

抗滑桩锚固深度的可靠性设计

张文居, 赵其华, 刘晶晶

(成都理工大学地质灾害防治与地质环境保护国家专业实验室, 四川 成都 610059)

摘要:以抗滑桩锚固深度确定的原则为基础, 针对不同的锚固段地层及不同的地基系数形式, 建立了锚固深度可靠性设计的数学模型。介绍了 Monte Carlo 法在该模型中的应用, 实例分析了常规设计与可靠性设计的异同, 认为可靠性设计把计算参数当作随机变量更切合于实际, 而且还能得出抗滑桩所承担的风险水平, 同时即使抗滑桩能满足常规设计的条件, 也未必能满足可靠性设计的条件。

关键词: 抗滑桩; 锚固深度; 可靠性; Monte Carlo 法

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2006)12-2153-03

作者简介: 张文居(1978-), 男, 贵州遵义人, 博士, 主要从事岩土工程方面的设计和科研工作。

Reliability design of anchoring depth for friction piles

ZHANG Wen-ju, ZHAO Qi-hua, LIU Jing-jing

(National Specialty Laboratory of Geohazard Prevention and Geoenvironment Protection, Chengdu University of Technology, Chengdu 610059, China)

Abstract: Based on the definitive principle of anchoring depth for friction piles, as well as different strata of anchorage zone and form of foundation coefficient, mathematical model for the reliability design of anchoring depth was established. Monte Carlo method was introduced into this model to analyze the similarities and differences between the conventional design and reliability design with a case. It was considered that the reliability design was closer to the reality because it regarded the calculated parameter as the random variable. It could also reduce the risk level taken on friction piles, and at the same time it was considered that the friction piles might not satisfy the condition of reliability design even though they could satisfy the condition of conventional design.

Key words: friction pile; anchoring depth; reliability; Monte Carlo method

0 前言

在抗滑桩设计中, 确定锚固深度至关重要。锚固深度不足, 抗滑桩不足以抵抗滑体推力, 容易引起桩的失效; 锚固过深则将导致工程量的增加和施工的困难。同时, 锚固深度也是决定采用刚性桩或弹性桩的先决要素, 是求解桩身各处剪力、弯矩以及应力的必不可少的条件。通常情况下, 抗滑桩的锚固深度是根据滑面以下桩的最大横向压应力应小于或等于地基横向容许承载力来确定的, 计算时均把各计算参数当作定值来处理。实际上影响抗滑桩设计的诸多因素中, 绝大部分都表现出较强的随机性, 如岩土体物理力学参数, 这已毫无疑问^[1]。因此, 趋于合理的计算方法是把各影响因素当作随机变量, 从可靠度或失效概率的角度去分析评价抗滑桩的工作状态, 以目标可靠度或失效概率作为控制指标去指导抗滑桩的设计。

1 数学模型的建立

刚性桩在滑坡推力 H 作用下的变形如图 1 所示。

据文献 [2], 针对不同的地层情况, 抗滑桩锚固深度确定为当锚固段地层为土层或严重风化破碎岩层时, 须满足

$$\sigma_{\max} \leq \frac{4}{\cos \varphi_2} [(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 y) \tan \varphi_2 + c_2] \quad ; \quad (1)$$

当锚固段地层为岩质或半岩质地层时, 须满足

$$\sigma_{\max} \leq K_1' K_2' R_0 \quad . \quad (2)$$

式中 $\sigma_{\max}$ 为滑面下桩的最大侧向压应力 (kPa); γ_1 、 γ_2 分别为滑面上、下土体重度 (kN/m³); h_1 为滑体厚度 (m); y 为滑面至计算点的深度 (m); c_2 、 φ_2 分别为滑床土体单位粘聚力 (kPa) 和内摩擦角 (°); K_1' 为折减系数, 根据岩层产状的倾角大小, 取 0.5~1.0; K_2' 为折减系数, 根据岩层的破碎和软化程度, 取 0.3~

基金项目: 四川省青年科技基金资助项目 (04ZQ026-16); 成都理工大学地质灾害防治与地质环境保护国家专业实验室开放基金资助项目 (DZZH1-3)

收稿日期: 2005-08-19

0.5; R_0 为岩石单轴抗压极限强度 (kPa)。

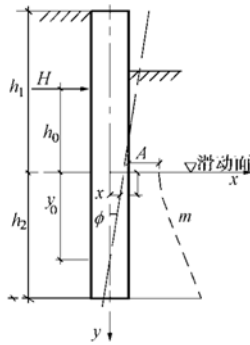


图 1 刚性桩变形图

Fig. 1 Deformation of rigid pile design

由文献 [2] 可知, 针对不同的地基系数, 滑面以下桩侧应力的求解式如下:

地基系数 $K = A + my$ 时, 滑面以下桩侧应力为

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

地基系数 $K = A$ 时, 滑面以下桩侧应力为

$$\sigma_y = A(y_0 - y)\phi = Ay_0\phi - Ay\phi \quad (4)$$

式中 A 、 m 分别为滑面处岩土体的地基系数 (kN/m^3) 和地基系数随深度而变化的比例系数 (kN/m^4); ϕ 、 y_0 分别为桩的转角 (rad) 和滑面至桩转动中心的距离 (m); σ_y 为滑面以下 y 处桩侧应力 (kPa)。其余符号同前。

如此, 式 (1)、(2) 中的 $\sigma_{\max}$ 便可由式 (3)、(4) 求解而得。具体思路为: 对于式 (3), 将其对 y 求导并令导数为 0 (即 $(\sigma_y)' = 0$) 便可求得该式的一个极值 $\sigma_{\max}$ 及其对应的 y 值, 同时在 $y = h_2$ 处, 式 (3) 也存在一极值 $\sigma_{\max}$, 计算时取两者中最大者即可; 对于式 (4), 显然 $y = 0$ 处取得极值 $\sigma_{\max}$ 。推导结果如下:

对式 (3) 的求解结果为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= (A + my_0) \left(\frac{A}{m} + y_0 \right) \frac{\phi}{4} \quad \left(y = \frac{y_0}{2} - \frac{A}{2m} \right), \\ \sigma_{\max} &= (A + mh_2)(y_0 - h_2)\phi \quad (y = h_2) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中 (参见文献 [2]),

$$y_0 = \left[\frac{2A(3M_0 + 2Q_0h_2) + mh_2(3Q_0h_2 + 4M_0)}{3A(2M_0 + Q_0h_2) + mh_2(3M_0 + 2Q_0h_2)} \right] \frac{h_2}{2} \quad (6)$$

$$\phi = \frac{12[3A(2M_0 + Q_0h_2) + mh_2(3M_0 + 2Q_0h_2)]}{B_p h_2^3 [6A(A + mh_2) + m^2 h_2^2]} \quad (7)$$

对式 (4) 的求解结果为

$$\sigma_{\max} = Ay_0\phi \quad (8)$$

式中 (参见文献 [2]),

$$y_0 = \frac{h_2(3M_0 + 2Q_0h_2)}{3(2M_0 + Q_0h_2)} \quad (9)$$

$$\phi = \frac{6(2M_0 + Q_0h_2)}{B_p A h_2^3} \quad (10)$$

式 (5) ~ (10) 中 M_0 、 Q_0 分别为滑面处桩的弯矩

($\text{kN} \cdot \text{m}$) 和剪力 (kN); B_p 为桩的计算宽度 (m); h_2 为桩的锚固深度 (m)。其余符号同前。

将式 (6)、(7) 带入式 (5), 式 (9)、(10) 带入式 (8) 后, 再将式 (5)、(8) 带入式 (1)、(2) 并取等号, 便可建立起可靠性分析的状态函数 $g(x)$ 如下:

(1) 地基系数 $K = A + my$ 的情况

① 当锚固段地层为土层或严重风化破碎岩层时

$$\left. \begin{aligned} g(x) &= \frac{4}{\cos \varphi_2} \left[\left(\gamma_1 h_1 + \frac{\gamma_2 y_0}{2} - \frac{A \gamma_2}{2m} \right) \tan \varphi_2 + c_2 \right] - \\ &\quad (A + my_0) \left(\frac{A}{m} + y_0 \right) \frac{\phi}{4} \quad \left(y = \frac{y_0}{2} - \frac{A}{2m} \right), \\ g(x) &= \frac{4}{\cos \varphi_2} [(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \tan \varphi_2 + c_2] - \\ &\quad (A + mh_2)(y_0 - h_2)\phi \quad (y = h_2); \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

② 当锚固段地层为岩质或半岩质地层时

$$\left. \begin{aligned} g(x) &= K'_1 K'_2 R_0 - (A + my_0) \left(\frac{A}{m} + y_0 \right) \frac{\phi}{4} \quad \left(y = \frac{y_0}{2} - \frac{A}{2m} \right), \\ g(x) &= K'_1 K'_2 R_0 - (A + mh_2)(y_0 - h_2)\phi \quad (y = h_2) \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

(2) 地基系数 $K = A$ 的情况

① 当锚固段地层为土层或严重风化破碎岩层时

$$g(x) = \frac{4}{\cos \varphi_2} (\gamma_1 h_1 \tan \varphi_2 + c_2) - \frac{2(3M_0 + 2Q_0h_2)(2M_0 + Q_0h_2)}{B_p h_2^2 (2M_0 + Q_0h_2)} \quad (13)$$

② 当锚固段地层为岩质或半岩质地层时

$$g(x) = K'_1 K'_2 R_0 - \frac{2(3M_0 + 2Q_0h_2)(2M_0 + Q_0h_2)}{B_p h_2^2 (2M_0 + Q_0h_2)} \quad (14)$$

式 (11) ~ (14) 中, $g(x)$ 为随机变量的状态函数, 表示为 $g(M_0, Q_0, A, m, \gamma_1, \gamma_2, c_1, c_2, \varphi_1, \varphi_2)$, 其余符号同前。

2 可靠指标及失效概率的求解

Monte Carlo 法是一种依据统计抽样理论借助计算机研究随机变量的数值计算方法, 不受分析条件、极限状态方程是否线性及是否服从正态分布的限制, 只须预知各基本状态变量的分布形式和参数即可 [3]。

对本文而言, 当已知各计算参数的分布形式 (如正态分布) 和统计参数 (如均值、方差) 后, 可通过编程产生服从已知分布的各计算参数的大量随机数, 然后在这些随机数中进行大量随机抽样, 把这些值一组一组的代入结构功能函数 $g(x)$ 中, 记下抽样总数 N 及 $g(x) \leq 0$ 的次数 M 。当 $N \rightarrow \infty$ 时, 根据 Bernoulli 大数定理及正态随机变量的特性可求得结构失效概率及可靠指标为

表 1 随机变量的统计特征

Table 1 Statistical characteristics of random parameters

变量	$M_0/\text{kN}\cdot\text{m}$	Q_0/kN	$A/(\text{kN}\cdot\text{m}^3)$	$m/(\text{kN}\cdot\text{m}^4)$	$\gamma_1/(\text{kN}\cdot\text{m}^3)$	$\gamma_2/(\text{kN}\cdot\text{m}^3)$	c_2/kPa	$\varphi_2/(\text{^\circ})$
均值	8023.63	2093.12	300000	80000	20.3	21.0	120	23
标准差	800.00	200.00	30000	8000	3.0	2.5	10	2

失效概率

$$P_f = M / N \quad , \quad (15)$$

可靠指标

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - P_f) \quad , \quad (16)$$

模拟误差 ε 须满足 $\varepsilon < \varepsilon_0$ (用户给定)。若取置信度 $(1-a)$, ε 可由下式求解

$$\varepsilon = z_{a/2} \sqrt{((1 - P_f)/(NP_f))} \quad , \quad (17)$$

式中, $z_{a/2}$ 为 $N(0,1)$ 的 $a/2$ 百分位值。

3 算 例

某滑坡滑体为残坡积物堆积层, 自上而下变形增大, $\gamma_1=20.3\text{ kN/m}^3$, $\varphi_1=12^\circ$, $c_1=20\text{ kPa}$ 。滑床为侏罗系中统上沙溪庙组泥岩, $\gamma_2=21.0\text{ kN/m}^3$, $\varphi_2=23^\circ$, $c_2=120\text{ kPa}$ 。桩附近滑体厚 11.5 m , 滑坡推力 $E=372.2\text{ kN/m}$, 按三角形分布考虑, 桩前剩余抗滑力 $E'=0\text{ kN/m}$, 滑面处地基系数 $A=300000\text{ kN/m}^3$, 地基系数随深度变化的比例系数 $m=80000\text{ kN/m}^4$ 。

(1) 常规设计

抗滑桩采用 C30 钢筋混凝土, 弹性模量 $E_k=3\times 10^7\text{ kPa}$, 桩截面为 $b\times a=1.5\text{ m}\times 2\text{ m}$, 截面模量 $W=(ba^2)/6=1\text{ m}^3$, 截面惯性矩 $I=(ba^3)/12=1\text{ m}^4$, 相对刚度系数 $EI=0.85E_kI=2.55\times 10^7\text{ kN}\cdot\text{m}^2$ 。

桩受荷段 $h_1=11.5\text{ m}$, 锚固段 $h_2=5.5\text{ m}$, 间距 $l=6\text{ m}$, 计算宽度 $B_p=1.5+0.8\times 2=3.1\text{ m}$, 变形系数 $\alpha=(mB_p/EI)^{0.2}=0.396\text{ m}^{-1}$ 。桩换算深度 $\alpha h_2=2.178<2.5\text{ m}$, 属刚性桩, 桩底边界条件按自由端考虑。

通过计算, 取锚固深度为 5.5 m 满足设计要求。

(2) 可靠性设计

假定 A 、 m 、 M_0 、 Q_0 、 γ_1 、 c_1 、 φ_1 、 γ_2 、 c_2 、 φ_2 为相互独立的随机变量并都服从正态分布, 其统计特征见表 1。由于 M_0 、 Q_0 是众多岩土体物理力学参数的函数, 其均值和标准差可用 Rosenblueth 法进行求解, 其它参数统计指标均可通过室内外试验获得。

由常规设计得到锚固段桩侧应力最大值在 $y=h_2$ 处, 据式 (11) 取状态函数为

$$g(x)=\frac{4}{\cos\varphi_2}\left[(\gamma_1h_1+\gamma_2h_2)\tan\varphi_2+c_2\right]-\left(A+mh_2\right)(y_0-h_2)\phi\text{。}$$

用 Monte Carlo 法求解, 取 $\varepsilon_0=0.1$, 置信度 $(1-a)=95\%$, 查表得 $z_{a/2}=1.96$ 。计算结果见表 2。

据 建 筑 结 构 可 靠 度 设 计 统 一 标 准 (GB500682001): 对结构安全等级为一级(延性破坏)的情况, 设计可靠指标 β 为 3.7。由表 2 可看出, 当锚固深度为 5.5 m 时, 可靠指标 β 仅有 1.896, 显然未能满足可靠度设计标准; 当锚固深度调整为 6 m 时, 可靠指标 β 达到了 3.889, 满足了可靠度设计标准, 但仍存在 1.092×10^{-5} 的风险水平。

表 2 计算结果表

Table 2 Calculated results

锚固深度/m	失效概率 P_f	可靠指标 β	计算误差 ε	抽样总数 N
5.5	0.029	1.896	0.011	1000000
6.0	0.00001092	3.889	0.084	50000000

不难看出, 锚固深度取 5.5 m 虽能满足常规设计的要求, 却不能满足可靠性设计的要求。若用目标可靠指标 β 来指导设计, 锚固深度需调整到 6 m 才能满足条件。

4 结 语

(1)影响抗滑桩设计的诸多因数都表现出较强的随机性, 如岩土体物理力学参数, 若在设计中将它们当作定值处理是不切实际的, 应视其为随机变量。

(2)常规设计法中未考虑参数的随机性特征, 故无法得出抗滑桩所承担的风险水平(即失效概率), 无法从安全度的角度去解释结构的稳定性, 而可靠性设计法弥补了这一不足, 应予以推广。

(3)在抗滑桩设计中, 即使常规设计能满足条件, 但未必能满足可靠性设计的条件, 这也是某些抗滑桩在投入使用后产生失效的原因之一。

参考文献:

[1] 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 Communications Press, 1990: 1 - 10.)

[2] 池淑兰, 孔书祥, 梁明学. 路基及支挡结构[M].北京:中国铁道出版社, 2001: 21 - 28. (CHI Shu-lan, KONG Shu-xiang, LIANG Ming-xue. Roadbed & support structural [M]. Beijing: China Railway Press, 2001: 21 - 28.)

[3] 祝玉学. 边坡可靠性分析[M]. 北京: 冶金工业出版社, 1993: 136 - 146. (ZHU Yu-xue. Study on slope reliability.[M]. Beijing: Metallurgical Industry Press,1993: 136 - 146.)