

DOI:10.3880/j.issn.1006-7647.2008.01.015

大型输水渠道退水口的退水能力研究

方神光¹, 尚毅梓¹, 李玉荣², 吴保生¹

(1. 清华大学水沙科学与水利水电工程国家重点实验室 北京 100084; 2. 长江水利委员会水文局 湖北 武汉 430010)

摘要 选取南水北调中线工程输水干渠中的澎河和澧河退水闸,采用一维非恒定计算软件,模拟计算各种紧急情况下干渠中的非恒定流态,对其退水能力进行分析和校核。结果表明:渠段两端闸门同时紧急关闭且退水闸不启用时,渠段中的水面会发生长时间的振荡。同时关闭草墩河和澎河节制闸以及该渠段间的分水口时,在设计流量下,即使不开启退水闸,也不会引起渠道漫溢;在加大流量的情况下,澎河退水闸和澧河退水闸必须同时启用至少 3 h 才能有效避免漫溢事故的发生。所关闭的两个节制闸间的渠段越长,退水闸运行的时间也越长。

关键词 南水北调中线工程 输水干渠 非恒定流 退水口 渠道漫溢 水位振荡

中图分类号:TV133.2 文献标识码:A 文章编号:1006-7647(2008)01-0058-04

Recession capacity of discharge outlet of large water transfer channels//FANG Shen-guang¹, SHANG Yi-zi¹, LI Yu-rong², WU Bao-sheng¹(1. State Key Laboratory of Hydrosience and Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 2. Bureau of Hydrology, Changjiang Water Resources Commission, Wuhan 430010, China)

Abstract: With the Penghe and Lihe exit sluices in the main canal of the South-to-North Water Transfer Middle Route Project as examples, one-dimensional unsteady flow calculation software was adopted for simulating unsteady flow pattern in the main canal under different emergency conditions, and their recession capacities were analyzed and checked. The result shows that large fluctuation of water surface occurs when the gates at two ends of the canal are closed suddenly and simultaneously with the exit sluices not open. When the Caodunhe and Penghe controlling gates and the diversion gate in this section are closed simultaneously, overflow phenomenon does not occur in the canal under the design flux even if the exit sluices are closed. However, if the flux is increased, the overflow phenomenon can be avoided only if the two gates are opened for at least about 3 hours, and the longer the distance between two closed controlling gates, the more the operating time of the exit sluices.

Key words: main canal of South-to-North Water Transfer Middle Route Project; unsteady flow; discharge outlet; overflow in canal; water level fluctuation

南水北调中线工程输水渠道长度和输水流量都是以往国内输水工程无法比拟的,所面临的各方面问题也相当复杂。因此,针对南水北调中线工程输水渠道的相关研究较多,如章晋雄等^[1]将南水北调中线工程输水渠道概化为明渠、分水口和节制闸,采用 Java 语言编写整个渠道的一维水动力学计算软件,为渠道节制闸的设计提供了有益的建议;丁志良等^[2]取长距离输水渠道中某一渠段模拟研究其上下游闸门调节速度对水面线波动的影响;黄国兵等^[3]对穿黄隧洞进行了水力学试验。国外有关长距离输水方面的研究较多,美国土木工程协会曾成立专门责任委员会对已有的大部分非恒定输水水力学模拟软件进行了综合评估,认为这些模拟计算软件都存在各自的优缺点^[4]。阮建新等^[5]对南水北调中线干

渠各种运行控制方式进行了论述,认为中线工程输水渠道的模拟计算软件最终要立足于国内开发。本文基于笔者针对中线工程所开发的一维非恒定计算软件,根据中线工程输水渠道中各退水闸设计退水能力是输水干渠设计流量的 1/2 的实际情况,为验证该设计能力能否满足渠道在运行过程中出现的各种可能情况,模拟计算了各种可能极端情况下渠道中的非恒定过渡过程,对退水闸的退水能力进行了分析和校核。

1 数学模型及其求解

1.1 数学模型

南水北调中线工程输水渠道平均底坡为 1/25 000,因此可以认为渠道内的水流形态为非恒定渐

变流 其流动特性可采用圣维南方程组表述 其连续方程和运动方程形式可表达如下^[6]：

$$B \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial s} = 0 \tag{1}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + 2 \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial s} + \left(gA - B \frac{Q^2}{A^2} \right) \frac{\partial z}{\partial s} - \left(\frac{Q}{A} \right)^2 \frac{\partial A}{\partial s} \Big|_z + gA \frac{|Q|Q}{K^2} = 0 \tag{2}$$

式中： Q 为流量， m^3/s ； z 为水位， m ； v 为流速， m/s ； s 为沿水流方向的距离， m ； t 为时间， s ； A 为过水面积， m^2 ； B 为水面宽度， m ； K 为流量模数， m/s ； g 为重力加速度， m/s^2 ； ζ 为局部水头损失系数。

1.2 数学模型的离散和求解

本文采用的是计算结果较为精确且上下游流量严格守恒的 Preissmann 四点差分隐格式对圣维南方程组进行离散化处理^[7]，将圣维南方程组转化为一组差分方程组，采用追赶法进行迭代求解。所用软件为笔者采用 FORTRAN 语言编写。恒定流和非恒定流求解计算软件考虑不确定的影响因素以及计算效率，此处非恒定计算的时间步长取 120 s，模拟计算的水位和流量精度为 10^{-6} 。

1.3 内边界条件的处理

中线工程输水渠道中存在大量的节制闸、分水口和退水口，采用追赶法求解离散圣维南代数方程组时，为使追赶法计算能自始至终地进行下去，必须根据具体水力特性将其作为内部边界条件进行特殊处理。内部边界通常包括 2 个相容条件：①流量连续性条件；②能量（动量）守恒条件^[8]。应用这 2 个条件即可将其影响恰当地反应在计算程序中。对分水口和退水口，可作为一种类型的内部边界条件来处理，闸门的出流流态和流量系数的处理方法主要应用 Swamee^[9]根据 Henry^[10]绘制的过闸流量系数的试验曲线拟合出平板闸门过流的流量系数函数式，其详细的处理方法可参见文献[2]。同时，由于中线工程渠道中存在各种类型的输水建筑物，此处对这些建筑物的处理方法可参见文献[11]。

2 计算方案介绍

图 1 为选取进行模拟计算渠段的一维示意图，图中的设计水面线、加大水面线和渠顶高程线都以长江水利委员会勘测规划设计研究院的水力学专题研究报告提供的数据为准^[12]。图 1 中可以看到澧河退水闸和澎河退水闸分别紧邻澧河节制闸和澎河节制闸上游端。模拟计算中主要对澧河退水闸和澎河退水闸的退水能力进行了分析和检验。所拟方案分为两类：

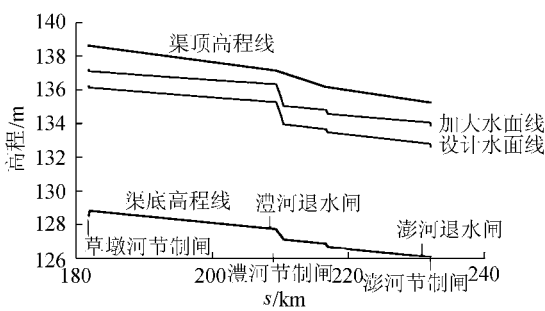


图 1 计算渠段纵剖面示意图

a. 在设计和加大流量条件下，草墩河节制闸和澎河节制闸同时关闭而澧河节制闸保持不动时，分别模拟计算开启与不开启退水闸时该渠段中的水位和流量的过渡过程，由此对退水闸的退水能力进行分析。

b. 在设计和加大流量条件下，澧河节制闸和澎河节制闸同时关闭，模拟计算澎河退水闸开启与不开启时该渠段中水位和流量的过渡过程，由此分析其退水能力。

3 计算结果分析

3.1 草墩河节制闸至澎河节制闸渠段间退水能力分析

不启动该渠段间的退水闸，在设计和加大流量下，将该渠段两端节制闸在 10 min 内关闭，近似认为流量也在 10 min 内从线性减小为零，且该渠段间分水口也在 10 min 内关闭。图 2 和图 3 分别给出了设计流量条件下上下游端和该渠段之间水位随时间的变化。由图 2 和图 3 可见，在该渠段两端节制闸同时关闭且不启动退水闸的条件下，渠段中的水位发生了明显的振荡，且振荡波幅逐渐衰减，但持续时间很长。渠段中水位重新达到稳定后处于水平静止状态，最终稳定水位约为 134.7 m。渠首端水位最终下降 1.55 m，末端水位最终上升 2.04 m，水位变化幅度最大值出现在渠段首尾端。渠段末端渠顶高程为 135.25 m，与最高水位相差约 0.4 m，因此在设计流量下即使不开启退水闸，渠道也不会出现漫溢。加大流量下各时刻水

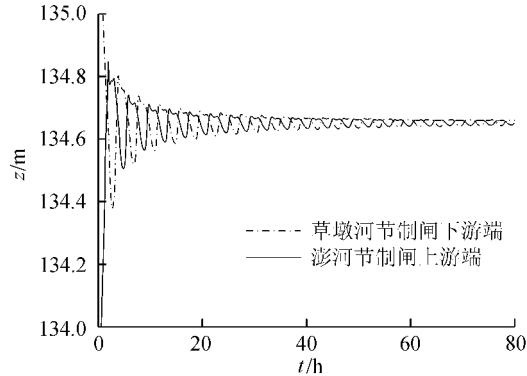


图 2 设计流量下退水闸不开启时计算渠段上下游水位随时间的变化

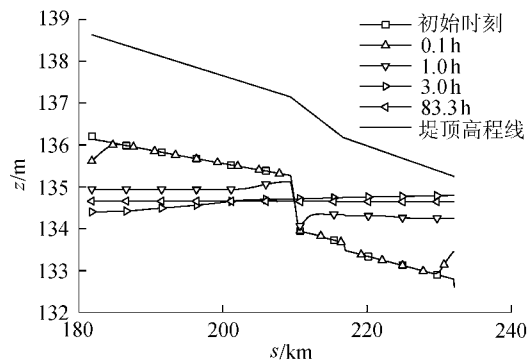


图3 设计流量下不同时刻渠段中的水面线
面线分布如图4所示,渠道闸门关闭0.63 h后,干渠下游段水面线已与渠顶持平。可见在加大流量条件下,同时关闭两端节制闸,漫溢将很快会出现在澎河节制闸前端,此时必须启动退水闸。

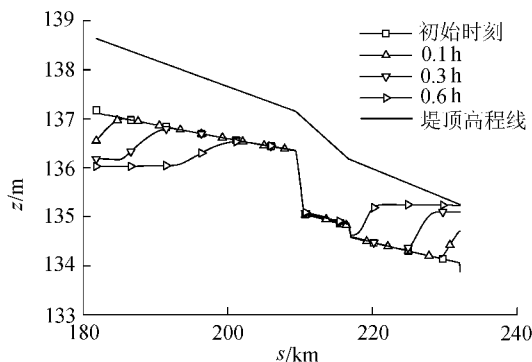


图4 加大流量下渠段中的水面线分布

由此可见,在加大流量的情况下,关闭该渠段两端节制闸时必须同时启动退水闸。该渠段间有澧河退水闸和澎河退水闸,为了分析退水闸如何开启才能避免渠段末端的漫溢,本文分别对5种退水方案进行了模拟计算,模拟计算方案如表1所示。澎河退水闸和澧河退水闸启用时,认为其退水流量分别在10 min内达到 $160\text{ m}^3/\text{s}$ 和 $120\text{ m}^3/\text{s}$ 。

表1 加大流量下的退水方案

方案	节制闸关闭 耗时/min		退水闸 是否开启		退水闸运行 时间/h	
	草墩河 节制闸	澎河节 制闸	澧河 退水闸	澎河 退水闸	澧河 退水闸	澎河 退水闸
1	10	10	否	是	一直开启	
2	10	20	否	是	一直开启	
3	10	10	是	是	2	2
4	10	10	是	是	3	3
5	10	10	是	是	4	4

模拟计算显示,方案1、方案2和方案3都不能阻止该渠段末端出现漫溢事故,其出现漫溢的时间分别为1.3 h、1.5 h和0.63 h,方案4和方案5则可以阻止漫溢现象。由此说明在加大流量条件下,草墩河节制闸和澎河节制闸同时关闭,仅开启澎河退水闸不能避免漫溢事故的发生,必须同时开启澧河退水闸和澎河

退水闸,且两退水闸开启运行时间至少为3 h。因此采取适当的操作,该渠段退水闸的退水能力能满足渠道安全运行要求。同时还可以看到渠道末端节制闸关闭速度越快,越容易造成水位超高,发生漫溢事故的可能性也越大。方案4和方案5中渠段的水位最终分别稳定在134.72 m和134.35 m,其上下游端水位随时间的变化如图5所示。

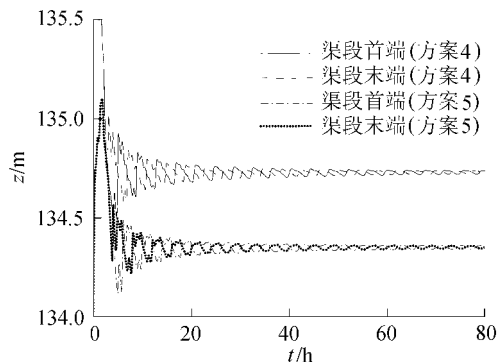


图5 方案4和方案5中渠段首末端水位变化过程线

3.2 澧河节制闸至澎河节制闸渠段间退水能力分析

澧河节制闸至澎河节制闸间渠段长度仅相当于草墩河节制闸至澎河节制闸渠段长度的1/2左右,可以分析,在前面模拟计算得到的设计流量下,同时关闭草墩河节制闸和澎河节制闸时不会出现漫溢,同时关闭澧河节制闸和澎河节制闸则更不会出现漫溢。因此,对设计流量下,10 min内同时关闭澧河节制闸和澎河节制闸及该渠段间的所有分水口的模拟计算显示,澎河退水闸即使不开启,该渠段也不会出现漫溢现象,但渠段间的水位出现如图2所示的振荡波。

在加大流量且不开启澎河退水闸的条件下,经模拟计算显示,将在澎河节制闸关闭仅0.63 h后迅速出现漫溢事故,故此时必须启动澎河退水闸。此处分别模拟计算了澎河退水闸启用1 h和2 h的方案,计算结果显示,两种方案都可以避免该渠段出现漫溢,渠段首端和末端的水位随时间的变化如图6所示。澎河节制闸开启1 h和2 h的渠段最终静止水位分别为134.14 m和133.66 m,显然退水闸开启

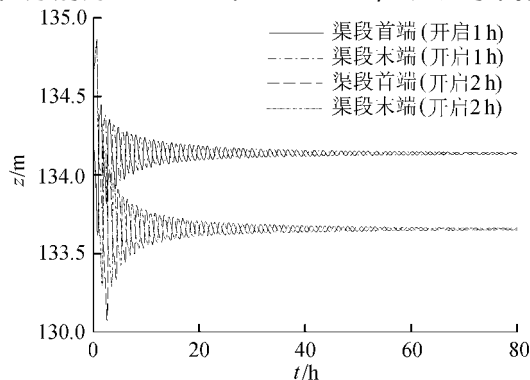


图6 渠段首端和末端水位随时间的变化

时间越长,其最终静止水位越低。通过与草墩河节制闸至澎河节制闸渠段进行纵向比较可以看出,渠段越长,由两端节制闸同时关闭造成渠道出现漫溢事故的可能性越大,因此要求退水闸运行的时间也越长。综合考虑渠道运行中各种因素,在加大流量的情况下,同时关闭澎河节制闸和澧河节制闸时,澎河退水闸必须开启1h左右。

4 结 论

- a. 设计流量下,同时关闭草墩河和澎河节制闸或同时关闭澧河和澎河节制闸,即使不启动两节制闸间的退水闸,也不会出现漫溢事故,加大流量下必须启动退水闸才能避免漫溢事故。
- b. 加大流量下,同时关闭草墩河节制闸和澎河节制闸,必须同时启动两节制闸间的澧河退水闸和澎河退水闸,且两退水闸的运行时间至少应为3h才能避免该渠段出现漫溢事故。
- c. 加大流量下,同时关闭澧河和澎河节制闸,澎河退水闸至少开启1h才能有效避免漫溢事故的发生。
- d. 同时关闭某一渠段两端的节制闸,不管是否启动退水闸,在不发生漫溢的情况下,都会引起该渠段间水位长时间的振荡,同时渠段越长,所要求退水闸运行的时间也越长。

参考文献：

[1]章晋雄,牛争鸣.南水北调中线输水渠道系统的仿真研究[J].系统仿真学报,2002,14(12):1588-1590.

(上接第57页)

参考文献：

[1]杜国翰,彭润泽,吴德一,等.北方河口挡潮闸淤积问题试验研究[C]//中国水利水电科学研究院.中国水利水电科学研究院科学研究论文集:泥沙分册.北京:水利电力出版社,1983:74-92.

[2]黄建维,张金善.我国河口挡潮闸闸下淤积综合治理技术[J].泥沙研究,2004(3):46-53.

[3]江苏省灌溉总渠管理处.六垛南闸水文观测资料汇编(1990~1993)[R].淮安:江苏省灌溉总渠管理处,1993:236-587.

[4]罗肇森,顾佩玉.建闸河口淤积变化规律和减淤措施[C]//中国水利学会.河流泥沙国际学术讨论会论文集.北京:光华出版社,1980:1-10.

[5]王宏江.泥质河口闸下冲淤特性及冲淤量的分析预报[J].海洋工程,2002,20(4):78-84.

[6]张文渊.苏北沿海挡潮闸下淤积的原因及其对策[J].泥沙研究,2000(1):73-76.

[2]丁志良,谈广鸣,陈立,等.输水渠道中闸门调节速度与水面线变化研究[J].南水北调与水利科技,2005,3(6):46-50.

[3]黄国兵,王才欢.南水北调中线工程穿黄隧洞水力学试验研究[J].人民长江,1998,29(5):3-5.

[4]The ASCE Task Committee on Irrigation Canal System Hydraulic Modeling. Unsteady-flow modeling of irrigation canals[J]. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE, 1993, 119(4):615-630.

[5]阮建新,王长德.渠道运行最优控制与运行模拟仿真[J].人民长江,2003,34(10):30-32.

[6]槐文信,赵明登,董汉毅.河道及近海水流的数值模拟[M].北京:科学出版社,2005.

[7]管光华.大型渠道自动控制建模及鲁棒控制研究[D].武汉:武汉大学,2006.

[8]魏文礼,王德意.计算水力学理论及应用[M].西安:陕西科学技术出版社,2001.

[9]SWAMEE P K. Sluice-gate discharge equation[J]. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE, 1992, 118(1):56-60.

[10]HENRY H R. Discussion of diffusion of submerged jets by M. L. Albertson, Y. B. Dai, R. A. Jensen, and H. Rouse[J]. Transaction of ASCE, 1950, 115:687-694.

[11]方神光,王开,吴保生.大型输水渠道中过水建筑物的新处理方法[J].南水北调与水利科技,2006,4(6):56-58.

[12]吴泽宇,黄会勇,唐景云,等.南水北调中线一期工程可行性研究:调度及水力学专题研究报告[R].武汉:长江水利委员会长江勘测规划设计研究院,2005.

(收稿日期 2007-01-17 编辑:方宇彤)

[7]金元欢,沈焕庭.我国建闸河口冲淤特性[J].泥沙研究,1991(4):59-68.

[8]栾加友.射阳港拦门沙演变规律探讨[J].海岸工程,1998,17(3):14-17.

[9]薛鸿超,顾家龙,任汝述.海岸动力学[M].北京:人民交通出版社,1980.

[10]徐和兴,徐锡荣.潮汐河口闸下淤积及减淤措施试验研究[J].河海大学学报:自然科学版,2001,29(6):30-35.

[11]杜国翰,彭润泽,吴德一,等.渤海湾淤泥质河口挡潮闸泥沙淤积问题[C]//中国水利学会.河流泥沙国际学术讨论会论文集.北京:光华出版社,1980.

[12]杜国翰,彭润泽.河口挡潮闸淤积与机船拖淤[J].水利学报,1980(1):65-70.

[13]施世宽.东台沿海挡潮闸淤积成因及减淤防淤措施[J].中国农村水利水电,1999(1):20-22.

[14]朱留正,李浩麟,冯敏亮,等.辽河口筑闸对航道冲淤影响的分析[R].南京:南京水利科学研究所,1963.

[15]窦国仁,凌永宁,陈志昌,等.射阳河闸下淤积问题分析[R].南京:南京水利科学研究所,1963.

(收稿日期 2007-03-05 编辑:方宇彤)