

摘 要

北溪引水工程是担负着厦门、漳州两地供水的十分重要的大型水源工程，同时兼有防洪、灌溉、航运和改善水质环境功能，社会效益和经济效益显著。水闸工程的控制运用必须遵循工程安全和最大限度满足用水需求原则，其运行的优劣直接影响城市供水的保证程度。本文结合北溪引水工程的实际情况，通过理论分析与水文测验验证相结合的方法，旨在探索不同的上下游水位组合条件下，分析闸孔的安全泄流规律，进而制订闸门的优化调度方案并进行系统集成，来指导闸门的运行。论文的主要内容和研究成果如下：

(1) 感潮河段水位流量关系错综复杂，利用先进的测流仪器 ADCP 快捷、准确的测出闸门下泄流量。在各种不同的工况下研究闸门的出流方式，流量系数的变化规律，率定闸门泄流工作曲线。

(2) 受上游洪水和下游潮汐的影响，闸门下游的潮水位产生扭曲变形。研究受潮水位顶托影响下，厦门站、石码站和闸下水位站的相关关系，解决闸下水位站的预报问题，提出了潮洪分离法和相应水位法两种预报方法。

(3) 根据预报的流量过程和下游潮水位的变化过程，控制库水位的变化范围，依据闸门安全运行规程，研究闸门的优化调度方法，给出合理最优的闸门启闭过程。

(4) 采用面向对象技术，开发了功能齐全、界面友好、操作灵活的闸门优化调度系统。该系统同时考虑了可用性、可靠性，以便于软件系统的维护、再开发。

关键词：ADCP；感潮河段；潮水位预报；闸门调度

Abstract

The Beixi water diversion project is important and huge ,which is used mainly to supply Xiamen and Zhangzhou with water, and besides, to flood control, irrigation, shipping and improving water quality, at the same time the social and economic benefits of which is prominent. The control and use of sluice gate must comply with the principle of security and meet user's requirement to the utmost capacity. And the Operation state of it will make direct influence on the water supply of the cities. In this paper, combined with the practical situation of the Beixi water diversion project, through the method of theoretical analysis and hydrological tests verify, the sluice gate's security discharge law is analyzed in the instance of different water levels, and forming the Optimal operating scheme of sluice gate and carry through the system integration to guide the operation of sluice gate. The main content and research results of this paper are as follows:

(1) Detecting sulice gate's discharge fastly and accurately by the use of advanced flux measurement equipment-ADCP, owing to the stage-discharge relationship's complication. In the instance of the various work conditions, studying on the ways to flow and variety rules of flow coefficient, making certain the work curve of sluice gate discharge.

(2) The work curve of water level on sluice gate' downstream comeing into being distorted, which is affected by the upsrtream flood and the downstream tide. The relationships of Xiamen station and Shima station and the water level on sluice gate' downstream are studied because of the tide effect .Meanwhile the problem of downstream tidal level forecast is solved. Bringing forward the two forecast methods ——the tide-flood separation and the corresponding water level.

(3) According to the forecasting flow and downstream tides change process, controlling the variation range of the water level changes in reservoir.The method of gate's Optimal operation is given by the security and operation instructions. And giving the optimal hoist-close process of gate.

(4) By adopting the OOP technology, a multi-functional, interface friendly and operating flexibly gate dispatch system has been developped. For considering the usebility

and dependability synchronously, The system is convenient for maintaining software redevelopment.

Keywords: ADCP, Tidal Reach, Tidal Level Forecast, Sluice Gate Operation

学位论文独创性声明:

本人所呈交的学位论文是我个人在导师指导下进行的研究工作及取得的研究成果。尽我所知,除了文中特别加以标注和致谢的地方外,论文中不包含其他人已经发表或撰写过的研究成果。与我一同工作的同事对本研究所做的任何贡献均已在论文中作了明确的说明并表示了谢意。如不实,本人负全部责任。

论文作者(签名): 丁海涛 2008 年 5 月 日

学位论文使用授权说明

河海大学、中国科学技术信息研究所、国家图书馆、中国学术期刊(光盘版)电子杂志社有权保留本人所送交学位论文的复印件或电子文档,可以采用影印、缩印或其他复制手段保存论文。本人电子文档的内容和纸质论文的内容相一致。除在保密期内的保密论文外,允许论文被查阅和借阅。论文全部或部分内容的公布(包括刊登)授权河海大学研究生院办理。

论文作者(签名): 丁海涛 2008 年 5 月 日

第一章 绪 论

1.1 研究背景及意义

地处感潮河段的水闸工程，往往由于库容小、来水量较大，所以一般都是多孔闸。随着我国改革开放和社会经济的发展，许多水闸工程由原来单一的供水模式，转变为向城乡供水、灌溉、防洪、航运的多目标综合利用，而且供水标准也越来越高。另一方面，由于水闸工程本身库容特性和潮水作用等特点，沿用以往的人工调度操作方式已远远不能满足日益增长的供水要求。实现调度自动化，不但从根本上摆脱繁重的手工操作，而且可大大减少操作失误，实现规范化和科学管理，减少水资源浪费，使工程的综合效益得到充分发挥。所以，改进调度技术方法已势在必行^[1]。

九龙江是福建省第二大河流，被称为闽南人民的“母亲河”。九龙江北溪引水工程位于福建省南部花果之乡漳州市境内是目前八闽最大的引水工程，以向中国五大经济特区之一的厦门市供水为主，也为漳州市部份县区的工农业生产提供可靠的水源保障。同时兼有防洪、航运和改善水质环境功能，社会效益和经济效益显著^[2-5]。水闸工程的控制运用必须遵循工程安全和最大限度满足用水需求原则。地处感潮河段的水闸，由于闸下潮水涨落变化直接影响闸孔出流的流速和流态，特别是多孔闸，水文测验比较复杂。在制订水闸的控制运用方案时，基本上都采用水力学原理或经验方法确定，误差很大，对消能防冲设施安全也十分不利^[6-10]。本文采用理论分析与工程原型实验相结合方法，研究不同上下游水位组合条件下闸孔的安全泄流规律，指导闸门的优化调度方案编制，在国内大型感潮群闸尚属首例，具有很好的推广意义。

本文以福建省九龙江北溪引水工程挡水闸的安全调度系统的研究和开发为背景，分析其安全调度中的主要影响因素。根据预报的入库洪水和下游潮汐周期性变化的潮位，以闸上水位稳定、闸门泄流安全和闸门运行能耗为约束条件，用规划约束理论和计算机技术，建立水库优化调度模型。

在导师的指导下，确定论文名称为：感潮河段闸孔泄流安全调度实验研究

1.2 国内外研究现状

1.2.1 ADCP 应用进展

水文流量测验是水文测验中的一项主要内容, 流量测验的目的是要取得天然河流以及水利工程地区河道经调节控制后的各种径流资料, 为水利规划、防汛抗旱水利工程管理运用和国民经济建设提供可靠的依据。在河流测验中, 流速测量方法较多, 其中流速仪法是现在的常规测验方法。随着电子技术和计算机技术的飞速发展, 近年来, 我国水文系统开始引进国外先进的 ADCP 测量设备用于河流的流量测量, 并受到广泛好评。

自 20 世纪 70 年代末以来, ADCP 的观测技术达到迅速发展, 国际上出现了多种类型的 ADCP, 如 AMETEK, FURUNO 及 RDI 等^[11]。国内外的众多学者, 如 Pinkel (1980)^[12]、Joyce 等(1982, 1984)^[13, 14]、James(1983)^[15]、Cherskin 等(1989)^[16]、Wilson 等(1988)^[17]、Lu 等(1999)^[18]、Kosro 等(1986)^[19]、Kaneko 等(1990)^[20]对 ADCP 的制造、观测及资料处理、分析技术做了大量研究, 对 ADCP 测验技术的不断完善、观测精度的提高, 做出了贡献。

宋志宏等(1997)利用走航式 ADCP 对长江口流场形态和水文断面的流量测量进行了研究^[21]。分别对徐六泾断面的潮流量测量、福姜沙河段的分流比测量及宝山港池的流场测量结果进行了分析, 认为 ADCP 以先进的测验技术, 较好地解决了长江口水域的潮流量测量以及水流结构、潮流特性等问题的调查研究, 提供的数据信息量是其它类型仪器无法比拟的。

姚章民(2002)对 ADCP 在河流及河口水流测量中的应用进行了总结^[22]。其中, 自 1993 年以来, ADCP 就被用来对徐六泾断面进行有计划有规律的定期走航式测量, 测量时机为每月测三个半日潮, 并按大、中、小潮型施测。

ADCP 特别适合于流态复杂条件下的流量测验, 具有测验时间短, 减轻劳动强度且不受时间和断面位置所限制的特点, 比传统的河流流量测量方法提高效率几十倍。但由于 ADCP 的价格较昂贵, 拥有此设备的单位只是少数, 且我国现阶段仍未制定有关 ADCP 的流量测验规范, ADCP 的应用现在仅限于专项的生产任务。但可以预见, 由于 ADCP 由传统测量仪器无可比拟的优越性, 随着其技术的成熟和价格的降低, 其应用将越来越广泛。

1.2.2 感潮河段水位预报研究进展

感潮河段的潮位预报也一直是研究者们讨论的热点问题。针对感潮河段的复杂性,选择怎样的理论分析方法,怎样进行潮位预报,提高预报精度,这些都是在对感潮河段进行整治及利用中亟待解决的问题。

1990年,芮孝芳在文献“感潮河段洪水演算方法的探讨”中用 St. Venant 方程组的数值求解法建立了有支流交汇、集中入流等影响的感潮河段的洪水演算方法^[23]。刘开平在文献“长江下游感潮水流数值模拟探讨”中也用 St. Venant 方程组的数值求解法对水位流量过程进行了数值模拟^[24]。1991年郭大源等也在文献“感潮河段洪水动力数值预报方法在闽江下游的应用”中再一次尝试用 St. Venant 方程组预报洪水位的方法。这类方法的运算结果与基本资料的分析工作密切相关,对河床稳定性及实测水文资料的要求也较高^[25]。

1994年,曹升乐等在文献“感潮河段水位预报方法研究”中总结了水位预报的可能思路,并提出模糊相关识别法的概念,但没有具体的应用实例和比较分析^[26]。1996年芮孝芳在文献“长江下游感潮河段大洪水和特大洪水的形成及趋势”中分析了长江下游感潮河段大洪水和特大洪水高水位形成的水文因素,并指出年最高洪水的可能变化趋势,对该河段的洪水预报工作具有重要的指导意义^[27]。1997年包为民等在文献“感潮河段水位演算模型研究”中,以马斯京根法基本方程为基础推导出了水位演算方法,使得水位成为直接预报对象,避免了流量转换成水位带来的误差^[28]。1999年,Ching-Piao Tsai 和 Tsno-Ling Lee 用 BP 神经网络的方法作了潮位预报的尝试。2000年,宋立松、魏高峰在文献“感潮河段水位过程预报探讨”中运用时间序列和神经网络的方法分别建立了洪水过程预报的 ARMA(2, 1)模型和神经网络模型,并侧重于与传统一维定床水流模型水位预报方法的比较,预报结果显示各类模型在预报不同类型水位时各有欠缺,预报能力相对较好的是非恒定流计算和 BP 网络,时间序列的 ARMA 模型的预报结果相对较差,但 BP 网络对于洪水的预报能力也较差^[29]。

2000年,祝中昊在文献“长江镇扬河段潮位预报相应水位法的改进”中分析了长江镇扬河段潮位的主要影响因子,概况了常用的预报方法,根据时间序列理论对相应水位法作了改进,对实测资料用多重线性回归的方法率定模型参数,预报结果合格,但是这种方法的预报精度在很大程度上受河段上下游其他站点的潮

位预报或天文潮预报结果的影响^[30]。2003 年, 黄国如等采用径向基函数神经网络方法进行了感潮河段的洪水位预报, 指出径向基函数神经网络是一类比较优越的前向式多层神经网络, 其学习过程可以比通常的 BP 方法快 103-104 倍, 但没有和其他的方法进行比较^[31]。同年, Supharatid, Seree 也用神经网络的方法也对此作了尝试, 并与多元线性回归预报结果相比较, 得出神经网络法的预报精度优于多元线性回归法, 但没有用其他的非线性方法进行进一步的比较。

2005 年, 丁峰等在文献“径流的河口潮位预报方法研究”中建立了长江口各站的日均增水与大通径流增量之间的关系, 并利用所得关系式, 根据上游径流大小, 对潮汐预报的潮位进行校正, 使得最终的潮位预报精度明显提高^[32]。但文献仅探讨的是正常天气下的河口潮位预报的情况, 没有考虑非常天气下的情形, 也仅仅是对海洋中的做法作一些校正, 并没有从根本上解决感潮河段的潮位预报问题。

1.2.3 闸门调度研究进展

闸门调度实质上就是加入了闸门启闭规则约束条件的水库调度。水库调度的研究是从径流调度计算开始的。哈桑的累积曲线方法最早使这个问题有了一套完整的计算方法, 而 A. A. 莫罗佐夫关于水库调配调节的概念使调度图成为水电站水库的调度管理依据。这种以调度图和调度规则来指导水库调度的方法至今仍被广泛采用。之后, 由于现代应用数学, 径流调节理论, 电子计算技术及控制技术的迅速发展, 使得以最大经济效益或其他物理量为目标水库优化调度得到迅速发展。现在, 随着系统理论在水库优化调度领域的不断发展, 大量的研究成果不断问世, 针对不同问题的各种形式的模型也相继出现。到目前为止, 出现的较典型的方法有如下几大类:

(1) 常规方法

水库调度常规方法, 亦称传统方法, 一般指时历法和统计法。水库常规调度是按过去实测的径流时历特征资料为依据, 计算和编制的一组综合考虑了各种可能来水的调节调度线组成的调度图, 根据面临时刻水库蓄水在该图中的位置, 进行水库调度, 决策水库放水, 为水电站和其他综合利用部门服务。它以实测资料为依据, 方法比较简单直观, 且可以汇集调度的决策人员的经验和判断能力, 故

仍然是目前普遍采用的方法。但是,由于常规调度图依据的实测水文资料代表性不够,因此它指导的水库调度方案通常只是一个可行解或合理解,而不是最优解;常规调度很难处理多目标、多约束、多维变量等复杂问题,尤其对于水库群和复杂水利系统的调度更是如此^[33]。

(2) 系统分析方法

自从贝塔朗菲于 20 世纪 40 年代提出一般系统论的概念以来,人们就开始从系统的角度对水库调度进行研究。第二次世界大战后,随着运筹学从单纯军事和战争中的应用研究,转移到经济领域,以及随后系统工程的出现,产生了水资源系统工程,人们开始用工程学的观点来解决水库调度问题。

在国外,杨(Young)于 1967 研究了确定来水情况下水库优化调度,用贝尔曼(Bellman)的动态规划最优原理求得最优控制问题的解;Heidari 等于 1971 年考虑了四个水库的实际问题,首次提出并应用离散微分动态规划法(DDDP)求解问题;Becker 和 Yeh 在 1974 年用线性规划方法研究了水库最优控制问题,以直接寻求水库最优运行策略;Nopmocol 和 Askew 在 1976 年用多重增量动态规划技术(MIDP)研究此问题:Tauxe 等在 1979 年研究了多目标水库的动态规划问题。

我国在水资源系统分析方面的研究始于上世纪 60 年代,但比较广泛的研究是在上世纪 70 年代,到上世纪 80 年代后期发展比较迅速。1984 年董子敖等首次提出和采用了计入径流时空相关关系的“多目标多层次优化法”数学模型;1986 年张玉新、冯尚友提出了多维决策的多目标动态规划(MDMODP)模型,将其应用于水库水沙联合优化调度;1988 年以来,沈晋、马光文针对美国学者 Saaty 上世纪 70 年代提出的 AHP 法的优缺点,研究提出了多目标多模型系统的层次递阶控制方法;1992 陈守煌、周惠成对黄河防洪调度方案应用了多目标多层次理论和模糊优选分析方法进行研究,形成决策支持系统^[34];1998 年解建仓等以黄河干流水库群为实例,建立了优化调度模型,采用大系统分解协调原理推导了模型的求解算法^[35],为解决多目标水库调度“维数灾”提供了崭新的途径。大系统分解协调模型成为优化水库群运行策略的一种有效模型。

(3) 模拟方法

水资源系统是一复杂巨型系统,为了寻求便于操作实施的方案,人们开始应用模拟技术解决水资源问题。模拟方法是利用数学关系式描述系统参数和变量间

的关系,通过计算机来模拟系统实际变化,具有较强的仿真性。国外最早的模拟模型当属有名的哈佛水规划(Harvard Water Program)。之后,针对特定水库系统的模拟模型不断出现。如美国垦务局在上世纪 70 年代研制的科罗拉多模拟系统,模拟了该流域内大型水库的供水、防洪、发电调度,还考虑了盐的浓缩问题。近年来人们开始寻求模拟优化功能。模拟优化就是在模拟模型中嵌入优化结构。

1995 年邵东国等人在数学论证的基础上给出了模拟自行优化的最有性和收敛性准则^[36]。1996 年崔远来等人在分析了水库等调蓄工程状态域及自优化模拟技术特征的基础上,建立了以防洪及兴利为目标的水库优化调度自优化模拟模型^[37]。1997 年吴泽宁等人研究了一般流域及跨流域水资源系统的特点,并将模拟技术和数学规划方法相结合,建立了具有自优化功能的通用流域水资源系统模拟规划模型^[38]。2000 年李会安等人以黄河干流的上游梯级为例,根据实时调度中用水计划和径流预报的时段滚动修正特点,研究了自优化模拟技术在水量实时调度中的应用,并建立了黄河干流上游梯级水量实时调度自优化模拟模型^[39]。

(4) 其它方法

随着水资源系统理论的成熟和计算机软件、硬件技术的飞速发展,考虑到水资源决策分析及决策者参与决策的特点,研究者开始把计算机技术引入水资源,从上世纪 80 年代末开始,水资源专家系统和决策支持系统、神经网络、遗传算法等成为水资源领域研究的热点。另外,根据实际情况,将多种方法藕合也是一种研究水库群联合调度的途径。1995 年胡铁松等基于 Hopfield 连续模型,建立了一般意义下的混联水库群优化调度的神经网络模型,以水库群优化运行策略作为 BP 网络的训练样本,通过 BP 网络对样本的学习得到水库群优化调度函数^[40];2000 年畅建霞等人以 BP 网络为基础,研究了西安市供水水库优化调度函数的神经网络计算过程,网络训练时采用累积误差校正算法、动态调整学习率和惯性系数法,实现了调度函数的隐式表达,不需要建立复杂系统的显式关系式^[41];畅建霞、王大刚分别提出了基于整数编码的遗传算法^[42, 43],并将 GA 与动态规划的计算结果进行了比较;解建仓等对水资源调度管理决策支持系统的相关问题进行了深入分析和探讨^[44];陈守煌、邱林将随机动态规划与非线性规划和模糊优选理论等有机结合,提出了多目标模糊优选随机动态规划模型,并作于黄河梯级水电站的优化调度^[45];加拿大 Soliman、Christensen 综合了多种优化方法,对多水库

水电站系统的长期运行提出了多变量空间优化模型^[46]。

1.3 主要研究内容

北溪水闸建有南北港 2 组闸门，通过对闸门泄流进行水力学理论分析计算，结合下游潮汐的周期性变化，假定不同的上下游水位组合，推求在不同的闸孔泄流量条件下，不会产生远趋水跃的闸下水位，并建立其相关关系。通过实际的闸门运行，调节库水位和闸孔下泄流量，在闸下游不同的水位（潮水位）条件下，用水文测验成果验证修正水力学理论分析的成果。根据预报的入库洪水和下游潮汐周期性变化的潮位，以闸上水位稳定、闸门泄流安全和闸门运行能耗为约束条件，用规划约束理论和计算机技术，建立水库优化调度模型。

主要工作及研究内容：

1、不同的上下游水位组合情况下，闸门泄流量测验及资料整编；研究闸门的出流方式，流量系数的变化规律，制定闸门泄流工作曲线。

2、受河口地形和上游径流的影响，闸门下游的潮水位产生扭曲变形，研究本地区天文潮汐的变化规律及上游来水对潮汐的影响。

3、根据预报流量过程和下游潮水位的变化过程，控制库水位的变化范围，闸门安全运行规程，研究水库优化调度方法，给出合理最优的闸门启闭过程。

4、系统集成，设计数据库管理和用户操作界面。

在上游来水、水库储留、闸门控制和下游潮位顶托的多种因素影响下，探讨闸门泄流计算精度和闸门优化调度问题，拟解决的关键技术问题如下：

1、应用走航式 ADCP 流速仪，快速、准确测量河道的瞬时流量；

2、受潮水位顶托影响下，在洪水调度时，闸门预泄流量估算的方法研究；

3、研究受潮水位顶托影响下，厦门站、石码站和闸下水位站的相关关系，解决闸下水位站的预报问题；

4、根据洪水预报结果，保证库水位在允许变幅范围内，研究各种水势和潮势下闸门节能优化调度技术。

1.4 论文安排

本论文安排如下：

第一章：绪论。综述了本课题的选题经过，包括课题名称、选题依据以及研究意义；提出了本文的主要研究内容，以及章节安排。

第二章：研究区域概况及资料收集。概括介绍了本研究课题所在区域的地理位置，地貌地质情况，流域概况和工程概况，并对所搜集到的水文资料进行了深入分析。

第三章：基于 ADCP 的流量测验。对现代化的测流仪器——走航式 ADCP 的工作原理，流量计算方法以及使用中的注意事项进行了详细介绍；提出了闸孔出流流态的判别方法，并根据实测的闸门泄流量测验成果，率定出闸门在各种工况下的泄流工作曲线。

第四章：闸下潮水位预报模型。闸门下游的潮水位受到库区上游的洪水波和下游潮汐波的双重影响，水位流量关系错综复杂，研究了本地区天文潮汐的变化规律及上游来水对闸下水位的影响。提出了潮洪分离法和相应水位法两种水位预报方法，并对两种预报方法的精度进行了评定和比较。

第五章：北溪水闸优化调度系统。根据预报的入库流量过程和下游潮水位的变化过程，控制库水位的变化范围，在满足闸门安全运行规程的约束条件下，研究闸门优化调度方法，给出合理最优的闸门启闭过程。系统集成，设计数据库管理和用户操作界面。

第六章：总结与展望。总结了全部论文的主要研究成果，并指出了存在的问题和不足，对以后的研究进行了进一步的展望。

第二章 研究区域概况及资料收集

2.1 流域概况

九龙江是福建省第二大河流，被称为闽南人民的“母亲河”。流域面积约 11909km²，年径流量约 $117.46 \times 108\text{m}^3$ ，全部经河口南边的两个入海口汇入河口区。河口区东西长 21km，南北平均宽约 6.5km，西宽（约 9km）东窄（约 3.5km）的狭长海湾。该海湾的潮流为正规半日潮，潮差大，潮流急，总纳水量平均约 $7.512 \times 108\text{m}^3$ ^[47]。

正源是万安溪，发源于玳瑁山中心地带的连城曲溪乡黄胜村。其支流有小池溪、小溪、雁石溪、丰城溪、新桥溪、宁洋河、新安溪、溪南河、坑子口溪、至溪、赤溪、西江溪、温水溪、仙溪、南房溪、坪溪、竹溪、林墩溪、龙津溪、马洋溪。北溪干流长度 274km，流域面积 9640 km²。北溪河谷形态和地质特点是：中上游（华安以上）岩层种类比较复杂，有砂岩、页岩、石灰岩、花岗岩、流纹岩等。河谷盆地和峡谷相间，如龙岩市区盆地，漳平市区盆地、华安县城盆地和新桥镇盆地等。华安以下至河口则以花岗岩占优势，漳口以下已进入下游河段，河谷逐渐开阔，河岸也渐低，河流的堆积作用也逐渐加强。到了浦南（距出口约 43km）一带，开始进入全省最大的平原——漳州平原，这里堆积占绝对优势。到漳州盆地东南边缘的江东桥一带，河谷形态变狭窄，宽度不到 200m，出峡谷后与西溪相汇，注入厦门港。九龙江出口处为溺谷型河口，江面宽阔。

九龙江北溪发源于龙岩市西北的博平岭梅花山一带，上游称雁石溪。主要支流有万安溪、九鹏溪、新桥河、溪南河、龙津溪等。雁石溪与万安溪、九鹏溪、新安河汇合后流经漳平、华安、芗城、长泰、龙海，沿程又有溪南河和龙津溪汇入，最后经北引桥闸分南北港入厦门海域。

2.2 地理位置

九龙江流域（漳州段）位于北纬 24°12′ ~ 25°44′，东经 116°50′ ~ 118°02′ 之间，是闽南最大的河流。包括该行政区内的南靖、华安、长泰、平和、龙海、

芗城和漳浦各县(市)的部分乡镇。九龙江径流经河口湾流入厦门湾。九龙江河口湾位于厦门西海域,与北部的厦门西港、东面的厦门外港构成倒“T”字形格局。九龙江河口湾位置如图 2-1 所示。

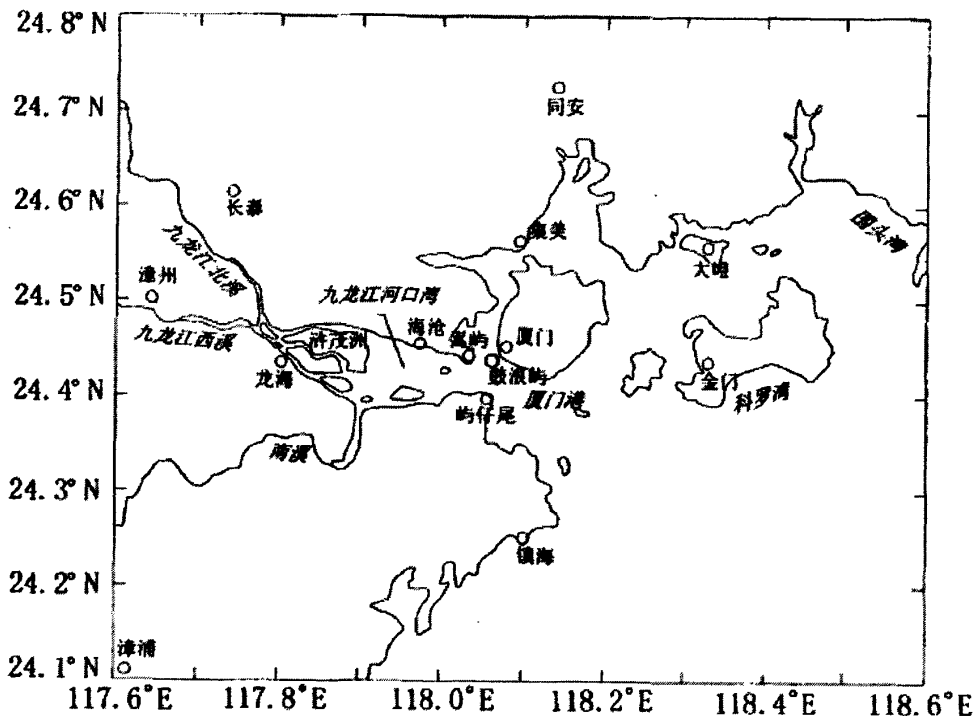


图 2-1 九龙江河口湾位置图

2.3 地貌地质

2.3.1 地貌

流域地势自西北向东南倾斜。境内主要山脉有北部的戴云山与西部的博平岭，源头主峰岩顶山海拔为 1813m，上游分水岭高程 1000~1600m。北溪自潭口以上多高山峻岭，河流比降大，天然落差 1240m，滩多流急。西溪在靖城以上流经群山峡谷之中，只在平和、南靖县城及龙山、宝林一带有几个较大的盆地。北溪的潭口和西溪的靖城以下河谷开阔，沿岸为丘陵和平原，海拔一般在 100m 以下。下游漳州平原，是福建省最大的冲积~海积平原。下游河床较宽，水流平缓，泥沙容易淤积，加上潮水顶托，每年淤积的泥沙向河口推进，造成河口湾浅滩迅速增长。九龙江北溪和西溪于福河~澳头段会合后开始分叉，砂洲呈树枝状排列

在河口中, 其中较大的有浒茂洲(东西达 11km)、乌礁洲、玉枕洲和郭洲等。砂洲以东从水上三角洲前坡至口门达 13km, 水下地形由西向东倾斜, 坡度为 1.4 ‰, 水深多数在 5m 左右。湾内水下浅滩、沙洲、潮沟发达。鸡屿以西部分沙洲低潮时九龙江流域(漳州段)的地貌类型以低山、丘陵为主, 低山主要集中在龙海、长泰、华安、南靖、平和 4 县的中部; 丘陵主要集中在龙海、长泰、南靖、平和 4 县的中南部; 平原和台地主要分布在北溪、西溪和龙津下游和河口区的南靖、龙海、芗城和长泰 4 县^[4]。

2.3.2 地质

九龙江流域(漳州段)地质构造大致分东西两部分: 东部属福建省新华夏沉降带, 分布中生带侵入岩与火山岩, 构造方向为 NNE 向。西部属新华夏隆起带, 大部分为上古生界和中生界地层分布, 构造方向为 NE 或 NNE 走向, 自西而东相间排列的复式向斜, 复式背斜和断层线。九龙江流域(漳州段)的侵入岩主要为花岗岩及闪长岩等, 分布最广为似斑状、粗粒黑云母花岗岩, 多分布于中下游, 火山岩性为凝灰熔岩、流纹岩及凝灰洪积砂卵石为主; 平原区以冲积砂粘土、粘土、淤泥、卵砾石为主, 残坡积次之; 滨海区以海积淤泥、砂质淤泥、砂等为主。

九龙江河口湾指自浒茂洲、玉枕洲以东至象鼻嘴~屿仔尾连线的水下三角洲海域, 九龙江入海泥沙组成水下三角洲, 前缘抵湾口, 汉道河床、潮流冲沟发育。北侧为侵蚀~剥蚀台地, 广泛分布着花岗岩风化后的残积红土层, 贞庵、象鼻嘴一带由砂泥岩、火山岩组成圆缓低丘, 海沧附近为花岗岩风化的红土台地, 临海形成海蚀土岸和砂泥滩。南侧为丘陵, 构成基岩海岸, 岸线曲折, 多湾澳, 主要出露燕山期花岗岩类岩石, 局部有侏罗纪南园组火山沉积岩分布。西侧为河口段, 系冲海积平原, 其间因港道河汊发育而被分割成大小不同的几个区片, 即浒茂洲、乌礁洲、玉枕洲等, 呈三角洲状。沉积物主要由粘土和粉沙质粘土组成, 下层乃海相淤泥。东侧为口外海区, 即厦门外港, 水深宽坦, 海底以淤泥质沉积为特征。九龙江流域(漳州段)的土壤主要有赤红壤、红壤、黄壤和水稻土 4 种类型, 其分布面积约占流域总面积的 95%, 其中: 红壤面积最大, 约占全流域的 62%, 赤红壤次之, 约占 16%, 黄壤和水稻土分别约占 8%和 9%, 此外, 还有少量紫色土(约占 2%)、冲积土、红色石土和滨海风沙土、盐渍土^[4]。

2.4 气候水文

九龙江流域靠近北回归线,受海洋气团影响,属亚热带季风气候。流域湿润温暖,雨量充沛。年平均气温 20.9°C , 极端最低气温 3.2°C 。年无霜期 $300\sim 330\text{d}$ 。夏季盛行东南风,冬季盛行西北风。流域多年平均降水量 1590mm ,降水量的年内分配不均匀,春夏多雨,4~9月份的降水量占全年的75%。

造成九龙江北溪洪水的降雨主要有4~5月份的锋面雨和6~10月份的台风雨。由于流域近临东南沿海,台风雨则是造成本流域发生较大洪水的主要成因。

九龙江北溪上游主要支流分布成扇形,汇流集中,再加上干流河道较陡,所以其洪水具有汇流历时短、汇流集中,峰高量大,突发性强等特点。

龙津溪的暴雨及洪水特性与九龙江北溪相似。但因距沿海较近,受台风影响较明显,洪水暴涨暴落。由于汇流时间短,一般情况下龙津溪长泰站出现洪峰的时间常较北溪浦南站早。

由于九龙江北溪与龙津溪的地理位置和下垫面因素基本致,造成流域较大洪水主要是台风雨,所以干支流发生较大洪水几乎同步。统计浦南站流量大于 $5000\text{m}^3/\text{s}$ 的年最大洪水,发现其洪水出现时间与长泰站一致。因汇流时间关系,长泰站的洪峰出现时间一般比浦南站早10h左右;长泰站的洪峰流量一般占浦南站的10~30%,平均为21.9%。

九龙江下游属于感潮河段。50年代,河口感潮区,北溪在龙海郭坑篁渡铁桥,西溪在漳州市东新桥。自从修建北引左干渠,北引右干渠和西溪船闸后,潮区界已下移。马崎以下的河段,潮位变化明显,枯水大潮差在2.5~3米,小潮差1~1.5米,平均潮差2米左右。石码月最大潮差一般为3.5~4.6米,年最大潮差超过4.1米。外海潮波传入九龙江口,兼有前进波和驻波性质,以驻波为主;涨落潮最大流速分别出现在高潮前3~4小时和高潮后1~2小时。潮汐属非正规半日浅海潮,由于浅水效应,往上游方向涨落潮历时差增大,潮差减少。如厦门潮位站涨落潮历时分别是6时13分和6时26分,而石码则是4时01分和8时41分。九龙江口潮流为非正规半日潮浅海潮流,属于往复流,一般落潮流速大于涨潮流速,江口断面流速大于江内断面流速,南岸大于北岸。

2.5 工程概况

福建省九龙江北溪引水工程南北港闸位于福建省南部漳州市境内，是福建省的一座大型水闸，水闸分为南北闸，为郭洲头所隔，是北溪灌溉引水工程的重要组成部分。其任务是提高河道水位，保证左、中、右干渠引水。

左干渠从角美灌区渠道进水闸—江东进水闸进水，右分水闸灌溉角美—海沧灌区，左分水闸输水给厦门灌区并兼顾城市供水；中干渠由郭洲头进水，灌溉紫泥和郭洲沙洲耕地；右干渠从马崎引水补充九龙江西溪灌区用水^[47]。

原水闸枢纽按三级建筑设计,工程处于感潮区。采用 50 年一遇洪水设计,100 年一遇洪水校核。上游设计水位 7.89m,下游水位 7.51m,洪峰流量为 10350 m³/s;上游校核水位 8.20m,下游水位 7.90m,洪峰流量位 11600m³/s;拦河闸设计正常挡水位为 4.8m。闸下最低潮水位为-0.24m。由于各种原因,自 1980 年 5 月水闸投产以来,库水位一直按 4.20m 运行。图 2-2 为九龙江北溪引水工程布置图。

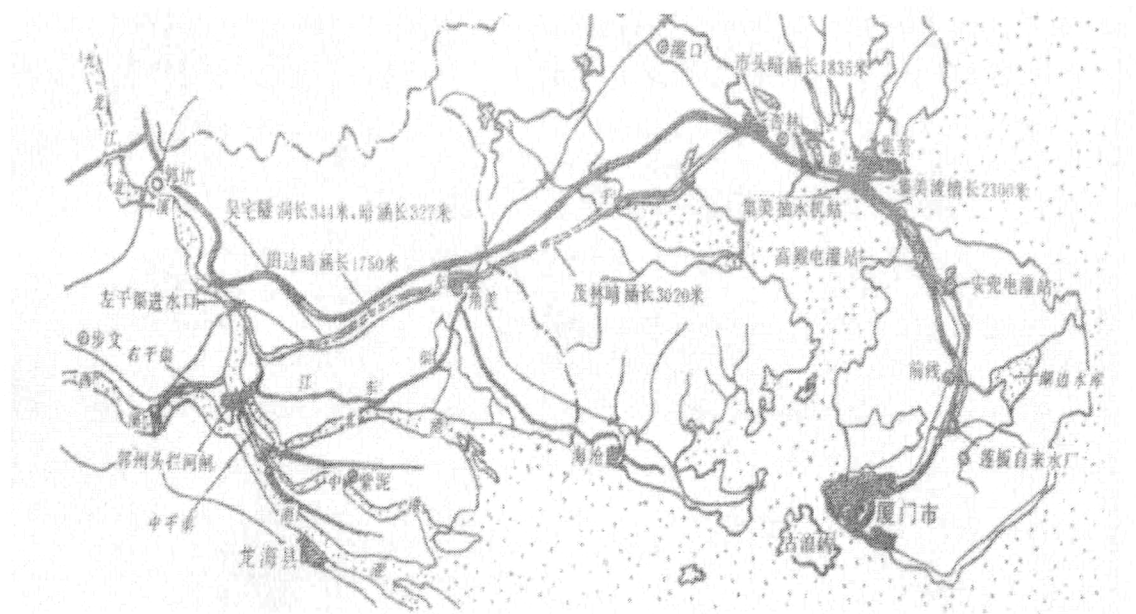


图 2-2 九龙江北溪引水工程布置图

2.5.1 南港闸

南港闸为灌注桩基水闸，闸底板为分离式底板，共 15 个闸孔，设有平板闸门，闸门顶高程 5.00m。闸室总宽度 200.00m，单个闸底板宽 11.90m，长 20.00m，

闸底板顶高程-2.00m, 闸前齿槽底高程-4.00m, 底板底高程为-3.30m, 闸底板由30cm厚混凝土面层及1.00m厚浆砌条石组成, 闸前齿槽下设3.00m深的木板桩防渗(后采用防渗墙进行加固)。闸室上游设红粘土铺盖防渗, 其上采用浆砌条石覆盖, 铺盖长25.00m。闸室下接4.00m长滤渗板, 再接消力池护坦。消力池护坦板采用85cm厚浆砌条石, 先启孔底板顶高程-3.50m, 其它孔顶高程-2.50m。消力池下游布置有海漫及防冲槽。1#边孔左侧接有两个旱闸, 15#边孔的右侧接有一个船闸和两个旱闸。

2.5.2 北港闸

北港闸闸室结构形式分为整体式底板和灌注桩基分离式底板两种, 共25个闸孔, 其中整体式底板17孔, 分离式底板8孔。设有平板闸门, 闸门顶高程5.00m。闸室总宽度293.00m, 单个闸底板宽11.60m, 长19.00m, 闸底板顶高程0.20m, 闸前齿槽底高程-1.80m, 底板底高程为-1.10m。分离式底板由30cm厚混凝土面层及1.00m厚浆砌条石组成; 整体式底板采用130cm厚混凝土。闸前齿槽下设3.00m深的木板桩防渗(后采用防渗墙进行加固)。闸室上游设100cm厚粘土铺盖防渗, 其上采用浆砌条石覆盖, 铺盖长25m。闸室下接4.00m长滤渗板, 再接消力池护坦。消力池护坦板采用85cm厚浆砌条石, 其中先启孔底板顶高程-1.30m, 其它孔底板顶高程-0.30m。消力池下游布置有海漫及防冲槽。两侧边孔各以一个旱闸与两岸相连。南港、北港闸门示意图如2-3所示。

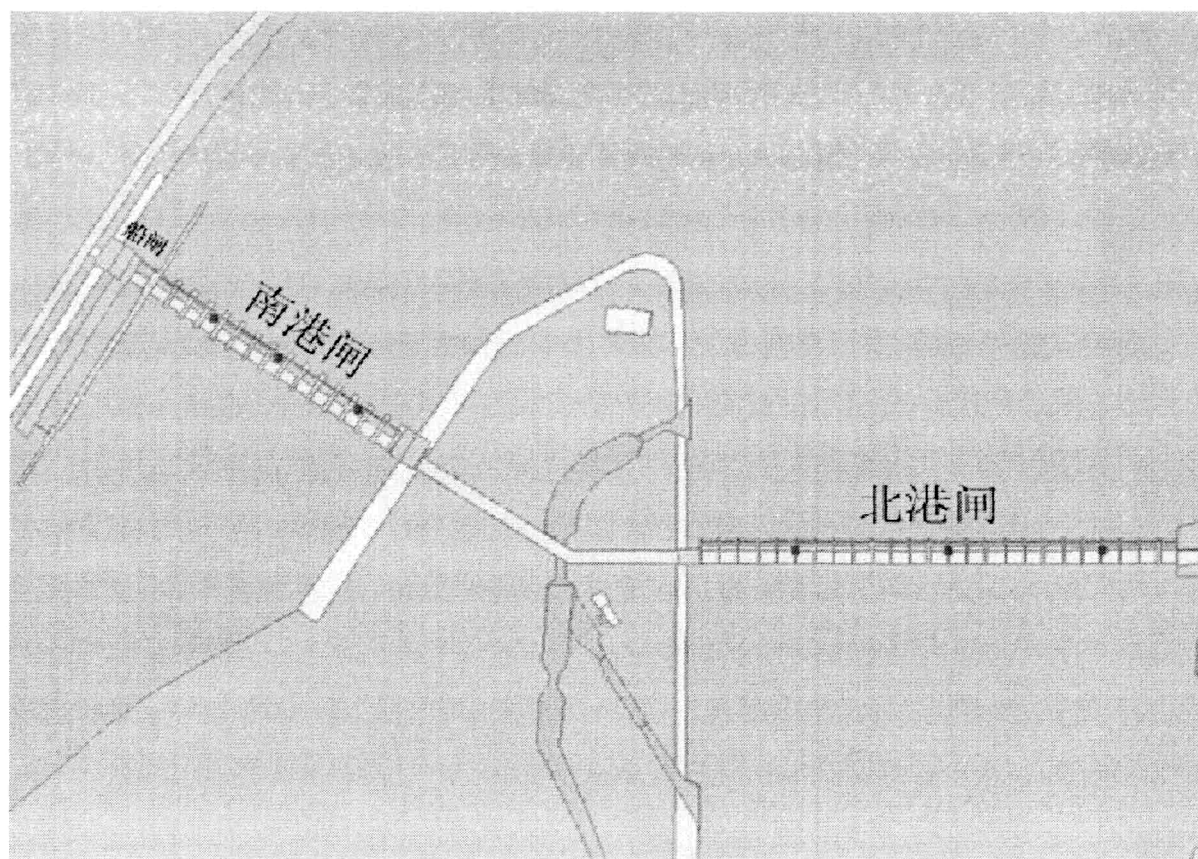


图 2-3 北溪引水工程南港、北港闸门示意图

2.6 资料收集情况

2.6.1 九龙江北溪流域水文站网简介

北引闸址位于九龙江北溪河口河段，河源至北引闸址总长为 274km，平均坡降为 2.4%，闸址以上流域面积 9640km²。九龙江北溪干流与龙津溪支流在芗城的吴蒲汇合，汇合处距干流浦南水文站 8.8km，距支流长泰水位站 10.1km，距北引闸址 16.0km。浦南水文站和长泰站总控制面积 9412 km²，约占闸址以上流域面积的 98%^[47]。

1. 浦南水文站

浦南水文站是九龙江北溪的控制站，控制面积为 8490 km²，设立于 1950 年，至今已有 52 年的连续实测流量资料，以及 1930 年、1947 年两年的洪水调查资料。

2. 长泰水位站

长泰水位站是龙津溪的控制站，控制面积为 922km^2 ，河长 70km ，平均坡降 1.4% 。该站从 1959 年至今有连续 44 年的水位观测资料。漳州水文分局曾于 1984 年和 1998 年以后在长泰水位站河段进行流量测验，并分别修订了水位流量关系线。从实测的资料分析，长泰站的水位流量关系，中高水时受长泰大桥的控制，关系较稳定；中低水时受河床冲淤变化影响而有所变化。根据水位站附近河道的冲淤变化情况，1991 年以前河床较为稳定，所以 1991 年以前用 1984 年所修订的水位流量关系线推流。1992 年以后由于人工采沙，河床不断刷深，所以采用 1998 年以后所修订的水位流量线推流。另外，长泰站 1960 年“6.9”和 1961 年“9.13”洪水均出现漫址和决堤现象，导致长泰水位站观测水位偏低。图 2-4 为九龙江北溪流域水文站网图。

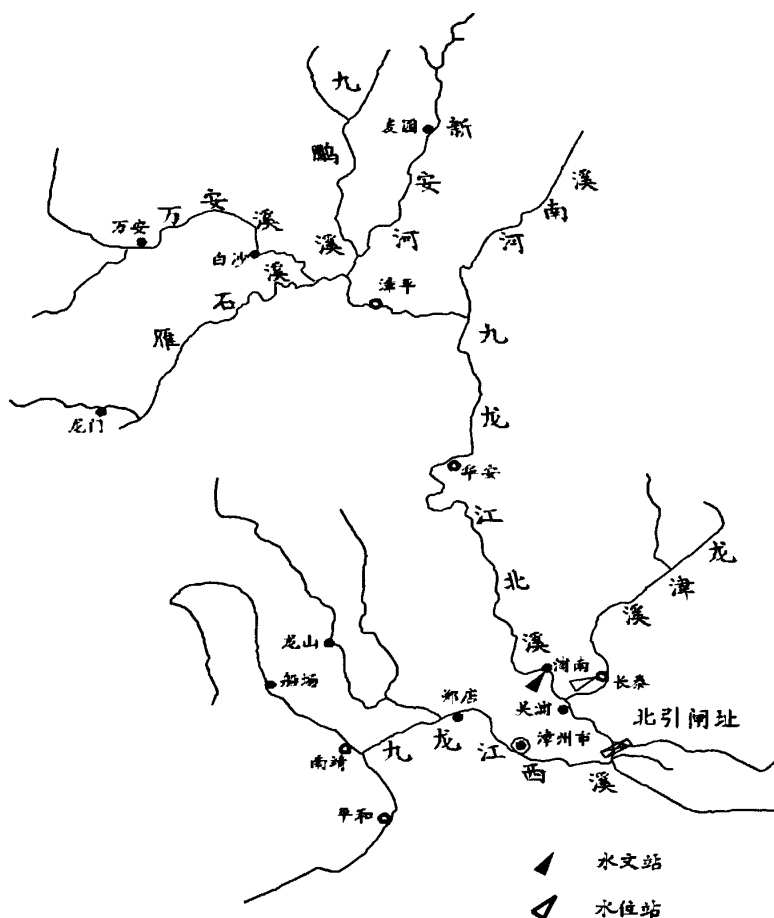


图 2-4 九龙江北溪流域图

3. 闸上、闸下水位站

闸上、闸下设有自计水位站，闸下至入海口设有石码及厦门海洋潮位站，上述水文资料及引水工程运行资料为闸下南北港水位流量关系分析拟定提供基本依据。

2.6.2 流域水文资料分析

九龙江河口为九龙江西北溪的入海通道分为南、中、北三港。九龙江北溪从北引工程的南北港桥闸分为南北两港，南港至下游约 1.5km 与九龙江西溪汇合后流经乌礁州又分南中二港。九龙江南港河段是指九龙江北溪供水工程南港闸下至九龙江南溪汇合处的河段。该河段上游建有九龙江西、北溪两座桥闸龙海市的榜山、石码、海澄、浮宫等乡镇分布在其右岸，是漳州市的黄金水道。

论文至今收集到的资料包括河口附近 2004-2007 年厦门站和石码站的潮水位记录，闸址上游 2003-2007 年浦南水文站和长泰水位站的雨量、水位、流量资料，2003-2007 年库区、南港下游、北港下游的水位资料以及库区的雨量资料，北溪水闸的调度方案，北溪水闸的水位库容曲线、设计洪水值，警戒水位、保证水位、历史最大流量、历史最高水位、闸门开启工况等工程特性资料。

论文的一部分资料来自 2006 年 11 月份，以及 2007 年 8 月份应用走航式 ADCP 在九龙江北溪引水工程南港、北港闸下进行的实测流量测验成果。

根据现有的收集到的资料的情况，从九龙江北溪流域整体上来看，各种水文资料连续性、同步性较好。但在流量方面的资料比较缺乏，特别是南北港的下泄流量资料严重缺乏。

另外，资料的可靠性也存在一定的问题。有些站点的水位资料存在着一些明显的错误，造成这些错误的原因不能完全确定，有些是由于自动记录的设备或者仪器的机械故障引起的，有的可能是由于人为的疏忽造成的。这也给资料的分析和使用带来了一定困难。

在没有洪水的时候闸下水位只是随着潮水位的变化而变化，有洪水的时候，闸下水位受到洪水波和潮水波的共同作用^[48]。有洪水和没有洪水的时候闸下的水位过程会有明显的区别。在目前南北港下游流量资料严重缺乏的情况下，对潮水规律进行分析，并且研究其在北溪水闸优化调度中的应用，存在一定的困难。目

前提出的优化调度方案只根据现有资料进行统计分析计算得到的,有待于在调度实践中进行检验。随资料的积累和修正,这些结果也有可能会进一步补充和完善。

第三章 基于 ADCP 的流量测验

3.1 ADCP 工作原理

ADCP 是一种利用声学多普勒原理测量水流剖面速度的仪器, 是一个集成系统, 由以下三个主要部分组成: (1) ADCP 换能器、光隔离器、信号转换器和水下的测量探头; (2) Windows98 / NT 数据采集软件; (3) 电罗经、倾斜计和计算机设备等。为了测量三维流速 ADCP 的测量探头一般装有四个 (或三个) 声换能器, 换能器与测量探头轴线呈一定倾角。每个换能器既是发射器又是接收器。换能器发射的声波能量集中于较窄的声束范围内。每一个换能器对应于一个声束。换能器发射某一固定频率的声波, 然后接收被水体中颗粒物散射回来的声波。假定颗粒物的运动速度与水流速度相同。当颗粒物的移动方向是接近换能器时, 换能器聆听到的回波频率比发射波频率高。当颗粒物的移动方向是背离换能器时, 换能器聆听到的回波频率比发射波频率低^[49-53]。声学多普勒频移, 即发射声波频率与回波频率之差由下式确定:

$$F_d = 2F_s \frac{V}{C} \quad (3.1)$$

式中: F_d ——声学多普勒频移; F_s ——回波频率; V ——颗粒物沿声束方向的移动速度 (即沿声束方向的水流速度); C ——声波在水中的传播速度。

由此可知, 多普勒频移与水体流速成正比, 因此只要测出多普勒频移, 即可计算出水流速度。

ADCP 基本上有两种安装方式和应用, 一种是安装在固定平台上 (如河底或海底), 进行定点垂线 (或水平) 流速分层测量 (在海洋水文称为流速剖面测量)。例如 RDI 公司生产的“骏马”系列“哨兵”型 ADCP 的应用 (如图 3-1)。另一种是安装在活动或移动平台上 (如调查船上), 进行走航流速剖面测量。例如 RDI 公司生产的“骏马”系列“瑞江”牌 ADCP 的应用^[54, 55] (如图 3-2)。

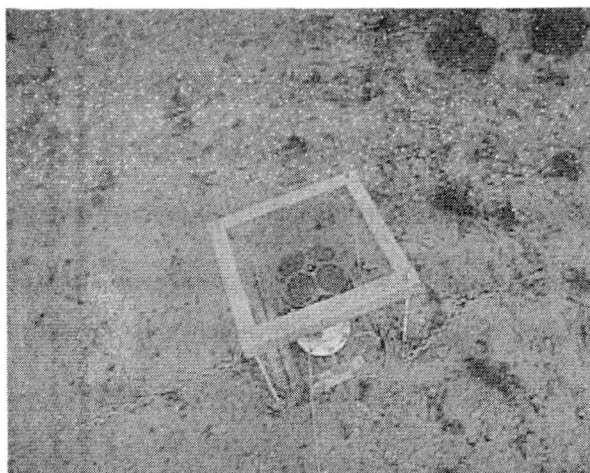


图 3-1 “骏马”系列“哨兵”型 ADCP

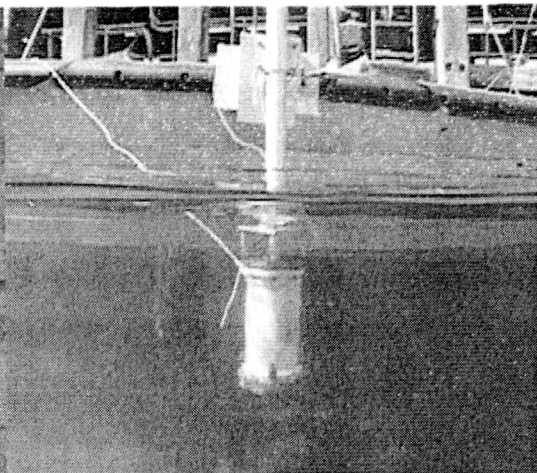


图 3-2 “骏马”系列“瑞江”牌 ADCP

从理论上讲, ADCP 流量测量原理与传统的人工船测, 桥测, 缆道测量, 和涉水测量的基本原理是一样的, 都是在测流断面上布设多条垂线。在每条垂线处测量水深并测量多点的流速从而得到垂线平均流速。只是 ADCP 所测的垂线可以很多, 每条垂线上的测点也很多。与传统方法相比, ADCP 方法有如下几点不同^[51]:

传统方法是静态方法, 即无论是人工船测, 桥测, 缆道测量, 还是涉水测量, 仪器总是固定于所测垂线上进行测量; ADCP 方法是动态方法, ADCP 在随测量船运动过程中进行测量。

传统方法的测流断面通常要求垂直于河岸; ADCP 方法不要求测流断面垂直于河岸, 船航行的轨迹可以是斜线或曲线。

为了计算流量, ADCP 在走航测量中测量如下数据:

水的相对速度 (相对于船的速度, 由“水跟踪”测出);

船速 (由“底跟踪”测出, 或由 GPS 算出);

水深 (由河底回波强度测出, 类似于回声测深仪);

船的航行轨迹 (由船速和计时数据算出, 或由 GPS 算出)。

其中, 从相对速度中扣除船速得到水流的绝对速度。(图 3-3 为数据采集软件界面)

对于某一测量断面, ADCP 将测出该断面中部区域内的流速。这个区域称为 ADCP 实测区。然而, 在四个边缘小区域内 ADCP 不能提供测量数据或有效测量数据^[56]。

第一个区域靠近水面, 其厚度大约为 ADCP 换能器入水深度, ADCP 盲区, 以

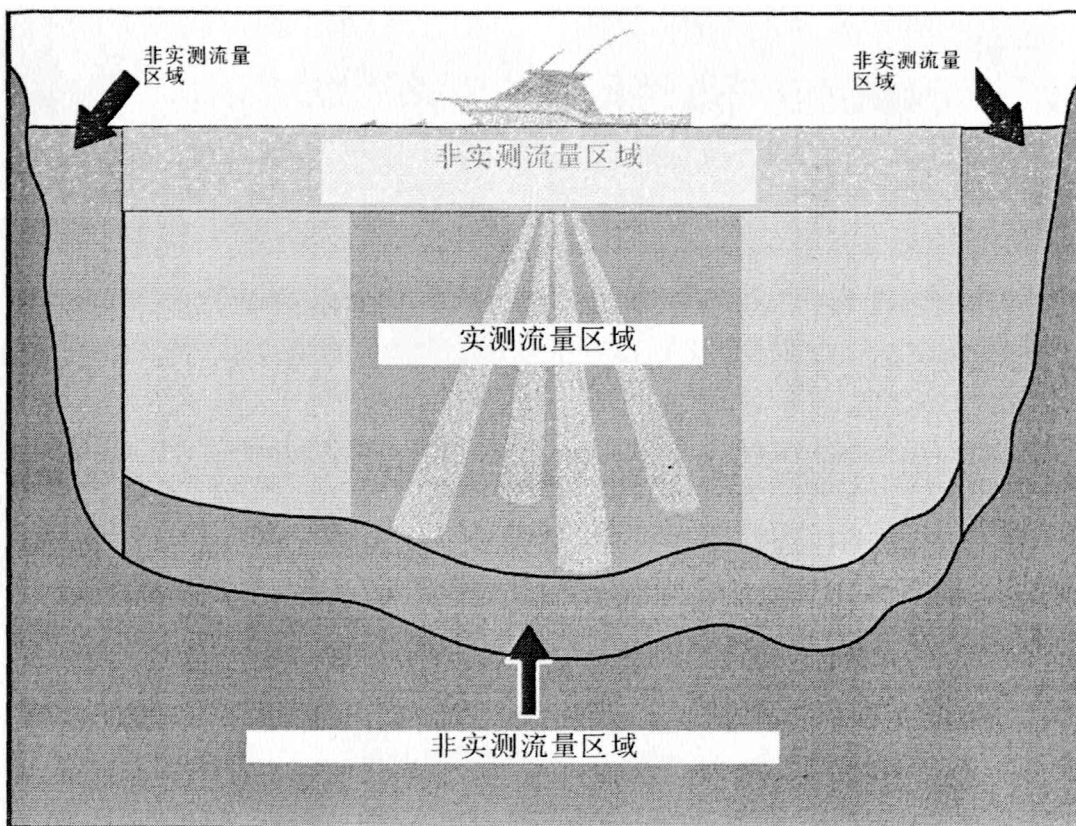


图 3-4 流量区域划分示意图

3.2 ADCP 流量计算方法

ADCP 基于如下的公式计算流量^[58, 59, 60]:

$$Q = \iint u \cdot \xi ds \quad (3.2)$$

式中: Q ——流量; s ——河流某断面面积; u ——河流断面某点处流速矢量; ξ ——作业船航迹上的单位法线矢量; ds ——河流断面上微元面积。

其中 ds 由下式确定:

$$ds = |V_b| \cdot dz \cdot dt \quad (3.3)$$

式中: dz ——垂向微元长度; dt ——时间微元; V_b ——船速矢量; $|V_b|$ ——作业船速度(沿航迹); z ——垂向坐标, $z=0$ 为河底, $z=H$ 为水面(H =水深)。

$|V_b|$ 由下式确定:

$$|V_b| = \sqrt{V_{bx}^2 + V_{by}^2} \quad (3.4)$$

式中: V_{bx} : —— x 方向的船速; V_{by} : —— y 方向的船速; (x, y) —— 水平面上的总体坐标系。

公式(1)可以重新写为:

$$Q = \int_0^T \left[\int_0^H u \cdot dz \right] \cdot \xi |V_b| \cdot dt = \int_0^T \int_0^H (u \times V_b) \cdot k \cdot dz dt \quad (3.5)$$

式中: t —— 跨断面航行时间; k —— 垂向单位矢量。

定义 f 为单元流速与船速矢量叉乘积:

$$f = (u \times V_b) \cdot k = u_x V_{by} - u_y V_{bx} \quad (3.6)$$

式中: 角标 x 和 y 分别表示 x 和 y 方向的速度矢量。注意到叉乘积的结果与坐标无关, 即: x 和 y 可以是任意固定坐标。

将沿航迹的断面离散为 m 个微断面, 则:

$$Q = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n f_j \cdot D_c \Delta t = \sum_{i=1}^m [(V \times V_b) \cdot k] \cdot H_i \Delta t = \sum_{i=1}^m [V_x V_{by} - V_y V_{bx}] \cdot H_i \Delta t \quad (3.7)$$

式中: H_i —— 微断面 i 处水深; Δt —— 相应于微断面的测量时间平均步长; m —— 断面内总的微断面数目; n —— 微断面中有效单元的数目; V —— 相应于每一微断面的深度平均流速矢量。

有效单元的数目由下式确定:

$$n = (\text{实测换能器离河底高度} \times \lambda - \text{盲区}) / \text{单元长度 } D_c \quad (3.8)$$

参数 λ 取决于“旁瓣”区的厚度。如果“旁瓣”区的厚度大约为水深的 6%, $\lambda = 0.94$ 。

每一微断面的深度平均流速矢量 V 由下式计算:

$$V = \frac{1}{H} \int_0^H u \cdot dz \quad (3.9)$$

其中 H 由下式确定:

$$H = \text{换能器入水深度} + \text{ADCP 实测深度} \quad (3.10)$$

ADCP 在进行测量时, 不但在水平方向上将沿航迹的断面划分为微断面(共 m 个), 同时在垂向将水体划分为小单元。第一个有效单元(靠近换能器)深度设为 D_f :

$$D_f = \text{换能器深度} + \text{仪器盲区} + \text{单元长度 } D_c \quad (3.11)$$

最后一个有效单元(靠近河底且未受河底干扰的单元)的深度设为 D_l :

$$D_l = D_f + n D_c \quad (3.12)$$

设 Z_1 为河底至最后一个有效单元的高度, Z_2 为河底至第一个有效单元的高度, 则:

$$Z_1 = H - D_l - \frac{1}{2} D_c \quad (3.13)$$

$$Z_2 = H - D_f - \frac{1}{2} D_c \quad (3.14)$$

深度平均流速的 x 方向分量由下式算出(y 方向分量类似):

$$V_x = \frac{1}{H} \int_0^H u_x \cdot dz = \frac{1}{H} \left[\int_0^{Z_1} u_x \cdot dz + \int_{Z_1}^{Z_2} u_x \cdot dz + \int_{Z_2}^H u_x \cdot dz \right] = \frac{1}{H} [Z_1 V_{xB} + (Z_2 - Z_1) V_{xM} + (H - Z_2) V_{xT}] \quad (3.15)$$

式中: V_{xB} ——表层平均流速(x 向分量); V_{xM} ——中部平均流速(x 向分量); V_{xT} ——底层平均流速(x 向分量)。

1) 中部平均流速和流量

中部平均流速由 ADCP 直接测出, 其值为所有有效单元所测流速之平均。 x 方向分量由下式算出(y 方向分量类似):

$$V_{xM} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n u_{xj} \quad (3.16)$$

式中: u_{xj} ——单元 j 中所测的 x 向流速分量。

中部流量由下式给出:

$$Q_m = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n f_j \Delta t D_c = \sum_{i=1}^m \left[(V_{xM} V_{by} - V_{yM} V_{xB}) \right]_i \cdot (Z_2 - Z_1)_i \Delta t \quad (3.17)$$

2) 表层和底层平均流速和流量

ADCP 可以借助于指数流速剖面来推算表层或底层平均流速及流量。

根据长江委水文局研究, 长江干流典型河段采用指数流速分布, 经验公式表示为:

$$u_\eta = u_{max} \eta^b \quad (3.18)$$

式中： u ——高度 z 处的流速； $u_{\max}$ ——垂线上最大测点流速； η ——相对水深 (Z/H)。水深由河底起算， Z 为测点离河底距离， H 为水深。 b ——幂函数指数， $b=1/6$ 。

假定乘积 (f 值) 也遵循指数分布：

$$f = \alpha^* z^b \quad (3.19)$$

$$u_x V_{by} - u_y V_{bx} = \alpha^* z^b \quad (3.20)$$

因为船速假定为常数，为使公式 (3-19) 和 (3-20) 成立，流速分量 u_x 和 u_y 也必须遵循指数分布。则 x 向流速分量有 (y 向流速分量类似)：

$$u_x = \alpha_x \eta^b \quad (3.21)$$

式中： α_x 为垂线测点最大流速在 x 向上的分量。

对式 (15) 从 Z_1 至 Z_2 进行积分得：

$$\int_{Z_1}^{Z_2} u_x dz = \int_{Z_1}^{Z_2} \alpha_x z^b dz = \alpha_x \frac{(Z_2^{b+1} - Z_1^{b+1})}{b+1} = \frac{(Z_2 - Z_1)}{n} \sum_{j=1}^n u_{xj} = D_c \sum_{j=1}^n u_{xj} \quad (3.22)$$

$$\text{整理后得：} \quad \alpha_x = \frac{D_c(b+1)}{(Z_2^{b+1} - Z_1^{b+1})} \sum_{j=1}^n u_{xj} \quad (3.23)$$

类似地，也可以得到 α_y ， α^* 可由下式得到：

$$\alpha^* = \alpha_x V_{by} - \alpha_y V_{bx} = \frac{D_c(b+1)}{(Z_2^{b+1} - Z_1^{b+1})} \sum_{j=1}^n f_j \quad (3.24)$$

则表层平均流速可以由下式算出：

$$V_{xT} = \frac{D_c(H^{b+1} - Z_2^{b+1})}{(H - Z_2)(Z_2^{b+1} - Z_1^{b+1})} \sum_{j=1}^n u_{xj} \quad (3.25)$$

类似地，底层平均流速的计算公式为：

$$V_{xB} = \frac{D_c Z_1^{b+1}}{Z_1(Z_2^{b+1} - Z_1^{b+1})} \sum_{j=1}^n u_{xj} \quad (3.26)$$

表层流量由下式算出：

$$Q_T = \sum_{i=1}^m \left[\frac{\Delta t D_c Z_1^{b+1}}{(Z_2^{b+1} - Z_1^{b+1})} \sum_{j=1}^n f_j \right]_i = \sum_{i=1}^m [V_{xB} V_{by} - V_{yB} V_x]_i \cdot (H - Z_2)_i \Delta t \quad (3.27)$$

底层流量由下式算出：

$$Q_B = \sum_{i=1}^m \left[\frac{\Delta t D_c Z_1^{b+1}}{(Z_2^{b+1} - Z_1^{b+1})} \sum_{j=1}^n f_j \right] = \sum_{i=1}^m [V_{xB} V_{by} - V_{yB} V_x] \cdot (Z_1)_i \Delta t \quad (3.28)$$

另外，x 方向深度平均流速为（y 方向分量类似）：

$$V_x = \left[\frac{Z_1^{b+1}}{(Z_2^{b+1} - Z_1^{b+1})} + 1 + \frac{(H^{b+1} - Z_2^{b+1})}{(Z_2^{b+1} - Z_1^{b+1})} \right] \frac{D_c}{H} \sum_{j=1}^n u_{xj} \quad (3.29)$$

3) 岸边流量估算

对于岸边区域，ADCP 不能测出其流速和流量，用户可以利用经验方法估算。岸边区域根据底坡可以近似于三角形或矩形^[61]。

岸边区域平均流速的计算公式为：

$$V_a = \alpha V_m \quad (3.30)$$

式中：\$V_a\$——岸边区域平均流速；\$V_m\$——起点微断面（或终点微断面）内的深度平均流速；\$\alpha\$——岸边流速系数。

表 3-1 给出了岸边流速系数。

表 3-1 岸边流速系数

岸边情况		\$\alpha\$ 值
水深均匀地变浅至零的斜坡岸边		0.67-0.75
陡岸边	不平整	0.8
	光滑	0.9
死水与流水交界处的死水边		0.6

美国地理调查局对于三角形岸边区域（即水深均匀地变浅至零的斜坡岸边）采用的岸边流速系数为 0.707。

岸边流量由下式估算：

$$Q_{NB} = \alpha A_a V_m \quad (3.31)$$

式中：\$Q_{NB}\$——岸边流量；\$A_a\$——岸边区域面积；\$V_m\$——起点微断面（或终点微断面）内的深度平均流速。

3.3 ADCP 使用注意事项

ADCP 是一种先进的、自动化程度很高的流量测验仪器，使用 ADCP 测流具有

简便、快捷、准确的优点，能够缩短测流历时、减轻劳动强度且不受时间和断面位置的限制。使用者应根据当地水沙条件、测验河段和断面的具体情况，分析解决遇到的问题。为了减小侧速误差，确保实验仪器正常运转，使用 ADCP 进行测流时应注意以下几点：

- ✦ 注意安全，全部操作人员必穿救生衣，快艇驾驶员在施测工作中尽量避开漂浮物，尤其是大漂浮物，保护仪器。
- ✦ 在已知河段进行流量测量时，对应用程序中的配置向导菜单应按断面实际情况设置河床类型、边岸估算、水层厚度、水层个数、测流模式等测量参数，保存好配置文件。
- ✦ 在未知河段进行流量测量时，应先预测一次，根据河床深度、形状及流速大小决定测量参数，一旦确定，在水文特征变化不大的情况下不要随意改动参数值。
- ✦ 换能器与岸边距离估读应精确，以保证资料的精度。
- ✦ 船速或者船速与流速的比值是影响流量测量的重要参数。船速越慢越均匀或比值越小，流量测量精度越高；
- ✦ 河流的断面面积越大，则流量测量精度越高。
- ✦ 采用 ADCP 测流一般为 4 次以上，测流成果不应为单次测流值。
- ✦ ADCP 采用底跟踪方式进行断面流量测验，在河底走沙条件下测验误差偏大，精度不高。此时可采用 ADCP 外接 GPS、罗径测流方式进行流量测验。
- ✦ ADCP 测速位置距水面越近，测速误差越小；距河底越近，误差越大。
- ✦ 严格按照操作规程管护仪器。应牢记 ADCP 操作维护保养注意事项，将 ADCP 仪器单独存放，由专人负责保管，制订专项规章制度，并及时检测 ADCP、电瓶、笔记本电脑、船只等，使系统始终处于良好状态。

3.4 流量测量成果

3.4.1 测流时机

流量测验的目的是要率定各种水流情况下和各种闸门开启方式下的闸门流量系数关系曲线，便于将来推算闸门泄流量过程。因此，希望测量结果具有代表

性。水文事件通常用已知的资料去率定模型参数,要求已知资料的代表性,尽量避免参数应用时外延情况。测流时机应该选择在上游流域来水较大的时候,在不影响水库水位控制范围的情况下,尽量将闸门提高到较高的状态;同时下游潮水位处于大潮发生时期,能够实测到潮水位对闸门泄流的最大淹没影响程度。

事实上,大潮期间又恰逢上游流域降雨产生入库洪水的概率是很小的,自本项目 2006 年 7 月立项后,至 2007 年 8 月都没有发生上述水情条件,过闸流量均小于 $1000\text{m}^3/\text{s}$ 。

即使不考虑潮水位的影响,上游来水是闸门开闸的必要条件。2007 年第 9 号强台风“圣帕”来临,预计在福建沿海登陆,可能产生台风降雨,于是做好测量的充分准备。

3.4.2 测次安排

率定流量系统的测验工作,主要获得两项基本资料:一是断面流量资料;二是与流量系数有关的相关因素(例如开度 e 、水头 H 等)。测流断面的布设应远离闸门位置,不受闸门骤启骤闭变化的影响,以求得稳定的水位、流量关系。上游基本水尺的水位不但代表水工建筑物上游的正常水位,而且是推求流量系数和流量的主要因素。下游基本水尺用于在淹没式出流的情况下,下游水尺与上游水尺水位之差是正确推算淹没式流量系数或流量的依据。每次开、关闸和闸门变动时,同时测记各闸孔的编号及相应的垂直开启高度。如果各孔的开启高度不同,应分别记载;各孔流态一致时,可计算其平均开启高度。因同一站各孔的宽度相同,可用算术平均法。

水库上游水位受洪水影响,水库下游水位受过闸水流和潮汐的影响,因过闸上游水位和下游水位的不稳定性,测流开始和结束时,分别同时观测上、下游的两组水位及闸门开启度,取开始和结束时刻水位平均值作为测流时段的上下游水位。

在保证水库水位变幅满足供水应用的前提下,率定流量系数的流量测次,以满足分析与确定流量系数及相关因素关系为原则,针对闸门开启情况(高度、孔数),上下游水位和流态(孔流、堰流、自由式、淹没式)的不同组合均匀布置测次。

3.4.3 测流成果

实测流量成果见表 3-2 和表 3-3。限于篇幅，本文只摘录出部分流量数据。

表 3-2 南港流量摘录表

上游水位 (m)	下游水位 (m)	水位差 (m)	开启孔数	闸门开度 (m)	ADCP 实测 流量 (m³/s)	备注
4.02	0.40	3.62	8	1	479.25	南港
4.02	0.40	3.62	7	1.5	610.82	南港
4.20	1.20	3.00	3	1.5	266.32	南港
4.20	1.20	3.00	4	1	243.61	南港
4.04	1.00	3.04	3	1.5	262.29	南港
4.04	1.00	3.04	12	1	720.21	南港
4.08	0.40	3.68	15	0.6	556.31	南港
4.22	-0.43	4.65	15	0.4	380.90	南港
4.27	-0.55	4.82	15	0.2	194.42	南港
4.30	-0.60	4.90	15	0.6	567.11	南港
3.95	3.30	0.65	7	1.5	266.00	南港
4.03	2.85	1.18	7	0.6	100.08	南港
4.03	2.85	1.18	8	0.4	64.36	南港
4.35	1.50	2.85	7	1	388.32	南港
4.35	1.50	2.85	8	0.6	219.73	南港
4.20	1.20	3.00	8	0.6	235.44	南港
4.30	2.50	1.80	15	0.6	283.63	南港
4.20	2.00	2.20	15	1	618.05	南港
4.10	1.00	3.10	15	0.4	320.48	南港
4.00	1.50	2.50	15	0.8	540.60	南港
3.90	0.80	3.10	15	0.4	320.48	南港
3.60	2.00	1.60	15	0.2	115.36	南港
...	...	...	...	...	...	...

表 3-3 北港流量摘录表

上游水位 (m)	下游水位 (m)	水位差 (m)	开启孔数	闸门开度 (m)	ADCP 实测流 量 (m³/s)	备注
4.10	0.52	3.58	5	0.2	51.07	北港
4.10	0.52	3.58	18	0.4	356.84	北港

4. 07	0. 21	3. 86	23	0. 2	233. 96	北港
4. 08	1. 20	2. 88	25	0. 6	724. 21	北港
4. 20	0. 82	3. 38	25	0. 4	502. 59	北港
4. 40	0. 28	4. 12	25	0. 2	265. 67	北港
4. 22	1. 08	3. 14	25	1	1187. 51	北港
4. 12	1. 16	2. 96	9	1	421. 29	北港
4. 12	1. 16	2. 96	16	0. 6	466. 18	北港
3. 95	1. 52	2. 43	14	0. 6	397. 84	北港
3. 95	1. 52	2. 43	11	1	501. 78	北港
4. 00	1. 30	2. 70	14	0. 6	400. 82	北港
4. 00	1. 30	2. 70	8	1	367. 76	北港
4. 00	1. 30	2. 70	3	1. 5	199. 09	北港
4. 50	3. 00	1. 50	25	1	1023. 06	北港
4. 40	2. 90	1. 50	25	0. 8	768. 92	北港
4. 30	2. 50	1. 80	25	0. 6	616. 88	北港
4. 20	2. 00	2. 20	25	0. 4	447. 08	北港
4. 10	1. 50	2. 60	25	0. 2	231. 43	北港
4. 00	1. 60	2. 40	25	0. 1	103. 82	北港
3. 90	1. 80	2. 10	25	0. 3	316. 33	北港
3. 80	2. 00	1. 80	25	0. 5	533. 00	北港
...	...	...	...	...	...	...

3. 5 闸孔出流流态的判别

3. 5. 1 孔流和堰流的判别

受闸门开度、闸门类型、闸门上游和下游水深等综合因素的影响，实际河道中的闸下出流会有四种不同情况，它们的示意图（以平板闸门为例）分别如图 3-5、3-6、3-7 和 3-8 所示：前两种情况是闸孔出流，过闸流量大小受到闸门约束，这是闸下出流的主要情形；而后两种情况时，由于闸门开度较大，其底缘已高于水面，故对过闸水流已不产生控制作用，为堰流^[62]。

图 3-5 自由孔流示意图

图 3-6 淹没孔流示意图

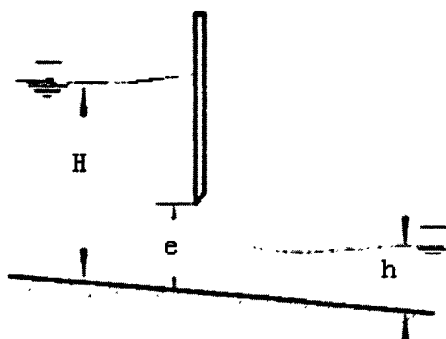


图 3-5 自由孔流示意图

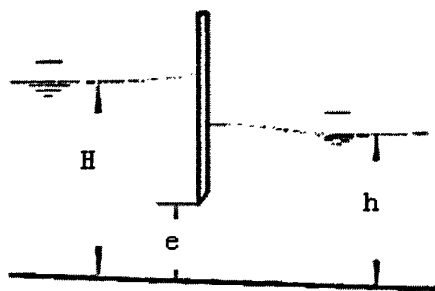


图 3-6 淹没孔流示意图

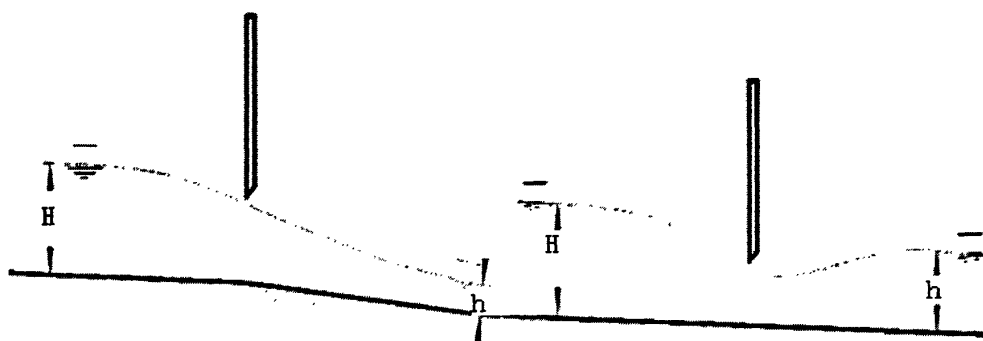


图 3-7 自由堰流示意图

图 3-8 淹没孔流示意图

堰流和孔流的划分已经积累了丰富的理论和实践经验，孔流和堰流的判别方法如下^[63]：\$e/H < 0.65\$ 时，为孔流；\$e/H \geq 0.65\$ 是，为堰流。式中：\$H\$——闸前上游水深；\$e\$——闸门开度。

3.5.2 自由堰流和淹没堰流的判别

自由堰流是指下游水位不影响出流量大小的堰流。其流量公式为：

$$Q = K \varepsilon' C n b \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (3.32)$$

式中：\$Q\$——流量，\$\text{m}^3/\text{s}\$；\$K\$——进口流态系数，在低堰进口段流向不正时用；\$\varepsilon'\$——侧收缩系数；\$C\$——堰流流量系数；\$g\$——重力加速度，\$\text{m}/\text{s}^2\$；\$H\$——总水头，\$\text{m}\$；\$n\$——过水孔数；\$b\$——闸门单孔净宽。

淹没堰流是指下游水位高于堰顶，堰坎下游水面无明显跌落现象。其流量公式为：

$$Q = \sigma K \varepsilon' C n b \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (3.33)$$

式中, σ 为堰流淹没系数; 其他参数的意义与上同。

堰流时, 当下游水头与上游水头之比 $h_t/H < 0.8$ 时为自由堰流, $h_t/H > 0.8$ 时为淹没堰流^[64]。

3.5.3 自由孔流和淹没孔流的判别

闸门处出现堰流后就起不到调节流量水位的作用, 故应尽量避免这种情况发生。下面主要针对对闸孔的自由出流和淹没出流两种情况进行讨论。

自由孔流是指闸下水位未淹没闸孔, 闸孔出流不受下游水位影响的出流。适用于自由孔流的流量公式为:

$$Q = \mu n b e \sqrt{2g(H_0 - h_c)} \quad (3.34)$$

μ ——自由孔流流量系数; e ——闸门开启高度, m; H_0 ——闸前上游水深;

h_c ——收缩断面处水深; 其他参数的意义与上同。

淹没孔流是指闸下水位淹没闸孔, 闸孔出流受下游水位影响的出流。适用于淹没孔流的流量公式为:

$$Q = \mu_1 n b e \sqrt{2g\Delta Z} \quad (3.35)$$

μ_1 ——淹没孔流流量系数; ΔZ ——上下游水位差, m; 其他参数的意义与上同。

闸孔出流的堰流与孔流及自由出流、淹没出流几种流态可按图 3-9 进行简易判别^[65]。

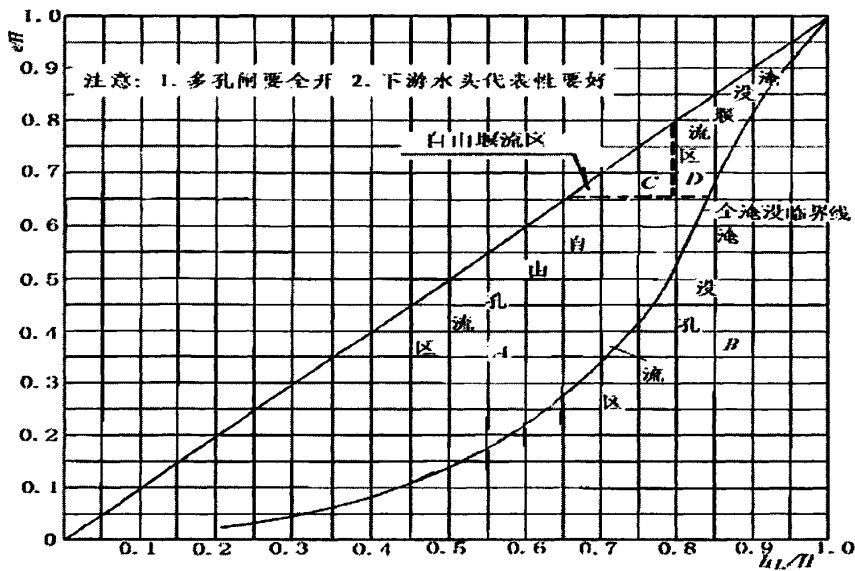


图 3-9 平板闸门 $e/H \sim h_L/H$ 关系流态判别图

当闸门下游的水跃被尾水淹没时就产生淹没出流，由于水跃的形成与收缩断面的水深有关，因此淹没出流的发生受到收缩系数 ε' 的影响。收缩系数 ε' 与收缩断面水深 h_c 和开度 e 成比例，儒可夫斯基曾用理论分析的方法得到了垂向收缩系数 ε' 与相对开度 e/H 的关系，如下表所示：

表 3-4 平板闸门的垂向收缩系数 ε' 表

e/H	ε'	e/H	ε'	e/H	ε'
0.00	0.611	0.30	0.625	0.60	0.661
0.05	0.613	0.35	0.628	0.65	0.673
0.10	0.615	0.40	0.633	0.70	0.687
0.15	0.617	0.45	0.639	0.75	0.703
0.20	0.619	0.50	0.645	0.80	0.720
0.25	0.622	0.55	0.652	0.85	0.745

由于收缩系数在闸门泄流中是一个很重要的参数，因此应给以足够的重视。在收缩系数较大的情况下（闸门开度与上游水深比值较大），其尾水水深允许在一个较大的范围内波动，仍能保持自由流状态，这样就能提高闸门水流控制的可靠性。

为了达到精确控制下泄流量的目的，必须弄清闸门处的出流是自由出流还是淹没出流，自由和淹没出流条件下的水力特性也应弄清楚。以前，孔流出流的流

态观测和判别主要以目测为主, 随意性大, 误差也大。若仅仅以闸下水深大于闸门底边, 即闸下水头大于闸门开启高度来判别淹没出流和自由出流也存在很大的误差。下面引入两种方法来判别闸孔出流是自由孔流还是淹没孔流, 并推导出了自由孔流和淹没孔流的流量系数公式, 通过在北溪引水闸的实例验证, 得出公式的精度高, 可靠性很强。为后续工作——闸门的优化调度系统集成, 奠定坚实的基础。

3.5.3.1 亨利闸门出流法

闸孔出流的流量计算一般公式如下:

$$Q = C_d b e \sqrt{2gH} \quad (3.36)$$

式中, Q ——闸孔泄流量; C_d ——流量系数; b ——闸门宽度; H ——闸前上游水深; e ——闸门开度; g ——重力加速度。

图 3-10 是亨利(1950)给出的在自由出流和淹没出流情况下的各种不同的 C_d 值^[66, 67]。

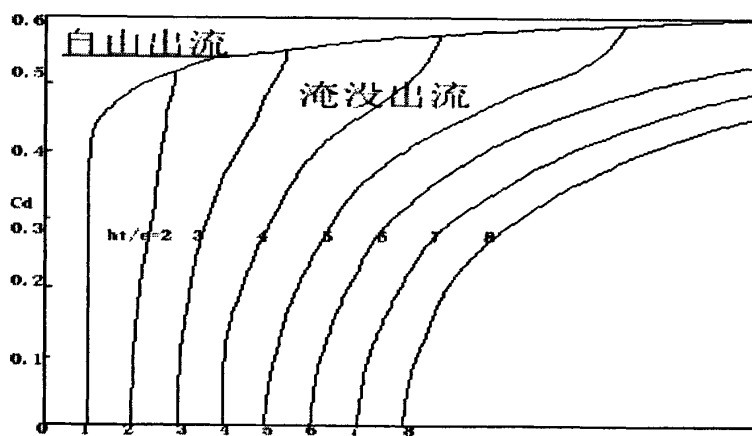


图 3-10 流量系数变化图

1、自由出流公式率定

仔细分析上图, 发现闸孔自由出流的流量系数逐渐递增, 最终到达极大值为 0.611。在水力学上, 当 $H=e$ 或 $H<e$ 时, 闸孔出流现象不复存在。这样, 当 $H=e$ 时, 流量系统 $C_d = 0$ 。根据这些情况, 通过回归分析, 可得出下面的公式:

$$C_d = 0.611 \left(\frac{H - e}{H + 15e} \right)^{0.072} \quad (3.37)$$

联立公式(3.36)和(3.37), 可得出闸孔自由出流的流量计算公式:

$$Q = 0.864be\sqrt{gH} \left(\frac{H - e}{H + 15e} \right)^{0.072} \quad (3.38)$$

2、淹没出流公式率定

当 H 等于下游水深 h_t 时, 闸孔淹没出流的流量系数为零。当 $H > h_t$ 时, 随着 H 的增加, 流量系数 C_d 也随之迅速增大, 直至 $H = H_{\max}$ ($H_{\max}$ 为淹没出流向自由出流转化时的 H 值)。上图显示了不同 h_t 值时的 $H_{\max}/e$ 值。把这些值绘于双对数座标中进行回归分析, 可得到下面公式:

$$H_{\max}/e = 0.81 \left(\frac{h_t}{e} \right)^{1.72} \quad (3.39)$$

这样出现淹没出流的条件为:

$$h_t < H < 0.81h_t \left(\frac{h_t}{e} \right)^{0.72} \quad (3.40)$$

而出现自由出流的条件为:

$$H \geq 0.81h_t \left(\frac{h_t}{e} \right)^{0.72} \quad (3.41)$$

根据上图的淹没出流的流量系数曲线, 可得出跟曲线相吻合的拟合公式如下:

$$C_d = 0.611 \left(\frac{H - e}{H + 15e} \right)^{0.072} (H - h_t)^{0.7} \left\{ 0.32 \left[0.81h_t \left(\frac{h_t}{e} \right)^{0.72} - H \right]^{0.7} + (H - h_t)^{0.7} \right\}^{-1} \quad (3.42)$$

联立公式 (3.36) 和 (3.42), 即得闸孔淹没出流的流量计算公式:

$$Q = 0.864be\sqrt{gH} \left(\frac{H - e}{H + 15e} \right)^{0.072} (H - h_t)^{0.7} \left\{ 0.32 \left[0.81h_t \left(\frac{h_t}{e} \right)^{0.72} - H \right]^{0.7} + (H - h_t)^{0.7} \right\}^{-1} \quad (3.43)$$

3.5.3.2 水跃共轭水深法

1、自由出流与淹没出流划分^[68]

水流由急流到缓流，必然发生水跃，水跃的位置随下游水深 t 而变化，受水跃位置的影响可分为自由出流和淹没出流。常用水跃共扼水深法来判别闸孔出流流态。即

$$h' = \frac{h''}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8a'q^2}{gh'^3}} - 1 \right) \quad (3.44)$$

$$h'' = \frac{h'}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8a'q^2}{gh'^3}} - 1 \right) \quad (3.45)$$

式中： q ——设计单宽流量(m^3/s)； h' ——跃前水深(第一共扼水深)； h'' ——跃后水深(第二共扼水深)； a' ——动量改正系数，取 $a'=1.0\sim1.05$ 。

若闸后收缩断面水深 h_c 的跃后水深为 h_c'' ，则有：

当 $t < h_c''$ 时，水跃发生在收缩断面下游。此时下游水深 t 不影响闸孔出流的泄流能力，属闸孔自由出流。

当 $t > h_c''$ 时，水跃发生在收缩断面上游。水跃漩滚覆盖了收缩断面，下游水位影响闸孔泄流能力，属闸孔淹没出流。

当 $t = h_c''$ 时，水跃发生在收缩断面处。此时，下游水深 t 的大小不影响闸孔出流的泄流能力，属闸孔自由出流。

2、自由出流公式率定

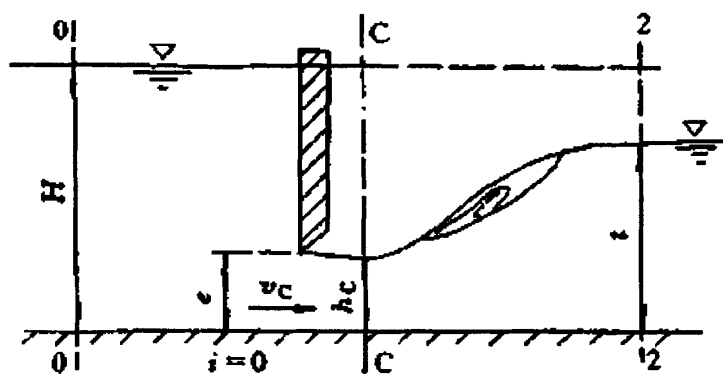


图 3-11 闸孔出流示意图

取 0-0 与 C-C 断面(图 3-11)，根据能量方程有：

$$H + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} = h_c + \frac{\alpha_c v_c^2}{2g} + h_w \quad (3.46)$$

令 $H_0 = H + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g}$, $h_w = \zeta \cdot \frac{v_c^2}{2g}$, $\alpha_c = \alpha_0 \approx 1.0$ 则: $H_0 - h_c = \frac{v_c^2}{2g} (\alpha_c + \zeta)$

$$v_c = \frac{1}{\sqrt{\alpha_c + \zeta}} \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_c)} \quad \text{设 } \varphi = \frac{1}{\sqrt{\alpha_c + \zeta}}$$

则: $v_c = \varphi \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_c)}$ 对矩形断面流量为:

$Q = b \cdot h_c \cdot v_c = b \cdot h_c \cdot \varphi \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_c)}$ 取 $h_c = \varepsilon \cdot e$, $\mu = \varepsilon \cdot \varphi$ 可得:

$$Q = \mu \cdot b \cdot e \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_c)} \quad (3-47)$$

上式即为自由式孔流流量公式。

$$q^2 = (Q/b)^2 = \mu^2 \cdot b^2 \cdot e^2 \cdot 2g(H_0 - h_c) \quad (3.48)$$

式中: q ——单宽流量(m^3/s); φ ——流速系数; ε ——垂直收缩系数; e ——闸门开启度; μ ——流量系数; h_c ——收缩断面处水深。

3、淹没出流公式率定

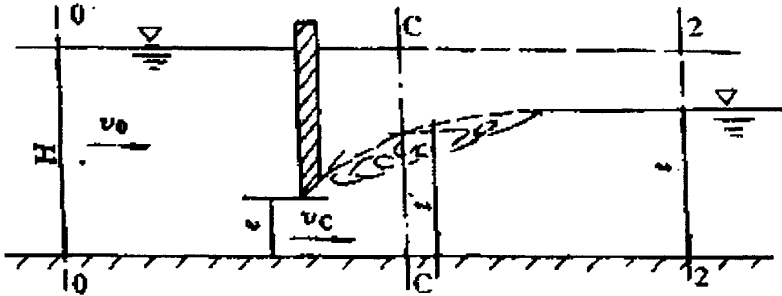


图 3-12 淹没出流示意图

取 0-0 与 C-C 断面(图 3-12)，经推导:

$$Q = \mu \cdot b \cdot e \cdot \sqrt{2g(H_0 - t')} \quad (3.49)$$

$$q^2 = (Q/b)^2 = \mu^2 \cdot b^2 \cdot e^2 \cdot 2g(H_0 - t') \quad (3.50)$$

t' 可根据图 3-12 中 C-C 与 2-2 矩形断面的水跃函数推导:

$$\frac{\alpha^2 Q^2}{g A_c} + t' \cdot A_c = \frac{\alpha' Q^2}{g A} + t \cdot A \quad (3.51)$$

$$\frac{2\alpha' Q^2}{g} (V_2 - V_c) = t'^2 - t^2 \quad (3.52)$$

式中 $V_2 = \frac{q}{t}$, $V_c = q/h_c$, $\alpha' = \alpha \approx 1.0$ 代入得:

$$t'^2 = t^2 + \frac{2q}{g}(V_2 - V_c) = t^2 - \frac{q^2}{g} \left(\frac{t - h_c}{t \cdot h_c} \right)$$

将 (3.50) 式代入得:

$$t'^2 = t^2 - 4\mu^2 \cdot e^2 \cdot \left(\frac{t - h_c}{t \cdot h_c} \right) \cdot (H_0 - t') = t^2 - 4\varphi^2 \cdot h_c \cdot \left(\frac{t - h_c}{t} \right) \cdot (H_0 - t')$$

设 $Z_0 = 4\varphi^2 \cdot h_c \cdot \left(\frac{t - h_c}{t} \right)$ 则 $t'^2 = t^2 - Z_0 \cdot H_0 + Z_0 \cdot t'$

求解此式并取正值:

$$t' = Z_0/2 + \sqrt{Z_0/4 + t^2 - Z_0 \cdot H_0} \quad (3.53)$$

式 (3.53) 只要知道 H_0 、 t 、 e 后, 即可计算出 t' , 代入式 (3.49) 即可求得淹没出流的流量 Q 。

4 闸孔临界流的判别

当 $t = h_c''$ 时, 水跃发生在收缩断面处, 即有:

$$\mu^2 \cdot e^2 \cdot 2g(H_0 - h_c) = \mu^2 \cdot e^2 \cdot 2g(H_0 - t')$$

$$h_c^2 = t'^2 = t^2 - \frac{q^2}{g} \left(\frac{t - h_c}{t \cdot h_c} \right) = t^2 - 4\varphi^2 \cdot h_c \cdot \left(\frac{t - h_c}{t} \right) \cdot (H_0 - h_c) \text{ 化简可得:}$$

$$\frac{t}{4\varphi^2} \cdot \left(\frac{t}{h_c} + 1 \right) + h_c = H_0 \quad (3.54)$$

式 (3.54) 即为闸孔临界流的判别式。

若下游水位继续上涨, 过闸水流为淹没水跃, 式(3.54)应满足:

$$\frac{t}{4\varphi^2} \cdot \left(\frac{t}{h_c} + 1 \right) + h_c > H_0 \quad (3.55)$$

此时流量按式(3.49)计算。

若闸后水流为远驱水跃(包括临界流), 即下游水位不影响泄流量, 为自由式出流, 式(11)应满足:

$$\frac{t}{4\varphi^2} \cdot \left(\frac{t}{h_c} + 1 \right) + h_c < H_0 \quad (3.56)$$

此时流量按式(3.47)计算。

在本文的实际计算工作当中，略去 $\frac{\alpha_0 v_0^2}{2g}$ ，故 $H_0=H$ 。

3.5.3.3 两种判别方法的比较

用亨利闸门出流法来判别闸孔出流是自由孔流还是淹没孔流可利用式 (3.40)， (3.41) 来解决。自由孔流，利用公式(3.38)计算泄流量；淹没孔流，利用公式(3.43)计算泄流量。

用水跃共轭水深法来判别闸孔出流是自由出流还是淹没出流可利用式 (3.55)， (3.56) 来解决。自由孔流，利用公式(3.47)计算泄流量；淹没孔流，利用公式(3.49)计算泄流量。

下表为两种判别方法的比较，从表中可以看出用两种方法来判别自由孔流和淹没孔流是非常准确的。

表 3-5 自由孔流和淹没孔流判别方法对照表

测次	南港				判别方法	
	上游水位(m)	下游水位(m)	开启孔数	闸门开度(m)	水跃共轭法	亨利法
1	4.04	1.00	12	1.0	自由孔流	自由孔流
2	4.08	0.40	15	0.6	自由孔流	自由孔流
3	4.22	-0.43	15	0.4	自由孔流	自由孔流
4	4.27	-0.55	15	0.2	自由孔流	自由孔流
5	4.30	-0.60	15	0.6	自由孔流	自由孔流
6	4.30	2.50	15	0.6	淹没孔流	淹没孔流
7	4.20	2.00	15	1.0	淹没孔流	淹没孔流
8	4.10	1.00	15	0.4	淹没孔流	淹没孔流
9	4.00	1.50	15	0.8	淹没孔流	淹没孔流
10	3.90	0.80	15	0.4	淹没孔流	淹没孔流
11	3.60	2.00	15	0.2	淹没孔流	淹没孔流
12	4.40	0.50	15	0.6	自由孔流	自由孔流
13	4.55	1.90	15	1.0	淹没孔流	淹没孔流
14	4.30	1.20	15	1.5	自由孔流	自由孔流
15	4.22	0.80	15	0.4	淹没孔流	淹没孔流
16	4.13	2.20	15	0.2	淹没孔流	淹没孔流
17	4.08	-0.50	15	0.4	自由孔流	自由孔流
18	3.99	0.40	15	2.0	自由孔流	自由孔流
19	3.85	2.50	15	1.5	淹没孔流	淹没孔流
20	3.79	3.00	15	2.5	淹没孔流	淹没孔流
21	4.25	1.80	15	1.0	淹没孔流	淹没孔流

22	4.09	3.10	15	0.6	淹没孔流	淹没孔流
23	4.33	-0.23	15	0.4	自由孔流	自由孔流
测次	北港				判别方法	
	上游水位(m)	下游水位(m)	开启孔数	闸门开度(m)	水跃共轭法	亨利法
24	4.10	0.52	18	0.4	自由孔流	自由孔流
25	4.07	0.21	23	0.2	自由孔流	自由孔流
26	4.08	1.20	25	0.6	自由孔流	自由孔流
27	4.20	0.82	25	0.4	自由孔流	自由孔流
28	4.40	0.28	25	0.2	自由孔流	自由孔流
29	4.22	1.08	25	1.0	自由孔流	自由孔流
30	4.12	1.16	16	0.6	自由孔流	自由孔流
31	3.95	1.52	11	1.0	自由孔流	自由孔流
32	4.50	3.00	25	1.0	淹没孔流	淹没孔流
33	4.40	2.90	25	0.8	淹没孔流	淹没孔流
34	4.30	2.50	25	0.6	淹没孔流	淹没孔流
35	4.20	2.00	25	0.4	淹没孔流	淹没孔流
36	4.10	1.50	25	0.2	淹没孔流	淹没孔流
37	4.00	1.60	25	0.1	淹没孔流	淹没孔流
38	3.90	1.80	25	0.2	淹没孔流	淹没孔流
39	3.80	2.00	25	0.5	淹没孔流	淹没孔流
40	3.95	1.30	7	0.6	自由孔流	自由孔流
41	4.25	3.45	25	1.0	淹没孔流	淹没孔流
42	4.38	3.22	25	1.2	淹没孔流	淹没孔流
43	4.17	2.45	25	2.0	自由孔流	自由孔流
44	3.96	3.38	25	1.5	淹没孔流	淹没孔流
45	3.84	3.18	25	0.6	淹没孔流	淹没孔流
46	4.11	2.13	25	1.0	自由孔流	自由孔流

表 3-6 是在与表 3-5 相同的测验条件下分别按两种方法计算得出的泄流量。

通过与率定的流量系数关系曲线和 ADCP 实测流量的对比得知，三者相差不大，最大相对误差一般不超过 10%。对误差产生的原因进行进一步的分析，可以得出两个有益的结论：

- 1、淹没出流由于涉及闸下水位，比自由出流多一个误差源，而下游水位又往往因为受到潮汐影响而不够稳定，特别是多孔闸当部分闸孔开启时下游水位的代表性较差，可能引起相对较大的误差。
- 2、闸门开度小时，闸门开高记录的相对误差大，直接影响到流量精度。当闸门小开度时，闸门漏水影响更为显著。

表 3-6 三种方法推求流量对照表

测次	南港出闸流量			ADCP 实测 流量	相对误差 (%)		
	水跃共轭法	亨利法	关系曲线法		水跃共轭法	亨利法	实测
1	720.73	719.68	721.11	727.24	-0.90	-1.04	-0.84
2	554.57	558.04	556.90	565.34	-1.91	-1.29	-1.49
3	378.12	383.69	380.86	381.45	-0.87	0.59	-0.15
4	191.77	197.08	194.13	195.04	-1.68	1.05	-0.47
5	565.15	569.07	567.67	561.73	0.61	1.31	1.06
6	336.44	283.63	358.72	327.35	2.78	-13.36	9.58
7	676.56	671.91	685.98	683.72	-1.05	-1.73	0.33
8	294.86	271.15	280.11	282.37	4.42	-3.97	-0.80
9	567.85	562.27	560.92	565.55	0.41	-0.58	-0.82
10	296.99	279.35	280.11	285.84	3.90	-2.27	-2.01
11	100.36	61.28	100.24	92.28	8.75	-33.59	8.62
12	569.89	574.02	572.50	576.74	-1.19	-0.47	-0.74
13	749.63	753.16	736.28	748.61	0.14	0.61	-1.65
14	1345.57	1342.62	1342.81	1335.56	0.75	0.53	0.54
15	312.42	297.19	290.77	302.93	3.13	-1.90	-4.01
16	110.13	67.48	107.64	99.31	10.90	-32.05	8.39
17	373.66	379.00	376.31	375.39	-0.46	0.96	0.25
18	1688.18	1695.07	1680.68	1690.14	-0.12	0.29	-0.56
19	859.01	887.64	897.15	876.25	-1.97	1.30	2.38
20	1582.22	1756.79	1505.43	1624.37	-2.60	8.15	-7.32
21	723.94	729.21	714.64	732.84	-1.21	-0.50	-2.48
22	247.35	188.63	285.78	264.35	-6.43	-28.65	8.11
23	381.58	387.34	384.40	380.29	0.34	1.85	1.08
测次	北港出闸流量			平均值	相对误差 (%)		
	水跃共轭法	亨利法	实测		水跃共轭法	亨利法	实测
24	354.88	356.84	357.38	361.49	-1.83	-1.29	-1.14
25	229.58	233.96	234.73	231.52	-0.84	1.05	1.38
26	724.76	724.21	723.27	725.67	-0.13	-0.20	-0.33
27	499.58	502.59	503.38	515.75	-3.14	-2.55	-2.40
28	260.30	265.67	266.62	258.72	0.61	2.69	3.05
29	1189.70	1187.51	1174.85	1163.46	2.26	2.07	0.98
30	466.48	466.18	465.63	476.38	-2.08	-2.14	-2.26
31	502.30	501.78	495.27	508.43	-1.21	-1.31	-2.59
32	1015.74	1023.06	1083.22	1044.71	-2.77	-2.07	3.69
33	801.93	768.92	792.98	779.53	2.87	-1.36	1.73
34	640.77	616.88	632.15	624.42	2.62	-1.21	1.24
35	455.62	447.08	465.17	448.66	1.55	-0.35	3.68
36	235.36	231.43	244.60	237.44	-0.88	-2.53	3.02
37	109.03	103.82	89.20	95.25	14.47	9.00	-6.35

38	231.43	244.60	214.21	222.39	4.07	9.99	-3.68
39	528.25	533.00	567.09	540.04	-2.18	-1.30	5.01
40	199.14	198.92	198.58	196.12	1.54	1.43	1.26
41	769.92	711.47	732.14	738.16	4.30	-3.62	-0.82
42	1100.13	1112.35	1200.81	1127.42	-2.42	-1.34	6.51
43	2135.38	2195.10	2076.09	2140.07	-0.22	2.57	-2.99
44	1026.59	1071.09	1219.22	1115.37	-7.96	-3.97	9.31
45	411.75	353.72	327.62	355.33	15.88	-0.45	-7.80
46	1170.34	1168.51	1155.02	1145.58	2.16	2.00	0.82

3.6 流量系数的率定

以上闸门的出流公式和流量公式虽然有所不同，但都含有一个流量系数。由水力学知，该系数都带有一定的经验性，取值也有一定的范围。若根据闸孔在各种水力条件下的实测流量，率定出相应的流量系数，并用各自的公式来推求不同工况下的流量，这种方法推求出的流量是非常准确和可靠的。

本次测流利用现代化的测流仪器 ADCP。ADCP 是一种先进的、自动化程度很高的流量测验仪器，具有简便、快捷、准确的优点，能够缩短测流历时、减轻劳动强度且不受时间和断面位置的限制。

根据实测的流量资料，便可率定出各种水流流态和各种工况下的闸门流量系数关系曲线。本次流量测验共率定出南港和北港各四条流量系数关系曲线，见下图^[69]。

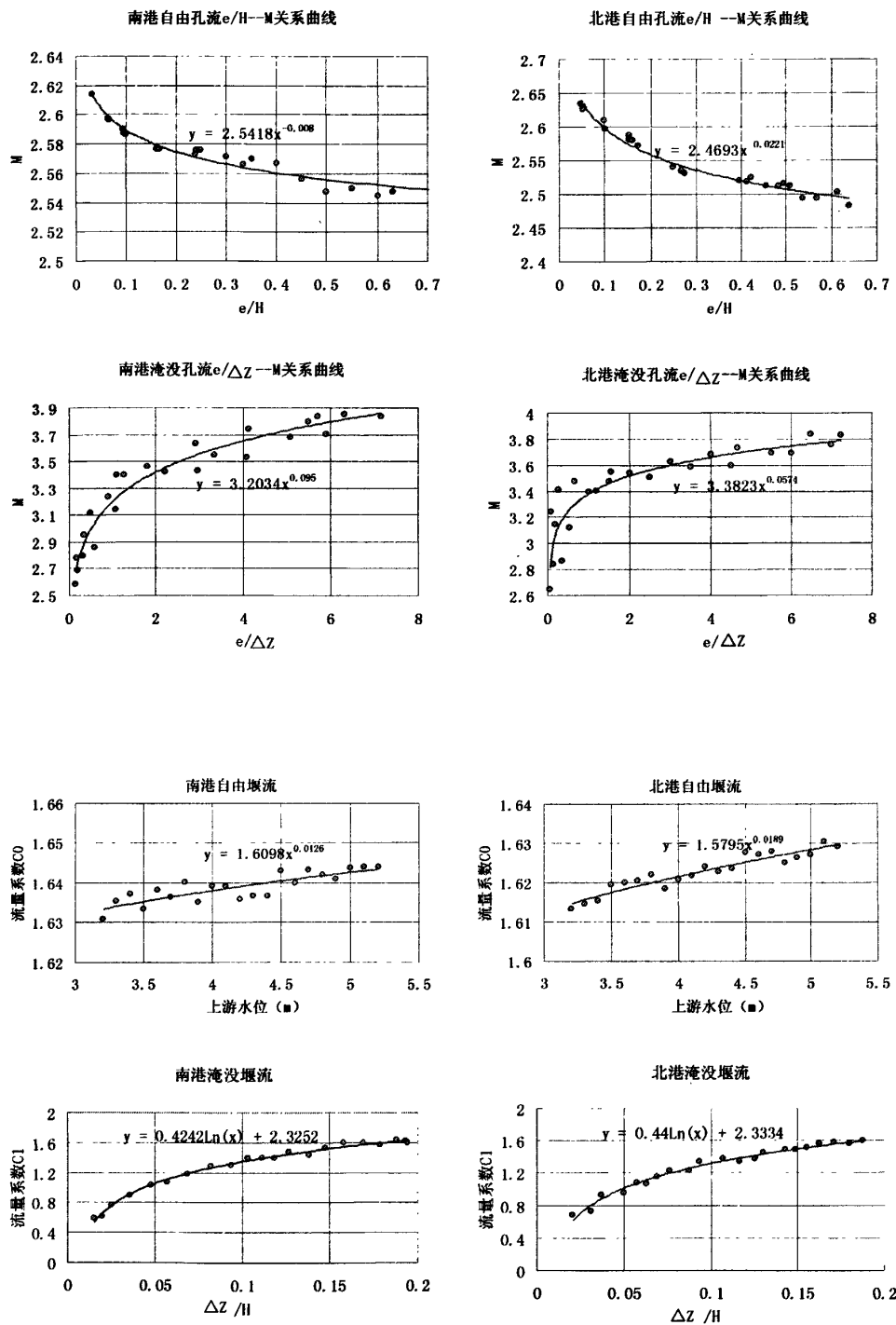


图 3-13 流量系数率定关系曲线

统计上面各条率定曲线的标准差和相对误差见表 3-7。通过对比分析可知：自由孔流和自由堰流的测验精度很高，相对误差均控制在±5%以内；淹没孔流

和淹没堰流由于涉及闸下水位，而下游水位又往往因为受到潮汐影响而不够稳定造成代表性较差，从而引起相对较大的误差。率定出的流量系数关系曲线均可满足《水工建筑物测流规范》中的检验要求。

表 3-7 测流曲线检验表

孔流	标准差	相对误差在±5%以内的点 据百分比	相对误差在±10%以内的点据 百分比
南港自由孔流	0.175	100	100
南港淹没孔流	2.960	91.7	100
北港自由孔流	0.305	100	100
北港淹没孔流	4.472	75	95.8
堰流	标准差	相对误差在±5%以内的点 据百分比	相对误差在±10%以内的点据 百分比
南港自由堰流	0.131	100	100
南港淹没堰流	3.255	90.5	100
北港自由堰流	0.099	100	100
北港淹没堰流	4.064	81	100

第四章 闸下潮水位预报模型

4.1 概述

4.1.1 潮汐现象简介

地球上的海水,受到月球和太阳的引力作用产生的一种规律性的上升下降运动,叫做潮汐^[70]。

产生潮汐现象的主要原因是由于地球各点离月球和太阳的相对位置不同,因而各点所受到的引力也有所差异,这个差异便导致地球上海水的相对运动。这种引力差异叫做引潮力,由引潮力引起的海面升降叫做重力潮。另外,太阳辐射强度的周期性变化会引起气象条件的周期性变化,从而也能间接的引起海面的周期性升降,这叫做辐射潮。辐射潮通常比重力潮小得多。气象条件的非周期性的变化也能引起水位的非周期升降,这种升降通常称为增减水,当增减水是由风暴所引起的时候,称为风暴潮。潮汐运动完全决定于月球、太阳和地球的相对位置,而增减水则决定于天气条件^[71]。

在多数情况下,潮汐运动的平均周期为半天左右,每昼夜约有两次涨落运动。在我国古代,人们把白天的上涨的称为潮,晚上上涨的称为汐,合称潮汐。

潮汐现象中有以下几个基本的概念。

涨潮和落潮:从低潮到高潮的过程中,海面逐渐上升为涨潮。从高潮到低潮,海面逐渐下降为落潮。

平潮和停潮:涨潮涨到某一水位后有一暂时停滞的时刻,水位达到最高,称为平潮。落潮的过程中,水位降到某一数值时也会有一个暂时不升不降的现象,水位达到最低,称为停潮。平潮(停潮)时间的长短因地而异,几分钟或者几十分钟,最长可达一、两个小时以上。一般是以平潮(停潮)的中间时刻为高潮时(低潮时)。

高潮和低潮:平潮时的水位称为高潮,停潮时的水位称为低潮。在很多地区,一天中所发生的两次潮水变化是有差异的。前后两次高潮及两次低潮的水位并不相等,前后两次高潮或低潮的潮周期也不相等。为了区别一天中的两次涨落,把

水位较高的一次高潮叫做高高潮,水位较低的一次高潮叫做低高潮,把水位较高的一次低潮叫做高低潮,水位较低的一次低潮叫做低低潮。

涨潮时间和落潮时间:相邻的高潮与低潮的水位差叫潮差,相邻的两次高潮(或低潮)的时间间隔叫做潮周期,简称潮期。由低潮位涨到高潮位的时间叫做涨潮历时,由高潮位落到低潮位的时间叫做落潮历时。

月中天:月球经过某地的子午线圈时刻,称当地的月中天,月球每天经过子午线圈两次,离天顶较近的一次称为月上中天,离天低较近的一次称为月下中天。相邻的两次月上中天时之间的时段长,就是一个太阴日,约为 24 小时 50 分钟。

感潮河段上自潮区界下至河是内河向海洋的过渡段目前通常根据动力和地貌特征,感潮河段分为以下三段:

(1) 河口河流段:自潮区界起至潮流界,区段内仅有潮位涨落变化,水流为单一向海流动。

(2) 河口潮流段:自潮流界起至口门,区段内水流呈两向水流,既有径流下泄,又有潮流上溯。

(3) 口外海滨段:自口门起至水下三角洲的前缘急坡止,区段内以潮汐作用为主,除潮流外,还受波浪和海流的影响。

需要指出的是,潮流界和潮区界的位置并非固定不变,而是随外海潮差和上游径流量的大小以及河道边界条件的变化而发生改变。

若河流以均匀的流量下泄,当潮水位上涨时,海水回流向河口;与下泄的河水相遇,水面壅高,形成波形水面。这是感潮河段所特有的一种现象。在这种情况下,水流的方向以及流速流量很难确定,水位流量关系也异常复杂。潮汐河口的流量,可以从河流流向海洋,也可以在涨潮时从海洋流向河流。水流流向内陆为涨潮流,流向海洋为落潮流。一般情况下,潮汐涨落是周而复始的。每一次海水的涨落,感潮河段的水流变化有以下四个阶段:从低潮之后,潮水位转为上涨,但潮水波的上溯的力量还不足以阻挡河道的流量,水流仍流向海洋,称为涨潮流;随着潮水位上涨,向内陆的水面坡度逐渐增大,当达到某种程度时,水流转向,流向河道内陆,称为涨潮流;高潮位后,水位虽已下降,但水流仍指向内陆河,称为落潮流;当水位下降到一定程度后,水流又流向海洋,称为落潮流。在潮水的影响下,相同水位情况下,落潮或减水时的流量平均

要比涨潮或增水时的流量大。

4.1.2 感潮河段水位预报的基本方法

感潮河段水位由于同时受河段上游河道径流、河段下游潮流的双向水流影响,使得其水位预报显得十分复杂和困难。常见的感潮河段水位预报的方法可分为两种:一种是基于机理分析的方法,如用圣维南方程组、扩散波方法、脉冲响应函数模型等;另一种是基于历史数据的预报方法,如相应水位法、时间序列分析方法、神经网络方法、门限自回归模型等。

基于机理的预报方法通常需要用理论公式计算,那么参数的选择必不可少,感潮河段多为江河的入海口,河道形状及河床特征变化快,所需参数难以准确确定。而感潮河段水位资料易于观测和记录,由于水位是河段受外界影响的综合结果,在水位的变化信息中包含有河道形状及河床特征变化等因素,且所得到的资料可靠性高。

感潮河段水位变化受潮水位影响极为明显。由于天文潮受月球引力等的影响,其水位变化具有明显的规律性。受台风、风暴潮等不规则气象条件的影响,天然的潮水位过程会有些波动。因此,感潮河段水位变化过程具有明显的规律性,也有一定的偏差。

4.2 闸下潮水位变化的周期性规律

九龙江下游属于感潮河段。50年代,河口感潮区,北溪在龙海郭坑篁渡铁桥,西溪在漳州市东新桥。自从修建北引左干渠,北引右干渠和西溪船闸后,潮区界已下移。马崎以下的河段,潮位变化明显,枯水大潮差在2.5~3米,小潮差1~1.5米,平均潮差2米左右。石码月最大潮差一般为3.5~4.6米,年最大潮差超过4.1米。外海潮波传入九龙江口,兼有前进波和驻波性质,以驻波为主;涨落潮最大流速分别出现在高潮前3~4小时和高潮后1~2小时。潮汐属非正规半日浅海潮,由于浅水效应,往上游方向涨落潮历时差增大,潮差减少。如厦门潮位站涨落潮历时分别是6时13分和6时26分,而石码则是4时01分和8时41分。厦门海域为正规半日潮,历年来最高潮位4.53m,最低潮位-3.3m,平均高潮位2.39m,平均低潮位-1.53m,平均潮位差3.92m,最大潮差6.92m,平均海

平面-0.32m(黄海高程)。潮流形式属往复型,涨潮时最大流速 1.3 节,流向 333°;落潮时最大流速 1.4 节,流向 137°。

九龙江口潮流为非正规半日潮浅海潮流,属于往复流,一般落潮流速大于涨潮流速,江口断面流速大于江内断面流速,南岸大于北岸。

地球上的潮汐形成的主要原因是太阳系的各星球在运动过程中对地球的吸引力以及地球自转所产生的离心力。其中以太阳和月球为主。因为月球是距离地球最近的地球的卫星,月球到地球的距离大约是太阳到地球距离的 $1/389$,虽然太阳的质量比月球大,但是由万有引力的定律可以计算出来,月球对海水的引潮力要比太阳的引潮力大 2.2 倍。所以潮汐的变化主要是受月球的影响。

月亮在绕地球运行的过程中,随着它与地球和太阳的相对位置的变化,出现了种种形象。在一个夏历月里,月亮形象的盈亏圆缺,叫做月相交替。

月相完全更替一轮的周期,平均等于 29.530588 天(即 29 天 12 小时 44 分钟 2.80 秒)。这个周期称为朔望月。夏历(农历)的一个月就是根据这个标准定下来的。

因为月球绕地球转动的周期性,潮汐的变化也有一定的周期性,并且潮汐变化的这种周期性从其成因上来看是与月球公转的周期性一致的。因此,潮水位变化的这种周期性可以从历年阴历同一天的水位变化过程中体现出来,也就是说,从多年的潮水位变化来看,高、低潮水位及其出现的时间在历年的阴历同一天基本是一致的^[72]。

通过闸下水位站 5 年的实测水位资料进行分析,闸下水位变化具有这种很强的周期性。在没有洪水的情况下,阴历的同一天水位变化趋势几乎完全一样,其高、低潮水位以及出现的时间基本都是一致的。如图 4-1 所示为 2003、2004、2006、2007 年阴历 4 月 8 日~4 月 9 日的南港下游水位水位过程线。

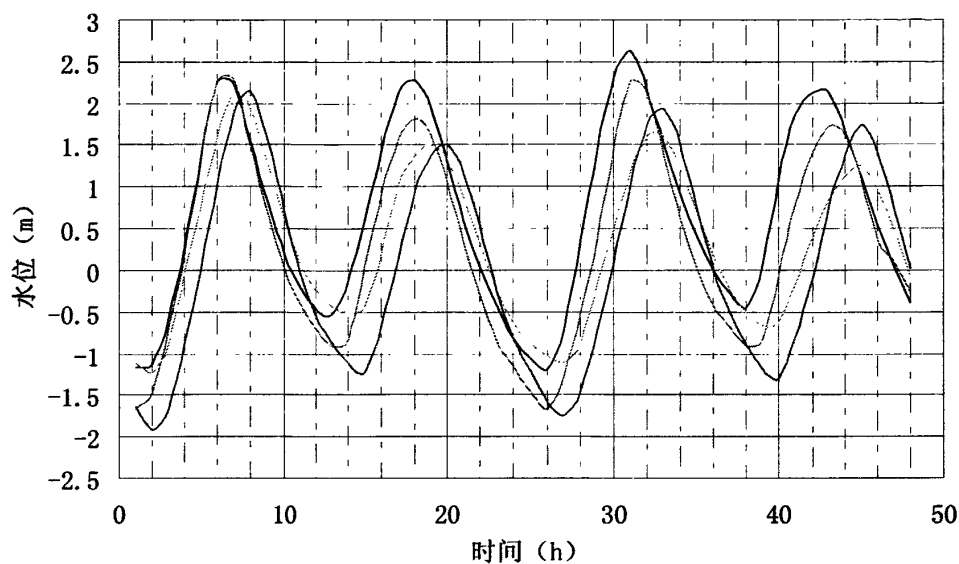


图 4-1 历年阴历同一天潮水位过程图

对现有的闸下实测水位资料进行整理以后，按照历年阴历同一天水位过程的对比分析，证明这种潮水的阴历同时期的一致性规律确实是存在的，并且其相关性是非常明显的。

位于北溪引水工程下游的闸下水位站，受库区上游的洪水影响，同时又受下游潮汐波的上溯影响，水位流量关系错综复杂。当上游没有洪水发生闸门关闭时，闸下水位随着潮水位变化而变化；当上游有洪水发生闸门开启时，闸下水位受到潮水和洪水波共同作用的影响，使洪水波发生一定变形。不过由于闸下水位站位于九龙江的入海口附近，下游潮汐的影响起主导作用。因此，在闸下水位预报过程中，分析下游潮水位的影响是至关重要的。

4.3 基于潮洪分离法的闸下水位预报

根据潮水位变化的周期性规律，结合多年的闸下水位资料以及上游的降雨、水位和入库流量资料，就可以对潮水变化规律进行分析。

在没有洪水的时候，闸下水位只是随着潮水位的变化而变化。有洪水的时候，闸下水位受到洪水波和潮水波的共同作用。根据前面的分析，在阴历同时期的水位系列中，有洪水和没有洪水的时候，闸下水位过程会有明显的区别。根据整个布吉河流域各站点的水位和降雨历史资料的记录，可以将有洪水的情况分离出来，作为分析增水关系的基本数据。

对闸下水位记录进行整理,把历年阴历同一天的水位过程放在一起进行比较,得到一个按阴历日期排序的潮水位过程序列。如图 4-2 所示为是阴历 7 月 4 日的南港闸下水位序列,阳历日期分别是 2003 年 8 月 1 日、2004 年 8 月 19 日、2005 年 8 月 8 日和 2007 年 8 月 16 日。图中有 4 条水位过程线,分别对应 4 个阳历日期的水位资料。其中根据历史资料记载,2007 年 8 月 19 日全流域一场很大降雨,形成洪水,北溪水闸大开度泄水。而在其它年份阴历同一天都没有洪水。图中最上面的一条线是 2007 年 8 月 19 日的水位过程线,很明显它与另外的几条都没有相关关系。这恰好说明,闸下水位受洪水和潮水的共同影响,在没有洪水时,它仅仅是随着潮水位变化而变化的。

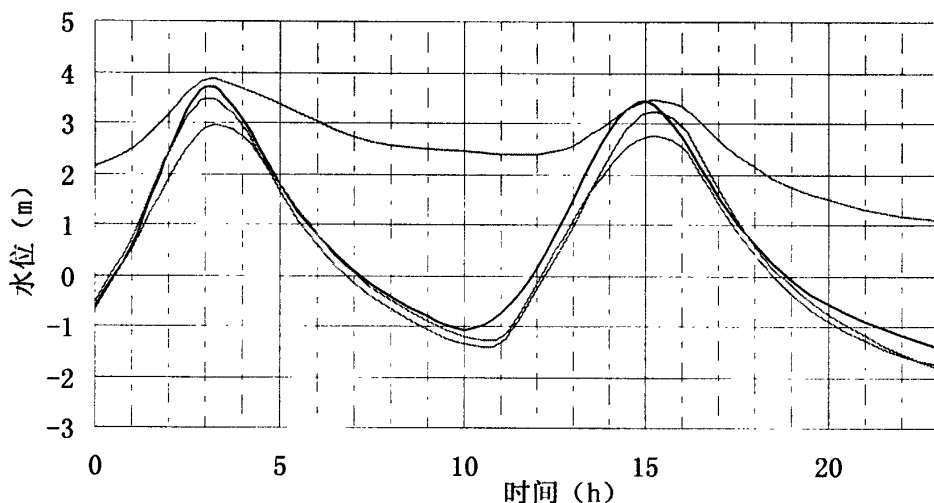


图 4-2 受洪水影响的阴历同一天潮水位过程图

在闸下水位过程线序列当中,如果除去受洪水影响的闸下水位,则余下水位系列正好代表了潮水位的变化过程,并且它们的高、低潮位以及出现的间都很一致。对这些数据进行统计,计算出阴历同一天各个时刻的平均水位,这就是近似的天文潮水位过程(或称为基本潮水位过程)。

将这些基本潮水位过程按阴历日期排序并且经过整理放到数据库中,用 VisualBasic6.0 程序建立了一个潮水位查询系统,输入一个阳历日期就可以查询对应的当年阴历同一天的潮水位。如图 4-3 所示,输入阳历日期 2006 年 8 月 15 日,程序即会给出对应为农历 7 月 22 日的闸下潮水位过程线。

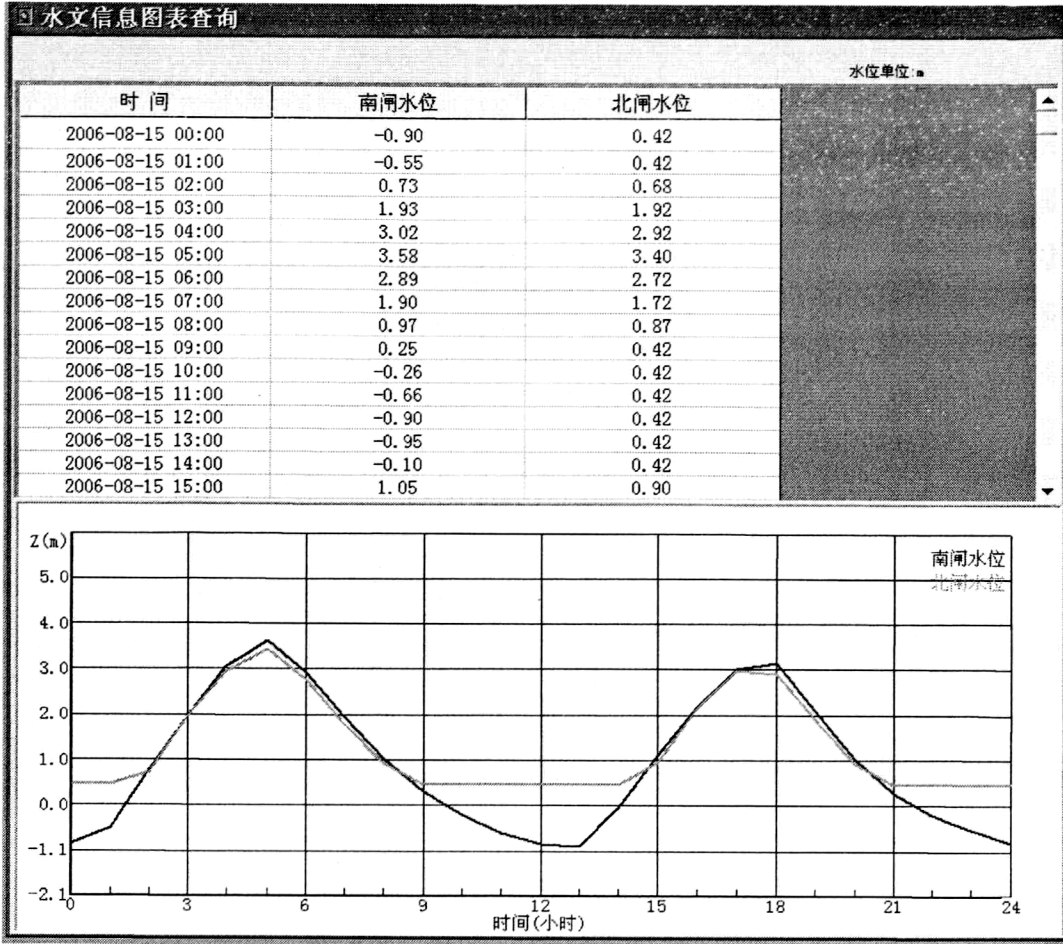


图 4-3 潮水位过程查询界面图

选取 2006 年阴历 2 月 23 日至 3 月 22 日（对应阳历 3 月 22 日-4 月 19 日）的水位预报资料进行验证，下图为潮洪分离法预报结果与实测水位的比较图。

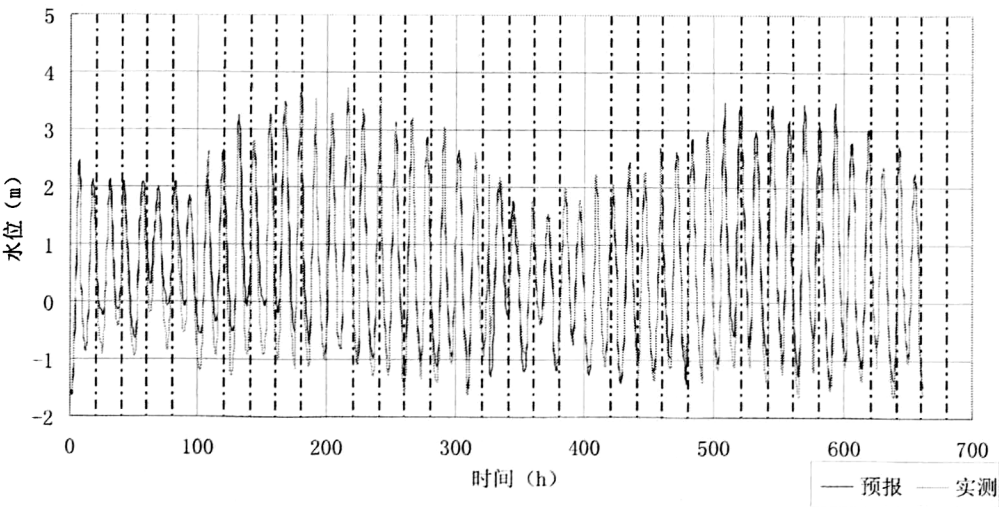


图 4-4 闸下预报与实测过程线比较图（潮洪分离法）

4.4 基于相应水位法的闸下水位预报

4.1.1 相应水位法定义和基本原理

根据河段洪水波运动和变形规律,分析洪水波上任一位相的水位沿河道传播过程中在水位值与传播速度上的变化规律,建立相应关系,利用河段上断面的实测水位,预报河段下断面未来水位的方法,称为相应水位法。相应水位法是目前较广泛采用的一种简易、实用而古老的水文预报方法^[73]。

相应水位是指在河段同次洪水过程线上,处于同一位相点上、下站的水位称为相应水位。如在同一条河段上,将在 t 时刻经过上断面的流量记为 $Q_{上,t}$,该流量经过时间传导到下断面,成为下断面在 $t+\tau$ 时刻出现的流量 $Q_{下,t+\tau}$,则 $Q_{下,t+\tau}$ 就是 $Q_{上,t}$ 的相应流量。 τ 称为流量传播时间。如果没有断面冲淤或变动回水的影响,河道水位变化是有流量变化引起的。水位变化是现象,流量变化是本质。因此,下断面在 $t+\tau$ 时刻出现的水位 $H_{下,t+\tau}$,也就是上断面 t 时刻水位 $H_{上,t}$ 在下断面的相应水位。如图4-5所示某次洪水过程线上的各个特征点,例如上游2点洪峰水位经过河段传播时间 τ 在下游站2'点的洪峰水位,就是同位相的水位。

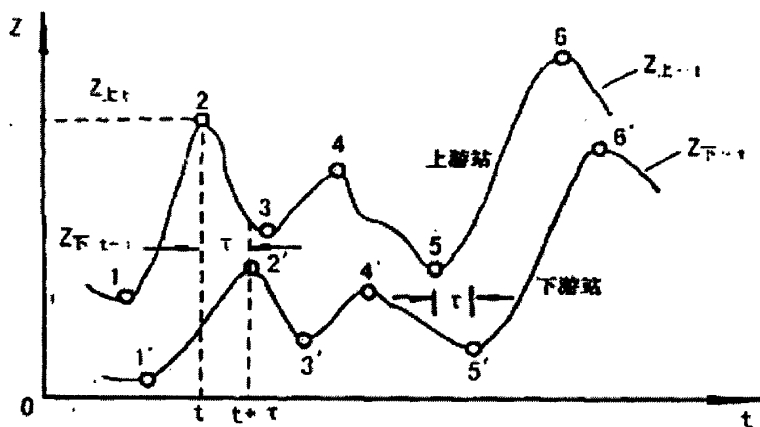


图 4-5 相应水位法示意图

4.1.2 相应水位法模型的建立

九龙江河段下游以厦门站作为入海口潮位的代表站,它是造成闸下水位周期

性变化的最主要因素。确定闸下水位的主要影响因子以后,就可以建立影响因子与闸下水位的相关关系,根据相应水位法的基本原理,建立预报模型。

将厦门站潮位和闸下潮位分别统计闸下日最高潮位发生时间与相应吴厦门站日最高潮位发生时间可得出厦门至闸下潮汐传播时间约为 1 小时,故确定水位预报方案中厦门至闸下的潮汐传播时间为 1 小时。

设 x 为闸下预报潮水位, y 为厦门站相应潮水位(相应水位是指将闸下水位发生时刻前推 1 小时所对应的厦门站水位),经过相关分析可建立闸下水位与厦门水位相关线的表达式:

$$y = 1E - 05x^2 + 0.0025x - 1.4734 \quad (4.1)$$

选取 2005 年 4 月 1 日至 4 月 30 日的水位预报资料进行验证,图 4-6 为相应水位法预报结果与实测水位的比较图。

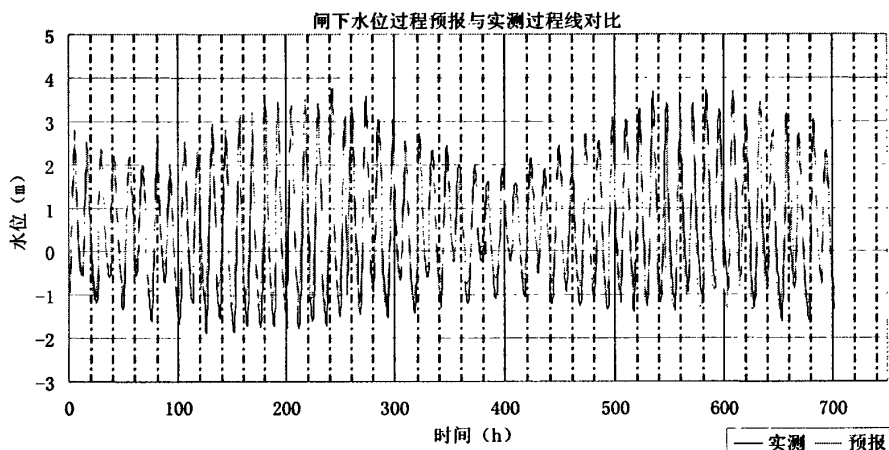


图 4-6 闸下预报与实测过程线比较图(相应水位法)

4.5 两种预报模型的精度比较

为了更清晰的比较两类模型在预报北溪闸下潮位过程中的相似与相异之处,统计分析了潮洪分离法和相应水位法两种预测方法在每个时刻的误差绝对值累积值、误差绝对值平均值、误差累积值,误差平均值,最大误差,及误差绝对值的分布情况(以农历 2006 年 3 月份为例),如下表所示:

表 4-1 潮水位预报模型精度比较

预测 方法	误差绝对值累积值(m)	误差绝对值平均值(m)	误差累积值(m)	误差平均值(m)	最大误差(m)	预报误差绝对值落在下列区间的百分比			
						[0, 0.2]	[0, 0.4]	[0, 0.6]	[0, 0.8]
潮洪分离法	156.010	0.236	-103.540	-0.156	0.985	0.556	0.825	0.932	0.986
相应水位法	204.773	0.309	-17.800	-0.027	1.387	0.414	0.715	0.875	0.947

从表中数字可以看出，潮洪分离模型和相应水位模型的预测效果都不错。对照这两个表，误差绝对值累积值和平均值统计中，潮洪分离模型均比相应水位模型算法低。通过预报误差绝对值落在各区间的百分比的对比分析比较，可得出潮洪分离法的预报效果比相应水位法的预报效果要好。

第五章 北溪水闸优化调度系统

5.1 水库调度概述

5.1.1 水库调度的基本内容

闸门调度实质上就是加入了闸门启闭规则约束条件的水库调度。水库调度是指承担灌溉、发电、工业和城镇供水、航运等兴利任务的水库的控制运用,在确保工程安全和满足下游防洪要求的前提下,运用水库的调蓄能力,有计划的对入库径流进行蓄泄,以达到充分发挥防洪、兴利效益和最大限度的满足各用水部门的要求。

水库调度研究的任务是研究水库在面临时段初蓄水量 V 和上游天然来水量 S 预知(即知道预想的来水量)的条件下,如何确定水库的泄水量 Q ,即研究 Q 与 V, S 之间的规律。这一规律可用如下的函数来表达^[74]:

$$Q=Q(V, S)$$

$Q(V, S)$ 称为调度函数。水库调度的关键问题就是研究确定调度函数,确定水库的泄水 Q ,控制库水位,利用调度函数来指导水库的实际运行。水库调度可以分为常规调度和优化调度两大类。常规调度以调度规则为依据,利用径流调节理论和水能计算方法来确定满足水库既定任务的蓄泄过程。该法简易直观、概念清晰,因此在水电站水库调节计算中被广泛使用。但调度结果不一定最优,而且不便于处理复杂的水库调度问题^[75]。优化调度则是一种建立以水库为中心的水利水电系统的目标函数,拟定期应满足的约束条件,然后用最优化方法求解有目标函数和约束条件组成的系统方程组,是目标函数取得极值的水库控制应用方式。

实行水库优化调度应解决两个问题,一是如何建立水库优化调度数学模型;二是如何选择求解这种数学模型的最优化方法。前者包括确定目标函数和相应的约束条件。可供后者选择的最优化方法主要有线性规划、非线性规划、动态规划、网络技术、大系统理论、模糊数学、神经网络、遗传算法等。

5.1.2 水库调度的分类

水库调度可按不同用途、不同目的进行分类。一般有以下几种方式。根据水库运用的周期长短可以分为长期调度和中、短期调度；按照所要调度的水库数目可以分为单一水库调度和水库群的联合调度，对于水库群的联合调度根据其结构形式的不同又可以分为：并联、串联(梯级水库群)和混联三种形式；按照水库所承担的主要任务的不同又可以分为防洪调度、兴利调度以及综合利用水库调度^[76]。

水库防洪调度是根据河流上、下游以及水库自身的防洪要求、自然条件、洪水特性、工程情况而拟定水库在汛期的控制应用方式。其目的是在满足工程安全的前提下，充分利用库容，调节洪水，妥善处理蓄泄关系，达到除害兴利、综合利用水资源、最大限度的满足国民经济各部门的要求，充分发挥水资源的综合利用效益。

水库兴利调度一般包括发电调度、灌溉调度以及工业和城市供水调度等。水库的兴利和防洪总是有矛盾的，不同的水库运用方式，将会产生不同的效果。为了处理好防洪与兴利之间的矛盾，提高水库的综合效益，必须采用系统科学的水库调度方法。

5.1.3 水库调度的特点

在水库调度中，由于天然径流的随机特性，调度决策过程的多阶段性，水库应用的多目标性，给水库调度工作带来了很大困难^[77]。

(1) 径流的随机特性

水库的天然入库流量是一种随机变量，它的出现具有偶然性，很难预先得知。这就给水库的控制运用带来了很大的困难。在入库径流量未知的情况下，确定水库的泄水量，只能根据运行人员的主观经验判断。若水库的实际来水量比预计来水量少时，就会使水库水位消落过快，使各部门可用水量减少，并使发电水头降低，发电量减少，危及水库的正常运行；若水库的实际来水量比预计来水量大时，就有可能使水库很快蓄满，并发生大量弃水，造成水量浪费，影响水库的调度效益。径流出现的这种不确定性，是水库调度过程中不易处理的问题。

(2) 水库调度的多阶段决策特性

对于年调节水库来说,其运行周期为 1 年,1 年中有 12 个月,1 个月有 30 天。水库年初的运用情况,对年中、年末的运用情况将有很大的影响,也影响全年的调度效益。若年初用水量过多,就可能使后期的用水量减少甚至不足,若年初用的过少,就可能使年末用水量出现多余,并发生弃水。水库运用的目的,应该是使水库在整个运行周期内获得最大的运行效益。

(3) 水库运用的多目标性

水库一般都具有综合利用任务,我国水库大都具有防洪、灌溉、发电、水运、渔业、工业与民用供水等多种效益。水库的各个目标之间是互相影响和互相制约的,并且有些目标还难以用定量的方法来描述。这使得水库的调度决策非常困难。对于这一问题,一般都是以某一目标为主,其它目标作为一种限制条件,使其得到最低限度的满足。目前,已有人应用多目标规划方法来研究水库调度问题,进行了一些有益的尝试,取得了一些积极的成果。

(4) 水库结构的复杂性

水库本身是一种复杂的大型结构,其运行特性非常复杂,如水库的水位库容曲线,是一条非线性曲线,与库区地形条件有关,很难用一条解析曲线来表达,在实际计算中,往往给出一组实测数据点,在优化调度计算中,只能应用离散数学的计算方法计算^[78]。但计算工作量和计算精度都受到一定影响。

5.2 北溪水闸优化调度模型的建立和求解

5.2.1 水闸调度相关资料

1、调度原则

在确保工程安全的前提下,对水闸进行合理的运行控制,准确地将库水位控制在核定范围。所谓“合理”就是闸孔泄流流态必须满足水闸防渗防冲消能设施、护岸和通航的安全,防止泥沙冲淤,改善上下游水质环境。避免闸门振动和设备频繁运行。实际上每一次闸门调度都应是以上诸因素的优化组合。

2、调度依据和约束条件

(1)库水位按上级主管部门核定的 $4.20 \pm 0.20\text{m}$ 控制运行。

(2)若特殊情况需超正常蓄水位运行 $H_{\pm} > 4.40\text{m}$ (但不超过 4.80 米)时,须经处领导填写变更水位运行通知单并签名后方能执行。

(3)若特殊的需要超设计蓄水位 $H_{\pm} \geq 4.80\text{m}$ 运行时,须经上级主管和设计部门论证批准后,在下游涨潮或高潮时运行。当退潮时应同步运行工程(主要渗流观测)观测,随时掌握工程的安全状况。

(4)当入库总流量大于 $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 且上游仍在降雨,可预先泄水降低水位(但不低于 3.80 米)在高潮或上下游水位差 ≤ 0.5 米时,全开闸(南北港同步)泄洪、闸门开度应兼顾船只过往闸孔时的安全。总入库流量小于 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ 时,在高平潮时关闸。

(5)当发生意外的突发性事故时,现场人员可在领导或技术人员指挥下及时采取措施,防止事故扩大,同时及时向领导报告,做好记录,以资调查分析。

(6)闸门应尽量保持分级、同高启闭,从中间孔至两侧闸孔依次对称开启;由两侧闸孔向中间依次对称关(降)闭闸门。

(7)闸孔运用顺序:南港先启孔、北港先启孔、南港后启孔、北港后启孔。在全部(故障情况外)闸门未处于同一级开度时,不得再提高一级闸门开度。

(8)低潮小流量时,一般应小开度,多开闸孔,(南港 $e \leq 0.5\text{m}$ 、北港 $\leq 0.3\text{m}$),北港开启 e 少于 4 孔时,应进行隔孔开启,防止水流过于集中。在全部闸门未处于同一级开度时,不得再提高一级闸门开度;闸门开启高度依次为 0.2m、0.4m、0.6m、1.0m、1.5m、2.0m、2.5m、3.0m、3.5m、4.0m、全开。

(9)泄放小流量时,在不发生远驱水跃的前提下,允许开启部分或单孔闸门。

(10)闸门发生震动时,应及时调整闸门开度,避免发生震动的位置。

(11)当开闸后发现远驱水跃或其它恶性流态时应及时采取措施防止其继续扩大并报告调查人员。

(12)当启闭机油循环系统或门阀泄油漏油致使闸门无法正常运行时,应及时向调度人员反映,以便及时调整闸孔,并及时组织维修。

(13)南北港泄水分流比例,入库流量 $< 200 \text{ m}^3/\text{s}$ 时,南北港 3: 2,入库流量 $> 200 \text{ m}^3/\text{s}$ 时,南北港 1: 1。

3、水库基本指标

(1)设计正常蓄水位 4.20m。

- (2)设计最低潮水位：南港-1.59m、北港-1.30m；设计最高潮水位 3.78m。
- (3)设计洪峰流量 $p=2\%$ ，过闸总流量 $Q_m=10300\text{m}^3/\text{s}$ ；闸前相应水位 $H_m=7.75\text{m}$ (下游最低潮水位顶托)， $H_m=8.64\text{m}$ (下游最高潮水位顶托)。
- (4)校核洪峰流量 $p=0.5\%$ ，过闸总流量 $Q_m=12700\text{m}^3/\text{s}$ ；闸前相应水位 $H_m=8.73\text{m}$ (下游最低潮水位顶托)， $H_m=9.36\text{m}$ (下游最高潮水位顶托)。
- (5)最小旬平均流量 $P=90\%$ ， $Q=38.4\text{m}^3/\text{s}$ ，历年最小值 $21.0\text{m}^3/\text{s}$ 。
- (6)闸址警戒水位 5.20m；危险水位 6.20m。
- (7)闸前目前最小安全通航水位 3.80m。
- (8)工程桥闸不允许反向运行(即不允许在下游水位高于上游水位时运行)。
- (9)根据北溪上游的漳平、华安、黄枣、浦南、长泰(龙津溪支流)等五个水文、水位、雨量的水情、雨情电报由
- 1)漳平站水位流量关系曲线($H\sim Q$)预测闸址可能出现的洪峰；
 - 2)浦南站 $H\sim Q$ 关系线推算闸址主要约(90%)入库流量；
 - 3)华安、黄枣两站预测流域(代表性)降雨、径流趋势、洪量；
 - 4)龙津溪支流长泰站 $H\sim Q$ 线推求闸址(约 10%)入库流量和每年七月以后该流域(集水面积 907Km^2)出现的山区暴雨洪水；
 - 5)闸址～漳平、浦南站的洪峰水位相关线推测闸址洪峰水位；
 - 6)工程库区库容曲线($H\sim V$ 关系线)检验闸孔泄流量；
 - 7)入库总水量的推求以浦南站与龙津溪长太站合成；
 - 8)蓄水运行时间、下游高潮潮现时间可按潮水表推算；

由上面的规则可以看出，北溪挡水闸门有严格的应用条件、启闭方法以及先后顺序。因此，如何在这种条件下，适应水库的防洪调度，是值得研究的问题。

5.2.2 水闸调度的基本理论与方法

洪水入库后形成水库的洪水波运动，其水力学性质为明渠非恒定渐变流，这种变化规律可用如下方程组表示^[79]：

动力平衡方程式：

$$\frac{\partial H}{\partial L} = \frac{V^2}{C^2 R} + \frac{V \partial V}{g \partial L} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} \quad (5.1)$$

连续方程式：

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial L} = 0 \quad (5.2)$$

式中：H 为水位；L 为距离；V 为流速；C 为谢才系数；R 为水力半径；g 为重力加速度；t 为时间；A 为过水面积；Q 为流量。

由于上述水库调洪计算原理方程组求解困难，因此，本文在北溪水闸的优化调度中对其做一定简化，采用静库容法算法模型。静库容法略去了动力平衡方程，假定水库库容与库水位在时段内呈直线变化，及出库泄流量是水库蓄水量的函数。在这种假定下，再将连续性方程用以下有限差的简化水量平衡方程表达：

$$\left(\frac{Q_1 + Q_2}{2} \right)_t - \left(\frac{q_1 + q_2}{2} \right)_t = V_2 - V_1 = \pm \Delta V \quad (5.3)$$

式中： Q_1 ， Q_2 ， q_1 ， q_2 ， V_1 ， V_2 和 ΔV 分别为第 t 时段初、末入库流量、出库流量、水库蓄水量和 t 时段蓄水量变化值。

此公式表示单位时段内进入水库与流出水库的水量之差，等于该时段内水库蓄水量的变化量。由于在求解上式时遇到两个未知量，因此还需借助于水库泄量与水库水位关系：

$$q = f(e_i, z_{\text{上}}, z_{\text{下}}, n) \quad (5.4)$$

式中： e_i 为第 i 孔闸门的开启高度； $z_{\text{上}}$ 为水库上游水位， $z_{\text{下}}$ 为闸下水位； n 为闸门孔数。上式只给出了相对的关系式，具体计算时应根据第三章中给出的方法，区分堰流和孔流的不同类型，选用合适的公式。

在水库运行调度期间，一般事先由预报的入库洪水过程 $Q=f(t)$ ，预报的下游潮水位过程，水库库容特性 $V=f(Z)$ 和泄流特性 $q=f(e_i, z_{\text{上}}, z_{\text{下}}, n)$ ，以及在上游库水位稳定的约束条件下来控制闸门的开度和开启孔数，进行闸门的优化调度。

北溪水闸的调洪计算，就是联合求解上述方程组。本文利用直接试算法进行水库的调洪演算，具体步骤为：以水库上游水位作为迭代变量，首先假定时段末水库水位 Z_t ，并代入式 (2) 计算相应泄流量 q_t ；再将 q_t 代入式 (1) 求出 V_t 和 V_t 相应的水库水位 Z_t' ；如果 $|Z_t' - Z_t| < \varepsilon$ ，试算结束，否则重新假定 Z_t ，直到满

足收敛条件为止^[80]。

5.2.3 两步法优化调度模型的应用

1. 原理

在核定的水库上限至下限运行水位之间分为五个控制区间, 它以正常蓄位 H_0 为中值, 以允许上下波动的水位范围为上下限。正常情况下, 水库运行水位 H 等于 H_0 为理想的状态, 而实践当中由于潮水的作用是难以实现的, 但可以将 H 的波动控制在一定范围。当库水位已越限或可能越限时就要调度, 将 H 向 H_0 调整过来(即初调)。经某一时段后, H 经过渡区回到细调区时, 根据潮水实时的涨落及其变化趋势, 再作一次调闸操作(即细调), 将 H 稳定在这个水位范围。增加细调这一稳定水位的操作, 它大大减少了库水位随潮水变化而产生大幅度的波动, 同时减少启闭设备的频繁运行。节能效益非常显著。

2. 步骤

当库水位 H 高于上限水位 H_1 且 H 仍在上升, 或 H 低于下限水位 H_2 且 H 仍在下降时都必须进行调闸, 前者应开闸增加闸孔泄量, 后者则相反(库水位分区示意图如 5-1 所示)。这种情况下, 往往是入库流量起主导作用、特别是较大的入库流量或是涨洪退洪段初调时, 下泄(或蓄)流量 $q=K \cdot Q_1$ ($K>1$, 一般根据来水量大小而定)这样, 才能将库水位涨落趋势朝反方向调整过来。所以初调实际上就是调整水位功能。需确定的调闸的闸门开度 e 和孔数 n , 由已建立的闸孔泄流数学模型推算确定, 同时应考虑群闸系统分流比和闸门运行次序^[1]。

初调完成并经某一时段 t (t 取决于 K 值大小)后, 库水位就从初调区经过渡区调整至正常蓄水位附近(细调区), 这时应根据潮水位及涨落趋势进行一次小调闸调整。否则, 它将随着潮水变化产生重复性波动。细调时, $q=Q_2$ (初调后时段相应需增加的蓄(泄)流量), 将库水位稳定在细调区范围。细调就是稳定水位的功能。这样潮水涨落变化时, H 也不致于越限。开度和孔数取决于前时段 K 取值的大小。

需要注意的是由潮水波运动与闸孔泄流作用较为复杂, 不仅要考虑其实时变化, 而且要考虑其趋势变化。所以在软件设计时, 可对典型潮程作些概化。根据需要将典型潮程按涨落趋势和变率较一致的潮段, 划分若干个区域, 把潮水运动

的动态变化转化为量化的趋势数据，与闸孔泄流模型拟合。闸门的调度运行流程如图 5-2 所示。

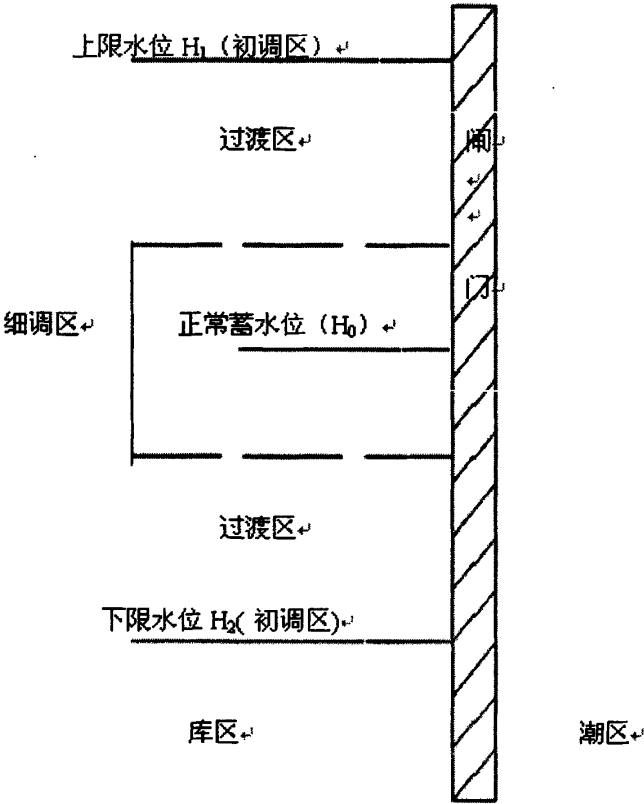


图 5-1 库水位控制分区示意图

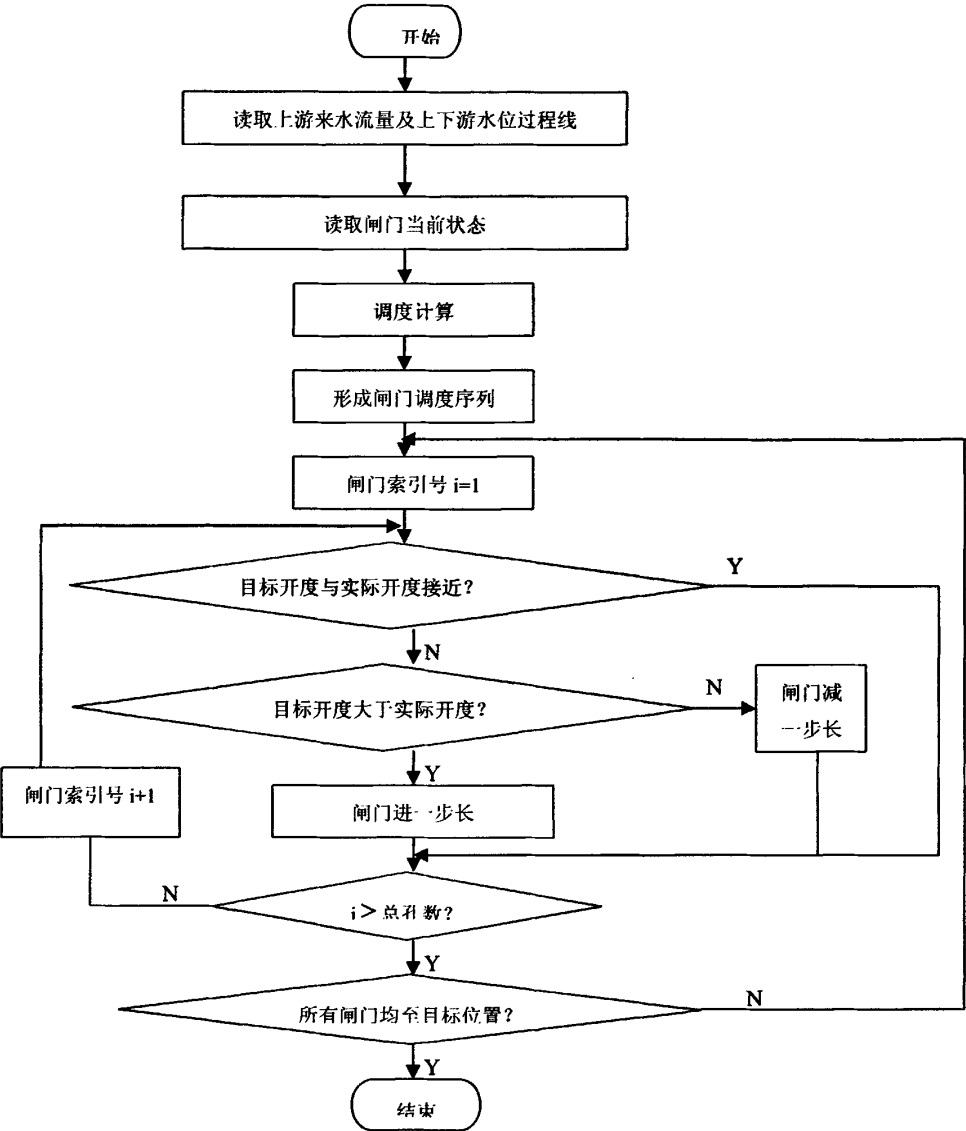


图 5-2 闸门调度运行流程图

3. 求解成果及分析

北溪水库库水位控制要求是 $4.20 \pm 0.20\text{m}$, 选取 30 天的水库资料按照两步法原理进行调度, 调度结果 (如图 5-3) 显示 30 天平均库水位为 4.21, 离差系数为 0.02。这就克服了库水位下游潮水涨落而发生的大幅度波动。在同等条件下, 调度次数明显减少, 避免了人工操作的随机性, 又节约了大量电能。

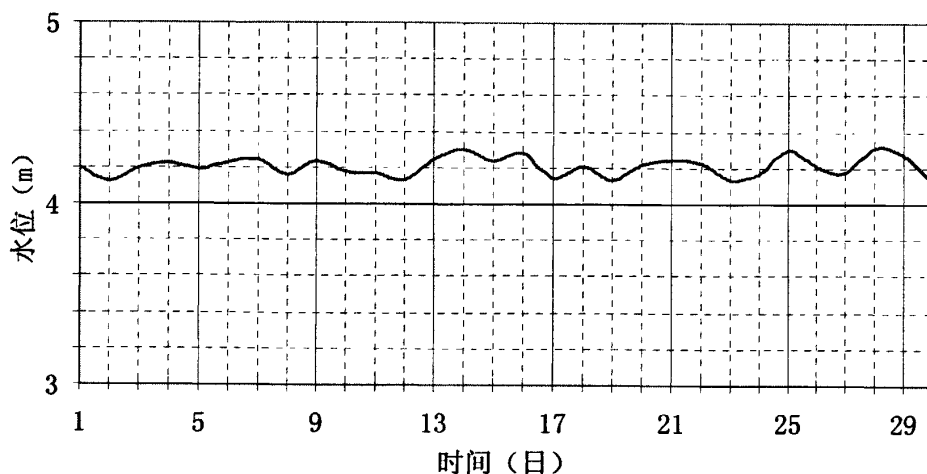


图 5-3 水库 30 天水位过程线

5.3 动态规划法在北溪水闸优化调度中的应用

5.3.1 闸门调度的特殊性

在实际工作当中水库调度非常复杂,影响因素众多,由于这些因素的影响往往会造成优化调度结果偏离理论计算结果,甚至会脱离实际,造成优化调度无法付诸于实践。闸门的最优控制问题是工程运用中难以解决的问题之一。一般情况下,优化调度只是给出水库的泄洪过程。然而在实际情况中,水库泄洪设备往往受很多因素的制约,如闸门必须对称开启,开度必须是某一尺寸的倍数等等。在传统的水库优化调度的基础上,加入闸门启闭的约束条件,造成了水库调度的不确定性。针对这种特点,本文利用动态规划近似解法,来进行优化计算。计算结果表明此方法行之有效,具有一定的实用价值。

5.3.2 动态规划法概述

在水库优化调度问题中,动态规划法是研究最深入,应用最广泛的算法。动态规划是最优化领域中的一个重要分支,是一种研究多段决策过程的递推最优化方法。所谓多阶段决策过程是这样一个过程,如将它划分为若干互有联系的阶段,

则在它的每一个阶段都需要做出决策,并且某一阶段的决策确定以后,常常不仅影响到下一个阶段的决策而且影响到整个过程的综合效果。各个阶段所确定的决策机构构成一个决策系列,通常称它为一个策略。由于各阶段可供选择的决策往往不止一个,因而就组合成许多策略供我们选择。多阶段过程的优化问题,就是要在提供选择的那些策略中,选出效果最佳的最优策略。由于“阶段”常常是与时间有关的动态问题,因而被称为动态规划^[81]。

对于一般决策过程,假设有 n 个阶段,每阶段可供选择的决策变量有 m 个,则求解这种过程的最优策略实际上就要求解 $m \times n$ 维函数方程。显然,求解维数众多的方程,既需要花费很多的时间,而且也不是一件容易的事情。上述最优化原理利用递推关系将这样一个复杂的问题化为 n 个 m 维问题求解,因而使求解过程大为简化。

最优化原理是动态规划方法的理论基础。任何问题,如果失去了最优化原理的支持,就不可能用动态规划方法计算。根据最优化原理导出的动态规划基本方程是解决一切动态规划问题的基本方法。一个决策过程过去的历史只能通过当前面临的状态去影响过程未来的发展,而与未来的过程无直接关系。换句话说,过程的现在只与将来有关,而将来与过去无关。或者说过去的状态与将来的决策无关。这就是无后效性。无后效性是多阶段最优决策过程的必要条件。

关于最优化原理,结合水库优化调度的情况来讲,就是若将水库某一运行周期按时间顺序分成 n 个时段。若以 i 表示任一时段,则称 1 至 $i-1$ 为以往时期, i 为面临时段, $i+1$ 至 n 为余留时期。水库在这些时期中的运行方式可由各个时段的决策函数来描述。如果水电站在 i 至 n 内的运行方式是最优的,那么包括在其中的 $i+1$ 至 n 内的运行方式也必定是最优的。如果我们已对余留时期 $i+1$ 至 n 按最优调度准则进行了计算,那么面临时段 i 的最优调度方式可以这样选择:使面临时段和余留时期的综合效益符合选定的最优调度准则。

根据上面的叙述,启发我们得出寻找最优运行方式的方法,就是从最后一个时段 n 开始(这时的水库水位常是已知的),逆时序逐时段进行递推计算,推求前一时段的合适决策,以求水库在整个时期的最优调度方式。很明显,对每次递推计算来说,余留时期的效益都是已知的,而且是最优策略,只有面临时段的决策变量是未知数,所以是不难解决的,可以根据规定的调度准则来求解^[82]。

国内许多单位都在用动态规划的原理研究水库优化调度问题。但是维数灾问题始终给动态规划法在大规模水电系统中的直接应用带来了很大的困难。因此,针对确定来水情况下的水库调度,在逐次逼近的基础上,相关学者提出了,状态逐密动态规划法、逐步逼近动态规划法(Progressive Optimality Algorithm, POA)和离散微分动态规划法(Discrete Differential Dynamic Programming, DDDP)等改进型动态规划法,并在实际应用中取得了良好的效果。

5.3.3 北溪水闸动态规划模型

1、目标函数

水库的调度,要在完成拦洪、蓄洪、供水、灌溉等任务的前提下,尽可能提高水库的综合利用效益,减小损耗。本工程为跨地区引水工程,大规模的引水对调入区的水资源状况有极大的改善。在北溪供水工程优化调度中可调节的运行费用主要是电能等消耗费用,需要控制的目标也是在供水成本中所占比重最大的电费支出。因此,本文将挡水闸门的启闭次数最少作为优化调度的目标函数,目的是使整个供水过程的电能消耗最小。则目标函数可表示为:

$$Z = \min \sum_{j=1}^n E_j \quad (5.5)$$

式中: n ——闸门运行的时段数; E_j ——第 j 时段的闸门的启闭次数。

2、约束条件

闸门的优化调度模型必须同时满足以下约束条件:

(1) 水量平衡约束:

$$V_{t+1} = V_t + Q_{t, \text{入流}} - q_{t, \text{出流}} \quad (5.6)$$

式中: V_{t+1} ——第 t 时段末即第 $t+1$ 时段初水库库容, 单位万 m^3 ; V_t ——第 t 时段初水库库容, 单位万 m^3 ; $Q_{t, \text{入流}}$ ——第 t 时段入库水量, 单位万 m^3 ; $q_{t, \text{出流}}$ ——第 t 时段出库水量, 单位万 m^3 。

(2) 库区上游水位约束:

$$H_{\min} \leq H_t \leq H_{\max} \quad (5.7)$$

式中: $H_{\min}$ —水库最小工作水位, 单位 m; $H_{\max}$ —水库最大工作水位, 单位 m; H_t —从第 t 时段水库工作水位, 单位 m。

(3) 调度期末水位约束:

$$Z_{\text{end}} = Z_c \quad (5.8)$$

式中: Z_{end} —调度期末计算库水位; Z_c —调度期末的控制水位, 该水位要在核定的满足供水要求的范围之内。

(4) 闸门最大过流量约束:

$$q_t \leq q_{\max} \quad (5.8)$$

式中: q_t —第 t 时段过闸流量, 单位 m^3/s ; $q_{\max}$ —闸门过流能力, 单位 m^3/s 。

(5) 泄流量约束:

$$q_i = q_a(Z_{\text{上}}, Z_{\text{下}}, e, n_1) + q_b(Z_{\text{上}}, Z_{\text{下}}, e, n_2) \quad (5.9)$$

式中: q_i 为闸门总泄流量; q_a 为南港闸门泄流量; q_b 为北港闸门泄流量; $Z_{\text{上}}$, $Z_{\text{下}}$ 分别为库区上、下游水位; e 为闸门开度; n_1 , n_2 分别为相应的开启孔数 (闸门开启方式要符合调度规则)。

(6) 南北港分流比约束:

$Q_{\text{入库}} < 200 \text{m}^3/\text{s}$ 时, 南北港 0.6: 0.4;

$Q_{\text{入库}} > 200 \text{m}^3/\text{s}$ 时, 南北港 0.5: 0.5。

(7) 非负约束:

上述所有的变量都是非负的。

3、模型求解

先不考虑闸门启闭规格的约束条件式 (5.9), 而以简单的约束式 (5.8) 代替进行优化计算, 优化算法采用离散微分动态规划(DDDP), 将优化出来的结果 (水库出库流量) 近似的分配到泄流设备上去, 然后根据泄流设备开启顺序等约束条件, 取达到目标流量误差最小的分配方法为最后的闸门分配方案。即:

$$\min |q_i - \hat{q}_i(Z, \hat{n}_1, \hat{n}_2)| \quad i=1, 2, \dots, n \quad (5.10)$$

式中： q_i 是经优化计算的出库流量， $\hat{q}_i$ 是南北港闸门组合的流量。

由于每一步计算都是有误差的，尤其经过计算一定长的时段以后，这种误差容易产生累积，往往导致最后结果和优化值偏差很大。为此，在调度的计算过程中，可以不断的对后面的时段进行优化计算，将优化出来的泄洪流量分配到闸门上；但是只采用当前的闸门的开启方案，在此基础上，再对后面的时段进行优化计算，重新分配泄流设备的泄洪方案。这样，不断的通过修正当前的水库状态，可以近似的得到优化计算结果。取 2007 年一典型洪水作为入库流量，用动态规划方法进行闸门优化调度计算，计算结果如图 5-4 所示。从图中可以看出：在洪水期间，库水位被有效的控制在允许变幅之内，在满足供水要求的同时减少了启闭设备的频繁运行，节能效益显著。

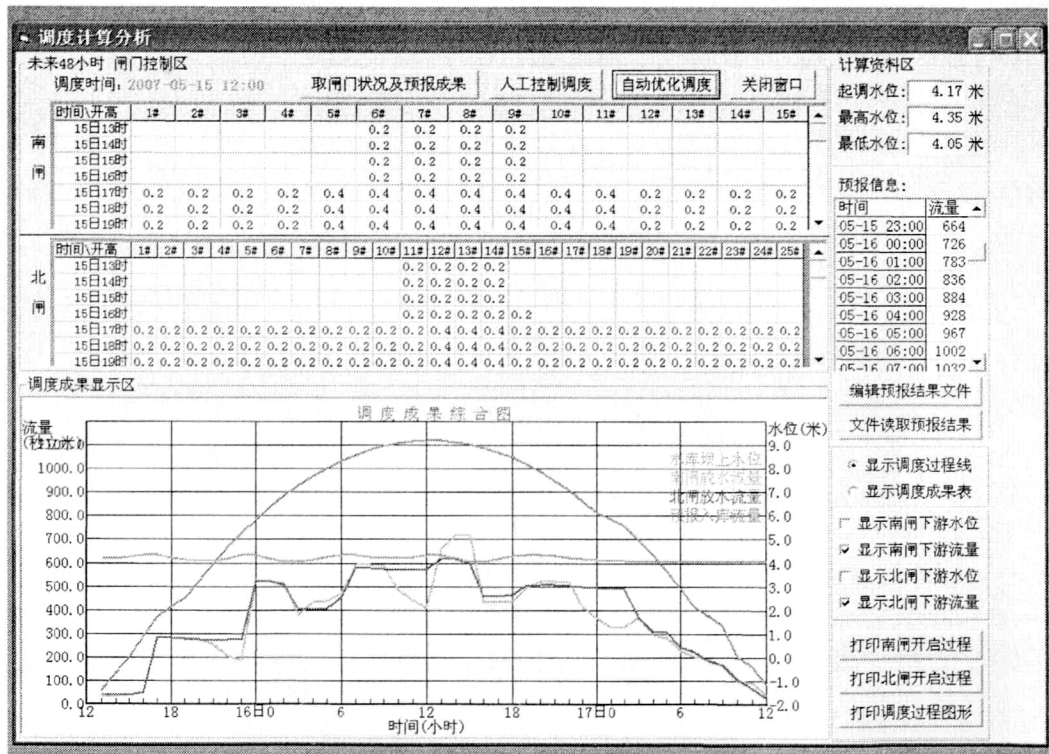


图 5-4 动态规划法求解结果图

5.4 北溪水闸优化调度系统总体设计

5.4.1 系统设计的目标及原则

在网络环境下实现洪水预报和调度联机作业的运行系统称为洪水预报调度

系统。现代计算机、网络通讯和数据库技术的发展,创造了洪水预报调度系统这一形式,使水情信息采集、数据传输处理、洪水预报校正、水库调度以及信息发布等众多环节联为一体。在多学科、高技术的支持下,洪水预报调度系统具备了强大、灵活和稳定的特点,可以保证洪水预报的预见期和精度,并提供科学的调度决策。

北溪水闸优化调度系统的开发目标就是在计算机上建立具有数据处理、预报计算、实时校正和洪水调度等功能、完整而实用的水库调度系统,对水闸进行安全、合理的运行控制。

按照现代软件工程的思想,计算机软件应当运用系统的、规范的和可量量的方法来开发、运行和维护。一般情况下,将软件开发过程划分为需求分析、总体设计、详细设计、实施、测试和维护等几个阶段,分阶段进行质量控制,以降低软件开发的复杂度和难度。另外,本系统的开发还应遵循以下原则:

(1) 规范和可靠性原则。国家防汛办制定的《水库洪水调度系统设计与开发规则》规定,主系统、子系统和功能层之间的层次结构的设计应该统一规划、统一结构、统一接口,使得子系统间容易集成,也容易扩展和升级。因此,系统在框架结构、开发工具、运行环境、数据库结构以及人机交互界面等方面应与《规范》的基本要求相一致。系统开发的每个环节,都应该把可靠性放在首位,因为高可靠性才是保证实用、先进和自动化的基础。

(2) 实用性和可操作性原则。系统应该能够自动地依次完成数据采集传输、数据预处理、洪水实时预报、闸门调度、成果入库、信息发布等过程,也可以根据操作人员的指令单独执行某项任务。人机交互是系统运行的基本模式,考虑到未来的用户可能是非计算机专业的工程技术人员或行政管理人员,系统应具有良好的交互界面和操作导向性。力求交互界面简洁明了,注重提高异常处理和信息反馈能力,以适应不同层次的用户需求。

(3) 先进性原则。在开发平台、数据库、用户界面、硬件设备等诸多方面都力求先进性,既要考虑当前开发的实际水平和经济因素,又要为未来的发展和升级留下余地。系统广泛采用应用较为成熟的现代洪水预报技术,如图形交互技术等,努力使其与技术发展同步。对于系统包含的模型和算法,应力求稳定和高效,能够满足系统的精度和实时性要求。

(4) 通用性和可扩充性原则。系统的通用性主要体现在其结构化和模块化设计上,不仅要求技术设计能够周到地考虑各种复杂的自然地理情况、流域水文特征以及水利工程施工,而且还要考虑到其中可能遇到的各种问题和相应的解决办法,具体的通用化技术的实现方法,主要通过关系型数据库和软件设计来实现。考虑到将来的升级与扩充,系统应为水闸安全监测自动化系统、水质在线监测系统预留接口;应该能够利用邮电公共通讯网络或公共数据交换网络传递其它数据信息,以实现闸门调度系统的集成管理。

系统设计的技术路线如下:

(1) 建立水库调度管理数据库。包括水库基本情况、水库参数,入库水量,各部门的用需水资料等。

(2) 建立水库优化调度模型。以闸门能耗最小为目标函数,根据水量平衡原理,对水库进行不同时段的优化调度。

(3) 实现人机界面。人机界面是系统与用户间基于表、文、图形等的接口,包括输入、输出两大部分。一方面把由键盘获得的信息传递给系统;另一方面把系统运行产生的结果,从内部形式转换成人们易于接受的方式,并传给用户。

水库优化调度系统以数据库为支撑,分为数据管理、调度算法和人机界面三大模块。

其中数据管理模块主要完成水库的基本信息管理;调度算法模块主要完成闸门的优化调度计算;人机模块主要负责数据管理模块和调度算法模块的衔接,不仅为系统的操作提供基本的输入输出功能,而且还为管理人员提供良好的可视化界面操作环境。

系统采用的开发工具是可视化编程语言 Visual Basic 6.0,并以 SQL Server 2000 数据库作为支撑。开发平台是: Windows9x/2000/xp。

5.4.2 系统功能的实现

1、系统主界面

九龙江北溪闸门优化调度系统通过采用多媒体技术和人机对话方式,实现了水库的兴利调度、洪水调度和信息查询与管理等功能,为水库管理部门提供了良好的操作环境和调度管理的决策支持。系统主界面如图 5-5 所示:

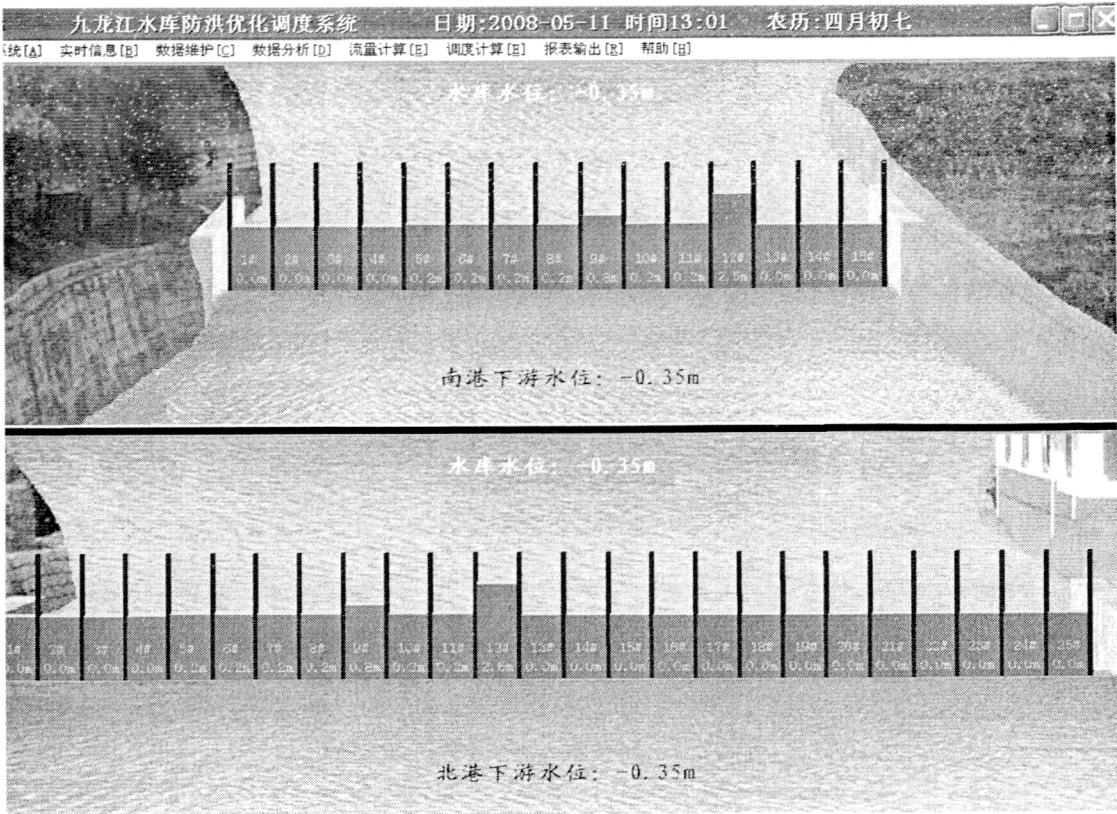


图 5-5 调度系统主界面

其中系统菜单主要包括登陆和退出北溪闸门调度管理系统、用户管理和系统安全性设置等功能；帮助菜单的主要功能是为用户提供使用帮助。实时信息菜单主要用于显示当前水库的库区上下游水位、出入库流量、闸门开启状态等实时信息。数据维护和数据分析菜单主要用于记录历史水情资料，保存有资料记载的全部数据。其主要作用是为一九龙江北溪闸门优化调度提供全方位的数据保存、信息提取和信息管理服务。其中有关闸下水位预报、闸门优化调度等功能是本系统最基本最主要的模块，下面主要介绍这两种功能的实现。

2、水位预报模块

九龙江河段下游以厦门站作为入海口潮位的代表站，它是造成闸下水位周期性变化的最主要因素。利用厦门站天文潮和北溪闸下水位历史数据，进行优选对比分析，确定厦门站潮汐至闸下的传播时间，建立两者之间的相关关系，进行闸下水位预报。两者相关关系分析界面如图 5-6 所示：

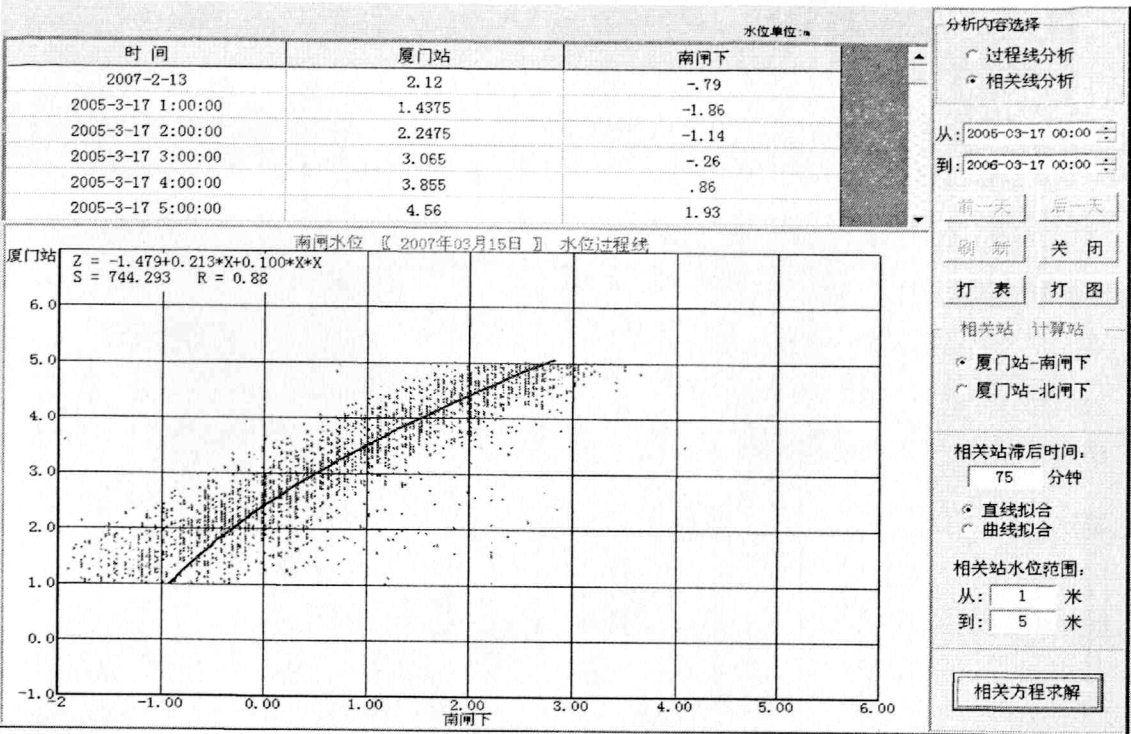


图 5-6 相应水位分析界面

利用第四章介绍的潮洪分离法和相应水位法模型，在如图 5-7 的界面当中，输入一个阳历日期段，即可查询其对应的闸下水位过程。还可以同时显示相同日期段的的厦门站水位过程（水位滞时可调），便于分析鉴别预报过程的优劣。

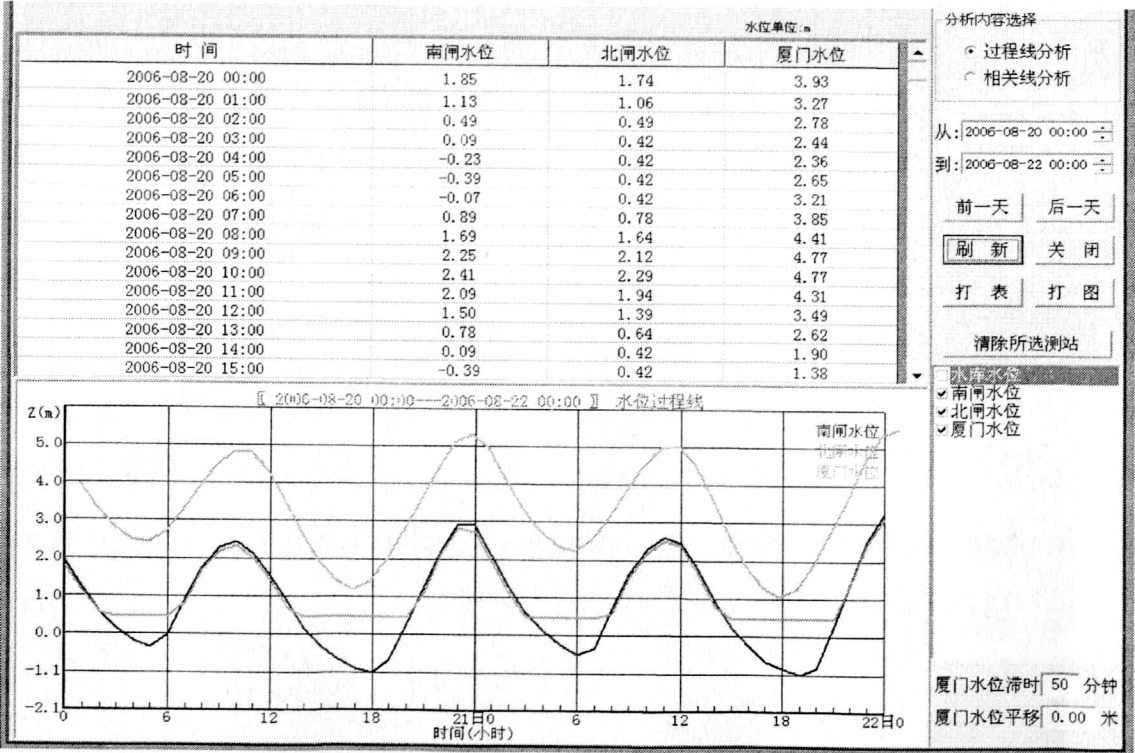


图 5-7 水位预报界面

3、闸门调度模块

闸门调度模块包括两部分内容：历史放水流量计算部分和闸门优化调度部分。之所以设置历史放水流量计算的功能，是因为南北港闸门的下泄流量资料严重缺乏，而且仅凭水力学公式来计算下泄流量误差很大，本文利用 ADCP 实测流量结合传统的水力学原理的方法来推算闸门下泄流量，可以大大的提高其准确度。历史流量放水计算的界面如图 5-8 所示。本模块可以显示、查询和打印历史闸门的开启过程、历史闸门的下泄流量过程和历史闸门上、下游水位。

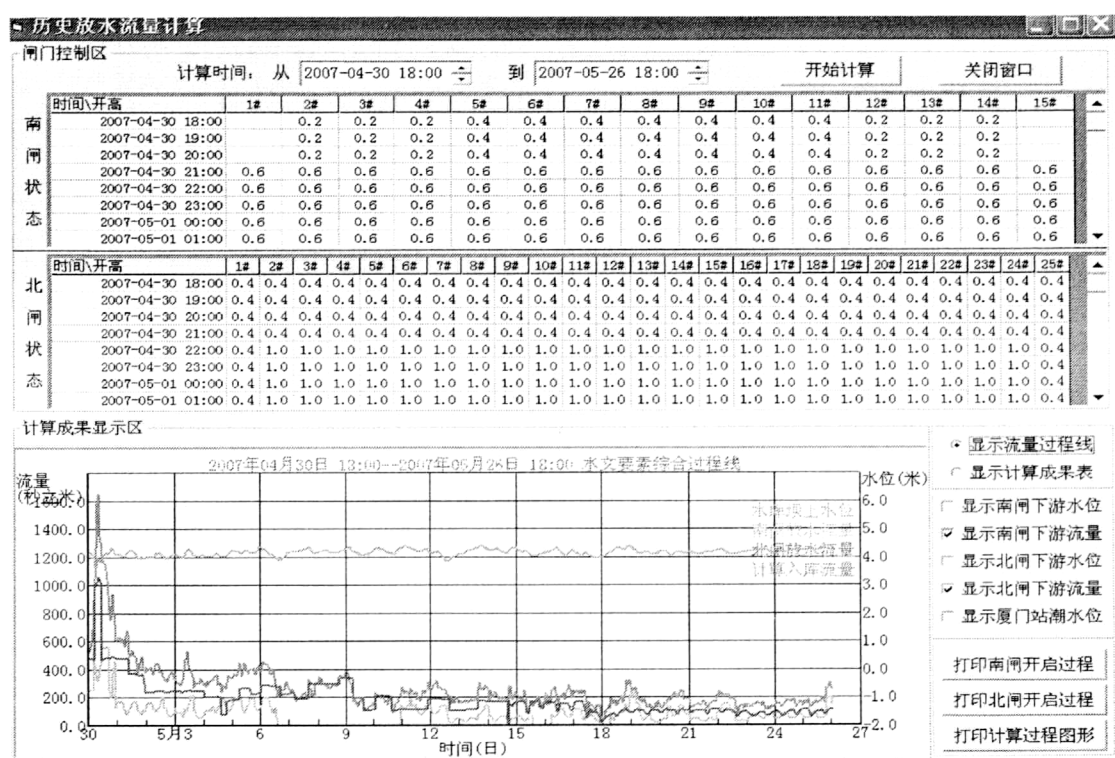


图 5-8 历史流量计算界面

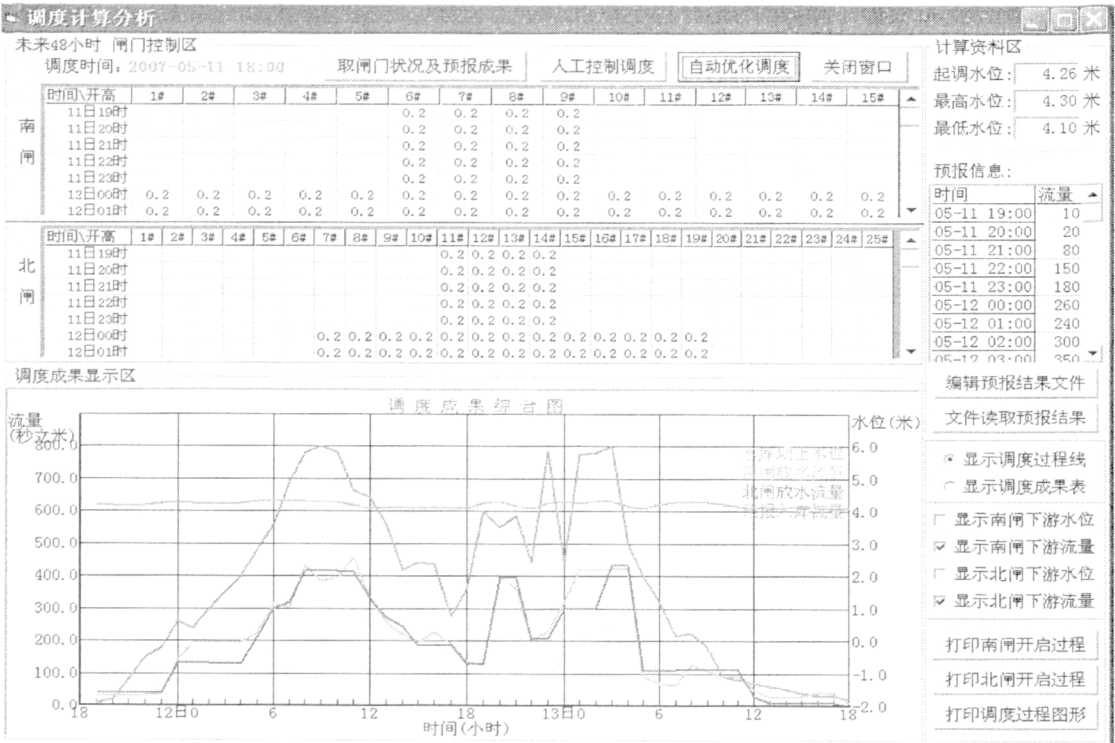


图 5-9 未来 48 小时闸门优化调度界面

闸门优化调度模块可以实现未来 48 小时闸门的优化调度过程。首先读取闸门的读取上游预报来水流量及上下游水位过程线以及闸门状况，再输入起调水位以及最高、最低限制水位，即可进行闸门自动优化调度，并可进行调度过程图表的打印。界面如图 5-9 所示。

第六章 总结与展望

6.1 总结

九龙江北溪引水工程是福建省目前最大的引水工程,工程以向厦门经济特区和漳州部分地区的城市供水为主,同时兼顾沿线的农业灌溉用水,其中供厦门水量占全市用水量的 85%以上,为厦门特区和漳州部分地区国民经济发展和社会稳定发挥了巨大作用。随着计算机和自动测报系统技术的迅速发展,以及北溪供水事业的迅猛发展,沿用传统的人工调度操作方式已远远不能满足日益增长的供水要求。实现调度自动化,不但能从根本上摆脱繁重的手工操作,而且可大大减少操作失误,实现规范化和科学管理,减少水资源浪费,使工程的综合效益得到充分发挥。所以,改进调度技术方法已势在必行。

本文以北溪水闸的安全调度系统的研究和开发为背景,分析其安全调度中的主要影响因素。根据预报的入库洪水和下游潮汐周期性变化的潮位,以闸上水位稳定、闸门泄流安全和闸门运行能耗为约束条件,用规划约束理论和计算机技术,建立水库优化调度模型。现将本文主要研究成果总结如下:

(1) 北溪水闸的闸下水位受库区上游的洪水和下游潮汐的双重影响,水位流量关系错综复杂。大量测试与实践已证明,ADCP 是一种高效的水文测量工具,具有传统测流方法无法比拟的优势。本文对 ADCP 水流测量原理和方法进行了深入讨论,在此基础上应用走航式 ADCP 流速仪,快速、准确测量闸门的下泄流量,结合传统的水力学原理,分析研究闸门的出流方式和流量系数的变化规律,制定闸门泄流工作曲线。

(2) 论文对九龙江河口的潮汐规律进行了深入研究,主要是根据潮汐现象的物理成因,即潮汐受太阳、月球等天体的万有引力作用而呈现周期性的变化,对闸下水位进行整理和分析,得出了潮水位阴历同期相同变化趋势的周期性规律,并且根据这一规律对潮洪过程进行分离,利用闸下多年实测水位资料对潮水位进行预报。

相应水位法是一种简易、实用而古老的水文预报方法。本文通过分析厦门站、石码站和闸下水位站的历史资料数据,通过建立厦门站潮水位和闸下水位的相关

关系,对潮水位进行预报。

(3) 闸门调度实质上就是水库调度,在分析水库调度基本原理和方法的基础上开发出了北溪水闸优化调度系统。提出了感潮河段闸门调度所特有的两步法优化调度模型。系统开发的过程中,参照软件工程中功能、界面设计相关原理,力求使得该系统界面友好、操作灵活。

6.2 展望

通过本文的实践工作,作者认为感潮河段群闸自动化调度软件的开发和设计是一个多参变量复杂的系统。用水力学理论与实测水文资料相结合,来预报感潮河段潮水位不失为一种有益的探索。本文是在各种水文资料相对缺乏的情况下,来进行感潮河段闸孔泄流安全调度实验研究的,一些成果和结论可能会随着资料的积累和修正而进行调整。今后应进一步规范水情自动测报站点网络布局、建立水文预报模型,准确掌握入库来水量及其变化趋势,提高预见期。建议以调度为中心,利用现代信息技术提高闸门调度的管理水平,用户和开发人员在应用程序的使用过程中加强交流,逐步完善北溪水闸优化调度系统。由于在行洪期的洪水波运动、闸孔泄流、闸下潮水位三者之间复杂的相互关系,如何量化库水位与来水、闸孔泄流和潮水等因素之间相互作用的规律(即建立确定性的数学模型)等几个方面尚待进一步深入研究。

总之,由于时间所限,加之作者也没有足够的时间和精力,感潮河段闸孔泄流安全调度实验研究尚处于研究探索阶段,没有对一些问题进行更深层的探讨,其中会存在不少缺点和不足之处,敬请各位老师加以指正。

参考文献

- [1]李金波. 感潮河群闸系统调度技术探讨[J]. 水利科技, 1999, (2): 1-3.
- [2]陈跃添. 北引工程水情自动测报系统技术改造与扩建[J]. 水利水电自动化, 2001, (3): 24-26.
- [3]林闽澄. 初探九龙江水资源的统一管理[J]. 水利科技, 2002 (3): 1-4.
- [4]王元领. 福建九龙江口洪枯季悬沙输运过程的初步研究[D]. 青岛: 中国海洋大学, 2005.
- [5]林建洪, 卞艺杰. 北溪引水工程后评价探讨[J]. 水利经济, 2003, 21 (1): 40-42.
- [6]余国安. 闸门调控下的灌溉渠道非恒定流数值模拟研究[D]. 杨凌: 西北农林科技大学, 2004.
- [7]唐涛. 高水头闸室闸门小开度水流特性试验研究[D]. 昆明: 昆明理工大学学位, 2005.
- [8]黄春茜, 陈理真. 闸坝泄流调度研究[J]. 长春工程学院学报(自然科学版), 2006, 7(1): 48-50.
- [9]梅晓莉. 闸门流量智能控制系统研究[D]. 武汉: 武汉理工大学, 2007.
- [10]黄定疆等. 水电站泄水闸门优化控制[J]. 水电能源科学, 1994, 12 (4): 247-253.
- [11]蒋松年. ADCP 的观测及资料处理技术[J]. 海洋技术, 1992, 11(1): 38-45.
- [12]Pinkel R. Acoustic Doppler techniques[A]. In: Dobson F., Hasse L., and Davis R. (Editor), Air-Sea Interactions, Instruments and Methods[C], Plenum Press, 1980, 171 - 199 .
- [13]Joyce T. M., Bitterman D. S., Prada K. E. Shipboard acoustic profiling of upper ocean currents[J]. Deep Sea Research, 1982, 29(7): 903-912.
- [14]Joyce T. M., Stalcup M. C. An upper ocean current jet and internal waves in the Gulf Stream warm ring[J]. Journal of Geophysics Research, 1984, 89: 1997-2003.
- [15]James L. C. Theory and performance of a Doppler current profiler[J]. CH1926-5/83, 1983 IEEE.
- [16]Chereskin T., Firing E., Gast J. On identifying and screening filter skew and noise bias acoustic Doppler current profiler measurements[J]. Journal of Atmosphere and Oceanic Technology, 1989, 6: 1040-1054.
- [17]Wilson D., Leetman A. Acoustic Doppler current profiling in the equatorial Pacific in 1984[J]. Journal of Geophysics Research, 1988, 13: 947-966.
- [18]Lu Y. Y., Rolf G. L. Using a broadband ADCP in a tidal channel. Part I: mean flow and shear[J]. Journal of Atmospheric and Oceanic Technology, 1999, 6: 1556-1567.

- [19]Kosro P. M., Huyer A. CTD and velocity surveys of seaward jets off northern California, July 1981 and 1982[J]. Journal of Geophysics Research, 1986, 91:7680-7690.
- [20]Kaneko A. W., Kolerayama H. H., Mizuno K., et al. Cross-stream survey of the upper 400m of the Kuroshio by an ADCP on a towed fish[J]. Deep-Sea Research, 1990, 37:875-889.
- [21]宋志宏, 田淳. 声学多普勒流速仪在长江口的应用[J]. 水文, 1997, (6):31-34.
- [22]姚章民. 声学多普勒水流剖面仪在河流测量中的应用[J]. 人民珠江, 2002, (6):23-24.
- [23]芮孝芳. 感潮河段洪水演算方法的探讨[J]. 水利水电技术, 1990(1):1-6.
- [24]刘开平. 长江下游感潮水流数值模拟探讨[J]. 人民长江, 1991, 22(9):27-31.
- [25]郭大源, 彭吉辽. 感潮河段洪水水位动力数值预报方法在闽江下游的应用[J]. 水文, 1995, (5):29-32.
- [26]曹升乐等. 感潮河段水位预报方法研究[J]. 山东工业大学学报, 1994(4):301-306.
- [27]芮孝芳. 长江下游感潮河段大洪水和特大洪水的形成及趋势[J]. 水科学进展, 1996, (3):221-225.
- [28]包为民, 卞毓明. 感潮河段水位演算模型研究[J]. 水利学报, 1997(11):34-38.
- [29]宋立松, 魏高峰. 感潮河段水位过程预报探讨[J]. 水科学进展, 2000(3):302-306.
- [30]祝中昊. 长江镇扬河段潮位预报相应水位法的改进[J]. 水文, 2000(13):48-51.
- [31]黄国如, 芮孝芳. 感潮河段设计洪水位计算的频率组合法[J]. 水电能源科学, 2003(2):72-74.
- [32]丁峰等. 径流的河口潮位预报方法研究[J]. 现代交通技术, 2005(3):74-77.
- [33]贺北方, 张金泉等. 水库灌区优化调度与管理. 郑州[M]:黄河水利出版社 1996.
- [34]陈守煌, 周惠成. 黄河防洪决策支持系统多目标多层次对策方案的模糊优选[J]. 水电能源科学, 1992, 10(2):94-101.
- [35]解建仓, 田峰巍等. 大系统分解协调算法在黄河干流水库联合调度中的应用[J]. 西安理工大学学报, 14(1), 1998:1-5.
- [36]邵东国, 郭元裕等. 自优化模拟技术的最优性与收敛性. 水利学报[J], 1995(10):15-22.
- [37]崔远来, 雷声隆等. 自优化模拟技术在多目标水库优化调度中的应用[J]. 水电能源科学, (12), 1996:245-251.
- [38]吴泽宁, 丁大发等. 跨流域水资源系统自优化模拟规划模型[J]. 系统工程理论与实践, 1997(2):78-83.
- [39]李会安, 黄强等. 黄河流上游梯级水量实时调度自优化模拟模型研究[J]. 水力发电学报, 2000(3):55-61.

- [40]胡铁松, 万永华, 冯尚友. 水库群优化调度函数的人工神经网络方法研究[J]. 水科学进展, 6(1), 1995:54-60.
- [41]畅建霞, 黄强, 干义民. 西安市供水水库群优化调度函数的神经网络求解方法[J]. 水电能源科学, 18(4), 2000:9-11.
- [42]杨侃, 丰景春, 陆桂华. 水库调度中逐次优化算法(POA)的收敛性研究[J]. 河海大学学报, 1996(1):104-107.
- [43]王大刚, 程春田, 李敏. 基于遗传算法的水电站优化调度研究[J]. 华北水利水电学院学报, 2001, 22(1):5-10.
- [44]田峰巍. 梯级水电站水库群联合调度专家系统研究[D]. 陕西机械学院博士学位论文, 1990.
- [45]陈守煌, 邱林. 水资源系统多目标模糊优选随机动态规划及实例[J]. 水利学报, 1993(8):43-48.
- [46]S. A. Soliman, G. S. Christensen. Applieation of funetional analysis To oPtimization of a variable head multireservoir Power system for long — termregulation[J]. Water Resources Research, 1986, 22(6):52-858.
- [47]廖仁强等. 福建省九龙江北溪水闸加固初步设计报告[R]. 武汉: 长江勘测规划设计研究院, 2003.
- [48]操建峰. 布吉河潮水位变化与防洪调度研究[D]. 武汉: 武汉大学, 2005.
- [49]田淳, 刘少华. 声学多普勒测流原理及其应用[M]. 郑州: 黄河水利出版社, 2003.
- [50]Muller V., Vorrath D., Eden H. Processing ADCP data for instationary flow patterns [J]. SeaTechnology, 2002, 43(3): 20-22.
- [51]三室 ADCP 工作组. 声学多普勒海流剖面仪[J]. 海洋技术, 1995, 14(3): 24-36.
- [52]叶旭德, 胡焰鹏, 张景森等. 截流水文泥沙监测中的几个关键技术的研究与实践[J]. 水文, 1999(1): 11-15.
- [53]徐庆先, 邱小英. 多普勒剖面海流计及其海上实验[J]. 海洋技术, 1991, 10(1): 10-17.
- [54]Clifford L. T. Calculation of ADCP alignment offsets using single-beam velocity and depth data[J]. Journal of Atmosphere and Oceanic Technology, 1997, 14: 1252-1255.
- [55]R. D. Instruments. ADCP coordinate transformation, formulas and calculations [M]. 1998, [Available from R. D. Instruments, 9855 Businesspark Ave., San Diego, CA 92131.
- [56]Gordon R. L. Acoustic Doppler currents profiles: principles of operation, a practical primer[M] (2ed edition for Brand Band ADCPs). USA: RD Instruments, 1996, 1-51.

- [57]RD Instruments. Users manual for the RD Instruments transect program[M].San Diego, USA, 1999.
- [58]Simpson M. R., Oltman R. N. An acoustic Doppler discharge measurement system[J]. Proceeding of the 1990 National Conference on Hydraulic Engineering[C], 1990, 2: 903-908.
- [59]Gordon R. L. Acoustic measurement of river discharge[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1989, 115(7): 925-936.
- [60]Lien R. C., McPhaden M. J., Hebert D. Intercomparison of ADCP measurements at 0° , 140° W [J]. Journal of Atmospheric and Oceanic Technology, 1994, 11: 1334-1349.
- [61]张潮. 水文测船测流误差分析与研究[D]. 南京: 河海大学, 2005.
- [62]周忠远, 舒大兴. 水文信息采集与处理[M]. 南京: 河海大学出版社, 2005: 176-182.
- [63]李家星, 赵振兴. 水力学下册[M]. 南京: 河海大学出版社, 2001: 2-37.
- [64]GB/50179-93. 河流流量测验规范[S]. 北京: 中国标准出版社, 1993.
- [65]SL 20-92. 水工建筑物测流规范[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 1992.
- [66]陆芳春. 闸孔出流的水力计算[J]. 浙江水利科技, 1993 (4): 57-58.
- [67]Henry, H. R. "Discussion of Diffusion of submerged jets" by M. L. Albertson, Y. B. Dai, R. A. Jensen, and H. Rouse. "Transaction of ASCE, Vol. 115, 1950: 687-694.
- [68]Prabhata K. Swamee. Sluice-gate discharge equations[J]. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE, 1992, Vol. 118(1): 56-60.
- [69]SL250—2000. 水文情报预报规范[S]. 中国水利水电出版社, 2000.
- [70]Marche, C. Tides effects on the dam break flood wave[J]. Proc/1989 Natl Conf Hydraulic eng 1989, 1194-1199.
- [71]孟德润, 田光耀等. 海洋潮汐学[M]. 北京: 海潮出版社, 1993.
- [72]都宏博. 感潮河段水位统计预报方法研究[D]. 南京: 河海大学, 2007.
- [73]况惠恒. 长江流域感潮河段潮位预报研究及在南京站的应用[D]. 南京: 河海大学, 2005.
- [74]张永平. 径流调节计算方法[M]. 北京: 水利电力出版社, 1985, 5-22.
- [75]潘理中, 丙效芳. 水电站水库优化调度研究的若干进展[J]. 水文, 1999, (6): 37 — 40.
- [76]陈宁珍. 水库优化调度[M]. 北京: 水利电力出版社, 1990.
- [77]李言龙. 镜泊湖水库的优化与管理[D]. 北京: 华北电力大学, 2001.
- [78]颜竹丘. 水能利用[M]. 北京: 水利电力出版社, 1986, 5-19.
- [79]陈守煜. 水库调洪数值—解析解法[J]. 大连理工大学学报, 1996 (6): 721-724.

- [80]钟平安. 流域实时防洪调度关键技术研究与应用[D]. 南京. 河海大学, 2006.
- [81]水利部及河海大学编, 综合利用水库调度[M]. 北京: 水利电力出版社, 1990。
- [82]王少波. 黑泉水库调度系统的开发研究[D]. 西安. 西安理工大学, 2004.

致 谢

经过三年的寒窗苦读，终于到了可以交卷的时候。虽然不是一份十分满意的答卷，却饱含了三年的辛勤劳动和汗水。

本论文是在导师舒大兴副教授的悉心指导下完成的。三年来，导师无论是在学业还是在生活中，都给了作者莫大的指导和帮助。导师平易近人的风格，豁达大度的胸怀，勤奋不倦的工作作风，认真求实的治学态度和灵活敏捷的思维都给作者留下了非常深刻的印象，他是作者永远值得学习的楷模，是作者日后学习的导向和前进的动力，并将成为作者终生受益的精神财富。这篇论文中更是凝聚了导师大量的心血，在此，谨向舒老师表示由衷的感谢，感谢您给予的鼓励和教诲。

衷心感谢常华老师在学习和生活中给予作者的莫大关心和帮助。

感谢师兄赵永胜、刘振东、师弟师妹杨万顺、杨志玲、王景才及办公室其他老师和同学对我的支持与帮助。感谢室友邓鹏、董明、董四方一同分享三年的美好学习生活，祝他们前程似锦，工作顺利！

感谢硕士 2005 级同学对我的帮助和关心。

感谢多年来给予我支持的父母和亲人，他们默默的关心和衷心的支持，鞭策鼓励着我不断进步，你们的恩情，永生难忘。

再次感谢所有指导、帮助和鼓励过我的老师、同学和朋友！在今后的人生道路上，我将尽力做得更好，以此作为对你们的报答！

丁海涛

2008 年 5 月于南京