

山区河流溃坝洪水演进分析

王雯¹, 董嘉锐¹, 杨杰¹, 李鹏¹, 李占斌¹, 刘基兴², 朱战齐²

(1. 西安理工大学 省部共建西北旱区生态水利国家重点实验室, 陕西 西安 710048;

2. 大唐陕西发电有限公司石泉水力发电厂, 陕西 石泉 725200)

摘要: 山区河流地形复杂, 河岸陡峭, 岸线曲折, 河床形态极不规则, 当发生溃坝洪水时, 可能出现常见洪水条件下难以预测的水情及流态。山区河流溃坝洪水演进分析, 是为山区河流抵御洪水灾害和建立相应防洪措施提供依据。针对山区河道, 基于不可压缩和 Reynolds 值均布的 Navier - Stokes 方程建立溃坝水流运动的二维数学模型。采用非结构三角形网格进行模型网格划分, 动边界技术处理干湿边界, 率定后的河道糙率范围为 0.020 ~ 0.035。利用该模型研究了 6 种溃坝工况条件下的洪水传播特性。数值模拟结果表明: 溃坝后下游河道各断面的断面平均流速均未超过 6 m/s, 山区段河道形态对溃坝洪水演进过程有着显著的影响, 河道束窄段及弯道能有效地抑制洪水波的传递, 支流的倒灌能极大削减洪峰流量, 主河道旁侧支毛沟形成的环流可消耗主流能量。

关键词: 山区河流; 混凝土重力坝; 溃坝; 洪水演进; 数值模拟

中图分类号: TV122⁺.4

文献标识码: A

文章编号: 1672-643X(2019)04-0138-05

Analysis of dam break flood evolution in mountain river

WANG Wen¹, DONG Jiarui¹, YANG Jie¹, LI Peng¹, LI Zhanbin¹, LIU Jixing², ZHU Zhanqi²

(1. State Key Laboratory of Eco-hydraulics in Northwest Arid Region of China, Xi'an University of Technology,

Xi'an 710048, China; 2. Datang Shiquan Hydropower Plant, Shiquan 725200; China)

Abstract: Due to the complex terrain, steep banks, zigzag coastline, and extremely irregular bed shapes of the mountain rivers, dam break can cause unpredictable flow patterns. The analysis of dam break in mountain rivers is aimed to protect mountain rivers from flood disasters and to provide a basis for flood control. According to the incompressible Navier-Stokes equations, a two-dimensional mathematical model for the dam break flow in mountain rivers was established. The model mesh was divided by the unstructured triangle mesh, and the dynamic boundary technology was used to process the wet and dry boundary. The obtained roughness ranged between 0.020 and 0.035 s/m^{1/3}. The flood propagation characteristics under six dam-break conditions were investigated using the above model. The numerical results show that the mean velocity of each section was less than 6 m/s. The plane form of the river had a significant impact on the dam break flood evolution process. The contraction section and curved section of the river can effectively suppress the transmission of flood waves. The backflow of the tributary can greatly reduce the peak flow and the existence of the branch ditch can consume mainstream energy.

Key words: mountain river; concrete gravity dam; dam break; flood evolution; numerical simulation

1 研究背景

山区洪水具有流速急, 水量集中, 突发性强的特点。一直以来, 山洪灾害对世界上诸多山地国家的公共安全和社经济发展构成巨大威胁^[1]; 山区又是建造大坝的天然基地, 我国各类水库数量从新中国

成立前的 1 200 多座, 增加到 98 000 多座, 已形成初步的防洪减灾工程体系, 当坝体存在溃坝风险时, 突发的溃坝洪水造成的安全威胁不可忽视。

针对溃坝后的洪水演进过程, 周兴波等^[2]基于溃口扩展模型和一维潜水波模型对白格堰塞湖溃决洪水进行了分析和对比, 为堰塞湖应急处置提供了

收稿日期: 2019-04-26; 修回日期: 2019-07-05

基金项目: 国家重点研发计划项目(2017YFC0504704); 国家自然科学基金项目(51609198、41731289); 陕西省自然科学基金基础研究计划项目(2017JQ5063)

作者简介: 王雯(1986-), 男, 陕西凤翔人, 博士, 讲师, 研究方向为水力学数值模拟。

参考。马利平等^[3]通过集成 HLLC 近似黎曼求解器的二维水动力模型,对支沟溃坝洪水进行了模拟,说明支沟溃坝洪水对主河道行洪具有一定影响。杨志等^[4]通过耦合模型对黑河金盆水库溃坝过程进行了模拟,结果表明,耦合模型可提高模型计算的准确性。王晓玲等^[5]通过三维水动力模型,对东武仕水库溃坝洪水演进进行了数值模拟,并将传统的坝区附近模拟范围扩大到下游城市建筑群整体范围。这些研究均侧重于溃决下泄流量过程^[6],数值计算方法^[7-8]以及洪水波演进^[9-10]等方面,由于山区河流蜿蜒曲折,有明显的区间汇流现象,河道宽窄变化,边界条件复杂,目前对于长距离山区河流溃坝洪水演进的过程及相关问题研究尚显不足。鉴于此,本文以石泉大坝至喜河大坝段 40 km 长度河道为模拟对象,通过拟定大坝溃口形状及溃坝时刻,获得溃坝下泄流量过程线,建立区段平面二维计算模型,对典型山区型河道溃坝洪水演进过程进行了模拟,为防洪规划和调洪决策提供依据。

2 数学模型及数值求解方法

2.1 平面二维洪水演进数学模型

本文基于不可压缩 Reynolds 值均布的 Navier - Stokes 方程,满足 Boussinesq 假定和静水压力假定,建立洪水演进模型。

二维非恒定浅水方程组^[11]为:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(h\bar{u})}{\partial x} + \frac{\partial(h\bar{v})}{\partial y} = hS \quad (1)$$

$$\frac{\partial h\bar{u}}{\partial t} + \frac{\partial h\bar{u}^2}{\partial x} + \frac{\partial h\bar{u}\bar{v}}{\partial y} = f\bar{v}h - gh \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{h}{\rho_0} \frac{\partial p_a}{\partial x} -$$

$$\frac{gh^2}{2\rho_0} \frac{\partial \rho}{\partial x} + \frac{\tau_{sx}}{\rho_0} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_0} - \frac{1}{\rho_0} \left(\frac{\partial s_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial s_{xy}}{\partial y} \right) +$$

$$\frac{\partial}{\partial x}(hT_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y}(hT_{xy}) + hu_s S \quad (2)$$

$$\frac{\partial h\bar{v}}{\partial t} + \frac{\partial h\bar{v}^2}{\partial y} + \frac{\partial h\bar{u}\bar{v}}{\partial x} = -f\bar{u}h - gh \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{h}{\rho_0} \frac{\partial p_a}{\partial y} -$$

$$\frac{gh^2}{2\rho_0} \frac{\partial \rho}{\partial y} + \frac{\tau_{sy}}{\rho_0} - \frac{\tau_{by}}{\rho_0} - \frac{1}{\rho_0} \left(\frac{\partial s_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial s_{yy}}{\partial y} \right) +$$

$$\frac{\partial}{\partial x}(hT_{xy}) + \frac{\partial}{\partial y}(hT_{yy}) + hv_s S \quad (3)$$

式中: t 为时间, s ; $h = \eta + d$ 为总水深, m , 其中 d 为静止水深; m ; η 为水面高度, m ; u, v 分别为 x, y 方向速度分量, m/s ; f 为柯氏力系数, $f = 2\omega \sin\varphi$, 其中 ω 为自转角速度, φ 为纬度; g 为重力加速度, m/s^2 ; ρ 为水的密度, kg/m^3 ; s_{xx}, s_{xy}, s_{yy} 分别为辐射应力通量; $T_{xx}, T_{xy}, T_{yx}, T_{yy}$ 为黏滞应力项; S 为源项矢量;

u_s, v_s 为源项流速。

横线表示深度的平均值。例如 \bar{u} 和 \bar{v} 是平均深度的速度, 被定义为:

$$h\bar{u} = \int_{-d}^{\eta} u dz, \quad h\bar{v} = \int_{-d}^{\eta} v dz \quad (4)$$

水平黏滞应力 T_{ij} 的表达式为:

$$T_{xx} = 2A \frac{\partial \bar{u}}{\partial x}, \quad T_{xy} = A \left(\frac{\partial \bar{u}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} \right),$$

$$T_{yy} = 2A \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} \quad (5)$$

在空间上对控制方程采用非结构化网格有限体积法离散, 可保证连续性方程和动量方程的守恒; 采用显性欧拉法对时间进行离散。

模型基本方程可表示为如下形式:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial(F_x^I - F_x^V)}{\partial x} + \frac{\partial(F_y^I - F_y^V)}{\partial y} = S \quad (6)$$

式中: U 为守恒型物理向量; F 为通量向量; S 为源项; I 为无黏性通量; V 为黏性通量。

2.2 模型参数

计算河段划分采用非结构三角形网格, 采用动边界处理技术^[12]处理干湿边界。河道糙率反映了计算河段的形态变化、边界条件等因素的综合影响, 计算所采用的河道糙率主要由实测水流资料率定确定, 分段、分高程对河道糙率进行了调整, 使得 5 年一遇及 20 年一遇洪水模拟条件下的水位与实测水位偏差小于 1%, 调整后河道糙率范围为 0.020 ~ 0.035。水平涡黏系数采用 Smagorinsky 公式计算, 模型中采用值为 0.28。垂向涡黏系数采用对数定律公式计算。

3 溃坝洪水演进过程模拟

3.1 溃坝方案及流量确定

石泉大坝主坝坝型为混凝土空腹重力坝, 最大坝高 65 m, 坝顶长度 353 m, 坝基岩石为石英片岩。坝体从左至右编号: 1 ~ 3 坝段为左岸非溢流坝段, 4 ~ 6 坝段为厂房坝段, 7 ~ 23 坝段为泄洪、排沙、溢流坝段, 24 ~ 29 坝段为右岸非溢流坝段。

本次计算采用瞬时溃坝模式, 根据大坝安全监测及运行管理人员建议, 溃坝范围拟定为 8 ~ 23 坝段, 溃坝缺口底部高程拟定为 387 m, 溃口宽度为 170.5 m, 溃口深度控制为 29 m; 另一方案为非溢流坝段溃决, 溃口宽度为 52 m, 溃口控制深度为 39 m, 深度到达坝体建基面。溃决时刻为库区水位达到拟定溃坝水位时刻, 此时库区来流为入库洪水(设计洪水位 410.29 m, 校核洪水位 413.67 m)。最大下泄流量采

用宁利中等^[13]提出的解析解求得,叠加入库洪水及库容计算溃坝下泄流量过程线,计算结果见图1。计算工况见表1。

3.2 研究区域及网格划分

二维数学模型计算河段总长约40 km,起于石泉水库大坝,上至城关镇,途经石泉县城、池河镇、后柳镇、上至城关镇,喜河镇,老喜河镇、下至喜河水电站,见图2。计算区域地形数据根据区段河道带状1:1000地形图进行构建,局部地区采用实测断面数据进行修正,计算网格节点数125 006个,网格单元数235 905个。为了尽可能准确的反映区域流场,

对河岸及模型边界处网格进行加密处理,计算区域局部河段网格分布见图3。

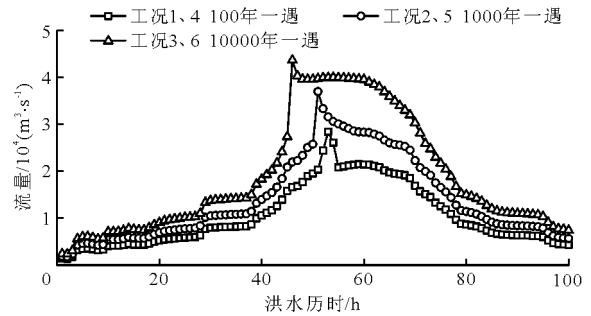


图1 各工况溃坝下泄流量过程线

表1 各工况计算参数

工况	溃决方式	溃口形状	溃口控制宽度/m	溃口控制深度/m	库尾来流	溃坝时库水位
1	溢流坝段瞬间部分溃决	矩形	170.5	29	100年一遇洪水过程	设计洪水位
2	溢流坝段瞬间部分溃决	矩形	170.5	29	1000年一遇洪水过程	设计洪水位
3	溢流坝段瞬间部分溃决	矩形	170.5	29	10000年一遇洪水过程	校核洪水位
4	非溢流坝段瞬间部分溃决	矩形	52.0	39	100年一遇洪水过程	设计洪水位
5	非溢流坝段瞬间部分溃决	矩形	52.0	39	1000年一遇洪水过程	设计洪水位
6	非溢流坝段瞬间部分溃决	矩形	52.0	39	10000年一遇洪水过程	校核洪水位

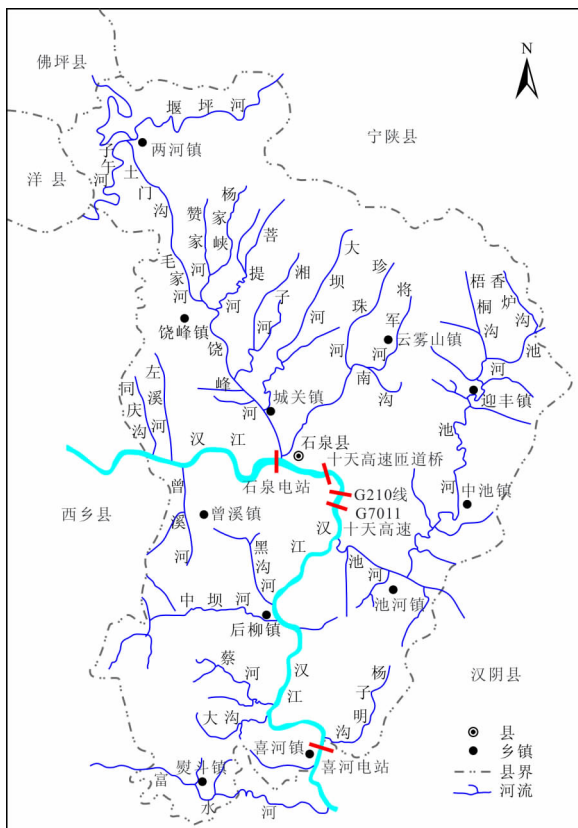


图2 计算范围水系图及重点防护对象分布图

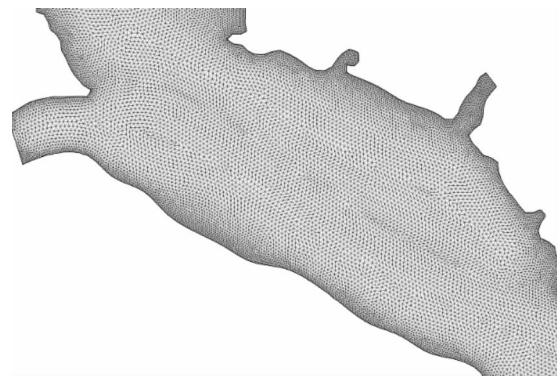


图3 研究区域局部网格结构图

3.3 结果分析

3.3.1 溃坝洪水演进过程 溃坝洪水演进的关键研究内容之一是洪峰的传播到达时间,精确掌握溃坝洪水到达时间,可有效进行防洪预警,减少洪水损失。工况2和6的特征断面平均流速随时间变化图见图4和5。由图4、5可看出,溢流坝段溃坝时,由于溃坝增加流量相对正常泄洪流量较小,下游特征断面流速增大不显著;当非溢流坝段溃坝,断面越靠近大坝,流速峰值越明显,溃坝发生于洪水过程第45 h,石泉大坝下游G210线石泉汉江大桥处断面平均流速可达5.28 m/s,但由于石泉县城段河道顺直且河宽较宽,坝体下

游 5 km 处河道自然束窄且形成弯道,为一天然卡口河道,坝体至弯道间形成滞洪区,弯道后十天高速以及安阳铁路汉江 6 号桥河段流速增大较为平缓,断面平均流速峰值相比溃坝下游 1 km 范围内削减明显。由各断面峰值出现的时间可获得溃坝传播过程,溃坝水流在研究区域整体传播时长为 43 min,由于河道支流汇入较多,且大洪水条件下主流河水倒灌入支流,迟滞并削减了洪峰向下游的传播。

3.3.2 水位特征分析 选取具有代表性的石泉县城城区段河道进行说明,图 6、7 分别为工况 1、工况

2 溃坝发生 40 min 时洪水水位分布图。工况 1 最高水位为 378.0 m,工况 2 最高水位为 382.0 m,高水位均位于饶峰河与汉江交汇口左岸区域。主要原因为:石泉大坝泄洪水流顶冲点位于该部位,部分水流动能转化为势能,并逐渐向两侧扩散;下泄洪水在饶峰河河口形成逆时针环流,环流顶托饶峰河支流水位,并在支流形成倒灌;石泉县城段下游河道急剧束窄,并形成弯道,弯道凹岸顶冲点水位明显抬升,并在弯道下游逐渐降低,石泉县城段溃坝产生的洪水波波峰在经过下游弯道卡口段后被削减。

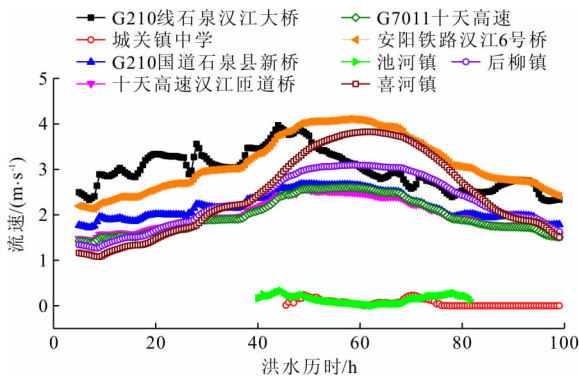


图 4 工况 2 特征断面溃坝洪水流速随时间变化过程

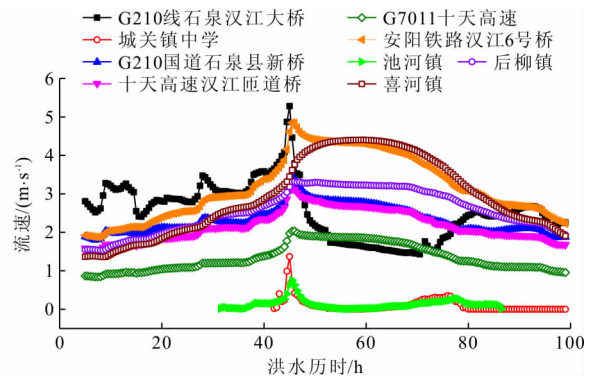


图 5 工况 6 特征断面溃坝洪水流速随时间变化过程

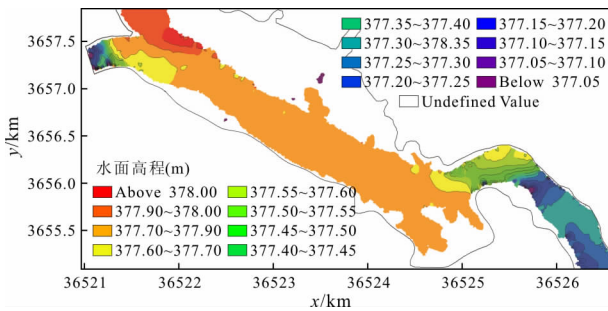


图 6 工况 1 溃坝后 40 min 石泉县城洪水水位分布图

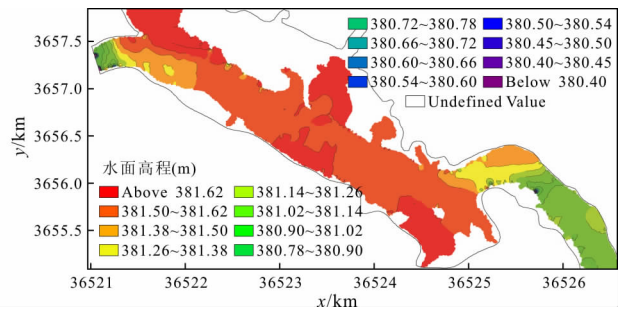


图 7 工况 2 溃坝后 40 min 石泉县城洪水水位分布图

图 8、9 分别为工况 2 溃坝发生 40、43 min 计算区域水位分布图。图 8 与 9 表明,由于石泉大坝下游 11 km 处池河汇入,池河汇入方向与汉江主河道正交,且交汇口位于汉江弯段左岸凹岸,一方面使得溃坝洪水流量倒灌池河,另一方面顶冲点处山体严重顶托下泄洪水,壅高上游段汉江河道水位及池河水位。计算模型整体分析,由于山区河道的弯曲和不规则形态,洪水演进沿程阻力大,受边界条件影响显著,使得溃坝洪峰在传播过程中迅速坦化,对下游喜河电站影响作用逐渐减小,表明河道的蜿蜒能够很好地降低远处的受灾。

3.3.3 流速分布 以工况 2 为例进行整体分析,工况 2 溃坝发生 40 min 计算区域流速分布见图 10。

由图 10 可看出,溃坝发生后大坝下游河道流速迅速增加,但由于河流较长、弯道众多且主河道两侧存在有支流及支毛沟,溃坝洪峰流量及能量在传播过程中由于支流倒灌以及交汇口处的环流消耗水量及能量,使洪峰流量过程逐渐坦化,水流流速减小。除溃口段水流流速较大外,其余河段并无出现 6 m/s 以上断面平均流速,各工况河段最大流速介于 4~6 m/s 之间。

以老喜河镇段河道为例,工况 5 溃坝发生 40 min 老喜河镇段河道洪水流速矢量分布如图 11。此河段洪水由于支流与主流间产生众多的扩散回流区,支沟水流与主流进行动量交换,削减主流能量,但水流横向切割冲刷岸坡,可能导致边滩、河岸崩

塌,河道拓宽,应注意重点位置处的防护。局部河段两岸束窄处岸坡存在有突出的陡峭岩体,造成岸坡

段形成较高的流速值,由图 11 可见,局部流速可达 5 m/s。

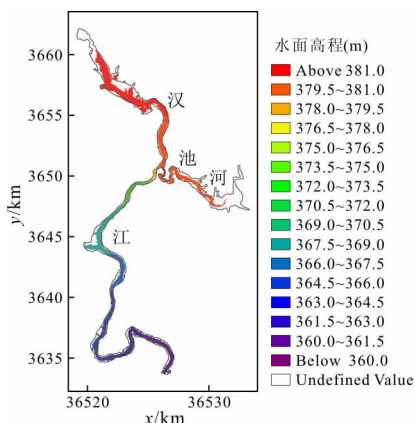


图 8 工况 2 溃坝发生 40 min
计算区域水位分布图

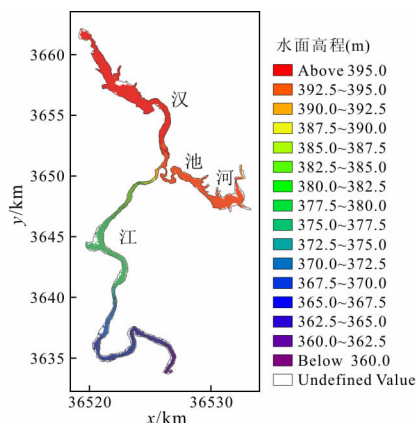


图 9 工况 2 溃坝发生 43 min
计算区域水位分布图

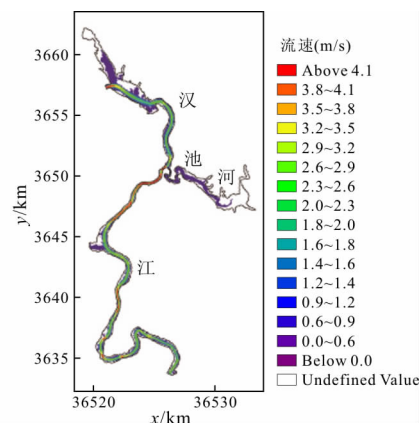


图 10 工况 2 溃坝发生 40 min
计算区域流速分布图

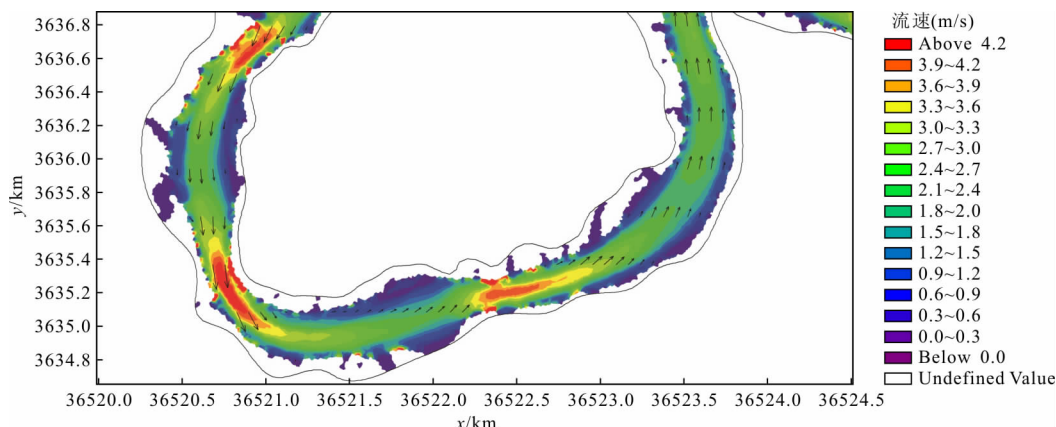


图 11 工况 5 溃坝发生 40 min 老喜河镇段河道洪水流速矢量分布图

4 结论

本文通过建立山区河道平面二维水动力学模型,对模型参数进行了率定,模拟了 6 种工况下的溃坝洪水演进过程,对复杂的地形进行了精细化建模并考虑区间汇流,得出以下结论:

(1) 山区河流形态对溃坝水流具有显著的影响作用,卡口段上游河段易形成局部的滞洪区,通过调蓄洪水,影响下泄流量过程。河流弯段对调整水流结构起着至关重要的作用,弯道的存在,极大削减了溃坝洪水波波峰;

(2) 山区河流的支流以及存在的众多支毛沟,在溃坝洪水发生的条件下,能有效吸纳洪峰流量,在交汇处形成环流,削减主流能量,但应注意回流区可能导致的岸坡冲刷失稳;

(3) 各溃坝工况断面平均流速最大值未超过 6m/s,但局部范围内由于河道边界形状突变,可能

产生局部高流速区,工程防护时应加以注意。

参考文献:

- [1] 杨阳,曹叔尤,杨奉广. 山区阶梯河道中洪水波运动特性研究[J]. 四川大学学报(工程科学版),2011,43(1): 31-36.
- [2] 周兴波,杜效鹄,姚虞. 金沙江白格堰塞湖溃坝洪水分析[J]. 水力发电,2019,45(3): 8-12+32.
- [3] 马利平,侯精明,刘昌军,等. 清水沟水库溃坝对主河道行洪过程影响数值模拟研究[J]. 水资源与水工程学报,2019,30(1):130-136.
- [4] 杨志,冯民权. 溃口近区二维数值模拟与溃坝洪水演进耦合[J]. 水利水运工程学报,2015(1): 8-19.
- [5] 王晓玲,张爱丽,陈华鸿,等. 三维溃坝洪水在复杂淹没区域演进的数值模拟[J]. 水利学报,2012,43(9): 1025-1033+1041.

(下转第 147 页)

水舌部分冲砸河床右岸边坡;通过优化,保证原设计WES堰宽6.0 m不变,将堰高降低1.5 m(高程1389.5 m),则溢洪洞泄流能力满足设计要求且余幅达到15.39%~14.77%。调整溢洪洞出口轴线向河床偏移20 m,虽然挑流水舌不影响边坡安全,但水舌入水集中,纵向、横向扩散消能均不充分,导致冲砸下游河床而产生严重淤积。

(2)针对出口挑流消能工体型,进行竖向扩散消能及横向扩散消能共5个方案模型试验优化。试验表明,由于鼻坎佛汝德数过小而不能形成窄缝水舌,竖向扩散不充分;鼻坎横向扩散角为 6.088° 时,扩散效果较优,鼻坎调整为舌形,水舌连续平滑、扩散充分,入水宽度增大,进一步减小了入水单宽流量,下游软岩河床的冲击压力得到有效减轻,且水舌不影响河床右岸边坡稳定。

参考文献:

- [1] 尹韬,邱勇,李京蔚,等.基于试验研究的挑流消能机理分析[J].水利规划与设计,2017(7):103-105+165.
- [2] 宁景昊,宁利中,宁碧波,等.挑流水舌特性及其影响[J].黑龙江大学学报,2017,8(4):1-6.
- [3] 刘斌.三河口水利枢纽泄洪消能工体型优化试验研究[J].水资源与水工程学报,2016,27(3):181-186.
- [4] 刘金星,杨敏.东庄水利枢纽表孔宽尾墩水力特性研究[J].水资源与水工程学报,2014,25(6):187-192.
- [5] 李章浩,尹进步,梁宗祥.阿海水电站表孔X型宽尾墩消能技术初拟体型试验研究[J].水资源与水工程学报,2010,21(4):122-125.
- [6] 蒋小鹏,赵冠松.疏勒河青羊沟水电站枢纽挑流消能鼻坎设计与优化[J].水利水电技术,2014,45(7):33-38.
- [7] 黄国兵,谢世平,段文刚.高坝泄洪挑流消能工优化研究与应用[J].长江科学院院报,2011,28(10):90-93.
- [8] 张勇,刘韩生,汪洋,等.Y型窄缝挑坎在水电站导流泄洪洞中的应用[J].水资源与水工程学报,2015,26(4):149-152+158.
- [9] 曾红,余玉亮.双河口水电站窄缝式挑流消能鼻坎形体设计[J].人民长江,2013,44(20):4-6.
- [10] 刘强,朱安龙.某工程消能建筑物设计与优化[J].人民长江,2016,47(S2):64-67.
- [11] 吴新宇,孙东坡,高昂,等.扭曲鼻坎对泄洪洞挑流消能的影响研究[J].水利水电技术,2014,45(8):56-61.
- [12] 位敏,陈利强,叶俊荣,等.民乐水库溢洪道挑流鼻坎体型优化试验研究[J].人民长江,2016,47(19):83-86.
- [13] 赵润达,张春财,戴晓兵.某抽水蓄能电站狭窄河道挑流鼻坎优化及下游防冲设计试验研究[J].人民珠江,2017,38(2):18-22.
- [14] 邱勇,龚爱民.斜鼻坎挑流消能在黑石罗水库的应用[J].水电能源科学,2016,34(3):101-103.
- [15] 毛栋平,张法星,钟晓凤,等.黄登水电站燕尾型挑坎挑流消能适用性试验研究[J].水电能源科学,2016,34(3):104-107.
- [16] 张东明,王媛.舌形坎与短边墙坎泄流水舌空中扩散规律研究[J].中国农村水利水电,2007(3):106-109.
- [17] 王均星,罗贝尔.龙开口水电站挑流消能方式[J].武汉大学学报(工学版),2011,44(2):166-169.
- [18] 陈小威,张宗孝,刘冲,等.溢洪洞出口挑流鼻坎优化试验研究[J].电网与清洁能源,2016,32(7):143-148.
- [6] FROEHLICH D C. Predicting peak discharge from gradually breached embankment dam[J]. Journal of Hydrologic Engineering, 2016, 21(11):04016041.
- [7] HOU Jingming, LIANG Qiuhua, ZHANG Hongbin, et al. An efficient unstructured MUSCL scheme for solving the 2D shallow water equations[J]. Environmental Modelling & Software, 2015,66:131-152.
- [8] ERPICUM S, DEWALS B J, ARCHAMBEAU P, et al. Dam break flow computation based on an efficient flux vector splitting[J]. Journal of Computational and Applied Mathematics, 2010,234(7):2143-2151.
- [9] CHANSON H. Analytical solutions of laminar and turbulent dam break wave[C] //International Conference on Fluvial Hydraulics River Flow 2006; Volume 1. CRC Press, 2006: 465-474.
- [10] 夏军强,王光谦,谈广鸣.复杂边界及实际地形上溃坝洪水流动过程模拟[J].水科学进展,2010,21(3):289-298.
- [11] 黄炳彬,方红卫,刘斌.复杂边界水流数学模型的斜对角笛卡尔方法[J].水动力学研究与进展,2003,18(16):679-685.
- [12] 潘存鸿,鲁海燕,郑君,等.二维溃坝波数值模型及其应用[J].水力发电学报,2010,29(4):89-95.
- [13] 宁利中,宁碧波,胡彪,等.任意梯形断面溃坝洪水最大流量解析解[J].西安理工大学学报,2017,33(2):164-168.

(上接第142页)