

DOI:CNKI:61-1390/S.20111216.1150.030

网络出版时间:2011-12-16 11:50

网络出版地址:http://www.cnki.net/kcms/detail/61.1390.S.20111216.1150.030.html

低佛氏数水跃紊流数值模拟研究

张春财^{1a,1b,2}, 杜宇³

(1 长沙理工大学 a 水利工程学院, b 湖南省水沙科学与水灾害防治重点实验室, 湖南 长沙 410114;

2 西安理工大学 水利水电学院, 陕西 西安 710048; 3 湖南水利水电职业技术学院, 湖南 长沙 410131)

[摘要] **【目的】**研究低佛氏数(Fr_1)水跃紊流的水力特性。**【方法】**采用 VOF 方法处理闸门上、下游表面, 用二维 RNG 型 $k-\epsilon$ 紊流数学模型, 对低佛氏数($Fr_1 = 2.0 \sim 4.5$)水跃紊流进行数值模拟, 研究了不同低佛氏数水跃的跃后水深、水跃长度及流速分布, 分析了水跃区及其下游明渠流区压强、紊动能、耗散率和水跃消能率的特性。**【结果】**淹没系数大于 1.2 时, 水跃长度均大于其他经验公式计算的水跃长度, 且水跃长度增幅随佛氏数的增加而增大。水跃区断面各点时均流速最大值沿程减小; 跃后明渠流区, 断面各点平均流速沿程无明显变化。水跃区主流与漩滚交界处附近, 特别是泄水闸门附近的紊动能及耗散率均最大。随着佛氏数的增加, 理论和实际消能率均增大, 且理论消能率大于考虑了跃后紊动能的实际消能率。**【结论】**低水头水利枢纽泄洪功率较大, 应充分考虑低佛氏数水跃实际消能率低的水力特性, 设计合理的消能设施以解决其消能防冲问题。

[关键词] 低佛氏数水跃; 紊流数值模拟; 水跃区; 明渠流区

[中图分类号] TV131.2⁺1

[文献标识码] A

[文章编号] 1671-9387(2012)01-0227-08

Numerical simulation study on turbulence of hydraulic jump with low Froude number

ZHANG Chun-cai^{1a,1b,2}, DU Yu³

(1 a School of Hydraulic Engineering, Changsha University of Science and Technology,

b Hunan Province Key Laboratory of Water, Sediment Sciences and Flood Hazard Prevention, Changsha, Hunan 410114, China;

2 College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an, Shaanxi 710048, China;

3 Hunan Technical College of Water Resources and Hydroelectric Power, Changsha, Hunan 410131, China)

Abstract: **【Objective】**The research studied the hydraulic jump characteristic of low Froude number. **【Method】**By using VOF method in water surface upstream and downstream of the gate and 2-d $k-\epsilon$ RNG turbulence model, hydraulic jump with low Froude number ($Fr_1 = 2.0 - 4.5$) was simulated numerically. Water depth after hydraulic jump, length of hydraulic jump and distribution of flow velocity of hydraulic jump with low Froude number were analyzed. Furthermore, pressure, turbulent kinetic energy, turbulent dissipation and coefficient of energy dissipation in the hydraulic jump region and the open channel flow region were studied. **【Result】**The length of hydraulic jump whose degree of submergence is more than 1.2 is longer than that of calculated by empirical formula, and increases along with the increase of Froude number. The maximum velocity reduces along the flowing of the main flow in the hydraulic jump region, and the reduction of the average velocity in section is small in open channel flow region after hydraulic jump.

* [收稿日期] 2011-05-09

[基金项目] 水沙科学及水灾害防治重点实验室开放基金项目(20102010SS08); 长沙理工大学科技创新团队建设计划资助项目(2007CX04)

[作者简介] 张春财(1976—), 男, 黑龙江齐齐哈尔人, 讲师, 博士, 主要从事水工水力学、高速水力学及数值模拟技术研究。

E-mail: echun_1226@163.com

The pressure distribution of hydraulic jump is closely related to flow aeration. Turbulent kinetic energy and coefficient of energy dissipation are the maximum near the boundary of the main flow and ground droller in the hydraulic jump. The higher the Froude number is, the higher the theoretical and practical coefficient of energy dissipation is. The theory coefficient of energy dissipation is higher than actual coefficient considering the turbulent kinetic energy after hydraulic jump. 【Conclusion】 Because low-head key water control project has larger flood discharge power, less energy dissipation hydraulic characteristic of hydraulic jump with low Froude number should be seriously considered, and reasonable energy dissipation instrument should be designed to solve its problems of energy dissipation and erosion-control.

Key words: hydraulic jump with low Froude number; numerical simulation of turbulence flow; hydraulic jump region; open channel flow region

位于平原中下游的水利枢纽,水头和佛氏数低,泄洪流量和泄洪功率较大,大都采用闸坝泄洪、水跃消能方式进行泄洪消能,如湖南省已建的大源渡航电枢纽、株洲航电枢纽,在建的长沙综合枢纽及拟建的土谷塘航电枢纽等。水利枢纽下游一般地势低平,人口多,耕地面积大,河床及河堤抗冲能力差,如消能处理不当,水流对下游的冲刷破坏时有发生,甚至危及建筑物的安全。大量研究表明,低佛氏数水跃具有底部流速大、消能率低及跃后水面波动大等特点^[1-3]。如何有效地解决消能防冲问题,是当今水利枢纽广泛存在的工程难题。从 20 世纪 50 年代开始,Rouse 等^[4]、Liu 等^[5]、Mossa^[6]、Maeda 等^[7]及王云海等^[8]对水跃的紊流特性进行了研究,均取得了较大的研究进展。但由于水跃紊流结构复杂,受试验条件和测量手段限制,相关的微观研究不够系统,成果通用性较差。随着计算机技术和计算方法的发展,越来越多的学者采用数值模拟的方法研究

水跃问题,如 Zhang 等^[9]、Mignot 等^[10]、袁新明等^[11]、郑铁刚等^[12]、史志鹏等^[13]、唐文超等^[14]采用不同的数学模型模拟了淹没水跃,但这些研究大都局限于对算法的探讨和比较,而对低佛氏数水跃特性的研究还比较少。本研究采用 RNG 型 $k-\epsilon$ 紊流模型,对不同的低佛氏数水跃紊流结构进行数值模拟,系统地研究了其水力特性,旨在为平原地区低水头水利枢纽泄水建筑物的设计提供参考。

1 计算模型

1.1 水流控制方程

采用 RNG 型 $k-\epsilon$ 紊流数学模型对低佛氏数水跃进行二维数值模拟。该数学模型由于修正了湍动黏度,在 ϵ 方程中又增加了反映主流的时均应变率 E_{ij} ,较标准 $k-\epsilon$ 紊流数学模型更能适应高应变率及流线有较大弯曲的流动。水流控制方程为连续性方程、动量方程、 k 方程、 ϵ 方程,其表达式如下:

$$\begin{cases} \frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u_i)}{\partial x_i} = 0, \\ \frac{\partial(\rho u_i)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i}(\rho u_i u_j) = -\frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[(\mu + \mu_t) \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \right] + \rho F_i, \\ \frac{\partial(\rho k)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho k u_j)}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] + \mu_t \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) + \rho \epsilon, \\ \frac{\partial(\rho \epsilon)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho \epsilon u_j)}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\epsilon} \right) \frac{\partial \epsilon}{\partial x_j} \right] + C_{1\epsilon} \frac{\epsilon}{k} \mu_t \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) - C_{2\epsilon} \rho \frac{\epsilon^2}{k}. \end{cases} \tag{1}$$

式中: ρ 为水的密度; t 为时间; x_i, x_j 为直角坐标系的方向,下标 $i=1,2, j=1,2,1,2$ 分别表示 x, y 方向; u_i, u_j 为 i, j 方向的流速; p 为动水压强; μ 为水的动力粘滞系数; μ_t 为紊流粘性系数; F_i 为单位体积力, $F_1=0, F_2=-g$; $\sigma_k, \sigma_\epsilon$ 分别为水流紊动能 k 、耗散率 ϵ 的紊流普朗特数, $\sigma_k=1.0, \sigma_\epsilon=1.3$; $C_{1\epsilon}$ 和 $C_{2\epsilon}$ 均为 ϵ 方程常数, $C_{1\epsilon}=1.44, C_{2\epsilon}=1.92$ 。

μ_t 可由水流紊动能 k 和耗散率 ϵ 求出:

$$\mu_t = \rho C_\mu \frac{k^2}{\epsilon} \tag{2}$$

式中: C_μ 为经验常数, $C_\mu=0.09$ 。

1.2 模型的设计

计算模拟的水跃发生在宽深比为 2.5 的等宽平底水槽(图 1)中,边界条件对称、简单,可忽略两侧边壁对水跃的影响,故进行二维立面的数值模拟。图 1 中,计算模型长 $L=8\text{ m}$ 、高 $H=0.6\text{ m}$,首部 1 m 处设竖直舌型工作闸门。设 x 位于水槽底部并

指向水流方向, y 位于工作闸门处并指向竖直向上。 q 为水槽进口单宽流量, h_0 为水槽进口水深, $\bar{U}_0$ 为水槽进口断面平均流速, h_1 为闸门开度, $\bar{U}_1$ 为闸门

断面平均流速, h_2 为跃后水深, h_t 为下游水深, l_j 为水跃长度。

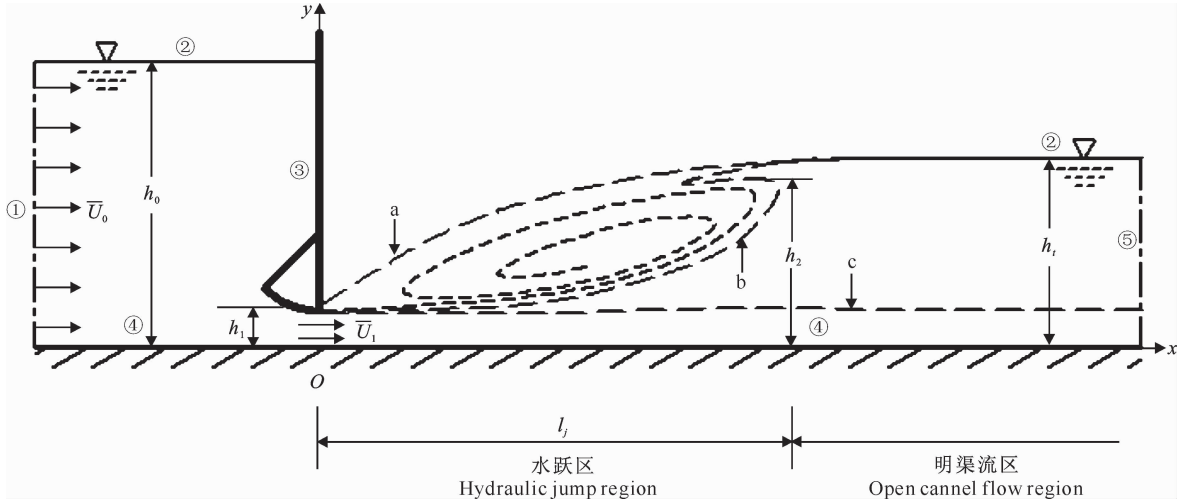


图 1 低佛氏数水跃紊流计算模型示意图

①. 水槽进口;②. 闸门上下游表面;③. 工作闸门;④. 水槽底;⑤. 水槽出口;

a. 含水 50% 水气两相分布; b. 含水 75% 水气两相分布; c. 含水 100% 水气两相分布

Fig. 1 Diagram of computation model of turbulence of hydraulic jump with low Froude number

①. Water slide import;②. Upstream and downstream surface of sluice gate;③. Service gate;

④. Bottom of water slide;⑤. Export of water slide;

a. The water content of water-air two phase flow is 50 per cent; b. The water content of

water-air two phase flow is 75 per cent; c. The water content of water-air two phase flow is 100 per cent

1.3 网格划分、边界及初始条件

计算区域网格划分的示意图如图 2 所示。水槽底部设置边界层,按普朗特的观点,估算边界层厚度 $\delta \leq 0.0016L = 1.28\text{ cm}$ 。根据计算边界层总厚度超过实际边界层厚度的原则,即边界层总厚度应超过湍流充分发展的区域,确定计算边界层总厚度为 1.342 cm 。将边界层划分 4 层网格,其中第 1 层网格高为 0.25 cm ,层高比为 1.2 。计算网格分为 2 个区域,水跃区范围在 $x = 0 \sim 1.4\text{ m}$,网格尺寸为 $0.5\text{ cm} \times 0.5\text{ cm} (\Delta x \times \Delta y)$;其余范围为水库及明渠流区,网格尺寸为 $1.0\text{ cm} \times 0.5\text{ cm}$ 。

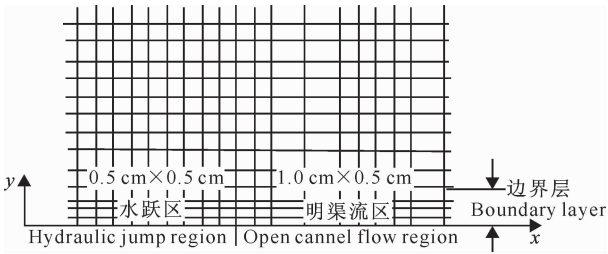


图 2 低佛氏数水跃紊流计算区域网格划分示意图

Fig. 2 Meshing diagram of computation domain of turbulence of hydraulic jump with low Froude number

计算边界条件为:1)在水槽进口设水流量进

口边界条件,即通过水槽进口进入的全部为水;2)在闸门上下游表面,采用 VOF (Volume of fluid) 方法进行处理,设压力进口边界条件,全部为空气;3)在工作闸门及水槽底,设固壁无滑移边界条件;4)在水槽出口,设压力出口边界条件。

计算初始边界条件为:各工况水槽进口水流单宽流量为 $0.1\text{ m}^2/\text{s}$,水槽进口水深为 0.50 m ,下游水深为 0.25 m ,大气压力为 101.325 kPa 。各工况计算时间步长为 0.005 s ,经 150 s 后水槽进出口水流流量误差比小于 0.5% 后,取其后 60 s 的计算结果进行分析。

2 结果与分析

2.1 模型验证

试验在长 20 m 、宽 1.5 m 、宽深比为 2.5 的自循环玻璃水槽中进行,验证闸门处佛氏数 $Fr_1 = 2.0$ 时的计算结果。闸门设在水槽中部,剖面与计算模型完全相同。采用 Nortek 公司生产的高级小威龙 (NDV),测量闸门下游水跃及跃后明渠流场的三维脉动流速,采样时间 60 s ,采样频率 50 Hz 。

$Fr_1 = 2.0$ 时,水跃水面线、时均流速计算值与

试验值的比较结果见表 1、图 3。表 1 中, x/l_j 表示水面线在 x 方向上的数值与水跃长度之比, 无量纲; y/h_2 表示水面线在 y 方向上的位置与跃后水深之比, 无量纲; 下标中的 m 和 s 分别表示试验值与计算值; Δ 表示计算值与试验值间的差值。由表 1 可见, $\Delta(y/h_2)$ 最大仅为 0.0550, 表明水跃水面线的计算值与试验值吻合较好。图 3 中, $u_x/u_{x\max}$ 表示断面上的各

点在 x 方向上的时均流速(u_x)与该断面上各点在 x 方向上的时均流速最大值($u_{x\max}$)之比, 无量纲。由图 3 可见, 当 $x/l_j=0.1\sim 4.0$ 时, $u_x/u_{x\max}$ 计算值与试验值相差 0.021~0.092, 表明二者吻合较好。因此, 综合水跃水面线、时均流速的试验验证结果来看, 采用 RNG 型 $k-\epsilon$ 紊流数学模型, 并用 VOF 方法处理闸门上下游表面, 计算低 Fr_1 水跃流场是可行的。

表 1 $Fr_1=2.0$ 时水跃水面线计算值与试验值的比较

Table 1 Water surface comparison between simulation and measurement when $Fr_1=2.0$									
x/m	x/l_j	$(y/h_2)_m$	$(y/h_2)_s$	$\Delta(y/h_2)$	x/m	x/l_j	$(y/h_2)_m$	$(y/h_2)_s$	$\Delta(y/h_2)$
0.05	0.079 4	0.418 8	0.469 7	0.050 9	0.50	0.793 7	0.916 2	0.910 1	-0.006 1
0.10	0.158 7	0.497 4	0.552 4	0.055 0	0.60	0.952 4	0.968 6	0.941 6	-0.027 0
0.20	0.317 5	0.628 3	0.678 3	0.050 1	0.70	1.111 1	1.005 2	0.962 4	-0.042 8
0.30	0.476 2	0.733 0	0.777 8	0.044 8	0.80	1.269 8	1.005 2	0.976 7	-0.028 5
0.40	0.634 9	0.837 7	0.857 9	0.020 2	1.00	1.587 3	1.000 0	0.998 0	-0.002 0

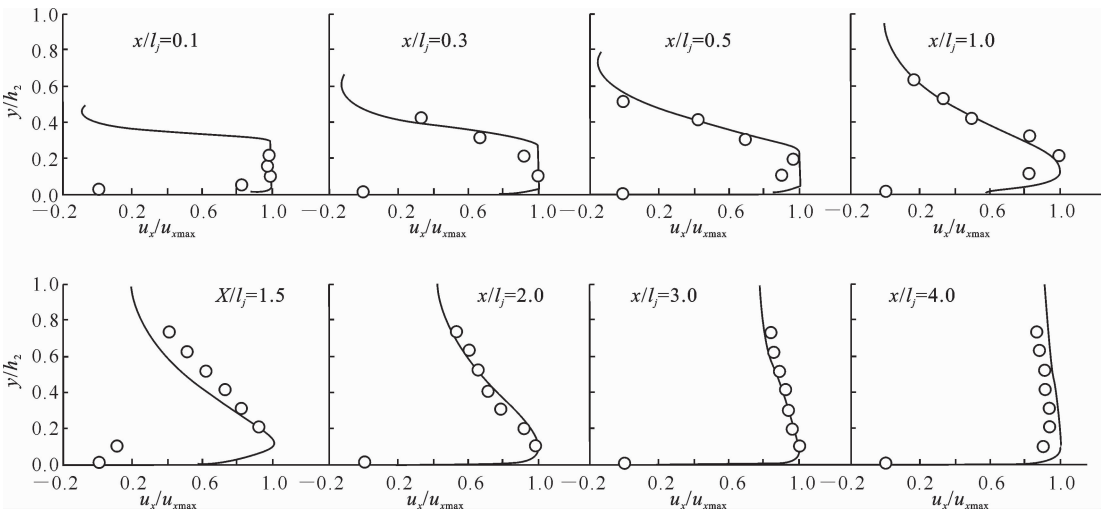


图 3 $Fr_1=2.0$ 时水跃区不同断面各点在 x 方向上时均流速计算值与试验值的比较

—, 计算值;○, 试验值

Fig. 3 Mean flow rate comparison in different sections between simulation and measurement when $Fr_1=2.0$

—, Simulation;○, Measurement

2.2 水跃长度的变化

闸门处 $Fr_1=2.0\sim 4.5$ 时, 水跃及其下游明渠流场各参数的计算结果见表 2。在一定 h_0 、 q 及 h_1 下, 调整 h_t , 使水槽内产生淹没水跃。根据棱柱体水平明渠水跃方程 $J(h_1)=J(h_2)$ 及 $J(h)=Q^2/$

$(gA)+Ah$, 可计算跃后水深 h_2 。一般用淹没系数 σ_j 表示水跃的淹没程度, 其计算公式为 $\sigma_j=h_t/h_1$ 。水跃旋滚位置有回流存在, 逆向流速为 0 的位置即可认为是水跃的终点, 从而可确定水跃长度 l_j 。

表 2 $Fr_1=2.0\sim 4.5$ 时各参数下水跃长度的计算结果

Table 2 Calculation results of length of hydraulic jump from the parameters when $Fr_1=2.0-4.5$									
工况编号 Condition number	h_0/m	$q/$ ($m^2 \cdot s^{-1}$)	h_1/m	$\bar{U}_1/$ ($m \cdot s^{-1}$)	Fr_1	h_2/m	h_t/m	σ_j	l_j/m
1	0.50	0.10	0.063	1.587	2.0	0.151	0.191	1.264	0.670
2	0.50	0.10	0.055	1.818	2.5	0.167	0.212	1.270	0.855
3	0.50	0.10	0.048	2.083	3.0	0.183	0.238	1.297	1.050
4	0.50	0.10	0.044	2.273	3.5	0.194	0.254	1.307	1.140
5	0.50	0.10	0.040	2.500	4.0	0.207	0.267	1.292	1.227
6	0.50	0.10	0.037	2.703	4.5	0.217	0.287	1.323	1.325

图 4 为本研究中 l_j/h_1 与用各经验公式计算 l_j/h_1 随 Fr_1 变化的分布情况。由图 4 可知,本研究计算得到的 l_j/h_1 均大于用各经验公式计算所得 l_j/h_1 ,符合 $\sigma_j > 1.2$ 时淹没水跃长度大于临界水跃长度这一结论^[15]。由表 2 可知,随着 Fr_1 的增加,水跃长度 l_j 增幅亦有增大趋势。可见,淹没水跃长度 l_j 不仅与 σ_j 有关,也与 Fr_1 有关。

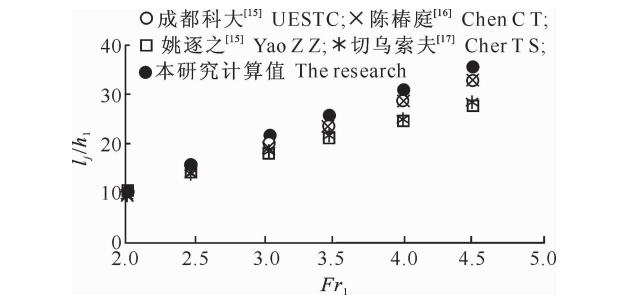


图 4 不同 Fr_1 下各公式计算 l_j/h_1 的比较
Fig. 4 Comparison of l_j/h_1 based on calculation formulas of deferent Froude number

2.3 流速分布

图 5 为低 Fr_1 水跃区及其下游明渠流区不同断面各点时均流速分布的示意图。图 5 中, $u/\bar{U}_1$ 为测点时均流速与闸门处断面平均流速之比,无量纲。由图 5 可见,低 Fr_1 水跃区近底板的主流沿程有扩散,最大流速沿程衰减;在下游明渠流区,流速沿程断面各点时均流速分布均匀,沿程衰减慢。

图 6 为水跃区断面各点时均流速最大值(u_{max})的沿程分布示意图。由图 6 可见,在水跃区,断面上各点时均流速最大值沿程降低。当 $x/l_j = 0.0 \sim 0.4$ 时,断面上各点时均流速最大值降低较小,降低了 7.09%;当 $x/l_j = 0.4 \sim 1.0$ 时,断面上各点时均流速最大值降低较大,且 Fr_1 越大,断面上各点时均流速最大值降低越明显, $Fr_1 = 2.0$ 时,时均流速最大值降低了 23.30%, $Fr_1 = 4.5$ 时,时均流速最大值降低了 65.98%。图 7 为明渠流区断面各点平均流速($\bar{U}$)沿程分布的示意图。图 7 显示,同一 Fr_1 下,明渠流区断面时均流速沿程变化不大。

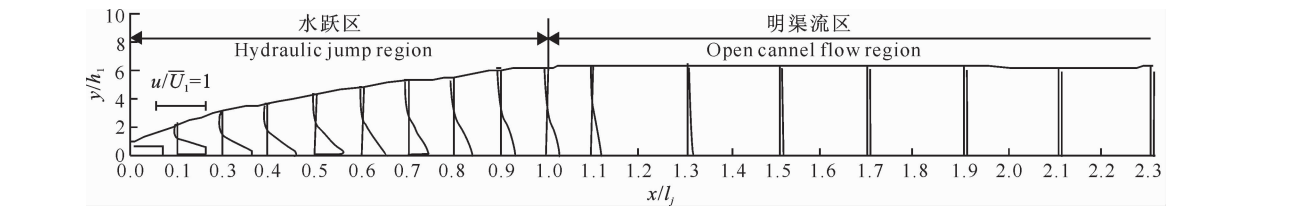


图 5 低 Fr_1 水跃区及其下游明渠流区不同断面各点时均流速分布示意图
Fig. 5 Diagram of mean flow rate of points at the sections in hydraulic pump region and open channel flow region of hydraulic pump with low Froude number

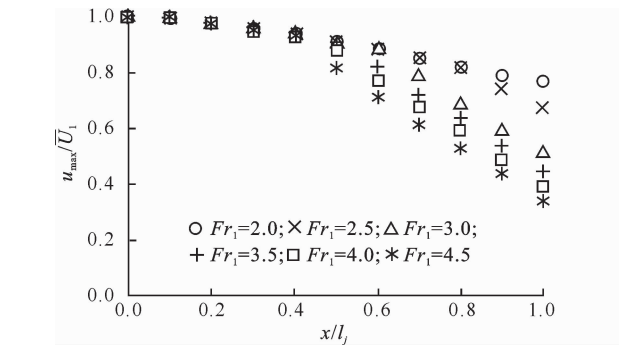


图 6 水跃区断面各点时均流速最大值的沿程分布
Fig. 6 Distribution of the maximum value of mean flow rate in the hydraulic jump region

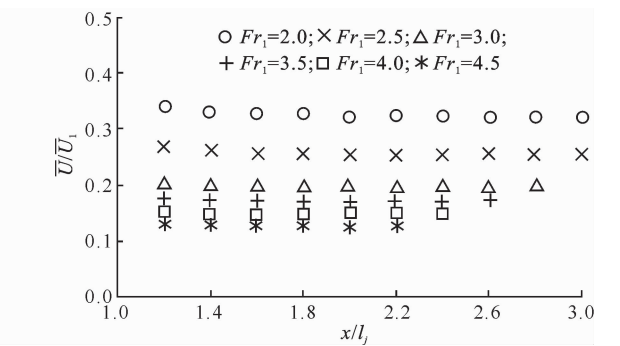


图 7 明渠流区断面各点平均流速的沿程分布
Fig. 7 Distribution of the mean value of mean flow rate in the open channel flow region

2.4 压强分布

图 8 为 $Fr_1 = 4.5$ 时水跃区 ($x < 1.0l_j$) 及其下游明渠流区 ($x \geq 1.0l_j$) 断面各点平均压强沿水深的分布。图 8 中, $P/1 \text{ atm}$ 表示压强与 1 个标准大气压强的比值,无量纲。由图 8 可见,当 $x = 0.1l_j$ 时(水跃区首部),计算压强大于静水压强。当 $x = 0.5l_j$ 时(水跃

区尾部),水深较小处,即 y/h_1 较大时,计算压强大于静水压强;水深较大处,即 y/h_1 较小时,计算压强小于静水压强。当 x 分别为 $1.0l_j$ 和 $1.4l_j$ 时,在水面位置处,即 y/h_1 最大时,计算压强等于静水压强;在水面以下处,计算压强小于静水压强。当 $x = 2.0l_j$ 时,计算压强与静水压强分布规律一致。其他低 Fr_1 水

跃区及其下游明渠流区断面各点压强变化规律与 $Fr_1=4.5$ 时一致,在此未一一列出。

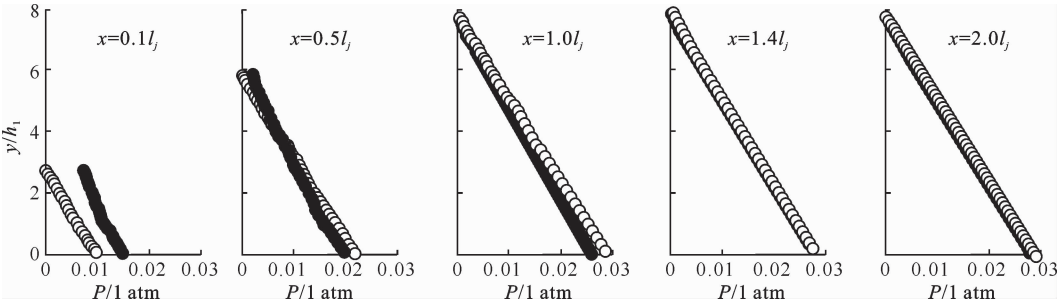


图 8 $Fr_1=4.5$ 时水跃区及其下游明渠流区断面各点平均压强沿水深的分布情况

●. 计算压强;○. 静水压强

Fig. 8 Depth distribution of mean pressure in hydraulic jump and channel flow area sections when $Fr_1=4.5$

●. Calculated pressure;○. Static pressure

2.5 紊动能和耗散率分布

图 9 为 $Fr_1=4.5$ 时水跃区及其下游明渠流区紊动能 k 的等值线分布情况,图 10 为 $Fr_1=4.5$ 时水跃区耗散率 ϵ 的等值线分布情况,图 11 为紊动能 k 及耗散率 ϵ 最大值与 Fr_1 的关系。由图 9 可见,紊动能 k 及其变化梯度最大值发生在泄水闸门顶部附近位置。由图 11 可知,当 Fr_1 由 2.0 增加到 4.5 时,紊动能 k 最大值基本呈线性增加,由 $0.128\text{ m}^2/\text{s}^2$ 增加到 $0.536\text{ m}^2/\text{s}^2$ 。此外,本研究发现,紊动

能 k 及其变化梯度较大值发生在水跃漩滚区,主流与漩滚交界处紊动能 k 变化梯度大于漩滚顶部;水跃区下游明渠流区紊动能 k 及其变化梯度最小。

本研究中,耗散率 ϵ 主要分布在水跃区前半部分的主流与漩滚交界处,当 Fr_1 由 2.0 增加到 4.5 时,耗散率 ϵ 最大值基本呈线性增加,由 $4.08\text{ m}^2/\text{s}^3$ 增加到 $34.2\text{ m}^2/\text{s}^3$;且闸门附近耗散率 ϵ 变化梯度最大(图 10 和图 11)。

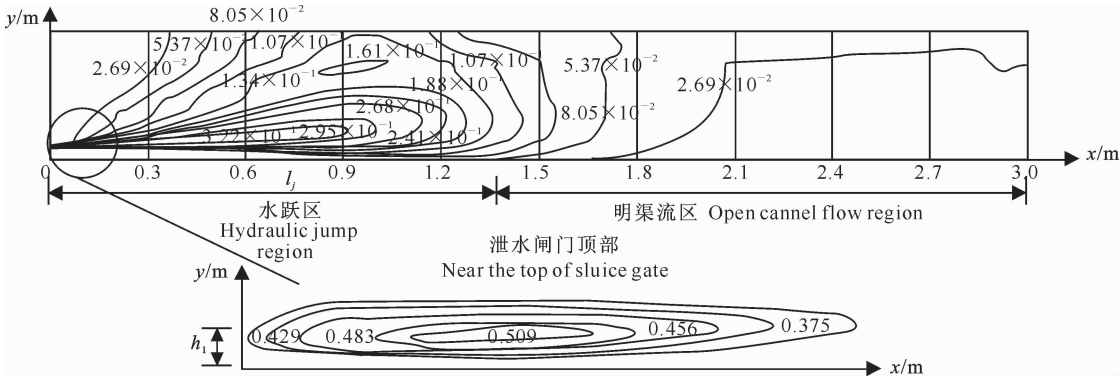


图 9 $Fr_1=4.5$ 时水跃区及其下游明渠流区的紊动能 k 的等值线分布(m^2/s^2)

Fig. 9 Contour map of k in hydraulic jump and channel flow region when $Fr_1=4.5(\text{m}^2/\text{s}^2)$

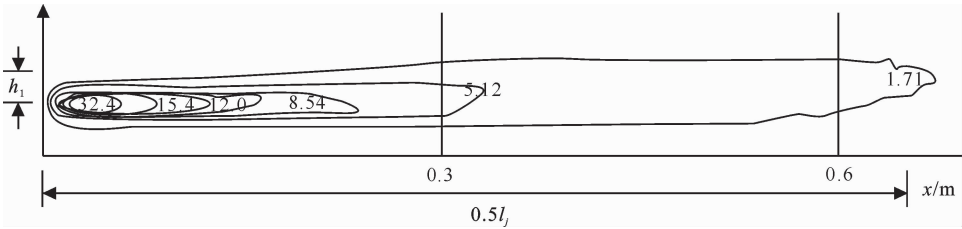


图 10 $Fr_1=4.5$ 时水跃区耗散率 ϵ 的等值线分布(m^2/s^3)

Fig. 10 Contour map of ϵ in hydraulic jump and channel flow region when $Fr_1=4.5(\text{m}^2/\text{s}^3)$

2.6 水跃消能率的变化

理论水跃消能率 η 可用下式计算:

$$\eta=\frac{E_1-E_2}{E_1}, \tag{3}$$

$$E_i = z_{ib} + \frac{U_i^2}{2g} + \bar{h}_i。 \tag{4}$$

式中: E_i 为断面单位水头的时均能量; $i=1,2$, 分别表示跃前及跃后断面; z_{ib} 、 U_i 、 $\bar{h}_i$ 分别为断面渠底压强、断面平均流速及时均断面水深。

棱柱体矩形水平明渠的实际消能率 η^* 还需考虑跃前及跃后断面紊动能 k , 可用下式计算:

$$\eta^* = \frac{E_1^* - E_2^*}{E_1}, \tag{5}$$

$$E_i^* = \frac{U_i^2}{2g} + \bar{h}_i + H_{Ki}, \tag{6}$$

$$H_K = K/g, \tag{7}$$

$$K = \frac{\sum_{j=1}^n k_j \rho_j q_j}{\sum_{j=1}^n \rho_j q_j}。 \tag{8}$$

式中: E_i^* 为考虑紊动能后跃前及跃后断面单位水体能量; $i=1,2$, 分别表示跃前及跃后断面; H_K 为断面平均紊动能水头; K 为断面平均紊动能; k_j 为断面上质点紊动能, ρ_j 为各质点水的密度; q_j 为各质点对应的单宽净流量。

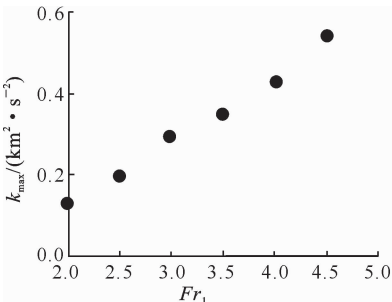


图 11 紊动能最大值($k_{\max}$)和耗散率最大值($\epsilon_{\max}$)与 Fr_1 的关系

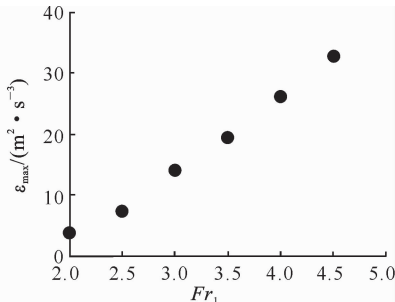


Fig. 11 Relation between the maximum of k and ϵ and Fr_1

图 12 为不同 Fr_1 下理论消能率 η 与实际消能率 η^* 的比较结果。由图 12 可见,当 $Fr_1=2.0$ 时, η 和 η^* 仅在 0.1 左右; $Fr_1=4.5$ 时, η 和 η^* 均未超过 0.5。随着 Fr_1 的增加 η 和 η^* 均呈线性增加,且 η 均大于 η^* ; η 与 η^* 差值为 0.02~0.04, 且随 Fr_1 的增大而增加。说明跃后紊动能使消能率减小, 且 Fr_1 越大, 跃后紊动能越大。因此, 对于平原地区低 Fr_1 水利枢纽, 需考虑理论消能率值偏大对设计消能设施时的影响。

用 VOF 方法处理闸门上下游表面, 对低佛氏数 ($Fr_1=2.0\sim4.5$) 水跃紊流进行了数值模拟, 得到以下结论:

1) 淹没系数 $\sigma_j>1.2$ 时, 本研究中的 l_j/h_1 均大于其他各经验公式计算的 l_j/h_1 , 且其增幅随 Fr_1 的增加而增大。

2) 水跃区断面各点时均流速最大值沿程减小, 当 $x/l_j=0.0\sim0.4$ 时, 降幅较小; $x/l_j=0.4\sim1.0$ 时, 降幅明显增加。 Fr_1 越大, 时均流速最大值的减小幅度越明显。跃后明渠流区, 断面各点平均流速沿程无明显变化, Fr_1 越大, 断面平均流速越小。

3) 在水跃区首部 ($x=0.1l_j$), 沿水深方向计算压强大于静水压强。在水跃区尾部 ($x=0.5l_j$), 水深较小处, 计算压强大于静水压强; 水深较大处, 计算压强小于静水压强。跃后 1 倍水跃范围内的明渠流区 ($x=1.0l_j$ 或 $x=1.4l_j$), 在水面位置处, 计算压强等于静水压强; 在水面以下处, 计算压强小于静水压强。超出跃后 1 倍水跃长度范围的明渠流区 ($x=2.0l_j$), 计算压强与静水压强分布规律一致。

4) 水跃区主流与漩滚交界处附近, 特别是在泄水闸门附近的紊动能 k 及耗散率 ϵ 最大, 跃后明渠流区的紊动能 k 及耗散率 ϵ 最小。紊动能最大值 $k_{\max}$ 及耗散率最大值 $\epsilon_{\max}$ 均随 Fr_1 的增加而增大。

5) 随着 Fr_1 的增加, η 和 η^* 均逐渐增大, 且 η 大

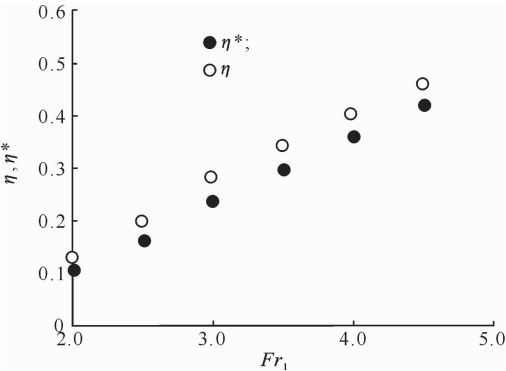


图 12 不同 Fr_1 下理论消能率(η) 与实际消能率(η^*) 的比较

Fig. 12 Contrast η with η^* under deferent Fr_1

3 结 论

本研究采用二维 RNG 型 $k-\epsilon$ 紊流数学模型, 利

于考虑了跃后紊动能的 η^* 。 Fr_1 越大,跃后紊动能 k 越大,对于平原地区低 Fr_1 水利枢纽,应考虑理论消能率值偏大对设计消能设施时的影响。

[参考文献]

- [1] 张清可,宋传琳.低佛氏数水跃下游水流紊动特性的试验研究[J].水利学报,1988(5):21-25.
Zhang Q K, Song C L. Experimental study of the turbulent flow characteristics downstream of a hydraulic jump at low Froude numbers [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1988 (5):21-25. (in Chinese)
- [2] 周玉香,翟召华,季新民,等.低 Fr 数消能规律研究[J].山东大学学报:工学版,2005,35(4):80-84.
Zhou Y X, Zhai Z H, Ji X M, et al. Experimental study on low Froude number flow [J]. Journal of Shandong University: Engineering Science, 2005, 35(4):80-84. (in Chinese)
- [3] 陈俊英,张新燕,张宽地,等. T 形墩应用于低佛氏数水流消能的试验研究[J].中国农田水利水电,2005(10):54-57.
Chen J Y, Zhang X Y, Zhang K D, et al. Experimental research on application of T-shaped pier in small Froude number flow dissipation [J]. China Rural Water and Hydropower, 2005 (10):54-57. (in Chinese)
- [4] Rouse H, Siao T T, Nagaratnam S. Turbulence characteristics of the hydraulic jump [J]. Trans Am Soc Civ Eng, 1959, 124: 926-950.
- [5] Liu Q, Drewes U. Turbulence characteristics in free and forced hydraulic jumps [J]. J Hydraul Res, 1994, 32(6):877-898.
- [6] Mossa M. On the oscillating characteristics of hydraulic jumps [J]. J Hydraul Res, 1999, 37(4):541-558.
- [7] Maeda T, Fujisawa T, Syuto, et al. Experimental and numerical study on onset of inflow in near field of buoyant jet at low Froude number [J]. Journal of Visualization, 2011, 8:1-9.
- [8] 王海云,戴光清,杨 庆,等.低水头、大单宽流量泄洪消能方式研究[J].水力发电,2006,32(8):25-27.
Wang H Y, Dai G Q, Yang Q, et al. Research and text for energy dissipation form of low head, large-unite discharge flood discharging [J]. Water Power, 2006, 32(8):25-27. (in Chinese)
- [9] Zhang H, Lian J J, Liu Q. Study on the mathematical model of hydraulic jump atomization [J]. Transactions of Tianjin University, 2004, 10(1):71-76.
- [10] Mignot E, Cienfuegos R. Energy dissipation and turbulent production in weak hydraulic jumps [J]. J Hydraul Eng, 2010, 136(2): 116-121.
- [11] 袁新明,毛根海,吴寿荣,等.双时间尺度紊流模型在工程中的应用[J].扬州大学学报:自然科学版,2001,4(2):62-65.
Yuan X M, Mao G H, Wu S R, et al. The application of multiple-time-scale turbulent model in hydraulic engineering [J]. Journal of Yangzhou University: Natural Science Edition, 2001, 4(2):62-65. (in Chinese)
- [12] 郑铁刚,戴会超,王玲玲,等.低弗汝德数闸后淹没水跃的数值模拟[J].水动力学研究与进展,2010,25(6):784-791.
Zheng T G, Dai H C, Wang L L, et al. Numerical simulation of submerged hydraulic jump downstream of the sluices with low Froude number [J]. Chinese Journal of Hydrodynamics, 2010, 25(6):784-791. (in Chinese)
- [13] 史志鹏,张根广,何婷婷.低水头辅助消能工水力特性数值模拟计算研究[J].水电能源科学,2011,29(6):106-109.
Shi Z P, Zhang G G, He T T. Numerical simulation of hydraulic performance of low head auxiliary energy dissipater [J]. Water Resources and Power, 2011, 29(6):106-109. (in Chinese)
- [14] 唐文超,程官富,陈胖胖,等.低水头条件下常用底流消力池的对比研究[J].合肥工业大学学报:自然科学版,2011,34(3):408-411.
Tang W C, Cheng G F, Chen P P, et al. Comparison of stilling basins in low water-head condition [J]. Journal of Hefei University of Technology: Natural Science Edition, 2011, 34(3): 408-411. (in Chinese)
- [15] 吴持恭.水力学[M].4版.北京:高等教育出版社,2008.
Wu C G. Hydraulics [M]. 4th ed. Beijing: High Education Press, 2008. (in Chinese)
- [16] 陈椿庭.平底槽二元水跃长度公式的比较[J].水利水电技术,1964(1):34-38.
Chen C T. Comparison of length calculation formula of dualistic hydraulic jump in flat-bottom water slide [J]. Water Resources and Hydropower Engineer, 1964(1):34-38. (in Chinese)
- [17] 切乌索夫.水力学专门教程[M].北京:高等教育出版社,1954.
Cher T S. Hydraulics special tutorial [M]. Beijing: High Education Press, 1954. (in Chinese)