

文章编号:0559-9350(2020)02-0201-11

海上大直径单桩基础 p - y 曲线修正

张海洋, 刘润, 袁宇, 梁超

(天津大学 水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300072)

摘要: 海上风力发电作为一种具有前景的可再生能源, 目前的增长十分迅速。超大直径钢管桩是目前海上风机结构的最常用基础型式, API规范建议的 p - y 曲线法是目前评价钢管桩水平承载能力的主要方法, 但其对大直径桩基的适用性有待探讨。本文通过开展系列三轴CU试验标定了等向硬化模型中的各个参数, 并通过与实测土体应力-应变曲线的对比验证了建立的等向硬化模型的可靠性。基于该模型采用三维有限元方法分析了黏土中大直径桩基的水平受荷特性, 结果发现规范方法低估了大直径刚性桩 p - y 曲线的初始刚度和土体极限抗力, 因此考虑土体强度不均匀性、桩土间粗糙度及桩径效应的影响, 对极限土抗力 p_{ult} 和桩体变形参数 y_c 进行了修正, 提出了大直径刚性桩修正 p - y 曲线计算方法。基于现有离心模型试验验证了所提方法的合理性, 为海上风机大直径单桩水平承载力计算提供了参考。

关键词: 海上风机; 大直径单桩; 水平承载力; 极限土抗力; 修正 p - y 曲线

中图分类号: TU43

文献标识码: A

doi: 10.13243/j.cnki.slx.20190460

1 研究背景

海上风力发电作为一种具有前景的可再生能源, 目前的增长十分迅速, 已成为全世界风力发电建设的热门。钢管桩由于加工制造简单、安装方便且在海洋油气工程领域有着广泛应用的成功经验, 大多数海上风机(>75%)选用单桩基础作为支撑结构^[1]。

导管架等传统海洋油气平台的桩基础直径一般在0.7~2.4 m之间, 而海上风机结构随着装机容量的增加, 单桩基础直径一般要在4~8 m之间。但风机单桩基础在设计阶段仍借鉴过去海洋油气工程中的相关经验及设计规范, 如美国石油学会(API)推荐的《岩土与基础设计规范》^[2]及挪威船级社(DNV)推荐的《海上风机结构设计规范》^[3]。需要指明的是这些规范的建立, 都是依据Matlock^[4]及 Reese等^[5]在美国墨西哥湾的大量现场试桩试验结果得出的(典型桩径为0.324 m和0.61 m)。因此规范中建议的 p - y 曲线计算公式主要适用于小直径柔性长桩。

随着单桩直径的增大, 国外学者Dunnivant等^[6]、Stevens等^[7]通过试验研究均发现桩径效应对 p - y 曲线有明显的影响, 特别是 p - y 曲线的初始刚度与桩径密切相关^[8]。Damgaard等^[9]发现采用规范推荐的 p - y 曲线无法准确预测风机单桩基础的桩顶水平响应并低估了风机的1阶自振频率。

国内学者龚维明等^[10]等通过风机单桩基础现场水平加荷试验结果发现API规范方法偏于保守, 建议对规范 p - y 曲线进行修正。Zhu等^[11]等基于南海大直径单桩现场试验结果给出的实测软黏土 p - y 曲线的初始刚度和极限土抗力均明显高于规范方法。朱斌等^[12-13]在砂土试验中研究发现传统API法 p - y 曲线具有偏大的初始刚度及偏小的极限抗力。虽然已有学者结合现场试桩结果提出了 p - y 曲线的修正方法, 但试验桩的直径基本局限于2.5 m以内, 迄今关于桩径4~8 m的超大直径水平受荷桩实测资料

收稿日期: 2019-06-28

基金项目: 国家杰出青年科学基金项目(51825904)

作者简介: 张海洋(1991-), 博士生, 主要从事海洋岩土工程研究。E-mail: zhang_haiyang@tju.edu.cn

通讯作者: 刘润(1974-), 教授, 博士生导师, 主要从事海洋岩土工程研究。E-mail: liurun@tju.edu.cn

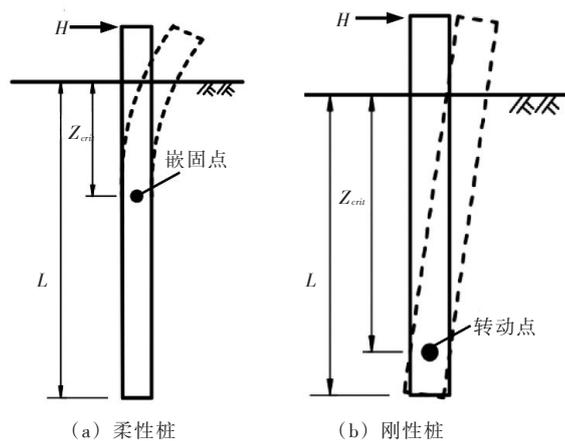


图1 水平受荷桩变形模式

仍非常有限。柔性桩水平受荷时主要依靠嵌固点以上的有效桩长部分来抵抗水平荷载，如图1(a)所示。大直径单桩基础水平受荷时类似于图1(b)中的刚性短桩变形模式，桩身整体绕转动点发生转动，转动点深度 Z_{crit} 一般为桩基埋深的70%~80%^[14]。由于刚性桩与柔性桩的变形模式明显不同，以及大直径桩所具有的尺寸效应，因此有必要提出适用于大直径刚性桩的 p - y 曲线。

综上，海上风机上部结构对基础的水平变形有严格的控制要求，但现行规范对超大直径钢管桩的适用性有待探讨。本文基于有限元分析结果提出了大直径刚性桩修正 p - y 曲线的计算方法，并通过已有离心模型试验验证了所提方法的合理性。

2 大直径单桩水平受荷数值模拟

2.1 三轴试样有限元模型 土体材料一般具有应变软化或硬化的特点，在有限元模型中采用可准确描述土体实际应力-应变关系的等向硬化模型，以分析桩基在饱和黏土中的静力加载问题。

为了能准确标定硬化模型的各个参数，对渤海黏土原状土样开展了不同围压条件下的系列三轴CU试验。试验用土取自天津港正常固结软黏土，其基本物理性质指标见表1。三轴固结不排水(CU)试验采用GDS型三轴仪，原状土样由切土器切削成型为直径39.1 mm，高度80 mm的圆柱体试样，试验开始前进行24 h抽气并反压饱和。CU试验固结阶段的围压与原状土应力状态相同，剪切阶段关闭排水阀，剪切速率设定为0.04 mm/min，当轴向应变达土样初始高度(80 mm)的15%时终止试验。

表1 天津港软黏土基本物理性质指标

土粒相对密度	有效容重 γ' (kN/m ³)	液限 w_L /%	塑限 w_p /%	塑性指数
2.71	8	44.2	24.5	19.7

三轴有限元模型中定义了以下两个分析步：首先在Geostatic分析步中施加与三轴试验相同的围压以模拟固结过程(不同深度的土样围压不同)；随后在荷载分析步中施加位移荷载以模拟常规三轴试验的剪切过程，以模拟得到三轴试验过程中土体的应力-应变曲线。

三轴试样的土体材料模型采用服从Mises屈服准则的多级等向硬化弹塑性模型，单元类型为8节点实体单元(C3D8)。土体弹性材料参数为变形模量 E_0 及泊松比 μ ，塑性材料参数为不同阶段的屈服应力 σ_s 及所对应的塑性应变 ε_p ，各参数均通过三轴CU试验的应力-应变曲线确定。土体的泊松比 μ 取为0.49，变形模量 E_0 依据实测应力-应变曲线，取为最大偏应力10%位置处的割线模量^[16]，该位置处的应力即为初始屈服应力，对应的塑性应变为0。土体的极限屈服应力取为三轴试验的最大偏应力，在初始屈服应力与极限屈服应力之间共定义了20个后继屈服应力及对应的塑性应变，以描述土体在塑性阶段的硬化行为。

由于三轴试验得到的应力-应变曲线为名义应力 σ_{nom} 及名义应变 ε_{nom} ，而在ABAQUS软件中定义塑性材料的屈服应力与塑性应变时应采用真实应力 σ_t 及真实应变 ε_t ，ABAQUS用户分析手册^[17]给出了如下转化关系：

$$\sigma_t = \sigma_{nom}(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (1)$$

$$\varepsilon_t = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (2)$$

式中： σ_{nom} 、 σ_t 分别为名义应力与真实应力，kPa； ε_{nom} 、 ε_t 分别为名义应变与真实应变，无量纲。

塑性阶段的各个屈服应力 σ_s 通过试验得到的名义应力 σ_{nom} 计算，其对应的塑性应变 ε_p 通过总应变 ε_{total} 减去弹性应变 $\varepsilon_{elastic}$ 得到，即：

$$\sigma_s = \sigma_{nom}(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (3)$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{total} - \varepsilon_{elastic} = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) - \sigma_s / E_0 \quad (4)$$

以第8层土样为例，根据试验实测应力-应变曲线(图2(a))可确定其变形模量 $E_0=6250$ kPa，泊松比 μ 取为0.49，再由式(1)–(4)即可计算出硬化模型塑性材料的屈服应力 σ_s 与塑性应变 ε_p ，如图2(b)所示。采用同样方法可确定其他土层的硬化模型参数，有限元分析中共模拟了不同深度下14组原状土样的三轴试验过程。图3给出了三组不同取样深度土样的三轴试验实测应力-应变关系与模型预测结果的对比，可知采用等向硬化模型能较好地反映土体材料的硬化特性。

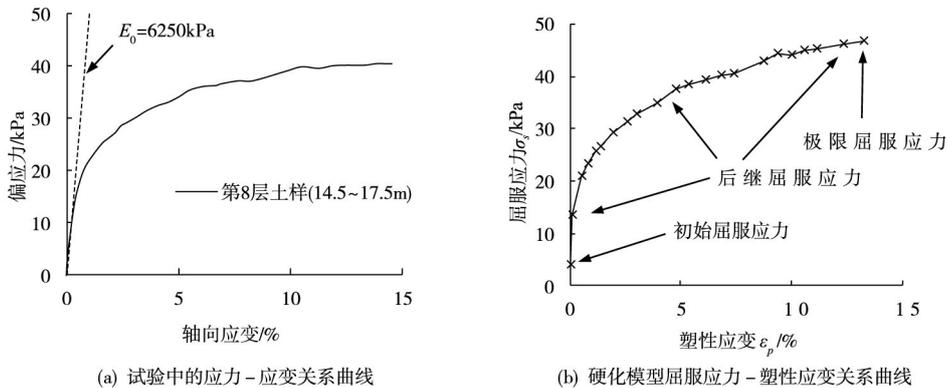


图2 等向硬化模型参数

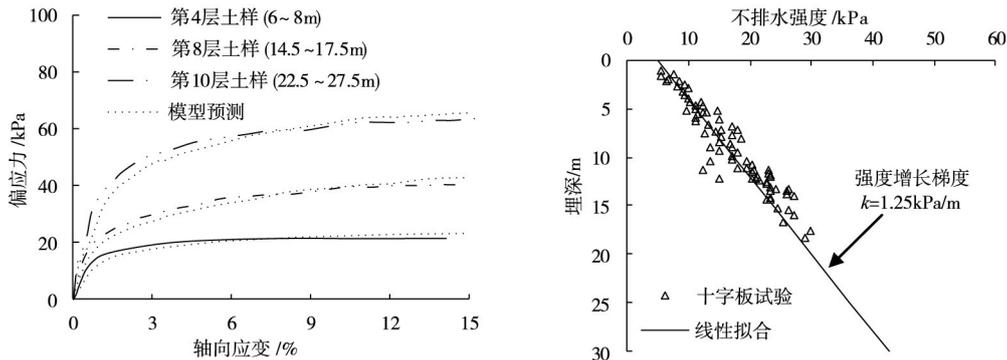


图3 三轴试验应力-应变关系曲线

图4 黏土层不排水强度分布

试验原状土样取自天津港软黏土，由十字板试验测定的现场黏土层不排水强度 s_u 分布如图4所示。由线性拟合结果可知土体强度增长梯度 $k=1.25$ kPa/m。

2.2 饱和软黏土等向硬化有限元模型 由图4可知现场地基土为强度随深度基本呈线性增长的黏土地基，为分析大直径钢管桩的水平受荷特性在ABAQUS软件中建立了三维有限元模型，如图5所示。与上述不同深度下的14组三轴试验结果相对应，地基土共划分为14层，不同土层的材料属性根据三轴模拟试验标定的变形模量 E_0 及土体应力-应变关系定义，即遵循Mises屈服准则的等向硬化模

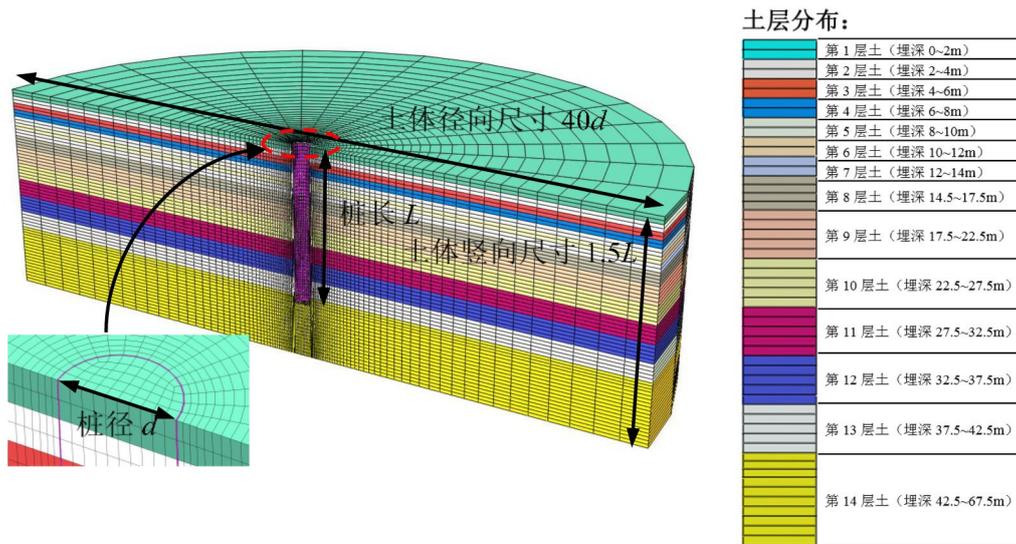


图5 有限元模型网格划分

型。单桩模型半径为 d ，单桩入土深度 L ，为消除边界效应的影响土体模型径向尺寸为 $40d$ ，竖向尺寸为 $1.5L$ 。对模型边界施加位移约束条件，底部边界全约束，侧向边界水平向约束。经过分析有限元模型的计算精度会受到土体网格精度的影响，土体径向网格在桩周区域加密，采用单精度划分，单元网格的径向尺寸范围为 $0.05d \sim 1.5d$ ，单元网格的竖向尺寸采用等间隔划分，间隔尺寸为 0.5 m ，可保证计算结果的收敛性。

钢管桩模型和土体模型均采用8节点实体单元(C3D8)，钢管桩材料采用线弹性模型，弹性模量为 206 GPa ，泊松比为 0.3 。土体有效容重 γ' 均为 8 kN/m^3 ，泊松比为 0.49 。钢管桩与土体界面间建立面-面接触关系(允许分离)，法向接触采用硬接触，切向接触采用罚函数法，桩土间的粗糙程度通过设置粗糙度系数 α 表示，有限元分析中考虑了完全光滑桩($\alpha=0.01$)至完全粗糙桩($\alpha=1$)间不同粗糙度系数 α 的影响。

有限元模型中单桩入土深度 L 均为 45 m ，土层厚度 $1.5L$ 为 67.5 m ，壁厚均为 40 mm 。水平静力荷载加载点位于泥面桩顶处，采用位移加载且保持加载点自由。

2.3 水平受荷桩变形模式 为了研究不同长径比 L/d 条件下单桩的水平受荷特点，分别模拟了桩径 $d=0.5\text{ m}$ 、 1 m ~ 7 m 共8根单桩的水平静力加载过程。图6给出了8根粗糙单桩($\alpha=1$)在加载点位移达到 0.1 倍桩径($0.1d$)时的泥面下桩身水平位移 y 分布。

由图6可知，随着长径比 L/d 的减小，单桩水平变形模式逐渐由图1所示的柔性长桩向刚性短桩过渡。长径比 $L/d > 15$ 的单桩可归类为柔性长桩，其桩端土体的嵌固作用明显，随着长径比 L/d 的减小

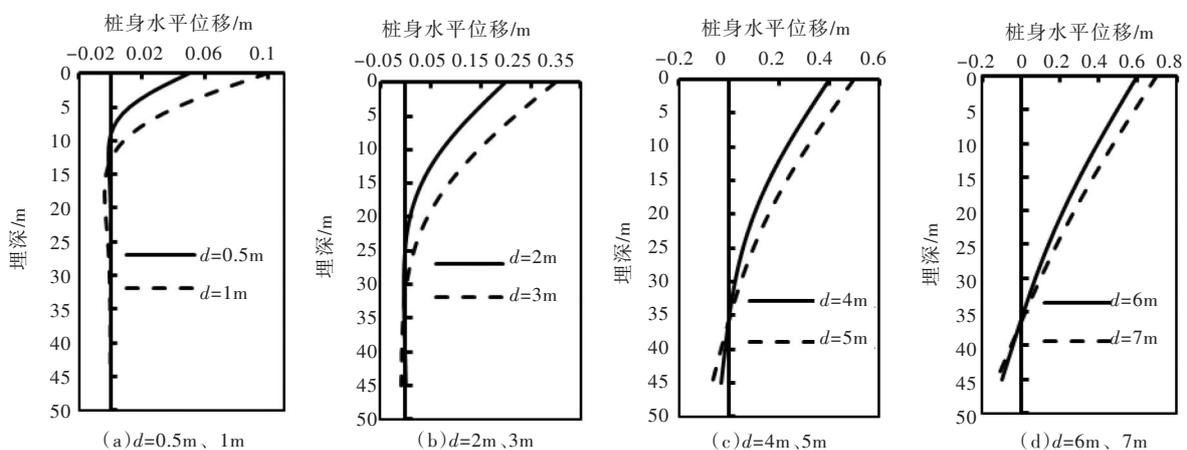


图6 不同 L/d 条件下的桩身水平位移对比

嵌固点位置逐渐下移(即 Z_{crit} 逐渐增大)。长径比 $9 < L/d < 15$ 的单桩属于刚柔性桩, 虽然桩身变形非严格的整体转动但转动点深度 Z_{crit} 已达到桩埋深的 78%。长径比 $L/d < 9$ 的单桩则属于典型的刚性短桩, 桩端部出现明显的负位移, 桩身发生整体转动。

2.4 极限土抗力 p_{ult} 对于水平受荷桩, 土体的极限抗力 p_{ult} 分布主要与桩周土的破坏流动模式有关, 如图 7 所示。浅层土体受自由表面影响在桩前土体被动区呈楔形体破坏^[18], 随着埋深的增加深层土体破坏模式不再受土表面影响, 形成绕桩流动破坏区^[19]。

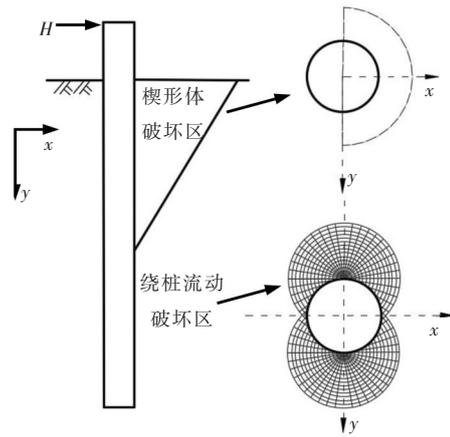


图 7 桩周土体破坏模式

为研究桩径效应对极限土抗力的影响, 提取 2.2 节的有限元计算结果, 在图 8 给出了不同桩径下 ($\alpha=1$) 的归一化极限土抗力沿归一化埋深 z/d 的分布。可知浅层楔形体破坏区, 桩径效应对极限抗力分布有显著的影响, 当埋深达到深层绕桩流动破坏区时, 不同桩径的单桩极限抗力 p_{ult} 基本收敛于 $12.5s_u$, 略高于 Randolph 和 Houlsby^[19] 基于二维平面模型由塑性理论上限解推导得出的 $11.94s_u$, 这可能是由于有限元分析计算精度导致的略微偏差。

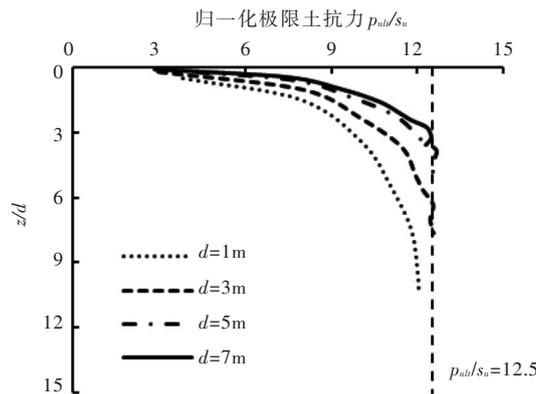


图 8 不同桩径下归一化极限土抗力

图 9 给出了粗糙度系数 α 对极限土抗力 p_{ult} 的影响 (桩径 $d=7\text{ m}$), 可知 p_{ult} 值随粗糙度系数的增加而增加, 且在深层绕桩流动区极限抗力均趋于稳定。图 10 给出了深层土体区归一化极限抗力的最终稳定值, 可知完全光滑桩 ($\alpha=0.01$) 极限抗力稳定于 $9s_u$, 完全粗糙桩 ($\alpha=1$) 极限抗力稳定于 $12.5s_u$, 且粗糙度系数 α 与极限抗力呈非线性关系, 在粗糙度系数较小时土体极限抗力增长较快, 粗糙度系数大于

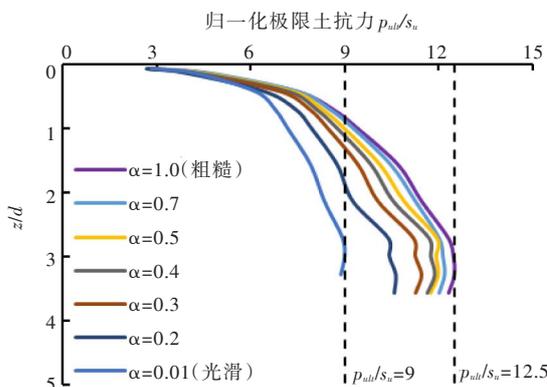


图 9 不同粗糙度系数 α 的归一化极限土抗力

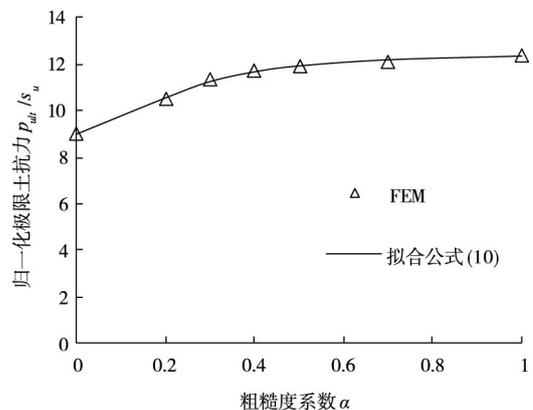


图 10 深层土体归一化极限土抗力

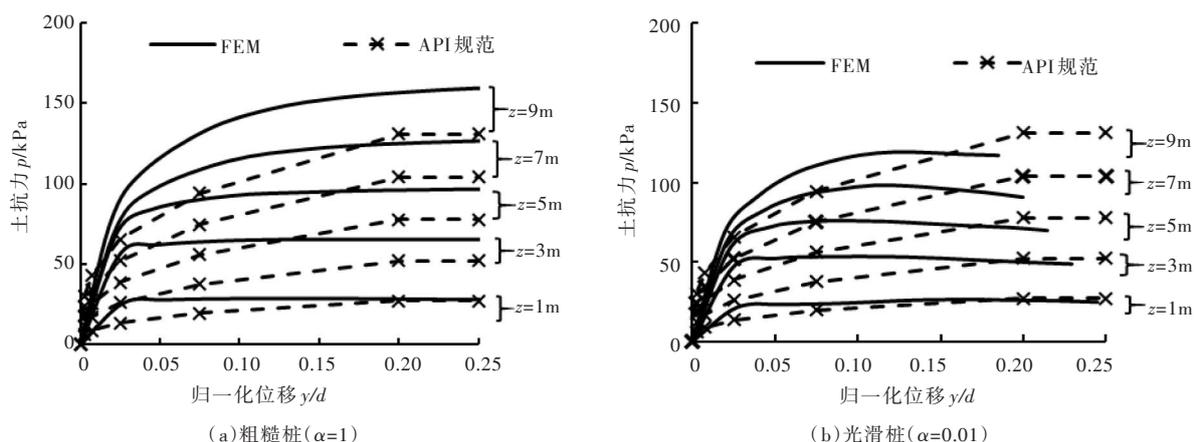


图 11 大直径刚性桩 p - y 曲线

0.5后则增长缓慢。

2.5 大直径桩 p - y 曲线 由有限元分析结果提取了大直径刚性桩($d=7$ m)在不同深度处的单位土抗力分布,如图 11 所示。同时也给出了 API 规范^[2]中软黏土 p - y 曲线公式的计算结果,其中参数 J 取 0.5, e_{50} 取 0.01。

由图 11 可知,对于光滑桩,API 规范方法得出的 p - y 曲线与有限元分析结果较为接近,但 p - y 曲线的初始刚度偏低。对于完全粗糙桩,有限元分析结果得出的 p - y 曲线初始刚度及桩周极限抗力均明显高于 API 规范方法的计算结果,这也与 Jeanjean^[20]与 Nichols 等^[21]在正常固结黏土中的试验结果一致。

3 大直径刚性桩修正 p - y 曲线

3.1 极限土抗力 p_{ul} 修正 由图 7 可知由于桩周土破坏模式的不同,造成浅、深层土体的极限土抗力有不同的计算方法,API 规范建议了如下的计算公式:

$$p_u = \begin{cases} 3s_u + \gamma' z + Js_u z/d & (\text{浅层土}) \\ 9s_u & (\text{深层土}) \end{cases} \quad (5)$$

式中: p_u 为某一深度下的土体极限抗力, kPa; γ' 为土体有效容重, kN/m³; s_u 为土体不排水抗剪强度, kPa; d 为桩径, m; J 为经验系数, 0.25 ~ 0.5。

API 规范公式(5)中浅层土体的极限抗力沿埋深而增加,当埋深达到绕桩流动破坏区时,极限抗力被限定为 $9s_u$ 。API 规范中虽然未明确说明,但计算表明公式(5)是按完全光滑桩的最保守工况考虑的。

API 规范方法中建议的极限土抗力计算方法主要针对均质黏土,且不能考虑桩土间粗糙度的影响。大多数海底软黏土的不排水强度随深度呈近似线性增长,强度增长梯度 k 一般为 1 ~ 2 kPa/m^[22]。图 4 给出了现场土体的强度线性拟合结果,表层黏土不排水强度 $s_{u0}=5$ kPa,强度增长梯度 $k=1.25$ kPa/m。为区别于 API 规范,下文桩土间的极限土抗力以 p_{ult} 表示,见下式:

$$p_{ult} = \begin{cases} N_{ps} s_u + \gamma' z & (\text{浅层土}) \\ N_{pd} s_u & (\text{深层土}) \end{cases} \quad (6)$$

式中: N_{ps} 、 N_{pd} 分别为浅层、深层土体无量纲水平承载力参数。

基于上述分析并参考现有文献[18],提出了考虑土体不均匀性、桩土间粗糙度及桩径效应的浅层土无量纲参数 N_{ps} 的计算方法:

$$N_{ps} = N_1 - N_2 e^{(-\zeta z/d)} - 1.3 \times \left(\frac{z}{d}\right)(1 - \alpha) \quad (7)$$

式中: N_1 、 N_2 为土抗力限定参数,分别为 10.5 和 7; α 为粗糙度系数;系数 ζ 与系数 λ 线性相关^[18],其

表达式如下：

$$\begin{cases} \zeta = 0.25 + 0.05\lambda & \lambda < 6 \\ \zeta = 0.55 & \lambda \geq 6 \end{cases} \quad (8)$$

$$\lambda = s_{u0}/kd \quad (9)$$

式中： s_{u0} 为泥面处土体不排水抗剪强度，kPa； k 为土体强度增长梯度，kPa/m。

由图 10 可知，深层土无量纲水平承载力参数 N_{pd} 主要与粗糙度系数 α 有关，基于有限元分析结果，无量纲参数 N_{pd} 的拟合计算公式如下：

$$N_{pd} = (a_1 + a_3 \times \alpha^2) / (1 + a_2 \times \alpha^2) \quad (10)$$

式中：拟合参数 a_1 、 a_2 、 a_3 分别 9、19.7、246.7。

按式(6)计算大直径刚性桩的极限抗力 p_{ult} 时，限定 $N_{pd}s_u$ 为极限土抗力的上限值，即光滑桩不超过 $9s_u$ ，粗糙桩不超过 $12.5s_u$ 。由式(6)计算了光滑和粗糙两种极限工况下的大直径桩($d=7$ m)极限土抗力分布，如图 12 所示。

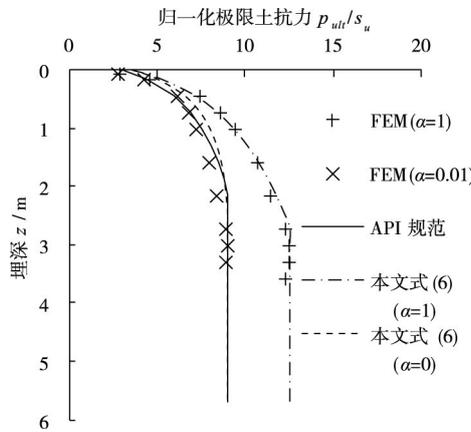


图 12 归一化极限土抗力 p_{ult}

由图 12 可知，对于光滑桩公式(6)和 API 规范方法均与有限元结果相当接近。但对于粗糙桩，由于 API 规范未考虑桩土间粗糙度，则可按本文公式(6)计算。

3.2 桩体变形参数 y_c 修正 Matlock^[4]依据在墨西哥湾的现场试桩结果，建议了如式(11)所示的软黏土 p - y 曲线，及如式(12)所示的桩体变形参数 y_c 的计算方法，并被 API 规范采用。

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0.5 \left(\frac{y}{y_c} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (11)$$

$$y_c = 2.5e_{50}d \quad (12)$$

式中： p 为桩身横向位移等于 y 时的土抗力； y_c 为桩体变形参数，代表极限抗力一半时相应深度处的桩身侧移值； e_{50} 为三轴剪切试验中主应力差达到最大主应力差一半时所对应的轴向应变。

桩体变形参数 y_c 的计算式(12)实际上来源于 Skempton^[23]对弹性材料的理论推导，即桩体的变形与桩宽成正比。API 规范中认为桩体位移等于 8 倍 y_c 值时土抗力 p 达到极限值，这对于小直径单桩在桩径变化范围较小是适用的。但随着桩径的增大，文献[24-26]的研究结果均发现极限土反力对应的位移值均小于 8 倍 y_c 值，图 11 的计算结果也证明了这一点。

Stevens 和 Audibert^[7]依据现场试验结果，发现 y_c 值并非与桩径成正比，而是与桩径的平方根相关，考虑桩径效应对 y_c 值提出了如下修正公式：

$$y_c = Ae_{50} \left(\frac{d}{d_{ref}} \right)^{0.5} d_{ref} \quad (13)$$

式中： A 为待定系数； $d_{ref}=1$ m。

3.3 修正 p - y 曲线 将式(6)和式(13)代入式(11)可得到大直径刚性桩的修正 p - y 曲线计算式:

$$\frac{p}{P_{ult}} = 0.5 \left[\frac{y}{4.5e_{50} \left(d/d_{ref} \right)^{0.5} d_{ref}} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (14)$$

经过试算发现经验系数 A 取为 4.5 时与数值模拟结果较为吻合(图 13)。

采用式(14)计算了大直径刚性桩($d=7\text{ m}$)的 p - y 曲线, 并与数值分析方法进行了对比, 如图 13 所示。将计算得到的 p - y 曲线导入由 Matlab 软件编制的有限差分迭代程序, 计算了单桩泥面处的水平荷载-位移曲线, 如图 14 所示。

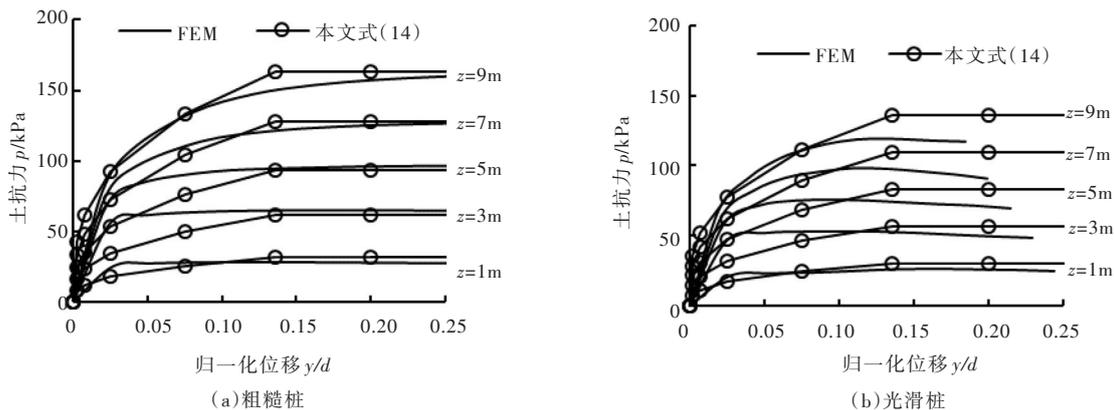


图 13 大直径刚性桩 p - y 曲线

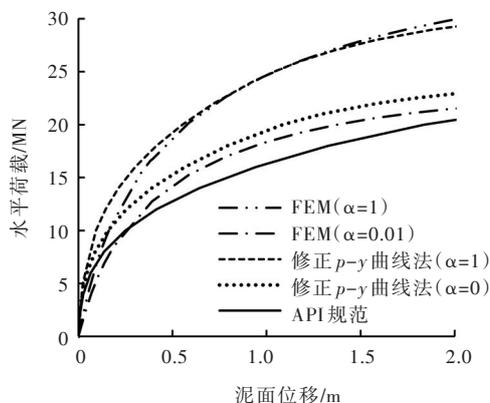


图 14 加载点水平荷载与泥面位移关系

由图 13 和图 14 可知, API 规范方法预测的单桩水平承载力仅适用于光滑桩, 而本文提出的修正 p - y 曲线法由于考虑了桩径效应、土体强度增长梯度及粗糙度系数的影响, 可更准确地预测大直径刚性桩 p - y 曲线的初始刚度和极限土抗力, 计算的单桩水平承载力与有限元结果更为吻合。

4 算例验证

文献[27]针对海上风电大直径单桩基础开展了离心模型试验研究, 该试验模型桩材料为铝, 外径 38.3 mm, 壁厚 1.67 mm。试验时的离心加速度为 100g, 对应的原型大直径单桩基础外径为 3.83 m, 抗弯刚度 $E_p I_p$ 为 222.4 GN·m²。原型地基土为厚度 27 m 的黏土层。原型桩总长 50 m, 泥面下入土段为 20 m, 水平荷载加载点位于泥面上 30 m 的桩顶处, 见图 15。

黏土层不排水强度分布如图 16 所示, 土表面不排水强度 $s_{u0}=20\text{ kPa}$, 强度增长梯度 $k=1.8\text{ kPa/m}$ 。根据 Poulos 和 Hull^[28]无量纲刚度比判别公式, 可判断桩体属于刚性桩还是柔性桩:

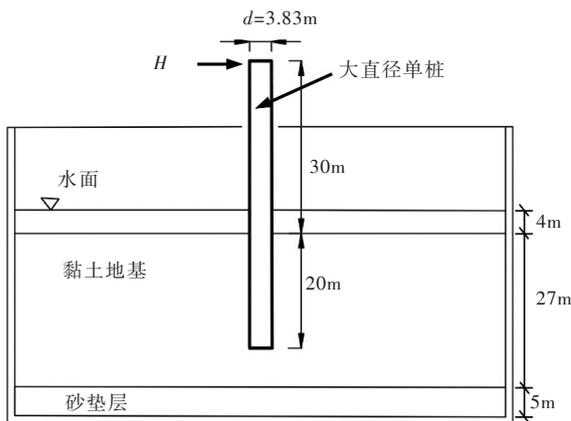


图15 文献[27]试验原型

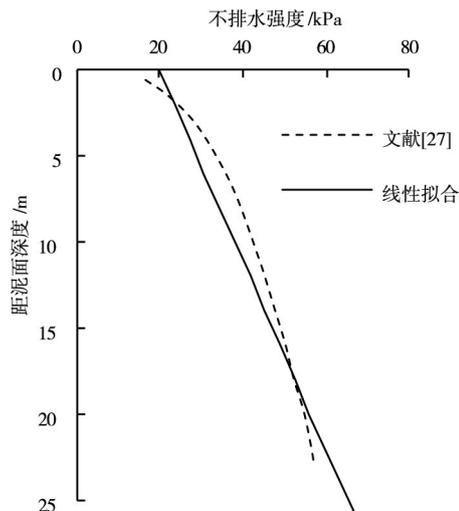


图16 不排水强度分布

$$\begin{cases} \frac{E_p I_p}{E_{soil} I_L^4} > 0.208 & \text{(刚性桩)} \\ \frac{E_p I_p}{E_{soil} I_L^4} < 0.0025 & \text{(柔性桩)} \end{cases} \quad (15)$$

式中： $E_p I_p$ 为桩的抗弯刚度； E_{soil} 为土体弹性模量； I_L 为桩体埋深。

对于试验中采用的高液限高岭土，其土体弹性模量与不排水强度比 E_{soil}/s_u 一般为 $150^{[29]}$ ，不排水强度 s_u 取为桩基埋深范围的平均强度，则可根据式(15)近似得到桩体刚度比为0.244，判断属于刚性短桩。

依据修正 $p-y$ 曲线公式(14)在有限差分程序中计算了原型桩粗糙和光滑两种工况的水平承载力，并与试验结果进行了对比，图17给出了泥面上加载点处的水平荷载与桩身泥面位移的对比结果。由于试验桩表面涂抹了环氧树脂保护层，桩土间粗糙程度接近光滑，图17中的对比结果发现试验值介于修正 $p-y$ 曲线法预测的上限(完全粗糙)与下限(完全光滑)之间，但更接近于光滑桩计算结果。因此图18给出的泥面下桩身弯矩对比结果中，仅给出了由式(14)计算的光滑桩工况。对比API规范方法发现其预测结果略偏小于本文方法的下限值(完全光滑)，这是由于规范 $p-y$ 曲线法是基于完全光滑桩的最保守工况建立，将极限土抗力 p_{ult} 限定为 $9s_u$ ，同时桩体变形参数 y_c 也未考虑大直径桩桩径效应而导致的。

由图17和图18可知，本文提出的修正 $p-y$ 曲线法准确地预测了大直径刚性桩的水平承载力和水平变形，为海上风机大直径单桩基础的水平承载力的计算提供参考。

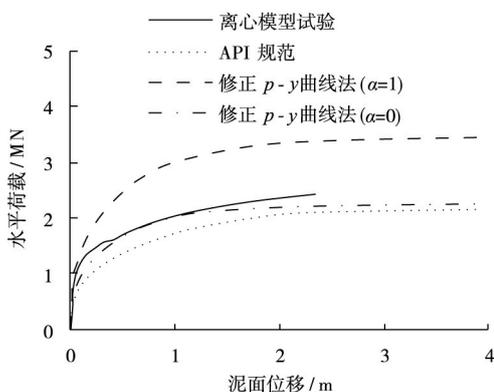


图17 加载点水平荷载与泥面位移关系

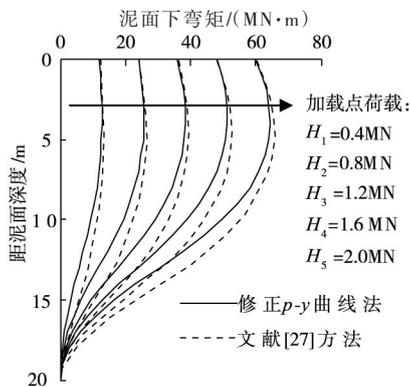


图18 泥面下桩身弯矩

5 结论

本文通过数值模拟方法研究了大直径钢管桩在黏土中的水平受荷特性,考虑土体不均匀性、桩土间粗糙度及桩径效应,提出了大直径单桩的修正 p - y 曲线计算方法,并进行了验证。主要结论如下:(1)现有API规范较适用于柔性长桩,会低估大直径刚性桩 p - y 曲线的初始刚度及极限土抗力,规范中的极限土抗力等于 $9s_u$ 仅适用于光滑桩。(2)桩径效应仅影响浅层土体极限抗力的分布,不影响深层土体。深层土体极限抗力与粗糙度系数 α 有关,光滑桩稳定于 $9s_u$,粗糙桩稳定于 $12.5s_u$ 。(3)基于有限元分析结果,考虑土体不均匀性、桩土间粗糙度及桩径效应提出了极限土抗力 p_{ult} 及桩体变形参数 y_c 的修正计算方法,最终得到了大直径刚性桩的修正 p - y 曲线。(4)基于已有离心模型试验结果,验证了提出的修正 p - y 曲线方法的合理性,为海上风电大直径单桩的水平承载力计算提供了方法。

参 考 文 献:

- [1] DOHERTY P, GAVIN K . Laterally loaded monopile design for offshore wind farms[J] . Proceedings of the ICE-Energy, 2011, 165(1): 7-17 .
- [2] American Petroleum Institute . Geotechnical and foundation design considerations[S] . ANSI/API recommended practice 2GEO first edition, 2014 .
- [3] DET NORSKE VERITAS . Offshore standard: Design of offshore wind turbine structures[S] . DNV-OS-J101, 2013 .
- [4] MATLOCK H S . Correlation for design of laterally loaded pile in soft clay[C]//Proceedings of the Offshore Technology Conference . Houston, Texas, 1970: 577-588 .
- [5] 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, 1974: 473-480 .
- [6] DUNNAVANT T W, O'NEILL M W . Experimental p - y model for Submerged, Stiff Clay[J] . Journal of Geotechnical Engineering, 1989, 115(1): 95-114 .
- [7] STEVENS J B, AUDIBERT J M E . Re-examination of py curve formulations[C]//Proceedings of the Offshore Technology Conference . Houston, Texas, 1979: 397-401 .
- [8] AISSA M H, BOUZID D, BHATTACHARYA S . Monopile head stiffness for serviceability limit state calculations in assessing the natural frequency of offshore wind turbines[J] . International Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 12(3): 267-283 .
- [9] DAMGAARD M, BAYAT M, ANDERSEN L V, et al . Assessment of the dynamic behaviour of saturated soil subjected to cyclic loading from offshore monopile wind turbine foundations[J] . Computers and Geotechnics, 2014, 61: 116-126 .
- [10] 龚维明, 霍少磊, 杨超, 等 . 海上风机大直径钢管桩基础水平承载特性试验研究[J] . 水利学报, 2015, 46(S1):34-39 .
- [11] ZHU B, ZHU Z, LI T, et al . Field tests of offshore driven piles subjected to lateral monotonic and cyclic loads in soft clay[J] . Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, 2017, 143(5): 05017003 .
- [12] 朱斌, 熊根, 刘晋超, 等 . 砂土中大直径单桩水平受荷离心模型试验[J] . 岩土工程学报, 2013, 35(10): 1807-1815 .
- [13] 朱斌, 朱瑞燕, 罗军, 等 . 海洋高桩基础水平大变位性状模型试验研究[J] . 岩土工程学报, 2010, 32(4): 521-530 .
- [14] FLEMING K, WELTMAN A, RANDOLPH M, et al . Piling Engineering[M] . 3rd Edition, London, Taylor & Francis, 2009 .
- [15] 费康, 彭劼 . ABAQUS岩土工程实例详解[M] . 北京: 人民邮电出版社, 2017 .
- [16] TEMPLETON J S . Finite element analysis of conductor/seafloor interaction[C]//Proceedings of the Offshore Technology Conference . Houston, Texas, 2009: OTC 20197 .
- [17] Abaqus . Abaqus Analysis User's Manual[M] . Providence, RI, USA: Dassault Systèmes Simulia Corp, 2014 .

- [18] MURFF J D, HAMILTON J M . P-ultimate for undrained analysis of laterally loaded piles[J] . Journal of Geotechnical Engineering, 1993, 119(1): 91–107 .
- [19] RANDOLPH M F, HOULSBY G T . The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil[J] . Geotechnique, 1984, 34(4): 613–623 .
- [20] JEANJEAN P . Re-assessment of p - y curves for soft clays from centrifuge testing and finite element modeling[C]// Proceedings of the Offshore Technology Conference . Houston, Texas, 2009: OTC 20158 .
- [21] NICHOLS N W, ROHANI M J, MUKHERJEE K, et al . Effect of Lateral Soil Strength and Stiffness on Jacket Foundation Integrity and Design for South China Sea Sites [C]//Proceedings of Offshore Technology Conference-Asia . Kuala Lumpur, 2014: OTC 24842 MS .
- [22] RANDOLPH M F . Characterisation of soft sediments for offshore applications[C]//Proceedings of 2nd International Conference on Site Investigation, Porto, 2004: 209–232 .
- [23] SKEMPTON A W . The Bearing Capacity of Clays [C]//Proceedings of Building Research Congress, London, 1951: 180–189 .
- [24] BAGUELIN F, JEZEQUEL J F, LE M . Expansion of cylindrical probes in cohesive soils[J] . Journal of Soil Mechanics & Foundations Division, 1972, 98(sm11): 1129–1142 .
- [25] YOSHIDA I, YOSHINAKA R . A method to estimate modulus of horizontal subgrade reaction for a pile[J] . Soils and Foundations, 1972, 12(3): 1–17 .
- [26] YEGHIAYAN M . Finite Element Development of P- y Curves for Laterally Loaded Piles[D] . Austin: University of Texas at Austin, 1973 .
- [27] LAU B H . Cyclic behaviour of monopile foundations for offshore wind turbines in clay[D] . Cambridge: University of Cambridge, 2015 .
- [28] POULOS H G, HULL T S . Role of analytical geomechanics in foundation engineering[C]//Foundation Engineering: Current Principles and Practices, ASCE, Evanston, 1989: 1578–1606 .
- [29] THO K K, LEUNG C F, CHOW Y K, et al . Eulerian finite element simulation of spudcan-pile interaction[J] . Canadian Geotechnical Journal, 2013, 50(6): 595–608 .

A modified p - y curve method for offshore large-diameter monopile foundations

ZHANG Haiyang, LIU Run, YUAN Yu, LIANG Chao

(State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: Offshore wind power has a huge potential growth as a kind of renewable energy. At present, large-diameter steel monopile is the most commonly used type of foundation for offshore wind turbine. The conventional method for assessment of steel-pile lateral performance is the application of p - y curves recommended in API. However, the applicability of the API method for large-diameter monopiles needs to be further studied. A series of CU triaxial tests were conducted to calibrate the parameters of isotropic hardening model, which has been validated against the test results of stress-strain soil behavior. Based on this model, 3D finite element analyses are performed for the behavior of the laterally loaded large-diameter monopiles. The FEA results find the guideline method underestimate the initial stiffness and the ultimate pressure acting on the rigid large-diameter monopiles. According to the effect of soil shear strength gradient, pile roughness and pile diameter, the soil ultimate pressure p_{ult} and pile deformation parameter y_c were re-evaluated, and a modified p - y curve method for large-diameter rigid monopiles was presented. Based on the published centrifuge model test results, the proposed method was proven to be reasonable, suggesting that it could be used as an engineering analysis approach for evaluating the lateral bearing capacity of offshore wind large-diameter monopile foundations.

Keywords: offshore wind turbine; large-diameter monopile; lateral bearing capacity; ultimate soil unit pressure; modified p - y curves

(责任编辑: 耿庆斋)