

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2023.01.031

基于水力过渡计算的双向运行 调压池方案优化研究

郑湘文,毛拥政,张晓晗,党力

(陕西省水利电力勘测设计研究院,陕西西安710001)

摘要:某水利工程具有供水、发电及抽水功能,抽水与发电共用的尾水(前池)系统,尾水流道布置复杂、运行水头变幅大。为了满足工程安全运行,对流道布置系统进行了水力过渡计算,发现大波动最不利工况下的尾水池最高涌浪水位高于尾水闸平台设计高程,可能出现尾水闸平台涌水现象,导致工程存在一定安全隐患。针对计算结果的最不利工况,设计不同方案进行深入研究,经多方案比较,最终对双向过流的尾水池出口进行了溢流堰及过渡池设计调整,并按照溢流式调压池模型对流道系统又进行水力过渡计算复核,计算结果表明,工程问题基本得到合理解决。该布置系统虽然复杂,但运行安全性高、可操作性强,管理便捷,且工程已建成投入使用,总体运行状态良好。

关键词:水力过渡;溢流式调压池;最高涌浪

中图分类号:TV732.5

文献标识码:A

文章编号:1672-1144(2023)01-0207-07

Optimization of Two-way Operation Surge Tank Scheme Based on Hydraulic Transition Calculation

ZHENG Xiangwen, MAO Yongzheng, ZHANG Xiaohan, DANG Li

(Shaanxi Province Institute of Water Resources and Electric Power Investigation and Design, Xi'an, Shaanxi 710001, China)

Abstract: A certain water conservancy project possesses the functions of water supply, power generation and pumping, thus arranging a tail water (fore-bay) system shared by pumping and power generation. The runner layout is complex with large water head variations under various working conditions. In order to meet the needs of safe operation, hydraulic transient calculation was conducted based on the runner layout. The calculation results shows that under the most unfavorable working condition with large fluctuation, the maximum surge level of tailrace system is above the design elevation of tailrace gate platform. It may contribute to water inrush of tailrace gate platform, where the potential safety problems may exist. To solve this problem effectively, by doing an in-depth research and comparison on various schemes under the most unfavorable working condition, the overflow weir and transition tank are provided at the outlet of the tailrace pond with two-way flow. The results of the hydraulic transient recalculation and review based on the overflow regulator pool model indicate the engineering problems of the project are reasonably solved. With the characteristics of high security, strong operability and convenient operation and management, the project, although complex, has been completed and tested, and the overall operation is in good condition.

Keywords: hydraulic transition; overflow surge chamber; maximum surge

为了满足发电、供水、抽水的工程需求,地下尾水系统,兼做前池布置^[1]。厂房内布置常规机组与

收稿日期:2022-10-20

修稿日期:2022-11-18

基金项目:陕西省水利科技基金项目“三河口水利枢纽发电抽水可逆式机组大幅度变频调速技术应用研究”(2017slkj-31)

作者简介:郑湘文(1973—),女,硕士,高级工程师,主要从事水利水电工程引水发电系统水工专业工作。E-mail:447320760@qq.com

通讯作者:毛拥政(1971—),男,硕士,正高级工程师,主要从事水利水电工程坝工、引水发电系统等方面工作。

E-mail:723478279@qq.com

双向机组,系统布置复杂^[2]。为了满足工程安全、可靠、灵活的运行,并发挥工程效益,水力过渡计算是研究过水通道系统的合理性,机组运行稳定性的重要手段^[3]。根据工程特点将计算结论应用于工程实践,并提出多方案解决过渡计算的最不利工况问题,将方案模型代入过渡计算中分析比对。推荐最优工程方案,满足整个系统安全运行^[4]。

1 研究背景

某水利工程以供水为主,有抽水向水库补水调蓄和发电向输水隧洞供水两种方式^[5]。电站厂房为地面厂房,安装常规机组与双向机组两种型式^[6]。尾水系统兼做前池,地下埋藏式,双向过流。利用供水流量和生态流量发电,其最大发电流量为 $72.71 \text{ m}^3/\text{s}$,设计抽水流量为 $18.00 \text{ m}^3/\text{s}$ ^[5]。

地下尾水系统位于大坝下游右岸基岩斜坡内,洞室围岩为微风化变质砂岩、结晶灰岩,局部发育伟晶岩脉,裂隙不发育,岩体完整。整个洞室位于地下水以下,上覆围岩厚度 $43 \text{ m} \sim 225 \text{ m}$,以 II 类围岩为主,局部为不稳定的 III 类。洞室进口整体稳定性较好^[1]。

尾水系统包含尾水支洞、导流洞改造段、竖井、尾水池、连接洞。其中连接洞、尾水池作为双向明流过水隧洞,最大设计流量为 $70.00 \text{ m}^3/\text{s}$ ^[2]。尾水系统布置突破常规,充分利用导流洞,作为永久建筑物设计,下与电站尾水衔接,上通过竖井与连接洞、尾水池连接,远端改造为退水闸,系统布置复杂,运行工况复杂^[7](尾水水道平面布置示意图见图 1、尾水水道剖面布置示意图见图 2)。

根据工程布置进行了水力过渡计算,小波动双向机组与常规机组小波动稳定性很好,具有良好的调节品质。大波动的最不利工况下提出了尾水系统的最高涌浪水位^[8],高于尾水闸平台设计高程,可能出现尾水闸平台涌水至厂区,存在一定的安全隐患。此时尾水闸已经进入施工后期,将尾水闸平台抬高解决涌水问题,与之关联的电站厂房、厂区建筑物体型参数均需调整,合理性还需要时间论证,对工期进度有一定影响。根据水力过渡计算,深入分析尾水系统各方案可行性,提出了:方案一,当出现最不利工况时,将退水闸闸门开启纳入水力过渡联调,泄放水量消减流道压力。方案二,尾水池出口增加溢流堰、过渡池,形成溢流式调压池型式,在最高涌浪时溢流,消减流道压力,过渡池容纳水量,排水管缓排至厂区排水系统^[9]。将两方案模型均纳入水

力过渡计算中再进行深入分析比较。最终推荐方案二作为优先实施措施,合理地解决了工程问题^[10]。

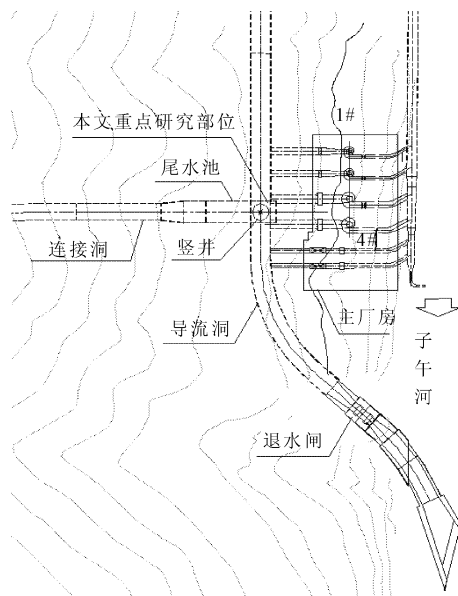


图 1 尾水水道平面布置示意图

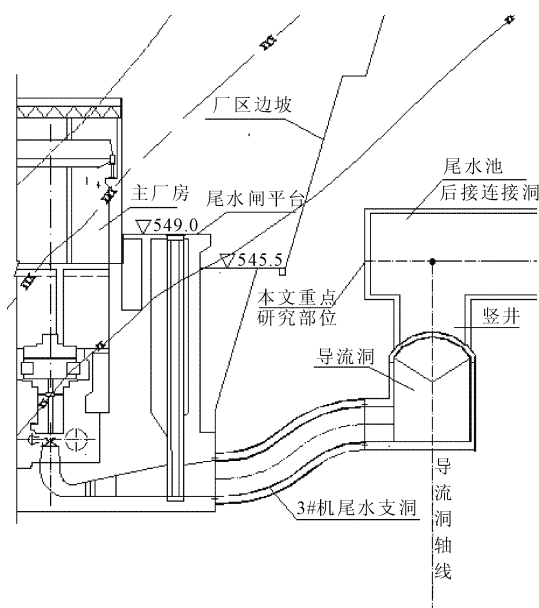


图 2 尾水水道剖面布置示意图

2 水力过渡计算

2.1 计算简图及管道参数

根据电站的布置,将引水系统、尾水系统进行模型化,并划分为不同的管段,在管道参数的计算中,所有的管段均根据复杂管道的水击计算理论转化为当量管道,尾水系统的尾水池、连接洞作为调压室进行模拟(管道参数计算简图见图 3)。

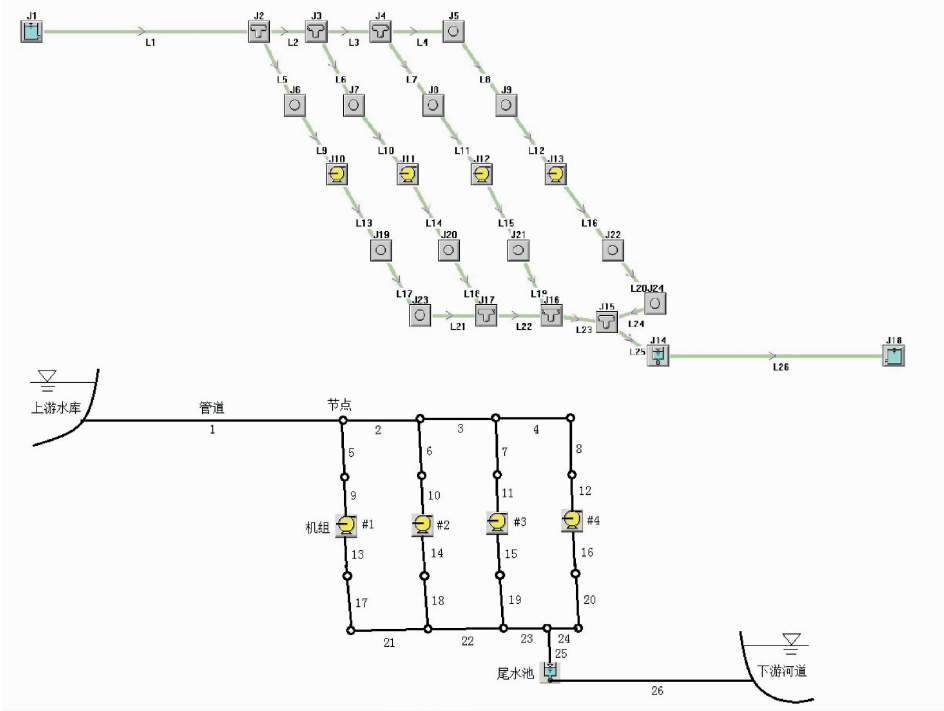


图 3 管道参数计算简图

2.2 数学模型及计算方法^[11]

(1) 采用调压室稳定断面面积计算理论:

$$F_{th} = \frac{Lf}{2g\left(\alpha + \frac{1}{2g}\right)(H_{min} - h_{w0} - 3h_m)} \quad (1)$$

式中: L 为有压引水隧洞的长度,m; f 为隧洞的平均断面面积, m^2 ; g 为重力加速度, m/s^2 ; α 为压力引水道的全部水头损失系数, $\alpha = h_w/v_w^2$,包括局部与沿程损失, s^2/m ,包括该洞的进口损失和出口损失,简单式调压室不考虑 $1/2g$; H_{min} 为发电最小净水头,m; h_{w0} 为调压室上游侧引水隧洞的总水头损失,包括局部与沿程损失,m; h_m 为调压室下游侧管道的总水头损失,包括局部与沿程损失,m。

(2) 特征线法

有压管道非恒定流基本方程为:

连续方程:

$$VH_x + H_t + \frac{a^2}{g}V_x + \frac{a^2}{g} \frac{A_x}{A}V - \sin\theta \cdot V = 0 \quad (2)$$

动量方程:

$$gH_x + VV_x + V_t + \frac{S}{8A}fV|V| = 0 \quad (3)$$

式中: H 为以某一水平面为基准的测压管水头; V 为管道断面的平均流速; A 为管道断面面积; A_x 为管道断面面积随 x 轴线的变化率,若 $A_x = 0$,则式(2)即简化为棱柱体管道中的水流连续性方程; θ 为管

道各断面形心的连线与水平面所成的夹角; S 为湿周; f 为Darcy-Weisbach摩擦系数; a 为水击波传播速度。

(3) 混流式水轮机边界

在用负荷过渡过程计算中,机组边界共有九个未知数,分别为:转轮进口侧测压管水头 H_p 、流量 Q_p 、转轮出口侧测压管水头 H_s 、流量 Q_s ,单位转速 n'_1 ,单位流量 Q'_1 ,单位力矩 M'_1 ,水轮机力矩 M_1 ,转速 n , ΔH 为进出口动能差。

$$Q_p = Q_s \quad (4)$$

$$Q_p = Q'_1 D_1^2 \sqrt{(H_p - H_s) + \Delta H} \quad (5)$$

$$Q_p = QCP - CQP \cdot H_p \quad (6)$$

$$Q_s = QCM - CQM \cdot H_s \quad (7)$$

$$n'_1 = nD_1 / \sqrt{(H_p - H_s) + \Delta H} \quad (8)$$

$$Q'_1 = A_1 + A_2 \cdot n'_1 \quad (9)$$

$$M'_1 = B_1 + B_2 \cdot n'_1 \quad (10)$$

$$M_1 = M'_1 D_1^3 (H_p - H_s + \Delta H) \quad (11)$$

$$n = n_0 + 0.1875(M_1 + M_{t0})\Delta t / GD^2 \quad (12)$$

$$\Delta H = \left(\frac{\alpha_p}{2gA_p^2} - \frac{\alpha_s}{2gA_s^2} \right) Q_p^2 \quad (13)$$

(4) 调速器方程

在机组用负荷过渡过程计算理论和计算方法的基础上,加入调速器方程。其方程如下:

$$\begin{aligned} & (T'_n \frac{dy}{dt} + 1) [T_y T_d \frac{d^2 y}{dt^2} + (T_y + b_t T_d + b_p T_d) \frac{dy}{dt} + b_p y] \\ & = - (T_n \frac{d\beta}{dt} + 1) (T_d \frac{d\beta}{dt} + 1) \end{aligned} \quad (14)$$

式中: y 为接力器相对行程; β 为机组相对转速; b_t 、 b_p 分别为暂态转差系数和永态转差系数; T'_n 、 T_n 、 T_y 、 T_d 分别为微分回路时间常数、测频微分时间常数、接力器反应时间常数和缓冲时间常数。

(5) 水轮发电机组的运动方程改写为:

$$n = (n_0 + 0.1875(M_t + M_{10} - M_g - M_{g0} + 2e_g M_r) \Delta t / GD^2) / (1 + e_g \Delta t / T_a) \quad (15)$$

式中: T_a 是机组加速时间常数; e_g 为电网负荷自调节系数; 下标 t 、 g 分别表示水轮机和发电机; 下标 0 表示上一计算时段的已知值; 下标 r 表示额定值。 M_g 随时间的变化需给定。

表 1 大波动过渡过程调保参数计算结果

工况	机组	转速 /(r · min ⁻¹)	蜗壳末端最大 动水压力/m	发生时间 /s	尾水管最小 动水压力/m	发生时间 /s	机组转速最 大上升率/%	发生时间 /s	最大瞬时 功率/kW	水头 /m	闸门孔 最大涌浪/m
T3	1	500	143.09	5.81	14.04	3.07	48.41	4.66	10.29	90.26	550.35
	2	500	143.69	5.87	13.77	3.09	49.00	4.68	10.25	90.06	550.35
	3	375	139.46	4.94	15.06	0.95	49.41	4.62	20.66	90.40	550.33
	4	375	139.96	4.70	14.95	0.95	49.61	4.62	20.53	90.08	550.33

表 2 大波动过渡过程的调压室(尾水池)计算结果

工况	初始水位 /m	最高涌浪 /m	极值发生 时间/s	最低涌浪 /m	极值发生 时间/s	向下最大 压差/m	极值发生 时间/s	向上最大 压差/m	极值发生 时间/s
T3	548.15	550.37	65.10	545.63	24.24	0.12	6.76	0.10	44.24

蜗壳末端最大动水压力为 143.69 m, 发生在工况 T3 时的 2# 机组, 压力满足蜗壳允许最大压力上升值的控制要求。该工况下四台机组蜗壳末端压力变化过程如图 4。

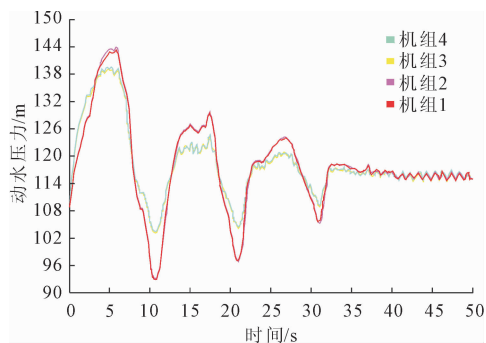


图 4 机组蜗壳压力变化过程

从表 2 可以看出, 调压室(尾水池)最高涌浪水位为 550.37 m, 发生在工况 T3, 没有超过尾水池顶板高程 551.64 m, 该工况下调压室(尾水池)涌浪变

2.3 最不利工况的提出

(1) 小波动过渡过程主要研究机组的运行稳定性和调节品质, 整定调速器参数, 综合计算结果, 得出结论: 双向机组与常规机组小波动稳定性很好, 具有良好的调节品质^[11]。

(2) 大波动过渡过程工况 T3: 上游正常蓄水位 643.00 m, 下游正常尾水位 548.10 m, 四台机满出力运行时同时甩全负荷。出现尾水系统最不利工况^[11]。

从表 1 可以看出, 当上游正常蓄水位 643.00 m, 下游正常尾水位 548.10 m, 四台机满出力运行时同时甩全负荷, 此时双向机组的尾水闸孔, 涌水高程 550.35 m, 较尾水闸平台 549.00 m 高 1.35 m, 水量将泄至厂区, 存在一定的安全风险。

化过程见图 5 所示; 调压室(尾水池)最低涌浪水位为 537.93 m, 发生在工况 T14, 比尾水池底板 542.65 m 低, 但机组尾水管没有出现拉空。

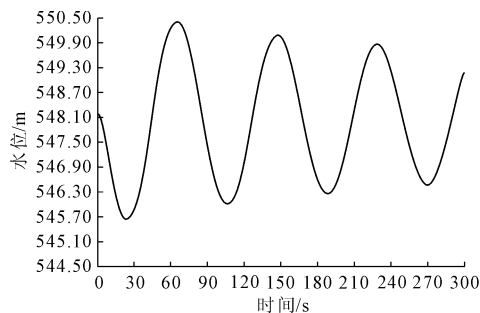


图 5 调压室(尾水池)涌浪变化过程

3 方案研究

3.1 方案提出

根据水力过渡计算大波动工况 T3 的计算结果,

尾水闸孔处涌浪最大值为 550.35 m,超过电站尾水平台高程 549.00 m,可能出现尾水闸平台涌水,存在一定的安全隐患。为了确保安全运行,根据计算结果,可进行尾水闸抬高或尾水系统局部优化调整,泄流以释放流道压力。尾水闸已经进入施工后期,混凝土浇筑已接近尾水平台,电站厂房为地面厂房,供水阀室,主厂房、安装间等建筑物直通地面的交通楼梯布置在尾水闸浇筑段。抬高尾水平台,带来一系列体型的调整联动。体型设计参数的修改,需要一定的时间周期,并且也需要验证尾水闸平台抬高后其它建筑物调整的合理性^[12]。

针对以上问题,重点研究了尾水系统的布置,提出了两个解决方案,方案一:当出现最不利工况,退水闸闸门开启,泄放水量,释放压力。方案二:在不影响连接洞、尾水池双向过流的条件下,将尾水池出口增加溢流堰,增加过渡池容纳溢流水量,缓排至厂区排水系统。尾水池、竖井、溢流堰、过渡池体系统一称作双向过流调压池。两方案基础参数见表 3。

表 3 两方案基础参数

计算参数	方案一 导流洞出口退水 闸开启	方案二 尾水池出口增加 溢流堰、过渡池
需要输入模型的特征参数	1) 闸门开启速率 2) 孔口开度与流量关系	1) 堰宽 2) 堰流系数
尾水闸平台高程/m	549.00	549.00

方案一将导流洞出口退水闸闸门开启纳入水力过渡联调过程,当 T3 工况出现则开启退水闸闸门,泄水释放压力。根据此联调模式,建立水力过渡计算模型,进行大波动计算,对最高涌浪水位进行复核。

方案二尾水池出口作为连接洞施工的进、出通道,施工完后,原设计需进行封堵。将出口增加溢流堰、过渡池,形成调压池型式,当最高涌浪出现,在一定高程进行溢流泄水释放压力,过渡池容纳溢流水量。修改原水力过渡计算的调压室(尾水池)模型为溢流式调压池模型,进行水力过渡计算,复核最高涌浪是否低于电站尾水闸平台高程。

3.2 两个方案水力过渡计算结果

(1) 方案一退水闸在 T3 工况时,根据调研闸门生产厂家,闸门开启最小速率,初步率定退水闸闸门开启 1.50 m 的高度,退水 72.60 m³/s,需要 60 s。根据开度和流量关系基本为线性关系,假定闸门线性开启,开启的时间在机组导叶完全关闭之后,T3 工况下调压室(尾水池)涌浪变化过程见图 6。

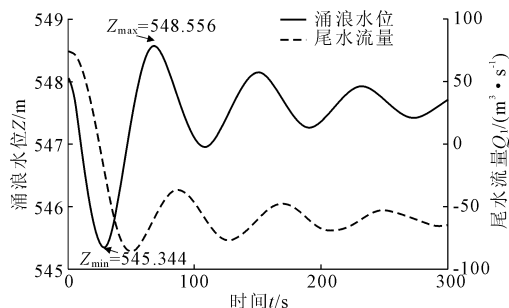


图 6 T3 工况下调压室(尾水池)涌浪变化过程(60 s 开启泄水闸)

通过计算结果图 6 可以看出,建议机组导叶关闭之后开启泄水闸,泄水闸开度从 0.00 m 到 1.50 m 的开启时间确定为 60 s 是合适的,可以将涌浪控制在 549.00 m 高程以下。满足工程需求。

(2) 方案二将尾水池设计为溢流式调压池的模型^[9],其溢流宽度初步估算为 8.94 m,计算中修改尾水调压室的计算模型为溢流式调压池模型。在计算中取实用堰流系数 0.385,对大波动 T3 工况进行计算。得到调压室的最高涌浪为 548.98 m,小于 549.00 m 高程,基本满足设计要求。调压室水位波动过程见图 7。

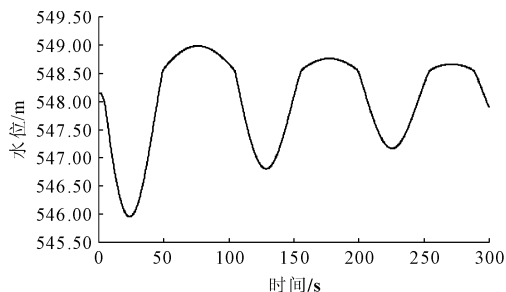


图 7 T3 工况调压室(尾水池)涌浪变化过程(溢流宽度 8.94 m)

3.3 方案比较

两种方案都能实现最高涌浪不高于尾水闸顶,但方案一退水闸与机组导叶联动增加了控制系统的复杂性,安全可靠性能不够高,可操控性不够强,需要电气与信息化配合深度设计,最终实际操作时启动开闸时间,闸门的敏感度,信息及控制系统的完备性,都难以监控,后期运行管理较为不便,可以作为系统备用安全措施运用。连接洞施工正在进行中,尾水池出口作为施工进、出口,还未按照原设计方案进行封堵,有对其进行改造和优化的条件。并且方案二简单易行,可操作性强,虽计算中基本满足极限高程要求,工程后续可以继续研究方案一作为安全

储备措施,保障工程的安全可靠。最终选定方案二作为优先实施的推荐方案^[10]。

4 方案的实施

连接洞为 1 级建筑物,使用年限为 100 a,是整个尾水流道系统的一部分。具有双向过流,满足发电供水、抽水调蓄的工程任务,也是总体工程供水的关键节点^[13]。连接洞、尾水池出口,除了需要布置溢流堰,对最高涌浪水头溢流,释放压力^[14]。也还需将溢流的水量有合理的消纳空间。设计中尾水池出口增设过渡池,对涌出的水量进行消纳。经研究,尾水池出口溢流堰高程确定为 548.50 m 高程,548.50 m 高程以上的水量均需要过渡池容纳,并且此部分水量需要有组织的排水至厂区,与厂区排水系统连接(548.50 m 高程以上的涌浪水量见图 8)。

根据连接洞、尾水池体型设计图,以及实测尾水池出口及出口洞脸地形,出口分别设计宽度 9.84 m、6.00 m 的两道挡墙。第一道挡墙为溢流堰,堰顶高程为 548.50 m,当涌浪超过 548.50 m 高程,连接洞中的水将溢流出来。第二道挡墙设计在池出口,挡墙顶高程为 548.50 m。中间的过渡池容积必须消纳 548.50 m 以上涌浪的水量。在出口第二道挡墙底部埋设排水管,将水有组织的排到厂区排水沟。

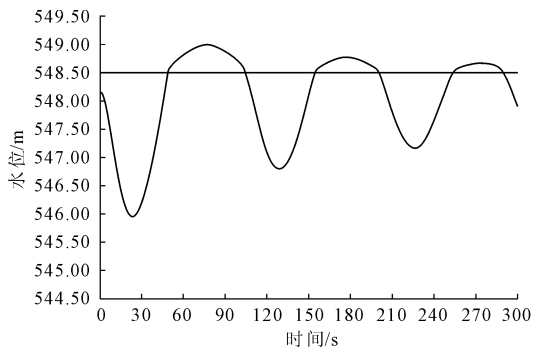


图 8 548.50 m 高程以上的涌浪水量

根据图 8 所示,548.50 m 高程以上三段涌浪水量总量为 101.80 m³,连接洞尾水池出口两个挡墙之间的容积为 157.02 m³,是涌水量的 1.5 倍,预埋排水管满足快进过渡池,慢出厂区排水沟的要求,厂区排水系统不增负荷。满足工程需求。尾水池出口改造为溢流式调压池纵剖面示意图详见图 9。

5 方案的关键技术

(1) 采用水力过渡计算,通过小波动、大波动,水力过渡干扰等各工况的计算,对调速器参数值进

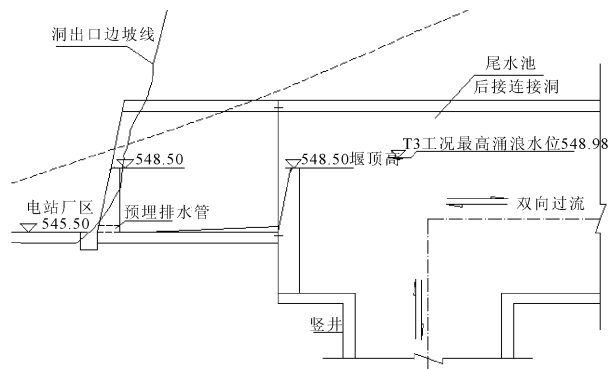


图 9 尾水池出口改造为溢流式调压池纵剖面示意图

行率定,对机组的稳定性及过水流道尤其是尾水系统设计的合理性进行评价和验证,提出了进一步需要优化的参数与体型。为整个流道系统设计的合理性、安全性提供了有力的技术支撑^[15]。

(2) 对提出的最不利工况,将连接洞、尾水池作为关键节点进行研究。连接洞、尾水池、竖井作为双向过流隧洞,在本工程中有其特殊的位置与意义。在不影响其功能的前提下,对最不利工况进行分析,提出了两种解决方案,并将两种方案模型重新输入,分别进行了水力过渡计算研究与对比,最终确定了将双向过流的尾水池,改造为溢流式调压池结构,可行性优,安全性好,可操作性强。

(3) 过渡池必须具备一定的容积,能够消纳最高涌浪在一定高程下的水量,并且与厂区衔接排水系统可控、合理,明晰,运行管理便利^[16]。根据现场开挖情况,设计研究后,过渡池容积是涌水量的 1.5 倍,满足工程需求。在过渡池底部埋管,有组织的排水至厂区排水系统。在排水设计中强化快进慢出的概念,对过渡池排水至厂区排水系统带来的负荷可控,充分发挥过渡池容积能力。

(4) 工程采取以尾水池出口增设溢流堰、过渡池,形成溢流式调压池结构,作为解决工程问题的主要措施。后续设计中,电气、信息化等专业的加入,进行了闸门联动调节方式的设计。以退水闸闸门开启泄水为辅助措施,增加了工程运行的安全储备。根据图 6 可以看出,闸门开启 1.5 m 后,泄水释放压力,尾水池水位最低为 545.34 m,在尾水池底板高程以上,尾水管不存在拉空,并且水位大于双向机组、常规机组的吸出高度,机组可安全过渡。

(5) 尾水池的出口,施工期作为连接洞施工进、出的通道,在施工完后,原设计对尾水池的出口进行封堵,连接洞的检修通道是通过控制闸的施工支洞,或者退水闸出口进入进行检修。将尾水池出口

设计为溢流式调压池结构,将尾水池出口与厂区连通,可增加一条尾水系统的检修通道^[17]。

6 结 论

(1) 为了满足供水、发电、抽水的工程需求,布置了地面电站厂房,布置常规水轮发电机组与双向机组,地下尾水系统。尾水系统布置复杂,连接洞、尾水池为双向过水隧洞。通过水力过渡过程数值计算分析,论证了整个输水系统布置的合理性以及发电、抽水各工况机组运行的稳定性。

(2) 将计算结论应用于工程实践,根据大波动提出的最不利工况,提出多方案研究解决措施,并将各方案模型代入计算模型中,对各方案进行深度计算研究比对。提出更利于本工程的,安全合理、可行的优化设计方案。即对双向过流的连接洞、尾水池出口进行深化设计,增加溢流堰、过渡池、排水等结构,形成双向过流的调压池结构型式,合理可行的解决了工程问题,并具有可操作性强,安全性高,后期运行管理便利等特点。

(3) 最不利工况出现时,增加退水闸闸门开启泄水联动的调节方式,后续加入了电气、信息化等专业的设计研究,将该方案设计完备,作为最不利工况出现时的安全储备。对工程的安全运行,整个系统的完备性,提供了可靠的保障。

(4) 本工程已建成,并已启动发电,建筑物均已验收完毕,运行状态良好。对类似的工程具有一定的参考价值和意义。

参考文献:

- [1] 刘 斌,张中东,焦小琦,等.陕西省引汉济渭工程三河口水利枢纽初步设计报告[R].西安:陕西省水利电力勘测设计研究院,2015.
- [2] 郑湘文,毛拥政,张俊雅.三河口水利枢纽厂房联合布置[J].水利水电技术,2017,48(8):36-39.
- [3] 邱彬如,刘连希.抽水蓄能电站工程技术[M].北京:中国电力出版社,2008.
- [4] 陈 胜,李高会,张 健.基于过渡过程数值模拟的引水系统方案比选[J].人民黄河,2011,33(11):125-127.
- [5] 刘 斌,毛拥政.引汉济渭工程选址及总体布置研究[J].水利水电技术,2017,48(8):31-35,73.
- [6] 张晓晗,胡 静,毛 敏,等.某水利枢纽工程水泵水轮机组变频调速方式的选择[J].电网与清洁能源,2021,37(3):120-124.
- [7] 毛拥政,郑湘文,刘 斌,等.一种水利水电工程导流、尾水、放空洞结构:中国,CN201821802908.4[P].2019-08-20.
- [8] 赵桂连.水电站水机电联合过渡过程研究[D].武汉:武汉大学,2004.
- [9] 水利水电工程调压室设计规范:SL 655—2014[S].北京:中国水利水电出版社,2014.
- [10] 杨 飞,舒 静,崔伟杰,等.单机1000MW级水电站洞机组水力过渡过程研究[J].中国农村水力水电,2017(5):184-187.
- [11] 李进平,丁 磊.陕西省引汉济渭工程三河口水电站水力过渡过程数值计算研究报告[R].武汉:武汉大学,2019.
- [12] 郑湘文,毛拥政,党 力.黄金峡水利枢纽泵站、电站联合布置方案研究[J].人民黄河,2018,40(11):115-118.
- [13] 张根广.三河口水利枢纽抽水、供水、发电系统水工模型试验报告[R].杨凌:水利部西北水利科学研究所实验中心,2014.
- [14] 薛 松,张石磊,李进平,等.超长重力流输水系统水锤防护的顶部联通溢流式调压塔方案研究[J].中国农村水力水电,2022(7):158-163.
- [15] 抽水蓄能电站设计规范:NB/T 10072—2018[S].北京:中国水利水电出版社,2019.
- [16] 郑克敬,王安民,魏克武.中小型农田水利工程设计手册——以陕西省为例[M].北京:中国水利水电出版社,2020.
- [17] 水利水电工程施工总进度设计规范:SL 643—2013[S].北京:中国水利水电出版社,2013.