



普通高等教育“十五”国家级规划教材

水力学

第3版

下册

高速水力学国家重点实验室(四川大学) 编
吴持恭 主编



高等教育出版社

普通高等教育“十五”国家级规划教材

水 力 学

第 3 版

下 册

高速水力学国家重点实验室(四川大学) 编

吴持恭 主编

高等教育出版社

内容简介

本书是普通高等教育“十五”国家级规划教材。本书论述水力学的主要理论及其应用,是在第二版的基础上,保持原书“循序渐进、加强基础、理论联系实际、利于教学”的特点。全书在整体安排上采用由浅入深的方式,在水静力学之后,从液体运动的流束理论出发,渐进式地介绍水动力学内容,经过流态、管流、明渠流、水跃、堰闸出流、水流衔接与消能后,再进一步介绍管道和明渠中的非恒定流,然后上升到流场理论、边界层理论和势流理论,最后以几个专题作为全书的结束。修订内容主要包括:根据水力学的学科发展,对相应内容进行增删,增加了思考题,以作为例题和习题的有效补充,并进一步完善习题;将现代计算手段与传统的典型计算方法相结合,如在有关计算方法中体现利用计算机进行迭代计算。

全书分上、下两册,共分18章。本书为下册,内容包括泄水建筑物下游的水流衔接与消能、有压管中的非恒定流、明渠非恒定流、液体运动的流场理论、边界层理论基础、恒定平面势流、渗流、河渠挟沙水流理论基础、高速水流、相似原理和模型试验基础等10章。

本教材可作为高等学校水利类、土建类专业本科生的教材,也可供高等职业大学和成人教育学院师生及有关工程技术人员参考。

图书在版编目(CIP)数据

水力学(下)/吴持恭主编.—3版.—北京:高等教育出版社,2003.11

ISBN 7-04-011859-9

I. 水... II. 吴... III. 水力学-高等学校-教材 IV. TV13

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2003)第 055765 号

出版发行	高等教育出版社	购书热线	010-64054588
社 址	北京市西城区德外大街4号	免费咨询	800-810-0598
邮政编码	100011	网 址	http://www.hep.edu.cn
总 机	010-82028899		http://www.hep.com.cn
经 销	新华书店北京发行所		
排 版	高等教育出版社照排中心		
印 刷	北京中科印刷有限公司		
		版 次	1979年8月第1版 2003年11月第3版
开 本	787×960 1/16	印 次	2003年11月第1次印刷
印 张	22.75	定 价	26.20元
字 数	420 000		

本书如有缺页、倒页、脱页等质量问题,请到所购图书销售部门联系调换。

版权所有 侵权必究

策划编辑	黄 毅
责任编辑	黄 毅
封面设计	李卫青
责任绘图	朱 静
版式设计	王艳红
责任校对	王 雨
责任印制	宋克学

目 录

9 泄水建筑物下游的水流衔接与消能	1
9.1 底流消能的水力计算	3
9.2 挑流消能的水力计算	24
9.3 面流及消能屏消能简介	31
思考题	34
习题	34
10 有压管中的非恒定流	38
10.1 阀门突然关闭时有压管道中的水击	39
10.2 阀门逐渐关闭时有压管道中的水击	48
10.3 非恒定流的基本方程组	50
10.4 水击的基本微分方程组	54
10.5 水击计算的解析法	57
10.6 调压系统中的水面振荡	67
思考题	72
习题	72
11 明渠非恒定流	73
11.1 明渠非恒定流的特性及波的分类	73
11.2 明渠非恒定渐变流的基本方程式	76
11.3 初始条件及边界条件	80
11.4 特征线法	82
11.5 瞬时流态法	91
11.6 明渠非恒定急变流	114
11.7 波额流量	116
思考题	117
习题	117
12 液体运动的流场理论	118
12.1 流速、加速度	119
12.2 流线、迹线及其微分方程	122
12.3 液体质点运动的基本形式	124
12.4 无涡流与有涡流	128
12.5 液体运动的连续性方程式	134

II 目 录

12.6	理想液体运动微分方程式及其积分	137
12.7	实际液体运动时所产生的内应力	147
12.8	实际液体运动微分方程式	154
12.9	紊动扩散的基本方程	162
	思考题	168
	习题	168
13	边界层理论基础	170
13.1	边界层的概念	170
13.2	边界层的微分方程式	172
13.3	边界层厚度、排挤厚度、动量损失厚度及能量损失厚度	175
13.4	边界层的动量方程式	179
13.5	平板上层流边界层的计算	182
13.6	平板上紊流边界层的计算	184
13.7	边界层的分离现象及绕流阻力	187
	思考题	190
	习题	191
14	恒定平面势流	192
14.1	恒定平面势流的流速势及流函数	193
14.2	流网法解平面势流	199
14.3	势流叠加法解平面势流	204
	思考题	210
	习题	210
15	渗流	212
15.1	渗流的基本概念	213
15.2	渗流的基本定律——达西定律	215
15.3	地下河槽中恒定均匀渗流和非均匀渐变渗流	219
15.4	棱柱体地下河槽中恒定渐变渗流的浸润曲线	222
15.5	普通井及井群的计算	228
15.6	水平不透水层上均质土坝的渗流计算	233
15.7	渗流场的基本微分方程式及其解法简介	237
15.8	用流网法求解平面渗流	240
15.9	水电比拟法绘制流网	244
	思考题	249
	习题	249
16	河渠挟沙水流理论基础	252
16.1	泥沙特性	252
16.2	泥沙在静水中的沉降速度	258
16.3	泥沙的临界推移力与起动流速	263

16.4	推移质输沙率	268
16.5	悬移质运动	272
16.6	悬移质含沙量沿垂线分布	272
16.7	水流挟沙能力	275
16.8	冲积河流和挟沙水流的阻力变化	276
16.9	泥沙连续性方程式	281
	习题	281
17	高速水流	283
17.1	高速水流的脉动压强	284
17.2	水工建筑物的气蚀问题	293
17.3	高速掺气水流	300
17.4	非棱柱体明渠中的急流冲击波	305
17.5	陡槽中的滚波	318
	习题	319
18	相似原理和模型试验基础	320
18.1	相似现象的相似特征	320
18.2	相似条件	325
18.3	单项力作用下的相似准则	326
18.4	水工模型设计的几点说明	333
18.5	变态模型	334
	思考题	338
	习题	338
	参考文献	340
	习题答案	342
	索引	345
	Synopsis	349
	Contents	350
	作者简介	356

9

泄水建筑物下游的水流衔接与消能

天然河道中的水流,一般多属缓流,单宽流量沿河宽方向的分布也比较均匀。但当在河道中修建了闸、坝等泄水建筑物后,流动条件发生了变化,通过建筑物下泄的水流往往具有很高的流速,单位重量水体所具有的能量(即比能)也比下游河道中水流的正常比能大得多,对下游河床具有明显的破坏能力。特别是为了节省建筑物的造价,常要求这类建筑物的泄水宽度比原河床小,单宽流量加大,形成高速水流下泄,能量亦就更为集中,破坏性也更大。

如图 9.1 所示的溢流坝,设水流自坝顶下泄至坝趾 $c-c$ 断面时的比能为 E_1 (主要是动能),下游 2-2 断面的比能为 E_2 ,二者的比能差称为余能 $\Delta E = E_1 - E_2$, ΔE 的数值往往很大。设该溢流坝的单宽流量 $q = 80 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$,上下游水位差为 60 m,当略去坝前断面及 2-2 断面的流速水头,不计坝面的能量损失时,余能近似等于上下游水位差,即 ΔE 为 60 m。则单位宽度河床上每秒钟应消除的能量为

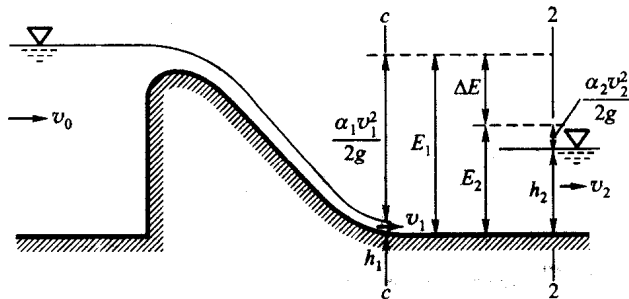


图 9.1

$$\begin{aligned}
 N &= \rho g q \Delta E = (9\,800 \text{ N/m}^3) \times (80 \text{ m}^2/\text{s}) \times (60 \text{ m}) \\
 &= 47\,000\,000 \text{ N} \cdot \text{m}/\text{s} = 47\,000 \text{ kW}
 \end{aligned}$$

这样巨大的能量(主要为动能),若不采取有效措施加以消除,势必刷深河槽,冲毁河堤,甚至使建筑物遭到破坏。

所以,泄水建筑物下游水力设计的主要任务之一,就在于选择及计算适当的消能措施,使在下游较短距离内消除余能 ΔE ,并使 $c-c$ 断面的高速集中水流,安全地转变为下游的正常缓流,从而保证建筑物的安全。目前,常采用的衔接与消能措施,大致有下列三种类型:

1. 底流式消能

由第6章可知,急流向缓流过渡时必然发生水跃。所谓底流消能,就是在建筑物下游采取一定的工程措施,控制水跃发生的位置,通过水跃产生的表面旋滚和强烈的紊动以达到消能的目的。从而使 $c-c$ 断面的急流与下游的正常缓流衔接起来。这种衔接形式由于高流速的主流在底部,故称为底流式消能(见图 9.2)。

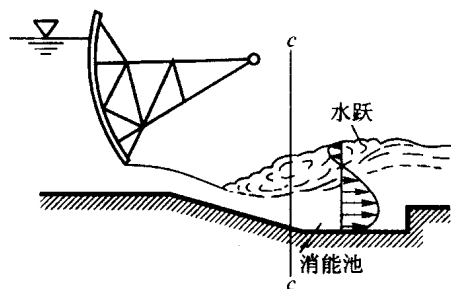


图 9.2

2. 挑流式消能

利用下泄水流所挟带的巨大动能,因势利导将水流挑射至远离建筑物的下游,使下落水舌对河床的冲刷不会危及建筑物的安全(见图 9.3)。下泄水流的余能一部分在空中消散,大部分在水舌落入下游河道后被消除。

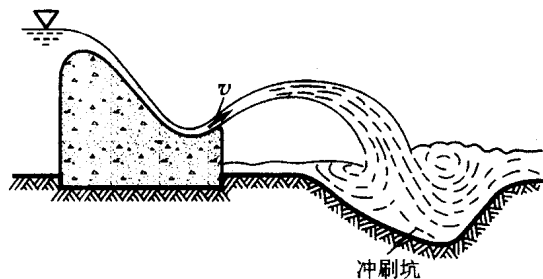


图 9.3

3. 面流式消能

当下游水深较大而且比较稳定时,可采取一定的工程措施,将下泄的高速水流导向下游水流的上层,主流与河床之间由巨大的底部旋滚隔开,可避免高速主流对河床的冲刷。余能主要通过水舌扩散,流速分布调整及底部旋滚与主流的相互作用而消除。由于衔接段中,高流速的主流位于表层,故称为面流式消能(图 9.4)。

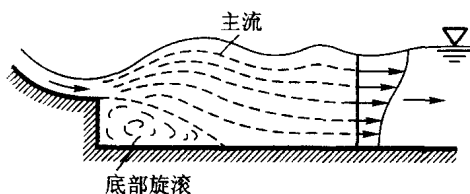


图 9.4

此外,还可以将上述三种基本的消能方式结合起来应用。如某些工程中采用的消能屏(图 9.5)就是一种底流和面流结合应用的实例。总之,工程实际中消能型式的选择是一个十分复杂的问题,必须结合具体工程的运用要求,并兼顾水力,地形,地质及使用条件进行综合分析,因地制宜地采取措施,以达到消除余能和保证建筑物安全的目的。

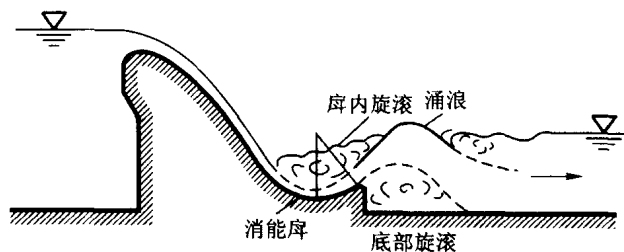


图 9.5

下面着重介绍底流消能及挑流消能的水力计算方法。其它消能方式的水力计算,可参阅有关资料。

9.1 底流消能的水力计算

底流消能是借助于一定的工程措施控制水跃位置,通过水跃发生的表面旋

滚和强烈紊动来消除余能。由第7章可知,水跃的能量损失随跃前断面佛劳德数 Fr_1 的增大而增加。以矩形断面明渠为例,当 $Fr_1 = 5$ 时,通过水跃消除的能量 $\Delta E \approx 50\% E_1$, E_1 为跃前断面的比能;当 $Fr_1 = 7$ 时, $\Delta E \approx 64\% E_1$;当 $Fr_1 = 9$ 时, $\Delta E \approx 70\% E_1$ 。由此可见,水跃的消能效果是十分显著的。所以,一般的水闸、中小型溢流坝或地质条件较差的各类泄水建筑物,多采用底流式消能。这是一种基本的消能型式,在我国获得了广泛应用。

底流式消能的水力计算,首先应分析建筑物下游的水流衔接形式,亦即判定水跃发生的位置;然后确定必要的工程措施。显然,建筑物下游水跃的位置,决定于通过建筑物下泄水流的特性和下游河道中水深和流速的大小。当通过流量一定时,下游河道中的水深和流速通常是已知的。至于通过建筑物下泄的水流,则常以建筑物下游的收缩断面作为分析水流衔接形式的控制断面。

9.1.1 泄水建筑物下游收缩断面水深的计算

以图9.6所示的溢流坝为例来说明收缩断面水深的计算方法。

水流自坝顶下泄时,势能逐渐转化为动能,水深减小,流速增加。到达坝趾的 $c-c$ 断面,流速最大,水深最小,称为收缩断面,其水深以 h_c 表示, h_c 小于临界水深 h_k 。现以通过收缩断面底部的水平面为基准面,列出坝前断面 $0-0$ 及收缩断面 $c-c$ 的能量方程式,可得

$$E_0 = h_c + \frac{\alpha_c v_c^2}{2g} + \zeta \frac{v_c^2}{2g} = h_c + (\alpha_c + \zeta) \frac{v_c^2}{2g} \quad (9.1)$$

式中: ζ 为 $0-0$ 至 $c-c$ 断面间的水头损失系数; E_0 为以收缩断面底部为基准面的坝前水流总比能。由图9.6可以看出

$$E_0 = P_2 + H + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} = P_2 + H_0 \quad (9.2)$$

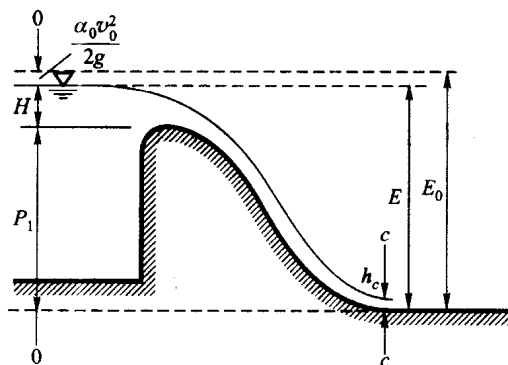


图 9.6

令流速系数 $\varphi = \frac{1}{\sqrt{\alpha_c + \zeta}}$, 则(9.1)式可写作

$$E_0 = h_c + \frac{v_c^2}{2g\varphi^2}$$

以 $v_c = \frac{Q}{A_c}$ 代入上式得

$$E_0 = h_c + \frac{Q^2}{2gA_c^2\varphi^2} \quad (9.3)$$

对于矩形断面, $A_c = b \cdot h_c$ 。取单宽流量计算, 则

$$E_0 = h_c + \frac{q^2}{2g\varphi^2 h_c^3} \quad (9.4)$$

当断面形状, 尺寸, 流量, 及流速系数 φ 已知时, 即可应用(9.3)式来计算收缩断面水深 h_c 。对矩形断面可用(9.4)式计算。

(9.3)及(9.4)式都是三次方程式, 一般需用试算法求解, 计算可列表进行, 以便于检查错误及逐次逼近; 此外, 也可借助于一些专门的图表来简化计算。下面介绍一种适用于矩形断面的计算曲线。

对于矩形断面, $h_K^3 = \frac{q^2}{g}$; 用 h_K 除(9.4)式两端可得

$$\xi_0 = \xi_c + \frac{1}{2\varphi^2 \xi_c^2} \quad (9.5)$$

式中: $\xi_0 = \frac{E_0}{h_K}$; $\xi_c = \frac{h_c}{h_K}$ 。

以 φ 作参数, 可绘出 $\xi_c = f_1(\xi_0)$ 的关系曲线如本章末附图 I 所示。根据已知的 φ 及 $\xi_0 = E_0/h_K$ 值, 利用该图可查出相应的 ξ_c 值, 从而计算出 $h_c = h_K \xi_c$ 。

为了适应判定水跃位置的需要, 在附图 I 中还绘出了 $\xi_c'' = f_2(\xi_c)$ 的关系曲线。 $\xi_c'' = h_c''/h_K$, h_c'' 是收缩断面水深 h_c 的共轭水深。

对于矩形断面, 当取动量修正系数 $\beta = 1$ 时, 水跃方程可写成

$$h_c'' = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \frac{q^2}{gh_c^3}} - 1 \right] = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_K}{h_c} \right)^3} - 1 \right]$$

用 h_K 除上式两端可得

$$\xi_c'' = \frac{\xi_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{1}{\xi_c^3} \right)} - 1 \right] \quad (9.6)$$

根据(9.6)式, 即可在附图 I 中绘出 $\xi_c'' = f_2(\xi_c)$ 的关系曲线。利用该曲线及不同 φ 值的 $\xi_c = f_1(\xi_0)$ 的曲线族, 即可由已知的 $\xi_0 = E_0/h_K$ 和 φ 值, 求得相应的 ξ_c 及 ξ_c'' 。则 $h_c = \xi_c \cdot h_K$; $h_c'' = \xi_c'' \cdot h_K$ (如示意图 9.7 所示)。

对于矩形断面还可将(9.4)式改变为计算其断面收缩水深的迭代式(此式数学上是收敛的):

$$h_{c,i+1} = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(E_0 - h_{c,i})}}$$

将 $h_{c,i} = \frac{q}{\varphi \sqrt{2gE_0}}$ 代入上式得 $h_{c,2}$

.....

当 $(h_{c,i+1} - h_{c,i})$ 满足某给定的精度要求,则 $h_{c,i+1}$ 即为所求。利用水跃方程,可方便地算出其跃后水深 h_c'' 。

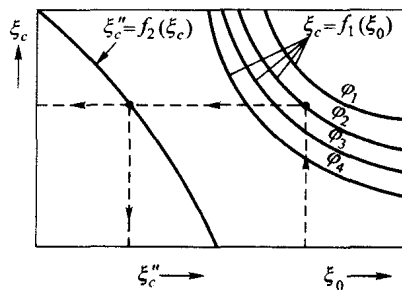


图 9.7

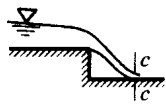
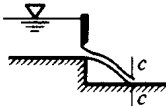
以上所给出的计算收缩断面水深 h_c 及其共轭水深 h_c'' 的公式和计算曲线,不仅适用于溢流坝,对水闸及其它形式的建筑物也完全适用。对于水闸,也可用第 8 章所介绍的方法,即由 $h_c = \epsilon_2 \cdot e$ 直接计算 h_c 。

应用上面的方法计算建筑物下游的收缩断面水深时,必须确定流速系数 φ 值, φ 值的大小决定于建筑物的型式和尺寸,严格来讲,还与坝面的粗糙程度、反弧半径 r 及单宽流量的大小有关。但影响因素比较复杂,初步计算时可参考表 9.1 选定。

表 9.1 流速系数 φ 值

	建筑物泄流方式	图 形	φ
1	堰顶有闸门的曲线实用堰		0.85~0.95
2	无闸门 { 1. 溢流面长度较短 2. 溢流面长度中等 3. 溢流面较长 实用堰		1.00 0.95 0.90
3	平板闸门下底孔出流		0.97~1.00
4	折线实用断面(多边形断面)堰		0.80~0.90
5	宽顶堰		0.85~0.95

续表

	建筑物泄流方式	图 形	φ
6	跌水		1.00
7	末端设闸门的跌水		0.97~1.00

9.1.2 泄水建筑物下游水跃的位置与形式及其对消能的影响

河渠中的水流一般多属缓流,其水深 h_1 大于临界水深 h_K 。而闸坝或其它泄水建筑物出口水流往往为急流,收缩断面水深 h_c 常小于临界水深 h_K ,故泄水建筑物的下游必然发生水跃。

下面仍以溢流坝为例来说明水跃的位置与形式。为研究方便起见,设下游为缓坡棱柱体渠道,并认为下游水深 h_2 大致沿程不变(即下游渠道中近似均匀流)。

水跃的位置决定于坝趾收缩断面水深 h_c 的共轭水深 h_c'' 与下游水深 h_2 的相对大小。可能出现下列三种情况:

第一种情况: $h_2 = h_c''$

在这种情况下,因为 h_2 恰好等于 h_c 的共轭水深 h_c'' ,故水跃直接在收缩断面处发生(图 9.8a)。这种衔接形式,称为临界式水跃衔接。

第二种情况: $h_2 < h_c''$

这时,收缩水深 h_c 与下游实有水深 h_2 不满足水跃的共轭条件,故水跃不在收缩断面处产生。由第 7 章可知,在一定流量下,跃前水深愈小,则所要求的跃后水深愈大;反之,跃后水深愈小,则其跃前水深愈大。既然 $h_2 < h_c''$,这表明与 h_2 相共轭的跃前水深 h_1' 应大于 h_c 。所以,急流将继续向下游流动一定距离,在流动过程中,由于摩擦损失消耗部分动能,流速逐渐减小,水深逐渐增大。至某一距离处,水深等于 h_1' ,水跃即开始发生(图

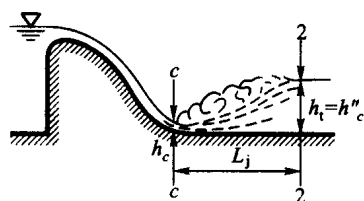
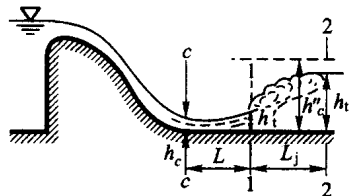
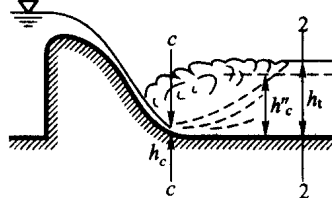
(a) $h_2 = h_c''$ (b) $h_2 < h_c''$ (c) $h_2 > h_c''$

图 9.8

9.8b)。这种衔接形式,由于水跃发生在收缩断面的下游,称为远驱式水跃衔接。

第三种情况: $h_1 > h_c''$

这种情况表明,坝下欲发生水跃,必须发生在这样一个断面处,该断面的水深等于 h_1' ,而且 $h_1' < h_c$ 。显然,坝下游不存在这样的断面,因为收缩断面已经是水深最小的断面。由第6章关于断面比能的讨论可知:缓流中水深愈大,断面比能愈大。所以,与 h_1 相应的断面比能,将大于与收缩断面的跃后水深 h_c'' 相应的断面比能。由于下游的实有比能大,表面旋滚将涌向上游,并淹没收缩断面(图9.8c)。这种水跃叫做淹没水跃,其衔接形式则称为淹没式水跃衔接。

工程中,一般用 h_1 与 h_c'' 之比来表示水跃的淹没程度,该比值称为水跃的淹没系数,用 σ_j 来表示,即

$$\sigma_j = \frac{h_1}{h_c''}$$

当 $\sigma_j > 1$ 时为淹没水跃。 σ_j 愈大则表明水跃的淹没程度愈大。当 $\sigma_j = 1$ 时,为临界水跃。当 $\sigma_j < 1$ 时,则为远驱式水跃。临界式及远驱式水跃都是非淹没水跃,或称为自由水跃,二者之间的区别仅在于它们所发生的相对位置不同。

第7章所讨论的有关水跃的知识(例如:水跃的能量损失及水跃长度的计算),都是对自由水跃而言。而淹没水跃则有其另外的特点。

理论及实验研究表明:当淹没系数 $\sigma_j > 1.2$ 时,淹没水跃的消能系数 K_j 小于佛劳德数相同时自由水跃的消能系数;淹没水跃的水跃长度,则大于自由水跃的水跃长度。而且, σ_j 愈大,消能系数愈小,水跃长度愈大。主要的原因是,淹没程度增加,淹没水跃跃后断面的比能 $\left(h_1 + \frac{\alpha_2 v_1^2}{2g} \right)$ 亦增加,所以消能系数降低。同时,淹没程度增加,位于表面旋滚下面的高速主流扩散得愈慢,因此,水跃长度加大。

上面所述的溢流坝下游水跃位置与形式的判别方法,对水闸或其他形式的泄水建筑物亦同样适用。图9.9是平底闸孔下游三种水跃衔接形式的示意图。

建筑物下游可能出现的三种水跃衔接形式,虽然都是通过水跃来消能,但由于水跃位置和形式的不同,消能的效果和所需的消能建筑物尺寸是各不相同的。

从水工和消能的观点来看,远驱式水跃最为不利。因为在此情况下,建筑物与跃前断面之间,还存在相当长的急流段。在这一段内,流速很高,对河床冲刷能力很大,河床必须有可靠的保护结构。所以,在远驱式水跃衔接的条件下,所需的护坦长度为

$$L_K = L + L_j \quad (9.7)$$

式中: L 为收缩断面 $c-c$ 至跃前断面间急流段的长度; L_j 为水跃长度。

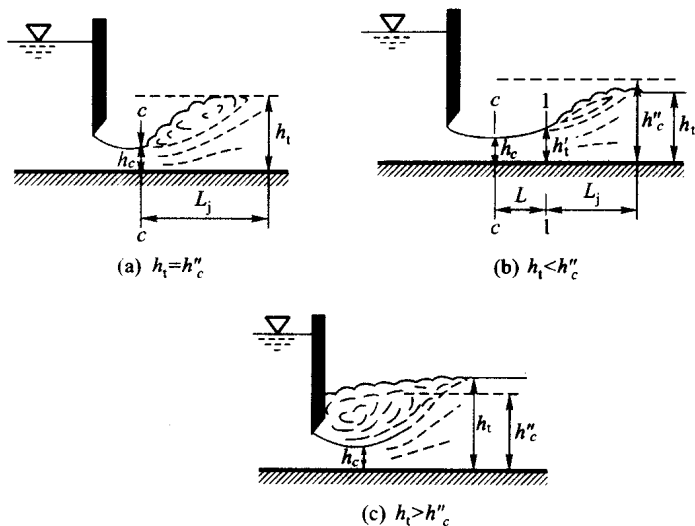


图 9.9

对临界式水跃衔接,虽然所要求的护坦长度 $L_K = L_j$,较远驱式的短,但这种衔接形式是不稳定的。所以,工程设计中,要求下游产生一定淹没程度($\sigma_j = 1.05 \sim 1.10$)的水跃。这时,护坦长度较小,消能效果也比较好,并能得到较为可靠的淹没水跃。但是水跃的淹没程度也不能太大,否则不仅消能效率较低,护坦长度也将因水跃长度增加而加大。

9.1.3 控制水跃位置的工程措施——消能池的水力计算

当建筑物下游产生远驱式或临界式水跃衔接时,为了改变这种不利的衔接形式,必须设法加大建筑物的下游水深,使水跃控制在紧靠建筑物之处,并形成淹没程度不大的水跃。

加大下游水深的工程措施,主要有下列两种:

- (1) 降低护坦高程,使在下游形成消能池;
- (2) 在护坦末端修建消能坎来壅高水位,使坎前形成消能池。

下面介绍宽度不变的矩形断面消能池的水力计算方法。计算内容包括:消能池深度及长度的确定。

1. 降低护坦高程所形成的消能池

(1) 消能池深度 d 的计算

为使建筑物下游形成淹没程度不大的水跃,消能池内的水深应为

$$h_T = \sigma_j h_{c1}'' \quad (9.8)$$

式中: σ_j 为水跃的淹没系数,一般取 $\sigma_j = 1.05$; h_{c1}'' 为护坦高程降低后收缩水深

h_{c1} 的跃后水深。

形成消能池后,水跃将发生在池内(图 9.10)。离开消能池的水流,由于竖向收缩,过水断面小,动能增加,水面跌落一个 Δz 值,其水流特性与淹没宽顶堰相同。由图 9.10 可以看出,消能池内的水深 h_T 为

$$h_T = d + h_t + \Delta z \quad (9.9)$$

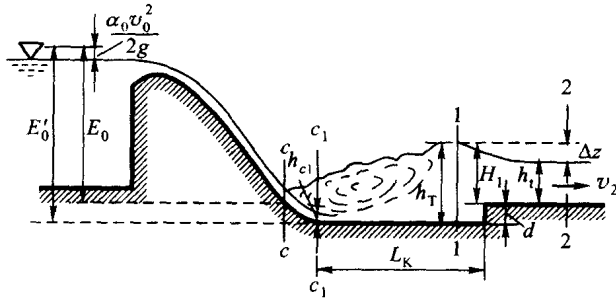


图 9.10

将(9.8)式代入(9.9)式,则得到确定消能池深度 d 的计算公式

$$d = \sigma_j h_{c1}'' - (h_t + \Delta z) \quad (9.10)$$

现在来推求计算 Δz 的公式:

对消能池出口上游断面 1-1 及下游断面 2-2 列出能量方程式,以通过断面 2-2 底部的水平面作基准面,得

$$H_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = h_t + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + \zeta \frac{v_2^2}{2g}$$

可整理成

$$\Delta z = H_1 - h_t = \frac{v_2^2}{2g\varphi'^2} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g}$$

令 $\alpha_1 = 1$; 并以 $v_2 = \frac{q}{h_t}$ 及 $v_1 = \frac{q}{\sigma_j h_{c1}''}$ 代入上式,则得

$$\Delta z = \frac{q^2}{2g} \left[\frac{1}{(\varphi' h_t)^2} - \frac{1}{(\sigma_j h_{c1}'')^2} \right] \quad (9.11)$$

式中,消能池的流速系数 $\varphi' = \frac{1}{\sqrt{\alpha_2 + \zeta}}$, 它决定于消能池出口处的顶部形式,一般取 $\varphi' = 0.95$ 。

当 E_0 , q 及 φ 已知时,即可利用前述的(9.4), (9.6)及(9.10), (9.11)四个方程联合求解消能池深度 d 。但应当注意的是,护坦高程降低一个 d 值后, E_0 增加为 $E_0' = E_0 + d$; 收缩断面的位置也由 $c-c$ 断面下移至 c_1-c_1 断面。水深