

DOI: 10.11779/CJGE202006011

砂土中大直径单桩的长期水平循环加载累积变形

张陈蓉^{1, 2}, 朱治齐^{1, 2, 3}, 于 锋^{1, 2}, 王博伟⁴, 黄茂松^{*1, 2}

(1. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092;
3. 中信建设有限责任公司, 北京 100027; 4. 上海绿色环保能源有限公司, 上海 200433)

摘要: 海上风电在风载、波浪荷载等长期水平循环荷载作用下的累积变形问题备受重视, 因其过大会导致风机无法正常工作。考虑了桩周砂土的循环加载特性对海上风电大直径单桩基础的水平循环响应加以研究。首先采用 *R-O* 加载曲线和修正 Masing 准则构建砂土的加卸载应力应变曲线, 基于砂土轴向累积应变显式公式推导了砂土加卸载割线刚度演化模型。其次在长期水平循环受荷桩的有限元数值模拟中对该演化模型加以实现, 通过与文献的离心模型试验结果进行对比分析, 验证了砂土加卸载刚度演化模型用于水平循环受荷单桩响应的合理性。进一步开展了单桩不同埋深的参数分析, 探讨了埋深条件对桩顶累积转角发展的影响。研究表明, 基于砂土加卸载割线刚度演化模型的有限元分析能够合理模拟砂土中水平循环加载条件下单桩桩顶累积转角的长期演化规律, 为分析海上风电的长期循环响应提供了理论基础。

关键词: 单桩; 长期水平循环加载; 刚度演化模型; 有限元

中图分类号: TU470 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)06-1076-09

作者简介: 张陈蓉(1982—), 博士, 副研究员, 主要从事桩基及地下工程研究。E-mail: zcrong33@tongji.edu.cn。

Accumulative displacement of long-term cyclic laterally loaded monopiles with large diameter sand

ZHANG Chen-rong^{1, 2}, ZHU Zhi-qi^{1, 2, 3}, YU Feng^{1, 2}, WANG Bo-wei⁴, HUANG Mao-song^{1, 2}

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. CITIC Construction Co., Ltd., Beijing 100027,
China; 4. Shanghai Green Environmental Protection Energy Co., Ltd., Shanghai 200433, China)

Abstract: The accumulative displacement of offshore wind power under long-term cyclic lateral loads from wind and wave loads attracts a lot of attention, for it may lead to the malfunction of a wind turbine. Considering the cyclic loading characteristics of sandy soil around piles, the lateral cyclic response of monopile for offshore wind power is investigated. The *R-O* loading curve and modified Masing rule are used to construct loading and unloading stress-strain curves of sand. Based on the explicit equation for cyclic accumulative axial strain of sand, a cyclic evolution model for secant stiffness of sand is derived, and it is applied in the FE analysis. By comparing with the published centrifuge test results of a laterally loaded monopile in sand, the rationality of the evolution model is verified. A parametric analysis considering different embedment lengths of the pile is also undertaken. It is believed that the FE analysis with the evolution model for secant stiffness of sand can rationally simulate the development of the accumulative rotation of a horizontal cyclic loaded monopile, which provides theoretical support for the design of the cyclic response of wind turbines.

Key words: monopile; long-term cyclic lateral load; stiffness evolution model; finite element method

0 引言

随着技术的发展以及清洁环保可持续发展的需求, 海上风电近十年来进入高速发展期, 大直径单桩基础广泛用于近海海上风电。在整个服役期, 海上风电单桩基础长期承受风荷载、波浪荷载等水平循环荷载作用, 循环次数可高达 10^8 次以上, 造成桩基础的永久侧向变形。当桩身转角超过 0.5° 时, 风电机组将

无法正常工作^[1]。对海上风电基础在长期水平循环荷载作用下的变形进行预测是工程设计所面临的一大挑战。

关于砂土中大直径单桩基础的长期水平循环加

基金项目: 国家自然科学基金项目(51779175); 上海市科委科研计划项目(18DZ1202104)

收稿日期: 2019-09-12

*通信作者(E-mail: mshuang@tongji.edu.cn)

载响应方面开展了不少试验研究。Little 等^[2]、Long 等^[3], Lin 等^[4]基于现场试验给出了水平受荷桩的长期累积变形预测经验公式, 主要为指数形式和对数形式, 本质上都属于桩侧 $p-y$ 曲线刚度弱化模型。Leblanc 等^[5]设计了通过机械方式实现上万次循环加载的桩顶水平循环加载装置, 并进行了不同循环加载路径的模型试验。此后, Chen 等^[6]、Zhu 等^[7]、Zhang 等^[8]进一步分别开展了大数量循环次数的大直径单桩、吸力桶以及沉井加桩基础的长期循环加载模型试验。Zhu 等^[9]更是实现了吸力桶基础上百万次的循环加载试验。与此相比, 理论研究方面, 无论是基于弹性地基梁的 $p-y$ 曲线分析还是有限元数值模拟, 主要内容仍然是数十次循环加载条件下滞回路径的精确模拟, 如 Allotey 等^[10]构建了精确模拟加卸载以及再加载过程中桩周土体脱开效应的 $p-y$ 曲线, Heidari 等^[11]在水平受荷应变楔 SW 模型中通过扩展 Masing 准则和循环衰减实现循环滞回的模拟, Memarpour 等^[12]采用了考虑脱开的循环加载 CPSI 单元, Giannakos 等^[13]和 Bourgeois 等^[14]分别基于 Mohr-Coulomb 准则和 DP 准则的运动硬化土体模型实现了水平受荷单桩的三维数值模拟。上述理论工作受限于循环加载滞回效应的精确模拟以及隐式算法, 难以胜任砂土中水平循环受荷桩的长期大数目循环加载分析。此外, 正如前文所述, 长期大数目低幅值循环加载条件下, 水平受荷大直径单桩更关注的是其长期累积变形效应, 而非循环滞回特性。

为此, 有学者尝试从土单元循环三轴试验累积变形的显式模型出发, 在有限元数值模拟中实现长期循环加载大直径单桩的累积变形预测。Achmus 等^[15]推导了循环加载割线刚度 SDM 模型, 其完全忽略了滞回特性, 每条加载曲线的起点均与静载相同, 且土体弹性卸载应变为 0, 导致计算结果与实际加载过程无关, 但该模型因其简单实用被广泛应用, 如 Depina 等^[16]的循环加载数值模拟。

本文基于砂土循环三轴试验的轴向累积变形, 通过合理考虑砂土循环加载的滞回随加载次数的变化, 推导了循环加载条件下砂土加卸载割线刚度演化模型, 运用于砂土中水平循环受荷桩的有限元数值模拟。通过与离心模型试验结果的对比验证了该演化模型在水平循环受荷桩长期累积转角预测方面的合理性。最后对水平循环受荷单桩进行了不同埋深条件下的参数分析。

1 砂土割线刚度演化模型

基于砂土循环三轴试验条件建立与轴向应力应

变对应的砂土一维循环模型。

1.1 砂土循环加载应力应变关系滞回曲线

首先, 骨干曲线采用 R-O 模型^[17]描述:

$$\varepsilon = \frac{q}{E_0} \left(1 + \alpha \left(\frac{q}{q_{ult}} \right)^{R-1} \right), \quad (1)$$

式中, E_0 为土体初始弹性刚度, α 为形状系数, 参数 $R > 1$, q_{ult} 为砂土三轴试验排水条件下的强度值。如图 1 所示, 总应变 ε 由弹性应变 ε^e 和塑性应变 ε^p 组成,

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p = \frac{q}{E_0} + \frac{q}{E_0} \alpha \left(\frac{q}{q_{ult}} \right)^{R-1}. \quad (2)$$

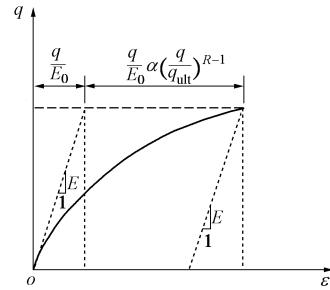


图 1 R-O 模型应力应变关系曲线示意图

Fig. 1 Stress-strain relationship of R-O model

其次构造滞回圈。无论是 Masing^[18]准则的等幅加载二倍法还是 Pyke^[19]考虑非等幅加载条件的 “ n 倍” 法, 都为封闭滞回圈, 无残余变形, 故本文引入循环参数 ξ 来考虑循环加载的变形累积性, 具体见下文。因每个循环的加载曲线均为骨干曲线, 同一循环的加、卸载曲线初始弹性刚度相等 (图 2), 则分别得到加、卸载时土体的应力应变关系曲线如下:

加载时

$$\varepsilon - \varepsilon_{min} = \left(\frac{q - q_{min}}{E_{0N}} \right) \left(1 + \alpha \left(\frac{q - q_{min}}{q_{ult}} \right)^{R-1} \right); \quad (3)$$

卸载时

$$\varepsilon - \varepsilon_{max} = \left(\frac{q - q_{max}}{E_{0N}} \right) \left(1 + \alpha \left(\frac{q_{max} - q}{\xi q_{ult}} \right)^{R-1} \right). \quad (4)$$

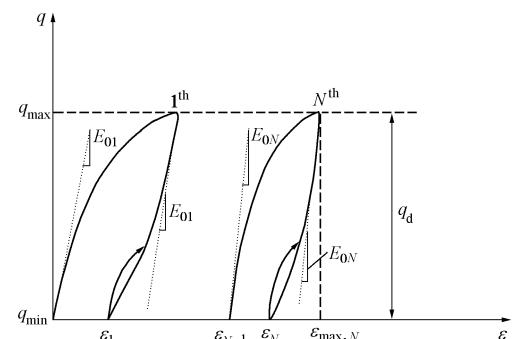


图 2 滞回圈及初始刚度示意图

Fig. 2 Diagram of hysteresis loop and initial stiffness

最后, 给出循环参数 ξ 的表达式。由图 3 可见, 从砂土的长期循环加载特性来看, 当 $N \rightarrow \infty$ 时, 滞回圈稳定近似不变, 意味着单次残余累积变形趋近 0, 加卸载曲线对称, 即 $\xi \rightarrow 1$ 。如图 3 所示, 滞回圈稳定条件下骨干曲线塑性应变为 ε_{st}^p , 采用 ε_{st}^p 对累积应变 $\Delta\varepsilon_N^p$ 进行归一化, 得到 ξ 表达式为

$$\xi = \left(1 + \frac{\Delta\varepsilon_N^p}{\varepsilon_{st}^p}\right)^{1/(R-1)} \quad (5)$$

式中, $\Delta\varepsilon_N$ 对应第 N 次循环加载土体残余累积应变。

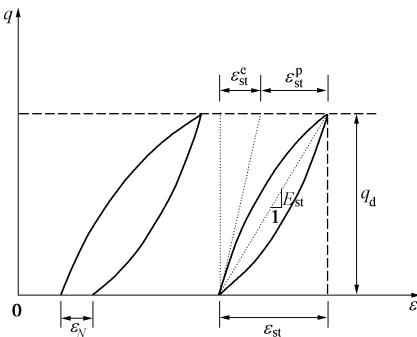


图 3 稳定时应力应变关系示意图

Fig. 3 Diagram of stress-strain relationship in a stable state

1.2 加卸载割线刚度表达式的推导

理论上, 1.1 节的工作已经构建了砂土中一维循环加载滞回曲线, 但其需要的基本参数中包含每次循环加载的对应 E_{0N} 。此外, 如前文所述, 非线性滞回曲线的迭代求解计算耗时过长, 对长期大数目循环加载数目不现实。故进一步推导了加卸载的割线刚度模型, 见图 4。具体推导如下。

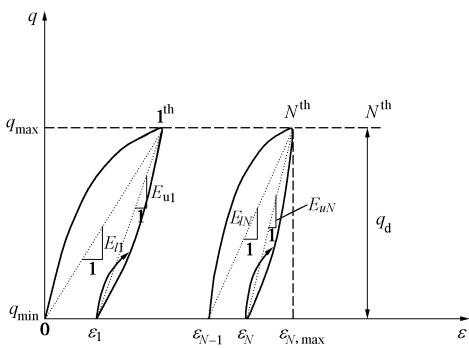


图 4 滞回圈及加卸载割线刚度示意图

Fig. 4 Diagram of hysteresis loop and secant stiffness during loading and unloading

由式 (3) 得到对应加载曲线峰值点处应变:

$$\varepsilon_{N,\max} - \varepsilon_{N-1} = \left(\frac{q_{\max} - q_{\min}}{E_{0N}} \right) \left[1 + \alpha \left(\frac{q_{\max} - q_{\min}}{q_{ult}} \right)^{R-1} \right] \quad (6)$$

由式 (4) 得到对应卸载曲线终点处应变:

$$\varepsilon_N - \varepsilon_{N,\max} = \left(\frac{q_{\min} - q_{\max}}{E_{0N}} \right) \left[1 + \alpha \left(\frac{q_{\max} - q_{\min}}{\xi q_{ult}} \right)^{R-1} \right] \quad (7)$$

将式 (6), (7) 相加, 令 $q_d = q_{\max} - q_{\min}$, $\Delta\varepsilon_N = \varepsilon_N - \varepsilon_{N-1}$, 则得到:

$$\Delta\varepsilon_N = \frac{q_d}{E_{0N}} \alpha \left(\frac{q_d}{q_{ult}} \right)^{R-1} \left[1 - \left(\frac{1}{\xi} \right)^{R-1} \right] \quad (8)$$

对应循环滞回圈刚度 E_{0N} 为

$$E_{0N} = \frac{q_d}{\Delta\varepsilon_N} \alpha \left(\frac{q_d}{q_{ult}} \right)^{R-1} \left[1 - \left(\frac{1}{\xi} \right)^{R-1} \right] \quad (9)$$

将式 (9) 代入式 (6), 由加载割线刚度 E_{IN} 定义为

$$E_{IN} = \frac{q_d}{\Delta\varepsilon_N} \alpha \left(\frac{q_d}{q_{ult}} \right)^{R-1} \left[1 - \left(\frac{1}{\xi} \right)^{R-1} \right] / \left(1 + \alpha \left(\frac{q_d}{q_{ult}} \right)^{R-1} \right) \quad (10)$$

同理, 可得卸载割线刚度 E_{uN} 为

$$E_{uN} = \frac{q_d}{\Delta\varepsilon_N} \alpha \left(\frac{q_d}{q_{ult}} \right)^{R-1} \left[1 - \left(\frac{1}{\xi} \right)^{R-1} \right] / \left(1 + \alpha \left(\frac{q_d}{\xi q_{ult}} \right)^{R-1} \right) \quad (11)$$

式 (10), (11) 即为砂土割线刚度循环演化模型。其实质为基于循环三轴试验的轴向累积应变的显示模型, 建立土体加卸载刚度表达式。由于上述表达在三维数值模拟中均为直接的弹性计算, 故大大简化了计算求解过程。

2 砂土割线刚度演化模型的土体参数以及三轴试验模拟

本节简单介绍基于饱和丰浦砂排水循环三轴试验的显式模型表达以及三组试验结果验证。详细完整的试验数据见朱治齐^[20]。

2.1 砂土的循环累积应变公式

根据黄茂松等^[21]提出的相对偏应力水平, 适用于砂土的循环累积应变公式为

$$\varepsilon_N^p = \varepsilon_{100}^p N^b = \alpha (D^*)^m \left(\frac{p_s}{p_a} \right)^c \left(\frac{N}{100} \right)^b \quad (12)$$

式中, ε_N^p , ε_{100}^p 分别是第 N 次和第 100 次加载后产生的土体轴向累积应变。 p_a 为标准大气压 (101 kPa)。 D^* 为相对偏应力水平, $D^* = q_d / (q_{ult} - q_s)$, q_d 为循环动偏应力, $q_d = q_{\max} - q_{\min}$ 。 α , m , c 和 b 为试验拟合参数。

关于考虑剪胀性的砂土峰值强度 q_{ult} 表述如下。图 5 为三轴固结排水剪切试验的应力路径, p 为围压, $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$, q 为偏应力, $q = \sigma_1 - \sigma_3$; p_s , q_s 为固结完成时初始应力状态的围压和静偏应力, 对应 C 点, p_f , q_{ult} 为峰值强度应力状态时的围压和偏应力, 对应图中 D 点, OD 段为峰值强度线, CSL 为残余强度临界状态线。 CD 段为排水剪切应力路径, 斜率为 3, CD 段方程为

$$q - q_s = 3(p - p_s) \quad . \quad (13)$$

图 5 中 M_p 为峰值强度线斜率,

$$M_p = \frac{q_{ult}}{p_f} = \frac{6 \sin \varphi_p}{3 - \sin \varphi_p} \quad . \quad (14)$$

联立式 (13), (14) 可得

$$q_{ult} = \frac{2 \sin \varphi_p}{3 - 3 \sin \varphi_p} (3p_s - q_s) \quad , \quad (15)$$

$$p_f = \frac{3 - \sin \varphi_p}{9 - 9 \sin \varphi_p} (3p_s - q_s) \quad . \quad (16)$$

Bolton^[22]给出了砂土峰值摩擦角 φ_p 与临界内摩擦角 φ_c 的差值与砂土的相对密实度 D_r 、破坏时的平均有效围压 p_f 的经验公式为

$$\varphi_p = \varphi_c + 3[D_r(10 - \ln p_f) - 1] \quad . \quad (17)$$

将式 (16) 代入式 (17) 可得

$$\varphi_p = \varphi_c + 3 \left(D_r \left(10 - \ln \left(\frac{3 - \sin \varphi_p}{9 - 9 \sin \varphi_p} (3p_s - q_s) \right) \right) - 1 \right) \quad . \quad (18)$$

根据式 (18), 由 φ_c 得到对应初始密实度和初始应力条件下的砂土峰值内摩擦角 φ_p , 代入式 (15) 可得到峰值强度 q_{ult} 。

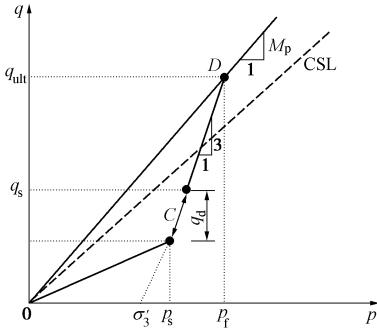


图 5 循环三轴试验的应力路径示意图

Fig. 5 Diagram of stress path of cyclic triaxial tests

对应稳定滞回 ε_{st}^p 的丰浦砂割线刚度 E_{st} 经验表达式为

$$E_{st} = A_0 \left(\frac{p_s}{p_a} \right)^{c_0} \frac{(D^*)^{m_0+2}}{2(1-D^*)} q_{ult} \quad . \quad (19)$$

式中, A_0 , c_0 , m_0 为拟合参数。需要说明的是, 稳定滞回圈为极限状态, 实际情况并不存在, 式 (19) 只能说是对该问题的初步理解, 进一步的工作仍是需要的。

于实际工程而言, 需要通过场地取土循环三轴试验确定对应本节内容的合理参数。

2.2 丰浦砂循环三轴试验验证

对朱治齐^[20]饱和丰浦砂的三组循环三轴试验结果进行模拟。试验条件为围压 100, 150, 200 kPa, 对应动偏压 20, 30, 40 kPa。密实度为 0.7, 有效重度 γ'_s 为 9.506 kN/m³, 泊松比为 0.25, 残余摩擦角 φ_c 为

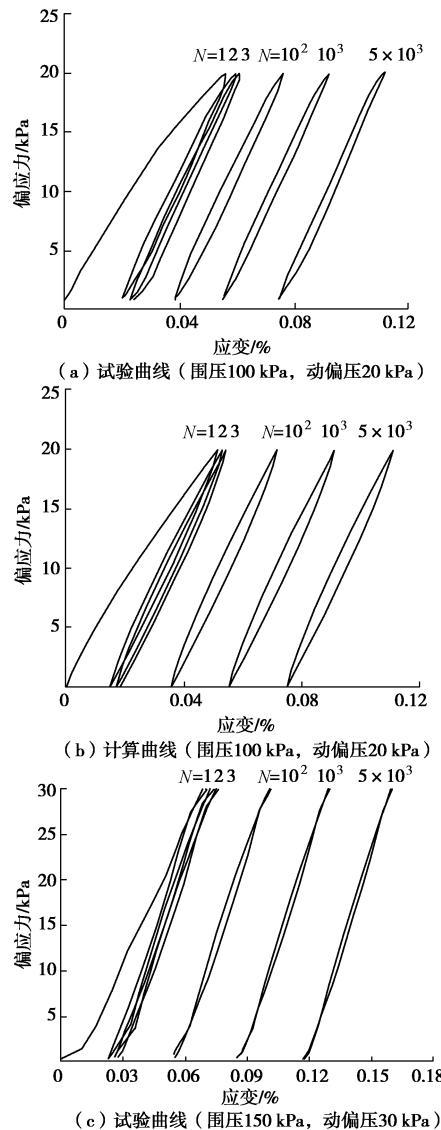
31°。R-O 模型、土体累积应变公式和最终土体稳定刚度表达式参数: $\alpha=50$, $R=1.2$, $a=2.749$, $m=1.5726$, $c=0.65$, $b=0.19$, $A_0=1470$, $c_0=-0.28$, $m_0=-1.458$ 。

砂土弹性模量 E_s 的表达式为

$$E_s = \kappa \sigma_{at} \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{at}} \right)^\lambda, \quad (20)$$

式中, σ_m 为平均主应力, σ_{at} 为大气压力, κ , λ 为土体参数, 计算中分别取 300, 0.55。

图 6 为试验结果以及采用刚度模型计算得到的滞回圈对比。图 7, 8 为围压 100 kPa, 动偏压 20 kPa 时的加卸载刚度、峰值和残余值累积塑性应变的对比。无论是滞回圈、刚度, 还是累积应变, 模拟结果均与试验值较为一致。尽管第一次结果误差相对较大, 但从长期变形来讲, 预测结果是合理可接受的。本文的累积变形模型属于经验模型, 其对应的循环荷载幅值较小。对于海上风电来说, Arany 等^[1]认为对应风载和波浪荷载的长期循环加载来说, 荷载幅值在极限承载力的 0.13 左右。



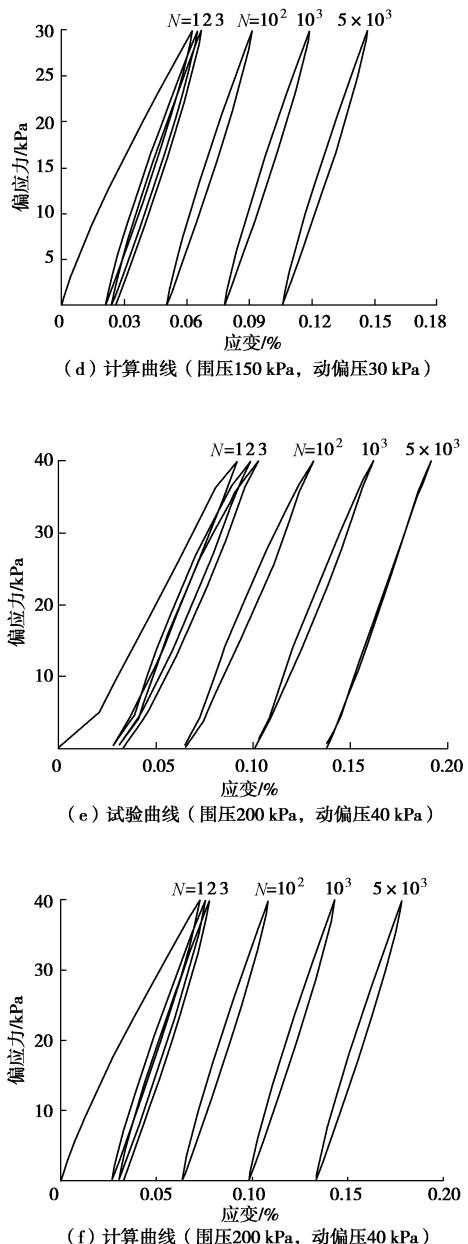


图 6 滞回圈的计算值与试验值的对比

Fig. 6 Comparison between calculated and test hysteresis loops

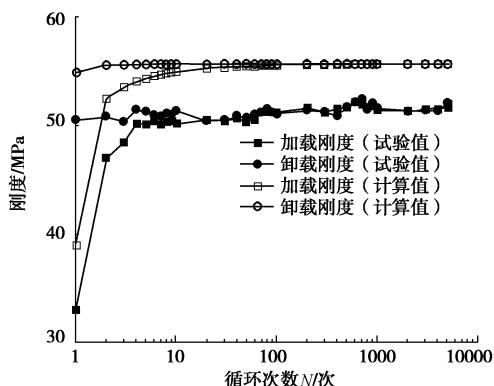


图 7 加卸载刚度的计算值与试验值的对比

Fig. 7 Comparisons between calculated and test loading and unloading stiffnesses

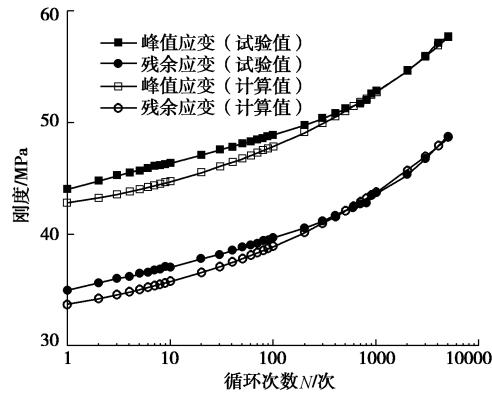


图 8 轴向应变的计算值与试验值的对比

Fig. 8 Comparison between calculated and test axial strains

3 基于砂土循环刚度演化的单桩有限元分析与验证

3.1 有限元实现步骤

2.1 节砂土循环累积变形显式模型需要确定的应力参数: 初始平均应力 p_s 、初始静偏应力 q_s 、循环动偏应力 q_d 、砂土强度值 q_{ult} 。水平受荷桩桩周应力状态复杂, 上述应力状态的获取采用有限元 Abaqus 实现。

长期水平循环受荷桩的有限元实现分析分 3 个步骤。

(1) 建立桩土有限元模型, 桩为弹性材料, 砂土采用理想弹塑性莫尔库仑材料; 仅考虑桩和土体自重情况下进行地应力平衡, 得到每个土单元的初始应力状况。提取围压作为初始平均应力 p_s 、Mises 应力作为初始静偏应力 q_s 。由 2.1 节的砂土抗剪强度理论计算每一土单元的强度值 q_{ult} 。

(2) 桩顶施加侧向力, 大小与循环加载幅值一致, 得到桩周任一土单元的加载应力条件。提取 Mises 应力减去步骤(1)的初始静偏应力 q_s , 得到动应力 q_d 。

(3) 在获得土体累积应力模型的应力状态参数后, 进行水平循环受荷单桩的循环加载分析。桩为弹性材料, 土体采用式(10), (11)确定的加卸载割线刚度模拟, 通过有限元子程序 UMAT 实现。

当然, 砂土的循环三轴试验应力边界条件和实际水平受荷桩的桩周土单元应力条件有所区别。但作为边值问题, 考虑到复杂循环本构模型对长期大数目循环加载难以胜任, 如计算时间成本不现实、明显不合理的累积误差等问题, 发展基于累积应变显式模型的计算方法是较为可行的思路。这与 Pastern 等^[23]、Niemunis 等^[24]的观点是一致的。

3.2 与离心试验对比验证

Zhu 等^[25]进行了福建标准砂单桩水平循环加载离心试验。桩长 56.75 m, 埋深 50 m, 桩径 2.5 m, 壁厚

0.045 m, 加载点离地表 6.75m ($2.7D$, D 为桩径), 桩身材料密度 2700 kg/m^3 , 弹性模量 200 GPa , 泊松比 0.3。砂土有效密度 936 kg/m^3 , 泊松比 0.25, 残余摩擦角 φ_c 为 35° , 剪胀角 ψ 为 5° 。三维有限元模型见图 9。

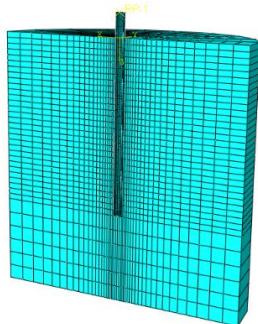


图 9 有限元模型

Fig. 9 Finite element model

本文选取了其中 3 组循环加载试验 (S2-2、S2-3 和 S2-4) 进行分析, 对应荷载幅值分别为 1998, 1460, 730 kN, 循环加载次数都达到了上千次。式 (20) 中的参数 κ , λ , 根据 Achmus 等^[15]对于中密砂的建议, 分别取为 400, 0.6。

静力加载计算为循环土体累积应变公式提供应力状态参数。图 10 给出了静力加载试验 (S2-1) 加载点处的荷载位移曲线实测值和采用摩尔库伦理想弹塑性土体模型得到的计算值对比, 两者一致。

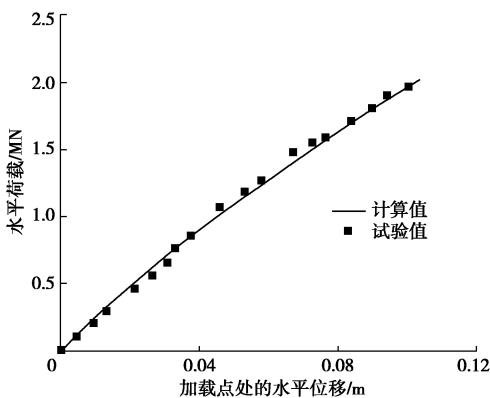


图 10 试验 S2-1 的桩身加载点处静力荷载位移曲线

Fig. 10 Static load-displacement curve of test s2-1

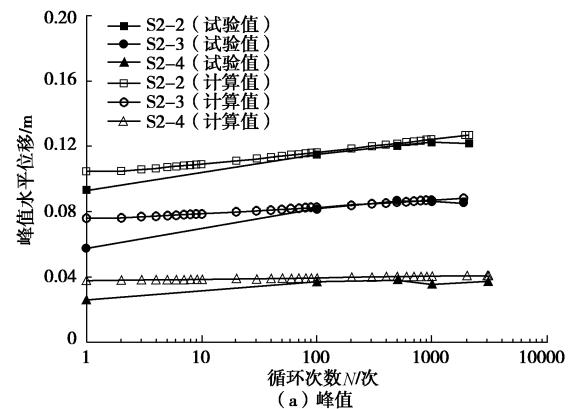
王磊等^[26]开展了福建标准砂的循环三轴试验, 基于试验结果得到累积应变公式为

$$\varepsilon_N^p = \varepsilon_1^p N^b = a(D^*)^m \left(\frac{p_s}{p_a} \right)^c N^b, \quad (21)$$

式中, ε_N^p , ε_1^p 分别是第 N 次和第 1 次加载后产生的土体轴向累积应变。试验拟合参数 a , m , c , b 分别取 1.382, 1.494, 0.737, 0.0386。

$R-O$ 模型和稳定刚度表达式的参数: $\alpha=50$, $R=1.2$, $A_0=2000$, $c_0=-0.28$, $m_0=-1.458$ 。

图 11 为采用本文的加卸载刚度演化模型得到的计算值与三组试验值的对比。本文方法合理描述了加载点处的峰值位移和残余位移随着循环加载幅值和循环次数而增大的现象, 但数值上仍有一定误差, 位移计算值随循环次数的发展速度相对较慢。可能的原因是轴向累积应变式 (21) 是基于有限的平均初始固结压力 (50, 100, 200 kPa) 试验得到的。实际上, 处于更低围压水平的浅层土体对水平桩土相互作用影响较大, 式 (21) 中 b 的取值低估了浅层土体应变发展速率。适当增大式 (21) 累积应变公式中的试验拟合参数 b , 计算结果有了明显的改善 (图 12)。



(a) 峰值

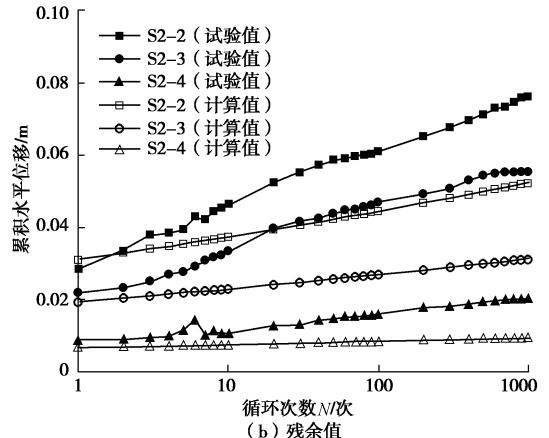
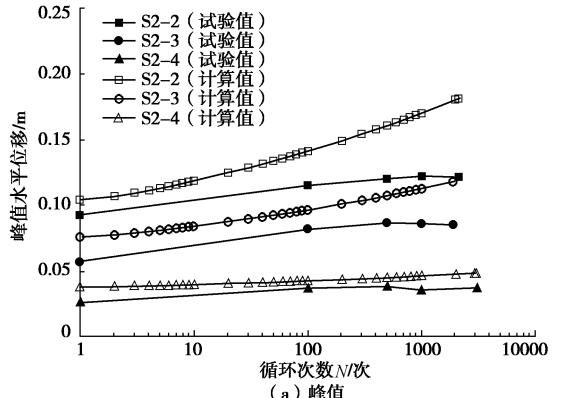


图 11 加载点处水平位移峰值与残余值的实测与计算对比
($b=0.0386$)

Fig. 11 Comparison between measured and calculated values of peak value and residual value ($b=0.0386$)



(a) 峰值

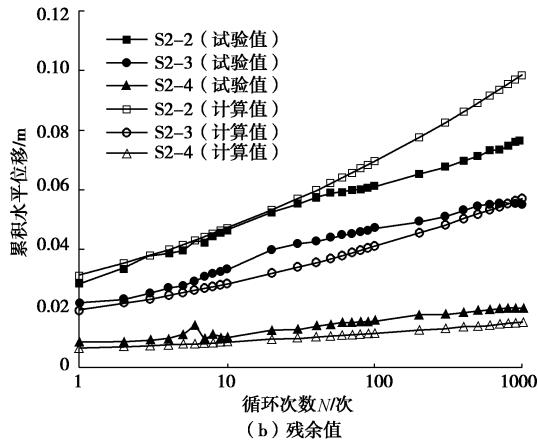


图 12 加载点处水平位移峰值与残余值实测与计算对比
($b=0.1$)

Fig. 12 Comparison between measured and calculated values of peak value and residual value ($b=0.1$)

图 13 为 S2-4 (水平荷载幅值 $P_m = 730 \text{ kN}$) 的桩身弯矩随深度分布的实测值与本文计算值的对比。实测值和本文方法均表明循环加载次数 N 由 1 增大至 1000 时, 桩身最大弯矩会有一定程度地增加, 本文的弯矩预测值比实测值略微偏低。当循环次数 N 为 1, 1000 时, 计算的最大弯矩比实测值小 11.7% 和 11.8%。适当增大与累积应变发展速度相关的参数 b (由 0.0386 增大至 0.1), 计算的最大弯矩与实测值非常接近, 计算结果有了较大改善。

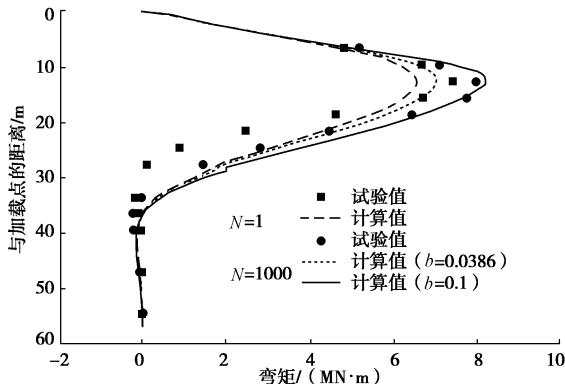


图 13 桩身弯矩随深度分布曲线

Fig. 13 Distribution of bending moment of pile with depth

图 14 给出了 S2-4 (水平荷载幅值 $P_m = 730 \text{ kN}$) 试验单桩加载点处的荷载位移曲线实测值与本文计算值的对比。由图可见, 本文方法较好的模拟了桩顶受循环荷载作用下的滞回特性, 桩顶的峰值和残余位移均随着循环次数的增大而增大, 且每个循环的增量也随循环次数的增大而逐渐减小。

4 不同埋置深度的参数分析

对水平循环受荷大直径单桩埋置深度 L 进行参数分析 (图 15), 循环次数为 10000 次。砂土为 2.2 节三

轴试验丰浦砂。桩为钢管桩, 弹性模量为 200 GPa, 泊松比为 0.3。桩径 D 为 6 m, 荷载距泥面高度 e 为 20 m, 桩顶水平荷载幅值 2 MN。

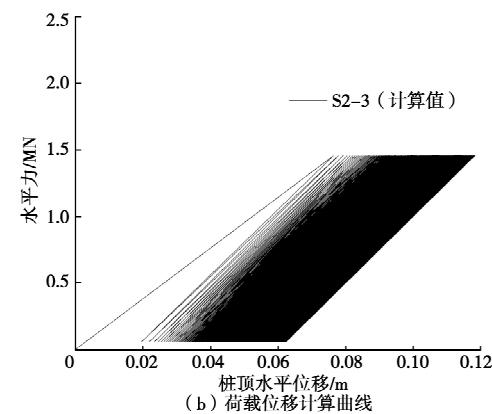
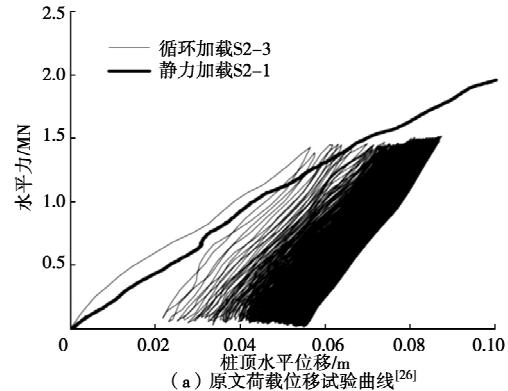


图 14 位移曲线试验与计算结果对比图 ($b=0.1$)

Fig. 14 Comparison of load-displacement curves ($b=0.1$)

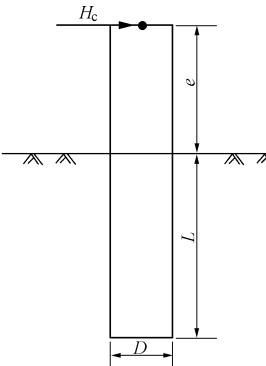


图 15 水平循环受荷的桩土模型示意图

Fig. 15 Diagram of a cyclic horizontal loaded monopile

图 16 是埋置深度 L 分别为 20, 25, 30, 35, 40 m (e/L 为 1.0, 0.8, 0.67, 0.57, 0.50) 的大直径单桩加载点处转角与循环次数的关系。随着嵌入深度增大, 相同循环次数下桩顶的累积转角值明显减小。嵌入深度为 40 m 时桩顶累积转角减小到嵌入深度为 20 m 的 1/8。同时随着嵌入深度的增加, 桩顶累积转角的累积速度整体呈变慢的趋势。

图 17 为 4 种埋深的桩身位移与循环次数的关系。由图可见, 埋深为 20 m 的桩表现为刚性桩的变形特

性, 埋深 40 m 的桩表现出柔性桩的变形特性。比较 $L=45\text{ m}$ 与 $L=50\text{ m}$ 两种埋深情况下的桩顶水平位移, 发现二者相差无几, 可见无限增加桩的埋深不一定能有效限制桩顶位移的发展。

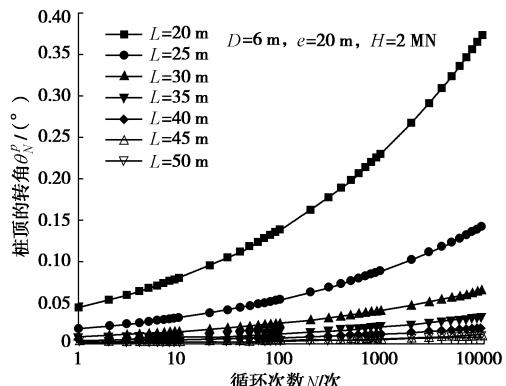


图 16 桩顶的累积转角 θ_N^p 随循环次数 N 的关系

Fig. 16 Relationship between cumulative rotation θ_N^p and cyclic number N

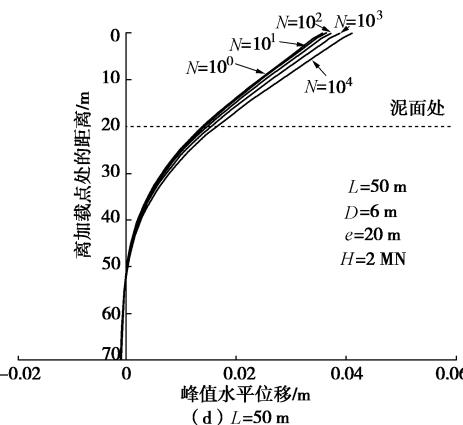
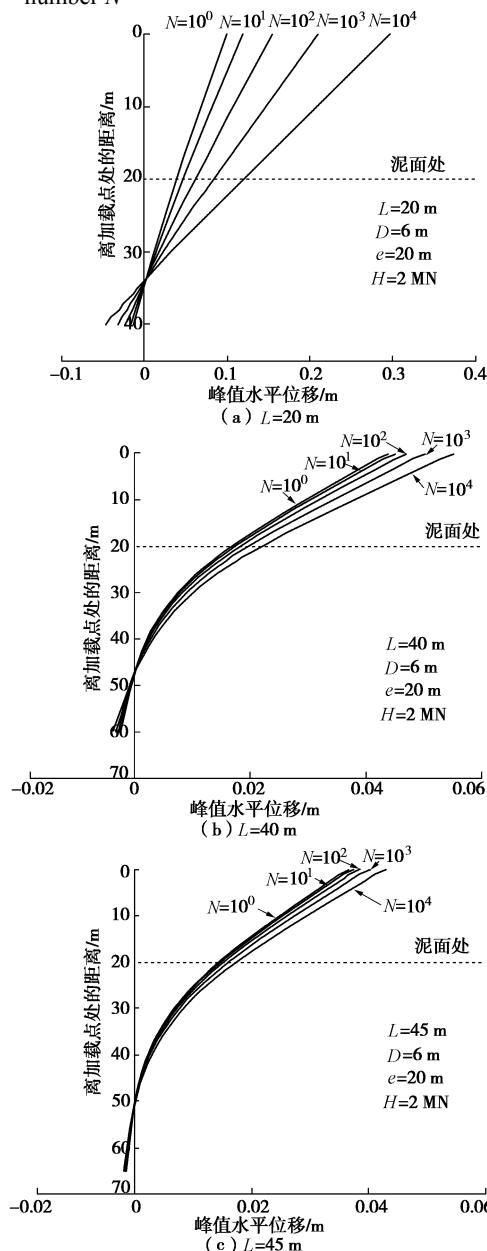


图 17 不同埋深的桩身峰值位移与循环次数 N 的关系

Fig. 17 Relationship between peak displacement of pile and cyclic number at different buried depths

5 结语

本文建立了基于加卸载刚度演化模型的砂土中大直径单桩长期水平循环加载累积变形的有限元数值模拟方法。首先基于 $R-O$ 加载曲线和修正 Masing 准则构建砂土加卸载割线刚度, 结合砂土轴向累积应变显示模型, 可对砂土循环加载特性进行很好的模拟, 通过与循环三轴试验的对比验证其合理性。其次, 将该模型引入砂土中大直径单桩水平循环加载的有限元数值模拟, 通过与离心模型试验的对比, 来验证其模拟长期水平循环受荷单桩的适用性。最后进行了不同埋置深度的参数分析。本文加卸载模型优势在于可以实现大数量的循环加载, 而又没有完全放弃对循环加载滞回以及路径的描述。本文方法可以较好地模拟大直径单桩在长期水平循环加载条件下的累积转角与循环荷载次数的关系, 参数分析认为无限增加桩长不一定能有效限制桩顶累积转角的发展。由于土体模型与建模无关, 故本文工作后续可进一步扩展至 $p-y$ 曲线分析。

参考文献:

- [1] ARANY L, BHATTACHARYA S, MACDONALD J, et al. Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017, **92**: 126 – 152.
- [2] LITTLE RL, BRIAUD JL. Full Scale Cyclic Lateral Load Tests on Six Single Piles in Sand (No. TAMU-RR-5640)[R]. Texas: College Station, 1988.
- [3] LONG J, VANNESTE G. Effects of cyclic lateral loads on piles in sand[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, **120**(1): 225 – 244.
- [4] LIN S S, LIAO J C. Permanent strains of piles in sand due to

- cyclic lateral loads[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1999, **125**(9): 798 – 802.
- [5] LEBLANC C, HOULSBY G T, BYRNE B W. Response of stiff piles in sand to long-term cyclic lateral loading[J]. *Géotechnique*, 2010, **60**(2): 79 – 90.
- [6] CHEN R P, SUN Y X, ZHU B, et al. Lateral cyclic pile-soil interaction studies on a rigid model monopile[J]. *Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering*, 2015, **168**(2): 120 – 130.
- [7] ZHU B, BYRNE B W, HOULSBY G T. Long-term lateral cyclic response of suction caisson foundations in sand[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2013, **139**(1): 73 – 83.
- [8] ZHANG C, ZHANG X, HUANG M, et al. Responses of caisson-piles foundations to long-term cyclic lateral load and scouring[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2019, **119**: 62 – 74.
- [9] ZHU F Y, O'LOUGHLIN C D, BIENEN B, et al. The response of suction caissons to long-term lateral cyclic loading in single-layer and layered seabeds[J]. *Géotechnique*, 2018, **68**(8): 729 – 741.
- [10] ALLOTEY N, EL NAGGAR M H. A numerical study into lateral cyclic nonlinear soil-pile response[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2008, **45**(9): 1268 – 1281.
- [11] HEIDARI M, JAHANANDISH M, EL NAGGAR H, et al. Nonlinear cyclic behavior of laterally loaded pile in cohesive soil[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2014, **51**(2): 129 – 143.
- [12] MEMARPOUR M M, KIMIAEI M, SHAYANFAR M, et al. Cyclic lateral response of pile foundations in offshore platforms[J]. *Computers and Geotechnics*, 2012, **42**: 180 – 192.
- [13] GIANNAKOS S, GEROLYMOS N, GAZETAS G. Cyclic lateral response of piles in dry sand: finite element modeling and validation[J]. *Computers and Geotechnics*, 2012, **44**: 116 – 131.
- [14] BOURGEOIS E, RAKOTONINDRIANA M H J, LE KOUBY A, et al. Three-dimensional numerical modelling of the behaviour of a pile subjected to cyclic lateral loading[J]. *Computers and Geotechnics*, 2010, **37**(7/8): 999 – 1007.
- [15] ACHMUS M, KUO Y S, ABDEL-RAHMAN K. Behavior of monopile foundations under cyclic lateral load[J]. *Computers and Geotechnics*, 2009, **36**(5): 725 – 735.
- [16] DEPINI I, LE T M H, EIKSUND G, ET AL. Behavior of cyclically loaded monopile foundations for offshore wind turbines in heterogeneous sands[J]. *Computers and Geotechnics*, 2015, **65**: 266 – 277.
- [17] RAMBERG W, OSGOOD W R. Description of stress-strain curves by three parameters[J]. *National Advisory Committee for Aeronautics*, 1943: 902.
- [18] MASING G. Eigenspannung und verfertigung beim Messing[C]// *Proceedings of the 2nd International Congress on Applied Mechanics*, 1926, Zurich.
- [19] PYKE R M. Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings[J]. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 1979, **105**(6): 715 – 726.
- [20] 朱治齐. 砂土中大直径单桩的长期水平循环累积变形研究[M]. 上海: 同济大学, 2018. (ZHU Zhi-qi. Long-Term Displacement Accumulation of Cyclic Laterally Loaded Monopile in Sand[D]. Shanghai: Tongji University, 2018. (in Chinese))
- [21] 黄茂松, 李进军, 李兴照. 饱和软粘土的不排水循环累积变形特性[J]. *岩土工程学报*, 2006, **28**(7): 891 – 895. (HUANG Mao-song, LI Jin-jun, LI Xing-zhao. Cumulative deformation behaviour of soft clay in cyclic undrained tests[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, **28**(7): 891 – 895. (in Chinese))
- [22] BOLTON M D. The strength and dilatancy of sands [J]. *Géotechnique*, 1986, **36**(1): 65 – 78.
- [23] PASTEN C, SHIN H, SANTAMARINA J C. Long-term foundation response to repetitive loading[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2014, **140**(4): 04013036.
- [24] NIEMUNIS A, WICHTMANN T, TRIANTAFYLLOIDIS T H. A high-cycle accumulation model for sand[J]. *Computers and Geotechnics*, 2015, **32**(4): 245 – 263.
- [25] ZHU B, LI T, XIONG G, et al. Centrifuge model tests on laterally loaded piles in sand[J]. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 2016, **16**(4): 160 – 172.
- [26] 王 磊, 朱 斌, 来向华. 砂土循环累积变形规律与显式计算模型研究[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(11): 2024 – 2029. (WANG Lei, ZHU Bin, LAI Xiang-hua. Cyclic accumulative deformation of sand and its explicit model[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(11): 2024 – 2029. (in Chinese))