

超低弗劳德数闸下消能试验

王海阳, 傅宗甫

(河海大学水利水电工程学院, 江苏 南京 210098)

摘要 : 低弗劳德数、低水头、低尾水的闸下消能消力池内不能产生稳定充分水跃, 池内壅起的水流出池后会产生二次跌落, 对下游河床冲刷严重。针对芦潮港水闸工程, 通过物理模型试验提出了一种新型辅助消能工, 即在池后海漫设置梅花形布置墩群, 可使下泄水流达到充分消能、均匀扩散的效果, 并分析了墩群的消能机理。实践表明, 这种新型的消能布置方案可以有效地解决超低弗劳德数底流水跃消能不充分的问题, 可供类似工程参考。

关键词 : 超低弗劳德数; 水闸; 消能工; 墩群; 芦潮港水闸

中图分类号 : TV135.2+1 **文献标识码** : A **文章编号** : 1006-7647(2007)06-0073-04

Experiments on under sluice energy dissipation at ultra-low Froude number//WANG Hai-yang, FU Zong-fu(College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract : The under sluice energy dissipation at low Froude number, low water head, and low tailwater does not produce steady hydraulic jump in the stilling basin. The surge in the stilling basin drops again after water flows out, and it leads to serious erosion on the lower river bed. In combination with the sluice project at the Luchao Port, a new type of auxiliary energy dissipator was proposed by physical model tests, i. e. the setting of cinquefoil-shaped pier groups on the apron behind the stilling basin to obtain good effect in full energy dissipation and uniform diffusion of water discharge toward downstream, and the mechanism of energy dissipation by the pier groups was analyzed. Practice shows that the new type of energy dissipation layout scheme is effective to overcome insufficient energy dissipation of bottom flow by hydraulic jump at ultra-low Froude number.

Key words : ultra-low Froude number; sluice; energy dissipator; pier group; sluice of Luchao Port

在我国大量的低水头中小型水利工程中, 底流消能是主要的消能方式。底流消能的效率与入流弗劳德数 Fr 密切相关。一般说来, Fr 越大, 消能效率越高, 反之, 消能效率越低^[1]。一般要求消力池中形成 $4.5 \leq Fr \leq 9.0$ 、稍有淹没的稳定水跃, 这种水跃漩滚稳定, 跃后水面平稳, 消能效率高, 消能率 $K_j = 45\% \sim 70\%$; $2.5 \leq Fr < 4.5$ 时为摆动水跃, 底部射流间歇地向水面窜升, 漩滚不稳定, 跃后水面波动较大, 消能效率较低, $K_j = 20\% \sim 45\%$; $1.7 \leq Fr < 2.5$ 时为弱水跃, 消能效率很低, $K_j < 20\%$; $1.0 < Fr < 1.7$ 时为波状水跃, 消能效率更低, 部分动能转变为波动能量, 这部分波动能量需较长距离才能衰减^[2]。

长期以来, 低弗劳德数水流消能问题一直是困扰着人们的一个相当棘手的问题。目前人们对低弗劳德数消能采取的主要办法是加深加大消力池, 或采用多级消力池。但一味加大消力池挖深, 不仅会增加池内水流的流速和脉动压力, 而且会使池底板所受扬压力增加, 这无疑加大了工程的危险性, 也增

加了工程投资, 并且在下游水位很低时, 仅靠增大消力池挖深和长度也难以保证水流消能防冲效果。这时就要求增设辅助消能工, 如消力墩、消力齿、消力梁等设施以促进水流的紊动扩散, 减小跃后水深, 稳定水跃, 这样就能有效地减小消力池的尺寸, 从而使工程建设更为经济可靠^[3]。

当前技术成熟并被广泛应用的综合消力池主要有美国垦务局推荐的 USBR-Ⅲ型、USBR-Ⅳ型消力池, 美国 SAF 型消力池及 BEHAVANI 型消力池(T 形墩消力池) 等^[4], 但这些技术成熟的消力池应用在超低弗劳德数、低水头、低尾水的情况下也很难达到令人满意的消能效果。本文提出在池后海漫设置梅花形布置墩群, 是针对上海芦潮港水闸工程提出的一种新型辅助消能工。试验研究表明, 该辅助消能工可以有效地提高海漫水深, 消除池后二次跌落, 均化海漫段流速分布, 对于类似工程具有一定的参考价值。

1 工程概况

芦潮港水闸工程位于上海市南汇区东南部的芦

潮港镇,在长江口和杭州湾的交汇处。水闸的主要功能为防洪(潮)、挡咸、排水和景观。该工程的建设既可以满足临港新城经济发展的需要,又可以满足该地区防汛安全、改善水质、提高环境质量的需要。

水闸外河直接与杭州湾相接,内河与芦潮港河道相接。水闸的主体工程由闸首、外河消力池和内外引河组成。闸首采用钢筋混凝土壩式结构,水闸分3孔,闸孔总净宽36 m,单孔12 m,均为胸墙式。外河消力池为钢筋混凝土结构。

水闸消力池分为两级,闸室的外河侧段兼作一级消力池,长22.08 m,池底高程-2.5 m;二级消力池长10 m,池底高程-2.8 m,尾槛顶高程与外引河河底高程相同(-1.5 m),如图1所示。

由于本工程水流条件复杂,水闸具有一定的规模,因而有必要通过水工整体模型试验研究水闸排涝能力、内、外河水流流态、流速分布及冲淤情况,以便分析和调整水闸的定位及内外引河的结构,优化工程的总体布置,合理确定水闸的运行调度方式。

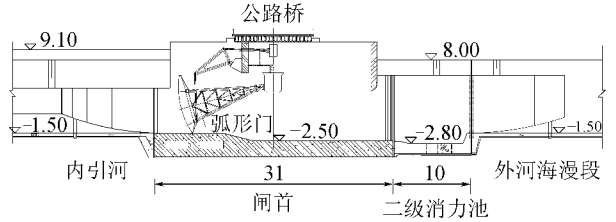


图1 水闸纵剖面(单位:m)

2 原方案试验结果及问题分析

原方案消力池消能防冲试验对两种工况闸下消力池水跃跃首位置、池后水流衔接形态、海漫段最大垂线平均流速等进行了观测,水闸运行工况见表1。

表1 排涝水位组合			m
工 况	外河水位	内河水位	
工况1	0.23(平均低潮位)	2.8(常水位上限)	
工况2	1.76(平均潮位)	3.8(设计高水位)	

2.1 模型试验结果

试验表明,工况1在一级消力池内能形成完整的淹没水跃,跃首位于一级消力池池首斜坡末端,二级消力池不起作用,水流流出二级消力池后,由于海漫段水深偏小,在尾槛后产生二次跌落,跌落区实测最大垂线平均流速约6.0 m/s;工况2淹没水跃产生于二级消力池内,跃首位于闸墩末端,即二级消力池池首,一级消力池内为急流,池后二次跌落区长度较工况1长,跌落区实测最大垂线平均流速可达7.1 m/s。表2列出了两种排涝水位组合下闸下水流的主要特性。

由于海漫段水深过小,外引河水流二次跌落

后水面波动较大,最大水面波动值约为±0.5 m,外引河内出现类似于波状水跃的水流衔接形态,流态如图2所示。

表2 闸下主要水流特性

工 况	水跃跃首位置	出池后水流流态	二次跌落区长度/m	跌落区最大垂线平均流速/(m·s ⁻¹)
工况1	一级池首斜坡末端	跌落	23.5	6.0
工况2	二级池首	跌落	36.6	7.1

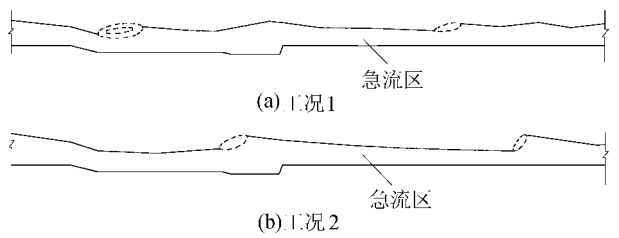


图2 原方案纵剖面流态示意图

2.2 问题分析

试验测得2种工况跃前水深分别为2.28 m和2.97 m,对应的流量分别为582.54 m³/s和794.36 m³/s,计算得到2种工况跃前断面Fr分别为1.72和1.64,属波状水跃或弱水跃,消力池内难以发生充分稳定的水跃,消能效率很低,致使出池水流仍挟有很大的能量,出池后流态复杂,出池水流对下游的冲刷严重。

消力池内形成的强迫水跃可使池内水面壅高,而池后尾水位很低,两者间有较大的水头差,要使出池水流在相对较短距离内与下游河道水面衔接,只能以急流陡降的形式趋近下游水面,因此会发生水流二次跌落现象。跌落急流要过渡到下游的缓流会再次出现水跃,二次跌落区急流的Fr很小,致使水面产生一系列起伏不大的单波——波状水跃向下游传播,对下游造成严重危害。

由此可见原方案消力池消能效果不理想,采用的消能措施不能使出池水流与下游水面平顺衔接,必须改进原方案,提出更为合理的修改方案。

3 修改方案试验及墩群消能机理

由于原设计方案中海漫段水深过小,二级消力池后产生水面跌落,试验针对这些情况对消能防冲设施进行修改,修改的主要思路是通过修改二级消力池长度、扩散角、池底高程、下游翼墙形状以及增设墩、槛、墩群等措施,加强消力池后水流的扩散,均化外引河垂线平均流速的横向分布,降低海漫段流速。

3.1 修改方案流态特征

共进行了10种修改方案的试验,本文选择具有代表性的5种方案进行比较分析,方案的基本布置

形式及水流特征见表 3。

综合考虑方案 1 和 2 可以看出,仅增大消力池尺寸很难解决出池水流跌落问题,而且受经济及地质条件的影响,消力池也不可能无限地增大,这是因为增大消力池只能保证水跃在池内发生,并不能解决消力池内壅高的水面与下游低水面衔接的问题。

综合考虑方案 2 和方案 3,加差动齿坎或齿墩可将水流分股,加大了坎上下游水体的漩滚,增大了剪切面和漩涡区,增加了水流能量的耗散,使底部流速降低^[3-4]。加差动齿坎或齿墩既可以消耗掉一部分能量,又可使水流均匀扩散,因此在一级消力池末加差动坎、墩的方法是可取的。

对比方案 3 和方案 1、方案 2 可以发现,在二级消力池内增设消力墩群消能效果不明显。消力墩是通过水流与消力墩迎水的垂直面撞击使水流纵向漩滚,靠小尺度的漩涡消杀能量,强化消能,提高消能效率,迫使水跃向上游推进,具有加大跃首水深、降低流速、降低跃后水深、增加水流紊动及促进消能之功效^[5-6]。而方案 3 中,水跃发生于一级消力池内,二级消力池内消力墩的下游水深很大,流经消力墩的水流流态类似于淹没堰流,主流位于消力墩上方,这时消力墩的冲击消能效果就被大大削弱,故该方案中池内设置的消力墩的消能作用不大^[7]。

方案 4 和方案 5 试验结果表明,水流流出二级消力池后无明显跌落,海漫段水深明显增加,海漫段水流最大垂线平均流速大大降低,可以满足下游海漫设计的抗冲要求。

考虑芦潮港水闸排涝运行调度需要,对方案 4 和方案 5 进行了部分闸孔的开启排涝试验,在部分闸孔开启运行时方案 4 基本不能在消力池中产生稳定的水跃,而且海漫段最大垂线平均流速也较方案 5 的大,综合比较发现方案 5 闸下水流流态优于方案 4,最终选定方案 5 为最优方案,方案 5 布置见图

表 3 修改方案布置形式及水流特征

方案	池底 高程/m	池长/ m	主要布置特点	水跃跃首 位置	池后水流 形态	跌落区 长度/m	跌落区 或海漫段 最小水深/ m	海漫段最大 垂线平均 流速/ (m·s ⁻¹)
1	-3.1	15	不设齿墩、齿坎、墩群	一级池内	跌落	17.1	2.40	5.95
2	-2.8	20	一级池末加高 1.2 m 的差动齿墩	一级池首斜坡中	跌落	14.4	2.25	5.42
3	-2.8	20	一级池末加高 1.0 m 的差动齿坎,二级池内设置 2 排高 1.2 m 的梅花形布置墩群	一级池首斜坡中	跌落	17.4	2.25	5.60
4	-2.8	20	一级池末加 1.2 m 高差动齿墩,海漫上设置 2 排高 1.2 m 的梅花形布置墩群	一级池首斜坡中	跌落不明显		2.70	4.56
5	-2.8	20	一级池末加 1.0 m 高差动齿坎,海漫上设置 2 排高 1.2 m 的梅花形布置墩群	一级池首斜坡中	跌落不明显		2.70	4.36

3 和图 4。

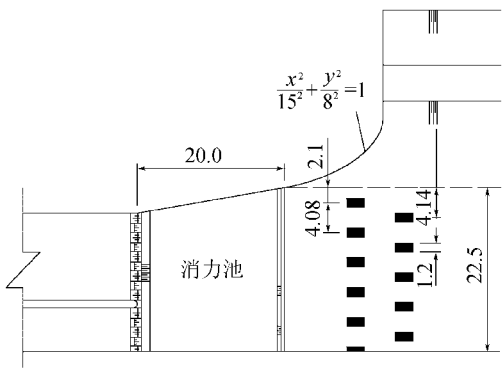


图 3 方案 5 平面布置图(单位:m)

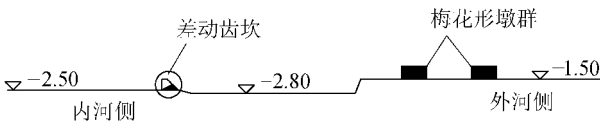


图 4 方案 5 剖面示意图(单位:m)

3.2 墩群消能机理

海漫上设置梅花形布置墩群可以看作是一种冲击式消能工,它垂直的迎水面对出池水流有强烈的阻击作用,消耗了水流的动能,同时对水流增加了反作用力,其消能机理可从以下两方面说明。

一方面,从能量方程考虑:

$$H + \frac{\alpha v^2}{2g} = E \tag{1}$$

式中: H 为基准面以上水头; v 为流速; α 为动能修正系数。因水流流经墩群时,墩群对水流的阻击和折转作用加大了水流的紊动,增加了能量耗散,从而减小了总能量 E 。另外,墩群的阻击作用使得部分流速水头 $\frac{\alpha v^2}{2g}$ 转换为位置水头,水头 H 增大,即墩群使得池后海漫段水深增加,减小了池内和池后的水头差,改变了原来出池水流突然跌落的现象,使水面线缓慢降低,出池水流与下游水流平顺衔接。

另一方面从动量方程考虑^[8],取跃前和出池流

过墩群后的两个渐变流控制断面列动量方程：

$$\frac{Q^2}{gA_1'} + A_1'h_{c1}' + \frac{F_c}{\rho g} = \frac{Q^2}{gA_2'} + A_2'h_{c2}' + \frac{F_R}{\rho g} + \frac{F_c}{\rho g} \quad (2)$$

或
$$\mathcal{K}(h_1') = \mathcal{K}(h_2') + \frac{F_R}{\rho g} \quad (3)$$

式中： A_1' 及 A_2' 分别为有出池墩群时水跃前及墩群后断面的面积； h_{c1}' 及 h_{c2}' 分别为有墩群时水跃前及墩群后断面上的形心距水面的距离； F_R 为墩群的反击力； F_c 为一级消力池尾坎及二级消力池尾部的反击力； $\mathcal{K}(h') = \frac{Q^2}{gA'} + A'h_c' + \frac{F_c}{\rho g}$ 。

无墩群时水跃方程为

$$\mathcal{K}(h_1) = \mathcal{K}(h_2) \quad (4)$$

因为有无墩群时的流量和跃前水深基本相同，故

$$\mathcal{K}(h_1) = \mathcal{K}(h_2) \approx \mathcal{K}(h_1') \quad (5)$$

于是，由方程(3)得

$$\mathcal{K}(h_2') = \mathcal{K}(h_1') - \frac{F_R}{\rho g} = \mathcal{K}(h_2) - \frac{F_R}{\rho g} \quad (6)$$

或
$$\mathcal{K}(h_2') < \mathcal{K}(h_2) \quad (7)$$

根据水跃函数曲线特性，水跃函数随着跃后水深的减小而减小，可知

$$h_2' < h_2$$

即墩群的作用使跃后水深减小，可使出池水流与下游水面更为平顺地衔接。

总之，墩群的存在从能量方面考虑增加了出池后水深，从动量方面考虑降低了消力池内的跃后水深，使出池后水流更为平顺地与下游衔接。

4 结 论

a. 消力池修改方案5对增加海漫段水深、均化

海漫段流速横向分布、减小海漫段最大垂线平均流速效果较为明显。

b. 由于墩群对出池水流的阻击和折转作用，增加了水流的能量耗散，提高了闸下水流的消能效率，同时墩群的存在起到了整流的作用，使池后水流平稳均匀地扩散到整个河道断面，有效地避免了折冲水流的发生。

c. 池后梅花形布置墩群可应用于超低弗劳德数、低水头、低尾水的底流消能工程中，可有效解决波状水跃消能不充分的问题。

d. 对墩群的布置形式及单个墩体的体型参数等还需进一步研究。

参考文献：

[1] 梁跃平,刘海凌,梁国亭.辅助消能工应用于低佛氏数水流消能的试验研究[J].华北水利水电学报,2000,21(1):13-16.

[2] 冬俊瑞,李永祥,李玉柱.中小型水工建筑物底流水跃消能技术新进展[J].海河水利,1998(6):4-8.

[3] 陈宝华,张世儒.水闸[M].北京:中国水利水电出版社,2003:65-76.

[4] 刘韩生,花立峰,纪志强,等.跌水与陡坡[M].北京:中国水利水电出版社,2004:143-183.

[5] 花立峰,卢军,寿伟冈.综合式消能工的水力特性及工程应用[J].水利水电工程设计,1998(3):17-19.

[6] 吴宇峰.消力墩对水跃跃长的影响[J].四川水力发电,2004,23(3):52-53.

[7] 刘沛清,冬俊瑞.消力池及辅助消能工设计的探讨[J].水利学报,1998(6):48-56.

[8] 吴持恭.水力学[M].3版.北京:高等教育出版社,2003:285-305.

(收稿日期:2007-07-15 编辑:骆超)

(上接第72页)

参考文献：

[1] CHANSON H. Hydraulic design of stepped spillways and downstream energy dissipators[J]. Dam Engineering, 2001, 11(4):205-242.

[2] CHAIYUTH C. Assessing the flow resistance of skimming flow on the step faces of stepped spillways[J]. Dam Engineering, 2002, 12(4):303-313.

[3] CHANSON H, TOOMBES L. Energy dissipation and air entrainment in stepped storm waterway: experimental study[J]. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE, 2002, 128(5):305-315.

[4] BOES R M, HAGER W H. Two-phase flow characteristics of stepped spillways[J]. Journal of Hydraulic Engineering,

ASCE, 2003, 129(9):661-670.

[5] BOES R M, HAGER W H. Hydraulic design of stepped spillways[J]. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 2003, 129(9):671-679.

[6] OHTSU I, YASUDA Y, TAKAHASHI M. Flow characteristics of skimming flows in stepped channels[J]. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 2004, 130(9):860-869.

[7] 黄文.水力学[M].北京:人民教育出版社,1980.

(收稿日期:2007-07-15 编辑:骆超)

