

文章编号: 2097-096X(2025)04-0345-10

溃坝扩散模型(DB-D)在堤坝溃决分析中的应用

巨江, 兰志良

(中国电建集团西北勘测设计研究院有限公司, 陕西 西安 710100)

摘要: 现有的溃坝洪水分析模型理论与方法存在诸多缺陷, 导致计算结果与实测资料相差甚远, 而基于河流动力学原理的溃坝扩散模型理论严谨、计算简捷高效、成果合理。本文应用溃坝扩散模型(DB-D)分析小岗剑上堰塞湖溃决过程以及初始溃口宽度、深度对泄流特性的影响; 模拟了洞庭湖溃堤溃口侵蚀下切过程、溃口展宽过程以及溃口流量、流速、水深变化过程线等; 以某两座大型堆石坝连溃为例, 得到的上下库溃口流量、流速过程线、库水位降落与溃口高程下切过程线、溃口展宽过程线等与实测资料吻合良好, 溃口纵剖面、横断面形状变化合理。研究给出应用溃坝扩散模型进行堰塞湖、防洪堤、堆石坝溃决分析时冲刷参数 A 和展宽系数 k 的选取方法, 为同类工程的防洪抢险应用提供了参考。

关键词: 溃坝; 扩散模型; 土石坝; 堰塞湖; 防洪堤

中图分类号: TV641

文献标识码: A

doi: 10.13244/j.cnki.jiwhr.20240168

1 研究背景

地震、降雨、融雪都有可能引发泥石流形成堰塞湖, 2008年的汶川大地震出现了256处堰塞湖, 堰塞湖溃决给下游群众生命财产安全带来了巨大的威胁^[1]。全国已经建成的水库大坝约9.8万座, 是世界上拥有水库大坝最多的国家, 其中95%为土石坝^[1]; 现有堤防总长度超过了41万km, 保护着6.1亿人口, 4.2万千公顷耕地。病险工程数量多, 年久失修等老龄化问题, 依然存在着溃坝、溃堤的风险^[2]。

溃坝洪水分析方法名目繁多, 大致可归纳为参数法、输沙率法和土力学法三类模型。参数模型基于大量资料回归, 提出了众多的溃口洪峰流量、溃口深度、宽度、溃坝时长拟合公式, 有的将溃口流量过程线拟合成4次或2.5次多项式曲线^[3]。如文献[4]发现土石坝溃口高程下切慢-快-慢的变化过程类似于反正切曲线, 于是提出了反正切模型。这类模型因缺少物理成因, 准确性和可靠性较低, 不反映库容、坝体几何尺寸、堆石粒径、容重等影响坝体溃决过程的核心因素。

而流行较广的Breach模型与Mike软件中的BD模块原理相近, 均合理地应用了输沙率公式与河床变形方程, 但溃口纵向水平下切以及溃口展宽依赖于下切深度假定却严重背离了溃坝的物理过程^[5-6]; 理论体系相对完善的河流动力学一二维泥沙数学模型完整方程求解以及FLOW-3D软件^[7], 需要构建计算网格, 反复调试参数, 效率低下, 很难满足防洪抢险或数字孪生平台的应急需求。

自2008年汶川地震后国内提出的土力学溃坝模型, 具有泥沙侵蚀方程和土力学理论基础, 将溃口水平下切改进成折线、射线或圆弧, 弥补了水平假设的不足; 计算简单, 满足了堰塞湖应急抢险之需求, 也被列入了《水电工程溃坝洪水与非恒定流计算规范》。但模型侵蚀率方程错误, 计算成果规律性严重失真, 甚至出现了溃口侵蚀高程低于坝基的重大错误, 且参数太偏也不适合普及推广^[8]。

收稿日期: 2024-08-20; 网络首发日期: 2025-06-23

网络首发地址: <https://link.cnki.net/urlid/10.1788.tv.20250623.0855.001>

作者简介: 巨江(1959-), 硕士, 教授级高级工程师, 主要从事水力学泥沙研究。E-mail: 282181021@qq.com

通信作者: 兰志良(1990-), 硕士, 工程师, 主要从事水工模型试验与数值模拟工作。E-mail: 793904170@qq.com

溃坝扩散模型弥补现有溃坝模型的缺陷。本文应用作者提出的溃坝扩散模型^[9]分析了小岗剑上堰塞湖溃坝过程,以及初始溃口宽度、深度对下泄洪水过程线的影响,为泄洪明槽开挖尺寸优化设计提供依据。用溃坝扩散模型首次分析了岳阳市华容县团洲垸洞庭湖一线堤防溃决过程,给出了溃口流量、流速、溃口展宽以及溃口高程侵蚀下切的变化过程。又将溃坝扩散模型推广到两坝连溃工程案例中去,得到的上下库溃口流量、流速过程线,库水位与溃口底板高程降落过程线,溃口展宽过程线以及溃口最终纵、横剖面侵蚀形状与实测资料吻合良好。

针对坝体溃决与堤防溃决的不同特点,给出溃坝扩散模型的使用方法:堆石坝堰塞湖溃决需要输入水位-库容曲线,溃坝过程中库水位逐渐降低,库容也跟着减小;堤防溃决时河道内水位基本不变或者略有降低,设置成水位恒定或已知水位随时间变化过程,无需考虑库容;堤防外无二道堤防时溃口为自由出流,若存在二道堤防且一二道堤防内水位雍高后溃口必须考虑淹没系数。另外,堰塞湖、堆石坝、防洪堤溃口展宽系数有所不同,冲刷系数参考已有的研究成果。

2 溃坝扩散模型

2.1 溃口冲刷方程 堰塞湖、土石坝水流漫顶溃坝后,在大坝背水面产生了巨大的水面落差,势能增加,水面比降变陡、流速增大,剪切力作用在坝顶背水面首先形成冲刷沟槽,并以下游坝脚为侵蚀基准点迅速向上游扩展;同时,因水流侧向淘刷以及沟槽两岸坍塌,溃口宽度越来越大。如图1所示,将 x 轴设在起溃库水位上,方向朝上游, z 轴设在下游坝脚断面,方向朝下。应用输沙率公式联解河床变形方程,得到了溃口纵剖面下切的扩散方程^[5, 9]:

$$\frac{\partial z}{\partial t} - a \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = 0 \quad (1)$$

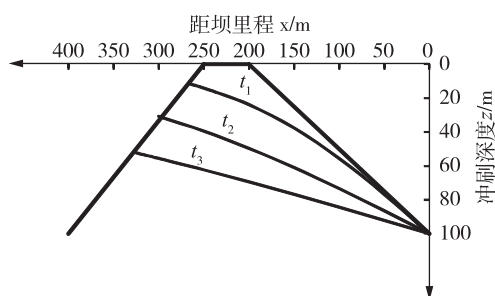


图1 溃口冲刷纵剖面变化
Fig. 1 Profile section of breach

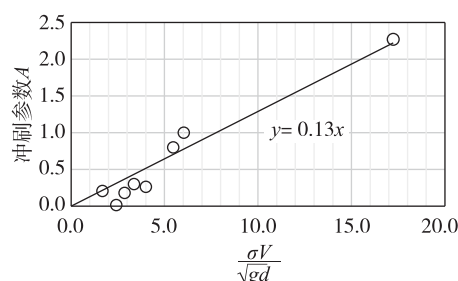


图2 冲刷参数变化规律
Fig. 2 Changes of scouring coefficient

式中: z 为溃口纵剖面冲刷深度; x 为流程; t 为时间; a 为冲刷系数, $a = \frac{A\bar{q}}{\gamma'}$, m^2/s ; γ' 为坝体干容重; $\bar{q}$ 为溃口加权平均单宽流量。冲刷参数 $A = \frac{K\sigma V}{\sqrt{gd}}$, t/m^3 , 其中 V 为流速,天然坝体 $V=2.0\sim 3.0\text{ m/s}$,水槽试验 $V=0.33\sim 0.43\text{ m/s}$; σ 为坍塌系数,反映了溃口坍塌对下切侵蚀的减缓效应,定义为初始溃口宽度与坝高之比 $\sigma = \frac{w_0}{z_0}$,当 $\sigma \geq 1$ 时取 $\sigma=1$ 不计坍塌;否则 $\sigma = \frac{w_0}{z_0}$ 计入坍塌;经水槽试验与流域实测资料统计分析, $K=0.13$,见图2; d 为堆石粒径; g 为重力加速度。

2.2 溃口纵剖面方程 在半无限域初始边界条件下,方程(1)得到的溃口纵剖面侵蚀的解析解为:

$$z/z_0 = 1 - \text{erf}(\eta) \quad (2)$$

式中： $erf(\eta)$ 为误差函数， $erf(\eta) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\eta} e^{-\eta^2} d\eta$ ， $\eta = \frac{x}{2\sqrt{at}}$ 为无量纲因子； z_0 为起溃坝高，即起溃水位至下游坝脚的竖直高度。式(2)综合反映了坝体几何特性、物理特性、溃口水力特性、以及库容特性对溃坝过程的影响。

2.3 溃口横断面方程 溃口横断面展宽(垂直水流方向)分局溃与全溃两种类型。局溃时，溃口底部水流剪切力较大，侵蚀下切较快；两侧剪切力减小，展宽较慢，溃口横断面底部展宽公式为：

$$w = w_0 + k\sqrt{at} \quad (3)$$

全溃时，溃口底部宽度为两岸坝肩不可冲刷山体间的距离，则有：

$$w = w_0 - 2m_0z_u \quad (4)$$

式中： w 为溃口底部宽度； w_0 为初始溃口宽度，全溃时为坝轴线长度； z_u 为溃口进口冲刷深度； k 为溃口展宽系数，初步率定堰塞体 $k=0.06\sim0.10$ ，堆石坝 $k=0.20$ ，防洪堤 $k=0.40$ ； m_0 为溃口内侧边坡系数，局溃时 $m_0 \leq 0.30$ ，全溃时 m_0 为坝肩两岸山体边坡系数。

上述方程再联立水量调蓄方程和堰流公式，形成了完整的溃坝扩散模型。

3 小岗剑上堰塞湖溃决

2008年5月12日，四川汶川发生了M8.0级地震，诱发大量的地质灾害，仅沱江支流绵远河自上而下就形成了黑洞崖、小岗剑上、小岗剑下、一把刀4处梯级堰塞湖^[1]。其中小岗剑上库容最大、堰体最高、且顺河流方向较单薄，一旦溃决必然造成连溃洪水叠加，对下游群众生命财产危害更大。

小岗剑上堰塞体顺河向长约300 m，横河向长约300 m，高约70~120 m，体积约200万 m^3 ，最大库容约1000万 m^3 ，水深超过了60.0 m，库容曲线见文献[1]。堰塞体左岸低，右岸高，在左岸形成天然溃口，地形较为平坦，宽度约50.0 m。

2008年6月12日10时，小岗剑上堰塞体实施最后一次爆破后，最终形成的溃口进口高程842.0 m、底宽30.0 m的泄洪通道，开挖边坡1:2.0，泄流槽长约80.0 m，底坡 $i=1\%$ 。泄流槽开始过流后，初始流量约30 m^3/s ，在水流的强烈冲刷下泄流槽增宽加深，约到中午12时流量剧增，达到了3950.0 m^3/s 。溃坝后溃口下降约35.0 m，最大库容从1025 m^3 (842.0 m)下降到150万 m^3 ，坝前水位降低至810.0 m。

根据上述描述的堰塞体尺寸，数学模型取堰塞体坝顶宽度(顺河道方向)为80.0 m，上下游坡比为1.50(H/V)，起溃水位844.7 m，泄槽起始宽度30.0 m，底板高程842.0 m，溃口初始深度2.70 m，坝高75.0 m(起溃水位至大坝下游坡脚处竖向距离)，入库流量为15 m^3/s 。模型设置参数见表1。图3为溃口流量过程线，可见流量的大小及变化过程与实测资料吻合良好，实测最大流量3950.0 m^3/s ，计算峰值为3915.8 m^3/s 。图4为库水位、溃口底高程降落过程线，溃坝终止后计算库水位稳定在813.4 m，实测库水位稳定在810.0 m，其误差可能是水位库容资料精度造成的。图5溃口底宽及水面宽度变化过程，可见在洪峰流量出现时刻，溃口水深最大，水面与底部宽度差距也大；洪峰流量过后，溃口水深变浅，上下水面宽度相近。图6为库容减小过程线，最终稳定在200万 m^3 ，与实测资料相近。图7为溃口最终横断面形态，图8为溃口纵剖面下切过程，可见溃口下切速度是变化的，洪峰流量附近侵蚀最快。

表1 小岗剑上堰塞体模型输入参数

Table 1 Model parameter of Xiaogangjian barrier dam			
起溃水位 H/m	844.7	冲刷系数 A	0.30
起溃坝高 Z_0/m	75.0	堆石容重/(t/m^3)	1.6
初始溃口宽度 W_0/m	30.0	溃口展宽系数 k	0.10
初始溃口深度 h_0/m	2.7	库容曲线 $y=ax^b$	
溃口内测边坡系数 m	0.30	a	880.23
起溃宽度 W_b/m	80.0	b	0.0203
迎水面坡比 S_u	1.50		
背水面坡比 S_d	1.50	初始库容/亿 m^3	0.13

最终溃口进口下切了 30.0 m，中间下切了 44.8 m，平均 37.4 m 与实测溃口冲蚀了 35.0 m 相近，其它误差可能来自于测点位置、以及基础数据如库容、坝高、坝宽等，所有物理量变化规律符合实际。

堰塞湖形成后，工程技术人员奔赴现场第一要务就是确定泄流明渠的开挖尺寸。初始溃口宽度、深度是堰塞湖排险设计的重要参数，直接影响着泄洪历时和溃口流量过程线变化，进而确定下游淹没范围、人员撤离等，决定着抢险成本。因此，有必要分析溃口初始宽度、深度变化对泄流过程的影响。

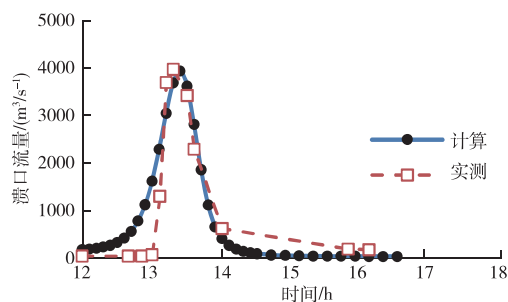


图 3 计算与实测流量对比

Fig. 3 Simulation and measured discharges

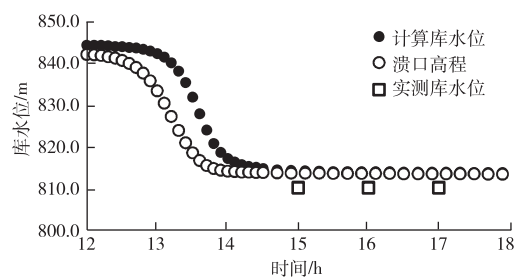


图 4 库水位溃口高程降落过程线

Fig. 4 Hydrograph of water level and elevation of breach

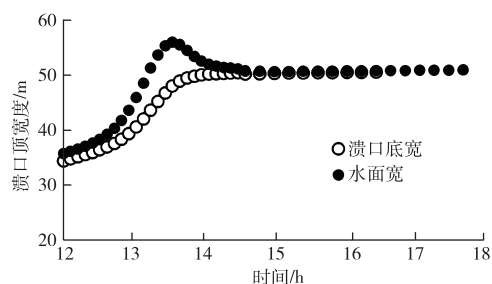


图 5 溃口底宽水面宽度过程线

Fig. 5 Hydrograph of breach width

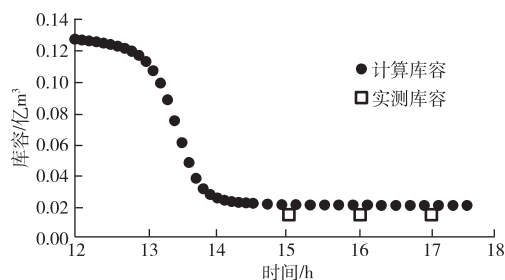


图 6 库容过程线

Fig. 6 Computed and measured reservoir capacity

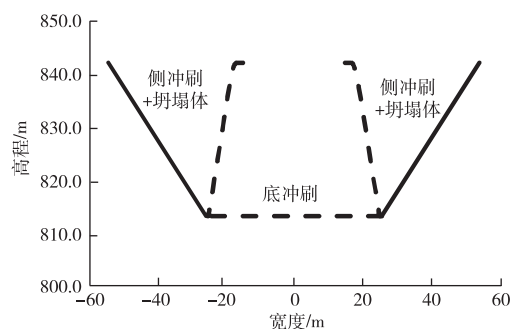


图 7 溃口横断面形态

Fig. 7 Cross section of breach

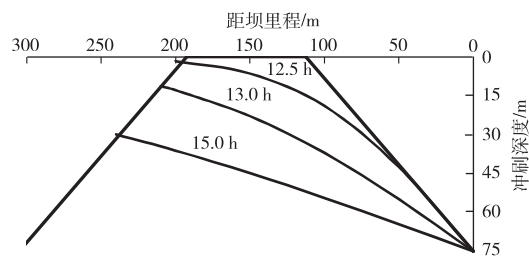


图 8 溃口纵剖面

Fig. 8 Erosion profile of breach

图 9 为初始溃口宽度 $w_0 = 30.0$ m 时，依次改变溃口初始深度 h_0 分别为 1.0 m、2.0 m、3.0 m 的溃口出流过程线。可见，改变明渠开挖深度，对下泄洪峰流量影响不大，只是开挖越浅，洪峰流量越滞后出现，即水库泄空的时间越推迟，反之亦然。图 10 为初始溃口深度 $h_0 = 2.7$ m，变化溃口宽度依次为 $w_0 = 10$ m、30 m、50 m 的出流过程线。可见溃口洪峰流量与溃口宽度成反变关系，这是由于库容太小

的缘故。

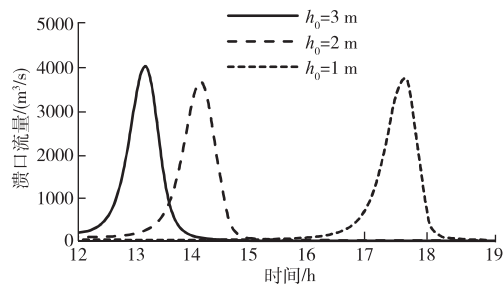


图9 初始溃口深度对下泄洪水的影响
Fig. 9 Impact of discharge on initial depth breach

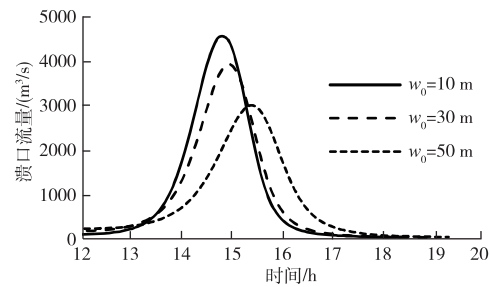


图10 初始溃口宽度对洪峰流量的影响
Fig. 10 Impact of flood discharge on initial width breach

4 洞庭湖溃堤案例

2024年7月5日16时许，岳阳市华容县团洲垸洞庭湖一线堤防(桩号19+800)发生管涌险情。17时48分许，近两小时的紧急封堵失败后，堤坝溃决，溃口宽度10 m，2亿多 m^3 洪水从决口涌出。封堵失败后，堤坝决口持续扩大，当晚19：00时，决堤口宽度扩大至近100 m；当晚23：00时的决口宽度增加到155 m；决口处最大流速为 $3.64 \text{ m}^3/\text{s}$ ，流量为 $5080 \text{ m}^3/\text{s}$ 。到7月6日9：00时溃口宽度220 m；11：00时为226 m，12：00时堤防内外水位持平，溃堤结束，共持续了 $18.0 \text{ h}^{[10]}$ 。决堤前的7月5日16时，城陵矶站的水位为34.08 m，超过警戒水位1.08 m。

洞庭湖溃堤后，堤内平均水位保持32.0 m。前5 h内堤外暂无积水，溃口呈自由出流，侵蚀下切与展宽极快；之后的5~18 h内，外堤水位逐渐上升变成淹没出流，淹没系数 σ 从1减小到0。数学模型溃堤计算从15：48发生管涌高度开始，将 x 轴放在溃口湖内平均水位32.0 m高程上(非堤顶)，堤外坡脚高程22.0 m，堤防高度10.0 m，初始溃口宽度10.0 m，深度1.0 m，堤防顶厚(顺水流方向)10.0 m，基本数据见表2。

表2 洞庭湖堤防模型输入参数 Table 2 Model parameter of flood bank			
起溃水位 H/m	32.0	冲刷系数 A	0.30
起溃坝高 Z_0/m	10.0	坝体容重 (t/m^3)	1.6
初始溃口宽度 W_0/m	10.0		
初始溃口深度 h_0/m	1.0	起溃坝厚 W_b/m	10.0
溃口水内边坡系数 m	0.30	迎水面坡比 S_u	2.0
溃口展宽系数 k	0.40	背水面坡比 S_d	3.0

图11为溃口流量过程线，可见随着溃口宽度的增加，起初溃口流量迅速上涨；但当堤外水位升高后，溃口被现淹，流量减小，最终堤防内外水位持平流量为0。图12为流速过程线，前2 h内溃口下切快，流速上涨迅速；2~5 h内溃口下切到底，转换为逐渐溃宽，流速持平；之后堤外水位上升流速下降。图13为溃口高程侵蚀下切过程线，与实测资料符合良好。图14为溃口水深变化过程，溃口展宽时深度不再增加。图15为计算与实测溃口宽度变化，二者吻合较好，当堤内外水位持平后，溃口不再扩大。图16为溃口最终纵横断面形态，最终冲刷高程约22.0 m，与实测资料一致。

5 两坝连溃案例与敏感性分析

大通河流域中游某两座龙头水库大坝河道距离21.0 km，均为混凝土面板堆石坝。上水库坝轴线长度408.3 m，坝顶高程3204.6 m，正常高水位3202.0 m，河床以上坝高112.6 m，坝顶宽度10.0 m，上游坡面比降约为1.55(H/V)，下游坡面比降1.58，总库容7.3亿 m^3 。下水库坝顶高程为3091.3 m，正常蓄水位3086 m，坝顶高程3000 m，坝高91.3 m，坝顶轴线长度424.0 m，库容10.4亿 m^3 ，坝顶宽度10 m，迎水面与背水面坡比均为1.60。假设上库在正常高水位3202.0 m运行时，因某种原因引发局部溃坝，

溃口宽度 50.0 m，深度 2.0 m，入库流量为 0。上游水库溃坝时，下游水库仍在正常高水位运行，巨大的下泄流量迫使下游水库水位迅速上涨，在第 5 h 时刻下游水库水位涨至 3091.3 m 后开始全坝线漫顶溃坝。

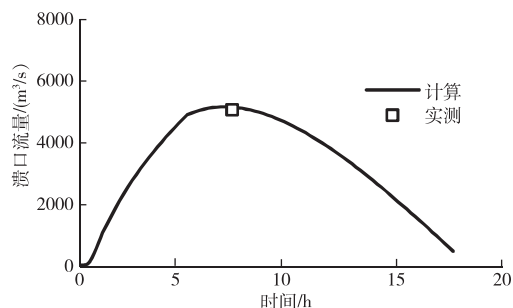


图 11 流量过程线
Fig. 11 Discharge hydrograph

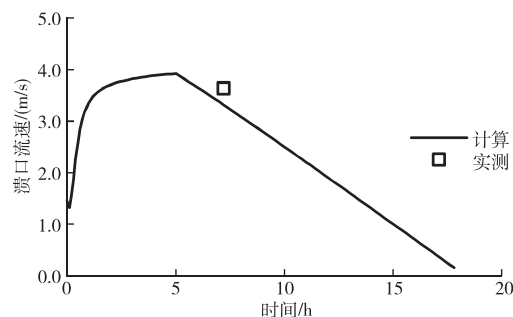


图 12 流速过程线
Fig. 12 Velocity hydrograph

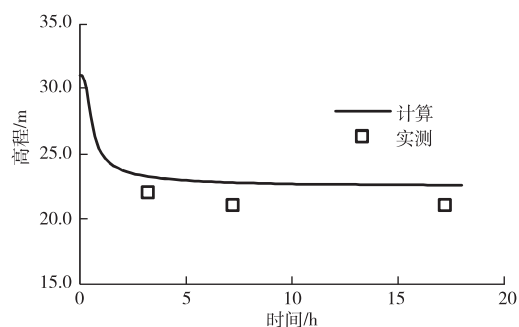


图 13 溃口高程过程线
Fig. 13 Breach elevation and water level

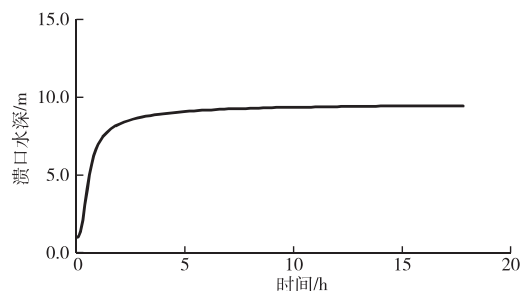


图 14 溃口水深
Fig. 14 Water depth of breach

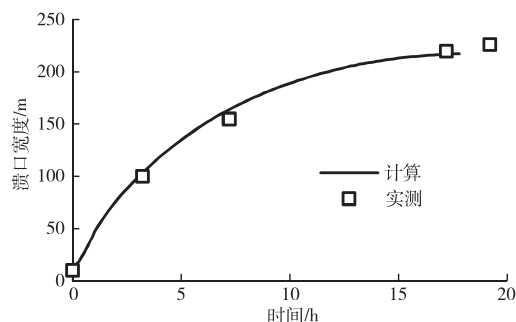


图 15 溃口冲刷宽度
Fig. 15 Erosion width of breach

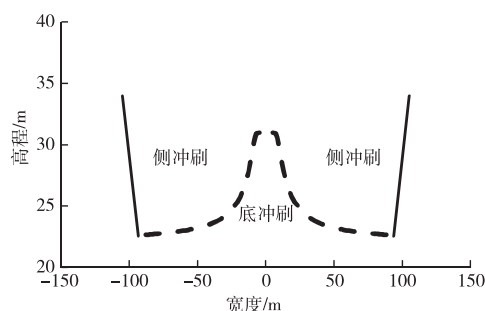


图 16 最终堤防溃口横断面
Fig. 16 Cross section of breach after 10h

水库群连溃时，下库的存在对上库无任何影响，因为下库回水末端不淹没上库溃口坝脚，溃口为自由出流，图 17 空心线为上库溃坝流量过程线，上库局溃最大洪峰流量为 37 660 m³/s。上库溃坝洪水即为下库入流条件，其中前段流量为下库蓄水直至蓄满，后段流量因下库泄流不足引发了漫顶溃坝。从图 17 又看出，上库溃坝后约 5 h 下库蓄满开始全溃，下库全溃洪峰流量超过了 124 800 m³/s。图 18 为下库水位、溃口高程下切过程线，图 19 为下库溃口底宽、水面宽度变化过程线，全溃溃口宽度逐渐减小。

由上图可见，在坝顶部位，溃口水深较浅，侵蚀亦慢；溃口降低后水深增大，水流剪切力增加，侵蚀速率迅速增加；溃口发展到坝底部位，库水位降低，水流比降减缓，水深减小，溃口侵蚀缓慢最终趋于平衡。数学模型客观地反映了溃口侵蚀慢-快-慢，溃口洪峰流量小-大-小的物理过程。图 20、

图21分别为上下库溃口纵剖面变化，图22为水槽模型试验结果^[11]，可见计算与试验溃口侵蚀纵剖面趋势一致。

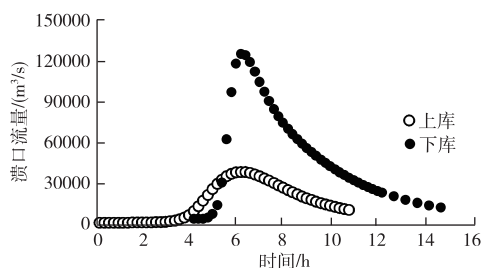


图 17 溃口流量过程线

Fig. 17 Hydrograph of discharge

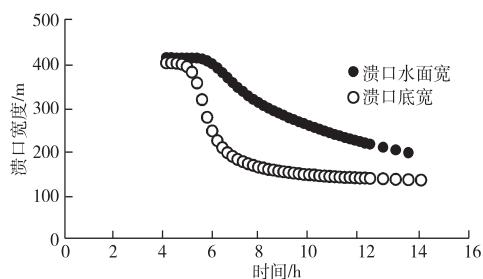


图 19 溃口宽度过程线

Fig. 19 Hydrograph of width of breach

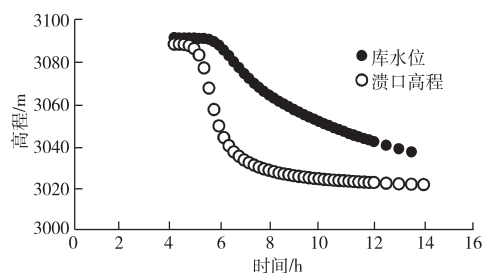


图 18 库水位溃口高程降落过程

Fig. 18 Hydrograph of water level and elevation of breach

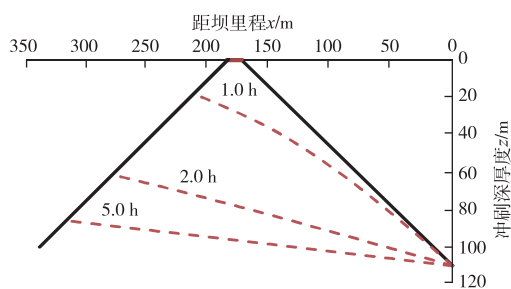


图 20 上库溃口纵剖面

Fig. 20 Erosion of profile section in upstream reservoir

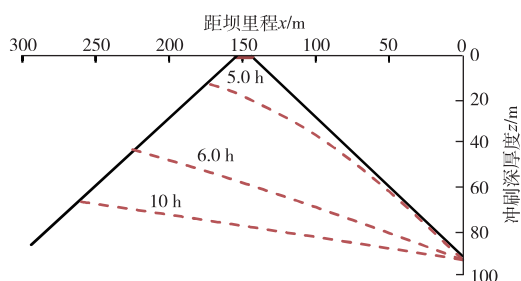


图 21 下库溃口纵剖面

Fig. 21 Erosion of profile section in downstream reservoir

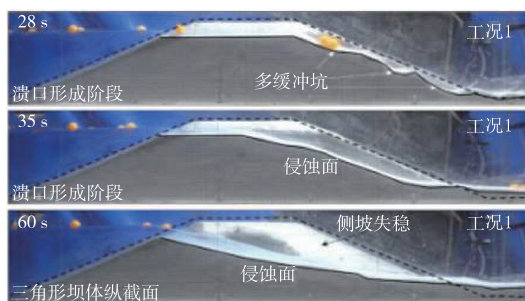


图 22 模型试验冲刷纵剖面

Fig. 22 Impact of flood discharge on initial width breach

取上库作溃坝敏感性分析，在相同条件下将初始溃口深度设为 2.0 m，初始溃口宽度从 50 m、100 m、150 m、200 m 依次变化，图 23 给出了各种溃口宽度下的洪峰流量过程线，洪峰流量从 44 600 m³/s 上涨到 72 000 m³/s。可见初始溃口宽度对洪峰流量影响敏感，宽度越大，洪峰流量越大，洪峰过程线越尖瘦，泄洪历时缩短；反之洪峰流量越小，洪峰过程线矮胖，泄洪历时延长。

同样地在相同条件下，将初始溃口宽度设为 50 m 不变，分别将溃口初始深度设为 1 m、2 m、3 m，图 24 为相应的洪峰过程线。可见，初始溃口深度对洪峰流量大小及其形状无显著影响，只是改变着洪峰的出现时刻。初始溃口深度减小，洪峰出现时刻推迟，泄洪历时延长，反之依然。这是因为初始溃口越浅，水深越小，单宽流量也小，水流剪切力或挟沙能力降低，溃口侵蚀冲刷减缓，洪现时刻推迟^[12]。

保持所有条件不变，只是将坝顶厚度(顺水流方向)依次变化为 50 m、100 m、150 m，图 25 为相应的溃口洪峰流量过程线。可见坝体越厚，溃口洪峰流量越小，洪峰出现时间越滞后，泄洪历时增

长；当坝顶厚度无穷大时洪峰流量逐渐消失，溃坝演变成溯源冲刷。这就是相同库容和坝高条件下，堰塞湖溃坝洪峰流量减小、溃坝历时较长的根本原因。从物理概念上讲，坝顶越厚（相同上下游坡比），流道越长，溃口纵剖面变缓，流速减小，剪切力降低，溃口侵蚀冲刷减慢^[13]。同等条件下，假设河床变陡，库容减小到原来库容的二分之一，计算溃口出流过程线见图26，可见洪峰流量由原来的44 476.0 m³/s减小到30 481.30 m³/s，洪峰流量提前了0.6 h。

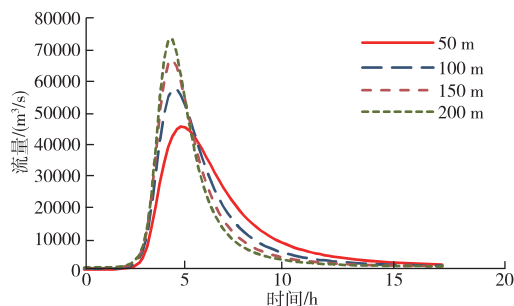


图 23 初始溃口宽度对洪峰流量的影响

Fig. 23 Impact of flood discharge on initial width breach

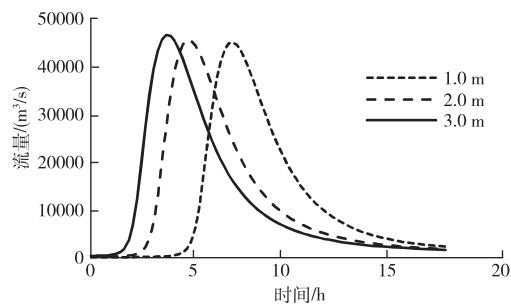


图 24 初始溃口深度对洪峰流量的影响

Fig. 24 Impact of discharge on initial depth breach

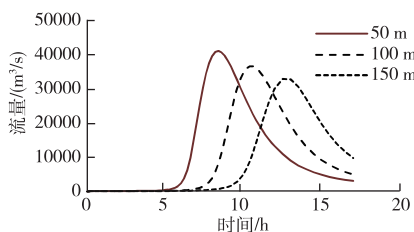


图 25 坝顶厚度对洪峰流量的影响

Fig. 25 Impact of discharge on crest width

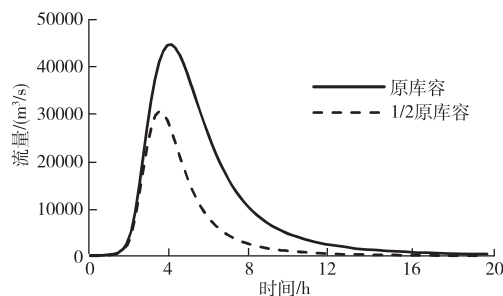


图 26 库容对洪峰流量的影响

Fig. 26 Impact of discharge on crest width

6 结论

(1)研发出的溃坝扩散模型 Excel、C++Fortran 分析软件，界面友好，只要输入库容曲线、入库平均流量或流量过程线、坝体几何参数、冲刷系数等，便能同步输出溃口流量、流速过程线，库容变化过程线，溃口高程下切与库水位降落过程线，溃口展宽过程线以及溃口最终冲刷纵横剖面形状。进一步分析了初始溃口宽度、深度、坝体厚度、库容大小变化对溃口流量过程线的敏感性影响，为工程抢险提供了优化方案。

(2)针对坝体溃决与堤防溃决的不同工程特点，提出了坝体溃决分析需要输入水位-库容曲线，溃坝过程中库容减小库水位降低；而防洪堤溃决分析时，视工程实际输入库水位恒定或库水位随时间变化过程，无二道堤时溃口自由出流，有二道堤且水位上升形成溃口淹没出流时需要引入淹没系数。另外，防洪堤外的水位上升减小了水头差，形成淹没出流，溃决速度减缓，仍需要大量的资料验证。

(3)冲刷系数 A 、展宽系数 k 是溃坝分析计算的重要参数，冲刷系数参照图 2 计算，而展宽系数建议，堰塞体取 $k=0.10$ 以下；堆石坝 $k=0.20$ ，防洪堤 $k=0.40$ 。这些参数是从实测资料率定的，也反映了坝体厚度（顺水流方向）作用，即坝体越厚，展宽越慢。令冲刷系数、展宽系数为 0 时，软件自动计算成重力坝溃闸、拱坝溃坝计算结果。

(4)尽管溃坝扩散模型经历了大量的资料验证^[5, 9]，文中也给出了冲刷系数 A 的计算公式，但还不够充分，下一步拟开展水槽试验，进一步率定 A 随堆石粒径、级配、坍塌等因素的影响规律；展宽系

数 k 与坝体水流方向的厚度有关,也需要试验率定。也可通过已有的堰塞湖、土石坝溃坝资料,或模型试验资料进一步率定冲刷系数和展宽系数。

参 考 文 献:

- [1] 陈淑婧. 梯级土石坝连溃洪水计算模型及小岗剑堰塞湖反演分析[D]. 北京: 中国水利水电科学研究院. 2018. (CHEN Shuying. A Computational Model for Sequential Failure of Gravity Earth and Rock Dams and Inverse Analysis of Xiaogangjian Debris Dam[D]. Beijing: China Institute of Water Resources and Hydropower Research. 2018. (in Chinese))
- [2] 王忠祥, 张大伟. 堤防漫顶溃决物理模型试验研究进展[J]. 中国水利水电科学研究院学报(中英文), 2024, 22(1): 36–44. (WANG Zhongxiang, ZHANG Dawei. Research progress on physical model test of levee breaching under overtopping conditions[J]. Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2024, 22(1): 36–44. (in Chinese))
- [3] 国家能源局. 水电工程溃坝洪水与非恒定流计算规范: NB/T 35046—2014[S]. 2014. (National Energy Administration. Specification for Calculation of Dam-break Flood and Unsteady Flow in Hydropower Projects: NB/T 35046—2014[S]. 2014. (in Chinese))
- [4] Zhang Jieyuan, Yang Xingguo, Fan Gang, et al. Physical and numerical modeling of a landslide dam breach and flood routing process[J]. Journal of Hydrology, 2024, 628: 14. doi:10.1016/j.jhydrol.2023.130552.
- [5] DHI. A Modelling System for Rivers and Channels Reference Manual[R]. 2003.
- [6] 冯震宇, 杨兴国, 周家文, 等. 堰塞坝溃决参数及其寿命预测[J]. 水利学报, 2024, 55(3): 367–377. (FENG Zhenyu, YANG Xingguo, ZHOU Jiawen, et al. Failure parameters and life prediction of barrier dam [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2024, 55(3): 367–377. (in Chinese))
- [7] 陈灵淳, 钟启明, 梅胜尧, 等. 两级堰塞坝连溃过程数值模拟及溃口流量演化特征研究[J]. 水利学报, 2024, 55(4): 493–504. (CHEN Lingchun, ZHONG Qiming, MEI Shengyao, et al. Numerical simulation of continuous failure process of two-stage dam and study on evolution characteristics of failure discharge [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2024, 55(4): 493–504. (in Chinese))
- [8] 巨江, 刘少斌, 张若羽, 等. 土力学溃坝模型的理论与方法评价[J]. 泥沙研究, 2025, 50(1): 1–8. (JU Jiang, LIU Shaobin, ZHANG Ruoyu, et al. Evaluation on the theory and method of soil mechanics dam break model [J]. Journal of Sediment Research, 2025, 50(1): 1–8. (in Chinese))
- [9] 巨江, 贺翠玲, 李鹏峰. 堰塞湖土石坝漫顶溃坝扩散模型[J]. 泥沙研究, 2024, 49(5): 1–8. (JU Jiang, HE Cuiling, LI Pengfeng. A diffusion model for overtopping break of earth-rock dam in barrier lake [J]. Journal of Sediment Research, 2024, 49(5): 1–8. (in Chinese))
- [10] 胡德超, 王敏, 毛冰, 等. 洞庭湖团洲垸2024溃堤洪水过程复演[J]. 长江科学院院报, 2024, 41(12): 180–188. (Hu Dechao, Wang Min, Mao Bing, et al. Numerical restoration of dike-break floods of Tuanzhou township alongside Dongting Lake in 2024 [J]. Journal of Changjiang River Scientific Research Institute, 2024, 41(12), 180–188. (in Chinese))
- [11] 巨江, 刘少斌, 兰志良, 等. 尼泊尔上崔树里1水电站沉沙池设计与模型试验研究报告[R]. 西安: 中国电建集团西北勘测设计研究院有限公司. 2023. (JU Jiang, LIU Shaobin, LAN Zhiliang, et al. Research Report on Design and Model Test of Sand Settling Tank of Shangcui Shuli 1 Hydropower Station in Nepal [R]. Xi 'an: North-west Engineering Corporation Limited, PowerChina. 2023. (in Chinese))
- [12] 马晨议, 彭铭, 石振明, 等. 挟沙水流对堰塞坝溃决过程的影响机制试验[J]. 工程科学与技术. <https://link.cnki.net/urlid/51.1773.tb.20240905.0921.001>. (MA Chenyi, PENG Ming, SHI Zhenming, et al. Experimental study on the influence mechanism of sediment-carrying flow on the failure process of dam [J]. Engineering Science and Technology. <https://link.cnki.net/urlid/51.1773.tb.20240905.0921.001>. (in Chinese))
- [13] 巨江. 工程水力学数值仿真与可视化[M]. 北京: 中国水利水电出版社. 2010. (JU Jiang. Numerical Simulation and Visualization of Engineering Hydraulics [M]. Beijing: China Water & Hydropower Press. 2010. (in Chinese))

(下转第 364 页)

(上接第 353 页)

Application on dam-break diffusion model of analysis of dyke and dam failure

JU Jiang, LAN Zhiliang

(POWERCHINA Northwest Engineering Corporation Limited, Xi'an 710100, China)

Abstract: The existing theories and methods of dam break flood analysis models have numerous flaws, causing the computational results to deviate significantly from engineering cases. However, the Dam Break Diffusion (DB-D) model based on the principles of river dynamics is theoretically rigorous, computationally simple and efficient, and the results are reliable. In this paper, The DB-D model is applied to analyze the failure process of the barrier lake upstream of Xiaogangjian and the influence of the initial width and depth of the break on the discharge characteristics. The undercutting erosion process of the Dongting Lake levee breach and the widening process of the breach, as well as the flow, velocity, water depth hydrograph are simulated. Taking the consecutive failures of two large rockfill dams as an example, the computational flow and velocity hydrographs of the break of the upper and lower dams, the water level drop and the undercutting process of the break elevation, and the widening process of the break are in good agreement with the measured data, and the shape changes in the longitudinal profile and cross section of the break are reasonable. The selection methods of different parameters in the analysis of the failures of barrier lakes, levees, and rockfill dams are presented, which can provide a reference for the flood control and emergency design of similar projects.

Keywords: dam break; diffusion model; earth-rock dams; barrier lake; flood control dyke

(责任编辑: 王学风)