

基于可靠度分析确定刚性抗滑桩锚固深度

吴坤铭^{1,2}, 王建国¹, 谭晓慧³

(1. 合肥工业大学土木与水利工程学院, 安徽 合肥 230009; 2. 皖西学院建筑与土木工程系, 安徽 六安 237012

3. 合肥工业大学资源与环境工程学院, 安徽 合肥 230009)

摘要: 为了确定刚性抗滑桩锚固深度, 建立了锚固深度的可靠性分析模型, 基于强度折减有限元法进行了可靠度分析; 可靠指标的选取应考虑边坡工程等级, 以目标可靠度为控制指标去指导抗滑桩锚固深度的设计。通过工程实例, 把计算参数视为随机变量, 以可靠度分析考虑参数变异的程度对抗滑桩锚固深度的影响; 通过可靠指标对参数的敏感性分析确定抗滑桩锚固深度主要影响参数; 算例表明采用可靠度分析方法确定抗滑桩锚固深度是合理的, 具有一定的工程应用价值。

关键词: 刚性抗滑桩; 锚固深度; 强度折减; 可靠度分析

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2012)02-0237-06

作者简介: 吴坤铭(1978-), 男, 安徽六安人, 博士研究生, 讲师, 主要从事岩土力学可靠度研究与教学工作。E-mail: wkmdu@sina.com。

Determination of anchorage depth for rigid anti-slide piles based on reliability analysis

WU Kun-ming^{1,2}, WANG Jian-guo¹, TAN Xiao-hui³

(1. School of Civil Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China; 2. Department of Architecture and Civil Engineering, West Anhui University, Liu'an 237012, China; 3. School of Resources and Environment Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China)

Abstract: To determine the anchorage depth for rigid anti-slide piles, a reliability analysis model is established based on the strength reduction finite element method. The target reliability index is selected according to the classification of slope engineering, and the design of the anchorage depth of anti-slide piles is guided by the target reliability index. Through the analysis of a practical project, the effects of the variation of soil layer parameters on the anchorage depth are studied. The main influence parameters are determined. It is shown that using the reliability analysis method to determine the anchorage depth for rigid anti-slide piles is rational and useful for engineering applications.

Key words: rigid anti-slide pile; anchorage depth; strength reduction; reliability analysis

0 引言

锚固深度是抗滑桩设计的重要指标之一。锚固过浅, 抗滑桩不足以抵抗滑体, 引起桩的失效; 锚固过深, 导致施工困难和工程投资增大。工程中一般先根据经验初步确定锚固深度, 然后根据滑面以下桩的最大横向应力应小于或等于地基横向容许承载力的条件^[1]进行验算, 计算时均把各计算参数当作定值来处理。蒋建国等^[2]基于文献[1]的地层侧壁应力的容许值, 推导了刚性桩锚固深度的计算公式, 该公式在推导中进行了简化, 影响了公式的精度和可靠性; 张文居等^[3]以文献[1]中桩身锚固深度的确定方法为基础, 基于蒙特卡罗模拟法建立了刚性桩可靠度分析模型; 文献[2, 3]中地层侧壁应力的容许值均采用文献[1]中被

动抗力与主动土压力之差, 力学概念不够明确; 本文认为地基横向应力容许值应满足莫尔-库仑强度准则。胡晓军等^[4]以强度折减安全系数为基础给出了刚性桩锚固深度的确定方法, 该方法用确定性模型处理不确定性问题, 仍属定值法。

定值法经长期工程实践证明是一种有效的方法, 但该方法最大的缺点是没有考虑实际存在的不确定性影响。实际上影响抗滑桩锚固深度的诸多因素中, 绝大部分都表现为较强的随机性, 如岩土体物理力学参数^[5]。鉴于此, 本文建立了刚性抗滑桩锚固深度的可

基金项目: 国家自然科学基金项目(40972194); 安徽高校省级自然科学研究项目(KJ2010B267)

收稿日期: 2010-10-26

可靠性分析模型, 采用强度折减有限元法进行可靠度分析, 把计算参数视为随机变量, 以目标可靠度为控制指标去指导抗滑桩锚固深度的设计。

1 抗滑桩锚固深度可靠度分析模型

1.1 地基横向应力容许值的确定

通常情况下, 抗滑桩的锚固深度是根据滑土面以下桩的最大横向压应力小于或等于地基横向容许承载力来确定。本文认为地基横向应力容许值应满足莫尔-库仑强度准则。对滑面以下 y 深度 (m) 处土体单元, 自重应力 σ_{sy} 为最小主应力 σ_3 , 水平应力 σ_x 为最大主应力 σ_1 ; 由文献[6], 土中某点处于极限平衡状态时主应力之间的关系即可确定地基横向应力容许值为

$$[\sigma_x] = \sigma_{sy} \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \tan(45^\circ + \varphi/2)。 \quad (1)$$

1.2 可靠度功能函数的建立

(1) 地层侧向压应力极大值的确定

刚性抗滑桩中心线在滑坡推力 E_n 作用下变形如图 1 所示, 滑面以下桩的位移为

$$\Delta x = (y_0 - y)\phi, \quad (2)$$

式中, y_0 为抗滑桩转动中心至滑动面的距离 (m), ϕ 为抗滑桩中心线转角 (rad)。

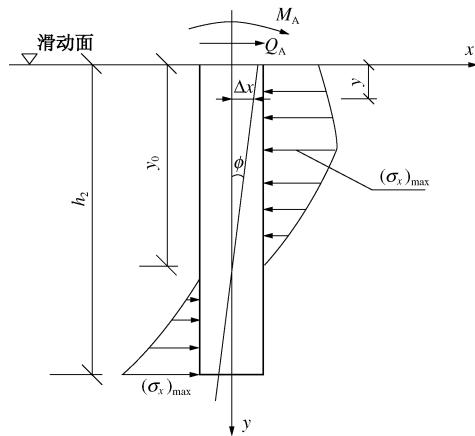


图 1 刚性抗滑桩计算简图

Fig. 1 Calculation diagram of rigid anti-slide piles

对于桩前、桩后的地基系数 A_1 , A_2 (kN/m^3), 由于桩体常为全埋式, 桩前、桩后滑体厚度基本相同, 土质条件相同, 一般取 $A_1 = A_2 = A$ 。滑面以下桩侧应力, 按照 m 法:

当 $y \leq y_0$ 时,

$$\sigma_x = (A + my)(y_0 - y)\phi. \quad (3)$$

令 $d\sigma_x/dy = 0$ 得

$$y = \frac{y_0}{2} - \frac{A}{2m}, \quad (4)$$

则有

$$(\sigma_x)'_{\max} = (A + my_0) \left(\frac{A}{m} + y_0 \right) \frac{\phi}{4}, \quad (5)$$

式中, $(\sigma_x)'_{\max}$ 为 $y \leq y_0$ 段抗滑桩对地层的侧向压应力的极大值, m 为地基系数随深度变化的比例系数 (kN/m^4)。

当 $y > y_0$ 时,

$$\sigma_x = (A + my)(y - y_0)\phi. \quad (6)$$

显然桩侧应力极大值发生在 $y = h_2$ 处, 即

$$(\sigma_x)''_{\max} = (A + mh_2)(h_2 - y_0) \frac{\phi}{4}, \quad (7)$$

式中, $(\sigma_x)''_{\max}$ 为 $y > y_0$ 段抗滑桩对地层侧向压应力的极大值, h_2 为抗滑桩锚固深度 (m)。

抗滑桩转动中心至滑动面的距离 y_0 及抗滑桩中心线转角 ϕ 可由桩的平衡方程及边界条件求得。以底端自由支撑为例, 由静力学平衡方程即

$$\begin{cases} \sum Q = 0, \\ \sum M = 0. \end{cases} \quad (8)$$

可得

$$Q_A = \int_0^{y_0} (A + my)(y_0 - y)\phi B_p dy - \int_{y_0}^{h_2} (A + my)(y - y_0)\phi B_p dy, \quad (9)$$

$$M_A + Q_A h_2 = \int_0^{y_0} (A + my)(y_0 - y)(h_2 - y)\phi B_p dy - \int_{y_0}^{h_2} (A + my)(y - y_0)(h_2 - y)\phi B_p dy = \frac{1}{6}\phi B_p A y_0^2 (3h_2 - y_0) - \frac{1}{6}\phi B_p A (h_2 - y_0)^3 + \frac{1}{12}\phi B_p m h_2^3 (2y_0 - h_2), \quad (10)$$

式中, B_p 为桩的计算宽度, Q_A , M_A 分别为滑动面处抗滑桩的剪力和弯矩。

联立式 (9)、(10) 得

$$y_0 = \frac{h_2 [2A(2Q_A h_2 + 3M_A) + mh_2(3Q_A h_2 + 4M_A)]}{2[3A(Q_A h_2 + 2M_A) + mh_2(2Q_A h_2 + 3M_A)]}, \quad (11)$$

$$\phi = \frac{12[3A(Q_A h_2 + 2M_A) + mh_2(2Q_A h_2 + 3M_A)]}{B_p h_2^3 [6A(A + mh_2) + m^2 h_2^2]}. \quad (12)$$

(2) 地层侧向压应力极大值处土层自重应力的确定

当 $y \leq y_0$ 时,

$$\sigma_{sy} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 \left(\frac{y_0}{2} - \frac{A}{2m} \right), \quad (13)$$

式中, γ_1 , γ_2 分别为滑面上、下土体重度 (kN/m^3), h_1 为滑动面以上土体厚度 (m)。

当 $y > y_0$ 时,

$$\sigma_{sy} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2. \quad (14)$$

(3) 锚固深度极限状态功能函数的确定

抗滑桩锚固深度与滑坡推力、桩前剩余抗滑力及土体的物理力学性质参数的选取密切相关。土体材料是自然历史的产物, 其工程性质复杂多变, 由于地质条件, 取样和试验条件的差异, 土体物理力学性质指标表现出较强的变异性。由式 (1) 及结构可靠度功能

函数定义^[7], 可确定抗滑桩锚固深度极限状态功能函数为

$$\begin{aligned} g(Z) &= g(\gamma_1, \gamma_2, \varphi_2, c_2, m, A, H) \\ &= \sigma_{sy} \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \tan(45^\circ + \varphi/2) - (\sigma_x)_{\max}, \end{aligned} \quad (15)$$

式中, H 为设桩处的滑坡推力 E_n (kN/m) 与桩前剩余抗滑力 E'_n (kN/m) 之差, 即 $H = (E_n - E'_n)$, 设 E_n 和 E'_n 有相同的分布。

在现有支撑结构工程的设计中, 均将滑坡推力作为抗滑桩结构的外荷载, 所以抗滑桩的锚固深度与滑坡推力有明显的相关性。因此式 (15) 中将滑坡推力视为影响抗滑桩锚固深度极限状态功能函数的一个重要因素。

当 $y = \frac{y_0}{2} - \frac{A}{2m}$ 时, 将式 (13)、(5) 代入式 (15) 得

$$\begin{aligned} g_1(Z) &= \sigma_{sy} \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \tan(45^\circ + \varphi/2) - (\sigma_x)_{\max} \\ &= [\gamma_1 h_1 + \gamma_2 (\frac{y_0}{2} - \frac{A}{2m})] \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + \\ &\quad 2c \tan(45^\circ + \varphi/2) - (A + my_0) (\frac{A}{m} + y_0) \frac{\phi}{4}. \end{aligned} \quad (16)$$

当 $y = h_2$ 时, 将式 (14)、(7) 代入式 (15), 得

$$\begin{aligned} g_2(Z) &= \sigma_{sy} \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \tan(45^\circ + \varphi/2) - (\sigma_x)_{\max} \\ &= (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \tan(45^\circ + \varphi/2) - \\ &\quad (A + mh_2) (h_2 - y_0) \frac{\phi}{4}. \end{aligned} \quad (17)$$

2 常规设计锚固深度的确定

当 $y \leq y_0$ 时, 将式 (5)、(13) 代入式 (1) 得

$$\begin{aligned} (A + my_0) (\frac{A}{m} + y_0) \frac{\phi}{4} \\ = [\gamma_1 h_1 + \gamma_2 (\frac{y_0}{2} - \frac{A}{2m})] \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2c \tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2}). \end{aligned} \quad (18)$$

当 $y > y_0$ 时, 将式 (7)、(14) 代入式 (1) 得

$$\begin{aligned} (A + mh_2) (h_2 - y_0) \frac{\phi}{4} \\ = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2c \tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2}). \end{aligned} \quad (19)$$

采用试算法求 h_2 , 取式 (18)、(19) 计算得出的 h_2 较大值作为实际采用的锚固深度。

3 抗滑桩锚固深度的可靠性分析

可靠度方法是将工程分析中的不确定因素处理为服从某种概率分布的随机变量, 将工程可能发生的各种不同破坏模式视为一个系统工程, 从而通过系统的结构可靠度来评价结构的安全或作为工程设计依据。有限元法由于全面满足了静力许可、应变相容及应力

应变间的本构关系, 具有不受边坡几何形状和材料不均匀限制的优点^[8-13], 因此, 本文提出强度折减^[14-15]有限元法对抗滑桩锚固深度进行可靠度分析, 以目标可靠度为控制指标以确定抗滑桩锚固深度。

为了对文中方法及程序的合理性进行验证, 本文采用验算点法计算可靠指标 β , 其表达式如下:

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) - \sum_{i=1}^n \frac{\partial g(x^*)}{\partial X_i} \cdot (x_i^* - \mu_{X_i})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g(x^*)}{\partial X_i} \cdot \sigma_{X_i} \right)^2}}. \quad (20)$$

为便于分析, 将锚固深度可靠性计算参数视为随机变量, $\gamma_1, \gamma_2, \varphi_2, c_2, m, A, H$ 分别以 $X_i (i = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7)$ 代替, 通常这 7 个随机变量均服从正态分布。在统计参数均值 μ_{X_i} 和标准值 σ_{X_i} 已知的情况下, 可由验算点法求得可靠度指标 β , 本文推导给出两种情况下的功能函数对应于各自变量的偏导数。

当 $y = \frac{y_0}{2} - \frac{A}{2m}$ 时,

$$\frac{\partial g_1}{\partial X_1} = h_1 \tan^2(45^\circ + \frac{X_3}{2}), \quad (21)$$

$$\frac{\partial g_1}{\partial X_2} = (\frac{y_0}{2} - \frac{X_6}{2X_5}) \cdot \tan^2(45^\circ + \frac{X_3}{2}), \quad (22)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial g_1}{\partial X_3} &= [X_1 h_1 + X_2 (\frac{y_0}{2} - \frac{X_6}{2X_5})] \cdot \tan(45^\circ + \frac{X_3}{2}) \cdot \\ &\quad \sec^2(45^\circ + \frac{X_3}{2}) + X_4 \sec^2(45^\circ + \frac{X_3}{2}), \end{aligned} \quad (23)$$

$$\frac{\partial g_1}{\partial X_4} = 2 \tan(45^\circ + \frac{X_3}{2}), \quad (24)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial g_1}{\partial X_5} &= \frac{\gamma_2}{2} \cdot \frac{\partial y_0}{\partial X_5} \cdot \tan^2(45^\circ + \frac{X_3}{2}) - (y_0 + X_5 \cdot \frac{\partial y_0}{\partial X_5}) \cdot \\ &\quad (\frac{X_6}{X_5} + y_0) \cdot \frac{\phi}{4} - (X_6 + X_5 y_0) \cdot (-\frac{X_6}{X_5} + \frac{\partial y_0}{\partial X_5}) \cdot \frac{\phi}{4}, \end{aligned} \quad (25)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial g_1}{\partial X_6} &= X_2 \cdot (\frac{1}{2} \frac{\partial y_0}{\partial X_6} - \frac{1}{2X_5}) \cdot \tan^2(45^\circ + \frac{X_3}{2}) - (1 + X_5 \cdot \frac{\partial y_0}{\partial X_6}) \cdot \\ &\quad (y_0 + \frac{X_6}{X_5}) \cdot \frac{\phi}{4} - (X_6 + X_5 y_0) \cdot (\frac{1}{X_5} + \frac{\partial y_0}{\partial X_6}) \cdot \frac{\phi}{4}, \end{aligned} \quad (26)$$

$$\frac{\partial g_1}{\partial X_7} = -[\frac{X_5 h_2}{2} \cdot \frac{\partial (D/F)}{\partial X_7}] [\frac{h_2}{2} (1 + \frac{D}{F} + \frac{X_6}{X_5}) \cdot$$

$$\frac{3Q_A}{B_p h_2^2 [3(2X_6 + X_5 h_2) \cdot (D/F) - X_5 h_2]} -$$

$$\left[X_6 + \frac{X_5 h_2}{2} \cdot (1 + \frac{D}{F}) \right] [\frac{h_2}{2} \cdot \frac{\partial (D/F)}{\partial X_7}] \cdot$$

$$\frac{3Q_A}{B_p h_2^2 [3(2X_6 + X_5 h_2) \cdot (D/F) - X_5 h_2]} - [A +$$

$$\frac{X_5 h_2}{2} \cdot (1 + \frac{D}{F})] [\frac{h_2}{2} \cdot (1 + \frac{D}{F} + \frac{X_6}{X_5}) (2X_6 + X_5 h_2) \cdot$$

$$\frac{3L[3 \cdot (D/F) - X_5 h_2] - 9Q_A \cdot \frac{\partial(D/F)}{\partial X_7}}{B_p h_2^2 [3(2X_6 + X_5 h_2) \cdot (D/F) - X_5 h_2]^2} + X_2 \left[\frac{h_2}{4} \cdot \frac{\partial(D/F)}{\partial X_7} \right] \cdot \tan^2(45^\circ + \frac{X_3}{2}) , \quad (27)$$

式中, $D = X_6 Q_A h_2 + X_5 h_2 (M_A + Q_A h_2)$, $F = 3X_6 (2M_A + Q_A h_2) + X_5 h_2 (3M_A + 2Q_A h_2)$, L 为桩间距(m)。

当 $y = h_2$ 时,

$$\frac{\partial g_2}{\partial X_1} = h_1 \tan^2(45^\circ + \frac{X_3}{2}) , \quad (28)$$

$$\frac{\partial g_2}{\partial X_2} = h_2 \tan^2(45^\circ + \frac{X_3}{2}) , \quad (29)$$

$$\frac{\partial g_2}{\partial X_3} = (X_1 h_1 + X_2 h_2) \cdot \tan(45^\circ + \frac{X_3}{2}) \cdot \sec^2(45^\circ + \frac{X_3}{2}) + X_4 \sec^2(45^\circ + \frac{X_3}{2}) , \quad (30)$$

$$\frac{\partial g_2}{\partial X_4} = 2 \tan(45^\circ + \frac{X_3}{2}) , \quad (31)$$

$$\frac{\partial g_2}{\partial X_5} = -h_2 \cdot (h_2 - y_0) \cdot \frac{\phi}{4} + (X_6 + X_5 h_2) \cdot \frac{\partial y_0}{\partial X_5} \cdot \frac{\phi}{4} , \quad (32)$$

$$\frac{\partial g_2}{\partial X_6} = -(h_2 - y_0) \cdot \frac{\phi}{4} + (X_6 + X_5 h_2) \cdot \frac{\partial y_0}{\partial X_5} \cdot \frac{\phi}{4} , \quad (33)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial g_2}{\partial X_7} &= 6h_2 (X_6 + X_5 h_2) \cdot \frac{\partial(D/F)}{\partial X_7} - \frac{Q_A}{B_p h_2^2 [3(2X_6 + X_5 h_2) \cdot (D/F) - X_5 h_2]} - \\ &6h_2 (X_6 + X_5 h_2) \left(1 - \frac{D}{F}\right) (2X_6 + X_5 h_2) \cdot \frac{L[3 \cdot (D/F) - X_5 h_2] - 3Q_A \cdot \partial(D/F) / \partial X_7}{B_p h_2^2 [3(2X_6 + X_5 h_2) \cdot (D/F) - X_5 h_2]^2} , \quad (34) \end{aligned}$$

其中

$$\begin{aligned} \frac{\partial y_0}{\partial X_5} &= \frac{h_2^2 (3Q_A h_2 + 4M_A)}{2[3X_6 (Q_A h_2 + 2M_A) + X_5 h_2 (2Q_A h_2 + 3M_A)]} - \\ &\frac{h_2^2 [2X_6 (2Q_A h_2 + 3M_A) + X_5 h_2 (3Q_A h_2 + 4M_A)]}{2[3X_6 (Q_A h_2 + 2M_A) + X_5 h_2 (2Q_A h_2 + 3M_A)]^2} \cdot \\ &(2Q_A h_2 + 3M_A) , \quad (35) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial y_0}{\partial X_6} &= \frac{h_2 (Q_A h_2 + 3M_A)}{3X_6 (Q_A h_2 + 2M_A) + X_5 h_2 (2Q_A h_2 + 3M_A)} - \\ &\frac{[2X_6 (Q_A h_2 + 2M_A) + X_5 h_2 (3Q_A h_2 + 4M_A)]}{2[3X_6 (Q_A h_2 + 2M_A) + X_5 h_2 (2Q_A h_2 + 3M_A)]^2} \cdot \\ &3h_2 (Q_A h_2 + 2M_A) , \quad (36) \end{aligned}$$

$$\frac{\partial(D/F)}{\partial X_7} = \frac{(\partial D / \partial X_7) \cdot F - (\partial F / \partial X_7) \cdot D}{F^2} , \quad (37)$$

$$\frac{\partial D}{\partial X_7} = [X_6 h_2 + X_5 h_2 (h_0 + h_2)] L , \quad (38)$$

$$\frac{\partial F}{\partial X_7} = [3X_6 (2h_0 + h_2) + X_5 h_2 (3h_0 + 2h_2)] L , \quad (39)$$

式中, h_0 为滑坡推力分布图形形心至滑动面的距离(m)。

4 工程算例

安徽霍山公路某段, 上层滑体组成物质主要为碎石土, 下层滑床为泥质岩, 土层参数见表 1; 桩体附近滑体厚度为 5.0 m, 滑坡推力 $E = 540$ kN/m, 按均匀分布考虑, 桩前剩余抗滑力 $E' = 0$; 滑面处地基系数 $A = 5 \times 10^4$ kN/m³, 地基系数随深度变化的比例系数 $m = 3 \times 10^4$ kN/m⁴。若该边坡设计安全等级为三级, 延性破坏对应的可靠度指标 $\beta = 2.7$ 、安全系数 $F_s = 1.20$, 以稳定性分析为依据, 拟采用抗滑桩进行加固。

表 1 土层参数

Table 1 Parameters of soil layers

土层	c /kPa	φ /($^\circ$)	γ /(kN·m ⁻³)	E /MPa
上层	29	9	20.4	30
下层	61	19	21.0	120

(1) 常规设计

抗滑桩采用 C30 混凝土, 弹性模量 $E_c = 3 \times 10^7$ kPa。桩截面为 $b \times a = 1.5$ m \times 2 m, 抗弯截面模量 $W = 1$ m³, 截面惯性矩 $I = 1$ m⁴。相对刚度系数 $EI = 2.4 \times 10^7$ kN·m²。桩受荷段 $h_1 = 5$ m, 初选锚固深度 $h_2 = 7.7$ m, 桩间距 $L = 3$ m。桩计算宽度 $B_p = 2.5$ m, 变形系数 $\alpha = 0.32$ m⁻¹, $\alpha h_2 = 2.464 < 2.5$, 属刚性桩, 桩底边界条件按自由端考虑。由文中第 2 节, 通过计算得锚固深度 $h_2 = 7.7$ m, 满足设计要求。

(2) 定值法设计抗滑桩锚固深度

将式 (18)、(19) 中土体强度参数 c , φ 按公式 $c' = c/f_s$, $\varphi' = \arctan(\tan \varphi / f_s)$ 进行折减, 将折减后的参数 c' , φ' 作为土体强度计算参数, 可得定值法即基于强度折减的抗滑桩锚固深度计算公式, 取式 (18)、

(19) 计算得出的 h_2 较大值作为实际采用的抗滑桩锚固深度。表 2 给出了不同强度折减系数 f_s 对应的锚固深度 h_2 。

表 2 强度折减系数与锚固深度的关系

Table 2 Relationship between strength reduction factor and anchorage depth

f_s	h_2 /m	桩侧最大应力 $(\sigma_x)_{\max}$ /kPa	桩侧最大容许应力 $[\sigma_x]$ /kPa
1.0	7.407	651.12	651.12
1.05	7.586	633.14	658.01
1.10	7.748	618.34	663.76
1.15	7.915	604.22	669.74
1.20	8.168	591.62	675.31
1.25	8.315	580.39	680.48

由于该边坡安全等级为三级, 取对应的强度折减系

数 $f_s = 1.20$, 由表 2 可知, 此时桩侧最大应力 $(\sigma_x)_{\max} = 591.62 \text{ kPa}$ 小于桩侧最大容许应力 $[\sigma_x] = 675.31 \text{ kPa}$, 相应的抗滑桩锚固深度取 8.168 m 较为合适。

(3) 可靠性设计抗滑桩锚固深度

设 $\gamma_1, \gamma_2, \varphi, c, m, A, H$ 是互为独立的正态变量, 各计算参数均值: $\gamma_1 = 20.4 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_2 = 21 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 19^\circ$, $c = 61 \text{ kPa}$, $m = 3 \times 10^4 \text{ kN/m}^4$, $A = 5 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$, $H = 540 \times 10^4 \text{ kN/m}$ 。

由文献[16]知, 土体重度 γ 变异性很小, 大致为 $0.02 \sim 0.08$; 岩土体黏聚力 c 变异系数大致为 $0.3 \sim 0.5$; 内摩擦角 φ 变异系数大致为 $0.14 \sim 0.4$; 且 c 的变异系数比 φ 的变异系数要大; m, A, H 变异系数取值方法参见文献[17]。参考文献[16, 17]研究成果, 本文各计算参数变异系数取值见表 3。

表 3 计算参数的变异系数

Table 3 Coefficients of variation of calculated parameters

变异程度	γ_1	γ_2	φ	c	m	A	H
$\delta^{(1)}$	0.020	0.020	0.200	0.30	0.05	0.05	0.015
$\delta^{(2)}$	0.025	0.025	0.225	0.35	0.10	0.10	0.065
$\delta^{(3)}$	0.030	0.030	0.250	0.40	0.15	0.15	0.115

由常规设计得到锚固段桩侧应力最大值在 $y = h_2$ 处, 据式(17)取极限状态功能函数为

$$g(X_1, X_2, \dots, X_7) = \sigma_{sy} \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \tan(45^\circ + \varphi/2) - (\sigma_x)_{\max}$$

$$= (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \tan(45^\circ + \varphi/2) -$$

$$(A + mh_2)(h_2 - y_0) \frac{\phi}{4}.$$

根据选择的功能函数, 用验算点法计算可靠度指标, 可靠指标 β 对应的锚固深度 h_2 见表 4。

表 4 可靠指标 β 与锚固深度的关系

Table 4 Relationship between reliability index and anchorage depth

h_2 / m	变异系数 $\delta^{(1)}$	变异系数 $\delta^{(2)}$	变异系数 $\delta^{(3)}$
7.407	0	0	0
7.650	1.0372	0.4193	0.3108
7.810	1.8480	0.7386	0.5071
7.980	2.6259	1.0493	0.6989
8.110	3.3229	1.3314	0.8738
⋮	⋮	⋮	⋮
8.967	—	2.8505	1.8739
⋮	⋮	⋮	⋮
11.030	—	—	2.8526

由表 4 计算结果可知:

参数的变异性对抗滑桩锚固深度有着显著的影响, 随变异系数 δ 的增大, 可靠指标显著减小即失效概率明显增大。如锚固深度为 8.11 m 时, 变异系数由 $\delta^{(1)}$ 变换到 $\delta^{(2)}$ 时, 可靠指标减小了 1.99 ; 变异系数由 $\delta^{(2)}$ 变换到 $\delta^{(3)}$ 时, 可靠指标减小了 0.46 。

本例为三级边坡, 参照《建筑结构可靠度设计统

一标准》延性破坏时 $\beta = 2.7$ 。当变异系数取 $\delta^{(1)}$ 时, $\beta = 3.3229$ 相应的锚固深度为 8.11 m , 定值法计算此时的安全系数 $f_s = 1.20$; 当变异系数取 $\delta^{(2)}$ 时, $\beta = 2.8505$ 相应的锚固深度为 8.967 m , 此时的安全系数 $f_s = 1.61$; 当变异系数取 $\delta^{(3)}$ 时, $\beta = 2.8526$ 相应的锚固深度为 11.03 m , 此时的安全系数 $f_s = 2.82$; 以上均满足设计要求。

表 4 中可靠指标 $\beta = 0$ 即土体强度处于极限状态时对应的抗滑桩锚固深度, 此时强度折减系数 $f_s = 1.0$ 。由以上计算分析可知当强度折减系数 f_s 小于 1.20 , 无论参数变异性取何种情况其可靠指标均未达到三级延性破坏时 $\beta = 2.7$ 的标准。

(4) 可靠指标对参数的敏感性分析

取抗滑桩锚固深度 $h_2 = 8.11 \text{ m}$, 分别考虑上述 7 个参数的变异性对抗滑桩锚固深度可靠度的影响。假设某个参数的变异系数变化范围按表 5 考虑, 另外 6 个参数的变异系数取表 3 中 $\delta^{(1)}$ 即“变异性较低”一栏的值, 计算结果如表 5 所示。

表 5 锚固深度可靠指标对参数的敏感性分析

Table 5 Sensitivity analysis of reliability index to parameters

变异系数 δ_x	变化范围	β	$\Delta\beta$
γ_1	0.02~0.03	3.32~2.37	0.95
γ_2	0.02~0.03	3.32~1.20	2.12
φ_2	0.2~0.25	3.32~1.66	1.66
c_2	0.3~0.4	3.32~1.35	1.97
m	0.05~0.15	3.32~2.47	0.85
A	0.05~0.15	3.32~2.46	0.86
H	0.015~0.115	3.32~2.41	0.91

由表 5 可知, 在其他参数变异系数取值一定的情况下, 滑动面以下土体参数 γ_2, c_2, φ_2 随变异系数 δ_x 的增大, 可靠指标 β 显著减小; 滑动面以上土体参数 γ_1 及滑坡推力 H 的变异性对可靠指标 β 的影响次之; 参数 m, A 对可靠指标的影响较小。因此, 在确定抗滑桩锚固深度时应重视参数 $\gamma_2, c_2, \varphi_2, \gamma_1, H$ 变异的影响。

由上述分析可知, 锚固深度取 7.7 m 虽能满足常规设计要求, 却无法满足可靠度设计标准。定值法设计, 强度折减系数 f_s 取 1.20 时相应的抗滑桩锚固深度为 8.169 m ; 可靠性设计, 变异系数取 $\delta^{(1)}$ (变异性较低) 时相应的锚固深度为 8.11 m ; 两者结果相近且定值法结果略大于可靠性设计结果; 但当参数变异性增大时, 抗滑桩锚固深度的失效概率也增大, 且增大的幅度较大, 因此定值法设计时强度折减系数的选择应考虑参数变异性程度的影响, 当参数变异性较低时强度折减系数可按边坡稳定性分析的相应安全系数取用, 参数变异性较大时, 相应的强度折减系数应选择大一些。

因此, 抗滑桩锚固深度的确定应将定值法设计与

可靠性分析相结合, 以目标可靠度为控制指标去指导抗滑桩锚固深度的设计。

5 结 论

(1) 文中认为地基横向应力容许值应满足莫尔-库仑强度准则, 据此建立刚性抗滑桩锚固深度极限状态功能函数。

(2) 抗滑桩锚固深度计算参数应视为随机变量, 计算参数的变异性对抗滑桩锚固深度可靠指标有显著的影响, 在抗滑桩设计中不可忽视。

(3) 由锚固深度可靠指标对参数的敏感性分析, β 对参数 γ_2 , c_2 , φ_2 的敏感性较强, 对 γ_1 及 H 的敏感性次之, 而对参数 m , A 的敏感性较弱。因此, 在确定抗滑桩锚固深度时应考虑参数 γ_2 , c_2 , φ_2 , γ_1 , H 变异的影响。

(4) 可靠性设计考虑了参数的随机性, 弥补了常规设计及定值法设计的不足。因此工程实践中应以目标可靠度为控制指标去指导抗滑桩锚固深度的设计。

参 考 文 献:

- [1] 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. (The Second Survey and Design Institute of Railway Ministry. Design and computation of anti-slidepiles[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 1983. (in Chinese))
- [2] 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(增刊): 457-460. (JIANG Jian-guo, ZOU Yin-sheng, ZHOU Xu-hong. Simplified calculation on rigid anti-slide piles anchorage depth[J]. Engineering Mechanics, 2001(S0): 457-460. (in Chinese))
- [3] 张文居, 赵其华, 刘晶晶. 参数变异对抗滑桩锚固深度可靠度的影响[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 parameters on anchoring depth reliability of anti-slide pile[J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 2006(3): 61-63. (in Chinese))
- [4] 胡晓军, 王建国. 基于强度折减的刚性抗滑桩锚固深度确定[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))
- [5] 吴世伟. 结构可靠度分析[M]. 北京: 人民交通出版社, 1990: 1-10. (WU Shi-wei. Structural reliability analysis[M]. Beijing: China Communication Press, 1990: 1-10. (in Chinese))
- [6] 张振营. 岩土力学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2000: 178-179. (ZHANG Zhen-ying. Rock and soil mechanics[M]. Beijing: China Water Power Press, 2000: 178-179. (in Chinese))
- [7] 刘 宁. 可靠度随机有限元法及其工程应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2001: 15-29. (LIU Ning. Reliability SFEM and its application[M]. Beijing: China Water Power Press, 2001: 15-29. (in Chinese))
- [8] DUNCAN J M. State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slope[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1996, 122(7): 577-596.
- [9] ZOU J Z, WILLIAMS D J. Search for critical slip surface based on finite element method[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1995, 32(1): 233-246.
- [10] MATSUI T, SAN K C. Finite element slope stability by shear strength reduction technique[J]. Soils and Foundations, 1992, 32(1): 59-70.
- [11] SWAN C C, SEO Y K. Limit state analysis of earthen slopes using dual continuum/FEM approaches[J]. International for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1999, 23: 1359-1371.
- [12] DAWSON E M, ROTH W H, DRESCHER A. Slope stability analysis by strength reduction[J]. Géotechnique, 1999, 49(6): 835-840.
- [13] GRIFFITHS D V, LANE P A. Slope stability analysis by finite element[J]. Géotechnique, 1999, 49(3): 387-403.
- [14] 赵尚毅, 郑颖人, 时卫民, 等. 用有限元强度折减法求边坡稳定安全系数[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(3): 343-346. (ZHAO Shang-yi, ZHENG Yin-ren, SHI Wei-min, et al. Analysis on safety factor of slope by strength reduction FEM[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(3): 343-346. (in Chinese))
- [15] 宋二祥, 高 翔, 邱 月. 基坑土钉支护安全系数的强度参数折减有限元方法[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(3): 258-263. (SONG Er-xiang, GAO Xiang, QIU Yue. Finite element calculation for safety factor of soil nailing through reduction parameters[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(3): 258-263. (in Chinese))
- [16] 高 谦. 土木工程可靠性理论及其应用[M]. 北京: 中国建材工业出版社, 2007: 57-66. (GAO Qian. Civil engineering reliability theory and its applications[M]. Beijing: China Building Materials Industry Press, 2007: 57-66. (in Chinese))
- [17] SUNG EUN CHO. Probabilistic stability analysis of slopes using the ANN-based response surface[J]. Computers and Geotechnics, 2009, 36: 787-797.