

# 二滩水电站地下厂房系统洞室 围岩变形及支护处理措施

李正刚

(二滩工程公司,四川攀枝花,617000)

**摘 要** 二滩水电站地下厂房系统洞室群规模巨大,其跨度、高度均位居世界前列。由于场区地应力比较高,在开挖期间出现了局部围岩的大变形及岩爆、喷混凝土层剥落等不良现象。对围岩采用系统喷锚支护,局部作加强处理,稳定性良好。工程利用岩体质量  $Q$  值确定围岩支护压力,为在设计支护强度方面提供了实例。

**关键词** 二滩水电站 地下厂房 高地应力 围岩变形 喷锚支护 支护强度

## 1 工程概况

二滩水电站双曲拱坝高 240 m,安装 6 台发电机组,总装机容量 330 万 kW。地下厂房系统洞室群主要由厂房、主变室、尾调室三部分组成,平行布置,洞室轴线方向 N6°W。厂房尺寸为 280.29 m × 30.7 m × 65.38 m(长 × 宽 × 高);主变室尺寸为 214.9 m × 18.3 m × 25 m(长 × 宽 × 高);尾调室尺寸为 203 m × 19.8 m(长 × 宽),中间设 20 m 宽的岩埂,分为 1 号室、2 号室,1 号室高 69.8 m,2 号室高 59.6 m。厂房与主变室间隔 35 m,主变室与尾调室间隔 30 m。此外,还布置有 6 条母线洞(跨度 8.4 m),6 条尾水管(跨度 16.5 m)以及排水廊道、交通洞、出线洞、通风洞、电梯井等,构成交错复杂的地下洞室群。

## 2 洞室围岩基本地质条件

厂房系统洞室群埋深 220 ~ 480 m,围岩岩性主要为正长岩和辉长岩,局部有少量蚀变玄武岩和裂面绿泥石化玄武岩,后者主要分布在第一副厂房。构造较简单,断层不发育,仅局部发育有小断层或挤压破碎带,其宽度一般为 5 ~ 20 cm,延伸较短。出露在 1 号尾调室的 F9 断层规模相对较大,延伸较长,断层产状 N40° ~ 60°W, SW, 30° ~ 45°,面不平整,呈波状,宽度变化较大,一般宽度为 0.5 m,错列展布,其影响带较宽,最大可达 5 ~ 10 m,由碎裂岩组成。洞室群围岩主要发育节理有两组,其一,节理产状 N30° ~ 50°E, SW, 50° ~ 70°;其二,节理产状 N40° ~ 60°W, NE, 60° ~ 70°;此外,尚有产状 EW, S, 10° ~ 40° 的一组节理局部发育,零星分布。

三大洞室的岩体结构面主要为节理,其结构类型为块状-整体块状结构,局部为碎裂镶嵌结构。由于结构面组合较为有利,不存在楔形体稳定问题。

初始岩体质量较好,按  $Q$  系统分类,地下厂房洞室群围岩一般  $Q$  值变化在 4 ~ 50 之间,  $V_p > 5000$

m/s,岩体质量属于中等至好。开挖后在变形比较大的部位围岩  $Q$  值一般为 0.47 ~ 0.95,属差岩体。

在勘测设计阶段,场区做了大量的岩石物理学试验,其结果表明,围岩属于脆性岩石,岩石力学强度高,干抗压强度一般为 150 ~ 216 MPa,湿抗压强度一般为 100 ~ 180 MPa,弹性模量大于 30 GPa;岩体结合紧密,变形模量、抗剪断强度指标都较高。

在勘测设计阶段,厂房区共进行了 9 组地应力测试。测试结果表明,该区属于高地应力区,最大主应力  $\sigma_1$  的投影方位角较为稳定,多在 N10° ~ 30°E 之间,平均为 N23°E,倾角多在 30°以下,平均 22°。一般应力值多在 18 ~ 26 MPa 间,最大为 38.4 MPa,最小为 17.2 MPa。三向应力的平均比值大致是  $\sigma_2/\sigma_1 = 0.52 \sim 0.6$ ,  $\sigma_3/\sigma_1 = 0.27 \sim 0.36$ 。

在三大洞室开挖接近完成时,为了解围岩应力重分布状况,研究岩体的稳定性,在厂房上游边墙的上部,主变室下游边墙底部,尾调室下游边墙底部分别进行了三维地应力测试。

测试结果表明,目前厂房系统洞室各测点位置的围岩应力比较大,厂房测点处最大主应力为 32.0 ~ 52.7 MPa,与厂房轴线夹角为 80°左右,平面最大应力为 15 ~ 30 MPa;主变室测点最大主应力为 11.4 ~ 64.4 MPa,与轴线夹角为 50° ~ 60°,平面最大应力为 5 ~ 20 MPa;尾调室测点最大主应力为 19.7 ~ 25.0 MPa,与轴线夹角 35°左右,平面最大应力平均为 12.7 MPa。

总体上看,围岩的垂直应力大于水平应力,各测点最大主应力在厂房、主变室,比初始地应力值大得多,在尾调室与初始地应力值基本相同。

在厂房与主变室、主变室与尾调室之间岩柱以及尾水管之间岩柱,这些部位虽然在水平方向上已经发生了卸荷,但是垂直方向上的应力却明显增大,在差异应力的作用下岩体有可能发生破裂。

### 3 围岩变形及松弛区分

#### 3.1 围岩变形及监测

为了监测地下厂房系统洞室围岩变形,共布置有6个监测断面,其中4个是主要断面,每个断面布置有5~9支多点位移计和锚杆应力计。

在施工期间,随着开挖过程的不断进行,变形亦在不断增加。一般情况下,变形以突发性为主,并与台阶开挖有关,每层开挖台阶高6m,变形量约10~20mm。在台阶开挖停止后,一般表现为蠕变,并趋向于稳定。

根据监测资料统计,将三大洞室开挖完成后其变形基本情况列入表1。

表1 不同工程部位围岩变形一览表

工程部位	顶		拱		上游边墙		下游边墙	
	一般值	最大值	一般值	最大值	一般值	最大值	一般值	最大值
厂房/mm	0.5~2	13.98	20~50	117.4	35~55	124.17		
主变/mm	0.5~2	2.54	40~75	185.2	10~25	44.47		
尾调/mm	1~2	2.45	40~85	177.1	10~20	35.95		

三大洞室顶拱基本没有发生大的收敛变形,一般变形值<2mm。边墙变形相对较大,其最大变形厂房发生在上游边墙中上部和下游边墙的中下部;主变室、尾调室发生在上游边墙中上部起拱线一带。

一般情况,变形随深度逐渐递减,大部分变形主要发生在浅表层5m以内,局部达到10~15m。

三大洞室的顶拱锚杆受拉应力比较小,一般小于50MPa,表层测点应力一般大于内部测点应力。边墙锚杆受拉应力相对较大,一般大于100MPa,并有不少测点超过200MPa。

根据监测资料分析,厂房与主变室,主变室与尾调室之间的岩柱锚杆受力普遍大于其它部位,锚杆受力一般达到屈服强度的40%~60%,局部达到屈服强度的80%~90%。此外,边墙其它部位一般锚杆受力达到屈服强度的20%~50%,局部达到90%;顶拱锚杆一般受力达到屈服强度的5%~10%,局部达到31%,仅在厂房0+226m顶拱偏上游部位局部达到屈服强度的75%。

#### 3.2 施工期异常变形情况

施工期间曾发生两次大的变形(突变),并伴有严重的岩爆事件发生,对洞室围岩造成了较大破坏。

第一次发生在1995年9月8日,是由2号尾调室南端台阶开挖至高程1010~989m一次性贯穿所引起的。造成2号尾调室上游边墙中上部变形量一次性增加30~60mm。诱发了主变室0+40~0+110m上游墙中上部以及2号母线洞0+5~0+15m起拱线附近的较强岩爆,特别是1号~2号尾水管之间岩柱中段发生了严重岩爆,岩体方量约为150m<sup>3</sup>。此外,尾调室上游起拱线附近的裂缝以及厂房

与主变室之间等其它部位的裂缝进一步发展,岩体松弛程度增大,支护设施和监测仪器部分被破坏。

第二次发生在1996年4月30日,2号机坑开挖由高程998~979.8m一次性贯穿,诱发了厂房0+60~0+130m段中下部大变形,最大变形增加量为24~41.5mm,其它部位也有少量变形。此次变形造成了1、2号母线洞衬砌钢筋混凝土发生开裂,最大张开宽度达5~13mm。同时,也造成了厂房吊顶0+70~0+150m段上抬最大高度约3~4cm,使得该段吊顶拉杆普遍弯曲变形,并发现厂房下游边墙0+110m附近有4根175吨级锚索被拉断。

#### 3.3 围岩破坏(松弛)区分

受开挖爆破或应力重分布的影响,厂房系统洞室围岩均有不同程度的破坏(松弛),按照破坏程度不同,将围岩大致分为破坏区和损伤区两部分,见图1。破坏区是指岩石破坏较为严重,岩体结构已经发生明显改变,自稳能力差的部分。围岩损伤区是指岩石有轻微破坏,岩体结构有一定程度的松弛,围岩有一定的自稳能力。

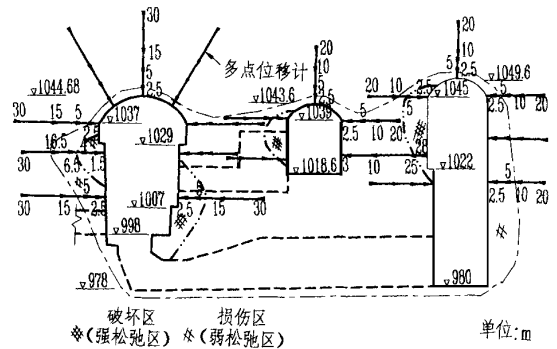


图1 厂房系统洞室最大松弛圈示意图

根据部分声波测试成果与变形监测数据对比分析,初步确定围岩的破坏(强松弛)区一般 $V_p < 2500$  m/s,变形梯度(单位变形量)一般大于10 mm/m;损伤区(弱松弛区)一般 $V_p = 3000 \sim 4500$  m/s,变形梯度一般为2~4 mm/m。

厂房底板1号~4号机之间岩柱,以及桩号0+110m上游边墙中上部,桩号0+80~0+125m下游边墙中下部;主变室桩号0+45~0+95m上游边墙中上部;尾调室桩号0+110~0+170m上游边墙中上部等部位,均属于强松弛区。一般变形梯变为10~20 mm/m,深度小于7m,局部达到10m。

其中在厂房下游墙0+110m中下部,变形梯度为32 mm/m(厂房最大值),深度小于5m;主变室0+55.4m上游边墙起拱线附近变形梯度为49.72 mm/m(主变室最大值,深度小于2.5m);尾调室0+110~0+170m上游起拱线附近,变形梯度最大为43.6~47 mm/m,深度一般小于2.5m,局部为

2.5~5 m。厂房底板1号~4号机之间岩柱强松弛区一般垂直深度为10~18 m,局部达26 m。

除上述区域外,其余区域基本上为弱松弛区,深度一般小于10 m,局部达20 m。其中,三大洞室的顶拱弱松弛区的厚度均小于2.5 m。

#### 4 围岩支护状况及效果

##### 4.1 围岩支护

三大洞室围岩基本上采用系统喷锚支护、锚索加固。顶拱采用挂网,喷素混凝土厚5~10 cm,后期局部加喷钢纤维混凝土厚5~10 cm,系统沙浆锚杆间距1.5 m×1.5 m,长6~8 m。边墙喷钢纤维混凝土厚度5~10 cm,系统注浆锚杆间距1.5 m×1.5 m,长度多为6 m,部分为8 m。系统锚索吨位以1750 kN级为主,间距多为6 m,少数为4 m,在尾调室有少数间距为12 m,锚索长度一般为15~20 m。

在变形较大或稳定条件较差的部位均做了补强支护处理。其中在厂房顶拱增加了链状钢丝网,并在桩号0+51.2~188.62 m段增加了150 kN级单股锚索,间距2.2 m×3 m,长11 m。上游起拱线附近增加了一些带垫板锚杆,下游墙0+55~0+120 m中下部增加了14根3500 kN级,长25 m的锚索。

主变室上游墙在2号~3号母线洞之间增加了6根3500 kN级的对穿锚索,在下游边墙增加了与尾调室对穿的1750 kN级锚索21根。

尾调室上游起拱线至顶拱中线增加了链状钢丝网,并在起拱线附近增加了垫板锚杆,间距1 m。在0+110~180 m段增加了53根150 kN级单股锚索,长15 m,间距4~6 m。

在对锚索进行检查中发现,有少数锚索被拉断,其中厂房上游墙有2根,下游墙有4根,尾调室上游墙有3根。

##### 4.2 支护强度(量)评价

根据监测资料分析,三大洞室的围岩变形主要是由应力释放造成的。岩体变形由表至里逐渐减小,属于围岩正常的应力释放现象,不存在楔形体稳定问题。因此,围岩的稳定性主要由岩体质量及支护强度所决定。

按照挪威皇家岩土技术研究院 Eystein Grimstad 对二滩电站现场咨询所介绍的围岩支护压力经验计算公式计算(据介绍,该公式是由许多实例数据得出的。参考(Grimstad, E. and N. Barton, 1993, "Updating of the Q-System for NMT"):

$$P_{\text{arch}} = \frac{2 \times J_n^{1/2} \times Q^{-1/3}}{3 \times J_r}$$

式中  $P_{\text{arch}}$ ——顶拱支护压力(0.1 MPa);

$J_n$ ——节理组数;

$J_r$ ——节理粗糙度系数;

$Q$ ——岩体质量指标。

一般情况下,当 $0.1 < Q < 10$ 时,上式中的 $Q$ 值乘以系数2.5即可得出边墙上的支护压力,如果边墙很高时,其岩石支护压力的计算与顶拱的相似。

该洞室除局部构造破碎带外,一般在变形比较大的部位取 $Q = 0.5, J_n = 6, J_r = 2$ ,按照上述公式即可计算出围岩需要的支护压力为0.103 MPa。对于变形不大的部位,如顶拱、端墙、墙趾等部位,取 $Q = 4 \sim 50, J_n = 6, J_r = 2$ ,计算出围岩需要的支护压力为0.051~0.022 MPa。

根据锚杆(锚索)的力学参数可以得出:顶拱锚杆所提供的承载力平均为0.109 MPa,所以,三大洞室的顶拱一般具有足够的安全储备,安全系数为2.1~4.9。但在岩爆强烈,属张拉破坏的部位, $Q$ 值取0.5(如尾调室0+150~0+180 m顶拱至上游起拱线一带),锚杆间距按1.5 m×1.5 m设计已经不能满足安全需要,后来,锚杆间距增加到1 m×1 m,其安全系数为2。

在边墙变形比较大的部位,如厂房上游墙中上部、下游墙中下部、尾调室上游墙等部位,围岩需要的支护压力为0.103 MPa,而锚索、锚杆联合提供的平均支护压力在厂房一般为0.2~0.3 MPa,在尾调室一般为0.15~0.2 MPa,安全系数均大于1.5。

由此可见,厂房系统洞室的岩石支护可以满足围岩稳定需要。

#### 5 结 语

在高应力条件下控制开挖台阶的高度或进度是重要的,如果台阶一次性降低过大,导致瞬间释放大能量,结果可能会造成围岩的大变形或岩体的强烈破坏,甚至会摧毁支护设施。

在变形大的部位,采用比较柔性的喷钢纤维混凝土和带垫板的张拉锚杆或沙浆锚杆联合支护效果较好,能够有效地防止岩爆和岩石的剥落。此外,利用锚索加固围岩是必要的,但对围岩变形必须要有充分的估计,锚索荷载必须考虑围岩变形的影响,如果对变形估计不足,将会导致锚索拉断或超载运行。

作者简介

李正刚 男 二滩工程公司厂房技术部 高级工程师

(收稿日期:1997-12-17)

## Design of Impervious and Drainage Systems for Underground Powerhouse at Ertan Hydropower Station

Fan Xiangrong

(Chengdu Hydroelectric Investigation and Design Research Institute ,State Power Company ,Chengdu ,610072)

**Abstract** Design of impervious and drainage systems for underground powerhouse at Ertan hydropower station is presented. The underground powerhouse complex is a gigantic project ,powerhouse is immediately adjacent to reservoir and seepage flow conditions are complex. Therefore , it is essential to take seepage control measures for cavern rock stability and safe operation of the power station.

**Key words** Ertan hydropower station ,underground powerhouse ,seepage control and drainage ,curtain

## Deformation and Supporting of Surrounding Rock in Caverns of Underground Powerhouse complex at Ertan Hydropower Station

Li Zhenggang

(Ertan Engineering Corporation ,Panzihua ,Sichuan ,617000)

**Abstract** Caverns in underground powerhouse complex at Ertan is of a massive scale with the longest span and length in the world. Due to high in situ stress in the powerhouse area ,important deformation of local surrounding rock ,rock burst ,shotcrete spalling occur during excavation. Systematic rock bolt support and shotcrete were carried out for the surrounding rock and reinforcement was done locally for rock stability. Supporting force for surrounding rock is determined by Q value of rock quality. It is an example for design of supporting strength.

**Key words** Ertan hydropower station ,underground powerhouse ,high in situ stress ,deformation of surrounding rock ,rock bolt support and shotcrete ,support strength

## Tension Test and Result Analysis on 3000 kN Anchorage Cable on Upstream Slope of Stilling Basin at Xiaolangdi Waterconservancy Project

Li Xiangdong Ma Bangkai

(The 7<sup>th</sup> Construction Bureau of Water Conservancy and Hydropower Engineering of China ,Pixian ,Sichuan ,611730)

**Abstract** Installation of anchorage cable on upstream slope of stilling basin at Xiaolangdi project was carried out under difficult geological conditions. Insitu tension test was conducted first to ensure anchorage meeting design requirements. From test ,the relationship of cable free end , anchor pier ,foundation deformation and cable creep with load is revealed and rational design force for anchorage cable is proved.

**Key words** rock anchor with prestress without bond ,tension test ,creep degree

## Problem of Drainage in Dam Foundation of High Arch Dam

Zhang Wenzhuo

(Kunming Hydroelectric Investigation and Design Research Institute ,State Power Company ,Kunming ,650051)

**Abstract** By analysis on example of project defeats and on the Casagrande Theory ,a elementary introduction on purpose ,arrangement ,mode and parameters for drainage in dam foundation of high arch dam is presented. The drainage parameters are so difficult to be determined that data from some projects in China and abroad are analyzed. Preliminary knowledge is gained finally and suggestions are proposed.

**Key words** arch dam ,dam foundation ,drainage ,seepage pressure ,grout

## Long - term Study on Autogenous Deformation of Concrete Added with MgO

Li Chengmu

(Chengdu Hydroelectric Investigation and Design Research Institute ,State Power Company ,Chengdu ,610072)

**Abstract** Test and experiment for autogenous deformation of concrete added with lightly burnt MgO and inside MgO observed for 10 years and 20 years are provided. Test of mechanical and deformation properties during 12 years proves that long - term mechanical property for concrete with MgO is stable and not so much effected by slight expansion.

**Key words** added MgO ,inside MgO ,autogenous deformation ,concrete with MgO ,deformation by expansion