

目录

第一章 水力计算	1
1.1 闸孔总净宽计算	1
1.1.1 计算公式	1
1.1.2 参数取值	2
1.1.3 计算过程	3
1.2 闸顶高程计算	6
1.2.1 设计情况下闸顶高程	7
1.2.1 校核情况下闸顶高程	8
1.3 消能防冲计算	9
1.3.1 消力池深度计算	9
1.3.2 消力池长度计算	11
1.3.3 消力池底板厚度计算	11
1.3.4 海漫长度计算	12
1.3.5 防冲槽冲刷深度计算	13
第二章 防渗排水计算	14
2.1 地下轮廓线尺寸设计	14
2.1.1 铺盖尺寸设计	14
2.1.2 底板尺寸计算	14
2.2 渗流计算	15
2.2.1 地基有效深度计算	17
2.2.2 分段阻力系数计算	17
2.2.3 各段水头损失计算	20
2.2.4 渗流量及渗透坡降计算	22
2.3 绕流计算	23
2.3.1 设计洪水期	23
2.3.2 校核洪水期	24
第三章 闸室稳定计算	26
3.1 各类荷载计算	26
3.1.1 闸室自重	26
3.1.2 水重计算	28
3.1.3 扬压力计算	29

3.1.4 静水压力计算	30
3.1.5 波浪压力计算	31
3.2 闸室稳定计算	33
3.2.1 完建期稳定计算	33
3.2.2 设计情况稳定计算	34
3.2.3 校核情况稳定计算	36
3.3 岸墙稳定计算	38
3.3.1 作用力和作用力矩	38
3.3.2 抗滑、抗倾验算	39
3.3.3 地基应力验算	40
第四章 闸室结构计算	42
4.1 底板内力计算	42
4.1.1 纵向地基反力计算	42
4.1.2 不平衡剪力计算	42
4.1.3 不平衡剪力分配	44
4.1.4 基础梁荷载计算	46
4.1.5 边荷载计算	47
4.1.6 强度及配筋计算	48
4.1.7 底板抗裂验算	50
4.2 闸墩内力计算	51
4.2.1 闸墩水平截面形常数计算	51
4.2.2 墩底截面纵向正应力、剪应力计算	54
4.2.3 边(缝)墩扭矩计算	56
4.2.4 边(缝)墩侧向应力计算	56
4.2.5 门槽应力计算	57
第五章 工程量计算	60
5.1 混凝土方量计算	60
5.2 钢筋用量计算	60
5.3 石方量计算	61
5.4 挖方量计算	61
5.5 填方量计算	61

第一章 水力计算

1.1 闸孔总净宽计算

1.1.1 计算公式

根据《水闸设计规范 SL265-2001》，水闸的闸孔总净宽 B_0 可按以下公式计算：

$$B_0 = \frac{Q}{\sigma \varepsilon m \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}}} \quad (1-1)$$

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_z(N-1) + \varepsilon_b}{N} \quad (1-2)$$

$$\varepsilon_z = 1 - 0.171 \left[1 - \frac{b_0}{b_0 + d_z} \right]^4 \sqrt{\frac{b_0}{b_0 + d_z}} \quad (1-3)$$

$$\varepsilon_b = 1 - 0.171 \left[1 - \frac{b_0}{b_0 + \frac{d_z}{2} + b_b} \right]^4 \sqrt{\frac{b_0}{b_0 + \frac{d_z}{2} + b_b}} \quad (1-4)$$

$$\sigma = 2.31 \frac{h_s}{H_0} \left[1 - \frac{h_s}{H_0} \right]^{0.4} \quad (1-5)$$

式中 B_0 ——闸孔总净宽 (m)；

Q ——过闸流量；

H_0 ——计入行近流速水头的堰上水深 (m)；

g ——重力加速度, 可采用 9.81 m/s^2 ；

m ——堰流流量系数；

ε ——堰流侧收缩系数, 对于多孔闸可按公式(1-2)计算求得；

b_0 ——闸孔单孔净宽, 初定为 8m；

N ——闸孔数；初定为 $N=5$ ；

ε_z ——中闸孔侧收缩系数, 可按公式(1-3)计算求得；

d_z ——中闸墩厚度, 初定 $d_z=1.5\text{m}$ ；

ε_b ——边闸孔侧收缩系数, 可按公式(1-4)计算求得；

b_b ——边闸墩顺水流向边缘线至上游河道水边线之间的距离 (m)；

经测量, 闸址处河道宽度约为 52m, 则 $b_b = \frac{(52 - 8 \times 5 - 1.5 \times 4)}{2} = 3\text{m}$

σ ——堰流淹没系数, 可按公式(1-5)计算求得；

h_s ——由堰顶算起的下游水深，本工程 $h_s=1.85\text{m}$ ；

1.1.2 参数取值

1、流量Q取值

设计情况下 $Q_{\text{设}}=651\text{m}^3/\text{s}$ ；校核情况下 $Q_{\text{校}}=913\text{m}^3/\text{s}$ ；

2、 H_0 及 H_s 取值

设计情况下：

选取闸址上游约 10m 处的河道断面，经初步测量其河床底宽约 58m，取边坡垂直，上游水深为设计流量情况下的 $(2.2+2)=4.2\text{m}$ ，则河道断面面积

$$A=58\times 4.2=243.6\text{m}^2, \text{ 则行进流速 } v_0 = \frac{Q_{\text{设}}}{A} = \frac{651}{243.6} = 2.67 \text{ m/s}。$$

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g} = 4.2 + \frac{2.67^2}{2 \times 9.81} = 4.56\text{m}$$

$$H_s = 1.85+2=3.85\text{m}。$$

校核情况下：

选取闸址上游约 10m 处的河道断面，经初步测量其河床底宽约 58m，取边坡垂直，上游水深为设计流量情况下的 $(2.4+2)=4.4\text{m}$ ，则河道断面面积

$$A=58\times 4.4=255.2\text{m}^2, \text{ 则行进流速 } v_0 = \frac{Q_{\text{校}}}{A} = \frac{913}{255.2} = 3.58 \text{ m/s}。$$

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g} = 4.4 + \frac{3.58^2}{2 \times 9.81} = 5.1\text{m}$$

$$H_s = 1.85+2=3.85\text{m}。$$

3、流量系数 m 取值

平底堰进口的局部能量损失很小，很接近于零，因此流速系数 φ 可取为 1。

由于

$$m = \varphi k \sqrt{1-k}$$

令 $\frac{dm}{dk} = 0$ ，可得 $k=\frac{2}{3}$ ，此时堰顶的收缩水深 $h_c = kH_0 = \frac{2}{3}H_0$ ，等于临界水深，流量系数 m

达到最大值 $m_{\text{max}} = 1 \times \frac{2}{3} \times \sqrt{1-\frac{2}{3}} = 0.385$ 。

1.1.3 计算过程

1.1.3.1 设计情况计算

$$\begin{aligned}
 \sigma &= 2.31 \frac{h_s}{H_0} \left[1 - \frac{h_s}{H_0} \right]^{0.4} \\
 &= 2.31 \times \frac{3.85}{4.54} \times \left[1 - \frac{3.85}{4.54} \right]^{0.4} = 0.93 \\
 \varepsilon_b &= 1 - 0.171 \left[1 - \frac{b_0}{b_0 + \frac{d_z}{2} + b_b} \right]^4 \sqrt{\frac{b_0}{b_0 + \frac{d_z}{2} + b_b}} \\
 &= 1 - 0.171 \times \left[1 - \frac{8}{8 + \frac{1.5}{2} + 3} \right]^4 \sqrt{\frac{8}{8 + \frac{1.5}{2} + 3}} \\
 &= 0.95 \\
 \varepsilon_z &= 1 - 0.171 \left[1 - \frac{b_0}{b_0 + d_z} \right]^4 \sqrt{\frac{b_0}{b_0 + d_z}} \\
 &= 1 - 0.171 \times \left[1 - \frac{8}{8 + 3} \right]^4 \sqrt{\frac{8}{8 + 3}} \\
 &= 0.97 \\
 \varepsilon &= \frac{\varepsilon_z(N-1) + \varepsilon_b}{N} \\
 &= \frac{0.97 \times (5-1) + 0.95}{5} \\
 &= 0.97
 \end{aligned}$$

将以上所得各结果带入下式得:

$$\begin{aligned}
 B_0 &= \frac{Q_{\text{设}}}{\sigma \varepsilon m \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}}} \\
 &= \frac{651}{0.93 \times 0.97 \times 0.385 \times \sqrt{2} \times 9.81 \times 4.56^{\frac{3}{2}}} \\
 &= 43.5\text{m}
 \end{aligned}$$

1.1.3.2 校核情况计算

$$\begin{aligned}
 \sigma &= 2.31 \frac{h_s}{H_0} \left[1 - \frac{h_s}{H_0} \right]^{0.4} \\
 &= 2.31 \times \frac{3.85}{5.1} \times \left[1 - \frac{3.85}{5.1} \right]^{0.4} = 0.99
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\varepsilon_b &= 1 - 0.171 \left[1 - \frac{b_0}{b_0 + \frac{d_z}{2} + b_b} \right]^4 \sqrt{\frac{b_0}{b_0 + \frac{d_z}{2} + b_b}} \\
&= 1 - 0.171 \times \left[1 - \frac{8}{8 + \frac{1.5}{2} + 3} \right]^4 \sqrt{\frac{8}{8 + \frac{1.5}{2} + 3}} \\
&= 0.95 \\
\varepsilon_z &= 1 - 0.171 \left[1 - \frac{b_0}{b_0 + d_z} \right]^4 \sqrt{\frac{b_0}{b_0 + d_z}} \\
&= 1 - 0.171 \times \left[1 - \frac{8}{8 + 3} \right]^4 \sqrt{\frac{8}{8 + 3}} \\
&= 0.97 \\
\varepsilon &= \frac{\varepsilon_z(N-1) + \varepsilon_b}{N} \\
&= \frac{0.97 \times (5-1) + 0.95}{5} \\
&= 0.97
\end{aligned}$$

将以上所得各结果带入下式得：

$$\begin{aligned}
B_0 &= \frac{Q_{\text{校}}}{\sigma \varepsilon m \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}}} \\
&= \frac{913}{0.99 \times 0.97 \times 0.385 \times \sqrt{2} \times 9.81 \times 5.1^{\frac{3}{2}}} \\
&= 49.1 \text{m}
\end{aligned}$$

计算结果统计：闸门总净宽计算结果统计如下表

表 1-1 闸孔总净宽计算

流量 Q (m^3/s)	上游水头 H_0 (m)	下游水深 h_s (m)	淹没系数 σ	B_0 (m)
$Q_{\text{设}}=651\text{m}^3/\text{s}$	4.56	3.85	0.92	43.5
$Q_{\text{校}}=913\text{m}^3/\text{s}$	5.10	3.85	0.99	49.1

根据计算结果选取闸孔数 6 孔，每孔宽度为 9 米。

1.1.3.3 总净宽验算

1、验算公式

$$B_0 = \frac{Q}{\sigma \varepsilon m \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}}}$$

式中 Q 为设计流量、校核流量，分别按设计、校核两种情况确定计算参数，求出相应的，所求实际所需净宽必须小于设计的净宽，才能满足过流能力。

2、侧收缩系数计算

根据水闸设计规范有：

$$\begin{aligned}\varepsilon_b &= 1 - 0.171 \left[1 - \frac{b_0}{b_0 + \frac{d_z}{2} + b_b} \right]^4 \sqrt{\frac{b_0}{b_0 + \frac{d_z}{2} + b_b}} \\ &= 1 - 0.171 \times \left[1 - \frac{9}{9 + \frac{1.5}{2} + 3} \right]^4 \sqrt{\frac{9}{9 + \frac{1.5}{2} + 3}} \\ &= 0.95\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_z &= 1 - 0.171 \left[1 - \frac{b_0}{b_0 + d_z} \right]^4 \sqrt{\frac{b_0}{b_0 + d_z}} \\ &= 1 - 0.171 \times \left[1 - \frac{10}{10 + 3} \right]^4 \sqrt{\frac{10}{10 + 3}} \\ &= 0.98\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon &= \frac{\varepsilon_z(N-1) + \varepsilon_b}{N} \\ &= \frac{0.98 \times (6-1) + 0.95}{6} \\ &= 0.97\end{aligned}$$

3、 H_0 及 H_s 计算

设计情况下：

选取闸址上游约 10m 处的河道断面，经初步测量，开挖后其河床底宽约 70m，取边坡垂直，上游水深为设计流量情况下的 $(2.2+2)=4.2\text{m}$ ，则河道断面面积

$$A = 70 \times 4.2 = 294\text{m}^2, \text{ 则行进流速 } v_0 = \frac{Q_{\text{设}}}{A} = \frac{651}{294} = 2.21 \text{ m/s}。$$

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g} = 4.2 + \frac{2.21^2}{2 \times 9.81} = 4.45\text{m}$$

$$H_s = 1.85 + 2 = 3.85\text{m}。$$

校核情况下：

选取闸址上游约 10m 处的河道断面，经初步测量，开挖后其河床底宽约 70m，取边坡垂直，上游水深为设计流量情况下的 $(2.4+2)=4.4\text{m}$ ，则河道断面面积

$$A = 70 \times 4.4 = 308\text{m}^2, \text{ 则行进流速 } v_0 = \frac{Q_{\text{校}}}{A} = \frac{913}{308} = 2.96 \text{ m/s}。$$

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g} = 4.4 + \frac{2.96^2}{2 \times 9.81} = 4.8\text{m}$$

$$H_s = 1.85 + 2 = 3.85\text{m}。$$

4、淹没系数 σ 计算

$$\textcircled{1} \text{ 设计情况下: } \frac{h_s}{H_0} = \frac{3.85}{4.45} = 0.865, \text{ 查《水闸设计规范》表 A.0.1-2 得 } \sigma_{\text{设}} = 0.90$$

②校核情况下： $\frac{h_s}{H_0} = \frac{3.85}{4.8} = 0.802$ ，查《水闸设计规范》表 A.0.1-2 得 $\sigma_{校} = 0.97$

5、泄流量验算

①设计情况下：

$$B_0 = \frac{Q}{\sigma \varepsilon m \sqrt{2g} H_0^2} = \frac{651}{0.90 \times 0.97 \times 0.385 \times \sqrt{2 \times 9.81} \times 4.45^2} = 46.7\text{m} < 54\text{m}，\text{满足规范要求。}$$

②校核情况下：

$$B_0 = \frac{Q}{\sigma \varepsilon m \sqrt{2g} H_0^2} = \frac{913}{0.97 \times 0.97 \times 0.385 \times \sqrt{2 \times 9.81} \times 4.8^2} = 52.9\text{m} < 54\text{m}，\text{满足规范要求。}$$

综上所述：当选取闸孔为 $6 \times 9\text{m}$ 时，能同时满足设计情况和校核情况下的泄流要求。故本次选取合理。

1.2 闸顶高程计算

闸顶高程为：最高水位+波浪高度+安全超高。

$$\text{即 } h = h_1 + h_2 + h_3 \quad (1-6)$$

式中： h ——闸顶高程（m）；

h_1 ——为设计或校核洪水时的挡水水位，本工程设计挡水水位为 3.22m，校核挡水水位为 3.84m；

h_2 ——风浪在闸前的雍高， $h_2 = h_0 + 2h_B$ ，其中 h_0 为波浪中心线超过静水位的高度， $2h_B$ 为波浪高度；

h_3 ——安全超高。可由下表查得：

表 1-2 闸顶安全加高值

运用条件	水闸级别			
	I	II	III	IV、V
正常	0.7	0.5	0.4	0.3
非正常	0.5	0.4	0.3	0.2

本工程水闸属于三级工程，故在设计情况下取安全超高 0.4m，校核情况下取安全超高 0.3m。

波浪要素在水闸设计中，可采用以下公式计算：

$$\text{波浪高度： } 2h_B = 0.073k v_{10} \sqrt{\varepsilon D} \quad (1-7)$$

$$\text{波浪长度： } 2L_B = 0.073k v_{10} \sqrt{\frac{D}{\varepsilon}} \quad (1-8)$$

式中 D ——吹程（公里），取垂直于闸轴线方向的水面宽度。本工程取 $D=200\text{m}=0.2$ 公里；

k ——顺吹程方向的浪高增长系数,可按下式计算:

$$k = 1 + e^{\frac{0.4}{v_{10}}}$$

ε ——波浪陡度,可按下式计算:

$$\varepsilon = \frac{2h_B}{2L_B} = \frac{1}{9+19e^{-\frac{14}{v_{10}}}}$$

v_{10} ——计算风速,是根据静水位以上 10 米高度处历年实测的最大风速进行频率分析求得的。对 I、II、III、IV 各级水闸采用的频率分别为 2%、2.5%、3.3% 及 5%。

必须指出,式(1-7)、(1-8)适用于深水区(闸水深 $H > L_B$, L_B 为半波长)。如在浅水区 ($H < L_B$),则浪高和波长尚需乘以修正系数。

$$\text{浪高} = k_1 (2h_B)$$

$$\text{浪长} = k_2 (2L_B)$$

k_1 、 k_2 为修正系数,可按下表查得:

表 1-3 浅水区的波高和浪长修正系数

$H/2L_B$	0.01	0.1	0.2	0.4	0.6	1.0
k_1	0.119	0.435	0.652	0.853	0.904	1.0
k_2	0.251	0.564	0.703	0.832	0.904	1.0

由于波浪的波峰比较尖瘦,当波峰、波谷体积相等时,波峰高度大于波谷深度,因此波浪中心线在静水位以上,超出的高度 h_0 可按下式计算:

$$h_0 = \frac{4\pi h_B^2}{2L_B} \text{cth} \left(\frac{\pi H}{L_B} \right) \quad (1-9)$$

式中 H ——闸前水深;

cth ——双曲线余切;

1.2.1 设计情况下闸顶高程

设计情况下 $h_1 = 3.22\text{m}$, 查表得 $h_3 = 0.4\text{m}$, 对 III 级水闸,设计情况下计算风速取多年平均最大风速的 1.5 倍,即 $v_{10} = 1.5 \times 24 = 36\text{m/s}$ 。

波浪陡度为:

$$\varepsilon = \frac{2h_B}{2L_B} = \frac{1}{9+19e^{-\frac{14}{v_{10}}}} = \frac{1}{9+192.718^{-\frac{14}{36}}} = 0.0457$$

顺吹程方向的浪高增长系数 k 为:

$$k = 1 + e^{\frac{0.4}{v_{10}}} = 1 + 2.718^{\frac{0.4}{36}} = 2.01$$

波浪高度为:

$$2h_B = 0.073kv_{10}\sqrt{\varepsilon D} = 0.073 \times 2.01 \times 36 \times \sqrt{0.0457 \times 0.2} = 0.5\text{m}$$

波浪长度为:

$$2L_B = 0.073kv_{10}\sqrt{\frac{D}{\varepsilon}} = 0.073 \times 2.01 \times 36 \times \sqrt{\frac{0.2}{0.0457}} = 11\text{m}$$

设计情况下闸下水深为:

$H = \text{外江水位} - \text{外江河床高程} = 3.22 + 2 = 5.22\text{m} < L_B = 5.5\text{m}$, 故须进行修正, 查表 1-3 得修正系数 $k_1 = 0.871$ 、 $k_2 = 0.857$, 故:

$$\text{浪高} = k_1(2h_B) = 0.871 \times 0.5 = 0.436$$

$$\text{浪长} = k_2(2L_B) = 0.857 \times 11 = 9.427$$

波浪中心线超出静水位的高度为:

$$h_0 = \frac{4\pi h_B^2}{2L_B} \text{cth}\left(\frac{\pi H}{L_B}\right) = \frac{4 \times 3.14 \times 0.218^2}{2 \times 4.714} \text{cth}\left(\frac{3.14 \times 5.22}{4.714}\right) = 0.06\text{m}$$

故设计情况下闸顶高程为:

$$\begin{aligned} H &= h_1 + h_2 + h_3 \\ &= h_1 + h_0 + 2h_B + h_3 \\ &= 3.22 + 0.06 + 0.5 + 0.4 \\ &= 4.18\text{m} \end{aligned}$$

1.2.1 校核情况下闸顶高程

校核情况下 $h_1 = 3.84\text{m}$, 查表得 $h_3 = 0.3\text{m}$, 对 III 级水闸, 校核情况下计算风速取多年平均最大风速, 即 $v_{10} = 24\text{m/s}$ 。

波浪陡度为:

$$\varepsilon = \frac{2h_B}{2L_B} = \frac{1}{9 + 19e^{-\frac{14}{v_{10}}}} = \frac{1}{9 + 19 \times 2.718^{-\frac{14}{24}}} = 0.051$$

顺吹程方向的浪高增长系数 k 为:

$$k = 1 + e^{\frac{0.4}{v_{10}}} = 1 + 2.718^{\frac{0.4}{24}} = 2.02$$

波浪高度为:

$$2h_B = 0.073kv_{10}\sqrt{\varepsilon D} = 0.073 \times 2.02 \times 24 \times \sqrt{0.051 \times 0.2} = 0.36\text{m}$$

波浪长度为:

$$2L_B = 0.073kv_{10}\sqrt{\frac{D}{\varepsilon}} = 0.073 \times 2.02 \times 24 \times \sqrt{\frac{0.2}{0.051}} = 7\text{m}$$

校核情况下闸下水深为:

$H = \text{外江水位} - \text{外江河床高程} = 3.84 + 2 = 5.84\text{m} > L_B = 3.5\text{m}$, 故不须进行修正。

波浪中心线超出静水位的高度为:

$$h_0 = \frac{4\pi h_B^2}{2L_B} \text{cth} \left(\frac{\pi H}{L_B} \right) = \frac{4 \times 3.14 \times 0.18^2}{2 \times 3.5} \text{cth} \left(\frac{3.14 \times 5.84}{3.5} \right) = 0.06\text{m}$$

故设计情况下闸顶高程为:

$$\begin{aligned} H &= h_1 + h_2 + h_3 \\ &= h_1 + h_0 + 2h_B + h_3 \\ &= 3.84 + 0.06 + 0.36 + 0.3 \\ &= 4.56\text{m} \end{aligned}$$

1.3 消能防冲计算

根据《水闸设计规范》附录 B, 消力池的计算采用以下简图:

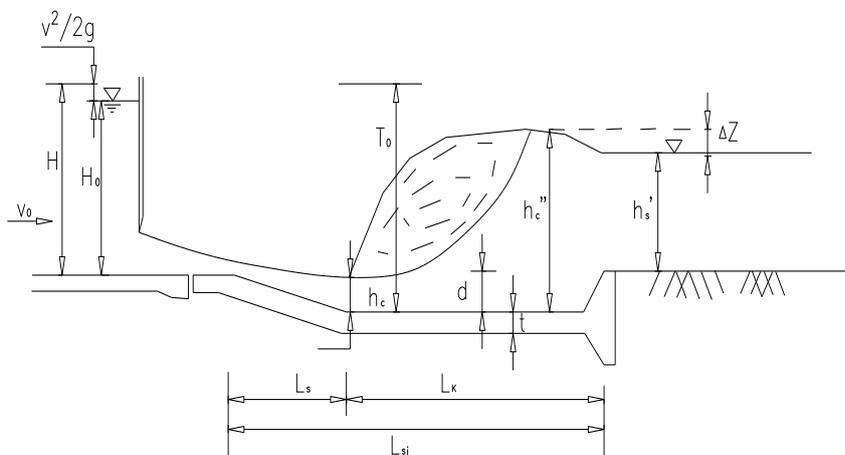


图 1-1 消力池计算简图

1.3.1 消力池深度计算

消力池深度计算公式采用《水闸设计规范》附录 B 公式:

$$d = \sigma_0 h_c'' - h_s' - \Delta Z \quad (1-10)$$

$$h_c'' = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_c^3}} - 1 \right] \left[\frac{b_1}{b_2} \right]^{0.25} \quad (1-11)$$

$$h_c^3 - T_0 h_c^2 + \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2} = 0 \quad (1-12)$$

$$\Delta Z = \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 h_s'^2} - \frac{\alpha q^2}{2gh_c'^2} \quad (1-13)$$

式中: d ——消力池深度 (m);

σ_0 ——水跃淹没系数, 可采用 1.05~1.10。本设计 $\sigma_0=1.05$;

h_c'' ——跃后水深, (m);

h_c ——收缩水深，(m)；

φ ——孔流流速系数，可采用 0.95~1.0。本设计取 $\varphi=0.95$ ；

α ——水流动能校正系数，可采用 1.0~1.05。本设计 $\alpha=1.0$ ；

q ——过闸单宽流量 (m^2/s)， $q=\frac{Q}{B}=\frac{913}{54}=16.91 m^2/s$ ；

b_1 、 b_2 ——消力池首、末端宽度 (m)，本工程粗略计算选取 $\frac{b_1}{b_2}=0.95$ ；

T_0 ——由消力池底板顶面算起的总势能 (m)；

ΔZ ——出池落差 (m)；

h'_s ——出池河床水深，取 $4.4-0.8=3.6 m$ 。

进行试算时，以 h_c 为试算变量，先假设一个 h_c ，由式“1-11”“1-12”“1-13”可分别算出 hc'' 、 T_{01} 、 ΔZ ，从而由式“1-10”得到消力池深度 d 。再由关系式

$T_{02} = d + H_0$ 得到 T_{02} ，当 T_{02} 与 T_{01} 相等时，假设的消力池深度 d 就是实际的深度。

Excel 试算过程如下：

表 1-4 消力池深度试算

h_c	hc''	ΔZ	T_{01}	d	T_{02}
0.50	10.416	1.112	65.095	6.225	11.187
1.00	7.060	0.954	17.149	2.860	7.822
1.50	5.459	0.757	8.677	1.375	6.336
1.60	5.222	0.712	7.908	1.171	6.133
1.70	5.003	0.664	7.288	0.989	5.951
1.70	5.003	0.664	7.288	0.989	5.951
1.80	4.800	0.613	6.784	0.826	5.788
1.90	4.611	0.560	6.373	0.681	5.642
2.00	4.434	0.505	6.037	0.551	5.512
2.10	4.267	0.446	5.762	0.435	5.397
2.20	4.111	0.384	5.537	0.333	5.295
2.30	3.963	0.318	5.353	0.243	5.205
2.40	3.823	0.249	5.204	0.165	5.127
2.50	3.690	0.176	5.084	0.099	5.061
2.60	3.564	0.099	4.989	0.044	5.005

2.55	3.627	0.138	5.033	0.070	5.032
------	-------	-------	-------	-------	-------

由上表可知：在闸门通过校核流量时，所需消力池深度为 0.07 米。

1.3.2 消力池长度计算

根据《水闸设计规范》附录 B，消力池长度计算公式如下：

$$L_{sj} = L_s + \beta L_j \quad (1-14)$$

$$L_j = 6.9(h_c'' - h_c) \quad (1-15)$$

式中 L_{sj} ——消力池长度 (m)；

L_s ——消力池斜坡段水平投影长度 (m)，斜坡坡度一般为 1: 3~1: 4，本工程取 1: 4 的斜坡，则

$$L_s = d \times m = 0.5 \times 4 = 2 \text{ (m)} ;$$

β ——水跃长度校正系数，可采用 0.7~0.8，本工程取 0.75；

L_j ——水跃长度 (m)。

由表 1-2 知：

$$h_c'' = 3.627 \text{ (m)}$$

$$h_c = 2.55 \text{ (m)}$$

将已知量代入以上各式求得：

$$\begin{aligned} L_j &= 6.9(h_c'' - h_c) \\ &= 6.9 \times (3.627 - 2.55) \\ &= 7.43 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_{sj} &= L_s + \beta L_j \\ &= 2 + 0.75 \times 8 \\ &= 8 \text{ (m)} \end{aligned}$$

取 $L_{sj} = 8 \text{ (m)}$

1.3.3 消力池底板厚度计算

根据《水闸设计规范》附录 B，消力池底板厚度可根据抗冲和抗浮要求确定，取两者的较大值，计算公式如下：

$$\text{抗冲} \quad t = k_1 \sqrt{q \sqrt{\Delta H}} \quad (1-16)$$

$$\text{抗浮} \quad t = k_2 \frac{U - W \pm P_m}{\gamma_b} \quad (1-17)$$

式中 t ——消力池底板始端厚度 (m);

q ——单宽流量 (m^2/s), 取消力池始端宽度为 70m, 则 $q=913/70=13$ (m^2/s);

$\Delta H'$ ——闸孔泄水时上、下游水位差 (m), 由资料可知, 本工程取 $\Delta H' = 0.8\text{m}$;

k_1 ——消力池底板计算系数, 可采用 0.15-0.20, 本工程取 0.2;

k_2 ——消力池底板安全系数, 可采用 1.1-1.3, 本工程取 1.3;

U ——作用在消力池底板顶面的扬压力 (kPa);

W ——作用在消力池底板顶面的水重 (kPa);

P_m ——作用在消力池底板上的脉动压力 (kPa), 其值可取跃前收缩断面流速水头值的 5%; 通常计算消力池底板前半部的脉动压力时去“+”号, 计算消力池底板后半部的脉动压力时取“-”号;

γ_b ——消力池底板的饱和重度 (kN/m^3)。

由于本工程上下游水位差与消力池底板以上的水深相比很小, 即 $U \ll W$, 故可不考虑抗浮要求, 消力池底板厚度直接根据抗冲条件确定。

将各参数带入式 1-12 得:

$$t = k_1 \sqrt{q \sqrt{\Delta H'}} = 0.2 \times \sqrt{13 \times \sqrt{0.8}} = 0.68\text{m}。 \text{取 } t=0.7\text{m}。$$

消力池末端厚度取 0.5m。

1.3.4 海漫长度计算

海漫长度 L 应根据可能出现的最不利水位和流量的情况进行设计, 它与消力池出口的单宽流量及水流扩散情况、上下游水位差、地质条件、尾水深度以及海漫本身的粗糙程度有关。

根据 SL-265-2001《水闸设计规范》, 当 $\sqrt{q_s \sqrt{\Delta H'}} = 1 \sim 9$, 且消能扩散良好时, 海漫长度可采用下式进行估算:

$$L_p = K_s \sqrt{q_s \sqrt{\Delta H'}} \quad (1-18)$$

式中 L_p ——海漫长度 (m);

q_s ——消力池末端单宽流量 (m^2/s), 本工程单宽流量约为 $\frac{913}{70} = 13$ (m^2/s);

$\Delta H'$ ——闸孔泄水时上、下游水位差 (m), 由资料可知, 本工程取 $\Delta H' = 0.8\text{m}$;

K_s ——海漫长度计算系数, 可由下表查得。

表 1-5 K_s 值

河床土质	粉砂、细砂	中砂、粗砂、粉质壤土	粉质粘土	坚硬粘土
------	-------	------------	------	------

K_s	14~13	12~11	10~9	8~7
-------	-------	-------	------	-----

首先进行条件验算：

$$\sqrt{q_s \sqrt{\Delta H}} = \sqrt{13 \times \sqrt{0.8}} = 3.4 \in (1 \sim 9)$$

故海漫长度可采用式 3-14 计算，本工程闸址处为粘土质河床，有表 3-5 查得 $K_s = 10 \sim 9$ 取 $K_s = 10$ ，计算如下：

$$L_p = K_s \sqrt{q_s \sqrt{\Delta H}} = 10 \times \sqrt{13 \times \sqrt{0.8}} = 34\text{m}。$$

1.3.5 防冲槽冲刷深度计算

海漫末端可能的冲坑深度按《水闸设计规范》(B.3.1) 计算，计算公式如下：

$$d_m = 1.1 \frac{q_m}{[v_0]} - h_m \quad (1-19)$$

式中 d_m ——海漫末端河床冲刷深度 (m)；

q_m ——海漫末端单宽流量(m^2/s)，海漫末端河床宽约 90m，则单宽流量 $q_m = \frac{913}{90} = 10.1 \text{ m}^2/\text{s}$ ；

$[v_0]$ ——河床土质允许不冲流速 (m/s)，根据《水闸设计 (上册)》—华东水利学院，P60 表 3-4 河床 (渠道) 允许不冲刷平均流速，取 $[v_0] = 1.7 \text{ (m/s)}$ ；

h_m ——海漫末端河床水深 (m)，取 $h_m = 4.4 - 0.8 = 3.6\text{m}$

将各参数代入式 1-19 得：

$$d_m = 1.1 \frac{q_m}{[v_0]} - h_m = 1.1 \times \frac{10.1}{1.7} - 3.6 = 2.93。$$

第二章 防渗排水计算

2.1 地下轮廓线尺寸设计

2.1.1 铺盖尺寸设计

铺盖的长度采用上、下游最大水头差的 3~5 倍。铺盖的厚度应根据铺盖土料的允许水力坡降值计算确定，即 $\delta=\frac{\Delta H}{J}$ ，其中， ΔH 为铺盖顶、底面的水头差， J 为材料允许坡降，黏土为 4~8，壤土为 3~5。铺盖上游端的最小厚度一般为 0.6~0.8m，逐渐向闸室方向加厚至 1.0~1.5m。

根据上述原则，本设计铺盖的长度取上下游最大水头差的 4 倍，则铺盖长度为：

$$L_{\text{铺}}=4\times 0.8=3.2 \text{ (m)}, \text{ 取铺盖长度为 } 5\text{m};$$

铺盖的厚度：上端取 0.6m，末端取 1m，以便和闸底板连接。为了防止水流冲刷及施工时破坏黏土铺盖，在其上设置 30cm 厚浆砌块石保护层，10cm 厚的砂垫层。

2.1.2 底板尺寸计算

2.1.2.1 底板长度设计

闸底板的形式，按闸墩与底板连接方式不同分为整体式底板和分离式底板，本设计采用整体式底板，底板顺水流向长度应按满足上部结构布置，闸室抗滑稳定，地基承载力和水闸防渗要求确定，用经验公式 (2-1) 计算拟定一个初拟值，并综合考虑闸上结构布置及地基承载力两方面因素，拟定闸底板顺水流方向长度。

$$\text{按经验公式计算结果为: } L_{\text{底}}=A\times H \quad (2-1)$$

式中 A ——系数，对于砂砾石地基可取 1.5~2.5，对于砂壤土可取 2.0~3.5，对于黏壤土地基

可取 2.0~4.0，对于黏土地基可取 2.5~4.0；本工程闸基为粘土地基，取 $A=4.0$ ；

H ——上、下游最大水头差，本工程取 $H=0.8\text{m}$ 。

则：

$$L_{\text{底}}=A\times H=4.0\times 0.8=3.2 \text{ (m)}$$

上部结构要求净宽：公路桥宽度取连接两岸公路宽度，为 6.0m；栏杆布置宽取 0.5m；

工作桥宽度有闸门启闭机安置场地尺寸决定，取为 4m；检修桥布置在检修闸门之上，取 2m；

则上部结构要求最小宽度为：

$$L_{\text{底}}=6+0.5+4+2=12.5\text{m}。$$

综合考虑，上部结构布置及地基承载力要求，确定闸底板长度为 15m。

2.1.2.2 底板厚度设计

底板厚度与地基土质，水闸荷载，单孔净宽等因素有关，必须满足强度和刚度的要求，初拟时大、中型水闸（ $1/6\sim 1/8$ ） l_0 （ l_0 为闸孔净宽），一般为 1.0~2.0m，最薄不宜小于 0.6m，但小型水闸也有用到 0.3m 的。

本工程地板厚度取：

$$H_{\text{底}}=\frac{1}{6}l_0=\frac{9}{6}=1.5\text{m}，\text{齿墙高度取 } 1.0\text{m}，\text{垫层厚度取 } 0.1\text{m}。$$

2.2 渗流计算

本次设计采用改进的阻力系数法进行渗流计算。底板以下的粉质粘土厚度为 12m。阻力系数法计算简图如下：

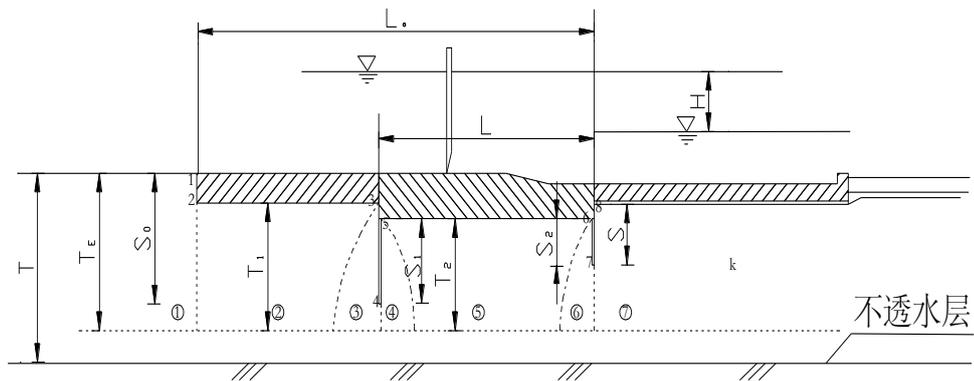


图 2-1 阻力系数法计算简图

地下轮廓线形态简化计算表如下：

表 2-1 地下轮廓形态简化计算表

原有的地下轮廓形态				
简化后地下轮廓形态				
说明	第②流段按内部板桩计算	第①流段进出口有板桩计算	当 $\theta \geq 45^\circ$ 第②流段按内部齿坎计算	第①流段按进出口有板桩计算
原有的地下轮廓形态				
简化后地下轮廓形态				
说明	第②流段按内部板桩计算	当 $\theta < 45^\circ$ 第②流段 $c_2 = \frac{l}{T}$ $l = AB$ T 取 AB 段平均值		

将图 2-1 所示的地下轮廓线，按上表进行适当的简化后，可得到下图所示的典型流段划分图。

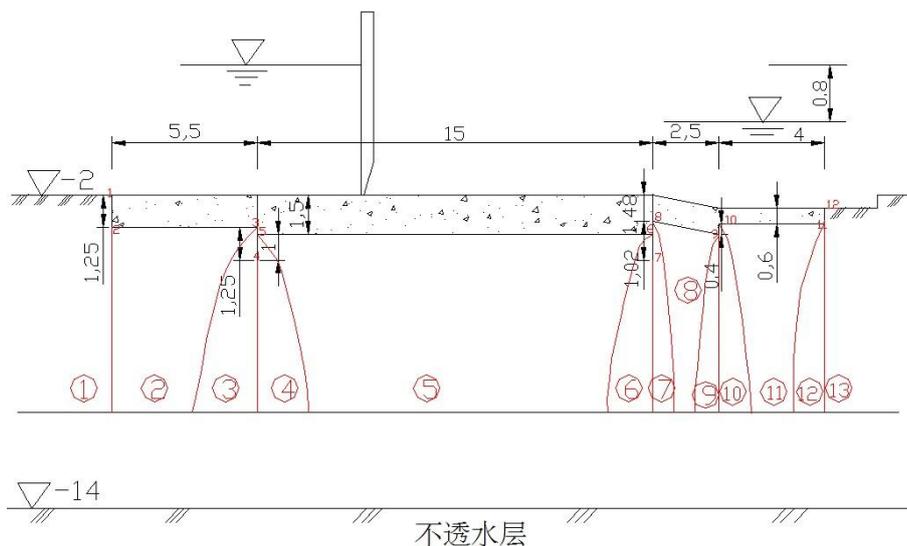


图 2-2 地下轮廓计算简图(单位:m)

2.2.1 地基有效深度计算

根据 SL265-2001 《水闸设计规范》C.2 改进阻力系数法规定，土基上水闸的地基有效深度可按下式计算：

$$\text{当 } \frac{L_0}{S_0} \geq 5 \text{ 时, } T_e = 0.5L_0 \quad (2-2)$$

$$\text{当 } \frac{L_0}{S_0} < 5 \text{ 时, } T_e = \frac{5L_0}{1.6\frac{L_0}{S_0}+2} \quad (2-3)$$

式中 T_e ——土基上水闸的地基有效深度 (m)；

L_0 ——地下轮廓的水平投影长度 (m)；

S_0 ——地下轮廓的垂直投影长度 (m)。

当计算的 T_e 值大于地基实际深度时, T_e 值应按地基实际深度采用。

地下轮廓的水平投影长度为：

$$L_0 = 5.5 + 15 + 2.5 + 4 = 27\text{m}$$

地下轮廓的垂直投影长度为：

$$S_0 = 1.5 + 1 = 2.5\text{m}$$

$$\text{则 } \frac{L_0}{S_0} = \frac{27}{2.5} = 10.8 > 5, \text{ 故 } T_e = 0.5L_0 = 0.5 \times 27 = 13.5 > 12$$

取有效深度为实际深度，即 $T_e = 12\text{m}$ 。

2.2.2 分段阻力系数计算

根据《水闸设计规范》，分段阻力系数可按以下公式计算：

1、进、出口段(见图 2-3a)：

$$\xi_0 = 1.5 \left[\frac{S}{T} \right]^2 + 0.441 \quad (2-4)$$

式中 ξ_0 ——进、出口段的阻力系数；

S ——板桩或齿墙的入土深度 (m)；

T ——地基透水层深度 (m)。

2、内部垂直段(见图 2-3b)：

$$\xi_y = \frac{2}{\pi} \text{ctg} \left[\frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{S}{T} \right) \right] \quad (2-5)$$

式中 ξ_y ——内部垂直段的阻力系数。

3、水平段(见图 2-3c)：

$$\xi_x = \frac{L_z - 0.7(S_1 + S_2)}{T} \quad (2-6)$$

式中 ξ_x ——水平段的阻力系数；

L_z ——水平段的长度 (m)；

S_1 、 S_2 ——进、出口段板桩或齿墙的入土深度 (m)。

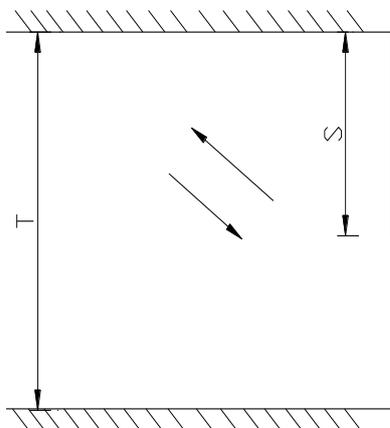


图2-3a

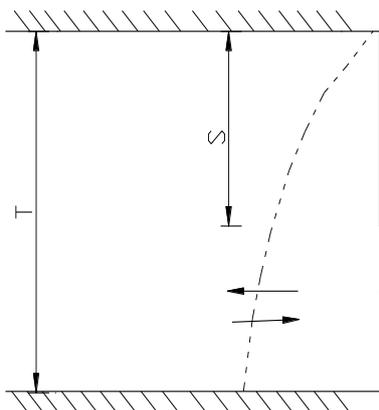


图2-3b

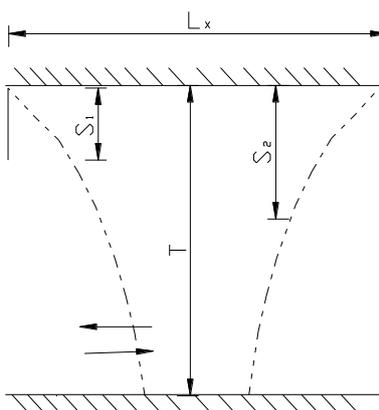


图2-3c

图 2-3 典型流段简图

根据图 2-2 把地下轮廓简图各段进行分类：

1、进、出口段有：①、⑬；

对于①段：S=1.25m； T=12m

$$\text{则}\xi_1 = 1.5 \left[\frac{S}{T} \right]^{\frac{3}{2}} + 0.441 = 1.5 \times \left[\frac{1.25}{12} \right]^{\frac{3}{2}} + 0.441 = 0.491;$$

对于⑬段：S=0.6m； T=11.5m

$$\text{则}\xi_{13} = 1.5 \left[\frac{S}{T} \right]^{\frac{3}{2}} + 0.441 = 1.5 \times \left[\frac{0.6}{11.5} \right]^{\frac{3}{2}} + 0.441 = 0.459;$$

2、内部垂直段有：③、④、⑥、⑦、⑨、⑩、⑫；

对于③段：S=1.25m； T=10.75m

$$\text{则}\xi_3 = \frac{2}{\pi} \text{ctg} \left[\frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{S}{T} \right) \right] = \frac{2}{\pi} \times \text{ctg} \left[\frac{\pi}{4} \times \left(1 - \frac{1.25}{10.75} \right) \right] = 0.765$$

对于④段：S=1m； T=10.5m

$$\text{则}\xi_4 = \frac{2}{\pi} \text{ctg} \left[\frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{S}{T} \right) \right] = \frac{2}{\pi} \times \text{ctg} \left[\frac{\pi}{4} \times \left(1 - \frac{1}{10.5} \right) \right] = 0.740;$$

对于⑥段：S=1m； T=10.5m

$$\text{则}\xi_6 = \frac{2}{\pi} \text{ctg} \left[\frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{S}{T} \right) \right] = \frac{2}{\pi} \times \text{ctg} \left[\frac{\pi}{4} \times \left(1 - \frac{1}{10.5} \right) \right] = 0.740;$$

对于⑦段：S=2m； T=10.7m

$$\text{则}\xi_7 = \frac{2}{\pi} \text{ctg} \left[\frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{S}{T} \right) \right] = \frac{2}{\pi} \times \text{ctg} \left[\frac{\pi}{4} \times \left(1 - \frac{2}{10.7} \right) \right] = 0.858;$$

对于⑨段：S=0m； T=10.7m

$$\text{则}\xi_9 = \frac{2}{\pi} \text{ctg} \left[\frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{S}{T} \right) \right] = \frac{2}{\pi} \times \text{ctg} \left[\frac{\pi}{4} \times \left(1 - \frac{0}{10.7} \right) \right] = 0.637;$$

对于⑩段：S=0.4m； T=10.9m

$$\text{则}\xi_{10} = \frac{2}{\pi} \text{ctg} \left[\frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{S}{T} \right) \right] = \frac{2}{\pi} \times \text{ctg} \left[\frac{\pi}{4} \times \left(1 - \frac{0.4}{10.9} \right) \right] = 0.674;$$

对于⑫段：S=0m； T=10.9m

$$\text{则}\xi_{12} = \frac{2}{\pi} \text{ctg} \left[\frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{S}{T} \right) \right] = \frac{2}{\pi} \times \text{ctg} \left[\frac{\pi}{4} \times \left(1 - \frac{0}{10.9} \right) \right] = 0.637;$$

3、水平段有：②、⑤、⑧、⑪。

对于②段：T = 10.75； L_z=5.5； S₁=0； S₂=1.25

$$\text{则}\xi_2 = \frac{L_z - 0.7(S_1 + S_2)}{T} = \frac{5.5 - 0.7 \times (0 + 1.25)}{10.75} = 0.430;$$

对于⑤段：T = 10.5； L_z=15； S₁=1； S₂=1

$$\text{则}\xi_5 = \frac{L_z - 0.7(S_1 + S_2)}{T} = \frac{15 - 0.7 \times (1 + 1)}{10.5} = 1.295;$$

对于⑧段：T = 10.7； L_z=2.55； S₁=2； S₂=0

$$\text{则}\xi_8 = \frac{L_z - 0.7(S_1 + S_2)}{T} = \frac{2.55 - 0.7 \times (2 + 0)}{10.7} = 0.107;$$

对于⑩段：T = 10.9；L_z=4；S₁=0.4；S₂=0

$$\text{则 } \xi_{11} = \frac{L_z - 0.7(S_1 + S_2)}{T} = \frac{4 - 0.7 \times (0.4 + 0)}{10.9} = 0.341;$$

故各段的阻力系数分别为：

$$\begin{aligned} \xi_1 &= 0.491; & \xi_2 &= 0.430; & \xi_3 &= 0.765; \\ \xi_4 &= 0.740; & \xi_5 &= 1.295; & \xi_6 &= 0.740; \\ \xi_7 &= 0.858; & \xi_8 &= 0.107; & \xi_9 &= 0.637; \\ \xi_{10} &= 0.674; & \xi_{11} &= 0.341; & \xi_{12} &= 0.637; & \xi_{13} &= 0.459; \end{aligned}$$

2.2.3 各段水头损失计算

根据《水闸设计规范》，各分段水头损失值可按以下公式计算：

$$h_i = \xi_i \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} \quad (2-7)$$

式中 h_i ——各分段水头损失值（m）；

ξ_i ——各分段阻力系数；

n ——总分段数，本工程 $n=13$ ；

ΔH ——上下游水位差，本工程 $\Delta H=0.8\text{m}$ 。

式中： $\sum_{i=1}^n \xi_i = 8.174$

将“2.2.2”计算结果带入式 2-7 得到各分段的水头损失为：

$$h_1 = \xi_1 \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} = 0.491 \times \frac{0.8}{8.174} = 0.048;$$

$$h_2 = \xi_2 \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} = 0.430 \times \frac{0.8}{8.174} = 0.042;$$

$$h_3 = \xi_3 \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} = 0.765 \times \frac{0.8}{8.174} = 0.075;$$

$$h_4 = \xi_4 \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} = 0.740 \times \frac{0.8}{8.174} = 0.072;$$

$$h_5 = \xi_5 \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} = 1.295 \times \frac{0.8}{8.174} = 0.127;$$

$$h_6 = \xi_6 \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} = 0.740 \times \frac{0.8}{8.174} = 0.072;$$

$$h_7 = \xi_7 \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} = 0.858 \times \frac{0.8}{8.174} = 0.084;$$

$$h_8 = \xi_8 \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} = 0.107 \times \frac{0.8}{8.174} = 0.011;$$

$$h_9 = \xi_9 \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} = 0.637 \times \frac{0.8}{8.174} = 0.062;$$

$$h_{10} = \xi_{10} \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} = 0.674 \times \frac{0.8}{8.174} = 0.066;$$

$$h_{11} = \xi_{11} \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} = 0.341 \times \frac{0.8}{8.174} = 0.033;$$

$$h_{12} = \xi_{12} \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} = 0.637 \times \frac{0.8}{8.174} = 0.062;$$

$$h_{13} = \xi_{13} \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} = 0.459 \times \frac{0.8}{8.174} = 0.045。$$

进、出口水力坡降呈急变曲线形式，误差较大，需要进行必要的修正，根据《水闸设计规范》，进、出口段修正后的水头损失值可按下式确定：

$$h'_0 = \beta' h_0 \quad (2-8)$$

$$\beta' = 1.21 - \frac{1}{\left[12\left(\frac{T'}{T}\right)^2 + 2\right]\left[\frac{S'}{T} + 0.059\right]} \quad (2-9)$$

式中 h'_0 ——进、出口段修正后的水头损失值 (m)；

h_0 ——进、出口段水头损失值 (m)；

β' ——阻力修正系数，当计算的 $\beta' \geq 1$ 时，取 1；

S' ——底板埋深与板桩入土深度之和 (m)；

T' ——板桩另一侧地基透水层深度 (m)。

1、进口水头损失修正

进口水头损失修正前 $h_1=0.045\text{m}$ ；进口处 $T=11.5\text{m}$ ； $T'=10.9\text{m}$ ； $S'=0.6\text{m}$ 。

将以上各参数带入式 2-9 得：

$$\beta' = 1.21 - \frac{1}{\left[12\left(\frac{T'}{T}\right)^2 + 2\right]\left[\frac{S'}{T} + 0.059\right]} = 1.21 - \frac{1}{\left[12\left(\frac{10.9}{11.5}\right)^2 + 2\right]\left[\frac{0.6}{11.5} + 0.059\right]} = 0.873$$

故修正后进口水头损失为：

$$h'_1 = \beta' h_1 = 0.873 \times 0.048 = 0.042\text{m}$$

进口段水头损失减小值为：

$$\Delta h_1 = h_1 - h'_1 = 0.048 - 0.042 = 0.006\text{m}$$

将进口段水头损失减小值加在铺盖段水头损失上，则增加后的铺盖水头损失值为：

$$h_2 = 0.042 + 0.006 = 0.048\text{m}$$

2、出口水头损失修正

进口水头损失修正前 $h_1=0.048\text{m}$ ；进口处 $T=10.75\text{m}$ ； $T'=12\text{m}$ ； $S'=0.6\text{m}$ 。

将以上各参数带入式 2-9 得：

$$\beta' = 1.21 - \frac{1}{\left[12\left(\frac{T'}{T}\right)^2 + 2\right]\left[\frac{S'}{T} + 0.059\right]} = 1.21 - \frac{1}{\left[12\left(\frac{10.9}{11.5}\right)^2 + 2\right]\left[\frac{0.6}{11.5} + 0.059\right]} = 0.506$$

故修正后出口水头损失为:

$$h'_1 = \beta' h_1 = 0.506 \times 0.045 = 0.023\text{m}$$

出口段水头损失减小值为:

$$\Delta h_1 = h_1 - h'_1 = 0.045 - 0.023 = 0.022\text{m}$$

将出口段水头损失减小值加在消力池底板段水头损失上, 则增加后的消力池底板段水头损失值为:

$$h_{11} = 0.033 + 0.022 = 0.055\text{m}$$

故修正后各段的水头损失值为:

$$h_1 = 0.042; h_2 = 0.048; h_3 = 0.075;$$

$$h_4 = 0.072; h_5 = 0.127; h_6 = 0.072;$$

$$h_7 = 0.084; h_8 = 0.011; h_9 = 0.062;$$

$$h_{10} = 0.066; h_{11} = 0.055; h_{12} = 0.062; h_{13} = 0.023。$$

2.2.4 渗流量及渗透坡降计算

1、渗流量计算

根据达西定律, 任一流段的单宽渗流量 q 为:

$$q = k \frac{h_i}{l_i} T = \frac{h_i k}{\xi_i} \quad (2-10)$$

式中 q ——单宽流量, $\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$;

k ——地基土的渗透系数, 本工程取 $k=6.99 \times 10^{-9} \text{m/s}$;

ξ_i ——渗流段的阻力系数;

h_i ——渗流段的水头损失。

本工程取闸底板段为计算段, 则有: $\xi_i = 1.295$; $h_i = 0.127$

$$\text{则单宽流量 } q = \frac{h_i k}{\xi_i} = \frac{0.127 \times 6.99 \times 10^{-9}}{1.295} = 6.86 \times 10^{-10} \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$$

$$\text{总渗流量 } Q = q \times B = 6.86 \times 10^{-10} \times 64.5 = 4.42 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$$

2、渗透坡降计算

根据《水闸设计规范》, 出口处的渗透坡降可按下列公式计算:

$$J = \frac{h'_0}{S'} \quad (2-11)$$

式中 J ——出口段的渗透坡降。

对于出口段 $h'_0=0.023$; $S' = 0.6$

$$\text{则: } J = \frac{h'_0}{S'} = \frac{0.023}{0.6} = 0.04$$

2.3 绕流计算

边墙绕流计算简图如下：

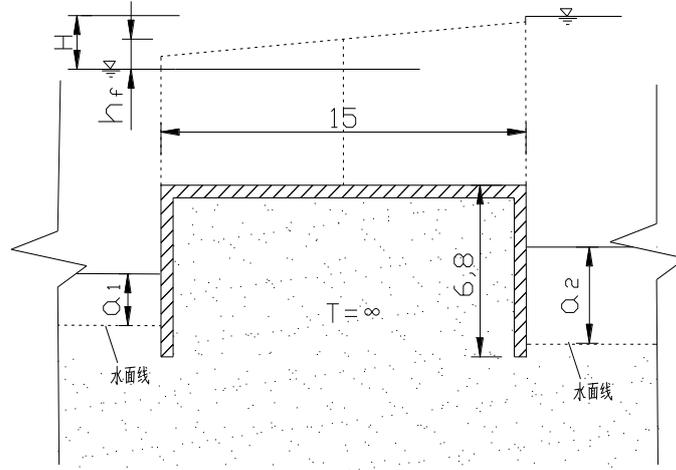


图 2-4 边墙绕流计算简图 (m)

由于 $\frac{L_0}{S_0} = \frac{15}{6.8} = 2.2 < 5$

故计算时有效计算深度 $T_e = \frac{5L_0}{1.6L_0/S_0 + 2} = 13.6\text{m}$;

2.3.1 设计洪水期

设计洪水挡水期，图中参数分别为： $H=3.22-2.2=1.02\text{m}$;

$$a_1 = 0.4h_1 = 0.4 \times (12 + 4.2) = 6.48\text{m};$$

$$a_2 = 0.4h_2 = 0.4 \times (12 + 5.22) = 6.89\text{m};$$

根据“2.2.2”计算方法计算得各段的阻力系数为：

$$\xi_{\text{进}} = 1.5 \left[\frac{S_1^3}{T} \right]^{\frac{3}{2}} + 0.441 = 1.5 \times \left[\frac{8.49^3}{13.6} \right]^{\frac{3}{2}} + 0.441 = 1.18$$

$$\xi_{\text{出}} = 1.5 \left[\frac{S_2^3}{T} \right]^{\frac{3}{2}} + 0.441 = 1.5 \times \left[\frac{9.08^3}{13.6} \right]^{\frac{3}{2}} + 0.441 = 1.25$$

$$\xi_{\text{中}} = \frac{L_0 - 0.7(S_1 + S_2)}{T} = \frac{15 - 0.7 \times (6.3 + 6.3)}{13.6} = 0.4$$

进出口段的水头损失为：

$$h_{\text{进}} = \xi_{\text{进}} \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} = 1.18 \times \frac{1.02}{1.18+1.25+0.4} = 0.43\text{m};$$

$$h_{\text{出}} = \xi_{\text{出}} \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} = 1.25 \times \frac{1.02}{1.18+1.25+0.4} = 0.45\text{m};$$

$$h_{\text{中}} = \xi_{\text{中}} \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} = 0.4 \times \frac{1.02}{1.18+1.25+0.4} = 0.14\text{m};$$

由几何关系得:

$$h_f = 0.45 + 0.5 \times 0.14 = 0.52\text{m};$$

故岸墙后填土平均水深（从不透水层面算起）为:

$$h = \sqrt{(h_1 + h_2)h_f + h_1^2} = \sqrt{(16.2 + 17.22) \times 0.52 + 16.2^2} = 16.7\text{m};$$

则岸墙后绕流水深相对于底板深度为 4.7m;

绕流出逸坡降为:

$$\begin{aligned} (J_{\mu})_s &= \frac{1}{2} \frac{h_2^2 - h_1^2}{\sqrt{(h_1 + h_2)h_f + h_1^2}} \frac{J_{\mu}}{H} \\ &= \frac{1}{2} \frac{17.22^2 - 16.2^2}{\sqrt{(17.22 + 16.2) \times 0.52 + 16.2^2}} \frac{0.45}{6.3} \\ &= 0.07 \end{aligned}$$

2.3.2 校核洪水期

校核洪水挡水期，图中参数分别为： $H=3.84-2.4=1.44\text{m}$;

$$a_1 = 0.4h_1 = 0.4 \times (12 + 4.4) = 6.56\text{m};$$

$$a_2 = 0.4h_2 = 0.4 \times (12 + 5.84) = 7.14\text{m};$$

根据“2.2.2”计算方法计算得各段的阻力系数为:

$$\xi_{\text{进}} = 1.5 \left[\frac{S_1}{T} \right]^{\frac{3}{2}} + 0.441 = 1.5 \times \left[\frac{8.1}{13.6} \right]^{\frac{3}{2}} + 0.441 = 1.13$$

$$\xi_{\text{出}} = 1.5 \left[\frac{S_2}{T} \right]^{\frac{3}{2}} + 0.441 = 1.5 \times \left[\frac{8.96}{13.6} \right]^{\frac{3}{2}} + 0.441 = 1.24$$

$$\xi_{\text{中}} = \frac{L_0 - 0.7(S_1 + S_2)}{T} = \frac{15 - 0.7 \times (6.3 + 6.3)}{13.6} = 0.4$$

进出口段的水头损失为:

$$h_{\text{进}} = \xi_{\text{进}} \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} = 1.13 \times \frac{1.44}{1.13+1.24+0.4} = 0.59\text{m};$$

$$h_{\text{出}} = \xi_{\text{出}} \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} = 1.24 \times \frac{1.44}{1.13+1.24+0.4} = 0.64\text{m};$$

$$h_{\text{中}} = \xi_{\text{中}} \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} = 0.4 \times \frac{1.44}{1.13+1.24+0.4} = 0.21\text{m};$$

由几何关系得：

$$h_f = 0.64 + 0.5 \times 0.21 = 0.74\text{m};$$

故岸墙后填土平均水深（从不透水层面算起）为：

$$h = \sqrt{(h_1 + h_2)h_f + h_1^2} = \sqrt{(16.4 + 17.84) \times 0.74 + 16.4^2} = 17.2\text{m};$$

则岸墙后绕流水深相对于底板深度为 5.2m；

绕流出逸坡降为：

$$\begin{aligned} (J_\mu)_s &= \frac{1}{2} \frac{h_2^2 - h_1^2}{\sqrt{(h_1 + h_2)h_f + h_1^2}} \frac{J_\mu}{H} \\ &= \frac{1}{2} \frac{17.84^2 - 16.4^2}{\sqrt{(17.84 + 16.4) \times 0.74 + 16.4^2}} \frac{0.64}{6.3} \\ &= 0.1 \end{aligned}$$

第三章 闸室稳定计算

3.1 各类荷载计算

3.1.1 闸室自重

(取双孔联为计算单元, 计算中钢筋混凝土容重取 25KN/m^3)

1、底板重

$$G_d = (1.5 \times 15 + 2 \times (1+2) \times 1 \times 0.5) \times 21.5 \times 25 = 13706.3\text{KN}$$

G_d 底板垂直水流方向形心轴的力矩 $M_2 = 0\text{KN}\cdot\text{m}$;

2、闸墩重

① 将边墩沿底板中心线分成上下游两段, 每段长 7.5m;

上游段重 (两个边墩): $G_1 = 2 \times 7.1 \times 6.8 \times 25 = 2414\text{KN}$,

偏心距为 3.713m, 产生的弯矩为: $M_1 = 2414 \times 3.713 = 8963.2\text{KN}\cdot\text{m}$, 逆时针方向;

下游段重 (两个边墩): $G_2 = 2 \times 6.71 \times (6.8 - 0.6) \times 25 = 2080\text{KN}$,

偏心距为 3.38m, 产生的弯矩为: $M_2 = 2080 \times 3.38 = 7030.8\text{KN}\cdot\text{m}$, 顺时针方向;

② 将中墩墩沿底板中心线分成上下游两段, 每段长 7.5m;

上游段重: $G_1 = 10.5 \times 6.8 \times 25 = 1785\text{KN}$,

偏心距为 3.71m, 产生的弯矩为: $M_1 = 1785 \times 3.71 = 6622.4\text{KN}\cdot\text{m}$, 逆时针方向;

下游段重: $G_2 = 10.06 \times (6.8 - 0.6) \times 25 = 1559.3\text{KN}$,

偏心距为 3.376m, 产生的弯矩为: $M_2 = 1559.3 \times 3.376 = 5264.2\text{KN}\cdot\text{m}$, 顺时针方向;

3、闸门重

闸门活动部分的重量 G 可由下式计算:

$$G = 0.012 k_{支} k_{材} H^{1.65} B^{1.85} \quad (3-1)$$

式中 G ——闸门结构活动部分重量, t;

$k_{支}$ ——闸门的支承结构特征系数, 对于滑动式支承取 0.8, 对于滚轮式支承取 1.0, 对于台车式支承取 1.3, 本工程取 0.8;

$k_{材}$ ——闸门材料系数, 普通碳素结构钢制成的闸门为 1.0, 低合金结构制成的闸门取 0.8, 本工程取 1.0;

H ——孔口高度, 取 6.6m;

B ——孔口宽度, 取 9m。

则一个闸门重为：

$$\begin{aligned} G &= 0.012 k_{支} k_{材} H^{1.65} B^{1.85} \\ &= 0.012 \times 0.8 \times 1.0 \times 6.6^{1.65} \times 9^{1.85} \\ &= 12.6 t = 126 \text{KN} \end{aligned}$$

一联有两个闸门，故闸门重为 252KN

偏心距为 2m，则闸门重量产生的弯矩为： $M = 2 \times 126 \times 2 = 504 \text{KN} \cdot \text{m}$ ，逆时针方向；

4、启闭机重量

要计算启闭机的重量，首先要选择启闭机。

在动水中启闭的平面闸门，它的启门力 F_Q 为：

$$F_Q = n_T (T_{zd} + T_{zs}) + n'_G G + W_S \quad (3-2)$$

它的闭门力 F_w 为：

$$F_w = n_T (T_{zd} + T_{zs}) - n_G G \quad (3-3)$$

式中

n_T ——摩擦阻力的安全系数，一般取 1.2；

n'_G ——计算启门力和持住力用的门重修正系数，一般取 1.1；

n_G ——计算闭门力时用的门重修正系数，一般取 0.9；

G ——闸门活动部分的自重；

W_S ——作用在闸门上的水柱压力，由于闸门顶在水面以上，故取 $W_S = 0 \text{KN}$ ；

T_{zd} ——支承摩擦阻力，滑动支承时： $T_{zd} = f_2 P$ ，其中 P 为闸门上总水压力 KN ， $P = \gamma (H_{外}^2 - H_{内}^2) / 2 = 9.81 \times (5.842 - 4.42) / 2 = 72.3 \text{KN}$ ； f_2 为滑动支承摩擦系数，钢对钢取 0.6；故 $T_{zd} = 0.6 \times 72.3 \text{KN} = 43.4 \text{KN}$ ；

T_{zs} ——止水阻力 KN ， $T_{zs} = f_3 P_{zs}$ ，其中 f_3 为止水与止水座间滑动摩擦系数，橡皮对钢取 0.5； P_{zs} 为作用在止水上的压力：

$$\begin{aligned} P_{zs} &= 2 \times \text{侧止水长度} \times \text{止水挤压宽度} \times \text{侧止水中心处水压力强度} \\ &= 2 \times 6.6 \times 0.02 \times 32.37 \\ &= 8.55 \text{KN} \end{aligned}$$

$$\text{故 } T_{zs} = f_3 P_{zs} = 0.5 \times 8.55 = 4.27 \text{KN}；$$

$$\begin{aligned} \text{启门力 } F_Q \text{ 为：} \quad F_Q &= n_T (T_{zd} + T_{zs}) + n'_G G + W_S \\ &= 1.2 \times (43.4 + 4.27) + 1.1 \times 126 + 0 \\ &= 195.8 \text{KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{闭门力 } F_w \text{ 为：} \quad F_w &= n_T (T_{zd} + T_{zs}) - n_G G \\ &= 1.2 \times (43.4 + 4.27) - 0.9 \times 126 \\ &= -56.2 \end{aligned}$$

所得 F_w 为负，说明可依靠闸门自重关闭，故可不必装加重块。

由以上计算结果，根据《闸门与启闭机（第二版）-水利电力出版社》P374 表 8-11 选择卷扬式启闭机 QPQ-2×12.5，主要参数见下表：

表 3.1 卷扬式启闭机 QPQ-2×12.5 主要参数

类别	启闭机型号	启闭力 (t)	启门高度 (m)	启门速度	吊距	重量 (t)
双吊点集中驱动	QPQ-2×12.5	2×12.5	8	2.23 m / min	1.8~7	2.57

故一台启闭机的重量为 2.57t，即 25.7KN。

一个计算单元包括两台启闭机，故启闭机的重量为 25.7×2=51.4KN。

启闭机偏心距为 2m，产生弯矩为： $M=51.4 \times 2=102.8\text{KN}\cdot\text{m}$ ，逆时针方向；。

5、工作桥重

对于计算单元，其工作桥重为：

$$G=(2 \times 0.5 \times 1.0 + 0.1 \times 2.0 + 2 \times (0.1 + 0.25) \times 0.5 \times 0.5) \times 21.5 \times 25 \\ =739\text{KN};$$

工作桥偏心距为 2m，故工作桥重产生的弯矩为： $M=739 \times 2=1478 \text{KN}\cdot\text{m}$ ，逆时针方向；

6、工作桥柱重

计算单元内共有柱 6 根，柱重量为：

$$G=6 \times 0.4 \times 0.6 \times 8 \times 25=288\text{KN};$$

偏心距为 2m，产生弯矩为： $M=288 \times 2=576\text{KN}\cdot\text{m}$ ，逆时针方向；

7、交通桥重

对于计算单元，其交通桥重为：

$$J=(0.5 \times 7.5 + 2 \times 0.2 \times 0.75 + 3 \times 0.4 \times 0.6) \times 21.5 \times 25 \\ =2563.8\text{KN};$$

交通桥的偏心距为 3.75m，故交通桥重产生的弯矩为：

$$M=2563.8 \times 3.75=9614.3\text{KN}\cdot\text{m}，\text{顺时针方向；}$$

3.1.2 水重计算

3.1.2.1 设计情况

设计洪水情况下，内江水位为水深为 2.2+2=4.2m，外江水深为 3.22+2=5.22m；

1、闸前段

$$W=2 \times 9 \times 5.2 \times 4.2 \times 10=3931\text{KN};$$

$$M=3931 \times \left(7.5 - \frac{5.2}{2}\right) =19262\text{KN}\cdot\text{m}，\text{逆时针方向；}$$

2、闸后段

$$W=2 \times 9 \times 9.2 \times 5.22 \times 10=8644.3 \text{ KN};$$

$$M=8644.3 \times \left(7.5 - \frac{9.2}{2}\right) =25068.5 \text{ KN m, 顺时针方向};$$

3.1.2.2 校核情况

校核洪水情况下，内江水位为水深为 $2.4+2=4.4\text{m}$ ，外江水深为 $3.84+2=5.84\text{m}$;

1、闸前段

$$W=2 \times 9 \times 5.2 \times 4.4 \times 10=4118.4 \text{ KN};$$

$$M=4118.4 \times \left(7.5 - \frac{5.2}{2}\right) =20180 \text{ KN.m, 逆时针方向};$$

2、闸后段

$$W=2 \times 9 \times 9.2 \times 5.84 \times 10=9671 \text{ KN};$$

$$M=9671 \times \left(7.5 - \frac{9.2}{2}\right) =28046 \text{ KN m, 顺时针方向};$$

3.1.3 扬压力计算

3.1.3.1 设计情况

1、浮托力 W_B

设计洪水的情况下内江水深为 4.2m ,故浮托力大小为:

$$W_B=10 \times 4.2 \times 21.5 \times 15=13545 \text{ KN, 方向向上}; \text{对闸底板中心产生弯矩为 } 0 \text{ KN.m};$$

2、渗透压力 W_S

渗透压力计算首先要确定底板两端的渗透水头。按照“2.2.2、2.2.3”计算方法可以得到，底板下游端的渗透水头为 0.464m ；底板上游端的渗透水头为 0.303m ；

故渗透压力为:

$$W_S=0.5 \times (0.464+0.303) \times 15 \times 21.5=123.7 \text{ KN},$$

对地板中心产生弯矩为:

$$M= \left(\frac{15}{2} - \frac{15}{3}\right) \times 0.5 \times 15 \times (0.464-0.303) \times 21.5=65 \text{ KN.m, 逆时针方向};$$

3.1.3.2 校核情况

1、浮托力 W_B

设计洪水的情况下内江水深为 4.4m,故浮托力大小为:

$$W_B=10 \times 4.4 \times 21.5 \times 15=14190\text{KN}, \text{方向向上; 对闸底板中心产生弯矩为 } 0\text{KN.m};$$

2、渗透压力 W_S

渗透压力计算首先要确定底板两端的渗透水头。按照“2.2.2、2.2.3”计算方法可以得到,底板下游端的渗透水头为:0.656m;底板上游端的渗透水头为:0.427m;

$$W_S=0.5 \times (0.656+0.427) \times 15 \times 21.5=174.6\text{KN},$$

对地板中心产生弯矩为:

$$M= \left(\frac{15}{2} - \frac{15}{3} \right) \times 0.5 \times 15 \times (0.656-0.427) \times 21.5 \times 10=92.3\text{KN.m}, \text{逆时针方向};$$

3.1.4 静水压力计算

作用在闸门上的任何一点的静水压力强度与该点在水面以下的深度 h 成正比,压力的方向与作用表面相垂直。在不同情况下闸上下游水位不同,所以要分别计算静水压力。

3.1.4.1 设计情况

1、上游段

$$P_1=\frac{1}{2} \times 10 \times 4.2^2 \times 21.5 = 1896.3\text{KN};$$

$$M=1896.3 \times \frac{4.2}{3} =2654.82\text{KN.m}, \text{顺时针方向};$$

2、下游段

$$P_2=\frac{1}{2} \times 10 \times 5.22^2 \times 21.5 = 2929.3\text{KN};$$

$$M=2929.3 \times \frac{5.22}{3} =5096.9\text{KN.m}, \text{逆时针方向};$$

3.1.4.2 校核情况

1、上游段

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 10 \times 4.4^2 \times 21.5 = 2081.2 \text{KN};$$

$$M = 2081.2 \times \frac{4.4}{3} = 3052.4 \text{KN.m, 顺时针方向};$$

2、下游段

$$P_2 = \frac{1}{2} \times 10 \times 5.84^2 \times 21.5 = 3666.4 \text{KN};$$

$$M = 3666.4 \times \frac{5.84}{3} = 7137.2 \text{KN.m, 逆时针方向};$$

3.1.5 波浪压力计算

3.1.5.1 设计情况

1、闸上游浪压力

计算风速 $V_{10} = 24 \times 1.5 = 36 \text{m/s}$;

分区长度 $D = 250 \text{m}$;

闸前风区平均水深取 $H_m = \frac{3.7+4.2}{2} = 4 \text{m}$;

$$\text{则 } \frac{gD}{v_{10}^2} = 1.93 \quad \frac{gH_m}{v_{10}^2} = 0.031$$

查《水闸设计规范》附录 E 以下公式:

$$\frac{gh_m}{v_{10}^2} = 0.13 \text{th} \left[0.7 \left(\frac{gH_m}{v_{10}^2} \right)^{0.7} \right] \text{th} \left\{ \frac{0.0018 \left[\frac{gD}{v_{10}^2} \right]^{0.45}}{0.13 \text{th} \left[0.7 \left(\frac{gH_m}{v_{10}^2} \right)^{0.7} \right]} \right\}$$

可得平均波高 $h_m = 0.31 \text{m}$, 故 $\frac{h_m}{H_m} = 0.078$

本水闸为三级建筑物, 查《水闸设计手册》表 E.0.1-1 得 $P_L = 5\%$, 再由表 E.0.1-2 得

$$\frac{h_p}{h_m} = 1.89;$$

则相应于波列累计频率 p 的波高为: $h_p = 1.89 \times 0.31 = 0.586 \text{m}$;

由 $\frac{gT_m}{v_{10}} = 13.9 \left(\frac{gh_m}{v_{10}^2} \right)^{0.5}$ 得平均波周期 $T_m = 2.45$

由 $L_m = \frac{gT_m^2}{2\pi} \text{th} \frac{2\pi H}{L_m}$, 经试算得到平均波长为: $L_m = 9.5 \text{m}$;

$$\text{临界水深 } H_k = \frac{L_m}{4\pi} \ln \frac{L_m + 2\pi h_p}{L_m - 2\pi h_p}$$

带入数值后解得 $H_k = 0.62 \text{m}$;

波浪中心线超出计算水位的高度为通过下式计算:

$$h_z = \frac{\pi h_p^2}{L_m} \operatorname{cth} \frac{2\pi h_p}{L_m}$$

带入数值后计算得 $h_z = 0.3\text{m}$;

$H=4.2 > H_K=0.62$, 且 $H=4.2 < \frac{L_m}{2} = 4.75$, 故浪压力可按下式计算:

$$P = \frac{1}{2} \left[(h_p + h_z) \left(\gamma H + \gamma h_p \operatorname{sech} \frac{2\pi H}{L_m} \right) + H \gamma h_p \operatorname{sech} \frac{2\pi H}{L_m} \right]$$

将各参数带入上式得:

$$\begin{aligned} P &= \frac{1}{2} \left[(h_p + h_z) \left(\gamma H + \gamma h_p \operatorname{sech} \frac{2\pi H}{L_m} \right) + H \gamma h_p \operatorname{sech} \frac{2\pi H}{L_m} \right] \\ &= \frac{1}{2} \left[(0.586 + 0.3) \times \left(10 \times 4.2 + 10 \times 0.586 \times \operatorname{sech} \frac{2 \times 3.14 \times 4.2}{9.5} \right) + 4.2 \times 10 \times 0.586 \times \right. \\ &\quad \left. \operatorname{sech} 2 \times 3.14 \times 4.295 \right] \end{aligned}$$

$$= 20.5\text{KN};$$

则计算单元内的浪压力为: $P_1 = 20.5 \times 18 = 368\text{KN}$;

$$M = \frac{0.38}{3.717} \times 368 \times \left(\frac{0.586 + 0.3}{3} + 4.2 \right) + \frac{0.27}{3.717} \times 368 \times \frac{2}{3} \times 4.2 = 244\text{KN}\cdot\text{m}, \text{ 顺时针方向};$$

2、闸下游浪压力

计算方法同上, 经计算得到闸下游浪压力为:

$$P_2 = 386\text{KN};$$

$$M = 1516\text{KN}\cdot\text{m}, \text{ 逆时针方向};$$

3.1.5.2 校核情况

1、闸上游浪压力

计算方法同上, 经计算得到闸下游浪压力为:

$$P_1 = 83.43\text{KN};$$

$$M = 291.6\text{KN}\cdot\text{m}, \text{ 顺时针方向};$$

2、闸下游浪压力

计算方法同上, 经计算得到闸下游浪压力为:

$$P_2 = 83.43\text{KN};$$

$$M = 425\text{KN}\cdot\text{m}, \text{ 逆时针方向};$$

3.2 闸室稳定计算

3.2.1 完建期稳定计算

完建期，上、下游围堰尚未拆除，故不存在扬压力的影响，且闸室上、下游没有水，闸室荷载仅为闸室自重，各部分作用力见下表：

表 3.2 完建期闸室荷载汇总表

荷载		自重 (kN)	偏心距 (m)	力矩	
				大小	方向
底板		13706.3	0	0	—
边墩	上游段	2414	3.71	8963.2	逆时针
	下游段	2080	3.38	7030.8	顺时针
中墩	上游段	1785	3.71	6622.4	逆时针
	下游段	1559.3	3.376	5264.2	顺时针
闸门		252	2	504	逆时针
工作桥		739	2	1478	逆时针
交通桥		2563.8	3.75	9614.3	顺时针
启闭机		51.4	2	102.8	逆时针
支撑柱		288	2	576	逆时针
Σ		25438.8	—	3662.9	顺时针

故闸室自重对底板中心点的力矩合计为：

$$\Sigma W=25438.8\text{KN} \quad \Sigma M=3662.9\text{KN m}$$

①地基平均压应力为：

$$\sigma = \frac{\Sigma W}{BL} = \frac{25438.8}{15 \times 21.5} = 78.9\text{kPa};$$

②最大（下游趾板）、最小（上游趾板）地基应力为：

$$\sigma_{\max} = \frac{\Sigma W}{A} + \frac{6 \Sigma M}{AB} = \frac{25438.8}{15 \times 21.5} + \frac{6 \times 3662.9}{15 \times 21.5 \times 15} = 83.4\text{kPa};$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\Sigma W}{A} - \frac{6 \Sigma M}{AB} = \frac{25438.8}{15 \times 21.5} - \frac{6 \times 3662.9}{15 \times 21.5 \times 15} = 74.3\text{kPa};$$

③地基允许承载力计算

可以认为，承载力的设计值就是地基容许承载力的设计初值。若按承载力设计值经过地基变形验算满足要求，那么承载力的设计值就是地基容许承载力。

按照《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)规定,地基承载力容许值为:

$$f = f_k + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_0 (d - 0.5) \quad (3-4)$$

式中 f ——地基容许承载力;

f_k ——地基承载力标准值,本工程地基土所测标准值为 $f_k = 130 \sim 180 \text{ kPa}$,取 $f_k = 155 \text{ kPa}$;

η_b 、 η_d ——基础宽度和埋深的地基承载力修正系数,查《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)表 5-1-3 得 $\eta_b = 0.5$ 、 $\eta_d = 2.2$;

γ ——土的重度,为基底以下土的天然质量密度 ρ 与重力加速度 g 的乘积,地下水位以下取有效重度,本工程取 $\gamma = 1.68 \times 10 = 16.8 \text{ KN/m}^3$;

b ——基础底面宽度 (m),当基础宽小于 3m 按 3m 考虑,大于 6m 按 6m 考虑,本工程取 $b=6\text{m}$;

γ_0 ——基础底面以上土的加权平均重度,地下水位以下取有效重度,本工程取 $\gamma_0 = 16.8 = 16.8 \text{ KN/m}^3$;

d ——基础埋置深度,本工程去 $d=2.5\text{m}$ 。

将各参数带入上式得:

$$\begin{aligned} f &= f_k + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_0 (d - 0.5) \\ &= 155 + 0.5 \times 16.8 \times (6 - 3) + 2.2 \times 16.8 \times (2.5 - 0.5) \\ &= 254 \text{ kPa} \end{aligned}$$

最大压应力与最小压应力的比值为:

$$\eta = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}} = \frac{83.4}{74.3} = 1.12$$

查《水工建筑物(第五版)》P330 表 6-7 知,本工程地基的 η 容许值为 2.0; 由于完建期不存在水平荷载,故不用验算地基抗滑稳定。

3.2.2 设计情况稳定计算

1、基底压力验算

设计情况下,闸室上下游都有水位,因此水闸承受的主要荷载有:闸室自重、水重、水平水压力、扬压力、浪压力等。设计情况下闸室荷载汇总表如下:

表 3.3 设计情况闸室荷载汇总表

荷载名称	竖向力 (KN)		水平力 (KN)		力矩 (KN·m)	
	↓	↑	→	←	逆	顺
闸室自重	25438.8	0.0	0.0	0.0	0.0	3662.9

水重上	3931	0.0	0.0	0.0	19262	0.0
水重下	8644.3	0.0	0.0	0.0	0.0	25068.5
扬.浮力	0.0	13545	0.0	0.0	0.0	0.0
扬.渗透	0.0	123.7	0.0	0.0	65	0.0
静水压上	0.0	0.0	1896.3	0.0	0.0	2654.8
静水压下	0.0	0.0	0.0	2929.3	5096.9	0.0
浪压上	0.0	0.0	20.5	0.0	0.0	244
浪压下	0.0	0.0	0.0	386	1516	0.0
合计	24345.4 (↓)		1398.5 (←)		5690.3 (顺)	

故各种荷载对底板中心点的力矩合计为:

$$\Sigma W=24345.4\text{KN} (\downarrow); \Sigma P=1398.5 (\leftarrow); \Sigma M=5096.3\text{KN}\cdot\text{m} (\text{顺})$$

①地基平均压应力为:

$$\sigma = \frac{\Sigma W}{BL} = \frac{24345.4}{15 \times 21.5} = 75.5\text{kPa};$$

②最大(下游趾板)、最小(上游趾板)地基应力为:

$$\sigma_{\max} = \frac{\Sigma W}{A} + \frac{6 \Sigma M}{AB} = \frac{24345.4}{15 \times 21.5} + \frac{6 \times 5096.3}{15 \times 21.5 \times 15} = 81.8\text{kPa};$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\Sigma W}{A} - \frac{6 \Sigma M}{AB} = \frac{24345.4}{15 \times 21.5} - \frac{6 \times 6087.9}{15 \times 21.5 \times 15} = 69.2\text{kPa};$$

③地基允许承载力计算

可以认为,承载力的设计值就是地基容许承载力的设计初值。若按承载力设计值经过地基变形验算满足要求,那么承载力的设计值就是地基容许承载力。

按照《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)规定,地基承载力容许值为:

$$f = f_k + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_0 (d - 0.5)$$

与完建期不同之处在于闸底板以下有水,故 $\gamma_0 = 16.8 - 10 = 6.8 \text{ KN/m}^3$

故 $f = f_k + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_0 (d - 0.5)$

$$= 155 + 0.5 \times 16.8 \times (6 - 3) + 2.2 \times 6.8 \times (2.5 - 0.5)$$

$$= 210\text{kPa}$$

最大压应力与最小压应力的比值为:

$$\eta = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}} = \frac{81.8}{69.2} = 1.18$$

查《水工建筑物(第五版)》P330表6-7知,本工程地基的 η 容许值为2.0;

2、抗滑稳定验算

闸室产生平面滑动或深层滑动的可能性与地基的法向应力有关,可用下列经验公式判

别:

$$\sigma_u = A\gamma_b B \tan\varphi + 2c(1 + \tan\varphi)$$

式中 σ_u ——地基产生深层滑动时的临界法向应力, KPa;

A——系数, 一般为 3~4 之间, A=3.5;

γ_b ——地基土的浮容重, 取 6.8KN/m³;

B——底板顺河流方向的长度, 取 15m;

φ ——地基土的内摩擦角, 由资料, 取 $\varphi = 15.9^\circ$ (°);

c——地基土的凝聚力, 由资料, 取 $c = 12.4\text{kPa}$ 。

将以上各参数带入上式得:

$$\begin{aligned}\sigma_u &= A\gamma_b B \tan\varphi + 2c(1 + \tan\varphi) \\ &= 3.5 \times 6.8 \times 15 \times \tan 15.9^\circ + 2 \times 12.4 \times (1 + \tan 15.9^\circ) \\ &= 133.6 \text{ kPa};\end{aligned}$$

闸底最大压应力 $\sigma_{\max} = 81.8 \text{ kPa} < \sigma_u = 133.6\text{kPa}$, 故可只做平面滑动验算, 不需进行整体稳定验算;

水闸沿地基面的抗滑稳定, 可按下式之一进行计算:

$$K_c = \frac{f \sum W}{\sum P} \qquad K_c = \frac{\tan \varphi_0 \sum W + c_0 A}{\sum P}$$

式中 $\sum P$ ——为作用在闸室底面以上全部水平荷载的总和, KN;

$\sum W$ ——为作用在闸室底面以上全部荷载铅直分力的总和, KN;

f ——为底板与地基土间的摩擦系数, 当底板为混凝土时, 对于黏土地基可取 0.2~0.45, 本工程取 $f=0.3$;

φ_0 ——为底板与地基土间的摩擦角, 取快剪试验的 90%, 即 $\varphi_0 = 0.9 \times 15.9 = 14.31^\circ$ (°);

c_0 ——为底板与地基土间的凝聚力, KPa, 对于粘土可取室内快剪试验的 20%~30%, 即 $c_0 = (20\% \sim 30\%) \times 12.4 = 2.48 \sim 3.72$, 取 3.5。

将各参数分别带入以上两式得:

$$\begin{aligned}K_c &= \frac{f \sum W}{\sum P} = \frac{0.3 \times 24345.4}{1398.5} = 5.2; \\ K_c &= \frac{\tan \varphi_0 \sum W + c_0 A}{\sum P} = \frac{\tan 14.31^\circ \times 24345.4 + 3.5 \times 15 \times 21.5}{1398.5} = 5.2;\end{aligned}$$

查《水工建筑物 (第五版)》P330 表 6-8 知, 本工程地基的 K_c 容许值为 1.25;

3.2.3 校核情况稳定计算

1、基底压力验算

校核情况下，闸室上下游都有水位，因此水闸承受的主要荷载有：闸室自重、水重、水平水压力、扬压力、浪压力等。设计情况下闸室荷载汇总表如下：

表 3.4 校核情况闸室荷载汇总表

荷载名称	竖向力 (KN)		水平力 (KN)		力矩 (KN·m)	
	↓	↑	→	←	逆	顺
闸室自重	25438.8	0.0	0.0	0.0	0.0	3662.9
水重上	4118.4	0.0	0.0	0.0	20180	0.0
水重下	9671	0.0	0.0	0.0	0.0	28046
扬.浮力	0.0	14190	0.0	0.0	0.0	0.0
扬.渗透	0.0	174.6	0.0	0.0	92.3	0.0
静水压上	0.0	0.0	2081.2	0.0	0.0	3052.4
静水压下	0.0	0.0	0.0	3666.4	7137.2	0.0
浪压上	0.0	0.0	83.43	0.0	0.0	291.6
浪压下	0.0	0.0	0.0	83.43	425	0.0
合计	24863.6 (↓)		1585.2 (←)		7218.4 (顺)	

故各种荷载对底板中心点的力矩合计为：

$$\Sigma W=24863.6\text{KN} (\downarrow); \Sigma P=1585.2 (\leftarrow); \Sigma M=7218.4\text{KN}\cdot\text{m} (\text{顺})$$

①地基平均压应力为：

$$\sigma = \frac{\Sigma W}{BL} = \frac{24863.6}{15 \times 21.5} = 77.1\text{kPa};$$

②最大（下游趾板）、最小（上游趾板）地基应力为：

$$\sigma_{\max} = \frac{\Sigma W}{A} + \frac{6 \Sigma M}{AB} = \frac{24863.6}{15 \times 21.5} + \frac{6 \times 7218.4}{15 \times 21.5 \times 15} = 86.1\text{kPa};$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\Sigma W}{A} - \frac{6 \Sigma M}{AB} = \frac{24863.6}{15 \times 21.5} - \frac{6 \times 7218.4}{15 \times 21.5 \times 15} = 68.1\text{kPa};$$

③地基允许承载力计算

地基容许承载力与设计情况相同，即：f=210kPa

最大压应力与最小压应力的比值为：

$$\eta = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}} = \frac{86.1}{68.1} = 1.26$$

查《水工建筑物（第五版）》P330 表 6-7 知，本工程地基的 η 容许值为 2.0；

2、抗滑稳定验算

$$\sigma_u = A\gamma_b B \tan\varphi + 2c(1 + \tan\varphi)$$

$$= 3.5 \times 6.8 \times 15 \times \tan 15.9^\circ + 2 \times 12.4 \times (1 + \tan 15.9^\circ)$$

=133.6 kPa;

闸底最大压应力 $\sigma_{\max} = 86.1 \text{ kPa} < \sigma_u = 133.6 \text{ kPa}$, 故可只做平面滑动验算不需进行整体稳定验算;

水闸沿地基面的抗滑稳定, 可按下式之一进行计算:

$$K_c = \frac{f \sum W}{\sum P} \qquad K_c = \frac{\tan \varphi_0 \sum W + c_0 A}{\sum P}$$

式中 $\sum P$ ——为作用在闸室底面以上全部水平荷载的总和, KN;

$\sum W$ ——为作用在闸室底面以上全部荷载铅直分力的总和, KN;

f ——为底板与地基土间的摩擦系数, 当底板为混凝土时, 对于黏土地基可取 0.2~0.45, 本工程取 $f=0.3$;

φ_0 ——为底板与地基土间的摩擦角, 取快剪试验的 90%, 即 $\varphi_0 = 0.9 \times 15.9 = 14.31^\circ$ ($^\circ$);

c_0 ——为底板与地基土间的凝聚力, KPa, 对于粘土可取室内快剪试验的 20%~30%, 即 $c_0 = (20\% \sim 30\%) \times 12.4 = 2.48 \sim 3.72$, 取 3.5。

将各参数分别带入以上两式得:

$$K_c = \frac{f \sum W}{\sum P} = \frac{0.3 \times 24863.6}{1585.2} = 4.7;$$

$$K_c = \frac{\tan \varphi_0 \sum W + c_0 A}{\sum P} = \frac{\tan 14.31^\circ \times 24863.6 + 3.5 \times 15 \times 21.5}{1585.2} = 4.7;$$

查《水工建筑物 (第五版)》P330 表 6-8 知, 本工程地基的 K_c 容许值为 1.05;

3.3 岸墙稳定计算

3.3.1 作用力和作用力矩

1、踵板上填土重 W 及力臂 Z_w (对底板端部)

$$W = \gamma B_{\text{踵}} (H_{\text{墙}} + h_0)$$

式中 γ ——填土容重, 取 16.8 KN/m^3 ;

$B_{\text{踵}}$ ——踵板长度, 为 7.0m;

$H_{\text{墙}}$ ——挡土墙高度, 为 6.8m;

h_0 ——活载, 可按公式 $h_0 = \frac{22.5 - 1.25H}{\gamma}$ 计算, 计算得 $h_0 = 0.796 \text{ m}$ 。

$$\text{故 } W = \gamma B_{\text{踵}} (H_{\text{墙}} + h_0) = 16.8 \times 7.0 \times (6.8 + 0.796) = 893.2 \text{ KN}$$

$$Z_W = B_1 + \frac{B_{\text{踵}}}{2} = 0.5 + \frac{7}{2} = 4\text{m}$$

2、墙体自重 G 及力臂 Z_G

① 立壁自重 W_A 及力臂 Z_A

$$W_A = \frac{1}{2} \gamma_C H_{\text{墙}} (B_1 + b)$$

式中 b ——为墙顶宽，为 0.3m;

γ_C ——为混凝土容重，取 $\gamma_C = 25 \text{ KN/m}^3$ 。

则

$$W_A = \frac{1}{2} \gamma_C H_{\text{墙}} (B_1 + b) = \frac{1}{2} \times 25 \times 6.8 \times (0.5 + 0.3) = 68\text{KN};$$

$$\begin{aligned} Z_A &= \frac{b^2 + B_1 b + B_1^2}{3(B_1 + b)} + \frac{(B_1 + 2b)(B_1 - b)}{3(B_1 + b)} \\ &= \frac{0.3^2 + 0.5 \times 0.3 + 0.5^2}{3 \times (0.5 + 0.3)} + \frac{(0.5 + 2 \times 0.3) \times (0.5 - 0.3)}{3 \times (0.3 + 0.5)} \\ &= 0.30\text{m}; \end{aligned}$$

② 夹块自重 W_B 和力臂 Z_B

$$W_B = \gamma_C B_1 d = 25 \times 0.5 \times 0.5 = 6.25\text{KN};$$

$$Z_B = \frac{B_1}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25\text{m}$$

③ 踵板自重 W_Z 及力臂 Z_Z

$$W_Z = \gamma_C B_{\text{踵}} d = 25 \times 7 \times 0.5 = 87.5\text{kN};$$

$$Z_Z = B_1 + \frac{B_{\text{踵}}}{2} = 0.5 + \frac{7}{2} = 4\text{m};$$

故墙体总重量为:

$$G = W_A + W_B + W_Z = 161.75\text{KN};$$

$$Z_G = \frac{W_A Z_A + W_B Z_B + W_Z Z_Z}{G} = \frac{68 \times 0.3 + 6.25 \times 0.25 + 87.5 \times 4}{161.75} = 2.3\text{m};$$

全墙总竖向力 N 为:

$$N = G + W = 161.75 + 893.2 = 1054.95\text{KN};$$

抗倾覆力矩为 M_y 为:

$$M_y = W Z_W + G Z_G = 893.2 \times 4 + 161.75 \times 2.3 = 3944.76\text{KN.m};$$

3.3.2 抗滑、抗倾验算

1、抗滑验算

采用朗肯土压力公式进行计算主动土压力系数:

$$K_{\alpha} = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi_t}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi_t}} \quad (3-5)$$

式中 K_{α} ——主动土压力系数；

β ——挡土结构填土表面坡角，为 0 度；

φ_t ——挡土结构后填土的摩擦角，为 15.9°。

则：

$$K_{\alpha} = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi_t}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi_t}} = 1 \times \frac{1 - \sqrt{1 - \cos^2 15.9^\circ}}{1 + \sqrt{1 - \cos^2 15.9^\circ}} = 0.319$$

土压力可按下式计算：

$$F = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(1 + \frac{2h_0}{H}\right) K_{\alpha} \quad (3-6)$$

式中 H ——为墙高加地板厚度总和，为 6.8+0.5=7.3m。

故土压力为：

$$\begin{aligned} F &= \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(1 + \frac{2h_0}{H}\right) K_{\alpha} \\ &= \frac{1}{2} \times 16.8 \times 7.3^2 \times \left(1 + \frac{2 \times 0.796}{7.3}\right) \times 0.319 \\ &= 173.94 \text{KN}。 \end{aligned}$$

取底板与地基土的摩擦系数为 $f=0.4$ ，则抗滑安全系数为：

$$K_C = \frac{Nf}{F} = \frac{1054.95 \times 0.4}{173.94} = 2.4 > [K_C] = 1.3$$

故岸墙满足抗滑要求；

2、抗倾覆验算

土压力对墙趾的力臂为：

$$Z_F = \frac{(3h_0 + H)H}{3(2h_0 + H)} = \frac{(3 \times 0.796 + 7.3) \times 7.3}{3 \times (2 \times 0.796 + 7.3)} = 2.65 \text{m}；$$

倾覆力矩为：

$$M_0 = FZ_F = 173.94 \times 2.65 = 461.1 \text{KN.m}$$

抗倾覆安全系数为：

$$K_0 = \frac{M_y}{M_0} = \frac{3944.76}{461.1} = 8.6 > [K_0] = 1.5$$

故满足抗倾覆稳定要求。

3.3.3 地基应力验算

最大地基应力可按下式计算：

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{N}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \quad (3-7)$$

式中 $\sigma_{1、2}$ ——地基最大、最小应力，kPa；

B——底板总宽，为 7.5m；

e——偏心距。

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_y - M_0}{N} = \frac{7.5}{2} - \frac{3944.76 - 461.1}{1054.95} = 0.4 < \frac{B}{6} = 1.25 \text{ (满足要求)}$$

故地基应力为：

$$\sigma_{\max} = \frac{1054.95}{7.5} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.4}{7.5}\right) = 185.6 \text{ kPa} < 1.2[\sigma] = 252 \text{ kPa} \text{ 满足要求；}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1054.95}{7.5} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.4}{7.5}\right) = 95.6 \text{ kPa} < 1.2[\sigma] = 252 \text{ kPa} \text{ 满足要求；}$$

$$\sigma_{\text{均}} = \frac{774.75}{5.5} = 140.8 \text{ kPa} < [\sigma] = 210 \text{ kPa} \text{ 满足要求；}$$

地基应力不均匀系数为：

$$\eta = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}} = \frac{185.6}{95.6} = 1.94 < [\eta] = 2.0, \text{ 满足要求。}$$

第四章 闸室结构计算

4.1 底板内力计算

4.1.1 纵向地基反力计算

1、上游段

$$\textcircled{1} \text{ 完建期: } q_4 = 74.3 + \frac{(83.4-74.3) \times 2.6}{15} = 75.9 \text{ kPa};$$

$$\textcircled{2} \text{ 设计洪水期: } q_4 = 69.2 + \frac{(81.8-69.2) \times 2.6}{15} = 71.4 \text{ kPa};$$

$$\textcircled{3} \text{ 校核洪水期: } q_4 = 68.1 + \frac{(86.1-68.1) \times 2.6}{15} = 71.2 \text{ kPa};$$

2、下游段

$$\textcircled{1} \text{ 完建期: } q_4 = 74.3 + \frac{(83.4-74.3) \times 10.1}{15} = 80.4 \text{ kPa};$$

$$\textcircled{2} \text{ 设计洪水期: } q_4 = 69.2 + \frac{(81.8-69.2) \times 10.1}{15} = 77.7 \text{ kPa};$$

$$\textcircled{3} \text{ 校核洪水期: } q_4 = 68.1 + \frac{(86.1-68.1) \times 10.1}{15} = 80.2 \text{ kPa};$$

4.1.2 不平衡剪力计算

1、上游段

① 中墩重 G_1 (包括上部结构重) 为:

$$G_1 = 7.11 \times 6.8 \times 25 + \frac{1}{6}(2 \times 25.7 + 739 + 288) = 1388.43 \text{ KN};$$

$$\text{则 } \frac{G_1}{b_1} = \frac{1388.43}{5.2} = 267.0 \text{ KN/m};$$

② 缝墩重 G_2 (包括上部结构重) 为:

$$G_2 = 4.98 \times 6.8 \times 25 + \frac{1}{6}(2 \times 25.7 + 739 + 288) = 1026.33 \text{ KN};$$

$$\text{则 } \frac{G_2}{b_1} = \frac{1026.33}{5.2} = 197.4 \text{ KN/m};$$

③ 底板重 q_1

$$q_1 = 1.5 \times 25 = 37.5 \text{ kPa};$$

④水重 q'_2

$$\text{完建期: } q'_2 = 0 \text{ kPa};$$

$$\text{设计洪水期: } q'_2 = \frac{L-2d_2-d_1}{L} q_2 = \frac{21.5-2 \times 1-1.5}{21.5} \times 10 \times 4.2 = 35.2 \text{ kPa};$$

$$\text{校核洪水期: } q'_2 = \frac{L-2d_2-d_1}{L} q_2 = \frac{21.5-2 \times 1-1.5}{21.5} \times 10 \times 4.4 = 36.8 \text{ kPa};$$

⑤扬压力 q_3

$$\text{完建期: } q_3 = 0 \text{ kPa};$$

$$\text{设计洪水期: } q_3 = 45.03 + \frac{(46.64-45.03) \times 2.6}{15} = 45.3 \text{ kPa};$$

$$\text{校核洪水期: } q_3 = 48.27 + \frac{(50.56-48.27) \times 2.6}{15} = 48.7 \text{ kPa};$$

令不平衡剪力为 $\Delta Q_{\text{上}}$ ，取竖直方向上合力为零，则有：

$$\frac{G_1}{b_1} + 2 \frac{G_2}{b_1} + \Delta Q_{\text{上}} + (q_1 + q'_2 - q_3 - q_4)L = 0$$

由上式计算出的上游段不平衡剪力为：

完建期：

$$\Delta Q_{\text{上}} = -(37.5 + 0 - 0 - 75.9) \times 21.5 - 267 - 2 \times 197.4 = 163.8 \text{ kN}, \downarrow;$$

设计洪水期：

$$\Delta Q_{\text{上}} = -(37.5 + 35.2 - 45.3 - 71.4) \times 21.5 - 267 - 2 \times 197.4 = 284.2 \text{ kN}, \downarrow;$$

校核洪水期：

$$\Delta Q_{\text{上}} = -(37.5 + 36.8 - 48.7 - 71.2) \times 21.5 - 267 - 2 \times 197.4 = 318.6 \text{ kN}, \downarrow;$$

2、下游段

①中墩重 G_1 （包括上部结构重）为：

$$\begin{aligned} G_1 &= (3.39 \times 6.8 + 10.06 \times 6.2) \times 25 + \frac{1}{6} (2 \times 25.7 + 739 + 288) + \frac{1}{3} \times 2563.8 \\ &= 3169.9 \text{ kN}; \end{aligned}$$

$$\text{则 } \frac{G_1}{b_2} = \frac{3169.9}{9.8} = 323.5 \text{ kN/m};$$

②缝墩重 G_2 （包括上部结构重）为：

$$\begin{aligned} G_2 &= (2.12 \times 6.8 + 6.71 \times 6.2) \times 25 + \frac{1}{6} (2 \times 25.7 + 739 + 288) + \frac{1}{3} \times 2563.8 \\ &= 2238.7 \text{ kN}; \end{aligned}$$

$$\text{则 } \frac{G_2}{b_2} = \frac{2238.7}{9.8} = 228.4 \text{ kN/m};$$

③底板重 q_1

$$q_1 = 1.5 \times 25 = 37.5 \text{ kPa};$$

④水重 q_2'

$$\text{完建期: } q_2' = 0 \text{ kPa};$$

$$\text{设计洪水期: } q_2' = \frac{L-2d_2-d_1}{L} q_2 = \frac{21.5-2 \times 1-1.5}{21.5} \times 10 \times 5.22 = 43.7 \text{ kPa};$$

$$\text{校核洪水期: } q_2' = \frac{L-2d_2-d_1}{L} q_2 = \frac{21.5-2 \times 1-1.5}{21.5} \times 10 \times 5.84 = 48.9 \text{ kPa};$$

⑤扬压力 q_3

$$\text{完建期: } q_3 = 0 \text{ kPa};$$

$$\text{设计洪水期: } q_3 = 45.03 + \frac{(46.64-45.03) \times 10.1}{15} = 46.1 \text{ kPa};$$

$$\text{校核洪水期: } q_3 = 48.27 + \frac{(50.56-48.27) \times 10.1}{15} = 49.8 \text{ kPa};$$

令不平衡剪力为 $\Delta Q_{\text{下}}$ ，取竖直方向上合力为零，则有：

$$\frac{G_1}{b_2} + 2 \frac{G_2}{b_2} + \Delta Q_{\text{下}} + (q_1 + q_2' - q_3 - q_4)L = 0$$

由上式计算出的上游段不平衡剪力为：

完建期：

$$\Delta Q_{\text{下}} = -(37.5 + 0 - 0 - 80.4) \times 21.5 - 323.5 - 2 \times 228.4 = 142.1 \text{ kN}, \downarrow;$$

设计洪水期：

$$\Delta Q_{\text{下}} = -(37.5 + 43.7 - 46.1 - 77.7) \times 21.5 - 323.5 - 2 \times 228.4 = 135.6 \text{ kN}, \downarrow;$$

校核洪水期：

$$\Delta Q_{\text{下}} = -(37.5 + 48.9 - 49.8 - 80.2) \times 21.5 - 323.5 - 2 \times 228.4 = 157.1 \text{ kN}, \downarrow;$$

4.1.3 不平衡剪力分配

底板截面上的不平衡剪力 $\Delta Q_{\text{板}}$ 可按下式计算：

$$\Delta Q_{\text{板}} = \frac{\Delta Q}{2J} L \left[\frac{2}{3} e^3 - e^2 f + \frac{1}{3} f^3 \right] \quad (4-1)$$

式中 J ——为截面惯性矩，经计算上游段 $J_{\text{上}}=333.6 \text{ m}^4$ ，下游段 $J_{\text{下}}=267.8 \text{ m}^4$ ；

e ——为截面形心轴到底板底面的距离，经计算上游段 $e=2.51 \text{ m}$ ，下游段 $e=2.30 \text{ m}$ ；

f ——为截面形心轴到底板顶面的距离，经计算上游段 $f=1.01\text{m}$ ，下游段 $f=0.80\text{m}$ ；

L ——为计算板条长度，取 $L=21.5\text{m}$ 。

将各参数带入上式得到不同工况下，上下游底板不平衡剪力为：

① 完建期

上游：

$$\begin{aligned}\Delta Q_{\text{板}} &= \frac{\Delta Q}{2J} L \left[\frac{2}{3} e^3 - e^2 f + \frac{1}{3} f^3 \right] \\ &= \frac{163.8}{2 \times 333.6} \times 21.5 \times \left[\frac{2}{3} \times 2.51^3 - 2.51^2 \times 1.01 + \frac{1}{3} \times 1.01^3 \right] \\ &= 23.9\text{KN};\end{aligned}$$

$$\Delta Q_{\text{墩}} = \Delta Q - \Delta Q_{\text{板}} = 163.8 - 23.9 = 139.9\text{KN};$$

下游：

$$\begin{aligned}\Delta Q_{\text{板}} &= \frac{\Delta Q}{2J} L \left[\frac{2}{3} e^3 - e^2 f + \frac{1}{3} f^3 \right] \\ &= \frac{142.1}{2 \times 267.8} \times 21.5 \times \left[\frac{2}{3} \times 2.3^3 - 2.3^2 \times 0.8 + \frac{1}{3} \times 0.8^3 \right] \\ &= 23.1\text{KN};\end{aligned}$$

$$\Delta Q_{\text{墩}} = \Delta Q - \Delta Q_{\text{板}} = 162.1 - 23.1 = 119\text{KN};$$

② 设计洪水期

上游：

$$\begin{aligned}\Delta Q_{\text{板}} &= \frac{\Delta Q}{2J} L \left[\frac{2}{3} e^3 - e^2 f + \frac{1}{3} f^3 \right] \\ &= \frac{284.2}{2 \times 333.6} \times 21.5 \times \left[\frac{2}{3} \times 2.51^3 - 2.51^2 \times 1.01 + \frac{1}{3} \times 1.01^3 \right] \\ &= 41.5\text{KN};\end{aligned}$$

$$\Delta Q_{\text{墩}} = \Delta Q - \Delta Q_{\text{板}} = 284.2 - 41.5 = 242.7\text{KN};$$

下游：

$$\begin{aligned}\Delta Q_{\text{板}} &= \frac{\Delta Q}{2J} L \left[\frac{2}{3} e^3 - e^2 f + \frac{1}{3} f^3 \right] \\ &= \frac{135.6}{2 \times 267.8} \times 21.5 \times \left[\frac{2}{3} \times 2.3^3 - 2.3^2 \times 0.8 + \frac{1}{3} \times 0.8^3 \right] \\ &= 22.2\text{KN};\end{aligned}$$

$$\Delta Q_{\text{墩}} = \Delta Q - \Delta Q_{\text{板}} = 135.6 - 22.2 = 113.4\text{KN};$$

③ 校核洪水期

上游：

$$\begin{aligned}\Delta Q_{\text{板}} &= \frac{\Delta Q}{2l} L \left[\frac{2}{3} e^3 - e^2 f + \frac{1}{3} f^3 \right] \\ &= \frac{318.6}{2 \times 333.6} \times 21.5 \times \left[\frac{2}{3} \times 2.51^3 - 2.51^2 \times 1.01 + \frac{1}{3} \times 1.01^3 \right] \\ &= 46.5 \text{KN};\end{aligned}$$

$$\Delta Q_{\text{墩}} = \Delta Q - \Delta Q_{\text{板}} = 318.6 - 46.5 = 272.1 \text{KN};$$

下游:

$$\begin{aligned}\Delta Q_{\text{板}} &= \frac{\Delta Q}{2l} L \left[\frac{2}{3} e^3 - e^2 f + \frac{1}{3} f^3 \right] \\ &= \frac{157.1}{2 \times 267.8} \times 21.5 \times \left[\frac{2}{3} \times 2.3^3 - 2.3^2 \times 0.8 + \frac{1}{3} \times 0.8^3 \right] \\ &= 25.7 \text{KN};\end{aligned}$$

$$\Delta Q_{\text{墩}} = \Delta Q - \Delta Q_{\text{板}} = 157.1 - 25.7 = 131.4 \text{KN};$$

4.1.4 基础梁荷载计算

1、上游段计算板条

① 中墩集中力

$$\text{完建期: } P_1 = \frac{G_1}{b_1} + \Delta Q_{\text{墩}} \left(\frac{d_1}{2d_2 + d_1} \right) = 267 + 139.3 \left(\frac{1.5}{2 \times 1 + 1.5} \right) = 326.7 \text{KN};$$

$$\text{设计洪水期: } P_1 = \frac{G_1}{b_1} + \Delta Q_{\text{墩}} \left(\frac{d_1}{2d_2 + d_1} \right) = 267 + 242.7 \left(\frac{1.5}{2 \times 1 + 1.5} \right) = 371.0 \text{KN};$$

$$\text{校核洪水期: } P_1 = \frac{G_1}{b_1} + \Delta Q_{\text{墩}} \left(\frac{d_1}{2d_2 + d_1} \right) = 267 + 272.1 \left(\frac{1.5}{2 \times 1 + 1.5} \right) = 383.6 \text{KN};$$

② 缝墩集中力

$$\text{完建期: } P_2 = \frac{G_2}{b_1} + \Delta Q_{\text{墩}} \left(\frac{d_2}{2d_2 + d_1} \right) = 197.4 + 139.3 \left(\frac{1}{2 \times 1 + 1.5} \right) = 237.2 \text{KN};$$

$$\text{设计洪水期: } P_2 = \frac{G_2}{b_1} + \Delta Q_{\text{墩}} \left(\frac{d_2}{2d_2 + d_1} \right) = 197.4 + 242.7 \left(\frac{1}{2 \times 1 + 1.5} \right) = 266.7 \text{KN};$$

$$\text{校核洪水期: } P_2 = \frac{G_2}{b_1} + \Delta Q_{\text{墩}} \left(\frac{d_2}{2d_2 + d_1} \right) = 197.4 + 272.1 \left(\frac{1}{2 \times 1 + 1.5} \right) = 275.1 \text{KN};$$

③ 均布荷载

$$\text{完建期: } q = q_1 + q_2' - q_3 + \frac{\Delta Q_{\text{板}}}{L} = 37.5 + 0 - 0 + \frac{23.9}{21.5} = 38.6 \text{kPa};$$

$$\text{设计洪水期: } q = q_1 + q_2' - q_3 + \frac{\Delta Q_{\text{板}}}{L} = 37.5 + 35.2 - 45.3 + \frac{41.5}{21.5} = 29.3 \text{kPa};$$

$$\text{校核洪水期: } q = q_1 + q_2' - q_3 + \frac{\Delta Q_{\text{板}}}{L} = 37.5 + 36.8 - 48.7 + \frac{46.5}{21.5} = 27.8 \text{kPa};$$

2、下游段计算板条

①中墩集中力

$$\text{完建期: } P_1 = \frac{G_1}{b_2} + \Delta Q_{\text{墩}} \left(\frac{d_1}{2d_2+d_1} \right) = 267 + 119 \left(\frac{1.5}{2 \times 1 + 1.5} \right) = 318 \text{KN};$$

$$\text{设计洪水期: } P_1 = \frac{G_1}{b_2} + \Delta Q_{\text{墩}} \left(\frac{d_1}{2d_2+d_1} \right) = 267 + 113.4 \left(\frac{1.5}{2 \times 1 + 1.5} \right) = 315.6 \text{KN};$$

$$\text{校核洪水期: } P_1 = \frac{G_1}{b_2} + \Delta Q_{\text{墩}} \left(\frac{d_1}{2d_2+d_1} \right) = 267 + 131.4 \left(\frac{1.5}{2 \times 1 + 1.5} \right) = 323.3 \text{KN};$$

②缝墩集中力

$$\text{完建期: } P_2 = \frac{G_2}{b_2} + \Delta Q_{\text{墩}} \left(\frac{d_2}{2d_2+d_1} \right) = 197.4 + 119 \left(\frac{1}{2 \times 1 + 1.5} \right) = 231.4 \text{KN};$$

$$\text{设计洪水期: } P_2 = \frac{G_2}{b_2} + \Delta Q_{\text{墩}} \left(\frac{d_2}{2d_2+d_1} \right) = 197.4 + 113.4 \left(\frac{1}{2 \times 1 + 1.5} \right) = 229.8 \text{KN};$$

$$\text{校核洪水期: } P_2 = \frac{G_2}{b_2} + \Delta Q_{\text{墩}} \left(\frac{d_2}{2d_2+d_1} \right) = 197.4 + 131.4 \left(\frac{1}{2 \times 1 + 1.5} \right) = 234.9 \text{KN};$$

③均布荷载

$$\text{完建期: } q = q_1 + q_2' - q_3 + \frac{\Delta Q_{\text{板}}}{L} = 37.5 + 0 - 0 + \frac{23.1}{21.5} = 38.6 \text{kPa};$$

$$\text{设计洪水期: } q = q_1 + q_2' - q_3 + \frac{\Delta Q_{\text{板}}}{L} = 37.5 + 43.7 - 46.1 + \frac{22.2}{21.5} = 36.1 \text{kPa};$$

$$\text{校核洪水期: } q = q_1 + q_2' - q_3 + \frac{\Delta Q_{\text{板}}}{L} = 37.5 + 48.9 - 49.8 + \frac{25.7}{21.5} = 37.8 \text{kPa};$$

4.1.5 边荷载计算

岸墙侧均布荷载转化为的集中力 Q_1 大小为:

$$Q_1 = 140 \times 1 \times 7.5 \div 15 = 70 \text{KN};$$

河床中心侧靠近底板 L 范围内集中力 Q_2 大小为:

①完建期

$$\text{上游: } Q_2 = \left[\frac{(83.4-74.3) \times 2.6}{15} + 74.3 \right] \times 10.75 \div 10 = 81.6 \text{ KN};$$

$$\text{下游: } Q_2 = \left[\frac{(83.4-74.3) \times 10.1}{15} + 74.3 \right] \times 10.75 \div 10 = 86.5 \text{ KN};$$

②设计洪水期

$$\text{上游: } Q_2 = \left[\frac{(81.8-69.2) \times 2.6}{15} + 69.2 \right] \times 10.75 \div 10 = 76.7 \text{ KN};$$

$$\text{下游: } Q_2 = \left[\frac{(81.8-69.2) \times 10.1}{15} + 69.2 \right] \times 10.75 \div 10 = 83.5 \text{ KN};$$

③校核洪水期

$$\text{上游: } Q_2 = \left[\frac{(86.1-68.1) \times 2.6}{15} + 68.1 \right] \times 10.75 \div 10 = 76.6 \text{ KN};$$

$$\text{下游: } Q_2 = \left[\frac{(86.1-68.1) \times 10.1}{15} + 68.1 \right] \times 10.75 \div 10 = 86.2 \text{ KN};$$

河床中心侧远离底板 L 范围内集中力 Q_3 大小为:

① 完建期

$$\text{上游: } Q_3 = \left[\frac{(83.4-74.3) \times 2.6}{15} + 74.3 \right] \times 10.75 \div 5 = 163.2 \text{ KN};$$

$$\text{下游: } Q_3 = \left[\frac{(83.4-74.3) \times 10.1}{15} + 74.3 \right] \times 10.75 \div 5 = 173 \text{ KN};$$

② 设计洪水期

$$\text{上游: } Q_3 = \left[\frac{(81.8-69.2) \times 2.6}{15} + 69.2 \right] \times 10.75 \div 5 = 153.4 \text{ KN};$$

$$\text{下游: } Q_3 = \left[\frac{(81.8-69.2) \times 10.1}{15} + 69.2 \right] \times 10.75 \div 5 = 167 \text{ KN};$$

③ 校核洪水期

$$\text{上游: } Q_3 = \left[\frac{(86.1-68.1) \times 2.6}{15} + 68.1 \right] \times 10.75 \div 5 = 153.2 \text{ KN};$$

$$\text{下游: } Q_3 = \left[\frac{(86.1-68.1) \times 10.1}{15} + 68.1 \right] \times 10.75 \div 5 = 172.4 \text{ KN};$$

4.1.6 强度及配筋计算

1、上游底板

① 闸孔处底板顶面配筋: 闸孔处的最大弯矩为 680kN.m。

$$A_0 = \frac{KM}{R_w b h_0^2} = \frac{1.5 \times 680 \times 10^5}{1400 \times 100 \times 143^2} = 0.036$$

$$\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2A_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036} = 0.037$$

$$KM = 1.5 \times 680 = 1020 \text{ kN.m}$$

$$R_w b h_0^2 \alpha (1 - 0.5\alpha) = 14 \times 10^3 \times 1 \times 143^2 \times 0.037 \times (1 - 2 \times 0.037) \\ = 1039.7 \text{ kN.m}$$

故: $KM \leq R_w b h_0^2 \alpha (1 - 0.5\alpha)$, 满足强度要求;

$$A_g = \frac{R_w b h_0 \alpha}{R_g} = \frac{1400 \times 100 \times 143 \times 0.037}{38000} = 19.5 \text{ cm}^2;$$

查《混凝土结构》附表 3-1, 可选用钢筋为: 4- Φ 16+2- Φ 28, 钢筋面积为 20.36 cm^2 (实际配筋与计算配筋相差在 $\pm 5\%$ 以内);

② 中墩处底板底面配筋: 闸孔处的最大弯矩为 742kN.m。

$$A_0 = \frac{KM}{R_w bh_0^2} = \frac{1.5 \times 742 \times 10^5}{1400 \times 100 \times 143^2} = 0.039$$

$$\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2A_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039} = 0.040$$

$$KM = 1.5 \times 742 = 1113 \text{ kN.m}$$

$$R_w bh_0^2 \alpha (1 - 0.5\alpha) = 14 \times 10^3 \times 1 \times 143^2 \times 0.04 \times (1 - 2 \times 0.04) = 1112.2 \text{ kN.m}$$

虽然 $KM \geq R_w bh_0^2 \alpha (1 - 0.5\alpha)$, 但 $\frac{1113 - 1112.2}{1113} = 0.07\% \ll 5\%$, 故满足强度要求;

$$A_g = \frac{R_w bh_0 \alpha}{R_g} = \frac{1400 \times 100 \times 143 \times 0.04}{38000} = 20.1 \text{ cm}^2;$$

查《混凝土结构》附表 3-1, 可选用钢筋为: 4- Φ 16+2- Φ 28, 钢筋面积为 20.36 cm^2 (实际配筋与计算配筋相差在 $\pm 5\%$ 以内);

2、下游底板

① 闸孔处底板顶面配筋: 闸孔处的最大弯矩为 637.3 kN.m 。

$$A_0 = \frac{KM}{R_w bh_0^2} = \frac{1.5 \times 637.3 \times 10^5}{1400 \times 100 \times 143^2} = 0.033$$

$$\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2A_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033} = 0.034$$

$$KM = 1.5 \times 637.3 = 955.9 \text{ kN.m}$$

$$R_w bh_0^2 \alpha (1 - 0.5\alpha) = 14 \times 10^3 \times 1 \times 143^2 \times 0.034 \times (1 - 2 \times 0.034) = 956.8 \text{ kN.m}$$

故: $KM \leq R_w bh_0^2 \alpha (1 - 0.5\alpha)$, 满足强度要求;

$$A_g = \frac{R_w bh_0 \alpha}{R_g} = \frac{1400 \times 100 \times 143 \times 0.034}{38000} = 17.9 \text{ cm}^2;$$

查《混凝土结构》附表 3-1, 可选用钢筋为: 4- Φ 16+2- Φ 25, 钢筋面积为 17.86 cm^2 , (实际配筋与计算配筋相差在 $\pm 5\%$ 以内);

② 中墩处底板底面配筋: 闸孔处的最大弯矩为 679.1 kN.m 。

$$A_0 = \frac{KM}{R_w bh_0^2} = \frac{1.5 \times 679.1 \times 10^5}{1400 \times 100 \times 143^2} = 0.036$$

$$\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2A_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036} = 0.037$$

$$KM = 1.5 \times 679.1 = 1018.6 \text{ kN.m}$$

$$R_w bh_0^2 \alpha (1 - 0.5\alpha) = 14 \times 10^3 \times 1 \times 143^2 \times 0.037 \times (1 - 2 \times 0.037) = 1039.7 \text{ kN.m}$$

故: $KM \leq R_w bh_0^2 \alpha (1 - 0.5\alpha)$, 满足强度要求;

$$A_g = \frac{R_w bh_0 \alpha}{R_g} = \frac{1400 \times 100 \times 143 \times 0.037}{38000} = 19.5 \text{ cm}^2;$$

查《混凝土结构》附表 3-1, 可选用钢筋为: 4- Φ 16+2- Φ 28, 钢筋面积为 20.36 cm^2

(实际配筋与计算配筋相差在 $\pm 5\%$ 以内);

4.1.7 底板抗裂验算

不允许出现裂缝时的抗裂验算, 可按下列公式计算:

$$K_f M \leq \gamma R_f W_0 \quad (4-2)$$

$$W_0 = \frac{J_0}{h-x_0} \quad (4-3)$$

$$x_0 = \frac{0.5bh^2 + nA_g h_0 + nA'_g a'_g}{bh + nA_g + nA'_g} \quad (4-4)$$

$$J_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(x_0 - \frac{h}{2} \right)^2 + nA_g (h_0 - x_0)^2 + nA'_g (x_0 - a'_g)^2 \quad (4-5)$$

$$n = \frac{E_g}{E_h} \quad (4-6)$$

式中 K_f ——为抗裂安全系数, 查 SDJ20-78《水工钢筋混凝土结构设计规范》表 9 得 $K_f = 1.1$;

γ ——为截面抵抗矩的塑性系数, $\gamma = 1.55(1.1 - 0.1h) = 1.47$;

R_f ——为混凝土抗裂设计强度, 查 SDJ20-78《水工钢筋混凝土结构设计规范》表 1 得 $R_f = 160\text{N/cm}^2$;

W_0 ——为换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩, cm^3 ;

J_0 ——为换算截面对其重心的惯性矩, cm^4 ;

h ——为截面高度, 为 1.5m;

x_0 ——为换算截面重心至受压边缘的距离;

E_g ——为钢筋弹性模量, 查 SDJ20-78《水工钢筋混凝土结构设计规范》表 6 得 $E_g = 20000000\text{N/cm}^2$;

E_h ——为混凝土弹性模量, 为 2600000N/cm^2 ;

A_g ——为受拉钢筋的截面面积, 取 20.36cm^2 ;

A'_g ——为受压钢筋的截面面积, 取为 0cm^2 ;

a'_g ——为受压钢筋的合力点至截面受压边缘的距离。

计算时弯矩取可能出现的最大弯矩, $M=742\text{kN.m}$ 。

1、计算 n 值:

$$n = \frac{E_g}{E_h} = \frac{20000000}{2600000} = 7.69;$$

2、计算 x_0 值:

$$\begin{aligned}
 x_0 &= \frac{0.5bh^2 + nA_g h_0 + nA'_g a'_g}{bh + nA_g + nA'_g} \\
 &= \frac{0.5 \times 100 \times 150^2 + 7.69 \times 20.36 \times 143}{100 \times 150 + 7.69 \times 20.36} \\
 &= 75.7 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

3、计算 J_0 值:

$$\begin{aligned}
 J_0 &= \frac{bh^3}{12} + bh \left(x_0 - \frac{h}{2} \right)^2 + nA_g (h_0 - x_0)^2 + nA'_g (x_0 - a'_g)^2 \\
 &= \frac{100 \times 150^3}{12} + 100 \times 150 \times \left(75.7 - \frac{150}{2} \right)^2 + 7.69 \times 20.36 \times (143 - 75.7)^2 \\
 &= 28841493.7 \text{ cm}^4;
 \end{aligned}$$

4、计算 W_0 值:

$$W_0 = \frac{J_0}{h - x_0} = \frac{28841493.7}{150 - 75.7} = 388176.2 \text{ cm}^3;$$

5、计算 K_f 值:

$$K_f = \frac{\gamma R_f W_0}{M} = \frac{1.47 \times 160 \times 388176.2}{742 \times 10^5} = 1.23 > [K_f] = 1.1;$$

故底板满足抗裂要求。

4.2 闸墩内力计算

4.2.1 闸墩水平截面形常数计算

1、计算形心位置 x_0 、 y_0

本次计算将中墩或边墩分7段计算，如下图所示:

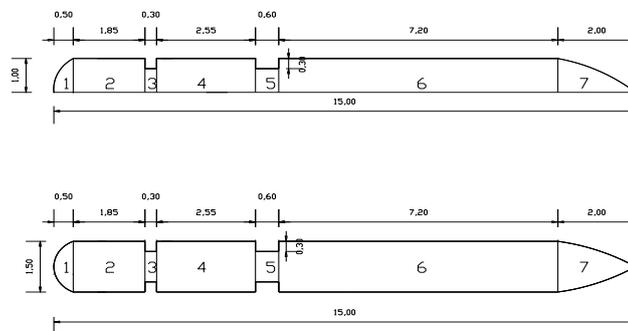


图 4-1 闸墩分段示意图 (单位: m)

①、中墩

对于与中墩，闸墩各分块面积及面积矩计算如下表所示：

表 4-1 中墩各分块面积及面积矩

分段	面积 (m ²)	分面积形心到上游墩头的距离 (m)	分面积矩 (m ³)
1	0.54	0.294	0.159
2	2.775	0.925	2.567
3	0.27	2.500	0.675
4	3.825	3.925	15.013
5	0.54	5.500	2.970
6	10.8	9.400	101.520
7	1.81	13.726	24.844
Σ	20.56		147.748

故：

$$x_0 = \frac{\text{截面分面积之和}}{\text{截面面积}} = \frac{147.748}{20.56} = 7.186\text{m};$$

同理可得： $y_0 = 0.5\text{m}$;

②、边墩及缝墩

对于与边墩及缝墩，闸墩各分块面积及面积矩计算如下表所示：

表 4-2 边墩及缝墩各分块面积及面积矩

分段	面积 (m ²)	分面积形心到上游墩头的距离 (m)	分面积矩 (m ³)
1	0.39	0.287	0.112
2	1.85	0.925	1.711
3	0.21	2.500	0.525
4	2.55	3.925	10.009
5	0.42	5.500	2.310
6	7.2	9.400	67.680
7	1.19	13.742	16.353
Σ	13.81		98.700

故：

$$x_0 = \frac{\text{截面分面积之和}}{\text{截面面积}} = \frac{98.7}{13.81} = 7.147\text{m};$$

同理可得： $y_0 = 0.479\text{m}$;

2、计算 I_y 、 S_y

①、中墩

I_y 、 S_y 计算过程见下表所示：

表 4-3 中墩惯性矩、静面积矩计算表

截面	分面积 惯性矩	分面积 A	分面积形心到全面 积形心距离 a	$A*a^2$	$A*a$	$\Sigma A*a$	b
1	0.07	0.54	-6.959	26.151	-3.758	-3.758	1.5
2	0.791	2.775	-5.761	92.100	-15.987	-19.745	1.5/0.9
3	0.002	0.27	-4.686	5.929	-1.265	-21.010	0.9/1.5
4	2.07	3.825	-3.261	40.676	-12.473	-33.483	1.5/0.9
5	0.016	0.54	-1.686	1.535	-0.910	-34.394	0.9/1.5
6	46.656	10.8	2.214	52.939	23.911	-10.482	1.5
7	0.43	1.81	6.437	74.997	11.651	0.000	1.5
Σ	50.035	20.56		294.327			

由上表得：

$$I_y = \sum_1^n I_{yi} + \sum_1^n a_{i,y}^2 A_i = 50.035 + 294.327 = 344.362m^4;$$

同理可得： $I_x = 3.59 m^4$

②、边墩及缝墩

I_y 、 S_y 计算过程见下表所示：

表 4-4 边墩及缝墩惯性矩、静面积矩计算表

截面	分面积 惯性矩	分面积 A	分面积形心到全面 积形心距离 a	$A*a^2$	$A*a$	$\Sigma A*a$	b
1	0.02	0.39	-6.947	18.822	-2.709	-2.709	1
2	0.528	1.85	-5.722	60.571	-10.586	-13.295	1/0.7
3	0.002	0.21	-4.647	4.535	-0.976	-14.271	0.7/1
4	1.382	2.55	-3.222	26.472	-8.216	-22.487	1/0.7
5	0.013	0.42	-1.647	1.139	-0.692	-23.179	0.7/1
6	31.104	7.2	2.253	36.547	16.222	-6.957	1
7	0.29	1.19	6.508	50.401	7.745	0.000	1
Σ	33.339	13.81		198.488			

由上表得：

$$I_y = \sum_1^n I_{yi} + \sum_1^n a_{i,y}^2 A_i = 33.339 + 198.488 = 231.827m^4;$$

同理可得： $I_x = 1.12 m^4$ ；

4.2.2 墩底截面纵向正应力、剪应力计算

1、中墩截面纵向应力、剪应力计算

根据“3.1.1”闸室自重及“3.1.2”水重计算得到闸墩荷载及弯矩统计表如下：

表 4-5 中墩截面垂直应力计算

荷载	垂直力 (KN)		水平力 (KN)		对形心轴距离 (m)	力矩 (KN.m)	
	↓	↑	→	←		逆时针	顺时针
工作桥	246.33				1.686	415.3	
启闭机	17.13				1.686	28.88	
公路桥	854.6				4.06		3469.7
工作桥柱	96				1.686	161.86	
上游水压			1016.4		1.47		1490.7
下游水压				1790.6	1.95	3485.6	
上游浪压			40.74		3.5		142.4
下游浪压				40.74	5.1	207.56	
闸墩 1	91.8				6.96	638.93	
闸墩 2	471.75				5.76	2717.28	
闸墩 3	45.9				4.69	215.27	
闸墩 4	650.25				3.26	2119.81	
闸墩 5	91.8				1.69	155.14	
闸墩 6	1712.25				2.21		3784.07
闸墩 7	280.55				6.44		1806.74
Σ	4558.36(↓)		774.2(←)		-	547.98(顺)	

由上表计算结果有：

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{F} - \frac{M}{I_y} x = \frac{4558.36}{20.56} - \frac{547.98}{344.36} \times 7.186 = 210.3 \text{ kPa};$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} + \frac{M}{I_y} (L - x) = \frac{4558.36}{20.56} + \frac{547.98}{344.36} \times (15 - 7.186) = 234.1 \text{ kPa};$$

剪应力计算公式为： $\tau = \frac{QS_y}{I_y b}$ ，由表 4-5 计算知，截面剪力 $Q=774.2 \text{ kN}(\leftarrow)$ ，剪应力分布计算结果见下表：

表 4-6 中墩截面剪应力计算

计算截面	1	2		3		4		5		6	7
b	1.5	1.5	0.9	0.9	1.5	1.5	0.9	0.9	1.5	1.5	1.5
S _y 值	3.7 6	19.7 4	19.7 4	21.0 1	21.0 1	33.4 8	33.4 8	34.3 9	34.3 9	10.4 8	0.0 0
剪应力值	5.4 1	28.4 5	47.4 1	50.4 5	30.2 7	48.2 4	80.4 0	82.5 9	49.5 5	15.1 0	0.0 0

2、边墩及缝墩截面纵向应力、剪应力计算

根据“3.1.1”闸室自重及“3.1.2”水重计算得到闸墩荷载及弯矩统计表如下：

表 4-7 边墩及缝墩截面垂直应力计算

荷载	垂直力 (KN)		水平力 (KN)		对形心轴 距离 (m)	力矩 (KN.m)	
	↓	↑	→	←		逆时针	顺时针
工作桥	246.33				1.686	415.3	
启闭机	17.13				1.686	28.88	
公路桥	854.6				4.06		3469.7
工作桥柱	96				1.686	161.86	
上游水压			532.4		1.47		782.63
下游水压				937.9	1.95	1828.90	
上游浪压			19.85		3.76		74.6
下游浪压				19.85	5.48	108.72	
闸墩 1	66.3				6.96	461.448	
闸墩 2	314.5				5.76	1811.52	
闸墩 3	35.7				4.69	167.433	
闸墩 4	433.5				3.26	1413.21	
闸墩 5	71.4				1.69	120.666	
闸墩 6	1141.5				2.21		2522.71
闸墩 7	184.45				6.44		1187.86
Σ	3461.41 (↓)		405.5 (←)		-	1519.56 (顺)	

由上表计算结果有：

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{F} - \frac{M}{I_y} x = \frac{3461.41}{13.81} - \frac{1519.56}{231.83} \times 7.147 = 203.8 \text{ kPa};$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} + \frac{M}{I_y} (L - x) = \frac{3461.41}{13.81} + \frac{1519.56}{231.83} \times (15 - 7.147) = 302.2 \text{ kPa};$$

剪应力计算公式为： $\tau = \frac{QS_y}{I_y b}$ ，由表 4-7 计算知，截面剪力 $Q=405.5\text{KN}(\leftarrow)$ ，剪应力分布计算结果见下表：

表 4-8 边墩及缝墩截面剪应力计算

计算截面	1	2		3		4		5		6	7
b	1	1	0.7	0.7	1	1	0.7	0.7	1	1	1
S_y 值	2.71	13.30	13.30	14.27	14.27	22.49	22.49	23.18	23.18	6.96	0.00
剪应力值	4.74	23.25	33.22	35.66	24.96	39.33	56.19	57.92	40.54	12.17	0.00

4.2.3 边(缝)墩扭矩计算

对边墩或缝墩，由于单侧水推力产生的扭矩为：

$$M_T = Pb_1 = \frac{9}{2} \times \frac{1}{2} \times 10 \times (5.84^2 - 4.4^2) \times \frac{0.3}{2} = 49.77\text{kN.m};$$

由扭矩引起的半墩长边界处的剪应力 τ_1 为：

$$\tau_1 = \frac{M_T}{0.4B^2L} = \frac{49.77}{0.4 \times 1^2 \times 15} = 124.2\text{kPa};$$

由水压力 P 对截面的剪应力作用，在半墩长处边界产生的剪应力 τ_2 为：

$$\tau_2 = \frac{3P}{2BL} = \frac{3 \times 323.82}{2 \times 1 \times 15} = 32.4 \text{ kPa};$$

在半墩长边界处的主拉应力为：

$$\begin{aligned} \sigma_{zl} &= \frac{\sigma}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma^2 + 4(\tau_1 + \tau_2)^2} \\ &= \frac{33.84}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{33.84^2 + 4(124.2 + 32.4)^2} \\ &= 174.4 \text{ kPa}; \end{aligned}$$

4.2.4 边(缝)墩侧向应力计算

侧向应力计算时，水深取上下游平均水深，及 $h=0.5 \times (4.4+5.84) = 5.12\text{m}$ ；

则侧向水压力为：

$$P = \frac{1}{2} \times 10 \times 5.12^2 \times (15 - 0.6) = 1887.4\text{kN};$$

侧向应力计算见下表所示：

表 4-9 边墩及缝墩截面侧向应力计算

荷载	垂直力 (kN)	水平力 (kN)	力臂 (m)	力矩 (kN.m)
----	----------	----------	--------	-----------

闸墩	3344.3			
工作桥	246.33	-	-	-
启闭机	17.13	-	-	-
公路桥	854.6	-	-	-
工作桥柱	96	-	-	-
侧水压力	-	1887.4	1.71	3227.5
Σ	4558.4	1887.4	-	3227.5

由上表计算结果可得，侧向应力为：

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{F} - \frac{My_{\max}}{I_x} = \frac{4558.4}{13.81} - \frac{3227.5 \times 0.479}{1.12} = -1050 \text{ kPa (拉应力)};$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} + \frac{My_{\max}}{I_x} = \frac{4558.4}{13.81} + \frac{3227.5 \times 0.479}{1.12} = 1710.4 \text{ kPa (压应力)};$$

4.2.5 门槽应力计算

1、中墩

从闸门门槽处切开，取上游闸墩段为脱离体，该部分在上部荷载、墩自重、墩底截面应力和上下游水压力的作用下，切开截面的内力计算见下表：

表 4-10 中墩门槽应力计算

荷载	垂直力 (kN)		水平力 (kN)		与切开面 形心距离	力矩 (kN.m)	
	↓	↑	→	←		逆时针	顺时针
工作桥、柱	171.2	-	-	-	1.25	214.00	-
闸墩 1	91.8	-	-	-	5.2	477.36	-
闸墩 2	471.75	-	-	-	4.1	1934.18	-
闸墩 3	45.9	-	-	-	3	137.70	-
闸墩 4	650.25	-	-	-	1.58	1027.40	-
闸墩 5	45.9	-	-	-	0.15	6.89	-
正应力 1	-	56.8	-	-	5.2	-	295.36
正应力 2	-	589.9	-	-	4.1	-	2418.59
正应力 3	-	57.9	-	-	3	-	173.70
正应力 4	-	828.2	-	-	1.58	-	1308.56
正应力 5	-	59.1	-	-	0.15	-	8.87
剪应力	-	-	235.4	-	3.4	800.36	-
上游水压	-	-	1016.4	-	1.2	1219.68	-

下游水压	-	-	-	1790.5	0.48	-	859.44
上游浪压	-	-	40.74	-	0.1	-	4.07
下游浪压	-	-	-	40.74	1.69	68.85	-
Σ	115.1(↑)		538.7(←)		-	817.82(逆)	

由上表计算结果得到门槽应力为:

$$\text{门槽顶部应力: } \sigma = \frac{N}{F} - \frac{My_{\max}}{I_x} = \frac{-538.7}{6.8 \times 0.9} - \frac{817.82 \times 3.4}{23.58} = -206 \text{ kPa (拉应力);}$$

$$\text{门槽底部应力: } \sigma = \frac{N}{F} + \frac{My_{\max}}{I_x} = \frac{-538.7}{6.8 \times 0.9} + \frac{817.82 \times 3.4}{23.58} = 30 \text{ kPa (压应力);}$$

2、边(缝)墩

从闸门门槽处切开,取上游闸墩段为脱离体,该部分在上部荷载、墩自重、墩底截面应力和上下游水压力的作用下,切开截面的内力计算见下表:

表 4-11 边(缝)墩门槽应力计算

荷载	垂直力 (kN)		水平力 (kN)		与切开面 形心距离	力矩 (kN.m)	
	↓	↑	→	←		逆时针	顺时针
工作桥、柱	171.2				1.25	214.00	
闸墩 1	66.3				5.2	344.76	
闸墩 2	314.5				4.1	1289.45	
闸墩 3	35.7				3	107.10	
闸墩 4	433.5				1.58	684.93	
闸墩 5	35.7				0.15	5.36	
正应力 1		39.7			5.2		206.44
正应力 2		394.3			4.1		1616.63
正应力 3		46.2			3		138.60
正应力 4		585.3			1.58		924.77
正应力 5		50.4			0.15		7.56
剪应力			129		3.4	438.60	
上游水压			532.4		1.2	638.88	
下游水压				937.9	0.48		450.19
上游浪压			21.34		0.1		2.13
下游浪压				21.34	1.69	36.06	
Σ	59(↑)		276.5(←)		-	412.81(逆)	

由上表计算结果得到门槽应力为:

$$\text{门槽顶部应力: } \sigma = \frac{N}{F} - \frac{My_{\max}}{I_x} = \frac{-276.5}{6.8 \times 0.7} - \frac{412.81 \times 3.4}{18.34} = -105 \text{ kPa (拉应力);}$$

$$\text{门槽底部应力: } \sigma = \frac{N}{F} + \frac{My_{\max}}{I_x} = \frac{-276.5}{6.8 \times 0.7} + \frac{412.81 \times 3.4}{18.34} = 48 \text{ kPa (压应力);}$$

第五章 工程量计算

5.1 混凝土方量计算

本次混凝土方量计算包括闸室结构的混凝土方量计算，即底板、闸墩、消力池、交通桥以、工作桥以及岸墙、翼墙等，详细结果见下表：

表 5-1 混凝土方量计算表

位置	底板	闸墩	消力池	交通桥	工作桥	岸墙	翼墙
方量 (m ³)	1626	950.6	443.2	307.7	123	164	230
汇总	$3844.5 \times (1+5\%) = 4036.7\text{m}^3$						

5.2 钢筋用量计算

本次钢筋计算只包括闸墩和底板的钢筋量，详细结果见下表：

表 5-2 钢筋用量计算表

编号	直径 (mm)	单根长(m)	根数	1 米重 (Kg)	总重 (Kg)
1	10	2.645	109	0.617	177.86
2	10	0.5	435	0.617	134.18
3	10	0.72	109	0.617	48.41
4	10	1.02	109	0.617	68.59
5	10	8.89	99	0.617	542.94
6	10	14.55	50	0.617	448.79
7	10	2.41	109	0.617	162.05
8	12	7.68	200	0.888	1363.97
9	12	8.28	200	0.888	1470.53
10	12	8.68	15	0.888	115.62
11	12	9.28	36	0.888	296.66
12	10	7.385	6	0.617	27.33
13	10	1.56	12	0.617	11.55
14	10	0.86	6	0.617	3.18

15	10	1.36	3	0.617	2.52
16	12	0.92	240	0.888	196.07
17	12	1.41	120	0.888	150.25
b1	12	5.4	86	0.888	412.39
b2	14	4.56	60	1.210	331.06
b3	16	21.46	150	1.580	5086.02
b4	28	8.78	20	4.830	848.15
b5	28	4.78	30	4.830	692.62
b6	25	8.78	40	3.850	1352.12
b7	12	1.42	86	0.888	108.44
b8	12	9.4	86	0.888	717.86
b9	12	4.715	172	0.888	720.15
b10	12	11.06	86	0.888	844.63
合计	$3 \times 16334 \times (1+5\%) = 51452 \text{Kg} = 51.45 \text{t}$				

5.3 石方量计算

石方量包括干砌石海曼、铺盖保护层、抛石防冲槽等，详细结果见下表：

表 5-3 石方量计算表

用途	海曼	铺盖保护层	抛石防冲槽
方量 (m ³)	1224	171	3420
合计	4815m ³		

5.4 挖方量计算

本次挖方量计算只包括闸室及翼墙段，河床原高程为 0m，闸底板高程为-3.5m，根据水闸总平面布置图（即图纸 01），河床开挖量为 3386 m³，两岸开挖量为 3500 m³，总开挖量约为 6900 m³。

5.5 填方量计算

根据水闸总平面布置图（即图纸 01），水闸右侧由于偏离原河岸位置，需要填方，且两岸连接建筑物后需要填方，经计算得到填方量约为 4000 m³。