



## 三峡常年库区黄花城航道治理\*

李文杰<sup>1</sup>, 宋禹辰<sup>2</sup>, 杨胜发<sup>1</sup>, 王涛<sup>3</sup>

(1. 重庆交通大学 国家内河航道整治工程技术研究中心, 重庆 400074;

2. 重庆交通大学 水利水运工程教育部重点实验室, 重庆 400074; 3. 长江重庆航运工程勘察设计院, 重庆 401147)

**摘要:** 三峡水库蓄水后, 常年回水区黄花城水道左汊泥沙淤积严重, 淤积物多为中值粒径在 0.01 mm 左右的细颗粒泥沙, 只有其处于输沙流速带时才能够不发生淤积, 单一依靠传统疏浚方法难以持久维护左汊航道条件。本文提出在黄花城江心洲洲头处修建一条导流坝以改善航道分流比从而增大左汊流量的整治思路。数值模拟和模型试验结果表明, 采用导流坝分流措施后, 黄花城河段左汊流速达到输沙流速带, 从而保证该区域保持不冲不淤的状态。得出该河段将航道疏浚工程与修建导流坝改善分流比相结合的治理方法。

**关键词:** 黄花城航道; 分流比; 导流坝; 数值模拟; 模型试验

中图分类号: U 617

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2016)04-0141-07

## Regulation of Huanghuacheng reach in permanent backwater region of Three Gorges reservoir

LI Wen-jie<sup>1</sup>, SONG Yu-chen<sup>2</sup>, YANG Sheng-fa<sup>1</sup>, WANG Tao<sup>3</sup>

(1. National Inland Waterway Regulation Engineering Research Center, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China;

2. Key Laboratory of Ministry of Education for Hydraulic and Water Transport Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China;

3. Changjiang Chongqing Harbor and Waterway Engineering Investigation and Design Institute, Chongqing 401147, China)

**Abstract:** After the impoundment of the Three Gorges reservoir (TGR), the velocity of the left channel of Huanghuacheng reach in the permanent backwater region of TGR deposited badly. The depositions are fine sediments with median diameters of about 0.01 mm, thus it is controversial to apply the traditional waterway dredging theory. A diversion dam-based regulation scheme is proposed to improve the diversion ratio and enlarge the velocity of the left channel. Numerical simulation and model experiment of renovation plan show that the velocity of the left channel reaches the sediment transportation-velocity, indicating that the deposition area keeps no more scour or deposition. The regulation method which combines waterway dredging with diversion dam is proposed.

**Keywords:** Huanghuacheng reach; diversion ratio; diversion dam; numerical simulation; model experiment

三峡工程是长江黄金水道的重要节点, 水库蓄水以后, 水流流速减缓, 水面比降降低, 挟沙能力减小, 泥沙大量落淤。三峡水库运行十余年来, 超过 90% 的泥沙淤积在常年回水区内, 绝大部分为中值粒径 0.01 mm 的粉砂<sup>[1]</sup>。

黄花城水道位于三峡常年回水区内, 属于典

型的急弯分汊河段, 左汊为传统主航道, 右汊在蓄水前并未开辟为航道。水库蓄水后改变了左右两汊的分流比, 造成左汊流速大幅减小, 泥沙大量淤积<sup>[2]</sup>, 淤积部位主要集中在航道左汊(图 1), 淤积厚度基本在 20 m 以上, 最大超过 50 m(图 2)。2011 年由于淤积泥沙完全封堵了整个黄花城水道

收稿日期: 2015-10-14

\*基金项目: 国家科技支撑计划课题(2011BAB09B01); 交通运输部应用基础研究项目(2014329814310)

作者简介: 李文杰(1984—), 男, 博士, 副教授, 从事泥沙运动力学研究。

左侧航槽，航道被迫改走右汉。黄花城水道成为三峡成库以来常年库区河段内因泥沙淤积造成航道维护尺度不能满足标准的首个水道。2012年长江航道局通过疏浚工作使左汉恢复通行，但不出数月再次淤积严重堵死航槽。可见，仅通过航道疏浚工程难以保证黄花城河段航道的稳定，为保证长江干线高等级航道的畅通的要求，亟待提出新的治理方法。

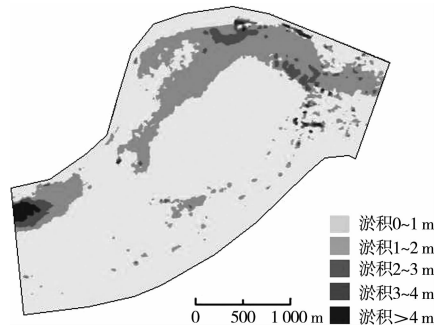


图1 2011年黄花城河道平面淤积

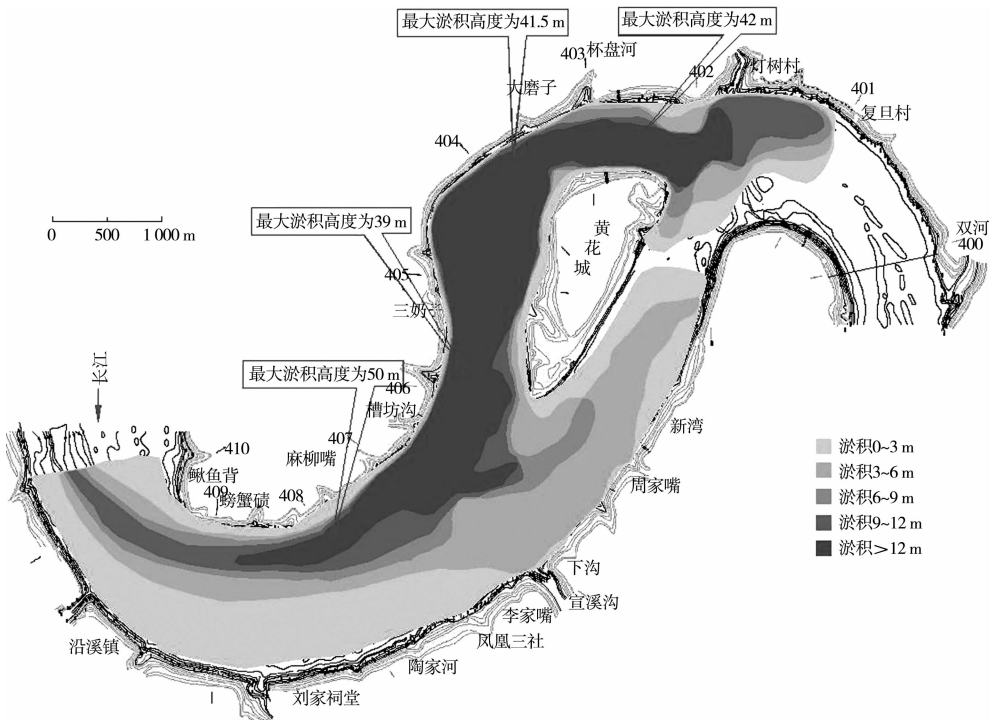


图2 2003—2011年黄花城河道平面淤积

### 1 整治思路

细颗粒悬移质泥沙存在冲刷、输送和淤积流速带<sup>[3]</sup>。根据在忠县黄花城河段和奉节臭盐碛河段的现场测量，得到不同流速水深条件下库区泥沙的运动状态（图3）<sup>[4]</sup>。从图3可知，对应库区泥沙的不同运动状态存在3个流速带：当流速小于约0.5 m/s时发生淤积，定义为淤积流速带；当流速大于约1.1 m/s时发生冲刷，定义为冲刷流速带；流速在二者之间时，既不淤积也不冲刷，定义为输沙流速带。

黄花城水道位于常年回水区上段，三峡蓄水后，水位有较大抬升，流速减小至淤积流速带，造成泥沙累积性淤积。同时黄花城河道左汉淤积体高程逐

年增加，淤积位置则由左汉入口逐渐向左汉内部伸入。黄花城水道的设计最低通航水位为145.42 m，航道维护水深为4.5 m，因此地形高程为140.92 m以上的位置在最低通航水位时是不能通航的。而根据2012年的地形图，左汉入口接近洲头的位置淤高至140.92 m以上，不满足通航要求。

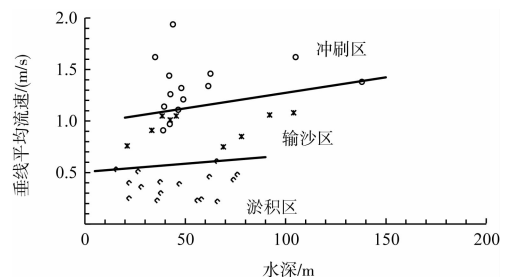


图3 不同流速和水深条件下的三峡库区泥沙运动状态

因此, 总体整治思路是: 为了增大左汊流量, 拟在黄花城河段分汊处布置导流坝改善该处分流比, 使左汊流速达到冲刷流速带从而减少泥沙淤积; 若流速难以达到冲刷流速带, 则需调整导流坝控制左汊流速稳定于输沙流速带, 再配合航道疏浚, 清理左汊淤积区, 使之达到设计通航尺度, 保证航槽的冲淤稳定。

## 2 整治方案水流条件的数学模型研究

根据上述整治思路, 初步拟定在洲头位置布置一条导流坝, 共布置 5 个方案。

1) 迎水面长度不同: 使坝体的一端固定于黄花城江心洲洲头的一点, 并设置坝体长度为 553 m, 布置 3 个方案: 方案 1 与主流方向夹角为 60°, 方案 2 夹角为 45°, 方案 3 夹角为 30°(图 4a))。

2) 迎水面长度相同, 与主流夹角不同: 方案 4 中, 使坝体固定于上述同一点, 长度为 964 m, 与主流夹角为 30°; 方案 5 中, 使坝体固定于同一点, 长度为 684 m, 与主流夹角为 45°(图 4b))。

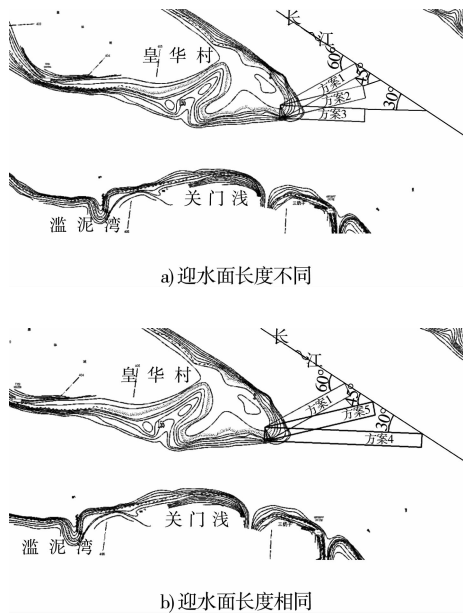


图 4 各方案简图

据以上条件建立二维数学模型。汛期流量主要集中在 20 000 ~ 40 000 m<sup>3</sup>/s, 选 30 000 m<sup>3</sup>/s 作为典型流量, 对应的水位在 150 m 左右, 大于此流量时含沙量多为 2 kg/m<sup>3</sup> 以上, 故选取  $Q = 30\ 000\ \text{m}^3/\text{s}$ 、

$H = 150\ \text{m}$  和  $S = 2\ \text{kg}/\text{m}^3$  作为一组典型的水沙过程进行模拟。

### 2.1 左、右汊分流比

各方案分流比结果见表 1。

表 1 各方案分流比

方案	夹角/(°)	坝长/m	$Q_{\text{左}}:Q_{\text{右}}$
1	60	553	1:3.85
2	45	553	1:4.34
3	30	553	1:4.72
4	30	964	1:3.12
5	45	680	1:3.59

注: 夹角为坝与主流之间的夹角, 长度单位为 m。

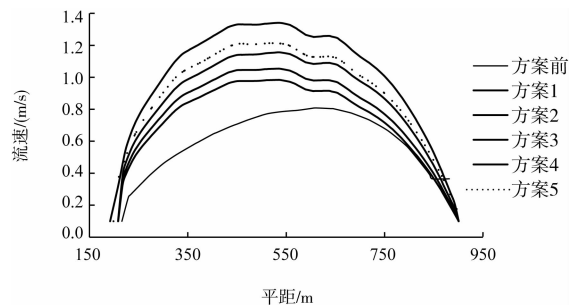
对比方案 1、2、3 的分流比结果可知, 方案 1 的分流比最理想, 即坝体在右汊的迎水面长度越长左汊分配到的流量越多。对比方案 1、4、5 的分流比结果得知, 方案 4 的左右汊分流比最大, 说明坝体在右汊的迎水面长度相等的情况下, 坝体中轴线与主流夹角越小左汊分配到的流量越大。因此从分流比的角度上看, 方案 4 为最优方案。

### 2.2 横断面平均流速

为了对比各方案下的断面平均流速与流速分布, 在左右汊道设置了 2 个固定的横断面, 模拟结果见表 2 和图 5。

表 2 左右汊断面平均流速

工况	$v_{\text{左}}$	$v_{\text{右}}$
方案前	0.596	1.156
方案 1	0.860	1.091
方案 2	0.775	1.109
方案 3	0.712	1.123
方案 4	1.005	1.035
方案 5	0.906	1.074



a) 左汊

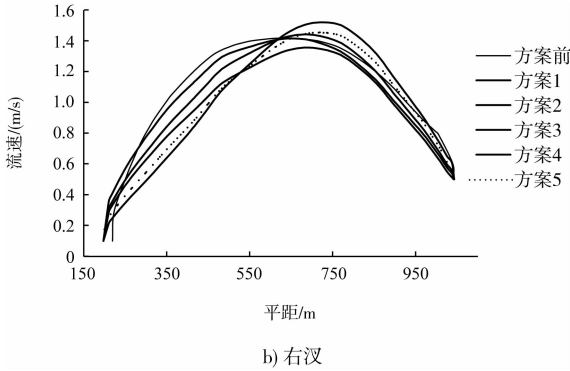


图5 左、右汉断面流速分布

方案前左汉断面的流速较小；加设导流坝后，该断面的整体流速普遍增大，方案4和方案5增幅明显。

### 2.3 断面流速分布

从图5可知，应用方案4和方案5之后，左汉能够达到不冲不淤或冲刷水平(图3)；而在右汉

的流速分布显示，右汉横断面的流速普遍较大至1.1 m/s左右。据图3可知，加设方案后不会造成泥沙在右汉大量落淤。

### 2.4 方案的确定

根据数值模拟计算结果，分析左右汉道的分流比、横断面平均流速和流速分布，最终发现方案4和方案5下水流对淤积体的冲刷较大，能够达到部分消淤的目的。在两方案效果接近的前提下，考虑方案5施工用料更为节省、施工难度更小，故选取方案5为最优方案。下一步采用此方案的思路进行黄花城物理模型的方案布置。

## 3 整治方案物理模型试验

### 3.1 模型比尺

根据实测的地形数据，分析河床冲淤相似性<sup>[5-7]</sup>，并确定模型比尺(表3)。

表3 模型的重要比尺

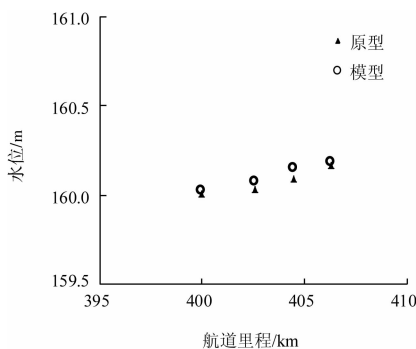
水流运动比尺				泥沙运动比尺			
平面比尺 $\lambda_L$	垂直比尺 $\lambda_H$	流速比尺 $\lambda_v$	流量比尺 $\lambda_Q$	冲淤厚度比尺	沉速比尺 $\lambda_w$	含沙量比尺 $\lambda_s$	时间比尺 $\lambda_t$
400	170	5	340 000	170	1	1	80

### 3.2 模型验证

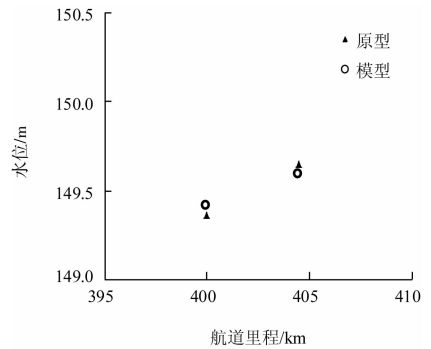
在清水条件下，经过验证，原型与模型水位吻合良好(图6)。

在  $Q = 36\ 760\ m^3/s$  和  $H = 159.94\ m$  组合条件下，测得模型中表面流场的分布。原型只实测了大断面上部分点的表面流速，与模型流速的对比见图7。

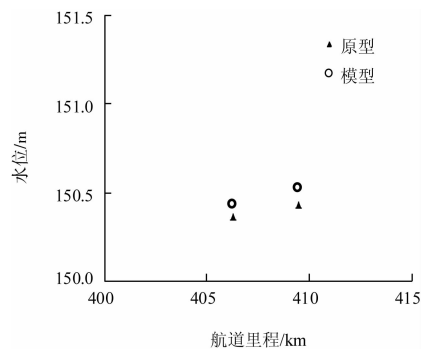
可见，模型与原型的表面流速值大小基本一致，偏差绝大多数在  $\pm 0.1\ m/s$  以内。



a)  $Q=36\ 760\ m^3/s, H=159.94\ m$

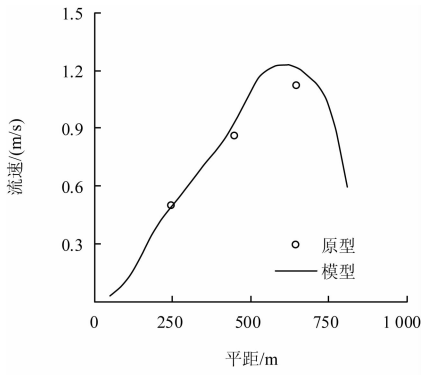


b)  $Q=19\ 400\ m^3/s, H=149.1\ m$

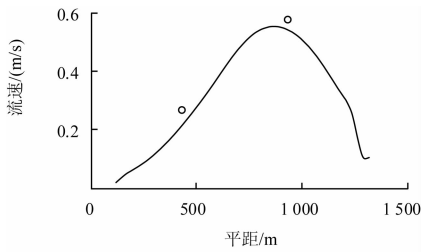


c)  $Q=25\ 100\ m^3/s, H=149.61\ m$

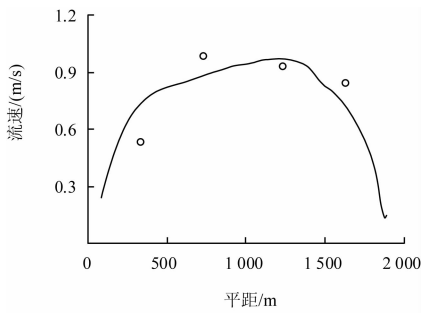
图6 模型与原型水位对比



a) S203



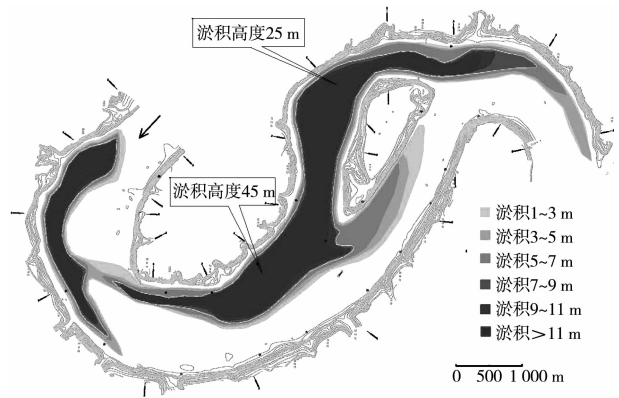
b) S205



c) S206

图7 横断面表面流速验证

模型 2011 年地形与实测地形对比见图 8。



b) 实测地形

图8 模型 2011 年地形与实测地形对比

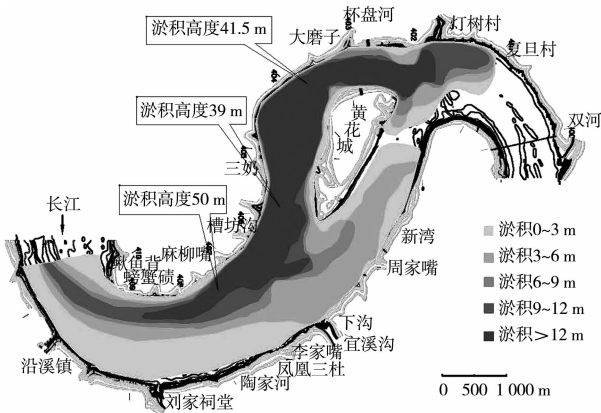
由图 8 可见, 模型模拟的平面形态与原型符合较好, 淤积部位总体一致, 均表现为黄花城左汊淤积最为严重, 只是淤积厚度存在差异, 模型中最大淤积厚度约 45 m, 而原型中为 50 m。

### 3.3 成果分析

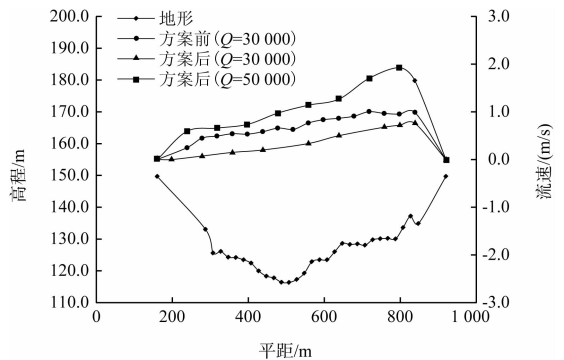
布设整治方案后, 分别施放典型流量水深组合( $Q = 30\ 000\ m^3/s, H = 150\ m$ )和汛期流量水深组合( $Q = 50\ 000\ m^3/s, H = 150\ m$ ), 运行 1 a 后结束。试验后成果分析见图 9 ~ 11 和表 4。

#### 1) 断面流速和高程。

方案前左汊流速较小, 平均流速为 0.4 m/s, 整体上流速较缓, 主流的位置是向黄花城右侧靠近。图 9 显示在典型流量下, 设置导流坝后左汊流速明显增大, 整体上增大了约 0.4 m/s。在汛期左汊主流位置仍靠近黄花城右侧, 断面流速变大, 平均流速为 1.1 m/s, 最大流速达到了 1.9 m/s。



a) 2011年地形



a) 左汊

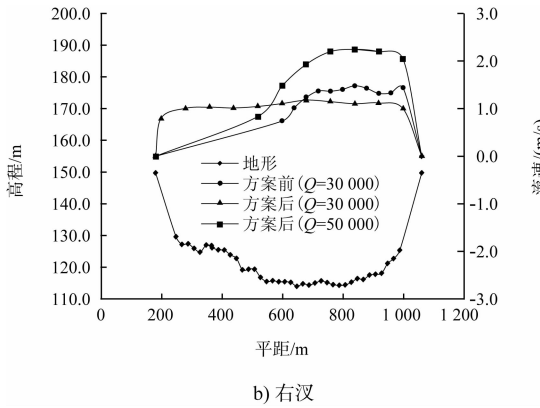


图9 左汊、右汊流速、地形

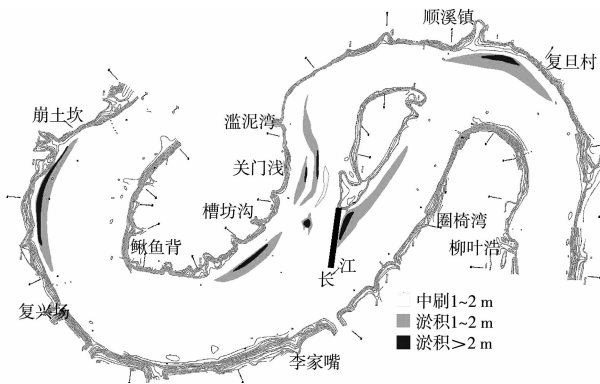


图10 典型流量水深组合下方案冲淤

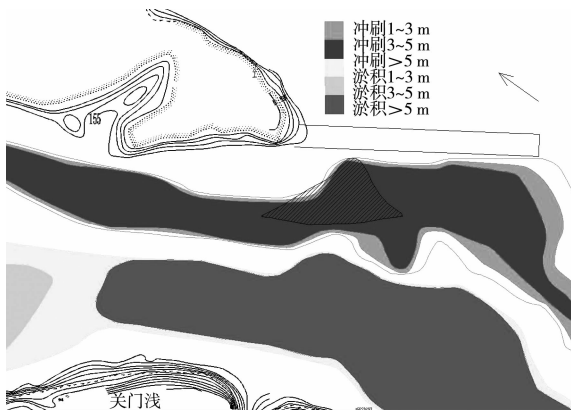


图11 汛期流量水深组合冲淤

表4 左、右汊道分流比

工况	流量/(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>左</sub> /(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>右</sub> /(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>左</sub> :Q <sub>右</sub>
方案前	30 000	5 085	24 915	0.2:1
方案后	30 000	10 345	19 655	0.5:1
	50 000	17 857	32 143	0.6:1

方案前右汊流速较大,平均流速为 1.1 m/s,整体上流速分布较均匀,主流位于河道中间位置。图中显示在典型流量下,设置导流坝后主流位置

向右偏移,右汊靠近右岸的流速明显增大,增大大约 0.4 m/s,但右汊靠近左岸的流速明显减小,总体上平均流速较方案前减小 0.2 m/s。汛期右汊主流位置仍向右岸偏移,断面流速明显增大,平均流速为 1.8 m/s,最大流速达到了 2.2 m/s。

2) 分流比。

根据左右汊断面流速分布模型实测资料,统计得到左右汊分流比(表4)。方案前左汊流量较少,只占总流量的 17.0%,方案后左汊流量占 35%左右,说明导流坝对增大左汊的分流效果较好。

3) 冲淤形态分析。

根据方案前后地形数据,绘制了模型平面地形变化图。

典型流量水深组合下,1a 后的地形基本没变化,只有局部流速较缓的地方产生了淤积,局部产生了冲刷。

汛期流量水深组合下,左汊主流部位流速大幅度增大,对应的河床位置被强烈冲刷,左汊靠近黄花城的河床处冲刷出了一个稳定深槽;左汊靠近左岸的水流相对较缓,此处泥沙仍大量落淤。整体上看,碍航淤积体(阴影部分)被大量冲刷,冲刷最大深度为 15 m。

2003—2013 年的原型地形图显示,左汊低水位期不能通航,主要碍航部位位于左汊进口处;方案实施后(Q = 30 000 m<sup>3</sup>/s, H = 150 m),导流坝的导流作用使左汊流量大幅度增大,左汊河床碍航淤积体处流速增大 1 倍多,航槽处不冲不淤;左汊流速较缓的位置产生少量淤积。在汛期流量水深组合(Q = 50 000 m<sup>3</sup>/s, H = 150 m)条件下,左汊的冲刷效果较好,该处河床下切形成深槽。

但由于汛期流量(50 000 m<sup>3</sup>/s)在原型上出现时间较短,典型流量(30 000 m<sup>3</sup>/s)出现的时间较长,所以不能直接将该方案作为最终整治手段。由于该方案典型流量下左汊碍航浅滩处于不冲不淤状态,可疏浚左汊航道碍航位置,同时配合布置该方案作为工程整治思路。

## 4 结论

三峡水库运行以来,黄花城河段淤积严重而产生碍航,淤积物多为中值粒径在 0.01 mm 左右的细颗粒泥沙,只有其处于输沙流速带时才能够不发生淤积,仅依靠航道疏浚工程难以持久维持航道条件,亟需提出新的治理方案。本文从改善航道分流比从而增大左汊流量的思路出发,制定导流坝分流方案,并初步开展了黄花城河段的数值模拟和物理模型试验,得到以下结论:

1) 修建导流坝时,坝体在右汊的迎水面长度越长左汊分配到的流量越多;而在坝体在右汊的迎水面长度相等的情况下,坝体中轴线与主流夹角越小左汊分配到的流量越大。

2) 在修建导流坝后,在典型流量下黄花城河道左汊流量增大,分流比增大,左汊航槽基本处于不冲不淤状态,而在汛期大流量时左汊航槽将会被冲刷,碍航淤积体被冲开,河床下切形成深槽。

3) 为了持久维持航道稳定,可疏浚左汊航道

碍航位置,同时配合布置该方案作为工程整治思路。

## 参考文献:

- [1] 胡江,杨胜发,王兴奎.三峡水库 2003 年蓄水以来库区干流泥沙淤积初步分析[J].泥沙研究,2013(1):39-44.
- [2] 罗宏.长江万州至长寿河段泥沙淤积特性研究[J].水运工程,2013(1):109-113.
- [3] 邵学军,王兴奎.河流动力学概论[M].北京:清华大学出版社,2005.
- [4] Li W J, Wang J, Yang S F, et al. Determining the existence of the fine sediment flocculation in the Three Gorges Reservoir[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2015, 141(2): 1-8.
- [5] 乐培九.悬沙模型的水流输沙相似条件[J].水道港口,2002,23(1):1-6.
- [6] 乐培九.动床模型泥沙运动相似问题[J].水道港口,2005,26(1):1-5.
- [7] 张红武,冯顺新.河工动床模型存在问题及其解决途径[J].水科学进展,2001,12(3):418-423.

(本文编辑 郭雪珍)

(上接第 140 页)

## 参考文献:

- [1] 陈明栋,王多银,杨斌,等.桥群河段通航条件关键技术研究报告[R].重庆:重庆交通大学,2011.
- [2] GB 50139—2014 内河通航标准[S].
- [3] Shoji K, Wakao T. On the ship's waterways passing through bridges[C]//Water Forum' 86: World Water Issues in Evolution. ASCE, 1986: 530-537.
- [4] 彭钜新.跨河桥群通航标准的探讨[J].水运工程,2008(3):73-78.
- [5] 彭钜新.桥洞纵深长度等对通航净宽尺度的影响[J].交通标准化,2003(8):64-65.

- [6] 徐亚平,黄美兰.一河多桥流量分配计算方法[J].黑龙江交通科技,2004(6):48-49.
- [7] 黄美兰.壅水平衡法计算一河多桥桥孔长度[J].铁道建筑,2005(12):19-20.
- [8] 陈明.山区河流桥群河段桥梁跨度与间距对通航影响的研究[D].重庆:重庆交通大学,2010.
- [9] 林巧.重庆菜园坝桥群河段桥梁间距与通航条件研究[D].重庆:重庆交通大学,2010.
- [10] 四川省交通厅,四川省航务管理局.四川省内河水运发展规划[R].成都:四川省交通厅,2009.

(本文编辑 武亚庆)