

边坡失稳特征及滑坡涌浪分析

彭文明¹, 付敬²

(1. 中国电建集团成都勘测设计研究院有限公司 勘测设计分公司, 四川 成都 610072;

2. 长江科学院, 湖北 武汉 430010)

摘要:某水电站坝前左岸覆盖层边坡规模大、稳定性差, 施工过程中存在多处滑塌或蠕滑变形现象, 蓄水后有进一步加剧滑坡涌浪的风险。考虑到滑坡运动速度是涌浪计算关键, 笔者采用 DDA 理论方法, 分析覆盖层边坡失稳的滑移速度、滑移距离, 为更为准确估算滑坡涌浪提供依据。计算表明: 该滑坡稳定性较差, 正常蓄水时边坡失稳后各分区平均滑速为 2.88~6.23 m/s, 滑坡涌浪传播到坝前时为 3.56~5.01 m, 最大浪高超过坝顶 1.01 m, 低于混凝土重力坝坝顶防浪墙 1.2 m 高度, 滑坡涌浪不会造成漫坝危险。

关键词:边坡失稳; 涌浪; DDA; 滑移速度

中图分类号: U213.1+3

文献标识码: A

文章编号: 1001-2184(2023)03-0020-07

Analysis of Movement Characteristics and Landslide Surge After Slope Instability

PENG Wenming¹, FU Jing²

(1. Survey and Design Corporation of PowerChina Chengdu Engineering Co., Ltd., Chengdu Sichuan 610072;

2. Yangtze River Scientific Research Institute, Wuhan Hubei 430010)

Abstract: The overburden slope of the left bank of a hydropower station is large in scale and has poor stability. There are many slip-down or creep deformation phenomena in the construction process, which may further aggravate the risk of landslide surge after impoundment. Based on the fact that landslide motion velocity is the key to the calculation of surge wave, DDA theory method is adopted in this paper to analyze the slip velocity and slip distance of the overburden after slope instability, so as to provide a basis for more accurate estimation of landslide surge wave. The calculation shows that the landslide stability is poor, the average sliding speed of each zone is 2.88~6.23 m/s after slope instability during normal water storage, the landslide surge wave is 3.56 m~5.01 m height when propagating to the front of the dam, the maximum wave height is 1.01 m above the dam top, which is lower than the concrete gravity dam parapet wall height of 1.2 m, landslide surge wave will not cause the overtopping risk of the dam.

Key words: slope instability; surge; DDA; slide speed

0 引言

水库蓄水后易对库区边坡地质特性产生影响, 进而形成滑坡等地质灾害。当滑坡发生在近坝库区时, 滑体入水后产生的涌浪破坏性极大, 对水工建筑物尤其大坝的安全造成威胁。比如三峡水库蓄水后, 由于降水渗透以及在库水位周期性涨落等外力作用下, 导致新生滑坡的产生, 进而诱发古老滑坡局部乃至整体的复活, 对库区安全造成极大隐患。2003 年, 湖北千将坪的滑坡事件就是由此原因造成的^[1], 滑体涌入青干河瞬间激起

的涌浪达 30 m。2015 年, 重庆巫山“6·24”滑坡引发巨大涌浪造成重大经济损失和安全事故^[2]。滑坡涌浪对安全生产和经济发展都产生重大影响, 因此, 对滑坡可能失稳情况下产生的涌浪灾害研究极其重要。

滑坡涌浪灾害较大、过程复杂, 从滑坡失稳入水、涌浪产生、传播、爬坡, 到对涉水建筑物的冲击及破坏。近年来, 学者们对滑坡失稳的涌浪产生及其传播规律的数值模拟进行了广泛研究, 提出了滑坡涌浪模型如非结构模型^[3]、基于可变网格技术的二维模型^[4]。这些模型计算量小, 但只考

收稿日期: 2022-12-01

考虑滑坡体的体积变化率影响,精度相对较差。

考虑到滑坡涌浪研究以边坡滑移速度 v 、距离 s 和冲击水波的能量为核心,笔者提出以 DDA^[5](块体系统非连续变形分析)方法为基础,运用 DDA 方法分析边坡稳定,通过位移对时间的有限差分得到块体移动的瞬时速度,获取滑坡涌浪计算所需的基础数据,并通过涌浪经验公式分析滑坡涌浪的产生、传播及对大坝工程的危害。

1 坝前左岸覆盖层边坡的地质条件

某水电站位于雅砻江卡拉至江口河段。该电站正常蓄水位 1 330 m,采用碾压混凝土重力坝,坝顶高程 1 334 m,最大坝高 168 m,总库容 7.6 亿 m^3 ,装机容量 2 400 MW。

坝前左岸分布有覆盖层堆积体,长约 1 500 m。根据实地勘察,依据岸坡覆盖层变形情况和可能诱发变形的现状规律,将岸坡覆盖层划分为五个部分,依次为 A、B、C、D、E,坝前左岸覆盖层边坡工程地质平面见图 1。由于河谷岸坡的形成演化与河流阶地的形成之间具有紧密的联系。由剖面图 CDUT1~CDUT7 的钻孔揭露,左岸边坡覆盖层发育厚度存在突变现象,这些突变现象发育的位置恰好与阶地的发育高程相对应。典型工程地质剖面图(CDUT5)见图 2。

左岸覆盖层岸坡表面沉积物种类较多、接触关系复杂且分布范围广,岸坡表面沉积物主要由崩积物、残积物、坡积物和冲洪积物等组成。通过

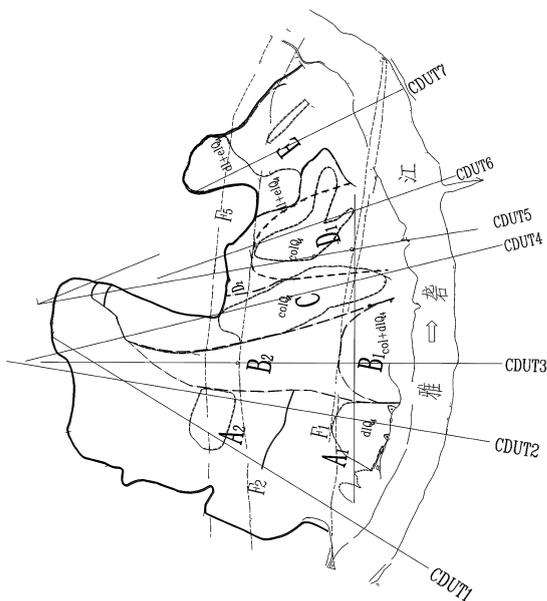


图1 坝前左岸覆盖层边坡工程地质平面

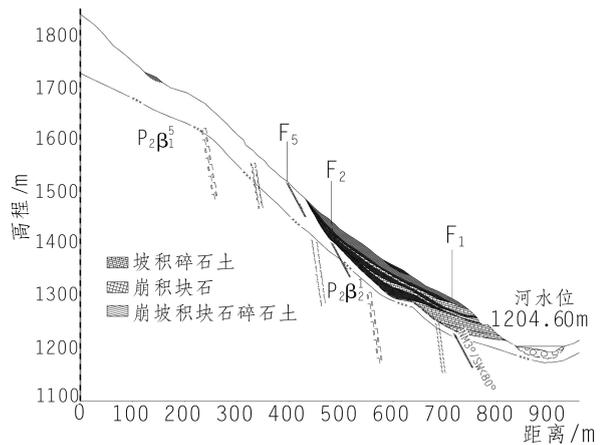


图2 典型工程地质剖面图(CDUT5)

勘察,该大坝左岸覆盖层沉积物分布最广的是崩积物,上游边界附近覆盖以残积物为主,下游边界附近覆盖的多为残积物和坡积物。由于边坡覆盖层在不同维度分布差异性较大,最大厚度达 60 m 以上,在覆盖层内部易诱发滑坡和倾倒变形体。

根据钻孔揭露,以室内物理力学试验为基础,通过工程类比法、反分析法,并结合现场统计的边坡综合内摩擦角等,覆盖层堆积体边坡 D 区的物理力学参数采用值见表 1。

2 边坡失稳特征及涌浪危害

2.1 边坡失稳特征

导致大型堆积体边坡失稳及其复杂性^[6-8]的主要内在因素取决于其边界不规则性和物质构成,外在因素取决于水位高低和地应力。大型堆积体边坡失稳最开始往往发生在边坡抗阻力最小或者最薄弱位置,当降雨或河水上升时极易导致边坡局部滑移,进而导致大型堆积体整体失稳。

通过地质调查和监测分析,本文覆盖层边坡 A、B、C、D、E 五个区域中,A 区为滑塌体,变形破坏方式为覆盖层表层滑塌;B 区为变形体,下伏陡倾坡外岩层在斜坡应力作用下产生向坡外的弯曲—变形破坏,引起覆盖层内的滑塌,也包含基岩的变形破坏;C 区紧邻 B 区,现场无明显的变形破坏迹象;D 区为滑坡体,根据现场调查,滑坡中后部树木大多向坡外倾斜,显示滑坡表部有一定的蠕变变形;E 区位于 D 区下游至覆盖层岸坡下游侧边界基岩山脊范围,现场无明显的变形破坏迹象。A、B、D 三处有明显的变形迹象,显然该处的边坡抗稳能力较低,该迹象也可反映在稳定性计算结果中,由于水位变化会影响边坡稳定,随着水位的

升高边坡可能发生失稳。

依据现场地质勘探资料,滑坡体呈现边坡高、覆盖层厚度薄的分布,其失稳方式以基覆界面为底滑面、覆盖层滑坡体蠕变变形为主,左岸覆盖层边

坡岩土体变形破坏方式见表 2。随降雨和库水位上升双重作用,基覆界面的力学指标进一步降低,滑坡变形加大,整体稳定性将降低。因此,边坡失稳分析应重点研究降雨工况和水库蓄水后的情况。

表 1 覆盖层堆积体边坡 D 区的物理力学参数采用值

岩土体类别	容重 /kN·m ⁻³	变形模量 /GPa	泊松比	岩土体抗剪断强度		抗拉强度 /MPa	渗透系数 /m·s ⁻¹
				Φ (°)	c /(kPa)		
基岩	27	5~10	0.28	45	1 000	0.85	5×10^{-7}
强风化岩体	22.3	1~2	0.35	36	200	0.05~0.1	1.0×10^{-5}
表层覆盖层	21.5/22.5*	0.5	0.45	33/30.3*	40/32*	0	1.0×10^{-4}
变形体	27/28*	0.5	0.45	34/34*	100/50*	0	1.0×10^{-4}
滑带	21.5/22.5*	0.5	0.45	25/22*	55/32*	0	1.0×10^{-4}

注:表中带*表示“天然/暴雨”两种工况的参数。

表 2 左岸覆盖层边坡岩土体变形破坏方式表

分区	现场变形破坏特征	变形破坏模式	可能变形破坏方式
A 区	存在表层的滑塌现象,后缘基岩存在弯曲~拉裂破坏现象	滑塌、弯曲~拉裂	崩塌、滑坡
B 区	覆盖层存在蠕滑变形现象	蠕变、滑移~拉裂、弯曲~拉裂	崩塌、滑坡
C 区	覆盖层内无变形破坏迹象,基岩内存在弯曲~拉裂现象	弯曲~拉裂	崩塌
D 区	表层覆盖层存在蠕滑变形迹象	蠕变	滑坡
E 区	覆盖层内无变形破坏迹象,基岩内存在弯曲~拉裂现象	弯曲~拉裂	崩塌

2.2 涌浪危害

一旦边坡或滑坡失稳,滑坡体将部分或全部下滑入水。西南地区地质条件复杂,水电能源建设的潜在滑坡涌浪风险隐患不容忽视^[9]。滑坡体在入水过程中,一方面侵占其影响区域内水体的体积,在河道内产生横向流速,抬高河水自由面。另一方面,水体与滑体间的相互作用,使水体获得水平向动量,这种作用主要是通过滑体界面的压强体现。另外,水体与滑体界面的相互掺混及滑体破碎后对水体的进一步作用也将改变水体的水平动量。滑坡体对水体的体积侵占效应及水平动量作用,使其影响区域内的水体壅高形成涌浪,涌浪以很快的速度向滑坡体对岸及其上、下游传播,对影响范围内的生命财产安全造成重大威胁。

该工程左岸覆盖层边坡的稳定性差,施工过程中存在多处滑塌或蠕滑变形现象。水库蓄水后,边坡水下坡体力学指标降低,覆盖层边坡 B 区和 D 区蠕滑变形现象将进一步加剧严重,稳定问题十分突出。由于水电站大坝工程毗邻边坡下游侧,与 D 区只有 500 m,距离最远的 A 区仅 2 km 左右,一旦边坡失稳,大规模滑坡形成的涌浪

对水工建筑物的运行安全将构成严重威胁。因此,有必要对坝前左岸覆盖层边坡施工期和运行期的稳定性,以及失稳后带来的涌浪灾害进行预测,以科学地指导设计与施工,确保水电站工程的安全施工和大坝的正常运行。

3 滑坡涌浪计算理论及公式

3.1 基于 DDA 理论的边坡滑移速度计算

在滑坡事故分析中,滑坡体与水体的作用是一个相互耦合的过程,滑坡体形状、大小、成分、入水速度等千差万别,滑坡精准模拟难度较大。考虑到水库滑坡造成危害的主要原因是涌浪,滑坡时岩土物质入水所导致的涌浪高度必须根据滑动时间过程中速度的变化进行求解,因此对于正确地计算滑坡速度、掌握其速度以及在运行时间过程中的变化规律是关键。

DDA(块体系统非连续变形分析)是石根华博士提出的以分析块体位移及变形的系统运动,运用罚函数进行求解的数值方法^[10]。采用 DDA 理论计算滑坡体的滑速是一种行之有效的办法^[11]。对于 DDA 的动力计算,块体速度求解是通过位移对时间的有限差分。用 DDA 可算出块体 i 在不同时刻 t 的瞬时速度 $v_i(t)$,设块体 i 的

质量为 m_i , 则被测量的块体(假定共有 n 个块体组成一块体系统)在 t 时刻的平均速度 $v_a(t)$ 和均方根速度 $v_b(t)$ (根据动能平均) 分别如下:

$$v_a(t) = \frac{v_1(t) + v_2(t) + \dots + v_n(t)}{n} \quad (1)$$

$$v_b(t) = \sqrt{\frac{\frac{1}{2}m_1 v_1^2(t) + \frac{1}{2}m_2 v_2^2(t) + \dots + \frac{1}{2}m_n v_n^2(t)}{\frac{1}{2} \sum_{i=1}^n m_i}} \quad (2)$$

对于 DDA 计算, 块体运动速度极为关键。每一个块体滑动进入水中的时间和入水速度都不相同, 为了获取滑坡失稳滑入水体的整体速度, 可根据各滑块速度进行统计平均。笔者采用如下方法计算滑坡体的滑距 s 和入水平均速度 \bar{v} 。

$$s = \int_0^t v(t) dt \quad (3)$$

$$\bar{v} = \frac{\int_0^t v(t) dt}{t} \quad (4)$$

式中 $v(t)$ 为块体在不同时刻 t 的瞬时速度。

DDA 是用时间差分来求解的, 因此, 上面的积分式将变成求和公式, 假设总共有 m 时步, 每一时步的时间为 $\Delta t_i = t_i - t_{i-1}$, ($i=1, \dots, m$), 其中 $t_0=0$, 则

$$s = \sum_{i=1}^m v(t_i)(t_i - t_{i-1}) \quad (5)$$

$$\bar{v} = \frac{\sum_{i=1}^m v(t_i)(t_i - t_{i-1})}{t_m} \quad (6)$$

3.2 滑坡涌浪首浪高度计算公式

以一定理论为依据推导经验公式来估算滑坡涌浪首浪的高度, 涌浪估算的经验方法有潘家铮方法、水利水电科学研究院公式法等。

(1) 潘家铮算法^[12]:

$$\frac{\eta}{h_0} = 1.17 \frac{v}{\sqrt{gh_0}} \quad (7)$$

式中 v 为滑坡体平均速度; h_0 为当地平均水深。

(2) 水利水电科学研究院算法^[13]:

$$\eta = \frac{v^{1.85}}{2g} v_m^{0.5} \quad (8)$$

式中 v 为滑坡体平均速度; v_m 为滑坡体入水方量 (10^4 m^3)。

(3) 国外经验公式:

$$\frac{\eta}{h_0} = 5.767 \left(\frac{Gv^2}{h_0^4} \right)^{0.365} \times 10^{-3} \quad (9)$$

式中 v 为滑坡体平均速度; h_0 为滑坡区平均水深; G 为入水滑体总重。

4 边坡失稳涌浪分析

4.1 边坡稳定性计算

块体间的接触类型有 3 种: ① 张拉、② 嵌入和 ③ 接触^[14]。在边坡稳定性计算中, 假定一个潜在的滑移通道存在于滑坡系统中, 由 DDA 理论, 对每个块体自动识别确定滑移通道上的每个块体的接触状态类型。在这些滑块的各类接触中, 接触类型 ② 和类型 ③ 对边坡稳定性计算非常关键。假定符合接触类型 ② 的滑块接触数量为 m_i , 符合接触类型 ③ 的滑块接触数量为 m_j , 块体系统沿着潜在滑移通道滑动的稳定安全系数 F_s 可由下式定义:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{m_i} (R_{ni} \tan \Phi_i + c_i l_i) + \sum_{j=1}^{m_j} R_{nj} \tan \Phi_j}{\sum_{i=1}^{m_i} R_{si} + \sum_{j=1}^{m_j} R_{nj} \tan \Phi_j} \quad (10)$$

式中 Φ_i, Φ_j 为摩擦角, c_i 黏结力参数; R_{ni}, R_{nj}, R_{si} 为相应接触部位法向和切向接触力分量; l_i 为接触部位黏结长度。

对覆盖层各分区典型剖面(剖面位置见图 1) 采用 DDA 方法进行建模, 覆盖层边坡 CDUT5 剖面的 DDA 模型见图 3。采用表 1 参数进行边坡抗滑稳定计算, 该工程边坡等级为 II 级, 根据规范要求, 各工况最小安全系数: 持久状况时取 1.2, 短暂状况时取 1.1, 偶然状况取 1.05。采用 DDA 方法计算得到的边坡稳定安全系数见表 3。

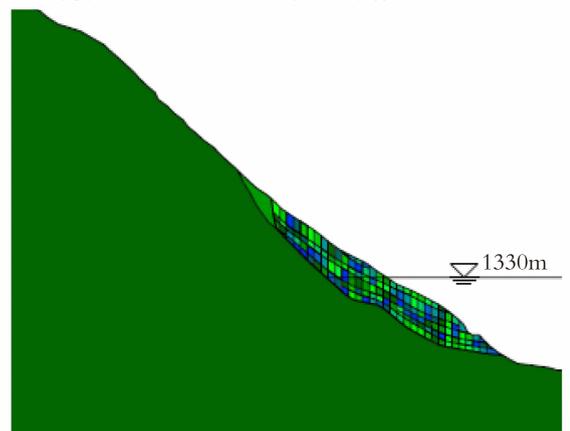


图 3 覆盖层边坡 CDUT5 剖面的 DDA 模型

表 3 采用 DDA 方法计算得到的边坡稳定安全系数

工况	CDUT1	CDUT2	CDUT3	CDUT4	CDUT5
天然条件	0.92	1.03	0.98	1.22	0.99
正常蓄水	0.88	0.94	0.86	1.15	0.82
蓄水+降雨	0.83	0.85	0.81	1.02	0.77

从表 3 的计算成果可以看出,边坡安全系数不高,除 CDUT4 剖面外,其他计算剖面天然条件下安全系数都在 1.0 左右,与实际边坡局部缓慢变形、遇到降雨局部垮塌的现状总体相符。水库建成蓄水后,边坡抗剪强度降低,各剖面安全系数均下降,不满足规范要求的安全系数;降雨时将进一步降低抗滑稳定性能。

由于该工程坝前边坡范围大,如进行全面治理将造成巨大工程投资。考虑到覆盖层较薄,边坡失稳以蠕动缓慢变形为主,对边坡的滑移失稳重点进行两个方面的评估:一是不能影响工程施工进行;二是水库蓄水后滑坡失稳是否造成较大危害。为了保证大坝工程施工顺利进行,施工期对边坡不满足规范要求的部位采取了局部削坡、锚索加固、坡脚挡墙等临时处理方式,并加强边坡监测和降雨时的巡查。对于水库蓄水运行期,滑坡体下部浸没在水下,边坡抗滑稳定性进一步降低,临时支护措施作用有限,需评价滑坡涌浪对大坝的影响,再针对性采取边坡治理措施。

4.2 滑速和滑距计算

采用 DDA 的动力分析,计算左岸覆盖层边坡 5 个剖面(CDUT1~CDUT5)滑坡体的滑速和滑距。平均速度 $v_a(t)$ 、滑距(按平均速度 $v_a(t)$ 计算)与时间的关系曲线见图 4、5。

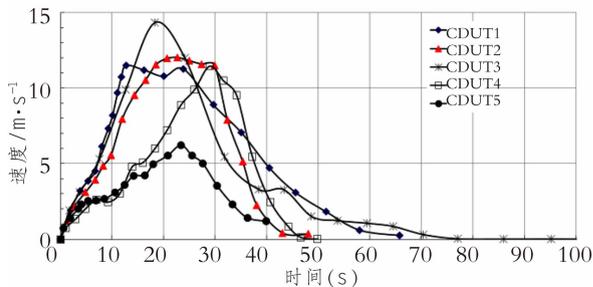


图 4 滑移速度与时间关系曲线

滑坡的运动过程大致经历了滑坡启动、快速滑动、减速滑动直至停止 4 个阶段,从数值模拟结果来看,其速度随时间的变化规律为先增大而后减小。边坡滑移速度和最大滑距见表 4, CDUT1~

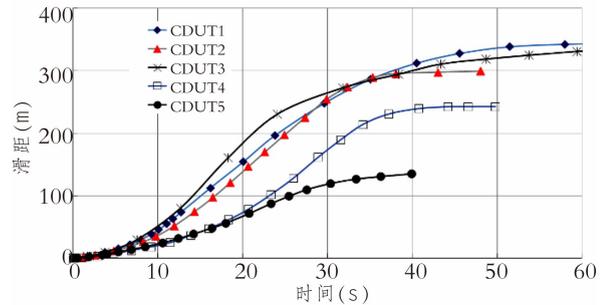


图 5 滑距与时间关系曲线

CDUT5 剖面最大滑动速度分别为 11.51 m/s、12.03 m/s、14.33 m/s、11.45 m/s 以及 6.23 m/s,平均滑速约 2.88~6.23 m/s;整个滑坡过程 CDUT1~CDUT5 剖面分别历时 66 s、48 s、77 s、44 s 以及 40 s;最大滑距 CDUT1~CDUT5 剖面分别为 344.41 m、299.19 m、337.76 m、242.47 m 以及 135.06 m。

4.3 滑坡涌浪初始高度计算

根据滑坡体平均速度 $v_a(t)$,采用经验公式(7)~(9)分别计算 5 个剖面的滑坡涌浪首浪的高度,其中水库蓄水后滑坡下方河床平均水深取 130 m。滑坡涌浪首浪高度计算成果见表 5。

表 5 为采用平均速度计算各剖面的涌浪首浪高度,不同剖面、不同算法均有一定差异。CDUT1 和 CDUT2 剖面的滑坡涌浪高度较大,是 A 区、B 区滑坡体量大、边坡更陡的原因导致;CDUT5 剖面由于覆盖层堆积物位于边坡下部,其势能小,故引起的涌浪高度也较小。潘家铮算法得到的涌浪高度要大于其他两种算法,该方法没有考虑滑体的入水体积影响,相对更简单;后两种方法的计算结果相对更为接近。

鉴于滑坡涌浪影响因素多,其精度需建立在对滑坡地质条件、失稳机理充分掌握的基础上。考虑到该工程前期对边坡勘察工作量布置较少,为工程安全性考虑,采用潘家铮算法的成果进行涌浪进一步分析。

4.4 传播到坝前的浪高

表4 边坡滑移速度和最大滑距

项目	CDUT1	CDUT2	CDUT3	CDUT4	CDUT5
最大速度 /m·s ⁻¹	11.51	12.03	14.33	11.45	6.23
平均速度 /m·s ⁻¹	5.24	6.23	2.88	4.87	3.38
最大滑距 /m	344.41	299.19	337.76	242.47	135.06

表5 滑坡涌浪首浪高度计算成果

计算方法	CDUT1	CDUT2	CDUT3	CDUT4	CDUT5
潘家铮算法	22.31	26.53	12.29	20.73	14.41
水科院算法	14.53	14.68	3.68	9.09	3.12
国外经验公式	16.29	14.74	8.65	12.1	6.95

4.4.1 坝前浪高计算

滑坡涌浪传播到坝前的浪高,是对大坝产生危害的直接因素。传播到坝前的涌浪高度计算,除了跟滑坡初始涌浪高度有关,还与大坝距离涌浪的距离以及河谷宽度关系密切。涌浪发生后,一浪一浪推移传播到坝前;此外,波浪传播到对岸后发生反射,反射波浪也会传播到坝前。上述两种波浪叠加在一起,形成更高的波浪,作用在大坝上。

根据文献^[12],可采用下式计算涌浪传播坝前的浪高。

$$\zeta = \frac{\zeta_0}{\pi} \sum_{1,3,5\dots}^n (1 + k \cos\theta_n) k^{n-1} \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \left(\frac{nB}{x - L/2}\right)^2}}{\frac{x}{x - L/2} \left(\sqrt{1 + \left(\frac{nB}{x + L/2}\right)^2} - 1\right)}\right) \quad (11)$$

式中 ζ_0 为涌浪初始高度; n 为反射波的级数; k 为波的反射系数,一般可取 0.9~1.0; θ_n 为第 n 次涌浪的夹角; B 为河谷宽度,取 500 m; x 为坝前到滑坡涌浪的距离; L 为滑坡宽度。

采用式(11)可计算得到滑坡涌浪传播到不同距离的浪高,即得到 $\xi = F(x)$ 曲线。以滑坡 A 区为例,采取表格 4 中 CDUT1 剖面计算得到的涌浪高度,根据河谷宽度,取反射波级数 $n = 2$ 。以潘家铮算法的初始涌浪高度,计算得到不同距离的波浪高度见图 6,可知传播到坝前($x = 1\ 500$ m)的浪高为 4.84 m。

以此类推,根据表 4 中 CDUT1~CDUT5 剖面二维计算的初始涌浪高度,可采用式(11)计算各滑坡区涌浪传播到坝前的浪高。以潘家铮算法的初始涌浪高度进行计算,坝前浪高计算成果见表 6。各区滑坡涌浪传至坝前的浪高为

3.56~5.01 m,平均浪高为 4.40 m。

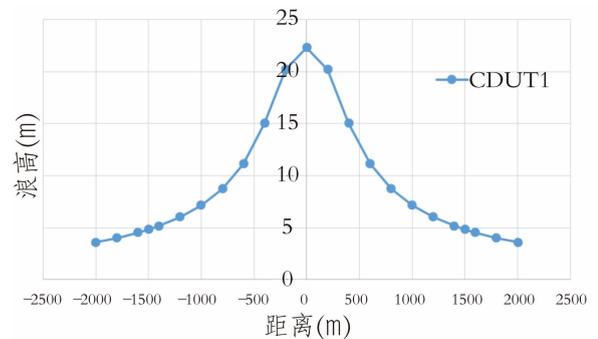


图6 滑坡涌浪传播距离与浪高的关系

4.4.2 涌浪对大坝的影响

以潘家铮公式计算为主的结果表明,各区滑坡涌浪首浪高度在 12.29~26.53 m 范围。根据各区大坝的距离,计算传播到坝前的浪高约 3.56~5.01 m,平均浪高 4.40 m。该工程正常蓄水位 1 330.00 m,坝顶高程 1 334.00 m,涌浪计算最大高度超过坝顶约 1.01 m。由于坝顶上游设置 1.2 m 高混凝土防浪墙,滑坡涌浪不会造成漫坝危险。

此外,滑坡失稳后的滑移速度计算过程中,没有计入滑坡体在入水过程中与水的相互作用,以及滑体在水下运动时所受到水的阻力等,滑移速度、涌浪高度的计算成果往往偏大;而且,当水库蓄水至 1 330.00 m 高程时,滑坡体特别是 D 区和 B 区大部分已被库水淹没,启动滑动后,淹没在水下滑坡体运动变得缓慢,对产生涌浪不起主要作用。

综上所述,该工程近坝库区的覆盖层滑坡体滑坡对大坝的影响有限,大坝工程是安全的。

5 结 语

(1)笔者提出以 DDA 方法为基础,运用 DDA 方法分析边坡稳定,通过位移对时间的有限差分得到块体移动的瞬时速度,获取准确的滑坡涌浪

表 6 坝前浪高计算成果表

项目	CDUT1	CDUT2	CDUT3	CDUT4	CDUT5
L / m	300	200	300	100	150
x / m	1500	1150	900	600	500
ξ_0 / m	22.31	26.53	12.29	20.73	14.41
ξ / m	4.84	5.01	4.33	3.56	4.25

计算基础数据,提高滑坡涌浪计算精度。

(2)以某工程近坝覆盖层边坡为例,根据现场调查及地质勘探,滑坡体呈现边坡高、覆盖层厚度薄的分布,其失稳方式以基覆界面为底滑面、覆盖层滑坡体蠕动变形为主。滑坡体在天然条件下处于临界稳定状态,水库蓄水及降雨后,边坡安全系数进一步降低,有失稳可能,需研究滑坡涌浪对大坝的影响。

(3)用 DDA 方法计算的滑坡失稳特征参数,各分区平均滑速为 2.88~6.23 m/s,滑距为 135~344 m;进一步计算滑坡涌浪,其传播到坝前的浪高为 3.56~5.01 m,平均浪高约 4.40 m。在正常蓄水位工况下,涌浪最大高度将超过坝顶高程 1.01 m,由于该工程为混凝土重力坝,坝顶上游设置 1.2 m 高混凝土防浪墙,滑坡涌浪不会造成漫坝危险。

参考文献:

[1] 廖秋林,李晓,李守定,等. 三峡库区千将坪滑坡的发生、地质地貌特征、成因及滑坡判据研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005(17): 3146-3153.

[2] 王林峰,李林刚,杨洵. 三峡库区碎石土质岸坡失稳启动机制研究:以龙江红岩子滑坡为例[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(S2): 209-214.

[3] 姜治兵,金峰,盛君. 滑坡涌浪的数值模拟[J]. 长江科学院报, 2005(5):1-3.

[4] 袁晶,张小峰,张为. 可变网格下的水库滑坡涌浪数值模

拟研究[J]. 水科学进展, 2008(4):546-551.

[5] 何传勇,孙平. 非连续变形分析方法程序与工程应用[M]. 北京:水利水电出版社,2009.

[6] 何蕾,顾圣平,吕弯弯,等. 滑坡诱发的大坝漫坝概率分析[J]. 中国农村水利水电, 2015(05):137-140.

[7] 程平,王林峰,任青阳,等. 三峡水库消落带岩质边坡稳定可靠度分析[J]. 人民长江, 2020, 51(3):113-118.

[8] 江德军,黄会宝,柯虎. 某水电站库区边坡稳定性及变形失稳机制研究[J]. 水电能源科学, 2019, 37(9):115-119.

[9] 谭海,徐青,陈胜宏,等. 基于 DEM-SPH 耦合模型的散粒体滑坡涌浪仿真模拟[J]. 岩土力学, 2020(S2):1-11.

[10] 石根华. 数值流行方法与非连续变形分析[M]. 裴觉民译. 北京:清华大学出版社,1997.

[11] 刘国阳,李俊杰,康飞. 基于 3D DDA 方法滚石平台防护作用研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2020, 40(5):679-689.

[12] 潘家铮. 建筑物的抗滑稳定和滑坡分析[M]. 北京:水利出版社,1980.

[13] 董兴林,黄种为. 水库库岸滑坡激起涌浪的试验研究[C]//水利水电科学研究院科学论文集第 13 集(水力学). 北京:水利出版社, 1983:157-170.

[14] 邹爱清,丁秀丽,卢波,等. DDA 方法块体稳定性验证及其在岩质边坡稳定性分析中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2007(09):664-672.

作者简介:

彭文明(1978-),男,江西宜春人,正高级工程师,硕士,从事水工结构、岩体力学方面的研究;

付敬(1971-),女,湖北通城人,正高级工程师,硕士,从事岩土力学与工程稳定性研究分析工作。

(责任编辑:吴永红)

华电金沙江上游川藏段梯级电站累计放流鱼苗超 400 万尾

2023 年 6 月 5 日上午,位于川藏交界处的华电金沙上苏洼龙、叶巴滩、巴塘、拉哇电站同步参加全国水电行业增殖放流活动,向金沙江放流长丝裂腹鱼、短须裂腹鱼、四川裂腹鱼等珍稀鱼苗 68.5 万尾。至此,金沙江上游梯级电站已累计放流鱼苗 407.5 万尾。为保护金沙江上游鱼类资源及鱼类物种多样性,华电金沙上公司在苏洼龙水电站建成了西藏最大的鱼类增殖站,在叶巴滩水电站建成了长江第一级鱼类增殖站,对金沙江上游特有珍稀鱼类进行人工繁殖,并将培育的鱼苗放归金沙江。目前,金沙江上游两大鱼类增殖站主要进行长丝裂腹鱼、短须裂腹鱼、四川裂腹鱼、软刺裸裂尻鱼、硬刺松潘裸鲤培育工作,每年可繁育鱼苗 176 万尾。据悉,在与这次放流活动同步举行的金沙江上游流域水电生态环保全球直播“在金沙江上一起来看鱼儿坐电梯”中,华电金沙上苏洼龙水电站双向过鱼系统首次在全网亮相,该系统通过上行“鱼道+升鱼机组合系统”+下行“集运鱼系统”鱼儿可以轻松翻越大坝,实现大坝上下双向完成洄游,进一步加强鱼类种质基因交流,这也是国内首个可智能化、高效运行的双向过鱼设施。

(摘自《新华社客户端成都》)