

文章编号:0559-9350(2009)07-0805-08

溢流拱坝反拱型水垫塘性能的原型观测与模型试验研究

王继敏,练继建,崔广涛

(天津大学 建筑工程学院,天津 300072)

摘要:对长潭岗水电站反拱型水垫塘的动水荷载、底板扬压力、锚固钢筋应力、拱端推力等进行了原型观测,并与水工模型试验结果相验证。结果表明反拱型水垫塘可较好地协调地形、结构和水流条件,曲线形状可使水流平顺;由于采用了拱型结构,底板由抗浮稳定转为抗轴向力,从而改善了底板的受力条件。为了预估不同工况条件下水垫塘的工作特性和进一步完善反拱水垫塘设计理论,还对反拱型水垫塘三维流场进行了数值模拟和进一步的水工模型试验。

关键词:反拱型水垫塘性能;水工模型;原型观测;数值分析

中图分类号:TV135.2

文献标识码:A

1 研究概况

长潭岗水电站位于湖南省凤凰县沱江中游的长潭岗峡谷内。坝址处两岸对称,基岩裸露,两岸坡度为 $45^{\circ}\sim 50^{\circ}$ 。坝址处有一顺河向断层带,总宽约61.00m。断层带内由角砾岩带、破裂岩带、岩块及陡倾角断裂面组成,裂隙发育。

水电站枢纽主要由浆砌石双曲拱坝、左岸引水式电站及开关站等建筑物组成。大坝最大坝高81.60m,坝顶对称布置4个溢流坝孔。溢流坝表孔采用折流墩短悬臂鼻坎挑流消能。大坝设计洪水为50年一遇,500年一遇校核。坝下消能防冲设施按30年一遇洪水设计。水库正常蓄水位398.00m。特征洪水水位下相应泄流量见表1。

表1 特征水位与泄流量关系

洪水频率 %	库水位 m	泄流量 (m^3/s)	下游水位 m	上、下水位差 m
3.3	397.82	1262	334.46	63.36
2.0	398.15	1337	335.50	62.65
0.2	399.59	1936	337.56	62.03

该工程1990年开工,1994年首台电机发电。但由于溢流坝弧门未及时安装,溢流坝长期处于无控泄流状态,坝趾产生严重冲刷。为此,建设单位决定对坝下河床进行混凝土防护,形成坝下水垫塘。曾研究过梯形水垫塘(平底板)方案,但试验中发现,水垫塘底板上水流冲击压强(时均)超过250kPa,底板稳定存在问题。因此,决定采用反拱形底板衬护。通过模型试验及结构计算,确定了水垫塘设计方案及体型尺寸。这是我国已建成的第一个反拱型水垫塘。^[1-5]

1.1 设计与布置 长潭岗水电站水垫塘主要建筑物包括反拱形底板、两岸护坡及两岸重力式挡土墙。反拱形底板位于坝下0+036.00~0+081.00m,共分3块,每块宽15.00m。在底板接缝处底部设 $\delta=1.2mm$ 紫铜止水片,于拱端插入基岩0.50m,上部缝内用塑性止水材料(如橡胶或热沥青)填满。剖面轮

收稿日期:2007-12-28

基金项目:国电公司重点科技攻关、国家自然科学基金(50539060 50779044)和杰出青年基金(50725929)

作者简介:王继敏(1964—),湖南人,工学博士,教授级高级工程师,主要从事水力学方向研究。E-mail:wangjimin@ehdc.com.cn

廓呈圆形,内半径 $R=30.00\text{m}$,底板厚度 1.10m 。反拱形底板上、下游各设 12.00m 宽过渡段,向两岸延伸与反拱形底板拱端齐平。为防止两岸淘刷和保证拱座稳定,自拱坝下游面至坝下 $0+093.00\text{m}$ 设置护坡。护坡下端与反拱形底板拱端以永久缝相连。反拱型水垫塘主要尺寸见图 1—2。

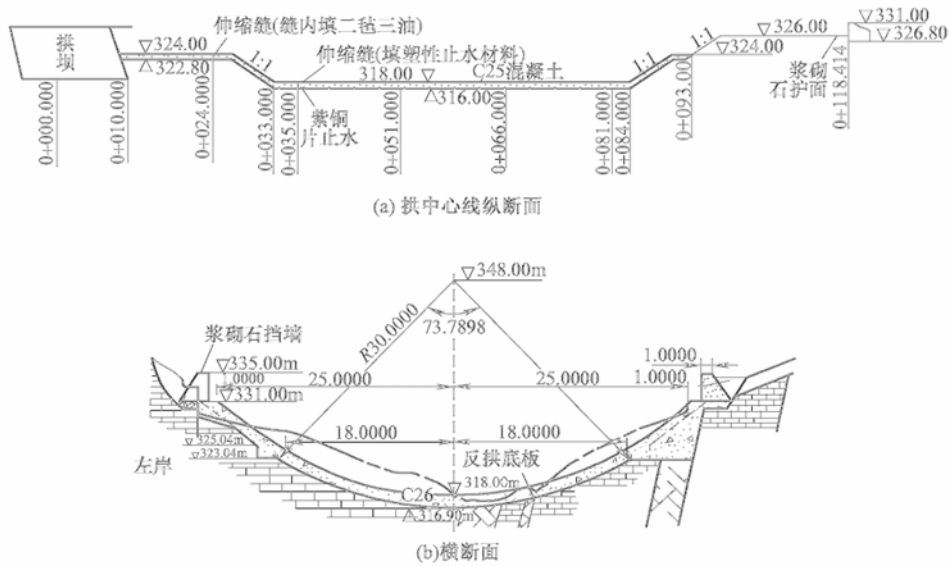
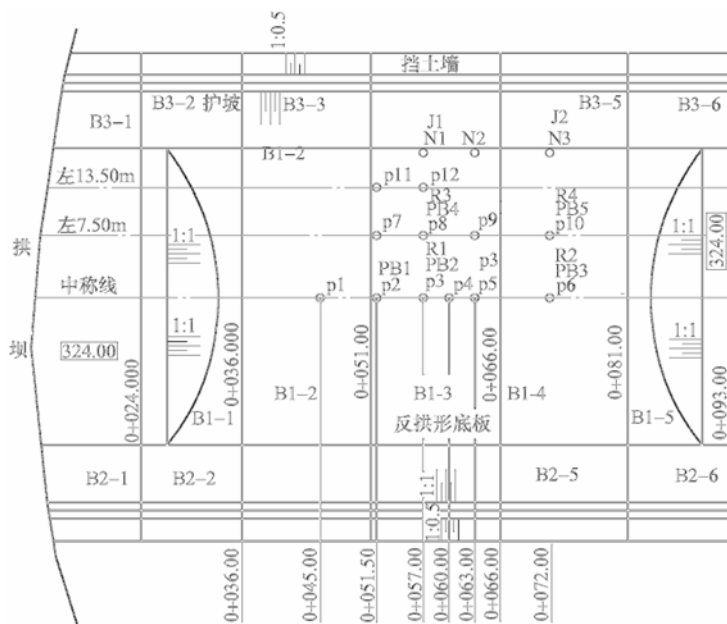


图 1 长潭岗反拱型水垫塘标准纵、横断面

1.2 水垫塘施工 采用预裂爆破开挖,以保证拱底板、拱座基岩的完整性。建基面一次成形,不平整度控制在土 15cm 之内,保证基岩的完整性。底板混凝土浇筑反拱形底板共分五块浇注。连续整块浇筑,未留施工缝。在反拱形底板及拱座基础布置固结灌浆,灌浆后,经压水试验检查,全部满足设计要求,灌浆效果显著。



图中仪器编号:压强、脉动压强—P;渗透压强 P—B;应力计—N;钢筋计—R;测缝计—J

图 2 原型观测仪器平面布置

2 反拱型水垫塘原型观测

2.1 观测设计 根据反拱形底板水力及结构特性,结合长潭岗水垫塘实际情况,确定观测项目:动水荷

载,底板扬压力,锚固钢筋应力,永久缝张合变化及拱端推力。

2.2 观测与资料分析 2002年5月17日、7月24日,沱江上游两次普降暴雨,长潭岗电站溢流坝过水。5月17日溢流坝下泄流量 $10\text{m}^3/\text{s}$ 左右,7月24日暴雨过程,溢流坝堰顶水头 1.2m ,下泄流量 $101\text{m}^3/\text{s}$ 。下面介绍这两次泄水观测主要成果。

2.2.1 泄水流态 坝面溢流时,溢流坝进口水面平顺。两边墩由于绕流影响,水面跌落。溢流坝面上,水流透明,水流出反弧鼻坎后,表面掺气,呈乳白色。折墩约束水流,沿墩边水面雍高。由于折流墩影响,离开坝面后水舌继续收缩,呈两股独立射流入射水垫塘。水舌进入水垫塘之前,水舌四周与空气摩擦,充分掺气,呈喷射状。水舌入水垫塘后,入水处水流飞溅,但离开水舌 $30\sim 40\text{m}$ 处,感觉不到泄洪引起的暴雨。水垫塘中水面平稳。水位在 $332.10\sim 332.90\text{m}$ 之间。二道坝下游水面明显跌落。包括电站尾水渠出口的下游河道水流平顺。泄洪对电站运行无影响。具体流态见图3。

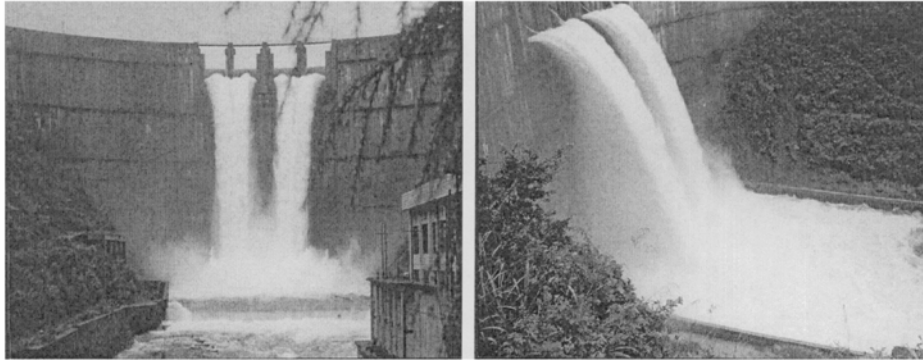


图3 泄水流态

2.2.2 水垫塘底板上压强 消力池底板压强采用DASP数据系统进行数据自动采集并处理。采样频率采用 200Hz 。为消除仪器零漂等因素,泄洪前后采集信息,进行对比分析。通过分析计算,底板上时均压强及脉动压强均方根值列于表2及图14有关曲线。

表2 原型与P60水工模型实验成果对照 单位 $\times 9.8\text{kPa}$

项目		监测点位											
		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12
时均压强	模型	14.88	16.50	14.28	14.46	14.55	14.76	12.84	13.02	13.68	13.86	10.83	11.19
	原型	15.38	13.44	13.66	14.03	13.90	13.53	—	—	—	—	—	—
脉动压强	模型	0.75	0.80	0.67	—	0.67	0.42	1.70	1.02	0.91	0.83	1.42	4.46
	原型	0.48	0.60	0.62	0.39	0.31	—	0.51	4.49	1.59	1.61	1.54	4.82

(1)时均压强。水垫塘纵轴线上底板时均压强 $13.44\times 9.8\sim 15.38\times 9.8\text{kPa}$,与底板上静水压强(水面高程减去底板高程) $14.10\times 9.8\sim 14.90\times 9.8\text{kPa}$ 较接近,这与水垫塘中流态是吻合的。因为采用折流消能墩后,射流以两股入水垫塘,水垫塘中轴线位置不是水舌冲击区。

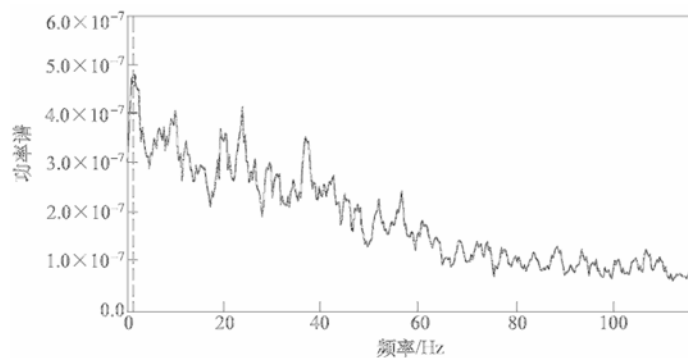


图4 原型脉动压力功率谱密度

(2)脉动压强。幅值特征:水垫塘中轴线上,脉动压强均方根值 $0.31 \times 9.8 \sim 0.62 \times 9.8 \text{kPa}$,是水垫塘中水面波动所致。而在水舌冲击区,最大脉动压强均方根值 $4.82 \times 9.8 \text{kPa}$,相当于水垫塘水面以上总水头(水库水位减去水垫塘水位)的 8%。脉动压强最大点出现在 P8、P12,即桩号 0+57m,距中心线 7.5m~13.5m 处。脉动压强峰值点位置与水舌冲击点位置基本一致。

频谱特性:部分测点脉动压强功率谱密度图如图 4。脉动优势频率在 2.5Hz 以下,表明它主要由水垫塘中低频大尺度漩涡引起的。

(3)底板底部扬压力。底板底部扬压力用水工比例电桥观测。水垫塘底板底部特征点扬压力如表 3。

表 3 底板底部扬压力

编号	测点位置			扬压力 ($\times 9.8 \text{kPa}$)	
	桩号 m	横距 m	高程 m	静水工况	泄洪工况
PB1	0+51.5	0	316.9	7.3	10.7
PB2	0+57.0	0	316.9	—	11.8
PB3	0+72.0	0	316.9	7.2	11.2
PB4	0+57.0	左 7.5	317.9	7.8	9.0
PB5	0+72.0	左 7.5	317.9	11.9	12.4

注:上表中,“静水工况”指泄洪停止后,消力池中水位 327.4m 工况”此时,横距为 0m、左 7.5m 处位置水头分别为 10.5m、9.5m。“泄洪工况”指 7 月 24 日泄洪工况,水垫塘中平均水位 332.8m,此时,横距为 0m、左 7.5m 的位置水头分别为 15.9m、14.9m。

从观测结果可知:(1)随着水垫塘中水位增大,底板底部扬压力增大。底板底部扬压力与水垫塘中水位呈现正相关关系;(2)扬压力低于其位置水头 5m 左右;(3)水垫塘中心线上扬压力压强值分布较均匀,而两岸处扬压力压强值变化较大。

通过观测资料分析,底板底部扬压力明显低于表面压强,说明底板底、表面无明显的水力连通通道,这也间接说明,底板止水结构完好。

2.2.3 结构特性观测 本次反拱形水垫塘结构观测获取了拱端永久缝张合变化及锚杆应力值。拱端结构缝张合变化及锚杆受力均采用水工比例电桥观测。

2.2.4 拱端永久缝张合变化 拱端两个测缝计缝隙张合变化如下表 4。

表 4 拱端永久缝张合变化

测点编号	测点位置			永久缝变化值 mm	
	桩号 m	横距 m	高程 m	静水工况	泄洪工况
J1	0+57.0	左 18.0	324.0	0.06	0.08
J2	0+72.0	左 18.0	324.0	0.12	0.15

从观测值可知,无论是水舌冲击区还是其下游,泄洪时,拱端永久缝缝宽增加,表明底板承受向下的荷载,还没有拱效用。

2.2.5 锚筋应力 底杆上 4 支锚筋应力计观测成果如表 5。泄洪时锚筋应力全为压应力,这与拱端永久缝张开的观测结果是吻合的。

表 5 锚筋应力

测点编号	测点位置			锚筋应力 MPa
	桩号 m	横距 m	高程 m	
R1	0+57.0	0	316.9	—
R2	0+72.0	0	316.9	9.8
R3	0+57.0	—	317.9	13
R4	—	左 7.5	317.9	4.4

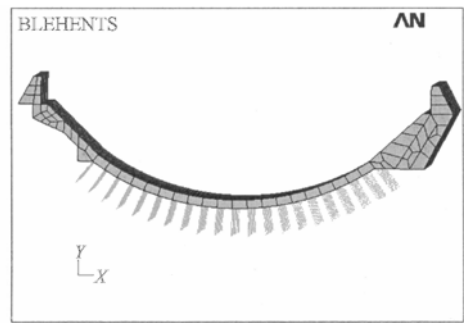


图 5 底板有限元计算模型
边坡、底板及锚筋布置

2.3 泄洪后水垫塘检查 2002年9月21日,经过一个汛期泄洪后,凤凰县水电局组织对水垫塘进行抽水检查。检查结果表明,水垫塘各部位完好无磨损,无裂缝,表明水垫塘安全。

3 水工模型试验反馈分析

由于原型观测下泄流量与设计、校核泄量相比尚有较大差异。为预测设计、校核洪水工况下水垫塘水力特性、动水荷载,特进行反馈试验研究。在1:60的水工整体模型上观测了各特征泄量下水垫塘的水力特征,共进行了泄量分别为93、1330m³/s等6组试验。

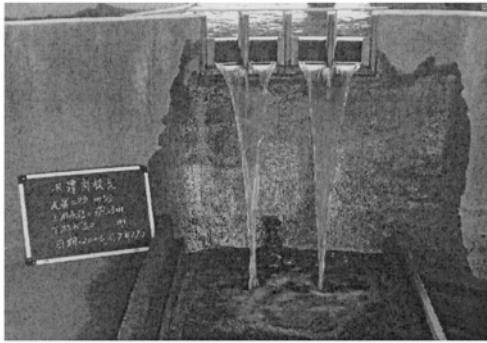


图6 P60模型流态(Q=93m³/s)



图7 P60模型流态(Q=1330m³/s)

3.1 流态 各级泄量下,过堰水流均较平顺。离开鼻坎后,水舌均以两股入射水垫塘中。小流量时,受折流墩影响,水舌收缩较显著。随着流量增加,鼻坎上水深增大,水舌横向扩散加剧,但总体而言,水舌还是呈收缩型态。流量小于600m³/s时,水垫塘中水面平稳。与原型比较,因模型流速较小,水舌基本透明,未掺气。

3.2 时均压强 底板上设置了50个时均压强测点,与原型观测相同的测点位置特征点各泄洪工况下底板时均压强见表2。底板时均压强分布见图8—9。

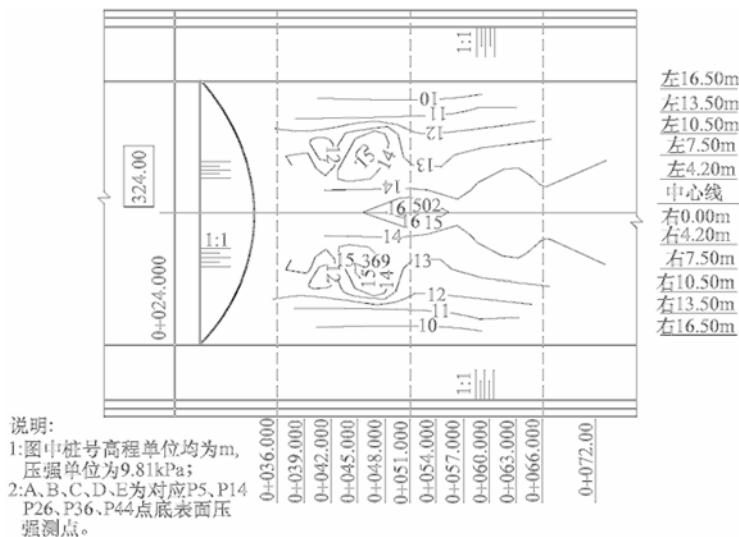


图8 底板时均压强分布(Q=93m³/s)

与原型观测成果比较,如表2, Q=93m³/s(近原观工况)时,时均压强试验值与原型观测值基本吻合。原型观测值偏小,可能与水舌空中掺气耗散部分射流能量有关。但在流量较大时,这种影响应该较小。在水垫塘底板上,时均压强有两个峰值,分别位于水舌主击区。Q=1330m³/s(近设计工况),底板上最大时均压强47.59×9.8 kPa,位于桩号0+057.00m、左7.5m处。此时,射流冲击压强(时均压强)

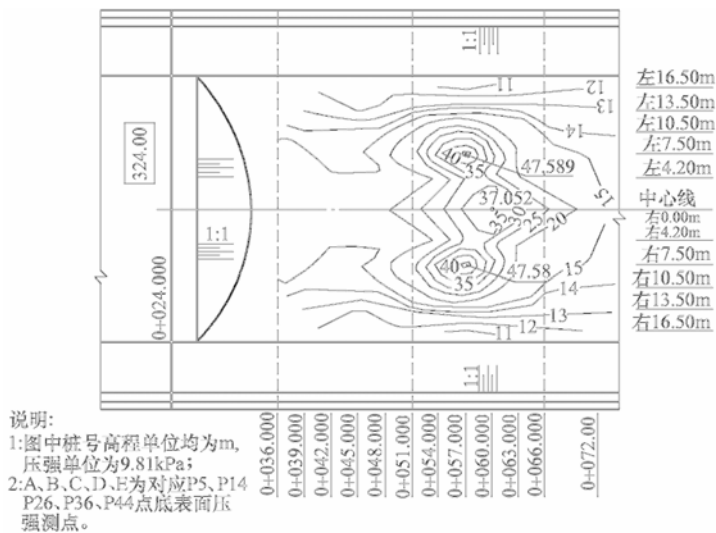


图9 底板时均压强分布($Q=1330\text{m}^3/\text{s}$)

27.59×9.8kPa。

3.3 脉动压强 脉动压强均方根值见表2。脉动压强最大值位于水舌主击区,最大脉动压强均方根 $12.73 \times 9.8\text{kPa}$,占水垫塘水面以上水头20%左右。脉动压强最大值位置与时均压强最大值位置是一致的。 $Q=93\text{m}^3/\text{s}$ 和 $Q=1330\text{m}^3/\text{s}$ 部分脉动压强功率谱密度如图10,11所示,脉动压强优势频率为低频,一般2Hz以下。与原型观测成果比较(表2), $Q=93\text{m}^3/\text{s}$ 时,脉动压强均方根试验值与原型观测值基本一致。预计设计流量情况下,模型推测值基本正确。反馈试验研究表明,在消能防冲洪水工况下,水垫塘底板最大冲击压强 270.382kPa ,最大脉动压强均方根 124.754kPa 。脉动压强已达总水头15%。这个数值还是比较大的。如果不是拱形底板,就很难承受。

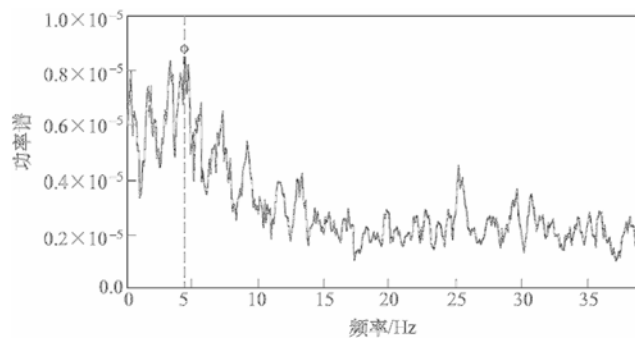


图10 P8测点脉动压强功率谱密度($Q=93\text{m}^3/\text{s}$)

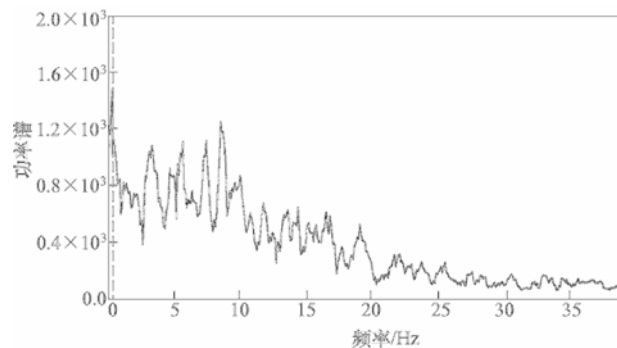


图11 P8测点脉动压强功率谱密度($Q=1330\text{m}^3/\text{s}$)

4 水流数值分析

为了进一步反演原型及预测大流量工作状态,除了水工模型反馈分析外,还进行了数值模拟分析。水流数学模拟同物理模型相比,其优点十分明显:快速、省钱、多变和最重要的全尺度、不存在缩尺影响。本研究采用三维整体模型,将 $k-\epsilon$ 紊流模型和处理多相流的 VOF 模型耦合,建立求解带有自由液面紊流流场的多相流数学模型。计算了泄水流场,得到了水垫塘底板的动水压力分布。图 12 给出了水舌及水垫塘流场矢量图,可以与原型和模型水舌流态进行对比。图 13、14 表示水垫塘中轴线时均压强的计算值与模型试验值、原型观测值之对比。其形态,其掺气状况,比较形象。实物模型和计算模型,互补性和发展趋向,具有潜力。

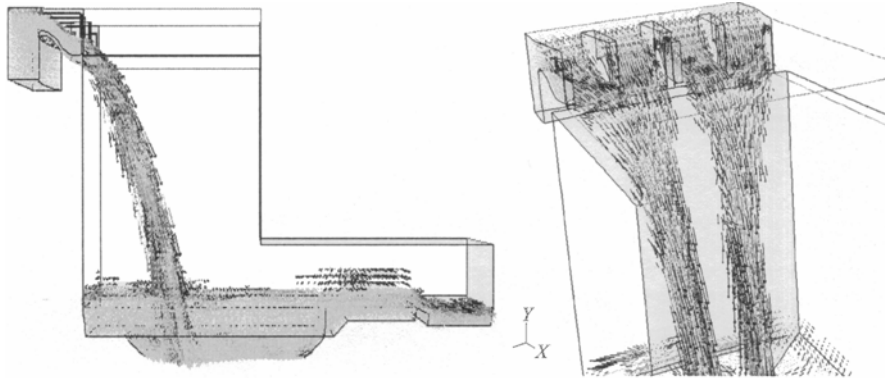


图 12 拱坝泄流水舌流场矢量图($Q=913\text{m}^3/\text{s}$)

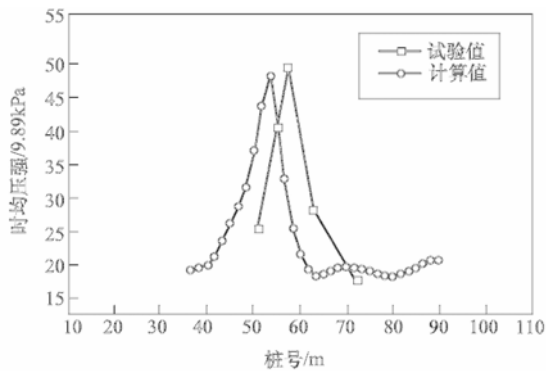


图 13 计算与试验数据对比($Q=913\text{m}^3/\text{s}$ 常遇洪水)

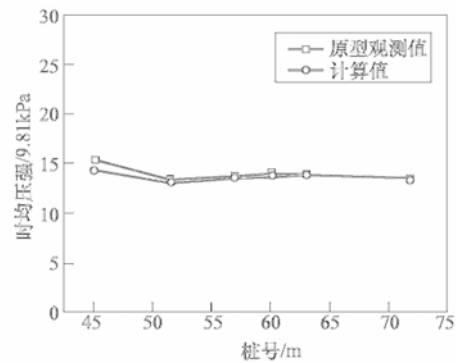


图 14 计算与原型数据对比($Q=93\text{m}^3/\text{s}$)

5 结论

通过湖南长潭岗水电站拱坝反拱型水垫塘的原型水力学、结构动、静力学动态观测表明:

(1)原型观测成果表明,反拱水垫塘中水流平顺,消能效果较好。因泄流量较小,底板中心线上时均压强与静水压强基本一致。水舌主击区压强大于静水压强。脉动压强均方根值已达到总水头的 8%。

(2)底板下渗透压强普遍低于水垫塘中静水压强,表明底板完好,无畅通的水力联系。拱端变位轻微,永久缝呈张开状态,证明反拱底板尚受反向荷载(向下),拱效应还未出现。锚筋呈受压状态。泄洪后检查,水垫塘完好无损。

(3)进行了的水力学反馈模型试验表明,在设计洪水情况下,水垫塘底板最大冲击压强 270.38kPa,最大脉动压强均方根 124.75kPa。脉动压强达总水头 15%,说明反拱型水垫塘底板抗浮稳定性潜力大。

(4)水垫塘三维流场进行了数值模拟,数值计算成果与水工模型试验成果具有较好的一致性,对大

流量泄洪工况亦有预报预测作用。

研究表明,反拱型水垫塘是窄河谷大流量高坝泄洪消能工的合理选择。

参 考 文 献:

- [1] 郭怀志,等.溢流坝下反拱式消力池试验研究与工程设计[J].海河水利,1986(2):25—32.
- [2] 崔广涛,等.反拱型水垫塘——窄河谷大流量高坝泄洪消能工的合理选择[J].水利水电技术,2001(12):1—3.
- [3] 杨 敏,等.反拱形水垫塘衬砌结构整体稳定性研究[J].水利学报,2005,36(10):1219—1223.
- [4] 彭新民,王继敏,崔广涛.拱坝水垫塘拱形底板受力与稳定性实验研究[J].水力发电学报,1999(2):52—59.
- [5] 王继敏,等.长潭岗水电站反拱型水垫塘研究与应用[J].水利水电技术,2002,33(7):10—12.
- [6] 杨令强,练继建,等.高拱坝水垫塘反拱型底板衬砌结构的非线性分析[J].水利学报,2002,33(9):77—81.

Prototype observation and model test on performances of counter-arch floor plunge pools for overflow arch dams

WANG Ji-min, LIAN Ji-jian, CUI Guang-tao

(Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: The prototype observation of the energy dissipater in Changtangang Hydro Power Station was carried out, in which the plunge pool floor with counter-arch structure was applied. The observation items cover the hydrodynamic load, uplift pressure of floor, anchor stress and thrusts of arch abutments, etc. The observation results verify that this type of plunge pool can well accommodate the local valley configuration and the counter-arch structure can improve the loading conditions of plunge pool and stabilize the arch abutments. At the same time the flow pattern in the plunge pool is improved and the impacting forces of spillway jet acting on the floor is reduced. In order to perfect the design method of the counter-arch plunge pool and predict its performance at different conditions, the flow characteristics and the anchor stress of the plunge pool are also studied by using numerical computations and hydraulic model test.

Key words: performance of counter-arch plunge pool; hydraulic model tests; prototype observation; numerical computation

(责任编辑:李福田)