

不同水位下降模式下非均质及各向异性边坡稳定性分析

饶平平^{1,2}, 夏云¹, 沈程林³

(1. 上海理工大学 环境与建筑学院, 上海 200093; 2. 喀什大学 土木工程学院, 喀什 844008;
3. 上海同筑信息科技有限公司, 上海 200090)

摘要: 针对水位线下降会改变坡内的水力梯度, 从而导致边坡失稳问题的出现, 采用极限分析法和强度折减法建立二维含水边坡, 通过优化迭代确定边坡安全系数 F_s , 并分别与稳定性图表、有限元方法得到的安全系数进行对比, 同时探究水位线下降进程、非均质性、各向异性, 以及坡脚等参数对边坡稳定性的影响规律。结果表明: 水位高度一定时, 非均质系数增加, 安全系数也随之增大; 各向异性系数的增大会降低安全系数, 提高边坡失稳的可能性; 坡度越缓, 水位高度对边坡安全系数的影响越显著; 同等条件下, 边坡的稳定性受各向异性效应的影响更大。分析结果为水位下降过程中边坡稳定性评估及设计施工提供借鉴。

关键词: 边坡稳定; 水位线下降; 极限分析法; 非均质性; 各向异性

中图分类号: TU 43 **文献标志码:** A

Stability analysis of nonhomogeneous and anisotropic slopes subjected to different water drawdown modes

RAO Pingping^{1,2}, XIA Yun¹, SHEN Chenglin³

(1. School of Environment and Architecture, University of Shanghai for Science and Technology, Shanghai 200093, China;
2. School of Civil Engineering, Kashgar University, Kashgar 844008, China; 3. Shanghai Tongzhu Information Technology Co. Ltd., Shanghai 200090, China)

Abstract: In view of the fact that drawdown will change the hydraulic gradient in a slope, which will lead to the instability of the slope, the limit analysis method and strength reduction method were used to establish a two-dimensional water-bearing slope model, the safety factor F_s of the slope was determined by optimization iteration, and compared with the safety factors obtained by the stability chart and the finite element method. The influences of drawdown, nonhomogeneity, anisotropy and slope angle on the slope stability were explored. The results show that when the water level keeps constant, the safety factor of the slope increases with the increase of the heterogeneity coefficient; the increase of the anisotropy coefficient will reduce the safety factor and increase the possibility of slope instability; the slower the slope, the more significant the influence of water level height on the safety factor of the slope; under the same conditions, the stability of the slope is more affected by the anisotropy. The

收稿日期: 2020-09-21

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (42077435)

第一作者: 饶平平 (1984-), 男, 副教授。研究方向: 深基坑开挖、隧道与地下工程。E-mail: raopingping@usst.edu.cn

analysis results can provide a reference to the stability assessment of slopes during the drawdown process of the water level in practical engineering.

Keywords: slope stability; drawdown; limit analysis method; nonhomogeneity; anisotropy

水库附近的边坡由于地质及外界环境的复杂性,更容易发生滑坡。1963年,意大利的一个大型水库——瓦伊昂(Vajont)发生滑坡,使2600多人丧生^[1];1968年,我国的岳城水库由于排水引起了长达259 m的大滑坡。据不完全统计,在日本,由于水位骤降引起的滑坡占滑坡事件总数的60%左右。因此,探究水位下降引起的滑坡破坏机理仍具有重要的现实意义。

目前,国内外的学者们对边坡稳定性分析主要采用极限平衡法^[2-3]、有限元法^[4-5]和极限分析法^[6-7]。Moregenstern^[8]使用极限平衡法估算了水位迅速下降时边坡的安全系数,并提出了土坡在水位快速下降过程中的稳定性图表。这种方法虽然模型简单,运用方便,但理论不够严谨,没有考虑土体的应力应变性质,因此得出的解不是精确值。Lane等^[9]利用有限元强度折减技术对均质边坡的稳定性进行了分析,确定了边坡部分淹没且水位快速下沉时的潜在临界条件,并考虑水位的下降速率以及水库水位初始位置等参数的影响。Berilgen^[10]采用有限元方法,分析土体的非线性弹塑性行为、孔隙水压力的产生及消散,同时揭示边坡土体产生位移的大小受沉降速率和土体渗透性的影响很大。张训文^[11]认为库水位的变化会影响边坡土体的含水量,且水位骤降会引起地下水的反向补给,导致浸润线凸起,土体的水力梯度增大,从而边坡破坏的可能性也增强。采用有限元法分析时,虽然可以将众多因素考虑在内,精度也满足工程实际要求,但是计算过程十分繁琐,且对岩土体参数的选择要求较高。

相比之下,极限分析法使用简单,且可以给出极限解的一个严格的上限,因此更受学者们的欢迎。Viratjandr等^[12]采用极限分析上限法,假设了4种不同水位下降模式,计算的结果以图表形式给出,因此不需要迭代就可以得出安全系数。在此基础上,Gao等^[13]的研究将平面应变条件扩展到三维条件,采用牛角状对数螺旋圆锥体,并将二维与三维随水位线下降边坡的安全系数变化进行对比分析,得出两者之间的差异随水位线缓慢下降或持续下降而减小,对于快速下降模式,

这种差异对水位变化不敏感。Rao等^[14]则考虑了桩身加固与水位线下降间的耦合作用,探究桩在不同位置时水位线下降对边坡稳定性的影响规律,找出最优桩位。

以上的研究对象局限于均质边坡,而在实际工程中,由于外界因素的影响,如自然沉积、开挖卸荷、人工填筑等,土体在深度方向上表现出非均质性,在剪切方向上表现出各项异性,这两种特性对边坡的稳定性有着显著的影响^[15-16]。Xu等^[17]将土体的非均质性和各向异性引入到抗震稳定性分析中,并结合孔隙水压力,通过优化求解出稳定系数的最小上限解,揭示了孔隙水和地震力的作用会改变其他参数对边坡稳定系数的影响规律。王珍等^[18]基于某工程实例,将非均质边坡近似为多个均质边坡的组合,采用多项式拟合方法建立能量方程。夏元友等^[19]针对锚索锚固的边坡,提出水平条分极限方法,分析了屈服加速度与非均质及各向异性土坡稳定性间的关系。

1 计算模型及计算原理

本文基于极限分析上限法,研究Viratjandr等^[12]提出的4种水位下降模式(见图1):水库水位快速下降;水库快速排空后边坡内水位下降;水库水位等于边坡水位时缓慢下降;水位保持一定高度缓慢下降。其中: L_1 为边坡外部水位线至坡顶的垂直距离; L_2 为边坡内水位线至坡顶的垂直距离; H 为边坡高度; ΔL 为内外水位差。通过Matlab

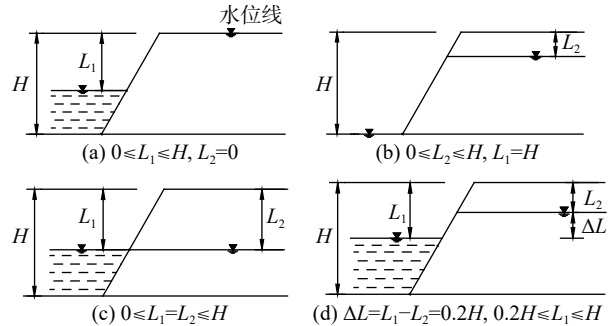


图1 4种水位下降模式

Fig. 1 Four modes of water level drawdown

编写优化程序, 反复折减边坡安全系数 F_s , 求解出最小上限解, 并对影响边坡稳定性的相关因素进行分析。

1.1 考虑孔隙水压力作用的极限分析上限法

本文假设边坡为理想弹塑性模型, 满足相关联流动法则及 Mohr-Coulomb 屈服准则。极限分析上限定理可表述为: 在任意一个运动容许的机构中建立能量方程, 通过外力做功功率与内能耗散率相等所得到的荷载不小于真实极限荷载。

建立如图2所示的计算模型, 图中: 破坏面与坡面交点至顶点 K 的水平距离为 S ; h_1, h_2, h_3 为破坏面上任意一点到水位线的垂直距离; 坡底破坏时的坡脚为 β' , 当 $\beta' = \beta$ 时, 边坡为坡趾破坏。滑动体以角速度 ω 绕点 O 旋转破坏, 破坏面采用最危险的临界面对数螺旋面 $r(\theta) = r_0 e^{(\theta - \theta_0) \tan \varphi}$ 。式中: OP 的长度为 r_0 ; φ 为土体的内摩擦角; $\theta_a, \theta_b, \theta_c, \theta_d$ 分别为基准线 OA, OB, OC, OD 的倾角, 当坡内满水位时, $\theta_0 = \theta_a$; DEF 为库内水压力作用的边界。

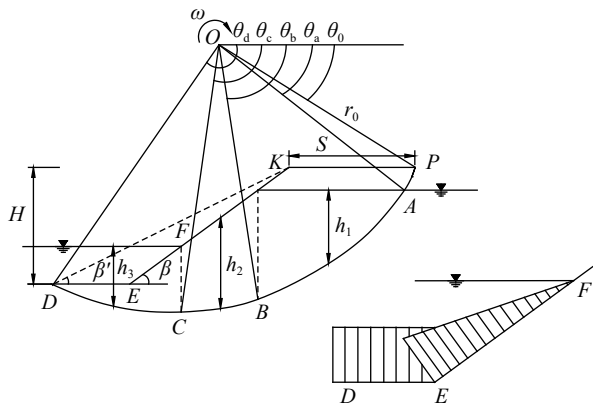


图2 计算模型

Fig.2 Model for calculation

1.2 非均质性与各向异性

目前学者们大多采用 Mohr-Coulomb 准则对边坡土体的非均质性及各向异性进行分析, 本文的研究仅考虑黏聚力 c 的非均质性与各向异性, 如图3(a)、3(b)所示。土体的各向异性是由黏聚力随方向角的变化来考虑的, 则研究点处主应力与竖成角度 i 的黏聚力可以表示为^[20]

$$c_i = c_h + (c_v - c_h) \cos^2 i \quad (1)$$

式中, c_h 和 c_v 分别为水平和竖直方向的黏聚力, 当 $c_h = c_v$ 时, 土体呈各向同性, 定义各向异性系数 $k = c_h / c_v$, 则式(2)可改写为

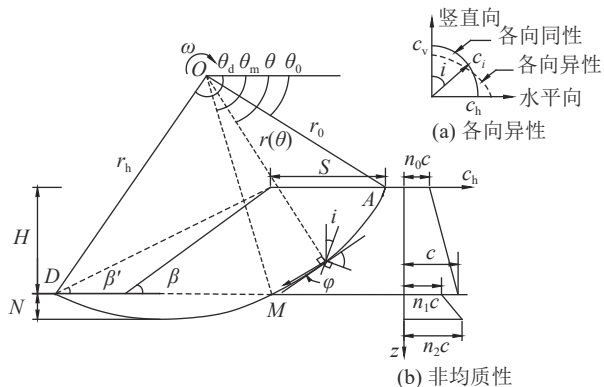


图3 非均质及各向异性边坡

Fig.3 Nonhomogeneous and anisotropic slope

$$c_i = c_h \left(1 + \frac{1-k}{k} \right) \cos^2 i \quad (2)$$

土体的非均质性如图3(b)所示: z 为土层深度; N 为破坏面最低点至地面的距离; θ_m 为基准线 OM 的倾角; n_0, n_1 和 n_2 分别为不同深度处的非均质系数, 当 $n_0 = n_1 = n_2 = 1$ 时, 土体是均质的。

2 外功率和内能耗散率

2.1 土体重力做功功率

假定土体为刚性块, 整个破坏过程中不会发生体积变形。如图2所示, 采取分部计算 $PDEK$ 区土体重力做功功率 W_γ , 先计算 OPD 区土做的功率 W_1 , 再依次减去 OPK, OPD, KPD 区土做的功率 W_2, W_3, W_4 , 表达式为

$$W_\gamma = W_1 - W_2 - W_3 - W_4 = \omega \gamma r_0^3 (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) \quad (3)$$

式中, γ 为土体重度。

$f_1 - f_4$ 的表达式为

$$f_1 = \left\{ (3 \tan \varphi \cos \theta_d + \sin \theta_d) e^{3(\theta_d - \theta_0) \tan \varphi} - 3(\tan \varphi \cos \theta_0 + \sin \theta_0) \right\} / 3 (1 + 9 \tan^2 \varphi) \quad (4a)$$

$$f_2 = \frac{1}{6} \frac{S}{r_0} \left(2 \cos \theta_0 - \frac{S}{r_0} \right) \sin \theta_0 \quad (4b)$$

$$f_3 = \frac{1}{6} e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} \left[\sin(\theta_h - \theta_0) - \frac{S}{r_0} \sin \theta_h \right] \left[\cos \theta_0 - \frac{S}{r_0} + \cos \theta_h e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} \right] \quad (4c)$$

$$f_4 = \left(\frac{H}{r_0} \right)^2 \frac{\sin(\beta - \beta')}{2 \sin \beta \sin \beta'} \left[\cos \theta_0 - \frac{S}{r_0} - \frac{1}{3} \frac{H}{r_0} (\cot \beta' + \cot \beta) \right] \quad (4d)$$

根据几何关系得

$$\frac{H}{r_0} = \sin \theta_h e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - \sin \theta_0 \tag{5a}$$

$$\frac{S}{r_0} = \frac{\sin(\theta_h - \theta_0)}{\sin \theta_h} - \frac{\sin(\theta_h + \beta)}{\sin \theta_h \sin \beta} \cdot \left\{ \sin \theta_h e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - \sin \theta_0 \right\} \tag{5b}$$

2.2 水压力做功功率

由于水库和边坡内孔隙水压力分布的复杂性，文中采用“水土分算”原则，将水压力当作外力荷载作用在边坡土体上，并假定土体处于稳定渗流状态，孔隙水压力为静水压力，不考虑渗流的方向，得到一个较为保守的上限解。功率 W_u 包括水库内水压力在边坡坡面上的做功功率和孔隙水压力在破坏机构体应变上的做功功率，具体表达式为

$$W_u = \omega \gamma_w r_0^3 \tan \varphi \left\{ \int_{\theta_a}^{\theta_b} \frac{h_1}{r_0} e^{2(\theta - \theta_0) \tan \varphi} d\theta + \int_{\theta_b}^{\theta_c} \frac{h_2}{r_0} e^{2(\theta - \theta_0) \tan \varphi} d\theta + \int_{\theta_c}^{\theta_d} \frac{h_3}{r_0} e^{2(\theta - \theta_0) \tan \varphi} d\theta \right\} - \int_{DE} p \mathbf{n}_i \mathbf{v}_i ds - \int_{EF} p \mathbf{n}_i \mathbf{v}_i ds \tag{6}$$

式中： h_1, h_2, h_3 具体的表达式见参考文献 [21]； p 是沿边界 DEF 的水压； γ_w 为水重度； $\mathbf{v}_i$ 为沿边界 DEF 的速度单位矢量； $\mathbf{n}_i$ 为水压作用在土体表面积 s 的外法线方向上的单位向量； ds 为力的作用面积。

由于边界 EF 和边界 DE 的受力原理相同，因此这里只给出了边界 EF 的受力简化图，如图 4 所示。

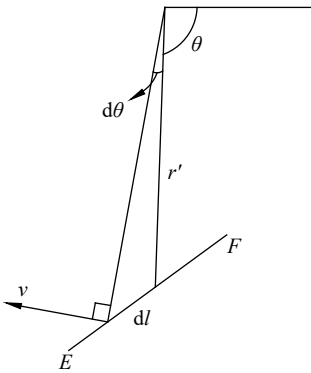


图 4 边界 EF 受力简化图

Fig.4 Simplified stress diagram of boundary EF

图中， dl 为所取微元对应边界 EF 的长度，计算表达式为

DE 面

$$\int_{DE} p \mathbf{n}_i \mathbf{v}_i ds = -\omega \gamma_w r_0^3 \int_{\theta_e}^{\theta_d} \frac{H}{r_0} \left(1 - \frac{L_1}{H} \right) \cdot \frac{\sin^2 \theta_d \cos \theta}{\sin^3 \theta} e^{2(\theta_d - \theta_0) \tan \varphi} d\theta \tag{7a}$$

EF 面

$$\int_{EF} p \mathbf{n}_i \mathbf{v}_i ds = -\omega \gamma_w r_0^3 \int_{\theta_f}^{\theta_e} \left(\frac{r'}{r_0} \sin \theta - \sin \theta_0 - \frac{L_1}{H} \frac{H}{r_0} \right) \cdot \left(\frac{r'}{r_0} \right)^2 \cot(\theta + \beta) d\theta \tag{7b}$$

式中： $d\theta$ 为边界 EF 上任取的一个微元； θ_e 和 θ_f 分别为 OE, OF 的倾角； r' 为与水平方向成 θ 的基准线长度。

将式 (7a) 和式 (7b) 代入式 (6) 中可简化为

$$W_u = \omega \gamma_w r_0^3 f_5 \tag{8}$$

式中， f_5 的表达式为

$$f_5 = \tan \varphi \left\{ \int_{\theta_a}^{\theta_b} \frac{h_1}{r_0} e^{2(\theta - \theta_0) \tan \varphi} d\theta + \int_{\theta_b}^{\theta_c} \frac{h_2}{r_0} e^{2(\theta - \theta_0) \tan \varphi} d\theta + \int_{\theta_c}^{\theta_d} \frac{h_3}{r_0} e^{2(\theta - \theta_0) \tan \varphi} d\theta \right\} + \int_{\theta_f}^{\theta_e} \left(\frac{r'}{r_0} \sin \theta - \sin \theta_0 - \frac{L_1}{H} \frac{H}{r_0} \right) \left(\frac{r'}{r_0} \right)^2 \cot(\theta + \beta) d\theta + \int_{\theta_e}^{\theta_h} \frac{H}{r_0} \left(1 - \frac{L_1}{H} \right) \frac{\sin^2 \theta_h \cos \theta}{\sin^3 \theta} e^{2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} d\theta \tag{9}$$

2.3 边界处的内能耗散率

本文所研究的非均质系数与边坡深度呈线性相关，关系式为： $n_1 = 1, n_2 = n_0 + (1 - n_0)(1 + N/H)$ ，不同深度处的土体具有不同的黏聚力值，因此根据图 3 所示，可将破坏机构的总内能耗散率 D 分成两个部分计算，表达式为

$$D = \int_{\theta_0}^{\theta_m} (c_i)_1 (V \cos \varphi) \frac{rd\theta}{\cos \varphi} + \int_{\theta_m}^{\theta_d} (c_i)_2 (V \cos \varphi) \frac{rd\theta}{\cos \varphi} = \omega r_0^2 \left[\int_{\theta_0}^{\theta_m} (c_i)_1 e^{2(\theta - \theta_0) \tan \varphi} d\theta + \int_{\theta_m}^{\theta_d} (c_i)_2 e^{2(\theta - \theta_0) \tan \varphi} d\theta \right] \tag{10}$$

式中， $(c_i)_1$ 和 $(c_i)_2$ 表达式分别为

$$(c_i)_1 = \left[n_0 + \frac{1 - n_0}{H/r_0} \left(\sin \theta e^{(\theta - \theta_0) \tan \varphi} - \sin \theta_0 \right) \right] \cdot c \left(1 + \frac{1 - k}{k} \cos^2 i \right) \tag{11a}$$

$$(c_i)_2 = \left[1 + \frac{1 - n_0}{H/r_0} \left(\sin \theta e^{(\theta - \theta_0) \tan \varphi} - \sin \theta_m e^{(\theta_m - \theta_0) \tan \varphi} \right) \right] \cdot c \left(1 + \frac{1 - k}{k} \cos^2 i \right) \tag{11b}$$

对数螺旋角 θ_m 和各向异性角 i 根据图 3 可得

$$\sin \theta_m e^{\theta_m \tan \varphi} = \sin \theta_d e^{\theta_d \tan \varphi} \tag{12a}$$

$$i = \theta - \frac{\pi}{2} - \varphi + \delta = \theta + \Phi \tag{12b}$$

将式 (11a)、式 (11b)、式 (12a) 和式 (12b) 代入式 (10) 中，可将内能耗损率简化为

$$D = c\omega r_0^2(Q_1 + Q_2) \tag{13}$$

式中, Q_1 和 Q_2 的表达式分别为

$$Q_1 = \left\{ \frac{n_0}{e^{2\theta_0 \tan \varphi}} \left[\psi(\theta) + \frac{1-k}{k} \lambda(\theta) \right] \right\}_{\theta_0}^{\theta_d} \tag{14a}$$

$$Q_2 = \frac{1-n_0}{(H/r_0)e^{3\theta_0 \tan \varphi}} \left\{ \xi(\theta) - \psi(\theta) \sin \theta_0 e^{\theta_0 \tan \varphi} + \frac{1-k}{k} \left[\rho(\theta) - \lambda(\theta) \sin \theta_0 e^{\theta_0 \tan \varphi} \right] \right\}_{\theta_0}^{\theta_d} \tag{14b}$$

$$\psi(\theta) = \frac{e^{2\theta \tan \varphi}}{2 \tan \varphi} \tag{14c}$$

$$\xi(\theta) = \frac{(3 \tan \varphi \sin \theta - \cos \theta) e^{3\theta \tan \varphi}}{1 + 9 \tan^2 \varphi} \tag{14d}$$

$$\lambda(\theta) = \frac{e^{2\theta \tan \varphi}}{4 \tan \varphi} + \frac{e^{2\theta \tan \varphi}}{2} \left\{ \cos 2\Phi \left[\frac{\tan \varphi \cos 2\theta + \sin 2\theta}{2(1 + \tan^2 \varphi)} \right] - \sin 2\Phi \left[\frac{\tan \varphi \sin 2\theta - \cos 2\theta}{2(1 + \tan^2 \varphi)} \right] \right\} \tag{14e}$$

$$\rho(\theta) = \frac{e^{3\theta \tan \varphi}}{2} \left\{ \cos 2\Phi \left[\frac{\cos \theta - 3 \tan \varphi \sin \theta}{2(1 + 9 \tan^2 \varphi)} + \frac{\tan \varphi \sin 3\theta - \cos 3\theta}{6(1 + \tan^2 \varphi)} \right] - \sin 2\Phi \left[\frac{\sin \theta + 3 \tan \varphi \cos \theta}{2(1 + 9 \tan^2 \varphi)} - \frac{\tan \varphi \cos 3\theta + \sin 3\theta}{6(1 + \tan^2 \varphi)} \right] \right\} \tag{14f}$$

3 边坡安全系数

边坡的稳定性分析常常采用强度折减法^[22-23], 将土体的原始抗剪强度参数 c 和 φ 分别除以折减系数 F_s , 得到维持极限平衡所需的新的黏聚力和内摩擦角, 折减后的参数表达式为

$$\begin{cases} c_f = c/F_s \\ \varphi_f = \arctan(\tan \varphi/F_s) \end{cases} \tag{15}$$

将式(15)代入式(3)、(8)和(13)中, 并设土重和水压力做功功率与内能耗散率的比值为 Δ , 当 $\Delta = D/(W_\gamma + W_u)$ 无限接近于 1 时, 边坡处于极限平衡状态, 此时反复折减后得到的 F_s 值即为受水位线下降影响的边坡的最小安全系数, 计算流程图如图 5 所示。

4 算例对比分析

本文研究针对非均质性及各向异性边坡, 当 $n_0=1, k=1$ 时, 退化为文献 [12] 所考虑的均质及各向同性边坡稳定性问题。从表 1 中可以看出, 利用本文计算所得的结果与文献 [12] 的解答非常接

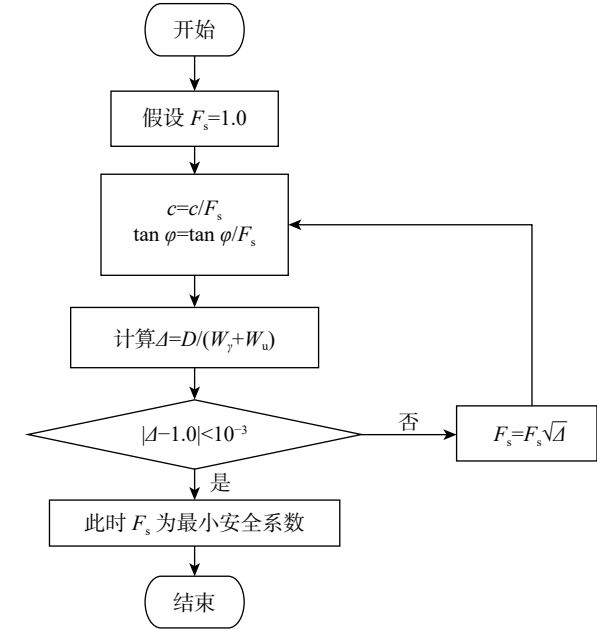


图 5 安全系数计算流程图

Fig. 5 Flow chart for computing safety factors

近, 最大误差仅为 1.56%。因此, 本文的解答和优化方法为求解含水边坡的稳定性问题提供了一定的参考价值。

表 1 安全系数解答对比

Tab.1 Comparison of safety factor answers

模式	算例	L/H						最大误差/%
		0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	
模式1	Michalowski	3.01	2.41	1.92	1.60	1.41	1.35	1.56
	本文	3.00	2.40	1.89	1.60	1.40	1.34	
模式2	Michalowski	1.35	1.45	1.62	1.89	2.23	2.47	1.38
	本文	1.34	1.43	1.63	1.89	2.21	2.49	
模式3	Michalowski	3.01	2.66	2.42	2.32	2.34	2.47	0.81
	本文	3.00	2.68	2.43	2.31	2.33	2.49	
模式4	Michalowski	-	2.43	2.13	1.99	2.01	2.23	1.23
	本文	-	2.40	2.13	1.99	2.00	2.21	

注: 模式1, 3, 4中L=L₁, 模式2中L=L₂, 坡度为1: 2; c/(γH)=0.05; φ=40°; γ_w=0.5γ。

为了进一步验证本文方法的合理性, 将本文的计算结果与文献 [9] 中采用有限元方法考虑其中 3 种模式的结果进行对比, 得到的安全系数如表 2 所示, 误差最大为 5%。误差的主要原因为本文基于传统的运动学方法, 将边坡视为理想弹塑性模型, 采用相关联流动准则, 而 Lane 等^[9]采用的有限元方法服从非关联流动准则, 并考虑了复杂的几何模型和材料的特性。

表2 与有限元计算的安全系数对比

Tab.2 Comparison of the safety factor with finite element results

模式	算例	L/H						最大误差/%
		0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	
模式1	Lane	1.84	1.43	1.14	0.93	0.83	0.80	5
	本文	1.80	1.43	1.16	0.97	0.87	0.84	
模式2	Lane	0.80	0.85	0.94	1.07	1.23	1.34	5
	本文	0.84	0.88	0.97	1.08	1.22	1.36	
模式3	Lane	1.84	1.57	1.39	1.29	1.28	1.34	2.17
	本文	1.80	1.56	1.39	1.30	1.28	1.36	

注：模式1,3中 $L=L_1$ ，模式2中 $L=L_2$ ，坡度为1:2； $c/(\gamma H)=0.05$ ； $\varphi=20^\circ$ ； $\gamma_w=0.5\gamma_o$ 。

5 影响因素分析

根据图1~3所示的模型，对不同的土体黏聚力的非均质系数、各向异性系数以及水位下降模式的安全系数进行了计算，并考虑了2种不同的坡度，给出了4种不同条件的水位快速和缓慢下

降模式下，非均质性及各向异性对边坡稳定性的影响，如图6~13所示。模型参数的取值为： $H=10\text{ m}$ ， $\gamma=20\text{ kN/m}^3$ ， $c=15\text{ kPa}$ ， $\varphi=30^\circ$ 。

5.1 非均质系数的影响

图6~9为非均质系数 n_0 对水位线快速和缓慢下降下边坡安全系数 F_s 的影响变化图。由图可知，随着 n_0 的逐渐增大， F_s 呈线性增加。其中，图6和图7都是水位线快速下降模式下边坡的安全系数变化图。可以发现，两种模式下安全系数 F_s 与 n_0 的变化趋势是大致相似的。因此，即使土体存在非均质性，模式1和模式2都具有相同的稳定条件。但对于 n_0 一定时，两种模式的 F_s 随水位线的变化有着相反的趋势。

如图6所示，每一条曲线对应一个水位线的位置，随着 L_1/H 的增大， F_s 逐渐降低，边坡的稳定性显著减小。这是由于库中水压力作用在边坡上，对边坡来说相当于反向压力，具有加固作用。由每条曲线间的间距不同可知， F_s 的下降速度随着库中水位线的快速下降逐渐减缓，但水位初降对边坡稳定性的影响需予以重视。如图7所

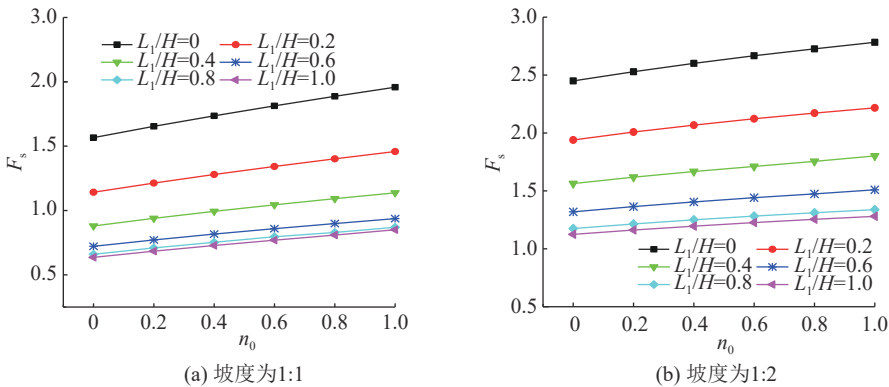


图6 水库水位快速下降时非均质系数对安全系数的影响 ($L_2=0$)

Fig.6 Influence of nonhomogeneity coefficient on safety factor when the reservoir water level drops rapidly ($L_2=0$)

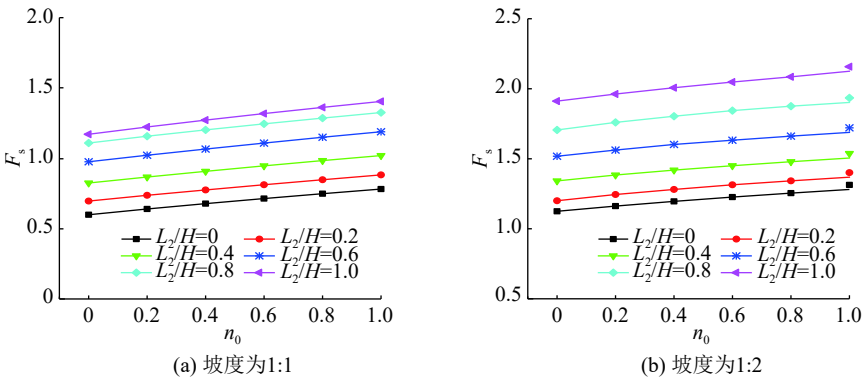


图7 水库快速排空后边坡内水位下降时非均质系数对安全系数的影响 ($L_1=H$)

Fig.7 Influence of nonhomogeneity coefficient on safety factor when the water level in slope drops after rapid emptying of the reservoir ($L_1=H$)

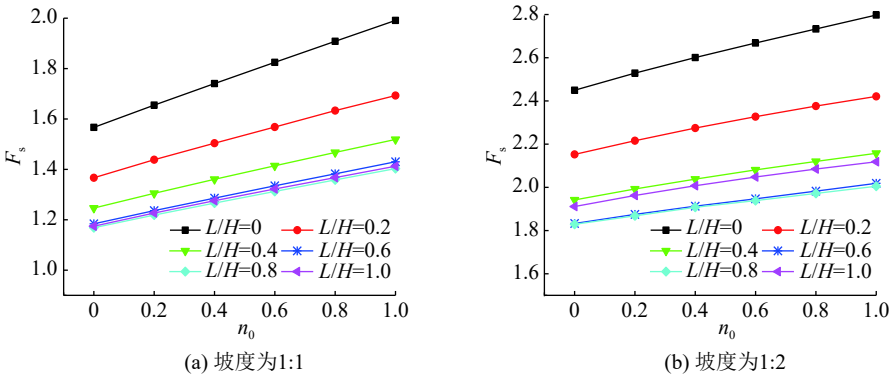


图 8 水库水位等于边坡水位并缓慢下降时非均质系数对安全系数的影响 ($L_1=L_2$)
Fig.8 Influence of nonhomogeneity coefficient on safety factor when the reservoir water level is equal to the slope water level and slowly drops ($L_1=L_2$)

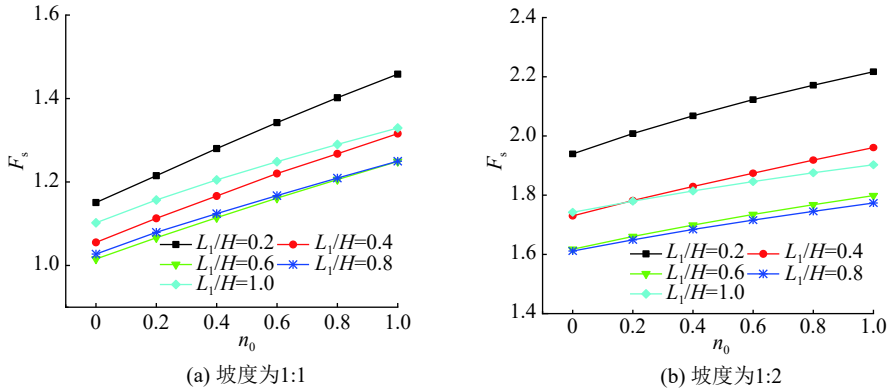


图 9 水位保持一定高度下降时非均质系数对安全系数的影响 ($L_1-L_2=0.2H$)
Fig.9 Influence of nonhomogeneity coefficient on safety factor when the water level drops with a constant height ($L_1-L_2=0.2H$)

示, 当库中水排空, F_s 随着坡内水位线的下降而增加, 表明坡内孔隙水压力会对边坡的稳定性产生不利的影响。

图 8 和图 9 为两种水位线缓慢下降模式, F_s 随着非均质系数的变化与快速下降模式类似。不同之处在于, 模式 3 和 4 中, 随着水位线的下降, F_s 不再呈单调变化, 在水排空前, 安全系数就达到了最小值, 与 Lane^[9] 和 Viratjandr^[12] 中分析

的结果一致。Lane 研究认为: 这一现象的发生是因为库中水位线和坡内水位线同时下降, 内外水压力做功发生权衡, 在水位下降初期, 此时内部的水压力大于外部的水压力, 安全系数呈降低趋势; 随着水位线继续降低, 当外部水压力逐渐大于内部水压力时, 安全系数则出现小幅度的上升。

5.2 各向异性系数的影响

图 10~13 为各向异性系数 k 对水位线快速和

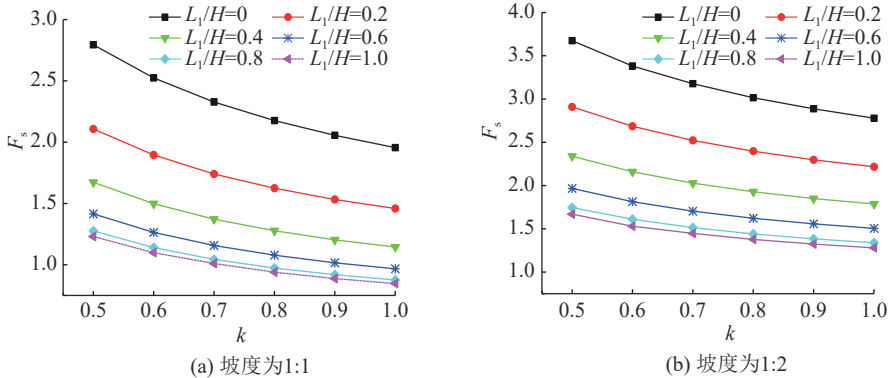


图 10 水库水位快速下降时各向异性系数对安全系数的影响 ($L_2=0$)

Fig.10 Influence of anisotropy coefficient on safety factor when the reservoir water level drops rapidly ($L_2=0$)

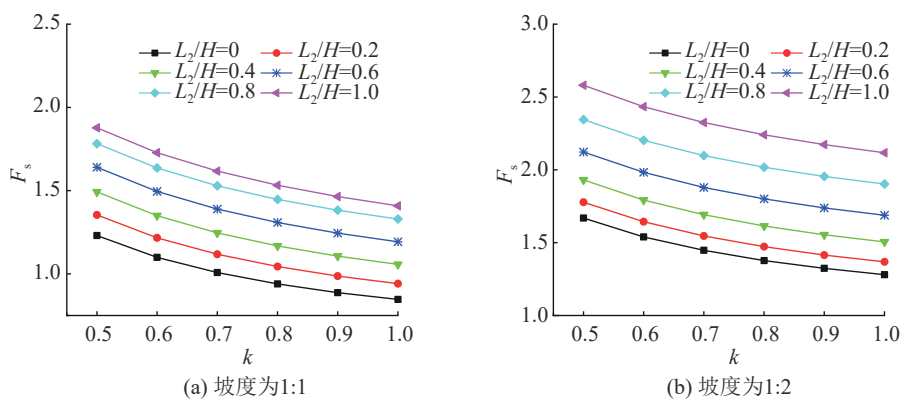


图 11 水库快速排空后边坡内水位下降时各向异性系数对安全系数的影响 ($L_1=H$)

Fig.11 Influence of anisotropy coefficient on safety factor when the water level in slope drops after rapid emptying of the reservoir ($L_1=H$)

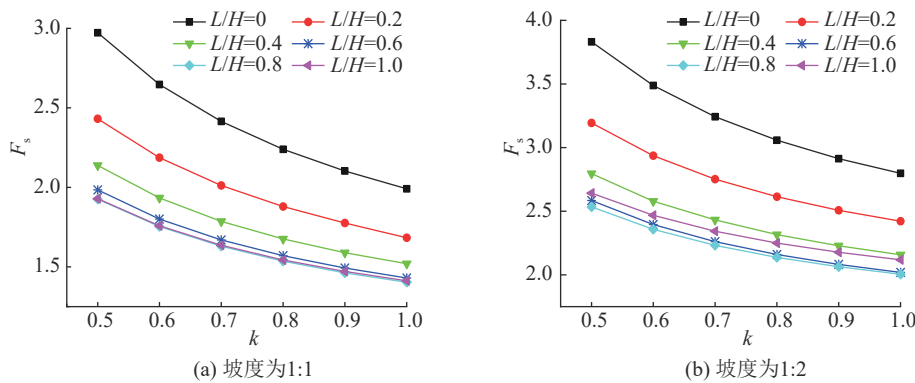


图 12 水库水位等于边坡水位并缓慢下降时各向异性系数对安全系数的影响 ($L_1=L_2$)

Fig.12 Influence of anisotropy coefficient on safety factor when the reservoir water level is equal to the slope water level and slowly drops ($L_1=L_2$)

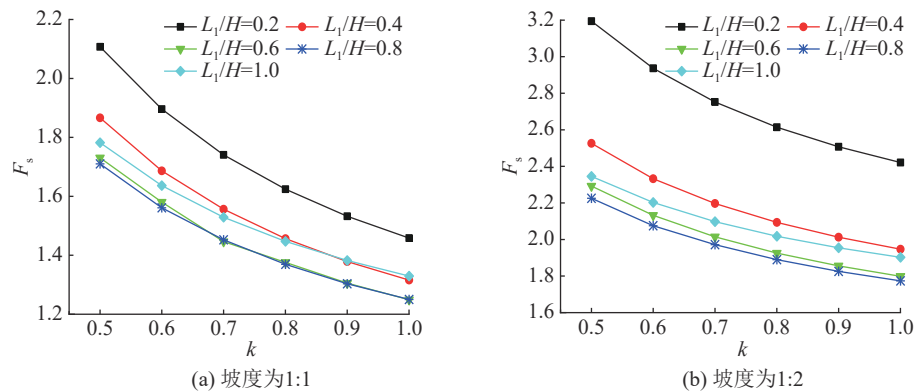


图 13 水位保持一定高度下降时各向异性系数对安全系数的影响 ($L_1-L_2=0.2H$)

Fig.13 Influence of anisotropy coefficient on safety factor when the water level drops with a constant height ($L_1-L_2=0.2H$)

缓慢下降下边坡安全系数 F_s 的影响变化图。从图中可以看出，同等水位下降模式下， F_s 随着 k 的增加而减小，说明土体各向异性越强，边坡的稳定性越弱，越易发生失稳。对比图 10 和图 12~13 可知，在慢速排水模式下， F_s 比同等条件快速排水模式的 F_s 大，表明慢速排水相较于快速排水更有利于边坡的稳定。

另外比较图 6(a)~13(a)和图 6(b)~13(b)，可以看出，水位下降进程相同的情况下，随着边坡坡度的变化， n_0 和 k 对 F_s 的影响相同。但随着坡度的减缓， F_s 逐渐增大，边坡的稳定性增强，受水位高度的影响也更大，且同一下降模式、同等水位高度条件下，与 n_0 对边坡稳定性的影响相比， k 的影响作用更大。

6 结 论

基于极限分析上限定理和强度折减法,分别考虑水库或边坡水位快速下降及两者同时缓慢下降模式,并结合土体的非均质及各向异性建立能量方程,推导出安全系数的表达式。通过编写的程序优化迭代得到边坡处于临界状态时的上限解,分析水位下降进程、非均质系数、各向异性系数以及坡度对边坡稳定性的影响,得到以下结论:

a. 在水位快速和缓慢下降过程中,边坡的安全系数分别与非均质系数、各向异性系数呈线性相关,且随着非均质系数的增大而逐渐增大;各向异性系数的增大会降低安全系数,从而加速边坡失稳。

b. 水库中的水对边坡有加固作用,而坡内孔隙水的存在会对边坡产生不利影响。在水位快速下降过程中,当水完全排空时,安全系数达到最小值;在水位缓慢下降过程中,由于内外水压力发生权衡,安全系数在水排空前就达到最小值,排空后出现小幅度上升,且慢速排水的安全系数比快速排水的大,表明水位线缓慢下降更有利于边坡的稳定。

c. 边坡的安全系数随着坡度的减小而增大,且坡度越缓,安全系数受水位高度的影响越显著。在同一下降模式、同等水位高度的条件下,相较于非均质性对边坡稳定性的影响,土体的各向异性效应影响更大。

参考文献:

- [1] 中村浩之. 论水库滑坡 [J]. 王恭先, 译. 水土保持通报, 1990, 10(1): 53–64, 35.
- [2] 林峰, 黄润秋. 边坡稳定性极限平衡条分法的探讨 [J]. 地质灾害与环境保护, 1997, 8(4): 9–13.
- [3] 邓东平, 李亮. 基于滑动面应力假设下的三维边坡稳定性极限平衡法研究 [J]. 岩土力学, 2017, 38(1): 189–196.
- [4] LIM K, LI A J, SCHMID A, et al. Slope-stability assessments using finite-element limit-analysis methods[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2017, 17(2): 06016017.
- [5] 唐洪祥, 韦文成. 耦合强度各向异性与应变软化的边坡稳定有限元分析 [J]. 岩土力学, 2019, 40(10): 4092–4100.
- [6] CHEN W F. Limit analysis and soil plasticity[M]. Amsterdam: Elsevier, 1975.
- [7] 郑颖人. 岩土数值极限分析方法的发展与应用 [J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(7): 1297–1316.
- [8] MOREGENSTERN N. Stability charts for earth slopes during rapid drawdown[J]. *Géotechnique*, 1963, 13(2): 121–131.
- [9] LANE P A, GRIFFITHS D V. Assessment of stability of slopes under drawdown conditions[J]. *Journal of*

- Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2000, 126(5): 443–450.
- [10] BERILGEN M M. Investigation of stability of slopes under drawdown conditions[J]. *Computers and Geotechnics*, 2007, 34(2): 81–91.
- [11] 张训文. 降雨和库水位条件下库岸滑坡破坏概率分析 [D]. 武汉: 武汉大学, 2016.
- [12] VIRATJANDR C, MICHALOWSKI R L. Limit analysis of submerged slopes subjected to water drawdown[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2006, 43(8): 802–814.
- [13] GAO Y F, ZHU D S, ZHANG F, et al. Stability analysis of three-dimensional slopes under water drawdown conditions[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2014, 51(11): 1355–1364.
- [14] RAO P P, ZHAO L X, CHEN Q S, et al. Three-dimensional slope stability analysis incorporating coupled effects of pile reinforcement and reservoir drawdown[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2019, 19(4): 06019002.
- [15] AL-KARNI A A, AL-SHAMRANI M A. Study of the effect of soil anisotropy on slope stability using method of slices[J]. *Computers and Geotechnics*, 2000, 26(2): 83–103.
- [16] PAN Q J, DIAS D. Face stability analysis for a shield-driven tunnel in anisotropic and nonhomogeneous soils by the kinematical approach[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2016, 16(3): 04015076.
- [17] XU J S, YANG X L. Effects of seismic force and pore water pressure on three dimensional slope stability in nonhomogeneous and anisotropic soil[J]. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 2018, 22(5): 1720–1729.
- [18] 王珍, 曹兰柱, 王东. 非均质边坡稳定性上限分析评价研究 [J]. 岩土力学, 2019, 40(2): 737–742.
- [19] 夏元友, 陈春舒. 考虑土体多参数非均质性及各向异性锚固边坡抗震稳定性极限分析 [J]. 岩石力学与工程学报, 2018, 37(4): 829–837.
- [20] NIAN T K, CHEN G Q, LUAN M T, et al. Limit analysis of the stability of slopes reinforced with piles against landslide in nonhomogeneous and anisotropic soils[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2008, 45(8): 1092–1103.
- [21] MICHALOWSKI R L, NADUKURU S S. Three-dimensional limit analysis of slopes with pore pressure[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2013, 139(9): 1604–1610.
- [22] SUN C W, CHAI J R, XU Z G, et al. 3D stability charts for convex and concave slopes in plan view with homogeneous soil based on the strength-reduction method[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2017, 17(5): 06016034.
- [23] MICHALOWSKI R L. Stability charts for uniform slopes[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2002, 128(4): 351–355.