附录

附录一计算说明书

目录

第一章　非溢流坝设计.....70

1.1 剖面尺寸的拟定.....70

1.2 荷载计算及组合.....72

1.3 抗滑稳定分析.....84

1.4 应力分析.....88

第二章　溢流坝设计.....97

2.1 孔口设计.....97

2.2 溢流坝剖面设计.....100

2.3 消能防冲设计.....103

第三章排沙孔的设计.....104

3.1　1/4 椭圆曲线的设计.....104

3.2 底部形式.....105

3.3 事故检修门槽段.....105

3.4 压坡段 EF.....105

第四章　水电站厂房的布置设计.....105

4.1 相关参数确实定.....105

4.2 水轮机相关参数确实定〔见《水力机械》教材〕.....106

4.3 水轮发电机确实定〔见《水电站机电设计手册——水力机械》〕.....110

4.4 起重设备选择.....114

4.5 主厂房主要尺寸确实定〔见《水电站建筑物》教材〕.....114

第五章　深入局部——吊车梁设计.....119

5.1 吊车梁设计有关根本数据及混凝土标号，钢筋型号选取.....119

5.2 荷载及其组合计算.....120

5.3 横向水平制动力计算 120
5.4 内力计算 121
5.5 吊车梁承受扭矩计算 125
5.6 吊车梁正截面强度及斜截面抗剪扭强度计算 126
5.7 正截面强度计算 127
5.8 斜截面强度计算 128
5.9 抗扭钢筋计算 129
5.10 附加抗扭钢筋计算 130
5.11 裂缝宽度验算 132
5.12 变形验算(挠度计算) 134

第一章　非溢流坝设计

1.1 剖面尺寸的拟定

非溢流坝剖面尺寸拟定的主要内容有：坝顶高程、坝顶宽度、坝坡及上下游起坡点位置。坝基面的开挖高程为 432.00m,下游尾水位为 456.30m.

坝顶高程确实定

坝顶高程分别按涉及和校核两种情况，用以下公式进行计算：

防浪墙高程=静水位+相应库水位以上的超高△h

$\nabla h_{设} = h_l + h_z + h_c$

式中：h_l——波浪高度，按〔水工建筑物教材 2-4〕式计算

h_z——波浪中心线至静水位的高度，按式 $h_z = \frac{3.14h_l^2}{L}$ 〔教材〕计算

h_c——平安加高，按表 3-10〔教材〕选用。

① 校核洪水位为∇=522.74m,计算风速宜采用相应洪水期最大风速的多年平均值 v_0 ＝13m/s，水库面的波浪吹程 D=11km,那么有：

$h_l = 0.00166 v_0^{5/4} D^{1/3} = 0.00166 \times 13^{5/4} 11000^{1/3} = 0.91m$

L= $10.4(h_l)^{0.8} = 10.4 \times 0.91^{0.8} = 9.64m$

$h_z \approx \frac{3.14h_l^2}{L} = \frac{3.14 \times 0.91^2}{9.64} = 0.27m$

$h_c = 0.4m$

$\triangle h_{校} = h_l + h_z + h_c = 0.91+0.27+0.4 = 1.58m$

防浪墙高程$\nabla_{防}$=522.74+1.58=524.59m

② 正常蓄水位与设计洪水位时，计算风速风速宜采用相应季节 50 年重现期的最大风速 v_0'=(2～1.5) v_0

取 v=1.5v_0=1.5×13=19.5m/s,　　D=11km,那么由官厅公式得：

$h_l = 0.00166 v_0^{5/4} D^{1/3} = 0.00166 \times 19.5^{5/4} \times 11000^{1/3} = 1.51\text{m}$

$L = 10.4(h_l)^{0.8} = 10.4 \times 1.51^{0.8} = 14.46\text{m}$

因 H=90m > > L/2, 所以 $h_z \approx \frac{3.14 h_l^2}{L} = \frac{3.14 \times 1.51^2}{14.46} = 0.50\text{m}$

由设计标准查得： $h_c = 0.5\text{m}$

$\triangle h_{设} = h_l + h_z + h_c = 1.51 + 0.5 + 0.5 = 2.51\text{m}$

$\nabla_{防} = 519.73 + 2.51 = 522.24\text{m}$

坝顶高程取以下两种情况的较大值 $\nabla_{防} = 524.59\text{m}$，并取防浪墙高 1.2m。

那么坝顶高程为：524.59-1.2=523.39m

最大坝高为：523.39-432=91.39m

坝顶宽度的拟定

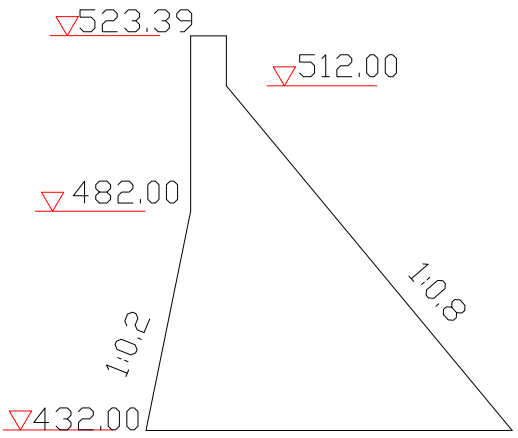
为了适应运用和是施工的需要，坝顶必须有一定的宽度，一般地，坝顶宽度取最大坝高的 8%～10%，且不小于 3 米。

(8%～10%)×90.39=〔7.31～9.14〕m, 并考虑交通要求，坝顶宽度取 8m。

坝坡的拟定

考虑坝体利用局部水重增加其抗滑稳定，根据工程实践，上游边坡系数 n=0.1～0.2，下游边坡系数 m=0.6～0.8。取 n=0.2，m=0.8.

上、下游起坡点位置确实定



上、下游起坡点距开挖面的距离为坝高的 1/3～2/3 附近，Hc=〔1/3～2/3〕*90=〔30～60〕m，取 50m，那么上游起坡点高程 Dc=482m；

下游起坡点的高程 D=522-8/0.8=512.00m。

1.1.4 坝顶宽度的拟定

按式〔2-23.2-24〕〔教材〕计算

n=λB/Hc (2-23)　m=(1-λ)B/H (2-24)

那么有：0.2=λB/50　0.8=(1-λ)B/90

解得：λ=0.12　B=82m

1.2 荷载计算及组合

在设计重力坝剖面时，应按照承载能力极限状态计算荷载的根本组合和偶然组合。

荷载根本组合有：正常蓄水位情况，设计洪水位情况

荷载的偶然组合有：校核洪水位情况

重力坝的荷载主要有：自重、静水压力、浪压力、泥沙压力、扬压力、冰压力、地震荷载等，常取 1m 坝长进行计算分析，验算坝体抗滑稳定性。

根本参数确实定

混凝土抗压强度标准值 $f_k=15\,Mpa$；

混凝土/基岩摩擦系数 $f'=0.8$；

混凝土/基岩凝聚力 $c'=0.3Mpa$；

结构重要性系数 γ_0，对平安级别Ⅱ级的结构，$r_0=1.0$；

设计状况系数 φ，对持久状况 $\varphi=1.0$；对偶然状况 $\varphi=0.85$；

主排水孔渗压系数 $\alpha=0.25$；

自重作用分项系数 $r_G=1.0$；

静水压力作用分项系数 $r_{Q1}=1.0$；

渗透压力作用分项系数 $r_{Q3}=1.2$；

淤沙压力作用分项系数 $r_{Q4}=1.2$；

浪压力作用分项系数$r_{Q5}=1.2$；

根本组合结构重要性系数$r_{d1}=1.2$；

根本组合结构重要性系数$r_{d2}=1.2$；

泥沙浮容重$\gamma_{sb}=8.83KN/m^3$；

泥沙内摩插角$\varphi_s=20^\circ$；

坝体混凝土容重$\gamma_c=24KN/m^3$；

水容重$\gamma_w=9.81KN/m^3$。

荷载计算

(1)计算截面的选择

抗滑稳定的计算截面一般选择在受力较大、抗剪强度低、容易产生滑动破坏的截面，一般情况有以下几种：坝基面、坝基内软弱层面、坝基缓倾角结构面、不利的地形、混凝土的层面等。本次设计选坝基面和上游坡折处截面。

应力分析的位置一般有：坝基面、上游坡折处截面、坝体削弱部位等。本次设计采用坝基面和上游坡折处截面。

(2)荷载的详细计算过程

ā坝基面截面

A.自重压力：

$$W_k=\gamma_cV=24\times[1/2\times10\times50+8\times(523.39-432)+1/2\times(82-10-8)\times(90-8/0.8)]\times1=84968.88K$$

$$W_d=1.0\times84986.88=84986.88KN(\downarrow)$$

B.静水压力〔常分解为水平压力和垂直压力〕：

C.上游水压力：①正常蓄水位下

上游水平水压力：

$$P_1=\frac{1}{2}\gamma_wH^2=\frac{1}{2}\times9.81\times90^2=39730.5KN(\rightarrow)$$

$$p_{1d}=1.0\times39730.5=39730.5KN(\rightarrow)$$

上游垂直水压力：

$$P_{v_1} = \gamma_w V = (40+90)\times 51\times \frac{1}{2}\times \frac{10}{51}\times 9.81 = 6376.5KN(\downarrow)$$

$$p_{vd} = 1.0\times 6376.5 = 6376.5KN(\downarrow)$$

②设计洪水位下

上游水平水压力：

$$P_1 = \frac{1}{2}\gamma_w H^2 = \frac{1}{2}\times 9.81\times (519.73-432)^2 = 3775.59KN(\rightarrow)$$

$$P_{1d} = 1.0\times 3775.59 = 3775.59KN(\rightarrow)$$

上游垂直水压力:

$$P_{v_1} = \gamma_w V = (37.73+87.73)\times 51\times \frac{1}{2}\times \frac{10}{51}\times 9.81 = 6153.81KN(\downarrow)$$

$$P_{vd} = 1.0\times 6153.81 = 6153.81KN(\downarrow)$$

③校核洪水位下

上游水平水压力：

$$P_1 = \frac{1}{2}\gamma_w H^2 = \frac{1}{2}\times 9.81\times (90.74)^2 = 40386.53KN(\rightarrow)$$

$$P_{1d} = 1.0\times 40386.53 = 40386.53KN(\rightarrow)$$

上游垂直水压力:

$$P_{v_1} = \gamma_w V = (40.74+90.74)\times 51\times \frac{1}{2}\times \frac{10}{51}\times 9.81 = 6449.09KN(\downarrow)$$

$p_{vd} = 1.0\times 6449.09 = 6376.5KN(\downarrow)$

下游水压力——下游水平水压力：

$$P_1 = \frac{1}{2}\gamma_w H^2 = \frac{1}{2}\times 9.81\times 24.3^2 = 2896.35KN(\leftarrow)$$

$$p_{1d} = 1.0\times 2896.35 = 2896.35KN(\leftarrow)$$

下游垂直水压力：

$$P_{v_3} = \gamma_w V = \frac{1}{2}\times 24.3\times 31.12\times \frac{4}{\sqrt{41}}\times 9.81 = 2318.27KN(\downarrow)$$

$$P_{vd} = 1.0\times 2318.27 = 2318.27KN(\downarrow)$$

D.泥沙压力〔分解为水平泥沙压力和垂直泥沙压力〕

水平泥沙压力：$P_{skH}=\frac{1}{2}\gamma_s h_s^{\ 2}\tan^2\left(45^0-\frac{\varphi_s}{2}\right)$

$$=\frac{1}{2}\times 8.83\times 69^2\times\tan\left(45^0-20^0/2\right)=10305.82KN(\rightarrow)$$

$$p_{shd}=1.2\times 10305.82=12366.98KN(\rightarrow)$$

式中：p_{sk} ——淤沙压力值；

r_{sb}——淤沙的浮容重；

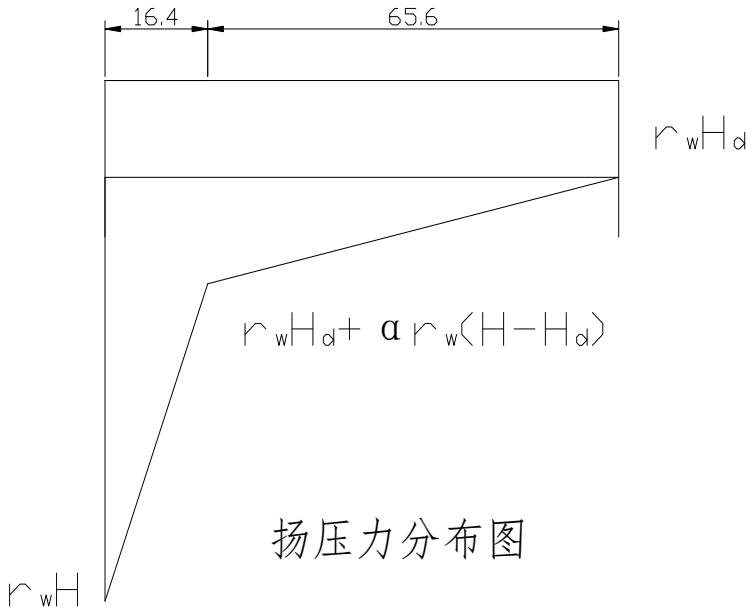
h_s——坝前淤沙的淤积厚度，$h_s=501.0-432=69m$；

φ_s——淤沙的内摩擦角。

垂直泥沙压力：$P_{skv_1}=\frac{1}{2}\times 8.83\times(19+69)\times 10\times 1=3885.2KN(\downarrow)$

$$p_{skvd}=1.2\times 3885.2=4662.24KN(\downarrow)$$

E.扬压力



扬压力分布图

坝基设有防渗帷幕和排水孔，扬压力折减系数河床坝段 a=0.2～0.3，取 0.25.

① 正常蓄水位下

$$u_1=[\gamma H_d+a\gamma(H-H_d)+\gamma H]\times\eta B\times\frac{1}{2}=(399.51+882.9)\times16.4\times\frac{1}{2}=10515.76KN(\uparrow)$$

$$u_2=[\gamma H_d+\gamma H_d+ar(H-H_d)]\times65.6\times\frac{1}{2}=(238.38+399.51)\times32.8=20922.46KN(\uparrow)$$

$$u_k=u_1+u_2=10515.76+20922.46=31438.22KN(\uparrow)$$

$$u_d=1.0\times31438.22=31438.22KN(\downarrow)$$

②设计洪水位下

$$u_1=[\gamma H_d+a\gamma(H-H_d)+\gamma H]\times\eta B\times\frac{1}{2}=[238.38+0.25\times9.81\times(87.73-24.3)+9.81\times87.73]\times16.4\times\frac{1}{2}$$
$$=10287.47KN(\uparrow)$$

$$u_2=[\gamma H_d+\gamma H_d+ar(H-H_d)]\times65.6\times\frac{1}{2}=(238.38+393.94)\times32.8=20740.10KN(\uparrow)$$

$$u_k=u_1+u_2=10287.47+20740.10=31027.57KN(\uparrow)$$

$$u_d=1.0\times31027.57=31027.57KN(\downarrow)$$

③校核洪水位下

$$u_1=[\gamma H_d+a\gamma(H-H_d)+\gamma H]\times\eta B\times\frac{1}{2}=[238.38+0.25\times9.81\times(90.74-24.3)+9.81\times90.74]\times16.4\times\frac{1}{2}$$
$$=10590.17KN(\uparrow)$$

$$u_2=[\gamma H_d+\gamma H_d+ar(H-H_d)]\times65.6\times\frac{1}{2}=(238.38+401.32)\times32.8=20982.16KN(\uparrow)$$

$$u_k=u_1+u_2=10590.17+20982.16=31572.33KN(\uparrow)$$

$$u_d=1.0\times31572.33=31572.33KN(\downarrow)$$

F.浪压力

坝前水深 $H>L/2$，故假定浪顶及水深等于L/2处的浪压力为零。由于水库为内陆峡谷水库，所以宜按官厅公式计算〔$v_0<20m/s$ 及 $D<20km$〕

$$\frac{gh}{v_0^{\ 2}}=0.0076v_0^{\ -1/12}(\frac{gD}{V_0^{\ 2}})^{1/3}\text{〔标准B.6.3-5〕}$$

$$\frac{gl_m}{v_0^{\ 2}}=0.331v_0^{\ -1/2.15}(\frac{gD}{V_0^{\ 2}})^{1/3.75}\text{〔标准B.6.3-6〕}$$

① 校核洪水位下

将 $v_0=13m/s, D=11km$ 代入以上两式得

$$\frac{9.81h}{13^2}=0.0076\times13^{-1/12}(\frac{9.81\times11000}{13^2})^{1/3}$$

$$\frac{9.81l_m}{13^2}=0.331\times13^{-1/2.15}(\frac{9.81\times11000}{13_0{}^2})^{1/3.75}$$

解得 h=0.91m, L_m =9.67m

可知 $gD/v_0{}^2=9.81\times11000/13^2=638.52$ 在 250～1000 间，那么 h 为累积频率 10%的坡高 $h_{10\%}$。水域平均深度 $H_m=522-432=90m$〔其计算水位应与相应设计状况下的静水位一致〕

$h_{10\%}/H_m=0.91/90=0.01\approx0$ 查表 B.6.3 得 $h_m=0.91/1.71=0.53m$

查表 B.6.3 得 $h_{1\%}=2.24\times0.53=1.28m$

$$H_{cr}=\frac{L_m}{4\pi}\ln\frac{L_m+2\pi h_{1\%}}{L_m-2\pi h_{1\%}}=\frac{9.67}{4\pi}\ln\frac{9.67+2\times3.14\times1.28}{9.67-2\times3.14\times1.28}=1.84$$ 〔B.6.3-3〕

由于 $H>H_{cr}$， $H>\frac{L_m}{2}$ 那么按式 B.6.1-1 和 B.6.1-2 计算浪压力

$$h_z\approx\frac{3.14h_{1\%}{}^2}{L_m}=3.14\times1.28^2/9.67=0.53m$$ 〔 B.6.1-2〕

$$P_{wk}=\frac{1}{4}\gamma_w L_m(h_{1\%}+h_z)=\frac{1}{4}\times9.81\times9.67\times(1.28+0.53)=42.93KN(\rightarrow)$$ 〔B.6.1-1〕

$P_{wkd}=1.2\times42.93=51.51KN(\rightarrow)$ 式中： P_{wk}——单位长度迎水面上的浪压力；

L_m——平均波长；

$h_{1\%}$——为累积频率 1%的坡高；

H——挡水建筑物迎水面前的水深；

h_z——波浪中心线至计算水位的高度

H_{cr}——使波浪破碎的临界水深。

② 正常蓄水位与设计洪水位

将 $v_0 = 19.5m/s, D = 11km$ 代入以上两式得

$$\frac{9.81h}{19.5^2} = 0.0076 \times 19.5^{-1/12} (\frac{9.81 \times 11000}{19.5^2})^{1/3}$$

$$\frac{9.81l_m}{19.5^2} = 0.331 \times 19.5^{-1/2.15} (\frac{9.81 \times 11000}{19.5^2})^{1/3.75}$$

解得 h=1.52m, L_m =14.54m

可知 $gD/v_0^2 = 9.81 \times 11000/19.5^2 = 283.79$ 在 250～1000 间，那么 h 为累积频率 10%的坡高 $h_{10\%}$。

$h_{10\%}/H_m = 1.52/90 = 0.017 \approx 0$ 查表 B.6.3 得 $h_m = 1.52/1.71 = 0.89m$

查表 B.6.3 得 $h_{1\%} = 2.24 \times 0.89 = 2.15m$

$$H_{cr} = \frac{L_m}{4\pi} \ln \frac{L_m + 2\pi h_{1\%}}{L_m - 2\pi h_{1\%}} = \frac{14.54}{4\pi} \ln \frac{14.54 + 2 \times 3.14 \times 2.15}{14.54 - 2 \times 3.14 \times 2.15} = 3.81$$ 〔B.6.3-3〕

由于 $H > H_{cr}$， $H > \frac{L_m}{2}$ B.6.1-1 和 B.6.1-2 计算浪压力 那么按式

$$h_z \approx \frac{3.14h_{1\%}^2}{L_m} = 3.14 \times 2.15^2/14.54 = 0.998m$$ 〔 B.6.1-2〕

$$P_{wk} = \frac{1}{4}\gamma_w L_m (h_{1\%} + h_z) = \frac{1}{4} \times 9.81 \times 14.54 \times (2.15 + 0.998) = 112.26KN(\rightarrow)$$ 〔B.6.1-1〕

$$P_{wkd} = 1.2 \times 112.26 = 134.71KN(\rightarrow)$$

G.其他荷载：地震荷载——本工程区的地震根本烈度为Ⅵ度，不考虑地震荷载。

温度荷载——一般可以采取措施来消除，稳定和应力分析时可以不计

冰压力——由于坝址地带属北热带气候，为热带过渡型气候，那么冰压力不考虑。

土压力——对本工程来说不计。

荷载组合：

荷载组合可以分为根本组合和偶然组合，他们考虑的荷载分别均为自重、静水压力、扬压力、泥沙压力、浪压力。

á上游坝坡面

A.自重压力：

$$W_k = \gamma_c V = 24 \times [8 \times (523.39 - 432) + 1/2 \times 24 \times 30] \times 1 = 16586.88KN(\downarrow)$$

$$W_d = 1.0 \times 16586.88 = 16586.88KN(\downarrow)$$

B.静水压力〔常分解为水平压力和垂直压力〕：

①正常蓄水位下

$$P_1 = \frac{1}{2}\gamma_w H^2 = \frac{1}{2} \times 9.81 \times (522 - 482)^2 = 7848KN(\rightarrow)$$

$$p_{1d} = 1.0 \times 7848 = 7848KN(\rightarrow)$$

②设计洪水位下

$$P_1 = \frac{1}{2}\gamma_w H^2 = \frac{1}{2} \times 9.81 \times (519.73 - 482)^2 = 6982.53KN(\rightarrow)$$

$$p_{1d} = 1.0 \times 6982.53 = 6982.53KN(\rightarrow)$$

③校核洪水位下

$$P_1 = \frac{1}{2}\gamma_w H^2 = \frac{1}{2} \times 9.81 \times (40.74)^2 = 8141.06KN(\rightarrow)$$

$$p_{1d} = 1.0 \times 8141.06 = 8141.06KN(\rightarrow)$$

C.泥沙压力

水平泥沙压力：$P_{skH} = \frac{1}{2}\gamma_s h_s^{\,2} \tan^2\left(45^0 - \frac{\varphi_s}{2}\right)$

$$= \frac{1}{2} \times 8.83 \times (501 - 482)^2 \times \tan\left(45^0 - 20^0/2\right) = 780.97KN(\rightarrow)$$

$$p_{shd} = 1.2 \times 780.97 = 937.16KN(\rightarrow)$$

式中：

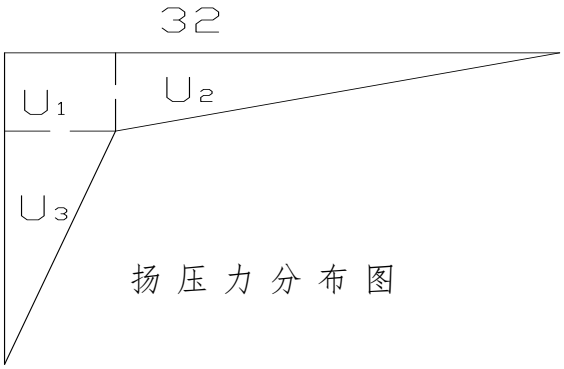
p_{sk} ——淤沙压力值

r_{sb}——淤沙的浮容重

h_s——坝前淤沙的淤积厚度，$h_s = 501.0 - 432 = 69m$

φ_s——淤沙的内摩擦角

D.扬压力



扬 压 力 分 布 图

坝基设有防渗帷幕和排水孔，扬压力折减系数河床坝段 a=0.2～0.3，取 0.25.

① 正常蓄水位下

$u_1 = 6.4\alpha\gamma H = 6.4\times 0.25\times 9.81\times 40 = 627.84KN(\uparrow)$

$u_2 = \frac{1}{2}\times 25.6\times \alpha\gamma H = 0.5\times 25.6\times 98.1 = 1255.68KN(\uparrow)$

$u_3 = \frac{1}{2}\times 6.4\times \gamma H(1-\alpha) = 6.4\times 0.5\times 294.3 = 941.76KN(\uparrow)$

$u_k = u_1 + u_2 + u_3 = 627.84 + 1255.68 + 941.76 = 2825.28KN(\uparrow)$

$u_d = 1.0\times 2825.28 = 2825.28KN(\downarrow)$

②设计洪水位下

$u_1 = 6.4\alpha\gamma H = 6.4\times 0.25\times 9.81\times 37.73 = 992.21KN(\uparrow)$

$u_k = u_1 + u_2 + u_3 = 992.21 + 1184.38 + 888.32 = 3064.91KN(\uparrow)$

$u_d = 1.0\times 3064.91 = 3064.91KN(\downarrow)$

③校核洪水位下

$u_1 = 6.4\alpha\gamma H = 6.4\times 0.25\times 9.81\times 40.74 = 639.46KN(\uparrow)$

$u_k = u_1 + u_2 + u_3 = 639.46 + 1278.91 + 959.18 = 2877.55KN(\uparrow)$

$u_d = 1.0\times 2877.55 = 2877.55KN(\downarrow)$

E.浪压力

坝前水深 $H > L/2$，故假定浪顶及水深等于 L/2 处的浪压力为零。由于水库为内陆峡谷水库，所以宜按官厅公式计算〔$v_0 < 20m/s$ 及 $D < 20km$〕

$$\frac{gh}{v_0^2} = 0.0076 v_0^{-1/12} (\frac{gD}{V_0^2})^{1/3}$$ 〔标准 B.6.3-5〕

$$\frac{gl_m}{v_0^2} = 0.331 v_0^{-1/2.15} (\frac{gD}{V_0^2})^{1/3.75}$$ 〔标准 B.6.3-6〕

① 校核洪水位下

将 $v_0 = 13m/s, D = 11km$ 代入以上两式得

$$\frac{9.81h}{13^2} = 0.0076 \times 13^{-1/12} (\frac{9.81 \times 11000}{13^2})^{1/3}$$

$$\frac{9.81l_m}{13^2} = 0.331 \times 13^{-1/2.15} (\frac{9.81 \times 11000}{13_0^2})^{1/3.75}$$

解得 h=0.91m, L_m =9.67m

可知 $gD/v_0^2 = 9.81 \times 11000/13^2 = 638.52$ 在 250～1000 间，那么 h 为累积频率 10%的坡高 $h_{10\%}$。水域平均深度 $H_m = 522 - 432 = 90m$〔其计算水位应与相应设计状况下的静水位一致〕

$h_{10\%}/H_m = 0.91/90 = 0.01 \approx 0$ 查表 B.6.3 得 $h_m = 0.91/1.71 = 0.53m$

查表 B.6.3 得 $h_{1\%} = 2.24 \times 0.53 = 1.28m$

$$H_{cr} = \frac{L_m}{4\pi} \ln \frac{L_m + 2\pi h_{1\%}}{L_m - 2\pi h_{1\%}} = \frac{9.67}{4\pi} \ln \frac{9.67 + 2 \times 3.14 \times 1.28}{9.67 - 2 \times 3.14 \times 1.28} = 1.84$$ 〔B.6.3-3〕

由于 $H > H_{cr}$，$H > \frac{L_m}{2}$ 那么按式 B.6.1-1 和 B.6.1-2 计算浪压力

$$h_z \approx \frac{3.14 h_{1\%}^2}{L_m} = 3.14 \times 1.28^2 / 9.67 = 0.53m$$ 〔 B.6.1-2〕

$$P_{wk} = \frac{1}{4} \gamma_w L_m (h_{1\%} + h_z) = \frac{1}{4} \times 9.81 \times 9.67 \times (1.28 + 0.53) = 42.93KN(\rightarrow)$$ 〔B.6.1-1〕

$P_{wkd} = 1.2 \times 42.93 = 51.51KN(\rightarrow)$ 式中：P_{wk} ——单位长度迎水面上的浪压力；

L_m——平均波长；

$h_{1\%}$——为累积频率 1%的坡高；

H——挡水建筑物迎水面前的水深；

h_z——波浪中心线至计算水位的高度

H_{cr}——使波浪破碎的临界水深。

② 正常蓄水位与设计洪水位

将$v_0 = 19.5m/s, D = 11km$代入以上两式得

$$\frac{9.81h}{19.5^2} = 0.0076 \times 19.5^{-1/12} (\frac{9.81 \times 11000}{19.5^2})^{1/3}$$

$$\frac{9.81l_m}{19.5^2} = 0.331 \times 19.5^{-1/2.15} (\frac{9.81 \times 11000}{19.5^2})^{1/3.75}$$

解得 h=1.52m, L_m =14.54m

可知$gD/v_0{}^2 = 9.81 \times 11000/19.5^2 = 283.79$在 250～1000 间，那么 h 为累积频率 10%的坡高$h_{10\%}$。

$h_{10\%}/H_m = 1.52/90 = 0.017 \approx 0$查表 B.6.3 得$h_m = 1.52/1.71 = 0.89m$

查表 B.6.3 得$h_{1\%} = 2.24 \times 0.89 = 2.15m$

$$H_{cr} = \frac{L_m}{4\pi} \ln \frac{L_m + 2\pi h_{1\%}}{L_m - 2\pi h_{1\%}} = \frac{14.54}{4\pi} \ln \frac{14.54 + 2 \times 3.14 \times 2.15}{14.54 - 2 \times 3.14 \times 2.15} = 3.81$$〔B.6.3-3〕

由于$H > H_{cr}$， $H > \frac{L_m}{2}$ B.6.1-1 和 B.6.1-2 计算浪压力

$$h_z \approx \frac{3.14h_{1\%}{}^2}{L_m} = 3.14 \times 2.15^2 / 14.54 = 0.998m$$〔 B.6.1-2〕

$$P_{wk} = \frac{1}{4}\gamma_w L_m (h_{1\%} + h_z) = \frac{1}{4} \times 9.81 \times 14.54 \times (2.15 + 0.998) = 112.26KN(\rightarrow)$$〔B.6.1-1〕

$$P_{wkd} = 1.2 \times 112.26 = 134.71KN(\rightarrow)$$

1.3 抗滑稳定分析

分析的目的

核算坝体沿坝基面或地深层软弱结构面的抗滑稳定的平安度。

滑动面的选择

选择以下两种情况：①坝基面；②上游坝坡面。

抗滑稳定计算方法

常用的稳定计算方法有：抗剪强度公式，抗剪断强度公式，抗滑稳定极限状态计算等。本次设计采用抗滑稳定极限状态计算法。计算时，对根本组合，偶然组合应分别进行计算，其具体表达式如下：

根本组合：$\gamma_0\varphi S\left(\gamma_G G_{k,}\gamma_Q Q_{k,}\alpha_k\right)\le\frac{1}{\gamma_{d_1}}R\left(\frac{f_k}{\gamma_m},\alpha_k\right)$

偶然组合 ：$\gamma_0\varphi S\left(\gamma_G G_{k,}\gamma_Q Q_{k,}A_k,\alpha_k\right)\le\frac{1}{\gamma_{d_1}}R\left(\frac{f_k}{\gamma_m},\alpha_k\right)$

式中：γ_0——结构重要性系数。对应于结构平安级别 I.II.III 级的结构，其结构的重要性系数分别为 1.1，1.0，0.9；本工程结构平安级别分别为 II 级，那么 γ_0=1.0

φ——设计状况系数，对于持久状况，偶然状况分别为 1.0，0.95，0.85；

S〔.〕——作用效应函数，$S\left(\gamma_G G_{k,}\gamma_Q Q_{k,}\alpha_k\right)=\sum P$；

R〔.〕——构件及构件抗力函数，$R\left(\frac{f_k}{\gamma_m},\alpha_k\right)= f'\sum W+c'A$

〔坝基面处由设计指导书表 4 查的 f'=0.8，c'=0.3MP_a〕；

γ_G——永久作用分项系数，见表 2-2〔指南〕；

γ_Q——可变作用分项系数见表 2-2〔指南〕；

$G_{k,}$——永久作用标准值；

Q_k——可变作用标准值；

α_k——几何参数的标准值，可作为定值处理；

f_k——材料性能的标准值；

γ_{d_1}——根本组合结构悉数，见指南表 2-6。

抗滑稳定计算的详细过程

ā第一种情况——坝基面

①根本组合——正常蓄水位下

竖向力合力设计值：

$$\sum W = 84986.88 + 6376.5 + 2318.27 + 4662.24 - 31438.22 = 66905.67KN$$

水平向合力设计值：

$$\sum P = 39230.5 - 2896.35 + 12366.96 + 134.71 = 49335.82KN$$

那么 $\gamma_0 \varphi S\left(\gamma_G G_{k,} \gamma_Q Q_{k,} \alpha_k\right) = 1.0 \times 1.0 \times \sum P = 1.0 \times 1.0 \times 49335.82 = 49335.82KN$

$$\frac{1}{\gamma_{d_1}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right) = \frac{1}{\gamma_{d_1}}\left(f' \sum W + c'A\right) = \frac{1}{1.2} \times \left(0.8 \times 66905.67 + 300 \times 82\right) = 65103.78KN$$

$> 49335.82KN$

由以上计算可知：正常蓄水位下，坝基面满足抗滑稳定极限状态要求。

②根本组合——设计洪水位下

竖向力合力设计值：

$$\sum W = 84986.88 + 6153.81 + 2318.27 + 4662.24 - 31027.57 = 67093.63KN$$

水平向合力设计值：

$$\sum P = 37751.59 - 2896.35 + 12366.96 + 134.71 = 47356.93KN$$

那么 $\gamma_0 \varphi S\left(\gamma_G G_{k,} \gamma_Q Q_{k,} \alpha_k\right) = 1.0 \times 1.0 \times \sum P = 1.0 \times 1.0 \times 47356.93 = 47356.93KN$

$$\frac{1}{\gamma_{d_1}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right) = \frac{1}{\gamma_{d_1}}\left(f' \sum W + c'A\right) = \frac{1}{1.2} \times \left(0.8 \times 67093.63 + 300 \times 82\right) = 65229.09KN$$

$> 47356.93KN$

由以上计算可知：设计洪水位下，坝基面满足抗滑稳定极限状态要求。

③偶然组合——校核洪水位下

竖向力合力设计值：

$$\sum W = 84986.88 + 6449.09 + 2318.27 + 4662.24 - 31572.33 = 66844.15KN$$

水平向合力设计值：

$$\sum P = 40386.53 - 2896.35 + 12366.96 + 51.51 = 49908.67KN$$

那么 $\gamma_0 \varphi S\left(\gamma_G G_{k,} \gamma_Q Q_{k,} A_k, \alpha_k\right) = 1.0 \times 1.0 \times \sum P = 1.0 \times 1.0 \times 49908.67 = 49908.67KN$

$$\frac{1}{\gamma_{d_1}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right) = \frac{1}{\gamma_{d_1}}\left(f' \sum W + c' A\right) = \frac{1}{1.2} \times \left(0.8 \times 66844.15 + 300 \times 82\right) = 65062.77KN$$

$> 42422.37KN$

由以上计算可知：校核洪水位下，坝基面满足抗滑稳定极限状态要求。

á第二种情况——上游坝坡面

混凝土 C10， f'=1.3， c'=7.5 MP_a

①根本组合——正常蓄水位下

竖向力合力设计值： $\sum W = 16586.88 - 2825.28 = 13761.6KN$

水平向合力设计值： $\sum P = 7848 + 937.16 + 134.71 = 8919.87KN$

那么

$$\gamma_0 \varphi S\left(\gamma_G G_{k,} \gamma_Q Q_{k,} \alpha_k\right) = 1.0 \times 1.0 \times \sum P = 1.0 \times 1.0 \times 8919.87 = 8919.87KN$$

$$\frac{1}{\gamma_{d_1}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right) = \frac{1}{\gamma_{d_1}}\left(f' \sum W + c' A\right) = \frac{1}{1.2} \times \left(1.3 \times 13761.6 + 7500 \times 32\right) = 214908.4KN$$

$> 8919.87KN$

由以上计算可知：正常蓄水位下，上游坝坡面满足抗滑稳定极限状态要求。

②根本组合——设计洪水位

竖向力合力设计值： $\sum W = 16586.88 - 3064.91 = 13521.97KN$

水平向合力设计值： $\sum P = 6982.53 + 937.16 + 134.71 = 8054.40KN$

那么

$$\gamma_0 \varphi S\left(\gamma_G G_{k,} \gamma_Q Q_{k,} \alpha_k\right) = 1.0 \times 1.0 \times \sum P = 1.0 \times 1.0 \times 8054.40 = 8054.40KN$$

$$\frac{1}{\gamma_{d_1}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right) = \frac{1}{\gamma_{d_1}}\left(f' \sum W + c' A\right) = \frac{1}{1.2} \times \left(1.3 \times 13521.97 + 7500 \times 32\right) = 214648.80KN$$

$> 8054.40KN$

由以上计算可知：设计洪水位下，上游坝坡面满足抗滑稳定极限状态要求。

③偶然组合——校核洪水位下

竖向力合力设计值：$\sum W = 16586.88 - 2877.55 = 13709.33KN$

水平向合力设计值：$\sum P = 8141.06 + 937.16 + 51.51 = 9129.73KN$

那 么

$$\gamma_0 \varphi S\left(\gamma_G G_{k,} \gamma_Q Q_{k,} A_k, \alpha_k\right) = 1.0 \times 0.85 \times \sum P = 1.0 \times 1.0 \times 9129.73 = 7760.27KN$$

$$\frac{1}{\gamma_{d_1}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right) = \frac{1}{\gamma_{d_1}}\left(f' \sum W + c'A\right) = \frac{1}{1.2} \times \left(1.3 \times 13709.33 + 7500 \times 32\right) = 214851.77KN$$

$> 7760.27KN$

由以上计算可知：校核洪水位下，上游坝坡面满足抗滑稳定极限状态要求。

1.4 应力分析

分析的目的

检验所拟坝体断面尺寸是否经济合理。

分析的方法

应力分析的方法有理论计算和模型实验两类。本次设计采用坝体强度极限状态法。

坝体强度极限状态法

用承载能力极限状态法〔荷载及材料性能均采用设计值〕计算坝址应力状态，用正常使用极限状态〔荷载及材料性能均采用标准值〕计算坝踵的应力状态。

承载极限能力状态设计表达式：

$$\gamma_0 \varphi s(F_d, \alpha_k) \le \frac{1}{\gamma_d} R(f_d, \alpha_k) \qquad \text{〔指南 2--12〕}$$

式中：S〔.〕———作用的应力函数，S〔.〕=〔$\frac{\sum W}{B} - \frac{6\sum M}{B^2}$)$(1+m^2)$;

R〔.〕———抗力函数 R〔.〕=Ra；

Fd ——荷载作用的设计值，KN；

fd ——材料性能的设计值；

m——坝体下游的边坡系数，m=0.8；

Ra ——混凝土的抗压强度，kp$a$

，材料的强度指标采用标准强度除以混凝土材料性能分项系数 1.5，作为结构的抗力函数 R〔.〕，大坝常态混凝抗压强度的标准值可采用 90d 龄期强度，保证率 80%；坝体内部混凝土性能的要求，主要控制因素强度和低热，选用 C10，即 $f_{ck}=9.8MP_a$；靠近地基的混凝土性能的要求，主要控制因素强度、抗渗、和低热，那么选用 C15，即 $f_{ck}=14.3MP_a$。

$\sum M$ ——作用于计算截面以上全部载荷对计算截面形心的力矩总和，KN.m。

坝体强度极限状态法计算的详细过程

ā第一种情况——坝基面截面

荷载对坝基截面形心轴的力矩如下：

A.

自重力矩$M_{wd}=24\times\frac{1}{2}\times10\times50\times(41-\frac{2\times10}{3})+24\times8\times(523.39-432)\times(41-14)+24\times\frac{1}{2}\times64\times(90-\frac{8}{0.8})\times(41-10-8-\frac{64}{3})$

=206000+473765.76+102400

=782165.76 $KM\cdot m$

B.静水压力力矩

上游水压力矩 M_{p_1d}：

① 正常蓄水位：M_{pH_1d} = 39730.5×$\frac{90}{3}$=1191915 $KM\cdot m$

$M_{pv_1d}=[9.81\times40\times51\times(41-\frac{10}{2})+\frac{1}{2}\times9.81\times50\times51\times(41-\frac{10}{3})]\times\frac{51}{10}$

=233649.68 $KM\cdot m$

②设计洪水位：M_{pH_1d} = 37751.59×$\frac{87.73}{3}$=1103982.33 $KM\cdot m$

M_{pV_1d} = $9.81\times[(87.73-50)\times51\times(41-\frac{10}{2})+\frac{1}{2}\times50\times51\times(41-\frac{10}{3})]\times\frac{10}{51}$

= 227480.67 $KM\cdot m$

③校核洪水位：M_{pH_1d} = 40386.53×$\frac{90.74}{3}$=1221557.91 $KM\cdot m$

$$M_{pV_1d} = 9381\times[(90.74-50)\times51\times(41-\frac{10}{2})+\frac{1}{2}\times50\times51\times(41-\frac{10}{3})]\times\frac{10}{51}$$

$$= 238110.78\,KM\cdot m$$

下游水压力矩 $M_{pH\ 2\ d}$ ：

$$M_{pH2d} = 2896.35 \times \frac{1}{3} \times 24.3 = 23460.44\ KM \cdot m$$

$$M_{pv_2d} = 2318.27 \times (41 - \frac{1}{3} \times 24.3 \times 0.8) = 80026.68\ KM \cdot m$$

C.泥沙压力力矩 $M_{p_skHd} = 12366.98 \times \frac{69}{3} = 284440.54\ KM \cdot m$

$$M_{p_skvd} = [10 \times 19 \times (41 - \frac{10}{2}) + \frac{1}{2} \times 10 \times 50 \times (41 - \frac{10}{3})] \times 8.83 \times 1.2$$

$$= 143553.73 \times 1.2$$

$$= 172264.48\ KM \cdot m$$

D.扬压力力矩：

①正常蓄水位

$$M_{ud} = 16.4 \times 161.13 \times (41 - \frac{16.4}{2}) + \frac{1}{2} \times 16.4 \times 483.39 \times (41 - \frac{16.4}{3}) + \frac{1}{2} \times 65.6 \times 161.13 \times (41 - 16.4 - \frac{65.6}{3})$$

$$= 2419370.1\ KM \cdot m$$

②设计洪水位：M_{ud} =

$$16.4 \times 155.56 \times 32.8 + \frac{1}{2} \times 16.4 \times 466.69 \times 35.53 + \frac{1}{2} \times 65.6 \times 155.56 \times 27.3$$

$$=233576.56\ KM \cdot m$$

③校核洪水位：M_{ud} =

$$16.4 \times 162.94 \times 32.8 + \frac{1}{2} \times 16.4 \times 488.84 \times 35.53 + \frac{1}{2} \times 65.6 \times 162.94 \times 2.73$$

$$=244660.56\ KM \cdot m$$

E.浪压力力矩：$M_{p_wk} = \frac{1}{4}\gamma_w(\frac{1}{2} + h_l + h_z)ly_1 - \frac{1}{2}\gamma_w(\frac{l}{2})^2 y_2$

$$y_1 = H - \frac{1}{2} + \frac{1}{3}(\frac{l}{2} + h_l + h_z)$$

$$y_2 = H_1 - \frac{l}{3}$$ {指南 2-7 式}

式中：H_1——坝前水深，m；

y_1, y_2——大，小三角形形心到坝基面中心的垂直距离，m。

波浪要素l, h_l, h_z按官厅公式计算。

①正常蓄水位：$y_1 = 90 - \frac{14.46}{2} + \frac{1}{3}(\frac{14.46}{2} + 1.51 + 0.495) = 85.85m$

$$y_2 = 90 - \frac{14.46}{2} = 85.18m$$

$$M_{pwkd} = 1.2 \times [\frac{1}{4} \times 9.81 \times (14.46/2 + 1.51 + 0.495) \times 14.46 \times 85.85 - 0.5 \times 9.81 \times (14.46/2)^2 \times 85.18]$$

$$= 1.2 \times 6276.03 = 7531.24KN.m$$

②设计洪水位：$y_1 = 87.73 - \frac{14.46}{2} + \frac{1}{3}(\frac{14.46}{2} + 1.54 + 0.495) = 88.12m$

$$y_2 = 87.73 - \frac{14.46}{2} = 87.45m$$

$$M_{pwkd} = 1.2 \times [\frac{1}{4} \times 9.81 \times (14.46/2 + 1.51 + 0.495) \times 14.46 \times 88.12 - 0.5 \times 9.81 \times (14.46/2)^2 \times 87.45]$$

$$= 1.2 \times 6437.44 = 7724.93KN.m$$

③校核供水位：$y_1 = 90.74 - \frac{9.64}{2} + \frac{1}{3}(\frac{9.64}{2} + 0.91 + 0.27) = 87.92m$

$$y_2 = 90.74 - \frac{9.64}{3} = 87.53m$$

$$M_{pwkd} = 1.2 \times [\frac{1}{4} \times 9.81 \times (9.64/2 + 0.91 + 0.27) \times 9.64 \times 87.92 - 0.5 \times 9.81 \times (9.64/2)^2 \times 87.53]$$

$$= 1.2 \times 2497.21 = 2996.65KN.m$$

Ⅰ.根本组合——正常蓄水位

坝趾处〔设计值〕：

$$\sum M_d = 782165.76 - 1191915 + 233649.68 + 23460.44 - 80026.68 - 284440.54 + 172264.48 - 241937.01 - 7531.24 = -594310.11KN.m$$

$$\gamma_0 \varphi S(F_{d,} \alpha_k) = \gamma_0 \varphi \left(\frac{\sum W}{B} - \frac{6\sum M}{B^2} \right)(1 + m^2)$$

$$= 1.0 \times 1.0 \times \left(\frac{66905.67}{82} + \frac{6 \times 594310.11}{82^2} \right) \times (1 + 0.8^2) = 2207.83(KPa)$$

$$\gamma_d R(f_d, \alpha_k) = \frac{14.3 \times 10^3 / 1.5}{1.2} = 7944(KPa) > 2207.83(KPa)$$

坝踵处〔标准值〕：

$$\sum W = 84986.88 + 6376.5 + 2318.27 + 3885.2 - 31438.22 = 66128.63KN$$

$$\sum M = 782165.76 - 1191915 + 233649.68 + 23460.44 - 80026.68 - 284440.54/1.2 + 143553.73 - 241937.01 - 6276.03 = -574358.89KN \cdot m$$

$$\gamma_0 S(.)=\gamma_0\left(\frac{\sum W}{B}+\frac{6\sum M}{B^2}\right)$$

$$=1.0\times\left(\frac{66128.63}{82}-\frac{6\times 574358.89}{82^2}\right)=293.93(KPa)>0$$

由以上计算可知，正常蓄水位下，坝趾、坝踵处的应力符合强度要求。

2.根本组合——设计洪水位下

坝趾处〔设计值〕：

$$\sum M_d=782165.76-1103982.33+227480.67+23460.44-80026.68-284440.54+172264.48-233576.5$$
$$-7724.93=-504379.69KN.m$$

$$\gamma_0\varphi S\left(F_{d,}\alpha_k\right)=\gamma_0\varphi\left(\frac{\sum W}{B}-\frac{6\sum M}{B^2}\right)\left(1+m^2\right)$$

$$=1.0\times 1.0\times\left(\frac{67093.63}{82}+\frac{6\times 504379.69}{82^2}\right)\times\left(1+0.8^2\right)=2079.997(KPa)$$

$$\gamma_d R(f_d,\alpha_k)=\frac{14.3\times 10^3/1.5}{1.2}=7944(KPa)>2079.997(KPa)$$

坝踵处〔标准值〕：

$$\sum W=84986.88+6153.81+2318.27+3885.2-31027.57=66316.59KN$$

$$\sum M=782165.76-1103982.33+227480.67+23460.44-80026.68-237033.78+143553.73$$
$$-233576.56-6437.44=-484396.19KN\cdot m$$

$$\gamma_0 S(.)=\gamma_0\left(\frac{\sum W}{B}+\frac{6\sum M}{B^2}\right)$$

$$=1.0\times\left(\frac{66316.59}{82}-\frac{6\times 484396.19}{82^2}\right)=376.50(KPa)>0$$

由以上计算可知，设计洪水位下，坝趾、坝踵处的应力符合强度要求。

3.偶然组合——校核洪水位下

坝趾处〔设计值〕：

$$\sum M_d=782165.76-1221557.91+233649.68+23460.44-80026.68-284440.54+172264.48-244660.5$$
$$-2996.65=-617680.88KN.m$$

$$\gamma_0\varphi S\left(F_{d,}\alpha_k\right)=\gamma_0\varphi\left(\frac{\sum W}{B}-\frac{6\sum M}{B^2}\right)\left(1+m^2\right)$$

$$=1.0\times1.0\times\left(\frac{66844.15}{82}+\frac{6\times617680.88}{82^2}\right)\times\left(1+0.8^2\right)=1904.68\left(KPa\right)$$

$$\gamma_d R\left(f_d,\alpha_k\right)=\frac{14.3\times10^3/1.5}{1.2}=7944\left(KPa\right)>1904.68\left(KPa\right)$$

坝踵处〔标准值〕：

$$\sum W=84986.88+6449.09+2318.27+3885.2-31572.33=66067.11KN$$

$$\sum M=782165.76-1221557.91+238110.78+23460.44-80026.68-237033.78+143553.73-244660.56-2497.21=-812785.43KN\cdot m$$

$$\gamma_0 S(.)=\gamma_0\left(\frac{\sum W}{B}+\frac{6\sum M}{B^2}\right)$$

$$=1.0\times\left(\frac{66067.11}{82}-\frac{6\times812785.43}{82^2}\right)=80.43\left(KPa\right)>0$$

由以上计算可知，校核洪水位下，坝趾、坝踵处的应力符合强度要求。

ō第二种情况——上游坝坡面

荷载对上游坝坡面截面形心轴的力矩如下：

A.自重力矩$M_{wk}=24\times[8\times41.39\times(16-4)+0]=95362.56KN.m$

$$M_{wd}=1.0\times95362.56=95362.56KN.m$$

B.静水压力力矩

① 正常蓄水位：$M_{pk}=7848\times\frac{40}{3}=104640KN.m$

$$M_{pd}=1.0\times7848\times\frac{40}{3}=104640KN.m$$

②设计洪水位：$M_{pk}=6982.53\times\frac{37.73}{3}=87816.95KN.m$

$$M_{pd}=1.0\times6982.53\times\frac{37.73}{3}=87816.95KN.m$$

③校核洪水位：$M_{pk}=8141.06\times\frac{40.74}{3}=110555.59KN.m$

$$M_{pd}=1.0\times8141.06\times\frac{40.74}{3}=110555.59KN.m$$

泥沙压力力矩$M_{psk}=780.97\times\frac{1}{3}\times19=4946.14KN.m$

$$M_{pskd}=1.2\times780.97\times\frac{1}{3}\times19=5935.37KN.m$$

C.扬压力力矩：

①正常蓄水位

$$M_{uk}=627.84\times3.2+1255.68\times(16-6.4-25.6/3)+941.76\times(16-\frac{6.4}{3})=16411.74KN.m$$

$$M_{ud}=1.0\times627.84\times3.2+1255.68\times(16-6.4-25.6/3)+941.76\times(16-\frac{6.4}{3})=16411.74KN.m$$

②设计洪水位：

$$M_{uk}=992.21\times3.2+1184.38\times(16-6.4-25.6/3)+888.32\times(16-\frac{6.4}{3})=16763.36KN.m$$

$$M_{ud}=1.0\times992.21\times3.2+1184.38\times(16-6.4-25.6/3)+888.32\times(16-\frac{6.4}{3})=16763.36KN.m$$

③校核洪水位：

$$M_{uk}=639.46\times3.2+1278.91\times(16-6.4-25.6/3)+959.18\times(16-\frac{6.4}{3})=16718.53KN.m$$

$$M_{ud}=1.0\times639.46\times3.2+1278.91\times(16-6.4-25.6/3)+959.18\times(16-\frac{6.4}{3})=16718.53KN.m$$

D.浪压力力矩：$M_{p_w k}=\frac{1}{4}\gamma_w(\frac{1}{2}+h_l+h_z)ly_1-\frac{1}{2}\gamma_w(\frac{l}{2})^2y_2$

$$y_1=H-\frac{1}{2}+\frac{1}{3}(\frac{l}{2}+h_l+h_z)$$

$$y_2=H_1-\frac{l}{3}$$（指南 2-7 式）

式中：H_1——坝前水深，m；

y_1,y_2——大，小三角形形心到坝基面中心的垂直距离，m；

波浪要素l,h_l,h_z按官厅公式计算。

①正常蓄水位：$y_1=40-\frac{14.46}{2}+\frac{1}{3}\times(\frac{14.46}{2}+1.51+0.495)=35.85m$

$$y_2=40-\frac{14.46}{2}=35.18m$$

$$M_{pk}=\frac{1}{4}\times9.81\times(14.46/2+1.51+0.495)\times14.46\times35.85-0.5\times9.81\times(14.46/2)^2\times35.18$$
$$=2720.85KN.m$$

$$M_{pkd}=1.2\times[\frac{1}{4}\times9.81\times(14.46/2+1.51+0.495)\times14.46\times35.85-0.5\times9.81\times(14.46/2)^2\times35.18]$$
$$=1.2\times2720.85=3265.02KN.m$$

②设计洪水位：$y_1 = 37.73 - \frac{14.46}{2} + \frac{1}{3}(\frac{14.46}{2} + 1.54 + 0.495) = 38.12m$

$y_2 = 37.73 - \frac{14.46}{2} = 37.45m$

$M_{pk} = \frac{1}{4} \times 9.81 \times (14.46/2 + 1.51 + 0.495) \times 14.46 \times 38.12 - 0.5 \times 9.81 \times (14.46/2)^2 \times 37.45]$

$= 2882.26KN.m$

$M_{pwkd} = 1.2 \times [\frac{1}{4} \times 9.81 \times (14.46/2 + 1.51 + 0.495) \times 14.46 \times 38.12 - 0.5 \times 9.81 \times (14.46/2)^2 \times 37.45]$

$= 1.2 \times 2882.26 = 3458.71KN.m$

③校核供水位：$y_1 = 40.74 - \frac{9.64}{2} + \frac{1}{3}(\frac{9.64}{2} + 0.91 + 0.27) = 37.92m$

$y_2 = 40.74 - \frac{9.64}{3} = 37.53m$

$M_{pwk} = \frac{1}{4} \times 9.81 \times (9.64/2 + 0.91 + 0.27) \times 9.64 \times 37.92 - 0.5 \times 9.81 \times (9.64/2)^2 \times 37.53 = 1102.32KN.m$

$M_{pwkd} = 1.2 \times [\frac{1}{4} \times 9.81 \times (9.64/2 + 0.91 + 0.27) \times 9.64 \times 37.92 - 0.5 \times 9.81 \times (9.64/2)^2 \times 37.53]$

$= 1.2 \times 1102.32 = 1322.79KN.m$

Ⅰ.根本组合——正常蓄水位

上游边缘处〔设计值〕：

$\sum M_d = 95362.56 - 104640 - 5935.37 - 16411.74 - 3265.02 = -34889.57KN.m$

$\gamma_0 \varphi S(F_{d,} \alpha_k) = \gamma_0 \varphi \left(\frac{\sum W}{B} - \frac{6\sum M}{B^2} \right)(1 + m^2)$

$= 1.0 \times 1.0 \times \left(\frac{13761.6}{32} + \frac{6 \times 34889.57}{32^2} \right) \times (1 + 0.8^2) = 1040.55(KPa)$

$\gamma_d R(f_d, \alpha_k) = \frac{9.8 \times 10^3 / 1.5}{1.2} = 5444(KPa) > 1040.55(KPa)$

下游边缘处〔标准值〕：

$\sum M = 95362.563 - 104640 - 4946.14 - 16411.74 - 2720.85 = -33356.17KN \cdot m$

$\gamma_0 S(.) = \gamma_0 \left(\frac{\sum W}{B} + \frac{6\sum M}{B^2} \right)$

$= 1.0 \times \left(\frac{13716.6}{32} - \frac{6 \times 33356.17}{32^2} \right) = 234.60(KPa) > 0$

由以上计算可知，正常蓄水位下，上、下游边缘处的应力符合强度要求。

2.根本组合——设计洪水位下

上游边缘处〔设计值〕：

$$\sum M_d = 95362.56 - 87816.95 - 5935.37 - 16763.36 - 3458.71 = -18611.83KN.m$$

$$\gamma_0 \varphi S\left(F_{d,}\alpha_k\right) = \gamma_0 \varphi \left(\frac{\sum W}{B} - \frac{6\sum M}{B^2}\right)\left(1+m^2\right)$$

$$= 1.0 \times 1.0 \times \left(\frac{13521.97}{32} + \frac{6 \times 18611.83}{32^2}\right) \times \left(1+0.8^2\right) = 871.85\left(KPa\right)$$

$$\gamma_d R\left(f_d, \alpha_k\right) = \frac{9.8 \times 10^3 / 1.5}{1.2} = 5444\left(KPa\right) > 871.85\left(KPa\right)$$

下游边缘处〔标准值〕：

$$\sum M = 95362.563 - 87816.95 - 4946.14 - 16763.36 - 2882.26 = -17046.15KN \cdot m$$

$$\gamma_0 S(.) = \gamma_0 \left(\frac{\sum W}{B} + \frac{6\sum M}{B^2}\right)$$

$$= 1.0 \times \left(\frac{13521.97}{32} - \frac{6 \times 17046.15}{32^2}\right) = 322.68\left(KPa\right) > 0$$

由以上计算可知，设计洪水位下，上、下游边缘处的应力符合强度要求。

3. 偶然组合——校核洪水位下

上游边缘处〔设计值〕：

$$\sum M_d = 95362.56 - 110555.59 - 5935.37 - 16718.53 - 1322.79 = -39169.72KN.m$$

$$\gamma_0 \varphi S\left(F_{d,}\alpha_k\right) = \gamma_0 \varphi \left(\frac{\sum W}{B} - \frac{6\sum M}{B^2}\right)\left(1+m^2\right)$$

$$= 1.0 \times 0.85 \times \left(\frac{13709.33}{32} + \frac{6 \times 39169.72}{32^2}\right) \times \left(1+0.8^2\right) = 917.15\left(KPa\right)$$

$$\gamma_d R\left(f_d, \alpha_k\right) = \frac{9.8 \times 10^3 / 1.5}{1.2} = 5444\left(KPa\right) > 917.15\left(KPa\right)$$

下游边缘处〔标准值〕：

$$\sum M = 95362.563 - 110555.59 - 4946.14 - 16718.53 - 1102.32 = -37960.02KN \cdot m$$

$$\gamma_0 S(.) = \gamma_0 \left(\frac{\sum W}{B} + \frac{6\sum M}{B^2}\right)$$

$$= 1.0 \times \left(\frac{13709.33}{32} - \frac{6 \times 37960.02}{32^2}\right) = 205.99\left(KPa\right) > 0$$

由以上计算可知，校核洪水位下，上、下游边缘处的应力符合强度要求。

第二章　溢流坝设计

2.1 孔口设计

泄水方式的选择

溢流坝的泄水方式主要有以下两种：开敞溢流式和孔口溢流式。为使水库具有较大的超泄能力，采用开敞式孔口。

洪水标准确实定

大坝的防洪标准按 100 年一遇洪水设计，1000 年一遇洪水校核。

流量确实定

设计情况下，溢流坝的下泄流量为 8813m^3/s；校核情况下，溢流坝的下泄流量为 12506m^3/s。

单宽流量确实定

坝址处基岩比拟软弱，但综合枢纽的布置及下游的消能防冲要求，单宽流量取 120 m3/s。

孔口净宽拟定

溢流孔的净宽 B=Q 溢/q。在设计洪水位时：Q=8813m^3/s，那么溢流孔的净宽 B=8813/120=73.44m

一般大中型工程采用每个孔口的净宽 b=8～16m，为了便于消能，n 宜为单数，取 b=15m，那么有：n=B/b=73.44/15=4.896 取 n=5

根据以上计算，溢流坝孔口净宽取 B=75m。

溢流坝段总长度〔溢流孔口的总宽度〕确实定

由于该工程的泄洪流量很大，采用设置闸门的溢流坝，采用开敞式溢流。边墩和中墩采用半圆形墩头，闸门采用面板闸门。闸墩的长度和宽度应满足布置闸门、工作桥、交通桥和启闭机械的要求，拟定闸墩的厚度。初拟中墩厚度 d 为 4m，边墩厚 t 为 3m，那么溢流坝段的总长度B_0为：

$$B_0 = nb + (n-1)d + 2t = 75 + 6 + 6 = 97m$$

堰顶高程确实定

初拟侧收缩系数为$\varepsilon = 0.95$，流量系数 m=0.494，因为过堰水流为自由出流，故

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/298100132122007013