

连志伟,程庆,宋利祥,等.基于零维-二维耦合溃口流量计算模型的水库溃坝洪水模拟[J].人民珠江,2026,47(2):37-46.

基于零维-二维耦合溃口流量计算模型的水库溃坝洪水模拟

连志伟¹,程庆²,宋利祥^{3*},查大伟³,张雪³,赵玉杰³

(1.广东粤电长潭发电有限责任公司,广东 梅州 510920;2.广东粤电枫树坝发电有限责任公司,广东 河源 517300;
3.珠江水利委员会珠江水利科学研究院,广东 广州 510610)

摘要:混凝土大坝溃口流量通常采用经验公式计算,无法考虑水库上游来水、下游水位顶托及不规则溃口对溃坝流量的影响,特别是对于坝身高、库容大、来水量大的湖泊型水库,计算结果与实际存在一定偏差。为此,提出一种基于零维-二维耦合模型的溃口流量计算方法,零维水库通过水位-库容与下泄曲线概化,下游河道使用二维水动力模型概化,构造并求解黎曼问题实现零维-二维模型耦合,模型通过修正坝址处二维网格节点高程来对任意溃口形状进行概化,可准确模拟溃口边界复杂流态,有效克服了传统经验公式法的不足。以广东省枫树坝水库为算例,结合本模型与各类经验公式溃口流量计算结果对比,验证了模型的适应性及合理性,并与水库下游溃坝洪水演进模型耦合,模拟分析了溃坝洪水的演进过程,其中受淹水深超过3 m的淹没面积达561.87 km²,明确了溃坝洪水淹没影响,可为混凝土坝的溃坝洪水模拟分析及水库溃坝突发事件安全应急提供技术支撑。

关键词:混凝土坝;瞬时溃决;零维-二维耦合模型;溃口流量;溃坝洪水;洪水演进模拟

中图分类号:TV87 **文献标识码:**A **文章编号:**1001-9235(2026)02-0037-10

中国土石坝数量多于混凝土坝,混凝土坝溃坝事故较少,对其研究也较少。目前大多高库大坝采用混凝土坝设计,其库容量大、地势高,一旦发生溃决对下游将会产生灾难性后果。混凝土坝溃坝原因主要有漫顶溃坝、坝基或坝肩破坏、坝体破坏和地震、人为破坏等^[1-2]。

由于混凝土坝发生溃坝的速度快、坝体损坏程度严重,一般认为混凝土坝属于瞬时溃坝类型^[3],其溃口流量多使用相关经验公式进行计算。例如赵悬涛等^[4]对谢月沟水库溃坝洪水模拟研究中对溃口洪峰流量的推算采用铁道部科学研究院的经验公式。吴家阳等^[5]以江西省柘林水库为例进行平原河网水库溃坝模拟演进时,对流量的计算采用宽顶堰流公式。赵洋等^[6]于土石坝溃决流量研究(考虑上

游洪水因素)里假定溃口呈梯形,用经验公式予以计算。在实际的计算过程里,人们往往运用经验公式,溃坝流量主要由坝上水头与溃坝宽度所决定,而下游河道在溃坝期间不断变化的水位对溃坝流量的影响常常被普遍忽视。此外,经验公式预设溃口为矩形或者梯形,难以将不规则形状的溃口纳入考量范围,这就使得经验公式算出的溃坝流量与实际情况相比可能存在不小的偏差。张修杰等^[7]提出改进溃口宽度经验公式,并用优化公式以国内案例进行验算,发现溃口宽度误差均在4.5%以内,表明优化公式比常用经验公式精度高。胡文兵等^[8]针对混凝土坝溃决的情况展开水动力分析,推导出溃口流量的计算公式,再结合概化典型流量过程线,得出一种新的溃口流量计算方法。方崇惠等^[9]按照堰

基金项目:深圳市科技计划项目(CJGJZD20240729120000001)

收稿日期:2025-06-05 修回日期:2025-08-07 网络首发日期:2025-08-18

作者简介:连志伟(1970—),男,高级工程师,主要从事水库调度等工作。E-mail:824714969@qq.com

通信作者:宋利祥(1985—),男,博士,正高级工程师,主要从事水旱灾害防御等工作。E-mail:dambreak@126.com

流和波流量相等的原理,构建了瞬时溃坝最大流量与堰流之间的关系,经理论推导得出了瞬时溃坝最大流量计算的新的通用公式。本文以典型的混凝土坝枫树坝水库为例,考虑溃坝时不规则形状溃口和下游河道对流量过程的影响,使用下游二维水动力模型耦合上游零维水库的形式,利用HLLC近似黎曼算子^[10-12]进行计算溃口流量。同时在不同的溃决工况下,进行水库溃坝洪水模拟,设立特征点研究溃坝洪水演进过程得出淹没范围,为避险转移方案提供科学的依据。

1 水库流域概况

枫树坝水库地处广东省河源市龙川县境内,距龙川县55 km处的梅光村附近,粤赣两省交界的南侧,水库位于东江干流上游,控制流域面积5 150 km²。枫树坝水电站属I等水利枢纽工程。水库按P=0.1%洪水设计,P=0.02%洪水校核,水库设计正常蓄水位为166 m,设计洪水位为171.8 m,相应库容18.78亿m³;校核洪水位为172.7 m,相应库容19.32亿m³,水库正常高水位166 m,死水位128 m,总库容19.32亿m³。

大坝是混凝土宽缝重力坝,大坝由0~23号共24个坝段组成,其中0~1号和18~23号坝段为实体重力坝段,5~7号为空腹重力坝段,其余的为宽缝重力坝段。坝顶全长400 m,坝顶宽6.5 m,最大坝底宽87.1 m,最大坝高95.3 m,坝顶高程173.3 m。

东江始于寻邬水与安远水在龙川合河坝汇集处,流经龙川、东源、源城、紫金、惠阳、惠城、博罗到达东莞市的石龙,在石龙以下通常被称为东江三角洲,该三角洲分为南、北两支,南支名为东莞水道,北支是东江北干流,之后再分成河网注入狮子洋,最终经虎门流入大海。

2 模型方法介绍与构建

2.1 模型方法介绍

2.1.1 溃口流量计算模型

2.1.1.1 水量平衡

溃坝模拟必须遵循水量平衡原理^[13-14],可利用水量平衡分析水库水位变化。水量平衡的基本原

理是质量守恒定律,水量平衡方程见式(1):

$$\frac{Q_{t_1} - Q_{t_2}}{2} \Delta t - \frac{q_{t_1} - q_{t_2}}{2} \Delta t = I - O = \Delta S \quad (1)$$

式中: Q_{t_1} 、 Q_{t_2} 为计算时段开始、结束入库流量; q_{t_1} 、 q_{t_2} 为计算时段开始、结束出库流量; $\Delta t=t_2-t_1$;I为系统中输入的水量;O为系统中输出的水量; ΔS 为系统中的蓄水量。

2.1.1.2 黎曼求解器

采用HLLC近似黎曼算子算法向数值通量。

$$F^{\text{adv}}(\mathbf{U}_L, \mathbf{U}_R) \cdot \mathbf{n} = \begin{cases} F_L^{\text{adv}}, & s_1 \geq 0 \\ F_{*,L}^{\text{adv}}, & s_1 < 0 \leq s_2 \\ F_{*,R}^{\text{adv}}, & s_2 < 0 \leq s_3 \\ F_R^{\text{adv}}, & s_3 \leq 0 \end{cases} \quad (2)$$

式中: $F_L^{\text{adv}} = F^{\text{adv}}(\mathbf{U}_L) \cdot \mathbf{n}$, $F_R^{\text{adv}} = F^{\text{adv}}(\mathbf{U}_R) \cdot \mathbf{n}$ 由式(3)计算; \mathbf{U}_L 和 \mathbf{U}_R 分别为界面左、右侧的守恒向量; $F_{*,L}^{\text{adv}}$ 和 $F_{*,R}^{\text{adv}}$ 由式(4)、(5)计算;波速 s_1, s_2, s_3 分别为左波、接触波和右波的波速。

$$F^{\text{adv}}(\mathbf{U}) \cdot \mathbf{n} = T^{-1}(\mathbf{n}) \cdot E^{\text{adv}}(\hat{\mathbf{U}}) = \begin{bmatrix} hu_{\perp} \\ huu_{\perp} + \frac{1}{2}g(h^2 - b^2)n_x \\ huu_{\perp} + \frac{1}{2}g(h^2 - b^2)n_y \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$F_{*,L}^{\text{adv}} = \begin{bmatrix} (E_{\text{HLL}}^{\text{adv}})^1 \\ (E_{\text{HLL}}^{\text{adv}})^2 n_x - u_{\parallel,L} (E_{\text{HLL}}^{\text{adv}})^1 n_y \\ (E_{\text{HLL}}^{\text{adv}})^2 n_y + u_{\parallel,L} (E_{\text{HLL}}^{\text{adv}})^1 n_x \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$F_{*,R}^{\text{adv}} = \begin{bmatrix} (E_{\text{HLL}}^{\text{adv}})^1 \\ (E_{\text{HLL}}^{\text{adv}})^2 n_x - u_{\parallel,R} (E_{\text{HLL}}^{\text{adv}})^1 n_y \\ (E_{\text{HLL}}^{\text{adv}})^2 n_y + u_{\parallel,R} (E_{\text{HLL}}^{\text{adv}})^1 n_x \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$E_{\text{HLL}}^{\text{adv}} = \frac{s_3 E^{\text{adv}}(\mathbf{U}_L) - s_1 E_{\text{HLL}}^{\text{adv}}(\hat{\mathbf{U}}_R) + s_1 s_3 (\mathbf{U}_R - \mathbf{U}_L)}{s_3 - s_1} \quad (6)$$

式中: u_{\perp}, u_{\parallel} 分别为与界面垂直和平行的流速分量; $(E_{\text{HLL}}^{\text{adv}})^1, (E_{\text{HLL}}^{\text{adv}})^2$ 分别为运用HLL格式计算得到的法向数值通量的第一、第二个分量。

2.1.1.3 零维-二维耦合模型

考虑不规则溃口及下游河道对溃决过程中溃口流量的影响,使用了下游二维水动力模型耦合上游零维水库的形式,以更准确地计算溃口流量。零维水库借助水位-库容关系曲线与泄流曲线加以概

化,全二维水力模型被用于概化下游河道,利用修正坝址处二维网格节点底高程的方式来概化任意溃口形状,溃口流量大小则通过 HLL 近似黎曼算子计算。主要计算步骤如下。

- 步骤一 修正二维地形,与溃口形状吻合。
- 步骤二 获取当前零维水库的水位,带入边界。
- 步骤三 求出溃口流量。
- 步骤四 根据溃口流量,二维洪水演进计算,零维水库水位更新。
- 步骤五 下一时刻重复上述步骤。

2.1.2 溃口流量计算经验公式方法

2.1.2.1 宽顶堰流公式

$$Q_m = CBH^{3/2} \quad (7)$$

式中: Q_m 为溃口流量, m^3/s ; C 为流量系数; B 为大坝坝长, m ; H 为溃坝水深, m 。

2.1.2.2 圣维南方程

$$Q_m = \frac{8}{27} \sqrt{g} BH^{3/2} \quad (8)$$

式中: Q_m 为溃口流量, m^3/s ; B 为大坝坝长, m ; H 为溃坝水深, m 。

2.1.2.3 肖克利契公式

$$Q_m = 0.9 [H / (H - 0.827)] BH^{3/2} \quad (9)$$

式中: Q_m 为溃口流量, m^3/s ; B 为大坝坝长, m ; H 为溃坝水深, m 。

2.1.2.4 美国水道试验公式

$$Q_m = \frac{8}{27} \sqrt{g} (B/b)^{0.8} bH^{3/2} \quad (10)$$

式中: Q_m 为溃口流量, m^3/s ; b 为溃口平均宽度, m ; B 为大坝坝长, m ; H 为溃坝水深, m 。

2.1.3 溃坝洪水演进模型

针对溃坝洪水的复杂流态及面临的复杂地形,本文使用能够有效捕获激波的 Godunov 格式有限体积法进行求解,实现溃坝洪水的准确稳定计算,并建立一维河道洪水演进模型、二维地表洪水演进模型及一维-二维耦合模型对溃坝洪水演进过程进行分析^[15-20]。

2.1.3.1 一维河道洪水演进模型

河道非恒定流控制方程采用圣维南方程组作

为控制方程:

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{q}{B} \quad (11)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} (\beta u Q) + g \frac{|Q|Q}{c^2 AR} = 0 \quad (12)$$

式中: x 为里程; t 为时间; Z 为水位; B 为过水断面水面宽度; Q 为流量; q 为侧向单宽流量,正值表示流入,负值表示流出; A 为过水断面面积; g 为重力加速度; u 为断面平均流速; β 为校正系数; R 为水力半径; c 为谢才系数, $c = R^{1/6}/n$, n 为曼宁糙率系数。

采用单元中心型有限体积法,将圣维南方程组在控制体上进行积分并利用 Gauss 定理离散后得:

$$U_i^{n+1} = U_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x_i} D_i^n (F_{i+1/2}^* - F_{i-1/2}^*) + \Delta t D_i^n S_i^n \quad (13)$$

式中: $U = [Z, Q]^T$ 为状态向量; $D = [(1/B, 0), (0, 1)]^T$ 为系数矩阵; Δt 为计算时间步长; Δx 为控制体长度; $F_{i-1/2}^*$ 、 $F_{i+1/2}^*$ 分别为控制体 i 左右两侧界面的数值通量, $F = (Q, Q^2/A)^T$; S 为源项近似。

2.1.3.2 二维地表洪水演进模型

采用守恒形式的二维浅水方程:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial E^{adv}}{\partial x} + \frac{\partial G^{adv}}{\partial y} = \frac{\partial E^{diff}}{\partial y} + \frac{\partial G^{diff}}{\partial y} + S \quad (14)$$

式中: U 为守恒向量; E^{adv} 、 G^{adv} 分别为 x 、 y 方向的对流通量向量; ∂E^{diff} 、 ∂G^{diff} 分别为 x 、 y 方向的扩散通量向量; S 为源项向量。

$$U = \begin{bmatrix} h \\ hu \\ hv \end{bmatrix}, S = \begin{bmatrix} 0 \\ g(h+b)S_{0x} \\ g(h+b)S_{0y} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ -ghS_{fx} \\ -ghS_{fy} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} r-i \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} +$$

$$\begin{bmatrix} 0 \\ S_{wx} \\ S_{wy} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} fhw \\ -fhu \end{bmatrix}$$

$$E^{adv} = \begin{bmatrix} hu \\ hu^2 + \frac{1}{2}g(h^2 - b^2) \\ huv \end{bmatrix}, G^{adv} = \begin{bmatrix} hv \\ huv \\ hv^2 + \frac{1}{2}g(h^2 - b^2) \end{bmatrix},$$

$$E^{diff} = \begin{bmatrix} 0 \\ 2hv_i \frac{\partial u}{\partial x} \\ hv_i (\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}) \end{bmatrix}, G^{diff} = \begin{bmatrix} 0 \\ hv_i (\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}) \\ 2hv_i \frac{\partial u}{\partial y} \end{bmatrix} \quad (15)$$

式中： h 为水深； u 、 v 分别为垂直方向平均流速在 x 、 y 方向的分量； b 为底高程； r 为降雨强度； i 为入渗强度； ν_i 为水平方向的紊动黏性系数； g 为重力加速度； S_{fx} 、 S_{fy} 分别为 x 、 y 方向的摩阻斜率； S_{0x} 、 S_{0y} 分别为 x 、 y 方向的底坡斜率。

为保证模型的计算效率,采用具有一阶精度的有限体积快速计算格式对二维浅水方程进行离散:

$$U_i^{n+1} = U_i^n + \frac{\Delta t}{\Omega_i} \left[-\sum_{k=1}^3 F_{i,k}(q_L, q_R) \cdot n_{i,k} L_{i,k} + S_i \right] \quad (16)$$

式中： Δt 为时间步长； Ω 为单元面积； F 为单元界面的数值通量； n 为边的法向量； L 为边长； S 为源项。

2.2 溃口流量计算模型构建与工况设置

2.2.1 溃口流量计算模型构建

使用零维的水库水位-库容关系及水位-下泄能力关系对枫树坝水库进行概化,并考虑水库的入流及出库过程;在库区下游采用全二维水动力模型进行概化,以枫树坝水库坝址作为二维计算区域的上游边界,将下游东江距离坝址4.5 km处的第一个转折口设为下游边界,把地势较高的山区坡脚作为东江左右岸两侧淹没区的边界,下游采用自由出流边界。

采用三角网格对此局部区域进行剖分,坝址处网格节点参照枫树坝水库大坝单支墩分布布置,模型范围面积约6.4 km²,共计6 631个单元、3 444个节点、10 074条边。网格边最小长度为11 m,网格最小面积为64 m²,最大面积为1 598 m²,平均网格面积为965 m²,基于1:10 000 DEM对网格进行高程插值。

此局部二维水动力模型(图1)主要用于计算溃口流量。对于坝址处网格地形高程,初始设为坝顶高程173.3 m,水库根据调洪规则及出库过程拦蓄洪水,水库水位逐渐上涨;当水库水位达到预设的溃决水位时,大坝溃决,此时溃口处网格节点高程会根据溃决方案自动修正为对应的不同坝基底高程,HLL黎曼算子会根据坝上、坝下水位计算通量(溃口流量),水库零维模型和下游二维水动力模型根据溃口流量分别更新坝上、坝下水位,依此反复计算,从而得到溃坝流量过程。

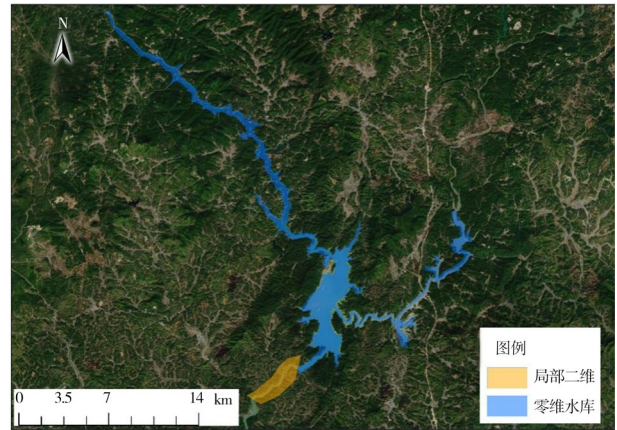


图1 局部二维溃口流量计算模型范围示意

Fig. 1 Range of models for localized 2D breach flow calculation

2.2.2 溃坝工况设置

溃坝方案上游边界条件考虑非汛期和汛期2种情况。根据枫树坝水库大坝结构特征,水库坝体为混凝土坝,其溃坝模式一般是一次溃决或数次溃决到坝的基础处,属瞬时溃坝类型。本次设置了5种溃坝计算方案,溃坝工况溃决地高程为基岩高程(79.45~173.3 m),均为不规则形状,各方案描述溃口参数分别如下。

溃坝方案1。非汛期瞬时全溃。在非汛期水库正常运行下由于各种破坏性地震等突发事件发生溃坝(瞬间全溃,溃口宽度为400 m,溃口底高程沿基岩高程)。

溃坝方案2。汛期1/4溃决。枫树坝水库坝前水位到达最高水位时溢流坝段瞬间局部溃决(5~11号坝段,溃口宽度125 m,溃决底高程沿基岩高程)。

溃坝方案3。汛期1/2溃决。枫树坝水库坝前水位到达最高水位时瞬间局部溃决(5~13号坝段,溃口宽度159 m,溃口底高程沿基岩高程)。

溃坝方案4。汛期全溃坝。枫树坝水库坝前水位到达最高水位时瞬间全部溃决(全溃,溃口宽度400 m,溃口底高程沿基岩高程)。

溃坝方案5。10 000年一遇洪水全溃坝。枫树坝水库坝前水位到达最高水位时瞬间全溃(溃口宽度400 m,溃口底高程沿基岩高程)。

2.3 溃坝洪水演进模型构建

a)一维河道洪水演进模型。一维河道模型范围为东江三大水库(新丰江、枫树坝、白盆珠水库)坝下至东江三角洲口门,模型设置断面1 043个,建模总河长为680 km,平均断面间距为652 m。

b)二维地表洪水演进模型。计算区域的上游以东江三大水库坝址为界限,下游的界限是东江三角洲口门,而干支流两侧淹没区则以地势较高的上坡脚为边界。三角网格剖分方式能够精确地适配各类不规则边界。模型范围面积约8 579 km²。在进行网格剖分工作时,于河道两岸设置网格剖分控制线,河道两边的网格边长控制较短(网格边长控制在100~200 m),山坡脚边界处的网格边长适当扩大(网格边长控制在500~600 m)。网格剖分共计224 567个单元、116 795个节点、341 342条边。网格边的最小长度为80 m,网格最小面积为3 746 m²,最大面积为242 162 m²,平均网格面积为38 202 m²。

c)一维-二维耦合模型。将一维河道洪水演进模型与二维地表洪水演进模型进行侧向耦合,共计1 805个侧向耦合边界,见图2。

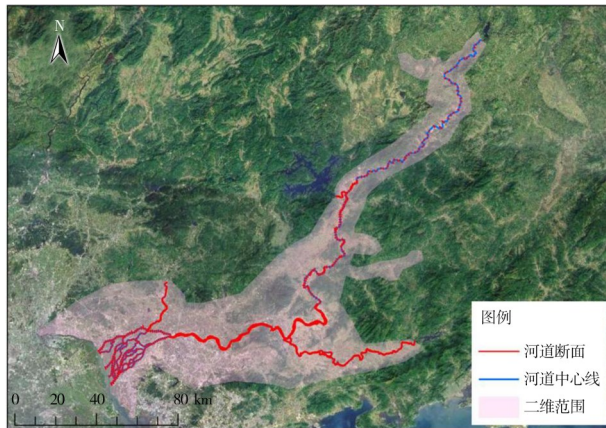


图2 一维-二维耦合模型示意

Fig. 2 Schematic diagram of 1D and 2D coupled model

3 结果分析

3.1 溃口流量合理性分析

3.1.1 不同溃口流量计算方法对比

以10 000年一遇洪水全溃坝方案为例,枫树坝水库到达最高水位172.4 m时发生瞬时全溃,溃口

宽度为400 m,溃口底高程沿基岩高程(79.45~173.3 m),为不规则断面,本次采用基于零维-二维耦合溃口流量计算模型进行计算。为验证所提出溃口流量计算方法的合理性,选择宽顶堰流公式、圣维南公式、肖克利契公式和美国水道站公式等经验公式进行计算作为对比,上述方法将该不规则断面使用面积等效原则概化为规则矩形断面;该工况条件下,各溃口流量公式计算结果见表1。

表1 计算方案汇总

Tab. 1 Summary of calculation schemes

溃口流量计算方法	初始溃口流量/ (m ³ ·s ⁻¹)	备注
零维-二维耦合溃口 流量计算模型	127 871	不规则溃口断面
圣维南公式	113 513	等效规则矩形溃口
肖克利契公式	113 524	等效规则矩形溃口
美国水道站公式	103 513	等效规则矩形溃口
宽顶堰流公式	140 858	等效规则矩形溃口

由表可知,圣维南公式、肖克利契公式和美国水道站公式的初始溃口流量约为11万 m³/s,较宽顶堰流公式和溃口模型计算结果偏小,从最不利的角度出发,应当选用流量更大的宽顶堰流公式或溃口流量模型的计算结果;由于充分考虑了实际溃决过程的不规则溃口断面,零维-二维耦合溃口流量计算模型的计算结果较宽顶堰流公式略小,更能反映实际溃决的流量过程,故使用零维-二维耦合溃口流量计算模型计算结果更为合理。

3.1.2 水量平衡验证分析

在溃坝淹没计算中,先通过水库调洪及溃口流量计算模型计算水库下泄/溃口流量,之后再将此流量过程作为边界条件代入一、二维洪水演进模型进行洪水淹没过程的模拟。故系统的水量平衡可以分为两部分进行分别统计:水库调洪演算及溃口流量计算的水量平衡和洪水淹没模拟的水量平衡。

本次水量守恒计算对象为水库的入库流量、下泄流量和蓄水量之间的平衡关系。各方案的水量平衡计算结果见表2,可以看出,在整个模拟过程

中,库水量误差始终保持在1%范围内,表明模型计算的水量误差较小,相关计算结果合理可靠。

表2 各方案下枫树坝水库水量平衡统计

Tab. 2 Water balance statistics of Maple Dam Reservoir in different schemes

编号	方案	入库水量/亿m ³	下泄量/亿m ³	水库初始蓄水量/亿m ³	水库最终蓄水量/亿m ³	误差量/亿m ³	误差/%
1	非汛期瞬时全溃	1.54	16.82	15.35	0.18	0.110	0.64
2	汛期1/4溃决	22.34	36.21	14.29	0.29	0.120	0.33
3	汛期1/2溃决	22.34	36.29	14.29	0.27	0.078	0.21
4	汛期全溃决	22.34	36.33	14.29	0.26	0.046	0.13
5	10 000年一遇超标准洪水全溃决	24.18	38.20	14.29	0.26	0.011	0.03

3.2 特征点水位过程

为了便于分析计算成果,从上游枫树坝水库坝下至东江河口布设了22个特征点,其中D1—D16位于枫树坝水库坝下至石龙区间,D17—D21位于河网区,D22位于西枝江上,具体分布位置见图3。

各方案的特征点最高水位结果延程过程见图4。由结果可知,特征点的水位变化趋势大体相同,模型较好地体现了洪水在河道中的演进过程。

以汛期全溃工况为例作以下分析,东江枫树坝水库坝下至石龙最高水位为134.33~6.78 m。枫树坝水库坝下至石龙最高水位包络线见图5,各特征点最高水位统计见表3,由图5可知,汛期全溃方案下,枫树坝水库坝下至岭下水文站(距枫树坝水库坝址约253 km)全线漫溢,淹没长度约230 km,最大淹没水深40.00 m。在该条件下,枫树坝水库最大溃坝流量125 584 m³/s,导致东江干流龙川站流量达55 104 m³/s,远超100年一遇设计洪峰流量;河源站最大流量达27 243 m³/s,最高水位49.20 m,远超

100年一遇设计洪峰流量;岭下站最大流量达17 884 m³/s,最高水位23.94 m,超100年一遇设计洪峰流量;博罗站最大流量达16 085 m³/s,最高水位11.58 m,超100年一遇设计洪峰流量,最高水位已超过沿岸堤防,东江沿岸出现连片大范围淹没。

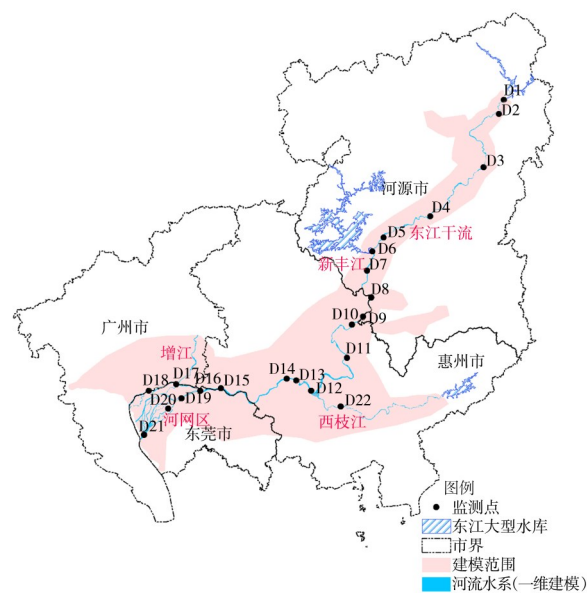


图3 特征点位置示意

Fig. 3 Schematic diagram of feature point locations

3.3 大坝溃决方案分析

以枫树坝水库校核洪水下汛期全溃坝为例进行分析。在汛期遭遇特大暴雨时,水库达到最高水位后大坝全溃,巨大的下泄洪水量叠加东江洪水,形成巨大过境洪水,严重威胁了东江干流与支流的防洪堤安全,通过洪水演进计算,淹没范围主要是河源市、惠州市、东莞市三地东江干支流两岸大部分县区(街镇),广州市仅增城区增江沿岸低洼区域受淹。

惠州市受淹最多,受淹面积达709.04 km²,占总淹没面积58.29%,占惠州市总面积6.24%,集中在博罗县和惠城区,两县区淹没面积均超过300 km²。东江洪水漫溢或支流洪水倒灌漫溢进入惠州北大堤、马安围、潼湖围防洪保护区,淹没水深大于3 m为主,保护区内受淹严重。

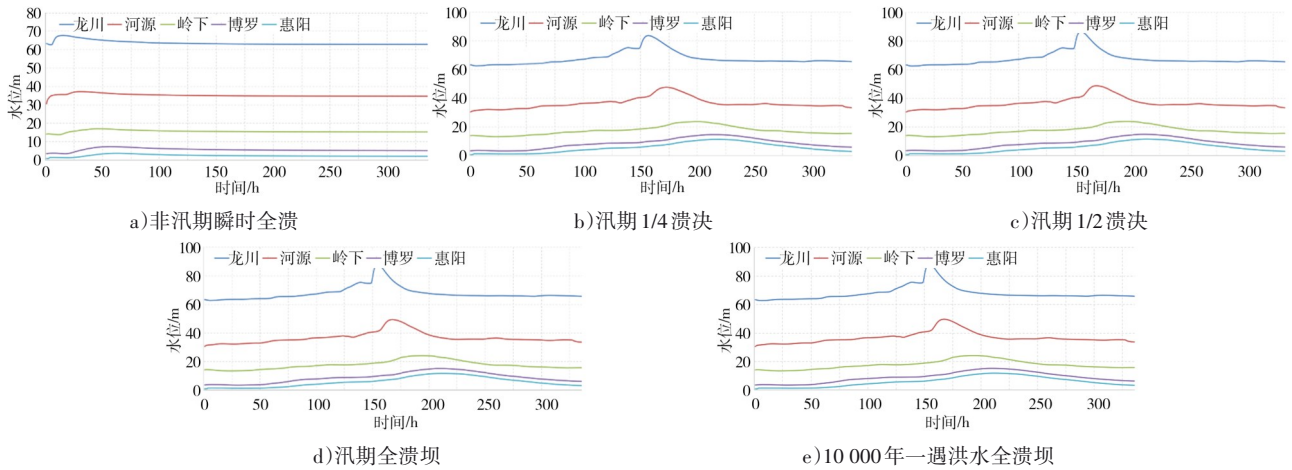


图 4 特征点的水位过程计算结果

Fig. 4 Calculations of water level processes at feature points

表 3 特征点的最高水位统计

Tab. 3 The highest water level statistics of feature points

特征点	最高水位/m	备注	特征点	最高水位/m	备注
D1	134.33	枫树坝下 1.5 km	D12	14.90	惠阳
D2	121.58	黎咀镇	D13	12.70	剑潭梯级
D3	88.11	龙川	D14	11.58	博罗
D4	69.34	黄田	D15	8.05	园洲镇
D5	51.98	木京	D16	6.78	石龙
D6	49.20	河源	D17	4.05	增江口
D7	42.49	风光梯级	D18	1.92	新塘镇
D8	38.01	古竹	D19	5.41	东莞航道局
D9	33.99	沥口梯级	D20	2.38	龙湾湿地公园
D10	31.01	观音阁	D21	0.81	泗盛围
D11	23.94	岭下	D22	15.61	坪山

河源市受淹也较为严重,淹没面积达 436.43 km²,占总淹没面积 35.88%,分布在新丰江河口两岸的主城区及东江干流左右岸较大部分区域,以东源县受淹最多,淹没面积达 148.87 km²。枫树坝全溃坝洪水叠加东江流域洪水漫溢进入河源市防洪堤保护区内,淹没水深大于 3 m 为主,保护区内受淹严重。

该方案在各水深等级淹没范围内,以淹没水深大于 3 m 等级统计范围淹没面积最多,达 561.87 km²,占总淹没面积 46.89%;淹没水深大于 1 m 的淹没面积总计 930.36 km²,占总淹没面积 76.49%。可见,枫树坝汛期全溃坝洪水对东江干支流两岸河源市、惠州市影响较大,对东江口门区东莞市、广州市影响较小。

4 结论

a) 采用下游二维水动力模型耦合上游零维水库模型计算水库溃坝溃口流量,可适应水库上游与下游的水位、流速差异,溃口流量计算结果能更好的体现溃口不规则形状及下游水位流速的影响。

b) 以广东省枫树坝混凝土坝为例,考虑溃口流量计算过程中由于不规则形状溃口及下游河道产生的影响,根据溃口流量合理性分析及水量平衡可知,相比于圣维南公式、肖克利契公式和美国水道站公式等传统经验公式,局部二维溃口流量计算模

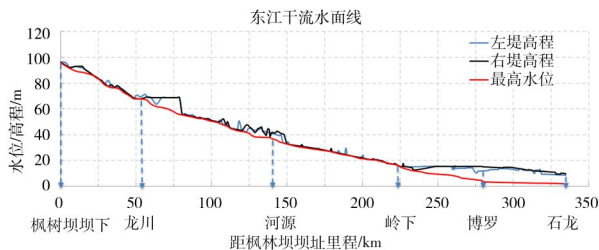


图 5 最高水面线成果

Fig. 5 Maximum water surface line results

型得出的流量偏大,和宽顶堰流公式计算结果相比偏小;通过水量平衡计算,模型误差较小,表明模型能反应实际溃决的流量过程。

c)根据洪水演进分析,枫树坝水库汛期全溃坝洪水对东江干支流两岸河源市、惠州市影响较大,对东江口门区东莞市、广州市影响较小。惠州市受淹最多,受淹面积达709.04 km²;河源市受淹次之,淹没面积达436.43 km²。该模型能够对溃坝洪水的传播过程进行合理模拟,其计算结果与洪水演进规律相符,可作为水库防汛抢险应急的技术依据。

参考文献:

- [1] 傅忠友,张士辰. 基于工程实例的重力坝溃决模式和溃决路径分析[J]. 水利水电技术,2010,41(9):57-60,71.
FU Z Y, ZHANG S C. An actual case based analysis on failure modes and paths for gravity dam [J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2010, 41(9): 57-60, 71. (in Chinese)
- [2] 罗德河,李玉起,史文杰. 基于水库溃坝洪水特征量的淹没危险性研究[J]. 人民珠江,2023,44(S1):129-133.
LUO D H, LI Y Q, SHI W J. Research on inundation risk based on flood characteristics during reservoir dam break [J]. Pearl River, 2023, 44(S1): 129-133. (in Chinese)
- [3] 姚霄雯,张秀丽,傅春江. 混凝土坝溃坝特点及溃坝模式分析[J]. 水电能源科学, 2016, 34(12): 83-86, 73.
YAO X W, ZHANG X L, FU C J. Failure characteristic and failure mode analysis for concrete dam [J]. Water Resources and Power, 2016, 34(12): 83-86, 73. (in Chinese)
- [4] 赵悬涛,刘昌军,王文川,等. 射月沟水库溃坝洪水模拟及溃坝原因分析[J]. 中国农村水利水电,2022,(5):171-177,183.
ZHAO X T, LIU C J, WANG W C, et al. Dam break flood simulation of Sheyuegou Reservoir and reasons for the dam break [J]. China Rural Water and Hydropower, 2022 (5): 171-177, 183. (in Chinese)
- [5] 吴家阳,刘佳明,单定军,等. 平原河网地区水库溃坝洪水数值模拟分析:以江西省柘林水库为例[J]. 水利水电快报, 2023,44(2):35-42.
WU J Y, LIU J M, SHAN D J, et al. Simulation analysis of dam break flood in plain river network area: a case study of Zhelin Reservoir in Jiangxi Province [J]. Express Water Resources & Hydropower Information, 2023, 44(2): 35-42. (in Chinese)
- [6] 赵洋,李守义. 考虑上游洪水因素下土石坝溃决流量研究[J]. 自然灾害学报,2019,28(4):62-68.
ZHAO Y, LI S Y. Research on earth-rock dam breach flow based on upstream flood factors [J]. Journal of Natural Disasters, 2019, 28(4): 62-68. (in Chinese)
- [7] 张修杰,陈明辉,张伟锋,等. 改进溃口宽度经验公式在洪水模拟中的研究[J]. 中国农村水利水电,2023(10):23-29.
ZHANG X J, CHEN M H, ZHANG W F, et al. Research on the improved empirical formula of breach width in flood simulation [J]. China Rural Water and Hydropower, 2023(10): 23-29. (in Chinese)
- [8] 胡文兵,郭红民,蔡黎明,等. 考虑混凝土坝溃决过程的溃口流量过程线分析[J]. 水电能源科学,2017,35(3):57-59.
HU W B, GUO H M, CAI L M, et al. Analysis of breach discharge process line considering failure process of concrete dam [J]. Water Resources and Power, 2017, 35(3): 57-59. (in Chinese)
- [9] 方崇惠,方堃. 瞬时溃坝最大流量计算新通式推导及验证[J]. 水科学进展,2012,23(5):721-727.
FANG C H, FANG Z. Derivation and verification of a new generalized formula set for calculating maximum instantaneous dam breach discharge [J]. Advances in Water Science, 2012, 23(5): 721-727. (in Chinese)
- [10] ALIREZA H T, MAHNAZ G H. Coupled dam-break flow and bed load modelling using HLLC-WAF scheme[J]. Water Science Technology, 2015, 72(7): 1155-1167.
- [11] 孙万光,杨海滔,杨斌斌,等. 基于HLLC近似Riemann求解器的天然河道水流运动模拟[J]. 中国农村水利水电, 2022 (2): 12-19.
SUN W G, YANG H T, YANG B B, et al. Simulation of natural river flow based on HLLC approximate Riemann solver [J]. China Rural Water and Hydropower, 2022 (2): 12-19. (in Chinese)
- [12] 宋利祥,周建中,王光谦,等. 溃坝水流数值计算的非结构有限体积模型[J]. 水科学进展,2011,22(3):373-381.
SONG L X, ZHOU J Z, WANG G Q, et al. Unstructured finite volume model for numerical simulation of dam-break flow [J]. Advances in Water Science, 2011, 22(3): 373-381. (in Chinese)
- [13] 纪国良,刘涛,胡腾腾,等. 距离度量学习法在水库静库容调洪演算中的应用[J]. 水电能源科学,2020,38(8):62-65,13.
JI G L, LIU T, HU T T, et al. Application of distance measurement algorithm in calculation of flood regulation based on static reservoir capacity [J]. Water Resources and Power, 2020, 38(8): 62-65, 13. (in Chinese)
- [14] 王思如,陶凤玲,李纲,等. 不同经验公式的土石坝溃口流量分析计算[J]. 青海大学学报(自然科学版),2012,30(6):38-41,45.

- WANG S R, TAO F L, LI G, et al. Comparative analysis of the calculation of maximum flow of embankment dam-breaking with different empirical formula [J]. Journal of Qinghai University (Natural Science Edition), 2012, 30(6): 38-41, 45. (in Chinese)
- [15] 张大伟,程晓陶,黄金池,等. 基于Godunov格式的溃坝水流数学模型[J]. 水科学进展, 2010, 21(2): 167-172.
- ZHANG D W, CHENG X T, HUANG J C, et al. Numerical model for dam-break flow based on Godunov method [J]. Advances in Water Science, 2010, 21(2): 167-172. (in Chinese)
- [16] 宋利祥,李清清,胡晓张,等. 基于有限体积法的河网水动力并行计算模型[J]. 长江科学院院报, 2019, 36(5): 7-12.
- SONG L X, LI Q Q, HU X Z, et al. A parallel finite-volume method for hydrodynamic modeling of river network [J]. Journal of Changjiang River Scientific Research Institute, 2019, 36(5): 7-12. (in Chinese)
- [17] XIAO Z H, LI X S. Hydrodynamic modeling of flash flood in mountain watersheds based on high-performance GPU computing [J]. Natural Hazards, 2018, 91(2): 567-586.
- [18] 毕胜,周建中,陈生水,等. Godunov格式下高精度二维水流-运输耦合模型[J]. 水科学进展, 2013, 24(5): 706-714.
- BI S, ZHOU J Z, CHEN S S, et al. A high-precision two-dimensional flow-transport coupled model based on Godunov's schemes [J]. Advances in Water Science, 2013, 24(5): 706-714. (in Chinese)
- [19] 黄金池,何晓燕. 溃坝洪水的统一二维数学模型[J]. 水利学报, 2006(2): 222-226.
- HUANG J C, HE X Y. Unified 2-D numerical model for simulating dam break wave propagation [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2006(2): 222-226. (in Chinese)
- [20] 陈文龙,宋利祥,邢领航,等. 一维-二维耦合的防洪保护区洪水演进数学模型[J]. 水科学进展, 2014, 25(6): 848-855.
- CHEN W L, SONG L X, XING L H, et al. A 1D-2D coupled mathematical model for numerical simulating of flood routine in flood protected zone [J]. Advances in Water Science, 2014, 25(6): 848-855. (in Chinese)

Reservoir Dam Failure-Oriented Flood Simulation Based on a Zero-Dimensional and Two-Dimensional Coupled Breach Flow Calculation Model

LIAN Zhiwei¹, CHENG Qing², SONG Lixiang^{3*}, ZHA Dawei³, ZHANG Xue³, ZHAO Yujie³

(1. Guangdong Yuedian Changtan Power Generation Co., Ltd, Meizhou 510920, China; 2. Guangdong Yuedian Fengshuba Power Generation Co., Ltd, Heyuan 517300, China; 3. Pearl River Water Resources Research Institute, Guangzhou 510610, China)

Abstract: Conventional empirical formulas for calculating the breach discharge of concrete dams often fail to account for the influences of upstream inflow, downstream backwater effects, and irregular breach shapes on dam-break flow, particularly for lake-type reservoirs characterized by high dam height, large storage capacity, and significant inflow. Consequently, there exists a certain deviation between calculated results and actual conditions. To address these limitations, a breach discharge calculation method based on a zero-dimensional (0D) and two-dimensional (2D) coupled model was proposed. The 0D reservoir was conceptualized using water level-storage capacity curves and discharge-storage relationships, while the downstream river channel was modeled using a 2D hydrodynamic framework. The coupling between the 0D and 2D models was achieved through the formulation and solution of a Riemann problem. To represent arbitrary breach geometries, the model modified the elevations of 2D grid nodes at the dam site, enabling accurate simulation of complex flow regimes at the breach boundary and effectively overcoming the shortcomings of traditional empirical formula methods. Taking the Fengshuba Reservoir in Guangdong Province as a case study, the adaptability and rationality of the proposed model were verified by comparing its calculated breach discharge results against those obtained from typical empirical formulas, including the Saint-Venant formula, Schoklitsch formula, U. S. Waterways Experiment Station (WES) formula, and broad-crested weir formula. Based on the analysis of breach discharge reasonableness, the breach discharge calculated by the proposed model was larger than the results of the Saint-Venant, Schoklitsch, and WES formulas. However, since the model fully considered the irregular breach cross-section formed during an actual failure process, the result was slightly smaller than that of the broad-crested weir formula. Furthermore, water balance analysis confirmed minimal model error, indicating that the model accurately reflected the actual breach discharge hydrograph. Additionally, the calculated breach discharge was coupled with a dam-break flood routing model for

downstream flood evolution analysis. The simulation results show that a complete dam failure during the flood season would significantly impact Heyuan City and Huizhou City along the main and tributary channels of the East River, while having a lesser effect on Dongguan City and Guangzhou City in the estuary area. The inundation area with water depth exceeding 3 meters reached 561.87 km². The model effectively simulated the propagation of dam-break floods, with results consistent with flood evolution patterns, clearly delineating the inundation impact. This provides critical technical support for simulating dam-break floods from concrete dams and formulating safety emergency plans for reservoir failure incidents.

Keywords: concrete dam; instantaneous dam break; zero-dimensional and two-dimensional coupled model; breach discharge; dam-break flood; flood routing simulation

(责任编辑: 郑 斌)