

海上风电大直径嵌岩单桩侧向承载机理分析

修衍彬¹, 张融圣¹, 王恒丰¹, 刘寒秋¹, 朱嵘华^{1,2}

(1.浙江大学 海洋学院, 浙江 舟山 316021; 2.阳江海上风电实验室, 广东 阳江 529500)

摘要: 针对我国海上风电基础的大量嵌岩需求, 文章采用物理模型试验及数值模拟方法研究了大直径嵌岩单桩基础的水平受荷特性以及桩-岩整体失效模式, 分析了基岩强度、桩基直径、桩基壁厚、嵌岩深度等因素对嵌岩桩侧向承载性能的影响。研究表明: 桩身抗弯能力随基岩强度提高而提高; 嵌岩桩基础浅层基岩的破坏遵循被动楔形破坏模式, 深层基岩的破坏遵循旋转破坏模式; 基岩强度、桩基直径和嵌岩深度的增加均能提高桩基水平承载力, 而桩基壁厚对其影响不大; 对于嵌岩桩水平承载性能的提升效果存在临界嵌岩深度, 桩径及覆盖层厚度对临界嵌岩深度的影响较小, 而基岩强度对其变化较为敏感。

关键词: 海上风电; 嵌岩; 单桩基础; 侧向承载机理; 敏感性分析

中图分类号: TK81 **文献标志码:** A **文章编号:** 1671-5292(2024)10-1325-07

0 引言

在各类海上风机基础结构中, 单桩基础因结构简单、施工便捷, 是目前国内外海上风电场中应用最为广泛的一种基础型式^[1]。东南沿海省份是我国海上风电装机的主力军, 该海域的地质条件却较为复杂, 如广东、福建等地多为浅覆盖层岩基海床, 急需开展嵌岩单桩基础的设计应用。

海上风电大直径嵌岩单桩基础需要承受外界风、浪、流产生的巨大水平荷载, 且由于基础力臂较长, 往往伴随极大的倾覆弯矩。因此, 海上风电基础的侧向承载机理是基础结构设计的关键。

目前, 海上风电大直径嵌岩单桩基础的应用较少, 对于海上风电大直径嵌岩单桩基础的研究也较少, 未有专门的工程规范发布。国际上常用的 API 规范及 DNV-GL 规范对于海上风电大直径嵌岩单桩基础的设计未做出详细说明。

针对工程规范中对海上风电嵌岩单桩计算方法缺乏相关指导的问题, 许多学者陆续开展了关于海上风电嵌岩单桩水平承载特性的研究。文献[2]采用商业有限元软件 ABAQUS 并使用 M-C 强度准则开展了大直径海上风电嵌岩单桩嵌岩深度的优化设计研究。文献[3]通过对嵌岩单桩进行数值模拟, 发现增大桩径及嵌岩深度均能提高桩基承载性能, 但嵌岩深度存在临界值。文献[4]

对砂土和嵌岩工况中不同埋深的桩进行了水平加载试验, 结果表明, 同样埋深下, 嵌入岩石的工况承载力更大, 岩石埋深越浅, 效果越明显。文献[5]采用土工离心机进行了物理模型试验, 研究了嵌岩桩在侧向荷载作用下的响应。文献[6]通过有限元方法对嵌岩桩水平极限力进行分析, 提出可将灌浆环受拉破坏作为判断嵌岩桩达到水平极限承载力的标准。

目前, 我国海上风电有大量工程存在嵌岩需求, 然而有关嵌岩单桩侧向承载机理的桩-岩整体研究还不够完善, 缺乏模型试验和数值模拟二者相结合的综合研究。本文针对海上风电大直径嵌岩单桩基础开展了室内模型试验, 并结合有限元数值计算, 对嵌岩桩侧向承载机理进行深入分析, 系统研究了基岩强度、桩基直径与壁厚、嵌岩深度等因素对嵌岩桩侧向承载响应的影响, 对嵌岩桩的优化设计提出了建议。

1 试验设置

1.1 模型桩与岩基设计

模型试验相似关系重点考虑几何相似与动力相似, 参考前人设计的桩基水平加载缩尺试验^[7-9], 对各物理量的相似比进行设定, 如表 1 所示。

表 1 中, 设定比尺 $N=50$, 模型桩材质采用 6063 铝合金空心管, 直径为 0.12 m, 桩长为 1.2 m, 嵌入深度为 0.6 m, 壁厚为 4 mm。采用海床岩

收稿日期: 2023-04-04。

基金项目: 广东省重点领域研发计划项目(2022B0101100001)。

通信作者: 朱嵘华(1977-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 研究方向为海上风电基础结构设计优化。E-mail: zhu.richard@zju.edu.cn

表 1 模型试验物理量相似比

Table 1 Similarity ratio of physical quantities in model test

物理量	比尺(模型/原型)
线性尺度 L	$1/N$
面积 A	$1/N^2$
力 F	$1/N^2$
应力 σ	1
应变 ε	1

层的相似材料制作桩周岩体,设置两组不同强度的模型岩石进行后续的嵌岩单桩水平加载试验,其中岩石 1 抗压强度为 0.97 MPa、岩石 2 抗压强度为 2.20 MPa,具体地质参数如表 2 所示。

表 2 模型试验地质参数

Table 2 Geological parameters of model test

参数	岩石 1	岩石 2
土体重度/ $kN \cdot m^{-3}$	11.8	15.9
粘聚力/ kPa	20	43
内摩擦角/ $(^\circ)$	36	40
弹性模量/ MPa	80	792
泊松比	0.24	0.22

1.2 模型桩固定与加载

模型桩制作完成后,安置于模型箱内,模型箱内部空间尺寸设计为 1.20 m×1.20 m×1.35 m。模型桩固定后,安装试验装置,模型试验装置具体布置如图 1 所示。参照《港口工程桩基规范》(JTS 167-4-2012)^[10],本试验加、卸载均分级进行,加载时每级级差取预计最大荷载的 1/10,每级维持 20 min;卸载时取 2 倍加载级,每级维持 10 min;在每级荷载维持期间,每隔 5 min 测读一次。

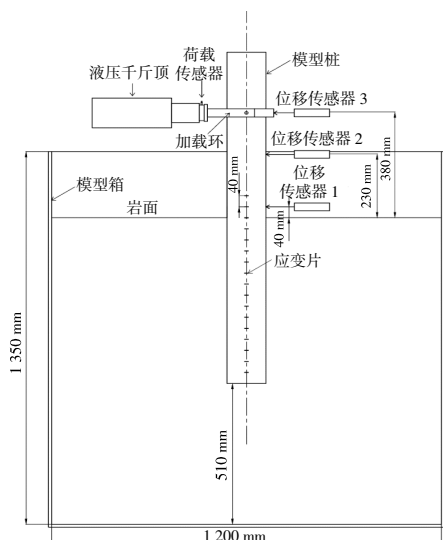


图 1 模型试验装置布置示意图

Fig.1 Schematic diagram of layout of model test device

1.3 有限元模型建立

采用 ABAQUS 有限元软件进行数值模拟,建立的嵌岩桩模型总长为 6 m,桩径为 6 m,壁厚为 61 mm。地基岩体选用 Mohr-Coulomb 本构模型,钢管桩基础选用线弹性本构模型。为避免边界效应的影响,设置岩土层模型直径为 20 倍桩径,桩底距岩土层模型底面距离为 10 倍桩径。岩土模型侧面限定 x 向和 y 向位移,底面限定 x 向、 y 向以及 z 向位移。桩与岩土体之间采用面对面接触,将海床面以下桩侧、桩端面设置为主控面,将岩层与桩接触的面设置为从属面。在法向方向,采用硬接触,允许接触面的脱开,切向模型设置为罚接触。

有限元网格采用 C3D8R 单元,岩层从顶部至底部、从圆心至侧面网格种子密度设置为由密到疏,桩与岩土接触区域特别加密。多参数数值分析有限元模型网格划分如图 2 所示。

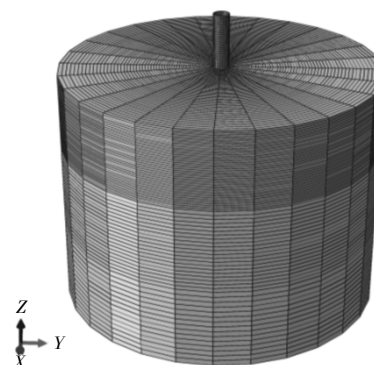


图 2 多参数分析有限元模型

Fig.2 Multi-parameter analysis finite element model

1.4 模型可靠性验证

依据室内模型试验尺寸建立有限元模型,模型其余属性设置均与 1.3 节一致。该模型网格划分如图 3 所示。

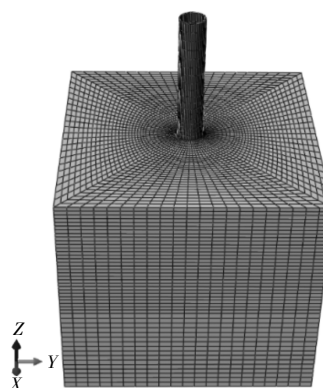


图 3 可靠性验证有限元模型

Fig.3 Finite element model for reliability verification

本文设置了4种由疏到密的网格划分方案,模型网格数量依次为6.5万、9.3万、13.14万和18.24万(分别记为方案1,2,3,4)。加载点位于岩面以上19 m处,提取各网格加密方案计算的加载点荷载-位移曲线与模型岩石1中的加载试验结果进行对比(图4)。由图4可知,各方案有限元计算结果与试验值总体增长趋势均一致,验证了采用数值方法分析嵌岩单桩基础的可行性。综合考虑计算结果精确性与计算效率,采用网格加密方案3进行后续的有限元数值分析。

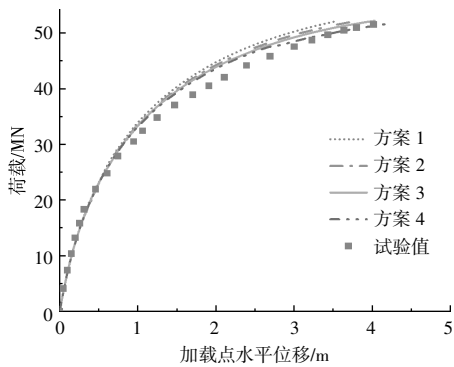
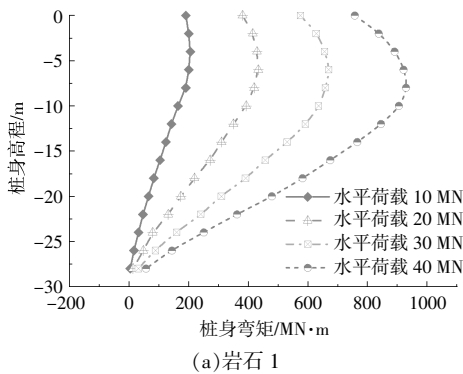


图4 有限元模型验证荷载-位移曲线
Fig.4 Verification of load-displacement curve by finite element model

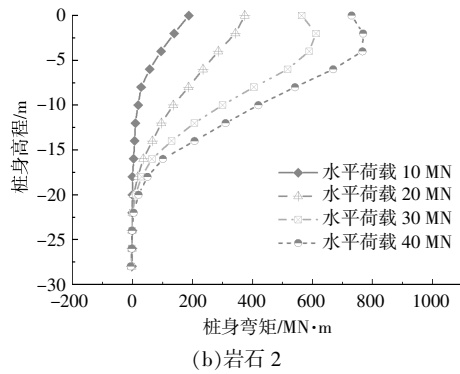
2 嵌岩桩侧向承载特性分析

2.1 桩身响应

在不同水平荷载下,嵌岩单桩的桩身弯矩分布曲线如图5所示。由图5可知:在各荷载作用下,岩石1中嵌岩桩桩身弯矩的分布规律相似,随着水平荷载的增加,桩身弯矩最大点逐渐下移;对于岩石2中嵌岩单桩,在水平荷载较小时,岩面处的弯矩最大,水平荷载增大到一定值后,桩身弯矩最大点往岩面以下移动;在相同荷载作用下,相比于岩石1,岩石2中嵌岩单桩在岩面以下的弯矩值更小,弯矩最大值位置也更浅,说明基岩强度越高,为嵌岩



(a)岩石1



(b)岩石2

图5 嵌岩单桩桩身弯矩
Fig.5 Bending moment of rock-socketed single pile
桩基础提供的平衡外荷载的约束力越大。

2.2 桩-岩整体失效模式

以岩石1作为研究对象,分析基岩破坏机理。在加载过程中,桩后岩体首先脱开,随后桩前岩体开始隆起,桩基前后侧先后出现裂缝,基岩破坏形态随荷载增大而逐渐明显。基岩失效破坏后的形态如图6所示。

由图6可知,桩前岩体的破坏形状总体呈现为楔体形态。该现象与文献[11-13]对于桩基在土体中的水平受荷特性的研究结论基本一致,故海上风电嵌岩单桩基础基岩岩面处地基的破坏模式



(a)桩右前方明显裂缝



(b)桩左前方明显裂缝



(c) 桩后方明显裂缝、脱开显著



(d) 桩前楔体破坏形态

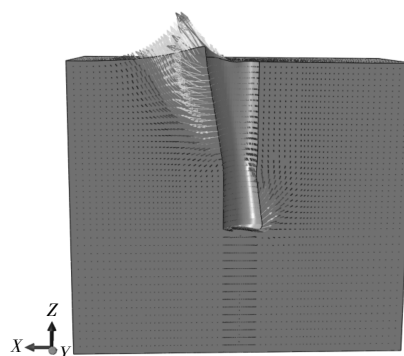
图 6 基岩破坏最终状态

Fig.6 Final state of bedrock failure

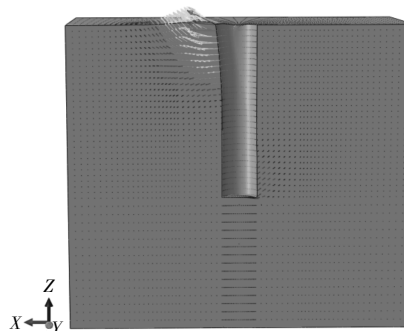
可确认为被动楔形破坏模式。

由于基岩岩面以下的破坏模式无法进一步观测，因此本文利用有限元模型对嵌岩单桩基岩破坏模式开展更深入的分析。加载点水平荷载为 50 MN 时，岩石 1 和岩石 2 的变形状态如图 7 所示。嵌岩桩上半部分周围岩体为浅层基岩，嵌岩桩下半部分周围岩体为深层基岩。

由图 7 可知：浅层基岩中，桩前岩体变形要明显大于桩后岩体变形，其破坏遵循被动楔形破坏



(a) 岩石 1



(b) 岩石 2

图 7 基岩位移矢量图

Fig.7 Bedrock displacement vector diagram

模式，进一步印证了物理模型试验中的结论；深层基岩中，桩后岩体位移要稍大于桩前岩体，其破坏遵循旋转破坏模式，这主要是由于桩基底端的反向踢脚造成的。岩体抗力主要由加载正方向浅层区域的岩体水平阻力贡献，岩石强度越高，浅层楔形破坏区域越小，深层旋转破坏中心点越居于上方。

3 嵌岩桩侧向承载响应敏感性分析

3.1 基岩强度的影响

有限元数值计算所用海床上覆层中细砂以及下层不同风化程度岩石的地质参数如表 3 所示。

表 3 数值计算中岩土层地质参数

Table 3 Geological parameters of rock and soil layers in numerical calculation

编号	岩土层分类	土体重量/kN·m ⁻³	粘聚力/kPa	内摩擦角/(°)	剪胀角/(°)	弹性模量/MPa	泊松比
1	中细砂	11.0	6.5	28	9	8	0.30
2	全风化岩	11.4	21	35	10	80	0.25
3	强风化岩	15.9	33	40	11	150	0.22
4	中风化岩	16.4	70	43	11	20 000	0.20
5	弱风化岩	16.8	193	46	11	55 000	0.18

按文献[14]中规定，在嵌岩桩侧向承载敏感性分析模型中，壁厚按下式进行选取。

$$t=10+D/100 \quad (1)$$

式中： t 为桩基壁厚，mm； D 为桩基直径，mm。

本文开展的基岩强度对嵌岩桩侧向承载特性的影响工况如表 4 所示。

得到的不同风化程度岩石中的单桩基础泥面处水平荷载-位移曲线如图 8 所示。

表 4 不同岩层强度的研究工况

Table 4 Working conditions of different rock strata strength

工况	桩径/m	壁厚/m	岩石上覆层	嵌岩深度/m	岩石风化程度	加载高度/m
1	6	0.07	5 m 中细砂	20	全风化	20
2	6	0.07	5 m 中细砂	20	强风化	20
3	6	0.07	5 m 中细砂	20	中风化	20
4	6	0.07	5 m 中细砂	20	弱风化	20

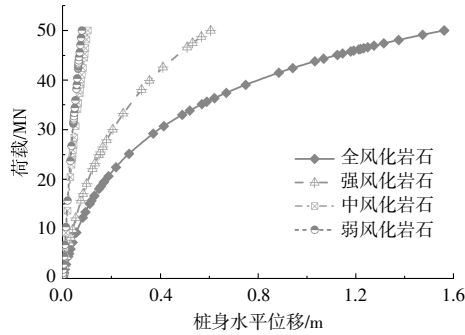


图 8 不同风化程度岩石中水平荷载-位移曲线

Fig.8 Horizontal load-displacement curves in rocks with different weathering degrees

由图 8 可知:在相同荷载作用下,基岩强度越高,嵌岩桩基的水平承载力越高;岩石从全风化到强风化再到中风化,桩基承载力提升明显,弱风化与中风化相比,桩基承载力增加幅度较小。因此海上风电桩基尺寸应根据前期地质勘测数据进行合理设计。

3.2 桩基直径及壁厚的影响

分别建立 4 种不同桩径条件下强风化岩石中嵌岩桩侧向承载特性研究工况,各桩径对应的桩基壁厚按式(1)选取,其余工况条件同 3.1 节,得到桩径对海上风电嵌岩单桩的水平荷载-位移曲线(图 9)。由图 9 可知,在相同荷载作用下,单桩水平位移随着桩径的增加而减小,水平位

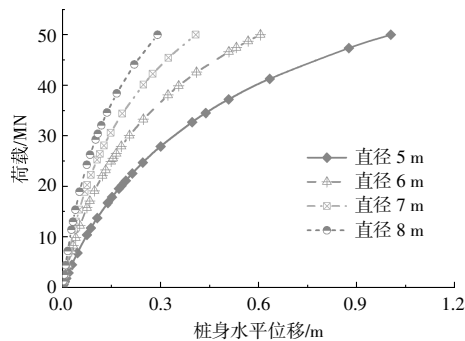


图 9 不同直径嵌岩单桩水平荷载-位移曲线

Fig.9 Horizontal load-displacement curves of rock-socketed monopile with different diameters

移减小的幅度也随桩径的增加而相应降低。

以其中桩径为 6 m 的单桩为基础,建立 4 种不同桩基壁厚的嵌岩桩数值模型,图 10 为不同壁厚嵌岩单桩水平荷载-位移曲线。由图 10 可知,桩基壁厚越大,嵌岩单桩水平变形越小。总体上,桩基壁厚对于嵌岩单桩侧向承载性能影响较小,随着壁厚的增加,侧向承载性能提升不明显。

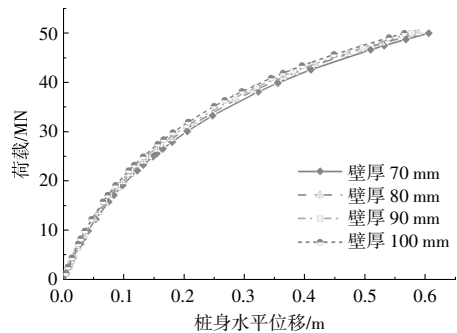


图 10 不同壁厚嵌岩单桩水平荷载-位移曲线

Fig.10 Horizontal load-displacement curves of rock-socketed monopile with different wall thickness

3.3 嵌岩深度的影响

建立桩径为 6 m 的单桩在 4 种不同嵌岩深度下的数值模型,其余工况条件同 3.1 节,得到嵌岩深度对海上风电嵌岩单桩的水平荷载-位移曲线(图 11)。由图 11 可知:在相同荷载作用下,桩基泥面处水平位移均随嵌岩深度增大而减小,但其

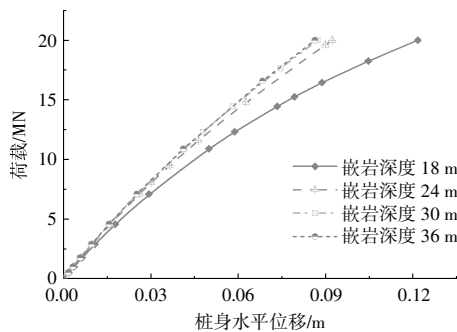


图 11 不同嵌岩深度的单桩水平荷载-位移曲线

Fig.11 Horizontal load-displacement curves of rock-socketed monopile with different rock-socketed depths

减小幅度将随嵌岩深度的增大而降低;嵌岩深度为 36 m 与嵌岩深度为 30 m 时的荷载位移曲线几乎重合,表明海上风电嵌岩单桩的嵌岩深度存在一个临界值,达到该临界值后,嵌岩深度的增加对桩基的水平承载力提升不明显。

提取外加荷载为 20 MN,加载高度为 20 m 时,不同工况条件下嵌岩单桩基础的泥面水平位移,探讨嵌岩单桩基础的临界嵌岩深度取值方法。

设置基岩上部覆盖层厚度为 5 m,图 12 为强风化岩层和中风化岩层中不同桩径的嵌岩单桩泥面处水平位移与嵌岩深度的关系曲线。由图 12 可知:嵌岩深度从 5D 增加至 6D,强风化岩层中各直径单桩水平位移几乎没有变化,减小率均在 1%以内,故认为嵌岩单桩在强风化岩层中的临界嵌岩深度在 5D 左右;同理,嵌岩单桩在中风化岩层中的临界嵌岩深度在 3D 左右。

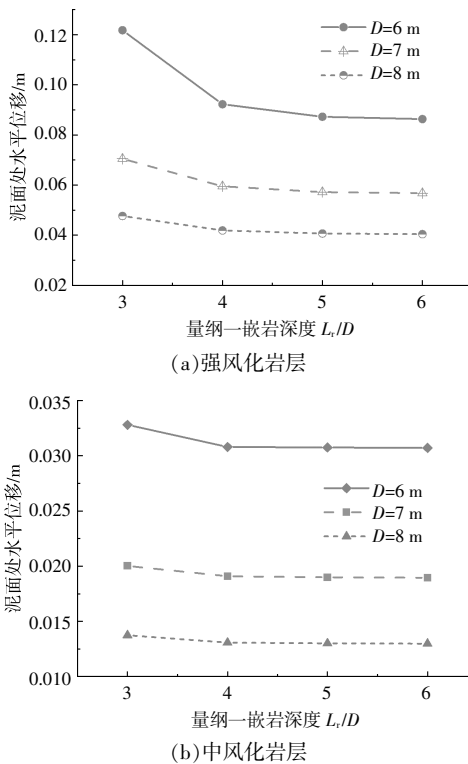


图 12 不同岩层中单桩泥面水平位移变化
Fig.12 Horizontal displacement variation of mud surface of monopile in different rock layers

由于桩径对于临界嵌岩深度的影响不大,因此进一步探讨桩径为 6 m 的嵌岩单桩临界嵌岩深度在不同厚度中细砂覆盖层条件下的取值。图 13 为强风化岩层和中风化岩层中不同上覆层厚度的嵌岩单桩泥面处水平位移与嵌岩深度的关系曲线。

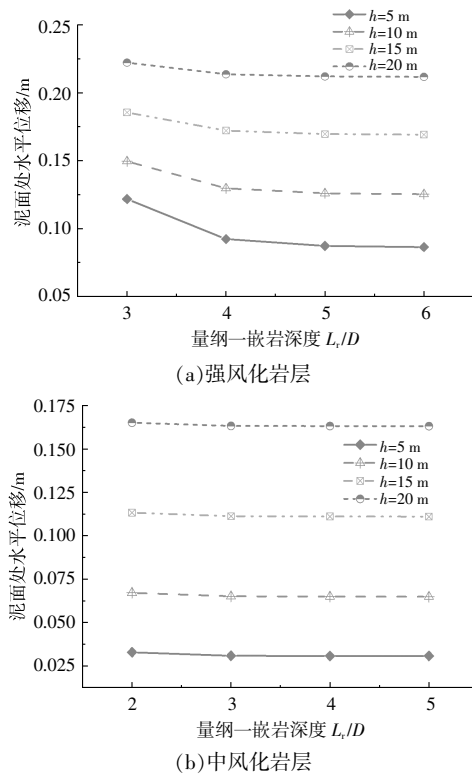


图 13 上覆层厚度对嵌岩单桩的临界嵌岩深度的影响
Fig.13 Influence of overburden thickness on critical rock-socketed depth of rock-socketed monopile

由图 13 可知:在强风化岩层中,当上覆层较浅时,临界嵌岩深度均在 5D 左右,当上覆层厚度增加至 20 m 时,临界嵌岩深度在 4D 左右,临界嵌岩深度随上覆层厚度增大呈现弱减小趋势;在中风化岩层中,在嵌岩深度达到 3D 后,各上覆层厚度下的嵌岩单桩水平承载能力提升不显著,故认为临界嵌岩深度在 3D 左右。由此可知,上覆层厚度加深能够减弱单桩基础水平承载能力对于嵌岩深度的敏感性,但其减弱程度不明显。

4 结论

围绕海上风电嵌岩单桩承载特性,本文采用模型试验与数值分析相结合的方法,分析了海上风电大直径嵌岩单桩水平受荷时的桩身响应以及桩-岩整体失效模式,揭示了基岩强度、桩基直径、壁厚和嵌岩深度与侧向承载特性的关系,得到以下结论。

①基岩强度越高,嵌岩单桩桩身抗弯能力越强,嵌岩单桩岩面以下桩身弯矩存在最大点,且最大点随着外加荷载的增大而逐渐下移。

②嵌岩单桩基础浅层基岩的破坏遵循被动楔形破坏模式,深层基岩的破坏遵循旋转破坏模式,

岩体抗力主要由加载正方向浅层区域的岩体水平阻力贡献,岩石强度越高,浅层楔形破坏区域越小,深层旋转破坏中心点越居于上方。

③提高基岩强度、增加单桩直径、增大嵌岩深度均能有效提高嵌岩单桩基础的水平承载性能,而增加桩基壁厚对其影响较小。增大嵌岩深度对嵌岩桩水平承载性能的提升效果存在临界值,桩径及覆盖层厚度对临界嵌岩深度的影响较小,而基岩强度对临界嵌岩深度的影响较为明显。

参考文献:

- [1] O'Kelly B C, Arshad M. Offshore Wind Turbine Foundations - Analysis and Design [M]. London: Woodhead Publishing, 2016. 589-610.
- [2] 柳涛. 海上风电大直径嵌岩单桩优化设计研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2020.
- [3] 汪顺吉. 海上风机嵌岩单桩基础承载性能研究[J]. 中国水运(下半月), 2018, 18(4): 236-238.
- [4] 董宏季. 海上风电大直径嵌岩桩承载特性研究[D]. 天津: 天津大学, 2019.
- [5] Choo Y W, Kim D, Park J H, et al. Lateral response of large-diameter monopiles for offshore wind turbines from centrifuge model tests [J]. Geotechnical Testing Journal, 2014, 37(1): 20130081.
- [6] 刘润, 李天亮, 练继建, 等. 海上风电嵌岩桩水平抗力影响因素研究[J]. 海洋工程, 2022, 40(4): 65-76.
- [7] Taylor R N. Geotechnical Centrifuge Technology [M]. Karabas: CRC Press, 1995.
- [8] 李鹏飞. 基于大比尺模型试验的钢护筒嵌岩桩承载特性研究[D]. 重庆: 重庆交通大学, 2015.
- [9] 潘奇. 深水码头大直径钢护筒嵌岩桩承载性状模型试验研究[D]. 重庆: 重庆交通大学, 2013.
- [10] JTS 167-4-2012, 港口工程桩基规范[S].
- [11] Reese L C, Cox W R, Koop F D. Analysis of laterally loaded piles in sand [A]. 1974 Offshore Technology Conference [C]. Houston: OTC, 1974.
- [12] Norris G M. Theoretically based BEF laterally loaded pile analysis [A]. Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling [C]. Nantes: Institute Francais Du Petrole, 1986. 361-386.
- [13] Liang R, Yang K, Nusairat J. P-y criterion for rock mass [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, 135(1): 26-36.
- [14] NB/T10105-2018, 海上风电场工程风电机组基础设计规范[S].

Analysis of lateral bearing mechanism of large-diameter rock-socketed monopile for offshore wind turbine

Xiu Yanbin¹, Zhang Rongsheng¹, Wang Hengfeng¹, Liu Hanqiu¹, Zhu Ronghua^{1,2}

(1. Ocean College, Zhejiang University, Zhoushan 316021, China; 2. Yangjiang Offshore Wind Laboratory, Yangjiang 529500, China)

Abstract: In view of the large number of rock-socketed demand of offshore wind power foundation in China, horizontal loading characteristics and pile-rock integrated failure mode of large diameter rock-socketed monopile foundation are studied by combining physical model test and numerical simulation method, and the analysis of the influences of bedrock strength, pile foundation diameter, wall thickness and rock-socketed depth on the horizontal bearing capacity of rock-socketed pile is carried out. The research shows that the flexural capacity of pile increases with the increase of bedrock strength. The failure mode of shallow bedrock of rock-socketed pile foundation follows passive wedge failure mode, while the failure mode of deep bedrock follows rotating failure mode. The horizontal bearing capacity of pile foundation can be improved with the increase of bedrock strength, pile diameter and depth of rock socketed, but the pile thickness has little effect on it. Critical depth of rock-socketed pile is found to improve the horizontal bearing capacity of rock-socketed pile. Pile diameter and overburden thickness have little effect on critical depth of rock-socketed pile, while bedrock strength is sensitive to its change.

Keywords: offshore wind turbine; rock-socketed; monopile foundation; lateral bearing mechanism; sensitivity analysis