

DOI: 10.11779/CJGE201602002

开挖条件下黏土中单桩竖向承载特性模型试验与分析

纠永志^{1, 2, 3}, 黄茂松^{*1, 2}

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092;
3. 中原工学院建筑工程学院, 河南 郑州 450007)

摘要: 利用已有的离心机预固结加载装置, 开发了一套可以有效控制超固结比的模型桩竖向加载系统, 进行了开挖条件下饱和黏土中单桩竖向承载特性的室内模型试验。在模型试验用高岭土单元体试验的基础上, 考虑开挖引起土体 K_0 系数和不排水抗剪强度变化对桩侧极限摩阻力的影响, 提出了开挖卸荷条件下饱和黏土中单桩竖向承载特性的非线性简化计算方法, 并通过与模型试验结果进行对比验证了计算方法的正确性, 算例分析表明: 开挖将会使得竖向桩顶刚度和极限承载力的降低, 合理的预测方法应该既要考虑开挖卸荷引起的桩侧土上覆压力的减少, 又要考虑桩侧土体 K_0 值和不排水抗剪强度的提高。

关键词: 模型试验; 开挖; 极限承载力; 抗剪强度; 超固结比

中图分类号: TU470 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2016)02-0202-08

作者简介: 纠永志(1982-), 男, 博士, 从事岩土工程方面的科研和教学工作。E-mail: jyz912@163.com。

Studies on pile bearing characteristics in saturated clay under excavation by model tests and a simplified method

JIU Yong-zhi^{1, 2, 3}, HUANG Mao-song^{1, 2}

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. School of Civil Engineering and Architecture, Zhongyuan University of Technology, Zhengzhou 450007, China)

Abstract: Based on a centrifuge pre-consolidation loading device, a model of pile vertical loading system can effectively control over consolidation ratio is developed out. The laboratory model tests of a single pile in saturated clay under excavation are carried out. Based on the results of model test, considering the change of undrained shear strength and K_0 coefficient of soil caused by excavation, a simplified nonlinear approach for analysis of a single pile under excavation is proposed. Calculated results are compared with the test results of laboratory model tests of pile. Good agreement is achieved. In addition, responses of a single pile after excavation under vertical load are studied by the simplified method. Computational results show that after excavation, the ultimate bearing capacity of pile and pile head stiffness will reduce. A rational prediction method for estimating the loss of bearing capacity should consider not only the decease of the overburden pressure of the surrounding soil, but also the increase of the K_0 coefficient and undrained shear strength.

Key words: model test; excavation; ultimate bearing capacity; undrained shear strength; over-consolidation ratio

0 引言

由于技术、安全和经济条件上的限制, 实际工程中极少进行基坑开挖后的单桩静载试验, 对于位于基坑中的桩基承载力, 由于现场试桩条件的限制, 在工程设计中通常以采用双套管的地面试桩为基础, 扣除了地面试桩开挖段侧摩阻力, 但忽略了开挖对基坑地面以下桩段的影响。实际上的坑底的基桩由于开挖卸荷的影响其承载力和地面试桩结果有较大差别。

位于坑底的基桩, 土体的开挖卸荷将对桩-土界面特性和承载特性产生影响, Mochtar 等^[1]研制了试验装

置, 并进行了 11 个黏土试样中抗拔桩的试验, 对超固结比对桩土界面摩擦角的影响进行了研究。试验结果表明, 桩侧极限摩阻力仅与桩土界面法向应力有关; 桩土接触面的长度、土体超固结比不影响桩土界面的摩擦角, 但是 Mochtar 等^[1]的试验中土体是可以侧向变形的, 这和实际工程的桩基有差别。Poulos 等^[2]通

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(973 计划)项目
(2013CB036304)

收稿日期: 2015-01-06

*通讯作者

过进行石灰质砂土中桩的模型试验发现, 当土体侧向变形被约束时, 土体的竖向超固结比将对桩侧极限摩阻力产生影响。Iwasaki 等^[3]对开挖后桩身产生拉力的工程案例进行了报道。

邴建俊等^[4]针对深基坑开挖条件下的抗拔桩的承载特性进行了离心模型试验, 并采用极限平衡法和数值方法对离心模型试验进行了分析; 刁钰^[5]采用离心机对开挖条件下的抗压桩进行了模型试验, 试验所用土体为砂土, 试验结果表明, 深开挖显著降低了桩的竖向承载力和刚度, 同时在试验中观测到开挖后模型桩身出现了明显的拉应力; 陈锦剑等^[6]对砂土地基中开挖卸荷条件下的单桩竖向抗压承载特性进行了模型试验研究, 研究了桩周土体开挖卸荷对单桩竖向抗压承载特性的影响; 罗耀武等^[7]采用模型试验研究了砂土地基中基坑开挖对抗拔桩承载特性的影响, 在试验过程中考虑了基坑开挖的深度、直径及坑底面以下有效桩长不同的情况。

目前针对开挖条件下的桩基试验主要是采用砂土, 开挖条件下饱和黏土中的桩基的模型试验还很少见, 并且现在针对开挖条件下的桩基础尚缺乏实用的简化计算方法。本文针对开挖条件下单桩竖向承载特性开发了一套可以有效控制超固结比的模型桩竖向加载系统, 开展了地面试桩和开挖后试桩两种情况的室内模型试验研究; 在考虑开挖引起土体应力状态和强度特性变化的基础上, 提出了开挖条件下单桩非线性计算方法, 通过与模型试验结果对比证明了简化方法的正确性, 并对不同开挖深度对单桩竖向承载特性的影响进行算例分析。

1 开挖条件下饱和高岭土中单桩竖向加载模型试验

1.1 试验装置

采用室内模型试验模拟开挖条件下桩基的承载特性, 对开挖的模拟常用的方法是开挖模型箱内土体, 土体的开挖深度较小, 与实际工程中的开挖量相差较大, 很难对实际工程中的情况进行模拟。本文采用 DGJ-250 型离心机预固结加载装置(图 1)对土体进行定量的加压固结和卸载, 该装置加载量大并且能够精确地控制土体的固结压力和卸载量, 能够较好地模拟实际工程中土体的开挖卸载。

试验在 $0.9\text{ m} \times 0.7\text{ m} \times 0.7\text{ m}$ 的钢制模型箱内完成, 如图 2 所示。

采用 DGJ-250 型离心机固结加载装置通过土压力加载盖板(图 3)对模型箱内土体进行加压。在加载板的加载柱两侧各设置一个预留孔, 在对土体进行固

结时通过小盖板将预留孔封上(图 3)。

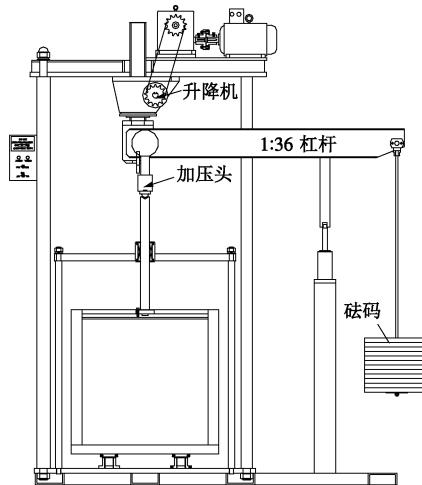


图 1 DGJ-250 型大型离心机固结加载装置

Fig. 1 DGJ-250 centrifuge pre-consolidation loading device



图 2 试验所用模型箱实物图

Fig. 2 Photo of model box



图 3 传压板

Fig. 3 Pressure plate

模型桩竖向静载试验采用杠杆加载法, 如图 4 所示。

1.2 模型桩

采用铝合金空心管制作单桩模型, 弹性模量 69 GPa, 长 50 cm, 直径 3 cm, 壁厚 3 mm。为了方便应变片导线引出, 桩顶 3 cm 以下对称设置两个 10 mm 的圆形孔洞。

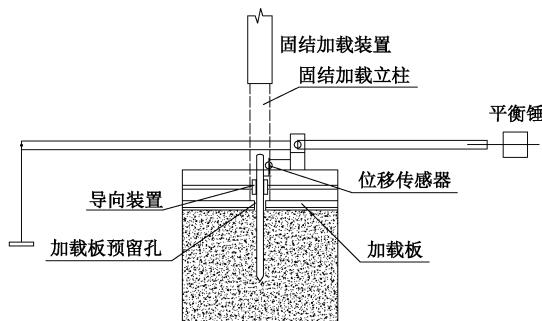


图 4 模型桩竖向加载装置示意图

Fig. 4 Schematic diagram of vertical loading system for model pile

桩身应变片从桩端以上 3 cm 处每隔 8 cm 设置一对轴向应变片，采用 1/4 桥连接方式，应变片具体分布位置如图 5 所示。桩身应变片布置及完成后的模型桩如图 6 所示。



图 5 桩身应变片分布图

Fig. 5 Strain gauges along pile



图 6 模型桩

Fig. 6 Model pile

1.3 模型试验土样制备

本试验土体材料选用 1250 目煅烧高岭土，为了加速土体的固结，在模型箱底部填充 5 cm 的砂土，并在模型箱四周布设砂桩。将高岭土配置成泥浆，通过搅拌机进行搅拌，待搅拌均匀后把泥浆倒入模型箱中，如图 7 所示。



图 7 加入泥浆的模型箱

Fig. 7 Photo of the model box

完成泥浆搅拌后，即可使用固结加载装置进行固结。首先，将装好泥浆的模型箱推到预压装置上。然后修剪砂桩并在泥浆上面铺一层滤纸，滤纸上再铺一

层砂土，最后放上荷载传递盖板，将荷载传递轴杆与固结仪加压点定好位后，即可开始进行固结，预压固结压力为 242 kPa，卸荷后的土压力为 92.5 kPa，卸荷后土体超固结比 $OCR=2.62$ 。

1.4 模型试验高岭土的力学参数

为了确定试验所用高岭土的力学参数，本文对高岭土进行了三轴固结不排水剪切试验和 K_0 加卸载试验，图 8 所示为三轴固结不排水剪切试验结果，通过对试验结果进行拟合可得三轴压缩条件下的临界状态比 $M=1.41$ ，土体有效内摩擦角 $\varphi'=34.8^\circ$ 。

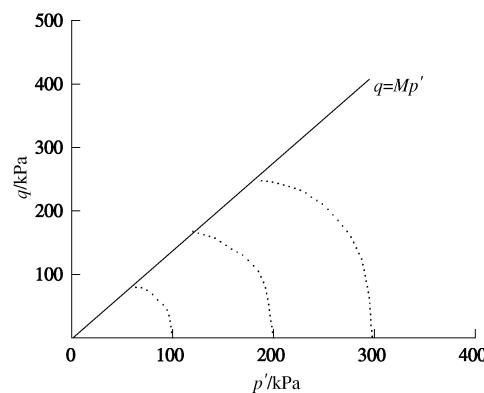
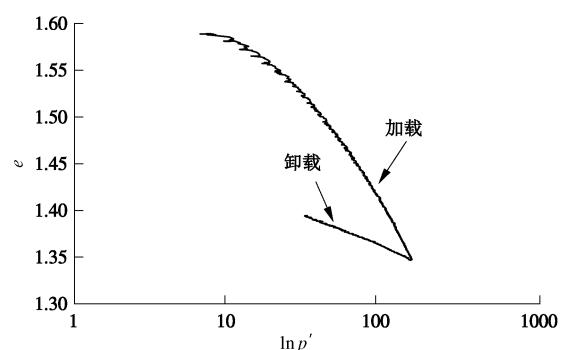


图 8 不排水剪切试验的应力路径

Fig. 8 Effective stress path of undrained triaxial tests for isotropically consolidated clay

图 9、10 为 K_0 加卸载试验结果，由试验结果可得 $e - \ln p'$ 空间中正常固结线和回弹线斜率分别为 $\lambda = 0.126$ 和 $\kappa = 0.029$ ，正常固结土体的侧压力系数 $K_{0nc} = 0.58$ 。

图 9 K_0 加卸载条件下 $e - \ln p'$ 曲线Fig. 9 Relationship between e and $\ln p'$

1.5 模型桩静载试验过程

模型试验示意图见图 11。等模型箱中土体固结完成后，打开模型箱中土压力加载盖板上的预留孔，沿孔中心位置把桩压入模型箱的土中，桩入土长度为 35 cm。

为保证试验效果，对于正常固结土体中模型桩试验，将桩打入土体中后，静置 48 h，以消去打桩效应，然后对模型桩进行加载试验；对于超固结土体中模型

桩试验, 先在一定固结压力下的正常固结土中打入单桩, 静置 48 h 以消去打桩效应, 然后对桩周土体卸载到预定的上覆压力和土体超固结比, 等卸载后的桩周饱和软黏土体回弹稳定后, 再对模型桩进行加载试验, 以确保桩周土体的应力状态变化过程与实际工程一致。模型桩加载试验如图 12 所示。

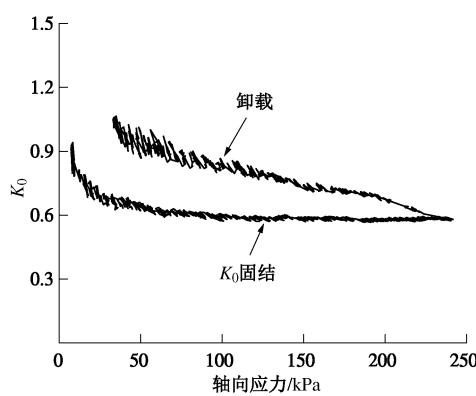


图 10 K_0 加卸载条件下 K_0 系数随竖向应力的变化

Fig. 10 Variation of K_0 -coefficient with axial stress measured in the K_0 -consolidation test for saturated clay

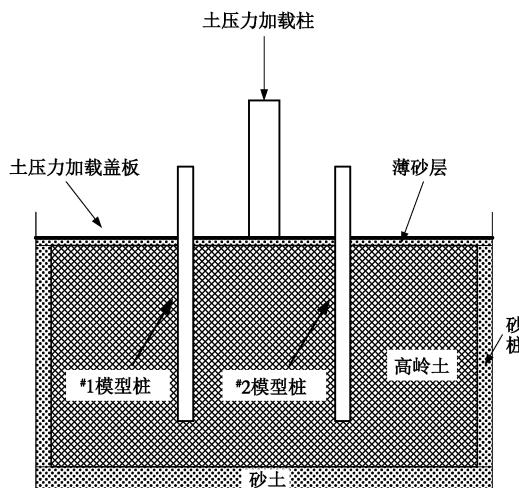


图 11 模型试验示意图

Fig. 11 Sketch of the model test



图 12 模型桩加载测试

Fig. 12 Photo of the model test

本试验共两组: ①第一组对正常 K_0 固结土体中的单桩进行静力加载试验, 上覆压力为 242 kPa; ②第二组对 K_0 卸载后处于 K_0 超固结状态下的土体中的单桩进行竖向静力加载试验, 上覆压力为 92.5 kPa, 土体超固结比 $OCR=2.62$ 。

1.6 试验结果分析

卸载前后的单桩静载试验的荷载 - 沉降曲线如图 13 所示。从图 13 中可以看出, 对于上覆压力为 242 kPa 时正常固结土和卸载后超固结比为 $OCR=2.62$ 时两根模型桩的荷载 - 沉降曲线比较一致, 卸载后超固结比为 $OCR=2.62$ 时的模型桩极限承载力要明显小于卸载前 ($OCR=1$), 并且相同荷载下卸载后的桩顶位移要明显大于卸载前, 即开挖卸载后桩顶刚度将会降低。从图 13 还可以得出, 在模型桩桩顶荷载不太大时, 模型桩的荷载沉降曲线成线性关系, 因此桩承受荷载不超越线性段时, 基桩的变形可按弹性进行计算。

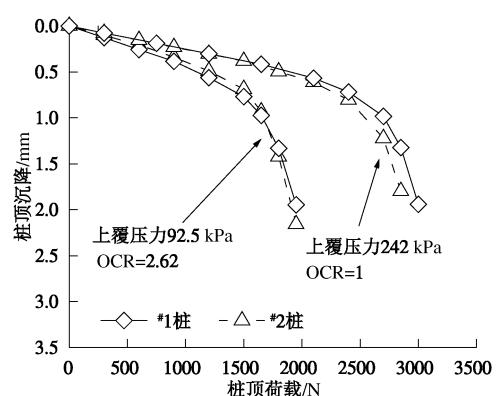
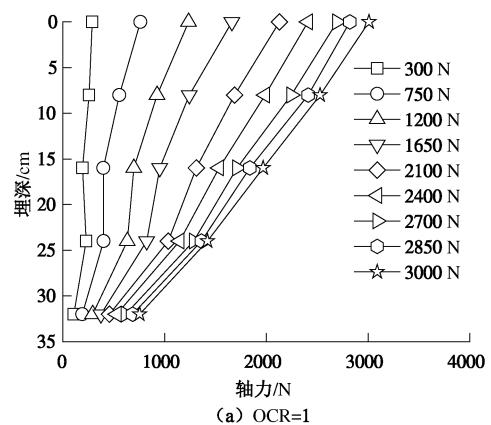


图 13 模型桩荷载 - 沉降曲线 (预固结压力 242 kPa)

Fig. 13 Load-settlement curves (Pre-consolidation pressure 242 kPa)

开挖前后的桩身轴力分布图如图 14, 15 所示, 从图中可以看出随着桩顶荷载的增大, 沿桩身轴力逐渐增大, 并且随着埋深的增加桩身轴力逐渐减小, 当达到破坏荷载时桩身轴力曲线逐渐接近直线。



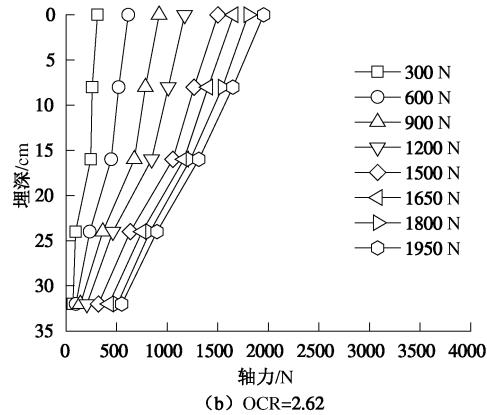


图 14 桩身轴力曲线(#1 桩, 预固结压力 242 kPa)

Fig. 14 Axial forces along the pile (Test pile No.1,
Pre-consolidation pressure 242 kPa)

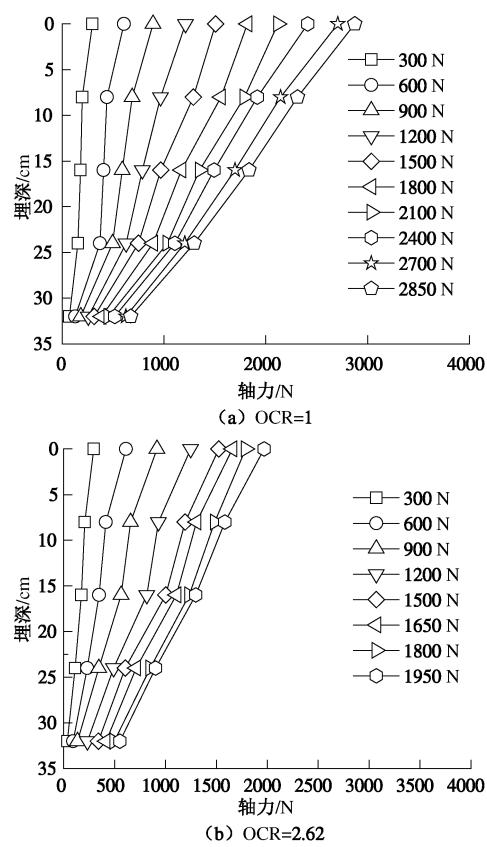


图 15 桩身轴力曲线(#2 桩, 预固结压力 242 kPa)

Fig. 15 Axial forces along the pile (Test pile No. 2,
Pre-consolidation pressure 242 kPa)

2 考虑应力状态和强度特性变化的开挖条件下单桩非线性计算方法

在大面积开挖卸荷条件下, 由于开挖卸荷将使土体处于 K_0 超固结状态, 将会引起桩周土体抗剪强度和应力状态的变化, 从而对基桩的承载力和刚度产生影响; 为便于对开挖卸荷条件下软黏土中单桩竖向承载特性进行预测, 本文将给出大面积开挖卸荷条件下软黏土中单桩竖向承载特性的非线性计算方法, 并对开

挖卸荷条件下的单桩竖向承载性能进行计算分析。

2.1 桩侧极限摩阻力的确定

针对桩侧极限摩阻力 Tomlinson^[8]认为和桩侧土体不排水抗剪强度有关, 并给出了如下桩侧极限摩阻力计算公式:

$$\tau_f = \alpha c_u , \quad (1)$$

式中, τ_f 为桩侧极限摩阻力, α 为折减系数。式 (1) 的关键是折减系数 α 的确定, 不少文献针对 α 值进行了研究, 并给出了不同的计算公式^[9-13], 其中 Lacasse 等^[11]和 API^[12]给出的公式应用较为广泛, 可由下式表示:

$$\alpha = \begin{cases} 0.5 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{c_u} \right)^{0.5} & (c_u / \sigma'_{v0} \leqslant 1.0) \\ 0.5 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{c_u} \right)^{0.25} & (c_u / \sigma'_{v0} > 1.0) \end{cases} . \quad (2)$$

无论是取 α 为定值还是与 c_u 相关, 都可以通过桩侧土体不排水抗剪强度 c_u 直接计算。由于超固结比对饱和黏土的不排水抗剪强度有显著的影响, 因此式 (2) 比较适用于超固结土。

笔者曾提出了开挖后处于 K_0 超固结状态下饱和黏土的不排水抗剪强度公式^[14]:

$$\frac{(c_u / \sigma'_{v0})_{OC}}{(c_u / \sigma'_{vm})_{NC}} = OCR^{1 - \frac{\tilde{\kappa}}{\lambda}} , \quad (3)$$

式中, λ 和 κ 分别为 $e - \ln p'$ 空间中正常固结线和回弹线斜率, $\tilde{\kappa}$ 为 $e - \ln \sigma'_{v0}$ 空间中回弹线斜率, $\tilde{\kappa} = \tilde{\beta} \kappa$, $\tilde{\beta} = \frac{\ln \left(\frac{1+2K_{0nc}}{1+2K_0} \right) + \ln(OCR)}{\ln(OCR)}$ 。而 K_0 系数随超固结比的变化可采用文献[14]所提出的公式:

$$K_0 = K_{0nc} \cdot [f(OCR)]^{\sin \varphi'} , \quad (4)$$

式中, $f(OCR) = OCR^{\frac{1}{a \cdot OCR - 1}}$, a 为拟合参数。通过对试验数据进行拟合, 可以得到本文试验所用高岭土 $a=2.39$, 拟合结果如图 16 所示。

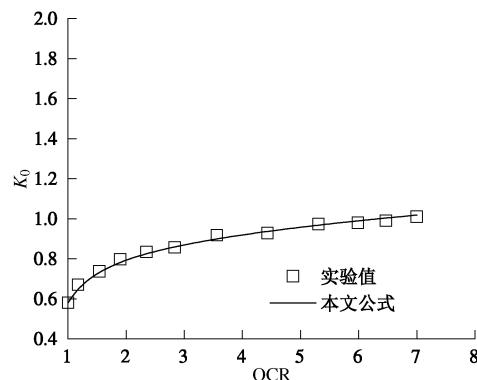
图 16 K_0 卸载条件下 K_0 系数随超固结比的变化

Fig. 16 Relationship between K_0 -coefficient and OCR measured in the K_0 -consolidation test for saturated clay

2.2 简化计算方法

桩身的控制方程为

$$\frac{d^2w(z)}{dz^2} - \frac{U_p}{E_p A_p} \tau(z) = 0 \quad , \quad (5)$$

式中, $w(z)$ 为深度 z 处的桩身位移, U_p 为桩横截面周长, E_p 和 A_p 分别为桩的弹性模量和横截面积, $\tau(z)$ 为深度 z 处桩周摩阻力

荷载传递函数采用 Kraft 等^[15]提出的函数形式:

$$\tau(z) = \frac{G_s w(z)}{r_0 \ln\left(\frac{rm/r_0 - \psi}{1 - \psi}\right)} \quad . \quad (6)$$

桩侧土体的初始切线刚度为

$$k_z = U_p \frac{\partial \tau(z)}{\partial w(z)} \Big|_{w(z)=0} = \frac{2\pi G_s}{\ln(r_m/r_0)} \quad . \quad (7)$$

式中 G_s 为土小应变时的初始剪切模量; $\psi = \frac{\tau(z)R_f}{\tau_f}$, R_f 为应力应变曲线拟合常数, 可取 0.9~1.0; τ_f 为桩侧极限摩阻力, r_0 为桩截面半径, r_m 为桩沉降的影响半径。

桩底端承力可表示为

$$P(l) = \frac{w(l)}{1/k_{bz} + w(l)/q_{ult}} \quad . \quad (8)$$

桩底土初始切线刚度为

$$K_{bz} = \frac{\partial P(l)}{\partial w(l)} \Big|_{w(l)} = 0 \quad , \quad (9)$$

$$K_{bz} = \frac{dE_b}{1-\nu_b^2} \left(1 + 0.65 \frac{d}{h_b}\right) \quad , \quad (10)$$

式中, k_{bz} 为桩端土的初始切线变形模量, E_b , ν_b 表示桩端土体的弹性模量、泊松比, h_b 表示桩端到基岩的深度, d 为桩直径, q_{ult} 为极限端阻力, l 为桩长, $w(l)$ 为桩底端竖向位移, $P(l)$ 为桩底端阻力。

沿桩身差分离散示意图如图 17 所示, 沿桩身离散成 n 个等间距的节点, 并在桩低增加一个虚拟节点 $n+1$ 。

桩身控制方程的差分离散:

$$w_i = \frac{1}{2} \left(w_{i+1} + w_{i-1} - \frac{U_p h^2}{E_p A_p} \tau_i \right) \quad . \quad (11)$$

荷载传递函数的差分离散:

$$\tau_i = \frac{G_s w_i}{r_0 \ln\left(\frac{r_m/r_0 - \psi_i}{1 - \psi_i}\right)} \quad . \quad (12)$$

由式 (12) 可得

$$w_i = \frac{\tau_i r_0}{G_s} \ln\left(\frac{r_m/r_0 - \psi_i}{1 - \psi_i}\right) \quad , \quad (13)$$

式中, $\psi_i = \frac{\tau_i R_f}{\tau_f}$ 。

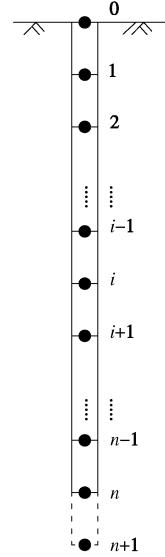


图 17 单桩差分离散示意图

Fig. 17 Schematic diagram of discretization for single pile

桩节点 i 处位移为 w_i 时的桩侧摩阻力 τ_i 利用式 (13) 由二分法求出。

对于桩底有:

$$w_{n+1} = w_{n-1} - \frac{2h}{E_p A_p} \frac{w_n}{1 + k_{bz} + w_n/q_{ult}} \quad . \quad (14)$$

求解过程:

(a) 取沿桩身的初始加载位移 $w(z) = w_0$ (桩顶位移)。

(b) 由式 (11)、(14) 可得

$$w_i^{k+1} = \frac{1}{2} \left(w_{i+1}^k + w_{i-1}^k - \frac{U_p h^2}{E_p A_p} \tau_j^k \right) \quad (i=1, 2, \dots, n-1) \quad , \quad (15)$$

$$w_n^{k+1} = w_{n-1}^k - \frac{h}{E_p A_p} \frac{w_n^k}{1/k_{bz} + w_n^k/q_{ult}} - \frac{U_p h^2}{2 E_p A_p} \tau_n^k \quad . \quad (16)$$

(c) 利用差分方程 (15), (16) 沿桩身节点依次求出新的桩节点位移 w_i^k , 并把新求出的节点位移值代入到下个节点位移的计算中, 即令 $w_{i+1}^{k-1} = w_i^k$ 。

(d) 取 $|w^k - w^{k-1}|$ 作为迭代控制误差, 若误差大于限定值则重复 (b) ~ (c) 直至迭代误差小于限定值。

(e) 由桩侧位移反算出桩身摩阻力, 进而得出桩身轴力。

3 试验结果验证与算例分析

3.1 超固结土模型试验分析验证

为了验证本文简化计算方法的有效性, 将简化方法和本文模型试验结果进行了对比。由三轴试验结果

可得试验用高岭土体参数为 $\lambda = 0.126$, $\kappa = 0.029$, $K_{0nc} = 0.58$ 。通过对模型试验所用土体在上覆压力为 242 kPa 时正常 K_0 固结土中单桩荷载沉降曲线进行反分析, 可得模型试验所用土体参数如下: 土体的不排水抗剪强度为 94 kPa, 土体弹性模量取 $210c_u$, 桩端极限端阻力取 $9c_u$; 开挖后土体的不排水抗剪强度 c_{uOC} 由式(3)求出, 土体弹性模量取 $210c_{uOC}$, 开挖卸荷后桩端极限端阻力取 $9c_{uOC}$ 。

图 18 为本文简化方法计算结果和试验结果的对比图, 从图中可以看出, 计算结果和实验结果基本一致。

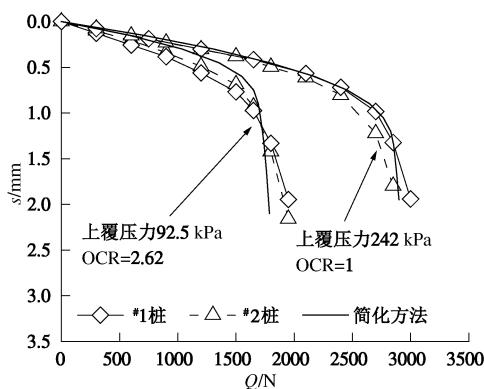


图 18 模型桩荷载 - 沉降曲线 (预固结压力 242 kPa)

Fig. 18 Load-settlement curves (Pre-consolidation pressure
242 kPa)

3.2 算例分析

为了对开挖条件下饱和软黏土中单桩竖向承载特性进行系统的研究, 这里进一步利用本文的简化方法对图 19 所示工况的单桩进行了计算分析。土体的基本参数: $c_u/\sigma'_v = 0.3$, $\gamma' = 8.5 \text{ kN/m}^3$, $K_{0nc} = 0.56$, $\varphi' = 34^\circ$, 土体弹性模量 $500c_u$, $\lambda = 0.171$, $\kappa = 0.045$, 桩端极限端阻力取 $9c_u$ 。开挖后土体的不排水抗剪强度 c_{uOC} 由式(3)求出, 开挖卸荷后桩端极限端阻力取 $9c_{uOC}$, 土体弹性模量取 $500c_{uOC}$ 。

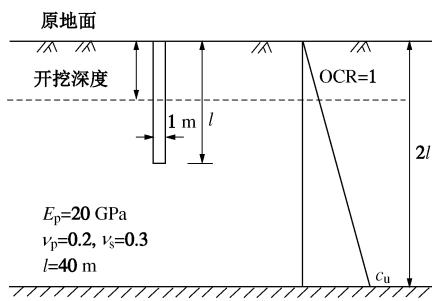


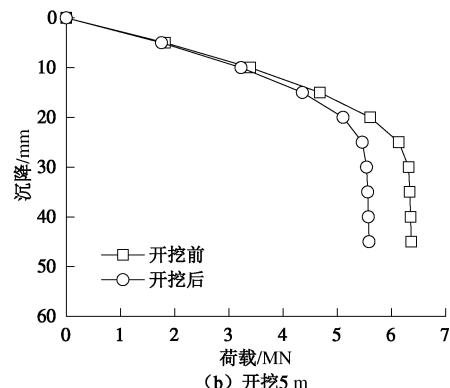
图 19 开挖条件下的单桩示意图

Fig. 19 Sketch of a single pile under excavation

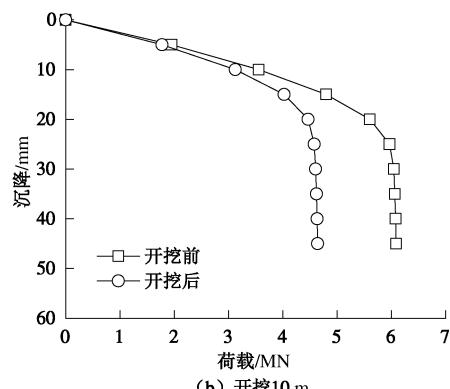
为了对开挖条件下单桩的竖向承载特性进行研

究, 采用本文简化方法对开挖前后承受竖向荷载时的单桩进行了计算, 计算结果如图 20 所示。为了便于比较, 对于开挖前单桩的计算, 只考虑拟开挖深度以下的有效桩长部分。

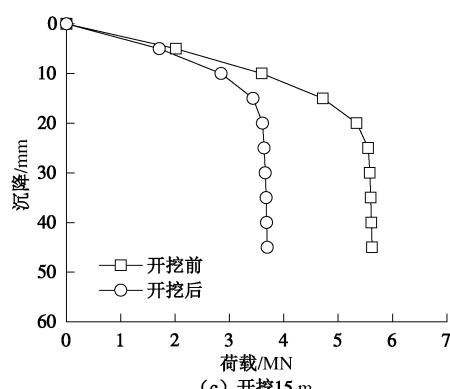
从图 20 中可以看出, 开挖卸载将引起桩顶刚度和极限承载力的降低, 并且开挖深度越大降低幅度越大。对于工程实践来说, 准确估计开挖卸荷引起的单桩承载力损失是十分必要的, 开挖卸荷既减少了桩侧土的上覆压力, 但又提高了 K_0 值, 同时也提高了桩侧土体不排水抗剪强度, 因此虽然总体上开挖卸载引起极限承载力的降低, 但具体降低幅度的预测还是相对复杂的, 而本文正是提供了一种比较合理且实用的简化分析方法。



(a) Excavation 5 m



(b) Excavation 10 m



(c) Excavation 15 m

图 20 开挖前后桩顶荷载沉降曲线对比图

Fig. 20 Load-settlement curves of pile before and after excavation

4 结语

本文通过室内模型试验对开挖卸荷条件下饱和软黏土中单桩竖向承载特性进行了研究。在考虑开挖引起土体应力状态和强度特性变化的基础上, 提出了开挖条件下竖向受荷单桩非线性计算方法, 并与试验结果进行了对比。试验和理论分析表明: 开挖卸载将引起桩顶刚度和极限承载力的降低, 并且开挖深度越大降低幅度越大, 合理的预测方法应该既要考虑开挖卸荷引起的桩侧土上覆压力的减少, 又要考虑桩侧土体 K_0 值和不排水抗剪强度的提高。本文提出的简化实用计算方法能够合理预测开挖卸荷引起的单桩承载力损失。

参考文献:

- [1] MOCHTAR I B, EDIL T B. Shaft resistance of model pile in clay[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1988, **114**(11): 1227 – 1243.
- [2] Poulos H G, Chan K E. Laboratory study of pile skin friction in calcareous sand[R]. Sydney: University of Sydney, 1984.
- [3] IWASAKI Y, WATANABE H, FUKUDA M, et al. Construction control for underpinning piles and their behavior during excavation[J]. Géotechnique, 1994, **44**(4): 681 – 689.
- [4] 郦建俊, 黄茂松, 王卫东, 等. 开挖条件下抗拔桩承载力的离心模型试验[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(3): 388 – 396. (LI Jian-jun, HUANG Mao-song, WANG Wei-dong, et al. Centrifugal model tests on bearing capacity of uplift piles under deep excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(3): 388 – 396. (in Chinese))
- [5] 刁钰. 超深开挖对坑底抗压桩竖向承载力及沉降特性影响研究[D]. 天津: 天津大学, 2011. (DIAO Yu. Studies on effects of super-deep excavation on the bearing capacity and settlement behavior of compression piles beneath the basement[D]. Tianjin: Tianjin University, 2011. (in Chinese))
- [6] 陈锦剑, 吴琼, 王建华, 等. 开挖卸荷条件下单桩承载力特性的模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(增刊2): 85 – 88. (CHEN Jin-jian, WU Qiong, WANG Jian-hua, et al. Model tests on bearing capacity of single pile influenced by excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(S2): 85 – 88. (in Chinese))
- [7] 罗耀武, 胡琦, 陈云敏, 等. 基坑开挖对抗拔桩极限承载力影响的模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(3): 427 – 432. (LUO Yao-wu, HU Qi, CHEN Yun-min, et al. Model tests on ultimate uplift capacity of piles under excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(3): 427 – 432. (in Chinese))
- [8] TOMLINSON M J. The adhesion of piles driven in clay soils[C]// Proceedings of the 4th International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Vol 2. London: Thomas Telford Ltd, 1957: 66 – 71.
- [9] SLADEN J A. The adhesion factor: applications and limitations[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1992, **29**(2): 322 – 326.
- [10] CHERUBINI C. A few comments on pile design: discussion[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1998, **35**(5): 905.
- [11] LACASSE S, BOISARD P. Consequence of the new API RP2A guideline for piles in soft clays[C]// Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. New Delhi, 1994: 527 – 530.
- [12] American Petroleum Institute (API). Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms—load and resistance factor design[S]. 1993.
- [13] KOLK H J, van der VELDE E. A reliable method to determine the friction capacity of piles driven into clays[C]// Proceedings of the 28th Annual Offshore Technology Conference. Houston, 1996: 337 – 346.
- [14] 纠永志. 开挖条件下软黏土地基桩筏基础非线性分析[D]. 上海: 同济大学, 2014. (JIU Yong-zhi. Nonlinear analysis of pile-raft foundations during excavation in soft clay[D]. Shanghai: Tongji University, 2014. (in Chinese))
- [15] KRAFT L M, RAY R P, KAGAWA T. Theoretical t - z curves[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1981, **107**(11): 1543 – 1561.