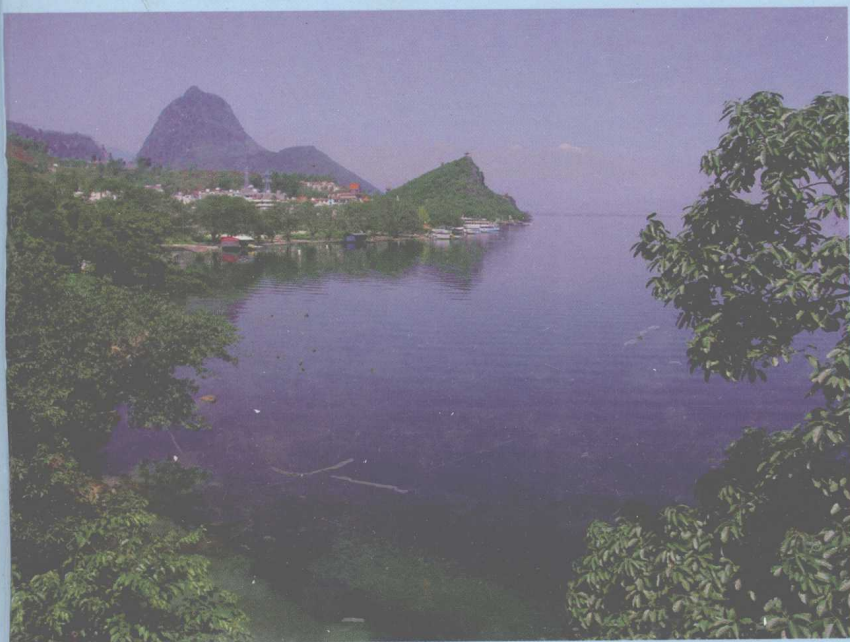


SHUILIGONGCHENG  
SHEJI  
JISUANSOUCE

水力  
工程  
设计  
计算  
手册

第二卷



TV13-62  
2-2

# 水力工程设计计算手册

主编 马如龙

## 第二卷

水利水电出版社

# 目 录

第六章 消能戽的水力计算 .....	(423)
第一节 戽流流态 .....	(423)
第二节 连续式消能戽的水力计算 .....	(424)
第三节 连续式消能戽的水力计算步骤和方法 .....	(431)
第四节 差动式消能戽的水力计算 .....	(432)
第七章 几种特种消能工的水力计算 .....	(439)
第一节 特种消能工的几种定型设计 .....	(439)
第二节 井流消能 .....	(456)
第三节 窄缝挑坎消能的水力计算 .....	(464)
第四节 低弗劳德数水跃消能的水力计算 .....	(476)
第五节 宽尾墩消能的水力计算 .....	(486)
第六节 掺气分流墩与底流联合消能的水力计算 .....	(493)
第七节 有压隧洞多级孔板消能的水力计算 .....	(500)

## 第六篇 渠系建筑物的水力计算

第一章 配(泄)水建筑物 .....	(509)
第一节 分水闸 .....	(509)
第二节 退水闸、泄洪闸、节制闸 .....	(513)
第三节 底部引水工程 .....	(513)
第二章 落差建筑物 .....	(516)
第一节 陡坡 .....	(516)
第二节 跌水 .....	(536)
第三章 交叉建筑物 .....	(543)
第一节 渐变段的设计 .....	(544)
第二节 渡槽的水力计算 .....	(546)

第三节	倒虹吸管的水力计算 .....	(551)
第四节	桥孔的水力计算 .....	(556)
第四章	量水建筑物 .....	(559)
第一节	薄壁堰 .....	(559)
第二节	宽顶堰 .....	(568)
第三节	三角形剖面堰 .....	(574)
第四节	平坦 V 形堰 .....	(578)
第五节	长喉道槽 .....	(590)
第六节	短喉道槽 .....	(597)

## 第七篇 河岸式溢洪道的水力计算

第一章	河岸正流式溢洪道 .....	(607)
第一节	进口段水力计算 .....	(607)
第二节	矩形断面顺直陡坡泄槽段水力计算 .....	(609)
第三节	急流冲击波的计算 .....	(610)
第四节	急流收缩段水力设计 .....	(614)
第五节	急流扩散段水力设计 .....	(618)
第六节	急流弯曲段冲击波的计算 .....	(620)
第七节	空化、空蚀及掺气减蚀设施的计算 .....	(621)
第二章	河岸侧槽式溢洪道 .....	(629)
第一节	侧槽内水面线的计算 .....	(629)
第二节	侧槽水流控制断面的确定 .....	(630)
第三节	侧槽首端槽底高程及槽首断面水深的确定 .....	(633)
第三章	竖井式溢洪道 .....	(637)
第一节	有平顶段的竖井式溢洪道 .....	(637)
第二节	无平顶段的竖井式溢洪道 .....	(640)

## 第八篇 水工隧洞的水力计算

第一章	水工隧洞的设计计算 .....	(643)
-----	-----------------	-------



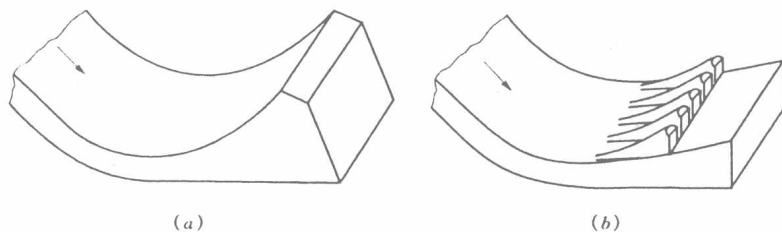
第一节	水工隧洞的布置 .....	(643)
第二节	衬砌的结构和材料 .....	(666)
第三节	水工隧洞的荷载 .....	(696)
第四节	无压隧洞——洞顶拱衬砌 .....	(720)
第五节	无压隧洞——封闭式圈门形衬砌 .....	(745)
第六节	无压隧洞——马蹄形衬砌 .....	(790)
第七节	无压隧洞——重力墙式衬砌 .....	(828)
第八节	无压隧洞——偏压衬砌 .....	(849)



## 第六章 消能戽的水力计算

消能戽是利用淹没挑水坎将水流挑向水面，形成旋滚和涌浪，产生强烈的紊动摩擦和扩散作用，以达到消能防冲的目的。由于消能戽消能效果较好，且体积小，工程量省，施工方便，因而它是一种较好的消能建筑物型式，已在我国逐步推广。但它要求下游基础较为坚实和尾水较深；而且由于水面有一定的波动，戽端易受磨损，对排泄漂浮物也不利。因此，在采用消能戽型式时，应考虑其适用条件。

消能戽按照其挑坎型式不同，分为连续式（实体）消能戽和差动式消能戽两种，如图 6-1 所示。



(a)

(b)

图 6-1 消能戽

(a) 连续式消能戽；(b) 差动式消能戽

### 第一节 戽流流态

图 6-2 所表示的是消能戽随下游水位变化的典型流态过程。消能戽设计所要求的流态，一般以图 6-2 (d) 的稳定戽流为目标。这种流态，形成通常所说的“三滚一浪”。即水流经戽坎作用，戽内形成表面水滚，戽坎后形成涌浪，浪后形成一残流水滚，坎后水舌底部形成一反向水滚。由于这种流态的旋滚体积大，主流上漂，因而对消能防冲有利。但它的涌浪后水流弗

劳德数小，易出现波状水跃，冲刷下游岸坡。而且随着淹没程度的增加，特别在小挑角  $\theta$ ，小反弧半径只情况下，易产生潜底回流，这种情况是需要避免的。

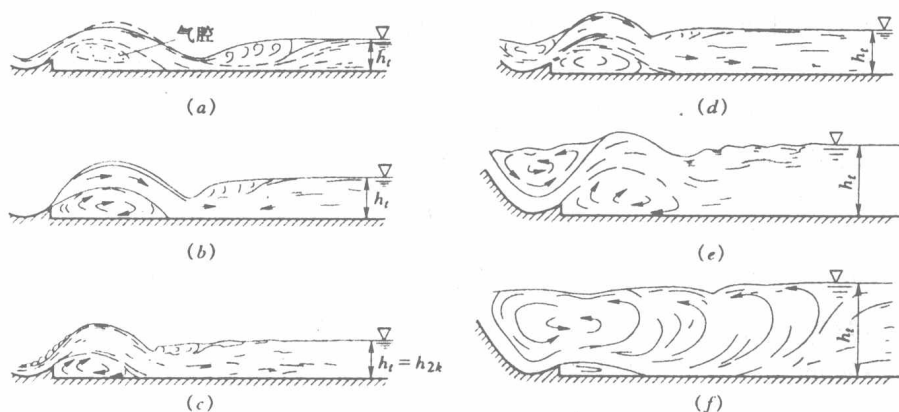


图 6-2 戽流典型流态

(a) 自由戽流；(b) 附着戽流；(c) 临界戽流；(d) 稳定戽流；(e) 淹没戽流；(f) 潜底戽流

差动消能戽可以调整戽流流态，较之连续式消能戽有降低涌浪高度、缓和戽外底部旋滚、防止河床质卷入戽内等作用，但齿坎侧边易出现负压，产生空蚀破坏。

## 第二节 连续式消能戽的水力计算

### 一、连续式消能戽的尺寸选择

如图 6-3 所示，设计连续式消能戽时，首先要对挑角、反弧半径、戽唇高度和戽底高程进行选定。

#### 1. 挑角 $\theta$

目前兴建的工程，大多数采用挑角  $\theta = 45^\circ$ ，少数采用  $\theta = 30^\circ \sim 40^\circ$ 。试验表明，过去认为  $\theta = 45^\circ$  为最优挑角是不完全恰当的。虽然挑角大，下游水位适应产生稳定戽流的范围增大；但是大的挑角将造成高的涌浪，使下游产生过大的水面波动和对两岸的冲刷，同时过大的挑角，也造成过深的冲刷



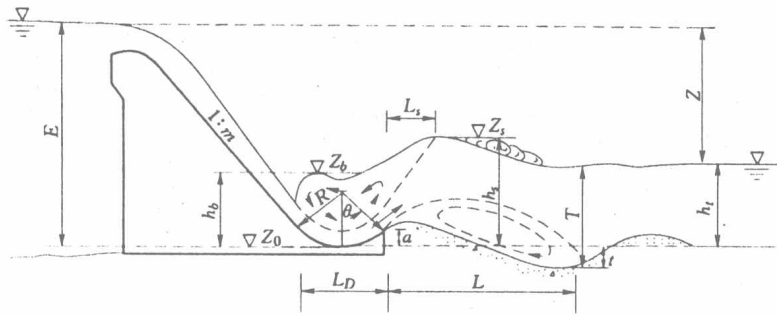


图 6-3 连续式消能戽

坑。但  $\theta$  角过小，则戽内表面旋滚易“冲出”戽外，并易出现潜底戽流。因此， $\theta$  的选择，应根据具体情况而定。

### 2. 反弧半径 $R$

一般讲来，消能戽戽底反弧半径  $R$  愈大，坎上水流的出流条件愈好，同时增加戽内旋滚水体，对消能也有利；但当  $R$  大于某一值时， $R$  的增大对出流状况的影响并不大。 $R$  值的选择，与流能比  $K = q / (\sqrt{gE^{3/2}})$  有关，一般选择范围为  $E/R = 2.1 \sim 8.4$ ， $E$  为从戽底起算的上游水头。图 6-4 是根据国内外 27 项工程的实际尺寸点绘的  $E/R \sim K$  关系图，可供初选半径时参考。

### 3. 戽唇高度 $a$

为了防止泥沙入戽，戽唇应高于河床，对于戽端无切线延长时，有  $a = R(1 - \cos\theta)$ ，戽唇高度一般约取尾水深度的 1/6。高度不够的可用切线延长加高。

### 4. 戽底高程 $Z_0$

戽底高程一般取与下游河床同高，其设置标准是以保证在各级下游水位条件下均能发生稳定戽流为原则。戽底太高，容易发生挑流流态；戽底降低，虽能保证戽流流态的产生，但降低过多，挖方量增大。因此，戽底高程的确定，需将流态要求和工程量的大小统一考虑。

## 二、下游水流衔接和冲深计算

由于对戽流的流态的研究还不够，下面介绍的计算方法，仅供设计时的



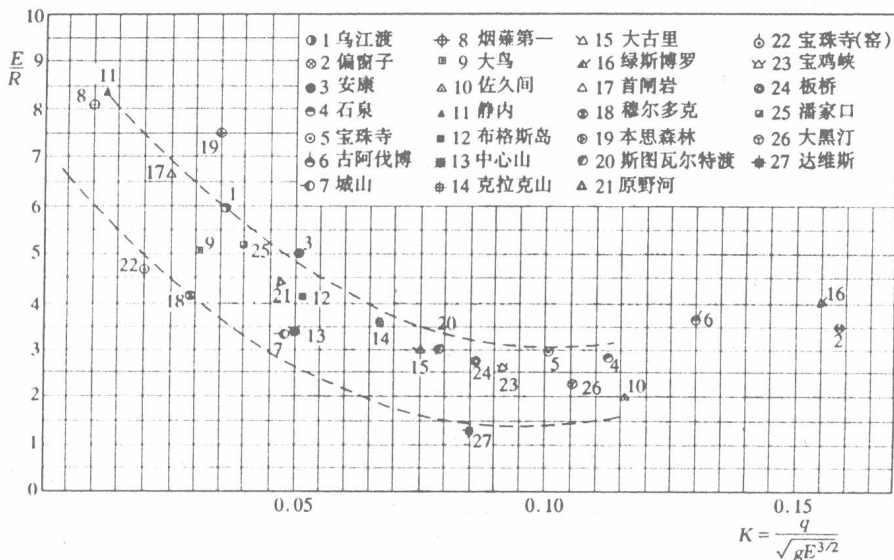


图 6-4 E/R—K 关系图

参考。

### 1. 水流衔接的计算——“戽跃”共轭水深 $h_{2k}$ 的计算

(1) 按临界戽流动量方程计算“戽跃”的共轭水深  $h_{2k}$ 。产生临界戽流时，可用动量方程写出戽底断面与下游尾水断面水力要素之间的关系，得到下列临界戽流动量方程，求解“戽跃”的共轭水深（临界戽流界限水深）。

1) 戽底与河床不在同一高程，且有切线延长加高戽坎高程的情况，如图 6-5 所示。

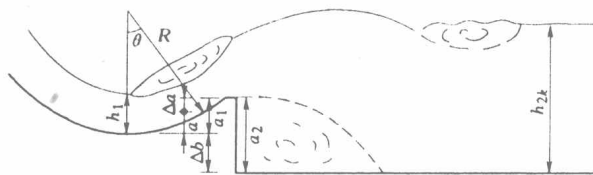


图 6-5 戽底与河床不同高程且有切线延长加高

动量方程为

$$2Fr_1^2 \left[ \left( 1 - \frac{1}{\eta} - \beta (1 - \cos\theta) \right) \right] = (\eta^2 - 1) + \frac{R}{h_1} \sin^2 \theta - \frac{2a_2}{h_1} \left( \alpha\eta - \frac{a_2}{2h_1} \right) + \frac{2\Delta a}{h_1} \cos\theta \quad (6-1)$$

式中  $Fr$ ——戽底处的弗劳德数,  $Fr_1 = q / (\sqrt{g}h_1^{3/2})$ ;

$\beta$ ——戽内离心力修正系数, 可近似取为 1.0;

$\theta$ ——戽坎挑角;

$a_2$ ——自河床算起的戽坎高;

$\Delta a$ ——切线延长加高的坎高;

$\alpha$ ——戽坎下游面动水压力校正系数, 一般可取  $\alpha = 1.0$ ; 当  $\theta = 45^\circ$ 、 $E/R < 3.0$  时,  $\alpha$  值可按表 6-1 估算;

$\eta$ ——共轭水深比 (即  $\eta = h_{2k}/h_1$ );

$h_1$ 、 $h_{2k}$ ——戽底及尾水处的水深,  $h_1$  可按式 (6-2) 计算:

$$q = \varphi h_1 \sqrt{2g(E - h_1)} \quad (6-2)$$

式中  $\varphi$ ——流速系数, 按前面所介绍的方法确定;

$E$ ——戽底为基准面的上游断面总水头。

表 6-1  $\alpha$  值

$E/R$	$K = q / (\sqrt{g}E^{3/2})$					
	0.01	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10
2.3~3.0	0.95	0.91	0.86	0.85	0.88	0.96
2.0~2.3	0.95	0.91	0.85	0.835	0.855	0.925
1.5~2.0	0.95	0.91	0.84	0.815	0.825	0.89

2) 戽底与河床在同一高程, 无切线延长坎高, 即

$$a = a_1 = a_2 = R(1 - \cos\theta), \quad \Delta a = 0, \quad \Delta b = 0$$

动量方程为

$$2Fr_1^2 \left[ \left(1 - \frac{1}{\eta}\right) - \beta(1 - \cos\theta) \right] = (\eta^2 - 1) + \frac{R}{h_1} \left\{ \sin^2\theta - 2(1 - \cos\theta) \left[ \alpha\eta - \frac{R(1 - \cos\theta)}{2h_1} \right] \right\} \quad (6-3)$$

3) 戽底与河床不在同一高程, 无切线延长坎高, 即

$$a = a_1 = R(1 - \cos\theta), \quad a_2 = a + \Delta b$$

式中  $\Delta b$ ——戽底与河床高程的高差。

动量方程为

$$2Fr_1^2 \left[ \left(1 - \frac{1}{\eta}\right) - \beta(1 - \cos\theta) \right] = (\eta^2 - 1) + \frac{R}{h_1} \sin^2\theta - \frac{2a_2}{h_1} \left( \alpha\eta - \frac{a_2}{2h_1} \right) \quad (6-4)$$



4) 戽底有一水平段 (戽式消能池), 无切线延长坎高。

当下泄单宽流量过大时, 为了加大戽内旋滚体积, 增加消能效果, 从戽体最低断面开始, 设置一段水平池底, 使戽体形似消能池, 但却保持戽流的特点, 故称为“戽式消能池”, 如图 6-6 所示。

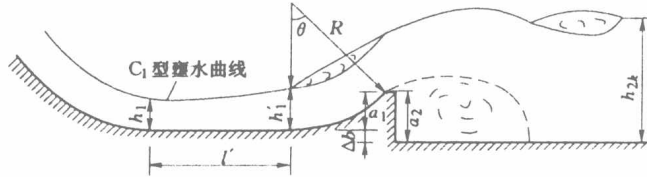


图 6-6 戽式消能池示意图

戽式消能池的水力计算式, 可用式 (6-3) 或式 (6-4), 但式中  $h_1$  应用池底水平段末端的水深  $h'_1$  代替,  $h'_1$  由推算水面线求得 (由  $h_1$  向  $h'_1$  推算), 一般当水平段  $l'$  不长时, 其水平段末端水深近似可用  $h_1$  代替。

在解求临界戽流的共轭水深  $h_{2k}$  时, 为了避免利用式 (6-3) 的试算麻烦, 图 6-7 绘出了戽底与河床齐平 (即  $a = a_1 = a_2$ )、 $\alpha = 1.0$ 、 $\beta = 1.0$ 、 $E/R = 2.3 \sim 3.2$  四种不同挑角时的  $k \sim h_{2k}/E$  计算曲线。当已知流能比  $K = 1/(\sqrt{gE^{3/2}})$  时, 可从图中直接查出  $h_{2k}/E$ , 从而得  $h_{2k}$ 。当  $E/R$  超过  $2.3 \sim 3.2$  范围时, 可近似采用。

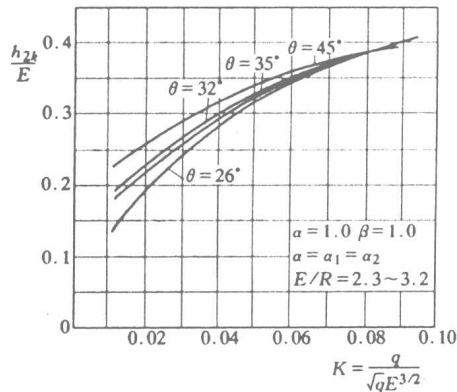


图 6-7  $K-h_{2k}/E$  计算曲线

(2) 用经验公式计算“戽跃”的共轭水深  $h_{2k}$ 。当戽底与河床不在同一高程, 无切线延长坎高 ( $\Delta a = 0$ ), 挑角为  $45^\circ$  时, 有

$$\frac{h_{2k}}{h_1} = 1.4 Fr_1 + \left[ \frac{7.0}{a_2 / (a + 4.78)} - 1.21 \right] \quad (6-5)$$

式中  $a_2 = a_1 + \Delta b$ , 见图 6-5;

其他符号意义同前。

当  $a_2 = a$  时, 即为岸底与河床在同一高程, 无切线延长坎高计算“岸跃”共轭水深的经验公式。

(3) 按岸流特性曲线计算“岸跃”的共轭水深  $h_{2k}$ 。岸流衔接计算时, 也有采用模型实测岸流特性曲线计算的。图 6-8 为挑角  $45^\circ$ 、入流坝面坡 1:1 时的一组岸型消能工的特性曲线。该图提供了从自由射流到岸流各种流态时的  $h_2/E$  及岸底处的相对水深  $h_b/E$  ( $h_b$  见图 6-3)。如已知单宽流量  $q$  及以岸底为基准的上游总水头  $E$  时, 即可按  $K = q / (\sqrt{gE^{3/2}})$  求得流能比  $K$ , 从而找到该流能比曲线与  $h_b = 0.2h_2$  直线的交点, 由该点相应的纵横坐标值  $h_b/E$ 、 $h_2/E$  可算得  $h_b$ 、 $h_2$ , 即为产生临界岸流时的岸底处水深及所要求的下游水深; 同理亦可以求得与  $h_b = 0.4h_2$  直线的交点, 并由此得到产生稳定岸流时的岸底水深  $h_b$  及所要求下游水深  $h_2$ 。

各种方法计算所得的“岸跃”共轭水深值, 均由于选用系数不同以及量测精度限制, 有一定程度的出入, 仅作为初步设计参考。重要的工程还是要通过模型试验决定。

## 2. 岸后涌浪水深 $h_s$ 的确定

在岸后形成涌浪这是消能岸流态的特性。因而确定涌浪水深以及所处的位置, 对设计边墙尺寸、了解水流特性都有着重要的意义。

### (1) 涌浪水深 $h_s$ 估算式

$$\frac{h_s}{h_{sk}} = 0.57 \frac{h_t}{h_{2k}} + 0.43 \quad (6-6)$$

式中  $h_{sk}$ ——临界涌浪水深, 即产生临界岸流时相应的涌浪水深, 可按式 (6-7) 估算。

$$\frac{h_{sk}}{h_1} = 2.20 Fr_1 - 1.0 \quad (6-7)$$

### (2) 涌浪最高点至岸端的距离 $L_s$ 估算式

$$\frac{L_s}{h_s} = 0.9 - 0.07 Fr_1 \quad (6-8)$$

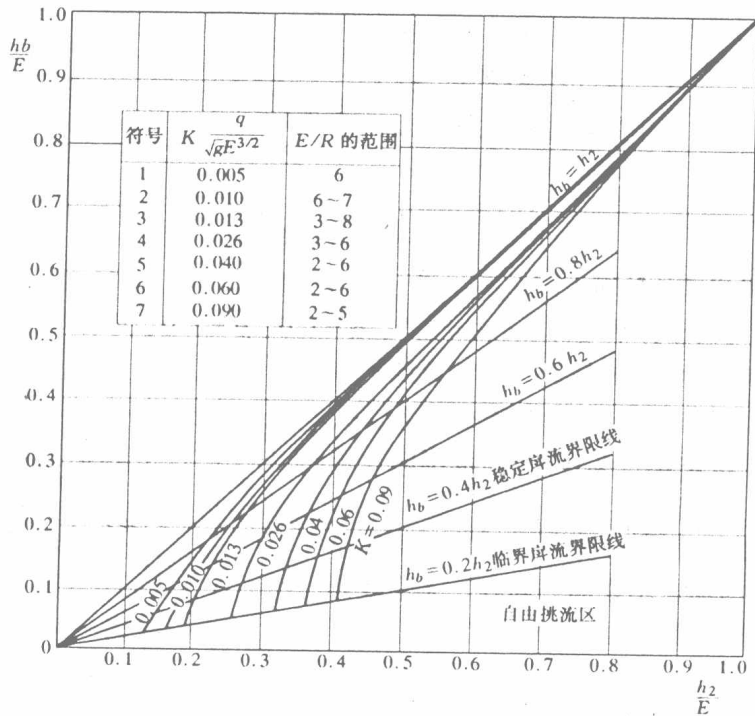


图 6-8 戽型消能工特性曲线

式 (6-6) ~ 式 (6-8) 是在挑角为 45° 条件下算得的。

### 3. 消能戽下游冲刷坑深度的估算

#### (1) 冲刷坑深度估算

$$T = 0.832q^{0.67} \left( \frac{Z}{d_{50}} \right)^{0.182} \quad (6-9)$$

式中  $T$ ——下游水位到冲刷坑底部的高差, m;

$d_{50}$ ——相应于级配曲线 50% 的对应粒径, m;

$q$ ——溢流坝鼻坎上单宽流量,  $\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ;

$Z$ ——上下游水位差, m。

#### (2) 戽末端与冲刷坑最深点的高差 (m)

$$L = 3.0q^{0.67} \left( \frac{t}{d_{50}} \right)^{0.095} \quad (610)$$

式中  $t$ ——从河床高程算起的冲刷坑深度, m;

其他符号的意义、单位与式 (6-9) 相同。

### 第三节 连续式消能闸的水力计算步骤和方法

消能闸应以其运行区间为稳定闸流（或允许部分处于淹没闸流区）的原则作为设计的目的。其计算步骤如下述。

#### 一、计算产生稳定闸流及淹没闸流的界限水深

(1) 由式 (6-1) ~ 式 (6-4) 及图 6-7 求得临界闸流时的共轭水深  $h_{2k}$ ，但从临界闸流区到稳定闸流区有一个过渡区，因此产生稳定闸流的界限水深  $h_{i1} = \sigma_1 h_{2k}$ ，其中  $\sigma_1$  称为第一淹没系数，取值为 1.05 ~ 1.1；从稳定闸流进入淹没闸流的界限水深  $h_{i2} = \sigma_2 h_{2k}$ ，其中  $\sigma_2$  称为第二淹没系数，其大小与流能比  $K$ 、挑角  $\theta$ 、反弧半径  $R$  有关，可参照图 6-9 决定，为了保证产生稳定闸流，应使下游水深  $h_i$  满足  $h_{i1} \leq h_i \leq h_{i2}$ ；若允许部分处于淹没闸流区运行时，则允许下游水深  $h_i > h_{i2}$ ；但以不出现潜底闸流为限。如图 6-9 所示。

(2) 如用图 6-8 计算界限水深时，在  $h_b = 0.2h_2$  直线上取值，求得  $h_2$  则为临界闸流时所要求的共轭水深  $h_{2k}$ 。产生稳定闸流界限水深  $h_{i1}$  可以按 1.05 ~ 1.1  $h_{2k}$  计算。也可按图 6-8 中在  $h_b = 0.4h_2$  直线上取值 ( $h_{i1}$  即等于其相应的  $h_2$  值)。其余参照步骤 (1) 进行。

#### 二、设计方法

设计消能闸时，先参照工程实例和闸流流态的要求，初步设计闸体体型和尺寸，然后对几个特征流量（如设计流量、校核流量，特别是中小流量），按上一步骤计算  $h_{i1}$  及  $h_{i2}$ ，并绘出  $h_{i1} (\sigma_1 h_{2k}) - Q$  和  $h_{i2} (\sigma_2 h_{2k}) - Q$  的关系曲线，在同一图中，绘出下游水深  $h_i$  和流量  $Q$  的关系曲线。如果  $h_i - Q$  曲线全部处于稳定闸流区（或仅有部分处于淹没闸流区），则初步设计的闸体体型和尺寸符合要求；若  $h_i - Q$  曲线部分伸入过渡区或挑流区，则应对于

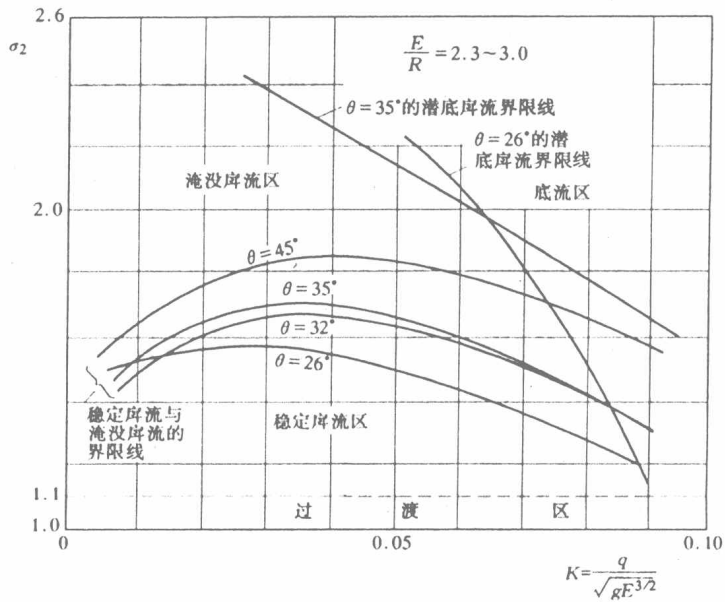


图 6-9 稳定岸流与淹没岸流的界限区别

挑流冲刷进行校核；若冲刷不符合要求，则需重选体型和尺寸。

### 三、淹没系数选择原则

关于淹没系数的选择问题，对于消能岸来说，最优的流态是稳定岸流，也可允许在大流量、深尾水运用情况下，岸流处于稍有淹没岸流区。增大淹没系数  $\sigma$ ，可降低坎址附近河床冲深，但  $\sigma$  值增大，要求的下游尾水深度也增大。对于尾水不足的工程，为了满足尾水深，修建二道坎，从而增加了工程投资；对连续式消能岸，还可能产生大的涌浪，加剧下游岸坡冲刷。总之， $\sigma$  值的选择，应综合考虑其优缺点，比较后才能确定。

## 第四节 差动式消能岸的水力计算

图 6-10 是差动式消能岸，它是实体消能岸的一种改进型式，它的特点是岸末设一排不同挑角的齿（高坎）和槽（低坎）。由于槽齿的差动，与实



体岸相比，可降低涌浪，缓和岸外底部旋滚，起到减浪和防止河床质回进岸内的作用。因此这种岸的出流较实体岸均匀，流速分布的变化也比较和缓，对尾水深度范围较小时更为适用；但结构较复杂，齿坎可能产生空蚀破坏。当连续式消能岸的流态和消能防冲情况不能满足要求时，可考虑采用此种形式。

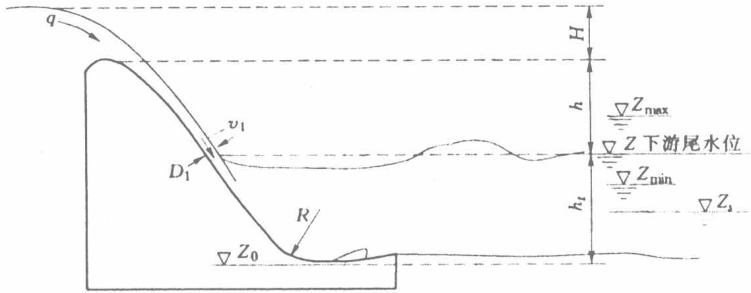


图 6-10 差动式消能岸

差动消能岸尺寸的确定及水力计算是复杂的，目前大都用模型验证确定。以下介绍的是根据模型试验资料分析而得的计算曲线。计算曲线在以下范围内是可靠的：①单宽流量  $q \leq 46.5 \sim 55.8 \text{ m}^3 / (\text{s} \cdot \text{m})$ ；②按图 6-15 的尺寸型式布置；③入岸流速不大于  $22.9 \text{ m/s}$ ；④出口水流无特殊要求时（如溢流坝尾端显然没有出现旋流的可能性以及下游渠道中的波浪不成为问题时）。否则按上述计算曲线设计后，应通过模型试验验证，其水力设计方法和计算步骤如下述。

### 一、根据最大单宽流量确定岸半径

(1) 根据坝面最大单宽流量  $q$  及  $H$ 、 $h$  ( $H$ 、 $h$  见图 6-10)，计算坝面溢流水舌紧临下游水位处的平均流速  $v_1$ 、水舌厚度  $D_1$  及弗劳德数  $Fr$ 。

$$v_1 = \varphi \sqrt{2g(H+h)} \quad (6-11)$$

式中，流速系数  $\varphi$  可用式 (6-2) 计算；其余符号见图 6-10。

$$D_1 = q/v_1; \quad Fr = v_1/\sqrt{gD_1}$$

(2) 岸的最小允许半径的计算及岸半径的选定：以步骤 (1) 计算的弗劳德数  $Fr$  值，由图 6-11 查得相应的  $R_{\min}/\left(D_1 + \frac{v_1^2}{2g}\right)$  值，按步骤 (1) 算得

的  $v_1$ 、 $D_1$  代入，算得最小允许半径  $R_{\min}$ ，据此可按  $R \geq R_{\min}$  及工程实际选定岸半径  $R$ 。

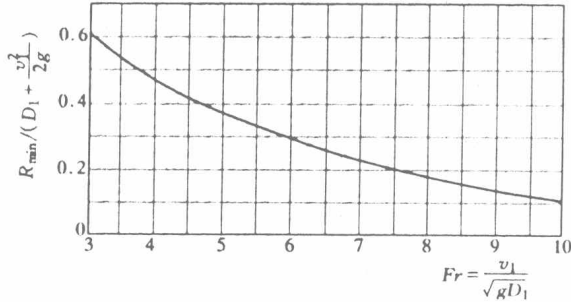


图 6-11  $R_{\min}$ — $Fr$  关系图

## 二、计算运用区间的各种尾水限制值

首先在运用区间 ( $q_{\min} \sim q_{\max}$ ) 中选取几个特征流量，算得其相应的  $v_1$ 、 $D_1$  及  $Fr$ ，分别计算各个流量相应的最大和最小尾水深度极限值  $h_{t\max}$ 、 $h_{t\min}$ ，以及溜出水深  $h'_s$ 。计算方法如下：

(1) 计算最小尾水深度极限值  $h_{t\min}$ ：根据选定的岸半径算得  $R / \left( D_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right)$ ，再用  $R / \left( D_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right)$  和弗劳德数  $Fr$  值，由图 6-12 查得  $h_{t\min} / D_1$ ，然后计算出最小尾水深度极限值。

(2) 计算最大尾水深度极限值  $h_{t\max}$ ：由选定的岸半径算得  $R / \left( D_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right)$ ，按该值和  $Fr$  值由图 6-13 查得  $h_{t\max} / D_1$  值，然后计算出  $h_{t\max}$ 。

(3) 计算溜出水深  $h'_s$ （尾水深度降到此深度时，水流将溜出岸外，形不成旋滚，起不到消能岸的消能作用）：以  $R / \left( D_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right)$  和  $Fr$  值，按图 6-14 查得  $h'_s / D_1$  然后算得  $h'_s$ 。

## 三、布置岸底高程，校核运用区间

岸底高程  $Z_0$  按工程实际情况确定，在可能情况下，可使岸唇和岸底高