

文章编号: 1000-7598(2009)09-2629-05

基于一维和三维固结挤土桩沉降时效计算分析

赵春彦^{1,2}, 周顺华², 袁建议²

(1. 中南大学 土木建筑学院, 长沙 410075; 2. 同济大学 道路与交通工程教育部重点实验室, 上海 201804)

摘要: 饱和软黏土地基中的挤土桩, 施工引起的桩侧土体超孔隙水压力消散和竖向荷载引起的桩底土体固结是导致其沉降的主要因素。基于三维固结理论, 研究了桩侧地基土再固结沉降的变化规律, 并从桩-土相互作用的原理出发, 结合边界条件, 推导出了在桩侧地基土再固结沉降的作用下挤土桩沉降的计算公式。运用太沙基一维固结理论并采用分层总和法计算竖向荷载作用下桩底土体的沉降。提出了饱和软土中挤土桩沉降时效的计算方法。并对工程实例进行了计算分析, 其结果符合工程实际沉降规律。

关键词: 饱和软黏土; 挤土桩; 一维固结; 三维固结; 沉降时效

中图分类号: TU 473.1

文献标识码: A

Calculation and analysis of settlement time-dependency of soil compaction pile based on one-dimensional and three-dimensional consolidations

ZHAO Chun-yan^{1,2}, ZHOU Shun-hua², YUAN Jian-yi²

(1. School of Civil and Architectural Engineering, Central South University, Changsha 410075, China;

2. Key Laboratory of Road and Traffic Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 201804, China)

Abstract: The dissipation of excess pore water pressure of pile side soil caused by construction and the consolidation of subsoil caused by vertical load are major factors leading to the settlement of soil compaction pile in saturated soft clay. Changing rules of reconsolidation settlement of pile side soil are studied based on three-dimensional consolidation theory. The calculating formula of settlement of soil compaction pile is deduced under reconsolidation settlement of pile side soil by using the interaction effect principle of pile and soil combining boundary condition. Terzaghi's one-dimensional consolidation theory and layer-wise summation method are adopted to compute settlement of subsoil under vertical load. The calculating method is brought forward on settlement time-dependency of soil compaction pile in saturated soft clay. Engineering case is calculated and analyzed; and the calculating results accord with actual settlement rules.

Key words: saturated soft clay; soil compaction pile; one-dimensional consolidation; three-dimensional consolidation; settlement time-dependency

1 前言

对于挤土桩基, 饱和软土地基中沉桩基本是在不排水条件下进行的。沉桩时, 桩要排开同体积的土体, 使周围土中的应力场发生很大变化, 在低渗透性的饱和软土中, 会产生很高的超孔隙水压力^[1]。随着沉桩后休止时间的增加超孔隙水压力逐渐消散, 消散的超孔隙水压力转化为土体中的有效应力, 与非挤土桩基比较而言, 相当于使桩周土体产生了额外的附加应力, 从而引起桩周土体的再固结

沉降。而桩周土体的沉降势必带动桩基的下沉, 因此, 挤土桩基的沉降往往大于非挤土桩基的沉降。

工程实际监测的结果也证明了这一点^[2]。竖向荷载引起的桩基础沉降, 主要是由于桩底土体的固结所产生。因此, 挤土桩的沉降主要包括: 施工引起的桩侧超孔隙水压力消散和竖向荷载作用下引起的桩底土体固结分别导致的桩基沉降两部分。

2 桩侧土体再固结引起的桩基沉降

对超孔隙水压力消散模式的研究表明^[3-4]: 桩侧

土体的超孔隙水压力在沉桩过程结束后的消散主要是水平方向的, 桩侧土体呈三维固结模式。研究表明, 固结过程中的总应力、有效应力和孔隙水压力是不断变化的, 并提出了一个可以描述他们之间变化关系的简单模型^[5-6]。张雪松等^[7]计算并分析了挤土桩沉降的时效性, 但在计算中, 桩侧土体的孔压分布未能考虑深度的影响, 且桩侧土体的固结运用太沙基一维固结理论, 未能考虑固结过程中总应力随时间的变化, 与实际情况存在诸多不符, 计算结果势必存在较大误差。

在轴对称的情况下, 王旭东^[8]认为, 桩周土的初始超孔隙水压力按以下规律分布:

$$u(\rho, 0) = \left\{ [2(2C_u - K_p \gamma' r_0 \tan \phi') \ln \frac{R_p}{r_0} + c' \frac{z}{r_0}] + 2.45a_f C_u \right\} \frac{1}{3 \ln a} \ln \frac{a}{\rho} \quad (1)$$

式中: $K_p = \tan^2 \left[45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right]$; $\rho = \frac{r}{r_0}$; c' 、 ϕ' 为土的有效黏聚力和有效内摩擦角; γ' 为土的有效重度; a_f 为孔隙水压力参数, $a_f = 0.707(3A_f - 1)$, A_f 为土破坏时的孔压系数; z 为计算点的深度; a 为影响区半径 R 与桩径 r_0 之比, 可取 $R = 0.5(1 - \mu)l$, 其中 μ 为桩侧土体的泊松比; C_u 为土的不排水抗剪强度; r 为离开桩轴的距离, r_0 为桩径; R_p 为塑性区半径。

$$R_p = r_0 \sqrt{\frac{E}{2(1 + \mu)C_u}}$$

式(1)不仅反映了初始超孔隙水压力沿平面随距离增加的对数衰减分布规律, 也反映了沿深度线性增加的规律, 同时也保证了弹性区和塑性区初始超孔隙水压力分布的连续性, 与工程实际监测结果有较好的一致性。

王旭东^[8]求得了以式(1)为初始条件的微分方程的级数解, 得到了任意时刻超孔隙水压力的表达式:

$$u(\rho, T) = \frac{2}{3 \ln a} \left\{ [2(2C_u - K_p \gamma' r_0 \tan \phi') \cdot \ln \frac{R_p}{r_0} + c' \frac{z}{r_0}] + 2.45a_f C_u \right\} \cdot \sum_{i=1}^{\infty} \frac{j_0(\lambda_i \rho / a)}{\lambda_i^2 j_1^2(\lambda_i)} \exp \left[-\frac{3(1 - \mu)}{1 + \mu} \left(\frac{\lambda_i}{a} \right)^2 T \right] \quad (2)$$

式中: $T = \frac{C_{v3} t}{r_0^2}$; $C_{v3} = \frac{kE}{3\gamma_w(1 - 2\mu)}$ 为三维固结条件

下土的固结系数; k 为土的渗透系数; γ_w 为水的重度; μ 、 E 分别为排水条件下土的泊松比和弹性模量; j_0 、 j_1 、 λ_i 分别为 0 阶、一阶贝塞尔函数和 0 阶贝塞尔函数的特征根。

由于超静孔隙水压力的消散, 地基土就会产生再固结沉降, 由地基土的压缩性可得位于深度为 z 、厚度为 dz 的土层经过时间 t 后的沉降量为

$$dS(z, \rho, t) = m_v(z) [u(\rho, 0) - u(\rho, T)] dz \quad (3)$$

式中 $m_v(z)$ 为土体体积压缩系数。

假定土体体积压缩系数 $m_v(z)$ 沿深度变化不大, 则由桩侧孔隙水压力消散引起的深度为 z 处的地基沉降量为

$$S(z, \rho, t) = \int_z^l S(z, \rho, t) dz \quad (4)$$

将式(2)和式(3)代入式(4)积分得:

$$S(z, \rho, t) = m_v \frac{1}{\ln a} \left\{ \frac{1}{3} \ln \frac{a}{\rho} - \frac{2}{3} \sum_{i=1}^{\infty} \frac{j_0(\lambda_i \rho / a)}{\lambda_i^2 j_1^2(\lambda_i)} \exp \left[-\frac{3(1 - \mu)}{1 + \mu} \left(\frac{\lambda_i}{a} \right)^2 T \right] \right\} \cdot \left\{ [2(2C_u - K_p \gamma' r_0 \tan \phi') \ln \frac{R_p}{r_0} + 2.45a_f C_u] \cdot (l - z) + \frac{c'(l^2 - z^2)}{2r_0} \right\} \quad (5)$$

令 $\rho = 1$, 可得靠近桩侧土体固结沉降表达式:

$$S(z, \rho = 1, t) = \Xi \left[\Lambda(l - z) + \frac{c'(l^2 - z^2)}{2r_0} \right] \quad (6)$$

$$\text{式中: } \Xi = m_v \frac{1}{\ln a} \left\{ \frac{1}{3} \ln a - \frac{2}{3} \sum_{i=1}^{\infty} \frac{j_0(\lambda_i / a)}{\lambda_i^2 j_1^2(\lambda_i)} \exp \left[-\frac{3(1 - \mu)}{1 + \mu} \left(\frac{\lambda_i}{a} \right)^2 T \right] \right\} \quad (7)$$

$$\Lambda = 2(2C_u - K_p \gamma' r_0 \tan \phi') \ln \frac{R_p}{r_0} + 2.45a_f C_u \quad (8)$$

文献[9-10]提出了对于承受地基土沉降作用的桩基的弹性微分方程为

$$\frac{d^2 w_p(z, t)}{dz^2} - \alpha^2 w_p(z, t) = -\alpha^2 S(z, t) \quad (9)$$

式中: $\alpha^2 = \frac{2\pi G_s}{E_p A \ln a}$, 其中: E_p 、 A 分别为桩身弹性模量和截面积; G_s 为地基土的剪切模量。

在式(9)中, 假定了桩影响范围内土体的沉降在横向分布上相同, 均为 $S(z, t)$ 。而对于挤土桩, 由于孔压及其消散在横向分布上并不相同。因紧靠桩身的土体与桩直接接触, 并且这部分土体的初始孔隙水压力也是最大的, 出于安全考虑, 按最不利情况即以仅靠桩侧的土体孔压的消散影响来计算这部分桩基的沉降, 则对于挤土桩, 承受地基土沉降作用的桩基弹性微分方程为

$$\frac{d^2 w_p(z, t)}{dz^2} - \alpha^2 w_p(z, t) = -\alpha^2 S(z, \rho=1, t) \quad (10)$$

由方程(10)及 $S(z, \rho=1, t)$ 的特点, 可知此方程的一个特解为

$$w_p^*(z, t) = S(z, \rho=1, t) - \frac{c'}{\alpha^2 r_0} \Xi = \Xi \left[\Lambda(l-z) + \frac{c'(l^2 - z^2)}{2r_0} - \frac{c'}{\alpha^2 r_0} \right] \quad (11)$$

而对于齐次方程:

$$\frac{d^2 w_p(z, t)}{dz^2} - \alpha^2 w_p(z, t) = 0 \quad (12)$$

其通解为:

$$w_p(z, t) = C_1 \exp(-\alpha z) + C_2 \exp(\alpha z) \quad (13)$$

则式(10)的通解为

$$w_p(z, t) = C_1 \exp(-\alpha z) + C_2 \exp(\alpha z) + \Xi \left[\Lambda(l-z) + \frac{c'(l^2 - z^2)}{2r_0} - \frac{c'}{\alpha^2 r_0} \right] \quad (14)$$

若桩基承受设计荷载为 P , 则桩基边界条件为

$$\left. \frac{dw_p}{dz} \right|_{z=0} = \frac{P}{E_p A} \quad (15)$$

$$\left. \frac{dw_p}{dz} \right|_{z=l} = \frac{K_b}{E_p} w(l)$$

式中: K_b 为桩端地基土的抗力系数。

C_1 、 C_2 可按上述边界条件求得:

$$C_1 = -\frac{\frac{P}{E_p} a_1 + \Xi(\Lambda a_1 - \alpha a_3)}{\alpha(a_1 + a_2)}$$

$$C_2 = \frac{\frac{P}{E_p} a_2 + \Xi(\Lambda a_2 + \alpha a_3)}{\alpha(a_1 + a_2)}$$

$$\text{式中: } a_1 = \left(\frac{k_b}{E_p} - \alpha \right) \exp(\alpha l);$$

$$a_2 = \left(\frac{k_b}{E_p} + \alpha \right) \exp(-\alpha l);$$

$$a_3 = \frac{k_b}{E_p} \frac{c'}{\alpha^2 r_0} - \Lambda - \frac{c'l}{r_0}。$$

3 桩底土体再固结引起的桩基沉降

桩底土体的沉降主要由桩顶荷载作用下桩底土体的固结引起, 由桩顶荷载引起的桩底土附加应力计算采用桩的 Geddes 应力解公式, 如下式:

$$\sigma_z = \sigma_{zb} + \sigma_{zr} + \sigma_{zt} = [\alpha I_{zb} + \zeta \beta I_{zr} + \eta(1 - \alpha - \beta) I_{zt}] Q / l^2 \quad (16)$$

式中: α 为桩端阻力占桩顶荷载 Q 的比率; β 为桩侧矩形分布摩阻合力占桩顶荷载 Q 的比率; ζ 为桩侧摩阻矩形分布系数; η 为桩侧摩阻三角形分布系数。 I_{zb} 、 I_{zr} 、 I_{zt} 分别为桩端集中力、桩侧摩阻力矩形分布和桩侧摩阻力三角形分布情况的竖向应力系数。

在桩顶荷载作用下, 桩底土体中总附加应力不变, 根据工程实际情况及固结理论的适用条件可知, 桩底土孔压消散规律接近于太沙基一维固结理论, 因此, 可以用太沙基一维固结理论来估算, 任意时刻各层土体中的超孔隙水压力可按下式计算:

$$u_i = \frac{4\sigma_i}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m} \sin \frac{m\pi z}{2H_i} e^{-m^2 \frac{\pi^2}{4} T_{vi}} \quad (17)$$

式中: σ_i 为第 i 层土的附加应力; H_i 第 i 层土的厚度; $T_{vi} = C_{vi} t / H_i^2$; C_{vi} 为第 i 层土的固结系数, $C_{vi} = (1+e)k_i / \gamma_w a_{vi}$, 其中: k_i 为第 i 层土的渗透系数, a_{vi} 为第 i 层土的压缩系数。

各层土的平均固结度可按下式计算:

$$U_{0i} = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2}{4} T_{vi}} \quad (18)$$

则桩底土在桩顶荷载作用下的固结沉降为

$$S = \sum_{i=1}^n m_v H_i u_i U_{0i} \quad (19)$$

4 算例分析

某一桩基工程, 位于饱和软黏土地基中, 桩基采用静压 PHC 桩, 桩径为 550 mm, 桩长为 35 m, 设计承载力为 1 500 kN。软土层厚达 44 m, 其中上层为 26 m, 压缩模量为 2.1 MPa, 不排水剪强度为

20 kPa; 下层为 18 m, 压缩模量为 4.5 MPa, 不排水剪强度为 44 kPa。取土体的泊松比 $\mu = 0.4$, 土体的固结系数为 $C_v = 5.4 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ 。桩端位于黏质粉土层中, 桩端的地基反力系数为 $K_b (\text{MN}/\text{m}^3)$ 。

计算桩侧土体固结引起的桩顶沉降和垂直荷载为 1 500 kN 引起的桩顶沉降以及总沉降, 见图 1; 假定此工程工期为一年, 计算其工后沉降, 同时计算与此挤土桩地质条件 and 设计参数相同情况下非挤土桩基的沉降, 见图 2。计算时, 桩底土附加应力计算采用桩的 Geddes 应力解公式, 桩侧摩阻力按正三角形分布, 桩端阻力比取 0.1。

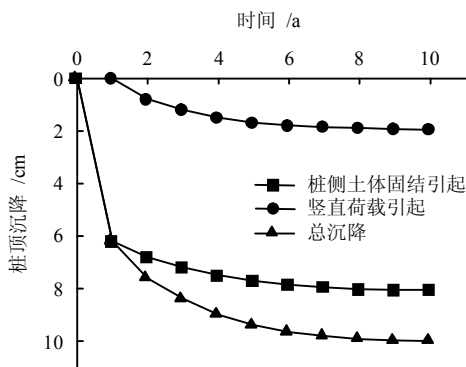


图 1 桩基沉降随时间发展的关系曲线

Fig.1 Relation curves of pile settlement along time

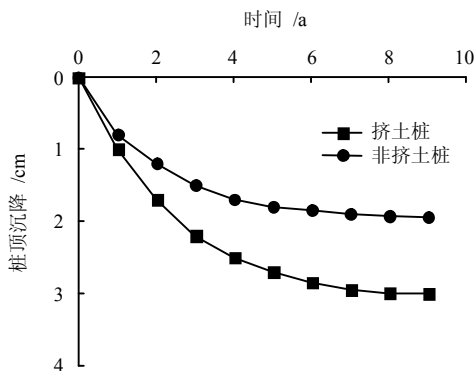


图 2 桩基工后沉降随时间发展的关系曲线

Fig.2 Relation curves of pile settlement after construction along time

从图 1 和图 2 可以看出:

(1) 挤土桩桩侧土体的再固结对其沉降量影响很大, 比设计荷载作用使桩基产生的沉降要大很多。因此, 挤土桩因桩侧土体再固结产生的沉降是其总沉降重要的组成部分。

(2) 挤土桩桩侧土体超孔压前期消散很快, 主要发生在施工期, 这与工程实际情况是相符的^[2]。而在工后孔压的消散就缓慢得多。

(3) 挤土桩桩侧土体的再固结对桩基的工后

沉降有一定的影响, 因此, 挤土桩的工后沉降仍大于非挤土桩基, 挤土桩桩侧土体再固结持续时间比工程的施工期要长。大量的工程实际监测结果也证明了这点^[1]。

5 结 论

基于比奥三维固结理论, 推导出了桩侧土体三维固结模式下挤土桩沉降的计算公式, 垂直荷载作用下桩底土体的固结采用太沙基一维固结理论进行计算, 提出了一种挤土桩沉降时间效应的解析算法, 并结合实例进行了计算分析, 得到了一些有益的结论: 挤土桩因桩侧土体再固结产生的沉降是其总沉降重要的组成部分; 挤土桩桩侧土体超孔压消散主要发生在施工期; 挤土桩桩侧土体的再固结对桩基的工后沉降有一定的影响, 挤土桩的工后沉降一般大于非挤土桩基。沉降规律符合工程实际情况。

参 考 文 献

- [1] 鄢洲, 杨建永, 高渐美. 饱和软土地基中沉桩引起的超孔隙水压力的影响[J]. 水利与建筑工程学报, 2004, 2(3): 41—44.
YAN Zhou, YANG Jian-yong, GAO Jian-mei. Influence of excess pore water pressure during pile driving in saturated soft soil[J]. *Journal of Water Resources and Architectural Engineering*, 2004, 2(3): 41—44.
- [2] 张定, 陈竹昌, 姚笑青. 桩的施工方法对桩基沉降的影响[J]. 同济大学学报, 1999, 27(6): 723—727.
ZHANG Ding, CHEN Zhu-chang, YAO Xiao-qing. Effects of pile installation on settlement of groups[J]. *Journal of Tongji University*, 1999, 27(6): 723—727.
- [3] SODERBERG L. Consolidation theory applied to foundation pile time effects[J]. *Geotechnique*, 1962, 12: 217—225.
- [4] ROY M. Development of pore pressures in quasi-static penetration test in sensitive clay[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1982, 19(2): 124—138.
- [5] 唐世栋. 用有效应力原理分析桩基承载力的变化全过程[博士学位论文 D]. 上海: 同济大学, 1999.
- [6] 李雄, 刘金砺. 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): 320—324.
LI Xiong, LIU Jin-li. Time effect of bearing capacity of driven pile in saturated soft soil[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 1992, 14(4): 320—324.