

洋上風力重力式基礎の 地震時安定性評価に関する解析的研究

倉本 龍¹・渡辺 高志²・吉岡 健³・三好 俊康⁴

¹正会員 株式会社構造計画研究所 防災・環境部 (〒164-0011 東京都中野区中央 4-5-3)
E-mail: ryo-kuramoto@kke.co.jp

²正会員 株式会社構造計画研究所 防災・環境部 (〒164-0011 東京都中野区中央 4-5-3)
E-mail: takashi-watanabe@kke.co.jp

³正会員 電源開発株式会社 土木建築部 (〒104-8165 東京都中央区銀座 6-15-1)
E-mail: takeshi_yoshioka@jpower.co.jp

⁴正会員 五洋建設株式会社 土木部門洋上風力プロジェクト・チーム (〒112-8576 東京都文京区後楽 2-2-8)
E-mail: toshiyasu.miyoshi@mail.penta-ocean.co.jp

洋上風力設備のレベル2 (L2) 地震時の転倒照査において、従来検討手法では静的な転倒安全率を用いて評価を行っており、地震作用による動的現象の影響や海水の抵抗の影響を考慮していないため、転倒安全率を過大に評価している可能性がある。

本研究では、既往研究で実施された洋上風力重力式基礎の振動台実験を対象として、粒子法 (SPH 法) と個別要素法を用いた再現解析を行い、海水や基礎マウンドが風車基礎に及ぼす影響について検討した。解析結果より、動水圧が底版の転倒安定性に及ぼす影響は小さいことを確認した。一方で、地震波の入力レベルを大きくすることによって基礎マウンド層による減衰の効果が強くなることが示された。

Key Words: offshore wind turbine generation, gravity type platform, rollover stability evaluation, distinct element method, particle method

1. はじめに

洋上風力建設プロジェクトにおける基礎の安定性検討では、風車タワーがトップヘビーであるためモーメント荷重が大きく、転倒安定性評価が支配的になる。さらに、変動作用である暴風波浪時よりも、偶発作用であるレベル2地震時が支配条件である。これにより、実施工ではフローティングドッグ上での基礎製作が必要となる等、施工コストの増加要因となっている。

L2地震時転倒照査において、従来の転倒安全率の評価方法では、静的な転倒安全率 (抵抗モーメント/作用モーメント) > 1.1 を満足するように所要重量を決定しているため、過大設計の可能性がある。従来評価方法では、基礎に傾きが生じて瞬間的に浮上る状態を限界状態としている。しかしながら、地震作用は短周期の往復運動であるため、基礎が瞬間的に浮上ったとしても転倒には至らないと考えられる。例えば土岐ら¹⁾は、構造物基礎重心の水平位置が回転の中心を超えた状態を限界状態

と定義し、これに対する動的な転倒安全率を求めたところ、静的な転倒安全率の数十倍になることを確認している。更に、転倒時には水の抵抗を受けて、基礎の浮上りが抑制されることも想定される。

そこで、本研究では、既往研究²⁾で実施された洋上風力重力式基礎のモデルを対象とした振動台実験について、粒子法 (SPH 法) と個別要素法を用いた再現解析を行い、風車の動的挙動や、海水の抵抗、基礎マウンド層が風車基礎の転倒安定性に及ぼす影響について検討を行った。

2. 振動台実験の概要

本研究で検討対象とした既往研究²⁾で実施された振動台実験の概要について説明する。実験の詳細については、参考文献²⁾を参照されたい。振動台実験では、定格5MW出力の風車タワーおよび重力式支持構造物を有する洋上風力発電設備の実物 (以下、Prototype) に対して寸法を

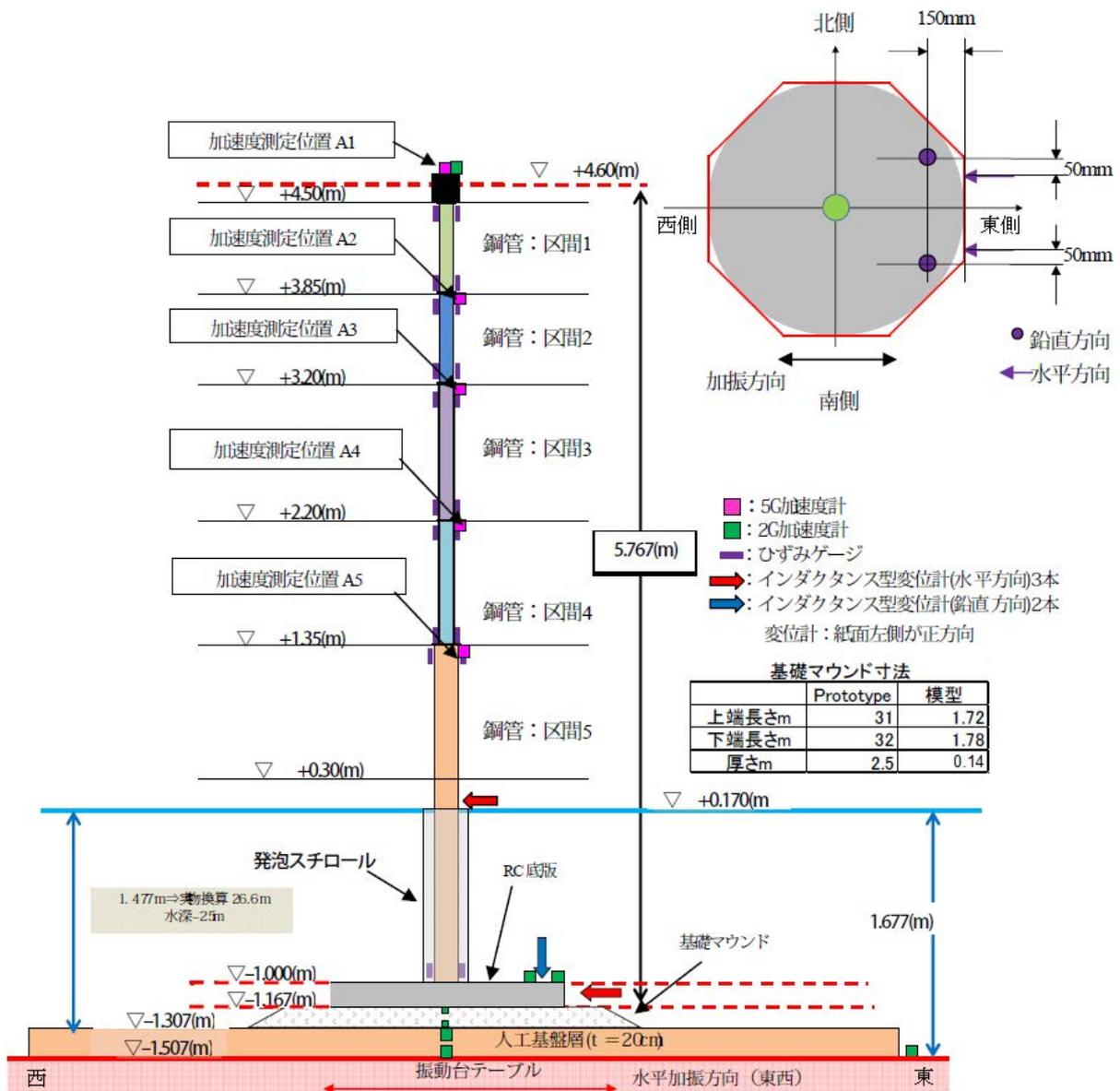


図-1 振動実験模型概略図

1/18 に縮小した実験模型を作成し、振動台実験を実施している。実験模型と Prototype の概略図についてそれぞれ図-1 と図-2 に示す。また写真-1 に振動台実験の様子を示す。

Prototype のタワー鋼管はテーパ形状であるが、実験模型では風車タワー部を 5 区間に分割して、それぞれの区間に等しい外径の鋼管を使用している。実験模型の鋼管の断面 2 次モーメントは、Prototype の各区間の曲げ剛性の平均値に対して相似則を適用して算出している。Prototype と実験模型間の物理量に関する相似則を表-1 に示す。図-1 の区間 4 と区間 5 の境界において、鋼管を上部と下部に分割して、ボルトや接着剤で接合しており、解析で鋼管をモデル化するには注意が必要である。

実験模型の鋼管の水面以下の部分において、相似則に基づき曲げ剛性が合うように決定した鋼管の外径は

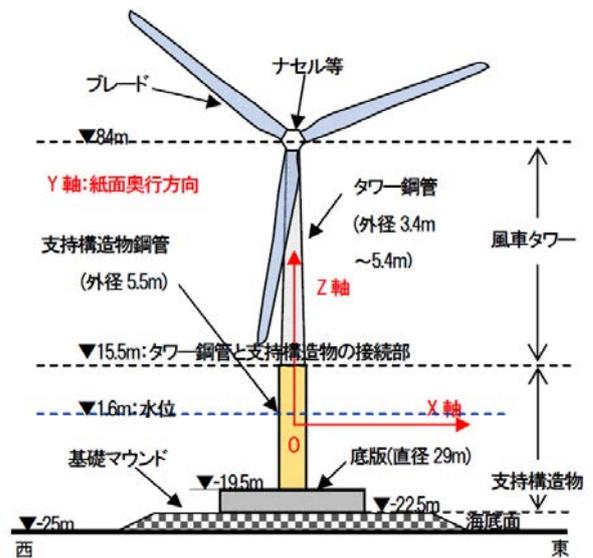


図-2 洋上風力設備概略図



写真-1 振動台実験の様子

表-1 相似則

パラメータ	λ (Prototype/模型)	縮尺
長さ	λ	18
密度	1	1
時間	$\lambda^{0.75}$	8.74
応力	λ	18
変位	λ^{15}	76.4
加速度	1	1
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	4.24
曲げ剛性	$\lambda^{4.5}$	445,375
軸剛性	$\lambda^{2.5}$	1,375

165.2mmであるが、幾何学的に決まる寸法は305mmであり、水の抵抗を正當に評価するために、軽量かつ鋼管曲げ剛性に影響しない材料として発泡スチロールを外径が305mmになるように鋼管に巻き付けている。発泡スチロール最下部はRC底版と両面テープで接着させている。

図-1に示すように、鋼管部においてA1~A5の位置に加速度計を配置して、水平加振方向（東西方向）の加速度を計測している。またRC底版はインダクタンス型変位計によって、水平加振方向（東西方向）と鉛直方向の変位を計測している。

基礎マウンド材料はPrototypeの材料の平均重量から相似則に従い算定した粒径を適用し、振動台実験では5号碎石を用いている。人工基盤層についてはセメントと砂を混合して製作している。

RC底版は呼び強度40N/mm²のコンクリートを用いている。既往研究²⁾では、円形底版と正八角形底版の2種類を用いているが、本研究では正八角形底版のみを対象とした。

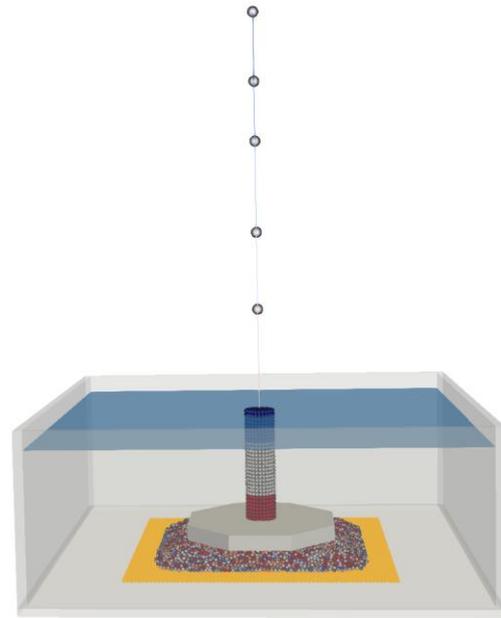


図-3 解析モデル全体図

3. モデル化方法

本研究では、再現解析において、タワー鋼管は質点を配置した線材でモデル化し、基礎の転倒などによる剛体移動や剛体回転を考慮するために、RC底版や基礎マウンド層を個別要素法(DEM)でモデル化した。また、風車と水の間の相互作用を考慮するために粒子法の一つであるSPH法を用いて水をモデル化した。解析モデルの全体図を図-3に示す。モデル内部を見易くするために、図-3において水の粒子を省略した。

解析には個別要素法(DEM)と粒子法(SP法)の連成解析機能を持つ「DYBECS」³⁾⁴⁾を用いた。

(1) 数値解析手法

個別要素法⁵⁾は粉体のように流動性を持つ離散体集合を扱う代表的な解析手法である。個々の剛体要素の多体間の作用力伝達を解く手法であるが、剛体間接触をばねとダッシュポットを介して僅かな貫入を許容するソフトな接触モデルを導入することで計算する。個々の要素の剛体回転を考慮可能であり、また要素間の摩擦力を評価できる。

SPH法は圧縮性流体解析手法として、1977年にLucy⁶⁾およびGingoldとMonaghan⁷⁾によって開発された手法である。メッシュフリー解析手法の1つに数えられ、またMPS法などとともに粒子法の一つである。SPH法では滑らかな内挿関数(カーネル関数)を用いることで、影響半径内の粒子点値から着目粒子の状態量を補間するカーネル近似を行う。流体が大きく流動する場合でも、周囲の粒子が変わる度にカーネル関数の影響半径内の粒子の

表-2 水の解析諸元

液位[m]	比重	粘度 [Pa・s]	粒子間 距離[m]	影響 半径
1.677	1.00	0.001	0.04	2.0

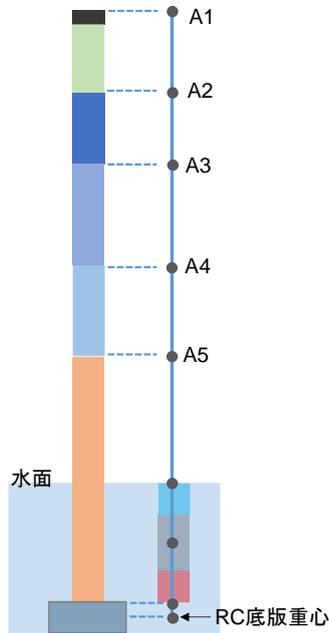


図-5 タワー鋼管の構造モデルの概略図

組み合わせを更新することで計算が可能であり、自由表面をもつ大変形、流動問題に適している。本研究ではカーネル関数として Wendland 型関数⁹⁾である式(1)を用いた。

$$w(r) = \left(1 - \frac{r}{r_e}\right)^4 \left(1 + \frac{4r}{r_e}\right) \quad (1)$$

ここで r は着目粒子からの距離、 r_e は影響半径である。

(2) モデル化の概要

a) 水のモデル化

実験水槽の水は、SPH法の流体粒子で模擬した。水を真水と仮定し、比重を1.00とした。水で用いた解析諸元を表-2にまとめた。

b) 鋼管のモデル化

実験模型の鋼管はビーム要素でモデル化した。ただし、水面以下は直径 0.305m、高さ 1.677m の発泡スチロールに覆われている。

図-4に鋼管と発泡スチロールの解析モデルを示す。下部にある3つに色分けされた部分は発泡スチロールを示しており、流体による動水圧の作用を考慮するために、円筒状の3つの剛体要素でモデル化した。発泡スチロー

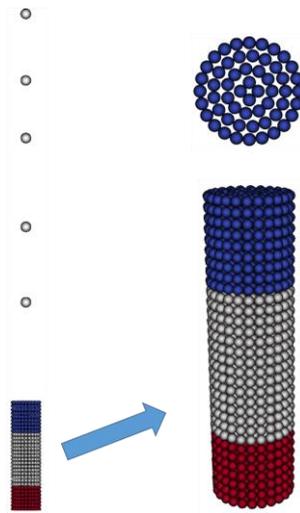


図-4 タワー鋼管と発泡スチロールの解析モデル

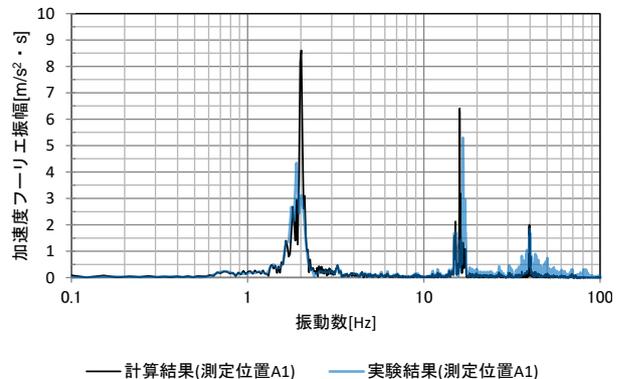


図-6 タワー鋼管の測定位置 A1 における加速度フーリエスペクトルの比較

ル間の曲げはビーム要素で考慮しているため、接触による作用は考慮していない。発泡スチロールの周りの流体粒子を安定に計算するために、発泡スチロールを構成する粒子の直径は、流体粒子と同じ直径としており、また粒子密度が流体のものと同じになるように粒子を環状に配置している。

タワー鋼管の構造モデルと節点位置についての概略図を図-5に示す。ビーム要素の節点は、タワー鋼管の A1～A5の位置、3個の発泡スチロールのそれぞれ頂部、中部、底部の位置、RC底版の重心の位置に設定した。鋼管の質量は、各節点に要素長に応じて配分した。

鋼管のビーム要素の曲げ剛性と減衰比は、RC底版重心を固定した条件で多質点系応答解析を行い、実験結果と応答が一致するようにパラメータスタディにより決定した。減衰比はビームの節点間のダンパーによる粘性減衰であり、レイリー減衰は考慮していない。比較対象の実験は、基礎マウンド無しの条件下で、乱数位相の告示波に地域別地震係数 $Z=0.8$ を乗じた入力地震波を用いた実験とした。計算結果と実験結果間で、A1で計測さ

表-5 鋼管の解析諸元その2

要素番号	節点上部	節点下部	材質	断面積 [m ²]	断面2次モーメント[m ⁴]	要素長 [m]	曲げ剛性 [N・m ²]	減衰比
1	1	2	鋼管	9.892×10 ⁴	1.20×10 ⁶	0.750	1.4400×10 ⁵	2.0×10 ⁻³
2	2	3	鋼管	1.285×10 ³	1.53×10 ⁶	0.650	2.0300×10 ⁵	2.0×10 ⁻³
3	3	4	鋼管	1.552×10 ³	2.34×10 ⁶	1.000	2.0800×10 ⁵	2.0×10 ⁻³
4	4	5	鋼管	2.041×10 ³	3.00×10 ⁶	0.850	2.0900×10 ⁵	2.0×10 ⁻³
5	5	6	発砲スチロール及び鋼管	2.5160×10 ³	8.08×10 ⁶	1.180	8.0800×10 ⁵	2.0×10 ⁻³
6	6	7	発砲スチロール及び鋼管	2.516×10 ³	8.08×10 ⁶	0.585	3.3000×10 ⁶	2.0×10 ⁻³
7	7	8	発砲スチロール及び鋼管	2.516×10 ³	8.08×10 ⁶	0.585	3.3000×10 ⁶	2.0×10 ⁻³
8	8	9	及びRC底版	—	—	0.0835	1.7428×10 ⁶	2.0×10 ⁻³

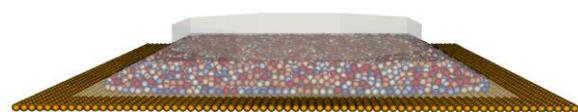


図-7 基礎マウンド層と人工基盤層の解析モデル

表-3 マウンド要素の解析諸元

解析パラメータ	設定値
密度[kg/m ³]	1644
法線方向ばね定数[kN/m ²]	1.017×10 ⁵
接線方向ばね定数[kN/m ²]	1.017×10 ⁴
減衰定数	0.45
粘着力[kN/m ²]	19.6
摩擦係数	0.446
転がり摩擦角[°]	11.3

表-4 鋼管の解析諸元その1

節点番号	高さ [m]	質量 [kg]	回転慣性 [kg・m ²]
1	4.600	64.6514	1.17643×10 ¹
2	3.850	7.12204	2.56795×10 ²
3	3.200	10.2276	4.13971×10 ²
4	2.200	13.8921	6.20476×10 ²
5	1.350	19.7508	1.38690×10 ¹
6	0.170	17.5778 (38.8028)	1.69350×10 ¹ (3.73839×10 ¹)
7	-0.415	11.5556 (53.9899)	1.11330×10 ¹ (5.20157×10 ¹)
8	-1.000	5.77779 (26.9948)	2.78326×10 ² (1.30039×10 ¹)
9	-1.0835	—	—

れた加速度フーリエスペクトルを比較したグラフを図-6に示す。1次、2次、3次の固有振動数とフーリエ振幅が、計算結果と実験結果でよく一致していることが分かる。パラメータスタディにより決定した鋼管の諸元を表-4および表-5に示す。

c) 基礎マウンド層および人工基盤層のモデル化

基礎マウンド層および人工基盤層の解析モデルを図-7に示す。

人工基盤層は、要素を1層に並べてモデル化した。人工基盤層の寸法は、幅4m、厚さ0.04mとした。

実験模型の基礎マウンドの寸法は、上面が奥行幅1.72m×横幅1.76m、厚さが0.14mである。基礎マウンド層内の碎石には個別要素法を適用し、基礎マウンドの形状に合うようにして、粒径差のある球形要素をランダムに配置して初期配置を作成した。マウンド要素の解析諸元を表-3に示す。マウンド要素に働く浮力を考慮するため、5号碎石の密度2644 kg/m³から水の密度1000 kg/m³を

差し引いた値をマウンド要素の密度とした。

マウンド要素のばね定数は、振動実験で得られたマウンド下部から上部への伝達関数により固有振動数を求めたところ約24.6Hzであり、その固有周期とマウンド上面にかかる重量から決まる値とした。なお、表-3のばね定数は単位径当たりの値であり、単位はkN/m²である。また減衰定数は、河野らの研究で⁹⁾バラスト碎石に設定された反発係数0.2から換算した値である0.45を用いた。

強度パラメータについては、基礎マウンド層が破壊や崩壊する場合には強度が重要であるため、要素試験を模擬したシミュレーションを実施して、強度パラメータを決定するべきであるが、既往研究²⁾より振動台実験で基礎マウンド層の破壊や崩壊が発生しないことが分かっているため、本研究の再現解析では強度パラメータのフィッティングを実施していない。

粘着力と摩擦係数は、小林らの研究¹⁰⁾で使用された値を用いた。摩擦係数については、内部摩擦角 $\phi_{cv} = 35^\circ$ を式(2)に示す Caquot (1934)の式に代入して要素間摩擦角 ϕ_μ

表-6 マウンド要素の粒径分布

要素直径[cm]	要素数	重量百分率[%]
3.80	2651	14.0
3.87	2559	14.3
3.94	2443	14.4
4.00	2318	14.3
4.07	2168	14.1
4.14	2128	14.5
4.20	2018	14.4

表-7 RC底版の解析諸元

解析パラメータ	設定値
密度[kg/m ³]	2571.10
質量[kg]	910.61
静止摩擦係数	0.565
動摩擦係数	0.546

を求めた後、摩擦係数 μ を求めた。なお、再現解析において静止摩擦係数と動摩擦係数は同じ値とした。

$$\tan\phi_{cv} = \frac{\pi}{2} \tan\phi_{\mu} \quad (2)$$

転がり摩擦係数は、偏平さや角ばり方から決まる値であり、長尾ら¹¹⁾や栃木¹²⁾らの研究においては、碎石の転がり摩擦角として10°~16°が使用されている。そこで、本研究では半径で正規化した転がり摩擦係数 0.2 に相当する転がり摩擦角11.3°を使用した。

マウンド要素の粒径分布を表-6に示す。流体粒子を安定して計算するために、マウンド要素と流体粒子の粒径差は小さくする必要がある。一方で、要素直径を均一にした配置を生成すると、最密配置になりやすく、要素間の力の伝達方向が制限されてモデル化精度が悪化する。そこで、マウンド要素の粒径分布は、解析規模から決めた流体粒子直径4cmに対して10%程度の粒径差になるように設定した。

基礎マウンドの寸法は、上面が奥行幅 1.72m×横幅 1.76m、厚さが0.14mである。基礎マウンドの形状に合うようにして、粒径差のあるマウンド要素をランダムに配置して初期配置を作成した。

d) RC底版のモデル化

RC底版の寸法は、正八角形の内接円直径が1.6m、厚さが0.167mである。RC底版の解析モデルを図-8に示す。RC底版は、3次元CADで作成した3次元形状のブロック剛体でモデル化し、マウンド要素との接触作用を考慮した。また、RC底版に作用する流体粒子による抗力を計算するために、ブロック剛体と自由度を共有する、格子状に配置した要素の集合体を使用した。

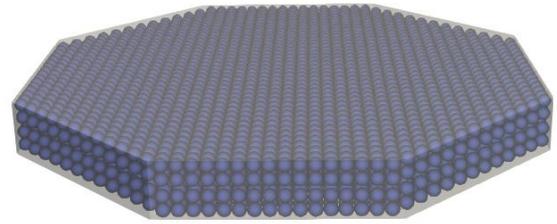


図-8 RC底版の解析モデル

表-8 RC底版の回転慣性

回転慣性[kg・m ²]	X	Y	Z
X	156.146	0	0
Y	0	156.146	0
Z	0	0	308.058

表-9 対象とした実験ケース

ケース名	地震波種類	最大加速度	底版形状	マウンドの有無
RDM-3-M	告示波 (ランダム位相)	319gal	正八角形	○
RDM-3-N	告示波 (ランダム位相)	319gal	正八角形	×
RDM-9	告示波 (ランダム位相)	1000gal	正八角形	○

RC底版の解析諸元を表-7に示す。摩擦係数は、既往研究¹³⁾で実施された捨石マウンドとRC底版間の摩擦試験により算出した値を使用した。

RC底版の剛体回転を考慮するために、3次元形状から求めた回転慣性を設定した。表-8に、鉛直方向をZ軸、東をX軸方向、北をY軸とする座標系により求めたRC底版の重心軸回りの回転慣性を示す。

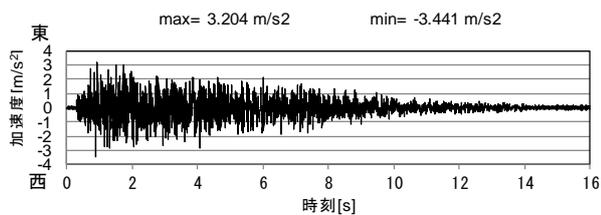
4. 解析条件

(1) 解析ケース

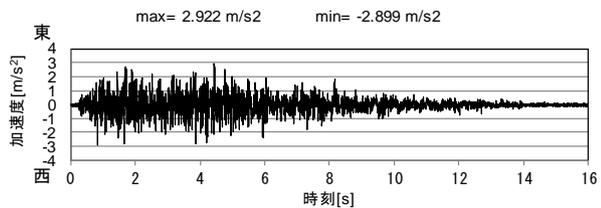
再現解析では、既往研究の振動台実験において表-9に示す実験ケースを対象とした。また、動水圧や基礎マウンド層が風車に及ぼす影響や、地震波の入力レベルを大きくした場合における風車への影響を把握するために、表-10に示す5ケースの解析を実施した。各解析ケースの目的について表-11にまとめた。

(2) 解析に用いる入力地震波

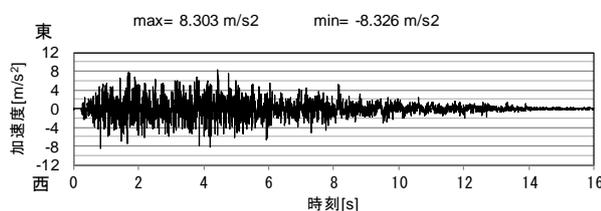
実験結果より振動台テーブルと人工基盤層上面の加速度応答はほぼ同じであることが分かっており、解析では人工基盤層を入力位置とし、人工基盤層上面の加速度波



(a) CaseA-1の入力地震波の加速度波形



(b) CaseA-3の入力地震波の加速度波形



(c) CaseB-1の入力地震波の加速度波形

図-9 入力地震波の加速度波形

形を入力地震波形に用いた。ただし、加速度波形を積分して求めた速度波形を用いて人工基盤層の動きを制御した。

図-9に解析で用いた入力地震波の加速度波形を示す。

なお、加速度の正負は、東向きを正、西向きを負とした。

CaseB-2で用いた入力地震波は、対応する実験結果がないため、実験ケースRDM-3-Mに対するRDM-9の入力地震波の最大加速度の比（3.125倍）をCaseA-1の入力地震波に乗じた波を採用した。

(3) 解析に用いる初期条件

水の初期静水圧の状態を作成するための常時解析を実施した。基礎マウンドのある解析ケース（CaseA-1およびCaseB-2）および、基礎マウンドのない解析ケース（CaseA-3およびCaseB-1）において、解析モデルの中心断面での静水圧の圧力分布をそれぞれ図-10と図-11に示す。

(4) 解析に用いる境界条件

水槽のモデル境界は固定境界とし、波が反射することを防ぐために、モデル境界近傍に高粘度の流体を配置し

表-10 解析ケースの概要

ケース名	入力地震波	最大加速度	マウンドの有無	水の有無	実験ケース
CaseA-1	実験結果	319gal	○	○	RDM-3-M
CaseA-2	CaseA-2と同じ		○	×	—
CaseA-3	実験結果		×	○	RDM-3-N
CaseB-1	実験結果	1000gal	×	○	RDM-9
CaseB-2	CaseA-1の3.125倍		○	○	—

表-11 解析ケースの目的

ケース名	目的
CaseA-1	実験結果との比較
CaseA-2	動水圧が及ぼす影響の検証
CaseA-3	マウンドによる減衰について検証
CaseB-1	入力レベルを大きくした影響の検証
CaseB-2	入力レベルを大きくした場合のRC底版反力への影響の検証

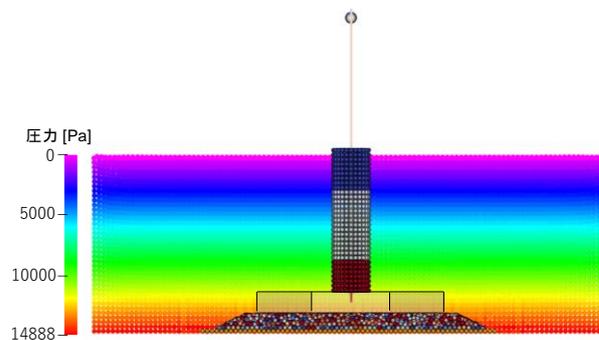


図-10 静水圧状態（基礎マウンドのある解析ケース）

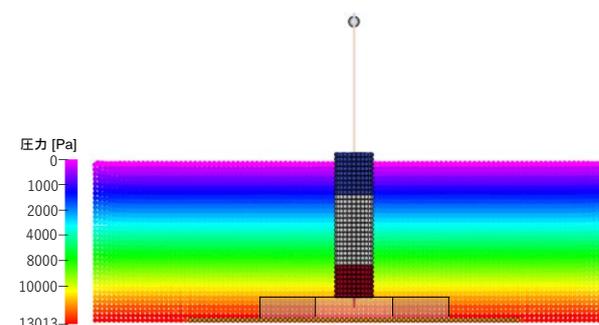


図-11 静水圧状態（基礎マウンドのない解析ケース）

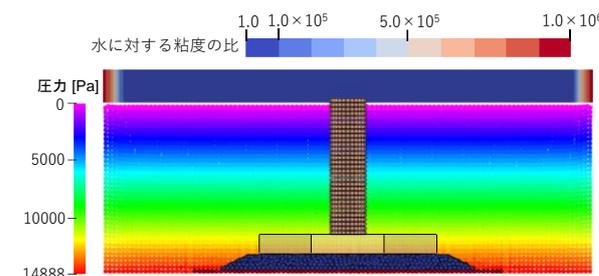


図-12 水に対する粘度の比の分布図

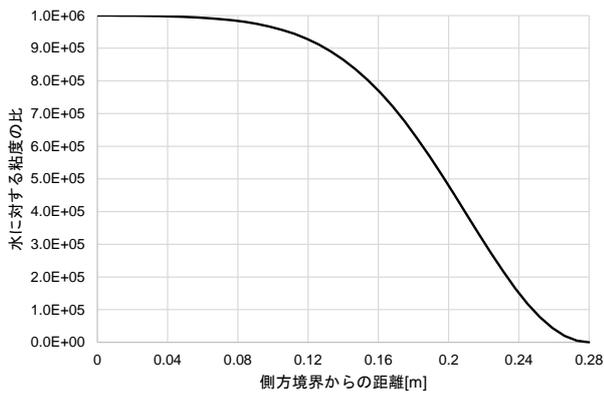
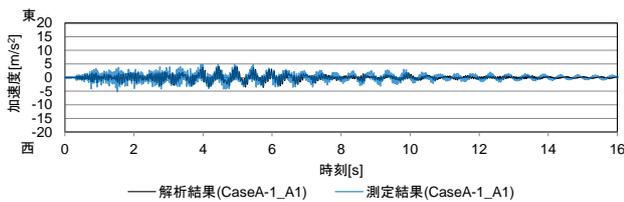
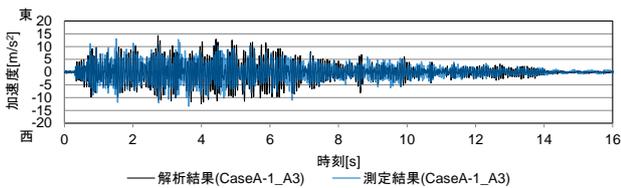


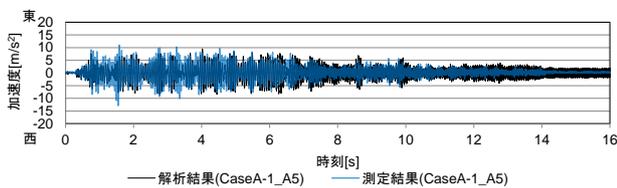
図-14 高粘度層領域内の粘度に乗じる係数



(a) 計測位置 A1 における鋼管の加速度波形



(b) 計測位置 A3 における鋼管の加速度波形

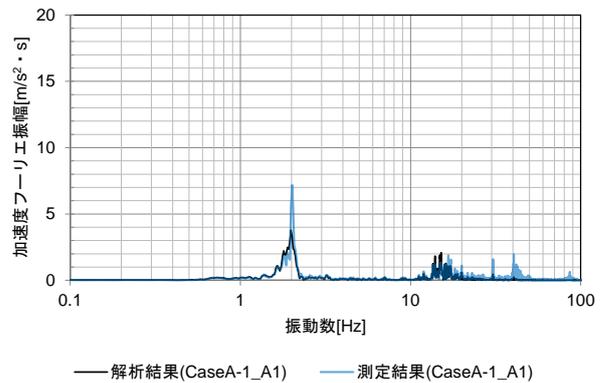


(c) 計測位置 A5 における鋼管の加速度波形

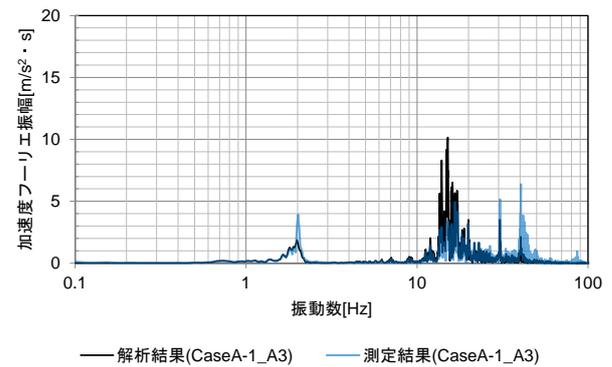
図-15 解析結果と実験結果間の鋼管の加速度波形の比較

た。モデル境界から 0.28m の範囲内ではモデル境界に漸近するに従い流体粘度が滑らかに大きくなり、境界で水の 10^6 倍の粘度になるように設定を行った。図-12 の水面の上に、水に対する粘度の比の分布図（水平方向）を示す。なお、水に対する粘度の比は、高粘度層の境界からモデル境界までの距離の関数であり、グラフに示すと図-14 のようになる。図-14 の関数を求める際に、正規化した距離 r の関数である式(3)を用いた。本研究では、定数 $\alpha=8.0$ 、 $\beta=2.0$ とした。

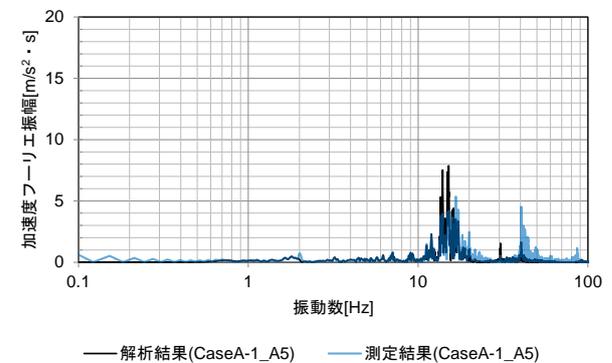
$$f = \frac{1 - \exp(-ar^\beta)}{1 - \exp(-a)} \quad (3)$$



(a) 計測位置 A1 における鋼管の加速度フーリエスペクトル



(b) 計測位置 A3 における鋼管の加速度フーリエスペクトル



(c) 計測位置 A5 における鋼管の加速度フーリエスペクトル

図-13 解析結果と実験間の鋼管の加速度フーリエスペクトルの比較

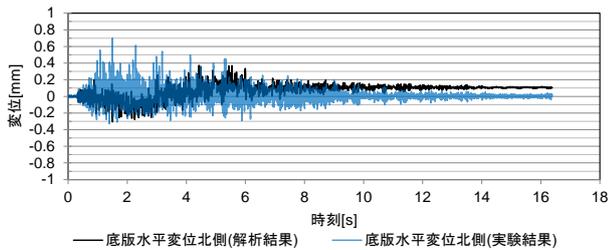
5. 解析による検討結果

(1) 解析結果と実験結果の比較

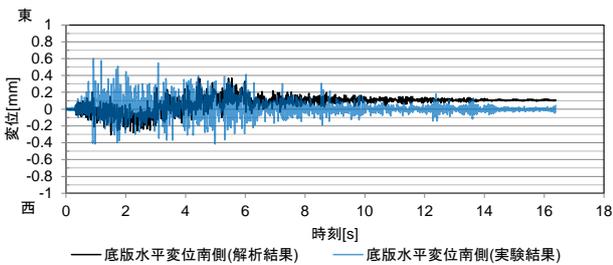
水有り、基礎マウンド有りの解析ケース(CaseA-1)において、解析結果と実験結果の比較を行った。

a) 鋼管の加速度応答

解析結果と実験結果間で、A1、A3、A5 で測定された鋼管の加速度波形および加速度フーリエスペクトルを比較したグラフをそれぞれ図-15 と図-13 に示す。加速度



(a) RC 底版北側で計測された水平変位



(b) RC 底版南側で計測された水平変位

図-16 実験と解析間の RC 底版の水位変位の比較

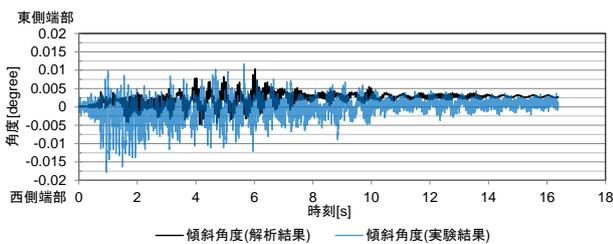


図-17 解析結果と実験結果間の RC 底版の傾斜角度の比較

波形の正負は、東を正の向き、西を負の向きとした。鋼管の加速度フーリエスペクトルを見ると、解析結果と実験結果において1次、2次、3次の固有振動数がよく合っており、解析モデルは実験の鋼管の応答をよく再現できているといえる。

b) RC 底版の水平変位

RC 底版の北側と南側で計測された水平変位について、解析結果と実験結果を比較したグラフを図-16に示す。水平変位の正負は東を正の向き、西を負の向きとした。水平変位について、解析結果と実験結果で概ね近い結果が得られた。一方で、解析結果では東方向へわずかな残留変位がみられたが、これは地震動によって基礎マウンド層の骨格がわずかに東側に崩れたことに起因するものと考えられる。

c) RC 底版の傾斜角度

RC 底版の加振方向に対する傾斜角度について、解析結果と実験結果を比較したグラフを図-17に示す。傾斜

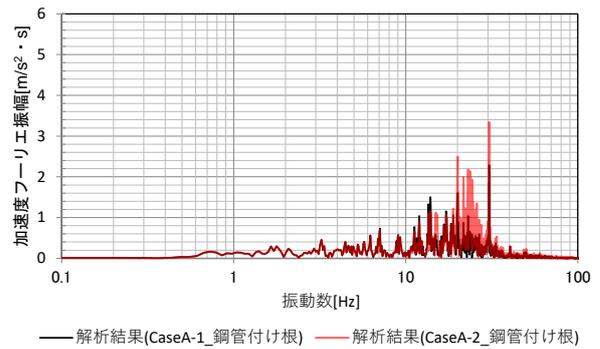


図-18 CaseA-1 (水有) と CaseA-2 (水無) 間の鋼管付け根における加速度フーリエスペクトルの比較

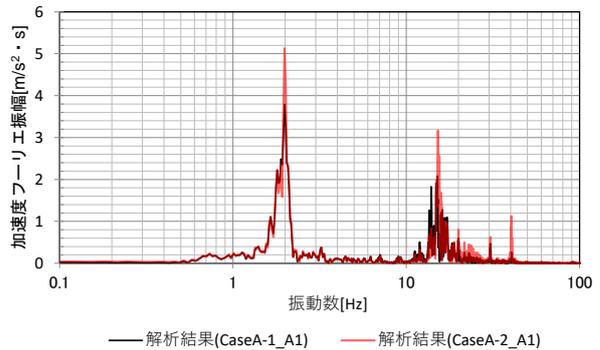


図-19 CaseA-1 (水有) と CaseA-2 (水無) 間の鋼管上部 (A1) における加速度フーリエスペクトルの比較

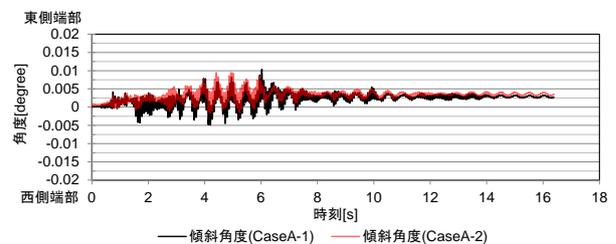
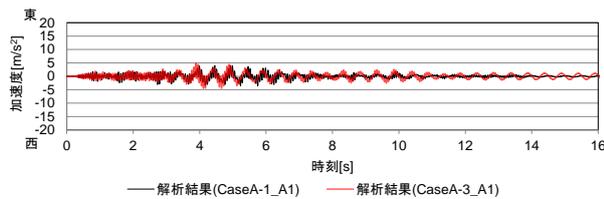


図-20 CaseA-1 (水有) と CaseA-2 (水無) 間の RC 底版の傾斜角度の比較

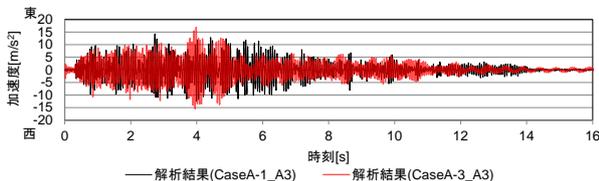
角度の正負は、東側端部が持ち上がる角度を正の向き、西側端部が持ち上がる角度を負の向きとした。実験結果の方が傾斜角度が少し大きい傾向があるが、概ね同じオーダーである。ただし、解析結果ではわずかに東側が上に傾く様子がみられており、これは地震動で揺すられた RC 底版が基礎マウンド層にわずかにめり込むことによって、RC 底版に傾きが生じたためだと考えられる。

(2) 水の抵抗 (動水圧) による影響の検討

基礎マウンド有りの条件下で、水の有無の異なる CaseA-1 (水有) と CaseA-2 (水無) について、解析結果



(a) 計測位置 A1 における鋼管の加速度波形



(b) 計測位置 A3 における鋼管の加速度波形

図-21 CaseA-1 (マウンド有) と CaseA-3 (マウンド無) 間の鋼管の加速度波形の比較

表-12 鋼管の加速度最大値の絶対値

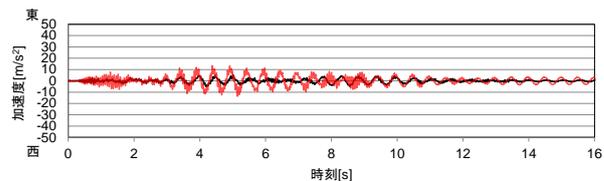
ケース名	加速度[m/s ²] 計測位置 A1	加速度[m/s ²] 計測位置 A3
CaseA-1 (マウンド有)	4.041 (4.401)	14.310 (4.401)
CaseA-3 (マウンド無)	4.929 (4.929)	16.794 (16.794)
CaseB-1 (マウンド無)	13.590 (-13.590)	42.436 (-42.436)
CaseB-2 (マウンド有)	5.306 (5.306)	12.977 (12.977)

間の比較を行った。

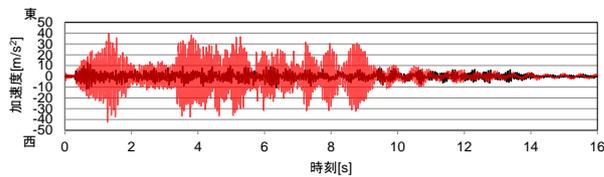
CaseA-1 (水有) と CaseA-2 (水無) 間の鋼管付け根における加速度フーリエスペクトルを比較したグラフを図-18 に示す。図-18 ではマウンドの固有振動数である 24.6Hz 付近において、CaseA-2 (水無) から CaseA-1 (水有) へ応答のピークが低振動数側にシフトし、かつ応答が小さくなる傾向がみられる。これは、CaseA-1 (水有) ではマウンドが水圧により抑えられるためだと考えられる。

タワーの応答を比較するために、計測位置 A1 の加速度フーリエスペクトルを比較したグラフを図-19 に示す。図-19 からタワーでは 1 次および 2 次の固有振動数において、CaseA-1 は応答がわずかに小さくなる傾向がみられる。これは、発泡スチロールや底版に加わる動水圧の影響で、タワーの動きが抑制されたためだと考えられる。

図-20 に CaseA-1 (水有) と CaseA-2 (水無) について、RC 底版の傾斜角度を比較したグラフを示す。角度の正負は、東側端部が持ち上がる角度を正の向き、西側端部が持ち上がる角度を負の向きとした。CaseA-1 (水有) と CaseA-2 (水無) の傾斜角度の差は微小であり、動水圧が



(a) 計測位置 A1 における鋼管の加速度波形



(b) 計測位置 A3 における鋼管の加速度波形

図-22 CaseB-1 (マウンド無) と CaseB-2 (マウンド有) 間の鋼管の加速度波形の比較

表-13 鋼管の加速度最大値の絶対値の比率

比較するケース名	加速度比率 計測位置 A1	加速度比率 計測位置 A3
CaseA-1 (マウンド有) /CaseA-3 (マウンド無)	0.82	0.85
CaseB-2 (マウンド有) /CaseB-1 (マウンド無)	0.39	0.31

風車基礎の転倒安定性に及ぼす影響は小さい。

(3) 地震波の入力レベルを大きくした条件での基礎マウンド層による減衰の影響

水有りの条件下で、基礎マウンドの有無の異なる CaseA-1 (マウンド有) と CaseA-3 (マウンド無) について、解析結果間の比較を行った。

図-21 に CaseA-1 (マウンド有) と CaseA-3 (マウンド無) 間の鋼管の加速度波形を比較したグラフを示す。加速度の正負は、東向きを正、西向きを負とした。CaseA-3 (マウンド無) に比べて CaseA-1 (マウンド有) の加速度応答が若干小さくなる傾向がみられ、これは基礎マウンド層による減衰の効果だと考えられる。

同様に水有りの条件下で、地震波の入力レベルを大きくした場合において、基礎マウンドの有無の異なる CaseB-1 (マウンド無) と CaseB-2 (マウンド有) 間の解析結果の比較を行った。

図-22 に CaseB-1 (マウンド無) と CaseB-2 (マウンド有) について加速度波形を比較したグラフを示す。CaseA-3 (マウンド無) から CaseA-1 (マウンド有) への鋼管の応答の減衰に比べて、CaseB-1 (マウンド無) から CaseB-2 (マウンド有) への減衰がより顕著に表れている。

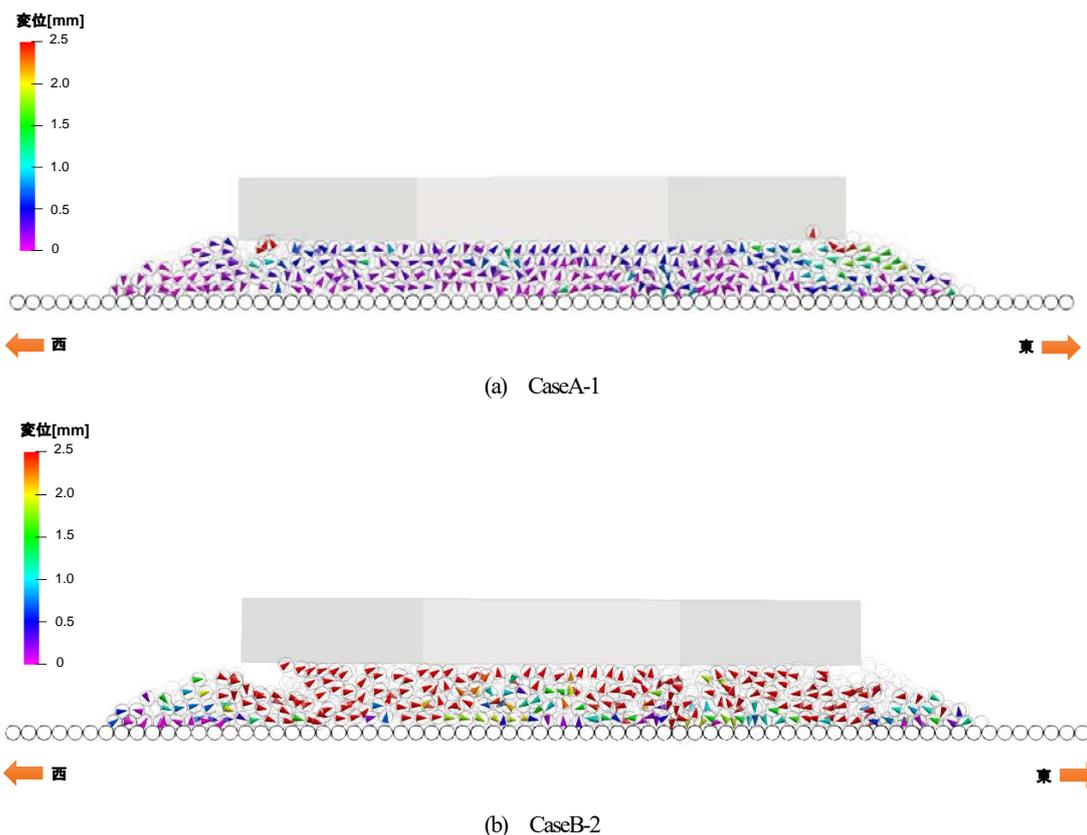


図-23 時刻 16.0 秒におけるマウンドの中心断面の変位ベクトル図

る。鋼管の応答の減衰について評価するために、加速度最大値の絶対値を表-12にまとめて、次に CaseA-3（マウンド無）に対する CaseA-1（マウンド有）と、CaseB-1（マウンド無）に対する CaseB-2 の加速度最大値の絶対値の比率を表-13まとめた。なお、表-12の括弧内の数値は正負を考慮した加速度の値である。表-13より CaseB-2（マウンド有）/CaseB-1（マウンド無）は、CaseA-1（マウンド有）/CaseA-3（マウンド無）よりも小さくなっていることが分かる。

図-23に CaseA-1（マウンド有）および CaseB-2（マウンド有）の東西断面におけるマウンド要素の変位ベクトル図を示す。なお、時刻断面は最終時刻である 16.0 秒とし、人工基盤層、底版、マウンド層内粒子の変形倍率を CaseA-1（マウンド有）は 10 倍、CaseB-2（マウンド有）は 4 倍とした。粒子内に記載したコーンは、先端部の向きが変位ベクトルを紙面へ投影したベクトルを表している。また、ベクトルの色は、変位ベクトルの大きさを表している。

図-23より、CaseA-1（マウンド有）に比べて入力レベルが大きい CaseB-2（マウンド有）では、マウンド要素の変位量が大きくなっており、基礎マウンド層の骨格のずれや摩擦限界による非線形性がよって、基礎マウンド層内の減衰の効果が強くなっていると考えられる。

(4) RC 底版の反力の評価

RC 底版の接地面に作用する反力を評価するために、接地面の東側半面および西側半面において、鉛直反力が最大となる時刻の分布図をそれぞれ図-24 の上部側と下部側に示す。また、図-24の鉛直反力の最大値を表-14にまとめた。表-14の Prototype の反力最大値は、相似則より実験模型の反力最大値の 18 倍として計算した。

図-24と表-14より、マウンドの有無の異なる CaseA-1（マウンド有）および CaseA-3（マウンド無）では、マウンドのある CaseA-1 の反力最大値が大きくなることが分かる。また、CaseA-3（マウンド無）では接地面の端部で反力が最大になる傾向がみられるが、一方で CaseA-1（マウンド有）では接地面の端部よりやや中心側で反力が最大になる傾向がみられた。CaseA-1（マウンド有）で反力の最大箇所が接地面の端部にならないのは、反力の大きい箇所がマウンド要素の局所的な滑動により時々刻々と変化しているためだと考えられる。

地震波の入力レベルを大きくした条件下では、マウンドのない CaseB-1 において接地面の端部に反力が集中する様子がみられた。これは、RC 底版が片足立ちになる状態が発生しているためだと考えられる。また、CaseB-1（マウンド無）と CaseB-2（マウンド有）を比較すると、マウンドのない CaseB-2 の方が反力最大値が大きくなっており、これは RC 底版が片足立ちになって、局所的に反

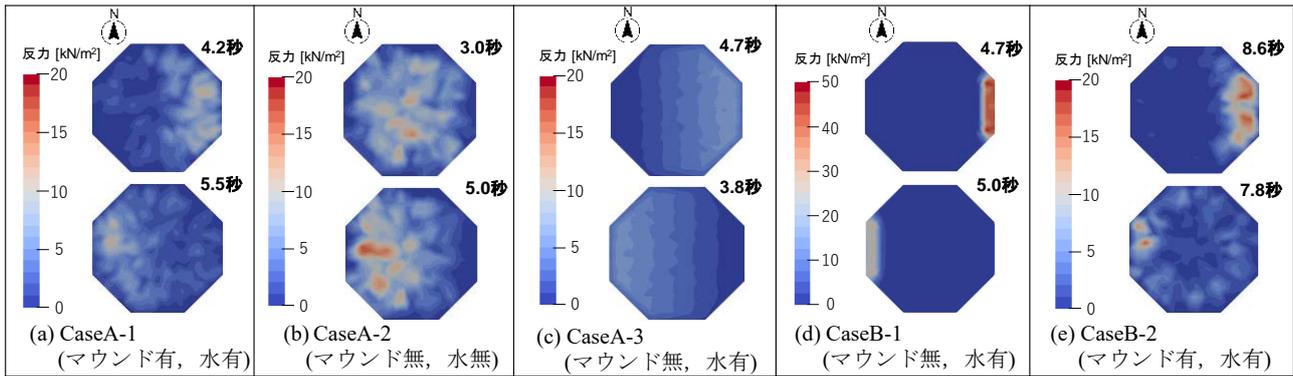


図-24 RC底版の接地面に作用する鉛直反力が最大となる時刻の分布図
(上側の図は東側半面で評価した分布図、下側の図は西側半面で評価した分布図)

表-14 RC底版の反力の最大値

ケース名	反力最大値 (実験模型) [kN/m ²]		反力最大値 (Prototype) [kN/m ²]
	東側	西側	
CaseA-1	11.35	11.61	204.38
CaseA-2	14.50	16.52	261.05
CaseA-3	6.05	5.72	108.94
CaseB-1	46.48	29.93	836.68
CaseB-2	17.89	16.81	321.95

表-15 RC底版の傾斜角度

ケース名	東側端部の 傾斜角度最大値 [degree]	西側端部の 傾斜角度最大値 [degree]
CaseA-1	0.0104	0.0049
CaseA-2	0.0095	0.0017
CaseA-3	0.0001	0.0001
CaseB-1	0.0272	0.0402
CaseB-2	0.0255	0.0969

力が働くためだと考えられる。

(5) 風車基礎の転倒安定性の評価

すべての解析ケースにおける傾斜角度をまとめた表を表-15に示す。すべての解析ケースにおいて、傾斜角度は目視は分からない程微小であり、風車基礎の転倒は起こっていない。

6. まとめ

本研究では、既往研究²⁾で実施された洋上風力設備の模型を対象とした振動台実験について、粒子法 (SPH法) と個別要素法を用いた再現解析を行い、風車の動的挙動や、水の抵抗、基礎マウンドの効果について検討を行った。解析では、基礎マウンドの有無や、水の有無の異なる5ケースについて解析を実施した。

(1) 解析結果と実験結果間の比較

水有り、基礎マウンド有りの解析ケースにおいて、解析結果と実験結果間の比較を行った。鋼管の加速度波形や加速度フーリエスペクトルの応答のピーク、またRC底版の変位について、実験結果と解析結果で概ね整合する結果が得られた。

(2) 水の抵抗 (動水圧) による影響の検討

基礎マウンド層有りの条件下で、水の有無の異なる解析ケース間の結果を比較した。解析ケース間の鋼管応答や、RC底版の傾斜角度の差異は小さく、動水圧が風車基礎の転倒安定性に及ぼす影響は小さいことが明らかになった。

(3) 地震波の入力レベルを大きくした条件での基礎マウンド層による減衰の影響

水有りの条件下で、基礎マウンドの有無の異なる解析ケース間の結果を比較した。また、地震波の入力レベルを大きくした場合において、水有りの条件下で、基礎マウンドの有無の異なる解析ケース間の結果を比較した。入力レベルを大きくすることによって、減衰の効果が大きくなることが分かった。これは、入力レベルを大きくすることにより基礎マウンド層の骨格のずれや摩擦限界による非線形性が強く現れるためだと考えられる。

(4) RC底版反力の評価

検討したすべての解析ケースにおいて、RC底版反力は危惧するような荷重レベルではないことを確認した。

(5) 転倒安定性の評価

検討したすべての解析ケースにおいて、傾斜角度は微小であり、風車基礎が転倒しないことを確認した。

参考文献

- 1) 土岐憲三, 酒井久和: 地震時における構造物基礎の動的安定性の照査, 地震工学研究発表会講演概要集, 22巻, p.711-714, 1993.
- 2) 三好 俊康, 熊谷 隆宏, 清宮 理, 松本 正一郎, 重力式支持構造物を有する洋上風力発電タワーの動的安全性評価方法に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 75, No.4 (地震工学論文第38巻), I_10-I_24, 2019.
- 3) 渡辺 高志, 榎谷 浩, 油谷 勇佑, 佐藤 彰: 落石による敷砂の衝撃挙動の個別要素法を用いた解析について, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.57A, pp.1163-1172, 2011.3
- 4) 渡辺 高志, 榎谷 浩, 三橋 祐太: 壁面境界の大変形を考慮した粒子法の計算手法に関する基礎的研究, 日本計算工学会論文集, 日本計算工学会, Paper No.20130021
- 5) P. A. Cundall, O. D. L. Strack: A discrete numerical model for granular assemblies, *Geotechnique*, 29, pp.47-65, 1979
- 6) L. B. Lucy: A numerical approach to the testing of the fission hypothesis, *The Astronomical Journal*, 82, pp.1013-1024, 1977
- 7) R. A. Gingold, J. J. Monaghan, *Smoothed Particle Hydrodynamics: Theory and Application to Non Spherical Stars*, *Monthly Notices of the Royal Astronomical Society*, 181, pp.375-389, 1977
- 8) Wendland. H: Piecewise polynomial, positive definite and compactly supported radial functions of minimal degree, *Adv. Comput. Math.*, Vol. 4, pp.389-396, 1995
- 9) 河野 昭子, 松島 亘志: 繰返し衝撃荷重下の道床バラスト層の動的挙動と沈下特性, 鉄道総研報告, Vol.24, No.12, pp.47-52, 2010
- 10) 小林 正樹, 寺師 昌明, 高橋 邦夫, 中島 謙二郎, 小谷 拓, 捨石マウンドの支持力の新しい計算方法, 港湾技術研究報告, Vol. 26, No.1, 371-411, 1987
- 11) 長尾 毅, 中瀬 仁, 本田 中, 吉岡 健, 興野 俊也, 防波堤基礎支持力に関する実験及び解析的研究, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol. 63, No.3, 862-880, 2007. 9
- 12) 栃木 均, 中島 正人, 大鳥 靖樹, 伊藤 守, 蛭澤 勝三, 地震時斜面崩壊による崩土の到達距離に関する影響要因の検討-斜面高さと加速度の影響について, 第37回岩盤力学に関するシンポジウム講演集(土木学会), 2008年1月
- 13) 三好 俊康, 島谷 学, 鷲尾 朝昭, 重力式ハイブリッド構造基礎を有する洋上風力発電用観測塔の動的挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 69, No.4 (地震工学論文第32巻), I_73-I_86, 2013.

ANALYTICAL STUDY ON STABILITY EVALUATION OF OFFSHORE WIND-POWER GENERATION FOUNDATION WITH GRAVITY-TYPE SUPPORT STRUCTURE UNDER SEISMIC LOAD

Ryoh KURAMOTO, Takashi WATANABE, Takeshi YOSHIOKA
and Toshiyasu MIYOSHI

Overturning stability verification of an offshore wind power generator subjected to Level 2 (L2) earthquake, is conventionally evaluated through a static overturning safety factor, which does not consider the dynamic behavior of the system as well as the influence of fluid resistance of seawater. So, there is a possibility that the overturning safety factor is overestimated.

The current study involves the numerical simulation of a shake table test, performed in previous studies, on an offshore wind generation foundation with gravity-type support structure using the particle method and the discrete element method. The effect of seawater and foundation mound on the wind power generation foundation is examined. From the analysis results, it was confirmed that the effect of seawater fluid resistance on the wind power generation foundation was negligible. On the other hand, it was observed that increasing the seismic wave input level increases the effect of attenuation by the foundation mound layer.