

DOI:10.11918/202105140

平板锚基础在砂土地基中抗拔承载力

程力^{1,2}, 牛富俊^{1,2}, 周密^{1,2}, 姜海强^{1,2}, 谢杰辉^{1,2}

(1. 亚热带建筑科学国家重点实验室(华南理工大学), 广州 510640;
2. 华南理工大学 华南岩土工程研究院, 广州 510640)

摘要: 准确预测砂土中平板锚的抗拔承载力,对海上浮动可再生能源装置的锚泊稳定性评估具有重要意义,为此,基于二维有限元技术,采用修正 Mohr-Coulomb(MMC)本构模拟中密-密砂的应变软化行为,并利用开发的用户子程序,研究条形平板锚基础在砂土地基中的抗拔承载力。通过与有关理论解及其他离心机试验结果的对比分析,验证有限元模型的可靠性。一系列参数分析表明,平板锚的埋置深度对抗拔承载力有较大影响,与 $H/B=1$ 相比, $H/B=10$ 处承载力系数高 273%;砂土相对密度越大,抗拔承载力越大;致密砂($D_r=100%$)和松砂($D_r<33%$)相比,承载力系数提高 25%;平板锚的摩擦因数对抗拔承载力系数几乎没有影响。根据数值模拟的结果,对平板锚基础在中密及密砂地基中不同深度处的抗拔承载力系数公式进行校正,为平板锚基础在中密砂以及密砂地基中的应用提供了理论依据。

关键词: 海上风电;平板锚基础;MMC 模型;抗拔承载力;砂土

中图分类号: TU47 **文献标志码:** A **文章编号:** 0367-6234(2022)08-0126-09

Uplift bearing capacity of plate anchor foundation in sand

CHENG Li^{1,2}, NIU Fujun^{1,2}, ZHOU Mi^{1,2}, JIANG Haiqiang^{1,2}, XIE Jiehui^{1,2}

(1. State Key Laboratory of Subtropical Building Science (South China University of Technology), Guangzhou 510640, China;
2. South China Institute of Geotechnical Engineering, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China)

Abstract: Reliable estimation of the uplift bearing capacity of plate anchor in sand is significant for predicting the mooring stability of floating renewable energy devices on the sea. On the basis of two-dimensional finite element method, a modified Mohr-Coulomb (MMC) constitutive model was employed to simulate the strain softening behavior of medium dense and dense sand, and the corresponding user subroutine was developed to examine the uplift bearing capacity of strip plate anchor foundation in sand. The rationality of the finite element model was verified by comparison of theoretical solutions and other centrifuge tests results. Through a series of parametric studies, results show that the embedded depth of plate anchor had great influence on the uplift bearing capacity of the plate, and the bearing capacity factor at $H/B=10$ was 273% higher than that at $H/B=1$. The larger the relative density of sand was, the larger the uplift bearing capacity was. Compared with loose sand ($D_r<33%$), the bearing capacity factor of plate in dense sand ($D_r=100%$) increased by 25%. The frictional factor of plate anchor had little effect on the uplift bearing capacity factor. On the basis of the numerical simulation results, a corrected formula of uplift bearing capacity factor of plate anchor at different depths in medium dense and dense sand was proposed, which provides a theoretical basis for the application of plate anchor foundations in medium dense and dense sand.

Keywords: offshore wind power; plate anchor foundation; MMC model; uplift bearing capacity; sand

随着陆上和海上风能发电技术的不断发展,未来海上风电行业必然会进入更深的水域,以获取强劲的风力资源,并尽量减少风电场对沿海地区的视觉和环境影响^[1]。由于深水(海水深度 $d>60$ m)抵抗环境力所需的结构尺寸更大,安装所需的技术

更为复杂,传统的陆上及浅海基础(例如,单桩基础和重力式基础等)将变得不切实际和不经济^[2-3]。通过锚基础提供足够的抗力,将浮式海上风电机的下部结构锚定在海床以支撑深海处风机的运行成为一种可行方法^[4]。

锚的类型包括桩锚、拖锚、板锚、螺旋锚和灌浆锚以及这些类型的组合^[5-6],其中,平板锚是适用于抵抗海上浮式平台等结构上拔力的锚基础之一^[7],如图 1 所示。条形锚基础在砂土中的抗拔承载力通常可以用抗拔承载力系数 N_y 表示为

收稿日期: 2021-05-30

基金项目: 广东省基础与应用基础研究基金(2021A1515010828, 2020A1515410001);广州市天河智慧城地下管廊科课题(0692-189C04410681/01)

作者简介: 程力(1993—),男,博士研究生;
赖远明(1962—),男,研究员,博士生导师

通信作者: 周密, zhoumi@scut.edu.cn

$$N_\gamma = \frac{P}{\gamma' BH} \quad (1)$$

其中: P 为锚基础单位长度的上拔力, B 为条形锚基础的宽度, H 为条形锚基础的埋置深度, γ' 为砂土的有效重度。

许多学者采用不同的方法对条形平板锚基础在砂土地基中的抗拔承载力展开了相关研究,如理论解^[8-12]、物理模型试验^[13-15]和有限元方法^[16-19]。Murray和Vesic等^[8-9]提出的理论解均基于砂土相

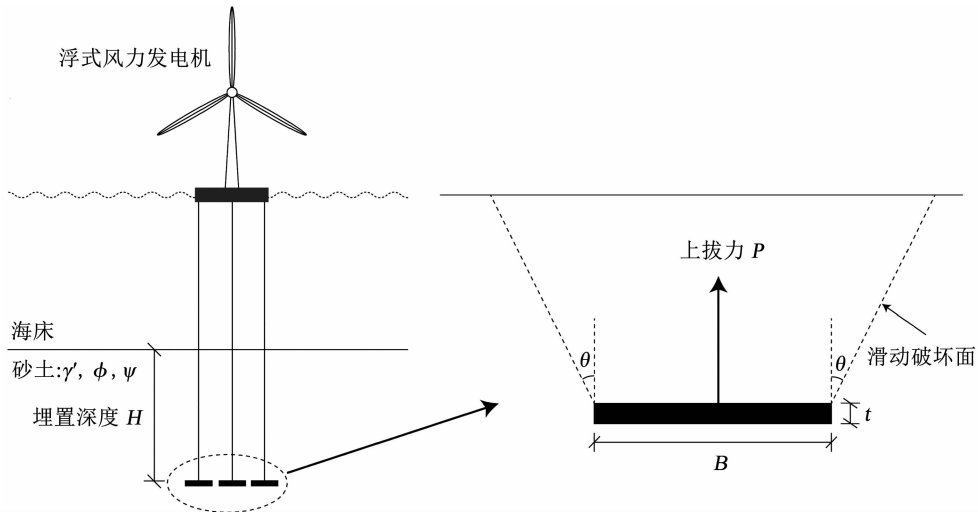


图1 水平锚基础的应用

Fig.1 Application of horizontal plate anchor

为了考察砂土剪胀作用对条形平板锚抗拔承载力的影响,White等^[12]提出了平面应变条件下非关联流动准则的极限平衡模型,即

$$N_\gamma = 1 + F_{ps} \left(\frac{H}{B} \right) \quad (2)$$

$$F_{ps} = \tan \psi_p + C(\tan \phi_p - \tan \psi_p) \quad (3)$$

式中: F_{ps} 为平面应变条件下的上拔系数, C 为估计破坏平面上的法向应力常量,表达式为

$$C = (1 + K_0)/2 - (1 - K_0) \cos(2\psi_p)/2 \quad (4)$$

式中 K_0 为静止土压力系数。在上述公式中,锚基础上部砂土层的破坏滑动面从板的侧面向上延伸到土体表面,其与垂直方向的夹角 $\theta = \psi_p < \phi_p$ 。当采用MC模型的相关联流动法则($\phi_p = \psi_p$)时,上述公式与Murray等^[5]提出的上限理论解一致。White等^[12]假设在上拔荷载作用下破坏面上的法向应力没有发生改变。然而,通过对砂土的三轴压缩试验发现,对于中密砂及密砂,砂土存在着较明显的应变软化现象^[20]。此外,Dickin等^[13]通过离心机试验研究条形平板锚基础在中等密砂及密砂中的抗拔承载力,发现理论解均高于离心机试验的试验结果。因此,上述理论解均不能准确地预测条形平板锚基础在中密及密砂土层中的抗拔承载力。

关联的流动法则(即 $\phi_p = \psi_p$,其中, ϕ_p, ψ_p 为砂土的峰值摩擦角和峰值剪胀角),其假设平板锚基础上部砂土的滑动破坏面角度 $\theta = \phi_p = \psi_p$ (如图1所示),且摩擦角的变化可以唯一地反映剪胀角对条形平板锚抗拔承载力的影响。然而,在实际中,采用非关联流动准则(即 $\phi_p \neq \psi_p$)描述砂土的力学行为可能更为准确,且Rowe等^[17]通过有限元数值计算表明剪胀角对平板锚基础的抗拔承载力具有显著的影响。

采用二维有限元方法对条形锚基础在中密-密砂土地基中的抗拔承载力展开相关研究。采用修正Mohr-Coulomb(MMC)模型模拟砂土应变软化的力学特性,并开发相应的用户子程序。通过与理论解对比验证该模型的正确性。通过一系列的参数分析,探究锚基础的摩擦因数、埋置深度以及砂土的相对密度对抗拔承载力系数的影响。基于数值计算结果,对平板锚基础在中密及密砂地基中不同深度的抗拔承载力系数公式进行校正。

1 有限元数值分析

使用商业有限元软件ABAQUS/Explicit(版本6.14,Dassault Systèmes,2014年)方法对平板锚基础进行2-D平面准静态分析。相比Abaqus/Standard分析,使用Abaqus/Explicit准静态分析的主要优点是平板板锚可以向上移动相对较大的距离,同时在很大程度上避免了使用Abaqus/Standard时遇到的网格畸变(特别是在剪切应变局部区域)导致计算不收敛的问题。因此,使用Abaqus/Explicit可以更好地模拟集中在剪切带上的大应变^[21]。本部分首先对砂土的本构模型进行描述,然后介绍有限元模型和模型几何尺寸及参数。

1.1 MMC 砂土本构模型

部分学者采用 Abaqus 有限元软件内置的理想弹塑性 MC 模型表示致密砂和中密砂的力学响应^[22-25]。但 MC 模型有一些固有的局限性,例如,一旦土体单元达到屈服应力(由 MC 破坏准则定义),则使用恒定剪胀值,表明密砂将随着剪切继续剪胀。而室内试验表明,在剪切力作用下,剪胀角逐渐减小到零,土体单元达到临界状态。

为简单地描述中等密砂及密砂土的力学行为, Hu 等^[26]采用修正 Mohr-Coulomb (MMC) 模型,其中,移动摩擦角(ϕ)和移动扩张角(ψ)随塑性剪应变(ξ)的变化而变化,如图 2 所示。MMC 模型在涉及大变形时成功地应用于各种地基-地基相互作用分析,包括纺锤形基础、海底管道和沉箱基础分析^[21,26-28]。MMC 模型假设摩擦角从初始值 ϕ_{ini} 线性增大到峰值 ϕ_p ,然后线性减小到接近临界状态 ϕ_{cv} 。对应于峰值摩擦角和临界状态的塑性剪应变临界值分别表示为 ξ_p 和 ξ_{cv} 。在 $\xi \leq 1\%$ 时,剪胀角保持为 0,然后迅速增加到峰值,此时 $\xi = 1.2\%$ 。然后剪胀角保持在峰值剪胀角 ψ_p 后线性减小到 0。几乎所有的砂土最初都是剪缩逐渐变成剪胀,但负剪胀角会导致 MMC 模型计算不收敛,因此,初始的剪胀角简化为 0。每个增量步的塑性剪应变增量计算式为

$$\Delta\xi = \sqrt{\frac{2[(\Delta\varepsilon_1^p - \Delta\varepsilon_2^p)^2 + (\Delta\varepsilon_1^p - \Delta\varepsilon_3^p)^2 + (\Delta\varepsilon_2^p - \Delta\varepsilon_3^p)^2]}{3}} \quad (5)$$

其中, $\Delta\varepsilon_1^p, \Delta\varepsilon_2^p, \Delta\varepsilon_3^p$ 分别为主塑性应变分量增量。该模型仍然在 MC 模型的框架内。

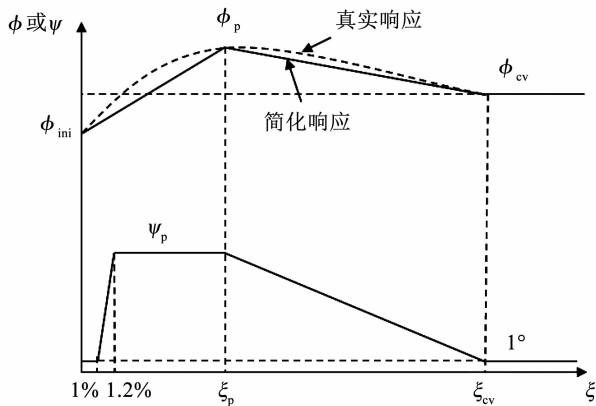


图 2 修正 Mohr-Coulomb (MMC) 模型

Fig. 2 Modified Mohr-Coulomb (MMC) model

峰值摩擦角 ϕ_p 以及峰值剪胀角 ψ_p 由 Bolton 等^[29]公式确定,该公式将摩擦角 ϕ 和剪胀角 ψ 与相对密度和应力水平关联为

$$\phi_p - \phi_{cv} = A_\psi I_R \quad (6)$$

$$\phi_p - \phi_{cv} = k_\psi \psi_p \quad (7)$$

$$I_R = \begin{cases} 5D_r - 1, p' \leq 150 \text{ kPa} \\ D_r(Q - \ln p') - R, p' > 150 \text{ kPa} \end{cases} \quad (8)$$

对于三轴应力状态下, $A_\psi = 3.0, k_\psi = 0.48$; 对于平面应变状态下, $A_\psi = 5.0, k_\psi = 0.80$ 。 A_ψ 和 k_ψ 的值因砂石矿物学、细粒含量和砾石含量而异^[30-32]。 I_R 为相对密度指标 ($0 \leq I_R \leq 4.0$)。式(8)中, $R = 1, Q$ 随土体类型而变化(例如,对于纯净的石英砂, $Q = 10$; 对于较脆弱的土体, $Q < 10$ ^[29])。

峰值塑性剪应变 ξ_p 根据 Roy 等^[18]的建议确定为

$$\xi_p = (C_1 - C_2 D_r) \left(\frac{p'}{p_a}\right)^m \quad (9)$$

式中: C_1, C_2 和 m 为土体参数, p' 为平均有效应力, p_a 为大气压力(100 kPa)。根据石英砂的三轴压缩试验结果可估算得到 $C_1 = 0.22, C_2 = 0.11, m = 0.25, \xi_{cv} = 0.35$ ^[21]。图 3 为峰值塑性剪应变 ξ_p 随砂土相对密度 D_r 和平均有效应力 p' 的变化情况。可以看出,在归一化有效平均应力 $p'/p_a = 10, D_r = 40\%$ 时峰值塑性剪应变比 $D_r = 100\%$ 时峰值塑性剪应变大约 68%。为保证三维有限元数值模拟的稳定性,采用最小剪胀角 ψ 为 1.0° , 并规定砂土的内聚力 $c = 0.1 \text{ kPa}$ 。在所有的计算分析中,砂土的杨氏模量 E 均为 20 MPa。

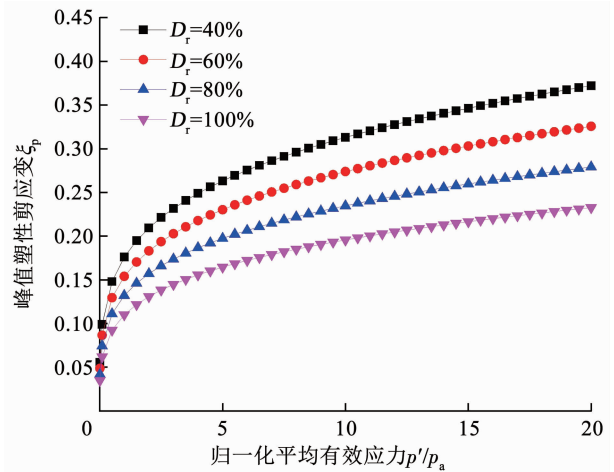


图 3 塑性剪应变与相对密度及平均有效应力的关系

Fig. 3 Variation of ξ_p with relative density D_r and mean effective stress p'

在 Abaqus 有限元软件中,上述 MMC 模型不是该软件内置模型,不能直接应用。采用 Fortran 语言开发了适用于 Abaqus/Explicit 分析的 VUSDFLD 用户子程序。该子程序中,每个时间增量步结束后,应力应变分量都被直接调用,通过式(5)~(9)计算平均应力 p' 及塑性剪应变 ξ 。 p' 和 ξ 分别定义为两个场变量 FV1 和 FV2。在输入文件中,通过式(5)~(9)计算得到的移动摩擦角和剪胀角以表格形式定

义为 p' 和 ξ 的函数。在分析过程中, 计算程序调用该子程序并通过场变量的值更新移动摩擦角 ϕ 和移动剪胀角 ψ 的值。

1.2 有限元模型

考虑到对称性的优点, 建立了矩形砂土区域和平板锚的模型。砂土域中的网格由四节点双线性四边形, 且具有减缩积分和沙漏控制的平面应变单元 (CPE4R) 组成。为避免边界效应对数值计算结果的影响, 锚基础距砂土区域的顶部及右侧的距离分别为 H 、 $1.5H$, 锚基础距砂土区域的底部为 $2B$ 。平板锚基础与参考点绑定且设置为刚体。本研究中所使用的典型网格如图 4 所示。

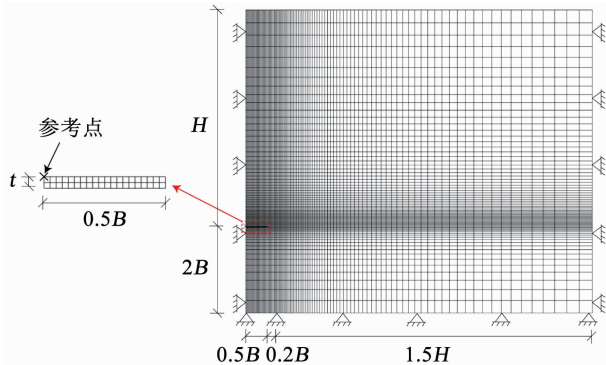


图 4 有限元网格

Fig.4 Finite element mesh

采用 Abaqus/Explicit 中的接触面法对锚 - 土界面进行模拟。平板锚基础与周围砂土之间的摩擦行为采用标准库仑摩擦模型。临界摩擦应力 τ_{crit} 与法向接触压力 p_c 成正比, 可表示为 $\tau_{crit} = \mu p_c$, 其中, μ 为摩擦因数, 表示为 $\mu = \tan \phi_\mu$, ϕ_μ 为砂土和平板锚之间的界面摩擦角。 ϕ_μ 一般为峰值摩擦角的

50% ~ 100% [33], 本研究 μ 采用 0.30 [21]。

所有分析分两步进行。在第 1 步中, 采用重力模拟初始地应力, 静止土压力系数 (K_0) 根据简化 Jaky 等 [34] 的表达式计算:

$$K_0 = 1 - \sin \phi_{cv} \quad (10)$$

第 2 步, 将竖直向上的速度边界条件施加在平板锚基础的指定参考点处。

1.3 模型几何尺寸及参数

对宽度为 B 、厚度为 t 的条形平板锚基础在深度为 H 的均质砂土层中的抗拔承载力进行分析。在所有分析中, 锚基础宽度 $B = 1 \text{ m}$, $t/B = 0.05$ [18]。对于砂土, 考虑的参数主要包括黏聚力 c , 移动摩擦角 ϕ 和剪胀角 ψ 以及砂土的有效容重 γ' 。砂土的有效容重 $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$, 临界状态角 ϕ_{cv} 与初始摩擦角 ϕ_{ini} 取相同值, 即 $\phi_{cv} = \phi_{ini}$ [28]。为探究平板锚基础在砂土地基中承载力, 在计算分析中采用砂土的相对密度 D_r 为 40% ~ 100%, 埋置深度 H/B 为 1.0 ~ 10.0, 摩擦因数 μ 为 0 ~ 1.0。

为考察网格尺寸对平板锚基础抗拔承载力计算结果的影响, 在相同的条件下 ($\phi_{cv} = 32.0^\circ$ 、 $H/B = 3.0$ 、 $D_r = 70\%$ 、 $\mu = 0.3$), 采用 3 种不同的网格密度 $h_{min} = 0.2t$ 、 $h_{min} = 0.5t$ 和 $h_{min} = 1.0t$ (h_{min} 为网格的最小高度) 进行网格敏感性分析, 如图 5 所示。可以看出, 网格的密度对抗拔承载力曲线几乎没有影响。因此, 选择 $h_{min} = 0.5t$ 足以提供精确的有限元结果和计算效率。在图 5 中, 随着竖向位移增加, 锚基础的抗拔承载力不断增加至稳定值, 此时为锚基础的最大抗拔承载力 P_u 。表 1 总结了本研究中进行的所有分析, 其中, $D_r < 33\%$ 代表松砂。

表 1 计算参数

Tab.1 Calculation parameters

| 组别 | $\phi_{cv}/(^\circ)$ | $D_r/\%$ | H/B | μ | 备注 |
|-----|----------------------|--------------------------------------|-------------------------------|---|---------------------|
| 1-A | 35 | 33 | 3 | 0.3 | 与离心机试验对比 |
| 1-B | 32 | <33, 52, 72, 92, 100 | 2 | 0.3 | 与理论解对比 |
| 2 | 32 | 70 | 3 | 0.3 | 探究土体的流动模式 |
| 3 | 32 | 70 | 3, 6 | 0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0 | 探究摩擦因数对抗拔承载力的影响 |
| 4 | 32 | <33, 35, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100 | 3, 6 | 0.3 | 探究砂土相对密度对抗拔承载力系数的影响 |
| 5 | 32 | 70 | 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10 | 0.3 | 探究埋置深度对抗拔承载力系数的影响 |
| 6 | 29, 32, 35 | 40, 60, 80, 100 | 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10 | 0.3 | 校正抗拔承载力系数公式 |

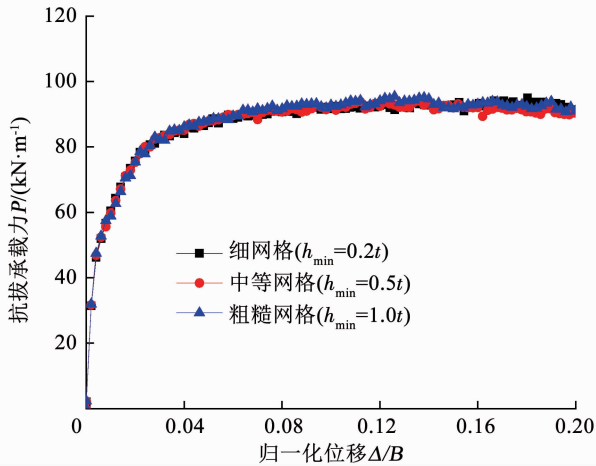


图 5 网格敏感性分析

Fig. 5 Mesh sensitivity analysis

2 计算分析

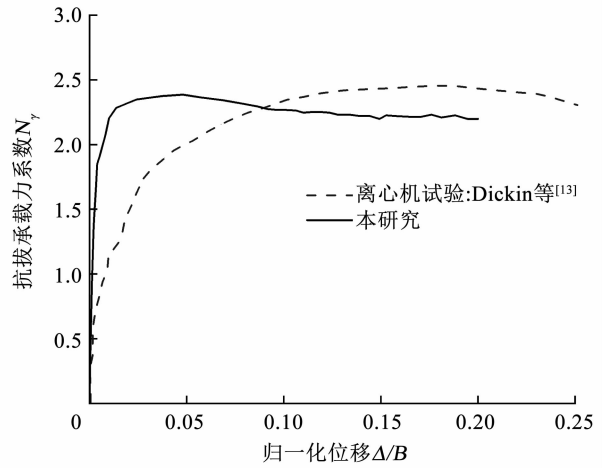
2.1 数值结果验证

为验证数值计算结果的可靠性,采用两组算例与文献中的结果进行对比验证。

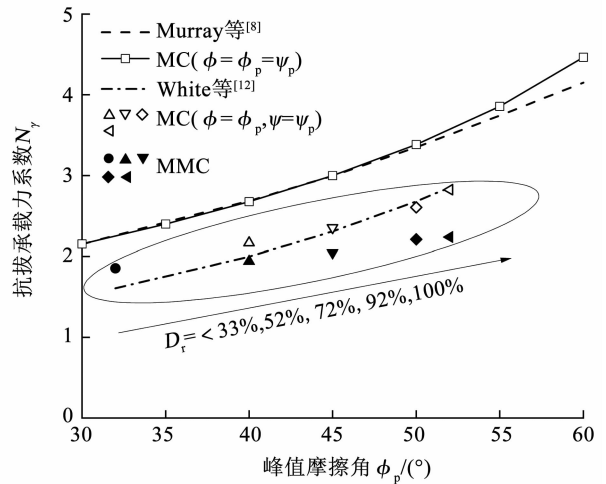
第 1 组算例(表 1 组 1-A)中的参数与离心机试验中参数保持一致,分别为 $\phi_{ev} = 35^\circ$, $D_r = 33\%$ ($\phi_p = 38.3^\circ$, $\psi_p = 4.1^\circ$), $H/B = 3$, $\mu = 0.3$ 。图 6(a)为采用 MMC 模型计算得到的归一化上拔位移-抗拔承载力系数曲线与 Dickin 等^[13]的离心机试验数据对比。可以看出,随着条形平板锚基础竖向位移的增加,抗拔承载力系数先增加后减小。数值计算中峰值承载力对应的位移小于离心机试验中峰值承载力对应的位移,这主要是由于数值计算中采用砂土的弹性模量高于离心机试验中砂土的弹性模量,而弹模的大小对峰值承载力没有影响^[23]。数值计算得到的峰值承载力系数为 2.38,离心机试验中的结果为 2.45,二者相差 3%。

第 2 组算例 ($\phi_{ev} = 32^\circ$, D_r 从 20% 变化到 100%, $H/B = 2$, $\mu = 0.3$, 表 1 组 1-B) 分别采用 MC 模型和 MMC 模型计算的结果与 Murray^[8] 及 White 等^[12] 的极限平衡理论解进行对比,结果如图 6(b) 所示。可根据式(5)~(9)计算得到在不同相对密度 D_r 时峰值摩擦角 ϕ_p 及峰值剪胀角 ψ_p 的值。从图 6(b) 可以看出,当采用相关联流动准则 ($\phi = \phi_p = \psi_p$) 的 MC 模型时,除摩擦角 $\phi \geq 55^\circ$ 外,MC 有限元结果与 Murray 等^[8] 提出的上解解基本吻合。当采用非相关联流动准则 ($\phi = \phi_p, \psi = \psi_p$) 的 MC 模型时,有限元的结果基本与 White 等^[12] 的理论解一致。当采用非相关联流动准则 ($\phi_{ev} \leq \phi \leq \phi_p, 1.0^\circ \leq \psi \leq \psi_p$) 的 MMC 模型来考虑中密砂及密砂的应变软化行为时,计算得到的抗拔承载力系数

均小于理论解。当 $D_r = 100\%$, Murray^[8] 和 White 等^[12] 的理论解比数值解分别高出约 57% 和 29%。因此,该承载力系数计算方法需要进行校正。



(a) 与离心机试验结果对比



(b) 与理论解对比

图 6 MMC 模型验证

Fig. 6 Validation of MMC model

综上,本文选取的计算方法是可靠的,可以很好地模拟条形平板锚基础的竖向抗拔承载力。

2.2 土体流动破坏机制

为探究条形锚板基础在上拔过程中砂土的破坏模式,采用算例 $\phi_{ev} = 32.0^\circ$, $H/B = 3.0$, $D_r = 70\%$ ($\phi_p = 44.5^\circ$, $\psi_p = 15.6^\circ$), $\mu = 0.3$ (表 1 组 2)。图 7 为不同位置平板锚基础周围的塑性剪应变的变化。在 MMC 模型中,当 $\xi \geq 0.35$ 时,土体到达破坏状态(临界状态)。当锚基础的上拔位移较小时 ($\Delta/B = 0.1$, 图 7(a)), 锚基础右上区域出现局部的破坏滑动面,该滑动面的倾角(与竖向夹角) θ 约等于峰值剪胀角 ψ_p 。这与 Liu 等^[15] 通过平板试验得出破坏时滑动面的倾角与土的峰值剪胀角相对应的破坏模式一致。当锚基础的上拔位移达 $\Delta = 0.2B$ 时,局部破坏滑动面沿着倾角 θ 的方向向上延伸。与

Liu 等^[15]假设的破坏模式不同的是,从图 7(b)可以看出,有部分破坏面沿着 $\theta \approx 1^\circ$ 的方向向上延伸。这可能是由于锚板周围砂土达到破坏,砂土的峰值摩擦角 ϕ_p 和峰值剪胀角 ψ_p 分别减小到 32° 和 1° 。此时,随着上拔位移的增加,平板锚上部的砂土出现沿 $\theta \approx \psi_p = 1^\circ$ 方向的破坏模式。

图 8 为不同位置平板锚基础周围移动摩擦角的变化。当锚板基础周围的砂土到达临界状态时,砂土的移动摩擦角减小到临界状态角 ($\phi_{cv} = 32^\circ$)。随着竖向上拔位移的增加,锚基础周围砂土的临界状态区以 $\theta \approx 15.6^\circ$ 方向沿着砂土表面延伸。

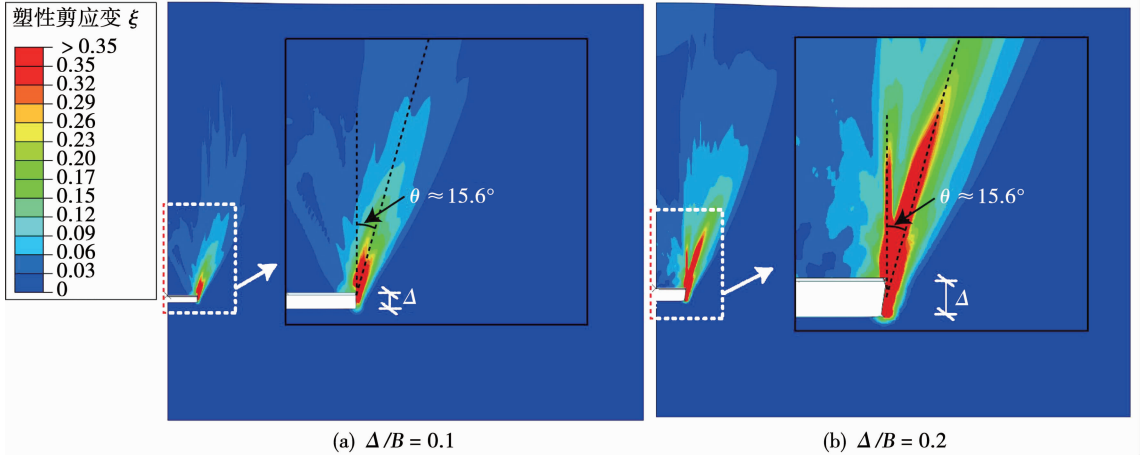


图 7 平板锚基础周围的塑性剪应变变化

Fig. 7 Variation of plastic shear strain around plate anchor

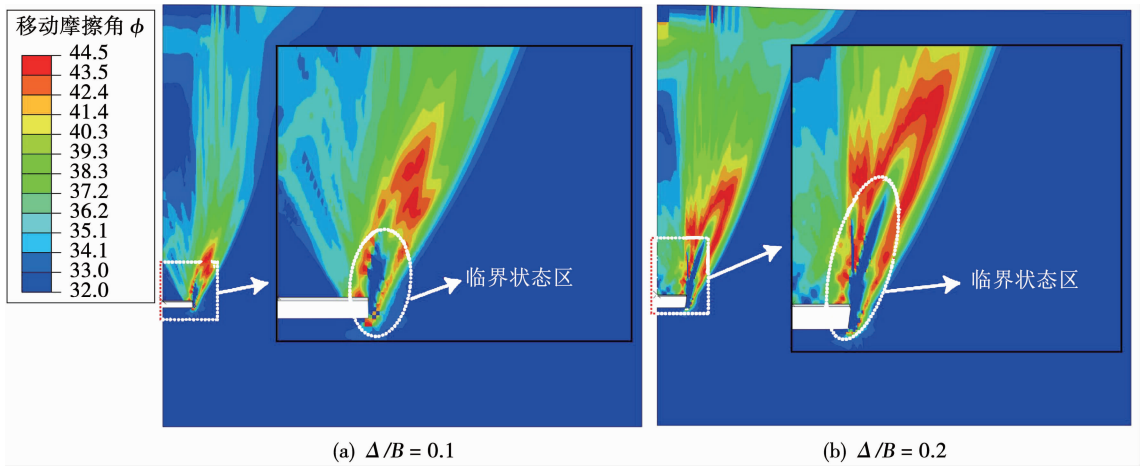


图 8 平板锚基础周围的移动摩擦角变化

Fig. 8 Variation of mobilised friction angle around plate anchor

2.3 摩擦因数对抗拔承载力的影响

为探究锚板的摩擦因数对抗拔承载力的影响,采用表 1 组 3 算例,其中, H/B 分别为 3 和 6, μ 从 0 变化到 1.0, $D_r = 70\%$, $\phi_{cv} = 32.0^\circ$, 计算结果如图 9 所示。可以看出,在两组不同的埋置深度 ($H/B = 0.3, 0.6$), 平板锚基础的摩擦因数对抗拔承载力系数几乎没有影响。这是由于平板锚基础厚度 t 较小,在锚基础上拔过程中,与锚基础受到的上部砂土应力相比,基础侧壁的摩擦力对抗拔承载力的贡献可忽略不计。这与 Rowe 等^[17]通过有限元方法计算得出的结论一致。

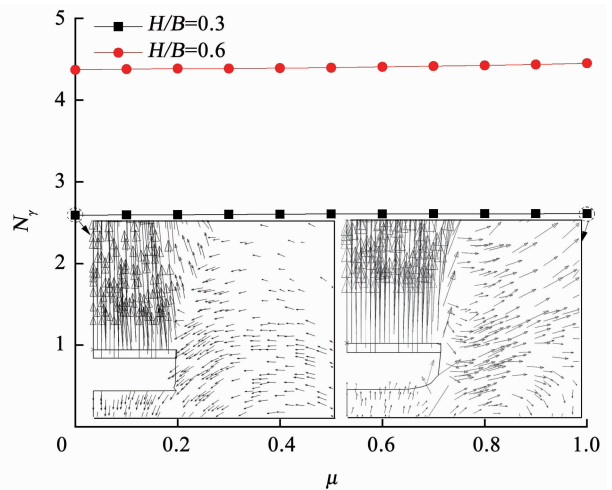


图 9 摩擦因数 μ 对抗拔承载力的影响

Fig. 9 Effect of friction factor μ on uplift bearing capacity

2.4 砂土相对密度对抗拔承载力的影响

为探究砂土相对密度对抗拔承载力的影响,采用表 1 组 4 算例,其中, H/B 分别为 3 和 6,摩擦因数 $\mu=0.3$,砂土的相对密度 D_r 从 10% 增加到 100% (松砂到致密砂), $\phi_{cv} = 32.0^\circ$, 计算结果如图 10 所示。可以看出,对于相同埋置深度,抗拔承载力系数 N_γ 随着相对密度 D_r 的增加而增加。在 H/B 分别为 3 和 6 时, $D_r = 100\%$ 的致密砂土中计算得到的抗拔承载力系数比松砂 ($D_r < 33\%$) 时承载力系数分别增加约 25% 和 21%。

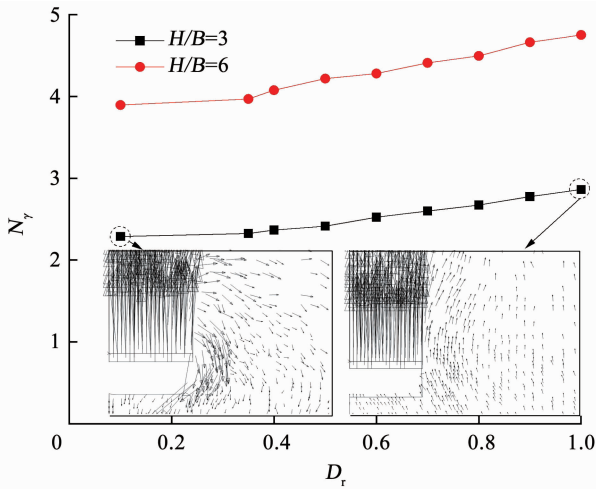


图 10 相对密度 D_r 对抗拔承载力的影响

Fig. 10 Effect of relative density D_r of sand on uplift bearing capacity

2.5 埋置深度对抗拔承载力的影响

为探究埋置深度对抗拔承载力的影响,采用表 1 组 5 算例,其中 H/B 变化范围为 1.0 ~ 10.0, $\mu = 0.3$, $D_r = 70\%$, $\phi_{cv} = 32.0^\circ$, 计算结果如图 11 所示。可以看出,对于相同 D_r 的情况下,抗拔承载力系数 N_γ 随埋置深度 H/B 的增加而增加,这与 Balla 等^[35] 及 Keskin 等^[36] 所得的结论一致。 $H/B = 10$ 时承载力系数比 $H/B = 1.0$ 时承载力系数增加约 273%,由此可见,埋置深度对抗拔承载力系数有显著的影响。另外,图 11 展示了根据 Murray 等^[8] 采用相关准则 ($\phi = \phi_p = \psi = \psi_p$) 以及 White 等^[12] 采用非相关

联准则 ($\phi = \phi_p, \psi = \psi_p$) 的理论计算得到的结果。对于所有的埋置深度,其理论值均高于有限元计算结果。当 $H/B = 10$ 时, Murray^[8] 和 White 等^[12] 得到的承载力系数比有限元计算结果分别高约 76% 和 20%。

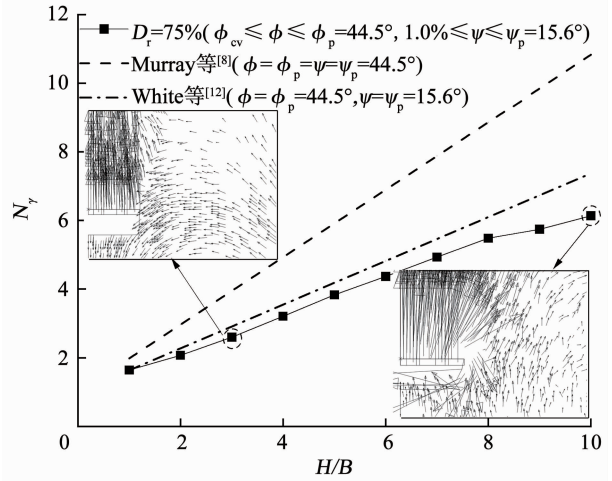


图 11 埋置深度 H/B 对抗拔承载力的影响

Fig. 11 Effect of buried depth H/B on uplift bearing capacity

3 抗拔承载力系数校准

为考察条形平板锚基础在中密及密砂中的抗拔承载力,采用算例表 1 组 6,其中, H/B 为 1.0 ~ 10.0,参数 D_r 为 40% ~ 100%。如前文所述,条形平板锚的摩擦因数 μ 对抗拔承载力几乎没有影响。因此,所有算例中 $\mu = 0.3$ 。由于砂土的临界状态摩擦角 ϕ_{cv} 主要随砂土的矿物组成及颗粒形状不同而不同^[37],在本组算例中考虑 ϕ_{cv} 分别为 $29^\circ, 32^\circ, 35^\circ$,数值计算结果如图 12 所示。根据计算得到不同埋置深度以及不同砂土相对密度条件下的抗拔承载力系数,可拟合得到如下公式:

$$N_\gamma = 1 + D_r^{0.28} \left(\frac{H}{B} \right) \tan \phi_{cv} \quad (11)$$

其中, $40\% \leq D_r \leq 100\%$ 。当 $D_r < 33\%$ 时,抗拔承载力系数可按照 White 等^[12] 采用砂土非关联准则的等式进行计算。

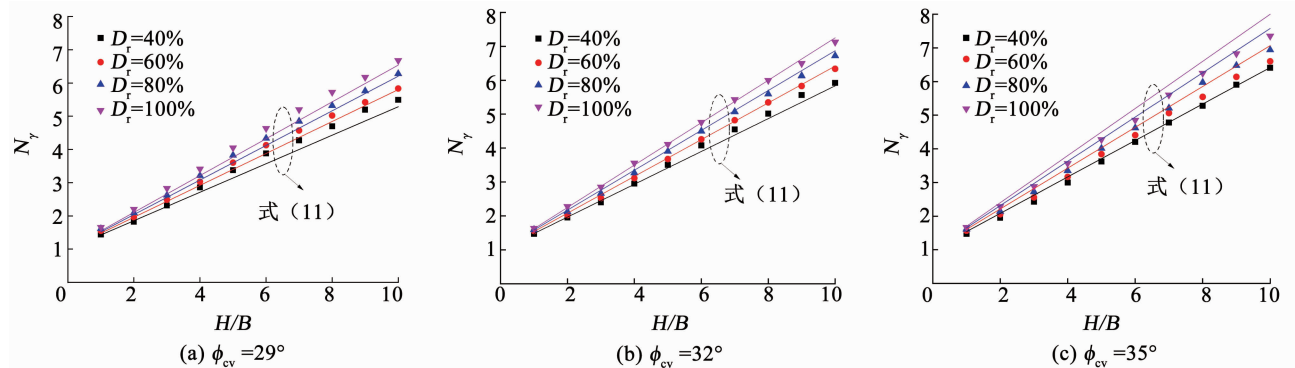


图 12 抗拔承载力与 D_r 以及 H/B 的关系

Fig. 12 Relationship between uplift bearing capacity, D_r , and H/B

4 结 论

通过二维有限元方法, 采用修正 Mohr-Coulomb (MMC) 模型模拟平板锚在中密砂及密砂的应变软化特性, 并开发相应的用户子程序, 探究平板锚的抗拔承载特性。通过建立不同参数的数值模型研究锚板的埋置深度、摩擦因数和砂土的相对密度对水平条形平板锚基础在砂土地基中抗拔承载力的影响, 并提出校正承载力系数公式。主要结论如下:

1) 与传统的 MC 模型相比, MMC 模型仅需 3 个附加参数 ($\phi_{ini}, \phi_p, \psi_p$) 将应力和密度对砂土强度和剪胀性的影响结合起来, 并对中密砂及密砂中平板锚-砂土的相互作用进行描述, 提供了一种模拟砂土的硬化-软化行为的新方法。

2) 平板锚的埋置深度对抗拔承载力系数有显著影响。 $H/B = 10$ 处承载力比 $H/B = 1$ 处承载力高 273%。

3) 砂土的相对密度越大, 平板锚基础的抗拔承载力系数越大。在 $H/B = 3$ 处, 密砂 ($D_r = 100\%$) 中抗拔承载力比松砂 ($D_r < 33\%$) 高约 25%。

4) 条形平板锚基础的摩擦因数对抗拔承载力几乎没有影响。

5) 根据计算结果, 对平板锚基础在中密及密砂地基中不同深度的抗拔承载力系数公式进行校正, 为平板锚基础的应用提供了理论依据。

参 考 文 献

- [1] 廖圣瑄, 陈可仁. 能源岛: 深远海域海上风电破局关键[J]. 能源, 2021(5): 46
LIAO Shengxuan, CHEN Keren. Energy island: the key to breaking the situation of offshore wind power in far-reaching sea area[J]. Energy, 2021: 46
- [2] RANDOLPH M, GOURVENEC S. Offshore geotechnical engineering [M]. Boca Raton: CRC Press, 2017
- [3] GIAMPA J R, BRADSHAW A S, GERKUS H, et al. The effect of shape on the pull-out capacity of shallow plate anchors in sand[J]. Geotechnique, 2019, 69(4): 355. DOI: 10.1680/jgeot.17.P.269
- [4] MUSIAL W, BUTTERFIELD S, RAM B. Energy from offshore wind [C]//Offshore Technology Conference. Houston: [s. n.], 2006. DOI: 10.4043/18355-MS
- [5] DAS B M, SHUKLA S K. Earth anchors[M]. Plantation: J Ross Publishing, 2013
- [6] SABATINI P J, PASS D G, BACHUS R C. Ground anchors and anchored systems[J]. Geotechnical Engineering Circular, 1999(4)
- [7] SABERMAHANI M, SHOJAEE N M. Vertical uplift resistance of an innovative plate anchor embedded in sand[J]. Marine Georesources and Geotechnology, 2020, 39(7): 842. DOI: 10.1080/1064119X.2020.1773590
- [8] MURRAY E J, GEDDES J D. Uplift of anchor plates in sand[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1987, 113: 202. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1987)113:3(202)
- [9] VESIC A S. Breakout resistance of objects embedded in ocean bottom [J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1971, 97(9): 1183. DOI: 10.1061/JSFEAQ.0001659
- [10] SMITH C C. Limit loads for an anchor/trapdoor embedded in an associative coulomb soil [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1998, 22(11): 855
- [11] BASUDHAR P, SINGH D. A generalized procedure for predicting optimal lower bound break-out factors of strip anchors [J]. Geotechnique, 1994, 44: 307. DOI: 10.1680/geot.1994.44.2.307
- [12] WHITE D, CHEUK C, BOLTON M. The uplift resistance of pipes and plate anchors buried in sand [J]. Geotechnique, 2008, 58: 771. DOI: 10.1680/geot.2008.3692
- [13] DICKIN E A. Uplift behavior of horizontal anchor plates in sand [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1988, 114: 1300. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:11(1300)
- [14] KUMAR J, BHOI M K. Vertical uplift capacity of equally spaced multiple strip anchors in sand [J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2009, 27: 461. DOI: 10.1007/s10706-008-9247-7
- [15] LIU J, LIU M, ZHU Z. Sand deformation around an uplift plate anchor [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012, 138: 728. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000633
- [16] 许华姣, 丰土根. 基于 CEL 方法的平板锚旋转安装过程大变形数值分析[J]. 河北工程大学学报(自然科学版), 2018, 35: 39
XU Huajiao, FENG Tugen. Finite element analysis of the plate anchors keying process by using CEL technique [J]. Journal of Hebei University of Engineering (Natural Science Edition), 2018, 35: 39. DOI: 10.3969/j.issn.1673-9469.2018.03.008
- [17] ROWE R K, DAVIS E H. The behaviour of anchor plates in sand [J]. Geotechnique, 1982, 32: 25. DOI: 10.1680/geot.1982.32.1.25
- [18] AL H N, AUBENY C. Numerical modeling of keying of vertically installed plate anchor in sand [J]. Ocean Engineering, 2021, 223: 108674. DOI: 10.1016/j.oceaneng.2021.108674
- [19] DICKIN E, LAMAN M. Uplift response of strip anchors in cohesionless soil [J]. Advances in Engineering Software, 2007, 38: 618. DOI: 10.1016/j.advengsoft.2006.08.041
- [20] 张季如, 罗明星, 彭伟珂, 等. 不同应力路径下钙质砂力学特性的排水三轴试验研究[J]. 岩土工程学报, 2021, 43: 593
ZHANG Jiru, LUO Mingxing, PENG WeiKe, et al. Drained triaxial tests on mechanical properties of calcareous sand under various stress paths [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43: 593. DOI: 10.11779/CJGE202104001
- [21] ROY K, HAWLADER B, KENNY S, et al. Finite element modeling of lateral pipeline-soil interactions in dense sand [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2016, 53: 490. DOI: 10.1139/cgj-2015-0171
- [22] PARK J S, PARK D, YOO J K. Vertical bearing capacity of bucket foundations in sand [J]. Ocean Engineering, 2016, 121: 453. DOI: 10.1016/j.oceaneng.2016.05.056
- [23] ZHAO L, GAUDIN C, O'LOUGHLIN C D, et al. Drained capacity of a suction caisson in sand under inclined loading [J]. Journal of

- Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2019, 145(2)
- [24] VILLALOBOS F A, BYRNE B W, HOULSBY G T. An experimental study of the drained capacity of suction caisson foundations under monotonic loading for offshore applications[J]. Soil and Foundation, 2009, 49: 477. DOI: 10.3208/sandf.49.477
- [25] ACHMUS M, AKDAG C T, THIEKEN K. Load-bearing behavior of suction bucket foundations in sand [J]. Applied Ocean Research, 2013, 43: 157. DOI: 10.1016/j.apor.2013.09.001
- [26] HU P, WANG D, STANIER S A, et al. Assessing the punch-through hazard of a spudcan on sand overlying clay [J]. Geotechnique, 2015, 65: 883. DOI: 10.1680/jgeot.14.P.097
- [27] ZHENG J, HOSSAIN M S, WANG D. Numerical investigation of spudcan penetration in multi-layer deposits with an interbedded sand layer[J]. Geotechnique, 2017, 67: 1050. DOI: 10.1680/jgeot.16.P.110
- [28] KIM Y H, HOSSAIN M S, EDWARDS D, et al. Penetration response of spudcans in layered sands [J]. Applied Ocean Research, 2019, 82: 236. DOI: 10.1016/j.apor.2018.11.008
- [29] BOLTON M D. The strength and dilatancy of sands [J]. Geotechnique, 1986, 36: 65. DOI: 10.1680/geot.1986.36.1.65
- [30] SIMONI A, HOULSBY G T. The direct shear strength and dilatancy of sand-gravel mixtures[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2006, 24: 523. DOI: 10.1007/s10706-004-5832-6
- [31] CHAKRABORTY T, SALGADO R. Dilatancy and shear strength of sand at low confining pressures[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, 136: 527. DOI:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000237
- [32] XIAO Y, LIU H L, CHEN Y M, et al. Strength and dilatancy of silty sand [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, 140(7): 06014007. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001136
- [33] YIMSIRI S, SOGA K, YOSHIZAKI K, et al. Lateral and upward soil-pipeline interactions in sand for deep embedment conditions [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004; 130: 830. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:8(830)
- [34] MESRI G, HAYAT T M. The coefficient of earth pressure at rest [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1993, 30(4): 647. DOI: 10.1139/t93-056
- [35] BALLA A. The resistance to breaking-out of mushroom foundations for pylons[C]//Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Paris:[s. n.], 1961: 569
- [36] KESKIN M S. Model studies of uplift capacity behavior of square plate anchors in geogrid-reinforced sand [J]. Geomechanics and Engineering, 2015, 8: 595. DOI: 10.12989/gae.2015.8.4.595
- [37] SADREKARIMI A, OLSON S M. Critical state friction angle of sands[J]. Géotechnique, 2011, 61(9): 771. DOI: 10.1680/geot.9.P.090

(编辑 刘 彤)