

层状岩体中地下厂房围岩施工力学行为研究

唐雪梅^{1,2}, 唐军峰^{1,3}

(1.中南大学 资源与安全工程学院,湖南 长沙 410083;2.湖南安全技术职业学院,湖南 长沙 410151;

3.中国水电工程顾问集团公司 中南勘测设计研究院,湖南 长沙 410014)

摘要:对缓倾角层状岩体中的大型地下厂房施工力学行为进行了综合研究.详细分析了开挖过程中主厂房围岩不同部位(包括顶拱、上下游边墙)的现场监测资料,并借助基于非连续介质理论的高散元程序 UDEC,综合分析了围岩的变形特征、剪位移分布、围岩应力分布、塑性区分布和锚杆轴力分布等岩体力学行为.结果表明,结构面(如软弱夹层、层面和节理裂隙等)是控制围岩变形的主要因素,软弱夹层的存在控制了围岩剪位移、应力和塑性区的分布,是导致锚杆轴力增大的主要因素,实时监测资料和理论计算成果吻合良好.

关键词:地下厂房;层状岩体;现场监测;UDEC;软弱夹层

中图分类号:TU45

文献标识码:A

文章编号:1672-9102(2010)01-0047-08

层状岩体是自然界广泛分布的一种岩体结构形式,主要表现为层理面发育,并伴随有层间剪切错动形成的软弱夹层和节理裂隙等结构面.已有的工程实践和理论研究成果均表明,由于这些结构面的存在,以及层状结构使得此类岩体的性质与一般的岩体有很大的区别,岩体的工程特性主要受层面控制,其变形和强度特征表现出明显的各向异性,从而导致岩体的稳定性和破坏条件更为复杂^[1-4].随着国民经济的发展和西部大开发战略的实施,我国出现了一大批水电站大型地下工程,且多修建在不同倾角的层状岩体中.由于水电站地下厂房开挖跨度大,边墙高,分析层状岩体对地下厂房围岩稳定性的影响具有重要的现实意义^[5-12].

1 工程概况

向家坝水电站是金沙江流域开发的一个重要梯级电站,电站位于金沙江下游,毗邻云南省水富县,以发电为主,总装机容量 6 400 MW.地下洞室群布置于金沙江下游 U 型峡谷出口右岸山体内,山体雄厚,岩体主要为层状砂岩,结构面以层面为主,伴随有软弱

夹层和节理裂隙.层面产状 $60^\circ \sim 80^\circ/\text{SE} \angle 15^\circ \sim 20^\circ$,倾向下游偏山体内侧;主厂房开挖长度 255 m,岩锚梁以上开挖跨度 33.40 m,岩锚梁以下开挖跨度 31.40 m,顶拱高程 306.12 m,开挖高度 85.50 m;主变洞平行布置于主厂房下游侧,洞室开挖尺寸 $175 \text{ m} \times 26.3 \text{ m} \times 23.9 \text{ m}$ (长 \times 宽 \times 高),主变洞顶拱高程 298.39 m.主厂房、主变洞平行布置,主洞室轴线方向 30° .主厂房和主变洞之间岩墙厚度 40.00 m,与两洞跨度比分别为 1.20 和 1.27.其中,主厂房跨度和高度位居世界前列.工程布置见图 1 所示.开挖揭露情况显示,洞室围岩以厚层、巨厚层状结构为主,岩性坚硬、新鲜、完整,围岩分类多为 II 类岩体,节理裂隙较多部位为 III 类,软弱夹层及其附近影响带围岩类别划分为 IV 类和 V 类围岩,II 类~V 类围岩所占的比例分别为 71.4%,19.7%,7.6%和 1.3%.

本文主要研究了向家坝地下厂房围岩开挖过程中的现场监控量测,结合基于非连续介质理论的高散元法研究了缓倾角层状岩体地下洞室围岩的变形和施工力学行为,以为同类工程提供设计和施工参考.

收稿日期:2009-11-04

基金项目:国家自然科学基金重大研究计划资助项目(50490272)

通信作者:唐雪梅(1976-),女,湖南沅陵人,博士生,主要从事岩石力学和矿业工程方面的教学和研究工作.E-mail: tangxuemei0@126.com

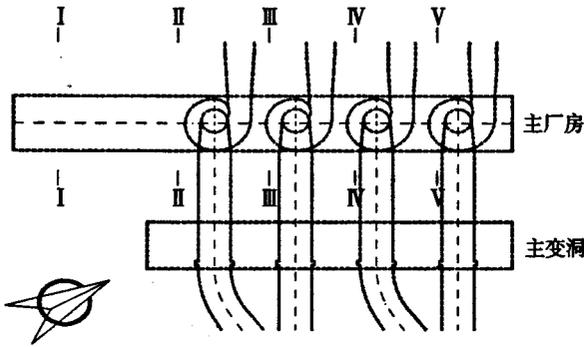


图1 地下厂房系统平面布置图

Fig.1 Layout chart of the underground powerhouse

2 现场监测

2.1 监测布置

地下厂房布置五个监测断面 (I-I ~ V-V, 图1), 每个监测断面的监测项目包括(多点位移计)变形监测和(锚杆)应力监测, 断面的仪器布置见图2所示. 图中, 多点位移计编号约定如下: “M”代表多点位移计, 上标4表示四点式多点位移计, 下标3表示3号监测断面, 后面的数字表示多点位移计编号; 锚杆应力计用AS表示, 其后的数字意义与上同.

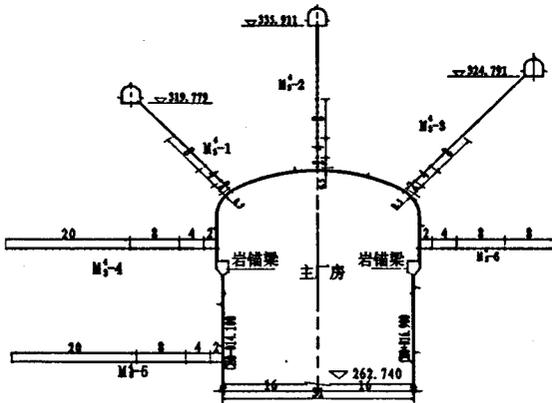


图2 监测断面位移布置图

Fig.2 Displacement instrument layout at monitoring section

表1 主厂房多点位移计预埋概况(以断面3为例)

Tab.1 Pre-buried multipoint extensometers (cross-section No.3)

测点编号	厂房桩号	位置	埋设高程/m	初始观测日期
M ₃ ⁴ -2	CZ0+45.0	顶拱以上 0.5 m	306.62	2006-11-10
		顶拱以上 2.5 m	308.62	2006-11-10
		顶拱以上 6.5 m	312.62	2006-11-10
		顶拱以上 14.5 m	320.62	2006-11-10

为获得主厂房和主变洞自开挖施工初期至结束及运行期的全过程围岩变形情况, 布置于两大洞室拱顶和拱座部位的多点位移计都从上层排水廊道和灌

浆廊道内钻孔、预埋安装. 表1给出了拱顶部位的多点位移计预埋概况(以断面3为例). 多点位移计的锚头从主厂房和主变洞的开挖洞壁向围岩方向按照由密到疏的原则布置, 其中A, B, C, D 4个锚头埋设位置分别距离洞壁表面 0.5, 2.5, 6.5, 14.5 m 深度, 代表不同测点, 灌浆廊道和排水廊道内测头位置(距洞壁围岩表面 30 m 左右) 作为主厂房洞室围岩相对不动点.

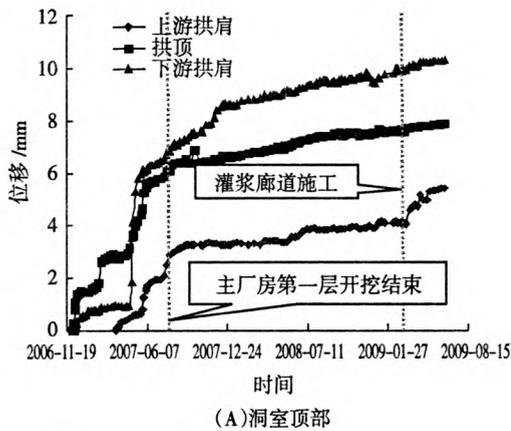
洞室采用四点式多点位移计, 为美国 Sinco 公司原装进口位移传感器及振弦式读数仪, 量程: 200 mm, 最小读数: 0.025 mm, 系统精度: 0.1 mm; 位移传递杆为不锈钢杆, 直径 6 mm; 锚杆应力计型号 MG-25A, 最小读数 < 1.3 MPa/0.01%, 量程: -100 ~ + 300 MPa.

2.2 围岩变形

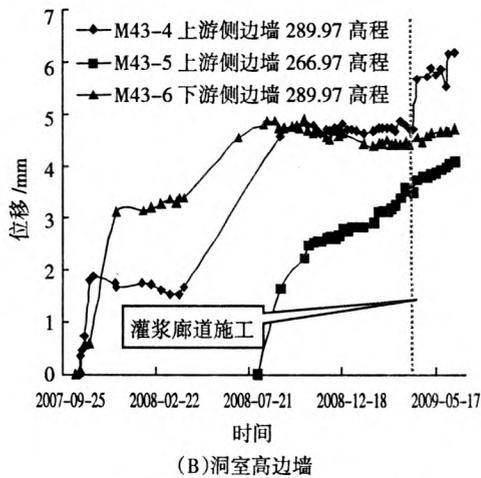
1) 同一断面围岩变形特征

图3给出了断面III的洞室顶部和两侧高边墙孔口位移-时间曲线. 其中, 洞室顶部的多点位移计在主厂房开挖前即已安装, 高边墙的多点位移计在开挖至对应的岩层以后一段时间才安装, 开挖引起的围岩变形实际上已经损失了绝大部分^[13-14], 因此, 高边墙监测得到的变形量小于洞室顶部(图4B). 由图3可知, 洞室顶部的围岩变形量均比较小, 拱顶和上下游拱肩的位移量最大在 10 mm 左右, 各点位移差别一般在 4 ~ 5 mm 左右; 高边墙的监测结果显示, 高程 289.97 m 处, 上游边墙(测点 M₃⁴-4)和下游边墙测点(编号 M₃⁴-6)位移变化曲线相似, 位移量稍有差别, 但变化不大; 更低部位的监测位移值略小于上部测点(图3中的 266.97 m 高程测点 M₃⁴-5). 地下厂房其它断面具有相似的变化规律.

由图3多点位移计变化曲线可知, 第一层开挖引起的变形是洞室顶部(包括上下游拱肩和拱顶)变形的组成部分, 占总变形量的 49.3% ~ 131.2% (大于 100% 表示以下各层的开挖产生了上台), 平均 80.0%, 即第一层开挖形成的空间效应明显. 第二层及以下开挖对顶拱围岩变形影响很小. 以下各层的开挖过程中, 当位于主厂房上游 32 m 处的防渗帷幕在进行压力灌浆施工时, 最大压力可以达到 4.0 MPa, 对厂房洞室围岩各点的变形均有一定的影响. 由图, 距离帷幕比较近的上游侧(包括上游拱肩、上游高边墙)围岩产生的位移变化量明显大于其它部位(图3), 显示出明显的空间效应.



(A)洞室顶部



(B)洞室高边墙

图3 断面Ⅲ多点位移计孔口位移-时间曲线
Fig.3 Curves of displacement-time at section III

图4为断面Ⅲ拱顶围岩不同埋深位移-时间变化曲线.由图,孔口部位0.5 m深的测点变形最大,为7.87 mm,埋深距离孔口越深,变形量越小,距离孔口14.5 m深度的测点变形量仅为0.25 mm,说明开挖作用对围岩的扰动作用由孔口向深部逐渐减小.

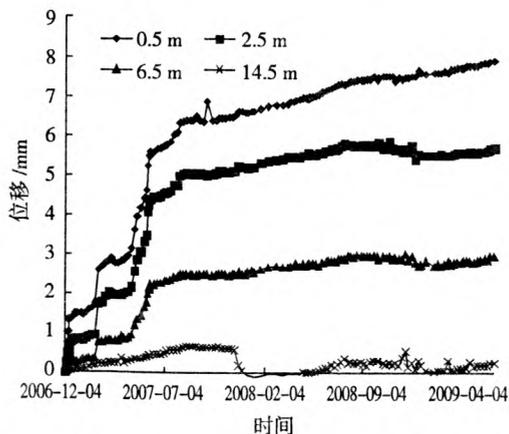


图4 断面Ⅲ的M₃-2不同埋深测点位移-时间曲线
Fig.4 Displacement-time curves of multipoint extensometers M₃-2

其余4个断面监测结果大都显示出与图4曲线相似的变化规律,仅少量例外.以断面4的M₄-1为例,其不同埋深测点的变化曲线见图5.由图,埋深距离孔口2.5 m的测点围岩变形为4.69 mm,大于距孔口0.5 m深度的测点变形(4.02 mm).由于多点位移计M₄-1位于该断面的上游拱肩,考虑到缓倾角岩体结构特征,拱肩位移变化趋势与拱顶有明显的差异,表现出洞室开挖后,拱顶位移基本上是垂直向临空面方向的回弹,而拱肩处围岩具有顺层面向临空面滑移的变化趋势.现场地质情况显示,该部位含一条断续发育的软弱夹层,含少量泥质,多点位移计M₄-1穿过该层面.受开挖影响,夹层附近岩体因卸荷松动,顺层间滑移变形,导致不同深度测点整体变形趋于一致,且量值相近.另外,由于该部位位于上游拱肩,灌浆压力施工对围岩的变形造成的影响明显(图5).

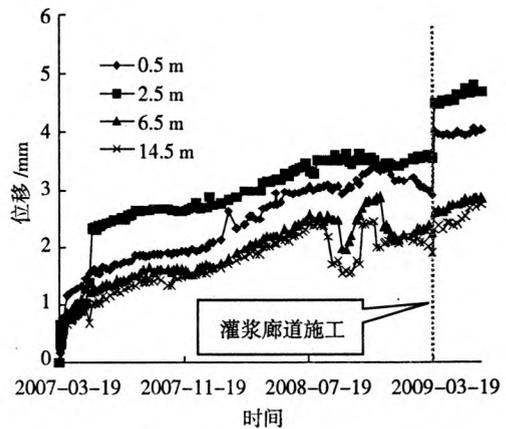


图5 M₄-1不同埋深测点位移-时间曲线
Fig.5 Displacement-time curves of multipoint extensometers M₄-1

2)不同断面围岩变形特征

图6给出了主厂房5个不同监测断面的拱顶围岩孔口位移-时间曲线.由于主厂房的开挖主要分三步进行,概括为中导洞开挖,中导洞扩挖和上下游9 m扩挖,监测得到5个断面的围岩变形也显示出3个明显的位移增量台阶,说明围岩的变形与施工开挖过程关系密切.

表2为地下厂房开挖后的顶拱沉降.现场地质条件显示,地下厂房围岩从桩号CZ0+85开始至北端墙CZ0+165,由于靠近山体外侧,山体弱卸荷作用产生的裂隙较为发育,长大节理裂隙分布较多,部分夹有次生黄泥,造成该段岩体质量普遍较差,围岩的监测资料也显示出同样的结论:断面4(桩号CZ0+87.0)和断面5(CZ0+127.5)监测到的拱顶围岩变形大于其余监

测断面(图 6、表 2)。

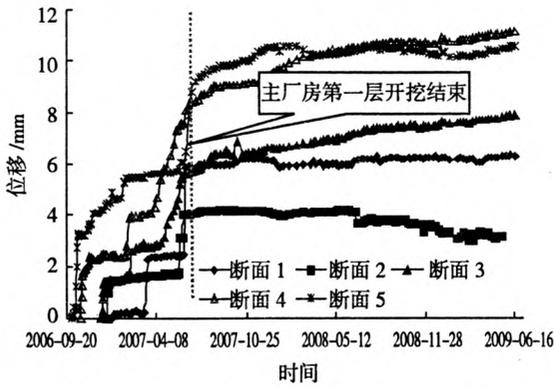


图 6 主厂房拱顶围岩孔口位移-时间曲线

Fig.6 Displacement-time curves of multipoint extensometers at different sections

表 2 主厂房各断面开挖结束后的顶拱沉降值(单位:mm)

Tab.2 Monitoring data of different cross-sections at the main powerhouse(unit: mm)

断面编号	桩号	测点埋深			
		0.5 m	2.5 m	6.5 m	14.5 m
断面 I	CZ0-58.75	6.22	0.26	0.62	1.33
断面 II	CZ0+0.75	3.28	4	3.26	1.41
断面 III	CZ0+45.0	7.75	5.55	2.83	0.13
断面 IV	CZ0+87.0	损坏	10.99	7.85	5.31
断面 V	CZ0+127.5	10.43	8.88	6.1	4.34

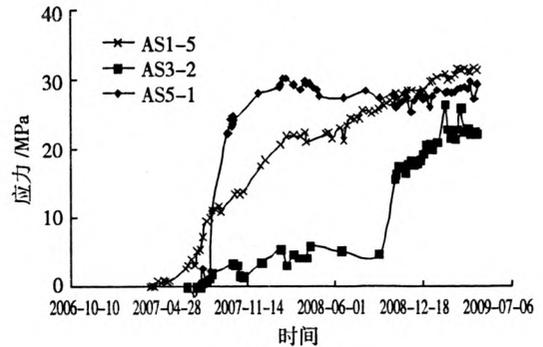
由图 6 和表 2 可知,总体上,围岩的变形量不大,这与地下洞室群所处的良好地层岩性、低地应力、洞室群布置方式、施工方法和施工顺序等多因素有关,围岩变形得到了有效控制。

2.3 锚杆应力分析

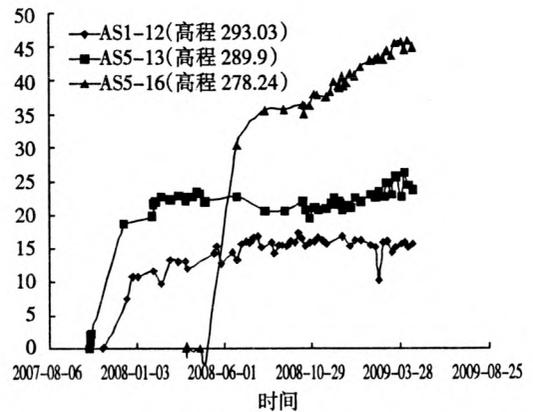
通过对锚杆应力状态的监测分析,可以了解锚杆的工作状态,判断锚杆对围岩的支护效果.图 7 给出了主厂房不同部位的锚杆轴力随时间的变化曲线.由图可以看出,尽管锚杆所处的部位不同,但轴力随时间的变化规律基本一致,即在锚杆安装后,轴力在初始阶段逐步增大,达到一定值后逐步趋于稳定。

综合分析多个监测断面发现,地下洞室绝大多数锚杆为拉力,仅极少数锚杆监测值出现拉应力现象,且量值小.锚杆应力值一般在 50 MPa 以内,少数锚杆应力值超过 100 MPa 甚至更大.现场调查研究发现,这些出现较大应力值的锚杆所处位置有一个共同的特点,即所处位置基本位于结构面(如软弱夹层、层面和节理面)及其附近.以监测断面 V 为例,结合现场地质资料,图 8 给出了该断面的工程地质剖面及锚杆应力计监测结果分布.由图可知,监测得到的多个锚杆应力

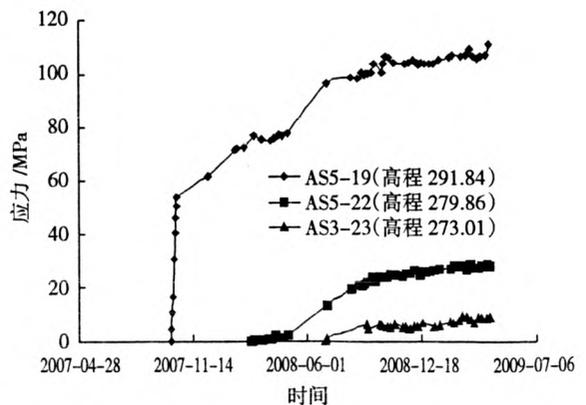
值小于 50 MPa,大于 50 MPa 的锚杆多处于夹层及其影响带附近(图 8 中仅给出夹层位置和少量层面,节理面没有画出),其中,锚杆应力计 As5-2 和 As5-20 穿过同一条夹层 JC2-2,测得的应力分别为 200.99 MPa 和 217.99 MPa.位于上游边墙高程 278.0 m 附近的 As5-15,锚杆应力值更是达到 250.94,这与该部位有一条透镜状炭质粉砂岩(夹层)及一条陡倾角节理(产状 $310^{\circ}/NE \angle 68^{\circ}$)有关。



(a)顶拱锚杆



(b)上游边墙锚杆



(c)下游边墙锚杆

图 7 不同部位的锚杆应力-时间曲线图

Fig.7 Stress-time curves of anchors

结构面对围岩稳定、支护结构(如锚杆)受力的影响分析认为,由于开挖的影响,岩体有顺结构面发生剪切滑移的趋势,陡倾角结构面则会张开,导致锚杆受剪、受拉而产生较大的拉应力.当这种拉应力小于锚杆与岩体共同作用力时,围岩处于稳定状态;而当这种拉应力大于锚杆与岩体的共同作用力时,围岩就会产生失稳而掉块现象.因此,结构面,特别是软弱夹层是施工中需重点关注的部位,对围岩的稳定性起控制作用.

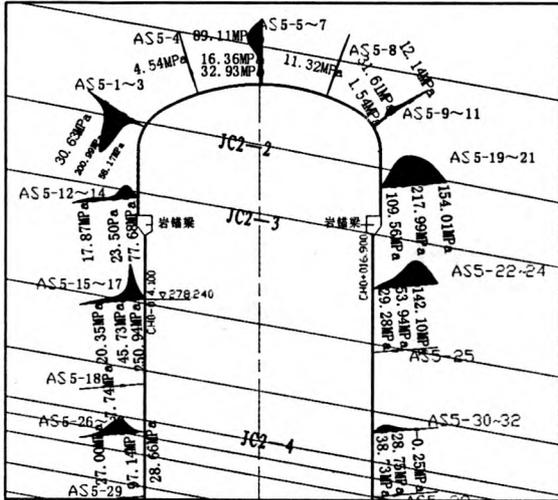


图8 监测断面V锚杆应力分布(仅列出部分夹层和层面,图中JC代表夹层)
Fig.8 Stress of anchors at the surrounding rock mass at section V (only some interlayer and bedding planes displayed, JC means weak interlayer)

3 数值计算分析

由于层状岩体的变形和强度具有各向异性的特点,因此不能将其视为简单的连续介质,而采用基于非连续介质理论的离散元法是处理该类岩体力学问题的理想方法.本文采用 UDEC 程序进行分析计算.为方便对比监测数据,计算模型取自监测断面V.模型中,岩石采用 Mohr-Coulomb 弹塑性本构关系,不连续面采用 Coulomb 滑动屈服准则,利用程序中的 Cable 单元模拟锚杆的作用.岩体计算参数见表3和表4所示^[15].

3.1 围岩变形

图9给出了地下厂房开挖后的位移矢量图,图10为主厂房不同部位的位移时间曲线.由矢量图可知,由于结构面的存在,顶拱位移矢量方向顺结构面指向临空面,显示出围岩体的变形趋势;顶拱的变形最小,出现了约为10mm左右的沉降变形(图11),与监测结果

相近;上下游高边墙的变形较大,且较大变形出现在主厂房高边墙中部,计算得到的最大位移为37.45mm(图9);

表3 岩层物理力学参数
Tab.3 Mechanical parameters of rock mass

岩层	弹性模量 /GPa	泊松比	粘结力 /MPa	内摩擦角 /($^{\circ}$)	抗拉强度 /MPa	容重 /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)
T_3^3	8.00	0.23	1.12	42.0	1.23	25.34
T_3^{2-6-4}	18.80	0.22	1.37	49.5	1.76	25.49
T_3^{2-6-3}	18.01	0.22	1.33	48.7	1.33	25.50
T_3^{2-6-2}	18.24	0.22	1.35	49.0	1.71	25.50
T_3^{2-6-1}	18.66	0.22	1.35	49.2	1.73	25.49
T_3^{2-5}	3.67	0.25	0.90	35.4	0.84	25.63
T_3^{2-4}	18.68	0.22	1.37	49.5	1.75	25.50

表4 夹层与层面节理物理力学参数
Tab.4 Mechanical parameters of interlayer and joints

类别	摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$	法向刚度 $K_n/(\text{MPa}\cdot\text{m}^{-1})$	切向刚度 $K_t/(\text{MPa}\cdot\text{m}^{-1})$	黏结力 c/MPa
夹层	22.0	4 800	2 100	0.12
层面节理	41.7	37 400	12 500	1.00

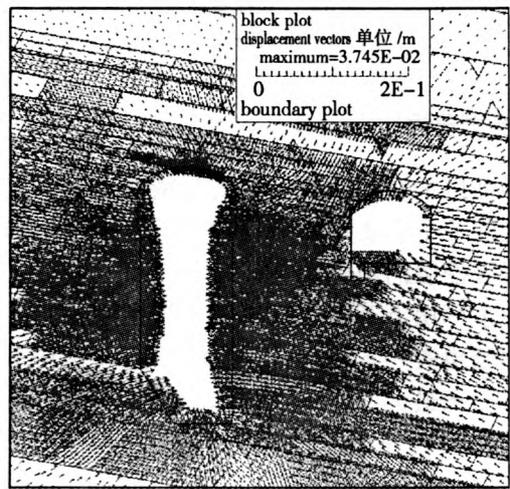


图9 位移矢量图
Fig.9 Vector diagram displacement

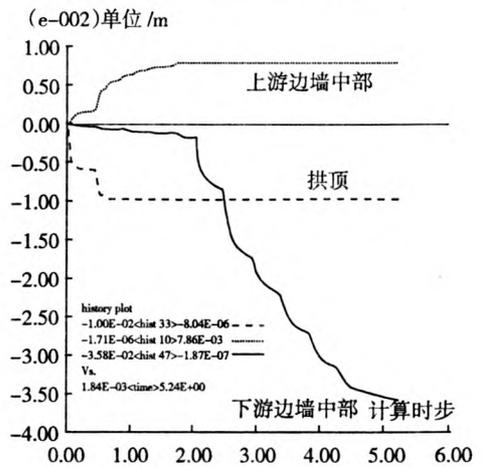


图10 主厂房不同部位位移-时间曲线
Fig.10 Displacement-time curves at different part of the main powerhouse

图 11 为地下厂房开挖后的围岩剪位移分布.由图可知,易发生剪切变形的部位主要位于软弱夹层和层面部位,以软弱夹层部位居多;主厂房上游边墙软弱夹层部位是易产生滑动变形的部位,另外,在厂房顶拱出露的层面也易产生剪切变形,当该部位有软弱夹层出现时,产生的变形量将会更大,因此,缓倾角层状岩体对顶拱部位的围岩稳定不利.

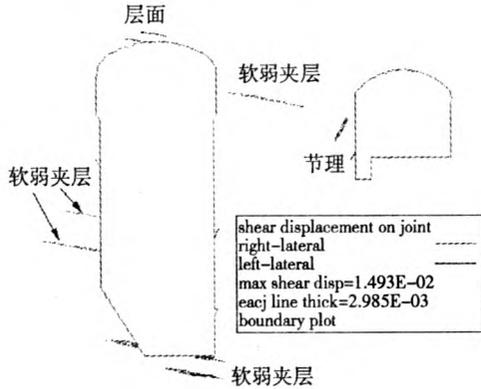


图 11 剪位移分布

Fig.11 Vector diagram of shear displacement

3.2 围岩塑性区

塑性区的分布范围和位置是衡量地下洞室围岩稳定性的一个重要指标,图 12 给出了主厂房和主变洞围岩开挖后的塑性区分布.由图可知,塑性区主要分布在主厂房上下游边墙和主厂房顶拱部位,主变洞上游边墙也有一定分布(图 12).其中,主厂房下游边墙分布面积最大,主厂房下游边墙与主变洞上游边墙贯穿的两条软弱夹层之间岩体甚至出现了塑性区的贯通;主厂房上游边墙塑性区主要分布于中部,深入上游岩体达 30.0 m,由图 12 可知,较大塑性区分别处于软弱夹层之间.因此,软弱夹层对洞室围岩塑性区的分布影响很大.

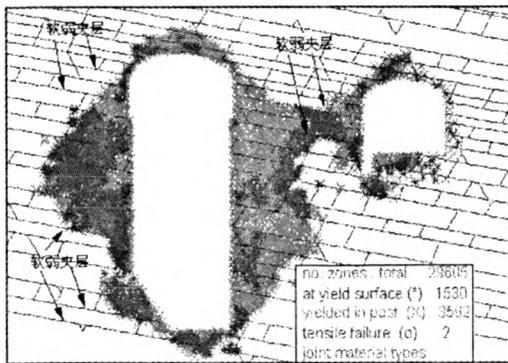


图 12 塑性区分布

Fig.12 Distribution diagram of plastic zones

3.3 主应力

图 13 为开挖后的围岩第一主应力分布图.由图可知,洞室围岩的洞顶和底部转角出现应力集中,表现为压应力;底板下游侧围岩集中程度和范围最大;洞顶位置,上游拱肩应力集中程度和范围大于下游拱肩;主厂房围岩上下游边墙中部出现一定的应力松弛现象,甚至出现拉应力.根据计算,最大拉应力值为 0.776 MPa(图 13).

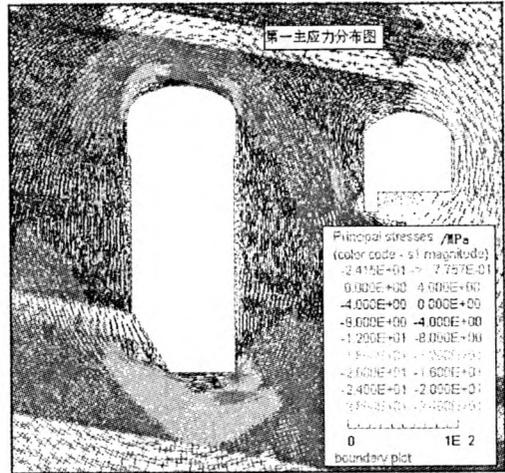


图 13 主应力分布图

Fig. 13 Distribution diagram of principal stresses

3.4 软弱夹层对锚杆应力的影响

根据监测结果,当锚杆穿过软弱夹层时,往往出现较大的应力值.本次计算研究结构面(如软弱夹层)对锚杆应力的影响.

图 14 为地下厂房开挖结束后围岩不同部位的锚杆轴力大小及分布情况(为方便对比,仅列出部分锚杆).图中,贯穿软弱夹层的锚杆分别为:上游边墙 No. 154, No.16 和 No.163,下游边墙 No.75, No.76, No.86 和 No.101;贯穿层面的锚杆分别为顶拱的 No.136 和上游边墙的 No.18;未穿过结构面锚杆以上游拱肩的 No. 147 为代表.由图可知,对于同一断面,锚杆是否贯穿结构面以及结构面的类型不同,轴力值相差很大,总体上,锚杆轴力值的大小,软弱夹层部位(平均 163.8 kN)> 层面部位(平均 93.9 kN)> 无结构面部位(28.2 kN)(图 14).

由图 14 还可以发现,软弱夹层在地下厂房中出现的位置不同,锚杆轴力的大小也表现出一定的差异.由图,对于贯穿软弱夹层的锚杆,上游边墙平均轴力值为 118.8 kN,下游边墙平均轴力值为 197.5 kN,即对于向家坝地下洞室缓倾下游的层状结构岩体,当锚杆

穿过软弱夹层时,总体上,下游边墙的轴力值远远大于上游边墙(图 14).监测结果也证实了这样一种判断:以断面 5 为例(图 8),对于穿过夹层 JC2-2 的上下游锚杆,测力计监测结果显示,上游锚杆(测力计编号 As5-1 ~ As5-3)应力平均值为 96.6 MPa,下游锚杆(测力计编号 As5-19 ~ As5-21)应力平均值为 160.5 MPa,下游测值远大于上游测值.

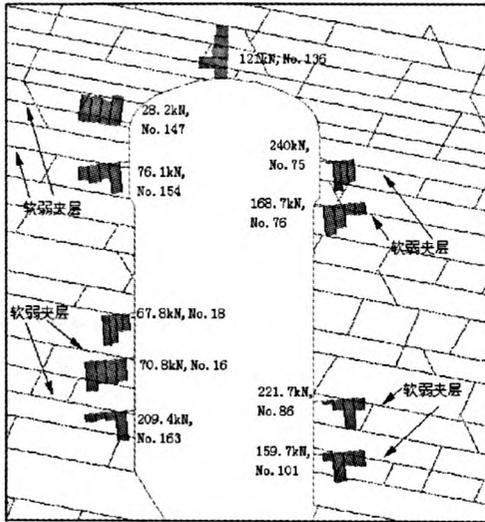


图 14 地下厂房不同部位的锚杆最大轴力及分布

Fig.14 Maximum axial forces of anchors at different part of the main powerhouse

分析认为,由于软弱夹层性质较差,岩体易沿软弱夹层产生变形(计算得到高边墙的软弱夹层部位变形最大),导致夹层附近岩体产生较大的剪应力,因而贯穿软弱夹层的锚杆轴力较大,层面强度次之,锚杆轴力小,而无结构面部位的锚杆(如图 13 中的 No. 147)轴力最小;由于向家坝地下厂房为典型的层状结构,缓倾下游,因此在开挖过程中,岩体易沿层面张裂,上游侧岩体具有顺层滑动的趋势,而下游侧岩体则具有倾倒变形的趋势.根据无支护条件下的开挖位移矢量图发现,在不考虑支护的条件下,总体上,下游边墙夹层部位的位移矢量大于上游边墙,即下游边墙的变形稍大,因此,在进行锚杆支护时,在围岩变形大的部位,产生的锚杆轴力也越大.

4 结论

大型地下洞室的施工过程是个不可逆的非线性力学过程,由于多个洞室交错,单个洞室体积庞大,地质条件和开挖程序复杂,施工过程中围岩体的力学行为非常复杂,论文借助施工过程中的现场监控量测和数值计算,得到以下结论:

1)由于有层面、软弱夹层和节理裂隙等不连续面

的存在,地下厂房不同的监测断面表现出不同的变形量值和变化趋势,个别断面顶拱围岩在后续的开挖过程中甚至出现部分上台回弹现象.

2)总体上,从岩壁表面至围岩深部,岩体变形量逐渐减少,但对于含软弱夹层的部位,变形可能会出现异常.

3)对于缓倾角层状地下洞室,穿过软弱夹层部位的锚杆应力值相对较大,且表现出一定的规律:下游边墙 > 上游边墙;不同结构面比较,软弱夹层部位 > 层面部位 > 无结构面部位.

4)结构面(层面、软弱夹层和节理裂隙)是控制围岩变形的主要因素,采用基于连续介质理论的数值方法不适合层状岩体力学行为分析,离散元法成为研究该类问题的有力工具.

参考文献:

- 丁秀丽,董志宏,卢波,等.陡倾角沉积岩地层中大型地下厂房开挖围岩变形失稳特征和反馈分析[J].岩石力学与工程学报,2008,27(10):2019-2026.
Ding X L, Dong Z H, Lu B, et al. Deformation characteristics and feedback analysis of surrounding rock of large underground powerhouses excavated in steeply dipped sedimentary rock strata[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(10): 2019-2026.
- Serrano A, Olalla C. Ultimate bearing capacity of an anisotropic discontinuous rock mass, part I: basic modes of failure[J]. Rock Mech Min Sci, 1998, 35(3): 301-324.
- 张玉军,刘谊平.层状岩体的三维弹塑性有限元分析[J].岩石力学与工程学报,2002,21(11):1615-1619.
Zhang Y J, Liu Y P. 3D elasto-plastic fem analysis on layered rockmass [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(11): 1615-1619.
- 王克忠,李仲奎,包中坚.水电站地下厂房层状围岩现场监测及稳定性研究[J].岩石力学与工程学报,2007,26(10):2148-2152.
Wang K Z, Li Z K, Bao Z J. Study on site monitoring and stability of layered surrounding rocks of underground powerhouses of hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(10): 2148-2152.
- 张顶立,王悦汉,曲天智.夹层对层状岩体稳定性的影响分析[J].岩石力学与工程学报,2000,19(2):140-144.
Zhang D L, Wang Y H, Qu T Z. Influence analysis of interband on stability of stratified rockmass[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2000, 19(2): 140-144.
- 肖明,王阳雪.陡倾角层状岩体中地下厂房洞室围岩稳定性分析[J].岩石力学与工程学报,2002,21(增):2057-2060.
Xiao M, Wang Y X. Stability analysis on underground houses in the rock masses with steep obliquity[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(sup): 2057-2060.
- 朱焕春, Brummer R, Andrieux P. 节理岩体数值计算方法及其應用

- (一):方法与讨论[J].岩石力学与工程学报,2004,22(1):117-122.
Zhu H C, Brummer R, Andrieux P. Joint rock mass numerical computation and application(1): method and discussion[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 22(1):117-122.
- [8] 陈卫忠,李术才,朱维申,等.急倾斜层状岩体中巨型地下洞室群开挖施工理论与优化研究[J].岩石力学与工程学报,2004,23(19):3281-3287.
Chen W Z, Li S C, Zhu W S, *et al.* Excavation and optimization theory for giant underground caverns constructed in high dipping laminar strata[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(19):3281-3287.
- [9] 王克忠,张文雷,蔡美峰,等.地下电站厂房层状围岩位移的动态效应研究[J].水力发电学报,2005,24(4):99-103.
Wang K Z, Zhang W L, Cai M F, *et al.* Research on dynamic displacement of layer composite rock mass[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2005, 24(4):99-103.
- [10] 肖明,龚玉峰,俞裕泰.西龙池抽水蓄能电站地下厂房围岩稳定三维非线性分析[J].岩石力学与工程学报,2000,19(5):557-561.
Xiao M, Gong Y F, Yu Y T. Three-dimensional stability analysis of surrounding rock of underground houses of Xilongchi Pumped Storage Hydropower Station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2000, 19(5):557-561.
- [11] 陈帅宇,周维垣,杨强,等.三维快速拉格朗日法进行水布垭地下厂房地稳定分析[J].岩石力学与工程学报,2003,22(7):1047-1053.
Chen S Y, Zhou W Y, Yang Q, *et al.* Analysis of stability of surrounding rocks of Shuibuya underground plant by three-dimensional fast Lagrangian method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(7):1047-1053.
- [12] 彭琦,王佛割,邓建辉.地下厂房围岩变形特征分析[J].岩石力学与工程学报,2007,26(12):2583-2587.
Peng Q, Wang D K, Deng J H. Analysis of surrounding deformation characteristics in underground powerhouse[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(12):2583-2587.
- [13] Hibino S, Motojima M. Rockmass behavior during large-scale cavern excavation[C]//Hudson J. Comprehensive Rock Engineering. London: Pergamon Press, 1993:631-651.
- [14] Hibino S, Motojima M. Characteristic behavior of rock mass during excavation of large scale caverns[C]//Fujii T. Proceedings of the 8th International Congress on Rock Mechanics of the International Society for Rock Mechanics. Rotterdam: A A Balkema, 1995:583-586.
- [15] 唐军峰,徐国元,唐雪梅.地下厂房岩锚梁纵向裂缝成因分析及发展趋势[J].岩石力学与工程学报,2009,28(5):1000-1009.
Tang J F, Xu G Y, Tang X M. Cause analysis of longitudinal cracks of rock-anchored beam and its developmental trend in underground powerhouses[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(5):1000-1009.

Constructional mechanical behavior of underground powerhouse at layered rock mass

TANG Xue-me^{1,2}, TANG Jun-feng^{1,3}

(1. School of Resource and Safety Engineering, Central South University, Changsha 410083, China;

2. Hunan Vocational Institute of Safety & Technology, Changsha 410151, China;

3. Mid-South Design and Research Institute for Hydroelectric Projects, Changsha 410014, China)

Abstract: Constructional mechanical behavior a huge underground powerhouse situated at layered rock mass was analyzed. Site monitoring material of the underground powerhouse at various parts of the rock mass, such as the crown, the upstream and downstream side wall of the cavern, were carefully analyzed, and UDEC program, a kind of software based on the discontinuous medium theory, was used to research on the deformation character, distribution of shear displacement, stress, plastic zones and anchor of rock mass. The results indicate that the discontinuous surface such as weak interlayer, bedding plane and joints are the major factors which control the deformation of the rock mass, the existence of weak interlayer influenced the distribution of shear displacement, stress and plastic zones, which is also a major factor result the axial forces increased rapidly during construction. The site monitoring results agrees well with the numerical calculation.

Key words: underground powerhouse; layered rock mass; site monitoring; UDEC; weak interlayer