

葛洲坝下游宜昌 - 杨家脑河段平面二维水沙数学模型

谢作涛^{1,2}, 侯卫国², 任 昊²

(1. 清华大学水利水电工程系, 水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084; 2. 长江勘测规划设计研究院, 湖北 武汉 430010)

摘要: 采用有限体积法, 基于曲线网格, 建立了葛洲坝枢纽下游宜昌 - 杨家脑河段平面二维水沙数学模型。利用三峡工程蓄水前后 2002 - 2004 年河段实测水沙资料对数学模型进行了验证, 预测了三峡工程运用 2005 - 2014 年本河段河床冲淤变化趋势, 分析了河道冲刷后宜昌站枯水位、芦家河浅滩枯水比降等可能的变化趋势, 模型成果可为河段治理对策及措施提供科学依据。

关键词: 葛洲坝下游; 宜昌 - 杨家脑; 芦家河浅滩; 有限体积法; 曲线网格; 水沙数学模型

中图分类号: TV143.3 **文献标识码:** A **文章编号:** 1001-6791(2008)03-0309-08

随着三峡工程蓄水运用, 水库下泄含沙量将较蓄水前大大减小, 由此引发下游河道进行冲淤变形调整, 以适应新的水沙边界条件。宜昌至杨家脑河段是较早受到三峡水库蓄水影响的河段, 本河段上起宜昌市镇川门下至枝江市百里洲尾的杨家脑, 全长约 113 km, 由宜昌河段(长约 20 km)、宜都河段(长约 37 km)和枝江河段(长约 56 km)等 3 个河段组成。河段内有宜都、芦家河、枝江、江口等 4 个砂卵石碍航浅滩, 以芦家河浅滩碍航情况最为严重。针对三峡蓄水干流河道冲刷下切后, 可能引发的葛洲坝下游近坝段枯水位降低和芦家河浅滩陡流急等碍航局面, 本河段整治工程是众多研究者关注的热点问题。但目前已有研究大多将葛洲坝下游近坝段枯水位整治工程^[1]和芦家河浅滩整治工程^[2]单独进行, 未将宜昌至杨家脑河段作为一个整体来对河段内的整治工程进行研究, 如此不能充分考虑河段内葛洲坝下游近坝段枯水位和芦家河浅滩等整治工程的相互影响, 往往使得研究成果具有一定的局限性。为研究三峡工程运用初期坝下游河床冲淤变化、河势调整趋势及其对航道的影响, 本文建立了宜昌 - 杨家脑河段整体平面二维水沙数学模型, 模型成果可为研究葛洲坝枢纽下游宜昌 - 杨家脑河段综合治理方案研究提供依据。

1 模型建立

由于天然河道一般边界曲折、地形复杂, 对于这种复杂河段的水沙运动数值模拟, 采用曲线坐标变换^[3,4]以适应复杂边界是目前较常用的模拟手段, 其中又以正交曲线变换较为广泛。在工程实际运用中, 有时很难形成完全正交的曲线网格, 采用正交曲线坐标模型, 忽略方程中的非正交项, 易引入近似误差, 从而影响模型计算精度。与正交曲线变换相比, 一般(非正交)曲线变换不受计算网格必须严格保证正交的限制, 网格生成也较灵活。由此从笛卡尔坐标水沙控制方程出发, 对控制方程采用一般曲线变换, 采用控制体积法与 SIMPLE 算法对方程进行离散和求解, 建立一般曲线坐标系平面二维水沙模型。

1.1 模型基本方程及离散

一般曲线坐标系下, 平面二维水沙数学模型基本方程包括水流连续方程、水流运动方程(, 方向)、泥沙连续性方程和河床变形方程。

$$\text{水流连续方程} \quad J \frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial FM}{\partial} + \frac{\partial FN}{\partial} = Jq \quad (1)$$

$$\text{方向水流运动方程} \quad J \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial MU}{\partial} + \frac{\partial MV}{\partial} = -g h J \left[x \frac{\partial Z}{\partial} + x \frac{\partial Z}{\partial} \right] + \frac{\partial}{\partial} [DJ (q_{11} M + q_{12} M)] +$$

收稿日期: 2007-03-12

基金项目: 三峡工程水库泥河淤积及其影响与对策研究 (2006BA05B02)

作者简介: 谢作涛(1979-), 男, 湖北洪湖人, 博士, 主要从事河道治理与规划。E-mail: xzt1979@163.com

$$\frac{\partial}{\partial t} [DJ(q_{12}M + q_{22}M)] - \frac{gn^2M\sqrt{u^2+v^2}}{h^{4/3}}J + Jqu_0 \quad (2)$$

方向水流运动方程 $J \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial NU}{\partial x} + \frac{\partial NV}{\partial y} = -ghJ \left(y \frac{\partial Z}{\partial x} + x \frac{\partial Z}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial t} [DJ(q_{11}N + q_{12}N)] +$

$$\frac{\partial}{\partial t} [DJ(q_{12}N + q_{22}N)] - \frac{gn^2N\sqrt{u^2+v^2}}{h^{4/3}}J + Jqv_0 \quad (3)$$

泥沙连续性方程 $J \frac{\partial HS}{\partial t} + \frac{\partial UHS}{\partial x} + \frac{\partial VHS}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial t} [DJ(q_{11}HS + q_{12}HS)] +$

$$\frac{\partial}{\partial t} [DJ(q_{12}HS + q_{22}HS)] - JW(S - S^*) + JqS_0 \quad (4)$$

河床变形方程 $\frac{\partial Z_b}{\partial t} + x \frac{\partial g_{bxK}}{\partial x} + y \frac{\partial g_{byK}}{\partial y} + x \frac{\partial g_{bxK}}{\partial x} + y \frac{\partial g_{byK}}{\partial y} = \sum_k (S_{kK} - S_{*kK}) \quad (5)$

式(1)~式(5)中 $J = xy - xy$; $x = y/J$; $y = -x/J$; $x = -y/J$; $y = x/J$; H 为水深, m; u 和 v 为 x 和 y 方向的流速, m/s; $M = uh$, $N = vh$; Z 为水位, m; n 为Manning糙率系数; $U = yu - xv = J(xu + yv)$; $V = -yu + xv = J(xu - yv)$; D 为紊动粘性系数; q 为单位面积上水流的源汇强度, m/s; ρ 为水体密度, g/cm³; S 为含沙量; S^* 为挟沙力; w 为泥沙颗粒沉速, m/s; ρ_s 为泥沙干密度, kg/m³; α 为恢复饱和系数; D_k 为泥沙扩散系数; w_k 、 S_{kK} 、 S_{*kK} 分别对应分组泥沙颗粒沉速、含沙量和挟沙力; $q_{11} = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}$; $q_{12} = \frac{\partial^2}{\partial x \partial y}$; $q_{22} = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}$; M_x 、 M_y 、 N_x 、 N_y 表示偏导数, 如 $M_x = \frac{\partial M}{\partial x}$; g_{bxK} 、 g_{byK} 分别为 x 和 y 方向的推移质输

移率, 其表达式为 $(g_{bxK}, g_{byK}) = \left(g_{bxK} \frac{u}{\sqrt{u^2+v^2}}, g_{byK} \frac{v}{\sqrt{u^2+v^2}} \right)$ 。

根据模型基本控制方程可见, 它们具有相同的形式, 如下式:

$$J \frac{\partial}{\partial t} (H) + \frac{\partial}{\partial x} (HU) + \frac{\partial}{\partial y} (HV) = \frac{\partial}{\partial t} (Jq_{11}H) + \frac{\partial}{\partial t} (Jq_{22}H) + S_U + S_P \quad (6)$$

目前求解不可压缩水流流动, 采用较多的是交错网格, 即主网格点上布置水位、紊动能、污染物浓度、温度等标量, 而将流速变量布置在主网格点交界面上。目的是解决水位波动问题, 此方法已被广泛采用。但是交错网格中, 流速变量和水位、浓度、温度等计算不处在同一套控制体时, 计算工作量增加, 特别是非正交拟合曲线网格, 不同控制体离散需要大量的插值计算, 容易引入近似误差。因此本文模型中, 物理量布置采用同位网格, 即计算物理量均布置在网格中心点。运用有限体积法对模型基本方程进行离散, 离散过程中采用动量插值方法求解控制体表面上各变量的值, 以避免棋盘型压力场和流速场震荡。采用SIMPLE算法对离散后的方程进行求解, 并引入欠松弛因子, 以改善离散方程式中系数的对角占优程度。

1.2 模型辅助方程及有关问题处理

(1) 水流挟沙力 挟沙力一般采用张瑞瑾公式^[5], 该公式是收集长江、黄河以及若干水库和室内水槽试验资料总结得出的, 在实际工程中运用较多。

$$S^* = k \left(\frac{U^3}{gh} \right)^m \quad (7)$$

式中 k 、 m 为挟沙力系数和指数; U 为断面平均流速, w 为泥沙平均沉速。

(2) 挟沙力级配分配模式^[6] 水体中的泥沙有两个来源: 一个是由上游随水流而来, 另一个是由于水流的紊动扩散作用从床面上扩散上来。水流挟沙力作为输沙平衡时的含沙量, 它的级配应与这两个泥沙来源的级配有关, 即

挟沙力级配
$$P_K = \frac{S_{*K} + S_K}{\sum_k (S_{*k} + S_k)} \quad (8)$$

分组挟沙力

$$S_{*k} = P_k S_* \quad (9)$$

式中 S_k 为上游断面的平均含沙量(第 k 组); S_{*k} 表示假设来流为清水时, 分组挟沙力的试算值; k_d 表示床沙质最小粒径组的编号。

(3) 床沙级配处理模式^[6] 将河床组成概化为表、中、底3层, 各层的厚度和平均级配分别记为 h_u 、 h_m 、 h_b 和 P_{uk} 、 P_{mk} 、 P_{bk} 。表层为泥沙的交换层, 中间层为过渡层, 底层为泥沙冲刷极限层。规定在每一计算时段内, 各层间的界面都固定不变, 泥沙交换限制在表层内进行, 中层和底层暂时不受影响。在时段末, 根据床面的冲刷或淤积往下或往上移动表层和中层, 保持这两层的厚度不变, 而令底层厚度随冲淤厚度的大小而变化, 具体的计算过程为: 设在某一时段的初始时刻, 表层级配为 P_{uk}^0 , 该时段内的冲淤厚度和第 k 组泥沙的冲淤厚度分量分别为 Z_b 和 Z_{bk} , 则时段末表层底面以上部分的级配变为

$$P_{uk} = \frac{h_u P_{uk}^0 + Z_{bk}}{h_u + Z_b} \quad (10)$$

然后在上式基础上重新定义各层的位置和组成, 由于表层和中层的厚度保持不变, 所以它们的位置随床面的变化而移动。

(4) 推移质输沙率公式 为选择合适的推移质输沙率公式, 将计算河段实测推移质输沙率资料, 与龚国仁公式^[7]、冈恰洛夫公式^[7]以及长江科学院输沙率经验公式^[8]等多个目前具有代表性的公式, 进行了比较分析, 最后确定采用长江科学院提出的推移质输沙率经验关系曲线。

(5) 动边界处理 河道中常常有江心洲、边滩等, 枯洪水期由于水位变动较大, 此处水边线(闭边界)的位置总是不断变化的。本文采用“冻结”法^[9]进行动边界处理, 即根据水位结点处河底高程来判断该网格单元是否露出水面, 若不露出, 糙率取正常值, 反之, 糙率取一个接近于无穷大的正数。同时为了不影响水流控制方程的求解, 在露出水面的结点处需给定一个薄水层, 一般给定 $H = 1 \text{ cm}$ 。

2 模型验证

模型计算范围进口断面为固断宜 34, 出口断面为杨家脑固断荆 25 + 1。计算区域划分曲线网格共 62 220 个, 其中: 水流方向网格总数 610 个, 平均网格大小约 180 m; 垂直水流方向网格总数 102 个, 平均网格大小约为 15 m。模型进口边界条件采用宜昌站实测流量、含沙量和悬沙级配等资料, 模型出口边界采用水位。由于缺乏杨家脑实测水位资料, 该处水位由其上游的枝江(马家店)水位站和下游陈家湾水位站实测水位过程插值得到。区间主要分、汇流即清江入汇和松滋口分流, 根据实测水、沙过程采用点源方式处理。

在运用模型对河段水沙运动过程进行模拟时, 需要对河床阻力系数(常用曼宁糙率系数表示)进行率定和验证。数学模型计算所采用的糙率系数反映了水流阻力、河道平面形态等诸多因素, 是一个综合系数。由于天然河流糙率实测资料较缺乏, 模型糙率一般采用河段内水文测验资料包括河段水面线、典型断面流速分布等进行反推。模型率定结果表明: 计算河段糙率变化范围为 0.018 ~ 0.035, 其中宜昌-枝城河段河槽糙率变化范围为 0.020 ~ 0.025、滩地糙率变化范围为 0.025 ~ 0.035; 枝城-杨家脑河段糙率变化范围为 0.018 ~ 0.033, 其中河槽糙率变化范围为 0.018 ~ 0.024、滩地糙率变化范围为 0.024 ~ 0.033。

2.1 水面线验证

表 1 列出了计算河段内宜 37、宜 53、宜 67、荆 1、荆 3、荆 16 等断面计算水位结果与实测水位值吻合较好。如表可见, 模型计算偏差均在 $\pm 0.04 \text{ m}$ 以内。

2.2 断面垂线平均流速分布验证

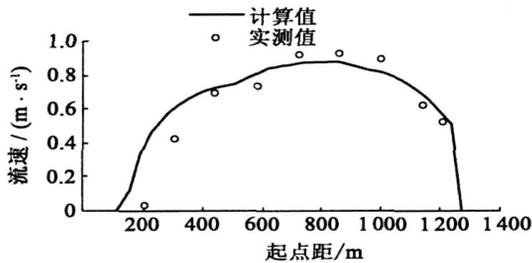
根据计算河段 2003 - 2004 年若干组测流资料对数学模型断面垂线平均流速分布结果进行了验证。图 1 ~ 图 4 分别为宜都河段宜 53、荆 3、关 9、董 5 等部分断面垂线平均流速分布与实测值对比图可见, 各断面垂线平均流速分布与实测值均吻合较好, 流速计算误差一般在 $\pm 0.15 \text{ m/s}$ 以内, 且其横向分布趋势和实测资料也较一致, 表明了本研究所采用的数学模型的可靠性。图 5 是河段流量为 $5400 \text{ m}^3/\text{s}$ 时全河段流场示意图, 由图可

见，计算河段流场变化平顺，各弯道、浅滩处水流衔接平顺，较好地反映了计算河段水流运动规律。

表 1 河段水面线计算结果与实测值比较

Table 1 Comparison between measured and computed water level of computation domain

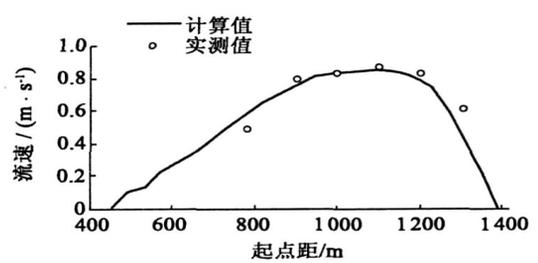
地名	里程 / km	2004-12-25 宜昌 $Q = 5440 \text{ m}^3/\text{s}$			2004-10-29 宜昌 $Q = 12300 \text{ m}^3/\text{s}$		
		实测值 / m	计算值 / m	差值 / m	实测值 / m	计算值 / m	差值 / m
宜 37	0.8	37.440	37.425	0.015	41.360	41.395	- 0.035
宜 53	22.2	36.930	36.970	- 0.040	40.464	40.477	- 0.013
宜 67	39.3	36.395	36.424	- 0.029	39.670	39.634	0.036
荆 1	50.5	36.190	36.214	- 0.024	39.226	39.205	0.021
荆 3	58.1	35.960	35.925	0.035	38.792	38.821	- 0.029
荆 16	92.8	32.821	32.805	0.016	36.241	36.265	- 0.024



(测量时间: 2004-12-25; 宜昌流量 $Q = 5160 \text{ m}^3/\text{s}$)

图 1 宜 53 断面流速分布比较

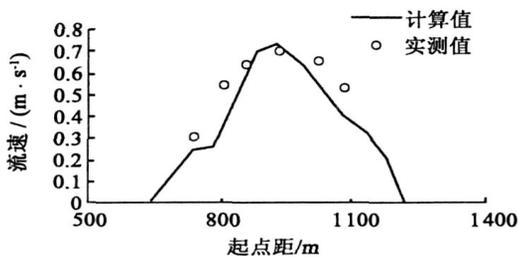
Fig. 1 Comparison of computed and measured velocity profile in Yr-53 cross section



(测量时间: 2004-12-25; 宜昌流量 $Q = 5160 \text{ m}^3/\text{s}$)

图 2 荆 3 断面流速分布比较

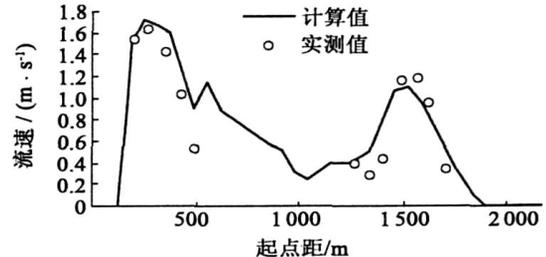
Fig. 2 Comparison of computed and measured velocity profile in Jing-3 cross section



(测量时间: 2003-04-07; 宜昌流量 $Q = 4600 \text{ m}^3/\text{s}$)

图 3 关 9 断面流速分布比较

Fig. 3 Comparison of computed and measured velocity profile in Guan-9 cross section



(测量时间: 2003-04-07; 宜昌流量 $Q = 4600 \text{ m}^3/\text{s}$)

图 4 董 5 断面流速分布比较

Fig. 4 Comparison of computed and measured velocity profile in Dong-5 cross section

2.3 关洲汉道分流比验证

关洲为计算河段内典型分汊河段，根据关洲汉道 2003 年 4 月 7 日、2003 年 9 月 7 日、2003 年 11 月 13 日 3 次实测分流比资料对关洲汉道分流比进行验证，计算条件和结果见表 2。由表 2 可见，关洲汉道分流比计算结果与实测值符合较好，且模型较好地反映了关洲汉道中枯水时右汊为主汊、高水时左汊为主汊的水流特性。

表 2 关洲汉道分流比计算结果

Table 2 Comparison of computed and measured flow division ratio of Guanzhou

时 间	宜昌流量 / ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	实测分流比 / %		计算分流比 / %		计算误差 / %	
		左汊	右汊	左汊	右汊	左汊	右汊
2003-04-07	4750	20.7	79.3	19.4	80.6	- 1.3	+ 1.3
2003-09-07	37700	61.5	38.5	61.7	38.3	+ 0.2	- 0.2
2003-11-13	8640	33.2	66.8	31.6	68.4	- 1.6	+ 1.6

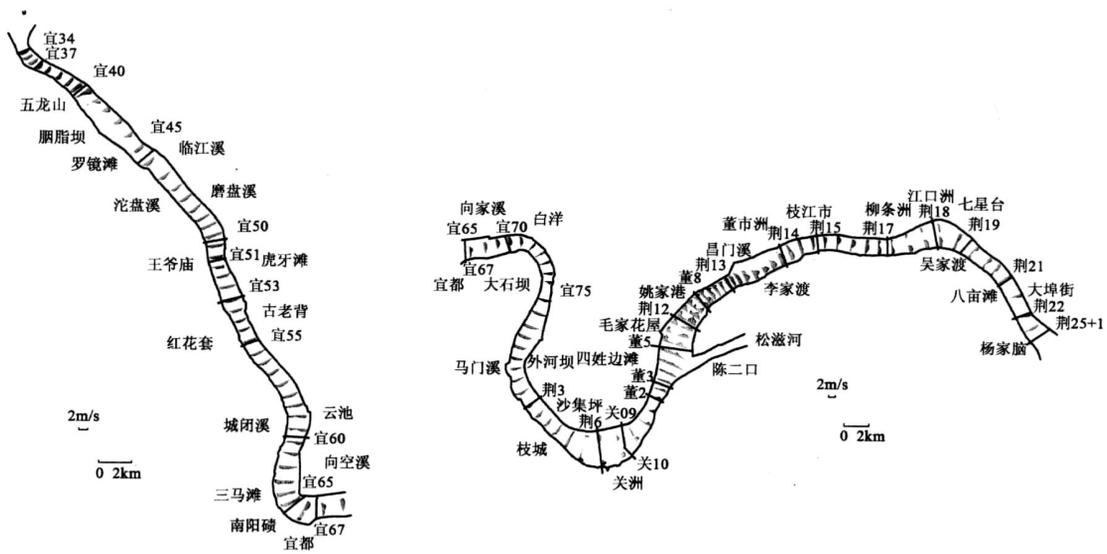


图 5 计算河段流场示意图

Fig. 5 Velocity fields for computation domain

2.4 宜昌 - 杨家脑河段冲淤验证

在河床变形的数值计算中，恢复饱和系数取值的大小，直接影响着河床冲淤量的大小，是悬移质输移计算中一个十分关键的参数，它反映了悬移质不平衡输沙时，含沙量沿程恢复速度。对于取值，既与来水来沙条件有关，也与河床边界条件有关，是一个十分复杂的参数，一般需要根据实测资料对泥沙恢复饱和系数进行率定。

泥沙参数率定是以宜昌 - 杨家脑河段 2002 年 10 月实测地形为基础，运用模型对计算河段 2002 年 10 月 ~ 2004 年 10 月的水沙运动过程进行复演，对数学模型中的泥沙恢复饱和系数进行率定。率定结果表明：计算河段泥沙淤积系数取值范围为 0.15 ~ 0.60，平均值为 0.35；冲刷系数取值范围为 0.5 ~ 1.6，平均值为 1.08，与理论值(泥沙淤积时系数取 0.25，泥沙冲刷时系数取 1.0)均较为接近。根据计算河段 2002 年 9 月和 2004 年 10 月两次地形测图结果对比，计算河段实测冲刷总量为 6988.3 万 m³。模型计算结果表明全河段冲刷总量为 6211.0 万 m³，相对误差为 11.1%，满足计算精度要求。表 3 为宜昌 - 杨家脑河段冲淤量分段统计结果，由表中结果可见沿程各河段冲刷量计算结果与实测值均吻合较好。

表 3 宜昌 - 杨家脑河段冲淤量分段统计(2002 年 10 月 ~ 2004 年 10 月)

Table 3 Results of amount of bed deformation

河 段	起始固断号	长度/km	实测值/万 m ³	计算值/万 m ³	计算误差/%
宜昌 - 虎牙滩	宜 34 - 宜 51	19.6	- 1772.3	- 1637.5	- 7.6
虎牙滩 - 清江口	宜 51 - 宜 67	20.1	- 1733.0	- 1815.7	4.8
清江口 - 枝城	宜 67 - 荆 3	19.2	- 2228.9	- 2093.5	- 6.1
枝城 - 芦家河	荆 3 - 董 3	14.3	- 800.2	- 944.0	18.0
芦家河 - 枝江	董 3 - 荆 15	17.9	- 238.8	- 278.9	16.8
枝江 - 杨家脑	荆 15 - 荆 25 + 1	21.9	- 215.1	- 241.7	12.4
全河段	宜 34 - 荆 25 + 1	113.0	- 6988.3	- 6211.0	- 11.1

综合以上水流、泥沙率定结果可见，本研究所采用的平面二维水沙数学模型能较合理的反映出宜昌 - 杨家脑河段水沙运动及河床冲淤变化规律。

3 三峡工程运用后宜昌 - 杨家脑河段冲淤变化预测

本研究根据长江科学院提供的三峡水库运行初期 2005 - 2014 年的宜昌流量、含沙量过程为上边界条件，下边界杨家脑水位过程采用长江科学院一维模型成果，以计算河段 2004 年 10 月实测地形为初始地形进行了宜昌 - 杨家脑河段冲淤计算。

3.1 河段冲淤量

表 4 为三峡水库运用初期 2005 - 2014 年宜昌 - 杨家脑河段累计冲淤量。由表 4 可见, 三峡工程运用初期计算河段出现明显冲刷。

(1) 2005 - 2007 年 宜昌 - 虎牙滩河段冲刷 1004.4 万 m^3 , 约占预测 10 年河段冲刷总量的 78.1%; 虎牙滩 - 枝城河段冲刷 1416.7 万 m^3 , 约占预测 10 年河段冲刷总量的 50.7%; 枝城 - 杨家脑河段冲刷 6062.5 万 m^3 , 约占预测 10 年河段冲刷总量的 53.7%; 全河段累计冲刷 8483.6 万 m^3 , 约占预测 10 年河段冲刷总量的 55.2%, 可见该时段内河段冲刷强度较大。

(2) 2008 - 2010 年 宜昌 - 虎牙滩河段冲刷 231.6 万 m^3 , 约占预测 10 年河段冲刷总量的 18.0%; 虎牙滩 - 枝城河段冲刷 996.1 万 m^3 , 约占预测 10 年河段冲刷总量的 35.6%; 枝城 - 杨家脑河段冲刷 3322.5 万 m^3 , 约占预测 10 年河段冲刷总量的 29.4%; 全河段累计冲刷 4550.3 万 m^3 , 约占预测 10 年河段冲刷总量的 29.6%。这一时段内河段冲刷强度已经较 2005 - 2007 年明显减小。

(3) 2011 - 2014 年 宜昌 - 虎牙滩河段冲刷仅 49.5 万 m^3 , 约占预测 10 年河段冲刷总量的 3.9%; 虎牙滩 - 枝城河段冲刷 383.6 万 m^3 , 约占预测 10 年河段冲刷总量的 13.7%; 枝城 - 杨家脑河段冲刷 1910.6 万 m^3 , 约占预测 10 年河段冲刷总量的 16.9%; 全河段累计冲刷 2341.9 万 m^3 , 约占预测 10 年河段冲刷总量的 15.2%。

可见, 宜昌 - 虎牙滩河段约在 2010 年末基本达到冲刷极限状态, 至 2014 年末虎牙滩 - 枝城、枝城 - 杨家脑河段已十分接近冲刷极限状态。

3.2 主要冲淤部位

受三峡水库蓄水运用后沙量大幅度减小的影响, 宜昌 - 杨家脑河段大体呈冲刷态势。预测计算 10 年即 2014 年末主要冲刷部位包括胭脂坝左侧深槽、宜都弯道、白洋弯道、关洲左右汊、芦家河浅滩头部、芦家河沙泓与石泓、董市洲、江口洲尾及七星台 - 杨家脑等处, 以上部位河床冲刷深度大多为 1.0 ~ 2.0 m。河床最大冲刷厚度约 3.0 m, 出现在七星台 - 杨家脑河段内。

预测计算 10 年宜昌 - 杨家脑河段整体表现为单向冲刷下切趋势, 由于本河段河床和两岸岸坡抗冲性较强, 河段平面形态、洲滩格局和河势相对较稳定。胭脂坝仍维持现有主支汊格局; 河段内宜都、白洋、洋溪等弯道平面形态基本稳定; 河段内关洲汊道基本维持现状分流规律, 即在枯水期右汊为主汊、上游流量大于 20000 m^3/s 时左汊为过流主汊; 芦家河浅滩沙泓(左汊)、石泓(右汊)均发生冲刷, 碛坝冲刷较少, 河段枯水期仍保持分汊格局; 董市洲、江口洲主支汊格局相对稳定。总的来说, 受河道两岸与河床边界的控制作用, 本河段总的河势格局基本稳定。

3.3 主要控制站水位变化趋势

根据平面二维数学模型预测结果, 由于三峡水库蓄水运用后河床冲刷下切, 本河段同流量下水位将较现状有不同程度的降低。表 5 统计了 2009 年末和 2014 年末不同流量下宜昌 - 枝城水位下降值。与 2004 年实测值相比, 宜昌流量为 5000 m^3/s 时: 2009 年末、2014 年末宜昌水位分别下降了 0.359 m、0.522 m; 枝城水位在 2009 年末、2014 年末分别下降了 0.797 m、0.959 m。随着计算流量的增加, 宜昌 - 枝城河段水位下降值呈较明显的减小趋势。当宜昌流量为 56700 m^3/s 时, 2009 年末、2014 年末宜昌水位分别下降了 0.140 m、0.310 m, 枝城水位在 2009 年末、2014 年末分别下降了 0.255 m、0.341 m。同流量下 2014 年末水位下降值与 2009 年末相比, 2014 年末河段水位仍较 2009 年末有一定程度的下降。

表 4 预测计算 10 年宜昌 - 杨家脑河段累积冲淤量变化过程

Table 4 Forecasted variation process of the deposition and erosion for this reach from 2005 to 2014

水库运用年	河段冲淤量/万 m^3			
	宜昌 - 虎牙滩 (宜 34 - 宜 51)	虎牙滩 - 枝城 (宜 51 - 荆 3)	枝城 - 杨家脑 (荆 3 - 荆 25 + 1)	宜昌 - 杨家脑 (宜 34 - 荆 25 + 1)
2005	- 578.9	- 481.4	- 2709.1	- 3769.4
2007	- 1004.4	- 1416.7	- 6062.5	- 8483.6
2010	- 1236.0	- 2412.8	- 9385.0	- 13033.9
2014	- 1285.5	- 2794.4	- 11295.9	- 15375.8

表5 不同流量下宜昌 - 枝城水位下降值结果

m

Table 5 Varied water level value from Yichang to Zhicheng under different discharge

时间	地名	固断编号	5000/(m ³ ·s ⁻¹)	10000/(m ³ ·s ⁻¹)	20000/(m ³ ·s ⁻¹)	30000/(m ³ ·s ⁻¹)	56700/(m ³ ·s ⁻¹)
2009	宜昌	宜 34	- 0.359	- 0.249	- 0.258	- 0.191	- 0.140
年末	枝城	荆 3	- 0.797	- 0.585	- 0.456	- 0.364	- 0.255
2014	宜昌	宜 34	- 0.522	- 0.434	- 0.378	- 0.379	- 0.310
年末	枝城	荆 3	- 0.959	- 0.730	- 0.489	- 0.468	- 0.341

可见,在三峡水库运用初期,宜昌河段枯水位将较现状条件进一步下降,有可能影响葛洲坝枢纽三江下游引航道船舶通行。因此,需要采取有关应对措施,在不影响河段防洪和河势的前提下,遏制宜昌水位继续下降,以缓解河段枯水期的碍航问题。

3.4 芦家河浅滩比降变化

芦家河浅滩段为宜昌 - 杨家脑河段内碍航问题最为严重的浅滩,河段沙泓在枯水期时常出现坡陡流急现象,影响船舶安全通行。因此,在三峡工程蓄水运用后该浅滩比降变化趋势需予以关注。数学模型预测结果表

明,三峡水库蓄水运用后芦家河浅滩沙泓冲刷深度大于石泓,且由于上游来沙的急剧减小,有利于芦家河浅滩段枯水期航道向沙泓发展。表6统计了宜昌流量5000 m³/s时芦家河浅滩段流速及局部比降变化结果。据表6可见,2009年末、2014沙泓董5 - 荆12和荆12 - 董8段纵比降为2.1‰~3.6‰,且呈现逐年增加的趋势。因此,三峡水库蓄水运用初期芦家河浅滩沙泓可能出现局部坡陡流急的不利水流条件,对枯水期浅滩段通航不利。

表6 芦家河沙泓比降变化

Table 6 Varied slope of Lujiahe shallow reach

河段	距离/km	2004年	2009年	2014年
董3 - 董5	2.76	1.268	0.895	0.829
董5 - 荆12	2.66	1.938	2.137	2.878
荆12 - 董8	2.11	1.677	2.171	3.606
董8 - 荆13	2.52	0.298	0.377	0.436

注:流量 $Q = 5000 \text{ m}^3/\text{s}$, 比降:1/10000

4 结 论

采用有限体积法,基于曲线网格,建立了葛洲坝枢纽下游宜昌 - 杨家脑河段整体平面二维水沙数学模型。利用三峡工程蓄水前后河段实测水沙资料对数学模型进行了充分验证,预测了三峡工程运用2005 - 2014年宜昌 - 杨家脑河段河床冲淤变化趋势,分析了河道冲刷后宜昌水位、重要浅滩比降等可能的变化趋势,模型成果为河段治理对策及措施研究提供了科学依据。

(1) 与目前采用的正交坐标变换相比,本文采用的是一般曲线坐标变换,不受计算网格必须严格保证正交的限制。模型控制方程离散时物理量布置采用同位网格,避免了采用交错网格时所需的大量插值计算,提高了计算效率。模型较全面地考虑了非均匀悬移质及推移质运动,具有较好的普遍适用性。

(2) 本文将宜昌 - 杨家脑河段作为一个整体进行模拟,能综合模拟河段内葛洲坝下游近坝段枯水位和芦家河浅滩等整治工程的相互影响,可作为河段综合治理方案研究的技术手段。

(3) 本文预测结果表明,三峡工程运用2005 - 2014年间,宜昌 - 虎牙滩、虎牙滩 - 枝城、枝城 - 杨家脑冲刷量分别为1285.5万、2794.4万、11295.9万 m³,宜昌 - 虎牙滩河段约在2010年末基本达到冲刷极限状态,至2014年末虎牙滩 - 枝城、枝城 - 杨家脑河段已十分接近冲刷极限状态。

(4) 预测结果表明宜昌流量为5000 m³/s时,2009年末和2014年末宜昌水位可能较现状2004年实测值分别下降0.359 m和0.522 m,即在三峡水库运用初期宜昌河段枯水位将较现状条件进一步下降,有可能影响葛洲坝枢纽长江下游引航道船舶通行。

(5) 三峡水库蓄水运用后芦家河浅滩沙泓冲刷深度大于石泓,且由于上游来沙的急剧减小,有利于芦家河浅滩段枯水期航道向沙泓发展。模型预测结果表明,三峡水库蓄水运用初期芦家河浅滩沙泓可能出现局部坡陡流急的不利水流条件,对枯水期浅滩段通航不利。

(6) 根据数学模型预测结果, 需要采取有关应对措施, 在不影响河段防洪安全和河势稳定的前提下, 遏制宜昌水位继续下降与芦家河浅滩坡陡流急的碍航局面, 以确保本河段枯水期航道通畅。

参考文献:

- [1] 贾 鹏, 周建军, 徐 江. 利用活动坝抬高葛洲坝近坝段枯水位的方案研究[J]. 泥沙研究, 2002(5): 71 - 75. (JIA Peng, ZHOU Jian-jun, XU Jiang. A suggestion of adopting mobile dams to raise the dry season water level downstream of the Gezhouba Project [J]. Journal of Sediment Research, 2002(5): 71 - 75. (in Chinese))
- [2] 陈 立, 崔承章, 谢葆玲. 长江芦家河浅滩段石泓大开挖方案的研究[J]. 水科学进展, 2003, 14(3): 341 - 344. (CHEN Li, CUI Cheng-zhang, XIE Bao-ling. Study on the chanfering of the Shihong section in Lujiahe shallow reach of the Yangtze River[J]. Advances in Water Science, 2003, 14(3): 341 - 344. (in Chinese))
- [3] 陆永军, 王兆印, 左利钦, 等. 长江中游瓦口子至马家咀河段二维水沙数学模型[J]. 水科学进展, 2006, 17(2): 227 - 234. (LU Yong-jun, WANG Zhao-yin, ZUO Li-qin, et al. 2D mathematical model for water-sediment between Wakouzi-Majiazui reach in the middle reaches of the Yangtze River[J]. Advances in Water Science, 2006, 17(2): 227 - 234. (in Chinese))
- [4] 夏云峰. 非交错曲线网格的水流数值计算模型[J]. 水利水运工程学报, 2003(1): 50 - 54. (XIA Yun-feng. Numerical modeling of flow in non-staggered curvilinear grids[J]. Hydro - Science and Engineering, 2003(1): 50 - 54. (in Chinese))
- [5] 张瑞瑾, 谢鉴衡, 王明甫, 等. 河流泥沙动力学[M]. 北京: 水利电力出版社, 1998. (ZHANG Rui-jin, XIE Jian-heng, WANG Ming-fu, et al. Dynamics of river sedimentation[M]. Beijing: Water Resources and Electric Power Press, 1998. 216 - 220. (in Chinese))
- [6] 钱意颖, 曲少军, 等. 黄河泥沙冲淤数学模型[M]. 郑州: 黄河水利出版社, 1999. (QIAN Yi-ying, QU Shao-qun, et al. Mathematical model for predicting the fluvial processes in the Yellow River[M]. Zhengzhou: The Yellow River Water Conservancy Press, 1999. 25 - 36. (in Chinese))
- [7] 中国水利学会泥沙专业委员会主编. 泥沙手册[M]. 北京: 中国环境科学出版社, 1992. (Sediment specialty council of Chinese hydraulic engineering society. Sediment Handbook[M]. Beijing: China Environmental Science Press, 1992. (in Chinese))
- [8] 国务院三峡工程建设委员会办公室课题专家组, 中国长江三峡工程开发总公司三峡工程泥沙专家组主编. 长江三峡工程泥沙问题研究 1996 - 2000 第七卷《长江三峡工程坝下游泥沙问题(二)》[M]. 北京: 知识产权出版社, 2002. (Experts of state council Three Gorges Project construction committee executive office, Three Gorges Project sediment experts of China Three Gorges Project corporation. Changjiang River Three Gorges Project 's sediment problem research 1996 - 2000 volume 7《Changjiang River Three Gorges Project 's sediment problem research for downstream reach()》[M]. Beijing: Intellectual Property Press, 2002. (in Chinese))
- [9] 程文辉, 王船海. 用正交曲线网格及“冻结”法计算河道流速场[J]. 水利学报, 1988(6): 18 - 25. (CHENG Wei-hui, WANG Chuan-hai. The calculation of flow pattern in rivers by the orthogonal curvilinear coordinates and“condensation”technique[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1988(6): 18 - 25. (in Chinese))

2D horizontal modeling for the movement of flow and sediment from Yichang to Yangjiano reach at the Gezhouba downstream

XIE Zuo-tao^{1,2}, HOU Wei-guo², REN Hao²

(1. State Key Laboratory of Hydrosience and Engineering, Dept. of Hydraulic Engineering, Tsinghua Univ., Beijing 100084, China; 2. Changjiang Institute of Survey, Planning, Design and Research, Wuhan 430010, China)

Abstract: In this paper, a model based on the generalized curvilinear coordinate is presented to simulate 2D horizontal flow and sediment from Yichang to Yangjiano reach at the downstream of Gezhouba hydropower station. The governing equations of the model are discretized by the finite volume method. The data of flow and sediment from 2002 to 2004 are adopted to verify the accuracy of the model. The change trend in the deposition and erosion for this reach from 2005 to 2014 is forecasted after the running of the Three Gorges Project. There is the possible change trend in water level at Yichang station and the important shallow reach slope after scouring of Yichang hydropower station in the downstream. Thus the prediction results can provide scientific basis for the research of the river regulation countermeasure and measures.

Key words: Gezhouba down-stream; Yichang-Yangjiano reach; Lujiahe shallow reach; finite volume method; generalized curvilinear coordinate; numerical model for flow and sediment