

DOI: 10.16285/j.rsm.2024.0198

开口管桩循环打入过程及竖向承载特性 大比尺模型试验研究

朱怀龙^{1,2,3}, 朱碧堂^{1,2}, 罗如平^{1,2}, 徐长节^{1,2,4}

(1. 华东交通大学 轨道交通基础设施性能监测与保障国家重点实验室, 江西 南昌 330013; 2. 江西省地下空间技术开发工程研究中心, 江西 南昌 330013; 3. 江西交通职业技术学院, 江西 南昌 330013; 4. 浙江大学 滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058)

摘 要: 深入认识桩打入过程的桩-土作用机制对准确计算打入桩的竖向承载力十分重要。为探究砂土中开口管桩在循环打入时桩-土作用机制及打桩结束后的竖向承载特性, 开展了直径为 0.273 m 的开口钢管桩静压循环打入过程的大比例尺(1:10)模型试验, 砂土的相对密实度约为 40%, 通过采用光纤光栅(fiber Bragg grating, 简称 FBG)应变传感器和薄膜压力传感器等先进监测手段, 研究循环打桩过程中土塞高度、桩身应变、轴力和侧摩阻力以及桩-土界面应力变化规律。打桩结束后, 进行了休止时间分别为 10 d 和 30 d 竖向受压静载试验。随后, 将基于静力触探试验 CPT 的 ICP-05 法和 UWA-05 法预测桩竖向承载力与静载试验测量的承载力进行对比分析。结果表明: 开口管桩在静压循环打入过程中土塞效应逐渐增强, 贯入结束后土塞呈部分闭塞状态; 随着贯入深度的增加, 靠近桩尖的应变会出现“反点”, 即由贯入最后阶段的压应变转为静止稳定阶段的拉应变, 而桩尖处的应变在两个阶段均为拉应变; 桩身径向应力在桩尖处最大, 随着 h/R (h 为传感器距桩尖的高度, R 为桩半径) 的增加而逐渐减小, 具有明显的 h/R 效应; 休止时间为 10 d 和 30 d 的极限承载力分别为 289 kN 和 323 kN, 承载力提高约 12%, 桩承载力具有明显的时间效应; 采用 ICP-05 法和 UWA-05 法预测桩尖附近的侧摩阻力被低估, 而桩尖以上侧摩阻力与实测值吻合较好, ICP-05 法和 UWA-05 法预测桩基承载力偏保守, UWA-05 法更接近实测值。

关 键 词: 开口管桩; 静压循环打入; 光纤光栅应变传感器; 土塞效应; 竖向承载力

中图分类号: TU 473

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598(2024)11-3173-12

Large-scale model experimental study on cyclic penetration process and vertical bearing characteristics of open-ended pipe piles

ZHU Huai-long^{1,2,3}, ZHU Bi-tang^{1,2}, LUO Ru-ping^{1,2}, XU Chang-jie^{1,2,4}

(1. State Key Laboratory of Performance Monitoring Protecting of Rail Transit Infrastructure, East China Jiaotong University, Nanchang, Jiangxi 330013, China;

2. Engineering Research & Development Center for Underground Technology of Jiangxi Province, Nanchang, Jiangxi 330013, China;

3. Jiangxi Vocational and Technical College of Communications, Nanchang, Jiangxi 330013, China;

4. Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou, Zhejiang 310058, China)

Abstract: It is extremely important to understand the mechanism of pile-soil interaction during pile installation for accurately predicting its bearing capacity. This paper presents a large-scale (1:10) model test to investigate this interaction specifically for open-ended pile penetrating sandy soil. The study focuses on pile with a diameter of 0.273 m penetrating sandy soil having a relative density of approximately 40%. Advanced monitoring techniques, including fibre Bragg grating (FBG) strain sensors and thin-film pressure sensors, were employed to meticulously analyze changes in soil plug height, strain, axial force, shaft resistance, and pile-soil interfacial stress throughout the cyclic penetration process. Following pile installation, vertical compressive static load tests were conducted with intervals of 10 and 30 days, respectively, to assess the long-term performance of the piles. Subsequently, the ICP-05 method and UWA-05 method, which are based on CPT to predict the vertical bearing capacity of piles, were compared with the bearing capacity measured by static load test. The results indicate the following: Firstly, the soil plug effect of open-ended pipe piles gradually increases during cyclic penetration, and the soil plug is partially occluded at the end of penetration. Secondly, as the depth of penetration increases, an “inverse point” of strain near the pile tip emerges. Specifically, the compressive strain at the final stage of

收稿日期: 2024-02-06

录用日期: 2024-03-03

基金项目: 国家自然科学基金项目 (No. 52020105003, No. 52208343); 江西教育厅科技项目 (No. GJJ2205202)。

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (52020105003, 52208343) and the Jiangxi Education Department Science and Technology Project (GJJ2205202).

第一作者简介: 朱怀龙, 男, 1991 年生, 博士研究生, 主要从事海上风电基础工程方面研究。E-mail: zhuhl526@sina.com

通讯作者: 朱碧堂, 男, 1974 年生, 博士, 教授, 主要从事岩土工程方面研究。E-mail: btangzh@ecjtu.edu.cn

penetration changes to a tensile strain during static stabilization, while the strain at the pile tip remains tensile at both stages. Thirdly, the radial stress of the pile body peaks at the pile tip and gradually tapers off as the h/R (h is the height from the sensor to the pile tip, R is the radius of the pile) ratio increases, indicating a significant h/R effect. Fourthly, the bearing capacity of the pile increased by approximately 12%, from 289 kN after 10 days to 323 kN after 30 days, demonstrating a notable time effect. Finally, both the ICP-05 and UWA-05 methods underestimate the shaft resistance near the pile tip, while their predictions above the pile tip align closely with measured values. Overall, the predicted pile bearing capacity using both methods is conservative, with the UWA-05 method yielding closer results to the measured values.

Keywords: open-end pipe pile; hydrostatic cycle penetration; fibre Bragg grating strain sensors; soil plugging effect; vertical bearing capacity

1 引言

近年来,随着我国对海洋资源开发和利用的不断加强,桩基础在海上风电场等工程中的应用日益广泛。循环打入是桩基础的主要沉桩方式,其承载特性是工程分析和设计的关键^[1]。研究桩打入过程中桩-土作用机制,为准确预测其承载特性提供依据,并对实际工程分析和设计具有重要意义。

为探究桩打入过程中的作用机制,国内外众多学者进行了室内试验和现场试验,为建立更可靠的桩基础设计方法提供了依据。Jardine 等^[2-3]在砂土中开展静压闭口桩模型试验,通过在桩身和砂土中布设大量传感器,得到了打桩引起的桩身和桩周砂土应力场分布,结果表明桩身和桩周应力场距桩尖的相对位置有关,即 h/R 效应(h 为传感器距桩尖的高度, R 为桩半径)。Lehane^[4]、Chow^[5]等开展了闭口桩的现场打入试验,发现了桩身和桩周砂土应力变化规律同样具有显著的 h/R 效应。Gavin 等^[6]采用开口桩开展了一系列室内模型试验,并在砂土中布设土压力传感器,试验结果也验证了应力的 h/R 效应。Yang 等^[7]通过静压桩试验,研究了桩周土体微观颗粒组成,发现桩侧一定范围内的砂土颗粒在压桩过程中出现颗粒破碎。Han 等^[8]通过现场试验,研究了外径为 0.66 m 的双壁管桩锤击打桩过程中桩身残余轴力、侧摩阻力和土塞高度的变化规律。王永洪等^[9]通过静压桩模型试验,研究了双壁管桩的桩端形式、桩径等因素对沉桩阻力、桩身轴力及桩身单位侧摩阻力的影响。王浩^[10]、周健^[11]等通过模型试验,从桩端周围土体位移场、应力场和孔隙率变化场等角度,研究了砂土中桩端阻力随位移发挥的内在机制。De Nicola 等^[12]通过离心机模型试验,研究了静压桩和打入桩的沉桩机制。结果表明静压桩比打入桩更容易形成土塞效应,并且静压桩的桩端法向应力、承载力比同等条件的打入桩高。刘润等^[13]通过离心机模型试验研究了不同桩径的内外侧摩阻力随贯入过程的变化规律。数值模拟也是研究打入桩的重要手段。黄中原等^[14]通过 ABAQUS

有限元软件,采用大变形任意拉格朗日-欧拉(arbitrary Lagrange-Euler, 简称 ALE)方法以及状态相关摩尔-库仑砂土本构模型,模拟了 Jardine 等^[2-3]室内标准模型槽试验,得到了桩打入过程中桩周砂土全阶段的应力变化规律。Henke 等^[15]使用耦合欧拉-拉格朗日(coupled Euler Lagrange, 简称 CEL)有限元方法研究了闭口桩的打入过程,得到了桩侧应力与砂土孔隙比的变化趋势。王腾等^[16]同样使用 CEL 方法模拟了钢管桩的大变形沉桩过程,分析了土塞的演变和形成机制。Mahutka 等^[17]采用 Gudehus 亚塑性土体本构模型^[18]和自适应网格技术,数值模拟了干砂中不同打桩方法(静压桩、锤击桩和高频振动)引起的桩周土体应力和密实状态变化。詹永祥等^[19]基于颗粒流理论,采用离散元方法从微观角度研究了砂土中土塞的形成和发展。综上所述,以往关于打入桩贯入过程机制的研究主要针对小模型试验和数值模拟,部分采用现场试验。小模型试验由于尺寸效应无法真实地反映现场情况,数值模拟研究大多数将桩的打入过程简化为单调打入,与实际循环打入存在差异,而现场试验由于地质条件复杂对其桩-土作用机制没有统一的认识,并且不同地区的土质条件也不同。目前而言,针对开口管桩静压循环打入机制及竖向承载特性的大比例尺模型试验研究较少。

基于此,本文开展直径为 273 mm 的开口钢管静压循环打入过程及竖向承载力的大比例尺(1:10)模型试验,采用光纤光栅(fibre Bragg grating, 简称 FBG)应变传感器和薄膜压力传感器等先进监测手段,研究开口管桩循环打入过程中土塞高度、桩身应变、轴力、侧摩阻力和桩-土界面应力变化规律以及打桩结束后的竖向承载特性,为改进海洋桩基大直径单桩设计理论提供指导。

2 试验概况

此次室内大比例尺模型试验所用的地下土工模型槽长为 16 m, 宽为 5 m, 深为 5 m。模型槽设有 U 型槽, 可通过隔板将模型槽分 4 个空间。本次试验用到的空间为 8 m×5 m×5 m (长×宽×深)。模型槽

配备了 MTS 系统竖向加载液压千斤顶, 量程为 400 kN。

2.1 相似比设计及桩位布置

模型桩的几何相似比为 1:10; 外径 D 为 0.273 m, 壁厚 t 为 7 mm, 径厚比 D/t 为 39, 总长度 L 为 3.2 m, 选用与原桩一样材质的无缝钢管 S355, 弹性模量为 210 GPa, 确定弹性模量和应力相似比为 1。模型桩的桩位如图 1 所示, 模型槽内壁为混凝土结构, 为了消除边界效应对试验结果的影响, Gesell^[20]建议模型桩与模型槽内壁的距离要大于 10 倍的桩径, 本试验模型桩与混凝土墙最近的距离为 $9D$, 基本符合要求。

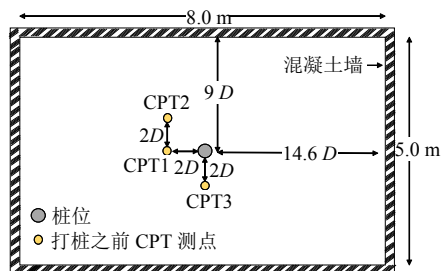


图 1 试验布置方案图

Fig.1 Diagram of complete layout of the experimental campaign

2.2 静压循环打桩试验方案设计

图 2 为静压循环打桩试验剖面图, 表 1 为试验总体方案。模型桩入土深度为 1.87 m, 采用位移控制的方式进行加卸载, 加卸载速率均为 0.5 mm/s, 加载行程为 100 mm, 每次加载完后采用力控制维持 2 min, 随后卸载至 0。由于 MTS 油压千斤顶上下两端均有球型支座, 因此为了保证压桩时液压千斤顶不产生倾斜, 安装了钢性支架对其固定。另外, 为了防止压桩时模型桩产生倾斜, 通过导轮系统将模型桩四周固定 (见图 2)。

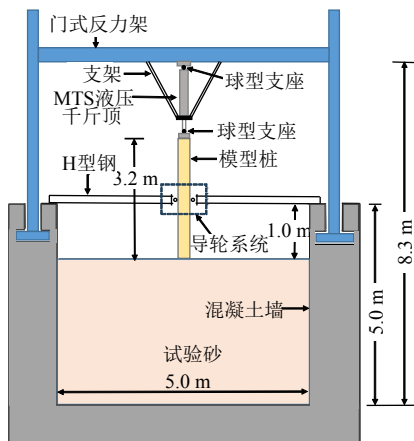


图 2 静压循环打桩剖面图

Fig.2 Schematic diagram of static pressure cyclic pile driving

表 1 试验总体方案

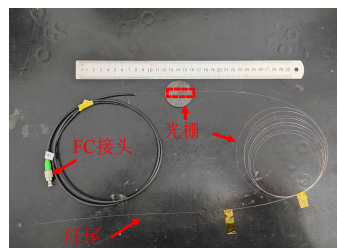
Table 1 Programme summary

试验名称	入土深度 / m	控制方式	加卸载速率 / (mm · s ⁻¹)	加载行程 / mm	安装类型
静压试验	1.87	位移控制	0.5	100	完全卸载

2.3 模型桩上传感器布设

近年来光纤通讯技术的飞速发展, 光纤传感技术因其测量精度高、抗干扰性强和耐腐蚀等优点被运用到土木工程监测领域^[21-22], 其测量原理参见文献[23]。为提高测量精度, 本试验采用 FBG 应变传感器监测打桩过程中桩身应变 (见图 3(a))。在模型桩对称的截面两侧各安装一串 (FBG-A 和 FBG-B) 无封装 FBG 应变传感器, 每串光纤上有 10 个测点, 每串光栅测点之间的间距为 0.25 m。图 4 展示了 FBG 应变传感器在模型桩上安装的位置, 其中, FBG-A10 (B10) 距桩尖 0.1 m。FBG 应变传感器在模型桩上的布设方式为开槽植入, 安装步骤如下: ①采用小型切割机沿标记好的线路切割深度约为 2 mm, 宽度约 2 mm 的凹槽; ②将光纤植入凹槽中, 用 502 强力胶初步黏贴, 待胶水快速凝固后采用环氧树脂进行胶装; ③用 SM130 光栅解调仪检验光纤是否安装成功。随后, 设计并制作了标定装置对模型桩 FBG 应变传感器进行了灵敏度系数的标定^[24]。

采用防水型薄膜压力传感器 (thin film pressure, 简称 TFP) 对打桩过程中的桩身径向应力进行监测, TFP 感应部位为直径为 9 mm 的圆形, 其厚度为 0.203 mm (见图 3(b))。TFP 在桩身布设位置见图 4, 位置采用 h/R 表示, 向上为正, h/R 分别为 0.7、4.4



(a) FBG 应变传感器



(b) 薄膜压力传感器

图 3 传感器实物图

Fig.3 Physical drawing of the sensors

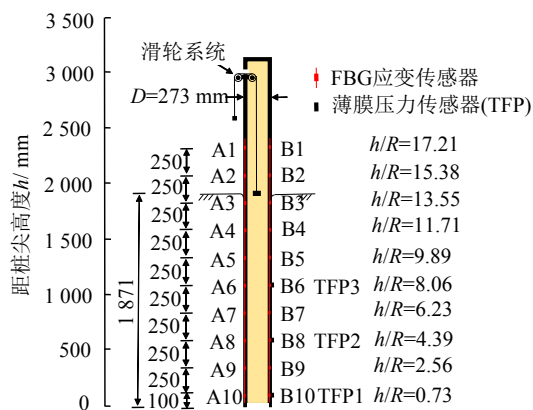


图4 模型桩上传感器布设方案
Fig.4 Instrumentation on model pile

和 8.0, 共计 3 个传感器。TFP 采用强力胶黏贴, 其电缆沿桩身布设并采用长度为 2.6 m、宽度为 30 mm、厚度为 1.5 mm 的凹型钢片保护。

距桩顶 0.3 m 处设有滑轮系统以测量打桩过程中的土塞高度。在打桩过程中, 通过测量桩外侧绳长可得出土塞高度及其变化量。另外, 在模型桩上预先标记了刻度, 通过观测桩上刻度可以很直观地记录桩的贯入深度。

2.4 地基土物理力学特性及密度测量

试验砂土采用的是细河砂, 含水率为 4.4%, 土粒相对密度为 2.65, 通过采用《土工试验方法标准》(GB/T50123—2019) [25] 进行砂的干密度试验, 得到砂土最大干密度 $\rho_{\max}$ 为 1.720 g/cm³, 最小干密度 $\rho_{\min}$ 为 1.509 g/cm³, 表 2 为砂土的物理力学性质, 图 5 为砂土级配曲线。

表 2 砂土物理力学性质表
Table 2 Mineralogy and index properties of sand

参数	土粒 相对 密度 G_s	d_{10} / mm	d_{50} / mm	d_{60} / mm	不均匀 系数 C_u	$e_{\max}$	$e_{\min}$
数值	2.65	0.2	0.45	0.7	3.5	0.75	0.54

注: d_{10} 、 d_{50} 、 d_{60} 分别为相对于累计百分含量为 10%、50% 和 60% 的粒径; $e_{\max}$ 、 $e_{\min}$ 分别为最大、最小孔隙比。

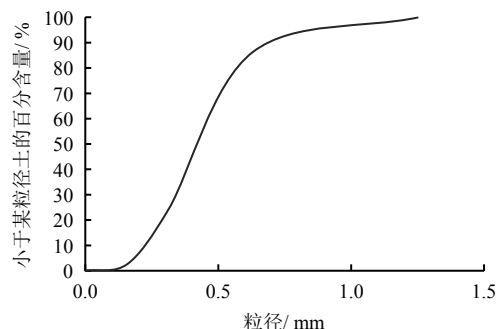


图5 砂土级配曲线
Fig.5 Gradation curve of sand

模型槽中填土深度为 4.0 m, 采用分层 (0.1 m) 振动碾压法铺设。在制备相对密实度 $D_r = 40\%$ 的地基土时, 采用干密度 ρ_d 为控制指标, 根据压实遍数, 得到设计密实度。采用环刀 (内径为 70 mm, 高度为 52 mm) 测量砂土密度, 图 6 展示了环刀取样测得的砂土相对密实度随深度关系。由图可知, 环刀测得每层砂土密实度在 30%~50% 之间波动。Jamiolkowski 等 [26] 提出的基于 CPT 锥阻力砂样密实度的换算经验公式为

$$D_r = 100 \left[0.268 \ln \left(\frac{q_c / \sigma_{\text{atm}}}{\sqrt{\sigma'_{v0} / \sigma_{\text{atm}}}} \right) - 0.675 \right] \quad (1)$$

式中: q_c 为 CPT 试验的锥尖阻力; σ_{atm} 为标准大气压; σ'_{v0} 为竖向有效应力。

图 6 也给出了式 (1) 换算砂样密实度沿深度的分布规律, 式中锥阻力 q_c 通过 CPT 试验获得 (见图 7), 取 3 组 CPT 试验的平均值。由图 6 可知, 砂土密实度沿深度分布整体较为均匀, 密实度在 40% 左右, 与环刀法测得的密实度接近。深度在 2.0 m 以下密实度稍大, 接近 50%。总体而言, 结合上述两种方法得出的砂土密实度沿深度分布规律基本一致。

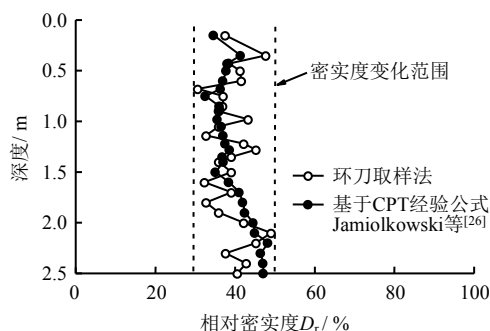


图6 试验砂相对密度
Fig.6 Relative density of the model sand

图 7 展示了 CPT 试验测得出的锥阻力和侧摩阻力随深度变化规律。CPT 测点位置见图 1, 共进行了 3 组 CPT 试验 (CPT1—CPT3), CPT 探头直径为 36 mm。由图 7 可知, 锥阻力和侧摩阻力沿深度增加而逐渐增大, 并且呈线性变化, 表明地基整体均匀性良好。在分层填筑时, 由于表层和底层密度不尽相同, 测试结果沿深度呈锯齿状规律变化。最大锥尖阻力和侧摩阻力分别达到 5.2 MPa 和 17.0 kPa。综上可知, 地基土制备整体均匀性良好, 且密实度与设计时密实度接近。

2.5 循环打桩试验过程

采用 MTS 液压千斤顶进行静压循环打桩试验,

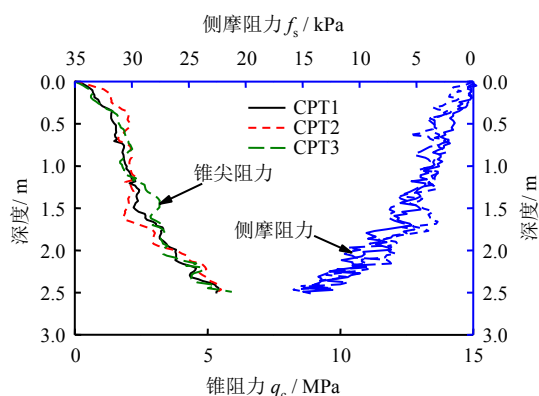


图 7 锥阻力和侧摩阻力随深度变化

Fig.7 Cone resistance and sleeve resistance with depth

具体步骤如下: ①桩位定位, 将千垂线放置在 MTS 加载板中心, 在砂面上定出桩位; ②吊桩, 用行吊将模型桩吊至桩位, 为了保证桩身不倾斜, 用激光水平定位仪在桩的正面和侧面进行校正; ③安装导架, 将 H 型钢吊至模型桩两侧, 随后根据模型桩和 H 型钢的距离适当调整以便安装导轮; ④传感器检测, 分别将 FBG 应变传感器和薄膜压力传感器接头连接至各自的数据采集仪上, 打开软件检查数据的有效性, 并进行初始清零; ⑤程序设置, 打开 MTS 软件进行加卸载程序设置, 加载和卸载阶段选择位移控制模式, 保载阶段采用力控制模式, 并设置 MTS 数据采集频率为 5 Hz, 随后开始试验。图 8 为试验现场图。

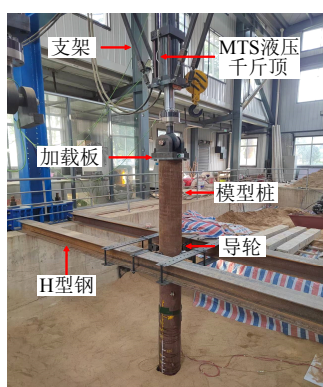


图 8 试验现场图

Fig.8 Pictures of test site

3 循环打桩试验结果与分析

3.1 土塞高度随压桩深度的变化规律

打桩过程中的土塞效应对桩基竖向承载力影响显著。图 9 展示了土塞高度随贯入深度变化规律, 图中虚线表示完全非闭塞状态。由图可知, 随着贯入深度的增加土塞高度也在不断增加, 在贯入深度为 0~0.5 m 范围内, 土塞高度与贯入深度基本一致, 超过

0.5 m 后, 土塞高度的增长率在迅速减小并趋近于 0。

为了进一步量化土塞发展规律, De Nicola 等^[12]采用土塞率 (plug length ratio, 简称 PLR) 和土塞增长率 (incremental filling ratio, 简称 IFR) 来对土塞闭塞状态进行描述, PLR 的定义为土塞高度与贯入深度的比值, 而 IFR 则表示单次贯入过程中土塞增长量与单次贯入深度的比值。图 10 为 PLR 和 IFR 随贯入深度的变化规律。由图可知, 随着贯入深度的增加, PLR 逐渐降低, 表明土塞效应逐渐增强。IFR 随贯入深度的增加迅速降低, 当贯入深度到 0.5 m 时, IFR 值由原来的 0.85 降到 0.30, 随后贯入深度超过 1.0 m 后, IFR 值在 0~0.2 之间波动, 表明土塞呈部分闭塞状态。

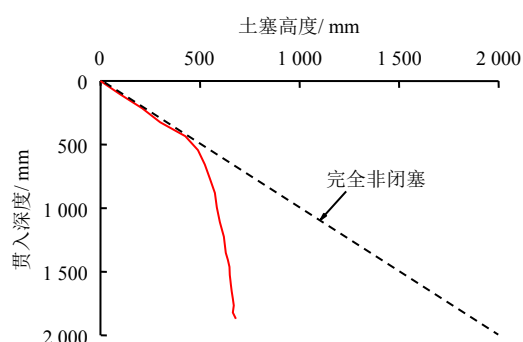


图 9 土塞高度随贯入深度变化曲线

Fig.9 Variation curve of soil plug height with penetration depth

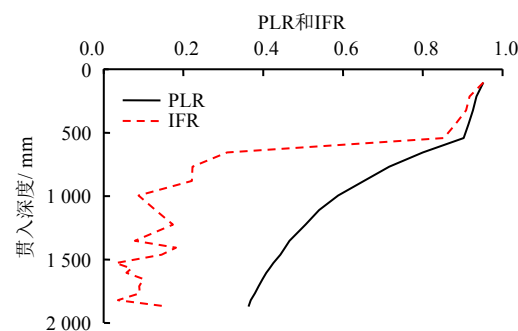


图 10 PLR 和 IFR 值随贯入深度变化

Fig.10 Variation curves of PLR and IFR values with depth of penetration

综上所述, 在密实度约为 40% 的砂土中进行直径为 0.273 m 的开口钢管桩静压循环打桩时存在土塞效应, 打桩结束后, 土塞呈部分闭塞状态。

3.2 循环加卸载下桩顶荷载、位移和桩身径向应力随时间变化

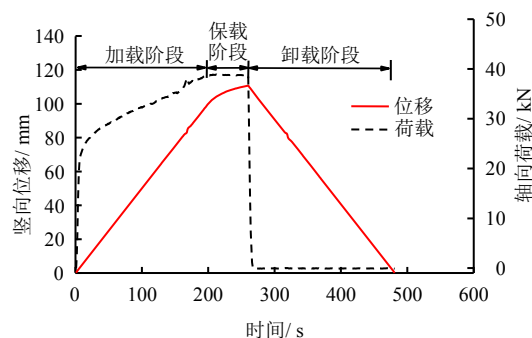
图 11(a)展示了第 3 次加卸载循环时力和位移随时间变化曲线。由图可知, 在加载和卸载阶段采用位移控制时, 桩头位移随时间关系均为直线, 在位移达到 100 mm 时, 进入保载阶段桩头位移仍有略

微增加, 桩顶荷载在位移达到 60 mm 时迅速增加到 20 kN, 随后桩顶荷载缓慢增加至最大值 36 kN, 卸载阶段立即降为 0。

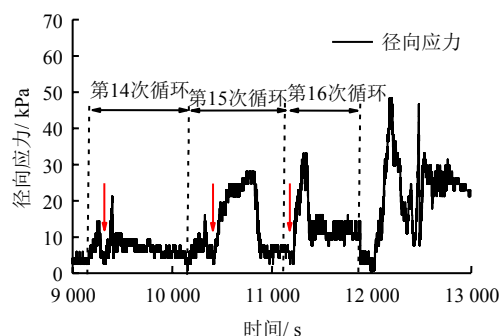
图 11(b)为第 14~16 次加卸载循环时桩尖处 ($h/R=0.73$) 径向应力随时间变化。由图可知, 径向应力在最初时较小, 随着压桩开始有略微增加, 随后出现了“局部降低”, 见图 11(b)红色箭头, Jardine 等^[2]在静压闭口桩试验中也观测到类似的现象, 在径向应力降低后又继续增大, 并且随着压桩深度的增加, 每次循环加载到最大时的径向应力也随之增加。

3.3 桩身应变

图 12 展示了不同传感器位置的桩身应变在前 12 次循环压桩过程变化规律。由于论文篇幅有限, 仅列出具有代表性 FBG-A1(B1)、FBG-A6(B6)、FBG-A7(B7)、FBG-A8(B8)、FBG-A9(B9)和 FBG-A10(B10)位置的桩身应变进行分析。由图可发现以下规律: ①FBG 应变传感器在同一水平位置的应变基本一致, 由此可以说明光纤监测数据的准确性且压桩过程中桩未出现倾斜; ②位于桩顶的传感器在贯入时应变为负值(压应变)且随着压桩深度的增加逐渐增大, 在静止稳态时应变基本为 0; ③靠近



(a) 第 3 次加卸载循环时力和位移随时间变化



(b) 第 14-16 次加卸载时径向应力随时间变化

图 11 加卸载循环时力、位移以及径向应力随时间变化
Fig.11 Variation of force, displacement and radial stress with time during loading and unloading cycles

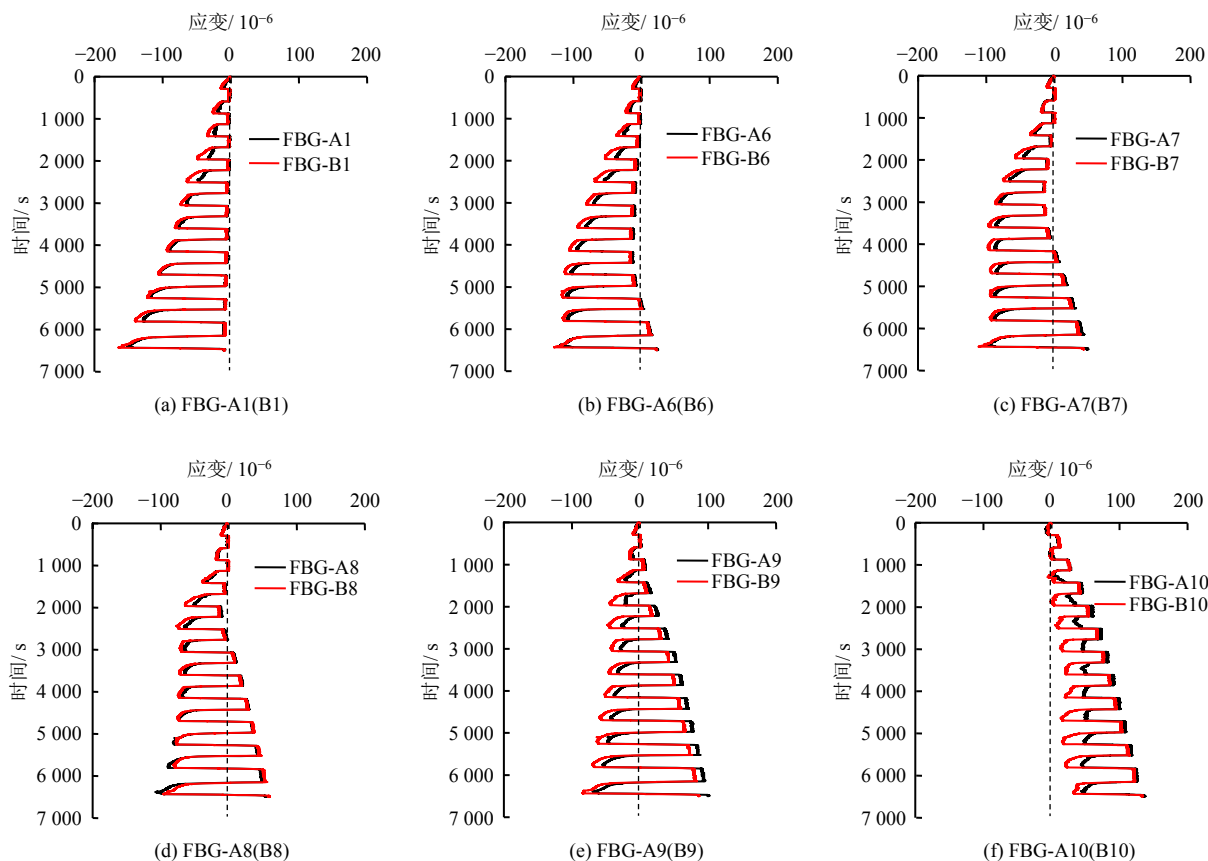


图 12 桩身应变随桩贯入深度变化曲线

Fig.12 Variations of pile strain with depth of pile penetration

桩尖处传感器, 如 FBG-A6(B6)~FBG-A9(B9), 随着压桩深度的增加, 桩身应变在静止阶段时会出现“反点”, 即应变由压应变转为拉应变。这是由于静止后桩底下方土体倾向于回弹, 桩身周围的砂土颗粒通过界面摩擦力抵抗土体之间的运动, 从而在桩内产生残余应变(拉应变); ④位于桩尖传感器 FBG-A10(B10)无论是在加载还是卸载均为正值, 说明桩尖处的应变在整个加卸载过程中均表现为拉应变。

3.4 桩身轴力及侧摩阻力

通过 FBG 应变传感器测量出的桩身应变, 分别推算出各段桩身轴力、侧摩阻力:

$$N_i = EA\varepsilon_i \quad (2)$$

式中: N_i 为桩身第 i 截面的轴力 (kN); ε_i 为第 i 截面的应变实测值; E 为桩的弹性模量 (MPa); A 为第 i 截面桩身截面面积 (mm^2)。

$$f_i = \frac{N_i - N_{i+1}}{Ul_i} \quad (3)$$

式中: f_i 为第 i 截面的平均侧摩阻力 (kPa); N_i 和 N_{i+1} 为第 i 和 $i+1$ 截面的轴力 (kN); U 为桩身截面周长 (m); l_i 为第 i 截面和 $i+1$ 截面之间的距离 (m)。

与以往研究不同的是本次试验分析的是桩循环打入过程, 在每个打入段后将桩顶荷载卸载为 0, 使桩达到静止稳态后才进行下一步打入, 因此本文考虑了每次贯入最后阶段和静止阶段的桩身轴力。图 13 所示为桩在每次贯入最后阶段时 MTS 施加的荷载与靠近桩顶的光纤 (FBG-A1(B1) 的平均值) 测量轴力对比。由图可知, MTS 施加的荷载与光纤测量的轴力基本一致, 再次说明光纤测量数据的准确性, 并且随着桩身贯入深度的增加, 荷载呈线性变化。

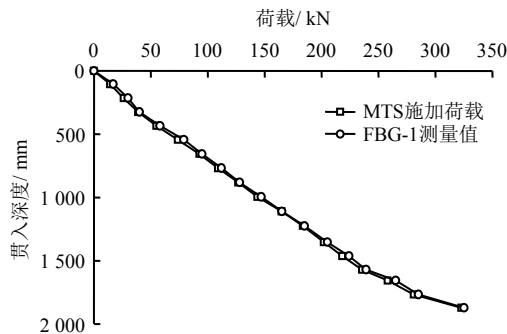
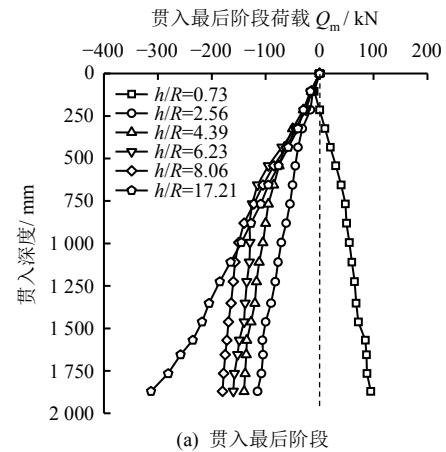


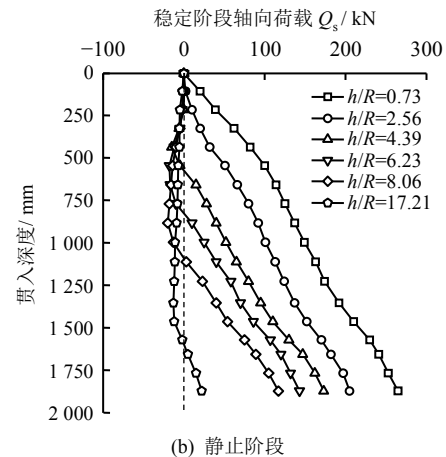
图 13 贯入最后阶段时 MTS 施加荷载与 FBG-1 测量的轴力对比曲线

Fig.13 Comparison curves between the load applied by MTS and the axial force measured by FBG-1 at the final stage of pile penetration

图 14 揭示了贯入最后阶段和静止阶段不同位置 (h/R) 桩身轴向荷载随深度变化规律。由图 14(a) 可知, 在贯入最后阶段, 除了桩尖 ($h/R=0.73$) 外, 桩身轴向荷载表现为压应变, 并且桩身轴向荷载随着 h/R 的增加而逐渐增大。桩尖处的受力较为复杂, 分析桩尖处 ($h/R=0.73$) 表现为拉力, 原因可能是在桩刺入土体中, 桩内外侧土体产生剪切, 桩尖土体产生不同程度的扰动, 距桩尖一定范围内的桩外侧砂土颗粒随着桩的刺入而往下流动并停留在桩侧, 从而导致距桩尖一定范围内产生拉力; 由图 14(b) 可知, 在静止阶段, 桩身轴向荷载均由之前的压力转为拉力, 这是由于桩身周围的砂土颗粒通过界面摩擦力使得桩身产生残余荷载, 并且残余荷载随着 h/R 的增加而逐渐减小。



(a) 贯入最后阶段



(b) 静止阶段

图 14 贯入最后阶段和静止阶段不同位置 (h/R) 的轴向荷载随深度变化规律曲线

Fig.14 Axial load variation curves with depth at different positions (h/R) for the final stage of penetration and the stationary stage

图 15 为最后一次循环打桩在贯入最后阶段和静止阶段时桩身轴力及平均侧摩阻力沿桩身分布规

律。由图 15(a)可知,贯入最后阶段桩身轴向荷载从桩顶至桩尖依次减小,桩尖处轴向荷载为拉力;而静止阶段桩身轴向荷载(残余荷载)从桩顶至桩尖依次增大。由图 15(b)可知,桩身平均侧摩阻力在贯入最后阶段为正值,在静止阶段为负摩阻力,并且数值上均在距砂面附近较小,在桩中最大。

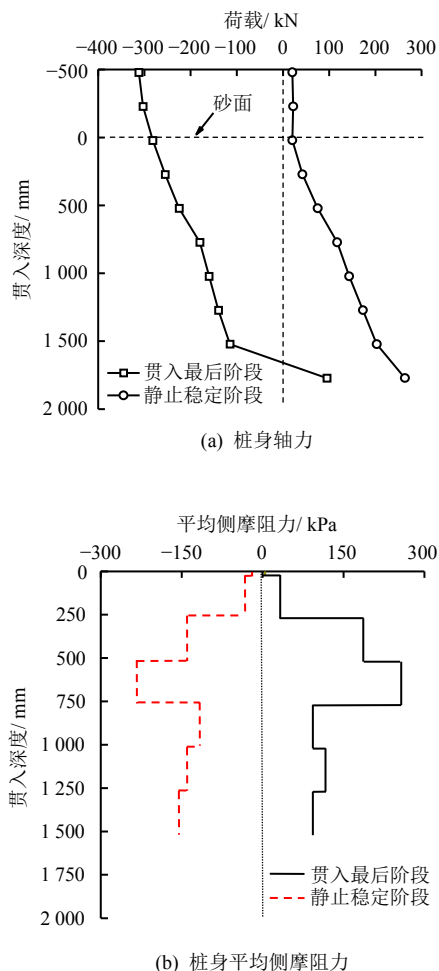


图 15 最后一次循环打桩在贯入最后阶段和静止阶段桩身轴力及平均侧摩阻力沿桩身分布规律

Fig.15 Distribution of axial force and average shaft resistance along the pile during the final penetration stage and the stationary stage of the last cycle of pile driving

3.5 桩-土界面应力

图 16 给出了桩贯入最后阶段时径向应力 σ'_{rm} 和静止阶段径向应力 σ'_{rs} 随贯入深度变化规律曲线。由图可知,随着贯入深度的增加,桩身径向应力均在逐渐增大,并且 σ'_{rs} 值明显要小于 σ'_{rm} 值,以 $h/R = 0.7$ 为例, σ'_{rm} 值最大为 48 kPa,而 σ'_{rs} 值为 23 kPa,应力减少 52.1%;另外可以看出随着 h/R 的增加, σ'_{rm} 和 σ'_{rs} 值均在逐渐减小。

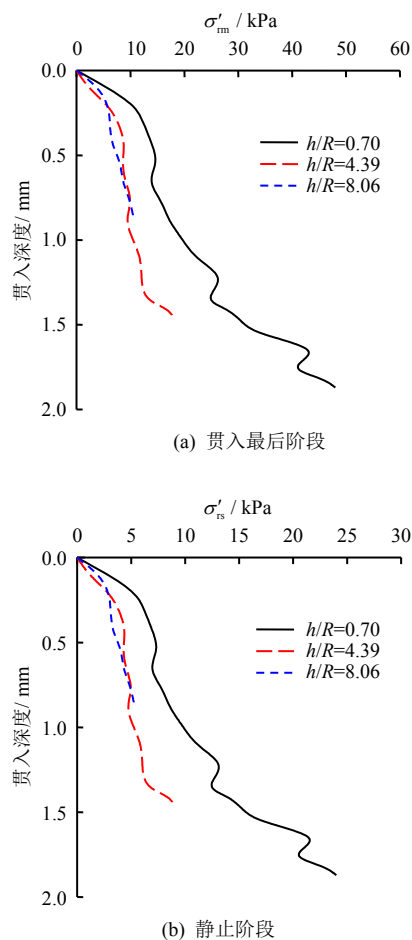


图 16 贯入最后阶段和静止阶段径向应力随深度变化曲线
Fig.16 Radial stress versus depth curves for the final stage of penetration and stationary stage

为了更为直观地展示桩身径向应力与 h/R 的关系,将径向应力均采用锥尖阻力 q_c (3 次 CPT 试验平均值) 进行归一化处理。图 17 为贯入深度超过 0.4 m 时贯入最后阶段和静止阶段的归一化径向有效应力。显然可以看出 σ'_{rm}/q_c 和 σ'_{rs}/q_c 随着 h/R 增加均在逐渐减小,由此可知,桩身径向应力与距桩尖的相对位置有关,具有显著的 h/R 效应。

4 竖向承载力试验结果与分析

打桩结束后,桩静置 10 d 进行了竖向受压承载力试验,随后又静置 30 d 进行了第 2 次承载力试验。按照规范采用慢速维持荷载法进行分级加载,采用力控制方式,加卸载速率为 50 N/s,每次保载 15 min,进行 2 次卸载,每次卸载前保载 60 min。第 1 次加卸载的目的是为了检验试验设备是否完好,以及消除桩和土体间的非弹性变形。需要说明的是,两次试验所施加的荷载一致,见图 18(a)。

4.1 荷载-位移曲线

图 18(a)为桩顶荷载与时间关系曲线,图 18(b)

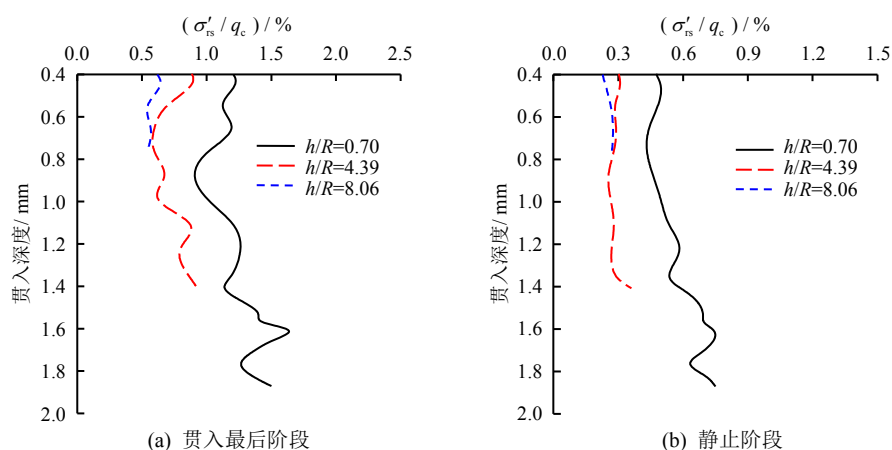


图 17 贯入最后阶段和静止阶段归一化径向应力

Fig.17 Normalized radial stresses in the final stage of penetration and in the stationary phase

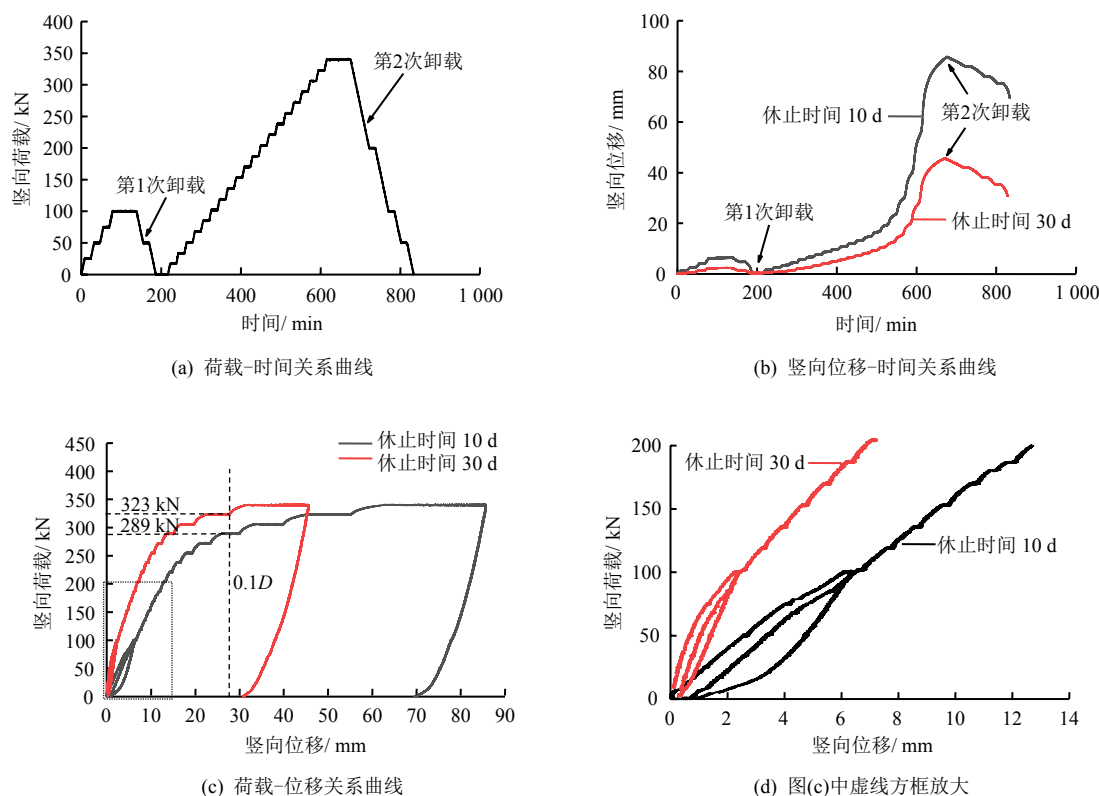


图 18 休止时间为 10 d 和 30 d 的桩承载力试验结果

Fig.18 Results of bearing capacity tests on tubular piles with rest periods of 10 and 30 days

为桩顶位移与时间关系曲线。由 18(b)可知：桩顶位移随着竖向荷载的增加而增加，在相同荷载下休止时间为 10 d 的竖向位移明显要大于 30 d，如在荷载为 340 kN 时，休止时间为 10 d 和 30 d 的竖向位移分别为 63 mm 和 32 mm，竖向位移减少 50%；当荷载加载到 340 kN 进行第 2 次卸载时，引起的竖向位移不可逆转。

图 18(c)为竖向荷载-位移关系曲线，可以看到在第 1 次加卸载时荷载-位移曲线表现出回滞环，为

了更清晰看出回滞环的大小，将其荷载-位移曲线的放大并绘制于图 18(d)，可以看出休止时间为 30 d 的回滞环大小明显小于 10 d；另外，休止时间为 30 d 的初始割线刚度 $k_{\text{ref}} = 17$ ，明显要大于 10 d 时的 $k_{\text{ref}} = 5$ 。

本文极限承载力视为桩顶竖向位移等于 0.1D 所对应的竖向荷载^[27]。根据图 18(c)可知，休止时间 10 d 和 30 d 的极限承载力分别为 289 kN 和 323 kN，承载力有显著提高（约 12%），即桩承载力具有明显的时间效应。

4.2 竖向受压承载力计算值与测量值对比

打入桩的竖向承载力 Q_t 为桩侧摩阻力 Q_s 和桩端阻力 Q_b 之和:

$$Q_t = Q_s + Q_b = \pi D \int \tau_f dz + q_{b,0.1} A_b \quad (4)$$

式中: τ_f 为局部极限侧摩阻力; $q_{b,0.1}$ 为单位面积极限阻力; A_b 为桩端面积。

由式(4)可知, 竖向承载力的设计方法关键在于如何确定 τ_f 和 $q_{b,0.1}$ 。国内外关于近海工程实用性较高的砂土打入桩设计方法有基于静力触探试验 CPT 的 ICP-05 法^[28]和 UWA-05 法^[29], 由于论文篇幅有限, 两种设计方法的原理和计算公式这里不做介绍。在采用上述两种方法估算打入桩竖向承载力时, 以 0.1 m 的分段间隔将土层进行划分, 同时把随深度不断变化的锥尖阻力 q_c 和土体重度 γ 分配给每段土层。 q_c 取 3 次 CPT 试验的平均值, γ 取每层环刀取样的平均值, D_f 取采用环刀法测量的平均值 0.42, 桩-土界面摩擦角 δ_f 参考文献[30]取 28° 。通过 EXCEL 编写计算程序分别得到 ICP-05 法和 UWA-05 法的 τ_f 和 $q_{b,0.1}$ 。图 19 展示了休止时间分别为 10 d 和 30 d 静载试验 (位移为 0.1D 对应的荷载分别为图中静载试验 1、2) 所测得的桩侧摩阻力与采用 ICP-05 和 UWA-05 预测方法所得的侧摩阻力对比。由图可知, 桩埋深在 1.5 m 以上, 通过 ICP-05 和 UWA-05 预测方法得到的侧摩阻力与静载试验测得的侧摩阻力吻合较好, 而在桩尖附近侧摩阻力测量值远大于预测值, 如静载试验 1 的桩端尖摩阻力为 350 kPa, 而 ICP-05 法和 UWA-05 法预测值分别为 33 kPa 和 54 kPa。由此可知, 采用 ICP-05 法和 UWA-05 法预测桩尖处侧摩阻力被低估。主要原因可能为打桩过程中的土塞效应导致桩尖球扩张使得桩尖附近应力场过于复杂,

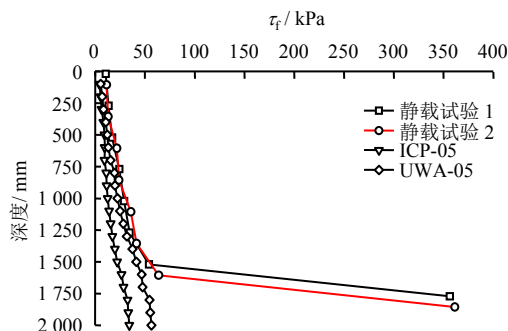


图 19 静载试验的桩身侧摩阻力与 ICP-05 法和 UWA-05 法计算结果对比

Fig.19 Comparison between shear stress profiles calculated with ICP-05 and UWA-05 methods from static compression tests

而 FBG 测得桩尖处的摩阻力包括桩尖内外阻力, 而引起 ICP-05 和 UWA-05 计算方法参生较大误差。

表 3 总结了静载试验与预测方法 (ICP-05 法和 UWA-05 法) 所得的侧摩阻力、桩端阻力和竖向承载力。由表可知, 休止时间为 30 d 的桩端阻力与休止时间为 10 d 相比增长较小, 增加了 8 kN, 增长率仅为 4.7%, 而侧摩阻力的增长率为 21.8%。由此可知, 桩基承载力的时间效应主要是由于桩侧摩阻力的增加导致。另外, ICP-05 法和 UWA-05 法计算得到的竖向承载力 Q_c 小于静载试验实测的承载力 Q_m , ICP-05 法和 UWA-05 法的 Q_c 与静载试验 1 的 Q_m 比值 (Q_c / Q_m) 分别为 0.46 和 0.74, 由此可知, UWA-05 法得到的承载力更接近静载试验测量值。图 20 也展示了静载试验所得的桩基竖向承载力与 ICP-05 法和 UWA-05 法计算所得承载力对比。

综上所述, 针对相对密度较低砂土中的静压循环打入桩试验, 采用 ICP-05 法和 UWA-05 法预测桩尖附近侧摩阻力被低估, 而桩尖以上侧摩阻力与实测值吻合较好; ICP-05 法和 UWA-05 法预测桩基承载力偏保守, UWA-05 法更接近实测值。

表 3 预测值和实测值比较

Table 3 Comparison of predicted and measured values

计算方法	休止时间 / d	侧摩阻力 / kN	桩端阻力 / kN	竖向承载力 / kN
静载试验 1	10	119	170	289
静载试验 2	30	145	178	323
ICP-05 方法	>9	29	98	127
UWA-05 方法	>9	48	166	214

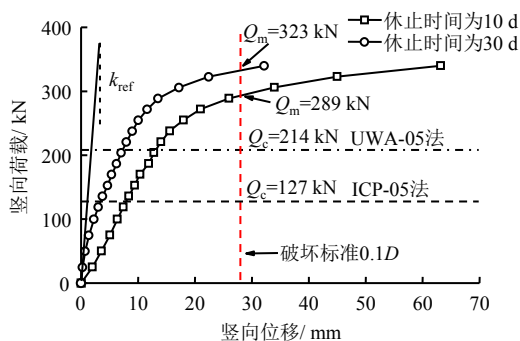


图 20 静载试验的承载力与 ICP-05 和 UWA-05 法计算所得承载力对比

Fig.20 Comparison between bearing capacity calculated with ICP-05 and UWA-05 methods from static compression tests

5 结 论

本文通过大比例尺模型试验, 采用 FBG 应变传

传感器和薄膜压力传感器等先进监测技术, 研究开口管桩在循环打入时桩-土作用机制, 分析了打桩过程中土塞高度、桩身应变、轴力和平均侧摩阻力、桩土界面应力变化规律以及打桩结束后的竖向承载特性, 得出如下结论:

(1) 开口管桩在静压循环打入过程中 PLR 值逐渐降低, 土塞效应逐渐增强, 贯入深度超过 1 m, IFR 值在 0~0.2 之间波动, 贯入结束后, 土塞呈部分闭塞状态。

(2) 随着贯入深度的增加, 靠近桩尖的应变会出现“反点”, 即由贯入最后阶段的压应变转为静止稳定阶段的拉应变, 而桩尖处的应变在两个阶段均为拉应变。

(3) 桩身径向应力在桩尖处最大, 随着 h/R 的增加而逐渐减小, 具有明显的 h/R 效应。

(4) 休止时间为 30 d 的极限承载力与休止时间为 10 d 比较具有明显提高, 桩承载力具有明显的时间效应, 且主要是由于桩侧摩阻力的增加导致。

(5) 采用 ICP-05 法和 UWA-05 法预测桩尖附近侧摩阻力被低估, 而桩尖以上侧摩阻力与实测值吻合较好, ICP-05 法和 UWA-05 法预测桩基承载力偏保守, UWA-05 法更接近实测值。

参 考 文 献

- [1] 郭望波. 砂性土打入桩桩土作用机制及竖向承载力计算方法评价[D]. 杭州: 浙江大学, 2017.
GUO Wang-bo. Pile-soil interaction and database assessment of design methods for axial loaded piles driven in sands[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2017.
- [2] JARDINE R J, ZHU B T, FORAY P, et al. Measurement of stresses around closed-ended displacement piles in sand[J]. *Géotechnique*, 2013, 63(1): 1-17.
- [3] JARDINE R J, ZHU B T, FORAY P, et al. Interpretation of stress measurements made around closed-ended displacement piles in sand[J]. *Géotechnique*, 2013, 63(8): 613-627.
- [4] LEHANE B M, JARDINE R J, BOND A J, et al. Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1993, 119(1): 19-35.
- [5] CHOW F C M. Investigations into displacement pile behaviour for offshore foundations[D]. London, UK: University of London, 1997.
- [6] GAVIN K G, LEHANE B M. The shaft capacity of pipe piles in sand[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2003, 40(1): 36-45.
- [7] YANG Z X, JARDINE R J, ZHU B T, et al. Sand grain crushing and interface shearing during displacement pile installation in sand[J]. *Géotechnique*, 2010, 60(6): 469-482.
- [8] HAN F, GANJU E, PREZZI M, et al. Axial resistance of open-ended pipe pile driven in gravelly sand[J]. *Géotechnique*, 2020, 70(2): 138-152.
- [9] 王永洪, 张明义, 白晓宇, 等. 基于光纤光栅传感技术的静压沉桩贯入特性及影响因素研究[J]. *岩土力学*, 2019, 40(12): 4801-4812.
WANG Yong-hong, ZHANG Ming-yi, BAI Xiao-yu, et al. Study of penetration characteristics and influence factor of jacked pile based on fiber bragg grating sensing technology[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2019, 40(12): 4801-4812.
- [10] 王浩, 周健, 邓志辉. 砂土中桩端阻力随位移发挥的内在机制研究[J]. *岩土工程学报*, 2006, 28(5): 587-593.
WANG Hao, ZHOU Jian, DENG Zhi-hui. Mobilization of toe resistance of piles with local displacement in sand[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, 28(5): 587-593.
- [11] 周健, 邓益兵, 叶建忠, 等. 砂土中静压沉桩过程试验研究与颗粒流模拟[J]. *岩土工程学报*, 2009, 31(4): 501-507.
ZHOU Jian, DENG Yi-bing, YE Jian-zhong, et al. Experimental and numerical analysis of jacked piles during installation in sand[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2009, 31(4): 501-507.
- [12] DE NICOLA A, RANDOLPH M F. The plugging behaviour of driven and jacked piles in sand[J]. *Geotechnique*, 1997, 47(4): 841-856.
- [13] 刘润, 尹瑞龙, 梁超, 等. 黏土中超大直径钢管桩内侧摩阻力研究[J]. *岩土力学*, 2023, 44(1): 232-240.
LIU Run, YIN Rui-long, LIANG Chao, et al. Inner frictional resistance of super-large diameter steel pipe pile in clay[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2023, 44(1): 232-240.
- [14] 黄中原, 杨仲轩, 郭宁. 砂土中桩循环打入过程大变形

- 数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2023, 45(2): 411-418.
- HUANG Zhong-yuan, YANG Zhong-xuan, GUO Ning. Numerical simulation of large deformation of piles in sand during cyclic penetration[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2023, 45(2): 411-418.
- [15] HENKE S, QIU G, GRABE J. A coupled eulerian-Lagrangian approach to solve geotechnical problems involving large deformations[M]//Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Boca Raton: CRC Press, 2010: 233-238.
- [16] 王腾, 薛浩, 吴瑞. 黏土中静压管桩土塞机制研究[J]. 岩土力学, 2018, 39(12): 4335-4341, 4350.
- WANG Teng, XUE Hao, WU Rui. Mechanism of soil plug for jacked pipe pile in clay[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2018, 39(12):4335-4341, 4350.
- [17] MAHUTKA K P, KÖNIG F, GRABE J. Numerical modelling of pile jacking, driving and vibratory driving[C]//Proceedings of International Conference on Numerical Simulation of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment. Rotterdam: A. A. Balkema, 2006: 235-246.
- [18] GUDEHUS G. A comprehensive constitutive equation for granular materials[J]. **Soils and Foundations**, 1996, 36(1): 1-12.
- [19] 詹永祥, 姚海林, 董启朋, 等. 砂土中开口管桩沉桩过程的颗粒流模拟研究[J]. 岩土力学, 2013, 34(1): 283-289.
- ZHAN Yong-xiang, YAO Hai-lin, DONG Qi-peng, et al. Study of process of open-ended pipe pile driven into sand soil by particle flow simulation[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2013, 34(1): 283-289.
- [20] GESELL D. Empfehlungen des Arbeitskreises “Baugruben”: EAB[M]. [S. l.]: John Wiley & Sons, 2012.
- [21] DOHERTY P, IGOE D, MURPHY G, et al. Field validation of fibre Bragg grating sensors for measuring strain on driven steel piles[J]. **Géotechnique Letters**, 2015, 5(2): 74-79.
- [22] BYRNE B W, MCADAM R A, BURD H J, et al. Monotonic laterally loaded pile testing in a stiff glacial clay till at Cowden[J]. **Géotechnique**, 2020, 70(11): 970-985.
- [23] 李宏男, 任亮. 结构健康监测光纤光栅传感技术[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- LI Hong-nan, REN Liang. Fiber Bragg grating sensing technology for structural health monitoring [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008.
- [24] 朱怀龙, 刘俊杰, 朱碧堂. 无封装 FBG 应变传感器在桩基试验中的标定研究[J]. 传感技术学报, 2023, 36(12): 1871-1877.
- ZHU Huai-long, LIU Jun-jie, ZHU Bi-tang. Experimental study on the calibration of unencapsulated FBG strain sensors in pile foundation test[J]. **Chinese Journal of Sensors and Actuators**, 2023, 36(12): 1871-1877.
- [25] 中华人民共和国水利部. GB/T 50123—2019 土工试验方法标准[S]. 北京: 中国计划出版社, 2019.
- Ministry of Water Resources of People's Republic of China. GB/T 50123—2019 Standard for geotechnical testing method[S]. Beijing: China Planning Press, 2019.
- [26] JAMIOLKOWSKI M, LO PRESTI D C F, MANASSERO M. Evaluation of relative density and shear strength of sands from CPT and DMT[C]//Symposium on Soil Behavior and Soft Ground Construction. [S. l.]: Geotechnical Special Publication, 2003: 201-238.
- [27] FOGLIA A, ABDEL-RAHMAN K, WISOTZKI E, et al. Large-scale model tests of a single pile and two-pile groups for an offshore platform in sand[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2021(12): 1825-1838.
- [28] JARDINE R, CHOW F, OVERY R, et al. ICP design methods for driven piles in sands and clays[M]. London: Thomas Telford, 2005.
- [29] LEHANE B M, SCHNEIDER J A A, XU X. A review of design methods for offshore driven piles in siliceous sand[R]. Perth, Australia: The University of Western Australia, 2005.
- [30] HO T Y K, JARDINE R J, ANH-MINH N. Large-displacement interface shear between steel and granular media[J]. **Géotechnique**, 2011, 61(3): 221-234.