



DOI: 10.13476/j.cnki.nsbtdqk.2016.05.020

赵荣, 杨敏, 齐春风. 阿尔塔什水利枢纽水垫塘消能方式选择[J]. 南水北调与水利科技, 2016, 14(5): 124-129. ZHAO Xing, YANG Min, QI Chunfeng. Selection of Energy Dissipation Scheme in Plunge Pool for Altash Project[J]. South to North Water Transfers and Water Science & Technology, 2016, 14(5): 124-129. (in Chinese)

# 阿尔塔什水利枢纽水垫塘消能方式选择

赵 荣, 杨 敏, 齐春风

(天津大学 水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300072)

**摘要:** 以新疆阿尔塔什水利枢纽泄洪建筑物为研究对象, 通过 1:50 水工模型试验比选消能方式, 对比研究了采用平底板水垫塘方案下的塘内水动力特性和采用护坡不护底方案下的水垫塘冲刷形态。通过脉动压力与上举力的分布, 推测了水垫塘的可能破坏范围; 通过流态分析和冲刷分析, 对挑坎体型进行了优化。不同型式挑坎对水垫塘的冲刷影响的比较分析表明, 优化后的挑坎能够起到调整水舌和冲坑形态、减少坡脚冲刷的作用, 经优化后该工程水垫塘采用护坡不护底的方案是可行的, 并可供类似工程参考。

**关键词:** 模型试验; 消能防冲; 水力特性; 冲刷; 挑坎优化; 曲面贴角

**中图分类号:** TV 135    **文献标志码:** A    **文章编号:** 1672-1683(2016)05-0124-06

## Selection of Energy Dissipation Scheme in Plunge Pool for Altash Project

ZHAO Xing, YANG Min, QI Chunfeng

(State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

**Abstract:** In this paper, Altash hydropower station was chosen as the research object. The best energy dissipation scheme was selected based on 1:50 hydraulic model. It could be studied by comparing the hydraulic characteristics in the flat bottom water cushion pool and scouring patterns in the cushion pool with lining slope but no bottom protection. By measuring pulsating pressure and uplift force, the possible damage range in the cushion pool could be predicted. And through the analysis of the flow pattern and scouring patterns, the shape of flip bucket of spillway tunnel could be optimized. The comparative study showed that the optimized flip bucket could change trajectory nappe forms, adjust scour pit shapes, reduce the slope erosion and it was feasible for this cushion pool to adopt the form of the lining slope but no bottom protection with the optimized flip bucket. The results can provide reference for similar projects.

**Key words:** model test; energy dissipation and erosion control; hydraulic characteristics; sediment scour; shape optimization for flip bucket; curved surface bucket

20 世纪以来, 我国高拱坝设计高度逐渐增加, 其中, 二滩水电站最大坝高达到 240 m, 通过大量试验与研究论证, 二滩采用了“坝身表中孔联合分层泄水, 水舌空中碰撞消能, 下设水垫塘二道坝消能, 辅以岸边泄洪洞泄洪”的建筑物布置与消能方式, 之后

的工程(如: 小湾水电站等)大都采用了这种“二滩模式”。这种衬砌水垫塘通过板块锚固、止水缝设计、缝间止水、底板下排水等可以在一定程度上保护下游不受破坏。但是, 当水垫塘的设计不当或施工质量不满足要求时, 衬砌水垫塘也会发生破坏。比较

收稿日期: 2015-12-27    修回日期: 2016-05-21    网络出版时间: 2016-08-19  
网络出版地址: <http://www.cnki.net/kcms/detail/13.1334.TV.20160819.0924.003.html>  
基金项目: 国家自然科学基金项目(51179119)

**Fund:** National Natural Science Foundation of China(51179119)

**作者简介:** 赵 荣(1991-), 男, 河南焦作人, 主要从事水力学相关研究。E-mail: zhaozxzx@126.com

**通讯作者:** 杨 敏(1956-), 男, 吉林长春人, 教授, 博士生导师, 主要从事水力学相关研究。E-mail: minyang2000@163.com

典型的有俄罗斯的萨扬·舒申斯克水电站、我国的五强溪水电站<sup>[1]</sup>、安康水电站<sup>[2]</sup>鱼塘水电站等,在运行一段时间后消力池底板均出现了一定程度的破坏需要及时修复。而随着新建待建大坝的量级达到300 m级,水垫塘底板破坏的可能性更大。

在水垫塘基岩条件较好时,不一定要衬砌水垫塘,只需对冲刷部位预挖、对断层进行处理、基岩锚固和两岸护坡等,其造价比衬砌水垫塘低得多。由此,提出了“护坡不护底水垫塘”的方案。国内外已有一些工程采用这种水垫塘,证明了不衬砌水垫塘具有控制消能防冲、提高工程经济效益等优势。如土耳其的伯克坝<sup>[3]</sup>、南非的卡其坝<sup>[4]</sup>利用加高二道坝来形成不衬砌水垫塘;巴西的图库鲁伊溢洪道采用预挖冲坑。国内的莲花水电站<sup>[5]</sup>、水布垭水电站<sup>[6]</sup>、糯扎渡水电站<sup>[7]</sup>下游也采用了预挖不衬砌水垫塘。特别是巴西的图库鲁伊大坝的不衬砌水垫塘成功渡过了11 000 m<sup>3</sup>/s的洪水<sup>[8]</sup>,证明了不衬砌水垫塘有良好的消能防冲作用。

对于本工程来说,下游覆盖层较深、基岩较好,下游有充足水垫,因此考虑采用预挖护坡不护底水垫塘,并通过调整挑坎体型减小下游冲刷。

## 1 工程概况

阿尔塔什水利枢纽工程是叶尔羌河干流山区下游河段的控制性水利枢纽工程,为大(1)型Ⅱ等工程。枢纽工程泄水建筑物由表孔溢洪洞、中孔泄洪洞、深孔放空排沙洞组成。表孔溢洪洞共布设两条,均位于左岸山体中;中孔泄洪洞位于左岸1号表孔溢洪洞与2号表孔溢洪洞右侧,其洞身段轴线与表孔溢洪洞轴线平行,且与1号溢洪洞洞身段的轴线

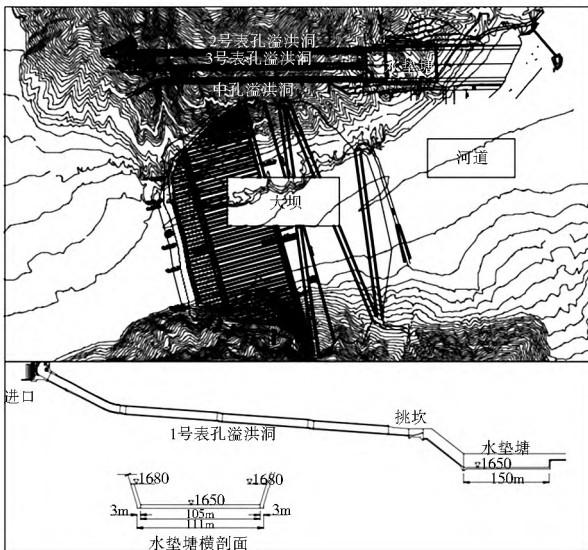


图1 工程平面布置图及剖面  
Fig. 1 Engineering plan and profile

水平距离40 m。设计洪水位时,三孔下泄流量均接近2 000 m<sup>3</sup>/s。2条表孔和中孔出口下游联合设置水垫塘,将水流挑入水垫塘中消能。下游水垫塘开挖尺寸为150 m×105 m,底板高程为1 650 m。后接天然河道,河床岩性为薄层泥晶灰岩,抗冲流速为3~4 m/s,工程平面图见图1。

## 2 模型布置

试验模型按重力相似准则设计,采用正态模型,几何比尺 $L_r=50$ 。泄水建筑物使用有机玻璃制作;在平底板水力特性试验中水垫塘衬砌板块使用加重橡胶制作;在护坡不护底试验中水垫塘按动床模拟,按抗冲流速选取散粒体冲刷材料,河床按相似比尺依据提供的河床砂砾石颗粒级配模拟<sup>[9][10]</sup>。模型上游模拟3个泄洪建筑物进口地形,满足进流条件相似要求。库区及下游河道均按实际地形模拟,试验模型布置见图2。



图2 模型布置  
Fig. 2 The Model plan

## 3 水垫塘底板水动力荷载

### 3.1 时均压力分析

大量试验证明,射流对水垫塘的冲击压力可能达到相当大的数值。本次试验在水垫塘底板上共布置260个时均压强测点,见图3,左岸第一列(记作:左0+0)布置在左岸坡脚处,间隔15 m布置第二列

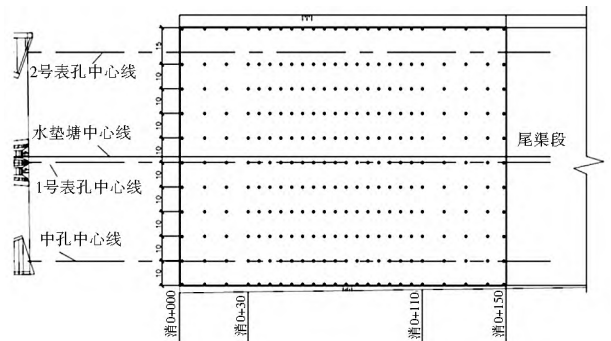


图3 水垫塘底板测点布置  
Fig. 3 The measuring point layout scheme

表 1 试验组次  
Tab. 1 Test groups

序号	运行建筑物	水位		泄量 $/(m^3 \cdot s^{-1})$
		上游	下游	
1	1 号表孔+ 2 号表孔+ 中孔	1 819.2	1 667.26	5 005.18
2	1 号表孔+ 中孔	1 820.99	1 666.45	3 769.97
3	1 号表孔+ 2 号表孔	1 820.99	1 666.42	3 725.61
4	2 号表孔+ 中孔	1 820.99	1 666.45	3 769.97

(记作: 左 0+ 15), 之后间距 10 m 布置其它列测点, 并考虑到水舌的冲击范围在消 0+ 30~ 消 0+ 110 范围内局部加密测点, 并用测压管测量时均压强。各试验条件见表 1, 在工况 1 的泄流条件下, 三孔水舌落在消 0+ 080 附近, 位于水垫塘中部偏向下游, 挑距较远, 水流潜底之后形成壁射流区<sup>[11][12]</sup>。尾渠之后, 水面趋于稳定并与下游宽阔河道相接, 观察护坦末端的流态可以看出, 各工况下水流经过水垫塘消能后, 流态已基本趋于稳定, 不会对下游河床造成较大冲刷, 说明水垫塘的体型可以满足消能的需要。

图 4 为工况 1 中水垫塘时均压力沿纵向和横向

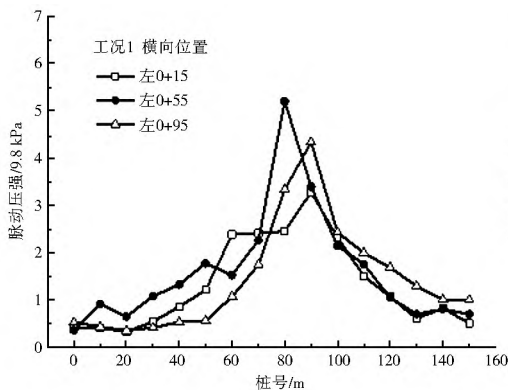


图 5 水垫塘脉动压强

Fig. 5 The distribution of fluctuating pressure

### 3.2 脉动压力、上举力分析

水垫塘内水流的脉动压力直接关系到塘内的消能、冲刷及水工建筑物的振动与稳定, 本次试验以 1 号表孔中心线为基准, 在水垫塘底板上布置了 3 列脉动压力测压点, 分别为左 0+ 15、左 0+ 55、左 0+ 95。从图 5 可以看出, 脉动压力分布极值出现在桩号 0+ 80~ 0+ 95 范围内, 这是由于水舌摆动及旋滚引起强烈紊动造成的。水垫塘底板脉动压强最大值出现在工况 2 时, 为  $9.65 \times 9.8 \text{ kPa}$ , 其它工况约  $5 \sim 6 \times 9.8 \text{ kPa}$ 。总体上数值比较大, 需对底板的稳定性给以足够的重视。

之后, 根据原有水垫塘板块设计结合试验动水压力分布的结果在水垫塘底板布置两列(分别定义为 A、B 列)上举力传感器, 各列均与时均压

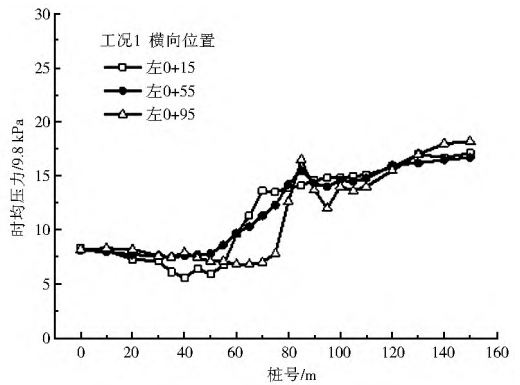
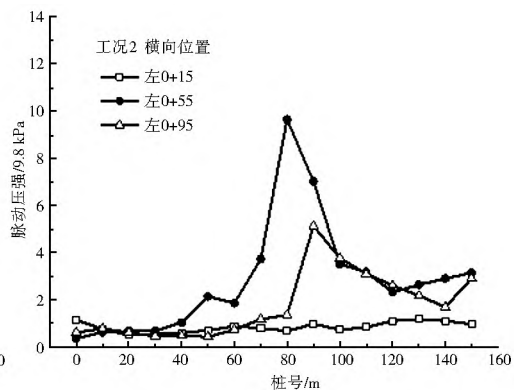


图 4 水垫塘时均压力

Fig. 4 The distribution of time average pressure

的分布对比图, 在纵向上看, 时均压力基本呈高斯累计分布函数形状<sup>[7]</sup>, 上游时均压力较低且在在落点上游附近达到最小值。在落点附近, 水流旋滚剧烈并大量掺气, 致使在消 0+ 040~ 消 0+ 085 范围内压力梯度较大, 极差值达到 10 m 水柱左右。在横向上看, 各列时均压力略有不同, 主要是由于三孔水舌挑距不同造成的, 各列峰值不明显, 而水垫塘末尾压力近似与下游水位齐平。其它工况结论与工况 1 相似。



力测点位置对应, 每列 7 个共计 14 个上举力传感器, 板块及传感器布置见图 6, 板块尺寸为  $10 \text{ m} \times 10 \text{ m} \times 3 \text{ m}$ 。同时考虑板块间及板块与基岩间预留 1 mm 左右缝隙(即缝隙完全贯通状态)。这样因为这些缝隙的存在, 脉动压强必然会沿着

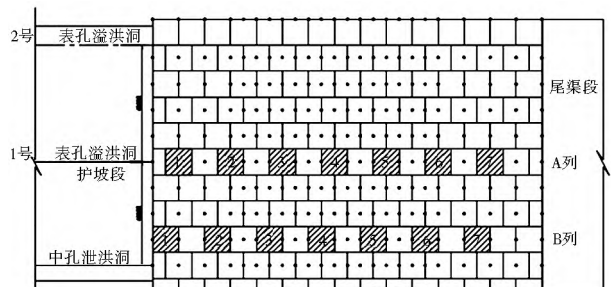
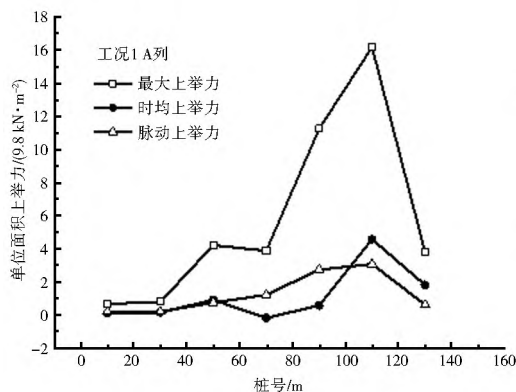


图 6 水垫塘上举力传感器布置

Fig. 6 Lay out of uplift force sensors

这些缝隙传入底板之下。底板块上下表面的压力之差就形成了上举力,并可能导致板块失稳<sup>[13]</sup>。

试验结果表明,工况1水垫塘底板单位面积上举力见图7。A列的最大上举力出现在桩号“消



0+ 110”处,单位面积最大上举力为  $16.186 \times 9.8$  kN/m<sup>2</sup>;B列的最大上举力出现在桩号“消0+ 105”处,单位面积最大上举力为  $12.531 \times 9.8$  kN/m<sup>2</sup>。从上举力分布上来看,底板上举力最大值位置略远于脉动压力最大值位置。

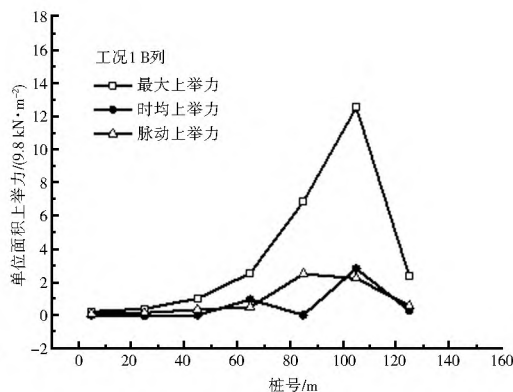


图7 工况1 A列和B列上举力

Fig. 7 Uplift force on column A and column B in condition 1

综合时均压力、脉动压力及上举力结果来看,在水舌落点附近即冲击射流区底板时均压强较大,这是由于水舌潜底后流向发生改变,一部分动能转化为压能。但是同时压力会沿缝隙传递到底板下表面,一般上表面比下表面的压强大,因而就时均压力来看水舌落点附近板块处于稳定状态。但冲击射流区的脉动压强较大,导致板块失稳主要是脉动压强。在壁面射流区,板块下表面的压强会超过上表面的压强,引起板块失稳。从图上看到在0+ 80~0+ 125范围内上举力很大,在工况2止水完全破坏的情况下,单位面积最大上举力达到  $26.211 \times 9.8$  kN/m<sup>2</sup>。若以板块最大上举力作为失稳标准<sup>[14]</sup>,则A列的最大上举力远超过了浮重  $4.2 \times 9.8$  kN/m<sup>2</sup>,因此至少需要锚固力  $22.011 \times 9.8$  kN/m<sup>2</sup> 才能达到稳定状态。

#### 4 护坡不护底试验

原型河床岩性为薄层泥晶灰岩,抗冲流速为3~4 m/s。按照如下经验公式计算:

$$V = K \sqrt{d} \quad (1)$$

式中:  $V$  为抗冲流速;  $d$  为泥沙粒径;  $K$  为系数,取值为5~7,本文取中间值6。

将模型水垫塘设置为动床模型<sup>[15]</sup>,参考提供的抗冲流速标准,经模型沙筛选,选取的冲料平均粒径(折算成球体直径)为6.4 mm。按模型几何比尺  $Lr = 50$  换算原型泥沙粒径为32 cm,相当于原型抗冲流速3.39 m/s,满足试验条件。铺沙高程为1650 m,每次试验结束后,重新使用相同模型沙填

平动床,并在水垫塘内充满水模拟下游初始水垫,保证每组试验下游水垫塘冲刷条件相同。而在冲刷试验后,为便于测量下游冲坑形态,从上游至下游共布置了14个测量断面,相邻断面间隔10 m,桩号分别为消0+ 000、消0+ 010……。各断面上12个测点,共168个冲坑测点,并使用水准仪进行测量。

#### 4.1 原方案冲刷试验

水垫塘冲刷试验参考了平底板水垫塘试验,冲料填充高程为原水垫塘高程1650 m,试验按表1试验组次进行,各工况冲刷历时2 h以上,相当于原型15 h泄洪。在原方案中,1号表孔采用矩形差动式挑坎<sup>[16]</sup>;2号表孔和中孔采用扩散式斜切导向坎<sup>[17]</sup>。中孔圆弧右边墙半径600 m、2号表孔圆弧左边墙半径150 m。

试验发现,在各工况泄流条件下,1号表孔水舌在空中呈扇形展开,水舌厚度较均匀,且落点位于水垫塘中部,在中部形成冲刷坑。而中孔和2号表孔位于1号表孔两侧,水舌由于斜切坎的作用在横向和纵向上都有扩散,但是导向不明显仍有部分水舌落于两边坡附近,造成坡脚较深冲刷。在工况1三孔全开泄流时,冲坑基本左右对称。水垫塘末端水流紊动剧烈造成较大冲刷,水垫塘前端水流流速较低,水流从末端经左右岸回流形成堆积,前端坡脚无较大冲刷,冲坑深度3.9 m。左右坡脚有较大冲刷,特别是靠近水垫塘下游冲坑深度分别达到了17.4 m和15.3 m,左岸冲刷较右岸严重,水垫塘中线上最大冲刷为10 m。

### 4.2 优化方案简介

为减小下游冲刷,对 2 号表孔和中孔挑坎进行了优化,设计了 7 种方案共 28 组试验,详细优化体型参数见表 2。

表 2 各优化方案挑坎参数

方案	体型参数	简图
原方案	$R1=600\text{m}; R2=150\text{m}$	
1	$R1=300\text{m}; R2=100\text{m}$	
2	$R1=200\text{m}; R2=100\text{m}$	
3	$R1=150\text{m}; R2=100\text{m}$	
4	$R1=300\text{m}; R2=100\text{m}$ $L1=6.55\text{m}; D1=4.80\text{m}$ $L2=5.85\text{m}; D2=4.00\text{m}$	
5	$R1=300\text{m}; R2=100\text{m}$ $L3=4.00\text{m}; D3=4.00\text{m}$	
6	$R1=300\text{m}; R2=100\text{m}$ $L3=6.00\text{m}; D3=4.00\text{m}$	
7	$R1=300\text{m}; R2=100\text{m}$ $L3=4.00\text{m}; D3=8.00\text{m}$	

方案 1- 方案 3 主要从挑坎导墙半径出发,逐渐减小了 2 号表孔和中孔的导墙半径,以期达到使两孔水舌远离边墙,水舌落点向中部聚集的作用;方案 4 是在方案 1 的基础上,在 2 号表孔和中孔挑坎体型之后各加上了一向上翘起的舌型坎<sup>[18]</sup>,以期利用顺水流方向的曲率以及挑坎出口末端的弧形曲线,加大水流的横向扩散;方案 5~ 7 采用了方案 4 中孔的布置形式,将 2 号表孔挑坎修改为曲面贴角坎<sup>[19]</sup>,即在挑坎末端左侧加上“贴角”,该贴角在迎水曲面上是有一组等半径的圆弧组成,随着高度提升在最高点圆弧收缩成一点。

### 4.3 流态分析

试验发现,方案 1- 方案 3 随着导墙半径的不断减小,出流水舌向水垫塘中部聚集,见图 8 中方案 1、方案 3,中孔水舌有明显的偏转,均远离边墙,但同时导墙侧水舌不断加厚。因此,修改导墙半径可以明显的改变水舌的出流角度,调整水舌落点位置。而与方案 4 流态对比可以发现,2 号表孔和中孔的横向扩散更为明显,特别是 2 号表孔水舌的右边缘和中孔的左边缘呈半透明的破碎状,但是两孔水舌的另外一侧边缘水舌仍较厚。经过方案 5 的修改,可以明显看出 2 号表孔水舌的两侧边缘均呈破碎状,主流主要集中在水舌的中部。而随之方案 6、方案 7 所加曲面贴脚的增大,2 号表孔水舌主流继续向右边缘移动,偏离水舌中心。因此,曲面贴角坎不仅具有导向和扩散的作用还可以调整水舌的主流分布。

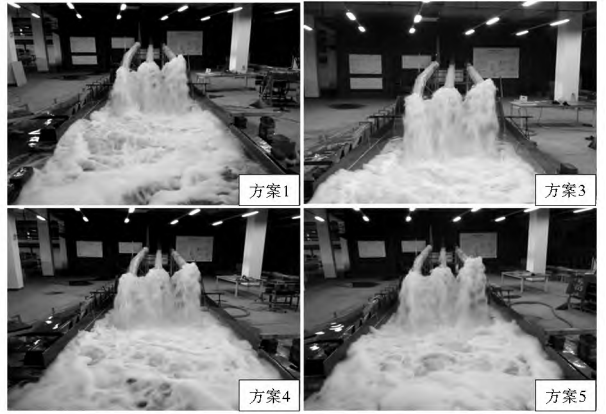


图 8 工况 1 各方案流态对比

Fig. 8 The flow regime of each program in condition 1

挑坎水舌的出流情况也直接影响了水垫塘内的流态和下游冲刷,在各方案工况 1 中方案 1、5 的塘内流态较为对称,两侧岸坡处均有回流,水垫塘出口水流稳定;而其它方案水舌落点分布较差,塘内回流不对称易造成局部冲刷。

### 4.4 冲刷分析

从上图可以看出,方案 1 中因水舌远离边墙,坡脚冲刷略有改善,左右岸坡脚最大冲坑深度达到了 16.6 m、11.6 m;同时水垫塘中部冲刷坑深度增加到 8.8 m,中部落点下游的堆积高度有所降低。随着导墙半径的继续减小,方案 2 和方案 3 的中线冲刷深度和左右岸冲刷深度有加深的趋势,并且左岸冲刷明显较右岸严重,这是由于修改中孔半径后导致水垫塘内主流向左岸偏转,左岸水流紊动加剧,这样容易造成水垫塘内水流不对称引起左右岸坡脚局部冲刷。

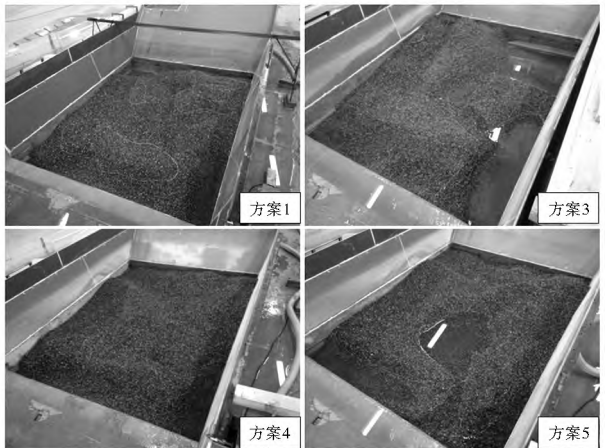


图 9 工况 1 各方案冲刷结果

Fig. 9 The erosion of each program in condition 1

方案 4 的冲刷坑中线最大冲深 7.5 m,形态明显改善,尤其右岸边坡冲深均在 10 m 以内,但左岸下游冲刷仍较深,最大达到了 16.4 m。这是由于水垫塘内水流不对称造成的。

在方案 5- 方案 7 中,以  $R2=100\text{m}, R3=43.8$

m、D3=4 m 组合抗冲刷效果最好。冲刷坑整体呈勺型,中线上冲刷深度最大达到 13.4 m;水垫塘左岸冲刷明显减小,最大冲深仍在左岸末端约为 11 m;水垫塘右岸仅在末端一个测点处有较深的局部冲刷(15.6 m),其他部位的冲刷均在 10 m 以内。

综合考虑水流形态、冲刷坑形态及左右岸冲刷深度,方案 5 效果最佳,两岸坡脚冲刷得到改善,降幅达 34%。由此可见,采用护坡不护底水垫塘时,通过修改挑坎体型、改变出流形态并辅以必要的边坡防护措施是能够满足工程消能防冲需要的。

## 5 结论

本文以模型试验为主,对比验证了下游平底板水垫塘和不护底水垫塘的消能防冲效果,试验结果表明:该工程采用平底板水垫塘,是可以满足工程消能需求的,但由于底板脉动压力和上举力较大,因此需要很大的锚固力(最大锚固力为  $22 \times 9.8 \text{ kN/m}^2$ )。而采用不护底水垫塘,在原设计的基础上,下游存在较大冲刷,但经过挑坎优化之后可以明显改善坡脚的淘蚀状况,坡脚冲刷降幅达 34%,水垫塘内最大冲刷深度仅 13.4 m,如配合固结灌浆等工程措施进行护坡,可以得到很好的下游防护效果。

综上所述,本工程水垫塘消能方式选择护坡不护底形式是可行的,本文的挑坎优化方式和护坡不护底试验模式可以应用在相似工程,为其他工程的消能防冲设计提供参考。

## 参考文献(References):

- [1] 刘沛清,高季章,李桂芬.五强溪水电站右消力池底板块失事分析[J].水利学报,1999(1):9-17. (LIU Peiqing, GAO Jizhang, LI Guifen. Study on failure cause of bottom slabs in stilling basin for Wuqiangxi hydropower station[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1999(1): 9-17. (in Chinese))
- [2] 雷中俊.安康水电站表孔消力池破损原因分析及加固处理[J].水力发电,2000(11):48-49,53. (LEI Zhongjun. Analysis on the damage causes of the stilling basin for the Ankang hydropower station and its reinforcement[J]. Water Power, 2000(11): 48-49, 53. (in Chinese))
- [3] H Yanar, L Vauloup, G Aknil. The Berke high dam project in Turkey[J]. International Water Power and Dam Construction, 1992, 44(12): 14-19.
- [4] A G Davies. Technical aspect of the Katse and Mohaledams[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1995, 32(7): 342A-342A(1).
- [5] 牛坤.莲花台水电站消能防冲试验研究与数值模拟[D].咸阳:西北农林科技大学,2011. (NIU Kun. Experimental study and numerical simulation on energy dissipation and erosion control of Lianhuatai hydropower station[D]. Xianyang: Northwest Agriculture & Forestry University, 2011. (in Chinese))
- [6] 黄国兵,陈俊,高仪生,等.水布垭枢纽泄洪消能防冲试验研究[J].长江科学院院报,2001(5):3-6. (HUANG Guobing, CHEN Jun, GAO Yisheng. Experimental study on energy dissipation and scour protection below flood releasing works of Shuibuya project[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2001(5): 3-6. (in Chinese))
- [7] 徐国宾,尹伟波,练继建,等.糯扎渡水电站水垫塘护坡不护底试验研究[J].长江科学院院报,2007(3):F4,15. (XU Guobin, YIN Weibo, LIAN Jijian, et al. Model test on cushion pool with lining slope but no bottom protection in Nuozhadu hydraulic power station[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2007(3): F4, 15. (in Chinese))
- [8] Pioto N L de S. General report dams and extreme floods design[C]. Proc. International Symposium on Dams and Extreme Flood, Granada(Span), 1992: 17-18.
- [9] 崔广涛,林继镛,彭新民,等.二滩拱坝泄洪振动水弹性模型研究[J].天津大学学报,1991(1):F10. (CUI Guangtao, LIN Jiyong, PENG Ximin, et al. Hydroelastic model experimental study on Ertan arch dam vibration by discharge flow[J]. Journal of Tianjin University, 1991(1): F10. (in Chinese))
- [10] 吴杰芳,余岭,陈敏中,等.高拱坝泄洪振动水弹性模型研究[J].长江科学院院报,1999(5):40-44,52. (WU Jiefang, SHE Ling, CHEN Minzhong. Research on flood relief induced vibrating of high arch dam by hydroelastic model[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 1999(5): 40-44, 52. (in Chinese))
- [11] 杨敏.高坝消力塘水动力特性与防护结构的安全研究[D].天津:天津大学,2003. (YANG Min. Study on hydrodynamic characteristics and safety of protecting structure in high dam plunge pool[D]. Tianjin: Tianjin University, 2003. (in Chinese))
- [12] 张声鸣,陈建.水垫塘底板稳定研究[J].长江科学院院报,1997(3):6-10,19. (ZHANG Shengming, CHEN Jian. Experimental research on stability of concrete slabs for plunge pools[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 1997(3): 6-10, 19. (in Chinese))
- [13] 王继敏.高坝消力塘防护结构安全问题研究[D].天津:天津大学,2007. (WANG Jimin. Study on the safety of protective structures in stilling pool of high dam[D]. Tianjin: Tianjin University, 2007. (in Chinese))
- [14] 杨敏,崔广涛.水垫塘底板稳定性控制指标的探讨[J].水利学报,2003(8):6-10. (YANG Min, CUI Guangtao. Study on control factors of stability for plunge pool slabs[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2003(8): 6-10. (in Chinese))
- [15] 董艳红.浑水挑流消能的试验研究[D].乌鲁木齐:新疆农业大学,2006. (DONG Yanhong. Study on the experiment of the turbid water skip jump energy dissipation[D]. Urumchi: Xinjiang Agricultural University, 2006. (in Chinese))
- [16] 穆亮.差动坎体型对挑射水舌及水垫塘流场的影响研究[D].天津:天津大学,2012. (MU Liang. Study on the influences of the bucket lip to the nappe and the flow field in cushion pool[D]. Tianjin: Tianjin University, 2012. (in Chinese))
- [17] 邹俊,邹年华.斜鼻坎、曲面贴角鼻坎、双曲挑坎等几种异型鼻坎挑流消能工的应用研究[J].吉林水利,2012(12):23-26. (ZOU Jun, WU Nianhua. Discussion on the application and research of oblique flip bucket, cured surface bucket with a block angle and double curvature flip bucket[J]. Jilin Water Resources, 2012(12): 23-26. (in Chinese))
- [18] 朱雅琴.舌形挑流鼻坎水力特性研究[D].成都:四川大学,2004. (ZHU Yaqin. Research on hydraulic characteristics of flip bucket with tongue type[D]. Chengdu: Sichuan University, 2004. (in Chinese))
- [19] 王瑞.玛尔挡水电站曲面贴角窄缝挑坎研究[D].咸阳:西北农林科技大学,2014. (WANG Rui. Study on curved slit type flip bucket of Maerdang hydropower station[D]. Xianyang: Northwest Agriculture & Forestry University, 2014. (in Chinese))