

DOI: 10.14042/j.cnki.32.1309.2015.05.010

# 黄河下游高含沙洪水过程一维水沙耦合数学模型

夏军强<sup>1</sup>, 张晓雷<sup>1,2</sup>, 邓珊珊<sup>1</sup>, 李洁<sup>1</sup>

(1. 武汉大学水资源与水电工程科学国家重点实验室, 湖北 武汉 430072; 2. 华北水利水电大学水利学院, 河南 郑州 450011)

**摘要:** 采用浑水控制方程, 建立了基于耦合解法的一维非恒定非均匀沙数学模型, 用于模拟高含沙洪水演进时的河床冲淤过程。然后采用黄河下游游荡段 1977 年 7—8 月实测高含沙洪水资料对该模型进行率定, 基于水沙耦合解法的各水文断面流量、总含沙量及分组含沙量的计算过程与实测过程符合更好, 计算的沿程最高水位及累计河段冲淤量与实测值也较为符合。最后还采用 2004 年 8 月高含沙洪水资料对该模型进行了验证。模型率定及验证计算结果表明, 采用一维水沙耦合模型计算高含沙洪水过程, 能取得较高的精度。

**关键词:** 高含沙洪水; 洪水演进; 河床冲淤; 浑水控制方程; 耦合解法; 黄河下游

**中图分类号:** TV143.4; TV143.6 **文献标志码:** A **文章编号:** 1001-6791(2015)05-0686-12

黄河下游汛期经常发生含沙量超过  $200 \sim 300 \text{ kg/m}^3$  的高含沙洪水, 这些高含沙洪水过程是造成下游河道严重淤积的重要原因之一<sup>[1]</sup>。统计表明, 1969—1989 年三门峡站瞬时最大含沙量超过  $300 \text{ kg/m}^3$  的 16 次高含沙洪水过程, 在黄河下游河道淤积泥沙 34.9 亿 t, 占同期下游淤积量的 82%, 且绝大部分淤积在高村以上的游荡段<sup>[1]</sup>。随着黄河水资源的进一步开发利用、上游干支流大型水库建设以及水土保持等人类活动的影响, 汛期进入下游的水沙量总体均呈减少趋势, 但个别年份仍会发生丰水丰沙<sup>[2]</sup>。小浪底水库自 1999 年蓄水拦沙运用后, 在异重流排沙期间经常下泄高含沙洪水<sup>[3-5]</sup>。高含沙洪水过程同时还伴随出现“异常”高水位现象, 对河道防洪安全造成威胁<sup>[6]</sup>; 此外还会引起局部河段河床的强烈冲刷, 导致险工出险等问题<sup>[1]</sup>。因此, 迫切需要掌握黄河下游高含沙洪水的演进特点与河床冲淤规律, 采用一维水沙数学模型研究是一条很重要的途径。

以往水沙数学模型通常采用非耦合解法, 即水流过程与泥沙冲淤分开计算, 一般不考虑高含沙量及床面冲淤对洪水演进的影响, 故这类模型通常适用于来流含沙量低、床面冲淤速率较小的情况<sup>[3,7-8]</sup>。张红武等<sup>[7]</sup>建立了黄河下游一维非恒定水沙数学模型, 修正了以往常用的泥沙输移及河床变形方程, 并引入符合黄河下游河道水沙特点的水流挟沙力及河床糙率计算公式。在黄河下游高含沙洪水输移过程中, 河床冲淤变化迅速, 即床面冲淤速率远大于水流变化速率, 故需要采用基于浑水控制方程的水沙耦合模型才能较好地计算出高含沙洪水输移过程。目前已有一维水沙数学模型采用半耦合或全耦合解法模拟了高含沙洪水过程<sup>[9-12]</sup>。如 He 等<sup>[9]</sup>采用半耦合解法模拟了黄河下游高含沙洪水的演进过程, 通过引入滩槽划分及“二级悬河”处理等技术考虑断面地形较为复杂的情况。Cao 等<sup>[10]</sup>与 Li 等<sup>[11]</sup>建立了一维全耦合水沙数学模型, 用于研究黄河高含沙洪水引起的“揭河底”及流量沿程增值等特殊现象。但这类模型通常将计算断面形态概化为矩形, 且不考虑河宽沿程变化, 故不适用于实际游荡河段洪水演进模拟。因此, 还需要进一步完善现有的一维水沙耦合数学模型, 使其适用于模拟高含沙洪水在实际河流复杂断面形态下的演进及其冲淤过程。

本文首先建立基于一维浑水控制方程的水沙耦合数学模型, 该模型不仅能考虑非均匀泥沙不平衡输移及

收稿日期: 2015-01-28; 网络出版时间: 2015-08-21

网络出版地址: <http://www.cnki.net/kcms/detail/32.1309.P.20150821.1731.022.html>

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51379156); 水利部公益性行业科研专项经费资助项目(201401038)

作者简介: 夏军强(1974—), 男, 浙江绍兴人, 教授, 博士, 主要从事河流动力学方面的研究。E-mail: xiajq@whu.edu.cn

河床冲淤对水流运动的影响, 而且适用于计算实际河流复杂断面形态下的洪水演进。然后采用黄河下游游荡段 1977 年及 2004 年高含沙洪水过程的实测资料, 对该模型进行详细率定及验证, 同时分析了耦合解法与非耦合解法对计算结果的影响。

### 1 一维水沙耦合模型

与一般挟沙水流不同, 高含沙洪水在黄河下游游荡段演进时, 相对于水流条件的变化, 河床冲淤速率较大, 因此需要采用水沙耦合解法<sup>[10,12]</sup>。本文提出的一维水沙耦合数学模型, 主要由浑水控制方程、相应数值解法及关键问题处理等组成。关键问题处理主要包括复杂断面形态的滩槽划分、动床阻力确定及水流挟沙力计算等。

#### 1.1 模型控制方程及数值解法

基于不规则断面的一维挟沙水流控制方程, 包括浑水连续方程及动量方程, 可写成如下形式:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial Z}{\partial t} = q_1 - \underbrace{\frac{\partial A_0}{\partial t}}_{\text{附加项 I}} \tag{1}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \left( gA - \alpha_f B \frac{Q^2}{A^2} \right) \frac{\partial Z}{\partial x} + 2\alpha_f \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{Q^2}{A^2} \left( \frac{\partial A}{\partial x} \right) \Big|_Z - gA(J_f + J_l) - \underbrace{\left( \frac{\rho_1 q_1 u_1}{\rho_m} - \frac{1}{\rho_m \rho_s} \Delta \rho Q \frac{\partial S}{\partial t} - \frac{1}{\rho_m \rho_s} \left( \frac{Q^2}{A} + gAh_c \right) \frac{\partial S}{\partial x} \right)}_{\text{附加项 II}} \tag{2}$$

式中  $Q$  为流量;  $Z$  为水位;  $A_0$  为河床冲淤断面面积;  $A$ 、 $B$  分别为过水断面的面积及水面宽度;  $\alpha_f$  为动量修正系数;  $S$  为断面平均含沙量;  $\rho_f$ 、 $\rho_s$  分别为清水、泥沙密度, 且  $\Delta \rho = \rho_s - \rho_f$ ;  $\rho_m$  为浑水密度, 且  $\rho_m = \rho_f + (\Delta \rho / \rho_s) S$ ;  $u_1$ 、 $q_1$  和  $\rho_1$  分别为侧向入出流流速在主流方向的分量、单位河长入出流的流量和侧向入出流密度;  $J_f$  为水力坡度, 一般可用 Manning 公式计算, 即  $J_f = (Q/A)^2 n^2 / h^{4/3}$ ,  $h$  为断面平均水深,  $n$  为床面的 Manning 阻力系数;  $J_l$  为断面扩张与收缩引起的局部阻力;  $h_c$  为过水断面形心的淹没深度;  $g$  为重力加速度;  $x$ 、 $t$  分别为沿程距离、时间。

非均匀悬沙不平衡输移及河床冲淤方程, 可写成如下形式:

$$\frac{\partial}{\partial t} (AS_k) + \frac{\partial}{\partial x} (AUS_k) = B\omega_k \alpha_k (S_{*k} - S_k) + S_{lk} q_l \tag{3}$$

$$\rho' \frac{\partial A_0}{\partial t} = \sum_{k=1}^N B\omega_k \alpha_k (S_k - S_{*k}) \tag{4}$$

式中  $U$  为断面平均流速;  $S_k$ 、 $S_{*k}$ 、 $\omega_k$  和  $\alpha_k$  分别为第  $k$  粒径组悬沙的分组含沙量、挟沙力、浑水沉速及恢复饱和系数;  $S_{lk}$  为侧向入出流的分组含沙量;  $N$  为悬沙分组数;  $\rho'$  为床沙干密度。在悬移质泥沙不平衡输移方程中,  $\alpha_k$  取值反映了不平衡输沙时含沙量向挟沙力靠近的恢复速度, 既与来水来沙条件有关, 也与河床边界条件有关, 是一个较为复杂的参数。目前在数学模型中, 多是根据实测资料来率定  $\alpha_k$  的取值。本模型采用韦直林等在黄河下游泥沙数学模型中提出的计算方法<sup>[13]</sup>, 对不同粒径组泥沙采用不同的  $\alpha_k$  值, 即  $\alpha_k = a / (\omega_k)^b$ , 系数  $a$  一般取 0.001, 指数  $b$  与河床冲淤状态有关, 淤积时为 0.3, 冲刷时为 0.7。

上述浑水控制方程的详细推导过程详见文献[14]。式(1)中的附加项 I 为河床冲淤面积的变化速率, 式(2)中的附加项 II 为浑水密度因时空变化而产生的动量附加项。如果含沙量很低, 且河床冲淤变化很缓慢, 则可忽略这些附加项, 这样式(1)一式(2)就与常见的定床条件下的水流控制方程相同。但在模拟高含沙洪水或伴随有床面冲淤速率较大的洪水过程时, 浑水控制方程中的两附加项通常不能忽略, 否则会引起较大的计算误差<sup>[10]</sup>。高含沙洪水在黄河下游游荡段输移过程中引起河床剧烈调整, 造成洪水各部位水体传播速度

不同,主槽冲刷引起含沙量增大,进而使得洪峰流量沿程增大。考虑这些附加项后对洪峰流量传播历时基本没有影响,而对洪水位及洪峰量值则会产生一定影响。考虑附加项后对河床冲淤及含沙量过程的影响较为明显,总体而言,基于耦合解法的计算结果与实测值符合更好。

表 1 给出了黄河下游水文年鉴记录的花园口站两次高含沙洪水的实测水力要素变化过程。由表 1 中数据可知,在高含沙洪水过程中,水位与平均河底高程的变化速率在同一数量级。例如在 1977 年 7 月的高含沙洪水过程中,下游河床淤积较为严重,花园口断面平均河底高程在较短时段内( $\Delta t \approx 17$  h)由 88.96 m 抬升到 89.42 m,即 $\Delta Z_b = 0.46$  m,同时期平均水位下降值 $\Delta Z$ 仅 0.07 m。因此,高含沙洪水过程中个别断面的河床淤积速率( $\Delta Z_b / \Delta t = 0.027$  m/h)远大于水位变化速率( $\Delta Z / \Delta t = 0.004$  m/h)。2004 年 8 月小浪底水库下泄高含沙洪水过程,引起坝下游河床冲刷,在较短时段内( $\Delta t \approx 25.3$  h)花园口断面的平均河底高程由 89.33 m 冲深到 88.82 m,下切幅度达 0.51 m,而水位上涨仅 0.14 m。因此,在本次高含沙洪水过程中典型断面的床面冲刷速率( $\Delta Z_b / \Delta t = 0.020$  m/h)也远大于水位变化速率( $\Delta Z / \Delta t = 0.005$  m/h)。这些实测数据表明,以往常用的基于非耦合解法的水沙模型不适用于计算高含沙洪水演进及其床面冲淤过程。

表 1 高含沙洪水中花园口水文站的实测水力要素变化过程

Table 1 Observed processes of hydraulic factors at the hydrometric section of Huayuankou during hyperconcentrated floods

河床冲淤情况	时 间	Z/m	Q/(m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> )	A/m <sup>2</sup>	B/m	h/m	Z <sub>b</sub> /m
过程 I	1977-07-11T15:10/16:30	91.53	3 760	1 670	651	2.57	88.96
河床淤积	1977-07-12T08:30/09:50	91.46	3 230	1 330	651	2.04	89.42
过程 II	2004-08-26T08:00/09:00	92.25	2 140	1 270	435	2.57	89.33
河床冲刷	2004-08-27T09:12/10:24	92.39	2 280	1 590	445	2.04	88.82

注:Z<sub>b</sub>为平均河底高程。

本文中浑水控制方程采用非守恒形式的控制方程。对于一维数学模型,在求解微分方程时,常采用不同差分格式来离散。普列斯曼(Preissmann)隐格式是专门针对一维水流控制方程的非守恒形式提出的,该格式的一个突出优点为质量守恒性及数值稳定性较好,在国内外应用较为普遍<sup>[12,14]</sup>。故本文在一维非恒定水流演进过程的模拟中,采用 Preissmann 隐格式离散浑水控制方程,并用追赶法求解各水流变量,如 Z、Q,进而推求各断面内的其他水力要素。计算中直接用显格式离散式(1)一式(2)中的附加项。对非均匀悬沙不平衡输移方程,直接采用显式迎风格式进行离散。另外采用显格式离散床面冲淤方程式(4),可得该时段内的冲淤面积 $\Delta A_0$ ,并按等厚冲淤模式分配,确定冲淤后断面内各节点的高程。即当淤积时,淤积面积等厚沿湿周分布;当冲刷时,仅对主槽区域的河床进行等厚冲刷修正。根据计算得到的各粒径组的冲淤厚度,采用床沙活动层与分层记忆层来考虑冲淤过程中的床沙级配调整。

## 1.2 模型中关键问题处理

黄河下游游荡段不仅地貌特征独特,如断面宽浅、滩槽高差较小,而且演变过程复杂,如洪水暴涨暴落,河床易冲易淤,且冲淤幅度较大。因此,需要对模型中的几个关键问题进行特别处理,包括断面滩槽划分与“二级悬河”处理、动床阻力确定及悬移质挟沙力计算等。

### 1.2.1 断面滩槽划分及“二级悬河”处理

黄河下游断面形态较为复杂,同一断面的不同区域,滩槽阻力和冲淤厚度分布变化较大,因此采用在大断面上划分主槽与滩地的方法进行计算,即主槽与滩区节点分别用不同的代码值表示。计算中主槽糙率随流量与床面冲淤状况而调整;低滩与高滩的糙率,根据不同的河段,取某一固定值。

自 1964 年以来,黄河下游游荡段主槽淤积严重,导致部分断面的主槽平均高程大于生产堤后的滩地高程,如图 1 所示。在一维水力要素计算中,若不考虑这一差别,就会出现当主槽内水位较低,而滩地已经过流的现象。因此在程序中必须对这种“二级悬河”地形进行特殊处理。在计算前根据实际地形与过水情况,可将各计算断面划分为若干个滩地和主槽,同时给定滩、槽的代码特征值。计算中优先满足主槽区域过流,只有在满足主槽过流,且水位大于主槽两侧滩顶高程( $Z_{bt}$ )的情况下,才使两侧滩地区域过水。

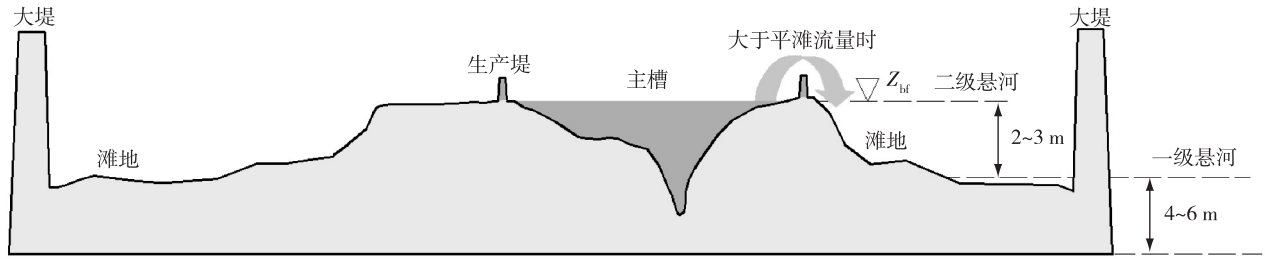


图 1 黄河下游“二级悬河”示意

Fig. 1 Sketch of the secondary perched reach in the Lower Yellow River

### 1.2.2 动床阻力确定

动床阻力是一维水沙数学模型的关键参数之一, 不仅与河道的过流能力、水位变化密切相关, 而且还影响河道水流的挟沙能力及冲淤状况等。但不同于定床明渠水流, 动床阻力问题比较复杂<sup>[15]</sup>。目前, 存在两类方法确定动床阻力: ① 建立阻力与各水沙要素、河床形态等之间的计算关系式, 这种方法能较为详细地反映沙波消长对糙率的影响, 但无法考虑天然河道的各种附加阻力<sup>[13]</sup>; ② 根据上、下游水文站的实测资料, 确定该河段在不同流量级下的阻力变化特点<sup>[13]</sup>。黄河下游游荡段河道形态及冲淤特性复杂, 不同水沙条件下的糙率值变化很大, 因此, 该动床阻力只能从大尺度、长时间平均值确定。故本模型采用第二类方法确定阻力系数, 即先建立各水文断面糙率与流量的关系曲线, 其他非水文断面的糙率根据这些水文断面的率定值插值得到。此外, 在计算中还要根据河床的冲淤状况, 适当调整各流量级下的糙率大小。

### 1.2.3 悬移质挟沙力计算

悬移质水流挟沙力公式及其参数选取的合理与否直接影响到河床冲淤变形的计算精度。国内外众多学者对它进行了深入研究, 或从理论出发, 或从不同的河流实测资料和水槽试验资料出发, 推导出半经验半理论的计算公式。本模型采用在水沙数学模型中应用较广、考虑因素较全面的张红武公式计算水流挟沙力<sup>[13]</sup>。该公式通过对二维水流单位水体的能量平衡方程式沿垂线积分, 经分析整理得出包括全部悬移质泥沙在内的水流挟沙力公式, 即

$$S_* = 2.5 \left[ \frac{(0.0022 + S_v) U^3}{\kappa \frac{\rho_s - \rho_m}{\rho_m} g h \omega_m} \ln \left( \frac{h}{6D_{50}} \right) \right]^{0.62} \quad (5)$$

式中  $\kappa$  为 Karman 常数, 与含沙量大小有关;  $S_v$  为体积比含沙量;  $\omega_m$  为非均匀悬沙的代表沉速;  $D_{50}$  为床沙的中值粒径。式(5)不仅适用于一般挟沙水流, 而且更适用于高含沙紊流, 充分考虑了含沙量对挟沙力的影响。已有验证结果表明, 计算精度明显优于其他公式<sup>[16]</sup>。

在复式断面的挟沙力计算中发现, 当水流漫滩后, 水面宽度急剧增加。尽管断面平均流速变化不大, 但平均水深会减小较多, 引起断面挟沙力急剧增加, 这显然与实际情况不符。为避免这种现象, 在实际计算中, 暂不考虑非均匀沙代表沉速及含沙量的横向变化。首先分别计算出主槽与滩区的挟沙力大小, 即  $S_{*mc}$  及  $S_{*fp}$ ; 然后根据已知主槽与滩区的过流量( $Q_{mc}$  及  $Q_{fp}$ ), 确定出大断面的总挟沙力, 即  $S_* = (Q_{mc} S_{*mc} + Q_{fp} S_{*fp}) / (Q_{mc} + Q_{fp})$ 。

天然河流中挟带的泥沙往往为非均匀沙, 但目前常用均匀沙的方法来处理非均匀沙问题。当前对非均匀沙挟沙力的研究不够深入, 影响非均匀沙挟沙力的因素一般为水流、床沙与来沙条件。前两者对挟沙力的影响机理已经比较明确, 而来沙条件的影响尚不清楚。本模型采用水流条件和床沙级配推求分组挟沙力<sup>[17]</sup>。这种方法认为: 在输沙平衡时, 第  $k$  粒径组泥沙在单位时间内沉降在床面上的总沙量等于冲起的总沙量, 然后根据垂线平均含沙量与河底含沙量之间的关系, 确定悬移质挟沙力级配和床沙级配的关系。

## 2 模型率定过程

黄河下游铁谢至高村河段长约 284 km, 属于典型的游荡型河段。该河段内布设有花园口(HYK)、夹河滩(JHT)、高村(GC)3 个水文站及若干个淤积观测断面, 如图 2 所示。在三门峡水库滞洪排沙运用期间

(1964—1973年), 游荡段累计淤积泥沙达 15.0 亿  $\text{m}^3$ , 并具有主槽淤得多、滩地淤得少的特点。因此, 局部河段出现了河槽高于滩地、滩地高于背河地面的“二级悬河”现象<sup>[1,18]</sup>。到 1977 年汛前, 下游游荡段纵比降仅为 0.19‰, 主槽宽为 0.8~3.9 km, 滩槽高差一般为 1~2 m, 最小值仅为 0.50 m。1977 年黄河下游连续两次出现高含沙洪水过程, 本文采用这两场洪水资料来率定一维水沙耦合数学模型。

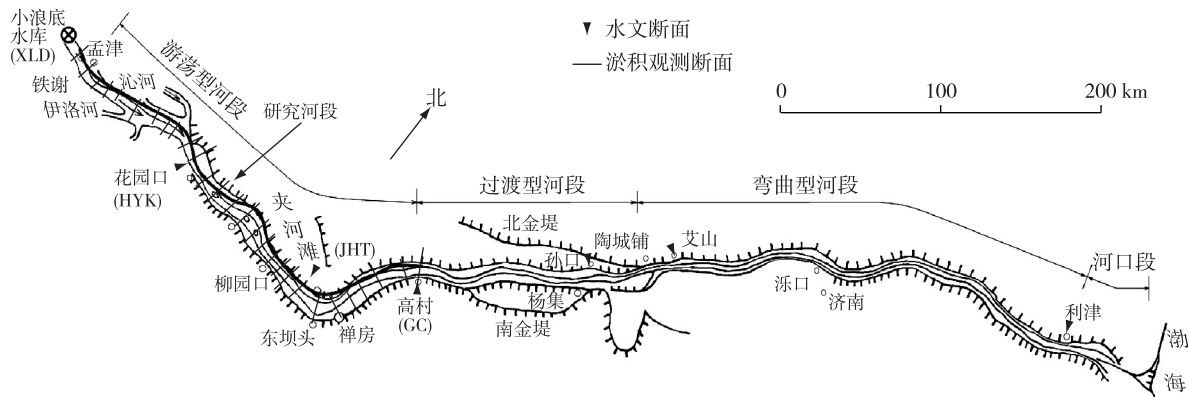


图2 黄河下游河段示意

Fig. 2 Plan view of the Lower Yellow River

## 2.1 1977 年高含沙洪水过程

在黄河中下游, 1977 年是枯水丰沙年, 7—8 月间连续出现两场高含沙洪水<sup>[1,6]</sup>。7 月份洪水主要来自渭河、北洛河及延水等支流降雨, 小浪底站洪峰流量达  $8\,100\text{ m}^3/\text{s}$ , 最大含沙量为  $535\text{ kg}/\text{m}^3$ , 该场洪水泥沙组成较粗, 悬沙中值粒径为  $0.040\text{ mm}$ 。8 月份洪水主要来自龙门以上偏关河至秃尾河之间的降雨, 小浪底站最大流量为  $10\,100\text{ m}^3/\text{s}$ , 最大含沙量为  $941\text{ kg}/\text{m}^3$ , 洪水期间悬沙组成较粗, 中值粒径达  $0.105\text{ mm}$ 。7—8 月份的两场高含沙洪水在黄河下游河道中均发生了槽冲滩淤过程, 但滩地淤积量远远大于主槽冲刷量, 因而整个游荡段表现为严重淤积, 依据输沙量法计算的累计淤积量达 7.30 亿 t。

## 2.2 计算条件

模型率定计算中选取下游铁谢至高村河段为研究对象, 以该河段 1977 年汛前 6 月份实测的 28 个淤积断面形态作为初始地形, 并对各断面划分滩槽。各断面的初始床沙级配, 由该河段水文断面的汛前床沙级配插值求得, 并取床沙干密度为  $1.4\text{ t}/\text{m}^3$ 。因小浪底至铁谢河段为山区性河道, 河道冲淤变化很小, 故借用小浪底 (XLD) 站实测流量、含沙量过程及悬沙组成作为模型进口的水沙条件; 同时考虑伊洛河、沁河的入流条件, 模型出口采用高村站实测水位过程控制。实测资料表明, 该河段悬沙及床沙级配变化范围为  $0.002\sim 1.000\text{ mm}$ , 故计算中将非均匀泥沙划分为 9 组。因初始地形条件采用汛前 6 月份的实测断面, 故本次计算时段为 1977 年 6 月 14 日—9 月 15 日, 共计 2 232 h。进出口断面的水沙边界条件, 如图 3 所示。

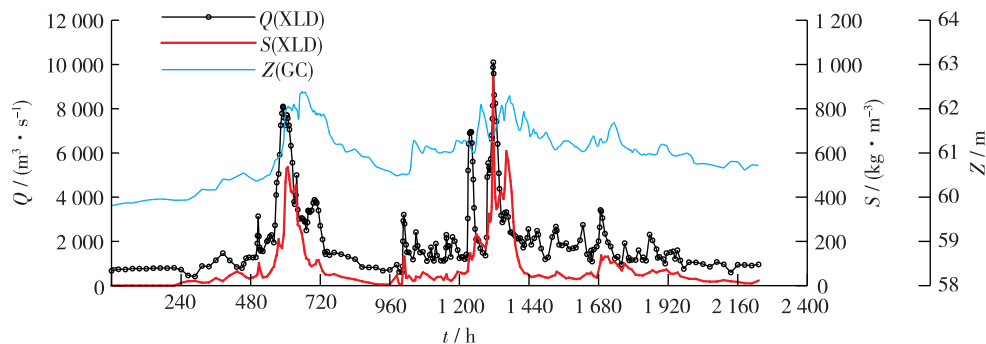


图3 模型率定计算的水沙边界条件

Fig. 3 Boundary conditions used in the model calibration

### 2.3 模型率定结果及分析

1977 年高含沙洪水过程的计算结果分析表明, 动量方程右端附加项 II 的值远小于摩阻项  $gA(J_1+J_1)$ , 就该场次洪水而言, 这个动量附加项对计算结果影响十分有限。但在计算过程中的某些特征时刻, 浑水连续方程中右侧附加项  $\partial A_0/\partial t$  的数量级与  $\partial A/\partial t$  基本相当; 甚至在某些时刻, 附加项  $\partial A_0/\partial t$  的数值还要更大一些。因此, 总体来看, 浑水控制方程中的右端附加项对数值模拟结果有一定影响, 有必要考虑这些附加项。

图 4 给出了花园口及高村断面的流量变化过程。从图 4 可以看出, 计算与实测的流量过程相当符合。在花园口断面, 计算的 7 月份洪水过程中最大流量为  $7\,544\text{ m}^3/\text{s}$ , 而实测值为  $8\,100\text{ m}^3/\text{s}$ , 两者误差不到 6.8%; 8 月份洪水中计算最大流量为  $8\,490\text{ m}^3/\text{s}$ , 小于实测最大流量 ( $10\,800\text{ m}^3/\text{s}$ )。在高村断面, 这两场高含沙洪水过程中计算与实测最大流量相差不多, 尤其是 8 月份洪水过程。7 月份洪水中小浪底至高村河段的实际洪峰传播时间为 23 h, 计算的传播时间约为 26 h, 两者误差仅 3 h。因此可以认为, 该一维水沙耦合模型能较好地模拟出高含沙洪水在游荡段的演进过程。从图 4 还可看出, 基于水沙耦合解法的流量计算过程与实测值更符合, 尤其在高村断面。

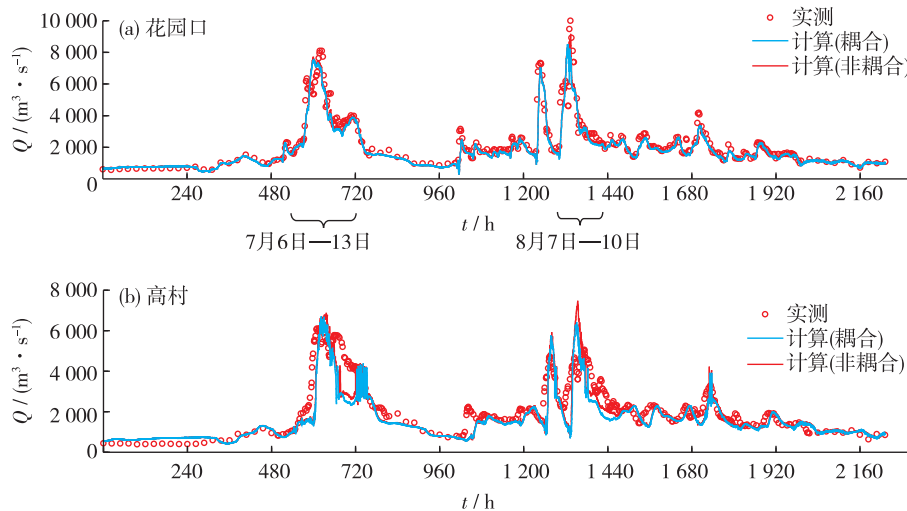


图 4 1977 年洪水花园口及高村站计算与实测流量过程比较

Fig. 4 Comparisons between the predicted and measured discharge hydrographs at HYK and GC in the 1977 flood

图 5 给出了花园口及高村断面的含沙量变化过程。从图 5 可以看出, 计算的含沙量过程与实测值总体符合较好。在花园口断面(图 5(a)), 7 月份洪水中计算的最大含沙量为  $458\text{ kg}/\text{m}^3$ , 比实测最大值 ( $546\text{ kg}/\text{m}^3$ ) 偏小 16%; 8 月份洪水中计算的最大含沙量为  $510\text{ kg}/\text{m}^3$ , 大于实测最大值 ( $437\text{ kg}/\text{m}^3$ )。由于高含沙洪水演进过程中通常发生沿程淤积, 因此洪水演进到高村站时最大含沙量已有所降低, 如图 5(b) 所示。此外, 从图 5 还可看出, 基于耦合解法的含沙量计算过程与实测值符合更好。

分析 1977 年高含沙洪水中花园口及高村站耦合解与非耦合解流量与含沙量计算结果的整体精度, 结果表明耦合解法与非耦合解法的计算精度基本相当。对 1977 年洪水花园口及高村站而言, 耦合解与非耦合解流量计算值的整体精度(计算与实测值的相关系数)分别为 0.93 和 0.97, 而含沙量计算值的整体精度分别为 0.81 和 0.71。

图 6 和图 7 分别给出了 1977 年洪水花园口及高村站流量与含沙量峰值附近耦合解与非耦合解计算结果的对比。总体来看, 在低含沙量情况下, 耦合解与非耦合解的计算结果基本一致; 在高含沙量情况下, 耦合解计算的含沙量峰值较大, 与实测值更为接近; 耦合解与非耦合解计算的流量过程基本一致, 但在洪峰附近与实测结果相比均偏小。

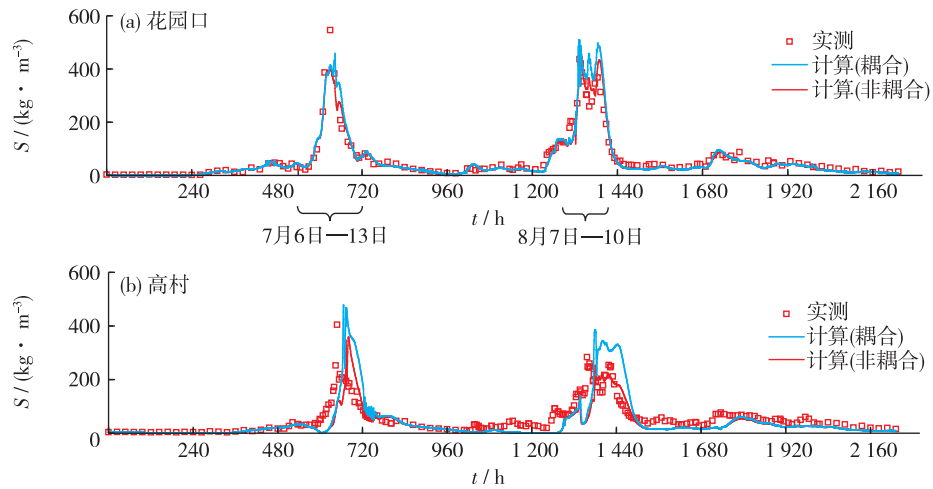


图 5 1977 年洪水花园口及高村站计算与实测含沙量过程比较

Fig. 5 Comparisons between the predicted and measured concentration hydrographs at HYK and GC in the 1977 flood

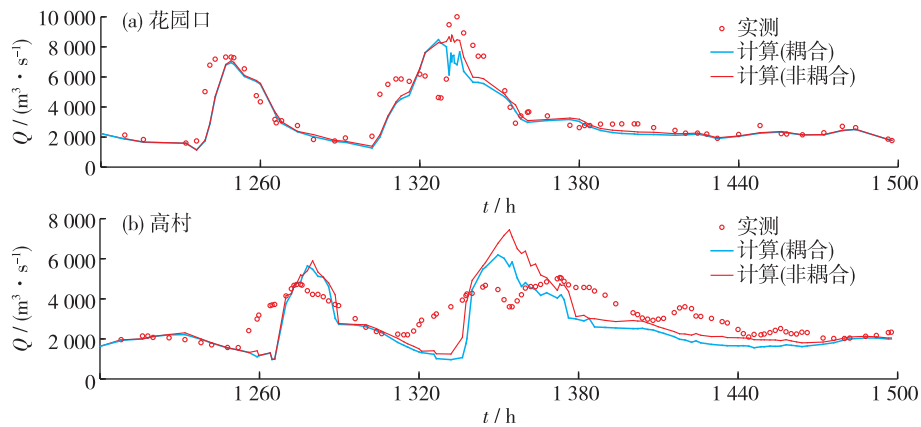


图 6 1977 年洪水花园口及高村站耦合解与非耦合解计算流量峰值对比

Fig. 6 Local comparisons between the predicted and measured discharge hydrographs at HYK and GC around the flood peak

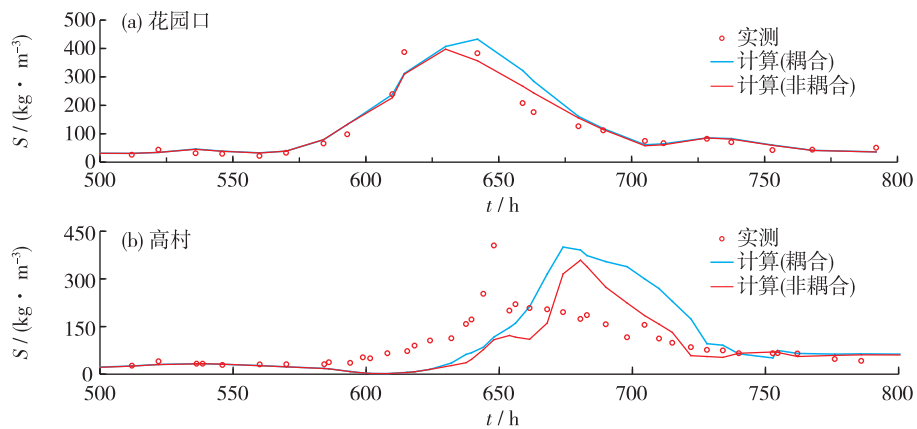


图 7 1977 年洪水花园口及高村站耦合解与非耦合解计算含沙量峰值对比

Fig. 7 Local comparisons between the predicted and measured concentration hydrographs at HYK and GC around the flood peak

以夹河滩断面为例, 图 8 给出了 1977 年洪水中该断面计算与实测的分组含沙量过程比较。从图 8 可知, 在游荡段高含沙洪水输移过程中, 细沙( $d < 0.025 \text{ mm}$ )及粗沙( $d > 0.050 \text{ mm}$ )部分所占比例较多, 而中沙( $d = 0.025 \sim 0.050 \text{ mm}$ )部分相对较少。在 7 月份洪水中, 尽管计算的沙峰出现时刻略滞后于实测过程, 但各组的最大含沙量与实测值比较符合。在 8 月份洪水中, 与实测值相比, 计算的细沙及中沙部分最大含沙量偏大; 但对粗沙部分, 计算与实测的最大含沙量分别为  $130 \text{ kg/m}^3$  和  $141 \text{ kg/m}^3$ , 两者非常接近。从图 8 还可看出, 基于耦合解法的分组含沙量计算结果与实测过程更为符合, 尤其是粗沙部分。

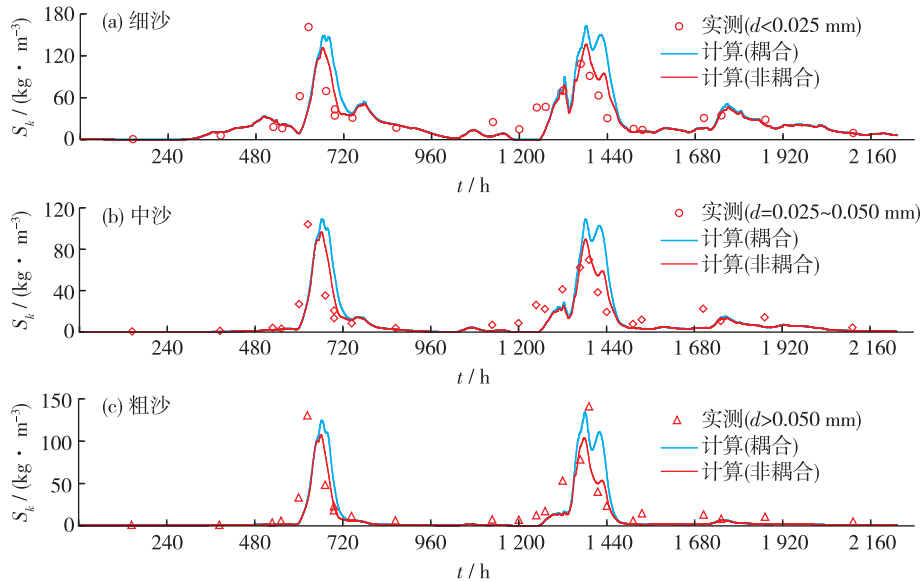


图 8 1977 年洪水中夹河滩断面计算与实测分组含沙量过程比较

Fig. 8 Comparisons between the predicted and measured graded sediment concentration hydrographs at JHT in the 1977 flood

图 9 给出了 1977 年 8 月份洪水中沿程最高水位计算值(耦合解)与实测值的对比结果。从图 9 可以看出, 除京广铁路桥两者略有差别外, 其余两者符合较好。在京广铁路桥位置计算值比实测值偏高约 2.2 m, 误差较大。综合分析, 导致京广铁路桥位置处水位误差较大的原因如下: 计算值为断面平均水位, 由于京广铁路桥位置处于马峪沟断面与裴峪断面之间, 计算值由这两个断面平均水位线性插值得, 而京广铁路桥位置实测水位是该断面上某一点水位; 沿程水位变化受河势变化及主流顶冲与否影响较大, 有可能在局部位置造成严重壅水或跌水, 从而导致水位过高或过低; 京广铁路桥附近水位受桥墩局部阻水作用影响, 不同位置处水位值可能差别也较大。水位变化与河床变形直接相关, 图 9 也能间接证明模拟的河床变形结果与实际河床变形过程较为符合。

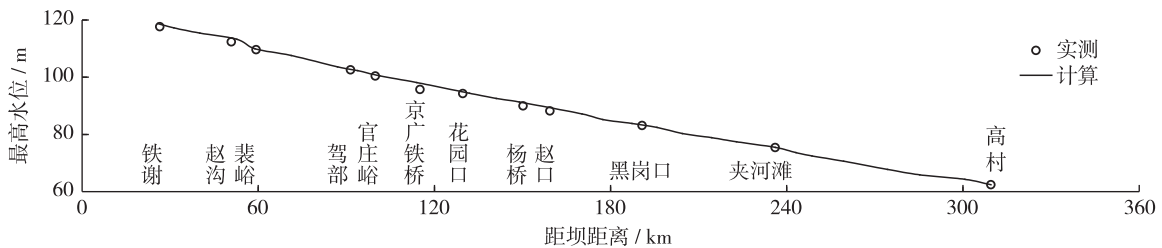


图 9 1977 年 8 月洪水沿程最高水位计算与实测值比较

Fig. 9 Comparison between the predicted and measured maximum water levels along the reach

1977 年高含沙洪水过程在黄河下游河道中造成严重淤积, 尤其在游荡段。如按输沙量法统计结果, 该计算时段内(6 月 14 日—9 月 15 日)整个游荡段淤积泥沙 7.30 亿 t, 而数学模型计算结果为 7.12 亿 t, 因此

计算的总淤积量与实测值非常接近,如图10所示。从分河段的淤积量来看,花园口以上及花园口至夹河滩河段的计算值与实测值相差不大,但夹河滩至高村河段计算值偏小较多。从不同时间段的淤积量统计结果看,计算的7—8月份这两场洪水的沿程淤积分布与实测值也较为符合。从图10还可看出,基于耦合解的河段冲淤量计算结果与实测值更为符合。

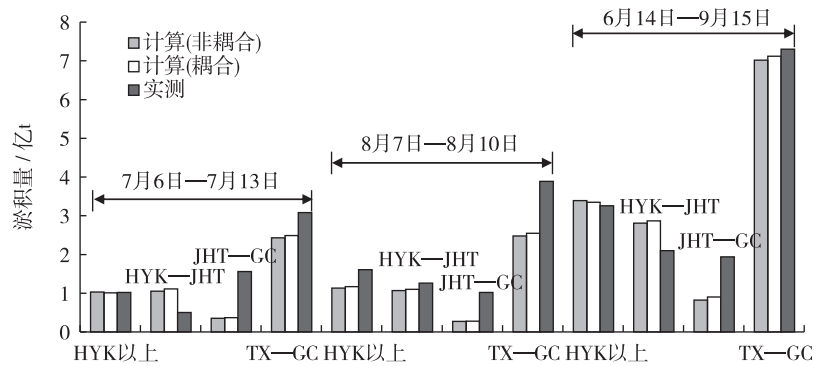


图10 1977年高含沙洪水过程冲淤量沿程分布

Fig. 10 Volumes of channel evolution during different stages of the 1977 flood

### 3 模型验证过程

采用2004年8月黄河下游发生的高含沙洪水过程资料,对提出的一维水沙耦合模型进行验证,重点比较各水文断面流量及含沙量过程等计算值与实测值的差异。

#### 3.1 2004年高含沙洪水过程及计算条件

2004年8月21日,黄河中游出现强降雨过程,受此影响黄河干支流相继形成洪水过程。为控制库水位不超汛限水位,小浪底水库于8月22日至30日进行异重流排沙运用,故黄河下游河道经历了一次较为明显的高含沙洪水过程<sup>[3-4]</sup>。小浪底水库出库洪水中含沙量较高,在下游演进过程中出现了洪峰增值现象,其中小浪底站最大流量为2690 m<sup>3</sup>/s,花园口站最大流量为3990 m<sup>3</sup>/s。出库最大含沙量为352 kg/m<sup>3</sup>,平均含沙量为112 kg/m<sup>3</sup>,泥沙颗粒级配较细,中值粒径约0.008 mm。该场高含沙洪水过程时间较短且仅在游荡段主槽内演进,因此,花园口以上河段河床冲刷较为明显,累计冲刷量达0.172亿t,但花园口以下河段以微淤为主。

模型验证计算选取该游荡段2004年7月实测的156个大断面形态作为初始地形,同样对各断面进行滩槽划分。基于这些淤积断面形态的统计结果分析,该河段主槽宽在0.3~3.3 km变化,平均滩槽高差达2.7 m。各断面的初始床沙级配,由同年7月实测的42个断面的床沙级配插值求得。本次验证计算时段为2004年8月20日—9月5日,共计408 h。

#### 3.2 模型验证结果及分析

图11给出了花园口及高村断面的流量变化过程。从图11可知,2004年8月高含沙洪水中小浪底至高村河段的实际洪峰传播时间约为46.4 h,计算的传播时间约为47.4 h,两者误差仅1 h。计算与实测的流量过程在其他时段符合较好,但在洪峰前后存在一定程度偏差,且计算值均偏小。在花园口断面(图11(a)),该场高含沙洪水中计算最大流量为2816 m<sup>3</sup>/s,而实测最大流量为3990 m<sup>3</sup>/s,两者误差达29.4%;在高村断面(图11(b)),计算最大流量为2637 m<sup>3</sup>/s,也小于实测最大流量3840 m<sup>3</sup>/s。现有实测资料表明,小浪底水库在异重流排沙期间下泄极细沙的高含沙水流,导致坝下游河道阻力突然减小,是引起流量沿程增大的主要原因<sup>[3,5,11]</sup>。阻力减小程度与上游来沙含量及级配有关。一般来讲,含沙量越高、泥沙组成越细,糙率减小幅度越大<sup>[3]</sup>。但该模型暂时还未考虑高含沙洪水演进过程中含沙量及床沙级配变化等因素对河床糙率的

影响。因此, 今后还需要在模型中选择合适的动床阻力公式, 对高含沙洪水中洪峰沿程增值问题做进一步研究。

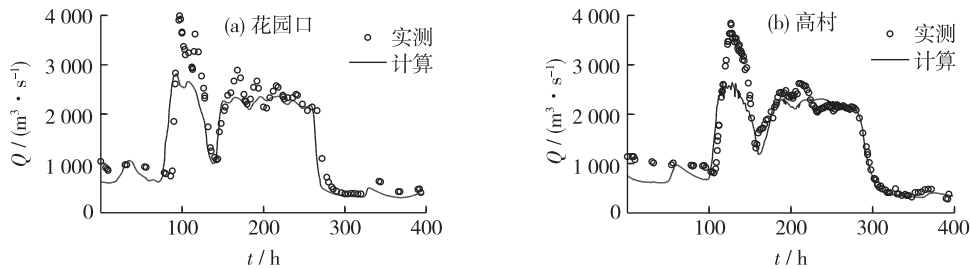


图 11 2004 年高含沙洪水花园口及高村站计算与实测流量过程比较

Fig. 11 Comparisons between the predicted and measured discharge hydrographs at HYK and GC in the 2004 flood

图 12 给出了花园口及高村断面的含沙量变化过程。从图 12 可以看出, 计算的含沙量过程与实测过程总体符合。在花园口断面(图 12(a)), 2004 年高含沙洪水中计算的最大含沙量为  $322 \text{ kg/m}^3$ , 比实测最大值 ( $359 \text{ kg/m}^3$ ) 偏小 10%; 在高村断面(图 12(b)), 最大含沙量的计算与实测值分别为  $288 \text{ kg/m}^3$  和  $199 \text{ kg/m}^3$ , 计算值偏大较多。主要是由于数学模型计算的花园口至夹河滩河段冲刷量偏大, 而实测数据表明该河段发生淤积, 因此, 洪水演进到高村站时计算的含沙量峰值偏大。

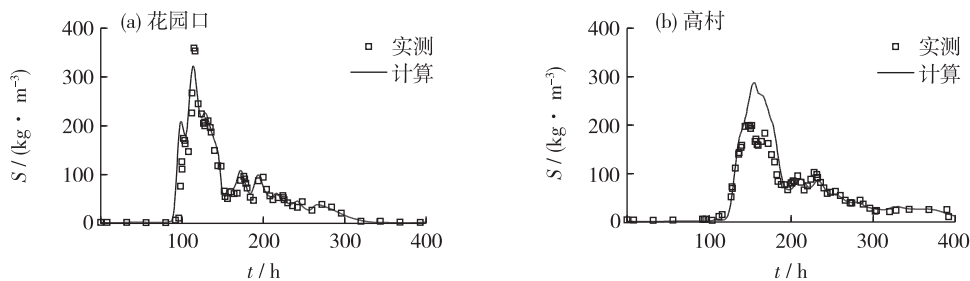


图 12 2004 年高含沙洪水花园口及高村站计算与实测含沙量过程比较

Fig. 12 Comparisons between the predicted and measured concentration hydrographs at HYK and GC in the 2004 flood

以花园口断面为例, 图 13 给出了该断面 2004 年 8 月高含沙洪水中计算与实测的分组含沙量过程比较。从图 13 可知, 在游荡段高含沙洪水输移过程中, 细沙 ( $d < 0.031 \text{ mm}$ ) 部分所占比例较多, 而中沙 ( $d = 0.031 \sim 0.062 \text{ mm}$ ) 及粗沙 ( $d > 0.062 \text{ mm}$ ) 部分相对较少。计算的细沙、中沙和粗沙部分最大含沙量分别为  $217 \text{ kg/m}^3$ 、 $35 \text{ kg/m}^3$  和  $80 \text{ kg/m}^3$ , 而相应各部分的实测最大含沙量分别为  $237 \text{ kg/m}^3$ 、 $39 \text{ kg/m}^3$  和  $77 \text{ kg/m}^3$ , 两者均非常接近。总体来看, 在这场高含沙洪水演进过程中, 计算的分组最大含沙量及其沙峰出现时刻与实测值均较为符合。

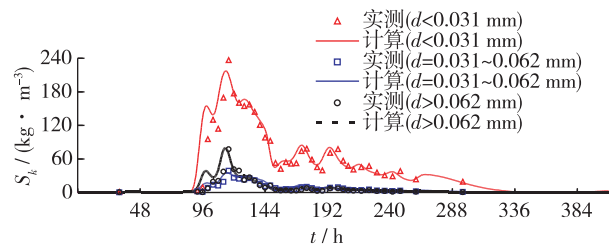


图 13 2004 年高含沙洪水中花园口断面计算与实测分组含沙量过程比较

Fig. 13 Comparisons between the predicted and measured graded sediment concentration hydrographs at HYK in the 2004 flood

2004 年 8 月的这场高含沙洪水过程主要在主槽内演进, 在黄河下游游荡段造成一定的冲刷, 尤其在花园口以上河段冲刷较为明显。如按输沙量法统计结果, 该计算时段内(8 月 20 日—9 月 5 日)整个游荡段河床累计冲刷量达 0.070 亿 t, 而数学模型计算结果为 0.110 亿 t, 因此, 计算的总冲刷量与实测值相差不大。从分河段的冲淤量来看, 计算的夹河滩至高村河段淤积量(0.030 亿 t)与实测值(0.031 亿 t)符合很好。花园口以上河段冲刷量的计算与实测值也较为接近, 分别为 0.172 亿 t

和 0.132 亿 t。但花园口至夹河滩河段的计算与实测值相比, 偏差比较明显。按输沙量法统计该河段为淤积, 淤积量为 0.072 亿 t, 而数学模型计算该河段为冲刷, 冲刷量为 0.013 亿 t。

## 4 结 论

(1) 建立了一维浑水控制方程的水沙耦合数学模型, 模型控制方程包括一维浑水连续方程及动量方程、非均匀悬沙不平衡输移方程及床面冲淤方程等。该模型考虑了非均匀泥沙不平衡输移及河床冲淤对水流运动的影响, 而且适用于计算实际游荡型河流复杂断面形态下的洪水演进过程。

(2) 采用黄河下游游荡段 1977 年 7—8 月的实测高含沙洪水过程资料, 率定了该一维水沙耦合模型。结果表明: 各水文断面流量、总含沙量及分组含沙量的计算过程与实测过程总体符合较好, 且沿程最高水位及累计河段淤积量的计算值与实测值较为一致。对高含沙洪水过程模拟而言, 基于水沙耦合解法的计算结果与实测值更为符合。

(3) 采用 2004 年 8 月小浪底水库下泄高含沙洪水在下游游荡段演进的实测资料, 验证了提出的一维水沙耦合模型。模型验证结果表明: 各水文断面总的及分组含沙量过程、河段累计冲淤量等计算值与实测值较为符合, 但计算的最大洪峰流量偏小。因此, 模型今后需要进一步完善, 包括选择合适的动床阻力公式来考虑高含沙洪水演进过程中河床阻力突然减小的现象。

### 参考文献:

- [1] 赵业安, 周文浩, 费祥俊, 等. 黄河下游河道演变基本规律[M]. 郑州: 黄河水利出版社, 1998. (ZHAO Ye'an, ZHOU Wenhao, FEI Xiangjun, et al. Basic laws of fluvial processes in the Lower Yellow River [M]. Zhengzhou: Yellow River Conservancy Press, 1998. (in Chinese))
- [2] 姚文艺, 冉大川, 陈江南. 黄河流域近期水沙变化及其预测[J]. 水科学进展, 2013, 24(5): 607-616. (YAO Wenyi, RAN Dachuan, CHEN Jiangnan. Recent changes in runoff and sediment regimes and future predictions in the Yellow River basin[J]. Advances in Water Science, 2013, 24(5): 607-616. (in Chinese))
- [3] 江恩惠, 赵连军, 韦直林. 黄河下游洪峰增值机理与验证[J]. 水利学报, 2006, 37(12): 1454-1459. (JIANG Enhui, ZHAO Lianjun, WEI Zhilin. Mechanisms of flood peak increase along the Lower Yellow River and its verification[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2006, 37(12): 1454-1459. (in Chinese))
- [4] 李国英. 黄河洪水演进洪峰增值现象及其机理[J]. 水利学报, 2008, 39(5): 511-517. (LI Guoying. Analysis on mechanisms of peak discharge increasing during flood routing in the Yellow River[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2008, 39(5): 511-517. (in Chinese))
- [5] 齐璞, 孙赞盈. 关于洪峰流量沿程增大原因的讨论[J]. 水利学报, 2013, 44(8): 1001-1007. (QI Pu, SUN Zanying. Discussion on reasons for peak discharge increasing during flood routing in lower reaches of Yellow River[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2013, 44(8): 1001-1007. (in Chinese))
- [6] 齐璞, 赵业安, 樊左英. 1977 年黄河下游高含沙洪水的输移与演变分析[J]. 人民黄河, 1984(4): 3-8. (QI Pu, ZHAO Ye'an, FAN Zuoying. Analysis on transport and evolution of hyperconcentrated floods in the Lower Yellow River in 1977 [J]. Yellow River, 1984(4): 3-8. (in Chinese))
- [7] 张红武, 黄远东, 赵连军, 等. 黄河下游非恒定输沙数学模型: I: 模型方程与数值方法[J]. 水科学进展, 2002, 13(3): 265-270. (ZHANG Hongwu, HUANG Yuandong, ZHAO Lianjun, et al. A mathematical model for unsteady sediment transport in the Lower Yellow River: I: Model equations and numerical method [J]. Advances in Water Science, 2002, 13(3): 265-270. (in Chinese))
- [8] NI Jinren, ZHANG Hongwu, XUE An, et al. Modeling of hyperconcentrated sediment-laden floods in Lower Yellow River[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2004, 130(10): 1025-1032.
- [9] HE Li, DUAN Jennifer, WANG Guangqian, et al. Numerical simulation of unsteady hyperconcentrated sediment-laden flow in the Yellow River[J]. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 2012, 138(11): 958-969.
- [10] CAO Zhixian, PENDER G, CARLING P. Shallow water hydrodynamic models for hyperconcentrated sediment-laden floods over e-

- rodible bed[J]. *Advance in Water Resources*, 2006, 29(4): 546-557.
- [11] LI Wei, van MAREN D S, WANG Zhengbing, et al. Peak discharge increase in hyperconcentrated floods[J]. *Advance in Water Resources*, 2014, 67: 65-77.
- [12] WU Weiming. *Computational river dynamics*[M]. London: Taylor & Francis Group, 2007.
- [13] 钱颖颖, 曲少军, 曹文洪, 等. 黄河泥沙冲淤数学模型[M]. 郑州: 黄河水利出版社, 1998. (QIAN Yiyang, QU Shaojun, CAO Wenhong, et al. *Mathematical models for predicting the fluvial processes in the Yellow River*[M]. Zhengzhou: Yellow River Conservancy Press, 1998. (in Chinese))
- [14] 谢鉴衡. 河流模拟[M]. 北京: 水利电力出版社, 1990. (XIE Jianheng. *River simulation*[M]. Beijing: Water Resources and Electric Press, 1990. (in Chinese))
- [15] WU Weiming, WANG S S Y. Movable bed roughness in alluvial rivers[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 1999, 125(12): 1309-1312.
- [16] XIA Junqiang, WANG Zhengbing, WANG Yanping, et al. Comparison of morphodynamic models for the Lower Yellow River[J]. *Journal of the American Water Resources Association*, 2013, 49(1): 114-131.
- [17] 李义天. 冲淤平衡状态下床沙质级配初探[J]. *泥沙研究*, 1987(1): 82-87. (LI Yitian. Preliminary study on the gradation of bed material load in equilibrium [J]. *Journal of Sediment Research*, 1987(1): 82-87. (in Chinese))
- [18] 胡一三, 张晓华. 略论二级悬河[J]. *泥沙研究*, 2006(5): 1-9. (HU Yisan, ZHANG Xiaohua. Brief discussion on the secondary perched river[J]. *Journal of Sediment Research*, 2006(5): 1-9. (in Chinese))

## Modelling of hyperconcentrated floods in the lower Yellow River using a coupled approach \*

XIA Junqiang<sup>1</sup>, ZHANG Xiaolei<sup>1,2</sup>, DENG Shanshan<sup>1</sup>, LI Jie<sup>1</sup>

(1. *State Key Laboratory of Water Resources and Hydropower Engineering Science, Wuhan University, Wuhan 430072, China*;

2. *School of Water Conservancy, North China University of Water Resources and Electric Power, Zhengzhou 450011, China*)

**Abstract:** Hyperconcentrated sediment-laden floods usually occur in the Lower Yellow River (LYR) during rainy seasons. During these floods, extreme high water levels and strong channel scour in local reaches often occur, which may cause the damage to the safety of flood control engineering. Therefore, it is necessary to adopt one-dimensional (1-D) morphodynamic models to simulate hyperconcentrated floods and corresponding channel evolution in the LYR. In the current study, a 1-D coupled morphodynamic model has been developed to simulate hyperconcentrated floods. In this model, the standard Saint-Venant equations are modified, and the sediment concentration and bed evolution terms are directly included in the modified equations. These equations are used together with the non-equilibrium transport equation for graded sediments and the equation of bed evolution. Since the governing equations are solved jointly, the hydrodynamic, sediment transport and morphological parameters are obtained simultaneously. The model was first applied to simulate a hyperconcentrated flood event occurring in 1977 in the LYR, with the field measured data of discharge, total and graded sediment concentrations at hydrometric sections being used to calibrate the model. It was then used to predict the discharge and sediment concentration hydrographs in the 2004 flood event, again using the field measured data to verify the model. Close agreement was obtained between the model predictions based on the coupled solution and the observed data.

**Key words:** hyperconcentrated flood; flood routing; channel evolution; governing equations of turbid water; coupled solution; Lower Yellow River

---

\* The study is financially supported by the National Natural Science Foundation of China (No. 51379156) and the National Non-Profit Research Program of China (No. 201401038).