

新疆克孜河阿瓦提引水枢纽工程水工模型试验研究

颜磊, 李琳

(新疆农业大学 水利与土木工程学院, 新疆 乌鲁木齐 830052)

摘要: 对拟除险加固的新疆克孜河阿瓦提(KZAWT)引水枢纽在河道发生不同频率洪水工况下开展模型试验研究。试验结果表明:KZAWT 枢纽分流比远小于原设计方案中提出的枢纽控制大河来水量的 70%, 枢纽最大分流比约为 40%。在各级流量下, 引水渠道满足引入设计流量要求。泄洪闸和溢流侧堰泄流量均大于设计泄流量, 满足泄流要求。溃坝在河道实际来流量小于校核洪水流量 $3\ 148\ \text{m}^3/\text{s}$ 时溃决。输沙试验结果表明: 通过合理调度泄洪冲沙闸, 可有效防止泥沙进入引水渠。研究结果可为 KZAWT 枢纽的除险加固方案设计提供依据和指导, 为分洪建筑物多、泄流情况复杂的同类工程除险加固方案设计提供参考。

关键词: 分流比; 冲淤变化; 引水防沙; 引水枢纽; 水工模型试验

中图分类号: TV131.61

文献标识码: A

文章编号: 1672-643X(2016)05-0134-07

Experiment on hydraulic model of KZAWT water division project in Xinjiang

YAN Lei, LI Lin

(College of Hydraulic and Civil Engineering, Xinjiang Agricultural University, Urumqi 830052, China)

Abstract: This paper carried out the model experiment for Xinjiang KZAWT water division project which was planned to reinforce and consolidate under working conditions of various frequency of flood in the watercourse. The result shows that the greatest split ratio of KZAWT pivot is about 40% and far smaller than 70% proposed by original design program. Under all levels of flow, the headrace channel meets the need of design flow. The discharging capacity of floodgate and spillover side weir is greater than the requirement of design and satisfies the requirement of discharge. The dam break will take place when the practical inflow is less than the checking flood flow of $3\ 148\ \text{m}^3/\text{s}$. The result of sediment transport experiment shows that it is effective to avoid the sediment going into the division canal through appropriately adjusting the flood - discharging and sand - sluicing gate. The research results can provide evidence and guidance for the reinforcement design of KZAWT pivot and give reference to the reinforcement design of similar projects which have more flood - division buildings and face complicated discharging conditions.

Key words: split ratio; change of scour and silting; water diversion and sediment prevention; water diversion project; hydraulic model experiment

1 研究背景

在河道上修建拦河枢纽工程, 必然在一定程度上改变枢纽上游水流、泥沙的运动规律, 引起上游河段的再造床, 改变河势, 影响水工建筑物的工作性能。采用模型试验对设计方案进行优化是目前工程中广泛采用的方法。侯杰等^[1]、阿达成提等^[2]通过模型试验对新疆金沟河弯道式引水枢纽设计方案进行了优化研究, 较好地解决了引水防沙问题; 李虹瑾

等^[3-5]通过模型试验对塔里木河乌斯满渠首工程的水面线、流态、流速等进行研究, 得出了枢纽工程结构的改变对河床冲淤变化较大, 但以上研究大多是以优化设计方案为目标针对拟建工程进行模型试验, 枢纽分洪建筑物少, 泄流情况简单, 多以局部引水排沙措施和建筑物布置开展针对性试验研究。但是对已建工程开展模型试验研究的很少。近些年国家加强了对中小型水利枢纽除险加固建设, 中小型引水枢纽工程建成运行多年, 由于缺乏设计经验和

收稿日期: 2016-04-17; 修回日期: 2016-06-05

基金项目: 新疆水利水电工程重点学科基金项目(XJZDXK-2015-10-05)

作者简介: 颜磊(1992-), 男, 新疆伊宁人, 硕士研究生, 从事计算水力学研究。

通讯作者: 李琳(1979-), 女, 山东青岛人, 博士, 副教授, 主要从事水力学及河流动力学研究。

经费,往往枢纽布置复杂,分洪建筑物多,泄流流态复杂。加之工程运行多年,与工程建成之初相比,河床及河势已发生剧烈变化,现状建筑物无法有效发挥其功能,拟针对其除险加固必需对现状河床和枢纽开展模型试验研究,以完善其除险加固方案。

克孜河阿瓦提(KZAWT)引水枢纽建于1956年,现状枢纽的特点是分洪建筑物多、泄流情况复杂,枢纽设计标准低,防洪负担十分沉重,引水保证率很低,灌区的引输水要求不能满足。枢纽工程安全鉴定结果表明该枢纽工程需进行除险加固,合理设计除险加固方案保证整个枢纽建筑物和枢纽河段泄洪安全,而准确确定河段的设计、校核洪水流量分配给枢纽建筑物和主河道的泄洪流量是关键,而现状枢纽的原设计根据经验确定了枢纽和天然河道泄流比,认为枢纽可控制大河来水量的70%,天然河道控制来水量的30%,该分流比例缺乏依据。因此,通过水工模型试验验证现状枢纽布置在不改变设计水位和校核水位的前提下,设计、校核洪水及其他运行工况下天然河道与拦河枢纽泄水建筑物的泄流比,并对枢纽布置方案、排沙、消能防冲方案及泄水建筑物体型和尺寸提出优化意见。

KZAWT引水枢纽属三等中型工程,主要建筑物为三级,次要建筑物为四级,临时建筑物为五级,现状枢纽由进水闸、泄洪冲砂闸、溢流堰、护底溃坝和500 m半永久性导流堤组成。进水闸2孔,每孔净宽4.5 m,泄洪冲砂闸4孔,每孔净宽5.2 m。

设计洪水为20年一遇洪水时,枢纽控制流量为 $580 \text{ m}^3/\text{s}$,校核洪水为100年一遇时,枢纽控制流量为 $1\,554 \text{ m}^3/\text{s}$ 。进水闸设计引水流量为 $40 \text{ m}^3/\text{s}$,加大流量为 $45 \text{ m}^3/\text{s}$ 。泄洪冲砂闸设计流量 $176 \text{ m}^3/\text{s}$,校核流量 $195 \text{ m}^3/\text{s}$;溢流堰宽195 m,设计流量 $364 \text{ m}^3/\text{s}$,校核流量 $440 \text{ m}^3/\text{s}$;护底溃坝总长127.2 m,净长120 m,泄洪流量 $874 \text{ m}^3/\text{s}$ 。

模型平面布置图见图1。断面号对应的位置见表1。

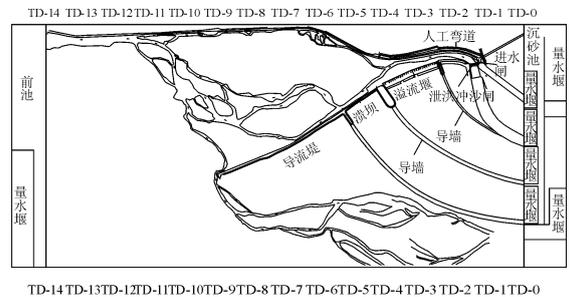


图1 模型平面布置图

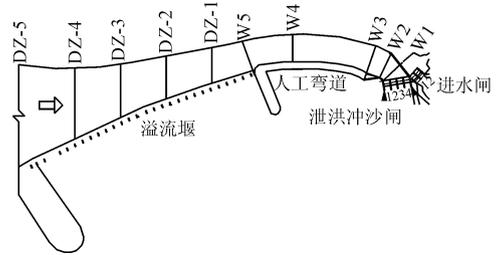


图2 模型人工弯道段布置图

表1 断面号对应位置

断面编号1	TD-0	TD-1	W1	W2	W3	TD-2(W4)	W5
测点位置/m	0+000.0	0+150.0	0+176.5	0+192.2	0+219.1	0+300.0	0+350.0
断面编号	DZ-1	TD-3(DZ-2)	DZ-3	DZ-4	TD-4(DZ-5)	TD-5	TD-6
测点位置/m	0+400.0	0+450.0	0+500.0	0+550.0	0+600.0	0+750.0	0+900.0
断面编号	TD-7	TD-8	TD-9	TD-10	TD-11	TD-12	TD-13
测点位置/m	0+1050.0	0+1200.0	0+1350.0	0+1500.0	0+1650.0	0+1800.0	0+1950.0

2 模型设计与制作

2.1 模型设计

根据模型试验的任务和要求,本次模型试验主要是研究KZAWT干流修建泄洪闸之后河道的冲淤演变及引水分流、取水防沙等情况。由于KZAWT枢纽^[6-8]河段稍有弯曲,河床全部由砂卵石组成,主河道在河床上摇摆不稳定,因此,为了正确模拟枢

纽^[9-10]附近的流态及工程的合理布置,模拟原型范围不宜过大,以确保采用比较小的模型平面比尺。在综合考虑模型试验要求、试验技术条件、泥沙粒径及试验模拟范围等^[11]因素的基础上,并考虑试验场地和供水能力,采用变态模型,变率 Dt 为1.33,水平几何比尺为1:80、垂直几何比尺为1:60。经换算后可知,KZAWT渠首整体水工模型的全长为21 m、宽度14 m。模型模拟长度范围从导流堤端部以

上 500 m 至溢流堰、溃坝下游冲坑以下 100 m。模型的放线精度和制作安装精度均满足水利部《河工模型试验规程》SL99-2012 及《水工(常规)模型试验规程》SL155-2012 的要求,实际模拟河道原型长

度 1.68 km、宽度 1.12 km。在模型设计时,除了考虑按重力相似准则进行模型设计,主要还考虑几何相似、水流运动相似和推移质运动相似^[12]。由重力相似条件得出相应的其它模型比尺见表 2。

表 2 模型比尺

平面几何 比尺 λ_l	垂直几何 比尺 λ_h	时间比尺 λ_T	流速比尺 λ_v	流量比尺 λ_Q	泥沙比重 比尺 λ_{G_j}	泥沙粒径 比尺 λ_D	输沙率比尺 λ_w
80	60	6.32	7.75	37180.64	1.0	40	17550

2.2 模型沙的选取与地形制作

模型沙^[13-14]选用天然沙,人工筛分后按天然河床质颗粒组成及泥沙粒径比尺配制。根据设计单位提供的闸址处河床质颗粒级配曲线,按照泥沙粒径比尺,设计出模型沙的级配曲线,将天然沙分级筛分,再按设计出的模型沙级配曲线,将筛分好的天然沙按比例混合、配置后填入模型台面内,用水浸泡、压实后用水准仪控制模板高程刮制模型试验的起始地形。原型及模型泥沙颗粒级配曲线见图 3。

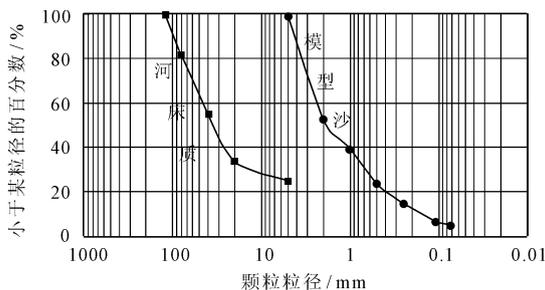


图 3 河床质与模型沙级配曲线

河道来流量由上游首部量水堰量测,溃坝、溢流堰、泄洪冲砂闸、进水闸流量分别由下游量水堰量测(三角形量水堰和矩形量水壁堰)。流速采用毕托管和旋桨流速仪共同量测^[15-16],当水深较浅时采用毕托管,当水深满足流速仪量测要求时,采用 LGY-III 型多功能智能流速仪测量。水位测量采用水准仪和钢板尺。

2.3 模型建筑物的制作

进水闸和泄洪冲砂闸、溃坝挡墙、交通桥桥墩采用聚氯乙烯板制作,闸门采用有机玻璃制成。模型的放线精度和制作安装精度均满足水利部《河工模型试验规程》SL99-2012^[17]及《水工(常规)模型试验规程》SL155-2012 的要求,整个试验过程也按照上述规范进行。泄洪冲砂闸、进水闸及上下游冲砂槽采用有机玻璃精制;进水闸前拦沙坎用聚氯乙烯材料制成,引水枢纽上游导流堤、人工弯道、溢流侧

堰过水断面、泄洪闸下游导流堤采用混凝土砌筑抹面。溃坝与溢流侧堰出口处设置抛石坑,抛石坑内采用钢丝网编制石块制作成铅丝笼。溢流侧堰两端采用混凝土制成防冲墙,梯形溃坝的填充材料采用沙土和水混合之后,用抹刀抹平。为了更加真实的反映上游河道的输沙情况和淤积形态以及泄洪闸、冲砂闸的排沙效果,河道模型采用定床和动床^[18-19]两部分模拟:河岸采用定床,用水泥砂浆按照设计单位提供的 1:1000 地形图精确模拟;上、下游河道地形采用动床的形式进行精确模拟,即用模型沙按照 1:1000 地形图铺填。引水枢纽设计方案的系列输沙试验在河道达到造床平衡的基础上进行。

2.4 试验工况

根据模型试验任务和要求,确定试验典型工况如表 3 所示。

表 3 试验典型流量及工况表

频率 / %	流量 / (m ³ · s ⁻¹)	工况
1	3148	保证引水
2	2400	保证引水
3.33	1976	保证引水
5	1506	保证引水
10	955	保证引水
20	550	保证引水
100	339.33	保证引水

3 水工模型试验成果分析

3.1 引水与分流试验

当上游河道发生各典型流量时,调整泄洪冲砂闸和进水闸闸门开度,保证进水闸引入设计流量时泄洪闸的泄流量和闸门运行开度见表 4。

从表 4 中可以看出,在各级流量下,调节进水闸和泄洪冲砂闸闸门开度,即可保证引水渠道引入设计流量,表明取水建筑物布置合理。当河道发生设

计洪水不保证进水闸引水(进水闸全关)时,闸门高度满足挡水要求。当河道发生校核洪水不保证进水闸引水(进水闸全关)时,进水闸闸前水位为 1 490.40 m,高于闸门顶高程,闸门高度不满足挡水要求。进水闸引入设计流量 40 m³/s 时,进水闸闸室水位为 1 488.46 m,低于牛腿高程。河道发生校核洪水,保证和不保证进水闸引水时,泄洪冲砂闸闸室最高水位分别为 1 488.90 和 1 489.62 m,均低于牛腿高程。河道发生设计洪水,保证和不保证进水闸引水时,泄洪冲砂闸闸室最高水位为 1 488.74 和 1 488.90 m,低于牛腿高程。

在发生常遇洪水、设计洪水(保证引水)以及校核洪水(保证引水)的情况下枢纽分流比远小于原设计方案中提出的枢纽控制大河来水量的 70%,在河道发生常遇洪水时,枢纽分流比约为 25%,河道分流比约为 75%。随大河来水量的增大,枢纽控制来水量增大,当河道发生 50 年一遇洪水(流量 2 400 m³/s)时,保证进水闸引水和不保证其引水时,枢纽分流比约为 42% 和 44%。当河道发生 100 年一遇洪水(流量 3 148 m³/s)时,不保证引水和保证引水

时枢纽分流比约为 47%,仍然小于原设计方案的枢纽分流比。典型工况下河道及其他各建筑物分流情况见图 4。

表 4 各典型流量保证进水闸引入设计流量时的闸门运行方式

河道来流量	泄洪冲砂闸				进水闸	
	左 1	2	3	4	1	2
339.33	×	×	×	×	√	√
550	√	≠	×	√	√	√
750	√	√	≠	√	√	√
850	√	√	≠	√	√	√
955	√	√	√	√	√	√
1050	√	√	√	√	√	≠
1250	√	√	√	√	√	≠
1506	√	√	√	√	√	≠
1976	√	√	√	√	√	≠
2400	√	√	√	√	√	≠
3148	√	√	√	√	√	≠

注:√表示闸门全开,×表示闸门全关,≠表示闸门局部开启。

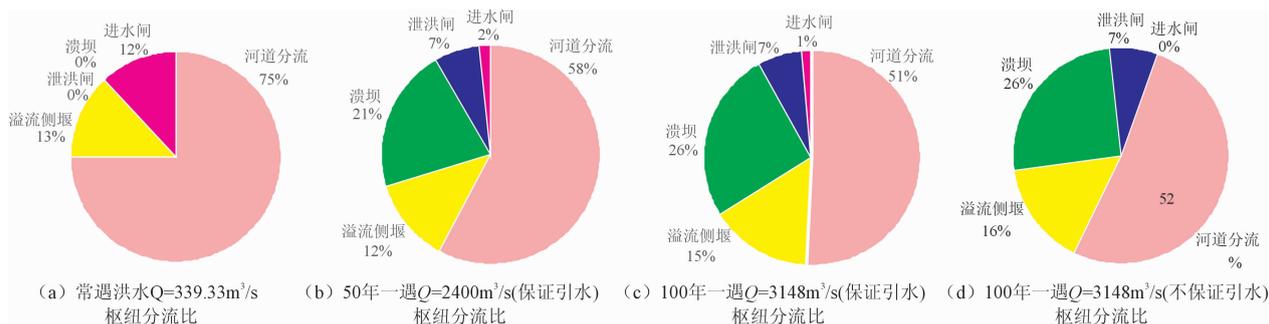


图 4 典型工况下枢纽建筑物与河道分流比例

3.2 泄洪试验

河道发生 100 年一遇洪水(3 148 m³/s)时,整个河道全断面过流,但受河势的影响,整治段左岸流速明显小于右岸导流堤,进入人工弯道后,凹岸水面明显高于凸岸。枢纽段和河道段分流比接近 1:1,枢纽右岸河流流速和水深明显增加,但整治段右岸导流堤的外侧受地势高的影响,无水流淘刷现象。在校核洪水不保证进水闸引水时,整治段右岸导流堤 TD7 ~ TD8 内水面高于堤顶高程,最高水位为 1 494.54 m(堤顶高程 1493.00),堤顶高程不满足要求。整治段左岸导流堤堤顶高程满足要求,最高水位为 1 492.35 m。当河道发生 50 年一遇洪水时,整治段左、右岸堤顶高程满足要求,左、右岸最高水位分别为 1 492.20 和 1 493.76 m。河道发生校核

洪水时,溢流侧堰顶部的 1、2 号桥墩(自下游向上游算起)上游产生壅水,最高水位为 1 491.48 m,高于墩顶高程 1 491.09 m。

原设计方案中设计洪水水位和校核洪水水位时进水闸和泄洪闸的实际过流量见表 5。

表 5 原设计水位和校核水位时进水闸和泄洪闸实际过流量

特征水位	闸前水位/ m	流量/(m ³ ·s ⁻¹)			
		进水闸		泄洪闸	
		实测值	设计值	实测值	设计值
设计水位	1489.87	68.3	40	209.77	176
校核水位	1490.07	79.7	45	249.44	195

从表 5 中可以看出,闸前设计水位为 1 489.87 m 时,进水闸实际进流量为 68.3 m³/s,比设计流量

40 m³/s 增大 70.8%，泄洪闸的实际泄流量为 209.77 m³/s，比设计泄流量 176 m³/s 增大 19.2%。闸前水位为校核洪水位 1 490.07 m，进水闸进流量为 79.7 m³/s，比设计流量 45 m³/s 增大 77.0%，泄洪闸的实际泄流量为 249.44 m³/s，比设计泄流量 195 m³/s 增大 27.9%，出现这种原因是设计人员在原设计中忽略了闸前行近流速，使闸前总水头小于实际水头，致使实测流量比设计值偏大。

由表 6 可看出，当河道发生设计洪水 2 400 m³/s、保证进水闸引入设计流量 40 m³/s 时，溢流侧堰上游首端水位为 1 490.28 m（设计值 1 491.08 m），侧堰首端水深为 1.82 m，堰上水头为 0.98 m（设计值 1.64 m），堰实际过流量为 305 m³/s，小于设计值。这是因为原设计方案中假定了溃坝只有在河道发生校核洪水时才能自然溃流，而试验表明溃坝在 20 年一遇（流量为 1 506 m³/s）时已溃流导致水位突降，这使得原本由溃坝挡水壅起的水位降低，减少了过堰流量。当河道发生校核洪水 3 148 m³/s、保证进水闸引入设计流量 40 m³/s 时，溢流侧堰上游首端水位为 1 490.52 m，侧堰首端水深为 2.12 m，堰上水头为 1.08 m，堰实际过流量为 480.60 m³/s，与设计值较接近。

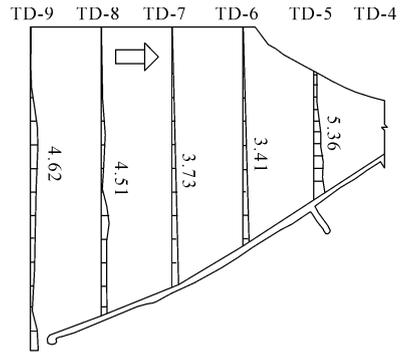
原设计方案设计溃坝在水位升至校核水位以上时自动投入使用。但实验结果表明，在保证进水闸引入设计流量的工况下，河道来流量为 1 506 m³/s（约为 20 年一遇洪水）时，溃坝自上游向下游第一孔挡水水位为 1 491.70 m，基本与其顶高程 1 491.75 m 齐平；第 10 孔挡水水位为 1 490.10 m，低于其顶高程 1 491.15 m，第 4 和第 5 孔溃坝淘刷破坏明显。当河道来流量为 1 976 m³/s（约为 30 年一遇洪水）时，溃坝自第 3 孔开始溃决，依次自上游向下游短时间内全部溃决，显然溃坝发生溃决流量远小于校核洪水流量 3 148 m³/s。

表 6 闸前水位为设计和校核水位时溢流侧堰的实际泄流量
m³/s, m

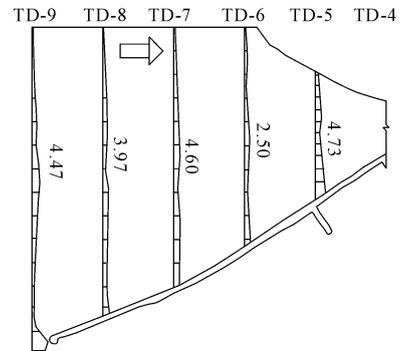
流量	侧堰首端水位	侧堰首端水深	堰上水头	堰实际流量	堰设计流量
2400	1490.28	1.82	0.98	305.0	364
3148	1490.52	2.12	1.08	480.60	440

3.3 校核洪水和设计洪水时流速

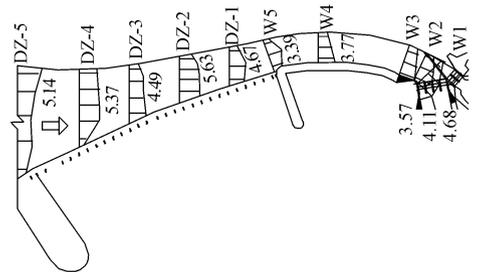
在河道发生校核洪水和设计洪水时量测了各典型断面流速。河道发生校核洪水和设计洪水时整治段上游河道、整治段、人工弯道段流速分布见图 5。



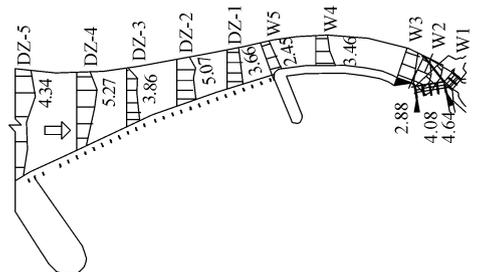
(a) 校核洪水时定床典型断面局部流速分布图



(b) 设计洪水时定床典型断面局部流速分布图



(c) 校核洪水时定床典型断面流速分布图



(d) 设计洪水时定床典型断面流速分布图

图 5 校核和设计洪水流速分布图

由图 5 可以看出，校核洪水和设计洪水不保证引水时，进水闸全关和泄洪闸全开，人工弯道段最大流速发生在闸前 W2 处，右岸（凸岸）最大流速为 4.11 和 4.08 m/s，左岸（凹岸）流速为 1.60 和 1.38 m/s。河道主流靠近右岸，加之不保证引水时进水闸闸门关闭弯道段内凹岸流速明显小于凸岸。当发生校核洪水时整治段内最大流速发生在人工整治段

DZ-2断面靠近溢流堰处,流速值为5.63 m/s。由于河道主流沿右岸流动,整治段左岸流速明显小于右岸流速,左岸坡脚处(整治段左岸坡脚)最大流速为4.97 m/s,右岸坡脚处最大流速为5.36 m/s。泄洪冲砂闸宣泄校核洪水和设计洪水时,闸后最大流速为6.05和5.79 m/s。进水闸引入设计流量40 m³/s时,消力池的入池流速为4.30 m/s,出池流速为2.49 m/s,消力池内形成稍有淹没水跃。溢流侧堰宣泄校核洪水和设计洪水时,钢筋笼护底表面流速为1.63和0.95 m/s。溃坝宣泄校核洪水和设计洪水时,钢筋笼护底表面流速为2.81和2.26 m/s。由试验结果可以看出随着流量的增大,溃坝、溢流堰下游冲刷坑后的泥沙淤积的长度都有明显的增加,但是抛石坑中的钢筋笼却没有发生破坏和大范围的移动,这说明设计和校核流量工况下枢纽结构没有发生改变,溢流堰溃坝的设计对消能冲刷能够满足,进水闸闸后冲刷坑最深点距离护坦较远,并不影响闸体的安全稳定。泄洪冲砂闸闸室下游的冲刷坑深度和范围能够把大量泥沙挟带到下游更远处,对下游河床的稳定是有利的。

3.4 输沙试验

在枯水水文年日流量概化过程和造床流量339.33 m³/s的输沙过程中,各闸的运行工况是:进水闸全开(保证引水),泄洪闸全关。此时,河道泥沙主要沿着右岸导流堤和靠近右岸河道主槽随水向下流输移,逐渐向泄洪闸和人工弯道进口前汇集。随着输沙过程的持续,汇集于泄洪闸和人工弯道W3、W4断面处的泥沙越积越多,最终大部分停留在泄洪闸前,少量进入进水闸中,进水闸的进沙率为输沙总量的0.62%,采用间歇式排沙方式,轮流开启泄洪闸的1~4孔闸门,在较短时间内将淤积在泄洪闸前的泥沙排向下游河道,冲砂闸的排沙率为输沙总量的19.3%。

在平水水文年日流量概化过程和造床流量339.33 m³/s的输沙过程中,各闸的运行工况是:进水闸全开(保证引水或不保证引水),泄洪冲砂闸部分开启或全开,采用间歇式轮流开启排沙。上游河道泥沙沿着右岸导流堤逐渐向泄洪冲砂闸前汇集,靠近右岸河道主槽的泥沙随水向下流输移。少量泥沙顺着左导流堤支流河道向下流输移,当泥沙输移至溃坝段时水面宽度减小,水深增大,泥沙沿流向淤积在溃坝段和溢流堰上游段,随着输沙时间的增加,在溢流堰下游以及人工弯道W3到W4段逐渐淤积形成沙丘。河道来流量大于1976 m³/s时,4

孔泄洪冲砂闸全开排沙。河道来流量为339.3 m³/s时,泥沙在弯道凸岸和泄洪闸前淤积,小流量时为保证引水,泄洪冲砂闸4孔全关,此时弯道凸岸及泄洪闸前形成淤沙库,待大流量时打开泄洪冲砂闸冲沙。平水水文年日流量概化过程和造床流量339.33 m³/s的输沙试验,测得冲砂闸的排沙量为输沙总量的3.5%,进水闸的进沙量为输沙总量的0.38%。测得上下游河道冲淤地形如图6所示。

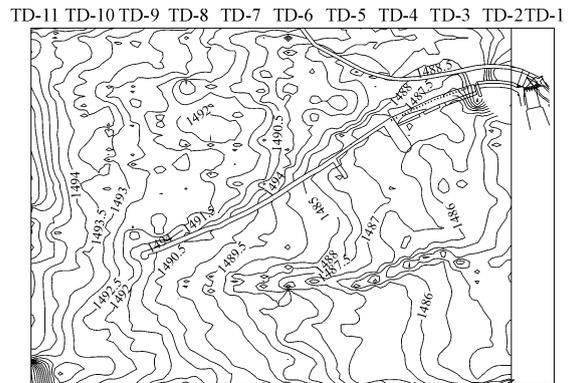


图6 平水年冲沙地形图

在丰水水文年日流量概化过程和造床流量339.33 m³/s的输沙试验,各闸的运行工况:进水闸全开(保证引水或不保证引水),冲砂闸部分开启或全开,泄洪闸间歇式轮流开启1~4孔闸门排沙。泥沙随主流沿右岸导流堤向下游输移,泥沙沿右岸溃坝段和溢流侧堰段沉积,随淤积厚度增加,主流向左岸偏移,泥沙随主流缓慢输移至左岸,随着时间推移和流量增大,侧堰前泥沙与堰顶齐平,泥沙随水流经溢流堰进入下游防冲坑内,泄洪闸前的泥沙淤积厚度降低,人工弯道进口前的泥沙淤积量减少,部分泥沙翻越导沙坎进入进水闸。

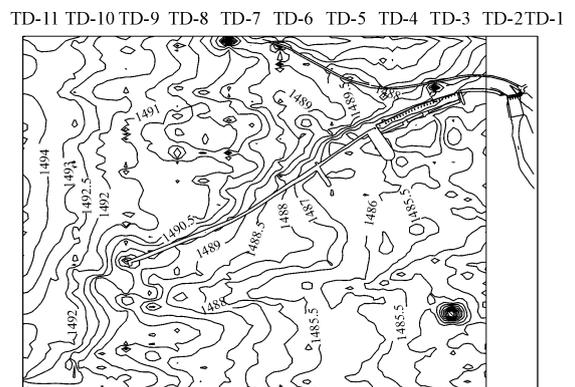


图7 丰水年冲沙地形图

试验表明,在保证进水闸正常引水,泄洪冲砂闸1、2号全开,3、4号局部开启的情况下,泄洪冲砂闸

排沙效果最佳,右侧大部分泥沙从右岸第1孔泄洪冲沙闸排走,左侧从第4孔泄洪冲沙闸排走。由冲沙闸排到下游河道,在人工弯道内和冲沙闸前没有形成大量的泥沙淤积,从而保证了进水闸前的“门前清”。丰水水文年日流量概化过程和造床流量 $339.33\text{ m}^3/\text{s}$ 的输沙试验,测得冲沙闸的排沙量为输沙总量的13.8%,进水闸的进沙量为输沙总量的0.45%。测得上下游河道冲淤地形如图7所示。

4 结论

(1)引水与分流试验结果表明,在各级流量下KZAWT枢纽分流比远小于原设计方案中提出的枢纽控制大河来水量的70%,在河道发生常遇洪水时,枢纽分流比约为25%,随大河来水量的增大,枢纽控制来水量也随之增大,当河道发生50年一遇洪水(流量 $2\,400\text{ m}^3/\text{s}$)和100年一遇洪水(流量 $3\,148\text{ m}^3/\text{s}$)时,枢纽分流比约为40%,仍然小于原设计方案的枢纽分流比。在动床试验条件下,右岸主河床被冲蚀下切,原有的河道走势改变,天然河道的分流比进一步增大,在河道发生常遇洪水时,天然河道的分流比达到90%,枢纽仅占10%。为了控制枢纽分流量,在各级流量下保证灌溉引水,建议将上游导流堤尽可能沿上游方向延长。

(2)在各级流量下,调节进水闸和泄洪冲沙闸闸门开度,即可保证引水渠道引入设计流量,表明取水建筑物布置合理。

(3)泄洪试验结果表明,泄洪冲沙闸的实际泄流量大于设计泄流量,泄流能力满足要求;溢流侧堰在校核洪水位的实际泄流量大于设计泄流量,满足泄流要求;当河道来流量为 $1\,976\text{ m}^3/\text{s}$ (约为30年一遇洪水)时,溃坝自第3孔开始溃决,依次自上游向下游短时间内全部溃决,显然此时河道来流量远小于校核洪水流量 $3\,148\text{ m}^3/\text{s}$ 。

(4)消能防冲试验结果表明进水闸在引入设计流量 $40\text{ m}^3/\text{s}$ 和校核流量 $45\text{ m}^3/\text{s}$ 时,消力池内形成了弱淹没式水跃,池深和池长满足要求。溢流侧堰和溃坝宣泄校核洪水和设计洪水时,下游铺设的钢筋笼保持静止不动,无随水流运动至下游的现象,表明其满足抗冲要求。

(5)输沙试验表明定期冲沙可有效防止泥沙在冲沙闸前淤积时间过长,形成难以冲刷的淤积固结体,尤其可防止泥沙淤积在闸门前长期固结,抑制闸门不能顺利开启。根据冲沙流量的大小,依次开4、

3、2、1号泄洪冲沙闸门,可使主冲刷槽靠近溢流堰一侧,从而更有效地降低溢流堰前泥沙淤积厚度。

参考文献:

- [1] 侯杰,邱秀云,周著.解决弯道式引水枢纽弯道过宽的新措施[J].新疆农业大学学报,2001,24(4):44-48.
- [2] 阿达成提,侯杰.溢流丁坝在天南维其克引水枢纽中的应用研究[J].水利与建筑工程学报,2009,7(4):32-34.
- [3] 李虹瑾,崔忠,赵涛.冲积河流引水枢纽结构变化对上下游河床冲淤的影响[J].水利与建筑工程学报,2012,10(3):111-115.
- [4] 王庆,郭德发.新疆人工弯道式引水枢纽的设计与运行[J].西北水资源与水工程,2003,14(4):48-50+53.
- [5] 王均星,陈帅,冯亦佳,等.宽浅导流明渠渠首进口型式试验[J].武汉大学学报(工学版),2011,44(3):326-330.
- [6] 宋祖诏,等.渠首工程[M].北京:水利电力出版社,1989.
- [7] 水利水电科学研究院.水工模型试验[M].北京:水利电力出版社,1985.
- [8] 张启模,袁淑蓉.引水枢纽防沙设计[J],四川水利发电.2005,24(4):34-38.
- [9] 刘双喜,金沟河渠首泥沙治理措施探讨[J],人民黄河.2009,31(11):79-80.
- [10] 任江龙,裴登仑,王学萍.叶尔羌河中游渠首工程布置方案的探讨[J].科技资讯,2007,(32):41-42.
- [11] 张明义,孙娟,戚印鑫.新疆叶尔羌河中游渠首整体水工模型试验研究[J].中国农村水利水电,2011,195(1):133-135.
- [12] 胡海华,吉祖稳,董占地,等.北引渠首扩建工程引水防沙的试验研究[J].浙江水利科技,2014,195(5):61-64+86.
- [13] 吴持恭.水力学[M].北京:高等教育出版社,2008.
- [14] 赵经华,侍克斌,顾佳俊.呼图壁河青年渠首工程整体水工模型试验研究[J].人民长江,2009,40(13):43-44+68.
- [15] 白兆亮,李琳,王苗,等.某渠首工程整体水工模型试验研究[J].水资源与水工程学报,2014,25(1):164-168.
- [16] 中华人民共和国水利部.SL155-2012水工(常规)模型试验规程[S].北京:中国水利水电出版社,2012.
- [17] 中华人民共和国水利部.SL99-2012河工模型试验规程[S].北京:中国水利水电出版社,2012.
- [18] 杨淑萍.渠首工程设计以方正县蚂蚁河灌区渠首工程设计为例[J].水利科技与经济,2013,19(3):38-39.
- [19] 李远贤.低水头坝式枢纽工程泥沙问题研究[J].四川水力发电,2003,22(2):55-57.