

文章编号: 1000-4874(2001)01-0025-10

新沐河-蔷薇河洪水调度模型研究*

刘青泉, 李家春, 周济福

(中国科学院力学研究所, 北京 100080)

摘要: 根据连云港地区河流分布及洪水特点, 合理确定该地区的防洪调度原则, 建立了考虑降雨汇流过程与潮汐顶托作用下的洪水演进模型, 与实测资料比较证实了本模型的可靠性, 可为该地区防洪调度提供依据。

关键词: 洪水预报; 非恒定流; 新沐河; 蔷薇河

中图分类号: TV 68 **文献标识码:** A

1 引言

连云港市位于江苏北部废黄河三角洲, 陇海铁路东端, 是联系中、日、韩与西欧发达国家的第二条亚欧大陆桥的东桥头堡, 具有重要的经济发展战略意义, 连云港市海拔高度很低, 容易受到洪水侵害, 直接与连云港市防汛有关的河流有两条: 新沐河和蔷薇河(见图 1 所示)。

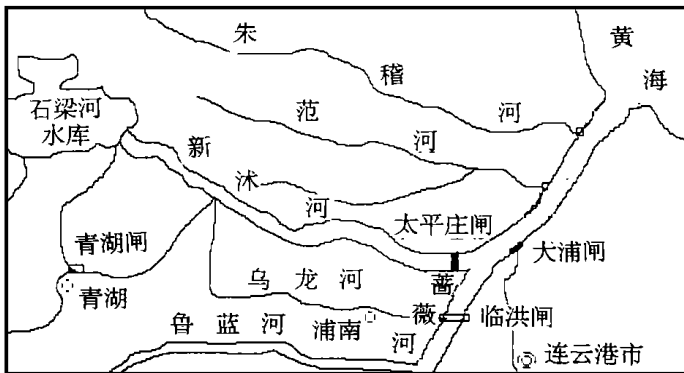


图 1 新沐河、蔷薇河流域示意图

新沐河上接石梁河水库, 中间在太平庄闸下游(约 2km)附近有蔷薇河入汇, 最终流入黄

* 收稿日期: 1999-11-03

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(59879025)

作者简介: 刘青泉(1965~), 男, 副研究员, 博士。

海, 总长 43.6 km, 一般将石梁河水库至太平庄闸河段称为新沭河, 长约 30.8 km; 从太平庄闸至入海口河段称为临洪河, 长约 12.8 km。新沭河落差大, 水流急, 排洪过程受临洪河口潮汐影响较小, 泄洪主要取决于石梁河水库的调度过程 (其间还有其它入汇, 但一般流量较小)。蔷薇河流域总集水面积 1348 km², 河底高程低, 坡降小, 受新沭河洪水及潮汐顶托作用较强, 尤其在新沭河出现较大洪水, 并受临洪河口高潮位顶托时, 蔷薇河洪水往往难以排泄, 甚至出现倒灌, 为防止临洪河洪水倒灌, 在蔷薇河出口附近修建了临洪闸以阻挡洪水倒灌。

新沭河和蔷薇河流域范围小, 经常同时遭遇洪水, 且蔷薇河洪水受新沭河洪水及潮汐顶托作用很大, 给连云港市的防汛带来较大的困难。过去防汛主要依靠水文经验方法估算洪水过程, 且实测资料零散不全, 难以准确, 适时地根据洪水演进情况确定石梁河水库及临洪闸的调度方案, 因此, 建立新沭河-蔷薇河洪水演进和防汛调度模型是提高新沭河、蔷薇河洪水预报精度, 有效运用石梁河水库和临洪闸, 减轻连云港市洪水灾害的重要途径之一。

2 防洪基本原则和总体设想

2.1 新沭河、蔷薇河防洪基本原则

连云港市的防洪工作是一个整体系统, 在遇到特大洪水时, 防汛等级次序依次为: 石梁河水库、蔷薇河、新沭河 (临洪河)。但对连云港市本身, 蔷薇河防汛却是关键。根据可以人为控制和调节的因素, 一般调度方案为: (1) 根据石梁河水库的入库洪水过程和承受能力以确定水库泄洪流量; (2) 根据水库泄洪流量和蔷薇河来洪量以确定临洪闸泄流过程; 因此连云港市的总体防汛调度原则为: 在确保石梁河水库安全的前提下, 最大程度地宣泄蔷薇河洪水。

2.2 防洪调度的总体设想

蔷薇河的防洪取决于临洪闸前的水位和泄流过程, 临洪闸是蔷薇河洪水位的控制点 (已有长期水位经验关系^[1]), 为简化模型, 将临洪闸作为蔷薇河的出口控制断面, 对蔷薇河的降雨、汇流及槽蓄等过程采用水文学方法进行计算, 并建立临洪闸水位及下游水位与临洪闸泄流量之间的动态关系, 进而以新沭河、临洪河一维非恒定洪水演进数学模型为主体, 与蔷薇河临洪闸泄流过程联合求解, 确立新沭河-蔷薇河整体防汛调度数学模型。因此, 连云港市防汛调度模型的总体设想可表示如框图所示。

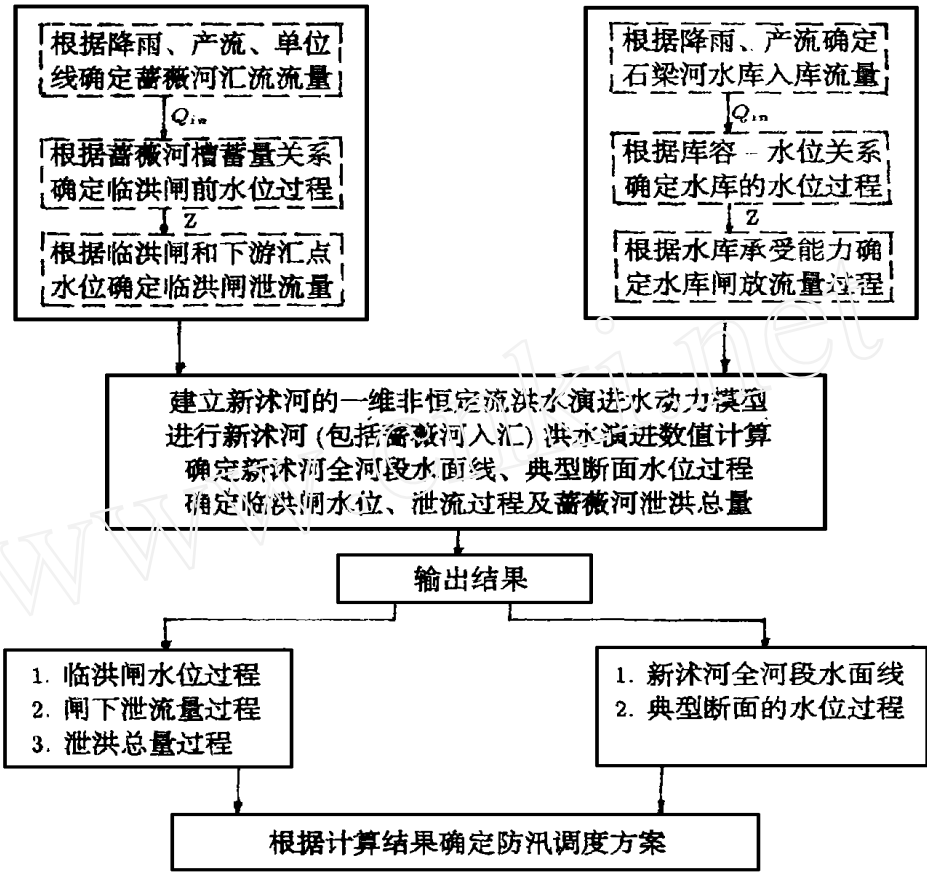
3 新沭河—蔷薇河洪水调度模型

根据上述设想, 将整个系统分为三个部分: (1) 石梁河水库的降雨产流、水位变化过程, 由此确定水库泄洪流量。 (2) 蔷薇河流域的降雨产流、临洪闸水位变化过程, 并结合新沭河洪水演进模型对蔷薇河入汇点水位的计算结果, 确定临洪闸的动态泄流过程。 (3) 新沭河、临洪河 (包括蔷薇河入汇过程) 的一维非恒定流水动力数值模型。其中 (2), (3) 需要联合求解。

3.1 石梁河水库汇泄流过程

石梁河水库泄流过程主要受入库洪水过程和水库承受能力控制。水库承受能力取决于水库的设计标准, 而入库洪水则取决于上游降雨产流汇流过程和大官庄闸的泄流过程, 其中大官庄闸入汇流量可作为已知条件, 而上游的产汇流过程, 可根据多年水文资料总结得到的降雨量和径流关系, 以及径流和产流关系来确定。具体过程如下:

- (1) 已知降雨量 $P + Pa$, 由降雨量与径流关系 (图 2) 插值, 求径流深 R ;
- (2) 由径流与产流量关系 (图 3) 插值, 求 4h 平均洪水流量 Q_m ;



框图 连云港市防汛调度模型的总体设想

- (3) 加上大官庄闸泄流入汇流量 Q_n (m^3/s), 得到入库流量过程 $Q_{in} = Q_m + Q_n$;
- (4) 假设水库泄洪流量 Q_{out} , 得到水库集水净流量 $Q = Q_{in} - Q_{out}$;
- (5) 根据已知水库初始水位 Z_0 , 由库容与水位关系曲线 (见图 4) 插值, 求得初始库容总量 V_0 ; 结合水库集水净流量, 得总库容随时间变化过程 $V(t) = V_0 + Qt$;
- (6) 由库容量与水位关系 (图 4), 插值求得库水位变化过程 $Z(t)$;
- (7) 根据库水位变化过程, 判断是否满足水库的承受能力。若满足要求, 则可确定水库的最小泄流量; 若不满足要求, 则返回 (4), 调整出库流量, 再重复 (5)~ (7), 直到满足水库安全要求, 得到石梁河水库的最小泄流量过程。

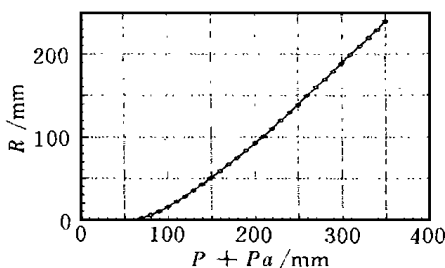


图 2 石梁河流域降雨—径流关系

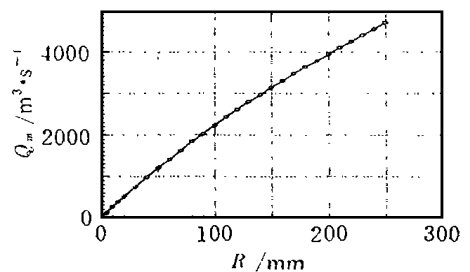


图 3 石梁河径流与 4h 平均洪峰流量关系

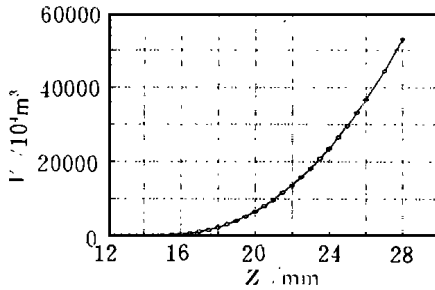


图4 石梁河水库水位—库容关系线

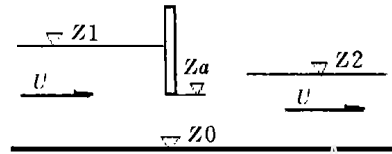


图5 临洪闸剖面示意图

3.2 临洪闸泄流过程

临洪闸为一26孔泄洪闸, 闸孔总净宽136.5m, 闸底高程为-3.0m, 闸顶高程为4.32m, 胸墙底高程为3.20m。将临洪闸概化为图5形式, 有下列泄流量关系:

当 $Z1 = Z2$ 时, 关闭闸门

泄流量: $Q_{out} = 0$

当 $Z1 > Z2$, 且 $Z1 \geq Za$ 时, 为闸孔出流

泄流量: $Q_{out} = m_1 B Za \sqrt{2g(Z1 - Z2)}$

当 $Z1 > Z2$, 且 $Z1 < Za$ 时, 为明渠过流

泄流量: $Q_{out} = m_2 B (Z1 - Z0) \sqrt{2g(Z1 - Z2)}$

式中 $Z1$ 为临洪闸前水位; $Z2$ 为蔷薇河入汇点水位; $Z0$ 为临洪闸底高程; Za 为闸孔顶高程; B 为临洪闸总净宽度; g 为重力加速度; m_1, m_2 为流量系数(经实测资料率定, m_1, m_2 分别约等于 0.365 和 0.325)。

可见, 临洪闸的泄流过程取决于上、下游水位关系, 因此, 关键问题是如何确定临洪闸的上、下游水位。上游水位 ($Z1$) 取决于蔷薇河的汇流和槽蓄过程, 而下游水位 ($Z2$) 则取决于临洪河的洪水过程和河口潮汐过程, 同时, 临洪闸的泄流过程又会反过来影响上下游的洪水, 因此, 临洪闸的泄流过程与上下游洪水之间存在着复杂的动态互相反馈影响关系, 需要与新沭河的洪水演进模型联合求解。可将临洪闸的泄流模型表述如下:

- (1) 已知降雨量 $P + Pa$, 由降雨量和径流深关系 (图6), 插值求相应径流深 R 。
- (2) 由蔷薇河流域的 6h 单位线 q (见图7), 求蔷薇河汇流流量 Q_{in} , 即

$$Q_{in} = R \times q \times A$$

式中 A 为蔷薇河流域的总集水面积 ($A = 1348\text{km}^2$)。

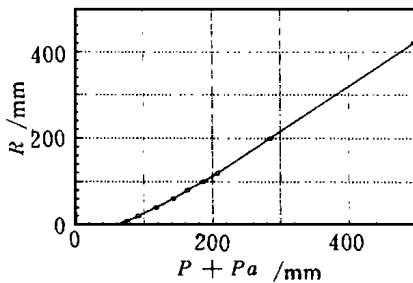


图6 蔷薇河流域降雨—径流关系

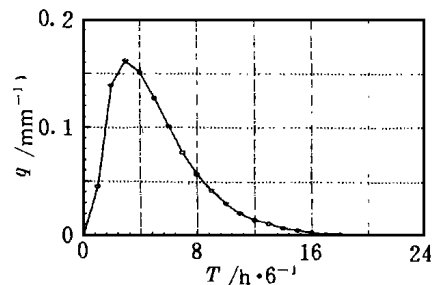


图7 蔷薇河流域 6h 单位线

- (3) 已知临洪闸上游初始水位 $Z1_0$, 同时下游初始水位 $Z2_0$ 由新沭河洪水演进模型 (见下节) 的计算结果提供, 作为上文中确定的临洪闸泄流关系求初始泄流量 Q_{out_0} , 并将其输送给新

沭河洪水演进模型, 作为蔷薇河的入汇流量。

(4) 根据蔷薇河槽蓄量与临洪闸前水位关系 (见图 8), 由临洪闸初始水位插值求解蔷薇河的初始槽蓄量 W_0 , 进而可求得下一个计算时段的蔷薇河槽蓄量:

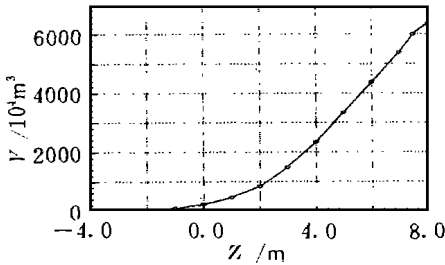


图 8 蔷薇河槽蓄量与临洪闸水位关系

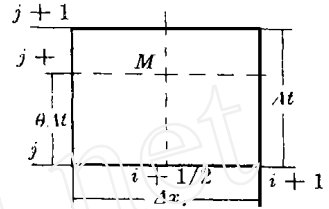


图 9 差分格式

$$W_1 = W_0 + (Q_{in_0} - Q_{out_0}) \times \Delta t$$

若在临洪闸处修建水泵站, 并设泵站排水流量为 Q_p , 则有

$$W_1 = W_0 + (Q_{in_0} - Q_{out_0} - Q_p) \times \Delta t$$

此时需将 $Q_{out_0} + Q_p$ 作为蔷薇河入汇流量输送给新沭河洪水演进模型。

(5) 由新求得的蔷薇河槽蓄量 W_1 , 根据蔷薇河槽蓄量与临洪闸前水位关系, 可插值得到相应时段的临洪闸前水位 Z_{11} , 再重复 (3)、(4) 步骤, 其中有

$$W_{i+1} = W_i + (Q_{in}(j)_i - Q_{out_i} - Q_p) \times \Delta t$$

则可与新沭河洪水演进模型联合求解, 得到临洪闸前的水位变化过程和泄流过程。

3.3 新沭河洪水演进模型

3.3.1 基本方程

水流连续方程:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

水流运动方程:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + (gA - \frac{BQ^2}{A^2}) \frac{\partial y}{\partial x} + 2 \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{Q^2}{A^2} \frac{\partial A}{\partial x} \Big|_y - \frac{gn^2 |Q| |Q|}{A (A/B)^{4/3}} \quad (2)$$

式中 y 为水位; A 为过水面积; B 为河宽; Q 为流量; n 为糙率; g 为重力加速度; $\frac{\partial A}{\partial x} \Big|_y$ 表示在固定水位下, 过水面积的沿程变化率。

3.3.2 方程的离散化

采用 Preissmann 四点偏心隐式差分格式 (见图 9) 对方程进行离散^[2]。

$$\frac{\partial Q(M)}{\partial t} = \frac{f_{i+1}^{j+1} - f_i^j + f_{i+1}^{j+1} - f_{i+1}^j}{\Delta t} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q(M)}{\partial x} &= \frac{\theta(f_{i+1}^{j+1} - f_i^{j+1})}{\Delta x_i} + \frac{(1-\theta)(f_{i+1}^j - f_i^j)}{\Delta x_i} \\ &= \frac{\theta(f_{i+1}^{j+1} - f_i^{j+1}) + (1-\theta)(f_{i+1}^j - f_i^j)}{\Delta x_i} \end{aligned} \quad (4)$$

由上式 (9) 可见, 系数矩阵为一集中在对角线附近的带状矩阵。这类方程组可用不同的迭代法求解, 但计算量很大。这里我们采用首先将五对角矩阵转换为一五列矩阵的方法求解方程组。即可将式 (9) 转换为

$$\begin{bmatrix} a_0 & c_0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & -c_{11} & 1 & c_{11} & 0 \\ a_{21} & c_{21} & -a_{21} & d_{21} & 0 \\ 0 & 1 & -c_{12} & 1 & c_{12} \\ a_{22} & c_{22} & -a_{22} & d_{22} & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 1 & -c_{1,N-1} & 1 & c_{1,N-1} \\ a_{2,N-1} & c_{2,N-1} & -a_{2,N-1} & d_{2,N-1} & 0 \\ a_N & d_N & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Y_1 \\ Q_1 \\ Y_2 \\ Q_2 \\ Y_3 \\ \dots \\ Q_{N-1} \\ Y_N \\ Q_N \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} e_0 \\ e_{11} \\ e_{21} \\ e_{12} \\ e_{22} \\ \dots \\ e_{1,N-1} \\ e_{2,N-1} \\ e_N \end{bmatrix} \quad (10)$$

求解方程组 (10), 可简化方程组的求解, 减少计算工作量。

4 模型的验证和应用

4.1 模型验证

根据 1991 年和 1993 年的洪水过程, 对新沭河的洪水演进过程进行验证计算 (因无相应降雨和临洪闸泄流实测资料, 没有考虑降雨过程和蔷薇河的入汇过程)。图 10 为 1991 年洪水时太平庄水位变化过程的计算结果。1991 年 6 月和 1993 年 8 月洪水时, 太平庄实测最高水位分别达 5.1m 和 5.9m。验证计算结果分别为 4.87m 和 5.6m, 比实测水位低一些。分析原因, 一是在计算时没有考虑区间汇流和蔷薇河汇流, 致使新沭河的模拟行洪流量可能小于实际行洪流量, 此外, 蔷薇河入汇对新沭河也有顶托作用, 特别是对仅在蔷薇河入汇口上游 2km 处的太平庄闸水位有影响, 所以计算结果基本上能够反映实际情况。

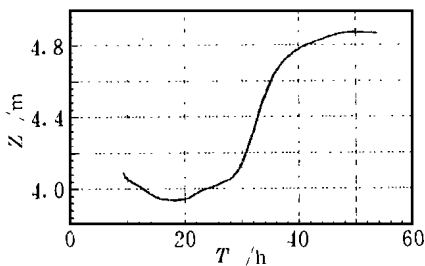


图 10 1991 年洪水期太平庄水位过程

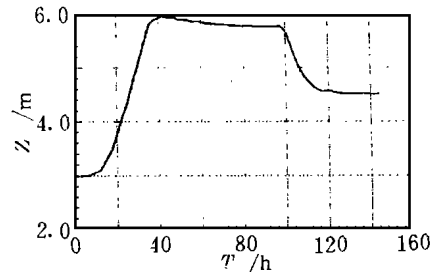


图 11 新沭河行洪 3490m³/s 临洪闸水位过程

1974 年洪水期间, 新沭河行洪 3490m³/s, 同时蔷薇河也遭遇二十年一遇大洪水 (降雨量达 300mm), 临洪闸前实测最高水位达 5.93m, 但由于新沭河行洪 3490m³/s, 蔷薇河受到严重顶托, 临洪闸相应实测泄流量仅为 195m³/s。对此过程进行模拟 (石梁河水库泄洪: 前 4 天泄洪流量为 3490m³/s, 后 2 天泄洪流量为 1500m³/s)。临洪闸的水位及泄流过程如图 11、图 12 所示。计算结果表明, 蔷薇河初始水位较低, 而新沭河行洪流量很大, 临洪闸下游水位高于上游水位, 闸下无泄流, 当临洪闸前水位高于闸下水位时开始泄流。受新沭河洪水和潮流的顶托作用, 临洪闸泄流量相对正常情况要小得多。最大泄流量仅 300m³/s, 等临洪闸水位为 5.93m 时, 泄流量仅为 205m³/s, 与实际情况符合较好。从第 5 天开始, 蔷薇河水位开始下降, 但泄流量反而增大, 这反映出新沭河行洪量减小后, 对蔷薇河的顶托作用明显减小, 临洪闸泄流量随

之迅速增大, 计算结果较合理地反映了蔷薇河水位过程、临洪闸泄流量, 以及下游洪水和潮流顶托相互作用和影响的综合结果。

4.2 模型的应用

不考虑降雨和蔷薇河入汇, 仅就新沭河洪水演进进行模拟计算。取石梁河水库泄洪流量为 $1000\text{m}^3/\text{s}$ 。图 13、图 14 分别为太平庄和临洪河口水位变化过程的模拟结果。

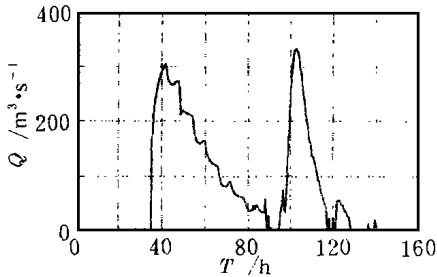


图 12 新沭河行洪 $3490\text{m}^3/\text{s}$ 临洪闸泄洪过程

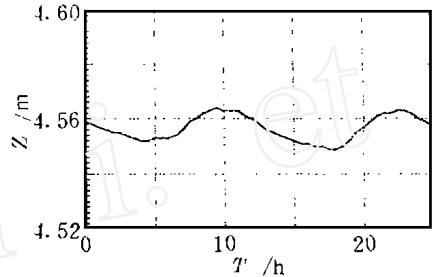


图 13 新沭河行洪 $1000\text{m}^3/\text{s}$ 太平庄水位过程

计算结果合理地反映了潮波对洪水的影响: 尽管洪水流量保持不变, 但由于受河口潮位变化的影响, 上游各断面的水位也随着潮位的变化而变化, 且从河口往上游方向, 潮波的影响逐渐减小; 潮位变化的影响主要在太平庄以下河段, 到太平庄水位波动幅值仅为 1cm (见图 13), 所以太平庄以上河段基本上不再受潮位变化的影响。这是因为特征线为 $\frac{dx}{dt} = u \pm \sqrt{gh}$, 太平庄以上流速大于波速, 下游不会影响上游。随着潮波向上游的传播, 各断面的水位变化存在着相位差, 且由于受地形等的影响, 潮波在向上游传播的过程中, 产生了变形。

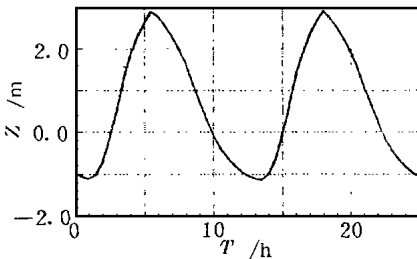


图 14 新沭河行洪 $1000\text{m}^3/\text{s}$ 临洪河口水位过程

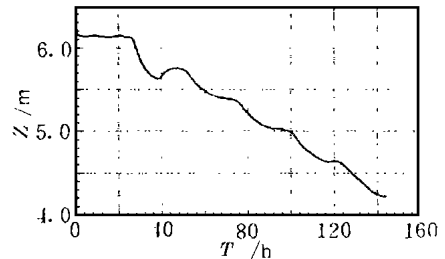


图 15 模拟计算, 汇流点水位过程

考虑降雨过程和蔷薇河的入汇过程, 对新沭河的洪水演进过程和临洪闸的泄流过程进行模拟计算 (降雨 300mm , 临洪闸初始水位为 2m , 第 1~6 天石梁河水库泄洪量依次 $4000, 3000, 2500, 2000, 1500, 1000\text{m}^3/\text{s}$)。图 15 为蔷薇河入汇点的水位变化过程。表示对于蔷薇河来讲, 新沭河洪水和河口潮汐都对其有顶托作用, 但起主导作用的是新沭河行洪量, 临洪河口潮汐的作用是次要的。因此, 蔷薇河泄洪量多少主要取决于新沭河的行洪量, 即取决于石梁河水库的泄洪量。

图 16、图 17 分别为临洪闸水位、泄流量过程的模拟计算结果。在 40h 之前, 临洪闸水位低于入汇点水位, 临洪闸无泄流量。在调度时, 应该关闭临洪闸门。在 $40\sim 55\text{h}$ 之间, 临洪闸水位高于入汇点水位, 且总体上蔷薇河汇流量大于临洪闸泄洪量, 临洪闸的水位仍无下降, 甚至还有微小的升高。在 55h 之后, 临洪闸泄洪量总体上大于蔷薇河降雨汇流量, 临洪闸前水位开始明显下降。

在新沭河大洪峰期间, 对蔷薇河的顶托作用十分显著, 尽管临洪闸前水位很高, 但泄流量

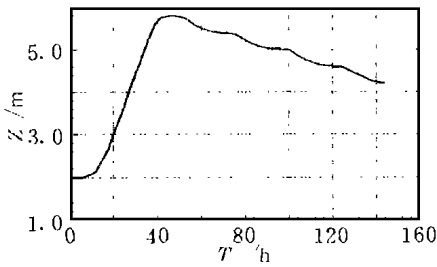


图 16 模拟计算, 临洪闸水位过程

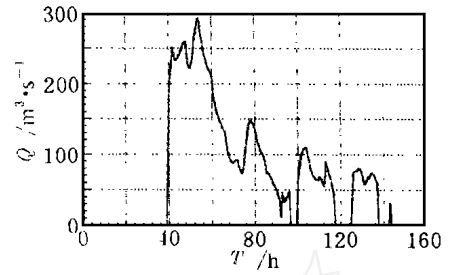


图 17 模拟计算, 临洪闸泄流量变化

却较小, 随着新沐河泄洪量的减小, 对蔷薇河的顶托作用也在减小, 因此, 尽管临洪闸前水位持续下降, 而泄流量却出现几次明显增大的峰值。这充分说明临洪闸泄流量取决于临洪闸前水位和新沐河顶托的相互作用。当入汇点水位低于临洪闸前水位时, 泄流量为 0, 在实际调度中, 此时应该关闭临洪闸。

利用本模型, 可以模拟给出新沐河各断面的水位变化过程, 以及临洪闸的水位变化和泄流量变化过程, 由此即可对新沐河两岸堤防的安全度、蔷薇河的防汛安全度, 以及临洪闸前可能达到的最高水位进行判断。进而根据临洪闸的泄流过程, 合理实施临洪闸的启闭调度, 达到最大程度宣泄蔷薇河洪水。同时可通过典型洪水模拟分析, 确定临洪闸前泵站设计原则, 并合理实施泵排水适时调度。

5 结束语

本模型能够合理地反映连云港市新沐河-蔷薇河复杂水文及河道情况。模拟计算能够给出洪水调度所最关心的关键资料, 能够满足连云港市新沐河-蔷薇河防汛调度的实际需要, 且具有计算速度快捷、结果精确、计算量及储存量较小等特点, 在一般的微型计算机上就可以进行复杂计算, 便于推广。

经现有实测资料验证及模拟计算表明: 计算的水位、流量过程与实测过程基本吻合, 说明该模型的模拟结果是稳定可靠的。

致谢

本研究得到连云港市水利局资助, 市水文水资源勘测处提供了有关实测资料, 在此表示衷心感谢!

参 考 文 献:

- [1] 连云港水文水资源勘测处 新沐河-蔷薇河流域水文资料汇编[R] 江苏省水文水资源勘测局资料, 1996, 11.
- [2] 谢鉴衡 河流模拟[M] 北京: 水利电力出版社, 1990, 111-115.
- [3] 李义天, 王运辉, 王丹, 刘青泉 洞庭湖洪水演进水动力学模型研究[R] 武汉水利电力大学科研报告, 1995, 10.
- [4] 毛世民 淮河干流河道糙率确定方法及取值的评述[J] 西北纺织工学院学报, 1997, 11, 增刊(第五届全国工业与环境流体力学会议论文集), 236-239.

A model of flood operations of Xinshu River and Qiangwei River

LU Qing-quan, LI Jia-chun, ZHOU Ji-fu
(Institute of Mechanics, Chinese Academy of Science, Beijing 100080)

Abstract According to the characteristics of flood combinations of the Xinshu River and the Qiangwei River in the Lianyungang area, an operational principle for flood control was reasonably proposed. A one-dimensional operational model for flood control of the whole system of rivers in this area was developed. In the unsteady model, the variation of tides in the Lihong Estuary and its effects on the flow in the river reach adjacent to the estuary were taken into consideration. Comparisons of the simulated results and the field measurements show a rather good agreement, suggesting this model has a satisfactory predicting capability.

Key words flood forecast; unsteady flow; Xinshu River; Qiangwei River