

3.6 MW 海上风机单桩基础设计与分析

王国粹¹, 王伟², 杨敏¹

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 上海同济启明星科技发展有限公司, 上海 200092)

摘要: 统计数据表明海上风机基础中单桩基础形式所占比例在 65% 以上, 因此对单桩基础设计与分析方法的研究更显其重要性。基于多个海上风电场设计实践和经验归纳了海上风机单桩基础的设计要点。海上风机所处的海洋环境决定了单桩基础所受荷载多为水平向长期循环荷载, 为此, 在总结现有水平受荷桩计算方法的基础上, 建立了可以考虑长期循环荷载影响的理想弹塑性桩土相互作用计算模型。以我国某海上风电场为例, 采用单桩基础形式进行了基础方案设计, 并在设计计算中展开了上述方法与国际上其他单桩分析方法的对比分析, 以验证其有效性。理想弹塑性方法计算方便, 能够考虑土层分布和施工条件以及长期循环荷载对桩基性状的影响, 可应用于单桩海上风机单桩基础设计。

关键词: 海上风机; 单桩基础; 水平受荷桩; 理想弹塑性

中图分类号: TU47

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2011)S2-0095-06

作者简介: 王国粹(1985-), 女, 山东青岛人, 博士研究生, 主要从事桩基础的研究。E-mail: guocui_wang@126.com。

Design and analysis of monopile foundation for 3.6 MW offshore wind turbine

WANG Guo-cui¹, WANG Wei², YANG Min¹

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Shanghai Tongji Qimstar Science & development Co., Ltd., Shanghai 200092, China)

Abstract: Statistical data show that more than 65% of offshore wind turbines select monopile foundation, so design and analysis of the monopile foundation are an important issue. Based on the design practice and experience of multiple offshore wind farms, the design elements of the monopile foundation are summarized. Determined by the offshore marine environment in which the wind turbines are located, the primary load on the monopile foundation is long-term cyclic load. After summarizing the methods for current laterally loaded piles, an ideal elastic-plastic pile-soil interaction model considering the effect of long-term cyclic load is established. In the case of an offshore wind farm, a monopile foundation program is designed using the above model, and comparative analyses are carried out to verify its effectiveness. The ideal elastic-plastic method is convenient to consider the effect of all the environmental loads, soil distribution and construction, and can be applied to the design of pile foundation offshore wind turbines.

Key words: offshore wind turbine; monopile foundation; laterally loaded pile; ideal elastic-plasticity

0 引言

风能是世界上最为清洁环保的可再生能源之一, 自80年代起, 风力发电受到世界各国广泛重视。海上风能资源丰富、空间区域广阔, 自1991年丹麦建成了世界上首座海上风电场以来, 海上风电场逐渐成为风力发电的开发重点。我国海岸线漫长, 具有丰富的近海风能资源, 但我国的海上风电场建设上处于起步阶段, 已建成的风电场仅有东海大桥风电场和江苏如东潮间带风电场。

风机基础作为风电机组的支撑体系, 在海上风电建设中地位十分重要。海上风机基础的建设受到海洋气象条件、水文条件和海底地质环境等因素的影响,

涉及多个领域和专业, 是海上风电场建设的难点之一。国内外已建成的海上风电场主要采用了以下几种基础形式: 单桩基础、重力式基础、三脚架基础、导管架基础、承台式基础。其中, 单桩基础结构形式简单, 受力明确, 在具备打桩和起吊设备能力的前提下, 施工速度快, 在国内外风电场中所占比例达65%以上。单桩基础结构一般包括两个部分: 过渡连接段和桩基础, 过渡连接段顶部与风机塔筒相连, 底部与桩基础相连接, 桩基础将过渡连接段传递的风机荷载以及自身受到的波浪荷载、水流荷载以及靠泊力和撞击力等

传递到地基土中。单桩基础多采用大直径钢管桩,沉桩后在桩顶固定过渡连接段,然后将风机塔筒安装其上。

基于对海上风电发展现状分析,结合海上风机环境特征和基础形式,笔者对单桩基础设计要点进行归纳,重点讨论了考虑长期循环荷载的水平受荷桩计算方法。在此基础上,结合某海上风电场实例进行风机单桩基础设计。

1 单桩基础设计方法

1.1 设计要点

海上风机基础设计考虑的荷载主要包括基础自重、风机荷载、波浪力、水流力、冰荷载、风荷载、船舶(或漂浮物)撞击力、地震力等。

基础设计计算中首先需确定各设计工况下风机荷载和环境荷载的最不利组合。基础设计工况主要应考虑基础施工完成而上部风机未安装时临时工况、风机安装完成后正常运行工况、极端风况状态的工况以及正常运行时的地震工况。风力、波浪力、水流力作为基本可变荷载参加组合,荷载组合中应考虑可能出现的最不利水位和波浪、水流的作用方向。极端工况计算时水位采用50a一遇的极端高水位和极端低水位之间的最不利水位;其他工况采用设计高水位和设计低水位之间的最不利水位。

极限工况下,需要验算桩基的承载力、桩身结构强度与稳定性;正常工况下,需要计算基础泥面处的位移、沉降和基础刚度等。由于单桩基础桩径较大,竖向承载力一般不起控制作用,主要是水平承载力控制。单桩基础变形和基础刚度验算都需要计算基础在水平荷载组合作用下的变形。因此,在承载力和变形计算中,水平受荷桩的计算十分重要。海上风机基础受到大部分水平向荷载(波浪力、水流力等)都属于长期循环荷载。在长期循环荷载的作用下,桩基与浅层地基土之间的接触密实度逐渐衰减,桩侧土体刚度逐步减小。因此,对海上风机单桩基础的分析必须考虑长期循环荷载作用的影响。

1.2 水平受荷桩计算方法

目前工程中常用的水平受荷桩的计算方法有 m 法和 $p-y$ 曲线法。我国《建筑桩基技术规范》(JGJ94—2008)采用 m 法分析水平受荷桩, m 值的选取可以根据实测或者规范推荐值选取,考虑循环荷载作用对 m 值进行折减。 m 法在我国应用十分广泛,该方法假定土体为完全弹性体,不考虑塑性变形,且 m 值推荐值要求桩顶位移在6~10 mm以内。

$p-y$ 曲线法是国外水平受荷桩工程中常用的一种

方法。美国石油协会规范(API)规定,对于黏性土,采用Matlock提出的 $p-y$ 曲线进行分析^[1];对于砂土,则采用Murchison and O'Neill提出的 $p-y$ 曲线行分析^[2]。挪威船级社海洋风机结构设计规范(DNV—OS—J101)、我国《海上固定平台规划设计和建造的推荐作法—工作应力设计法》(SY/T10030—2004)和《港口工程桩基规范》(JTJ254—98)也引入了相同规定。上述两种 $p-y$ 曲线模型都是来源于实测,此后,一些学者(如Reese (1975)、Dunnivant (1989)、Murchison (1991)等)都对水平受荷桩 $p-y$ 曲线进行了现场试验,但是各位学者采用不同的实验桩、加载系统和土体分布,所得到的 $p-y$ 曲线模型各不相同,目前对于统一的实测 $p-y$ 曲线模式尚无定论,工程中仍按照API规范计算。

大量的实测和研究认为,对于黏土中的大直径桩,API规范规定的Matlock $p-y$ 曲线预测的桩基变形比实测值大。Stevens & Audibert 通过对多个不同桩径的现场试验实测结果的分析,对土体位移临界值进行了修正^[3]。海上风机单桩基础桩径较大,故本文采用API方法计算时也引入了上述修正。

1.3 理想弹塑性计算方法

假定桩土相互作用的 $p-y$ 曲线符合理想弹塑性模型,在弹性阶段,土体水平向地基反力模量不变,采用 m 法的参数取值和基本假定,假设桩周土反力与桩基位移成正比;在塑性阶段,桩周土反力达到极限值,不再随位移增加。弹塑性方法 $p-y$ 曲线见式(1)。

$$p = \begin{cases} mxy & y \leq y_u \\ p_u & y > y_u \end{cases} \quad (1)$$

式中 m 为桩侧土水平抗力系数的比例系数; m 值宜通过单桩水平静载试验确定,当无静载试验资料时,按规范经验取值。 p_u 为土体极限抗力; y_u 为单位长度土体临界位移, $y_u = p_u/mx$ 。

关于土体极限抗力的研究较多,Guo总结了现有的极限抗力,提出统一极限抗力表达式^[4],见式(2)。统一极限抗力表达式可以包含或者近似拟合现有的极限抗力分布模式,更为重要的是,通过选取合适的参数值,统一极限抗力还能够反映不同土体、桩基和加载条件^[5]。采用上述统一极限抗力表达式来计算理想弹塑性模型中的极限抗力。

$$p_u = \begin{cases} N_g C_u d^{1-n} (\alpha_0 + x)^n & \text{黏土,} \\ N_g \gamma' d^{2-n} (\alpha_0 + x)^n & \text{砂土。} \end{cases} \quad (2)$$

式中 C_u 为黏性土不排水抗剪强度; γ' 为土体有效重度; d 为桩径; N_g 为极限抗力系数; α_0 为等效土体深度; n 为极限抗力的形状参数。

对于极限抗力参数选取,等效土体深度 α_0 和形状

参数 n 可以通过锚定板实验得到, 而极限抗力系数 N_g 与桩的尺寸、施工条件和载荷类型有关, 需要通过桩基载荷试验得到。在没有试验的情况下, 可参考下述区间的取值。对于黏土: $\alpha_0=0.05\sim 0.2$ m, 考虑施工扰动、表层裂隙黏土以及自由水的冲刷效应等, 可以取 0。 $n=0.36\sim 1.0$, 均质土体, $n=0.7$; 上软下硬土层, n 取较大值; 上硬下软土层, n 取较小值。 $N_g=0.7\sim 3.2$ 。 K_p^2 。对于砂土: $\alpha_0=0$ 和 $n=1.7$, $N_g=(0.55\sim 2.5) K_p^2$ 。对于挤土桩 (如闭口钢管桩) 和截面加强桩, $N_g=(1.0\sim 2.5) K_p^2$; 对于部分挤土桩和钻孔桩, $N_g=(0.4\sim 1.6) K_p^2$ 。对于循环荷载应采用循环荷载下的试验参数取值, 当没有实测参数取值的情况下, 可采用 N_g 值为静载时的 0.6 倍^[5]。

2 工程概况

2.1 海洋气象与水文条件

拟建风电场所在地区多年平均气温 13.9℃, 极端最高气温 37.6℃, 极端最低气温 -13.2℃。7 月份平均气温最高, 为 26℃, 1 月份月平均最低, 为 0.9℃。该地区夏季多雨, 冬季干燥。降水主要集中于 6~9 月, 占全年总降水量的 66%。该海域强风向为 E 方向, 多年实测最大风速 23.0 m/s, 次强风向为 ENE 方向, 风速为 21.3 m/s。常风向为 SE 方向。在 1970 年~1986 年间, 影响该区的台风共 23 次, 平均每年 1.4 次。寒潮影响下, 该海区一般吹偏北大风, 风力较强, 持续时间较长。

该海域受北纬 34°30', 东经 121°10' 附近的无潮点为中心的旋转潮波控制, 潮差较小。潮汐为不正规浅海半日潮, 潮波为前进波驻波混合型。一般涨潮历时短于落潮, 转流在高、低潮后 1~2 h。

2.2 工程地质与水文地质

该海上风电场离岸距离 21 km, 海底滩面地形变化较小, 地势较平缓, 海底高程 -17.6~-20.5 m, 在勘察期间实测水深 17~19 m。勘探深度内场区的地层均为第四系沉积物, 上部①~③层为第四系全新统

(Q4) 滨海相、海陆交互相淤泥质土、粉土及黏性土, 下部④~⑧层为晚更新世 (Q3) 陆相、滨海相沉积物。

场地地面下 20 m 范围内主要为冲海相粉土、粉质黏土及海相淤泥质软土, 场地土类型为中软土, 覆盖层厚度大于 50 m, 该场地类别为 III 类。地区本阶段地震动峰值加速度初定为 0.10g, 相当于地震基本烈度 VII 度。周边县级及以上城市的抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度为 0.10g, 设计地震分组为第一组, 场地设计特征周期为 0.45 s, 属对抗震不利地段。初步判别结果表明: 对场区 3 个钻孔饱和粉砂、粉土

进行液化判别均不液化。

受河水及不规则半日潮影响, 拟建海域海水为微混浊的微咸水、咸水。经检验场区内的海水对混凝土结构具 SO_4^{2-} 结晶性中等腐蚀性; 对混凝土结构中钢筋在干湿交替的情况下具强腐蚀性, 在长期浸水情况下具弱腐蚀性。环境土位于海水下, 地基土对混凝土、混凝土中钢筋的腐蚀性参考海水的腐蚀性。根据已有经验, 地基土视电阻率一般 $<10\Omega$ m, 初判为对钢结构具有强腐蚀性。

2.3 风机概况

该海上风电场单机装机容量为 3.6 W。塔架采用钢制圆锥形式, 叶片长度 122.9 m, 轮毂中心高度 90 m, 塔架距轮毂中心高度 80 m, 风机设计使用寿命为 25 a, 风机类型为 IEC II C 类。风机切入风速为 3 m/s, 切出风速为 25 m/s, 额定风速为 11.3 m/s, 叶轮扫风面积为 11863 m²。

3 单桩设计方案

3.1 方案设计

参照国外单桩基础设计经验, 本工程拟定单桩基础结构包括 2 部分: 钢管桩和钢管过渡连接段。钢管桩将风机荷载、波浪荷载、水流荷载以及靠泊力和撞击力等传递到地基土中, 满足承载力和刚度要求。过渡连接段通过高强灌浆措施与钢管桩相连接, 顶部预设与风机塔筒底部相连接的法兰系统, 同时预先焊接靠船设施、钢爬梯以及操作平台等附属结构。

单桩基础设计的重点是确定桩径与壁厚和桩长。改变桩径和壁厚可以调整桩身刚度, 而桩径变化会导致环境荷载的变化, 必须协调桩身刚度和环境荷载, 确定桩径壁厚和桩长。桩基采用摩擦桩, 桩长 60 m, 入土深度为 39.25 m, 桩径 6 m, 采用变截面设计, 桩顶以下 32 m 范围内钢管桩壁厚 70 mm, 距离桩顶 32 m 以下钢管桩壁厚 55 mm。桩基础以及土层示意图见图 1。过渡连接段直径 6.3 m, 壁厚 60 mm, 长度 15 m, 与钢管桩搭接长度 8 m。过渡连接段顶部采用渐变段, 直径从 6.3 m 过渡到塔筒直径 5.0 m。

在设计计算时, 首先需确定极端工况和正常运行工况下风机荷载和环境荷载的最不利组合, 极限工况下, 需要验算桩基的承载力和桩身结构强度与稳定性, 正常运行工况下, 需要计算基础泥面处的位移、沉降和基础刚度等。

对于基础的承载力, 由于桩径较大, 竖向承载力通常不是控制因素, 主要以水平承载力控制; 对于基础的变形, 由于荷载组合中水平力占主导地位, 且多为长期循环荷载, 因此水平向变形远大于一般建筑桩

基。因此水平受荷桩的计算在海上风机单桩基础设计计算中占有十分重要的地位。

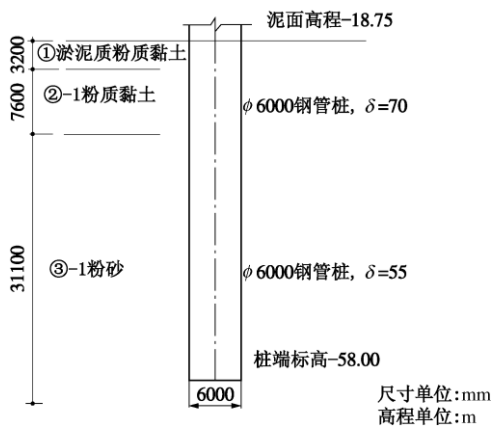


图 1 单桩基础以及土层分布示意图
Fig. 1 Monopile foundation and soil layers

表 1 各土层物理力学指标

Table 1 Physical and mechanical indices of different soils

土层 编号	土层 名称	层厚 /m	天然 密度 /(g cm ⁻³)	压缩 模量 E _s /MPa	不排水 抗剪 强度 C _u /MPa	内摩 擦角 φ/(°)	地基 反力系数 比例系数 m/(MN m ⁻⁴)
①	淤泥质粉 质黏土	3.2	1.62	2.0~2.5	5	—	0.6~0.9
②-1	粉质 黏土	7.6	1.90	3.0~3.5	35	—	1.8~2.2
③-1	粉砂	31.1	2.05	8.5~9.5	—	30	4.4~4.8

3.2 水平承载力计算

桩基水平向承载极限状态的控制条件为桩身结构破坏或者桩基水平向变形达到极限值。由于海洋风机单桩基础桩径较大且采用钢管桩，桩身强度非常大，所以，采用水平向变形来控制桩基础的承载力。

对侧向受荷桩数值模拟和实验分析表明，浅层土体发生的侧向变形和应力比深层土体大很多倍，较小的荷载水平下，就会发生屈服或者塑性破坏，因此浅层土体的极限抗力分布控制水平受荷桩的变形性状^[5]。分别采用 API 方法和理想弹塑性方法计算单桩基础方案中土体的极限抗力，列于图 2。对于分层土，可采用 Georgiadis(1983)提出等效土层厚度的方法来计算^[6]。

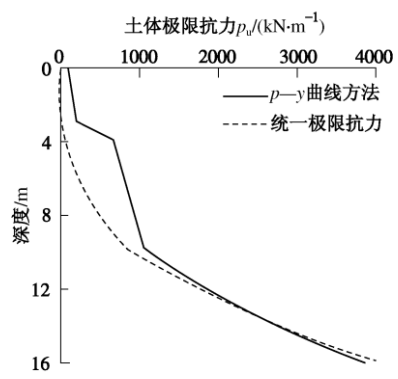


图 2 土体极限抗力分布

Fig. 2 Distribution of limiting resistance of soils

图 2 可以看出，对于①和②-1 层的黏性土（0~10.8 m 深度范围内），API 方法计算土体 p_u 值与深度成正比；理想弹塑性方法计算泥面处 p_u 值较小，通过抗力形状参数 n 考虑上软下硬的分层土的影响，得到 p_u 随着深度增加成非线性增加，与海底泥面的实际情况相符合。对于③-1 层土（10.8 m 深度以下），两种方法计算结果比较一致，但 API 方法中 p_u 只与砂土的内摩擦角和重度有关，不考虑施工方法的影响，而理想弹塑性方法中，通过抗力系数 N_g 考虑施工方法影响，本设计方案中钢管桩属于部分挤土桩，不考虑砂土的挤密效应，因此与 $p-y$ 曲线方法的 p_u 值比较接近，对于挤土桩，可以通过选用较大的 N_g 值得到符合实际的结果。

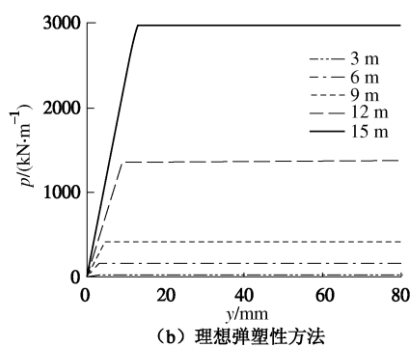
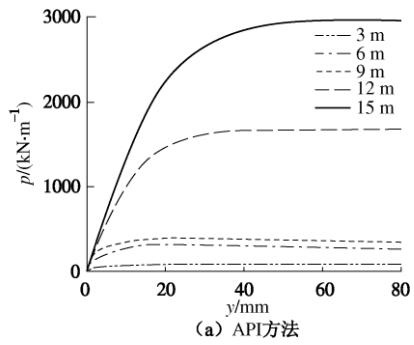


图 3 不同深度的 $p-y$ 曲线

Fig. 3 $p-y$ curves at different depths

计算 $p-y$ 曲线，API 方法中软黏土的 $p-y$ 曲线与三轴试验中最大主应力差一半时的应变值 ε_{50} 成正比，而 ε_{50} 需要通过三轴压缩实验得出。而理想弹塑性方法中， $p-y$ 曲线与 m 值的选取有关，可以采用桩基水平荷载试验确定，也可以采用规范推荐值，且 m 值在建筑桩基设计中应用广泛，有很大量经验可供借鉴。

为考虑波浪力、水流力等长期循环荷载的影响，在 API 方法中选用循环荷载 $p-y$ 曲线模型，而在理想弹塑性模型中分别对 m 值和极限抗力进行折减。将两者计算得到不同深度 $p-y$ 曲线列于图 3。可见，考

考虑循环荷载作用, 两种方法得到同一深度处的 $p-y$ 曲线的极限抗力比较接近。但 API 方法中, 黏土和砂土的 $p-y$ 曲线形态不同, 需要按照土层选取, 而理想弹塑性方法将砂土和黏土的 $p-y$ 曲线都归结为统一的理想弹塑性形式, 仅在参数取值有所不同, 从而大大简化了桩土相互作用的分析过程。

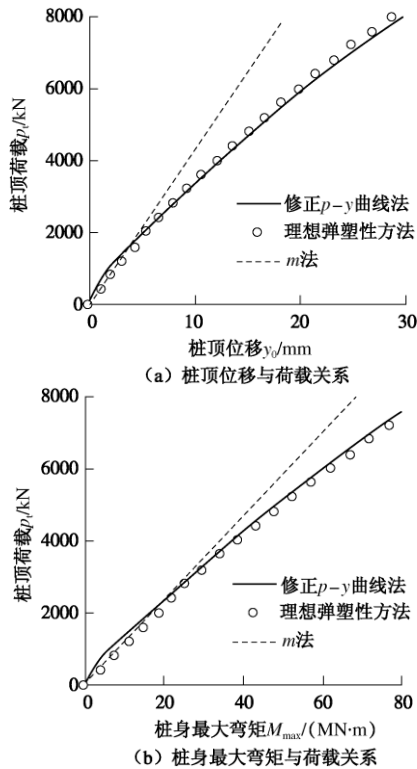


图 4 水平向承载力计算结果

Fig. 4 Horizontal bearing capacity of monopile foundation

分别采用 API 方法、理想弹塑性方法以及 m 法计算桩顶荷载对桩基础变形以及内力的影响, 见图 4。变形较小时 (6 mm 以内), m 法与 API 方法计算结果比较一致, 且与 m 值的适用区间相符, 可认为此时土体只存在弹性变形, 但随着位移增加, m 法计算得到的位移与桩身最大弯矩都比 API 方法小, 可见当土体产生塑性变形时, m 法是不适用的。理想弹塑性方法与 API 方法计算得到的桩顶位移与内力随荷载变化非常一致。

采用上述 3 种方法计算得到泥面处桩基位移约为 15 mm 时桩顶荷载以及桩身内力计算结果列于表 2。可见, 在泥面位移相同时, API 方法和理想弹塑性方法计算得到的水平荷载比较一致, 而 m 法计算得到的水平向荷载偏大。采用泥面处桩基位移为 15 mm 时所对应的水平力作为水平承载力, 可取水平承载力设计值约 4600 kN。

表 2 单桩基础水平承载力计算结果

Table 2 Bearing capacity of monopile foundation

计算方法	水平荷载 /kN	泥面位移 /mm	泥面 转角	最大弯矩 /(kN·m)
------	-------------	-------------	----------	-----------------

m 法	5800	14.37	0.00094	51131
$p-y$ 曲线法	4600	14.87	0.00089	46593
理想弹塑性方法	4600	14.45	0.00091	43526

3.3 水平位移计算

采用正常工况荷载组合计算单桩基础的水平向变形, 分别采用上述 3 种方法计算, 结果列于表 3, 桩身位移和弯矩沿深度分布列于图 5。可见, m 法计算结果偏小, 而理想弹塑性方法计算得到的位移和弯矩分布与 API 方法是一致的。该单桩基础泥面位移约为 28 mm, 小于容许值 30 mm, 表明该单桩方案满足水平向变形的要求。

表 3 单桩基础水平变形计算结果

Table 3 Lateral deformation of monopile foundation

计算方法	水平荷载 /kN	桩顶弯矩 /(kN·m)	泥面位移 /mm	泥面 转角	最大弯矩 /(kN·m)
m 法	2278	96978	21.1305	0.0019	107080
$p-y$ 曲线法	2278	96978	28.0195	0.0022	110800
理想弹塑性方法	2278	96978	28.3521	0.0022	112215

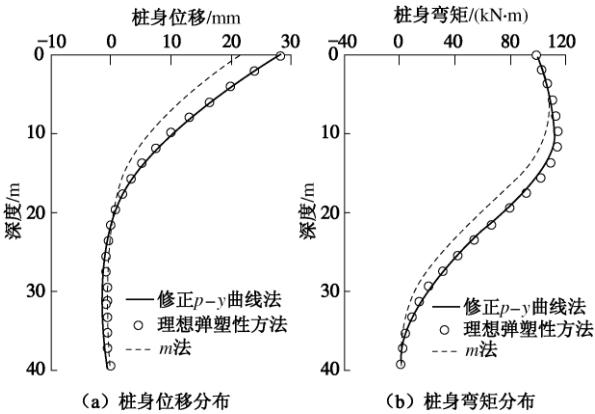


图 5 水平变形计算结果

Fig. 5 Lateral deformation of monopile foundation

3.4 设计计算结果汇总

对于单桩设计方案, 除了水平向承载力和变形计算, 还需要进行桩基竖向承载力和变形的计算, 以及结构强度和稳定性验算。基竖向计算中, 桩侧土和桩尖土的非线性弹簧分别采用 $t-z$ 曲线和 $Q-z$ 曲线来模拟, 用 Mindlin 方法分析基础最终沉降量, 采用同济启明星 PILE 软件计算^[7]。设计计算结果汇总见表 3, 计算结果表明该方案满足风机结构设计相关要求。

表 4 单桩基础结构计算结果

Table 4 Analytic results of monopile foundation structure

计算项目	计算值	容许值	是否满足要求
桩身结构强度/MPa	117.4	250	是
桩身整体稳定性/MPa	118.8	250	是
桩身局部稳定性/MPa	117.4	250	是
桩基竖向力/kN	15370	28000	是
桩基水平力/kN	3420	3450	是
泥面处位移/mm	28.4	30	是

塔筒底部位移/mm	89.5	—	—
最大转角/弧度	2.2/1000	4/1000	是
沉降/mm	11.8	100	是

4 结 论

本文结合海上风机的环境特点，归纳了海上风机单桩基础设计要点，并对某海上风机实例进行单桩基础方案设计，得到如下结论：

（1）海上风机单桩基础所受到的环境荷载主要是水平向长期循环荷载。海上风机单桩基础设计主要由基础水平向承载力和变形控制，竖向承载力一般不起控制作用。

（2）建立基于 m 法和统一极限抗力的理想弹塑性桩土相互作用计算模型，对单桩基础进行水平向承载力和变形分析，并与国内外常用的 m 法和 API 方法进行对比，验证其合理性。通过合理的参数取值，理想弹塑性方法能考环荷载类型（长期循环荷载）、土体类型和分布以及施工效应对侧向受荷桩的影响，并且通过采用不同的土性指标，将砂土和黏土的 $p - y$ 曲线归结为统一的理想弹塑性形式，大大简化了水平向桩土相互作用的计算过程，因此，理想弹塑性方法可广泛应用于海上风机桩基础设计和分析。

参考文献：

[1] MATLOCK H M, REESE L C. Generalized solutions for laterally loaded piles[J]. J Soil Mech and Found Div, ASCE, 1960, **86**(5): 122 - 133.

[2] MURCHISON J M, O'NEILL M W. Evaluation of $p - y$ relationships in cohesionless soils[C]// Proc of the Conference on Analysis and Design of Pile Foundations, San Francisco, California, 1984: 174 - 213.

[3] STEVENS J B, AUDIBERT J M. Re-examination of $p - y$ curve formulations[C]// OTC 3402, 1979.

[4] GUO W D, ZHU B T. Laterally loaded fixed-headed piles in sand[C]// 9th Australia New Zealand Conference on Geomechanics, Auckland, New Zealand, 2004: 88 - 94.

[5] 朱碧堂. 土体的极限抗力与侧向受荷桩性状[D]. 上海: 同济大学, 2005. (ZHU Bi-tang. Limiting force profile and response of laterally loaded piles[D]. Shanghai: Tongji University, 2005. (in Chinese))

[6] GEORGIADIS M. Development of $p - y$ curves for layered soils[C]// Proceedings of the Conference on Geotechnical Practice in Offshore Engineering, ASCE, 1983: 536 - 545.

[7] 上海同济启明星科技发展有限公司. 桩基础设计软件 PILE 用户手册[R]. 上海, 2010. (Shanghai Tongji Qimstar Science & Development Co., Ltd. User manual for PILE design software of Qimstar[R]. Shanghai, 2010. (in Chinese))

（本文责编 黄贤沙）