

DOI:10.3876/j.issn.1000-1980.2025.04.010

基于高精度 DEM 的溃坝漫堤耦合模型及淹没区敏感性分析

余再康¹, 程井², 王俊珍¹, 孔垂穗³, 晏卫国¹

(1. 贵州省大坝安全监测中心, 贵州 贵阳 550002; 2. 河海大学水利水电学院, 江苏 南京 210098;
3. 上海市水利工程设计研究院有限公司, 上海 200232)

摘要: 为更准确地模拟小型水库溃坝后下游淹没区演化过程, 揭示溃坝漫堤耦合机理, 依托贵州省 DaYJ 水库, 开展库区及下游行洪区的数字高程及正射影像测量工作, 构建了基于高精度 DEM 的溃坝漫堤耦合模型, 并分析了漫堤研究区洪水水深、洪水流速及洪水严重性对堤防高度的敏感性。结果表明: 与单溃坝模型相比, 溃坝漫堤耦合模型能更真实地模拟下游淹没范围随时间的变化情况; 堤防高度不超过 1 m 时, 洪水容易产生漫堤, 堤防高度在 1.5 m 左右时, 堤防由漫堤向不漫堤过渡, 堤防高度大于或等于 1.7 m 时, 完全不发生漫堤, 洪水主要从堤防尽头绕堤淹没居民区; 随着堤防高度的增加, 洪水到达时间、0.3 m 水深出现时间和最大流速出现时间均发生延后, 漫堤研究区的最大流速与最大洪水严重性整体有所降低并趋于均匀。

关键词: 高精度 DEM; 溃坝; 洪水演进; 漫堤; 洪水敏感性分析

中图分类号: TV122.4 文献标志码: A 文章编号: 1000-1980(2025)04-0080-09

Coupled model of dam breaches and levee overtopping and sensitivity analysis of inundation areas based on high-precision DEM

YU Zaikang¹, CHENG Jing², WANG Junzhen¹, KONG Chuisui³, YAN Weiguo¹

(1. Guizhou Dam Safety Monitoring Center, Guiyang 550002, China;

2. College of Water Conservancy & Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China;

3. Shanghai Water Conservancy Engineering Design and Research Institute Co., Ltd., Shanghai 200232, China)

Abstract: To more accurately simulate the inundation process of inundation areas downstream of small-sized reservoirs after dam breaches and reveal the coupling mechanisms of dam breaches and levee overtopping, the DaYJ Reservoir in Guizhou Province was studied. Digital elevation measurements and orthophoto imaging were conducted in the reservoir area and downstream flood-prone areas. A coupled model of dam breaches and levee overtopping was developed based on a high-precision DEM, and sensitivity analyses were performed within the study area regarding flood depth, flow velocity, and flood severity relative to levee height. The results indicate that compared with the single dam breach model, the coupled model of dam breach and levee overtopping can more realistically simulate the changes in the inundation range downstream over time. When the levee height is no more than 1 m, overtopping is highly probable. A transitional state between levee overtopping and non-overtopping occurs at a levee height of approximately 1.5 m. When the levee height exceeds 1.7 m, overtopping is entirely prevented, and the flood primarily bypasses the levee from its end, inundating residential areas. As levee height increases, the arrival time of the flood, the emergence time of a 0.3 m water depth, and the occurrence time of the peak flow velocity are all delayed. Furthermore, both the maximum flow velocity and the peak flood severity within the study area of levee overtopping generally decrease and become more uniformly distributed.

Key words: high-precision DEM; dam breach; flood evolution; levee overtopping; flood sensitivity analysis

基金项目: 国家重点研发计划项目(2022YFC3005501); 水利部重大科技项目(SKS-2022153); 贵州省水利科技经费项目(KT202217, KT202218)

作者简介: 余再康(1967—), 男, 高级工程师, 主要从事水工建筑物设计及大坝安全评价研究。E-mail: 3451841416@qq.com

通信作者: 程井(1982—), 男, 副教授, 博士, 主要从事水工结构计算力学及库坝风险研究。E-mail: cj042@126.com

引用本文: 余再康, 程井, 王俊珍, 等. 基于高精度 DEM 的溃坝漫堤耦合模型及淹没区敏感性分析[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2025, 53(4): 80-88.

YU Zaikang, CHENG Jing, WANG Junzhen, et al. Coupled model of dam breaches and levee overtopping and sensitivity analysis of inundation areas based on high-precision DEM[J]. Journal of Hohai University(Natural Sciences), 2025, 53(4): 80-88.

近年来,极端天气事件频繁发生,洪涝灾害的极端性、反常性、复杂性、不确定性显著增强。极端暴雨洪水如导致水库溃决,会对下游造成灾难性后果^[1]。2020 年广州“5·22”特大暴雨、2021 年郑州“7·20”特大暴雨^[2-3]、2023 年京津冀地区“7·31”暴雨^[4],以及 2000 年以来的近 90 起溃坝事件^[5],均凸显了当前全球气候变化形势下我国中小型流域面临的巨大威胁以及风险应对方面的不足。针对我国中小型水库中普遍存在的老龄化及监测监管力量薄弱等问题,国家大力稳步推进水库除险加固、雨水情监测设施建设以及水库洪水风险图编制等工作。

在溃坝风险防控方面,目前主要研究工作包括溃坝机理、洪水演进分析理论、人口与经济损失评估等。对于均质黏土坝,溃坝模式主要有渗透或集中渗漏破坏、滑坡失稳及漫堤溃坝 3 类,大尺度模型试验揭示了漫顶溃决的坝体表层冲刷—陡坎式后退冲刷—溃口边坡失稳的三环节溃口发展机理^[6-7];杨蒙等^[8]通过水槽冲刷试验和数学模型方法,研究了新疆射月沟水库沥青混凝土心墙坝漫顶溃坝时的坝壳料与沥青混凝土心墙耦合作用机制及溃坝过程;李炎隆等^[9]基于国内外现场调查情况及室内水槽试验,建立了面板砂砾石坝漫顶溃坝数学模型,重点解决涡流对坝料的冲刷、大坝与侵蚀水流的交界面特性以及面板的折断过程。在洪水演进数值模拟方面,目前常用软件有丹麦水动力研究所的 MIKE11/21、美国陆军工程师兵团的 HEC-RAS 和荷兰三角洲研究所的 Delft3D。HEC-RAS 因其免费、功能强大、模拟的内容多样、精度较好而得到广泛使用,其中的一维溃坝模型因计算效率高而被广泛应用于流域大尺度模型的溃坝洪水风险分析中^[10-11];而二维模型虽然精度高,但需要的水利要素信息量及计算成本也显著增大,因此实际应用相对偏少。然而,小型水库的溃坝洪水持续时间短,且对断面尺寸及高程的精度要求高,需要应用二维模型进行模拟。

为了更准确地模拟小型水库溃坝后下游淹没区演化过程,本文依托贵州省 DaYJ 水库,利用高精度 DEM 构建 HEC-RAS 二维水动力模型,模拟上游大坝由于泄洪能力不足和校核洪水最不利条件导致的水库漫顶溃坝情形;同时,在下游淹没区构建漫堤耦合模型,通过改变堤防高度,模拟溃坝下游不同堤防结构的淹没区洪水变化过程,并对漫堤研究区进行洪水水深、洪水流速及洪水严重性敏感性分析,以期小型水库溃坝洪水的风险评估与预警提供参考。

1 基于 HEC-RAS 的溃坝漫堤模拟原理

1.1 溃坝洪水研究基本原理

HEC-RAS 二维水动力学模型的数值计算混合了有限体积法和有限差分法^[12],可联合 ArcGIS 将下游溃坝洪水淹没范围可视化,快速识别潜在风险区域。溃坝洪水发生时的水流流态为非恒定流,HEC-RAS 针对二维非恒定流的水动力模拟,采用简化的 Navier-Stokes 方程(浅水方程)描述流体运动^[13]。

1.2 淹没区漫堤模拟方法

HEC-RAS 中,堤防模型多采用一维水动力模型,主要用于模拟洪水沿河道传播的过程,也可将堤防作为横向连接结构,耦合一维水动力模型和二维水动力模型,模拟超标洪水下横向结构出现溃口或洪水漫出河道后的两岸淹没情况。尽管这种一维、二维水动力耦合模型可以简化计算,但其稳定性较差,尤其在一维河道与二维区域的连接边界处,容易出现累计误差过大而导致模型失稳跳出。另一方面,传统的二维溃坝洪水演进模型中很少添加堤防信息,但实际溃坝洪水多沿河道向下游演进,下游河道堤防的存在对洪水传播路径和淹没范围有显著影响,构建堤防模型能够更真实、准确地模拟下游淹没区范围随时间的变化情况。因此,本文在二维溃坝洪水演进模型的基础上加以改进,使用 HEC-RAS 的“SA/2D Area Conn”工具在单个二维流动区内设置堤防结构,模拟洪水在二维区域内演进时的漫堤情况。

SA/2D 水力连接可模拟二维流动区内的各种结构。水流漫越结构顶部的流量使用堰方程或普通二维浅水方程计算。堰方程可以计算水工建筑物顶部的所有流量;普通二维浅水方程将结构顶部的流动等效为单元格之间的普通二维流动,不适用于传统的堰流情况,因此本文选择堰方程作为漫堤流量求解方程^[14]。

2 溃坝漫堤耦合模型构建

2.1 工程概况及研究数据

DaYJ 水库为小(1)型水库,位于贵州省遵义市道真县西北部,坝址控制流域面积为 9.61 km²,主河道平均比降 46.5‰。大坝枢纽包括混凝土面板堆石坝、岸坡开敞式无闸门溢洪道和导流兼引水、放空隧洞等。

混凝土面板堆石坝坝顶高程为 891.5 m,坝底高程为 850 m,最大坝高 41.5 m,坝顶长度 150 m,坝顶宽 6 m。校核洪水位 890.96 m,设计洪水位 890.02 m,正常蓄水位 887.5 m,死水位 866 m;总库容 305 万 m³,正常蓄水位库容 243 万 m³,调洪库容 62 万 m³,兴利库容 222.2 万 m³。设计及校核洪水量分别为 112 万 m³ 和 185 万 m³,挡水大坝、溢洪道、取水口等洪水标准按 30 年一遇洪水设计,300 年一遇洪水校核。构建溃坝模型使用的数据主要包括:数字高程数据(DEM,1:2 000)、数字正射影像数据(DOM,1:2 000)、GlobeLand30 地表覆盖栅格数据、水库面矢量及坝体线矢量数据。模型及结果可视化分析均使用 CGCS2000 投影坐标。

2.2 地理模型

参考 DaYJ 水库早期应急预案划定的风险区,依据 30 m 精度地形数据开展初步溃坝洪水演算,得到大概的淹没范围,给出水库上下游区域的 DEM 需求区。外业采用“无人机 IMU/GPS 辅助航空摄影测量系统+机载激光雷达扫描系统+全数字单频测深仪”组合施测方案,内业采用 Trimble Inpho、ContextCapture、Global mapper、Qinsy 等专业化软件对外业成果进行数据处理和产品制作,最终获得 1:2 000 高精度 DEM(高程精度为 0.2 m),如图 1 所示;土地利用类型分布如图 2 所示,耕地、林地、草地、人造地表的糙率分别为 0.04、0.2、0.035、0.03。

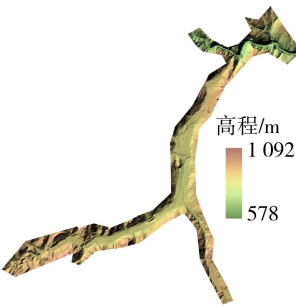


图 1 高精度 DEM
Fig.1 High-precision DEM

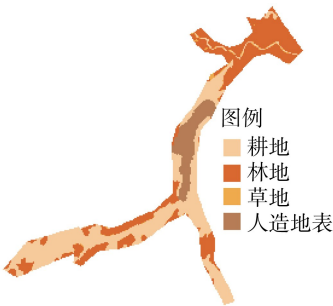


图 2 土地利用类型
Fig.2 Land use types

2.3 库区水位-库容曲线

对于小型水库,在无库区水下地形数据的条件下,采用线性水库假设法模拟上游库区,即构建的水库完全由库容曲线控制,DaYJ 水库的水位、库容和面积见表 1。

表 1 DaYJ 水库特征参数
Table 1 Characteristic parameters of DaYJ Reservoir

水位/m	面积/万 m ²	库容/万 m ³	水位/m	面积/万 m ²	库容/万 m ³
855.00	0.00	0.00	885.00	15.61	203.00
860.00	1.49	2.48	887.50	16.89	243.00
865.00	4.30	16.70	888.00	17.14	252.00
866.00	4.66	20.80	889.00	17.65	269.00
870.00	6.46	43.30	890.00	18.18	287.00
875.00	8.64	80.90	891.00	18.73	306.00
880.00	12.32	133.00	895.00	21.31	386.00

2.4 坝体及溃坝参数

依据工程特性设置坝体形状参数,本文溃坝模型模拟泄水建筑物泄洪能力不足和校核洪水最不利条件下导致水库漫顶溃坝的情形,泄洪闸闸门设置为完全关闭状态,溢洪道设置为由于上游漂浮物导致堵塞无法正常工作。与土石坝溃口的线性增长不同,面板堆石坝发生漫顶溃决时,表现为溃口冲蚀加深—面板阶段性折断的往复过程^[15]。坝顶溃口的发展可假设为连续过程,溃口边坡坡度在失稳之前保持不变,在溃坝水流作用下溃口纵向冲蚀深度不断增加,直至溃口边坡失稳发生坍塌形成新的溃口,如图 3 所示。溃口顶宽增量和底部增量分别为

$$\Delta B_t = \frac{n_{loc} \Delta z_b}{\sin \beta}$$

(1)

$$\Delta B_b = n_{loc} \Delta z_b \left(\frac{1}{\sin \beta} - \frac{1}{\tan \beta} \right)$$

(2)

式中: ΔB_t 、 ΔB_b 分别为溃口顶宽增量和底部增量; n_{loc} 为溃口位置参数, $n_{loc}=1$ 代表溃口位于坝顶中部, $n_{loc}=2$ 代表溃口位于坝肩; Δz_b 为溃口深度增量; β 为坡角。

参考陈生水等^[15]在模型试验中得到的典型溃口发展形态特征,为适应本文溃坝模型的时间尺度,采用时间比例缩放方法,对 DaYJ 混凝土面板堆石坝的溃口顶部宽度进行合理的简化和假定,溃口顶部宽度比值(某时刻的溃口顶部宽度占最终顶部宽度的比例)随溃口时间比值(溃口发展时间的相对时间进程)的变化过程如图 4(a) 所示。溃口最终顶部宽度为 117.52 m,底部宽度为 40 m,底部高程为 865.0 m,溃口发展时间为 0.7 h。溃口处的流量过程线如图 4(b) 所示。

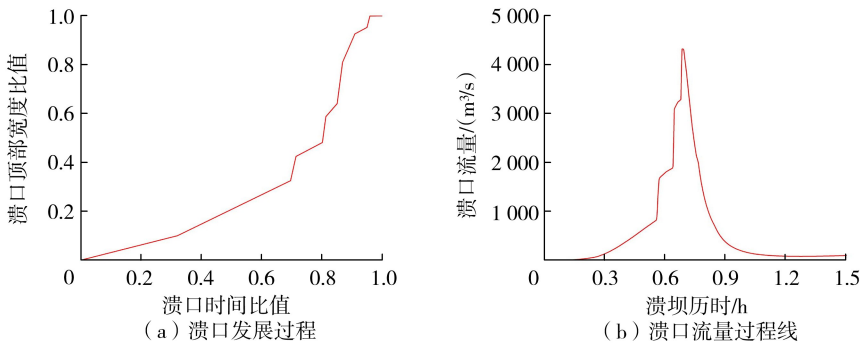


图 4 溃口发展过程及溃口流量过程线
Fig. 4 Breach development process and discharge history

2.5 漫堤研究区及堰流系数

依据 DaYJ 水库上下游 DOM,选择下游紧临河道且人口密度较大的一侧作为漫堤研究区,如图 5 所示。为探究洪水在漫堤研究区由漫堤转为绕堤时的堤防临界高度,设置了 0.5、1.0、1.5、1.7、2.0 m 共 5 种不同堤防高度进行计算,并选择房屋建筑密度高的一侧进行堤防建模,堤防长度均取 1.178 km。漫堤模型的堰流系数参考不同结构模型的堰流系数取值范围^[14]进行拟定,不同堤防高度堰流系数范围为 0.75~1.3。

2.6 下游洪泛区网格模型

基于子网格技术,将溃坝下游洪泛区网格精度设为 5 m。为模拟漫堤过程,沿堤顶中心线构建一维网格,并与洪泛区的二维网格进行耦合。一般而言,为了更好地获取新增建筑物的局部信息,新增结构中心线两侧网格精度应小于二维网格精度,但网格过小会导致部分网格高程与下游相邻二维网格高程差距过大,当发生漫堤时,堤防背面高程较大的单元可能会导致模型出现稳定性问题,因此本文将堤顶中心线两侧的网格精度设为 5 m。下游洪泛区耦合网格模型如图 6 所示。

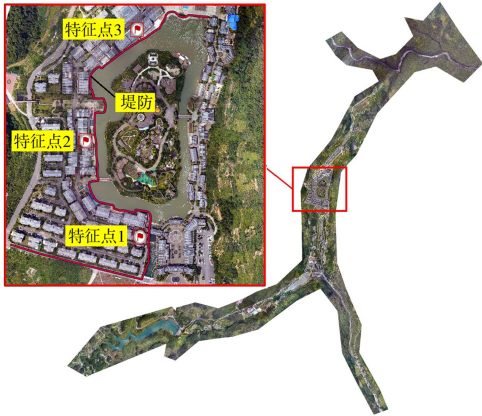


图 5 漫堤研究区
Fig. 5 Study area of levee overtopping

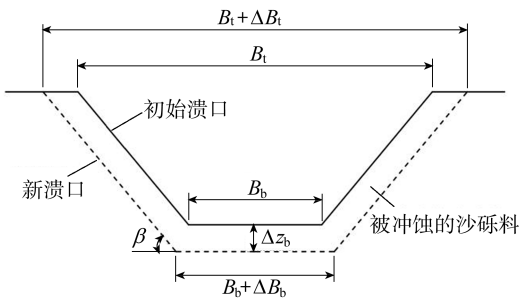


图 3 溃口发展过程示意图
Fig. 3 Breach development process

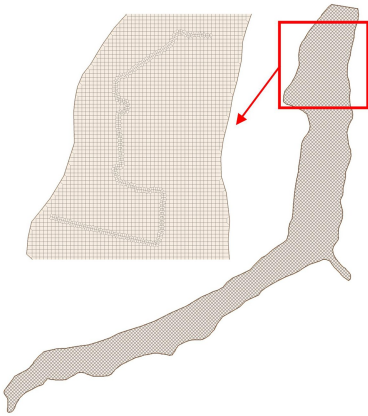


图 6 下游洪泛区耦合网格模型
Fig. 6 Coupled grid model of downstream flood-prone areas

2.7 初始及边界条件

水库初始条件为起溃水位,取水库校核水位 890.96 m;坝址以下初始条件采用干燥初始条件,即初始时刻为干河床,不考虑下游支流的产汇流影响。上游边界条件取水库校核洪水标准为 300 年一遇的入库洪水过程线,如图 7 所示。下游边界条件设为自由出流边界。

3 模型验证

以无堤防条件下的单溃坝洪水演进结果作为基本参照,对比分析不同堤防高度下洪水水深、洪水流速和洪水严重性(洪水严重性指流速与水深的乘积^[16])的时变特征。

3.1 单溃坝模型仿真结果

在下游研究区内选取 3 个典型特征点(图 5),分析单溃坝模型淹没区洪水水深、洪水流速和洪水严重性随时间的变化特征。单溃坝模型仅缺少下游淹没区堤防信息,其余构建条件与溃坝漫堤耦合模型一致,其洪水演进特征指标分布如图 8 所示。由图 8 可知,洪水在 0.5 h 后迅速到达漫堤研究区,研究区内最大水深超过 1.5 m,最大洪水流速和最大洪水严重性在居民住宅区较大。

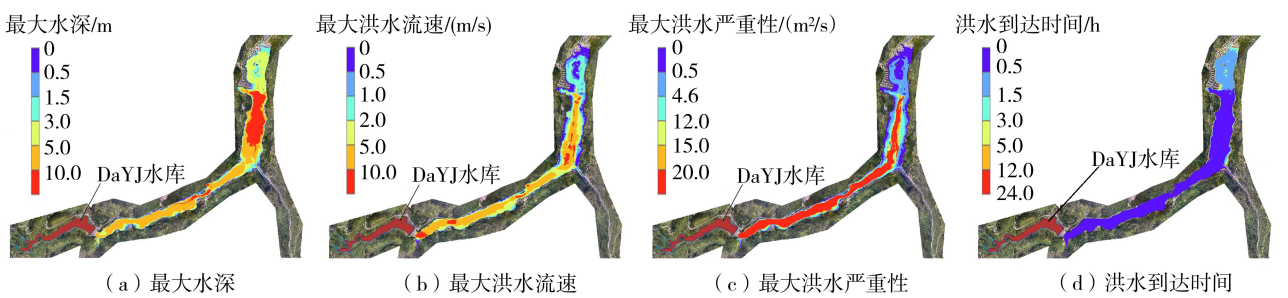


图 8 单溃坝模型洪水演进特征指标云图
Fig. 8 Characteristic index contour of flood evolution for single dam breach model

3.2 洪水水深敏感性分析

风险人口指溃坝下游淹没区水深大于 0.3 m 范围内的所有人口^[17],它是溃坝洪水下游的主要承灾体,其值在一定程度上反映了溃坝后果的严重性。以 0.3 m 水深出现时间作为主要评价指标,联合洪水到达时间、时间差、最大水深等指标进行多工况洪水水深敏感性分析。所有工况模拟时间为 2023 年 7 月 1 日 00:00:00—24:00:00,计算步长为 5 s,结果输出步长为 10 s。单溃坝工况、溃坝漫堤工况特征点洪水评价指标统计值见表 2。

对于洪水到达时间,当堤防高度不超过 1 m 时,洪水依次到达特征点 1、特征点 2、特征点 3,到达顺序与单溃坝模型相似;而当堤防高度大于 1 m 时,洪水到达的顺序变为特征点 3、特征点 2、特征点 1,与单溃坝模型顺序相反。对于 0.3 m 水深出现时间,当堤防高度不超过 1 m 时,水深达到 0.3 m 的顺序同样为特征点 1、特征点 2、特征点 3,与单溃坝模型一致;而堤防高度大于 1 m 时,水深达到 0.3 m 的顺序则变为特征点 2、特征点 1、特征点 3,与单溃坝模型不同。

堤防高度 1 m 是洪水到达时间和 0.3 m 水深出现时间出现变化的重要节点,且工况 4 和工况 5 的指标值均相同(表 2),因此以工况 2、工况 3、工况 4 为例,详细分析各特征点的淹没顺序及时程变化。由图 9 可知,堤防高度不超过 1 m 时,难以抵御洪水并发生漫堤现象;堤防高度在 1.5 m 时,虽然发生漫堤但流量较小,漫堤处流量均小于 2 m³/s;堤防高度大于或等于 1.7 m 时,不再发生漫堤现象。

图 9 中漫堤发生位置靠近特征点 1,且在工况 2、工况 3 和工况 4 下指标变化明显,因此对特征点 1 进行多工况结果对比分析。对比工况 3 和工况 2,特征点 1 的洪水到达时间差从 3.67 min 增长至 20.33 min,0.3 m 水深出现时间差也从 6.50 min 增长至 21.17 min;对比工况 3 与工况 4,特征点 1 的洪水到达时间略有不同,但特征点洪水淹没顺序相同(表 2)。结合图 10 可知,堤防高度为 1.7 m 时,开始不发生漫堤现象,洪

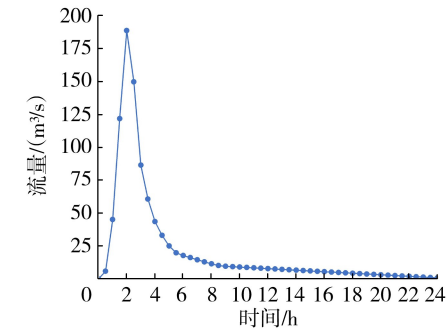


图 7 DaYJ 水库 300 年一遇洪水过程线
Fig. 7 Flood history of DaYJ Reservoir with 300-year return period

表 2 各工况特征点洪水评价指标统计值

Table 2 Statistics of indexes for flood evaluation at feature points in different cases

工况	堤防高度/m	特征点编号	洪水到达时间	洪水到达时间差/min	0.3 m 水深出现时间	0.3 m 水深出现时间差/min	最大水深/m
单溃坝		1	00:32:25		00:33:35		3.506
		2	00:35:35		00:35:55		3.858
		3	00:41:15		00:43:35		3.070
工况 1	0.5	1	00:33:35	1.17	00:35:55	2.33	3.506
		2	00:38:35	3.00	00:39:05	3.17	3.858
		3	00:42:35	1.33	00:44:25	0.83	3.070
工况 2	1.0	1	00:36:05	3.67	00:40:05	6.50	3.506
		2	00:42:05	6.50	00:43:15	7.33	3.858
		3	00:43:45	2.50	00:50:25	6.83	3.070
工况 3	1.5	1	00:52:45	20.33	00:54:45	21.17	3.507
		2	00:47:25	11.83	00:48:15	12.33	3.859
		3	00:43:35	2.33	00:57:45	14.17	3.070
工况 4	1.7	1	00:53:55	21.50	00:55:35	22.00	3.507
		2	00:47:25	11.83	00:48:15	12.33	3.859
		3	00:43:35	2.33	00:58:25	14.83	3.070
工况 5	2.0	1	00:53:55	21.50	00:55:35	22.00	3.507
		2	00:47:25	11.83	00:48:15	12.33	3.859
		3	00:43:35	2.33	00:58:25	14.83	3.070

注:洪水到达时间差、0.3 m 水深出现时间差均为溃坝漫堤耦合模型模拟值与单溃坝模型模拟值的差值。



(a) 工况2 (00:36:05时刻) (b) 工况3 (00:43:35时刻) (c) 工况4 (00:43:35时刻)

图 9 工况 2~4 淹没水深分布 (开始漫堤时刻)

Fig. 9 Flood depth in cases 2-4 (at the start time of overtopping)



(a) 工况2 (00:32:45时刻) (b) 工况3 (00:36:45时刻) (c) 工况4 (00:52:05时刻)

图 10 工况 2~4 特征点 1 水深分布

Fig. 10 Flood depth of Point 1 in cases 2-4

水主要从堤防尽头绕堤淹没居民区;堤防高度为 1.5 m 时,虽有漫堤现象发生但洪水仍主要从堤防尽头绕堤演进。可见,溃坝漫堤耦合模型可考虑堤防对下游洪水演进的影响,相较于单一的溃坝模型,它能更真实地模拟下游淹没范围随时间的变化情况。

3.3 洪水流速、洪水严重性敏感性分析

将最大洪水流速、最大流速出现时间、最大流速出现时间差、最大洪水严重性作为评价指标进行多工况洪水流速和洪水严重性敏感性分析。单溃坝、溃坝漫堤评价指标统计值见表 3 和图 11。

表3 各工况洪水流速和洪水严重性评价指标统计值

Table 3 Statistics of indexes for flood velocity and severity evaluation in different cases

工况	堤防高度/m	特征点编号	最大洪水流速出现时间	最大洪水流速出现时间差/min
单溃坝		1	00:35:25	
		2	00:38:35	
		3	00:41:35	
工况 1	0.5	1	00:37:15	1.83
		2	00:40:45	2.17
		3	00:42:55	1.33
工况 2	1.0	1	00:40:05	4.67
		2	00:45:05	6.50
		3	00:47:25	5.83
工况 3	1.5	1	00:55:05	19.67
		2	00:48:55	10.33
		3	00:48:35	7.00
工况 4	1.7	1	00:56:35	21.17
		2	00:48:55	10.33
		3	00:48:35	7.00
工况 5	2.0	1	00:56:35	21.17
		2	00:48:55	10.33
		3	00:48:35	7.00

注:最大流速出现时间差为溃坝漫堤耦合模型模拟值与单溃坝模型模拟值的差值。

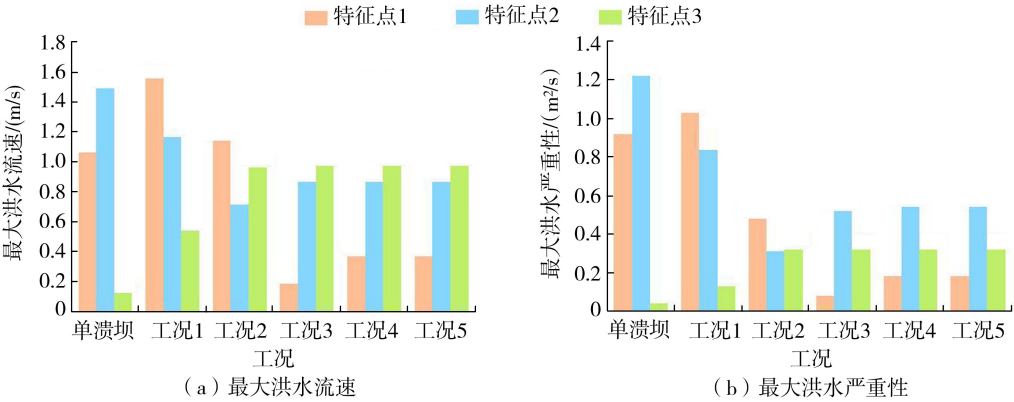


图 11 各特征点最大洪水流速、最大洪水严重性特征值

Fig. 11 Characteristic values of maximum flood velocity and severity at feature points

相比单溃坝模型,溃坝漫堤耦合模型特征点的最大洪水流速出现时间均发生延后,随着堤防结构高度增加,时间差也相应增加。如图 11 所示,工况 1 中,特征点 1 附近的行洪区域急剧缩窄,因发生漫堤现象,最大洪水流速相对于没有堤防的情况反而增大;特征点 2 处行洪区较宽,最大洪水流速相对减小;对于特征点 3,由于堤防的影响,洪水主要从堤防尽头绕堤淹没居民区,导致水深增大,最大洪水流速也有所增大。特征点 1 的最大洪水流速在工况 3 明显减小,工况 4 和工况 5 中趋于稳定值 0.371 m/s。同时,从工况 1 到工况 3,特征点 1 的最大洪水流速出现时间在 3 个特征点中从最早延后至最晚,这一变化与水深敏感性分析结果一致,验证了堤防高度达到 1.5 m 时,溃坝漫堤耦合模型会出现由漫堤向不漫堤过渡的现象。特征点 2 的最大洪水流速先减后增,最后趋于稳定值 0.866 m/s;特征点 3 的最大洪水流速则逐渐增加,最终趋于稳定值 0.976 m/s。由图 12 可知,随着堤防高度的增加,研究区的最大洪水流速整体下降且分布均匀。

洪水严重性用于表示洪水对居民建筑等造成的损毁程度。当洪水严重性小于或等于 4.6 m²/s 时,认为洪水处于低严重性,没有冲走建筑物基础^[18],因此漫堤研究区内特征点均处于低严重性(图 11(b))。如图 11(b)所示,特征点 1 的最大洪水严重性先增后减,在工况 1 时达到 1.03 m²/s,说明堤防高度较小时无法有效抵御洪水,可能增加建筑物的损毁程度;特征点 2 的最大洪水严重性先减后增,最终趋于稳定值 0.54 m²/s;特征点 3 的最大洪水严重性逐渐增加,最后稳定在 0.32 m²/s。特征点 2 和特征点 3 的最大洪水严重性变化规律与最大流速的变化一致,验证了模型计算结果的合理性。由图 13 可知,随着堤防高度的增

加,研究区的最大洪水严重性整体下降且分布均匀。

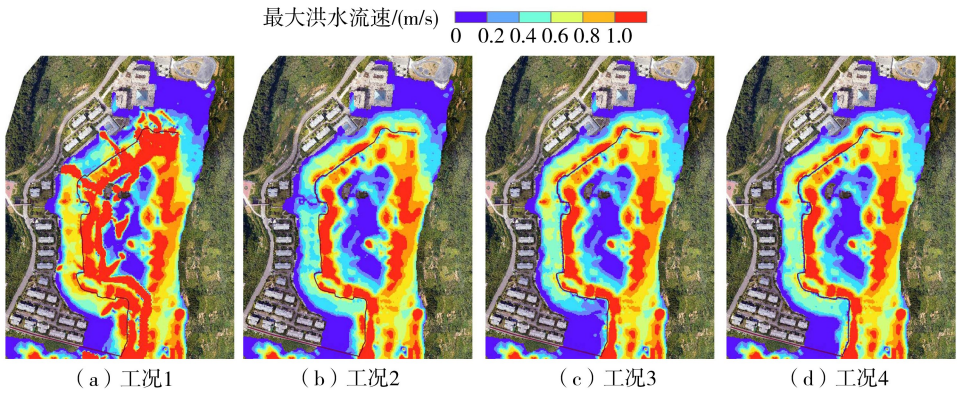


图 12 工况 1~4 漫堤研究区最大洪水流速分布
Fig. 12 Maximum flood velocity distribution of study area in cases 1-4

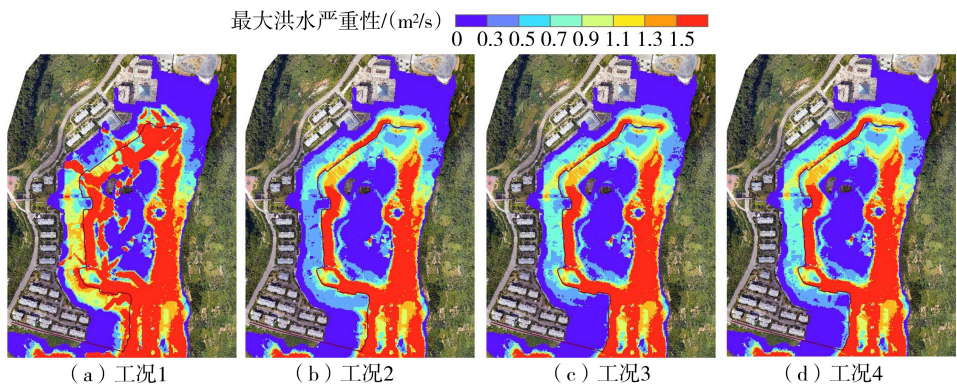


图 13 工况 1~4 漫堤研究区最大洪水严重性分布
Fig. 13 Maximum flood severity distribution of study area in cases 1-4

4 结 论

- a. 与单溃坝模型相比,溃坝漫堤耦合模型能更真实地模拟下游淹没范围随时间的变化情况。当堤防高度不超过 1 m 时,洪水容易产生漫堤,从而增加建筑物的损毁风险;堤防高度在 1.5 m 左右时,堤防由漫堤向不漫堤过渡,此时漫堤流量较小;堤防高度大于或等于 1.7 m 时,完全不发生漫堤。此时,特征点的淹没顺序会发生变化,洪水主要从堤防尽头绕堤淹没居民区。
- b. 建立堤防后,洪水到达时间、0.3 m 水深出现时间和最大洪水流速出现时间均发生延后;随着堤防高度的增加,这些指标与单溃坝相应指标的差值相应增加,漫堤研究区的最大洪水流速与最大洪水严重性整体上有所降低且趋于均匀。各指标在堤防高度达到 1.5 m 后趋于稳定。

参考文献:

[1] 洪灾致上万人死亡 利比亚检方调查大坝垮塌原因[EB/OL]. (2023-09-17)[2024-11-22]. https://news.cnr.cn/native/gd/20230917/t20230917_526422874.shtml.

[2] 程晓陶,刘昌军,李昌志,等. 变化环境下洪涝风险演变特征与城市韧性提升策略[J]. 水利学报,2022,53(7):757-768. (CHENG Xiaotao, LIU Changjun, LI Changzhi, et al. Evolution characteristics of flood risk under changing environment and strategy of urban resilience improvement[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2022, 53(7): 757-768. (in Chinese))

[3] 王振亚,姚成,董俊玲,等. 郑州“7·20”特大暴雨降水特征及其内涝影响[J]. 河海大学学报(自然科学版),2022,50(3):17-22. (WANG Zhenya, YAO Cheng, DONG Junling, et al. Precipitation characteristic and urban flooding influence of “7·20” extreme rainstorm in Zhengzhou[J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences), 2022, 50(3): 17-22. (in Chinese))

[4] 李致家,张心愿,白云鹏,等. 海河“23·7”流域性特大洪水复盘模拟[J]. 河海大学学报(自然科学版),2024,52(5):13-19. (LI Zhijia, ZHANG Xinyuan, BAI Yunpeng, et al. Retrospective simulation on the Haihe “23·7” basin-wide extreme flood

[J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences),2024,52(5):13-19. (in Chinese))

[5] 盛金保,李宏恩,盛韬桢. 我国水库溃坝及其生命损失统计分析[J]. 水利水运工程学报,2023(1):1-15. (SHENG Jinbao, LI Hongen,SHENG Taozhen. Statistical analysis of dam failure and its loss of life in China[J]. Hydro-Science and Engineering, 2023(1):1-15. (in Chinese))

[6] ZHONG Qiming,CHEN Shengshui,DENG Zhao. Numerical model for homogeneous cohesive dam breaching due to overtopping failure[J]. Journal of Mountain Science,2017,14(3):571-580.

[7] ZHONG Qiming,CHEN Shengshui,FU Zhongzhi,et al. New empirical model for breaching of earth-rock dams[J]. Natural Hazards Review,2020,21(2):06020002.

[8] 杨蒙,钟启明,林忠,等. 沥青混凝土心墙坝漫顶溃坝试验与溃坝过程数值模拟[J]. 岩土工程学报,2024,46(7):1534-1540. (YANG Meng,ZHONG Qiming,LIN Zhong,et al. Model tests and numerical simulation of overtopping-induced breach process of asphalt concrete core dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,2024,46(7):1534-1540. (in Chinese))

[9] 李炎隆,邱文,王琳,等. 混凝土面板砂砾石坝漫顶溃坝数值模拟[J]. 应用力学学报,2023,40(1):96-106. (LI Yanlong, QIU Wen,WANG Lin,et al. Numerical simulation for concrete-face sand-gravel dam breaching due to overtopping[J]. Chinese Journal of Applied Mechanics,2023,40(1):96-106. (in Chinese))

[10] 贺娟,王晓松. 基于 HEC-RAS 及 HEC-GeoRAS 的溃坝洪水分析[J]. 水利水运工程学报,2015(6):112-116. (HE Juan, WANG Xiaosong. Analysis of dam-break flood based on HEC-RAS and HEC-GeoRAS[J]. Hydro-Science and Engineering,2015 (6):112-116. (in Chinese))

[11] WANG Junna,ZHANG Zhonglong,GREIMANN B,et al. Application and evaluation of the HEC-RAS-riparian vegetation simulation module to the Sacramento River[J]. Ecological Modelling,2018,368:158-168.

[12] BRUNNER G W. HEC-RAS river analysis system;hydraulic reference manual version 6. 0[M]. Davis;Hydrologic Engineering Center of US Army Corps of Engineers,2021.

[13] 宁聪,傅志敏,王志刚. HEC-RAS 模型在二维溃坝洪水研究中的应用[J]. 水利水运工程学报,2019(2):86-92. (NING Cong,FU Zhimin,WANG Zhigang. Application of HEC-RAS for the research of 2D dam-break flood[J]. Hydro-Science and Engineering,2019(2):86-92. (in Chinese))

[14] BRUNNER G W. HEC-RAS river analysis system;HEC-RAS 2D user's manual[M]. Davis;Hydrologic Engineering Center of US Army Corps of Engineers,2024.

[15] 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. (CHEN Shengshui,CAO Wei,HUO Jiaping,et al. Numerical simulation for overtopping-induced break process of concrete-faced sandy gravel dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,2012,34(7):1169-1175. (in Chinese))

[16] 周克发. 溃坝生命损失分析方法研究[D]. 南京:南京水利科学研究院,2006.

[17] 李雷,王仁钟,盛金保,等. 大坝风险评价与风险管理[M]. 北京:中国水利水电出版社,2006:20-21.

[18] 周克发,李雷,盛金保. 我国溃坝生命损失评价模型初步研究[J]. 安全与环境学报,2007,7(3):145-149. (ZHOU Kefa,LI Lei,SHENG Jinbao. Evaluation model of loss of life due to dam breach in China[J]. Journal of Safety and Environment,2007,7 (3):145-149. (in Chinese))

(收稿日期:2024-08-16 编辑:刘晓艳)

.....

(上接第 37 页)

[30] CHEN Gang,HUA Wenjuan,FANG Xing,et al. Distributed-framework basin modeling system;II. Hydrologic modeling system [J]. Water,2021,13(5):744.

[31] LI Xiaoning,WANG Chuanhai,CHEN Gang,et al. Distributed-framework basin modeling system;Ⅲ. Hydraulic modeling system [J]. Water,2021,13(5):649.

[32] CHEN Gang,WANG Chuanhai,FANG Xing,et al. Distributed-framework basin modeling system;IV. Application in Taihu Basin [J]. Water,2021,13(5):611.

[33] ZHAO Pengxuan,WANG Chuanhai,WU Jinning,et al. Simulation and application of water environment in highly urbanized areas;a case study in Taihu Lake Basin[J]. Hydrology,2024,11(2):20.

[34] 刘美丽,姚鹏,湛忠宇,等. 滁河流域降水量变化特征分析[J]. 江苏水利,2023(7):36-39. (LIU Meili,YAO Peng,ZHAN Zhongyu,et al. Spatio-temporal analysis of precipitation in analysis of precipitation variation characteristics in the Chuhe River Basin[J]. Jiangsu Water Resources,2023(7):36-39. (in Chinese))

(收稿日期:2024-12-17 编辑:刘晓艳)