

Surge Prediction Study of Reservoir Bank Landslide near a Hydropower Dam

Yunpeng Liu¹, Jiahao Wu², Hui Li¹

¹PowerChina Chengdu Engineering Corporation Limited, Chengdu Sichuan

²Highway Planning, Survey, Design and Research Institute, Sichuan Provincial Communication Department, Chengdu Sichuan

Email: 464276817@qq.com

Received: May 24th, 2015; accepted: Jun. 11th, 2015; published: Jun. 17th, 2015

Copyright © 2015 by authors and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

Abstract

The reservoir storage, in the process of hydropower station construction or operation, often triggers a large number of reservoir bank slope instability of rock and soil mass in different degrees, which not only affect the implementation of the project construction, but also seriously threaten the river dam and surrounding people's safety. The Huangtian landslide in a hydropower station reservoir area close to the dam was taken as an example, the sliding causes and mechanism of which were analyzed in this paper; on the basis of start-up speed and slip velocity calculation, the surge after sliding into the water was analyzed and quantified. The concept of curve coefficient that obtained from the surge monitoring results nearby the dam by inverse analysis was proposed according to the characteristics of mountainous river reservoir and used to amend the Pan Jiazheng formulas about the surge. Based on the instability scope which was determined by numerical calculation under different water conditions, the surge was forecasted by the above method when the rock and soil in a potentially unstable reservoir area can slide into the water, so as to obtain more reliable predictions and provide an important basis for the safe operation of hydropower station.

Keywords

Reservoir Bank Landslide near Dam, Reservoir Storage, Surge Prediction, Curve Coefficient Method, Safe Operation

某水电站近坝库岸滑坡涌浪预测研究

刘云鹏¹, 吴佳壕², 李 辉¹

¹中国电建集团成都勘测设计研究院有限公司, 四川 成都

²四川省交通运输厅公路规划勘察设计研究院, 四川 成都

Email: 464276817@qq.com

收稿日期: 2015年5月24日; 录用日期: 2015年6月11日; 发布日期: 2015年6月17日

摘要

水电站建设及建成发电运行以后, 伴随着水库蓄水, 往往不同程度地触发岸坡岩土体失稳, 不仅影响工程建设的实施, 而且对拦河大坝和周围人民群众的生命财产安全造成严重威胁。本文以某水电站近坝库区的荒田滑坡为例, 分析其滑动成因和机制; 在启动速度和下滑速度计算的基础上, 对其滑动入水后形成的涌浪进行分析和量化计算。根据山区河道型水库的特点提出弯道系数的概念并修正潘家铮计算公式, 该系数主要由大坝附近涌浪监测结果反分析获得。基于数值计算确定不同水位情况下的失稳范围, 采用上述修正方法对库区一处潜在失稳区岩土体进行滑动入水后的涌浪预测, 从而获得较为可靠的预测结果, 为水电站的安全运行提供重要依据。

关键词

近坝库岸滑坡, 水库蓄水, 涌浪预测, 弯道系数法, 安全运行

1. 引言

水库库岸大型潜在滑坡的失稳会导致岩土体高速入水, 不仅会堵塞河道、威胁航行船只及沿岸居民生命财产的安全, 更严重的是还会激起巨大涌浪, 造成坝顶过水甚至冲毁水工建构物。特别是正在蓄水或已经蓄水不久的库区, 库水的变化往往对库岸潜在滑坡的稳定性造成巨大影响, 一旦受到暴雨、库水位突然变化等多重外界影响因素的联合作用, 一些处于潜在稳定状态或基本不稳定状态的库岸滑坡就可能失稳, 如果失稳的滑坡体积较大, 滑块速度较快, 不可避免会激起涌浪。例如, 1961年3月6日, 正值施工期间的柘溪水库大坝上游右岸1.5 km处的塘岩光发生滑坡, 体积超过140万 m^3 的滑体以高达25 m/s的速度滑入深50余m的山区水库, 激起的最大涌浪高度为21 m, 至坝前达2.5 m, 并漫过尚未建的大坝顶部泄向下游, 造成了巨大损失, 当场死亡40余人[1] [2]。1963年10月9日, 意大利瓦依昂水库大坝上游峡谷区左岸山体突然滑下体积为2.4亿 m^3 的巨型滑坡体, 滑体以15~30 m/s的运动速度进入水深达235 m的水库, 形成的涌浪高度达到175 m, 翻坝的库水给下游数公里范围内的市镇造成巨大灾难, 死亡人数就达到3000人[3]。1985年6月12日, 三峡库区秭归县新滩镇发生体积超过2000万 m^3 的特大型滑坡, 滑坡毁掉大半个新滩古镇的同时, 滑坡体前缘的土石堵塞江面达1/3, 激起的涌浪波及上下游共40多km的江段, 最高可达80多m, 将上游2 km处的渔船打翻四艘, 到达小镇上游秭归老县城时还有1 m高[4]。2003年7月13日, 长江支流青干河边的千将坪村发生总方量约2400万 m^3 的特大型滑坡, 掀起大于20 m高的涌浪, 打翻船舶22艘, 造成14人死亡, 10人失踪的重大事故[5] [6]。因此, 对库区滑坡涌浪灾害预测研究是非常重要的。

影响水库库岸滑坡涌浪的因素是十分复杂的, 而且许多因素不能明确确定而仅为估计值, 另外, 计算时边界条件和初始条件也较为复杂, 还没有一种通用的计算方法。在计算水库库岸滑坡引起的涌浪时, 主要使用试验计算方法和数值模型方法[7], 经验公式如E. Noda [8]垂直下落模式和水平壁移动模式, 无量纲组合模式, 瑞士方法, 潘家铮算法等[9] [10]; 试验计算方法主要为具体滑坡的水工模型试验及多组

试验后得到的统计公式[11]; 数值模型方法如有限差分法、有限单元法以及耦合的欧拉与拉格朗日(CEL)算法、无网格 SPH 法等[12]-[14]。本文通过对荒田滑坡的现场调查分析其滑动破坏的成因机制, 结合室内岩土体试验数据和实际监测结果, 对其滑坡入水后的涌浪情况进行量化分析, 提出适合该该滑坡涌浪计算方法。在此基础之上, 对近坝附近一处重点潜在不稳定岸坡进行涌浪预测, 讨论其对库岸周围和大坝的影响。

2. 荒田滑坡概况及成因机制分析

2.1. 基本概况

荒田滑坡位于水电站大坝上游约 9.5 km 的库区右岸, 其剖面特征及外观形态全貌分别如图 1 和图 2

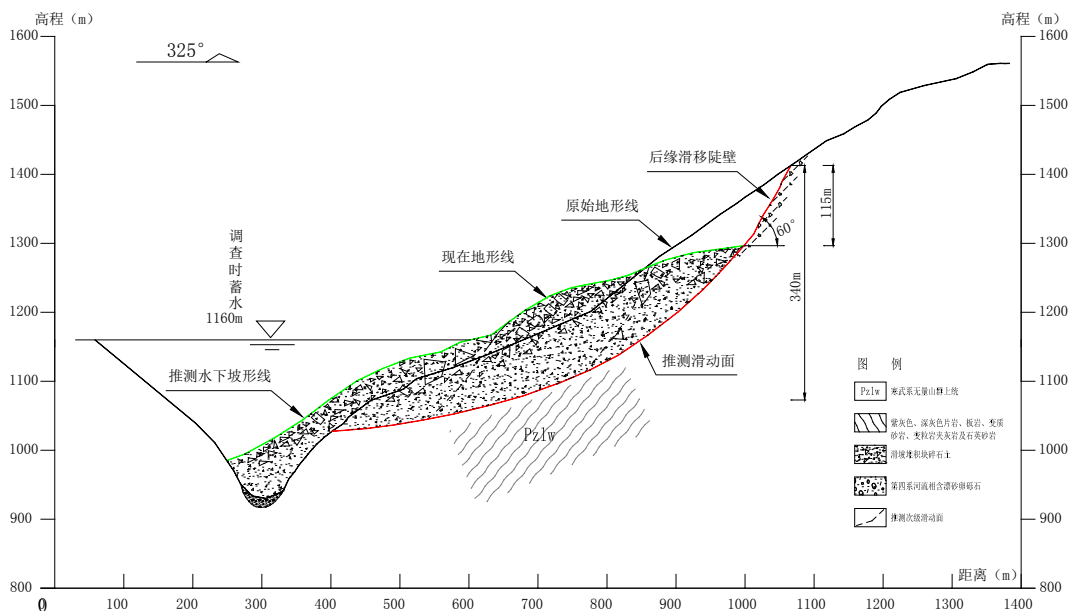


Figure 1. Schematic diagram of the Huangtian landslide

图 1. 荒田滑坡示意图

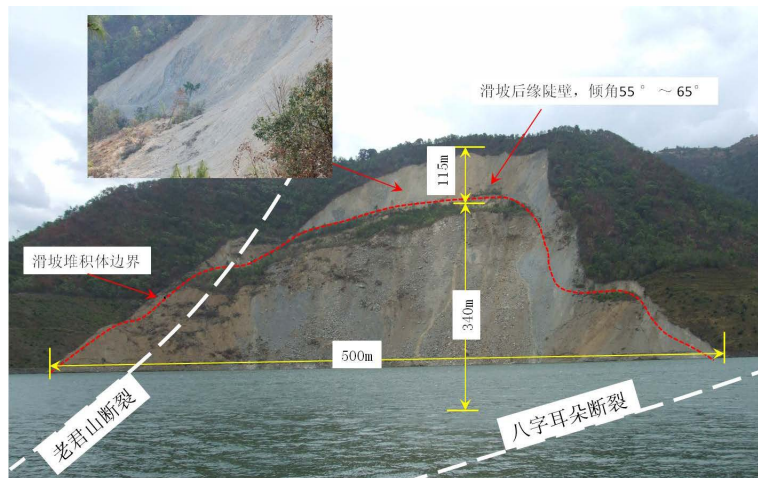


Figure 2. Panorama of the Huangtian landslide

图 2. 荒田滑坡全貌

所示。2009年7月20日凌晨3:36左右滑坡所在山体突发滑坡,形成一宽约500余m,高约350m,总方量超过500万 m^3 的大型滑坡,其中滑入江中山体约100万 m^3 ,滑坡形成的巨大冲击波,掀起平均30~40m高的巨浪。形成的滑坡后缘陡壁高约100m,坡度约60°,滑坡发生后在堆积体的后缘及中部形成了两个缓坡平台,其中后缘平台剖面方向宽约300m,中部平台剖面方向宽约150m。

2.2. 成因机制

据现场调查和已有的资料分析,荒田滑坡形成的原因主要有以下几点:1)岸坡岩土体物质组成及结构。岸坡位于河床右侧凹岸出口部位,由于长期的凹岸水流冲刷作用,加之岸坡属坡向与岩层倾向小角度相交的顺向坡,为表层破碎岩体各类重力地质现象的产生提供了有利条件,从而在岸坡中下部形成较厚的第四系覆盖层,主要为崩坡积的块碎石土,广泛分布于区内台地及缓坡地带,为黄褐色夹块碎石,一般厚度10~20m,个别在30m左右。岩基为无量山群上统深灰色片岩、板岩、变质砂岩,在滑坡右侧前缘可见板岩,薄层状,岩层产状为 $N80^{\circ}W/NE\angle 50^{\circ}\sim 60^{\circ}$ 。区域地质资料揭示在岸坡附近发育有两条规模较大的断裂,其中八字耳朵断裂从岸坡前缘澜沧江河谷通过,另外一条老君山断裂则从岸坡下游一侧的垭口通过,由于断裂形成过程中构造挤压作用的影响,岸坡岩体结构完整性差;伴随后期的风化营力作用,在岸坡浅表层形成了较厚的结构破碎的强全风化岩体,根据滑坡后缘陡壁揭露情况,基岩强、全风化厚度可达20~30m。2)降雨和水库蓄水影响。根据降雨资料,滑坡发生前数天内普降暴雨,造成的影响是:浅表层岩体饱水对岸坡加载的同时,降雨下渗造成岸坡全强风化岩体和第四系覆盖层的强度急剧降低。滑坡发生前水库已经开始蓄水,岸坡前缘坡脚处于蓄水位以下,由于水的软化弱化作用,前缘坡脚岩土体的强度被进一步降低,同时也导致其有效应力的减小。3)岸坡前缘临空条件。从滑坡发生前的地形地貌来看,岸坡前缘临江高程约990~1100m段地形较陡,坡度约50°~55°,这为滑坡的产生提供了良好的临空条件。

其滑动机制为:1)岸坡表层较厚的第四系覆盖层和强全风化岩土体结构松散破碎,易于饱水,滑坡发生前的强降雨过程,使岸坡岩土体一直处于加载过程中,造成岸坡岩土体下滑力增大;此外,降雨下渗形成的软化弱化作用导致岸坡岩土体内部抗滑能力降低。2)水库蓄水过程中,岸坡前缘坡脚岩土体处于水下并且岸坡地下水位线被抬升,一方面蓄水浸泡降低了岸坡岩土体的强度,另一方面地下水位线抬升产生的浮托力减小了岸坡前缘岩土体的有效应力导致抗滑能力降低。简言之,强降雨导致岸坡岩土体下滑力增大以及抗剪强度降低,蓄水过程导致岸坡前缘抗滑段抗滑能力降低,前缘良好的临空条件最终造成了滑坡的整体下滑。

3. 荒田滑坡启动和下滑速度计算

3.1. 滑坡启动速度计算

对于推移式滑坡而言,假定滑坡滑动前由主动滑动段(质量为 m_1)和被动滑动段(质量为 m_2)组成,一旦滑坡锁固段被剪断破坏,则滑坡主动滑动段内的岩土体颗粒结构变性能 J 会瞬间转化为主动滑动段内岩土体的动能,从而立即获得初始速度 v ,滑坡中前部的被动滑动段内的岩土体就会被其推动一起运动,滑坡开始大规模滑动,可以说此时滑坡主动段和被动段内岩土体的速度一致,启动速度 V_0 被滑坡整体获得。计算公式如下:

$$\frac{1}{2}m_1v^2 = J \quad (1)$$

$$m_1v = (m_1 + m_2)v_0 \quad (2)$$

$$v_0 = \frac{\sqrt{2Jm_1}}{(m_1 + m_2)} \quad (3)$$

根据现场取样并室内试验的岩土体大剪试验结果, 计算时参数选取如下, 认为滑带土在运动情况下的内聚力 $c = 15 \text{ kpa}$, 内摩擦角为 $\phi = 21^\circ$, 滑坡体物质的密度为 $\rho = 2100 \text{ kg/m}^3$, 整个滑坡体积为 $v = 5.2 \times 10^6 \text{ m}^3$, 主动滑动段滑动的岩土体体积为被动滑动端岩土体体积的 2 倍, 粘滞阻力系数取 0.18, 滑坡岩土体颗粒结构的应变为 $\varepsilon = 1.0 \times 10^{-3}$, 岩土体颗粒体的弹性模量 $E = 5.0 \times 10^4 \text{ Mpa}$ 。带入上述公式获得荒田滑坡的启动速度为 3.99 m/s 。

3.2. 滑体下滑速度计算

滑体下滑速度的预测和计算, 有多种方法。本文主要侧重理论计算法和滑坡特征参数推算法。

1) 理论计算法

目前具代表性的有能量法、谢德格尔法和科内尔法。

① 能量法根据能量守恒定理, 导出滑块沿滑面下滑 S 距离(水平距 L)后的滑速(V_s)为:

$$V_s = \sqrt{1 - \frac{f}{\text{tg}\alpha} - \frac{cl}{W \cdot \sin\alpha}} \cdot \sqrt{2gH} \quad (4)$$

式中: α ——滑面倾角(沿滑动方向); W ——滑体单宽重量; f 、 c ——滑动时滑面抗剪强度参数; H ——滑体质心落差; l ——滑块与滑面接触面长(沿滑动方向)。

② 谢德格尔法(A. E. Scheidegger, 1978)

考虑了滑坡体积效应。他根据 33 个滑坡的调查资料发现, 滑坡的体积和等价摩擦系数(f_e) 在对数坐标上呈直线关系。两者的关系的经验式为:

$$\lg f_e = a \lg V + b \quad (5)$$

式中: V 为滑体体积; $a = -0.15666$; $b = 0.62219$ 。据 V 求出 f_e 后, 按下式计算滑速:

$$V_s = \sqrt{2g(H - f_e L)} \quad (6)$$

③ 科内尔法(H. J. Korner, 1976)

将大型滑坡视为流体, 按流体力学方法计算滑速。设定阻力有两个部分, 一部分由滑动摩擦形成, 另一部分决定于滑动速度的平方, 即:

$$R_1 = fN, R_2 = \rho g \frac{V^2}{\xi} \quad (7)$$

式中: N 为法向作用力; $N = \rho D_F \cdot \cos\alpha$ (ρ 、 D_F 为流体密度和厚度); ξ 为流体紊流系数。经推算,

$$V^2 = \frac{1}{e^{2s/K}} \left[V_K^2 (e^{2s/K} - 1) + V_0^2 \right] \quad (8)$$

式中: $K = \frac{D_F \xi}{g}$; $V_K = \sqrt{D_F \xi (\sin\alpha - f \cos\alpha)}$; V_0 为初速度。

这三种方法在应用上都有一定局限性, 能量法基于已知滑面的纯理论假设, 计算参数容易获取, 但不能反应滑坡滑动的实际情况; 谢德格尔法根据已有调查资料推导的经验公式, 考虑了滑坡体积效应, 在一定条件下能够接近真实结果; 科内尔法对颗粒流滑坡更有适用性, 但采用的参数难于确定, 有待进一步研究。

2) 滑坡特征参数推算法

根据已发生的滑坡自身提供的表征运动特征的参数,可按下式(王兰生、董孝璧,1988)推算滑体最大滑速:

$$V_{\max} = \sqrt{2gH^* \left[1 - \frac{\operatorname{tg} \varphi_d^*}{\operatorname{tg} \left(\frac{\alpha^*}{2} + \frac{\varphi_d^*}{2} \right)} \right]} \quad (9)$$

式中: H^* ——滑坡后缘落差,它近似等效于滑体质心的落差; α^* ——滑面等效坡度,平面滑面的 $\alpha^* = \alpha$; φ_d^* ——滑面综合动摩擦角,以块状滑坡残体下伏滑面平均坡度表示。

对荒田滑坡采用不同方法进行计算的结果见图3。综合分析后确定其下滑速度为28 m/s,作为后续计算的参考。

4. 荒田滑坡涌浪计算和分析

4.1. 滑坡涌浪高度的计算

国内外学者对滑坡涌浪问题进行过大量研究,建立了多种分析方法和计算公式。但是,因滑坡产生的涌浪高度不仅受滑速、失稳体积、水深等因素影响,而且波浪的形成还受水库地形、库面宽度、滑坡过程持续时间以及滑坡体的长度等因素的影响[7] [9] [15];而在峡谷地区,波浪在传播过程中,还要受到河谷两岸的阻碍、往返的折射以及波群的相互干扰或迭加等因素的影响,使滑坡涌浪预测问题变得十分复杂,至今尚未能完满解决。滑坡涌浪的各种经验计算方法说明滑坡速度和体积是引起的涌浪高度的最主要因素,特别水库库岸大型高速滑坡冲入水库时,所具有的高速度和大体积决定了其必然要激起较高的涌浪。

4.1.1. 美国土木工程学会建议的推算法

该方法假定,滑体滑落于半无限水体中,且下滑高程大于水深,根据重力表面波的线性理论,推导出一个滑坡引起波浪的计算公式。应用公式直接计算其过程十分复杂,但利用根据公式计算确定的一些曲线图表,能较简便地求出距滑体落水点不同距离处的最大波高。计算步骤如下:

1) 计算下滑体滑速 V 值。由 V 值算出无因次量 V^* 。 $V^* = V / \sqrt{gH_w}$, 式中: H_w 为水深(m); g 为重力加速度。2) 计算 H_s/H_w 值。 H_s 为下滑体平均厚度(m)。3) 根据 V^* 和 H_s/H_w 由图4确定波浪特性。4) 由图5,根据 V^* 值可先求出滑体落水点处的最大波高 h_{\max} 与滑体厚度 H_s 的比值,从而求出 h_{\max} 。5) 为预测距滑体落水点为 X 处的最大波高,先求出无因次量: $X^* = X/H_w$ 然后根据图6的曲线即可求得最大波高。

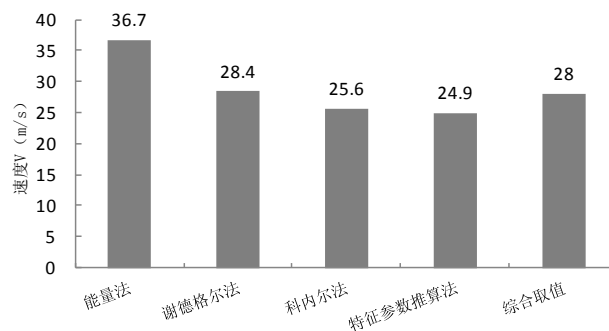


Figure 3. Calculation results of slip velocity the Hangtian landslide

图3. 荒田滑坡下滑速度计算结果

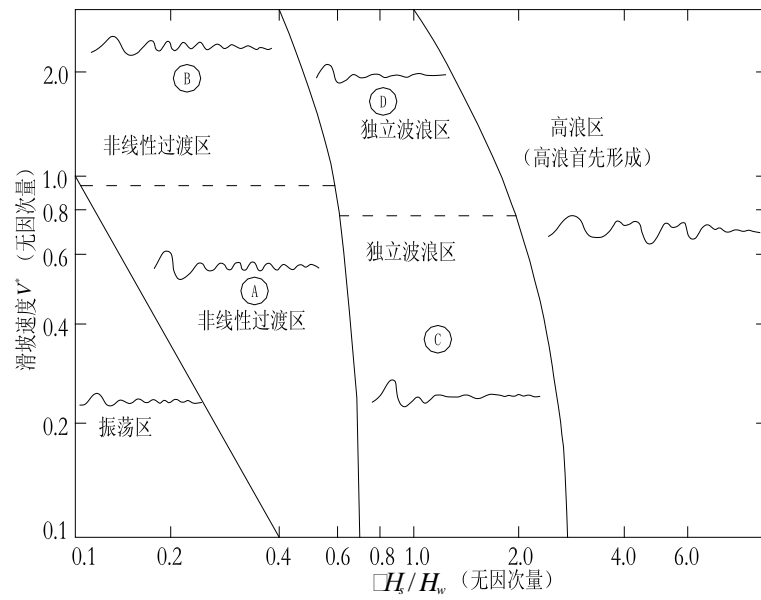


Figure 4. Zoning map of the wave characteristics

图 4. 波浪特性分区图

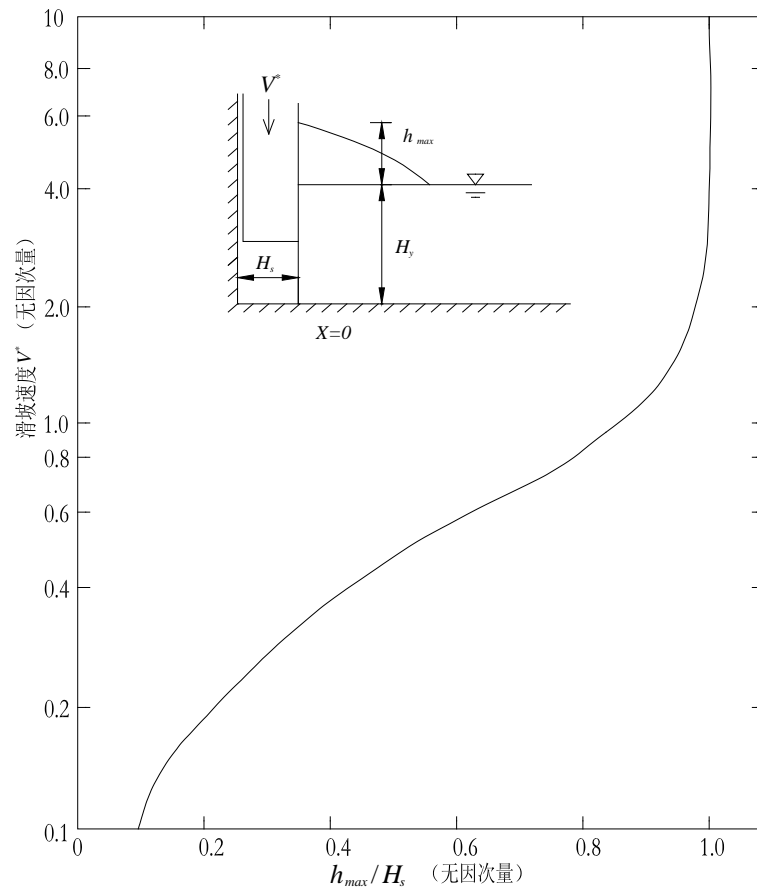


Figure 5. Calculation chart of maximum wave height at the landslide drowning point

图 5. 滑坡落水点处最大波高计算图

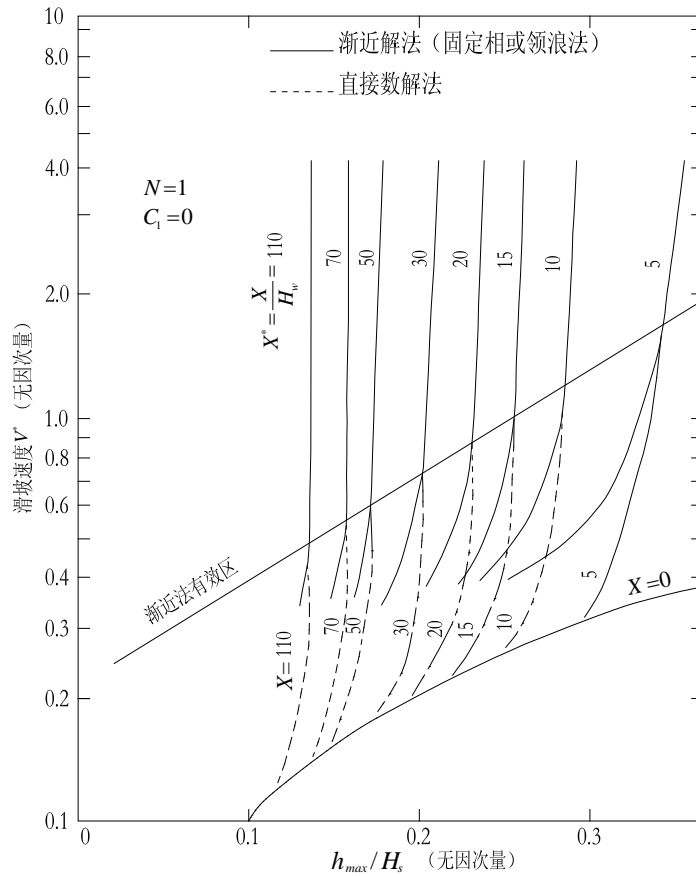


Figure 6. Calculation chart of maximum wave height at X from the landslide drowning point
 图 6. 距滑坡落水点 X 处最大波高计算图

4.1.2. E. Node 方法

Edward Node (1970) 针对单向流情况，考虑了滑坡体垂直下落和水平推动两种极端状态，并得出了其引起涌浪理论解。其模型为不可压缩、无粘性，有只有表面的半无限长水体，边壁突然发生水平移动，其运动速度 V_i 能表示成 N 条直线：

$$V_t = \begin{cases} V_1 & 0 \leq t \leq T_1 \\ \vdots & \\ V_N & T_{N-1} \leq t \leq T_N \\ 0 & t \geq T_N \end{cases} \quad (10)$$

产生涌浪的计算公式为：

$$\frac{h(x,t)}{d} = -\frac{2}{\pi} \int_0^\infty \frac{\tanh u \cdot \cos(ux)}{u} \left[\sum_{n=1}^N \frac{V_n \cdot \sin[\sigma(t-\tau)]}{\sigma} \right] \Bigg|_{T_{N-1}}^{T_N} du \quad (11)$$

其中， $u = kd$ ， $\sigma = \sqrt{\frac{\tanh u}{u}}$ ， k 为波数， d 为水深。

上式经近似处理后，在单一速度值的情况下，其涌浪最大值的表达式： $\frac{h_{\max}}{d} = 1.32 \frac{V}{\sqrt{gd}}$ 。

4.1.3. 潘家铮方法

假定涌浪首先在滑坡入水处发生,产生初始波,然后向周围传播,确定初始涌浪高度的主要因素是滑坡体侵入水库的断面积随时间的变化率,其计算模式按岸坡变形分为水平运动和垂直运动两种,两种模式下的初始涌浪高度求解曲线见图7。

当岸坡发生水平运动时,激起的初始浪高可表示为:

$$\frac{\xi_0}{h} = 1.17 \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (12)$$

当岸坡发生垂直运动时,可用下列函数确定激起的初始浪高:

$$\frac{\xi_0}{h} = f\left(\frac{v'}{\sqrt{gh}}\right) \quad (13)$$

上两式中, ξ_0 为激起的初始涌浪高度, h 为水库平均深度, v 为岸坡水平运动速度, v' 为岸坡垂直运动速度, g 为重力加速度。

上式函数关系可以分段表示成下面三种形式: 当 $0 < \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}} \leq 0.5$ 时, $\frac{\xi_0}{h} = \frac{v'}{\sqrt{g \cdot h}}$; 当 $0.5 < \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}} \leq 2$ 时, $f\left(\frac{v'}{\sqrt{gh}}\right)$ 呈曲线变化; 当 $2 < \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}}$ 时, $\frac{\xi_0}{h} = 1$ 。

根据任兴伟等的研究[10]可通过对潘家铮进行修正获得斜向运动模式下初始涌浪高度。考虑滑坡体入水角度 β ($^\circ$), 则斜向运动模式下 ξ_0 可用下列公式求解:

$$\frac{\xi_0}{h} = \left[1.17 - \frac{\beta(1.17 - m(90))}{90} \right] \cdot \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (14)$$

式中 $m(90)$ 可根据图7中的曲线2查得, 此外, 当 $\left[\frac{v}{\sqrt{g \cdot h}} \right] > 2$, $m(90) = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}}$ 。

该方法在比较适合用于大而深的水库中, 即 $\sqrt{g \cdot h}$ 值较大, 所以 $v/\sqrt{g \cdot h}$ 常在 0.5 或 0.6 以下。此时, $m(90) = 1.0$, 相应的 $m(\beta) = 1.17 - 0.00189\beta$, 则初始最大浪高 ξ_0 为:

$$\frac{\xi_0}{h} = (1.17 - 0.00189\beta) \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (15)$$

采用该方法对荒田滑坡进行最高涌浪计算获得 $\xi_0 = 84.8 \text{ m}$, 计算参数见表1。

4.1.4. 水科院经验公式法

其滑坡入水点的最大涌浪高度计算公式为:

$$\eta_{\max} = K \frac{u^{1.85}}{2g} V^{0.5} \quad (16)$$

式中: η_{\max} 为最大浪高, K 为综合影响系数(取值范围 0.10~0.15, 本文取值 0.12), u 为滑速, g 为重力加速度, V 为入库体积。

4.1.5. R. L. Slingerland 和 B. Volght 方法

R. L. Slingerland 和 B. Volght (1979)在 Libby 坝、Mica 坝和 Koocasusa 湖模型试验资料的基础上给出了最大涌浪高度与无量纲动能之间的经验公式:

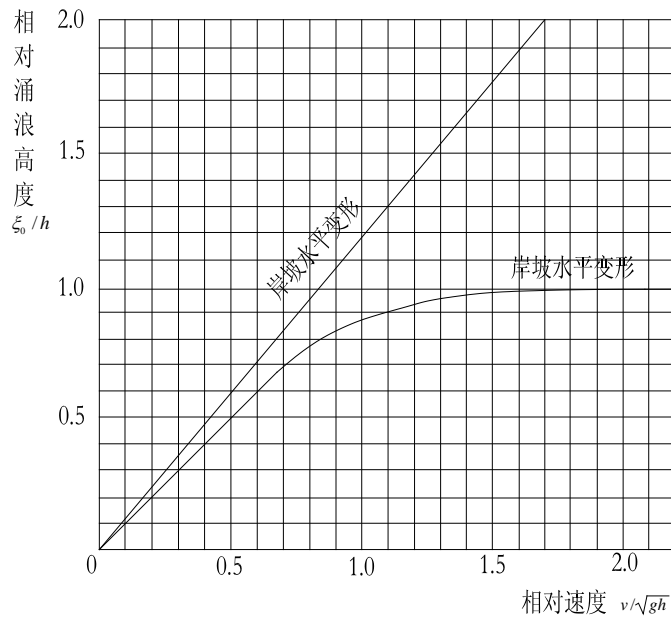


Figure 7. Solving graph of the initial surge height (According to Pan Jiazheng, 1980)

图 7. 初始涌浪高度求解曲线图(据潘家铮, 1980)

Table 1. Calculation parameters of the initial maximum surge
表 1. 荒田滑坡初始最高涌浪计算参数

主要参数	取值/结果
速度 v (m/s)	28
平均水深 h (m)	80
$m(90)$	0.872
入水角度 β ($^{\circ}$)	30
最大浪高 ξ_0 (m)	84.8

$$\lg\left(\frac{\eta_{\max}}{d}\right) = -1.25 + 0.71\lg(K_E) \quad (17)$$

$$K_E = \frac{1}{2} \cdot \frac{l \cdot h \cdot w}{d^3} \cdot \frac{\rho_s}{\rho} \cdot \frac{v^2}{gd} \quad (18)$$

4.1.6. 荒田滑坡涌浪计算

采用美国土木工程学会建议的推算法对荒田滑坡涌浪事故进行计算。计算参数采用数值模拟方法(图 8)和调查综合估算获得, 见表 2, 其中滑体下滑速度 v 根据滑速计算公式综合确定为 28.0 m/s。

采用其他计算方法获得的结果见图 9 所示, R. L. Slingerland 和 B. Volght 计算结果明显偏小, 故根据前三种方法计算结果综合取值 85.0 m。

4.2. 滑坡涌浪传播的计算

修正潘家铮计算方法, 同样假定水库库岸为两条平行陡壁, 其宽度为 B 、且滑坡范围为 L 内的库岸断面一致, 岸坡变形率 $\frac{dA}{dt}$ (或滑速 v, v') 为常数, 发生在时段 $0 < t < T$ 内, 数值计算可采用积分完成:

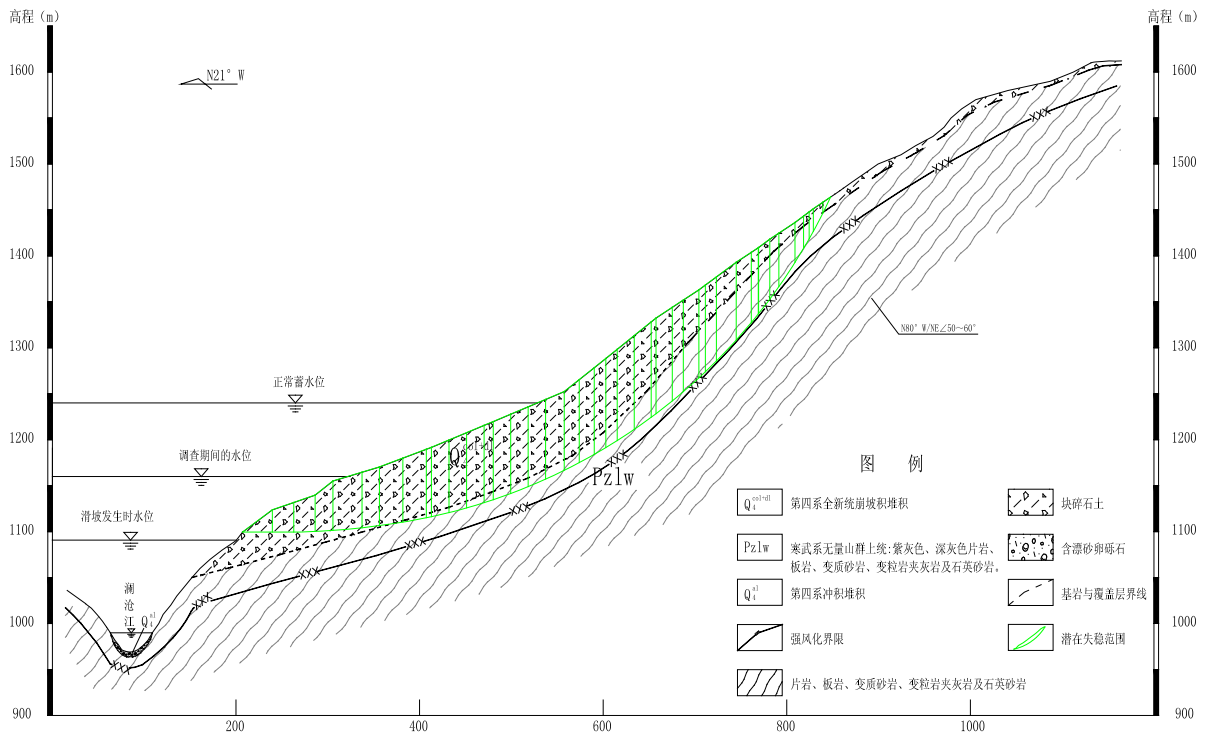


Figure 8. Potential sliding body of the Huangtian landslide in the numerical results
图 8. 荒田滑坡数值计算结果中的潜在滑体

Table 2. Calculation parameters of the Huangtian landslide surge (American Society of Civil Engineers reckoning)
表 2. 荒田滑坡涌浪计算参数(美国土木工程学会推算法)

主要参数	取值/结果
滑坡平均厚度 H_s (滑入水中部分)	80.0 m
滑落高度 H (从重心算至水面)	129.4 m
滑坡前缘平均水深 H_w	80.0 m
无量次量 V^*	0.995
波浪特征	属 D 区
$h_{(0,x)\max}/H_s$	0.82
滑坡落水点最大波高 $h_{(0,x)\max}$	65.6 m
无量次量 X^*	5
$h_{(x)\max}/H_s$	0.32
滑坡对岸处 $X = 400$ m 波高	25.6 m

1) 对岸最高涌浪公式

$$\xi_{\max} = \frac{2\xi_0}{\pi}(1+k) \sum_{n=1,3,5,\dots}^n \left[k^{2(n-1)} \ln \left\{ \frac{l}{(2n-1)B} + \sqrt{1 + \left(\frac{l}{(2n-1)B} \right)^2} \right\} \right] \quad (19)$$

式中 ξ_0 —— 初始波高; k —— 波的反射系数, 在求对岸最高涌浪时, k 可近似地置为 1; Σ —— 级数之和。

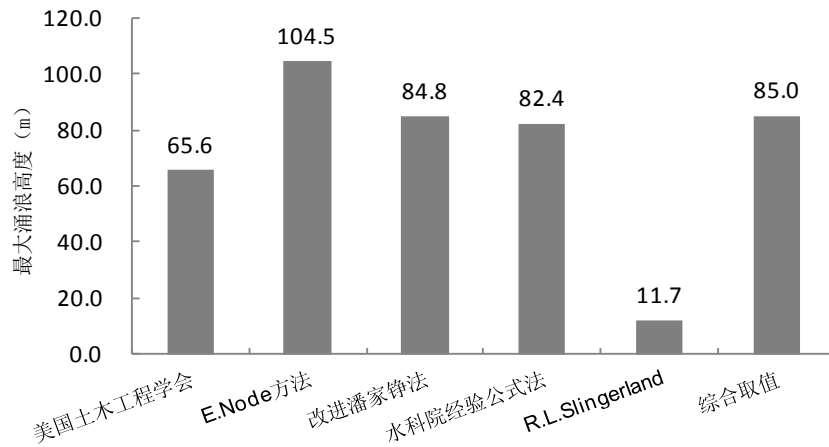


Figure 9. Maximum surge height of the Huangtian landslide based on different methods

图 9. 基于不同方法获得的荒田滑坡最大涌浪高度

该级数的项数取决于滑坡历时 T 及涌浪从本岸传播到对岸需时 $\Delta t = B/C$ 之比。波速 C 可按下列式计算：

$$C = \sqrt{gh} \sqrt{1 + 1.5\xi/h + 0.5\xi^2/h^2}.$$

2) 距离滑坡 x 处的最高涌浪公式

$$\xi_{\max} = \chi \frac{\xi_0}{\pi} \sum_{n=1,3,5,\dots}^n (1 + k \cos \theta_n) k^{n-1} \ln \left[\frac{\sqrt{1 + \left(\frac{nB}{x_0 - L}\right)^2} - 1}{\frac{x_0}{x_0 - L} \left\{ \sqrt{1 + \left(\frac{nB}{x_0}\right)^2} - 1 \right\}} \right] \quad (20)$$

式中 x_0 为滑坡范围与距滑坡点距离之和； θ_n 为传到 x 处的第 n 次入射线与岸坡法线的交角；级数应取的项数由涌浪传播计算图解上的曲线综合确定。本文根据该库区的实际情况，拟引入弯道系数概念，对距离滑坡 x 处的最高涌浪公式进行修正，其中， χ 为河流弯道系数，表示在山区河道型水库，随涌浪传播距离的增加，波浪传递能量的折减程度；根据河流弯曲数量、程度综合确定，如果为直线，则取值为 1。

3) 采用上述方法计算荒田滑坡涌浪传播到大坝附近的浪高

根据已知条件(计算参数见表 3)，得滑坡传播到大坝附近的浪高为 2.96 m。本次计算中，根据大坝附近实际监测点涌浪约为 3 m，反分析河流弯道系数 χ 为 0.64。

$$\xi_{x=9500} = \chi \frac{\xi_0}{\pi} (0.0532 + 0.0459 + 0.0391 + 0.0328) = 0.64 \times \frac{84.8}{3.14} \times 0.1710 = 2.96$$

4.3. 滑坡涌浪爬高估算

斜坡坡度、波陡、爬坡方位、水深以及爬坡时波浪形态都是影响波浪爬高主要因素。在我国交通部《海港水文规范》中，采用了华东水利学院及南京水利科学研究院模型试验和原型试验的分析成果，该方法将提前波高、护面结构的糙渗系数、波陡及斜坡坡度作为主要影响因子[16]；河海大学通过研究提出了风作用下的不规则波爬高计算公式，但滑坡涌浪的波陡往往是不确定的[17]。所以爬坡高度的精确计算较难实现，目前更多采用估算方法。

本文在估算涌浪爬高时考虑斜坡坡脚及爬坡方位角(涌浪传播方向与岸坡法向方向的夹角)两方面的

Table 3. Calculation parameters of the Huangtian landslide (introduction of the curve coefficient)
表 3. 荒田滑坡计算参数(引入弯道系数)

主要参数	取值/结果
水库库面宽度(m)	400
平均水深(m)	80
滑坡体长(m)	500
滑坡体厚(m)	50~80
平均滑速(m/s)	28.0
滑动历时(s)	10.0
距离大坝(km)	9.5
最大涌浪高度(m)	84.8 m
河流弯道系数 χ	0.64
传播到大坝附近的浪高(m)	2.96

影响。对于斜坡坡度的影响而言,斜坡坡度越大,涌浪爬坡高度越小;对于爬坡方位角的影响而言,爬坡方位角越大,涌浪爬坡高度越小。可采用任洋等提出的涌浪爬坡高度综合估算式[15]:

$$\Delta h = \left[\left(\sqrt{\frac{\pi}{2a}} - 1 \right) \cos \beta + 1 \right] h \quad (21)$$

式中, Δh 为爬坡高度(该高度从静止水面算起,已包括涌浪高度), h 为库岸边的涌浪高度, π 为圆周率, α 为斜坡坡角。 β 为爬坡方位角。

据上述公式计算荒田滑坡在对岸形成的爬高为 38.4~44.3 m (其中 a 取 $30^\circ \sim 40^\circ$, β 取为 0), 这 and 实际调查情况比较符合, 说明该计算公式是适用于该滑坡。

5. 应用实例

库水的静、动力及物理化学作用, 将引起库岸斜坡稳定性的变化, 甚至造成失稳、形成涌浪。涌浪以滑坡处为源点, 向上下游推进, 在推进中不断变形, 引起了一个不稳定流的过程。要判断水库滑坡涌浪建构物的危害性, 首先需要大致判断涌浪到达各建构物处的浪高。但这是一个极为复杂的问题, 不容易求得精确的解答。因此, 本文将根据现场调查情况和室内试验结果, 对近坝库区一处潜在不稳定岸坡的稳定性进行数值模拟计算, 通过搜索找到不同水位情况下的最不利滑动条块。在此基础之上, 采用前述的滑坡速度计算公式和修正以后的涌浪计算公式, 对滑坡体入水速度和引起的涌浪及爬坡高度进行估算。

5.1. 计算参数选取

根据室内试验和相似工程类比, 并结合参数反算选取稳定性计算参数, 如表 4 所示。通过该参数计算蓄水至 1200 m、1240 m 时高程时, 岸坡前缘的稳定性系数分别为为 0.692 和 0.703 (如图 10、图 11), 说明前缘有局部失稳的可能。

首先根据数值计算的滑动范围, 确定岸坡失稳体积的大小; 进而由前述的速度计算方法获得坡体滑入水中时的最大速度(本文分析中设定岸坡前缘失稳宽度为计算高度的 2 倍, 同时设定滑体的质心顺滑面滑入水中时速度最大, 其中滑体质心落差 H 与滑块沿滑面下滑水平距 L 可以根据质心到水位线与坡面线的交点的水平和垂直距离确定, 滑面的内聚力和内摩擦角根据蓄水淹没的程度加权平均), 具体计算参数见表 5。

Table 4. Calculation parameters of the potentially unstable bank slope stability
表 4. 潜在不稳定岸坡稳定性计算参数

岩性	状态	容重(KN/m ³)	内聚力(Kpa)	内摩擦角(°)
碎块石质土	天然	20.1	23.4	25.3
	饱水	22.0	12.0	12.4
强风化基岩	天然	23.4	164	20.8
	饱水	24.5	100	15
弱风化基岩	天然	26.3	1090	32
	饱水	27.0	1000	30

Table 5. Slip velocity calculation of the potentially unstable bank slope
表 5. 潜在不稳定岸坡滑动入水速度计算

水位高程(m)	剖面上的失稳面积(m)	高度(m)	顺剖面延伸宽度(m)	质心落差(m)	沿滑面下滑水平距离(m)	体积(万 m ³)	速度(m/s)		
							能量法	谢德格尔夫法	平均值
1200	5559	161.9	227.0	66.5	108.2	179.0	21.9	19.3	20.6
1240	3847	127.5	183.8	55.6	90.5	98.1	19.5	15.3	17.4

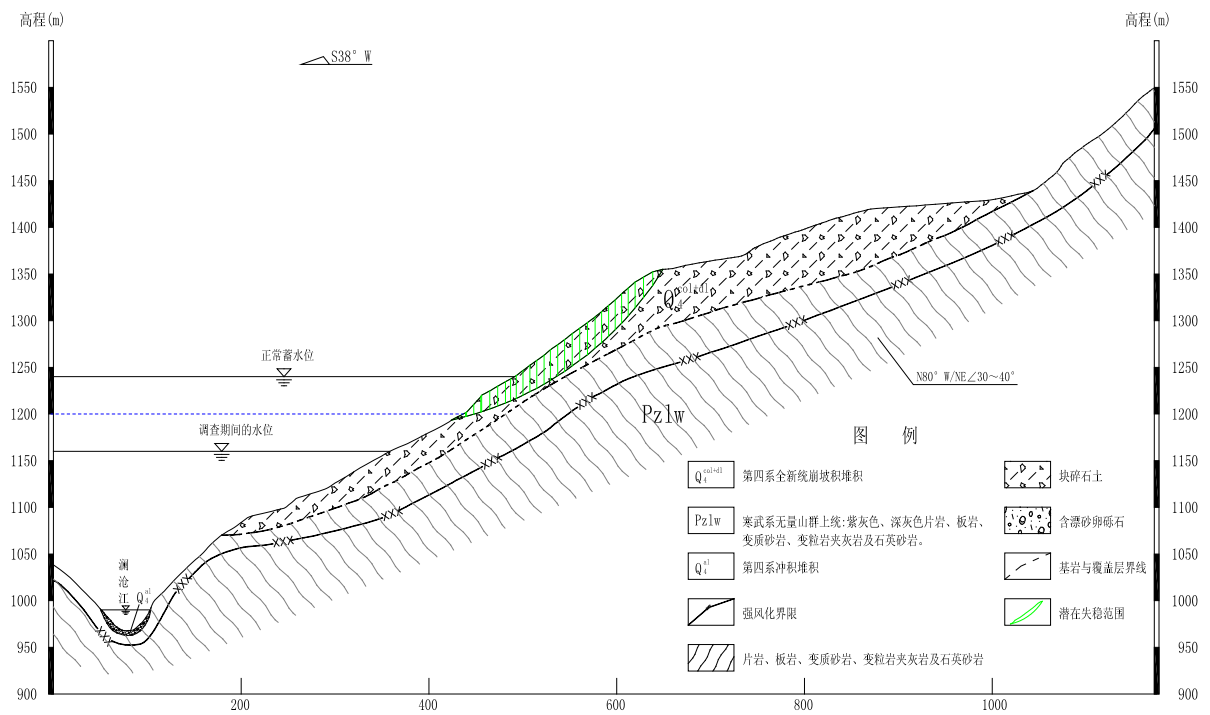


Figure 10. Calculation results for the local stability of bank slope when the water to 1200 m ($K = 0.692$)
图 10. 蓄水 1200 m 岸坡局部稳定性计算结果($K = 0.692$)

5.2. 计算结果

采用前述的修正潘家铮公式(采用河流弯道系数修正), 根据岸坡前缘局部下滑速度的计算结果, 对大坝附近和滑坡附近的涌浪进行估算。分别考虑蓄水状态至 1200 m、1240 m 时水深分别为 190 m 和 230 m, 河面宽度为 600 m 和 750 m, 滑坡平均宽度为 324 m 和 255 m, 滑动倾角为 33°, 于是可以计算距离 7.4 km

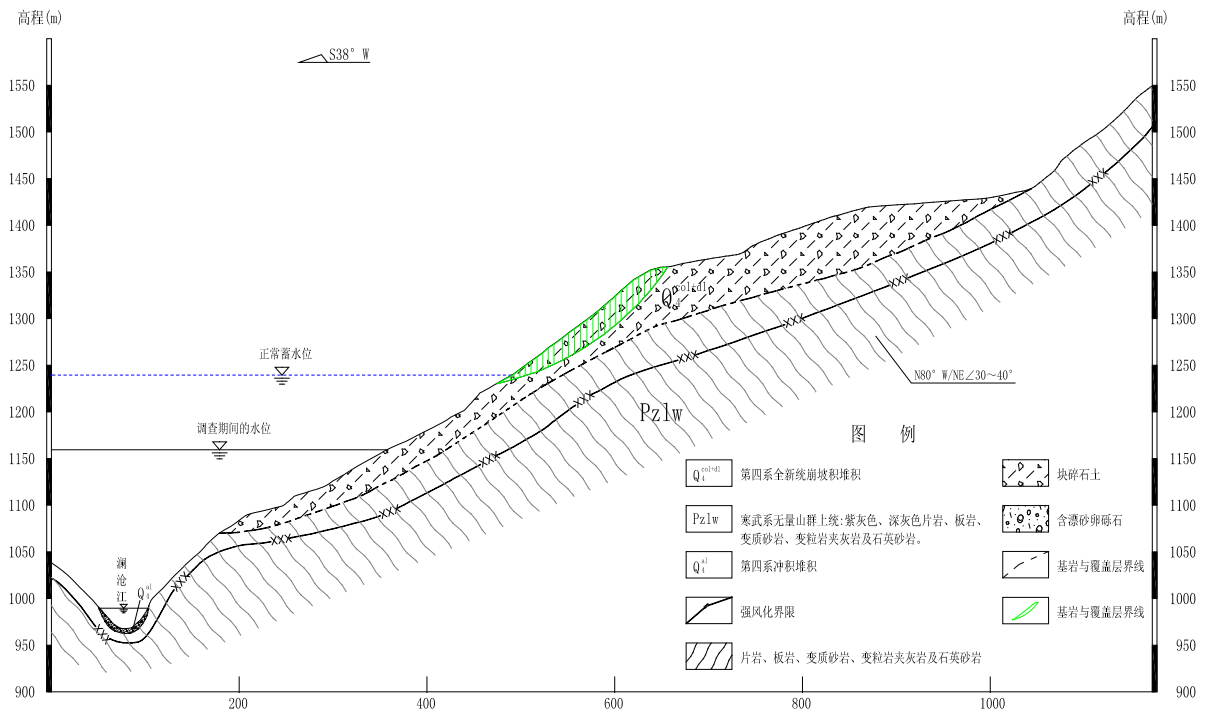


Figure 11. Calculation results for the local stability of bank slope when the water to 1240 m ($K = 0.703$)

图 11. 蓄水 1240 m 岸坡局部稳定性计算结果($K = 0.703$)

Table 6. Surge prediction of potential unstable bank slope

表 6. 潜在不稳定岸坡涌浪预测

水位高程(m)	v (m/s)	$v/\sqrt{g \cdot h}$	$m(90)$	$m(33)$	河面宽度 B (m)	ζ_0 (m)	$\zeta_{x=7400}$ (m)	$\zeta_{x=B}$ (m)	Δh (m)
1200	20.6	0.4772	1	1.108	600	100.4	1.10	34.1	51.2
1240	17.4	0.3663	1	1.108	750	93.3	0.83	20.1	30.2

处坝址附近涌浪高度。由于该处不稳定岸坡位于荒田滑坡下游 2.1 km 处，其弯道形态具有与荒田滑坡一致的特征，因此，根据距离大坝的远近程度将弯道系数取为 $\chi = 0.75$, $k = 0.9$ ；计算对岸涌浪和爬坡高度，对岸平均坡角取 40° ，爬坡方位角近于垂直对岸，并取 $k = 1$ 。采用同样方法计算蓄水至 1240 m 时的涌浪情况，具体计算结果见表 6。

根据已有计算参数获得的该潜在不稳定岸坡的涌浪计算结果表明，水库蓄水至 1200 m 和 1240 m 时存在滑动的可能，即稳定性系数小于 1；还可以发现从 1200 m 高程升至 1240 m 高程以后，岸坡的失稳范围反而随之减小，其形成的涌浪高度、涌浪传播距离和引起的涌浪高度都较前者为小；涌浪传播至大坝附近时，其涌浪高度约 1 m 左右，明显小于坝顶高程，不会造成翻坝危险；但滑坡入水点的涌浪高度可达 90 m 以上，且在滑坡对岸处也可造成超过 30 m 的涌浪爬高，因此必须加强滑坡附近的安全监测工作，避免发生涌浪灾害事故。

6. 结论

1) 通过现场调查，分析认为造成荒田滑坡的主要原因是连续降雨对岸坡岩土体的加载和软化弱化效应，从而引起岸坡岩土体下滑力增加、抗剪强度降低。特别是水库蓄水后，前缘坡脚受到库水影响产生的有效应力降低是滑坡发生的直接诱发因素，而前缘陡峭的地形地貌特征最终导致了滑坡的整体下滑。

2) 采用潘家铮计算方法的基本原理,并根据库区实际情况和已有的监测结果(荒田滑坡引起的涌浪传播至大坝附近时的最大浪高)对其公式进行修正,即主要考虑弯道系数 χ 对涌浪传播过程中能量消减的影响。根据对荒田滑坡的计算结果,估算其最大下滑启动速度为 3.99 m/s,滑坡入水速度约为 28 m/s,形成的最大涌浪高度约为 85.0 m,传播到对岸处的最大涌浪高度约为 25.6 m,在对岸爬高可达 38.4~44.3 m,计算结果和实际调查情况比较符合;在弯道系数取为 0.64 情况下,传播至大坝附近的涌浪浪高计算结果约为 2.96 m,和荒田滑坡发生后大坝附近的涌浪监测数据比较相符,说明采用修正后的潘家铮计算公式是符合实际情况的。

3) 通过分析潜在不稳定岸坡实例在 1200 m、1240 m 水位时稳定性数值计算和涌浪计算结果,可以看出水位从 1200 m 高程升至 1240 m 高程以后,岸坡的失稳范围反而随之减小,其引起的涌浪高度和涌浪传播距离都较前者为小,传播至大坝附近时形成的浪高在 1 m 左右,不会造成涌浪翻过坝顶的危险,对大坝附近区域基本没有太大影响。但在滑坡附近一定范围内,特别是在滑坡主滑方向范围内,其涌浪形成的危害是显而易见的。因此,有必要做好对过往船只和各类活动人员的安全防范工作。

参考文献 (References)

- [1] 金德镰,王耕夫 (1988) 柘溪水库塘岩光滑坡. In: 中国岩石力学与工程学会地面岩石工程专业委员会,中国地质学会工程地质专业委员会,Eds., *中国典型滑坡*, 科学出版社,北京,301-307.
- [2] 哈秋聆,胡维德 (1980) 水库滑坡涌浪计算. *人民黄河*, **2**, 30-60.
- [3] 钟立勋 (1994) 意大利瓦依昂水库滑坡事件的启示. *中国地质灾害与防治学报*, **2**, 77-84.
- [4] 吕贵芳,薛果夫 (1987) 新滩滑坡的形成及其预测. *人民长江*, **1**, 17-26, 48.
- [5] 徐开祥 (2003) 湖北省秭归县沙溪镇千将坪滑坡. *中国地质灾害与防治学报*, **3**, 142.
- [6] 肖诗荣,刘德富,胡志宇 (2010) 三峡库区千将坪滑坡高速滑动机制研究. *岩土力学*, **11**, 3531-3536.
- [7] 汪洋 (2005) 水库库岸滑坡速度及其涌浪灾害研究. 博士论文,中国地质大学,武汉.
- [8] Noda, E. (1970) Water waves generated by landslides. *Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division*, **4**, 835-855.
- [9] 潘家铮 (1980) 建筑物的抗滑稳定和滑坡分析. 中国水利出版社,北京.
- [10] 任兴伟,唐益群,代云霞,等 (2009) 滑坡初始涌浪高度计算方法的改进及其应用. *水利学报*, **9**, 1116-1119.
- [11] 任坤杰,韩继斌 (2011) 散体滑坡体首浪高度模型试验研究. *人民长江*, **24**, 39-72.
- [12] 徐文杰 (2012) 基于 CEL 算法的滑坡涌浪研究. *工程地质学报*, **3**, 350-354.
- [13] 缪吉伦,陈景秋,张永祥 (2012) 基于 SPH 方法的立面二维涌浪数值模拟. *中南大学学报(自然科学版)*, **8**, 3244-3249.
- [14] 黄波林,陈小婷,殷跃平 (2012) 基于蒙特卡罗法的崩塌涌浪分析方法. *岩石力学与工程学报*, **6**, 1215-1221.
- [15] 徐文杰 (2012) 滑坡涌浪影响因素研究. *工程地质学报*, **4**, 491-507.
- [16] 中华人民共和国交通运输部 (2013) 海港水文规范(JTS 145-2-2013). 人民交通出版社,北京.
- [17] 李玉成,滕斌 (2002) 波浪对海上建筑物的作用. 海洋出版社,北京.