

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.2020.02.003

斜坡上单桩的统一极限抗力分布模式研究*

张建伟^{1,2}, 李荣翔³, 余杭^{1,2}, 王浩^{1,2}

(1. 河南大学土木建筑学院, 河南 开封 475004; 2. 河南省轨道交通智能建造工程研究中心, 河南 开封 475004;
3. 永威置业集团有限公司, 河南 郑州 450000)

摘要: 假定土体为理想弹塑性体, 基于统一极限抗力分布模式, 利用最小势能原理, 计算不同坡角时的桩前土体极限抗力, 得到斜坡上单桩水平承载力的弹塑性解, 并编制了相应的 MATLAB 计算程序。通过室内模型试验, 验证了基于统一极限抗力分布模式计算得到的斜坡上单桩的水平承载力和桩身弯矩是合理的。结果表明: 单桩的水平承载力随斜坡坡角的增加而降低, 坡角为 45° 时桩顶的水平位移是坡角为 15° 时的 1.45 倍, 斜坡坡角的大小对单桩的水平承载特性有较大的影响。

关键词: 桩基础; 斜坡; 统一极限抗力分布模式; 水平承载特性

中图分类号: TU472 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2020)02-0160-07

Study on the Unified Limit Force Profile of Single Pile in Sloping Ground

ZHANG Jianwei^{1,2}, LI Rongxiang³, YU Hang^{1,2}, WANG Hao^{1,2}

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Henan University, Kaifeng 475004, China;
2. Henan Provincial Research Center of Engineering on Intelligent Construction of Rail Transit, Kaifeng 475004, China;
3. Yongwei Real Estate Co., Ltd, Zhengzhou 450000, China)

Abstract: Based on the unified limit resistance distribution mode, the ultimate resistance of a single pile under different slope angles was calculated by using the minimum potential energy principle. The elastoplastic solution for the horizontal bearing capacity of a single pile in the slope was obtained by compiled MATLAB program. In order to verify the calculated horizontal bearing capacity and pile bending moment of single pile in the slope, a model test was carried out. The results show that the horizontal bearing capacity of a single pile decreases with the increase of the slope angle. The horizontal displacement of the pile in a 45° slope is 1.45 times that in a 15° slope. The variation of slope angle has a great influence on the horizontal bearing characteristics of the single pile.

Keywords: pile foundation; slope; unified limit force profile; horizontal bearing capacity

引言

斜坡上的桩基础既有承受荷载的功能, 也有加

固边坡的作用。相比于地面上的桩基础, 斜坡上桩基础的受力机理更为复杂, 针对斜坡上单桩的水平承载特性, 国内外的学者做了一系列的研究。A. M. Trochanis^[1]考虑桩土之间的滑移、分离以及退

* 收稿日期: 2018-03-10; 修回日期: 2018-05-07

基金项目: 国家自然科学基金项目(51508163, 51608071); 河南省科技厅科技攻关重点项目(192102310226); 河南省高等学校青年骨干教师培养计划(2019GGJS041); 河南省教育厅科学技术研究重点项目(14B560020)资助

作者简介: 张建伟(1981-), 男, 教授, 博士。主要从事岩土工程方面的教学与科研工作。Email: zjw101_0@163.com

通讯作者: 王浩(1986-), 男, 讲师, 博士。主要从事边坡、滑坡、泥石流等地质灾害形成机理及防治技术研究。

Email: wanghao8023@henu.edu.cn

化的土体非线性行为,使用弹塑性分析得到桩周土体的侧向应力分布。O. Y. Barton^[2]根据桩基础的现场试验,得到不同土体极限抗力分布的经验公式。J. B. Hansen^[3]通过水平受荷桩桩周土体的破坏模型,提出计算桩周土体极限抗力分布的理论公式。W. D. Guo等^[4]对前人试验数据和理论结果进行整理分析,得到柔性长桩的水平承载特性主要由(5~15) d 深度内土体的性质决定。J. Won等^[5]通过应用FLAC 3D软件,同时考虑桩-土相互作用和边坡的稳定性,分析了桩基础埋设在斜坡中的不同位置对其安全系数的影响。C. W. Ng等^[6]分析了单桩和群桩在斜坡上的荷载传递机理,采用强度折减法研究边坡的稳定性。F. Y. Liang等^[7]基于Winkler地基模型,使用变分的方法求解横向受荷桩考虑土体非线性的 $p\sim y$ 曲线分布。赵明华等^[8]考虑斜坡面滑坡推力,使用有限差分法提出了针对高陡边坡桩基础水平位移和桩身内力的计算方法。杨明辉等^[9]考虑斜坡上桩基础在组合荷载作用下产生的 $P-\Delta$ 效应,采用矩阵计算方法,得到高陡边坡桩基础桩身位移的幂级数解。陈迪等^[10]分别采用 m 值和统一极限抗力作为砂土和黏土 $p\sim y$ 曲线参数,对侧向受荷桩的承载特性进行分析。

目前计算斜坡上桩基础在组合荷载作用下的水平承载特性,一般以Winkler地基模型为基础,假定桩周土体的位移与作用在该点的应力成正比,不考虑土体发生屈服。本文基于统一极限抗力分布模式,考虑了桩周土体发生塑性变形,计算得到的水平承载特性和实际结果更为吻合。

1 斜坡上单桩水平承载特性弹塑性解

研究表明,地面附近的土体极限抗力远小于深层土体的极限抗力^[11-12]。桩顶受到较小的水平荷载作用时,地面附近的土体已经达到屈服状态。本文基于统一极限抗力分布模式,考虑桩前土体达到极限抗力,计算斜坡上单桩的水平承载力。根据戴自航^[13]的研究成果,假定砂土地基中桩后滑坡推力为三角形分布,本文所采用的简化的斜坡中单桩受力计算模型如图1所示。

1.1 应力-应变关系

本文利用弹性力学理论,考虑水平荷载和弯矩

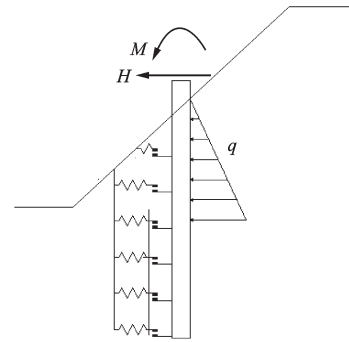


图1 斜坡单桩受力简图

Fig.1 The force diagram of a pile in a slope

荷载对单桩的竖向沉降影响较小,土体的位移可表达为:

$$\left. \begin{aligned} u_r(r, \theta, z) &= \omega(z) \varphi(r) \cos \theta \\ u_\theta(r, \theta, z) &= -\omega(z) \varphi(r) \sin \theta \\ u_z(r, \theta, z) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中, $\varphi(r)$ 为桩周土体沿桩径方向位移的无量纲参数,反应土体沿桩径方向的位移。 $\omega=\omega(z)$ 是桩在深度 z 处侧向变形,当 $r=R$ 时, $\varphi(r)=1$;当 $r=0$ 时, $\varphi(r)=1$ 。

桩周土体的应力-应变关系:

$$\begin{bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\theta \\ \sigma_z \\ \tau_{r\theta} \\ \tau_{rz} \\ \tau_{\theta z} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda_s + 2G_s & \lambda_s & \lambda_s & 0 & 0 & 0 \\ \lambda_s & \lambda_s + 2G_s & \lambda_s & 0 & 0 & 0 \\ \lambda_s & \lambda_s & \lambda_s + 2G_s & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G_s & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_s & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_r \\ \epsilon_\theta \\ \epsilon_z \\ \gamma_{r\theta} \\ \gamma_{rz} \\ \gamma_{\theta z} \end{bmatrix} \quad (2)$$

W. D. Guo等^[11]忽略泊松比对水平受荷桩的影响,采用等效剪切模量 G^* 代替实际剪切模量 G_s , $G^*=G_s(1+0.75\mu_s)$,则 $\lambda_s=0$ 。

1.2 斜坡上单桩的弹塑性解

根据最小势能原理,得到桩-土作用体系的总势能函数:

$$U_{\text{桩体}} = \frac{1}{2} E_p I_p \int_0^\infty \left(\frac{d^2 w}{dz^2} \right)^2 dz \quad (3)$$

式中, $E_p I_p$ 为桩身抗弯刚度。

$$U_{\text{土体}} = \int_0^\infty \int_0^{2\pi} \int_R^\infty \frac{1}{2} \sigma_{ij} \epsilon_{ij} r dr d\theta dz + \int_L^\infty \int_0^{2\pi} \int_0^R \frac{1}{2} \sigma_{ij} \epsilon_{ij} r dr d\theta dz \quad (4)$$

式中, σ_{ij} 为土体应力; ϵ_{ij} 为土体应变;第一项为桩周沿着桩径向无穷远处土体的势能;第二项为桩底向

下至无穷远处土体的势能。

$$V_{\text{斜坡推力}} = \int_0^{\infty} q\omega dz \quad (5)$$

$$V_{\text{桩顶荷载}} = H\omega|_{z=0} + M_0 \frac{d\omega}{dz} \Big|_{z=0} \quad (6)$$

桩—土作用的总势能为零：

$$\begin{aligned} \Pi = & U_{\text{桩体}} + U_{\text{土体}} - V_{\text{斜坡推力}} - V_{\text{桩顶荷载}} = \\ & \frac{1}{2} \int_0^{\infty} E_p I_p \left(\frac{d^2 \omega}{dz^2} \right)^2 dz + \int_0^{\infty} \int_0^{2\pi} \int_R^{\infty} \frac{1}{2} \sigma_{ij} \epsilon_{ij} r dr d\theta dz + \\ & \int_L^{\infty} \int_0^{2\pi} \int_0^R \frac{1}{2} \sigma_{ij} \epsilon_{ij} r dr d\theta dz - \int_0^{\infty} q(z) \omega dz - H\omega|_{z=0} - \\ & M_0 \frac{d\omega}{dz} \Big|_{z=0} \quad (7) \end{aligned}$$

根据弹性力学理论计算得到的桩周土体应力—应变关系代入上式。对桩—土作用的总势能变分,根据最小势能原理 $\delta\Pi=0$,可以得到关于 ω 和 φ 的函数:

$$\begin{aligned} & \int_0^{\infty} E_p I_p \frac{d^2 \omega}{dz^2} \delta \left(\frac{d^2 \omega}{dz^2} \right) dz + \pi G^* \int_0^{\infty} \int_R^{\infty} \left[3\omega \left(\frac{d\varphi}{dr} \right)^2 \delta\omega + \right. \\ & \quad 3\omega^2 \frac{d\varphi}{dr} \delta \left(\frac{d\varphi}{dr} \right) + 2\varphi^2 \frac{d\omega}{dz} \delta \left(\frac{d\omega}{dz} \right) + \\ & \quad \left. 2\varphi \left(\frac{d^2 \omega}{dz^2} \right)^2 \delta\varphi r dr dz \right] r dr dz + \\ & \quad \pi R^2 G^* \int_L^{\infty} \frac{d\omega}{dz} \delta \left(\frac{d\omega}{dz} \right) dz - H\delta\omega|_{z=0} - \\ & \quad M_0 \delta \left(\frac{d\omega}{dz} \right) \Big|_{z=0} - \int_0^{\infty} q \delta\omega dz = 0 \quad (8) \end{aligned}$$

因为变分得到的 $\delta\omega(z)$ 和 $\delta\varphi(r)$ 是线性无关的。通过各自区域等于0,可以得到桩土体系的总势能 Π 等于0。

1.2.1 土体位移

选择式(8)中和 $\delta(\varphi)$ 、 $\delta(d\varphi/dr)$ 有关的项,令其等于零:

$$\pi \int_0^{\infty} \int_R^{\infty} \left[3G^* \omega^2 \frac{d\varphi}{dr} \delta \left(\frac{d\varphi}{dr} \right) + 2G^* \varphi \left(\frac{d\omega}{dz} \right)^2 \delta\varphi \right] r dr dz = 0 \quad (9)$$

对上式简化,可得:

$$\int_0^{\infty} \left[m_s \frac{d\varphi}{dr} \delta \left(\frac{d\varphi}{dr} \right) + 2n_s \varphi \delta\varphi \right] r dr = 0 \quad (10)$$

式中, $m_s = 3G^* \int_0^{\infty} \omega^2 dz$, $n_s = G^* \int_0^{\infty} \left(\frac{d\omega}{dz} \right)^2 dz$ 。

对式(10)进行分部积分可得:

$$m_s r \frac{d\varphi}{dr} \delta\varphi \Big|_R^{\infty} -$$

$$\int_R^{\infty} \left[m_s \left(r \frac{d^2 \varphi}{dr^2} + \frac{d\varphi}{dr} \right) - 2n_s r \varphi \right] \delta\varphi dr = 0 \quad (11)$$

在上式中,当 $r=R$ 时, $\delta\varphi=0$; 当 $r=\infty$ 时, $\varphi=0$, 左边第一项等于零。为了得到最优的 φ 值,使:

$$m_s \left(r \frac{d^2 \varphi}{dr^2} + \frac{d\varphi}{dr} \right) - 2n_s r \varphi = 0 \quad (12)$$

对上式简化,可得:

$$\frac{d^2 \varphi}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d\varphi}{dr} - \left(\frac{\gamma}{R} \right)^2 \varphi = 0 \quad (13)$$

式中, $\left(\frac{\gamma}{R} \right)^2 = \frac{2n_s}{m_s}$ 。

McLachlan对式(13)进行了解答^[13]:

$$\varphi = \frac{K_0 \left(\frac{\gamma}{R} r \right)}{K_0(\gamma)} \quad (14)$$

$$\frac{d\varphi}{dr} = - \frac{\gamma}{RK_0(\gamma)} K_1 \left(\frac{\gamma}{R} r \right) \quad (15)$$

式中, K_0 为第二类0阶修正的 Bessel 函数; K_1 为第二类1阶修正的 Bessel 函数。

1.2.2 桩身位移

桩身的水平位移为 ω , 选择式(8)中和 $\delta\omega$ 、 $\delta(d\omega/dz)$ 相关的项,令其等于零:

$$\begin{aligned} & \int_0^{\infty} E_p I_p \frac{d^2 \omega}{dz^2} \delta \left(\frac{d^2 \omega}{dz^2} \right) dz + \pi \int_0^{\infty} \int_R^{\infty} \left[3G^* \omega \left(\frac{d\varphi}{dr} \right)^2 \delta\omega + \right. \\ & \quad \left. 2G^* \varphi^2 \frac{d\omega}{dz} \delta \left(\frac{d\omega}{dz} \right) \right] r dr dz + \pi R^2 \int_L^{\infty} G^* \frac{d\omega}{dz} \delta \left(\frac{d\omega}{dz} \right) dz - \\ & \quad \int_0^{\infty} q \delta\omega dz - H\delta\omega|_{z=0} - M_0 \delta \left(\frac{d\omega}{dz} \right) \Big|_{z=0} = 0 \quad (16) \end{aligned}$$

对上式简化,可得:

$$\begin{aligned} & \int_0^{\infty} E_p I_p \frac{d^2 \omega}{dz^2} \delta \left(\frac{d^2 \omega}{dz^2} \right) dz + \\ & \quad \pi G^* \int_0^{\infty} \left[3\eta \omega \delta\omega + 2R^2 \xi \frac{d\omega}{dz} \delta \left(\frac{d\omega}{dz} \right) \right] dz + \\ & \quad \pi R^2 \int_L^{\infty} G^* \frac{d\omega}{dz} \delta \left(\frac{d\omega}{dz} \right) dz - \int_0^{\infty} q \delta\omega dz - H\delta\omega|_{z=0} - \\ & \quad M_0 \delta \left(\frac{d\omega}{dz} \right) \Big|_{z=0} = 0 \quad (17) \end{aligned}$$

式中, η 和 ξ 为无量纲参数,

$$\eta = \int_R^{\infty} r \frac{\gamma^2}{R^2} \left[K_1 \left(\frac{\gamma}{R} r \right) / K_0(\gamma) \right]^2 dr,$$

$\xi = \frac{\alpha}{R^2} \int_R^\infty r \left[K_0 \left(\frac{\gamma}{R} r \right) / K_0(\gamma) \right]^2 dr$; α 为地基抗力折减系数。我国《公路桥涵地基与基础设计规范》规定:坡角小于 1:20, α 取 1; 坡角大于 1:20, α 取 0.5^[15]。

对上式中的 $\delta(d^2\omega/dz^2)$ 和 $\delta(d\omega/dz)$ 进行分部积分, 考虑在无穷远处, 转角和位移等于零, 则:

$$\int_0^\infty \left[E_p I_p \frac{d^4\omega}{dz^4} - 2\pi R^2 \xi G^* \frac{d^2\omega}{dz^2} + 3\pi G^* \eta \omega \right] \delta\omega dz + \left[E_p I_p \frac{d^3\omega}{dz^3} - 2\pi R^2 \xi G^* \frac{d\omega}{dz} - H \right] \delta\omega \Big|_{z=0} - \left[E_p I_p \frac{d^2\omega}{dz^2} + M_0 \right] \delta \left(\frac{d\omega}{dz} \right) \Big|_{z=0} - \int_0^\infty q \delta\omega dz = 0 \quad (18)$$

定义参数 t 和 k , t 为土层间荷载传递的拉力, $t = \pi G^* R^2 \xi$; k 为地基反力模量, $k = 3\pi G^* \eta$ 。

则上式简化为:

$$\int_0^\infty \left[E_p I_p \frac{d^4\omega}{dz^4} - 2t \frac{d^2\omega}{dz^2} + k\omega - q \right] \delta\omega dz + \left[E_p I_p \frac{d^3\omega}{dz^3} - 2t \frac{d\omega}{dz} - H \right] \delta\omega \Big|_{z=0} - \left[E_p I_p \frac{d^2\omega}{dz^2} + M_0 \right] \delta \left(\frac{d\omega}{dz} \right) \Big|_{z=0} = 0 \quad (19)$$

本文选取的模型桩的桩长为 1.2 m, 未考虑土体发生塑性变形时, 在 $0 \leq Z \leq L$ 的范围内。桩身的位移控制方程为:

$$E_p I_p \frac{d^4\omega}{dz^4} - 2t \frac{d^2\omega}{dz^2} + k\omega - q = 0 \quad (20)$$

根据力的平衡条件, 可以得到在 $z=0$ 处的边界条件:

$$E_p I_p \frac{d^3\omega}{dz^3} - 2t \frac{d\omega}{dz} - H = 0 \quad (21)$$

$$E_p I_p \frac{d^2\omega}{dz^2} + M_0 = 0 \quad (22)$$

1.2.3 基于统一极限抗力分布模式桩身位移方程

本文假定桩周土体为理想弹塑性体。在桩身的不同埋设深度, 当桩体的变形达到土体的屈服位移 $y_u = P_u/k$ 时, 土体处于塑性状态, 否则土体处于弹性状态。在塑性滑移区, 忽略桩前土弹簧之间的相互作用, 即虚拟膜 $t=0$ 。

在塑性滑移区 ($Z \leq Z_p$), 桩身的位移控制方程为:

$$E_p I_p \frac{d^4\omega}{dz^4} + P_u - q = 0 \quad (23)$$

在弹性区 ($Z_p \leq Z \leq L$), 桩身的位移控制方程为:

$$E_p I_p \frac{d^4\omega}{dz^4} - 2t \frac{d^2\omega}{dz^2} + k\omega - q = 0 \quad (24)$$

根据 Guo 提出的统一极限抗力分布模式, 可以得到本文选取的粉砂土体的极限抗力分布^[16]:

$$P_u = N_g \gamma_s d^{2-n} (\alpha_0 + z)^n \quad (25)$$

式中, N_g 为极限抗力系数, 通过选取合适的 N_g 、 α_0 和 n 组合值, 式(25)就可以包含或近似拟合现有的极限抗力分布。根据文献[16]对常用砂土的统一极限抗力分布经验公式的总结, 建议平地面的开口桩或钻孔灌注桩 $\alpha_0=0$, $n=1.7$, $N_g=0.53k_p^2$ 。本文分别计算了 15°、30°和 45°边坡下单桩在水平和弯矩荷载共同作用下的桩身弯矩值并反分析获得 N_g 的取值, 见表 1。根据试验测得桩身最大弯矩, 计算结果表明: 随着坡角的增加, N_g 随之减少, 即随着坡角的增加, 土体的屈服强度不断降低。本文结论在文献[17]中得到验证, 即在不同坡面下无黏性土斜坡, 随着斜坡坡角的增加, 斜坡土体的极限承载力随之降低。

表 1 不同坡角下极限抗力系数取值

Table 1 Ultimate resistance coefficient with different angle	15°	30°	45°
坡度	15°	30°	45°
N_g/k_p^2	0.48	0.43	0.39

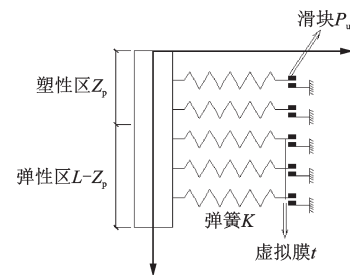


图 2 荷载传递模型

Fig.2 Load transfer model

图 2 为桩—土作用体系的荷载传递模型。根据公式(25)得到土体的极限抗力分布 P_u 。分别比较桩身的土体抗力 P_z 和 P_u , 确定土体的塑性区范围 Z_p , 把在弹性区 ($L - Z_p$) 范围内的桩体, 当成一个新桩进行分析, 则作用在新桩桩顶的水平荷载和弯矩荷载为:

$$H' = H - \int_0^{Z_p} P_u dz \quad (26)$$

$$M'_0 = M_0 + H z_p - \int_0^{z_p} P_u (z_p - z) dz \quad (27)$$

1.3 差分方程

本文使用有限差分法,求解桩身的位移和弯矩。将桩身部分分为 n 段,为了求解方程的需要,在桩顶和桩底分别增加2个虚拟的节点,桩身微段的划分如图3所示。桩身的差分方程为:

$$y_{i-2} + \left(-4 - \frac{2th^2}{E_p I_p}\right)y_{i-1} + \left(6 + \frac{4th^2}{E_p I_p} + \frac{kh^4}{2E_p I_p}\right)y_i + \left(-4 - \frac{2th^2}{E_p I_p}\right)y_{i+1} + y_{i+2} = \frac{qh^4}{E_p I_p} \quad (28)$$

$$\text{令 } a = -4 - \frac{2th^2}{E_p I_p}, b = 6 + \frac{4th^2}{E_p I_p} + \frac{kh^4}{2E_p I_p},$$

差分方程简化为:

$$y_{i-2} + ay_{i-1} + by_i + ay_{i+1} + y_{i+2} = \frac{qh^4}{E_p I_p} \quad (29)$$

利用上式建立的桩身挠曲方程,联立桩顶和桩底的边界条件,联立求解桩身的位移。

桩顶作用有剪力 Q_0 ,弯矩 M_0 ,则

$$y_{-2} - 2y_{-1} + 2y_1 - y_2 = \frac{-2Q_0 h^3}{EI} \quad (30)$$

$$y_{-1} - 2y_1 + y_2 = \frac{M_0 h^2}{EI} \quad (31)$$

弹性长桩一般忽略桩底的剪力 Q_n 和弯矩 M_n ,则

$$y_{n+1} = 2y_n - y_{n-1} \quad (32)$$

$$y_{n+2} = 2y_{n+1} - 2y_{n-1} + y_{n-2} \quad (33)$$

利用上式求得的桩身位移,可以得到弯矩和剪力沿桩身的分布。本文通过相应的MATLAB程序,求解不同坡角下桩身的位移和内力变化情况。流程如图4所示。

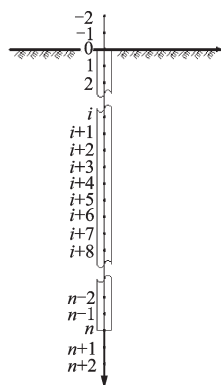


图3 桩身微段划分

Fig.3 Section of the pile segment

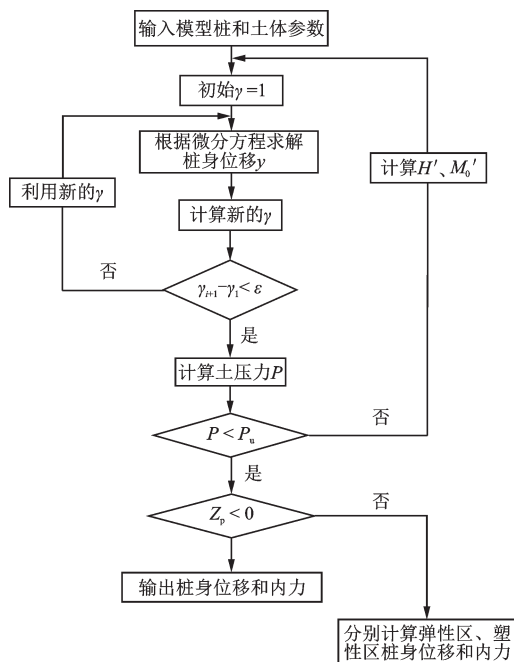


图4 流程

Fig.4 Flow chart

2 结果分析

为了验证本文基于统一极限抗力分布模式推导出来的斜坡上单桩水平承载力的弹塑性解,通过2个算例,研究了单桩在不同坡角下,桩顶承受弯矩荷载作用时的水平承载特性。

2.1 算例1

通过室内模型试验,验证上文公式推导的准确性。模型桩为钢筋混凝土圆桩,桩长为1.2 m,桩径为0.046 m。桩身混凝土的立方体抗压强度为20 N/mm²。试验在长4 m×宽2 m×高2 m的大型模型槽内进行,土体选用粉砂土。通过分层填土,整平压实把模型桩分别埋设在15°、30°和45°斜坡中部,土工试验参数见表2。

表2 土工试验参数

Table2 Geotechnical test parameters

参数	土粒重度/ (kN·m ⁻³)	压缩模量/ MPa	内摩擦 角/(°)	黏聚 力	含水率/ %
取值	18.0	12.5	32	4.3	5.4

在桩顶分别施加 $M_u/4$ 弯矩荷载(M_u 为单桩极限弯矩,根据G. G. Meyerhof的理论研究,单桩的极限弯矩为60 N·m^[18]),再施加500 N水平荷载。研究在组合荷载作用下不同坡度对单桩水平承载特

性的影响。

试验结果表明,随着坡角的增加,单桩的水平承载力随之降低,桩身弯矩则不断增加。试验结果和本文计算结果见表3。

表3 计算结果对比

Table 3 Comparison with calculation results

坡度/(°)		桩顶水平位	桩身最大弯
		移/mm	矩/(N·m)
15	试验结果	5.44	109.50
	本文结果	5.56	108.44
30	试验结果	6.89	121.80
	本文结果	7.17	120.03
45	试验结果	8.49	134.40
	本文结果	8.04	141.24

图5~7为不同方法单桩承受相同弯矩荷载和水平荷载作用时,本文计算结果与Winkler地基模型计算结果和试验结果的对比分析。结果表明:随

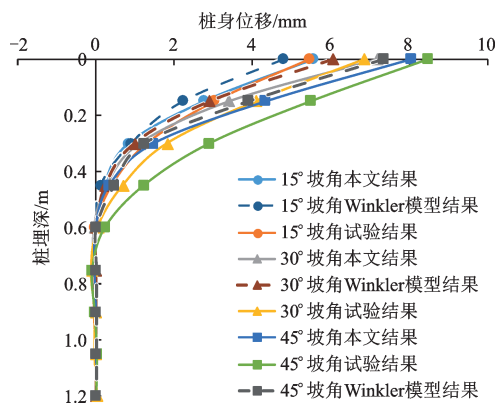


图5 不同方法桩身水平位移对比

Fig.5 Comparison of pile horizontal displacement under different methods

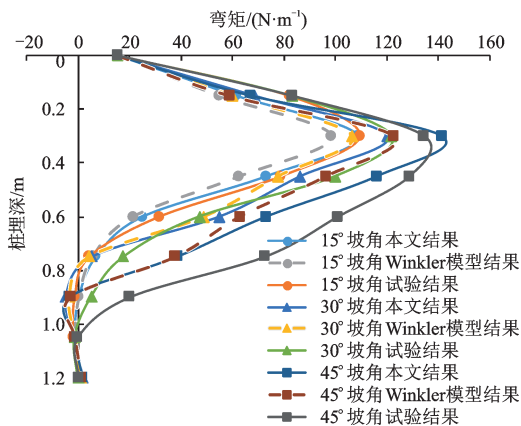


图6 不同方法桩身弯矩对比

Fig.6 Comparison of pile bending moment under different methods

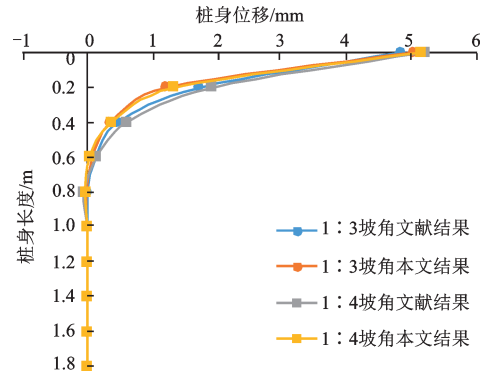


图7 不同坡角下桩身位移对比

Fig.7 Comparison of pile displacement in different angles

着斜坡坡角的增大,桩身位移也逐渐增加。究其原因随着斜坡坡角的增加,单桩受到的滑坡推力增加,而桩前土体的极限抗力则不断降低,单桩的水平承载力随着坡角的增加而降低。由于Winkler地基模型没有考虑桩周土体发生塑性变形,相比较于本文计算得到的结果,在组合荷载作用下,桩身的位移较小。本文基于统一极限抗力分布模式,考虑桩周土体在荷载作用下发生塑性变形,结算结果和试验结果拟合的更好。

图6为不同坡角下,本文理论分析结果与基于Winkler地基模型计算结果和试验结果得到的弯矩沿桩身的分布情况。从图中可以看出,弯矩从桩顶沿着桩身向下,先增大后减小,下部的弯矩趋近于零。桩身弯矩的最大值在桩顶向下 $6.5d$ 处(d 为单桩直径)。由于Winkler地基模型未考虑桩周土体发生塑性变形,计算得到的桩身位移和弯矩小于本文基于统一极限抗力分布模式计算得到的结果,本文计算得到的结果更接近试验结果。

2.2 算例2

刘兹胜等^[19]针对泥面倾斜时,高桩码头的水平承载特性进行研究。选用铝合金管作为模型桩,外径为40 mm,桩长为1.8 m。试验砂土为天然风干河砂。把模型桩分别埋设在坡角为1:3和1:4斜坡的中部,桩顶施加水平荷载。

图7分别为坡角为1:3和1:4时,文献结果和本文计算结果对比。从本文计算结果和试验结果进行对比分析可知,基于统一极限抗力分布模式计算斜坡上单桩的水平力,由于考虑了桩土之间的滑移以及塑性变形,计算结果与试验结果拟合较为接近。

3 结 论

(1) 基于统一极限抗力分布模式, 考虑了桩周土体的塑性变形, 计算不同坡角土体的极限承载力, 通过编写相应的 MATLAB 程序得到斜坡上单桩的水平位移和桩身内力, 与室内模型试验的结果进行对比, 两者拟合较好。

(2) 基于统一极限抗力分布模式计算得到 N_g/k_p^2 随坡角的增加而降低, 即斜坡土体的极限承载力随坡角的增加而降低。

(3) 随着坡角的增加, 单桩的水平承载力降低, 而桩身的最大弯矩则不断增加, 即坡角的增加对单桩的水平承载力会产生不利影响。

参 考 文 献:

- [1] Trochanis A M, Bielak J, Christiano P. Simplified model for analysis of one or two piles [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1991, 117(3):448-466.
- [2] Barton O Y. Laterally loaded model piles in sand: Centrifuge tests and finite element analyses [D]. Cambridge: University of Cambridge, 1982.
- [3] Hansen J B. The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces [R]. Copenhagen, Denmark: Danish Geotechnical Institute, 1961:5-9.
- [4] Guo W D, Zhu B T. Laterally loaded fixed-head piles in sand [C]//Proceeding of the 9th Australia New Zealand Conference on Geomechanics, Auckland, New Zealand: [s.n.], 2004:88-94.
- [5] Won J, You K, Jeong S. Coupled effects in stability analysis of pile - slope systems [J]. Computers & Geotechnics, 2005, 32(4):304-315.
- [6] Ng C W, Zhang L M, Ho K K. Influence of laterally loaded sleeved piles and pile groups on slope stability [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2001, 38 (3) : 553-566.
- [7] Liang F Y, Zhang L M, Yang A. A variational solution for nonlinear response of laterally loaded piles with elasto-plastic winkler spring model [J]. Ksce Journal of Civil Engineering, 2015, 19(1):74-80.
- [8] 赵明华, 刘建华, 杨明辉. 倾斜荷载下高陡边坡桥梁基桩内力计算 [J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25 (11) : 2 352-2 357.
Zhao M H, Liu J H, Yang M H. Inner-Force calculation of bridge pile foundation in high-steep rock slope under inclined loads [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25 (11) : 2 352-2 357. (in Chinese)
- [9] 杨明辉, 赵明华, 刘建华, 等. 高陡边坡桥梁基桩内力计算的幂级数解 [J]. 中南大学学报(自然科学版), 2007, 38 (3) : 561-566.
Yang M H, Zhao M H, Liu J H, et al. Power progression solution for inner-force analysis of bridge pile in steep slope [J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2007, 38 (3) : 561-566. (in Chinese)
- [10] 陈迪, 任青, 刘阳, 等. 侧向荷载作用下砂土与粘土中桩的受力性状研究 [J]. 水资源与水工程学报, 2016, 27(1):212-216.
Chen D, Ren Q, Liu Y, et al. Study on stress property of clay and sand middle pile under effect of lateral load [J]. Journal of Water Resources and Water Engineering, 2016, 27(1):212-216. (in Chinese)
- [11] Guo W D, Lee F H. Load transfer approach for laterally loaded piles [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2001, 25 (11):1 101-1 129.
- [12] Poulos H G. Behavior of laterally loaded piles: I-single piles [J]. Journal of the Soil Mechanics and foundations Division, 1971, 97(5):711-731.
- [13] 戴自航. 抗滑桩滑坡推力和桩前滑体抗力分布规律的研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(4):517-521.
Dai Z H. Study on distribution laws of landslide-thrust and resistance of sliding mass acting on antislid piles [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(4):517-521. (in Chinese)
- [14] McLachlan N W. Bessel functions for engineers (2nd ed) [M]. Oxford University, 1955.
- [15] 公路桥涵地基与基础设计规范: JTG D63—2007 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2007.
Code for Design of Ground Base and Foundation of Highway Bridges and Culverts: JTG D63—2007 [S]. Beijing: China Communications Press, 2007. (in Chinese)
- [16] 朱碧堂. 土体的极限抗力与侧向受荷桩性状 [D]. 上海: 同济大学, 2005.
Zhu B T. Ultimate resistance of soil and behavior of laterally loaded pile [D]. Shanghai: Tongji University, 2005. (in Chinese)
- [17] 马庆宏, 朱大勇, 雷先顺, 等. 无黏性土斜坡地基承载力模型试验研究 [J]. 岩土工程学报, 2014, 36(7):1 271-1 280.
Ma Q H, Zhu D Y, Lei X Sh, et al. Model tests on bearing capacity of footing on sand slopes [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36 (7) : 1 271- 1 280. (in Chinese)
- [18] Meyerhof G G, Ghosh D P. Ultimate capacity of flexible piles under eccentric and inclined loads [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1989, 26(1):34-42.
- [19] 刘兹胜, 卓杨, 时蓓玲, 等. 高桩码头桩基在倾斜泥面中的水平承载性能研究 [J]. 岩土工程学报, 2010, 32 (12):1-11.
Li Z Sh, Zhuo Y, Shi B L, et al. Horizontal bearing capacity of pile foundation in high-piled wharf with inclined ground surface [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(12):1-11. (in Chinese)

(本文责编: 赵霞)