文章编号:1006-6616(2009)03-0233-12

复杂开挖条件下大断面洞室围岩的 变形及力学特性研究

唐军峰^{1,2},徐国元³,唐雪梅¹,李学政²

 (1. 中南大学资源与安全工程学院,长沙 410083;2. 中国水电顾问集团中南勘测设计研究院, 长沙 410014;3. 华南理工大学土木与交通学院,广州 510641)

摘 要:大型地下洞室的开挖施工往往面临复杂的地质环境以及复杂的施工程序, 研究这种条件下围岩的应力和变形规律不仅有助于进一步认识岩体的力学性质,而 且可以为大型地下工程的支护设计和施工提供重要的参考,因而具有一定的实际意 义。地下洞室的变形及稳定性问题主要集中于顶拱围岩,以向家坝水电站地下厂房 为例,采用三维离散元程序 3DEC,研究了在复杂的开挖条件下洞顶围岩的位移和 应力变化规律,将计算位移与实际监测结果进行了对比,提出适当的支护时机是系 统支护滞后于掌子面约 5~8 m。

关键词:地下洞室;围岩变形;三维离散元程序;位移;应力;支护 中图分类号:TU457 文献标识码:A

0 引言

目前,岩体地下工程具有向深、大方面发展的趋势。与以往相比,在地下工程建设中不 仅会遇到越来越复杂的地质情况,还会面临越来越复杂的施工程序和施工工艺,研究岩土体 在复杂开挖条件下的力学特性是分析围岩稳定性的基础,数值模拟技术在这一研究领域中起 到了举足轻重的作用。

就地下洞室而言,研究人员借助于有限元法(FEM)、边界元法(BEM)、有限差分法 (DFM)和离散单元法(DEM)等数值模拟方法,研究地下洞室群围岩整体结构的稳定性问题,另一方面,还对地下洞室围岩局部位移、应力和应变等参数的变化情况进行了分析和研究^[1-7]。研究人员通过试验、测量和计算分析等手段,研究岩体初始应力场及其变化规律, 取得了许多成果^[8-10],而大型洞室施工过程中引起应力重新分布,这二次应力或位移场的变 化对洞室支护工程产生的影响,仍然是岩体力学工程领域中有待进一步深入研究的重要课题 之一^[11-17]。

向家坝水电站位于金沙江下游,总装机容量为 6400 MW,为在建的大型水电工程。地下

收稿日期: 2008-12-02

基金项目:国家自然科学基金重大研究计划项目(50490272)资助。

作者简介:唐军峰(1977-), 男,博士生,工程师,主要从事岩土力学方面的设计与研究工作。 E-mail:junfengtang@

厂房洞室:宽度×高度×轴线长度为(31.40/33.40)m×85.50m×255.0m,分10个分层进 行开挖施工。本文以该大型洞室工程第一分层开挖施工为背景,采用三维离散元程序 (3DEC)研究动态开挖过程中洞室顶拱围岩的位移和应力的变化规律,探讨施工过程岩体开 挖与洞室围岩支护之间存在的合理时空关系,为提高该大型洞室工程的构筑质量提供技术决 策参考,为类似地下工程的设计与施工提供借鉴。

1 工程简介

向家坝水电站地下厂房位于右岸山体,地下主厂房洞室岩锚梁以下开挖跨度为31.40 m, 岩锚梁以上开挖跨度为 33.40 m,洞室高度为 85.50 m,长度为 255.0 m,其跨度和规模均属 世界前列。厂区围岩所处地层为三叠系灰白色厚至巨厚层状中细至粗粒砂岩,主要结构面以 层面为主,夹有数条软弱夹层,同时岩体含少量节理裂隙,无大的断层出现。岩层层面和软 弱夹层走向 60°~80°,倾向下游偏山内,倾角 15°~20°;围岩主要以 [[类为主,夹层部位围 岩类别为]] 类。

根据设计, 主厂房共分 10 层进行开挖, 第一层分层总高度 11 m(EL306.12~295.12), 横断面开挖总面积约 301.17 m², 采用分部开挖方法进行施工, 主要分为:第一步骤, 中部 中导洞开挖, 开挖断面规格宽×高为 8 m×9 m; 第二步骤, 中导洞扩挖(宽×高为15.4 m× 9 m)和上、下游9 m 扩挖(宽×高为 33.4 m×11 m)三个步骤开挖成型。开挖分区见图 1, 开挖平面分序见图 2 所示。



图 1 主厂房第一层开挖分区及监测仪器埋设布置





图 2 主厂房第一层开挖平面示意图

Fig.2 Sketch map showing the excavation of the 1st layer

由于地下厂房开挖跨度大,顶拱存在缓倾角层面,且靠南端墙顶拱以上3m左右存在一 个二级软弱夹层,性状表现为破碎夹泥,因此,开挖过程中顶拱围岩的稳定性是整个厂房工 程的一个重点。本文采用数值模拟方法分别研究了在三个主要的开挖分序中,随着掌子面的 推进,测点处的位移变化过程与主应力的大小、倾向和倾角的变化过程以及测点最大剪应力 的变化过程,并将计算得到的位移结果与实际监测结果进行了对比。

2 计算模型建立与监测点的布置

由于 3DEC 使用左手法则的坐标系统,本次计算,X 轴的正向为 120°,与主厂房轴向垂 直,指向下游侧,Y 轴正向垂直向上,取值与高程一致,Z 轴正向取 30°,与主厂房轴向重 叠。坐标原点位于厂房纵轴线与安装场和 1[#] 机分界线的交点。为了使模型的边界足够远而 不影响计算结果,考虑到地下厂房的开挖尺寸,模型中坐标范围选取为:340 m × 390 m × 490 m (X × Y × Z)。

计算模型中输入的岩体、不连续结构面的物理力学参数,依次列于表1和表2。

			•			
岩层	弹性模量/GPa	泊松比	黏结力/MPa	内摩擦角/(°)	抗拉强度/MPa	容重/(kN·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1 岩层岩体物理力学参数

Table 1 Mechanical parameters of rock mass

表 2 不连续面的物理力学参数取值

Table 2 Physical and mechanical parameters of discontinuous surface

类别	¢/(°)	$K_{\rm n}$ / (MPa·m ⁻¹)	$K_{\rm s}/$ (MPa·m ⁻¹)	c/MPa
夹层	22.0	4800	2100	0.12
层面和节理	41.7	37400	12500	1.00

数值计算时对设计的开挖顺序做了一定的简化,但总体上遵循实际开挖顺序:即先进行 中导洞的开挖,由北端墙(cz0+165)向南端墙(cz0-90)方向进行施工,然后进行中导洞 的扩挖,方向也是自北端墙向南端墙方向,接着开挖2m岩坎,最后自主厂房中部分别向 北、南端墙进行上下游侧的9m扩挖(见图1、图2)。模型计算初始应力场采用自重应力 场,侧压系数取 *K_x* = *K_z* = 1.0(*K_x*、*K_z*分别为厂房上下游方向和轴线方向系数),底部固定 约束,顶部为自由面,厂房上下游方向和轴线方向水平链杆约束。

为了准确地了解围岩的稳定情况及发展趋势,地下厂房共布置了5个监测断面(设为断面1—断面5,见图2),每个监测断面分上游侧、拱顶和下游侧分别布置了4个多点位移计 (见图1),同时在每个监测断面附近布置了锚杆应力计用以监测围岩应力的变化。需要说明 的是位移监测仪器在岩体扩挖施工前就安装完毕,因此可以得到扩挖施工前后完整的数据, 这为我们对比分析计算结果提供了宝贵的资料。

数值模型中我们以断面1(桩号 cz0-58.75)和断面4(桩号 cz0+87)作为计算断面,其 中断面1围岩代表了不连续面(层面和夹层)距顶拱较近(最近1.6 m)的岩体,而断面4 代表了不连续面(层面和夹层)距顶拱位置较远(最近4 m)的岩体,与实际监测点相对 应,在模型中也在相应的部位设置监测点,即在距顶拱、上游拱肩和下游拱肩各 0.5 m 深度 处设置监测点,以便研究这些部位的岩体在复杂的开挖施工过程中的力学属性。

为研究随着开挖掌子面的推进,不同位置顶拱围岩变形及力学性质,在模型中沿轴线方向距监测断面(断面1和断面4)的不同距离布置测点,测点位置的断面代表开挖掌子面。 测点的位置距监测断面距离分别为20m,12m,8m,5m,3m,2m,1m,-1m,-2m, -3m,-5m,-8m,-12m和-20m。

3 计算结果分析

3.1 位移

3.1.1 计算位移与现场监测位移比较

表 3 列出了至主厂房第一层开挖结束后,顶拱围岩 9 个监测断面计算位移与实际监测位 移的结果对比。注意到本次计算没有考虑喷锚等支护作用的影响,得到的计算值较监测值稍 大。3DEC 程序能方便地给出任何计算剖面的位移和应力等矢量图,图 3 为计算得到的 - 58.75断面(断面 1)和 + 87 断面(断面 4)位移矢量图。由图可知,对比拱肩与拱顶,断 面 1 的最大位移主要产生于上游侧拱肩多处层面出露部位,拱顶位移相对较小;与断面 1 不 同,断面 4 的最大位移主要产生于拱顶部位,上游侧拱肩处只有一条层面揭露,位移量小, 说明不连续面距顶拱位置的远近对岩体的位移影响较大。由于模型中不可能精确模拟出实际 的不连续面情况,因此,从断面的上下游以及顶拱监测数据来看,局部数据稍有出入,但大 部分计算值与监测结果基本一致,大部分断面数据(断面 4 和断面 5)吻合较好(见表 3)。



图 3 第一层开挖结束后断面 1 与断面 4 位移矢量图

Fig.3 Displacement vector diagram of section 1 and section 4

表3	各新面顶拱如	位移的计算值	与监测值对比。	(单位:cm)
20.5		- 1412 8 9 7 7 7		$\rightarrow \mu$, μ ,

Table 3 Comparison of calculated displacements and monitoring results at various sections

项目	断面1	断面 2	断面 3	断面4	断面 5	断面 6	断面 7	断面 8	断面 9
计算值	1.01	0.92	1.07	1.00	0.90	0.52	0.93	0.33	0.44
监测值	0.59	0.41	0.58	0.98	0.93	0.60	0.62	0.61	0.61

3.1.2 掌子面开挖推进过程对拱顶围岩位移的影响

主厂房的开挖会引起测点位移大小发生变化。图 4 为两个断面顶拱测点在不同的开挖时 序(断面尺寸见图 1)中,掌子面推进时的位移大小变化曲线(图中:*x* 轴为掌子面距测点 的距离,m;γ 轴为计算位移值, cm)。



图 4 掌子面推进过程中断面 1 与断面 4 顶拱测点位移大小变化过程曲线

Fig.4 Displacement variations of section 1 and section 4 in excavation

由图 4 可知:①随着掌子面的推进,两个断面的顶拱测点铅垂方向位移,呈连续增大的 趋势,至最后进行的上下游 9m 扩挖(第一层开挖结束)时达到最大(均为1 cm 左右)。三 个序次的开挖位移增量如下: - 58 断面分别为 0.297 cm、0.365 cm 和 0.382 cm, + 87 断面 分别为 0.166 cm、0.332 cm 和 0.507 cm,说明后面序次的开挖位移增量均比前一序次的要 大;②两个断面的 6 条曲线显示,第一序(中导洞)开挖产生的位移梯度明显大于第二序和 第三序,且第三序曲线最为平缓;③空间上,开挖对 y 向位移的影响范围主要在 - 8 m ~ + 12 m左右,即掌子面推进至测点断面后 8 m 以及掌子面推进至测点断面前 12 m;④如前所 述,虽然后面序次的开挖位移增量均比前一序次的要大,但从曲线上来看,第二和第三序次 开挖引起的位移扰动收敛速度更缓慢,在空间上收敛更为持久,由图可知,第三序次产生的 位移速度收敛最慢,当掌子面推进至测点断面前 20 m 时,第三序次计算得到的位移速率明 显大于第一和第二序次。

3.2 主应力的变化

洞室的开挖对围岩的原始应力不可避免造成扰动,形成二次应力场。由于本次开挖洞室 规模大、分序多,随着掌子面的向前推进,围岩主应力的大小和方向均处于不断变化的过 程。限于篇幅,以下仅列出顶拱部位主应力的变化过程,分别按三个开挖序次进行分析 (Sigma1—Sigma3、dip1—dip3 和 dd1—dd3 分别代表主应力 1—主应力 3 及其对应的倾角和倾 向, *x* 轴为掌子面距测点的距离, m, *y* 轴代表计算值的大小,包括主应力值及其倾角和倾 向值,单位分别为 MPa,(°),(°))。

以下按照三个序次进行开挖分析,其中,中导洞开挖断面尺寸8m×9m(宽×高),中

导洞扩挖断面尺寸 3.7 m(上游宽) × 3.7 m(下游宽) × 9 m(高),上下游 9 m 扩挖断面尺 寸 9 m(上游宽) × 9 m(下游宽) × 9 m(高)(见图 1)。 3.2.1 主应力大小随开挖序次的变化

断面 1 和断面 4 三个主应力(sigma1—sigma3)的大小变化曲线见图 5 和图 6。由图可 知,两个断面的 3 个主应力大小均表现出相同的变化趋势。由于设定地应力侧压系数为 1.0, 首次开挖,在掌子面推进至测点断面后 12 m 左右之前,两个断面顶拱测点的 3 个地应力大 小都在 – 6 MPa 左右。随着掌子面的进一步向前推进,3 个主应力的大小开始发生变化。



图 5 断面 1 顶拱主应力大小变化曲线

Fig.5 Variation curves of principal stress of section 1 crown surrounding rock



图 6 断面 4 顶拱主应力大小变化曲线

Fig.6 Variation curves of principal stress of section 4 crown surrounding rock

①第一主应力在首次进行中导洞开挖时缓慢增大,当掌子面与测点断面重合时达峰值, 之后,当掌子面距测点断面前3m左右,第一主应力值逐步变小至一个较低值,随着开挖过 程中掌子面距测点断面距离增大,第一主应力缓慢增大至平衡状态。在中导洞扩挖和上下游 9m扩挖过程中,第一主应力值变化幅值小,尤其是第三序的上下游9m扩挖,曲线近似呈 水平状态,达到稳定。

②与第一主应力相似,第二主应力在首次进行的中导洞开挖时也有一个缓慢增大的过程,达到峰值后逐步释放,至掌子面到达测点断面8m左右,应力释放到比初始值更小的位置达到平衡。而后进行的中导洞扩挖和上下游9m扩挖,断面1的第二主应力曲线表现为小幅度的应力释放,而断面4的第二主应力曲线在经过微小的波动后趋于水平。

③与第一、第二主应力相比,第三主应力在中导洞开挖过程中的变化量最大(断面1为 8.23 MPa,断面4为5.41 MPa),曲线整体上是一个压应力释放的过程,甚至最后变成拉应 力(见图5,正值为拉);而后进行的两次扩挖对曲线的变化影响较小。

④从开挖空间上来看,引起主应力大小变化的距离主要在-8~8m之间。

3.2.2 主应力方向随开挖序次的变化

主应力的大小变化不仅表现在数量上,还表现在方向的变化上。图 7—图 10 给出了两 个断面顶拱围岩倾角和倾向的变化曲线。



Fig. 10 Variation curves of principal stress dip direction of section 4 crown surrounding rock

相比中导洞扩挖(第二序)和上下游9m扩挖(第三序),中导洞开挖(第一序)施工 对倾角的影响最大,其特征如下:①总体上,测点断面第一和第二主应力倾角在掌子面经过 后角度值变小,尤其是第一主应力倾角降幅大,最大达到 50°左右(见图 8),而第三主应力 倾角值呈增大趋势;增幅最大达 50°左右(见图 8);②图 7 和图 8 均显示:达到收敛时,第 一和第二主应力倾角接近 0°,而第三主应力倾角接近 90°;③从开挖空间上来看,影响倾角 变化的距离在 – 20 ~ 8 m之间。

关于倾向变化:①在第一序(中导洞开挖)施工时3个主应力的倾向变化幅度均较大, 尤其是断面4,其第一主应力倾向由336.43°调整为86.23°,变化量达250°,第二主应力由 68.32°调整为176.29°,第三主应力倾向由150.82°调整为277.33°(见图9);②第二序施工 时,仅断面1测点第一主应力的倾向曲线局部有突变(见图10);③相比第一序施工(中导 洞开挖)和第二序施工(中导洞扩挖),第三序施工时主应力倾向的变化曲线更为平缓,表 现异常的是断面1的第一主应力倾向曲线,在掌子面开挖至测点断面0m及8m范围内出现 低谷,随后又回到原来的水平。这与第二序施工时出现的倾向突变情况相似,但影响范围更 广。究其原因,该断面(断面1)顶拱垂向1.6m深度有一层面(见图3),由于层面跨度 大,当开挖断面宽度相对较小时(如中导洞开挖),其作用对顶拱处围岩影响小,而当开挖 断面不断扩大,层面对围岩的影响作用凸现出来,对比图11中第二序施工和第三序施工的 第一主应力曲线,说明开挖断面越宽,该点处的第三主应力变化曲线突变情况越明显;断面 4距顶拱最近的层面距离达4m,因此开挖时层面对岩体的影响较小;④在空间上,影响倾 向的变化距离为-8~5m之间(主要在第一序施工)。

两个断面最大主应力的大小、倾向和倾角计算数值见表 4。

		Table 4	Principal stress at	different excavation	stages	
断面		应力	开挖前	中导洞开挖	中导洞扩挖	上下游 9 m 扩挖
		大小/MPa	- 6.16	- 8.49	- 6.43	- 8.97
	σ_1	倾角/(°)	66.76	4.95	4.26	0.05
		倾向/(°)	183.34	275.18	261.39	250.70
		大小/MPa	- 5.95	- 4.06	- 2.74	- 2.25
- 58.75 断面	σ_2	倾角/(°)	1.59	3.03	5.39	4.14
		倾向/(°)	89.65	184.92	170.98	160.70
		大小/MPa	- 5.83	2.24	1.21	0.97
	σ_3	倾角/(°)	23.19	84.19	83.12	85.86
		倾向/(°)	358.97	63.54	29.55	341.34
		大小/MPa	- 5.98	- 9.38	- 10.13	- 13.98
	σ_1	倾角/(°)	54.48	3.90	3.51	4.13
		倾向/(°)	330.70	86.23	87.80	88.19
		大小/MPa	- 5.81	- 5.06	- 4.98	- 5.64
+ 87 断面	σ_2	倾角/(°)	1.92	0.76	0.56	1.95
		倾向/(°)	238.04	176.29	177.84	178.33
		大小/MPa	- 5.66	- 0.26	1.21	0.56
	σ_3	倾角/(°)	35.47	86.03	86.44	0.56
		倾向/(°)	146.68	277.33	276.95	293.48

表 4 不同开挖序次的主应力值

3.2.3 最大剪应力随开挖序次的变化

图 11 分别给出了断面 1 和断面 4 在三个开挖序列中顶拱测点最大剪应力变化曲线,从 中可以看出两个断面的曲线相似。



图 11 断面 1 和断面 4 最大剪应力变化曲线

Fig.11 Variation curves of the maximum shearing stress of section 1 and section 4 crown surrounding rock

①中导洞开挖,最大剪应力变化量最大(断面1和断面4分别为4.77 MPa和3.79 MPa),呈增长趋势,当掌子面达到测点断面附近增长率最大,而后曲线出现一个小的低谷(+1m处),随后回弹并逐步趋于平衡;②与中导洞开挖情况不同,后两序开挖(中导洞扩挖和上下游9m扩挖)对顶拱部位岩体的最大剪应力变化影响较小,当掌子面推进至测点断面附近,最大剪应力略有增大,而后,随着开挖断面的向前推进,最大剪应力呈下降趋势,最后达到平衡状态;③对顶拱围岩最大剪应力影响较大的开挖范围主要位于-5~12 m之间。

4 洞室围岩支护合理时空关系确定

顶拱围岩位移和主应力的大小、倾向、倾角以及剪应力大小是个动态的变化过程,准确 地选择支护时机关系到工程的安全和经济效果:过迟的支护会引起变形的不收敛,造成破 坏;而过早的支护往往需要过大的支护力,容易造成支护的浪费或支护的破坏,因此支护时 机的选择对地下工程的围岩稳定性非常重要。

对本工程而言,由于开挖对倾向和倾角的影响范围在掌子面推进至测点后的 5~8 m 左 右趋于稳定,综合考虑位移和最大剪应力的作用,因此认为合理的支护时机是系统支护滞后 掌子面约 5~8 m 左右。而实际开挖施工过程中,这个距离达到 10~15 m,大于理论计算值, 在施工过程中曾出现过因没有及时支护而出现局部岩体变形增大的情况,如断面 5(桩号 cz0+127.5)顶拱围岩扩挖后,因表面岩壁结构面出露少(层面不连续面多位于深部),施 工时认为可以暂缓支护,从 2007 年 6月 12 日开始,多点位移计监测结果显示,该部位不同 深度连续两周的周位移量大于 0.9 mm,大大超过规范要求的小于 0.1 mm/d。后及时补充支 护措施,位移得到有效控制。

5 结论

对于复杂开挖条件下围岩洞室的稳定性问题,本文不仅从宏观上进行了考虑,还从微观 上研究了在不同的开挖阶段(序次)时围岩的位移和应力状态。

本文的断面1和断面4分别代表了顶拱以上层面在不同深度时的状态。根据计算,除了 个别曲线,整体上,两个断面的位移和主应力的大小、倾向、倾角以及剪应力曲线变化趋势 相似,具有一定的规律性,没有太大的差别。

虽然前序开挖施工产生的 y 向位移梯度(变化速率)较后序的要大,但整体上,后序 开挖施工产生的位移增量大于前序,且在空间上位移收敛更为持久。开挖对 y 向位移的影 响范围主要在 – 8 ~ 12 m 之间。

顶拱主应力大小的改变主要发生于第一序次(中导洞开挖阶段),后面序次的开挖施工 对主应力的大小影响较小。在空间上,主应力大小的变化范围主要在-8~8m之间。

开挖施工过程中,不仅主应力大小会发生变化,其倾向和倾角也呈现不断变化的趋势: 与主应力大小变化相似,第一序次的开挖对顶拱处倾向和倾角的改变影响最大,后序开挖影 响较小,且倾角和倾向的变化以第一和第三主应力为甚,第二主应力相对较小。空间上,开 挖对倾角的影响范围在 – 20 ~ 8 m 之间,对倾向的影响范围在 – 20 ~ 5 m 之间。

第一序次的中导洞开挖对顶拱围岩的最大剪应力影响最大,且不断增大,而后连续开挖 对其影响小,且曲线整体上呈变小趋势。对顶拱围岩最大剪应力影响较大的开挖范围主要位 于 – 5 ~ 12 m 之间。

分析结果显示顶拱测点处位移和主应力大小、倾角、倾向以及剪应力大小是个动态的变 化过程,不同的开挖序次、掌子面距测点断面的位置不同,值是不断变化的,且变化趋势和 变化量均有所差异,这就为类似的大型地下工程支护设计和支护时机提供了理论依据。对本 工程而言,合理的支护时机是系统支护滞后掌子面约5~8m左右。

参考文献

[1] 杨为民,陈卫忠,李术才,等.快速拉格朗日法分析巨型地下洞室群稳定性[J].岩土工程学报,2005,27(2): 230~234.

YANG Wei-min, CHEN Wei-zhong, LI Shu-cai, et al. Analysis on stability of surrounding rock mass of Longtan large underground powerhouse with FLAC^{3d} [J]. Chinese Jounal of Geotechnical Engineering, 2005, 27 (2): 230 ~ 234.

[2] 杨典森,李术才,陈卫忠,等.龙滩水电站地下洞室群施工顺序及稳定性分析[J].岩石力学与工程学报,2003, 22(增1):2254~2258.

YANG Dian-sen, LI Shu-cai, CHEN Wei-zhong, et al. Construction sequences and stability analysis of Longtan underground houses [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22 (Supp. 1): 2254 ~ 2258.

[3] 杨明举,常艄东.超大型地下洞室群施工开挖程序及围岩稳定分析[J].西南交通大学学报,2000,35(1):32 ~35.

YANG Ming-ju, CHAN Shao-dong. The excavation procedure of super-large underground chambers and the surrounding rock stability [J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2000, 35 (1): 32 ~ 35.

[4] 蒋宇静,肖俊,棚桥由彦,等.三维数值模拟技术在深部大型发电站厂房信息化施工中的应用[J].岩石力学与 工程学报,2003,22(6):957~964.

JIANG Yu-jing , XIAO Jun , Yoshihiko Tanabashi , et al. 3D numerical simulation on the information-oriented construction for the

deep underground houses [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering , 2003 , 22 (6): 957 ~ 964 .

[5] 郭志华,盛谦,梅松华,等. 层状复合岩体宏观力学参数的计算机模拟试验[J]. 岩石力学与工程学报,2004, 23 (增 2):4902~4906.

GUO Zhi-hua, SHENG Qian, MEI Song-hua, et al. Numerical simulation test on macro mechanics parameters of layered composite rock masses [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23 (Supp. 2): 4902 ~ 4906.

- [6] 王涛,陈晓玲,于利宏.地下洞室群围岩稳定的离散元计算[J].岩土力学,2005,26(12):1936~1940.
 WANG Tao, CHEN Xiao-ling, YU Li-hong, et al. Discrete element calculation of surrounding rock mass stability of underground cavern group [J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(12):1936~1940.
- [7] Sitharam T G, Latha G M. Simulation of excavations in jointed rock masses using a practical equivalent continuum approach [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2002, 39 (4): 517 ~ 525.
- [8] 李志勇,曾佐勋,黄郑,等.基于 MSC MARC 的三维构造应力场数值模拟与裂缝预测——以宝浪油田宝北区块为例[J].地质力学学报,2007,13(3):233~238,232.
 LI Zhi-yong, ZENG Zuo-xun, HUANG Zheng, et al. Numerical simulation of the tectonic stress field and forecasting of fractures

based on MSC MARC [J]. Journal of Geomechanics, 2007, 13 (3): 233 ~ 238, 232.

[9] 孙炜锋,谭成轩,王志明,等.基于 BP 神经网络的深埋隧洞地应力预测研究 [J].地质力学学报,2007,13 (3):227~232.

SUN Wei-feng, TAN Cheng-xuan, WANG Zhi-ming, et al. Prediction of crustal stress of deep-buried tunnels based on BP artificial neural network [J]. Journal of Geomechanics, 2007, 13 (3): 227 ~ 232.

[10] 冯向东,刘卫华,魏东平.印度-澳大利亚板块应力场数值模拟及其动力学分析[J].地质力学学报,2006,12 (4):429~440. FENG Xiang-dong, LIU Wei-hua, WEI Dong-ping. Numerical simulation and dynamic analysis of the stress field of the Indo-Australian Plate [J]. Journal of Geomechanics, 2006, 12 (4):429~440.

[11] 于学馥,郑颖人,刘怀恒,等.地下工程围岩稳定分析[M].北京:煤炭工业出版社,1983.122~150.

YU Xue-fu, ZHENG Ying-ren, LIU Huai-heng, et al. STABILITY ANALYSIS ON SURROUNDING ROCKS OF UNDERGROUND WORKS [M]. Beijing: China Coal Industry Publishing House, 1983. 122 ~ 150.

[12] 何满潮,李春华,王树仁.大断面软岩硐室开挖非线性力学特征数值模拟研究[J].岩土工程学报,2002,24 (4):483~486.

HE Man-chao, LI Chun-hua, WANG Shu-ren. Research on the non-linear mechanics characters of large section cavern excavating within soft rock by numerical simulation [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24 (4): 483 ~ 486.

[13] 向安田,朱合华,丁文其,等.浅埋偏压连拱隧道施工的力学响应分析[J].地质力学学报,2007,13(3):247 ~254,211.

XIANG An-tian, ZHU He-hua, DING Wen-qi, et al. Mechanic response of a shallow-embedded and double-arch tunnel under partial pressures during construction [J]. Journal of Geomechanics, 2007, 13 (3): 247 ~ 254, 211.

- [14] 张社荣,梁礼绘.考虑三维应力旋转的隧洞衬砌支护时机研究[J].水利学报,2007,38(6):704~709.
 ZHANG She-rong, LIANG Li-hui. Analysis on tunnel liner supporting time considering three-dimensional stress rotation [J].
 Journal of Hydraulic Engineering, 2007, 38(6):704~709.
- [15] 王学滨. 应变软化扩容对含随机缺陷岩石的渐进变形及破坏前兆特征的影响 [J]. 地质力学学报, 2008, 14 (2): 158~167.

WANG Xue-bin. Effects of strain-softening dilatancy on progressive deformations and precursors to failure of rock with initial random imperfections [J]. Journal of Geomechanics , 2008 , 14 (2): 158 ~ 167.

- [16] Zeng Qian-bang, Cheng Guo-ming, Liu Huan-yu. The influence of Auger mining excavation sequence on inter-hole pillar stability below the final highwall of a surface coal mine [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2006, 43 (7): 1134 ~ 1138.
- [17] HAO Y H, AZZAM R. The plastic zones and displacements around underground openings in rock masses containing a fault [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2005, 20 (1): 49 ~ 61.

DEFORMATION AND MECHANICAL PROPERTIES OF THE LARGE UNDERGROUND CAVERN SURROUNDING ROCK WITH COMPLEX EXCAVATION

TANG Jun-feng^{1 2}, XU Guo-yuan¹, TANG Xue-mei¹, LI Xue-zheng²

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

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

Abstract: Complex geological condition and construction procedure are often met while constructing the big underground cavern, so study of stress and deformation of the surrounding rock can not only help us further understand the mechanical properties of rock mass, but also provide reference for support design and construction of big underground cavern. Deformation and stability of the underground cavern mainly focus on the crown of the chamber. Taking the underground power house of the Xiangjiaba hydropower station as an example, and introducing the three-dimension discrete element method (3DEC), the authors has studied the variations of displacement and stress under the complex excavation condition, compared the calculated data with the monitoring results, and proposed that the proper support distance is 5m delay the constructing face.

Key words : underground caverns ; surrounding rock mass deformation ; 3DEC ; displacement ; stress ; support