

# 马岩洞水电站枢纽建筑物力学性能研究

况 渊 张 风 强

(中国电建集团贵阳勘测设计研究院有限公司, 贵州 贵阳 550081)

**【摘 要】** 本文对马岩洞水电站的拦河坝、引水隧洞、调压井 3 个枢纽建筑物的部分力学性能进行了计算研究。对不同坝段、高程和工况运行下坝体的抗滑稳定、抗压强度和承载力进行了分析,结果表明:坝体稳定性符合设计要求;通过引水隧洞衬砌结构计算,推得典型断面结构,采用 50~80cm 厚度混凝土衬砌方案;依据托马准则对调压井稳定断面和涌浪水位进行复核计算,稳定断面直径,最高、最低涌浪水位,均符合设计要求。

**【关键词】** 马岩洞水电站;坝体稳定复核;引水隧洞结构计算;调压井水力计算

中图分类号: TV73

文献标志码: A

文章编号: 1005-4774(2018)07-049-05

## Study on mechanical properties of hub building in Mayandong Hydropower Station

KUANG Yuan, ZHANG Fengqiang

(China Power Construction Group Guiyang Survey and Design Research Institute Co., Ltd., Guiyang 550081, China)

**Abstract:** In the paper, some mechanical properties of three hub buildings in Mayandong Hydropower Station, namely barrage, water diversion tunnel and pressure regulating well are calculated and studied. The results show that the stability of the dam meets the design requirements. Typical section structure is obtained through calculating lining structure of water diversion tunnel. 50—80cm thick concrete lining plan is adopted. Stable section and surge water level of pressure regulating wells are checked and calculated according to Toma's criterion. Stable cross section diameter, the highest and the lowest surge water level meet the design requirements.

**Key words:** Mayandong Hydropower Station; dam stability checking; calculation of water diversion tunnel structure; hydraulic calculation of hydraulic pressure well

### 1 引 言

马岩洞水电站位于重庆市彭水县境内郁江中游河段,水库正常蓄水位 350.00m,总库容 0.45 亿  $m^3$ 。水电站枢纽由拦河坝、泄水建筑物、引水系统及地面厂房等组成。其中,拦河坝为碾压混凝土重力坝,最大坝高 69m;泄水建筑物包含溢流表孔、左岸泄洪冲沙底孔;引水系统为一洞三机,包括进水口、引水隧洞、上游调压室和压力钢管及岔管;发电厂房配备三台 22MW 混

流式水轮发电机,主厂房尺寸 59.0m × 19.5m × 38.6m (长 × 宽 × 高)。

依据相关设计规范,大坝、泄水建筑物和电站进水口按 50 年一遇洪水设计,500 年一遇洪水校核。厂房按 50 年一遇洪水设计,200 年一遇洪水校核。工程永久性主要建筑物按 3 级建筑物设计,永久性次要建筑物按 4 级建筑物设计,临时建筑物按 5 级建筑物设计。区域地震基本烈度为 VI 度,工程枢纽建筑物设计烈度均采用基本烈度,可不进行地震作用计算。

本文针对马岩洞水电站设计中的坝体稳定复核、引水隧道结构计算、调压井水力计算等技术问题展开分析,严格参照相关设计规范,依据工程实际勘察条件,给出了相应的解决措施。

## 2 坝体稳定复核

### 2.1 抗滑稳定分析

根据《混凝土重力坝设计规范》(SL319—2005)规定,坝基及坝体抗滑稳定应符合极限状态计算公式:

$$\gamma_0 \psi S(\gamma_c G_k, \gamma_Q Q_k, \alpha_k) \leq \frac{1}{\gamma_d} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right) \quad (1)$$

式中  $\gamma_0$ ——结构重要性系数, I、II、III级结构分别取 1.1、1.0、0.9,故本文取 0.9;

$\psi$ ——设计状况系数,对应于持久状况、短暂状况、偶然状况分别取 1.0、0.95、0.85;

$S$ ——作用效应函数;

$R$ ——结构抗力函数;

$G_k$ ——永久作用力标准值,kN;

$Q_k$ ——可变作用力标准值,kN;

$\gamma_c$ ——永久作用力分项系数,见表1;

$\gamma_Q$ ——可变作用力分项系数,见表1;

$\alpha_k$ ——几何参数标准值,m;

$f_k$ ——材料性能标准值;

$\gamma_m$ ——材料性能分项系数;

$\gamma_d$ ——结构系数,稳定极限状态取 1.2,抗压强度极限状态取 1.8。

表1 作用分项系数取值

作用	自重	静水压力	坝基扬压力				泥沙压力	浪压力
			渗透压力	浮托力	主排水孔前有抽排扬压力	主排水孔后有抽排残余扬压力		
分项系数	1.0	1.0	1.2	1.0	1.1	1.2	1.2	1.2

其中,作用效应函数:

$$S = \sum P_R \quad (2)$$

结构抗力函数:

$$R = f_R \sum W_R + C_R A_R \quad (3)$$

式中  $\sum P_R$ ——坝基面切向作用之和,kN;

$\sum W_R$ ——坝基面法向作用之和,kN;

$f_R$ ——抗剪断摩擦系数;

$C_R$ ——抗剪断黏聚力,kN;

$A_R$ ——坝基面积,m<sup>2</sup>。

坝基处的抗滑稳定分析对坝体的稳定具有重要作用,本文分别取溢流坝、非溢流坝、泄洪冲沙底孔等坝段不同高程处断面为计算典型,经抗滑稳定分析可知其稳定承载力的极限状态,见表2。

表2 坝基抗滑稳定承载力极限状态计算

(单位:kN)

计算工况	正常水位		库空情况		校核水位	
	$\gamma_0 \Psi S(\cdot)$	$R(\cdot)/\gamma_{dl}$	$\gamma_0 \Psi S(\cdot)$	$R(\cdot)/\gamma_{dl}$	$\gamma_0 \Psi S(\cdot)$	$R(\cdot)/\gamma_{dl}$
溢流坝▽300.00m	13583.802	21780.27	0	26395.87	12381.40	19019.75
非溢流坝▽330.00m	1874.80	6138.85	0	6960.96	2154.14	5988.40
非溢流坝▽335.00m(挤压破碎带)	1874.80	2520.06	0	2889.29	2154.14	2452.50
泄洪冲沙底孔坝段▽308.20m	9117.42	19540.68	1003.37	22469.79	8831.11	18844.89

注 应力以压为“+”,拉为“-”。

由表2计算结果中可见,非溢流坝和溢流坝沿建基面的作用效应值  $\gamma_0 \psi S(\cdot)$  均小于结构抗力值  $R(\cdot)/\gamma_{dl}$  说明坝基抗滑稳定承载能力是满足要求的。

### 2.2 抗压强度分析

抗压强度承载能力作用效应函数:

$$S(\cdot) = \left( \frac{\sum W_R}{A_R} - \frac{\sum M_R T_R}{J_R} \right) (1 + n^2) \quad (4)$$

抗压强度极限状态抗力函数:

$$R = f_c \quad (5)$$

或

$$R = f_r$$

式中  $\sum M_R$ ——坝基面形心的力矩和,  $\text{kN} \cdot \text{m}$ ;

$J_R$ ——坝基面对形心轴的惯性矩,  $\text{m}^4$ ;

$T_R$ ——坝基面形心轴至下游面距离,  $\text{m}$ ;

$n$ ——坝体下游坝面坡度,  $^\circ$ ;

$f_c$ ——混凝土抗压强度,  $\text{kPa}$ ;

$f_r$ ——基岩抗压强度,  $\text{kPa}$ 。

马岩洞水电站坝体混凝土容重为  $24\text{kN}/\text{m}^3$ , 泥沙按 50 年淤积高程计算, 不同计算情况及计算水位见表 3。

表 3 计算情况及相应水位 (单位:  $\text{m}$ )

计算情况		上游水位	下游水位	设计状况
基本组合	正常蓄水位	350.00	302.50	持久状况
偶然组合	校核洪水位	353.66	313.05	偶然状况
库空情况	—	—	—	短暂状况

采用刚体极限平衡对坝体典型断面进行坝基强度承载能力计算, 不同计算工况下溢流坝、非溢流坝、泄洪冲沙底孔等坝段的抗压强度承载力极限状态见表 4。

表 4 坝基抗压强度承载力极限状态

(单位:  $\text{kN}/\text{kPa}$ )

计算工况		抗压强度承载力极限状态		抗拉强度正常使用极限状态	
		$\gamma_0 \psi S(\cdot)$	$R(\cdot)/\gamma_{dl}$	最小垂直应力	
				$\sigma_{yu}$	$\sigma_{yd}$
溢流坝 $\nabla 300.00\text{m}$	正常水位	857.00	5555.56	0.3197	0.6097
	库空情况	54.39	5555.56	1.2033	0.0455
	校核水位	717.38	5555.56	0.1382	0.6002
非溢流坝 $\nabla 330.00\text{m}$ (挤压破碎带)	正常水位	649.01	5555.56	0.2556	0.7140
	库空情况	349.65	5555.56	0.6686	0.4525
	校核水位	648.93	5555.56	0.1019	0.8399
非溢流坝 $\nabla 335.00\text{m}$	正常水位	285.87	5555.56	0.2932	0.2033
	库空情况	10.87	5555.56	0.6074	0.0091
	校核水位	381.05	5555.56	0.1485	0.3188
泄洪冲沙 底孔坝段 $\nabla 308.20\text{m}$	正常水位	842.26	5555.56	0.5769	0.5889
	库空情况	185.95	5555.56	1.2831	0.1556
	校核水位	823.66	5555.56	0.4243	0.6891

注 应力以压为“+”, 拉为“-”。

由以上可知, 各种作用效应组合下坝踵垂直应力均未出现拉应力, 且坝基垂直正应力最大值小于基岩的允许承载力和混凝土允许抗压强度承载力。因此, 坝基抗压强度承载力极限状态满足相关规范要求。

### 2.3 碾压混凝土层间抗滑稳定及坝体强度承载力极限状态分析

马岩洞水电站碾压混凝土坝坝体混凝土强度等级为 C15, 本文选取溢流坝段 289.00m、309.00m、319.00m 三个高程面和非溢流坝段 320.00m、330.00m、340.00m 三个高程面进行强度极限承载力计算。其中, 抗剪断指标取  $f_k = 0.9$ ,  $C_k = 0.95$ 。

计算分析中, 选取作用效应函数:

$$S = \sum P_c \quad (6)$$

抗滑稳定抗力函数:

$$R = f'_c \sum W_c + C'_c A_c \quad (7)$$

式中  $\sum P_c$ ——计算层面上切向作用和,  $\text{kN}$ ;

$\sum W_c$ ——计算层面上法向作用和,  $\text{kN}$ ;

$f'_c$ ——混凝土层面抗剪断摩擦系数;

$C'_c$ ——混凝土层面抗剪断黏聚力,  $\text{kN}$ ;

$A_c$ ——计算层面面积,  $\text{m}^2$ 。

各高程碾压层面的抗滑稳定承载力极限状态计算结果见表 5。

表 5 层面抗滑稳定承载力极限状态 (单位:  $\text{kN}$ )

计算工况	作用组合	正常水位		校核水位	
		$\gamma_0 \psi S(\cdot)$	$R(\cdot)/\gamma_{dl}$	$\gamma_0 \psi S(\cdot)$	$R(\cdot)/\gamma_{dl}$
溢流坝段	$\nabla 289.00\text{m}$	20372.82	36610.17	17698.49	34959.34
	$\nabla 309.00\text{m}$	8689.15	31176.35	8496.42	30475.32
	$\nabla 319.00\text{m}$	4603.57	24667.49	4806.43	24549.66
挡水坝段	$\nabla 320.00\text{m}$	4314.63	5744.57	4323.23	6298.97
	$\nabla 330.00\text{m}$	1874.80	3018.79	2154.14	2868.35
	$\nabla 340.00\text{m}$	524.80	4446.54	726.65	4343.60

由以上分析可知, 碾压混凝土层间抗滑稳定满足相关要求。在选择合理的施工方法和适当处理措施后, 碾压混凝土坝的层间结合抗剪断强度指标满足设计要求。

### 3 引水隧洞结构计算

引水隧洞为3级建筑物,引水隧洞内径6.8m。整个隧洞穿越 $P_{1m}$ 、 $P_{1q}$ 、 $P_{11}$ 、 $D_{3s}$ 、 $S_{2lr}$ 岩层,沿程最大埋深约300m,均位于完整岩石中,隧洞沿线都处于地下水位线以下,地下水位距洞顶最大距离110m左右。引水隧洞所经围岩类别分别为Ⅲ~Ⅴ类围岩,岩体单位弹性抗力系数为5~30MPa/cm。

#### a. 计算工况和荷载组合。

正常运行工况:内水压力+山岩压力+衬砌自重+弹性抗力。

检修工况:外水压力+山岩压力+衬砌自重+弹性抗力。

在计算中根据上游水位和调压室涌浪水位推算出计算水头;山岩压力采用岩体塌落高度确定;外水压力按地下水位线折减确定。

#### b. 衬砌结构计算。

衬砌结构设计根据《水工隧洞设计规范》(SL279—2016)进行计算,根据实际开挖揭露地质情况,对围岩地质参数进行折减。按正常使用极限状态时,最大裂缝宽度允许值进行设计:长期组合按0.25mm设计,短期组合按0.30mm设计。

引水隧洞结构计算选取五个典型断面,其计算结果见表6。

表6 引水隧洞结构计算

项 目	单 位	3+550m	2+605m	4+957m	5+053m	2+305m
围岩类别		Ⅲ	Ⅳ	Ⅳ	Ⅳ	Ⅴ
直径	m	6.8	6.8	6.8	6.8	6.8
衬砌厚度	cm	0.5	0.6	0.6	0.6	0.8
围岩单位 弹抗	N/cm <sup>3</sup>	3000	2000	1500	1500	500
内水压力	MPa	0.60	0.45	0.60	1.00	0.39
外水压力	MPa	1.60	1.50	1.50	0.58	1.55
山岩压力	kN/m <sup>2</sup>	82.7	187.2	187.2	187.2	210
内层钢筋		5Φ22	5Φ25	5Φ25	6Φ25	6Φ28
外层钢筋				5Φ25	6Φ25	6Φ28

根据结构计算成果分析,引水隧洞采用钢筋混凝土衬砌,衬砌厚度50~80cm。引水隧洞在Ⅲ类围岩地段采用单层筋5Φ22,在Ⅳ类围岩地段结合隧洞承受

压力水头采用单层或双层筋5Φ25~6Φ25,局部Ⅴ类围岩地段采用双层筋6Φ28,均能满足结构计算要求。

### 4 调压井水力计算

#### 4.1 稳定断面面积

根据《水电站调压室设计规范》(DL/T 5058—1996),调压室的稳定断面面积按照托马准则计算:

$$A = KA_{th} = KLA_1/[2g(\alpha + 1/2g)(H_0 - h_{u0} - 3h_{um})] \quad (8)$$

式中  $A_{th}$ ——托马临界稳定断面面积,m<sup>2</sup>;

$L$ ——压力引水道长度,取4973.354m;

$A_1$ ——压力引水道断面面积,m<sup>2</sup>;

$H_0$ ——发电最小静水头,m;

$\alpha$ ——水库至调压室水头损失系数, $\alpha = h_{u0}/v^2$ ;

$v$ ——压力引水道流速,m/s, $v = Q/A_1$ , $Q = 126.9\text{m}^3/\text{s}$ ;

$h_{u0}$ ——压力引水道水头损失,取6.059m;

$h_{um}$ ——压力管道水头损失,取2.387m;

$K$ ——系数,一般取1.0~1.1。

由以上可知, $A = 264.48\text{m}^2$ ,故当调压井直径取19m时, $A = 283.53\text{m}^2 > 264.48\text{m}^2$ ,满足设计要求。

#### 4.2 调压井涌浪

a. 丢弃负荷时最高涌浪。根据《水电站调压室设计规范》(NBT 35021—2014),按全部机组满载运行瞬时丢弃全负荷时的工况计算最高涌浪:

$$\begin{aligned} & (\lambda' | Z_{\max} | - 1) + \ln(\lambda' | Z_{\max} | - 1) \\ & = \ln(\lambda' h_{u0} - 1) - (\lambda' h_{u0} + 1) \end{aligned} \quad (9)$$

$$\lambda' = \frac{2gA(h_{u0} + h_{c0})}{LA_1 v_0^2}$$

式中  $Z_{\max}$ ——丢弃全负荷时的最高涌浪,m。

经计算,得出 $Z_{\max} = 21.33\text{m}$ ,故调压井最高涌浪水位为372.374m。

b. 增加负荷时最低涌浪。根据规范要求,当负荷由两台机运行突增至满载时,计算最低涌浪:

$$\begin{aligned} \frac{Z_{\min}}{h_{u0}} &= 1 + \left( \sqrt{0.5\varepsilon - 0.275 \sqrt{m'}} + \frac{0.1}{\varepsilon} - 0.9 \right) \\ &\times (1 - m') \left( 1 - \frac{m'}{0.65\varepsilon^{0.02}} \right) \end{aligned}$$

$$\varepsilon = LA_1 v_0^2 / (gAh_{w0}^2) \quad (10)$$

$$m' = Q/Q_0$$

式中  $\varepsilon$ ——压力水道-调压室系统的特性系数;

$Q$ ——增加负荷前流量,  $\text{m}^3/\text{s}$ ;

$Q_0$ ——增加负荷后流量,  $\text{m}^3/\text{s}$ 。

由以上可知,  $m' = 0.5$ ,  $\varepsilon = 17.46$ , 推得  $Z_{\min} = 23.54\text{m}$ , 最低涌浪水位为  $332.248\text{m}$ 。

## 5 结 语

马岩洞水电站由拦河坝、泄水建筑物、引水隧洞、调压井等组成, 本文选取坝体稳定复核、引水隧洞结构计算、调压井水力计算等关键技术问题进行研究。依据相关规程规范, 对不同坝段、不同高程、不同工况下的坝体进行抗滑稳定分析、抗压强度分析、承载力分析, 得出坝体的稳定符合相关设计要求。同时, 依据不同荷载组合情况, 进行引水隧洞的衬砌结构计算, 得出

(上接第 13 页)

### 3.4 双护盾 TBM 改进设计

#### 3.4.1 刀盘改进

对刀盘进行优化设计, 精简刀盘内部结构, 使得刀盘内具有良好的钻孔施工空间, 满足通过刀盘对前方破碎岩体钻孔施工的要求。比如在不影响刀盘功能的前提下, 可以考虑在刀盘上预留孔位等。

#### 3.4.2 盾体设计

双护盾 TBM 的盾体包括前盾、伸缩盾、支撑盾和尾盾, 采用阶梯式设计, 直径依次缩小, 有效降低了护盾被卡的风险<sup>[4]</sup>。在满足盾体功能的情况下, 尽量缩短盾体长度, 一定程度上可以降低卡机风险。支撑盾尾部的超前钻机预留孔位尽量考虑在顶部  $180^\circ$  的范围内密集布置, 通过钻孔灌浆形成完整的顶拱, 以增强对刀盘顶部破碎岩体的加固效果。

#### 3.4.3 超前钻机设计

超前钻机的主要作用是在 TBM 设备遇到不良地质条件时, 进行超前钻孔灌浆, 由于不良地质的成孔条件一般较差, 所以超前钻机应具成孔深、钻灌一体的特点, 以满足不良地质加固处理的施工要求。超前钻机在厂内和施工现场都应进行组装调试, 发现问题及时

不同典型断面的隧洞结构。依据托马准则对调压井的稳定断面面积进行了校核, 并对不同负荷状态下的调压井涌浪水位进行了计算。

工程长期运行监测表明, 其勘察设计过程科学合理, 坝基抗滑稳定承载能力满足极限状态要求, 坝踵垂直应力始终未出现拉应力, 坝基垂直应力最大值小于基岩和混凝土允许承载能力, 碾压混凝土层间抗滑稳定、抗剪强度满足相关要求。通过设计过程计算分析, 确定引水隧洞采用  $50 \sim 80\text{cm}$  混凝土衬砌, 依据工程围岩类别布设单层或双层钢筋, 设定调压井稳定断面直径及最高、最低涌浪水位, 经综合验证其设计参数均符合工程安全运行要求。◆

### 参考文献

杨生荣. 对水电站厂房建筑及室内设计的一点认识[J]. 水利建设与管理, 2010, 30(9): 26-27.

解决, 以确保其在洞内可以正常使用。

## 4 总 结

兰州市水源地建设工程 TBM2 破碎带处理遵循先对破碎岩体进行灌浆加固、再掘进的基本思路开展处理工作。邀请国内外知名专家到施工现场进行指导, 论证施工方案的可行性。由于缺乏对类似问题的处理经验, 破碎带加固处理进展不顺, 存在设备材料短缺、方案执行力不足、无专业技术人员指导等问题, 增加了破碎带处理时间。在推断前方存在破碎带后, 应立即组织人员设备进行灌浆加固处理, 而不是尝试掘进通过破碎带, 可大大降低破碎带处理的施工难度, 提高施工效率。兰州市水源地建设工程 TBM2 历时 89 天, 通过灌浆加固处理, 顺利通过该破碎带。◆

### 参考文献

- [1] 钱七虎, 李朝甫. 全断面掘进机在中国地下工程中的应用现状及前景展望[J]. 建筑机械, 2002(5): 28-37.
- [2] 李文斌, 范孝华. 浅谈大断面双护盾 TBM 通过大断层破碎带施工程序[J]. 水利水电, 2017(1): 155-156.
- [3] 杨建明. 新疆大阪隧洞不良地质洞段 TBM 施工新型化学灌浆技术应用[J]. 水利规划与设计, 2009(1): 57-60.
- [4] 刘志华, 李清文, 边野, 等. 引洮供水工程双护盾 TBM 卡机事故分析与解决[J]. 建筑机械化, 2013(6): 77-79.