

滩坑水电站施工围堰溃堰洪水分析

林江¹, 张小峰¹, 求晓明², 穆锦斌¹

(1. 武汉大学水资源与水电工程科学国家重点实验室, 湖北 武汉 430072; 2. 浙江北海水力发电有限公司, 浙江 杭州 310014)

摘要 水电站施工围堰建设期间,如遇超标洪水等因素发生溃决,会给下游造成威胁。基于所建立的一维非恒定水流数学模型,对滩坑水电站施工围堰进行了多工况的溃堰洪水计算,确定了坝下游沿程各特征断面处洪峰流量、最高水位的变化,并结合水库下游青田县城的防洪工程现状提出了预防与应急措施。根据数学模型计算结果,当上游来流超标时,如围堰表面抗冲性强、整体稳定性较好,可降低溃堰洪水对下游的危害;当溃堰发生时,在保证工程自身安全的情况下,控制大溪上游水库下泄流量,可有效降低溃堰洪水对青田县和小溪下游河段的影响。

关键词 溃堰;洪水分析;圣维南方程;滩坑水电站

中图分类号:P333.2 文献标识码:B 文章编号:1006-764X(2007)S2-0145-03

滩坑水电站位于浙江省青田县境内的瓯江支流小溪中游河段,坝址距青田县城西门约 32 km。该工程开发任务以发电为主,电站建成后将担负浙江省电力系统调峰、调频、调相及事故备用任务,同时兼顾防洪、灌溉等其他综合利用效益,是瓯江流域水电梯级开发规划中的一座重要骨干电站。

滩坑水电站坝址处洪水流量大,上游围堰堰顶高程 51 m,最大堰高约 18 m,堰顶长度约 210 m,为土石过水围堰。围堰库容约 0.6 亿 m³,设计采用过水围堰的过水标准为全年 20 年一遇洪水。若围堰工程因某种偶然因素,如遭遇超标特大洪水等,围堰可能发生溃决,形成较大的洪峰向下游传播,给下游人民生命财产安全造成威胁。本文旨在研究围堰汛期遭遇特大洪水时,围堰溃决后洪水向下游的传播过程,为防洪预案的制定提供科学依据。

1 数学模型

1.1 基本方程

模型采用一维非恒定圣维南方程组进行描述,包括水流连续性方程和水流运动方程^[1-3]:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q_l \tag{1}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial Z}{\partial x} + g \frac{n^2 Q |Q|}{AR^{4/3}} = 0 \tag{2}$$

式中: x 为流程, m; Q 为流量, m³/s; Z 为水位, m; g 为重力加速度, m/s²; t 为时间, s; q_l 为侧向单位河

长注入流量, m²/s; A 为过水断面面积, m²; R 为断面水力半径, m; β 为动能修正系数; n 为糙率系数。

模型采用的数值方法为有限体积法^[4],并采用迎风格式^[5]处理其中的对流项,具体离散详见文献[5-6]。

1.2 初始条件和边界条件

初始条件 本模型在计算非恒定流过程前,先假设一恒定流计算得到的各断面水位和流量作为非恒定流计算的初始条件。

边界条件 模型模拟的范围包括库区和下游河道(见图1),由于坝址下游约 26 km 有大溪入汇,上

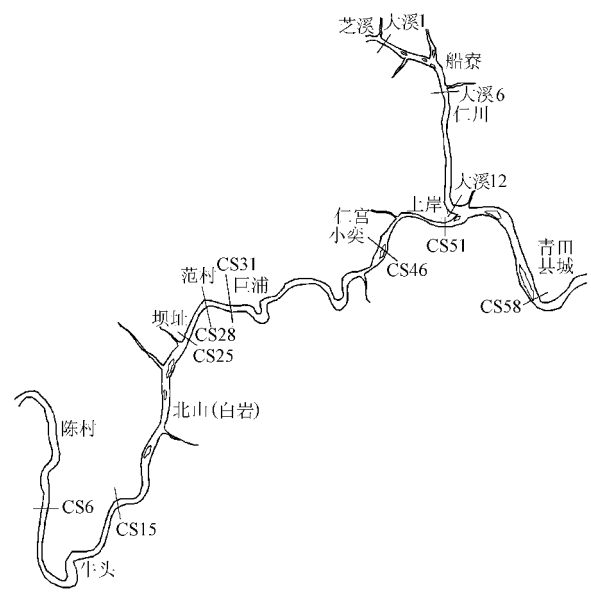


图 1 计算河段平面示意图(CS 为断面编号)

边界为入库洪水流量过程和大溪来流过程,出口边界为青田县城水文站断面的水位流量关系,坝址处泄流曲线作为内边界处理。

1.3 模型验证

由于缺少溃堰(坝)洪水的实测资料,很难对建立的模型用实测资料进行验证。一种变通的办法是将模型数值计算结果与室内试验资料(试验装置如图2所示)和溃坝洪水传播的理论解进行比较,以此分析模型的计算精度和可靠性。通过与室内溃坝试验资料的比较,数学模型能正确捕捉水跃发生,而且在水跃间断处计算不发生数值振荡,结合圣维南方程组特征线理论及斯托克特征线理论,在所假定的不同算例中,模型计算结果与理论解均吻合良好^[6-12]。因此,本文采用的一维非恒定水流数学模型模拟室内溃坝试验及具有理论解的溃坝水流运动,具有较高的精度,可用于实际计算。

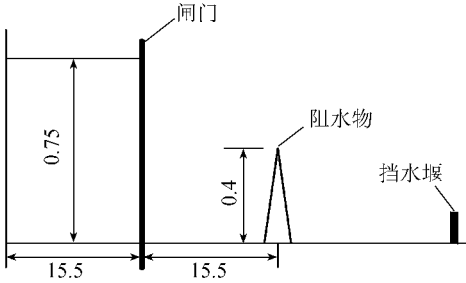


图2 试验装置示意图(单位:m)

2 溃决方案

由于溃堰(坝)实际失事机制的不确定性以及溃口扩展参数不易确定等困难,计算中采用美国DAMBRK模型的简化方法计算溃口发展过程。建立的数学模型中主要计算参数为:①溃口开始发展到最后终止的历时,以及对应的断面特性参数(溃口底宽、底高程和边坡系数);②不同的设计来水过程;③河道沿程糙率系数等。根据以上这些参数的不同,最后确定的方案和工况参数见表1。

表1 计算方案和工况参数

方案编号	工况号	溃时水位/m	设计洪水	入库洪	大溪洪	溃堰历时/h	备注
				峰流量/ (m ³ ·s ⁻¹)	峰流量/ (m ³ ·s ⁻¹)		
方案1	1-1	59.42	20年一遇	10400	10000	1	
	1-2	59.42	20年一遇	10400	10000	3	
	1-3	61.07	50年一遇	13200	10000	1	超标准洪水
	1-4	61.07	50年一遇	13200	10000	3	超标准洪水
	1-5	62.23	100年一遇	15300	10000	1	超标准洪水
	1-6	62.23	100年一遇	15300	10000	3	超标准洪水
	1-7	59.42	20年一遇	10400	10000	3	糙率放大20%
方案2	2-1	59.42	20年一遇	10400	15000	1	
	2-2	61.07	50年一遇	13200	15000	1	超标准洪水
	2-3	62.23	100年一遇	15300	15000	1	超标准洪水

注:各方案溃堰方式均为漫溃。

3 计算结果及分析

模型输出的计算结果为计算河段所有断面的流量和水位变化过程,重点分析了沿程各重要城镇溃堰后的流量和水位变化过程,如滩坑坝址、范村(距坝2.14km)、小奕(距坝19.73km)、上岸(距坝26.17km)以及青田县城(距坝33.74km)。为了便于与无坝情况下滩坑坝址各频率洪水演进过程进行比较,更好地评估溃堰可能造成的影响,模型还对各频率来流天然无坝情况下的洪水演进过程进行了模拟。

3.1 坝址洪水计算结果

溃堰洪水最大流量不仅受溃口形态、溃堰历时的影响,设计来流过程及溃时坝前水位不同也能反映出比较大的变化。在所拟定的不同计算工况中,100年一遇来流、溃堰历时1h为最不利情况,工况1-5与工况2-3计算所得溃堰坝址处最大流量均为19149m³/s,发生在围堰溃决后1h,最大流速7.96m/s,随后流量逐渐衰减。工况1-5滩坑坝址流量和水位变化过程见图3。从坝址处流量过程可以看出,由于溃口不断扩大,溃口流量急剧增加,同时下游水位不断升高,对出口流量形成顶托,随后由于受下游水位顶托作用以及库水位下降影响,溃口处流量缓慢衰减,形成陡涨缓落型波形。其他工况也表现出类似规律,各方案坝址处最大流量、水位及出现时间与天然无坝情况下的比较见表2。

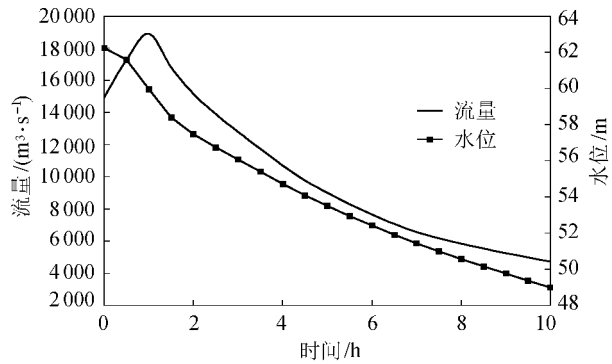


图3 工况1-5滩坑坝址流量和水位过程

表2 无坝与溃堰情况坝址处最大流量及最高水位比较

工况	溃堰计算结果				无坝情况	
	洪峰流量/ (m ³ ·s ⁻¹)	洪峰流量/ 出现时间/h	最高 水位/m	最大流速/ (m·s ⁻¹)	最大流量/ (m ³ ·s ⁻¹)	最高 水位/m
1-1	14223	1.05	59.42	6.98	10206	48.81
1-2	11444	1.55	59.42	6.83	10206	48.81
1-3	17044	1.1	61.07	7.57	12969	50.82
1-4	14041	1.25	61.07	7.43	12969	50.82
1-5	19149	1	62.23	7.96	15008	52.21
1-6	16192	1.4	62.23	7.85	15008	52.21
1-7	10130	1.45	59.42	3.78	10206	48.81
2-1	14223	1.05	59.42	6.97	10206	48.81
2-2	17044	1.1	61.07	7.57	12969	50.82
2-3	19149	1	62.23	7.96	15008	52.21

3.2 溃堰洪水沿程变化

以最不利工况 2-3 为例 ,溃堰洪水到达下游各特征断面或重要城镇的最大流量、最高水位及对应时间如表 3 所示。该工况坝址处最大流量为 19 149 m³/s ,传播到上岸时流量衰减为 17 693 m³/s ,流量减少了 1 456 m³/s ,平均每公里衰减约 55.6 m³/s。由于大溪入汇流量影响 ,溃堰洪水传播到青田县城的洪峰流量为 30 036 m³/s ,在溃堰后 1.90 h 出现。

表 3 工况 2-3 重要城镇处最大流量和最高水位

地 名	距坝 里程/ km	洪峰流量及出现时间		最高水位及出现时间		最大 流速/ (m·s ⁻¹)
		洪峰流量/ (m³·s ⁻¹)	时间/h	水位/m	时间/h	
范 村	2.14	19 146	1.05	51.02	1.05	5.17
小 奕	19.73	17 943	1.45	33.42	1.65	2.62
上 岸	26.17	17 693	1.75	27.87	1.70	3.35
青田县城	33.74	30 036	1.90	20.06	1.85	3.65

工况 1-1 溃堰洪水传播到青田县城的洪峰流量为 20 473 m³/s ,在溃堰后 2.25 h 出现 ;工况 1-3 溃堰洪水传播到青田县城的洪峰流量为 23 183 m³/s ,在溃堰后 2.15 h 出现。由于坝址距青田县城只有 33 km 左右 ,溃堰洪水及大溪入汇洪峰流量大 ,洪水传播速度快 ,各工况溃堰洪水均在溃堰后 2 h 左右到达青田县。

3.3 溃堰洪水对青田县的影响

电站下游约 33 km 为青田县 ,现有人口 49.03 万 ,全县总面积 2 493 km² ,矿产资源十分丰富。青田紧靠沿海城市温州 ,距温州机场仅 60 km ,330 国道、金温铁路、金丽温高速公路穿境而过 ,陆上交通便捷 ,境内温溪港建有 500 t 级码头 2 座 ,通航沿海各大中城市 ,地理位置十分重要。

青田水文断面各频率洪水成果及各工况青田断面计算最大流量和最高水位见表 4。从计算结果来看 ,方案 1 计算的 6 种工况中 ,青田水文断面处最高水位范围为 17.54 ~ 19.34 m ,洪峰流量范围为 19 322 ~ 25 349 m³/s。其中 ,水位峰值最小值超出天然情况下青田水文断面 20 年一遇的洪水水位(17.51 m) 0.03 m ,水位峰值最大值大于天然情况下青田水文断面 50 年一遇洪水水位(18.72 m) 0.62 m ,最小洪峰流量介于天然情况下青田水文断面 20 年一遇(19 200 m³/s)和 50 年一遇(23 100 m³/s)洪水之间 ,最大洪峰流量则比天然情况下青田水文断面 50 年一遇的洪峰流量(23 100 m³/s)大 2 249 m³/s。方案 2 计算的 3 种工况中 ,青田县处最高水位范围为 19.23 ~ 20.06 m ,均高出青田县 50 年一遇的洪水水位。

3.4 预防与应急措施

在小溪出现超标准特大洪水导致围堰溃决的假设前提下 ,根据数学模型计算结果提出如下预防与

表 4 各方案下溃堰洪水在青田断面处最大流量和最高水位

设计洪水	各工况计算结果				青田水文断面 水位流量资料	
	工况 号	最大流量/ (m³·s ⁻¹)	最高水 位/m	最高水位 出现时 间/h	洪峰流量/ (m³·s ⁻¹)	相应 水位/m
20 年一遇	1-1	20 473	17.89	2.30	19 200	17.51
	1-2	19 322	17.54	2.05		
50 年一遇	1-3	23 183	18.73	2.20	23 100	18.72
	1-4	21 980	18.37	2.05		
100 年一遇	1-5	25 349	19.34	2.10	26 000	19.54
	1-6	24 107	19.00	2.00		
20 年一遇	2-1	24 934	19.23	2.15	19 200	17.51
50 年一遇	2-2	27 762	19.77	2.00	23 100	18.72
100 年一遇	2-3	30 036	20.06	1.85	26 000	19.54

应急措施 :①当上游来流超标时 ,如围堰表面抗冲性强、整体稳定性较好 ,可使溃堰历时增加 ,降低溃堰洪水对下游的危害 ,同时也能为下游争取较多的时间安排人员及重要物资撤离。②溃堰发生时 ,控制大溪上游水库下泄流量 ,在保证工程自身安全的情况下 ,减小大溪和小溪汇合口下游流量 ,可有效降低溃堰洪水对青田县和小溪下游河段的影响。

4 结 论

a. 结合一维非恒定圣维南方程组和有限体积法建立了一维非恒定水流数学模型 ,并根据室内溃坝试验资料和溃坝洪水传播的理论解对模型计算精度进行分析 ,模型计算结果与试验结果及溃坝理论解均十分吻合 ,具有较高的精度 ,可用于实际计算。

b. 考虑不同参数影响 ,模型拟定了 10 种计算工况 ,分别对滩坑溃堰洪水进行计算分析 ,并与无坝计算结果进行了比较。方案 1 计算的 6 种工况中 ,青田水文断面处最高水位范围为 17.54 ~ 19.34 m ,洪峰流量范围为 19 322 ~ 25 349 m³/s ;方案 2 计算的 3 种工况中 ,青田县处最高水位范围为 19.23 ~ 20.06 m ,均高出青田县 50 年一遇的洪水水位。

c. 根据数学模型计算结果 ,当上游来流超标时 ,如围堰表面抗冲性强、整体稳定性较好 ,可降低溃堰洪水对下游的危害 ;当溃堰发生时 ,在保证工程自身安全的情况下 ,控制大溪上游水库下泄流量 ,可有效降低溃堰洪水对青田县和小溪下游河段的影响。

参考文献 :

[1] 谢任之 . 溃坝水力学[M]. 济南 :山东科学技术出版社 , 1993.
[2] 赵太平 . 水电工程溃坝洪水计算[J]. 泥沙研究 , 2003(2) : 48-53.

(下转第 150 页)

