

盖下坝水电站拱坝人工垫座优化设计

冯继军¹, 张喜武², 陈玉夫¹, 李同春³, 杨宏正¹, 金 辉²

(1. 重庆云能发电有限公司, 重庆 404503; 2. 中水东北勘测设计研究有限责任公司, 吉林 长春 130021; 3. 河海大学, 江苏 南京 210024)

摘 要: 盖下坝水电站坝址河谷为狭窄的“V”形河谷, 为此在拱坝坝基河谷设置了人工垫座。技施设计阶段根据实际开挖揭露的岩面线和岩石情况, 对垫座结构尺寸及开挖形式作了适当调整。采用有限元法和刚体极限平衡法对垫座稳定及应力进行分析, 结构调整后垫座的稳定和应力满足规范要求, 对坝体应力没有不利影响。

关键词: 拱坝; 垫座; 抗滑稳定; 盖下坝水电站

Optimal Artificial Socket Design for the Arch Dam of Gaixiaba Hydropower Station

Feng Jijun¹, Zhang Xiwu², Chen Yufu¹, Li Tongchun³, Yang Hongzheng¹, Jin Hui²

(1. Chongqing Yunneng Power Co., Ltd., Chongqing 404503, China;

2. China Water Northeastern Investigation, Design & Research Co., Ltd., Changchun 130021, Jilin, China;

3. Hohai University, Nanjing 210024, Jiangsu, China)

Abstract: As the narrow V-type valley in the dam site of Gaixiaba Hydropower Station, the artificial socket was designed for the construction of arch dam. In the construction design, the structure, dimension and excavation of socket were adjusted based on the actual rock conditions exposed by excavation. The socket stability and stress are analyzed by finite element method and rigid block limit equilibrium method, and the results show that the stability and stress of adjusted socket meet the requirements of specifications and the socket has no adverse impact on dam stress.

Key Words: arch dam; socket; sliding stability; Gaixiaba Hydropower Station

中图分类号: TV642.42(2719)

文献标识码: A

文章编号: 0559-9342(2011)02-0057-04

0 引 言

盖下坝水电站坝址区位于重庆市云阳县云峰乡盖下坝村下游约 2 km 的老鸭峡河段上。老鸭峡峡谷区河谷狭窄, 地形陡峭, 谷底宽 30~60 m, 呈狭窄的“V”形河谷, 坝址处无阶地, 河床深切, 覆盖层厚 30 m 左右。在可研设计阶段对深切河谷设置了人工垫座, 在技施设计阶段根据实际开挖揭露的岩面线和岩石情况, 对垫座结构尺寸及开挖形式进行了适当调整。本文主要介绍原设计垫座结构布置, 分析垫座结构及开挖形式调整对垫座稳定及应力的影响。

1 原设计垫座布置

原设计垫座顶高程 253.0 m, 顺水流方向长 55.0 m, 大坝上游面以上垫座水平方向呈楔形, 上游宽, 下游窄, 为避免铅直方向力系沿坡面产生下滑力,

垫座底面设置三级台阶。垫座纵剖面见图 1。

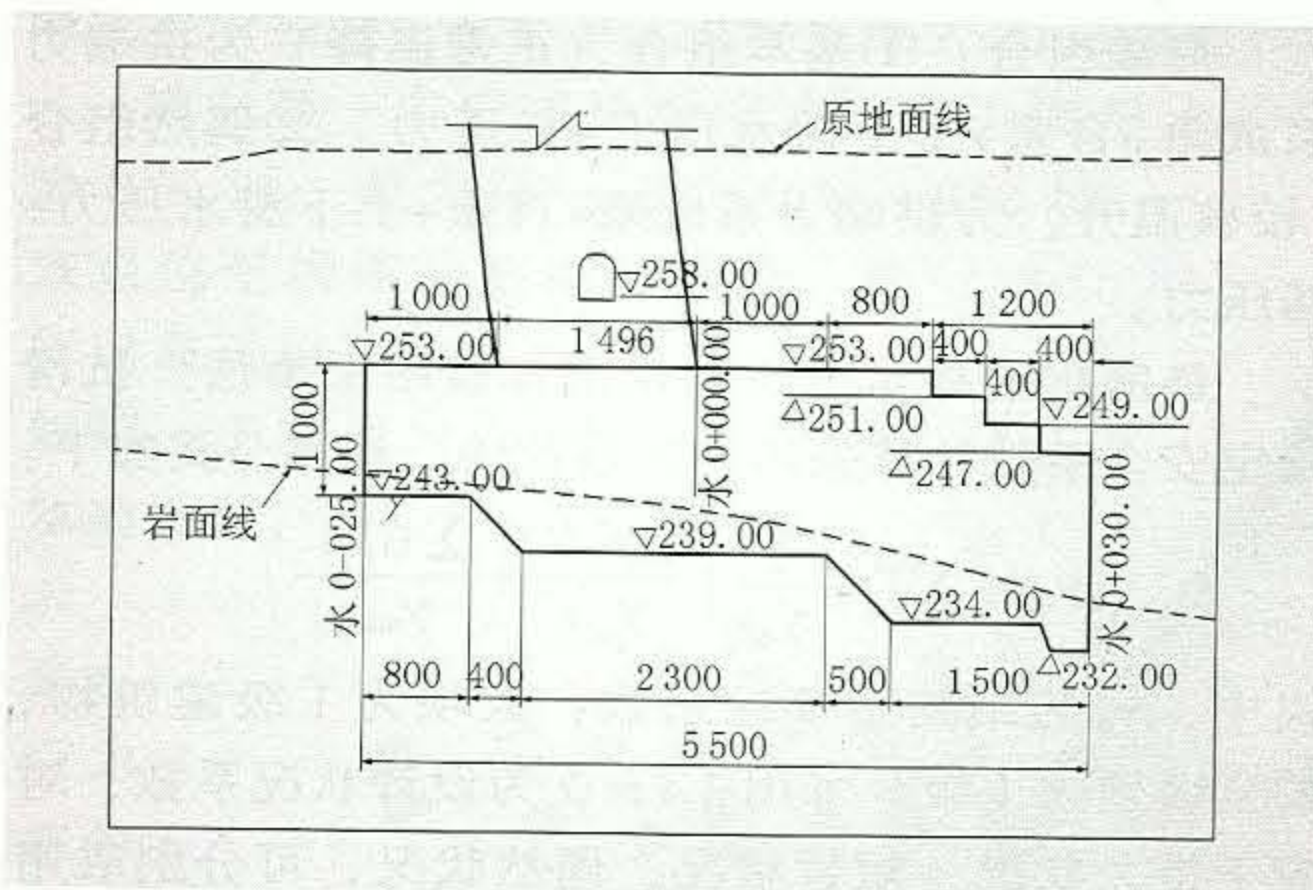


图 1 原设计垫座纵剖面 (单位: 高程 m, 其余 mm)

收稿日期: 2010-12-02

作者简介: 冯继军(1974—), 男, 吉林永吉人, 工程师, 从事水利水电工程建设管理工作。

2 原设计垫座抗滑稳定计算

垫座抗滑稳定按 DL/T5346—2006《混凝土拱坝设计规范》中坝肩抗滑稳定方法进行计算,垫座混凝土抗滑稳定是以基面及侧面的抗力为主,由于垫座布置为楔形结构,所以右岸侧面的粘聚力为 35 m 长混凝土的抗剪断力和 20 m 长混凝土与岩石之间的抗剪断力,或者为 114 m 长岩石的抗剪断力;左岸侧面的粘聚力为 30 m 长混凝土的抗剪断力及 21 m 长混凝土与岩石之间的抗剪断力,或者为 82 m 长岩石的抗剪断力。因两侧剪切岩石的抗力大于剪切混凝土(同时计入混凝土与岩石接触面抗剪断力)抗力,因此,按剪切混凝土(同时计入混凝土与岩石接触面抗剪断力)总抗剪断力进行计算。

大体积混凝土抗剪强度的取值,规范及有关书籍中均未有明确介绍,通过查阅大量资料,将各种参考书中的数据加以综合,得出混凝土抗剪强度约为极限抗压强度的 1/7~1/10,本工程取为 1/10 混凝土极限抗压强度,约为设计抗压强度的 2/10。垫座混凝土强度为 C₃₀25(强度标准值)。计算过程中采用的抗剪断参数见表 1。

表 1 抗剪断参数采用值

材 料	f'	c'/MPa
中等风化岩石	1	1
混凝土	1.1	2
中等风化岩石/混凝土	1	1.1

计算过程荷载包括:相应组合的拱端轴向力,径向力及梁底铅直力,垫座混凝土自重,扬压力(排水正常工作时,扬压力折减系数 α 取值为 0.35;排水失效时, α 取值为 0.50)。

荷载组合:①基本组合(正常温降)为拱端力系成果+自重+上下游水压力+扬压力。②偶然组合(校核温升)为拱端力系成果+自重+上下游水压力+扬压力。

垫座抗滑稳定分析采用刚体极限平衡法。抗滑稳定安全系数计算采用分项系数法,计算公式如下:

$$\gamma_0 \psi \cdot \sum T \leq \frac{1}{\gamma_{dl}} \left(\frac{\sum f_1 N}{\gamma_{mlf}} + \frac{\sum C_1 A}{\gamma_{mlc}} \right)$$

式中, γ_0 为结构重要性系数,大坝为 1 级建筑物,安全级别为 I 级,采用 1.1; ψ 为设计状况系数,对应于持久状况、短暂状况、偶然状况,可分别取用 1.0、0.95、0.85; T 为沿滑动方向的滑动力; f_1 为抗剪断摩擦系数; N 为垂直于滑动方向的法向力; C_1 为抗剪断凝聚力; A 为滑裂面面积; γ_m 为材料性能分项系数, $\gamma_{mlf}=2.4$, $\gamma_{mlc}=3.0$; γ_d 为结构系数,取为 1.2。

为便于比较,由上式类推允许抗滑稳定安全系数 K_c

$$\text{基本组合 } K_c = \frac{\left(\frac{\sum f_1 N}{\gamma_{mlf}} + \frac{\sum C_1 A}{\gamma_{mlc}} \right)}{\sum T} = 1.1 \times 1.0 \times 1.2 = 1.32$$

$$\text{偶然组合 } K_c = \frac{\left(\frac{\sum f_1 N}{\gamma_{mlf}} + \frac{\sum C_1 A}{\gamma_{mlc}} \right)}{\sum T} = 1.1 \times 0.85 \times 1.2 = 1.12$$

垫座抗滑稳定安全系数计算成果见表 2。

表 2 垫座抗滑稳定安全系数计算结果(刚体极限平衡法)

组 合	K_c
基本组合(正常温降)	1.54
偶然组合(校核温升)	1.43
偶然组合(正常温降+排水失效)	1.42

由计算结果可知,正常温降工况下安全系数为 1.54,大于 1.32,正常温降+排水失效和校核温升工况安全系数分别为 1.42 和 1.43,均大于 1.12,满足规范要求,人工垫座可作为人工基础。在坝体应力计算过程中,垫座作为大坝基础考虑,采用的变形模量为 16 GPa。

3 垫座结构调整抗滑稳定计算

在技施阶段河床覆盖层开挖后发现河床深切处宽度大幅减少,岩面线高度稍有抬高,岩石条件较好,经研究决定对垫座开挖方式进行调整,采用顺势开挖,垫座建基面高程 241.0 m,取消垫座上游外伸的 10 m。针对垫座结构形式的调整,分别采用刚体极限平衡法、有限元方法对垫座进行了抗滑稳定及应力计算。

由于河床深切断面宽度减小,垫座上游面水压力减小,垫座水平方向不需布置成楔形结构,只考虑垫座底面及侧面混凝土和岩石的抗剪断力就可以满足垫座的抗滑稳定要求。调整前后的垫座结构平面布置对比见图 2,横剖面对比见图 3,调整后垫座纵剖面见图 4。

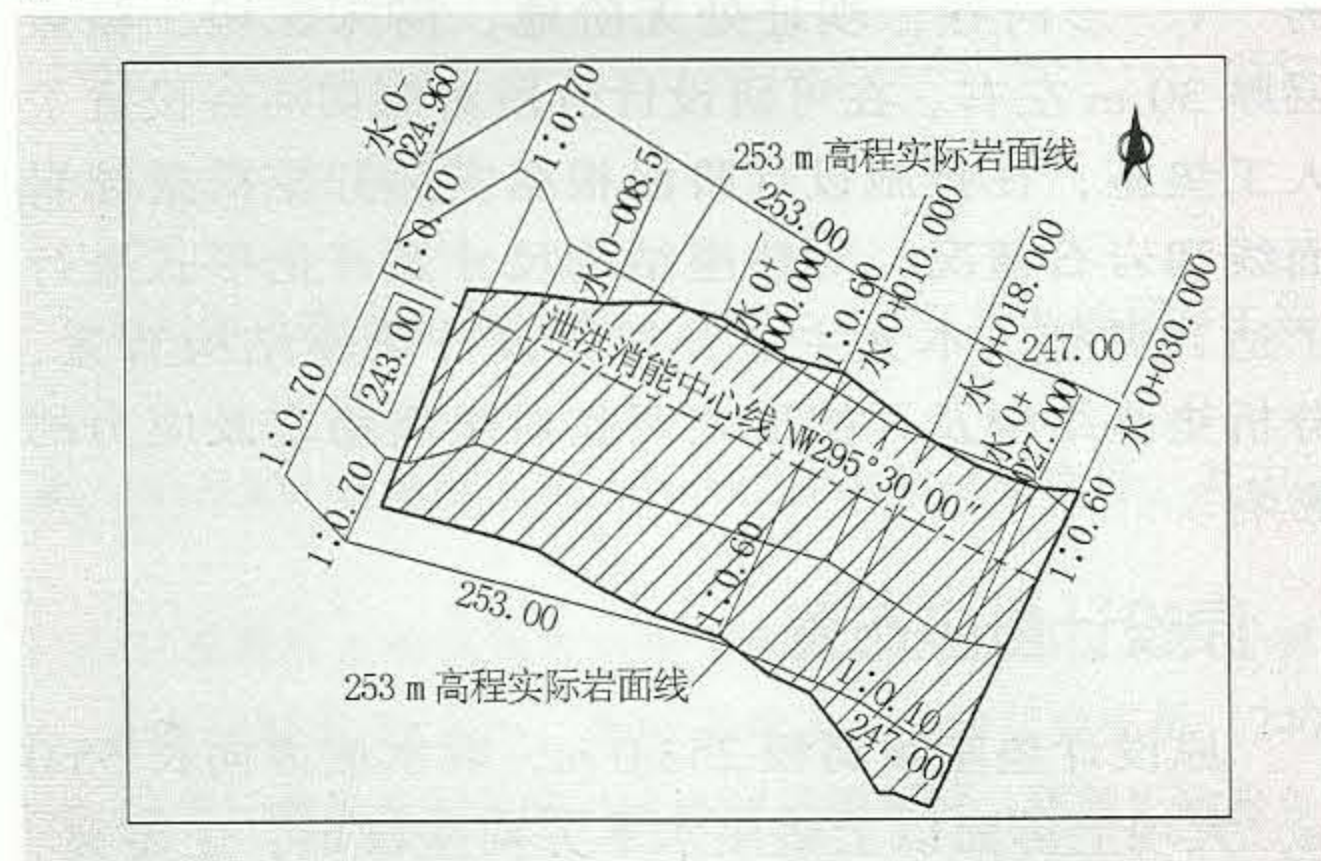


图 2 调整前后垫座平面布置对比(单位:高程 m,其余 mm)

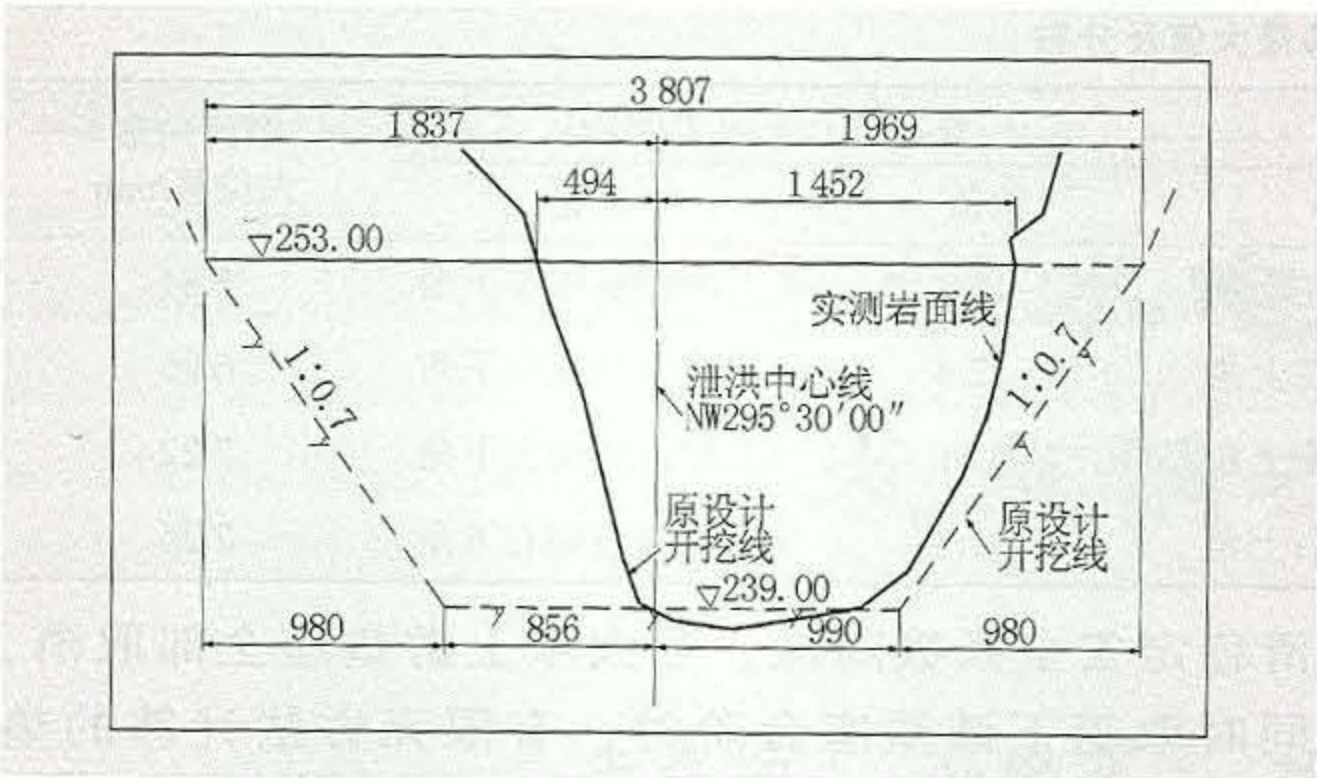


图 3 调整前后垫座横剖面对比 (桩号水 0-008.5, 单位: mm)

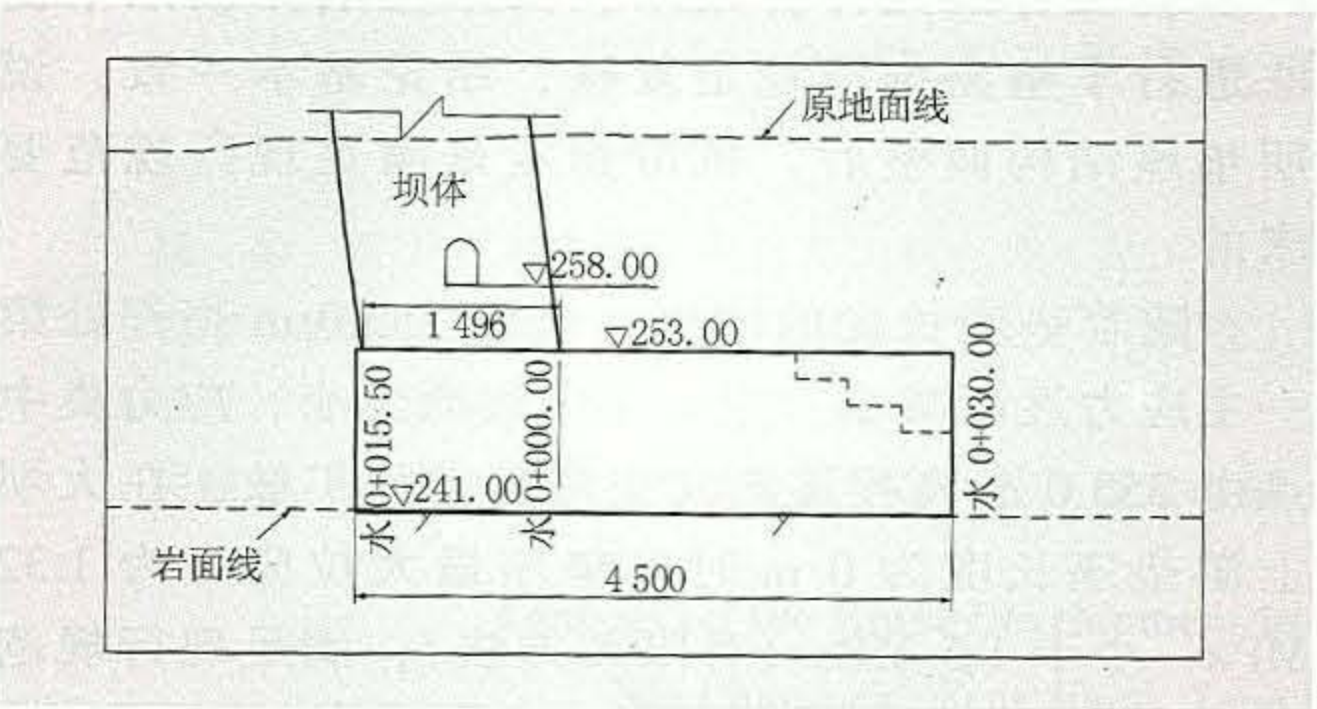


图 4 调整后的垫座纵剖面 (单位: 高程 m, 其余 mm)

在进行垫座结构形式调整过程中, 拟定坝体上游垫座长度分别为 10、5、3、0 m 4 个方案 (垫座下游侧上表面台阶保留), 分别对 4 个方案进行垫座抗滑稳定计算和应力计算。计算参数及荷载与原设计相同。有限元计算出结构调整后 4 个方案垫座抗滑稳定安全系数分别为 5.8、4.66、4.21、3.31。

从计算结果可知, 当上游垫座伸出坝体的距离从 10 m 分别减少为 5、3、0 m 时, 其自身的安全系数越来越小。拱端推力基本不变, 即下滑力不变; 垫座自重减小, 水压力和泥沙压力对垫座的作用力也减小, 同时垫座长度减小, 垫座底滑面减小, 滑动抗力减小, 因此随着垫座伸出坝体长度的减小, 垫座的安全系数逐渐减小, 当上游面没有垫座时, 垫座稳定安全系数为 3.31, 不能满足规范大于 3.5 的要求。

根据计算结果进一步对垫座结构进行调整, 取消垫座下游侧上表面台阶, 增大垫座侧面抗滑力, 进一步调整结构形式后的垫座抗滑稳定安全系数分别为 6.10、4.93、4.47、3.63。当取消垫座下游侧上表面台阶后, 坝体上游垫座长度为 0 m 时, 垫座抗滑稳定安全系数为 3.63, 大于 3.5, 满足现行规范要求。

为了复核垫座抗滑稳定有限元计算成果, 对垫座抗滑稳定同时进行了刚体极限平衡法计算, 计算结果见表 3。刚体极限平衡法计算结果与有限元法

计算结果变化趋势基本一致, 说明随着垫座长度的减小, 垫座抗滑稳定安全系数降低, 垫座长度减小对垫座抗滑稳定不利, 但直到将坝体前的垫座全部取消, 垫座稳定仍满足现行规范要求, 说明垫座结构调整是合适的。

表 3 垫座抗滑稳定刚体极限平衡法计算结果 (取消下游侧台阶)

上游垫座长度/m	10	5	3	0
(安全系数)	1.74	1.41	1.28	1.04

注: 表中安全系数为抗力函数作用值/作用力函数值。

4 垫座结构调整后垫座应力及位移计算

拱坝垫座作为坝体人工基础, 在满足垫座抗滑稳定的前提下, 需进一步研究垫座自身应力以及由于垫座结构调整对坝体应力及变形的影响。采用有限元方法建立数学模型, 模型坐标系取为: x 轴取为坝轴向, 向左岸为正; y 轴取为顺河向, 向上游为正; z 轴取为竖直向, 向上为正。模型分析中采用六面体八节点等参单元, 共计 34 869 个节点, 28 930 个单元。整体有限元模型见图 5。

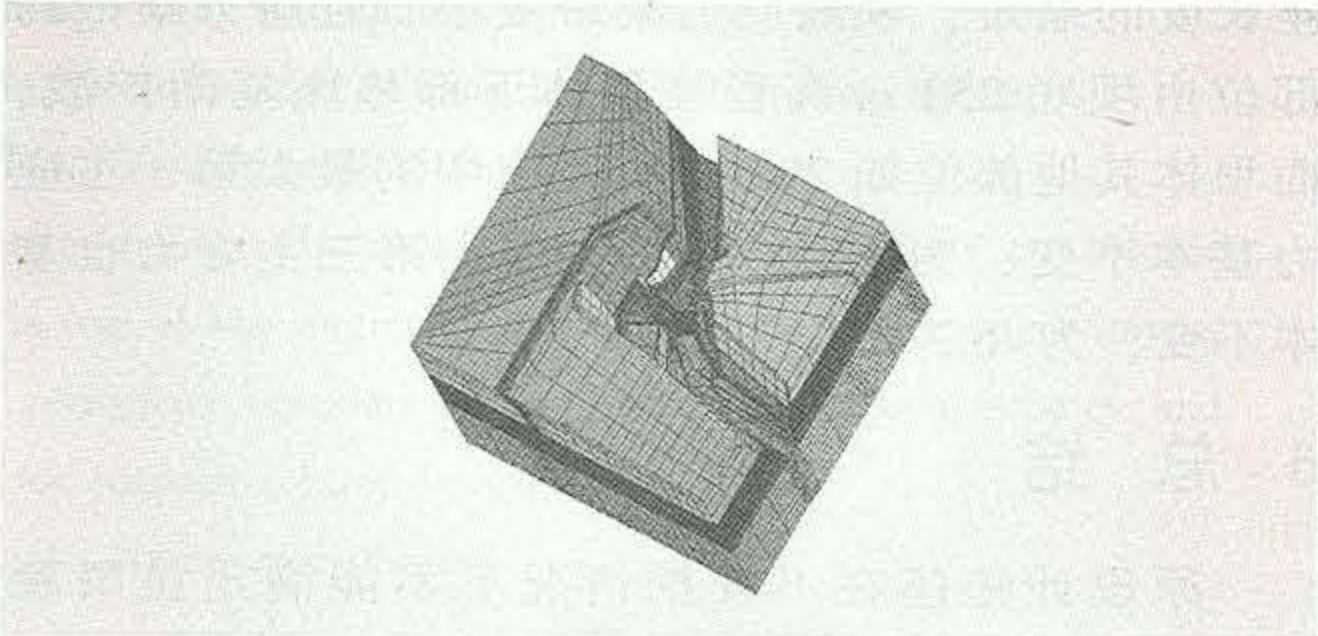


图 5 整体有限元模型示意

结构调整后垫座最大应力和最大位移计算结果见表 4。从计算结果可以看出, 在正常水位温降工况 (控制工况) 下, 上游垫座从 10 m 缩短到 0 m, 最大第一主应力逐渐增大, 在上游垫座长度为 0 m 时, 最大第一主应力为 4.982 MPa。由于该点位于坝体与垫座交界处, 属于应力集中点, 所以需进行等效应力计算, 经计算得到该点的等效第一主应力为 1.32 MPa, 满足规范中有限元等效应力法在基本荷载组合下不大于 1.5 MPa 的要求; 最大第三主应力是逐渐减小的, 其出现位置都是在上游面垫座的左侧与河谷底面接触处, 垫座应力满足规范要求。从位移上可以看出, 随着垫座的不断缩短, 垫座的最大顺河向位移逐渐增大, 说明随着垫座的缩短, 垫座变形逐渐增大, 对垫座稳定不利。

5 垫座结构调整后对坝体应力及位移的影响

4 个方案下坝体不同位置的应力最大值见表 5。

表4 垫座应力和位移最大值及分布

方案	上游垫座长度/m	最大第一主应力/MPa		最大第三主应力/MPa		顺河向最大位移/mm
		数值	位置	数值	位置	
1	10	4.336	上游面垫座左上角	-13.9	上游面垫座左下角	5.84
2	5	6.898	上游面垫座左上角	-12.4	上游面垫座左下角	6.96
3	3	7.540	上游面垫座左上角	-12.1	上游面垫座左下角	7.22
4	0	4.982	上游面垫座右上角	-11.7	下游面垫座右下角	7.25

表5 坝体不同位置上的应力最大值

方案	上游垫座长度/m	最大第一主应力/MPa		最大第三主应力/MPa	
		253 m 高程坝底	295 m 高程坝中	253 m 高程坝底	295 m 高程坝中
1	10	3.914	-1.298	-2.895	-6.177
2	5	1.292	-1.297	-3.350	-6.202
3	3	-0.232	-1.297	-3.902	-6.228
4	0	-0.983	-1.298	-3.978	-6.272

从计算结果可以看出,随着垫座上流面长度的缩短,坝体的应力发生变化,垫座从10 m减短到0 m时,253.0 m高程坝底的最大第一主应力逐渐减小,坝底最大第三主应力逐渐增大。由此可以看出,随着垫座长度的缩短,坝底应力集中变小,且应力集中的部位由坝底253 m高程往坝体下部垫座基础扩散,而坝体其他部位如295 m高程坝中的最大第一主应力基本不变,为-1.297 MPa,最大第三主应力也基本不变,为-6.2 MPa。

6 总结

原设计垫座在不开挖情况下不能满足抗滑稳定要求,将垫座布置成楔形以后依靠垫座混凝土及混凝土与岩石接触面抗剪断力提供抗滑稳定抗力,垫座方能满足抗滑稳定要求。在技施设计阶段开挖揭露的深切河槽宽度大幅减小,岩石性状较好,根据实际地质、地形及施工条件,对大坝垫座结构形式进行了调整。通过有限元数学模型计算分析可知,随着垫座长度的缩短,垫座的抗

滑稳定安全系数降低,当大坝上游垫座全部取消,同时取消下游垫座台阶时,有限元方法计算的垫座抗滑稳定安全系数满足现行规范要求。为了进一步验证有限元计算结果,又采用刚体极限平衡法进行了垫座抗滑稳定复核,结论基本一致,说明垫座结构调整后,抗滑稳定是满足现行规范要求的。

随着垫座长度的缩短,垫座253.0 m高程处第一主应力逐渐减小,应力集中逐渐变小,应力集中点由253.0 m高程逐渐向垫座基础面扩散,在大坝上游垫座长度为0 m时,垫座最大拉应力为1.32 MPa,小于1.5 MPa(有限元方法),满足现行规范要求。

垫座结构形式调整后,对295.0 m高程以下坝体应力有一定影响,大坝底部的最大第一主应力逐渐减小,坝底的最大第三主应力逐渐增大,应力集中幅度变小,且应力集中的部位由原先的坝底253 m高程往坝体下部垫座基础扩散,坝体295.0 m高程以上应力不变。

综上所述,根据实际地质、地形、现场施工条件,对垫座结构形式进行调整后,垫座抗滑稳定安全系数及垫座自身应力满足现行规范要求,垫座结构形式的调整对坝体低高程应力有一定改善,对295.0 m高程以上坝体应力基本没有影响。

(责任编辑 常青)

四川大渡河硬梁包水电站防震抗震研究设计专题报告通过审查会

2010年12月14日、15日,水电水利规划设计总院在成都主持召开了四川大渡河硬梁包水电站防震抗震研究设计专题报告审查会议。会议听取了成都勘测设计研究院关于报告主要设计成果的汇报,并分专业进行了认真地讨论和审议。审查认为,报告的内容和深度基本满足水电工程防震抗震研究设计专题报告编制暂行规定的要求,基本同意报告的主要结论。

硬梁包水电站位于四川省泸定县境内,电站正常蓄水位1246 m,装机容量120万kW,由首部枢纽建筑物及左岸引水发电建筑物组成,最大闸高约38 m。汶川地震后,根据有关要求,需对硬梁包水电站工程进行防震抗震专题研究及复核论证,并进行专题审查。受华能四川水电开发有限公司的委托,在前期大量勘测设计研究工作的基础上,成都勘测设计研究院联合国内多家科研单位开展了硬梁包水电站防震抗震设计专题研究,于2010年12月编制完成了《四川省大渡河硬梁包水电站

(杜小凯)

表4 垫座应力和位移最大值及分布

方案	上游垫座长度/m	最大第一主应力/MPa		最大第三主应力/MPa		顺河向最大位移/mm
		数值	位置	数值	位置	
1	10	4.336	上游面垫座左上角	-13.9	上游面垫座左下角	5.84
2	5	6.898	上游面垫座左上角	-12.4	上游面垫座左下角	6.96
3	3	7.540	上游面垫座左上角	-12.1	上游面垫座左下角	7.22
4	0	4.982	上游面垫座右上角	-11.7	下游面垫座右下角	7.25

表5 坝体不同位置上的应力最大值

方案	上游垫座长度/m	最大第一主应力/MPa		最大第三主应力/MPa	
		253 m 高程坝底	295 m 高程坝中	253 m 高程坝底	295 m 高程坝中
1	10	3.914	-1.298	-2.895	-6.177
2	5	1.292	-1.297	-3.350	-6.202
3	3	-0.232	-1.297	-3.902	-6.228
4	0	-0.983	-1.298	-3.978	-6.272

从计算结果可以看出,随着垫座上流面长度的缩短,坝体的应力发生变化,垫座从10 m减短到0 m时,253.0 m高程坝底的最大第一主应力逐渐减小,坝底最大第三主应力逐渐增大。由此可以看出,随着垫座长度的缩短,坝底应力集中变小,且应力集中的部位由坝底253 m高程往坝体下部垫座基础扩散,而坝体其他部位如295 m高程坝中的最大第一主应力基本不变,为-1.297 MPa,最大第三主应力也基本不变,为-6.2 MPa。

6 总结

原设计垫座在不开挖情况下不能满足抗滑稳定要求,将垫座布置成楔形以后依靠垫座混凝土及混凝土与岩石接触面抗剪力提供抗滑稳定抗力,垫座方能满足抗滑稳定要求。在技施设计阶段开挖揭露的深切河槽宽度大幅减小,岩石性状较好,根据实际地质、地形及施工条件,对大坝垫座结构形式进行了调整。通过有限元数学模型计算分析可知,随着垫座长度的缩短,垫座的抗

滑稳定安全系数降低,当大坝上游垫座全部取消,同时取消下游垫座台阶时,有限元方法计算的垫座抗滑稳定安全系数满足现行规范要求。为了进一步验证有限元计算结果,又采用刚体极限平衡法进行了垫座抗滑稳定复核,结论基本一致,说明垫座结构调整后,抗滑稳定是满足现行规范要求的。

随着垫座长度的缩短,垫座253.0 m高程处第一主应力逐渐减小,应力集中逐渐变小,应力集中点由253.0 m高程逐渐向垫座基础面扩散,在大坝上游垫座长度为0 m时,垫座最大拉应力为1.32 MPa,小于1.5 MPa(有限元方法),满足现行规范要求。

垫座结构形式调整后,对295.0 m高程以下坝体应力有一定影响,大坝底部的最大第一主应力逐渐减小,坝底的最大第三主应力逐渐增大,应力集中幅度变小,且应力集中的部位由原先的坝底253 m高程往坝体下部垫座基础扩散,坝体295.0 m高程以上应力不变。

综上所述,根据实际地质、地形、现场施工条件,对垫座结构形式进行调整后,垫座抗滑稳定安全系数及垫座自身应力满足现行规范要求,垫座结构形式的调整对坝体低高程应力有一定改善,对295.0 m高程以上坝体应力基本没有影响。

(责任编辑 常青)

四川大渡河硬梁包水电站防震抗震研究设计专题报告通过审查会

2010年12月14日、15日,水电水利规划设计总院在成都主持召开了四川大渡河硬梁包水电站防震抗震研究设计专题报告审查会议。会议听取了成都勘测设计研究院关于报告主要设计成果的汇报,并分专业进行了认真地讨论和审议。审查认为,报告的内容和深度基本满足水电工程防震抗震研究设计专题报告编制暂行规定的要求,基本同意报告的主要结论。

硬梁包水电站位于四川省泸定县境内,电站正常蓄水位1246 m,装机容量120万kW,由首部枢纽建筑物及左岸引水发电建筑物组成,最大闸高约38 m。汶川地震后,根据有关要求,需对硬梁包水电站工程进行防震抗震专题研究及复核论证,并进行专题审查。受华能四川水电开发有限公司的委托,在前期大量勘测设计研究工作的基础上,成都勘测设计研究院联合国内多家科研单位开展了硬梁包水电站防震抗震设计专题研究,于2010年12月编制完成了《四川省大渡河硬梁包水电站