

# 黑龙滩水库大坝渗流监测资料分析

李德荣<sup>1</sup>, 张仕申<sup>1</sup>, 邵乃辰<sup>2</sup>, 张晓琳<sup>2</sup>

(1. 黑龙滩水库管理站, 四川 仁寿 612560; 2 国家电力公司成都勘测设计研究院, 四川 成都 610072)

摘要: 对黑龙滩水库大坝的渗流渗压监测资料进行了分析讨论, 包括坝基渗压水位, 绕坝渗流水位以及坝体和坝基的渗漏等。

关键词: 渗流; 渗压; 绕坝渗流; 渗流量

中图分类号: TV 698

文献标识码: B

文章编号: 1001-2184(2000)增-0076-04

## 1 前言

黑龙滩水库位于四川省仁寿县境内的岷江支流  
岷江河上游, 以灌溉为主。水库总容量 3.6 亿 m<sup>3</sup>, 灌  
溉面积 8.07 hm<sup>2</sup>。黑龙滩大坝是略带弧形的浆砌条  
石重力坝, 最大坝高 53 m, 坝底宽 67.4 m, 坝顶宽  
6.6 m, 坝顶弧长 271 m。

大坝修建在白垩纪嘉定统砂岩地层上, 坝基上  
有 16 条软弱带, 软弱带一般沿层面裂隙分布, 表现  
为宽窄不均、交错层理极发育、结构疏松、云母片密  
集、强度低、局部有夹泥。软弱带厚度一般为 10~50  
cm, 个别达 150 cm, 其中 11 号软弱带位于坝基下 7  
~10 m, 遍及整个坝基, 所以坝址区水文地质条件  
比较复杂。

大坝于 1970 年 10 月开工, 1972 年 1 月竣工,  
1973 年库水位升高到高程 480.01 m 后, 在廊道内  
测得总渗漏量达 200 m<sup>3</sup>/d, 并先后在廊道内、坝体  
上发现裂缝 13 条, 在坝基排水孔四周结积大量白色  
析出物, 个别测压管的基础扬压力超过设计允许值。  
为确保安全, 1974 年 4 月开始加固大坝, 安砌条石  
9.83 万 m<sup>3</sup>, 建成目前的黑龙滩大坝。

由于大坝施工时坝基开挖未达到设计要求, 建  
基面处于风化软弱层上, 所以加固后坝基渗漏仍很  
严重, 抗滑稳定性差。1992 年列为全国重点病险工  
程。从 1994 年 2 月开始, 对大坝实施补强整治, 补钻  
地质孔, 坝基已补强灌浆两排帷幕(设计三排), 同时  
在上游坝面增加防渗面板, 已作 473.9 m 到 486 m  
高程防渗面板, 重新钻设测压管和基础排水孔等。到  
1996 年 6 月大坝整治告一段落。观测表明, 整治的  
效果明显, 坝基渗流量下降 40%, 廊道内砌体和坝  
坡渗漏明显减少, 坝基扬压力也有减少。

黑龙滩大坝的监测设施主要有变形和渗流渗压  
监测。笔者主要对大坝整治后的渗流渗压实测资料

进行整理分析。

## 2 监测布置

大坝安全监测有变形、渗流渗压和水文气象等  
项目。

变形监测布置在整治前后没有改变, 主要有视  
准线和正、倒垂线。1995 年曾对 1984 年后的监测资  
料进行过系统的整理分析, 这几年无明显异常, 本文  
暂不分析。渗流渗压监测项目有坝基扬压力、坝基渗  
流量及温度、廊道总排水量。在大坝灌浆补强整治  
过程中, 有些测压管被堵塞, 因此整治后重新钻孔,  
并增加了一些监测点。见图 1。

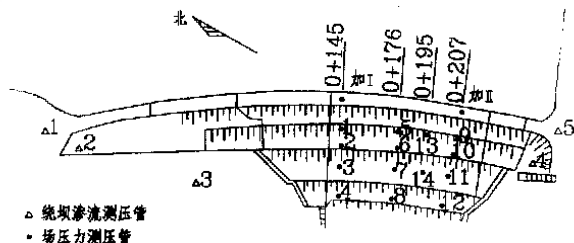


图 1 黑龙滩大坝渗流渗压监测布置图

### (1) 测压管。

坝基帷幕补强灌浆后封堵了原桩号 0+150 m、  
0+205 m 两排测压管, 因此在 0+145 m, 0+176  
m, 0+191.5 m 和 0+207 m 四个断面重新设置测  
压管, 具体布置及其目的见表 1。

表 1 测压管布置位置表

断面 /m	编号 (从上游到下游)	观测目的	备注
0+145	加 I, 1, 2, 3, 4	430~433.7 m 坝基扬压力	加 I 开口点在廊道里
0+176	5, 6, 7, 8	425 m 坝基扬压力	
0+191.5	13, 14	433.5~436 m 坝体扬压力	
0+207	加 II, 9, 10, 11, 12	430~433.7 m 坝基扬压力	加 II 开口点在廊道里

### (2) 基础排水孔。

坝基帷幕补强灌浆时, 封堵了原有的排水孔, 灌

浆后在廊道内 0+ 081~ 0+ 225 m 钻设 1~ 25 号排水孔, 孔间相距 6 m。

在桩号 0+ 171. 5 m 处安装三角量水堰, 可量测廊道总渗流量及其温度。

根据实测资料, 1996~ 1998 年库水位和坝区空气温度过程线见图 2。

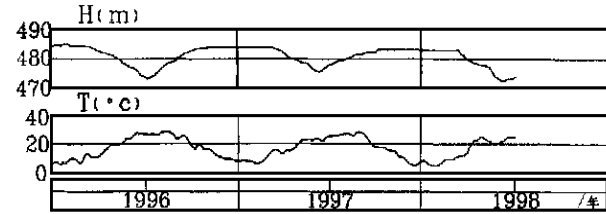


图 2 库水位和坝区空气温度过程线图

### 3 坝基渗压监测资料分析

#### 3.1 实测过程线

坝体内有 3 个断面观测坝基渗透水压, 其中 0+ 176 m 断面没有防渗帷幕后渗压观测点, 所以本节重点分析 0+ 145 m 和 0+ 207 m 两个断面。图 3 是这两个断面的实测坝基渗压水位过程线。

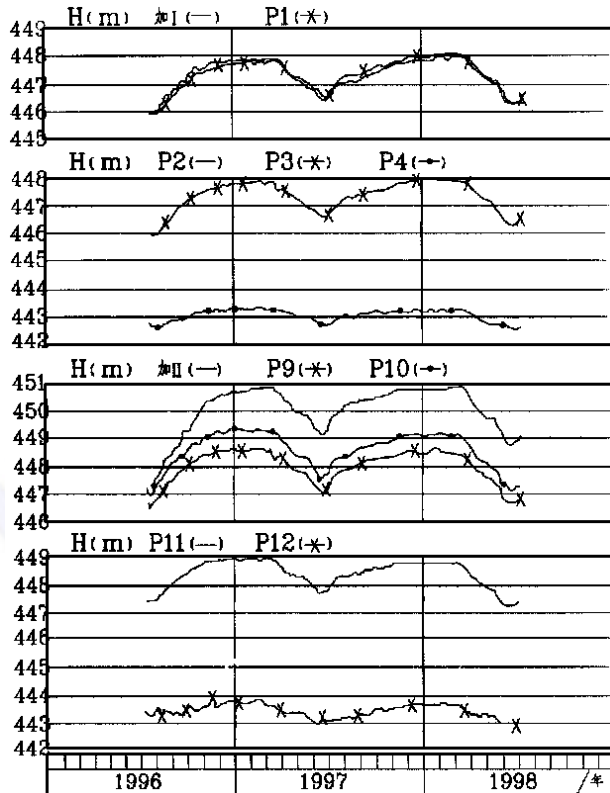


图 3 实测坝基渗压水位过程线图

从图 3 可以看出, 坝基渗压水位与库水位密切相关, 渗压水位随库水位升降而上下, 略有滞后。

#### 3.2 渗压系数

根据 1996 年 6 月~ 1998 年 6 月实测坝基渗压水位, 用下式计算渗压系数:

$$\alpha = \frac{\text{实测渗压水位} - 441.5}{\text{库水位} - 441.5}$$

表 2 中列出了有关渗压系数的资料并与设计值比较。图 4 显示平均渗压系数沿坝基的分布。

表 2 坝基渗压系数统计表

桩号/m	测点	渗压系数				
		加 I	1	2	3	4
0+ 145	最大	0.161	0.160	0.158	0.158	0.040
	最小	0.136	0.136	0.137	0.130	0.032
	平均	0.155	0.154	0.148	0.147	0.038
桩号/m	测点	渗压系数				
		5	6	7	8	
0+ 176	最大	0.191	0.167	0.148	0.046	
	最小	0.176	0.152	0.126	0.034	
	平均	0.186	0.162	0.140	0.040	
桩号/m	测点	渗压系数				
		9	10	11	12	
0+ 207	最大	0.240	0.174	0.187	0.191	0.053
	最小	0.174	0.157	0.174	0.172	0.043
	平均	0.225	0.170	0.181	0.186	0.047
设计值		0.50	0.25	0.192	0.132	0.023

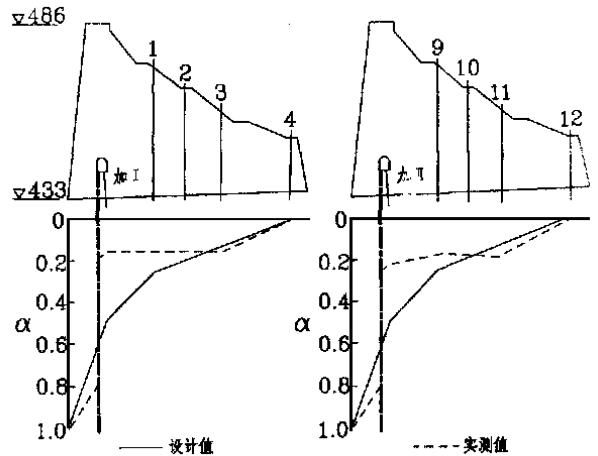


图 4 坝基渗压系数分布图

从表 2 和图 4 分析, 可得出以下结论:

(1) 坝基渗压系数普遍低于设计值, 实测渗压受荷面积约为设计受荷面积的 80%。

(2) 坝基渗压监测断面下游侧 3 号、4 号、8 号、11 号、12 号测压管的实测渗压系数大于设计值。但这些部位的渗压水位本来就较低, 即使在高库水位 (484 m) 情况下, 实测水位比设计水位高出不到 1.5 m, 不会对坝体稳定产生有意义的影响。

(3) 从加 I、加 II 测压管的实测数据可以看到, 在防渗帷幕和排水管后, 坝基渗压水位下降很快, 渗压系数分别低于 0.16 和 0.24, 表明防渗帷幕和排水管起到了防渗降压的作用, 效果显著。

(4) 防渗帷幕内的渗透系数只有基岩的 1/20~ 1/10, 所以坝基渗压水头主要降落在帷幕上, 帷幕前后水压分布不可能是直线, 而是一条折线, 如图 4 所示。因此, 在帷幕前后实测渗压水位分布与设计分布有很大的差别。

### 3.3 坝基渗压水位的统计分析

#### 3.3.1 统计分析的目的

坝基统计分析目的有两个:

一是分析渗压水位和渗流量与外界环境因素的关系,从而了解在外界各种因素作用下坝体和坝基的工作状态。二是建立渗压观测值与原因量之间的统计关系,探索其变化规律,从而在坝体发生异常时及时发出信息,供运行人员分析判断。

#### 3.3.2 统计模型

##### (1) 库水位分量

根据渗流理论分析,坝基渗流渗压主要与库水位变化有关,考虑帷幕和基岩的抗渗作用,实测物理量与库水位有滞后现象。因此模型的库水位分量为:

$$Y_H = b_{i+1} H_{30i} \quad (i = 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6)$$

式中  $H$  为库水位,  $H$  的下标值为超前的天数(0, 30, 60, 90, 120, 150, 180 d);  $b$  为统计系数。

##### (2) 时效分量

表征坝体和基础产生不可逆变化因素,本模型采用直线型时效因子  $\tau$ , 时效分量为:

$$Y_D = b\tau$$

##### (3) 统计模型: $Y = b_0 + Y_H + Y_D$

式中  $b_0$  为统计常数。

全部共 8 个因子,采用逐步回归法计算。

#### 3.3.3 统计计算成果

将 0+145 m 断面 1996 年 7 月至 1998 年 6 月的实测坝基渗压水位进行统计计算。表 3 中列出了计算成果。对统计成果进行显著性检验,均为高度显著,复相关系数均在 0.98 以上,表明统计效果很好。

表 3 渗压水位统计分析成果表

断面桩号 /m	测点	统计方程	复相关系数	剩余标准差 / $\times 10^{-2} \cdot m$
0+145	加 I	$362.98 + 0.1627H + 1.2040 \times 10^{-2}H_{90} + 6.9818 \times 10^{-4}\tau$	0.9887	9.2631
	1	$360.61 + 0.1574H + 1.8298 \times 10^{-2}H_{60} - 1.0335H_{90} + 1.3847 \times 10^{-2}H_{120} + 1.1169 \times 10^{-3}\tau$	0.9971	4.9059
	2	$366.64 + 0.1499H + 1.2908 \times 10^{-2}H_{60} + 4.0469 \times 10^{-3}H_{120} + 9.4904 \times 10^{-4}\tau$	0.9953	5.8400
	3	$366.67 + 0.1470H + 1.2093 \times 10^{-2}H_{60} + 7.6085 \times 10^{-3}H_{120} + 9.1522 \times 10^{-4}\tau$	0.9967	4.7387
	4	$413.68 + 4.9074 \times 10^{-2}H + 1.1714 \times 10^{-2}H_{30} + 1.8989 \times 10^{-4}\tau$	0.9811	4.3699

注:  $H_{30}$  为 30 d 前的库水位, 余类推。时间  $\tau$  以天计, 从 1996 年 1 月 1 日起算。

## 4 绕坝渗流

### 4.1 实测过程线

图 5 为大坝左、右岸 5 个绕坝渗压孔的实测水位过程线, 其中 1、2、3 孔在左岸, 4、5 孔在右岸。从图 5 中可以看到, 两年来绕坝渗流水位没有明显变化, 坝肩是稳定的。

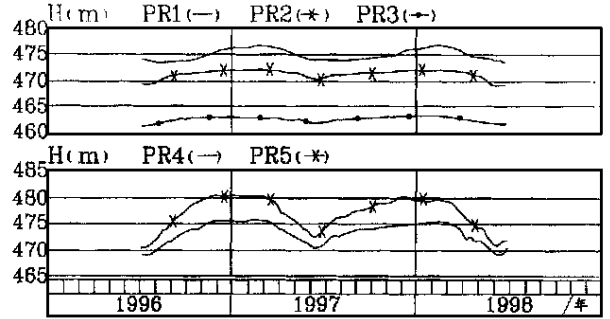


图 5 实测绕坝渗流水位过程线图

### 4.2 统计分析

用坝基渗压统计计算同样的方法对绕坝渗流水位进行统计计算, 其成果见表 4。从统计方程可以看出, 绕坝水位主要取决于当时水位和 30 d 前的水位。复相关系数均在 0.97 以上, 统计关系很好。

表 4 绕坝渗流水位统计分析成果表

断面位置	测点	统计方程	复相关系数	剩余标准差 / $\times 10^{-2} \cdot m$
左岸	1	$236.65 + 0.1161H + 0.1709H_{30} + 0.1370H_{90} + 7.2961 \times 10^{-2}H_{120} - 1.1399 \times 10^{-3}\tau$	0.9775	0.298
	2	$279.06 + 0.2790H + 4.1369 \times 10^{-2}H_{30} + 4.8165 \times 10^{-2}H_{60} + 0.0457H_{120} + 3.6159 \times 10^{-2}H_{180} - 4.7363 \times 10^{-4}\tau$	0.9861	0.1514
	3	$391.74 + 0.1172H + 2.0576 \times 10^{-2}H_{30} + 9.3121 \times 10^{-3}H_{180}$	0.9802	0.0917
右岸	4	$162.09 + 0.5085H + 8.5272 \times 10^{-2}H_{30} + 5.3541 \times 10^{-2}H_{90} + 2.6090 \times 10^{-4}\tau$	0.9911	0.1815
	5	$79.53 + 0.7320H + 0.1115H_{30} + 2.5306 \times 10^{-2}H_{90} + 4.153 \times 10^{-2}H_{180} + 1.7133 \times 10^{-4}\tau$	0.9984	0.1713

## 5 渗流量

### 5.1 各坝段渗流量

大坝基础廊道内, 每个坝段都有一个排水孔, 可以分别测量其渗流量。在图 6 上画出了高水位(484.02 m)和低水位(475.22 m)时的渗流量沿坝轴线分布图, 图 6 还画出了大坝整治前 1981 年 11 月 27 日高水位时的渗流量分布, 以兹比较。

(1) 各坝段渗流量分布不均, 右河床坝段 18~25 孔坝段渗流量很小, 其中 18、19 和 21 孔坝段一直为零。左河床坝段渗流量较大, 主要在 1~5 孔坝

段,最大渗流发生在13、14、15和16孔坝段,特别是14孔坝段的渗流量最大,即使在低水位时也有15 L/min,形成沿坝轴线渗漏的“漏斗”。

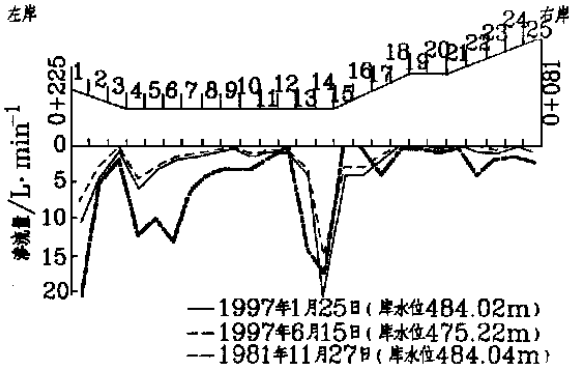


图6 沿坝轴线渗流量分布图

(2)对照大坝整治前的渗流量分布,可以看出,整治前最大渗流量发生在1号孔坝段,2~8孔坝段的渗流量都很大,整治后得到遏止。但补强的防渗帷幕对13~15孔坝段没有作用,渗流量仍很大。这几个坝段应作为监测的重点。

### 5.2 总渗流量

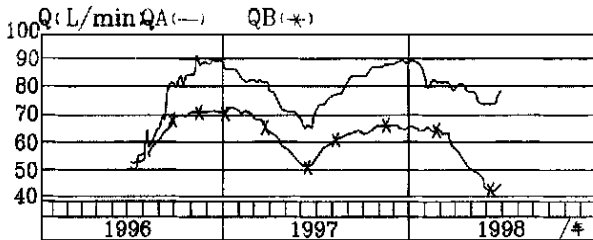


图7 实测总渗流量过程线图

总渗流量有两项:一项是坝基总渗流量(QB),另一项是总渗流量(QA),它除包括QB外,还含坝体和其他渗水。图7为这两项渗流量的实测过程线。

从图7可看到,渗流量与库水位密切相关,即高

水位时渗流量偏大,而且坝基渗流量随时间呈下降趋势。对坝基渗流量作统计计算,建立统计方程:

$$QB = - 727.27 + 1.72H + 0.2429H_{90} - 0.2371H_{150} + 0.1756H_{180} - 9.3036 \times 10^{-3}T$$

复相关系数  $R = 0.9956$ , 剩余标准差  $S = 0.7319$  L/min。

渗流量与库水位统计关系很好,渗流量比库水位略有滞后。时间因子的回归系数为负值,表明随时间渗水量在下降。

### 6 结语

(1)黑龙滩大坝在采取基础补强灌浆和上游坝面加防渗板等整治措施后,坝基和坝体的渗流情况大有改善,有利于坝体稳定。

(2)整治后坝基渗压荷载小于设计值。

(3)整治后坝基和坝体的总渗漏水下降,特别是1~5号孔坝段尤为明显,但第13~15号孔坝段没有明显减少,并形成了沿坝轴线坝基渗漏的“漏斗”,同时13~17号孔坝段和2、4、5号孔坝段地面仍有基础排水析出的黑色沉淀,是监测的重点部位。

(4)由于补强灌浆主要在坝基进行,所以对照整治前测值,左右岸绕坝渗流水位没有明显变化。

#### 作者简介:

李德荣(1943年-),男,四川双流人,黑龙滩水库管理站站长,高级工程师,从事水库工程管理工作;

张仕申(1953年-),男,四川仁寿人,黑龙滩水库管理站工程师,从事水库工程管理和病害整治工作;

邵乃辰(1937年-),男,浙江嘉善人,国家电力公司成都勘测设计研究院研究所高级工程师,从事大坝安全监测工作;

张晓琳(1945年-),女,四川乐山人,国家电力公司成都勘测设计研究院研究所工程师,从事大坝安全监测

(上接第66页)

的抗磨措施后,最后决策不建也不预留常规沉沙池,都是正确的决策,节省电站总投资的4%及年费用支出少563万元,效益显著,已成为引水式电站类似问题决策的良好先例。

#### (4)进一步研究改进意见:

备用转轮,不宜按原转轮图纸制造,可在国内有实力的3~4家工厂中,招标采购。

改用更好的耐磨耐蚀材料。转轮叶片及下环,应用16-5不锈钢钢板制造,抗磨板环及压盖亦采用16-5不锈钢板,成品表面硬度达HB320以上。

导叶及转轮等宜研究采用等离子渗氮处理(表面硬度HV900),磨损量可进一步降低,寿命成倍提高,而处理费不大,是合适的。

研制与16-5不锈钢配套的表面堆焊耐磨焊条。

在电厂考察及收集资料时,得到四川华能太平驿电厂总

工程师唐俊贤及厂长助理程洪先生的热情支持,在此笔者表示衷心感谢。

#### 参考文献:

[1] 李国梁 设置沉沙池必要性论证的关键问题[J]. 水电站设计, 1995 (4).

[2] 李国梁 太平驿水电站不设常规沉沙池的分析[J]. 水电站设计, 1995 (3).

#### 作者简介:

段凌剑(1956年-),男,陕西礼泉人,四川南桤河水电开发公司总经理,高级工程师,曾任太平驿建设管理局副局长及首任厂长,从事机电工程及电站运行工作;

李国梁(1935年-),男,湖南永州人,四川南桤河水电开发公司顾问,教授级高工,曾任水电部成都勘测设计研究院副总工程师,分管该电站机电设计监理工作