

## 目 录

1 施工导流设计.....	1
1.1 施工导流方式计算.....	1
1.1.1 河谷谷形状法确定导流方式.....	1
1.1.2 隧洞经济断面的确定.....	1
1.2.1 流量系数 $\mu$ 的确定.....	4
1.2.2 隧洞泄流的水力计算.....	4
1.3 调洪计算.....	7
1.4 围堰堰顶高程的确定.....	9
1.4.1 上游围堰堰顶高程的确定.....	9
1.4.2 下游围堰堰顶高程的确定.....	11
2. 截流水力计算及施工计算.....	12
2.1 截流水力计算原理.....	12
2.2 截流水力计算.....	12
2.2.1 泄水建筑物泄水力计算.....	12
2.2.2 龙口泄流水力计算.....	13
2.4 截流施工.....	16
2.4.1 截流填筑方量的计算.....	16
2.4.2 抛投强度的确定.....	16
3 基坑排水计算.....	17
3.1 初期排水量的估算.....	17
3.2 经常性排水量的估算.....	18
4. 导流建筑物施工计算.....	21
4.1 围堰的施工.....	21
4.1.1 围堰工程量的计算.....	21
4.1.2 施工强度的确定.....	22
4.1.3 压实挖运机械的选型及数量的确定.....	23
4.2 隧洞的施工.....	25
4.2.1 隧洞开挖量的计算.....	25
4.2.2 隧洞施工.....	26

5. 封堵日期的确定.....	27
5.1 封堵日期确定的方法.....	27
5.2 封堵日期的计算.....	27
6. 施工总布置.....	29
6.1 临建工程项目清单.....	29
6.2 临建项目占地面积.....	29
6.3 施工交通能力计算.....	42

# 1 施工导流设计

施工导流的基本方法大体上可分为两类：一类是分段围堰法导流，水流可通过束窄的河床、坝体底孔、缺口或明槽等往下游宣泄；另一类是全段围堰法导流，水流通过河床外的临时或永久的隧洞、明渠或河床内的涵管等往下游宣泄。

## 1.1 施工导流方式计算

### 1.1.1 河谷形状法确定导流方式

河谷形状系数可在一定程度上综合反映地形、地质等因素。若该系数小，则表明河谷为窄深型，岸坡陡峻。一般来说，岩石是坚硬的；否则，岸坡不可能是陡峻的。水文条件也在一定程度上与河谷形状系数有关。

河谷形状系数作为地形条件的定量指标，其定义为坝体周边长度与最大坝高之比。对于混凝土坝枢纽，当河谷形状系数小于 6.5，导流流量小于  $5900\text{m}^3/\text{s}$  时，宜采用隧洞导流，否则，宜采用分期导流。

通过坝体下游立视图上的量测，坝体周边长度为  $L=1030.75\text{m}$ 。坝高  $H=539\text{m}-395\text{m}=144\text{m}$ 。

$$C=L/H=1030.75 \div 144=3.02 \quad (1-1)$$

$$\text{由 } C < 6.5$$

因此适宜于全段围法导流。

### 1.1.2 隧洞经济断面的确定

根据隧洞泄流公式

$$Q=\mu w (2gz)^{0.5} \quad (1-2)$$

$$z=2gQ^2/(w^2\mu^2) \quad (1-3)$$

式中：Q——隧洞泄流流量， $\text{m}^3/\text{s}$ ；

$\mu$ ——流量系数；  $w$ ——

——隧洞断面面积， $\text{m}^2$ ；

$z$ ——围堰上下游水头差， $\text{m}$ 。

假定不同的泄流断面面积 $W$  的值结合坝址处的水位~流量关系曲线，通过隧洞泄流公式可确定其相应的堰高及洞宽。考虑到隧洞断面的过流能力问题。其衬砌厚度取 90cm，结合《水利水电工程概预算定额》通过不同堰高及隧洞开挖、衬砌工程量的经济比较有最佳经济断面 $W=460\text{m}^2$ 。计算结果如表所示：

围堰与隧洞施工工程量及经济比较一览表										
$W$ $m^2$	$R$ $m$	$H$ $m$	$V_{上}$ $万m^3$	$V_{下}$ $万m^3$	$V_{洞}$ $万m^3$	$V_{村}$ $万m^3$	$C_{堰}$ $万元$	$C_{洞}$ $万元$	$C_{总}$ $万元$	
300	9.77	48.7	58.46435	3.366	16.08	3.08	2384.1783	1289.6564	3673.834696	
310	9.94	46.7	54.3471	3.366	16.62	3.16	2225.41714	1328.0854	3553.502536	
320	10.1	45	51.8175	3.366	17.15	3.21	2127.87576	1359.8632	3487.73896	
330	10.3	43.4	49.44345	3.366	17.69	3.24	2036.33239	1387.8787	3424.211092	
340	10.4	41.9	47.2213	3.366	18.22	3.3	1950.64629	1421.7392	3372.385488	
350	10.6	40.6	45.25885	3.366	18.76	3.34	1874.97422	1451.8374	3326.811616	
360	10.7	39.3	42.8468	3.366	19.3	3.35	1781.96557	1475.6875	3257.653068	
370	10.9	38.2	41.1796	3.366	19.83	3.44	1717.67834	1515.7961	3233.474436	
380	11	37.2	39.6459	3.366	20.37	3.47	1658.53886	1543.8116	3202.350464	
390	11.1	36.2	38.1367	3.366	20.9	3.49	1600.34411	1569.3413	3169.685412	
400	11.3	35.3	36.756125	3.366	21.44	3.57	1547.10914	1607.7703	3154.87944	
410	11.4	34.5	35.9231	3.366	21.98	3.61	1514.9877	1637.8685	3152.856196	
420	11.6	33.7	34.6773	3.366	22.51	3.66	1466.94965	1669.6463	3136.595948	
430	11.7	33	33.55275	3.366	23.05	3.67	1423.587	1693.4964	3117.0834	
440	11.8	32.4	32.5458	3.366	23.58	3.73	1384.75901	1727.3569	3112.115908	
450	12	31.7	31.84265	3.366	24.12	3.76	1357.64554	1755.3724	3113.017944	
460	12.1	31.1	30.858975	3.366	24.66	3.79	1319.71504	1783.3879	3103.102936	
470	12.2	30.6	30.3629	3.366	25.19	3.82	1300.58638	1811.0003	3111.586684	
480	12.4	30.1	29.498	3.366	25.73	3.86	1267.23584	1841.0985	3108.33434	
490	12.5	29.6	29.008	3.366	26.26	3.91	1248.34144	1872.8763	3121.21774	

## 1.2 施工导流水力计算

由于本次设计最佳经济断面  $W=460\text{m}^2$ ，因此采用三条方圆形导流洞进行泄流，具体断面形式采用圆拱直墙式，其布置方式为左岸布置二条，右岸布置一条，由于两岸山体的岩石稳定，两洞之间的距离取1倍的洞径宽。

### 1.2.1 流量系数 $\mu$ 的确定

通过公式

$$\mu = 1 / \left( 1 + \sum \xi_i \left( \frac{w}{w_i} \right)^2 + \sum \frac{2gL_i}{C_i^2 R_i} \left( \frac{w}{w_i} \right)^2 \right)^{0.5} \quad (1-4)$$

式中：w —— 隧洞出口断面面积

$\xi_i$  —— 某一局部能量损失系数，与之相应的过水断面面积为  $w_i$

$L_i$  —— 为隧洞某一段的长度，与之相应的水力半径和泄才系数分别为  $R_i$  和  $C_i$

有隧洞导流流量系数  $\mu=0.71$ 。

### 1.2.2 隧洞泄流的水力计算

#### 1.2.2.1 隧洞水流流态的判别

设导流洞的洞底坡度  $i=6\%$ ，通过《水力学》中临界水深、临界坡比的率定，有  $i_k < i$ ，则隧洞底坡为陡坡，其水流下泄有三种泄流方式：

当  $H/a < 1.2$  时，为无压流

当  $1.2 \leq H/a < 1.5$  时，为半有压流

当  $H/a \geq 1.5$  时，为有压流

#### 12.2.2 隧洞泄流计算

##### 无压流隧洞泄流计算

长、短洞判别

判别条件

当底坡为缓坡而趋于平坡，长、短洞的界限长度为  $L_k=(5\sim 12)H$ ，当洞长  $L > L_k$  为长洞； $L < L_k$  为短洞。

当底坡接近临界底坡  $i_k$  时， $L_k=1.3(5\sim 12)H$ 。

当底坡为陡坡 ( $i > i_k$ ), 泄流能力不受洞长影响, 按短洞工作考虑。

本次设计中隧洞底坡为陡坡 ( $i > i_k$ ), 其泄流按短洞泄流公式计算。

短洞泄流能力不受洞长影响, 进口水流为宽顶堰流, 按宽顶堰流公式计算泄流量。

$$Q = m \sigma_s b (2gH_0^3)^{0.5} \quad (1-5)$$

式中:  $b$ ——为矩形隧洞过水断面的宽度, 当过水断面为非矩形时,  $b = w_i / h_k$

$h_k$ ——为临界水深

$w_i$ ——为相应于  $h_k$  时的过水断面面积;  $m$ ——

为流量系数 (一般取 0.32~0.36, 本次设计中取  $m = 0.36$ )

$\sigma_s$ ——为淹没系数, 当下游水位较高, 已淹没进口的收缩断面, 使该处的水深  $h' > 0.75H_0$  时, 为淹没出流,  $\sigma_s$  值与比值

$h' / H$  有关, 当  $h' / H < 0.75$  时, 为自由出流,  $\sigma_s = 1$ , 当淹没出流时,  $h'$  可近似的以下游水位

$\frac{h'}{H} = \frac{h'_c}{H_c} = \frac{h'_s}{H_s}$

减去进口底板高程而得。本次设计中  $\sigma_s$  的取值通过查  $\sigma_s \sim h_c / H$  关系曲线而得 ( $\sigma_s \sim h_c / H$  关系曲线通过查《水利水电工程组织设计指南》(上册))。

#### 半有压流隧洞泄流计算

半有压流流态极不稳定, 对结构受力极为不利, 工程上应尽量避免。过水能力计算公式如下:

$$Q = \mu \omega [2g(H - \eta \alpha)]^{0.5} \quad (1-6)$$

式中:  $\omega$ ——隧洞断面面积,  $m^2$

$\alpha$ ——为隧洞洞高,  $m$

$H$ ——上游水头,  $m$

$\mu$ 、 $\eta$ ——分别为流量系数和洞口收缩系数, 隧洞进口取衣领式: 本次设计取  $\mu = 0.576, \eta = 0.715$

#### 有压流隧洞泄流计算

$$Q = \mu \omega [2g(T_0 - h_p)]^{0.5} \quad (1-7)$$

式中:  $\mu$ ——为流量系数, 一般取 0.7~0.75, 本次设计中取 0.70。

$\omega$ ——为隧洞出口断面面积

$T_0$ ——为上游水面与隧洞出口底板高程差  $T$  及上游行进流速水头  $V^2/2g$  之和, 一般可认为  $T_0 \approx T$ 。

$h_p$ ——为隧洞出口断面水流的平均单位势能,  $h_p = 0.5\alpha + P/\gamma$ : 当淹没处流时,  $h_p$  等于

下游水深 $h_s$ .

$\alpha$  —— 为出口断面洞高

$P/\gamma$  —— 为出口断面平均单位势能，当自由处流时， $P/\gamma$  一般小于  $0.5\alpha$ 。

其计算过程如表所示：

无压流泄流计算表

H(m)	H(m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Z(m)
8	3	86.9	260.7	418
10	5	186.9	560.7	420
12	7	309.6	928.8	422
14	9	451.4	1354.2	424
16	11	610	1830	426
18	13	783.6	2350.8	428
18.5	13.5	829.3	2487.9	428.5

半有压流泄流计算表

H(m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Z(m)
18.9	1081.2	3243.6	3243.6	428.9
19	1088.2	3264.6	3264.6	429
20	1156.4	3469.2	3469.2	430
21	1220.7	3662.1	3662.1	431
22	1281.8	3845.4	3845.4	432
23	1340.1	4020.3	4020.3	433
23.5	1368.3	4104.9	4104.9	433.5

有压流泄流计算表

T(m)	Th(m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Z(m)
24.4	6.5	1400	4200	434.4
26.1	7.44	1500	4500	436.1
27.1	7.95	1550	4650	437.1
28	8.47	1600	4800	438
28.82	9	1650	4950	438.82
29.7	9.56	1700	5100	439.7
30.6	10.13	1750	5250	440.6
31.7	10.72	1800	5400	441.7
32.6	11.32	1850	5550	442.6
33.5	11.94	1900	5700	443.5
34.5	12.58	1950	5850	444.5
35.4	13.23	2000	6000	445.4
36.4	13.9	2050	6150	446.4
37.4	14.59	2100	6300	447.4

### 1.3 调洪计算

调洪演算计算公式:

1. 水库水量平衡方程

$$(Q_1+Q_2) \Delta t-(q_1+q_2)\Delta t=\Delta V \quad (1-8)$$

2. 水库蓄水曲线方程

$$(Q_1+Q_2) /2t-(q_1+q_2) /2t=V_2-V_1 \quad (1-9)$$

3. 水库库容曲线

$$z=f(V) \quad (1-10)$$

式中  $Q_1$ ——初始时段的入库流量,  $m^3/s$ ;

$Q_2$ ——时段末的入库流量,  $m^3/s$ ;  $q_1$ ——

——初始时段的出库流量,  $m^3/s$ ;  $q_2$ ——

时段末的出库流量,  $m^3/s$ ;  $V_1$ ——初始

时段的水库蓄水量,  $m^3$ ;  $V_1$ ——时

段末的水库蓄水量,  $m^3$ 。

其列表试算法进行调洪演算计算结果如表所示:

调洪演算过程表

时段	入库流量Q	入库平均流	出库流量q	出库平均流量q	时段内水库蓄	水库蓄水量	水库水位Z
9月3日	2740		2740			0.225	423
9月4日	2870	2805	2860	2800	0.00432	0.22932	428.7
9月5日	3040	2955	3035	2947.5	0.00648	0.2358	428.8
9月6日	3220	3130	3210	3122.5	0.00648	0.24228	429
9月7日	3420	3320	3410	3310	0.00864	0.25092	430
9月8日	3660	3540	3600	3505	0.03024	0.28116	431
9月9日	3940	3800	3850	3725	0.0648	0.34596	432
9月10日	4260	4100	4100	3975	0.108	0.45396	434.4
9月11日	4600	4430	4500	4300	0.11232	0.56628	436.1
9月12日	4860	4730	4670	4585	0.12528	0.69156	437.2
9月13日	5130	4995	5050	4860	0.11664	0.8082	439.4
9月14日	4800	4965	4950	5000	-0.03024	0.77796	438.8
9月15日	4400	4600	4575	4762.5	-0.1404	0.63756	436.6
9月16日	4100	4250	4220	4397.5	-0.12744	0.51012	435.5
9月17日	3840	3970	3970	4095	-0.108	0.40212	432.7
9月18日	3630	3735	3680	3825	-0.07776	0.32436	431.1
9月19日	3430	3530	3470	3575	-0.03888	0.28548	430
9月20日	3240	3335	3300	3385	-0.0432	0.24228	429.2

由表可见，第 13 日水库水位  $Z=439.4\text{m}$ ， $V=0.82$  亿 $\text{m}^3$ ， $Q=5130\text{m}^3/\text{s}$ ， $q=5050\text{m}^3/\text{s}$ ；第14日水库水位  $Z=438.8\text{m}$ ， $V=0.79$  亿 $\text{m}^3$ ， $Q=4800\text{m}^3/\text{s}$ ， $q=4950\text{m}^3/\text{s}$ 。按水库调洪原理，当 $q_{\max}$ 出现时，一定有  $q=Q$ ，此时， $Z$ 、 $V$  均为最大值，显然  $q_{\max}$  出现在第 13、14 日之间，经过进一步试算有：洪峰出现在 13 日20 时之后，有  $q=Q=5085\text{m}^3/\text{s}$ ， $Z=439.6\text{m}$ ， $V=0.85$  亿 $\text{m}^3$ 。

## 1.4 围堰堰顶高程的确定

### 1.4.1 上游围堰堰顶高程的确定

(方案一)

堰顶高程根据正常运行和非常运行时的静水位加上相应的超高值 $d$  来确定,即:  $H=H_0+d$

超高值 $d$  的确定

$$d=h_a+e+A$$

$A$ ——为安全加高， $m$ ；根据水利水电工程施工组织设计规范 SL303—2004 如表 1—1 所示，土石围堰IV级取  $A=0.5$ 。

表1—1 堰顶安全超高下限值 (m)

围堰型式	围堰级别	
	III	IV~V
土石围堰	0.7	0.5
混凝土围堰	0.4	0.3

$e$  的确定：按下式进行计算：

$$e=kv^2D\cos\alpha /2gH \quad (1-11)$$

式中： $e$ ——风浪引起的坝前水位涌高， $m$ ；

$k$ ——综合磨阻系数，一般取值范围  $(1.5\sim5) \times 10^{-3}$ ，计算时可取  $3.6 \times 10^{-3}$ 。  $D$ ——

为吹程， $km$ ；此围堰中  $D=0.106km$   $V$ ——设计

风速， $m/s$ ；一般为实测风速的 1.5~2 倍，本次设计中坝区最大风速为

17 $m/s$ ；则设计风速为  $17 \times 1.5=25.5m/s$

$H$ ——为水库水域的平均水深， $m$ ；堰前水深，则  $H=29.6m$

$A$ ——风向与坝轴线法线方向的夹角； $\cos\alpha =0.71$

则  $e=3.6 \times 10^{-3} \times 25.5^2 \times 0.106 \times 0.71 / 19.6 \times 29.6 = 0.0003$

$h_a$  值的确定：按下式进行计算：(官厅水库公式)

$$h_a = 0.45 h_1 m^{-1} n^{-0.6} \quad (1-12)$$

$$h_1 = 0.0166 v^{5/4} D^{1/3}$$

式中： $h_a$ ——波浪在坝坡上的爬高，m；

$h_1$ ——设计波高，m；  $m$ ——

坝坡坡率；

$n$ ——坝坡护面糙率；其值为：抛石 0.035,干砌块石 0.0275,浆砌石并勾缝 0.025,沥青和混凝土 0.015。

则  $h_1 = 0.45m$

取坝坡坡率为  $m=2.5$ ；坝坡护面糙率采用  $n=0.025$ 。

则  $h_a = 0.741m$

则  $d = 0.741 + 0.0003 + 0.5 = 1.24m$

本工程重水库为地震波及区，地震基本烈度为7度，地震涌浪高度取 0.8m。

围堰堰高  $H = H_0 + d = 29.6 + 1.24 + 0.8 = 31.64m$

(方案二)

围堰堰顶高程的设计

设计洪水位以上的堰顶超高可按以下式进行计算确定

$$d = e + h_q + \delta \quad (1-13)$$

式中： $d$ ——土石围堰在静水位以上的超高，m；  $e$ ——

堰前因风吹而使静水位超出库水位的雍水高度，m；

$h_q$ ——波浪在堰坡上的爬高，m；

$\delta$ ——波浪以上的安全超高，通过查表取为  $\delta = 0.5m$ ；

$e$  根据荷兰劳利兹委员会公式有

$$e = 0.036 W^2 D / H \cos \alpha \quad (1-14)$$

$$h_q = 3.3 K (2h) \operatorname{tg} \theta$$

式中： $W$ ——风速，m；

$D$ ——吹程，m；(取  $D=106m$ )

$K$ ——堰坡护面粗糙系数(块石： $K=0.77$ ；混凝土等光滑护坡： $K=0.9 \sim 1.0$ )

$H$ ——堰前水深，m；

$\alpha$  ——风向与围堰轴线方向所成的交角；

$\theta$  ——迎水堰面坡角；

$2h$  ——波浪高；

则  $e=0.066\text{m}$

$h_q=0.46\text{m}$

则  $d=0.5+0.46+0.066\approx 1.03\text{m}$

堰顶堰高  $H=29.6+1.03+0.8=31.43\text{m}$

通过方案一、二的比较可选取围堰堰高为  $31.64\text{m}$ ,取整数为  $32\text{m}$ 。则其围堰顶高程为  $Z=410+H=410+32=442\text{m}$ 。

#### 1.4.2 下游围堰堰顶高程的确定

由  $Q=5130\text{m}^3/\text{s}$  通过查坝址水位~流量关系曲线可有下游水位为  $427.2\text{m}$ ,由河床高程  $410\text{m}$  有  $H=427.2-410=17.2\text{m}$ , 以此取下游围堰高  $18\text{m}$ 。

## 2. 截流水力计算及施工计算

在施工导流中，截断原河床水流，最终把河水引向导流泄水建筑物下泄，在河床中全面开展主体建筑物的施工，这就是截流。

### 2.1 截流水力计算原理

截流水力计算目的是确定龙口诸水力参数的变化规律。如龙口单宽流量  $q$ 、落差  $z$  及流速  $v$  等的变化规律，依此来确定截流材料的尺寸或重量及相应的数量等。

在截流过程中，截流设计流量将分别由龙口、泄水建筑物下泄，则根据水量平衡有关系

$$Q=Q_1+Q_2 \quad (2-1)$$

式中：  $Q$ ——截流设计流量，  $m^3/s$ ；  $Q_1$ ——

一分水建筑物的泄流量，  $m^3/s$ ；  $Q_2$ ——龙

口的下泄流量可按宽顶堰流计算，  $m^3/s$ ；

### 2.2 截流水力计算

#### 2.2.1 泄水建筑物泄水力计算

计算公式

$$Q=m\delta_s b(2g)^{0.5}H_0^{3/2} \quad (2-2)$$

式中：  $Q$ ——泄水建筑物下泄流量，  $m^3/s$ ；  $m$ ——

—流量系数，一般取 0.34~0.36，本次设计取  $m=0.34$ ；  $\delta$

$s$ ——淹没系数，

$b$ ——泄水建筑物底宽，  $m$ ；

$H_0$  ——泄水建筑物底板以上的水头，  $m$ 。

将截流设计流量  $Q=489m^3/s$  按隧洞下泄，有上游水深  $H=9.74m$ ；将截流设计流量  $Q=489m^3/s$ ，通过查坝址处水位~流量关系曲线，有  $Z=418.4 m^3/s$ ，即有下游水深  $h=Z-$ 河床高程  $=418.4-410.0=8.4m$ 。

考虑到超高的影响，则上游戽堤高取 11m，下游戽堤高取9m。

### 2.2.2 龙口泄流水力计算

按宽顶堰流计算

$$Q=m\delta_s B(2g)^{0.5}H_0^{3/2} \quad (2-3)$$

式中：Q——龙口下泄流量，m<sup>3</sup>/s；

m——流量系数，一般取 0.34~0.36，本次设计取 m=0.34；

$\delta_s$ ——宽顶堰淹没系数，

B——龙口宽度，m；

$H_0$ ——堰前水深，m。

求出几组相应的宽度、水位、来流量和分流量，计算合龙过程中的水力参数，绘制分流曲线，龙口泄流曲线，其计算过程如表所示：

龙口断面与导流洞下泄曲线																
B=30m																
H	$\bar{\sigma}_s$	$Q_L$	$H_0$	$\bar{\sigma}_s$	$Q_x$	$Q_L$	B=25m	$Q_L$	B=20m	$Q_L$	B=15m	B=14.6m	B=10m	P=3.07	B=5m	P=6.41
8.4	0	0.00	3.4	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00
8.5	0.28	313.34	3.5	0.4	124.07	261.12	208.89	156.67	152.49	0.4	76.18	0.65	14.78			
8.6	0.4	455.55	3.6	0.6	194.14	379.62	303.70	227.77	221.70	0.59	115.49	0.82	20.00			
8.7	0.5	579.40	3.7	0.68	229.25	482.83	386.27	289.70	281.97	0.65	130.70	0.93	24.26			
8.8	0.65	766.24	3.8	0.75	263.17	638.53	510.83	383.12	372.90	0.74	152.78	0.98	27.25			
8.9	0.7	839.29	3.9	0.84	306.46	699.41	559.53	419.64	408.45	0.82	173.75	1	29.57			
9	0.74	902.24	4	0.86	407.00	751.87	601.50	451.12	439.09	0.84	182.59	1	31.37			
9.2	0.82	1033.29	4.2	0.95	387.35	861.08	688.86	516.65	502.87	0.93	212.46	1	35.07			
9.4	0.87	1132.24	4.4	0.98	428.46	943.53	754.83	566.12	551.02	0.97	232.53	1	38.91			
9.6	0.9	1208.86	4.6	1	467.35	1007.39	805.91	604.43	588.31	0.99	248.66	1	42.88			
9.8	0.95	1316.11	4.8	1	498.16	1096.76	877.40	658.05	640.51	1	262.80	1	46.98			
10	0.97	1385.16	5	1	529.61	1154.30	923.44	692.58	674.11	1	274.60	1	51.19			

龙口诸水力参数变化表							
	B=5	B=10	B=14.6	B=15	B=20	B=25	B=30
q	8.6	18.2	18.5	18.3	15	13	11.7
v	0.91	2.04	2.14	2.12	1.74	1.52	1.37
z	9.5	8.9	8.66	8.65	8.59	8.55	8.52

### 2.3 截流材料尺寸、块体重量的确定

立堵截流，不同的抛投方式，其稳定系数不同，混凝土块体  $K=0.68-0.70$ ，块石  $K=0.86$ ，边坡  $K=1.02-1.08$ ，计算得出的块体重量再乘以安全系数 1.5 为设计采用的块体重量。

$$D=[V_{\max}/k(2g(r_1-r)/r)^{0.5}]^2 \tag{2-4}$$

$$G=\pi/6*D^3r_1 \tag{2-5}$$

式中：  $V_{\max}$ ——龙口最大流速，m/s；  $K$ ——

稳定系数；  $g$ ——重

力加速度， $m/s^2$   $r_1$ ——混凝土

块石容重， $N/m^3$   $r$ ——水的容重

(取 1)  $D$ ——混凝土块石

折合圆球直径，m  $G$ ——块体重量,t;

表2-1 截流龙口设计流量及截流材料尺寸计算过程表

宽度	B=30	B=25	B=20	B=15	B=14.6	B=10	B=5
项目							
H (m)	8.52	8.55	8.6	8.65	8.66	8.9	9.5
$Q_L$ ( $m^3/s$ )	350	325	300	275	270	182	43
$Q_x$ ( $m^3/s$ )	145	165	195	225	227	330	468
V (m/s)	1.37	1.52	1.74	2.12	2.14	2.04	0.91
D (m)	0.09	0.12	0.124	0.18	0.19	0.17	0.03
G (t)	0.001	0.002	0.003	0.008	0.01	0.002	0.00004

$G_s$ (t)	0.002	0.004	0.005	0.012	0.15	0.003	0.00006
-----------	-------	-------	-------	-------	------	-------	---------

## 2.4 截流施工

### 2.4.1 截流填筑方量的计算

#### 上游戗堤

上游戗堤顶宽6m，进占方向边坡 1:1.5，戗堤底宽50m，轴线长 $L=58m$ ，戗堤总填筑方量  $V=(6+50) \times 11 \times 58 \div 2=17864m^3$ 。

截流龙口宽度  $B=20m$ 。

上游截流填筑方量  $V_{上}=20 \times (6+50) \times 11 \div 2=6160m^3$ 。

截流材料的抵抗水流冲动的流速为

$$V=K[2g(r_1-r)D/r]^{0.5}=2.09m/s \quad (2-6)$$

(其中  $K=0.86$ ,  $r_1=2.68$ ,  $r=1.0$ ,  $D=0.18$ )

由  $V_{20}=1.74m/s < V$ ，满足龙口水流抗冲要求

#### 下游堆石体

下游堆石体设计顶宽 5m，进占边坡1:1.5，戗堤底宽 41m，堆石体轴线长  $L=39m$ 。

下游堆石体的总填筑方量  $V=(5+41) \times 9 \times (34+44) \div 4=8073 m^3$ 。

截流填筑方量  $V=20 \times (5+41) \times 9 \div 2=4140 m^3$ 。

### 2.4.2 抛投强度的确定

根据流域地质、水文特性，参照已建工程实例：根据黄河天桥水利工程，采用的单戗两岸立堵，截流历时取 10 天，则截流抛投强度为

则上游抛投强度为  $R=6160 \div 2 \div 5h=616 m^3/h$

### 3 基坑排水计算

基坑排水包括初期排水和经常性排水。基坑排水排水量一般以小时排水量为设计计算单位。不同排水量计算如下：

#### 3.1 初期排水量的估算

初期排水包括基坑积水，围堰及基坑渗水，降雨径流量三部分。

初期排水排水量的计算

$$\text{排水量} = K (\text{基坑积水}) + \text{渗水} + \text{雨水}$$

基坑积水：指围堰合龙闭气后积存在基坑内的水量。

$$\text{基坑积水} = K (\text{基坑积水面积} \times \text{基坑平均水深})$$

式中：K——经验系数。K与围堰种类、基坑覆盖层情况、排水时间、基坑面积大小等因素有关。一般采用 1.5~2.5。

$$\text{基坑积水面积} = (450 \times 37.7 + 478 \times 48.7) \div 2 = 424737.05 \text{ m}^2$$

取K=2，由基坑积水深度为 8.4m。

则基坑积水积水体积为  $V_1 = 2 \times 424737.05 \times 8.4 = 7135582.44 \text{ m}^3$

雨水 指初期排水期间内由降水在基坑积水面积内产生的径流量。本次设计中初期排水由于排水历时相对来说很短，可不考虑降雨对初期排水的影响。

渗水 是指通过各种途径渗到基坑内的渗水，包括围堰渗水、基坑渗水。

由于初期排水一般较短，围堰内外水位差较小，围堰合龙后亦已闭气处理，所以渗水量不是很大，初设阶段可不作专门的计算。

常依据经验估算初期排水总体积为

$$V = \eta V_1 \tag{3-1}$$

式中： $\eta$ ——经验参数。一般取 2.5。

则初期排水总量  $V = 2.5 \times 7135582.44 = 17838956.1 \text{ m}^3$

初期排水量的计算

初期排除基坑积水时，一方面要按施工进度按排的时间进行，另一方面又要与围堰断面形式相适应，为了在排水不至因基坑水位下降太快而影响围堰的安全，一般土石围堰允许基坑水位下降速度为1~2m/d，开始时下降速度要小，后期通过试抽试验检验可适当加快，同时还要考虑围堰背水坡填料的排水性能，本次设计所需的排水历时取  $T=6$  天。

基坑积水的排除流量计算

$$Q = (2 \sim 3) V / T \quad (3-2)$$

其中：Q——初期排水流量， $m^3/s$ ；

V——基坑积水体积，取 $m^3$ ；

T——初期排水时间，S。

$$\text{则 } Q = 2.5 \times 17838956.1 \div (6 \times 24 \times 3600) = 86.03 m^3/s$$

### 3.2 经常性排水量的估算

经常性排水量的计算

经常性排水包括：雨水、基坑渗水、施工弃水。

雨水：按一定时段降雨强度，可选用计算频率值设计，也可参用枢纽附近雨量站实测降雨强度进行计算。

降雨量的计算

$$\text{降雨量} = \text{降雨深} \times \text{基坑积水面积}$$

取最大日降雨量为 71.8mm。

$$\text{基坑积水面积 } S = (282 \times 34 + 286 \times 35.2) \div 2 = 173782.4 \text{ m}^2$$

$$\text{则降雨量 } Q_1 = 71.8 \text{ mm} \times 173782.4 \div 1000 \div (24 \times 3600) = 2.01 m^3/s$$

围堰渗水

围堰渗水：根据围堰形式、围堰工程地质、水文地质条件及围堰最高挡水水位与基坑开挖高程决定的渗流水头计算求得。

围堰渗水量的计算

黄土心墙的渗透系数取  $K_c = 5 \times 10^{-6} m/s$

坝壳料与坝基料渗透系数取  $k = k_1 = 6 \times 10^{-4} m/s$

$$\text{心墙的厚度 } \delta = [(4 + 22.6) \times 31 + (22.6 + 5.8) \times 10] \div (31 + 10) \div 2 = 13.51 m$$

以上内容仅为本文档的试下载部分，为可阅读页数的一半内容。如要下载或阅读全文，请访问：<https://d.book118.com/988061023020007016>