

doi:10.3969/j.issn.1674-4764.2013.01.006

层状地基中单桩-桩帽-土共同作用等效剪切位移法

李 波¹, 黄茂松²

(1. 长江科学院 水利部岩土力学与工程重点实验室, 武汉 430010;
2. 同济大学 土木工程学院; 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘 要:基于单桩-桩帽-土共同作用的特征, 推导了桩和桩帽下土体的荷载传递矩阵, 提出了层状地基中带帽单桩的等效剪切位移法。当桩与桩帽下土体以及桩帽下土体与桩帽外侧土体交界面处的位移协调时, 分别建立桩与桩帽下土体的平衡微分方程; 考虑交界面处的相对滑动时, 桩与桩帽下土体交界面处的侧摩阻力较大导致非线性, 主要表现在桩与桩帽下土体间的相互滑动; 当帽桩较小时, 桩帽下土体与桩帽外侧土体交界面处的侧摩阻力引起的桩帽外侧土体自由位移场比较小。与有限元法、已有理论分析方法以及模型试验的对比表明桩帽的加入可明显增大带帽桩的整体刚度, 并且一定尺寸的桩帽下桩体长径比的增大不会无限增大带帽单桩的整体刚度, 桩帽始终贡献一定的荷载分担比例。

关键词:桩基; 带帽单桩; 等效剪切位移法; 层状地基; 非线性分析

中图分类号: TU473.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2013)01-0032-08

An Equivalent Shear Displacement Method of Single Capped Pile in Layered Soil

Li Bo¹, Huang Maosong²

(1. Key Laboratory Geotechnical Mechanics and Engineering of the Mechanics and Engineering of the Minister of Water Resources, Changjiang River Scientific Research Institute, Wuhan 430010, P. R. China;
2. School of Civil Engineering; Key Laboratory of Geotechnical & Underground Engineering, Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, P. R. China)

Abstract: Based on the interaction of single pile, cap and soil, the load transfer matrixes of single pile and soil were proposed to establish an equivalent shear displacement method of single capped pile in layered soil. With the compatibility of displacement at the interface between the pile and the soil, equilibrium equations of pile and soil could be derived. With the increase of the total load on the pile cap, the lateral friction at the interface of the pile and the soil becomes so large that the occurrence of the sliding takes place. While there is little sliding at the interface between the soil under cap and the soil outside of the cap because of the less lateral friction, which gives rises to less settlement of the soil outside of the cap. Eventually, the results of the finite element method, existing theoretical method and the model tests were compared with those from the analytical method and were found to be in good agreement. The increase of the ratio of length to diameter does not infinitely enlarge the overall stiffness of the single capped pile, because the pile cap would afford part of the loading all the time.

Key words: pile foundations; single capped pile; equivalent shear displacement method; layered soil; nonlinear analysis

收稿日期: 2011-09-07

基金项目: 国家 863 计划项目(2007AA11Z117)

作者简介: 李波(1982-), 男, 博士, 主要从事岩土工程和离心模型试验技术研究, (E-mail)libo_auliso@126.com。

如何解决工程中遇到的软基沉降变形问题已引起岩土工程界的普遍关注,特别是在中国东南沿海地区。传统的软土地基处理方法主要采用堆载、真空预压、塑料排水板、水泥搅拌桩、刚性桩、加筋等。但在交通荷载的反复作用下因循环累积变形而产生过大或不均匀沉降,极易导致上部结构破坏。以上海外环线以及与上海相连的江苏省多条高速公路为例^[1],桥头段平整度优良率均明显低于一般路段平整度优良率,尤以上海地区高速公路桥头跳车病害更为严重,上海外环线由于路基的不均匀沉降而引起路面结构破坏已历经 3 次大修。另外,高速铁路无碴轨道工后零沉降的苛刻要求致使已有的地基处理方法无法满足,目前被迫在深厚软土地基所采用“以桥代路”的方式无疑大大增大了建设成本。

加筋桩承式路堤在工程实践中历经引入加筋体^[2-3]、设置桩帽^[4]逐步优化得到,其地基加固效果得到显著提高,在软土地基能够满足有效控制沉降要求且施工速度快^[5],在国外已得到广泛应用,例如道路拓宽^[6]、桥头地基支护^[7]、机场跑道^[8],以及一些工业建筑^[9]。而在国内同样开展了大量的现场试验研究,如李海芳等^[10]、曹卫平等^[11]、徐正中等^[12]、费康等^[13]。

带帽单桩的现场试验积累了一定的试验数据,同时试验结果表明在桩顶配置桩帽能明显增大桩体与垫层或路堤填土的接触面积,减少因桩土刚度差异大而引起的桩体向上的刺入量,增强地基加固效果。带帽桩作为一种新型的刚性桩基形式,其沉降变形、荷载传递等工程性状更为复杂,一般选取大面积荷载作用下具有代表性的带帽单桩进行分析,如王旭东等^[14]、楼晓明等^[15]、雷金波等^[16]。但上述研究不适用于工程实践中经常遇到的层状地基。本文通过对桩帽下土体和桩帽外侧土体的受力特性不同而分别进行研究,建立了层状地基中带帽桩的等效剪切位移法,并分别讨论了桩与桩帽下土以及桩帽下土与桩帽外侧土体相互作用的非线性。

1 带帽单桩分析模型的建立

图 1 所示为带帽单桩的计算模型,由于桩帽下土体 s_1 与桩帽外侧土体 s_2 的力学性状不完全相同,应分开进行考虑。假设轴向受荷带帽单桩置于层状地基中,每一层土体均为均质土体,且第 i 层土体的弹性模量、泊松比以及厚度分别为 E_i 、 ν_i 和 h_i ;桩帽一般为方形,边长为 B ,此处利用面积等效转化为直径为 $d_c = 2B/\sqrt{\pi}$ 的圆形,桩帽厚度为 t_R ;桩长和桩径为 l 和 d_p ;桩和桩帽的弹性模量和泊松比分别为 E_b 和 ν_b 、 E_p 和 ν_p ,但对于刚性桩,二者一般采用同

种材料。用到的参数还有:桩帽面积 $A_c = B \times B$,桩体横截面积 $A_p = \pi d_p^2/4$,桩帽下土体的面积 $A_{s1} = A_c - A_p$,桩体断面的周长 $U_p = \pi d_p$,桩帽下土体的外周长为 $U_{s1} = \pi d_c$ 。

如图 2 所示,分别选取单桩和桩帽下土体作为研究对象进行受力分析。假设 W_c 和 σ_p 分别为桩帽顶部平均沉降和平均应力, $W_p(z)$ 、 $W_{s1}(z)$ 、 $W_{s2}(z)$ 分别为桩体、桩帽下土体和桩帽外侧土体在深度 z 处的沉降, $\sigma_{pp}(z)$ 、 $\sigma_{s1}(z)$ 、 $\sigma_{s2}(z)$ 分别为桩体、桩帽下土体和桩帽外侧土体在深度 z 处的应力, W_{pb} 、 W_{s1b} 分别为桩体、桩帽下土体在桩端深度处的沉降, σ_{pb} 、 σ_{s1b} 分别为桩体和桩帽下土体在桩端深度处的应力, $\tau_1(z)$ 、 $\tau_2(z)$ 分别为桩体与桩帽下土体交界面以及桩帽下土体与桩帽外侧土体交界面在深度 z 处的侧摩阻力。

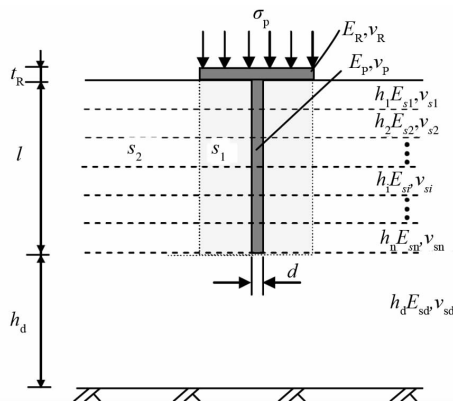


图 1 带帽单桩计算模型

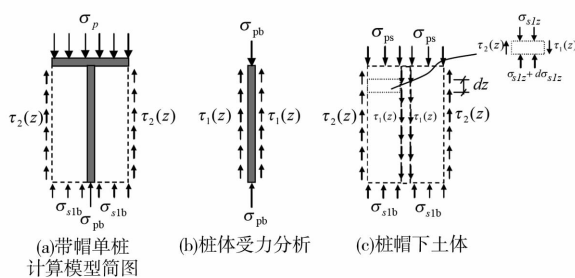


图 2 带帽单桩受力分析

2 位移和轴力的公式推导

首先选取桩体为研究对象,如图 2(b)所示。采用剪切位移法^[17],桩身位移方程为:

$$\frac{d^2 W_p(z)}{dz^2} - \frac{U_p}{E_p A_p} \tau_1(z) = 0 \quad (1)$$

桩侧土位移为:

$$W_{s1}(z, r) = \begin{cases} \frac{\tau_1 r_p}{G} \ln\left(\frac{r_m}{r}\right) & r_p \leq r \leq r_m \\ 0 & r > r_m \end{cases} \quad (2)$$

在桩与土相互作用过程中,假设桩与土之间保持弹性接触,桩土之间不发生滑移,在某一深度 z 处桩身位移 W_p 和桩侧土位移 W_{s1} 相等,联立式(1)和式(2)可得:

$$\frac{d^2 W_p(z)}{dz^2} - \lambda^2 W_p(z) = 0 \quad (3)$$

其中: $\lambda = \sqrt{\frac{k_z}{E_p A_p}}$; k_z 桩侧土体弹簧刚度; r_p 为桩半径; r_m 为带帽单桩的最大影响半径。

取桩帽下土体的微段 dz 为研究对象,如图 2(c)所示,可得桩帽下土体在竖直方向的平衡方程:

$$\sigma_{s1}(z)A_{s1} + U_p \tau_1(z)dz = [\sigma_{s1}(z) + d\sigma_{s1}(z)]A_{s1} + U_{s1} \tau_2(z)dz \quad (4)$$

化简可得:

$$\frac{d\sigma_{s1}(z)}{dz} = U_p \tau_1(z) - U_{s1} \tau_2(z) \quad (5)$$

同时,桩帽下土体微段 dz 的顶部应力和竖向位移的关系为:

$$\sigma_{s1}(z) = -E_{s1} \frac{dW_{s1}(z)}{dz} \quad (6)$$

联立式(5)和式(6)可得桩帽下土体的控制微分方程:

$$\frac{d^2 W_{s1}(z)}{dz^2} - \frac{1}{E_{s1} A_{s1}} [U_p \tau_1(z) - U_{s1} \tau_2(z)] = 0 \quad (7)$$

假设桩与桩帽下土体不发生相对滑动,并且二者在深度 z 处的沉降总是相等,即 $W_p(z) = W_{s1}(z)$,由式(1)和式(7)可得:

$$\tau_1(z) = C_1 \tau_2(z) \quad (8)$$

其中, $C_1 = \frac{1}{\frac{U_p}{U_{s1}} - \frac{E_{s1} A_{s1}}{E_p A_p}}$ 。

将式(8)代入式(7)可得桩帽下土体的位移控制方程为:

$$\frac{d^2 W_{s1}(z)}{dz^2} - C_2 \tau_2(z) = 0 \quad (9)$$

其中, $C_2 = \frac{(C_1 U_p - U_{s1})}{E_{s1} A_{s1}}$ 。

取桩帽外侧土体为研究对象,由剪切位移法^[17]可得:

$$W_{s2}(z, r) = \begin{cases} \frac{\tau_2 r_c \ln(\frac{r_m}{r})}{G} & r_c \leq r \leq r_m \\ 0 & r > r_m \end{cases} \quad (10)$$

假设桩帽下土体与桩帽外侧土体在交界面处上不发生相对滑动,即二者位移相等,有 $W_{s1}(z) =$

$W_{s2}(z)$,由式(9)和式(10)可得:

$$\frac{d^2 W_{s1}(z)}{dz^2} - C_3^2 \tau_2(z) = 0 \quad (11)$$

其中, $C_3 = \sqrt{\frac{C_2 G}{[r_c \ln(r_m/r)]}}$ 。

求解微分方程(11)可得桩帽下土体的竖向应力和位移:

$$\begin{Bmatrix} W_{s1}(z) \\ P_{s1}(z) \end{Bmatrix} = [t_{s1}(z)] \begin{Bmatrix} A \\ B \end{Bmatrix} \quad (12)$$

其中, $[t_{s1}(z)] = \begin{bmatrix} e^{c_3 z} & e^{-c_3 z} \\ -E_p A_p C_3 e^{c_3 z} & E_p A_p C_3 e^{-c_3 z} \end{bmatrix}$,

A, B 为待定的积分常数,可由桩身边界条件确定。

将单桩按地基土层划分单元,单元厚度为 h_i ,则 i 单元上端和下端的位移和轴力关系为:

$$\begin{Bmatrix} W_{s1i} \\ P_{s1i} \end{Bmatrix}_b = [t_{s1}]_i \begin{Bmatrix} W_{s1i} \\ P_{s1i} \end{Bmatrix}_t \quad (13)$$

其中: W 为位移; P 为轴力; $[t_{s1}]_i$ 为传递矩阵,有:

$$[t_{s1}]_i = \begin{bmatrix} \cosh(c_{3i} h_i) & -(E_{s1i} A_{p\lambda_i})^{-1} \sinh(c_{3i} h_i) \\ -E_{s1i} A_{p\lambda_i} c_{3i} \sinh(c_{3i} h_i) & \cosh(c_{3i} h_i) \end{bmatrix} \quad (14)$$

假设桩帽下土体顶部的位移和轴力分别为 $W_{s1}(0)$ 和 $P_{s1}(0)$,端部的位移和轴力分别为 $W_{s1}(L)$ 和 $P_{s1}(L)$,则二者的关系为:

$$\begin{Bmatrix} W_{s1}(L) \\ P_{s1}(L) \end{Bmatrix} = [T_{s1}] \begin{Bmatrix} W_{s1}(0) \\ P_{s1}(0) \end{Bmatrix} \quad (15)$$

其中, $[T_{s1}] = \prod_{i=1}^m ([t_{s1}]_i)$, m 为桩侧土体划分土层总数。

将桩端以下土体视为均匀弹性地基,则桩帽下土体在其端部的沉降与轴力的关系为:

$$P_{s1}(L) = k_{s1b} W_{s1}(L) \quad (16)$$

将式(16)代入式(15),可得:

$$p_{s1}(0) = T_{s1}(1,1)k_{s1b} - T_{s1}(2,1) \quad (17)$$

$$W_{s1}(0) = T_{s1}(2,2) - k_{s1b} T_{s1}(1,2) \quad (18)$$

则桩帽下土体顶部位移和轴力的关系为:

$$P_{s1}(0) = k_{s1} W_{s1}(0) \quad (19)$$

其中, $k_{s1} = \frac{T_{s1}(1,1)k_{s1b} - T_{s1}(2,1)}{T_{s1}(2,2) - k_{s1b} T_{s1}(1,2)}$ 为桩帽下土体的刚度。

同理,假设桩体顶部的位移和轴力分别为 $W_p(0)$ 和 $P_p(0)$,则桩体 i 单元顶部与底部的位移和轴力有以下关系式:

$$\begin{Bmatrix} W_{pi} \\ P_{pi} \end{Bmatrix}_b = [t_{pi}]_i \begin{Bmatrix} W_{pi} \\ P_{pi} \end{Bmatrix}_t \quad (20)$$

其中, $[t_{pi}]_i$ 为桩体的传递矩阵:

$$[t_{pi}]_i = \begin{bmatrix} \cosh(\lambda_i h_i) & -(E_p A_p \lambda_i)^{-1} \sinh(\lambda_i h_i) \\ -E_p A_p \lambda_i \sinh(\lambda_i h_i) & \cosh(\lambda_i h_i) \end{bmatrix} \quad (21)$$

桩体端部的位移和轴力分别为 $W_p(L)$ 和 $P_p(L)$, 则二者存在的关系为:

$$\begin{Bmatrix} W_p(L) \\ P_p(L) \end{Bmatrix} = [T_{pi}] \begin{Bmatrix} W_p(0) \\ P_p(0) \end{Bmatrix} \quad (22)$$

其中, $[T_{pi}] = \prod_{i=1}^m ([t_{pi}]_i)$, $\lambda = \sqrt{\frac{k_{zi}}{E_p A_p}} =$

$$\sqrt{\frac{2\pi G_i}{E_p A_p \ln(\frac{r_m}{r_p})}}.$$

将桩端以下土体视为均匀弹性地基, 则桩端的沉降与轴力关系为:

$$P_p(L) = k_b W_p(L) \quad (23)$$

将式(23)代入式(22)可得:

$$P_p(0) = T_{pi}(1,1)k_b - T_{pi}(2,1) \quad (24)$$

$$W_p(0) = T_{pi}(2,2) - k_{pb} T_{pi}(1,2) \quad (25)$$

则桩顶位移和轴力的关系为:

$$P_p(0) = k_p W_p(0) \quad (26)$$

其中, 桩顶的刚度 $k_p = \frac{T_{pi}(1,1)k_b - T_{pi}(2,1)}{T_{pi}(2,2) - k_{pb} T_{pi}(1,2)}$.

假设桩帽为刚性, 并且忽略其变形, 所以桩帽下的土体与桩体在其顶部的沉降相等, 均等于桩帽顶部的沉降, 可表示为:

$$W_p(0) = W_{s1}(0) = W_c \quad (27)$$

桩帽在竖向方向的平衡条件有:

$$P_p(0) + P_{s1}(0) = \sigma_p A_c \quad (28)$$

将式(27)分别代入式(19)、(27), 与式(28)联立可得桩帽顶部的沉降:

$$W_c = \frac{\sigma_p A_c}{K} \quad (29)$$

其中, 定义带帽单桩的整体刚度 $K = k_{s1} + k_p$, 柔度系数为 $f = K^{-1}$.

将桩帽顶部位移代入式(27), 可得桩体的沉降 $W_p(0)$; 再代入式(24), 可得桩体顶部的轴力 $P_p(0)$; 再代入式(20), 可得任意 i 单元的位移 W_{pi} 和轴力 σ_{pi} ; 再代入式(2), 可得桩身的侧摩阻力; 利用式(8), 可得桩帽下土体与桩帽外侧土体之间的侧摩阻力。

当桩帽顶部荷载超过一定水平时, 桩与桩帽下土体之间、桩帽下土体与桩帽外侧土体之间会发生相对滑动, 呈现非线性特征。当桩与桩帽下土体发生相对滑动时, 假设带帽单桩 i 的摩阻力达到土的抗剪强度时, 该单元进入塑性状态, 且该单元的侧摩阻力保持不变。则桩段 i 的控制微分方程为:

$$\frac{dW_{pi}(z)}{dz^2} = \frac{\pi d}{E_p A_p} \tau_{1fi} \quad (30)$$

求该方程可得到桩段 i 底部与顶部的位移和轴力关系式, 写成增量的形式:

$$\begin{Bmatrix} \Delta W_{pi} \\ \Delta P_{pi} \end{Bmatrix} = [t_{1f}]_i \begin{Bmatrix} \Delta W_{pi} \\ \Delta P_{pi} \end{Bmatrix} \quad (31)$$

其中,

$$[t_{1f}]_i = \begin{bmatrix} 1 & -(E_p A_p)^{-1} h_i \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (32)$$

当桩帽下土体与桩外侧土体发生相对滑动时, 由式(7)可得, 桩帽下土体与桩帽外侧土体的侧摩阻力 $\tau_1(z)$ 和桩与桩帽下土体的侧摩阻力 $\tau_2(z)$ 之间的关系为 $\tau_1(z) = \tau_2(z)$, 有:

$$C_1 = \frac{1}{\frac{U_p}{U_{s1}} - \frac{E_{s1} A_{s1}}{E_p A_p}} \approx \frac{d_c}{d_p} \quad (33)$$

一般情况下, 桩帽的等效直径为桩直径的 3~5 倍, 则 $\tau_2(z)$ 一般不超过极限摩阻力, 所以此处不考虑桩帽下土体与桩外侧土体之间的相对滑动。

3 有关参数的确定

3.1 C_1 、 C_2 、 C_3 的确定

将单桩按地基土层划分单元后, 相应的 C_1 、 C_2 、 C_3 随每层的土层参数在变, 则第 i 层的对应值为:

$$C_{1i} = \frac{1}{\frac{U_p}{U_{s1}} - \frac{E_{s1i} A_{s1}}{E_p A_p}} \quad (34)$$

$$C_{2i} = \frac{(C_{1i} U_p - U_{s1})}{E_{s1i} A_{s1}} \quad (35)$$

$$C_{3i} = \sqrt{\frac{C_{2i} G_i}{[r_c \ln(r_m/r)]}} \quad (36)$$

3.2 关于影响半径 r_m 的取值

Mylonakis 等^[18]建议:

$$r_m = \chi_1 \chi_2 (1 - \nu) l \quad (37)$$

其中, χ_1 、 χ_2 为考虑土体不均匀程度的经验系数, 对于均质土体可取 $\chi_1 \chi_2 \approx 2.5$; 对于 Gibson 土可取 $\chi_1 \chi_2 \approx 1.0$; l 为桩长, ν 为土体泊松比。

而本文考虑带帽单桩的情况, 桩帽的引入增大了受力面积, 使得桩帽下土体与桩体共同承担上部

的荷载作用,能够增大桩帽—桩的整体刚度;同时由式(7)中 C_1 为大于 1 的数,即桩帽下土体与桩帽外侧土体在交界面处的摩擦力小于桩体与桩帽下土的摩阻力。因此,带帽单桩时的影响半径小于单桩时的情况,根据工程实践的经验,采用 Mylonakis 和 Gazetas^[19] 建议的 r_m 取值表达式,取 $\chi_1\chi_2 \approx 0.5$ 。

3.3 桩端刚度的取值

Poulos 和 Davis^[19] 将桩端看作在均匀弹性地层表面上作用的刚性压块,桩端土体简化为弹簧其刚度可根据 Boussinesq 解积分求得,考虑桩端的刺入效应,建议桩端位移为:

$$w(L) = \frac{P_b(1 - \nu_b)}{2dG_b} \quad (38)$$

Mylonakis 等^[18] 考虑桩端距离基岩的深度对桩端的影响,得:

$$k_b = \frac{P_b}{W_b} = \frac{dE_b}{1 - \nu_b^2} (1 + 0.65 \frac{d_p}{h_b}) \quad (39)$$

其中 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_p 为桩直径。

本文考虑桩体和桩帽下土体的组合,取二者在端部刚度的平均值:

$$k_b = \frac{A_p k_b + A_{s1} k_{s1b}}{A_p + A_{s1}} \quad (40)$$

其中, $k_{s1b} = \frac{\pi d_c G_d}{2(1 - \nu_b)}$ 。

4 对比验证

基于上述层状地基中轴向荷载作用下带帽单桩的分析方法,编写了相应的程序。与有限元法和已有方法的计算结果以及模型试验的测试结果进行对比,验证本文方法和相应参数选择的合理性。

4.1 与有限元法对比

将本文方法与有限元法进行对比,主要考察带帽单桩的整体刚度 $P/(wE_s d_p)$ 及桩帽的荷载分担比 P_c/P 随桩帽尺寸的变化规律。其中, P 为桩帽顶部中心施加集中荷载, P_p 为桩所分担的荷载, P_c 为桩帽下土体所分担的荷载, E_s 为土体的弹性模量, w 为桩帽的竖向位移, d_p 为桩的直径。建立的计算模型如图 3 所示,桩帽宽度 B/d_p 的取值分别为 1.5、2.8、5、8 和 12。其中材料参数分别为:桩弹性模量 $E_p = 30$ GPa,泊松比 $\nu_p = 0.2$;桩帽 $E_R = 30$ GPa, $\nu_R = 0.2$;土层为层状地基,如表 1 所示。考虑其对称性取 1/4 模型,网格划分如图 3 所示,计算结果如图 4 所示。

表 1 土层物理力学参数

层号	土层名称	地层参数
①	粉质粘土	$H=24$ m, $\gamma=16.8$ kN/m ³ , $c=14$ kPa, $\varphi=13.5^\circ$, $E_s=2.79$ MPa, $\nu_s=0.35$
②	淤泥质粘土	$H=36$ m, $\gamma=19.1$ kN/m ³ , $c=3.8$ kPa, $\varphi=29.6^\circ$, $E_s=10$ MPa, $\nu_s=0.35$
③	砂质粉土	$H=40$ m, $\gamma=19.4$ kN/m ³ , $c=4.3$ kPa, $\varphi=32.7^\circ$, $E_s=12.5$ MPa, $\nu_s=0.3$

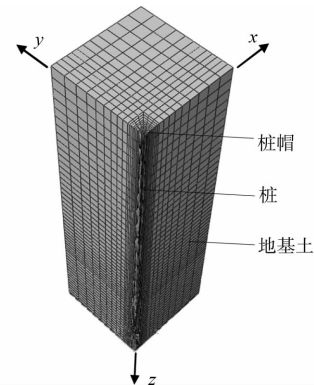


图 3 有限元网格划分

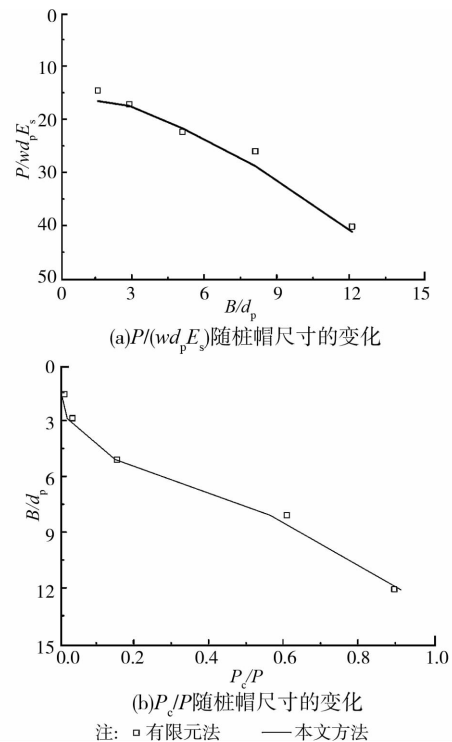


图 4 有限元法和本文方法计算结果对比

图 4(a)、(b)对比表明,本文方法与有限元法结果基本吻合,随着桩帽宽度的逐渐增大,带帽单桩整体刚度逐渐增大,同时桩帽的荷载分担比也逐渐增大。当桩帽宽度较小时,主要由单桩发挥支撑作用,桩帽的荷载分担比非常小;随着桩帽宽度的逐渐增

大,桩帽和单桩共同发挥支撑作用,由于此时 P_p 和 P_c 在数值上相差不大,桩帽的荷载分担比缓慢地增大;当桩帽宽度大于某一数值时, P_c/P 迅速增大,桩帽发挥主要的支撑作用。

4.2 与已有研究方法对比

Butterfield 等^[20]采用弹性理论法对带方形桩帽的单桩基础进行了分析。采用本文方法计算得出带帽单桩整体刚度 $P/(\omega E_s d_p)$ 以及桩帽的荷载分担比 P_c/P 与 Butterfield 解的对比如图 5 所示。

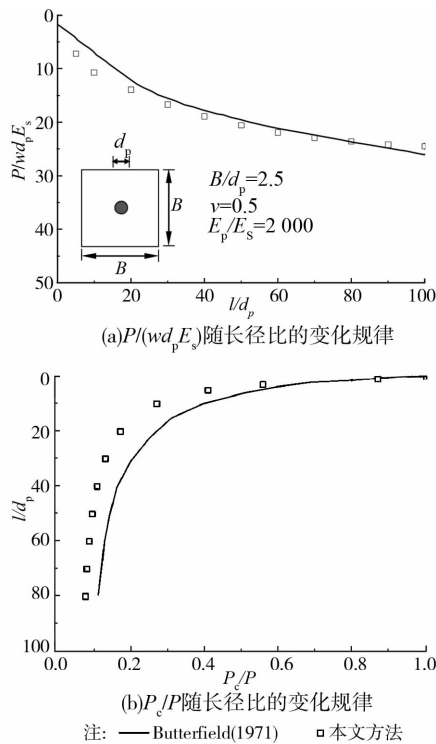


图 5 本文方法与 Butterfield 方法的对比

图 5(a)、(b)表明,本文方法与 Butterfield 解基本吻合,得到一致的变化规律:随着长径比的增大,单桩-土-桩帽整体刚度逐渐增大并且趋于稳定值($l/d=100$ 时为 24.5),桩帽的荷载分担比逐渐减小并趋于稳定值;并且桩长的增大不会无限增大带帽桩的整体刚度,同时桩帽始终贡献一定的荷载分担比例,在带帽桩的整体刚度满足承载力和沉降要求的前提下考虑经济效益可以确定最优的长径比。

采用本文方法进一步考察桩帽宽度对带帽单桩整体刚度 $P/(\omega E_s d_p)$ 以及桩帽的荷载分担比 P_c/P 的影响,计算结果如表 2 所示。可以看出,当桩帽宽度比较小时,主要由单桩发挥支撑作用,桩帽的荷载分担比非常小;随着桩帽尺寸的增大, $P/(\omega E_s d_p)$ 和 P_c/P 均逐渐增大,并且当桩帽宽度大于某一数值时桩帽发挥主要的支撑作用。

表 2 桩帽尺寸影响($l/d_p=30$)

B/d_p	$h = 2L, L/D = 25,$ $\nu = 0.3, E_p/E_s = 1\ 000$	G_i
1.5	14.7	0.019
2.5	16.6	0.132
5	18.3	0.214
6	22.5	0.361
8	40.1	0.641

4.3 与模型试验对比

宰金珉等^[21]自制 $2.00\text{ m} \times 1.00\text{ m} \times 1.50\text{ m}$ 模型槽,进行了单桩带帽与群桩的桩筏基础模型试验。其中,包括 3 组带帽单桩和 1 组单桩试验,桩长均为 50 cm,桩径为 2 cm,桩帽尺寸为 $8\text{ cm} \times 8\text{ cm}$ (带帽桩 A)、 $12\text{ cm} \times 12\text{ cm}$ (带帽桩 B) 和 $18\text{ cm} \times 18\text{ cm}$ (带帽桩 C)。地基采用粉土,此处取弹性模量为 11.8 MPa,泊松比为 0.3。桩为刚性桩,假设弹性模量为 20 GPa,泊松比为 0.2。本文方法与实测结果荷载-位移($Q-s$)曲线的对比如图 6 所示。

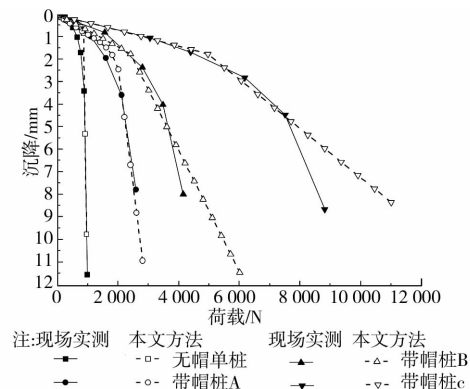


图 6 计算值与实测值的对比

显然本文方法与模型试验测试 $Q-s$ 曲线基本吻合。与无帽单桩相比,带帽单桩的 $Q-s$ 曲线呈“缓降型”,并且随着桩帽尺寸的增大,曲线更加趋缓。结果表明桩帽能够明显增大带帽单桩的刚度,并且随着桩帽尺寸的增大,整体刚度逐渐增大。当桩帽较小(带帽桩 A 和带帽桩 B)时,本文方法计算结果与实测结果非常吻合;但对于尺寸较大的桩帽(带帽桩 C),当荷载增大使得部分土体参数塑性变形后,本文方法计算得到的刚度明显大于实测值,主要原因可能是本文方法未考虑桩帽边缘下土体的局部破坏。

5 结 论

本文提出了层状地基中带帽单桩等效剪切位移法,分别建立了桩和桩帽下土体的平衡微分方程,通

过桩土界面的位移协调和发生相对滑动分别建立弹性和非线性分析方法。与有限元、已有分析方法以及模型试验的对比分析可知:

1) 桩帽尺寸的增大明显能够增大带帽桩的整体刚度, 桩帽所占的荷载分担比逐渐增大。但一定尺寸的桩帽下桩长的增大不会无限增大带帽桩的整体刚度, 并且桩帽始终贡献一定的荷载分担比例。

2) 带帽桩的非线性主要考虑桩土界面处的相对滑动, 而桩帽下土体与桩帽外侧土体交界面处的侧摩阻力相对较小。与模型试验结果的对比验证了这种简化的可行性。带桩帽单桩的 $Q-s$ 曲线呈“缓降型”, 随着桩帽尺寸的增大曲线更加趋缓, 桩帽的荷载分担比更大。

参考文献:

- [1] 华锋, 孙文州, 张耀明, 等. 上海及周边地区高速公路桥头跳车现象的调研[J]. 上海市政工程, 2008, 131: 16-18.
Hua F, Sun W Z, Zhang Y M, et al. Studies on abutment bumping on expressway in Shanghai and surrounding areas [J]. China Municipal Engineering, 2008, 131: 16-18.
- [2] Hones C J E, Lawson C R, Ayers D J. Geotextile reinforced pile embankments [C]//4th Inter. Conf. on Geotextiles and Geomembranes and Related Products, 1990, 357-362.
- [3] 徐林荣, 牛建东, 吕大伟, 等. 软基路堤桩-网复合地基试验研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(10): 2149-2154.
Xu L R, Niu J D, Lyu D W, et al. Experimental study on pile-net composite foundation of high-speed railway on soft soils [J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(10): 2149-2154, 2160.
- [4] 雷金波, 陈从新. 带帽刚性桩复合地基现场足尺试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(8): 1713-1721.
Lei J B, Chen C X. In-situ prototype test study of composite foundation of rigid pile with cap [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(8): 1713-1721.
- [5] Magnan J P. Methods to reduce the settlement of embankments on soft clay: a review [C]// Proceedings of Vertical-Horizontal Deformations of Foundations and Embankments. New York: Geotechnical Special Publication, 1994, 77-91.
- [6] Lin K Q, Wong I H. Use of deep cement mixing to reduce settlements at bridge approaches [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999, 125(4): 309-32.
- [7] Reid W M, Buchanan N M. Bridge approach support piling [C]//Proc. of Conf. on Advances in Piling and Ground Treatment, 1984, Londres. Londres: Thomas Telford, 1984: 267-274.
- [8] Jones C J F P, Lawson C R, Ayres D J. Geotextile reinforced piled embankments [C]//Proc. 4th Int. Conf on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Den HOEDT ed. Rotterdam: Balkema, 1990, 155-160.
- [9] Pinto A, Falcao J, Pinto F, et al. Ground improvement solutions using jet grouting columns [C]//Proc. 16th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Millpress Science, Osaka, 2005, 1249-1252.
- [10] 李海芳, 温晓贵, 龚晓南. 低强度桩复合地基处理桥头跳车现场试验研究[J]. 中南公路工程, 2003, 28(3): 27-34.
Li H F, Wen X G, Gong X N. Experiments of composite foundation with low strength piles for alleviating bridge head jumps [J]. Central South Highway Engineering, 2003, 28(3): 27-34.
- [11] 曹卫平, 凌道盛, 陈云敏. 刚性桩加固高速公路软基土拱效应现场试验研究及其与解析解的比较[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(10): 1577-1581.
Cao W P, Ling D S, Chen Y M. Field tests on soil arching of highway embankments reinforced with rigid piles and their comparison with current analytical methods [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 29(10): 1577-1581.
- [12] 徐正中, 陈仁朋, 陈云敏. 软土层未打穿的桩承式路堤现场实测研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(11): 2336-2341.
Xue Z Z, Chen R P, Chen Y M. Study of in-situ data of pile-supported embankment with pile partially penetrated in soft soils [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(11): 2336-2341.
- [13] 费康, 刘汉龙, 高玉峰. 路堤下现浇薄壁管桩复合地基工作特性分析[J]. 岩土力学, 2004, 25(9): 1390-1396.
Fei K, Liu H L, Gao Y F. Performance of cast-in-situ concrete thin-wall pipe pile composite foundation under road embankment [J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(9): 1390-1396.
- [14] 王旭东, 刘宇翼, 宰金珉, 等. 广义 Gibson 地基中单桩-土-承台共同作用简化分析[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(7): 953-958.
Wang X D, Liu Y Y, Zai J M, et al. Simplified analysis for interaction of single pile-soil-cap in generalized Gibson soil [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(7): 953-958.

- [15] 楼晓明, 孙晓锋, 陈广. 大面积路堤荷载下带承台桩的荷载传递分析[J]. 土木工程学报, 2009, 42(2): 987-104.
Lou X M, Sun X F, Chen G. Analysis on load transfer for caped piles under large area of embankment [J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(2): 987-104.
- [16] 雷金波, 姜弘道, 郑云扬, 等. 带帽桩复合地基复合桩土应力比计算及影响因素分析[J]. 岩土工程学报, 2005, 25(11): 1300-1305.
Lei J B, Jiang H D, Zheng Y Y, et al. Calculation and analysis of composite pile-soil stress ratio of composite foundation with capped rigid pile [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 25(11): 1300-1305.
- [17] Cooke R W. The settlement of friction pile foundations [C]//Proc. Conf. on Tall Buildings, Kuala Lumpur, 1974, 7-19.
- [18] Mylonakis G, Gazetas G. Settlement and additional internal forces of grouped piles in layered soil [J]. Geotechnique, 1998, 48(1): 55-72.
- [19] Poulos H G, Davis E H. Pile foundation analysis and design [M]. New York: John Wiley and Sons, 1980.
- [20] Butterfield R, Banerjee P K. The elastic analysis of compressible piles and pile groups [J]. Geotechnique, 1971, 21(1): 43-60.
- [21] 宰金珉, 蒋刚, 王旭东, 等. 极限荷载下桩筏基础共同作用性状的室内模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(11): 1597-1603.
Lei J B, Jiang H D, Zheng Y Y, et al. Calculation and analysis of composite pile-soil stress ratio of composite foundation with capped rigid pile [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 25(11): 1300-1305.

(编辑 吕建斌)

(上接第 11 页)

- [11] 蒋宏胜, 侯学渊. 基坑开挖对临近软土地铁隧道的影响 [J]. 工业建筑, 2002, 32(5): 53-56.
Jiang H S, Hou X Y. The influence of deep excavation on adjacent metro tunnel in soft ground [J]. Industrial Construction, 2002, 32(5): 53-56.
- [12] Vorster T E, Klar A, Soga K, et al. Estimating the effects of tunneling on existing pipelines [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, 131(11): 1399-1410.
- [13] Klar A, Vorster T E B, Soga K, et al. Soil-pipe interaction due to tunneling; comparison between Winkler and elastic continuum solutions [J]. Geotechnique, 2005, 55(6): 461-466.
- [14] 高大钊. 土力学与基础工程[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
- [15] 张坤勇, 王宇. 任意荷载下管土相互作用解答[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(8): 1189-1193.
Zhang K Y, Wang Y. Analytical solution to interaction between pipelines and soils under arbitrary loads [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(8): 1189-1193.
- [16] 吉茂杰, 刘国彬. 开挖卸荷引起地铁隧道位移预测方法 [J]. 同济大学学报, 2001, 29(5): 531-535.
Ji M J, Liu G B. Prediction method of displacement of subway tunnel due to excavation [J]. Journal of Tongji University, 2001, 29(5): 531-535.

(编辑 郭 飞)