

水库防洪调度分段试算法及应用

钟平安¹, 邹长国¹, 李 伟¹, 张初旺²

(1. 河海大学水资源环境学院, 江苏 南京 210098; 2. 福建电力调度通信中心, 福建 福州 350003)

摘要:分析水库防洪优化调度最大削峰目标函数的物理意义, 给出最大削峰准则在防洪库容约束下的解析最优解. 根据水库防洪优化调度模型解的结构, 提出逐步引入约束条件分段试算求解方法. 分段试算法的实例研究以及分段试算法与动态规划法的对比研究结果表明: 分段试算法能在不增加附加约束的条件下有效避免水量优化问题多解的难题, 得到具有可操作性的最优解, 并比动态规划法具有更高的计算速度.

关键词:水库; 防洪; 优化调度; 分段试算法

中图分类号:TV697.1+3

文献标识码:A

文章编号:1006-7647(2003)06-0021-03

水库防洪优化调度研究一直是防洪减灾非工程措施中的热点研究课题, 已取得了大量的理论和应用成果, 其中动态规划(DP)、逐次优化算法(POA)等可以处理多阶段序贯决策问题的数学规划方法应用最为广泛. 但这些方法也存在不足, 首先是计算时间较长, 尽管计算机速度已大幅度提高, 但次洪调度计算时间仍需以分钟为量级计, 对于实时洪水调度, 特别是当会商决策需要多方案比较时, 分钟级的响应速度难以令人满意; 其次是计算结果的可操作性较差, 水库防洪优化调度是一个纯水量优化调度问题, 最优解常常不唯一^[1], 即可能有多种放水策略能得到同样的最优目标函数值. 常常得到出库流量波动、闸门频繁启闭的可操作性差的最优解, 为了获得具有可操作性的结果, 需要在模型中增添附加条件加以过滤, 无形中增加了计算工作量.

本文根据最大削峰准则解的特性, 提出一种逐步引入约束条件分段试算求解的方法.

1 最大削峰准则分析

目前在水库防洪优化调度中, 最大削峰准则是应用最为广泛的优化调度准则之一. 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性判别指标, 其实质是在充分利用防洪库容的前提下, 使水库出库流量(或防洪断面过流量)的最大值最小化. 最大削峰目标函数^[2]应表达为

当无区间入流时:

$$\min_{\Omega} \{ \max_{t \in [t_0, t_D]} q(t) \} \quad (1)$$

当有区间入流时:

$$\min_{\Omega} \{ \max_{t \in [t_0, t_D]} [q(t) + Q_{\text{区}}(t - \tau)] \} \quad (2)$$

以上两式均受约束于:

$$\int_{t_0}^{t_D} [Q(t) - q(t)] dt = V_{\text{防}} \quad (3)$$

式中: $V_{\text{防}}$ 为防洪库容; $Q(t)$ 为 t 时刻入库流量; $q(t)$ 为 t 时刻出库流量; $Q_{\text{区}}(t)$ 为 t 时刻水库至防洪点区间流量; Ω 为策略空间; t_0, t_D 为调度期始末; τ 为区间洪水汇流时间与水库放水到达防洪断面的时间之差.

当仅考虑防洪库容约束时, 由式(3)可得:

$$\int_{t_0}^{t_D} q(t) dt = \int_{t_0}^{t_D} Q(t) dt - V_{\text{防}} \quad (4)$$

当入库流量过程 $Q(t)$ 已知, 防洪库容一定时有:

$$\int_{t_0}^{t_D} q(t) dt = C$$

式中: C 为常数, 表示调度期内的出库总水量. 设 $X = \max_{t \in [t_0, t_D]} q(t)$ (最大出库流量), 则

$$X(t_D - t_0) \geq C$$

$$X \geq \frac{C}{t_D - t_0}$$

记 $\bar{C} = \frac{C}{t_D - t_0}$, $\bar{C}$ 表示平均出库流量, 所以 X 的最小值, 即最大出库流量的最小值为 $\bar{C}$.

从上面的分析可知, 当仅考虑防洪库容约束时, 式(1)的解析最优解为

$$\min_{\Omega} \{ \max_{t \in [t_0, t_D]} q(t) \} = \bar{C} \quad (5)$$

作者简介: 钟平安(1962—), 男, 安徽无为, 副教授, 硕士, 从事水资源规划与管理研究.

当考虑区间流量时,仿式(4)有:

$$\int_{t_0}^{t_D} (q(t) + Q_{\text{区}}(t - \tau)) dt = \int_{t_0}^{t_D} (Q(t) + Q_{\text{区}}(t - \tau)) dt - V_{\text{防}} = C'$$

当仅考虑防洪库容约束时,式(2)的解析最优解为

$$\min_{\Omega} \left\{ \max_{t \in [t_0, t_D]} [q(t) + Q_{\text{区}}(t - \tau)] \right\} = \bar{C}' = \frac{C'}{t_D - t_0} \quad (6)$$

式(5)与式(6)表述的最大削峰准则最优解的特征为:当不考虑区间流量时,尽可能维持各时段的出库流量为一常数;当考虑区间流量时,尽可能维持各时段的出库流量与区间流量之和为一常数。

2 防洪调度常见约束分析

实际上,除了考虑式(3)的防洪库容约束外,在水库防洪调度中,通常还需考虑以下约束条件:

a. 水量平衡约束.

$$V(t) = V(t-1) + \left(\frac{Q(t) + Q(t-1)}{2} - \frac{q(t) + q(t-1)}{2} \right) \Delta t \quad (7)$$

式中: $V(t-1)$, $V(t)$ 为第 t 时段始、末水库的蓄水量; $Q(t-1)$, $Q(t)$ 为第 t 时段始、末入库流量; $q(t-1)$, $q(t)$ 为第 t 时段始、末出库流量; Δt 为时段长。

b. 水库最高水位约束.

$$Z(t) \leq Z_m(t) \quad (8)$$

式中: $Z(t)$ 为 t 时刻计算水库水位; $Z_m(t)$ 为 t 时刻允许最高水位。

c. 调度期末水位约束.

$$Z_{\text{end}} = Z_e \quad (9)$$

式中: Z_{end} 为调度期末计算库水位; Z_e 为调度期末的控制水位,该水位在涨洪段为后续降雨预留的库容,在洪水尾部体现计划兴利回蓄水位。

d. 水库泄流能力约束.

$$q(t) \leq q(Z(t)) \quad (10)$$

式中: $q(t)$ 为 t 时刻的出库流量; $q(Z(t))$ 为 t 时刻相应于水位 $Z(t)$ 的下泄能力,包括溢洪道、泄洪底孔和水轮机的过水能力。

e. 出库流量变幅约束.

$$|q(t) - q(t-1)| \leq \nabla q_m \quad (11)$$

式中: $|q(t) - q(t-1)|$ 为相邻时段出库流量的变幅; ∇q_m 为相邻时段出库流量变幅的允许值,当下游为堤防时,该约束可避免河道水位陡涨陡落而引发崩岸,对堤防安全有利。

以上约束中,最高水位体现了水库自身安全和上游防洪效益(如果库区有淹没).实时优化调度中降雨情况不断变化,无法准确获知后续降雨量,因此,对于面临时刻的调度计算,无法确知入库洪水的全过程,最高水位控制在实时调度过程中是动态的,应根据当前防洪形势结合估报的后续降雨量,在留有余地的原则下分期逐步确定。

调度期末水位反映水库兴利与防洪的协调关系.期末水位是防洪与兴利矛盾的焦点,在降雨进行中,可根据后续估报降雨量按式(12)确定预留库容:

$$\Delta V = \alpha P - q_0 T \quad (12)$$

式中: T 为调度期; α 为折算系数,该系数为产流系数与调度期内出流量占总产流量的比值之积; P 为估报后续降雨量. q_0 为当前出库流量, ΔV 为后续降雨预留的防洪库容(图1)。

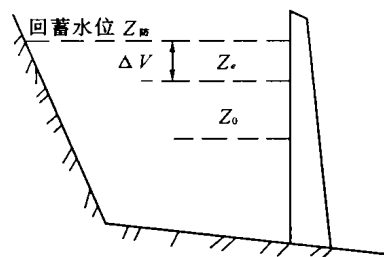


图1 预留库容示意图

图1中 $Z_{\text{防}}$ 为次洪末允许回蓄水位,通常为汛限水位或正常高水位; Z_0 为起调水位.当 ΔV 确定之后,即可确定调度期末的控制水位.显而易见,调度期末控制水位在实时调度过程中也是动态的。

3 分段试算法原理

分段试算法是一种过程迭代算法,首先根据重要性逐个引入约束条件;然后根据计算结果修改迭代格式,逼近最优解。

3.1 无区间入流时的分段试算

对于无区间入流情形,分段试算法步骤如下:

a. 根据式(5),写出仅考虑防洪库容约束的初始最优解:

$$q(t) = \frac{1}{t_D - t_0} \left(\int_{t_0}^{t_D} Q(t) dt - V_{\text{防}} \right)$$

b. 根据 $Q(t)$, $q(t)$ 按式(7)调节计算,并逐时段引入泄流能力约束和出库允许变幅约束,若满足约束试算进入步骤c,否则按以下格式调整出库流量:

若 $q(t) > q(Z(t))$, 则令 $q(t) = q(Z(t))$ 。

若 $|q(t) - q(t-1)| > \nabla q_m$, 则令 $q(t) = q(t-1) + \nabla q_m \frac{q(t) - q(t-1)}{|q(t) - q(t-1)|}$ 。

c. 检验最高水位约束,若满足约束试算进入步骤 b, 否则:

①如图 2 所示,虚实线为两条计算水位过程线,分别表示计算水位过程高于和低于最高水位约束的两种可能情况, t_m 为最高计算库水位出现时刻. 为满足最高水位约束所需调整水量为

$$\Delta V = V(Z_m(t_m)) - V(Z_m) \quad (13)$$

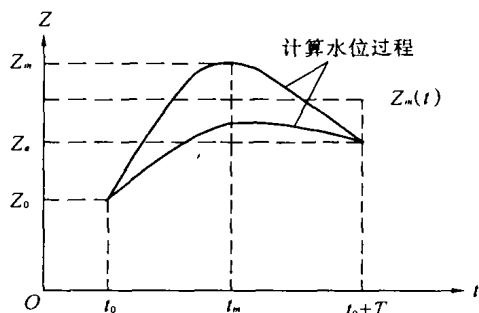


图 2 分段试算原理示意

②按式(14)调整出库流量:

$$\begin{cases} q(t) \leftarrow q(t) - \Delta V/T_m & t \in [t_0, t_m] \\ q(t) \leftarrow q(t) + \Delta V/T_e & t \in [t_m, t_0 + T] \end{cases} \quad (14)$$

式中: T_m, T_e 分别为 $[t_0, t_m]$ 和 $[t_m, T]$ 时段中在步骤 b 未因泄流能力约束和出库允许变幅约束而调整的时段数.

③返回步骤 b 重新进行调节计算.

d. 检验期末水位约束,若满足,则整理计算结果,结束计算;否则: $q(t) \leftarrow q(t) + \frac{V(Z_{\text{end}}) - V(Z_e)}{T_e}$, $t \in [t_m, t_0 + T]$; 返回步骤 b 重新进行调节计算.

3.2 有区间入流时的试算

对于有区间入流情形,可采用以下试算步骤:

a. 据式(6),写出仅考虑防洪库容的初始最优解:

$$q(t) = \frac{1}{t_D - t_0} \cdot$$

$$\left[\int_{t_0}^{t_D} [Q(t) + Q_{\text{区}}(t - \tau)] dt - V_{\text{防}} \right] - Q_{\text{区}}(t - \tau)$$

b. 根据 $Q(t), q(t)$ 按(7)式调节计算,并逐时段检验泄流能力约束和出库允许变幅约束,若满足进入步骤 c, 否则:若 $q(t) > q(Z(t))$, 则令 $q(t) = q(Z(t))$; 若 $|q(t) - q(t-1)| < \nabla q_m$, 则令 $q(t) = q(t-1) + \nabla q_m \frac{q(t) - q(t-1)}{|q(t) - q(t-1)|}$

c. 检验最高水位约束,若满足进入步骤 d, 否则:

①按式(13)计算为满足最高水位约束所需调整水量 ΔV .

②按下式计算分段调整系数:

$$\text{当 } t \in [t_0, t_m] \text{ 时, } \beta(t) = \frac{q(t)}{\sum_{j=t_0}^{t_m} q(t_j)}$$

$$\text{当 } t \in [t_m, t_0 + T] \text{ 时, } \beta_1(t) = \frac{q(t)}{\sum_{j=t_m}^{t_0+T} q(t_j)}$$

③调整下泄量.

$$q(t) \leftarrow q(t) - \beta(t) \Delta V / T_m \quad t \in [t_0, t_m]$$

$$q(t) \leftarrow q(t) + \beta_1(t) \Delta V / T_e \quad t \in [t_m, t_0 + T]$$

采用按比例缩放方法方式调整出库流量,目的是使调整后的出库流量过程尽可能保持与调整前的出库流量过程的基本形状相似.

④返回步骤 b 重新调节计算.

d. 检验期末水位约束,若满足,则整理计算结果,结束计算. 否则: $q(t) \leftarrow q(t) + \frac{V(Z_{\text{end}}) - V(Z_e)}{T_e}$, $t \in [t_m, t_0 + T]$; 返回步骤 b 重新进行调节计算.

4 应用实例

利用分段试算法对某大型水库一次预报洪水过程进行模拟调度,计算条件为:①起调水位 275 m; ②当前出库 2000 m³/s; ③出库允许变幅 1500 m³/s; ④最高控制水位 276 m; ⑤调度期末控制水位 275.5 m.

分不考虑区间流量过程和考虑区间补偿两种情况分别计算,图 3 为不考虑区间补偿时水库出入库流量过程线,图 4 为考虑区间补偿时防洪控制断面的流量组成(其中水库放水为出库流量过程经马斯京根法演算到防洪点的结果),两种计算方法在 PⅢ500 微机上计算时间均小于 1 s.

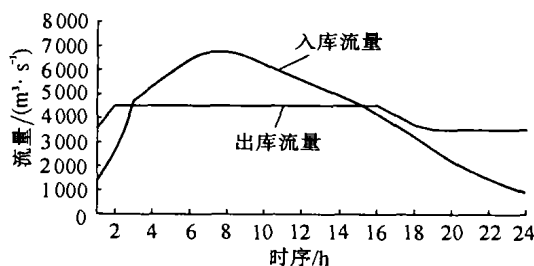


图 3 出入库流量对照(不考虑区间)

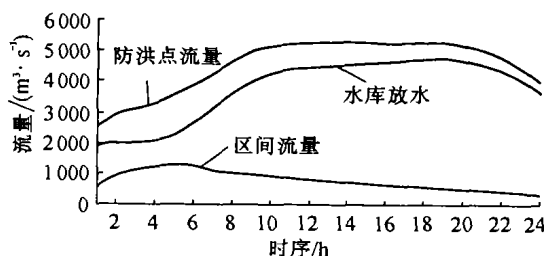


图 4 防洪点流量组成(考虑区间)

(下转第 56 页)

时,挖方总量总是等于填方总量,因此,只要将对称图形中心的设计高程确定为平均高程,则无论将地块整成向哪个方向倾斜的平面,它的挖方总量与填方总量仍然相等.如果大区域田面有设计坡度 i 时,直接计算比较繁琐,较为简便的方法是对上述方法进行修正.

设原地面平均坡降为 i_0 ,设计田面平均坡降为 i (见图3),大区域田面平整为水平状态时的土方量 V_0 ,则在设计田面平均坡降为 i 时的土方量 V 与 V_0 有下列关系:

$$\frac{V_0 - V}{V_0} = \frac{BL^2 i/2}{BL^2 i_0/2} = \frac{i}{i_0} \quad (14)$$

式中: B 为平整地面的横向宽度; L 为平整地面纵向长度的一半,如图3所示.

设计田面平均坡降为 i 时的土方量为

$$V = \left(1 - \frac{i}{i_0}\right) V_0 \quad (15)$$

对于田面整体有一定设计坡度,但是每个平整单元内为水平状态,即大区域田面整体呈阶梯状的情况(见图3),仍可以采用3.1中的方法计算挖方量和填方量.

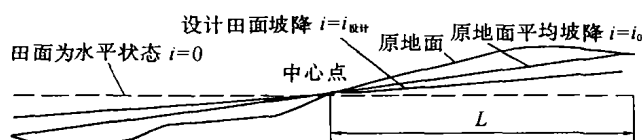


图3 大区域田面设计坡降为 i 时土方量计算纵断面图

4 工程示例

江苏省某垦区滩涂开发项目,土地开发总面积为 545 hm^2 ,地形东南高、西北低.规划设计耕作区农渠、农沟相间布置,根据排盐降渍要求,计算得农沟间距为 90 m .结合斗渠、斗沟的布置,设计田面纵向平均坡度为 $1/2000$,横向为水平.综合考虑农沟渠的布置、格田大小、施工条件等因素,确定将两块条田作为一个平整单元,共12个,每个平整单元内为水平状态.

项目区滩面实测高程点432个,根据公式(2)可算得滩面平均高程为 3.54 m .根据设计田面纵向坡降,可推算出各平整单元的设计高程.根据各平整单元内的实测高程点和设计高程,由公式(3),(4)可算得各平整单元的平均挖深和平均填高.由实测平均高程和设计高程计算调剂土方量,再由公式(10)~(13)算得各单元的挖填面积和挖填方量,将各单元挖填土方分别累加算得挖填方量均为 96 万 m^3 .

5 结 语

散点法原理简单,计算方便,尤其适用于虽有起伏但变化比较均匀、不太复杂的地形,该方法的特点是测量不受限制,可以根据地形情况布置测点.本文将散点法应用于大区域土方平衡条件下的土地平整设计,可直接在现有的大比例尺地形图上进行,使设计过程大大简化,对计算精度要求不太高的情况,可以达到预期的目的.

参考文献:

- [1] 李福祥,许迪,李益农.农田土地平整设计与激光控制土地平整技术适用性研究[J].中国农村水利水电,2002(4):27~29.
- [2] 许夔谟,陈章琛.土地利用工程[M].北京:农业出版社,1984.190.
- [3] 郭元裕.农田水利学[M].第三版.北京:中国水利水电出版社,1997.90.

(收稿日期:2003-05-20 编辑:张志琴)

(上接第23页)

5 结 语

本文提出的分段试算法与传统的数学规划方法相比具有以下优点:①计算速度快.以解析最优解作为初始解,逐步引入约束条件,对于不满足的约束条件利用目标函数最优解的特征分段调整放水策略,采用分段试算调整方法逐步逼近最优解,有效地克服了动态规划等数学规划方法的“维数灾”问题.经比较研究,实例中的优化问题用动态规划法求解,计算机耗时超过 1 min ,超出分段试算法60倍以上.②计算结果可操作性强.迭代解法每一步调整都保持在一定时域内保持均匀出库为原则,因此,能一次性输出可操作性较好的最优解,由图3可见,除起涨段由于出库流量允许变幅要求逐步开启闸门外,只需调整2次闸门.③分段试算法不仅可用于单库优化调度计算,而且在库群优化调度中作为子系统的优化算法,将极大地提高大系统分解协调算法的效率.

参考文献:

- [1] 叶秉如.水资源系统优化规划和调度[M].北京:水利水电出版社,2001.
- [2] 钟平安.水库防洪目标函数分析[J].水利经济,1995,13(1):38~44.

(收稿日期:2003-04-30 编辑:张志琴)