

库岸土质滑坡蠕变作用下悬臂抗滑桩受荷劣化特性研究*

罗爽¹, 陈洪凯², 黄永发³

(1. 三峡大学 水利与环境学院, 湖北 宜昌 443002; 2. 枣庄学院 城市与建筑工程学院, 山东 枣庄 277160;
3. 重庆交通大学 岩土工程研究所, 重庆 400074)

摘要:【目的】研究库岸土质滑坡在库水周期性浸泡作用下对悬臂抗滑桩劣化特性的影响。【方法】采用广义 Kelvin 蠕变模型描述库岸土质滑坡的蠕变作用, 将悬臂抗滑桩假定为 Winkle 弹性地基梁, 研究蠕变作用对抗滑桩内力的不利影响。【结果】得到库岸土质滑坡体蠕变位移场, 构建了库岸土质滑坡抗滑桩蠕变内力计算式。以三峡库区桥头北滑坡为实例, 分析表明考虑滑坡体蠕变作用后, 悬臂抗滑桩在工程竣工后的前 30 d 内桩体内力增长速率较快, 在 100 d 后趋于平稳; 桩顶位移、滑动面处弯矩、剪力与不考虑滑坡体蠕变时相比分别增大了约 0.8 倍、1.7 倍和 0.3 倍。【结论】在采用抗滑支挡结构治理库岸土质滑坡时应考虑到由库水周期性浸泡引发的滑坡体蠕变作用, 特别是蠕变应力对抗滑支挡结构服役性能有明显的劣化效应。

关键词: 悬臂抗滑桩; 内力变化; 蠕变应力; 周期性浸泡; 库岸土质滑坡

中图分类号: X43; P642.22

文献标志码: A

文章编号: 1672-6693(2022)05-0069-09

三峡水库库岸线较长, 根据库岸岩性可将岸坡分成岩石岸坡、土质岸坡、类土质岸坡等 3 种基本类型, 约 90% 的岸坡滑坡灾害发生在土质岸坡和类土质岸坡地带, 以土质滑坡为主。关于三峡库区土质滑坡的研究, 杨何等人^[1]在统计了三峡库区涉水滑坡后发现, 滑坡变形与库水位波动具有明显的相关性。王世梅等人^[2]以三峡库区大坪滑坡为例并结合地表监测数据, 通过数值模拟发现土质岸坡蠕变对滑坡的变形影响十分明显。陈洪凯等人^[3]通过剖析青石滑坡破坏特征提出了库岸滑坡识别方法, 并研究了类土质岸坡雪崩式破坏机制^[4]。

悬臂抗滑桩作为治理土质库岸滑坡的重要工程之一, 具有施工简单、方便、快捷、加固效果好等优点。研究它的加固机理以及内力变化, 对水库抗滑支挡结构的长期安全具有重要意义。在库岸抗滑桩加固机理方面, 张杰豪等人^[5]基于三峡库区滑坡工程地质特征建立了物理模型试验研究了处于滑坡演化过程中的抗滑桩桩身受载规律; Zhou 等人^[6]基于三峡库区滑坡监测数据发现抗滑桩在水库运行下发生了弹性变形。Zhang 等人^[7]通过监测系统数据研究了马家沟滑坡破坏模式并测量了滑坡稳定桩系统的变形特征。在抗滑桩内力计算方面, 戴自航等人^[8]基于“m”法原理, 提出了进行抗滑桩全桩内力计算的有限差分法并进行了可视化处理; 苏爱军等人^[9]将受荷段底部与锚固段顶部未接触部分段命名为次受荷段, 提出了“三段法”, 从而为悬臂抗滑桩内力计算提供了新思路; 张爱军等人^[10]考虑土体侧向位移, 提出了桩身响应的解析解矩阵表达式; 胡建荣等人^[11]提出了滑动土体与临近桩基相互作用的弹塑性解。然而, 以上这些抗滑桩内力计算方法往往是假定滑坡体为刚体、弹性体或是弹塑性体, 并没有考虑到库岸土质边坡在库水位周期性浸泡作用下滑坡体发生蠕变, 从而对抗滑桩施加附加应力, 劣化它的服役性能。

基于上述背景, 本研究以圆弧形滑坡为研究对象, 选用广义 Kelvin 蠕变模型, 将悬臂抗滑桩视为 Winkle 弹性地基梁, 建立微分方程; 然后通过传递矩阵法求解出滑坡体蠕变工况下抗滑桩内力表达式; 最后以三峡库区桥头北滑坡为例进行案例分析。研究成果有望对三峡库区库岸抗滑支挡结构设计提供新的研究思路。

1 悬臂抗滑桩简述

悬臂抗滑桩属于典型“被动型”的受力结构, 即抗滑桩在浇注完成后并不立即起支挡作用, 只有当滑坡推力

* 收稿日期: 2022-01-22 修回日期: 2022-04-07 网络出版时间: 2022-06-08 17:21

资助项目: 国家自然科学基金(No. 11272185)

第一作者简介: 罗爽, 女, 研究方向为岩土工程灾害机理与控制, E-mail: 1037062539@qq.com; 通信作者: 陈洪凯, 男, 二级教授, 博士生导师, E-mail: chk658@126.com

网络出版地址: <https://kns.cnki.net/kcms/detail/50.1165.N.20220608.1113.002.html>

作用在抗滑桩上使之产生位移和变形而形成地基反力时,抗滑桩才能逐渐具有抗滑功能并开始阻滑。基于悬臂抗滑桩受荷特性,传统的内力计算以滑动面为界将桩身分为受荷段和锚固段分别求解。滑动面以上主要承受滑坡体推力的部分称为受荷段,看作是悬臂梁结构进行内力计算;滑动面以下嵌入稳定基岩主要承受地层抗力部分称为锚固段,利用地基系数法进行内力计算(图 1)。

2 滑坡体蠕变

2.1 蠕变模型选取

在悬臂抗滑桩服役过程中,库岸土质边坡在库水周期性浸泡作用下,滑坡体发生蠕变。广义 Kelvin 蠕变模型由 1 个胡克体弹性元件和 1 个 Kelvin 元件串联组成(图 2)。该模型具有参数识别容易、适用范围广等优点,常被用于模拟边坡蠕变。胡克体是一种理想弹性元件,即应力应变呈线性变化关系。牛顿体则是一种理想黏性元件,即应力与应变速率成正比。Kelvin 元件由 1 个胡克体和 1 个牛顿体并联组成,用于描述稳定蠕变。因此,本研究利用广义 Kelvin 蠕变模型用以描述滑坡体在低应力作用下发生的瞬时变形和衰减蠕变。

参阅文献[12],对于边坡而言,主要研究剪应力作用下土体以长期位移形式出现的剪切蠕变。因此,本研究提出假设:滑坡体在低应力作用下只发生形状变形不发生体积变形。根据广义 Kelvin 蠕变模型,滑坡体应力、应变关系满足:

$$\gamma = \frac{\tau_0}{2G_0} + \frac{\tau_0}{2G_1} \left(1 - e^{-\frac{G_1}{\eta_1} t}\right), \quad (1)$$

其中: G_0 为胡克体剪切模量(单位:MPa); G_1 为牛顿体剪切模量(单位:MPa); τ_0 为切应力(单位:kPa); t 为时间(单位:d); γ 为切应变。

则任意土层在合力作用下产生蠕变,有:

$$\tau_i = c_i + \rho g \cos \alpha \tan \phi_i. \quad (2)$$

式中: τ_i 为第 i 层土体的切应力(单位:kPa); c_i 为第 i 层土体粘聚力(单位:kPa); ρ 为单宽滑坡土体密度(单位: $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$); g 为重力加速度(本研究中取值为 $9.8 \text{ N} \cdot \text{kg}^{-1}$); α 为滑动面与竖直夹角(单位:rad); ϕ_i 为第 i 层土体内摩擦角(单位:($^\circ$))。

将(2)式代入(1)式得到第 i 层土体切应变:

$$\gamma_i = \frac{\tau_i}{2G_0} + \frac{\tau_i}{2G_1} \left(1 - e^{-\frac{G_1}{\eta_1} t}\right),$$

其中: γ_i 为第 i 层土体的切应变。

2.2 改进的地基系数法求解悬臂抗滑桩内力计算

当抗滑桩修建完成并起支挡作用时,桩-土处于极限平衡状态。随着时间推移,土体在剪应力作用下发生蠕变。本研究假设任意土层内部均匀变形。据《建筑边坡工程技术规范(GB 50330—2013)》^[13]可知,对于土质边坡稳定性分析方法,常根据滑动面形状分为折线法和瑞典圆弧法。本研究选取瑞典圆弧法对滑坡体进行蠕变分析。沿水平方向为 x 轴,沿桩轴方向竖直向下为 y 轴建立坐标系如图 3 所示,并有:

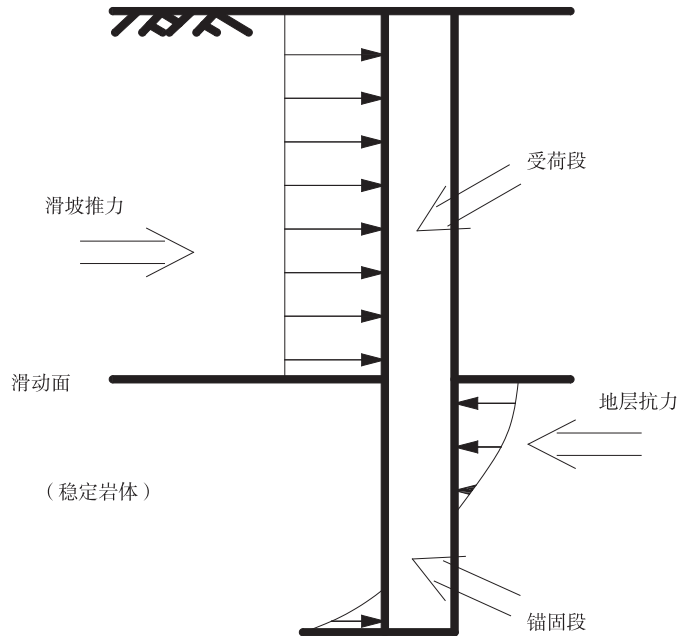
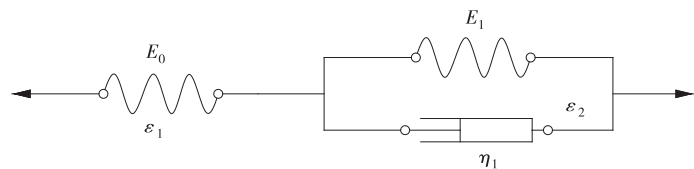


图 1 悬臂抗滑桩受荷图

Fig. 1 Load diagram of cantilever anti-slide pile



注: E_0 为胡克体弹性模量(单位:MPa), E_1 为牛顿体弹性模量(单位:MPa), ϵ_1 为胡克体应变变量, ϵ_2 为牛顿体应变变量, η_1 为牛顿体的粘性系数(单位:MPa·d)

图 2 广义 Kelvin 蠕变模型

Fig. 2 Generalized Kelvin creep model

$$s = h_i \tan[\gamma_i(\pi - \theta_i)] - y \tan[\gamma_i(\pi - \theta_i)], \quad (3)$$

其中: h_i 为第 i 个滑块土体深度(单位:m); θ_i 为第 i 个滑块在桩轴线处与竖直方向的夹角(单位:rad); s 为滑坡体蠕变位移(单位:m); y 为悬臂抗滑桩沿坐标轴方向高度(单位:m)。

基于桩-土变形协调,悬臂抗滑桩与土体始终接触共同作用时。在滑坡体蠕变作用下,悬臂抗滑桩-土之间的相对位移为 $\delta = s - x$ (其中 x 为悬臂抗滑桩水平位移,单位:m),将此时桩-土间相互作用力称为蠕变推力 f ,且有:

$$f = k(s - x)B_p,$$

其中: B_p 为抗滑桩计算宽度(依据规范可查的矩形抗滑桩计算宽度为 $B_p = b + 1$,其中 b 为悬臂抗滑桩实际宽度); k 为水平地基反力系数。

设 h 为滑动面以上的桩长(即受荷段长),当 $0 \leq y \leq h$ 时,由(3)式可得到 s ; 当 $y > h$ 时, s 的值为 0。同时,当 $0 \leq y \leq h$ 时, k 又被称为滑坡土体抗力系数,与 Hsiung 等人^[14]的研究一致,本研究假定 k 为常数,适用于超固结粘土(超固结比大于 1)和密实的砂土地基; 当 $y > h$ 时, k 则又被称为基岩抗力系数。依据土体的水平地基反力系数的取值, Vesic^[15] 在采用地基反力法分析弹性地基上的无限长梁后,提出了地基反力系数与土体弹性模量之间的关系式,本研究也采用 Vesic 表达式求解滑坡体的水平地基反力系数,具体为:

$$k = \frac{0.65 E_s^{12}}{1 - \nu_s^2} \sqrt{\frac{E_s d^4}{EI}},$$

其中: E_s 为土体弹性模量(单位:MPa); ν_s 为土泊松比; E 为桩的弹性模量(单位:MPa); I 为桩的惯性矩(单位: m^4); d 为桩直径(单位:m)。

如图 4 所示建立悬臂抗滑桩内力计算坐标系,将桩整体视为 Winkle 弹性地基梁,建立微分方程,并利用传递矩阵法进行求解^[16-17],具体如下:

$$EI \frac{d^4 x}{dy^4} = k(s - x)B_p, \quad (4)$$

其中: E 与 I 之积即为悬臂抗滑桩的抗弯刚度。将(4)式变化后可得:

$$EI \frac{d^4 x}{dy^4} + kB_p x = kB_p s。$$

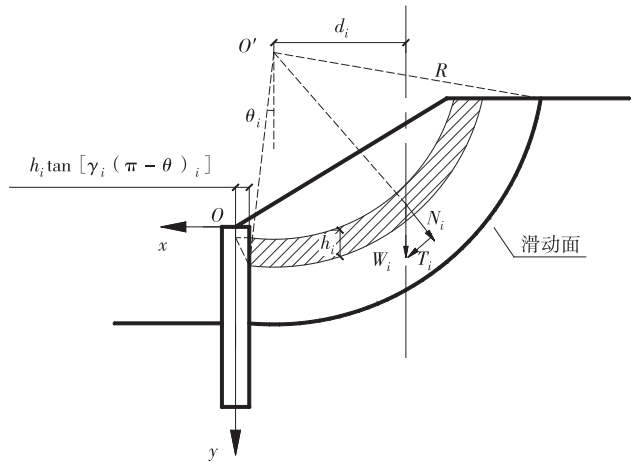
根据悬臂抗滑桩弯曲时有如下微分关系:

$$\frac{dx}{dy} = -\varphi, \quad \frac{d\varphi}{dy} = \frac{M}{EI}, \quad \frac{dM}{dy} = Q, \quad \frac{dQ}{dy} = k(x - s)B_p。$$

写成矩阵形式,有:

$$\frac{d\mathbf{S}}{dy} = \mathbf{AS} + \mathbf{f}, \quad (5)$$

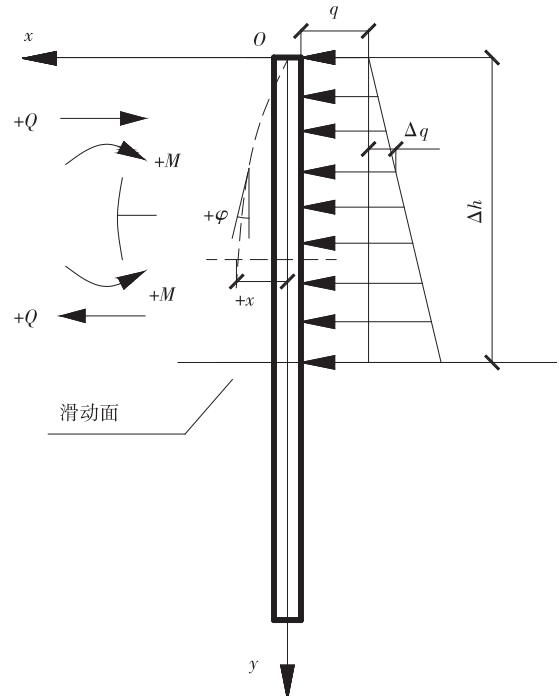
其中:



注: θ_i 为第 i 个滑块在桩轴线处与竖直方向的夹角(单位:rad), $\pi - \theta_i$ 为第 i 个滑块本身夹角(单位:rad), N_i 为第 i 个滑块的支持力(单位:kN), W_i 为第 i 个滑块的重力(单位:kN), T_i 为第 i 个滑块的抗滑力(单位:kN), R 为圆弧滑动面半径(单位:m)

图 3 蠕变位移坐标系

Fig. 3 Creep displacement coordinate system



注: x 为桩身位移(单位:m), φ 为偏转角(单位:rad), M 为桩身弯矩(单位:kN·m), Q 为桩身剪力(单位:kN), q 为均布荷载(单位:kN), Δq 等为荷载增量(单位:kN), δ 为偏转角(单位:rad)

图 4 弹性桩受力图

Fig. 4 Force diagram of elastic pile

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{EI} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ kB_p & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}, \mathbf{S} = \begin{bmatrix} x \\ \varphi \\ M \\ Q \end{bmatrix}, \mathbf{f} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ -akB_p - bkB_p y \end{bmatrix}.$$

矩阵 \mathbf{f} 中: $a = h_i \tan[\gamma_i(\pi - \theta_i)]$, $b = -\tan[\gamma_i(\pi - \theta_i)]$ 。

对(5)式两边进行 Laplace 变换, 可得: $(\mathbf{I}s - \mathbf{A})\mathbf{S}(s) = \mathbf{S}(0) + \mathbf{f}(s)$, 两边左乘 $(\mathbf{I}s - \mathbf{A})^{-1}$, 得:

$$\mathbf{S}(s) = (\mathbf{I}s - \mathbf{A})^{-1}\mathbf{S}(0) + (\mathbf{I}s - \mathbf{A})^{-1}\mathbf{f}(s), \quad (6)$$

即:

$$(\mathbf{I}s - \mathbf{A})^{-1} = \begin{bmatrix} \frac{EIs^3}{EIs^4 + kB_p} & -\frac{EIs^2}{EIs^4 + kB_p} & -\frac{s}{EIs^4 + kB_p} & -\frac{1}{EIs^4 + kB_p} \\ \frac{KB_p}{EIs^4 + kB_p} & \frac{EIs^3}{EIs^4 + kB_p} & \frac{EIs^2}{EIs^4 + kB_p} & \frac{s}{EIs^4 + kB_p} \\ \frac{EIkB_p s}{EIs^4 + kB_p} & -\frac{EIkB_p}{EIs^4 + kB_p} & \frac{EIs^3}{EIs^4 + kB_p} & \frac{EIs^2}{EIs^4 + kB_p} \\ \frac{EIkB_p s^2}{EIs^4 + kB_p} & -\frac{EIkB_p s}{EIs^4 + kB_p} & -\frac{kB_p}{EIs^4 + kB_p} & \frac{EIs^3}{EIs^4 + kB_p} \end{bmatrix},$$

$$\mathbf{f}(s) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ -\frac{akB_p}{s} - \frac{bkB_p}{s^2} \end{bmatrix}, \mathbf{f}(s)(\mathbf{I}s - \mathbf{A})^{-1} = \begin{bmatrix} \frac{akB_p}{(EIs^4 + kB_p)s} + \frac{bkB_p}{(EIs^4 + kB_p)s^2} \\ -\frac{akB_p}{EIs^4 + kB_p} - \frac{bkB_p}{(EIs^4 + kB_p)s} \\ -\frac{akB_p s EI}{EIs^4 + kB_p} - \frac{bkB_p EI}{EIs^4 + kB_p} \\ -\frac{akB_p s^2 EI}{EIs^4 + kB_p} - \frac{bkB_p s EI}{EIs^4 + kB_p} \end{bmatrix}.$$

令 $\beta^4 = \frac{kB_p}{4EI}$, 则有:

$$(\mathbf{I}s - \mathbf{A})^{-1} = \begin{bmatrix} \frac{s^3}{s^4 + 4\beta^4} & -\frac{s^2}{s^4 + 4\beta^4} & -\frac{s}{EI(s^4 + 4\beta^4)} & -\frac{1}{EI(s^4 + 4\beta^4)} \\ \frac{kB_p}{EI(s^4 + 4\beta^4)} & \frac{s^3}{s^4 + 4\beta^4} & \frac{s^2}{EI(s^4 + 4\beta^4)} & \frac{s}{EI(s^4 + 4\beta^4)} \\ \frac{kB_p s}{s^4 + 4\beta^4} & -\frac{kB_p}{s^4 + 4\beta^4} & \frac{s^3}{s^4 + 4\beta^4} & \frac{s^2}{s^4 + 4\beta^4} \\ \frac{kB_p s^2}{s^4 + 4\beta^4} & -\frac{kB_p s}{s^4 + 4\beta^4} & -\frac{kB_p}{EI(s^4 + 4\beta^4)} & \frac{s^3}{s^4 + 4\beta^4} \end{bmatrix},$$

$$(\mathbf{I}s - \mathbf{A})^{-1}\mathbf{f}(s) = \begin{bmatrix} \frac{akB_p}{EI[(s^4 + 4\beta^4)s]} + \frac{bkB_p}{EI[(s^4 + 4\beta^4)s^2]} \\ -\frac{akB_p}{EI(s^4 + 4\beta^4)} - \frac{bkB_p}{EI[(s^4 + 4\beta^4)s]} \\ -\frac{akB_p s}{s^4 + 4\beta^4} - \frac{bkB_p}{s^4 + 4\beta^4} \\ -\frac{akB_p s^2}{s^4 + 4\beta^4} - \frac{bkB_p s}{s^4 + 4\beta^4} \end{bmatrix},$$

对(6)式进行 Laplace 逆变换, 得:

$$L^{-1}(\mathbf{I}_s - \mathbf{A})^{-1} = \begin{bmatrix} \varphi_1 & -\frac{1}{2\beta^2}\varphi_2 & -\frac{2\beta^2}{kB_p}\varphi_3 & -\frac{\beta}{kB_p}\varphi_4 \\ \beta\varphi_4 & \varphi_1 & \frac{2\beta^3}{kB_p}\varphi_2 & \frac{2\beta^2}{kB_p}\varphi_3 \\ \frac{kB_p}{2\beta^2}\varphi_3 & -\frac{kB_p}{2\beta^3}\varphi_4 & \varphi_1 & \frac{1}{2\beta^2}\varphi_2 \\ \frac{kB_p}{2\beta}\varphi_2 & -\frac{kB_p}{2\beta^2}\varphi_3 & -\beta\varphi_4 & \varphi_1 \end{bmatrix},$$

$$L^{-1}[(\mathbf{I}_s - \mathbf{A})^{-1}\mathbf{f}(s)] = \begin{bmatrix} a(1-\varphi_1) + b\left(y - \frac{1}{2b}\varphi_2\right) \\ -\beta a\varphi_4 - b(1-\varphi_1) \\ -\frac{akB_p}{2\beta^2}\varphi_3 - \frac{bkB_p}{4\beta^3}\varphi_4 \\ -\frac{akB_p}{2\beta}\varphi_2 - \frac{bkB_p}{2\beta^2}\varphi_3 \end{bmatrix}.$$

其中:

$$\varphi_1 = \cosh \beta y \cos \beta y, \varphi_2 = \cosh \beta y \sin \beta y + \sinh \beta y \cos \beta y,$$

$$\varphi_3 = \sinh \beta y \sin \beta y, \varphi_4 = \cosh \beta y \sin \beta y - \sinh \beta y \cos \beta y.$$

则求解(5)式可得:

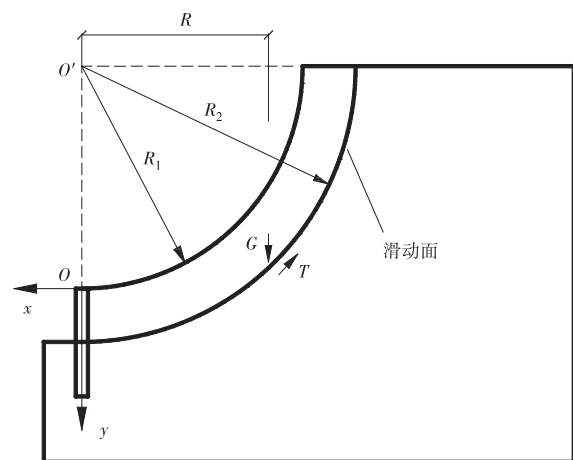
$$\begin{bmatrix} x \\ \varphi \\ M \\ Q \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varphi_1 & -\frac{1}{2\beta^2}\varphi_2 & -\frac{2\beta^2}{kB_p}\varphi_3 & -\frac{\beta}{kB_p}\varphi_4 & a(1-\varphi_1) + b\left(y - \frac{1}{2b}\varphi_2\right) \\ \beta\varphi_4 & \varphi_1 & \frac{2\beta^3}{kB_p}\varphi_2 & \frac{2\beta^2}{kB_p}\varphi_3 & -\beta a\varphi_4 - b(1-\varphi_1) \\ \frac{kB_p}{2\beta^2}\varphi_3 & -\frac{kB_p}{2\beta^3}\varphi_4 & \varphi_1 & \frac{1}{2\beta^2}\varphi_2 & -\frac{akB_p}{2\beta^2}\varphi_3 - \frac{bkB_p}{4\beta^3}\varphi_4 \\ \frac{kB_p}{2\beta}\varphi_2 & -\frac{kB_p}{2\beta^2}\varphi_3 & -\beta\varphi_4 & \varphi_1 & -\frac{akB_p}{2\beta}\varphi_2 - \frac{bkB_p}{2\beta^2}\varphi_3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_0 \\ \varphi_0 \\ M_0 \\ Q_0 \\ 1 \end{bmatrix}. \quad (7)$$

其中: x_0, φ_0, M_0 和 Q_0 分别为悬臂抗滑桩桩顶的水平位移、转角、弯矩和剪力。在这 4 个初始参数已知时,即可根据(7)式求解悬臂抗滑桩任意截面的水平位移 x 、转角 φ 、弯矩 M 和剪力 Q 。除此之外,随着时间推移,基于蠕变模型则可求出任意时刻悬臂抗滑桩任意截面位置处的位移、转角、弯矩和剪力。

3 案例分析

基于本研究提出的解析表达式,采用 Excel 2003 编制计算程序,可用于悬臂抗滑桩受荷段在考虑滑坡体蠕变作用时的弯矩、剪力计算。滑坡体尺寸 $R_1=25\text{ m}, R_2=31\text{ m}$ 。悬臂抗滑桩受荷段 $h=6\text{ m}$,横截面为 $2\text{ m} \times 1.5\text{ m}$,惯性矩 $I=0.56$,具体如图 5 所示。

三峡库区桥头北滑坡位于湖北省兴山县,主要由含碎石的粉质粘土,在库水位的影响下导致边坡蠕变。本研究采用刘庚^[18]关于三峡库区桥头北滑坡的蠕变试验数据进行计算。材料静力学参数如表 1



注: G 为滑块重力(单位: kN), T 为抗滑力(单位: kN)

图 5 案例模型

Fig. 5 The case model

所示。

根据 Vesic 公式求解滑坡体水平地基反力系数 $k=41.7 \text{ MN} \cdot \text{m}^{-3}$ 。滑坡体蠕变模型参数取值如下:容重为 $20.65 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$, $G_0=77.15 \text{ MPa}$, $G_1=26.92 \text{ MPa}$, $\eta_1=5.06 \times 10^3 \text{ MPa} \cdot \text{d}$ 。利用两分法,计算出悬臂抗滑桩服役期间,滑坡体蠕变对抗滑桩受荷段内力的影响。求解结果如图 6 所示。图 7 为在考虑滑坡体蠕变和不考虑滑坡体蠕变情况下,第 100 d 时抗滑桩内力的对比结果。

表 1 材料静力学计算参数
Tab.1 Material statics calculation parameters

材料	容重/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性模量 E/MPa	泊松比 ν	内摩擦角 $\phi/(\text{°})$	粘聚力 c/kPa	抗拉强度/ kPa
滑坡体	20.65	70	0.33	20	25	0
基岩	24.46	2×10^4	0.28	45	2 300	100
抗滑桩	25	2.5×10^4	0.2	—	—	—

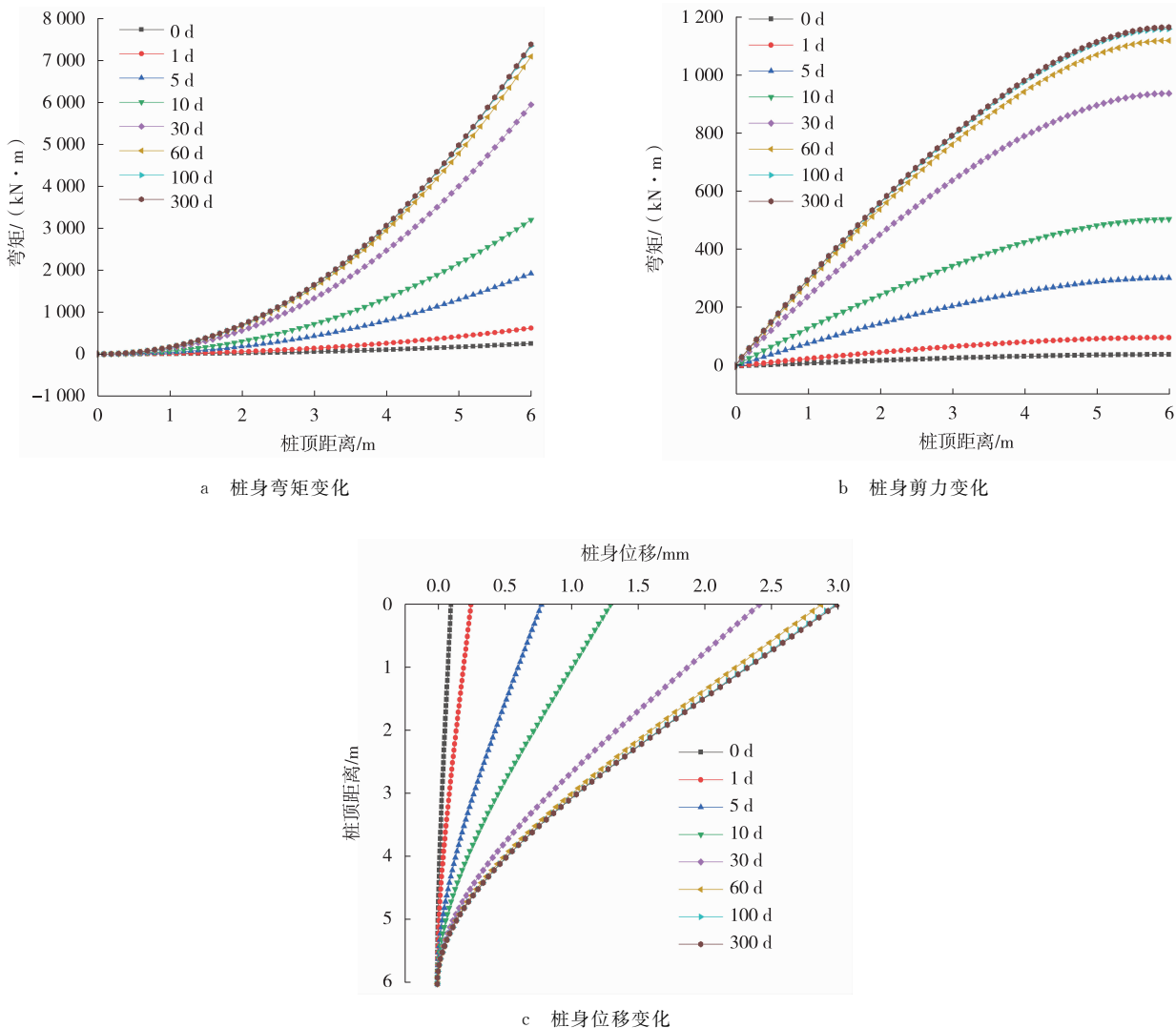


图 6 滑坡体蠕变作用下桩身弯矩、剪力和位移的变化

Fig. 6 Variation of pile bending moment, shear force, and displacement under the action of landslide mass creep

由计算结果可知:抗滑桩浇筑完成的前 30 d 内,在滑坡体蠕变作用下,悬臂抗滑桩的位移、弯矩及剪力增长速率较大;在 30~60 d 内,上述参数增长速率有所下降;在 100 d 后,上述参数的变化趋于稳定。且在 100 d 后,不考虑滑坡体蠕变时桩顶位移 $x=1.7 \text{ mm}$ 、滑动面处弯矩 $M=2 719 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 、剪力 $Q=906 \text{ kN}$;考虑滑坡体蠕变时桩顶位移 $x=3.0 \text{ mm}$ 、滑动面处弯矩 $M=7 316 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 、剪力 $Q=1 160 \text{ kN}$ 。在后一种情况下抗滑桩桩顶位

移、滑动面处弯矩和剪力分别比前一种情况下增大了约 0.8 倍、1.7 倍和 0.3 倍。

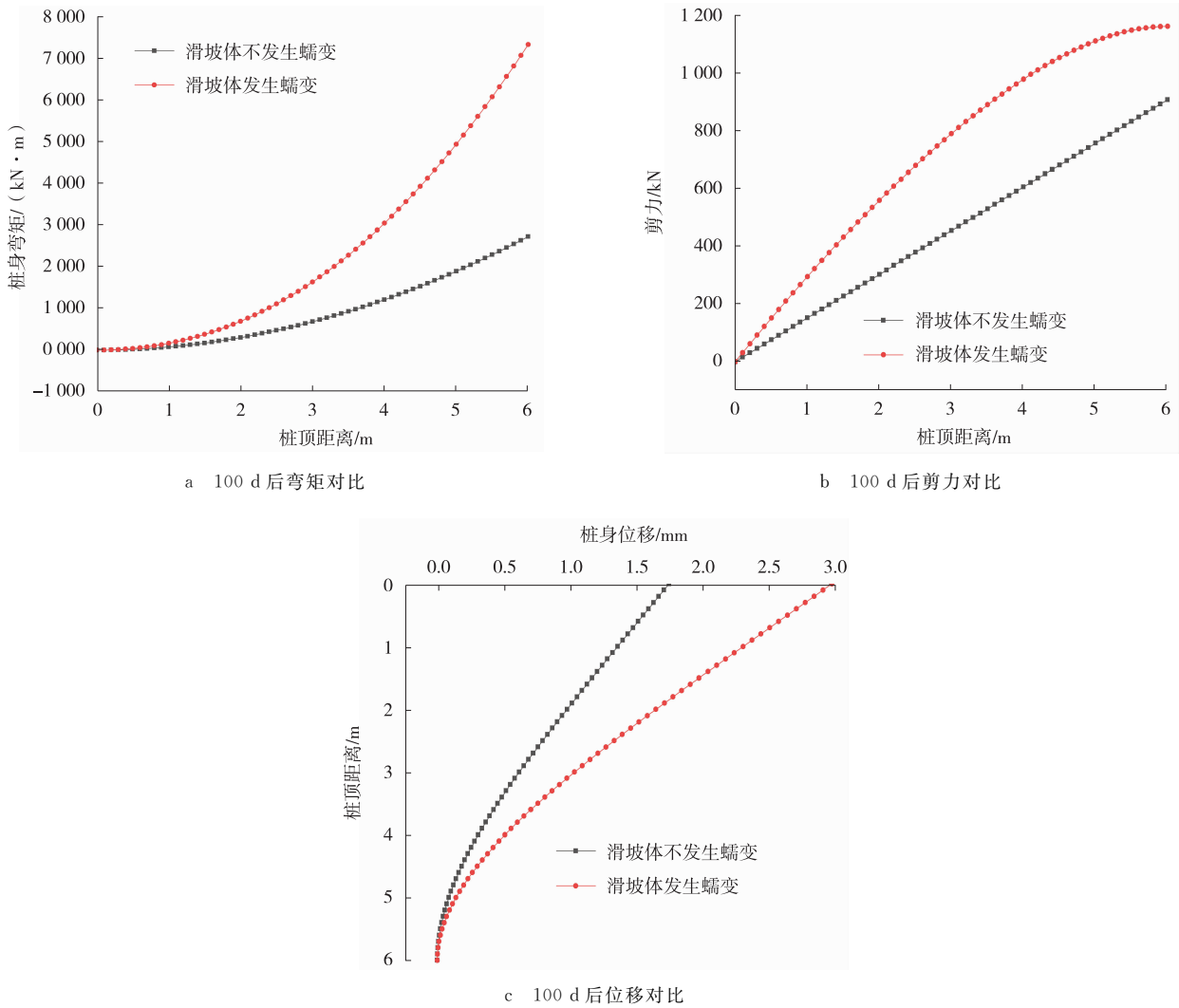


图 7 考虑与不考虑滑坡体蠕变情况下 100 d 后桩身弯矩、剪力和位移的对比

Fig. 7 Comparison of the bending moment, shear force and displacement of the pile body after 100 days with and without considering the creep of the landslide mass

5 主要结果和结论

本研究对悬臂抗滑桩服役过程中滑坡体蠕变对桩身内力的影响进行了研究,得到如下结果:

- 1) 选取广义 Kelvin 蠕变模型用以描述抗滑桩浇筑完成后滑坡体发生稳定蠕变过程,并通过该模型求解出滑坡体蠕变位移场分布。
- 2) 改进的内力计算方法将悬臂抗滑桩视为 Winkle 弹性地基梁,基于滑坡体蠕变位移场分布建立了微分方程,利用转换矩阵法求解出桩身内力与桩顶参数之间的关系表达式。
- 3) 算例分析表明,在悬臂抗滑桩浇筑完成后,由于滑坡体的蠕变作用,悬臂抗滑桩的内力随着时间推移有逐渐增大的趋势并最终趋于稳定。

根据上述结果可知,在采用抗滑支挡结构治理三峡库区土质滑坡时应考虑到由库水周期性浸泡引发的滑坡体蠕变作用,特别是蠕变应力对抗滑支挡结构服役性能有明显的劣化效应。因此,在悬臂抗滑桩工程竣工后的一段时间内需要密切关注桩顶位移变化量以保证工程安全。

参考文献:

[1] 杨何,汤明高,许强,等.长江三峡库区滑坡变形统计特征研究[J].灾害学,2021,36(2):37-42.

- YANG H, TANG M G, XU Q, et al. Research of statistical characteristics of deformation of landslides in the Three Gorges reservoir area of the Yangtze river[J]. *Journal of Catastrophology*, 2021, 36(2): 37-42.
- [2] 王世梅, 潘宇晨, 王力, 等. 三峡库区大坪滑坡变形对前缘塌岸的响应分析[J]. *工程地质学报*, 2021, 29(3): 647-656.
WANG S M, PAN Y C, WANG L, et al. Response analysis of landslide deformation to front bank collapse of Daping landslide in Three Gorges reservoir area[J]. *Journal of Engineering Geology*, 2021, 29(3): 647-656.
- [3] 陈洪凯, 周晓涵. 库岸滑坡破坏模式识别方法研究: 以三峡水库青石滑坡为例[J]. *重庆师范大学学报(自然科学版)*, 2016, 33(5): 37-41.
CHEN H K, ZHOU X H. Study on identification method on failure mode of reservoir landslide; taking Qingshi landslide in Three Gorges reservoir as an example[J]. *Journal of Chongqing Normal University (Natural Science)*, 2016, 33(5): 37-41.
- [4] 王圣娟, 陈洪凯. 类土质岸坡雪崩式破坏机制研究: 以三峡库区龚家方岸坡为例[J]. *重庆师范大学学报(自然科学版)*, 2018, 35(6): 34-39.
WANG S J, CHEN H K. Study on avalanche failure mechanism for soil-similar bank; taking Gongjiafang ban of Three Gorges reservoir area as an example[J]. *Journal of Chongqing Normal University (Natural Science)*, 2018, 35(6): 34-39.
- [5] 张杰豪, 胡新丽, 徐楚, 等. 基于物理模型试验的多层滑带堆积层滑坡-抗滑桩受力特征[J]. *地质科技通报*, 2021, 40(4): 171-178.
ZHANG J H, HU X L, XU C, et al. Mechanical characteristics of anti-slide pile of multi-layer sliding zone accumulation layer based on physical model test[J]. *Bulletin of Geological Science and Technology*, 2021, 40(4): 171-178.
- [6] ZHOU C, HU X L, ZHENG W B, et al. Displacement characteristic of landslides reinforced with flexible piles: field and physical model test[J]. *Journal of Mountain Science*, 2020, 17(4): 787-800.
- [7] ZHANG Y M, HU X L, TANNANT D D, et al. Field monitoring and deformation characteristics of a landslide with piles in the Three Gorges reservoir area[J]. *Landslides*, 2018, 15(3): 581-592.
- [8] 戴自航, 彭振斌. 基于抗滑桩内力计算“m”法的有限差分法[J]. *中南工业大学学报(自然科学版)*, 2001, 32(5): 461-464.
DAI Z H, PENG Z B. Finite difference method based on “m” method of internal forces calculation of stabilizing piles[J]. *Journal of Central South University (Natural Science)*, 2001, 32(5): 461-464.
- [9] 苏爱军, 霍欣, 王杰涛, 等. 悬臂式抗滑桩内力计算的“三段法”[J]. *岩土工程学报*, 2018, 40(3): 512-519.
SU A J, HUO X, WANG J T et al. Three-section method for calculating internal force and deformation of cantilevered anti-slide pile[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2018, 40(3): 512-519.
- [10] 张爱军, 莫海鸿, 朱珍德. 受土体侧移作用的单桩的弹塑性地基反力解析法[J]. *华南理工大学学报(自然科学版)*, 2012, 40(9): 153-159.
ZHANG A J, MO H H, ZHU Z D. Analytical method of elasto-plastic subgrade reaction for single pile subjected to lateral soil movement[J]. *Journal of South China University of Technology (Natural Science Edition)*, 2012, 40(9): 153-159.
- [11] 胡建荣, 王金昌, 朱向荣. 滑动土体与邻近桩基相互作用的弹塑性解[J]. *岩土力学*, 2011, 32(11): 3414-3419.
HU J R, WANG J C, ZHU X R. Elastoplastic solution for interaction between slipping soil and adjacent piles[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2011, 32(11): 3414-3419.
- [12] C C 维亚洛夫. 土力学的流变原理[M]. 杜余培译. 北京: 科学出版社, 1987.
ВИАЛЮВ С С. The rheological principle of soil mechanics[M]. DU Y P translation. Beijing: Science Press, 1987.
- [13] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑边坡工程技术规范(GB 50330—2013)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2013.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical code for building slope engineering(GB 50330—2013)[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2013.
- [14] HUSING Y M, CHEN S S, CHOU Y C. Analytical solution for piles supporting combined lateral loads[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2006, 132(10): 1315-1324.
- [15] VESIĆ A B. Bending of beams resting on isotropic elastic solid[J]. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 1961, 87(2): 35-53.
- [16] 刘庆潭, 倪国荣. 弹性地基梁的传递矩阵法求解[J]. *长沙铁道学院学报*, 1992, 10(2): 92-102.
LIU Q T, NI G R. The solution to transfer matrix of beam on elastic foundation[J]. *Journal of Changsha Railway University*, 1992, 10(2): 92-102.
- [17] 危大结, 刘庆潭, 徐自然. 梯形变截面弹性地基梁内力分析的传递矩阵法[J]. *建筑结构*, 2011, 41(S1): 1360-1362.
WEI D J, LIU Q T, XU Z R. Application of transfer matrix method in the force calculation of trapezoidal uniform elastic foundation beam[J]. *Building Structure*, 2011, 41(S1): 1360-1362.

[18] 刘庚. 含碎石粉质黏土蠕变对桥头北滑坡格构梁变形破坏的影响机制[D]. 合肥:合肥工业大学, 2020.

LIU G. Influence mechanism of pebbly silty clay's creep on lattice beam adopted in the Qiaotoubei slope[D]. Hefei: Hefei University of Technology, 2020.

Resources, Environment and Ecology in Three Gorges Area

Research on Deterioration Characteristics of Cantilever Anti-Slide Pile under Loading of Reservoir Bank Soil Landslide Creep

LUO Shuang¹, CHEN Hongkai², HUANG Yongfa³

(1. School of Hydraulic and Environmental Engineering, Three Gorges University, Yichang Hubei 443002;

2. School of City and Architecture Engineering, Zaozhuang University, Zaozhuang Shandong 277160;

3. Institute of Geotechnical Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China)

Abstract: [Purposes] The effects of reservoir bank soil landslides on the deterioration characteristics of cantilever anti-slide piles under the periodic immersion of reservoir water were studied. [Methods] The generalized Kelvin creep model is used to describe the creep effect of the reservoir bank soil landslide, and the cantilever anti-sliding pile is assumed to be a Winkle elastic foundation beam, and the adverse effect of the creep effect against the internal force of the sliding pile is studied. [Findings] The creep displacement field of the reservoir bank soil landslide mass is obtained, and the calculation formula of the creep internal force of the reservoir bank soil landslide anti-slide pile is constructed. Taking the Qiaotou North landslide in the Three Gorges Reservoir area as an example, the analysis shows that after considering the creep effect of the landslide body, the internal force of the cantilever anti-slide pile increases rapidly in the first 30 days after the project is completed, and tends to be stable after the 100th day. The displacement of the pile top, the bending moment at the sliding surface, and the shear force are increased by about 0.8 times, 1.7 times and 0.3 times, respectively, compared with those without considering the creep of the landslide mass. [Conclusions] The creep effect of the landslide mass caused by the periodic immersion of reservoir water should be considered when using the anti-sliding support structure to control the soil landslide on the reservoir bank, especially the creep stress has obvious deterioration effect on the service performance of the anti-sliding support structure.

Keywords: cantilever anti-slide pile; internal force calculation; creep stress; periodic soaking; reservoir bank soil landslide

(责任编辑 方 兴)