

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2014.01.045

毛阿提引水枢纽分水排沙试验研究

刘新¹, 白兆亮², 李琳², 王苗², 卢奇², 李金星¹

(1. 巴州水利局, 新疆 库尔勒 841000; 2. 新疆农业大学 水利与土木工程学院, 新疆 乌鲁木齐 830052)

摘要: 为研究毛阿提引水枢纽上下游冲淤演变状况及消能防冲效果, 对毛阿提引水枢纽设计方案进行了系列动床试验, 试验测定了各典型流量下枢纽上、下游河床、整治段冲淤演变情况, 冲淤变化历时、冲淤范围和冲刷深度。结果表明: 毛阿提引水枢纽总体布置基本合理, 消能防冲效果良好。根据试验结果, 给出了实际运行中的各个闸门的运行方式, 供运行管理单位调度方参考。

关键词: 分水排沙; 引水枢纽; 试验研究

中图分类号: TV61

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2014)01-0213-06

Experimental Research of Water Diversion and Desilting in Mao 'a 'ti Diversion Project

LIU Xin¹, BAI Zhao-liang², LI Lin², WANG Miao², LU Qi², LI Jin-xing¹

(1. Xinjiang Bazhou Water Conservancy Bureau, Korla, Xinjiang 841000, China;

2. College of Water Conservancy and Civil Engineering, Xinjiang Agricultural University, Urumqi, Xinjiang 830052, China)

Abstract: In order to study the erosion-silting evolutions in the upstream and downstream of Mao 'a 'ti water diversion project and its energy-dissipation and scour-prevention effects, its design scheme has been tested through a series of alluvial bed experiments. Meanwhile, the siltation and erosion in its upstream and downstream reach as well as the erosion-silting changes, scope and scouring depth are measured by the tests. The results show that the general arrangement of Mao 'a 'ti water diversion project is reasonable, and its energy-dissipation and scour-prevention effects are favorable. What's more, the operation modes of the gates in the practical operation are provided for the dispatching party to have reference in operation and management.

Keywords: water diversion and desilting; water diversion project; experimental study

1 工程概况

毛阿提引水枢纽位于新疆和静县境内, 自黄水沟引水, 属Ⅲ等中型工程。设计洪水标准 $P = 3.3\%$ ($Q = 517 \text{ m}^3/\text{s}$), 校核洪水标准 $P = 1\%$ ($Q = 694 \text{ m}^3/\text{s}$)。枢纽沿坝轴线由拦河闸、左岸进水闸、右岸进水闸三部分组成。枢纽垂直坝轴线由上游铺盖段、闸室段和下游连接段三部分组成。闸室段分为拦河闸、左右岸进水闸, 拦河闸包括 5 孔泄洪闸和 2 孔冲沙闸。上游铺盖段总长 20 m, 采用钢筋混凝土, 钢筋混凝土铺盖前设深 2 m 钢筋混凝土齿墙。

边坡由混凝土护坡至大桥上游, 与上游山体连接, 铺盖以上左岸护坡总长 150 m, 右岸护坡总长 70 m。拦河闸闸室为宽顶堰式, 7 孔闸, 单孔净宽均 8 m, 闸室长 12 m, 闸室总宽度 64 m, 采用弧形闸门。为有效避免泥沙大量进入干渠, 其中左右两侧为冲沙闸, 中间 5 孔为泄洪闸, 冲沙闸闸底板比泄洪闸闸底板低 1 m, 两岸进水闸闸底板比泄洪闸闸底板高 1 m, 比冲沙闸闸底板高 2 m, 保证在来水量大时引表层清水, 在小流量来水时直接引水入干渠。下游段由泄水陡坡、防冲槽和下游护坡组成, 闸室段后直接接泄水陡坡, 泄水陡坡长 25 m, 陡坡后设防冲槽, 防冲

槽后为两岸河堤护坡段。陡坡边墙采用钢筋混凝土挡土墙,防冲槽边坡采用现浇混凝土护坡,防冲槽深 6 m,下底宽 5 m,上口宽 17 m,防冲槽后下游河堤护坡段左岸护坡长 220 m,右岸护坡长 320 m。具体建设内容见表 1。

表 1 毛阿提引水枢纽主要建设内容统计表

名称	特征参数及内容
拦河闸	$Q_{\text{设}} = 517 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{\text{校}} = 694 \text{ m}^3/\text{s}$, 7 孔, 单孔 8 m, 弧形门
左进水闸	$Q_{\text{设}} = 8.8 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{\text{加}} = 11 \text{ m}^3/\text{s}$, 2 孔, 单孔 3 m, 铸铁闸门
右进水闸	$Q_{\text{设}} = 2.15 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{\text{加}} = 2.8 \text{ m}^3/\text{s}$, 1 孔, 单孔 2 m, 铸铁闸门

2 试验简介

2.1 模型设计和制作

模型采用正态定床和动床模型,按重力相似准则设计。根据试验场地大小、试验任务要求和模型沙的选配,模型的各项比尺如下:几何比尺 $\lambda_l = 40$;流量比尺 $\lambda_Q = 10\ 119$;流速比尺 $\lambda_v = 6.32$;时间比尺 $\lambda_t = 6.32$;糙率比尺 $\lambda_n = 1.85$;泥沙比重比尺 $\lambda_c = 1.0$;泥沙粒径比尺 $\lambda_d = 40$;输沙率比尺 $\lambda_w = 10\ 119$ ^[1-3]。河道模型采用定床和动床两部分模拟:闸室上游整治段 220 m 和下游整治段 166 m 范围内采用动床模拟,其余河床及岸边采用定床模拟。河床采用表面拉毛加糙,其糙率约为 0.017~0.018;边岸模型的糙率约为 0.014~0.015;模型的各闸体、上游铺盖和下游泄水陡坡采用聚氯乙烯板制作,闸门用有机玻璃制作,模型糙率为 0.0076~0.0086。陡坡后的防冲槽内铺设混凝土六面体,六面体大小按照几何相似设计^[4-9]。模型的放线精度和制作安装精度均满足水利部《河工动床模型试验规程》(SL99-95)及《水工(常规)模型试验规程》(SL155-95)^[10]的要求,整个试验过程也按照上述规范进行。

模型沙采用天然沙模拟,根据闸址处河床质颗粒级配曲线,按照几何比尺进行模型沙的配制。将天然沙分级筛分,并按比例混合配制。模型沙与原型沙的级配曲线见图 1 所示。将配制好的模型沙填入模型台面内,用水浸泡、压实后用水准仪控制模板高程来刮制模型试验的起始地形^[11]。

2.2 试验方案

由于引水枢纽处多年平均悬移质年输沙量为 $27.9 \times 10^4 \text{ t}$,采用比例系数法推算推移质年输沙量,

选用推悬比 0.2,可得推移质多年平均输沙量为 $5.58 \times 10^4 \text{ t}$,泥沙重度取 2.5 t/m^3 ,则多年平均推移质输沙总体积为 $22\ 320 \text{ m}^3$ 。由于整治段及闸前泥沙淤积形态是一个漫长的冲淤过程,工程投入运行初期,推移质泥沙主要在枢纽上游河道沉积,随着整治段内水位和流速的变化,缓慢地向下游泄洪冲沙闸前蠕动。由于缺乏河道洪水过程线和相应的河道推移质输沙量的实测值,模型试验对整个洪水过程和输沙过程进行了概化,即根据各典型流量推移质输沙量占总输沙量的百分数,将输沙总量换算到各个典型流量中进行输沙试验^[12-14]。

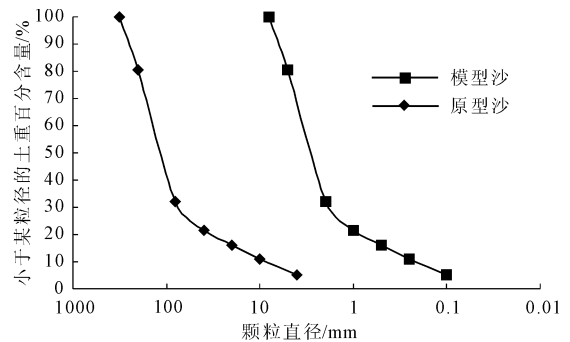


图 1 天然河床质与模型沙级配曲线

3 试验结果及分析

3.1 河道发生小于 5 年一遇洪水 ($Q = 21 \text{ m}^3/\text{s} \sim 122 \text{ m}^3/\text{s}$)

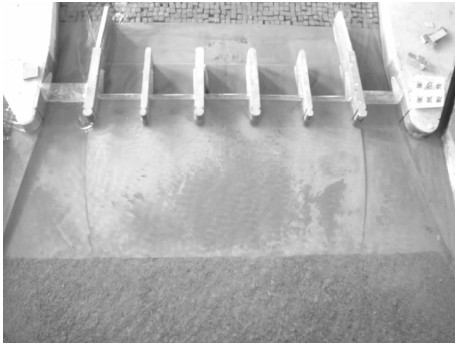
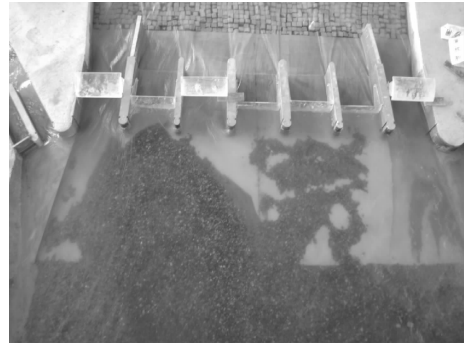
由于河道来流量较小,主河槽水深浅,水面宽度较小,水流挟沙力弱,使得部分较粗颗粒推移质泥沙在上游距闸室 491.9 m~291.9 m 的主河槽内淤积,在保证两岸引水的闸门壅水运行方式下(即泄洪闸全关,冲沙闸局开),由于河道来流量小,冲沙闸过闸流量小,闸前行近流速水头约等于 0,使得上游输移下来的少量的悬移质细沙在铺盖段及其上游附近停滞不前,而在进水闸前保持“门前清”(见图 2、图 3)。两岸进水闸内进沙量很小,见表 2。



图 2 流量 $71 \text{ m}^3/\text{s}$ 闸前泥沙淤积形态

表 2 左、右岸进水闸各典型流量时分沙量百分比

流量/($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	输沙率/($\text{kg} \cdot \text{s}^{-1}$)	左岸进沙量/t	左岸分沙量百分比/%	右岸进沙量/t	右岸分沙量百分比/%
21	2	0.128	0.025	0	0
71	7	0.640	0.04	0	0
122	24	2.560	0.08	0.64	0.04
253	58	6.400	0.10	2.56	0.08
354	115	19.200	0.18	10.24	0.10

图 3 流量 122 m^3/s 闸前泥沙淤积形态图 4 流量 354 m^3/s 闸前泥沙淤积形态

3.2 河道发生 5 年和 10 年一遇洪水 ($Q = 253 \text{ m}^3/\text{s} \sim 354 \text{ m}^3/\text{s}$)

河道发生五年一遇洪水 $253 \text{ m}^3/\text{s}$ 时,受河势影响,主流偏向右岸,左岸发生局部的漫滩淤积。受右岸回流区的影响,粗颗粒泥沙集中淤积在闸前 $171.9 \text{ m} \sim 120.0 \text{ m}$ 区域内的主河槽。受淤沙带阻挡的影响,主流被导向沿右侧(凹岸)流动,随着时间的增长,陡崖附近的冲刷槽长度、宽度和深度随之增大。主流挟带粗颗粒泥沙流向闸前,少量淤积在泄洪中孔右侧闸前铺盖段。两岸进水闸内进沙量很小,见表 2。河道发生 10 年一遇洪水为 $354 \text{ m}^3/\text{s}$ 时,闸前泥沙淤积情况与 5 年一遇洪水情况不同。由于原主河槽主流被导向沿右岸突凹段,左岸闸前流速明显减小,使得大量粗颗粒泥沙在泄洪中孔左侧泄洪冲沙闸前淤积,而左岸边滩部分水流也挟带部分粗沙和细沙流向泄洪中孔左侧泄洪冲沙闸前。此时,壅水运行的闸门运行方式决定了泥沙不能及时排至下游,随着洪水历时的推移,闸前淤积的泥沙厚度和淤积范围逐渐扩大,左岸冲沙槽内已淤积泥沙(见图 4),少量泥沙随水流进入左岸进水闸。泄洪中孔右侧闸前仅有少量粗颗粒泥沙停留,右岸冲沙槽内基本无淤沙。进入右岸引水闸的泥沙量小于左岸,见表 2。

3.3 河道发生设计洪水和校核洪水 ($Q = 517 \text{ m}^3/\text{s}$ 和 $694 \text{ m}^3/\text{s}$)

河道发生设计洪水 $517 \text{ m}^3/\text{s}$ 时,河道全断面过流,主河槽水面宽度增大,水深增加,流速增大,受河势影响及小洪水时整治段内泥沙淤积带的影响,上游整治段内形成了明显的“弯道水流”,右岸为凹岸,左岸为凸岸,使右岸陡崖处(距闸室 100 m)形成较大淘深,泄洪闸中孔左侧闸前淤积厚度和范围增加。受河势和落淤至中轴线沿线的泥沙淤积带及 2、3 号桥墩对水流的调节作用,左岸主流顺 2、3 号桥墩之间流道顺流而下,2 号桥墩下游和 4 号桥墩左侧产生较大范围的冲刷槽。泥沙主要淤积在中孔及左岸闸前。河道发生校核洪水 $694 \text{ m}^3/\text{s}$ 时,上游河道泥沙发生漫滩淤积,河道主河槽呈现“S”型上弯段,上游整治段右岸陡崖处(距闸墩墩头 100 m)被淘刷。而陡崖向下游至闸前段,水流受陡崖和桥墩的调流作用,右岸为凹岸,左岸为凸岸,主流淘刷后偏向左岸,右岸铺盖前形成冲刷槽。泥沙主要淤积在左岸 3 孔泄洪冲沙闸前,以泄洪中孔为界,右岸冲沙闸前基本无泥沙淤积(见图 5)。3、4 号桥墩(从左向右)的前、后、左、右形成了围绕桥墩的冲刷槽。校核洪水时整治段上下游冲淤情况见图 6。

3.4 洪水退去过程

试验对洪水退去过程的泥沙输移和枢纽上、下游

期冲沙,以防止泥沙在整治段及闸前淤积时间过长,形成难以冲刷的淤积固体,影响泄洪和冲沙效率。同时,避免泥沙不断向闸前淤积,淤积体在闸门前长期固结,严重时影响泄洪冲沙闸门开启。泥沙淤积

末端从闸前不断向上游发展将导致河床抬高,影响泄洪。因此,建议管理单位参考表 3 的闸门运行方式进行定期冲沙。

表 3 各典型流量下的闸门运行方式

河道来流量/($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	左岸进水闸		泄洪冲沙闸							右岸进水闸	备注
	1	2	1	2	3	4	5	6	7		
21	≠	√	×	×	×	×	×	×	×	√	保证引水
	≠	√	√	×	×	×	×	×	√	√	间歇冲沙
71	≠	√	≠	×	×	×	×	×	≠	√	保证引水
	≠	√	√	×	×	×	×	×	√	√	间歇冲沙
122	≠	√	≠	×	×	×	×	×	≠	√	保证引水
	≠	√	√	×	×	×	×	×	√	√	间歇冲沙
253	≠	√	≠	×	×	×	×	×	≠	√	保证引水
	×	×	√	√	√	√	√	√	√	×	间歇冲沙
354	≠	√	√	≠	√	≠	≠	≠	√	√	保证引水
	×	×	√	√	√	√	√	√	√	×	间歇冲沙
517	≠	√	√	≠	√	≠	≠	≠	√	√	保证引水
	×	×	√	√	√	√	√	√	√	×	连续冲沙
694	√	√	√	√	√	√	√	√	√	√	不保证引水
	×	×	√	√	√	√	√	√	√	×	连续冲沙

注:√表示闸门全开,≠表示闸门局部开启,×表示闸门全关。

4 下游冲刷

随着河道来流量由小增大,防冲槽下游距护坦末端 26.4 m 断面处形成冲坑,冲坑深度随来流量的增大而增大。校核洪水时,右岸冲坑坑底高程为 1 299.6 m,冲坑深度为 5.0 m,左岸冲坑坑底高程为 1 300.4 m,冲坑深度为 4.2 m;设计洪水时,右岸冲坑坑底高程为 1 299.92 m,冲坑深度为 4.68 m,左岸冲坑坑底高程为 1 302.64 m,冲坑深度为 1.96 m,其冲坑深度及其位置见表 4,冲坑地形见图 2。随校核洪水退去,上游河道来水量的减小,水流挟沙力变

弱,设计和校核洪水时形成的枢纽上下游河道的淤积和冲刷范围变化不大,但是淤积厚度逐渐增大,冲刷深度逐渐减小。下游防冲槽后的右岸冲刷坑最大深度由校核洪水时的 5.0 m,逐渐减小至 4.12 m ($354 \text{ m}^3/\text{s}$)、3.86 m ($122 \text{ m}^3/\text{s}$)和 3.44 m ($71 \text{ m}^3/\text{s}$);左岸冲刷坑最大深度由校核洪水时的 4.2 m,逐渐减小至 3.56 m ($354 \text{ m}^3/\text{s}$),2.98 m ($122 \text{ m}^3/\text{s}$)和 3.16 m ($71 \text{ m}^3/\text{s}$);桥墩处形成的冲坑也逐渐被淤积减小。试验结果表明原设计方案的防冲槽布置合理,可以满足抗冲要求。

表 4 设计洪水和校核洪水时下游冲坑特性表

流量 /($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	最深冲坑位置及高程/m			左岸最大淘深位置及高程/m		右岸最大淘深位置及高程/m		模型冲刷 时间/h
	距右岸	距护坦末端	高程	距护坦末端	高程	距护坦末端	高程	
517	0	26.4	1299.92	22	1302.64	26.4	1299.92	3
694	0	29.2	1299.60	28	1300.40	29.2	1299.60	2

5 结 语

通过对毛阿提渠首工程进行系列的动床模型试验,量测了各典型流量下枢纽上、下游河床、整治段

冲淤演变情况,冲淤变化历时、冲淤范围和冲刷深度,试验结果表明,毛阿提引水枢纽总体布置基本合理,消能防冲效果良好,冲坑深度小于防冲槽厚度,因此防冲槽布置合理,可以满足抗冲要求。在实际

工程运行中,为有效防止推移质泥沙和悬移质中较粗部分泥沙进入引水渠道,建议管理部门进行定期冲沙。同时避免泥沙不断向闸前淤积,淤积体在闸门前长期固结,严重时影响泄洪冲沙闸门开启,注意防范泥沙淤积末端从闸前不断向上游发展导致河床抬高,影响泄洪的情况。

参考文献:

- [1] 张红武.河工动床模型相似规律研究进展[J].水科学进展,2001,12(2):256-263.
- [2] 李保如.我国河流泥沙物理模型的设计方法[J].水动力学研究与进展,1991,(S1):58-68.
- [3] 乐培九.悬沙模型的水流输沙相似条件[J].水道港口,2002,(1):1-6.
- [4] 赵经华,侍克斌,夏新利.新疆克孜尔水库组合排沙动床模型试验研究[J].人民黄河,2013,35(6):53-55.
- [5] 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.

- [6] 李昌华,金德春.河工模型试验[M].北京:人民交通出版社,1981.
- [7] 惠遇甲,王桂仙.河工模型试验[M].北京:中国水利水电出版社,1999.
- [8] 张仙娥,张羽,张红武.河道整治工程动床模型试验研究[J].中国农村水利水电,2007,(3):118-120.
- [9] 李远发,陈俊杰,朱超,等.河工模型试验模拟技术探讨[J].人民黄河,2005,27(12):18-19,25.
- [10] 中华人民共和国水利部.SL155-95水工(常规)模型试验规程[S].北京:中国水利水电出版社,1995.
- [11] 柯春光,刘锋,邱秀云,等.金沟河引水枢纽分水排沙试验研究[J].人民黄河,2012,34(8):46-47.
- [12] 张瑞瑾.河流泥沙动力学[M].北京:中国水利水电出版社,2002.
- [13] 谢鉴衡,丁君松,王运辉.河床演变及整治[M].武汉:武汉水利电力学院,1990.
- [14] 吴持恭.水力学[M].北京:高等教育出版社,1983.

(上接第 178 页)

4 结 语

(1) 从试验数据可以看出,软黏土蠕变的非线性比较明显,如果仅用简单的线性叠加处理数据,则会导致其与实际情况有较大偏差,而本文利用“陈氏加载法”处理得到的数据精度较高,同时该法利用分级加载试验间接得到分别加载数据,简化了试验;

(2) 采用新的方法划分主次固结并确定蠕变起始点,通过试验及理论分析,认为应变时间关系拐点即为蠕变起始点,进而为建立模型提供满足严格蠕变要求的参数。试验对比结果表明该方法是合理可靠的,这对于提高模型计算精度,确定工后沉降有重要的现实意义;

(3) 有别于其他软黏土蠕变特性的研究,本文将主次固结的划分与推求蠕变模型参数紧密结合,利用更为合理的方法确定蠕变起始点,以此建立更符合实际情况的蠕变模型,通过分析对比表明,不同围压、不同应力水平下本文模型都表现出较高的吻合度,蠕变模型精度显著提高。

参考文献:

- [1] 殷宗泽.土工原理[M].北京:中国水利水电出版社,2007.
- [2] Singh A, Mitchell J K. General stress-strain-time function for clay[J]. Journal of the Clay Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1968,94(SM1): 21-46.
- [3] Mesri G, Rebres C E, Shields D R, et al. Shear stress-

strain-time behaviour of clays[J]. Geotechnique, 1981, 31(4):537-552.

- [4] 卢萍珍,曾静,盛谦.软黏土蠕变试验及其经验模型研究[J].岩土力学,2008,29(4):1041-1044,1052.
- [5] 于新豹,刘松玉,缪林昌.连云港软土蠕变特性及其工程应用[J].岩土力学,2003,24(6):1001-1006.
- [6] 王盛源.饱和粘性土主固结与次固结变形分析[J].岩土工程学报,1992,14(5):70-75.
- [7] 刘世明,曾国熙.软粘土的次固结变形特性[J].浙江大学学报(自然科学版),1990,24(6):840-848.
- [8] Bejerrum L. Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to the settlement of buildings[J]. Geotechnique, 1967,17(2):83-119.
- [9] 贾亚芳.滨海软土非线性蠕变特性试验研究[D].天津:天津大学,2011.
- [10] 房后国.深圳湾结构性淤泥土固结机理及模型研究[D].长春:吉林大学,2005.
- [11] 于新豹,刘松玉,缪林昌.软土次固结特性试验研究[J].岩土工程技术,2003,1(5):34-38.
- [12] 陈晓平,朱鸿鹄,张芳枝,等.软土变形时效特性的试验研究[J].岩石力学与工程学报,2005,24(12):2142-2148.
- [13] 李兴照,黄茂松,王录民.流变性软黏土的弹黏塑性界面本构模型[J].岩石力学与工程学报,2007,26(7):1393-1401.
- [14] 曾静,卢萍珍,陈守义,等.竹城公路路基软黏土蠕变试验研究[C]//中国土木工程学会第十届土力学及岩土工程学术会议论文集,重庆:重庆大学出版社,2007:664-671.