

引用格式: 郑灿, 刘振韬, 廖侃, 等. 砂土海床中大直径单桩桩-土相互作用 [J]. 南方能源建设, 2024, 11(6): 124-134. ZHENG Can, LIU Zhentao, LIAO Kan, et al. Large diameter monopile pile-soil interaction in sandy seabed [J]. Southern energy construction, 2024, 11(6): 124-134. DOI: 10.16516/j.ceec.2024.6.13.

砂土海床中大直径单桩桩-土相互作用

郑灿¹, 刘振韬^{2,✉}, 廖侃¹, 张友虎²

(1. 中国能源建设集团广东省电力设计研究院有限公司, 广东 广州 510663;

2. 东南大学土木工程学院, 江苏 南京 211189)

摘要: [目的] 针对砂土海床中海上风电大直径单桩基础设计, 文章研究排水条件对大直径单桩桩-土相互作用的影响以及桩-土相互作用的初始刚度与现行设计规范的对比关系。[方法] 采用有限元方法对水平受荷大直径单桩桩-土相互作用进行分析, 数值模拟采用了基于边界理论各向异性 SANISAND 本构模型。开展不同排水条件下的水平受荷桩分析, 探讨排水条件对桩-土相互作用的影响; 将数值模拟和 API 规范预测的 $p-y$ 曲线进行对比, 比较桩-土相互作用的初始刚度。[结果] 发现排水条件对水平受荷大直径单桩桩-土相互作用影响与荷载水平相关: 在相对较小的荷载水平, 排水条件的差异影响甚微, 然而随着荷载提高, 排水条件的影响变得显著; API 推荐的 $p-y$ 曲线高估砂土中水平受荷大直径单桩桩-土相互作用的刚度。[结论] 排水条件对水平受荷大直径单桩桩-土相互作用影响与荷载水平相关, 在工程设计关注的荷载水平下, 排水条件对大直径单桩桩-土相互作用刚度的影响可忽略不计, 按照完全排水条件进行设计工作是可行的; API 推荐的 $p-y$ 曲线法预测的桩-土相互作用刚度取值偏高。

关键词: 海上风电; 大直径单桩基础; SANISAND 模型; 桩-土相互作用; 应力

中图分类号: TK89; TU473

文献标志码: A

文章编号: 2095-8676(2024)06-0124-11

DOI: 10.16516/j.ceec.2024.6.13

OA: <https://www.energychina.press/>



论文二维码

Large Diameter Monopile Pile-Soil Interaction in Sandy Seabed

ZHENG Can¹, LIU Zhentao^{2,✉}, LIAO Kan¹, ZHANG Youhu²

(1. China Energy Engineering Group Guangdong Electric Power Design Institute Co., Ltd., Guangzhou 510663, Guangdong, China;

2. School of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing 211189, Jiangsu, China)

Abstract: [Introduction] This paper conducts study based on the design of monopile foundations for offshore wind turbines in sandy seabed, to analyze the influence of drainage conditions on soil-foundation interaction, and compare the initial stiffness of soil-foundation interaction obtained by prevailing design methods. [Method] The finite element method was adopted to analyze the soil-foundation interaction of laterally loaded large diameter monopile foundations. A simple anisotropic sand constitutive model, i.e. SANISAND constitutive model based on the bounding surface theory was used for numerical simulations. Analysis of laterally loaded large diameter monopile foundations under different drainage conditions was performed to study the influence of drainage conditions on soil-foundation interaction. And the numerically derived $p-y$ curves were compared with those predicted by the API method for comparison of the initial stiffness of soil-foundation interaction. [Result] It is found that the influence of drainage conditions on the soil-foundation interaction of laterally loaded large diameter monopile foundations is dependent on the load level. At a relatively low load level, the difference in drainage conditions has negligible influence on soil-foundation interaction stiffness. However, as the load level increases, such influence becomes significant. It is also found that the API $p-y$ curves overestimate the soil-foundation interaction stiffness of laterally loaded large

收稿日期: 2023-07-25 修回日期: 2023-09-28

基金项目: 国家重点研发计划项目“海洋工程地质勘察、解析及应用关键技术研究”(EV05881W); 国家重点研发计划项目“海上风机吸力桶导管架基础长期沉降机理与计算方法”(52109117)

diameter monopile foundations in sandy seabed. [Conclusion] The influence of drainage condition on the soil-foundation interaction of laterally loaded large diameter monopile foundations is dependent on the load level, under the load level concerned in engineering design, the influence of drainage conditions on the stiffness of soil-foundation interaction of large-diameter monopile foundations is negligible, and it is viable to design monopile foundations based on fully drained conditions. The API p - y curves over-predict the stiffness of soil-foundation interaction.

Key words: offshore wind power; large diameter monopile foundations; SANISAND model; soil-foundation interaction; stress

2095-8676 © 2024 Energy China GEDI. Publishing services by Energy Observer Magazine Co., Ltd. on behalf of Energy China GEDI.

This is an open access article under the CC BY-NC license (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/>).

0 引言

近些年来, 中国的海上风电产业快速发展。不占用陆上土地资源, 风资源稳定, 离能源消纳中心距离近等诸多优势使得海上风电成为了新能源开发的重要领域。相较于陆上风电, 海洋环境复杂, 风浪荷载作用大, 运维难度高, 安全可靠的海上风电基础是海上风电机组安全运行的关键保障^[1-2]。在所有的海上风电基础形式中, 单桩基础应用最为广泛。在我国已建成的海上风电项目中, 超过 60% 的项目全部或者部分选用了单桩基础^[3-4]。单桩基础加工制造容易, 施工技术成熟, 成本相对较低, 在海上风电行业向深水区挺进的进程中, 大直径单桩基础仍将是工程人员的首选^[5-8]。

尽管大直径单桩基础在实际工程中得到了广泛应用, 目前砂土中大直径单桩桩-土相互作用机理的研究尚不够透彻。行业设计人员主要使用 API 规范推荐的 p - y 曲线法(下简称 API 方法)对砂土中水平受荷桩进行分析, 该方法是基于小直径柔性长桩的试验结果建立的^[9-10], 研究发现该方法在海上风电的大直径刚性短桩设计中高估了大直径单桩桩-土相互作用初始刚度^[11-15]。此外, API 方法假设砂土中大直径单桩在加载过程是完全排水的^[9]。由于试验桩尺寸和加载速率的限制, 大多数的试验研究如 PISA 项目的现场试验^[6, 8]和离心机试验^[13-14]也仅在完全排水条件下进行。随着研究的深入, 越来越多的学者认为砂土中的水平受荷大直径单桩在单个荷载循环内的加载过程是不排水的^[16-18]。对砂土中大直径单桩的水平受荷过程, 不同排水条件对桩-土相互作用产生何种影响, 现有的研究尚未达成共识。

本研究选用有限元方法对大直径单桩水平受荷过程进行分析。有限元方法能模拟土的非线性特性,

桩土接触界面和各类边界条件, 较真实地对实际工程中可能产生的情况进行预测^[19-20]。然而, 有限元法仅提供了桩-土相互作用分析的通用工具, 选用合理的本构模型是确保有限元数值模拟成功的关键。

SANISAND(Simple ANIsotropic SAND)模型是 Dafalias 及其合作者开发的一系列基于界面理论弹塑性砂土模型的统称^[21-25]。SANISAND 本构模型融合极限状态土力学的思想, 其显著优点是可以使用同一组模型参数来模拟处于不同应力状态和相对密度的砂土材料的力学性质, 具有较好的工程实用潜能。

基于上述讨论, 文章将采用 SANISAND 高级岩土本构, 开展有限元分析, 着重探索砂土中大直径单桩桩-土相互作用的两个关键问题: (1)砂土中大直径单桩桩土相互作用初始刚度以及与 API 方法对比; (2)排水条件对大直径单桩桩-土相互作用的影响。为此, 论文首先介绍研究所选用的 SANISAND 本构模型的理论框架, 利用室内土工试验数据标定代表性密实砂土的本构模型参数, 将该模型应用于大直径单桩基础的有限元模拟, 对上述两个问题开展深入研究。

1 SANISAND 模型

采用 Dafalias 和 Manzari 于 2004 年发表的 SANISAND 模型^[22], 该版本采用了幂函数形式的极限状态线和指数形式的相变面和界面方程。

本节将首先介绍 p - q 平面上的 3 个状态面: 极限状态面、界面和相变面, 然后介绍三维空间中的弹塑性应力-应变关系, 在本节最后列出了 SANISAND 模型的本构参数及具体的物理意义。

因 SANISAND 模型是有效应力模型, 如不做特殊说明, 文章中所有应力均指有效应力。

1.1 极限状态面

SANISAND 模型基于极限状态土力学的框架,引入了边界面(Bounding Surface)和相变面(Dilatancy Surface)的概念,如图 1 所示。在持续的剪切作用下土最终达到极限状态,在极限状态下土的体积和剪应力不再随剪应变变化。在 p - q 平面,土体的极限状态面投影成一条直线,相应的相变面和边界面也是直线,三条线的斜率分别记为 M , M_d , M_b 。

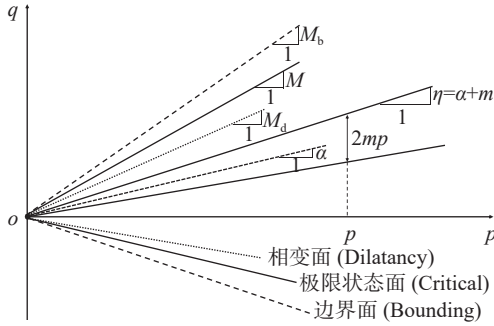


图 1 p - q 平面上的屈服、相变、极限状态和边界面^[25]

Fig. 1 Yield, dilatancy, critical state and boundary surfaces on p - q plane^[25]

本模型选用 Li 和 Wang^[26] 提出的 e - p 空间幂函数形式的极限状态线,如式(1)所示:

$$e_c = e_0 - \lambda_c (p/P_{\text{atm}})^{\xi} \quad (1)$$

式中:

p ——当前平均主应力(kPa);

P_{atm} ——大气压强,取 100 kPa;

e_0 —— $p=0$ 时的极限状态孔隙比;

λ_c 、 ξ ——极限状态面参数。

本模型中状态变量 $\psi = e - e_c$ 为砂土孔隙比和对应于当前平均主应力的极限状态孔隙比的差值,表示当前状态与极限状态之间的距离,用以表征土的密实程度。当状态变量 $\psi=0$,土体处于极限状态;若 $\psi>0$,土体比极限状态更松散,剪切时将发生剪缩;若 $\psi<0$,土体比极限状态更密实,剪切时将发生剪胀。

1.2 边界面

以排水三轴压缩试验为例,土调动应力比 $\eta = q/p$ 在剪切初期不断增加,直到达到峰值即边界面应力比 M_b 。边界面应力比是极限状态应力比 M 和状态变量 ψ 的函数,由式(2)表达:

$$M_b = M \exp(-n_b \psi) \quad (2)$$

式中:

n_b ——边界面参数。

土的应力状态到达边界面之前($\eta < M_b$),土不断硬化至峰值抗剪强度;超过边界面之后($\eta > M_b$),土开始软化至残余抗剪强度。在这个过程中,土的应力状态最终趋于极限状态,最终 M_b 和 η 达到极限状态应力比 M 。

土的塑性硬化模量由调动应力比 η 和边界面应力比 M_b 之间的差值决定,如式(3)所示:

$$H = h(M_b - \eta) \quad (3)$$

式中:

h ——塑性硬化系数。

塑性硬化模量 H 的符号代表土的塑性响应状态, $H > 0$ 代表硬化阶段, $H < 0$ 代表软化阶段, $H = 0$ 表示土体达到了极限状态。

1.3 相变面

相变面的定义方式与边界面相似,相变面应力比 M_d 表示为极限状态应力比 M 和状态变量 ψ 的函数,如式(4)所示:

$$M_d = M \exp(n_d \psi) \quad (4)$$

式中:

n_d ——相变面参数。

剪胀变量表示剪胀发生的程度,模型中剪胀变量 D 的定义方式与塑性硬化模量 H 相似,与调动应力比 η 和相变面应力比 M_d 之间的差值有关,如式(5)所示:

$$D = A_d(M_d - \eta) \quad (5)$$

式中:

A_d ——剪胀状态参数,包含了组构效应的影响。

土的应力状态达到相变面之前($\eta < M_d$),剪胀变量 D 为正值,土处于剪缩状态;应力状态达到相变面之后($\eta > M_d$),剪胀变量 D 为负值,土进入剪胀状态。

1.4 三维空间中的弹塑性应力-应变关系

如图 2 所示,在三维应力空间中,模型的极限状态面、边界面和相变面由在 π 平面上的映射点表示:这些应力点是由从静水压力轴出发的,与 \mathbf{n} 方向相同的映射向量 α_i 唯一定义的。由此边界面和相变面由映射向量来表示,如式(6)所示:

$$\alpha_i = \sqrt{\frac{2}{3}} (g(c_i, \theta_n) M_i(\psi) - m) \mathbf{n}, \quad i = b, d \quad (6)$$

式中:

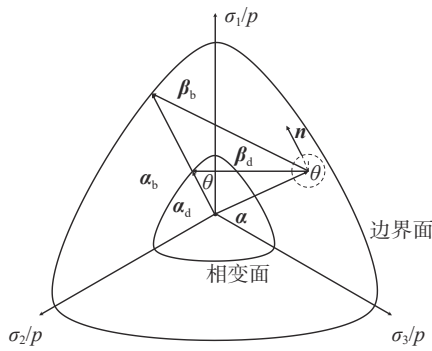


图 2 映射点和映射向量之间的关系^[27]

Fig. 2 Relationship between mapping points and mapping vectors^[27]

b 和 d —— 分别代表边界面(Bounding Surface)和相变面(Dilatancy Surface);

θ_n —— 向量 \mathbf{n} 方向对应的应力洛德角, 代表应力路径各向异性的影响, 由对应的应力不变量 J_2 和 J_3 计算, 如式(7)所示:

$$\cos(3\theta_n) = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{(J_2)^{3/2}} \quad (7)$$

三维空间中当前应力状态与边界面和相变面之间的距离分别由向量 $\beta_b = \alpha_b - \alpha$ 和向量 $\beta_d = \alpha_d - \alpha$ 表示, 该距离向量被用于计算塑性体应变和剪胀程度。

三维空间中 SANISAND 模型的弹性应力-应变关系由平均主应力 $p = (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})/3$ 和偏应力 $\mathbf{s} = \boldsymbol{\sigma} - p\mathbf{I}$ 表示, 其中 \mathbf{I} 是二阶单位张量, 具体如式(8)的增量关系所示:

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_q^e = \frac{d\mathbf{s}}{2G}; d\boldsymbol{\varepsilon}_v^e = \frac{dp}{K} \quad (8)$$

式中:

$d\boldsymbol{\varepsilon}_q^e$ —— 弹性偏应变增量;

$d\boldsymbol{\varepsilon}_v^e$ —— 弹性体应变增量;

G 和 K —— 弹性剪切和体积模量, 均为当前平均主应力 p 和孔隙比 e 的函数, 如式(9)所示:

$$G = G_0 p_{\text{atm}} \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \left(\frac{p}{p_{\text{atm}}} \right)^{1/2}; K = \frac{2(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)} G \quad (9)$$

式中:

G_0 —— 剪切模量参数;

e 和 ν —— 土的孔隙比和泊松比。

如图 3 所示, 三维空间中弹性区域以锥形屈服面限制, 屈服面函数如式(10)所示:

$$f = |\mathbf{r}| - \sqrt{\frac{2}{3}} m p = 0, \mathbf{r} = \mathbf{s} - p\boldsymbol{\alpha} \quad (10)$$

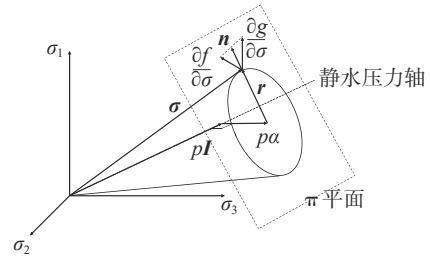


图 3 SANISAND 模型屈服面^[27]

Fig. 3 Yield surface of the SANISAND model^[27]

式中:

$\boldsymbol{\alpha}$ —— 偏背应力比张量;

m —— 圆锥的张开半径, 表示弹性区域的大小, 一般 m 取值较小(小于 0.05)。

当土的应力状态超过了屈服面所规定的弹性区域, 土体将进入塑性应变阶段。土的塑性体应变增量 $d\boldsymbol{\varepsilon}_v^p$ 的计算与剪胀参数 D 相关, 如式(11)所示:

$$\begin{cases} d\boldsymbol{\varepsilon}_v^p = \langle L \rangle D \\ D = A_d(\boldsymbol{\beta}_d : \mathbf{n}) \\ A_d = A_0(1 + \langle \mathbf{z} : \mathbf{n} \rangle) \end{cases} \quad (11)$$

式中:

A_0 —— 无量纲的剪胀尺度缩放系数;

L —— 塑性应变增量的大小, $\langle \rangle$ 为 Macaulay 括号, 当括号中内容为正数时取它本身, 为非正数时整个括号内容取 0;

$(\boldsymbol{\beta}_d : \mathbf{n})$ —— 张量双点积, 三维空间中的当前应力状态与相变面之间的距离;

\mathbf{z} —— 组构张量, 该模型中组构效应的影响, 用于模拟循环加载, 具体计算如式(12)所示。由式(12)可知式(11)中的 $\langle \mathbf{z} : \mathbf{n} \rangle$ 在加载过程中保持为零, 在卸载时发挥作用。

$$d\mathbf{z} = -c_z \langle -d\boldsymbol{\varepsilon}_v^p \rangle (\mathbf{z}_{\text{max}} \mathbf{n} + \mathbf{z}) \quad (12)$$

塑性总应变增量 $d\boldsymbol{\varepsilon}^p$ 计算如式(13)所示:

$$d\boldsymbol{\varepsilon}^p = \langle L \rangle \mathbf{R} \quad (13)$$

式中:

L —— 塑性应变增量的大小;

\mathbf{R} —— 塑性应变增量的方向, $\mathbf{R} = \frac{1}{3} D \mathbf{I} + \mathbf{R}'$, 其中含 D 项表示塑性体应变增量方向, \mathbf{R}' 表示塑性偏应变增量方向。

背应力比张量 $\boldsymbol{\alpha}$ 的发展也由当前应力状态和边界面之间的距离决定, 如式(14)所示:

$$d\alpha = \langle L \rangle \frac{2}{3} h \beta_b \quad (14)$$

式中:

h —— 塑性硬化系数;

L —— 塑性应变增量的大小。两个变量分别由式(15)和式(16)计算得来:

$$\begin{cases} h = b_0 / (\alpha - \alpha_{in}) : n \\ b_0 = G_0 h_0 (1 - c_h e) \left(\frac{p}{P_{atm}} \right)^{\frac{1}{2}} \end{cases} \quad (15)$$

式中:

c_h 和 h_0 —— 本构参数;

α_{in} —— 初始背应力张量, 以三轴应力状态下的调动应力比 η 与初始应力比 η_{in} 的差值表示。

$$L = (1/K_p)(\partial f / \partial \sigma) : d\sigma \quad (16)$$

式中:

K_p —— 塑性模量, 表示为 $K_p = (2/3)ph(\beta_b : n)$ 。

1.5 SANISAND 本构参数

SANISAND 模型的本构参数共计 16 个, 可由常规的土工试验进行标定。本研究使用 Blaker 和 Andersen 于 2015 年发表的一组高质量密实砂土 ($D_r=80\%$) 的土工试验数据^[28] 对模型参数进行标定, 最终选用的本构参数数值与具体物理意义在表 1 中总结。

表 1 SANISAND 本构参数
Tab. 1 Parameters of SANISAND constitutive model

控制内容	参数符号	取值	物理意义
弹性阶段	G_0	206	剪切模量参数
	ν	0.05	泊松比
极限状态	M_c	1.4	三轴压缩极限状态应力比
	M_e	1.05	三轴拉伸极限状态应力比
	λ_c	0.007	极限状态线斜率
	e_0	0.75	$p=0$ 时的极限状态孔隙比
	ζ	0.7	极限状态线参数
屈服面	m	0.05	屈服面大小
	h_0	7	塑性硬化系数
塑性阶段	c_h	0.98	塑性硬化参数
	n_b	2.9	界面参数
	A_0	1.6	剪胀尺度缩放系数
剪胀性质	n_d	2	相变面参数
	z_{max}	0	组构参数
组构张量	c_z	0	组构参数
	e_{ini}	0.658 4	固结完成时的孔隙比

2 模型参数标定

本研究选取 Blaker 和 Andersen 于 2015 年发表的 Dogger Bank sand 土工试验数据^[28] 标定 SANISAND 本构模型参数。Dogger Bank 砂是一种典型的海洋石英砂, 石英含量 92% 左右, 颗粒形状呈次棱角状至次圆状, d_{10} 和 d_{60} 分别为 0.087 mm 与 0.174 mm。

土单元试验数值模拟中土样的竖向固结应力为 200 kPa, 侧向固结应力(三轴试验)为 90 kPa(模拟 $K_0=0.45$), 与实际土工试验保持一致。文章仅考虑相对密实度为 80% 且细颗粒含量小于 1% 的试验结果。

2.1 固结排水三轴压缩试验

本小节展示固结排水三轴压缩单元试验的模拟结果。从图 4 中可以发现, 剪应力先增加并在轴向应变为 0.8% 时达到峰值(即峰值抗剪强度), 随后剪应力逐渐减小并最终达到稳定值(即残余抗剪强度)。剪切模量参数 G_0 控制 $\tau-\epsilon_a$ 曲线的初始阶段斜率, G_0 增大时 $\tau-\epsilon_a$ 曲线的初始阶段斜率加大; 塑性模量系数 h_0 控制达到峰值抗剪强度时的应变, h_0 增大时土在更小的应变水平下达到峰值强度; 界面参数 n_b 控制峰值抗剪强度和残余抗剪强度的比值, n_b 增大时峰值抗剪强度和残余抗剪强度的比值增大。

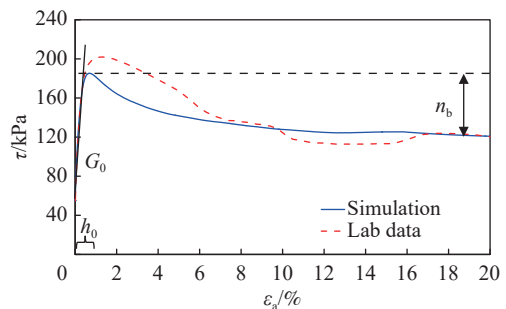


图 4 固结排水三轴压缩试验剪应力-轴向应变响应
Fig. 4 Shear stress-axial strain response from consolidated-drained triaxial compression test

图 5 中平台阶段的孔隙比取值即为土样达到极限状态时平均主应力 p 对应的极限状态孔隙比 e_c , 而 $e-\epsilon_a$ 曲线的形状和斜率主要由剪胀尺度缩放系数 A_0 控制。

2.2 固结不排水三轴压缩试验

本小节展示了固结不排水三轴压缩试验的模拟结果。在固结不排水三轴压缩试验中, 调动应力比 $\eta=q/p$ 是需要关注的变量, 图 6 展示该变量在试验中

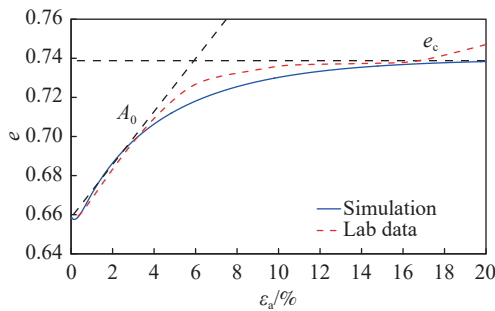


图 5 固结排水三轴压缩试验孔隙比-轴向应变响应
Fig. 5 Void ratio-axial strain response from consolidated-drained triaxial compression test

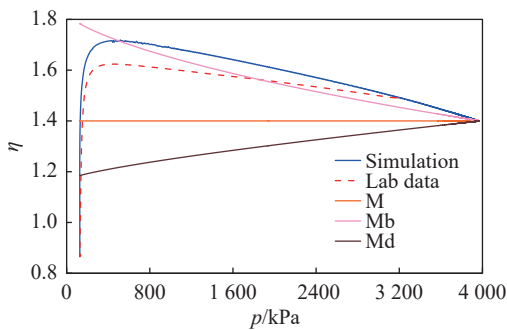


图 6 固结不排水三轴压缩试验应力比-平均主应力响应
Fig. 6 Mobilized stress ratio-mean stress response from consolidated-undrained triaxial compression test

的发展过程。从模拟结果中可以看出: 随着平均主应力 p 的增加, 调动应力比 η 先增大, 继而在超越边界面时达到峰值; 之后调动应力比减小, 最终达到极限状态应力比 M 。此时, 相变面、边界面和极限状态面重合 ($M_d=M_b=M=\eta$), 土的孔隙比达到极限状态孔隙比。

如图 7 所示, 对固结不排水三轴压缩试验的应力-应变曲线中, 塑性模量系数 h_0 也起到控制作用。

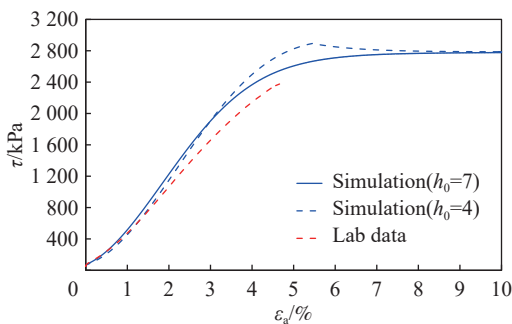


图 7 固结不排水三轴压缩试验剪应力-轴向应变响应
Fig. 7 Shear stress-axial strain response from consolidated-undrained triaxial compression test

如图 7 蓝色虚线所示, 该值设置较小时计算得到较小的塑性模量 H , 调动应力比 η 下降的速度也较慢: 当平均主应力 p 达到极限状态孔隙比对应的临界值时, 调动应力比 η 大于极限状态应力比 M 和边界面应力比 M_d , 不排水应力-应变曲线出现峰值应力后的软化阶段, 这一现象与实际情况是不相符的。

图 8 为固结不排水三轴压缩试验中孔压随轴向应变的变化, 泊松比 ν 的大小依据不排水试验的孔压预测结果进行修正: ν 增大时体变刚度 K 增大, 孔压上升。

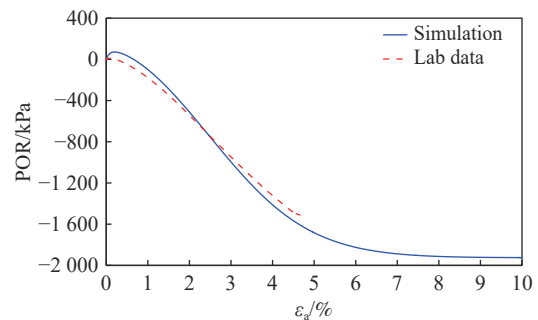


图 8 固结不排水三轴压缩试验孔压-轴向应变响应
Fig. 8 Pore pressure-axial strain response from consolidated-undrained triaxial compression test

以上展示了 SANISAND 本构模型参数标定的部分结果。在单元模拟中整理了一套依据实际土工试验结果标定各个 SANISAND 本构参数的方法, 展示了 SANISAND 模型所选用的各个本构参数对数值模拟的控制作用。

除此以外, 本研究还利用三轴拉伸与单剪试验的结果对 SANISAND 模型的模拟能力进行检验。对比发现由三轴压缩试验标定的模型参数对三轴压缩路径的试验结果吻合程度较高, 对三轴拉伸和单剪路径的单元试验, 需调整部分本构参数的取值以获得最佳的模拟效果。在实际工程问题中, 各种应力路径可能同时存在。因此, 在标定本构参数时应关注所研究问题中最重要的应力路径, 调整参数取值以提升关键应力路径的模拟效果。针对大直径基础水平桩-土相互作用问题, 水平加载的三轴拉伸路径最为重要, 故在确定边值问题模型参数时将表 1 中 ($p=0$ 时的极限状态孔隙比) e_0 调整为 0.7, 其余参数不变。

3 大直径单桩水平受荷分析

3.1 有限元模型

数值模拟依托商用有限元软件 ABAQUS 开展, 大直径单桩有限元网格如图 9 所示。模型由两部分组成, 其中大直径单桩(直径 $D=10$ m, 长度 $3D=30$ m)划分为 6144 个单元, 单元类型 C3D8; 土体(直径为 $6D=60$ m, 深度 $4D=40$ m)划分为 22 080 个单元, 单元类型 C3D8P。由于考虑的问题具有对称性, 取模型的 1/2(沿直径所在平面划分)作为研究对象。开展完全排水和完全不排水(仅土体的上表面设为自由排水边界)两种排水条件的数值模拟。桩顶高度在泥面处($Z=0$ m), 施加的荷载包括沿 X 轴正方向的水平荷载 $H=55$ MN 和绕 Y 轴正方向的弯矩 $M=1\ 650$ MN·m, 荷载施加在桩顶中心位置(图中点 RP-1)。模型底面限制 Z 方向位移, 侧面(弧面)限制 X 和 Y 方向位移, $Y=0$ 面设置为对 Y 方向的对称面, 桩土接触面设置摩擦接触($\mu=\tan\phi_c=0.7$)并允许脱开。

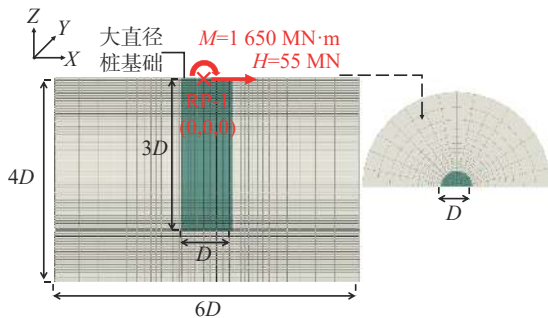


图 9 大直径单桩有限元网格

Fig. 9 Finite element mesh of large diameter monopile foundation

模拟中将壁厚 $t=100$ mm, 直径 $D=10$ m 的钢管桩等效为同等直径的实心桩, 以钢管桩的抗弯刚度 (EI) 等效计算实心桩的弹性模量, 计算方法如式(17)所示:

$$\left. \begin{aligned} E_{\text{eq}} &= \frac{E(D^4 - d^4)}{D^4} \\ d &= D - 2t \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

式中:

E_{eq} —— 等效弹性模量;

E —— 钢材的弹性模量, 取 201 GPa;

d —— 钢管桩内径(m)。

计算获得实心桩的等效弹性模量 $E_{\text{eq}}=16$ GPa。桩身材料泊松比 ν 取 0.3。

土的有效重度 $\gamma' = 10$ kN/m³, 渗透系数 $k = 5 \times 10^{-4}$ m/s。为便于地应力平衡, 桩重度设置为 $\gamma = 10$ kN/m³, 与土有效重度相同。考虑该边值问题中重要应力路径为三轴拉伸路径, 选用的 SANISAND 本构模型参数中 e_0 取值为 0.7, 其余参数按表 1 取值。

3.2 大直径单桩水平受荷模拟结果分析

本小节对大直径单桩在水平和弯矩荷载作用下桩-土相互作用开展分析。故本小节首先对大直径单桩在不同排水条件下水平受荷响应进行对比分析, 然后将完全排水条件下的模拟结果与工程设计中常用的 API 方法计算得到的结果进行了对比。

3.2.1 排水条件的影响

图 10 为桩顶水平位移(参考点 RP-1)随桩头荷载变化曲线。对比可以发现: 桩顶水平荷载小于 14.47 MN 时, 不排水加载与排水加载的力-位移曲线几乎重合; 桩顶水平荷载大于 14.47 MN 而小于 46.20 MN 时, 不排水加载模拟结果刚度更低; 桩顶水平荷载超过 46.20 MN 后, 不排水加载刚度明显大于排水加载; 在桩头水平荷载 $H=55$ MN 时, 不排水加载桩头水平位移为 0.34 m, 排水加载桩头水平位移为 0.40 m。

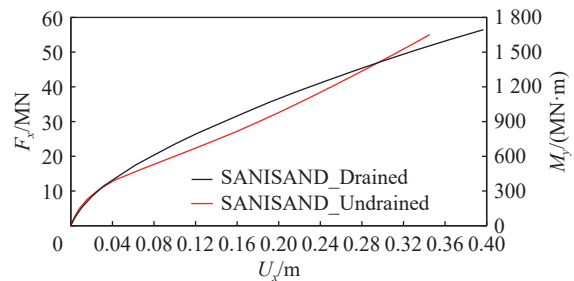


图 10 桩顶水平位移随荷载的变化

Fig. 10 Variation of pile head displacement with applied load

图 11 为桩顶水平荷载小于 14.47 MN 时桩顶水平位移随桩头荷载的变化曲线, 可以发现排水条件对桩-土相互作用几乎没有影响。

为解释图 10 和图 11 中展示的排水条件对桩-土相互作用刚度的影响, 选取桩身右侧被动区潜在滑裂面上的特征单元进行研究。

图 12 ~ 图 13 分别展示了该特征单元的剪应力(在此定义为 $q = \sigma_z - \sigma_x$)以及孔压(完全不排水)随 X 方向正应变的发展过程, 图 14 展示了两种排水条件下的有效应力路径。可以发现该特征单元在两种排水条件下的应力-应变曲线对比关系与泥面处荷载-

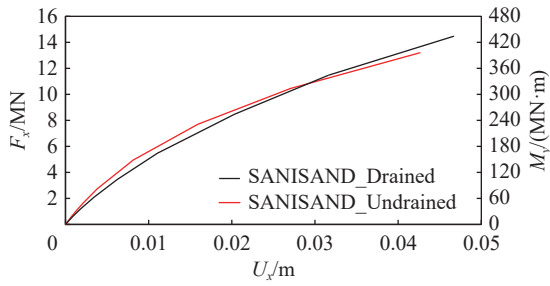


图 11 较低荷载水平下桩顶水平位移随荷载的变化
Fig. 11 Variation of pile head displacement with applied load under relatively low load levels

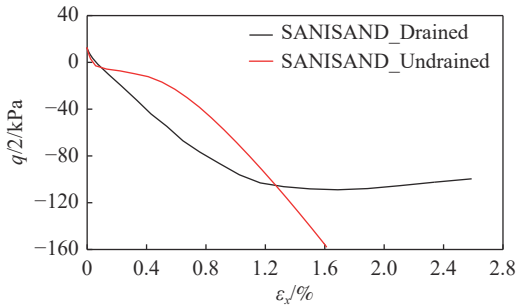


图 12 特征单元应力-X 方向应变
Fig. 12 Comparison of stress-strain responses at the characteristic element under different drainage conditions

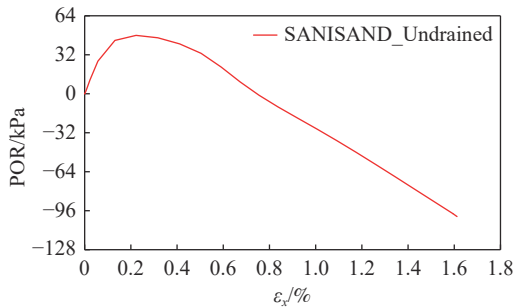


图 13 特征单元孔压-X 方向应变(不排水加载)
Fig. 13 Development of pore pressure with strain in the X direction of the characteristic element under undrained conditions

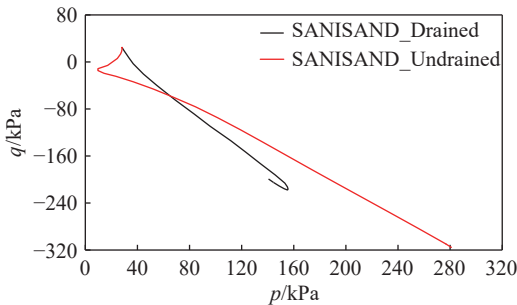


图 14 特征单元应力路径
Fig. 14 Comparison of stress paths of the characteristic element under different drainage conditions

位移曲线对比关系十分相似: 在轴向应变较小时, 排水条件对应力-应变曲线几乎没影响; 随着轴向应变增大不排水加载应力在一段范围内始终低于排水加载; 轴向应变继续增大, 不排水加载应力很快提升并超过排水加载。图 13 和图 14 解释了不排水加载应力变化的原因: 加载初期不排水加载单元发生剪缩, 产生正孔压, 降低土骨架的有效应力, 导致不排水加载单元的刚度低于排水加载; 随着轴向应变的继续增大, 不排水加载单元进入剪胀阶段, 正孔压消散随后转为负孔压, 不排水加载单元的刚度很快提升且超过排水加载单元。

图 15 为桩顶水平荷载为 $H=55 \text{ MN}$, 弯矩 $M=1\ 650 \text{ MN}\cdot\text{m}$ 时的桩身位移、桩身截面剪力和弯矩以及土抗力随深度的变化曲线。可见, 在该荷载水平下, 不排水加载条件下桩身位移小于排水加载条件, 整体刚度更高。在较浅土层中, 不排水加载条件桩身截面弯矩低于排水加载条件, 且桩身剪力的衰减速度更快, 这表明在浅层土中不排水加载下土抗力更大, 这一点与图 15(d) 的土抗力曲线结果吻合。

综合所述, 排水条件对大直径单桩桩-土相互作用的刚度具有显著影响, 但影响的程度随荷载水平变化。在相对较小的荷载水平下, 排水条件的影响几乎可忽略不计; 随着荷载水平提高, 完全排水条件下桩-土相互作用刚度超过不排水加载; 然而, 随着密实砂土剪胀特性的发挥, 不排水条件下的桩-土相互作用刚度反超完全排水加载。从实际工程设计的角度而言, 在文章所考虑的密实砂土地基中, 设计荷载的水平位于图 10 中力和位移曲线的初始阶段, 排水条件的影响可忽略不计, 按照完全排水条件进行单桩桩-土相互作用设计是可行的。

3.2.2 与 API p - y 曲线法预测结果的对比

API 规范推荐的 p - y 曲线法(下简称 API 模型)假定大直径单桩水平受荷过程是完全排水的, 故本节将对完全排水条件下有限元数值模型预测结果与 API 模型预测结果。

图 16 为有限元模型与 API 模型预测的桩顶(泥面处)水平位移随桩头荷载变化的对比。可以发现 API 模型预测的桩-土相互作用刚度远高于有限元模型。当桩顶水平荷载为 55 MN 时, 有限元模型预测泥面处水平位移为 0.396 m , 而 API 模型预测的泥面处水平位移仅为 0.145 m 。

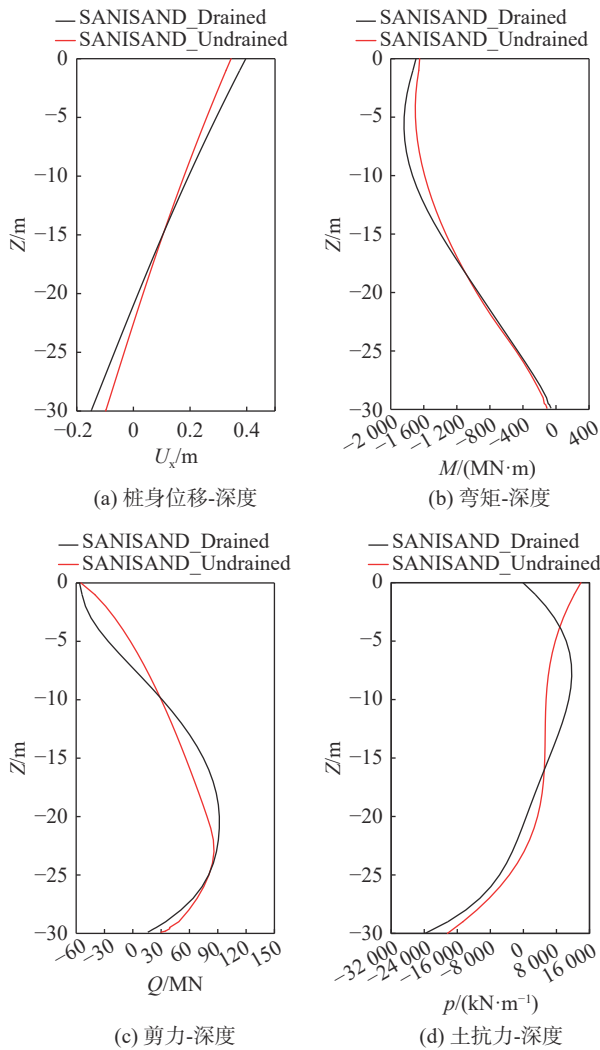


图 15 桩身位移、弯矩、剪力、土抗力随深度的变化

Fig. 15 The variation of lateral deflection, cross-section bending moment, cross-section shear force and soil resistance varying with depth

从图 16 的对比中可以发现在荷载较低时,有限元模型与 API 模型的预测结果吻合度较高。图 17 为荷载低于 5.8 MN 时的预测结果对比;当水平荷载低于 3.2 MN 时,API 模型和有限元模型的预测结果非常接近,然而水平荷载超过 3.2 MN 后,API 模型预测的刚度迅速超过有限元模型结果。

图 18 为各深度有限元模型和 API 模型预测的土反力-水平位移(p - y)曲线对比,图 19 为对应的小位移水平下的两种模型预测结果对比。图中散点为有限元模型预测结果,实线为 API 模型预测结果,相同颜色表示同一深度。对比图中结果可以发现:(1)随着深度的增加,两模型预测的 p - y 曲线刚度均上升;

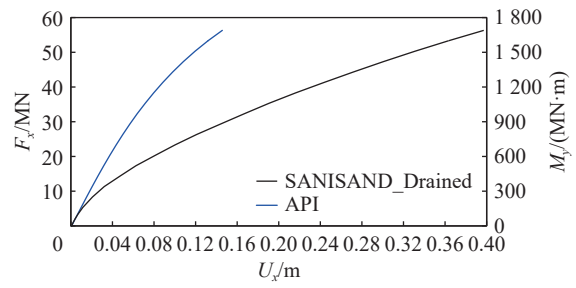


图 16 有限元模型与 API 模型预测的桩顶水平位移-荷载响应对比

Fig. 16 Comparison of pile head load-displacement responses predicted by finite element analysis and API p - y curves

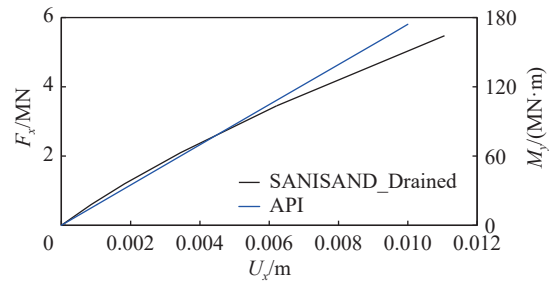


图 17 小荷载水平下有限元模型与 API 模型预测的桩顶水平位移-荷载响应对比

Fig. 17 Comparison of pile head load-displacement responses predicted by finite element analysis and API p - y curves at relative low load levels

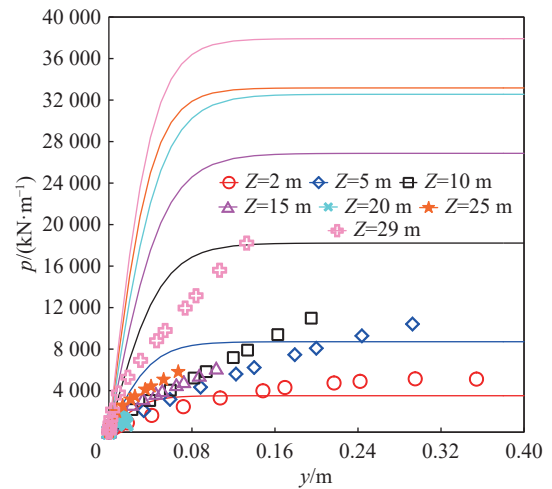


图 18 有限元模型与 API 模型 p - y 曲线对比

Fig. 18 Comparison of p - y curves predicted by the finite element model and the API p - y curves

(2)在较小的位移水平下(小于 0.005 m),两模型预测的曲线刚度很接近,但随着位移的增大,API 模型预测的 p - y 弹簧刚度迅速超过有限元模型预测结果,

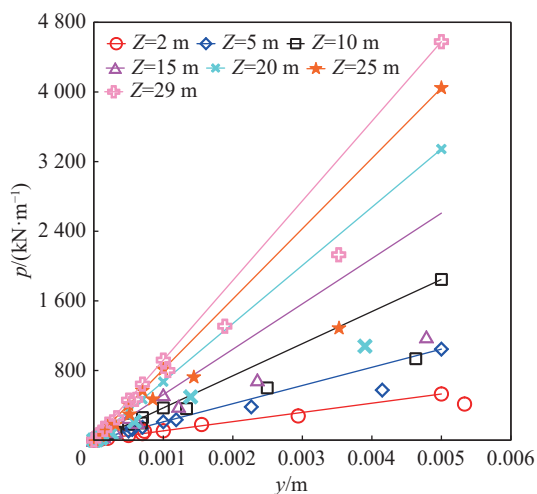


图 19 小位移水平下有限元模型与 API 模型 p - y 曲线对比
Fig. 19 Comparison of p - y curves predicted by the finite element model and the API model at low load levels

证明 API 方法预测的 p - y 弹簧初始刚度过高, 与现有研究结果相符^[3, 11-15]; (3) 在深度不大于 5 m 的土层中 API 模型预测的极限土反力低于有限元模型结果。

4 结论

针对砂土中大直径单桩桩-土相互作用研究中的两个关键问题: (1) 桩土相互作用的初始刚度以及 API 方法的对比关系; (2) 排水条件对桩-土相互作用的影响, 本研究采用 SANISAND 高级岩土本构模型开展有限元数值模拟研究, 得到了以下结论:

1) SANISAND 模型作为一个成熟的高级本构模型, 理论上具备使用同样一套参数对不同应力水平、孔隙比的土体和不同加载应力路径进行模拟的能力。然而与 Blaker 和 Andersen 公布的高质量土工试验数据^[28] 对比表明: 使用同一套参数模拟不同排水条件和不同应力路径下的试验存在一定难度。在实际应用 SANISAND 模型模拟具体的工程问题时, 需针对所研究问题中最重要的应力路径有所侧重, 合理选择模型参数。

2) 排水条件对大直径单桩水平桩-土相互作用存在影响, 且影响程度与荷载水平有关。本研究数值模拟表明, 在较低荷载水平下, 排水条件造成的影响几乎可以忽略不计: 桩顶水平荷载小于 14.47 MN 时, 排水条件不同的桩头荷载-位移曲线几乎重合; 随着荷载提高, 土开始剪胀, 排水条件的影响变大:

桩顶水平荷载大于 14.47 MN 而小于 46.20 MN 时, 不排水加载刚度更低; 桩顶水平荷载超过 46.20 MN 后, 不排水加载刚度明显大于排水加载; 在桩头水平荷载 $H=55$ MN 时, 不排水加载桩头水平位移为 0.34 m, 排水加载桩头水平位移为 0.40 m。对本研究所考虑的密实砂土地基, 在实际工程设计关心的荷载水平下排水条件对桩-土相互作用刚度造成的影响可忽略不计, 当前实际工作中按照完全排水条件进行大直径单桩的桩-土相互作用设计是可行的。

3) 在较小的位移水平下 (mm 量级), 有限元模型与 API 模型预测的 p - y 曲线刚度吻合度较好, 但随着荷载水平增加, API p - y 曲线高估桩-土相互作用刚度。

参考文献:

- [1] 刘晋超. 海上大直径单桩基础沉桩施工关键技术研究 [J]. 南方能源建设, 2022, 9(1): 47-51. DOI: 10.16516/j.gedi.issn2095-8676.2022.01.007.
LIU J C. Research on key technologies of pile driving construction for monopile [J]. Southern energy construction, 2022, 9(1): 47-51. DOI: 10.16516/j.gedi.issn2095-8676.2022.01.007.
- [2] HOULSBY G T, BYRNE B W. Suction caisson foundations for offshore wind turbines and anemometer masts [J]. Wind engineering, 2000, 24(4): 249-255. DOI: 10.1260/0309524001495611.
- [3] 王欢. 砂土海床大直径单桩基础和桶形基础水平受荷特性研究 [D]. 杭州: 浙江大学, 2020. DOI: 10.27461/d.cnki.gzjdx.2020.002170.
WANG H. Lateral behaviour of offshore monopile and bucket foundations in sand [D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2020. DOI: 10.27461/d.cnki.gzjdx.2020.002170.
- [4] 樊昂, 李录平, 刘瑞, 等. 不同风速对单桩式海上风电机组塔筒动态特性的影响 [J]. 发电技术, 2024, 45(2): 312-322. DOI: 10.12096/j.2096-4528.pgt.22153.
FAN A, LI L P, LIU R, et al. Research on dynamic characteristics of monopile offshore wind turbine tower under different wind speed conditions [J]. Power generation technology, 2024, 45(2): 312-322. DOI: 10.12096/j.2096-4528.pgt.22153.
- [5] LAU B H. Cyclic behaviour of monopile foundations for offshore wind turbines in clay [D]. Cambridge: University of Cambridge, 2015.
- [6] BURD H J, TABORDA D M G, ZDRAVKOVIĆ L, et al. PISA design model for monopiles for offshore wind turbines: application to a marine sand [J]. Géotechnique, 2020, 70(11): 1048-1066. DOI: 10.1680/jgeot.18.P.277.
- [7] BYRNE B W, HOULSBY G T, BURD H J, et al. PISA design model for monopiles for offshore wind turbines: application to a stiff glacial clay till [J]. Géotechnique, 2020, 70(11): 1030-1047. DOI: 10.1680/jgeot.18.P.255.
- [8] BYRNE B W, BURD H J, ZDRAVKOVIĆ L, et al. PISA: new

- design methods for offshore wind turbine monopiles [J]. *Revue française de géotechnique*, 2019(158): 3. DOI: 10.1051/geotech/2019009.
- [9] API. Recommended Practice 2AWSD—planning, designing and constructing fixed offshore platforms-working stress design (22nd ed) [EB/OL]. Washington, D.C.: American Petroleum Institute (2014-11-11) [2024-04-01]. https://www.api.org/~media/files/publications/whats%20new/2a-wsd_e22%20pa.pdf.
- [10] REESE L C, COX W R, KOOP F D. Analysis of laterally loaded piles in sand [C]//Proceedings of the Offshore Technology Conference, Houston, Texas, May 5-7, 1974. Houston: OTC, 1974: 473-480. DOI: 10.4043/2080-MS.
- [11] WIEMANN J, LESNY W, RICHWIEN W. Evaluation of pile diameter effects on soil-pile stiffness [C]//Proceedings of the 7th German Wind Energy Conference (DEWEK), Wilhelmshaven, Oct. 20-21, 2004. Wilhelmshaven, 2004.
- [12] KLINKVORT R T, HEDEDAL O. Effect of load eccentricity and stress level on monopile support for offshore wind turbines [J]. *Canadian geotechnical journal*, 2014, 51(9): 966-974. DOI: 10.1139/cgj-2013-0475.
- [13] KLINKVORT R T. Centrifuge modelling of drained lateral pile-soil response: application for offshore wind turbine support structures [D]. Lyngby: Technical University of Denmark, 2013.
- [14] BAYTON S M. Centrifuge modelling of monopiles in sand subject to lateral loading [D]. Sheffield: University of Sheffield, 2020.
- [15] ZANIA V, HEDEDAL O. Friction effects on lateral loading behavior of rigid piles [C]//Proceedings of the GeoCongress 2012, Oakland, California, March 25-29, 2012. Oakland: ASCE, 2012: 366-375. DOI: 10.1061/9780784412121.038.
- [16] JOSTAD H P, DAHL B M, PAGE A, et al. Evaluation of soil models for improved design of offshore wind turbine foundations in dense sand [J]. *Géotechnique*, 2020, 70(8): 682-699. DOI: 10.1680/jgeot.19.TI.034.
- [17] LIU H Y, KAYNIA A M. Monopile responses to monotonic and cyclic loading in undrained sand using 3D FE with SANISAND-MSu [J]. *Water science and engineering*, 2022, 15(1): 69-77. DOI: 10.1016/j.wse.2021.12.001.
- [18] LI S Z, ZHANG Y H, JOSTAD H P. Drainage conditions around monopiles in sand [J]. *Applied ocean research*, 2019, 86: 111-116. DOI: 10.1016/j.apor.2019.01.024.
- [19] FAN C C, LONG J H. Assessment of existing methods for predicting soil response of laterally loaded piles in sand [J]. *Computers and geotechnics*, 2005, 32(4): 274-289. DOI: 10.1016/j.compgeo.2005.02.004.
- [20] SURYASENTANA S K, LEHANE B M. Updated CPT-based p - y formulation for laterally loaded piles in cohesionless soil under static loading [J]. *Géotechnique*, 2016, 66(6): 445-453. DOI: 10.1680/jgeot.14.P.156.
- [21] MANZARI M T, DAFALIAS Y F. A critical state two-surface plasticity model for sands [J]. *Géotechnique*, 1997, 47(2): 255-272. DOI: 10.1680/geot.1997.47.2.255.
- [22] DAFALIAS Y F, MANZARI M T. Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects [J]. *Journal of engineering mechanics*, 2004, 130(6): 622-634. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9399(2004)130:6(622).
- [23] DAFALIAS Y F, PAPADIMITRIOU A G, LI X S. Sand plasticity model accounting for inherent fabric anisotropy [J]. *Journal of engineering mechanics*, 2004, 130(11): 1319-1333. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9399(2004)130:11(1319).
- [24] TAIEBAT M, DAFALIAS Y F. SANISAND: simple anisotropic sand plasticity model [J]. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 2008, 32(8): 915-948. DOI: 10.1002/nag.651.
- [25] DAFALIAS Y F, TAIEBAT M. SANISAND-Z: zero elastic range sand plasticity model [J]. *Géotechnique*, 2016, 66(12): 999-1013. DOI: 10.1680/jgeot.15.P.271.
- [26] LI X S, WANG Y. Linear representation of steady-state line for sand [J]. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 1998, 124(12): 1215-1217. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:12(1215).
- [27] BAKMAR C L, HEDEDAL O, IBSEN L B. A modified critical state two-surface plasticity model for sand: theory and implementation [R]. Aalborg: Aalborg University, 2008.
- [28] SHEN K, ZHANG Y, KLINKVORT R T, et al. Numerical simulation of suction bucket under vertical tension loading [C]//Proceedings of the Offshore Site Investigation Geotechnics 8th International Conference, London, Sep. 12-14 2017. Society of Underwater Technology, 2017: 488-497. DOI: 10.3723/OSIG17.488.

作者简介:



郑灿

郑灿(第一作者)

1982-, 男, 高级工程师, 硕士, 主要从事土建、水工、海工结构工作(e-mail)zhengcan@gedi.com.cn。



刘振韬

刘振韬(通信作者)

1998-, 男, 博士研究生在读, 主要从事海洋岩土工程力学特性和岩土本构模型工作(e-mail)230228296@seu.edu.cn。

廖侃

1996-, 男, 工程师, 硕士, 主要从事水工、海工结构设计工作(e-mail)liaokan@gedi.com.cn。

张友虎

1986-, 男, 高级工程师, 博士, 长期从事海洋岩土工程领域的科学研究与工程咨询与设计工作(e-mail)youthuzhang@seu.edu.cn。

(编辑 徐嘉敏)