

DOI: 10.11779/CJGE201712023

考虑时效性的静压桩荷载-沉降关系预测方法

李 林^{1, 2}, 李镜培^{*1, 2}, 孙德安³, 张凌翔^{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. 上海大学土木工程系, 上海 200072)

摘要: 考虑天然饱和黏土地层的原位力学特性, 采用圆孔扩张模型考虑沉桩效应, 结合太沙基一维径向固结理论推导了桩周土再固结过程中土体强度和剪切模量的解析解。在此基础上, 根据桩基加载过程中桩侧土体的剪切变形特性, 采用指数函数型荷载传递曲线分别建立了静压桩的桩侧和桩端荷载传递模型, 提出了考虑时效性的静压桩荷载-沉降关系理论预测方法。通过现场试验对本文解答进行验证, 研究了沉桩结束后静压桩荷载-沉降特性随时间的变化规律, 分析了静压桩沉桩后不同历时的荷载传递特性。研究结果表明, 沉桩结束后静压桩承载特性的变化主要是由于桩侧承载特性的提高; 特定休止期后的静载试验结果与静压桩真实承载特性存在一定差异。因此, 实际工程中应根据桩周土体力学特性的改变结合静载试验合理确定静压桩的承载特性。

关键词: 沉桩效应; 时效性; 荷载传递; 刚度; 极限承载力; 荷载-沉降

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)12-2327-08

作者简介: 李 林(1986-), 男, 甘肃通渭人, 博士, 主要从事桩基承载力方面的研究工作。E-mail: lilin_sanmao@163.com。

Prediction method for time-dependent load-settlement relationship of a jacked pile

LI Lin^{1, 2}, LI Jing-pei^{1, 2}, SUN De-an³, ZHANG Ling-xiang^{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. Department of Civil Engineering, Shanghai

University, Shanghai 200072, China)

Abstract: Considering the in-situ properties of the natural saturated clay strata, the pile installation effects are studied by the cavity expansion model. Based on Terzaghi's one dimensional radial consolidation theory, the analytical solutions are derived for the time-dependent strength and shear modulus of the soil adjacent to a jacked pile. Then, based on the shear deformation performance of the surrounding soil during pile loading, the time-dependent load transfer models for pile shaft and pile base are established through the exponential function type load transfer curve, respectively, and a theoretical method is proposed for predicting the time-dependent load-settlement curve of a jacked pile in saturated clay strata. The proposed theoretical method is verified by the field tests. The time-dependent load-settlement performance and load transfer properties of the jacked pile after pile installation are studied. The results show that the evolution of the bearing performance of the jacked pile after pile installation is primarily because of the increase in the bearing performance of pile shaft. There are some discrepancies between the actual load-settlement performance of the jacked pile and the static loading test results after specific rest time. Thus, in actual engineering, the time-dependent bearing performance of jacked piles should be evaluated through the static loading tests with the aid of considering the evolution of the mechanical properties of the surrounding soil of piles.

Key words: pile installation effect; time-dependence; load transfer; stiffness; ultimate bearing capacity; load-settlement

0 引言

饱和黏土地层沉桩结束后, 沉桩产生的超孔隙水压力随时间逐渐消散, 有效应力随之增长, 桩周土体强度和刚度随时间逐步恢复、提高, 使得饱和黏土中静压桩承载特性呈现出明显的时效性。目前, 国内外学者对静压桩承载特性的时效性展开了一系列有益研究^[1-6], 但多数研究侧重于静压桩极限承载力时效性的

研究, 对其荷载-沉降时效性的研究较少, 且多数静压桩极限承载力时效性研究直接基于静载试验数据或数值模拟结果得出相应的经验公式, 其不仅无法从机理上反映静压桩承载力时效性的本质, 也无法体现静

基金项目: 国家自然科学基金项目 (41272288)

收稿日期: 2016-08-08

*通讯作者 (E-mail: lijp2773@tongji.edu.cn)

压桩荷载-沉降特性的时效性。同时, 现行规范根据工程经验规定以休止期 25 d 的静载试验为准来确定其承载特性^[7], 然而, 由于地层条件的千差万别, 休止期 25 d 的静载试验结果与静压桩真实承载特性存在一定差异^[8]。因此, 对饱和黏土中静压桩荷载-沉降特性的时效性展开研究, 提出静压桩考虑时效性的荷载-沉降关系预测方法, 为静压桩设计、施工优化提供理论依据, 具有重要的理论和工程实际意义。

本文根据沉桩后桩周土体力学特性的演变规律, 结合桩基加载过程中桩侧土体的剪切变形特性, 采用指数函数型荷载传递曲线建立了静压桩的桩侧和桩端荷载传递模型, 提出了考虑时效性的静压桩荷载-沉降预测方法, 并结合现场实测结果进行了验证, 研究了饱和黏土地层中静压桩荷载-沉降关系的时效性。本文解答对完善静压桩承载理论及指导静压桩设计与施工都具有重要意义。

1 静压桩周土体力学特性

1.1 静压沉桩效应

静压桩压入土层的过程中, 桩身周围土体的扩张模式类似于柱孔扩张; 而桩端周围土体向外扩张的形式更接近于球孔扩张^[9], 因此, 将饱和黏土中的静压沉桩过程视作桩身柱形孔和桩端球形孔在内压力 s_{ra} 作用下由初始零半径不排水扩张至桩半径, 基于圆孔扩张理论考虑沉桩效应对桩周土体力学特性的影响。

考虑 K_0 固结天然饱和黏土的初始应力各向异性和平应诱发各向异性特性, Li 等^[10]采用 K_0 -MCC 模型推导了圆孔不排水扩张后周围塑性区 r_p 内土体超孔压 $u_{e,0}$ 与平均有效应力 p'_{cs} 的解答:

$$u_{e,0} = p'_0 \left(\frac{3K_0}{1+2K_0} + \frac{mh_p^*}{\sqrt{3^m}} \right) + p'_{cs} \left(\sqrt{3^{m-1}} V \ln \frac{r_p}{r} - \frac{V}{2^{2-m} \sqrt{3^{m-1}}} \pm \frac{\sqrt{4M^2 - 3V^2}}{6} - 1 \right), \quad (1)$$

$$p'_{cs} = p'_0 \left(\frac{OCR}{2} \right)^L. \quad (2)$$

式中 $m=1$ 表示桩身柱孔扩张, $m=2$ 表示桩端球孔扩张; $p'_0 = s'_{u0}/3$ 为初始平均有效应力; K_0 为静止土压力系数; M 为 $p'-q$ 平面上内 CSL 线的斜率, 其值等于 $6\sin j'/(3-\sin j')$, j' 为三轴试验条件下土体的有效内摩擦角; $M^* = \sqrt{M^2 - h_0^2}$ 为相对临界状态应力比; $h_0 = |3(1-K_0)/(2K_0+1)|$ 为土体初始应力比; $h_p^* = M^* \sqrt{OCR-1}$ 为弹塑性边界处的相对应力比; OCR 为土体超固结比; $L=1-k/1$ 为土体塑性体应变比。 1 和 k 分别为加荷、卸荷曲线在 $u-\ln p$ 平面上的斜率; 塑性区半径 r_p 和 V 可分别表示为

$$\left(\frac{r_p}{r_0} \right)^{m+1} = \frac{2mG_0}{(m+1)(s'_{rp} - s'_{h0})}, \quad (3)$$

$$V = \frac{2\sqrt{3[M^2(2K_0+1)^2 - 9(1-K_0)^2]}}{3(2K_0+1)}, \quad (4)$$

式中 $G_0 = 3(1-2n')up'/(2(1+n')k)$ 为土体剪切模量; $u=1+e$, 为土体比体积; e 为孔隙比; n' 为有效泊松比; $s'_{rp} = s'_{h0} + mp'_0h_p^*/\sqrt{3^m}$ 为弹塑性边界处的径向有效应力。

1.2 桩周土力学特性演变

如图 1 所示, 沉桩结束后, 沉桩产生的超孔隙水压力主要沿径向消散, 桩周土强度和刚度随之提高。基于太沙基一维径向固结理论, 桩周土再固结过程中超孔隙水压力可表示为^[11]

$$u_{e,t} = \sum_{n=1}^{\infty} C_{1n} [J_0(I_n r) + C_{2n} Y_0(I_n r)] e^{-I_n^2 C_h t}, \quad (5)$$

式中, C_{1n} , C_{2n} 和 I_n 分别为积分常数, 由初始条件和边界条件可得

$$C_{1n} = \frac{\int_{r_0}^R u_{e,0} \left[J_0(I_n r) - \frac{J_0(I_n R)}{Y_0(I_n R)} Y_0(I_n r) \right] r dr}{\int_{r_0}^R \left[J_0(I_n r) - \frac{J_0(I_n R)}{Y_0(I_n R)} Y_0(I_n r) \right]^2 r dr}, \quad (6)$$

$$C_{2n} = -\frac{J_0(I_n R)}{Y_0(I_n R)}, \quad (7)$$

$$Y_0(I_n R) J_1(I_n r_0) - J_0(I_n R) Y_1(I_n r_0) = 0, \quad (8)$$

式中, R 为桩周径向排水距离。

由式(5)可计算沉桩结束后桩周任一土层的固结度 U_t :

$$U_t = 1 - \frac{\int_{r_0}^R \int_0^{l_i} u_{e,t} r dr dz}{\int_{r_0}^R \int_0^{l_i} u_{e,0} r dr dz}, \quad (9)$$

式中, l_i 为计算区域土层厚度。

根据有效应力原理和径向一维固结理论, 由式(2)和式(5)可将沉桩结束后任意时刻桩侧土体的平均有效应力 p'_t 表示为

$$p'_t = p'_{cs} + c(u_{e0} - u_{e,t}), \quad (10)$$

式中, $c = 1 + v'/[3(1 - v')]$ 平面应变一维固结条件下超孔压转换系数。

基于修正剑桥 (MCC) 模型, 土体在三轴压缩条件下的不排水抗剪强度 s_{u0tc} 可通过下式计算^[12]:

$$s_{u0tc} = \frac{1}{2} M p'_0 \left(\frac{OCR}{2} \right)^L. \quad (11)$$

静压沉桩过程中桩周土体被扰动和重塑, 其原始结构和潜在强度消失, 故沉桩结束后桩周土力学特性类似于正常固结土^[13], 即 $OCR=1$ 。基于此, 由式(9)

和式(10)可将桩周土再固结过程中三轴压缩条件下的不排水强度 $s_{utc,t}$ 表示为

$$s_{utc,t} = \frac{1}{2} M p_t' \left(\frac{1}{2} \right)^L \quad (12)$$

同时, 根据土体剪切模量定义可将沉桩结束后桩周土体的剪切模量表示为

$$G_t = G_0 \left(\frac{p_t'}{p_0'} \right)^n \quad (13)$$

式中 n 为介于 0~1 之间的常数, 表示土体刚度与有效应力之间的相关性。为简化计算, 本文 n 取值为 1。

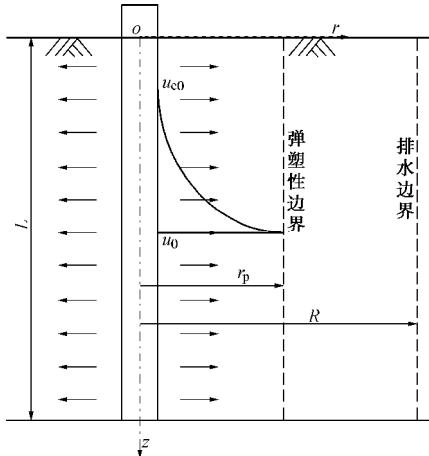


图 1 桩周土固结模型示意图

Fig. 1 Sketch of consolidation model for surrounding soil

2 考虑时效性的荷载传递模型

2.1 荷载传递函数

多数现场试验数据表明^[14-15], 坚向荷载作用下桩-土界面剪切带处桩侧阻力与桩-土相对位移之间呈非线性关系, 而剪切带以外土体主要为线弹性剪切变形, 如图 2 所示。

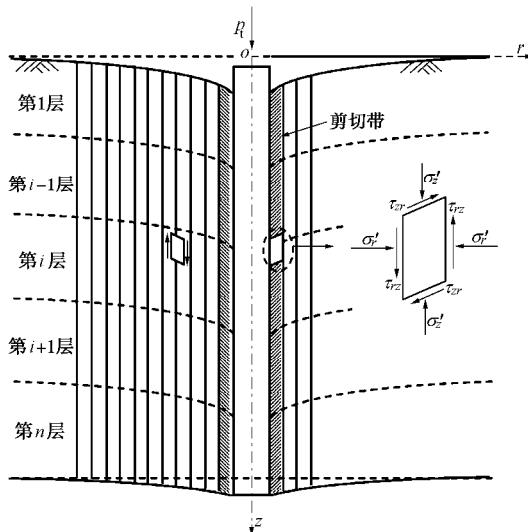


图 2 桩加载时桩侧土体剪切变形示意图

Fig. 2 Sketch of shear deformation of soil around a pile during pile loading

一般而言, 双曲线型和指数函数型荷载传递函数可以较好地反映桩土界面剪切带处的剪切特性。因此, 在静压桩荷载传递模型的研究中, 桩端和桩侧剪切带均采用指数函数型非线性荷载传递模型, 如图 3 所示。指数函数型桩侧和桩端荷载传递函数对应的具体表达式分别如下:

$$t_{s,z} = a_{s,z} (1 - e^{-b_{s,z} W_{p,z}}) \quad (14)$$

$$q_b = a_b (1 - e^{-b_b W_b}) \quad (15)$$

式中 $t_{s,z}$ 和 $W_{p,z}$ 分别为深度 z 处的桩侧阻力和桩-土相对位移; q_b 和 W_b 分别为桩端阻力和桩端沉降; 参数 $a_{s,z}$, $b_{s,z}$, a_b 和 b_b 可通过桩侧和桩端土体的强度和刚度确定。

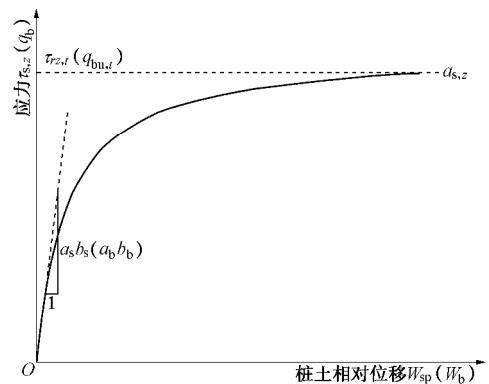


图 3 指数函数型桩端和桩侧荷载传递函数

Fig. 3 Exponential function type load transfer curve for pile shaft and pile base

桩加载过程中, 随着桩顶荷载的逐渐增大, 桩侧和桩端处土体呈现出非线性特征。对式(14)、(15)求导可得加载过程中单位长度桩侧切线刚度与桩土相对位移之间的关系及桩端切线刚度和桩端沉降之间的关系:

$$K_{sp,z} = 2\pi r_0 a_{s,z} b_{s,z} e^{-b_{s,z} W_{p,z}} \quad (16)$$

$$K_b = A_s a_b b_b e^{-b_b W_b} \quad (17)$$

式中, A_s 为桩身截面积。

2.2 桩侧参数确定

根据式(13)和图 3 可知, 当桩土界面剪切带处侧阻完全发挥时, 参数 $a_{s,z}$ 值等于图 4 所示土体单元的极限阻力 $t_{su,t}$, 即

$$a_{s,z} = t_{su,t} \quad (18)$$

由于沉桩挤土作用, 沉桩结束后桩侧剪切带处径向应力 σ'_r 为大主应力。如图 4 所示, 桩侧剪切带处侧阻完全发挥时桩-土界面对应的应力状态 (σ'_r, t_{rz}) 为图中 A 点。同时, 点 A 与土体在平面应变条件下破坏时的摩尔应力圆上相切。由图 4 所示几何关系可知侧阻完全发挥时极限阻力 $t_{su,t}$ 与土体平面应变条件下的不

排水抗剪强度 S_{ups} 之间存在如下关系:

$$t_{su,t} = S_{ups,t} \cos f' \quad . \quad (19)$$

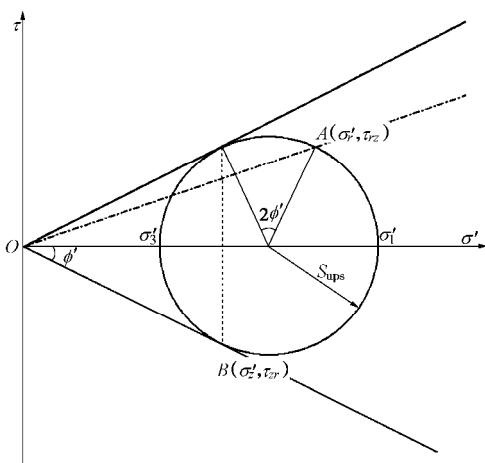


图 4 桩侧土体单元应力状态

Fig. 4 Stress state of soil element adjacent to pile shaft

为考虑桩基加载过程中桩侧土体的三维强度, 基于 SMP 强度准则和应力变换方法^[16], 根据图 5 所示 Mises 强度准则和 SMP 强度准则在 p 平面上的几何关系, 可将土体在三轴压缩条件下的不排水抗剪强度 $s_{utc,t}$ 变换为在桩基加载条件下桩侧剪切带处土体的三维强度 $s_{ups,t}$:

$$s_{ups,t} = \frac{3\sqrt{3}\sin j_f}{2M\cos y_f\sqrt{2+\sin^2 j_f}} s_{utc,t} \quad , \quad (20)$$

式中, j_f 和 y_f 为应力变换参数, 其表达式如下:

$$\sin j_f = \frac{\sqrt{2}M}{\sqrt{9+3M}} \quad , \quad (21)$$

$$y_f = \frac{1}{3} \arccos^{-1} \left[- \left(\frac{3}{2+\sin^2 j_f} \right)^{3/2} \sin j_f \cos 3q \right], \quad (22)$$

式中, q 为应力罗德角, 平面应变条件下 $q = \pi/6$ 。

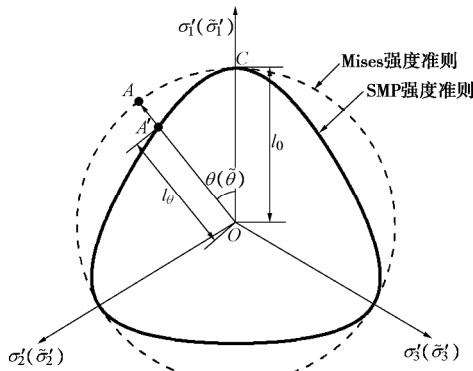


图 5 Mises 准则和 SMP 准则在 π 平面上的几何关系

Fig. 5 Geometric relation between Mises criterion and SMP criterion in π -plane

将式 (11)、(12) 代入式 (19)、(20), 同时结合

式 (18) 可得

$$a_{s,z} = \frac{3\sqrt{3}\sin j_f \cos f'}{2M\cos y_f\sqrt{2+\sin^2 j_f}} \frac{1}{OCR} \frac{p'_t}{p'_0} s_{utc} \quad . \quad (23)$$

根据剪切位移法, 桩侧剪切带以外弹性变形区土体的剪切位移 $W_{se,z}$ 可通过下式求出:

$$W_{se,z} = -\frac{dP_z}{2\pi G_{0,z}} \int_{r_m}^r \frac{1}{(A - B \ln r)r} dr \quad , \quad (24)$$

式中 dP_z 为单位桩长的轴力增量, $r_m = 2.5Lr_m(1-n)$ 为桩加载过程中桩周环面剪切变形的最大影响半径, r_m 为桩周土不均匀系数, 由式 (1)、(10)、(13) 可知参数 A 和 B 的表达式如下:

$$A = \left(\frac{OCR}{2} \right)^L + \left[\frac{3K_0}{1+2K_0} + \frac{h_p^*}{\sqrt{3}} + \left(\frac{OCR}{2} \right)^L \left(V \ln r_p - \frac{V}{2} \pm \frac{\sqrt{4M^2 - 3V^2}}{6} - 1 \right) \right] cU_t \quad , \quad (25)$$

$$B = VcU_t \left(\frac{OCR}{2} \right)^L \quad . \quad (26)$$

根据沉桩产生的塑性区半径与桩加载过程中桩周环面剪切变形影响半径之间的关系, 分以下两种情况计算 $W_{se,z}$:

(1) 若沉桩产生的塑性区半径大于剪切变形影响半径, 即 $r_p > r_m$, 积分式 (17) 可得

$$W_{se,z} = \frac{dP_z}{2\pi B G_{0,z}} \ln \frac{A - B \ln r_0}{A - B \ln r_m} \quad . \quad (27a)$$

(2) 若沉桩产生的塑性区半径小于剪切变形影响半径, 即 $r_p < r_m$, 积分式 (17) 可得

$$W_{se,z} = \frac{dP_z}{2\pi B G_{0,z}} \ln \left[\frac{A - B \ln r_0}{A - B \ln r_m} \left(\frac{r_m}{r_p} \right)^B \right] \quad . \quad (27b)$$

由式 (27a)、(27b) 可得桩侧剪切带以外弹性变形区单位长度土体环面的刚度:

$$K_{se,z} = \begin{cases} \frac{2\pi B G_{0,z}}{\ln \frac{A - B \ln r_0}{A - B \ln r_m}} & (r_p > r_m) \\ \frac{2\pi B G_{0,z}}{\ln \left[\frac{A - B \ln r_0}{A - B \ln r_m} \left(\frac{r_m}{r_p} \right)^B \right]} & (r_p < r_m) \end{cases} \quad . \quad (28)$$

在桩基初始加载阶段, 桩侧剪切带初始切线刚度与剪切带以外弹性变形区土柱刚度相等, 由式 (14)、式 (16) 和图 3 可知

$$2\pi r_0 a_{s,z} b_{s,z} = K_{se,z} \quad , \quad (29)$$

进而, 可得参数 $b_{s,z}$:

$$b_{s,z} = \begin{cases} \frac{BG_{0,z}}{a_{s,z}r_0 \ln \frac{A-B \ln r_0}{A-B \ln r_m}} & (r_p > r_m) \\ \frac{BG_{0,z}}{a_{s,z}r_0 \ln \left[\frac{A-B \ln r_0}{A-B \ln r_m} \left(\frac{r_m}{r_p} \right)^B \right]} & (r_p < r_m) \end{cases} \quad (30)$$

2.3 桩端参数确定

由式(14)和图3可知, 当桩端阻力完全发挥时, 桩端土体单位极限阻力 $q_{bu,t}$ 即为参数 a_b :

$$a_b = q_{bu,t} \quad (31)$$

基于总应力法, (α 法) 单位桩端承载力 $q_{bu,t}$ 可采用下式计算:

$$q_{bu,t} = N_c S_{ute,t} \quad (32)$$

式中, N_c 为桩端承载力因数, 饱和黏土中 $N_c=9^{[17]}$ 。

Randolph等^[18]将桩端视作作用在半无限弹性介质表面上的刚性圆盘, 根据Boussinesq解给出了桩端的弹性荷载-沉降关系:

$$W_b = \frac{P_b(1-n)}{4r_0 G_b} \quad (33)$$

式中, P_b 为桩端处的轴向荷载, G_b 为桩端以下 $8r_0$ 范围内土体的平均剪切模量。

由式(32)可得弹性变形条件下桩端刚度 $K_{e,b}$:

$$K_{e,b} = \frac{4r_0 G_{b,t}}{1-n} \quad (34)$$

在桩基初始加载阶段, 桩端初始切线刚度与弹性变形条件下的桩端刚度相等, 由式(17)、(34)和图3可得

$$b_b = \frac{4G_{b,t}}{\pi r_0 a_b (1-n)} \quad (35)$$

3 荷载-沉降关系解析

3.1 桩端荷载传递解析

如图6所示, 将饱和黏土地层中入土深度为 L 的静压桩从上至下划分为 n 个微段, 假定每一微段由刚度为 $K_{i,s}$ 的桩侧弹簧支撑, 桩身荷载由桩侧支撑弹簧传递给周围土体。

对于桩端第 n 微段桩体而言, 当桩端产生位移增量 $dW_{n,b}$ 时, 其桩身任意位置处位移增量 $dW_{n,z}$ 由桩端沉降 $dW_{n,b}$ 和桩身压缩量 $dW_{sn,z}$ 两部分构成:

$$dW_{n,z} = dW_{sn,z} + dW_b \quad (36)$$

式中, 桩身压缩量 $dW_{sn,z}$ 可通过下式计算:

$$dW_{sn,z} = \int_0^z \frac{dP_{n,z}}{EA_s} dz \quad (37)$$

式中, $\delta P_{n,z}$ 为第 n 微段桩身任意位置处轴力增量。

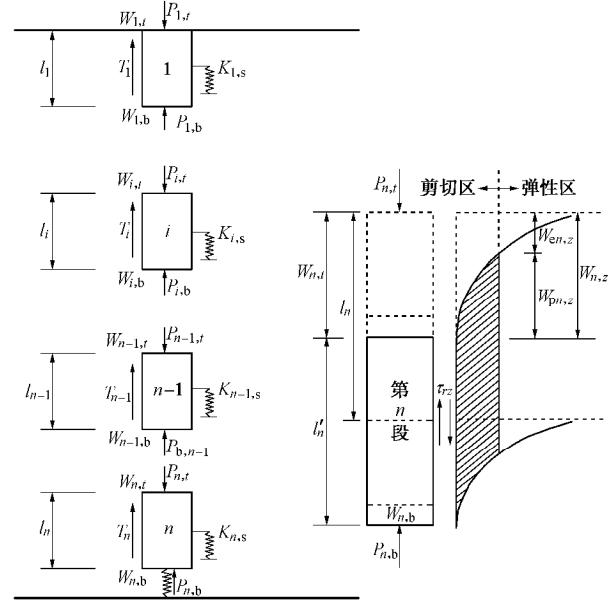


图6 桩-土荷载传递解析模型

Fig. 6 Analytical model for pile-soil load transfer

由图6所示关系可得桩侧剪切带位移增量, 即桩土相对位移增量 $dW_{pn,z}$:

$$dW_{pn,z} = dW_{n,z} - dW_{en,z} \quad (38)$$

将式(36)代入式(37), 结合式(16)可将第 n 微段任意位置处总桩侧阻力增量 $\delta T_{sn,z}$ 表示为

$$dT_{sn,z} = K_{spn,z} \int_0^z (dW_{n,b} + dW_{sn,z} - dW_{en,z}) dz \quad (39)$$

根据静力平衡条件, 可将第 n 微段桩身任意位置处轴力增量 $\delta P_{n,z}$ 表示为

$$\delta P_{n,z} = K_b dW_b + dT_{sn,z} \quad (40)$$

将式(39)代入式(40), 并同时对等式两边求导可得

$$dP'_{n,z} = K_{spn,z} dW_{n,b} + K_{spn,z} \int_0^z \frac{dP_{n,z}}{EA_s} dz - \frac{K_{spn,z}}{K_{sen,z}} dP'_{n,z} \quad (41)$$

求解式(40)可得第 n 微段任意位置处桩身轴力增量:

$$dP_{n,z} = (C_{1,n} a_n e^{a_n z} - C_{2,n} a_n e^{-a_n z}) dW_b \quad (42)$$

式中, C_1 和 C_2 为积分常数, 可由边界条件确定。 C_1 ,

C_2 和 a_n 的具体表达式如下: $a_n = \sqrt{\frac{K_{sen,z} K_{spn,z}}{EA_s (K_{sen,z} + K_{spn,z})}}$,

$$C_{n,1} = \frac{(EA_s + K_b)}{2a_n}, \quad C_{n,2} = \frac{(EA_s - K_b)}{2a_n}$$

由式(41)可得第 n 微段顶部轴向力增量 $dP_{n,t}$ 为

$$dP_{n,t} = (C_{n,1} e^{a_n l_n} - C_{n,2} e^{-a_n l_n}) a_n dW_b \quad (43)$$

由式(36)和式(43)可得桩端第 n 微段顶部位移增量 $dW_{n,t}$

$$dW_{n,t} = \frac{dP_{n,t}}{EA_s a_n} \frac{C_{n,1} e^{a_n l_n} + C_{n,2} e^{-a_n l_n}}{C_{n,1} e^{a_n l_n} - C_{n,2} e^{-a_n l_n}} \quad (44)$$

3.2 桩侧荷载传递解析

对于桩侧第 $n-1$ 微单元体而言, 由连续性条件可知第 $n-1$ 微段底部轴力增量 $P_{n-1,b}$ 和沉降增量 $W_{n-1,b}$ 分别等于第 n 段顶部轴力增量和沉降增量:

$$P_{n-1,b} = P_{n,t}, \quad (45)$$

$$W_{n-1,b} = W_{n,t}. \quad (46)$$

同时, 由式 (44) 可得第 $n-1$ 微段底部刚度:

$$K_{n-1,b} = EA_s a_n \frac{C_{n1} e^{hl_n} - C_{n2} e^{-hl_n}}{C_{n1} e^{hl_n} + C_{n2} e^{-hl_n}}. \quad (47)$$

与桩端第 n 微段推导过程类似, 可推得第 $n-1$ 微段顶部的荷载增量和沉降增量:

$$dP_{n-1,t} = (C_{n-1,1} e^{a_{n-1} l_{n-1}} - C_{n-1,2} e^{-a_{n-1} l_{n-1}}) a_{n-1} dW_{n-1,b}, \quad (48)$$

$$dW_{n-1,t} = \frac{dP_{n-1,t}}{EA_s a_{n-1}} \frac{C_{n-1,1} e^{h_{n-1} l_{n-1}} + C_{n-1,2} e^{-h_{n-1} l_{n-1}}}{C_{n-1,1} e^{h_{n-1} l_{n-1}} - C_{n-1,2} e^{-h_{n-1} l_{n-1}}}. \quad (49)$$

式中, $a_{n-1} = \sqrt{\frac{K_{\text{sen-1},z} K_{\text{spn-1},z}}{EA_s (K_{\text{sen-1},z} + K_{\text{spn-1},z})}}$, $C_{n-1,1} = \frac{(EA_s + K_{n-1,b})}{2a_{n-1}}$, $C_{n-1,2} = \frac{(EA_s - K_{n-1,b})}{2a_{n-1}}$ 。

3.3 荷载 - 沉降曲线计算方法

基于以上分析, 可通过以下步骤计算静压桩在沉桩结束后某一特定时刻的荷载 - 沉降曲线: 给定一桩端位移增量 dW_b , 通过式 (22)、(29) 计算桩身不同部位荷载传递函数的参数 $a_{s,z}$ 和 $b_{s,z}$, 采用式 (30)、(34) 计算桩端荷载传递函数的参数 a_b 和 b_b 。在此基础上, 应用式 (43)、(44) 计算第 n 微段顶部的轴力增量和位移增量, 进而由连续性条件式 (45)、(46) 结合式 (48)、(49) 计算第 $n-1$ 微段顶部的轴力增量和位移增量, 依次类推, 可得第 1 微段顶部 (桩顶) 的荷载增量 $dP_{1,t}$ 和沉降增量 $dW_{1,t}$ 。给定新的桩端位移增量 dW_b , 同时由式 (16)、(17) 更新桩侧、桩端刚度, 重复以上步骤, 则可得出桩端位移增量对应的桩顶荷载增量和沉降增量, 将不同桩端位移增量对应的荷载增量和桩顶位移增量逐步累加, 即可得出单桩荷载 - 沉降曲线。上述计算过程本文采用 MATLAB 软件编

程实现。

4 验证与分析

以上海饱和黏土地层中静压桩的现场静载试验结果来验证本文理论预测方法的合理性和有效性。试验场地位于浦东新区周浦镇周东路西侧, 场地土层分布情况及土体基本力学特性见表 1。

试验采用静压法分别将 3 根直径为 0.35 m 的圆形混凝土预制桩压入 30 m, 在沉桩结束后的不同时刻开展静载试验来测试荷载 - 沉降特性的变化规律, 其中: 第一根桩在沉桩结束后第 7 天开展静载试验; 第二根桩在 25 d 后开展静载试验, 第三根在 65 d 后进行静载试验。

根据上海软土地层的固结特性, 取超固结比 $OCR=1.1$, 塑性体应变比 A 为 0.8, 假定泊松比 ν 为 0.35。同时, 根据桩身混凝土强度等级, 取桩体弹性模量 $E=40$ GPa。为保证计算精度, 将桩从上至下划分为 150 个微段, 采用表 1 所列土层参数按照 2.3 节所述计算过程编程计算静压桩在沉桩结束后不同时刻的荷载 - 沉降关系。图 7 为沉桩结束后不同时刻荷载 - 沉降实测值和预测曲线的对比情况。

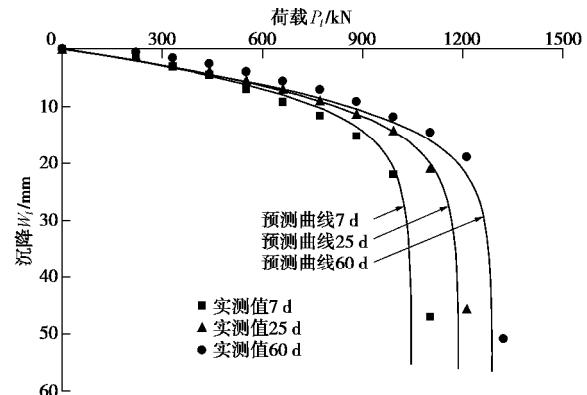


图 7 不同时历荷载 - 沉降关系预测曲线与实测值对比

Fig. 7 Comparison of load-settlement curves between measured data and predicted results at different time

表 1 场地土层特性表

Table 1 Properties of soil strata at test site

序号	土层名称	平均厚度 H/m	浮重度 $g'/(\text{kN}/\text{m}^3)$	孔隙比 e_0	内摩擦角 $j/(\text{°})$	压缩模量 $E_{0.1-0.2}/\text{MPa}$	渗透系数 $k_b/(\text{cm} \cdot \text{s}^{-1})$
① ₁	杂填土	1.61	—	—	—	—	—
②	黏土	1.75	8.9	1.052	31.7	4.46	2.30×10^{-7}
③	淤泥质粉质黏土	2.21	7.6	1.187	27.5	3.67	1.18×10^{-6}
③ _夹	黏质粉土	1.68	8.7	1.003	32.5	7.69	9.38×10^{-6}
④	淤泥质黏土	9.39	6.6	1.485	24.8	2.23	1.74×10^{-7}
⑤ ₁₋₁	黏土	10.21	7.4	1.219	28.4	3.39	2.13×10^{-7}
⑤ ₁₋₂	粉质黏土	8.93	7.8	1.065	31.9	4.07	1.42×10^{-6}
⑤ ₃₋₁	粉质黏土夹黏质粉土	10.54	8.5	0.988	31.8	5.37	2.36×10^{-6}
⑤ ₃₋₂	粉质黏土	8.97	8.5	0.981	31.7	5.21	3.95×10^{-7}

从图7可以看出, 本文理论解析方法预测得出的荷载-沉降曲线与实测值较为吻合, 说明本文理论解析方法可以较为合理地预测饱和黏土中静压桩在不同时刻的荷载-沉降特性。同时, 从图7中还可看出, 在休止期25 d后静压桩承载特性仍有一定的增长空间。

图8给出了沉桩结束后不同时刻桩顶加载至沉降为55 mm时桩身轴力分布的理论计算曲线。可以看出, 随着时间的增加, 相同桩顶沉降对应的桩身轴力分布曲线斜率逐渐增大, 说明桩身单位桩侧阻力随时间增加而有所提高。从图8中还可看出, 在沉桩结束后的不同时刻, 桩端处发挥的阻力基本保持不变, 说明沉桩结束后静压桩承载特性的变化主要是由于桩侧承载特性的提高。

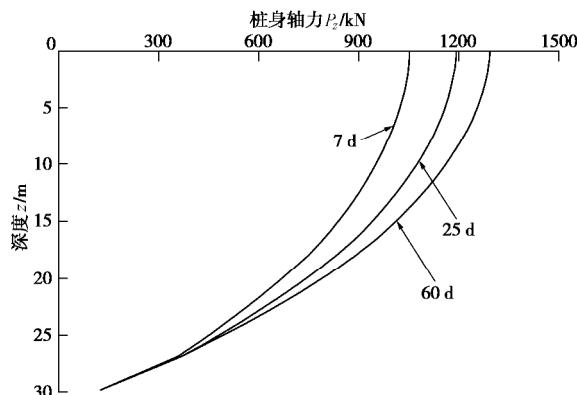


图8 沉桩后不同历时桩身轴力分布曲线

Fig. 8 Distribution of axial force along pile shaft at different time after pile installation

5 结 论

(1) 采用 K_0 固结饱和黏土中的圆孔扩张模型考虑沉桩效应, 结合太沙基一维径向固结理论推导了桩周土再固结过程中土体强度和剪切模量的解析解。该解答合理考虑了天然饱和黏土地层的原位力学特性和沉桩效应, 因而可以较为合理地反映沉桩结束后桩周土体力学特性的演变规律。

(2) 根据桩基加载过程中桩周土体的剪切变形特性, 在考虑桩侧土体三维强度特性的基础上采用指数函数型荷载传递曲线建立了静压桩的桩侧和桩端荷载传递模型, 提出了饱和黏土地层中考虑时效性的静压桩荷载-沉降关系预测方法, 并与现场实测数据进行对比验证。结果表明本文方法预测结果与现场实测结果吻合良好。

(3) 在沉桩结束后的不同时刻, 桩端处发挥的阻力基本保持不变, 沉桩结束后静压桩承载特性的变化主要是由于桩侧承载特性的提高。

(4) 静压桩荷载-沉降承载特性的时效性与其所处地层特性紧密相关, 特定休止期后的静载试验结果与静压桩真实承载特性存在一定差异。在实际工程中应根据桩周土层力学特性的改变结合静载试验合理确定静压桩的承载特性。

参 考 文 献:

- [1] BASU P, PREZZI M, SALGAGO R, et al. Shaft resistance and setup factors for pile jacked in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, 140(3): 1-16.
- [2] ABU-FARSAKH M, ROSTI F, SOURI A. Evaluating pile installation and the following thixotropic and consolidation setup by numerical simulation for full scale pile load tests[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2015, 52(11): 1734-1746.
- [3] SKOV R, DENVER H. Time dependence of bearing capacity of piles[C]// Proceedings of 3rd International Conference on the Application of Stress-wave Theory to Piles. Ottawa, 1988: 879-888.
- [4] TAN S L, CUTHBERTSON J K, ROBERT E. Prediction of pile set-up in non-cohesive soils[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 120(1): 50-65.
- [5] 李雄, 刘金砾. 饱和软土中预制桩承载力时效的研究[J]. 岩土工程学报, 1992, 14(4): 9-16. (LI Xiong, LIU Jin-li. Time effect on the bearing capacity of precast pile in saturated clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1992, 14(4): 9-16. (in Chinese))
- [6] 张明义, 刘俊伟, 于秀霞. 饱和软黏土地基静压管桩承力时间效应试验研究[J]. 岩土力学, 2009, 30(10): 3005-3008. (ZHANG Ming-yi, LIU Jun-wei, YU Xiu-xia. Field test study of time effect on ultimate bearing capacity of jacked pipe pile in soft clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(10): 3005-3008. (in Chinese))
- [7] JGJ 106—2014 建筑基桩检测技术规范[S]. 2014. (JGJ 106—2014 Technical code for testing of building foundation piles[S]. 2014. (in Chinese))
- [8] 夏建中, 罗战友, 张矢舟. 软黏土中压桩承载力的时效性分析与预测[J]. 岩土力学, 2006, 27(增刊): 793-796. (XIA Jian-zhong, LUO Zhan-you, ZHANG Shi-Zhou. Time effect analyses and prediction of ultimate bearing capacity of jacked pile in clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(S0): 793-796. (in Chinese))
- [9] RANDOLPH M F. Science and empiricism in pile foundation design[J]. Géotechnique, 2003, 53(10): 847-875.
- [10] LI L, LI J P, SUN D A. Anisotropically elasto-plastic solution

- to undrained cylindrical cavity expansion in K_0 -consolidated clay[J]. Computers and Geotechnics, 2016, **73**(1): 83 - 90.
- [11] RANDOLPH M F, WORTH C P. An analytical solution for the consolidation around a driven pile[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 1979, **3**(3): 217 - 229.
- [12] WOOD D M. Soil behaviour and critical state soil mechanics[M]. Cambridge: Cambridge University Press, 1990.
- [13] RANDOLPH M F, WROTH C P. Application of the failure state in undrained simple shear to the shaft capacity of driven piles[J]. Géotechnique, 1981, **31**(1): 143 - 157.
- [14] ZHANG Q Q, ZHANG Z M, HE J Y. A simplified approach for settlement analysis of single pile and pile groups considering interaction between identical piles in multilayered soils[J]. Computers and Geotechnics, 2010, **37**(7): 969 - 976.
- [15] WANG Z J, XIE X Y, WANG J C. A new nonlinear method for vertical settlement prediction of a single pile and pile groups in layered soils[J]. Computers and Geotechnics, 2012, **45**: 118 - 26.
- [16] MATSUOKA H, SUN D A, The SMP Concept-based 3D Constitutive Models for Geomaterials[M]. London: Taylor & Francis, 2006.
- [17] SHEIL B B, MCCABE B A. An analytical approach for the prediction of single pile and pile group behaviour in clay[J]. Computers and Geotechnics, 2016, **75**: 145 - 158.
- [18] RANDOLPH M F, WROTH C P. An analysis of the vertical deformation of pile groups[J]. Géotechnique, 1979, **29**(4): 423 - 439.

《岩土工程学报》征订启事

《岩土工程学报》创办于 1979 年, 是我国水利、土木、力学、建筑、水电、振动等六个全国性学会联合主办的学术性科技期刊。由南京水利科学研究院承办, 国内外公开发行。主要刊登土力学、岩石力学领域中能代表当今先进理论和实践水平的科学理论和工程实践成果等。报道新理论、新技术、新仪器、新材料的研究和应用。欢迎国家自然科学基金项目及其他重要项目的研究成果向本刊投稿, 倡导和鼓励有实践经验的作者撰稿, 并优先利用这些稿件。主要栏目有黄文熙讲座、综述、论文、短文、工程实录、焦点论坛、讨论和简讯等。

本刊被《中文核心期刊要目总览》连续多年确认为核心期刊, 并在建筑类核心期刊中位于前列; 本刊被科技部“中国科技论文统计源期刊”(中国科技核心期刊)及“中国科技论文与引文数据库”收录; 本刊被中国科学院“中国科学引文数据库”收录; 本刊被“中国知网”全文收录及“中国学术期刊综合评价数据库”收录; 本刊被“工程索引 Ei Compendex 数据

库”和“日本科学技术振兴机构数据库 JST”等国际数据库收录。本刊网址 (www.cgejournal.com) 全文发布本刊所有刊载文章。

本刊读者对象为土木建筑、水利电力、交通运输、矿山冶金、工程地质等领域中从事岩土工程及相关专业的科研人员、设计人员、施工人员、监理人员和大专院校师生。

本刊为月刊, A4 开, 双栏排版, 192 页, 每月中旬出版, 每期定价 40 元, 全年定价 480 元。

本刊国际标准刊号 ISSN 1000 - 4548, 国内统一刊号 CN 32 - 1124/TU, 国内发行代号 28 - 62, 国外发行代号 MO 0520。欢迎广大读者在全国各地邮局订购, 也可在编辑部订购(不另收邮费)。编辑部订购地址: 南京虎踞关 34 号《岩土工程学报》编辑部; 邮编: 210024; 联系电话: 025-85829534, 85829543, 85829553, 85829556; 传真: 025-85829555; E-mail: ge@nhri.cn。

(本刊编辑部)