

DOI:10.3969/j.issn.1004-4701.2016.03.12

一维数字模拟在山区河道型水库溃坝洪水中的运用

应 凯¹,周 斌²,李双江³

(1. 江西省南昌市水利规划设计院,江西 南昌 330009;2. 广东省汕尾市水利水电规划设计院,广东 汕尾 516600;
3. 河南省三门峡市水利勘测设计有限责任公司,河南 三门峡 472000)

摘 要:阐述了 Saint - Venan 方程差分求解山区河道型水库溃坝洪水的基本方法,说明了该方法在池芦水库溃坝洪水模拟的情况,并与传统概化抛物线法计算溃口流量过程进行了对比.对比结果表明该方法较传统溃坝洪水计算方法精度有所提高,可供设计同行参考.

关键词:洪水;溃坝;数值模拟;池芦水库

中图分类号:TV122+.4 **文献标识码:**B **文章编号:**1004-4701(2016)03-0208-04

0 引言

坝体溃决后,突然失去阻拦的水体以立波形式向前推进,其运动速度和破坏力远比一般洪水大,造成的灾害往往是毁灭性的,溃坝洪水的分析也是部分水利工程设计的一项重要内容.溃坝洪水过程与水库蓄水容积、坝上、下游水位、溃决过程及坝址上、下游河道的两岸地形有密切关系.工程设计中传统溃坝洪水的计算通常都是先用理论或经验公式计算溃口最大流量,再采用抛物线概化流量过程线,推求近似的溃坝洪水过程.

对于山区河道型水库,库区和下游河道断面狭窄,水流可近似视为一维流动,溃坝洪水可采用一维非恒定流(Saint - Venan 方程)推算,方法并不复杂,精度较传统方法有一定的提高,可供设计同行参考.

1 池芦水库概况

池芦水库^[1]拟建于黄河流域洛河水系支流永昌河上,坝址控制流域面积 18.10 km²,是一座以灌溉、供水为主,兼有防洪任务的小(1)型水库.池芦水库正常蓄水位 616.00 m(黄海高程,下同),兴利库容 185.00 万 m³;水库设计洪水位 618.00 m(30 年一遇)、校核洪水位 618.80 m(200 年一遇),总库容 284.40 万 m³;死水位 602.00 m,死库容 38.50 万 m³.池芦水库枢纽建筑物由大坝、溢洪道、涵管等组成.大坝为碾压混凝土重力坝,坝顶高程 620.10 m,坝顶宽 5.00 m,坝顶长

150.00 m,大坝建基面高程 583.30 m,最大坝高 36.80 m;溢洪道为无闸控制的坝顶开敞式表孔式溢洪道,溢流净宽 40.00 m,堰顶高程为 616.00 m,溢流面坡度为 1:0.75,末端设反弧挑流鼻坎,鼻坎高程为 595.60 m,反弧半径 10.00 m;输水管为坝内埋管,钢管直径 0.50 m,坝外出口处设蝶阀控制.池芦水库库区长约 1.59 km,库底高程约 588.90 ~ 614.80 m;水库下游 1.29 km 的河道底高程约 588.90 ~ 575.10 m;库区及下游共长 2.88 km 的河道无较大支流汇入,池芦水库是典型的山区河道型水库.

2 Saint - Venan 方程及传统溃坝洪水计算方法

水库溃坝后,库区将形成逆行落水波,坝址下游将形成顺行涌波.落水波向上游传播,波逐渐展平,流量逐渐减少;涌波向下游传播,受河槽调蓄作用和阻力作用的影响,涌波波高将逐渐变小,流量逐渐减弱.对于山区河道,水流可近似视为一维流动,用 Saint - Venan 方程^[2]表述:

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{b} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial z}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad (2)$$

式中, z 为水位; Q 为流量; t 为时间; b 为河宽; x 为河长; A 为过水面积; S_f 为水力坡降.

不少学者对溃坝洪水进行了研究,提出了不少最大

收稿日期:2016-05-11

作者简介:应 凯(1982-),男,大学本科,工程师.

溃坝流量的实用计算公式,如 A. Ritter 公式和 J. J. stoker 公式等^[3]。谢任之从 Saint - Venan 方程和不连续波方程出发,把溃坝流动分为连续波流、临界流和不连续波流,得到了与堰流公式形式相近的溃口最大流量的统一公式^[3]:

$$Q_m = \lambda B_0 \sqrt{gH_0^{3/2}} \quad (3)$$

式中, λ 为流量参数; B_0 为水面宽度; g 为重力加速

度; H_0 为坝前水深。

谢任之给出了不同的流动状态的参数 λ 的计算公式,对于矩形、三角形、二次抛物线形、四次抛物线型的不同河谷断面形状,还给出了相应的查算表^[3]。

对于溃口流量过程线,传统溃坝洪水计算方法通常采用 2.5 次概化抛物线和 4 次概化抛物线作为典型过程线来分配,概化抛物线见表 1 和表 2^[3]。

表 1 2.5 次抛物线概化溃坝洪水流量过程表

t/T	0.01	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.65
Q/Q_m	1.00	0.62	0.45	0.36	0.29	0.23	0.15

表 2 4 次抛物线概化溃坝洪水流量过程表

t/T	0	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40
Q/Q_m	1.00	0.62	0.48	0.34	0.26	0.21
t/T	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	
Q/Q_m	0.17	0.13	0.09	0.06	0.03	

注:表中 T 由下式计算: $T = K \frac{W}{Q_m}$,式中: W 为溃坝库容; K 为系数,4 次抛物线一般取 $K = 4 \sim 5$,2.5 次抛物线 $K = 3.5$ 。

3 一维 Saint - Venan 方程溃坝洪水 Preissmann 隐式差分格式的求解

采用数值算法模拟溃坝洪水时,需对(1)式、(2)式差分。采用 Preissmann 隐式差分法并拟牛顿化,(1)式、(2)式可改写为^{[2][4]}:

$$\frac{1}{2} \left(\frac{z_{j+1}^{n+1} - z_{j+1}^n}{\Delta t} + \frac{z_j^{n+1} - z_j^n}{\Delta t} \right) + \frac{2}{\Delta x} \frac{\theta(Q_{j+1}^{n+1} - Q_j^{n+1}) + (1 - \theta)(Q_{j+1}^n - Q_j^n)}{\theta(b_{j+1}^{n+1} + b_j^{n+1}) + (1 - \theta)(b_{j+1}^n + b_j^n)} = 0 \quad (4)$$

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} \left(\frac{Q_{j+1}^{n+1} - Q_{j+1}^n}{\Delta t} + \frac{Q_j^{n+1} - Q_j^n}{\Delta t} \right) + \frac{\theta}{\Delta x} \left[\left(\frac{Q^2}{A} \right)_{j+1}^{n+1} - \left(\frac{Q^2}{A} \right)_j^{n+1} \right] + \frac{(1 - \theta)}{\Delta x} \left[\left(\frac{Q^2}{A} \right)_{j+1}^n - \left(\frac{Q^2}{A} \right)_j^n \right] + \\ & g \left[\theta \frac{A_{j+1}^{n+1} + A_j^{n+1}}{2} + (1 - \theta) \frac{A_{j+1}^n + A_j^n}{2} \right] \left\{ \left[\theta \frac{z_{j+1}^{n+1} - z_j^{n+1}}{\Delta x} + (1 - \theta) \frac{z_{j+1}^n - z_j^n}{\Delta x} \right] + \left[\theta \frac{Q_{j+1}^{n+1} | Q_{j+1}^{n+1} | + Q_j^{n+1} | Q_j^{n+1} |}{2} + \right. \right. \\ & \left. \left. (1 - \theta) \frac{Q_{j+1}^n | Q_{j+1}^n | + Q_j^n | Q_j^n |}{2} \right] \right\} \left[\theta \frac{(K_{j+1}^{n+1})^2 + (K_j^{n+1})^2}{2} + (1 - \theta) \frac{(K_{j+1}^n)^2 + (K_j^n)^2}{2} \right]^{-1} = 0 \quad (5) \end{aligned}$$

式中, θ 为变权系数; Δx 为分段长度; j 为计算节点号; Δt 为计算时段长; K 为流量模数; n 为计算时段数。

差分算法计算溃坝洪水时, n 个断面可形成 $2n - 2$ 阶方程组,方程组不能封闭,需引入边界条件方能求解。通常取上游为已知流量边界、下游为已知水位流量关系边界,溃口处为内边界^[5]。

4 池芦水库溃坝洪水数值模拟

4.1 溃坝洪水模拟的边界条件

池芦大坝为重力坝,考虑池芦水库遭遇超校核洪水(200 年一遇)时溃决,取溃坝洪水为 300 年一遇,水库水位上升至最高水位时坝体全溃,以此计算溃坝洪水。计算范围为库区 1.59 km、大坝下游 1.29 km 共计长 2.88 km 的河道,共划分 31 个河道大断面。计算河段上游为已知流量边界(300 年一遇洪水过程),下游边界为采用曼宁公式计算的水位流量关系曲线;该段河道基本无较大支流汇入,各断面均取旁侧入流为 $0 \text{ m}^3/\text{s}$;溃口处的内边界多用宽顶堰流模拟^[6],池芦溃坝洪水近似选用与宽顶堰流形式相似的(3)式(谢任之公式)。

库区的初始边界采用一维 Saint - Venan 方程调洪法计算的 300 年一遇库区最高水位对应的水面线成果^[7],水库下游河道的初始边界条件为遭遇 300 年一遇洪水对应最大泄量的恒定流水面线。

4.2 溃坝洪水的模拟结果

引入初始条件和边界条件后,(4)式和(5)式可采用追赶法^[2]求解。取 $\Delta t = 30 \text{ s}$,内边界采用简化延拓

法^[8]强制迭代算法符合下降原则以保证解收敛,可得量变化过程,见图1~3。
溃坝洪水过程。摘录库区和坝址下游各断面的水位、流

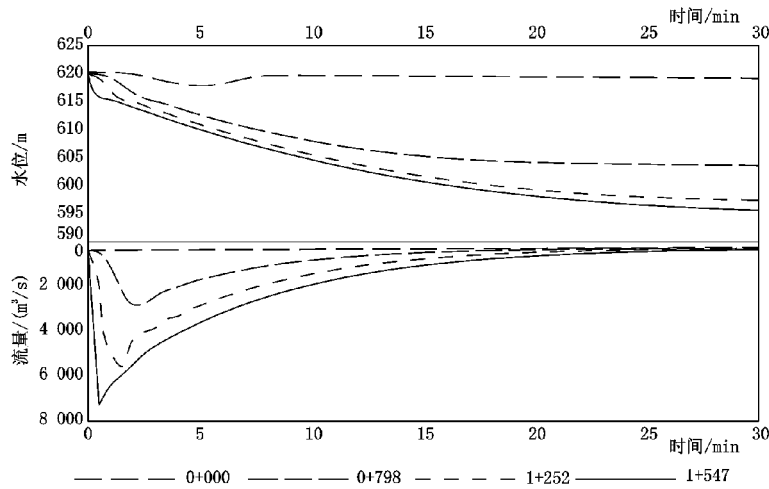


图1 溃坝后库区水位流量变化过程

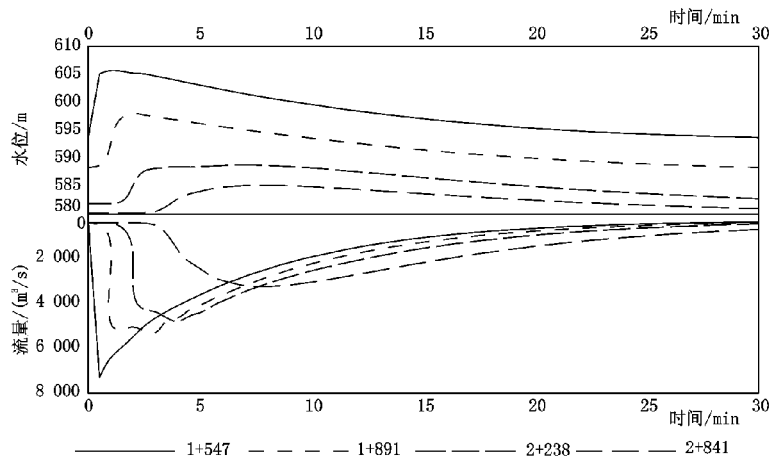


图2 溃坝后坝下游河道水位流量变化过程

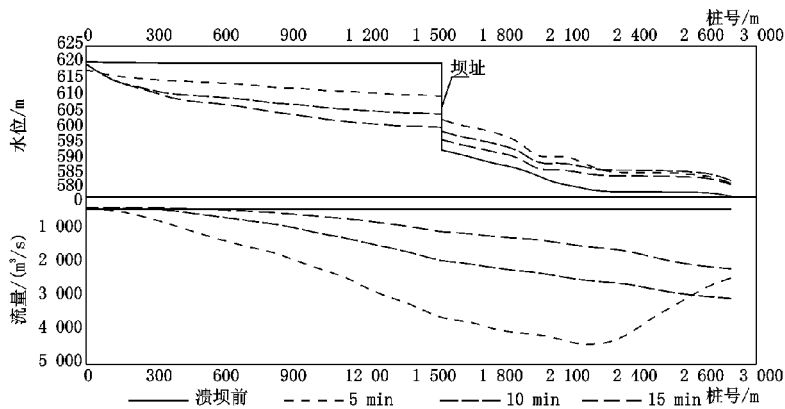


图3 溃坝后河道各特征时段水位流量线

从图1~3可见,曲线整体平顺,水位和流量过程局部受色散效应影响存在微弱的震荡现象;逆行落水波和顺行涌水波5分钟内即可传至库尾或计算河段末端,10 min内溃坝洪峰可泄出计算河段;溃坝洪峰向上、下游

传播衰减速度较快。

4.3 溃口流量过程线

Saint - Venan 方程法可以直接得到溃口流量过程。当传统溃坝洪水计算方法采用谢任之公式计算最大溃坝流量时,其 Saint - Venan 方程法计算所得的最大溃坝流量应是基本一致的,可直接取差分方程求得的最大溃坝流量,采用概化抛物线法计算溃口流量过程。不同方法计算的溃口流量过程见图 4。

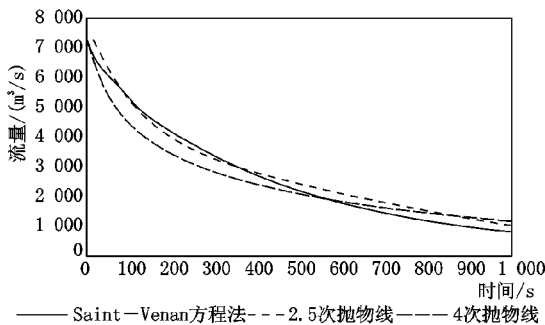


图 4 溃口流量过程线

从图 4 可见,采用 Saint - Venan 方程差分计算的溃口流量过程线前段流量较概化抛物线法偏大,后段流量较概化抛物线偏小,与实际情况更符,总体与 2.5 次抛物线法相近。

5 结论

传统溃坝洪水的计算都是先用理论或经验公式计

算溃口最大流量,再用抛物线概化流量过程线,推求近似的溃坝洪水过程。

对于山区水库的溃坝洪水,库区和下游河道均可视为一维流动,可采用 Saint - Venan 方程差分模拟,可求解得到溃口流量过程和溃坝洪水向下游的传播演进过程。通过对池芦溃坝洪水的计算,可发现 Saint - Venan 方程差分方程求解的溃口流量过程与工程中传统使用的概化抛物线法计算的溃口流量过程进行对比时(图 4),Saint - Venan 方程差分过程线略不同于概化抛物线法,溃坝时前段洪峰偏大,后段偏小,与实际情况更符,精度有一定提高。

参考文献:

- [1] 三门峡水利勘测设计有限公司. 陕县池芦抗旱小水库水源工程可行性研究报告[R]. 2015.
- [2] 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.
- [3] 李炜,齐鄂荣,赵昕等. 水力计算手册[M]. 北京:中国水利水电出版社,2006.
- [4] 周斌,张彦军. 纳潮对龙津河水体更新的模拟分析[J]. 人民珠江, 2015,36(3):23~25.
- [5] 中华人民共和国水利部. 溃坝洪水模拟技术规程[S](SL164-2010),2010.
- [6] 姚志坚,彭瑜. 溃坝洪水数值模拟及其应用[M]. 北京:中国水利水电出版社,2013.
- [7] 李双江,赵正鹏,周斌. 基于一维 N-S 方程的池芦河道型水库调洪计算[J]. 河南水利与南水北调,2015(22):52~53.
- [8] 陈雪菲,周斌. 求解河网一维 N-S 非线性方程组的一种简化延拓法[J]. 广东水利水电,2015(8):19~21.

编辑:张绍付

Application of one dimensional digital simulation in mountainous and valley reservoir dam - breach flood

YING Kai¹, ZHOU Bin², LI Shuangjiang³

(1. Nanchang Institute of Water Resources Planning and Designing, Nanchang 330009, China;

2. Shanwei Institute of Water Resources and Hydropower Planning and Designing, Shanwei 516600, China;

3. Sanmenxia Hydropower Survey and Design co. LTD, Sanmenxia 472000, China)

Abstract: This paper explains the basic method of solving mountainous and valley reservoir dam - breach flood by using Saint - Venan equation difference, illustrates the situation in which the method was used to simulate dam - breach flood in Chiluo reservoir, and it's compared with the traditional generalized parabola method. Compared with traditional dam - breach flood calculation method, this approach can improve the accuracy and can be used for reference in the design.

Key words: Flood; Dam - breach; Numerical simulation; Chiluo reservoir

翻译:邹晨阳