

某供水隧洞工程事故分析

刘景翼 李守义 陈尧隆 韩瑜

(西安理工大学水工结构教研室 西安 710048)

提要 某水库左岸供水隧洞工程,于1991年发生了衬砌爆裂等严重事故。本文将介绍这一事故的简况,并重点分析其产生的原因。

关键词 隧洞,围岩,事故

1 工程概况

某水库左岸供水隧洞工程,1991年发生了衬砌爆裂、浅层山体位移及山坡大量涌水等事故。引起了有关单位及岩石力学和水利水电科技界的关注。本文作者是参与这一事故原因分析及加固改建处理措施设计研究的主要人员。下面对这事故的原因作些分析探讨。

该工程位于秦岭北麓某河出山口处,北距西安市30km,是个兼有防洪、灌溉、发电和城市供水的中型水库。水库正常蓄水位731.00m、坝顶高程735.00m(坝高85m)、总库容2810万 m^3 。拦河坝系用定向爆破法筑成(1973年5月10日进行了定向爆破,装药量1589t)。坝型为沥青混凝土斜墙堆石坝。右岸设有无压泄洪洞,洞长510m。横断面为圆拱直墙形,洞宽7~8m,洞高8~11m。泄洪洞进口为胸墙式,设有弧形钢闸门(位于孔口下部,门孔尺寸为 $7 \times 7m^2$)和平面钢闸门(位于孔口上部,门孔尺寸为 $b \times h = 7 \times 3m^2$)。泄洪洞中段设有跌坎掺气设施。出口采用窄缝消能工。

左岸设有输水隧洞,为圆形横断面的压力隧洞。其衬砌段的内径为4m,不衬砌段的直径为5~6m,进口设有拦污栅和检修闸门,出口设有弧形钢闸门和普通挑流消能工。

供水隧洞位于左岸,其首端与输水隧洞洞身相连,末端与灌溉渠道及水电站的发电支洞相连(发电支洞进口后与水电站压力钢管相连,压力钢管只建成首部一小段,其出口暂以堵板封堵之)。供水隧洞为圆形压力隧洞,设计内水压力水头80m,校核为100m,全部采用钢筋混凝土衬砌,参见图1。

供水隧洞长200m,在0+136.5以前,隧洞内径为3m。0+136.5—0+146.5为渐变段,洞径由3m渐变为1.5m。0+146.5—0+165为内径1.5m的洞段,该段有两个分岔段,用以向两个发电支洞分水,分岔段采用钢筋混凝土衬砌。0+165—0+174.2为闸前渐变段及闸洞洞段,在该段中隧洞由内径1.5m渐变为两个 $0.8 \times 0.8m^2$ 的正方形横断面,紧接着又渐变为两个内径0.8m的双孔圆形断面,并在圆形双孔洞段中各设置一个800mm

1993年11月13日收到初稿,1994年11月9日收到修改稿。

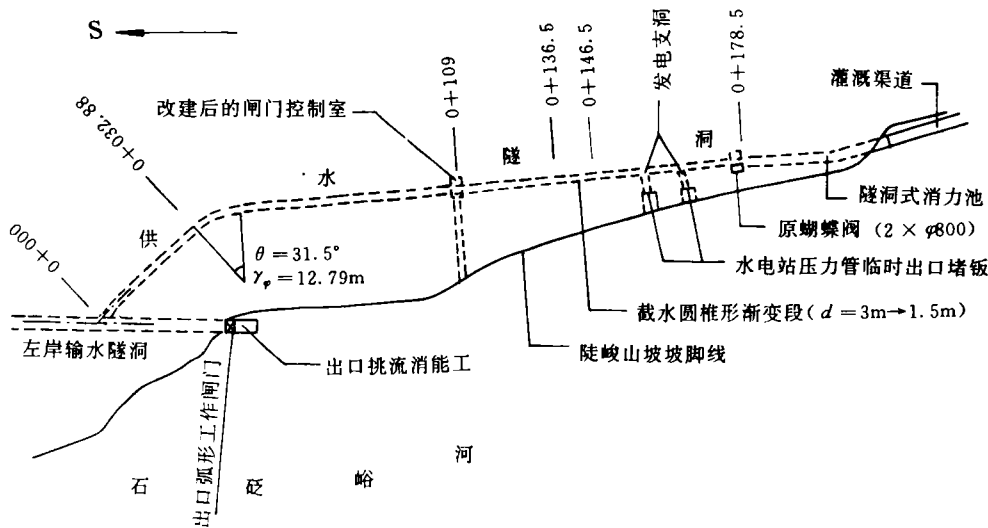


图 1 供水隧洞平面布置简图

Fig. 1 Simple plane layout of the water supply tunnel

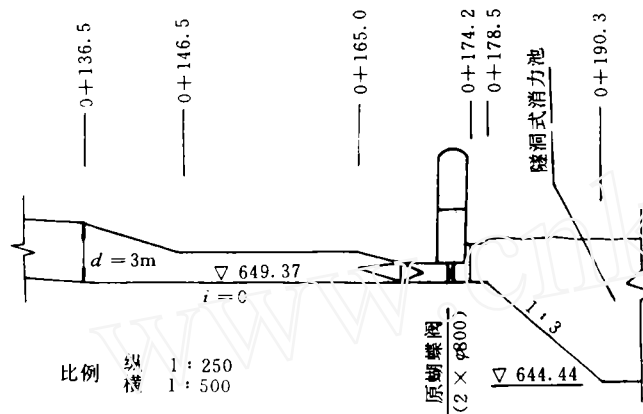


图 2 供水隧洞局部纵剖面简图

Fig. 2 Partial vertical section of the water supply tunnel

孔径的蝴蝶阀，用以局部开启调节流量。在 0+174.2 处两个内径 0.8m 的圆形有压隧洞突变为一个圆拱直墙形的无压隧洞(宽 2.4m，高 1.8m)。其后接一隧洞式消力池，具体几何组构参见图 2。

2 事故情况简介

某供水隧洞工程，1987 年进行设计施工，1989 年完工。据原设计单位介绍，原设计由于种种原因，当时在很多地方迁就了不得不迁就的既成事实(例如隧洞的平面位置等)，以

致给工程埋下了隐患。

1990年4月在库水位688m的条件下进行了放水试运行,发现发电支洞出口堵板变形过大、沿堵板周边缝漏水严重;供水隧洞衬砌接缝止水不良、漏水严重。停水后,对堵板进行了钢筋混凝土支撑加固处理,对供水隧洞进行了回填灌浆处理。

1991年6月再次试运行中,当库水位升至710.6m时发现:闸阀操纵室大量充水,并通过门缝向外喷水;沿堵板周边还有高压水向外喷射,人已无法接近它;在供水隧洞接近0+100桩号以后洞段的山坡上,有多处发生大面积涌水现象。

此次事故发生后,经停水检查发现:

(1)在发电支洞的进口处,发现钢管镶护进口端与其外围的分岔段钢筋混凝土衬砌间,发生了约2cm的剪切滑移变形,但是堵板附近的钢筋混凝土衬砌与钢管镶护间却无这种剪切滑移变形发生;

(2)闸阀段、闸前渐变段及其附近洞段,其钢筋混凝土衬砌发生了大量裂缝和钢筋错断现象,最大缝宽可达约3cm,裂缝主要分布在洞顶和洞侧,洞底较少;

(3)闸阀操纵室墙壁,特别是上下游侧的墙壁发生了大量裂缝和错断性位移(最大缝宽可达约4cm)。室内地板裂缝较少较细;

(4)内径3m和1.5m洞段,混凝土衬砌伸缩缝止水不良,漏水严重。但在这些洞段中,没有发现混凝土衬砌发生严重裂缝现象;

(5)其他:在闸阀操纵室中可观察到,钢管与其外围的混凝土衬砌间发生了剪切滑移变形(在钢管进入闸阀室一侧);发电支洞出口临时堵板变形严重。

3 工程地质条件

3.1 地层岩性

供水隧洞位于陡峻的山坡体内,山坡平均坡度 $45^{\circ}\sim 60^{\circ}$,隧洞轴线大致为南北方向,参见图1。地层主要为片麻状花岗岩和变质较深的云母片岩及角闪石片岩。花岗岩体常有伟晶岩、细晶岩沿其早期裂隙侵入。片岩为层状(层厚0.3~1.5m),夹于花岗岩中,夹层间距一般为10~15m。

3.2 地质构造

本区属北秦岭褶皱带区,主要构造线为东西向。后期有海西期花岗岩体侵入,呈东西向延伸。

顺山坡方向有许多张性断裂,呈南北向分布。山体表面更有顺坡向构造裂隙发展起来的卸荷裂隙,其顶部多有张开现象。

水平方向有大多不连续的缓倾角断裂,倾角约 $10^{\circ}\sim 27^{\circ}$,大多属压扭性断裂。

3.3 岩石风化及卸荷裂隙分布状况

弱风化带的风化深度一般为10~20m,个别地段可达30m。微风化深度一般为20~40m,最大可达60~70m。

卸荷裂隙水平深度一般为 8~15m, 严重卸荷裂隙深度约为 5m(普遍构成危岩体)。在卸荷裂隙区内的顺坡裂隙大都有明显张开, 且裂隙表面均有风化痕迹。根据一些岔支洞的勘察统计, 卸荷裂隙距山坡坡面的水平深度如表 1 所示。

表 1 卸荷裂隙水平深度
Table 1 The horizontal depth of unloaded cracks from surface

位置(桩号)	可见水平深度(m)	推测可能最大水平深度(m)
出渣洞(0+097)	10~15	10~15
发电支洞(0+155)	10	15
闸阀操纵室(0+170)	10~14	10~14
供水隧洞出口(0+200)	8	10

3.4 地下水情况

供水隧洞区岩体完整性差、裂隙发育, 雨季降水入渗易形成地下水位上升, 但雨后地下水位便迅速降低, 故地下水位的变幅较大(一般为±5~±10m)。0+135~0+190 洞段的最高地下水位可达 660~670 高程。

4 事故原因的分析探讨

事故后, 先后有不少专家到现场考察, 对事故原因也曾提出过一些看法。但这些看法比较零乱也不尽一致。下面主要是笔者根据事故后的地质工作及在加固改建设计研究施工过程中的实际体会, 对事故原因总结提出的一些看法。不当之处, 欢迎批评指正。

上述不同事故现象的原因不尽相同。现就几个重大事故现象的原因分析研讨如下。

4.1 供水隧洞末段衬砌发生爆裂事故的原因

4.1.1 围岩厚度过薄, 特别是事故严重的尾部洞段。有压水工隧洞的围岩厚度, 一般不应小于内水压力水头的 40%^[1, 2]。按此计算, 该工程的围岩厚度应不小于 32m, 与此相比, 实际围岩厚度普遍偏小, 参见表 2。

表 2 供水隧洞各洞段围岩厚度状况表
Table 2 The thickness of the rocks water supply tunnel around

隧洞断面桩号	稳定围岩可用厚度(m)	推测卸荷裂隙水平深度(m)	围岩总厚度(m)
0+042.25	20--25	10--15	30--40
0+074.75	5--12	10--20	15--32
0+097.75	10--15	10--15	20--30
0+117.25	2--7	10--15	12--22
0+127.75	0--5	10--15	10--20
0+146.25	0	10--15	10--15

4.1.2 事故洞段位于陡峻山坡的卸荷裂隙区内,参见表1及表2。其他几组裂隙也甚为发育,且多为张性裂隙,加之围岩厚度又过小,所以围岩基本上没有分担内水压力的能力。

4.1.3 施工质量差。主要表现为:

(1)顶拱附近,衬砌与围岩间有很大的贯通性空腔,沿洞轴线方向贯通很长的这种空腔一般高度为40~50cm;

(2)衬砌厚度不足,特别是洞顶附近。竣工图上标注的厚度为70cm,而实际上仅有40cm左右;

(3)钢筋保护层不足,有些地方甚至没有保护层,特别是洞顶部位;

(4)有些地方(主要是洞侧和洞底的超挖部分)混凝土衬砌与围岩间填了一些不密实的片石,与其邻近的衬砌混凝土质地也很疏松。

显然,如此的混凝土衬砌质量,不仅衬砌本身的强度不足,而且也大为影响传递内水压力到围岩上去。

4.1.4 内水压力较大。1991年衬砌爆裂时的内水压力水头为60m(将来的最大运行水头可达100m)。经复核计算,原衬砌远远不能满足强度和抗裂的要求(但可以满足无压工作状态时的强度和抗裂要求)。

4.2 发电支洞钢管镶护进口端与外围混凝土衬砌间发生滑移变形的直接原因

(1)钢管外壁上未设置防渗阻滑肋(环),钢管与外围混凝土衬砌间也没有进行接缝灌浆。

(2)内水压力较大,事故时钢管镶护承受着堵板上水压力所产生的100多吨拖拽力向外拉拔。

4.3 关于浅层山体有部分岩体发生了位移的问题

事故时有下述现象:如前所述,在图3中的I—I断面处,钢管镶护与外围衬砌间,产生了约2cm的剪切滑移变形;但在I—I断面处,却未产生这种滑移变形。据此可以推知,这次事故时,在图3中的I—I和II—II断面间(例如图3中的A—A处)发生了钢管镶护、混凝土衬砌和围岩一起向外(即图3中的右方)位移的现象。也就是说,在供水隧洞右侧的浅层山体中(发电支洞一带),有部分岩体发生了位移。

由于发电支洞出口处的山坡表面未见岩体有局部位移凸鼓现象,所以在图3中A—A附近所产生的较大位移,可以认为是被A—A以右山体中张性裂隙的压密所吸收。

发生这一现象的主要原因可以归纳为:

(1)如前所述,供水隧洞末段右侧的浅层山体(处于山坡卸荷裂隙区内),裂隙切割较严重,而且有些岩块(体)间的接触不良(张性裂隙所在处)。这是局部岩体之所以会发生位移的内在原因;

(2)由于衬砌分段处止水不良及衬砌爆裂裂缝渗入围岩裂隙中的水,产生的水压力促使岩体向发电支洞出口方向即山坡方向位移;

(3)作用于发电支洞临时出口堵板上的水压力也拖拽衬砌及与其相连的岩体向山坡方向位移。

局部山体位移没有发展到不可收拾的主要原因是,事故后及时关闸停水。否则,随着

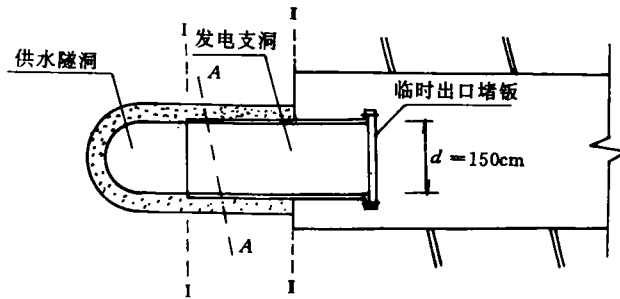


图3 发电支洞局部纵剖面图

Fig. 3 Partial vertical section of the branch tunnel of power generation

时间的延续,漏水形成危及山体稳定的外水压力将会越来越大,漏水的冲蚀及软化作用将进一步恶化山体夹层的物理力学性能,岩体流变发展也将越来越大,其后果不堪收拾。

4.4 山坡发生严重漏涌水现象的原因

由于供水隧洞围岩裂隙发育透水性强,又缺乏有效的处理措施,加之原衬砌止水不良(严重漏水)和洞顶衬砌与围岩间有贯通性空腔,因此导致事故时山坡发生严重漏涌水现象。

供水隧洞内径 3m 洞段,事故时未发生爆裂现象(经复核计算,原衬砌强度大为不足)的主要原因是,衬砌接缝漏水严重,因而可以很快形成很大的外水压力(可以抵消部分内水压力的作用)。

5 采用的主要加固改建措施简介

将闸门控制室前移至地质条件较好的桩号 0+109 处,并改双孔蝴蝶阀为单孔弧形钢闸门。

桩号 0+109 以前,在原内径 3m 的隧洞中置放压力钢管行水,变原压力隧洞为无压隧洞。将来水电站引水可自压力钢管引取。

桩号 0+109 以后,变圆形有压隧洞为明流无压隧洞。采用的典型横断面如图 4 所示。

对局部山体有位移地段,在施工和运行期间应加强观测。发现异常时应及时采取措施,必要时可考虑用锚索予以加固。

6 加固改建后的运行情况

经加固改建设计,完建后于 1992 年恢复供水,至今(1994 年 11 月)运行情况良好,包括高库水位 722.05m 时(1991 年发生事故时的库水位为 710.6m)。

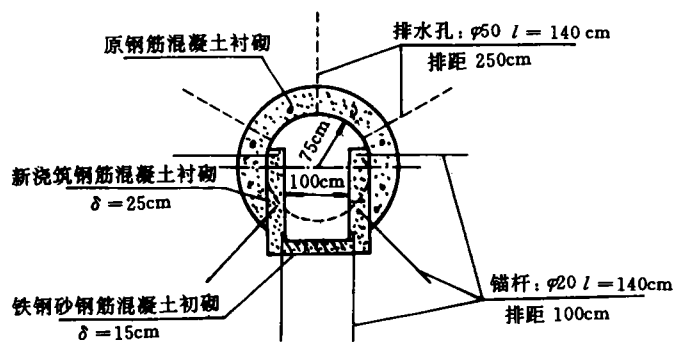


图 4 改建成的无压隧洞的典型横断面

Fig. 4 Typical cross-section of the rebuilt nonpressurized tunnel

参 考 文 献

- 1 水利电力部规范, 水工隧洞设计规范(SD134—84). 北京: 水利电力出版社, 1985
- 2 刘景翼: 隧洞工程适宜埋藏深度的探讨. 陕西机械学院学报, 1990; 6(4):270—276

THE ANALYSIS OF FAILURE OF A WATER SUPPLY TUNNEL

Liu Jingyi Li Shouyi Chen Yaolong Han yu
(Xi'an University of Technology, Xi'an 710048)

Abstract The breakdown failure of the lining of a water supply tunnel happened in 1991. This paper presents the brief account of the failure, and the causes of the failure is analysed in detail.

Key words tunnel, surrounding rock, failure