

# 法龙寺水库溢洪道消力池复式断面水力计算分析

艾 伟

陕西省水工程勘察规划研究院 陕西 西安 710000

**摘 要:** 早期兴建的小型水库中,很多溢洪道过流断面型式为梯形断面,为了节省造价且便于衔接,消力池断面往往采用渠底上部梯形+渠底部矩形的复式型式,规范中无该种型式消力池的计算公式,通过采用矩形与梯形断面分别进行计算对比,为类似工程设计与评价提供参考。

**关键词:** 溢洪道;消力池;复式断面;临界水深

## 1 基本情况

法龙寺水库是一座以灌溉为主,兼防洪与水产养殖等综合利用的V等小(2)型工程,主要建筑物等级为5级。设计洪水重现期为20年,校核洪水重现期为200年。水库于1955年3月动工,1956年3月建成,原设计总库容24万 $m^3$ 。水库保护下游西汉高速公路、316国道和重要集镇等,共涉及人口2万,房屋2600间,耕地1.47万亩,公路4km的防洪安全。

法龙寺水库枢纽由大坝、溢洪道和放水建筑物三部分组成。大坝为粘土心墙坝,设计坝顶高程495.00m,最大坝高12.7m,坝顶宽度3m,坝顶长度为90m。上游坝坡采用干砌石护坡,厚度为30cm,坡比为1:2.5,下游坝坡坡比1:2.25,坡脚设棱体排水,棱体高度2.5m。

溢洪道位于左岸,采用岸边开敞式正槽溢洪道,由四级陡槽、消力池和渠槽段组成,全长168m,总落差14.3m,溢洪道进口为曲线型实用堰,堰顶宽5.6m,堰顶高程492.90m,一级消力池长度9.5m,断面采用上部梯形+下部矩形的复式断面,池深0.9m,池底板顶高程488.17m;一级渠槽长度5.93m,采用梯形断面渐变收缩布置,底宽由5.6m渐变为2.5m,侧墙高度1.8m,边坡比为1:0.5,比降1:100;二级陡槽采用梯形断面渐变收缩布置,底宽由2.5m渐变为3.0m,侧墙高度1.0m,边坡比为1:0.5,比降1:2.19,落差6.8m;二级消力池长度15m,断面型式同一级消力池,池深1.5m,池底板顶高程482.20m;二级渠槽长度36.39m,采用梯形断面,底宽3m,侧墙高度1.65m,边坡比为1:0.5,比降1:100,除渠槽与消力池底板浇筑砼外,其他部位均采用浆砌石砌筑<sup>[1]</sup>。

早期修建的小型水库中,很多溢洪道的布置形式与本工程类似,泄槽过流断面多采用梯形,梯形消力池由

于旁侧回流的挤压,水跃的消能率较低,而且容易在池中发生折冲水流而使流态处于不稳定状态,但在实际工程中由于大多数渠道为梯形断面,而矩形消力池两侧挡土墙又费工费料,因此为了降低造价和便于衔接,仍多采用梯形断面消力池。

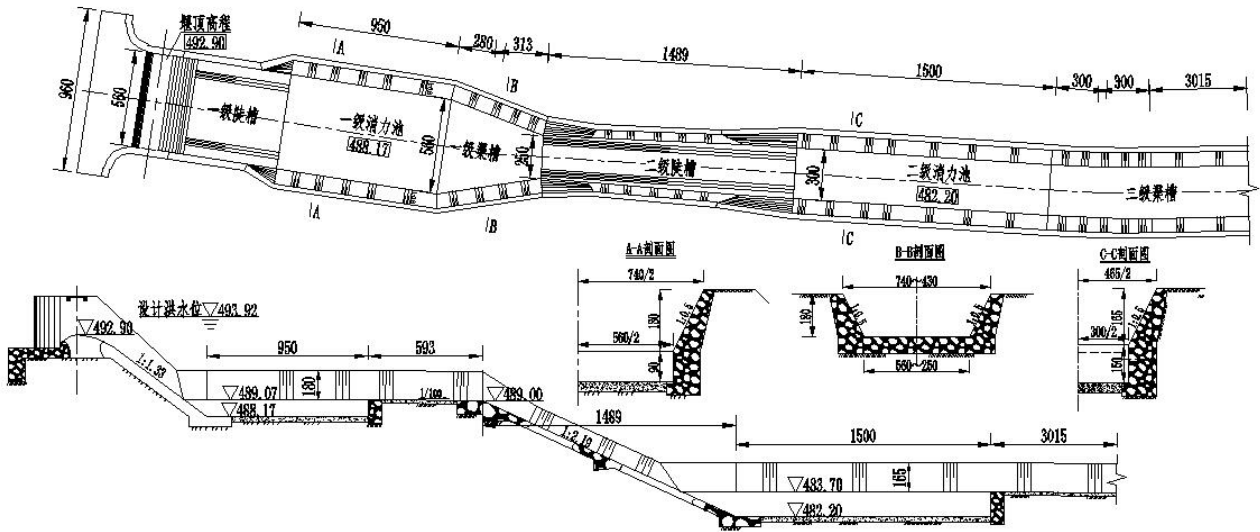
为了改善梯形消力池的上述缺点而又不致过多增加工程费用,比较常见的方式是将消力池的渠底以下部分作成矩形,而将渠底以上部分作成梯形即所谓“复式断面”,本工程中的渠槽与陡槽采用梯形断面,而消力池过流断面采用的是复式断面,三、四级陡槽、消力池与渠槽布置与二级较为相似,本文仅对消力池进行水力计算分析,故不再赘述其布置。采用不同方法计算并比较确定跃前与跃后水深,通过分析为类似工程设计与评价提供计算参考<sup>[2]</sup>。

## 2 消力池水力计算

消力池水力计算主要为通过确定跃前与跃后断面水深及下游水深从而确定池深与池长,根据布置,本工程一级消力池布置较为特殊,其后的一级渠槽采用的是收缩渐变段,由于该段渠槽的水深既影响消力池又影响二级陡槽的水力要素计算,故选取一级消力池进行各水力要素的计算,综合阐述复式断面消力池计算方法。

### 2.1 跃前与跃后水深计算

水跃的计算公式是按照棱柱体断面推到而得,多数规范中给出的公式基本按照矩形断面计算,少数规范中也给出了梯形断面的消力池计算办法,如《灌溉与排水工程设计标准》中陡坡的消能计算,参考《跌水与陡坡》中所述(图一),梯形及复式断面消力池一般情况下可参照矩形消力池的计算方法进行,为对比其不同点,选择矩形与梯形断面分别进行计算。



(如图一跌水与陡坡)

2.2 按照矩形断面计算

一级消力池跃前水深采用一级陡坡末端的收缩水深, 收缩水深计算见公式(1), 跃后水深计算见(2), 具体如下:

$$E_0 = h_c + \frac{q^2}{2g\phi^2 h_c^2} \quad \text{公式(1)}$$

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \frac{q^2}{gh_1^3}} - 1 \right] \quad \text{公式(2)}$$

式中各变量含义可见《水力学计算手册》(第二版)中的叙述, 收缩水深及跃后水深计算成果见表1, 成果表中的跃后水深处断面按照B=5.6m的矩形断面计算。一级消力池收缩水深(跃前水深)和跃后水深计算表:

下泄流量	溢流堰宽	堰上水深	单宽流量	流速	总水头	流速系数	收缩水深	跃后水深
Q (m³/s)	B (m)	h (m)	q (m³/s·m)	v (m/s)	E <sub>0</sub> (m)	φ	h <sub>c</sub> (m)	h <sub>2</sub> (m)
10.77	5.60	1.02	1.92	1.89	5.91	0.90	0.20	1.85

虽然消力池断面为复式断面, 但根据收缩水深计算值可知, 水深值小于复式断面下部矩形断面的高度, 故可采用公式(1)进行计算。当采用以上收缩水深作为跃前水深时, 跃后水深也可采用公式(3)计算, 即棱柱体水平明渠的水跃方程, 此时, 跃后断面采用复式断面进行水深计算, 计算成果见表2。

$$\frac{Q^2}{gA_1} + A_1 h_{c1} = \frac{Q^2}{gA_2} + A_2 h_{c2} \quad (3)$$

式中: A<sub>1</sub>及A<sub>2</sub>分别表示水跃前、后断面的面积, m<sub>2</sub>; h<sub>c1</sub>及h<sub>c2</sub>分别表示水跃前、后断面形心距水面的距离, m。由于跃后水深影响形心位置, 故运用该公式时需进行假设迭代的方法, 该公式属于原理性公式, 形心的确定较为麻烦, 按照公式(3)计算跃后水深为1.84m, 其值与公式(2)计算结果接近<sup>[3]</sup>。

表2 一级消力池跃后水深计算表

下泄流量	跃前断面面积	跃前断面形心距水面距离	跃后断面面积	跃后断面形心距水面距离	跃后水深
Q (m³/s)	A <sub>1</sub> (m²)	h <sub>c1</sub> (m)	A <sub>2</sub> (m²)	h <sub>c2</sub> (m)	h <sub>2</sub> (m)
10.77	1.12	0.10	10.72	0.89	1.84

2.3 按照梯形断面计算

参考《灌溉与排水工程设计标准》附录N中关于单级陡坡消力池计算, 单级等底宽陡坡采用梯形断面消力池, 且进口水流跌差P ≤ 20m时, 水跃共轭水深应分别按

下列公式计算:

$$h'_c = \frac{0.385Pq^{14/3}}{\phi^2 E_0^2} \quad (N2.5-1)$$

$$h''_c = \left[ 17.4 \lg(\phi^2 E_0 / q^{2/3}) + 0.28 \right] h'_c \quad (N2.5-2)$$

$$\phi' = 0.832(m'q'^{2/3} / P)^{0.1} \quad (N2.5-3)$$

$$E_0 = P + h_{CB} + \frac{v_{CB}^2}{2g} \quad (N2.5-4)$$

式中各变量含义可见规范中叙述，本工程溢洪道的布置型式类似为多级陡坡，故参考单级陡坡消力池的计

算方法，由于公式的适应断面为梯形断面，需确定边坡系数，复式断面上部梯形断面边坡比为1:0.5，通过对复式断面进行等面积变化，即将其化成等面积的梯形断面，确定计算边坡比为1:0.22，计算成果见表3。

表3 一级消力池跃后水深计算表

堰上水深	堰上流速	总能水头	单宽流量	边坡系数	流速系数	跃前水深	跃后水深
$h_{CB}$ (m)	$v_{CB}$ (m/s)	$E_0$ (m)	$q'$ (m <sup>3</sup> /s · m)	$m'$	$\phi'$	$h_c'$ (m)	$h_c''$ (m)
1.02	1.89	5.93	1.92	0.22	0.64	0.30	2.14

通过计算可知，按照梯形断面计算的跃前与跃后水深均较按照矩形断面计算的值偏大，在其他条件不变的情况下，边坡系数与跃后水深成反比，如果将边坡系数调整为0.5，跃后水深值仍大于1.85m，总的来说，采用陡坡梯形断面计算值比采用的矩形计算的跃前与跃后水深偏大。

按照梯形断面采用规范中公式进行时，除假设条件与实际情况有一定偏差外，边坡系数按照全断面等面积转换确定的方式与实际水流条件相比同样存在偏差，即采用梯形断面计算公式时如何确定或者变换边坡值对计算结果影响较大，但从另外一个角度，按照矩形断面计算的跃前水深比按照梯形断面的计算值要小，即前者的Fr比后者的大，而Fr越大消能效率约高，梯形断面的消能效率一般比矩形断面消能效率要低，故梯形断面的计算结果是符合一般认识的，总的来说，对于本工程，陡坡梯形断面的消能计算公式的边坡假设确定较为模糊，从公式的严谨性不如矩形断面，尤其是公式(3)假设的条件更加少，故采用矩形断面计算更加简便和较强的说服力。

#### 2.4 下游水深计算

一级渠槽为梯形收缩渐变段，该段水面线衔接分析如下：当不考虑水跃影响，从渐变段进口至出口，由于断面逐渐减小，水头损失势必由升高水位来弥补，即进口至出口水深逐渐增加，近似按照某一断面计算该断面的临界底坡与实际底坡进行比较可知该段渠槽属于陡坡，故各位置水深均不会超过临界水深 $h_k$ ；当考虑水跃影响时，水流为急变流，会产生壅水，进而上下游水流

可相互影响，此种情况下参照《陡坡》及《灌溉与排水工程设计标准》的叙述<sup>[4]</sup>，陡坡的起始水深一般取临界水深 $h_k$ ，即渐变段出口临界水深为陡坡水面线计算的起始水深，该水深在水跃影响下可视为消力池出口的下游水深，梯形断面临界水深计算可参考相关规范或书籍，此处不详述，底宽为2.5m，边坡比为1:0.5，经计算出口临界水深 $h_k = 1.14m$ 。

由于该段渠槽渐变长度较短且与消力池相接，水流条件复杂，按照临界水深属于简便办法，此外该段不可采用陡坡缺口水力计算确定水深，因为布置上与公式的应用前提相差较多，陡坡缺口计算公式要求上游为均匀流，也不可采用能量方程进行计算，无论是起始断面选择在进口还是出口，因为该段的布置无法满足渐变流下的能量方程的要求，具体可参考《如何使用《程序集》D-7程序进行渠道水力计算和有关水面曲线计算》中的说明，此处不详述<sup>[5]</sup>。

#### 2.5 消力池池深与池长的复核

消力池深与长度计算仍采用矩形断面的计算公式，根据《溢洪道设计规范》(SL253-2018)中底流消能计算公式对消力池深度与长度复核，公式如下，计算成果见表4：

$$d = \sigma h_2 - h_1 - \Delta Z \quad (A.6.3-1)$$

$$\Delta Z = \frac{Q^2}{2gb^2} \left( \frac{1}{\phi^2 h_1^2} - \frac{1}{\sigma^2 h_2^2} \right) \quad (A.6.3-2)$$

$$L_k = 0.8L \quad (A.6.3-3)$$

表4 一级消力池跃后水深计算表

下泄流量	溢流堰宽	跃后水深	下游水深	水跃淹没系数	水面跌落	池深	池长
$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	$B$ (m)	$h_2$ (m)	$h_1$ (m)	$\sigma$	$\Delta Z$ (m)	$d$ (m)	$L_k$ (m)
10.77	5.60	1.85	1.14	1.15	0.12	0.86	9.11

考虑到消力池断面为复合式,消能效果比矩形较差,故淹没系数采用1.15,现状消力池深度为0.9m,长度为9.5m,通过计算可知,在该下泄流量下,设计的消力池深度与长度满足设计要求。

#### 结束语:

(1)通过以上计算与分析,复式断面消力池的计算可采用矩形断面的消能计算公式,计算中最好采用两种公式进行对比分析,建议池深的水跃淹没系数取大值,池长不乘以水跃长度校正系数。

(2)本例当中消力池下游水深的计算属于特殊情况,而对于长度较长的二级渠槽则可按照正常水深来计算消力池出口的下游水深。

希望通过此工程实例,为其他工作者在遇到此类工

程情形提供参考与帮助。

#### 参考文献:

[1]李崇智,乔海泉,苟兴智,张志恒,韩立.跌水与陡坡(第二版)[M]北京:水利电力出版社.1987

[2]吴持恭.水力学(第三版)[M]北京:高等教育出版社.2003.11

[3]李炜.水力计算手册(第二版)[M]北京:中国水利水电出版社.2006

[4]溢洪道设计规范(SL253-2018)[S]北京:中国水利水电出版社.2018

[5]灌溉与排水工程设计标准(GB50288-2018)[S]北京:中国计划出版社.2018