

多支流多水库溃坝洪水计算

戴明龙,黄 燕,李中平

(长江水利委员会水文局,湖北 武汉 430010)

摘要 湖北大畈核电厂址上游已建及规划中的中型水库共有 7 座,众水库之间的关系较为复杂,如发生溃坝后洪水波不但沿河道演进还继续在富水水库库区内演进,危害严重。采用溃坝水力学和河道水力学公式对溃坝后的洪水波进行演进计算,并与影响厂址防洪安全性的洪水事件进行组合,分析了溃坝对厂址处的影响,为工程可行性研究阶段提供设计依据。

关键词 溃坝洪水 洪峰流量 洪水波 水位壅高 多支流水库

中图分类号:TV122+.4 文献标识码:A 文章编号:1006-7647(2007)S2-0055-04

1 水库溃坝概况

1.1 水库概况

湖北大畈核电厂位于咸宁市通山县大畈镇,濒临富水水库。厂址上游支流较多,已建成望江岭(厦铺河)、雨山(湄港河)、石门塘和石门(通山河)4 座中型水库,另在厦铺河上游规划兴建王港和小坑水库,在南岸横石河上游规划兴建大源口水库。这些水库之间有并联,有串联,相互关系比较复杂,各水库的特征值见表 1。

表 1 厂址上游各水库特征值

水库名称	坝高/ m	宽度/ m	集水面积/ km ²	总库容/ 万 m ³	坝型	距厂址 距离/km
石门	40.0	125.0	15.0	2 130	黏土心墙	54.0
石门塘	46.0	160.0	9.5	1 000	材料坝	46.7
雨山	31.0	155.0	20.0	1 265		57.7
望江岭	26.5	140.9	386.0	998	浆砌重力坝	35.7
小坑	52.6	180.0	169.2	5 260	浆砌重力坝	41.0
王港	60.0	130.0	34.2	1 200	浆砌重力坝	49.1
大源口	65.0	150.0	87.8	4 070	浆砌重力坝	39.0

1.2 溃坝原因

一般情况下,水库的大坝是必须而且能够保证安全的。但由于某些自然和人为因素,例如战争、地震、超标准暴雨洪水、水库运行管理不善等原因,有可能形成溃坝。水库在蓄水状态下,如大坝突然崩溃,失去屏障的水体在坝址处形成有巨大流量和流速的洪水波,即所谓的溃坝洪水,会造成极为严重的灾害。根据《核电厂水文气象规定(试行)》,核电站上游有水库工程时,必须分析潜在的溃坝洪水对核

电站厂址的影响。

本文重点分析了两种溃坝工况,即流域发生 PMF(可能最大暴雨)导致坝体溃决和水库正常蓄水位时发生地震溃坝。

2 水库坝址处溃坝计算

2.1 坝址断面溃坝最大流量

铁道部科学研究院在板桥水库溃坝模型试验的基础上,结合河南、辽宁等 13 个省 400 余座已溃水库的资料,针对不同的溃坝要素共进行了约 600 次试验^[1],提出了溃坝最大流量 $Q_{\max}$ 的经验公式:

$$Q_{\max} = 0.27 \sqrt{g} \left(\frac{L}{B} \right)^{1/10} \left(\frac{B}{b} \right)^{1/3} b (H_0 - kh)^{3/2} \quad (1)$$

式中: $Q_{\max}$ 为坝址断面溃坝最大流量, m^3/s ; g 为重力加速度 9.8 m/s^2 ; B 为坝址处水面宽,通常用坝长表示, m ; L 为库区长度, m ,当 $\frac{L}{B} > 5$ 时,均按 $\frac{L}{B} = 5$ 计算; b 为坝体溃决口门平均宽度, m ; H_0 为发生溃坝时坝前水深, m ; h 为溃坝后坝体残留高度, m ; k 为修正系数,可按 $k = 1.4 \left(\frac{bh}{BH_0} \right)^{1/3}$ 式计算。

应用板桥水库天然溃坝以及浙江省南山水库自溃坝的实测资料,验证该经验公式的精度,两水库 $Q_{\max}$ 计算值与实测值差值分别为 1.4% 和 5%,精度较高,且该公式对边界条件没有特别的要求,适用条件较广,因此本文采用此公式计算溃坝后坝址的 $Q_{\max}$ 。

$Q_{\max}$ 的大小与溃坝时的坝址水深、坝址断面形

作者简介:戴明龙(1979—),男,江苏滨海人,助理工程师,硕士,从事水文水资源研究。E-mail: daiminglong@163.com

状及尺寸有关,在各水库大坝溃决工况难以确切估计的情况下,均按极端情况考虑为瞬间全溃。当富水流域发生 PMF(可能最大洪水,一般由 PMP 引起)和地震溃坝时,各水库溃坝瞬间坝址的坝前水深及洪峰流量计算结果见表 2。

表 2 厂址上游各水库坝址断面溃坝最大流量和坝前水深

水库名称	H_0/m		$Q_{\max}/(m^3 \cdot s^{-1})$	
	PMF	地震	PMF	地震
石 门	40.0	35.0	31 400	25 600
石门塘	46.0	43.0	49 600	44 800
雨 山	31.0	27.0	26 600	21 000
望江岭	26.5	23.5	19 100	15 900
小 坑	52.6	52.6	68 200	68 200
王 港	60.0	60.0	60 000	60 000
大源口	65.0	65.0	78 000	78 000

2.2 坝址断面溃坝流量过程线

根据对以往试验成果的分析,得出溃坝流量过程线与溃坝初瞬的最大流量 $Q_{\max}$ 、溃坝前入库流量 Q_0 、下游水位以及溃坝时库容 V 有关,其线型可概化为 4 次抛物线型的流量过程线^[2],典型过程线见图 1。

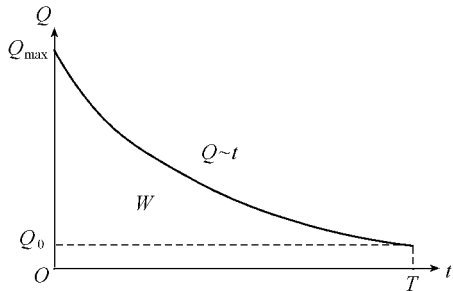


图 1 坝址断面典型流量过程线

2.3 坝址水位过程线

坝址上游沿程水深逐渐减小,溃坝波的传播速度也会减小,所以溃坝洪水过程线在出现峰顶流量后流量即会下降,可以用堰流方程表示出库流量^[3]:

$$q_t = \lambda \sqrt{g} B H_t^{1.5} \tag{2}$$

式中: q_t 为出库流量,也就是 t 时刻的溃坝洪水流量; λ 为流量系数; H_t 为 t 时刻的坝前水深。

坝址处的水深过程线可用相对水深 $\frac{H_t}{H_0}$ 过程表示,建立 $\frac{H_t}{H_0}$ 与 t 的关系曲线。 H_m 为溃坝后坝址最大水深($H_m = \beta_m H_0$,矩形断面 β_m 一般采用 0.55 ~ 0.575,抛物线断面 β_m 一般采用 0.575 ~ 0.6,三角形断面 β_m 一般采用 0.6 ~ 0.64), q_m 为溃坝后坝址最大流量,则

$$\frac{H_t}{H_0} = \frac{H_t}{H_m/\beta_m} = \beta_m \left(\frac{q_t}{q_m} \right)^{1/1.5} \tag{3}$$

根据各库的坝址流量过程,即可推算出各库的

坝址水位过程。

3 溃坝波的河道演进

上游水库的溃坝洪水自坝址到厂址分两个部分进行演算:河道内的演进与库区内的演进。河道内溃坝立波的演进采用由波流理论导出的公式进行计算。

3.1 坝址下游起涨时间

溃坝波波速较大,摩擦损失与之相比占次要地位(特别是在距离坝址较远处),可以做一些简化处理或不予考虑^[3],故溃坝波速为

$$C = \sqrt{\frac{gH}{m}} \tag{4}$$

式中: m 为河谷断面形状系数,由断面资料计算出高度(H)与断面面积(F)后,用乘幂形式拟定两者关系($F = AH^m$, A 为河谷断面系数)。

t 时间内平均流速 $\bar{C}$ 为

$$\bar{C} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{\frac{gH_m}{m}} + \sqrt{\frac{gH_t}{m}} \right) \tag{5}$$

则下游 x 处水位开始上涨的时间 t_0 为立波传到 x 处的时间,用式(6)计算:

$$t_0 = \frac{x}{\bar{C}} = \frac{x}{\frac{1}{2} \left(\sqrt{\frac{gH_m}{m}} + \sqrt{\frac{gH_t}{m}} \right)} \tag{6}$$

3.2 入库断面处最大流量

众水库溃坝后由两个入库断面进入富水库内,石门、石门塘、雨山、小坑、王港、望江岭 6 座水库在位于通山县城下的朱家坝附近入库,大源口水库在核电厂厂址对面的富有乡入库,需分别计算各入库断面处的洪峰流量。

3.2.1 线性河道法

线性河道法的基本思路是假定在整个河段上水深是线性变化的,也就是将水面线概化为直线^[2]。在 t 时间末,距离 $s = \bar{C}t$ 内的水量 W 为

$$W = \frac{A}{2} (H_1^m + H_2^m - 2h_0^m) s \tag{7}$$

式中: H_1 为 t 时间末坝址水深; H_2 为 s 距离末端 t 时刻的水深; h_0 为溃坝前恒定流水深 h_m 。

由式(7)可得:

$$H_2 = \left[\frac{2W}{sA} - (H_1^m - 2h_0^m) \right]^{\frac{1}{m}} \tag{8}$$

下游 x 处的最大水深 $H_{x\max}$ 由下式计算:

$$H_{x\max} = \begin{cases} H_1 \left(1 - \frac{x}{s} \right) + \left[\frac{2W}{sA} - (H_1^m - 2h_0^m) \right]^{\frac{1}{m}} \frac{x}{s} & H_1 > H_2 \\ H_1 \frac{x}{s} + \left[\frac{2W}{sA} - (H_1^m - 2h_0^m) \right]^{\frac{1}{m}} \left(1 - \frac{x}{s} \right) & H_2 > H_1 \end{cases} \tag{9}$$

最大水深相应的最大流量 $Q_{x\max}$ 可近似按恒定

流的能坡比降计算：

Q_{xmax} = \frac{A}{n} H_{xmax}^{(\frac{2}{3}+m)} i^{\frac{1}{2}} m^{-\frac{2}{3}} \tag{10}

式中：i 为河道比降；n 为糙率。

3.2.2 洪峰展平公式

本文还采用李斯特万公式^[2]、谢任之公式^[3]以及克曼公式^[3]3 个公式来计算入库断面处的洪峰流量，它们都是基于棱柱体河槽、洪水波概化为三角形、忽略惯性项这 3 个基本假定而提出的洪峰展平公式。

李斯特万公式：

Q_{xmax} = \frac{W_{泄}}{\frac{W_{泄}}{Q_{max}} + \frac{x}{Kv}} \tag{11}

式中：v 为河道洪水期断面最大平均流速，在有资料的地区 v 可采用历史上的最大值，如无资料，一般山区可采用 3.0~5.0 m/s，山前区可用 2.0~3.0 m/s；K 为调整系数，山区用 1.1~1.5，山前用 1.0，平原 0.8~0.9；W_泄 为水库溃坝后下泄水量，m³。

谢任之公式：

Q_{xmax} = Q_{max} \left[\frac{1}{1 + \frac{(2-r)\lambda n^{2-r} Q_{max}^{2-r}}{W_{泄}^2 i^{2-0.5r}} x} \right]^{\frac{1}{2-r}} \tag{12}

其中

r = \frac{0.33}{m + 0.67} \quad \lambda = \frac{1.32 A m^{0.33-0.67r}}{(m + 1)^2}

克里茨基-曼开里公式（简称克曼公式）：

Q_{xmax} = Q_{max} \left[\frac{1}{1 + \frac{2n^2 Q_{max}^2}{W_{泄}^2 i^2} x} \right]^{\frac{1}{2}} \tag{13}

3.2.3 计算结果

PMF 和地震时各库在入库断面处的洪峰流量的计算结果见表 3。

表 3 各水库在入库断面处洪峰流量计算结果 m ³ /s								
溃坝原因	计算公式	石门	石门塘	雨山	望江岭	小坑	王港	大源口
PMF	线性河道法	4030	2280	2060	3280	8150	1600	6860
	李斯特万公式	4080	2330	2240	3170	8430	1780	7110
	谢任之公式	4020	1770	2090	2240	9230	1680	7210
	克曼公式	4810	2280	2650	2810	10270	2160	8200
地震	线性河道法	2730	1690	1470	2910	8150	1600	6860
	李斯特万公式	2800	1820	1600	3070	8430	1780	7110
	谢任之公式	2600	1340	1440	2230	9230	1680	7210
	克曼公式	3240	1770	1880	2800	10270	2160	8200

4 种方法的计算结果基本比较接近，李斯特万公式目前在我国的溃坝洪水计算中使用较多，应用相对成熟，本文采用该方法的计算结果。

3.3 入库断面处流量过程

入库断面处洪水过程采用概化过程线法计算，主要思想为由已经求出的距坝址 x 处的最大水深 H_{xmax}、最大水深出现时间 t₀，求出中间变量 T₁ 和 T₂：

\bar{T}_1 = 2\bar{H}_{xmax}^{-1.5} \frac{h_0}{H_0} = 0.05

\bar{T}_2 = 0.1\bar{H}_{xmax}^{-5.65} \frac{h_0}{H_0} = 0.4 \tag{14}

式中 $\bar{H}_{xmax} = \frac{H_{xmax}}{H_0}$ 。求出 T₁ 和 T₂ 后，再根据实际的 h₀/H₀ 进行线性内插，得到 T，再由式(15)计算 T 值：

T = \frac{\bar{T} \sqrt{\beta H_0}}{i \sqrt{g}} \tag{15}

式中 $\beta = \frac{gn^2 m^{4/3}}{H_0^{1/3} i}$ 。由 $\frac{t-t_0}{T}$ 查无因次概化流量过程线表(表 4)，可得 $\left(\frac{q_x}{q_{mx}}\right)_{0.05}$ 和 $\left(\frac{q_x}{q_{mx}}\right)_{0.4}$ ，再进行线性内插，即可得离坝址 x 处 t 时刻的流量 q_x^[3]。

表 4 无因次概化流量过程线

$\frac{t-t_0}{T}$	$\frac{q_x}{q_{mx}}$		$\frac{t-t_0}{T}$	$\frac{q_x}{q_{mx}}$	
	$\frac{h_0}{H_0} = 0.05$	$\frac{h_0}{H_0} = 0.4$		$\frac{h_0}{H_0} = 0.05$	$\frac{h_0}{H_0} = 0.4$
0	1.000	1.000	0.5	0.155	0.700
0.1	0.665	0.890	0.6	0.127	0.680
0.2	0.380	0.805	0.7	0.105	0.666
0.3	0.255	0.765	0.8	0.078	0.635
0.4	0.180	0.730			

3.4 入库断面处合成洪峰流量

在求出各库溃坝后在富水水库入库断面处的流量过程后，将石门、石门塘、雨山、望江岭、小坑、王港 6 个水库的各自流量过程考虑传播时间叠加，得到朱家坝入口处的总合成洪峰流量：当各水库在正常蓄水位时，由于发生地震而同时溃坝，朱家坝入库断面处的洪峰流量为 16300 m³/s；当发生 PMP 溃坝时，朱家坝入库断面处洪峰流量为 8850 m³/s。

大源口水库在富有乡入库断面处的流量过程直接采用其演算结果，因为该水库还未建设，正常蓄水位待定，地震时的 H₀ 取坝高以策安全，故地震溃坝和 PMP 溃坝时的入库断面处溃坝洪峰均为 7110 m³/s。

4 溃坝洪峰在库区演算

4.1 演算原理

根据水流能量方程，利用恒定缓变流的边界条件，动能修正系数取 1.0，可求得水面线计算公式^[4]：

Δh = H1 - H2 = (A1^5/3 / (X1^2/3 + A2^5/3 / X2^2/3))^2 + hj (16)

式中:H1,H2分别为上游和下游断面的水位高程;A1,A2分别为上游和下游断面的过流面积;X1,X2分别为上游和下游断面的湿周;Q为河渠的过水流量;ΔL为两断面间的距离;hj为由于计算河段的扩散产生的局部水头损失,hj=ξv2^2/2g,v2为下游断面的平均流速,ξ为水头损失系数。

4.2 洪水事件组合

考虑3种组合:①由PMP引起的上游水库溃坝和区间PMF相遇;②由相当运行基准地震震动引起的上游水库溃坝与1/2可能最大降雨引起的洪水相遇;③由相当极限安全地震震动引起的上游水库溃坝与P=4%的洪水相遇。

4.3 厂址处壅高

溃坝洪水波进入富水水库后,采用式(16),由入

库断面向水库中的厂址所在断面演算,分析溃坝洪水的壅高影响。当PMP引起的上游溃坝洪水与PMP引起的区间洪水相遇时,计算得到厂址处水位约抬高2.90m;当地震引起的上游水库溃坝与区间1/2可能最大暴雨引起的区间洪水相遇时,计算得到厂址处水位约抬高4.15m;当地震引起的上游水库溃坝与4%的区间洪水相遇时,计算得到厂址处水位约抬高4.67m。

参考文献:

[1] 孙文初,刘霞,李伦.溃坝洪水流量计算方法浅析[J].广东水利水电,1999(3):3-6.
[2] 铁道部第三勘测设计院.桥渡水文[M].北京:中国铁道出版社,1993:363.
[3] 谢任之.溃坝水力学[M].山东:山东科学技术出版社,1993.
[4] 武汉水利电力学院水力学教研室.水力计算手册[M].北京:水利出版社,1980:494.

(收稿日期:2006-10-08 编辑:骆超)

(上接第32页)

表4 山丹县各指标的关联函数值

K(vi)	v1	v2	v3	v4	v5	v6	v7	v8
KI	-0.96	0.29	-1.00	-0.78	-0.19	-0.09	0.25	-0.63
KII	-0.93	-0.71	-1.00	-0.36	0.31	0.22	-0.75	-0.33
KIII	0.07	-0.91	0.00	0.36	1.04	0.52	1.87	0.33

步骤5:由式(8)计算待评物元即6个子区域关于各评价等级的隶属度,并确定评价等级见表5。同时,将评价结果与模糊综合评判法的评价结果相比较[7],结论基本一致。

表5 各地区评价等级隶属度

地区	KI(P0)	KII(P0)	KIII(P0)	maxK(P0)	物元可拓模型确定评价等级	模糊综合评判法确定评价等级
山丹	-0.6952	-0.5816	0.3315	0.3315	III	III
民乐	-0.2275	-0.0662	-0.2127	-0.0662	II	II
甘州	-0.1960	-2.8377	-0.3771	-0.1960	I	II
临泽	-0.1811	-0.1443	-0.2021	-0.1443	II	II
高台	-0.5862	-0.5476	-0.1148	-0.1148	III	III
中游	-0.2146	0.1156	-0.2564	0.1156	II	II

3 结 语

水资源开发利用涉及自然、社会、生态等复杂大系统的协调发展,由以上应用可以看出,物元可拓模型可以从定性和定量两个角度解决这类不相容问题,并且思路清晰,计算简单,物元模型在区域水资源开发利用综合评价中,不仅可以得到和模糊综合评判一致的结果,同时其与层次分析法相结合更具

有一定的科学性,它不是笼统地计算综合评价,而是对研究对象由表及里逐层计算,逐层剖析,使结论更趋于客观实际;另外,与模糊综合评判或单一的层次分析法相比,物元模型中采用的关联函数能更加真实地反映各指标对各等级的归属情况,使结论更具有科学性。

参考文献:

[1] 董增川,刘凌.西部地区水资源配置研究[J].水利水电技术,2001,33(3):1-4.
[2] World Water Assessment Programme. The United Nations world water development report: water for people, water for life[M]. Washington, D.C.: UNESCO Publishing, 2002.
[3] 蔡文.可拓论及其应用[J].科学通报,1999,44(7):673-682.
[4] 蔡文.物元模型及应用[M].北京:科学技术出版社,1994.
[5] 韩宇平,阮本清,解建仓,等.物元模型及其在区域水资源综合评判中的应用[J].中国农业大学学报,2003,18(1):31-36.
[6] 魏余广,白福,张太岭.黑河流域水资源及现阶段合理开发利用[J].冰川冻土,2006,28(4):486-491.
[7] 张凯,韩永翔,张勃,等.黑河中游水资源开发利用的阶段潜力研究[J].地理科学,2006,26(2):179-185.
[8] 潘峰,梁川,王志良,等.模糊物元模型在区域水资源可持续利用综合评价中的应用[J].水科学进展,2003,14(3):271-275.

(收稿日期:2007-03-12 编辑:熊水斌)