

DOI :10.3876/j.issn.1000-1980.2011.01.011

抗滑桩锚固深度的可靠度与参数敏感性

胡晓军 ,吴延枝

(合肥学院建筑工程系 安徽 合肥 230022)

摘要 :为了研究岩土体物理力学参数变异性对抗滑桩锚固深度的影响 ,以抗滑桩锚固深度确定的强度折减法为基础 ,建立了抗滑桩锚固深度可靠性分析的极限状态方程 .工程实例分析表明 ,参数变异性对锚固深度的可靠度有较大影响 ,采用可靠性设计确定抗滑桩锚固深度比较合理 ,锚固深度可靠度对滑坡推力与剩余抗滑力之差 H 及锚固段岩土体密度 ρ 、内摩擦角 φ 的敏感性较强 ,而对桩前滑动面处的地基系数 A 及比例系数 m 的敏感性较弱 .

关键词 :抗滑桩 ;锚固深度 ;可靠度 ;敏感性 ;JC 法

中图分类号 :TU435 文献标志码 :A 文章编号 :1000-1980(2011)01-0049-05

抗滑桩锚固深度是抗滑桩设计的重要指标之一 .锚固过浅 ,稳定性差 ;锚固过深 ,施工困难 ,工程投资增大^[1] .抗滑桩锚固深度与岩土体的物理力学性质参数密切相关 .岩(土)体材料是自然历史的产物 ,其工程性质十分复杂而多变 ,由于地质条件 ,取样和试验条件等的差异 ,岩土体物理力学性质指标均表现出较强的变异性^[2] .目前 ,考虑相关参数变异性确定抗滑桩锚固深度的研究较少 .文献 [1] 认为地层侧壁应力的容许值应符合摩尔-库仑强度准则 ,而不是采用土的被动抗力与主动压应力之差 ,并运用强度折减法建立了刚性抗滑桩锚固深度确定的相关公式 ,但未能考虑参数变异的影响 ;文献 [3-9] 所采用的分析方法也均为定值法 .文献 [2 ,10-11] 在常规抗滑桩锚固深度计算方法的基础上 ,建立了可用于抗滑桩锚固深度可靠度分析的计算模型 ,但模型建立时仍采用传统的地层侧壁应力小于土的被动抗力与主动压应力之差的做法 ,值得进一步研究 .本文在抗滑桩锚固深度确定的强度折减法基础上 ,建立了抗滑桩锚固深度可靠性分析的极限状态方程 ,并运用 JC 法分析了参数变异性对抗滑桩锚固深度可靠度的影响 .

1 极限状态函数的建立

刚性桩在滑坡推力作用下的变形如图 1 所示 .当锚固段地层为土层 (包括碎块石土和漂卵石土) 或风化破碎岩层时 ,桩侧最大应力 $\sigma_{\max}$ 须满足摩尔-库仑强度准则^[1] ,即

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{sz} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1)$$

式中 : c ——地层岩、土的黏聚力 ; φ ——地层岩、土的内摩擦角 ; σ_{sz} ——计算深度处土层的自重应力 .

当抗滑桩锚固段内力分析采用 m 法时桩侧应力为

$$\sigma_y = (A + my)(y_0 - y) \Delta\varphi \quad (2)$$

式中 : σ_y ——抗滑桩对地层的侧向压应力 ,kPa ; A ——滑面处岩土体的地基系数 ,kN/m³ ; m ——地基系数随深度变化的比例系数 ,kN/m⁴ ; y ——滑面到计算点的深度 ,m ; y_0 ——抗滑桩转动中心至滑动面的距离 ,m ; $\Delta\varphi$ ——抗滑桩中心线转角 (°) .

令 $\frac{d\sigma_y}{dy} = 0$ 可得式 (2) 的一个极大值 $\sigma_{\max}$ 及其对应的 y 值 ,显然 ,在 $y = h_2$ 处 ,式 (2) 也存在一个极大值

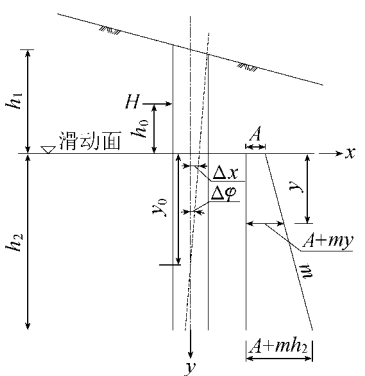


图 1 刚性抗滑桩变形示意图

Fig. 1 Deformation of rigid anti-slide piles

收稿日期 :2010-01-05

基金项目 :安徽高校省级自然科学研究重点项目 (KJ2009A158) ;合肥学院引进人才启动基金 (08RC14)

作者简介 :胡晓军 (1966 —) 男 ,安徽当涂人 ,教授 ,博士 ,主要从事岩土力学研究 . E-mail :ahsdxhj @163 . com

$\sigma_{\max}$, 即

$$\sigma_{\max} = (A + my_0) \left(y_0 + \frac{A}{m} \right) \frac{\Delta\varphi}{4} \quad (y = \frac{y_0}{2} - \frac{A}{2m}) \quad (3)$$

$$\sigma_{\max} = (A + mh_2)(h_2 - y_0)\Delta\varphi \quad (y = h_2) \quad (4)$$

其中

$$y_0 = \frac{h_2[2A(3M_A + 2Q_Ah_2) + mh_2(4M_A + 3Q_Ah_2)]}{2[3A(2M_A + Q_Ah_2) + mh_2(3M_A + 2Q_Ah_2)]} \quad (5)$$

$$\Delta\varphi = \frac{Q_A}{B_p \left[Ah_2y_0 - \frac{1}{2}Ah_2^2 + \frac{1}{6}mh_2(3y_0 - 2h_2) \right]} \quad (6)$$

式中 Q_A 、 M_A 分别为滑动面处抗滑桩的剪力和弯矩. 将 $Q_A = HL$ 、 $M_A = HLh_0$ 代入式(5)(6)并令 $D = AHLh_2 + mh_2HL(h_0 + h_2)$ 、 $F = 3AHL(2h_0 + h_2) + mh_2HL(3h_0 + 2h_2)$, 可得

$$y_0 = \frac{h_2}{2} \left(1 + \frac{D}{F} \right) \quad (7)$$

$$\Delta\varphi = \frac{12HL}{B_p h_2^2 \left[(3/2)A + mh_2 \right) \frac{D}{F} - mh_2 \right]} \quad (8)$$

将式(7)(8)代入式(3)(4)化简后得

$$\sigma_{\max} = \left[A + \frac{mh_2}{2} \left(1 + \frac{D}{F} \right) \right] \left[\frac{h_2}{2} \left(1 + \frac{D}{F} \right) + \frac{A}{m} \right] \frac{3HL}{B_p h_2^2 \left[(3/2)A + mh_2 \right) \frac{D}{F} - mh_2 \right]} \quad (y = \frac{y_0}{2} - \frac{A}{2m}) \quad (9)$$

$$\sigma_{\max} = h_2(A + mh_2) \left(1 - \frac{D}{F} \right) \frac{6HL}{B_p h_2^2 \left[(3/2)A + mh_2 \right) \frac{D}{F} - mh_2 \right]} \quad (y = h_2) \quad (10)$$

式中: H ——滑坡推力与剩余抗滑力之差; h_2 ——抗滑桩锚固深度; B_p ——桩的计算宽度; L ——桩的间距(中到中); h_0 —— H 作用点至滑动面的垂直距离.

由式(1)(9)(10)可建立抗滑桩锚固深度可靠性分析的极限状态函数

$$g(\cdot) = \left\{ \rho_1 gh_1 + \rho_2 g \left[\frac{h_2}{4} \left(1 + \frac{D}{F} \right) - \frac{A}{2m} \right] \right\} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_2}{2} \right) + 2c_2 \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi_2}{2} \right) - \left[A + \frac{mh_2}{2} \left(1 + \frac{D}{F} \right) \right] \left[\frac{h_2}{2} \left(1 + \frac{D}{F} \right) + \frac{A}{m} \right] \frac{3HL}{B_p h_2^2 \left[(3/2)A + mh_2 \right) \frac{D}{F} - mh_2 \right]} \quad (y = \frac{y_0}{2} - \frac{A}{2m}) \quad (11)$$

$$g(\cdot) = (\rho_1 gh_1 + \rho_2 gh_2) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_2}{2} \right) + 2c_2 \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi_2}{2} \right) - h_2(A + mh_2) \left(1 - \frac{D}{F} \right) \frac{6HL}{B_p h_2^2 \left[(3/2)A + mh_2 \right) \frac{D}{F} - mh_2 \right]} \quad (y = h_2) \quad (12)$$

式中: $g(\cdot)$ ——随机变量的状态函数 $g(H, A, m, \rho_1, \rho_2, c_2, \varphi_2)$; ρ_1, ρ_2 ——滑动面以上和滑动面以下地层岩土体的密度 g/cm^3 ; c_2 ——滑动面以下地层岩、土的黏聚力 kPa ; φ_2 ——滑动面以下地层岩、土的内摩擦角, $(^\circ)$; g ——重力加速度.

2 可靠度分析方法

JC 法是结构安全度联合委员会(JCSS)推荐用于计算工程结构可靠度的一种方法^[12]. 其基本原理是将所求结构的极限状态方程用泰勒级数展开, 使之线性化, 然后用该方程的一阶矩和二阶矩求解结构的可靠度. 该方法能考虑随机变量的实际分布, 并通过“当量正态化”把非正态变量变换为等价的正态变量, 计算方法如下:

设 $X_i (i = 1, 2, \dots, n)$ 为 n 个相互独立的正态随机变量, 对其进行标准化变换, 得到标准化正态随机变量

$$\bar{X}_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (13)$$

式中 μ_{X_i} 、 σ_{X_i} 分别为随机变量 X_i 的均值和标准差,则极限状态方程在标准化正态空间坐标系 $\overline{OX}_1\overline{X}_2\cdots\overline{X}_n$ 中可表示为

$$Z = g(\overline{X}_1\sigma_{X_1} + \mu_{X_1}, \overline{X}_2\sigma_{X_2} + \mu_{X_2}, \cdots, \overline{X}_n\sigma_{X_n} + \mu_{X_n}) = 0$$

(14)

由可靠指标 β 的几何意义可知,此时的 β 应是标准化正态空间坐标系 $\overline{OX}_1\overline{X}_2\cdots\overline{X}_n$ 中原点到极限状态曲面的最短距离,即 P^* 点沿其极限状态曲面的切平面的法线方向至原点的长度 $\overline{OP}^*$,如图 2 所示为 3 个正态随机变量的情况, P^* 为设计验算点,法线 $\overline{OP}^*$ 对坐标向量的方向余弦为

$$\cos\theta_{\overline{X}_i} = \cos\theta_{X_i} = \frac{-\left.\frac{\partial g}{\partial X_i}\right|_{P^*}\sigma_{X_i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n\left(\left.\frac{\partial g}{\partial X_i}\right|_{P^*}\sigma_{X_i}\right)^2}} \quad (i = 1, 2, \cdots, n)$$

(15)

式中 $\left.\frac{\partial g}{\partial X_i}\right|_{P^*}$ 表示功能函数 $g(X_1, X_2, \cdots, X_n)$ 对 X_i 的偏导数在 P^* 处的赋值.由方向余弦的定义及可靠指标 β 的几何意义可知

$$\overline{X}_i^* = \beta\cos\theta_{\overline{X}_i} = \beta\cos\theta_{X_i} \quad (i = 1, 2, \cdots, n)$$

(16)

则设计验算点 P^* 在原坐标系 $OX_1X_2\cdots X_n$ 中的坐标为

$$X_i^* = \mu_{X_i} + \overline{X}_i^*\sigma_{X_i} = \mu_{X_i} + \beta\sigma_{X_i}\cos\theta_{X_i} \quad (i = 1, 2, \cdots, n)$$

(17)

因 P^* 在极限状态平面上,满足极限状态方程,即

$$g(X_1^*, X_2^*, \cdots, X_n^*) = 0$$

(18)

联立式 (15)、(17) 和 (18) 可求解 β 及 X_i^* .

若随机变量 X_i ($i = 1, 2, \cdots, n$) 不服从正态分布,首先应将非正态变量 X_i 当量正态化.具体方法是:将非正态变量 X_i 在验算点处,根据分布函数 $F_{X_i}(x)$ 与概率密度函数 $f_{X_i}(x)$ 相等的原则等价变换为当量正态变量 X'_i ,并确定 X_i 的平均值 $\mu_{X'_i}$ 和标准差 $\sigma_{X'_i}$.

3 工程实例

某边坡治理采用抗滑桩,经地质勘察,上层滑坡体为黏土,在设桩处滑动面以上土体厚 5.0 m,滑坡推力为 $E_n = 550$ kN/m,桩前剩余抗滑力为 $E'_n = 0$,土的天然密度、黏聚力、内摩擦角分别为 $\rho_1 = 1.90$ g/cm³, $c_1 = 28$ kPa, $\varphi_1 = 8^\circ$,滑动面处的地基系数 $A = 50\,000$ kN/m³;下层土为强风化泥质岩,土的各项参数分别为 $\rho_2 = 2.10$ g/cm³, $c_2 = 60$ kPa, $\varphi_2 = 18^\circ$, $m = 30\,000$ kN/m⁴.抗滑桩的截面尺寸 $b \times a = 1.5\text{ m} \times 1.8\text{ m}$,桩间距 $L = 3\text{ m}$.滑坡体为黏性土,其滑坡推力设为均匀分布^[9].若该边坡安全等级为三级,则按文献 [1] 抗滑桩锚固深度 h_2 取 8.00 m 满足设计要求.

假定各计算参数均服从正态分布,均值见表 1.

表 1 各计算参数的均值

Table 1 Average values of various parameters

随机变量	H /(kN·m ⁻¹)	A /(kN·m ⁻³)	m /(kN·m ⁻⁴)	ρ_1 /(g·cm ⁻³)	ρ_2 /(g·cm ⁻³)	c_2 /kPa	φ_2 ($^\circ$)
μ	550	50 000	30 000	1.90	2.10	60	18

各计算参数的变异系数 δ 的取值见表 2,其中变异性高、低一栏的取值是在变异性中等一栏取值的基础上加、减 0.05.

表 2 各计算参数的的变异系数 δ 的取值

Table 2 Values of variation coefficient δ for various parameters

变异程度	H /(kN·m ⁻¹)	A /(kN·m ⁻³)	m /(kN·m ⁻⁴)	ρ_1 /(g·cm ⁻³)	ρ_2 /(g·cm ⁻³)	c_2 /kPa	φ_2 ($^\circ$)
变异性低	0.015	0.05	0.05	0.045	0.039	0.032	0.035
变异性中等	0.065	0.10	0.10	0.095	0.089	0.082	0.085
变异性高	0.115	0.15	0.15	0.145	0.139	0.132	0.135

据式(9)(10)计算,本例锚固深度由桩底侧应力控制,故选择的状态函数为

$$g(\cdot)=(\rho_1gh_1+\rho_2gh_2)\tan^2\left(45^\circ+\frac{\varphi_2}{2}\right)+2c_2\tan\left(45^\circ+\frac{\varphi_2}{2}\right)-h\left(A+mh_2\right)\left(1-\frac{D}{F}\right)\frac{6HL}{B_ph_2^2\left[\left(3A+mh_2\right)\frac{D}{F}-mh_2\right]}$$

3.1 可靠指标计算

根据选择的功能函数,用JC法^[12]计算得锚固深度 $h_2=8.00\text{ m}$,参数变异性分别为低、中、高时可靠指标 β 为3.592,1.338,0.814,可知:当参数变异性较低时,抗滑桩锚固深度的可靠指标 β 较大,而当参数变异性较高时,桩锚固深度的可靠指标 β 较小.本例边坡为三级边坡,参照GB50068—2001《建筑结构可靠度设计统一标准》^[13]取用延性破坏时 $\beta=2.70$ 的标准,则当参数变异性较低时,按文献[1]锚固深度为8.00 m,可靠指标 $\beta=3.592$,符合可靠性设计要求;而当参数变异性中等或变异性较高时,其相应的可靠指标 β 分别为1.338,0.814,不能满足可靠性设计要求.通过计算可知,当参数变异性中等或变异性较高时锚固深度分别取8.80,10.00 m时,其可靠指标才能达到设计要求.

3.2 参数的敏感性分析

取抗滑桩锚固深度 $h_2=8\text{ m}$,采用JC法,分析上述7个参数变异性对抗滑桩锚固深度可靠度的影响.分析时假设某个变量的变异系数从0.05~0.3变化,另外的6个参数的变异系数取表2中“变易中等”一栏的值,计算结果见图3.

从图3可以看出,各参数变异性对抗滑桩锚固深度可靠度均有显著影响,随着变异系数 δ 的增大,可靠指标明显减小.随着变异系数 δ 的增大,滑动面以下土层参数 ρ_2,φ_2 及滑坡推力与剩余抗滑力之差 H 所对应曲线的可靠指标 β 减小速率较大,滑动面以上土层参数 ρ_1 及滑动面以下土层参数 c_2 的变异性对可靠指标 β 的影响次之,而参数 A,m 所对应曲线的可靠指标 β 减小速率较小,表明抗滑桩锚固深度可靠度对参数 ρ_2,φ_2,H 的敏感性较强,而对参数 A,m 的敏感性较弱.

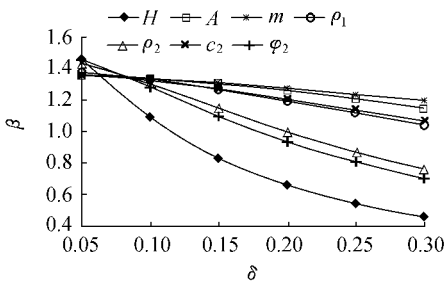


图3 参数敏感性分析结果

Fig. 3 Analytic results of parametric sensitivity

4 结 论

a. 参数变异性对抗滑桩锚固深度影响较大,在确定抗滑桩锚固深度时应考虑参数变异的影响,采用可靠性设计比较合理.

b. 抗滑桩锚固深度可靠度对滑坡推力与剩余抗滑力之差 H 及滑动面以下岩土体的密度 ρ_2 、内摩擦角 φ_2 的敏感性较强,而对滑动面处的地基系数 A 及比例系数 m 的敏感性较弱.因此,在确定抗滑桩锚固深度时尤其要重视参数 ρ_2,φ_2 和 H 变异的影响.

参考文献:

[1] 胡晓军,王建国.基于强度折减的刚性抗滑桩的锚固深度确定[J].土木工程学报,2007,40(1):65-68.(HU Xiao-jun,WANG Jian-guo.Determination of the anchorage depth of rigid anti-slide piles based on strength reduction method[J].China Civil Engineering Journal,2007,40(1):65-68.(in Chinese))

[2] 张文居,赵其华,刘晶晶.参数变异性对抗滑桩锚固深度可靠度的影响分析[J].水文地质工程地质,2006(3):61-63.(ZHANG Wen-ju,ZHAO Qi-hua,LIU Jing-jing.On effect of variability of parameters on anchoring depth reliability of anti-sliding pile[J].Hydrogeology & Engineering Geology,2006(3):61-63.(in Chinese))

[3] 年廷凯,栾茂田,郑德凤,等.基于极限分析下限方法的抗滑桩锚固深度检算[J].武汉理工大学学报,2007,29(8):82-86.(NIAN Ting-kai,LUAN Mao-tian,ZHENG De-feng,et al.Anchorage depth computation of slope-stabilizing piles using lower-bound method of limit analysis[J].Journal of Wuhan University of Technology,2007,29(8):82-86.(in Chinese))

[4] 年廷凯,栾茂田,郑德凤,等.抗滑桩锚固深度的极限分析下限方法[J].水利学报,2007,38(6):743-748.(NIAN Ting-kai,LUAN Mao-tian,ZHENG De-feng,et al.Lower-bound method for limit analysis of anchorage depth of sliding resistant piles[J].Journal of Hydraulic Engineering,2007,38(6):743-748.(in Chinese))

- [5] 陈昌富,肖淑君.基于加权残值法和统一强度理论抗滑桩合理锚固深度的确定方法[J].工业建筑,2009,39(1):85-89.
(CHEN Chang-fu, XIAO Shu-jun. Determination method of the rational anchorage length of anti-slide pile based in unified strength theory and weighted residual metho[J]. Industrial Construction 2009, 39(1) 85-89.(in Chinese))
- [6] 周春梅,殷坤龙.三峡库区滑坡治理中抗滑桩锚固深度的研究[J].武汉理工大学学报,2006,28(2):38-41.(ZHOU Chun-mei, YIN Kun-long. Study on anchorage length of anti-slide pile in landslide prevention in the three gorges reservoir area[J]. Journal of Wuhan University of Technology 2006, 28(2) 38-41.(in Chinese))
- [7] 蒋建国,邹银生,周绪红.刚性抗滑桩锚固深度的简化计算[J].工程力学,2001(A02):457-460.(JIANG Jian-guo, ZOU Yin-sheng, ZHOU Xu-hong. Simplified calculation on rigid anti-slide piles anchorage depth[J]. Engineering Mechanics 2001(A02) 457-460.(in Chinese))
- [8] 周志刚.土层抗滑桩锚固深度探讨[J].路基工程,1997(3):31-33.(ZHOU Zhi-gang. Discussion on anti-slide piles anchorage depth in soi[J]. Roadbed Construction, 1997(3) 31-33.(in Chinese))
- [9] 铁道部第二勘测设计院.抗滑桩设计与计算[M].北京:中国铁道出版社,1983.
- [10] 张文居,赵其华,刘晶晶.抗滑桩锚固深度的可靠性设计[J].岩土工程学报,2006,28(12):2153-2155.(ZHANG Wen-ju, ZHAO Qi-hua, LIU Jing-jing. Reliability design of anchoring depth for friction piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(12) 2153-2155.(in Chinese))
- [11] 张文居,赵其华,刘晶晶.抗滑桩锚固深度的可靠性分析[J].成都理工大学学报:自然科学版,2006,33(5):465-467.
(ZHANG Wen-ju, ZHAO Qi-hua, LIU Jing-jing. The reliability analysis about the anchoring depth of a friction pile[J]. Journal of Chengdu University of Technology Science & Technology Edition 2006, 33(5) 465-467.(in Chinese))
- [12] 吴世伟.结构可靠度分析[M].北京:人民交通出版社,1990.
- [13] GB 50068—2001 建筑结构可靠度设计统一标准[S].

Reliability and parametric sensitivity of anchorage depth of anti-slide piles

HU Xiao-jun, WU Yan-zhi

(Department of Civil Engineering, Hefei University, Hefei 230022, China)

Abstract : In order to study the effect of variability of physical and mechanical parameters of rock and soil on the anchorage depth of anti-sliding piles, the limit state equations for the reliability analysis of the anchorage depth of anti-slide piles were established based on the strength reduction method. The case study shows that the variability of parameters has large effect on the anchorage depth. It is rational to determine the anchorage depth of anti-slide piles by means of the reliability design. The reliability of the anchorage depth is sensitive to the variability of difference between sliding thrust and residual sliding resistance H , density of rock and soil in anchorage section ρ and internal friction angle φ , but its sensitivity to foundation coefficient A and proportionality coefficient m is weak.

Key words : anti-slide pile; anchorage depth; reliability; sensitivity; JC method