

目 录

第一章 调洪演算	3
1.1 调洪演算的原理	3
1.2 调洪方案的选择	3
对以下四种方案进行调洪演算.....	3
方案比拟.....	8
1.2.3 2 浅孔+2 中孔方案选定后坝顶高程的计算.....	8
第二章 大坝工程量比拟.....	10
2.1 大坝剖面设计计算	10
混凝土重力坝设计.....	10
2.2 大坝工程量比拟	18
重力坝工程量.....	18
拱坝工程量.....	19
重力坝与拱坝工程量比拟.....	19
第三章 第一主要建筑物的设计.....	20
3.1 拱坝的型式尺寸及布置	20
坝型选择.....	20
拱坝的尺寸.....	20
3.2 荷载组合	23
3.2.1 正常水位+温降.....	23
3.2.2 设计水位+温升.....	23
3.2.3 校核水位+温升.....	23
3.2.4 正常水位+温降+地震.....	23
3.3 拱坝的应力计算	23
对荷载组合 1, 2, 3 使用 FORTRAN 程序进行电算.....	23
对荷载组合 4 进行手算.....	25
3.4 坝肩稳定验算	44
计算原理.....	44
验算工况.....	46
验算步骤.....	46
第四章 泄水建筑物的设计	50
泄水建筑物的型式尺寸	50
坝身进水口设计	50
管径的计算.....	50
进水口的高程.....	50
泄槽设计计算	54
坎顶高程.....	54

坎上水深 h_c	54
反弧半径 R	55
坡度（直线段）.....	55
挑射角.....	55
导墙设计.....	55
消能防冲计算.....	56
水舌挑距.....	56
冲刷坑深度.....	57
消能率计算.....	58
泄水孔口应力及配筋.....	60
孔口应力.....	60
配筋计算.....	61
附录.....	60
参考文献.....	65
结语.....	66

第一章 调洪演算

1.1 调洪演算的原理

先对一种泄洪方案，求得不同水头下的孔口泄洪能力，并作孔口泄洪能力曲线，再假定几组最大泄流量，对设计〔校核〕洪水过程线进行调洪演算，求得这几组最大泄流量分别对应的水库存水量，查水位库容曲线，得出这几组最大泄流量分别对应的上游水位，并作最大泄流量与上游水位的关系曲线。上述两条曲线相交得出一交点，此交点坐标即为设计〔校核〕情况下的孔口最大泄流量及相应的水库水位，再对其它泄洪方案按同样的方法进行调洪演算，最后选定的泄洪方案孔口最大泄流量应接近并不超过容许值，并最好与所给限制流量差值在 $100\text{m}^3/\text{s}$ 以内。

1.2 调洪方案的选择

对以下四种方案进行调洪演算

- (1) 2 浅孔+2 中孔 (2) 4 表孔+2 中孔
- (3) 4 中孔 (4) 坝身泄流与利用导流隧洞

.1 方案一 2 浅孔+2 中孔

浅孔：进口底高程为 164m，出口底高程为 154m

$$Q_1 = \mu A \sqrt{2gH_0} \quad (1-1)$$

式中：B—孔口宽, m ；

H—孔口高, m ；

A—孔口面积 ($=B \times H$) , m^2 ；

μ —流量系数 ($\mu=0.80$)；

H_0 —出口中心处水头, m。

中孔：进口高程底 135m，出口底高程 130m

$$Q_2 = \mu A \sqrt{2gH_0}$$

式中：B—孔口宽, m ；

H—孔口高, m ；

A—孔口面积 ($A=B \times H$) , m^2 ；

μ —流量系数, ($\mu=0.3a/H_0$)；

a—孔口高度, m;
H₀-出口中心处水头, m。

表 1-1 2 浅孔流量

方案		高	宽	出口 高程	上游 水位	出口中 心处水 头	流量 系数	2 孔面 积	起调流量
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		(m³)	(m³/s)
1	设计		8.0	154.0	182.0	24.0		136.00	
	校核	8.5	8.0	154.0	182.0	24.0		136.00	

表 1-2 2 中孔流量

方案		高	宽	出口 高程	上游 水位	出口中 心处水 头	流量 系数	2 孔面 积	起调流量
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		(m³)	(m³/s)
1	设计	7.5	7	130.0	182.0				
	校核	7.5	7	130.0	182.0	48.5			

表 1-3 2 浅孔+2 中孔总流量

方案		2 浅孔起调流量	2 中孔起调流量	总起调流量
		(m³/s)	(m³/s)	(m³/s)
1	设计			
	校核			

表 1-4 最大泄洪流量与最高水位结果表

方案		起调流量	最大泄量	最高水位
		(m³/s)	(m³/s)	(m)
1	设计		6400	187
	校核		6630	

最大设计泄洪流量为 6400m³/s，校核流量为 6630m³/s，最高设计水位为 18m，最高校核水位为 189.60m。

. 2 方案二 4 表孔+2 中孔

表孔：进口底高程 179m

$$Q_1 = m\varepsilon B\sqrt{2gH_0}^{3/2} \tag{1-2}$$

式中： B—堰顶宽， m；
m—流速系数；
 ε —侧收缩系数；
 H_0 —出口中心处水头， m。

中孔：进口底高程 135m， 出口底高程 130m

$$Q_2 = \mu A\sqrt{2gH_0}$$

式中： B—孔口宽, m ；
H—孔口高, m ；
A—孔口面积 (=B×H) ， m²；
 μ —流量系数 (7-0.3a/ H_0)；
a—孔口高度, m；
 H_0 —出口中心处水头， m。

表 1-5 4 表孔流量

方案		高	宽	出口 高程	上游 水位	堰顶 水位	流速 系数	侧收 缩系 数	4 孔面积	起调流 量
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)			(m³)	(m³/s)
1	设计	4		180.0		2.0				
	校核	4		180.0		2.0			192.00	

表 1-6 2 中孔流量

方案		高	宽	出口高 程	上游 水位	出口中 心处水 头	流量 系数	2 孔面 积	起调流 量
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		(m³)	(m³/s)
1	设计	7.5	7	130.0	182.0				
	校核	7.5	7	130.0	182.0	48.5			

表 1-7 4 表孔+2 中孔总流量

方案		4 表孔起调流量	2 中孔起调流量	总起调流量
		(m³/s)	(m³/s)	(m³/s)
1	设计			
	校核			

表 1-8 最大泄洪量与最高水位结果表

方案		起调流量	最大泄量	最高水位
		(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m)
1	设计		6150	
	校核		7250	

3 方案三 4 中孔

中孔：进口底高程 135m，出口底高程 130m

$$Q = \mu A \sqrt{2gH_0}$$

式中：B—孔口宽, m ；

H—孔口高, m ；

A—孔口面积(=B×H)， m²；

μ—流量系数 (7-0.3a/H₀)；

a—孔口高度, m；

H₀—出口中心处水头， m。

表 1-9 4 中孔最大泄洪量与最高水位结果表

高	宽	出口 高程	上游 水位	出口 中心 处水 头	流量 系数	起调流 量	最大下 泄量	最高水 位
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m)
7	7			48.5	7	59	6245	187.1
7	7			48.5	7	59	6490	

4 方案四 坝身泄流与利用导流隧洞

因客观因素，现对坝身泄流与利用导流隧洞不进行调洪计算，只对其进行定性分析。

方案比拟

方案一

即泄水建筑物采用 2 浅孔+2 中孔时所需坝顶高程最小，加之方案一与方案三都存在对坝体的结构影响较大的问题〔方案二的 4 表孔使得坝体堰顶以上失去空间结构作用，方案三的 4 中孔使得坝体同一高程开孔数量过多，该层拱圈削弱过多〕，并由调洪演算结果看，故本设计选择 2 浅孔+2 中孔的泄流方案，浅孔位于两岸，中孔位于水电站进水口两侧，对称布置。

设计洪水时，允许泄量 $6400\text{m}^3/\text{s}$ ，校核洪水时，允许泄量 $7400\text{m}^3/\text{s}$ 。设置两浅孔，孔口宽 8.0m，高 8.5m，进口底高程为 164m，出口底高程为 154m；两中孔，孔口宽 7.0m，高 7.5m，进口底高程为 135m，出口底高程为 130m，设计洪水时，下泄流量 $6400\text{m}^3/\text{s}$ ，校核洪水时，下泄流量 $6630\text{m}^3/\text{s}$ ，均小于允许下泄流量，设计洪水位为 18m，校核洪水位为 189.6m。

2 浅孔+2 中孔方案选定后坝顶高程的计算

拱坝坝顶超出水库静水位的高度 Δh 为

$$\Delta h = h_{1\%} + h_z + h_c \quad (1-3)$$

式中 $h_{1\%}$ —累积频率 1%的波浪高度 (m)，按式 (1-4)、(1-5)、(1-6) 求出；

h_z —波浪中心线高出静水位的高度 (m)，按式 (1-7) 计算；

h_c —取决于坝的级别和计算情况的平安超高〔等级为 1 级时：设计 $h_c=m$ ，校核 $h_c=m$ 〕。

$$\frac{gT_m}{V_0} = 13.9 \left(\frac{gh_m}{V_0^2} \right)^{0.5} \quad (1-4)$$

$$L_m = \frac{gT_m^2}{2\pi} \quad (1-5)$$

$$\frac{gh}{V_0^2} = 0.0076 V_0^{-1/12} \left(\frac{gD}{V_0^2} \right)^{1/3} \quad (1-6)$$

$$h_z = \frac{\pi h_{1\%}^2}{L_m} \text{cth} \frac{2\pi H}{L_m} \quad (1-7)$$

式中 V_0 —计算风速，m/s； D —库面吹程，m； h_m —平均波高，m；

T_m —平均波周期，s； H —水深，m。

H	D	V_0	gD/V_0^2	L_m	$h_{10\%}$	$h_{1\%}$	$\pi h_{1\%}^2/L_m$	$2\pi H/L_m$	$\text{cth}(2\pi H/L_m)$	h_z
---	---	-------	------------	-------	------------	-----------	---------------------	--------------	--------------------------	-------

95	4000	12			0.976			87.471	1	
----	------	----	--	--	-------	--	--	--------	---	--

.1 设计洪水位情况下

查表得： $h_c = 0.7\text{m}$

$$\therefore \Delta h_{\text{设}} = 0.976 + 0.29 + 0.7 = 1.97\text{m}$$

.2 校核洪水位情况下

H	D	V_0	gD/V_0^2	L_m	$h_{10\%}$	$h_{1\%}$	$\pi h_{1\%}^2/L_m$	$2\pi H/L_m$	$\text{cth}(2\pi H/L_m)$	h_z
	4000	12				0.588			1	

查表得 $h_c = 0.5\text{m}$

$$\therefore \Delta h_{\text{校}} = 0.588 + 0.159 + 0.5 = 1.247\text{ m}$$

综上：设计情况： $\nabla_{\text{坝顶}} = 187.00 + 1.97 = 188.97\text{m}$

校核情况： $\nabla_{\text{校核}} = 189.6 + 1.247 = 190.9\text{ m}$

$\therefore$ 取得坝顶高程为 $\nabla_{\text{坝顶}} = 190.9\text{ m}$

由此计算得到的拱坝坝高为 $H = 190.9 - 92 = 98.9\text{m}$

第二章 大坝工程量比拟

2.1 大坝剖面设计计算

混凝土重力坝设计

坝前最大水深 $H = 189.6 - 92 = 97.6\text{m}$

最大坝高 $h = 190.9 - 92 = 98.9\text{m}$

2.1 根本剖面

(1) . 按应力条件确定坝底最小宽度

$$B = \frac{H}{\sqrt{\left(\frac{\gamma_c}{\gamma_0} - \alpha_1\right)}} \quad (2-1)$$

式中 $\gamma_c = 24\text{kN/m}^3$;

$\gamma_0 = 10\text{kN/m}^3$;

α_1 = 扬压力折减系数, 取 0.3 (河床坝段 $\alpha = 0.2 \sim 0.3$, 岸坡坝段 $\alpha \sim 0.4$)。

$$\text{那么 } B = \frac{97.6}{\sqrt{\left(\frac{24}{10} - 0.3\right)}} = 67.35\text{m}$$

(2) . 按稳定条件确定坝底最小宽度

$$B = \frac{KH}{f\left(\frac{\gamma_c}{\gamma_0} + \lambda - \alpha_1\right)} \quad (2-2)$$

式中 $K = 1.05$ (查《水工建筑物》表 4-1); $f = 0.7$; $\lambda = 0$; $\alpha_1 = 0.25$ 。

$$\text{那么 } B = \frac{1.05 \times 97.6}{0.7 \times \left(\frac{24}{10} + 0 - 0.25\right)} = 68.09\text{m}$$

综合 (1)、(2), 取两值中的较大值, 取坝底最小宽度 $B = 68.09\text{m}$

2.2 实用剖面

(1) . 坝顶宽度:

取坝高的 8~10%, 即 $(8\sim10)\% \times 9 = (7.912\sim) \text{m}$, 取为。

(2) . 下游坡度:

$$m = (1 - \lambda)B / H = 70 / 97.6 = 0.717 ,$$

且坝底宽约为坝高 0.7-0.9 倍, 那么取 m4。

(3) . 上游折坡点:

上游设折坡, 折坡点距坝底的高度取为坝高的 $(\frac{1}{3} \sim \frac{2}{3})$ 范围内, 即 $(\frac{1}{3} \sim \frac{2}{3}) \times 9 = (3\sim) \text{m}$, 取为 50m, 上游折坡点高程为 $\nabla_{\text{折}} = 142\text{m}$ 。

(4) . 上游坡度:

。

(5) . 坝底宽度:

坝底宽度为 $\nabla 50 \times 0.15 + 97.6 \times 0.74 = 80\text{m}$ 。

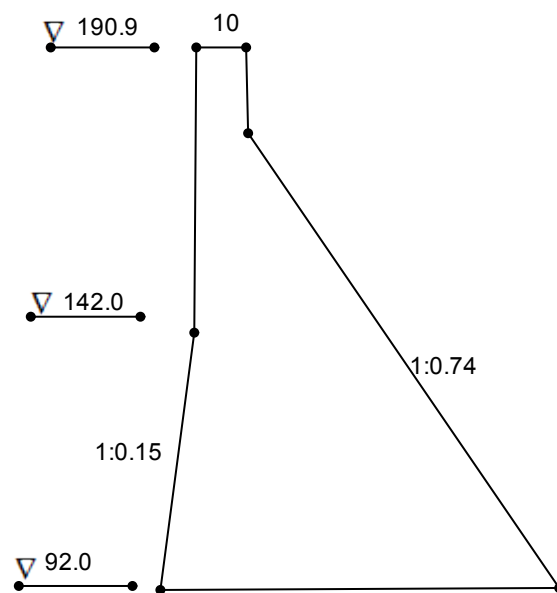


图 2-1 重力坝剖面图 (单位: m)

.3 排水装置

设计洪水最大下泄流量 $6400\text{m}^3/\text{s}$, 那么 $Z_{\text{下}} = \text{m}$, 下游水深 $113.74 - 92 =$, 水头 $H = 190.9 - 113.74 = 75.49\text{m}$ 。

根底帷幕灌浆廊道上游壁到上游坝面的距离应不小于 0.05-0.10 倍水头, 且不小于 4-5m, 即 $(0.05 \sim 0.1) \times = (3.771 \sim) \text{m}$, 取 5m, 宽取 m, 高取 3m

，廊道底离坝底距离不小于 1.5 倍底宽，取 5m。

mm。

坝内纵向排水 ~ 0.10 倍水头，并不小于 3m，即 $(0.05\sim 0.1) \times 75.41 = (3.771\sim)$ m, 取帷幕排水廊道距上游坝面距离为 5m。

. 4 荷载计算

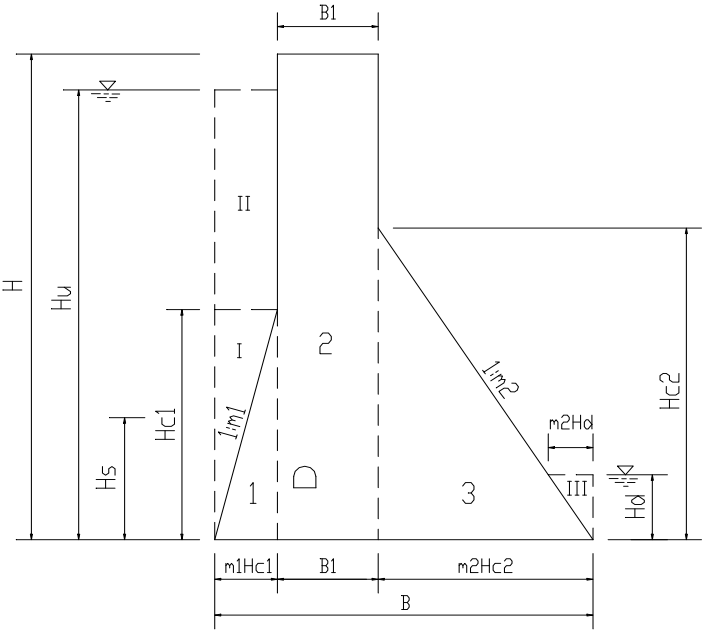


图 2-2 坝体自重计算图

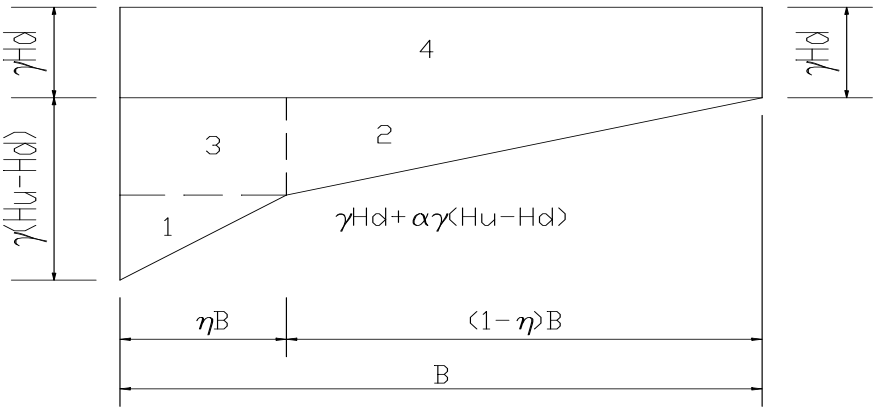


图 2-3 坝底扬压力计算图

表 2-1 荷载设计值计算表(设计水位状况)

荷载 (kN/m)		水平应力(kN/m)		铅直应力 (kN/m)		力臂	力矩	
		→	←	↓	↑	(m)	+ (逆时针)	- (顺时针)
自重	W_1			4500		35	157500	
	W_2			23904			657360	
	W_3			63315				
水压力	$W_{\text{水上}}$							
	$W_{\text{水下}}$			1714				
	$P_{\text{上}}$	4						1400527
	$P_{\text{下}}$		2318					
扬压力	U_1					35		169789
	U_2							23355
	U_3							105108
	U_4					0		0
浪压力	P_L					95		
泥沙压力	P_{n1}			404. 69		33		
	P_{n2}	1899. 6				67		
Σ		46123. 4	2318	98954. 7	32		11	1

表 2-2 荷载设计值计算表(校核水位状况)

荷载 (kN/m)		水平应力 (kN/m)		铅直应力 (kN/m)		力臂	力矩	
		→	←	↓	↑	(m)	+ (逆时针)	- (顺时针)
自重	W_1			4500		35	157500	
	W_2			23904			657360	
	W_3			63315				
水压力	$W_{\text{水上}}$						6	
	$W_{\text{水下}}$							
	$P_{\text{上}}$							
	$P_{\text{下}}$							
扬压力	U_1					35		174769
	U_2							24040
	U_3							108189
	U_4					0		0
浪压力	P_L							22
泥沙压力	P_{n1}			404. 69		33		
	P_{n2}	1899. 6				67		
Σ		49834. 16		99397. 84			1153003. 5	1953725. 62

. 5 稳定校核

用定值平安系数算法沿坝基面的抗滑稳定分析：

假设认为坝体与基岩胶结较差，用下式计算

$$K = \frac{f(\sum W - U)}{\sum P} \quad (2-3)$$

$\sum W$ 为作用于滑动面以上的力在铅直方向投影的代数和；

$\sum P$ 为作用于滑动面以上的力在水平方向投影的代数和；

U 为作用于滑动面上的扬压力；

f 为滑动面上的抗剪摩擦系数；

K 为按抗剪强度计算公式计算的抗滑稳定平安系数，查《水工建筑物》表 4-1 有 $[K]=1.10, 1.05$ 。

假设认为坝体与基岩胶结良好，按下式计算

$$K' = \frac{f'(\sum W - U) + c' A}{\sum P} \quad (2-4)$$

$\sum W$ 为作用于滑动面以上的力在铅直方向投影的代数和，用标准值；

$\sum P$ 为作用于滑动面以上的力在水平方向投影的代数和，用标准值；

U 为作用于滑动面上的扬压力；

f' 为滑动面上的抗剪摩擦系数， $f' =$ ；

c' 为坝体与坝基连接面的抗剪断凝聚力， $c' =$ ；

A 为坝体与坝基连接面的面积；

K' 为按抗剪断强度计算公式计算的抗滑稳定平安系数，查《水工建筑物》表 4-1 有 $[K'] =$ 。

第一种方法偏于平安。

〔1〕设计状况

$$K = \frac{f(\sum W - U)}{\sum P} = \frac{0.7 \times 67235.15}{42055.6} = 1.12 >$$

所以在设计水位情况下，坝体抗滑稳定满足要求。

〔2〕偶然状况

$$K = \frac{f(\sum W - U)}{\sum P} = \frac{0.7 \times 68792.31}{46657} = 1.03 < [K] = 1.05$$

偶然状况的抗滑稳定系数偏小，不满足要求，故需采用一些工程措施，因为坝基岩较坚硬，可将坝基开挖成假设干倾向上游的斜面，在坝踵和坝趾设置深入基岩的齿墙，以增强坝基抗滑稳定性。

.6 应力分析（取坝基面）

水平截面上的边缘正应力 σ_y' 和 σ_y''

$$\sigma_y' = \frac{\sum W}{B} + \frac{6 \sum M}{B^2} \quad (2-5)$$

$$\sigma_y'' = \frac{\sum W}{B} - \frac{6 \sum M}{B^2} \quad (2-6)$$

式中 $\sum W$ —作用在计算截面以上全部荷载的铅直分力总和（向下为正）；

$\sum M$ —作用在计算截面以上全部荷载对截面形心的力矩总和（逆时针正）；

B —计算截面沿上下游方向的宽度。

〔1〕 设计状况

$\sum M = M_G + M_U + M_P = - \text{kN} \cdot \text{m}$ （计入扬压力）

$\sum W = 6 \text{kN}$ （计入扬压力）

$$\text{a. } \sigma_y' = \frac{\sum W}{B} + \frac{6 \sum M}{B^2} = \text{MPa}$$

$$\sigma_y'' = \frac{\sum W}{B} - \frac{6 \sum M}{B^2} = 1.43 \text{ MPa}$$

b. 边缘剪应力 τ' 和 τ'' （ $m=0.74$ ）

$$\tau' = (p' - p_u' - \sigma_y')n = (-0.241) \times 0.15 = \text{MPa}$$

$$\tau'' = (\sigma_y' + p_u'' - p'')m = \sigma_y'' m = 1.43 \times 0.74 = 1.0582 \text{ MPa}$$

c. 铅直截面上的边缘正应力和 σ_x' 和 σ_x'' （计入泥沙压力）

$$\sigma_x' = (p' - p_u') - (p' - p_u' - \sigma_y')n^2 = (-0.241) \times^2 = 0.1965 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x'' = (p'' - p_u'') + (\sigma_y' + p_u'' - p'')m^2 = \sigma_y'' m^2 = 1.43 \times 0.74^2 = 0.783 \text{ MPa}$$

d. 上游边缘主应力 σ_1 和 σ_2

$$\sigma_1' = (1+n)\sigma_y' - (p' - p_u')n^2 = 0.242 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2' = p' - p_u' = 0.1955 \text{ MPa}$$

e. 下游边缘主应力 σ_1'' 和 σ_2''

$$\sigma_1'' = (1+m^2)\sigma_y'' - (p'' - p_u'')m^2 = 2.213 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2'' = p'' - p_u'' = 0 \text{ MPa}$$

(2) 校核状况

$$\sum M = M_G + M_U + M_P = - \text{kN}\cdot\text{m} \text{ (计入扬压力)}$$

$$\sum W = N \text{ (计入扬压力)}$$

$$\text{a. } \sigma_y' = \frac{\sum W}{B} + \frac{6\sum M}{B^2} = \text{MPa}$$

$$\sigma_y'' = \frac{\sum W}{B} - \frac{6\sum M}{B^2} = 1.994 \text{ MPa}$$

b. 边缘剪应力 τ' 和 τ'' ($m=0.74$)

$$\tau' = (p' - p_u' - \sigma_y')n = (0.1955 - 0.492)0.15 = -0.0445 \text{ MPa}$$

$$\tau'' = (\sigma_y'' + p_u'' - p'')m = \sigma_y'' m = (1.994 + 0.1955) \times 0.74 = 1.583 \text{ MPa}$$

c. 铅直截面上的边缘正应力和 σ_x' 和 σ_x'' (计入泥沙压力)

$$\sigma_x' = (p' - p_u') - (p' - p_u' - \sigma_y')n^2 = 0.1955 - (0.1955 - 0.492)0.15^2 = 0.202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x'' = (p'' - p_u'') + (\sigma_y'' + p_u'' - p'')m^2 = \sigma_y'' m^2 = 1.994 \times 0.74^2 = 1.092 \text{ MPa}$$

d. 上游边缘主应力 σ_1' 和 σ_2'

$$\sigma_1' = (1+n)\sigma_y' - (p' - p_u')n^2 = (1+0.15^2) \times 0.492 - 0.1955 \times 0.15^2 = 0.499 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2' = p' - p_u' = 0.1955 \text{ MPa}$$

e. 下游边缘主应力 σ_1'' 和 σ_2''

$$\sigma_1'' = (1+m^2)\sigma_y'' - (p'' - p_u'')m^2 = (1+0.74^2) \times 1.994 = 3.086 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2'' = p'' - p_u'' = 0 \text{ MPa}$$

综上，设计状况与偶然状况下坝踵、坝趾处没有出现过大拉应力，且主压应力未大于允许压应力，故满足应力要求。

2.2 大坝工程量比拟

重力坝工程量

在▽142m 及▽将坝体沿水平向分成三块，从上往下依次为 I、II、III，工程量计算利用下式分别对三个坝块进行计算：

$$V = \frac{H}{6} \{L_1[3b + (m_1 + m_2)H] + L_2[3b + 2(m_1 + m_2)H]\} \quad (2-7)$$

- 式中 V—所求坝块的体积，m³；
H—所求坝块的高度，m；
L₁—所求坝块坝面长度，m；
L₂—所求坝块坝底长度，m；
b—所求坝块坝顶宽度，m；
m₁、m₂—所求坝块上、下游坡度。

表 2-3 重力坝分块工程量计算列表

相 关 数 据 坝 体 分 块	L ₁	L ₂	b	m ₁	m ₂	H	V
I	283	259. 5	10	0	0	15. 18	
II	259. 5	192	10	0	0. 74	34. 42	
III	192	74		0. 15	0. 74	50	

那么 $V = V_I + V_{II} + V_{III} = 575063.83\text{m}^3$

拱坝工程量

拱坝工程量计算利用下式分别对四个坝块进行计算：

$$V = \frac{(A_{\text{上}} + A_{\text{下}})\Delta h}{2} \quad (2-8)$$

其中 $A = \frac{\Phi}{360} \times \pi (R_{\text{外}}^2 - R_{\text{内}}^2)$
 Φ —第 i 层拱圈的中心角;
 R_1 —第 i 层拱圈的外半径, m;
 R_2 —第 i 层拱圈的内半径, m。

表 2-4 拱坝各高程拱圈面积计算列表

高程 (m)	$R_{\text{内}}$ (m)	$R_{\text{外}}$ (m)	中心角 (°)	拱圈面积 A_i (m ²)
			103	
			102	
			104	
92			72	

$$V = [2984.609 + 2339.928 + 2(3796.816 + 4326.894 + 3896.949)] \times 24.9 / 2 = 352390.3 \text{ m}^3$$

重力坝与拱坝工程量比拟

经比拟，拱坝较重力坝可节约工程量：

$$(V - V') / V = (575063.83 - 352390.3) / 575063.83 = 38.72\%$$

第三章 第一主要建筑物的设计

3.1 拱坝的型式尺寸及布置

坝型选择

坝型选择双曲拱坝。

拱坝的尺寸

.1 坝顶的厚度 T_c

根据结构、人防、运用等要求并考虑改善坝体应力，初步设计，采用以下经验公式：

$$T_c = 0.01(H + 2.4L_1) \quad (3-1)$$

$$T_{\min} = 3 \sim 5\text{m}$$

式中 H —坝高 (m)， $H=98.9$ ；

L_1 —坝顶高程处两拱端新鲜基岩之间的直线距离 (m)， $L_1=308$ 。

$$\therefore 0.01(H + 2.4L_1) = 0.01(98.9 + 2.4 \times 308) = 8.38\text{m} > T_{\min} = 3 \sim 5\text{m}$$

$$\therefore \text{取 } T_c = 8.5\text{m}$$

.2 坝底的厚度 T_B (拱坝在高程上分为 5 层)

$$T_B = \frac{K(L_1 + L_{n-1})H}{[\sigma_a]} \quad (3-2)$$

式中 L_1 —坝顶高程处两拱端新鲜基岩之间的直线距离 (m)， $L_1=306$ ；

L_{n-1} —坝体倒第二层拱圈处两拱端新鲜基岩之间的直线距离 (m)， $L_{n-1}=148$ ；

H —坝体高度，m；

$K=0.0035$ ；

$[\sigma_a]$ —拱的允许压应力 (MPa)，国内 $[\sigma_a]$ 一般取 4~7MPa。

$$\therefore T_B = 0.0035 \times (306 + 148) \times 98.9 / 6 = 26.99\text{m}$$

取 $T_B=27\text{m}$

.3 上游面的曲线采用二次抛物线

$$Z = -x_1 \frac{y}{H} + x_2 \left(\frac{y}{H} \right)^2 \quad (3-3)$$

式中： $X_1 = 2\beta_1 X_2$, $X_2 = \frac{\beta_2 T_B}{(2\beta_1 - 1)}$

其中 β_1 、 β_2 为经验系数，($\beta_1 \sim$, $\beta_2 \sim$)。

取 $\beta_1 = 4$, $\beta_2 = 0.40$, $H = 99.6\text{m}$, 那么

$$x_2 = 0.30 \times 27 / (2 \times 0.62 - 1) =$$

$$x_1 = 2 \times 0.62 \times 33.75 = 41.85$$

那么上游面的曲线方程为 $Z = -41.85 \frac{y}{H} + 33.75 \left(\frac{y}{H} \right)^2$

.4 下游面的曲线

T_c , T_B 沿高程线性内插，然后光滑修匀。设第 i 层拱圈的厚度为 T_i ，那么

$$T_i = T_c + (T_B - T_c) = 8.5 + (27 - 8.5) / 98.9 \times y_i = 8.5 + 0.1871 \times y_i \quad (3-4)$$

下游面曲线方程为 $Z' = Z + T_i$

表 3-1 拱冠梁端面的几层典型拱圈的几何尺寸

层数	1	2	3	4	5
高程					92
纵座标 y	0	24.725	49.45	74.175	98.9
上游面横坐标 z	0	—	-1	-12.40	—
拱厚 T_i	8.5	13.125	17.75	22.375	27
下游面横坐标 z_2	8.5				1

倒悬度均满足小于 1: 3 的要求。

表 3-2 各层拱圈特性参数

高程	拱圈厚	平均半径	中心角	右半中心角	左半中心角	1/2 弦长	岸坡平均坡度
(m)	(m)	(m)	(°)	(°)	(°)	(m)	(°)
		189		55			45
		161	103	53	50	126	45
		137	102	53	49	1	45
		96	104	54	50		45
92	27	69	72	37	35		45

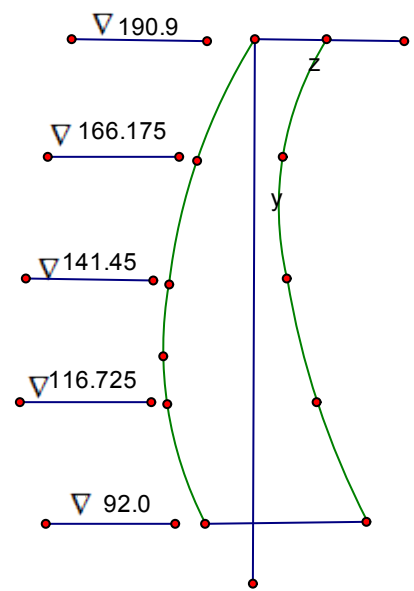


图 3-1 拱冠梁横剖面示意图 (单位: m)

3.2 荷载组合

正常水位+温降

设计水位+温升

校核水位+温升

正常水位+温降+地震

3.3 拱坝的应力计算

对荷载组合 1， 2， 3 使用 FORTRAN 程序进行电算

. 1 正常水位+温降

n= 5

EF=2200000.0 GC=0.000008 HW= HS= X1= X2=
DESIGN POINT 0
X1= X2=
LEVEL HI AF SL T R

	H_STRESS		V_STRESS WITH WATER				V_STRESS WITHOUT WATER	
LEVEL	CROWN_U	CROWN_D	ABUT._U	ABUT._D	CROWN_U	CROWN_D	CROWN_U	CROWN_D
1	235.07	143.77	109.10	275.53	.00	.00	.00	.00

LEVEL	RADIAL DISP.	ROT. ANGLE	Pi-Xi	ROT. LAOD
1	.042481	.000335	8.47	.00
3	.023525			

. 2 设计水位+温升

n= 5

EF=2200000.0 GC=0.000008 HW= 3.90

DESIGN POINT 0

LEVEL	HI	AF	SL	T	R
-------	----	----	----	---	---

	H_STRESS		V_STRESS WITH WATER				V_STRESS WITHOUT WATER	
LEVEL	CROWN_U	CROWN_D	ABUT._U	ABUT._D	CROWN_U	CROWN_D	CROWN_U	CROWN_D
1	279.37	219.09	195.87	306.16	0.00	0.00		
2	66.95	46.48						
3	272.03	113.42	74.25	212.76	78.59	128.84		
4	3	47.50	229.62					
5	5	24.25	289.73					

LEVEL	RADIAL DISP.	ROT. ANGLE	Pi-Xi	ROT. LAOD
-------	--------------	------------	-------	-----------

. 3 校核水位+温升

n= 5

u= 0.

EF=2200000.0 GC=0.000008

DESIGN POINT 0

X1= X2=

LEVEL	HI	AF	SL	T	R
-------	----	----	----	---	---

LEVEL	H_STRESS		V_STRESS WITH WATER				V_STRESS WITHOUT WATER	
	CROWN_U	CROWN_D	ABUT._U	ABUT._D	CROWN_U	CROWN_D	CROWN_U	CROWN_D
1	292.49	224.88	199.21	322.46	.00	.00	.00	.00

LEVEL	RADIAL DISP.	ROT. ANGLE	Pi-Xi	ROT. LAOD
1	.031615	.000174	11.48	.00
2	.027047	.000257	19.08	.76

对荷载组合 4 进行手算

. 1 拱冠梁法计算拱梁荷载分配

(1) 变形协调方程为：

$$\sum_{j=1}^n a_{ij} x_j + \delta_i^{\omega} = (p_i - x_i) \delta_i + c_i \Delta t_i \quad (3-5)$$

式中：i—1, 2, 3..., n, 拱冠梁与水平拱交点的序号，即拱的层数；

j—单位荷载作用点的序号；

p_i —作用在第 i 层拱圈中面高程上总的水平径向荷载强度，包括水压力、泥沙压力等；

x_i —拱冠梁在第 i 层上所分配到的水平径向荷载强度，为未知数；

$(p_i - x_i)$ —第 i 层拱圈所分配到的水平径向均布荷载强度；

x_j —梁在 j 点所分配到的荷载强度；

a_{ij} —梁在 j 点的单位荷载所引起 i 点的径向变位，称为梁的“单位变位”； δ_i —单位径向均布荷载作用在第 i 层水平拱圈时，在拱冠处所引起的径向变位，称为拱“单位变位”；

c_i —第 i 层拱圈由于该层均匀温度变化 $\Delta t_i = 1^\circ\text{C}$ 时在拱的径向位移；

Δt_i —第 i 层拱圈均匀温度变化值；

δ_i^{ω} —作用于梁上竖直方向荷载引起的拱冠梁上 i 截面的水平径向变位。

(2) 计算步骤：

a. 拱圈变位系数 δ_i 的计算及均匀温降 Δt_i 时的 $c_i \Delta t_i$ 的计算:

$$\delta_i = \overline{\delta_i} \times \frac{R}{E} \tag{3-6}$$

式中: $\overline{\delta_i}$ —可由拱圈的 Φ_A 、 T/R 查附录表 1 (黎展眉编?拱坝?) 得出;

E_c —混凝土的弹性模量, 取 $2.2 \times 10^4 \text{MPa}$;

R —第 i 层拱圈的平均半径, m。

$$c_i = \overline{c_i} \times 1 \times R \times a_m \tag{3-7}$$

式中: $\overline{c_i}$ —可由拱圈的 Φ_A 、 T/R 查附录表 1 (黎展眉编?拱坝?) 得出;

R —第 i 层拱圈的平均半径, m;

a_m —混凝土线胀系数, 取 $\times 10^{-5}$;

Δt_i —第 i 层拱圈的均匀温度下降值, 由式 $\Delta t_i = 47 / (T + 3.39)$ ($^{\circ}\text{C}$) 计算得出, 详见说明书 ;

T —第 i 层拱圈的拱厚, m。

表 3-2 各层拱圈的 δ_i 与 $c_i \Delta t_i$ 的结果 (不除 E_c)

截面	拱厚				δ_i 计算	均匀温降 Δt_i 时 $c_i \Delta t_i$ 的计算
----	----	--	--	--	---------------	--

截面 编 号	高程	T	半 径 R	厚径 比 T/R	半中 心角						
						$\overline{\delta_i}$	δ_i	Δt_i	$R a_m \Delta t_i$	$\overline{c_i}$	$c_i \Delta t_i$
	(m)	(m)	(m)	/	(°)	/	(m/MPa)	(°C)	($\times 10^{-5}$)	/	(m)
1			189						74		
2			161								
3			137		51						
4			96		52						
5	92	27	69		36						

(注: 1、 E_c — $\times 10^4$ Mpa;)

2、查资料, 岩石的弹性模量 $E_r \times 10^4$ Mpa。)

b. 垂直荷载作用下引起的梁的径向变位 ΔB_i 的计算:

I. 垂直荷载作用下, 拱冠梁各截面的 $M/E_c I$ (弯矩以顺时针为正), 见表 3-3。

表 3-3 拱冠梁根本尺寸、垂直荷载及其弯矩计算表(不除 E_c)

水重作用下拱冠梁的 $M/E_c I$ 图列表					
截面号	坝厚 T	水重	弯矩 M_i	惯性矩 I	M/I
1		0	0		0
2			101		
3					
4					
5	27				

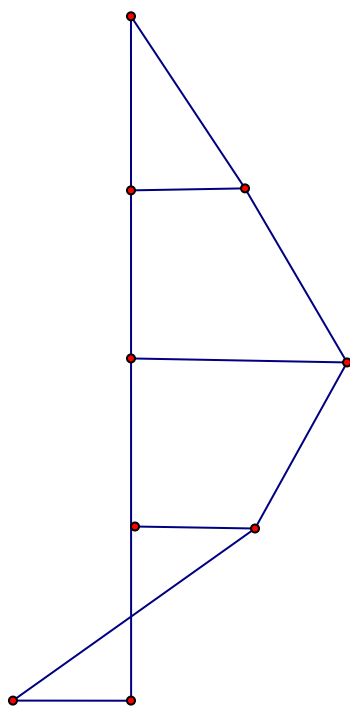


图 3-3 水重的 M/I 图 (单位: t/m^3)

II. 垂直荷载 (坝重、水荷载) 作用下由于弯矩引起的径向变位 ΔB_{iI}

$$\Delta B_{iI} = \Omega_i y_i \quad (3-8)$$

式中: Ω_i —垂直荷载作用下 i 截面以下 $M/E_c I$ 图的面积;
 y_i — Ω_i 面积形心至 i 截面的距离。

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/015213322201011141>