

某黏土心墙砂砾石坝安全监测及工程性状分析

Analysis of engineering behavior of a dam with clay core

霍家平¹, 陈生水¹, 石 泉², 杜进新²

(1. 南京水利科学研究院, 江苏 南京 210024; 2. 新疆额河建管局, 新疆 乌鲁木齐 830000)

摘要: 介绍了某黏土心墙砂砾石坝的安全监测成果。由于主坝左坝肩边坡陡峭, 是该工程的重点薄弱部位, 特采用 TS 型位移计和 GKD 型孔隙水压力计观测防渗心墙与岸坡混凝土接触部位的变形和渗流状态。监测成果表明, 尽管该大坝的边坡满足规范要求, 但仍在左坝肩心墙与混凝土垫层接触面出现了较大的变形和渗流异常, 因此, 认为在进行心墙坝的岸坡坡度设计时, 除了应满足规范要求外, 确定什么样的边坡可以防止因防渗心墙的不均匀沉降而致产生裂缝应作专门研究, 应加强心墙重点部位的渗流观测, 在进行黏土心墙坝的有限元计算时, 对施工期和蓄水期应分别选用非饱和及饱和两套土性指标。

关键词: 黏土心墙砂砾石坝; 安全监测; 工程性状; 分析

中图分类号: TV 641

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2003)05-0578-04

作者简介: 霍家平(1963-), 男, 重庆人, 高级工程师, 主要从事岩土工程和大坝监测技术研究。

HUO Jiaoping¹, CHEN Shengshui¹, SHI Quan², DU Jinxin²

(1. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 2. Xinjiang Ehe Construction and Management Bureau, Wulumuqi 830000, China)

Abstract: Safety monitoring results of a dam with clay core are presented. As the left abutment of the major dam is very steep, the TS-type displacement transducers and GKD-type pore water pressure transducers are installed to monitor the displacement and seepage of the joint part of clay core and the abutment. The results show that although the stability of the slope of the dam satisfies the criterion, significant displacement and seepage occur at the interface between left abutment and clay core. Therefore, in designing the bank slope of the dam, special attention must be paid to prevent the displacement and the crack resulted. Seepage at key parts in the dam should be observed. Moreover, in numerical analysis of the dam by finite element method, two set of material constants should be chosen to signify the saturated and unsaturated situations corresponding to construction period and water storage period.

Key words: dam with clay core; safety monitoring; engineering behavior; analysis

1 工程概况*

某黏土心墙砂砾石坝主坝设计最大坝高 70.6 m, 坝顶长约 320.0 m; 左副坝最大坝高约 22.0 m, 坝顶长 840.0 m; 右副坝最大坝高 39.0 m, 坝顶长 740.0 m。大坝坝顶高程 650.0 m, 心墙顶高程 648.40 m, 水库正常蓄水位 645.0 m, 设计洪水位 645.4 m, 校核洪水位 647.8 m, 总库容 2.82 亿 m³。大坝在建设过程中, 根据工程的实际情况, 进行了大坝变形、渗流和应力观测。大坝自 1998 年 6 月开始填筑, 1999 年 10 月填筑到坝顶, 2000 年 5 月 22 日开始下闸蓄水, 最高库水位已达正常蓄水位 645.0 m, 水库蓄水运行了近 3 年, 取得了丰富的监测成果, 为评价工程安全提供了依据。

2 主要工程问题

本工程在建设过程中主要遇到下列问题并采取了相应工程措施。

(1) 坝基岩石风化严重, 在大坝建基面上揭露出多条断层和裂隙, 特别是有 F1 活断层从右副坝坝基穿过。坝体填筑前, 对规模较大的断层以及节理密集带, 采用深挖并浇筑混凝土塞的方法处理; 对于主河床断

层漏水点, 采用先导渗后浇筑混凝土塞的方法处理。同时, 在坝基设置了 3 排帷幕灌浆, 心墙基础范围内进行全面固结灌浆, 并在断层带适当加强, 以期解决坝基渗漏问题。

(2) 用于填筑防渗心墙的 I 号和 VI 号料场土料最优含水率和最大干密度很不均匀, 其天然含水率在不同季节相差较大。按自由膨胀率与塑性图标准衡量, 两个料场均属高塑性黏土, 且 VI 号料场土料属高膨胀性土。压缩试验表明, 两个料场的土料在非饱和状态下压缩性不大, 但浸水饱和后压缩性较大。鉴于此, 工程设计单位曾建议在黏土中掺入一定量的砾石, 考虑到黏土掺砾石的施工难度较大且质量难以保证, 经论证, 决定将心墙分区填筑, 主坝心墙的下部采用压缩性较小的 I 号料场 B 区的土料, 并控制压实度不小于 99%, 主坝心墙上部和副坝心墙采用料场的其他土料, 控制压实度不小于 98%^[1]。

(3) 主、副坝高差较大, 特别是主坝左坝肩的坡度较陡。研究表明该部位心墙将发生不均匀沉降, 从而可能导致心墙产生垂直于坝轴线的横向裂缝。为此,

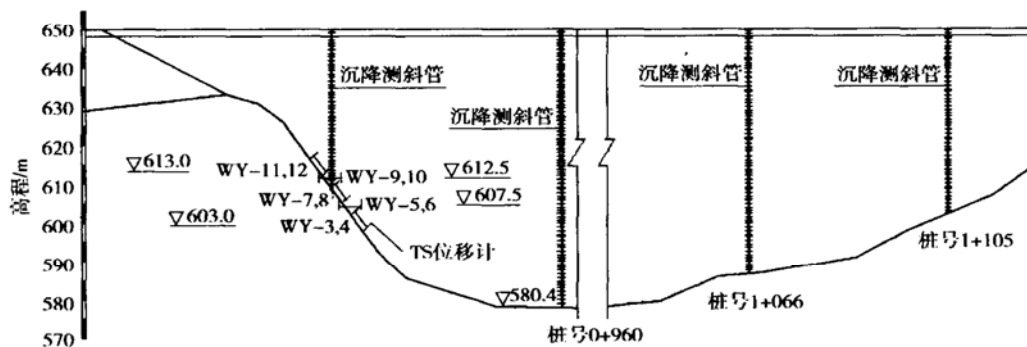


图1 主坝仪器布置纵剖面图

Fig. 1 The longitudinal profile of the arrangement of instruments in dam

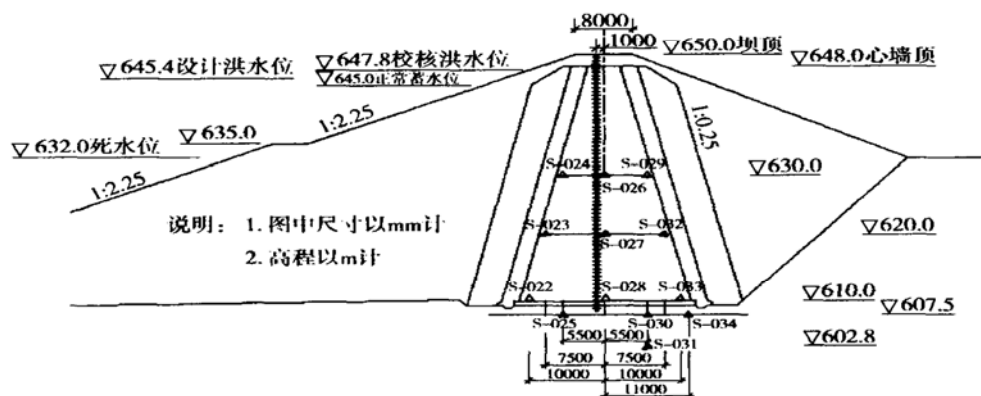


图2 主坝典型断面(0+870)仪器布置图

Fig. 2 The arrangement of instruments in cross-section (0+870) of dam

按规范要求将主坝左坝肩岸坡修整成不陡于 1:0.75 的平顺边坡,不允许有高于 0.5 m 的陡坡或反坡存在。为了防止基岩裂隙水对心墙土料的冲刷,在防渗心墙和基岩之间设置了 50 cm 厚的混凝土垫层,同时,适当加厚了该部位心墙,并将该部位填土的含水率控制在塑限附近,以延长其渗径和提高心墙土料的抗拉强度,同时,在心墙上、下游均设置了反滤层,特别是上游侧设置了“自愈性材料”层,以期防渗体一旦开裂,该层材料能在渗流水带动下自动封堵裂缝。

3 大坝安全监测仪器布置

为了监测大坝在施工期和运行期的工作性状,针对上述问题结合相关规范布置了监测仪器^[2]。

(1) 坝基、坝体和主坝心墙与岸坡接触面渗流观测

选择大坝 9 个断面对其坝基进行渗流观测,其中左副坝 2 个断面,主坝 4 个断面,右副坝 3 个断面,目的是观测坝基帷幕灌浆和心墙固结灌浆效果。坝体和主坝心墙与岸坡接触面渗流观测共布置了 5 个断面,左右副坝各 1 个、主坝最大断面和主坝两坝肩各 1 个,主要目的是观测大坝心墙防渗效果,特别是主坝两坝肩防渗心墙与岸坡接触面渗流状态。渗流观测仪器为 GKD 型钢弦式孔隙水压力计。

(2) 防渗心墙变形观测

选择大坝 6 个断面在防渗心墙轴线附近埋设了 6 根沉降测斜管,其中主坝及其两坝肩 4 个断面,右副坝 2 个断面,主要目的是观测防渗心墙在施工和蓄水运行期的沉降、沿坝轴线和上下游方向的水平位移。

(3) 主坝左坝肩防渗心墙与岸坡混凝土垫层间接触变形及右副坝断层位移观测

主坝左坝肩岸坡陡峭,为观测该处防渗心墙与岸坡混凝土垫层间的水平和剪切位移,在不同高程心墙上下游分别埋设了 18 支 TS 型电测位移计。为监测右副坝断层变化,在该处也埋设了 4 支同型号的位移计。

主坝仪器布置纵剖面图见图 1。主坝典型横断面(0+870)观测仪器布置见图 2。

4 大坝观测资料及运行性状分析

上述安全监测系统对大坝施工期和蓄水运行期的性状进行了全过程监测,取得了丰富的观测资料,对指导大坝施工和水库安全蓄水起到了积极作用。

主副坝 9 个断面坝基的渗流观测表明,坝基帷幕灌浆和心墙基础的固结灌浆对削减水头有一定作用。但各断面坝基防渗效果存在差异,右副坝防渗效果不及主坝和左副坝。需要指出的是,水库蓄水过程中,当

水位达 637.0 m 时,发现有水从右副坝下游渗出,经在右副坝下游坡脚打设排水洞,证实水是从右副坝坝基渗出,右副坝下游打设排水洞后,积水消除,坝后水位也相应降低。这说明,对于基岩破碎和裂隙发育的坝基,做好坝基防渗工作,严格控制施工质量,对减少水库渗漏,确保水库安全蓄水和正常运行至关重要。

4.1 大坝变形分析

由大坝防渗体轴线附近 6 个沉降测斜管观测得出的变形规律很好,施工期和竣工后蓄水引起的各断面防渗心墙最大沉降值见表 1。

表 1 各断面防渗心墙最大沉降量

Table 1 The maximum settlement of clay core in different cross-sections

断面	最大沉降/mm		占坝高百分比/%	
	施工期	蓄水期	施工期	蓄水期
0+ 870	315	258	0.75	0.61
0+ 960	731	246	1.06	0.36
1+ 066	616	217	0.92	0.32
1+ 105	382	103	0.92	0.25
1+ 680	173	129	0.49	0.36
1+ 785	185	62	0.50	0.17

由表 1 可见,大坝防渗心墙施工期的最大沉降量发生在大坝最大断面 0+ 960 断面,其值为 731 mm,约占坝高的 1.06%;水库蓄水至正常蓄水位后,防渗体最大沉降量为 977 mm,约占坝高的 1.42%,最大沉降量位于大坝 605.0 m 高程,约为防渗体的 1/3 高度处,图 3 是 4 个断面防渗心墙的最大沉降过程线。需要说明的是,尽管该防渗心墙土料属膨胀性土,但水库蓄水还是使 0+ 960 断面防渗心墙产生了 246 mm 的沉降增量,这证实了防渗心墙土料饱和后压缩性较之天然状态明显增大这一试验结果的正确性。另外,坝体表面

变形观测表明,蓄水引起的大坝上游砂砾石坝壳的最大沉降量为 324 mm,下游坝壳最大沉降量不到 100 mm,均发生在 0+ 960 断面,显然,这一变形量主要是砂砾石料的湿陷所致。

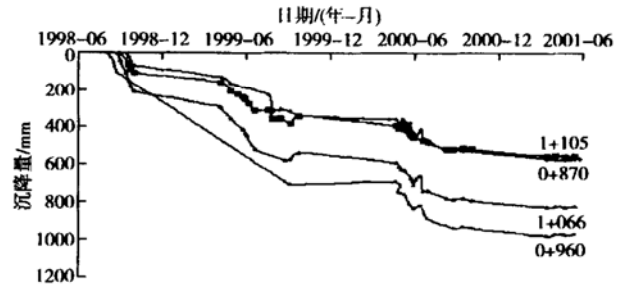
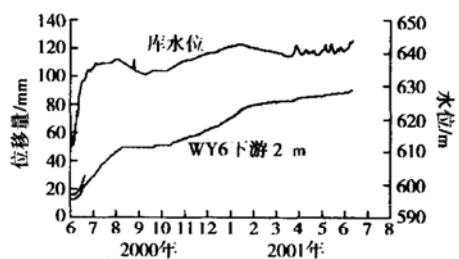


图 3 典型断面坝内最大沉降过程线

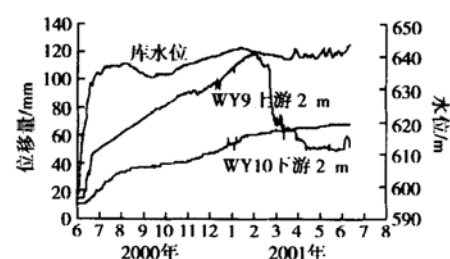
Fig. 3 The settlement curves of a typical cross-sections of dam

4.2 主坝两坝肩工作性状分析

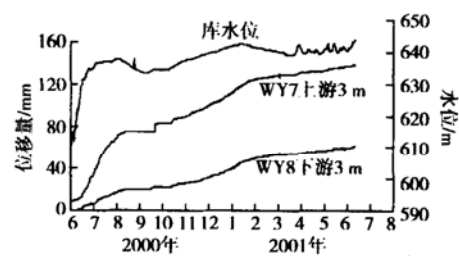
埋设在主坝左坝肩的 TS 位移计(见图 1)主要用于观测防渗心墙与岸坡混凝土垫层间的水平位移和剪切位移。随着库水位上升,各 TS 位移计的位移值逐渐增大,较为明显的规律是心墙轴线上游的水平位移值明显大于下游,水平位移明显小于剪切位移,最大位移值发生在 607.5 m 高程和 613.0 m 高程之间。图 4 分别给出了该区域各 TS 位移计观测结果,从图中可以看出,该部位防渗心墙和混凝土垫层间的水平位移值换算成拉应变,其值已远超过防渗心墙土体的极限抗拉应变值,防渗心墙局部产生裂缝的可能性很大^[3]。该断面防渗心墙与岸坡混凝土垫层接触面的渗流观测结果进一步证实了上述推断。从图 5(a)可以看出,随着库水位的上升, S28 渗压计水头值与 S22 渗压计水头值趋于相同(渗压计具体位置参见图 2.6)。



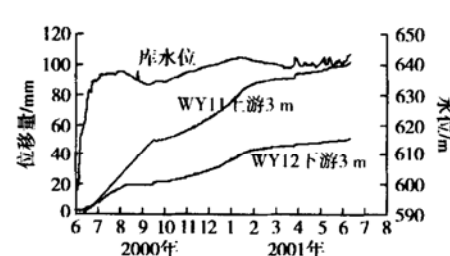
(a) 0+871断面607.5 m高程测点水平位移过程线



(b) 0+867.2断面612.5 m高程测点水平位移过程线



(c) 0+870.7断面608.0 m高程测点剪切位移过程线



(d) 0+866.9断面613.0 m高程测点剪切位移过程线

图 4 水平位移和剪切位移过程线图

Fig. 4 Horizontal displacement and shear displacement curves

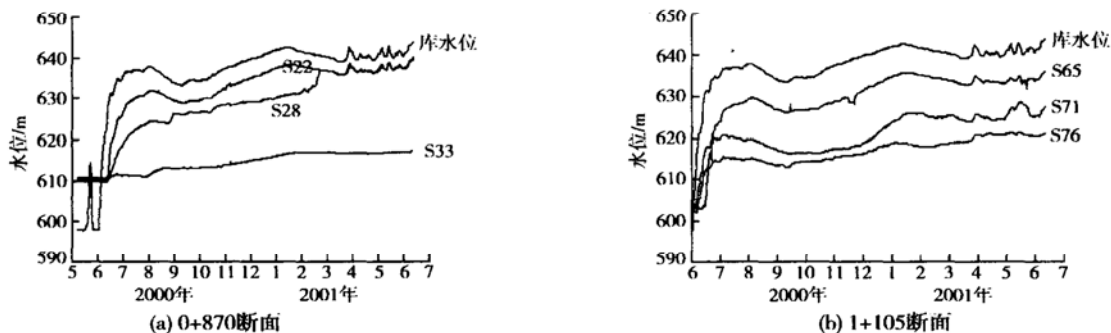


图5 0+870和1+105断面心墙与底板接触面孔隙水头过程线

Fig. 5 Pore water pressure curves on the contact plane between core and base plate in section 0+870 and 1+105

这至少说明 S28 与 S22 号渗压计之间防渗体,即上游防渗心墙已失去正常防渗作用,而 S33 渗压计水头值与 S22 和 S28 渗压计水头值相差较大,说明下游防渗心墙目前还在正常防渗。图 4(c) 是主坝右坝肩防渗心墙与岸坡混凝土垫层间的渗流观测结果,从图中可以看出,该部分防渗心墙目前还在正常防渗状态,但从防渗心墙上游到下游 3 个渗压计 S65, S71 和 S76 势分别为 84.3%, 67.3% 和 53.7%,这说明,该部位防渗心墙的防渗效果较差,且不及其他断面好,因为除两坝肩防渗心墙与岸坡混凝土垫层接触面外,其他断面防渗心墙轴线附近的渗压计尚未受到库水位影响。

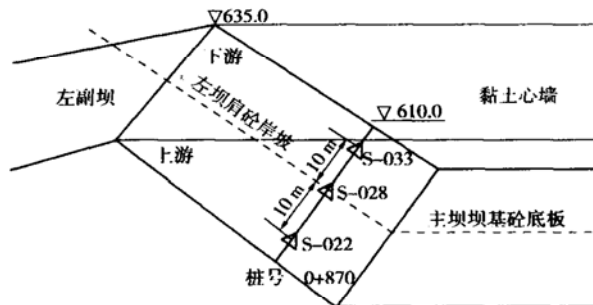


图6 左坝肩渗压计位置示意图

Fig. 6 The position of osmometers in the left abutment

5 结 语

(1) 对于黏土心墙坝确定什么样的开挖边坡不宜简单参照规范执行。本文所研究的黏土心墙砂砾石坝防渗心墙与岸坡混凝土垫层连接方式是严格按照 SDJ 218—84《碾压式土石坝设计规范》进行的,但监测资料表明,该部位防渗心墙与岸坡混凝土垫层间还是出现了相当大的水平和剪切位移,防渗心墙的防渗效果令人担忧。我国鲁布革坝的情况与之类似,在心墙与溢洪道高边坡接触面,也产生了较大的位移。究其原因,笔者认为规范对与土质防渗体连接的岸坡开挖要求,主要考虑的是“正常”黏土与岸坡接触的情况,对于本文所述坝体,由于其防渗体土料饱和后压缩性明显增大,确定什么样的开挖边坡可以防止因防渗体的不均

匀沉降而致使其产生裂缝应作专门研究。

(2) 在进行大坝安全监测设计时,应加强对防渗心墙薄弱部位的渗流观测。因为黏性土室内抗压试验条件和大坝心墙实际工作条件不尽相同,如试验室进行试验的应力路径与水库蓄水过程不相同(即应力路径不同),必然导致两者间有较大的差异,因此,利用室内抗拉试验得出的黏性土极限抗拉应变值来准确判别大坝防渗心墙是否产生裂缝难度较大。通过原位观测得出的大坝防渗心墙的变形值只是对其裂缝成因和发生过程的描述,而渗流观测结果是防渗心墙产生裂缝结果的直接反映,因此,加强防渗心墙薄弱部位的渗流监测具有重要意义。

(3) 在大坝设计方案比较阶段,计算分析时对施工期和蓄水期应选用非饱和及饱和两套土性指标,否则会低估坝体竣工后蓄水期的变形,从而影响方案比较成果的可靠性。因为土石坝变形包括施工期变形和竣工后蓄水期变形,显然,坝体运行性状主要受制于后者。非饱和土由于颗粒间吸力作用,其强度要大于饱和土,因此,描述大坝心墙施工期和水库蓄水运行期的变形,应选用非饱和土和饱和土的土性指标进行计算分析,其结果才能较真实地描述心墙的变形。

(4) 建议在今后类似工程中应更加重视原型观测。本工程的原型观测资料对评价大坝安全起到了十分重要的作用,但由于种种原因,观测仪器的数量较原设计方案减少了许多,如左坝肩有更多的变形、渗流观测仪器,对监控大坝安全将更加有利。

参考文献:

- [1] 陈生水, 李国英, 赵魁芝. 新疆引额济克“635”水利枢纽大坝坝料试验及应力变形分析[R]. 南京: 南京水利科学研究院土工研究所, 1998.
- [2] SL 60—94, 土石坝安全监测技术规范[S].
- [3] 霍家平, 陈生水, 方绪顺. 新疆引额济克“635”水利枢纽大坝安全监测资料分析[R]. 南京: 南京水利科学研究院土工研究所, 2000.