铜街子水电站右岸心墙开槽前后应力变形分析

杨庚鑫¹,陆嘉斌¹,张泽彬¹,陈家琦²,马德萍³

(1. 国能大渡河流域水电开发有限公司,四川成都 610000;2.中国电建集团成都勘测设计研究院有限公司,四川成都 610072;3. 成都市市政工程设计研究院有限公司,四川成都 610000)

摘 要:为了恢复大渡河下游梯级河段鱼类生态连通,铜街子水电站在建成发电 30 年后进行鱼道增设。新建鱼道由右岸岸 坡进行过坝布置,进行大坝上下游坝坡开挖,并开槽钢筋混凝土心墙进行鱼道过坝槽身施工,心墙开槽前后的应力和变形对 铜街子水电站的安全运行起着举足轻重的作用。通过研究铜街子大坝的心墙开槽,利用三维有限元法对其进行结构应力分 析和位移场分析,探究结构应力分布的一般规律和变形分布特点,其研究结果可指导心墙开槽施工期的安全管控,并对其它 类似项目提供设计参考。

关键词:心墙开槽;应力变形分析;铜街子水电站 中图分类号:TV641.2+5;TV741

文献标志码: B

文章编号:1001-2184(2024)04-0079-07

Stress and Deformation Analysis of the Right Bank Core Wall of Tongjiezi Hydropower Project before and after Slotting

YANG Gengxin¹, LU Jiabin¹, ZHANG Zebin¹, CHEN Jiaqi², MA Deping³

(1. CHN Energy Dadu River Hydropower Development Co., Ltd., Chengdu Sichuan 610000;

2. PowerChina Chengdu Engineering Corporation Limited, Chengdu Sichuan 610072;

3. Chengdu Municipal Engineering Design & Research Institute Co. , Ltd. , Chengdu Sichuan 610000)

Abstract: In order to restore the ecological connectivity of fish in the lower reaches of Dadu River, Tongjiezi Hydropower Project added a fishway 30 years after its completion. The new fishway is arranged by the right bank slope to excavate the upstream and downstream dam slope, and the reinforced concrete core wall is slotted for the construction of the fishway through the dam. The stress and deformation of the core wall before and after slotting play an important role in the safe operation of Tongjiezi Hydropower Project. In this paper, the slotting of the core wall is taken as the research object, the structural stress analysis and displacement field analysis are carried out by using three-dimensional finite element method, and the general law of structural stress distribution and deformation distribution characteristics are explored. The research results can guide the safety management and control of the core wall slotting construction period, and provide design reference for other similar projects.

Keywords: Core wall slotting; Stress deformation analysis; Tongjiezi hydropower Project

1 工程概况

收稿日期:2024-03-20

铜街子水电站新增设鱼道路线由右岸岸坡过 坝布置,鱼道进口位于新华电站尾水出口下游处, 从引航道起点边墙顶跨过木阀闸,在右岸钢筋混 凝土心墙堆石坝的纵 0+523.916 桩号处对大坝 上下游坝坡进行开挖并对钢筋混凝土心墙开槽, 并进行钢筋混凝土鱼道过坝槽身施工。该区域心 墙下部混凝土齿槽建基面为基岩,且心墙两侧齿

槽顶高程为467.00 m、顶宽6.35 m,该段过坝段 鱼道槽段可直接建在齿槽上,其变形对钢筋混凝 土心墙影响最小,且施工质量更能保证。心墙开 槽宽度为3.1 m,开槽深度12.0 m,开槽底高程 为467.00 m,低于正常蓄水位7.00 m,大坝两侧 开挖坡比为1:1.25。鱼道出口距离河床式厂房 坝段、右排沙底孔坝段、溢流坝段较远,不影响进 水口的水流条件及泄水建筑物的泄流能力和运行 安全。因此新建鱼道对大坝产生的影响主要为右 岸钢筋混凝土心墙堆石坝坝段的防渗安全和大坝

心墙结构安全。鱼道与右岸钢筋混凝土心墙堆石 三维有限元计算建模 2 1+202. +207. £≡ 11 ④ 伯 调节油 YD25 YD37 466.05 (鱼)1+207.21 YD38 455 .69 24 号休息池 号休息池 0 2.38 1HI 28.32 E t t 曲 479.00 47 (鱼)1+267.30 479.00 479.00 (鱼)1+281.16 鱼)1+286.16 (鱼)1+289.91 468 .00 YD39

图 1 鱼道与右岸钢筋混凝土心墙堆石坝相对位置示意图

2.1 计算模型及边界条件

根据《铜街子水电站技施设计说明书(第四 卷附图)》和《铜街子过坝段鱼道布置图》等设计 资料,选取铜街子水电站右岸钢筋混凝土心墙 堆石坝整体作为受力单元建立网格模型,模型 包括钢筋混凝土心墙、过渡层、堆石料、混凝土 基座、鱼道基坑回填土、过坝段鱼道结构以及相 应接触单元,大坝横河向范围为纵 0+442.614 ~纵 0+557.124,共114.5 m,过坝段鱼道的范围 为坝 0-030.00~坝 0+030.00。

施工基坑开挖完成后网格模型见图 2,过 坝段鱼道施工完成后的模型见图 3,为右岸钢 筋混凝土心墙堆石坝及鱼道结构的三维有限 元计算模型,整体模型节点总数 23 293 个,单元 总数 24 247 个,模型大部分区域主要采用精度较 高的 8 节点单元,少数区域采用少量 6 节点单元 过度^[1-3]。模型 X 正向为左岸指向右岸方向, Y 正向为顺水流方向, Z 正向为竖直向上。

坝相对位置示意图见图 1。

由于铜街子右岸钢筋混凝土心墙堆石坝大部 分区域坐落于玄武岩基岩上,岩体变形模量远大 于大坝堆石体,此次计算忽略基岩因大坝填筑引 起的附加变形。有限元计算时,大坝和基座底部



图 2 施工基坑开挖完成后网格模型



图 3 过坝段鱼道施工完成后的模型 均设为固定边界,纵 0+442.614 和纵 0+557.124 两个断面约束横河向位移。混凝土假定为不透水体,水压力、扬压力等均作用于相关结构的表面。 2.2 计算工况和分级加载模拟

根据设计规范要求以及研究内容等要求,静 力有限元计算工况见表1。

根据铜街子鱼道结构的施工过程,结合坝体 单元剖分情况,确定荷载分级^[4-5]。整个坝体施 工和蓄水过程中的荷载共分为 30 级,每一荷载级 均一次性加载,采用中点增量法,以便较好地模拟 加载过程。考虑鱼道施工的大坝和库水分级加载 模拟见表 2。

表1 静力有限元计算工况

荷载组合	结构状态	计算工况	工况组合说明	
基本组合	完建期	GK1	施工完建期	
	运行期	GK2	正常蓄水位(上游 474.00 m,下游 433.00 m)	
特殊组合	运行刑	GK3	校核洪水位(上游 476.70 m,下游 445.30 m)	

表 2 考虑 里坦 施工的人 坝 和 件 水 方 级 加 软 侯 拟				
加载序号	加载说明	坝体、覆盖层高程或水位/m		
第1级	坝基混凝土基座	/		
第 2~15 级	大坝填筑	451.00 m~479.00 m		
第16级	水库蓄水正常蓄水位	474.00 m		
第17级	水库降水位,准备施工	水库水位降至 469.00 m		
第 18~23 级	大坝开挖	开挖高程 479.00 m~467.00 m		
第 24~29 级	同步加载鱼道结构和回填土	回填高程 467.00 m~479.00 m		
第 30 级	重新蓄水至特征水位	根据工况蓄水至相应水位		

3 心墙和心墙接缝的扰动变形分析

由于右岸堆石坝的混凝土心墙沿坝轴向设 置有横缝,因此心墙开槽的影响部位局限于所 需开槽的心墙号段及对④号心墙段的影响,该 节主要分析完成开槽后,心墙号段和心墙接缝 因开挖临空、鱼道及上下侧填筑施工整个过程 中变形差(以下称扰动位移),同时对比分析号 心墙段在开槽前后、鱼道完建期 GK1、正常蓄水 位 GK2 工况和校核洪水工况 GK3 的应力状态。 主要包括:(1)⑤号心墙段(长度为 20 m),桩号: 纵 0+518.916~纵 0+538.916;(2)和心墙段间 横缝,桩号:纵 0+518.916;(3)和心墙段间横缝, 桩号:纵 0+538.916;(4)心墙与鱼道的左岸侧接 缝,桩号:纵 0+521.916;(5)心墙与鱼道的右岸 侧接缝,桩号:纵 0+525.916。⑤号心墙段及心 墙接缝位置示意图见图 4。



图 4 ⑤号心墙段及心墙接缝位置示意图

3.1 心墙扰动变形分析

心墙开槽过程、鱼道施工及蓄水引起⑤号钢

2024 年第 4 期

筋混凝土心墙的扰动变形极值见表 3。心墙沉降 位移以竖直向下为负,水平位移以向下游为正,坝 轴向位移以向右岸为正。

表 3 各工况鱼道施工引起⑤号钢筋混凝土

心墙变形的极值 / п					
т Д	坝轴向	向位移	顺河向	竖向	
上九	向左岸	向右岸	位移	位移	
心墙开槽过程	-0.15	0.94	-0.76	1.94	
GK1:鱼道完建后	-1.44	0.27	0.10	-2.75	
GK2:正常蓄水位	-1.23	0.26	3.66	-2.54	
GK3:校核洪水位	-1.14	0.26	6.72	-2.59	

心墙开槽引起的扰动云图见图 5,鱼道完建后 的扰动云图见图 6,正常蓄水位扰动云图见图 7。



图 5 心墙开槽引起的扰动云图



图 6 鱼道完建后的扰动云图



图 7 正常蓄水位扰动云图

(1)大坝开挖和心墙开槽过程中,由于上部 荷载减小,⑤号心墙的位移发生"回弹"扰动, (2)鱼道施工完建期 GK1, ⑤号心墙段整体呈现向左岸位移, 坝轴向扰动位移极值为 -1.44 mm(向左岸), 顺河向基本无扰动位移, 竖向扰动位移极值为-2.75 mm, 极值位于⑤号心 墙段左岸侧。

(3)蓄水后,由于⑤号心墙段的槽左岸侧长 度较小,整体上呈"悬臂状",在水荷载作用下扰 动变形倾向下游,使心墙段槽左岸侧的向下游 水平变形增大。正常蓄水位(GK2)下,⑤号心 墙段坝轴向扰动位移极值为-1.23 mm(向左 岸),顺河向扰动位移极值为-1.23 mm(向左 岸),极值位于槽左岸侧的心墙顶部,竖向扰动 位移极值为-2.54 mm,极值位于⑤号心墙段 左岸下游侧顶部。校核洪水位(GK3)下,⑤号 心墙段坝轴向扰动位移极值为-1.14 mm(向 左岸),顺河向扰动位移极值为5.72 mm(向下 游),极值位于槽左岸侧的心墙顶部,竖向扰动 位移极值为-2.59 mm,极值位于⑤号心墙段 左岸下游侧顶部。

3.2 心墙接缝扰动变形分析

心墙接缝的三向扰动变形缝平面沿着顺河向 的剪切变形、缝平面沿竖向的沉陷变形以及缝法 向的拉压变形。此次计算规定,缝平面沿着顺河 向的剪切变形以缝左侧相对右侧向下游变形为 正,反之为负;缝平面沿竖向的沉陷变形以缝左侧 相对右侧向上变形为正,反之为负;缝法向的拉压 变形以拉开为正,挤压为负。心墙接缝的三向扰 动变形极值见表 4。

 ④~⑤号心墙间横缝扰动变形图见图 8,⑤
 ~⑥号心墙间横缝扰动变形图见图 9,鱼道和 心墙左岸侧接缝见图 10,鱼道和心墙右岸侧接
 缝见图 11。

(1)心墙开槽过程中,由于⑤号心墙的回弹 变形,④~⑤号心墙间横缝、⑤~⑥号心墙间横 缝的顺河向剪切扰动变形极值分别为-0.23 mm/0.31 mm 和-0.02 mm/0.05 mm,竖向沉 陷扰动变形极值分别为-1.01 mm 和 0.50 mm, 拉压扰动变形极值分别为-0.05 mm/0.36 mm 和-0.52 mm/0.06 mm。



(2)鱼道施工完建期(GK1)下,④~⑤心墙 间横缝、⑤~⑥心墙间横缝基本没有剪切扰动 变形,竖向沉陷扰动变形极值分别为 1.95 mm 和-0.47 mm,拉压扰动变形极值分别为-0.28 mm/0.17 mm 和-0.11 mm/0.83 mm;鱼道和 心墙左、右岸侧接缝基本没有剪切扰动变形, 竖向沉陷扰动变形极值分别为-1.53 mm 和 1.14 mm,拉压扰动变形极值分别为-0.09 mm/ 0.05 mm 和-0.81 mm/0 mm。

顺河向剪切变形增至1.99 mm,④~⑤心墙间横

缝、⑤~⑥心墙间横缝的竖向沉陷扰动变形极值

分别为 1.68 mm 和一0.40 mm,拉压扰动变形极

值分别为一0.13 mm/0.27 mm 和一0.10 mm/

0.69 mm;鱼道和心墙左岸侧接缝顺河向剪切扰

动变形增至1.92 mm,鱼道和心墙左、右岸侧接

锋的竖向沉陷扰动变形极值分别为一1.51 mm

和 1.22 mm, 拉压扰动变形极值分别为-0.12 mm/0.11 mm 和-0.70 mm/0.07 mm。

4 心墙应力变形分析

⑤号钢筋混凝土心墙开槽前后以及鱼道施工 后各工况的主应力极值见表 5,其中应力以压为 正,拉为负。

表 5	⑤号钢筋混凝土心墙开槽前后及鱼道施工后
	各工况主应力极值

土油	物 理 量			
1.06	小主应力 / MPa	大主应力 / MPa		
心墙开槽前	-0.100	0.730		
心墙开槽后	-0.431	0.516		
GK1:鱼道完建期	-0.300	1.009		
GK2:正常蓄水位	-0.986	1.757		
GK3:校核洪水位	-1.749	2.557		

心墙开槽前主应力云图见图 12,心墙开槽后 主应力云图见图 13,鱼道完建期主应力云图见图 14,鱼道正常蓄水位主应力云图见图 15。

(1) 心墙开槽前,由于心墙段467.00 m高 程以下嵌入混凝土基座中,在水荷载的作用下, 心墙下游面墙高中部产生了较大的大主应力, 极值为0.730 MPa,由于心墙段墙高较小,心墙



图 12 心墙开槽前主应力云图







图 15 鱼道正常蓄水位主应力云图

整体的小主应力较小,极值为一0.100 MPa。由于混凝土结构采用线弹性模型,心墙开槽后,心墙的回弹变形使心墙的大主应力减小,极值为0.516 MPa,极值位于心墙段墙底部,心墙槽底产生了一0.431 MPa的小主应力,小主应力方向与坝轴向接近。

(2) 鱼道施工完建期(GK1),过坝段鱼道置 于槽内后,使得心墙槽底的小主应力有所减小,极 值为一0.300 MPa,心墙的大主应力有所增大,极 值为 1.009 MPa,极值位于心墙槽底部。

(3) 正常蓄水位工况(GK2)下,由于心墙槽 左岸侧长度较小,在水荷载作用下呈"悬臂状"向 下游位移,使心墙左岸侧槽底部的上游面产生了 较大的小主应力,极值为一0.986 MPa,心墙左岸 侧槽底部的下游面产生了较大的大主应力,极值 为 1.757 MPa。

5 结 论

通过计算分析表明,鱼道施工完建期和蓄水 期的⑤号心墙段整体上扰动变形量较小,最大扰 动变形在 7 mm 以下,且无大的变化梯度。各工 况下④~⑤号心墙间横缝、⑤~⑥号心墙间横缝 和鱼道~心墙左、右岸侧接缝的三向扰动变形沿 四川水力发电

高程的分布符合一般规律。各工况下,心墙各接 缝的顺河向剪切、沉陷和拉压扰动变形极值均 在 5 mm 以内,这个数值小于止水片的通常变形 极值量,因此各接缝止水结构均能适应过坝段鱼 道的变形,发挥正常的防渗作用。在施工完成后 加强坝后渗漏监测,检验施工质量。

心墙开槽后、鱼道施工完成以及水库重新蓄 水均会对⑤号混凝土心墙的应力状态产生影响。 心墙开槽前,心墙大、小主应力极值分别为 0.730 MPa 和-0.100 MPa,由于⑤号心墙段墙高较小, 心墙整体的小主应力较小,极值为-0.100 MPa。 心墙开槽后,变形回弹使心墙的大主应力极值减 小,小主应力极值增加,大、小主应力极值分别为 0.516 MPa 和 - 0.431 MPa,鱼道施工完建期 (GK1)心墙的大、小主应力极值分别为 1.009 MPa 和-0.300 MPa。正常蓄水位工况(GK2)心墙大、 小主应力极值分别为 1.757 MPa 和-0.986 MPa。 各项计算数据表明,大、小主应力均符合混凝土规 范要求,满足设计要求。

参考文献:

 ANSYS, Inc. ANSYS Advanced Analysis Techniques Guide. ANSYS 7.0 HTML Online Documentation, 2002.

(上接第78页)

结合现场实际施工情况,分析了边坡垮塌的主要 原因,选取典型穿越冬水田段渠道进行结构设计 并比较了建筑工程费及各种渠道结构的选用型 式,为穿越冬水田段渠道结构设计提供参考。

(1)四川盆地丘陵区穿越冬水田段渠道多为 用水区,渠道断面较小,分部比较分散,渠基土属 高液限黏土,土质呈饱和状态,透水性微弱,具有 弱膨胀性和高压缩性,抗剪强度极低。

(2)穿越冬水田段建筑物边坡受自然因素和 施工组织等人为因素交叉影响,边坡稳定性分析 结果表明:冬水田段渠道深度≥2.0 m时,边坡抗 滑稳定安全系数不满足规范要求,穿越冬水田段 梯形渠道渠基边坡稳定存在一定安全隐患。

(3)在渠道结构布置上,梯形明渠结构整体性差,基础处理费用高,面板容易受外水顶托产生破裂。通过工程投资对比,建议在填方及浅挖渠段采用整体性较好的矩形明渠结构;考虑永久边坡稳定,建议在深挖渠段(当地面高于渠顶 2.0 m)

- [2] ANSYS, Inc. ANSYS Structural Analysis Guide. ANSYS 7.0 HTML Online Documentation, 2002.
- 【3】 张家发. 土坝饱和与非饱和稳定渗流场的有限元分析[J].
 长江科学院院报,1994,11(3);41-45.
- [4] 毛超熙. 渗流计算分析与控制[M]. 北京:水利电力出版社, 2001.
- [5] 廖明亮,刘仕勇.西藏达嘎水电站河床覆盖层坝基的稳定性 评价与计算[J].水电站设计,2000,16(4):88-93.

作者简介:

- 杨庚鑫(1986-),男,四川乐山人,国能大渡河流域水电开发有限 公司,高级工程师,博士研究生,从事水电工程技术及管理 工作;
- 陆嘉斌(1977-),男,陕西汉中人,国能大渡河流域水电开发有限 公司,高级工程师,工学学士,从事水电工程技术及管理 工作;
- 张泽彬(1967-),男,四川仁寿人,国能大渡河流域水电开发有 限公司,高级工程师,工学学士,从事水电工程技术及 管理工作;
- 陈家琦(1996-),男,甘肃陇南人,中国电建集团成都勘测设计研 究院有限公司,高级工程师,硕士研究生,从事水电工程设 计工作;
- 马德萍(1986-),女,重庆璧山人,成都市市政工程设计研究院 有限公司,高级工程师,硕士研究生,从事市政工程设 计工作.

(编辑:廖益斌)

采用城门洞型暗渠结构。

参考文献:

- [1] 张浩,邹诗绮,潘正泉.毗河供水一期工程明渠衬砌面板开 裂成因研究[J].中国水运,2019,19(9):177-178.
- [2] 曾广运,郑兰君,汪雪梅.冬水田改造后土壤理性性状变化 探讨[J].中国农业通报,1999,15(4):35-36.
- [3] 刘云龙,黄欢,蒋友琼.毗河供水一期工程总干渠穿越成都 粘土区明渠高边坡滑坡原因分析及处理[J].四川水利, 2019(3):14-17.
- [4] 水利部四川水利水电勘测设计研究院.毗河供水一期工程 可行性研究报告[R]. 2012.
- [5] 单智杰.成都粘土段明渠设计变更报告[R].成都:四川省 水利水电勘测设计研究院,2018.

作者简介:

- 董 劲(1975-),男,四川汶川人,高级工程师,学士学位,主要从 事水利工程规划、设计与管理工作;
- 苏春(1978-),女,四川成都人,高级工程师,硕士学位,主要从 事水利水电设计及管理工作;
- 窦 攀(1990-),男,甘肃镇原人,工程师,硕士学位,主要从事水 利水电设计及管理工作.

(编辑:廖益斌)