

②

42-46

梯形槽中平坦 V 形堰测流特性研究

李家星

陈玉璞

(河海大学环境工程系 南京 210098)

TV 131.66

摘要 本文研究梯形槽中平坦 V 形堰测流特性。通过不同边坡、不同情况下的系列试验,给出了这种堰型自由流流量系数及淹没流折减系数的变化规律,推荐使用值及相应的不确定度,进而从理论上予以阐释、论证。本文成果已纳入堰槽测流规范。

关键词 梯形槽 平坦 V 形堰 流量系数 不确定度 分离囊水头

131.66

平坦 V 形堰是一种新型的量水建筑物。其最大特点是测小流量时灵敏度高,而测大流量时上、下游水头差较小,因而适用的流量变幅较大。其测流精度及流态均优于宽顶堰和实用堰。国际标准化组织(ISO)已对矩形槽中平坦 V 形堰颁布了国际标准^[1]。然而,在生产上遇到的天然河道及人工渠道大多是梯形断面。如果在原有的梯形槽中建平坦 V 形堰,则既能降低工程造价,又可减少过堰水流的平面收缩,很具实用价值。本研究课题获得了水利部水利技术开发基金的资助。试验成果已纳

入我国水利行业标准^[2]。

1 梯形槽平坦 V 形堰的构造及流量公式

梯形槽平坦 V 形堰的构造示意图见图 1。梯形槽边坡系数为 m ($1:m = \text{垂直}:\text{水平}$),槽中堰体的上、下游纵向坡度采用 $1:2$ 与 $1:5$ 。堰顶横断面呈 V 形缺口,缺口高为 p_v ,其横向坡系数为 n ($1:n = \text{垂直}:\text{水平}$)。上、下游堰高分别为 p_1 和 p_2 。上游观测断面距堰顶的距离为 L_1 ,该处水头(上游水头)为 h_1 。在紧靠着堰顶线的下游堰面上,

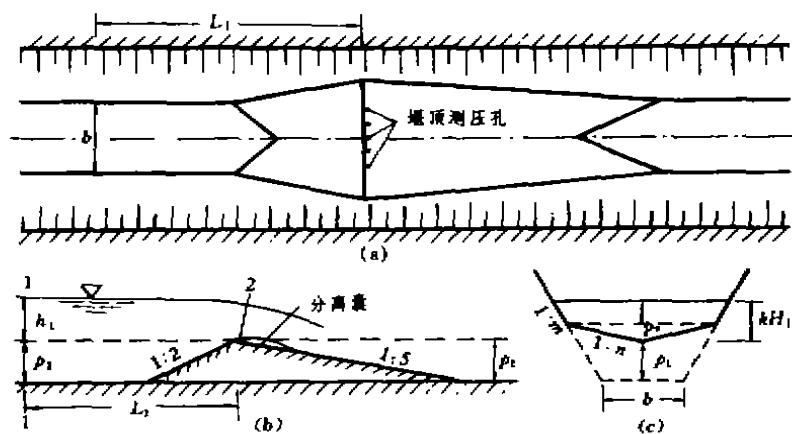


图 1 梯形槽中平坦 V 形堰示意图
(a)平面图;(b)沿中心线纵剖面图;(c)堰顶横剖面图。

按 ISO 规定设置一排与堰顶线平行的堰顶测压孔,以便在淹没流时量测分离囊水头 h_{p_2} 。

梯形槽平坦 V 形堰自由流流量公式已由英国水力学研究站(HRS)求得

$$Q = \frac{4}{5} C_{de} \sqrt{gn} Z_H H_{1e}^{5/2} \quad (1)$$

式中

$$Z_H = 1 - (1 - \frac{m}{n})(1 - \frac{p_v}{H_{1e}})^{5/2} \quad (2)$$

Z_H 为断面形状系数,其中 m, n, p_v 的意义

已如前述。 $H_{1e} = H_1 - K_b = h_1 + \frac{\alpha Q^2}{2gA^2} - K_b$, h_1 和 A 分别为上游观测断面的实测水头和断面面积, K_b 为考虑粘滞性及表面张力影响的水头修正项, H_1 为总水头, H_{1e} 为有效总水头, Q 为流量, g 为重力加速度, α 为动能校正系数, C_{de} 为相应于有效总水头 H_{1e} 的有效流量系数。

对于淹没流,引进淹没流折减系数 f_v ,相应的公式为

$$Q = \frac{4}{5} f_v C_{de} \sqrt{gn} Z_H H_{1e}^{5/2} \quad (3)$$

自由流与淹没流的界限,取 $f_v = 0.99$,称为自由流极限。 $f_v < 0.99$ 时为淹没流。

2 试验情况及自由流试验成果

试验用的堰体用有机玻璃制作,渠槽用优质混凝土构筑,表面磨光,上游渠槽底水平,下游槽底坡为 1:100。流量测定在小流量时用三角形薄壁堰,在大流量时用矩形薄壁堰,流量衔接十分良好。流量范围为 20 ~

145 L/s。 h_1, b (渠底宽) 和 p_1 满足 $h_1/p_1 \leq 3.5, b/h_1 \geq 2.0$ 。行近渠槽长度为 10 ~ 12 m, 达到和超过最大水面宽的 5 倍。 L_1 取 $10p_v, 16p_v, 24p_v$ 三种。试验时同时量测该三处的 h_1 , 经分析研究,以 $16p_v$ 处的 h_1 为主整理资料, $10p_v$ 和 $24p_v$ 处的 h_1 作为校核。以上均满足国际标准的规定。

试验的梯形槽边坡倾角采用 60° ($m = 0.577$), 45° ($m = 1.000$), 30° ($m = 1.732$) 三种。其中对 60° 边坡取 3 种不同堰高,对 30° 边坡取 2 种槽底宽,共 6 组试验,详见表 1。表中 No. 1 ~ No. 5 五种模型,其横向坡系数均为 $n = 20$ 。全部率定成果见图 2。在图 2 中,低水头 $H_{1e}/p_v = 0.5 \sim 2.0$ 的点据比较散乱,这是因为 H_{1e}/p_v 较小时相对误差较大的原因。为了更精确的测定低水头的数据, No. 6 模型取 $n = 10$,以便在相同的试验条件(流量、水头)下加大 p_v ,从而减小 H_{1e}/p_v ,以取得低水头下的精确成果。No. 6 模型的试验成果点绘于图 3,以其拟合值点绘于图 2,与 $H_{1e}/p_v \geq 2$ 边坡 45° 的数据衔接良好。考虑到 $n = 10$ 与 $n = 20$ 的差别, $n = 20$ 情况下 C_{de} 的不确定度系由图 3 点据拟合的不确定度约增加 1 倍而得,此值偏于安全。 $60^\circ, 30^\circ$ 边坡 $H_{1e}/p_v \leq 2$ 情况下的 C_{de} 值根据理论分析(见下面边坡对流量系数的影响)及图 2、图 3 试验资料研究确定。其不确定度沿用 45° 边坡的不确定度。三种边坡各种情况下 C_{de} 的拟合值及相应的不确定度列于表 2。

表 1 试验情况及范围

模型编号	1	2	3	4	5	6
边坡倾角	30°	30°	45°	60°	60°	45°
p_1 (cm)	7.53	7.50	2.90	7.50	3.15	12.0
p_2 (cm)	3.65	2.88	2.80	3.00	3.00	8.0
p_v/p_1	0.485	0.384	0.966	0.400	0.950	0.667
b (cm)	108.0	78.0	111.0	107.9	112.9	120.0
n	20	20	20	20	20	10
H_{1e}/p_v	0.8 ~ 4.0	0.75 ~ 5.7	1.1 ~ 6.0	0.8 ~ 5.5	0.8 ~ 5.5	0.5 ~ 2.0
流 态	自 由	自由、淹没	自由	自由、淹没	自由、淹没	自由

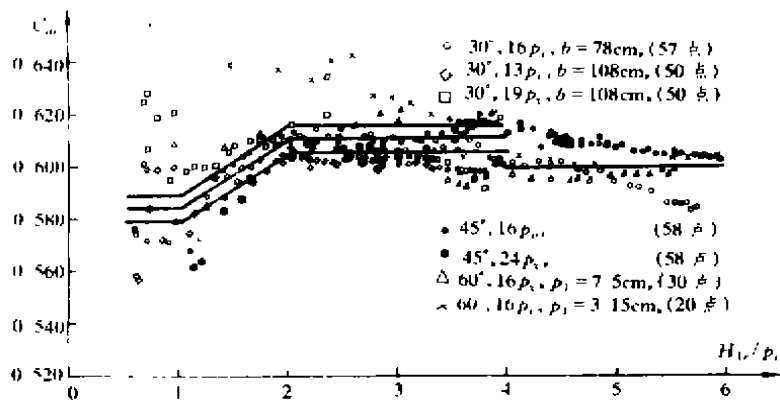


图2 自由流 $H_{1v}/p_v \sim C_d$

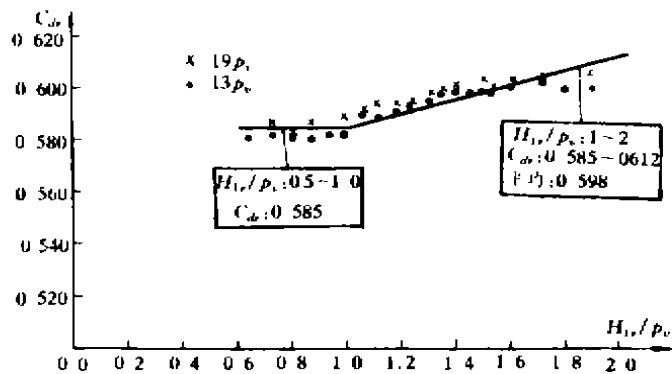


图3 $H_{1v}/p_v \leq 2$ 时 $H_{1v}/p_v \sim C_d$ (45° 边坡, $n = 10$, $p_1 = 8$ cm)

表2 三种边坡下的流量系数 C_d 及其不确定度

H_{1v}/p_v		< 1	1 ~ 2	2 ~ 4	4 ~ 6
60° ($m = 0.577$)	C_d	0.590	0.590 ~ 0.616	0.616	0.600
	e_r	0.7%	0.5%	0.66%	0.18%
	e_s	2%	2%	2%	2%
	e_t	2.12%	2.06%	2.11%	2.01%
45° ($m = 1.000$)	C_d	0.585	0.585 ~ 0.612	0.612	0.600
	e_r	0.7%	0.5%	0.18%	0.18%
	e_s	2%	2%	2%	2%
	e_t	2.12%	2.06%	2.01%	2.01%
30° ($m = 1.732$)	C_d	0.580	0.580 ~ 0.606	0.606	0.600
	e_r	0.7%	0.5%	0.16%	0.18%
	e_s	2%	2%	2%	2%
	e_t	2.12%	2.06%	2.01%	2.01%

注: e_r 为随机不确定度; e_s 为系统不确定度; e_t 为总不确定度 (均为 95% 置信水平)。

3 自由流流量系数变化规律的理论分析

以下对图 2、图 3 及表 2 中所载数据的合理性进行理论分析。

3.1 理论公式

在图 1(b) 中, 以上游观测断面为断面 1, 以堰顶测压孔所在断面为断面 2, 过堰顶最低点 (见图 1(c)) 取基准面。列断面 1、2 的能量方程

$$H_1 = h_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + \zeta \frac{v_2^2}{2g}$$

式中 p_2/γ 为断面 2 的测压管水头。由于流线在堰顶处不能突然转折, 故在断面 2 出现分离囊, 称 p_2/γ 为分离囊水头, 以 h_p 表示。其值与上游水头 H_1 有关。可写为 $p_2/\gamma = h_p = \eta H_1$, η 为压强系数。于是

$$v_2 = \frac{1}{\sqrt{\alpha_2 + \zeta}} \sqrt{2g(1-\eta)H_1} \quad (4)$$

流量 $Q = v_2 A_2$, 设断面 2 的水深为 kH_1 , 由于断面 2 为急变流断面, 故 k 与 η 不一定相等, 断面面积 A_2 可参考图 1(c) 计算。则

$$Q = v_2 A_2 = \frac{\sqrt{2g(1-\eta)}}{\sqrt{\alpha_2 + \zeta}} [mk^2 + 2(n-m)$$

$$\cdot k(\frac{p_v}{H_1}) - (n-m)(\frac{p_v}{H_1})^2] H_1^{5/2} \quad (5)$$

在式(1)中, 忽略水头修正项, 保留行近流速水头, 即以 H_1 代替 H_{1v} , 其结果与上式比较得

$$C_{dv} = \frac{1.25 \sqrt{2(1-\eta)}}{\sqrt{\alpha_2 + \zeta}} \cdot f \quad (6)$$

而

$$f = \frac{mk^2 + 2(n-m)kt - (n-m)t^2}{n - (n-m)(1-t)^{5/2}} \quad (7)$$

式中 $t = p_v/H_1$ 。

分析式(6)中两大因子(因子 f 及另一因子)的变化规律可得 C_{dv} 的变化规律。

3.2 边坡对流量系数的影响

式(7)对 m 求导得

$$\begin{aligned} \frac{\partial f}{\partial m} &= \frac{n(k-t)^2 - nk^2(1-t)^{5/2}}{[n - (n-m)(1-t)^{5/2}]^2} \\ &= \frac{J}{[n - (n-m)(1-t)^{5/2}]^2} \quad (8) \end{aligned}$$

本文作者已对三角剖面堰的测流特性进行了分析^[3]。平坦 V 形堰不同于三角剖面堰之处在于使水流向 V 形缺口中央汇聚的横向坡。而 k 值取决于水流的纵向偏折与

跌落。就断面平均而言, 平坦 V 形堰的 k 值应接近三角剖面堰的 k 值, 仍保持 $0.7 < k < 0.8$ 。以 $k = 0.7 \sim 0.8$, $H_{1v}/p_v = 1.5 \sim 6.0$, $n = 20$ 计算 J 值, 总有 $J < 0$, 即 $\frac{\partial f}{\partial m} < 0$, f 随 m 的增加而减小。此外, 水流趋近堰顶时, 向 V 形缺口集中, m 增大, 过堰水流平面收缩加剧, 水头损失和流速分布的不均匀性都要增加, 即 α 和 ζ 随 m 的增大而增大, 同时, η 值主要取决于上、下游坡面转折时水流的分离情况, 当上、下游坡面固定时, m 与 η 的影响可以忽略不计, 因此式(6)中除 f 以外的另一因子也随 m 的增大减小。综上所述, 在 $H_{1v}/p_v = 1.5 \sim 6.0$ 的范围内, C_{dv} 随 m 的增大而减小。

如果 $H_{1v}/p_v < 1$, 即水面限在 V 形缺口以内, 此时断面 A_2 是等腰三角形(见图 1(c))。仿前法可得

$$C_{dv} = \frac{1.25k^2 \sqrt{1-\eta}}{\sqrt{\alpha_2 + \zeta}} \quad (9)$$

在这种情况下, 堰顶横向坡所引起的平面收缩对 C_{dv} 值将起主要作用。采取同样的分析方法, 如果 m 增大, k , η 值变化不大, 而 α 和 ζ 稍有增大, 那么 C_{dv} 有所降低, 与图 3 所示规律一致。

3.3 水头对流量系数的影响

令 $s = 1/t = H_1/p_v$ 表示相对总水头, 按式(7)求 $\partial f/\partial s$ 以表示水头对 f 的影响, 由于 $\partial f/\partial s = F(m, n, k, s)$, 取 m, n, k 为不同的值($m = 0.557, 1.000, 1.732$; $n = 20$; $k = 0.7 \sim 0.8$), 计算不同 s ($s = 2, 3, 4, 5, 6$) 所对应的 $\partial f/\partial s$ 值。结果如下: 当 $H_1/p_v = 2$, $\partial f/\partial s$ 为正值; 当 $H_1/p_v = 2 \sim 3$ 时, $\partial f/\partial s$ 在其间由正变负, 当 $H_1/p_v = 3 \sim 6$ 时, $\partial f/\partial s$ 均为负值, 再考虑式(6)中除 f 以外的另一个因子, 当水头增加时变化不大(s 增加时, ζ 略有增加, 而 η 略有减小)。故水头增加时对 C_{dv} 的影响可以归结为: 低

水头时 C_{dr} 随 H_1/p_v 的增加而增大,而高水头时 C_{dr} 随着 H_1/p_v 的增加而减小。在图 2 和表 2 中,根据 H_1/p_v 的大小进行分段拟合,与理论分析的变化趋势相一致。

3.4 边坡对流量系数影响随水头的变化

以 $n = 20, k = 0.75, m = 1$ 计算相应于 $s = 2, 3, 4, 5, 6$ 的 $\frac{\partial f}{\partial s}(\frac{\partial f}{\partial m})$ 值。结果全为负值。这表明,随着水头的增加,边坡 m 对 f ,以致对流量系数的影响越来越小。换言之,与低水头的情况相比较,高水头时不同边坡的 C_{dr} 将更靠近。图 2 中,对 $H_{1c}/p_v < 4$ 分不同边坡拟合,而在 $H_{1c}/p_v = 4 \sim 6$ 时不分边坡,拟合为同一 C_{dr} 值,与以上理论分析一致。

4 淹没流试验成果及分析

式(3)为淹没流流量计算公式。淹没流时,采用克鲁普(Crump)首创的量测上游水头 h_1 和分离囊水头 h_p 的“双水位测流法”。其特点是,由 h_p/H_{1c} (H_{1c} 为下游有效水头),推求淹没流折减系数 f_v 。这种方法的优点是:① 可避免下游水面扰动而难以测定水位的困难;② $h_p/H_{1c} \sim f_v$ 的相关曲线是单一曲线;③ 新法的灵敏度约为旧法的 3 倍^[1]。

以 6 种工况的全部淹没流试验点绘 $h_p/H_{1c} \sim f_v$ 关系于图 4 中。在图中作出两条包络线(点划线),并绘制拟合曲线(实线)。同时根据 ISO 中矩形槽平坦 V 形堰淹没流资料点绘曲线(虚线)^[1]。图中两条包络线的间距与 HRS 矩形槽中平坦 V 形堰淹没流包络线的间距不相上下,按照 Ackers 等^①的分析,矩形槽中不同 H_{1c}/p_v (即不同流量)的 $f_v \sim h_p/H_{1c}$ 的关系非常接近,可以拟合成一条曲线(图中虚线)。这里的情况十分相似,根据实验,梯形槽的拟合曲线(实线)可以代表 $30^\circ \sim 60^\circ$ 的各种边坡的堰没流曲线。根据这条曲线,自由流极限($f_v = 0.99$)对应于 $h_p/H_{1c} = 0.29 \pm 0.05$ 。

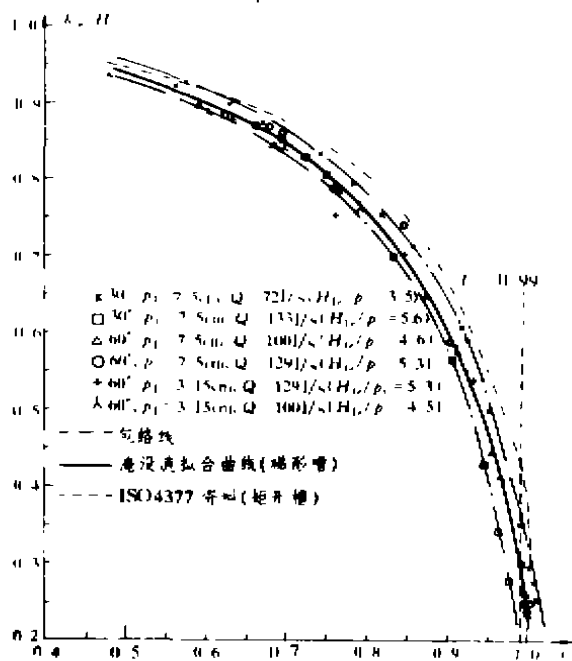


图 4 淹没流系数曲线

5 结束语

关于梯形槽平坦 V 形堰的系列试验成果将使用范围由矩形槽的 $H_{1c}/p_v \leq 4$ 扩展到梯形槽的 ≤ 6 , 并开创了将平坦 V 形堰推广应用于梯形槽实测流的途径。

文中列出的各种不确定度的计算方法将另文阐述。

参考文献

- 1 明渠水流测量——平坦 V 形堰(ISO 4377 - 1990). 见:水利部水文司编,ISO 标准手册 16(续集),北京:中国科学技术出版社,1992. 217 ~ 243
- 2 中华人民共和国水利行业标准.堰槽测流规范(SL 24 - 91).北京:水利电力出版社,1991. 31 ~ 39
- 3 李家星.梯形槽三角剖面堰测流特性研究.河海大学学报,1995(5):57 ~ 62

(收稿日期:1995 - 06 - 02)

① Ackers P, et al Weirs and flumes for flow measurement, by John Wiley & Sons Ltd, 1978 年译本,北京市水利科学研究所、北京市水利科学情报站,1984:89 ~ 99