

哈尔滨第一热电厂取水口模型试验研究

张 鹤¹,郭维东¹,王 智²,赵 青²

(1. 沈阳农业大学水利学院,辽宁 沈阳 110161;2. 中水东北勘测设计研究有限责任公司科学研究院,吉林 长春 130061)

摘要 通过河工模型试验,对哈尔滨第一热电厂补给水取水口局部区域的水力、泥沙运动及地形冲淤规律进行了研究,在确保电厂取水能力的前提下预测了可能的冲刷、淤积程度,并在此基础上对取水口的原布置形式进行了优化。试验表明,所设计的优化布置形式能够最大限度地避免取水口的淤积,有利于电厂取水口的安全、可靠运行。

关键词 热电厂 取水口 泥沙冲淤 模型试验

中图分类号 :TV131.61 **文献标识码** :A **文章编号** :1006-7647(2007)01-0053-04

Model tests on water intakes of Haerbin No.1 Thermal Power Plant//ZHANG He¹, GUO Wei-dong¹, WANG Zhi², ZHAO Qing²(1. College of Water Conservancy, Shenyang Agricultural University, Shenyang 110161, China; 2. Scientific Research Institute, China Water Northeastern Investigation, Design and Research Co., Ltd., Changchun 130061, China)

Abstract :Based on river model tests, a study was performed of the local waterpower, sediment transport, and regularity of sediment erosion and siltation at water intakes for water recharge to the thermal power plant. The degree of erosion and siltation that might occur was predicted on the premise to ensure the capacity of water-intaking of the thermal power plant, and the original layout of water intakes was optimized. Tests show that the optimized layout of water intakes can reduce the erosion and siltation to the greatest extent and ensure the safe and reliable operation of water intakes.

Key words :thermal power plant; water intake; sediment erosion and siltation; model test

哈尔滨第一热电厂采取二次循环冷却方式,以松花江水作为冷却水的补给水源。拟建的电厂取水口工程位于哈尔滨市西部松花江干流群力江段道里码头(旧称双口面)处,下游 14 km 处是国家Ⅰ类水文站——哈尔滨水文站。据哈尔滨水文站实测资料统计,该河段多年平均径流量为 403 亿 m³,多年平均悬移质输沙量为 678 万 t,多年平均推移质输沙量为 54 万 t。松花江哈尔滨段航道是国家Ⅲ级航道,航道规划深度为 1.7 m,宽度为 70 m。取水口原布置形式(又称方案一)的上、下游导墙高程为 116.00 m,进水口底板高程为 111.75 m(见图 1),取水能力按 0.86 m³/s 设计,按 0.38 m³/s 校核。为了确保电厂取水口能够安全、稳定地运行,而且不会对航道的通航产生影响,本文通过河工模型试验,对电厂取水口局部区域的水力、泥沙运动及地形冲淤规律进行了详细研究^[1-5],并在此基础上对电厂取水口的原布置形式进行了优化,优化后的布置形式在确保电厂取水能力的前提下,可最大限度地减轻取水口的进沙量,从而避免取水口的淤积,为电厂取水口工程的设计提供了可靠的依据。

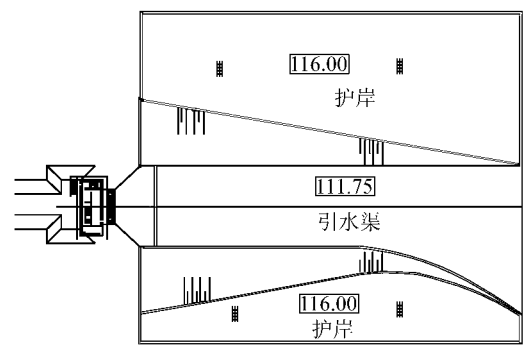


图 1 方案一取水口平面布置(单位:m)

1 模型设计与制作

1.1 模型比尺

本河段参与造床作用的主要为推移质泥沙,结合过去哈尔滨第三发电厂取水口引水防沙模型试验的经验,模型选择为几何比尺 1:100 的正态模型,即 $\alpha_l = 100$ 。模型边界纵向包括取水口上、下游各 4.5 km,横向包括整个河道及两岸边高岗地,整个模型的长度为 90 m,宽度为 20~50 m,模型平面布置如图 2 所示,采用阳离子交换树脂作为试验用的模型沙。为尽可

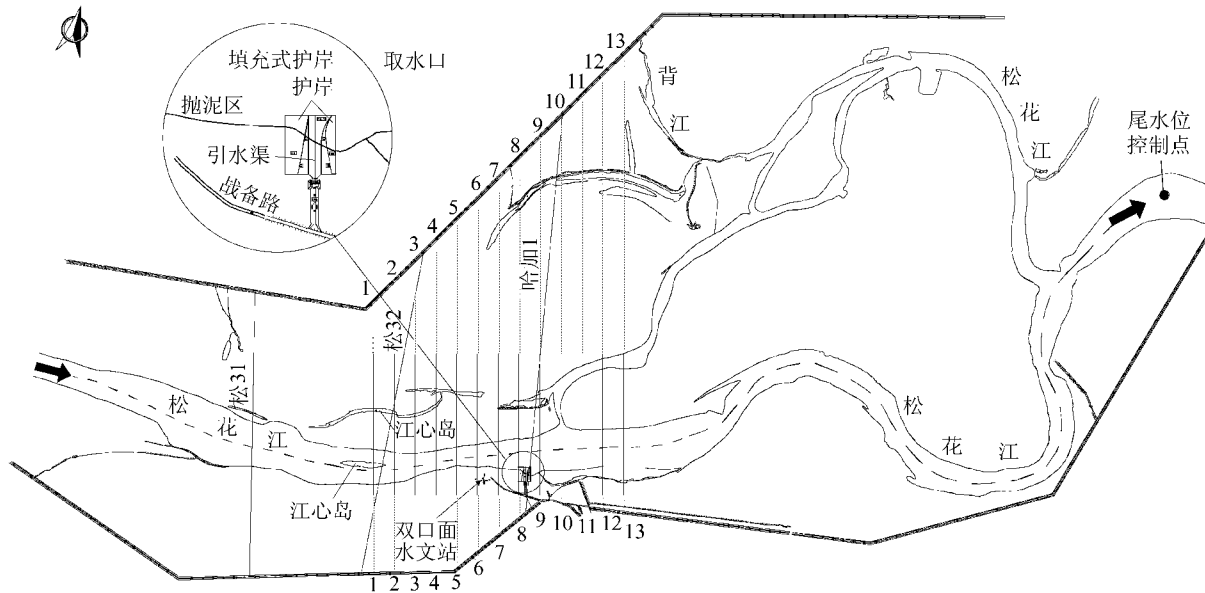


图2 模型平面布置示意图

能保证模型与天然河道相似,模型按照相似率的理论进行设计,并通过水位和冲淤等率定试验对有关比尺进行了适当的调整,确保了主要物理量相似,使试验结果能够满足研究内容的要求。

1.1.1 水流运动相似

天然河道的水流一般均处于紊流状态,保证水流相似的条件为重力相似和阻力相似,则流速比尺 $\alpha_v = \alpha_l^{1/2} = 10$,糙率比尺 $\alpha_n = \alpha_l^{1/6} = 2.15$ 。依据实测资料,天然河道主槽的糙率系数在 0.02 ~ 0.03 之间,则要求模型的糙率系数必须在 0.01 ~ 0.014 之间,根据水槽预备试验,塑料沙糙率为 0.012 6,基本上满足主槽的糙率要求,原型滩地糙率系数在 0.04 ~ 0.05 之间,则要求模型滩地的糙率系数必须在 0.019 ~ 0.023 之间,通过用 1 cm 的小石子按照梅花形对滩地进行加糙后,模型滩地糙率系数满足了糙率要求。模型的综合糙率基本满足了设计的要求,这一点在试验中得到了充分的验证。

1.1.2 推移质运动相似

本模型主要研究的内容是河道中取水口的引水防沙问题,由于对本工程影响较大的是推移质泥沙,所以模型沙的选择主要取决于起动相似。原河道取水口河段泥沙推移质的中值粒径 $d_{50} = 0.35$ mm,通过计算得到了粒径比尺 $\alpha_d = 0.7$ 。根据河道泥沙颗粒级配情况和试验河段特性,选用经过加工后的阳离子交换树脂作为试验用的模型沙(相对体积密度为 1.05,淤积干密度为 650 kg/m^3 ,试验模型沙级配见图 3, $d_{50} = 0.50$ mm)。要想保证模型河道冲淤与原型相似,首先必须要满足水流挟沙能力相似。本试验采用哈尔滨第三发电厂取水口河工模型试验成果中的推移质输沙率比尺与河床冲淤变形时间比尺

作为初步计算值,输沙率比尺经过多次验证试验调整后,模型最终采用 $\alpha_G = 80$,冲淤时间比尺 $\alpha_{t1} =$

$$\frac{\alpha_l \alpha_h \alpha_{\gamma_0}}{\alpha_G} = \frac{100 \times 100 \times 1.95}{80} \approx 250。$$

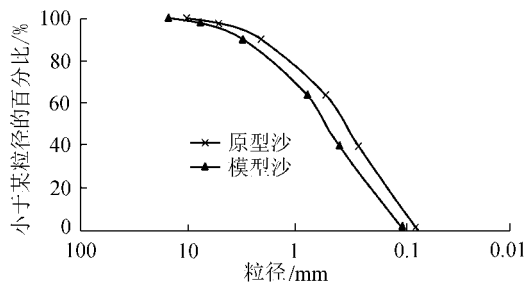


图3 泥沙颗粒级配

为了校核起动流速相似,在宽 60 cm 水槽中做了模型沙的起动流速试验,从表 1 的对照结果可见,起动比尺 $\alpha_{vc} = v_{cp}/v_{cm}$ 接近于流速比尺 10,起动流速相似基本得到满足,模型沙基本符合试验要求。

表1 起动流速校核

天然沙		模型沙		起动比尺 α_{vc}
H_p/m	$v_{cp}/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	H_m/cm	$v_{cm}/(\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$	
4	0.38	4	4.1	9.27
6	0.40	6	4.5	8.89
8	0.41	8	4.7	8.72
10	0.42	10	4.9	8.57
12	0.42	12	5.1	8.24
14	0.43	14	5.2	8.27

1.2 模型制作

物理模型地形按照 2003 年 1:5 000 地形图采用断面法用水泥沙浆抹制,建筑物用有机玻璃制作。在模型进口处用量水堰来控制流量,下游采用水位测针来控制尾水位,水位和冲淤地形测量采用 AW 远传跟踪水位仪,流速测量采用 CSY-2 直读式流速

仪、XLS-8 流速仪和高精度摄像机,流向测量采用 XLS-8 流速仪。在进口处按照验证试验所确定的模型推移质输沙率对加沙量进行控制。

1.3 验证试验

选取 1998 年的洪痕和设计资料提供的双口面水文站附近的水位流量关系和取水河段的分流比作为定床试验的验证资料。由表 2 可见试验中施放 1998 年的洪峰流量所得到的模型水位与原型洪痕吻合较好,最大误差在 0.18 m 以内。表 3 给出了典型小流量的试验与天然实测水位值,通过比较两者没有太大的差值。表 4 给出施放造床流量以下流量分流比 $\eta(\eta = Q_{支汊}/Q_{主流})$ 验证试验的结果,模型分流比与原型基本一致。通过上述验证试验可见,模型的洪痕、水位以及分流比与原型均吻合较好,说明模型满足了阻力相似的要求。

表 2 1998 年洪痕验证

断面号	洪痕点高程/m	模型水位/m
松 31	122.20	122.25
战备路下	122.03	122.21
松 32	122.26	122.19
哈加 1	121.93	121.95

表 3 各级流量水面线验证

流量/ ($m^3 \cdot s^{-1}$)	双口面水文 站上 430 m		双口面水文站		双口面水文 站下 690 m	
	设计值/ m	试验值/ m	设计值/ m	试验值/ m	设计值/ m	试验值/ m
500	113.43	113.45	113.40	113.42	113.37	113.37
1000	114.50	114.51	114.47	114.47	114.43	114.43
3000	117.28	117.31	117.24	117.24	117.18	117.18

表 4 分流比验证

取水河段流量/ ($m^3 \cdot s^{-1}$)	原型分流比 η_p	模型分流比 η_m
500	0.03	0.03
1000	0.10	0.10
3000	0.43	0.39

能否较好地模拟原型的冲淤变化,对于本试验来说是至关重要的。文中选择 2003 年和 2005 年的实测地形分别作为验证试验的初始地形和验证地形,以 2003 ~ 2004 年实测的水沙资料作为验证试验的水沙条件。试验结果显示,试验地形与 2005 年实测地形基本一致,说明模型选择的推移质输沙率比尺与河床冲淤变形时间比尺是适宜的,能够反映原河道冲淤变化的特点,满足河床冲淤相似的要求。

1.4 边界条件

松花江哈尔滨河段 1987 年洪水过程的特点是洪峰流量与造床流量相当,洪峰持续时间较长,对河床的造床作用大,1988 年洪水洪峰流量相当于试验河段 5 年一遇洪水。模型将 1987 年和 1988 年洪水

过程进行梯级概化,确定典型流量为 $500 m^3/s$, $1000 m^3/s$, $3390 m^3/s$ (平滩流量)和 $6990 m^3/s$ (5 年一遇洪水),组合后作为试验的上游边界条件,共施放 10 个水文年的洪水过程来观测河道的冲淤变化。

哈尔滨第一热电厂取水口下游 82 km 处正在修建大顶子山航电枢纽工程,该工程建成蓄水后,回水长度为 166 km,电厂取水口河段将会长期处于该工程的回水区内。下游水位的壅高,将导致上游水深增加,流速降低,减弱了水流挟沙能力,增加了泥沙落淤的可能性。取水口 2008 年建成,下游大顶子山航电枢纽在 2007 ~ 2010 年之间的蓄水位为 115 m,在 2010 年以后的蓄水位为 116 m,试验考虑到大顶子山航电枢纽不能按时蓄水的不利状况,模型尾水在 2008 ~ 2010 年之间将不考虑大顶子山航电枢纽影响,按 2010 ~ 2012 年大顶子山航电枢纽蓄水位为 115 m,2012 年以后大顶子山航电枢纽蓄水位为 116 m 的顺序进行控制作为下游的边界条件。

2 动床试验结果分析

2.1 方案一试验结果分析

在试验过程中施放各级典型流量,试验测得运行 10 年后取水口内泥沙淤积分布地形如图 4 所示。取水口内泥沙淤积形态为上游侧泥沙淤积高程较高,最高为 115.83 m,主要是推移质泥沙随翻越导墙的水流进入取水口淤积而成;下游侧口门处高程较高,为 114.23 m,乃悬移质泥沙受回流影响淤积而成,取水口内沿轴线方向泥沙淤积高程较低,形成一条可使水流进入取水口的浅槽,浅槽河底高程在口门处为 113.50 m 左右,比取水口底板高程高 1.75 m,不满足取水保证率为 97% 时所设计底板高程为 111.75 m 的要求。取水口运行 10 年后泥沙淤积总量为 $6480 m^3$ 。

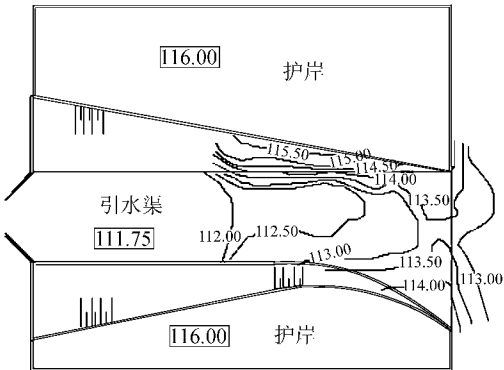


图 4 方案一取水口内泥沙淤积地形(单位:m)

试验可观测到取水口内泥沙淤积较多,其来源主要有两个:一是受回流的影响,导致悬移质泥沙在取水口处淤积;二是在平滩流量下,推移质泥沙随翻

越导墙的水流进入取水口。为了保证取水口能够安全、稳定地运行,并降低取水口的泥沙淤积程度,减少汛后泥沙的清淤量,需要对方案一进行优化。优化的基本思路是主要针对泥沙淤积的来源,一是在取水口的上游侧修建一道长度为 55 m 的填充式导沙墙,增加导沙防淤效果;二是抬高取水口上游侧导墙,以降低水流淹没上游侧导墙的频率,达到减少取水口内泥沙淤积的目的。优化后导墙高程为 117.00 m,方案二(优化布置)平面布置如图 5 所示。

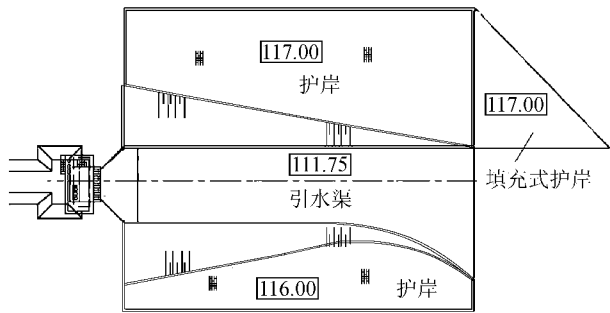


图 5 方案二取水口平面布置(单位:m)

2.2 优化布置试验结果分析

2.2.1 水流流速流态的变化

试验分别测得现状河道、大顶子山航电枢纽蓄水位 115 m 和 116 m 共 3 种状况下水流的流速流态。图 6 为平滩流量时方案二的流场矢量图,从图中可以看出河道流量集中于中部下泄,由于受大顶子山航电枢纽蓄水位增加的影响,导致了河道水位壅高,流速降低,从而降低了取水口水流的含沙量,对现河道取水口有利。方案二将取水口上游侧导墙抬高至 117.00 m 高程后,无水流翻越导墙进入取水口,口内基本为静水。取水口前水流流向顺直,流速为 0.49 m/s,取水口下游侧导墙后为弱回流区,回流区上边界止于下游侧导墙,回流流速为 0.40 m/s。

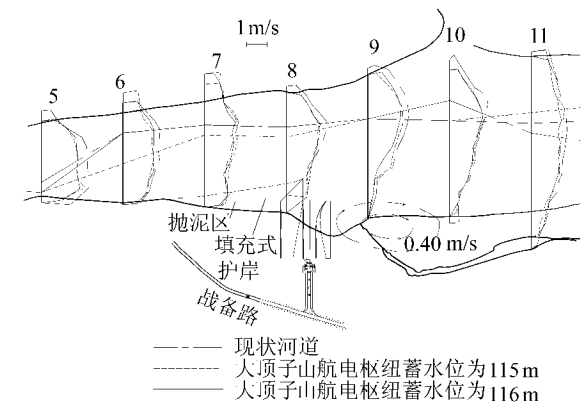


图 6 方案二流场矢量

2.2.2 冲淤变化

试验中施放 1987 年洪峰过程,可观测到方案二受到填充式导沙墙的导沙作用,在取水口前没有出

现推移质泥沙的淤积,而在导沙墙头部却由河床绕流的冲刷而形成了 1 个冲坑,冲坑最深点高程 110.43 m。由于上游侧导沙墙顶部的过流较少,取水口内推移质泥沙淤积很少,但取水口前仍存在弱回流,造成了口内的回流淤积。由图 7 可见取水口内泥沙淤积高程大都在 112.00 m 左右,仅在上游侧导墙处泥沙淤积稍多,淤积高程最高为 115.03 m,由泥沙淤积地形计算得到取水口运行 10 年汛后泥沙淤积量为 1 500 m³。

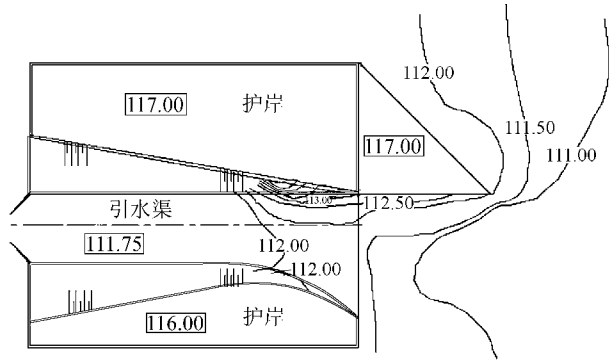


图 7 方案二取水口内泥沙淤积地形(单位:m)

综合看来,方案二将上游侧导墙抬高至 117.00 m 高程后,取水口内泥沙淤积有了大幅度的减少,并且试验中通过对导墙高度的比较,认为从防沙的效果来看,已经没有再继续增加导墙高程的必要了。

2.2.3 水面线的变化

方案二的防沙效果是非常明显的,为了验证其修建后在汛期是否会对防洪产生影响,试验中对方案二在各级流量下的水面线进行测量。研究发现修建取水口后,在中小流量下水面线略有壅高,在平滩流量下,7 号断面水位较天然河道最大壅高为 0.08 m,当遭遇 5 年一遇洪水时,水面线最大壅高仅为 0.05 m (图 8)。取水口位于右岸战备路下游仅 350 m,其导沙墙顶高程为 117.00 m,低于战备路的 120.00 m 高程,并且该处岸滩高程大都在 115.00 m 左右,取水

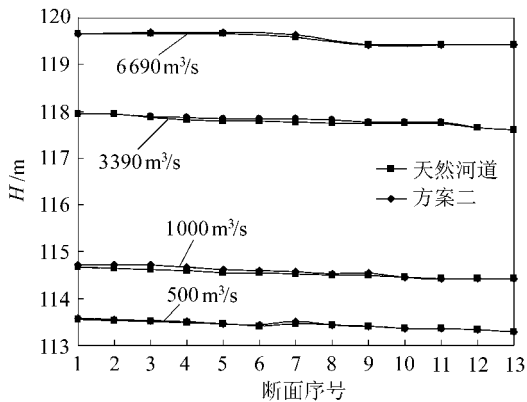


图 8 方案二各级流量水面线验证

(下转第 59 页)

混凝土表面粗糙度能提高新老混凝土黏结性能。

试验结果表明,界面剂类型对新老混凝土黏结性能影响较大。合适、高效的界面剂能有效地提高新老混凝土黏结性能。本试验采用自行研制的新型改性环氧水泥浆作界面剂,提高新老混凝土黏结性能明显,对比常规水泥净浆及水泥砂浆界面剂,黏结劈拉强度增幅最大达 20%。该新型界面剂能有效提高黏结劈拉强度的主要原因在于:一方面,环氧固化产物与水泥水化产物相互交融,形成互穿网络,从而提高了界面剂本身的强度;另一方面,该界面剂所用乳液由普通环氧树脂改性而成,经改性,使具有憎水性能的普通环氧树脂转变成成为亲水性的乳液,使得环氧树脂不仅能在干燥环境固化,也能在潮湿环境固化,从而该界面剂一方面能跟干燥的老混凝土结合良好,另一方面又能与潮湿的新浇混凝土黏结良好,进而提高新老混凝土黏结劈拉强度,这从试验破坏形态可以得到证实。

4 结 语

采用新型工艺合成、配制的改性环氧水泥浆具

有良好的施工性能,改变了普通环氧砂浆黏度高、施工操作困难且不宜在潮湿或水下环境使用的不利性能。通过试验确定了该新型改性环氧水泥浆的最佳配比,其用作界面剂能有效提高新老混凝土黏结性能,经济效益明显,适于在混凝土结构补强加固实际工程中大面积推广使用。

参考文献:

[1] 宋中南.我国混凝土结构加固修复业技术现状与发展对策[J].混凝土,2002(10):10-17.
[2] 赵志方,赵国藩,刘健,等.新老混凝土黏结的抗拉强度试验研究[J].建筑结构学报,2001,22(2):51-56.
[3] 赵国藩,赵志方,袁群,等.新老混凝土黏结机理和测试方法研究:国家基础性研究重大项目(攀登计划B)之5.2(1)课题1997年年度总结报告[R].大连:大连理工大学,1997.
[4] 魏涛,蒋硕忠,蔡胜华.水乳环氧水泥砂浆的研究[J].水利水电快报,1998,19(13):11-14.
[5] 曹恒祥,殷保合.新型环氧砂浆在小浪底工程的论证和应用[J].水利水电技术,2001,32(5):31-34.

(收稿日期:2006-03-01 编辑:熊水斌)

(上接第 56 页)

口所占 112.00 m 高程以下河道行洪宽度仅 60 m 左右,所以取水口所占河道行洪面积较小,不会对防洪产生不利影响。试验测得通航期该河段水深大于 1.7 m 的宽度远大于 70 m,因此填充式导沙墙不会对通航产生不利影响。

3 结 论

a. 方案一的取水口运行 10 年后淤沙挡水底高程为 113.50 m,泥沙淤积量为 6 480 m³。方案二在方案一的基础上在上游侧增加了填充式导沙墙,并将上游侧导墙抬高至 117.00 m 高程,试验可观测到河道内泥沙推移很快,泥沙受填充式导墙的影响,被导向河道左侧,取水口前基本无推移质淤积,取水口内回流淤积较少,取水口运行 10 年汛后淤沙挡水底高程大都在 112.00 m 左右,淤积高程最大为 115.03 m,泥沙淤积总量为 1 500 m³。

b. 方案二电厂取水口工程修建后,5 年一遇洪水以下的流量水位较现状河道有所壅高。在平滩流量下,7 号断面水位较天然河道壅高最大为 0.08 m,当遭遇 5 年一遇洪水时,水面线壅高最大仅为 0.05 m,说明在河道内修建取水口不会对防洪产生不利影响。通航期该河段水深大于 1.7 m 的宽度远大于 70 m,因

此填充式导沙墙不会对通航产生不利影响。

综上所述,通过对哈尔滨第一热电厂取水口的各项模型试验研究表明,优化后的布置形式在确保电厂取水能力的前提下,有效地降低了取水口的泥沙淤积程度,减少了汛后泥沙的清淤量。同时在汛期该布置形式的取水口对防洪和通航也不会产生不利影响。因此,从经济、安全性来讲,方案二更具有可行性。本试验的研究为哈尔滨第一热电厂取水工程的优化设计提供了依据,同时也为推移质泥沙起主要作用的河流取水口工程设计提供了参考。

参考文献:

[1] 郭维东,戴玉新,张杰华,等.河道整治[M].沈阳:东北大学出版社,2003.
[2] 钱宁,张仁,周全得.河床演变[M].北京:科学出版社,1987.
[3] 马振海,武维新.四零四厂取水枢纽防沙设计及试验验证[J].泥沙研究,2005(3):72-75.
[4] 王锡东,吴庆波,王锡杰.浅谈取水口水流运动状态及选择[J].黑龙江水利科技,2001(3):131-133.
[5] 丘谊平,朱爱林.取水口流态及防沙措施研究[J].广东水利水电,1996(6):36-38.

(收稿日期:2006-03-31 编辑:熊水斌)