

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2019.03.014

# 雾江大型滑坡体治理及涌浪分析

郑洪, 杨志明, 詹双桥, 幸添

(湖南省水利水电勘测设计研究总院, 湖南长沙 410007)

**摘要:** 雾江大型滑坡体长期处于缓慢蠕滑变形状态, 危害涇天河水库建筑物安全, 存在治理难度大、造价高的问题。通过刚体极限平衡法和有限元法, 分析了滑坡的滑移模式与现状稳定状态, 反演了滑带物理力学参数, 系统地分析了工程蓄水及运行时滑坡体的整体及局部稳定性。通过计算与仿真, 进一步研究了滑坡失稳涌浪及淤塞的影响, 最终系统地提出了滑坡体治理优化方案。

**关键词:** 大型滑坡; 滑移模式; 反演与仿真; 稳定性; 涌浪; 淤塞; 治理方案

中图分类号: P642.22

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2019)03-0083-06

## Analysis of Treatment of Wujiang Large Landslide and Surged Waves

ZHENG Hong, YANG Zhiming, ZHAN Shuangqiao, XING Tian

(Hunan Hydro & Power Design Institute, Changsha, Hunan 410007, China)

**Abstract:** Wujiang large landslide has been in a state of slow creep deformation for a long time which endangers the safety of the structures of Centianhe Reservoir, and is hard and expensive to treat. By use of the rigid body limit equilibrium method and finite element method, the landslide sliding mode and the current steady state were analyzed and the inversion of physical and mechanical parameters of slip zone were carried out. The overall and local stability of the landslide body during the reservoir impoundment and operation were systematically analyzed. Through calculation and simulation, the effects of landslide surged waves and siltation were further analyzed. And the optimization scheme of landslide treatment is finally proposed based on a systematically basis.

**Keywords:** large landslide; sliding mode; inversion and simulation; stability; surged waves; siltation; treatment scheme

涇天河水库扩建工程位于湖南永州市江华瑶族自治县, 为湘江支流潇水第一个梯级, 是具有灌溉、防洪、下游补水、发电并兼顾航运等综合利用效益的大(1)型水利水电枢纽工程。水库正常蓄水位313.0 m, 最大坝高114 m, 总库容15.1亿 $m^3$ , 灌溉面积 $7.431 \times 10^4$   $hm^2$ , 电站装机容量200 MW。大坝右岸布置一条发电洞、两条泄洪洞、一条灌溉洞, 左岸布置一条灌溉洞。

雾江滑坡体是一个典型的古滑坡体, 滑坡体距大坝、泄洪洞进口、发电洞进口等主要建筑物距离较近, 其下游边缘距大坝约590 m, 距发电洞、1#泄洪洞、放空洞、2#泄洪洞、导流洞、右岸灌溉取水洞各隧洞进口直线距离分别为350 m、300 m、230 m、160

m、140 m、70 m; 左岸临时交通洞洞口位于滑坡体正对岸。

滑坡体前缘顺河向宽约570 m, 顺坡纵向长710 m, 为顺层滑坡, 其底滑面为含角砾黏土或黏土, 最大埋深达84 m, 探明滑坡体总体积为1327万 $m^3$ 。

滑带空间上呈簸箕型, 前缘最低点低于河床, 后缘拉裂呈阶梯状。按其地层性质可以分为: 表部坡积层, 为含碎块石黏土, 弱透水, 厚约1 m~10 m; 上部散体结构, 为碎块石、大块石夹少量黏土, 松散堆积, 架空状, 中等—强透水, 厚20 m~40 m; 中部剪切带, 为碎石质黏土, 厚约0.3 m~1.0 m; 下部为似层状岩体, 碎裂结构, 中等—强透水, 厚10 m~40 m。滑坡体平面及主滑剖面见图1和图2。

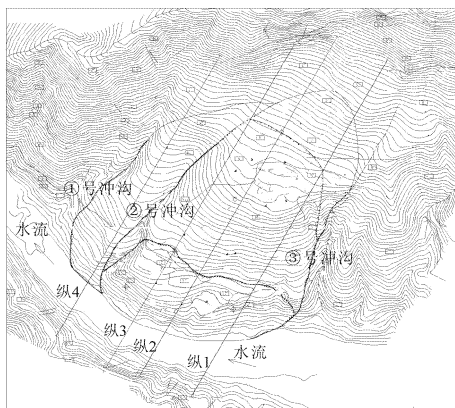


图 1 滑坡体平面图

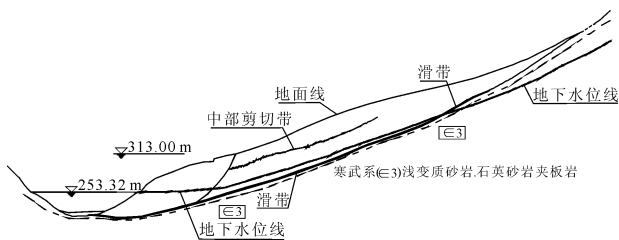


图 2 滑坡体主滑剖面图

## 1 滑坡体性态

雾江滑坡恰好处于两种岩性不同、力学性质差异较大的地质不整合接触部位,上覆泥盆系砂岩、石英砂岩,岩性坚硬,抗风化能力强;下伏寒武系砂岩夹板岩,软硬相间,易风化剥蚀。早更新世初,地壳抬升,潇水河谷下切,沿层面产生下滑深入河床;晚更新世初—全新世,河流侧向侵蚀前缘阻滑体,破坏滑体平衡,滑体沿原有拉裂带再次产生剪切解体滑动;1970年涪天河老水库建成蓄水初期,滑体前缘出现拉裂、局部崩塌变形。该滑坡属基岩拉裂—顺层滑移型古滑坡,通过了多次滑动演变,近代一直存在蠕变动形。

前期设计开展了大量的地勘与试验工作,共布置钻孔 15 个、平硐 13 条、物探 2 183 点、坑探 2 653 m<sup>2</sup>、室内外试验 186 组。地勘成果表明:滑坡体浅表层黏性土结构隔水性强,且植被丰富;中下层松散、破碎岩体结构透水性强;底滑带弱透水,且长期处于地下水位以下。地勘试验获得的滑带力学参数普遍较低,据此计算滑坡稳定安全系数远小于 1.0,与滑坡数十年来一直处于缓慢蠕滑变形状态不符,故地质专业根据试验成果、滑坡现状,经参数反算和工程类比,综合确定滑带天然状态摩擦系数 0.38、黏聚力 24 kPa,饱和状态摩擦系数 0.33、黏聚力 20 kPa。

1998 年 1 月建立了观测网,设地表位移观测墩

7 个、地下水位观测孔 6 个;2011 年安装了 3 个测斜深孔。从地表变形观测结果分析,滑坡一直处于缓慢的蠕滑变形状态,前缘至后缘各监测的位移具有由大变小的趋势,整体年均变形量约为 9.2 mm ~ 10.2 mm;测斜孔的观测成果显示,位移监测数据随时间变化振荡明显,且随孔深的增加而逐渐减少,以地表变形为主;从地下水位观测成果看,地下水位相对较稳定,与降雨没有明显的相关关系。

该滑坡体与扩建工程建筑物距离近,边坡稳定与建筑物安危直接相关,且当前处于缓慢的蠕滑变形状态,工程扩建蓄水位提升近 60 m,尤其在库水位骤降或暴(久)雨时,仍存在整体滑动的可能性,滑坡体一旦失稳,可能在水库内形成较大涌浪与堆积,危及大坝安全和淤塞坝前的发电、泄洪和引水等隧洞进口。为确保工程安全,对滑坡体的稳定性及失稳影响开展了系统的研究分析。

## 2 滑移模式及稳定性分析

### 2.1 滑移特征

滑坡体外观资料表明,从前缘至后缘各监测点位移具有由大变小的趋势;测斜孔内部位移监测资料表明,浅表位移大于深部位移,不同高程孔的变形量值也存在明显差异,低部孔位移大于高部孔,且最大位移出现的时间存在滞后现象,表现为滑坡体下部变形引起上部变形,具有典型的牵引式滑动特征。

武汉大学<sup>[1]</sup>采用二维刚体极限平衡(Spencer)法,对老水库蓄水位 253.32 m、施工期度汛水位 275 m 和正常蓄水位 313 m 三种工况进行了代表性主滑纵断面不同滑移模式的边坡稳定计算,成果见表 1。

表 1 主滑剖面不同滑移模式天然边坡稳定计算成果

计算剖面	计算滑移模式	安全系数		
		现水库蓄水位 253.32 m	度汛水位 275 m	正常蓄水位 313 m
纵 2	整体沿滑带	0.985	0.987	0.997
	中下部沿滑带	0.951	0.955	0.957
	下部滑带体内	1.037	1.125	1.127
纵 3	整体沿滑带	0.983	0.989	1.002
	中下部沿滑带	0.990	0.997	1.015
	下部滑带体内	0.951	1.039	1.124

计算成果表明,随着库水位升高,沿滑带抗滑稳定安全系数呈增大趋势,整体具有牵引式滑坡的特点。

### 2.2 滑移模式

该滑坡体地表自上而下呈多级台阶状分布,呈

现出较明显的3级分区;而地质勘查表明,除存在明显的底滑带外,在主滑区地层中还存在中部剪切软弱带。结合地形地质特征,开展了大量滑移模式(包括圆弧滑动、沿滑带滑动)的搜索计算分析,发现除前缘河岸存在小范围圆弧滑动崩岸可能外,主要有滑坡体整体、中下部滑体沿底滑面滑动、前缘下部滑体内圆弧滑动以及中部滑体沿中部剪切软弱带滑动等模式的滑动风险,且上述4种模式在不同库水位工况下表现出不同的安全度。因此确定重点对上述4种模式进行稳定计算分析。

武汉大学采用软件 Core - FEM 进行三维有限元整体模拟,分析结果表明,纵2剖面在主滑方向上,稳定、变形规律与刚体极限平衡法的分析结果吻合。中国水科院<sup>[2]</sup>、三峡大学<sup>[3]</sup>也开展了类似的计算分析,结果基本一致。

通过三家科研院所进行的各库水位工况、各滑移模式的海量计算分析,一致判定该滑坡体可能破坏的模式主要为整体滑移、中下部滑移及下部滑体内滑动。

### 2.3 参数反演

长期的监测成果及现场坡表勘察信息表明该滑坡体处于基本稳定—缓慢蠕滑变形状态,因此三家

科研院所独立开展了滑体与滑带力学参数的反演分析,分别进行了二维刚体极限平衡及三维有限元法的稳定与变形分析,长时间运行工况按稳定安全系数1.00~1.05考虑,短暂工况按0.95~1.00考虑,对老坝建成前天然河床水位230 m、240 m,老坝运行水位245 m、254 m,施工期经历高洪水位267 m及相应水位暴雨、骤降等工况进行了反演。各科研单位推荐的反演力学参数摩擦系数 $f$ 与黏聚力 $c$ 见表2。

表2 各科研单位反演力学参数成果

科研单位	$f$		$c/\text{kPa}$	
	水上	水下	水上	水下
中国水科院	0.394	0.374	26.00	22.00
武汉大学	0.458	0.396	24.00	20.00
三峡大学	0.416	0.361	26.25	21.87

以试验成果、滑坡现状反算参数为基础,结合工程类比综合确定滑带抗剪强度参数:天然(水上) $f=0.4$ , $c=25\text{ kPa}$ ;饱和(水下) $f=0.38$ , $c=21\text{ kPa}$ 。

### 2.4 天然边坡稳定分析

采用反演确定的滑带力学参数,按二维刚体极限平衡(Spencer)法复核天然边坡主滑剖面的稳定安全系数见表3。

表3 主滑剖面反演参数天然边坡稳定计算成果

计算剖面	计算滑移模式	安全系数				
		经历工况(典型)		施工期 度汛水位 275 m	正常运行期	
		现库水位 253.32 m	264.17 m 降至 247.0 m		正常蓄 水位 313 m	320.27 m 降至 310.5 m
纵2	整体沿滑带	1.101	1.070	1.105	1.111	1.088
	中下部沿滑带	1.038	0.981	1.041	1.046	0.992
	下部滑坡体内	1.039	0.975	1.133	1.168	1.149
纵3	整体沿滑带	1.104	1.070	1.110	1.125	1.091
	中下部沿滑带	1.090	1.048	1.097	1.113	1.070
	下部滑坡体内	0.998	0.962	1.055	1.192	1.179

三家科研单位的稳定复核结果一致表明:(1)施工期、运行期库水位抬高后,边坡稳定性有不同程度的提高,高水位骤降的稳定安全系数也大于经历的低水位骤降工况,因此,从相对安全理念分析,该滑坡体在水库扩建蓄水后相对稳定;(2)施工期、运行期滑坡体稳定安全系数均难以达到相关规范对2级边坡的要求;(3)下部、中下部滑坡体局部滑移模式的稳定安全系数低于整体滑移模式,尤其施工汛期水位在253 m~275 m之间,安全系数低于1.05,存在安全风险。

因此,设计分析认为滑坡体前缘压脚是必要的,经计算分析表明也是十分有效的,结合现场施工条件与计算分析成果,初拟前缘压脚高程250 m,底部延伸至对岸河床,对岸坡脚预留约40 m宽“V”形过流断面,并对此进一步开展滑坡体失稳影响分析<sup>[4-11]</sup>。

## 3 失稳影响分析

### 3.1 滑坡涌浪

#### 3.1.1 滑速计算

(1) 计算公式<sup>[12]</sup>。滑速计算采用潘家铮法,假

定滑坡为平面问题,沿光滑缓变的曲面滑动,以纵 2 剖面为典型计算剖面,将滑体切分为多个垂直条块,每一条块按刚体处理,忽略条块垂直界面的切向力,根据动力平衡方程求解滑体的水平加速度,再根据

$$\frac{a_x}{g} = \frac{\sum \frac{w_i - U_i \cos a_i}{w} D_i - \sum \frac{c_i}{w} (D_i \sin a_i + \cos a_i) + \sum \frac{U_i}{w} \sin a_i}{1 + \sum \frac{w_i}{w} D_i \operatorname{tg} a_0} \quad (1)$$

$$a_y/a_x = \tan \alpha \quad (2)$$

式中:  $D_i = \frac{\sin a_i - f_i \cos a_i}{\cos a_i + f_i \sin a_i}$ ;  $w_i$  为第  $i$  块滑体重量, N;  $w$  为滑体总重量, N;  $U_i$  为第  $i$  块滑体扬压力, N;  $a_i$  为第  $i$  块滑面倾角, ( $^\circ$ );  $c_i$  为第  $i$  块滑面滑面黏聚力, kPa;  $f_i$  为第  $i$  块滑面摩擦系数;  $L$  为滑面面积,  $\text{m}^2$ ;  $a_0$  为相邻滑面中点连线的倾角, ( $^\circ$ ).

滑体下滑速度计算公式为:

$$V_{\max} = \sqrt{2aL} \quad (3)$$

(2) 计算成果。以主滑剖面纵 2 为计算对象,对“压脚至 250 m 高程的边坡”分别按整体沿滑带和中下部沿滑带滑动计算施工水位 264.17 m、运行水位 313 m 以及施工期和运行期水位降落各工况的滑速。滑坡体滑动时滑面抗剪强度参数降为:正常水位工况  $c = 0$ 、 $f = f_{\text{反演}}/1.2$ ,施工期度汛工况及各水位骤降工况  $c = 0$ 、 $f = f_{\text{反演}}/1.15$ 。计算成果见表 4。

表 4 滑坡滑动滑速计算成果表

边坡滑动类别	最大滑速/( $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ )	平均滑速/( $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ )
整体沿滑带滑动	4.07 ~ 2.92	2.70 ~ 1.91
中下部沿滑带滑动	4.77 ~ 3.43	3.13 ~ 2.34

### 3.1.2 涌浪计算

(1) 计算公式<sup>[12]</sup>

① 潘家铮公式

对岸的最高涌浪为:

$$\xi_{\max} = \frac{2\xi_0}{\pi} (1+k) \sum_{1.3.5}^n \left\{ k^{2(n-1)} \ln \left[ \frac{1}{(2n-1)B} + \sqrt{1 + \left( \frac{1}{(2n-1)B} \right)^2} \right] \right\} \quad (4)$$

坝前的涌浪高为:

$$\xi = \frac{\xi_0}{\pi} \sum_{1.3.5}^n (1+k \cos \theta_n) k^n \ln \frac{\sqrt{1 + \left( \frac{nB}{x_0 - L} \right)^2} - 1}{\frac{x_0}{x_0 - L} \left[ \sqrt{1 + \left( \frac{nB}{x_0} \right)^2} - 1 \right]} \quad (5)$$

滑动历时和滑距进而求解滑速。

滑坡体水平及竖直方向加速度  $\alpha_x$ 、 $\alpha_y$  计算公式分别为:

式中:  $\xi_0$  为初始浪高, m; 对于水平变形  $\xi_0 = 1.17v \cdot \sqrt{\frac{h}{g}}$ ;  $k$  为波的反射系数, 对岸  $k = 1$ , 坝前  $k = 0.9$ ;

$\theta_n$  为波第  $n$  次入射线与岸坡的夹角;  $\theta_n = \arctg \frac{x}{nB}$ ;  $L$  为滑坡前缘岸宽, m;  $x_0$  为滑坡边界距 A' 的距离, m;  $B$  为水面宽度, m;  $h$  为水深, m。

② 水科院经验公式

对岸的最高涌浪为:

$$\eta_{\max} = k \frac{u^{1.85}}{2g} v^{0.5} \quad (6)$$

坝前涌浪高度为:

$$\eta = k_1 \frac{u^n}{2g} v^{0.5} \quad (7)$$

式中:  $k$  为综合影响因素, 取均值  $k = 0.12$ ;  $k_1$  为与滑坡至坝址距离有关的系数, 对岸  $k = 1$ , 坝前  $k = 0.9$ ;  $u$  为滑速,  $\text{m/s}$ ;  $v$  为滑坡体积,  $10^4 \text{ m}^3$ ;  $n$  为系数,  $n = 1.3 \sim 1.5$ 。

(2) 计算成果

考虑该滑坡体前缘已深入河床, 且进行了二十多米高的压脚处理, 以平均滑速计算所得涌浪高度更接近实际情况, 故以计算的平均滑速进行涌浪计算。涌浪计算成果分别见表 5。

表 5 滑坡涌浪计算成果表

边坡滑动类别	对岸最大浪高 $h_{\max}/\text{m}$		坝前最大涌浪高 $h/\text{m}$	
	水科院经验公式法	潘家铮法	水科院经验公式法	潘家铮法
整体沿滑带滑动	3.23 ~ 0.93	16.54 ~ 5.09	1.02 ~ 0.62	4.50 ~ 2.92
中下部沿滑带滑动	2.83 ~ 0.90	16.87 ~ 6.27	0.88 ~ 0.61	4.32 ~ 3.49

(3) 基于 FLOW<sup>3D</sup> 软件的滑坡涌浪计算

采用 FLOW<sup>3D</sup> 软件, 建立雾江滑坡三维整体模型, 分析滑坡体在正常蓄水位 313 m 时, 对应平均滑速 3 m/s、4 m/s、5 m/s, 演算滑坡涌浪的时空分布, 求得滑坡体对岸和坝前最大涌浪高见表 6。

表6 FLOW<sup>3D</sup>涌浪计算成果

平均滑速 /( $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ )	对岸最大 浪高/m	坝前的最大 涌浪高度/m
3	3.38	1.14
4	5.40	2.25
5	7.30	3.76

### 3.1.3 涌浪影响

滑坡体稳定敏感性分析及滑速、涌浪计算表明:滑带力学参数下降 15% ~ 20% 时出现失稳最大涌浪发生在库水位 313 m 骤降工况下;各滑移模式条件下滑体呈缓慢滑动、逐渐向河床淤积,没有出现局部高速滑移现象;河床压脚处理不仅能增大滑坡体整体稳定性,还能明显地减小边坡下滑速度;潘家铮公式和水科院公式计算涌浪结果差异较大,但坝前涌浪量值不大,河床压脚处理后,各滑移模式、各水位工况下最大涌浪 4.5 m。

涿天河水库扩建大坝设计预留涌浪高度 5 m,各进水口结构设计均考虑了 5 m 涌浪荷载及超高,因此,滑坡体失稳产生的涌浪不影响大坝及各隧洞进水口等主要建筑物的安全。

### 3.2 失稳形态及影响

通过非连续变形分析方法(DDA)对自然边坡沿中下部滑动、沿整体滑动和压脚至 250 m 高程沿中下部滑动、整体滑动共 4 种不同滑移模式下的滑动过程进行模拟,计算得到滑坡后淤积范围和入水方量。计算结果表明,各滑移模式条件下滑体整体为缓慢滑动,逐渐向河床淤积,没有出现局部高速滑移现象;4 种滑动模式均未完全堵塞河道,单宽入水滑体方量为  $2\ 112\ \text{m}^3 \sim 6\ 102\ \text{m}^3$ ,占总滑体体积的 11.87% ~ 26.25%。具体计算成果见表 7。

表7 滑坡失稳形态模拟成果表

滑移模式	沿中下部滑动		整体滑动	
	天然 状态	压脚至 250m	天然 状态	压脚至 250m
滑体体积 $V_a/\text{m}^3$	20278	17798	34067	32120
入水体积 $V_w/\text{m}^3$	5322	2112	6102	5869
$(V_w/V_a \times 100)/\%$	26.25	11.87	17.91	18.27

整体滑移模式失稳形态示意图 3 和图 4。

通过滑坡滑动距离及滑坡后休止角估算滑坡可能影响范围,最大淤积高度约 47 m,影响范围不超过 130 m,故滑坡失稳后堆积形态对对岸的左岸临时交通洞出口及距离最近的右岸灌溉洞进口都不会有明显影响。

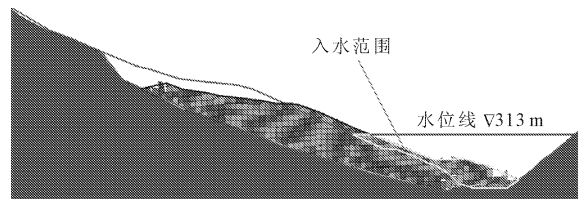


图3 天然边坡整体滑移形态

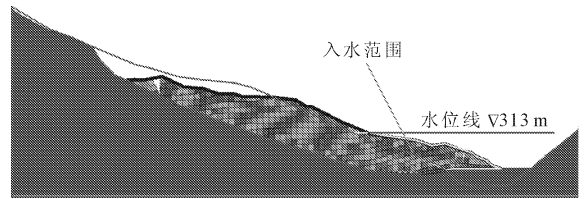


图4 压脚后边坡整体滑移形态

## 4 治理措施研究

前期设计确定雾江滑坡体为 2 级边坡,根据《水利水电工程边坡设计规范》<sup>[13]</sup>(SL 386—2007),各运用条件下稳定安全系数需达到 1.05 ~ 1.25。滑坡现状处于临界稳定状态,各工况下安全系数视为 0.95 ~ 1.05 之间,水库扩建抬高水位尽管不会降低边坡的稳定安全度,但因滑体体积大( $1327\ \text{万}\ \text{m}^3$ ),要使其安全系数提高 15% ~ 20%,达到 2 级边坡的安全系数指标,工程措施难度大<sup>[14-16]</sup>、造价高,原设计削坡  $175\ \text{万}\ \text{m}^3$ ,压脚  $265\ \text{万}\ \text{m}^3$ (压脚高程 263 m),需破坏滑坡体  $12.8\ \text{万}\ \text{m}^2$  良好植被及相对隔水层并进行有效支护,尤其  $265\ \text{万}\ \text{m}^3$  压脚施工与主体工程施工作业干扰巨大,施工度汛难度大,工期安排极其困难。

通过系统全面的稳定性及失稳影响分析,基于该滑坡体在水库扩建后相对安全和失稳影响不严重等认识,对降低边坡安全等级与分步实施等方案进行了专题论证。重点对如下两个治理方案进行了分析:

方案 1:高压脚 + 大削坡方案。即:在前期治理方案的基础上,考虑反演力学参数的提高,适当减小压脚工程量,按 2 级边坡抗滑稳定安全系数标准控制。采用高压脚(压脚高程 256.5 m)、大削坡( $175\ \text{万}\ \text{m}^3$ )处理,辅以滑体外边沟排水、坡面支护、安全监测等措施。

方案 2:低压脚 + 排水洞 + 大削坡方案。即:利用现有渣料进行低压脚(压脚高程 250 m,  $94\ \text{万}\ \text{m}^3$ ),库区交通改从滑带下设交通洞穿过,交通洞设深排水孔加强滑带排水;为了尽量避免滑坡体表面破坏,先适当降低 2 级边坡抗滑稳定安全系数标准(不低

于 3 级边坡标准)实施“低压脚 + 排水洞”,加强安全监测,蓄水运行如有变形加大迹象,再实施削坡减载(175 万  $\text{m}^3$ )及外边沟排水、坡面支护等二期处理措施。

对两个治理方案在施工期、运行期各蓄水位及水位骤降等工况进行稳定计算复核表明:方案 1 满足规范对 2 级边坡的稳定安全系数要求;方案 2 在实施“低压脚 + 排水洞”后稳定安全系数略低于 2 级边坡的要求,但满足规范 3 级边坡的稳定安全系数要求,完成二期削坡措施则满足规范 2 级边坡的稳定安全系数要求。

因此,为了尽量减小削坡压脚施工难度,加快工程建设进度,最终采用治理方案 2。如二期削坡不需实施,可节省投资 1 340 万元,避免破坏地表植被及相对隔水层,有效保护自然环境,对滑坡失稳唯一可能影响的 X081 公路采用交通隧洞从滑床底下通过后,滑坡体即使失稳,对周边永久建筑物的影响甚微;如蓄水后变形加大,须启动二期削坡(2 120 万元),仅增加投资 780 万元,没有施工干扰,不影响主体工程进度。

## 5 结 论

涿天河雾江大型滑坡体治理工程难度大、造价高,设计人员及科研单位采用多种研究方法,通过系统分析,掌握了滑坡特征和主要滑移模式,合理确定了滑带物理力学参数;通过仿真计算,模拟了滑坡体的各种失稳形态及滑后淤积形态,并进一步分析了失稳涌浪、淤塞等对工程主要建筑物的影响;在大量理论计算分析的基础上,结合工程的实际情况,提出了合理可行的优化治理方案,工程按期实施“低压脚 + 排水洞”的处理措施,并于 2016 年底按期下闸蓄水,至今在初期蓄水位 282.0 m 下运行了近一年时间,经历了汛期水位 287 m 骤降至 283 m 的工况,运行状态良好,滑坡体上大量的观测设备未发现变形加大的迹象。

## 参考文献:

- [1] 武汉大学水电学院.雾江滑坡体稳定分析及处理措施优化方案研究[R].武汉:武汉大学水电学院,2015.
- [2] 中国水利水电科学研究院.雾江滑坡体稳定分析及处理措施优化研究[R].北京:中国水利水电科学研究院,2015.
- [3] 三峡大学.雾江滑坡体稳定性分析及治理优化研究[R].宜昌:三峡大学,2015.
- [4] 赵兰浩,侯世超,毛 佳.库区滑坡涌浪的数值计算及方法研究进展[J].水利水电科技进展,2016,36(2):79-86.
- [5] 任坤杰,韩继斌,陆 虹.滑坡涌浪首浪高度试验研究[J].人民长江,2012,43(2):43-45,61.
- [6] 黄波林,殷跃平.水库区滑坡涌浪风险评估技术研究[J].岩石力学与工程学报,2018,37(3):621-629.
- [7] 谢海清,蒋昌波,邓 斌,等.狭窄型库区河道滑坡涌浪的形成及其传播规律[J].交通科学与工程,2017,33(4):45-50,76.
- [8] 高 玮,王家超,冯 威,等.一种基于滑动带的土坡稳定分析方法[J].水利与建筑工程学报,2017,15(6):1-6,5.
- [9] 殷坤龙,汪 洋,杜 娟.清江水布垭库区大堰塘滑坡涌浪分析[J].岩土力学,2008,29(12):3266-3270.
- [10] 汪 洋,殷坤龙.水库库岸滑坡涌浪的传播与爬高研究[J].岩土力学,2008,29(4):1031-1034.
- [11] 黄锦林,张 婷,李嘉琳.库岸滑坡涌浪经验估算方法对比分析[J].岩土力学,2014,35(S1):133-140.
- [12] 水工设计手册 第 10 卷:边坡工程与地质灾害防治[M].2 版.北京:中国水利水电出版社,2013.
- [13] 水利水电工程边坡设计规范:SL 386—2007[S].北京:中国水利水电出版社,2007.
- [14] 丁凤凤,潘少红,焦进勇.大型堆积体滑坡治理施工技术研究[J].水利规划与设计,2016(10):91-93,124.
- [15] 杨 伟,高菊容,王和鑫.特大地质滑坡原因分析及处理措施[J].水利技术监督,2014,22(4):47-49.
- [16] 张国辉,冯志秀,汤 华.顺层边坡松动岩层工程特性及工程处治措施[J].水利与建筑工程学报,2017,15(2):166-169.