文章编号:1000-7598-(2004)03 0391 05

龙滩地下洞室群围岩稳定性分析

杨典森¹,陈卫忠¹,杨为民²,李术才²,李廷春¹,朱维申²

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学重点实验室,湖北 武汉 430071;

2. 山东大学 岩土与结构工程中心,山东 济南 250061)

摘 要: 大型地下洞室群的开挖和支护结构与围岩的稳定性密切相关,龙滩地下洞室群是布置在陡倾角层状结构岩体的巨型地下结构。应用 FLAC3D 方法,研究龙滩地下洞室群在开挖和支护过程中围岩的变形特征以及支护结构的受力特点,并将位移计算结果和现场监测结果进行比较,结果表明:数值计算的结果与监测结果规律基本一致,但数值计算位移的量值比监测结果略大。由此可知,采用本计算方法模拟急倾斜岩体内开挖大型地下洞室群具有较强的可靠性。

关 键 词: FLAC; 地下洞室; 开挖; 支护; 稳定性

中图分类号: TU 452 文献标识码: A

Stability analysis of surrounding rock mass of Longtan underground caverns

YANG Dian-sen¹, CHEN Wei-zhong¹, YANG wei-min², LI Shu-cai², LI Ting-cun¹, ZHU Wei-shen²
(1. Key Laboaratory of Rock and Soil Mechanics, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China;
2. Geotechnical Research Center, Shandong University, Jinan 250061, China)

Abstract: The stability of large underground cavern has high dependence on construction sequences and permanent support parameters. Longtan underground powerhouse is a complex structure with three large caverns and located in high dipped laminar strata. FLAC3D code is applied to analyze the character of deformation and failure mechanism of surrounding rock mass during excavation and support. Furthermore, the comparison between numerical results and field measurements shows that the variation law is quite similar, while the numerical data are a little greater than that of the measurements. It can be concluded that FLAC 3D can simulate excavation of large underground caverns in high dipping laminar strata well.

Key words: FLAC; underground cavern; excavation; support; stability

1 引言

龙滩水电站地下厂房是陡倾角层状结构岩体,其主厂房高为 74.5 m, 宽为 31.5 m; 调压井高 89.71 m, 宽为 21.575 m, 像这样大跨度、高边墙的 地下结构在国内外很少见,其围岩稳定性分析方法 及开挖施工顺序受到设计和施工部门的广泛关注^[1,2]。目前,采用的数值分析方法主要是基于以下两大类模型,一类是连续介质模型(弹塑性模型、粘弹塑性模型、损伤模型等)^[3~6]。工程上常用的分析软件有 ANSYS, MARC, FLAC, ABQUS, CESAR等。另一类是非连续介质模型(DDA, DEM, UDEC, 3DEC等)^[7]。FLAC3D, 又称三维快速拉格朗日法,是一种基于三维显式有限差分法的数值分析方法,这种算法可以准确地模拟材料的屈服、

塑性流动、软化以及大变形,尤其在材料的弹塑性分析方面,大变形分析以及模拟施工过程等领域有独到的优点^[8,9]。由于龙滩地下洞室围岩整体性较好,本文选择 FLAC3D 商用软件来模拟地下厂房的开挖和支护过程,并将计算的结果和现场实测的结果进行分析比较,验算目前支护设计方案的合理性及可靠性。

2 工程概况及地质条件

龙滩水电站是由碾压混凝土重力坝、泄水建筑物、通航建筑物及地下发电厂房等组成的超大型地下洞室群。全地下式发电厂房布置在左岸,主要建筑物包括:进水口、引水隧洞、主厂房、母线洞、主变室、调压井、尾水隧洞、交通洞、排水廊道、送风廊道、出线平台、GIS 开关站、中控楼、电缆

收稿日期:2003-04-22

基金项目:国家自然科学基金重点项目 (编号:50379052,编号:50004007)资助

作者简介:杨典森,男,1978年生,硕士研究生,主要从事岩体稳定性和计算岩石力学等方面的研究工作。

竖井等。龙滩水电站输水发电系统规模巨大,地下洞室群纵横交错,总开挖量约 3.8 × 10⁶ m³。9 台机组布置在同一厂房内,采用单管单机引水,主厂房、主变室、调压井依次平行排列,尾水调压井为 3 个简单式矩形断面调压井,其中主厂房高为 74.5 m,宽为 31.5 m,长为 388.5 m;主变室高为 34.2 m,宽为 19.5 m,长为 405 m;调压井高为 89.71 m,宽为 21.575 m。3 条尾水管共用一个调压井和一条尾水洞,尾水洞为 3 个圆形隧洞,9 条母线洞垂直厂房轴线平行布置,连通厂房和主变室,它们在地下将构成一复杂的地下洞室群。

龙滩水电站坝址河谷为一较宽坦的"V"型谷,河流流向 S30°E,坝址区转向 S80°E,枯水期水面高程为 219 m,水面宽为 90~100 m,水深 13~19.5 m。左岸山体雄厚,山顶高程约为 650 m,岸坡坡度为 32~42°。

主洞室布置区,顶拱上覆岩体厚度为 100 ~ 280 m,围岩新鲜完整,平行岩层走向地震波速 V_p 为 5 600 m/s,垂直岩层走向的 V_p 为 5 000 m/s,90 % 以上为 $_2$, $_1$ 类围岩。仅在断层切割处有 类围岩和极少 类围岩。厂区发育的主要断层有 4 组,厂房主要节理有 8 组,均为陡倾角节理,对地下洞室群围岩稳定影响较大的两组,产状分别为 345 ~ 355 °/NE 60 °(层间节理)和 40 ~ 55 °/NE 52 ~ 55 °(平面呈 X 型节理),延伸长度不超过 3 m。节理面闭合或为方英脉充填。

3 计算模型及参数确定

应用 FLAC3D 对主厂房桩号 HL0+150.250 m进行准三维数值计算。该剖面考虑了 F_1 , F_5 , F_{12} , F_{13} , F_{18} 断层及新揭露的层理,共剖分为 4926 个单元和 9972 个节点。网格图如图 1 所示。龙滩地下厂房区域地应力水平较高,是以水平地应力场为主导、中等量级的地应力场。数值计算时,采用垂直边墙方向的侧压系数 I=1.7,垂直端墙方向(沿厂房中心轴线方向)的侧压力系数 I=2.2,沿高程垂直方向地应力场以自重应力场模拟。

计算中岩体材料采用 FLAC3D 提供的摩尔库 仓准则,岩层材料的力学参数见表 1 所示。

4 计算方案

合理布置洞群的开挖方案对于电站的顺利施工和围岩的稳定性有着极其重要的意义。根据设计院提供的施工开挖方案(见图 2 和表 2)和支护技术方案(见表 3)来进行数值模拟,以综合评价龙

表 1 岩层材料力学参数 Table 1 Mechanical parameters of strata

2004年

岩层	变形模 量/ GPa	泊 松 比	粘结 力 / MPa	内摩 擦 系数	抗拉强 度 / MPa	重度 / kN·m ⁻³
	15.0	0.25	2.4	1.3	1.3	27.3
微风化~新鲜泥板岩	10.0	0.27	1.48	1.1	1.0	27.4
微风化~新鲜互层 (砂岩 70 %)	13.0	0.26	1.28	1.1	1.0	27.4
弱风化砂岩	6.0	0.28	1.48	1.0	1.0	27.0
弱风化砂岩泥板岩互 层	5.0	0.28	1.18	0.8	0.8	26.8
强风化砂岩	1.5	0.34	0.50	0.75	0.08	25.5
强风化泥板岩	0.7	0.34	0.29	0.55	0.08	25.5
断层	0.5	0.34	0.05	0.30	0.0	20.0
层理	1.0	0.34	0.05	0.30	0.0	20.0

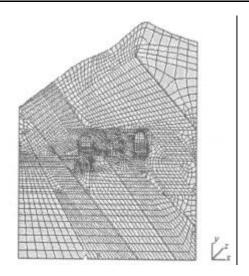


图 1 网格图 Fig.1 FEM mesh of the model

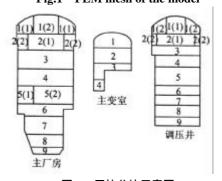


图 2 开挖分块示意图

Fig.2 Excavation blocks of the underground cavern

滩地下厂房洞室群岩体的变形和破坏特征以及锚杆 支护参数的合理性。

5 计算结果

5.1 变形特征

在开挖完成后,主厂房顶拱累计产生 26.50 mm 的下沉,主变室顶拱累计产生 20.72 mm 的下沉,

	表 2 开挖施工顺序图
Table 2	Construction sequences of the underground cavern

夕护	开挖顺序(共分 12 步开挖) 名称											
石柳	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
主厂房	1(1)	1(2)	2(1)	2(2)	3	4	5(1)	5(2)	6	7	8	9
主变室	1		2		3	4						
调压井	1(1)	1(2)	2(1)	2(2)	3	4	5		6	7	8	9

表 3 支护参数 Table 3 Support parameters

支护部位	吨:日/ 区上	锚杆参数			锚索(预应力锚杆)参数			
	喷混凝土 厚度/ cm	直径 /mm	长度 / m	间/排距 / m	预应力 / kN	长度 / m	间/排距 / m	
主厂房顶拱	20	28 ~ 32	6/8		150	8	3.0/3.0	
主厂房上、下游侧墙	20	28 ~ 32	6/9.5	1.5/1.5	150 2 000	9.5 20	3.0/3.0 4.5/6.0	
主变洞	15	25 ~ 28	5/7					
调压井顶拱	15	32	6/8	1.5/1.5				
					15	9.5	3.0/3.0	
调压井上游边墙	15	28/32	6/9.5	1.5/1.5	1 200	31.4	3.0/3.0	
					1 200	20	4.5/4.5	
调压井下游边墙	15	32	8.5	1.5/1.5	1 200	20 ~ 25	4.5/6.0	

调压井顶拱累计产生 18.14 mm 的下沉。主厂房的 下游拱脚部位受断层 F₁₂ 所切割,该部位的位移较 上游拱脚大。主厂房上游边墙产生的最大合位移为 42.78 mm, 其位移水平分量为 41.74 mm; 而下游边 墙产生 54.63 mm 的合位移,其位移水平分量为 $53.27 \, \mathrm{mm}$, 由于受断层 F_5 的影响 , 在开挖主厂房的 底部时,上游墙体的变形相对下游墙体的水平位移 分量则为 11.9 mm, 主厂房底部的最大底臌为 7.35 mm (Y 向)。主变室在开挖完成后,上游边墙产生 偏向主厂房的位移为 12.98 mm ,其偏向主厂房的水 平位移为 4.83 mm (指向主厂房), 下游边墙的最大 合位移为 11.22 mm, 其位移水平分量为 1.78 mm, 主变室底部的最大底臌为 10.17 mm (Y 向)。调压井开挖完成后,上游边墙的最大合位移为 22.72 mm, 其位移水平分量为 22.38 mm, 下游边墙 的最大合位移为 37.67 mm, 其位移水平分量为 37.1 mm, 调压井底部的最大底臌为 11.98 mm (Y 向)。各个洞室的最大位移见表4。主厂房的顶拱, 上、下游边墙位移最大点随开挖步变化趋势如图 3 所示。开挖完第2步和开挖结束后的位移矢量图如 图 4 和图 5 所示。

从位移场的计算结果可看到,主厂房和调压井高边墙岩体呈现倾倒变形的特征,在主厂房开挖至第7分层时,主变室的岩体呈现总体偏向主厂房的

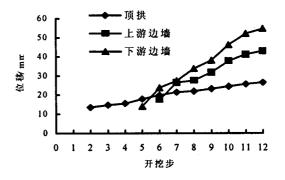


图 3 主厂房的几个关键点位移随开挖步变化示意图 Fig.3 Variation law of key point's displacements with excavation in main powerhouse cavern

表 4 开挖结束时剖面最大合位移计算结果
Table 4 Maximum displacements after excavation

洞室 一	关键点最大值位移/mm							
	顶拱	上游边墙	下游边墙	底臌				
主厂房	26.50	42.78	54.63	7.35				
主变室	20.72	12.98	11.22	13.05				
调压井	18.14	22.72	37.67	14.53				

位移趋势。同时,在岩体节理和劈理发育的部位, 岩体的变形较为显著。

根据现场的多点位移计和锚杆应力监测结果来

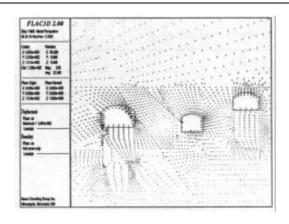


图 4 第 2 分层开挖结束后位移矢量图 Fig.4 Displacement vector after excavation step 2

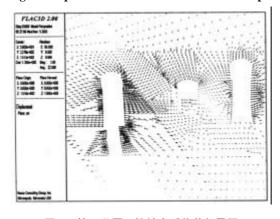


图 5 第 9 分层开挖结束后位移矢量图 Fig.5 Displacement vector after excavation step 9

看,多点位移计的位移量测结果均小于有限差分计算的结果,这是由于在现场量测位移时,大多测点是在岩体开挖后才埋设的,因此,所测结果是岩体总变形的一部分,但位移量测的规律基本和有限差分计算的结果一致。其中,下游拱脚测点 M_D^4 -4 的结果和规律吻合得较好。监测结果和计算结果的比较如图 6 所示。

5.2 应力场特征

岩体第1分层开挖时,主厂房、主变室和调压

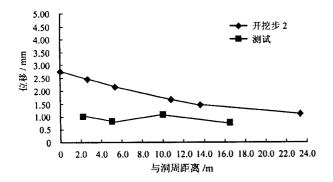


图 6 主厂房下游拱脚测点 M_D^4 - 4 在第二步 开挖完毕后的位移计算结果和实测值比较 Fig.6 Comparison between numerical data and field measurements for M_D^4 - 4 after excavation step 2

井的拱座处都存在不同程度的拉应力集中,随着洞室不断地开挖和高边墙的形成,洞室围岩的应力增长较快,其中开挖完毕后最大拉应力出现在主厂房的下游边墙上的台阶处,量值为 $1.22~\mathrm{MPa}$ 。 开挖结束的 s_1 和 s_3 分布如图 $7~\mathrm{ANS}$ 8 所示。

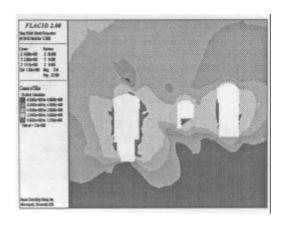


图 7 剖面开挖结束后 s₁ 分布图 Fig.7 Contour map of Max. principal stresses after excavation

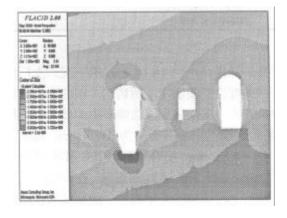


图 8 剖面开挖结束后 $_{S_3}$ 分布图 Fig.8 Contour map Min. principal stress after excavation

5.3 塑性区分布特征

岩体经过开挖扰动和锚杆(索)加固后,锚杆(索)使洞室围岩的强度得到有效提高,从而使主厂房、主变室和调压井周围的塑性区减少。主厂房、主变室和调压井顶拱处除了受断层控制区域外,其余部位的塑性区基本控制在 1~2 m 的范围。从塑性区的分布特征来看,主厂房上游边墙的塑性区小于下游边墙,主厂房和主变室之间的岩体的稳定性相对较好,两者之间没有产生塑性贯通区域,说明目前设计所采用的洞室间距和支护参数能够满足岩体稳定性的需要。在主变室和调压井之间受断层控制的区域将会形成局部的塑性贯通区,但对于没有断层控制的区域,岩体中间仍保留一段弹性岩柱。

主厂房下游边墙受砂岩和泥板岩互层的影响,

下游边墙的塑性区比上游边墙的要大,其最大深度达到 10.0 m,但和主变室之间没有形成塑性贯通区域。调压井上下游边墙中部的塑性区较大,其最大深度可达 10.0 m。但三大洞室的塑性区没有贯通。其开挖结束后的塑性区见图 9 和图 10。

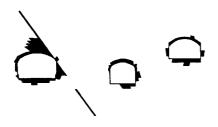


图 9 第 2 分层开挖结束后塑性区分布图 Fig.9 Plastic zone of rock mass after excavation step 2



图 10 第 9 分层开挖结束后塑性区分布图 Fig.10 Plastic zone of rock mass after excavation step 9

5.4 锚杆轴力特点

从数值计算的结果来看,对于地质条件较好的部位,预应力锚杆的轴力随洞室群分层开挖的变化不是太大,但对于地质条件比较差,局部节理、劈理发育的部位和受断层切割控制的影响区域,锚杆轴力随开挖过程的变化非常显著。主变室和调压井间的岩柱稳定性差,采用对穿锚索后,围岩稳定性得到了改善。

主厂房预应力锚杆的最大轴力为 156.0 kN,位于下游高边墙,系统锚杆的最大轴力为 81.40 kN,位于下游拱座,而且它们的受力变化比较大。它们刚好处在岩性比较差的断层附近。主变室系统锚杆的最大轴力为 5.62 kN,位于下游高边墙。调压井预应力锚杆的最大轴力为 20.79 kN,位于下游高边墙,系统锚杆的最大轴力为 15.89 kN,位于下游高边墙。它们的受力变化总体上不是很大,主要是因为在主变室和调压井之间打了对穿锚索。锚杆的受力呈现两端小,中间大的梭形特点。

6 结 论

(1)由位移场的计算结果可看出,主厂房和调压井高边墙岩体呈现倾倒变形的特征,这就要求在施工中及时支护,以免发生片帮现象。在主厂房开挖至第7分层时,主变室的岩体呈现总体偏向主

厂房的位移趋势。同时,在岩体节理和劈理发育的部位,岩体的变形较为显著。从位移量值上可以看出,现在的支护措施还是能保证围岩的稳定性。

- (2)由应力场的计算结果发现,岩体第1分层开挖时,主厂房、主变室和调压井的拱座处都存在不同程度的压应力集中,随着洞室不断的开挖和高边墙的形成,洞室围岩的应力增长较快,但是其量值还在允许范围之内。
- (3)从塑性区的分布特征来讲,主厂房和主变室之间没有发生塑性贯通区域,而在主变室和调压井之间被断层切割的区域内存在局部的塑性贯通区,贯通区的范围不算太大。
- (4)锚杆轴力在局部地质条件差的部位随岩体的开挖增长比较显著。因此,现场采取局部补强措施是非常必要的,另外,岩体开挖后应当及时采用锚喷支护,从而控制岩体的变形发展和开挖卸荷裂隙的扩展,尽可能避免在洞周形成较大的裂隙扩展带。就本次计算的结果来说,目前所选用的支护参数和施工顺序基本可以满足岩体稳定性的需要。
- (5)比较数值计算结果和现场监测结果可以 发现:计算的结果与监测结果规律基本一致,但数 值计算的量值比监测结果略大。表明采用本计算方 法模拟急倾斜岩体内开挖大型地下洞室群具有较强 的可靠性。

参考文献

- [1] 阳恩国. 龙滩水电站引水发电支流设计[J]. 水利发电, 1996,(6):37-42.
- [2] 张孝松,罗俊军. 龙滩水电站输水发电系统布置设计及研究[J]. 红水河,2001,20(2):25-29.
- [3] 李术才,李树忱,朱维申等.三峡右岸地下电站厂房围 岩稳定性断裂损伤分析[J].岩土力学,2000,21(3): 193-197
- [4] 张玉军,朱维申.三峡工程船闸高边坡锚杆(索)加固有限元计算[J].岩土力学,1997,18(1):1-6.
- [5] 徐平. 三峡工程地下厂房洞室群围岩稳定性及加固效果数值分折[J]. 岩石力学与工程学报,2000,19(增):952-956.
- [6] 李攀峰, 王银梅, 张倬元. 某大型地下洞室群整体稳定性评价[J]. 太原理工大学学报, 2002, 23(4):422-425.
- [7] 曹国金,姜弘道. 岩土工程稳定性分析方法研究动态及 展望[J]. 电力勘测,2002,6(2):5-9.
- [8] 寇晓东,周维垣,杨若琼.三维快速拉格朗日法及其在 拱坝稳定分析中的应用[J]. 水利水电技术,2000,31 (7):4-7.
- [9] 梁海波,李仲奎,谷兆棋.FLAC 程序及其在我国水电工程中的应用[J]. 岩石力学与工程学报,1996,15(3):193-200.