

---

## O 江水利枢纽工程设计

### 【摘要】

本设计以 O 江流域的水文、地形、地质为基础，通过调洪演算确定了坝型及枢纽布置、大坝设计、泄水建筑物设计和施工组织设计等方面进行简略的计算。在设计中对经济、技术及安全等方面进行了详细分析与比较,拟定相应的斜心墙土石坝设计方案。

**【关键词】:** 土石坝设计，洪水演算，枢纽布置，土料设计，渗流计算，稳定验算，泄水建筑物，施工组织设计。

### 【ABSTRACT】

Base on the data of O-river hydraulic project ,I designed the dam totally,including the layout of engineering,the design of discharge construction by storage routing which fixed on the characteristic stage of the reservoir.The progresss of the construction was planned .the factors of economic ,technology and safety are considered in the design.The optimum plan was finally selected.

**【KEY-WORDS】:** earth and rock dam, damsite selection , choice of dam type, soil design, filtration routing, stability analysis, discharge construction, construction planning.

本设计以 O 江流域的水文、地形、地质资料为基础，通过调洪演算确定了水库的特征水位，进行了枢纽布置；对大坝、泄水建筑物进行了比较详细的设计。通过编制施工组织计划，确定了枢纽工程各主体部分的进度。设计中考虑了经济、技术及安全等方面的因素，并对各部分可行的方案进行了比较，确定了最优方案。

---

# 目 录

第一章	工程等级及建筑级别 .....	1
第二章	洪水调节计算 .....	2
第三章	大坝设计.....	11
第四章	泄水建筑物设计.....	34
第五章	施工组织设计 .....	

## 第一章 工程等别及建筑物的级别

水利水电工程的等别，在 SDJ12-1978《水利水电枢纽工程等级划分设计标准（山区，丘陵区部分）》之中作出的规定，将水利水电枢纽工程根据其工程规模、效益及在国民经济中的重要性划分为五类，综合考虑水库的总库容、防洪库容、灌溉面积、电站的装机容量等，工程规模有库容决定，由于该工程正常蓄水位高程 2 8 2 0 . 3 m，库容约为 3 . 7 亿 m<sup>3</sup>，估计校核情况下的库容不会超过 1 0 亿 m<sup>3</sup>，最终由库控制，属于大（2）型。

**表 2—1 水利水电枢纽工程分等指标**

工程等别	工程规模	分等指标				
		水库库容 (亿 m <sup>3</sup> )	防洪		灌溉面积 (万亩)	电站装机容量 (万 kw)
			保护城市及工矿区	保护农田 (万亩)		
一	大（1）型	>10	特别重要的城市、工矿区	>500	>150	>75
二	大（2）型	10~1	重要城市、工矿区	500~100	150~50	75~25
三	中型	1~0.1	中等城市、工矿区	100~30	50~5	25~2.5
四	小（1）型	0.1~0.01	一般城市、工矿区	<30	5~0.5	2.5~0.05
五	小（2）型	0.01~0.001			<0.5	<0.05

水工建筑物在 SDJ12-1978 第五条规定，该类大（2）型的主要水工建筑物为 2 级，次要建筑物为 3 级，临时建筑物为 4 级。

**表 2—2 水工建筑物级别的划分**

工程等别	永久性建筑物的级别		临时性建筑物的级别
	主要建筑物	次要建筑物	
一	1	2	3
二	2	3	4
三	3	4	5
四	4	5	5
五	5	5	5

永久性水工建筑物的洪水标准：永久性挡水建筑物和泄水建筑物正常洪水（设计时）的重现期为 1 0 0 年，非常运用洪水（校核时）的重现期为 2 0 0 0 年；水电站厂房正常与非正常运用洪水标准分别为 5 0 年和 5 0 0 年；临时性水工建筑物采用洪水标准为 2 0 — 3 0 年。

永久性挡水和泄水建筑物正常运用洪水期标准  
表 2—3

建筑物级别	1	2	3	4	5
洪水重现期 (年)	500	100	50	30	20

永久性挡水和泄水建筑物正常运用洪水期标准  
表 2—4

不同坝型的 枢纽工程	建筑物的级别				
	1	2	3	4	5
土坝、堆石坝、干砌石坝	10000 或可能最大洪水	2000	1000	500	200
混凝土坝、浆砌石坝	5000	1000	500	200	100

## 第二章 洪水调节计算

### 一. 设计洪水与校核洪水

本河流属典型山区河流，洪水暴涨暴落，设计洪峰流量取 100 年一遇。即  $Q_{\text{设}} = 1680 \text{ m}^3/\text{s}$ ，（ $p=1\%$ ），校核洪峰流量取 2000 年一遇。即  $Q_{\text{校}} = 2320 \text{ m}^3/\text{s}$ ，（ $p = 0.05\%$ ）。

### 二. 调洪演算

#### ①. 基本原理

利用半图解法进行调洪计算。

本设计拟订四组方案进行比较，其计算方法与计算过程如下所示。

计算公式

$$\bar{Q} + \left( \frac{v_1}{\Delta t} - \frac{q_1}{2} \right) = \left( \frac{v_2}{\Delta t} + \frac{q_2}{2} \right)$$

式中  $\bar{Q}$ ——计算时段中的平均入库流量（ $\text{m}^3/\text{s}$ ），它等于  $(Q_1 + Q_2)/2$ ；

---

$q_1$ ——计算时段初的下泄流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$q_2$ ——计算时段末的下泄流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$v_1$ ——计算时段初水库的蓄水量 ( $\text{m}^3$ );

$v_2$ ——计算时段末水库的蓄水量 ( $\text{m}^3$ );

$\Delta t$ ——计算时段, 一般取 1-6 小时, 需化为秒数。

式中  $v/2$ 、 $q/2$ 、 $(v/\Delta t - q/2)$  和  $(v/\Delta t + q/2)$  均可与水库水位建立函数关系。

因此, 可根据选定的计算时段  $\Delta t$  值、已知的水库水位容积关系曲线, 以及根据水力学公式算出的水位下泄流量关系曲线, 事先计算并绘制曲线组:  $(v/\Delta t - q/2) = f_1(z)$ 、 $(v/\Delta t + q/2) = f_2(z)$  和  $q = f_3(z)$  即是水位下泄力量关系曲线, 其余两曲线是所介绍的半图解法中必需的两根辅助曲线, 故这一方法在半图解法中亦称为双辅助曲线法, 以与单辅助曲线法相区别。具体的计算方法见水利水能规划书, 曲线见附页坐标纸。

## ②. 水位流量关系曲线的确定

本工程泄洪方式采用 WES 堰流曲线。

侧收缩系数初估为  $\varepsilon = 0.93$

淹没出流系数:  $m = 0.495$

溢流孔宽:  $b$

水位流量关系曲线由下式确定:  $Q = \varepsilon mb \sqrt{2g} H_0^{\frac{2}{3}}$

当  $b=7$  米时:

$$H_0 = 1 \text{米时: } Q = 0.93 \times 0.495 \times 7 \times \sqrt{2 \times 9.8} \times 1^{\frac{2}{3}} = 14.266 \text{m}^3/\text{s}$$

$$H_0 = 3 \text{米时: } Q = 0.93 \times 0.495 \times 7 \times \sqrt{2 \times 9.8} \times 3^{\frac{2}{3}} = 74.13 \text{m}^3/\text{s}$$

$$H_0 = 5 \text{米时: } Q = 0.93 \times 0.495 \times 7 \times \sqrt{2 \times 9.8} \times 5^{\frac{2}{3}} = 159.5 \text{m}^3/\text{s}$$

$$H_0 = 7 \text{米时: } Q = 0.93 \times 0.495 \times 7 \times \sqrt{2 \times 9.8} \times 7^{\frac{2}{3}} = 264.2 \text{m}^3/\text{s}$$

$$H_0 = 9 \text{米时: } Q = 0.93 \times 0.495 \times 7 \times \sqrt{2 \times 9.8} \times 9^{\frac{2}{3}} = 385.1528 \text{m}^3/\text{s}$$

$$H_0 = 14 \text{米时: } Q = 0.93 \times 0.495 \times 7 \times \sqrt{2 \times 9.8} \times 14^{\frac{2}{3}} = 747.32 \text{m}^3/\text{s}$$

当  $b=8$  米时:

---

~~$$H_0 = 1 \text{米时} : Q = 0.93 \times 0.495 \times 8 \times \sqrt{2 \times 9.8} \times 1^{\frac{2}{3}} = 16.3 m^3 / s$$~~


---

$$H_0 = 3 \text{米时} : Q = 0.93 \times 0.495 \times 8 \times \sqrt{2 \times 9.8} \times 3^{\frac{2}{3}} = 84.07 m^3 / s$$

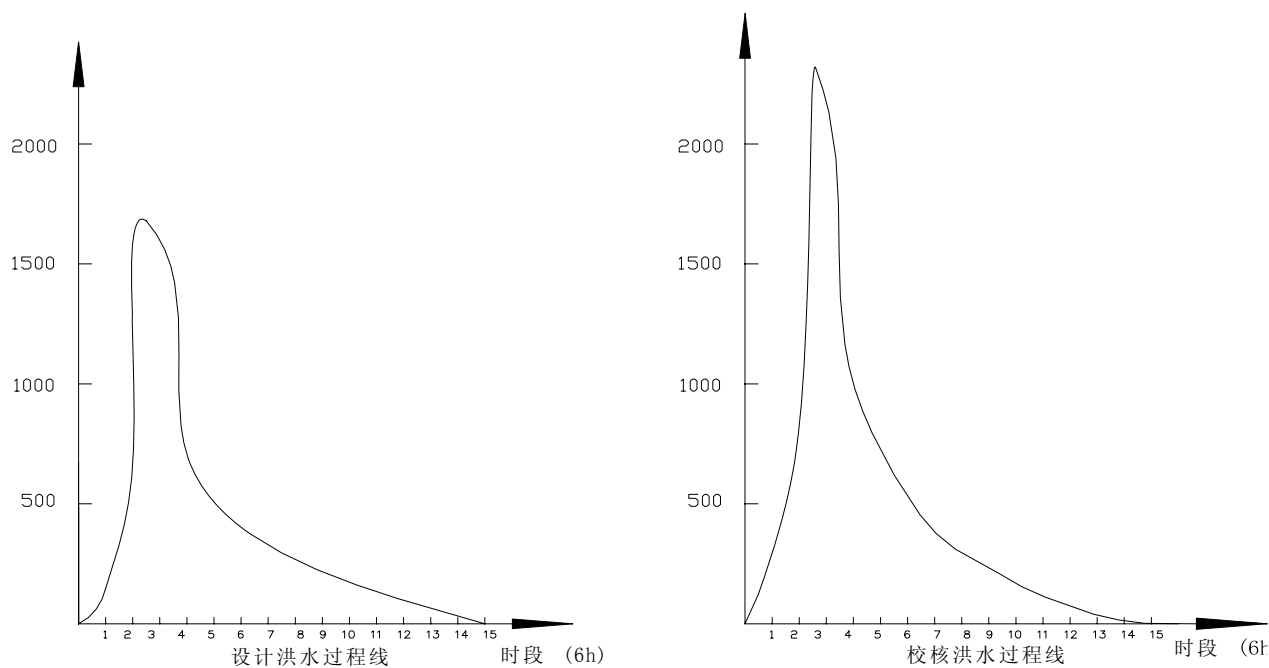
$$H_0 = 5 \text{米时} : Q = 0.93 \times 0.495 \times 8 \times \sqrt{2 \times 9.8} \times 5^{\frac{2}{3}} = 182.24 m^3 / s$$

$$H_0 = 7 \text{米时} : Q = 0.93 \times 0.495 \times 8 \times \sqrt{2 \times 9.8} \times 7^{\frac{2}{3}} = 301.88 m^3 / s$$

$$H_0 = 9 \text{米时} : Q = 0.93 \times 0.495 \times 8 \times \sqrt{2 \times 9.8} \times 9^{\frac{2}{3}} = 440.1 m^3 / s$$

$$H_0 = 14 \text{米时} : Q = 0.93 \times 0.495 \times 8 \times \sqrt{2 \times 9.8} \times 14^{\frac{2}{3}} = 853.8 m^3 / s$$

洪水流量过程线如下：



③. 调洪演算列表如下：

方案(一)：孔口尺寸： $\Delta z = 2810m, B = 7m$

双辅助曲线如下图所示：

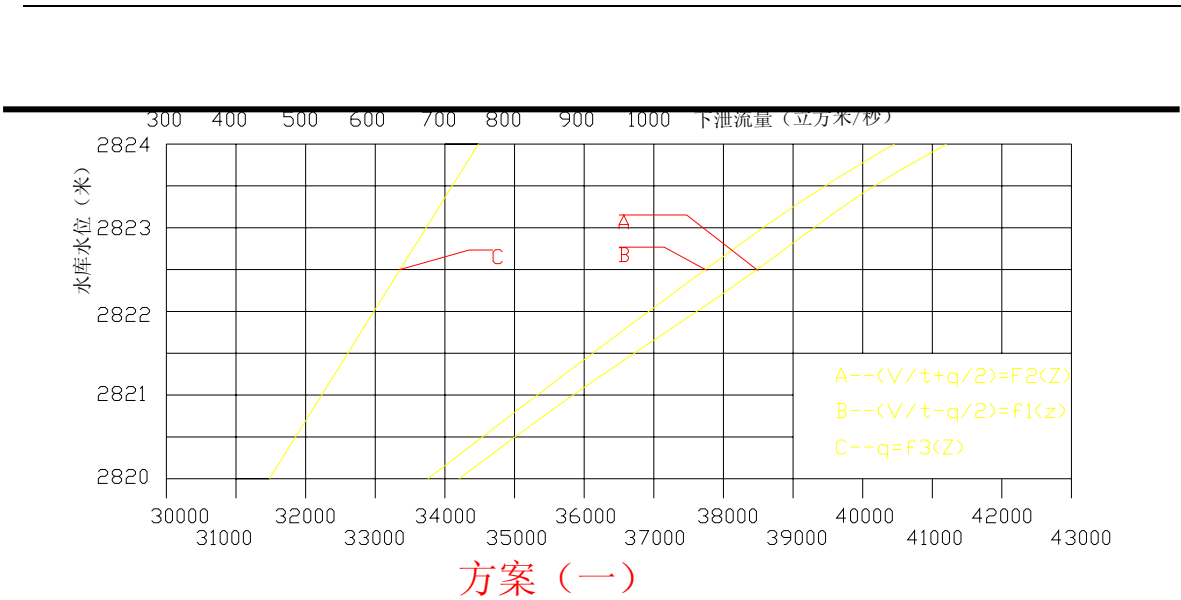


表 3-1. 曲线  $(\frac{v}{\Delta t} - \frac{q}{2}) = f1(z)$  和  $(\frac{v}{\Delta t} + \frac{q}{2}) = f2(z)$  的计算

库 水 位 z m	库 容 v (万 m³)	下 泄流 量 q (m³/s)	q/2 (m³)/s	v/Δt (m³)/s	v/Δt-q/2 (m³)/s	v/Δt +q/2 (m³)/s
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
2820	36700	448	224	33981.48	33757.48	34205.48
2820.5	37620	480	240	34833.33	34593.33	35073.33
2821	38430	516	258	35583.33	35325.33	35841.33
2821.5	39420	550	275	36500	36225	36775
2822	40200	590	295	37222.2	36927	37517
2822.5	41220	630	315	38167	37852	38482
2823	42020	668	334	38907.4	38573.4	39241.4
2823.5	43000	708	354	39814.8	39406.8	40168.8
2824	44100	748	374	40833.33	40459.33	41207.33

表 3-2 调洪计算半图解法（设计工况）

时间 (t)	入库流 量 Q (m³/s)	平均入库 流量 Q(m³/s)	水库水 位 Z1 (m)	V <sub>1</sub> /Δt-q <sub>1</sub> /2 (m³)/s	V <sub>2</sub> /Δt+q <sub>2</sub> /2 (m³)/s	下泄 流量 q (m³/s)	库水位 m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
9	425	692.5	2820.1	33850	34542.5	455	2820.2
12	960		2820.2	34000		462	2820.66
15	1650	1305	2820.66	34750	35305	490	2821.23
18	1420	1535	2821.23	35700	36285	530	2821.57
21	880	1150	2821.57	36285	36850	555	2821.7
24	685	782.5	2821.7	36485	37067.5	565	2821.72
27	565	625	2821.72	36500	37110	567	2821.65
30	495	530	2821.65	36400	37030	560	

表 3-3 调洪计算半图解法(校核工况)

时间 (t)	入库 流量 Q (m³/s)	平均入 库流量 Q(m³/s)	水库水 位 Z1 (m)	$V_1/\Delta t-q_1/2$ (m³)/s	$V_2/\Delta t+q_2/2$ (m³)/s	下泄流 量 q (m³/s)	库水位 m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
8.4	455		2820.1	33820		455	2820.25
11.4	1160	807.5	2820.25	34090	34627.5	463	2820.95
14.4	2270	1715	2820.95	35220	35805	510	2821.8
17.4	2120	2195	2821.8	36800	37415	580	2822.58
20.4	1330	1725	2822.58	37900	38525	633	2822.9
23.4	963	1146.5	2822.9	38430	39046.5	660	2823.02
26.4	790	876.5	2823.02	38620	39306.5	669	2823.08
29.4	690	740	2823.08	38700	39360	670	2823.07
32.4	605	647.5	2823.07	38690	39347.5		

方案(二):  
孔口尺寸:△Z=2809m, B=7m.  
双辅助曲线如下图所示:

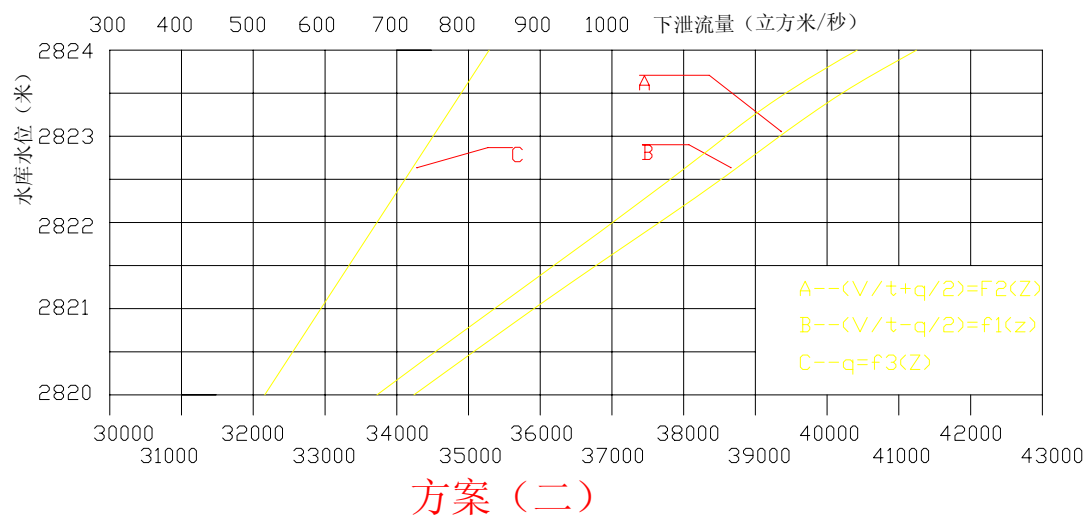


表 3-4, 曲线 $(\frac{v}{\Delta t} - \frac{q}{2}) = f_1(z)$ 和 $(\frac{v}{\Delta t} + \frac{q}{2}) = f_2(z)$ 的计算

库 水 位 z m	库 容 v (万 m³)	下 泄 流量 q (m³/s)	$q/2$ (m³)/s	$v/\Delta t$ (m³)/s	$v/\Delta t - q/2$ (m³)/s	$v/\Delta t + q/2$ (m³)/s
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
2820	36700	516	258	33981.48	33723.48	34239.48
2820.5	37620	550	275	34833.33	34558.33	35108.33



2821	38430	590	295	35583.33	35288.33	35878.33
2821.5	39420	630	315	36500	36185	36815
2822	40200	668	334	37222.2	36888.2	37556.2
2822.5	41220	708	354	38167	37813	38521
2823	42020	748	374	38907.4	38533.4	39281.4
2823.5	43000	787.7	793.85	39814.8	39420.95	40208.65
2824	44100	828.8	414.4	40833.33	40418.93	41247.73

表 3-5 调洪计算半图解法（设计工况）

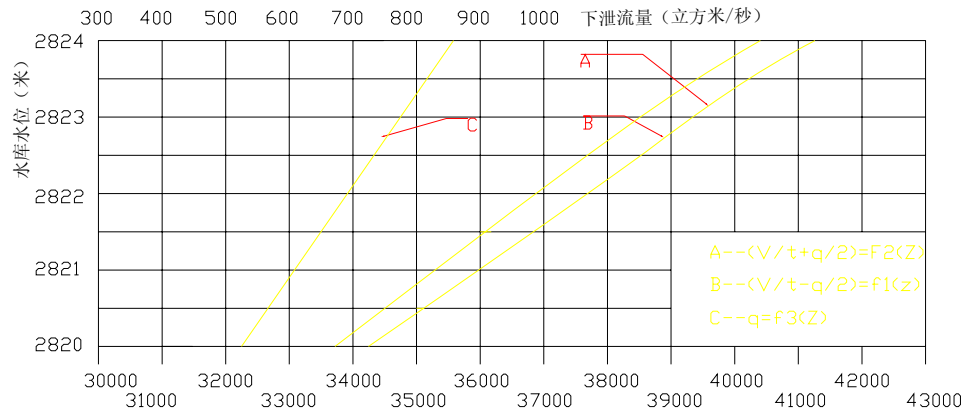
时间 (t)	入库流 量 Q (m <sup>3</sup> /s)	平均入库 流量 Q(m <sup>3</sup> /s)	水库水位 Z1 (m)	$V_1/\Delta t - q_1/2$ (m <sup>3</sup> )/s	$V_2/\Delta t + q_2/2$ (m <sup>3</sup> )/s	下泄 流量 q (m <sup>3</sup> /s)	库水位 m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
9.6	520		2820.1	33900		522	2820.42
12.6	1080	800	2820.42	34410	34980	549	2820.93
15.6	1680	1380	2820.93	35200	35790	590	2821.42
18.6	1270	1475	2821.42	36000	36675	628	2821.68
21.6	830	1050	2821.68	36420	37050	648	2821.72
24.6	660	745	2821.72	36490	37165	650	2821.7
27.6	550	605	2821.7	36485	37095	648.5	
30.6	480						

表 3-6 调洪计算半图解法(校核工况)

时间 (t)	入库 流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	平均入 库流量 Q(m <sup>3</sup> /s)	水库水位 Z1 (m)	$V_1/\Delta t - q_1/2$ (m <sup>3</sup> )/s	$V_2/\Delta t + q_2/2$ (m <sup>3</sup> )/s	下泄 流量 q (m <sup>3</sup> /s)	库水位 m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
9	530		2820.1	33900		522	2820.36
12	1365	947.5	2820.36	34300	34847.5	542	2821.12
15	2318	1841.5	2821.12	35520	36141.5	604	2822.02
18	1950	2134	2822.02	36990	37654	672	2822.58
21	1218	1584	2822.58	37810	38574	718	2822.83
24	945	1081.5	2822.825	38230	38951.5	735	2822.9
27	780	862.5	2822.9	38390	39092.5	740	2822.91
30	685	732.5	2822.91	38410	39122.5	742	2822.87
33	585	635	2822.87	38330	39045	738	

方案(三):孔口尺寸:  $\Delta z = 2810m$ ,  $B = 8m$ .

双辅助曲线如下图所示：



方案（三）

表 3-7 曲线  $(\frac{v}{\Delta t} - \frac{q}{2}) = f1(z)$  和  $(\frac{v}{\Delta t} + \frac{q}{2}) = f2(z)$  的计算

库 水 位 z m	库 容 v (万 m <sup>3</sup> )	下 泄 流 量 q (m <sup>3</sup> /s)	q/2 (m <sup>3</sup> )/s	v/Δt (m <sup>3</sup> )/s	v/Δt-q/2 (m <sup>3</sup> )/s	v/Δt+q/2 (m <sup>3</sup> )/s
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
2820	36700	525	262.5	33981.48	33718.98	34243.98
2820.5	37620	568	284	34833.33	34549.33	35117.33
2821	38430	610	305	35583.33	35278.33	35888.33
2821.5	39420	653	326.5	36500	36173.5	36826.5
2822	40200	693	346.5	37222.2	36875.7	37568.7
2822.5	41220	732	366	38167	37801	38533
2823	42020	775	387.5	38907.4	38519.9	39294.9
2823.5	43000	812	406	39814.8	39408.8	40220.8
2824	441	858	429	40833.33	40404.33	41262.33

表 3-8 调洪计算半图解法（设计工况）

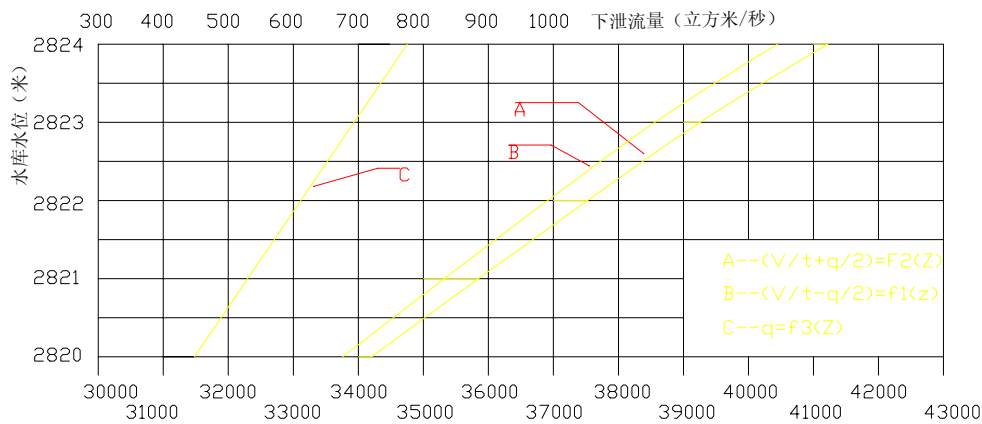
时间 (t)	入库 流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	平均入 库流量 Q(m <sup>3</sup> /s)	水库水位 Z1 (m)	V <sub>1</sub> /Δt-q <sub>1</sub> /2 (m <sup>3</sup> )/s	V <sub>2</sub> /Δt+q <sub>2</sub> /2 (m <sup>3</sup> )/s	下泄 流量 q (m <sup>3</sup> /s)	库水位 m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
9.6	520		2820.1	33900		532	2820.27
12.6	1080	800	2820.27	34185	34700	550	2820.775
15.6	1680	1380	2820.775	34980	35565	590	2821.3
18.6	1270	1475	2821.3	35820	36455	634	2821.55
21.6	830	1050	2821.55	36220	36870	653	2821.6
24.6	660	745	2821.6	36300	36965	658	2821.53
27.6	550	605	2821.53	36200	36850	650	
30.6	480	515					

表 3-9 调洪计算丰图解法(校核工况)

时间 (t)	入库 流量 Q (m³/s)	平均入 库流量 Q(m³/s)	水库水 位 Z1 (m)	$V_1/\Delta t - q_1/2$ (m³)/s	$V_2/\Delta t + q_2/2$ (m³)/s	下泄 流量 q (m³/s)	库水位 m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
9	530		2820.1	33900		532	2820.37
12	1365	947.5	2820.37	34300	34847.5	559	2821.12
15	2318	1841.5	2821.12	35520	36141.5	618	2822
18	1950	2134	2822	36950	37654	690	2822.52
21	1218	1584	2822.52	37800	38534	732	2822.72
24	945	1081.5	2822.72	38100	38881.5	750	2822.77
27	780	862.5	2822.77	38200	38962.5	755	2822.76
30	685	732.5	2822.76	38185	38932.5	752	
33	585	635					

方案(四):孔口尺寸:  $\Delta z = 2811m, B = 8m$

双辅助曲线如下图所示:



方案 (四)

表 3-10 曲线  $(\frac{v}{\Delta t} - \frac{q}{2}) = f1(z)$  和  $(\frac{v}{\Delta t} + \frac{q}{2}) = f2(z)$  的计算

库 水位 z m	库 容 v (万 m³)	下 泄流 量 q (m³/s)	q/2 (m³)/s	v/Δt (m³)/s	v/Δt-q/2 (m³)/s	v/Δt +q/2 (m³)/s
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
2820	36700	445	222.5	33981.48	33758.98	34203.98
2820.5	37620	485	242.5	34833.33	34590.83	35075.83
2821	38430	525	262.5	35583.33	35320.83	35075.83
2821.5	39420	568	284	36500	36216	36784
2822	40200	610	305	37222.2	36917.2	37527.2

2822.5	41220	653	326.5	38167	37840.5	38493.5
2823	42020	693	346.5	38907.4	38560.9	39253.9
2823.5	43000	732	366	39814.8	39448.8	40180.8
2824	44100	775	387.5	40833.33	40445.83	41220.83

表 3-11. 调洪计算半图解法(设计工况)

时间 (t)	入库 流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	平均入 库流量 Q(m <sup>3</sup> /s)	水库水位 Z1 (m)	$V_1/\Delta t - q_1/2$ (m <sup>3</sup> )/s	$V_2/\Delta t + q_2/2$ (m <sup>3</sup> )/s	下泄 流量 q (m <sup>3</sup> /s)	库水位 m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
9	425		2820.1	33920		455	2820.248
12	960	692.5	2820.248	34180	34612.5	468	2820.75
15	1650	1305	2820.75	34980	35485	509	2821.36
18	1420	1535	2821.36	35960	36515	558	2821.73
21	880	1150	2821.73	36540	37110	590	2821.85
24	685	782.5	2821.85	36720	37322.5	600	2821.87
27	565	625	2821.87	36740	37345	603	2821.82
30	495	530	2821.82	36680	37270	596	

表 3-12, 调洪计算半图解法(校核情况)

时间 (t)	入库 流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	平均入 库流量 Q(m <sup>3</sup> /s)	水库水位 Z1 (m)	$V_1/\Delta t - q_1/2$ (m <sup>3</sup> )/s	$V_2/\Delta t + q_2/2$ (m <sup>3</sup> )/s	下泄 流量 q (m <sup>3</sup> /s)	库水位 m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
8.4	455		2820.1	33920		455	2820.3
11.4	1160	807.5	2820.3	24230	34727.5	470	2821.02
14.4	2210	1715	2821.02	35400	35945	530	2822
17.4	2120	2195	2822	3.695	37595	612	2822.65
20.4	1330	1725	2822.65	38000	38675	665	2822.95
23.4	963	1146.5	2822.95	38490	39146.5	689	2823.052
26.4	790	876.5	2823.052	38680	39366.5	698	2823.1
29.4	690	740	2823.1	38745	39420	702	2823.075
32.4	605	647.5	2823.075	38710	39392.5	700	

调洪演算成果表

方案	孔口尺寸	工况	Qm <sup>3</sup> /s	V (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	上游水位 z	超高 z
一	$\Delta z=2810m$ B=7m	设计	565	398	2821.72	1.62
		校核	669	420	2823.08	2.98
二	$\Delta z=2809m$ B=7m	设计	648	398	2821.72	1.62
		校核	740	418	2822.91	2.81

三	$\Delta z=2810\text{m}$ B=8m	设计	653	397	2821.6	1.5
		校核	750	413	2822.77	2.67
四	$\Delta z=2811\text{m}$ B=8m	设计	600	399	2821.87	1.77
		校核	698	421	2823.1	3.00

以上方案均能满足泄流量  $Q < 900\text{m}^3/\text{s}$ ，上游水位最高  $\Delta Z < 3.5\text{m}$  的要求，从这个角度上看四种方案都是可行的。因而方案的选择就应该通过技术经济比较选定。同时也应结合导流问题。一般来说， $\Delta Z$  大坝增高，从而坝的工程量加大；B 大则增加隧洞的开挖及其他工程量，而  $Q/B$  越大消能越困难，衬砌要求也高。后两种方案量  $Q/B$  的水头较小，可降低闸门及其启闭设备的造价。但  $\Delta Z, B$  较大，主体工程量较大故而不予采用。第一方案与其它方案比较虽然超高  $\Delta Z$  较大，但流量  $Q$  较小，水头  $H$  也较小，故采用第一方案。即堰顶高程  $\Delta Z=2810\text{m}$ ，溢流孔口净宽  $B=7\text{m}$ ，设计水位  $2821.72\text{m}$ ，校核水位  $2823.08\text{m}$ ，设计泄洪流量  $565\text{m}^3/\text{s}$ ，校核泄洪流量  $669\text{m}^3/\text{s}$ 。

### 第三章 大坝设计

#### 一. 大坝轮廓尺寸的确定

##### 1. 坝顶宽度

根据交通要求及施工条件，防汛抢险的需要及以往工程的统计资料；本设计坝顶宽度采用  $10\text{m}$ 。

##### 2. 坝坡与戽道

根据规范规定与实际结合，上游考虑在一半坝高附近变坡一次，上游坡率取  $2.5$ ，下部取  $3.0$ ，变坡处设戽道。下游坡率自上而下分别取  $2.0, 2.0, 2.50$ 。下游每隔  $25$  米变坡一次，变坡处设戽道。

设置戽道有利于坝坡稳定，便于观测和检修、设置排水设备，也可以作为交通之用，考虑这些因素其宽取  $2\text{m}$ 。

##### 3. 坡顶高程

分别按设计情况和校核情况计算，取两者之大者，并预留一定的沉降值。结果见下表，设计竣工时坝顶高程为  $2825\text{m}$ 。

坡顶高程计算成果表

计算情况 计算项目	设计情况	校核情况
上游静水位 (m)	2821.72	2823.08
河地变程 (m)	2750	
坝前水深 H(m)	71.72	73.08
吹程 D(km)	12	
风向与坝轴线夹角 $c^\circ$	25	

风浪引起坝前 高 e(m)	0.0063	0.0062
风速 v(m/s)	15	15
波高 2h(m)	1.122	1.122
护坡粗糙系数	0.78	
上游坝面坡角	21.8°	
波浪沿坝坡爬高 (m)	1.120	1.120
安全超高 A (m)	1.0	0.5
坝顶高程 (m)	2823.85	2824.71
坝顶高程加 0.4%沉陷(m)	2824.15	2825

$$\text{其中: } e_{\text{设}} = 0.36 \frac{v_f^2 D}{2gH} \cos \alpha = 0.36 \times \frac{15^2 \times 12}{2 \times 9.81 \times 71.72} \times \cos 25^\circ = 0.0063m$$

$$e_{\text{校}} = 0.36 \times \frac{v_f^2 D}{2gH} \cos \alpha = 0.36 \times \frac{15^2 \times 12}{2 \times 9.81 \times 73.08} \times \cos 25^\circ = 0.0062m$$

$$2h_{\text{设}} = 0.0166 v_f^{\frac{5}{4}} D^{\frac{1}{3}} = 0.01666 \times 15^{\frac{5}{4}} \times 12^{\frac{1}{3}} = 1.122m$$

$$2h_{\text{校}} = 0.0166 \times 15^{\frac{5}{4}} D^{\frac{1}{3}} = 1.122m$$

$$\text{波浪爬高 } h_{B\text{设}} = 3.2k(2h_c)tg\alpha = 3.2 \times 0.78 \times 1.122 \times tg^{-1}\left(\frac{1}{2.5}\right) = 1.12m$$

$$h_{B\text{校}} = 3.2 \times 0.78 \times 1.122 \times tg^{-1}\left(\frac{1}{2.5}\right) = 1.12m$$

## 二. 土料设计

### 1. 粘土料设计

$$\gamma_d = 0.96 \overline{\gamma_{d\max}}, w = w_p - I_L I_p, e = \frac{G_s(\rho_w)_{4c^\circ}}{\rho_d} - 1$$

$$\text{湿密度 } \rho = \rho_d(1+w), \rho' = \frac{(G_s - 1)\rho_w}{1+e}$$

#### ①. 料场 I<sub>下</sub><sup>#</sup>

$$\text{设计干容量: } \gamma_d = 0.96 r_{d\max} = 0.96 \times 1.6 = 1.536$$

$$\text{填筑含水量: } w = w_p - I_L I_p = 23.14 - 0.07 \times 19.46 = 21.78$$

$$\text{孔隙比: } e = \frac{G_s(\rho_w)_{4c^\circ}}{\rho_d} - 1 = \frac{2.676}{1.536} - 1 = 0.742$$

$$\text{湿容重: } \rho = \rho_d(1+w) = 1.536 \times (1+0.2178) = 1.87$$

$$\text{浮密度: } \rho' = \frac{(G_s - 1)\rho_w}{1 + e} = \frac{2.676 - 1}{1 + 0.742} = 0.962$$

同理可求出其余料场的参数

粘性土料设计成果表

料 场	I # <sub>下</sub>	II # <sub>下</sub>	I # <sub>上</sub>	II # <sub>上</sub>	III # <sub>下</sub>
比重△s	2.676	2.67	2.65	2.74	2.7
最优含水量	22.07	21.07	22.30	23.8	16.9
设计干容重	1.536	1.584	1.4976	1.4784	1.728
塑限含水量 wp	23.14	22.20	25.0	26.3	20.0
填筑含水量 w	21.78	20.68	23.29	24.66	19.02
自然含水量%	24.8	24.2	25.6	26.3	15.90
塑性指数	19.46	21.70	24.57	23.50	14.0
孔隙比 e	0.742	0.686	0.7695	0.853	0.5625
湿密度 ρ	1.87	1.912	1.846	1.843	2.00
浮密度 ρ	0.962	0.991	0.9325	0.939	1.088
内摩擦角 Φ	24° 40′	25° 30′	23° 10′	21° 30′	28°
粘聚力	0.24	0.23	0.25	0.38	0.17
渗透系数 k (10 <sup>-6</sup> )	4.319	4.8	1.9	3.96	30

土料的采用以近而好的为原则. III #<sub>下</sub> 料场渗透系数偏大 (3×10<sup>-5</sup>) 不予采用. 其余 4 个料场物理、力学性质相差不是太大, 基本上能满足筑坝要求. I #<sub>下</sub> 料塑性指数小于 20 (其余大于 20), 从碾压的角度宜采用 I #<sub>下</sub> 料场为主料场, 其余 3 个料场为辅助料场.

## 2. 坝壳砂砾料设计

(1) 计算公式: 坝壳砂砾料的设计指标以相对密实度表示如下:

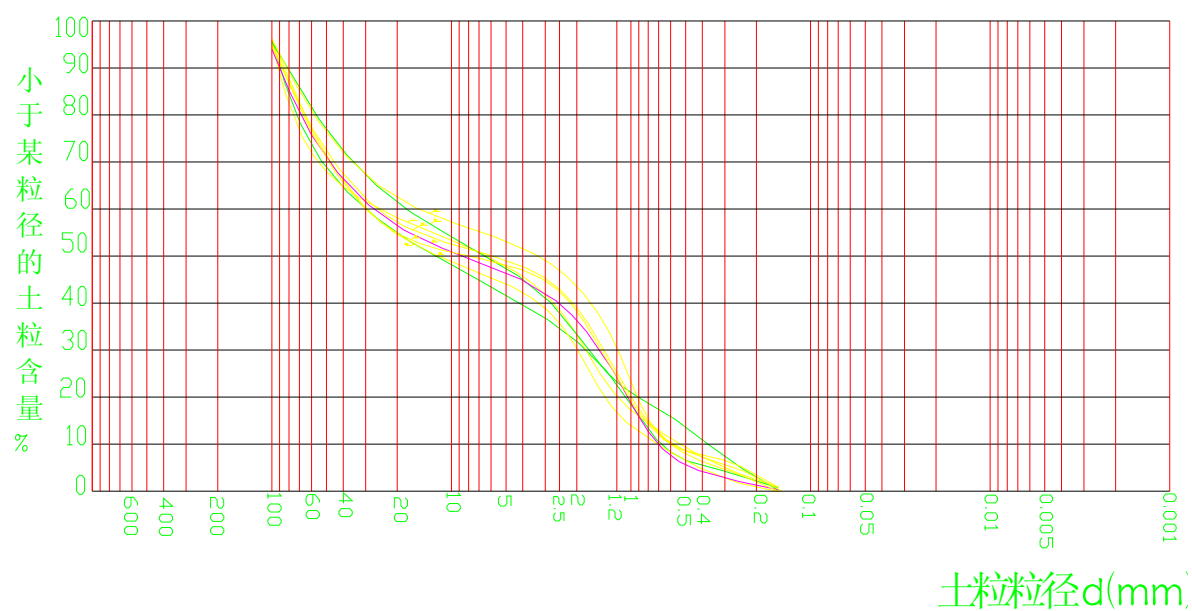
$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

或 
$$D_r = \frac{(\gamma_d - \gamma_{\min})\gamma_{\max}}{(\gamma_{\max} - \gamma_{\min})\gamma_d}$$

⇒ 
$$e = e_{\max} - D_r(e_{\max} - e_{\min})$$

小于某粒径颗粒含量 料场名称	100	60	20	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15
I # <sub>上</sub>	94.8	76.2	54.8	42.5	23.9	10	4.6	0.3

II <sub>上</sub> <sup>#</sup>	95.2	77.4	57.1	43	25.2	10.4	5.8	0.5
III <sub>上</sub> <sup>#</sup>	96.2	80.8	62.3	47	30.6	10.1	6.6	0.4
IV <sub>上</sub> <sup>#</sup>	94	75.7	56.3	39.9	24.3	7.6	7.8	0.3
I <sub>下</sub> <sup>#</sup>	95.5	81.4	61.3	38.1	23.2	16	7.4	0.2
II <sub>下</sub> <sup>#</sup>	96.1	76.9	54.5	35.8	16.7	8.4	2.7	0.1
III <sub>下</sub> <sup>#</sup>	95	71.9	52.8	38.6	20.2	11.3	5	0.9
IV <sub>下</sub> <sup>#</sup>	95.9	73.5	54.8	40.7	22.8	8.4	4.3	0.7



## 非粘性土料的粒径分布曲线

I<sub>上</sub><sup>#</sup> 计算过程如下：

$$e_{\max} = \frac{n_{\max}}{1 - n_{\max}}$$

$$e_{\min} = \frac{e_{\min}}{1 - e_{\min}}$$

$$n_{\max} = 0.44$$



---


$$n_{\min} = 0.27$$


---

$$\Rightarrow \begin{aligned} e_{\max} &= \frac{0.44}{1-0.44}=0.7857 \\ e_{\min} &= \frac{0.27}{1-0.27}=0.3697 \end{aligned}$$

由堆石坝设计规范要求设计相对密实度不低于 0.70~0.75，地震区为防震动液化，浸润线以下部分土体设计密实度大小不低于 0.75~0.85，以本工程取设计相对密实度为 0.75。

$$e=e_{\max}-D_r(e_{\max}-e_{\min})=0.7857-0.75(0.7857-0.3697)=0.4738$$

$$\rho_d=\frac{G_s\rho_w}{1+e}=\frac{2.75}{1+0.4783}=1.8659$$

$$\text{湿密度 }\rho=\rho_d(1+w)=1.8659\times(1+0.05)=1.96$$

$$\text{浮密度 }\rho'=\frac{(G_s-1)\rho_w}{1+e}=\frac{(2.75-1)\times 1}{1+0.4738}=1.19$$

同理可求其他料场。

砂砾料设计成果表

料场	不均匀系数y	大于5mm砾石含量%	比重△s	设计干容重ra	设计孔隙比e	保持含水量%	湿容重ru	浮容重r'	内摩擦角θ	粘聚力	渗透系数 k1×10 <sup>-2</sup> cm/s
4 <sup>#</sup> <sub>上</sub>	43	45	0.75	1.8659	0.4738	5	1.96	1.19	36°30′	0	2.0
1 <sup>#</sup> <sub>上</sub>	45	48	2.75	1.8659	0.4738	5	1.96	1.19	35°10′	0	2.0
1 <sup>#</sup> <sub>下</sub>	45	46	2.75	1.8659	0.4738	5	1.96	1.19	35°20′	0	2.0
2 <sup>#</sup> <sub>下</sub>	34	42	2.73	1.8524	0.4738	5	1.95	1.174	36°40′	0	2.0

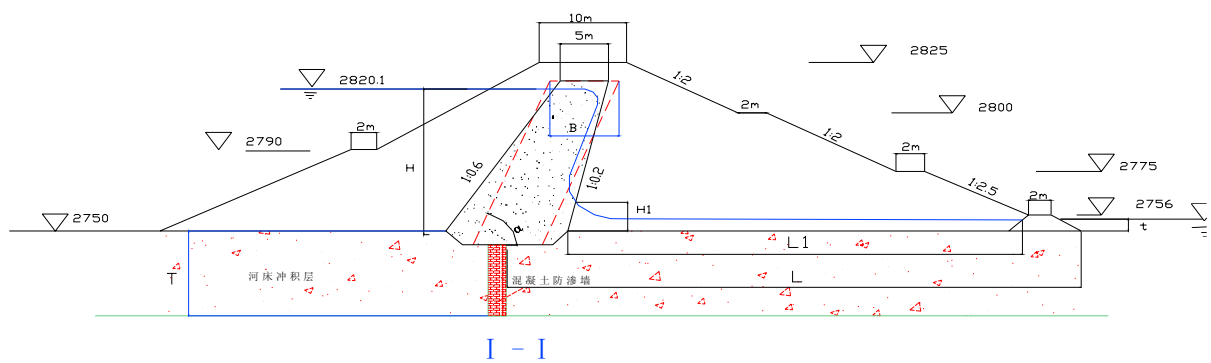
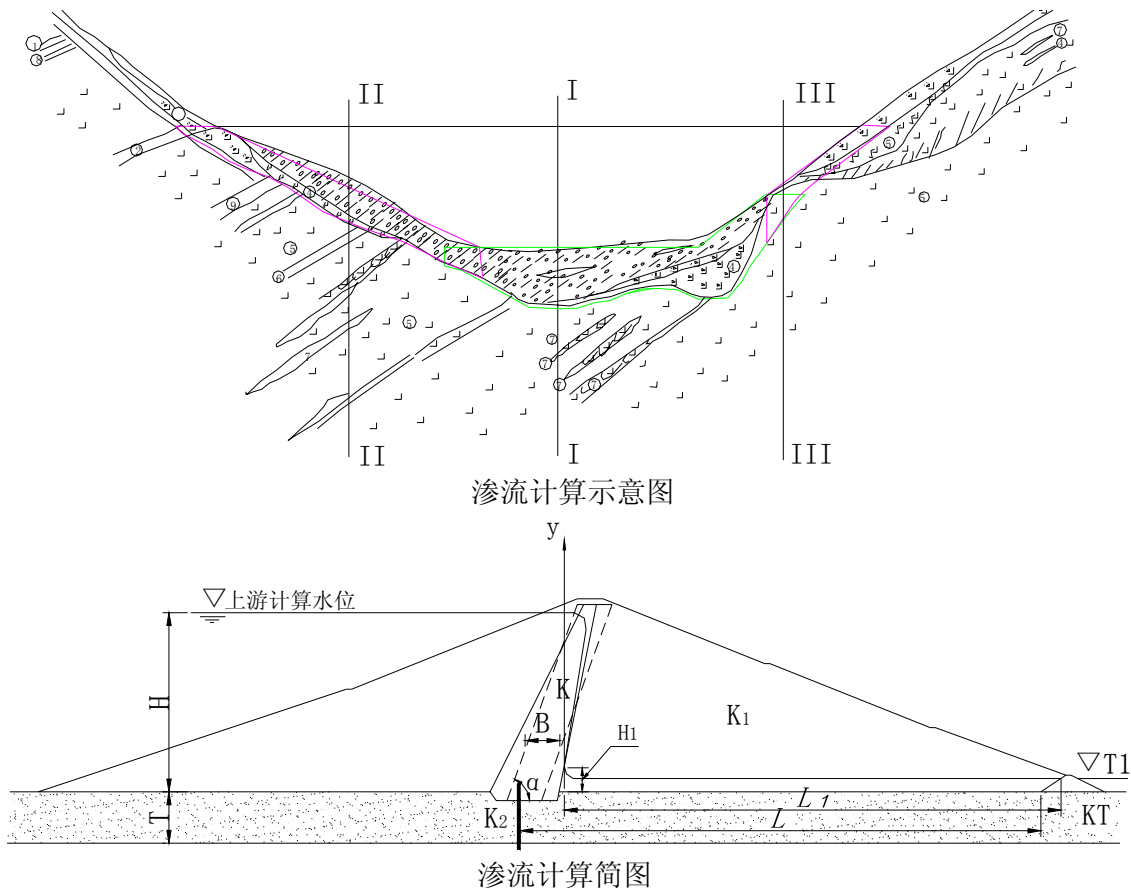
从颗粒级配曲线可看出 4<sup>#</sup><sub>下</sub>、1<sup>#</sup><sub>下</sub> 料场级配较好，物理力学指标也较高，应优先采用.

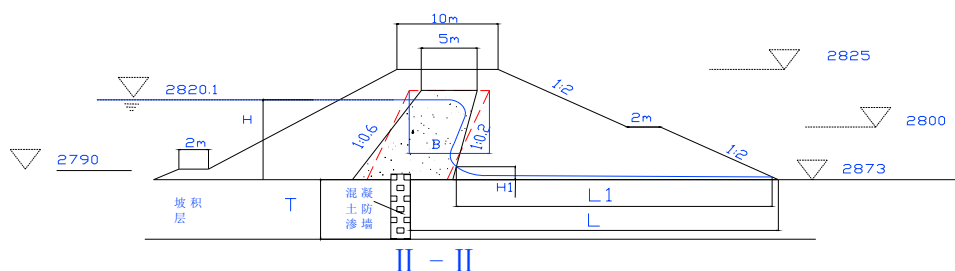
### 三. 渗流计算

(1)单宽渗流计算

选择水力学方法解土坝渗流问题. 将坝体分为若干段, 应用达西定理近似解土坝渗流问题.

计算简图如下:





选择 I - I , II - II , III - III 三个典型断面进行渗流计算.

$$\text{通过防渗体渗流量: } q_1 = \frac{K(H^2 - H_1^2)}{2B \sin \alpha} + \frac{K_2(H - H_1)}{D} T$$

$$\text{通过防渗体后渗流量: } q_2 = \frac{K_0(H_1^2 - t^2)}{2L_1} + \frac{K_T(H_1 - t)}{L + 0.44T} T$$

其中 K——防渗体渗透系数,  $4.319 \times 10^{-18} \text{ m/s}$ ,

H——上游水深;

$H_1$ ——逸出水深;

B——防渗体有效厚度;

$\alpha$ ——防渗体等效倾角;

$K_2$ ——混凝土防渗墙渗透系数,  $1.5 \times 10^{-11} \text{ m/s}$ ;

t——下游水深, T——冲积层厚度, 取最大值 32m;

D——防渗墙厚度;

$K_0$ ——坝后堆石体渗透系数;  $2 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ;

$K_T$ ——冲积层渗透系数;  $2 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ;

T——冲积层厚度。

$$\alpha = \arctg \frac{73.1}{31.74 - 2.5} = \frac{72.5}{29.1} = \text{tg}^{-1} 2.5$$

1. I - I 断面的渗流计算:

坝后渗流体的渗流长度:

$$L_1 = 14.62 + 2.5 + 170.5 - 5 - 2 - 2 \times (2756 - 2750) - 1.5 \times (6 - 4.88) = 166.94 \text{ m}$$

$$L = 201 \text{ m}$$

$$\text{上游水深 } H_{\text{正}} = 2820.1 - 2750 = 70.1 \text{ m} = H_{\text{设}} = 2821.72 - 2750 = 71.72 \text{ m},$$

$$\text{下游水深 } T_{\text{正}} = 2752.2 - 2750 = 2.2 \text{ m}; 1H_{\text{设}} = 2754.88 - 2750 = 4.88 \text{ m}$$

联立解  $q_1, q_2$  与  $q_1 = q_2$  可得:

①. 正常工况:

$$q_1 = \frac{4.319 \times 10^{-8} (70.1^2 - H_1^2)}{2 \times 19.62 \times \sin(tg^{-1} 2.5)} + \frac{1.5 \times 10^{-11} \times (70.1 - H_1) \times 25}{0.8}$$

$$q_2 = \frac{2.0 \times 10^{-4} (H_1^2 - 2.2^2)}{2 \times 166.94} + \frac{2.0 \times 10^{-4} (H_1 - 2.2) \times 25}{201 + 0.44 \times 25}$$

由  $q_1 = q_2$  可得:

$$583 \times 10^{-6} - 0.11854 \times 10^{-6} H_1^2 + 3.286 \times 10^{-6} - 0.04688 \times 10^{-6} H_1$$

$$= 59.9018 \times 10^{-6} H_1^2 - 289.9245 \times 10^{-6} + 2358.49057 \times 10^{-6} H_1 - 5188.67925 \times 10^{-6}$$

解得:

$$H_1 = 2.4222m$$

$$\text{单宽流量: } q = \frac{4.319 \times 10^{-8} (70.1^2 - 2.4222^2)}{2 \times 19.62 \times \sin(tg^{-1} 2.5)} + \frac{1.5 \times 10^{-11} (70.1 - 2.4222) \times 25}{0.8} = 5.85 \times 10^{-6} m^3 / s$$

②. 设计工况:

$$q_1 = \frac{4.319 \times 10^{-8} (71.72^2 - H_1^2)}{2 \times 19.62 \times \sin(tg^{-1} 2.5)} + \frac{1.5 \times 10^{-11} \times (71.72 - H_1) \times 25}{0.8}$$

$$q_2 = \frac{2.0 \times 10^{-4} (H_1^2 - 4.088^2)}{2 \times 166.94} + \frac{2.0 \times 10^{-4} (H_1 - 4.88) \times 25}{201 + 0.44 \times 25}$$

由  $q_1 = q_2$  可得:

$$609.7668 \times 10^{-6} - 0.11854 \times 10^{-6} H_1^2 + 3361.875 \times 10^{-6} - 46.875 H_1$$

$$= 59.90176 \times 10^{-6} H_1^2 - 1426.5245 \times 10^{-6} + 2358.49057 \times 10^{-6} H_1 - 11509.434 \times 10^{-6}$$

解得:

$$H_1 = 6.1005m$$

$$\text{单宽流量: } q = \frac{4.319 \times 10^{-8} (71.72^2 - 6.1005^2)}{2 \times 19.62 \times \sin(tg^{-1} 2.5)} + \frac{1.5 \times 10^{-11} (71.72 - 6.1005) \times 25}{0.8} = 6.08431 \times 10^{-6} m^3 / s$$

2. II—II 断面渗流计算:

坝后渗流体的渗流长度:

$$L_1 = 166.94 - 2 \times (2756 - 2750) - 2 - (2775 - 2756) \times 2.5 - 2 - (2783 - 2775) \times 2 - (2783 - 2750) \times 0.2 = 80.84m$$

$$L = 89m$$

$$\text{上游水深 } H_{\text{正}} = 2820.1 - 2783 = 37.1m; H_{\text{设}} = 2821.72 - 2783 = 38.72m,$$

$$\text{下游水深 } T_{\text{I正}} = 0m; 1H_{\text{设}} = 0m$$

联立解  $q_1, q_2$  与  $q_1 = q_2$  可得:

①. 正常工况:

$$q_1 = \frac{4.319 \times 10^{-8} (37.1^2 - H_1^2)}{2 \times 19.62 \times \sin(\text{tg}^{-1} 2.5)} + \frac{1.5 \times 10^{-11} \times (37.1 - H_1) \times 20}{0.8}$$

$$q_2 = \frac{2.0 \times 10^{-4} (H_1^2)}{2 \times 80.84} + \frac{2.0 \times 10^{-4} (H^1) \times 20}{89 + 0.44 \times 20}$$

由  $q_1 = q_2$  可得:

$$\begin{aligned} 163.1669 - 0.118545 H_1^2 + 1.39125 - 0.0375 H_1 \\ = 123.70 H_1^2 + 4089.98 H_1 \end{aligned}$$

解得:  $H_1 = 0.040m$

$$\text{单宽流量: } q = (123.70 \times 0.04^2 + 4089.98 \times 0.04) \times 10^{-8} = 1.638 \times 10^{-6} m^3 / s$$

②. 设计工况:

$$q_1 = \frac{4.319 \times 10^{-8} (38.72^2 - H_1^2)}{2 \times 19.62 \times \sin(\text{tg}^{-1} 2.5)} + \frac{1.5 \times 10^{-11} \times (38.72 - H_1) \times 20}{0.8}$$

$$q_2 = \frac{2.0 \times 10^{-4} (H_1^2)}{2 \times 80.84} + \frac{2.0 \times 10^{-4} (H^1) \times 20}{89 + 0.44 \times 20}$$

由  $q_1 = q_2$  可得:

$$\begin{aligned} 177.73 - 0.118545 H_1^2 + 1.452 - 0.0375 H_1 \\ = 123.70 H_1^2 + 4089.98 H_1 \end{aligned}$$

解得:  $H_1 = 0.0438m$

$$\text{单宽流量: } q = (123.70 \times 0.0438^2 + 4089.98 \times 0.04) \times 10^{-8} = 1.794 \times 10^{-6} m^3 / s$$

3.III—III 断面渗流计算:

计算示意图与 II—II 相似。

坝后渗流体的渗流长度:

$$L_1 = 166.94 - 2 \times (2756 - 2750) - 2 - (2756 - 2750) \times 0.2 = 151.74m$$

$$L = 166m$$

$$\text{上游水深 } H_{\text{正}} = 2820.1 - 2756 = 64.1m; H_{\text{设}} = 2821.72 - 2756 = 65.72m,$$

$$\text{下游水深 } T_{\text{I正}} = 0m; H_{\text{设}} = 0m$$

联立解  $q_1, q_2$  与  $q_1 = q_2$  可得:

①. 正常工况:

$$q_1 = \frac{4.319 \times 10^{-8} (64.1^2 - H_1^2)}{2 \times 19.62 \times \sin(\text{tg}^{-1} 2.5)} + \frac{1.5 \times 10^{-11} \times (64.1 - H_1) \times 25}{0.8}$$

$$q_2 = \frac{2.0 \times 10^{-4} (H_1^2)}{2 \times 151.74} + \frac{2.0 \times 10^{-4} (H_1) \times 25}{166 + 0.44 \times 25}$$

由  $q_1 = q_2$  可得:

$$487.0792 - 0.118545 H_1^2 + 3.0 - 0.04687 H_1 = 65.902 H_1^2 + 2824.859 H_1$$

解得:  $H_1 = 0.1728m$

$$\text{单宽流量: } q = (65.902 \times 0.1728^2 + 2824.859 \times 0.1728) \times 10^{-8} = 4.9 \times 10^{-6} m^3 / s$$

①. 设计工况:

$$q_1 = \frac{4.319 \times 10^{-8} (65.72^2 - H_1^2)}{2 \times 19.62 \times \sin(\text{tg}^{-1} 2.5)} + \frac{1.5 \times 10^{-11} \times (65.72 - H_1) \times 25}{0.8}$$

$$q_2 = \frac{2.0 \times 10^{-4} (H_1^2)}{2 \times 151.74} + \frac{2.0 \times 10^{-4} (H_1) \times 25}{166 + 0.44 \times 25}$$

由  $q_1 = q_2$  可得:

$$512.01 - 0.118545 H_1^2 + 3.081 - 0.0469 H_1 = 65.902 H_1^2 + 2824.859 H_1$$

解得:  $H_1 = 0.1816m$

$$\text{单宽流量: } q = (65.902 \times 0.1816^2 + 2824.859 \times 0.1816) \times 10^{-8} = 5.151 \times 10^{-6} m^3 / s$$

(2). 总渗流量计算:

①. 正常蓄水情况:

沿坝轴线方向参照 I—I 地质剖面图, 截面之间的距离按等距离原则选取  $L=108m$ :

$$Q = \frac{1}{2} [1.638 \times 108 + (1.638 + 5.85) \times 108 + (5.85 + 4.9) \times 108 + 4.9 \times 108] \times 10^{-6} \times 3600 \times 24 = 115.595 m^3 / d$$

②. 设计洪水情况:

沿坝轴线方向参照 I—I 地质剖面图, 截面之间的距离按等距离原则选取  $L=108m$ :

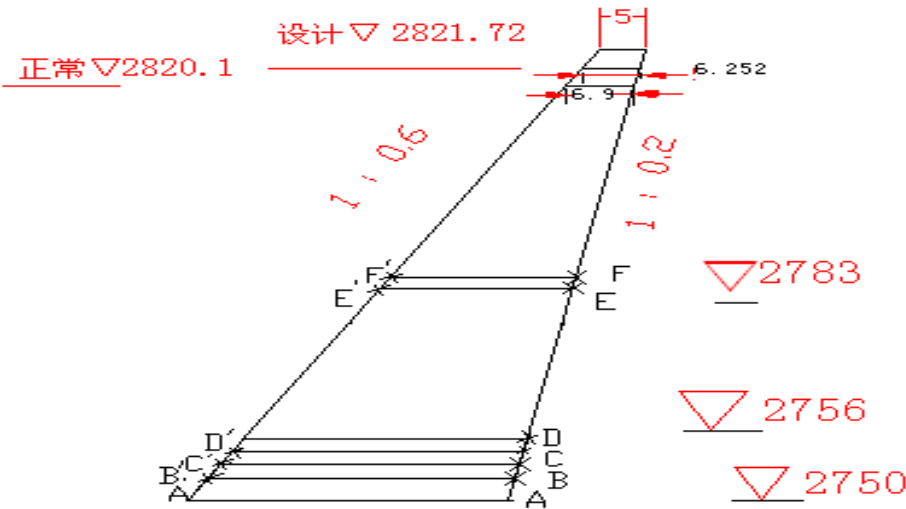
$$Q = \frac{1}{2} [1.794 \times 108 + (1.794 + 6.0843) \times 108 + (6.0843 + 5.151) \times 108 + 5.151 \times 108] \times 10^{-6} \times 3600 \times 24 = 121.58 m^3 / d$$

渗流计算结果表

计算情况		正常情况	设计情况
计算项目			
上游水深 H	I - I	70.1	71.72
	II - II	37.1	38.72
	III-III	64.1	65.72
下游水深 t (m)	I - I	2.2	4.88
	II - II	0	0
	III-III	0	0
逸出水深 H <sub>1</sub> (m)	I - I	2.4222	6.1005
	II - II	0.04	0.0438
	III-III	0.1728	0.1816
渗流量 q M <sup>3</sup> /s	I - I	5.85	6.08431
	II - II	1.638	1.749
	III-III	4.9	5.151
总渗流量 Qm <sup>3</sup> /d		115.595	121.58

(3). 渗透稳定演算

斜心墙之后的坝壳，由于水头大部分在防渗体损耗了坝壳渗透坡降及渗透速度甚小，发生渗透破坏的可能性不大，而在防渗墙与粘土斜墙的接触面按允许坡降设计估计问题也不大. 在斜墙逸出点渗透坡降较大，予以验算. 计算示意图如下所示：



如上图所示，其中所示水位由上向下依次为所选 II—II、III—III、I—I 断面相应的粘土斜心墙的底面高程，而 A，B，C，D，E，F 为相应的正常和设计工况的斜心墙逸出点.

渗透坡降的计算公式：

$$J = \frac{\nabla H}{B}$$

I—I 断面：

$$\text{正常工况：} J = \frac{70.1 - 2.4222}{\frac{6.9 + 33.97}{2}} = 3.312$$

$$\text{设计工况：} J = \frac{71.72 - 6.1005}{\frac{32.5 + 6.252}{2}} = 3.3866$$

II—II断面：

$$\text{正常工况：} J = \frac{37.1 - 0.04}{\frac{6.9 + 21.724}{2}} = 2.5894$$

$$\text{设计工况：} J = \frac{38.72 - 0.0438}{\frac{21.722 + 6.252}{2}} = 2.7652$$

III—III断面：

$$\text{正常工况} J = \frac{64.1 - 0.1782}{\frac{6.9 + 32.467}{2}} = 3.247$$

$$\text{设计工况：} J = \frac{65.72 - 0.1816}{\frac{32.45 + 6.252}{2}} = 3.3868$$

各种工况渗流逸出点坡降

断 面	I — I		II — II		III — III	
计算情况	正常	设计	正常	设计	正常	设计
坡 降 J	3.312	3.3866	2.5894	2.7652	3.247	3.3868

填筑土料的安全坡降，根据实践经验一般为 5~10，故而认为渗透坡降满足要求，加上粘土斜心墙有反滤层，故而认为不会发生渗透破坏。

#### 四. 稳定分析

##### 1. 计算原理

假设ABC为可能的滑动面，其中AB为下滑动面，BC为上滑动面，即斜心墙的上游面，BD为错动破裂面，本设计取为铅直断面。滑动土体ABCDA与BCEDB之间的相互作用力为P，P与BD面的法线夹角为零度，如图5— 保护层稳定计算简图所示，其中 a 图为滑动体断面图，b 图为BCEDB滑动体的力多边形图，c 图为ABCDA滑动体的力多边形图。由滑动体BCEDB的平衡方程可知：

$$\text{当} \Sigma V=0 \text{ 时：} R_1 \cos(\theta - \varphi_1) = W_1 - C_1 l_1 \sin \theta$$



---


$$\text{当 } \Sigma V=0 \text{ 时: } -P - R_1 \sin(\theta - \varphi_1) = C_1 l_1 \cos \theta$$


---

从以上两式联立求解，可得：

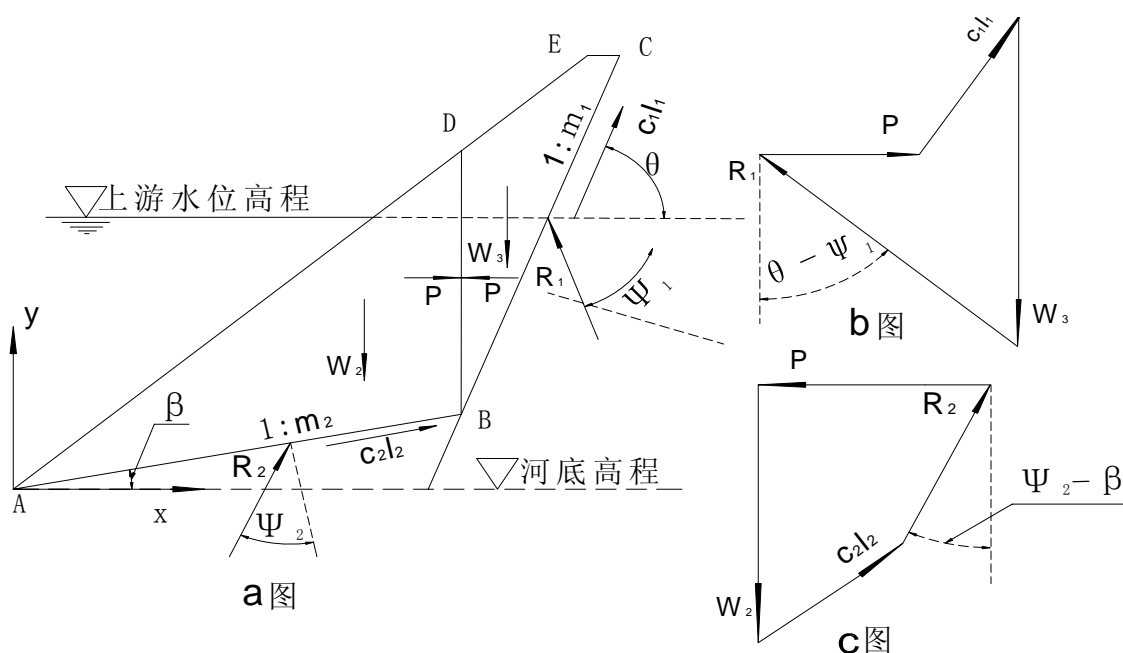
$$P = \frac{W_1 \sin(\theta - \varphi_1) - c_1 l_1 \cos \varphi_1}{\cos(\theta - \varphi_1)}$$

同理，从滑动体ABCD的平衡方程可知：

$$P = \frac{W_2 \sin(\varphi_2 - \beta) - c_2 l_2 \cos \varphi_2}{\cos(\varphi_2 - \beta)}$$

由式以上相等的条件，可得：

$$\frac{W_1 \sin(\theta - \varphi_1) - c_1 l_1 \cos \varphi_1}{W_1 \sin(\varphi_2 - \beta) - c_2 l_2 \cos \varphi_2} = \frac{\cos(\theta - \varphi_1)}{\cos(\varphi_2 - \beta)}$$



上游坝坡稳定计算受力分析简图

计算时分别按施工期、稳定渗流期、，库水降落期核算土石坝的稳定。在已确定的滑动面的情况下，先假设安全系数 $K$ ，然后将滑动面上由实验得到的土体抗剪强度指标 $c_1$ 、 $c_2$ 、 $\tan \varphi_1$ 、 $\tan \varphi_2$ 分别除以安全系数 $K$ ，即：

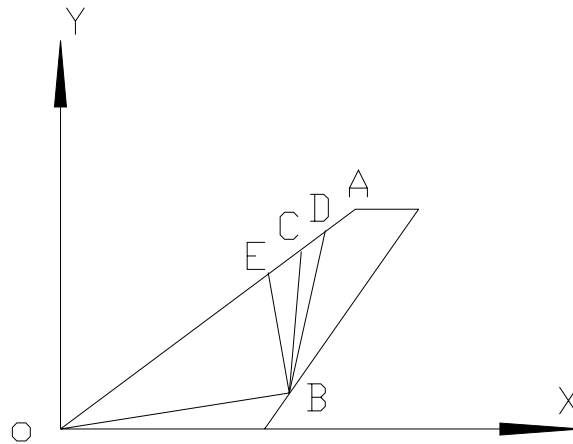
$$c_1 = \frac{c_1}{K}、c_2 = \frac{c_2}{K}、\varphi_1 = \arctan \frac{\tan \varphi_1}{K}、\varphi_2 = \arctan \frac{\tan \varphi_2}{K}$$

然后将所求的 $c_1$ 、 $c_2$ 、 $\tan \varphi_1$ 、 $\tan \varphi_2$ 值代入方程上式，如果等式两边相等，则假设的安全系数 $K$ 就是该滑动面的安全系数，反之，则还需重新计算，直至方程两边相等为止。

为了计算安全系数最小的滑动面，如图所示的步骤进行。先假设若干个不同水位 $H_i$ ，对应与相应水位下再假设若干个不同的下部滑动面ABCD的滑动坡角 $\beta_i$ ，分别计算其安全系数，绘成安全系数曲线后，从中求得某一水下的最小安全系数 $K_{\min}$ 。

## 2.实际计算

为简化计算，过坝顶上游岸边点作斜率为 1: m2 的一条斜线交坝底线于 O 点，以 O 点作为坐标原点建立坐标系如下图：



### 1、方程关系式如下

(1) AO 直线的方程为：

$$\text{令 } k_a = 1/m_2$$

$$y = k_a \cdot x \quad 0 \leq y \leq 73.08$$

过 O 点作一条直线段 OB，其与 X 轴的夹角为  $\beta_1$ ， $5^\circ \leq \beta_1 \leq 16^\circ$

(2) OB 的方程为：

$$y_0 = \tan(\beta_1) \cdot x_0 \quad 80 \cos(\beta_1) \leq x_0 \leq 160 \cos(\beta_1)$$

过 B 点作三条直线：BC 直线、BE 直线、BD 直线

(3) BC 直线方程为：

$$y = k_b(x - x_0) - y_0 \quad k_b = \tan(90^\circ - \delta) \quad -10^\circ \leq \delta \leq 10^\circ$$

(4) BD 直线方程为：

$$y = k_c(x - x_0) - y_0 \quad k_c = \tan(\theta) \quad 39^\circ \leq \theta \leq 80^\circ$$

(5) BE 直线方程为：

$$y = k_d(x - x_0) - y_0 \quad k_d = \tan(180^\circ + 2\beta - \beta_0) \quad 39^\circ \leq \theta \leq 80^\circ$$

## 2、计算单宽土体自重

(1) 联立 OA 与 BE 方程求解得交点坐标

$$x1=(kd*x0-y0)/(ka-kd)$$

$$y1=ka*x1$$

(2) 联立 OA 与 BC 方程求解得交点坐标

$$x2=(kb*x0-y0)/(ka-kb)$$

$$y2=ka*x2$$

(3) 联立 OA 与 BD 方程求解得交点坐标

$$x3=(kc*x0-y0)/(ka-kc)$$

$$y3=ka*x3$$

(4) 故两点间距离为

$$d_{OE}=\sqrt{y1*y1+x1*x1}$$

$$d_{CD}=\sqrt{(y3-y2)(y3-y2)+(x3-x2)(x3-x2)}$$

$$d_{BE}=\sqrt{(y1-y0)(y1-y0)+(x1-x0)(x1-x0)}$$

$$w1=0.5*d_{OE}*d_{BE}*g*r$$

$$w2=0.5*d_{CD}*d_{BE}*g*r$$

$$\phi_1=\phi_{11}/k0 \quad \phi_2=\phi_{21}/k0 \quad \phi_3=\phi_{31}/k0$$

$$m=w1\text{ctg}(\phi_3-\beta)/w2-\text{ctg}(\theta-\phi_1)-(1+w1/w2)\text{tg}(\phi_2-\delta)$$

若  $m \neq 0$  则重新假设  $k0$  直至满足要求。

变换  $\beta \quad \delta \quad \theta \quad x0$  计算出若干个  $k0$  值，作图求解最小的  $k0$  值。

3.电算如下：CLS

PRINT ‘H=’;H

INPUT H

READ r, r1, g, v11, v21, v31, m1

DATA 18.718,9.81,9.8,0.637,0.637,0.637, 3.2

LET i = 0

LET kmin = 5

LET ka = 1 / m1

LET p0 = ATN(1 / m1)

FOR p = 0 TO .17 STEP .01

LET y11 = TAN(p) \* x11

LET x11 = 75 / ka + 2.75

LET x13 = 73.1 / TAN(1 / .6)

LET x14 = x11 - x13

LET y21 = TAN(1 / .6) \* (x21 - x14)

LET x31 = TAN(1 / .6) \* x14 / (TAN(1 / .6) - TAN(p))

LET y31 = TAN(p) \* x31

LET i0 = SQR(y31 \* y31 + x31 \* x31)

LET i11 = FIX(i0 / 5)

LET i12 = i11 \* 5

---

```

FOR l = 10 TO 112 STEP 5
FOR s = 0 TO .4 STEP .05
    LET o1 = ATN((75 - l * SIN(p)) / (75 * m1 + 2.6 - l *
COS(p)))

    LET o2 = ATN((75 - l * SIN(p)) / (75 * m1 - l * COS(p)))
FOR o = o1 TO 1.15 STEP .015
    LET i = i + 1
    LET kb = TAN(1.57 - s)
    LET kc = TAN(o)
    LET kd = TAN(1.57 + p0)
    IF o >= o2 THEN 60
        LET x3 = (75 - l * SIN(p)) / TAN(o) + l * COS(p)
        LET y3 = 75
        GOTO 61
60    LET x3 = (l * SIN(p) - kc * l * COS(p)) / (ka - kc)
    LET y3 = ka * x3
61    LET x1 = (l * SIN(p) - kd * l * COS(p)) / (ka - kd)
    LET y1 = ka * x1
    LET x2 = (l * SIN(p) - kb * l * COS(p)) / (ka - kb)
    LET y2 = ka * x2
    LET doe = SQR(y1 * y1 + x1 * x1)
    IF o >= o2 THEN 63
        LET dcd = SQR((75 - y2) * (75 - y2) + (75 * m1 - x2) *
(75 * m1 - x2))

        GOTO 64
63    LET dcd = SQR((y3 - y2) * (y3 - y2) + (x3 - x2) * (x3 - x2))
64    LET doc = SQR(y2 * y2 + x2 * x2)
    LET dbe = SQR((y1 - l * SIN(p)) * (y1 - l * SIN(p)) + (x1 - l
* COS(p)) * (x1 - l * COS(p)))
    IF h < y3 THEN 70
    IF o >= o2 THEN 65
        LET w1 = .5 * (dbe * dcd + (75 - l * SIN(p)) * (x3 -
75 * m1)) * g * (r - r1)

        LET w2 = .5 * doc * dbe * g * (r - r1)
        GOTO 100
65    LET w1 = .5 * dbe * dcd * g * (r - r1)
    LET w2 = .5 * doc * dbe * g * (r - r1)
    GOTO 100
70    IF h < y2 THEN 80
        IF o >= o2 THEN 71
            LET x5 = h / ka
            LET x6 = (h - l * SIN(p)) / TAN(o2) + l * COS(p)
            LET x7 = (h - l * SIN(p)) / TAN(o) + l * COS(p)
            LET w1 = .5 * (dbe * dcd + (75 - l * SIN(p)) * (x3

```

---

- 75 \* m1)) \* g \* r - .5 \* ((y3 - h) \* (x6 - x5) + (x7 - x6) \* (h - l \* SIN(p))) \* g \* r1

---

```

      LET w2 = .5 * doc * dbe * g * (r - r1)
      GOTO 100
71      LET x7 = (h - l * SIN(p)) / kc + l * COS(p)
      LET x6 = h / ka
      LET w1 = .5 * dbe * dcd * g * r - .5 * (y3 - h) * (x7 -
x6) * g * r1

      LET w2 = .5 * doc * dbe * g * (r - r1)
      GOTO 100
80      IF h < l * SIN(p) THEN 90
      IF o >= o2 THEN 81
      LET x5 = h / ka
      LET x6 = (h - l * SIN(p)) / kb + l * COS(p)
      LET x7 = (h - l * SIN(p)) / TAN(o) + l * COS(p)
      LET w1 = .5 * (dbe * dcd + (75 - l * SIN(p)) * (x3 -
75 * m1)) * g * r - .5 * ((y2 - h) * (x6 - x5) + (x7 - x6) * (h - l * SIN(p))) * g * r1
      LET w2 = .5 * doc * dbe * g * (r - r1)
      GOTO 100
81      LET x5 = h / ka
      LET x6 = (h - l * SIN(o)) / kb + l * COS(o)
      LET x7 = (h - l * SIN(o)) / kc + l * COS(o)
      LET w1 = .5 * dbe * dcd * g * r - .5 * (h - yb) * (x7 - x6)
* r1 * g

      LET w2 = .5 * doc * dbe * g * r - .5 * (yc - h) * (x6 - x5)
* g * r1

      GOTO 100
90      IF x5 <> 0 THEN 100
      IF o >= o2 THEN 91
      LET ke = TAN(p)
      LET x6 = h / ka
      LET x7 = h / ke
      LET w1 = .5 * (dbe * dcd + (75 - l * SIN(p)) * (x3 -
75 * m1)) * g * r

      LET w2 = .5 * doc * dbe * g * r - .5 * (yc - h) * (x7 -
x6) * g * r1

      GOTO 100
91      LET ke = TAN(p)
      LET x6 = h / ka
      LET x7 = h / ke
      LET w1 = .5 * dcd * dbe * g * r
      LET w2 = .5 * doc * dbe * g * r - .5 * h * (x7 - x6) * g *
r1

100     FOR k = .5 TO 2 STEP .001
      IF l <> l0 THEN 102

```

---

```

                                v1 = .5 * ATN(TAN(v11) / k)
                                IF v1 <= 0 THEN 103
102                                v1 = ATN(TAN(v11) / k)
103                                v2 = ATN(TAN(v21) / k)
                                v3 = ATN(TAN(v31) / k)
                                LET m = (w1 * SIN(o - v1) + .5 * w1 * COS(o -
v1)) / (COS(v2 - s) * COS(o - v1) + SIN(v2 - s) * SIN(o - v1)) - (w2 * SIN(v3 - p)
- .3125 * w2 * COS(v3 - p)) / (COS(v2 - s) * COS(v3 - p) - SIN(v2 - s) * SIN(v3 - p))
                                IF ABS(m) < .01 THEN 110
                                NEXT k
110                                PRINT "k"; i; "="; k,
                                IF k > kmin THEN 120
                                LET kmin = k
120                                NEXT o
                                NEXT s
                                NEXT l
                                NEXT p
                                PRINT "i="; i
                                PRINT "kmin="; kmin
END

```

上下游坝坡稳定计算成果见表下表：

部位	组合情况	最小安全系数（K <sub>min</sub> ）
上游坡	1/3 坝高水深 H=25m	1.34
	死水位 2796m	1.31
	正常蓄水位 2820.1m	1.3
	正常蓄水位+地震	1.08
	死水位+地震	1.08
下游坡	正常蓄水位时 2752.22	1.58
	设计洪水时 2754.88	1.58
	正常+地震	1.52

由计算可知各种工况下的安全系数均满足要求，正常运用情况大于 1.3，正常+地震时大于 1.05。

#### 4. 稳定成果分析

由于上游坝坡较缓，稳定渗流期以及库水位降低期，不考虑地震时，K<sub>min</sub>=1.31，考虑地震时，K<sub>min</sub>=1.08；下游坡情况也类似，正常情况 K<sub>min</sub>=1.58，非常情况 K<sub>min</sub>=1.52，坝的稳定安全系数偏大，就此而言，可考虑加陡坝坡以减小工程量。鉴于各种因素考虑不全，实际安全系数可能要小些，故而不改变坝坡，维持原拟订的剖面。

---

## 五. 基础处理

---

### 1. 河床部分

(1) 渗流控制方案, 条件允许是优先考虑垂直防渗方案。在透水层较浅(10~15m 以下) 时, 可采用回填粘土截水墙方案, 由于坝址处河床冲积层平均深 20m 最大达 32m, 施工比较困难而不予采用。又由于河床有孤石采用钢板桩也比较困难, 造价也高。帷幕灌浆在此地存在可灌性问题。混凝土防渗墙方案, 施工快, 材料小、防渗效果好, 对于这种深度透水层是比较合适的, 决定采用这种主案。按混凝土的允许坡降及水头定出厚度为 0.8m。

防渗墙深入河床冲积层, 底部嵌入基岩, 上部则与斜心墙连接。由于防渗墙两侧冲积层易沉陷, 引起防渗墙顶部粘土心墙与两侧粘土心墙的不均匀沉陷而导致裂缝。为此防渗墙顶部作成劈尖状, 两侧以高塑性粘土填筑, 伸入斜心墙的深度已经三角确定为 7.5m, 底部深入基岩 0.5m, 劈尖顶宽 0.25 宽, 详见下文的构造设计。

(2) 防渗墙的型式, 材料及布置, 根据以往经验, 对于透水层厚度为 30~60m 的情况, 采用槽板式混凝土防渗墙比较合适, 设计中采用这种型式。

混凝土防渗墙要求材料有足够的抗渗能力及耐久性, 能防止环境水的侵蚀和溶蚀。有一定的强度, 满足压应力, 拉应力, 剪应力等各项强度要求有良好的流动性, 和易性以便在运输中不发生离析现象。而且能在水下施工。

防渗墙布置于斜心墙之下, 从防渗角度来看仿上游为好, 但从防裂角度看偏下游一侧好, 综合考虑布置于心墙底面中心偏上。

### 2. 坝肩处理

坝肩两岸为覆盖层及全风化岩石深约 20m, 性质较差, 为良好的透水料, 底部为半风化岩石性质良好, 但由于节理的作用, 透水性也较强。针对以上情况作以下处理, 同样设置沥青防渗墙与河床部分防渗墙相连, 在墙下设置灌浆孔, 详见细部构造设计。

## 六. 细部结构设计:

### 1. 坝的防渗体、排水设备

坝体防渗体为斜心墙, 斜心墙上下游设置反滤层; 坝基防渗体为防渗墙和粘土截水墙; 坝体排水为棱体排水, 在排水体与坝体、坝基之间设置反滤层; 下游戗道设置排水沟, 并在坝坡设置横向排水沟以汇集雨水, 岸坡与坝坡交接处也设置排水沟, 以汇集岸坡雨水, 防止雨水淘刷坝坡。

### 2. 反滤层设计

反滤层的作用是滤土排水, 防止渗透水流从坝体或坝基处逸出将土体的细粒带走而形成管涌。而且反滤层还是防止渗透变形的有效措施。

反滤层的设计要求:

- 1) 相邻两层中, 粒径较小一层的颗粒不得穿过粒径较大一层的孔隙;
- 2) 各层内的颗粒不得发生移动;
- 3) 被保护土层的颗粒不得穿过反滤层, 但允许小于 0.1 mm 的细小颗粒被渗流带走, 因为只要土壤的骨架不被破坏, 就不致发生渗透变形;
- 4) 反滤层不能被堵塞, 而且应具有足够的透水性, 以确保排水的通畅;
- 5) 应保证耐久、稳定, 在使用期间不会随时间推移和环境的影响而改变其性能。

设计标准: 为了满足上述要求, 可以采用比较均匀而且抗风化的砂、砾、卵石或碎石构成反滤料, 要达到各层反滤料较均匀, 则要对天然的砂砾料进行筛分。在实际工程中选择级配适宜的天然砂砾料作为反滤层, 其具体要求是:

通常规定反滤料的不均匀系数  $\eta$  应小于 5~8, 即:

$$\eta = d_{60}/d_{10} \leq 5 \sim 8$$

式中  $d_{60}$ 、 $d_{10}$ : 分别为粒径系按颗粒分布曲线 (按重量计的), 为小于某粒径的土重含量的 60% 与 10%。

同时反滤土料中, 易被冲刷的粒径小于 0.1 mm 的小颗粒含量不应超过 5%。对于保护层的反滤料, 考虑安全系数为 1.5~2.0 之间, 且  $\xi = D_{40 \sim 60}/d_{40 \sim 60} \leq 8 \sim 10$  来确定, 按太沙基准则确定, 即:

$$D_{15}/d_{85} \leq 4 \sim 5$$

$$D_{15}/d_{15} \geq 5$$

式中

$D_{15}$ : 为颗粒较粗的一层, 按重量计小于此料占 15% 的粒径;

$d_{15}$ 、 $d_{85}$  分别为较细的一层, 即被保护层土料, 按重量计小于该粒径各占 15% 和 85% 的粒径。

### 3. 非粘性土上反滤料的设计

下游校核洪水下泄流量为  $669 \text{ m}^3/\text{s}$ , 查  $q \sim H$  曲线图, 下游最高水位 2754.88 根据《水工建筑物》堆石棱体超高须大于 1m, 堆石棱体设计, 取堆石棱体顶高  $\nabla = 2756.0 \text{ m}$ 。其内坡取 1:1.5, 外坡取 1:2.0, 顶宽取 2m。堆石棱体构造图和其它细部构造见细部构造详图 (附后)。

反滤层可分为渗流自上而下和自下而上两种型式, 本设计主要考虑自上而下型。非粘性土反滤料层采用碎石 (带棱角的颗粒), 坝体排水部位的反滤料设计为两层不同的砂砾石铺填而成, 层面与渗流方向垂直, 沿渗流方向的渗透性逐渐增大, 如下设计同理。

当  $D_{50} = 10 \sim 35 \text{ mm}$  时的碎石土料时, 土层厚度取  $h_c = 20 \text{ cm}$ , 当  $D_{50} > 35 \text{ mm}$  时, 反滤料的厚度按下式计算:  $h_c \geq 6D_{50}$ , 对于均匀颗粒料的反滤层, 反滤层土料  $D_{50}$  与被保



护层土料之比应为:

$$D_{50}/d_{50} \leq 5 \sim 10$$

非黏性土料选取 I<sup>#</sup>土料场为主料场, 根据料场的级配曲线可得:

$$D_{85}=66.9 \text{ mm}, \quad d_{50}=8 \text{ mm}, \quad d_{15}=0.86 \text{ mm}$$

坝体排水部位的反滤层第一层土料的设计:

$$\text{由: } D_{15} \geq 4.3 \quad D_{50} \leq 40$$

$$\text{故: 选取 } D_{15}=5\text{mm} \quad D_{50}=25\text{mm}$$

$$\text{则: 厚度取为 } 20\text{cm}$$

同理第二层反滤层土料的设计以第一层反滤料土料为被保护对象:

$$\text{由: } D_{15} \leq (4 \sim 5) d_{85}$$

$$D_{15} \geq 5d_{15} \text{ 得: 反滤层的 } D_{15}=25 \text{ mm};$$

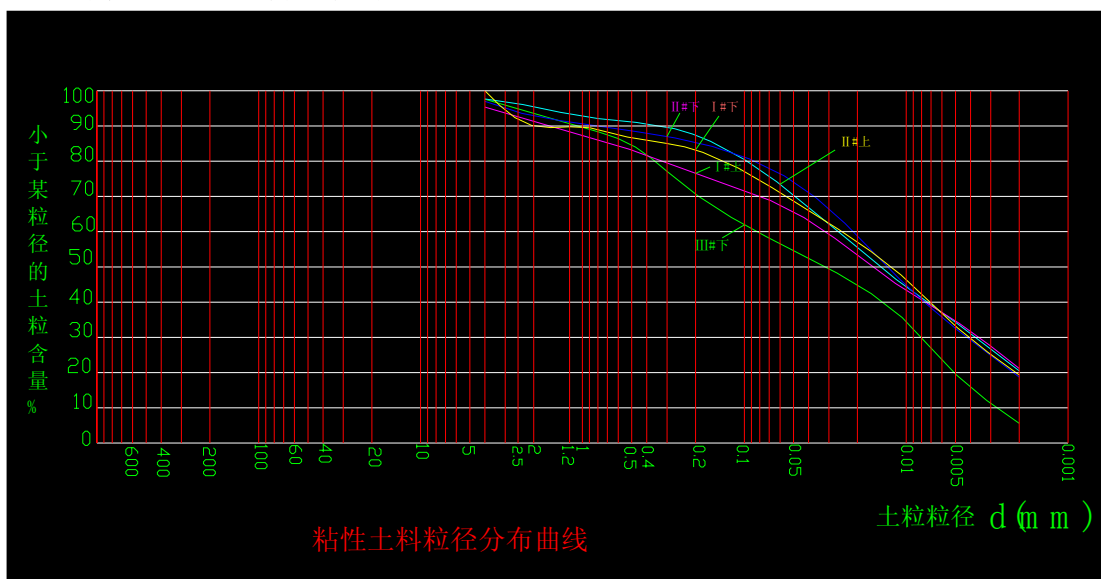
$$\xi = D_{50}/d_{50} \leq 8 \sim 10 \text{ 得: 反滤层的 } D_{50} \leq 25 \times 5 = 125 \text{ mm}$$

$$\text{故选取 } D_{15}=30\text{mm}; \quad D_{50}=90\text{mm}$$

$$\text{则 } h_c = 6 \times 90 = 540\text{mm}$$

$$\text{厚度取为 } h_c = 600\text{mm} = 60\text{cm}$$

#### 4. 黏性土上反滤料的设计



粘性土料选取 II<sub>下</sub>料场为主料场, 根据料场的级配曲线可得:

$$d_{85}=0.18 \text{ mm}, \quad d_{50}=0.013 \text{ mm}, \quad d_{15}=0.002 \text{ mm}$$

坝体斜心墙部位的反滤层第一层土料的设计:

$$\text{由: } D_{15} \leq (4 \sim 5) d_{85} \text{ 得: 反滤层的 } D_{15} \leq 0.065 \sim 0.13 \text{ mm 之间};$$

$$\text{取 } D_{50}=0.1\text{mm}$$

$$\text{厚度取为 } h_c=20\text{cm}$$

同理第二层反滤层土料的设计以第一层反滤料土料为被保护对象:

$$\text{由: } D_{15} \leq (5 \sim 10) d_{85} \text{ 得: 反滤层的 } D_{15} \leq 0.5 \sim 1 \text{ mm 之间};$$

$D_{15} \geq 5d_{15}$  得：反滤层的  $D_{15} \geq 0.5 \text{ mm}$ ;

于是选择反滤层第二层土料为：

取  $D_{50}=1.0 \text{ mm}$ ，  
厚度取为  $h_c =30 \text{ cm}$ 。

反滤层设计成果汇总表

层数 类型	第一层		第二层	
	$D_{50}(\text{mm})$	厚度 $h_c (\text{cm})$	$D_{50}(\text{mm})$	厚度 $h_c (\text{cm})$
粘性土反滤层土料	0.1	20	1.0	30
非粘性土反滤层土料	25	20	90	60

2. 护坡设计

干砌石护坡在最大浪压力作用下的计算直径：

$$D = 1.018K \frac{r_w}{r_R - r_w} \frac{\sqrt{Hm^2}}{m(m+2)} h$$

$$= 1.018 \times 1.3 \times 9.8 / (21.08 - 9.8) \times (1 + 2.5^2)^{1/2} / 2.5 \times (2.5 + 2) \times 2.67$$

$$= 0.624\text{m}$$

干砌石块计算重量：

$$Q = 0.525r_w D^3$$

$$= 0.525 \times 23.08 \times 0624^3$$

$$= 2.944\text{KN}$$

干砌石护坡厚度

$$t = 1.67 \frac{D}{k}$$

$$= 1.67 \times 0.624 / 1.3$$

$$= 0.8\text{m}$$

注：经计算对 1.67 的系数不作修改。

上游护坡用于砌石，因其抵御风浪的能力较强；下游坝面直接铺上 20cm 的碎石作为护坡。上游护坡做至坝顶，下做至死水位以下（加设计浪高），为方便起见做至 2790.0m 高程。

3. 坝顶设计

坝顶设置黄泥灌浆碎石路面，坝顶向下游设 1%横坡以便汇集雨水，并设置纵向排水沟，经坡面排水排至下游。坝顶设置栏杆以策安全，见图。

### 第四章 泄水建筑物设计

(一) 泄水方案选择

坝址地带河谷较窄，山坡陡峻，山脊高，经过比较枢纽布置于河弯地段。由

于两岸山坡陡峻，无天然埡口如采取明挖溢洪道的泄洪方案，开挖量大，造价较高，故采用了山坡陡峻，无天然埡口如采取明挖溢洪道的泄洪方案，开挖量大，造价较高，故采用了隧洞泄洪方案。隧洞布置于岸（右岸），采取“龙抬头”无压泄洪的型式与施工导流洞结合。为满足水库放空水位放至 2770.0m 高程要求还与导流洞结合设置了放空洞。

## （二）隧洞选择与布置

枢纽布置于河弯地段，从地形上来看隧洞应当布置于这样不仅工程量省，而且水力条件也较好。从地质来看这个山梁除表面有一层较深的风化岩外，下部大部分为坚硬水力条件也较好。从地质来看这个山梁除表面有一层较深的风化岩外，下部大部分为坚硬玄武岩，强度较高，岩体中夹杂着几条破碎带，但走向大都与隧洞轴线成较大的角度。因此将泄洪洞、放空洞连同引水发电隧洞均布置于右岸凸出的山梁里面，见图。

## （三）隧洞的体型设计

### 1. 进口建筑物

由于进口岸坡地质条件较差，覆盖层较厚，因而采用塔式进口，塔顶设置操作平台。

（1）进口喇叭口：平面上不扩散，而立面上洞顶以椭圆方程  $\frac{x^2}{L^2} + \frac{y^2}{b_0^2} = 1$  连接。

L—渐变段的长度

$b_0$ —进口洞顶到隧洞顶的高程差

由规范可知 L 取隧洞本身段宽度的 2~3 倍，结合本工程 L 取 16 米  $b_0$  取 4 米，最后

椭圆方程为：  $\frac{x^2}{16^2} + \frac{y^2}{4^2} = 1$

（2）①进口堰面曲线，采用 WES-型堰面曲线，方程  $x^{1.85} = 2.0H_d^{0.85}y$  为不影响泄流能力，堰高取 10m，定型设计水头  $H_d = H_{\max} \times \frac{88}{100} = 11.51$  取  $H_d = 11.5m$ ，所以

曲线方程为  $y = \frac{1}{2 \times 11.5^{0.85}} x^{1.85}$ 。

②进口上游段为椭圆曲线：  $\frac{x^2}{(aH_d)^2} + \frac{(bH_d - y)^2}{(bH_d)^2} = 1$

$a = 0.28 \sim 0.30$  取  $a = 0.30$

$\frac{a}{b} = 0.87 + 3a$  取  $b = 0.1695$

---

所以椭圆曲线方程为:  $x^2/11.9025 + \frac{(1.95-y)^2}{3.8025^2} = 1$

(3) 闸门型式及尺寸。工作及检修闸门均采用平板门, 设在进口处, 闸门宽 7m, 高为 12.5m (正常水位减堰顶高程加浪高)。

## 2. 洞身断面型式和尺寸

根据以往工程经验, 本无压隧洞采用门洞型断面。

调洪演算时已经气话定溢流孔口尺寸  $7 \times 15$  (为保证无压泄流, 由校核洪水位减堰顶高程加相应浪高而得,  $13.08 + 1.12 = 14.28\text{m}$ , 取 15m, 由于水历经堰顶马上跌落, 所拟洞宽不变, 而高度则以斜段为 1:1, 坡按  $\cos 45^\circ$  折减, 则洞身尺寸为  $7\text{m} \times 10.5\text{m}$ 。具体通过水面典线计算以后确定。进口以后与斜洞连接, 根据以往经验以 1:1 坡度连接, 反弧段以 60.0m 半径圆弧相连接, 见图。

## (四) 隧洞的水力计算

水力计算包括洞内水面线及出口消能计算两部分。

### 1. 设计条件

设计洪水位: 2821.72m, 下泄流量:  $565\text{m}^3/\text{s}$ ;

校核洪水位: 2823.08m, 下泄流量:  $669\text{m}^3/\text{s}$ ;

堰顶高程: 2810m。

因在宣泄校核洪水时也要满足各项要求, 因而对校核情况进行水力计算。

### 2. 平洞段底坡的确定

对于矩形断面  $h_c$  可用下列公式计算:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{1.05 \times 669^2}{9.8 \times 7^2}} = 9.9283\text{m}$$

$$A_c = h_c \times B = 9.9283 \times 7 = 69.5\text{m}^2$$

$$R_c = \frac{69.5}{9.823 \times 2 + 7} = 2.588$$

$$\text{又: } C_c = \frac{1}{n} R_c^{\frac{1}{6}} = \frac{1}{0.013} \times 2.588^{\frac{1}{6}} = 90.132$$

$$\therefore i_c = \frac{Q^2}{A_c^2 C_c^2 R_c} = \frac{669^2}{(69.5 \times 90.132)^2 \times 2.588} = 0.00441$$

计算得到临界坡降  $i_c = 0.00441$ ; 由于泄流时水流流速较大, 为不影响隧洞的泄

流能力, 隧洞应做成陡坡, 鉴于坡度太大施工不便, 底坡取  $i_c = 0.006$ 。

### 3. 洞内水面曲线

由能量方程:  $H = h_c + \frac{q^2}{2g\varphi^2 h_c}$  计算求  $h_c$ ;

$$P = 2810 - 2753.6 = 56.4m$$

$$q = \frac{669}{7} = 95.57m^3/s$$

$$\varphi = 1 - 0.0155 \times \frac{P}{H_1} = 1 - 0.0155 \times \frac{56.4}{13.08} = 0.9332$$

$$H = P + H_1 = 13.08 + 56.4 = 69.48m$$

$$69.48 = h_c + \frac{95.57^2}{2 \times 9.8 \times 0.9332^2 \times h_c^2}$$

$$\Rightarrow h_c = 2.834m$$

所以收缩断面水深  $h_c = 2.834m$

以收缩断面为起始位置，依次向下游计算平洞段水面曲线；

已知：随洞底坡  $i=0.006$

洞宽  $B=7m$

起始断面水深  $h_c=2.834m$

粗糙度  $n=0.0130$

断面流速不均匀系数  $\alpha = 1.05$

计算水深为  $h_1, h_2$  两个断面的特性流量  $K_1, K_2$  和均匀流时的特性流量  $K_0$  用下式：

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = AC\sqrt{R}$$

$$\text{均匀流的特征性流量： } K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{669}{\sqrt{0.00441}} = 10074.11$$

$$\text{又计算得： } \bar{J} = \frac{\alpha i \bar{C}^2 \bar{B}}{g \bar{p}} = \frac{1.05 \times 0.006 \times 7}{9.8} \times \frac{\bar{C}^2}{\bar{p}} = 0.0045 \bullet \frac{\bar{C}^2}{\bar{p}}$$

第一、第二两断面间的距离：

$$l = \frac{1}{\alpha i} \{ (x_1 - x_2) - (1 - \bar{J}) [F(x_2) - F(x_1)] \}$$

$F(x)$ ——在《水工隧洞的设计理论和计算》表 1—7 中查找

$$x_1, x_2 \text{ --- } x_1 = \frac{K_1}{K_0}; x_2 = \frac{K_2}{K_0}$$

( $K_1, K_2$  --- 水深为  $h_1, h_2$  两断面的特性流量)

$$a \text{ --- } a = \frac{x_2 - x_1}{h_2 - h_1}$$

$$l_1 = 1676.77 \times 0.04124 = 69.146m$$

---


$$l_2 = 1658.375 \times 0.04936 = 81.865 \text{ m}$$


---

$$l_3 = 1633.987 \times 0.04952 = 80.916 \text{ m}$$

$$l_4 = 1598.72 \times 0.09921 = 158.606 \text{ m}$$

$$l_5 = 1568.627 \times 0.09879 = 154.968 \text{ m}$$

$$l_6 = 1550.388 \times 0.0494 = 76.581 \text{ m}$$

用内插法求  $F(x_i)$  查表 1—7 《水工隧洞的设计理论和计算》

$$\frac{0.25 - 0.20}{0.2554 - 0.2027} = \frac{0.2043 - 0.20}{F(x_1) - 0.2027} \Rightarrow F(x_1) = 0.2072$$

$$\frac{0.25 - 0.20}{0.2554 - 0.2027} = \frac{0.2208 - 0.20}{F(x_2) - 0.2027} \Rightarrow F(x_2) = 0.2246$$

$$\frac{0.25 - 0.20}{0.2554 - 0.2027} = \frac{0.2409 - 0.20}{F(x_3) - 0.2027} \Rightarrow F(x_3) = 0.2458$$

$$\frac{0.3 - 0.25}{0.3095 - 0.2554} = \frac{0.2613 - 0.25}{F(x_4) - 0.2554} \Rightarrow F(x_4) = 0.2676$$

$$\frac{0.35 - 0.3}{0.3654 - 0.3095} = \frac{0.303 - 0.3}{F(x_5) - 0.3095} \Rightarrow F(x_5) = 0.3129$$

$$\frac{0.35 - 0.3}{0.3654 - 0.3095} = \frac{0.3455 - 0.3}{F(x_6) - 0.3095} \Rightarrow F(x_6) = 0.3604$$

$$\frac{0.40 - 0.35}{0.4237 - 0.3654} = \frac{0.3670 - 0.35}{F(x_7) - 0.3654} \Rightarrow F(x_7) = 0.3852$$

4. 掺气后水深  $h_a$

$$h_a = h + \Delta h$$

---


$$\Delta h = kh \frac{v^2}{gR} = kh \frac{Q^2 p}{gA^3}$$

k——k 取 0.006

p——湿周

Q——校核流量

A——掺气前过水断面面积

当  $l = 0.00m$  时

$$\Delta h = 0.006 \times 2.834 \times \frac{669^2 \times 12.668}{9.8 \times 19.838^3} = 1.26m$$

$$h_a = 1.26 + 2.834 = 4.094m$$

当  $l = 69.146m$  时

$$\Delta h = 0.006 \times 3 \times \frac{669^2 \times 13}{9.8 \times 21^3} = 1.15394m$$

$$h_a = 1.15394 + 3 = 4.15394m$$

当  $l = 151.011m$  时

$$\Delta h = 0.006 \times 3.2 \times \frac{669^2 \times 13.4}{9.8 \times 22.4^3} = 1.0454m$$

$$h_a = 1.0454 + 3.2 = 4.2454m$$

当  $l = 231.927m$  时

$$\Delta h = 0.006 \times 3.4 \times \frac{669^2 \times 13.8}{9.8 \times 23.8^3} = 0.9537m$$

$$h_a = .9537 + 3.4 = 4.3537m$$

当  $l = 390.533m$  时

$$\Delta h = 0.006 \times 3.8 \times \frac{669^2 \times 14.6}{9.8 \times 26.6^3} = 0.80774m$$

$$h_a = 0.80774 + 3.8 = 4.6077m$$

当  $l = 545.501m$  时

$$\Delta h = 0.006 \times 4.2 \times \frac{669^2 \times 15.4}{9.8 \times 29.4^3} = 0.69744m$$

$$h_a = 0.69744 + 4.2 = 4.89743m$$

当  $l = 622.082m$  时

$$\Delta h = 0.006 \times 4.4 \times \frac{669^2 \times 15.8}{9.8 \times 30.8^3} = 0.652m$$

$$h_a = 0.652 + 4.4 = 5.052m$$

计算表（一）

H(米)	A	$p = 2h + 7$	$R = \frac{A}{p}$	$R^{\frac{1}{6}}$	$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$	$\sqrt{R}$
2.834	19.84	12.67	1.566	1.078	82.895	1.2514
3.0	21	13	1.6154	1.0832	83.323	1.271
3.2	22.4	13.4	1.6716	1.0894	83.8	1.293
3.4	23.8	13.8	1.7246	1.0951	84.238	1.3132
3.8	26.6	14.6	1.8219	1.1051 5	85.012	1.3498
4.2	29.4	15.4	1.9091	1.1138	85.676	1.3817
4.4	30.8	15.8	1.9494	1.1177	85.975	1.3962

计算表（二）

$h$	$k = AC\sqrt{R}$	$x = \frac{K}{K_0}$	$F(x)$	$\bar{p}$	$\bar{c}$	$\bar{c}^2$	$a = \frac{x_2 - x_1}{h_2 - h_1}$	$\frac{\bar{c}^2}{\bar{p}}$	$\bar{J}$
2.824	2058.1	0.2043	0.2072						
3.0	2223.97	0.2208	0.2246	12.835	83.109	6907.11	0.0994	538.146	2.4217
3.2	2427.12	0.2409	0.2458	13.2	83.5615	6982.52	0.1005	528.98	2.3804
3.4	2632.788	0.2613	0.2676	13.6	84.019	7059.192	0.102	519.06	2.3358
3.8	3052.278	0.3030	0.3129	14.2	84.625	7161.391	0.10425	504.323	2.2695
4.2	3480.333	0.3455	0.3604	15	85.344	7283.598	0.10625	485.573	2.1851
4.4	3697.2034	0.3670	0.3852	15.6	85.8255	7366.016	0.1075	472.181	2.1248

隧洞水面曲线如下所示：

平洞段水面曲线（掺气前）

$l(m)$	0.00	69.15	151	232	390.5	545.5	622
$h(m)$	2.824	3	3.2	3.4	3.8	4.2	4.4

平洞段水面曲线（掺气后）



$l(m)$	0.00	69.15	151	232	390.5	545.5	622
$h(m)$	4.09	4.15	4.25	4.35	4.61	4.9	5.1

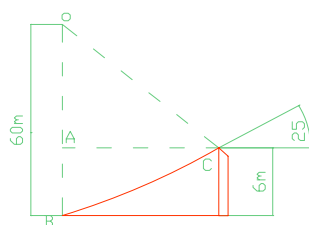
出口消能验算：

为减少出口单宽流量，利于消能，隧洞出口段设扩散段，因流速较大，为避免水流与边墙脱离，扩散角不宜太大；以  $tg\varphi \leq \frac{1}{KF_r}$  控制， $K=3$ 。由该式求得的  $\varphi$  角

较小。在我国一般采用  $\varphi=4^\circ \sim 8^\circ$ 。所以结合本工程实际取  $\varphi=5^\circ$ 。

挑距计算：

计算示意图如下：



扩散段长  $AC = 60 \times \sin 25^\circ = 25.3571m$

鼻坎顶宽  $B = b + 2 \times tg 5^\circ \times AC = 2 \times 25.3571 \times tg 5^\circ + 7 = 11.437m$

单宽流量  $q = \frac{669}{11.437} = 58.495m^3 / s$

由伯努利方程把扩散段起点的水流动能换算成静水高度由前面可得：

$$v_1 = \frac{669}{4.4 \times 7} = 21.72078m/s$$

$$Z_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = Z_2 \Rightarrow Z_2 = \frac{21.72078^2}{2 \times 9.8} = 24.071m$$

$$\text{流速系数 } \varphi = \sqrt[3]{1 - \frac{0.055}{k_1^{0.5}}}$$

$$\text{流能比 } k_1 = \frac{q}{\sqrt{qZ^{1.5}}} = \frac{58.495}{\sqrt{58.495(21.72078 - 6)^{1.5}}} = 0.1227$$

$$\varphi = \sqrt[3]{1 - \frac{0.055}{0.1227^{0.5}}} = 0.94466$$

---


$$\text{坝顶平均流速 } \bar{v} = \varphi \sqrt{2gH} = 0.94466 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times (21.72078 - 6)} = 16.528 \text{ m/s}$$


---

$$v = 1.1\bar{v} = 1.1 \times 16.528 = 18.24 \text{ m/s}$$

$$h = \frac{669}{16.582 \times 11.437} = 3.5276 \text{ m}$$

$$h_1 = h \times \cos \alpha = 3.5276 \times \cos 25^\circ = 3.1971 \text{ m}$$

$$h_2 = 6 \text{ m}$$

$$\text{挑距: } L = \frac{1}{g} \left[ v_1^2 \sin \alpha \cos \alpha + v_1 \cos \alpha \sqrt{v_1^2 \sin^2 \alpha + 2g(h_1 + h_2)} \right]$$

$$L = \frac{1}{9.8} \left[ 18.24^2 \sin 25^\circ \cos 25^\circ + 18.24 \cos 25^\circ \sqrt{18.24^2 \sin^2 25^\circ + 2 \times 9.8(6 + 3.1974)} \right]$$

$$= 39.1184 \text{ m}$$

$$\text{冲坑深度: } t_k = \alpha q^{0.5} H^{0.25} - t$$

$\alpha$ ——冲坑深度系数取 1.2

$$t_k = 1.258.495^{0.5} (21.72078 - 4.88)^{0.25} - 4.88$$

$$= 13.7122 \text{ m}$$

$$\text{安全挑距: } \frac{L}{t_k} = \frac{39.1184}{13.7122} = 2.853 > 2.5$$

满足设计要求

---