

某电站模型洞围岩位移反分析及预测研究

齐俊修¹, 王连捷², 刘凤成¹, 王 薇², 董 诚²

(1. 北京国电水利电力工程有限公司, 北京 100024; 2. 中国地质科学院地质力学研究所, 北京 100081)

摘 要: 张河湾抽水蓄能电站位于河北省井陉县测鱼镇甘陶河干流上。电站安装 4 台单级混流可逆式水泵水轮机组, 总装机容量为 1000 MW。地下厂房开挖尺寸(长×宽×高)为 151.1 m×23.4 m×48.3 m。为进一步研究地下厂房围岩稳定性和优化设计参数, 在地下厂房近旁进行了模型洞围岩观测试验研究, 依据模型洞围岩收敛位移、钻孔多点位移、锚杆应力观测结果, 进行了反分析, 计算结果: 水平应力 2.52~2.88 MPa, 应力比值 0.7~0.8, 弹性模量 26.0 GPa。依据反分析的围岩初始地应力及变形参数, 对主厂房及主变室围岩位移及应力分布进行了预测, 结果表明, 围岩变形均较小, 且与地下厂房围岩位移实测值一致性较好。

关键词: 模型洞; 围岩观测; 位移反分析; 初始地应力

中图分类号: TU433

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2007)08-1205-06

作者简介: 齐俊修(1946-), 男, 教授级高级工程师, 副总工程师, 主要从事岩体力学试验、工程监测工作。E-mail: kccxccc@vip.sina.com。

Back analysis and prediction for displacement of surrounding rock around model tunnel of a powerstation

QI Jun-xiu¹, WANG Lian-jie², LIU Feng-cheng¹, WANG Wei², DONG Cheng²

(1. Beijing Guodian Water Resources and Electric Power Engineering Co. Ltd, Beijing 100024, China; 2. Geomechanics Research Institute of China Geological Academy of Science, Beijing 100081, China)

Abstract: Zhanghewan Pumped Storage Station was provided with four sets of pump-turbine units with a total capacity of 1000 MW, and its underground powerhouse was 151.1 m, 23.4 m and 48.3 m in length, width and height, respectively. In order to further study the stability of the surrounding rock around powerhouse cavern and to optimize the design parameters, observation and experimental study were carried out for the surrounding rock around a model tunnel near the underground powerhouse. And, back analysis was done on the basis of the observed results of convergence, multi-point displacement and anchorage bar stress, and the calculated results were as follows: horizontal stress 2.52~2.88 MPa, stress ratio 0.7~0.8 and elastic modulus 26.0 GPa. According to the initial geostatic stress and deformation parameters obtained by the back analysis, a prediction for displacement and stress distribution of the surrounding rock around the machine hall and the main transformer chamber was conducted, and it was indicated that the deformations of the surrounding rock were smaller and coincident with the measured values of displacement.

Key words: model tunnel; observation of surrounding rock; back analysis of displacement; prediction of displacement and stress

0 前 言

地应力和岩体变形参数是水电站地下厂房洞室群围岩稳定设计的重要资料。地应力测量通常使用套心应力解除法、水压致裂法^[1]等, 由于地层的非均匀性, 这些测量结果有时具有一定的分散性; 岩体变形参数通常用承压板法测得^[2], 由于受到尺寸效应的影响, 其测量结果仍存在代表性不强问题。隧洞位移反分析得到的应力场和岩体变形参数是反映较大范围内岩体应力和变形参数的平均效应, 因而具有代表性。所以,

对于大型地下工程, 除了应进行常规地应力和岩体变形参数测试外, 还应该采用位移反分析法确定地应力和岩体变形参数, 并将它们与常规地应力测量和岩体变形参数测量结果进行时比分析, 获得更加可靠的围岩原始应力及岩体变形参数。并在此基础上, 预测地下厂房等工程的变形规律, 应力分布及稳定性。

本着以上思路, 我们在模型洞观测资料基础上, 采用平面有限元法反分析了地下厂房区初始地应力和

岩体变形参数,并将反分析结果和常规测试结果进行了对比。然后依据反分析的成果,又对主厂房和主变室围岩位移和应力进行了预测。本文就是这些成果的总结分析。

1 工程和工程地质条件概况

1.1 工程概况

张河湾抽水蓄能电站位于河北省井陘县测鱼镇甘陶河干流上,距石家庄市距离 53 km。电站安装 4 台单级混流可逆水泵水轮机组,总装机容量为 1000 MW,接入冀南电网,主要担任调峰、填谷、调相和事故备用等任务。电站枢纽主要由上水库、下水库、水道系统、地下厂房及附属洞室等组成。将张河湾水库扩建为下水库。在大坝上游 1.2 km 左岸老爷庙台坪围筑成上水库。地下厂房位于蒲峪沟上游山梁山体内,上覆岩体厚度 116~173 m,厂房纵轴线方向 NE40°。

地下厂房洞室主要有主、副厂房、主变室、母线洞、电缆洞、交通洞、排风兼安全洞等,主、副厂房与主变室间的岩墙厚度为 43.4 m。地下厂房及主变室开挖尺寸(长×宽×高)分别为 151.1 m×23.4 m×48.3 m 及 119.7 m×17.8 m×27.3 m。

1.2 工程地质条件及地层岩性

(1) 地形地貌

地下厂房、水道系统布置于下水库左岸蒲峪沟上游 450 m 的老爷庙台坪东南坡,地面高程自 454 m 至 810 m,高差大约 356 m。地形陡缓相间,最大坡度 75°,平均坡度 43°。地下厂房所选厂址远离 F₈ 断层,并避开冲沟,所处岩层为甘陶河群嵩亭组第二段

(P₁h₂¹) 变质安山岩,岩性单一,质地均匀,岩体呈微风至新鲜状,岩体强度较高,无大的构造。

(2) 地质构造

变质安山岩中节理裂隙比较发育,大部分延伸性好,厂址段主要节理有:①NW345°~NE5°,SW(或 NW)∠40°~50°;②NE40°~60°,SE∠40°~70°;③NE10°~30°,SE(或 NW)∠43°~55°;④NE80°,NW∠50°~85°。

1.3 模型洞工程概况

模型试验洞的断面为城门洞型,尺寸为:长 104.5 m,宽 4.0 m,高 6.0 m。试验段分次观测段和主观测段。主观测段收敛断面编号为 S1~S8;次观测段收敛断面编号为 S1'~S5'。余类推。次观测段纵轴线方向为 NW310°,位于主厂房西北端的外侧,主观测段纵轴线方向为 NE40°,与厂房轴线平行。

2 模型洞观测设计及观测结果

2.1 观测设计

模型洞观测项目有:①收敛观测;②钻孔多点位移观测;③锚杆轴力观测;④声波测孔。观测断面分为系统观测断面和收敛观测断面。主观测段设 3 个系统观测断面(S1、S4、S8),次观测段设 1 个系统断面(S3')。主、次观测段各断面均设收敛观测断面,收敛观测断面布置均为 5 点 6 线式。钻孔多点位移、锚杆轴力、收敛观测断面布置如图 1。

2.2 观测结果

对各观测项目进行 6 个月的观测,观测值均已趋于稳定,其结果见表 1~3。

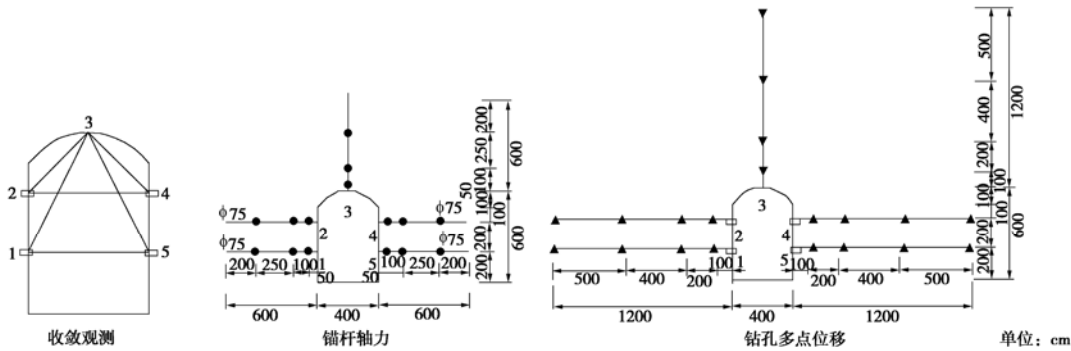


图 1 收敛、锚杆轴力、钻孔多点位移布置图

Fig. 1 Arrangement for observation of convergence, anchor bar stress, and multi-point displacement of drill hole

表 1 收敛位移稳定值观测结果表

Table 1 Observed results steady values of convergence													mm
断面号 测线号	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S1'	S2'	S3'	S4'	S5'
1-3	0.32	0.56	0.49	0.26	0.26	0.39	0.12	0.20	0.39	0.04	0.57	—	0.61
3-5	0.41	0.33	0.31	0.50	0.33	0.21	0.14	0.13	0.45	0.64	0.41	—	0.62
1-5	0.44	0.99	0.59	0.56	0.60	0.31	0.39	0.75	0.47	0.58	0.83	0.43	1.04
2-3	0.99	0.84	0.35	0.38	0.64	0.60	0.60	0.88	0.34	0.39	0.69	0.81	0.76
3-4	0.74	1.06	0.65	0.58	0.75	0.39	0.25	0.35	0.75	0.82	0.51	0.64	0.48
2-4	1.03	1.23	1.65	1.26	1.20	0.86	0.56	0.86	0.99	1.29	1.36	1.85	1.67

表 2 钻孔多点位移观测结果表

Table 2 Observed results of multi-point displacement of drill Hole

断面编号	桩号	仪器编号	位置	相对位移值/mm			
S3'	0+16.8	M3' -1	左边墙下部	1	2	3	4
		M3' -2	左边墙中部	0.25	0.49	0.21	0.17
		M3' -3	顶拱	1.09	0.74	0.52	0.30
		M3' -4	右边墙中部	0.57	0.25	0.29	0.32
		M3' -5	右边墙下部	-0.04	0.22	0.28	—
S1	0+76.1	M1-1	左边墙下部	0.61	0.74	0.29	-0.20
		M1-2	左边墙中部	0.45	1.13	0.69	—
		M1-3	顶拱	0.16	-0.02	0.53	0.10
		M1-4	右边墙中部,预埋	0.08	0.04	0.00	-0.06
		M1-5	右边墙下部,预埋	0.08	-0.08	0.02	0.09
S4	0+85.1	M4-1	左边墙下部	0.42	0.39	0.69	0.25
		M4-2	左边墙中部	—	0.15	0.15	—
		M4-3	顶拱	0.06	0.24	0.24	0.10
		M4-4	右边墙中部	0.13	0.05	0.38	0.18
		M4-5	右边墙下部	0.24	0.09	0.07	0.08
S8	0+97.1	M8-1	左边墙下部	0.53	0.36	0.08	0.38
		M8-2	左边墙中部	0.95	0.40	0.44	0.04
		M8-3	顶拱	0.30	0.46	0.2	0.17
		M8-4	右边墙中部	0.66	0.76	0.37	0.45
		M8-5	右边墙下部	-0.17	0.07	0.18	0.12

表 3 锚杆应力观测结果表

Table 3 Observed result of stress of anchor bar

断面编号	桩号	仪器编号	位置	观测时间	应力值/MPa		
					1	2	3
S1	0+76.1	R1-1	左边墙下部	1999 年 10 月 18 日	1.78	2.07	1.77
		R1-2	左边墙中部		6.85	—	1.17
		R1-3	顶拱		-3.85	0.33	2.72
		R1-4	右边墙中部		0.77	2.12	1.40
		R1-5	右边墙下部		-2.61	3.61	2.49
S8	0+97.1	R8-1	左边墙下部	1999 年 10 月 20 日	4.24	2.99	6.16
		R8-2	左边墙中部		6.57	6.14	3.96
		R8-3	顶拱		0.46	10.54	3.55
		R8-4	右边墙中部		1.01	1.12	5.79
		R8-5	右边墙下部		0.85	0.48	4.45

3 位移反分析原理^[3-5]

假定岩体为均匀各向同性线性弹性体, 具有均匀的初始应力场。在这种情况下, 按有限元法, 得

$$\{k\}\{u\} = \{p\}, \quad (1)$$

式中, $\{k\}$ 为岩体有限元系统刚度矩阵, $\{u\}$ 为结点的位移, $\{p\}$ 为开挖表面等效结节点力。

令 $K^* = \frac{1}{E}\{k\}$, 则

$$\{K^*\}\{u\} = \frac{1}{E}\{P\}, \quad (2)$$

经转换, 可将式 (2) 写为

$$[K^*]\{u\} = \frac{1}{E}[B]\{\sigma^0\}, \quad (3)$$

$$\{u\} = \{A\}\{\sigma^0\}, \quad (4)$$

$$[A] = [K^*]^{-1}[B], \quad (5)$$

$$\{\bar{\sigma}^0\} = \frac{1}{E}\{\sigma^0\}, \quad (6)$$

式中, $\{\bar{\sigma}^0\}$ 称为标准化应力。

有限元网格选取方法为观测点与网格结点恰好重合。此时位移可由测点的位移向量 $\{u_m\}$ 及其余结点的未知位移向量 $\{u_n\}$ 组成。经解算, 可得

$$u_m = [A_i]\{\bar{\sigma}^0\}. \quad (7)$$

实际工作中, 隧道的量测一般是用收敛计和钻孔多点位移计进行的, 这时所量测的是两点之间的相对位移 Δu_m , 而不是绝对位移 u_m 。通过变换, 相对位移 Δu_m 可成为

$$\{\Delta u_m\} = \{T\}\{u_m\}, \quad (8)$$

式中, $[T]$ 称为转换矩阵, 这时相对位移写为

$$\{\Delta u_m\} = [A^*]\{\bar{\sigma}^0\}, \quad (9)$$

$$\{\bar{\sigma}^0\} = [A^*]^{-1}\{\Delta u_m\}, \quad (10)$$

$$A^* = [T][A] \quad (11)$$

当量测的位移个数为 3 时, 利用式 (10) 可得到初始地应力 $\{\bar{\sigma}^0\}$ 。实际上, 为消除现场测量过程中的误差影响, 量测位移个数常常大于 3, 这时可用最小二乘法解:

$$\{\bar{\sigma}^0\} = ([A^*]^T [A^*])^{-1} [A^*]^T \{\Delta u\} \quad (12)$$

假定垂直应力分量等于自重应力, 则可分别求出弹性模量和水平地应力。弹性模量 E 为

$$E = \frac{\gamma h}{\sigma_y^0} \quad (13)$$

式中, γ 为上覆岩层重度, h 为埋深。

水平地应力和剪应力为

$$\sigma_x^0 = E \bar{\sigma}_x^0 \quad (14)$$

$$\tau_{xy}^0 = E \bar{\tau}_{xy}^0 \quad (15)$$

使用这种方法求出的初始地应力不受空间效应的影响, 但弹性模量的精确确定仍须空间效应的校正^[6]。

根据上述方法对收敛位移、钻孔多点位移、锚杆应力进行了反分析。其中, 对锚杆应力进行反分析, 是首次尝试。正式反分析前, 先通过试算, 挑选出代表性的观测断面。其中包括 9 个收敛断面, 2 个钻孔多点位移断面, 1 个锚杆应力断面。同时对钻孔多点位移计观测数据进行了挑选, 舍去了其中明显偏大或偏小的测值。

具体做法是将量测的位移值带入式 (12), 利用文献[7]提供的软件, 对式 (12) 求解, 得出标准应力 $\{\bar{\sigma}_0\}$, 再由式 (13) 求解弹性模量 E , 由式 (14) 求出原始地应力 σ_x^0 及 τ_{xy}^0 。垂向应力由上覆岩层重量求得。

4 反分析结果

4.1 依据收敛位移反分析初始地应力及弹性模量

先对主观测段和次观测段挑选出的每个断面进行反分析, 然后再分别对其综合值进行反分析。结果如表 4。

从表 4 可以看出:

(1) 从各个断面的反分析结果看无论是地应力值, 还是弹性模量值, 都有一定的离散性, 前者的变化范围 (以水平应力为例) 为: 主观测段 1.85~3.08 MPa, 次观测段 3.39~4.42 MPa。

(2) 主观测段的应力比值变化范围为 0.51~0.86, 平均值为 0.65; 次观测段的应力比值为 1.13~1.47, 平均值为 1.2;

(3) 主观测段各断面的围岩的弹性模量变化范围为 14.6~40.6 GPa, 平均值为 22.0 GPa; 次观测

段各断面围岩的弹性模量变化范围为 30.7~34.3 GPa, 平均值为 32.2 GPa。

4.2 依据钻孔多点位移反分析初始地应力及弹性模量

依据试算结果, S3', S1 断面观测数据不宜进一步反分析。本节仅反映 S4, S8 观测断面钻孔多点位移反分析的结果。反分析结果如表 5。

从表 5 可知, 依据钻孔多点位移反分析所得的弹性模量值和依据收敛位移反分析所得的弹性模量, 其平均值比较接近。

4.3 依据锚杆应力反分析初始地应力及弹性模量

依据锚杆应力反分析初始地应力及弹性模量, 是首次尝试。经过试算, 本节仅反映 S8 断面锚杆应力反分析的结果 (表 6)。

从表 6 可知, 依据锚杆应力反分析所得的弹性模量, 和依据收敛位移、钻孔多点位移反分析的弹性模量要大一些, 经分析, 产生差异的原因, 主要是因为后者的位移量测值, 均包含有洞室开挖爆破所引起的洞壁表层松动所引起的变形, 其结果必然会导致弹性模量偏小; 而锚杆应力计所观测到的锚杆应力, 则不受上述影响, 所以依据锚杆应力反分析所得之初始地应力和弹性模量, 更能代表原岩 (不受开挖爆破扰动) 的初始地应力和弹性模量。但由于断面太少, 本工程仍以收敛位移反分析的初始地应力的弹性模量作为工程推荐值。

综合收敛位移、钻孔多点位移和锚杆应力反分析结果, 主洞室的应力比值可取 0.7~0.8; 弹性模量取 26.0 GPa 较为合适; 主洞室的铅直应力为 3.6 MPa, 水平应力 2.5~2.9 MPa。

承压板法岩体变形模量为 29.0 GPa, 与反分析结果比较接近, 但又比反分法所得结果稍大, 这符合一般规律, 因为反分析所得岩体变形参数代表更大范围岩体变形特性。

5 主厂房及主变室的收敛位移及应力分布预测

对主厂房及主变室进行了比尺为 1:1 的收敛变形及应力预测。主厂房及主变室的走向为 NE40°, 分析中取 3 种应力状况: ①铅直地应力为 3.6 MPa, 断面内的水平应力为 2.88 MPa, 水平应力与铅直应力的比值为 0.8; ②铅直地应力为 3.6 MPa, 断面内的水平地应力为 2.52 MPa, 应力比值为 0.7; ③铅直地应力为 3.0 MPa, 断面内的水平地应力为 3.6 MPa, 应力比值为 1.2。围岩弹模取 26.0 GPa, 泊松比为 0.27。

表 4 收敛位移反分析初始地应力及弹性模量

Table 4 Initial geostatic stress and elastic modulus obtained by back analysis on convergence

断面 编号	应力分量/MPa				主应力/MPa			弹性模 量/GPa
	水平应力	铅直应力	剪应力	应力比值	σ_1	σ_2	α	
	σ_x	σ_y	τ_{xy}	σ_x / σ_y				
S1	1.85	3.60	0.18	0.51	3.62	1.83	84.1	15.3
S2	2.04	3.60	-0.15	0.57	3.61	2.02	95.5	14.6
S5	3.05	3.60	-0.12	0.85	3.60	3.02	102.1	24.8
S6	3.08	3.60	0.36	0.86	3.78	2.90	62.8	35.0
S7	2.45	3.60	0.88	0.68	4.07	1.98	61.5	40.6
S8	2.50	3.60	0.64	0.69	3.89	2.20	65.4	25.0
综合值	2.35	3.60	0.20	0.65	3.63	2.32	81.0	22.0
S1'	3.39	3.00	-0.60	1.13	3.83	2.56	-36.2	31.5
S2'	3.81	3.00	-0.62	1.27	4.15	2.67	-28.4	30.7
S3'	4.42	3.00	0.31	1.47	4.49	2.93	11.9	34.3
综合值	3.59	3.00	-0.31	1.20	3.73	2.87	-23.2	32.2

表 5 钻孔多点位移反分析初始地应力及弹性模量结果

Table 5 Initial geostatic stress and elastic modulus obtained by back analysis on multi-point displacement

断面 编号	桩号/m	应力分量/MPa		应力比值 σ_x / σ_y	弹性模量 /GPa
		水平应力 σ_x	铅直应力 σ_y		
S4	0+85.1	2.57	3.60	0.71	26.0
S8	0+97.1	3.60	3.60	1.00	23.5
综合值	—	3.09	3.60	0.86	24.8

表 6 锚杆应力反分析初始地应力及弹性模量结果

Table 6 Initial geostatic stress and elastic modulus obtained by back analysis on stress of anchor bar

断面 编号	桩号/m	应力分量/MPa		应力比值 σ_x / σ_y	弹性模量 /GPa
		水平应力 σ_x	铅直应力 σ_x		
S8	0+97.1	2.30	3.60	0.64	38.8

5.1 收敛量 为一致。

主厂房高 48.3 m, 宽 23.4 m。结构如图 2 (1, 2, 3, 4, 5 为收敛计算点)。收敛情况如表 7。L1-3, L2-3 的收敛量为 3.3~4.8 mm, L1-5, L2-4 测线的收敛量为 7.7~12.0 mm, 应力比值越大, 收敛量越大。

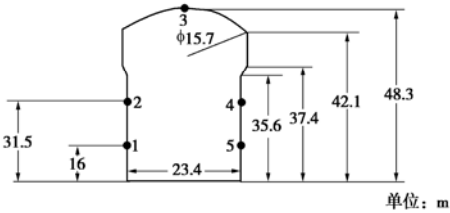


图 2 主厂房断面

Fig. 2 Section of powerhouse

主变室高 27.3 m, 宽 17.8 m。结构如图 3 (1, 2, 3, 4, 5 为收敛计算点)。收敛情况如表 7。L1-3、L2-3 的收敛量为 2.5~3.1 mm, L1-5, L2-4 的收敛量为 4.9~6.5 mm。

该地下厂房围岩位移预测结果折算成边墙一侧变形约为 3.9~4.6 mm, 和后来地下厂房围岩位移实测平均值 2.4~3.4mm (未考虑变形损失 20%~30%) 较

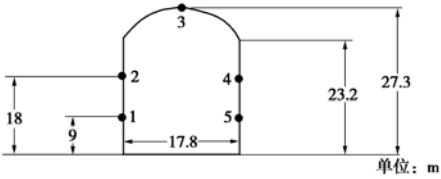


图 3 主变室断面

Fig. 3 Section of main transformer chamber

5.2 应力分布及大小

主厂房最大压应力值为 2.2~14.5 MPa, 应力集中最大的位置为底部边角处, 其次为拱顶边角处, 应力集中范围不大, 顶部有比较均匀的压应力, 侧帮的铅直压应力为 2.2~2.9 MPa, 侧帮的水平应力近于 0, 边墙虽然应力值不大, 但近于单向应力, 不利于稳定。

主变室最大压应力为 2.67~12.89 MPa, 应力集中在边墙底部边角和拱顶顶角处。两侧边墙铅直压应力为 2.67~3.27 MPa, 水平应力近于 0。

主厂房和主变室的应力分布总的来说, 拱顶处应力有利于压力拱的形成。

表 7 张河湾主变室及主厂房收敛量预测

Table 7 Prediction for convergence in main transformer chamber and machine hall

应力状态	洞室	收敛量/mm					
		L1-3	L3-5	L1-5	L2-3	L3-4	L2-4
水平应力 $\sigma_x=2.88$ MPa	主变室	2.8	2.8	5.1	2.9	2.9	4.9
铅直应力 $\sigma_y=3.6$ MPa	主厂房	3.9	3.9	9.3	4.7	4.7	9.0
应力比值 $\sigma_x/\sigma_y=0.8$							
水平应力 $\sigma_x=2.52$ MPa	主变室	2.7	2.7	4.1	2.8	2.8	4.4
铅直应力 $\sigma_y=3.6$ MPa	主厂房	3.9	3.9	8.0	4.4	4.4	7.7
应力比值 $\sigma_x/\sigma_y=0.7$ MPa							
水平应力 $\sigma_x=3.6$ MPa	主变室	2.5	2.5	6.8	3.1	3.1	6.5
铅直应力 $\sigma_y=3.0$ MPa	主厂房	3.3	3.3	12.0	4.8	4.8	11.7
应力比值 $\sigma_x/\sigma_y=1.2$ MPa							

6 结 论

(1) 综合考虑收敛计, 多点位移计, 锚杆应力计观测值反分析结果, 建议主洞室铅直应力取 3.6 MPa, 应力比值取 0.7~0.8, 水平应力为 2.52~2.88 MPa, 弹性模量取 26.0 GPa。

(2) 在铅直应力为 3.6 MPa, 水平应力与铅直应力比值为 0.7 的情况下, 地下厂房的斜线收敛量为 3.9~4.4 mm, 水平测线收敛量为 7.7~8.0 mm; 主变室的收敛量, 斜线为 2.7~2.8 mm, 水平测线为 4.1~4.4 mm。裂隙破碎带和结构面组合部位切割例外。

(3) 主厂房和主变室的应力分布总的来说, 拱顶处应力为双向压应力, 最大压应力值约为 6~8 MPa, 有利于压力拱的形成, 及顶拱围岩稳定。边墙处应力值主要为铅直应力, 应力值不大, 为 2.2~3.3 MPa。边墙处水平应力近于零。

(4) 地下厂房边墙一侧围岩位移预测值为 3.9~4.6 mm, 地下厂房围岩位移实测值为 2.4~3.4 mm (未考虑变形损失 20%~30%值), 两者一致性较好。

(5) 实践证明, 预测值与实际情况相符, 说明所使用的反分析方法和结果是正确的。可用于工程设计和稳定性分析。

参考文献:

[1] 王连捷, 潘立宙, 廖椿庭, 等. 地应力测量及其在工程中的应用[M]. 北京: 地质出版社, 1991. (WANG Lian-jie, PAN Li-zhou, LIAO Chun-ting, et al. Geostress survey and its application in project[M]. Beijing: Geology Publishing House, 1991. (in Chinese))

[2] 耶格 J C, 库克 N G W. 岩石力学基础[M]. 张伯崇, 等译.

北京: 科学出版社, 1981. (JAEGER J C, COOK N G W. Basis of rock mechanics[M]. ZHANG Bo-chong, et al translator. Beijing: Science Publishing House, 1981. (in Chinese))

[3] 余 灿. 隧道量测位移的反分析[J]. 隧道译丛, 1986(4): 8 - 12. (YU Can. Back analysis on displacement measurement in tunnel[J]. Tunnel Translation Series, 1986(4): 8 - 12. (in Chinese))

[4] 杨志法, 王思敬, 冯紫良, 等. 岩土工程反分析原理及应用 [M]. 北京: 地震出版社, 2002: 86 - 89. (YANG Zhi-fa, WANG Si-jing, FENG Zi-ling, et al. Back analysis principle and application of geotechnical engineering[M]. Beijing: Seism Publishing House, 2002: 86 - 89. (in Chinese))

[5] 王连捷, 齐俊修, 张利荣, 等. 隧洞位移反分析及其在十三陵电站工程中的应用[M]// 地质力学与地壳运动. 北京: 地震出版社, 1994: 28 - 36. (WANG Lian-jie, QI Jun-xiu, ZHANG Li-rong, et al. Back analysis on tunnel displacement and its application in shisanling hydropower project[M]// Geomechanics and Lithosphere Movement. Beijing: Seism Publishing House, 1994: 29 - 36. (in Chinese))

[6] 于学馥, 刘怀恒, 郑颖人. 地下工程围岩稳定性分析[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1983. (YU Xue-fu, LIU Huai-heng, ZHENG Ying-ren. Stability analysis on surrounding rock of underground works[M]. Beijing: Coal Industry Publishing House, 1983. (in Chinese))

[7] 纪哲锐. MatchCAD plus 6.0 快速入门及应用[M]. 北京: 清华大学出版社, 1998: 59 - 61. (JU Zhe-rui, MatchCAD plus 6.0 rudiment and application[M]. Beijing: Tsinghua University Publishing House, 1998: 59 - 61. (in Chinese))