

第 八 篇

岩体流变问题的工程应用

第 23 章 某水电站地下厂房洞室中的应用实践

该水电站位于云南、贵州交界的黄泥河上,是一大型混合式开发的地下水电站。是“六五”期间国家重点项目之一。由于工程的重要性及工程所处的地理位置,所以,工程建设过程中,对水电站地下洞室围岩稳定性和支护的研究是非常必要的。并将此列为“六五”期间国家科技攻关项目之一。1983 年,笔者所在的同济大学岩土工程研究所承担了该水电站地下厂房结构粘-弹塑性有限元分析以及对衬砌支护设计优化和有压引水隧洞等方面的研究。经过课题组几年的努力,取得了一定的研究成果,为该水电站快速、安全、经济施工起到了积极的作用,取得了较好的经济效益和社会效益。

§ 23.1 大断面地下厂房洞室围岩、支护系统 粘弹塑性分析的工程应用

23.1.1 水电站地下厂区的工程和地质概况

(1) 工程概况

地下厂区的主要建筑物包括主副厂房、主变开关室、尾水闸门室、厂房运输洞和主变运输洞等,均布置在谷口左岸的空岩梁子山体内部。

厂区地下建筑物的规模较大,沿北西向平行布置有三排主要洞室。立面上下交错布置有各个连通洞室。地下主副厂房开挖尺寸为长 $\times$ 宽 $\times$ 高 $=125\text{m}\times17.5\text{m}\times38.4\text{m}$,厂房的长轴方向为 $\text{N}45^\circ\text{W}$ 。主变开关室与厂房平行布置,其开挖尺寸为长 $\times$ 宽 $\times$ 高 $=82.5\text{m}\times12.5\text{m}\times25.7\text{m}$,距离厂房下游边墙为 39.25m 。尾水闸门室布置在主要开关室的下游侧,其开挖尺寸为长 $\times$ 宽 $\times$ 高 $=67\text{m}\times6.8\text{m}\times12.4\text{m}$,长轴方向为 $\text{N}61^\circ\text{W}$,距主变开关室下游边墙约 50m 。

水电站供水采用两条地下埋藏式主钢管道联合供水方式,四条支管与厂房长轴方向呈 60° 交角。斜向进水,下游设四条有压尾水洞。尾水闸门前一段为圆形断面,开挖半径为 3.3m ,尾水闸门至出口段为方圆形断面,开挖尺寸为宽 $\times$ 高 $=6.6\text{m}\times6.6\text{m}$ 。四条尾水洞全长分别为 183m 、 174m 、 171m 、 170m ,相互平行,均为 $\text{N}29^\circ\text{E}$ 。

厂区工程布置如图 23.1-1 所示。

(2) 厂区枢纽的工程地质概况

工程厂区主要建筑物所在的空岩梁子山体,位于黄泥河左岸,河谷深切,山体雄厚,东西三面陡崖耸立,河岸坡度在 70° 以上,顶峰与黄泥河水面相对高差达 740m 。

空岩梁子山体为关岭组(T_{2g})中厚层状的灰质白云岩及白云质灰岩,层理明显,层间有的含有 $0.5\sim2\text{cm}$ 厚的粘土软弱夹层,河谷底部为法朗组(T_{2f})砂页岩及粘土岩。灰质白云岩和白云质灰岩坚硬完整,而砂页岩较软弱,易分化破碎。

厂区的地质构造比较复杂,以北东方向的构造为主。影响厂区的有 F_{203} 和 F_{313} 两条主

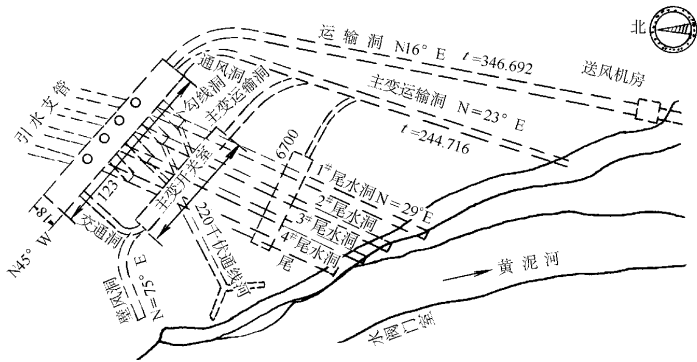


图 23.1-1 水电站厂区枢纽布置平面示意图

要断层。 F_{203} 断层属压扭性断层,从引水隧洞一直延伸到厂区,长约两公里,走向北东,倾向北西,倾角 $25^{\circ}\sim 45^{\circ}$,破碎带宽度为 $2\sim 3\text{m}$,其填充物为钙质和方解石,顶部有断层泥。 F_{313} 断层亦为压扭性断层,走向北 $10^{\circ}\sim 45^{\circ}$ 东,倾向北西,倾角 $45^{\circ}\sim 60^{\circ}$,其填充物为角砾岩,胶结紧密,破碎带宽度为 $1.5\sim 5\text{m}$ 。

主副厂房和主要地下建筑物的布置均避开了上述两条主要断层。

厂房围岩属中等坚硬、高应力、高弹模,有较多节理裂隙的岩体,岩体完整性较好,但由于存在软弱结构面和较多方解石岩脉,所以工程地质条件比较复杂。

厂区地震烈度为6度。

23.1.2 计算中的一些简化处理和参数选用

(1) 厂区地层初应力场参数选用

在采用释放荷载法对洞室作稳定性分析时,地层的初应力场值是计算前提,因而确定工程范围内初始地应力的大小和方向是一个至关重要的问题。在这方面,昆明院科研所作的厂区地应力场的现场测试,武汉水电学院也发表了有关厂区围岩岩石力学特点的研究报告,天津大学利用回归分析方法,计算了厂区的地应力场。综合上述研究可以看出,厂区地层中的垂直应力普遍大于自重应力,且随深度增加而增加,自重因素在其中起了主要作用,水平应力与垂直应力的比值比较分散,大致在 $0.43\sim 1.19$ 之间,远大于自重所能产生的侧压力。因而,分析认为厂区围岩的水平应力 σ_x 中,构造因素起主要作用,构造应力的大小及其主向在厂区情况是不可忽视的。

(2) 厂区岩石物理力学指标的选用

计算中所用到的岩石常规参数,均按昆明水电勘测设计院提供的计算指标和选用范围取用,流变参数参考武汉水电学院的三轴蠕变试验数据,并结合国内外有关文献资料确定。表 23.1-1 是在本项计算中所用诸参数的实际值,表 23.1-2、表 23.1-3 是昆明院提供的原始数据,表 23.1-4 是武水提供的岩样流变试验报告成果。

(3) 喷锚支护与爆破松动圈效应的综合简化处理

本程序未设置考虑锚杆力学效应的专门模块,而锚杆作用的效果则又是明显的,如果忽略它的存在,对计算结果将有较大的误差。在本项研究中寻找了一种简单的替代方法,认

计算中岩石物理力学指标的采用值表 23.1-1

	T_{2g}^{1-1}	T_{2g}^{1-2} T_{2g}^{1-3}	卸荷裂隙带	T_{1y}
弹性模量(MPa)	4.5×10^4	2.5×10^4	1.6×10^4	3.5×10^4
泊 松 比	0.22	0.25	0.30	0.22
重 度(MPa)	2.74×10^{-2}	2.73×10^{-2}	2.70×10^{-2}	2.74×10^{-2}
粘聚力(MPa)	70×10^{-2}	60×10^{-2}	40×10^{-2}	70×10^{-2}
内摩擦角(度)	65°	62.5°	55°	65°
粘塑性系数 η_3 (kN·H/m ²)	1.45×10^{11}	1.32×10^{11}	1.19×10^{11}	1.45×10^{11}

为 根据喷锚作用机理 ,使洞周施锚区范围一定深度内围岩的完整性得以加强 ,因而借鉴日本隧道工程界采用喷锚支护时习惯沿用的数据 ,在有限元分析中 ,用酌量提高施锚区围岩的物理力学指标 (主要是岩体的抗剪强度和弹模值)来近似反映锚杆对围岩的加固和变形约束作用。同时 ,喷层对毛洞自由变形施加径向约束 ,也使围岩沿洞周切向的抗压强度值有相应的提高。

开挖爆破将使洞周一定范围的岩体内老的裂隙发展 ,新的裂隙产生 ,并使岩体松动 ,因而在爆破松动圈范围内的岩体强度将有相当程度的降低。从表 23.1-2 第 10 项中可以看出 ,爆破影响区的岩体弹性模量将降低 3~4 倍 ,粘聚力降低了 2.3~1.7 倍 ,而内摩擦角由 65°~60°减小到 55° ,泊松比值改变不大 ,由 0.22 增大为 0.30。

鉴于以上两个方面 ,后述计算中对锚喷支护的加固作用与爆破引起围岩松动使其强度降低进行了综合简化处理 ,即 :考虑到上述喷锚支护对围岩的加固效应 ,在施锚区也即爆破松动圈的 2~3m 左右范围内 ,不采用爆破松动圈的表列力学指标 ,而改将洞周围岩的原始弹性模量和粘聚力分别都乘以 0.8 的折减值 ,作为该范围综合以上两项因素后的岩体力学指标 ,其内摩擦角和泊松比值则仍维持不变。

(4) 尾水洞处理

在计算断面内 ,尾水洞是取的纵剖面。尾水洞开挖尺寸为长×宽×高=(170~183)×6.6×6.6m。因而尾水洞本身主要受力方向是横断面方向 ,这就要求计算上不能采用纵断面在释放荷载作用下的计算图式。同时 ,当将一个三维问题简化为二维处理时 ,在受力上必须尽量反映出三维的某些基本特点。本项研究认为尾水洞不能作为一个空洞来处理 ,否则将使山体在尾水洞部分被切成两部分 ,而使上部山体悬空。为了反映尾水洞存在对地下厂房大洞室的影响和沿尾水洞纵向围岩的力学性态 ,在工程上建议有两种处理手法 (1)是降低尾水洞所在单元的弹性模量 (2)对尾水洞单元厚度打以折扣 ,以反映尾水洞的削弱作用。按 (1)项处理的计算结果 ,难以反映尾水洞周围由于挖洞产生的应力集中问题 ,这主要是因应力系按弹模来分配所造成的 ,而采用 (2)项处理就可避免这种现象。关于尾水洞单元换算厚度的取值是用尾水洞宽除以两尾水洞的中心距得出 ,为 0.7。顺便提一下 ,按 (2)项的近似处理尤如工民建中对空心楼板和 L 形板的简化计算图式一样 ,因而无论从试验、经验和工程上来说都是比较可行的。

三轴蠕变试验结果 表 23.1-4

岩 石	地层	试件编号	试件尺寸 (直径×高) mm	荷载历时 (h)	弹性模量 E_1 (10^3MPa)	延迟模量 E_2 (10^3MPa)	粘滞系数 K_1 (泊)	松弛时间 t_0 (h)	泊松比 μ
白云质灰岩	T_{1g}	$A_1R_3^{\#}(1)$	25×75	1342.69	42.25	113.0	7.2×10^{11}	177	0.23
灰质白云岩	T_{2g}	$A_3(4)R_4^{\#}(2)$	25×75	509.50	49.0	63.7	0.72×10^{11}	31.9	0.23
		$A_3(4)-1R_3^{\#}(2)$	25×75	1823.60	41.5	173.0	1.44×10^{12}	231.2	0.23
白云岩	T_{2g}	$A_3R_3^{\#}(1)$	25×75	454.82	61.8	219	2.88×10^{11}	36.5	0.23
		$A_3R_1^{\#}(1)$	25×75	239.67	76.3	388	2.1×10^{11}	15	0.23
		$A_3R_3^{\#}(2)$	25×75	1630.75	49.3	140	10.8×10^{11}	214.3	0.23

23.1.3 计算结果分析及对设计的评价

利用 § 18-2 洞室-围岩支护系统粘弹塑性有限元分析理论 ,编制相应有限元程序 ,对该水电站地下厂房围岩-支护系统进行了粘弹塑性有限元法分析。

(1) 网格划分和开挖步序

有限元网格布置图见 23.1-2 图所示 ,共有四边形八结点平面等参单元 303 个 ,结点总数 938 个。开挖步序分为 5 部 ,拱部为第一步开挖 ,180 天后进行洞体第二步开挖 ,以后每隔 60 天顺序进行再下一步的开挖工作。

(2) 计算结果

① 洞周位移

洞周位移的计算结果如图 23.1-3 所示。主厂房拱部的最大垂直位移为 $\Delta v = 7.2\text{mm}$,方向朝下。洞底中部向上的最大垂直位移为 $\Delta v = 8.0\text{mm}$ 。主厂房左边墙的最大水平位移为 $\Delta u = 8.6\text{mm}$ 墙端最大垂直位移(上抬)为 $\Delta v = 7.2\text{mm}$,方向分别为向右和向上。主厂房右边墙的最大水平位移为 $\Delta v = 6.9\text{mm}$,墙端最大垂直位移(沉降)为 $\Delta v = 5.2\text{mm}$,方向分别为向左和向下。主变室左边墙的最大水平位移 $\Delta v = 4.8\text{mm}$ 。拱部最大垂直位移为 $\Delta v = 3.0\text{mm}$,方向分别为向右和向下。闸门室左边墙的最大水平位移为 $\Delta v = 7.4\text{mm}$,拱部最大垂直位移为 $\Delta v = 5.8\text{mm}$,方向分别为向右和向下。厂房结构的变形特点是洞室拱部及左边墙位移方向系指向右下方 ,而右边墙和洞底部的位移方向则是指向左上方 ,这是受地应力主向支配的结果。

主厂房顶拱中部的垂直位移允许值为 :

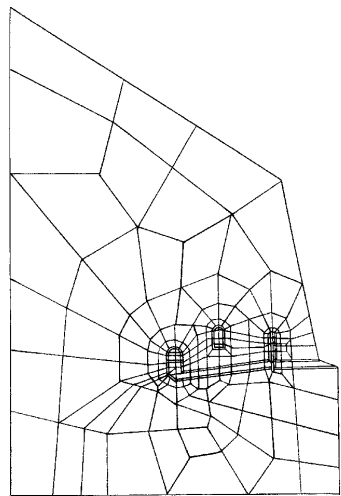


图 23.1-2 有限元网格划分图

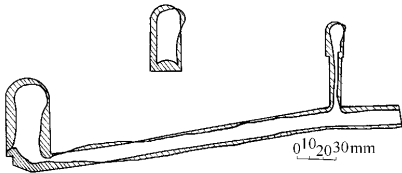


图 23.1-3 主厂房开挖完毕后各洞室周边位移图

$$\begin{aligned}\delta_{\text{顶}} &= 12 \frac{b_0}{\left(\frac{R_b}{100}\right)^{3/2}} \\ &= 12 \times \frac{17.5}{\left(\frac{600}{100}\right)^{3/2}} = 14.3\text{mm}\end{aligned}$$

主厂房边墙中部的水平位移允许值为

$$\delta_{\text{侧}} = 4.5 \frac{H^{3/2}}{\left(\frac{R_b}{100}\right)^2} = 4.5 \times \frac{(38.4)^{3/2}}{\left(\frac{600}{100}\right)^2} = 29.7\text{mm}$$

上式中 b_0 为洞跨;

R_b 为岩石的标准抗压强度;

H 为墙高。

故本项研究认为,从计算说明,主厂房的拱顶和侧墙都不会因变形位移过大而导致失稳。

② 洞周应力

(a) 洞室开挖完成后的围岩主应力分布如图 23.1-4 所示,可以看出,三处洞室之间都不存在应力互相叠合和干扰现象。这是因为,各个洞室周围的主应力仍近似呈椭圆形分布,其分布范围亦均未越过两相邻洞室之间的中心距。

(b) 洞周拉力区 图 23.1-5 是围岩受拉区分布及最大主拉应力分布图,可以看出,三处洞室的右侧拉力区均较左侧的为大,其范围深度约在 0.5~1m 左右。主厂房拱部左上侧的最大主拉应力为 1.71MPa,左侧墙中部的最大主拉应力为 1.67MPa。主厂房右拱部及右侧墙上半部位的拉力区较大,靠近侧墙上部的最大主拉应力达 2.996MPa,是计算范围中的最大主拉应力。右下角与尾水洞相连的最大主拉应力值为 2.38MPa (但仅为局部一、二个高斯点的计算值)。主厂房底部左侧刚进入受拉,而底部右侧的拉应力则达到 2.71MPa。

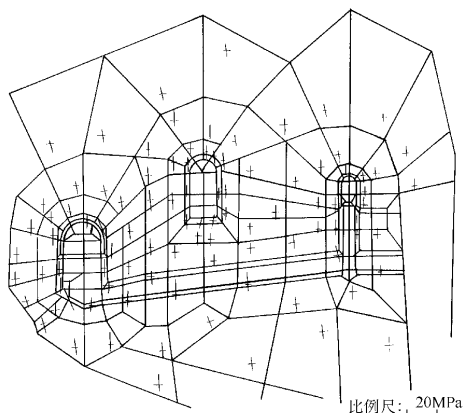


图 23.1-4 主厂房开挖完毕后围岩主应力分布图

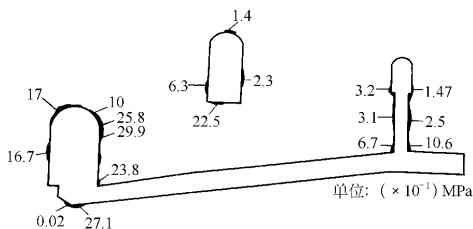


图 23.1-5 厂区围岩受拉区分布和最大主拉应力值示意图

主变室拱顶中央局部出现拉应力为 0.14MPa,左侧端下部的最大拉应力为 0.63MPa,右侧墙中央部位也出现拉应力区,最大主拉应力为 0.23MPa,而在底部左边靠中央部位的拉应力值可达 2.25MPa。

闸门室左拱角处的最大主拉应力为 0.32MPa,左侧墙中部为 0.31MPa,

左侧墙下部为 0.67MPa ,右拱角处的最大主拉应力为 0.15MPa ,右侧墙中部为 0.25MPa ,右侧墙下部和尾水洞相连处达到 1.06MPa。

但总的看来 ,洞周拉应力区范围很小 ,且最大主拉应力值 2.996MPa ,也小于岩石抗拉强度(4.9~4.2)MPa(见表 23.1-3)。

(c) 压应力

最大主压应力发生在主厂房右上角的角隅处第 25 号单元 ,首次开挖时为 43.7MPa ,随着开挖进行和流变发展 ,应力不断调整 ,到第 5 部开挖完毕后下降到 36.6MPa ,减小了 23% ,但仍为厂区围岩的最大主压应力。主变室和闸门室的最大主压应力值均在 32MPa 左右。厂区岩石抗压强度(湿)为 55~50MPa ,问题也不大。因而综合以上应力分析来看 ,在施加锚喷以后 ,岩体不会出现受拉或受压破坏现象。

(d) 剪应力

从剪切屈服库伦包线 $\tau = \sigma \tan \varphi + c$ 而 $\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \varphi$ 的条件进行验算 ,此处 σ_1 和 σ_3 分别为上述各处计算得出的最大和最小主应力。验算结果表明 ,各处亦均未有产生剪切破坏情况。

③ 围岩屈服破坏范围

围岩分布开挖计算屈服破坏区范围如图 23.1-6 所示 ,可以看出 ,首次开挖后沿洞圈围

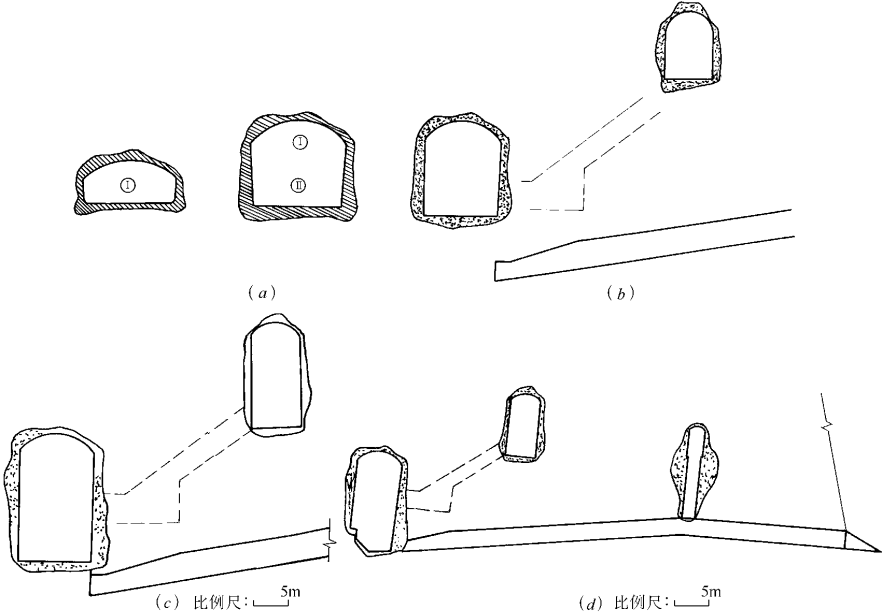


图 23.1-6

(a) 主厂房洞室第 I、II 部开挖后围岩屈服范围图 (b) 主厂房洞室第 III 部开挖后围岩屈服范围图
(c) 主厂房洞室第 IV 部开挖后围岩屈服范围图 (d) 主厂房洞室第 V 部开挖后围岩屈服范围图

岩基本上均进入屈服,随着开挖及流变进行,屈服范围不断向四周缓慢发展。第 3 部开挖后主变室左下角围岩进入塑性屈服的范围比较大;待到第 4 部开挖后,由于尾水洞影响,在主厂房右下部约有 3~4m 深度范围进入屈服;而在最终的第 5 部开挖后,更增大为 5m 左右。闸门室左右两侧围岩的屈服范围也比预期的大得多,其进深达 7m。查其原因,可能是由于闸门室右侧邻近边坡自由面边界,洞室的体型也对受力不利,此外,因闸门室靠近边坡岸,受到边坡影响较大,而边坡卸荷带的岩石物理力学指标,表 23.1-2 所给出的各值是否偏低了些。

(3) 对设计的评价

通过以上计算结果,试从洞距、洞型、锚喷和分部开挖等几方面对地下厂房的设计方案作出初步评价如下。

① 洞距

从洞周岩体的主应力图见综合报告图 4 和 6 及围岩屈服范围图都可以看出,三处洞室之间的应力分布及其屈服范围并未受到相邻洞室的相互影响。因此,目前三处洞室的间距安排是可取的。同时,计算也证明了经验洞距认为要在洞跨的两倍以上是正确的(主厂房与主变室净距为 39.25m,主厂房跨度为 17.5m,其洞距与洞跨之比超过 2 倍;主变室与闸门室净距为 50m,主变室跨度为 12.5m,洞距与洞跨之比超过 4 倍)。已如前述,由于闸门室受边坡岸卸荷带的不利影响较大,而现在主变室与闸门室之间的洞距与洞跨之比已大于 4,因此,闸门室似还可向山体内移进 20m 左右,以改善闸门室的受力状况。

② 洞型

在修改设计中,摒弃了传统的带拱托的方圆形洞室,而采用外轮廓为光滑曲线组合的洞型,应力集中现象得到缓和,而在以前初步设计计算中拱角处大范围进入屈服的现象也相当程度上有所改善,故对洞室整体稳定和受力性能都要更好些。现在出现的最大主拉应力值为 2.996MPa,最大主压应力值为 43.7MPa,均分别小于所给的岩石抗拉强度 4.2~4.9MPa 和抗压强度(湿)50~55MPa,经验算抗剪强度也足够。主厂房拱顶的最大垂直位移值 7.2mm,侧墙最大水平位移值 8.6mm,也均小于经验计算值(拱顶 14.3mm,侧墙 29.7mm)。因此,洞壁整体刚度和稳定性都较好,预计不致发生拉压和剪切破坏,或因位移过大而致失稳情况。

③ 锚喷支护

计算结果表明,取消拱圈混凝土整筑式衬砌是完全可行的。在以前的几次阶段性研究报告中也都表明,对于高壁墙的洞室言,受力最不利的部位不是拱部而是侧墙。原设计(昆明院 1984 年 12 月提供资料)锚杆间距及其施锚长度基本上是合理的,但从围岩受拉区和屈服范围看,主厂房右侧部较左侧为不利,因而建议是否可将主厂房右侧下部的锚杆长度由原设计的 6m 改为 6.5~7.0m(因为屈服深度达 5~6m),闸门两侧中部是否各增加 7 根 25@600mm 的锚杆,并将变断面处的锚杆加长到 5m 左右为好。

④ 分部开挖

已如前述,由于三处洞室之间相距均大于两倍以上洞跨,计算结果也表明,相互之间的围岩应力和屈服范围都没有互相干扰的现象,因而三处洞室之间不存在先后开挖的最佳步序问题,可只按施工组织最为合理的要求来取舍各洞室的先后开挖方案即可。主厂房由于高度及跨度较大,在分部开挖中应尽可能减少开挖步数,下底角隅宜尽可能做成圆弧形,避

免锐角和直角开挖 ,这样将使侧墙应力集中和受拉区的大小与拉、剪应力值都得到有效的改善。

§ 23.2 考虑层状节理岩体流变效应粘弹塑性分析的工程应用

23.2.1 水电站层状节理岩体工程地质概况

水电站地下厂房地处三叠系中统中厚层状灰质白云岩及白云质灰岩内 ,岩石本身强度较高 ,但层面节理切割严重 ,整个岩体的完整性较差 ,属于中等坚硬和有较多裂隙的层状岩体。

厂区节理比较发育 ,主要为永宁镇组(T_{1y})层面节理 ,并间有延伸不长、互切性差、呈闭合状态、方向零乱的其它节理。 T_{1y} 层面节理呈北东向分布 ,延伸较长 ,倾角平缓 ,并夹有粘土层 ,但角砾成分较少 ,在厂房北端下部相对集中。地质勘测试验资料表明 ,节理间距为 $0.11\sim 0.43\text{m}$,属中等密集节理。节理表面稍粗糙。张开度小于 1mm ,两壁微分开。

由于节理和层理面的存在 ,整个厂区岩体的各向异性性态较为明显。现场测试指出 ,顺层面与垂直层面加载测得的弹性模量相差达数倍 ,有的高达近 10 倍 ,如表 23.2-1 所示。

厂区岩性描述和力学参数 表 23.2-1

岩 性 描 述	泊 松 比	静弹性模量 $\times 10^3 (\text{MPa})$
T_{1y} 泥质灰岩、较坚硬完整 ,层理发育 (顺层面)	0.2	17.2
T_{1y} 泥质灰岩 ,层理发育 ,较破碎 ,有地下水 渗出(垂直层面)	0.2	2.59

岩体节理面的存在 ,使该水电站地下厂房围岩——支护系统的应力分析变得更为复杂。对于如上述密集分布的节理岩体 ,在工程实践中一般有两种简化处理方法 :对于埋深较浅的洞室 ,由于围岩在洞室开挖后基本上处于弹性状态 ,计算可按各向异性弹性连续均匀介质进行 ;对于埋深较大的洞室 ,由于近洞壁围岩在洞室开挖后即进入塑性阶段 ,计算则按极限平衡理论进行 ,即将岩体假设为理想的刚塑性体 ,根据节理面和完整岩石的强度差异 ,定性地描述出岩体的破坏状态。以上两种解析方法都具有一定的实用性 ,但在定量描述洞室变形和应力分布及其时间效应方面都尚嫌不足。采用 § 18.3 所述的层面节理岩体的粘弹塑性有限元数值方法 ,可以在很大程度上弥补过去计算中存在的问题。

23.2.2 层状节理岩体参数选用和计算结果

(1) 参数选择

有限元计算采用的围岩常规物理力学诸指标均按昆明院提供的有关参数值取定。其常规物理力学参数见表 23.1-2、表 23.1-3 所示。

地层初始地应力按实测资料 ,结合天津大学所提供的各值取定 ,如表 23.2-2 所示。在有限元计算中 ,初始地应力以原始数据的形式分区域逐个输入。

厂区现场岩体应力测量成果表(空间应力)表 23.2-2

测量位置	最大主应力			中间主应力			最小主应力		
	σ_1 (10^{-1}MPa)		方位角/倾角	σ_2 (10^{-1}MPa)		方位角/倾角	σ_3 (10^{-1}MPa)		方位角/倾角
上游支洞	范围	160~180	N60°~80°W /20°~30°	范围	106~140	S10°~20°E /40°~60°	范围	5.2~35	N30°~50°E /20°~35°
	平均	170		平均	118		平均	45	
叉管	范围	150~135	N40°~60°W /10°~20°	范围	110~100	S40°~60°W /40°~60°	范围	30~50	N40°~50°E /10°~30°
	平均	144		平均	106		平均	40	
下游支洞	范围	150~190	N70°W~S70°W /35°~50°	范围	125~140	S20°~50°E /40°~50°	范围	40~70	N0°~25°E /0°~20°
	平均	173		平均	130		平均	52	

注：倾角为主应力与通过该点水平面的夹角，在水平面以上为正。

计算中所采用的岩体粘性参数是参照武汉水利电力院所提供的某电站厂区围岩蠕变试验报告，并结合同济大学近几年来所做的完整岩石扭转蠕变试验和节理面直剪蠕变试验结果确定。计算中选用的岩体粘性参数如表 23.2-3 所示。

层面节理岩体粘性参数表 23.2-3

岩体部分	粘滞系数 $\eta \times 10^8$ ($\text{kN} \cdot \text{h}/\text{m}^2$)	岩体部分	粘滞系数 $\eta \times 10^8$ ($\text{kN} \cdot \text{h}/\text{m}^2$)
完整岩石	23.6	节理面	4.2

根据计算要求，仅对地下厂房洞室进行分析，而不涉及相邻的其它洞室。厂房洞室的横截面尺寸按昆明院提供的“地下厂房开挖支护图”取定。本项研究按洞室全断面一次开挖计算，为简化起见，未计及洞室各部分步开挖的效应。考虑大断面厂房洞室分部开挖、相邻洞室开挖的影响以及围岩—支护系统相互作用方面的问题，已在上节中进行了详细的分析研究。

(2) 计算结果

在变化规律和发展过程方面，层面节理岩体洞室的变形性态同上节一般按各向同性连续介质计算的结果基本相同。在洞室开挖后，围岩各点在开挖荷载作用下其应力随时间逐渐调整，洞壁位移不断增大，或经应力重分布重趋于新的平衡和稳定，或因岩体抗剪强度不足，在未及时支护的条件下，可能因围岩局部破坏而导致洞室围岩最终失稳。然而，在节理岩体的研究中由于对层面节理岩体洞室的计算引入了不同的法向和切向弹性参数(E_1 、 E_2 、 μ_1 、 μ_2 、 G_2)，以及对完整岩石和节理面部分不同的强度参数(c_i 、 φ_i 、 c_j 、 φ_j)，使洞室围岩不仅在变形和应力的量值上，而且在其分布形式上，与前者(指按各向同性连续介质计算)相比，都有较明显的差异，具体表现在：

① 由于层面节理的倾角平缓，近于水平，而沿其法向的弹性模量较其切向模量要低若干倍，因此造成底板和拱顶处的位移剧增，最大值为 18.3mm，为侧墙位移峰值(10.0mm)的 1.83 倍，如图 23.2-1 所示。底板、拱顶和侧墙处的位移随时间均有所增长。就 10 个时步迭

代的计算结果见综合报告图 ,洞室开挖后两周内(按拱圈部分尚未衬砌支护或浇筑的混凝土未及发挥强度的时间考虑)底板处位移增大到 18.9mm ,其位移增长速率约为 0.04mm/d ,而侧墙处位移峰值增大到 12.1mm ,其位移增长速率为 0.15mm/d。侧墙位移增长的快得多 ,并均大大超过了前者的相应计算各值。

由此可见 ,在洞室开挖完成瞬时或最初几天内 ,洞室截面高侧墙的存在一时尚未及对洞壁位移产生多大的不利影响 ,而底板和拱顶处的竖向位移则有可能造成洞室围岩的松动、塌落和底鼓 ;然而 ,随着时间的延续 ,高侧墙中段附近处的位移增长迅速 ,较有可能成为威胁洞室稳定的主导因素之一。

② 引入节理面存在的强度特性 ,使计算所得岩体拉剪破坏区的范围要比一般按完整岩体连续介质计算的大得多。塑性区自洞壁向内的进深也很大 ,已不仅如过去情况主要只集中在底板和拱部附近 ,如图 23.2-2 所示。塑性区的这一分布特点 ,不仅视岩体初始地应力、洞室截面形状尺寸以及岩体本身的强度确定 ,而且与节理面的分布及其倾角位置等密切相关。由于该电站地下厂房围岩层面节理分布平缓 ,沿切向抗剪强度较低 ,而拱部和底板处的水平向往往就是应力作用的主向 ,所以这部分围岩承受不住外力作用 ,计算表明 ,在各该处首先进入屈服状态。

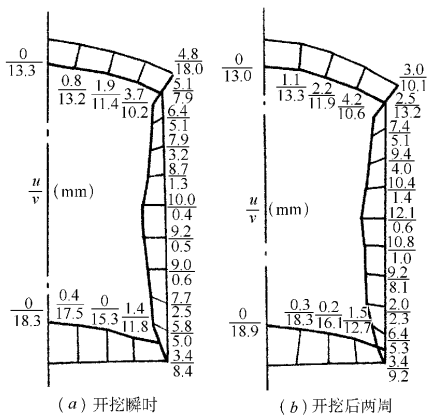


图 23.2-1 洞壁位移分布图(u 、 v 为水平和竖向位移)
(a)开挖瞬时 (b)开挖后两周

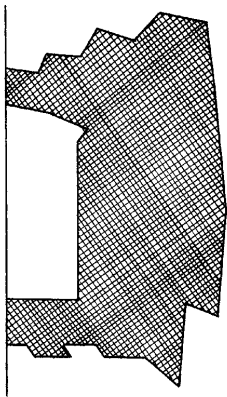


图 23.2-2 围岩塑性区分布图

③ 如果仅考虑主应力的强度值而不计其作用的方向 ,洞室开挖后围岩的应力分布可分别由最小主应力 $\sigma_{\min}$ 和最大主应力 $\sigma_{\max}$ 等值线图表示 ,如图 23.2-3 和图 23.2-4 所示。

对图 23.2-3、图 23.2-4 的等应力线图进行分析 ,可得出下面几点有意义的结论 :

(I)洞室开挖后 ,在截面角隅区的邻近围岩中将产生较大的应力集中 ,其应力变化速率明显增大 ,表现为等值线相对密集。在拱端和与侧墙相交的角隅处 ,最小主应力 $\sigma_{\min}$ 值达到 -25MPa ,而在底板和侧墙相交的角隅处 ,最小主应力值 $\sigma_{\min}$ 则达 -35MPa 。

(II)在底板中心附近和侧墙中间偏上区域的围岩内 ,发现有局部拉应力。底板中心附近的拉应力值为 $0.24\sim 0.34\text{MPa}$,而在侧墙附近的拉应力值则高达 $0.37\sim 0.72\text{MPa}$ 。从拉应力的作用方向看 ,大多为沿竖直向或仅与竖直向相差一个小的交角 ,这同层面节理分布平

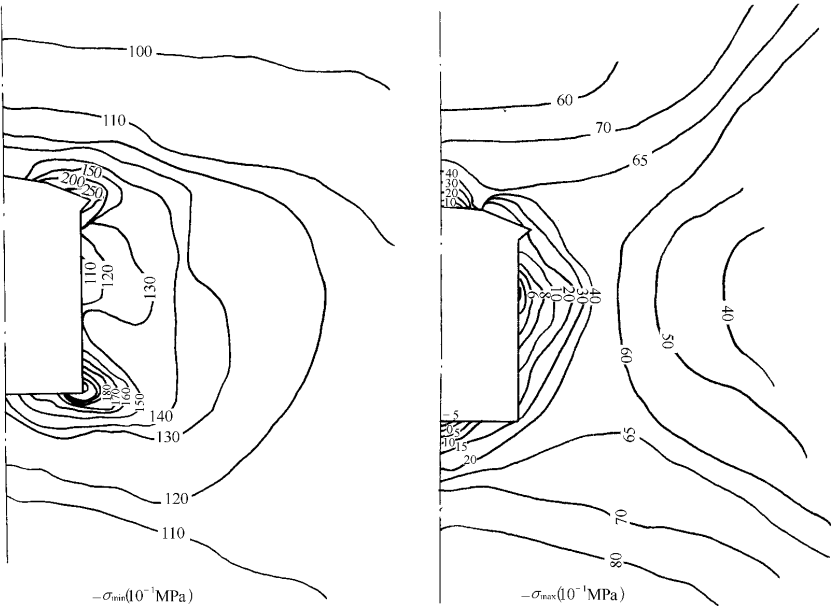
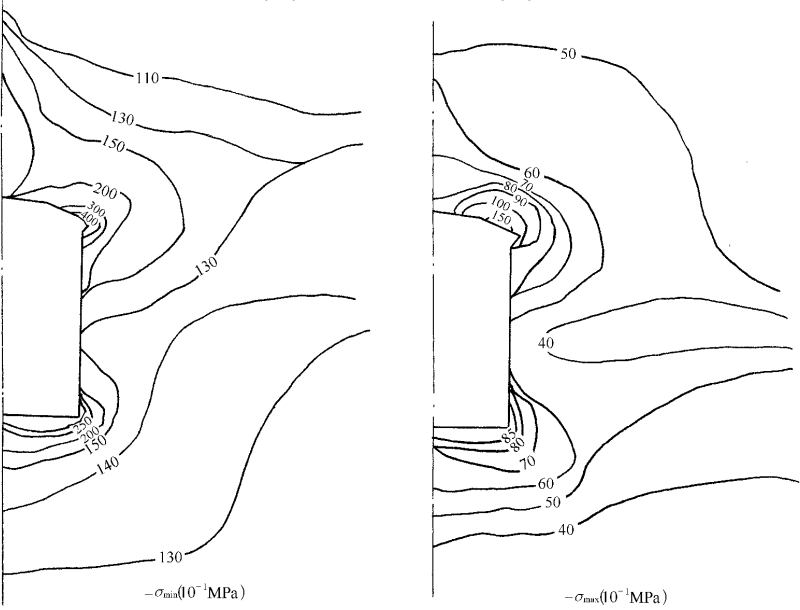


图 23.2-3

(a) 开挖瞬时的围岩应力 (b) 开挖瞬时的围岩应力



缓直接有关。由于层面节理的法向强度和刚度都较小,在开挖荷载作用下岩体较易沿竖直方向变形并被拉裂。

(Ⅲ)在毛洞开挖完成到施筑衬砌支护期间,存在着一个围岩自由变形和应力相对调整的阶段。随着洞壁位移的增大和围岩应力值的不断调整,底板和侧墙处的拉应力将很快消除,底板和拱部处,特别是拱端处的最小主应力 $-\sigma_{\min}$ 则逐渐增大,在两周时间内的增长幅度达90%~100%。这样,两个主应力之差,即剪应力值,将相应减小。因而,实质上这一变化对围岩受力是有利的。侧墙处的应力水平将有所降低。在整个变化过程中,角隅区应力集中现象并未改善,此处应力集中的量值还略有提高。

23.2.3 工程评价

根据以上按层面节理岩体对地下厂房洞室所作的粘弹塑性有限元计算分析,可以对电站地下厂房洞室围岩的稳定性及其设计施工作出如下的几点评价和建议:

(1)地下厂房洞室所处地层节理裂隙比较发育。如在分析中只考虑层面呈平缓分布的 T_{13} 永宁镇组一组作为层面节理计算,所得洞壁围岩的位移和应力分布都表明,最不利受力位置在拱部和底板,而不在侧墙处,与上节高侧墙地下洞室按各向同性连续岩体进行分析的结果有所不同。这样在洞室开挖后,应严密监测拱顶和底板的位移变化情况,防止拱部围岩的松动塌落和底板围岩隆起。拱部和底板处应增设锚杆,并要求具有足够的杆长,起到增加层面节理切向抗剪和法向抗拉的能力。另外,为了加强岩体的自持能力并改善其整体性,拱部和底板处的混凝土喷层应及时施筑,质量严格把关,必要时可适当增加喷层的厚度。

(2)已如前述,在洞室开挖完成瞬时以及开挖完成后的相当一段时间内,洞室截面的角隅处存在有较严重的应力集中现象,并随之产生在角隅邻近区域较大范围的塑性区。这是由于洞室截面形状在角隅处的转折和突变所造成的,对工程稳定较为不利。为了缓减这一情况,在开挖过程中应尽量避免尖角或呈直角状的截面突变。为满足结构在使用和建筑上的要求而需设角度时,应在开挖过程中以曲线角隅过渡,可以较有效地减小围岩进入屈服的区域,并更充分地利用围岩的自身强度。另外,采用爆破掘进施工,有可能使围岩表面产生凿齿状或凹凸状的尖角。为了避免因这类尖角引起的应力集中,宜尽可能采用光面爆破技术或其它先进的爆破掘进工艺,使上述应力集中现象减少到最低限度。

(3)洞室支护的施筑必需及时,这对层面节理岩体尤为重要。所谓及时支护设置并非是指越早越好,而是应该充分掌握时机,使施筑后衬砌支护所承受的地层压力较小,以节约支护材料,而衬砌结构的围护作用则能有最大限度的发挥,达到既经济又安全的目的。从前述计算结果可知,洞室开挖完成的瞬时围岩应力最大,随着毛洞壁自由变形增长,围岩应力值相应减小,但如果任其变化而不及及时支护,随着洞壁位移的开展,围岩就有可能产生松动压力,这样日后支护承受的围岩压力转而急速增大,从围岩-支护系统的收敛曲线可知,围岩压力有一个从大到小,又从小到大的变化过程。本电站地下厂房如采用锚喷支护型式,切实把握好支护设置的作业时间,有着明显的实际意义。

(4)本次计算中所考虑的层面节理,都已简化为平面情况,即假定节理面走向与洞室轴向相平行,因而表示节理分布位置时只需要一个参数 β 。然而,节理和层面实际上都处于空间状态,即其走向与洞室轴线间存在有一个夹角 γ ,所以还需要增加一个参数,才能确定出空间节理面的确切位置。按节理面极限平衡理论分析其最不利位置,可以证明空间节理面的最不利位置是当其走向与洞轴相平行,即其间夹角 $\gamma=0^\circ$,也就是本节研究所假设的平面

状态。由此可知,与实际空间节理面的计算相比,本节研究所作平面节理面的分析结果对于具体工程来说是偏于安全的。

§ 23.3 软弱断层流变对洞室围岩粘弹塑性分析的工程应用

众所周知,断层破碎带的物理力学特性与岩石本身的属性有着很大的差异,这种差异往往使地下结构物的受力性态产生显著的变化。断层充填物相对于整体性较好的岩层言,它的强度、刚度和稳定性等诸方面都要差得多。这种充填物往往是由一些有如土壤和岩石风化残积物等具有强烈的塑性或粘弹塑性的物质所组成。在一定条件下,往往会成为影响隧洞安全与经济的主要因素。

23.3.1 水电站软弱断层的工程地质概况

水电站地下主厂房,属大跨度高侧墙的大断面深埋结构。隧洞所处地层的地质情况比较复杂,影响隧洞围岩稳定的因素比较多。其中,在主厂房附近存在有两条较大的断层 F_{313} 和 F_{203} ,其对洞室安全与经济的影响是值得探讨的课题。

随着地下工程建设规模的日益发展,通过大量的设计和施工实践,人们严重地认识到软弱夹层对岩体工程结构长期稳定性的威胁。水利水电部门对大坝进行勘测时,已将上述课题列为其基本研究的任务之一,作为坝工布置和坝基稳定分析的依据。由于勘测技术上的困难,对深层地下洞室附近软弱破碎带对洞周围岩的力学效应尚少研究。近年来,国内外有关方面都加强了岩体内软弱夹层对洞室稳定的探讨和分析,并已取得了一些阶段性的成果。一些研究表明,在许多情况下,软弱夹层对其邻近洞室结构有不同程度的危害。在规划地下工程轴线时,往往有意识地使其远离大的断层和其它软弱破碎带,以尽量降低这种不利影响。但由于地质资料的局限性以及洞室本身所处的几何条件,多数都还不能尽如人意。就工程的地下厂房洞室言,在规划工程轴线时,已作过许多比较方案,基本避免了不使已探明的断层直接穿越结构的横断面。据已探明的资料,主厂房附近的大断层 F_{313} 与洞室最近处相距约 20m,而 F_{203} 断层则远达 47m。其相对位置可见图 23.3-1。

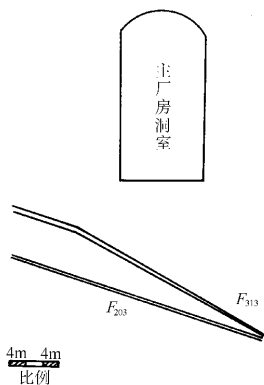


图 23.3-1 断层与主厂房隧洞的相对位置图

为了摸清这两条断层分别对主厂房洞室的影响,本项研究将两条断层分开考虑,即在每次计算中仅计及其中的一条。

在对该洞室进行有限元分析时,采用了 § 18.4 所提出的理论和计算方法。把除断层以外的岩体只视为线弹性材料,而把断层看作另一种典型的粘弹塑性材料,从而突出地以计入断层的粘弹塑性流变和时效因素来分析其对洞室的力学效应。

23.3.2 计算网格和参数

(1) 计算网格

对二条断层采用了各不相同的网格,这是由于 F_{203} 离洞室较远,因而需要有较强的计算范围。 F_{313} 和 F_{203} 断层的相应计算网格分别见图 23.3-2 及图 23.3-3。

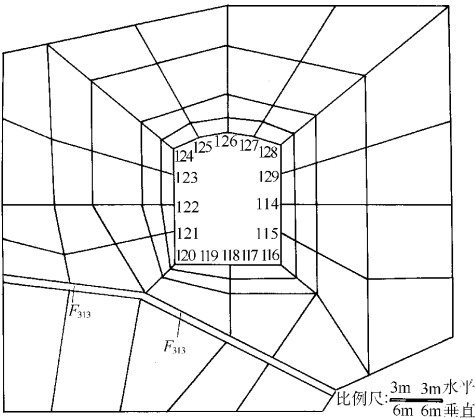


图 23.3-2 F_{313} 断层计算网格

长期剪切模量 : $G_2=0.25\times10^4\text{MPa}$
单轴抗压强度 : $R_a=0.32\times10^2\text{MPa}$
断层厚度 : $HH=2.0\text{m}$
初始应力场
垂直应力 : $\sigma_{yo}=-11.503\text{MPa}$
侧向应力 : $\sigma_{xo}=-8.2283\text{MPa}$
剪应力 : $\tau_{xyo}=4.2547\text{MPa}$

23.3.3 计算结果及分析

在实际计算中为了分别得到 F_{313} 断层和 F_{203} 断层各自对主厂房洞室受力的影响 ,采用了二个不同的计算网格图。成果汇总整理时 ,每一个网格都区分三种不同的极端情况进行分析和比较 ,即无断层情况的弹性解、考虑断层流变的初值解 (即仅采用瞬时剪切弹模 G_1 作为单刚切向元素) ,以及考虑断层蠕变经过长期流动后的最终解。

我们研究主要整理了洞周各点的位移值以及沿洞周最近处各单元高斯点处的应力值。因而就位移言 结论对比是显而易见的 ,而应力点由于与洞周尚有一段距离 ,所以只能认为与沿洞周应力相近似。

洞周各位移点的分布见图 23.3-4 图中标有数字的各点为洞周位移汇总点 ;有记号 $\times$ 的为等参单元高斯点。

F_{313} 断层的计算结果见图 23.3-5~图 23.3-11 ;

F_{203} 断层的计算结果见图 23.3-12~图 23.3-15。

(2) 计算参数

岩性参数

弹模 : $E=2.364\times10^4\text{MPa}$ (整个地层的平均值) ;

泊松比 : $\mu=0.185$ (μ_x 及 μ_y 的平均值) ;

重度 : $\gamma=27.4\text{kN/m}^3$ (平均值)

断层参数

压缩弹模 : $E=0.8\times10^4\text{MPa}$;

泊松比 : $\mu=0.25$;

重 度 : $\gamma=27.0\text{kN/m}^3$

粘聚力 : $c=0.2\text{MPa}$

内摩擦角 : $\varphi=42^\circ$;

瞬时剪切模量 : $G_1=0.4\times10^4\text{MPa}$

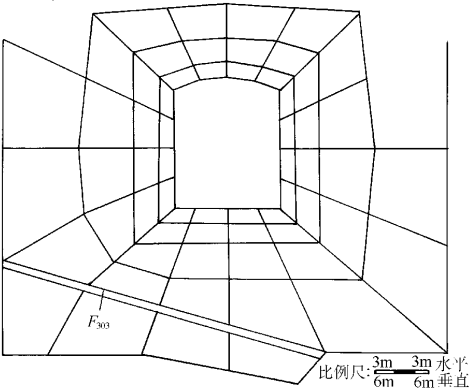


图 23.3-3 F_{203} 断层计算网格