25-30, 2002.1
- 3) 粕谷悠紀, 他:浮体式洋上風車に用いるスカートサクシオンアンカーの引抜き抵抗力に関する研究, 大林組技術研究所報, No.80, pp.1-8, 2016
- 4) Y. Kasuya, et al.: Pullout Resistance of Skirt Suction Anchor in Sandy Soils, Proceedings of 27th International Offshore and Polar Engineering Conference, 2017
- 5) 伊藤政人, 他:スカート基礎の栈橋先端防衛工への適用, 土と基礎, No.50(4), pp.13-15, 2002.4
- 6) H. Sturm.: Design aspects of suction caissons for offshore wind turbine foundations, Proceedings of TC 209 workshop, pp.45-64, 2017.9
- 7) (財)沿岸開発技術研究センター:サクシオン基礎構造物技術マニュアル, 2003.3
- 8) G.T. Houlsby, et al.: Design procedures for installation of suction caissons in sand, Proceedings of the Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering 158, pp.135-144, 2005.7
- 9) 公益社団法人日本道路協会:道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, pp.322-376, 2012.3
- 10) 公益社団法人日本港湾協会:港湾の施設の技術上の記述・同解説(下巻), pp.567-666, 2007.7
- 11) 日本水産資源保護協会:水中騒音の魚類に及ぼす影響, 水産研究叢書, p.47, 1997