溃	坝洪水	<分析]	DB-IWHR 2018 使用手册1
1	前言.	•••••	
2	基本原	亰理	
	2.1	溃坝7	K力学计算基础2
		2.1.1	溃口水力学条件2
		2.1.2	溃口起始冲刷条件3
		2.1.3	基于试验确定溃口的冲刷速率条件5
		2.1.4	基于泥沙动力学理论的冲刷率模型7
		2.1.5	溃口侧向崩塌条件9
		2.1.6	改进的溃口侧向崩塌计算方法11
	2.2	程序数	牧值计算实现16
		2.2.1	计算公式16
		2.2.2	峰值速度通过极值的处理17
		2.2.3	终止条件18
		2.2.4	计算流程18
		2.2.5	程序界面
		2.2.6	初始宽度的确定原则20
3	程序值	吏用说·	明21
	3.1	基本项	力能21
	3.2	用户家	界面
	3.3	程序值	使用前的设置和规定22
		3.3.1	加载规划求解23
		3.3.2	宏的安全性设置
		3.3.3	"找不到工程或库"的处理24
	3.4	程序抄	操作说明

3.4.1 输入参数界面	25
3.4.2 计算结果	
4 溃坝实例	
4.1 板桥溃决实例	
4.1.1 板桥水库基本情况介绍	
4.1.2 模拟结果	31
4.1.3 DB-IWHR V2.0 与 V1.0 计算结果对比验证	
4.1 唐家山堰塞湖溃坝实例	
4.1.1 模拟结果	
4.1.2 敏感性分析	
4.2 易贡堰塞湖溃坝实例	40
4.2.1 易贡堰塞湖基本概况	40
4.2.2 模拟结果	48
4.2.3 敏感性分析	51
参考文献	54
溃坝溃口计算软件 DBS-IWHR(直线滑面版)使用手册	59
1 前言	59
2 计算原理	59
3 DBS-IWHR 软件	61
3.1 概述	61
3.2 所需计算参数	61
3.3 主要操作步骤	62
溃坝洪水演进分析算法 DBFL-IWHR 使用手册	65
1 前言	65
2 基本原理	65
2.1 洪水演进控制方程	65
2.2 Preismann 隐式差分格式	66
2.3 圣维南方程组的 Preismann 隐式差分解法	67

2.4	程序数值计算实现	. 68
3 程序	使用说明	. 69
3.1	基本功能	. 69
3.2	用户界面	.70
3.3	程序操作说明	.71
	3.3.1 参数输入区	.71
	3.3.2 边界条件输入	.71
	3.3.3 计算与结果	.72
4 洪水注	寅进工程算例	.72
4.1	唐家山堰塞湖	.72
	4.1.1 溃口至北川测站	.73
	4.1.2 北川测站至通口测站	.75
	4.1.3 通口测站至涪江桥测站	.76
	4.1.4 小结	. 78
4.2	易贡堰塞湖	. 78
	4.2.1 概述	. 78
	4.2.2 溃口至通麦大桥水文站	. 80
5 参考	文献	. 82
梯级水	车群连溃计算模型使用手册	. 83
1 梯级	水库群连溃模型的建立	. 83
1.1	基本原理	. 84
1.2	程序使用说明	. 85
2 小岗	剑-小岗剑下-一把刀堰塞湖梯级堰塞体溃坝案例	. 87
2.1	基本概况	. 87
2.2	模拟结果分析	. 88
	2.2.1 输入参数	. 88
	2.2.2 梯级堰塞体溃决流量计算	. 88
3. 梯级	水库群连溃模型的验证——红石岩堰塞湖	. 90

3.1 工程相	既况	90
3.1.1	红石岩水电站基本特征	91
3.1.2	天花板和黄角树基本特征	93
3.1.3	堰塞坝基本特征	94
3.2 堰塞湖	胡溃决洪水分析	95
3.2.1	堰塞湖调洪	96
3.2.2	堰塞湖溃决洪水分析	96
3.2.3	天花板漫坝洪水分析	97
3.2.4	黄角树漫顶风险分析	99
3.2.5	小结	100
4 梯级水库群	连溃模型的验证——大渡河梯级水库群	101
4.1 工程相	既况	101
4.2 下庄	(2) 溃决	103
4.2.1	溃口洪水分析	103
4.2.2	洪水波演进	104
4.3. 达里达	连溃	104
4.3.1	溃口洪水分析	104
4.3.2	洪水波演进	105
4.4 双屯	子漫坝风险分析	105
4.4.1	无预警	105
4.4.2	有预警	106
4.5 小结.		107

溃坝洪水分析 DB-IWHR 2018 使用手册

陈祖煜¹, 王琳², 陈淑婧³

1 前言

过去 50 年来,许多学者研究开发基于物理机制的溃坝模型, Christofano (1965), Harris and Wagner (1967), Brown and Rogers (1977,1981), Ponce and Tsivoglou (1981), SCS (1981), MacDonald and Langridge-Monopolis (1984), Costa (1985), Fread (1984a, 1988), Froehlich (1995a), Walder and O'Connor (1997), Singh et al., (1988), Wang and Bowles (2006), Macchione (2008), Chang and Zhang (2010), and Wu (2013)。这一方法基于流深、剪应力、 堤坝材料等属性预测溃口特征、流量特征。在该类模型中包含泥沙和水的连续方程、运动 方程以及考虑初始条件、边界条件的辅助方程,包括阻力方程、几何关系等。回顾已发表 文章,我们发现,这些分析方法的架构都是相同的,即包括以下三个基础问题: (1)考虑 库水损失和渠道释放的水量和水能的守恒; (2)基于侵蚀率的土体材料的冲刷特性; (3)采 用边坡稳定分析的渠道侧壁的侧向扩展分析。

中国水利水电科学研究院在唐家山堰塞湖成功引流除险后,根据实测资料开展了反演分析。在此基础上对现有的溃坝洪水分析模型进行了改进。相应的研究成果发表于美国 ASCE J. Hydraulic Engineering (Chen et al., 2015)。 随后,课题组又对易贡、小岗剑两个 具有实测资料的堰塞湖溃决实例进行了分析 (Zhou, et al. 2015, Wang et al., 2016, 刘宁等, 2016)。在此基础上,开发了简单、实用的溃坝洪水分析软件。

溃坝洪水分析 DB-IWHR 电子表格是在 Excel 界面上,利用其强大的计算功能并结合 VBA 自主进行开发研制的具有一定创新性的溃坝洪水过程线的电子计算表格。该程序主 要功能是通过流深、剪应力、堤坝材料等属性预测溃口特征、流量特征。可得到溃坝过程 中溃口的洪水过程线、溃口的发展过程线等,为溃坝洪水分析及预警提供科学的参考依据。

为了实现水利水电工程参数化设计、方便计算检查和存档,节约人力成本、保证计算 的正确性,特编制本表格。本表格避免了现行许多设计软件计算过程不透明,依据规范陈 旧的缺点,能够大大提高设计工作的效率和保证设计计算的正确。

^{1.}中国水利水电科学研究院, <u>chenzuyu@iwhr.com</u>; 2.西安理工大学, <u>ruoshuiya@163.com</u>; 3.中国水利水电科学研究 院, <u>1023751816@gq.com</u>.

2 基本原理

2.1 溃坝水力学计算基础

2.1.1 溃口水力学条件

(1)溃口断面流量计算

溃口断面的流量不仅受到水流在垂直方向收缩影响,而且会受到侧向收缩的影响。由 于下游河床很低,溃口出口水流可按自由出流考虑,这时溃口断面流量可用宽顶堰公式计 算。

$$Q = CB(H-z)^{3/2} = m_b m_q \sqrt{2g} B(H-z)^{3/2}$$
(1)

$$C = m_b m_a \sqrt{2g} \tag{2}$$

其中: *m_b*, *m_q*分别为宽顶堰的流量系数和侧收缩系数。*C*—综合流量系数,理论值为 1.7 m^{1/2}/s(Singh, 1996)。以往的研究者采用的*C* 值在 1.3~1.7 m^{1/2}/s 之间(Jack, 1996)。 当破坏接近完成水库水位接近尾水位,就需要考虑一个跌落系数(如 Fread, 1988; Singh et al., 1988)。大量的研究在方程式(1)中采用了一个综合系数*C*, (Harris and Wagner 1967; MacDonald and Langridge-Monopolis 1984; Chang and Zhang 2010),这个值可以根据实验 和修正决定。

水流经过堰口跌落后水深为 h, DB-IWHR 采用简化处理方案。建议在 0.8~0.6 之间假 定一个跌落系数:

$$m = \frac{h}{H - z} \tag{3}$$

式中, h 为溃口水深。可以通过敏感性分析考察不同的 m 值对计算结果的影响。经验 表明, m 的假定值对洪峰的计算值影响很小。



图 1 宽顶堰示意图

(2)溃口断面流速计算

当水流从水库进入溃口时,将出现一个水位的跌落水面,水位从H降为h,假定水库

的水流流速 10和入口段的水头损失可以忽略不计,则有:

$$H - z = h + \frac{V^2}{2g} \tag{4}$$

$$V = \frac{Q}{Bh} = C \frac{(H-z)^{\frac{3}{2}}}{h} = Cm^{-1}\sqrt{(H-z)}$$
(5)

式中, V为溃口断面流速。

(3)水量平衡

根据河道历史断面资料、现场测量以及遥感技术等方法,可以得到库容与水位关系:

$$W = f(H - H_r) \tag{6}$$

其中: W为库容, H为库水位高程, Hr为基准水位。可以近似表达为

$$W = [a_1(H - H_r)^2 + b_1(H - H_r) + c_1] \times 10^6$$
(7)

$$\frac{\mathrm{d}W}{\mathrm{d}H} = [2a_1(H - H_r) + b_1] \times 10^6 \tag{8}$$

式中,*a*1、*b*1、*c*1分别为库容水位曲线拟合系数,单位为米。 溃口流量可以通过单位时间内水库库容的损失来确定,因此

$$Q = -\frac{\Delta W}{\Delta t} + q = -\frac{\Delta W}{\Delta H}\frac{\Delta H}{\Delta t} + q$$
(9)

式中, q为入库流量。

根据质量守恒,可得水量平衡方程:

$$Q = CB(H-z)^{3/2} = \frac{\mathrm{d}W}{\mathrm{d}H}\frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}t} + q \tag{10}$$

$$Q = mBV(H-z) = \frac{\mathrm{d}W}{\mathrm{d}H}\frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}t} + q \tag{11}$$

2.1.2 溃口起始冲刷条件

在恒定均匀流中,拖拽剪应力等于作用于泄流槽底上水体的有效重量,具体表达式为:

$$\tau = \gamma RS \tag{12}$$

式中:⁹一水的重度; *R*一水力半径; *S*一能坡。 通过曼宁公式,我们可以得到剪应力与流速之间的关系,其表达式为:

$$\tau = \gamma R J = \frac{\gamma n^2 V^2}{R'^{\frac{1}{3}}} \approx \frac{\gamma n^2 V^2}{h^{\frac{1}{3}}}$$
(13)

下面为两种不同启动方式的计算方法。

(1)根据流速确定起始冲刷条件

≪ I 怕IIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIII							
作者	经验表达式	主要参数					
唐存本(1963)	$U_{c} = \frac{m}{1+m} (\frac{h}{D})^{1/m} (3.2 \frac{\gamma_{s} - \gamma}{\gamma} gD + (\frac{\gamma}{\gamma_{c}})^{10} \frac{C}{\rho D})^{1/m}$	m=6(天然河道)或 $m=4.7(h/D)^{0.06}$ $C=2.9 imes10^{-4}$ g/cm					
武汉水利水电学院 (1900)	$U_c = (\frac{h}{D})^{0.14} (17.6 \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} D + 0.000000605 \frac{10 + h}{D^{0.72}})$	h 为水深; D 为颗粒直径; γ_s 为颗粒容重; γ 为水容 重					
窦国仁(1999)	$\frac{U_c}{gD} = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} (6.25 + 41.6\frac{h}{h_d}) + (111 + 740\frac{h}{h_d})\frac{h_d}{d}$	δ h_a 为用水柱高度表示的大 气压力; $\delta=3\times10^{-8}$ cm					
	表 2 砂性土根据流速确定起始冲刷条	、 件					
作者	经验表达式	主要参数					
岗恰洛夫(1962)	$U_c / \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} gD} = 1.06 \log \frac{8.8h}{D}$	h 为水深					
沙莫夫 (1952)	$U_c = 1.47 \left(\frac{h}{D}\right)^{1/6} \sqrt{gD}$	D 为颗粒直径					
张瑞锦(1900)	$U_c = 1.33 \left(\frac{h}{D}\right)^{1/7} \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} gD} \qquad \gamma_s$	_s 为颗粒容重; γ为水容重					
(2)根据剪应力确定起始冲刷条件							

主 4 兆林上相投次清选合约检验规定	
一方 あちも 〒 46 46 〒 18 48 元 16 46 48 48 48	4

作者经验表达式主要参数Julian and Torres
(2006) $\tau_c = 0.1 + 0.1779P + 0.0028P^2$
 $-2.34 \times 10^{-5}P^3$ P: 细粒含量 (%)<0.063</td>Otsubo and Muraoko (1988) $\tau_c = 0.79c^{0.94}$ C 为凝聚力Smerdon and Beaseley(1961) $\tau_c = 0.16PI^{0.84}$
 $\tau_c = 0.5810^{-28.1}D_{50}$ PI 为塑性指数; D50 为中值粒径

表 3 粘性土根据剪应力确定起始冲刷条件

作者	经验表达式	主要参数
Schoklitsch (1914)	$\tau_c = \sqrt{0.201\gamma(\gamma_s - \gamma)\lambda' d^3}$	$\lambda' = 形状系数 (\lambda' = 1 球形颗粒; \lambda' = 4 扁平颗粒)$ $d = 平均粒径 (m); \gamma_s = 泥沙容重 (N/m3);$ $\gamma = 水容重(N/m3)。$
Shields (1936)	$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)d} = fct(\operatorname{Re}_*) = \begin{cases} 0.06 & d \gg \delta, \operatorname{Re}_* \ge 400\\ 0.03 & d \approx \delta \end{cases}$	d = 平均粒径(m) $\frac{du_{*}}{\nu} = Re^{*} = 11.6 \frac{d}{\delta} = 剪切雷诺数;$ $\delta = 层流底层厚度。$
Egiazaroff (1965)	$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)d} = \frac{0.1}{[\log 19\left(\frac{d}{d}\right)]^2}$	\overline{d} = 平均粒径 (m)
Van Rijn (1984)	$\frac{\tau_c}{\rho(s-1)gd} = \begin{cases} 0.24d^{*^{-1}} & d^* \le 4\\ 0.14d^{*^{-0.4}} & 4 < d^* \le 10\\ 0.04d^{*^{-0.1}} & 10 < d^* \le 20\\ 0.013d^{*^{0.29}} & 20 < d^* \le 150\\ 0.056 & d^* > 150 \end{cases}$	$d^{*} = d[rac{(s-1)g}{v^{2}}]^{1/3}$ d = 平均粒径(m); s = 相对密度; v = 运动粘度.
Soulsby (1997)	$\tau_c^* = \frac{0.30}{1+1.2d^*} + 0.055 \left[1 - e^{(-0.02d^*)} \right]$	
Annandale (2006)	$\tau_c = \frac{2}{3} gd \left(\rho_s - \rho_w\right) \tan \phi$	 φ= 内摩擦角 (°); ρ_s = 土体密度(kg/m³); ρ_w = 水密度(kg/m³).

表 4 砂性土根据剪应力确定砂性土起始冲刷条件

2.1.3 基于试验确定溃口的冲刷速率条件

冲刷模型即侵蚀率和剪应力之间的关系曲线。冲刷模型是溃坝研究的重要问题,冲刷问题包括抗冲流速和侵蚀速度两个方面,其中抗冲流速一定程度上决定了土石坝冲刷的起始时间和终止时间,并且是决定侵蚀速度的一个重要参数。我们在总结前人试验成果的基础上,结合实际工程信息将冲刷模型大体分为三类:线性规律模型;指数规律模型;双曲线规律模型。其中双曲线模型是结合唐家山堰塞湖实测资料以及前人资料归纳总结提出的。

(1)指数模型

对于无粘性土材料通常采用指数形式(Roberts et al., 1998; Gaucher et al., 2010)。

$$\dot{z} = \frac{\Delta z}{\Delta t} = \Phi(\tau) = a_1 (\tau - \tau_c)^{b_1}$$
(14)

式中: ż-侵蚀率 mm/s; z-剪应力 Pa; t-时间 s。

基于唐家山实测的侵蚀率,对于方程(14)中采用 *a*₁=8 和 *b*₁=1.2,起始剪应力*t*_c取 30 Pa,进行反分析,结果列于图 2 的曲线 A。鉴于有限的实测数据以及 *a*₁、*b*₁值的可调性,此工作包含一定的主观成份。在"敏感性分析"一节中,这些参数的影响将继续进行研究。

(2)线性模型

指数模型中,当b1取1时,侵蚀率和剪应力之间的就是简单的线性关系:

$$\dot{z} = \frac{\Delta z}{\Delta t} = \Phi(\tau) = a_1(\tau - \tau_c)$$
(15)

Hanson-Cook(1992)和 Briaud(2008)都曾提出过此种线性模型。

(3)双曲线模型

在本文中,我们建议了一个双曲线模型,其形式如下:

$$\dot{z} = \Phi(\tau) = \frac{v}{a+bv} \tag{16}$$

其中: v一扣除临界剪应力后的剪应力。

$$v = k(\tau - \tau_c) \tag{17}$$

k一在剪应力 τ 范围内允许 \dot{z} 接近 \dot{z}_{ult} 的单位变换因子。

双曲线有一当v接近无限值时的渐近线,其值*ż_{ult}为1/b*。此处,*k*取100,1/*a*表示 v等于0时曲线的斜率。该模型基于结构材料的理解而建立的,即土体材料抵抗侵蚀时, 不应有无限"强度"。基于实测数据,本文建议一套参数,*a*等于1.1、*b*等于0.0007、*c*等 于30 Pa,图2中的曲线B所示,其*ż_{ult}*中取1.429 mm/s。



图 2 基于实测资料的双曲线和指数侵蚀率模型

表 5 双曲线冲刷模型参数参考值

侵蚀性	土体材料种类	а	b	
很高	细砂, 非塑性粉土	1.0-1.1	0.0001-0.0003	
高	中砂,低塑性粉土	1.0-1.1	0.0003-0.0005	
中等	节理岩石(裂隙小于30毫米),细砂砾,	1.1-1.2	0.0005-0.0007	

	粗砂,高塑性粉土,低塑性黏土,		
	全裂隙黏土		
lrr.	节理岩石(裂隙 30-150 毫米),	1110	0.0007.0.001
155	卵石,粗砾石,高塑性黏土	1.1-1.2	0.0007-0.001
很低	节理岩石(裂隙 150-1500 毫米),堆石	1.2-1.5	0.001-0.01
几乎没有	吸水性岩石,节理岩石(裂隙大于1500毫米)	1.2-1.5	0.01-0.1

2.1.4 基于泥沙动力学理论的冲刷率模型

国外的商用软件多采用中泥沙动力学理论的冲刷率模型。这些模型均属于指数型。以下作一简要介绍。DB-IWHR 设有专门的窗口,可供用户选用。

(1) Meyer-Peter- Muller 模型

Meyer-Peter &Muller 公式是应用较为广泛的泥沙输送计算公式之一, Fread 在 BREACH(1984、1988)模型、Bechteler&Broich(1991)等均采用了该公式计算泥沙冲刷率的 问题。其计算公式经整理如公式(18)所示。

$$q_{s} = \frac{8}{(s-1)g\rho^{3/2}} (\tau - \tau_{c})^{3/2}$$
(18)

式中: q_s —单宽泥沙冲刷率;s—比重, $s=\rho_s/\rho$;g—重力加速度; ρ —水密度; τ —剪应力; τ_c —临界剪应力。

唐家山计算结果与实测值对比如图 3 所示。

(2) Eintein-Brown 模型

Einstein-Brown 公式也是应用较为广泛的泥沙输送公式之一, Singh 在 BEED(1989) 模型中就采用该公式进行泥沙输送计算。其计算公式可整理公式(19~25)所示。

$$q_s = \phi K [(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1)gD_s^3]^{0.5}$$
⁽¹⁹⁾

$$K = \left[\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{gD_s^3(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1)}\right]^{0.5} - \left[\frac{36\nu^2}{gD_s^3(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1)}\right]^{0.5}$$
(20)

$$\nu = 1.007 * 10^{-6} m^2 / s(20^{\circ}C)$$
(21)

$$\phi = f(1/\psi) = 140(\frac{u^2}{(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1)c_h^2 D_s})^{1.2} \qquad if \frac{1}{\psi} > 1.35$$
(22)

$$\phi = f(1/\psi) = 40(\frac{u^2}{(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1)c_h^2 D_s})^3 \qquad if \ 0.09 < \frac{1}{\psi} < 1.35$$
(23)

$$1/\psi = \frac{\tau}{(\gamma_m - \gamma)D_s} = \frac{u^2}{(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1)c_h^2 D_s}$$
(24)

$$\tau = \gamma \frac{u^2}{C_h^2} \tag{25}$$

式中, q_s—单宽泥沙冲刷率; g—重力加速度; Ds—D50 直径; K、φ的值分别按公式 (20)~(24)计算求解。剪应力τ 按公式(25)计算。

唐家山计算结果与实测值对比如图3所示。

(3) Du Boys 模型

Du Boys 公式是 Fread 在 Breach(1988)模型中采用的泥沙输送方程之一,其计算公式 经整理化简如公式(26)所示。

$$q_s = \phi \tau (\tau - \tau_c) \tag{26}$$

式中 ϕ τ_c 据表 6 查表取得。

唐家山计算结果与实测值对比如图3所示。

表 6 Du boys 公式中的 ϕ 和 τ_c

粒径(mm)	1/8	1/4	1/2	1	2	4	备注
$\varphi_{(m^3/N-m)}$	0.852	0.5051	0.3061	0.1796	0.1056	0.06327	$\alpha = 2600 \text{ N/m}^3$
$ au_{c}$ (Pa)	0.7644	0.8134	1.0584	1.5288	2.4402	4.132	P_sg 20001.011

(4) Englund-Hense 模型

Englund-Hansen 公式是 MIKE11 软件计算泥沙输送所采用的方法之一,其单位宽度的 输沙率公式可整理如公式(27)所示。

$$q_s = 0.05V^2 \left(\frac{D_{50}}{g(s-1)}\right)^{0.5} \left(\frac{\tau}{\rho g(s-1)D_{50}}\right)^{1.5}$$
(27)

式中: q_s —单宽泥沙冲刷率;s—比重, $s = \rho_s / \rho$;g—重力加速度; $D_s = D_{50}$ 直径; ρ —水密度; τ —剪应力;V—流速。

唐家山计算结果与实测值对比如图 3 所示。



图 3 唐家山实测数据与各泥沙冲刷模型对比图

2.1.5 溃口侧向崩塌条件

溃口底部不断地被刷深的过程中,两侧边坡发生崩塌失稳,侧面不断地扩大,其破坏 形式很难统一,因此溃口发展的模拟是一个十分难以准确实现的过程。与以前的溃坝分析 模型采用楔形体法,本程序计算过程中溃口侧向崩塌采用的是岩土工程中已经被广泛接受 的滑动面分析方法:简化的 Bishop 法。在侧向扩展模型中,土壤剪切力(剪应力)和内 摩擦角是需要知道的。因为在引流渠水面骤降过程中,堰塞体材料的渗透性决定了水不能 自由的排出。通过分析或经验方法来准确的获得孔隙水压力是几乎不可能的,所以采用不 排水抗剪强度参数的总应力法常被用于库水位快速升降的土石坝设计中(Sherard et al., 1963; Lowe III and Karafiath, 1959; Johnson, 1974)。

本程序在计算过程中取水面的宽度为溃口的宽度。模拟过程中,随着下切深度的增加, 溃口边坡的安全系数逐渐减小,直到到达临界值(大约在 0.99-1.01),边坡发生沿圆形滑 弧的失稳滑坡,导致溃口的宽度增加。并编写了 DBS-IWHR 软件,模拟溃口的横向扩展 过程。关于侧向崩塌模拟过程和 DBS-IWHR 的使用方法,另有专文介绍。

而原有的溃坝模拟过程中通过逐步滑坡计算获得的,在 DB-IWHR 中需输入每一步的 圆心坐标、半径和渠底坐标,过于繁杂,并不能如实反映每个阶段溃口及溃决过程。基于 此,做如下简化:

工程应用中,只需输入第一个和最后一个滑面的信息,中间断面按连续渐变内插,同时将圆弧滑裂面近似为直线。如图4所示,初始圆弧滑裂面 MN 可近似为直线 NP,其中, 直线 NP 为弦线 MN 和切线 NQ 的角平分线。计算中假定侧向扩展等于下切深度,对于整 个溃口断面而言,两侧均向河岸靠近,则侧向宽度的增值应为下切深度的两倍。DB-IWHR 程序计算时,仅需输入第一个和最后一个滑面的渠底高程和倾角*β*,输入第一个滑面的底 宽后,程序将侧向扩展为下切深度两倍的原则自动计算最后一个滑面的底宽。经简化处理后,溃口的侧向崩塌模式如图4所示。另外在 DB-IWHR 程序计算中,可以根据 m = $\frac{h}{H-z}$ 算得当时的水深,根据三角关系,即可得到水面宽度即溃口宽度。



图 4 溃口的侧向崩塌过程等效简化

作者团队发现,简化带来了很大的便利性,只有有限的计算精度损失。例如,在唐家山案例 DB-IWHR 的旧版本和新版本中的计算溃决洪峰分别为 7610.0m³/s 和 7571.6m³/s。 需要强调的是,DB-IWHR 可以由用户自行决定使用原有圆弧滑裂面或简化的梯形横截面。 详见 DB-IWHR 说明书。

工程应用中,只需输入第一个和最后一个滑面的信息,中间断面按连续渐变内插,同时将圆弧滑裂面近似为直线。如图 5 所示。初始圆弧滑裂面 MN 可近似为直线 NP,直线 NP 为弦线 MN 和切线 NQ 的角平分线。

近期,DBS-IWHR 提供了直接用直线滑裂面的阶梯滑动分析的功能,以进一步简化 计算。2.1.5 节介绍了使用 DBS-IWHR 进行溃口横向扩展计算的方法。这一方法先设定初 始值 zo 和 βo。确定初始值 zo 的方法将在 2.2.6 节介绍。可假定边坡处于自然休止角,据此 确定初始值 βo。



图 5 溃口横向扩展的简化过程

计算中假定横向扩展等于下切深度,对整个溃口断面而言,两侧均向河岸靠近,故有

$$B_{end} = B_0 + 2(z_0 - z_{end})$$
(28)

在 DB-IWHR 计算时,相应某一泄洪渠河床高程 z, β可以通过下式确定:

$$\beta = \beta_0 + \frac{z_0 - z}{z_0 - z_{end}} (\beta_{end} - \beta_0)$$
(29)

水面宽度 B 为:

$$B = B_0 + \frac{z_0 - z}{z_0 - z_{end}} (B_{end} - B_0) + 2h \tan(\beta - \frac{\pi}{2})$$
(30)

在这个步骤中, h 的值未知, 但可使用前一步骤中的 h 值, 可满足精度要求。 2.1.6 改进的溃口侧向崩塌计算方法

2.1.5 节中介绍了 DB-IWHR V1.0 版本中, 溃口侧向崩塌的计算过程, 通过上述介绍 可以发现, 虽然借助 DBS-IWHR 表格可用于计算连续倒塌过程, 然而, DBS-IWHR 的计 算过程是费时费力、需要人工干预的, 同时, 对于没有经验的工程师需要花时间学习软件 的操作方法, 不适合溃坝洪水的快速评估。因此, 在可接受的精度范围内, 找到一种基于 下切深度 z 与滑面倾角 β 相关关系的经验方法, 使溃坝洪水预报更为快速、简便, 是十分 重要的。本节介绍了一种在经验性图表基础上使用一种双曲线模型来模拟溃口发展的计算 方法, 模型参数可以由坝体材料强度参数回归得到, 并具有足够精度。

(1) zo和 βo的确定

假定泄流渠从竖直坡开始崩塌(图 6),施加在垂直面上的主动土压力 Pa 为:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma \cdot z_0^2 \cdot K_a - 2c \cdot z_0 \cdot \sqrt{K_a}$$
(31)

其中,

$$K_{a} = \frac{1}{2} \tan^{2} \left(\pi / 4 - \varphi / 2 \right)$$
(32)



图 6 竖直坡上作用的主动土压力

其中 *c* 和 *φ* 分别为材料的内聚力和摩擦角。当 Pa=0 时,利用下式得到坝顶竖直面的临界高度;

$$z_0 = \frac{4c}{\gamma \tan(45^\circ - \varphi/2)} \tag{33}$$

根据朗肯土压力理论,滑动面与水平面成 $3\pi/4-\varphi/2$ 角:

$$\beta_0 = 135^\circ - \varphi / 2 \tag{34}$$

(2) β与z的相关关系

图 7 给出了表 7 中所列Δβ与Δz 相关关系, 它可以用双曲线模型来描述:

$$\Delta\beta = \frac{\Delta z}{m_1 + m_2 \Delta z} \tag{35}$$

其中1/m1和1/m2分别表示曲线的初始切线和渐近线。式(35)可以变换为式(36)的形式,来验证双曲线模型是否合理。

$$\frac{\Delta z}{\Delta \beta} = m_1 + m_2 \Delta z \tag{36}$$

式(36)所述关系绘于图 8。显然,线性关系存在,且 *m*₁为0.230, *m*₂为0.035,回 归系数(R²)为0.979,证明了双曲线关系的存在性。值得注意的是,由于 *m*₁与 *m*₂为经 验性参数,因此它们的值依赖于γ(度)和*z*(米)的单位。



图 $8 \Delta \beta = \Delta z$ 的双曲线关系

按照相同的步骤,可以找到 γ =16kN/m³时,不同 *c* 及 tan φ 值时的 *m*₁和 *m*₂,如图 8 所示。因此,可以得出以下结论:

(1)对于给定的φ值, m2没有显著变化,例如, φ=37°, c 变化时(表 7), m2大约为0.033。小数点后第三位的微小偏差可以归结为计算误差。图 9中的回归线可以用来确定只随 tanφ变化的 m2 值。

(2) m_1 的等值线可以由 c 和 tan φ 函数回归得到(图 10),可以用于确定 m_1 值。

φ	С	<i>Z</i> 0	β_0	m_1	<i>m</i> ₂
Deg.	kPa	m	Deg.	m·Deg. ⁻¹	Deg. ⁻¹
	15	50.142	116.5	0.230	0.035
	25	37.607	116.5	0.545	0.032
37	50	25.071	116.5	0.896	0.033
	75	12.536	116.5	1.307	0.03
	100	7.521	116.5	1.504	0.033
	15	40.796	121.5	0.128	0.028
	25	30.597	121.5	0.317	0.024
27	50	20.398	121.5	0.417	0.029
	75	10.199	121.5	0.645	0.027
	100	6.119	121.5	0.781	0.028
	15	33.786	126.5	0.107	0.016
	25	25.339	126.5	0.162	0.017
17	50	16.893	126.5	0.312	0.018
	75	8.446	126.5	0.432	0.019
	100	5.068	126.5	0.607	0.018

表 7 基于材料强度参数的双曲线模型参数计算表



图 9 参数 m2 与 tan φ的线性关系图, γ=16 kN/m3



γ=22 kN/m³时可以建立类似的模型(图 11 和图 12)。对于任意的材料,对两组图 表进行插值将足够精确地确定 *m*₁和 *m*₂。





图 12 参数 m_1 基于 tan φ 与 c 的等值线图, γ =22 kN/m³

新版 Excel 电子表格 DB-IWHR 2018 是 V1.0 版本的升级版 V2.0。计算过程基于上述 两组经验图表,根据不同坝体土料的材料重度 γ 和强度参数内聚力 c 和内摩擦角 φ ,得到双 曲线模型参数 m_1 和 m_2 , V2.0 版可以在此基础上自动内插,从而得到溃口边坡坡脚 β ,以 此代替 2.1.5 中公式 (29):

$$\beta = \beta 0 + \frac{\Delta z}{m_1 + m_2 \Delta z} \tag{37}$$

2.2 程序数值计算实现

常规的计算方法(如: Fread, 1988; Singh, 1988a; Chang and Zhang, 2011)都是通过给定 的初始时间 to 和时间步长 Δt , 计算相应的水位增量 ΔH , 冲刷深度 Δz 和流速变化量 ΔV 。相 应的算法是高度非线性的。计算程序包含复杂的迭代求解过程, 常会遇见收敛困难。通过 观察发现, 一旦给定流速 V, 可以直接求出相应的 ΔH 、 Δz 和 Δt 。因此新的算法采用给定 初始流速 Vo 和流速增量 ΔV 。

2.2.1 计算公式

在某一流速步 V_0 到 $V_0 + \Delta V$,则平均流速 \overline{V} 为:

$$\overline{V} = V_0 + \Delta V / 2 \tag{38}$$

水位平均高程 \overline{H} 和溃口底部平均高程 \overline{z} :

$$\overline{H} = H_0 - \Delta H / 2 \tag{39}$$

$$\overline{z} = z_0 - \Delta z / 2 \tag{40}$$

根据公式(5),计算平均流速:

$$\overline{V} = C_1 C_2 m^{-1} \sqrt{(\overline{H} - \overline{z})} = C_1 C_2 m^{-1} \sqrt{(H_o - z_o + \frac{s}{2})}$$
(41)

其中:

$$s = \Delta z - \Delta H \tag{42}$$

因此一旦给出 ΔV ,即可得到 s:

$$s = 2\left(\frac{m\overline{V}}{C_1 C_2}\right)^2 - 2(H_o - z_o)$$
(43)

控制性方程(11)和(14)或者(16)可以表示成如下差分格式:

$$m^{-1}\overline{V}B_o(H_o - z_o + 0.5s) - q = -\frac{\Delta W}{\Delta H}\frac{\Delta H}{\Delta t}$$
(44)

$$\frac{\Delta z}{\Delta t} = \Phi(\bar{\tau}) = \Phi(\bar{H}, \bar{z})$$
(45)

其中: τ 可以通过式(13)得到。式中的平均水深 h 可以通过式(3)得到。 消除方程(44)和(45)中的Δt 和ΔH 得:

$$\Delta z = \frac{s}{1 - L} \tag{46}$$

其中:

$$L = \frac{A}{ED} \tag{47}$$

$$A = m^{-1} \overline{V} B_o (H_o - z_o + 0.5s) - q$$
(48)

$$D = \Phi(\bar{\tau}) \tag{49}$$

$$E = \frac{\Delta W}{\Delta H} \tag{50}$$

2.2.2 峰值速度通过极值的处理

新方法的关键在于检验速度是否达到其最大值 V_m 。已经发现,式(43)中的(1-L)和 s在该特定点处接近零。等式(43)则因为计算精度的限制而不适用,很可能出现异常的极大值或负值。DB-IWHR2018的处理方案是,当 $0.985 \le L \le 1.015$ 时,通过以下泰勒级数展开计算 Δz 。

设 Vo为 Vm前一积分步值,则有:

$$V_{o} = V_{m} - \frac{dV}{dz}\Delta z + \frac{1}{2}\frac{d^{2}V}{dz^{2}}\Delta z^{2} = V_{m} + \frac{1}{2}\frac{d^{2}V}{dz^{2}}\Delta z^{2}$$
(51)

我们从中获得

$$\Delta z = \sqrt{\frac{2(V_o - V_m)}{d^2 V / dz^2}} = \sqrt{-\frac{2\Delta V}{d^2 V / dz^2}}$$
(52)

当计算越过峰值后,程序将使用一个负的AV,继续计算。

2.2.3 终止条件

满足以下任意一个条件中计算将结束:

(1) 当库容水位足够低并且其库容几乎为空时,这种情况在溃决分析中是正常的。

$$S_{out} = \int_{t_0}^t Q dt = W(H_0) - W(H_d) + \int_{t_0}^t q dt$$
(53)

式中: Ha是死水位,其为该水库几乎为空时的值。

(2) 当速度降低到初始速度 Vc,并且坝体材料不再被侵蚀时,即

$$V = V_c \tag{54}$$

(3)当宽顶堰公式中计算出的扩大的溃口宽度 B 等于流入的 q_{in} 所贡献的入流量时。 这种情况可能与堤防溃决胜有关,来自河流或海洋的大量入流量使得坝体溃口不断扩大, 直到 B 足够大到以平衡 q_{in}。

2.2.4 计算流程

计算过程中首先给定流速步长ΔV,然后根据已知的前一个计算过程中得到的 H₀、z₀ 和 V₀,就可以进行下一步计算:

- (1) 根据式(38)计算 \overline{V} 。
- (2) 根据式(43)计算*s*。
- (3) 根据式(46)计算∆z
- (4) 再由计算得到的 \overline{V} 和 s,根据式(42)和(45)分别计算 ΔH 和 Δt 。

以上计算过程简单明了,且没有迭代过程。然而为了使速度顺利的通过最大流速 Vm, 即速度增量由正直变为负值时,需要做特殊的计算,详细的计算过程附在附录内。图 13 是数值分析的流程表。

DB-IWHR2018 是在 Microsoft Excel 2007 中用 VBA 语言编写的程序,该程序能快速 计算出大坝溃决的峰值流量。程序可在下面网站下载:

http://www.geoeng.iwhr.com/ytgcyjs/czy/zlxz/kbfx/A54160106index_1.htm.



图 13 数值分析方法的流程表

DB-IWHR 2018 需要输入十四个地理学、水力学和岩土力学参数模拟溃坝过程,具体参数如表 8 所示:

表 8 DB-IWHR 需要输入的参数列表

	名称	符号	默认值	说明
山市沿	库容	p_1, p_2, p_3		由历史记录或快速调查得到
地理子	初始库水位	Ho		
<i> </i>	入流流量	q		
水力学	宽顶堰系数	С	1.42	由敏感性分析得到
参数	跌落系数	т	0.8	

	启动流速	Vc,		由经验建议值得到 Briaud
	侵蚀参数	a,b	表1	参考表1
	初始溃口	<i>B</i> 0, <i>z</i> 0		由入流流量或其他方法得到
岩土力	坝体材料参数	γ, c, φ		由经验或快速试验得到
学参数	溃口双曲线模型	m_1, m_2		由 ₇ , c, <i>φ</i> 得到
	参数			

2.2.5 程序界面

DB-IWHR 2018 的主界面如图 14 所示。





2.2.6 初始宽度的确定原则

单溃情况下,根据天然径流 qo 按下面步骤计算 假定溃坝起始条件为

$$\begin{bmatrix}
\frac{dH}{dt} = 0 \\
\frac{d^2 H}{dt^2} < 0
\end{cases}$$
(55)

由式(10)可得

$$q_o = CB(H_o - z_o)^{3/2}$$
(56)

$$V_c = Cm^{-1} \sqrt{H_o - z_o}$$
 (57)

其中 Vc 为起动流速。

$$\frac{V_c m}{C} = \sqrt{H_o - z_o} \tag{58}$$

$$q_{o} = CB_{o} \left(\frac{V_{c}m}{C_{1}C_{2}}\right)^{3}$$
(59)

$$B_0 = \frac{q_o(C)^2}{(mV_c)^3}$$
(69)

初始渠底高程按下式确定:

$$z_o = H_o - \left(\frac{V_c m}{C}\right)^2 \tag{61}$$

对于唐家山不开挖引流渠工况:

$$B_0 = \frac{80 \times 1.43^2}{\left(0.8 \times 2.7\right)^3} = 16.23$$

$$z_o = 753 - (\frac{2.7 \times 0.8}{1.43})^2 = 753 - 2.28 = 750.72$$

3 程序使用说明

3.1 基本功能

溃坝洪水分析 DB-IWHR 表格程序的基本功能: (1)模拟计算溃坝流量过程线及溃口 发展过程线; (2)程序计算过程中可以使用多种侵蚀率计算公式进行计算。常规的计算方 法(如: Fread, 1988; Singh, 1988a; Chang and Zhang, 2011)都是通过给定的初始时间 to 和时 间步长Δt, 计算相应的水位增量ΔH, 冲刷深度Δz 和流速变化量ΔV。

溃坝洪水分析 DB-IWHR 表格放弃了常规的以时间为迭代步长的计算方法,采用了通 过给定的初始流速 V_0 和流速增量 ΔV ,计算相应的水位增量 ΔH ,冲刷深度 Δz 和时间变化 量 Δt 的计算方法,借用 Excel 界面,操作简单,无需迭代,能够方便的计算溃坝过程的流 量曲线。并且提供了 6 种可用的侵蚀率公式:双曲线形式侵蚀率公式;指数形式侵蚀率计 算公式; Meyer-Peter- Muller 泥沙推移质公式; Englund-Hense 泥沙推移质公式; Du Boys 泥沙推移质公式; Eintein-Brown 泥沙推移质公式,可用作比较计算。

3.2 用户界面

溃坝计算程序中包含以下七个表格:

- (1) Calculation: 主界面,用于输入计算参数,以及计算方法的选择;
- (2) W.H curve: 是 Calculation 的子界面,用于回归分析得到库容参数;
- (3) erosion model: 是 Calculation 的子界面,选择侵蚀模型,填写侵蚀参数;
- (4) User Manual: 对整个程序的基本介绍。

Calculation 表是主要的操作表,包括以下7个区域:

- (1) 坝体参数(包括坝高、入库流量等基本参数)
- (2) 宽顶堰参数(包括流量修正系数和跌落系数等)
- (3) 库容参数
- (4) 侵蚀参数(根据前述侵蚀公式和实际坝体材料送入)
- (5) 溃口侧壁参数(参考原理介绍)
- (6) 计算方法选择项
- (7) 推移质公式中参数(推移质公式中用到参数)
- (8) 计算和导出按钮

(and	The second	Dam B Copy Right : Disclaimer: The author as	chen ZuYu (E sumes No responsibility other character	alysis DB-IW Email: chenzuyu@cash and makes so gaurantees, expresse atic of this software	HR V2. iq.ac.cn) d or implied, on the que	O Issued 2018.6 ality, reliability, or any
Project Name		Serial Numbe	Calculated by	Checked by	Date	Cospany
Lake 24 Q = H,	Information 115.79 5000.00 93.75	Devations of channel bodyn Inflow Row of 1 Devations of Call Water on		Input 10, 50 and 10 by Banually H ₀ 117.94 B ₁ 30.00 B _{rol} 74.08	O suggested values Elevators of energies was Oamed Width, trepning, Oamed Width, ending, m	by Ye and Qin In level, loganag, m M
р: р: р:	1.99 -30.68 187.17	W-H care coefficient W-B cares coefficient W-B cares coefficient W-B cares of 2014	<pre>@Automstical OHermally</pre>	C 30.00 <i>fi</i> 25.00 <i>2 m</i> 93.75 <i>n</i> 207	Colorsion (5) Friction angle Envolution realizing in Norw matching for balance of	m J 0.27 Lateral edargement coefficient m J 0.02 Lateral edargement coefficient Seck
Coe mg mg mg	fficient of B 0.36 0.90 0.80	ner storage capacity curve wo road-created weir Broad-created wei few coefficient Lawrid checking Syttlemet Ratio of talwaw	Default value O Manually	D_{30} 0.0050 ρ , 2650.0000 v (Θ) G_{c} 2.6500 L 36.0000 n 0.0250	Average particle size, no Manual density, leg m ² Vodi neto Spottic gravity Erosen length, en Ravghaess of reve	There are several candidate methods to consider the erosion rate of sediments,The User can switch the methods by click the bug Down box
Fr a b Tr	2.40 1.0000 0.0003 15.00	haring and hexposer valueity as t Erman costligan Erman costligan hexposet shear atom	Befesit value	calculation button Re calcula	te (8)) Export data

图 15 基本参数输入区

3.3 程序使用前的设置和规定

基于 EXCEL2007 的设置:

3.3.1 加载规划求解

2007 版的 Excel 加载规划求解加载宏的具体步骤如下:

(1) 单击 "Microsoft Office 按钮", 然后单击 "Excel 选项"。

(2) 如图 16 所示,在弹出的"Excel 选项"对话框中,单击"加载项",然后在右侧 框中选择"规划求解加载项",然后单击"转到"。

(3) 在"可用加载宏"框中,选中"分析工具库"和"规划求解加载项"复选框,然 后单击"确定",如图 17 所示。

加载规划求解加载宏后,"规划求解"命令将出现在"加载项"选项卡。

			2 ×
nu) Sst	臺 查看和管理 Microsoft Office 加载项		
60.75	204610		
保非	名称	02	# <u>1</u>
產级 自定义	活动应用程序加程源 Acrobat PDFMaker Office COM Addin Chinese Translation Addin	C:\ffice\Office12\ADDINS\TCSCCONV.DLL	COM 加載項 COM 加載項
加速中心	Office Special Symbol Input Add-in 分析工具库 规想求解加数项	C:_Office\Office12\ADDINS\SYMINPUT.DLL C:_Office12\Library\Analysis\ANALYS32.XLL C:_se\Office12\Library\SOLVER\solver.slam	COM 拉載項 Excel 加載項 ^目 Excel 加載項
	日記は約月時時かの転回 Interret Assistant VBA Gentilon時 不可以内容 素明時時 分析工具 - VIA 修工具 - VIA 修工具 (Minikを行用) 人名 (Corlook 电子部体初5人) 目前 (Minikを行用)	Cloft Office12UBraryUHTMLXLAM ClTes22UBraryULabel Print(JabelprinzLaber ClMicrosoft Office10ffice12/OFFRHD.DLL Ioolupalem ClFcres2UBraryUnalysis/ATPVIAEINSLAM euroboolulam ClTcresoft shared/Smart TagUNOAEDLL Clrosoft shared/Smart TagUNOAEDLL	Excel 加酸项 Excel 加酸项 ZAH始量器 Excel 加酸项 Excel 加酸项 Excel 加酸项 智能标记 智能标记 +
	没布者:		

图 16 选择规划求解加载项

图 17 启用规划求解加载项

8 确定 取消 浏览(E)... 自动化(U).

3.3.2 宏的安全性设置

Excel2007 中可以在信任中心"Microsoft Office 按钮"——"Excel 选项"——"信 任中心设置"——"宏设置"类别(图 18),选择"启用所有宏",或者"开发工具"选 项卡——"代码"组——"宏安全性"按钮中更改宏的安全设置。也可以在"受信任位置" 中添加电子表格溃坝.xlsm 所在的位置。

在进行完这些设置后,每次打开溃坝电子表时仍会在工具栏上弹出一个安全警告,如 图 19 所示。单击"选项"按钮,在弹出的"Microsoft 安全选项"对话框中选择"启用 此内容",然后单击确定就可以(图 20)。



图 20 启用宏

3.3.3 "找不到工程或库"的处理

由于 Excel 不同版本兼容的问题,在使用中可能出现如下问题,即单击某个溃坝电 子表中创建的任一菜单按钮时,会弹出"找不到工程或库"的错误提示,如图 21 所示。 造成这一原因在于 Solver (规划求解)没有被正确引用(各个版本的 Solver 所使用的语 言不一致造成的)。

解决方案如下:

1) 单击弹出窗口的"确定"按钮,程序此时处于 VBA 的运行状态。

2) 停止运行:首先在代码窗口中某行的末尾输入一个空格(输入空格的目的是为了 不改变程序而快速停止运行),然后单击工具栏上的"重新设置"按钮,或者"运行"菜 单上的"重新设置"命令,如图 22 所示。

3) 单击"工具"菜单上的"引用"命令,在弹出的对话框中,去掉"丢失 Solver"前面的复选框,如图 22 所示。

24



图 21 编译错误

图 22 中断 VBA 的运行

4) 切换到 Excel 工作表窗口,单击"数据"菜单上的"规划求解"命令,然后单击弹出的"规划求解"窗口中的"关闭"按钮。

5) 切换回 VBA 窗口,单击"工具"菜单上的"引用"命令,在弹出的对话框中会发现"丢失 Solver"已经变成了"Solver",选中前面的复选框,单击"确定"按钮,如图23。

这样"找不到工程或库"的错误问题就可以解决了。



图 23 SOLVER 丢失

3.4 程序操作说明

此"calculation"界面共包括标题、参数输入部分,图像和数据输出部分,计算部分。 3.4.1 输入参数界面

参数输入部分包括"Lake Information"、"Relation between Storage Capacity and Water Level" "Coefficient of Broad-crested weir" "Coefficient of erosion rate" "Breach extension curve" 五部分。

N.W.W.	No.	Dam B Copy Right : Disclaimer: The author as	Chen ZuYu (E sumes No responsibility a other characteris	mail: chenzuyu(nd makes no guarantees, e stic of this software	Cashq.ac.cn)	72.0 Issued 2018.6 the quality, reliability, or any
Project Name		Serial Numb e	Calculated by	Checked by	Date	Company
Lake Z ₀ Q _M H _r	Information 115.79 5000.00 93.75	Elevations of channel bed,m Inflow flow,m ³ /s Elevations of dead Water,m		Input H0, B0 an Manually H ₀ B ₀ B _{ed}	d z0 by Suggested v 17.94 Elevations of reserv 30.00 Channel Width, beg 74.08 Channel Width, end	values by Vc and Qin voir water isvel, beginning, m ginning, m ding, m
Rela <i>P</i> 1 <i>P</i> 2 <i>P</i> 3	tion between 1.99 -30.68 187.17	Storage Capacity and Water Le W-H curve coefficient W-H curve coefficient W-H curve coefficient	 Manually 	C fi Zead n	Cohesion 5,00 Friction angle 13,75 Elevation ending, m 207 Row number for br	m ₁ 0.27 Lateral enlargement coefficient m ₂ 0.02 Lateral enlargement coefficient a
Note:	obtained by w	ater storage capacity curve wor	ksheet	D 30 0	ort parameter .0050 Average particle siz	28, m There are several candidate methods to
Coe m _q m _b m	fficient of E 0.36 0.90 0.80	Broad-created meir Broad-created weir flow coefficient Lateral shrinkage coefficient Ratio of tailwater	Default value O Manually	ρ, 265 υ 0 G _z 2 L 36	60,0000 Material density, kg .4300 Void ratio .6500 Specific gravity 6.0000 Erosion length, m	consider the erosion rate of sediments,The User can swtich the methods by click the Drop Down box
Coef V _c	icient of er 2.40 1.0000	osion rate Incipient velocity,m/s Erosion coefficient		n 0	.0250 Roughness of river	Lateral enlargement for the hyperb
b Te	0.0003	Erosion coefficient Incipient shear stress	Default value	Re ca	lculate	Export data

图 24 输入参数界面

第一部分"Lake Information"是坝体参数,包括 Z₀为坝体初始高程;Q_{in}为入库流量; Hr 为库容为 0 时的水位高程。唐家山堰塞湖中一次取 742m; 80m³/s; 700m。

Avala	anche Lake	Information	
Zo	740.00	Elevations of channel bed,m	
Q_{in}	80.00	Inflow flow,m ³ /s	
H_r	700.00	Elevations of dead Water,m	
H_r	700.00		

图 25 "Avalanche Lake Information" 模块图

第二部分为库容曲线系数 a1, b1, c。库容曲线系数的填写有两种方法,一是根据库 容关系自动生成,另外一种是自行填写的。自动生成过程需要在"W.H curve"界面内实 现,具体操作如下:在"W.H curve"界面的水位库容表格"Storage Capacity VS Water Level" 中一次输入水位高度(m)和所对应的库容量(10⁶m³)。以唐家山为例,水位高度依次输入: 700,720,750;对应库容依次为:44,108.5,300。

Sto	Storage Capacity VS. Water Level					
	wate	r elevation	Reservoir	capacity		
		Н	W (1000)00m ³)		
	h ₁	700.00	W1	44.00		
	h ₂	h ₂ 720.00		108.52		
	h ₃	750.00	W3	300.00		
		Elevations of dea	d Water $H_r(m)$			
		700				
	自动回	日参数				
	返回计算页面					

图 26 "Storage Capacity VS Water Level" 水位库容图

输入完成后,会在"Ouadratic curve"模块中,以点图的形式,显示输入的数据。按 控制按钮"自动回归参数",程序会自动根据输入参数得到,库容参数。结果显示在"W.H curve"界面的"curve of reservoir storage capacity"模块中。根据唐家山堰塞湖数据,计 算结果如图, a1, b1, c 依次为 0.06, 1.96, 44.01。



图 28 参数输出图

0.06	W~H curve coefficient	(Automatical
1.96	W~H curve coefficient	Unactional action
44 00	W~H curve coefficient	⊖ Manually

图 29 库容系数模块图

第三部分宽顶堰系数,有流量系数 ma,侧收缩系数 mb,淹没系数 m 三项,宽顶堰系 数同样有两种办法获得,一种是程序推荐使用的一组数据 0.36、0.9、0.8; 一种是用户自 己定义的。根据唐家山堰塞湖实际资料流量系数、侧收缩系数和淹没系数依次去 m=0.36. *m*_q=0.9, *m*=0.8。(可在适当的范围内调节)

ffic	ient d	of Broad-crested weir	
0.3	36	Broad-crested weir flow coefficient	⊙Default value
0.9	90	Lateral shrinkage coefficient	
0.8	30	Ratio of tailwater	⊖ Manually

图 30 宽顶堰系数图

第四部分为冲刷参数 V_c , a_2 , b_2 , z_c 本程序采用了新的冲刷模型, 双曲线模型。根据 双曲线模型算的计算结果和实际数据能够很好对应,并且与指数模型相比,更符合实际情 况。双曲线参数的选取同样可以采用两种方法,本程序根据唐家山堰塞湖的时间数据归纳

总结了一套冲刷系数即 a2=1.1, b2=0.0007, 启动流速为 Vc=2.7m/s。

77	2 70	Incinient velocity m/s	
•	2.70	Incipient verocity, a s	○ Automatically
a	1.1000	Erosion coefficient	V
ь	0.0007	Erosion coefficient	Manually

图 31 冲刷系模块数图

第五部分为溃口参数部分,包括两部分:

(1) 初始渠底高程 zo, 渠底宽 Bo 和边坡坡度βo

按 2.2.6 节计算 z_0 , 和 B_0 。此时,还需要确认库水位 H_0 和起动流速 V_0 已输入。也可 由用户指定此两值。通过"Manually"和 'Suggeted vlue by Vc"切换。无特定情况景,坡 度 β_0 可取自然休止角。

(2) 终止时渠底高程 zend, 坝体材料内聚力 c(Pa),内摩擦角 φ(°)和容重 r (KN/m³) 此部分包括 "Default value"和 "Manually" 按钮, "Default value" 按钮的功能
是: 按照 VBA 内嵌差值算法自动填充初始溃口边坡角度 β₁, m₁和 m₂; "Manually" 按钮的功能: 清除初始溃口边坡角度 β₁, m₁和 m₂单元格,操作者可查表自主填写。

() Man	nually	y	 suggested valu 	ies by Vc	and Qin			
H.		742.57	Elevations of reservo	Elevations of reservoir water level, beginning				
Bo	1	14.40	Channel Width, begin	ning				
Bend	1	40.40	Channel Width, ending					
				10000				
С		30.00	Cohesion	m,	0.2700	Lateral enlargement coefficient		
C fi		30.00 25.00	Cohesion Friction	<i>m</i> ₁	0.2700	Lateral enlargement coefficient Lateral enlargement coefficient		
C fi Z end		30.00 25.00 93.75	Cohesion Friction Elevation ending, m	m ₁ m ₂ 7	0.2700 0.0245 16.0000	Lateral enlargement coefficien Lateral enlargement coefficien Bulk Density		

图 32 宽度系数模块图

参数输入完成后,按"计算"按钮就可在界面上看到计算结果,若需要把结果输出, 按"Export fig"按钮,即可将计算结果导出。

calculation buttom	
Re calculate	Export data

图 33 计算和输出按钮示意图

3.4.2 计算结果

按上述说明填写参数后,程序便自动给出结果图,如图 34 所示。



图 34 计算结果

点击"Export Figs"按钮即可倒出结果文件"result"。



图 35 计算结果显示区

4 溃坝实例

4.1 板桥溃决实例

1975 年 8 月 4-7 日河南省中部的一场特大暴雨(通称 "75.8" 暴雨),造成板桥、 石漫滩两座大型水库,田岗、竹沟两座中型水库和 58 座小型水库垮坝。导致 29 个县 12000 km² 的土地受淹,1700 万亩耕地,1100 万人受灾,2.6 万人惨遭灭顶,是近代水利史上 的一次重大灾害。

4.1.1 板桥水库基本情况介绍

板桥水库建成于 1951 年,主要用于防洪、灌溉、发电和养鱼,地处河南省驻马店市 以西 45 km,泌阳县板桥乡境内的汝河上,控制流域面积 762 km²,多年平均径流量 2.8 亿 m³。大坝是粘土心墙砂壳坝,建成时最大坝高 21.5 m,坝顶长 1700 m,宽 8 m,上 游坝坡 1:3,下游游坝坡 1:2.5,拦蓄的总库容为 2.44 亿 m³,右侧设有宽 80m 的溢拱道 和高 3.2 m 的输水洞。1956 年发现坝体沉陷并严重开裂,故进行加固扩建,采用对原坝 体进行大开膛的方案,即在坝上开挖长 1300 m、宽 30 m、深 29.5 m 的槽,再重新回填 土料压实。加固扩建后坝顶加高 3 m,相应坝顶高程为 116.34 m,最大坝高 24.5 m,坝 顶宽 6 m、长 2020 m,最大库容增加为 4.92 亿 m³。同时在右岸的天然山增内增建一座 宽 300 m 的副溢洪道,最大泄最 1160 m³/s。具体的坝体结构和材料参数可参考表 9。

板桥参数	心墙材料	外壳材料
高度 (m)	24.5	24.5
坝顶宽度 (m)	3	3 m
上游坡比	1:4	1:3
下游坡比	1:4	1:2.5
D50 (mm)	0.03	0.2
孔隙比	0.3	0.35
内聚力 (kPa)	30	0
内摩擦角	20.3°	26.5°
粘土含量	40%	

	表	9	板桥坝体结构和材料参数
--	---	---	-------------

975 年 8 月 3 日,由于台风造成的特大暴雨,驻马店大部分地区在 3 天内遭遇了 1000 毫米以上的降雨。板桥水库入库流量过程线见图 36 所示,显示溃坝时入库流量约 13000 m³/s,显示从 7 日 17:00-日 0:00,库水位从 114.79 m 升高到 117.94 m,到达坝顶位置, 随后坝体开始发生漫顶溃决。牛运光等记载了有关水文、气象和溃坝的特征信息,由实测





4.1.2 模拟结果

基于对 DB-IWHR 模型计算基本原理的介绍和板桥溃决的收集资料,表 10 列出了反演计 算的输入数据。

表 10 板桥水库溃坝的参数列表

	名称	符号	取值
	库容	p_1, p_2, p_3	1.99, -30.68, 187.17
地理学参数	初始库水位	H_0	117.94 m
	入流流量	q	5000 m ³ /s
	宽顶堰系数	C	1.42
水力学会粉	跌落系数	т	0.8
小刀子参奴	启动流速	<i>V</i> c,	2.4 m/s
	侵蚀参数	a,b	1.0, 0.0003
岩土力学参数	坝体材料参数	γ, c, φ	16 kN/m ³ , 30 kPa, 25°

溃口双曲线模型参数	m_1, m_2	0.27, 0.02	
初始底高程	Z0	115.79 m	

图 38 和图 39 分别给出了板桥水库溃口流量及溃口宽度与时间的关系。计算结果与 实测数据列于表 11。





	符号, 单位	计算结果	实测数据
峰值流量	$Q_{\rm p},{ m m}^3/{ m s}$	78622	78100
峰值流量对应时间	t _P ,h	4.70	3.5
溃口均宽	$B_{\rm avg}$, m	311	291

表 11 板桥水库溃坝计算结果与实测数据列表
4.1.3 DB-IWHR V2.0 与 V1.0 计算结果对比验证

DB-IWHR V2.0 在 V1.0 的基础上,简化了逐步下切的计算方法,为了对比简化的双曲线模型经验方法与 V1.0 版本的详细计算方法,本节对课题组已发表的 3 个案例进行重新分析,对比所得的计算结果。将易贡、小岗剑和一把刀堰塞湖的输入参数列于表 12,两种方法的比较结果列于表 13,可以看出,两种计算方法的结果都是可靠的。

	符号		易贡		小岗剑		一把刀		
地理学参数	$p_1, p_2,$	p_3	0.31, 1	6.28, -121.7	78 0.01,	-0.53, 9.54	0.0029, 0.098	3, -0.58	
		q	859 m ³	/s	15 m ²	³ /s	L 汾台》审书回》册 -	-k	
		H_0	2262.82	2 m	844.5	7 m	上研须坝洪	八	
水力学参数		С	1.42		1.42		1.42		
		m	0.8		0.8		0.8		
		V_{c}	2 m/s		2.7 m	/s	2.7 m/s		
		a,b	0.3, 0.0	0038	0.2, 0	.0002	0.2, 0.0002		
岩土力学参数		γ, c, φ	18.5kN	18.5kN/m ³ , 13kPa,		N/m^3 ,	18.5kN/m^3 ,	41.6kPa,	
(双曲线模型)			37°	37°		Pa, 19°	19°		
	m_1, m_2		0.2, 0.0	0.2, 0.03		0.02	0.25, 0.02	0.25, 0.02	
	B_0		5 m	5 m			15 m		
(逐步下切)	β_0, β	β_0, β_{end}		119°, 145°		, 170°	134° , 157°		
	Z0, Ze	Z0, Zend		2261m, 2210 m		n, 813 m	760 m, 752 m		
			表 1	3 三个案列	的比较	结果			
符	号	计算	方法	易贡		小岗剑	一把刀		
峰值流量	$Q_{\mathrm{p,}}$	逐步	下切	106061.	67	2251.47	3329.5		
	m^{3}/s	双曲	线模型	102436.	82	2272.86	3329.23	5	
峰值流量对应	tp	逐步	下切	6.77		0.93	1.02		
时间	h	双曲	线模型	6.56		0.91	1.00		
溃口宽度	$B_{\rm end}$	逐步	下切	424.00		106.59	64.59		
	m	双曲	线模型	420.02		100.42	60.66		

表 12 三个案列的输入参数

4.1 唐家山堰塞湖溃坝实例

测试题目: 与实测唐家山堰塞湖溃决过程对比。

测试目的:验证本程序计算结果可行性和准确性。

测试内容:使用了实测唐家山堰塞湖资料选取合理参数,进行数值反演,对比反演计算结果与实测数据的对比度,并分析了参数的敏感性。

4.1.1 模拟结果

数值计算假定从 6 月 10 号早上 6:00 开始。水库水位 H, 槽底高程 z, 水面表面宽度 B, 流量 Q, 流速 V 的计算结果如图 40, 同时列于图中的还有实测数据。从定量比较而

言,表 14列出了现场实测和反分析的特征值,以及随后的敏感性分析的相关数值。

反分析中预测峰值流量为 7610 m³/s, 实测值为 6500 m³/s。从表 14 中可以看出所有 计算的特征值在峰值到达之前均与实测值相吻合。峰值之后,计算的库水位高程和槽底高 程持续降低,而实测值基本保持不变。这可能是峰值流量之后下游河床上淤积了大量的侵 蚀土料。如果期望模型能预测整个溃坝过程,就应该同时考虑这种侵蚀和淤积效应。另一 个原因可能是由于滑坡体的不均匀性,在没有破碎并有更高临界剪应力的大岩石上,侵蚀 是会停止的。

	参数符	符号及取值	备注
入流量	q	80 m ³ /s	
初始溃口宽度	B_o	16 m	基于泄流槽几何特征及 3m 水深确定
	C_{l}	1.43	
宽顶堰系数	C_2	0.94	式(1)和(2)中的参数
	т	0.8	
	p_1	0.063	
庄公乏粉	<i>p</i> ₂	196.6	库容水位关系采用下式表示: $W = [n(H - H)^2 + n(H - H) + n] \times 10^6$
件谷余级	рз	44	$w = [p_1(n - n_r) + p_2(n - n_r) + p_3] \times 10$ in m ³
	Hr	700 m	
	Vc	2.7 m/s	
侵蚀率	1/a	1	式(16)
	1/b	0.0005	
侧向扩展			

表 14 模型输入的参数值













图 40 计算结果与实测数据对比(a)库水位高程,(b)流量,(c)流速,(d)横截面表面 宽度,(e)泄流槽底高程。◆实测数据,-计算曲线

4.1.2 敏感性分析

为了验证程序的稳定性,针对唐家山具体实例进行了敏感性分析,即每次仅改变所有影响结果参数的一个而其它不变。其计算结果流量曲线见下文,表 15 列出了不同案例敏感性分析的具体参数取值以及计算结果。通过敏感性分析发现,侵蚀率系数的敏感性最大, 当采用侵蚀率的最值*ż_{ult}*为 3.3mm/s, 三倍于实测值(1.19mm/s)。从表 15 可知,案例 B-2 的峰值流量为 13000m³/s,接近于实测值和反分析的两倍。

				峰值		峰值流速		
			达到时 刻	水位	槽底高 程	流量	峰值流 速	侵蚀率
			t_m	Н	Z	Q_m	V_m	dz/dt
			Hour	m	m	m ³ /s	m/s	mm/s
	现场》	则试	12:30	732.25	720.9	6500	4.96	1.19
回归分析			11:02	735.21	723.41	7609.97	5.78	1.16
	A-1	<i>m</i> =0.67	10:53	731.42	719.37	7927.85	7.43	1.28
А	A-2	<i>m</i> =0.75	10:51	733.11	721.29	7832.02	6.48	1.22
	A-3	$C_{l}=1.70$	10:11	735.88	724.72	8210.78	6.68	1.24
В	B-1	a=1.0,b=0.0005	10:57	730.55	717.06	9475.62	6.18	1.58
D	B-2	a=0.9,b=0.0003	10:26	724.61	707.1	13524.99	7.05	2.54
D	C-1	Table 4	13:26	727.36	712.54	6740.95	6.48	1.2

表 15 不同案例敏感性分析特征值汇总

(1)案例 A: 水位跌落系数 m

案例 A-1 和 A-2 考虑淹没修正因子的影响, *m* 分别取 0.6 和 0.5, 与反演分析中的 0.8 相比较。

案例 A-3 考虑 C 取 1.69,此值为 Brater (1959)建议的上限值。与之对应 m 取 0.5.。这个案例只要知道堰流系数就能得出可能的最大洪峰流量。

从图 41 中,我们可以发现不同的水力堰参数对计算的峰值流量的影响有限。案例 A-3,作为可能的上限值,推出的洪峰流量为 8300m³/s,反演分析得出的为 7610 m³/s。从 实际的观点来看,作为保守方法,计算过程中可以取一个更小的 m,一个更大的 C。





(2)案例 B: 与双曲线侵蚀模型相关的参数

与双曲线模型中参数 a 和 b 分别取 1.1 和 0.0007 相比,案例 B-1 中参数 a 和 b 分别取

1.0 和 0.0005,案例 B-2 中参数 a 和 b 分别取 0.9 和 0.0003。他们代表两种更易侵蚀的土,。 案例 B-2 中采用侵蚀率的最值 ż_{ut} 为 3.3 mm/s, 三倍于实测值(1.19 mm/s)。从图 42 中可 知,案例 B-2 的峰值流量为 13000 m³/s,接近于实测值和反分析的两倍。这显示双曲线模 型可处理大范围的参数输入。



图 42 敏感性分析案例 B 中的双曲线侵蚀模型相关参数

概念上来说,现场实测值 1.19 mm/s 可能是侵蚀率极值 $\dot{z}_{ut} = 1/b$ 的一个真实的估计, 代表唐家山土料的最大可能侵蚀速率,因为如果土料能继续抗侵蚀,当时水库仍有足够的 能量来增加此值。最大可能的侵蚀速率 \dot{z}_{ut} 有物理含义,双曲线模型的使用能帮着有经验 的工程师减少采用不正确的侵蚀参数而造成的风险。

(3)案例 C: 指数侵蚀模型和参数

案例 C-1 研究方程(14)所列指数模型中采用回归参数, *a*1 和 *b*1 分别取 8 和 1.2。如 图 32 所示,计算结果合理,预测的峰值流量 *Q*m为 7512.9 m³/s。与其它采用双曲线模型 的案例相比,案例 C-1 达到峰值时间更长,这个问题不大,因为泄流槽开始侵蚀的时间并 不能精确地得知。

与双曲线模型分析类似,两组更易侵蚀的参数, 'a1 = 10、b1 = 1.2'和'a1 = 8 and b1 = 1.3', 分别标注案例 C-2 和案例 C-3。图 43 中所列的峰值流量有很大差别。比较计算的峰值流 量和现场实测值、反分析值,案例 C-3 表明将 b1 从 1.2 调整到 1.3,峰值流量将翻倍。因 此,指数模型的使用将增加给定不同材料参数的困难性。



图 43 敏感性分析案例 C 中的指数侵蚀模型相关参数

(4)案例 D: 侧向扩展

侧向扩展分析中的不确定性分析主要考虑剪切强度参数的变化。案例 D-1 采用一组 更高的强度参数: *cu* = 25 kPa、*qu* = 26°。采用"模拟侧向扩展"一节中所述的步骤,计算在 第 4 步结束,与图 40 所列的反分析案例相比,计算的水面宽度值 *B* 较小,其计算的峰值 流量为 6740 m³/s,反演计算的结果为 7610 m³/s,就像在图 44 所示一样,图 45 表明在 槽底高程为 726m 时,水面宽度仅为 90m,与图 40 (d)所示的反分析实例的 140m 相比小 很多。然而,峰值流量却没有显著减小,从这可以看出,边坡稳定分析方法的使用能允许 较宽泛的剪切强度参数输入。



图 44 敏感性分析案例 D: 泄流流量随时间变化的曲线



图 45 敏感性分析案例 D: 水面宽随时间变化的曲线

4.2 易贡堰塞湖溃坝实例

测试题目: 与实测易贡堰塞湖溃决过程对比。

测试目的:验证本程序计算结果可行性和准确性。

测试内容:使用了实测易贡堰塞湖资料选取合理参数,进行数值反演,对比反演计算结果与实测数据的对比度,并分析了参数的敏感性。

4.2.1 易贡堰塞湖基本概况

受印度板块和欧亚板块挤压,青藏高原东南地区较易出现堰塞湖。据统计,在青藏高 原主要河流发生了至少十四个滑坡。1984 年和 1985 年林芝县的培龙沟先后爆发的特大泥 石流冲毁了下游 2km 的川藏公路和沿程的 5 座桥梁。自十八世纪中叶以来,青藏高原至 少五个主要的堰塞湖(其中三个由地震引发)发生过溃决。



40



图 47 扎木弄沟

2000年4月9日20时05分,由于天气变暖和冰雪融化等因素的影响,位于东经94°53′、 北纬30°14′的西藏自治区波密县易贡乡的扎木弄沟源区发生了巨大山体滑坡,滑坡地理位 置见图 46,扎木弄沟见图 47,滑坡前的易贡堰塞湖见图 48,易贡全景图见图 49。滑坡 巨大的冲击力激发沟内碎屑物质,2~3min 内转化为超高速块石碎屑流,倾泻于易贡湖出 口,完全堵塞了雅鲁藏布江的支流易贡藏布河,形成长约 2500m、宽约 2500m、高约 60~110m 的近喇叭状天然坝体。其于 2000 年 6 月 10 日发生溃决,洪水一直演进到下游 印度的 Dihang 和 Bramaputra 河。



图 49 易贡全景图(2014)

对易贡滑坡及其导致的堰塞体、堰塞湖的研究具有全球性意义,其具有以下特点:①

1900年以来世界上发生的最大滑坡;②其体积为 0.3×10⁹m³,是现有文献记录的最大堰塞体;③其导致的溃决洪水在下游 18 公里内达到 120000m³/s。

通过对 2000-2015 年所有文献的研究发现:①易贡滑坡具有一系列非常独特的现象; ②现有大部分文献都是从地质地貌及滑坡过程开展研究的;③其洪峰流量及库容都是现有 文献记录中最大的;④现有文献中关于最大溃决洪水的记录是不一致的。

通过实地考察、资料搜集,对易贡堰塞湖地形、结构、形成特点、溃决过程等进行系统分析。并对遗留堰塞体及其周围滑坡地段的地形地貌进行量测,拟通过对其水文及溃决数据的整理修正,为后续科学研究及防灾减灾工程措施的改善提供宝贵的一手资料。

该滑坡发生时,美国地震局信息中心(<u>http://neic.usgs.gov</u>)勘测在震源区域东侧发生 了两次浅源地震(M3.5和M4.6),持续了约12秒(19:59:58和20:00:10当地时间)。滑 坡区域处于藏东易贡藏布峡谷地区,扎木弄沟源头的雪山高程为5520.00m,位于易贡藏 布河谷的最低处高程约2188.00m,高差达3332m。一旦滑坡发生,巨大的高程会导致临 空山体产生潜在的巨大势能,如图50示。



图 50 山体崩塌形成的缺口

对以往涉及易贡滑坡的文献分析总结发现:易贡滑坡体自易贡藏布左岸扎木弄沟 5520.00m 以上的山峰下滑,历时约 10min,其水平最大距离约为 10000m,最大速度达到 44m/s 以上,滑坡触发次生泥石流的速度较快。滑坡形成的堆积方量约 0.3×10⁹m³。其特 性表如下表所示。关于易贡滑坡的文献及相关资料很多,本文在此不再赘述。

	滑动岩体顶部高程	5520m
易贡滑坡	横向滑动长度	10000m
	纵向滑动高度	2600m
	滑动体方量	0.3×10 ⁹ m ³
	滑坡碎屑底高程	2186.41m

表 16 易贡滑坡特性表

通过现场调查以及现有的文献发现,堰塞体长约 2500m,宽约 2200m,最大厚度 100m,

平均厚度 60m, 面积约 5km², 体积 0.38×10⁹m³, 底部最低高程为 2186.41m。其特性表如 表 17 所示。

表 17 易贡堰塞体特性表

堰塞体	堰塞体的方量	0.38×10 ⁹ m ³		
	在堆积体中间的最低处表面测量, 请	最高和最低处的高度	2266.41/2186.41 m	
	最大厚度平均厚度		100m/60 m	
	最大宽度/最小宽度(顺河向)		2500/2200 m	

文献发现滑坡堆积区呈现扇形分布,将其分为四个区域。即:堆积区的中轴部地带主要由砾石堆积带组成;环绕中轴部地带的块石堆积区两侧及前缘分布着碎屑、砂堆积带;外部依次为铲削区域和气浪波及影响带。此处主要研究中轴部地带和环绕中轴部地带,所以着重介绍以下两区域。

中轴部块石堆积带:呈 NE-SW 向分布,长度约为 2600m,宽度约为 800m,厚度约为 70m 左右。堆积区的堆积物 90%由砾石构成(含量>90%)。在其北部区域,块石直径 20%是在 3m 以下,其余都在 3m 以上,其中最大两个块石直径分别为 44m、42m,如图 40 所示。2014年,经过实地考察仍能见当时遗留的巨大块石,见图 51。文献认为正由于 巨大块石的存在,堆积区多呈现间架结构,充填了很多的小块石和碎屑。

碎屑、砂堆积带:围绕位于中轴部块石堆积带的两侧及前缘。主要含有 80%细颗粒的碎屑,砂以及粉尘,其中含有约 20%的巨石,如图 51 所示。在区域边缘的较细的材料 区域,有数百个孔形成并通过空气和孔隙水从碎屑排出。这些孔的深度大于 10cm,直径 为几或几十厘米,见图 52。沉积物中的冒砂孔证实颗粒流不仅包括固体颗粒,也含有空 气和孔隙水。本文重点对此堆积带进行研究。在易贡湖水位上升过程中,堆积体东侧与块 石堆积亚区接触附近,被围淹的土丘下部巨大岩块间常形成塌陷坑、洞,大的塌陷洞附近, 如地下暗河;部分地段则进行水、汽置换,碎屑砂土分布段常形成裂缝,宽 2mm-30mm 不等,大的岩块因堆积时形成稳固的间架结构,岿然不动。



图 51 堆积体块石(2000)



图 52 遗留在现场的块石(2014)



图 53 易贡堰塞湖的地质横剖面

基于以上分析,易贡堰塞湖的特性表如下表 18 所示,修正后的库容水位曲线为以 2186.41m 为基准的库容水位曲线,如图 54 所示。

表 18 易贡堰塞湖特性表



图 54 库容水位曲线

滑坡堆积体形成堰塞体后,易贡湖水位持续上涨。一旦湖水漫溢堰塞体,必将出现溃 泄状况。因此为下游地区及时提供实时水情、雨情及洪水预警预报,并为今后水灾害研究 收集宝贵的水文资料,设置相应水文监测站及制定易贡湖溃泄期水文监测方案是十分必要 的。因此,设立了贡德水文站、易贡坝前水文站、通麦水文站、排龙水文站、格尼村水文 站等站点,加密监测水文情势,见图 55。



图 55 易贡湖区应急水文水文站网分布

各站方案如下:

(1)通麦水文情报预报中心站。该站系易贡抢险救灾总指挥部的中心,要求在引流 期全天候与各报汛站保持联系,并与拉萨水情中心、林芝水情室及时会商,共同制定水文 情报预报方案,随时监测湖水下泄情况,当出现险情时,及时为总指挥部提供科学的决策 依据。

(2)贡德水文站。该站为易贡藏布汇入易贡湖的基本控制站,其主要任务是提供易贡湖的准确来水量。测验项目包括水位和流量,水位采用人工四段制(2时、8时、14时、20时)观测,当水位变幅较大时,随时增加观测次数;流量测验手段以浮标测流为主,测点应基本控制易贡藏布的来水过程,为下游防洪减灾提供基本数据。

(3)易贡湖坝前水文站。2000 年 4 月 13 日设立,同日进行水位、降水量测验。4 月 27 日设立超声波水位计,同时将观测时段由二段制调整为四段制,控制了湖水位变化 的日周期。5 月 4 日进行水质采样化验。坝前水位直接反映易贡湖的蓄水状况,是决策部 门的重要依据。在水位观测方面采用压力式有线传输自记水位计观测湖水下降全过程,同 时以人工观测为校核,并以非接触式无线传输自记水位计作为备份,确保坝前水位准确监 测和及时传输。

(4)通麦水文站。该站的首要任务是观测坝体出流的全过程,同时对湖区和河道的 泥沙含量、水环境进行监测,为今后的水灾害研究提供科学依据。在水位观测方面,采用 非接触式有线传输自记水位计观测,并以人工观测为校核,采用非接触式无线传输自记水

45

位计作为备份,完整记录易贡湖下泄水位的涨落变化。在流量测验方面,当洪水位在桥面 以下且人员安全得到保障时,采用电波流速仪在大桥上施测;当洪水位超过桥面时,采用 浮标法施测。

(5)唐通临时水文观测站。该站设立的目的是为下游地区提供实时水情、雨情,并 为今后的水灾害研究提供基本资料。水位观测以人工观测为主,非接触式有线传输自记水 位计作为备份。流量测验以浮标法和电波流速仪进行。

2000年4月13日设立,同日进行水位、降水量测验。4月27日设立超声波水位计,同时将观测时段由二段制调整为四段制,控制了湖水位变化的日周期。

表 19, 图 56 是坝前水文站测到的水位逐时的变化, 堰塞湖的溃决时间应从 6 月 10 日晚 19:00 至 6 月 11 日晚 19:00, 共持续 24 小时。而所有的监测水位绝对高程都为 2186.41m。 需要指出的是, 现有文献均没有提及易贡堰塞湖在溃决过程中水位如何变化。而没有其溃 决过程的水位变化数据, 是无法预知其溃决流量的。这个原因也造成了现有文献中少数提 及的溃决流量(122000m³/s)是根据通麦水文站流量概化出来的。



图 56 测量的水位下降过程线

表 19 坝前(茶厂)站逐时水位(6月10日19时至11日20时)(h=2186.41m)

日	时	水位(m)	水位变 幅(m)	日	时	水位(m)	水位 变幅 (m)	日	时	水位(m)	水位变 幅(m)
10	19:00	2267.02		11	0:30	2258.64	-1.64	11	14:00	2213.24	-1.06
	19:45	2267.06	0.04		1:00	2256.68	-1.96		15:00	2212.25	-0.98
	19:50	2267.06	0		1:30	2253.66	-3.02		16:00	2211.49	-0.76
	20:00	2266.94	-0.12		2:00	2249.97	-3.69		17:00	2210.79	-0.70
	20:10	2266.83	-0.11		2:30	2246.27	-3.70		18:00	2210.14	-0.65
	20:20	2266.77	-0.06		3:00	2242.6	-3.67		19:00	2209.81	-0.33

日	时	水位(m)	水位变 幅(m)	日	时	水位(m)	水位 变幅 (m)	日	时	水位(m)	水位变 幅(m)
	20:30	2266.72	-0.05		3:30	2239.33	-3.27		20:00	2209.74	-0.07
	20:40	2266.64	-0.08		4:00	2236.31	-3.02				
	20:50	2266.58	-0.06		4:30	2233.39	-2.92				
	21:00	2266.58	-0.09		5:00	2231.35	-2.04				
	21:10	2266.33	-0.16		5:30	2229.24	-2.11				
	21:20	2266.21	-0.12		6:00	2227.54	-1.70				
	21:30	2266.09	-0.12		6:30	2225.8	-1.74				
	21:40	2265.87	-0.22		7:00	2224.4	-1.40				
	21:50	2265.67	-0.20		7:30	2223.04	-1.36				
	22:00	2265.58	-0.09		8:00	2222	-1.04				
	22:10	2265.23	-0.35		8:30	2220.88	-1.12				
	22:20	2264.83	-0.40		9:00	2219.81	-1.07				
	22:30	2264.56	-0.27		9:30	2218.88	-0.93				
	22:40	2263.92	-0.64		10:00	2218.02	-0.86				
	22:50	2263.71	-0.21		10:30	2217.26	-0.76				
	23:00	2263.26	-0.45		11:00	2216.59	-0.67				
	23:30	2261.93	-1.33		12:00	2215.39	-1.20				
11	0:00	2260.28	-1.65		13:00	2214.29	-1.10				

现有文献中关于易贡溃决过程及洪峰流量的描述有很多不一致之处。综上所述,通过 分析国内外 2000 年-2015 年的文献发现,易贡溃决流量在 61461m³/s 至 138888m³/s 之间。 由图 56 可知,6月10日19时50分易贡湖水位开始下降,6月11日2时15分溃决流量 达到最大,至6月11日19时湖水基本泄空,整个溃决过程持续近24h。

采用易贡湖坝前水文站观测成果和湖水面积资料,利用水量平衡原理计算溃决流量, 公式如下:

$$(Q_{\rm F} - Q_{\rm b})\Delta T = \Delta V \tag{55}$$

同样利用水量平衡原理,采用公式(55)计算溃决流量,计算成果见表 20 和图 57。 由表可知,最大洪峰流量为 94810.34m³/s,整个溃决过程持续了大约 24 小时,实际溃决 库容约为 2.11×10⁹m³。

根据易贡土体材料分析及现场调查发现,易贡堰塞湖之所以会出现如此大的溃决流量, 是由于其堆积区由大块石、碎石、块石和砂、粉尘组成。而其碎块石含量是不均匀的,土 体也呈现松散状。当易贡堰塞湖水面上涨,堆积区出现许多冒砂坑,很多砂土或者碎屑处 于饱和或半饱和阶段。随着溃决的开始,砂土及碎屑先被水流冲走,大块石由于其初始稳 定结构随后才发生溃决。当砂土和碎屑被水流冲走后,大块石之间出现架空,坝体随之不 稳定。所以当块石因为水流侵蚀而发生溃决时,其流量也就变得巨大,这也是易贡之所以 会出现如此大溃决流量的原因。



图 57 溃决流量过程

通过实地考察、资料搜集分析发现:由于当年抢险紧急,易贡堰塞湖并没有统一的河床底高程。2014年重新实测了河道大断面,修正了易贡堰塞湖 2000年时的河床底高程、 库容水位曲线及溃决流量。修正后的易贡堰塞湖溃决流量应为 94810.34m³/s,整个溃决过 程大约持续 24 小时,实际溃决库容约为 2.11×10⁹m³,河床底高程应为 2186.41m。

4.2.2 模拟结果

表 21 包含了用于溃决洪水分析的 DB-IWHR 的输入参数值,根据表 20 和图 57,认为易贡堰塞湖的溃决时间应从 6 月 10 日晚 19:50 至 6 月 11 日晚 19:00 结束,共持续 24 小时。

日期	时间	水位 (m)	变幅 (m)	湖面积 (km ²)	入库洪水流 量 (m ³ /s)	流量(m ³ /s)	总溃决流量 (m ³ /s)
	19:00	80.61					
2010/6/10	19:50	80.65	0.04	49.94	789.57	665.87	1455.44
2010/6/10	20:30	80.31	0.34	49.83	791.23	7059.25	7850.48
2010/6/10	21:30	79.68	0.63	49.55	792.34	8671.25	9463.59
2010/6/10	22:30	78.15	1.53	48.78	793.45	20731.50	21524.95

表 20 溃决流量过程线

	н L) – 1	水位		湖面积	入库洪水流		总溃决流量
日期	时间	(m)	受幅 (m)	(km^2)	量 (m ³ /s)	流重(m ³ /s)	(m^{3}/s)
2010/6/10	23:00	76.85	1.3	48.42	794.01	34970.00	35764.01
2010/6/10	23:30	75.52	1.33	48.12	794.56	35555.33	36349.89
2010/6/11	0:00	73.87	1.65	47.73	795.12	43752.50	44547.62
2010/6/11	0:30	72.23	1.64	47.34	795.67	43132.00	43927.67
2010/6/11	1:00	70.27	1.96	46.86	796.23	51025.33	51821.56
2010/6/11	1:30	67.25	3.02	46.39	796.78	77832.11	78628.89
2010/6/11	2:00	63.56	3.69	45.86	797.34	94013.00	94810.34
2010/6/11	2:30	59.86	3.7	45.32	797.89	93157.78	93955.67
2010/6/11	3:00	56.19	3.67	44.73	798.45	91199.50	91997.95
2010/6/11	3:30	52.92	3.27	43.73	799.00	79442.83	80241.83
2010/6/11	4:00	49.9	3.02	41.61	799.56	69812.33	70611.89
2010/6/11	4:30	46.98	2.92	39.30	800.11	63753.33	64553.44
2010/6/11	5:00	44.94	2.04	39.10	800.66	44313.33	45113.99
2010/6/11	5:30	42.83	2.11	38.49	801.22	45118.83	45920.05
2010/6/11	6:00	41.13	1.7	37.12	801.77	35057.78	35859.55
2010/6/11	6:30	39.39	1.74	35.16	802.33	33988.00	34790.33
2010/6/11	7:00	37.99	1.4	33.93	802.88	26390.00	27192.88
2010/6/11	7:30	36.63	1.36	33.40	803.44	25235.56	26039.00
2010/6/11	8:00	35.59	1.04	33.14	803.99	19147.56	19951.55
2010/6/11	8:30	34.47	1.12	32.92	804.55	20483.56	21288.11
2010/6/11	9:00	33.4	1.07	32.91	805.10	19563.17	20368.27
2010/6/11	9:30	32.47	0.93	32.96	805.66	17029.33	17834.99
2010/6/11	10:00	31.61	0.86	31.66	806.21	15126.44	15932.65
2010/6/11	10:30	30.85	0.76	29.27	806.77	12358.44	13165.21
2010/6/11	11:00	30.18	0.67	27.01	807.32	10053.72	10861.04
2010/6/11	12:00	28.98	1.2	23.68	808.43	7893.33	8701.76
2010/6/11	13:00	27.88	1.1	20.84	809.54	6367.78	7177.32
2010/6/11	14:00	26.83	1.05	18.39	810.65	5363.75	6174.40
2010/6/11	15:00	25.84	0.99	16.40	811.76	4510.00	5321.76
2010/6/11	16:00	25.08	0.76	15.12	812.87	3192.00	4004.87
2010/6/11	17:00	24.38	0.7	14.14	813.98	2749.44	3563.42
2010/6/11	18:00	23.73	0.65	13.37	815.09	2414.03	3229.12
2010/6/11	19:00	23.4	0.33	13.04	816.20	1195.33	2011.53
2010/6/11	20:00	23.33	0.07	12.97	817.31	252.19	1069.50
			表 21	模型输入	的参数值		
项目	参	数	数值	备	注		

项目	参数	数值	备注
入流量	q	859 m ³ /s	
初始溃口宽度	B_o	5 m	基于泄流槽几何特征和流动高度确定

项目	参数	数值	备注				
宽顶堰系数	С	1.35	公式(1)				
	т	0.8	公式(2)				
库容系数	p_1	0.31	库容水位关系式为(1)且在图 42 中找到,并通				
	p_2	16.28	过 $W = [p_1(H - H_r)^2 + p_2(H - H_r) + p_3] \times 10^6$ m ³				
	<i>p</i> ₃	-121.78					
	Hr	2,210 m					
侵蚀率	V_o	2 m/s	公式(1)				
	а	0.3					
	b	0.00038					
横向扩展	β_{I}	119°	图 24				
	β_2	145°					
	Z_o	2,261.41 m					
	Z _{end}	2,210 m					

注: $Hr = 水位底高程, V_0 = 启动流速, 1/b = 最大可能的侵蚀率, 1/a = 双曲线在初始应力下的切线, <math>\beta =$ 溃口边坡倾角, $Z_0 =$ 初始的泄洪渠高程, $Z_{end} =$ 结束的渠底高程

易贡堰塞湖的水文资料已经在第二章介绍,因其实测资料缺失,只有溃决流量曲线、 库水位下降曲线、以及最终的溃口宽度等资料。库水位高程 *H*,流量 *Q*的计算结果列于 图 58 中。



图 58 计算结果与实测数据对比

模型计算峰值流量为106061.67 m³/s,实测值为94810.34 m³/s。从中可以看出所计算的溃决流量在到达峰值之前与实测值是相吻合的。峰值之后,库水位计算和实际的库水位下降过程存在一定的差异,其原因可能是下游河床上淤积的大量侵蚀土体。

4.2.3 敏感性分析

确定溃口的尺寸和增长率不是一个精确工作,因此溃决计算必须进行敏感性分析。本 节的敏感性分析是基于上节模型验证工况,每次仅一个参数改变而其它保持不变,其特征 参数值均列于表 22 中。

				达到 时刻	流量	溃口 宽度	流量误差 (与反演)
				$T_m(h)$	$Q_m (m^3/s)$	В	%
现场实测				7	94810.34	430.00	/
验证计算	直			6.77	106,061.67	424.64	/
	反演数值	敏感性	主分析	/	/	/	/
尾水淹 没系数	0.8	A-1	<i>m</i> = 0.4	5.45	115489.57	379.999	8.89%
m		A-2	m = 0.5	5.60	110271.76	393.715	3.97%
宽顶堰 系数 <i>C</i>	1.35	B-1	<i>C</i> = 1.27	6.81	104202.25	425.006	-1.75%
		B-2	<i>C</i> = 1.65	6.07	110955.39	415.225	4.61%
土体侵 蚀系数 a	<i>a</i> = 0.3 <i>b</i> =	C-1	a = 0.24, b = 0.0002	4.71	161703.73	442.069	52.46%
山	0.00038	C-2	a = 0.18, b = 0.00025	4.78	141173.27	436.790	33.10%
粘聚力 和摩擦	c = 37kPa φ = 13°	D-1	c = 16 kPa ø = 45°	6.66	103,033.29	383.82	-2.86%
角 c (kPa) 和ø(°)		D-2	c = 10 kPa $\phi = 30^{\circ}$	6.69	111,754.10	473.09	5.37%

表 22 不同案例特征值汇总

(1)案例 A: 尾水跌落系数 m

敏感性分析 A-1 和 A-2 考虑跌落修正因子的影响, *m* 分别取 0.4 和 0.5, 与模型验证 案例中 0.8 相比较。由于尾水跌落应当与水力计算相耦合,所以跌落系数超过 0.8 的情况 不在考虑之列。从表 22、图 58,发现不同的宽顶堰参数对计算峰值流量的影响有限。从 实用的观点出发,保守处理,计算过程中可不考虑尾水跌落。尾水跌落系数 *m* 对溃决流 量的大小没有太大影响,但对到达洪峰的时间有一定的影响。



图 59 案例 A 敏感性分析: 流量与时间关系图

(2)案例 B: 宽顶堰系数 C

敏感性分析 B-1 和 B-2,考虑 B-1 取 1.27,考虑 B-2 取 1.65。从溃决数据可以发现, 宽顶堰系数对溃决流量和溃决时间均没有太大影响,所以从实用的观点出发,作为保守处 理,计算过程中可以不考虑宽顶堰系数的影响。



图 60 案例 B 敏感性分析:流量与时间曲线图

(3)案例 C: 与双曲线侵蚀模型相关的参数

由于易贡没有关于侵蚀率参数的实测数据,本研究根据反演数据认为易贡堰塞湖侵蚀率的极值 *ż_{ult}*为 2.6mm/s 即 0.26cm/s,大于唐家山堰塞湖的侵蚀率实测值 1.19mm/s,这是由于易贡土体材料主要由大块石、碎石、块石和砂、粉尘组成的缘故。

在模型验证中,双曲线模型中参数 *a* 和 *b* 分别取 0.3 和 0.00038。本工况敏感性分析 C-1 中参数 *a* 和 *b* 分别取 0.24 和 0.0002,敏感性分析 C-2 中参数 *a* 和 *b* 分别取 0.18 和 0.00025, 他们代表两种更易侵蚀的土,列于图 61 中。

敏感性分析 C-1 中采用的侵蚀率的极值 ż_{ult}为 5mm/s,是反演侵蚀率数值 2.6mm/s 的 2 倍。敏感性分析 C-2 中采用的侵蚀率的极值 ż_{ult}为 4mm/s,是反演侵蚀率数值 2.6mm/s 的 1.5 倍。从图 61、表 22 中可知,C-1 相应的峰值流量为 161703.73m³/s,C-2 相应的峰 值流量为 141173.27m³/s,上述敏感性分析皆接近为实测值和反分析值的 1.5 倍。以上分析 显示侵蚀率对溃决流量过程有很大的影响。



图 61 案例 C 敏感性分析: 流量与时间曲线图

(4)案例 D: 与横向扩展模型相关的参数

横向扩展分析中的不确定性主要考虑剪切强度参数的变化。



(a)D-1c'= 16kPa, φ' =45°



图 63 案例 D 敏感性分析: 流量与时间曲线图

敏感性分析 D-1 采用一组更高的强度参数: *c* =16kPa、*φ*=45°, D-2 采用一组更低的 强度参数: *c* =10kPa、*φ*=30°。运用 2.1.节"改进的溃口横向扩展模拟方法"一节中所述 的步骤, 与图 58 所列的反演分析相比, 如图 62、图 63 所示, 无论是溃口分析的上限值 还是下限值, 峰值流量均没有显著减小。据此, 边坡稳定分析方法的使用能允许较宽泛的 剪切强度参数输入。洪水峰值由于剪切强度参数的变化而导致溃决洪水在小范围内变化。

参考文献

[1] Al-Riffai M. Experimental study of breach mechanics in overtopped noncohesive earthen embankments [D]. PhD thesis, Univ. of Ottawa, Ottawa, Ont., Canada, 2014.

- [2] Arulanandan K, Gillogley E, Tully R. Development of a quantitative method to predict critical shear stress and rate of erosion of natural undisturbed cohesive soils[R]. Report GL-80-5.USACE Waterways Experiment Station: Vicksburg, MS, 1980.
- [3] Brown R J, Rogers D C. BRDAM users' manual [R]. Department of the In-terior, Denver, 1981.
- [4] Chang D S, Zhang L M. Simulation of the erosion process of landslide dams due to overtopping considering variations in soil erodibility along depth[J]. Natural Hazards and Earth System Sciences, 2010, 10 (4) : 933-946.
- [5] Chen Y H, Anderson B A. Development of a methodology for estimating embankment damage due to flood overtopping[M]. US Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1987.
- [6] Chen, Z. Y., Ma, L. Q., Yu, S., Chen, S. J., Zhou, X. B., Sun, P., & Li, X. (2015). "Back analysis of the draining process of the Tangjiashan barrier lake." J. Hydraul. Eng., 141(4), 05014011.
- [7] Chugaev R R. Stability analysis of earth slopes[M]. Israel Program for Scientific Translations, (available from the US Department of Commerce, Clearinghouse for Federal Scientific and Technical Information), 1966.
- [8] Cristofano E A. Method of computing erosion rate of failure of earth dams[R]. U.S. Bureau of Reclamation, Denver, 1965.
- [9] D'Eliso, C. Breaching of sea dikes initiated by wave overtopping: A tiered and modular modeling approach[D]. Ph.D. dissertation, Univ. of Braunschweig, Gemany, and Univ, of Florence, Italy, 2007.
- [10] Franca M J, Franca, A.B. Almeida. A computational model of rockfill dam breaching caused by overtopping (RoDaB)[J]. Journal of Hydraulic Research, 2004, 42 (2) : 197-206.
- [11] Fread D L, Lewis J M. FLDWAV: A generalized flood routing model[C]. Proc., National Conf. on Hydraulic Eng., ASCE, New York, 1988:668–673.
- [12] Fread D L. Dam breach erosion modeling[J]. Delineation of Landslide, Flash Flood, and Debris Flow Hazards in Utah, 1985: 281-310.
- [13] Fread D L. DAMBRK: The NWS dam break flood forecasting model[R]. National Oceanic and Atmospheric Administration, National Weather Service, Silver Spring, MD, 1984.
- [14] Fread D L. The development and testing of a dam-break flood forecasting model[C]. Proc. of Dam-Break Flood Modeling Workshop, US Water Resources Council, Washington, DC. 1977: 164-197.
- [15] Fread, D. L. BREACH: An erosion model for earthen dam failures (Model description and user manual)[R]. National Oceanic and Atmospheric Administration, National Weather Service, Silver Spring, MD, 1988.
- 【16】 Hanson G J, Tejral R D, Hunt S L, Temple D. M Internal erosion and impact of erosion resistance [C]. Proc., 30th U.S. Society on Dams Annual Meeting and Conference(CD-ROM), USSD, Sacramento, CA, 773-784, 2010.

- [17] Hanson G J. Physical modeling of overtopping erosion and breach formation of cohesive embankments[J]. 2005, 48(5): 1783-1794.
- [18] Harris G W, Wagner, D. A. Outflow from breached earthdams[D]. B.Sci. thesis, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Utah, SaltLake City, UT,1967.
- [19] Lou W C. Mathematical modeling of earth dam breaches[D]. Ph.D., dissertation, Colo-rado State Univ., Fort Collins, CO, 1981.
- [20] Loukola, Erkki, and Mikko Huokuna. A numerical erosion model for embankment dams failure and its use for risk assessment[C]. Proc. CADAM Workshop on Dam-breach formation and Development, Munich, Germany. 1998: 189-200.
- [21] Macchione F. Model For Predicting Floods Due To Earthen Dam Breaching. I: Formulation And Evaluation[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2008, 134(12): 1688-1696..
- [22] Mohamed A A A, Samuels P G, Morris M W, Ghataora G S. Improving the accuracy of prediction of breach formation through embankment dams and flood embankments[C]. Proc., Int. Conf. on Fluvial Hydraulics (River Flow 2002), Louvain-la-Neuve, Belgium, 2002.
- [23] Morris M W, Kortenhaus A, Visser PJ, Hassan M A A M. Breaching processes: A state of the art review[R]. FLOODsite Rep. T06–06-03, FLOODsite Consortium, 2009b. Available from:www.floodsite.net.
- [24] Morris M W, Kortenhaus A, Visser PJ. Modeling breach initiation and growth[R]. FLOODsite Rep. T06–08-02, FLOODsite Consortium, 2009a. <Available from: www.floodsite.net.>
- [25] Nogueira V D Q. A mathematical model of progressive earth dam failure[D]. Ph.D. dissertation, Colorado State Univ., Fort Collins, CO, 1984.
- [26] NRCS.Earth spillway erosion model[C]. National Engineering Handbook, Part 628 Dams. 1997, 51:1-10.
- [27] Orendorff B D E. An experimental study of embankment dam breaching[D]. MS thesis, Univ. of Ottawa, Ottawa, Ont., Canada, 2009.
- [28] Peng M, Zhang L M, Chang D S, et al. Engineering risk mitigation measures for the landslide dams induced by the 2008 Wenchuan earthquake[J]. Engineering Geology, 2014, 180: 68-84.
- [29] Ponce V M, Tsivoglou A J. Modeling gradual dam breaches[J]. Journal of the Hydraulics Division, 1981, 107(7): 829-838.
- [30] Shi Z M, Guan S G, Peng M, et al. Cascading breaching of the Tangjiashan landslide dam and two smaller downstream landslide dams[J]. Engineering Geology, 2015, 193: 445-458.
- [31] Singh V P, Scarlatos P D, Collins J G, et al. Breach erosion of earthfill dams (BEED) model[J]. Natural Hazards, 1988, 1 (2) : 161-180.
- [32] Singh V P, Scarlatos P D. Breach erosion of earthfill dams and flood routing: BEED model[J]. Army Research Office, Battelle, North Carolina, United States, 1985.

- 【33】 Temple D M, Hanson G J, Neilsen M L, Cook K R. Simplified breach analysis model for homogeneous embankments: Part 1, Background and model components[C]. Proc., 25th Annual USSD Conference, U.S. Society on Dams, Denver, 2005.
- 【34】 Temple D M, Hanson G J, Neilsen M L. WINDAM-Analysis of overtopped earth embankment dams[C]. Proc., ASANE Annual Int. Meeting, American Society of Agricultural and Biological Engineers, St. Joseph, MI, 2006.
- [35] Visser P J. Breach growth in sand-dikes[D]. Delft, the Netherlands: Delft University of Technology, 1998.
- 【36】 Wahl T L. Laboratory investigations of embankment dam erosion and breach processes[R]. Rep. T032700-0207A, CEA Technologies, Inc. (CEATI), Montréal, 2007.
- 【37】 Wang G Q, Liu F, Fu X D, et al. Simulation of dam breach development for emergency treatment of the Tangjiashan Quake Lake in China [J]. Science in China Series E: Technological Sciences, 2008, 51 (2): 82-94.
- 【38】 Wang Z, Bowles D S. Three-dimensional non-cohesive earthen dam breach model. Part 1: Theory and methodology[J]. Advances in Water Resources, 2006, 29(10): 1528-1545.
- [39] Wang, L., Chen, Z. Y., Wang, N. X., Sun, P., Yu, S., Li, S. Y., & Du, X. H. (2016). "Modeling lateral enlargement in dam breaches using slope stability analysis based on circular slip mode." Eng. Geol., 209, 70-81.
- 【40】 Wu W. Simplified Physically Based Model of Earthen Embankment Breaching[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2013, 139(8): 837-851.
- 【41】 Zhou, X. B., Chen, Z. Y., Yu, S., Wang, L., Deng, G., Sha, P. J., & Li. S. Y. (2015). "Risk analysis and emergency actions for hongshiyan barrier lake." Nat. Hazards., 79(3), 1933-1959.
- 【42】 Zhu Y H, Visser P J, Vrijling J K. A model for breach erosion in clay-dikes[C]. Coastal Dynamics 2005: Proc., 5th Int. Conf., A. Sanchez-Arcilla, ed., ASCE, Reston, VA, 2006.
- 【43】陈生水, 曹伟, 霍家平,等. 混凝土面板砂砾石坝漫顶溃决过程数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(7):1169-1175.
- 【44】陈生水,钟启明,曹伟.粘土心墙坝漫顶溃决过程离心模型试验与数值模拟[J].水科学进展, 2011,22(5):674-679.
- 【45】 黄金池. 堰塞体漫顶溃口流量变化过程的数值模拟[J]. 水利学报, 2008, 39(10):1235-1240.
- 【46】 刘宁,杨启贵,陈祖煜. 堰塞湖风险处置. 长江出版社. 2016. 武汉.
- 【47】钟启明,陈生水,赵联桢,等. 堰塞体漫顶溃决过程数值模拟[J]. 河海大学学报自然科学版, 2012,40(4):405-411.

溃坝溃口计算软件 DBS-IWHR(直线滑面版)使用手册

陈祖煜¹, 王乃欣², 陈淑婧³

1 前言

溃口底部不断地被刷深的过程中,两侧边坡发生崩塌失稳,侧面不断地扩大,其破坏 形式很难统一,因此溃口发展的模拟是一个十分难以准确实现的过程。Fread (1988)、 Singh et al.(1988)、Wu(2013)等都采用楔形体分析方法模拟引流槽侧壁的突然坍塌而造成 的溃口扩张过程。与以前的溃坝分析模型采用楔形体法,本程序计算过程中溃口侧向崩塌 采用的是岩土工程中已经被广泛接受的滑动面分析方法:简化的 Bishop 法。在侧向扩展 模型中,土壤剪切力(剪应力)和内摩擦角是需要知道的。因为在引流渠水面骤降过程中, 堰塞体材料的渗透性决定了水不能自由的排出。通过分析或经验方法来准确的获得孔隙水 压力是几乎不可能的,所以采用不排水抗剪强度参数的总应力法常被用于库水位快速升降 的土石坝设计中。

2 计算原理

本节采用唐家山堰塞湖实例来详细说明溃口的横向扩展过程。开挖的泄流槽底高程为 740m,边坡坡率为1.2:1(竖向:横向),土体参数 cu为25 kPa、 φu为22°。

Step 0: 图 1(a)显示,初始滑裂面的安全系数 F 等于 1.682,通过 STAB 程序找到 临界滑裂面,其安全系数 Fm=1.437,这意味着初始滑弧是安全的。值得注意的是,在用 本程序分析时,其圆形滑弧必须通过斜坡的坡址,这是该类分析方法的特点。



^{1.}中国水利水电科学研究院, <u>chenzuyu@iwhr.com</u>; 2. 中国水利水电科学研究院, <u>2413404749@qq.com</u>; 3. 中国水利 水电科学研究院, 1023751816@qq.com.



图 1 溃口发展过程 (a) Step 0, (b) Step 1, (c) Step 2

Step 1: 随着渠道侧壁的侵蚀, 斜坡坡趾逐渐降低并向河岸靠近。为了模拟侵蚀过程, step0 中的边坡坡趾同时向下和向外下切Δz, 直至产生一个临界滑裂面 ABCDEF, 如图 1 (a)。通过试算, 当下切深度Δz 等于 3.2 m 时, 找到 Fm 等于 1.01 的临界滑裂面, 如图 1 (b) 所示。临界滑弧的几何特征可用圆心坐标(xc, yc)、半径 R、坝址处高程 zt 来表征。 本例中其具体数值为: xc = 13.4, yc = 778.3, R = 44.7, 和 zt = 736.8。

Step 2: 第二步计算中斜坡面是图 1(b)中第一步的临界滑弧面 ABCDEF。图 7(c)表明, 第二步计算过程中,坡趾高程到达 735.5 m时,即下切Δz 等于 1.3 m时到达临界滑面。

重复上述计算过程,直到计算到第五步,溃口底部高程达到 727 m。根据 Liu et al.(2010) 论文中所述,当溃口底部高程达到 727m 时,河渠右岸遇到岩基,因此计算过程在第五步 结束。图 2 是阶段性滑坡计算过程的滑裂面示意图,表 1 给出了各次滑裂面的详细信息。



图 2 溃口最终计算结果

Step	Xc	<i>Y</i> _c ,	<i>R</i> .	Z_{t} ,
1	13.4	778.3	44.7	736.8
2	6.0	794.1	59.6	735.5
3	-4.3	788.6	55.6	733.0
4	-8.6	814.6	83.6	731.0
5	-19.3	826.6	99.8	727.0

表1 各滑裂面详细信息

3 DBS-IWHR 软件

3.1 概述

本软件根据第2节计算原理编写程序,为简化计算过程,采用直线滑面。实现一键计 算溃口最终的计算结果。

3.2 所需计算参数

1)土层材料信息

包括土层编号、摩擦角f(度)、粘聚力c(kPa)、非线性摩擦角fl(度,一般取0)、 非线性粘聚力cl(kPa,一般取0)、干重度gd(kN/m³),饱和重度gsat(kN/m³),孔隙 水压力ru。

2)边界线节点信息



注:本程序建议坐标系,如下。



3.3 主要操作步骤

1) 输入土层材料信息

NUMBER	f	с	fI	c1	gd	gsat	ru
1	19	41	0	0	19.00	22.00	0

2) 输入边界线信息,分别为序号、横坐标、纵坐标。

NODE			
No.	x	у	
1	0	0	
2	100	0	
3	120	5	
4	130	5	

3) 输入边界线信息,分别为边界线段首节点、边界线尾节点、下压土层编号

BOUNDARY LINES			
POINTI	POINT2	NUMBER OF UNDERLYING SOIL	
1		2	
2		3	
3		4	
4		5	

4) 输入坡趾点信息(一般为边界线倒数第二点)



x	У
120	5

6) 输入此次计算的下切深度,并点击"Refreash data"按钮,得到此次下切对应的计算结果

DEPTH:	1.2	
Refresh	data	

1)每次计算请手动删除掉 Sheet3 中的所有数据

2)当计算结果出现,但图形没出现时,请手动调整图形的横纵坐标范围。

溃坝洪水演进分析算法 DBFL-IWHR 使用手册

陈祖煜¹,李相南²,陈淑婧³,金松丽⁴

1 前言

在溃坝洪水计算中,洪水演进过程关系着下游防洪预警的重要问题,在流域梯级水库中,溃坝洪水向下游演进,下游水库若未及时应急泄流,会导致库水位快速上升,下游梯级将极有可能发生连溃,此时导致的后果将极为严重。因此,需要建立溃坝-洪水演进全过程的梯级溃决模型,为工程防洪预警提供借鉴。

当前,对于天然峡谷型河道洪水演进过程的计算方法主要有简化计算法和数值差分法 两大类。简化计算方法包括常用的马斯京根法、特征河长法、瞬时单位线法等,该类方法 基于 Saint-Venant 的连续方程,将 Saint-Venant 方程的运动方程用槽蓄方程代替,虽然计 算过程简单,但计算结果精度不高。数值差分方法即全程差分方程数学解法,是基于 Saint-Venant 方程组,借助于电子计算机采用数值差分格式,求解方程组解析解的近似值, 其计算过程较为复杂,但精度较高;根据数值计算方法的不同,差分计算可分为多种求解 形式。 如 MacCormack^[1]、Bean-Warming^[2]、Godunov^[3]等差分格式,以及 Harten^[4]等人 提出的 TVD 格式等^[5]。

溃坝洪水演进分析 DBFL-IWHR 电子表格是在 Microsoft Excel 界面上,采用 VBA 语言自主研制开发的模拟溃坝洪水演进的计算表格,主要功能是计算溃坝下游断面的流量和水位过程线,为下游防洪预警提供依据。该程序采用 Preissmann 隐式数值差分法求解 Saint-Venant 方程组,具有结构简单、稳定性好、精度较高等特点^[6]。

2 基本原理

2.1 洪水演进控制方程

模拟下游洪水演进的控制方程为 Saint-Venant 方程组,此方程组在 1871 年首先由法国学者圣•维南建立,是用来描述明槽非恒定流运动规律的偏微分方程组,共包括连续性

^{1.}中国水利水电科学研究院, <u>chenzuyu@iwhr.com</u>; 2. 中国水利水电科学研究院, <u>lixn0555@163.com</u>; 3. 中国 水利水电科学研究院, <u>1023751816@qq.com</u>; 4. 中国水利水电科学研究院, <u>jinsongli87@163.com</u>.

方程和运动方程两个方程。

连续性方程为:

$$B\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \tag{1}$$

式中: *x*为沿程距离; *t*为时间; *B*为水面宽度; *Z*为水位; *Q*为断面流量; *q*为旁侧入流。

运动方程为:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha Q^2}{A}\right) + gA \frac{\partial Z}{\partial x} + g \frac{|Q|Q}{c^2 A R} = 0$$
(2)

式中: x为沿程距离; t为时间; Q为断面流量; A为过水断面面积; g为重力加速度; a为动量修正系数; c为谢才系数; R为断面水力半径。

2.2 Preismann 隐式差分格式



图 1 Preismann 离散方法

普莱士曼隐式(Preismann, A)格式为四点偏心格式,如图1所示,为一矩形网格,通过线性插值得出中心点 M 离散的基本方程为:

$$\begin{cases} f \Big|_{M} = \frac{\theta}{2} (f_{j}^{n+1} + f_{j+1}^{n+1}) + \frac{(1-\theta)}{2} (f_{j}^{n} + f_{j+1}^{n}) \\ \frac{\partial f}{\partial x} \Big|_{M} = \theta (\frac{f_{j+1}^{n+1} - f_{j}^{n+1}}{\Delta x}) + (1-\theta) (\frac{f_{j+1}^{n} - f_{j}^{n}}{\Delta x}) \\ \frac{\partial f}{\partial t} \Big|_{M} = \frac{f_{j+1}^{n+1} + f_{j}^{n+1} - f_{j+1}^{n} - f_{j}^{n}}{2\Delta t} \end{cases}$$
(3)

式中 θ 为加权系数, 0.5 $\leq \theta \leq 1$ 。

Preissmann 隐式格式的稳定条件和精度是: (1) $0.5 \le \theta \le 1$ 时,格式无条件稳定; $\theta \le 0.5$ 时,格式有条件稳定;(2)对于任意的 θ 值,精度是一阶的 $O(\Delta x, \Delta t)$,对于 $\theta = 0.5$ 精度是 $O(\Delta x^2, \Delta t^2)$;(3)由于数值弥散,当 $\sqrt{\frac{gA}{B}} \frac{\Delta t}{\Delta x} \le 1}$ 或 $\sqrt{\frac{gA}{B}} \frac{\Delta t}{\Delta x} \ge 1}$ 时,相位误差较大。从实用的观点, θ 宜选大于 0.5 的值。

2.3 圣维南方程组的 Preismann 隐式差分解法

式(3)为 Preismann 隐式格式的原始离散方法,对圣维南方程组进行离散,得到以增量 表达的非线性方程组,忽略二阶微量简化成线性方程组,即可以直接求解,以下为圣维南 方程组的求解过程。

连续方程:

$$B\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \tag{4}$$

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = \frac{Z_{j+1}^{n+1} - Z_{j+1}^n + Z_j^{n+1} - Z_j^n}{2\Delta t}$$
(5)

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \theta(\frac{Q_{j+1}^{n+1} - Q_j^{n+1}}{\Delta x_j}) + (1 - \theta)(\frac{Q_{j+1}^n - Q_j^n}{\Delta x_j})$$
(6)

将以上关系代入连续方程得:

$$\frac{B_{j+\frac{1}{2}}^{n}}{2\Delta t}(Z_{j+1}^{n+1} - Z_{j+1}^{n} + Z_{j}^{n+1} - Z_{j}^{n}) + \theta(\frac{Q_{j+1}^{n+1} - Q_{j}^{n+1}}{\Delta x_{j}}) + (1 - \theta)(\frac{Q_{j+1}^{n} - Q_{j}^{n}}{\Delta x_{j}}) = q_{j+\frac{1}{2}}$$
(7)

$$Q_{j+1}^{n+1} - Q_j^{n+1} + C_j Z_{j+1}^{n+1} + C_j Z_j^{n+1} = D_j$$
(8)

其中:

$$C_{j} = \frac{B_{j+\frac{1}{2}}^{n} \Delta x_{j}}{2\Delta t \theta}$$
(9)

$$D_{j} = \frac{q_{j+\frac{1}{2}}\Delta x_{j}}{\theta} - \frac{1-\theta}{\theta}(Q_{j+1}^{n} - Q_{j}^{n}) + C_{j}(Z_{j+1}^{n} + Z_{j}^{n})$$
(10)

动量方程:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha Q^2}{A}\right) + gA \frac{\partial Z}{\partial x} + g \frac{|Q|Q}{c^2 AR} = 0$$
(11)

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{Q_{j+1}^{n+1} - Q_{j+1}^{n} + Q_{j}^{n+1} - Q_{j}^{n}}{2\Delta t}$$
(12)

$$\frac{\partial Z}{\partial x} = \theta(\frac{Z_{j+1}^{n+1} - Z_j^{n+1}}{\Delta x_j}) + (1 - \theta)(\frac{Z_{j+1}^n - Z_j^n}{\Delta x_j})$$
(13)

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\alpha Q^2}{A}\right) = \frac{\partial}{\partial x}\left(\alpha u Q\right) = \frac{\theta\left[\left(\alpha u\right)_{j+1}^n Q_{j+1}^{n+1} - \left(\alpha u\right)_j^n Q_j^{n+1}\right] + (1-\theta)\left[\left(\alpha u\right)_{j+1}^n Q_{j+1}^n - \left(\alpha u\right)_j^n Q_j^n\right]}{\Delta x_j} \tag{14}$$

$$g\frac{|Q|Q}{c^2AR} = \left(g\frac{|u|}{2c^2R}\right)_j^n Q_j^{n+1} + \left(g\frac{|u|}{2c^2R}\right)_{j+1}^n Q_{j+1}^{n+1}$$
(15)

将以上关系式代入动量方程得:

$$E_{j}Q_{j}^{n+1} + G_{j}Q_{j+1}^{n+1} + F_{j}Z_{j+1}^{n+1} - F_{j}Z_{j}^{n+1} = \Phi_{j}$$
(16)

其中:

$$E_{j} = \frac{\Delta x_{j}}{2\theta \Delta t} - (\alpha u)_{j}^{n} + (\frac{g|u|}{2\theta c^{2}R})_{j}^{n} \Delta x_{j}$$
(17)

$$G_{j} = \frac{\Delta x_{j}}{2\theta\Delta t} - (\alpha u)_{j+1}^{n} + \left(\frac{g|u|}{2\theta c^{2}R}\right)_{j+1}^{n} \Delta x_{j}$$
(18)

$$F_{j} = (gA)_{j+\frac{1}{2}}^{n}$$
(19)

$$\Phi_{j} = \frac{\Delta x_{j}}{2\theta\Delta t} (Q_{j+1}^{n} + Q_{j}^{n}) - \frac{1-\theta}{\theta} [(\alpha u Q)_{j+1}^{n} - (\alpha u Q)_{j}^{n}] - \frac{1-\theta}{\theta} (gA)_{j+\frac{1}{2}}^{n} (Z_{j+1}^{n} - Z_{j}^{n})$$
(20)

综合上式,任一河段差分方程可以写成:

$$\begin{cases} Q_{j+1} - Q_j + C_j Z_{j+1} + C_j Z_j = D_j \\ E_j Q_j + G_j Q_{j+1} + F_j Z_{j+1} - F_j Z_j = \Phi_j \end{cases}$$
(21)

其中 C_j, D_j, E_j, F_j, G_j, Φ_j均由初值计算,所以方程组为常系数线性方程组。对一 条具有 N 个河段的河道,有 2(N+1)个未知量,根据上式对每个河段,共可列出 2N 个方 程,加上河道两端的边界条件,形成封闭的代数方程组,由此可以唯一求解未知量 Q_j, Z_j。

2.4 程序数值计算实现

对于该方程组(21),本程序采用追赶法求解,在河道上端流量已知的情况下,假定如下追赶关系:

$$\begin{cases} Z_{j} = S_{j+1} - T_{j+1} Z_{j+1} \\ Q_{j+1} = P_{j+1} - V_{j+1} Z_{j+1} \end{cases} (j = 1, 2, ..., n-1)$$
(22)

由于:
$$Q_1 = Q(t) \tag{23}$$

可知:

$$P_1 = Q(t), V_1 = 0 (24)$$

将式(22)的 Qi 表达式代入式(21)得:

$$-(P_{j} - V_{j}Z_{j}) + C_{j}Z_{j} + Q_{j+1} + C_{j}Z_{j+1} = D_{j}$$
(25)

$$E_{j}(P_{j} - V_{j}Z_{j}) - F_{j}Z_{j} + G_{j}Q_{j+1} + F_{j}Z_{j+1} = \Phi_{j}$$
(26)

解得式(22)中的追赶系数表达式:

$$\begin{cases} S_{j+1} = \frac{G_j Y_3 - Y_4}{Y_1 G_j + Y_2} \\ T_{j+1} = \frac{G_j C_j - F_j}{Y_1 G_j + Y_2} \\ P_{j+1} = Y_3 - Y_1 S_{j+1} \\ V_{j+1} = C_j - Y_1 T_{j+1} \end{cases}$$
(27)

其中,

$$\begin{cases} Y_{1} = V_{j} + C_{j} \\ Y_{2} = F_{j} + E_{j}V_{j} \\ Y_{3} = D_{j} + P_{j} \\ Y_{4} = \Phi_{j} - E_{j}P_{j} \end{cases}$$
(28)

可见,由上述递推关系,可依次求得 S_{j+1}, T_{j+1}, P_{j+1}, V_{j+1}最后得到:

$$Q_n = P_n - V_n Z_n \tag{29}$$

与下边界条件 Qn=f(Zn)联解可得 Qn, Zn, 依次回代可求得 Qj, Zj(j=n, n-1,, 1)。

上述迭代计算过程中时间间隔为常数,因此在采用河道上端边界的流量过程线时,程 序进行了线性插值处理,将其设置为等时间间距,使用此程序时直接输入原始流量过程线 即可。

3 程序使用说明

3.1 基本功能

溃坝洪水演进计算程序 DBFL-IWHR 的基本功能:在已知溃坝流量过程线的基础上, 模拟计算下游各断面的流量(水位)过程线。 溃坝洪水演进计算程序 DBFL-IWHR,基于 Microsoft Excel 平台,采用 VBA 语言编制,形成快速计算的 EXCEL 表格,界面友好便于操作。可以与 DB-IWHR 溃坝模型耦合,溃坝计算得到溃口流量可以作为洪水演进的输入条件,能够实现溃坝-洪水演进-调洪计算 全过程的模拟分析。实例分析结果表明,本程序模拟结果与实测资料拟合较好,且模型参数简单、稳定性好、精度较高,对工程利用有较好的参考价值。

3.2 用户界面

溃坝洪水演进计算程序的主界面如图2所示,主要包括参数输入区、计算区和绘图区。



1		١
C	a)
•		•

					计算	〔过程			
计算参数	时间	溃口水位	溃口流量	溃口水深	计算时间插值	计算流量插值	下游断面水位	下游断面流量	
	T(h)	Zu(m)	Qu(m ³ /s)	hu(m)	t(h)	Q'(m ³ /s)	Zt(m)	Qt(m ³ /s)	
	0.000		95.000		0.027777778	95.06944275	612.7898499	119.6177726	
	2.000		100.000		0.055555556	95.1388855	612.7893327	119.4874493	
	4.000		320.000		0.083333333	95.20833588	612.788697	119.3255646	
	6.000		574.000		0.111111111	95.27777863	612.7961222	121.211497	
	8.270		843.000		0.138888889	95.34722137	612.7651309	113.4225445	
	8.600		1090.000		0.166666667	95.41666412	612.8417788	133.0644081	규
*	9.100		1400.000		0.194444444	95.4861145	612.7311268	105.1183118	
刊	10.000		2530.000		0.222222222	95.55555725	612.7623079	112.7228554	算
λ	10.500		5110.000		0.25	95.625	612.8979256	148.2482415	4
	11.000		5980.000		0.277777778	95.69444275	612.7765747	116.2745705	竡
杀	11.200		6000.000		0.305555556	95.7638855	612.599893	75.51561789	果
14	12.000		6070.000		0.3333333333	95.83333588	612.7848539	118.353931	
11	12.500		6500.000		0.361111111	95.90277863	613.018019	182.9220471	
	13.000		6130.000		0.388888889	95.97222137	612.8570799	137.1372516	
	14.000		4480.000		0.416666667	96.04166412	612.4835288	52.67036799	
	15.000		3040.000		0.444444444	96.1111145	612.5230507	60.05835901	
	16.000		1940.000		0.472222222	96.18055725	612.9205238	154.5462268	
	17.000		1040.000		0.5	96.25	613.0852109	203.5945141	
	18.000		653.000		0.527777778	96.31944275	612.9472923	162.1451749	

(b)

图 2 洪水演进程序界面

3.3 程序操作说明

3.3.1 参数输入区

模型的主要输入参数包括:1)溃口底部高程;2)溃口底部宽度;3)天然径流量;4) 下游河道断面底部高程;5)下游断面底部宽度;6)下游河道糙率;7)演进距离;8)河 道边坡;9)计算时间;10)时间步长和空间步长;11)加权系数θ。

对于溃口至下游河道断面间的洪水演进分析,溃口底部高程与宽度填写溃坝后所形成 溃口的底部高程与宽度,有两种填写方法,一是根据溃坝洪水分析程序所得溃口几何数据 填写,另一种是根据现场实测溃口几何数据填写,以唐家山为例,现场实测溃口底部高程 为 634m,底部宽度为 140m。对于下游两河道断面间的洪水演进分析,溃口底部高程与 宽度填写河段上游边界断面的底部高程与宽度,例如唐家山堰塞湖的北川测站至通口测站, 填写北川测站断面的底部高程 612m,底部宽度 80m。

天然径流量根据所分析的河流实际数据填写, 唐家山堰塞湖算例中取 120m³/s。

下游河道断面底部高程与底部宽度填写所分析河段下游边界断面的底部高程与宽度, 例如在唐家山堰塞湖溃口与北川测站间河段,下游河道断面底部高程为612m,底部宽度 为80m。

河道边坡的填写方法:首先根据溃口(或上游边界断面)与下游边界断面实际情况, 将分析河段简化为连续变化的梯形断面;其次填写河段边坡的平均值。例如在唐家山堰塞 湖溃口与北川测站间河段边坡为3。

下游河道糙率根据实测地形对比与经验取值,唐家山堰塞湖下游河道取值 0.035。

演进距离根据溃口(或上游边界断面)与下游边界断面间河道轴线长度取值,例如在 唐家山堰塞湖溃口与北川测站间河段,演进距离取值 7km。

计算时间与溃口发展过程所需时间大致相同,在唐家山堰塞湖洪水演进分析中取值 20h。

时间步长和空间步长是程序是否计算成功的关键,步长取值不宜过大,如出现程序无法运行的情况,应适当减小时间步长和空间步长的取值。在唐家山堰塞湖溃口与北川测站 洪水演进分析中,分别取值 500m 和 100s。

加权系数取值为 0.5~1.0。

3.3.2 边界条件输入

对于溃口至下游河道断面间的洪水演进分析,边界条件输入即在输入条件区填写溃坝 流量过程,有两种填写方法:一是根据溃坝洪水分析程序所得溃坝流量过程填写,另一种 是根据现场实测溃坝流量过程填写。对于下游两河道断面间的洪水演进分析,边界条件输 入即在输入条件区填写上游边界断面流量过程,根据现场实测流量数据填写。需要特别注 意的是所输入的流量过程起始值应与参数输入区中的天然径流量相等。

3.3.3 计算与结果

参数与边界条件输入完成后,点击"计算"按钮,程序就在界面上的计算结果区显示 各时间点的流量和水位值,在绘图区绘制出流量和水位过程线,同时在绘图区和参数输入 区之间的表格中显示出峰值流量以及所对应的时间。

	水位流量过剩	呈线			
计算		Qp	6682.68	m ³ /s	
<u> </u>		t _p	11.28	h	

图 3 计算与结果输出示意图

4 洪水演进工程算例

4.1 唐家山堰塞湖

唐家山堰塞湖的溃决过程,得到了全程的准确测量和监测,下游几个水文站也实测了 溃坝洪水演进到该水文站的流量过程,可以作为模型验证的数据支撑。

在计算洪水演进过程中,唐家山坝址下游7km处为北川水文测站,下游33.5km为通口水文测站,下游77km处为涪江桥水文测站,各水文测站位置及河道下游纵坡如图4 所示,各测站具体剖面分别见图5~图7所示。



图 5 北川测站剖面



图 7 培江桥测站剖面

4.1.1 溃口至北川测站

唐家山坝址距北川测站距离 7km;北川测站断面底部高程约为 612m,底部宽度约为 80m; 实测溃口底部高程约 634m,溃口底部宽度约 140m; 糙率根据实测地形对比与经 验,取为 0.035; 演进过程中河道断面根据溃口和北川实际断面情况取为连续变化的梯形 断面,平均边坡为 3; 计算过程中,空间步长取为 500 m,时间步长为 100s,演进时间为 20h。上边界条件为唐家山坝址实测流量过程,实测流量过程数据为 2008 年 6 月 10 日数 据;下边界条件为水位流量关系,由曼宁公式确定。计算过程中参数输入、实测溃口流量 过程(上游边界条件)输入与计算过程,以及所得水位流量过程线见图 10 所示。

- 下游河道计算参数									
Z_o	634.00	溃口底部高程(m)							
bc o	140.00	溃口底部宽度(m)							
q_{in}	120.00	天然径流量(m³/s)							
Z_n	612.00	下游断面底部高程(m)							
bc n	80.00	下游断面底部宽度(m)							
m	0.035	下游河道糙率							
l	7000.00	演进距离(m)							
mdk	3.00	河道边坡							
θ	0.50	加权系数(0.5≤θ≤1)							
t _d	20.00	计算时间 (h)							
dx	500.00	空间步长 (m)							
dt	100	时间步长(s)							

(a) 参数输入

计算参数	时间	溃口水位	溃口流量	溃口水深	计算时间插值	计算流量插值	下游断面水位	下游断面流量	
	T(h)	Zu(m)	Qu(m ³ /s)	hu(m)	t(h)	Q'(m ³ /s)	Zt(m)	Qt(m ³ /s)	
	0.000		95.000		0.027777778	95.06944275	612.7898499	119.6177726	
	2.000		100.000		0.055555556	95.1388855	612.7893327	119.4874493	
	4.000		320.000		0.083333333	95.20833588	612.788697	119.3255646	
	6.000		574.000		0.111111111	95.27777863	612.7961222	121.211497	
	8.270		843.000		0.138888889	95.34722137	612.7651309	113.4225445	
	8.600		1090.000		0.166666667	95.41666412	612.8417788	133.0644081	
	9.100		1400.000		0.19444444	95.4861145	612.7311268	105.1183118	
	10.000		2530.000		0.222222222	95.55555725	612.7623079	112.7228554	
	10.500		5110.000		0.25	95.625	612.8979256	148.2482415	
	11.000		5980.000		0.27777778	95.69444275	612.7765747	116.2745705	
	11.200		6000.000		0.305555556	95.7638855	612.599893	75.51561789	
	12.000		6070.000		0.333333333	95.83333588	612.7848539	118.353931	
	12.500		6500.000		0.361111111	95.90277863	613.018019	182.9220471	
	13.000		6130.000		0.388888889	95.97222137	612.8570799	137.1372516	
	14.000		4480.000		0.416666667	96.04166412	612.4835288	52.67036799	
	15.000		3040.000		0.44444444	96.1111145	612.5230507	60.05835901	
	16.000		1940.000		0.472222222	96.18055725	612.9205238	154.5462268	
	17.000		1040.000		0.5	96.25	613.0852109	203.5945141	
	18.000		653.000		0.52777778	96.31944275	612.9472923	162.1451749	
	19.000		524.000		0.555555556	96.3888855	612.6748899	91.95029398	
	20,000		353.000		0.583333333	96.45833588	612.5235584	60.15487317	

(b) 边界条件输入与计算过程



(c) 水位流量过程线





(a) 流量计算结果

(b)水位计算结果



计算结果与北川站实测情况对比见图 9,通过结果可以明显发现,模型结果与实测资料拟合良好,流量和水位均与实际情况相符,北川站实测洪峰流量为 6540m³/s,通过计算得到洪峰流量 6682.68m³/s,洪峰到达时间也比较一致。

4.1.2 北川测站至通口测站

北川测站距通口测站距离 26.5km; 通口测站断面底部高程约 535m,底部宽度约 20m; 糙率根据实测地形对比与经验,取为 0.035; 演进过程中河道断面根据北川和通口实际断 面情况取为连续变化的梯形断面,平均边坡为 3; 计算过程中空间步长取为 3000 m,时 间步长为 50s,演进时间为 20h。上边界条件为北川实测流量过程数据;下边界条件为水 位流量关系,由曼宁公式确定。计算过程中参数输入、实测流量过程(上游边界条件)输 入与计算过程,以及所得水位流量过程线见图 10 所示。

_			
	下游河道计算	参数	
	Z_o	612.00	溃口底部高程(m)
	bc o	80.00	溃口底部宽度(m)
	q_{in}	120.00	天然径流量(m³/s)
	Z_n	535.00	下游断面底部高程 (m)
	bc n	20.00	下游断面底部宽度 (m)
	m	0.035	下游河道糙率
	l	27000.00	演进距离(m)
	mdk	3.00	河道边坡
	θ	0.50	加权系数(0.5≤θ≤1)
	t _d	20.00	计算时间 (h)
	dx	3000.00	空间步长 (m)
	dt	50	时间步长(s)

(a) 参数输入

计算参数	时间	溃口水位	溃口流量	溃口水深	计算时间插值	计算流量插值	下游断面水位	下游断面流量	
	T(h)	Zu(m)	Qu(m ³ /s)	hu(m)	t(h)	Q'(m ³ /s)	Zt(m)	Qt(m ³ /s)	
	0.000		330.000		0.013888889	330.1392517	535.9189248	27.7290499	
	3.890		369.000		0.027777778	330.2785034	537.6233592	176.9700966	
	5.920		369.000		0.041666667	330.4177246	537.1061959	118.7468997	
	8.010		641.000		0.055555556	330. 5569763	537.2139535	129.9305938	
	9.410		1870.000		0.069444444	330.696228	536.8156221	91.03589834	
	10.100		2900.000		0.083333333	330. 8354797	536.2014806	44.06371369	
	10.400		3920.000		0.097222222	330.9747314	536.347185	53.79172676	
	11.900		6220.000		0.111111111	331.1139526	536.2653893	48.22263811	
	12.900		6530.000		0.125	331.2532043	536.5576903	69.40034523	
	13.100		6590.000		0.138888889	331.3924561	536.687216	79.91790693	
	13.300		6060.000		0.152777778	331.5317078	536.9443412	102.8719428	
	14.000		3920.000		0.166666667	331.6709595	537.0703936	115.1403734	
	16.000		2310.000		0.180555556	331.8102112	537.1894245	127.3422886	
	18.000		1806.000		0.19444444	331.9494324	537.2224369	130.8323341	
	20.000		1300.000		0.208333333	332.0886841	537.217	130.254448	
					0.222222222	332.2279358	537.1679649	125.0971665	
					0.236111111	332.3671875	537.0961757	117.7315303	
					0.25	332.5064392	537.0107551	109.2515175	
					0.263888889	332, 6456604	536, 9208083	100,6564084	

(b)边界条件输入与计算过程



(c) 水位流量过程线



图 10 北川测站距通口测站演进计算过程

图 11 通口测站计算结果与实测值对比

计算结果与通口站实测情况对比如图 11 所示。通过结果可以明显发现,模型结果与 实测资料拟合良好,流量和水位均与实际情况相符,通口站实测洪峰流量为 6210m³/s, 通过计算得到洪峰流量 6520.02m³/s,洪峰到达时间也比较一致。

4.1.3 通口测站至涪江桥测站

通口测站距涪江桥测站距离 43.5km; 涪江桥测站断面底部高程约 459 m,底部宽度 约 250m; 糙率根据实测地形对比与经验,取为 0.035; 演进过程中河道断面根据北川和 通口实际断面情况取为连续变化的梯形断面,平均边坡为 2; 计算过程中,空间步长取为 4000 m,时间步长为 200s,演进时间为 20h。上边界条件为北川实测流量过程数据;下边 界条件为水位流量关系,由曼宁公式确定。计算过程中参数输入、实测流量过程(上游边 界条件)输入与计算过程,以及所得水位流量过程线见图 12 所示。

┌ 下游河道计算	拿参数 👘 👘	
Z_o	535.00	溃口底部高程(m)
bc o	20.00	溃口底部宽度(m)
q_{in}	120.00	天然径流量(m³/s)
Z_n	459.00	下游断面底部高程(m)
bc n	250.00	下游断面底部宽度 (m)
m	0.035	下游河道糙率
l	44000.00	演进距离(m)
mdk	2.00	河道边坡
θ	0.50	加权系数(0.5≤θ≤1)
t _d	20.00	计算时间 (h)
dx	4000.00	空间步长(m)
dt	200	时间步长(s)

(a)参数输入

		-							
计算参数	时间	溃口水位	溃口流量	溃口水深	计算时间插值	计算流量插值	下游断面水位	下游断面流量	
17722	T(h)	Zu(m)	Qu(m ³ /s)	hu(m)	t(h)	Q'(m ³ /s)	Zt(m)	Qt(m ³ /s)	
	0.000		120.000		0.055555556	121.0779419	459.6572807	147.6439272	
	2.010		159.000		0.111111111	122.1558838	459.5235299	101.0294612	
	2.510		442.000		0.166666667	123.2338333	459.4778876	86.77472099	
	7.530		247.000		0.222222222	124.3117752	459.4639007	82.5820688	
	10.700		1200.000		0.27777778	125.3897171	459.4643562	82.71702878	
	11.300		2300.000		0.333333333	126.467659	459.4640905	82.63780586	
	11.800		3110.000		0.388888889	127.5456085	459.4637726	82.54403052	
	12.200		3940.000		0.44444444	128.6235504	459.4636824	82.51727214	
	12.600		4440.000		0.5	129.7014923	459.4635876	82.48918004	
	12.700		4830.000		0.555555556	130.7794342	459.464062	82.62962258	
	13.600		5370.000		0.611111111	131.8573761	459.465604	83.08814744	
	13.700		5800.000		0.666666667	132.935318	459.4677675	83.73153872	
	14.100		6010.000		0.722222222	134.0132599	459.4705715	84.57166361	
	14.300		6170.000		0.77777778	135.091217	459.4737266	85.5175885	
	14.700		5660.000		0.833333333	136.1691589	459.4769719	86.49751875	
	15.000		5390.000		0.888888889	137.2471008	459.4800701	87.43579504	
	16.200		4220.000		0.94444444	138.3250427	459.4829263	88.3055221	
	18.900		2400.000		1	139.4029846	459.4853507	89.04510291	
	20.000		1860.000		1.055555556	140.4809265	459.4874288	89.68342107	
					1.111111111	141.5588684	459.4891986	90.22597813	

(b) 边界条件输入与计算过程



(c) 水位流量过程线

图 12 通口测站至涪江桥测站演进计算过程



图 13 涪江桥测站计算结果与实测值对比

计算结果与通口站实测情况对比如图 13,通过结果可以明显发现,模型结果与实测 资料拟合良好,流量和水位均与实际情况相符,涪江桥站实测洪峰流量为 6100m³/s,通 过计算得到洪峰流量 5940.36m³/s,洪峰到达时间也比较一致。

4.1.4 小结

将唐家山堰塞湖洪水演进过程的模拟结果与实测资料进行对比,结果见表1所示,可 见模型能够较好的模拟整个演进过程。

 测站	上下游距离	实测洪峰流	计算洪峰流	误差	实测发生	计算发生
	(km)	量(m ³ /s)	量(m ³ /s)		时间(h)	时间(h)
 北川	7	6540	6682.68	2.18%	13.1	11.28
通口	26.5	6210	6520.02	4.99%	14.3	13.74
涪江桥	43.5	6100	5940.36	-2.62%	16.83	15.89

表1 洪水演进计算结果分析

4.2 易贡堰塞湖

4.2.1 概述

2000年4月9日20时05分,受气温转暖、冰雪融化及地质等因素的影响,西藏自 治区波密县易贡乡扎木弄沟源区发生巨大山体滑坡。滑坡地理位置见图14,图15为易贡 巨型滑坡近景。

滑坡巨大的冲击力激发沟内碎屑物质,2~3min 内转化为超高速块石碎屑流,倾泻于 易贡湖出口,完全堵塞了易贡藏布河。现场调查表明,该滑坡从拉雍嘎布山高程 5520.00m 滑下,高差约 3330m,滑程 8km,历时约 10min,形成长约 2500m,宽约 2500m,最大厚 度 100m,平均厚度 60m,面积约 5km²,体积 2.8~3.0×108m³的松散堆积体,堆积体平 面图及剖面图分别见图 16 和图 17。堰塞体顶高出湖面 55.1m,高出下游坡脚约 90m。



图 14 易贡滑坡位置示意图





图 15 易贡高速巨型滑坡近景



图 16 滑坡堆积体平面示意图(I区一滑崩区; II区一碎屑流堆积区; III区一土石水气混合流区;

Ⅳ区一抛撒堆积区)



堰塞体引水渠于6月8日6时40分开始泄流,6月10日19时50分易贡湖水位开始 下降,6月11日2时15分下泄流量达到最大,至6月11日19时湖水基本泄空,整个溃 决过程持续近24h。

易贡湖坝前设立茶厂水位站,根据其水位观测成果和湖水面积资料,利用水量平衡原理((Q_下--Q_λ)△*T*=△*V*)计算下泄流量,计算成果见图 18。实测溃坝完成后形成溃口底部高程 2210m,溃口底部宽度 430m。



图 18 溃决流量过程(中国水科院计算)

4.2.2 溃口至通麦大桥水文站

距易贡湖下游约 17km 的通麦大桥处设立水文站,测得了部分时段的水位和流量数据。 通麦大桥测站断面底部高程约 1974.86m,底部宽度约 150m;糙率根据实测地形对比与经 验,取为 0.035,演进过程中河道断面根据溃口和通麦大桥实际断面情况取为连续变化的 梯形断面,平均边坡为 2;计算过程中,空间步长取为 3400m,时间步长为 25s,演进时 间为 12h。上边界条件为易贡坝址实测流量过程,即图 18 所示;下边界条件为水位流量 关系,由曼宁公式确定。计算过程中参数输入、实测溃口流量过程(上游边界条件)输入 与计算过程,以及所得水位流量过程线见图 19 所示。

- 下游河道计算	¥参数	
Z_o	2210.00	溃口底部高程(m)
bc o	430.00	溃口底部宽度(m)
q_{in}	800.00	天然径流量(m³/s)
Z_n	1974.86	下游断面底部高程 (m)
bc n	150.00	下游断面底部宽度(m)
m	0.04	下游河道糙率
l	17000.00	演进距离(m)
mdk	2.00	河道边坡
θ	0.50	加权系数 (0.5≤θ≤1)
t _d	12.00	计算时间 (h)
dx	3400.00	空间步长(m)
dt	25	时间步长(s)

(a)参数输入

计算参数	时间	溃口水位	溃口流量	溃口水深	计算时间插值	计算流量插值	下游断面水位	下游断面流量	
	T(h)	Zu(m)	Qu(m ³ /s)	hu(m)	t(h)	Q'(m ³ /s)	Zt(m)	Qt(m ³ /s)	
	0.0		800.0		0.006944444	833. 5543823	1975.727269	769.4166557	
	0.7		4454.5		0.013888889	871.7208252	1975.718721	756.8142708	
	1.2		7636.4		0.020833333	909.887207	1975.722377	762.1877093	
	1.7		10181.8		0.027777778	948.0535889	1975.73306	777.9948918	
	2.2		16545.5		0.034722222	986.2200317	1975.746655	798.3105141	
	2.7		22272.7		0.041666667	1024.386353	1975.760765	819.6227544	
	3.2		36272.7		0.048611111	1062.552856	1975.77329	838.7144022	
	3.7		36909.1		0.055555556	1100.719238	1975.783015	853.6562825	
	4.2		43272.7		0.0625	1138.88562	1975.789456	863.6273985	
	4.7		43909.1		0.069444444	1177.052002	1975.792484	868.3103269	
	5.2		50909.1		0.076388889	1215.218384	1975.792055	867.6460842	
	5.7		78272.7		0.083333333	1253.384766	1975.788742	862.5121494	
	6.2		94181.8		0.090277778	1291.551147	1975.782765	853.2725566	
	6.7		92909.1		0.097222222	1329.717651	1975.774661	840.8043634	
	7.2		91636.4		0.104166667	1367.884033	1975.765192	826.3425822	
	7.7		78909.1		0.111111111	1406.050415	1975.754781	810.5556116	
	8.2		70000.0		0.118055556	1444.216797	1975.743556	793.6612038	
	8.7		63636.4		0.125	1482.383179	1975.732531	777.2108083	
	9.2		45181.8		0.131944444	1520.549561	1975.72192	761.5244777	
	9.7		44545.5		0.138888889	1558.716064	1975.712095	747.0943226	

(b) 边界条件输入与计算过程



(c) 水位流量过程线

图 19 溃口至通麦大桥水文站演进计算过程

计算结果与通麦大桥水文站实测情况对比如图 20 所示,可见计算结果与实测部分时

段的数据比较一致。



5 参考文献

- [1] Garcia R, Kahawita R A. Numerical solution of the ST. Venant equations with the MacCormack finite-difference scheme[J].Num.Meth.Fluids,1986,(6).
- [2] Fennema R J, Ghaudhry M H. Simulation of 1-D dam-break flows[J]. Hydr.Res. 1987, 25(1).
- [3] Savic L J. Holly F M. Dam break flood waves computed by modified Godunov method[J].Hydr.Res.1993, (31).
- [4] Harten A. High resolution Schemes for hyperbolic Conservation laws[J]. Com. Phys. 1983, 49.
- 【5】王嘉松, 倪汉根, 金生, 李鉴初. 用 TVD 显隐格式模拟一维溃坝洪水波的演进与反射[J]. 水利 学报, 1998, 5(5): 8-12.
- 【6】汪德爟. 计算水力学理论与应用[M]. 北京: 科学出版社, 2011.

梯级水库群连溃计算模型使用手册

周兴波¹, 王琳², 陈淑婧³

流域梯级系统中,某一单一梯级失事,溃坝洪水向下游演进,下游水库若未及时应急 泄流,会导致库水位快速上升,下游梯级将极有可能发生连溃。如若上游梯级发生险情时, 及时预警,下游梯级预先泄洪,留出防洪库容,可一定程度的削弱溃坝洪峰对下游梯级的 冲击,或许可避免梯级连溃事件的发生。本章在单一土石坝溃决的基础上,集成山谷型河 道洪水演进和洪水调节模型,初步建立梯级土石坝连续溃决模型,并通过算例验证模型的 可行性,结合工程应用验证模型的合理性。

1 梯级水库群连溃模型的建立

在单一溃决洪水分析的基础上,梯级连续溃坝计算过程将包括三步:上游梯级溃决过程,溃决洪水向下游演进过程,下游梯级库水位壅高导致漫顶从而发生连溃。如图1所示,分别位于 x1、x2处的上下游梯级 A 和 B 发生连溃事件,则可分为如下模块计算:

1)上游单一梯级水库溃决。即 A 坝在 t₁时刻发生溃决,可按单一梯级溃决洪水分析 模型计算 A 坝溃决的洪水流量过程。计算过程参考 DB-IWHR 模型计算说明。



图1 梯级连溃示意图

2) 溃决洪水向下游演进。自 ti 时刻 A 坝溃决洪水开始向下游演进, 至 ti 时刻溃坝洪

^{1.} 水电水利规划设计总院, zhou_xingbo@126.com. 2. 西安理工大学, <u>ruoshuiya@163.com</u>。 3. 中国水利水电科学 研究院, 1023751816@qq.com

水演进至 B 坝水库。计算过程参考 DBFL-IWHR 模型计算说明。

3)水库洪水调节过程。当 A 坝溃决洪水演进至 B 水库后(t2时刻),若 B 水库具有 一定的调节能力,库水位将壅高。水库的调洪计算就是充分考虑下游水库的调节和拦蓄能 力,根据上游入库洪水过程线,水库特性曲线、拟定的泄洪建筑物的形式和尺寸、调洪方 式等,计算出水库的壅高过程、漫顶时刻及相应的溃坝过程。

4)下游水库溃决。随着入库流量的不断增加,若水库 B 的调节能力小于入库流量,水库 B 将漫坝,导致连溃。水库 B 溃决过程的计算过程参考步骤(1),入库流量设定为上游水库 A 溃坝泄洪流量过程。

1.1 基本原理

DB-IWHR 和 DBFL-IWHR 程序使用手册中已经对溃坝计算原理和洪水演进原理做 了较为详细的说明。本节仅介绍连续溃决中调洪计算的基本原理。

溃坝洪水在水库中行进时,水库沿程的水位、流速、流量、过水断面等均随时间而变 化,亦属于明渠非恒定流,即满足 Saint-Venant 方程组,然而方程组求解难以得出精确的 解析解。洪水调节简化计算方法有列表试算法,半图解法和简化三角形法等。程序计算中 采用最为常见的列表试算法。水库调洪的实用计算方程是逐时段地联立求解水量平衡方程 和水库的蓄泄方程。

其中水量平衡方程:

$$\frac{Q_1 + Q_2}{2} \Delta t - \frac{q_1 - q_2}{2} \Delta t = W_2 - W_1 = \Delta W$$

蓄泄方程:

q = f(W)

式中, Q₁、Q₂分别为计算时段初、末的入库流量, q₁、q₂分别为计算时段初、末的下泄流量, W₁、W₂分别为计算时段初、末水库的蓄水量, ΔW 为库容变化量, Δt 为计算时段。



调洪过程中水库水位也可按以下方法直接计算。溃坝洪水进入水库,水位上涨,此时 库水位可用下式求得:

$$\frac{\mathrm{d}W}{\mathrm{d}H}\frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}t} = q_{in} - q_{ou}$$

其中 qin 和 qout 分别为入库和出库流量。当水位超过坝顶后,出库流量将包含从坝顶 溢流部分。为简化计算,此过程不考虑坝顶冲刷。

控制方程仍为:

$$CB_o(H-z_o)^{3/2} = \frac{\mathrm{d}W}{\mathrm{d}H}\frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}t} + q_{in} - q_{out}$$

其中 Bo和 zo分别为坝顶漫流宽度和坝顶高程。ΔH 通过下面的差分格式求解:

$$CB_o(H-z_o+\frac{\Delta H}{2})^{3/2} = \frac{\mathrm{d}W}{\mathrm{d}H}\frac{\Delta H}{\Delta t} + q_{in} - q_{out}$$

当 ΔH 很小时,可使用下面的近似表达式:

$$(H - z_o + \frac{\Delta H}{2})^{3/2} = (H - z_o)^{3/2} + 1.5(H - z_o)^{1/2} \times \frac{\Delta H}{2}$$
$$= (H - z_o)^{3/2} + 0.75(H - z_o)^{1/2} \times \Delta H$$

可得到一个直接求解ΔH的公式,即:

$$\Delta H = \frac{[CB_0(H - z_o)^{3/2} - (q_{in} - q_{out})]\Delta t}{\frac{dW}{dH} - 0.75CB_0(H - z_o)^{1/2}\Delta t}$$

1.2 程序使用说明

根据连溃计算基本过程,结合 DB-IWHR 计算模型和 DBFL-IWHR 模型,基于 Microsoft Excel 平台单元格公式的优势和后台 VBA 语言,编制水库调洪计算模块,进行 梯级水库群连溃计算。梯级水库群连续溃决洪水计算简化模型的主界面如图 3 (a)所示。 对于某一梯级水库,其上游来水的流量过程输入如图 3 (b)所示,主要包括:

1)上游来水洪水过程,包括时间和与之对应的洪水流量。

- 2)本梯级库容水位关系,包括水位和与之对应的库容。
- 3)特征指标,包括时间步长、洪水过程节点数、起调水位、计算精度等。
- 4)入库流量过程和库水位变化过程图形显示。
- 5) 计算成果指标,包括最大入库流量、最大蓄水量等。
- 6) 库水位壅高计算区。
- 7) 拟合数值选择区,该区域数值获取于(6),通过数值拟合,作为下一阶段的输入。

对于具有调洪能力的水库,其水位在壅高的过程中伴随着洪水的调节,其计算方法与 壅高过程类似,仅是增加了泄洪的过程,其界面如图 3 (c)所示。通过以上洪水调节过程, 当库水位上涨至坝顶时,水库漫顶溃决,即可按单一梯级溃坝洪水分析处理,但需增加上 游的下泄洪水过程,作为本梯级的入库洪水,其界面如图 3(d)所示。

梯级水库群连续溃决洪水计算简化模型 Simplified Cascade Dam Break Model







(b) 洪水过程输入



(c)调洪过程

****	Dam Breach Analysis DB-IWHR 2014 Copy Right: Chen ZuYu (Email: chenzuyu@cashq.ac.cn) Disclaimer: The author assumes No responsibility and makes no guarantees, expressed or implied, on the quality, reliability, or any other characteristic of this software						
Project Name		Serial Numbe	Calculated by	Checked by		Date	Company
$ \begin{array}{c} $	anche Lake Ir 1214.00 0.00 1120.00	nformation Elevations of channel bod,m Inflow flow,m ² /s Elevations of dead Water,m		Dreach ext	ension curve wit values 5.00	O Manually Channel Width, begin	ming
Antar A j b j C j	Melation between Storage Capacity and Water Level a ₁ 0.04 W-H mure coefficient b ₁ -1.91 W-H mure coefficient - 23.39 W-H mure coefficient O Manually		B end a: a2 Z end n	58.48 144.00 170.00 1120.00 207	Channel Width, endin Channel side inclinati Channel side inclinati Elevation ending Row number	ig on, beginning on, ending	
Note:	obtained by	water storage capacity curve v	rorksheet		ransport param 0.0050	eter 平均粒径 (mm)	There are several candidate
сое m _q m _b	fficient of 1 0.36 0.90	Sroad-crested weir Broad-created weir flow coefficient Lateral shrinkage coefficient Datic of without	Defauit value	ρ, v Gs	2650.0000 0.4300 2.6500	颗粒密度(kg/m ³) 孔隙比 颗粒重度	methods to consider the erosion rate of sediments,The User can swtich the methods by click the Drop Down box
m Coeff	0.80 ficient of er	rosion rate	() Manually	<i>L</i>	0.0250	(中局长度 (m) 河道粗率	DB-Excel 2014 角度版
V _c a ₂ b ₂ z _c	2.70 1.1000 0.0007 0.00	The incipient velocity,m's Erosion coefficient Erosion coefficient Erosion coefficient	♠ Automatically ○ Manually	calculatio	calculati	on	Export Figs

(d)梯级连溃计算

图 3 梯级水库群连续溃决洪水计算简化模型

2 小岗剑-小岗剑下-一把刀堰塞湖梯级堰塞体溃坝案例

测试题目: 与实测下游一把刀堰塞湖溃决过程对比。

测试目的:验证溃坝洪水程序计算结果可行性和准确性,并应用至梯级连溃计算中。 测试内容:通过溃后现场查探和现场取样,获取坝体三维地形图及材料冲刷性能参数, 进行数值反演,对比反演计算结果与实测数据验证模型的准确度,并分析了泄流槽开挖对 溃坝流量过程线的影响。

2.1 基本概况

2008 年 5 月 12 日, 汶川发生 M8.0 地震, 地震发生时在沱江支流绵远河自上而下形成了黑洞崖-小岗剑上-小岗剑下-一把刀四座梯级堰塞湖,黑洞崖堰塞湖震后不久便自然溢流, 无溃决危险。

小岗剑堰塞体位于清平乡下游约 6km, 右岸岩质岸坡崩塌形成, 堰塞体总方量约 200 万 m³, 总体呈现左岸低, 右岸高, 堰高 70-120m, 坝顶高程约 850m, 横河向约 250m, 顺河向约 300m, 堰后水库总库容高达 1025 万 m³。紧邻小岗剑上堰塞体, 右岸边坡崩塌 滑坡形成小岗剑下堰塞湖, 库容约 80 万 m³。在距离汉旺镇 3km 的梯级末端分布有一把 刀堰塞体, 是两岸边坡滑坡堵江形成, 总方量约 15 万 m³, 由相距 130m 的两道堰塞体组 成, 上游主堰塞体高约 25m, 坝顶高程 765m, 下游副堰塞体高约 20m。

灾情发生后,为避免堰塞湖水位持续涌高,造成溃坝洪水次生灾害。武警水电部队承 担了绵远河流域梯级堰塞湖的除险任务。排险方案的制定综合考虑震后同一河流上形成多

87

个堰塞湖,先下游后上游,统筹上下游险情,避免因上下游泄流量叠加而产生更大险情。

应急救援工作首先在一把刀堰塞体坝体右侧垭口处开挖泄流槽,6月10日槽底高程降至760m,形成一条底宽15m,边坡比1:2.0,底坡i=1%,顺河长度约60m的泄流通道,并开始缓慢过流。6月12日小岗剑堰塞体进行了4次爆破,在右岸开挖了一条底高程842.0m,底宽30m,开挖边坡坡比1:2.0的泄流槽。

6月12日12点50分左右,小岗剑上堰塞体溃口流量逐渐加大,泄流槽逐渐冲刷扩展,随着水流流速的加剧,堰塞体开始逐渐溃决。图4是汉旺水文站实测溃口流量过程线,溃口流量从13:00开始逐渐增大,仅历时约20分钟达到峰值流量3950m³/s,14:00时泄 洪流量为653m³/s,17:00以后流量逐渐趋于稳定,溃坝过程历时短,流量大。虽然溃决 峰值流量远大于汉旺场水文站百年一遇标准峰值,由于下游城镇紧急启动避险预案,无一 人伤亡,仅汉旺镇局部进水。小岗剑上-小岗剑下-一把刀堰塞体梯级连溃洪水成为仅次于 唐家山堰塞体溃决流量6500m³/s的第二大溃决洪水。



图 4 梯级连溃洪水过程线

2.2 模拟结果分析

2.2.1 输入参数

通过实地勘察和现场调查取样,进行室内物理性质试验,得到堰塞体材料颗粒级配曲 线、力学性能参数和冲刷性能曲线。确定具体输入参数如表1。

2.2.2 梯级堰塞体溃决流量计算

实测资料显示梯级堰塞体连续溃决流量在 12:50 左右到达下游汉旺水文站。假定水流 流速平均 3.5m/s,小岗剑从 12:35 开始计算漫顶流量,历时约 56 分钟,达到峰值 2251m³/s, 如图 5 中曲线 1 所示。

分兆方が	参数符号		梯级堰塞体			
<i>委</i>			小岗剑上	小岗剑上	一把刀	
入库流量	Q_{in}		15 m ³ /s			
初始溃口宽度	B_o		30 m	15 m	15 m	
溃口最终高程	Z_{end}		780	760	752m	
	C_{I}		1.43	1.43	1.43	
宽顶堰系数	C_2		0.94	0.94	0.94	
	т		0.8	0.8	0.8	
	p_{I}		0.01	0.00089	0.003	
庄宓亥粉	p_2		-0.53	-1.88*10- ¹⁷	0.1	
件台尔奴	p_3		9.54	1.1	-0.58	
	基准水位	H_r	780 m	750m	742 m	
	启动流速	V_c	2.7 m/s	2.7 m/s	2.7 m/s	
冲蚀率参数	1/a		0.2	0.2	0.2	
	1/b		0.0002	0.0002	0.0002	
溃口角度	α_1		149	149	149	
	α_2		177	177	173	

表1 IWHR-2015 模型输入参数

12:40 溃口流量到达小岗剑下堰塞湖,由于峡谷型河谷,洪峰流量损失忽略不计,即 将上游堰塞体溃口出流作为下游堰塞体的入库流量进行连溃计算。由于小岗剑下堰塞体已 经过流,故上游流量导致堰塞体开始漫顶溃决,57分钟后,即13:37达到峰值流量2515m³/s, 如图 5 曲线 2 所示。

12:50 溃决流量波前达到一把刀堰塞湖,开始漫顶溃决计算,1 小时后计算流量达到峰值 3329m³/s,与实测峰值流量 3950m³/s 相当,溃坝过程线和计算结果见图 5 和表 2。



图 5 IWHR-2015 模型连溃计算流量过程线



表 2 IWHR-2015 模型连溃计算结果

图 6 无泄流槽时溃坝洪水过程线

灾后应急处置采用在坝顶天然垭口处开挖泄流槽的工程措施,尽可能减少坝后蓄水,防止高水位下溃决。本节仅对此次梯级连溃中泄流槽减灾效果进行论证。为定量比较泄流槽的排险效果,控制表2中其他模型输入参数不变,调整坝顶高程至原始高程,梯级连溃峰值计算流量从3329 m³/s 增加至4032 m³/s(图6)。从计算结果可以看出深8m,宽30m, 泄流槽有效减少峰值流量17.4%,减少泄洪7.2×10⁶m³。

3. 梯级水库群连溃模型的验证——红石岩堰塞湖

3.1 工程概况

2014年8月3日,云南省鲁甸县发生6.5级地震,造成鲁甸县火德红乡李家山村和巧家县包谷垴乡红石岩村交界的牛栏江干流两岸山体塌方形成堰塞湖。堰塞体位于红石岩水电站取水坝下游600m处,坝顶高程1222m,坝高83~96m,最大库容约2.6亿m³。该堰塞湖导致红石岩水电站首部枢纽被完全淹没,不仅对下游9个村镇30000余人的生命和财产造成极大的威胁,而且对下游的天花板和黄角树两座水库造成极大的漫坝风险。红石岩堰塞湖上游有已建红石岩电站、小岩头电站和德泽水库,下游有已建90m高的天花板混凝土拱坝和65m高的黄角树混凝土面板堆石坝,堰塞湖及各水电站大坝平面位置如图7所示,距离位置关系见图8所示。小岩头为混凝土拱坝,位于堰塞湖上游29.6km处,此

次地震为对其造成损害,且堰塞湖基本对其无影响,故堰塞湖风险分析可不考虑。



图 8 各梯级和堰塞湖的地理位置关系

3.1.1 红石岩水电站基本特征

红石岩水电站是金沙江右岸一级支流牛栏江上游水电开发的第六级电站,采用引水式 开发,拦河坝为钢筋混凝土结构,最大坝高 32.77m,总库容 69.3 万 m³,正常蓄水位 1137.5m, 死水位 1131m,工程规模为中型 III 等工程。右坝头有引水系统,包括进水口、引水隧洞、 高压管道,其中引水隧洞全长 2920km,引水流量 174m³/s,内径 8.8m。

堰塞坝的形成导致红石岩水电站首部枢纽全被淹没,8月4日下午,堰塞湖与引水隧 洞尾部调压井形成连通管,库水位高于调压井出口高程,检修闸门和调压井形成自由溢流。 红石岩水电站沿引水隧洞的平面布置如图9所示,自由溢流现场如图10所示,检修闸门

91



和调压井泄流曲线如图 11 所示,堰塞湖库容水位关系曲线如图 12 所示。

图 9 红石岩水电站沿引水隧洞平面布置图





图 10 调压井自由出流



3.1.2 天花板和黄角树基本特征

天花板水电站为中型 III 等工程,大坝采用碾压混凝土双曲拱坝,最大坝高 107m,坝顶高程 1076.8m。首部枢纽泄洪建筑物包括 3 个表孔、2 个中孔和 1 个排沙底孔,表孔和中孔进水口高程分别为 1260.5m 和 1020m,最大总泄洪流量为 5046m³/s,泄流能力曲线如图 13 所示。校核洪水位和正常蓄水位分别为 1076.61m 和 1070.91m,与之相应的库容分别为 7.87×10⁷m³ 和 6.57×10⁷m³,详细参数见表 3,库容水位曲线如图 14 所示。

黄角树水电站大坝为面板堆石坝,坝顶高程 775m,最大坝高 65m,校核洪水位和正常蓄水位分别为 774.37m 和 770m,对应的库容分别为 4.05×10⁷m³ 和 3.29×10⁷m³,具体参数见表 3。泄洪设施包括 1 个泄洪冲沙洞和 1 个溢洪道,进口高程分别为 716m 和 750m,最大下泄流量达 6691m³/s,其泄流能力曲线如图 15 所示,库容水位关系曲线如图 16 所示。

	首合	数量		
石桥	半世	天花板	黄角树	
大坝		混凝土拱坝	面板堆石坝	
坝顶高程	m	1076.80	775	
最大坝高	m	107.00	65	
坝顶长度	m	159.87	217.72	
水位				
校核洪水位	m	1076.61 (P=0.2%)	774.37 (P=0.05%)	
设计洪水位	m	1070.91 (P=2%)	770 (P=1%)	
正常蓄水位	m	1071.00	770	
死水位	m	1050	746	
库容				
总库容	10^{4} m^{3}	7871	4046	
死库容	10^{4} m^{3}	2949	885	
泄流量				
校核洪水位时最大泄流量	m ³ /s	5046 (P=0.2%)	6781 (P=0.05%)	
设计洪水位时最大泄流量	m ³ /s	3152 (P=2%)	4300 (P=1%)	
泄水建筑物				
表孔			Spillway tunnel	
实用堰顶高程	m	1062.50	750	
设计泄流量	m^3/s	1455 (P=2%)	2366 (P=1%)	
校核泄流量	m^3/s	3246 (P=0.2%)	3250 (P=0.05%)	
中孔		弧形闸门	导流洞	
闸门底高程	m	1020.00	716	
设计泄流量	m^3/s	1697 (P=2%)	1934 (P=1%)	
校核泄流量	m ³ /s	1800 (P=0.2%)	3531 (P=0.05%)	

表 3 天花板和黄角树水电站主要参数









图 15 黄角树泄流能力曲线



0.45

3.1.3 堰塞坝基本特征

表	4	堰塞	坝和	堰塞	湖主	要特	征参	数
---	---	----	----	----	----	----	----	---

项目	参数	数量
	堰塞体体积	$1.2 \times 10^7 \text{ m}^3$
	坝顶/坝趾高程,以右岸坝顶最低点测得	1222/1119 m
恒守石	顺河向坝顶长度	17 m
堰基坝	顺河向坝底长度	911 m
	坝顶宽度(1222 m)	301 m
	上/下游平均坡度	1:2.5/1:5.5
	可能最高水位	1222 m
	可能最大库容	2.6×10 ⁸ m ³
堰塞湖	原河床高程	1119 m
	回水长度	25 km
	湖水面积	11,832 km ²

堰塞体顶部高程 1222m,坝高 83~96m,河床高程 1120m,坝轴线垂直河道方向迎 水面长 286m、背水面 78m,顺河方向宽度 753m,上下游边坡比约为 1:1,堰塞体总方量 约 1200万 m³。堰塞体为两岸全强风化白云岩高速崩落而成,右岸崩塌量较大,约占 70%。 堆积物中巨石体约占 10%,块径 30cm 以上的约占 30%,块径 10~30cm 的约占 40%,块 径 10cm 以下的约占 20%,堆积介质自上而下均一性较好。在水位 1216m 时总库容为 2.6 亿 m³,上游回水长度 25km,堰塞体处集水面积 11832km²,堰塞体位于红石岩取水坝下 游 600m。主要参数见表 4,堰塞坝如图 17 所示。



(a) 全貌图

(b) 坝体表面



(c) 坝体尺寸

图 17 红石岩堰塞坝

3.2 堰塞湖溃决洪水分析

红石岩堰塞湖位于天花板水库上游 18.8km,黄角树水库上游 57.6km,考虑天花板水 电站大坝为混凝土拱坝,具有一定的抵御溃坝洪水翻坝的能力,而黄角树水电站大坝为面 板堆石坝,因此,溃坝风险处置的目标是保证黄角树水库大坝不漫顶,即最高水位不超过 坝顶高程 775m。根据"堰塞湖风险等级划分标准(SL450-2009)"红石岩堰塞湖应为风险 I级的极高危险亚类,堰塞湖应急处置期洪水的重现期≥5年,考虑其发生于汛期,且对下 游两座电站影响较大,按历史最大洪水进行风险分析。红石岩水电站的不同频率的洪水过 程及历史最大洪水过程(1968年)如图 18 所示。另外,为进一步研究高风险等级堰塞湖 应急处置洪水标准,选取5年、100年一起做对比方案,进行溃坝洪水风险分析。

对于堰塞湖的应急处置措施可采取开挖引流槽,人为控制的使其湖水放空,从而达到 除险的目的,因此对不开挖引流槽和开挖引流槽(底宽 5m,深 8m)两种方案按洪水重 现期分别为5、20、100年进行溃坝洪水分析,不开挖引流槽方案按坝顶高程 1222m 起溃 计算,开挖引流槽方案按引流渠渠底高程 1214m 起溃计算。其中由于天花板大坝为混凝 拱坝,具有较高的抵抗荷载的能力,如法国 Vajont 拱坝(坝高 261.6m)曾经遭遇漫顶洪 水超过 200m 的巨大滑坡涌浪洪水,坝体也仅受到局部损害,未整体失稳,因此假定天花 板混凝土拱坝洪水漫顶,但坝体结构不失稳定。

3.2.1 堰塞湖调洪

红石岩堰塞湖起调水位取 2014 年 8 月 5 日的库水位 1180m,不同重现期的洪水过程 导致堰塞湖库水位上涨过程如图 19 所示。



3.2.2 堰塞湖溃决洪水分析

基于反演唐家山堰塞湖溃决洪水过程的基础,采用前文建立的 DB-IWHR 模型,输入参数见表 5。对不开挖引流槽和开挖引流槽两种应急处置方案的溃决洪水过程如图 20 和图 21 所示,具体特征数据见表 6。



图 20 红石岩堰塞湖无引流槽溃坝流量过程



图 21 红石岩堰塞湖开挖引流槽溃坝流量过程

	参数名称	参数符号	输入值
库容水位关系		a_1	0.04
$W = a_1 (H - H_r)^2 +$	库容水位曲线拟合系数	b_1	-1.91
$b_2(H-H_r)+c_1$		CI	23.28
$(10^{6}m^{3})$	基准水位	Hr	1120
	起始宽度	$B_{0}(\mathbf{m})$	5.0
	最终宽度	$B_{end}(\mathbf{m})$	58.48
侧回扩展	起始侧向倾角	<i>αι</i> (°)	144
	最终侧向倾角	α2 (°)	170
	启动流速	V_c (m/s)	2.70
冲刷参数	一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一	a_2	1.1000
	双曲线惧望仲桐系级 ——	b_2	0.0007

表5 红石岩堰塞湖溃坝洪水分析计算输入参数

表 6	红石岩堰塞湖溃坝洪水特征数据

洪水重现期 (年)	应急处置方案	坝顶高程 (m)	漫顶时间 (h)	溃坝洪峰 (m³/s)	溃坝洪峰时间 (h)
100	不开挖引流槽	1222	24.22	10262	31.59
100	开挖引流槽	1214	19.87	10043	26.68
20	不开挖引流槽	1222	35.14	8534	43.02
	开挖引流槽	1214	26.30	8368	33.47
5	不开挖引流槽	1222	47.60	8163	55.71
	开挖引流槽	1214	32.80	7342	40.53

3.2.3 天花板漫坝洪水分析

由于堰塞湖距天花板混凝土拱坝仅 18.8km,天花板拱坝距黄角树堆石坝 38.8km,且 为峡谷型河道。已有资料表明,溃坝洪水在峡谷型河道行进,坦化作用较弱,洪峰衰减很 小,故处于保守考虑,此处分析不考虑洪水演进的时间和河道对溃坝洪水波的阻力效应。 因此,红石岩堰塞湖溃决洪水直接进入天花板水库,如 3.1.b 节所述,假定混凝土拱坝漫 顶但不溃决。天花板水库全闸泄流,溃坝洪水导致其漫顶后,下泄流量为漫顶水流与各泄 洪设施泄流流量之和;起调水位为天花板水库死水位 1040m。

堰塞湖不同重现期洪水不开挖引流槽方案的调洪过程如图 22 所示,开挖引流槽方案 的调洪过程如图 23 所示,具体的特征参数见表 7。

97



(c)5年

图 22 无引流槽方案天花板的调洪过程



1045

1040

注: 起调水位1040

(c) 5 年

图 23 开挖引流槽方案天花板的调洪过程

时间(h)



1000

0

32 34 36 38 40 42 44 46 48 50 52 54 56 58

洪水重现期 (年)	应急处置方案	最高库水 位(m)	漫顶时间 (h)	入库洪峰 (m ³ /s)	入库洪峰时 间(h)
100	不开挖引流槽	1083.29	29.96	10261.51	31.72
100	开挖引流槽	1083.11	25.40	10043.47	26.77
20	不开挖引流槽	1081.35	41.96	8532.60	43.15
20	开挖引流槽	1080.96	32.86	8367.93	33.60
5	不开挖引流槽	1080.77	54.82	8163.89	55.80
5	开挖引流槽	1079.27	40.14	7502.14	40.30

注:坝顶高程 1076.8m,起调水位 1040m。

98

溃坝洪水演进至下游黄角树水库,考虑该水电站调压井和检修闸门的泄流过程,以库水位 720m 再次调洪,并以坝顶高程 775m 为风险控制目标。堰塞湖不同重现期洪水不开 挖引流槽方案的调洪过程见图 24,开挖引流槽方案的调洪过程见图 25,具体的特征参数 见表 8。















(c) 5 年



坝顶高程775m - -入济 出流 水位 (E) - 745 受 - 740 关 流量(m³/s) 起调水位720 0. 时间(h)





(c) 5 年

图 25 开挖引流槽方案黄角树的调洪过程

洪水重现期 (年)	应急处置方案	最高库水 位(m)	漫顶时间 (h)	入库洪峰 (m ³ /s)	入库洪峰时 间(h)
100	不开挖引流槽	780.05	32.11	10242	32.08
100	开挖引流槽	779.30	27.62	9992	26.97
20	不开挖引流槽	776.24	45.22	8502	43.74
20	开挖引流槽	774.78	-	8187	34.70
5	不开挖引流槽	775.72	59.06	8037	56.80
J	开挖引流槽	771.58	-	6849	42.30

表 8 黄角树水库调洪过程特征数据

注:坝顶高程 775m,起调水位 720m。

由表 8 计算结果可知,如不开挖引流槽,不同频率的洪水导致红石岩堰塞湖溃决洪水 演进至黄角树水库均会致其漫顶,如果开挖引流槽,100年一遇的洪水仍将导致黄角树大 坝漫顶,但重现期为 20 年和 5 年的洪水将致使黄角树最高水位距坝顶分别为 0.22m 和 3.42m。

3.2.5 小结

以上堰塞湖及梯级水库溃坝风险分析,为红石岩堰塞湖的应急处置决策提供了技术依据。考虑红石岩堰塞湖上下游的安全和黄角树水库调洪的有效利用,以确保下游黄角树面 板堆石坝不漫顶为风险控制目标,采用历史最大洪水为汛期堰塞湖的防洪标准,在抢险施 工条件允许的条件下,红石岩堰塞湖开挖了深 8m 的引流槽方案,引流槽设计平面图如图 26 所示,开挖图如图 27 所示。尽管 2014 年堰塞湖应急处置期 20 年一遇的洪水未曾出现, 但从防洪和风险防控的角度,开挖引流槽这一方案是适宜的。



图 26 引流槽设计平面图



图 27 引流槽开挖图

4 梯级水库群连溃模型的验证——大渡河梯级水库群

4.1 工程概况



图 28 梯级水库平面布置图

我国西南某河流干流上规划的"下庄(2)—达里—双屯子"三级梯级水库,其中双 屯子大坝为流域控制性梯级,平面布置如图28所示。其中下庄大坝距离达里大坝约85.6km, 高差约318.9m,达里大坝距离双屯子大坝约89.3km,高差约380.5m。

下庄(2)水电站枢纽采用混凝土面板堆石坝、最大坝高175m,正常蓄水位3062m, 校核洪水位3065m,总库容10.9亿m³。达里水电站工程为二等大(2)型工程,大坝为混凝 土面板堆石坝。拦河大坝为面板堆石坝,最大坝高113.5m,正常蓄水位为2686m,总库 容1.85亿m³。双屯子水电站为一等大(1)型工程,枢纽工程为砾石土心墙堆石坝,最大坝 高314m,水库正常蓄水位2500m,水库总库容约28.97亿m³。各梯级工程特性如表9 所示,库容水位曲线如图29所示。此外,由于达里水电站不具有调洪能力,故不考虑其 泄洪过程。双屯子水库具有防洪功能,且为该流域段控制性梯级,其泄洪设施包括溢洪道、 竖井泄洪洞、深孔泄洪洞,全闸泄洪流量约8000m³/s,具体泄流能力如图30所示。

电站名称	单位	下庄(2)	达里	双屯子
大坝类型		混凝土面板堆石坝	混凝土面板堆石坝	砾石土心墙堆石坝
坝顶高程	m	3070	2690	2510
最大坝高	m	175	113.5	314
校核洪水位	m	3065	2687.61	2504.42
正常蓄水位	m	3062	2686	2500
死水位	m	3010	2683	2420
总库容	亿 m ³	10.9	1.85	28.97
正常蓄水位以下库容	亿 m ³	10.2	1.766	27.32
死库容	亿 m ³	2.7	1.606	8.15
多年平均流量	m ³ /s	185	206	516

表9工程特性表





(c)双屯子

图 29 各梯级库容水位曲线



图 30 双屯子泄流过程

4.2 下庄(2)溃决

4.2.1 溃口洪水分析

土石坝溃决过程受库容水位、侵蚀参数、溃口展宽的影响,根据土石坝溃决数值分析 模型,输入下庄(2)溃坝参数如表 10 所示。

假定下庄(2)于 0:00 开始溃决, 溃口冲刷起动流速 3.0 m/s, 则 10:45 达溃决洪峰 15008 m³/s, 即次日 15:51 下庄(2) 流速小于起动值 3.0m/s 时, 溃坝结束。历时 39 小时 51 分, 流量过程如图 31 所示。

	a_1	0.06	基准水位	Hr(m)	2895
库容水位曲线	b_1	-4.74	天然流量	$Q_{\rm in}~({\rm m^{3/s}})$	185
	c_{l}	90.19		$B_0(m)$	24.28
		0.26			364.2
	m_q	0.36		$B_{end}(m)$	8
苋坝堰糸数	mb	0.9	溃口展宽	α (°)	160
	m	0.8		β (°)	170
	$V_c(m/s)$	3.0		Z_0 (m)	3070
侵蚀率	а	1.1		$Z_{end}(\mathbf{m})$	2895
_	b	0.001			

表10下庄(1)溃坝计算参数

4.2.2 洪水波演进

采用洪水演进分析数值解法,河道糙率取 0.025,坡降为 4‰,时间步长 30s,河道几 何形状为倒梯形,底宽 30m,按 0.3 的坡垂直放大,下庄(2)溃坝洪水演进至距离下游 约 85.6km 的达里水库。溃坝洪水 3:20 演进至达里坝址,12:17 洪峰流量 14827 m³/s 入库, 由于峡谷型河谷,洪峰流量仅损失 181m³/s,演进流量过程如图 31 所示。



图 31 下庄(2) 大坝溃决及洪水演进

4.3. 达里连溃

4.3.1 溃口洪水分析

<u>阶段 1:</u>下庄(2)溃坝洪水进入达里水库,库水位雍高过程。3:20下庄(2)溃决洪 水进入达里水库,其库水位开始雍高,8:39 库水位升高至坝顶高程 2690m(图 32C 点), 达里大坝漫坝,但库水位仍然升高,17:01 库水位升至最高 2703.76m,超坝顶高程 13.76m, 其水位雍高及变化过程如图 32 所示。由于达里水库库容较小,不具有调洪能力,故此过
程不考虑达里水库从泄洪设施输出的流量。

<u>阶段 2:</u>达里大坝全断面过水,梯级连溃。8:39达里大坝因库水位漫顶,开始连溃计算,来自上游下庄(2)溃坝的入库流量叠加至达里水库,发生连续溃决。将达里大坝 8:39 之后的入库流量,如图 33 所示,作为达里大坝的入库流量进行连续溃决计算,17:56 达 里达洪峰流量经迭加后增加为 23513.6m³/s,溃坝历时 21 小时 28 分。



图 32 达里库水位壅高过程

图 33 达里水库漫坝后入库流量过程

4.3.2 洪水波演进

<u>阶段 3:</u>梯级连溃洪水向下游演进。12:05 溃坝洪水演进至双屯子坝址,19:18 洪峰演进至双屯子水库,流量削减为 23392.9m³/s,其溃坝及演进至双屯子的流量过程如图 34



图 34 达里大坝溃决及洪水演进

4.4 双屯子漫坝风险分析

4.4.1 无预警

12:05 "下庄(2)-达里"连溃洪水入库双屯子,该水库开始全闸泄水过流,于 22:33 达到坝顶高程 2510m,从而双屯子大坝漫顶溃坝。次日 4:45 达最高水位 2513.55m,其调 洪流量过程及水位变化如图 35 所示。



图 35 双屯子水库调洪过程

4.4.2 有预警

下庄(2)在溃决的同时,双屯子立刻开闸泄流,即0:00开始泄洪,其水位变化过程如图36在12:05溃坝洪水入库时,双屯子水位降至2492.75m。由于开始入流量小于泄流量,水位继续下降,至16:15 库水位降至最低高程2490.92m,此时入库流量和泄流量相等;之后,由于入库流量大于泄流量,库水位开始上升,至次日8:11 水位升至最高高程2507.56m,此时入库流量和泄流量第二次相等;之后库水位随之降低,双屯子调洪过程如图37 所示。



图 37 双屯子水库调洪过程

双屯子水库有预警,提前增大调洪库容,保证了下庄(2)大坝溃决,导致达里大坝 连溃的情况下,双屯子水库未发生漫顶溃坝。

4.5 小结

以上"下庄(2)—达里—双屯子"梯级系统中,由于下庄(2)水库漫顶溃坝,导致 达里水库发生连续溃决,双屯子水库在有预警的情况下,不会发生漫顶事件,但如若双屯 子水库没有提前预警,将导致漫顶,发生三级连溃。该算例验证了梯级土石坝漫顶连续溃 决模型的可行性。