

# 平面二维水沙数学模型 在永定河滞洪水库设计中的应用

沈来新, 刘培斌

(北京市水利规划设计研究院, 北京, 100044) TV62 B

**摘要:** 采用平面二维水沙数学模型对滞洪水库修建后永定河主河道和滞洪水库在不同洪水条件下的冲淤演变规律及流态、流势变化进行了计算, 掌握了永定河滞洪水库的河势及河道演变规律, 验证了 3 水库联合调度运用方案的合理性, 为滞洪水库的设计提供了重要依据。

**关键词:** 永定河; 滞洪水库; 二维水沙数学模型

## 1 引言

永定河为全国四大重点防洪河流之一, 是首都防洪的关键。1953 年修建官厅水库后, 上游洪水基本得到了控制, 而官厅~山峡区间洪水还无有效控制措施。虽然对三家店以下北京市境内河段进行了多次治理, 但永定河右岸及下游防洪标准较低, 对永定河泛区及小清河分洪区的防洪安全构成的威胁始终未能解除, 为此规划设计部门提出修建永定河滞洪水库。为了合理地确定滞洪水库的中堤、横堤等建筑物的布置, 确保在设计洪水条件下的工程安全和调度运用的合理性和可靠性。应对滞洪水库修建后永定

河主河道和滞洪水库在不同洪水条件下的冲淤演变规律及流态、流势变化进行分析计算, 并解决以下问题: ①滞洪水库修建后遇不同重现期洪水时, 永定河的河势、冲淤变化规律及对水库左堤(即中堤)的影响。②滞洪水库淤积形态、库区流态及对水库左堤和水库横堤的影响。③中堤位置对永定河及滞洪水库的影响。④滞洪水库修建后遇不同重现期洪水时, 永定河及滞洪水库的水面线。⑤ 3 水库最佳的联合调度运用方案

由于这些问题十分复杂, 为了确保工程设计的合理性, 我院除了采用全沙水力(动床物理)模型外, 同时采用水沙数学模型对滞洪水库进行计算。二维水沙数学模型与

河道断面型式一般为单式梯形断面、复式梯形断面、单式直墙断面、复式直墙断面。平面布局上一般由里至外依次为子河槽、滩地(或平台)、河堤。堤外是一定宽度的河道管理范围和更宽的绿化隔离带保护范围。城市河道的防洪标准一般为 20 年一遇洪水设计、50 年一遇洪水校核, 河道横断面上设计洪水水位和常水位一般较深, 位于滩地(或平台)的高程以下。此种断面形式无疑对防洪是有利的, 各条管理界限也较明确, 但其景观效果极差。为此, 建议对传统河道断面型式进行适当调整:

(1) 提高河道常水位, 设置观赏平台, 以满足人们亲水的愿望。常水位

高度以加上涌浪高度与平台高程持平为宜, 平台的宽度越宽越好, 但最窄不能小于 1 m。

(2) 20 年一遇和 50 年一遇洪水水位皆可高于平台, 滩地参与行洪; 子河槽中能承泄 10 年一遇标准洪水即可。

(3) 河道护砌一般只护砌子河槽边坡, 以确保常水位和 10 年一遇洪水不被冲刷; 滩地(或平台)以上除个别重要险工段以外不应护砌, 以绿覆盖; 即使险工段也要考虑利用生态护坡等新技术护砌。

(4) 模糊河道堤线、管理范围线、绿化隔离带保护范围线三者的界限, 使堤防外移、降低堤高、放缓堤坡, 使滩地的绿化与管理范围的绿化以及

绿化隔离带保护范围的绿化连成一片, 形成开阔的绿色视野, 解放窄深式河道的空间。

(5) 城市河道在满足行洪的条件下应随弯就势, 顺其自然, 尽量避免裁弯取直, 营造曲美的视觉效果。

为保证城市河道环境用水, 应通过拦蓄雨洪、引用再生水、跨流域联合调度等多种措施, 千方百计恢复或增加城市河道生态景观用水。

在实际的城市河道整治工作规划设计中, 要根据当地的自然地理和水资源特点, 从经济的、社会的角度综合分析比较, 找到兼顾防洪、水资源及环境景观各方面利益的最佳结合点。

(责任编辑: 林跃朝)

物理模型相比具有很多优越性:除了可以很好地模拟洪水流场,水沙冲淤外,还可以很方便地实现洪水位、洪水流场流态、冲淤总量及分布的可视化,可将变化过程进行动态显示,并可以方便地调整泄水建筑物的位置与规模,具有与设计方案及时结合的特点。

## 2 平面二维水沙数学模型基本理论

宽浅型河流及水库库区的水力要素沿水深分布较均匀,采用平面二维水沙数学模型可以准确反映这类流场中的挟沙水流运动。

### 2.1 二维水沙数学模型基本方程

平面二维水沙数学模型共有 11 个基本方程,采用差分求解。宽线型河流及水库库区的水力要素沿水深分布较均匀,采用平面二维水沙数学模型可以准确反映这类流场中的挟沙水流运动。平面二维水沙数学模型的基本方程为:

$$\text{水流连续方程: } \frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial uH}{\partial x} + \frac{\partial vH}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

水流运动方程:

$$\begin{aligned} \frac{\partial uH}{\partial t} + \beta \frac{\partial uuH}{\partial x} + \beta \frac{\partial vuH}{\partial y} = \\ -g \frac{u \sqrt{(u^2 + v^2)}}{C^2} - gH \frac{\partial Z}{\partial x} + eH \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial vH}{\partial t} + \beta \frac{\partial uvH}{\partial x} + \beta \frac{\partial vvH}{\partial y} = \\ -g \frac{v \sqrt{(u^2 + v^2)}}{C^2} - gH \frac{\partial Z}{\partial y} + eH \left( \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) \end{aligned} \quad (3)$$

$$\text{悬移质输移扩散方程: } \frac{\partial SH}{\partial t} + \frac{\partial uHS}{\partial x} + \frac{\partial vHS}{\partial y} = \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} \left( \hat{D}H \frac{\partial S}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \hat{D}H \frac{\partial S}{\partial y} \right) + S_d \\ S_d = -\alpha \omega (S - S_s) \end{aligned} \quad (5)$$

$$\text{河床变形方程: } r \frac{\partial Z_s}{\partial t} = \alpha \omega (S - S_s) \quad (6)$$

$$\text{水流挟沙力方程: } S_s = k \left( \frac{u^3}{gR\omega} \right)^m \quad (7)$$

床面稳定条件的辅助方程,对于散粒体沙质床面区域稳定的基本控制条件为

$$\tau_{*c} \geq \tau_{*0} \quad \text{或} \quad \tau_{*c} / \tau_{*0} \geq 1 \quad (8)$$

式中的无量纲 Shields 临界切应力  $\tau_{*c}$ :

$$\tau_{*c} = \frac{\tau_*}{(\gamma_s - \gamma)d} = F(U_{*c} \cdot d/v) \quad (9)$$

无量纲床面水流切应力  $\tau_{*0}$ :

$$\tau_{*0} = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma)d} = \frac{\gamma R J}{(\gamma_s - \gamma)d} \quad (10)$$

由质量守恒、流动连续条件约束,可将(8)式转化为流

场任一网格节点的床面稳定控制条件为:  $q_{*c} \leq Ad_*^m h_*^{n+1}$

### 2.2 模型范围和参数调试

根据需要,选取自卢沟桥分洪枢纽开始至滞洪水库退水闸下游 1 km 止的 16 km 范围作为数值模型计算范围,如图 1 所示。数学模型的计算结果应与已有的洪水泥沙过程一致。本次调试计算中采用 1956 年汛前永定河河道大断面实测资料与 1956 年洪水(卢沟桥站)水沙过程,把数值模型计算结果与 1956 年洪水河道调查洪痕、1956 年汛后永定河河道大断面实测资料相对比。调整糙率及水流挟沙力系数与指数,使计算结果与实际结果相一致。通过调试,本计算的水位冲刷深度数值与实测值一致,图 2 为 1956 年洪水前后河道某断面河底高程与计算值的对比,从图中可见计算结果与实际结果是一致的。表明计算中采用的决定河床冲淤强度的水流挟沙力参数是合适的。

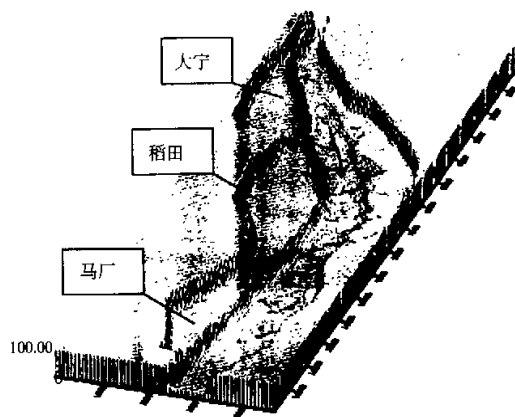


图 1 计算机生成的河道立体图

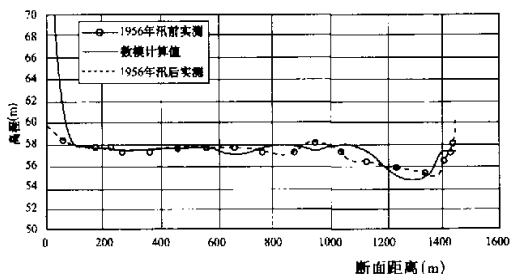


图 2 1956 年河道冲淤对比

## 3 计算成果分析

### 3.1 基本数据

计算范围与模型的调试计算范围一致。但地形数据采用永定河现状河道地形(1998 年 11 月实测地形),并按滞洪水库建成后的地形进行修正作为数学模型的地形(见图

1)。河槽糙率及水流挟沙力系数与指数按数值模型调试时采用的数值。

### 3.2 成果分析

(1)洪水传播与河势。按滞洪水库的运用规则,当遭遇 100 年一遇洪水时,水库洪水流量超过  $2500 \text{ m}^3/\text{s}$ ,小清河分洪闸开始向大宁水库分洪。分洪量增加非常快,1 h 内流量便增至  $2700 \text{ m}^3/\text{s}$ ,小清河闸下瓶颈河段流速也相应增至  $12 \text{ m/s}$ ,洪水迅猛涌入大宁库区。过京石高速公路桥( $X=2000$ )以后,水流迅速扩散,流速逐渐减缓。第 1 h 末大宁水库末端水位已达到  $49.65 \text{ m}$ ,库区比降较大,稻田水库也开始进水。分洪第 2 h 末,分洪闸便出现洪峰流量  $3750 \text{ m}^3/\text{s}$ ,小清河段流速也相应增至  $12.4 \text{ m/s}$ 。洪峰持续至第 3 h 末,大宁水库和稻田水库末端水位已分别达到  $56.49 \text{ m}$  和  $49.21 \text{ m}$ ,马厂水库也开始进水。此时大宁水库受尾水顶托,比降减小,主流开始弯曲;而稻田水库此时则比降较大,行洪顺畅,至第 5 h 末,洪水便传播至马厂水库末端。此时大宁、稻田、马厂 3 水库的末端水位分别达到  $59.63 \text{ m}$ 、 $51.36 \text{ m}$  和  $47.89 \text{ m}$ ;受尾水顶托,稻田水库主流也开始弯曲偏离中心;马厂水库比降较大。至第 7 h 末时,分洪流量又降至  $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ ,马厂水库尾水也开始顶托影响该库入库洪水传播。此时大宁、稻田、马厂 3 水库的末端水位分别达到  $60.28 \text{ m}$ 、 $53.09 \text{ m}$  和  $49.82 \text{ m}$ 。此后分洪流量继续减小,而 3 水库蓄洪量继续增加,受尾水顶托影响,各水库比降也继续减小。至第 7.7 h 末时,马厂水库已达到限制水位  $50.5 \text{ m}$ ,连通闸关闭。此时马厂水库水面逐渐调平,而稻田水库几乎同时达到限制水位  $53.5 \text{ m}$ ,随之进水闸也下闸关闭。此时稻田水库水面比降逐渐调整为零,而大宁水库相应尾水顶托作用加大,纵向坡降迅速减小。至 8.3 h 末,大宁水库达到最高限制水位  $61.21 \text{ m}$ 。此时右堤上的进水闸也关闭,旁侧的泄洪闸打开控泄洪水  $214 \text{ m}^3/\text{s}$ 。洪水仅在大宁库内缓慢传播。

在整个滞洪运用期间,串联的大宁、稻田、马厂 3 水库相互影响,洪水流态、流势 3 水库具有共同的变化特点。在水库进水滞洪初期,库区比降大,主流一般都是对称居中,纵向顺直扩散。在水库滞洪后期,由于尾水顶托,库区比降减小,主流纵向扩散能力减弱。这引起主流弯曲不稳,向一侧摆动,导致主流贴岸;同时形成一些次生环流。从整体看,中堤走向顺应永定河槽主流,没有对洪水河势及滞洪水库水流产生很大干扰。

小清河分洪闸下至大宁库区京周公路桥之间的瓶颈河段河窄流急,局部河段流速高达  $8 \sim 12 \text{ m/s}$ 。该河段必须采取工程防护措施。在稻田水库部分区间主流贴靠左岸,边岸流速较高,威胁中堤安全,另外进水闸以下右岸回流区的回流强度较高,100 年一遇洪水贴岸流速为  $1.2 \text{ m/s}$ ,在这些部位应采取工程防护措施。在其它区域回流强度较

低,不会对堤防构成威胁。

(2)水库泥沙冲淤变化。永定河洪水的含沙量很高,入库高含沙洪水在大宁水库京石公路桥以下的扩散段超饱和和输移,迅速落淤。泥沙淤积主要集中在大宁水库,稻田水库次之,马厂水库淤积仅占微量。滞洪水库遇 100 年一遇洪水时,3 库淤积总量为  $687 \text{ 万 m}^3$ 。大宁库区淤积发展均匀,最大淤积厚度为  $1.8 \text{ m}$ ,全库淤积量达  $452 \text{ 万 m}^3$ ,占 3 库淤积总量的 66%。稻田水库的最大淤积厚度为  $0.8 \text{ m}$ ,全库淤积量  $222 \text{ 万 m}^3$ ,占 3 库淤积总量的 32%。马厂水库淤积仅占 3 库淤积总量的 2%。

同 100 年一遇洪水相似,50 年一遇洪水时,大宁库区淤积呈扇形发展至全库区,最大淤积厚度为  $0.8 \text{ m}$ ,全库淤积量达  $143 \text{ 万 m}^3$ ,占 3 库淤积总量的 68%。稻田水库的全库淤积量  $67 \text{ 万 m}^3$ ,占 3 库淤积总量的 31%。马厂水库淤积仅占 3 库淤积总量的 1%。3 库淤积总量为  $211 \text{ 万 m}^3$ 。

(3)工程措施。总体上看,河道主流都基本在规划的治导线内,没有对中堤和左堤有强烈的顶冲破坏作用。在河道燕化管架桥的局部堤段,主流贴靠堤岸,流速较高,应采取相应的工程防护措施,以保证工程的安全。

## 4 结论与建议

(1)平面二维水沙数学模型可进行多库联合运用滞洪的水沙数值模拟计算;可准确反映在多库中的洪水演进过程和泥沙淤积过程;可方便地调整泄水建筑物位置与规模,改善局部流态;可通过数据后处理,很方便地实现洪水位、洪水流场流态、冲淤总量及分布的可视化,并可将变化过程进行动态显示。与物理模型相比具有很大的优越性。

(2)在河道与水库洪水位、洪水流场流态、冲淤总量及分布诸方面,计算成果与实测资料具有较好的拟合性。数学模型具有较高的可靠度和实用性,因此应当推广使用。

(3)计算结果表明滞洪水库滞洪作用明显,由于 3 水库的调蓄作用,遇 50 年洪水,小清河分洪闸分洪量全由滞洪水库滞蓄,大宁水库不下泄。100 年一遇洪水刘庄口门不分洪,大宁水库下泄  $214 \text{ m}^3/\text{s}$ ,比现状的遇 100 年洪水刘庄口门分洪条件下大宁水库下泄  $1800 \text{ m}^3/\text{s}$  减少约  $1600 \text{ m}^3/\text{s}$ ,具有显著的防洪效益。

(4)滞洪 3 水库联合调度运用方案是合理的。

### 参考文献:

- [1]张瑞瑾主编.河流泥沙动力学[M].水利电力出版社,1989.
- [2]刘培斌,孙东坡,等.河流工程问题的数值模拟理论与实践[C].黄河水利出版社,1998.
- [3]欧阳晓红,杨洪书.滞洪水库在永定河防洪体系中的作用[J].北京水利,2000.4.

(责任编辑:林跃朝)