

Porous Floodgate Control Optimization Study: A Case Study on Linan Polder of Dongting Lake

Zhilong Li^{1,2}, Dehua Mao¹

¹College of Resources and Environment Science, Hunan Normal University, Changsha

²Department of Tourism Management, Hunan Business College, Changsha

Email: zsulizhilong@yahoo.com.cn

Received: Dec. 5th, 2013; revised: Jan. 7th, 2014; accepted: Jan. 24th, 2014

Copyright © 2014 by authors and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

Abstract

Opening and closing is the key of floodgate control and application. Scientific and reasonable control scheme, to achieve the best flood diversion effect and ensure gate security, has very important significance. According to the 1998 and 2003 flood process data of Li river of Jinshi hydrological station, through the same frequency control amplifier, design flood process is obtained. The scheduling scheme is evaluated, and results show that, the existing scheduling scheme of flood diversion effect is not good. Floodgate optimization objective function has been established. On the basis of the objective function, with a frequency of 5% of the designed flood hydrograph for example, a floodgate optimization control scheme has been developed. Analysis shows that the floodgate control scheme can achieve better flood diversion effect and safety.

Keywords

Linan Polder, Porous Floodgate, Floodgate Control

多孔分洪闸调度方案优化探讨——以洞庭湖澧南垸为例

李志龙^{1,2}, 毛德华¹

作者简介: 李志龙(1973-), 男, 博士, 副教授, 湖南师范大学资源与环境学院博士后。研究方向: 水文与水资源。

¹湖南师范大学, 资源与环境学院, 长沙

²湖南商学院, 旅游管理系, 长沙

Email: zsulizhlong@yahoo.com.cn

收稿日期: 2013年12月5日; 修回日期: 2014年1月7日; 录用日期: 2014年1月24日

摘要

闸门启闭是水闸控制运用的关键。而科学合理的闸门控制调度方案, 对于实现最好的分洪效果, 保障闸门安全, 有着十分重要的意义。以澧水津市站1998年及2003年洪水过程为基础资料, 通过同频率控制放大得到设计洪水过程。对现有调度方案进行了评价, 结果表明, 现有调度方案分洪效果并不理想。根据最大削峰准则与最小成灾历时准则建立了澧南垸洪水闸优化调度目标函数及约束条件。依据所建目标函数, 以频率5%的设计洪水过程线为例, 制定了洪水闸优化调度方案。对所制定调度方案进行了评价, 分析表明, 此调度方案能达到较好分洪效果和安全保障。

关键词

澧南垸, 多孔分洪闸, 分洪闸调度

1. 引言

蓄滞洪区是指包括分洪口在内的河堤背水面以外临时贮存洪水的低洼地区及湖泊, 这些地区历史上通常是蓄滞洪水的天然场所[1]。蓄滞洪区是防洪工程体系的组成部分, 有确定的保护目标及相应的运用规则。蓄滞洪区作为一种防洪策略, 在整个防洪体系中占有重要地位, 对防洪方案的选取及其实施成败具有决定作用[2][3]。洞庭湖区的蓄滞洪区, 主要指24个蓄洪垸[4]。洞庭湖蓄滞洪工程是长江中下游整体防洪规划中的一个重要组成部分, 它与湖北省的洪湖蓄滞洪区一起共同蓄纳长江中游城陵矶地区的超额洪水, 是保障荆江大堤、武汉市及洞庭湖的城市和重点堤垸防洪安全的一个重要措施。

蓄洪区分洪闸是用来分泄天然河道洪水的一种水闸。在天然河道遭遇特大洪水而宣泄能力不足时, 为防止洪水泛滥成灾, 开启闸门分洪, 将河道不能安全下泄的多余洪水泄入分洪区或分洪道。水闸管理实践证明, 闸门启闭是水闸控制运用的关键。而分洪闸的启闭条件则与河道洪水过程紧密相关的。因此, 通过分析上游河道洪水过程特性, 研究分洪闸运动条件及运行方式, 制定合理的调度方案, 对于达到最好的分洪效果, 同时保障分洪闸的安全, 有着重要的意义。

2. 研究区域概况

澧南垸位于澧水下游, 澧水支流道水尾端的汇合处内侧, 北临澧水干流, 与淞澧大圈的澧县城关镇隔河相望, 东南频道水, 与灵泉、道河和津市窑坡等乡相邻, 西接丘陵岗地。该垸一面傍山, 三面环水, 地势东南低西北高, 垸内地面高程一般为36.00~39.00 m。澧南垸属洞庭湖区24个蓄洪垸之一, 是长江防洪体系的重要组成部分。澧南垸总集雨面48.2 km², 其中耕地面积26.4 km², 蓄洪总面积36 km², 有效蓄洪容积为2.0亿 m³, 占洞庭湖区总分蓄洪容积的1.25%。澧南垸是重要的粮、棉产地, 然而深受自然条件制约, 历来洪涝灾害频繁。澧南垸自1998年蓄洪后实行了移民建镇, 共设3个移民建镇区255万 m², 安置人口7710户28,326人, 现已全部安置到位。

澧南垸分洪闸位于澧水黄沙湾堤段, 2002年11月开工, 12月开始混泥土浇灌, 2003年7月10日

破口蓄洪被迫停工，8月25日复工，2004年6月竣工并投入使用。现澧南垸分洪设计容量2亿 m^3 ，澧南分洪闸设计分洪水位45.67 m(刘家河)，设计分洪流量2380 m^3/s 。设计分洪历时24 h，闸室总宽度113 m，闸底板高程38.67 m，为开敞式宽顶堰，闸坝9孔10 m \times 8.04 m，弧形钢闸门10 m \times 8.5 m，采用液压启闭机操作，以启用分洪闸分洪，退洪仍用此闸及垸内其他排水闸。退洪设施尚未兴建。退洪方式利用现有的分洪闸和垸内排水闸退洪，高程在38.655 m以上由进洪闸进行退洪，高程在38.655 m以下由现有涵闸(紫水溪2处、双剝昏2处)流量140 m^3/s 进行退洪。2005年湖南省水利水电勘测设计院制定了《澧县澧南垸分洪闸安全调度运行方案》，因自2003年后至今澧南垸未开闸泄洪，此方案也未实施过。

3. 澧水洪水特性及典型年份洪水过程分析

洪水闸的控制运用与河道洪水过程有着密切的关系。分洪闸何时启动，怎样启动，要视上游河道洪水情况而定。因此，上游河道洪水特性分析是分洪闸调度方案编制的前期和基础工作。

澧南垸位于澧水下游。澧水流域轮廓近似矩形，但干流偏于南部的武陵山，三江口以上两岸集雨面积积极不对称，左岸约占80%，右岸仅占20%。当以五峰、鹤峰为中心的暴雨降落时，往往干支流同时上涨，加之河道坡陡流急，流域内70%以上属石灰岩地区，植被较差，每逢暴雨，集流迅速，造成洪水峰高势猛，一般洪水过程上涨历时为12~24 h，消落为60~80 h。三江口曾经出现过特高水位变幅大25.25 m，陡涨陡落为澧水水位变化特点。

这里洪水分析采用津市水文站为设计控制站点。津市站1952年12月设立水文站，1953年迁至羊湖口，1956年基本水尺上迁300 m，改为水文站，名津市站。1974年3月下迁2500 m至津市韩石港码头观测，1975年移水尺于右岸观测至今，名津市(二)站。该站冻吴与85国家高程基准差值为2.09 m，吴淞与85国家高程基准差值为1.7 m。

收集了津市水文站1952~2011年历年最大流量资料进行频率计算。目前，普遍认为水文资料系列概率分布符合皮尔逊III型分布[5]-[7]，这里运用P-III分布来计算津市站洪水频率，得其各频率下设计洪水流量如表1所示。

在海森概率纸上，可绘出其频率曲线如图1所示。

以1998年、2003年的洪水为典型年份洪水。

1998年洪水概况：1998年7月20起，澧水流域普降特大暴雨，桑植凉水口42小时降水553 mm。7月23日，石门站洪峰流量大19900 m^3/s ，县内各垸水位都超过1991年水位：张公庙49.18 m，超1991年最高水位1.31 m；津市45.01 m，超1991年水位0.99 m；青龙窖42.8 m，超1.02 m；官垸42.78 m，超1.08 m；磨子坪46.8 m，超1.3 m。澧南垸遭遇溃决。津市1998年洪水过程如图2所示。

2003年洪水概况：澧县降水从7月8日2时至11日8时，全县平均降雨量367.6 mm，王家厂水库平均378.5 mm，澧阳平原401 mm，澧水上游平均368 mm。

2003年7月8日8时，澧南垸控制站刘家河站起涨水位35.8 m，9日0:30超过警戒水位(43.5 m)，河水上涨迅速，9日7时超过危险水位(44.5 m)。9日19时，澧水津市站水位44.05 m，已超过启用澧南垸蓄洪的控制水位。9日24时下达了《关于启用澧南垸蓄洪的命令》。由于澧南垸分洪闸正在施工，尚不具备运行条件，选定分洪口门在宋家渡水道大堤，并实施爆破蓄洪。破口宽度210 m，半小时后兰江

Table 1. Design of flood discharge on Jinshi hydrological station
表 1. 津市水文站设计洪水流量

频率(%)	1	2	5	10	20
设计值(m)	26,088	18,782	174,552	15,517	13,858

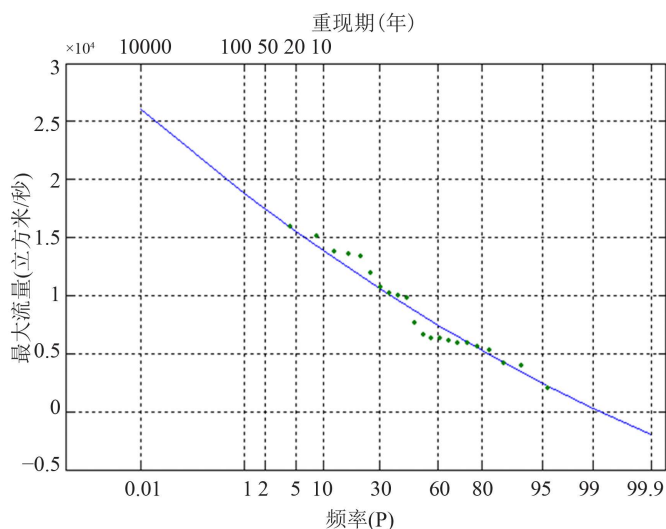


Figure 1. Maximum discharge P-III distribution on Jinshi hydrological station

图 1. 津市水文站最大流量 P-III 分布

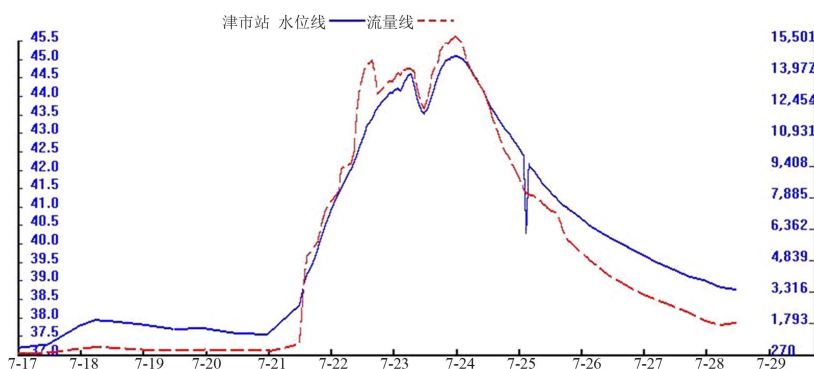


Figure 2. Flood process on Jinshi hydrological station in 1998

图 2. 津市站 1998 年洪水过程

闸水位下降 0.05 m, 2 小时后下降 0.47 m, 4 小时后下降 0.99 m, 15 小时后垸内水位与外河水位基本持平, 17 小时后外河水位开始回升, 最大进洪流 7500 m³/s, 最高蓄洪水位 45.80 m, 蓄洪总量 2 亿 m³, 淹没面积 36 km², 淹没历时 29 天。

津市站石分别于 7 月 9 日 21 时与 7 月 10 日 2 时出现洪峰, 其流量与水位分别为: 7 月 9 日 21 时流量为 13,900 m³/s, 水位为 44.21 m; 7 月 10 日 2 时流量为 14,800 m³/s, 水位为 44.47 m。其洪水过程如图 3 所示。

拟采用设计洪水过程分析泄洪闸分洪效果及分洪闸调度方案设计。设计洪水过程线一般要采用洪峰流量和各种时段洪量同频率控制放大[8]。根据津市水文站 1998 年、2003 年的洪水过程资料, 按照不同频率的设计流量进行同比例放大, 则可得到设计条件下不同典型年的各频率设计洪水过程线。如图 4 所示。

津市水站位于津市城区, 集水面积 17,549 km², 上距澧南垸控制站点刘家河水文站 12 km, 区间无大的支流加入。利用津市水文站与刘家河水文站历年最高水位观测资料分析可得, 其满足线性相关关系, 为便于转换计算, 可建立津市水文站与刘家河水文站一元线性回归关系曲线(如图 5 所示)。

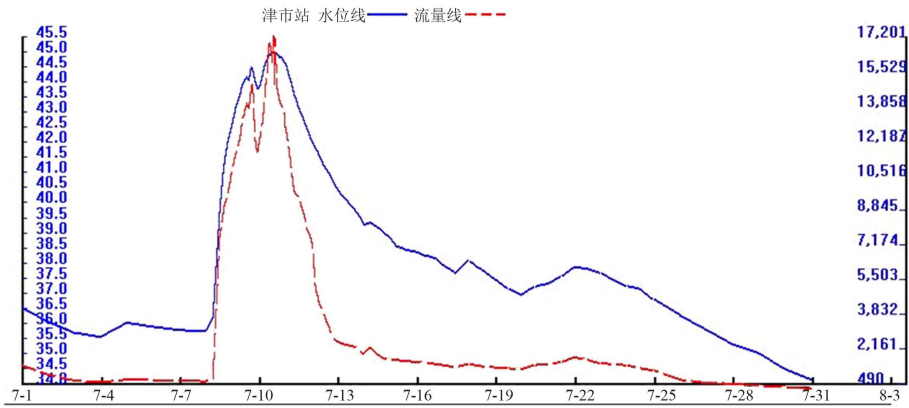


Figure 3. Flood process on Jinshi hydrological station in 2003

图 3. 津市站 2003 年洪水过程

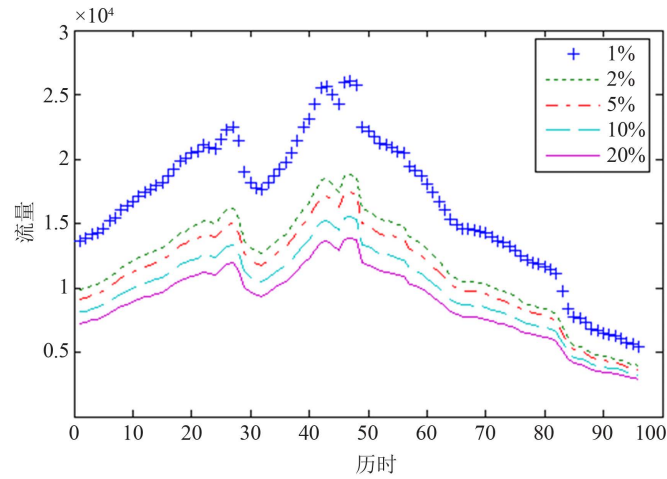


Figure 4. Design of flood process on Jinshi hydrological station

图 4. 津市站各频率设计洪水过程

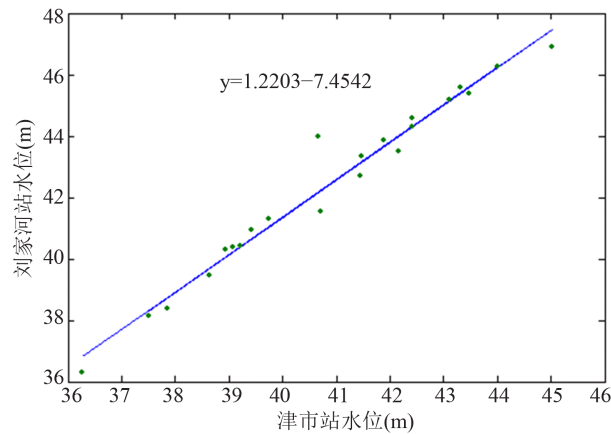


Figure 5. Jinshi-Liujiahe flood water level relationship

图 5. 津市 - 刘家河洪水水位关系

澧南垸分洪调度方案编制，特别是分洪效果分析时，需确立某洪水水位下相应的洪水流量，这就要求

建立河道水位 - 流量关系。根据津市站不同水流情况的多次实测流量和其相应的水位，建立津市站水位 - 流量关系曲线(如图 6 所示)。

4. 澧南垸分洪调度方案优化探讨

4.1. 澧南垸现行调度方案分洪效果分析

澧南垸现行调度方案(《澧县澧南垸蓄洪坑分洪闸安全调度运行方案》)于 2005 年制定。其调度运行方式为：开闸时，首先同时将开 5 空开启 1.0 m 高度，5 孔必须隔孔开启(1、3、5、7、9 号孔)，开启时间 8 小时后(相应下游水位为 34.84 m)，再同时将 5 孔开度提升 1 m，即开度为 2 m，开启时间 2 小时后，再同时将 5 孔开度提升 1 m，即开度为 3 m，开启 2 小时后，此时同时将 5 孔全开，流量开启时间 2 小时后，再将其他 4 孔同时提升 1 m，即开度为 1.0 m，开启时间为 2 小时后，在将 4 孔同时提升 1.0 m，即开度组合为 2.0 m。

澧南垸分洪闸流量可用下式计算：

$$Q = \mu b e \sqrt{2gH} \quad (1)$$

其中， b 为闸宽， e 为闸门开度， H 为闸前水头， μ 为流量系数，南垸分洪闸为弧形钢闸门，其流量系数可采用下式计算：

$$\mu = \frac{0.47 + 0.22 \cos^2 \alpha}{\left(\frac{e}{H}\right)^{0.08}} \quad (2)$$

其中

$$\cos^2 \alpha = \frac{c - e}{R} \quad (3)$$

其中， c 为闸孔高， R 为弧形闸门半径。

根据以上调度方案，应用公式(1)计算调度过程中闸门洪水流量。根据澧南垸分蓄洪水调度运用方案，当津市站水位将超过 44 m，刘家河控制站点水位将超过 45.67 m，危及淞澧大圈危急时，向省、市防汛

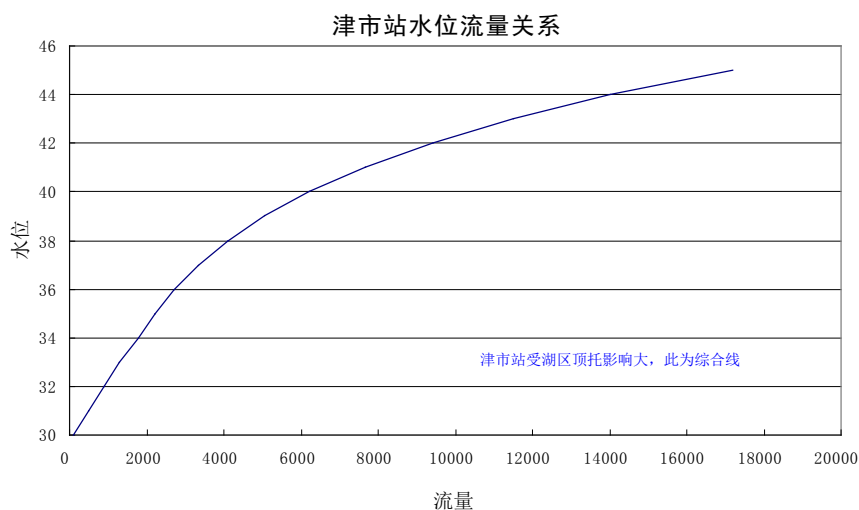


Figure 6. Water level-discharge curves on Jinshi hydrological station
图 6. 津市站水位 - 流量关系曲线

指挥部报告, 开启澧南垸分洪闸蓄洪。因此, 采用刘家河控制站 点 45.67 m 为蓄洪闸流量计算水位。其分洪泄量过程线如图 7 所示。

应用此分洪调度方案, 以津市洪水过程设计频率为 5%(20 年一遇)洪水过程为例, 则可得此调度方案的分洪效果, 如图 8 所示。

从图 8 可以看出, 此调度方案下分洪效果并不理想。启闭闸门与洪水过程不相适应, 由于分洪历时太长, 分洪量最大值与洪峰不对应, 未能起到最大限度的削峰效果, 而在洪水下降的过程中仍有较大分洪量, 并未充分发挥蓄洪垸的分蓄洪水的作用。

4.2. 分洪优化调度方案探讨

蓄洪区的目的是将超过河道限泄流量的上游水过程引入蓄洪区。当上游来水量小于河道限泄流量时, 来水全部向下游河道排泄; 当上游来达到河道限泄流量时, 开始向蓄(滞)洪区分洪直至蓄满。这就是所谓砍平头法, 该方法通常用于河道外蓄(滞)洪区的调节算。其过程可用下式表示:

$$\begin{cases} Q_{\text{滞蓄后}} = Q_{\text{上游来水}}; & Q_{\text{上游来水}} \leq Q_{\text{削峰}} \\ Q_{\text{滞蓄后}} = Q_{\text{削峰}}; & Q_{\text{上游来水}} > Q_{\text{削峰}} \end{cases} \quad (4)$$

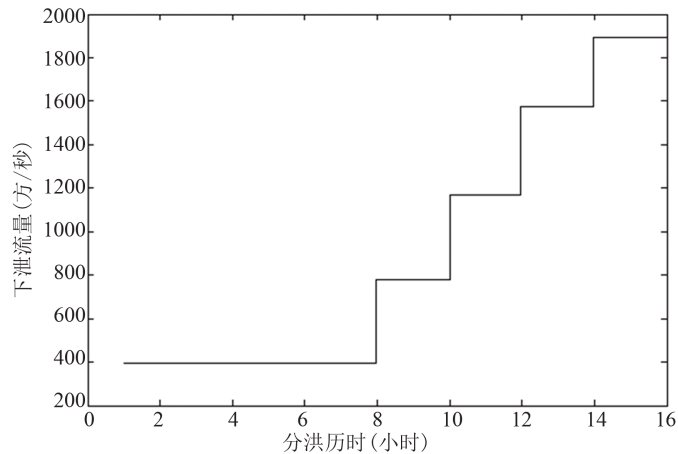


Figure 7. Flood diversion discharge hydrograph

图 7. 分洪泄量过程线

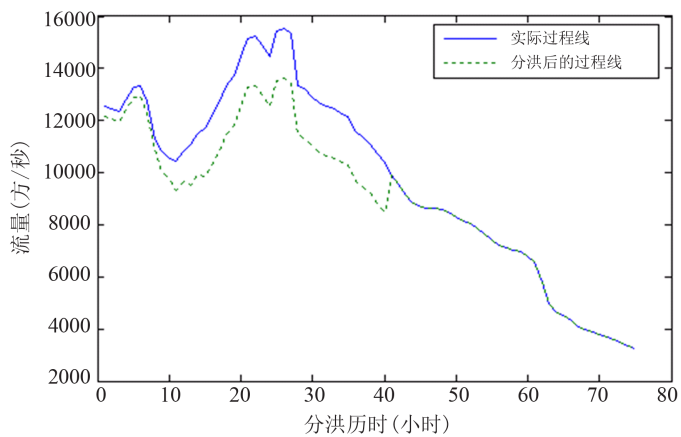


Figure 8. Effect analysis of flood diversion using current scheme

图 8. 现行方案分洪效果分析

$$V_{\text{滞蓄洪区}} = \sum_{t=t_0}^{t_D} (Q_{\text{上游来水}} - Q_{\text{削峰}}) \times dt \quad (5)$$

根据澧南垸洪水调度方案，当津市站水位将超过 44 m 时开始蓄洪，此时对应流量为 14,000 m³/s。因此可认为河道允许流量为：14,000 m³/s。因此可采用此流量进行砍平头法计算。计算结果如图 9 所示。

就澧南垸而言。砍平头计算存在如下问题：削峰流量最大值可能超过泄洪闸设计最大流量；由于澧南垸容量有限，未能分蓄全部需分蓄洪水；另外受闸门实际操作的影响，也可能未能与分洪流量与消峰流量完全一致。

对于分洪优化调度的关键之一是确定合适的优化目标函数。目前进行防洪优化调度的目标函数中，最大削峰准则和最小成灾历时准则应用较为广泛[8]。

最大削峰准则：最大削峰准则以入库洪峰流量削减最多作为防洪调度最优的判别指标。则最大削峰准则应表达为：

当无区间洪水时：

$$\min_{\Omega} \left\{ \max_{t \in [t_0, t_D]} [q(t)] \right\} \quad (6)$$

当有区间入流量时：

$$\min_{\Omega} \left\{ \max_{t \in [t_0, t_D]} [q(t) + Q_{\text{区}}(t)] \right\} \quad (7)$$

式(6)、(7)均受约束于：

$$\int_{t_0}^{t_D} [Q(t) - q(t)] dt = V_{\text{防}} \quad (8)$$

式中：V_防为防洪库容；Q(t)为入库径流过程；Ω为策略空间。

最小成灾历时准则：最大削峰准则是利用分蓄洪区的调蓄作用尽可能使河道洪流尽量均匀而不超过其允许的极大值，以减少每一时刻的损失深度；而最小成灾历时准则注重的不是损失深度，而是蓄洪区的泄洪时机，它利用防蓄库容使次洪的连续成灾时间(防洪断面的过水流量超过该断面的安全泄量)最短。最小成灾历时的目标函数可表述为：

当无区间入流时：

$$\min z = T_{\text{灾}} \quad T_{\text{灾}} = \{t/q(t) > q_{\text{安}}\} \quad (9)$$

当有区间入流时：

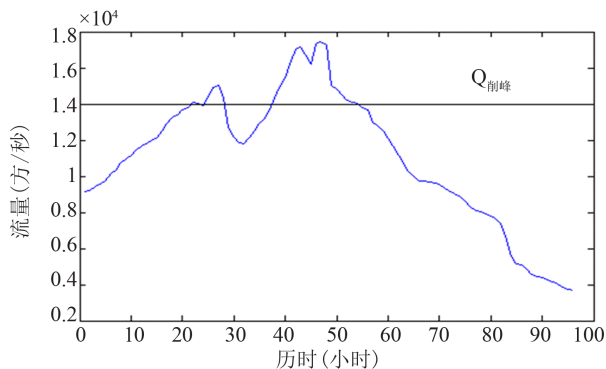


Figure 9. Peak clipping of 5% flood hydrograph
图 9. 5%洪水过程削峰

$$\min z = T_{\text{灾}} \quad T_{\text{灾}} = \{t/q(t) + Q(t) > q_{\text{安}}\} \quad (10)$$

根据以上准则，结合澧南垸实际，可建立澧南垸分洪调度目标函数：

$$\min z = Q_{\text{上游来流}} - Q_{\text{分泄流量}} \quad (11)$$

约束条件为：

1) 防洪库容约束： $V_{\text{滞蓄洪区}} = \sum_{t=t_1}^{t_2} (Q_{\text{分泄流量}}) \times dt$ ， t_1 、 t_2 分别为始末时刻， dt 这里取一小时。

2) 安全性约束： $Q_{\text{分泄流量}} < Q_{\text{安}}$ ，为防止过大洪水对下游冲刷造成破坏，最大下泄流量不能超过其允许流量，这里 $Q_{\text{安}}$ 取最大分洪设计流量，即 $2380 \text{ m}^3/\text{s}$ 。

3) 闸门约束： $Q_i \geq Q_{i-1}$ ，即下一时段下泄流量不得小于上一时刻下泄流量，即一次洪水过程中，闸门只允许开不允许必闭。为防止闸门陡起陡落，假定闸门开启在一个时段里均匀完成。

依据此目标函数和约束条件，以津市站频率为 5% 的洪水过程为例，可计算洪水过程中分洪过程流量。如图 10 所示：

根据分洪流量则可推求洪水闸优化调度方案。流量与洪水闸开度的关系如式(1)所示。其中流量系数 μ 为开度 e 的函数，由于开度 e 对流量系数影响较小，流量与洪水闸开度近似为线性关系。通过流量计算闸门开度可通过迭代法。闸门开度与流量关系如图 11 所示。

通过流量与开度的线性关系，则可得泄洪过程中闸门开度变化。如表 2 所示。

从表 2 可见，开度分的过细，实际操作较为困难，因此需做修订。在考虑实际情况及修订方差最小的条件下，对开度进行修订，则得澧南垸蓄洪垸分洪闸调度方案如下：

开闸时，首先同时将开 5 孔开启 0.5 m 高度，流量为： $203.9 \text{ m}^3/\text{s}$ 。5 孔必须隔孔开启(1、3、5、7、9 号孔)。开启时间 2 小时后，再同时将 5 孔开度提升 0.5 m，即开度为 1 m，流量为： $394.1 \text{ m}^3/\text{s}$ 开启时间 4 小时后，再同时将 5 孔开度提升 1 m，即开度为 2 m，流量为： $776.7 \text{ m}^3/\text{s}$ 。开启 2 小时后，再同时将 5 孔开度提升 1 m，即开度为 3 m，流量为： $1170.8 \text{ m}^3/\text{s}$ 。开启时间 9 小时后，此时同时将 5 孔全开，流量为： $1575.7 \text{ m}^3/\text{s}$ 。开启时间 3 小时后，再将其他 4 孔同时提升 2 m，组合流量为： $2385.1 \text{ m}^3/\text{s}$ 。比分洪最大流量略大。

5. 调度方案分洪效果分析及安全性评价

根据上述调度方案，同样以津市洪水过程设计频率为 5%(20 年一遇)洪水过程为例，则可得此调度方

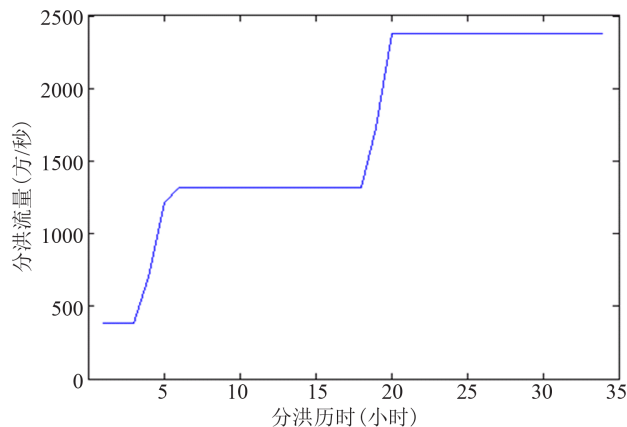


Figure 10. Diversion flood hydrograph

图 10. 分洪过程线

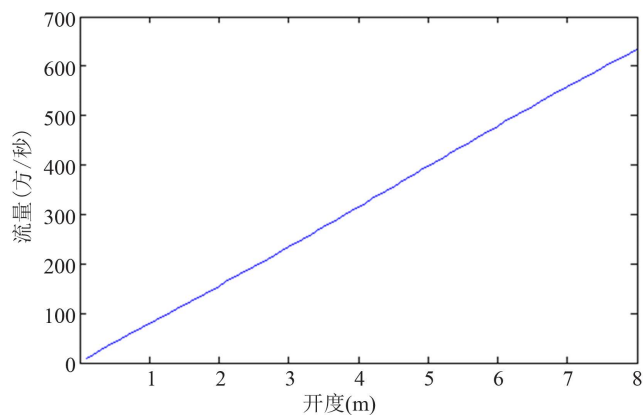


Figure 11. Relationship between opening degree and discharge
图 11. 闸门开度与流量关系

Table 2. Diversion flood duration-opening degree

表 2. 分洪历时 - 开度表

历时(时)	1	3	1	1	13	1	15
开度(m)	0.8247	4.2297	7.6347	13.3097	14.4448	18.9848	26.0997

案的分洪效果，如图 12 所示。

从图中可以看出，此方案分洪效果较好，基本上达到了最大削峰。分洪历时基本与洪峰过程相吻合，使分洪库容得到了充分利用，达到了最佳分洪效果。值得一提的是，由于受进闸对大流量限制，加上澧水洪水陡起陡落的特点，在洪峰最高时未能使其降低到河道允许流量即 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ，这就还需要其他蓄洪垸分蓄一部分洪水。

分洪过程中，分洪闸的安全问题是一个较为普遍的问题，主要表现为闸后冲刷破坏。当水闸泄水时，过闸水流受闸孔约束，流速增大，具有较大的动能，流态也复杂，挟沙能力强，加之河床土壤抗冲能力常较小，从而形成闸后冲刷。分洪初期，闸后往往无水，消能防冲条件较恶劣，较容易造成闸后冲刷；闸门刚刚开启是，需逐级提升，开始宜小，逐级可稍大，分次开启的间隔时间视下游水位趋于稳定所需时间而定，过闸水流应平稳，避免发生集中水流、折冲水流、回流、漩涡等不良流态。在闸门大开度一次到位时最易产生集中水流和偏流，对水闸危害较大，运用中应注意避免。多孔水闸闸门应按设计提供的启闭程序或管理运用经验进行操作运行，一般应同时分级均匀启闭，不能同时启闭的应由中孔向两边孔依次对称开启。

因此，合理的泄洪调度方案对于闸门安全有着重要的意义。上文所制定分洪调度方案，正是考虑泄洪闸安全的基础上，使得分洪效益最大。其目标优化函数中安全约束条件，与闸门约束条件就是基于闸门安全性考虑的：

安全性约束： $Q_{\text{分泄流量}} < Q_{\text{安}}$ ，为防止过大洪水对下游冲刷造成破坏，最大下泄流量不能超过其允许流量，这里 $Q_{\text{安}}$ 取最大分洪设计流量，即 $2380 \text{ m}^3/\text{s}$ 。

闸门约束： $Q_i \geq Q_{i-1}$ ，即下一时段下泄流量不得小于上一时刻下泄流量，即一次洪水过程中，闸门只允许开不允许必闭。为防止闸门陡起陡落，假定闸门开启在一个时段里均匀完成。

闸门调度中也遵循了逐级提升，开始宜小，逐级增大的原则，以澧南垸 5% 的洪水过程调度中各时段流量如表 3 所示。

由此可知，起初开度为 0.5 m ，开五孔，总体流量才 $203.9 \text{ m}^3/\text{s}$ ，较为安全，后逐级提升，提升度基

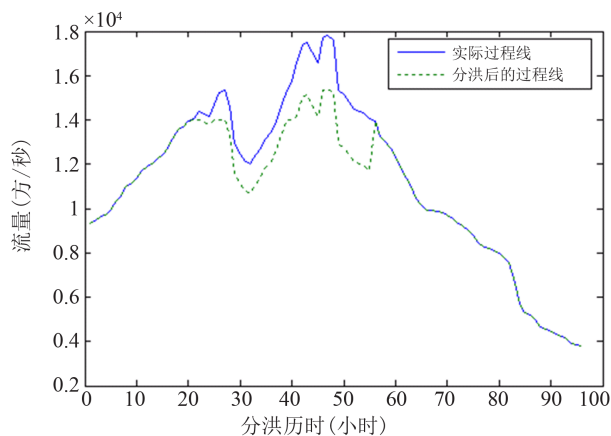


Figure 12. Flood diversion effect of designed scheme
图 12. 设计调度方案下的分洪效果

Table 3. Flood diversion discharge process of linan polder
表 3. 澧南垸调度泄流量过程表

序号	开闸组合		下泄泄量 $Q(m^3/s)$	分洪历时(h)	累计分洪历时(h)	累计容量(亿 m^3)
	全开孔数	N 孔*开度(m)				
1		5*0.5	203.9	2	2	0.015
2		5*1	394.1	4	6	0.072
3		5*2	776.7	2	8	0.128
4		5*3	1170.8	9	17	0.407
5	5		1575.7	3	20	0.577
6	5	4*2	2385.1			

本为 0.5~1.0 m，随着下泄流量逐渐增大，累计容量也逐渐增大，这样即使较大冲击力对闸下游冲刷也较小。另外，此多孔闸开始为隔孔开启，先开 1、3、5、7、9 号孔，对称开启，避免不利流态，有利于泄洪闸安全。由此可见，此调度方案对于泄洪闸较为安全。

基金项目

湖南省自然科学基金重点项目(12JJ2026)；2012 年度高等学校博士学科点专项科研基金(2012 4306110009)；湖南省重点学科建设项目(2011-001)；湖南省重大水利科技项目(湘财农指[2007]7 号)。

参考文献 (References)

- [1] 梅亚东, 冯尚有. 蓄滞洪区利用与减灾研究[J]. 水科学进展, 1995, 6(2): 145-149.
MEI Yadong, FENG Shangyou. Development and hazard mitigation of flood storage and detention basins. Advances in Water Science, 1995, 6(2): 145-149. (in Chinese)
- [2] 侯传河, 沈福新. 我国蓄滞洪区规划与建设的思路[J]. 中国水利, 2010, 20: 40-44.
HOU Chuanhe, SHEN Fuxin. The planning and construction of the detention basin in China. China Water Resources, 2010, 20: 40-44. (in Chinese)
- [3] 刘树坤, 沈振明. 利用洪水风险图指导洪泛区及城市建设[J]. 灾害学, 1991, 6(4): 26-31.
LIU Shukun, SHEN Zhenming. Construction of inundating area and city under guide of flood risk map. Journal of Catastrophology, 1991, 6(4): 26-31. (in Chinese)
- [4] 毛德华. 基于遗传算法的投影寻踪方法在洞庭湖区洪灾易损性评价中的应用[J]. 冰川冻土, 2010, 32(2): 389-396.

- MAO Dehua. Application of projection pursuit method based on genetic algorithm to vulnerability evaluation of flood disasters. *Journal of Glaciology and Geocryology*, 2010, 32(2): 389-396. (in Chinese)
- [5] 孙济良, 秦大庸. 水文频率分析通用模型研究[J]. *水利学报*, 1989, 20(4): 1-10.
SUN Jinliang, QIN Dayong. Study on the general model of hydrological frequency analysis. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1989, 20(4): 1-10. (in Chinese)
- [6] 陈子全. 基于模拟退火算法的皮尔逊III型分布参数估计[J]. *人民黄河*, 2012, 34(5): 14-19.
CHEN Ziquan. Pearson type III distribution parameters estimation based on simulated annealing. *Yellow River*, 2012, 34(5): 14-19. (in Chinese)
- [7] 金光炎. 水文频率分布模型的异同性与参数估计问题[J]. *水科学进展*, 2010, 21(4): 466-470.
JIN Guangyan. Similarities and differences of hydrologic frequency distribution models and their parameter estimation problems. *Advances in Water Science*, 2010, 21(4): 466-470. (in Chinese)
- [8] 鲍尔明. 一种设计洪水过程线放大方法的探讨[J]. *水文*, 1984, 3: 24-27.
BAO Erming. A debate about design flood hydrograph amplification method. *Journal of China Hydrology*, 1984, 3: 24-27. (in Chinese)