

海上风机导管架基础侧向承载力特性研究

劳 青

武汉轻工大学土木工程与建筑学院, 湖北 武汉

收稿日期: 2025年12月15日; 录用日期: 2026年1月6日; 发布日期: 2026年1月19日

摘 要

海上风机在运行过程中时刻需要承受来自海洋环境的风、浪、流等外部侧向荷载, 这些荷载都会传递给风机的基础结构, 对其结构安全稳定性产生威胁。文章以国内学者团队开发的FssiCAS数值计算模型为平台, 展开对海上风机导管架基础的侧向承载性能分析。首先对前人单桩现场试验进行模拟验证, 确保FssiCAS在该方向进行分析研究的准确性和可靠性。然后在此基础上根据某设计研究院项目, 按照华东勘测设计研究院提供的图纸进行1:1真实还原简易导管架模型, 再依托FssiCAS数值计算模型, 进行海上导管架基础在侧向荷载作用下的承载力特性研究, 详细探讨分析了孔隙水和海床土质对基础侧向承载力的影响。

关键词

FssiCAS, 侧向承载力, 海上风机, 导管架基础

Study on the Lateral Bearing Capacity Characteristics of Offshore Wind Turbine Jacket Foundations

Qing Lao

School of Civil Engineering and Architecture, Wuhan Polytechnic University, Wuhan Hubei

Received: December 15, 2025; accepted: January 6, 2026; published: January 19, 2026

Abstract

Offshore wind turbines are constantly subjected to external lateral loads such as wind, waves, and currents from the marine environment during operation. These loads are transferred to the turbine's foundation structure, posing a threat to its structural safety and stability. This paper uses the FssiCAS numerical calculation model developed domestically by a domestic research team as a

platform to analyze the lateral bearing performance of offshore wind turbine jacket foundations. First, simulations are conducted to verify previous single-pile field tests, ensuring the accuracy and reliability of FssiCAS for analysis in this direction. Based on this, and according to a project from a certain design institute, a simplified jacket model is realistically restored at a 1:1 scale according to the drawings provided by East China Survey and Design Institute. Then, relying on the FssiCAS numerical calculation model, the bearing capacity characteristics of the offshore jacket foundation under lateral loads are studied, with a detailed analysis of the effects of pore water and seabed soil on the lateral bearing capacity of the foundation.

Keywords

FssiCAS, Lateral Bearing Capacity, Offshore Wind Turbine, Jacket Foundation

Copyright © 2026 by author(s) and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY 4.0).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

1. 引言

海上风机相比于陆地风机，工作的环境更为复杂和恶劣，因此承受的荷载要远大于陆地风机。海上风机在工作过程中上部结构所承受的荷载会通过塔筒传递给基础结构，这也就意味着海上风机的基础结构除了需要承受上部机舱叶片和塔筒的重量外，还要承受来自周围环境的风、浪、流等侧向外部荷载。据前人研究，海上风机在投产使用的过程中出现最多的安全问题为基础的结构承载力不足。且导管架基础式风机其结构受到的外界侧向荷载对结构安全稳定性的影响要远大于竖向荷载，被认为是海上风机的控制荷载。因此针对海上风机导管架基础展开侧向承载性能分析则显得尤为重要，将直接关乎整个风电工程的经济性、稳定性与安全性。

目前，国内外关于导管架基础的侧向承载特性分析研究中，主要分为以下三种方法：模型试验法、理论分析法和数值分析法。其中数值分析法借助于计算机这一技术的强大算力，具有耗时短、成本低、效率高、可重复性强且边界条件易于控制等优点，逐渐成为单桩侧向承载力分析中的重要方法。Ye [1]-[5]于 2012 年开发了一个可靠性较高的流体 - 结构 - 海床相互作用耦合数值模型，该耦合数值模型包括两个部分，分别为二维版本 FSSI-CAS 2D 和三维版本 FSSI-CAS 3D，后来这两个版本融合为一个程序，即 FssiCAS。经过 Ye 及其团队多年的发展与完善，FssiCAS 在近海工程领域海洋结构物的设计、安全稳定评价中广泛应用，是国际上考虑海洋波浪 - 结构物 - 海床地基相互作用的最为先进的计算模型之一。

FssiCAS 数值计算模型的有效性和可靠性已经由 Ye 进行了一系列的对比验证[1]。其采用了解析解[6]、Tsai 等开展的驻波研究[7]、Lu 开展的一系列室内波浪水槽测试[8]、Mostafa 等开展的对复合防波堤的试验[9]和 Mizutani 等对近海水下防波堤的试验[10]等前人开展的试验数据，然后与用 FssiCAS 数值模型计算的动态响应结果进行对比，发现 FssiCAS 数值模型的计算结果和试验数据有着较好的一致性，表明 FssiCAS 在波浪 - 海床 - 结构相互作用问题方面具有足够的稳定性和可靠性。

2. 可靠性验证

Li 等[11]在爱尔兰都柏林市西南 25 公里 Blessington Co. Wicklow 的密砂试验台现场对缩小尺寸的单桩进行了一系列现场侧向荷载加载试验，该场地已广泛用于桩测试研究，模型单桩的桩长与直径的纵横比与海上风电场项目中使用的单桩相似，但规模较小。试验单桩为长 3 米、外径 340 毫米、壁厚 14 毫米

的开口钢管，侧向载荷施加在距地面 0.4 米的位置。基于试验数据建立的模型和网格如图 1 所示。

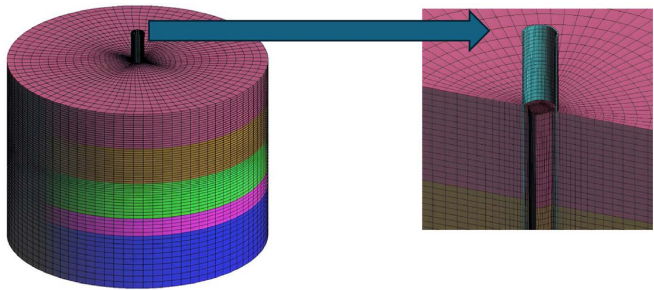


Figure 1. Model mesh diagram
图 1. 模型网格示意图

桩周土体为圆柱体，直径为 20 D，即 6.8 m，高度为 5 m，同时被建立为多层土体，共分五层，每层土体都有着不同的材料参数与力学特性，采用 Mohr-Coulomb 弹塑性本构模型进行表征。单桩则按照原试验桩一比一还原建立为管桩，采用弹性本构，钢管桩和土体的具体参数见表 1 和表 2。桩土模型采用六面体结构化网格，总网格单元数 93,633。模型整体边界条件设置为土体外围边界对 x 和 y 方向位移进行约束，模型底部则约束所有方向的位移(即限制 x、y、z 方向的位移)。

Table 1. Parameters of steel pipe piles used in Li’s model test
表 1. Li 模型试验钢管桩参数

桩径/m	壁厚/m	埋深/m	弹性模量/Pa	泊松比
0.34	0.014	2.2	2.1e11	0.3

Table 2. Soil layer parameters for Li’s model test
表 2. Li 模型试验土层参数

土层编号	土层厚度/m	弹性模量/Pa	泊松比	粘聚力/Pa	内摩擦角/(°)
1	0~1	26.5e6	0.2	1000	55.5
2	1~2	39.8e6	0.2	1000	52.5
3	2~3	45e6	0.2	1000	49.5
4	3~3.5	47e6	0.2	1000	47.3
5	3.5~5	50e6	0.2	1000	42.2

在 FssiCAS 数值计算模型中导入模型网格，设置好本构材料参数和边界条件之后，模拟试验进行数值计算分析。

首先设置好初始状态，平衡地应力，然后建造并施加桩的重力，重力加速度设置为 9.806 m/s²；最后在高于泥面 0.4 m 的桩侧施加 0 kN~110 kN 的水平荷载，完成单桩水平受荷承载分析。图 2 展示了当侧向荷载为最大值 110 kN 时，桩土模型在 x、y、z 三个方向的位移云图和桩周土体的破坏模式。可以看到随着侧向荷载的不断增大，单桩整体绕着桩体下部某一旋转点沿水平方向倾斜旋转，可见该桩为刚性桩，受力时自身相对于土体整体旋转，而不是自身屈服。同时桩身周围泥面土体在桩体的压力下沿 y 向两侧

偏移, 同时 z 方向的桩后泥面土体被破坏, 产生明显隆起。

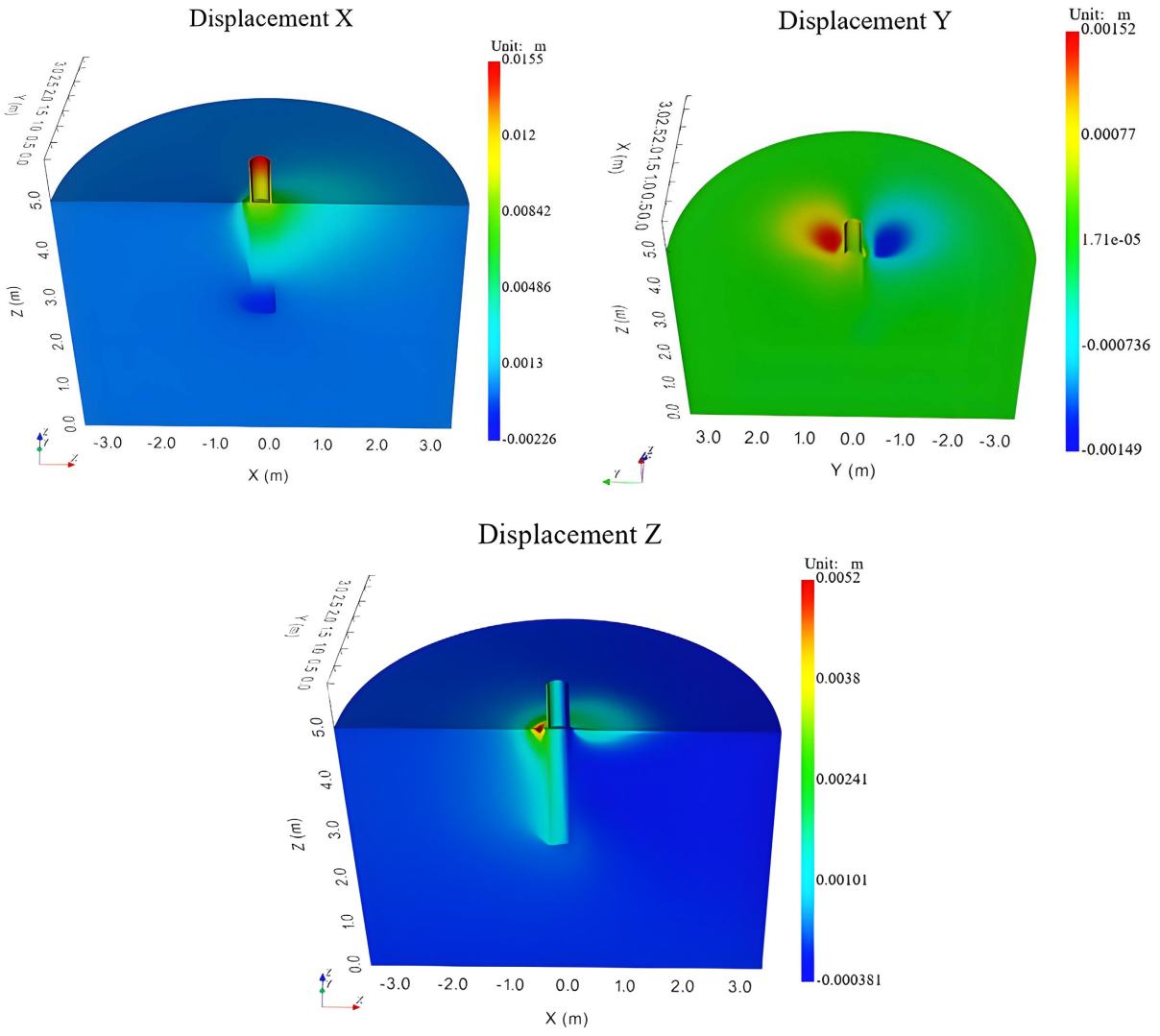


Figure 2. Displacement cloud diagram of the pile-soil model in the x , y , and z directions

图 2. 桩土模型 x 、 y 、 z 方向的位移云图

将 FssiCAS 数值模型计算的桩顶水平位移 - 荷载曲线与试验结果对比, 如图 3 所示, 可以看出结果具有较好的一致性。同时与 API 推荐的 p - y 曲线计算结果以及前人使用 FLAC3D 软件计算结果作对比, 可以看出 API p - y 曲线模型计算出的桩水平位移相比于实测值偏小; 而相比 FLAC3D 软件基于有限差分方法, FssiCAS 所采用的有限元方法则天然具有更高的计算精度和计算效率, 同时计算结果的准确性也并不逊色于前者。

3. 海上风机导管架基础侧向承载力特性研究

本节采用数值计算模型 FssiCAS, 按照真实风机基础建立数值模型, 模拟其在侧向荷载下的承载过程, 并对其在静力荷载的承载特性进行一系列参数化研究, 从而提高实际的海上风电工程安全性和稳定性提供一定的参考价值。

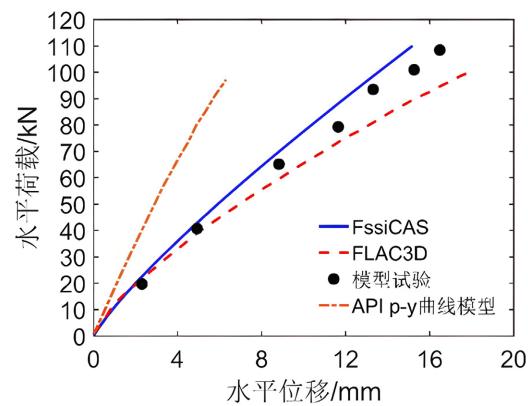


Figure 3. Load-displacement comparison chart
图 3. 荷载 - 位移对比图

3.1. 导管架基础数值模型建立

使用 SolidWords 建模软件将导管架基础和地基建好模型，导管架基础按照华东勘测设计研究院提供的图纸尺寸 1:1 建好，地基为 $60 \times 60 \times 80 \text{ m}$ 的长方体区域。所选的为华东勘测设计研究院提供的连江县海上风机导管架基础的工况，所建立的结构物按结构划分为单桩(埋入地基)、导管架基础、风机。单桩为长 57 m 、壁厚 0.1 m 的空心钢管，导管架分别由不同直径的空心钢管组合而成。本文为了得到高质量的网格，将导管架基础的空心钢管建立成实心钢管，进行了密度和刚度的等效处理，具体尺寸如图 4 和表 3 所示。

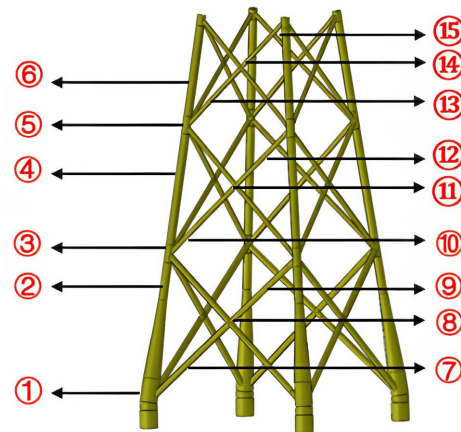


Figure 4. Annotations of each steel pipe in the conduit rack foundation
图 4. 导管架基础各钢管标注

Table 3. Steel pipe parameters of each part of the conduit frame
表 3. 导管架各部位钢管参数

钢管序号	直径/m	钢管序号	直径/m
钢管①	2.7	钢管⑨	0.9
钢管②	1.29	钢管⑩	0.71
钢管③	1.3	钢管⑪	0.73

续表

钢管④	1.25	钢管⑫	0.71
钢管⑤	1.3	钢管⑬	0.63
钢管⑥	1.25	钢管⑭	0.65
钢管⑦	0.9	钢管⑮	0.63
钢管⑧	0.93		

模型建好后导出.step 格式，并导入 HyperMesh 软件进行网格划分，导管架和地基由于结构复杂，故而划分为四面体网格。导管架基础网格尺寸设置为 0.2 mm，地基网格尺寸设置为 1 mm，导管架基础结构 - 地基网格总数为 2,924,775，节点总数为 529,216。

3.2. 本构模型及材料参数设置

在本章的计算中选取摩尔 - 库伦弹塑性本构模型来模拟海床土体的力学行为。该模型实际上是一类模型，包括了 4 种强度准则：Mohr-Coulomb 准则、Mises 准则、Tresca 准则和 Drucker-Prager 准则，由于 Drucker-Prager 准则(以下简称 D-P 准则)在计算过程中具有更好的收敛性，且能考虑静水压力对于土体材料屈服与破坏的影响，因此选用 D-P 准则。

在确定本构模型后，则需要确定好具体的材料参数。参考前人土工试验和三轴试验的数据，本章饱和和海床土体材料参数的选取如表 5 所示。单桩基础本构设置为弹性本构模型，材料参数参考表 4 和表 5。

Table 4. Material parameters of various parts of turbine jacket foundation

表 4. 导管架基础各部位材料参数

结构	弹性模量(等效) GPa	密度(等效) kg/m ³	泊松比
塔筒	3×10^{11}	7850	0.3
平台	2×10^{11}	7850	0.3
平台斜柱	1×10^{11}	2904.65	0.3
钢管①-⑥	5.7×10^{10}	1059.56	0.3
钢管⑦-⑮	7×10^{10}	1801.12	0.3
单桩(土里)	2×10^{11}	7850	0.3
单桩(土上)	4.4×10^{10}	901.95	0.3

Table 5. Seabed foundation material parameters

表 5. 海床地基材料参数

弹性模量 E (Pa)	内摩擦角 ϕ (°)	粘聚力 c (kPa)	泊松比 ν	渗透率 k (m/s)	孔隙比 e
8×10^7	25	12	0.33	0.00001	0.65

3.3. 边界条件的设置

在 FssiCAS 软件中导入 HyperMesh 划分好的网格文件，海上风机导管架基础为刚性材料，无需设置流体节点，因为现在计算的工况是基础工况，不考虑孔隙水的影响，所以海床地基设置流体节点为 0，将地基的底面在 x、y、z 方向固定位移，地基的左、右平面在 x、y 方向固定位移。网格示意图如图 5 所示。

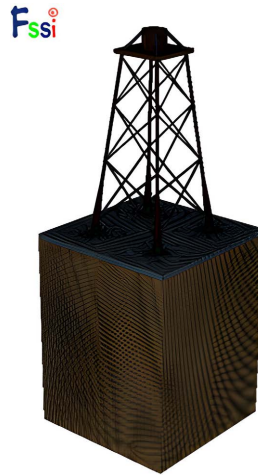


Figure 5. Grid diagram
图 5. 网格示意图

3.4. 侧向加载数值模拟与结果分析

在海上风机导管架基础侧向荷载作用下的承载力模拟分析中，将分析步分为三步。前两步为初始状态的设置，在数值计算中，计算模型的初始状态是后续计算分析的基础。初始状态主要分为两部分：一是海上风机导管架基础修建前的一段时期内，海床地基在土体重力的作用下产生的前期沉降；二是海上风机导管架基础建成后，导管架基础重力而引起海床地基的进一步沉降。第一分析步为海床地基前期自身沉降分析，采用 FssiCAS 内置的开挖与建造模块，设置第一步中的计算不考虑导管架基础建设，仅考虑导管架基础周围海床土体和桩内土体在自重和静水压力下的沉降。第二分析步是在第一步的基础上，考虑导管架基础建成后其自重所引发的海床土体的进一步沉降，重力加速度设置为 9.806 m/s^2 。第三分析步则是在设置好初始状态后，开始进行导管架基础在侧向荷载作用下的承载力模拟分析计算。在导管架塔筒处延 x 正方向进行侧向荷载的施加。荷载为随时间逐步增大的线性水平集中力荷载，从 $t=0 \text{ s}$ 至 $t=40 \text{ s}$ ，侧向荷载大小从 0 逐步增大至 400 MN 。力的时程图如图 6 所示。

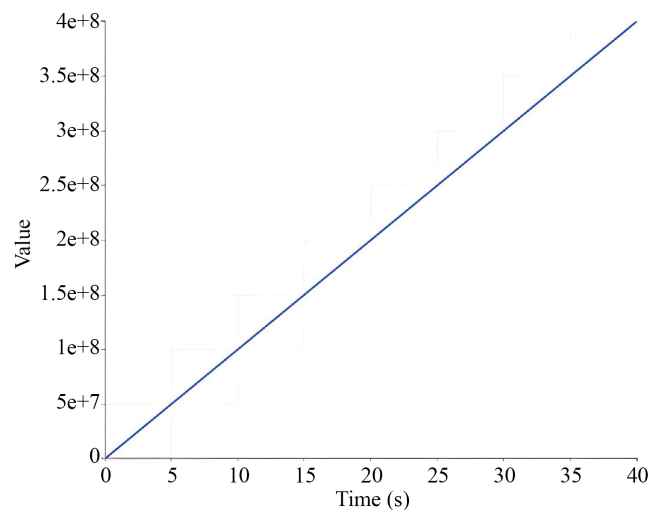


Figure 6. Time history of force
图 6. 力的时程图

图 7 展示了在不同大小侧向水平集中力荷载作用下的导管架基础和海床地基土体的侧向位移分布。该图为在沿 $x = 15 \text{ m}$ 剖切面将数值模型剖切后的结果，从而更加直观地展现土体内部的位移响应分布规律。

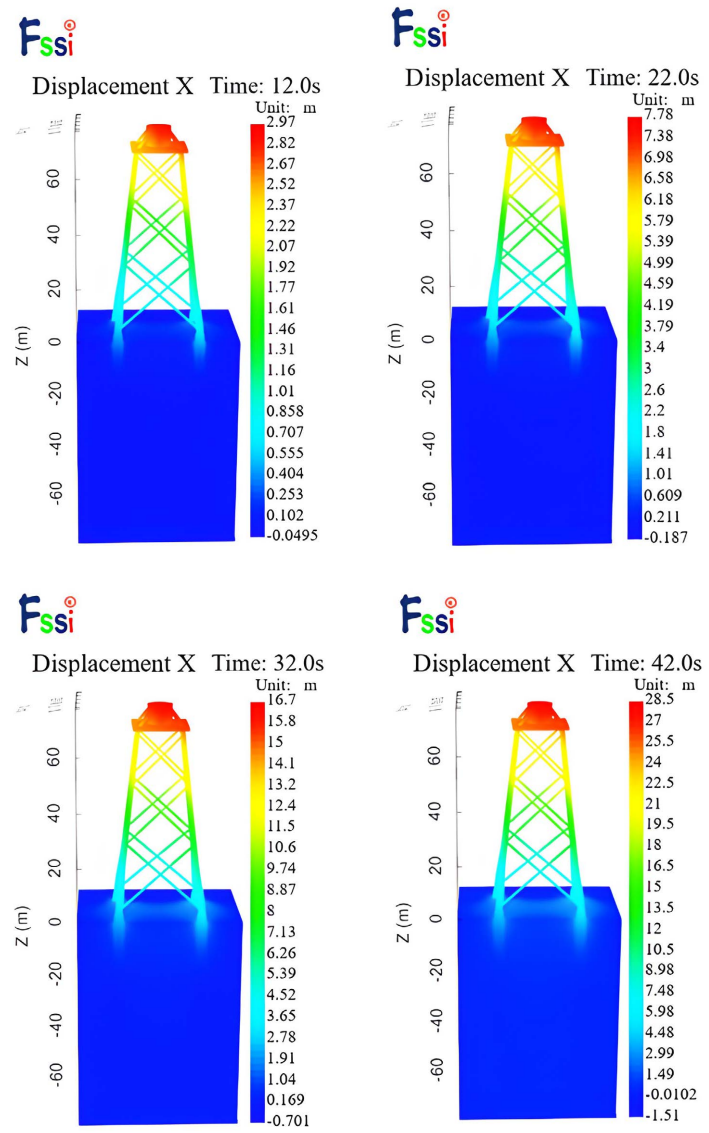


Figure 7. Distribution of lateral displacement in conductor rack foundations and seabed soil

图 7. 导管架基础和海床土体侧向位移分布

从图中可以看出，随着侧向水平荷载的不断增大，导管架基础和海床地基土体的位移动力响应也逐渐增大。塔筒顶侧向受到的荷载会通过桩体传递到导管架基础，从而导致导管架四个桩腿绕泥面以下某一旋转点整体发生偏移旋转，呈现为典型的刚性桩特性。在导管架基础在侧向荷载下水平向右偏移的过程中，桩与土之间是相互作用、相互影响的，导管架基础桩腿倾斜挤压桩周土体，土体则对桩腿产生水平抗力，限制了导管架基础的侧向位移发展，同时桩腿也会影响土体内部的位移变化规律。当侧向荷载达到 400 MN 时，桩顶的侧向位移最大可达到 28.5 m 。导管架荷载位移曲线如图 8 所示。

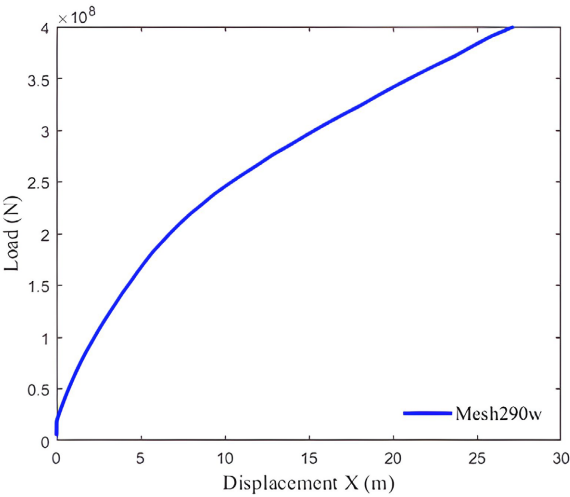


Figure 8. Load-displacement curve
图 8. 荷载 - 位移曲线

3.5. 海上风机导管架基础侧向承载力特性研究

本节将对海上风机导管架基础的侧向承载力性能展开特性研究，研究在侧向荷载作用下孔隙水和海床土质对导管架基础侧向承载力性能的影响，展开多种工况下一系列的参数化研究，并将结果进行对比分析，为实际海上风电工程提供一定参考意义。

3.5.1. 孔隙水对侧向承载力的影响

在以往前人对导管架基础的侧向承载力研究中，很少考虑孔隙水的影响，实际上土体中孔隙水的存在也会对导管架基础的侧向承载性能产生显著影响。本节设计了两种工况计算对比，工况 1 即为上一节中计算的基础工况，工况 2 数值模型尺寸与工况 1 一致，本构模型以及分析步的设置均保持一致，但在工况 2 中考虑了孔隙水的影响，需要设置了流体节点，网格总数为 2,924,775，节点总数为 985,869，同时在海床土体中设置了静水位，高度至泥面处，土体孔隙比设置为 0.65，渗透系数 k 设置为 10^{-10} m/s，饱和度 S_r 设置为 1.0。工况 1 中则不含孔隙水，未设置流体节点，网格总数为 2,924,775，节点总数为 529,216。因为工况 2 设置了静水位，所以工况 2 在设置边界条件时还需要在地基顶面设置一个水动力边界，确保结果更加准确，如图 9 所示。

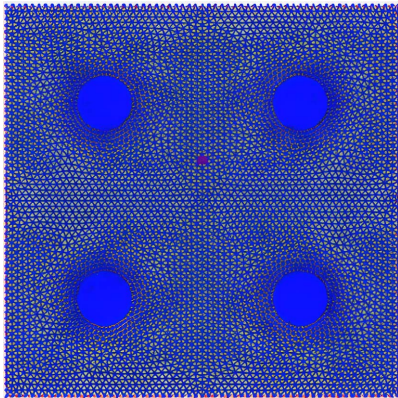


Figure 9. Hydrodynamic boundary
图 9. 水动力边界

图 10 为工况 1 和工况 2 在侧向水平静力荷载的作用下受力点处的荷载 - 位移曲线对比图,施加荷载最大值为 400 MN,从图中可以看出在同样的侧向荷载作用下,考虑孔隙水的工况导管架基础的侧向位移要大于不含孔隙水的工况。当侧向荷载位移值达到最大值 400 MN 时,工况 1 的侧向位移达到了 28.5 m,而工况 2 的侧向位移为 36.1 m。这说明在工况 2 中的导管架基础侧向承载性能要弱于工况 1,可见海床地基中孔隙水的存在会降低导管架基础的侧向承载力。这是因为在饱和的海床地基土体中,导管架桩腿在侧向荷载的作用下发生倾斜,挤压土体,会导致桩腿周围土体中孔隙水压力的上升积累,土壤的强度和刚度降低,从而使土体对导管架的支承作用降低,导管架的侧向承载力也因此下降。

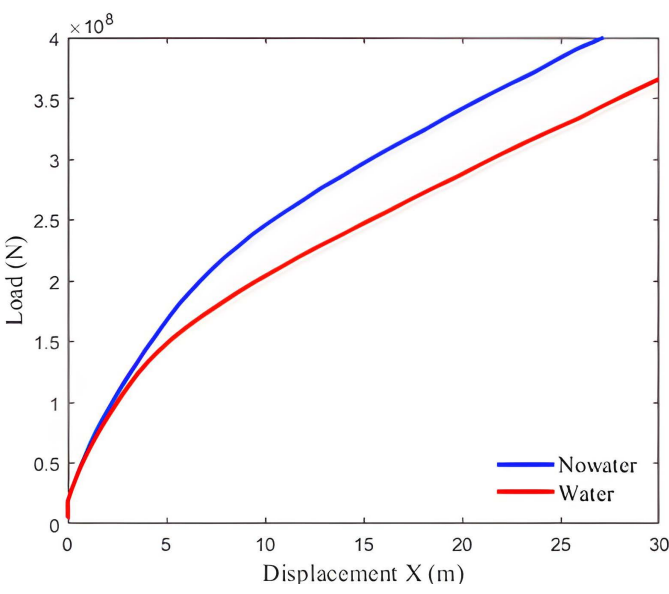


Figure 10. Comparison of lateral load-displacement curves of the jacket foundation for operating conditions 1 and 2

图 10. 工况 1 和工况 2 的导管架基础侧向荷载 - 位移曲线对比图

3.5.2. 海床土质对侧向承载力的影响

我国大多数风电场所存在的海域其土质为强度较低、粘性较强的软粘土,但我国海域幅员辽阔,是一个多海域国家,不同的海域其海床土质也会有所不同,从而对建设在其之上的海上风机基础承载力也会有所影响。本节对比分析了两种工况来研究海床土质对海上风机导管架基础侧向承载力的影响,分别为工况 2 和工况 3。两种工况计算模型、本构模型、边界条件和分析步等设置保持一致,且均考虑孔隙水的存在,但选用土质不同,海床材料参数也不同。工况 2 即为 3.5.1 节中计算的工况 2,选用土质为淤泥质粘土,工况 3 参考前人工程资料,选用存在于我国某海域风电场的一种风化花岗岩沉积土。两者材料参数对比如表 6 所示。

Table 6. Comparison of seabed soil material parameters under two working conditions

表 6. 两种工况下的海床土体材料参数对比

工况	土质类型	弹性模量(kPa)	泊松比	内摩擦角(°)	土体黏聚力(kPa)	重度(kN/m ³)
1	淤泥质粘土	80,000	0.33	25	12	16.8
2	沉积土	17,500	0.3	34.77	6.57	19

图 11 为工况 2 和工况 3 在侧向静力荷载作用下导管架受力点处的荷载 - 位移曲线, 施加荷载最大值为 400 MN。从图中可以看出, 在同样的侧向荷载作用下, 淤泥质软土中的导管架基础所产生的侧向位移要远小于风化花岗岩沉积土中的侧向位移。当荷载为 400 MN 时, 工况 3 中的侧向位移为 44.4 m, 工况 2 中的侧向位移则达到了 36.1 m。这说明工况 3 中的侧向风化花岗岩沉积土的土体强度要弱于工况 1 中的淤泥质软土, 对导管架基础提供的土壤支承力也就更小, 从而使工况 3 中的导管架基础承载能力要弱于工况 2 中的单桩基础。

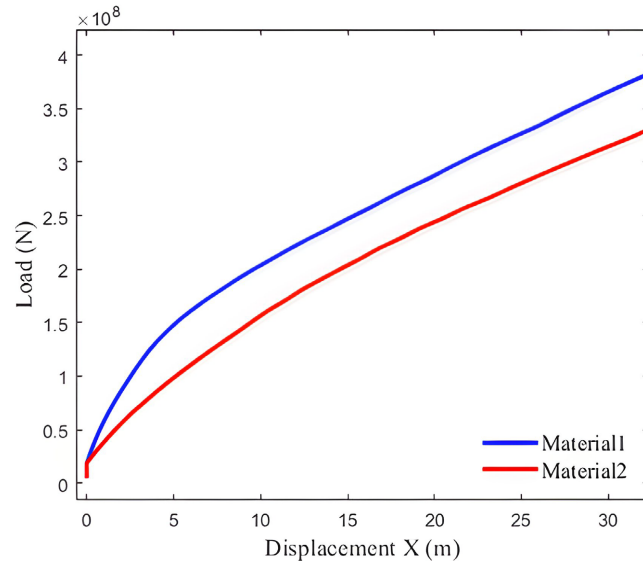


Figure 11. Comparison of lateral load-displacement curves of the jacket foundation for operating conditions 2 and 3

图 11. 工况 2 和工况 3 的导管架基础侧向荷载 - 位移曲线对比图

4. 结论

本文基于数值计算模型 FssiCAS 平台, 首先开展了前人学者的基础承载力分析现场模型试验的模拟验证对比, 在此基础上对海上风机导管架基础的侧向承载力特性展开一系列参数化研究, 得出以下结论:

1) 通过对 Li 等开展的饱和细砂中桶形基础水平单调加载模型试验进行模拟对比验证, 结果取得了良好的一致性。证明了所建立数值模型及网格的正确性, 也充分证明通过 FssiCAS 在海上风机基础侧向承载力分析方向进行数值模拟的稳定性和可靠性。

2) 通过对海上风机导管架基础在侧向荷载下的侧向承载力特性研究发现海床土体中孔隙水的存在会导致导管架基础在侧向受载时桩周土体中孔隙水压力的上升积累, 土壤的强度和刚度降低, 从而使土体对导管架基础的支承作用降低, 导管架基础的侧向承载力也因此下降。

3) 不同的海床土质也会对导管架基础的侧向承载力造成影响, 当侧向荷载为 400 MN 时, 淤泥质粘土中的单桩侧向位移为 36.1 m, 而土体强度弱点的风化花岗岩沉积土中导管架侧向位移则为 44.4 m。

参考文献

- [1] Ye, J.H. and Jeng, D.S. (2012) Response of Porous Seabed to Nature Loadings: Waves and Currents. *Journal of Engineering Mechanics*, **138**, 601-613. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)jem.1943-7889.0000356](https://doi.org/10.1061/(asce)jem.1943-7889.0000356)
- [2] Ye, J., Jeng, D., Wang, R. and Zhu, C. (2013) Validation of a 2-D Semi-Coupled Numerical Model for Fluid-Structure-Seabed Interaction. *Journal of Fluids and Structures*, **42**, 333-357. <https://doi.org/10.1016/j.jfluidstructs.2013.04.008>

-
- [3] Ye, J., Jeng, D. and Chan, A.H.C. (2012) Consolidation and Dynamics of 3D Unsaturated Porous Seabed under Rigid Caisson Breakwater Loaded by Hydrostatic Pressure and Wave. *Science China Technological Sciences*, **55**, 2362-2376. <https://doi.org/10.1007/s11431-012-4888-4>
- [4] Ye, J.H. and Jeng, D.-S. (2013) Three-Dimensional Dynamic Transient Response of a Poro-Elastic Unsaturated Seabed and a Rubble Mound Breakwater due to Seismic Loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **44**, 14-26. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.08.011>
- [5] Ye, J., Jeng, D., Wang, R. and Zhu, C. (2013) A 3-D Semi-Coupled Numerical Model for Fluid-Structures-Seabed-Interaction (FSSI-CAS 3D): Model and Verification. *Journal of Fluids and Structures*, **40**, 148-162. <https://doi.org/10.1016/j.jfluidstructs.2013.03.017>
- [6] Hsu, J.R.C. and Jeng, D.S. (1994) Wave-Induced Soil Response in an Unsaturated Anisotropic Seabed of Finite Thickness. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **18**, 785-807. <https://doi.org/10.1002/nag.1610181104>
- [7] Tsai, C. and Lee, T. (1995) Standing Wave Induced Pore Pressures in a Porous Seabed. *Ocean Engineering*, **22**, 505-517. [https://doi.org/10.1016/0029-8018\(95\)00003-4](https://doi.org/10.1016/0029-8018(95)00003-4)
- [8] 卢海斌. 波浪作用下沙质海床孔隙水压力的研究[D]: [硕士学位论文]. 长沙: 长沙理工大学, 2005.
- [9] Mostafa, A.M., Mizutani, N. and Iwata, K. (1999) Nonlinear Wave, Composite Breakwater, and Seabed Dynamic Interaction. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, **125**, 88-97. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-950x\(1999\)125:2\(88\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-950x(1999)125:2(88))
- [10] Mizutani, N., Mostafa, A.M. and Iwata, K. (1998) Nonlinear Regular Wave, Submerged Breakwater and Seabed Dynamic Interaction. *Coastal Engineering*, **33**, 177-202. [https://doi.org/10.1016/s0378-3839\(98\)00008-8](https://doi.org/10.1016/s0378-3839(98)00008-8)
- [11] Li, W., Zhu, B. and Yang, M. (2017) Static Response of Monopile to Lateral Load in Overconsolidated Dense Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **143**, Article ID: 04017026. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0001698](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001698)