

# 海上风电复合筒型基础下沉过程现场试验研究

朱 涣<sup>1</sup>, 蔡正银<sup>\*1</sup>, 关云飞<sup>1</sup>, 刘永刚<sup>2</sup>, 李文轩<sup>2</sup>, 韩迅<sup>1</sup>

(1. 南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210024; 2. 江苏道达风电设备科技有限公司, 江苏 南通 226000)

**摘要:** 复合筒型基础是近年来海上风电领域发展的一种基础结构型式, 其下沉特征的研究对该种基础成功推广应用至关重要。在江苏如东东部海域进行了海上风电复合筒型基础下沉过程现场试验, 分析了下沉过程中基础整体倾角、仓内压力、筒壁-土界面孔隙水压力及土压力的变化规律, 探讨了筒壁-土界面接触对筒壁内、外有效界面土压力响应规律的影响。试验结果表明: 复合筒型基础在真实风浪流复杂环境荷载作用下顺利下沉至海床地基土预定标高, 下沉完毕后基础倾角为 0.018°; 下沉过程中基础外壁孔隙水压力受潮位及接触土层排水条件影响, 而筒内负压作用导致了基础内壁界面土压力峰值较外壁下降约 46.7%。此外, 研究还提出筒壁-土界面的渗流减阻效应和挤土增阻效应是造成筒壁内、外有效界面土压力的差异性分布主要原因, 同时筒壁-土界面泥皮的存在较好地解释了基础穿越粉砂夹粉土层时筒壁所出现的有效界面土压力响应滞后问题。研究成果可为后续复杂地质条件下复合筒型基础的精准下沉提供参考。

**关键词:** 复合筒型基础; 下沉过程; 筒内负压; 筒壁-土界面; 现场试验

**中图分类号:** TU196      **文献标识码:** A      **文章编号:**

**作者简介:** 朱涣(1990-), 男, 博士后, 主要从事海洋岩土和寒区水利方面的研究工作。E-mail: 18913013229@163.com。

## Field tests on the penetration process of composite bucket foundation for offshore wind turbines

ZHU Xun<sup>1</sup>, CAI Zheng-yin<sup>\*1</sup>, GUAN Yun-fei<sup>1</sup>, LIU Yong-gang<sup>2</sup>, LI Wen-xuan<sup>2</sup>, HAN Xun<sup>1</sup>

(1. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China;

2. Jiangsu Daoda Wind Power Engineering Technology Co., Ltd., Nantong 226000, China)

**Abstract:** Composite bucket foundation is a type of foundation structure developed in the field of offshore wind power in recent years. The research on its sinking characteristics is very important for the successful popularization and application of this kind of foundation. The field test of the sinking process of offshore wind power composite cylindrical foundation is carried out in the eastern sea area of Ru dong, Jiangsu Province. The variation laws of the overall inclination of the foundation, the pressure in the silo, the pore water pressure and earth pressure at the cylinder wall soil interface during the sinking process are analyzed, and the influence of the cylinder wall soil interface contact on the earth pressure response law of the effective interface inside and outside the cylinder wall is discussed. The test results show that the composite cylindrical foundation sinks smoothly to the predetermined elevation of seabed foundation soil under the complex environmental load of real wind, wave and current, and the foundation inclination is 0.018° after sinking; During the sinking process, the pore water pressure of the outer wall of the foundation is affected by the tide level and the drainage conditions of the contact soil layer, and the negative pressure in the cylinder leads to the peak value of the interface earth pressure of the inner wall of the foundation decreasing by about 46.7% compared with the outer wall. In addition, the study also puts forward that the seepage drag reduction effect and soil squeezing drag increase effect of the cylinder wall soil interface are the main reasons for the differential distribution of the effective interface earth pressure inside and outside the cylinder wall. At the same time, the existence of the mud skin at the cylinder wall soil interface can better explain the lag of the effective interface earth pressure response of the cylinder wall when the foundation passes through the silty sand mixed with silty soil. The research results can provide reference for the accurate sinking of composite tubular foundation under complex geological conditions.

**Key words:** composite bucket foundation; penetration process; negative pressure in bucket foundation; wall-soil interface; field tests

基金项目: 国家重点研发计划项目(2021YFB2600700); 国家自然科学基金项目(51879167); 中央级公益性科研院所基本科研业务费专项资金(Y321008)

收稿日期:

\*通讯作者 (E-mail: zycal@nhri.cn)

## 0 引言

近年来我国海上风电发展迅速, 截止 2021 年 12 月, 海上风电累计装机 2639 万千瓦, 装机规模已达世界第一。鉴于复杂多变的海洋环境地质条件, 海上风机的投入要明显高于陆上, 其中海上风机基础成本约占风机总投入的 34%<sup>[1]</sup>, 故寻求更为经济的基础形式是影响未来海上风电发展的关键。复合筒型基础是一种依靠自重和负压下沉的薄壁钢筒结构<sup>[2-3]</sup>, 其较传统单桩基础具有适用范围广、制造工期短、运输安装简单快捷等优点。作为一种新的海上风电基础形式, 复合筒型基础的工程应用时间较短, 可借鉴的工程经验相对较少, 大量问题有待解决, 其中包括下沉过程中复合筒型基础筒壁-土相互作用机制及关键接触面的受力特征。

对于复合筒型基础, 下沉是海上施工的关键环节, 基础安装完毕后下沉深度达到预定要求是其承载力达到设计值的重要保证<sup>[4-5]</sup>。目前对下沉过程中筒型基础筒壁-土相互作用机制及关键接触面受力特征的研究多集中在室内试验和数值模拟方面, 其中 Lian 等<sup>[6-8]</sup>通过室内模型试验对比了筒型基础在静压和负压两种下沉工况下的筒壁压力及对应的下沉阻力, 并分析了渗流作用对下沉阻力的影响; Kim 等<sup>[9-11]</sup>开展了砂土中筒型基础负压下沉离心模型试验, 重点关注了下沉过程中基础内部土体位移场的变化; 杨旭等<sup>[10]</sup>采用 ALE 方法对筒型基础下沉过程中的土体大变形及非线性接触进行了模拟, 并构建了考虑筒壁内外侧挤土效应的有限元模型; Xiao 等<sup>[12]</sup>基于应变软化土模型对筒型基础在非均质粘土中的下沉过程进行了模拟, 探讨了裙板内土体的渗流及强度软化水平与下沉深度的关系。实际上, 复合筒型基础通过自重和负压驱动下沉, 其间涉及上覆水压力、筒体重力、筒壁摩擦力及地基土侧向压力等多个动态参量的相互转化, 但上述研究因比尺、水深、地质条件等因素, 未能真实还原基础受力情况。现场试验因其测得的指标具有代表性, 能反映实际情况被广泛推荐, 但受限于成本、场地和时间等, 目前仅 Housby、Zhang 等<sup>[13-15]</sup>少数学者进行了筒型基础下沉的现场试验, 但测试指标较为单一, 且多未考虑筒内负压、分仓板及下沉速率等关键参数对复合筒型基础下沉特征的影响。

鉴于此, 本文以海上风电复合筒型基础为研究对象, 通过现场试验的方法分析了下沉过程中基础整体倾角、仓内压力、筒壁-土界面孔隙水压力及土压力的变化规律, 并初步探讨了筒壁-土界面接触对筒壁内、外有效界面土压力响应规律的影响。

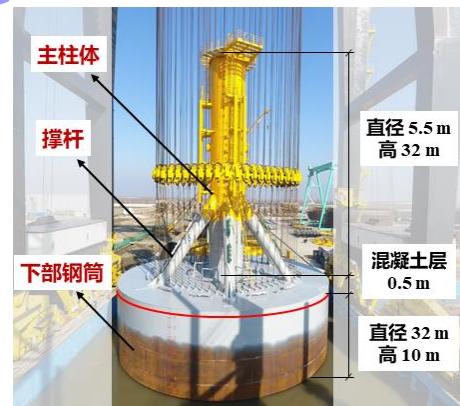
## 1 试验概况

### 1.1 试验场地简介

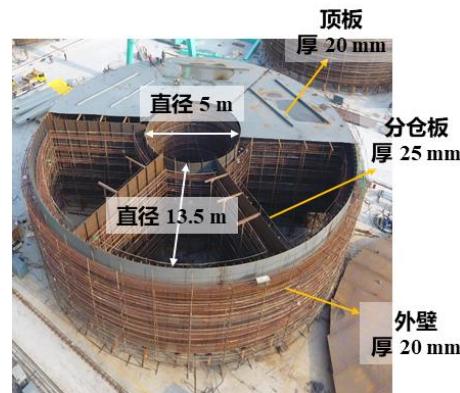
试验场地位于江苏省南通市如东县东部海域, 离岸约 61 km, 地形略有起伏, 浅层地基土以淤泥质粉质粘土、粉砂、粉土为主。试验期间的平均水深 16.5 m, 潮差约 4.2 m, 平均流速 0.87 m/s, 平均风速 7 m/s。

### 1.2 复合筒型基础结构

复合筒型基础主要由主筒体、撑杆及下部钢筒三部分构成, 均为钢结构构件。其中下部钢筒为底部开口的圆柱结构, 内部由分舱板隔为 7 个等边的蜂窝状隔舱, 主筒体则通过 6 根撑杆与下部钢筒相连接, 如图 1 (a) 所示。本次现场试验所用机位下部钢筒主体结构重量约为 980 t, 直径为 32 m, 高 10 m, 顶板及外壁厚 20 mm, 分舱板厚 25 mm; 主筒体直径 5.5 m, 高 32 m, 外壁厚 30~85 mm; 撑杆直径为 1.2~2.0 m, 外壁厚 25~35 mm。此外, 基础主筒体顶部设置了 50 cm 的混凝土隔离层以增加其整体结构的自重荷载, 结合基础防冲刷设计要求, 最终确定本次复合筒型基础现场试验基础的最终下沉深度为 10.5 m。



(a) 基础整体结构



(b) 下部钢筒



(c) 海上自重负压下沉

图 1 复合筒型基础结构及海上安装

Fig.1 Composite bucket foundation and offshore installation

### 1.3 海上负压下沉过程

待试验基础在陆上预制后, 利用一步式海上风电运输安装平台<sup>[16]</sup>将组装完毕的基础连同上部塔筒风机浮运至指定位置进行安装, 如图 1 (c) 所示。复合筒型基础的海上下沉过程分为自重下沉及负压下沉两部分: 首先基础会利用自身重力破土下沉, 待入泥一定深度后打开真空泵抽吸筒内水气, 使得筒内外形成压差, 最终基础在负压作用下沉至预定标高(包括顶板上部混凝土隔离层)。

### 1.4 传感器布置及数据采集

为了研究下沉过程中复合筒型基础入泥特征及对应筒壁-土界面压力演化规律, 共设置了 4 类传感器, 共计 36 只, 其中真空压力传感器 7 只(编号: P<sub>1</sub>~P<sub>7</sub>), 均位于主筒体 7 个隔仓中心顶板下部, 用以测试下沉过程中各仓的仓内压力; 界面土压力传感器(编号 OT<sub>1</sub>~OT<sub>8</sub>、IT<sub>1</sub>~IT<sub>6</sub>)及孔隙水压力传感器(编号 OP<sub>1</sub>~OP<sub>8</sub>、IP<sub>1</sub>~IP<sub>6</sub>)各 14 只, 布置在 2 仓和 5 仓内、外壁两侧, 主要用来测试基础侧壁在下沉过程中的土压力及孔隙水压力的变化; 倾角仪 1 只(编号: Q<sub>1</sub>), 位于主筒体顶部中心位置, 用以测试基础的倾斜角度变化, 具体布置位置如图 2 所示。

本次现场试验中所涉及的测试项目均采用 DH2002 在线监测分析系统进行动态采集, 其中下沉过程的采样频率为 1 s/次, 采集后的数据通过 4G 信号无线传输至远程接收终端。

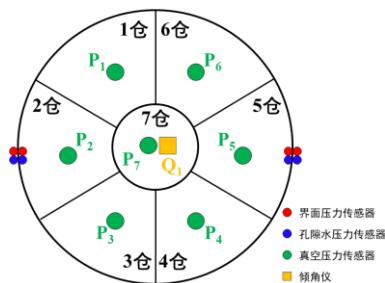


图 2 现场试验传感器点位布置  
Fig.2 Field test sensor point layout

## 2 工程地质条件

试验场地属于南黄海滨海相沉积地貌单元, 试验机位土层自上而下为粉砂夹粉土、淤泥质粉质粘土及淤泥质粉质粘土夹粉土, 其中粉砂夹粉土厚度为 3 m, 对应静探锥尖阻力  $q_c=0.42 \sim 17.90$  MPa, 静探侧摩阻力  $f_s=6.9 \sim 121.47$  kPa, 标准贯入击数  $N=11 \sim 17$  击/30 cm, 平均 7.6 击/30 cm; 淤泥质粉质粘土厚度为 6.3 m, 对应静探锥尖阻力  $q_c=0.46 \sim 1.07$  MPa, 静探侧摩阻力  $f_s=9.7 \sim 18.5$  kPa, 标准贯入击数  $N=1 \sim 4$  击/30 cm, 平均 2.1 击/30 cm; 淤泥质粉质粘土夹粉土厚度 2.4 m, 对应静探锥尖阻力  $q_c=1.08 \sim 2.46$  MPa, 静探侧摩阻力  $f_s=21.9 \sim 52.6$  kPa, 标准贯入击数  $N=5 \sim 11$  击/30 cm, 平均 7.4 击/30 cm。现场土层剖面静力触探试验结果如图 3 所示, 对应的土层物理力学指标见表 1。

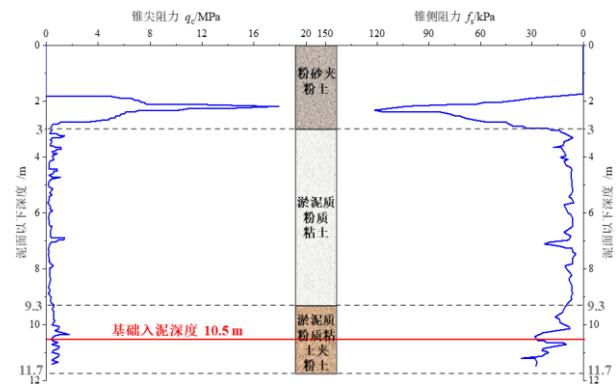


图 3 现场土层剖面静力触探试验结果  
Fig.3 Results of static cone penetration test on site soil profile

表 1 主要土层分布及物理力学特性  
Table.1 Distribution and physical and mechanical properties of main soil layers

土层名称	土层厚度/m	天然密度/(g/cm <sup>3</sup> )	压缩模量/MPa	粘聚力/kPa	内摩擦角/°
粉砂夹 粉土	3	2.01	11.38	3.6	33.7
淤泥质粉质 粘土	6.3	1.8	3.09	14.4	11.6

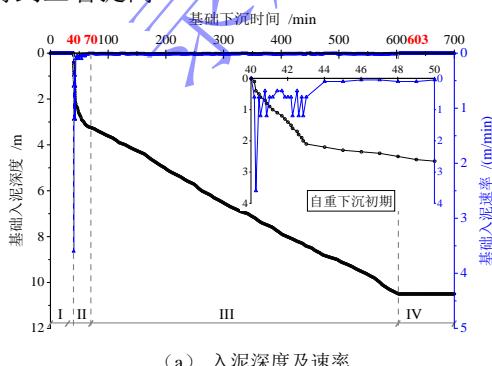
淤泥质粉质	2.4	1.85	3.31	14.5	11.8
粘土夹粉土					

### 3 试验结果分析

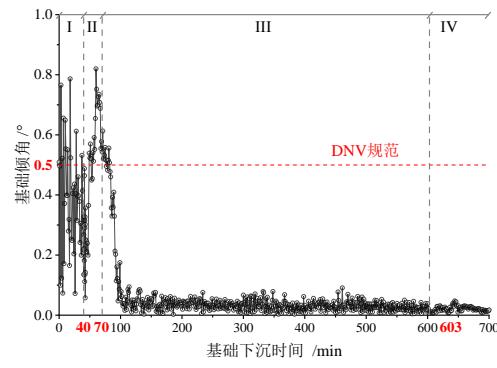
#### 3.1 基础入泥深度及倾角

海上风电复合筒型基础的下沉过程分为自重下沉及负压下沉两部分。图 4 (a) 为下沉过程中复合筒型基础的入泥深度时程曲线。复合筒型基础可分为 4 个下沉阶段: 阶段 I (0 ~ 40 min), 包括基础解绑及自由下落两部分, 其中自由下落是指基础由预定下沉位置处释放至泥面止, 此过程基础在水中自由下落; 阶段 II (40 ~ 70 min), 基础自接触泥面起至真空泵打开 (对应入泥深度 3.2 m), 依靠自重贯入地基土中, 此阶段基础的初始入泥速率相对较大, 最大至 3.6 m/min, 随着自重贯入深度的逐渐增加, 其对应的入泥速率逐渐降低; 阶段 III (70 ~ 603 min), 自入泥 3.2 m 起至下部筒体完全贯入地基土止, 此阶段基础的下沉力主要由其自重及筒内外的压差提供; 阶段 IV (603 ~ 700 min), 对已到达预定标高的基础进行负压加固, 此阶段基础入泥深度未发生变化。

基础倾角是评价下沉过程中复合筒型基础稳定性的一个重要参量, 文中具体指基础轴线相对于铅垂方向的倾斜角度。图 4 (c) 为下沉过程中复合筒型基础的倾角变化曲线。由图可知, 阶段 I 和阶段 II 前期基础的倾角变化较大, 对应下沉力为自身重力驱动, 基础的最大倾角达 0.82°, 但在阶段 II 后期随基础入泥深度的继续增加, 其倾角变化幅度明显降低, 至真空泵开启前基础倾角已接近 DNV 规范推荐值; 随着基础筒内压强的逐渐降低 (阶段 III 和 IV), 其倾角迅速降至 0.034° 并逐渐趋于稳定, 基础最终下沉完成后倾角为 0.018°。总体上看, 不同阶段复合筒型基础的入泥特征存在较大差异, 在自重作用下基础的下沉速率及倾角相对较大, 但随着负压的施加基础下沉稳定性得到显著提高。



(a) 入泥深度及速率

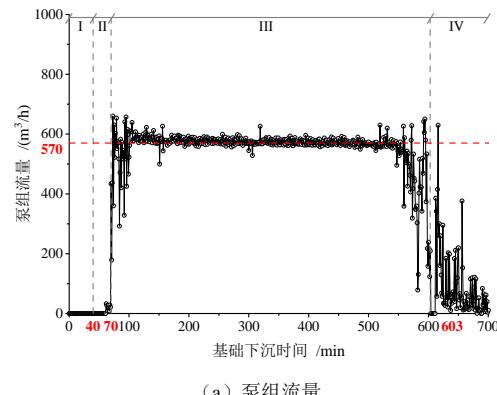


(b) 基础倾角

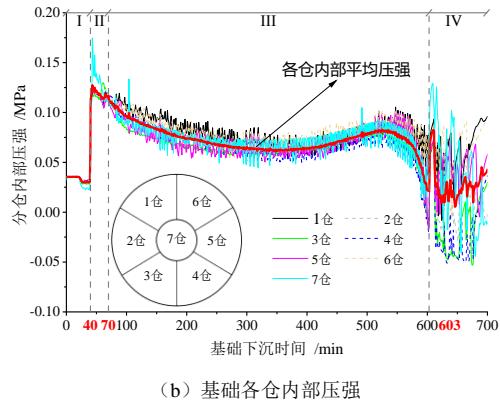
Fig.4 Time history curve of mud depth and inclination of composite bucket foundation

#### 3.2 基础泵组流量及仓内负压

图 5 (a) 为下沉过程中复合筒型基础的泵组流量时程曲线。由于阶段 I 和阶段 II 基础下沉力完全由重力驱动, 泵组处于关闭状态, 对应零流量状态; 阶段 III 和 IV 泵组在额定功率下持续抽水, 但两阶段的泵组流量-下沉时间变化规律存在较大差异, 阶段 III 的泵组流量大致维持在 570 m<sup>3</sup>/h, 对应基础以 13.4 mm/min 恒定速率贯入地基, 而阶段 IV 泵组流量随基础下沉时间的增加而逐渐降低, 其中原因主要是基础顶板已与泥面接触, 且基础底部土层 (淤泥质粉质粘土夹粉土) 渗透性较差, 筒内水在持续负压抽吸作用下逐渐减少, 筒内负压升高, 对应增加基础稳定性。注意到, 在阶段 III 初期泵组流量的波动幅度较大, 这是因为下沉前筒体内部存在大量气体, 当泵组打开后气体首先排出, 待气体排尽后流量趋于定值。需要注意的是, 基础在下沉约 400 ~ 500 min 平均压强出现了略微升高的情况, 对应基础整体下沉驱动力的降低, 这主要由负压下沉过程中浅层砂性土筒壁-土界面的渗流减阻效应导致, 具体分析将在 4.1 节中进行。



(a) 泵组流量



(b) 基础各仓内部压强

图 5 复合筒型基础泵组流量及仓内负压变化

Fig.5 Variation of flow rate and negative pressure in composite bucket foundation pump unit

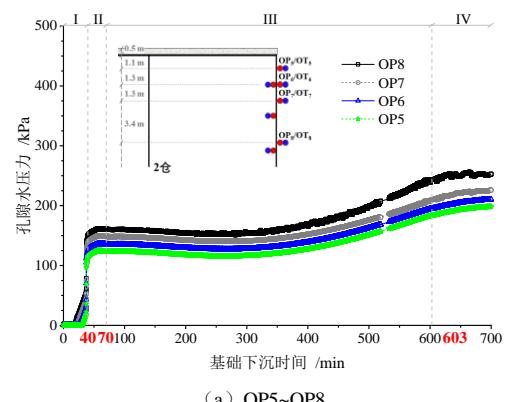
分舱板将复合筒型基础下部筒体分隔为七个仓室, 在实际下沉过程中基础的精细化调平主要由这七个仓室的内部压力调控<sup>[17-18]</sup>。图 5 (b) 为下沉过程中复合筒型基础各仓内部压强变化曲线。可以看出, 自筒内负压施加起至下沉结束(阶段 III 和 IV), 各仓室内部压强的响应规律大致相同且无明显波动, 这说明负压下沉过程中基础整体处于平稳状态, 这也从侧面验证了本次多仓负压调平方法的可行性。但注意到, 阶段 IV 初期仓内压强出现短期升高现象, 其中原因可能是基础底部与泥面接触瞬间产生孔压激增, 进而导致仓内压强的出现波动, 但随着负压泵组的持续运行, 仓内压强逐渐降低并趋于平缓。

### 3.3 基础下沉过程筒壁界面孔隙水压力

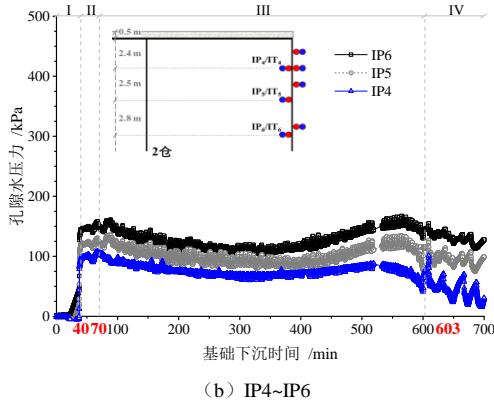
图 6 为下沉过程中复合筒型基础侧壁不同位置的孔隙水压力时程曲线, 其中 OP、IP 分别表示外壁和内壁的孔隙水压力(限于篇幅, 这里仅 2 仓测点孔隙水压力时程曲线)。由图 6 (a) 可知, 基础外壁各测点在阶段 I 自由下落阶段均呈现出明显的线性递增关系, 但随着基础与泥面接触(阶段 II), 对应孔隙水压力的增加速率逐渐降低。随着抽水泵组的打开, 基础进入负压下沉过程, 在此阶段(阶段 III)前期基础外壁孔隙水压力相对较为稳定, 各测点自下而上大致维持在 155 kPa (OP8)、141 kPa (OP7)、128 kPa (OP6) 和 116 kPa (OP5); 自下沉时间为 350 min 起基础外壁的孔隙水压力逐渐增加, 至阶段 III 结束各测点自下而上依次增至 242 kPa (OP8)、210 kPa (OP7)、195 kPa (OP6) 和 183 kPa (OP5)。当下沉至预定标高后基础转入负压加固阶段(阶段 IV), 基础外壁孔隙水压力增加速率较负压下沉阶段明显放缓, 至阶段 IV 结束各测点自下而上依次为 254 kPa (OP8)、227 kPa (OP7)、211 kPa (OP6) 和 199 kPa (OP5)。实际上, 下沉过程中基础外壁孔隙水压力是潮位及接触土层排水条件共同作用的结果。基础由自

由下落起至自重下沉结束(阶段 I 和 II), 整体历时时间较短(0 至 70 min), 其间潮位变化相对较小, 外壁接触面土体因基础快速贯入而压密, 对应渗透性大幅降低, 进而造成了此阶段孔隙水压力的激增; 但当基础处于阶段 III 前期(70 至 350 min), 虽然基础外壁接触面土体因贯入孔隙水压力继续增加, 但潮位较初始时刻降低了近 4 m, 故宏观表现为外壁孔隙水压力相对较为稳定。随着基础的继续下沉(350 至 603 min), 对应潮位逐渐恢复, 故此阶段外壁各测点孔隙水压力逐渐增加。但当基础进入负压加固阶段后, 基础与外壁接触面土体未发生相对位移, 故此阶段孔隙水压力的小幅度增加可视为由潮位周期性变化引起<sup>[19]</sup>。

图 6 (b) 为基础上内壁各测点的孔隙水压力时程曲线。与基础外壁类似, 在水中自由下落(阶段 I) 及自重下沉期间(阶段 II) 基础内壁孔隙水压力随下沉时间也呈现出先快速增加, 后增加速率逐渐降低的变化规律。随着基础负压泵组的开启(阶段 III, 70 至 110 min), 内壁各测点孔隙水压力均出现小幅下降的变化趋势, 其间伴随着一定程度的波动, 这主要是由泵组在打开初期流量的不稳定引起, 但随着泵组流量趋于稳定, 上述波动现象也逐渐消失。但随着基础负压的继续施加(110 至 330 min), 其内壁各测点孔隙水压力均出现先小幅降低, 后趋于平稳; 由图 5 (b) 可知, 筒内压强在 110 至 330 min 内一直处于降低状态, 对应筒内负压的持续增加, 这加剧了孔隙水由内筒壁下部向筒顶发生渗流的可能, 进而造成该时段内壁孔隙水压力的小幅降低。当基础负压下沉进入阶段 III 后期(330 至 550 min), 内壁孔隙水压力均出现小幅增加的变化, 这主要因为此刻潮位逐渐恢复, 且此过程中内筒壁因渗流减阻效应导致筒顶负压水平的降低, 这也降低了下部孔隙水向筒顶的迁移, 最终造成此时段内壁孔隙水压力的小幅增加。当基础下沉到预定标高后, 内壁各测点孔隙水压力随着负压加固时间的增加而逐渐降低, 对应基础内部土体的有效应力逐渐增加, 这也从侧面验证了负压加固效果。



(a) OP5~OP8



(b) IP4~IP6

图 6 复合筒型基础侧壁孔隙水压力-下沉时间分布

Fig.6 Distribution of pore water pressure and settlement time of side wall of composite bucket foundation

### 3.4 基础下沉过程筒壁界面土压力

图 7 (a) 为下沉过程中复合筒型基础外壁不同位置的界面土压力时程曲线, 其中 OT、IT 分别表示外壁和内部的界面土压力。与孔隙水压力初期分布类似, 基础在自由下落 (阶段 I)、自重下沉 (阶段 II) 及负压下沉初期 (阶段 III, 70~104 min) 外壁各测点的界面土压力与其对应孔隙水压力大致相等, 这是因为外壁测点的初始安装位置相对较高, 即使最下部的 OT8 测点也未接触地基土, 故此过程中各测点的界面土压力增量值大致等于孔隙水压力变化。随后外壁各测点相继与地基土接触, 其间伴随着界面土压力的快速上升直至出现最大值 (其中 OT8 最大值 372.5 kPa, 测点入泥深度 2.3 m; OT7 最大值 302.1 kPa, 测点入泥深度 2.4 m; OT6 最大值 210.4 kPa, 测点入泥深度 2.7 m), 但上述现象随着基础的继续下沉而逐渐消失, 且分布趋势逐渐与孔隙水压力分布恢复一致。需要指出的是, OT5 测点在基础整个下沉过程中无明显极值, 且值基本等于对应位置的孔隙水压力, 其中原因可能是测点的位置相对较浅, 初始下沉过程中基础出现了明显的晃动 (见图 4b), 造成基础上部传感器与地基土接触不密实, 最终导致该位置测点界面土压力全部由孔隙水压力承担。

图 7 (b) 为基础内壁各测点的界面土压力时程曲线。与图 7 (a) 对比可知, 基础内部负压的存在对其内壁界面土压力分布影响显著, 当基础处于自由下落及自重下沉阶段内壁界面土压力与外壁分布基本一致。随着负压的施加, 内壁各测点界面土压力峰值较外壁明显降低, 其中内壁靠近底端位置 (IT6) 最大值为 198.6 kPa, 较外壁类似位置测点 (OT8) 下降了约 46.7%, 即下沉过程中基础内部负压的存在降低了其内壁与地基土的相互接触作用; 同时, 负压的存在显著降低了基础内壁的界面土压力, 至基础下沉达到预定标高为止, 内壁 IT6 及 IT4 界面土压力较外壁类似

位置 (OT8 及 OT6) 分别下降了约 19.2% 和 21.9%。此外, 负压加固期间 (阶段 IV) 基础内壁靠近底端 IT6 测点界面土压力变化规律较远离位置 (IT4 和 IT5) 存在较大差异, 具体表现为随着基础负压加固时间的增加, 靠近底端 IT6 测点界面土压力仍呈现出逐渐增加的变化趋势, 而远离位置则大幅降低, 这与负压加固期间筒壁-土接触状态及对应的筒内负压传递特性有关: 此阶段 IT6 测点位于淤泥质粉质粘土层, 土中细颗粒含量较大, 导致了筒内顶部负压传递无法有效传递至下部; 而 IT4 测点则位于粉砂夹粉土层中, 筒内顶部负压在粗颗粒中传递迅速, 进而造成该位置界面土压力的快速降低。

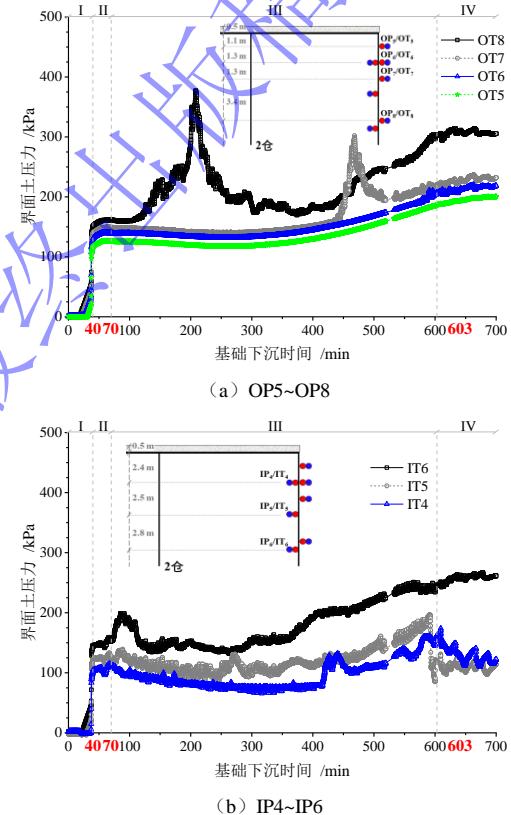


图 7 复合筒型基础侧壁土压力-下沉时间分布

Fig.7 Distribution of earth pressure and settlement time of side wall of composite bucket foundation

## 4 讨论

### 4.1 筒壁-土界面的接触特征

现场试验结果表明, 下沉过程中复合筒型基础下沉过程中复合筒型基础内、外两侧的孔隙水压力和界面土压力分布存在较大差异。本质上讲, 造成上述差异的原因在于下沉过程中筒壁-土界面接触形式发生了改变<sup>[20-21]</sup>。就筒壁-土接触界面而言, 由于两者的变形、强度等指标相差悬殊, 在相互作用时接触面会出现局部脱开、滑动、大剪切变形等一系列复杂的非连续大变形问题<sup>[22]</sup>。为此, 本节引入有效界面土压力这

一指标, 进一步对复合筒型基础筒壁在下沉过程中的筒壁-土界面的实际接触特性进行研究, 其中有效界面土压力定义为筒壁-土界面某测点位置土压力与孔隙水压力的差值。

图 8 (a) 为基础外壁各测点有效界面土压力与其对应入泥深度间的分布曲线。总体上看, 基础外壁有效界面土压力受地层条件影响显著, 当测点穿过“硬”土层区域 (对应图 3 中的粉砂夹粉土地层, 距泥面约 2.2 m) 时有效界面土压力会出现激增现象, 即该区域的筒壁-土界面的接触应力将大幅增加; 随着基础的逐渐下沉, 测点也逐渐由“硬”向“软”土层 (对应图 3 中的淤泥质粉质粘土地层) 过渡, 对应界面接触应力明显降低。与基础外壁情况不同, 基础内壁各测点有效界面土压力 (见图 8b) 受地层条件的影响相对较小, 其中内壁测点通过“硬”土层时有效界面土压力最大值仅为外壁情况的 26.02% (见表 2), 这说明下沉过程中仓内负压的施加有效减少了基础侧壁穿越“硬”土层时内壁-土的接触应力, 对应基础内壁侧摩阻力的降低; 但随着基础的进一步下沉, 筒壁内侧有效界面土压力也将逐渐增大, 且在基础入泥到达一定深度后均出现大于外侧的现象, 待下沉过程完成后下部筒壁相邻位置内侧 (IT6) 有效界面土压力为外侧 (OT8) 的 2.32 倍。

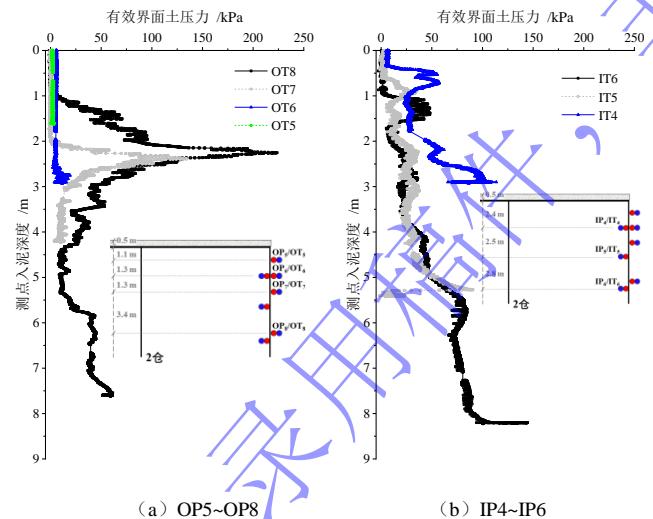


图 8 复合筒型基础侧壁有效界面土压力-深度分布

Fig.8 Effective interface earth pressure depth distribution of side wall of composite bucket foundation

对于负压下沉过程的复合筒型基础, 筒壁-土的界面接触状态同时受渗流减阻效应和挤土增阻效应<sup>[6-7,23]</sup>的影响, 这也是造成筒壁内、外有效界面土压力差异性分布的主要原因。对于浅层高渗透性砂性土地基 (粉砂夹粉土), 筒顶负压会在筒内形成自下而上的渗流场, 这将造成筒内壁-土界面接触应力的降低, 即渗流减阻效应显著; 同时, 由于基础的入泥深度相对较小,

筒内壁受挤土增阻效应影响较小, 故在此区域内基础内壁的有效界面土压力主要受渗流减阻效应的影响。随着基础下沉深度的逐渐增加, 筒壁开始进入深层低渗透性粘性土地基 (淤泥质粉质粘土), 由于黏颗粒的存在阻止了筒内渗流现象发生, 对应筒壁渗流减阻效应逐渐消失; 但下沉深度的增加也将引起筒壁附近土体上覆自重应力的增大, 接触界面处土体挤压和剪切作用愈发强烈, 同时筒体内部分舱板的存在也将进一步约束土体的变形, 造成筒内壁土体产生强烈的侧向挤压, 对应的挤土增阻效应更加明显。

#### 4.2 筒壁-土界面的有效界面压力响应滞后

前述可知, 基础在下沉过程中需穿过 3 m 的粉砂夹粉土层, 对应筒壁内、外侧有效界面土压力均存在激增现象。为了进一步研究对此过程中筒壁不同位置有效界面土压力的变化规律, 引入响应深度这一指标, 具体定义为筒壁测点有效界面土压力发生变化时刻对应的入泥深度。可以看出, 筒壁各测点有效界面土压力随着入泥深度的增加均存在不同程度的响应滞后, 且沿深度方向内、外筒壁各测点对有效界面土压力的响应深度分布规律完全相反, 具体数据可参考表 2。

表 2 筒壁穿越粉砂夹粉土层有效界面土压力响应特征值

Table.2 Characteristic value of earth pressure response of effective interface of wall passing through silty sand and silty soil layer

外壁测点	OT8	OT7	OT6	OT5
距顶板距离	7.1 m	3.7 m	2.4 m	1.1 m
响应深度	0.95 m	1.97 m	2.56 m	/
压力峰值	223.7 kPa	133.8 kPa	18.5 kPa	/
内壁测点	IT6	IT5	IT4	
距顶板距离	7.7 m	4.9 m	2.4 m	
响应深度	0.94 m	0.61 m	0.33 m	
压力峰值	48.4 kPa	35.1 kPa	58.2 kPa	

注: 压力峰值表示区域内有效界面土压力峰值

从细观角度看, 界面的粗糙程度对其力学响应特征影响显著<sup>[24]</sup>。对于本次现场试验的复合筒型基础, 钢筒壁存在一定程度的锈蚀, 这为筒壁提供了初始粗糙度; 当筒壁逐渐贯入地基土时, 因黏着机制其下部接触部分与浅层砂性土形成泥皮<sup>[25]</sup>, 这极大降低了筒壁的侧摩阻力, 最终造成穿越粉砂夹粉土层初期筒壁有效界面压力处于低水平状态; 但随着基础的继续下沉, 初始阶段生成的泥皮因出现损耗厚度逐渐减小, 筒壁-土接触开始增大, 对应筒壁有效界面压力的增加, 这也是筒壁有效界面土压力随着入泥深度的增加出现响应滞后现象的原因。对于外筒壁, 接触界面附近土体 (包括泥皮) 在外筒壁连续下沉过程中发生反复剪切破坏, 进而造成外筒壁-土界面接触应力的疲劳

退化<sup>[26]</sup>，这就导致了距离基础顶板越近，对应的有效界面土压力响应深度越大，即响应滞后现象越明显。但考虑到泥皮作为下沉过程中筒壁-土界面的一种特殊伴生介质，具有高含水率、大孔隙比、高压缩性等特点，而基础筒内负压的存在必然改变泥皮的物理力学特性，最终影响内壁-土界面的有效界面压力响应。对于内筒壁，一方面泥皮在较大的负压作用下可能发生压密现象，其间伴随着泥皮内孔隙水的排出（对应图 6 b 阶段 III 中内壁各测点孔隙水压力的波动），这将增大内壁-土界面的接触应力，即内壁-土界面的有效界面压力响应程度的增加；另一方面，随着基础下沉深度的逐渐增加，筒内土体对侧壁的挤土效应逐渐凸显，这也在一定程度上促进了界面泥皮孔隙水的排出，对应内壁上部-土界面有效界面压力响应深度的降低。

此外，同一入泥深度基础外壁也存在类似的有效界面土应力退化现象，其中外壁 OT7 及 OT6 测点有效界面土压力峰值较 OT8 分别下降了约 40.2% 和 92.43%，即距离基础筒顶越近，对应的有效界面土应力退化越明显，类似现象在 GAVIN 等<sup>[27-28]</sup>研究中也得到印证。

## 5 结论与展望

本文以海上风电复合筒型基础为研究对象，通过现场试验的方法对下沉过程中复合筒型基础的整体姿态、仓内压力、筒壁-土界面孔隙水压力及土压力的分布规律进行了研究，得到如下结论：

(1) 复合筒型基础在真实的风、浪、流等复杂环境荷载作用下顺利下沉至海床地基土预定标高，配合筒内七仓室压力精细化控制方法实现了基础的精准调平，下沉完毕后基础倾角为 0.018°。

(2) 下沉过程中筒内负压主要影响复合筒型基础内壁孔隙水压力，外壁孔隙水压力主要受潮汐及接触土层排水条件影响；筒内负压作用也导致基础内壁各测点界面土压力峰值较外壁下降约 46.7%。

(3) 筒壁-土界面的渗流减阻效应和挤土增阻效应是造成筒壁内、外有效界面土压力的差异性分布主要原因，其中渗流减阻效应主要作用于浅层高渗透性砂性土地基，挤土增阻效应则对应深层低渗透性粘性土地基。

(4) 基础筒壁-土界面泥皮的存在较好地解释了基础穿越粉砂夹粉土层时筒壁所出现的有效界面土压力响应滞后问题，而筒内负压可能造成内壁泥皮的压密，引起内壁-土界面有效界面压力响应程度的增加。

复合筒型基础是一种新的海上风电基础形式，虽已在江苏响水、大丰、如东及广东阳江等风电场进行

试点安装，但目前仍处于工程应用初期。本文通过现场试验，初步分析了下沉过程中复合筒型基础的整体姿态、仓内压力、筒壁-土界面孔隙水压力及土压力等参数的演化规律，下一步将结合离心模型试验、数值模拟等手段，进一步讨论下沉过程中复合筒型基础内、外壁筒-土相互作用机制，为复合筒型基础的精确下沉提供参考。

## 参考文献：

- [1] CARTER J M F. North Hoyle offshore wind farm: design and build[J]. Energy, 2007, 160(1): 21-29.
- [2] 蔡正银, 王清山, 关云飞, 等. 分舱板对海上风电复合筒型基础承载特性的影响研究[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(4): 751-759. (CAI Z Y, WANG Q S, GUAN Y F, et al. Influences of bulkheads on bearing characteristics of composite bucket foundation of offshore wind turbines[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43(4): 751-759. (in Chinese))
- [3] Ding H Y, Li Z Z, Lian J J, et al. Soil reinforcement experiment inside large-scale bucket foundation in muddy soil[J]. Trans Tianjin Univ, 2012, 18(3): 168-72.
- [4] Senders M, Randolph M F. CPT-Based Method for the Installation of Suction Caissons in Sand[J]. J Geotech Geoenviron Eng, 2009, 135(1): 14-25.
- [5] Tran M N, Randolph M F, Airey D W. Installation of Suction Caissons in Sand with Silt Layers[J]. J Geotech Geoenviron Eng, 2007, 133(10): 1183-1191.
- [6] Lian J J, Chen F, Wang H J. Laboratory Tests on Soil-Skirt Interaction and Penetration Resistance of Suction Caissons During Installation in Sand[J]. Ocean Engineering, 2014, 84: 1-13.
- [7] 马文冠, 刘润, 练继建, 等. 粉土中筒型基础贯入阻力的研究[J]. 岩土力学, 2019, 40(4): 1307-1328. (Ma W G, Liu R, Lian J J, et al. The study of penetration resistance of bucket foundation in silt[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, 40(4): 1307-1328. (in Chinese))
- [8] Jia N, Zhang P P, Liu Y G. Bearing capacity of composite bucket foundations for offshore wind turbines in silty sand[J]. Ocean Engineering, 2018, 151: 1-11.
- [9] Kim J H, Kim D S. Soil Displacement Near a Bucket Foundation Installed in Sand by Suction and Jacking in a Centrifuge[J]. J Geotech Geoenviron Eng, 2019, 145(11): 06019015.
- [10] Stapelfeldt M, Bienen B, Grabe J. The influence of the drainage regime on the installation and the response to

- vertical cyclic loading of suction caissons in dense sand[J]. Ocean Engineering, 2020, 215: 107105.
- [11] 杨旭, 陈飞, 练继建, 等. 考虑挤土效应的筒型基础沉放阻力数值分析及试验验证[J]. 岩土力学, 2014, 35(12): 3585-3591+3601. (Yang X, Chen F, Lian J J, et al. Numerical analysis and test verification of penetration resistance for bucket foundation installation considering the effect of soil squeezing[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(12): 3585-3601. (in Chinese))
- [12] Xiao Z, Fu D F, Zhou Z F, et al. Effects of strain softening on the penetration resistance of offshore bucket foundation in nonhomogeneous clay[J]. Ocean Engineering, 2019, 193, 106594.
- [13] Housby G T, Kelly R B, Huxtable J, et al. Field trials of suction caissons in clay for offshore wind turbine foundations[J]. Géotechnique, 2005, 55(4):287-296.
- [14] Zhang P Y, Ding H Y, Le C H . Installation and Removal Records of Field Trials for Two Mooring Dolphin Platforms with Three Suction Caissons[J]. Journal of Waterway Port Coastal & Ocean Engineering, 2013, 139(6):502-517.
- [15] Ravichandran V, Maji V B, Gandhi S R. Field testing of suction anchors for mooring applications[J]. Indian Geotechnical Journal, 2015, 45(3): 267-277.
- [16] Ding H Y, Lian J J, li A D, et al. One-step-installation of offshore wind turbine on large-scale bucket-top-bearing bucket foundation[J]. Trans Tianjin Univ, 2013, 19(3): 188-94.
- [17] 练继建, 陈飞, 杨旭, 等. 海上风机复合筒型基础负压沉放调平[J]. 天津大学学报, 2014, 47(11): 987-993. (Lian J J, Chen F, Yang X, et al. Suction installation and leveling of composite bucket foundation for offshore wind turbines[J]. Journal of Tianjin University 2014, 47(11): 987-993. (in Chinese))
- [18] P Y Zhang, X Zhao, H Y Ding, et al. The wet-towing resistance of the composite bucket foundation for offshore wind turbines[J]. Marine Structures, 2021, 80, 103089.
- [19] 杜星, 孙永福, 宋玉鹏, 等. 黄河口埕岛海域粉土波致孔压现场监测[J]. 海洋学报, 2019, 41(07): 116-122. (Du X, Sun Y F, Song Y P, et al. In site monitoring of wave-induced pore pressure of silt in Chengdao sea area of Yellow River Estuary[J]. Haiyang Xuebao, 2019, 41(7): 116-122. (in Chinese))
- [20] Le C H, Ding H Y, Zhang P Y. Prototype testing for the partial removal and re-penetration of the mooring dolphin platform with multi-bucket foundations[J]. Marine Structures, 2018, 59(5): 80-93.
- [21] Liu R, Ma W G, Qi Y, et al. Experimental studies on the drag reduction effect of bucket foundation installation under suction pressure in sand[J]. Ships and Offshore Structures, 2018, 14(5): 421-431.
- [22] 张嘎, 张建民. 粗粒土与结构接触面受载过程中的损伤[J]. 力学学报, 2004, 36(3): 322-327. (Zhang G, Zhang J M. Load-induced damage of the interface between structure And coarse grained soil[J]. Acta mechanica sinica, 2004, 36(3): 322-327. (in Chinese))
- [23] Andersen K H, Jostad H P, Dyvik R. Penetration resistance of offshore skirted foundations and anchors in dense sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008, 134(1): 106-116.
- [24] 胡永强, 汤连生, 李兆源. 静压桩桩-土界面滑动摩擦机制研究[J]. 岩土力学, 2015 ,36(5): 1288-1294. (Hu Y Q, 1, 2, Tang L S, Li Z Y. Mechanism of sliding friction at pile-soil interface of jacked pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015 ,36(5): 1288-1294. (in Chinese))
- [25] Zhou J, Yu J, Gong X, et al. Field study on the behavior of pre-bored grouted planted pile with enlarged grout base[J]. Acta Geotechnica, 2021, 16(10): 3327-3338.
- [26] 王腾, 何家龙, 刘锦昆. 管土界面摩擦疲劳效应对深水井口导管贯入阻力的影响[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(08): 1532-1539. (Wang T, He J L, Liu J K. Influences of friction fatigue effects of conductor-soil interface on penetration resistance of conductor of wellhead in deep water[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(08): 1532-1539. (in Chinese))
- [27] GAVIN K, GALLAGHER D, DOHERTY P, et al. Field investigation of the effect of installation method on the shaft resistance of piles in clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2010, 47(7): 730-741.
- [28] 王永洪, 张明义, 刘俊伟, 等. 黏性土中单桩贯入桩-土界面超孔压和土压测试现场试验[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(5): 950-958. (Wang Y H, Zhang M Y, Liu Y W, et al. Field tests on excess pore pressure and soil pressure of pile-soil interface for a single pile during pile-sinking in clay [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(5): 950-958