峡江枢纽截流河道水力特性数值模拟

麻 夏¹,张 洁^{2,3},陈九灵¹,万迪文¹,张小兵²,计 勇² (1. 江西省峡江水利枢纽工程管理局,江西南昌 330046;2. 南昌工程学院 水利与生态工程学院,江西南 昌 330099;3. 河海大学 环境学院,江苏南京 210098)

摘要:为阐明峡江水利枢纽截流河道水力特性,指导工程施工,采用峡江站水文资料及枢纽实测水位,在率定 好截流时期一维数学模型的基础上,建立了赣江峡江段平面二维水流数学模型,定量计算单戗堤枢纽截流时期 重要水域及过流建筑物水流形态,分析流场形态的变化特征和局部流态对枢纽尤其是围堰的影响,并将研究结 果与物理模型试验结果做了对比分析,同时分析了双戗堤截流工况对改善龙口水利条件的影响程度.结果表明 二维数学模型能较准确地计算截流时期围堰工程局部水位及流场变化情况,峡江枢纽大江截流施工方案可行.

关 键	词:峡江;	围堰;水	力特性; 数学	模型						
中图分类	^該 号: TV13	5.5	文献杨	示志码:A	文章	章编号:	1009-640X	(2013)	05-0026	6-06

大江截流是水利枢纽工程施工中的关键控制点,直接关系到工程的工期与成败.国内外在施工截流方面 主要采用物理模型开展相关研究,内容包括截流方式、龙口水力特性分析及计算研究.峡江水利枢纽工程位 于江西省吉安市峡江县境内,坝址地处赣江中游,距省会南昌市约170km,距吉安市约60km,距峡江老县城 巴邱镇约6km.工程以防洪、发电为主,兼顾航运、灌溉与养殖.总库容16.7亿m³,防洪库容9亿m³,电站装 机容量36万kW,年平均发电量11.42亿kW·h.目前,枢纽围堰截流施工方案主要依据物理模型试验成果, 但物理模型试验周期长、费用高,受比尺变率等影响,往往使其在应用方面受到诸多限制.为了解决峡江水利

枢纽大江截流方案比选问题,本文建立了平面二维水流数学模型对截流时期河道水流特征进行了模拟研究与分析^[1].

1 平面二维水流数学模型

1.1 一维模型的率定

如图1所示,一维模型水流计算范围为上游(1-1)断面至 下游峡江水文站处的(12-12)断面,峡江水利枢纽处于(7-7) 断面,距上游(1-1)断面4.50 km,距下游峡江水文站处的(12-12)断面4.05 km,计算河段总长度为8.55 km.河道水面曲线的 计算采用一维恒定流数学模型来求解,模型糙率取 *n*=0.025 ~ 0.038,上边界为上游进口断面的流量 *Q*,下边界为下游出口断 面的水位 *Z*,数据来自于峡江水文站.参考文献[2],其基本方程 式为^[2]:



Fig. 1 Computation cross section for 1D model

收稿日期:2013-03-12

- 基金项目:国家自然科学基金项目(51209115);江西省对外科技合作项目(20122BDH80025);江西省自然科学基金项目 (20122BAB213019);江西省科技支撑项目(20123BBG70196);鄱阳湖环境与资源利用教育部重点实验室开 放基金(13005874);江西省水利厅 2011 科技项目
- 作者简介:麻 夏(1960-),女,浙江温州人,高级工程师,主要从事水力学及河流动力学研究. E-mail: 441505380@qq.com. 通信作者: 计 勇(E-mail: Jiyong@nit.edu.cn)

$$Z_{\rm u} + (\alpha + \zeta) \frac{Q^2}{2gA_{\rm u}^2} - \frac{\Delta SQ^2}{2K^2} = Z_{\rm d} + (\alpha + \zeta) \frac{Q^2}{2gA^2} + \frac{\Delta SQ^2}{2K^2}$$
(1)

一维模型水位率定结果如表 1 所示,可见本次计算成果与实测成果误差为-0.09~0.12 m,误差率 0.30%(小于5%),计算结果具有较高精度.根据上述工况率定验证后,进行典型工况的计算,并与物理模型 进行对比分析.

Tab. 1 1D model water level calibration results of Xiajiang hydroproject								
	率定断面							
率定工况		龙口上游水位		龙口下游水位				
-	计算值	实测值	差 值	计算值	实测值	差 值		
Q=1 050 m ³ /s 洪峰流量(口门宽 100 m)	34.51	34.60	-0.09	33.99	33.95	+0.04		
Q=1 420 m ³ /s 洪峰流量(口门宽 100 m)	35.18	35.11	+0.07	34.49	34.37	+0.12		
Q=1 497 m ³ /s 洪峰流量(口门宽 60 m)	35.40	35.47	-0.07	34.09	34.13	-0.04		
Q=2 360 m ³ /s 洪峰流量(口门宽0)	37.20	37.27	-0.07	34.51	34.68	-0.17		

表1 峡江水利枢纽一维模型水位率定

1.2 二维控制方程组

对于平面尺度远大于垂直尺度的水体,是一种在重力作用下有自由面的水流.水体一般可视为不可压缩 流体,属于牛顿流体的范围.因此,对河道水流可作如下假设:水流的密度不变;垂直方向的加速度为零,压力 符合静压假定;水平速度沿水深方向取平均;作用在水平方向的雷诺应力符合 Boussinesq 假定.由上述假定, 平面二维水流基本方程^[3-6]可描述如下:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + h \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) + u \frac{\partial h}{\partial x} + v \frac{\partial h}{\partial y} = 0$$
(2)

水流运动方程:

$$h\frac{\partial u}{\partial t} + hu\frac{\partial u}{\partial x} + hv\frac{\partial u}{\partial y} - \frac{h}{\rho} \left(E_{xx}\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + E_{xy}\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + gh\left(\frac{\partial a}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x}\right) + \frac{gun^2\sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} - \zeta V_a^2 \cos\psi - 2h\omega v \sin\varphi = 0$$

$$h\frac{\partial v}{\partial t} + hu\frac{\partial v}{\partial x} + hv\frac{\partial v}{\partial y} - \frac{h}{\rho} \left(E_{yx}\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + E_{yy}\frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) + gh\left(\frac{\partial a}{\partial y} + \frac{\partial h}{\partial y}\right) + \frac{gv\sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} - \zeta V_a^2 \sin\psi + 2h\omega v \sin\varphi = 0$$

$$(3)$$

式中:h 为水深(m);u,v 分别为沿水深平均流速(m/s);x,y 为坐标(m),t 为时间(s); ρ 为水密度(kg/m³); E 为涡黏系数;g 为重力加速度(m/s²);a 为河床高程(m);H 为水面高程(m),H = a + h;n 为河床糙率系数; ζ 为风应力系数; V_a 为风速(m/s); ψ 为风向; ω 为地球自转角速度; φ 为当地纬度.

1.3 二维模型求解

二维水流基本方程空间离散时采用有限体积法,详见参考文献[7].受水下地形资料影响,二维模型的 上边界取在枢纽断面上游1064 m的6-6 断面处,模型的下游边界取在枢纽断面下游904 m 断面处,沿河道 模型总长为1968 m,研究重点为枢纽附近河段,二维模型下边界水位来自于一维模型8-8 断面计算成果. 模型左、右边界可通过地形等高线按一定的高程取值来划定,左右边界等高线截取47 m高程(黄海基准)为 边界.上游模型进口边界条件为开边界,给出推求的流量;下游模型出口边界条件也为开边界,给出推求的水 位;固体边界的法向流速为零,水流边界的切向流速不为零;给出计算区域内各点初始时刻的水深、流速等物 理量的初值.

截流方式考虑单戗进占和双戗进占.双戗进占工况中,上下游戗堤同时进占至龙口宽度为100 m 后,下 游戗堤暂停进占,上游戗堤继续进占,直至上游戗堤进占距离超过下游戗堤50 m 时,下游戗堤方与上游戗堤 同时进占,并使上下游进占进度保持50 m 的距离(由于篇幅原因,本次仅进行上下游进占进度差为50 m 的 计算分析,进占进度差为40和60m两种情况不作讨论).进 占时间如下:8月份预进占,口门宽度由233m进占到100m, 采用10年一遇流量2750m³/s;合龙在9月份开始,从龙口 宽100m抛投,采用10年一遇流量2310m³/s.

1.4 网格生成

采用非结构化的三角形网格剖分,即三角形六节点法^[8-11],网格最大步长为20m,工程附近河段网格加密,局部最小步长为1.5m.各工况模型网格剖分见图2.

2 计算结果及分析



2.1 与物理模型对比分析

由于物理模型仅有单戗堤进占工况,论文将龙口上游水位与下游水位计算结果与物理模型结果进行对 比,如表2所示.从表2可见,数学模型计算水位过程线与物理模型的一致,除龙口合龙时龙口上游水位计算 值与物理模型存着一定的差值(即龙口上游水位计算结果与物理模型结果相差0.03~0.09 m,龙口下游水 位计算结果与物理模型结果相差0~0.30 m,龙口平均流速计算结果与物理模型结果相差0.25~0.41 m/s) 外,计算结果具有较高精度,基本可以反映枢纽截流时期河道水流特征.

表 2 龙口处水位流速计算结果与物理模型结果比较

Tab. 2 Comparison between the calculated and measured results of Longkou water level and velocity

流量/	龙口	龙口上游水位/m			龙口下游水位/m			平均流速/(m·s ⁻¹)		
$(m^3 \cdot s^{-1})$	工况	计算值①	物模值②	1-2	计算值①	物模值②	1-2	计算值①	物模值②	1-2
	up100	35.25	35.28	-0.03	34.51	34.67	-0.16	2.68	3.09	-0.41
	up60	36.07	35.98	0.09	34.49	34.72	-0.23	3.52	3.78	-0.26
2 310	up40	36.08	36.17	-0.09	34.48	34.78	-0.3	4.45	4.70	-0.25
	up20	36.46	36.50	-0.04	34.50	34.61	-0.11	5.64	5.93	-0.29
	up00	37.20	36.72	0.48	/	/	/	/	/	/

2.2 水位过程分析

2.2.1 单戗堤截流工况 如图 3 所示,在龙口逐步缩窄进占截流过程中,龙口过水宽度为 0~85 m. 计算结 果表明,当水流行至纵向围堰头部至其上 600 m 左右时,水位从 36.6 m 开始逐渐下降,并由龙口及左 6 孔泄 水闸孔下泄,至下游距坝轴线 400 m 处水位达到 34.2 m 时逐渐趋于平缓,水面最大比降也发生在该段,围堰 上下游水位落差最大为 2.8 m. 进占过程中,龙口上游平均水位由 35.70 m 增加到 37.24 m;龙口下游平均水 位无显著变化,变化范围为 34.71 ~ 34.78 m,龙口上下游水位差由 0.07 m 增加到 2.53 m,龙口宽度 40 和 20 m时的上下游水位落差分别为 1.92 和 2.39 m,上下游水位差与龙口宽度呈现较好的线性关系.分析表 明,围堰上游河道平均水位为 36.50 m(坝轴线上游 400 m 处),上游横向围堰处最高水位为 37.24 m,比围堰 设计顶高程 39 m 低 1.76 m,设计上游围堰顶高程能满足挡水要求.下游横向围堰处最高水位为 34.2 m,下 游围堰顶高程能满足要求.

2.2.2 双戗堤截流工况 如图 4 所示,在龙口宽度由 100 m 逐步缩窄双戗堤进占截流过程中,龙口过水宽 度为 0~88 m. 纵向围堰头部上游河道水面线变化趋势与单戗堤相似,双戗堤共同作用对上游主河道水流的 顶托作用微弱,其原因可能与上下游创堤的进占速度的配合有关. 与单戗堤相比,双戗堤截流可以有效抬高 龙口下游水位,但由于上下游戗堤距离较远(340 m),上戗堤下来的水流已经得到较为充分的扩散,下游戗 堤对水流的顶托效应不明显. 分析表明,当龙口由 100 m 向合龙进占过程中,龙口下游平均水位抬高约 20 cm,龙口上下游水位差减少约 16 cm.







Fig. 4 Double berm closure level contour lines

2.3 流场过程分析

2.3.1 单戗堤截流工况 单戗堤截流流 场如图 5 所示.分析表明,流速在坝轴线 上游 400 m处开始逐渐增大,流速等值线 呈马鞍型.从上游 1 000 m处,主槽水流 流速约为 0.8 m/s,两侧流速大小约为 0.2~0.6 m/s.龙口进占过程中,当水流 行至坝轴线上 500 m 左右时,过水断面逐 渐收缩,在龙口宽度分别为 100,80,60,40 和 20 m 时,相应的龙口处平均流速分别 为 2.76,3.08,3.62,4.58 和 5.71 m/s;在 龙口宽度分别为 100,40 和 20 m 时,最大 流速分别位于二期纵向围堰龙口侧下游 150,60 和 40 m 处,流速分别为 5.04,



5.42和6.33 m/s;龙口合龙时,最大流速位于二期纵向围堰闸门侧下游20 m 处,约4.21 m/s;戗堤头部流速 较大,应加强龙口戗堤上堤头及迎水面的保护.从截流开始,河道主流逐渐偏向左岸,截流过程中,6孔泄水 闸下泄流量逐渐由1255 m³/s增加到2310 m³/s.

2.3.2 双戗堤截流工况 双戗堤截流流 场如图 6 所示.双戗堤截流工况下,上游 河道流场分布与单戗堤截流工况流场相 似,双戗堤对上游河道产生影响较小.但 与单戗堤相比较,双戗堤截流可以减小上 游戗堤龙口流速.分析表明,在龙口宽度 分别为 100,80,60,40 和 20 m 时,相应的 上游龙口处平均流速分别为 2.54,2.73, 3.39,4.27 和 5.47 m/s;相比单戗堤截 流,上游龙口处平均流速最大减小了 0.3 m/s.在上游龙口宽度为 50,40,20 和 0 m 时,下游龙口流速分别为 0.88,1.06, 0.67 和 0.95 m/s.



3 结 语

(1)率定后的二维水流数学模型,经相同工况物理模型对比,说明数学模型计算结果合理.水流形态主要取决于计算区域的边界条件,边界条件变化较小的下游,水流流态平稳,而在边界条件变化剧烈的围堰区域,水流流动复杂,边界绕流、回流、主流偏移、断面水位壅高等现象出现较多.

(2)单戗堤截流河道主流逐渐偏向左岸,龙口上下游水位差最大值为2.53 m,上下游水位差与龙口宽度 呈现较好的线性关系,设计上、下游围堰顶高程能满足挡水要求;流速梯度明显增大,截流时研究水域最大流 速为6.33 m/s;龙口处最大平均流速为5.64 m/s,戗堤头部流速较大,应加强龙口戗堤上堤头及迎水面的冲 刷保护.

(3)双戗堤截流对枢纽上游河道水位及流速场影响较小,与单戗堤相比,可以有效减少上游戗堤上下游 水位差与上游龙口平均流速,龙口下游平均水位提高约20 cm,龙口上下游水位差平均减少约16 cm;相比单 戗堤截流,上游龙口处平均流速最大减小了0.3 m/s.

参考文献:

- [1] 詹寿根,汤志贤. 峡江水利枢纽洪水调度运行方式探讨[J]. 人民长江, 2010, 40(3): 19-22. (ZHAN Shou-gen, TANG Zhi-xian. Discussion on flood regulation and operation modes of Xiajiang Hydro-Junction [J]. Yangtze River, 2010, 40(3): 19-22. (in Chinese))
- [2] 张志昌. 水力学[M]. 北京:中国水利水电出版社, 2011. (ZHANG Zhi-chang. Hydraulics [M]. Beijing: China Water-Power Press, 2011. (in Chinese))
- [3] 赵棣华, 戚晨, 庾维德, 等. 平面二维水流-水质有限体积法及黎曼近似解模型[J]. 水科学进展, 2000, 21(4): 368-373. (ZHAO Di-hua, QI Chen, YU Wei-de, et al. Finite volume method and Riemann solver for depth-averaged two-dimensional flow-pollutants coupled model [J]. Advances in Water Science, 2000, 21(4): 368-373. (in Chinese))
- [4] 陈辉, 刘志雄, 江耀祖. 引航道通航水流条件数值模拟[J]. 水利水运工程学报, 2012(4): 13-18. (CHEN Hui, LIU Zhixiong, JIANG Yao-zu. Numerical simulation and analysis of navigation conditions in a shiplock approach channel [J]. Hydro-Science and Engineering, 2012(4): 13-18. (in Chinese))

- [5] 陈明,陈明栋,杨斌,等.桥群河段通航条件及通航安全研究综述[J].水利水运工程学报,2012(4):29-33. (CHEN Ming, CHEN Ming-dong, YANG Bin, et al. A review of navigation conditions and navigation safety along bridge group reach [J]. Hydro-Science and Engineering, 2012(4):29-33. (in Chinese))
- [6] 杨青远,周苏芬,卢伟真,等. 明渠交汇水流阻力对平面二维数值模拟的影响[J]. 水科学进展, 2012, 23(2): 236-242. (YANG Qing-yuan, ZHOU Su-fen, LU Wei-zhen, et al. Influence of additional resistances on numerical simulation of 2D flow at river channel confluences[J]. Advances in Water Science, 2012, 23(2): 236-242. (in Chinese))
- [7] 钟德钰,张红武,张俊华,等. 游荡型河流的平面二维水沙数学模型[J]. 水利学报, 2009, 40(9): 1040-1047. (ZHONG De-yu, ZHANG Hong-wu, ZHANG Jun-hua, et al. Two-dimensional numerical model of flow and sediment transport for wandering rivers [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2009, 40(9): 1040-1047. (in Chinese))
- [8] 张明亮, 沈永明, 朱兰燕. 受植被影响的弯曲渠道水流平面二维湍流数值模拟[J]. 水利学报, 2008, 39(7): 794-800.
 (ZHANG Ming-liang, SHEN Yong-ming, ZHU Lan-yan. Depth-averaged two-dimensional numerical simulation for curved open channels with vegetation [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2008, 39(7): 794-800. (in Chinese))
- [9] 龚春生,姚琪,赵棣华. 玄武湖风生流数值模拟研究[J]. 河海大学学报:自然科学版, 2005, 33(1): 72-75. (GONG Chun-sheng, YAO Qi, ZHAO Di-hua. Numerical simulation of wind-driven current in Xuanwu Lake [J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences), 2005, 33(1): 72-75. (in Chinese))
- [10] 徐国宾,张丽.平面二维非恒定非均匀泥沙数学模型[J].天津大学学报,2008,41(8):991-995. (XU Guo-bin, ZHANG Li. Planar 2D mathematical model for nonuniform sediment transport in unsteady flow [J]. Journal of Tianjin University, 2008, 41(8):991-995. (in Chinese))
- [11] 林燕宁,喻涛. 干支流汇合口平面二维水沙数学模型研究[J]. 吉林水利, 2011(9): 14-19. (LIN Yan-ning, YU Tao. The study of the two-dimensional mathematical model of water and sediment in the tributaries confluence [J]. Jilin Water Conservancy, 2011(9): 14-19. (in Chinese))

Numerical simulation of closure berm hydraulic characteristics of Xiajiang hydroproject

MA Xia¹, ZHANG Jie^{2,3}, CHEN Jiu-ling¹, WAN Di-wen², ZHANG Xiao-bing², JI Yong²

 Jiangxi Xiajiang Hydroproject Authority, Nanchang 330046, China; 2. College of Hydraulic and Ecological Engineering, Nanchang Institute of Technology, Nanchang 330099, China; 3. College of Environmental Sciences and Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: In order to guide the cofferdam construction, hydraulic characteristics of the river channel are simulated and analysed during the closure operation. After the verification of the one-dimensional mathematical model with hydrological data collected from Xiajiang hydrological station and the measured water level during the water control project construction, a two-dimensional numerical model is developed to simulate characteristics of waters around the water control project. The flow patterns around the closure berm are quantitatively calculated, the rariation characteristics of flow field and effects of local flow patterns on the closure berm especially the cofferdam are analyzed, and the research results are compared with the physical model tests. And then the results of the double closure berm are compared to these of the single closure berm. The results indicate that the two-dimensional mathematical model can accurately simulate the local water level and flow field the cofferdam, and that the closure construction scheme of the Xiajiang hydroproject is feasible and suitable.

Key words: Xiajiang River; cofferdam; hydraulic characteristics; mathematical model