

砂土中打入桩沉桩过程位移与应变场的 三维离散元分析

刘晗帆¹, 郭宁^{1,2*}, 杨仲轩^{1,2}

(1. 浙江大学 岩土工程计算中心, 浙江 杭州 310058; 2. 公路数智养护浙江省工程研究中心, 浙江 杭州 310058)

摘要: 模型槽试验可用于分析打入桩沉桩过程中土体应力、位移和应变场的演化规律, 对准确分析打入桩的承载特性至关重要。采用 GPU 加速三维离散元软件, 通过轴对称模型及粒径细化方法, 模拟了 60° 圆心角断面模型槽内砂土中的闭口桩打入过程, 着重分析了桩端阻力、土体位移场与应变场的演化趋势, 与文献中的试验和有限元模拟结果进行了定性与定量对比, 验证了该离散元模型的有效性。主要结论如下: (1) 对沉桩过程的离散元模拟, 模型尺寸需满足最小槽径-桩径比和桩径-粒径比等尺寸要求, 经单元试验参数标定后, 可定量分析打桩过程中的土体变形模式; (2) 根据沉桩过程中的位移场形态, 近桩处土体可分为竖向压缩区、过渡区、径向压缩区, 土体最大位移发生在过渡区; (3) 桩下方土体主要受到竖向压缩且在桩端处存在应变集中, 桩侧土体主要受径向压缩且在桩肩处存在应变集中。模拟结果可结合打桩过程中的土体应力场分布, 为打入桩设计方法的改进和承载力计算提供依据。

关键词: 打桩过程; 离散元法; 粒径细化方法; 位移场; 应变场

中图分类号: TU473.1

文献标识码: A

文章编号: 2096-7195(2024)04-0357-11

3D discrete element analysis of displacement and strain fields in sand during pile installation

LIU Hanfan¹, GUO Ning^{1,2*}, YANG Zhongxuan^{1,2}

(1. Computing Center for Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, Zhejiang, China;

2. Zhejiang Provincial Engineering Research Center for Digital and Smart Maintenance of Highway, Hangzhou 310058, Zhejiang, China)

Abstract: Calibration chamber tests could be used to analyze the stress, displacement, and strain fields in the soil mass during pile installation, which are crucial for accurately assessing the bearing characteristics of driven pile. The study employed a GPU powered 3D discrete element method (DEM) code to model a 60° fan-shaped calibration chamber test of a closed-end pile penetrated into sand by adopting the axisymmetric assumption and particle refinement method. The tip resistance, displacement and strain fields in sand were analyzed and compared with the experimental and the finite element modeling results from the literature, verifying the effectiveness of the discrete element model. The main conclusions include: (1) The DEM model can quantitatively reflect the deformation pattern and its evolution in sand during pile installation, provided that the requirements on minimum size ratios of chamber-to-pile and pile-to-particle are satisfied. (2) Based on the morphology of the displacement fields during the pile installation, the soil around the pile can be divided into vertical compression zone, transition zone, and radial compression zone, with the largest displacement occurring in the transition zone. (3) The sand beneath the pile tip is mainly under vertical compression, with strain concentration at the tip, while the soil close to the pile shaft is mainly under radial compression, with strain concentration at the shoulder. The numerical results in conjunction with the stress fields around the driven pile provide valuable bases for improving the design methods and bearing capacity calculations of driven piles.

收稿日期: 2023-03-01

基金项目: 国家自然科学基金项目 (52078456, 52020105003); 浙江省自然科学基金项目 (LR23E080001); 浙江大学-浙江交工协同创新联合研究中心项目 (ZDJG2021001); 浙江省建设厅项目 (2022K073)。

作者简介: 刘晗帆 (1998—), 男, 浙江温州人, 硕士研究生, 主要从事离散元模拟方面的研究。E-mail: 22012027@zju.edu.cn。

*通信作者: 郭宁 (1987—), 男, 江苏南通人, 博士, 主要从事计算岩土力学、桩基工程等方面的研究。E-mail: nguoo@zju.edu.cn。

Key words: pile installation; discrete element method; particle refinement method; displacement field; strain field

0 引言

打入桩在工业与民用建筑、桥梁、近海等工程领域应用广泛。桩在打入过程中会引起桩周土体应力场和应变场的剧烈变化,进而显著影响桩身承载力。传统的桩基设计方法忽略了沉桩效应,承载力预测值与真实值有较大偏差,导致设计偏保守,增加了建造成本。在单桩基础海洋风电项目中,基础成本可占总成本的20%以上,因此提升桩基承载力预测准确性对降低海洋风电成本尤为重要。静力触探试验(Cone Penetration Test, CPT)可反映触探仪刺入过程中的土体应力场变化,与打入桩沉桩过程相似,因此,基于CPT结果预测打入桩的承载力更为可靠^[1]。

为指导基于CPT方法的打入桩设计,探究打桩过程中的桩土作用机理,过去30年中,部分学者^[2-3]通过在桩身布置传感器,开展了系列打入桩现场试验。另外,许多学者^[4-10]还采用模型槽以及离心机的试验方法研究打桩过程中土体的应力和应变场演化。上述现场和模型试验研究均表明打桩引起桩周土应力与应变的不均匀分布,揭示了应力与桩端距离存在密切关系,为打入桩设计提供了有力参考。然而,现场试验代价高、耗时长,且受限于场地等因素不利于开展参数分析。模型试验中也存在传感器尺寸过大导致测量点较少,以及近桩处应力过大导致传感器受损等问题。因此,需要开发更为经济、便捷的打入桩研究方法。

以有限元法为代表的数值方法由于计算高效、分析灵活且经济,在众多岩土工程问题中得到了广泛应用。然而打桩过程涉及土的大变形,传统有限元法处理此类问题时面临网格畸变困难的问题。HENKE等^[11]和王腾等^[12]使用耦合欧拉-拉格朗日有限元法分别模拟了闭口桩和管桩的沉桩过程。ZHANG等^[13-14]则采用任意拉格朗日-欧拉有限元法与颗粒破碎本构模型分析了JARDINE等^[5-6]的模型槽试验结果。YANG等^[15]使用任意拉格朗日-欧拉法和修正摩尔-库伦本构模型,材料参数根据平均正应力、塑性剪应变、孔隙比动态调整以反映土的状态相关性,实现了JARDINE等^[5-6]模型槽试验中土体应力场分布的定量对比。除上述大变形有限元法外,新兴的物质点法近几年也被成功用于打桩问题的分析^[16-17]。

相较于有限元与物质点等方法将土视为连续介质,离散元法(Discrete Element Method, DEM)则将土视为由颗粒组成的离散材料,可模拟打桩这类大变形问题,且可提供颗粒尺度的微观力学信息,帮助理解桩土作用的微观力学机制。然而,DEM计算量远大于有限元、物质点等连续介质力学方法,过去由于计算机算力不足,研究多采用二维模型^[10,18-19],该简化模型虽可用于定性分析,但无法反映真实三维情形下的颗粒动力学特征。因此,部分学者致力于三维DEM打桩模拟研究,如ARROYO等^[20]建立了含有约6.5万颗粒的模型槽,首次系统开展了打桩三维DEM模拟研究。KHOSRAVI等^[21]通过18组三维DEM平行实验,探究了不同因素对桩端及桩侧阻力的影响。另一方面,为了减小计算量,目前大多数三维DEM打桩研究均人为放大平均颗粒粒径 d_{50} 和模型桩桩径 D ,同时人为缩小模型槽槽径 B 。由于尺寸和边界效应,过小的桩径-粒径比 D/d_{50} 与槽径-桩径比 B/D 可导致结果失真。BOLTON等^[8]离心机试验结果表明,当 B/D 从30增大至85时,桩端阻力没有明显变化。SALGADO等^[22]通过柱孔扩张理论分析,认为在150 kPa超载下, B/D 应大于50以减小边界效应。针对 D/d_{50} ,BOLTON等^[8]认为其最小值应为20。ARROYO等^[20]和KHOSRAVI等^[21]模型中 D/d_{50} 分别为2.7和3.1,而 B/D 分别为16.9和15.9,均远小于上述建议值。

随着高性能并行计算技术的发展,尤其是采用通用图形处理器GPU对DEM计算进行加速,目前百万级颗粒DEM模拟已成为可能。因此,本文使用GPU加速DEM软件MUSEN^[23]开展砂土中打桩试验研究,在尽量增大 D/d_{50} 和 B/D 的前提下结合轴对称简化和粒径细化方法(Particle Refinement Method, PRM)^[24]节约计算量,着重分析了打桩过程中砂土位移场和应变场的演化,与文献[5-7,25]中模型槽试验与有限元模拟^[26]结果进行了定性定量对比,验证了本文模型的可靠性。

1 轴对称简化与粒径细化方法

打桩过程为典型的轴对称问题,分析时可采用轴对称简化。BUTLANSKA等^[27]研究了圆心角分别为 360° 、 180° 、 90° 的断面模型槽打桩试验,发现

使用轴对称模型会导致径向边界周围土体孔隙比增大, 但对打桩结果影响较小。ARROYO 等^[28]认为轴对称模型中径向边界的引入对强力链有增强作用, 从而使桩端阻力 q_c 增大。但是, ARROYO 等^[28]研究中颗粒数较少 (约 15 000) 且 D/d_{50} 仅为 3.6, q_c 增大可能是边界效应的影响。此外, LIN 等^[29]使用 45° 圆心角断面模型槽研究了模型桩尺寸对桩端阻力的影响。本文采用圆心角为 60° 的模型槽进行打桩试验, 可将颗粒数量减小至全尺寸模型的 $1/6$, 模型槽俯视图如图 1 所示。

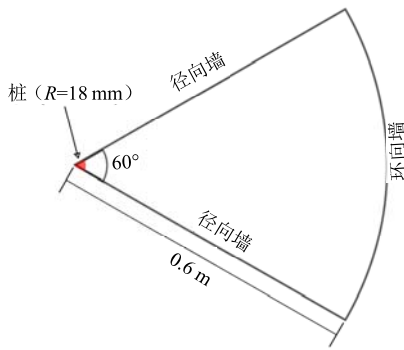


图 1 模型槽俯视图

Fig. 1 Top view of the chamber

为进一步减少颗粒数量, 本文在轴对称简化的基础上采用粒径细化方法 PRM。该方法由 MCDOWELL 等^[24]提出并已被多位学者采用^[30-31]。其原理类似有限元法中的网格细分, 即近桩处采用较小颗粒, 远离桩身的地方采用较大颗粒, 并选择适当的粒径放大系数阻止细颗粒向邻层大孔隙入侵。

本文采用 SHARIF 等^[30]提出的粒径细化方法, 相关公式如下:

$$C_{psd} \leq d_{50}/d_{min} \quad (1)$$

$$d_{i+1} = d_i C_{psd} \quad (2)$$

$$t_1 \geq 2.5R \quad (3)$$

$$t_i \approx 5d_{max} C_{psd}^{i-1}, i > 1 \quad (4)$$

式中: d_{min} 、 d_{50} 和 d_{max} 分别为近桩第 1 圈的最小、平均和最大粒径; C_{psd} 为相邻层间颗粒粒径的放大系数; d_i 为第 i 层颗粒的粒径; t_i 为第 i 个圈层的层厚; R 为桩半径。

本文模拟 JARDINE 等^[5-6]和 YANG 等^[4]开展的 ICL-INPG 模型槽试验, 槽径 $B=1.2$ m, 高 2 m, 模型桩尺寸与标准 CPT 仪一致, 锥尖为 60° , 桩径

$D=36$ mm (半径 $R=18$ mm), 试验砂为中等密实度的枫丹白露砂。采用轴对称假设, 将 60° 圆心角扇形面沿径向划分为 6 个区域。首圈颗粒粒径采用 10 倍枫丹白露砂粒径^[4], 粒径级配曲线如图 2 所示, 可知 $d_{min}=1.4$ mm, $d_{50}=2.5$ mm, $d_{max}=4.2$ mm, 则本文 $B/D=33.3$, $D/d_{50}=14.4$, 大致满足前人研究中对槽径、桩径、粒径间尺寸比的要求。根据式 (1) ~ (4), 本研究选定层间颗粒粒径放大系数 $C_{psd}=1.6$, 首圈厚度 $t_1=55$ mm (约 $3R$), 第 2 圈厚度 $t_2=34$ mm, 依次类推, 粒径细化方法分区信息如表 1 所示, 共计 53.07 万颗粒。

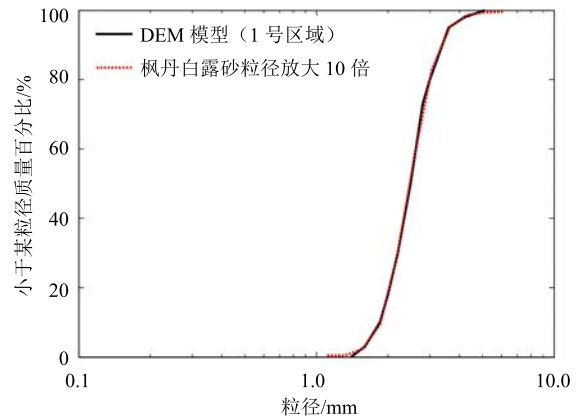


图 2 粒径级配曲线

Fig. 2 Particle size distribution curves

表 1 粒径细化方法分区信息

Table 1 Information of each zone in PRM

区域号	粒径放大系数	厚度/mm	颗粒数
1	10.0	55	270 500
2	16.0	34	108 700
3	25.6	54	66 700
4	41.0	86	41 600
5	65.5	137	25 800
6	105.0	234	17 400

2 离散元打桩模型

2.1 参数标定

颗粒间及颗粒与桩、模型槽间接触均采用 Hertz-Mindlin 模型, 法向与切向接触力计算公式如下:

$$F_n = -\frac{2}{3}k_n \delta n - \sqrt{\frac{10}{3}} \alpha v_n^r \sqrt{k_n M^*} \quad (5)$$

$$\Delta F_t = -k_t v_t^r \Delta t - \sqrt{\frac{10}{3}} \alpha v_t^r \sqrt{k_t M^*} \quad (6)$$

式中： $1/M^* = 1/M_1 + 1/M_2$ ； δ 为接触重叠量； \mathbf{n} 为接触法向量； \mathbf{v}_n^r 和 \mathbf{v}_t^r 分别为法向和切向相对速度； Δt 为时间步长； α 为黏滞阻尼系数，为回弹系数 ζ 的函数 $\alpha = -\ln(\zeta) / \sqrt{\pi^2 + \ln^2(\zeta)}$ ，式(5)~(6)中与 α 相关项为接触间黏滞阻尼力； k_n 和 k_t 分别为法向和切向接触刚度，具体计算公式为：

$$k_n = 2E^* \sqrt{R^* \delta} \quad (7)$$

$$k_t = 8G^* \sqrt{R^* \delta} \quad (8)$$

式中：

$$\frac{1}{E^*} = \frac{1 - \nu_1^2}{E_1} + \frac{1 - \nu_2^2}{E_2} \quad (9)$$

$$\frac{1}{G^*} = \frac{2(1 + \nu_1)(2 - \nu_1)}{E_1} + \frac{2(1 + \nu_2)(2 - \nu_2)}{E_2} \quad (10)$$

$$\frac{1}{R^*} = \frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \quad (11)$$

R_i 、 M_i 、 E_i 和 ν_i ($i=1, 2$)分别为两接触物的半径、质量、杨氏模量和泊松比。接触力同时满足库伦摩擦定律，即：

$$|\mathbf{F}_t| \leq \mu |\mathbf{F}_n| \quad (12)$$

式中： μ 为摩擦系数。

本文主要模型参数与CIANTIA等^[32]相同，如表2所示。由于土颗粒具有不规则形状，球形颗粒DEM模型会导致抗剪强度过低，本文采用CIANTIA等^[32]提出的方法，将颗粒旋转锁定以提升试样抗剪强度，但不考虑颗粒破碎效应。标定采用初始孔隙比为0.6的土样进行三轴压缩试验，初始围压 p_0 分别为100、150、200 kPa，与SEIF EL DINE等^[33]的枫丹白露砂试验结果（初始围压100 kPa）进行对比，如图3所示。DEM模型抗剪强度及剪胀特性均与试验结果相近，峰值内摩擦角 $\varphi_p = 36^\circ$ ，临界状态内摩擦角 $\varphi_{cs} = 32^\circ$ 。

2.2 打桩模型建立

结合表1粒径细化方法，通过重力沉积生成模型槽试样，模型槽剖面与俯视图如图4所示。该过程中为得到初始密实试样，临时允许颗粒旋转。为模拟轴对称边界条件，土颗粒与径向墙、底板、上压力板之间均设置为光滑接触，与环向墙之间摩擦系数取为0.1，以加快系统稳定^[21]。

表2 离散元模型参数

参数	取值
土颗粒杨氏模量/GPa	2
桩及模型槽杨氏模量/GPa	200
所有材料泊松比	0.2
土颗粒密度/(kg/m ³)	2 650
土颗粒间摩擦系数	0.275
桩-土界面摩擦系数	0.5
接触回弹系数	0.7
时间步长/s	2.5×10^{-7}

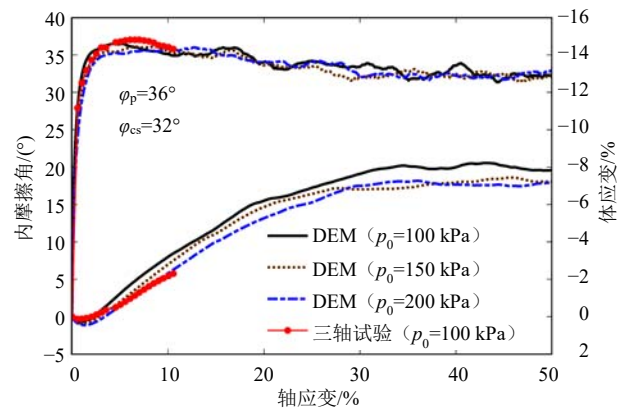


图3 三轴压缩试验结果对比

Fig. 3 Comparison of triaxial compression test results

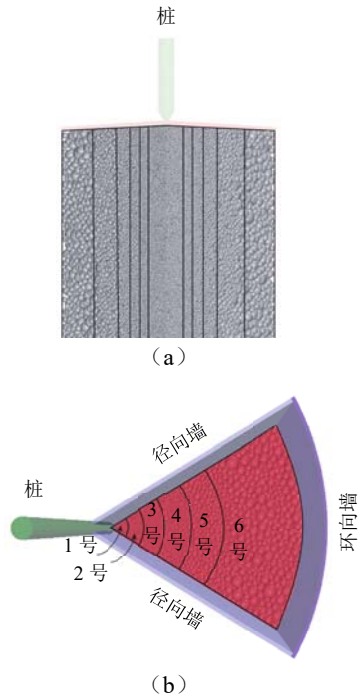


图4 模型槽剖面与俯视图

Fig. 4 Profile and top view of the calibration chamber

与JARDINE等^[5-6]试验一致，通过上压力板施加150 kPa超载，系统稳定后试样高约1.4 m。打桩前通过径向位置在30 mm和40 mm的两个半径为

10 mm 的测量圆计算得出 1 号区域内土体的初始孔隙比约为 0.6, 沿深度方向略有下降 (图 5), 表明试样大致均匀。其后, 锁定颗粒旋转自由度, 将半径 $R=18\text{ mm}$ 、长度为 1.5 m 的模型桩以 20 mm/s 的速度均匀打入土体中直至 1 m ($55.6R$) 埋深。此时, 桩端距槽底尚有 0.4 m ($11.1D$) 净空, 满足 BOLTON 等^[8] 和 ARSHAD^[25] 建议的尺寸要求。

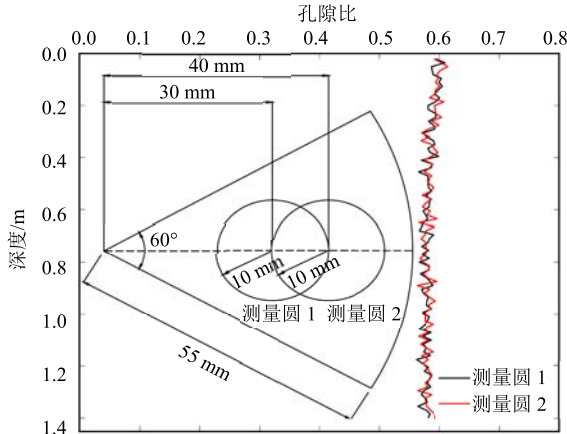


图 5 初始孔隙比沿深度分布

Fig. 5 Initial void ratio distribution along the depth

3 结果与分析

3.1 桩端阻力

桩端阻力 q_c 是桩承载力设计中的重要指标, DEM 模型中通过下式计算桩端阻力:

$$q_c = F_z / A \quad (13)$$

式中: F_z 为颗粒作用于桩端的竖向合力; A 为桩端截面积, 即半径为 18 mm、圆心角为 60° 的扇形面积。桩端阻力曲线如图 6 所示。

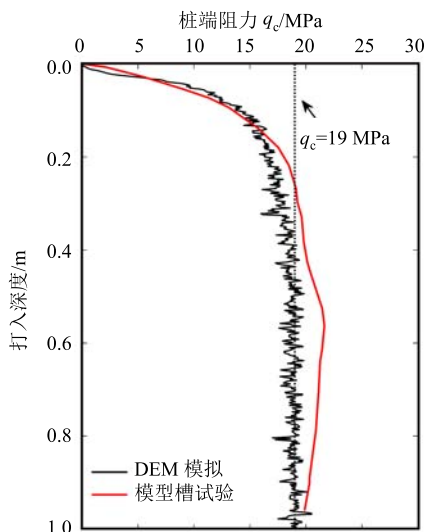


图 6 桩端阻力曲线

Fig. 6 Curves of tip resistance

由图 6 可知, 在打入深度 L_p 约 0.4 m ($22R$) 时, 桩端阻力 q_c 稳定于 19 MPa, 略小于 YANG 等^[4] 模型槽试验结果的 21 MPa。此外, 与试验结果相比, DEM 曲线存在一定的数值波动。这是因为模拟中颗粒粒径较真实砂土颗粒放大了 10 倍, 桩端颗粒数仅约为真实情况下的 1/100。对比 ARROYO 等^[20] 模拟结果中更大的波动现象, 证实选取适当的 D/d_{50} 的重要性。

3.2 位移场

位移场是打桩过程中砂土变形的重要指标, 本文通过测量圆中颗粒位移的体积加权平均计算土单元位移, 绘制打入深度 $L_p = 0.54\text{ m}$ ($30R$) 时的桩径归一化竖向及径向位移云图, 如图 7 所示。由于采用 PRM, 不同圈层内测量圆大小与粒径放大系数有关, 保证每个测量圆内所含颗粒数大致相同, 均约含 30~40 个颗粒。图 7 中数据显示为百分比 (即 % R), r 为土单元相对桩轴的径向距离, h 为土单元相对桩端的竖向距离, 且桩端以上为正, 桩端处 $h = 0$ 。

由图 7 分析可知, 径向与竖向位移云图分布规律与 ARSHAD^[25] 模型槽试验及高尤毅^[26] 有限元模拟结果相近, 近桩侧径向与竖向位移最大, 分别约为 $80\%R$ 及 $300\%R$ 。此外, 打桩过程中累积径向位移影响范围 ($>5\%R$) 在径向和竖向分别为 $10R$ 和 $-5R$, 累积竖向位移影响范围在径向和竖向分别为 $8R$ 和 $-10R$ 。图 8 为打入深度 L_p 从 0.54 m ($30R$) 增至 0.558 m ($31R$) 时土体的位移增量。根据图 8 中土单元位移特征, 可将近桩处土体位移场分为 3 个区域: 区域 I 为竖向压缩区; 区域 II 为过渡区; 区域 III 为径向压缩区。区域 I 主要分布在桩端下方, 以竖向位移为主, 向下延伸至约 $h = -5R$ 处。区域 II 分布在桩端侧下方, 位移从竖向往径向过渡且最大位移 (约 $69\%R$) 发生于该区域内。随着径向与竖向坐标增大, 土体位移向背离桩侧方向旋转且大小迅速下降。ARSHAD^[25] 研究表明, 区域 II 宽度与土体破碎程度相关, 土体破碎越严重, 该区域宽度越宽。由于本研究未考虑颗粒破碎, 因而可能低估了区域 II 的宽度。区域 III 主要分布在桩肩侧, 以径向位移为主且位移较小。图 8 所示土单元位移模式证实, 在桩端下方, 土单元受竖向压缩作用为主, 在桩肩处, 土单元受到轻微的径向压缩作用。此外, 打入桩对土体位移产生显著影响的区域在竖向与径向范围内均约为 $5R$ 。在离桩较远处 ($r > 5R$) 部分区域, 土体由于径向挤压作用向上运动, 与 BUTLANSKA 等^[34] 的观察一致。

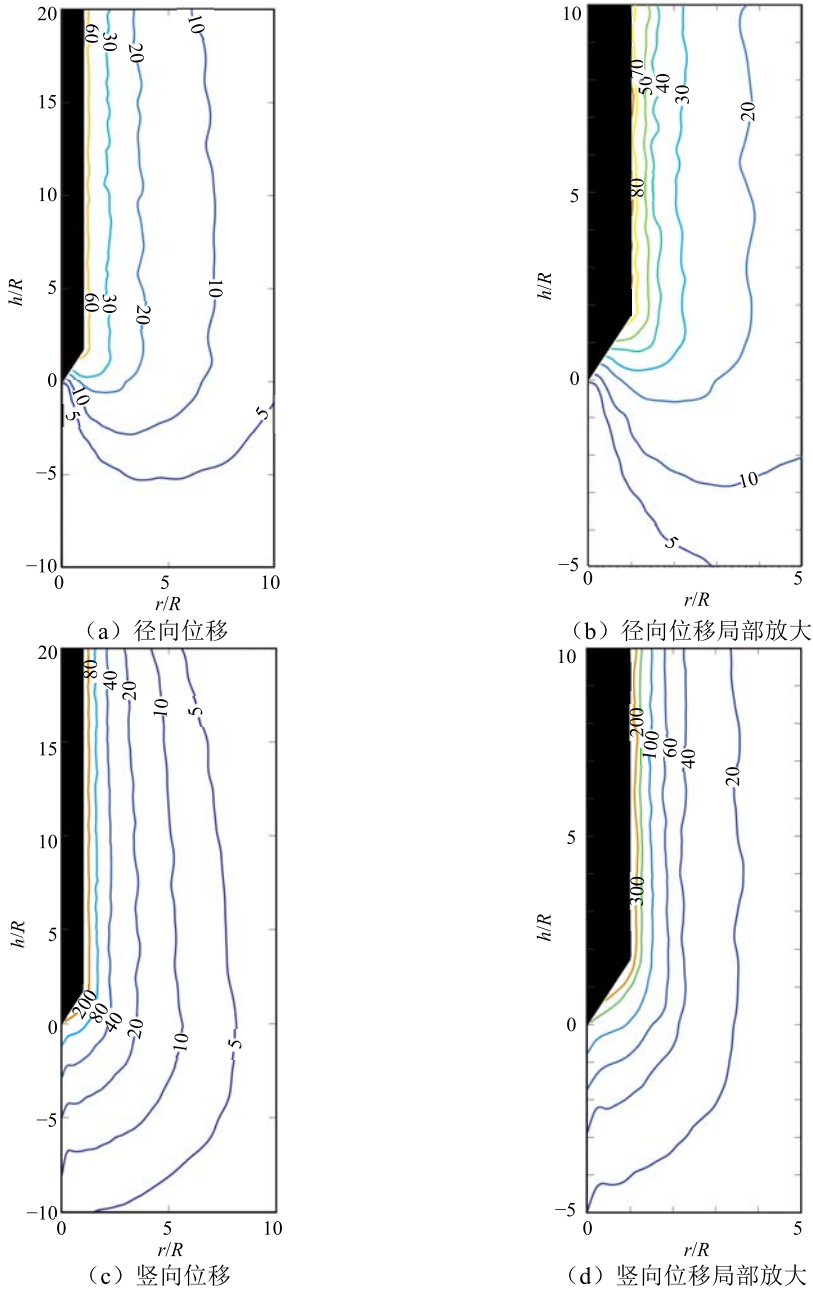


图7 打入深度 30R 时的位移云图 (图中数值表示为 %R)

Fig. 7 Displacement nephogram at 30R penetration depth (values in %R)

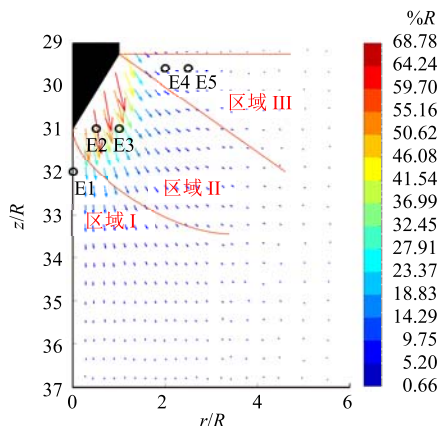


图8 打入深度 30R 至 31R 时的位移增量

Fig. 8 Displacement increment field during 30R-31R penetration depth

选定图 8 中分布的 5 个点进行位移观测，其中 E1 位于桩端正下方，处于区域 I 内；E2、E3 位于区域 II 内；E4、E5 位于桩肩侧，处于区域 III 内。其桩径归一化径向及竖向位移增量如图 9 所示。单元 E1 竖向位移约 15%R，而径向位移仅为 0.1%R，故该单元近似处于竖向运动状态。处于过渡区的 E2、E3 的径向位移与竖向位移均有明显增大，但是由于 E2、E3 单元均处于近桩处，受到打入桩强烈的推进作用，故竖向位移仍占据主导地位。E4、E5 单元处于径向压缩区，径向位移均大于竖向位移，尤其 E5 的竖向位移可忽略不计。此外，随着径向位置的增大，位移衰减较为明显。

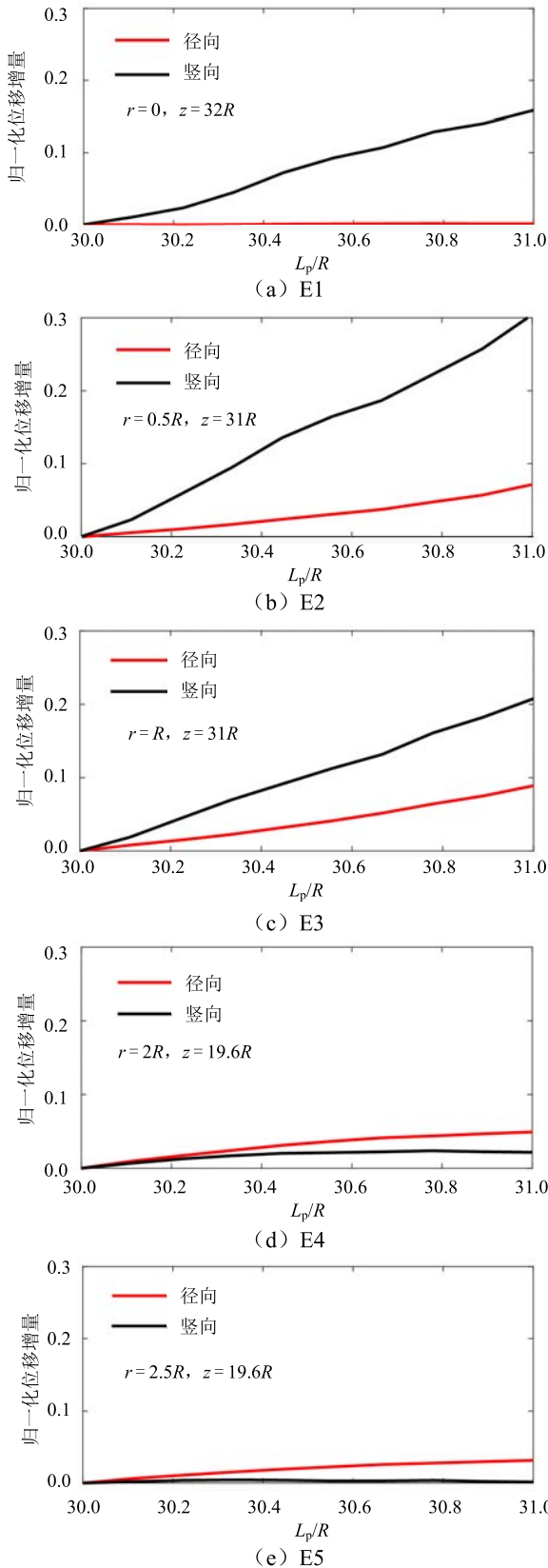


图 9 打入深度 30R 至 31R 时各点径向及竖向位移增量
Fig. 9 Radial and vertical displacement increments of the selected soil elements during 30R-31R penetration depth

为进一步探究打桩过程中土体的位移模式, 图 10 展示了整个打入过程中深度 $z = 0.54 \text{ m}$ ($30R$) 处

8 个不同径向位置土单元的位移轨迹。分析可知, 近乎整个打入过程中, 所有土单元均向远离桩方向运动。随着土单元远离桩中心, 土体竖向与径向位移均迅速减小, 且竖向位移减小更为显著。只有在桩肩通过土体所在深度时, 部分土单元 A~D 位移发生轻微回弹, 如图 10 内插图所示, 与 ARSHAD^[25] 模型槽试验观察一致。该现象的原因在于打桩过程中近桩处土体存在加、卸载过程, 即土单元在桩肩通过前为加载, 桩肩通过后逐渐卸载。远离桩身的土体受打桩影响较小, 无明显的应力滞回圈。

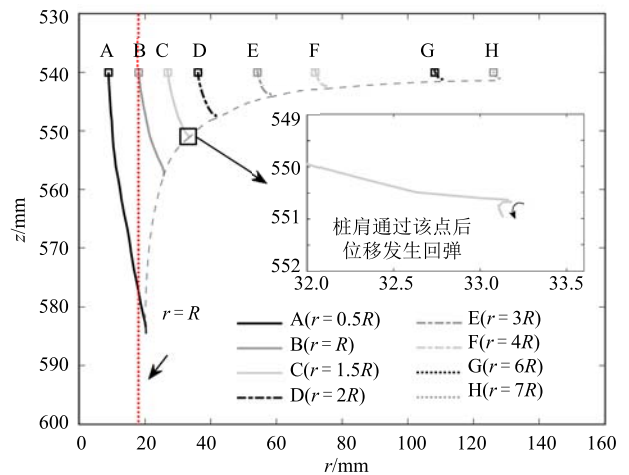


图 10 打入过程中不同径向位置土单元位移轨迹
Fig. 10 Trajectories of soil elements at different radial positions during pile penetration

对图 10 中 B、C、D 点的径向及竖向位移进一步分析, 绘制出如图 11 所示的位移增长曲线。可见, 当桩端距离土单元约 $20R \sim 22R$ ($L_p/R = 8 \sim 10$) 位置时, 土单元开始出现响应, 竖向位移首先开始增加, 土体进入轴向压缩阶段, 该阶段径向位移增加尚不明显。当桩端距离土单元约 $5R \sim 10R$ ($L_p/R = 20 \sim 25$) 时, 径向及竖向位移均显著增加, 此时土单元进入孔扩阶段, 受到快速增强的径向压缩作用, 但是该阶段近桩处土体仍以轴向压缩作用为主。桩肩通过土单元前后 ($L_p/R = 30 \sim 32$), 径向位移到达峰值, 并同样由于卸载出现轻微减小。本文 DEM 模拟结果中的回落较 ARSHAD^[25] 模型槽试验结果小, 原因在于应力卸荷与砂土密实度有关, 松砂中应力卸荷较密砂中明显。此外, 该现象也与颗粒转动和颗粒破碎有关。本研究未考虑颗粒破碎与旋转, 故该现象较真实打桩试验结果不明显。在桩肩通过后, 土单元径向与竖向位移均近乎忽略不计, 运动接近终止。

3.3 应变场

为分析打桩过程中土体应变场演化, 采用 GUO

等^[35]中的公式计算土体应变:

$$X = \sum \Delta x' \otimes \Delta x \quad (14)$$

$$Y = \sum \Delta x \otimes \Delta x \quad (15)$$

$$\Gamma = X \cdot Y^{-1} - I \quad (16)$$

$$\varepsilon = -(\Gamma + \Gamma^T)/2 \quad (17)$$

式中: Δx 与 $\Delta x'$ 分别为测量圆中的颗粒在变形前后相对所有颗粒质心的位置向量; \otimes 为张量积符号; Σ 表示对测量圆内所有颗粒求和; Γ 为仿射变形; I 为单位张量; ε 即为应变张量(仿射变形的对称部分, 负号取压应变为正)。本文分析并绘制了打入深度为 0.108 m (6R) 及 0.36 m (20R) 时的各应变增量云图, 如图 12~13 所示, 其中打入深度增量为 2 mm (约等于 0.11R)。

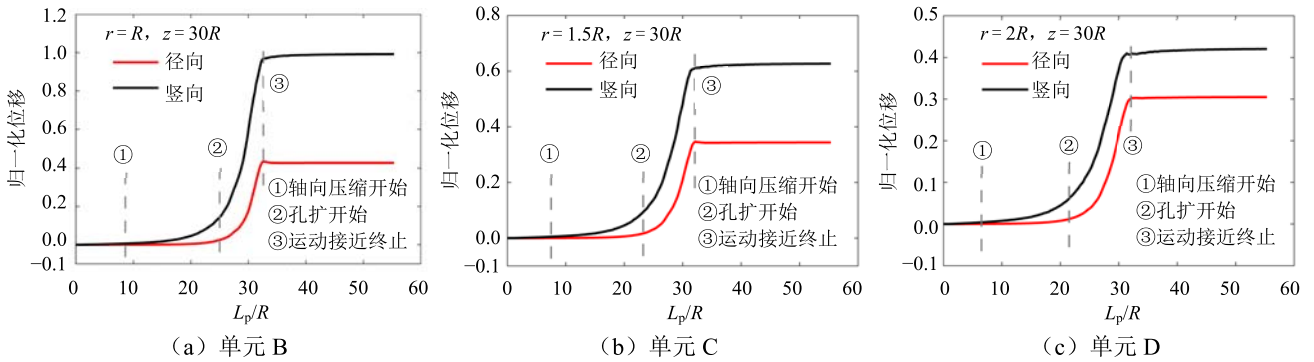


图 11 打入过程中不同土单元径向及竖向位移

Fig. 11 Radial and vertical displacements of different soil elements during pile penetration

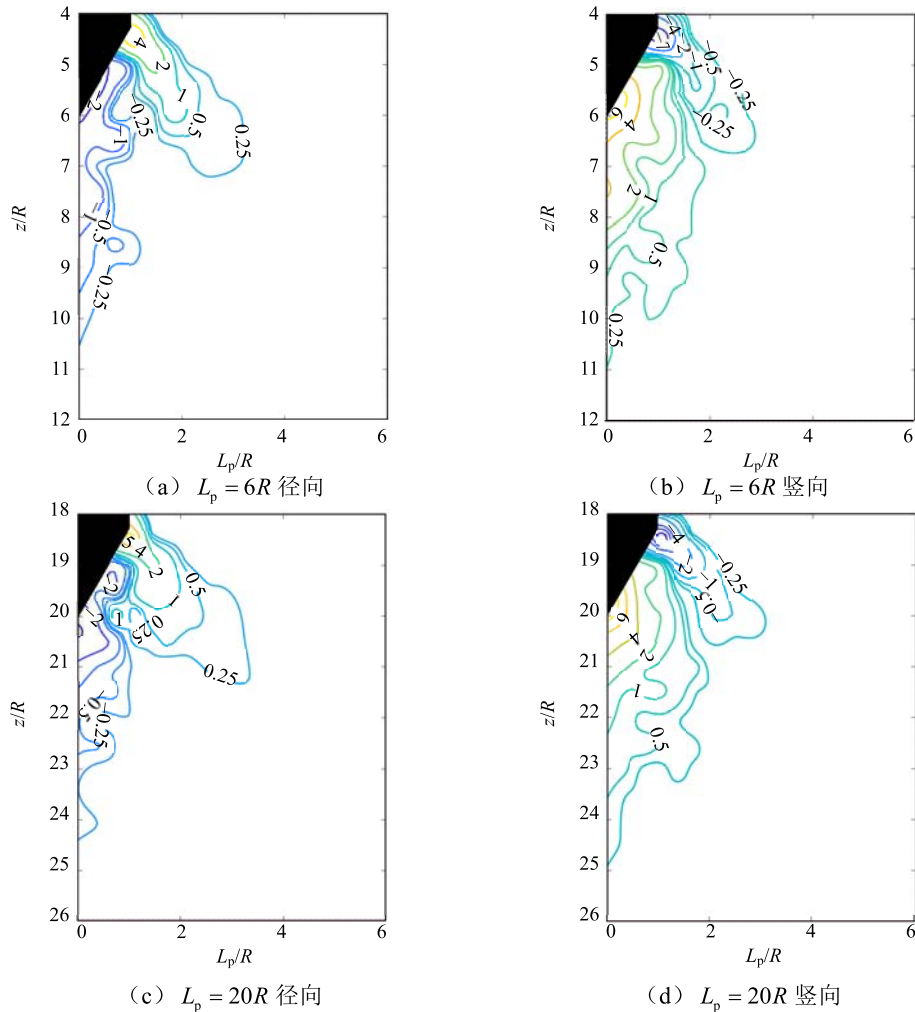


图 12 不同打入深度时径向与竖向应变增量云图

Fig. 12 Radial and vertical strain increments at varying penetration depths

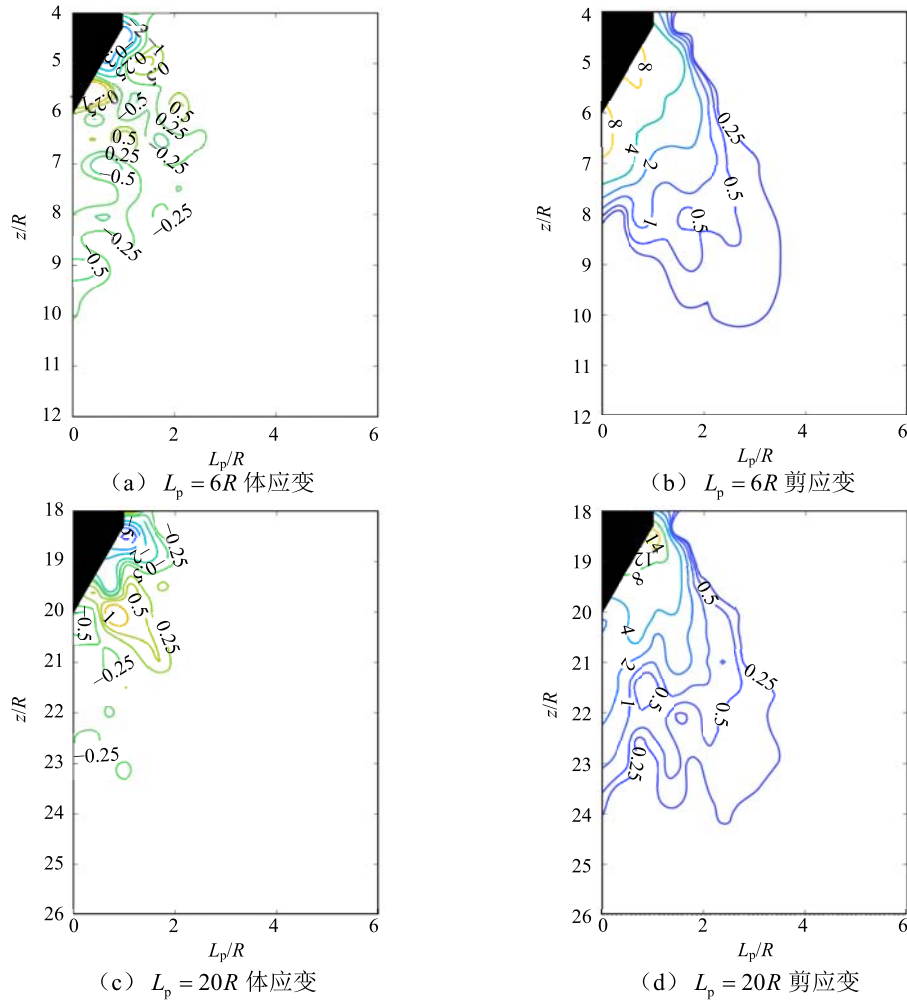


图 13 不同打入深度时体应变与剪应变增量云图

Fig. 13 Volumetric and shear strain increments at varying penetration depths

图 12 展示的径向和竖向应变模式与 ARSHAD^[25] 模型槽试验结果基本一致: 桩下方土体主要受到径向拉伸和竖向压缩, 应变主要集中在桩端部; 桩侧土体主要受到径向压缩和竖向拉伸, 应变主要集中在桩肩。拉压变形的分界线基本处于 $h = 0.5R$ 处的桩侧位置。随着打入深度的增加, 径向应变在拉伸及压缩区的最大值均有轻微增加, 竖向应变的最大值增加不显著。此外, 土体应变受打入桩影响较大区域 ($|\epsilon > 0.25\%$) 几乎不受打入深度的影响, 径向应变在径向的影响范围约为 $3R \sim 4R$, 在竖向的影响范围约为 $4R \sim 5R$; 竖向应变在径向的影响范围约为 $3R$, 在竖向的影响范围约为 $5R$ 。该结果与图 8 所得位移模式的结论一致。

图 13 绘制了体应变和工程剪应变增量云图。可以看到, 当打入深度为 $6R$ 时, 桩端极小范围内存在压缩区 (体应变为正), 而桩端下方和桩肩处以剪胀为主 (体应变为负), 尤以桩肩处剪胀最为明显; 当打入深度为 $20R$ 时, 桩端与桩肩处均为剪胀区, 桩端侧下方由于受到桩端和桩肩处土体的挤压作用,

出现一定的压缩区。剪应变增量云图表明, 打入深度为 $6R$ 时, 剪应变集中发生在桩端和桩侧 $h = 0.5R$ 处; 而打入深度为 $20R$ 时, 剪应变集中向桩肩处移动, DEM 模拟结果与高尤毅^[26] 有限元模拟结果类似。体应变与剪应变影响范围与径向、竖向应变相似, 受打入深度影响较小, 体应变在径向的影响范围约为 $2R$, 在竖向的影响范围约为 $3R \sim 4R$; 剪应变在径向的影响范围约为 $3R \sim 4R$, 在竖向的影响范围约为 $4R$ 。

4 结 论

本文通过轴对称假设和粒径细化方法建立了三维 DEM 打桩试验模型, 使用总计约 53 万颗粒以满足槽径、桩径、粒径间尺寸比要求, 使用该模型分析了桩打入过程中的桩端阻力、位移场与应变场演化规律。主要得出以下结论:

- (1) 当满足槽径-桩径比和桩径-粒径比要求时, 三维 DEM 模型经单元试验标定参数后, 能定

量分析打桩过程中的桩端阻力 q_c 和砂土变形模式。

(2)打桩过程对土体位移扰动较显著的径向与竖向范围均约为 $5R$ 。根据位移场形态,近桩处土体可分为竖向压缩区、过渡区以及径向压缩区,土体最大位移发生在过渡区。

(3)桩打入过程中,土单元总体向远离桩身方向运动。桩肩通过时,由于应力卸荷,靠近桩身部分土体会发生轻微的位移回弹。

(4)桩下方土体主要受竖向压缩,且在桩端处存在应变集中;桩侧主要受径向压缩,且在桩肩处存在应变集中。拉压变形的分界线处于约 $h = 0.5R$ 处的桩侧。

本文模拟结果可结合打桩过程中的土体应力场分布^[15,17],为打入桩设计和承载力计算提供依据。需要注意的是,本文未考虑打桩过程中的颗粒旋转与破碎以及循环打入过程,模拟结果有待将来进一步完善。

参考文献

- JARDINE R, CHOW F, OVERY R, et al. ICP Design Methods for Driven Piles in Sands and Clays[M]. London: Thomas Telford Publishing, 2005.
- 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.
- CHOW F C. Investigations into the behaviour of displacement piles for offshore foundations[D]. London: Imperial College London, 1997.
- 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.
- 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.
- 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.
- ARSHAD M I, TEHRANI F S, PREZZI M, et al. Experimental study of cone penetration in silica sand using digital image correlation[J]. Géotechnique, 2014, 64(7): 551-569.
- BOLTON M D, GUI M W, GARNIER J, et al. Centrifuge cone penetration tests in sand[J]. Géotechnique, 1999, 49(4): 543-552.
- KLOTZ E U, COOP M R. An investigation of the effect of soil state on the capacity of driven piles in sands[J]. Géotechnique, 2001, 51(9): 733-751.
- 周健, 邓益兵, 叶建忠, 等. 砂土中静压桩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 Yibing, YE Jianzhong, et al. Experimental and numerical analysis of jacked piles during installation in sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(4): 501-507.
- HENKE S, QIU G, GRABE J. A coupled Eulerian-Lagrangian approach to solve geotechnical problems involving large deformations[M]//BENZ T, NORDAL S. Numerical Methods in Geotechnical Engineering. 1st Edition. London: CRC Press, 2000.
- 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.
- ZHANG C, NGUYEN G D, EINAV I. The end-bearing capacity of piles penetrating into crushable soils[J]. Géotechnique, 2013, 63(5): 341-354.
- ZHANG C, YANG Z X, NGUYEN G D, et al. Theoretical breakage mechanics and experimental assessment of stresses surrounding piles penetrating into dense silica sand[J]. Géotechnique Letters, 2014, 4(1): 11-16.
- YANG Z X, GAO Y Y, JARDINE R J, et al. Large deformation finite-element simulation of displacement-pile installation experiments in sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2020, 146(6): 04020044.
- CECCATO F, BEUTH L, SIMONINI P. Analysis of piezocone penetration under different drainage conditions with the two-phase material point method[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2016, 142(12): 04016066.
- GAO L, GUO N, YANG Z X, et al. MPM modeling of pile installation in sand: Contact improvement and quantitative analysis[J]. Computers and Geotechnics, 2022, 151: 104943.

- [18] JIANG M J, DAI Y S, CUI L, et al. Investigating mechanism of inclined CPT in granular ground using DEM[J]. *Granular Matter*, 2014, 16(5): 785-796.
- [19] WANG J F, ZHAO B D. Discrete-continuum analysis of monotonic pile penetration in crushable sands[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2014, 51(10): 1095-1110.
- [20] ARROYO M, BUTLANSKA J, GENS A, et al. Cone penetration tests in a virtual calibration chamber[J]. *Géotechnique*, 2011, 61(6): 525-531.
- [21] KHOSRAVI A, MARTINEZ A, DEJONG J T. Discrete element model (DEM) simulations of cone penetration test (CPT) measurements and soil classification[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2020, 57(9): 1369-1387.
- [22] SALGADO R, PREZZI M. Computation of cavity expansion pressure and penetration resistance in sands[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2007, 7(4): 251-265.
- [23] DOSTA M, SKORYCH V. MUSEN: An open-source framework for GPU-accelerated DEM simulations[J]. *SoftwareX*, 2020, 12: 100618.
- [24] MCDOWELL G R, FALAGUSH O, YU H S. A particle refinement method for simulating dem of cone penetration testing in granular materials[J]. *Géotechnique Letters*, 2012, 2(3): 141-147.
- [25] ARSHAD M I. Experimental study of the displacements caused by cone penetration in sand[D]. West Lafayette: Purdue University, 2014.
- [26] 高尤毅. 基于任意拉格朗日-欧拉法的砂土中打入桩有限元分析[D]. 杭州: 浙江大学, 2019.
GAO Youyi. Arbitrary Lagrangian-Eulerian (ALE) based finite element simulation of displacement pile in sand[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2019.
- [27] BUTLANSKA J, ARROYO M, GENS A. Homogeneity and symmetry in DEM models of cone penetration[C]//AIP Conference Proceedings. AIP Publishing, 2009, 1145(1): 425-428.
- [28] ARROYO M, BUTLANSKA J, GENS A, et al. The effect of radial walls on CPT in a DEM-based virtual calibration chamber[C]//Third International Symposium on Computational Geomechanics (ComGeo III). 2013.
- [29] LIN J, WU W. Numerical study of miniature penetrometer in granular material by discrete element method[J]. *Philosophical Magazine*, 2012, 92(28-30): 3474-3482.
- [30] SHARIF Y U, BROWN M J, CIANTIA M O, et al. Using discrete element method (DEM) to create a cone penetration test (CPT)-based method to estimate the installation requirements of rotary-installed piles in sand[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2021, 58(7): 919-935.
- [31] 邓益兵, 杨彦骋, 史旦达, 等. 三维离散元大尺度模拟中变粒径方法的优化及其应用[J]. *岩土工程学报*, 2017, 39(1): 61-69.
DENG Yibing, YANG Yancheng, SHI Danda, et al. Refinement and application of variable particle-size methods in 3D discrete element modelling for large-scale problems[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, 39(1): 61-69.
- [32] CIANTIA M O, ARROYO M, O'SULLIVAN C, et al. Grading evolution and critical state in a discrete numerical model of fontainebleau sand[J]. *Géotechnique*, 2019, 69(1): 1-15.
- [33] SEIF EL DINE B, DUPLA J C, FRANK R, et al. Mechanical characterization of matrix coarse-grained soils with a large-sized triaxial device[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2010, 47(4): 425-438.
- [34] BUTLANSKA J, ARROYO M, GENS A, et al. Multi-scale analysis of cone penetration test (CPT) in a virtual calibration chamber[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2014, 51(1): 51-66.
- [35] GUO N, ZHAO J D. Local fluctuations and spatial correlations in granular flows under constant-volume quasistatic shear[J]. *Physical Review E*, 2014, 89(4): 042208.