小型水库工程

武汉水利电力学院农水系编

22

人民出版社

水
006483 水利部信息所
图
分类号

工农知识青年自学读物

小 型 水 库 工 程

武汉水利电力学院农水系
《小型水库工程》编写组编

“水利论坛”网友 MS365 制作

人 民 水 利 出 版 社
1978·北京

工农知识青年自学读物
《农业机械化丛书》
小型水库工程
武汉水利电力学院农水系
《小型水库工程》编写组编
*
人民教育出版社出版
新华书店北京发行所发行
天津市第一印刷厂印装
*
1978年1月第1版　1978年10月第1次印刷
书号15012·068　定价0.64元

目　录

第一章　小型水库的勘测 …… 1
第一节　库址查勘 …… 2
第二节　水库测量 …… 3
一　地形测量 …… 3
二　水位～容积曲线和水位～水面面积曲线 …… 4
第三节　地质勘察 …… 8
第四节　水文调查 …… 9
一　集水面积的调查 …… 9
二　历史洪水调查 …… 10
第五节　建筑材料调查 …… 12
第六节　其他调查工作 …… 15
第二章　小型水库的规划 …… 16
第一节　水库的特征库容和特征水位 …… 16
第二节　水库垫底库容和设计低水位的确定 …… 18
一、设计低水位应保证水库能引水自流灌溉 …… 18
二、垫底库容应满足泥沙淤积的要求 …… 19
第三节　水库兴利库容和设计蓄水位的确定 …… 21
一　频率计算的基本知识 …… 22
二　灌溉设计保证率与设计年 …… 30
三　农作物的灌溉制度 …… 32
四　用调节计算法确定水库的兴利库容 …… 39
五　用简化法确定水库的兴利库容 …… 56
六　水库设计蓄水位的确定 …… 59
第四节　防洪库容和设计洪水位的确定 …… 59
一　概说 …… 59

二 设计洪峰流量的推求 ……63
三 设计洪水总量的推求 ……70
四 设计洪水过程线的推求 ……72
五 水库调洪演算 ……74
附录表Ⅰ ……82
附录表Ⅱ ……84
第三章 土坝 ……93
第一节 土坝的工作特点及类型 ……93
一 土坝的工作特点及设计要求 ……93
二 土坝的类型 ……94
第二节 土坝的断面尺寸和构造 ……96
一 坝顶宽度 ……97
二 坝顶高程 ……97
三 土坝坡度及护坡 ……99
四 坝体及坝基防渗设备 …… 102
五 坝体和坝基排水 …… 105
第三节 土坝的施工 …… 107
一 清基抽槽 …… 107
二 土料开挖与运输 …… 108
三 坝面填筑 …… 111
四 土料压实的质量检查 …… 115
第四节 土石混合坝 …… 117
一 心墙式和斜墙式土石混合坝 …… 118
二 “照谷社”型土石混合坝 …… 119
三 均工硬壳坝 …… 121
第四章 浆砌石坝 …… 123
第一节 浆砌石重力坝的断面形状和基本尺寸的拟定 …… 123
一 非溢流坝 …… 124
二 溢流坝 …… 126

第二节　浆砌石重力坝的构造及材料选择 …… 130
一　浆砌石重力坝的构造 …… 130
二　浆砌石重力坝的材料 …… 133
第三节　浆砌石重力坝的稳定和应力计算 …… 135
一　作用于坝体上的荷载的计算 …… 135
二　坝体稳定计算 …… 139
三　坝体强度及基底应力计算 …… 141
第四节　浆砌石拱坝的特点及适用条件 …… 147
第五节　浆砌石坝的施工 …… 150
一　地基开挖及地基处理 …… 150
二　石料的砌筑和质量控制 …… 151
第五章　溢洪道 …… 153
第一节　溢洪道位置的选择 …… 155
第二节　溢洪道的布置和构造 …… 157
一　引水渠 …… 157
二　溢流堰 …… 158
三　泄水渠 …… 159
四　出口消能设备 …… 163
第三节　溢洪道的水力计算 …… 167
一　溢流堰的水力计算 …… 167
二　临界水深及临界坡 …… 168
三　泄水渠收缩段的水力计算 …… 171
四　泄水渠陡坡段的水力计算 …… 174
五　消能设备的水力计算 …… 175
六　渠道式溢洪道的水力计算 …… 179
第六章　放水涵管 …… 186
第一节　放水涵管的作用及布置 …… 186
第二节　放水涵管的构造 …… 187
一　进口建筑物 …… 187

二 管身的型式和构造 …… 190
三 出口段 …… 194
第三节 放水涵管的水力计算 …… 194
一 卧管的水力计算 …… 194
二 坝下埋管的水力计算 …… 199
第四节 涵管的结构计算 …… 213
一 素混凝土及钢筋混凝土圆管 …… 213
二 盖板式砌石箱涵 …… 216
三 砖石拱涵 …… 229
第七章 施工导流、施工进度计划及工程概算 …… 240
第一节 施工导流 …… 240
一 导流方式 …… 240
二 导流流量 …… 241
第二节 施工进度计划 …… 242
第三节 工程概算 …… 245
一 工程概算的组成 …… 245
二 概算表的编制 …… 245
第八章 水库工程管理 …… 248
第一节 水库管理的一般要求 …… 248
第二节 土坝的管理养护 …… 249
一 土坝的裂缝和维修 …… 249
二 土坝的渗漏和维修 …… 252
第三节 溢洪道和放水涵管的管养和维修 …… 255
一 溢洪道的管养和维修 …… 255
二 放水涵管的管养和维修 …… 256
第四节 防汛抢险 …… 257
一 防汛抢险的任务及工作内容 …… 257
二 土坝的抢险技术 …… 258

第一章　小型水库的勘测

小型水库是用大坝拦截河流或山溪形成的人工湖泊。它的主要组成部分有：（1）大坝——拦截河流、山溪形成水库；（2）放水涵管（或称刨管）——放水灌田、发电等；（3）溢洪道——排除库内多余的洪水，如图 1-1 所示。

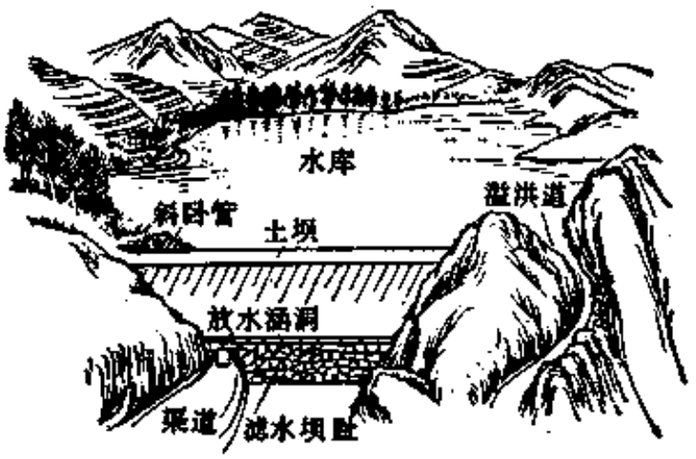


图 1-1　小型水库示意图

修建小型水库是发展灌溉、保证农业稳产高产的一项重要措施，小型水库还可以用来发电、养鱼等，实行综合利用，促进山区经济的发展。但是，水库抬高了河流的水位，会淹没部分农田、房屋、厂矿和交通设施等，从而带来一定的损失。

水库工程是否安全可靠，对政治、经济和人民生活都有很大影响。所以，修建水库之前必须对水库及其邻近地区的地形、地质、水文和自然地理进行实地勘测，对社会经济情况等进行全面的了解和分析研究，以便选定合适的坝址，合理地确定水库兴利内容和要求，并为工程设计提供必要的资料。

小型水库的勘测工作必须充分发动群众，实行领导、群众、技术人员三结合，对灌区、库区、坝址等进行认真的调查研究。

第一节　库址查勘

库址要尽量利用天然地形。查勘库址时，应注意以下几个方面：

一、坝址处的谷口要窄，即口子要小。因为谷口窄，大坝短，工程量就小。

二、坝址的上游地形要平坦开阔，河流的纵坡要比较平缓。这样，水库的库容大，可以多蓄水。但是水库库容大，淹没损失也会相应增大。因此，选定坝址时，要进行综合分析比较。

三、集水面积要适当。这就是说，坝址以上的集水面积应和灌溉面积相当。如果集水面积过大，就要修筑较大的溢洪道，才能及时溢泄暴雨时的洪水，这显然不经济。集水面积过小，水库就不能保证在一定时期内蓄满灌溉所需要的水量，也是浪费。灌溉水库坝址以上的集水面积最好为灌溉面积的 1.5～2.0 倍。

四、地质条件可靠。坝基和大坝两岸山坡的地质条件要好，不漏水，如有漏水，也必须能堵塞。大坝不宜修筑在不能堵塞的岩层裂缝或有洞口的地基上。

五、坝址附近要有足够的和质量较好的筑坝材料，如粘土、壤土、砂土、砂砾石及石料等。

六、坝址处要具备利于修筑各种建筑物和便于施工的条件。例如：坝址附近要有修筑溢洪道的天然地形，还要有方便的运土运料的道路和堆积建筑材料的场地。

七、水库要靠近灌区，最好是在容易修建渠道的地方。因为水库离灌区太远，渠道长，渠系建筑物会相应增多；放水灌溉时，沿途的渗漏损失也大，显然不经济。在不易挖掘的地方修建渠道，问题多，也是不经济的。

八、在能够获得相同效益的条件下，水库的淹没范围要小，移民的户数要少。

第二节　水库测量

经过初步查勘，在认为可以兴修水库的地方，还要进行水库测量，为水库工程的规划、设计和施工等，提供必要的资料。

一、地形测量

设计水库工程一般需要如下的地形资料：

（一）库区地形图。一般采用$\frac{1}{2000}$～$\frac{1}{5000}$比例尺，等高线间距用2～5米，测至淹没范围10米以上。它可以用来计算水库蓄水容积和估算水库的淹没范围，绘制水位～容积曲线和水位～水面面积曲线。

（二）坝址地形图。采用$\frac{1}{200}$～$\frac{1}{500}$比例尺，等高线间距0.5～1米，测至坝顶10米以上。利用它可以规划大坝、放水涵管和溢洪道，估算大坝工程量，安排施工时的土场、石场、交通运输、施工导流、临时建筑物等。

（三）放水涵管、溢洪道、电站等建筑物所在位置的纵横断面图。横断面图用$\frac{1}{100}$～$\frac{1}{200}$比例尺；纵断面图可用不同的比例尺，垂直距离用$\frac{1}{100}$～$\frac{1}{200}$，水平距离用$\frac{1}{500}$～$\frac{1}{2000}$。这两种图可以用来设计建筑物和估算挖填的土石方量。

上述地形资料，并不一定必须完全具备，可以根据实际情况及工程的要求简化。例如：条件不具备或水库规模较小，库区地形图可以不测，而水库的水位～容积关系曲线可采用下面介绍的简易方法

来推求。坝址地形图也可以用几个实测的纵横断面图来代替。

有关地形测量的方法，请参考有关书籍。

二、水位～容积曲线和水位～水面面积曲线

水库的蓄水量和水面面积的大小均与蓄水水位的高低有密切的关系。水位愈高，蓄水量愈大，水面面积也愈大。以水位和蓄水量的关系画成曲线，叫做水库的水位～容积曲线又简称库容曲线；以水位和水面面积的关系画成曲线，叫做水位～水面面积曲线，又简称面积曲线。从这两条曲线上，可以查得相应水位的蓄水量和水面面积。它们是规划水库和设计建筑物很重要的依据。下面就介绍它们的绘制方法。

（一）水平断面法

在有库区地形图的情况下，多采用水平断面法推求和绘制库容曲线和面积曲线。水平断面法就是将水库容积分成很多水平层，每一层的高度根据需要的精度而定，一般可用 2～5 米。总库容的计算，是先由下而上算出每个水平层的容积，然后累加起来。同时，在计算中还可以求得各种水位时的水面面积。

例如：最低的一个水平层，它的高度为 ΔH_1，底面积为 A_1，顶面积为 A_2，该水平层的容积即为：

$$\Delta V_1=\frac{1}{2}(A_1+A_2)\cdot\Delta H_1;$$

第二个水平层的容积为：

$$\Delta V_2=\frac{1}{2}(A_2+A_3)\cdot\Delta H_2.$$

这样一直计算到水面的水平层为止。

总库容便是：

$$V=\Delta V_1+\Delta V_2+\cdots$$

$$=\frac{1}{2}(A_1+A_2)\Delta H_1+\frac{1}{2}(A_2+A_3)\Delta H_2+\cdots \qquad (1\text{-}1)$$

表 1-1 作为示例，列出了某水库库容计算过程，可供参考。

某水库库容计算表　　表 1-1

水位高程（米）	水面面积（万米²）	平均面积（万米²）	高差（米）	分层库容（万米³）	累计库容（万米³）
95	0				0
		15	3	45	
98	30				45
		33	2	66	
100	36				111
		40	2	80	
102	44				191
		52	2	104	
104	60				295
		65	2	130	
106	70				425
		73	2	146	
108	76				571
		83	2	166	
110	90				737
		97	2	194	
112	104				931
		120	2	240	
114	136				1171
		138	2	276	
116	140				1447
		147	2	294	
118	154				1741

计算水库某一水位的水面面积时，可以用求积仪在库区地形图上量出每条等高线所包围的面积。如果没有求积仪，也可以用透明方格纸蒙在地形图上，按每条等高线所包括的范围，计算方格的多少，再根据方格的数目按比例放大算出水面面积；还可以将这条等高线所包括的范围分割成许多小矩形或小三角形，分别计算其面积，然后再按比例放大计算出水面面积。

根据计算结果，就可以绘出水库的容积曲线和面积曲线了。用

纵坐标表示水位，横坐标表示库容，将表 1-1 第一行和最后一行的相应数值，点在方格纸上，连成一条光滑的曲线，就是水库的库容曲线；以纵坐标表示水位，横坐标表示水面面积，将表 1-1 第一行和第二行的相应数值，点在方格纸上，绘成的曲线，就是水库的面积曲线。见图 1-2。

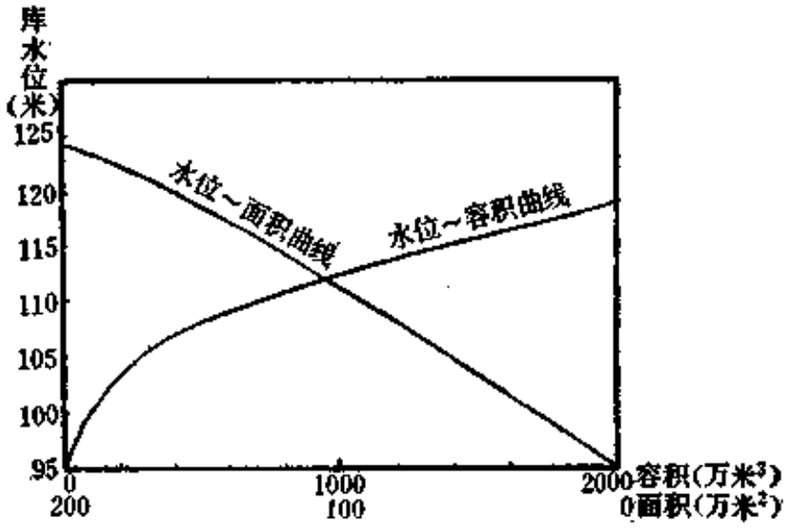


图 1-2　某水库水位～容积和水位～水面面积曲线

（二）铅直断面法

在没有库区地形图的情况下，可采用铅直断面法推求和绘制水库的容积曲线和面积曲线。铅直断面法是假想用许多互相平行的铅直断面，将水库容积分成许多个铅直段，先计算每个铅直段的容积，再累加起来，即得总的库容。这个方法，是在水库蓄水范围内的主要河沟或山谷中间，每隔 50 米至 100 米打一个中心桩（地形变化大的地方还应打加桩），用水准仪或小平板仪测出纵

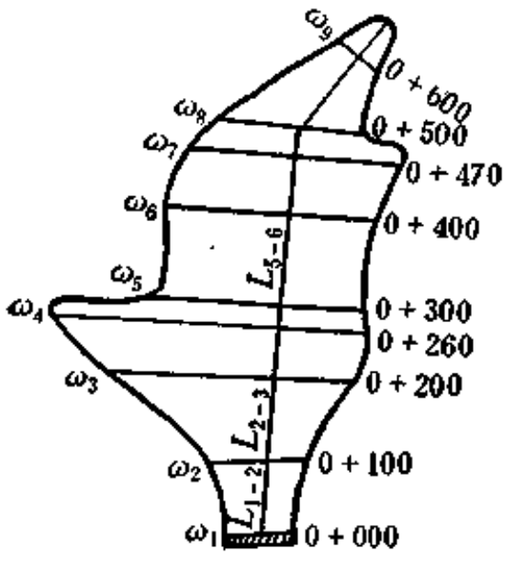


图 1-3　铅直断面法示意图

断面，然后对纵断面上每个中心桩测出互相平行的横断面（如图1-3）。根据纵横断面测量成果，即可算出不同水位时的容积。具体计算方法如下：

首先以某一蓄水深的水面高程为基准，求出每个横断面的面积$\omega_1, \omega_2, \omega_3, \cdots$，再根据桩号计算每两个相邻横断面之间的距离$L_{1-2}$，$L_{2-3}, L_{3-4}, \cdots$，求出两个相邻断面面积的平均值$\omega_{1-2}, \omega_{2-3}, \omega_{3-4}, \cdots$，把算出的断面面积平均值，分别乘以相应的两个横断面之间的距离，就得出两个横断面间的蓄水体积$V_{1-2}, V_{2-3}, V_{3-4}, \cdots$。最后把这些体积累加起来，就是与这一水面高程相对应的全部库容，可用公式表示为：

$$V=\omega_{1-2}\cdot L_{1-2}+\omega_{2-3}\cdot L_{2-3}+\cdots \qquad (1-2)$$

绘制库容曲线时，可取4～5个蓄水深度，如取$h_1=H$，$h_2=0.8H, h_3=0.6H, h_4=0.4H$，$h_5=0.2H$（$h_1$、$h_2$等为蓄水深，$H$为坝高），用上面介绍的方法，分别计算出每一蓄水深度时的水库容积V_1，V_2, V_3, V_4, V_5。根据每个蓄水深度的水位及其相应的容积便可绘出水位～容积曲线。

在计算过程中，若某一蓄水深时，相邻两横断面的顶部距离分别为L_{1-2}，L_{2-3}，$L_{3-4}, \cdots$，相邻两断面顶部宽度的平均值为B_{1-2}，B_{2-3}, B_{3-4}，则该蓄水深时的水面面积为：

$$A=L_{1-2}\cdot B_{1-2}+L_{2-3}\cdot B_{2-3}+\cdots \qquad (1-3)$$

这样就可以算出各蓄水深下的水面面积，从而绘出水位～面积曲线。

在查勘水库库址时，为了初步估算水库的容积，还可以采用下面的经验公式进行近似计算：

$$V=\theta\cdot B\cdot H\cdot L \qquad (1-4)$$

式中：V——水库库容，以立方米计；

H——满库时坝前最大蓄水深，以米计；

B——满库时坝前水面宽度，以米计；

L——满库时水面长度，以米计；

θ——系数，依库址地形特点决定，见表 1-2 。

系数 θ 数值表　　表 1-2

河流纵坡 \ 系数θ \ 河谷形状	狭谷形	开阔形
忽陡忽平	0.2	0.3
比较平顺	0.3	0.4
上陡下平	0.4	0.5

第三节　地质勘察

水库的地质条件是保证工程安全的决定性因素之一，必须认真勘察。

进行水库地质勘察时，应注意以下几点：

一、在石灰岩地区建库，要尽量避开洞穴或暗沟。石灰岩的溶蚀性强，长期受水流侵蚀会形成洞穴，造成严重渗漏。在石灰岩地区建库，要尽量避免在有洞穴或暗沟的地方作坝址。遇到强风化的岩层，在筑坝时应将它清除，以防止渗漏。

二、坝址处岩石应完整一致，避免断裂。坝址两岸岩石露头的层次走向，以平行于坝轴并略向上游倾斜为最好。两岸岩石的层次走向一致，可以判定岩石没有大的构造裂隙。如果两岸或上下游的岩石层次的走向不一致，基岩可能有断层破碎带和构造裂隙存在，在这种地方筑坝，会造成严重漏水，甚至影响坝身的安全，应慎重考虑。

三、坝址处应避免崩塌。坝址内外的山坡或溪流的两岸，如发现有很多孤石，那可能是山崩、岸崩或岩石风化后碎块堆集的结果。这种地方不宜选作坝址，否则大坝两端不能与完整的山岩连接，水库蓄水后会严重漏水或造成山坡坍塌、崩裂等，降低水库效能，甚至危及坝身安全。

四、摸清楚坝址处的土质、土层结构和深度情况。对非岩层坝基，或岩层离地面很深的，查勘时要用土钻钻探或直接挖坑观察，了解土质和土层结构、深度等情况，以便合理地确定大坝的防渗措施。

第四节　水文调查

水文资料是水库工程规划、设计、管理和运用中的一项关键性的资料。小型水库多建筑在较小的支流或山溪上，甚至有的建在没有河道的山谷谷口。这些小河或谷口很少有水文站，所以在这里建库应收集有关的水文资料。一般要从两个方面去搜集水文资料：一是根据调查，弄清楚集水面积、洪水大小、河道的地形特征等；二是查阅有关的水文手册，取得多年平均降雨量、径流系数、多年平均径流深、暴雨的大小及暴雨在时间上的分布等资料。

一、集水面积的调查

雨水落到山中，由于水往低处流，所以这边山坡的水，流到这边的河溪里，那边山坡的水，流到那边的河溪里，这样在山顶上就有一条分界线。这条分界线，叫做分水线，也叫做分水岭。在分水线范围内的平面面积，就叫做集水面积。集水面积越大，流往河溪里的水就越多。由于集水面积关系到水库蓄水的多少，关系到大坝、溢洪道的设计等等，所以在勘测时一定要弄清楚。调查集水面积常用以下三种方法。

（一）按地形图进行估算

一般地区都有 1/50000 的地形图，可用来估算集水面积的大小。在地形图上勾出分水线，坝轴线以上分水线所包围的面积，就是水库的集水面积。地形图上，每10厘米的长度代表 0.5 公里；每 1 平方厘米就是 0.25 平方公里。可以在透明方格纸上勾出分水线，数方格的多少或直接用求积仪来计算面积。这种方法比较简便，但不准确。因为地形图的比例尺小，很多小的山冲与河谷在图上表示不出来。所以用这个方法计算的集水面积往往有误差，而且集水面积愈小，误差愈大。

（二）参考地形图进行实地调查

调查时，根据山冲与河谷的实际情况，在地形图上勾出分水线，然后进行计算。用这种方法计算的集水面积，比较接近实际。

（三）用交会法进行实测

在修建水库的地方，选择几个可以相互望到的最高山头，架设经纬仪或平板仪，用交会法施测分水线，然后进行计算。用这种方法计算的集水面积，比上述两法准确可靠。

二、历史洪水调查

山溪河流一般缺乏实测流量资料。小型水库的设计洪水，通常是根据暴雨资料，结合集水面积的地形特点推算出来的。推算时，有很多简化不一定符合水库的实际情况，所以推算得来的洪水资料，还应用历史上发生过的洪水资料加以验证。历史洪水调查，应在水库筑坝地段附近的上下游河段进行，但要注意调查河段和水库筑坝地段之间，不能有较大的支流汇入，以免调查所得的洪水和水库筑坝地段的洪水有较大的出入。选择调查的河段，应当是比较顺直，河道稳定，没有大的漫滩分流现象。

调查的内容一般包括：历史上发生洪水的年月；洪水痕迹；发生

洪水时河道断面的情况；河槽的情况及河床糙率（河床的粗糙程度）；发生洪水的暴雨历时及洪水涨落的历时等。

调查河段的长度一般在1000～2000米之间。在调查河段的中部，施测河道洪水河槽的横断面，用$\frac{1}{1000}$～$\frac{1}{2000}$比例尺绘制横断面图，以便计算洪水河槽过水断面面积。调查的历史洪水流量与河槽过水断面面积、河床的糙率、洪水的水面纵坡等因素有关，其大小可用明渠均匀流公式估算：

$$Q=\omega C\sqrt{RJ}\ . \qquad (1\text{-}5)$$

式中：Q——洪水流量（米^3/秒）；

ω——洪水的过水断面面积（米^2）；

C——谢才系数，$C=\frac{1}{n}R^{\frac{1}{6}}$；

n——河床糙率，可从表1-3中查用；

R——河床断面的水力半径，$R=\frac{\text{过水断面面积}\ \omega}{\text{过水断面的湿周}\ \lambda}$；

J——洪水的水面纵波，

$$J=\frac{\text{上下游水位差}\ \Delta Z\text{（米）}}{\text{上下游断面的距离（米）}}.$$

例　有一条小河流，经调查知道上游断面洪水位为72.25米，下游断面洪水位为70.85米，两断面间河段长度为1500米，施测河段中部的过水断面面积为125米^2，湿周为75米，河槽为山区型，多卵石，求洪水流量的大小。

解　$R=\frac{125}{75}\approx 1.67$米，

$$J=\frac{72.25-70.85}{1500}=0.00093,$$

天然河道洪水河床糙率表　　表 1-3

河　床　特　性	n
1. 河段顺直通畅，河床质为细砂土，单式断面，平均水深在 2 米以上。	0.017～0.020
2. 河段顺直通畅，河槽稳定，河床质为砂夹卵石，单式断面，平均水深在 2 米以上。	0.020～0.025
3. 河段有缓弯，有砂洲，河床质为砂卵石，一般颗粒较大，河岸多石质，断面不够规整，平均水深在 2 米以上。	0.025～0.030
4. 河段弯曲，有砂洲，河床质为大卵石或有少量灌木，河岸多石质，断面很不规整，平均水深在 2 米以下的浅滩。	0.030～0.040
5. 灌木杂草丛生，或为树林高棵庄稼，复式河道的滩地，平均水深在 1.5 米以下。	0.040～0.067

查表 1-3，选用 $n=0.050$，

$$C=\frac{1}{0.05}\times 1.67^{1/6}=20\times 1.09=21.8.$$

将以上数值代入式(1-5)，

则洪水流量 $Q=\omega C\sqrt{RJ}$

$$=125\times 21.8\sqrt{1.67\times 0.00093}$$

$$=107\ 米^3/秒.$$

第五节　建筑材料调查

小型水库的建筑材料，应以就地取材为原则。当地天然建筑材料的种类、数量和质量是选择坝型的重要条件之一。因此，在勘测过程中，必须对当地的天然建筑材料（如土料、砂、砾石、块石等）的数量、质量、料场分布、开采及运输条件等进行详细的调查与了解。

在小型水库的设计中，由于条件限制，往往不能做到对材料性能进行必要的试验，而只能进行简单的野外鉴定。现将有关资料列入

表 1-4、表 1-5、表 1-6，供实际工作参考。

石 料 分 类 表　　表 1-4

名称		粒径(毫米)	名称		粒径(毫米)
漂石(磨圆的) 块石(棱角的)	大	>800	粒砂	粗	2－0.5
	中	800－400		中	0.5－0.25
	小	400－200		细	0.25－0.1
卵石(磨圆的) 碎石(棱角的)	极大	200－100		极细	0.1－0.05
	大	100－60	粉粒	粗	0.05－0.01
	中	60－40		细	0.01－0.005
	小	40－20			
圆砾 角砾	粗	20－10	粘粒		<0.005
	中	10－5			
	细	5－2	胶粒		<0.002

土的野外鉴别表　　表 1-5

土类	用手搓捻时的感觉	用放大镜及肉眼观察搓碎的土	干时土的状态	潮湿时土的状态	潮湿时将土搓捻的情况	潮湿时用小刀切削的情况	其它特征
粘土	极细的均质土块，很难用手搓碎。	均质细粉末，看不见砂粒。	坚硬，用锤能打碎，碎块不会散落。	粘塑的，滑腻的，粘连的。	很容易搓成细于0.5毫米的长条，易滚成小土球。	光滑表面，面上看不见砂粒。	干时有光泽，有细窄条纹。
壤土	没有均质的感觉，感到有些砂粒，土块容易被压碎。	从它的细粉末可以清楚地看到砂粒。	用锤击和手压，土块容易被碎开。	塑性的，粘结性弱。	能搓成比粘土较粗的短土条，能滚成小土球。	可以感觉到有砂粒的存在。	干时光泽暗沉，条纹较粘，土粗而宽。
粉质壤土	砂粒的感觉少，土块容易压碎。	砂粒很少，可以看见很多细粉粒。	用锤击和手压，土块容易被碎开。	塑性的，粘结性弱。	不能搓成很长的土条，而且搓成的土条容易破碎。	土面粗糙。	干时光泽暗沉，条纹较粘土粗而宽。

续表

土类	用手搓捻时的感觉	用放大镜及肉眼观察搓碎的土	干时土的状态	潮湿时土的状态	潮湿时将土搓捻的情况	潮湿时用小刀切削的情况	其它特征
砂壤土	土质不均匀，能清楚地感觉到砂粒的存在，稍一用力，土块即被压碎。	砂粒多于粘粒。	土块很容易散开，用手压或用铲子铲起丢掷，土块散落成土屑。	无塑性。	几乎不能搓成土条，滚成的土球容易开裂和散落。		
砂土	只有砂粒的感觉，没有粘粒的感觉。	只能看见砂粒。	松散的，缺乏胶结。	无塑性，成流体状。	不能搓成土条和土球。		
粉土	有干面似的感觉。	砂粒少，粉粒多。	土块极易散落。	成流体状。	不能搓成土条和土球。		
砾质土	大于2毫米的土粒很多，当其含量超过50%时，称为砾石。	磨圆的称为圆砾，棱角的称为角砾。					

土壤渗透系数表　　表 1-6

土壤名称	渗透系数			
	最大值（厘米/秒）	最小值（厘米/秒）	平均值（厘米/秒）	平均值（米/日）
粘土	0.000001	0.0000004	0.0000005	0.00043
重粘壤土	0.0000025	0.0000014	0.000002	0.0017
中粘壤土	0.000006	0.000003	0.000005	0.0043
轻粘壤土	0.00005	0.00001	0.00004	0.035
重砂壤土	0.00007	0.00003	0.00006	0.052
轻砂壤土	0.002	0.00005	0.0002	0.173
细砂	0.005	0.0003	0.003	2.60
粗砂	0.05	0.005	0.02	17.30

第六节　其他调查工作

一、灌区调查：灌区调查是为了给规划设计时确定水库蓄水容积设计灌溉制度、估算工程效益以及施工所需要的劳动力等，搜集必要的资料。调查内容主要包括：

（一）灌区主要农作物种类、田亩数、生长期、耕作制度、灌水次数、用水时间等；

（二）灌区内原有水塘、水井、塘坝等的抗旱能力；

（三）灌区内土壤种类、渗漏及蒸发损失等情况；

（四）灌区内的劳力情况，可能参加修水库的劳力数字，对修水库有经验的人数等等。

二、淹没损失调查：水库蓄水愈多，虽然可以灌溉的下游农田愈多，提高作物产量的面积也愈大，但是，由于水位抬高，淹没上游农田、村庄、道路、矿山、果木、森林等也愈多，损失也就愈大。所以必须经过详细的调查研究，通过比较，全面考虑得失，定出合理的设计方案。确定方案时，应以尽量少淹耕地为原则，特别是对于山区，可耕地的面积一般较少，更应注意。

三、流域内水土保持情况的调查：在查勘过程中，要在流域范围内，调查现有的水土流失程度和水土保持情况。水土流失严重的地方，水库的泥沙淤积很快，因此水库的使用年限就会相应缩短。水土保持工作搞得好的地方，水库的泥沙淤积较慢，水库的使用年限也就会长一些。

四、当地党政领导机关和群众对兴修水库的意见：为了搞好水库的设计工作，在查勘期间必须在党的领导下，发动群众，依靠群众，尊重群众的首创精神，向他们调查了解对兴修水库的意见，并发挥他们的积极性，共同把兴修水库的工作做好。

第二章　小型水库的规划

小型水库工程是农田水利建设的重要措施之一，也是群众性水利建设的一个主要内容。修建水库之前，必须合理确定水库的规模和大坝、溢洪道、放水涵管等主要建筑物的设置高程和基本尺寸，这些就是小型水库规划工作的主要内容。

水库的规划工作十分重要。水库修建得是否合理，能不能收到预期的效果，在政治上、经济上都有很大的影响，必须根据当地社会经济条件和自然条件，全面分析研究。水库的规划工作，必须在当地党政机关的领导下，采用领导、群众、技术人员三结合的方法进行，并以群众的最大利益为标准，把规划做得更好，更合理。

第一节　水库的特征库容和特征水位

水库都有兴利（灌溉、发电和综合利用等）和除害（防洪）两方面的作用。表示水库工作状况的特征库容有四个，即垫底库容、兴利库

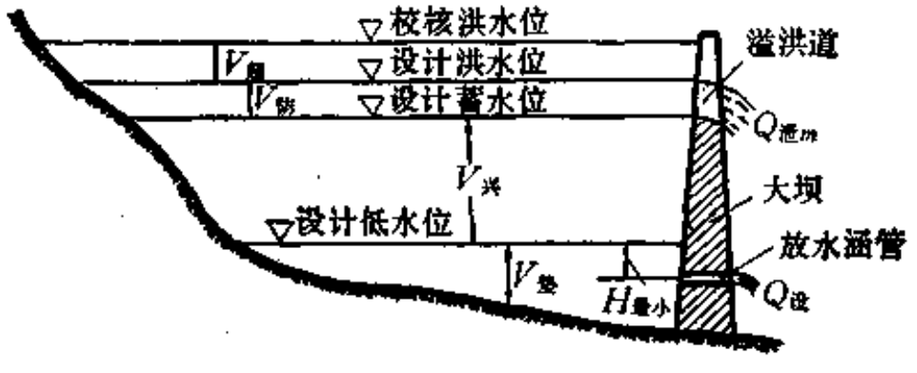


图 2-1　水库特征水位和特征库容示意图

容、防洪库容和超高库容。同这四个库容相对应的特征库水位是设计低水位、设计蓄水位、设计洪水位和校核洪水位。它们的含义和作用分别介绍于后：

一、垫底库容和设计低水位：垫底库容是水库库容中最低的组成部分，又称死库容。这部分库容蓄存的水量，在正常情况下一般不能引到水库外面使用，而只是垫在水库的底层。与死库容相对应的是设计低水位，它是保证放水涵管泄放渠道设计流量的最低水位，水位再低，放水涵管就不能放出设计流量。为了维持水库向渠道引放设计流量，水库水位不得低于设计低水位，所以对灌溉来说，这一水位下的蓄水主要起垫底的作用。此外垫底库容还有其他作用，如用来淤积水库上游下泄的泥沙；用于养鱼等；当进行水力发电时，为了形成人工落差，也要有一定的垫底库容。垫底库容用 $V_{垫}$ 来表示。

二、兴利库容和设计蓄水位：兴利库容位于垫底库容的上面。它的用处是调蓄河道天然来水量，使之满足灌溉、发电等用水部门的需要，也就是说，这部分库容是用来对某些国民经济部门产生效益的，故称兴利库容，以 $V_{兴}$ 来表示。当兴利库容蓄满时的水位就是设计蓄水位，又称正常高水位。可见设计蓄水位同设计低水位之间的库容就是兴利库容。小型水库一般采用自由溢流式溢洪道，溢洪道的堰顶高程就是设计蓄水位。

三、防洪库容和设计洪水位：防洪库容位于兴利库容之上，用来调蓄水库上游出现的设计洪水，削减下泄的洪峰流量，减轻下游洪水危害。当水库蓄水达到设计蓄水位时，上游出现设计洪水，溢洪道就开始溢洪，在溢洪过程中，库水位逐渐上升，达到最高限度时的水位，就是设计洪水位。它与设计蓄水位之间的库容就是防洪库容，用 $V_{防}$ 来表示。小型水库的防洪库容一般只起滞洪作用，不考虑同兴利库容结合使用。

四、超高库容和校核洪水位：水库的防洪问题，通常分作两级来规划。一级是水库上游出现设计洪水，溢洪道溢洪后，使水库水位达到溢洪道堰顶以上一定高度，即设计洪水位；另一级是水库上游出现比设计洪水更大的洪水时，水库水面达到更高的水位，但不允许洪水漫过坝顶，这时出现的洪水叫做校核洪水，而水位则叫做校核洪水位。校核洪水位与设计洪水位之间的库容，叫做超高库容，用 $V_{超}$ 表示。设计洪水位和校核洪水位是确定坝高的依据。应当指出，在水库规划中，还应考虑出现特大洪水的情况。这种特大洪水，叫做保坝洪水，比校核洪水更大，研究的目的是为了事先制定保证大坝安全的应急措施。在小型水库的规划工作中，有时用保坝洪水做为校核洪水。

水库的规划工作，主要就是通过计算，由低到高分别定出垫底库容 $V_{垫}$、兴利库容 $V_{兴}$、防洪库容 $V_{防}$ 和超高库容 $V_{超}$，然后用下式算出水库的总库容 $V_{总}$：

$$V_{总}=V_{垫}+V_{兴}+V_{防}+V_{超}. \qquad (2\text{-}1)$$

并得出相应的各个特征水位。下面依次介绍确定各特征库容和特征水位的方法。

第二节　水库垫底库容和设计低水位的确定

以灌溉为主的小型水库，其设计低水位的确定取决于两个因素。首先，按渠道自流引水灌溉的要求决定设计低水位，然后，再按水库泥沙淤积的要求来校核垫底库容是否够用。如果不够用还要适当提高原来计算的设计低水位，以满足淤积泥沙所需要的库容。

一、设计低水位应保证水库能引水自流灌溉

在保证自流灌溉的情况下，水库的设计低水位主要取决于灌区

地面的高程(即高于某平均海平面的高度,以米计,详见«小型渠道工程»一书)。放水涵管出口的管底高程,应是灌区规划中推算出的渠首处渠底的设计高程,如图 2-2 中 B 点所示。根据放水涵管出口高

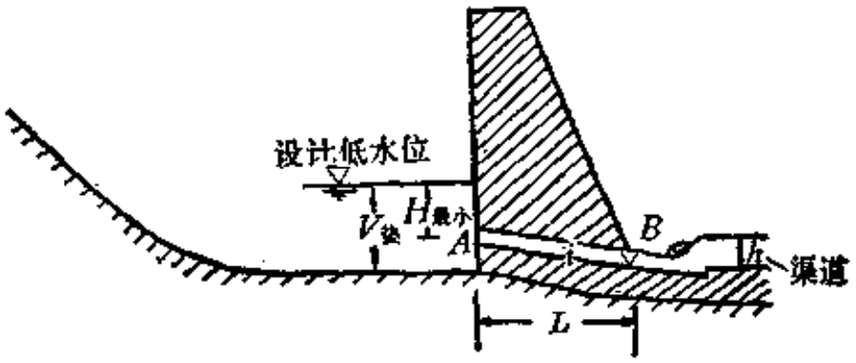


图 2-2 放水涵管出口高程示意图

程和涵管的纵坡 i 及长度 L,可以推算出放水涵管进口管底 A 点的高程。根据放水涵管的型式(如有压或无压涵管等)、结构和尺寸,用第六章叙述的方法进行水力计算,求得维持放水涵管泄放渠道设计流量的最小水头 $H_{最小}$,$H_{最小}$加上$\frac{1}{2}$管径和进口管底高程,即得设计低水位。

事实上,在枯水年份的抗旱季节,往往不能按设计流量放水,只要水库有水就得尽量泄放,所以设计低水位以下到放水涵管进口管底高程之间的蓄水量也可以用于抗旱。这时,真正的死库容是放水涵管进口管底高程以下的那部分无法自流放出的蓄水容积。

二、垫底库容应满足泥沙淤积的要求

在泥沙较多的河溪上修建水库时,除了满足上面一个条件外,还必须校核垫底库容能不能满足泥沙淤积的要求。

小型水库大多兴建在无实测泥沙资料的河流上,确定满足淤沙要求的垫底库容时,可采用简易的计算方法,即认为满足淤沙要求的垫底库容(即淤沙量)$V_{垫}$(万米^3)与流域的多年平均径流深 y_0(毫米)、

集水面积 F(平方公里)和流域内水土流失程度 a 成正比，所以 $V_{垫}$ 的计算公式为：

$$V_{垫}=\frac{1}{10}ay_0F. \qquad (2\text{-}2)$$

式中：反映流域水土流失程度的系数 a 可根据各地统计资料确定。例如湖北省在水土流失程度一般的地区 $a=0.02$；$\frac{1}{10}$是体积单位的换算系数，即将毫米和平方公里的乘积换算成万米^{3}时的单位换算系数。

例如湖北省某小型水库的集水面积为 40 平方公里，多年平均径流深为 750 毫米，流域内水土流失情况一般，满足淤沙需要的垫底库容用式(2-2)计算得：

$$V_{垫}=\frac{1}{10}\times 0.02\times 750\times 40=60\text{ 万米}^3.$$

如果按满足自流灌溉要求所设计的垫底库容可以满足泥沙淤积的要求，那么这个垫底库容就是设计结果。如果按满足自流灌溉要求计算的垫底库容不能满足泥沙淤积所要求的垫底库容，则前者应该加大。办法是以泥沙淤积所要求的容积为准，在库容曲线上查出相应水位，在这一水位之上叠加按灌溉要求计算出的最小水头 $H_{最小}$以及涵管的半径，这样求得的水位就可认为是设计低水位，相应的库容就是所设计的垫底库容。

如果水库设有放空或冲沙底孔，洪水期可用洪水冲刷淤积在库内的泥沙，在这种情况下，泥沙淤积对于垫底库容的确定将不起决定性作用，不必计算淤沙量。含沙量较少的河流，也可以不计算淤沙量。

对于有发电任务的水库，设计低水位还决定于发电所需的最小工作水头。对于综合利用的水库，设计低水位还要考虑渔业及卫生等

方面的要求。

第三节　水库兴利库容和设计蓄水位的确定

小型水库的兴利库容，一般应以满足灌溉需要为主。发电等其他用途应在满足灌溉用水的基础上考虑。在水源不很充沛的情况下，只可利用灌溉用水发电。只有在水源比较充沛的情况下，才考虑非灌溉季节引水发电。

如前所述，兴利库容的作用，是调节河流天然来水，使它适应灌溉等方面用水的需要。一条河流的天然来水，在一年中不是均匀的，一般夏季水大，其他季节水小；各年的来水量也不一样。用水量也随季节变化，旱季用水量大，雨季用水量小。而用水量大的季节往往是天然来水量小的时期；用水量小的季节又往往是天然来水量较大的时期。天然来水与用水之间就产生了矛盾，具体表现为天然来水与用水之间在时间和水量上的不相适应。兴利库容的作用就是在天然来水多的时候，把水蓄存起来；在农作物需要用水的时候，放水进行灌溉。这就是水库的调节作用。

水库对天然来水调节的程度不同，可分为年调节水库和多年调节水库两种。年调节水库是将一个年度内丰水季节的多余来水储蓄起来，到枯水季节应用，它只解决一个年度内来水和用水的不均匀性问题。多年调节水库除应调节一年内来水和用水的不均匀性以外，还要将丰水年的多余水量储蓄起来，到枯水年应用，以解决多年内来水和用水的不均匀性问题。

兴利库容既然是调节天然来水，使之适应用水的需要，那么，要想确定兴利库容的大小，必须首先掌握天然来水和灌溉用水等资料。由于天然来水和灌溉用水资料本身，各年都不一样，为了经济合理的

确定工程规模，还必须根据一定的设计标准进行分析计算。这些分析计算方法，涉及到水文学的频率计算、灌溉保证率、河川径流量和农作物灌溉制度等。为了叙述方便，本节先介绍频率计算的基本知识、灌溉保证率及设计年、灌溉制度等的确定，然后讲述河流天然来水过程线和灌溉用水过程线的推求方法，并在此基础上讲解确定兴利库容的方法。

一、频率计算的基本知识

我们知道，河流流量、径流量等各种水文要素，降雨量、蒸发量等各种气象要素，都是随时间变化的，它们的大小不仅一年内的不同时期不同，而且各年也不相同。设计时究竟采用多大数值，这就要首先研究不同数值出现的规律。为了解决这个问题，在水文统计中，运用一个叫做频率(p)的概念。频率是指某水文或气象要素的观测资料中，等于或大于某一数值的数出现的机会，以百分数来表示。例如，某河一水文站有十年的年径流量资料，把它们按大小次序排列，如表2-1所示。从这张表的第(1)、第(2)栏中可以看出，等于或大于2650万米^{3}的数值仅有一次，所以十年中年径流量等于或大于2650万米^{3}的出现机会为1/10，频率为10%；等于或大于1420万米^{3}的数值出现4次，所以十年中年径流量等于或大于1420万米^{3}的出现机会为$\frac{4}{10}$，即频率为40%，由此可以归纳出计算频率的公式。如图2-3所

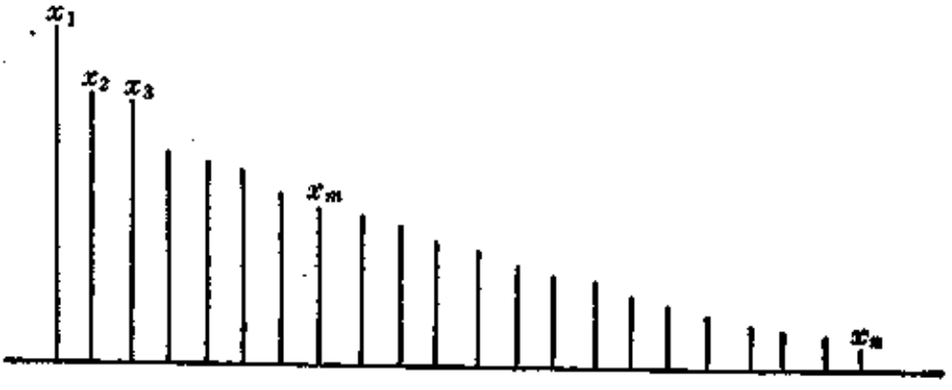


图 2-3　水文要素由大到小排列示意图

某站年径流量经验频率计算表　　表 2-1

序号(m)	按大小排列的年径流量W（万米^3）	经验频率 $p=\frac{m}{n+1}\times 100(\%)$	备注（第2栏W的出现年份）
(1)	(2)	(3)	(4)
1	2650	9.1	1970
2	2060	18.2	1968
3	1440	27.3	1965
4	1420	36.4	1966
5	1370	45.4	1969
6	1250	54.6	1964
7	1120	63.6	1967
8	1080	72.7	1962
9	1030	81.8	1963
10	720	90.9	1961

示，若以 n 代表某水文要素观测值 x 的总项数，m 代表某观测值 x_m 在按大小次序排列中的序号（即等于或大于该数值的项数），p 代表等于和大于某数值的频率，那么：

$$p=\frac{m}{n}\times 100\%. \tag{2-3}$$

这个频率计算公式叫做经验频率计算公式。

在水文统计中，通常把被研究的水文要素的全体叫做总体，总体中的一部份叫做样本。表 2-1 中某水文站年径流量的总体应包括自古至今以至延长到未来无限年代的年径流量，上述十年的观测资料只不过是无限总体的一部分。实际上我们所掌握的水文资料总是一个不大的样本。

各种水文要素的观测资料构成一个系列，叫样本系列。把经验频率计算公式(2-3)，用于样本系列，有很多不合理的地方。例如表 2-1 中，用公式(2-3)计算年径流量为 720 万米^3 的频率时，因为 $m=$

10，$n=10$，所以 $p=\frac{m}{n}\times 100\%=\frac{10}{10}\times 100\%=100\%$。这就是说年径流量为720万米^{3}出现的机会是百分之百，将来也不会出现比实测最小值720万米^{3}更小的数值了。这显然是不合理的，如果观测年数增长，还可能出现更小的年径流量。因此，公式(2-3)必须加以修正，使它符合自然界的发展规律。目前我国常用的经验频率计算公式为：

$$p=\frac{m}{n+1}\times 100\%. \tag{2-4}$$

在规划工作中，经常要用到任一频率的水文要素值。为了便于查用，将用公式(2-4)计算的结果编制成«经验频率 $p=\frac{m}{n+1}\times 100\%$ 值表»(附录表Ⅰ)；或者以系列中各水文要素值为纵坐标，以各要素值的经验频率为横坐标，绘制成经验频率曲线，如图2-4所示，以供使用。

查用«经验频率 $p=\frac{m}{n+1}\times 100\%$ 值表»时，在附录表Ⅰ的上边

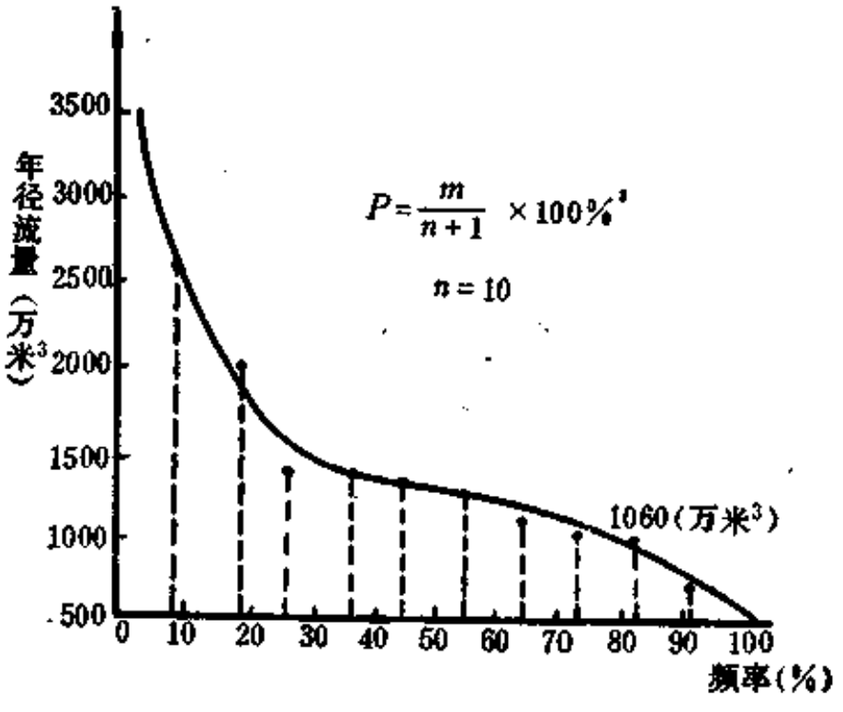


图 2-4 经验频率曲线示例

或下边的 n 值栏中找出系列总项数 n 的数值，所对应的纵行各数值即为该水文系列各项的经验频率。例如表 2-1 中系列总项数 $n=10$，在附录表 I 下边的 n 栏中，与 10 对应的纵行各数值即为该水文系列各项的经验频率，其结果就是表 2-1 中第(3)栏数值。在上述示例中，有了经验频率曲线，便可由曲线上求得某指定频率的年径流量值。例如规定设计频率为75%，从图2-4上可查得设计年径流量为1060万米^3。

在洪水的频率计算中，还常用重现期这一名词来表示频率的大小。重现期是指某一水文要素平均在多少年内可能出现一次。例如某河某洪水流量值的频率 $p=5\%$，表示在一百年内可能出现 5 次，亦即平均 20 年可能出现一次，称为 20 年一遇。这里 20 年就是该洪水流量的重现期。由此可以看出，频率和重现期之间，有一个换算关系，即(适用于 $p\leqslant 50\%$的情况)：

$$T=1/p. \tag{2-5}$$

如某次洪峰流量的频率 $p=1\%$，其重现期 T 就是：

$$\frac{1}{\frac{1}{100}}=100,$$

表示该洪峰流量为百年一遇。

根据式(2-5)求得频率和重现期的相互关系，列于表 2-2。

频率和重现期对照表　　表 2-2

频率 p (%)	0.1	1	10	20	50
重现期 T	1000	100	10	5	2
含　义	千年一遇	百年一遇	十年一遇	五年一遇	二年一遇

必须着重指出，上面所讲的频率，是指多年中平均出现的机会；

重现期也是多年中平均有若干年可能出现一次，并不是说正好就在这些年内出现一次。事实上，在这些年内可能出现几次，也可能一次不出现。它只是表示在很长时期内出现机会的规律。

绘制和使用经验频率曲线比较简单，这是它的优点。但是一条经验频率曲线只能用于一个地区的一个水文要素，不能用于他处；而且一条经验频率曲线由于原始资料的数量有限，所以它对水文要素的总体的代表性也不很充分。为了解决这个问题，水文计算中引用了数理统计上的一种同经验频率曲线上的点子尽量一致的理论频率曲线。当前，在我国的水文计算工作中，采用皮尔逊Ⅲ型曲线这种理论频率曲线。皮尔逊Ⅲ型曲线的表达式是一个数学方程，其中除了变量 X（即某水文要素值）和相应的频率 p 以外，还有三个参数，即 $\bar{X}$、C_v 及 C_s，叫做统计参数。这三个统计参数可以根据本地区水文要素资料，通过一定的分析计算方法求得。若已知三个统计参数值，便可以求得一条理论频率曲线。水文工作者对各地区各水文要素的三个统计参数值做了大量分析计算，把成果列入各省区的水文手册。并且皮尔逊Ⅲ型曲线又有一套依统计参数不同而编好的计算表（附录表Ⅱ）。这样，我们就可以根据水文手册上的三个统计参数值以及附录表Ⅱ，计算出需要的理论频率曲线，从而使计算工作比经验频率曲线扩大了适用性。

为了正确地运用理论频率曲线，下面对三个统计参数的含义，简要加以说明。

$\bar{X}$ 是水文要素的算术平均值，又称均值，即水文要素系列各项数值之和除以项数。

各省（区）的水文手册载有省（区）内各地区各水文要素均值的整编成果，并在全省地图上绘出等值线图，可供查用。图 2-5 就是湖北省年径流深的均值等值线图。

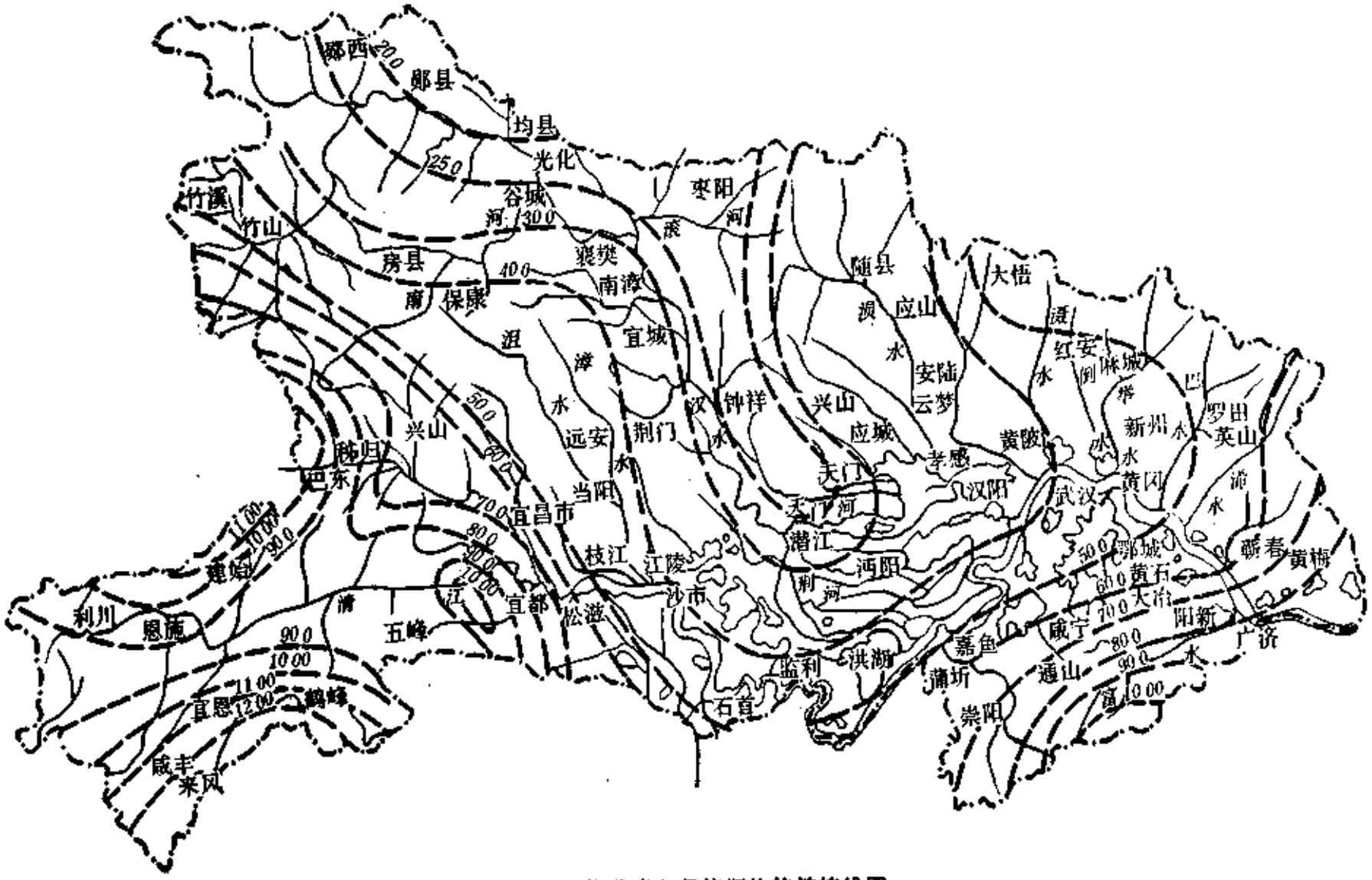


图 2-5　湖北省年径流深均值等值线图

C_v叫做变差系数，它反映水文要素各值对于均值的离散程度，也称离势系数。当水文要素各值对均值的差距较大时，C_v值大；反之，C_v值小。为了说明它的概念，举一个简单的数例。有两个系列：

第一系列：5、10、15

第二系列：1、10、19

这两个系列的均值相同，都等于10，但其变化范围显然是不相同的。第一系列只变化于5至15之间，而第二系列的变化范围则增大到1至19之间。所以第一系列的各值对均值的差距小，因而C_v值小；第二系列的各值对均值的差距大，因而C_v值也大。一个系列的C_v值可以通过一定的计算求得。各省(区)的水文手册都列有本省(区)一些水文要素的C_v值资料，可供查用。

C_s叫做偏差系数，也叫偏态系数，它反映水文要素各值在均值上下是否对称。若$C_s=0$，则表示水文要素各值对均值是对称的，称为正态；$C_s\neq0$，是不对称的，称为偏态。例如有两个系列：

第一系列：5、10、15

第二系列：5、8、10、17

它们的均值相同，都等于10。但是第一系列的5和15与均值10都相差5，它们在均值的上下是对称的，即$C_s=0$；第二系列的5、8、17在均值10的上下是不对称的，其偏差系数$C_s>0$。

$\bar{X}$、C_v、C_s都有相应的计算公式。但由于C_s值的计算公式比较繁琐，而且在资料很短时，计算精度不高，所以一般不直接计算，而是设法找出C_s与C_v的比值，以便使用。各省(区)的水文手册都载有本省(区)的一些水文要素的C_s与C_v的比值，以供查用。例如在湖北省，对于年径流量取$C_s=(2\sim3)C_v$，对于洪水流量取$C_s=(3\sim4)C_v$。

根据水文要素的 $\bar{X}$ 和 C_v、C_s 值，用附录表Ⅱ计算它的理论频率曲线时，为了使附录表Ⅱ的使用具有普遍性，表内并没有列出均值的数据，而是引入一个叫做模比系数的数值。模比系数就是附录表Ⅱ中的 K_p，它的含义是某一频率的水文要素值 X_p 与其均值 $\bar{X}$ 的比，即

$$K_p=\frac{X_p}{\bar{X}}, \tag{2-6}$$

或改写成：

$$X_p=K_p\bar{X}. \tag{2-7}$$

附录表Ⅱ就是按频率 p、模比系数 K_p 和 C_v 以及比值 C_s/C_v 的相互关系编制出来的。由于排除了 $\bar{X}$ 的具体数值，故可适用于多种水文要素。使用时，根据某水文要素已知的 C_v 和 C_s/C_v 的比值，从表中查出与各频率 p 相对应的 K_p 值，然后将各 K_p 值代入公式(2-7)，即可算出与各频率 p 对应的 X_p。有了 p 和 X_p 的若干对应值，即可点绘所需要的皮尔逊Ⅲ型曲线，即该水文要素的理论频率曲线。

例如已知某水文要素的三个统计参数 $\bar{X}=10$，$C_v=0.60$，$C_s=2.5C_v=1.5$，查附录表Ⅱ第四表(适用于 $C_s=2.5C_v$)中 $C_v=0.6$ 的一行，得 p 及其对应的各 K_p 值，列于表 2-3 中，然后将各 K_p 值都乘以均值 $\bar{X}$($\bar{X}=10$)，就可得到各 X_p 值。由 p 及对应的 X_p 即可点绘出该水文要素的皮尔逊Ⅲ型频率曲线，如图 2-6。从图中可以看出，皮

查附录表Ⅱ计算皮尔逊Ⅲ型曲线举例　　表 2-3

频率 p(%)	0.01	0.1	0.5	1	5	10	20	50	75	90	95	99
K_p	5.25	4.14	3.35	3.00	2.17	1.80	1.42	0.86	0.56	0.39	0.32	0.24
$X_p=\bar{X}\cdot K_p$	52.5	41.4	33.5	30.0	21.7	18.0	14.2	8.6	5.6	3.9	3.2	2.4

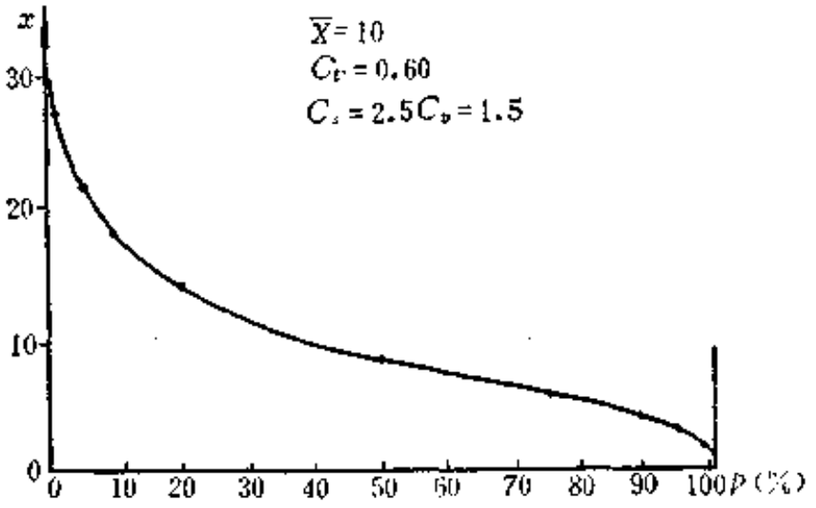


图 2-6 皮尔逊Ⅲ型曲线示例

尔逊Ⅲ型曲线中间较平，两端陡峭，与图 2-4 上经验频率曲线的形状基本一致。

在小型水库规划工作中，经常遇到频率的概念和利用频率曲 线推求某频率的水文要素值的问题。 例如在确定兴利库容时，要运用频率计算的知识推求水库的来水量等，在防洪计算中要运用频率计算的知识推求洪水流量等。如何运用，将在以下的章节中结合具体问题讲述。

二、灌溉设计保证率与设计年

灌溉设计保证率和设计年是水库规划用到的重要概念。

在不同的年份，降雨量的大小是不相同的，因而农作物需要灌溉的水量也是不同的。降雨量小的干旱年份，作物灌溉需要的水量大；降雨量大的湿润年份，作物灌溉需要的水量就小。 在灌溉水库的规划中，为了经济合理地利用水利资源，并不是对任何年份都充分满足灌溉需要的水量。对于一般的干旱年份，供给足够的灌溉水量，以保证作物的稳产高产；对于一些严重干旱的年份，则考虑在一些次要的时期或对一些次要的作物减少灌水量。这样，在工程建成以后，只有

一部分年份能够充分保证供水。这些充分保证灌溉用水的年数占总年数的百分比，就叫做灌溉设计保证率。例如灌溉设计保证率为75%，就是说在工程建成后，预计一百年内有七十五年可以充分保证供水灌溉。

灌溉设计保证率实际上是灌溉水库的一项设计标准，它反映了工程建成后的供水保证程度和对水源的利用程度。例如设计标准高，说明工程的供水保证程度高，对水源的利用程度高，但同时，工程规模大，投资多。设计标准低，工程的供水保证程度低，对水源的利用程度低，但工程的规模小，投资少。因此，灌溉设计保证率的大小与当地的自然条件、农业生产条件和经济发展水平有关。在水源不足和农业生产条件较差的地区，设计保证率较小，一般为50%；在水源充沛和农业发展水平较高的地区，设计保证率可取较大的值，有时高达95%；在一般条件下设计保证率为75%。在进行工程规划和设计时，应根据当地具体条件预先规定设计保证率，作为设计的依据。例如水库兴利库容调节计算中的设计来水过程线、设计灌溉制度、设计用水过程线等，都要根据规定的设计保证率来推算。

一个灌溉水库能否达到规定的灌溉设计保证率，本来应该逐年进行调节计算，从中确定有多少年份保证灌溉，有多少年份不能充分保证灌溉，进而得知保证率的数值是否达到设计要求。显然，这是相当繁琐的。为了解决这个问题，对年调节水库，通常只以一个典型年份为代表，进行调节计算，这个典型年份就叫做设计年。设计年应该选择得当。目前选择设计年的方法较多，在小型水库工程中可以采用比较简化的方法，即选择年降雨量频率与灌溉设计保证率数值相等（或接近）的那一年作为设计年。如设计保证率规定为75%，则通过经验频率曲线的计算，选择年降雨量频率为（或接近）75%的年份作为设计年，称之为中等干旱年。然后针对这一年推求其来水过程线、

灌溉制度、用水过程线，并进行水库调节计算，确定兴利库容。具体做法详见后述。

三、农作物的灌溉制度

农作物灌溉制度是拟定灌溉用水过程线的基本依据，是进行水库规划和管理工作不可缺少的基本资料。

灌溉制度是农作物的灌溉定额、灌水定额、灌水次数、灌水日期的总称。灌水定额是指单位灌溉面积上一次灌水的水量。农作物在整个生长期要进行多次灌水，全生长期各次灌水定额之和，就是灌溉定额。灌水定额和灌溉定额常以米^3/亩计；在水田情况下还常用田面灌水深度来表示，以毫米计算。每米^3/亩的水量折算成1.5毫米水深。灌溉制度的确定，通常有以下三个途径。

（一）总结群众的丰产灌水经验

群众在多年的生产实践中积累了很多稳产高产的灌水经验。总结群众的丰产灌水经验，应作为制定灌溉制度的重要依据。调查的内容包括设计年份内，作物的灌水次数，每次灌水定额，各次灌水的时间间隔即灌水期距，以及农作物生育阶段、灌水技术、泡田灌水定额等。表2-4及表2-5是湖北省的一些实际调查资料，可供参考。

（二）根据灌溉试验资料制定灌溉制度

我国许多灌区设置了灌溉试验站，有些省还设置了中心试验站。

湖北省中稻灌溉制度部分调查成果表　　表 2-4

地　　点	泡田定额 米^3/亩	生育期灌溉制度			总灌溉定额（米^3/亩）	备　注
		灌水次数	每次灌水深（寸）	灌溉定额（米^3/亩）		
湖北省宜都某灌区	80	9	1～2	311	391	中等干旱年
湖北省宜城管理公社	80～90	11	1～1.5	290	370	

湖北省各类作物灌溉定额调查成果表　　表 2-5

农作物种类	水稻				旱作	
	早稻	中稻	一季晚	双季晚	棉花	小麦及杂粮
灌溉定额（米³/亩）	270～330	370～440	400～450	240～300	50～80	30～50

试验项目一般包括作物需水量、灌溉制度、灌水技术等。试验站积累的试验资料，是制定灌溉制度的主要依据。但是，在选用试验资料时，必须注意原试验的条件，不能一概照搬。表 2-6 是湖北省徐家河水库灌区安陆灌溉试验站 1965 年中稻灌溉制度试验的成果，仅供参考。

湖北省徐家河水库灌区安陆试验站中稻灌溉制度成果表　表 2-6

试验处理	淹灌水层深度（毫米）	土质	作物		降雨量		灌溉制度				附注
			品种	产量（公斤/亩）	全量（毫米）	利用部分（毫米）	灌水次数	灌水定额（米³/亩）	灌溉定额（米³/亩）	灌水期距（天）	
浅灌深蓄	10～40～150	粘土	399	337	341.7	270	8	20～30	220	8～10	1.生育期为5月25日至8月5日。 2.浅灌深蓄指灌水时浅灌降雨时深蓄。
浅灌	10～80	粘土	399	333	341.7	232	10	15～25	200	7～9	
中途落干	10～80（晒田）	粘土	399	329	341.7	261	5	25～35	167	12～15	
群众习惯灌法		粘土	399	317	341.7	174	10	20～25	240	7～8	

（三）根据水量平衡原理推求水稻灌溉制度

没有灌溉制度的实测资料时，还可根据水量平衡原理进行灌溉制度设计。下面以水稻为例介绍根据水量平衡原理用列表法推算灌溉制度的方法。为了加深对列表法的理解和便于计算，首先介绍稻田的水量平衡方程和基本资料的收集等内容，然后再具体介绍列表法的应用。

1．稻田的水量平衡方程和推算水稻灌溉制度需要的基本资料

在水稻生育期的任何时段 t 内，稻田水量的变化，决定于该时段内来水和耗水之间的增减，这种关系可以用水量平衡方程表示。如果以 H_1 代表时段初田面水层深、P 代表时段内的降雨量、m 代表时段内的灌水量、E 代表时段内的田间耗水量、C 代表时段内的农田排水量、H_2 代表时段末田面的水层深，那么水量平衡方程式为：

$$H_1+P+m-E-C=H_2, \qquad (2\text{-}8)$$

式中各值均以毫米计。

若时段初的田面水层深处于适宜水层上限 $H_{最大}$，经过一定时段的消耗，田面水层降到适宜水层的下限 $H_{最小}$，这时如果没有降雨，就需进行灌溉，灌水定额为：

$$m=H_{最大}-H_{最小}。$$

这一过程可用图 2-7 表示。若时段初田面水层处于 A 点，在没有降雨的情况下，经过 t_1 时段后，由于农田耗水使田面水层降至适宜水层下限 B 点，此时即需灌水，灌水定额为 m，该时段的耗水过程如① 线所示；若时段内有降雨量 P 出现，则在降雨后，田面水层将

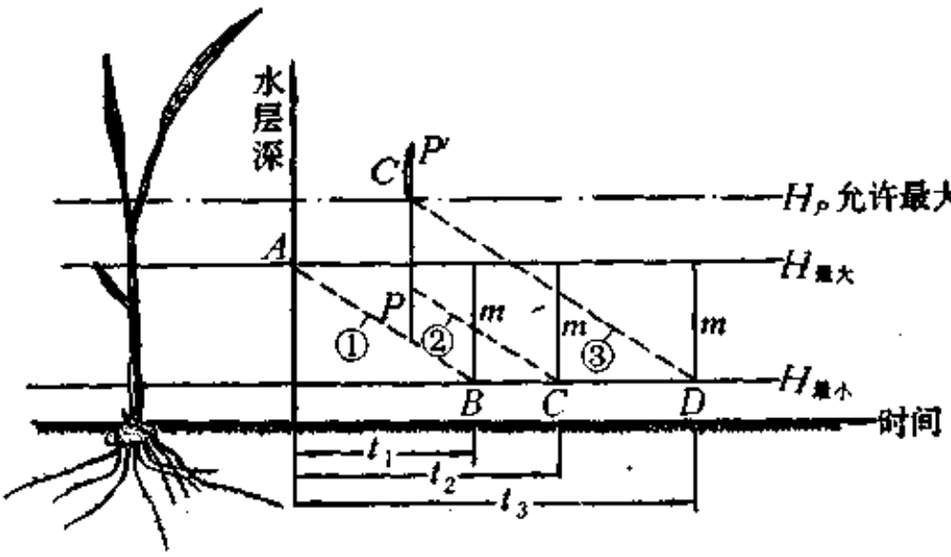


图 2-7　稻田水量平衡计算示意图

在回升降雨深 P 以后，再按②线下降至 C 点才需要灌水；若降雨量相当大(即 P')，超过了适宜水层上限 $H_{最大}$(或允许最大蓄水深 H_P)，则多余的降雨(即 C)应该排除，以免影响水稻正常生长，然后按③线耗水至 D 点时再行灌溉。依此类推，即可求得水稻全生育期的灌溉制度。

由上述可见，要推求水稻灌溉制度，必须首先确定各生育阶段的耗水量(或耗水强度)、降雨量、适宜水层深度的上下限等资料。

稻田的田间耗水量包括水稻的田间需水量和田间渗漏量两部分。

水稻的田间需水量与水面蒸发量成正比。如果以 $E_{需}$ 代表水稻全生育期田间需水量，$E_{皿}$ 代表同时期水面蒸发量(蒸发皿的观测值)，α 代表比例系数(需水系数)，则

$$E_{需}=\alpha E_{皿}. \tag{2-9}$$

其中 $E_{皿}$ 可从当地水文站或气象站的观测资料中查取。长江流域，α 值一般在 0.9～1.2 之间。

水稻的田间渗漏量一般通过试验或根据经验确定。以湖北省为例，丘陵地区塝田日平均渗漏量为 1～2 毫米，冲田为 0～1 毫米，畈田为 0.5～1.5 毫米；平原湖区一般为 0.5～1.0 毫米。不少地区的经验证明，稻田经常保持一定数量的渗漏，可以获得高产。若以 $E_{渗}$ 表示水稻田间渗漏量，则水稻田间耗水量 $E=E_{需}+E_{渗}$。

降雨量 P，可从灌区气象资料中查得。

田面适宜水层深，一般各省区都有灌溉试验资料，表 2-7 所列数值为湖北省资料。

2．用列表法推求水稻的灌溉制度

列表法主要是根据公式(2-8)用表格形式进行逐日水量平衡计算。如果以 h_1 代表前一天末的田面水层深，p 代表当天降雨量，e 代

水稻各生育期淹灌水层深度表(单位：毫米)　　表 2-7

作物		生育阶段						
名称	品种	返青	分蘖盛	分蘖末	拔节孕穗	抽穗开花	乳熟	黄熟
早稻	南特号	10～30～50	20～40～70	20～50～80	30～60～90	10～30～80	10～30～60	10～20
中稻	胜利籼	10～30～50	20～40～70	30～60～90	30～60～120	10～30～100	10～20～60	落干
晚稻	十月红	20～40～70	10～20～70	10～30～80	20～50～90	10～30～50	10～20～60	落干

注：表中数字分别为：适宜水层下限～适宜水层上限～降雨时允许最大蓄水深度。

表水稻在计算时段(某生育阶段)内日平均耗水量，c 代表当天排水量，h_2 代表计算日末的田面水层深，那么公式(2-8)可以改写为：

$$h_2=h_1+p-e-c, \qquad (2\text{-}10)$$

式中各值均以毫米计。

现以推求湖北省某灌区中等干旱年早稻灌溉制度为例，具体说明列表法的应用。

例　根据湖北省某灌区资料，用列表法计算早稻灌溉制度。

一、基本资料。

(一) 早稻各生育阶段田间耗水量，及各阶段日平均耗水量，见表 2-8。

(二) 生育期降雨量，见表 2-9。

(三) 各生育阶段田面适宜水层深度，采用表 2-7 中的数值。

(四) 泡田末期田面水层深度为 10 毫米。

二、根据以上资料，用式 (2-10)列表计算灌溉制度的过程见表 2-10。

以泡田末为起算日，即 4 月 24 日，田面水层深为 10 毫米，求 25

早稻各生育阶段田间耗水量表　　表 2-8

生育阶段	返　青	分蘖盛	分蘖末	拔节孕穗	抽穗开花	乳　熟	黄　熟	全生育期
起止日期	4.25～5.2	5.3～5.10	5.11～5.26	5.27～6.12	6.13～6.27	6.28～7.6	7.7～7.14	4.25～7.14
天数	8	8	16	17	15	9	8	81
需水量模比系数K_0(%)	5.2	10.3	20.6	27.2	25.7	5.8	5.2	100
阶段需水量（毫米）	24	48	96	127.5	120	27	24	466.5
阶段渗漏量（毫米）	8	8	16	17	15	9	8	81
阶段耗水量（毫米）	32	56	112	144.5	135	36	32	547.5
阶段日平均耗水量（毫米）	4.0	7.0	7.0	8.5	9.0	4.0	4.0	

注：1. 需水量模比系数K_0(%)为各生育阶段需水量占全生育期需水量的百分数。
2. 阶段需水量为全生育期需水量与需水量模比系数的乘积。

生育期降雨量表　　表 2-9

日期	4.26	4.28	4.30	5.4	5.5	5.11	5.13	5.14	5.17	5.20	6.9	6.10	6.20	6.21	6.26	7.6
降雨量（毫米）	7.7	7.4	61.0	16.0	12.9	6.7	24.3	5.3	21.5	1.9	2.3	5.3	2.5	2.1	10.0	4.6

日末水层深 h_2。已知该生育阶段日平均耗水量为 4 毫米，根据式(2-10) 得：

$$h_2=h_1+p-e-c=10+0-4-0=6(\text{毫米}).$$

26 日有降雨量 7.7 毫米，所以 26 日末水层深 h_2 为：

$$h_2=6+7.7-4-0=9.7(\text{毫米}).$$

因 29 日末田面水层深为 5.1 毫米，30 日降雨 61.0 毫米，所以 30 日末水层深 h_2 为：

$h_2=5.1+61.0-4-0=62.1$(毫米)，超过了允许最大蓄水深度，

某灌区中等干旱年早稻生育期灌溉制度计算表　表 2-10

日期 月	日	生育期	设计田面水层(毫米)	逐日耗水量(毫米)	逐日降雨量(毫米)	淹灌水层变化(毫米)	灌水量(毫米)	排水量(毫米)
4	24					10.0		
	25					6.0		
	26		10		7.7	9.7		
	27		↓			5.7		
	28	返	30	4.0	7.4	9.1		
	29		↓			5.1		
	30	青	50		61.0	50.0		12.1
5	1					46.0		
	2	期				42.0		
	3					35.0		
	4	分			16.0	44.0		
	5		20		12.9	49.9		
	6		↓			42.9		
	7	蘖	40	7.0		35.9		
	8		↓			28.9		
	9		70			21.9		
	10	盛				44.9	30	
	11				6.7	44.6		
	12					37.6		
	13				24.3	54.9		
	14	分			5.3	53.2		
	15					46.2		
	16					39.2		
	17		20		21.5	53.7		
	18		↓			46.7		
	19	蘖	50	7.0		39.7		
	20		↓		1.9	34.6		
	21		80			27.6		
	22					20.6		
	23	末				43.6	30	
	24					36.6		
	25					29.6		
	26					22.6		
	27					54.1	40	
	28					45.6		
	29	拔	30			37.1		
	30		↓			28.6		
	31	节	60	8.5		60.1	40	
6	1		↓			51.6		
	2	孕	90			43.1		
	3	穗				34.6		

日期 月	日	生育期	设计田面水层(毫米)	逐日耗水量(毫米)	逐日降雨量(毫米)	淹灌水层变化(毫米)	灌水量(毫米)	排水量(毫米)
6	4					26.1		
	5	拔				57.6	40	
	6		30			49.1		
	7	节	↓			40.6		
	8		60	8.5		32.1		
	9	孕	↓		2.3	25.9		
	10		90		5.3	22.7		
	11	穗				54.2	40	
	12					45.7		
	13					36.7		
	14					27.7		
	15					18.7		
	16	抽				9.7		
	17					30.7	30	
	18		10			21.7		
	19	穗	↓			12.7		
	20		40	9.0	2.5	36.2	30	
	21	开	↓		2.1	29.3		
	22		80			20.3		
	23					11.3		
	24	花				32.3	30	
	25					23.3		
	26				10.0	24.3		
	27					15.3		
	28					11.3		
	29					37.3	30	
	30	乳	10			33.3		
7	1		↓			29.3		
	2		30	4.0		25.3		
	3		↓			21.3		
	4		60			17.3		
	5	熟				13.3		
	6				4.6	13.9		
	7 …… 14	黄熟	落干	4.0				
合计				515.5	191.5	13.9	340	12.1

校核：$h_{始}+p_{有效}+\sum m-\sum e=h_{末}$

$10+(191.5-12.1)+340-515.5=13.9$

计算无误

应排水 62.1－50.0＝12.1(毫米)，使水层深保持在 50 毫米。

同样求得 5 月 10 日末水层深 h_2 为：

h_2＝21.9＋0－7－0＝14.9（毫米），低于田间适宜水层下限，需进行灌水，灌水量按水层上限 40 毫米控制。在 5 月 10 日灌水 30 毫米，则 10 日末水层 h_2＝14.9＋30＝44.9(毫米)。

如此逐日进行计算，即可求得早稻生育期灌溉制度。其成果列入表 2-11。若泡田定额为80 米^3/亩，则早稻总灌溉定额为生育期灌溉定额与泡田定额之和，即 228＋80＝308(米^3/亩)。

某灌区中等干旱年早稻设计灌溉制度成果表　　表 2-11

灌水次序		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	合计
灌水日期		5.10	5.23	5.27	5.31	6.5	6.11	6.17	6.20	6.24	6.29	
灌水定额	毫米	30	30	40	40	40	40	30	30	30	30	340
	米^3/亩	20	20	27	27	27	27	20	20	20	20	228

拟定出农作物的灌溉制度，便可据以推求用水过程线，为水库调节计算准备好资料。

四、用调节计算法确定水库的兴利库容

前面已讲到，兴利库容是用以调蓄河道天然来水，使之满足用水要求的。因此，兴利库容的大小决定于天然来水和灌溉用水的情况。而确定兴利库容时需要的来水和用水资料，是指符合灌溉设计保证率的设计来水过程线和设计用水过程线。掌握了频率计算、灌溉设计保证率、灌溉制度等基本知识后，就可以确定水库的设计来水过程线和设计用水过程线。应该指出，设计来水过程线和设计用水过程线是指设计年的来水过程线和用水过程线，用这些资料求得的水库的兴利库容，就是符合设计保证率的兴利库容。

（一）设计来水过程线的确定

设计来水过程线的确定，依水文资料的多少而有不同的方法。

如有长期水文资料，可先用前面讲述的方法计算绘制出年径流量的频率曲线。然后根据灌溉设计保证率的数值 p，在年径流量频率曲线上选出一个频率为 p 的年径流量，即为设计年的年径流量。在长期的年径流量资料中，必定有某一年或某几年的年径流量与设计年的年径流量相接近，可以选择其中某一年的径流过程线作为设计来水过程线。图 2-8 所示是某水库设计年的月径流量过程线。

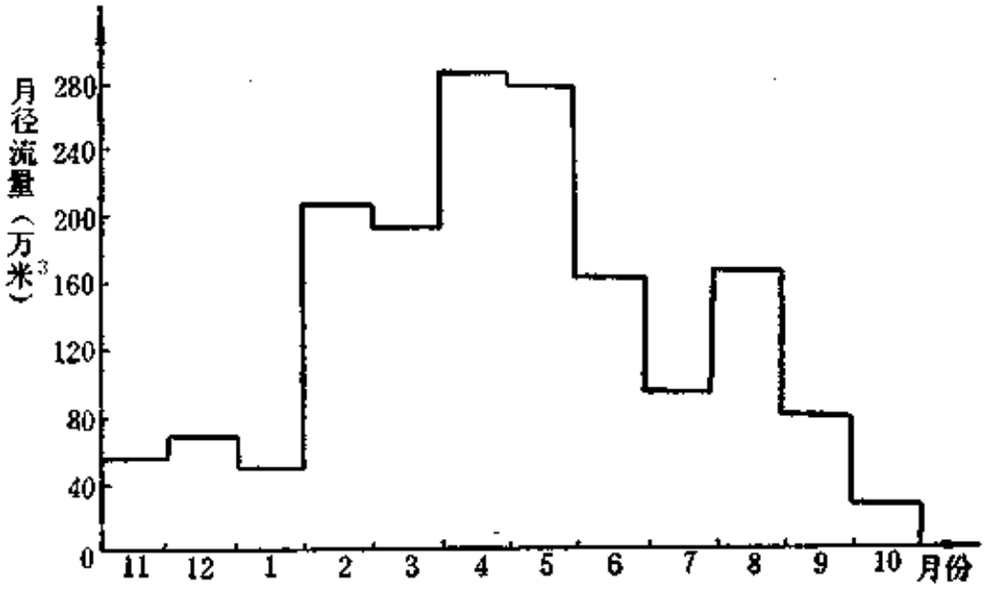


图 2-8　某水库 1963 年（相当于 $p=90\%$ 的干旱年）月径流量过程线

小型水库一般没有实测水文资料，则应以各省(区)的水文手册为工具，推求设计来水过程线。推求方法是：先确定设计年径流总量 W_p，然后进行年内分配。确定年径流总量的方法，是从水文手册中的年径流深均值 y_0 等值线图(如图 2-5)和年径流深的 C_v 值等值线图(如图 2-9)，查得本流域重心处的 y_0 和 C_v。小流域的 C_s 与 C_v 值通常有一个比较稳定的比例关系。如湖北省年径流深的 C_s，通常采用 $C_s=2C_v$。根据 C_v 和 C_s 查附录表Ⅱ，可求得频率为 p(其数值与设计保证率相等)的模比系数 K_p，再换算成本流域的设计年径流深 y_p(毫米)，而设计年径流总量为：

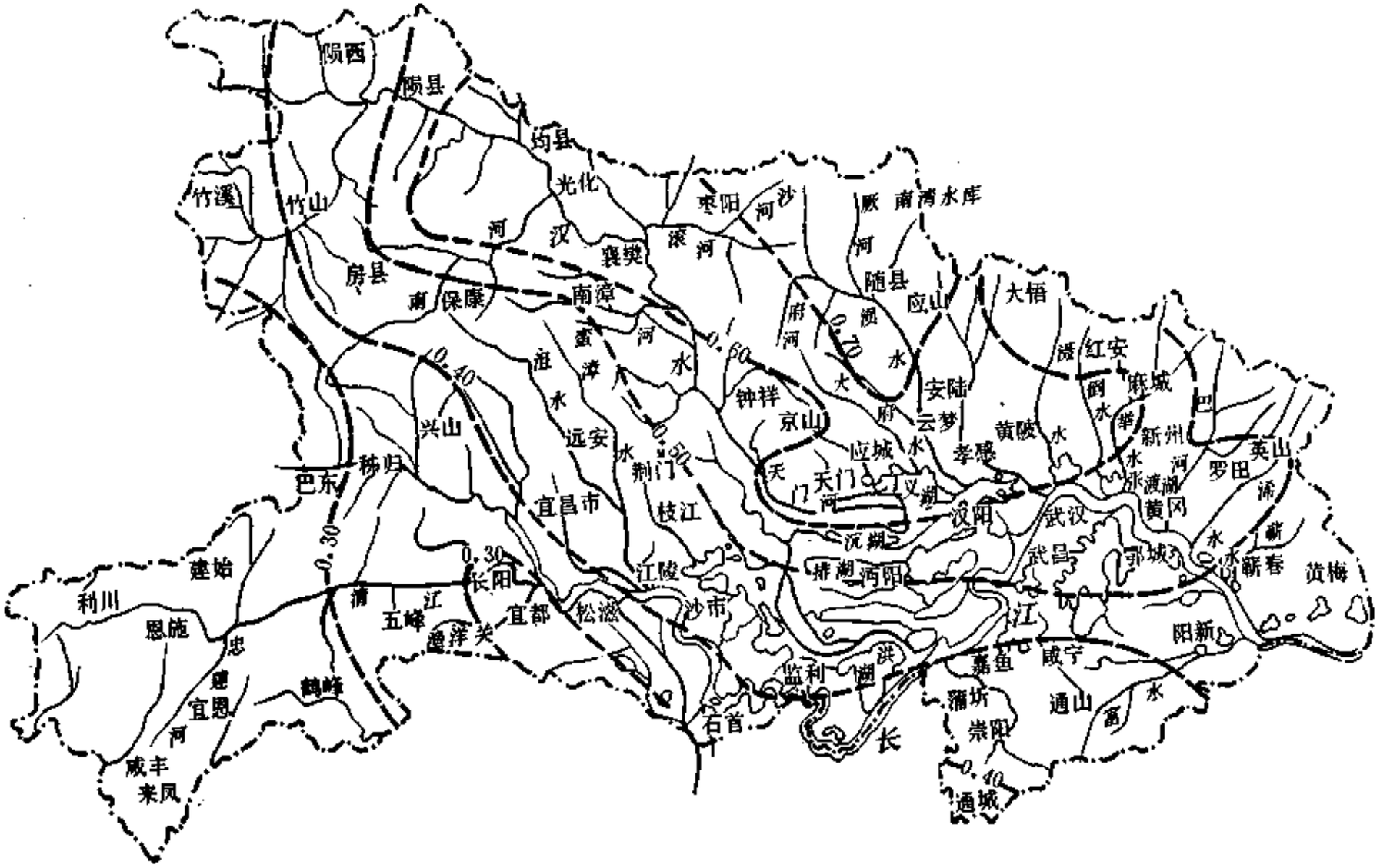


图 2-9　湖北省年径流深 C_v 值等值线图

$$W_p=\frac{1}{10}y_pF(\text{万米}^3),\qquad(2\text{-}11)$$

式中$\frac{1}{10}$是将y_p(毫米)与F(平方公里)的乘积折算成(万米)^{3}的单位换算系数。

必须指出,«湖北省水文手册»中,年径流深等值线图和年径流深的C_v值等值线图是根据200～500平方公里的中等流域的水文资料绘制的,用在小流域上要尽可能地加以修正。y_0值的修正方法是根据本地区有资料的小流域实测径流深与大面积同期径流深的比值求得改正值。C_v值的修正,可采用简易方法,即认为小流域的C_v与中等流域的C_v之比与它们的多年平均径流深y_0的比值成反比。如果次C_{va}、C_{vb}分别表示中等流域与小流域的变差系数,以y_{0a}、y_{0b}分别表示中等流域与小流域的多年平均径流深,那么修正后的C_{vb}可由下式计算:

$$C_{vb}=C_{va}\frac{y_{0a}}{y_{0b}},\qquad(2\text{-}12)$$

式中y_{0a}和C_{va}从等值线图上查得,y_{0b}是修正后的数值。

有了设计年径流量W_p以后,还要把它分配到一年中的各月份(有时还要分配到各旬),才能得到设计来水过程线。

在无资料的小流域,径流量年内分配一般是采用水文比拟法。简单地说,把附近自然条件相似的流域的水文资料移至本流域使用,就叫做水文比拟法。各省(区)水文手册中,一般都给出了全省(区)主要测站历年的各月径流分配数值,供进行年内分配时参考。作为示例,表2-12摘录了«湖北省水文手册»中漳水花园站历年各月的月平均流量值。使用这类资料时,应通过分析确认本流域与有资料流域的自然地理条件相似以后,才能移用有资料流域某年(符合设计保证率p)的径流年内分配数值。

湖北省漂水花园站历年各月平均流量统计表　　表 2-12

（流域面积：2529 平方公里，表内数值单位：米^3/秒）

年　份	一月	二月	三月	四月	五月	六月	七月	八月	九月	十月	十一月	十二月	年平均流量	年径流系数
1957	7.16	14.5	6.52	11.5	50.0	14.5	36.1	19.0	2.03	1.36	1.74	3.94	14.1	0.21
1958	2.14	1.39	3.06	53.9	39.9	1.33	22.8	22.6	8.40	13.5	5.02	3.49	32.1	0.33
1959	3.35	24.7	31.8	38.5	89.6	61.3	46.2	0.55	0.40	0.81	3.37	3.33	25.3	0.31
1960	2.92	2.15	19.9	12.6	29.6	172	45.5	5.56	12.6	2.75	6.55	3.47	26.2	0.29
1961	2.30	1.39	10.6	2.58	2.03	6.26	4.95	2.84	2.21	1.53	9.99	7.02	4.47	0.07
1962	3.18	2.02	1.60	3.94	9.88	3.39	75.3	85.6	69.4	8.31	9.99	7.98	23.6	0.27
1963	3.63	1.99	10.1	31.8	148	9.72	101	292	17.3	9.32	4.85	3.41	53.6	0.52
1964	6.56	23.6	21.9	190	134	11.3	28.0	36.7	13.7	20.5	10.0	4.37	41.7	0.42
1965	2.89	5.83	5.67	18.8	8.17	0.65	47.6	135	16.3	11.5	24.4	5.04	23.6	0.29
1966	3.27	2.93	9.25	6.75	3.56	4.37	78.6	3.12	0.31	0.85	3.29	1.36	9.93	0.16
1967	1.62	6.97	10.0	17.0	22.2	35.2	39.9	28.3	8.32	18.4	49.7	20.1	21.5	0.24
1968	6.90	4.42	2.99	10.8	11.2	3.17	439	16.6	12.6	9.61	4.41	6.30	43.8	0.43
1969	5.72	43.1	13.6	59.6	49.0	10.3	315	110	76.3	13.4	6.81	4.52	59.6	0.53

必须指出，水文手册上所列资料，其流域面积大多在 200 平方公里以上，把这些中等流域的年内分配值移用到小流域，必然有一定的误差。为了解决这一问题，应参考附近的径流实验站或水土保持实验站的实测资料。

例　湖北省应山县某水库，位于漂水支流，库区狭长，坡度较陡，在孙家湾处形成一窄小的谷口，适于建坝成库。已知水库的集水面积为 34 平方公里，取灌溉设计保证率 $p=75\%$。试确定水库的设计来水过程线。

解　查«湖北省水文手册»年径流深均值 y_0的等值线图(图 2-5)

和年径流深的 C_v 值等值线图(图 2-9),得出水库以上流域面积的 y_0 和 C_v 值分别为：$y_0=450$ 毫米;$C_v=0.64$。取 $C_s=2\,C_v=1.28$,

查附录表Ⅱ"皮尔逊Ⅲ型频率曲线的模比系数 K_p 值表"的第(三)表,用内插法求得 $C_v=0.64$ 时,频率为75%的模比系数 $K_{75\%}=0.53$。由式(2-7)得设计年径流深 $y_p=K_p y_0=0.53\times450=238.5$ (毫米),由式(2-11)求得频率为75%的设计年径流量 W_p 为

$$W_p=\frac{1}{10}y_pF=\frac{1}{10}\times238.5\times34=811\text{(万米}^3\text{)}.$$

设计年径流量的年内分配,设法移用漂水花园站资料。将表2-12的各年平均流量按大小次序排列，可以看出 1967 年的年平均流量 21.5 米^3/秒位于第 10 位，1957 年的 14.1 米^3/秒位于第 11 位,用经验频率公式计算各年径流量的相应频率为

1967 年径流量的频率 $p_{1967}=\frac{10}{13+1}=71.4\%$;

1957 年径流量的频率 $p_{1957}=\frac{11}{14}=78.5\%$.

从上述计算结果可以看出,1957 年和 1967 年径流量的频率都接近 $p=75\%$,即中等干旱年。进行年调节计算时,为安全起见,应从 1957 年和 1967 年中选择一个对水库不利的年内分配作为典型。为此,计算水库供水期 4 至 9 月份六个月的径流量占全年径流量的百分数:

$$\text{1957 年：}\frac{11.5+50.0+14.5+36.1+19.0+2.03}{12\times14.1}\times100\%$$

$$=78.7\%,$$

$$\text{1967 年：}\frac{17.0+22.2+35.2+39.9+28.3+8.32}{12\times21.5}\times100\%$$

$$=58.4\%.$$

计算结果表明，1967 年供水期六个月的径流量占全年 径流量的比重较小，对水库不利，故选 1967 年为典型。 按此典型年 各月径流量分配百分比推求该水库设计年各月径流量如表 2-13。

某水库$p=75\%$的设计年各月径流量计算表　　表 2-13

月　份	一	二	三	四	五	六	七	八	九	十	十一	十二	全年
花园站 1967 年月平均流量（米³/秒）	1.62	6.97	10.0	17.0	22.2	35.2	39.9	28.3	8.32	18.4	49.7	20.1	21.5
各月分配百分数 %	0.6	2.7	3.9	6.6	8.6	13.6	15.5	11.0	3.2	7.1	19.3	7.8	100
本水库设计年各月径流量（万米³）	5	22	32	54	70	110	126	89	26	58	156	63	811

（二）设计用水过程线的确定

确定了各种农作物的灌溉制度，再通过实地调查确定各种农作物的种植面积和灌区的总灌溉面积后，便可进一步确定设计用水过程线了。设计用水过程线可以用分别计算全灌区各时段灌溉用水量的方法求得。

例如某种农作物的种植面积为 f_1（亩），时段内灌水定额为 m_1（米³/亩），则该作物该时段内需要的田间净水量 $W_{净}$（米³）为：

$$W_{净}=f_1m_1(\text{米}^3)。\tag{2-13}$$

如果该时段灌区有几种作物都要灌水，用(2-13)求得的每种作物田间净水量之和，即为全灌区在该时段需要的田间总净水量。因为渠道在输水过程中有水量损失，送到田间的水量仅是渠首引水量的一部分，通常把送入田间的水量与渠首引入水量的比值，叫做渠系水利用系数（包括田间损失），以 η 表示。为了保证各种作物的用水要求，该时段的灌区灌溉用水量（即渠首引入水量）$W_{灌}$（米³）为：

$$W_{灌}=\frac{1}{\eta}(m_1f_1+m_2f_2+\cdots m_nf_n)(\text{米}^3)。\tag{2-14}$$

南方小型灌区，η一般为 0.7～0.8。

计算时，根据设计年的资料，用式(2-13)和式(2-14)，以月或旬为时段进行计算，再按时段顺序汇集起来，即为设计用水过程线。

例　湖北省某灌区作物种植面积如表 2-14 所示；各种作物中等干旱年($p=75\%$)灌溉制度如表 2-15 所示。试根据以上资料，确定该灌区的设计用水过程线。

湖北省某灌区作物种植面积表　　表 2-14

农作物	水稻				旱作
	早稻	中稻	一季晚	双季晚	棉花
种植面积(亩)	2700	1350	450	2700	500

解　设计用水过程线以旬为时段进行计算。以六月中旬为例说明具体计算方法。六月中旬早稻灌水定额为 46 米^3/亩，中稻灌水定额为 80 米^3/亩，一季晚稻泡田定额为 80 米^3/亩。根据式(2-13)求得灌区 6 月中旬田间灌溉总净水量为：

$$46\times2700+80\times1350+80\times450=26.8\text{ 万米}^3.$$

考虑到渠系水量损失，取 $\eta=0.7$，根据式(2-14)求得六月中旬设计灌溉用水量$W_{灌}$为：

$$W_{灌}=\frac{1}{0.7}\times26.8=38.3\text{ 万米}^3.$$

同理可计算出其他各旬设计灌溉用水量。列表计算如表 2-16 所示。表中最后一栏数值与相对应的时段即为设计用水过程线。

（三）确定年调节水库兴利库容的计算方法

确定兴利库容的大小，需经过对设计年来水和用水的调节计算。如上所述，年调节水库是解决一个年度内来水和用水的不均匀性问题的。进行调节计算时，必须首先确定水库的调节年度，然后才能确

湖北省某灌区各种作物中等干旱年（$p=75\%$）灌溉制度　表 2-15

月	旬	早稻		中稻		一季晚		双季晚		旱作	备注
		生育阶段	灌水定额（米³/亩）	生育阶段	灌水定额（米³/亩）	生育阶段	灌水定额（米³/亩）	生育阶段	灌水定额（米³/亩）	（以棉花为代表）灌水定额（米³/亩）	
四	上										
	中										
	下	泡田	80								
五	上	返青		泡田	90						
	中	分蘖	30	返青							
	下	分蘖	30	分蘖	40						
六	上	分蘖	40	分蘖	30						
	中	孕穗	46	分蘖	80	泡田	80				
	下	抽穗	60	孕穗	60	返青	40				
七	上	乳熟	30	抽穗	60	分蘖	40				
	中			乳熟	30	分蘖	60	泡田	50		
	下					分蘖	60	返青	30	50	
八	上					孕穗	80	分蘖	40		
	中					抽穗	40	分蘖	60		
	下							分蘖	30		
九	上							孕穗	30		
	中							抽穗	20		
	下										
灌溉定额 $=\sum$		316		390		400		260		50	

定这一调节年度的设计来水过程线和设计用水过程线，并进而求得年调节水库的兴利库容。所谓调节年度，是指从水库蓄水期开始到供水期结束的一个年度。而调节年度的开始日期与径流过程和用水过程有关，例如湖北省不少地方的灌溉用水季节在 4 月到 9 月，故调节年度一般是从 10 月开始至第二年的 9 月终止。在调节年度确定之

湖北省某灌区设计用水过程线　　表 2-16

月	旬	作物单位面积旬灌溉用水量（米³/亩）					时段内田间灌溉净水量（万米³）	时段内设计灌溉用水量（万米³）	备注
		早稻 2700亩	中稻 1350亩	一季晚 450亩	双季晚 2700亩	棉花 500亩			
四	上								
	中								
	下	80					21.6	30.8	
五	上		90				12.2	17.4	
	中	30					8.1	11.6	$\eta=0.7$
	下	30	40				13.5	19.3	
六	上	40	30				14.8	21.2	
	中	46	80	80			26.8	38.3	
	下	60	60	40			26.1	37.3	
七	上	30	60	40			18.0	25.7	
	中		30	60	50		20.3	29.0	
	下			60	30	50	13.3	19.0	
八	上			80	40		14.4	20.6	
	中			40	60		18.0	25.7	
	下				30		8.1	11.6	
九	上				30		8.1	11.6	
	中				20		5.4	7.7	
	下								
全年		316	390	400	260	50	228.7	326.8	

后，为了计算方便，还要把这一年分为若干个计算时段 ΔT。ΔT 的长短取决于计算精度的要求。对年调节水库来说，一般可取一个月为一个计算时段。但是在灌溉水库供水期用水变化很大时，应该使 ΔT 相应缩短，可取一旬或半月为一个计算时段。

下面用两个算例来说明年调节计算的方法及其一般规律。

例　某小型水库集水面积为 26 平方公里，多年平均年径流深为900 毫米，灌溉设计保证率为 90%，水库的垫底库容已经算出是 5

万米^3。用上述方法已分别求得水库设计年的来水过程及用水过程如表 2-17 所示。试求兴利库容的大小。

某水库$p=90\%$干旱年兴利调节计算表　　表 2-17

月份	水库来水（万米^3）	灌溉用水（万米^3）	来水-用水（万米^3）		月末库容（万米^3）	弃水量（万米^3）
			（+）	（-）		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
11	55	0	55		60	
12	68	0	68		128	
1	49	0	49		177	
2	206	0	206		383	
3	192	0	192		575	
4	286	199	87		(662)658	4
5	278	122	156		658	156
6	161	222		61	597	
7	93	135		42	555	
8	166	202		36	519	
9	79	300		221	298	
10	27	320		293	5	
合　计	1660	1500	813	653		

解　1．年来水总量 1660 万米^3 大于年用水总量 1500 万米^3，所以该水库为年调节水库。

2．11 月～5 月来水量大于用水量，为水库蓄水期，6月～10 月来水量小于用水量，为水库灌溉供水期。

3．年调节水库的一个特点是供水期末库水位应为设计低水位，供水期初库水位应是设计蓄水位。因此，计算兴利库容时，应从供水期末(10 月末)的水位算起，如表 2-17 按反时序由下往上进行计算。

4．水库的垫底库容为 5 万米^3，所以供水期末即 10 月末的库容

为5万米^3，填入表中第(6)栏10月末的库容处。10月份缺水量为293万米^3，故9月末的水库蓄水容积应有293+5=298(万米^3)，才能保证灌溉的需要，将这一数值填在第(6)栏9月末的库容处。9月份又缺水211万米^3，所以到8月末水库应该有221+298=519(万米^3)的容积，这数值又列入第(6)栏8月末的库容处。如此逐月计算，直至求得供水期初即5月末的最大库容为658万米^3，这就是为保证灌溉用水而需要的库容。

5．再从开始蓄水时的11月初起，顺时序由上往下计算，看看实际来水量和水库蓄水的情况如何。10月末库水位为设计低水位，库容为5万米^3，11月份又有来水量55万米^3，所以11月末水库容积为60万米^3，列入第(6)栏中。12月份又来水68万米^3，所以12月末，水库的库容为128万米^3。依次计算，到4月末时，水库的容积为575+87=662(万米^3)，即第(6)栏中有括号的数值。由于这个由实际存蓄来水得出的库容大于灌溉用水所需的库容（即662万米^3>658万米^3），应该把多余水量废弃掉，弃水量为662−658=4万米^3，填入第(7)栏中。在年调节水库中，这个4万米^{3}的水量要由溢洪道或其他泄水建筑物泄出去。同理，5月份的来水156万米^{3}全作弃水处理。

6．根据上表调节计算结果，兴利库容为658−5=653万米^3。

例　某小型水库集水面积为32平方公里，多年平均径流深为250毫米，因该地区水量不足，只能保证50%的年份能够得到充足的灌溉供水，故按p=50%的来水和用水进行调节计算。垫底库容为3.6万米^3，用上述方法已分别求得水库设计年来水过程和设计年灌溉用水过程，列在表2-18内。试求兴利库容。

解　1．年来水总量799.8万米^{3}大于年用水总量754.8万米^3，所以该水库为年调节水库。

某水库$p=50\%$中水年兴利调节计算表　　表 2-18

月份	水库来水（万米³）	灌溉用水（万米³）	来水-用水(万米³)		月末库容（万米³）	弃水量（万米³）
			+	−		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
9	22.4		22.4		26.0	
10	35.2	1.9	33.3		59.3	
11	47.2		47.2		106.5	
12	30.4		30.4		136.9	
1	49.4		49.4		186.3	
2	64.8		64.8		251.1	
3	32.8		32.8		(283.9) 281.2	2.7
4	23.2		23.2		(304.4) 281.2	23.2
5	66.4	47.3	19.1		(300.3) 281.2	19.1
6	116.0	291.3		175.3	105.9	
7	208.8	204.4	4.4		110.3	
8	103.2	209.9		106.7	3.6	
合　计	799.8	754.8	327.0	282.0		

2．9月至5月来水量大于用水量，为蓄水期，6月至8月来水量小于用水量，为水库供水期。但其中有7月份的来水大于用水的情况，即除灌溉用水之外水库还可再蓄水4.4万米³，然后8月份继续从水库放水灌溉。这种情况叫做两次运用。例一的水库，供水期各月都缺水，水库只需连续放水一次，叫做一次运用。根据调节计算原则，两次运用时，兴利库容也从供水期末(8月末)的蓄水量（即垫底库容）算起，并按表2-18反时序由下往上计算。

3．水库的垫底库容为3.6万米³，因此8月末的库容为3.6万米³，填入表中第(6)栏。7月末库容应为106.7+3.6=110.3(万米³)。7月份不缺水，反而有余水量4.4万米³，故6月末库容应为

110.3－4.4＝105.9(万米^3)。6 月份缺水 175.3 万米^3，所以 5 月末的库容为 105.9＋175.3＝281.2(万米^3)。这就是为保证灌溉所需的最大库容。

4．再从开始蓄水时的 9 月初顺时序由上往下计算，方法与上例相同，其结果填入第(6)栏 。

5．根据上表调节计算结果，兴利库容为 281.2－3.6＝277.6 万米^3。

从上面两个算例可以得出调节计算的一些规律，即

1．兴利库容是由灌溉供水期的不足水量决定的。

2．兴利库容的大小等于供水期逐月调节所需的最大调节库容。例一，因供水期各月都缺水，水库是一次运用，兴利库容就是逐月缺水量的总和。但这只是一种特殊情况。例二，属于水库两次运用的情况。通过逐月调节后所需的库容不等于 6 月、8 月两个月份缺水量的总和，而等于这两个月的缺水量总和减去 7 月份的多余水量。所以说，不看水库运用多少次，机械地把供水期各月缺水量累加起来作为兴利库容，是不对的，而应该把供水期逐月调节后所需的最大调节库容作为兴利库容。

（四）计入水量损失的调节计算

必须指出，水库蓄水后，河谷上形成了人工湖泊，必定有部分水量损耗于蒸发和渗漏。为了保证灌溉用水的需要，计算兴利库容时必须计入这部分损失的水量。但上面介绍的确定水库兴利库容的调节计算方法，并没有考虑水库的水量损失，所以算出的库容与实际情况就有一定的差异。为了保证用水需要，尤其是在损失水量占水库容积的比重较大时，必须用计入水量损失的方法进行调节计算。

水库水量损失，主要是蒸发损失和渗漏损失两部分。

1．蒸发损失

水库的蒸发损失 $W_{蒸损}$(米^3)，不是指水库水面的蒸发量，而是指水库建成以后，大于原有陆面蒸发的那一部分额外蒸发量。以$E_{水}$表示一年内水面蒸发量(毫米)，$E_{陆}$表示一年内陆面蒸发量(毫米)，$F_{库}$表示水库水面面积(米^2)，则一年内的水库蒸发损失$W_{蒸损}$(米^3)可用下式计算：

$$W_{蒸损}=\frac{1}{1000}(E_{水}-E_{陆})F_{库}, \tag{2-15}$$

式中$\frac{1}{1000}$为单位换算系数.

水面蒸发量$E_{水}$用蒸发皿观测值计算。因通过蒸发皿观测的蒸发量，大于大面积的实际水面蒸发量，所以蒸发皿蒸发量$E_{皿}$乘一个折减系数后才是实际水面蒸发量。

当使用80厘米蒸发皿观测资料时，

$$E_{水}=0.8\,E_{皿}, \tag{2-16}$$

当使用20厘米蒸发皿观测资料时，

$$E_{水}=0.65\,E_{皿}. \tag{2-17}$$

各年蒸发量是变化的。为安全可靠起见，计算时可采用最大(或较大)的年蒸发量。蒸发量的年内分配，可按多年平均分配比计算。

陆面蒸发量$E_{陆}$可用下面的近似公式进行计算：

$$E_{陆}=\bar{x}-\bar{y} \tag{2-18}$$

式中 $\bar{x}$为多年平均年降雨量(毫米)，$\bar{y}$为多年平均年径流深(毫米)。

2．渗漏损失

水库的渗漏损失包括通过坝身、坝底绕过坝端两岸的渗漏以及库岸四周的渗漏等。其中尤以库岸四周的渗漏为大。详细计算水库的渗漏比较困难，数据也不一定可靠，所以一般多采用估算法。一年或一月的渗漏损失，通常是按水库蓄水容积的百分数来计算，参考数

值如下：

对于地质及工程条件优良的水库，渗漏损失量每年按水库容积的0～10%，或者每月按水库容积的0～1.0%计算；

对于地质及工程条件中等的水库，渗漏损失量每年按水库容积的10～20%，或每月按水库容积的1.0～1.5%计算；

对于地质及工程条件较差的水库，渗漏损失量每年按水库容积的20～40%，或者每月按水库容积的1.5～3.0%计算。

小型水库一般不必详细地进行计入损失的调节计算，可采用近似计算法。首先不考虑损失，用上述的调节计算方法，求出水库的兴利库容。再按设计蓄水位以下水库容积的平均值（即垫底库容加兴利库容之半，作为水库供水期的平均库容）计算渗漏损失。然后以平均库容时水库的水面面积计算蒸发损失。最后，把蒸发和渗漏两种损失的水量加上原来求得的兴利库容，便是计入水量损失的兴利库容。

例 某水库垫底库容为50万米^3，灌溉供水期为4月～9月共六个月，用上述方法求得不计入损失的兴利库容为178万米^3。已知库岸为火成岩区，大部分为花岗片麻岩，河床基础较好；用80厘米蒸发皿观测该地区最大年蒸发量为1128毫米，水面蒸发多年平均逐月分配比见表2-19；该地区多年平均年降雨量为1185毫米，多年平均年径流深为450毫米；已有水库的水位～库容和水位～面积关系曲线（该资料省略）。试用近似法估算水量损失，并计算计入损失的兴利库容是多少？

解 1. 估算渗漏损失

水库供水期的平均库容为

$$50+\frac{1}{2}\times 178=139\text{ 万米}^3,$$

根据库岸地质条件，渗漏损失每月按平均库容的1%计算，所以水库

在供水期六个月的渗漏损失为

$$139\times6\times1\%=8.3\text{ 万米}^3.$$

2．估算蒸发损失

① 水库水面年蒸发量 $E_{水}$ 按式(2-16)计算

$$E_{水}=0.8\times1128=902\text{ 毫米；}$$

② 陆面蒸发量 $E_{陆}$ 按式(2-18)计算

$$E_{陆}=1185-450=735\text{ 毫米；}$$

③ 水库蒸发损失(按毫米计)

$$E_{蒸损}=E_{水}-E_{陆}=902-735=167\text{ 毫米.}$$

根据表 2-19 年内分配比，将年蒸发损失按月进行分配，列入表内。从

水库蒸发损失计算表　　表 2-19

月　份	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	全年
某站水面蒸发量多年平均分配比(%)	9.0	5.6	3.1	1.7	3.1	5.4	7.9	10.5	13.9	14.3	13.8	11.7	100
水库蒸发损失 $E_{水}-E_{陆}$ (毫米)	15.0	9.4	5.2	2.9	5.2	9.0	13.2	17.6	23.2	23.8	23.0	19.5	167

水库的库容曲线和水位～面积曲线中，得出库容为 139 万米^3 时的水库水面面积为 445,000 米^2，所以根据式(2-15)求得水库供水期(4～9 月)的蒸发损失 $W_{蒸损}$ 为：

$$W_{蒸损}=\frac{1}{1000}(E_{水}-E_{陆})F_{库}$$

$$=\frac{1}{1000}(13.2+17.6+23.2+23.8+$$

$$+23.0+19.5)\times445000$$

$$=53533.5\text{ 米}^3.$$

近似取　$W_{蒸损}=5.4$ 米^3.

3．求计入损失的兴利库容

水库供水期的总水量损失为

$$8.3+5.4=13.7\text{ 万米}^3,$$

所以计入损失的水库兴利库容为

$$178+13.7=191.7\text{ 万米}^3.$$

这就是该水库的兴利库容。

（五）确定多年调节水库兴利库容的计算方法

在灌区面积大，水库集水面积小时，当相应于设计保证率的调节年度内，年来水量不能满足灌溉用水的需要，就要修建多年调节水库，把多水年内的水蓄起来，供枯水年用。

在确定多年调节水库的兴利库容时，基本上仍可采用上述年调节计算的方法，但也有不同之处。年调节计算仅根据设计年的径流和灌溉用水，按逐月次序，通过计算就可求得水库的兴利库容。多年调节计算则是按多年的径流和灌溉用水进行调节计算，求得各调节年度所需要的库容。取这些库容值做频率计算，做出“库容频率曲线”。然后从库容频率曲线上，求得符合设计保证率的库容。这就是多年调节水库的兴利库容。

多年调节计算的手续较繁，还有许多其他计算方法，这里不作进一步介绍。

五、用简化法确定水库的兴利库容

上述用调节计算确定水库兴利库容的方法，需要的资料较多，计算也比较复杂，用于小型水库有时有一定困难。为适应小型水库资料少、计算精度要求不高和便于群众自办等特点，兴利库容可以用简化计算方法确定。

（一）按来水量确定兴利库容

从确定兴利库容的调节计算过程中可以看出，水库集水面积上

来水量的多少是决定兴利库容大小的因素之一。根据这一规律，我们可以对已建成的小型水库进行实地调查，按地区分析总结出兴利库容与多年平均来水量的比例系数 β，供本地区新建水库时使用。多年平均径流量 W_0(万米^3)，可查阅水文手册计算求得。这样，有了 β 和 W_0 就可以直接求得兴利库容 $V_{兴}$(万米^3)的大小。如果以 y_0（毫米)表示集水面积上的多年平均径流深，F 表示水库集水面积（平方公里)，兴利库容 $V_{兴}$即可用下式计算：

$$V_{兴}=\beta W_0=\frac{1}{10}\beta y_0 F. \tag{2-19}$$

其中$\frac{1}{10}$是单位换算系数；y_0 可由各省区水文手册查得；F 可通过实地调查或从地形图上求得。比例系数 β 又称库容系数，表 2-20 是湖北省各地区小型水库库容系数 β 统计表。

湖北省各地区小型水库库容系数 β 统计表　　表 2-20

地　区	县	库容系数β
襄阳地区	随县、枣阳、襄阳、光化、谷城、宜城、南漳平原 南漳山区、保康	0.91 0.80
郧阳地区	均县 郧阳、郧西、竹山、竹溪、房县	0.91 0.80
黄冈地区	浠水、红安、新洲、麻城、黄冈、罗田、英山、圻春、黄梅、广济	0.82
咸宁地区	通山、崇阳、通城、咸宁、蒲圻、嘉鱼、鄂城、阳新、(大冶) (武昌)	0.71 0.77
孝感地区	黄陂、大悟 汉川、云梦、应山、安陆、孝感、应城、(汉阳)	0.82 0.77
荆州地区	全地区各县	0.87
宜昌地区	全地区各县	0.73
恩施地区	全地区各县	0.73

显然，这种计算方法，考虑了充分利用流域来水的可能性，所以它适用于灌溉面积较大，水库集水面积较小的情况。

（二）按用水量确定兴利库容

在水库的集水面积较大，水源充沛，而灌溉面积比较小，需水量能够得到充分保证的情况下，水库兴利库容可以根据灌溉用水量 $W_{灌}$（米^3）来确定。考虑到水库蓄水后的蒸发和渗漏损失，可把灌溉用水量增大 10%～15%后的水量作为水库的兴利库容 $V_{兴}$（米^3）。

灌区的灌溉用水量 $W_{灌}$，可参考式（2-14）计算。如果以 M_1、$M_2\cdots M_n$ 表示灌区各种作物的灌溉定额（米^3/亩），f_1、$f_2\cdots\cdots f_n$ 表示各种作物相应的种植面积（亩），η 表示渠系水利用系数（包括田间损失），那么水库兴利库容 $V_{兴}$ 可以用下式估算：

$$V_{兴}=(1.10\sim1.15)W_{灌}=(1.10\sim1.15)\frac{1}{\eta}(M_1f_1+$$

$$+M_2f_2+\cdots\cdots M_nf_n). \qquad (2\text{-}20)$$

如果用这种方法计算出的兴利库容小于按来水量计算的兴利库容时，说明水库来水大于灌区用水，兴利库容只根据用水要求确定就可以了。为了节省工程量，应采用本方法计算结果作为水库的兴利库容。如果情况相反，用本方法计算的结果，大于用来水量计算的结果时，说明水库没有那么多来水，灌区将不能按需要供水，只能来多少水，用多少水。那就应把按来水量计算的兴利库容作为设计成果。因为库容再大，没有那么多来水，水库没有或很少有蓄满的机会，也是一种浪费。总之，从经济观点考虑，应取上述两种方法中计算结果较小的数值作为水库的兴利库容。

例 湖北省某灌区，灌溉面积 5000 亩，各种作物的种植面积及其灌溉定额见表 2-21，灌区取 $\eta=0.7$。试用简化法计算水库的兴利库容。

湖北省某灌区各类作物灌溉定额及种植面积表　表 2-21

作物名称	水稻				旱作物
	早稻	中稻	一季晚	双季晚	棉花
灌溉定额（米³/亩）	316	390	400	260	50
种植面积（亩）	2700	1350	450	2700	500

解　取水库蒸发和渗漏损失为灌区灌溉用水量的10%，按式(2-20)计算水库兴利库容 $V_{兴}$，则

$$V_{兴}=1.10\frac{1}{\eta}(M_1f_1+M_2f_2+\cdots\cdots M_nf_n)$$

$$=1.10\times\frac{1}{0.7}(316\times2700+390\times1350+400\times450+$$

$$+260\times2700+50\times500)$$

$$=359.7\text{ 万米}^3\approx360\text{ 万米}^3.$$

即按用水量计算的兴利库容为360万米³。

六、水库设计蓄水位的确定

在垫底库容和兴利库容都确定了以后，就可以根据（$V_{垫}+V_{兴}$）在水库容积曲线上求出相应的设计蓄水位，如图2-10所示。

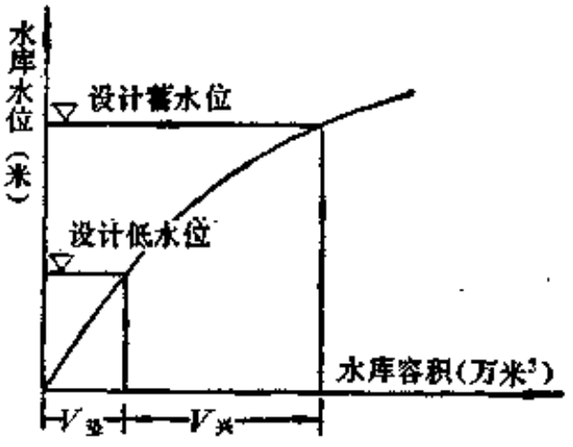


图 2-10　设计蓄水位确定方法示意图

第四节　防洪库容和设计洪水位的确定

一、概说

兴利库容，是根据设计年的径流量和灌溉用水量计算出来的，这

相当于枯水年的情况。当遇上洪水年和特大洪水年时，水库不能把洪水全部拦蓄起来。若把洪水全部拦蓄起来，水库势必修建得很大，坝筑得很高，这不符合经济节约的原则。为此，必须把多余的洪水溢泄出去。

小型水库，一般采用不设闸门的开敞式溢洪道。在设计情况下，假定在发生设计洪水前，水库已蓄至设计蓄水位，即水位与溢洪道堰顶齐平。洪水来临时，溢洪道即开始泄洪。图 2-11 的曲线①为流入水库的设计洪水过程线，曲线②表示在一定尺寸的溢洪道时下泄流量过程线。开始时，入库洪水流量大于下泄流量，部分水量蓄存在水库中，使水库水位上升，而下泄流量也将随着水位的升高而增大。直到 t_1 时，入库洪水流量与下泄流量相等，此时水库水位最高，水库的下泄流量也达到最大值。随后入库洪水流量小于下泄流量，水库蓄水量逐渐减少，水库水位逐渐下降，下泄流量也逐渐减小。

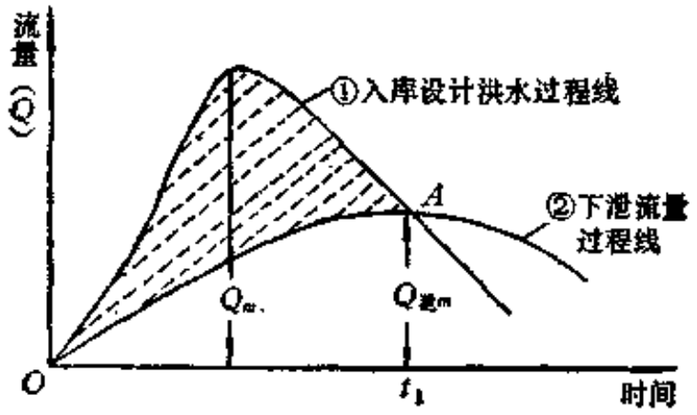


图 2-11　入库洪水和溢洪道泄洪流量过程线

从图 2-11 中可以看出，通过水库调节洪水后，入库的洪峰流量 Q_m 被削减为出库的最大下泄流量 $Q_{泄m}$。在 $0\sim t_1$ 时段内，水库中滞蓄的那部分洪水（相当于两曲线包围的阴影面积）所需的库容，就叫做水库的滞洪库容或防洪库容。在 t_1 时刻，水库的水位达到最高值，这就是设计洪水位。

上述情况是在溢洪道尺寸已知的条件下得出来的。当溢洪道尺寸改变时，下泄流量过程线就会改变，防洪库容和最大下泄流量的数

值也就会改变，即两曲线的交点 A 也会变换位置。如果设计洪水改变时，其他各项也会相应改变。可见设计洪水、溢洪道尺寸与防洪库容和最大下泄流量之间是互相连系、互相影响的。在规划防洪库容和溢洪道尺寸之前，必须先确定入库的设计洪水过程线。

每年以至每次入库的洪水，其数量大小和变化过程都不相同。因此，在作水库规划时，必须选择某一种标准的洪水作为依据，叫做设计洪水。设计洪水选择过大，求得的防洪库容和溢洪道的尺寸都会偏大，对水库来说是比较安全的，但工程量大，造价高，不经济。反之，设计洪水选择偏小，可以节省投资，但不安全，会经常造成防汛的紧张，甚至会使工程失事。因此，在选择设计洪水标准时，必须慎重考虑。我国现行的方法是选用相应于某一频率的洪水作为设计洪水，如 50 年一遇，100 年一遇或千年一遇的洪水等。根据水利工程的重要性即工程等级和建筑物级别，选用不同标准的设计洪水。目前对水库防洪标准正在进行修订工作，在新标准尚未颁布前，表 2-22 所列数据可作为参考。

小型水库工程的设计洪水标准　　表 2-22

工程类型	总库容（米³）	工程等级	永久性建筑物级别	设计标准		校核标准	
				频率(%)	重现期	频率(%)	重现期
小(一)型水库	100万～1000万	4	Ⅳ	5～2	20～50	1～0.33	100～300
小(二)型水库	100万以下	5	Ⅴ	10～5	10～20	2～1	50～100

从表中可以看出，设计时选用的洪水包括两种不同频率的洪水，一种洪水的标准较低(即频率较大)，叫做设计洪水，用它来决定水库的防洪库容和设计洪水位。在规划时，要考虑这种洪水来临时，水库各建筑物都能保持正常工作状态。另一种洪水的标准较高（即频率较小），叫做校核洪水，用它来决定水库的超高库容和校核洪水位。

当这种洪水来临时，可允许库水面至坝顶的安全超高留得少一些，灌溉、发电等建筑物可以在非常情况下运用，但水库的主要建筑物（如大坝）仍要确保安全。

必须指出，水库设计、管理得好，将起到兴利除害的作用。但是，一旦出现问题，尤其是发生垮坝事故，将给人民的生命财产造成极为严重的损害。因此，水库是不允许出现垮坝事故的。为了确保大坝安全，国家规定，还应该按照"保坝标准"确定"保坝洪水"，并根据这一标准更高的洪水，进一步做好规划。为确保这一洪水出现时的大坝安全，需制定保坝措施，例如加宽溢洪道，增建保坝用的非常溢洪道，必要时炸开副坝，以及其他防汛抢险措施。在小型水库的规划中，有时以保坝洪水代替校核洪水，而不另作校核洪水的有关计算。

关于设计洪水标准，各省区有的参照表 2-22 作出补充规定，例如湖北省水利局认为：

对于小(一)型水库，按 20 年一遇洪水设计，200 年一遇洪水校核；保坝洪水按照 24 小时特大暴雨(千年一遇 24 小时暴雨再加20～30%) 所产生的洪水进行计算。湖北省各地区 24 小时特大暴雨值，见表 2-23。

湖北省各地区24小时特大暴雨值　　表 2-23

地　　区	黄冈地区	孝感地区	咸宁地区	荆州地区	宜昌地区	恩施地区	襄阳地区	郧阳地区
24小时特大暴雨量（毫米/日）	800	750	750	650	800	680	650	600

对于小(二)型水库，按一小时暴雨在径流系数为 1.0 时所产生的洪水进行规划和设计，不再分设计、校核和保坝等几种计算情况。时暴雨值采用 120～150 毫米。

上述数据可作规划时参考，新的规范拟定后，应按规定的方法及

数据进行计算。

设计洪水包括三个内容，即设计洪峰流量、设计洪水总量和设计洪水过程线，下面分别加以叙述。

二、设计洪峰流量的推求

在有比较长期的实测流量资料的河流上建库，可从历年实测流量资料中，每年摘取一个最大的流量值，用频率计算方法直接算得符合设计频率（例如百年一遇、千年一遇等等）的洪峰流量。

无资料河溪建库处的设计洪峰流量，可按三种方法进行计算，即推理公式法、地区经验公式法和根据洪水调查进行计算；后一种方法已在第一章作过介绍，下面介绍前两种方法。

（一）推理公式法

推理公式法是目前小流域暴雨洪水计算中比较常用的一种方法。它的理论基础是把暴雨形成洪水分为产流和汇流两个过程。降雨开始后，土壤逐渐湿润，若降雨强度增加到大于土壤入渗的能力时，地面就开始产生径流，也就是开始了产流过程。当降雨强度由大到小，减小到小于土壤入渗能力时，产流过程就停止了。流域地面产流以后，水由坡地汇集于河槽，然后由河槽汇集于流域出口断面的全过程，叫做汇流过程。流域产流过程和汇流过程是一次洪水形成的两个基本过程，然而这两个过程并不是孤立的，是互相联系的。在暴雨期间，两者不会截然分开，在产流过程中有汇流过程，在汇流过程中也有产流过程。

根据暴雨形成洪水的两个过程，作出一些必要的假定，得出洪峰流量与暴雨的关系公式。因为公式的来源具有一定的推理过程，所以叫做推理公式。推理公式的形式较多，目前最常用的是：

$$Q_P = 0.278\,\psi \frac{S_P}{\tau^n} F. \tag{2-21}$$

式中：Q_P——频率为 P 的洪峰流量(米^3/秒)；

ψ——洪峰径流系数，是反映流域内降雨损失大小的一种参数，即暴雨变成洪水应打的折扣，它与地形、地貌、地质、土壤、植被、水土保持情况等因素有关，一般在0.9～0.95之间。

S_P——频率为 P 的最大时暴雨量，或称雨力(毫米)，由各省区水文手册查得。如《湖北省水文手册》短历时暴雨等值线图中列有频率为0.5%、1%、2%、5%的1小时最大降雨量等值线。当设计频率不是0.5%、1%、2%、5%时，可利用24小时雨量通过计算求得 S_P。即 $S_P=\frac{H_{24P}}{24^{1-n}}$，其中 H_{24P} 表示频率为 P 的最大24小时雨量。

τ——流域汇流时间(小时)，它与流域的最远流程和沿流程的水力条件有关。它也会影响 ψ 值。一般可用 $\tau=0.278\frac{L}{V}$ 来推求，其中 L 是流程长度(公里)；V 是流域平均汇流速度(米/秒)。V 的数值与集水面积上坡面和河槽的坡度以及植被情况有关，一般取1.0～2.0米/秒，地形平坦的地区取较小值，地形陡峻的地区取较大值。0.278为将 L(公里)÷V(米/秒)换算为小时的单位换算系数。

n——暴雨递减指数，它反映长短历时雨量的分配比例关系，可从各省区水文手册查得。如《湖北省水文手册》所列资料表明，短历时暴雨递减指数 n 值，一般在0.55～0.75之间。

F——流域集水面积(平方公里)。

例　鄂东南某地一小(一)型水库，其集水面积为 1.0 平方公里，河道长 2.0 公里，试推求该水库 20 年一遇的设计洪峰流量。

解　用推理公式推求设计洪峰流量，

取 $\psi=0.9$，

从《湖北省水文手册》查得该地 $S_{6\%}=82.9$ 毫米/小时；

τ 用公式 $\tau=0.278\frac{L}{V}$ 计算，其中 $L=2.0$ 公里，取 $V=1.0$ 米/秒，故 $\tau=0.278\frac{2}{1}=0.556$(小时)；

取 $n=0.65$，

所以，$Q_P=0.278\,\psi\frac{S_P}{\tau^n}F=0.278\times0.9\times\frac{82.9}{(0.556)^{0.65}}\times1.0$

$=30.4$(米^3/秒)。

即该水库 20 年一遇设计洪峰流量为 30.4 米^3/秒。

(二) 地区经验公式法

推算洪峰流量的另一途径，就是根据一个地区各小流域的实测洪水和调查洪水资料，设法找出该地区河流的洪峰流量与各主要影响因素之间的关系，把这种关系以数学方程的形式表示出来。然后利用这种关系推求缺乏实测资料流域的设计洪峰流量。这些关系式都是根据各地区实测经验数据得到的，所以叫做地区经验公式。

最简单最常见的经验公式为：

$$Q_P=C_PF^N. \tag{2-22}$$

式中　Q_P 是频率为 P 的设计洪峰流量(米^3/秒)；

C_P 为与流域自然地理和频率等因素有关的系数，N 为面积指数。C_P 和 N 可由各省区水文手册查得。例如《湖北省水文手册》中把全省分成八个区，现摘录第二水文分区(举、倒、巴、圻、富、陆水区)的 C_P 和 N 值如表 2-24。

湖北省第二水文分区洪峰流量经验公式参数表　　表 2-24

设计标准	200年一遇	100年一遇	50年一遇	20年一遇	10年一遇
C_P	71.0	62.6	54.0	42.4	33.4
N	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61
适用范围	200～3000平方公里				

必须指出，上述经验公式把各种因素，包括气象、自然地理及频率等因素都概括到 C_P 和 N 两个参数中，其优点是计算简便，便于群众掌握。如果引用的实测资料代表性较好，对于推求无资料地区的设计洪峰流量是有实用价值的。但是，由于 C_P 和 N 概括的因素太多，往往不容易全面反映地区的特点，如果实测资料代表性不好，算出的结果误差就较大。

还应指出，地区经验公式适用的集水面积是有一定范围的。例如，湖北省第二水文分区的洪峰流量经验公式是利用该区200～3000平方公里的测站资料分析得出的，一般说来，也只能用于集水面积在这一范围内的河流上。但是，也有把它用于 200 平方公里以下小河上的，这时如能认真地进行洪水调查予以核对，也有可能满足规划设计的需要。根据经验，使用地区经验公式时，最小面积应不小于 15 平方公里，否则计算结果偏大。

例　鄂东某县古角水库，集水面积 64.5 平方公里，求 50 年一遇设计洪峰流量。

查表 2-24，$C_P=54.0$，$N=0.61$

设计洪峰流量 $Q_P=54.0\times(64.5)^{0.61}$

$=54.0\times12.7=686$ 米^3/秒.

为了求得更小流域面积的洪峰流量，最近，湖北省水文总站、武

汉水利电力学院等单位，根据省内 28 个测站 343 场洪水实测资料，得出计算集水面积在 200 平方公里以下小流域洪峰流量的经验公式如下：

$$Q_p = K H_t^{\beta}. \tag{2-23}$$

式中 Q_p 为设计洪峰流量(米^3/秒)；其余符号分别说明于后。

1．面积综合参数 K。K 值与流域的地形条件和集水面积的大小有关。

对于山区——扇形流域：

$$K = 0.026\ F^{0.76}, \tag{2-24}$$

对于丘陵区——长形流域：

$$K = 0.024\ F^{0.73}, \tag{2-25}$$

式中 F 为集水面积，以平方公里计。公式的适用范围，山区是指河道纵坡＞15‰，地面高程在 500 米以上的情况，丘陵区是指河道纵坡＜5‰，地面高程在 500 米以下的情况，山丘区是河道纵坡为 5～15‰的情况。扇形流域是指流域形状系数$\frac{F}{L^2}$＞0.4 的流域，长形流域$\frac{F}{L^2}$＜0.25；一般流域 $\frac{F}{L^2}$ ＝0.25～0.4。其中 L 为流域长度。

2．造峰雨量 H_t。H_t 指在造峰历时 t 内出现的雨量。认为只有 t 时间的降雨量 H_t 才对形成洪峰起作用，即洪峰流量 Q_p 是由造峰雨量 H_t 产生的，而与其余时段的降雨大小无关。

造峰雨量 Ht 可按下式计算：

$$H_t = H_{24p}\left(\frac{t}{24}\right)\left(\frac{24+d}{t+d}\right)^n, \tag{2-26}$$

式中 H_{24P}——频率为 p 的 24 小时最大雨量(毫米)，可从水文手册中查算；

t——造峰历时(小时)；

d——暴雨参数(小时)；其值在 0.10～0.35 之间；

n——暴雨递减指数，其值在 0.55～0.75 之间。

湖北省各地 d 及 n 值可由《湖北省短历时暴雨分析》的附图中查出。

3．造峰历时 t 。

对于山区——扇形流域，采用

$$t=0.35\,F^{0.52}, \tag{2-27}$$

对于丘陵区——长形流域，采用

$$t=0.50\,F^{0.52}. \tag{2-28}$$

4．造峰暴雨经验指数 β。

对于山区——扇形流域，采用

$$\beta=1.63(F+0.5)^{-0.036}, \tag{2-29}$$

对于丘陵区——长形流域，采用

$$\beta=1.55(F+0.5)^{-0.034}. \tag{2-30}$$

计算洪峰流量时，若流域特性并非恰好为山区——扇形，或者丘陵区——长形，则 K、t、β 值可用内插法进行计算。内插法是将流域特性分为五种情况，即：① 丘陵区——长形；② 山丘区——长形；丘陵区——一般；③ 山丘区——一般，或丘陵区——扇形，以及山区——长形；④ 山丘区——扇形，山区——一般；⑤ 山区——扇形等。在集水面积 F 相同时，K、t、β 各值在五种情况之间作等差距分配。因此，可先根据上式计算出丘陵区——长形以及山区——扇形情况下的 K、β、t 值，然后根据本流域属于上列五种类型的那一种，按内插图式进行内插，得出应求的 K、β、t 各值。最后求得洪峰流量 Q_p。

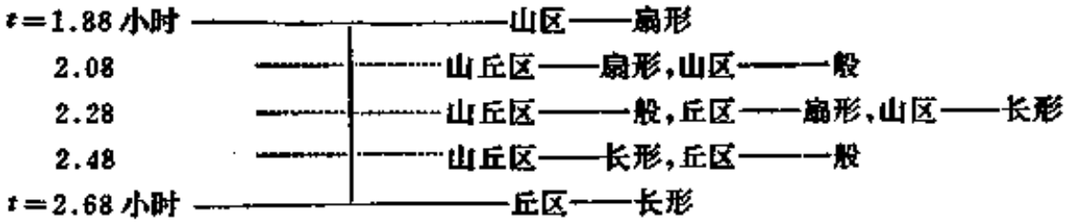
例　鄂东地区某水库，集水面积 $F=25.2$ 平方公里，河流纵坡

为 14‰，流域形状系数$\frac{F}{L^2}$=0.42，属山丘区——扇形流域。试求百年一遇设计洪峰流量。

1）求造峰历时 t 。

用式(2-27)和式(2-28)计算，当 F=25.2 平方公里时，对于山区——扇形流域，t=1.88 小时；对于丘陵区——长形流域，t=2.68 小时。

按以下图式进行内插，得山丘区——扇形流域 t=2.08 小时。



2）求设计暴雨的造峰雨量 H_t。

由«湖北省短历时暴雨分析»查出，该流域最大 24 小时雨量均值 $\bar{H}$=135 毫米，C_v=0.55，C_s/C_v=3.5，n=0.7，d=0.15，

计算得出 $H_{24,1\%}$=400 毫米，

因而

$$H_t=H_{24p}\left(\frac{t}{24}\right)\left(\frac{24+d}{t+d}\right)^n$$

$$=400\left(\frac{2.08}{24}\right)\left(\frac{24+0.15}{2.08+0.15}\right)^{0.7}$$

$$=182 \text{ 毫米。}$$

3）计算 K 及 β。

同 t 的计算一样，先计算 F=25.2 平方公里时，山区——扇形及丘区——长形情况下的 K 及 β 值，然后由上图式内插，得出山丘区——扇形流域的 β=1.44，K=0.29。

4）求百年一遇洪峰流量 Q_p。

$$Q_p = KH_t^{\beta}$$
$$= 0.29 \times 182^{1.44}$$
$$= 520 \text{ 米}^3/\text{秒}。$$

三、设计洪水总量的推求

一次暴雨洪水总量是确定水库防洪库容的重要依据之一。小河流的洪水一般是陡涨陡落。例如，湖北地区流域面积在150平方公里以下的小河，产生一次洪水的降雨天数约为一天左右。所以，对于小河流一般可用24小时设计暴雨量所形成的洪水量作为设计洪水总量。如果以 W_p 表示设计频率为 p 的一次暴雨的洪水总量(万米^3)，α 表示暴雨径流系数，H_{24p} 表示频率为 p 的24小时暴雨量(毫米)，F 表示水库集水面积(平方公里)，那么，设计洪水总量就可按下式计算，

$$W_p = \frac{1}{10}\alpha H_{24p} F。 \tag{2-31}$$

式中$\frac{1}{10}$为将 H_{24p}(毫米)$\times F$(平方公里)折算成万米^{3}的单位换算系数；暴雨径流系数 α 可从各省区水文手册查得。如《湖北省水文手册》载有主要站的三日暴雨径流系数成果表，据分析，24小时暴雨径流系数与三日暴雨径流系数相差甚小，其误差在5%以内，所以选取24小时暴雨径流系数时也可使用该表。表2-25列出了部分测站的数据，供参考。频率为 p 的24小时暴雨量 H_{24p} 可通过各省区水文手册查算。有的水文手册载有最大24小时雨量均值等值线图和最大24小时雨量的 C_v 值等值线图以及 C_s 与 C_v 的比值分区图。利用这些资料，可通过附录表Ⅱ查算求得频率为 p 的最大24小时雨量。有的水文手册载有不同频率的最大24小时雨量等值线图，可直接查得某频率的最大24小时雨量。

例　某小型水库位于湖北省某县城关附近，其集水面积为1.5

湖北省部分测站三日暴雨径流系数表　　表 2-25

地区	河名	站名	重现期			
			200	100	50	20
			相应频率(%)			
			0.5	1	2	5
黄冈	浠水	英山	0.88	0.88	0.87	0.87
	长河	罗田	0.89	0.88	0.88	0.87
	举水	麻城	0.83	0.82	0.82	0.82
咸宁	三溪河	三溪口	0.97	0.97	0.97	0.97
	隽水	通城	0.88	0.88	0.88	0.87
	陆水	崇阳	0.89	0.88	0.88	0.88
孝感	澴水	花园	0.82	0.82	0.82	0.81
	应山河	应山	0.87	0.87	0.86	0.85
	溳水	安陆	0.84	0.83	0.82	0.80
荆州	漳水	晏店	0.75	0.74	0.74	0.73
	滠水	京山	0.71	0.70	0.70	0.70
	天门河	天门	0.50	0.50	0.50	0.50
宜昌	沮漳河	猴子岩	0.87	0.87	0.86	0.86
	香溪河	兴山	0.86	0.85	0.85	0.84
	渔洋河	渔洋关	0.78	0.77	0.77	0.76
恩施	米水河	建始	0.89	0.88	0.88	0.87
	清江	恩施	0.90	0.90	0.89	0.88
	西水	来凤	0.81	0.81	0.80	0.79
襄阳	漂河	塔儿湾	0.89	0.88	0.88	0.88
	蛮河	武镇	0.78	0.77	0.76	0.73
	南河	开封峪	0.72	0.72	0.72	0.72
郧阳	堵河	竹山	0.90	0.90	0.90	0.89
	滔河	江湾	0.44	0.43	0.41	0.40

平方公里，试求该水库 20 年一遇洪水总量是多少。

解 由《湖北省水文手册》查得，该水库流域中心所在地 20 年一遇最大 24 小时雨量的均值为 110 毫米，同时查得，该处 24 小时雨量的 C_v 值为 0.5，$\frac{C_s}{C_v}=3.5$。根据以上三个数值，用附录表Ⅱ中的第(六)表查得，当 $C_v=0.50$、$p=5\%$时的模比系数 K_p 为 1.99。

因此 20 年一遇最大 24 小时雨量 $H_{24,5\%}=110$(均值)$\times 1.99$(模比系数)$=218.9$(毫米)。

查表 2-25，取 $\alpha=0.88$，代入式(2-31)，得：

$$W_p=\frac{1}{10}\times 0.88\times 218.9\times 1.5$$

$$=28.9(\text{万米}^3)\approx 29\ \text{万米}^3,$$

即 20 年一遇洪水总量为 29 万米³。

四、设计洪水过程线的推求

在小河流上，由 24 小时暴雨形成的洪水过程线一般为多峰形，总历时亦大于一日，如图 2-12 所示。但是，为简化计算，一般小河流域设计洪水过程线大多采用某种概化的单峰形过程线，如三角形、梯形、抛物线形或某种指数方程的曲线等。把多峰过程线概化为单峰过程线是偏于安全的。小型水库的规划一般可采用单峰过程线。

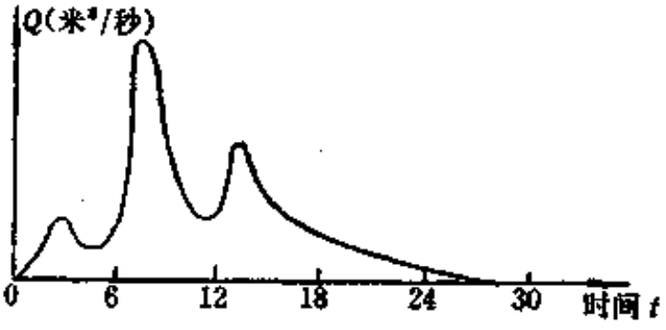


图 2-12 由 24 小时暴雨形成的小河洪水过程线

概化三角形过程线是最简便最常用的一种单峰过程线（见图2-13）。在已知设计洪峰流量 Q_p 和设计洪量 W_p 的情况下，洪水过程线的总历时 T 可用下式计算：

$$T=t_1+t_2=\frac{2W_p}{Q_p}, \tag{2-32}$$

式中：t_1 为涨洪历时；t_2 为退洪历时；t_2 应大于 t_1，t_2/t_1 一般在 1.5～3.0 之间。

有了 Q_p、W_p 及 T 各值，便可定出概化三角形洪水过程线。

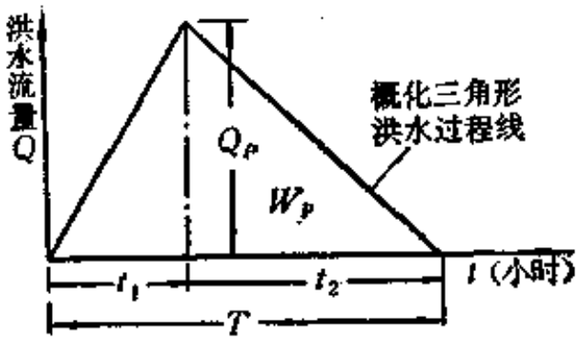


图 2-13　概化三角形洪水过程线

例　某水库集水面积为 17 平方公里，已求得 50 年一遇的设计洪峰流量 $Q_p=224$ 米³/秒，50 年一遇 24 小时暴雨量 $H_{24p}=222$ 毫米，50 年一遇一日暴雨的径流系数，$\alpha=0.88$。试按概化三角形法推求该水库坝址处 50 年一遇的设计洪水过程线。

解　已知 $Q_p=224$ 米³/秒；设计洪水总量 W_p 用式(2-31)计算，得

$$W_p=\frac{1}{10}\alpha H_{24p}F=0.1\times 0.88\times 222\times 17$$

$$=332(\text{万米}^3);$$

洪水过程线总历时 T 由式(2-32)计算，得

$$T=t_1+t_2=\frac{2W_p}{Q_p}$$

$$=\frac{2\times 332\times 10^4}{224}\times\frac{1}{3600}$$

$$=8.2(\text{小时}).$$

取 $t_2/t_1=2$，则

$$t_1=2.7\text{ 小时}, t_2=5.5\text{ 小时}。$$

由此可绘出设计洪水过程线如图 2-14。

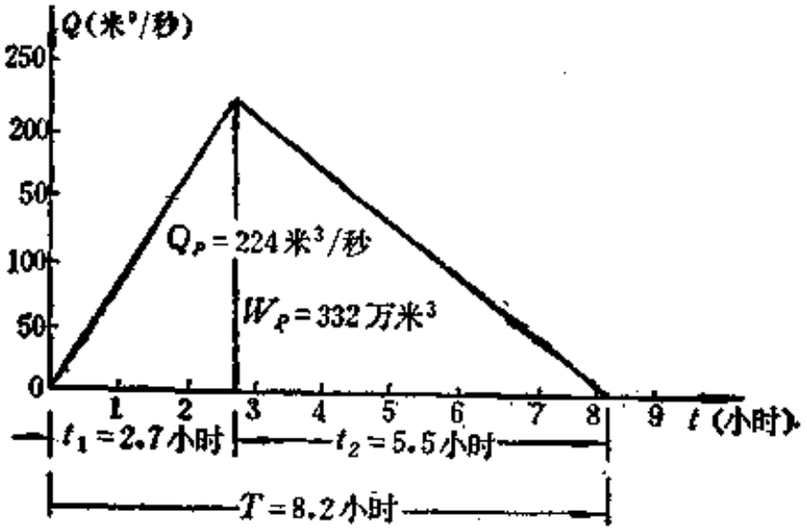


图 2-14　三角形设计洪水过程线示例

五、水库调洪演算

设计洪水过程线确定后，便可通过调洪演算确定水库的防洪库容、设计洪水位和溢洪道宽度等。由于小型水库一般不设泄洪底孔，溢洪道上也不设闸门，水库只起到滞洪作用。因此，小型水库的调洪演算一般应自溢洪道堰顶算起，即认为设计洪水来临时库水位与溢洪道堰顶齐平。

（一）水库调洪演算的基本原理

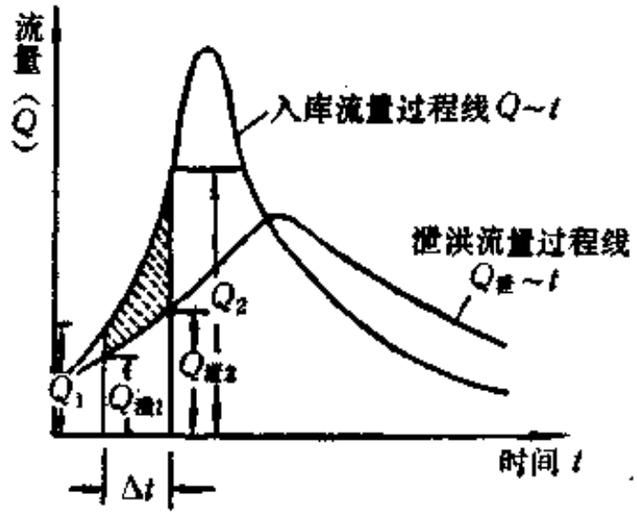


图 2-15　水库调洪过程示意图

调洪演算的基本原理，是建立在水库水量平衡的基础之上的。如图 2-15 所示，在某一时段 Δt 内，时段初和时段末的入库流量分别为Q_1和 Q_2，时段初和时段末的泄洪流量分别为 $Q_{泄1}$ 和 $Q_{泄2}$。这样，该时段内入库水量为时段内平均入库流量与时段

Δt 的乘积，即为$\frac{1}{2}(Q_1+Q_2)\Delta t$；时段内出库水量为时段内平均泄洪流量与时段 Δt 的乘积，即为$\frac{1}{2}(Q_{泄1}+Q_{泄2})\Delta t$。同时，因在涨水期间，入库流量大于泄洪流量，所以有一部分洪水量被存蓄在水库中，即为图中阴影面积所表示的水量。根据上述，在时段 Δt 内，入库水量、出库水量和水库蓄水量的相互关系，可用下列水量平衡方程式表示，即

$$\frac{Q_1+Q_2}{2}\Delta t-\frac{Q_{泄1}+Q_{泄2}}{2}\Delta t=V_2-V_1, \qquad (2\text{-}33)$$

式中 V_1 和 V_2 分别为溢洪道堰顶以上，时段初水库的蓄水量和时段末水库的蓄水量。

水库的调洪演算就是求解这个水量平衡方程式。在式(2-33)中，Q_1、Q_2 可以从设计洪水过程线上查得；Δt 可根据入库流量的变化幅度来选定。陡涨陡落的可取 0.5～1 小时为一时段；变化平缓的可取 6～12 小时为一时段；$Q_{泄1}$、V_1 根据起算条件确定。如从洪水开始入库时起算，则 $Q_{泄1}$ 和 V_1 均为 0，以后各时段的 $Q_{泄1}$ 和 V_1 即分别为其上一时段末的 $Q_{泄2}$ 和 V_2，所以，只有 $Q_{泄2}$ 和 V_2 是未知数。由于一个方程不能求解两个未知数，因此，还必须建立另外一个方程式，即泄洪流量与蓄水量的关系式，它表示在一定蓄水量之下，由于水库水位一定，故有一个相应的泄洪流量，可写为：$Q_{泄}=f(V)$。

在建立 $Q_{泄}=f(V)$ 关系式时，需要用到宽顶堰流的流量计算公式。根据堰流理论，已经建立宽顶堰泄流量 $Q_{泄}$(米^3/秒)与堰顶水深 H 和堰顶宽 B 成正比的计算式，即

$$Q_{泄}=MBH^{1.5}, \qquad (2\text{-}34)$$

式中 H、B 的单位以米计，M 为流量系数，可取 $M=1.5$，或参考第五章表 5-1 选用。

调洪演算实质上就是求式(2-33)及式(2-34)的联立方程的解。具体求解方法，也是多种多样的，下面介绍小型水库规划中广泛运用的概化三角形求解法。

（二）用概化三角形法进行水库调洪演算

概化三角形法是近似地认为水库的泄洪过程线和入库洪水过程线一样，均为三角形，如图2-16所示。图中Q_m（即Q_p）为入库设计洪峰流量，$Q_{泄m}$为最大泄洪流量，$V_{防}$为水库防洪库容，它们的关系式是：

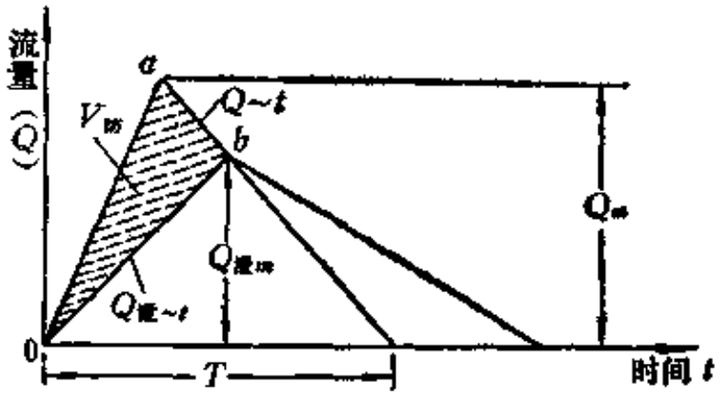


图 2-16　用概化三角形法进行调洪演算示意图

$$V_{防}=\frac{1}{2}Q_mT-\frac{1}{2}Q_{泄m}T$$

$$=\frac{Q_mT}{2}\left(1-\frac{Q_{泄m}}{Q_m}\right). \tag{2-35}$$

因为$\frac{Q_mT}{2}$就是设计洪水量W_p，故上式可改写为

$$V_{防}=W_p\left(1-\frac{Q_{泄m}}{Q_m}\right). \tag{2-36}$$

使用式(2-35)或(2-36)，假设一个$Q_{泄m}$值，即可求出一个$V_{防}$值。按此$V_{防}$值从$Q_{泄}\sim V$关系曲线上又可查出一个$Q_{泄}$值，如这一$Q_{泄}$值与原假设的$Q_{泄m}$相等，则$Q_{泄m}$、$V_{防}$即为所求。否则需再进行试算。下面以实例说明具体演算方法。

例　某水库通过计算已取得部分规划资料和成果如下：

1．50年一遇的设计洪峰流量Q_p（即Q_m）为200米³/秒，设计

洪水总量 W_p 为 89.3 万米^3；

2．水库的水位～容积曲线($Z\sim V$ 曲线)如图 2-17 所示；

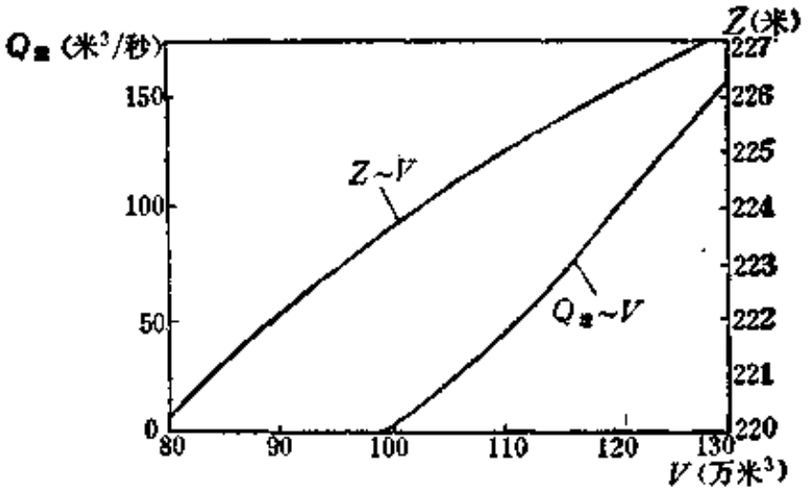


图 2-17　某水库水位～容积～泄洪流量关系曲线

3．水库设计蓄水位为 223.5 米，设计蓄水位以下库容为 99.2 万米^3；

4．溢洪道采用无闸宽顶堰，堰顶高程为 223.5 米；

5．根据地形条件溢洪道过堰水深不宜超过 3.5 米。

试根据以上资料，按 50 年一遇设计洪水确定溢洪道宽度、防洪库容和最大泄洪流量。

解　1．推求水库的泄洪流量 $Q_{泄}$ 与容积 V 的关系曲线，即 $Q_{泄}=f(V)$曲线

用宽顶堰流公式(2～34)计算不同水位时的泄洪流量 $Q_{泄}$，查库容曲线图 2-17，求得不同水位时的库容 V。设溢洪道宽度 $B=15$ 米，取流量系数 $M=1.5$，将计算和查表结果列入表 2-26。根据表 2-26 数值划出 $Q_{泄}\sim V$ 曲线，如图 2-17 所示。

2．计算最大泄洪流量 $Q_{泄m}$ 和防洪库容 $V_{防}$

用试算法计算在溢洪道宽度 $B=15$ 米时的 $Q_{泄m}$ 和 $V_{防}$。

水库$Z\sim Q$泄$\sim V$关系表　　表 2-26

库水位Z(米)	223.5	224.5	225.5	226.5	227.0
堰顶水深 H(米)	0	1	2	3	3.5
泄洪流量$Q_{泄}$(米³/秒)	0	22.5	63.5	117.0	147.5
库容 V(万米³)	99.2	105.5	114.0	122.8	128.2

设 $Q_{泄m}=100$ 米³/秒，由图 2-17 查得相应库容 $V=120$ 万米³，所以 $V_{防}=120-99.2=20.8$ (万米³)；

再按式(2-36)计算 $V_{防}$，将 $W_p=89.3$ 万米³，$Q_p=200$ 米³/秒，$Q_{泄m}=100$ 米³/秒代入公式得：

$$V_{防}=W_p\left(1-\frac{Q_{泄m}}{Q_p}\right)=89.3\left(1-\frac{100}{200}\right)=44.7\text{ (万米}^3\text{)}$$

，此值与查图求得的 $V_{防}$ 相差太大，说明所设 $Q_{泄m}=100$ 米³/秒偏小，故再行试算。

设 $Q_{泄m}=140$ 米³/秒，由图 2-17 查得相应库容 $V=126$ 万米³，所以 $V_{防}=126-99.2=26.8$ (万米³)；

将 $W_p=89.3$ 万米³，$Q_p=200$ 米³/秒，$Q_{泄m}=140$ 米³/秒代入式(2-36)求得 $V_{防}$ 为：

$$V_{防}=89.3\times\left(1-\frac{140}{200}\right)=26.8\text{ (万米}^3\text{)}$$

，与查图 2-17 求得的 $V_{防}$ 值相等，说明 $Q_{泄m}=140$ 米³/秒是正确的。

因此，在溢洪道宽度 $B=15$ 米的情况下，求得设计洪水位为 226.8 米(据 $V=126$ 万米³ 从图 2-17 上查得)，过堰水深 H 为 3.3 米；防洪库容 $V_{防}$ 为 26.8 万米³；溢洪道最大泄洪流量为 140 米³/秒。

为了比较方案，还可再设溢洪道宽度 B 等于其它数值进行计算。

在本例中，溢洪道宽度未事先定死，在这种情况下，也可把堰顶水深和溢洪道宽都视为未知数，先假定一个水深，就可从 $Z\sim V$ 曲线上求得 $V_{防}$，再利用下式

$$Q_{溢m}=Q_m\left(1-\frac{V_{防}}{W_p}\right)$$

求出 $Q_{溢m}$。又利用下式

$$B=\frac{Q_{溢m}}{MH^{1.5}}$$

求出溢洪道宽度 B。如拟作方案比较，可假定不同的水深 H，分别求出不同的 $V_{防}$、$Q_{溢m}$、B，以及相应的洪水位，为方案比较提供必要的依据。

在求得防洪库容和设计洪水位以后，再根据校核洪水求得超高库容和校核洪水位。

上述调洪演算的方法，对于设计洪水和校核洪水的防洪计算，都是适用的。所不同的，在设计洪水的计算中，洪峰流量、洪水总量、洪水过程线，是用设计频率下的数值，调洪演算是为了求得出现设计洪水时，在溢洪道一定尺寸下，所需要的防洪库容和库内达到的设计洪水位。而在校核洪水的计算中，洪峰流量、洪水总量、洪水过程线，是用校核标准下的数值，调洪演算的目的，是为了得出在发生校核洪水时，在溢洪道尺寸已定的条件下，所需要的校核防洪库容，和库内达到的校核洪水位，这里，校核防洪库容也就是设计防洪库容同超高库容之和。用同样的调洪演算方法，先后对设计洪水和校核洪水进行计算，就可以分别求得防洪库容和设计洪水位，以及超高库容和校核洪水位，从而可以按照规定计算出坝顶高程。

1975 年由水利电力部组织制定的«关于复核水库防洪安全的几点规定(草稿)»中，对复核水库防洪安全进行加固设计的标准，是用“设计”和“保坝”两级标准。为此，对新建水库，当完成上述计算后，还须根据“保坝”洪水用同样方法进行调洪演算。但此时调洪演算的目的，不是确定坝高，而是研究当这种保坝洪水来临时，确保大坝安全的具体措施：有条件时增设非常泄洪设施，如非常溢洪道、破付坝；或加大泄量以及在适当增大坝高的同时扩大泄洪量等。但一般情况下，不宜采取大量加高大坝的保坝措施。

必须指出，上面讲的水库调洪演算方法，在有的地区主要用于小(一)型水库。例如湖北省水利局规定，对于小(二)型水库，还可以采用更为简化的方法，即小(二)型水库的防洪计算，按照一小时暴雨为120～150 毫米，径流系数为 1.0，水库上游来多少水、溢洪道泄多少水的假定来进行。根据这一规定，小(二)型水库入库洪峰流量 Q_m (米^3/秒)为：

$$Q_m=0.278(120\sim150)F. \qquad (2\text{-}37)$$

式中：

F——集水面积(平方公里)；

0.278——是将毫米/小时×平方公里折算成米^3/秒的单位换算系数。

按照水库来多少水，溢洪道泄多水的假定，溢洪道泄洪流量 $Q_{泄m}$ 为

$$Q_{泄m}=Q_m$$

而
$$Q_{泄m}=MBH^{1.5}$$

故
$$MBH^{1.5}=0.278(120\sim150)F. \qquad (2\text{-}38)$$

这就是小(二)型水库防洪计算的公式。计算时，不分设计、校核和保坝几种情况。

例　某小(二)型水库，集水面积为 0.4 平方公里，水库所在地一小时设计暴雨取为 120 毫米。试进行该水库的防洪计算。

解　根据有关条件，取溢洪道宽度 $B=3$ 米，流量系数 $M=1.5$，利用式(2-38)计算，得

$$1.5\times 3\times H^{1.5}=0.278\times 120\times 0.4$$

$$H^{1.5}=\frac{0.278\times 120\times 0.4}{1.5\times 3}$$

$$=2.98,$$

$$H=1.44 \text{ 米}.$$

以 $H=1.44$ 米，加上设计蓄水位即为设计洪水位，并可在库容曲线上查出相应的防洪库容。

用以上各节讲述的方法分别求得水库的各特征库容以后，便可用式(2-1)算出水库的总库容。

附录表 I

经验频率 $P=\frac{m}{n+1}\times 100\%$ 值表

m \ n	40	39	38	37	36	35	34	33	32	31	30	29	28	27	26	25	24	23	n \ m
1	2.4	2.5	2.6	2.6	2.7	2.8	2.9	2.9	3.0	3.1	3.2	3.3	3.4	3.6	3.7	3.8	4.0	4.2	1
2	4.9	5.0	5.1	5.3	5.4	5.6	5.7	5.9	6.1	6.2	6.4	6.7	6.9	7.1	7.4	7.7	8.0	8.3	2
3	7.3	7.5	7.7	7.9	8.1	8.3	8.6	8.0	9.1	9.4	9.7	10.0	10.3	10.7	11.1	11.5	12.0	12.5	3
4	9.8	10.0	10.3	10.5	10.8	11.1	11.4	11.8	12.1	12.5	12.9	13.3	13.8	14.3	14.8	15.4	16.0	16.7	4
5	12.2	12.5	12.8	13.2	13.5	13.9	14.3	14.7	15.2	15.6	16.1	16.7	17.2	17.9	18.5	19.2	20.0	20.8	5
6	14.6	15.0	15.4	15.8	16.2	16.7	17.1	17.6	18.2	18.8	19.4	20.0	20.7	21.4	22.2	23.1	24.0	25.0	6
7	17.1	17.5	18.0	18.4	18.9	19.4	20.0	20.6	21.2	21.9	22.6	23.3	24.1	25.0	25.9	26.9	28.0	29.2	7
8	19.5	20.0	20.5	21.0	21.6	22.2	22.9	23.5	24.2	25.0	25.8	26.7	27.6	28.6	29.6	30.8	32.0	33.3	8
9	22.0	22.5	23.1	23.7	24.3	25.0	25.7	26.5	27.3	28.1	29.0	30.0	31.0	32.1	33.3	34.6	36.0	37.5	9
10	24.4	25.0	25.6	26.3	27.0	27.8	28.6	29.4	30.3	31.2	32.3	33.3	34.5	35.7	37.0	38.5	40.0	41.7	10
11	26.8	27.5	28.2	29.0	29.7	30.6	31.4	32.4	33.3	34.4	35.5	36.7	37.9	39.3	40.7	42.3	44.0	45.8	11
12	29.3	30.0	30.8	31.6	32.4	33.3	34.3	35.3	36.4	37.5	38.7	40.0	41.4	42.9	44.4	46.2	48.0	50.0	12
13	31.7	32.5	33.3	34.2	35.1	36.1	37.1	38.2	39.4	40.6	41.9	43.3	44.8	46.4	48.2	50.0	52.0	54.2	13
14	34.2	35.0	35.9	36.8	37.8	38.9	40.0	41.2	42.4	43.8	45.2	46.7	48.3	50.0	51.8	53.8	56.0	58.3	14
15	36.6	37.5	38.5	39.5	40.5	41.7	42.9	44.1	45.4	46.9	48.4	50.0	51.7	53.6	55.6	57.7	60.0	62.5	15
16	39.0	40.0	41.0	42.1	43.2	44.4	45.7	47.1	48.5	50.0	51.6	53.3	55.2	57.1	59.3	61.5	64.0	66.7	16
17	41.5	42.5	43.6	44.7	46.0	47.2	48.6	50.0	51.5	53.1	54.8	56.7	58.6	60.7	63.0	65.4	68.0	70.8	17
18	43.9	45.0	46.2	47.4	48.6	50.0	51.4	52.9	54.6	56.2	58.1	60.0	62.1	64.3	66.7	69.2	72.0	75.0	18
19	46.3	47.5	48.7	50.0	51.4	52.8	54.3	55.9	57.6	59.4	61.3	63.3	65.5	67.9	70.4	73.1	76.0	79.2	19
20	48.8	50.0	51.3	52.6	54.0	55.6	57.1	58.8	60.6	62.5	64.5	66.7	69.0	71.4	74.1	76.9	80.0	83.3	20
21	51.2	52.5	53.8	55.3	56.8	58.3	60.0	61.8	63.6	65.6	67.7	70.0	72.4	75.0	77.8	80.8	84.0	87.5	21
22	53.7	55.0	56.4	57.9	59.5	61.1	62.9	64.7	66.7	68.8	71.0	73.3	75.9	78.6	81.5	84.6	88.0	91.7	22
23	56.1	57.5	59.0	60.5	62.2	63.9	65.7	67.6	69.7	71.9	74.2	76.7	79.3	82.1	85.2	88.5	92.0	95.8	23
24	58.5	60.0	61.5	63.2	64.9	66.7	68.6	70.6	72.7	75.0	77.4	80.0	82.8	85.7	88.9	92.3	96.0		
25	61.0	62.5	64.1	65.8	67.6	69.4	71.4	73.5	75.8	78.1	80.6	83.3	86.2	89.3	92.6	96.2		4.4	1
26	63.4	65.0	66.7	68.4	70.3	72.2	74.3	76.5	78.8	81.2	83.9	86.7	89.7	92.9	96.3		4.6	8.7	2

27	65.8	67.5	69.2	71.0	73.0	75.0	77.1	79.4	81.8	84.4	87.1	90.0	93.1	96.4		4.8	9.0	13.0	3
28	68.3	70.0	71.8	73.7	75.7	77.8	80.0	82.4	84.8	87.5	90.3	93.3	96.6		5.0	9.0	13.6	17.4	4
29	70.7	72.5	74.4	76.3	78.4	80.6	82.9	85.3	87.9	90.6	93.6	96.1		5.3	10.0	14.3	18.2	21.7	5
30	73.2	75.0	76.9	79.0	81.1	83.3	85.7	88.2	90.9	93.8	96.8		5.6	10.5	15.0	19.0	22.7	26.1	6
31	75.6	77.5	79.5	81.6	83.8	86.1	88.6	91.2	93.9	96.9		5.9	11.1	15.8	20.0	23.8	27.3	30.4	7
32	78.0	80.0	82.0	84.2	86.5	88.9	91.4	94.1	97.0		6.2	11.8	16.7	21.0	25.0	28.6	31.8	34.8	8
33	80.5	82.5	84.6	86.6	89.2	91.7	94.3	97.1		6.7	12.5	17.6	22.2	26.3	30.0	33.3	36.4	39.1	9
34	82.9	85.0	87.2	89.5	91.9	94.4	97.1		7.1	13.3	18.8	23.5	27.8	31.6	35.0	38.1	40.9	43.5	10
35	85.4	87.5	89.7	92.1	94.6	97.2		7.7	14.3	20.0	25.0	29.4	33.3	36.8	40.0	42.9	45.4	47.8	11
36	87.8	90.0	92.3	94.7	97.3		8.3	15.4	21.4	26.7	31.2	35.3	38.9	42.1	45.0	47.6	50.0	52.2	12
37	90.2	92.5	94.9	97.4		9.1	16.7	23.1	28.6	33.3	37.5	41.2	44.4	47.4	50.0	52.4	54.6	56.5	13
38	92.7	95.0	97.4		10	18.2	25.0	30.8	35.7	40.0	43.8	47.1	50.0	52.6	55.0	57.1	59.1	60.9	14
39	95.1	97.5		11.1	20	27.3	33.3	38.5	42.9	46.7	50.0	52.9	55.6	57.9	60.0	61.9	63.6	65.2	15
40	97.6		12.5	22.2	30	36.4	41.7	46.2	50.0	53.3	56.2	58.8	61.1	63.2	65.0	66.7	68.2	69.6	16
		14.3	25.0	33.3	40	45.4	50.0	53.8	57.1	60.0	62.5	64.7	66.7	68.4	70.0	71.4	72.7	73.9	17
1	16.7	28.6	37.5	44.4	50	54.6	58.3	61.5	64.3	66.7	68.8	70.6	72.2	73.7	75.0	76.2	77.3	78.3	18
2	33.7	42.9	50.0	55.6	60	63.6	66.7	69.2	71.4	73.3	75.0	76.5	77.8	79.0	80.0	81.0	81.8	82.6	19
3	50.0	57.1	62.5	66.7	70	72.7	75.0	76.9	78.6	80.0	81.2	82.4	83.3	84.2	85.0	85.7	86.4	87.0	20
4	66.7	71.4	75.0	77.8	80	81.8	83.3	84.6	85.7	86.7	87.5	88.2	88.9	89.5	90.0	90.5	90.9	91.3	21
5	83.3	85.7	87.5	88.9	90	90.9	91.7	92.3	92.9	93.3	93.8	94.1	94.4	94.7	95.0	95.2	95.4	95.6	22
m / n	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	m / n

附录表Ⅱ　皮尔逊Ⅲ型频率曲线的模比系数 K_p 值表

(一)　$C_s=C_v$

C_v \ P(%)	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
0.05	1.19	1.16	1.15	1.14	1.13	1.12	1.11	1.09	1.07	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.39	1.32	1.30	1.28	1.27	1.24	1.21	1.17	1.13	1.08	1.00	0.93	0.87	0.84	0.78
0.15	1.61	1.50	1.46	1.43	1.41	1.37	1.32	1.26	1.20	1.13	1.00	0.90	0.81	0.77	0.67
0.20	1.83	1.68	1.62	1.58	1.55	1.49	1.43	1.34	1.26	1.17	0.99	0.86	0.75	0.68	0.56
0.25	2.07	1.86	1.80	1.74	1.70	1.63	1.55	1.43	1.33	1.21	0.99	0.83	0.69	0.61	0.47

续表 Ⅱ

C_v \ P(%)	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
0.30	2.31	2.06	1.97	1.91	1.86	1.76	1.66	1.52	1.39	1.25	0.98	0.79	0.63	0.54	0.37
0.35	2.57	2.26	2.16	2.08	2.02	1.91	1.78	1.61	1.46	1.29	0.98	0.76	0.57	0.47	0.28
0.40	2.84	2.47	2.34	2.26	2.18	2.05	1.90	1.70	1.53	1.33	0.97	0.72	0.51	0.39	0.19
0.45	3.13	2.69	2.54	2.44	2.35	2.19	2.03	1.79	1.60	1.37	0.97	0.69	0.45	0.33	0.10
0.50	3.42	2.91	2.74	2.63	2.52	2.34	2.16	1.89	1.66	1.40	0.96	0.65	0.39	0.26	0.02
0.55	3.72	3.14	2.95	2.82	2.70	2.49	2.29	1.98	1.73	1.44	0.95	0.61	0.34	0.20	−0.06
0.60	4.03	3.38	3.16	3.01	2.88	2.65	2.41	2.08	1.80	1.48	0.94	0.57	0.28	0.13	−0.13
0.65	4.36	3.62	3.38	3.21	3.07	2.81	2.55	2.18	1.87	1.52	0.93	0.53	0.23	0.07	−0.20
0.70	4.70	3.87	3.60	3.42	3.25	2.97	2.68	2.27	1.93	1.55	0.92	0.50	0.17	0.01	−0.27
0.75	5.05	4.13	3.84	3.63	3.45	3.14	2.82	2.37	2.00	1.59	0.91	0.46	0.12	−0.05	−0.33
0.80	5.40	4.39	4.08	3.84	3.65	3.31	2.96	2.47	2.07	1.62	0.90	0.42	0.06	−0.10	−0.39
0.85	5.78	4.67	4.33	4.07	3.86	3.49	3.11	2.57	2.14	1.66	0.88	0.37	0.01	−0.16	−0.44
0.90	6.16	4.95	4.57	4.29	4.06	3.66	3.25	2.67	2.21	1.69	0.86	0.34	−0.04	−0.22	−0.49
0.95	6.56	5.24	4.83	4.53	4.28	3.84	3.40	2.78	2.28	1.73	0.85	0.31	−0.09	−0.27	−0.55
1.00	6.96	5.53	5.09	4.76	4.49	4.02	3.54	2.88	2.34	1.76	0.84	0.27	−0.13	−0.32	−0.59
1.05	7.38	5.83	5.35	5.01	4.72	4.21	3.69	2.98	2.41	1.78	0.82	0.22	−0.17	−0.37	−0.63
1.10	7.80	6.14	5.62	5.25	4.94	4.40	3.84	3.08	2.47	1.81	0.80	0.19	−0.21	−0.41	−0.67
1.15	8.24	6.45	5.90	5.50	5.17	4.59	3.99	3.19	2.54	1.85	0.79	0.14	−0.26	−0.45	−0.71
1.20	8.69	6.77	6.18	5.74	5.39	4.78	4.14	3.29	2.61	1.88	0.77	0.11	−0.30	−0.49	−0.74
1.25	9.16	7.10	6.48	6.01	5.63	4.98	4.31	3.40	2.68	1.91	0.75	0.07	−0.34	−0.53	−0.77
1.30	9.63	7.44	6.77	6.27	5.86	5.17	4.47	3.50	2.74	1.94	0.73	0.04	−0.38	−0.56	−0.79
1.35	10.12	7.78	7.08	6.54	6.11	5.38	4.63	3.61	2.81	1.97	0.71	0.01	−0.42	−0.60	−0.82
1.40	10.62	8.13	7.38	6.81	6.36	5.58	4.79	3.72	2.88	1.99	0.69	−0.02	−0.46	−0.64	−0.85
1.45	11.12	8.48	7.70	7.09	6.62	5.79	4.95	3.82	2.94	2.02	0.66	−0.06	−0.50	−0.67	−0.87
1.50	11.64	8.85	8.02	7.36	6.87	6.00	5.11	3.92	3.00	2.04	0.64	−0.10	−0.53	−0.70	−0.89

(二) $C_s=1.5C_v$ 续表Ⅱ

C_v \ P(%)	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
0.05	1.19	1.16	1.15	1.14	1.13	1.12	1.10	1.08	1.06	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.40	1.33	1.31	1.29	1.27	1.24	1.21	1.17	1.13	1.08	1.00	0.93	0.87	0.84	0.78
0.15	1.63	1.51	1.47	1.44	1.42	1.37	1.32	1.26	1.19	1.12	1.00	0.90	0.81	0.77	0.68
0.20	1.88	1.70	1.65	1.60	1.57	1.51	1.44	1.35	1.26	1.16	1.00	0.86	0.75	0.69	0.58
0.25	2.14	1.91	1.83	1.78	1.73	1.65	1.56	1.44	1.33	1.20	0.99	0.83	0.69	0.62	0.49
0.30	2.42	2.12	2.03	1.96	1.90	1.80	1.68	1.53	1.40	1.25	0.98	0.79	0.63	0.55	0.40
0.35	2.71	2.35	2.23	2.15	2.07	1.95	1.81	1.62	1.46	1.28	0.97	0.75	0.58	0.49	0.33
0.40	3.02	2.58	2.44	2.34	2.25	2.10	1.94	1.72	1.53	1.32	0.96	0.71	0.52	0.42	0.25
0.45	3.35	2.83	2.66	2.54	2.44	2.26	2.07	1.82	1.60	1.35	0.95	0.68	0.47	0.36	0.18
0.50	3.70	3.08	2.89	2.75	2.64	2.43	2.21	1.92	1.67	1.39	0.94	0.64	0.41	0.30	0.11
0.55	4.06	3.35	3.13	2.97	2.84	2.60	2.35	2.02	1.73	1.42	0.93	0.60	0.36	0.25	0.06
0.60	4.44	3.63	3.38	3.19	3.04	2.78	2.50	2.12	1.80	1.46	0.91	0.56	0.31	0.19	0.00
0.65	4.84	3.92	3.64	3.42	3.25	2.95	2.64	2.22	1.87	1.49	0.90	0.52	0.27	0.14	−0.04
0.70	5.25	4.22	3.90	3.67	3.48	3.12	2.79	2.32	1.94	1.52	0.88	0.48	0.22	0.09	−0.08
0.75	5.68	4.53	4.17	3.91	3.70	3.32	2.87	2.42	2.00	1.55	0.87	0.45	0.18	0.05	−0.12
0.80	6.13	4.85	4.46	4.16	3.93	3.52	2.96	2.53	2.07	1.58	0.85	0.41	0.14	0.01	−0.16
0.85	6.60	5.18	4.75	4.42	4.16	3.72	3.19	2.63	2.19	1.61	0.83	0.37	0.10	−0.02	−0.19
0.90	7.09	5.52	5.05	4.69	4.40	3.92	3.42	2.74	2.21	1.65	0.80	0.33	0.06	−0.06	−0.22
0.95	7.58	5.87	5.37	4.96	4.50	4.12	3.58	2.84	2.27	1.67	0.78	0.30	0.02	−0.09	−0.24
1.00	8.09	6.23	5.68	5.24	4.91	4.33	3.74	2.95	2.33	1.69	0.76	0.27	−0.02	−0.13	−0.26
1.05	8.62	6.10	6.01	5.53	5.17	4.54	3.91	3.05	2.39	1.71	0.74	0.24	−0.05	−0.16	−0.27
1.10	9.16	6.98	6.34	5.82	5.43	4.76	4.08	3.16	2.45	1.74	0.71	0.21	−0.08	−0.19	−0.29
1.15	9.73	7.37	6.68	6.12	5.70	4.97	4.25	3.27	2.51	1.75	0.69	0.18	−0.10	−0.20	−0.30
1.20	10.31	7.77	7.01	6.42	5.98	5.20	4.42	3.38	2.58	1.77	0.66	0.14	−0.13	−0.22	−0.31
1.25	10.91	8.18	7.37	6.72	6.26	5.32	4.59	3.48	2.64	1.79	0.63	0.10	−0.15	−0.23	−0.31
1.30	11.52	8.69	7.72	7.05	6.54	5.65	4.76	3.59	2.70	1.81	0.61	0.07	−0.17	−0.25	−0.32
1.35	12.16	9.02	8.09	7.38	6.83	5.88	4.93	3.69	2.75	1.82	0.59	0.04	−0.19	−0.26	−0.32
1.40	12.80	9.46	8.46	7.70	7.12	6.12	5.10	3.80	2.81	1.83	0.55	0.01	−0.22	−0.28	−0.32
1.45	13.46	9.90	8.84	8.04	7.42	6.36	5.28	3.90	2.85	1.83	0.52	0.00	−0.23	−0.29	−0.33
1.50	14.14	10.36	9.22	8.39	7.72	6.60	5.47	4.00	2.90	1.84	0.49	−0.05	−0.25	−0.30	−0.33

（三）$C_s=2C_v$　　续表Ⅱ

C_v \ $P(\%)$	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
0.05	1.20	1.16	1.15	1.14	1.13	1.12	1.11	1.08	1.06	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.42	1.34	1.31	1.29	1.27	1.25	1.21	1.17	1.13	1.08	1.00	0.93	0.87	0.84	0.78
0.15	1.67	1.54	1.48	1.49	1.43	1.38	1.33	1.26	1.20	1.12	0.99	0.90	0.81	0.77	0.69
0.20	1.92	1.73	1.67	1.63	1.59	1.52	1.45	1.35	1.26	1.16	0.99	0.86	0.75	0.70	0.59
0.25	2.22	1.96	1.87	1.81	1.77	1.67	1.58	1.45	1.33	1.20	0.98	0.82	0.70	0.63	0.52
0.30	2.52	2.19	2.08	2.01	1.94	1.83	1.71	1.54	1.40	1.24	0.97	0.78	0.64	0.56	0.44
0.35	2.86	2.44	2.31	2.22	2.13	2.00	1.84	1.64	1.47	1.28	0.96	0.75	0.59	0.51	0.37
0.40	3.20	2.70	2.54	2.42	2.32	2.16	1.98	1.74	1.54	1.31	0.95	0.71	0.53	0.45	0.30
0.45	3.59	2.98	2.80	2.65	2.53	2.33	2.13	1.84	1.60	1.35	0.93	0.67	0.48	0.40	0.26
0.50	3.98	3.27	3.05	2.88	2.74	2.51	2.27	1.94	1.67	1.38	0.92	0.64	0.44	0.34	0.21
0.55	4.42	3.58	3.32	3.12	2.97	2.70	2.42	2.04	1.74	1.41	0.90	0.59	0.40	0.30	0.16
0.60	4.85	3.89	3.59	3.37	3.20	2.89	2.57	2.15	1.80	1.44	0.89	0.56	0.35	0.26	0.13
0.65	5.33	4.22	3.89	3.64	3.44	3.09	2.74	2.25	1.87	1.47	0.87	0.52	0.31	0.22	0.10
0.70	5.81	4.56	4.19	3.91	3.68	3.29	2.90	2.36	1.94	1.50	0.85	0.49	0.27	0.18	0.08
0.75	6.33	4.93	4.52	4.19	3.93	3.50	3.06	2.46	2.00	1.52	0.82	0.45	0.24	0.15	0.06
0.80	6.85	5.30	4.84	4.47	4.19	3.71	3.22	2.57	2.06	1.54	0.80	0.42	0.21	0.12	0.04
0.85	7.41	5.69	5.17	4.77	4.46	3.93	3.39	2.68	2.12	1.56	0.77	0.39	0.18	0.10	0.03
0.90	7.98	6.08	5.51	5.07	4.74	4.15	3.56	2.78	2.19	1.58	0.75	0.35	0.15	0.08	0.02
0.95	8.59	6.68	5.86	5.38	5.02	4.38	3.74	2.89	2.25	1.60	0.72	0.31	0.13	0.07	0.01
1.00	9.21	6.91	6.22	5.70	5.30	4.61	3.91	3.00	2.30	1.61	0.69	0.29	0.11	0.05	0.01
1.05	9.86	7.35	6.59	6.03	5.59	4.84	4.08	3.10	2.35	1.62	0.66	0.26	0.09	0.04	0.01
1.10	10.52	7.79	6.97	6.37	5.88	5.08	4.26	3.20	2.41	1.63	0.64	0.23	0.07	0.03	0.00
1.15	11.21	8.24	7.36	6.71	6.19	5.32	4.44	3.30	2.46	1.64	0.61	0.21	0.06	0.02	0.00
1.20	11.90	8.70	7.76	7.06	6.50	5.57	4.62	3.41	2.51	1.65	0.58	0.18	0.05	0.02	0.00
1.25	12.63	9.18	8.16	7.41	6.82	5.81	4.80	3.51	2.56	1.65	0.55	0.16	0.04	0.01	0.00
1.30	13.36	9.67	8.57	7.76	7.14	6.06	4.98	3.61	2.60	1.65	0.52	0.14	0.03	0.01	0.00
1.35	14.13	10.17	8.99	8.13	7.46	6.31	5.16	3.71	2.65	1.65	0.50	0.12	0.02	0.01	0.00
1.40	14.90	10.67	9.41	8.50	7.78	6.56	5.35	3.81	2.69	1.64	0.47	0.10	0.02	0.01	0.00
1.45	15.71	11.20	9.85	8.89	8.11	6.82	5.54	3.91	2.73	1.64	0.44	0.09	0.01	0.00	0.00
1.50	16.53	11.73	10.30	9.27	8.44	7.08	5.73	4.00	2.77	1.63	0.42	0.07	0.01	0.00	0.00

（四）$C_s=2.5C_v$　　续表Ⅱ

C_v \ $P(\%)$	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
0.05	1.20	1.16	1.15	1.14	1.14	1.12	1.11	1.08	1.07	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.43	1.35	1.31	1.29	1.28	1.25	1.22	1.17	1.13	1.08	1.00	0.93	0.88	0.84	0.79
0.15	1.70	1.55	1.50	1.47	1.44	1.39	1.34	1.26	1.20	1.12	0.99	0.89	0.82	0.77	0.70
0.20	1.97	1.76	1.70	1.65	1.61	1.54	1.46	1.35	1.26	1.16	0.98	0.86	0.76	0.70	0.61
0.25	2.29	2.00	1.92	1.85	1.79	1.70	1.60	1.45	1.33	1.20	0.97	0.82	0.70	0.64	0.54
0.30	2.62	2.25	2.14	2.05	1.98	1.86	1.73	1.55	1.40	1.24	0.96	0.78	0.65	0.58	0.47
0.35	3.00	2.53	2.39	2.27	2.19	2.03	1.87	1.65	1.47	1.27	0.95	0.75	0.60	0.53	0.41
0.40	3.38	2.81	2.64	2.50	2.40	2.21	2.02	1.75	1.54	1.30	0.94	0.71	0.55	0.47	0.36
0.45	3.82	3.12	2.91	2.75	2.62	2.40	2.17	1.85	1.60	1.33	0.92	0.67	0.51	0.43	0.32
0.50	4.26	3.44	3.19	3.00	2.85	2.59	2.32	1.96	1.67	1.36	0.90	0.63	0.47	0.39	0.29
0.55	4.75	3.79	3.50	3.27	3.10	2.79	2.48	2.07	1.73	1.39	0.88	0.60	0.43	0.35	0.26
0.60	5.25	4.14	3.81	3.54	3.35	3.00	2.64	2.17	1.80	1.42	0.86	0.56	0.39	0.32	0.24
0.65	5.80	4.52	4.14	3.83	3.61	3.21	2.81	2.27	1.86	1.44	0.83	0.53	0.36	0.30	0.23
0.70	6.36	4.90	4.47	4.13	3.88	3.43	2.98	2.39	1.92	1.46	0.81	0.50	0.33	0.27	0.22
0.75	6.96	5.31	4.82	4.44	4.16	3.66	3.15	2.49	1.98	1.47	0.78	0.46	0.31	0.26	0.21
0.80	7.57	5.73	5.18	4.76	4.44	3.89	3.33	2.60	2.04	1.49	0.75	0.43	0.28	0.24	0.21
0.85	8.22	6.17	5.55	5.09	4.73	4.12	3.50	2.70	2.10	1.50	0.72	0.40	0.27	0.23	0.21
0.90	8.88	6.61	5.93	5.43	5.03	4.36	3.68	2.80	2.15	1.50	0.70	0.37	0.25	0.22	0.20
0.95	9.59	7.09	6.33	5.78	5.34	4.60	3.86	2.90	2.20	1.51	0.67	0.35	0.24	0.21	0.20
1.00	10.30	7.55	6.73	6.13	5.62	4.85	4.04	3.01	2.25	1.52	0.64	0.33	0.23	0.21	0.20
1.05	11.05	8.04	7.14	6.49	5.97	5.10	4.22	3.11	2.29	1.52	0.61	0.31	0.22	0.20	0.20
1.10	11.80	8.54	7.56	6.85	6.29	5.35	4.41	3.21	2.34	1.52	0.58	0.29	0.21	0.20	0.20
1.15	12.61	9.06	8.00	7.23	6.62	5.60	4.59	3.30	2.38	1.51	0.55	0.27	0.21	0.20	0.20
1.20	13.42	9.58	8.44	7.61	6.95	5.86	4.78	3.40	2.42	1.50	0.53	0.26	0.21	0.20	0.20
1.25	14.27	10.12	8.90	8.01	7.29	6.12	4.97	3.50	2.44	1.49	0.50	0.25	0.21	0.20	0.20
1.30	15.13	10.67	9.37	8.41	7.64	6.38	5.16	3.60	2.47	1.48	0.48	0.24	0.20	0.20	0.20
1.35	16.02	11.24	9.84	8.80	8.00	6.64	5.34	3.68	2.50	1.46	0.45	0.23	0.20	0.20	0.20
1.40	16.92	11.81	10.31	9.20	8.35	6.91	5.52	3.76	2.53	1.45	0.43	0.23	0.20	0.20	0.20
1.45	17.86	12.40	10.79	9.61	8.70	7.17	5.70	3.83	2.56	1.43	0.40	0.22	0.20	0.20	0.20
1.50	18.81	12.99	11.28	10.03	9.06	7.44	5.88	3.91	2.58	1.41	0.37	0.22	0.20	0.20	0.20

（五） $C_s=3C_v$ 续表Ⅱ

C_v \ $P(\%)$	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
0.05	1.20	1.17	1.15	1.14	1.14	1.12	1.11	1.08	1.07	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.44	1.35	1.32	1.30	1.29	1.25	1.22	1.17	1.13	1.08	0.99	0.93	0.88	0.85	0.79
0.15	1.71	1.56	1.51	1.48	1.45	1.40	1.35	1.26	1.20	1.12	0.99	0.89	0.82	0.78	0.70
0.20	2.02	1.79	1.72	1.67	1.63	1.55	1.47	1.36	1.27	1.16	0.98	0.86	0.76	0.71	0.62
0.25	2.35	2.05	1.95	1.88	1.82	1.72	1.61	1.46	1.34	1.20	0.97	0.82	0.71	0.65	0.56
0.30	2.72	2.32	2.19	2.10	2.02	1.89	1.75	1.56	1.40	1.23	0.96	0.78	0.66	0.60	0.50
0.35	3.12	2.61	2.46	2.33	2.24	2.07	1.90	1.66	1.47	1.26	0.94	0.74	0.61	0.55	0.46
0.40	3.56	2.92	2.73	2.58	2.46	2.26	2.05	1.76	1.54	1.29	0.92	0.70	0.57	0.50	0.42
0.45	4.04	3.26	3.03	2.85	2.70	2.46	2.21	1.87	1.60	1.32	0.90	0.67	0.53	0.47	0.39
0.50	4.55	3.62	3.34	3.12	2.96	2.67	2.37	1.98	1.67	1.35	0.88	0.64	0.49	0.44	0.37
0.55	5.09	3.99	3.66	3.42	3.21	2.88	2.54	2.08	1.73	1.36	0.86	0.60	0.46	0.41	0.36
0.60	5.66	4.38	4.01	3.71	3.49	3.10	2.71	2.19	1.79	1.38	0.83	0.57	0.44	0.39	0.35
0.65	6.26	4.81	4.36	4.03	3.77	3.33	2.88	2.29	1.85	1.40	0.80	0.53	0.41	0.37	0.34
0.70	6.90	5.23	4.73	4.35	4.06	3.56	3.05	2.40	1.90	1.41	0.78	0.50	0.39	0.36	0.34
0.75	7.57	5.68	5.12	4.69	4.36	3.80	3.24	2.50	1.96	1.42	0.76	0.48	0.38	0.35	0.34
0.80	8.26	6.14	5.50	5.04	4.66	4.05	3.42	2.61	2.01	1.43	0.72	0.46	0.36	0.34	0.34
0.85	9.00	6.62	5.92	5.40	4.98	4.29	3.59	2.71	2.06	1.43	0.69	0.44	0.35	0.34	0.34
0.90	9.75	7.11	6.33	5.75	5.30	4.54	3.78	2.81	2.10	1.43	0.67	0.42	0.35	0.34	0.33
0.95	10.54	7.62	6.76	6.13	5.62	4.80	3.96	2.91	2.14	1.43	0.64	0.39	0.34	0.34	0.33
1.00	11.35	8.15	7.20	6.51	5.96	5.05	4.15	3.00	2.18	1.42	0.61	0.38	0.34	0.34	0.33
1.05	12.20	8.68	7.66	6.90	6.31	5.32	4.34	3.10	2.21	1.41	0.58	0.37	0.34	0.33	0.33
1.10	13.07	9.24	8.13	7.31	6.65	5.57	4.53	3.19	2.23	1.40	0.56	0.36	0.34	0.33	0.33
1.15	13.96	9.81	8.59	7.70	7.00	5.83	4.70	3.26	2.26	1.38	0.54	0.35	0.34	0.33	0.33
1.20	14.88	10.40	9.08	8.12	7.36	6.10	4.89	3.35	2.30	1.36	0.51	0.35	0.33	0.33	0.33
1.25	15.84	11.00	9.57	8.53	7.72	6.36	5.07	3.43	2.31	1.34	0.49	0.35	0.33	0.33	0.33
1.30	16.81	11.60	10.06	8.94	8.09	6.64	5.25	3.51	2.33	1.31	0.47	0.34	0.33	0.33	0.33
1.35	17.80	12.21	10.57	9.38	8.45	6.91	5.42	3.59	2.34	1.30	0.45	0.34	0.33	0.33	0.33
1.40	18.84	12.83	11.09	9.82	8.83	7.17	5.61	3.66	2.34	1.27	0.43	0.34	0.33	0.33	0.33
1.45	19.88	13.47	11.62	10.26	9.20	7.45	5.77	3.72	2.35	1.23	0.42	0.34	0.33	0.33	0.33
1.50	20.95	14.13	12.15	10.69	9.58	7.72	5.95	3.78	2.35	1.21	0.40	0.33	0.33	0.33	0.33

（六） $C_s=3.5C_v$ 续表Ⅱ

C_v \ $P(\%)$	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
0.05	1.20	1.17	1.16	1.15	1.14	1.12	1.11	1.09	1.07	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.45	1.36	1.33	1.31	1.29	1.26	1.22	1.17	1.13	1.08	0.99	0.93	0.88	0.85	0.79
0.15	1.73	1.58	1.52	1.49	1.46	1.41	1.35	1.27	1.20	1.12	0.99	0.89	0.82	0.78	0.71
0.20	2.06	1.82	1.74	1.69	1.64	1.56	1.48	1.36	1.27	1.16	0.98	0.86	0.76	0.72	0.64
0.25	2.42	2.09	1.99	1.91	1.85	1.74	1.62	1.46	1.34	1.19	0.96	0.82	0.71	0.66	0.58
0.30	2.82	2.38	2.24	2.14	2.06	1.92	1.77	1.57	1.40	1.22	0.95	0.78	0.67	0.61	0.53
0.35	3.26	2.70	2.52	2.39	2.29	2.11	1.92	1.67	1.47	1.26	0.93	0.74	0.62	0.57	0.50
0.40	3.75	3.04	2.82	2.66	2.53	2.31	2.08	1.78	1.53	1.28	0.91	0.71	0.58	0.53	0.47
0.45	4.27	3.40	3.14	2.94	2.79	2.52	2.25	1.88	1.60	1.31	0.89	0.67	0.55	0.50	0.45
0.50	4.82	3.78	3.48	3.24	3.06	2.74	2.42	1.99	1.66	1.33	0.86	0.64	0.52	0.48	0.44
0.55	5.41	4.20	3.83	3.55	3.34	2.96	2.58	2.10	1.72	1.34	0.84	0.60	0.50	0.46	0.44
0.60	6.06	4.62	4.20	3.87	3.62	3.20	2.76	2.20	1.77	1.35	0.81	0.57	0.48	0.45	0.43
0.65	6.73	5.08	4.58	4.22	3.92	3.44	2.94	2.30	1.83	1.36	0.78	0.55	0.46	0.44	0.43
0.70	7.43	5.54	4.98	4.56	4.23	3.68	3.12	2.41	1.88	1.37	0.75	0.53	0.45	0.44	0.43
0.75	8.16	6.02	5.38	4.92	4.55	3.92	3.30	2.51	1.92	1.38	0.72	0.50	0.44	0.43	0.43
0.80	8.94	6.53	5.81	5.29	4.87	4.18	3.49	2.61	1.97	1.37	0.70	0.49	0.44	0.43	0.43
0.85	9.75	7.05	6.25	5.67	5.20	4.43	3.67	2.70	2.20	1.36	0.67	0.47	0.44	0.43	0.43
0.90	10.60	7.59	6.71	6.06	5.54	4.69	3.86	2.80	2.04	1.35	0.64	0.46	0.43	0.43	0.43
0.95	11.46	8.15	7.18	6.47	5.89	4.95	4.05	2.89	2.06	1.34	0.61	0.45	0.43	0.43	0.43
1.00	12.37	8.72	7.65	6.86	6.25	5.22	4.23	2.97	2.09	1.32	0.59	0.45	0.43	0.43	0.43
1.05	13.31	9.31	8.13	7.27	6.60	5.49	4.41	3.05	2.11	1.29	0.56	0.44	0.43	0.43	0.43
1.10	14.28	9.91	8.62	7.69	6.97	5.76	4.59	3.13	2.13	1.28	0.54	0.44	0.43	0.43	0.43
1.15	15.26	10.51	9.13	8.12	7.33	6.03	4.76	3.20	2.14	1.26	0.53	0.43	0.43	0.43	0.43
1.20	16.29	11.14	9.65	8.56	7.71	6.29	4.95	3.28	2.15	1.23	0.51	0.43	0.43	0.43	0.43
1.25	17.33	11.78	10.18	8.99	8.10	6.56	5.12	3.34	2.16	1.20	0.50	0.43	0.43	0.43	0.43
1.30	18.41	12.44	10.70	9.44	8.46	6.84	5.29	3.40	2.16	1.18	0.48	0.43	0.43	0.43	0.43
1.35	19.50	13.11	11.24	9.89	8.84	7.11	5.45	3.44	2.16	1.14	0.47	0.43	0.43	0.43	0.43
1.40	20.66	13.78	11.78	10.35	9.23	7.37	5.62	3.49	2.15	1.11	0.47	0.43	0.43	0.43	0.43
1.45	21.80	14.46	12.34	10.81	9.61	7.64	5.78	3.55	2.14	1.07	0.46	0.43	0.43	0.43	0.43
1.50	23.00	15.17	12.90	11.28	10.01	7.89	5.95	3.59	2.12	1.04	0.45	0.43	0.43	0.43	0.43

(七) $C_s=4C_v$ 续表Ⅱ

C_v \ $P(\%)$	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
0.05	1.21	1.17	1.16	1.15	1.14	1.12	1.11	1.08	1.06	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.46	1.37	1.34	1.31	1.30	1.26	1.23	1.18	1.13	1.08	0.99	0.93	0.88	0.85	0.80
0.15	1.76	1.59	1.54	1.50	1.47	1.41	1.35	1.27	1.20	1.12	0.98	0.89	0.82	0.78	0.72
0.20	2.10	1.85	1.77	1.71	1.66	1.58	1.49	1.37	1.27	1.16	0.97	0.85	0.77	0.72	0.65
0.25	2.49	2.13	2.02	1.94	1.87	1.76	1.64	1.47	1.34	1.19	0.96	0.82	0.72	0.67	0.60
0.30	2.92	2.44	2.30	2.18	2.10	1.94	1.79	1.57	1.40	1.22	0.94	0.78	0.68	0.63	0.56
0.35	3.40	2.78	2.60	2.45	2.34	2.14	1.95	1.68	1.47	1.25	0.92	0.74	0.64	0.59	0.54
0.40	3.92	3.15	2.92	2.74	2.60	2.36	2.11	1.78	1.53	1.27	0.90	0.71	0.60	0.56	0.52
0.45	4.49	3.54	3.25	3.03	2.87	2.58	2.28	1.89	1.59	1.29	0.87	0.68	0.58	0.54	0.51
0.50	5.10	3.96	3.61	3.35	3.15	2.80	2.46	2.00	1.65	1.30	0.84	0.64	0.55	0.53	0.51
0.55	5.76	4.39	3.99	3.68	3.44	3.04	2.63	2.10	1.70	1.31	0.82	0.62	0.54	0.52	0.50
0.60	6.45	4.85	4.38	4.03	3.75	3.29	2.81	2.21	1.76	1.32	0.79	0.59	0.52	0.51	0.50
0.65	7.18	5.34	4.78	4.38	4.07	3.53	2.99	2.31	1.80	1.32	0.76	0.57	0.51	0.50	0.50
0.70	7.95	5.84	5.21	4.75	4.39	3.78	3.18	2.41	1.85	1.32	0.73	0.55	0.51	0.50	0.50
0.75	8.76	6.36	5.65	5.13	4.72	4.04	3.36	2.50	1.88	1.32	0.71	0.54	0.51	0.50	0.50
0.80	9.62	6.90	6.11	5.53	5.06	4.30	3.55	2.60	1.91	1.30	0.68	0.53	0.50	0.50	0.50
0.85	10.49	7.46	6.58	5.93	5.42	4.55	3.74	2.68	1.94	1.29	0.65	0.52	0.50	0.50	0.50
0.90	11.41	8.05	7.06	6.34	5.77	4.82	3.92	2.76	1.97	1.27	0.63	0.51	0.50	0.50	0.50
0.95	12.37	8.65	7.55	6.75	6.13	5.09	4.10	2.84	1.99	1.25	0.60	0.51	0.50	0.50	0.50
1.00	13.36	9.25	8.05	7.18	6.50	5.37	4.27	2.92	2.00	1.23	0.59	0.50	0.50	0.50	0.50
1.05	14.38	9.87	8.57	7.62	6.87	5.63	4.46	3.00	2.01	1.20	0.57	0.50	0.50	0.50	0.50
1.10	15.43	10.52	9.10	8.05	7.25	5.91	4.63	3.06	2.01	1.18	0.56	0.50	0.50	0.50	0.50
1.15	16.51	11.18	9.62	8.50	7.62	6.18	4.80	3.12	2.01	1.15	0.54	0.50	0.50	0.50	0.50
1.20	17.62	11.85	10.17	8.96	8.01	6.45	4.96	3.16	2.01	1.11	0.53	0.50	0.50	0.50	0.50
1.25	18.78	12.52	10.71	9.41	8.40	6.71	5.12	3.21	2.00	1.07	0.53	0.50	0.50	0.50	0.50
1.30	19.94	13.22	11.27	9.88	8.79	6.96	5.29	3.25	1.99	1.04	0.52	0.50	0.50	0.50	0.50
1.35	21.14	13.92	11.83	10.33	9.17	7.24	5.44	3.30	1.97	1.00	0.52	0.50	0.50	0.50	0.50
1.40	22.38	14.64	12.40	10.80	9.55	7.50	5.59	3.32	1.94	0.96	0.51	0.50	0.50	0.50	0.50
1.45	23.65	15.37	12.99	11.27	9.95	7.77	5.74	3.36	1.91	0.93	0.51	0.50	0.50	0.50	0.50
1.50	24.91	16.10	13.57	11.72	10.34	8.02	5.88	3.38	1.88	0.90	0.51	0.50	0.50	0.50	0.50

（八） $C_s=5C_v$ 续表Ⅱ

C_v \ $P(\%)$	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
0.05	1.21	1.17	1.16	1.15	1.14	1.13	1.11	1.09	1.07	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.48	1.38	1.35	1.33	1.30	1.27	1.23	1.18	1.13	1.08	0.99	0.93	0.88	0.85	0.80
0.15	1.81	1.63	1.57	1.53	1.49	1.43	1.36	1.27	1.20	1.12	0.98	0.89	0.82	0.79	0.73
0.20	2.19	1.91	1.82	1.75	1.70	1.60	1.51	1.38	1.27	1.15	0.97	0.85	0.77	0.74	0.68
0.25	2.63	2.22	2.10	2.00	1.93	1.80	1.66	1.48	1.34	1.18	0.95	0.81	0.74	0.69	0.65
0.30	3.13	2.57	2.40	2.27	2.17	2.00	1.82	1.58	1.40	1.21	0.93	0.78	0.69	0.66	0.62
0.35	3.68	2.95	2.74	2.57	2.44	2.21	1.99	1.69	1.46	1.23	0.90	0.75	0.67	0.64	0.61
0.40	4.28	3.36	3.09	2.88	2.72	2.44	2.16	1.80	1.52	1.24	0.88	0.72	0.64	0.62	0.60
0.45	4.94	3.81	3.47	3.22	3.01	2.68	2.34	1.90	1.56	1.25	0.85	0.69	0.63	0.61	0.60
0.50	5.65	4.28	3.87	3.57	3.32	2.92	2.52	2.00	1.62	1.26	0.82	0.67	0.61	0.60	0.60
0.55	6.40	4.77	4.28	3.93	3.65	3.17	2.71	2.11	1.67	1.26	0.79	0.65	0.61	0.60	0.60
0.60	7.21	5.29	4.72	4.31	3.98	3.43	2.89	2.20	1.71	1.25	0.77	0.63	0.61	0.60	0.60
0.65	8.07	5.83	5.18	4.71	4.32	3.69	3.08	2.30	1.73	1.24	0.74	0.62	0.60	0.60	0.60
0.70	8.96	6.40	5.66	5.10	4.68	3.95	3.26	2.38	1.76	1.22	0.71	0.62	0.60	0.60	0.60
0.75	9.90	7.00	6.14	5.52	5.03	4.22	3.44	2.46	1.79	1.20	0.68	0.61	0.60	0.60	0.60
0.80	10.89	7.60	6.64	5.94	5.40	4.50	3.61	2.54	1.80	1.18	0.67	0.61	0.60	0.60	0.60
0.85	11.91	8.23	7.16	6.48	5.77	4.76	3.80	2.61	1.81	1.15	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60
0.90	12.97	8.88	7.69	6.81	6.15	5.03	3.97	2.66	1.81	1.13	0.64	0.60	0.60	0.60	0.60
0.95	14.07	9.55	8.27	7.27	6.53	5.30	4.14	2.72	1.81	1.10	0.63	0.60	0.60	0.60	0.60
1.00	15.22	10.20	8.77	7.73	6.92	5.57	4.30	2.77	1.80	1.06	0.62	0.60	0.60	0.60	0.60
1.05	16.39	10.92	9.33	8.19	7.31	5.82	4.47	2.81	1.79	1.03	0.62	0.60	0.60	0.60	0.60
1.10	17.61	11.63	9.89	8.66	7.69	6.09	4.61	2.85	1.77	0.99	0.61	0.60	0.60	0.60	0.60
1.15	18.87	12.34	10.48	9.12	8.08	6.36	4.76	2.89	1.74	0.95	0.61	0.60	0.60	0.60	0.60
1.20	20.13	13.08	11.06	9.58	8.46	6.62	4.90	2.91	1.71	0.92	0.61	0.60	0.60	0.60	0.60
1.25	21.46	13.83	11.64	10.06	8.86	6.88	5.03	2.93	1.68	0.88	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60

（九） $C_s=6C_v$ 续表Ⅱ

C_v \ $P(\%)$	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
0.05	1.22	1.18	1.16	1.15	1.14	1.13	1.11	1.09	1.06	1.04	1.00	0.97	0.94	0.93	0.91
0.10	1.51	1.40	1.36	1.34	1.31	1.28	1.24	1.18	1.13	1.08	0.99	0.93	0.88	0.86	0.81
0.15	1.86	1.66	1.60	1.55	1.51	1.45	1.38	1.28	1.20	1.12	0.98	0.89	0.83	0.81	0.76
0.20	2.28	1.96	1.86	1.79	1.73	1.63	1.52	1.38	1.27	1.15	0.96	0.85	0.78	0.75	0.71
0.25	2.77	2.37	2.16	2.06	1.98	1.83	1.69	1.48	1.33	1.17	0.94	0.82	0.75	0.72	0.69
0.30	3.33	2.69	2.50	2.36	2.24	2.05	1.86	1.59	1.40	1.19	0.92	0.78	0.72	0.69	0.67
0.35	3.95	3.11	2.87	2.68	2.53	2.28	2.03	1.69	1.45	1.21	0.89	0.76	0.70	0.68	0.67
0.40	4.63	3.57	3.25	3.02	2.83	2.52	2.21	1.80	1.50	1.22	0.86	0.73	0.68	0.67	0.67
0.45	5.39	4.06	3.66	3.38	3.15	2.77	2.39	1.90	1.54	1.22	0.83	0.71	0.68	0.67	0.67
0.50	6.18	4.58	4.10	3.76	3.48	3.02	2.58	2.00	1.59	1.21	0.80	0.69	0.67	0.67	0.67
0.55	7.03	5.12	4.56	4.16	3.83	3.28	2.76	2.09	1.62	1.20	0.78	0.69	0.67	0.67	0.67
0.60	7.94	5.70	5.04	4.56	4.18	3.55	2.94	2.18	1.65	1.18	0.75	0.68	0.67	0.67	0.67
0.65	8.90	6.30	5.53	4.97	4.54	3.82	3.12	2.25	1.66	1.16	0.73	0.68	0.67	0.67	0.67
0.70	9.92	6.92	6.05	5.41	4.91	4.09	3.30	2.33	1.67	1.13	0.71	0.67	0.67	0.67	0.67
0.75	10.98	7.56	6.57	5.85	5.29	4.36	3.47	2.39	1.68	1.10	0.70	0.67	0.67	0.67	0.67
0.80	12.08	8.23	7.11	6.30	5.67	4.63	3.64	2.44	1.67	1.07	0.69	0.67	0.67	0.67	0.67
0.85	13.24	8.91	7.66	6.76	6.06	4.89	3.80	2.49	1.66	1.08	0.68	0.67	0.67	0.67	0.67
0.90	14.43	9.61	8.22	7.22	6.45	5.16	3.96	2.53	1.65	1.00	0.68	0.67	0.67	0.67	0.67
0.95	15.68	10.33	8.80	7.68	6.83	5.42	4.10	2.56	1.62	0.96	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67
1.00	16.94	11.07	9.38	8.15	7.22	5.68	4.25	2.59	1.59	0.93	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67
1.05	18.27	11.82	9.97	8.62	7.62	5.94	4.38	2.61	1.56	0.89	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67

第三章　土　　坝

土坝是小型水库采用最多的一种坝型。土坝按施工方法的不同，分为许多类型，其中以碾压式土坝采用最广。

碾压式土坝是将土料按设计要求分层碾压而成的。碾压式土坝的优点是可以就地取材，节省钢筋、水泥等建筑材料；构造简单，施工技术易为群众掌握，便于群众采用简易机械施工；对地形、地质条件要求较低，所以在小型水库中得到广泛采用。小型水库的土坝，社队可以自行设计施工，并能做到当年修建，当年受益。

第一节　土坝的工作特点及类型

一、土坝的工作特点及设计要求

土坝是由土料填筑而成的挡水建筑物，因而有下面的一些工作特点：

（一）土坝的土料及坝基总是透水的，坝体挡水时，上游的水就会通过坝体和坝基土粒的孔隙向下游渗透。如土的透水性过大，水库就蓄不起水来，并且当渗透流速超过一定界限时，还会造成土坝的坍塌。渗透水流在坝身中形成的自由水面，叫做浸润面；它在坝的横断面上形成一条曲线，叫做浸润线，如图 3-1 所示。浸润线的高低直接影响坝坡的稳定。因而，修筑土坝应设法尽量减小坝体和坝基的透水性，并降低浸润线的位置，为此，除了保证坝体的碾压质量外，还要在坝体上游采用一定形式的防渗设备，在坝体下游采用排水

设备。

（二）土坝由于土粒之间的联结强度低，同时又经常受到水的作用，如果坝坡做陡了，上下游边坡就有可能发生坍塌。设计时要根据土料的性质、上下游水位变化的情况，选择合理的坝坡，以维持土坝的稳定。

（三）土坝的坝顶是不允许过水的（采用专门措施的溢流土坝除外），必须有足够的高程。为了保证溢洪道的流量达到或超过设计和校核泄洪流量时，坝顶不溢水，土坝应有一定的安全超高。

土坝抵抗冲刷的能力低，在雨水及风浪作用下，坝坡容易遭受破坏，甚至发生塌坡现象。为此，上游坝坡在库水位变化的范围内要用块石护砌起来，下游坝坡要设置草皮护坡。

根据上述的工作特点，土坝一般是由坝体、防渗设备、排水设备和护坡等组成（图3-1）。

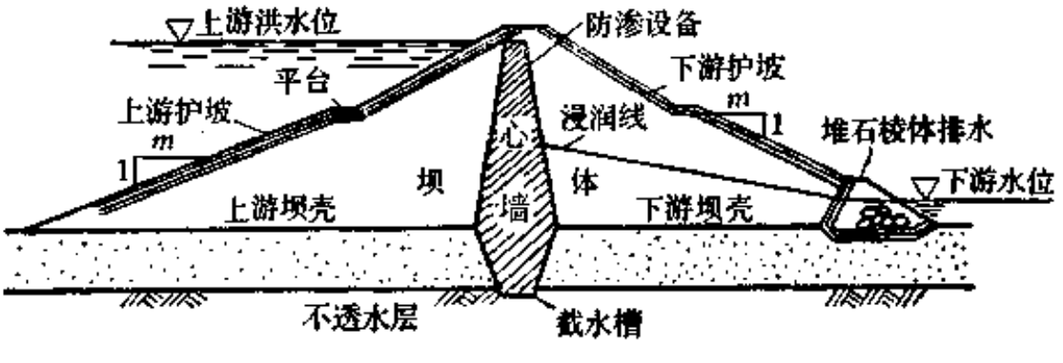


图 3-1　土坝的构造

二、土坝的类型

碾压式土坝根据坝体土料的组合和防渗设备的位置不同，可分为以下几种类型。

（一）均质土坝

如图 3-2 所示，均质土坝的坝体要用透水性较小、性质基本相同的粘性土料筑成，以保证坝体有足够的不透水性，使整个坝体起防渗

作用。这种坝的优点是，土料单一，施工简单，对坝基地质条件要求较低；几乎任何坝基都可做粘土均质土坝。因此，这种坝型在小型水库中采用比较普遍。我国已建成的土坝中，均质坝占 65%。它的缺点是由于坝体土料的粘性较大，坝坡往往很缓，因而工程量大。

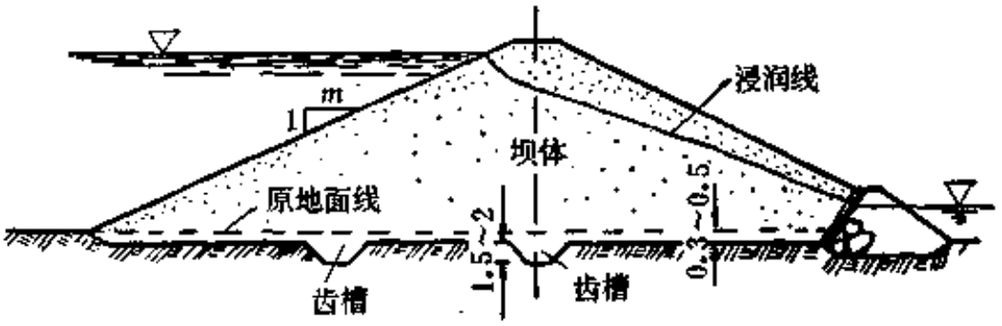


图 3-2 均质土坝

均质土坝筑坝的土料最好是粘土颗粒含量为 10～25%的砂质壤土，粘粒含量过高(坝坡过缓)或过低（透水性大）都不适宜做均质土坝。因此，坝址附近有足够数量的这种土料时，可选用此种坝型。

（二）心墙土坝

心墙土坝是在坝体中部用透水性小的粘性土料(粘土或粘壤土)做防渗心墙，上下游坝壳则用透水性较强的土料（砾石或风化土料等)做成(图 3-1)。在粘性土较少，而有足够的砂性土或风化料土的地区，应优先采用心墙土坝。心墙土坝在小型水库中也是应用较为普遍的一种坝型。在我国已建成的土坝中，心墙坝占 26.2%，仅次于均质土坝。

（三）斜墙土坝

斜墙土坝是在坝的迎水面用透水性较小的粘性土料做成防渗斜墙，斜墙后面用透水性较大的单种或多种砂性土料筑成（图 3-3)。斜墙所用土料与心墙相同。斜墙土坝在小型水库中用的很少，据统计，只占已建成土坝的 1.3%。

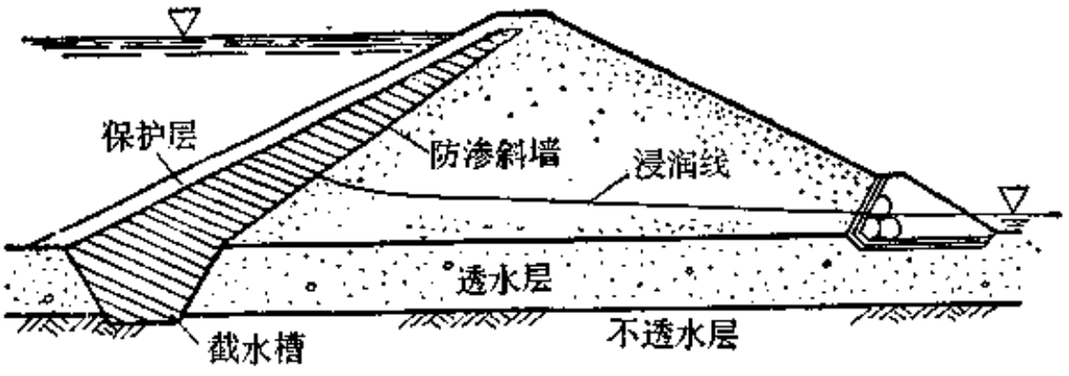


图 3-3　斜墙土坝

（四）多种土质坝

用几种性质明显不同的土料筑成的土坝，叫做多种土质坝。这种土坝，根据防渗体位置的不同，可分为上游防渗体的多种土质坝及中部防渗体的多种土质坝两种。前者是用不透水、半透水、透水的土料依次由上游往下游排列(图 3-4)；后者是中部为不透水土料，向两侧依次排列半透水和透水土料。当坝址处有各种土料，而各种土料又都不多时，可采用此种坝型。

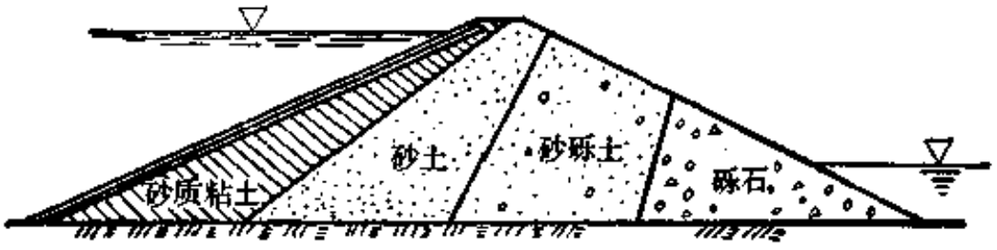


图 3-4　多种土质坝

第二节　土坝的断面尺寸和构造

拟定土坝的断面尺寸和构造，是土坝设计重要的一环。它直接关系到土坝工程是否安全可靠，是否经济合理。对地质条件比较简单、土料性质较好的小型土坝，一般可根据经验确定断面尺寸，不需

进行计算。

下面介绍坝体各部分的构造及拟定尺寸的方法。

一、坝顶宽度

坝顶的宽度与坝顶的高程有关，坝体愈高则坝顶也应愈宽。近年来，广大群众抗洪斗争的实践表明，确定坝顶宽度时，还应考虑便于修筑防洪子堤、堆放防汛器材和人车来往。小型土坝的顶宽一般应根据坝的高度来确定，可在 4、5、6 米范围内选择。当坝顶兼作道路时，顶宽还应按照交通部门有关公路等级的规定来确定，一般双车道为 7 米，单车道为 5 米。为了便于排除雨水，坝顶应做成向一侧或两侧稍有倾斜的坡面，坡度为 2～3%。

二、坝顶高程

坝顶高程应保证在最高洪水位以上，并有足够的超高，以免波浪漫溢坝顶。如果以$\nabla_{洪}$表示水库最高洪水位；h_B表示波浪爬高（可参考表 3-1 确定）；δ表示安全超高（可参考表 3-2 确定）；$\nabla_{坝顶}$表示坝顶高程，则：

$$\nabla_{坝顶}=\nabla_{洪}+h_B+\delta \qquad (3\text{-}1)$$

若计算的波浪爬高与安全超高之和小于表 3-2 中规定的静水位以上超高时，则应采用表 3-2 中静水位以上超高值 d。

用式(3-1)确定坝顶高程时，应按正常运用和非正常运用两种情况，分别以设计洪水位和校核洪水位作为最高洪水位代入式中计算。从两种情况的计算结果中，取其较大值为坝顶高程。

在坝顶上游侧修建防浪墙时，可用防浪墙顶高程代替坝顶高程。防浪墙可用浆砌块石或混凝土修筑。这时，在正常运用条件下，实际上坝顶应至少高出静水位 0.3 米；在非常运用条件下，土坝顶不应低于静水位。对于心墙坝或斜墙坝，防浪墙底部应与心墙或斜墙连成一体(图 3-5)。防浪墙的高度通常为 1.0～1.3 米。

波浪爬高表 **表 3-1**

风级 / 波浪爬高 h_{p}(米) / 风速(米/秒) / 库面长度(公里)	4	5	6	7	8	9
	6.7	9.33	12.30	15.50	18.95	22.75
0.4	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70
0.6	0.25	0.30	0.45	0.60	0.75	0.90
0.8	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00
1.0	0.30	0.40	0.50	0.70	0.90	1.10
1.4	0.35	0.45	0.60	0.80	1.00	1.20
1.8	0.35	0.45	0.60	0.85	1.10	1.35
2.0	0.40	0.50	0.65	0.85	1.10	1.40
2.4	0.40	0.50	0.70	0.90	1.20	1.45
2.8	0.45	0.60	0.80	1.00	1.30	1.50
3.0	0.50	0.65	0.85	1.05	1.35	1.55

注：摘自湖北省水利电力勘测设计院编：《群众建坝碾压式土坝工程的设计与施工》

小型水库土坝安全超高和静水位以上超高表 **表 3-2**

超　高	安全超高 δ（米）	静水位以上超高值 d（米）
正常运用	0.4	0.7
非常运用	0.3	0.5

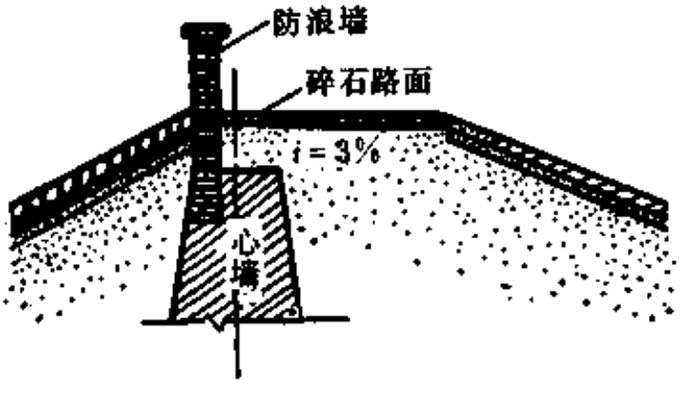


图 3-5　坝顶构造

由于筑坝的土料是可以压缩的，在施工中，随着坝体的升高，荷重逐渐加大，坝体和坝基（土基）都可能因压缩而发生沉陷。完工后，土坝的沉陷还要持续一个相当长的时间。因此，施工时，坝顶高程应将土坝的沉陷量考虑在内。根据我国已建工程的观测资料，如坝基没有压缩性过大的土层，可按坝高的 1～2%预留沉陷高。

三、土坝坡度及护坡

（一）土坝坡度

土坝坝坡可根据坝高和坝基的特点、筑坝土料、坝型及适用情况等条件，参考已建成的同类土坝拟定。

一般由于上游坝坡经常被水饱和，并且常有水位骤降情况出现，故上游坝坡应比下游坝坡缓一些。地基条件好，土料碾压密实，坝坡可做得陡些，反之，则应放缓。为了增加坝坡的稳定性，坝高在 10 米以上多用变坝坡，在变坡处设平台（图 3-1），接近坝顶的坝坡陡，靠近坝脚的坝坡缓。表 3-3、表 3-4 和表 3-5 所列的经验数据可供选用坝坡时参考。

均质土坝基本断面各部分尺寸表　　表 3-3

土质	砂质粘土				土质	粉质壤土			
坝高	平台		上游坝坡	下游坝坡	坝高	平台		上游坝坡	下游坝坡
	顶宽	级数	由上而下 (1:m)	由上而下 (1:m)		顶宽	级数	由上而下 (1:m)	由上而下 (1:m)
15米以下	1.5	一级	1:2.5 1:2.75	1:2.25 1:2.5	15米以下	1	一级	1:2.25 1:2.50	1:2.0 1:2.25
15～25米	2	二级	1:2.75 1:3.00	1:2.5 1:2.75	15～25米	2	二级	1:2.5 1:2.75	1:2.25 1:2.5
25～35米	2	三级	1:2.75 1:3.00 1:3.5	1:2.5 1:2.75 1:3.00	25～35米	2	三级	1:2.5 1:2.75 1:3.25	1:2.25 1:2.5 1:2.75

注：坝坡 1:m 是竖向长度与水平向长度之比。

塑性心墙坝基本断面各部分尺寸表　　表 3-4

坝高	坝壳部分				心墙及截水槽部分			
	平台		上游坝坡	下游坝坡	顶宽	边坡	河床截水槽底宽	山坡截水槽底宽
	顶宽	级数	（由上而下）	（由上而下）				
15米以下	1.5	1	1:2～2.25 1:2.25～2.5	1:1.75～2.0 1:2.0～2.25	1.5	1:0.2	$\frac{1}{4}$水头	$\frac{1}{2}$水头
15～25米	2.0	1～2	1:2.25～2.5 1:2.5～2.75	1:2.0～2.25 1:2.25～2.50	2.0	1:0.15～1:0.25	$\frac{1}{4}$～$\frac{1}{6}$水头	$\frac{1}{2}$～$\frac{1}{3}$水头
25～35米	2.0	2	1:2.5～2.75 1:2.75～3.0 1:3.0～3.5	1:2.25～2.50 1:2.5～2.75 1:2.75～3.0	2.5	1:0.15～1:0.25	$\frac{1}{4}$～$\frac{1}{6}$水头	$\frac{1}{2}$～$\frac{1}{3}$水头

注：1. 坝壳部分边坡范围与土质有关，砂砾及山皮土可用较陡值；
2. 心墙部分边坡范围与心墙土料不透水性的强弱有关，不透水性强者可用较陡值；
3. 水头系指土坝上下游水位差。

塑性斜墙坝基本断面尺寸表　　表 3-5

坝高	坝身部分				斜墙及截水槽部分			
	平台		上游坝坡	下游坝坡	上部厚	下部厚	截水槽	山坡截水
	宽	级数	（由上而下）	（由上而下）	（垂直坝坡）	（垂直坝坡）	底宽	槽底宽
15米以下	1.5	1	1:2.5 1:2.75	1:2.0 1:2.25	0.8 米	$\frac{1}{4}$坝高	$\frac{1}{4}$坝高	$\frac{1}{4}$坝高
15～25米	2	1	1:2.5 1:3.0	1:2.25 1:2.5	1.0 米	$\frac{1}{6}$坝高	$\frac{1}{6}$坝高	$\frac{1}{6}$坝高
25～35米	2	2	1:2.75 1:3.0 1:3.5	1:2.25 1:2.50 1:2.75	1.2 米	$\frac{1}{6}$坝高	$\frac{1}{6}$坝高	$\frac{1}{6}$坝高

在 10 米以上的土坝，按表中所列坝坡采用变坡。坡度变化的地方，通常设宽度为 1.5～2.0 米的平台，其作用除增加坝体稳定外，还可作过坝交通便道，在运用期供检修坝坡和设置观测设备用。平台上一般设有排水沟，使平台上的雨水能沿沟排走，以免冲刷平台以下坝坡。

近年来，随着我国水利事业的发展，群众建坝积累了很多经验，坝坡逐渐变陡，上列各表只供参考。

（二）护坡

为了保护坝面不受波浪、雨水、冰冻及穴居动物的破坏，上下游两面都必须设置护坡。小型土坝常用的护坡材料有块石及草皮等。上游护坡一般用块石，从坝顶开始护至最低库水位以下 1.5～2.0 米，块石护坡应采用坚固和不易风化的石料，可尽量利用溢洪道开挖出来的石料。块石尺寸一般为 30～50 厘米，为防止波浪淘刷及库水位骤降时渗水的破坏作用，护坡下应铺设反滤层（图 3-6）。

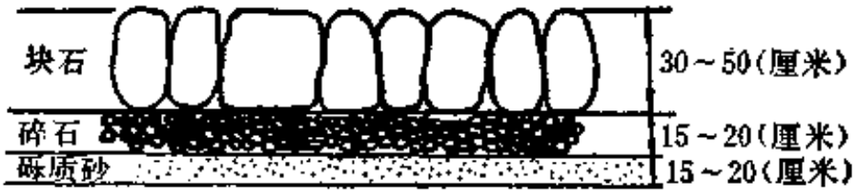


图 3-6　块石护坡及反滤层

反滤层是用粒径不同的 2～3 层无粘性土（砂、砾石、卵石或碎石）做成，每层要铺设得大体和渗流方向垂直，沿渗流方向由细颗粒逐渐增到大颗粒。反滤层必须保证在渗透水流通过时，任一层的颗粒不应穿过颗粒较大一层的孔隙；同时，被保护的土层的颗粒不应冲过反滤层，使反滤层因阻塞而失效。反滤层可以就地取材，应干净，粒径小于 0.1 毫米易被冲走的土料含量最好不超过 5%。反滤层可用人工配制或天然混合料做成。用人工筛选的颗粒均一的材料很容易满足反滤层的上述要求，但不经济。在实际工程中常采用比较均一的天然无粘性料作反滤层。反滤层每层厚度为 15～50 厘米，依施工条件和反滤层颗粒的粗细而定。一般每层厚 25 厘米已够用，厚度过小则难于铺筑。

下游坡常采用草皮护坡。若下游坡为砂壤土，可直接在坝坡上

种草或铺厚 0.1～0.2 米的草皮；如坝坡为砂土、山皮土，则可先沿坝坡铺一层腐殖土，厚约 0.10～0.15 米，然后种植草皮。如材料来源丰富，也可用碎石护坡。

下游坡上常设置纵横连通的排水沟（图 3-7），以防止暴雨对坝坡的冲刷；沿土坝与岸坡结合处设岸坡排水沟，以排泄山坡雨水。纵向排水沟沿马道内侧铺设，多用浆砌块石铺成梯形或矩形断面，一般底宽 0.3 米左右。

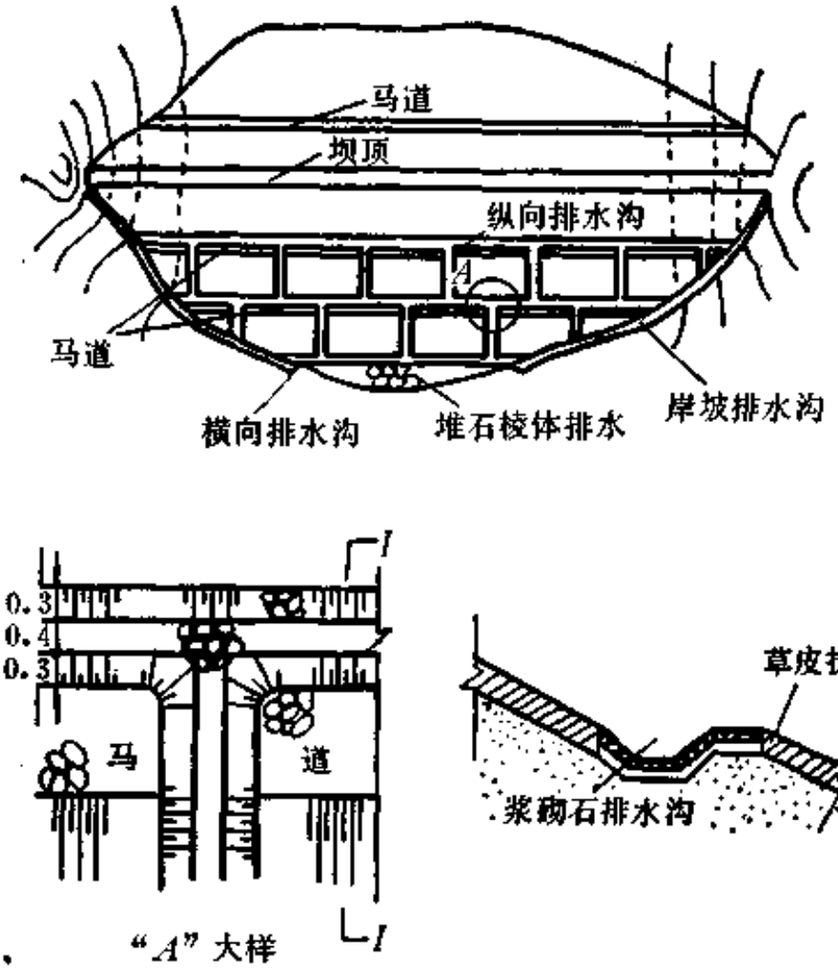


图 3-7　排水沟的布置及构造

四、坝体及坝基防渗设备

坝体和坝基的防渗设备是为了减少水库渗漏量、防止渗流对坝体和坝基的破坏作用、降低浸润线、增加下游坝坡的稳定性。

（一）坝体防渗

均质土坝因坝体土料的透水性较小，不需另做防渗设备，其他坝型都要做专门的坝体防渗设备，如心墙、斜墙等。

心墙位于坝体中央或稍偏向上游（图 3-8）。为保证库水不从心墙顶渗过，小型土坝心墙顶应高出正常高水位 0.3 米，且不得低于校核洪水位。此外，为了防冻和防裂，心墙顶至少要低于坝顶 0.5 米。为了施工碾压方便，墙顶宽一般为 1.5～2.5 米。心墙自上而下逐渐加厚，边坡采用 1:0.15～1:0.25，并保证心墙底宽不小于坝前水头的$\frac{1}{4}$～$\frac{1}{6}$。

当坝基为透水层时，为了防止坝基漏水，心墙底部一定要向下延伸到不透水层，将坝基渗漏截住，此延伸部分，叫做截水槽（图 3-9）。截水槽的底宽 δ_0 随坝前水头及截水槽所在部位（河床或山坡）而不同，具体尺寸参考表 3-4。

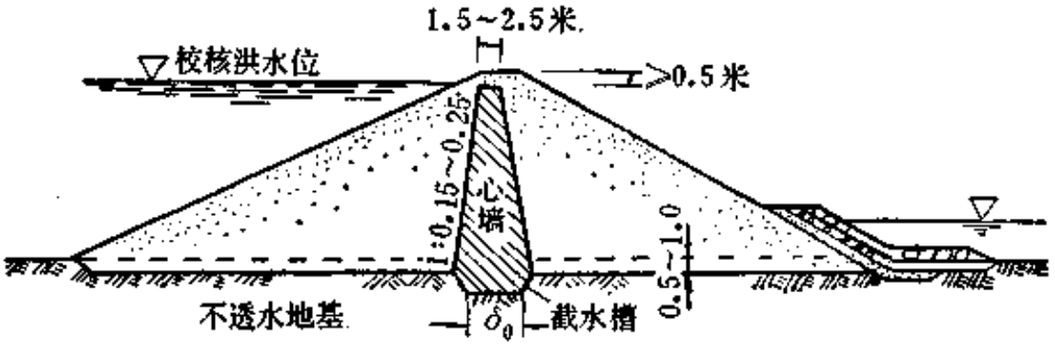


图 3-8　心墙坝构造

斜墙顶部厚度（垂直于斜墙坡面）不小于 0.8～1.0 米。斜墙底部厚度规定为坝前水头的$\frac{1}{4}$～$\frac{1}{6}$，且不得小于 3.0 米。截水槽的底宽参考表 3-5。斜墙的迎水面应设保护层，以防冲刷、冰冻或干裂。保护层厚度一般不小于 1.0 米（图 3-3）。

（二）坝基防渗

坝基的防渗措施要根据坝基不透水层埋藏的深度和覆盖层的具体情况决定。

当坝基不透水或透水性很小时，对于坝体与坝基土质相同的均质土坝，可在清基后直接回填，清基厚度一般为 0.3～0.5 米；对于坝体和坝基土质不相同的土坝，为了防止坝体同坝基结合面产生集中渗流，应在坝基沿坝轴线或坝轴线上游挖一两条齿槽，齿槽底宽 2～3 米，深 1.5～2.0 米(图 3-2)。对于心墙坝或斜墙坝，墙的底部应深入不透水坝基 0.5～1.0 米。

如果是透水坝基，则根据不透水层埋藏深度的不同采用下面两种防渗结构。

1．截水槽

截水槽的做法，是在透水坝基上，沿坝轴线，从河床到两岸山坡接头处，挖一条梯形断面的槽，挖到不透水层的表面，然后回填不透水的土料，碾压密实，与均质坝坝体或心墙、斜墙连成整体。群众把这一过程，叫做“清基抽槽到底”。截水槽的优点是构造简单，施工方便，防渗效果好，造价低，因此小型水库采用最广泛。不过，截水槽一般适用于透水层深度在 10～15 米以内的情况；透水层过深时，挖方量大，排水困难，不宜采用。图 3-1、图 3-9 为心墙坝截水槽，图 3-3 为斜墙坝截水槽。

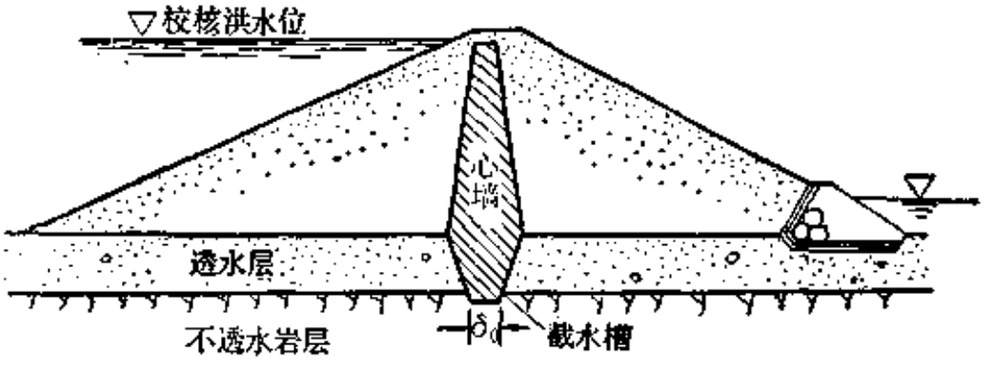


图 3-9　心墙坝截水槽

2. 铺盖

不透水层很深，挖截水槽有困难时，可采用铺盖法防渗。利用铺盖防渗时，应把它和斜墙或心墙可靠地连接在一起。铺盖的长度一般为坝前水头的 3～5 倍；厚度应根据构造决定，一般是上游端为 0.5～1.0 米，末端为 1.5～2.5 米，与斜墙连接的地方厚度还要适当增加。铺盖所用的土料与斜墙或心墙相同。图 3-10 所示就是带铺盖的斜墙土坝。

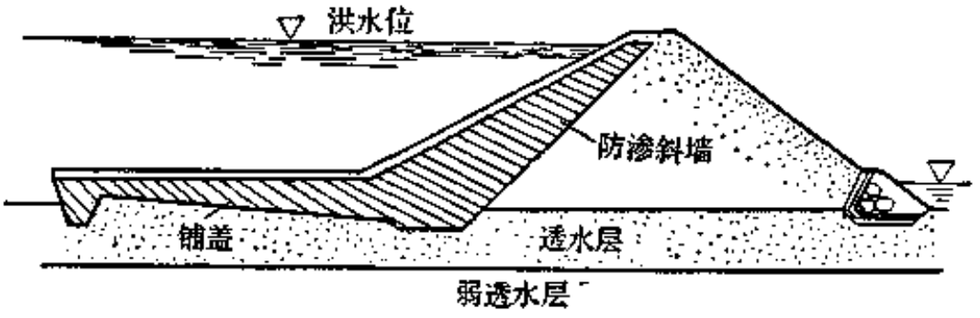


图 3-10 带铺盖的斜墙土坝

铺盖的特点是工作面大，技术简单，质量容易掌握，也是小型水库采用较为广泛的一种防渗方法。

五、坝体和坝基排水

防止渗透水流破坏作用的有效方法是“高防低排”，即在高水位的一侧设置防渗设施，在低水位的一侧设置排水设施。前者阻滞渗透水流进入坝体和坝基，后者则将进入坝体和坝基的渗透水流迅速导走，降低浸润线位置，以增加下游坝坡的稳定。判定是否需要排水及选择排水设备时，应把坝型、防渗设备、土料性质等结合起来考虑。如上游侧已用心墙、斜墙和截水槽等阻截了渗透水流，则对排水设备的要求可低些；如为均质坝或采用铺盖防渗，则对排水的要求应高些。

排水设备，应有足够的排水能力，同时还要防止渗水将土料的骨

架颗粒带走，而且要便于检修。

常用的排水设备有堆石棱体排水和贴坡排水。

（一）堆石棱体排水

堆石棱体排水是由堆石做成的一个相当大的棱柱体，如图 3-11 所示。堆石棱体排水多建于土坝的河槽部分。它除有排水、降低浸润线的作用外，还可以支撑下游坝坡，有利于坝体稳定。排水设备顶部应高出下游最高水位 1.0 米，其全高通常采用坝高的$\frac{1}{5}$～$\frac{1}{8}$，顶宽 1.0～2.0 米，内坡常用 1:1～1:1.5，外坡常用 1:1.5～1:2.0。这种排水设备的缺点是体积大，材料用量多。

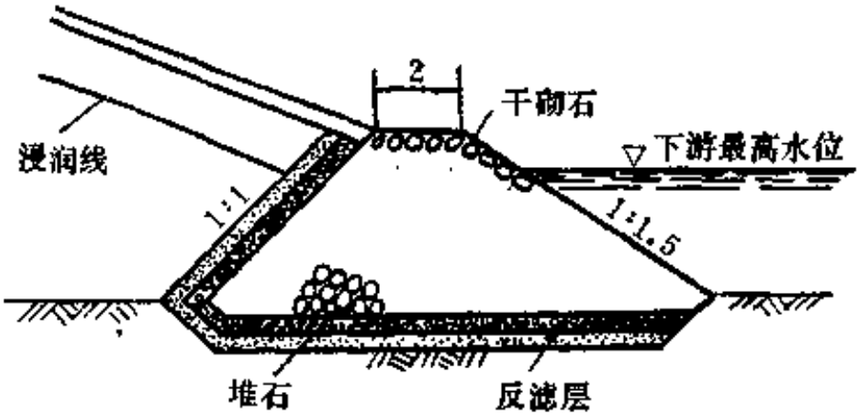


图 3-11　堆石棱体排水

（二）贴坡排水

贴坡排水直接设在下游坡面上，如图 3-12 所示。它的构造比较简单，石料用量少，易于检修，但不能降低浸润线的位置，故适用于浸润线较低的心墙坝及斜墙坝，或在石料缺乏的情况下采用。

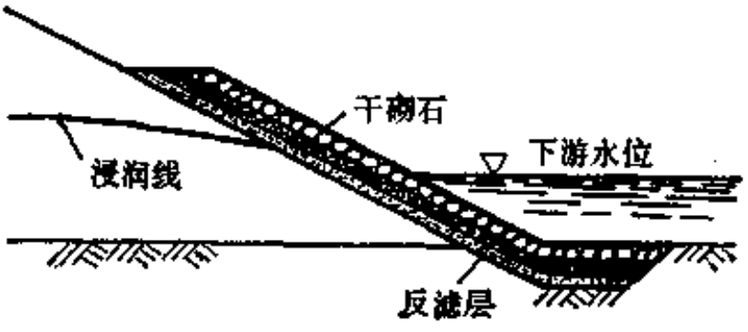


图 3-12　贴坡排水

以上两种排水设备与坝体和坝基的接触处均需设置反滤层，以防止坝体及坝基发生渗透破坏。

第三节　土坝的施工

小型水利工程中广泛采用的是碾压式土坝，群众对碾压式土坝的施工有丰富的实践经验。

碾压式土坝施工主要包括：清基抽槽、土料开挖与运输、坝面填筑和土料压实的质量检查等。

一、清基抽槽

在土坝坝基范围以内，包括上游铺盖及两岸山坡，应将所有的树木、草皮、树根、乱石、坟墓和各种建筑物清除干净。心墙、斜墙以及均质坝坝体所在位置的坝头岸坡，一般应清至透水性较低的岩层。两岸山坡应挖成斜面，其坡度不宜陡于 1:1，通常岩石岸坡不应陡于 1:0.75，粘性土岸坡不应陡于 1:1.5。两岸山坡不得清理成台阶式，更不允许有反坡，如有凸出部分也应加以修整，以保证坝肩结合良好。

在坝体填筑之前，应开挖截水槽，通常叫抽槽。在岩石基础上挖截水槽，可以采用爆破方法施工，但必须控制放炮用药量，并在截水槽设计高程以上留有保护层，防止因爆破用药不当，破坏基岩的完整性。回填时，截水槽所留的保护层等应当清除，使截水槽的深度等尺寸符合设计要求。

挖截水槽时，应注意地下水的排除，依截水槽渗流量的大小配备一定数量的排水工具，布置适当的排水沟，保证地下水顺利排走；特别是在非岩石基础上，更应注意排水工作，以免因排水不当，造成截水槽边坡坍塌等事故。

清基抽槽完毕即应回填坝身，不宜将清好的坝基和挖好的截水槽长期暴露在外，以免影响坝体与坝基的结合或增加再次清理的工作。

在清基抽槽的过程中，往往会遇到泉眼渗水，影响施工，必须立即处理。对于水头不高、水量不大的泉眼，可采用引流堵塞的方法，首先将泉眼涌水用排水小沟或其他措施引走，然后再用堵塞材料堵塞。目前常用的堵塞材料有塑性大的粘土特制土块；配合比为 1:2 的石灰与黄泥或 1:3 的水泥与黄泥制成的胶泥团；1:8～1:6 的水泥与粉质壤土配制的"灰拌土"等几种。使用堵塞材料时，应因地制宜，就地取材。对水头较高、水量较大的泉眼，可采用"箱填堵塞法"堵塞。如图 3-13 所示，箱填堵塞法是先在泉眼四周挖一个底面积为 2×2 平方米的方坑，中间放置一根直径和高各约 0.75 米的混凝土管；管中再放置一根直径为 100～150 毫米的铁管；铁管上端连接抽水设备。然后在混凝土管与铁管之间填小砾石到混凝土管的 3/4 处；混凝土管周围的方坑内，填以粘土或粘土三合土等不透水材料，并分层压实，每层填土厚为 0.15～0.20 米。混凝土管上部剩下的 1/4 高度灌注 1:2 的水泥砂浆。在水泥砂浆硬化之前，抽水设备不断抽水，直到砂浆凝固后，方可停止抽水并堵塞铁管。最后填平方坑。铁管的长度应视泉眼水头而定，为保证泉眼里的水不致从堵塞处涌出，铁管可逐渐增长，直至铁管中的水头与泉眼水头平衡。

二、土料开挖与运输

根据筑坝的要求，应先选定土料料场。在开挖土料之前，还应对料场作一个大致的规划，做到土料供应与需要协调合理。

规划料场时，应根据材料分布情况、土料数量及种类、土料场高程及位置等，考虑各个时期坝体各填筑部位的需要，尽可能做到高料高用、低料低用；合理使用上下游料场，尽量避免土料爬坡、过坝和交

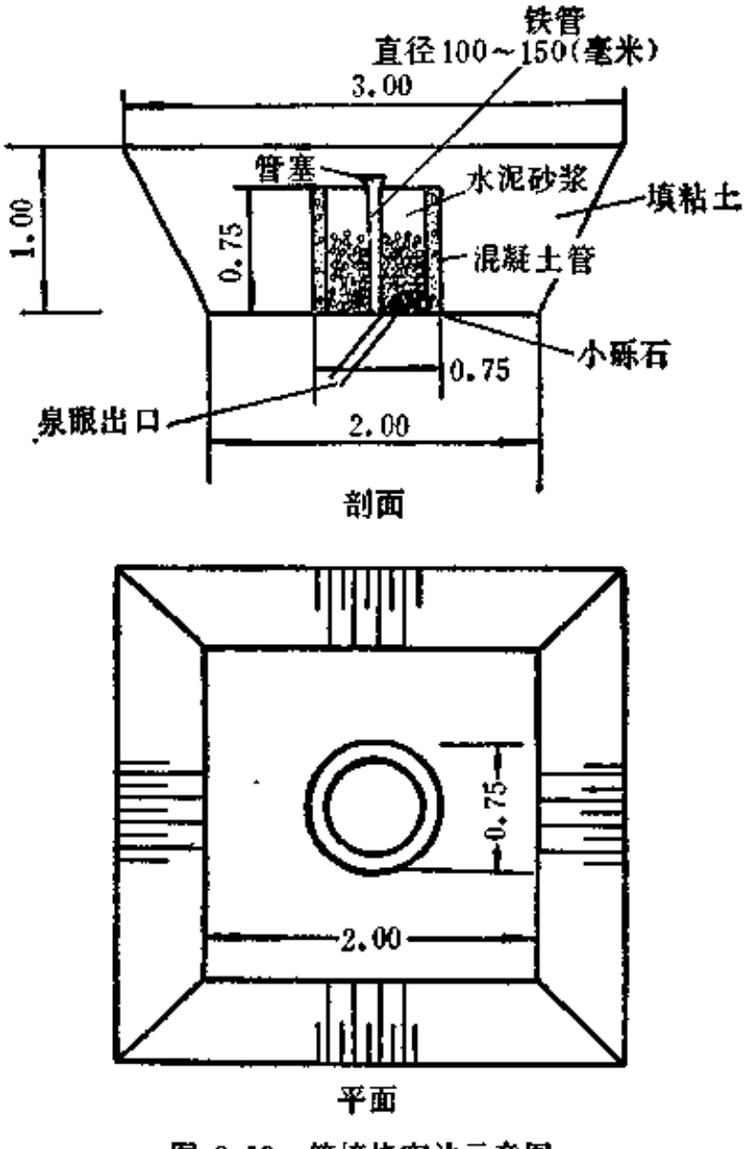


图 3-13　箱填堵塞法示意图

又运输等，以减少干扰，提高工效。还应重视施工期间河流流量的变化，防止由于施工导流或其他原因使上下游水位上涨，淹没料场，影响施工。

（一）土料开挖

在小型工程中，土料多以人工开挖为主。常用的人工开挖方法有以下几种：

1．分段开挖法，又叫“纵挖法”，是一种平行作业。各工作班组按照所分配地段，一层一层地挖，由顶面一直挖到底面。这种方法，

便于分配任务，容易计算工作量，工作地点比较固定，但所需工具和劳动组织，随着土料的挖深而改变，工效不高，地下水排除也比较困难。

2．分层开挖法，又叫“横挖法”，是一种流水作业。各工作班组，在固定开挖层依次水平向前推进，在全部施工过程中开挖层不变。这种方法，若从下游开始开挖，则排水方便，工作条件较好，并可节约工具设备，每个人的工作固定，工效较高。

3．三角挖土法。这种挖土法多用于土质较软的土料。它的挖法是在挖土层的工作面上，按一定间隔挖去一块，留下一块，把留的部分切成三角锥体形状。挖和留的部分长宽各为 50～80 厘米。留的部分应形成上大下小的截头锥体，使其头重脚轻，便于下次再挖，如图 3-14(*a*)所示。

4．打桩崩土法。这种方法多限于土质不太坚硬的土料。挖法是在临空面挖空底脚，并在开挖区段的两端挖一凹槽，使土壁悬空，再加以桩楔作用，使土壁崩落。在区段两端的底脚应留下小土墩，起支承作用，待打桩时再挖掉。为了保证安全，多在土壁临空面上加斜撑，然后挖去小土墩，待土壁底脚全部挖空后，去掉斜撑，再打桩使土壁崩落(图3-14*b*)。临空高度应在 2 米以内，开挖段长度以 4 米为宜。

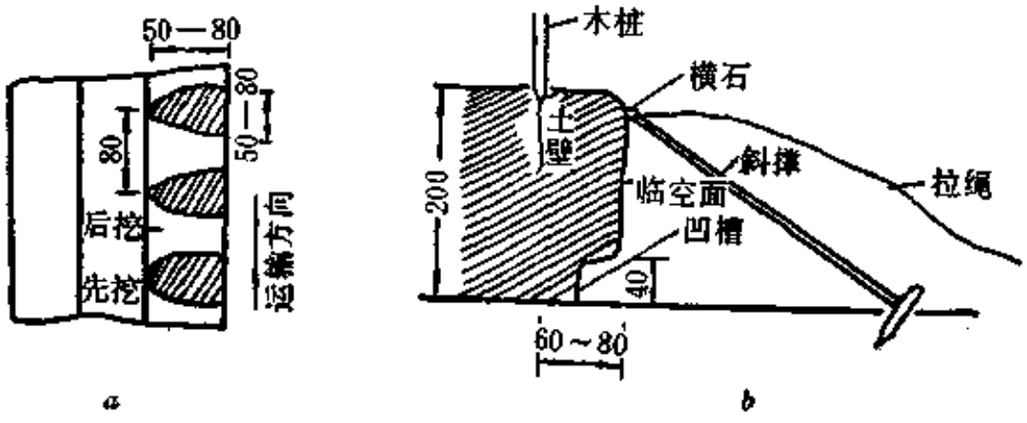


图 3-14　人工开挖方法示意图

随着水利建设事业的不断发展，将逐渐采用更多的机具来开挖土料。

在土料开挖过程中，应注意料场排水沟的设置，以便降低地下水和排除降雨积水。同时还应注意料场内运输道路的布置，不得任意开挖，以免造成场内运输障碍，影响工效。

（二）土料运输

土料运输是土料开挖与坝面填筑之间的一道工序。一般是直接运土上坝，或者先把土料运送到坝址附近，再用专门工具转运上坝。在条件许可时，以直接运土上坝为好，这可减少倒运，提高工效。选定运输方式时，应结合施工场地、运输工具、土料开挖和上坝的条件等综合考虑。

在以人工施工为主的小型工程中，常见的运输工具有手推胶轮车和架子车。手推胶轮车为一人推的独轮车，一般载重 200～400 公斤，比人力抬挑的工效高 4～6 倍，适宜运距在 100 米以内。架子车为一人拉的双轮车，一般能装土 0.2～0.25 立方米，适宜运距在 500 米以内。架子车后挡板多为活动的，底板也有做成活动的，便于卸土。这两种运输工具都可以直接上坝。架子车还可以采用爬坡机牵引上坝。

三、坝面填筑

土坝坝面填筑工作包括铺土、平土、压实、削坡、刨毛、洒水等作业。这些作业应根据坝面施工的具体情况划分施工段，进行平行流水作业，有的作业可以合并进行。流水作业段一般分成 2～3 个，平行于坝轴线方向划分，如图 3-15。对于粘土料，流水作业段不应纵向分段，因纵向分段易形成平行水流方向的接缝，会成为渗流通道，影响工程质量。流水作业段与段之间的接缝处，土料应选压 0.5 米以上，各压实层的接缝应相互错开。



图 3-15　坝面填筑流水作业分段示意图

对几个主要作业的要求介绍如下。

（一）铺土：铺土时，应沿坝轴线向上下游方向一致伸延，土料必须铺匀，大块的要打碎。心墙与斜墙面应铺成向上游倾斜 1～2% 的坡度；均质坝应铺成中间凸起、向上下游各倾斜 2～4% 的坡度，以便排除雨后积水。

（二）平土：平土应按设计厚度分层进行，平整后的厚度要均匀，便于压实，保证质量。

（三）压实：坝面土料压实应按设计铺土厚度进行。压实必须严格控制质量，只能在压实合格后，才能重新铺土。为了保证上下土层结合良好，铺土前应将已压实的土层表面洒水湿润，普遍耙松 1～2 厘米。压实时应按一定顺序进行，防止产生漏压或过分重压，影响压实质量。

小型工程常用的碾压机具有平碾、肋碾、羊足碾、拖拉机；夯实工具有木夯和石硪。

平碾可以自行制造，或者以农用的石磙代替。平碾的单位宽度压力较低，压实的干容重较小，碾压的铺土厚度较小，工效较低，并且土层沿深度方向压实程度不均匀，表面易形成硬壳。平碾一般适用于压实含水量或设计干容重较低的粘性土及砂砾料、风化料、砾质土。我国一些工程使用平碾压实的资料列于表 3-6，可供参考。表中的压实平均干容重（γ_d），是单位体积土中土粒的重量，即 $\gamma_d=\frac{W_s}{V}$

(吨/米^3)；W_s 为土粒重量，V 为土的体积。工程上以干容重表示土的紧密程度，是控制填土施工质量的一个重要指标。一般小型土坝设计干容重：粘性土为 1.6 吨/米^3 左右；砂性土为 1.7 吨/米^3 左右。

平碾压实经验数据　　表 3-6

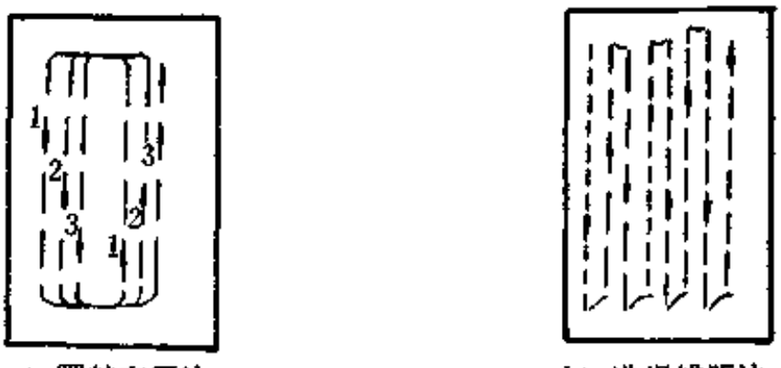
工程序号	土类名称	粘粒含量(%)	平碾重量(吨)	单宽压力(公斤/厘米)	铺土厚度(厘米)	碾压遍数	压实平均干容重(吨/米^3)
1	花岗岩风化砂		5.0	33.3	30	8	1.99
2	风化砾石		12.0	51.0	30～40	2～4	试验值1.79～2.34
3	页岩、板岩风化土	40	6～8	40～53.4	25	6～8	1.70
4	页岩、板岩风化土	47.5	7～10	43.7～59.0	30～40	6～8	1.70
5	粘土		自动式 12.0	51.0	20～25	4	试验值1.70～1.78
6	重粘土		自动式 12.0	51.0	30	2	试验值1.65
7	砂砾料		自动式 12.0	51.0	30	2	试验值2.0

肋形碾与平碾性能基本上相似，只是作用于土层上的单宽压力较大，压实效果稍好。

羊足碾由于主要靠碌筒表面突出体的顶端与土接触，所以单位面积上压力较大，碾压粘性土效果较好。但是羊足碾压实无粘性土时，翻松现象严重，效果不好。羊足碾不象平碾易于自制，因此在小型工程中不如平碾使用得多。

拖拉机是农村中的一种多用途机具。碾压土坝主要是使用履带式拖拉机。履带的单位压力较小，虽然直接用它压实不很经济，但是它除了碾压作用外还有振动作用，这对非粘性土的压实有一定效果。由于拖拉机易于获得，所以在设计干容重要求不高时，常用它碾压土坝。

用拖拉机或用拖拉机拖带其他滚碾碾压土坝时，常采用“圈转套压法”和“进退错距法”，如图 3-16 所示。图中虚线表示拖拉机的行驶路线。圈转套压法虽然工效较高，并可拖带较多的滚碾，但转弯套压的四角不可避免地会有漏压；转弯套压的交接处会有严重的重压现象；在拖拉机和滚碾最小转弯半径弧上，土层还会发生剪扭，易破坏其结构。进退错距法，操作简便，施工工序易于配合，采用较多。



a）圈转套压法　　b）进退错距法

图 3-16　坝面碾压开行路线示意图

拖拉机碾压经验数据　　表 3-7

工程序号	土类名称	拖拉机型号	履带单位压力（公斤/厘米²）	铺土厚度（厘米）	碾压遍数	压实后平均干容重（吨/米³）
1	砂砾料	红旗80	0.48	40	12	1.72～2.09
2	砂砾料	红旗80	0.48	40	8～12	1.80～2.00
3	风化砂	红旗80	0.48	45～50	12～24	试验值 1.68～1.72
4	砂砾料	红旗80	0.48	40～50	8～12	1.72～2.07
	砂砾料	东方红54	0.38	30	8～12	1.72～2.07
5	壤　土	红旗80	0.48	30	9～10	1.65
	粘　土	红旗80	0.48	30	13	1.54
6	风化土	东方红54	0.38	20	4	1.70
7	粘壤土	红旗80	0.48	25	6～10	1.62～1.65

我国采用拖拉机碾压土坝的一些经验数据列于表 3-7，可供参考。

石碾是群众广泛使用的一种夯实工具。石碾重约 30～40 公斤，由八人操作。石碾从地面跃起 2 米以上，平正下落，每分钟可打 30 次左右。每层铺土厚 30 厘米，一般用石碾夯打 5 次，夯实至 20 厘米，即可符合要求。

套碾的方法一般有梅花碾、压花快碾和扣肩碾三种（图 3-17 *a*、*b*、*c*）。五次碾的打法，一般是单打一遍，套二（即同一地点连打两次）各两遍；或者一次套二，一次套三。每盘碾每天工作八小时，约可夯土60～80立方米。

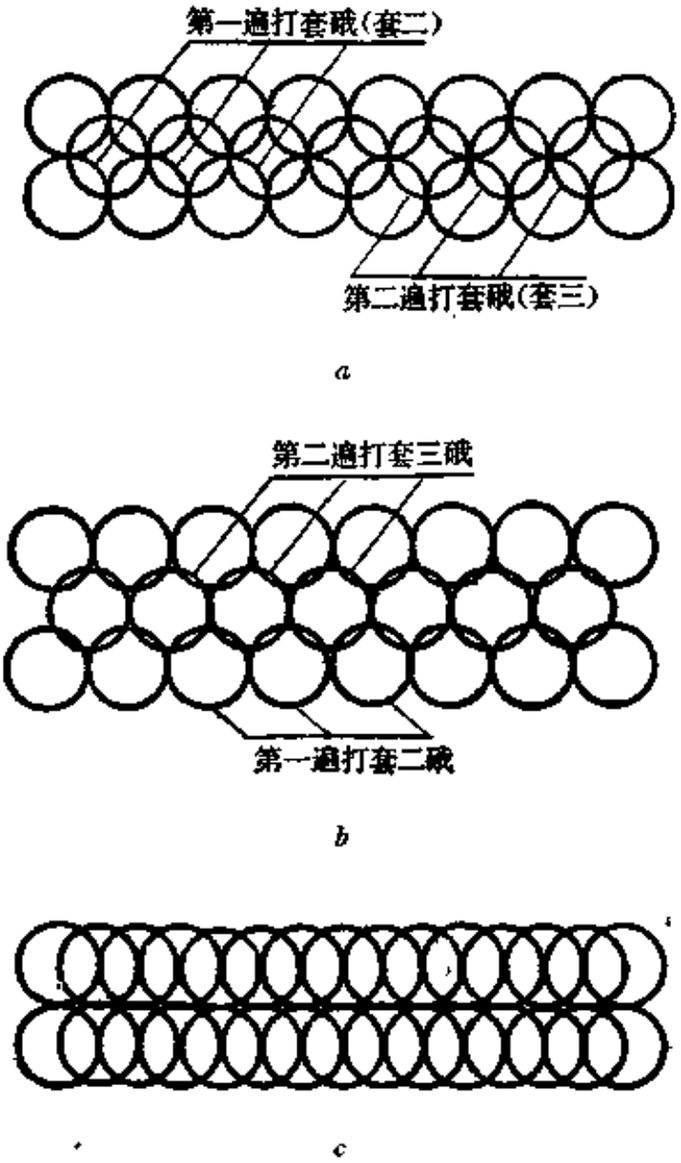


图 3-17　套碾形式图

四、土料压实的质量检查

土料压实的质量，是土坝施工的关键。为了确保工程质量，除应有专门人员负责质量检查外，还应依靠群众，发动群众，向群众进行技术交底，共同做好质量控制工作。

土料压实质量检查的主要内容：

（一）施工方面：主要检查铺土厚度、土块大小、土料含水量、洒水情况、层面结合情况、碾压遍数以及坝头接合、土砂接合、接缝处理等，是否符合设计及施工规范的要求，其中应对漏压及重压现象特别加以注意。有漏压的要补压。粘性土重压遍数过多致使土层间发生“剪力破坏”，而形成光面时，则应返工。如土的含水量过大出现弹簧土和裂缝等现象，应及时分析原因进行处理。要防止冰块、草皮、树根、乱石、覆盖土等不合要求的土料上坝。

（二）测定压实土层的技术指标：这主要是测定压实土层的干容重及含水量，看它是否符合设计要求。测定时，取样数量的多少可参考表 3-8 的数据。

表 3-8

土料名称	工程部位	每个检查样控制填土的立方数
粘性土及不含粗颗粒的砂土（用环刀法取样）	防渗体	100～200
	均质坝或心墙、斜墙坝的坝主体	200～400
砂砾料、风化料及砾质土（用灌砂法取样）	均质坝或心墙、斜墙坝的坝主体	200～400

对于压实质量可疑处，或接头地点及人工夯实的位置，应根据具体情况增加取样数量。检查土样应取到上下土层的接合面上，相邻两层取样位置要互相错开，这样才能更加全面地掌握填土质量。压实干容重不合格的样品不得超过全部样品的 10%，并且取样位置不得集中，其干容重与设计干容重之差不得大于 0.05 吨/米^3。

在现场测定干容重，常用环刀法、灌砂法，按土工试验规程进行。

小型工程对填土质量的检查，通常采用验硪锤。验硪锤的结构及尺寸见图 3-18。用验硪锤检查填土的质量时，操作要保持平衡，一

手扶住把手，一手将铁锤提高至把手，然后松手让其自由下落，击打下部的铁箍，直到铁箍以下的铁杆全部打入土中为止，记下击锤次数。如此测定 3～5 处，取其平均击锤数，即为土料压实指标。一般最优含水量时的击锤数应达 20～25 次。

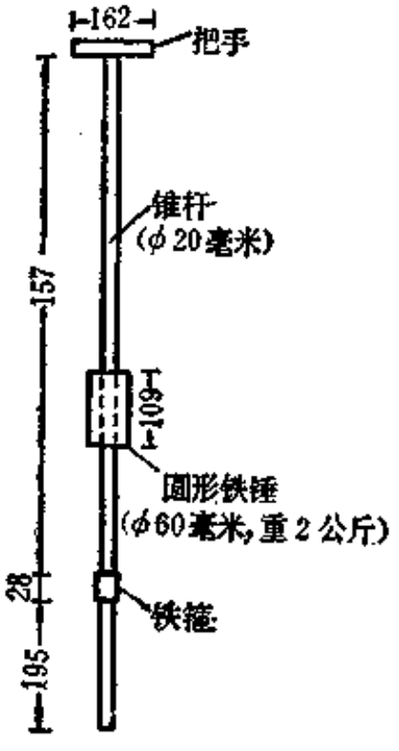


图 3-18　验硪锤构造简图

土料的含水量是指单位土体内的水重与土粒重的比值，它是直接影响土料压实的重要因素，必须严格控制。上坝土料的最优含水量，应是压实遍数少而干容重最大的。一般砂土最优含水量为 7～13%、粘性土为 17～27%，允许误差为 2%左右。过湿的土料应加以翻晒，过干的土料应适当洒水。

什么样的土料可以上坝？在这方面，群众经过长期实践积累了一些简易可行的鉴别方法，可供参考。对粘粒量较小的粘性土，可用“握蛋法”来鉴别。群众说：“手握土料压成团，扔在地上碎散开”，这样的土料含水量合适，是可以上坝的。如果土团扔到地上不散开，表示含水量过高，要降低含水量才能使用；反之，握在手里压不成团，表示含水量过低，也要加以处理才能使用。另一种是“捏片法”，适用于粘性较大的土料。用拇指与食指夹一些土料，用力一捏，能捏成薄片而不粘手，这表示含水量适宜；如粘手，则表示含水量过高；如不能捏成薄片，则表示含水量过低。

第四节　土石混合坝

土石混合坝是由土、石两种材料筑成的坝，适合于坝址附近土料

较少而石料丰富的地区建造。常见的坝型有厚粘土心墙或斜墙与堆石筑成的坝，粘性土与砌石混合筑成的“照谷社”坝，以及圬工硬壳坝等。

土石混合坝与土坝相比，具有体积小，施工受季节影响小，在低水头情况下可以从坝顶溢流等优点。但在开采、运输和填筑石料等施工技术方面比土坝复杂。

一、心墙式和斜墙式土石混合坝

土石混合坝为梯形断面（图 3-19 及图 3-20），坝顶宽度根据构造及交通要求确定。小型土石混合坝坝顶宽多为 2～3 米。上、下游坝坡根据稳定要求确定，下游坝坡一般为 1:1.25～1:1.75；上游坝坡与防渗形式有关，斜墙坝的上游坝坡与土坝的上游坡相同，心墙坝的上游坝体为堆石体，故坡度较斜墙坝陡，一般为 1:1.75～1:2.25。

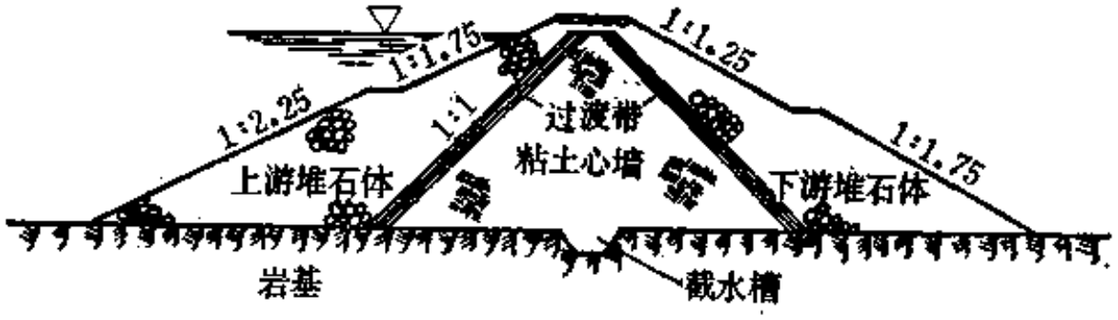


图 3-19　心墙式土石混合坝

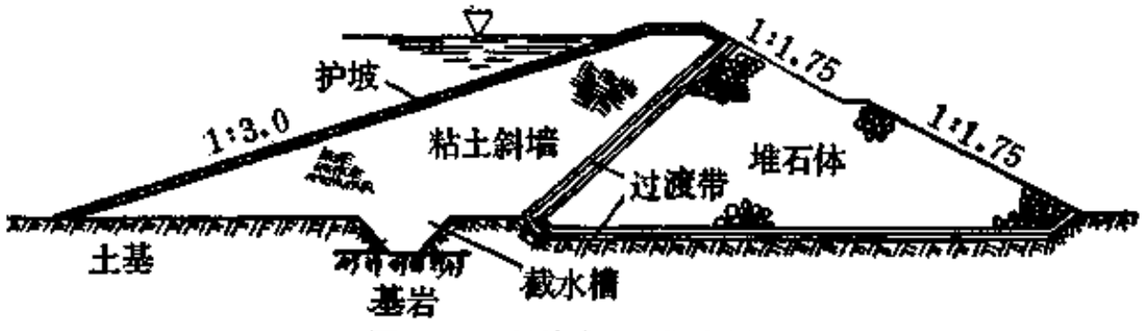


图 3-20　斜墙式土石混合坝

心墙及斜墙主要起防渗作用，对土料的要求与土坝的防渗体相

同，即需用透水性较小的土料。防渗体的厚度一般较大，可根据土料储藏量确定。较厚的心墙，边坡可达 1:1～1:1.3，体积占坝体总体积的一半以上（图 3-20）。防渗体与堆石之间，需设较厚的过渡带，按反滤层原则设置，一般为 2～3 层，每层厚 2～4 米，以防止土料被水流冲到堆石缝隙而引起渗透变形。过渡带还可对土、石部分的不均匀沉陷起缓冲作用。为保护斜墙不受风浪、日晒和冰融的破坏，并增加坝坡的稳定，上面还需用粗石料铺设保护层。土石混合坝下游坝体为堆石体，透水性强，故一般不需要专门的排水设备。

土石混合坝与两岸及地基的连接与土坝同。

在地质条件较好的情况下，如坝高及溢流量均较小，可采用坝顶溢流，不必挖筑河岸溢洪道。图 3-21 所示为斜墙式土石溢流坝。坝体由斜墙及堆石筑成，并用粘土铺盖防渗。为防止水流冲刷，溢流堰顶及下游需设混凝土溢流面板。施工时，要特别注意粘土斜墙与混凝土溢流面板的接合，避免接头处产生集中渗流而影响坝体安全。这种坝型一般适用于坝高不超过 7～8 米，单宽溢流量（单位宽度上的溢流量）不大于 20（米^3/秒·米）的情况。

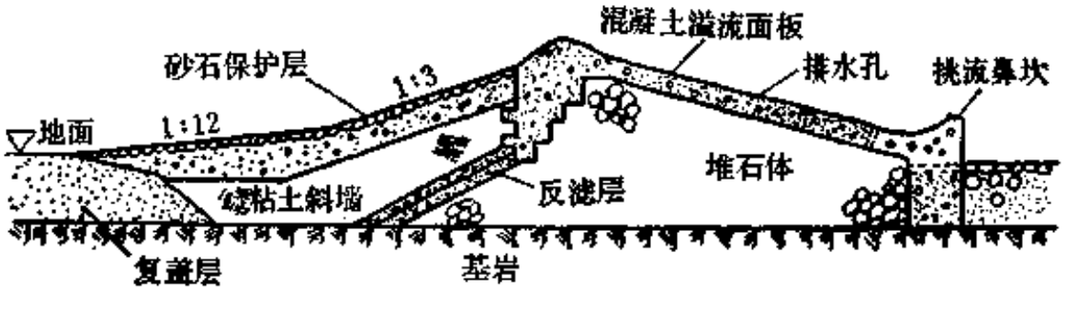


图 3-21 土石溢流坝

二、“照谷社”型土石混合坝

“照谷社”型土石混合坝是 1956 年浙江省温岭县照谷高级农业合作社社员首创的。这种坝用土料、堆石及砌石等材料建成，适用于

土料较少、山谷狭窄、导流困难、无适当地形开挖溢洪道的地区。它具有就地取材，坝坡陡、体积小，坝顶可溢洪等优点。根据浙江省的经验，施工质量较好的溢流坝，在坝高 25 米，溢流水深 1 米左右的情况下，是安全可靠的。“照谷社”型土石混合坝由粘土防渗斜墙、反滤层、理砌块石、干砌石以及上下游坝面的护坡组成(图 3-22)。

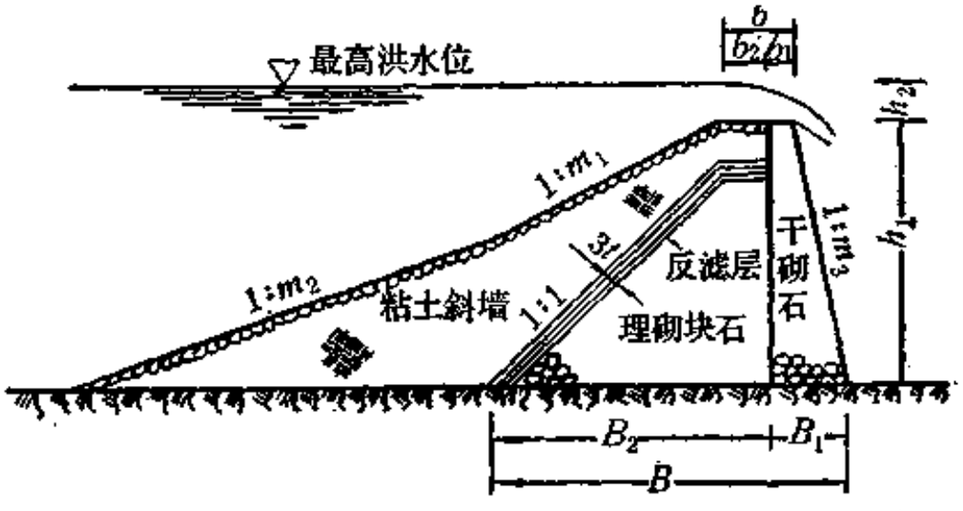


图 3-22 “照谷社”型土石混合坝断面图

为了改善坝体的受力条件，在平面上常将坝轴线布置成略向上游突出的微拱形。圆弧拱的矢高可采用河谷底宽的 1/5～1/10 (图 3-23)。坝体主要靠干砌、理砌石两部分的坝体重量支撑上游面斜墙的填土压力和库水压力，以维持抗滑稳定性。高度在 25 米以下的坝体断面，可参考浙江省水电局提出的经验数据确定(表 3-9)。

“照谷社”型坝可以是溢流的，也可以是非溢流的。溢流坝只在中间部分溢流，以保证空气自由进入溢流水舌下面而避免真空。溢流宽度一般等于河床宽度，以免跌落水流冲刷山坡。如溢流宽度不能满足泄洪要求，还需在两岸适当位置增设非常溢洪道。此种坝型由于不可能采用空间挑流型式，下泄水流紧靠坝脚，因此对地基要求较高。坝址应选择在坚硬完整、抗冲能力较强的岩基上。

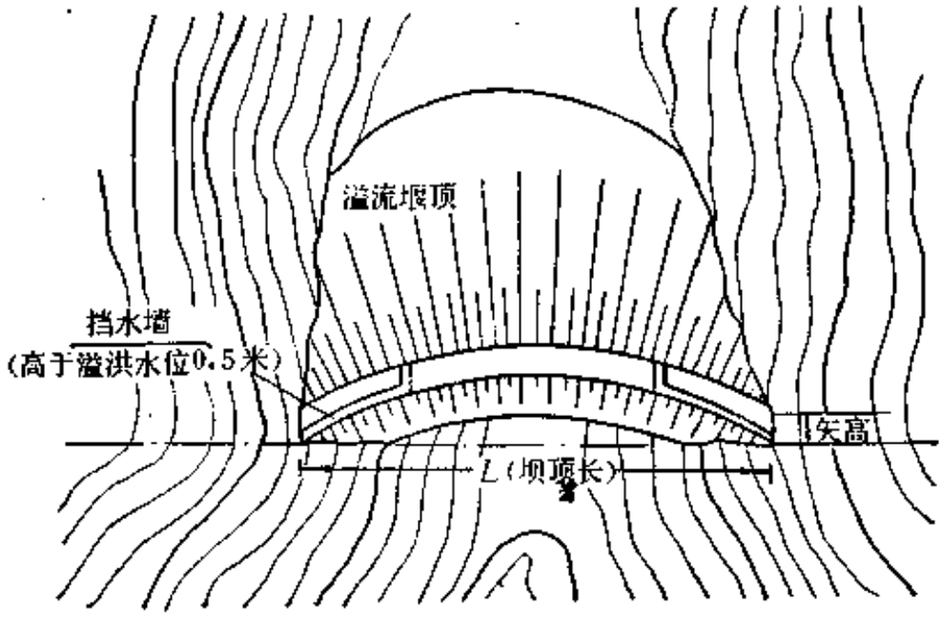


图 3-23

"照谷社"型土石混合坝断面尺寸(单位：米)　　表 3-9

坝高 h_1	最高溢流水深 h_2	砌石顶宽 b_1	斜墙顶宽 b_2	坝顶宽度 b	干砌石底宽 B_1	理砌石底宽 B_2	块石底宽 干砌石、理砌 B	每层厚度 层反滤 i	反滤层总厚 $3t$	背水面坝坡 $1:m_3$	理砌石坝上游坡	迎水面坝坡 上段 $1:m_1$	迎水面坝坡 下段 $1:m_2$
10	1.0	1.5	1.0	2.5	3.5	10.5	14.0	0.20	0.60	1:0.2	1:1	1:1.5	1:1.5
15	1.0	1.5	1.0	2.5	4.5	15.5	19.0	0.30	0.90	1:0.2	1:1	1:1.5	1:1.75
20	1.0	2.0	1.0	3.0	6.0	20.5	26.5	0.40	1.20	1:0.2	1:1	1:1.75	1:2.0
25	1.0	2.5	1.0	3.5	7.5	25.5	33.0	0.50	1.50	1:0.2	1:1	1:1.75	1:2.5

三、圬工硬壳坝

圬工硬壳坝是一种高度较小的简易土石混合坝。对地基要求较低，在风化岩基、砂基或土基上都可建造。坝体用浆砌块石作坝壳，壳内由干砌石、堆石或粗砂组成。坝顶可以溢流。这种坝施工简单，工期短，一般在一个枯水期内可以建成。

圬工坝壳一般用 50#水泥砂浆砌块石，并用 80#水泥砂浆勾缝。

如坝较高，坝壳可用浆砌条石筑成。上下游坝壳应嵌入地基作为防渗齿墙，并用以支撑坝壳(图 3-24)。在软基上，齿墙下应打桩，以增加地基承载能力。下游坝壳设排水孔，以减少浮托力。当单宽溢流量较大时，为保护鼻坎不因冲刷、震动而破坏，可采用混凝土或钢筋混凝土护面。

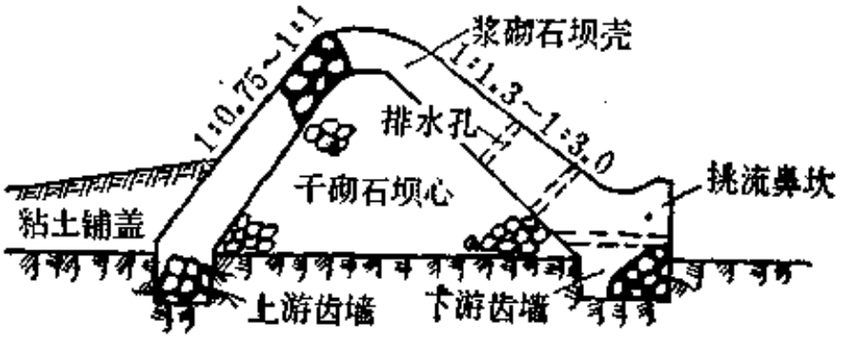


图 3-24　圬工硬壳坝

坝心填料应密实，以避免由于沉陷而破坏坝壳。当坝轴线较长时，最好每隔 10～20 米筑一道浆砌石隔墙，以增加坝壳的稳定性，以免在局部坝段被冲时，影响整个坝体的安全。硬壳坝的断面尺寸可参照表 3-10 拟定。挑流鼻坎尺寸的拟定见第四章浆砌石坝。

浆砌石硬壳坝断面尺寸参考表　　表 3-10

单宽流量 (米³/秒)	坝高 (米)	断面尺寸		
		顶宽(米)	上游坡	下游坡
<3	<3	1.5～2.0	1:0.75～1:1	1:1.3～1:1.5
	3～5	2.0	1:1	1:1.5～1:2.0
3～6	<3	2.0	1:0.75～1:1	1:1.5～1:2.0
	3～5	2.0～2.5	1:1	1:2.0～1:2.5
6～10	<3	2.0	1:0.75～1:1	1:2.0～1:2.5
	3～5	2.0～2.5	1:1	1:2.5～1:3.0

注：本表引自湖南省水利电力局编《农村水电站》(上册)。

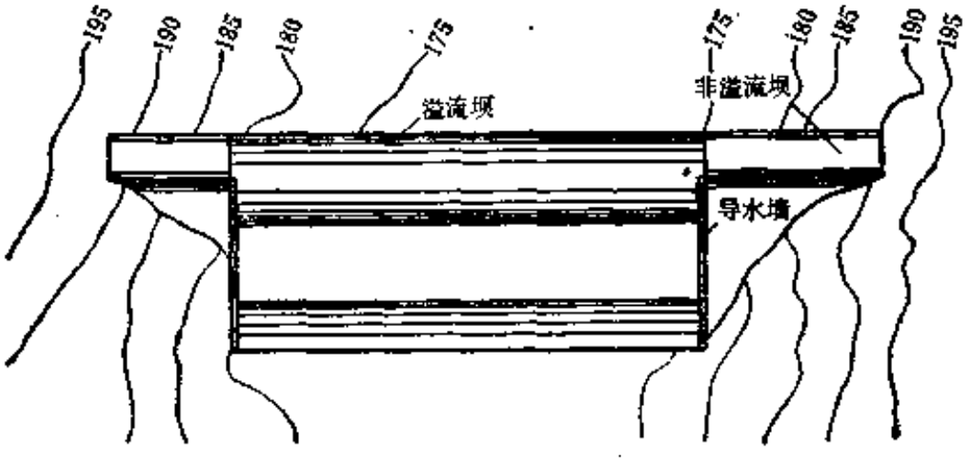
第四章　浆砌石坝

用水泥、白灰等胶结材料砌筑块石而形成的坝叫浆砌石坝。它适用于石料丰富的山区。我国建造的浆砌石坝仅次于土坝，而居第二位。浆砌石坝的抗冲能力大，坝顶可以溢流，不必在两岸另建溢洪道，并易于解决施工渡汛问题。此外，由于砌石的整体作用，上、下游坝坡不会产生滑动，因而坡度比土坝陡，可节省工程量。但是，浆砌石坝需要一定数量的水泥，大约每立方米砌体要用60～80公斤；施工比土坝复杂，需要一定的砌石技术；对地基的要求比土坝高，除低水头溢流坝外，一般要求建在较好的岩基上。在土料缺乏，洪水流量大，雨水较多的山区，浆砌石坝是一种值得推广的坝型。特别是小型浆砌石坝，如采用水泥、白灰等混合砂浆，则可大大减少水泥用量，甚至不用水泥。

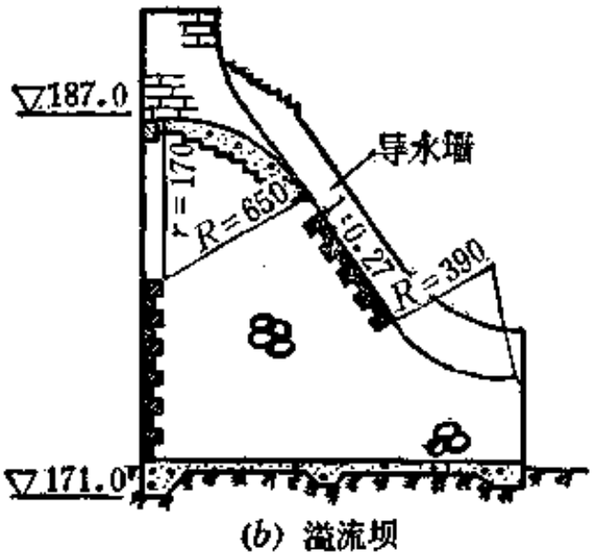
根据浆砌石坝的结构和受力特点不同，可分为浆砌石重力坝及浆砌石拱坝等。按坝顶是否溢流，又可分为非溢流坝和溢流坝两种。本章重点介绍浆砌石重力坝，对浆砌石拱坝仅作一般介绍。

第一节　浆砌石重力坝的断面形状和基本尺寸的拟定

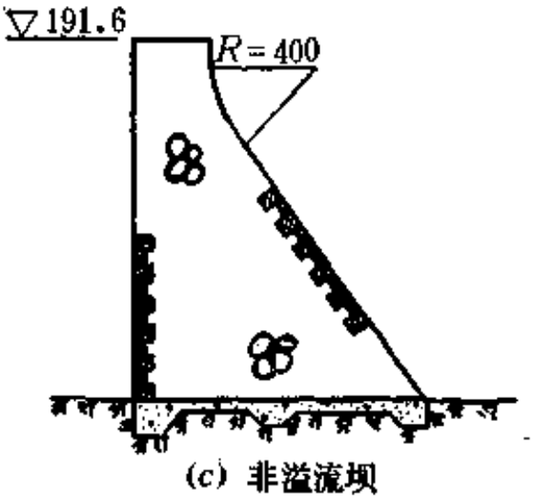
浆砌石坝常由溢流坝和非溢流坝两段组成。通常在河床部分布置溢流坝段，两侧接以非溢流坝段，两段连接处用导水墙隔开（图4-1）。



(*a*) 平面布置图



(*b*) 溢流坝



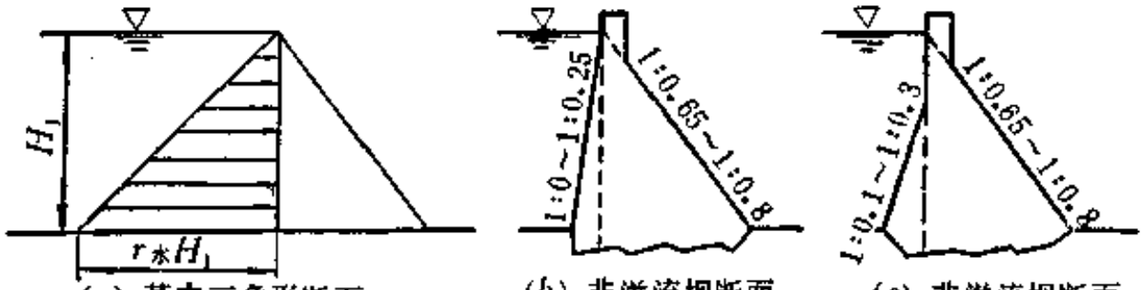
(*c*) 非溢流坝

图 4-1 浆砌石重力坝

浆砌石重力坝是在外力作用下，依靠自身的重量维持抗滑稳定的。坝上承受的外力主要是按三角形分布的上游水压力。为了保证坝体有足够的稳定性，并能满足强度要求，自上游水面向下，随着水的压力强度加大，坝的横断面也逐渐加宽成为三角形。三角形顶点在上游最高水位附近（图 4-2）。另外，考虑到施工和运用等方面的要求，坝的横断面形状，还需适当加以修改（见后述）。

一、非溢流坝

非溢流坝，坝顶不溢流，主要起挡水作用。坝顶高程应保证在风



(a) 基本三角形断面　(b) 非溢流坝断面　(c) 非溢流坝断面

图 4-2　非溢流重力坝的断面形状

浪作用下，最高洪水位以上有足够超高，使波浪不致漫溢坝顶，坝顶高程$\nabla_{坝顶}$用下式表示(图 4-3)。

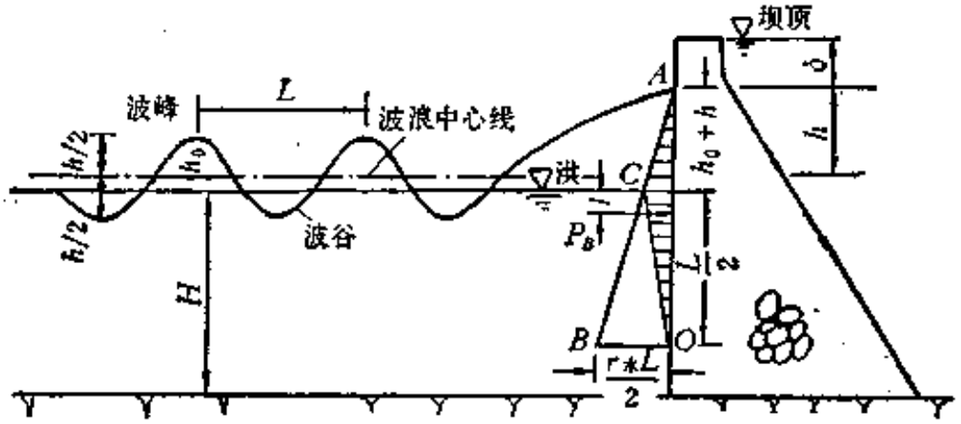


图 4-3　波浪要素及坝顶高程的确定

$$\nabla_{坝顶}=\nabla_{洪}+h_0+h+\delta, \qquad (4\text{-}1)$$

式中：$\nabla_{洪}$——最高洪水位；

h_0——波浪中心线超出洪水位的高度；

h——波浪高度，在重力坝前产生重复驻波，比水库中波高增大一倍，即坝前半个波高等于水库中一个波高(从波峰到波谷的高差)；

δ——超过波浪的安全超高，小型浆砌石坝取 $\delta=0.3$ 米。

以上各波浪要素可按下列各式分别计算。

波高　　$h=0.0166\,v^{5/4}D^{1/3}$　(米)，　　(4-2)

波长　　$L=10.4\,h^{0.8}$　(米)，　　(4-3)

式中：　v——风速(米/秒)，与当地风的等级有关，可参考第三章土坝表 3-1；

D——水库吹程，即库水面直线长度，单位为公里。

上两式是我国官厅水库经过试验分析总结出来的经验公式，适用于 $v=4\sim16$ 米/秒，$D=1\sim13$ 公里的情况。

当坝前水深 H 大于波浪长度 L（由波峰至波峰水平距离)的一半时$\left(\text{即}H>\frac{L}{2}\right)$，$h_0$ 近似地按下式计算：

$$h_0=\frac{\pi h^2}{L}. \qquad (4\text{-}4)$$

上、下游坝面坡度应按坝体强度和稳定要求确定。上游坝面为了防止在满库时产生过大的拉应力，一般多做成铅直的；有时为了利用部分上游水重以增加坝体稳定，并防止空库时下游坝面产生拉应力，可将上游坝面做成稍向上游倾斜的坡度，或做成上部铅直下部倾斜的折面，折点常位于坝高的 1/2～1/3 处。根据经验，上游坡 $1:m_1=1:0\sim1:0.25$，下游坡 $1:m_2=1:0.65\sim1:0.8$(图 4-2，b、c)。

为了满足施工及交通要求，坝顶应有一定的宽度，常取最大坝高的 8～10%，但不宜小于 2.0 米。如作为交通道路则应按道路的级别确定。

二、溢流坝

除起挡水作用外，当水位高于溢流坝顶时，还要担负泄洪任务。故溢流坝横断面形状及尺寸的拟定，除应满足坝体稳定和强度要求外，还要考虑坝顶溢流及下游消能的要求。

（一）断面形状及尺寸

为使坝顶过水平顺，以增加泄洪能力，下游面一般由三段组成（图 4-4），即溢流曲线 AB、直线段 BC 和反弧段 CD。溢流曲线按表 4-1 给出的溢流坝曲线坐标值确定。但应注意表中坐标值系按溢流水深 $H=1$ 米时给出的，实际运用中，表中 x、y 值都应乘以坝顶溢流设计水头 H（米）值。对小型溢流坝，为了施工方便，也可用两个不同半径的圆弧连接成为溢流曲线（图 4-1，b）。直线段 BC 应与溢流曲线相切于 B 点，与反弧段 CD 切于 C 点，坡度与非溢流坝同。设置反弧段的目的是使坝面与护坦平顺相接。反弧半径 R 与溢流水头 H 及坝高 P_0 有关，一般采用 $0.2\sim0.5(H+P_0)$。当坝高较小，溢流水头较大时，溢流曲线可与反弧段直接相连而无直线段。上游坡与非溢流坝相同。堰顶高程和溢流段长度的确定与溢洪道同。

$H=1$ 米时溢流坝曲线坐标值　　表 4-1

x	y	x	y	x	y	x	y
0.0	0.126	0.8	0.146	1.6	0.764	2.8	2.462
0.1	0.036	0.9	0.198	1.7	0.873	3.0	2.824
0.2	0.007	1.0	0.256	1.8	0.987	3.2	3.207
0.3	0.000	1.1	0.321	1.9	1.108	3.4	3.609
0.4	0.006	1.2	0.394	2.0	1.235	3.6	4.031
0.5	0.025	1.3	0.475	2.2	1.508	3.8	4.471
0.6	0.060	1.4	0.564	2.4	1.804	4.0	4.930
0.7	0.100	1.5	0.661	2.6	2.122	4.5	6.220

由于溢流要求，溢流坝的头部较宽，断面较肥大，往往超出坝体强度和稳定要求所需的基本三角形之外。在这种情况下，为节省工程量并便于与非溢流坝连接，通常是使溢流面与基本三角形的下游面贴合，而上游面做成具有悬臂状突出的溢流头部（图 4-4，a）或整

个断面向上游加宽(图 4-4,*b*)。

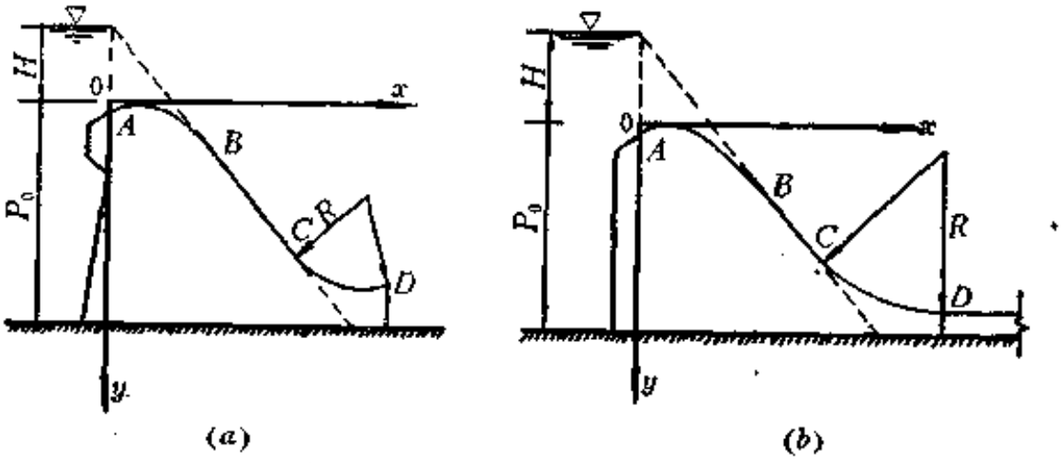


图 4-4 溢流坝的断面形式

以上介绍的是岩基上溢流坝的断面尺寸。对非岩基上的溢流坝,由于坝体与地基间的摩擦系数以及地基的承载力都比较小,故坝的底面积还应加大,上、下游坡度亦应放缓。初步拟定非岩基上的坝底长度时,可参看表 4-2。

溢流坝底顺水流长度　　表 4-2

地基土壤	坝底长度	地基土壤	坝底长度
砂砾石和砾石	(1.25~1.75)H	粘壤土	(2.00~2.25)H
砂性土和砂壤土	(1.75~2.00)H	粘　土	(2.25~2.50)H

表中 H~坝上、下游最大水位差。

拟定断面尺寸后,还要进行稳定及应力计算,以检验拟定的断面形式及尺寸是否合适。

(二) 消能设备

水流从坝顶溢出后,具有较大的动能,如不采取措施,将会造成下游河床及坝基的冲刷。因此,溢流坝下游一定要采取消能措施以消杀能量,防止冲刷。目前,采用最多的是鼻坎挑流消能及底流水跃

消能(图 4-5)。

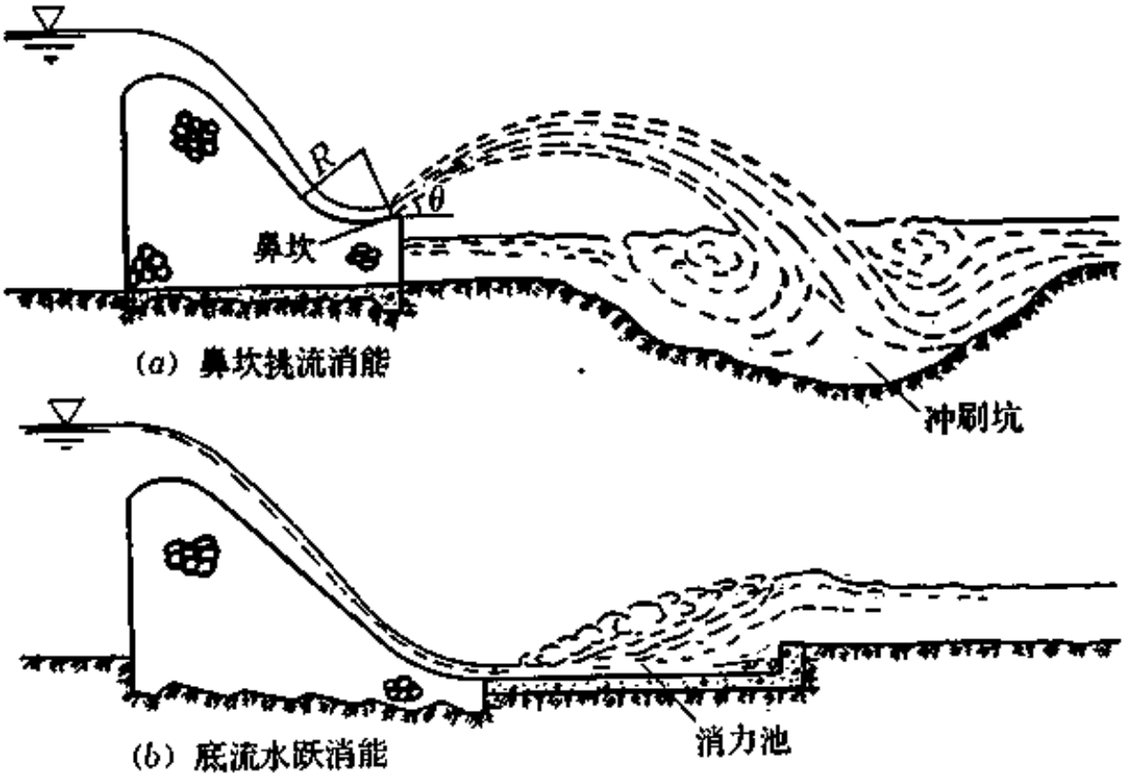


图 4-5 溢流坝的消能设备

1. 鼻坎挑流消能

利用溢流坝下游面的鼻坎,将下泄水流挑射到距坝较远的地方。在挑射过程中,水流在空中受到空气阻力发生扩散,并掺入大量气体;水流落到河床后,受到下游水流阻力,形成激烈的漩滚而消能。

此种消能方式,一般用于岩石地基。在砂卵石地基上,如坝的高度、单宽流量及溢流水深均较小,而下游水深较大时,也可采用。但是,坎脚附近需用块石护砌。

根据湖南省经验,溢流坝鼻坎的反弧半径 R 一般为溢流坝高 P 与坝顶设计水深 H 比值(即 P/H)的 1.0～2.5 倍。挑射角 $\theta=20°$～$30°$。鼻坎高度至少应高于下游水位 0.5 米。由于挑射水流的作用,在坝下游形成冲刷坑。设计时,需计算出冲刷坑的位置和深度,以判断冲刷坑的存在是否危及坝的安全。具体计算方法见第五章溢洪道

部分。

2．底流水跃消能

在坝下游开挖消力池或修建消力槛增加下游水深，从而促使水跃就近发生。水跃消能就是利用水流互相碰撞而消耗能量，使高速急流在较短的距离内变为低速的缓流同下游水流衔接。这种消能方式多用于土基上的溢流坝及建于岩基上的低溢流坝。

消力池的尺寸，如深度及长度等，需通过水力计算确定。计算方法见第五章溢洪道部分。

第二节　浆砌石重力坝的构造及材料选择

一、浆砌石重力坝的构造

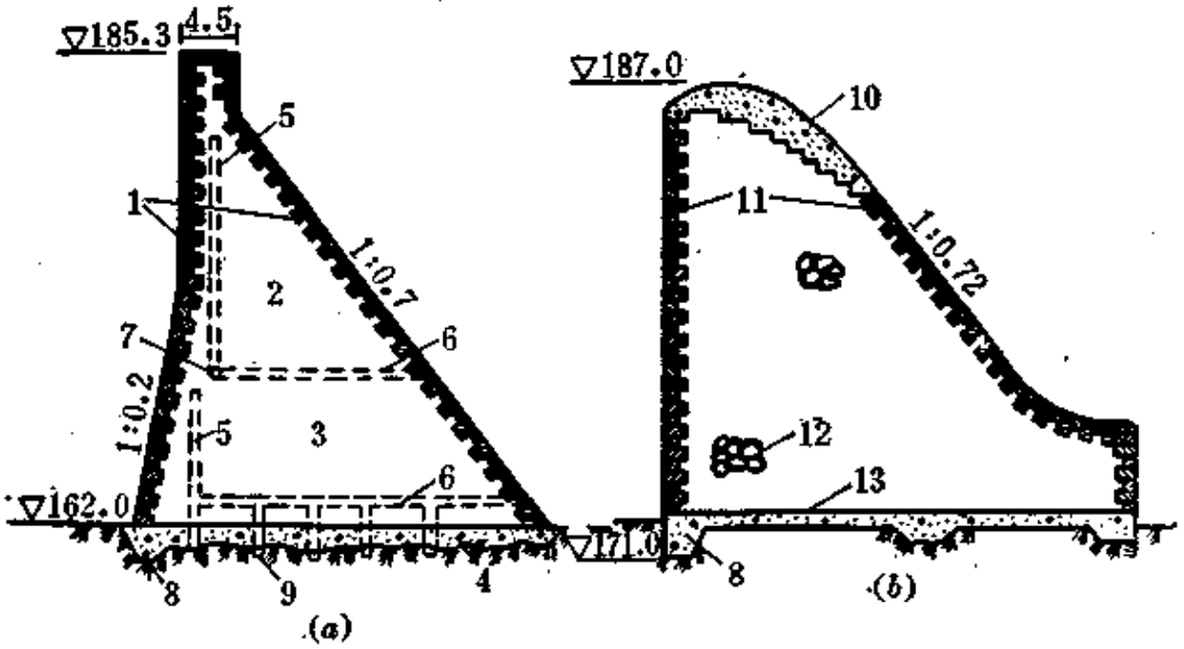
（一）防渗措施

浆砌石重力坝在运用过程中，由于上下游水头差的作用，水流将通过坝体和坝基产生向下游的渗漏。如果不采取防渗措施，将会造成大量漏水，不仅会形成对坝体的渗透压力，并且还会对坝体和坝基产生溶滤和浸蚀等破坏作用。为了保证坝的安全，应在坝的上游面采取一定的防渗措施，阻止水流渗入坝体和坝基。

1．坝体防渗措施

为了阻止水流渗入坝体，应注意施工质量，使砌体密实，防止因干缩、震动使砌体形成裂缝。在小型工程中常采用浆砌条石防渗层（图 4-6，*a*），即在坝体的上游面，用水泥砂浆砌筑既坚固又不易风化的条石和料石，砌缝厚度控制在 1～2 厘米之间。在迎水面可将条石间的缝凿成宽 4～5 厘米、深 3 厘米的梯形槽，并用 75#或 100#水泥砂浆仔细勾缝。这种防渗措施简单易行，但由于砂浆干缩以及本身具有透水性等原因，仍会出现漏水现象。

为提高防渗能力，对较重要的工程可采用混凝土防渗板（图 4-7,*a*）。板顶厚度不小于 0.3 米，以利施工；自上向下逐渐加厚，底部厚度为上游水深的 1/20～1/25 或稍小。为了防止因温度变化和混凝土的干缩而引起破坏，沿坝轴线方向每隔 15 米左右应设一道伸缩缝，缝中设沥青砂板或白铁片等止水设备。混凝土标号可采用 150#～200#，低坝可不布置温度筋。防渗板须嵌入完整基岩内 1.0～1.5 米。为节省施工模板，可先在坝上游面做一层砌石，在中间浇灌混凝土。



1—75*水泥砂浆砌条石；2、3—30*或50*水泥砂浆砌块石；4—100*混凝土垫层；5—竖向无砂混凝土排水管；6—横向排水管；7—集水沟；8—混凝土齿墙；9—基面排水沟；10—140*混凝土坝顶；11—1:1:6 水泥、白灰、沙浆砌条石坝面；12—1:2:9 水泥、白灰、砂浆砌块石；13—110*混凝土垫层。

图 4-6　浆砌石坝构造图

2．坝基防渗措施

为减少由于坝基渗漏产生的不利影响，除基岩较完整及坝高较小的情况外，一般均需采取一定的坝基防渗措施。小型浆砌石重力坝，在岩基上多采用防渗齿墙，即在沿上游坝趾的基岩中开挖一条深

槽，槽中回填混凝土，以形成一道不透水的齿墙（图 4-6，*b*），齿墙深度一般为 1～3 米。

在非岩基上多设粘土铺盖防渗。

（二）排水措施

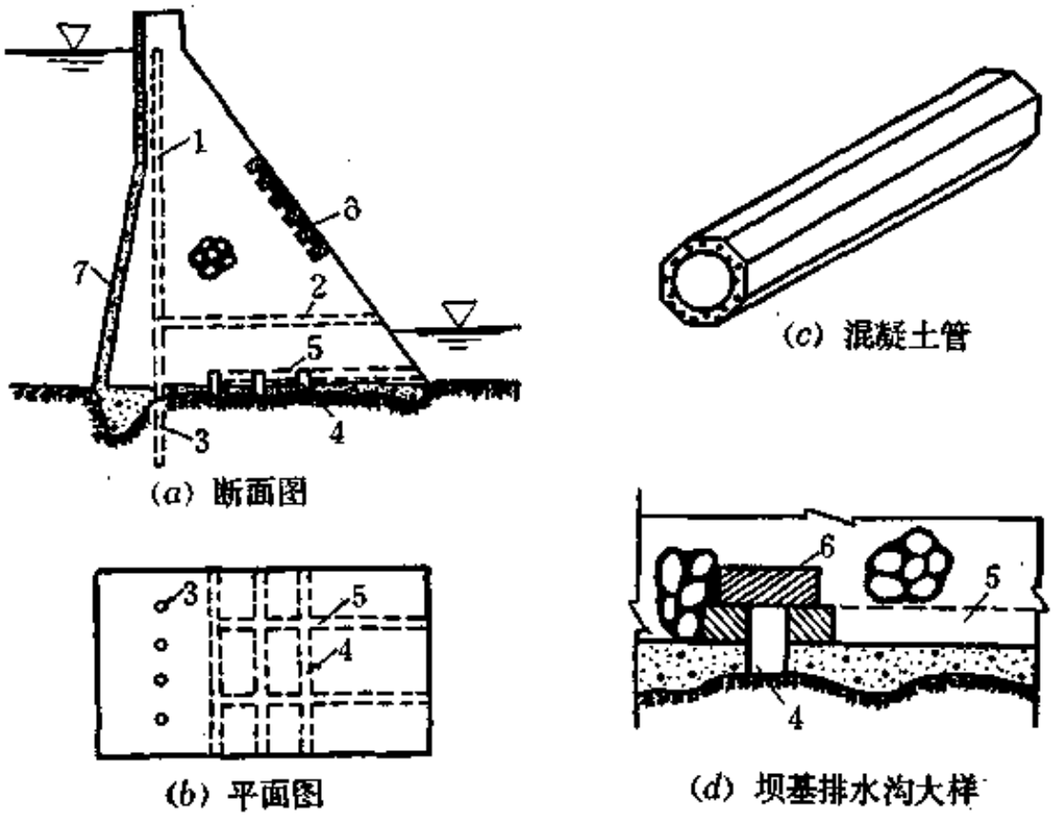
防渗措施不能完全阻止水体渗入坝体。为把进入坝体及坝基的渗水迅速排走，还要采用排水措施。对小型浆砌石坝，如坝的上下游水位差不大时，也可不设排水措施。

坝体排水是在距坝体上游面或坝体防渗墙后 2～5 米处设一排竖向排水管（图 4-7）。管顶与最高库水位齐平，管距 3～5 米，管径 15～20 厘米。排水管是用少量水泥浆、砾石浇成的无砂混凝土透水管，每节长 1.0～1.5 米左右，预制后铺设在坝体内。竖向排水管的底部设平行于坝轴线的集水沟。由竖向排水管收集的渗水通过集水沟，再由横向排水沟排出坝体。横向排水沟的间距多为 10～15 米，横断面的宽度及高度常用 25～35 厘米，纵坡 1/100～1/50，出口应高出下游最高水位。

为进一步减少渗透压力，可在坝基设置排水孔。排水孔离上游防渗面板的距离不应小于 3 米，如用手工或风钻打孔，孔径为 3～5 厘米，孔深为水头的 1/4～1/6，孔距为 1.5～3.0 米。渗水引至坝体集水管内排走。为了加快施工进度，小型砌石坝可仅设置基面排水沟，即沿坝底与基岩接触面设置纵、横向排水沟以消除坝基渗水（图 4-7）。

（三）浆砌石重力坝的分缝

浆砌石重力坝是用水泥砂浆砌筑块石而成的，由于砌体用的水泥量较少，受温度变化和水泥凝固干缩的影响不大，一般情况下可不分缝。当坝顶较长或在地形地质条件变化较大处，以及和相邻建筑连接处，需设置贯穿坝体的横缝，以适应坝体伸缩和沉陷变形。缝的



(a) 断面图　(b) 平面图　(c) 混凝土管　(d) 坝基排水沟大样

1—竖向无砂混凝土排水管；2—横向排水管；3—坝基排水孔；4—坝基纵向排水沟；5—坝基横向排水沟；6—浆砌条石；7—混凝土防渗板。

图 4-7　浆砌石重力坝的排水设备

间距一般为 30～50 米或更长，缝宽为 1～2 厘米。横缝位置应与迎水面防渗板的伸缩缝相适应。

二、浆砌石重力坝的材料

浆砌石重力坝的坝体，主要是用水泥砂浆或混合砂浆胶结块石做成的。但是由于坝体不同部位的运用条件及坝体应力不同，对各部位的材料的要求也不同。如在坝体上游面对防渗要求较高，则需修筑抗渗性能较高的混凝土防渗板或浆砌条石防渗层；在溢流坝面处对抗冲要求较高，则需浇筑一层较高标号的混凝土（150～200#）或做条石护面；在靠近坝底处，为加强岩基与砌石体的连接，要浇筑一层厚 20～30 厘米的混凝土垫层等。至于坝体其他部位，则可根据坝体受力情况选用不同强度的浆砌石，如坝上、下游面附近及坝底部

应力较大，可采用强度较高的浆砌块石或料石，在坝体上部则可采用强度较低的浆砌块石(图 4-6，a)。

浆砌石的强度的大小，不仅取决于砂浆的标号，而且与石料性能和砌筑质量有关。

砂浆标号根据坝体受力情况，常用的有 25 号、30 号、50 号、80号及 100 号，其配合比见表 4-3。砌石用的砂浆除了常用的水泥砂浆外，为了节省水泥用量，还可采用混合砂浆，即在砂浆中掺入白灰、烧粘土(红砖土)、石膏等掺合料，制成水泥白灰砂浆和水泥白灰烧粘土砂浆等。有些小型浆砌石坝也有坝体内部采用三合土（白灰、粘土、砂子)砌筑块石的。由于白灰的抗渗性能较差，因此，在采用掺入白灰的混合砂浆砌石时，在坝体上游和坝基处应采取有效的防渗排水措施，以减轻渗水对砂浆中石灰质的溶滤作用。

水泥砂浆配合比　　表 4-3

砂浆标号	水泥标号	砂浆配合比(重量比)			砂浆容重	1米³砂浆材料用量(公斤)		
		水泥	砂	水	(公斤/米³)	水泥	砂	水
100	500	1	4.2	0.85	2130	352	1479	299
	400	1	3.7	0.74	2140	394	1454	292
80	500	1	4.6	0.91	2100	323	1484	293
	400	1	4.0	0.80	2140	369	1476	295
50	500	1	5.4	1.04	2100	282	1524	294
	400	1	4.8	1.00	2130	313	1504	313
30	500	1	6.5	1.26	2100	240	1558	302
	400	1	5.7	1.20	2130	270	1536	324
25	500	1	6.7	1.30	2100	233	1563	304
	400	1	6.0	1.26	2130	258	1547	325

砌石坝的石料应清洁、坚硬、密实、无裂隙、不风化并且有平整的表面。石料的最小尺寸一般不小于 25～30 厘米，长度不宜大于厚度的三倍，因为过薄过长的石料，在施工中易压碎和断裂，影响砌体强度。

第三节　浆砌石重力坝的稳定和应力计算

在施工及运用过程中，浆砌石重力坝的坝体，在自重及其他外荷载作用下，有可能沿地基接触面或沿着坝体某一截面滑动，从而丧失稳定。此外，坝体或基岩也有可能因强度不足，而产生压碎和拉裂。因此在初步拟定出坝体断面的型式、尺寸和构造后，还需进行稳定和强度计算，以检验拟定断面是否经济安全。在下面各项计算中，均取 1 米长的坝段作为计算对象。

一、作用于坝体上的荷载的计算

作用于坝体上的荷载主要有：坝体自重、水重、水压力、扬压力（即水对坝底有一个向上的压力）及泥砂压力等。下面介绍荷载分布图形及计算方法（图 4-8，图 4-9）。

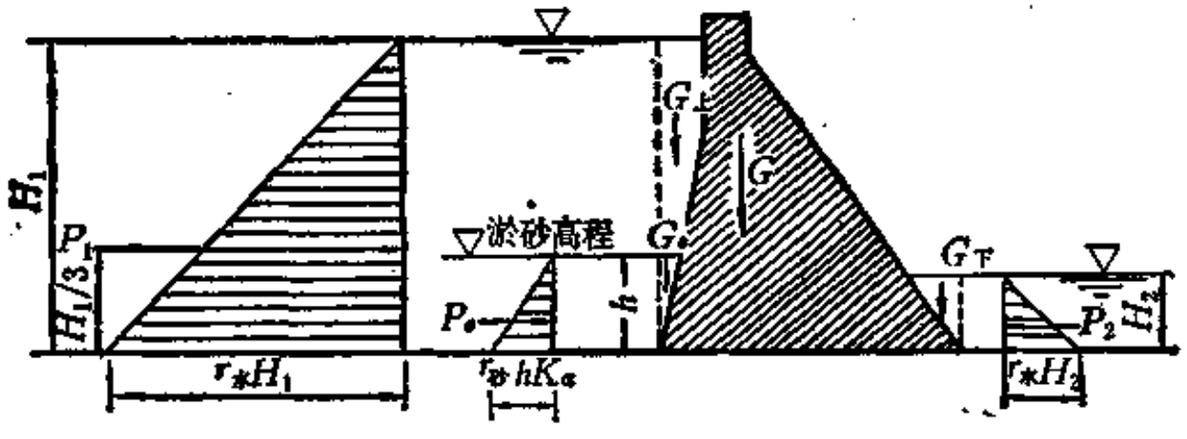


图 4-8　坝体上的荷载

（一）坝体自重

坝体自重是维持坝体稳定的主要荷载，根据坝体断面尺寸及材料容重确定。单位坝长的坝体自重G为单位坝长(取1米)坝体的体积V(米^3)乘以浆砌石的容重$r_{石}$(与石料种类有关，一般取$r_{石}$=2.1～2.3吨/米^3)，用公式表达如下(图4-8)：

$$G=Vr_{石}(吨). \tag{4-5}$$

G作用于断面的形心处。

(二) 静水压力

为坝上下游静水对重力坝产生的作用力，同样取单位坝长计算，可分为竖向水压力及水平水压力两部分(图4-8)。

1. 竖向水压力。作用于上下游坝面的水重，分别为上下游倾斜坝面上水的体积$V_{上}$和$V_{下}$(米^3)与水的容重$r_{水}$(吨/米^3)相乘，其表达式分别为：

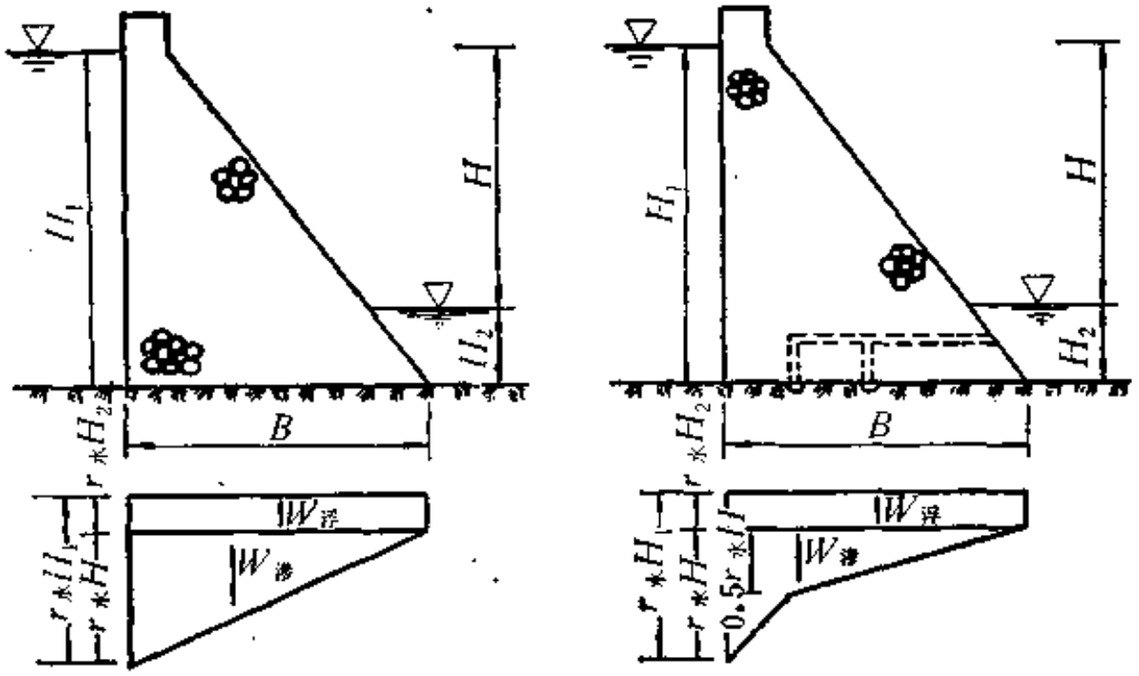
$$\begin{aligned} G_{上}&=r_{水}\cdot V_{上}(吨),\\ G_{下}&=r_{水}\cdot V_{下}(吨). \end{aligned} \tag{4-6}$$

2. 水平水压力。作用于上下游坝面单位面积上的水压力(称水压强度)随水深增加而增加，水面处水压强度为0，上下游坝底处分别为$r_{水}H_1$和$r_{水}H_2$(H_1、H_2分别为上下游水深)，成直线分布规律，为一三角形压力分布图形。上游面水平水压力合力P_1为上游三角形压力图的面积即$P_1=\frac{1}{2}r_{水}H_1^2$，合力作用点在三角形形心处，即距底边$H_1/3$处；同理下游面水平水压力的合力$P_2=\frac{1}{2}r_{水}H_2^2$，合力作用点在距底边$H_2/3$处。$P_1$、$P_2$两者方向相反。作用于坝体的水平水压力为上下游坝面水平水压力的代数和P，其表达式为：

$$P=\frac{1}{2}r_{水}(H_1^2-H_2^2). \tag{4-7}$$

(三) 扬压力

重力坝建成蓄水后，上游坝面的水在压力作用下，通过坝体和坝基向下游渗漏，并在下游坝面或基础逸出（如设有排水系统，则渗水将由排水系统引走一部分）。水在渗透过程中，将在坝体内或基础面产生向上的渗水压力，称为渗透压力。其压力值在渗透过程中逐渐降低，至渗流逸出处，降为大气压力，即渗透压力为零。通常只计算坝底上的渗透压力（图 4-9）。



(a) 无排水设备；　　(b) 有排水设备；

$W_浮$——浮托力；$W_渗$——渗透压力。

图 4-9　坝底扬压力分布图

当下游有水时，除渗透压力外还有浮托力。浮托力是在坝底面上水对坝体的浮力。它在坝的下游有水时才会出现，其作用方向是竖直的。坝底任一点的浮托力等于该点至下游水面的垂直距离与水的容重的乘积。渗透压力是由上、下游水位差产生的，可近似认为是按直线（坝基无排水设备）或折线（坝基有排水设备）分布。可根据有无排水设备两种情况，分别进行计算。

1．坝基无排水设备时(图 4-9，a)，渗水在坝上游面进入坝基，水头为H（上下游水位差)，在下游渗流出口处降为零。所以坝底渗透压力在上游面处为 $r_{水}H$，下游面处为 0，中间按直线分布。

2．坝基有排水设备(图 4-9，b)，上游面坝底渗透压力为$r_{水}H$，部分渗流进入排水孔排至下游，渗透压力显著降低。此处的渗透压力可近似取 0.5 $r_{水}H$，而在下游出口处为零，中间按折线分布，折点在坝基排水起点处。

作用于坝底扬压力 $W_{扬}$为坝底浮托力 $W_{浮}$与坝底渗透压力 $W_{渗}$之和。其表达式为：

$$W_{扬}=W_{浮}+W_{渗}=Br_{水}H_2+W_{渗}, \qquad (4\text{-}8)$$

式中：　B——坝底宽度；

$W_{渗}$——坝底渗透压力，坝基无排水设备，$W_{渗}$ 为三角形面积(图4-9，a)，即 $W_{渗}=\frac{1}{2}r_{水}HB$；有排水设备，$W_{渗}$ 按有折线的四边形面积计算。

（四）泥砂压力(图 4-8)

重力坝建成蓄水后，河中水流挟带的泥砂逐渐淤积在库内，坝前淤积的泥砂对大坝产生的压力，即泥砂压力。

坝前的淤砂高程是随时间逐渐增加的，淤砂的计算高程与来水的含砂量及水库的寿命有关。小型水库淤砂垫底库容可用第二章式(2-2)推求，再根据库容曲线，推求淤砂高程。高程确定后，泥砂压力与水压力一样呈三角形分布规律，但应乘以泥砂压力系数 K_a（即 土压力系数)，$K_a=\mathrm{tg}^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)$，泥砂压力的合力 P_e 即 三 角形的面积，其表达式为：

$$P_e=\frac{1}{2}r_{砂}h^2\ K_a=\frac{1}{2}\ r_{砂}h^2\mathrm{tg}^2\ \left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)(吨), \qquad (4\text{-}9)$$

式中：　h——坝前淤砂深度(米)；

$r_{砂}$——淤砂的浮容重(即水下的容重)，一般取0.65～0.9吨/米^3；

φ——泥砂的内摩擦角，对粗颗粒砂砾，可取$\varphi=18^\circ\sim20^\circ$；对较细的粘土质泥砂$\varphi=12^\circ\sim14^\circ$；对极细的粘土或淤砂$\varphi=0$，

泥砂压力的合力P_e作用点，在距坝底$\frac{1}{3}h$处。

当坝面倾斜时，除水平压力外，还有竖直方向的淤砂压力G_e，其大小为斜面上的淤砂重量，计算方法与竖向水压力相同，即等于斜面上淤砂的体积V_e乘以淤砂的浮容重$r_{砂}$。

(五) 波浪压力

波浪压力分布图如图4-3阴影部分所示，坝前波峰处浪压强度为0，往下逐渐增大，至水面处浪压强度最大，再往下逐渐减小，至水面以下半个波长(即$L/2$)处，浪压强度趋近于0。波浪压力的合力P_B为阴影三角形的面积，可用大三角形面积ABO减小三角形面积CBO求得：

$$P_B=\frac{r_{水}L}{4}\left(\frac{L}{2}+h_0+h\right)-\frac{r_{水}L^2}{8}(吨), \qquad (4\text{-}10)$$

合力P_B作用于阴影三角形面积的形心处，距水面的距离为l，l表达式为：

$$l=\frac{1}{3}\left(\frac{L}{2}-h_0-h\right), \qquad (4\text{-}11)$$

式中各符号意义同前。

在地震烈度大于6度的地震区，还应考虑地震力，计算方法可参考有关书籍。

二、坝体稳定计算

大坝建成挡水后，坝体在水平方向的荷载(水压力等)作用下，有可能沿着地基发生水平滑动。这类促使坝体滑动的力叫做滑动力。此外，还有一类阻止坝体滑动的力，叫做阻滑力。在小型重力坝的稳定计算中，通常均忽略了坝体与地基的胶结作用，而认为大坝只依靠坝体与地基间的摩擦力来抵抗水平推力的作用。根据实验得知，摩擦力的方向与物体滑动的方向相反，其大小与接触面上的垂直力成正比。

如用 F 表示摩擦力，用 ΣG 表示坝底以上竖向力的总和（包括扬压力），可得下面关系式：

$$F = f \cdot \Sigma G, \tag{4-12}$$

式中 f——摩擦系数，其大小与接触面上材料和它们表面的粗糙程度有关。可由表 4-4 查出。

浆砌石与地基间的摩擦系数 f　　表 4-4

地基种类	粘土(软塑)	粘土(硬塑)	粘土(半坚硬)	亚粘土、轻亚粘土
f	0.25	0.30	0.30～0.40	0.30～0.40
地基种类	砂 类 土	碎、卵石类土	软 质 岩 石	硬 质 岩 石
f	0.40	0.50	0.30～0.50	0.60～0.70

重力坝的稳定安全系数 K_c，就是阻滑力与滑动力的比值，即：

$$K_c = \frac{f \cdot \Sigma G}{\Sigma P}, \tag{4-13}$$

式中：K_c——抗滑稳定安全系数，对小型砌石坝，如为岩石地基，在设计情况下，$K_c \geqslant 1.05$，在校核情况下，$K_c \geqslant 1.0$；对非岩石地基，设计情况下 $K_c \geqslant 1.2$，校核情况下，

$K_c \geqslant 1.05$；

ΣP——滑动面以上所有水平力的总和。

如抗滑稳定安全系数不能满足要求，则需修改设计，如加大坝体断面，以增加坝体重量；采取有效的防渗排水措施，以降低渗透压力；对地基进行加固处理等，以提高坝的抗滑能力。

三、坝体强度及基底应力计算

强度计算的目的是求出坝体内应力的大小及分布，检验其是否超过坝体及坝基的容许应力。一般要求坝体及坝基不出现拉应力，压应力要小于或等于允许压应力值。实践证明：小型浆砌石坝的坝内应力不是设计的控制条件，所以通常不需进行详细的应力分析，仅对坝基截面上、下游的边缘应力进行验算即可。

下游边缘最大正应力 $\sigma_{最大}$ 与上游边缘最小正应力 $\sigma_{最小}$ 可按工程力学偏心受压公式①计算（图 4-10），当坝底宽度为 B，取 1 米坝长计算时，其表达式为：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{最大}&=\frac{\Sigma G}{B}+\frac{6\,\Sigma M}{B^2}\\ \sigma_{最小}&=\frac{\Sigma G}{B}-\frac{6\,\Sigma M}{B^2}\end{aligned}\right\}\text{（吨/米}^2\text{），}\qquad(4\text{-}14)$$

式中：ΣG——作用于坝底截面上所有竖向力（包括扬压力在内）的代数和（吨）；

ΣM——作用于坝底截面上所有外力对截面中点 0 的力矩的总和（吨-米），力矩以顺时针方向为正，反时针方向为负。

计算结果，应满足下列要求：（1）最大正应力 $\sigma_{最大}$ 应小于或等于地基容许承载力 $[\sigma]$，即 $\sigma_{最大} \leqslant [\sigma]$；（2）最大正应力应小于或等

① 关于偏心受压公式的推导，参考有关工程力学书籍。

于 K 倍砌体的容许轴心压应力$[\sigma_a]$，即 $\sigma_{最大}\leqslant K[\sigma_a]$，$K$ 为塑性影响系数，$K=1+1.5\frac{e_0}{a}$，e_0 为偏心距，$e_0=\frac{\Sigma M}{\Sigma G}$，$a$ 为截面形心轴至偏心方向截面边缘距离$\left(a=\frac{B}{2}\right)$；(3)最小正应力应大于零，即 $\sigma_{最小}>0$，不发生拉应力。

岩石地基及块石砌体容许压应力值可参考表 4-5 及表 4-6。

岩石地基的容许压应力即地基容许承载力(吨/米²)　　表 4-5

地基容许承载力[σ] 岩石风化程度 / 岩石类别	强风化	中等风化	微风化
硬质岩	50～100	150～250	≥400
软质岩	20～50	70～120	150～200

块石砌体容许轴心压应力$[\sigma_a]$(公斤/厘米²)　　表 4-6

石料	砂浆标号						石料	砂浆标号					
标号	100	75	50	25	15	10	标号	100	75	50	25	15	10
1000	55	50	46	40	38	37	400	26	24	21	18	17	16
800	45	42	38	33	31	30	300	21	19	17	14	13	12
600	36	33	29	26	24	23	250	18	16	15	12	11	10
500	31	28	25	22	20	19							

注：1 公斤/厘米²＝10吨/米²。

例　某砌石重力坝，根据水库规划成果及经验数据，初步拟定非溢流坝段的坝体断面尺寸：坝顶高程为 251.50 米、河谷处坝底高程为 211.50 米、坝顶宽度为 10 米，上游坝坡为 1:0.15，下游坝坡为 1:0.7，坝底宽度为 33.2 米。地基为良好的花岗岩。坝底设两道基面排

水沟，第一道排水沟距上游坝趾 5.2 米，两道排水沟间距 9.1 米。已知条件如下：

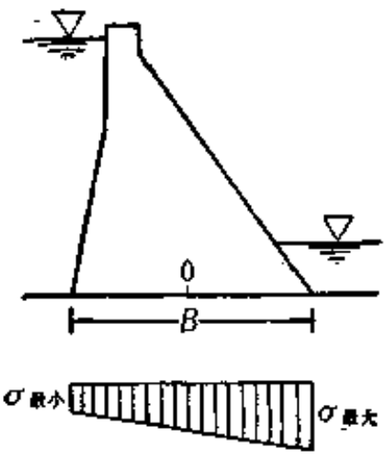


图 4-10　坝体应力计算简图

（1）校核洪水位为 251.05 米，相应下游尾水位为 218.50 米；

（2）淤砂高程按 223.5 米计，淤砂浮容重 $r_{砂}=0.85$ 吨/米^3，内摩擦角$\varphi=20°$；

（3）花岗岩砌体容重 $r_{石}=2.2$ 吨/米^3，坝体用 75#水泥浆砌块石筑成，容许抗压强度$[\sigma_a]=190$ 吨/米^2；

（4）坝体与地基间的摩擦系数 $f=0.67$，地基容许承载力$[\sigma]=200$ 吨/米^2；

（5）本地区地震烈度为 6 度以下，设计中可不考虑地震力的作用；

（6）水库吹程较小，波浪压力可忽略不计；

（7）取校核情况下稳定安全系数 $K_c>1$。

试进行坝体的稳定及应力分析。

解　选择坝体与坝基接触面为计算断面，取 1 米坝长进行稳定及应力计算(图 4-11)。

1．荷载计算：

（1）自重

$G_1=V_1r_{石}=10\times40\times1\times2.2=880.0$ 吨，

$$G_2=V_2r_{石}=\frac{1}{2}(247.80-211.50)\times5.45\times1\times2.2=217.0\text{ 吨},$$

$$G_3=V_3r_{石}=\frac{1}{2}(236.86-211.5)\times1\times17.75\times2.2=495.0\text{ 吨}.$$

（2）上游水平水压力

$$P_1=\frac{1}{2}r_{水}H_1^2=\frac{1}{2}\times1\times(251.05-211.50)^2=782.0\text{吨。}$$

（3）上游水重

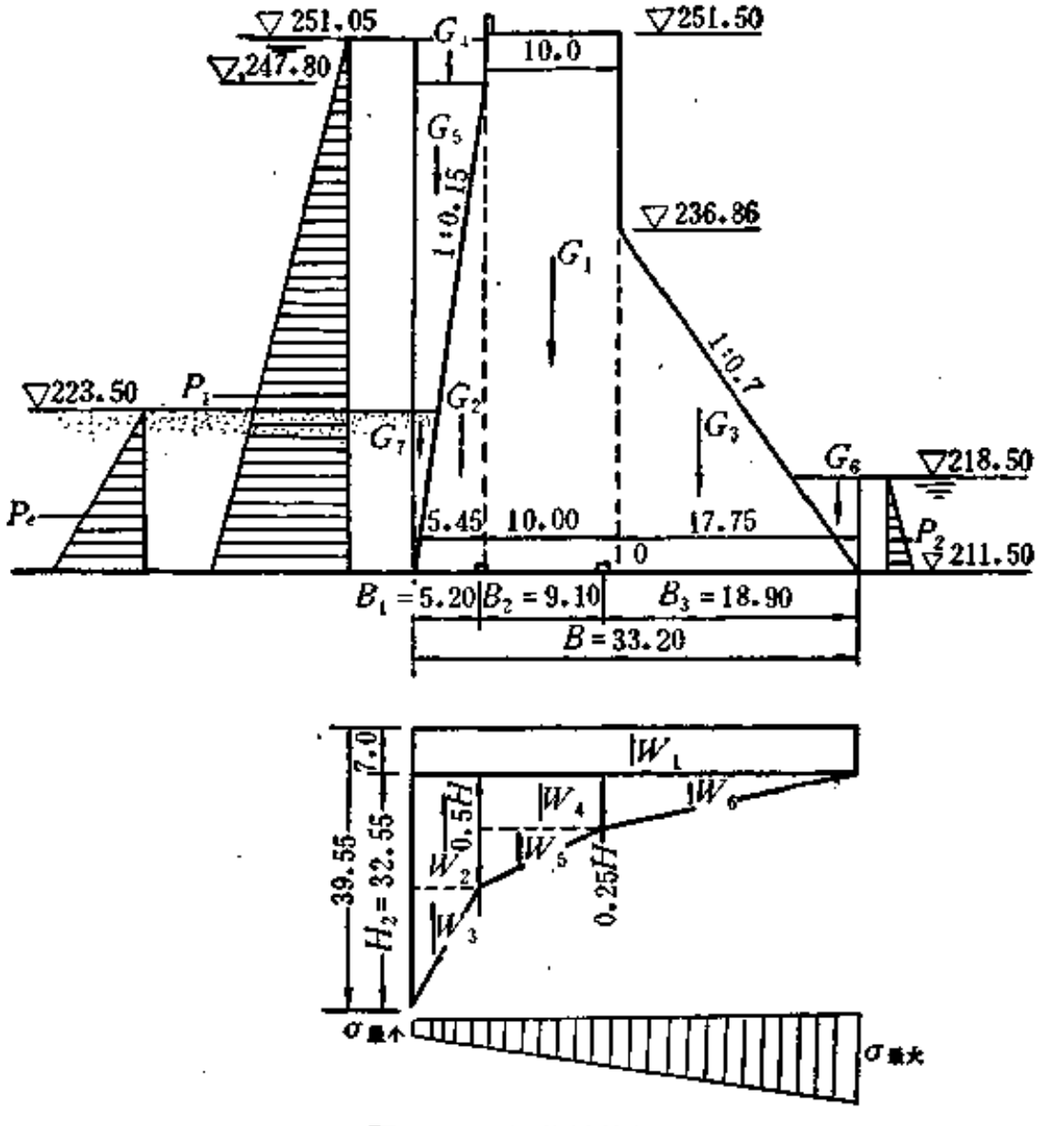


图 4-11 坝体计算简图

$$G_4=V_4r_{水}=(251.05-247.80)\times5.45\times1\times1.0=17.7\text{吨，}$$

$$G_5=V_5r_{水}=\frac{1}{2}(247.80-211.5)\times5.45\times1\times1.0=99.0\text{吨.}$$

（4）下游水平水压力

$$P_2=\frac{1}{2}r_{水}H_2^2=\frac{1}{2}(218.5-211.5)^2\times1.0=24.5\text{吨.}$$

(5) 下游水重

$$G_6=V_6r_{水}=\frac{1}{2}(218.5-211.5)^2\times0.7\times1.0=17.2\text{ 吨}.$$

(6) 淤砂水平压力

$$P_e=\frac{1}{2}r_{砂}h^2\mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)$$

$$=\frac{1}{2}\times0.85\times(223.5-211.5)^2\mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{20^\circ}{2}\right)$$

$$=\frac{1}{2}\times0.85\times12^2\times0.7^2=30.0\text{ 吨}.$$

(7) 淤砂重

$$G_7=V_7r_{砂}=\frac{1}{2}(223.5-211.5)^2\times0.15\times1\times0.85\fallingdotseq9.2\text{ 吨}.$$

(8) 扬压力

参照已建工程，在第一道排水沟处水头损失系数用 0.5，第二道排水沟处水头损失系数用 0.75，扬压力按图形分别计算如下(W_1为浮托力，W_2 到 W_6 为渗透压力)：

$W_1=Br_{水}H_2=33.2(218.5-211.5)\times1=232.4$ 吨，

$W_2=B_1r_{水}\cdot0.5\,H=5.2\times1\times0.5\times(251.05-218.50)=84.6$ 吨，

$W_3=\frac{1}{2}B_1r_{水}\cdot0.5\,H=\frac{1}{2}\times5.2\times1\times0.5(251.05-218.50)=42.3$ 吨，

$W_4=0.25\,H\times r_{水}\cdot B_2=0.25(251.05-218.50)\times9.1\times1=74.0$ 吨，

$W_5=\frac{1}{2}\times0.25\,H\cdot r_{水}\cdot B_2=\frac{1}{2}\times0.25\,(251.05-218.50)\times9.1\times1$

$=37.0$ 吨，

$W_6=\frac{1}{2}\times0.25\,H\cdot r_{水}\cdot B_3=\frac{1}{2}\times0.25\,(251.05-218.50)\times18.9\times1$

$=77.0$ 吨.

2．稳定及应力计算：

作用力及力矩计算见表 4-7 。

作用力及力矩计算表　　表 4-7

荷　载	作用力（吨）		对底面中心	对 0 点力矩（吨-米）	
	垂直力	水平力	0 点力臂(米)	↶ −	↷ +
G_1	880.0		6.15	5412.0	
G_2	217.0		12.96	2818.0	
G_3	495.0		4.77		2360.0
P_1		782.0	13.18		10307.0
G_4	17.7		13.87	245.0	
G_5	99.0		14.78	1462.0	
P_2		−24.5	2.33	57.0	
G_6	17.2		14.97		257.0
P_c		30.0	4.00		120.0
G_7	9.2		16.00	147.0	
W_1	−232.4		0	0	
W_2	−84.6		14.00		1184.0
W_3	−42.3		14.87		630.0
W_4	−74.0		6.85		506.0
W_5	−37.0		8.37		310.0
W_6	−77.0		4.00	308.0	
Σ	1187.8	787.5		+5225	

根据表 4-7 可知：$\Sigma G=1187.8$ 吨；

$\Sigma P=787.5$ 吨；

$\Sigma M=5225$ 吨-米.

(1) 稳定计算

$$K_c=\frac{f\Sigma G}{\Sigma P}=\frac{0.67\times 1187.8}{787.5}=1.01>1.0.$$

满足抗滑稳定要求。

(2) 上下游边缘应力计算

下游边缘：

$$\sigma_{最大}=\frac{\Sigma G}{B}+\frac{6\Sigma M}{B^2}=\frac{1187.8}{33.2}+\frac{6\times5225}{33.2^2}$$

$=35.8+28.5=64.3$吨/米$^2<[\sigma_a]=190$ 吨/米^2，满足要求。

上游边缘：

$$\sigma_{最小}=\frac{\Sigma G}{B}-\frac{6\Sigma M}{B^2}=35.8-28.5=7.3\text{吨/米}^2>0$$，为压应力，满足要求。

第四节　浆砌石拱坝的特点及适用条件

拱形结构的特点：利用拱的作用，将拱上承受的水平荷载转变为轴向压力并传到拱座；拱圈内弯矩值较小，主要是轴向压力，应力分布比较均匀；但在拱脚处给拱座的推力比较大。

浆砌石拱坝是用浆砌石材料做成的，平面上为拱形的坝（图 4_12）。它具有一般拱形结构的特点。拱坝承受的水压力、泥砂压力等水平荷载，大部分将通过坝体拱的作用转变为轴向压力传到两岸基岩上去，一部分则通过铅直方向梁的作用传到坝基。因为坝体材料主要是承受轴向压力，而弯矩较小，这就能更好地适应浆砌石材料抗压强度高，而抗拉强度低的特点，充分利用材料的抗压强度，减小坝体厚度，节省坝体工程量。此外，拱坝不象重力坝那样主要是依靠坝体自重来维持坝的稳定，而是依靠两岸坚固的基岩承受拱圈传来的推力，以维持坝体的稳定，这也是拱坝不同于重力坝的地方。由于拱坝具有这些特点，在地形、地质条件适宜时，修建拱坝比修建重力坝节省工程量。但由于拱坝的结构受力特点，它对坝址处的地形、地质条件要求较高，而这些条件在很大程度上决定了在该处是否适于修建拱坝。

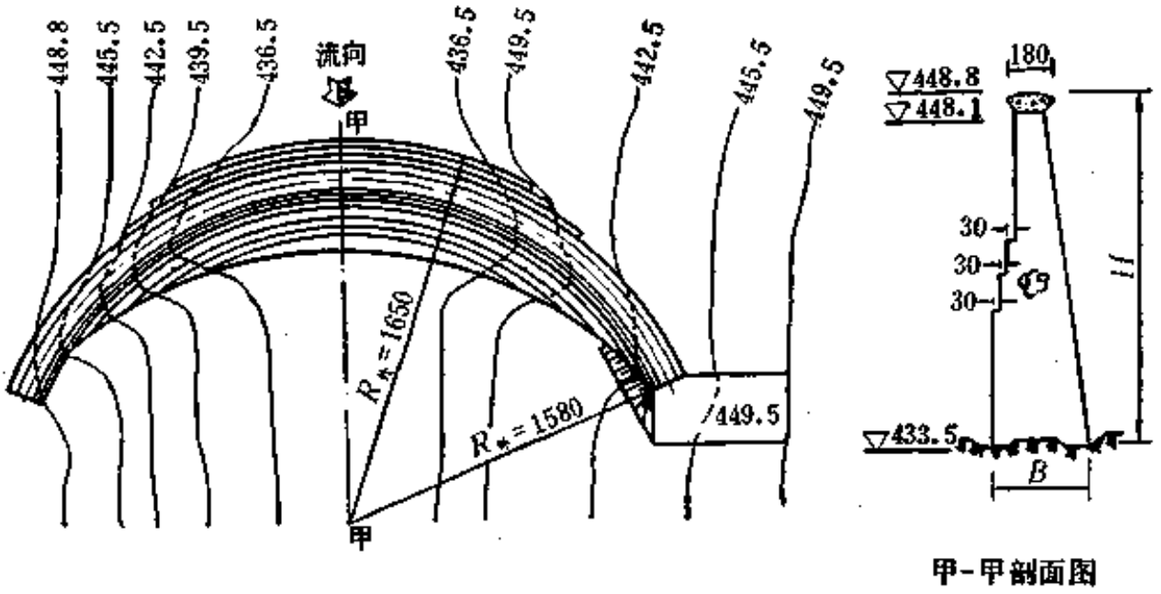


图 4-12　浆砌石拱坝

高程单位：米；长度单位：厘米。

地形条件主要是指坝址处河谷的形状特征。此形状特征在工程上，通常是以坝顶高程处的河谷宽度 L 和坝高 H 的比值 L/H 表示（图 4-13）。L/H 值小，河谷断面呈窄深状；L/H 值大，河谷断面呈宽浅状。河谷的形状特征，亦即河谷断面的宽窄，直接影响拱坝的断面形式和尺寸，是决定修建拱坝是否经济合理的重要条件。

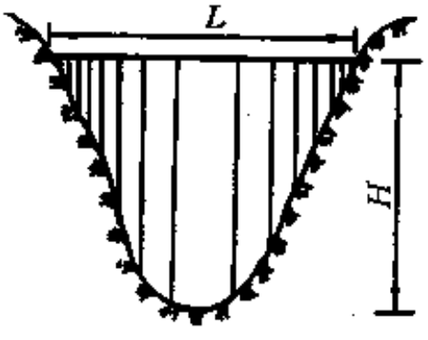


图 4-13　河谷断面形状特征图

当河谷狭窄时，坝体拱的作用较大，作用于坝上的水平荷载，大部分通过拱传到两岸，因而坝体断面可做得薄些。根据工程经验，当 $L/H<1.5\sim2$ 时，坝底宽度 B 约为坝高 H 的 0.15～0.4 倍，这种较薄的拱坝称为薄拱坝。随着河谷逐渐开阔，L/H 值增大，此时坝体水平向拱的作用相应减弱，而铅直向悬臂梁的作用加大。作用于坝体的水平荷载除少部分通过拱的作用传至两岸外，大

部分通过梁的作用传至坝基。由于拱的作用减小，梁的作用加大，坝的断面厚度也要相应加大。当 $L/H \leqslant 3.0 \sim 3.5$ 时，坝底厚度约为坝高 H 的 0.4～0.6 倍，这种较厚的拱坝，也叫重力式拱坝。当河谷地形开阔，$L/H > 7 \sim 8$ 时，拱的作用已很微弱，一般情况下，不适于修建拱坝。

地质条件是决定适宜不适宜修建拱坝的另一个重要因素。由于拱坝承受的水平向水压力等荷载大部分通过坝体拱的作用传至两岸，故两岸基岩应能承受由拱座传来的较大推力。因此，拱坝对地质条件要求较高，除要求河床基岩坚硬、完整外，更要求两岸有坚固而完整的岩体，以起到支承拱座、维持坝体稳定的作用。一般情况下，两岸及坝基应开挖至新鲜完整的基岩。当天然的基岩存在着对坝体稳定不利的软弱夹层、断层破碎带及节理裂隙时(图 4-14)，则应尽量避开或另选坝址，否则应采取工程措施加以处理，如挖除断层破碎带中的软弱夹层，回填混凝土等，以改善地基条件。

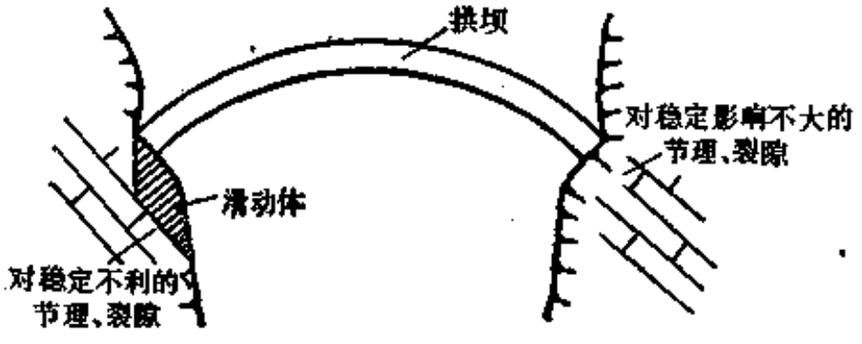


图 4-14　两岸基岩裂隙对拱坝稳定的影响

通过以上介绍可以看出，虽然拱坝对地形、地质条件要求较高，但它能利用拱的传力特点，改善坝体受力情况，较充分地利用材料抗压性能，故坝体可以做得较薄，以节约工程量。与同等高度的重力坝相比，拱坝的工程量约为重力坝的 40～50%，甚至更少。因此，在缺少土料但盛产石料的山区，在具有坚硬岩层的狭谷中，修建浆砌石拱

坝往往是经济可行的。随着山区农田水利建设的蓬勃发展，浆砌石拱坝的兴建，也将得到进一步发展。

第五节　浆砌石坝的施工

一、地基开挖及地基处理

浆砌石重力坝是大体积挡水建筑物，承受较大的水平压力，故对地基的要求较高。除坝高及水头均很低的溢流坝可建于土基外，一般要求建在岩基上。为了保证大坝的安全，要求坝基具有足够的抗压强度和较小的压缩性，防止在外力作用下，产生压碎、断裂及有害的沉陷变形。此外，地基应有足够的抗渗能力，以减少漏水及抵抗渗水的溶滤和侵蚀作用。两岸边坡要稳定，防止产生塌方和滑坡现象。

大坝施工时，应首先挖除岩基表面的风化破碎层和砂卵石、泥土等覆盖层，使大坝建在新鲜完整的基岩上。如风化破碎层埋藏很深，全部挖除不经济，则小型浆砌石坝也可建在微风化层上。对建于土基上的低溢流坝，则需按土基承载能力及防渗排水要求进行特殊处理。

开挖基岩时，为避免因震动使基岩的完整性受到影响，在接近设计岩面高程时，应用浅孔小炮爆破，到最后 0.2～0.3 米时，则改用人工开挖。开挖后表面松动的岩石应清除干净，然后浇筑 20～30 厘米厚的混凝土垫层，使基底大致平整，以便砌石。

为了加强坝体与基岩的结合，增加坝的抗滑稳定性，基岩表面应开挖成稍有起伏的齿状（图 4-6 *a*），最好具有向上游倾斜的斜面。如基岩表面倾向下游，为节省开挖量，可将坝建在向下游倾斜的岩面上，但需将基岩表面开挖成台阶状，台阶的长边应倾向上游，短边倾向下游（图 4-5，*b*）。

两岸岸坡除应挖除表面覆盖层和风化破碎层外，还应根据岸坡稳定的要求，开挖成一定的坡度。当基岩石质较好，岸坡坡度过陡时，两岸坝体在自重的作用下，将产生向河床方向的滑动，对坝的稳定不利。此时，可将岸坡开挖成台阶形（图 4-15）。但是，台阶的高度不应过大，以免造成坝体因产生过大的不均匀沉陷或应力集中而引起开裂。

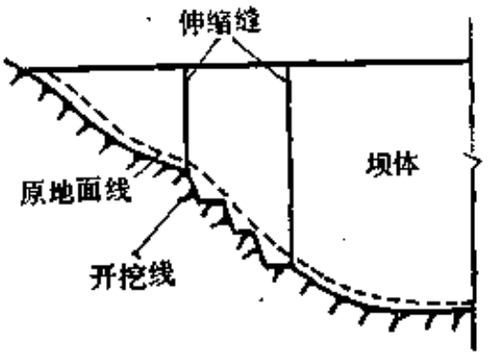
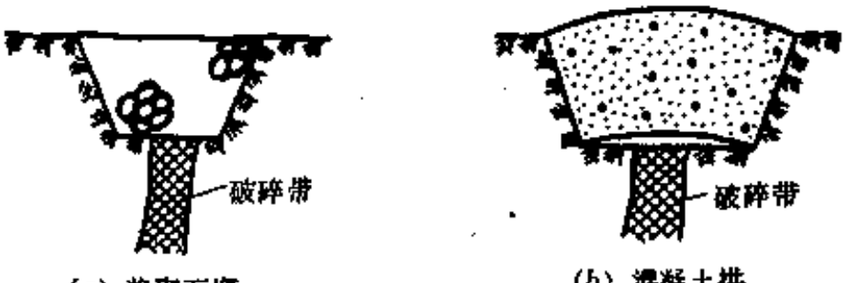


图 4-15　岸坡处理

当基岩中存在断层及软弱破碎带时，将影响基岩的完整性和坝的安全，必须加以处理。通常处理的方法，是把断层和破碎带表层的破碎岩石和充填物挖除一部分，然后回填混凝土或浆砌石，形成混凝土（或浆砌石）塞，或混凝土拱（图 4-16），使作用于破碎带上的坝体荷重，通过混凝土塞（或拱）传递到两侧较坚固的岩石上去。对宽度小于 2～3 米的破碎带，混凝土塞的厚度可等于破碎带宽度的 1～2 倍，并且不小于 0.5 米。



(a) 浆砌石塞　　(b) 混凝土拱

图 4-16　基岩破碎带处理

二、石料的砌筑和质量控制

为了保证砌石坝的施工质量，应掌握以下三个环节：（1）按设计要求的材料规格进行备料，不合格的石料不开采，不上坝；（2）严格按照操作规程进行砌筑；（3）做好砌体的养护工作。

砌筑前，应将石料表面的泥污、水锈等洗刷干净，以利于砂浆的粘结。每砌筑一层石料前，应对砌好的层面进行检查，敲去尖角，清除散落的灰浆、石渣等杂物，洒水湿润全层面后，再继续砌筑。砌筑时，首先选择形状适宜的石块试放在层面上，锤去尖角部分，使之平稳。然后移开石料，铺一层厚 3 厘米左右的砂浆，将试放的石料摆在砂浆上，调整位置，用脚踩或锤击，使石块挤紧放稳。最后向竖缝内灌灰浆，至缝深的 2/3 后，向缝内挤片石，并用铁钎捣实，使砂浆与石块紧密结合。

每层砌石中，首先砌角石，再砌镶面石，最后填腹石（坝心）。镶面石要一丁一顺间隔排列，如图 4-6 所示，以利于镶面石与腹石结成整体。上、下层镶面石的竖缝要错开 8 厘米以上，腹石竖缝错开石块长度的$\frac{1}{3}$～$\frac{1}{2}$。缝宽与石料形状有关，粗凿石为 1.5～2.0 厘米，块石为 3 厘米左右，片石为 4 厘米左右。缝太宽应增加砂浆用量，否则胶结不好。

砌好的坝体要进行养护。严禁敲打、震动，层面最好用草袋覆盖，待砂浆凝固后洒水养护。洒水次数根据气温和风力而定，要使砌体经常保持湿润状态。砌筑一层后，至少要间隔一天才能加砌上层，暂不加砌的至少要养护七天。

第五章　溢　洪　道

任何一个水库的库容都有一定的限度，不能将所有来水都拦蓄起来，特别是在洪水季节，水库必须将多余的水量及时泄放到下游，否则就会造成严重事故。因此，修建水库工程时，应设置隧洞、溢洪道等泄洪建筑物。小型水库一般只设置溢洪道，常修筑在水库一侧的河岸上，所以叫做河岸溢洪道。

对溢洪道工程必须予以足够的重视，有了溢洪道才能确保水库安全渡汛。如水库不修筑溢洪道，或者修筑的不符合要求，或者施工质量得不到保证，洪水时期就会发生洪水漫过坝顶，或者溢洪道发生故障等情况，这些都可能造成水库失事。

河岸溢洪道由引水渠、溢流堰、泄水渠（陡槽）及出口消能设备四个部分组成，如图 5-1 所示。

引水渠是溢流堰前面的一段渠道，它的作用是将水流平顺地引向溢流堰，并使通过溢流堰水流的方向与堰垂直。溢流堰在溢洪道的最高位置；小型水库溢洪道一般不设闸门，故溢流堰顶高程与水库的设计蓄水位相同；溢流堰的作用是控制水库的泄洪流量，它是水库的咽喉。泄水渠在溢流堰的后面，它的作用是用陡槽将流速较快的水流安全而顺畅地从位置较高的溢流堰送往位置较低的出口。出口消能设备位于溢洪道的最低位置，它的作用是消杀泄水渠泄下的高速水流的能量，以保护出口附近免受严重冲刷。

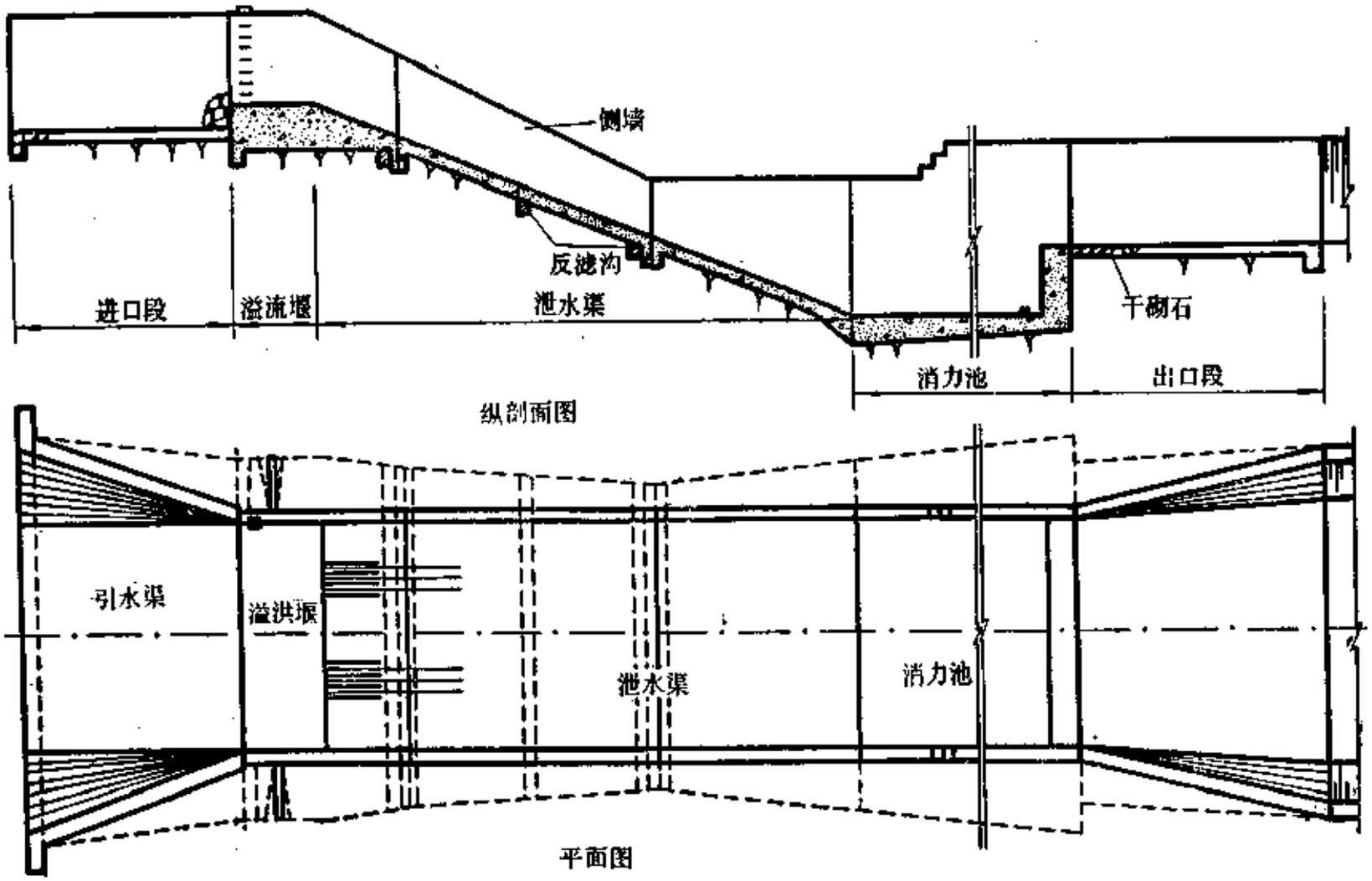


图 5-1　河岸溢洪道的组成

第一节　溢洪道位置的选择

溢洪道的位置是否适当，对水库工程的安全和造价都有很大影响。选择溢洪道的位置时，必须从确保水库的安全出发，尽量利用有利的地形、地质条件，考虑枢纽工程各建筑物的协调，为施工和管理运用提供方便条件，并使工程投资最节省。

地形、地质条件对选择溢洪道的位置起着决定性的作用。如果离大坝（土坝）不太远的地方有一天然马鞍形的山垭口，其高程与水库设计蓄水位相差不多，而垭口后面又有天然冲谷，并在大坝下游一定距离处与原河道相连，这样的地形条件是布置溢洪道的良好位置。在这一情况下垭口是布置溢流堰的理想位置，天然冲谷处可以设置泄水渠，工程造价比较节省，施工、管理也都方便。在地质条件上，要求垭口两侧和冲谷两岸的山坡比较稳定，在泄洪时不致因洪水冲击而使山坡崩塌，堵塞溢流堰和泄水渠；如果是牢固、完整的岩基，则可省去护砌工程，有利于降低工程造价。此外，若垭口位于灌溉引水口

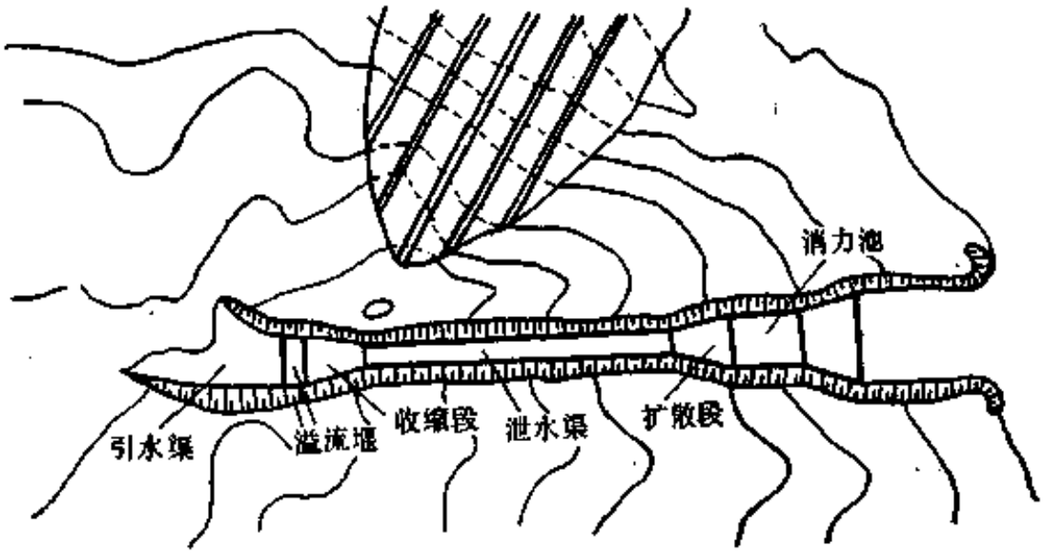


图 5-2　河岸溢洪道的布置

的另一岸，而出口附近又无水电站、桥梁等其他建筑物，这就可以避免枢纽各建筑物的交叉，有利于整个工程的协调。具备上述各条件的地方，是溢洪道的最理想的位置，图 5-2 是某水库河岸溢洪道的示意图，它大体上反映了这些有利条件。

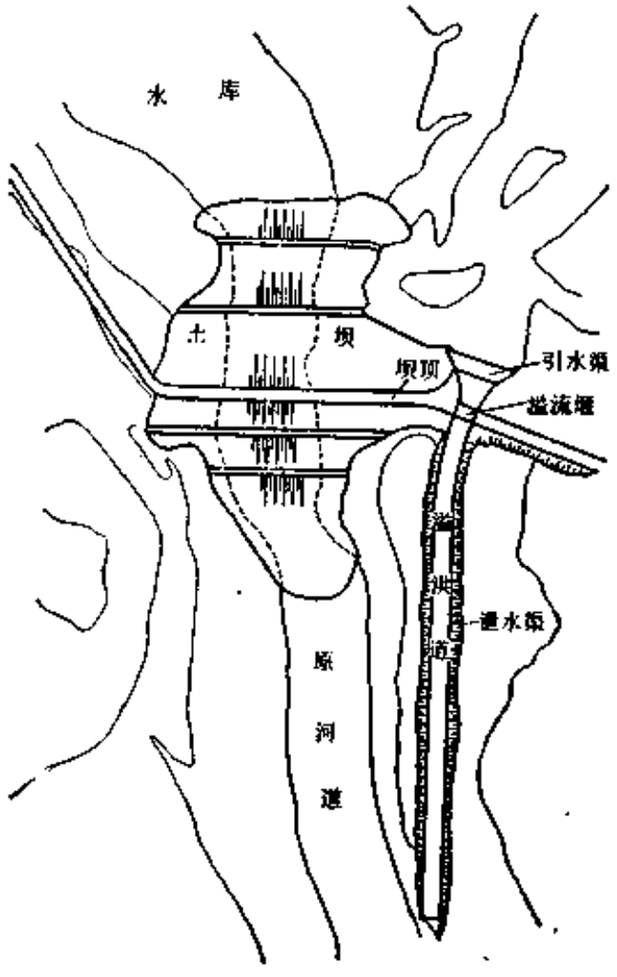


图 5-3 坝肩上的溢洪道

当大坝附近没有合适的马鞍形山垭口，或垭口高程太高难于利用，或高程合适但没有适宜的冲谷用作泄洪出路时，可将河岸溢洪道布置在如图 5-3 所示的位置上，即将溢洪道布置在坝肩上。选定这种位置修筑溢洪道时，应当注意：坝肩附近的山坡应比较平缓，并有宽度足够的开敞地段以设置溢流堰；而溢洪道和坝端之间要有一定空间以设置边墩和上下游导水墙；在地质条件上，要求山坡稳定，地基可靠，不能有难于处理的断层、破碎带，以确保大坝安全；溢洪道进口的后面应有较长的“台地”以设置泄水渠，其山坡也要稳定，地基不能产生大量渗漏而应坚固可靠，以避免在暴雨期间泄洪时因地表洪水和地下渗水的作用，使山坡崩塌，对大坝造成严重威胁。

第二节　溢洪道的布置和构造

溢洪道的设计主要是决定各组成部分的位置、型式、尺寸和细部构造。

溢洪道设计总的要求，可以概括为一句话，就是“通得过，冲不垮”。所谓“通得过”，是说出现设计或校核洪水时，溢洪道具有足够的泄洪能力使多余洪水及时泄走，库水位不致超过设计和校核洪水位。“冲不跨”，是说溢洪道在宣泄洪水时，能够保证自身不被水流冲垮而使水库失事。

进行溢洪道的设计时，应该具体分析沿线的地形、地质条件，以及溢洪道同其他建筑物特别是土坝的关系，根据“直、顺、平”的原则，对各组成部分的型式和布置尺寸作出决定。“直”的意思，是说在平面上，溢洪道的中线应尽量布置成直线，不要按局部地形的变化将溢洪道布置成弯弯曲曲的。“顺”的意思，就是力求做到使水流顺畅，溢洪道的进口要开敞而平顺，溢洪道的宽度不要突然收缩和放宽，不要有突然的转弯，对于不可避免的转弯，转角要小，并以平滑的曲线将直线段连接起来。“平”的意思，是要求溢洪道做到表面平整，有护砌的溢洪道要使护面光滑，岩基良好不需做护砌工程时，要将表面的石包和石坑加以平整，以保证应有的泄洪能力，并防止表面因不平而受到强力冲击，遭到破坏。

下面对溢洪道各个组成部分的布置与构造分别加以介绍。

一、引水渠

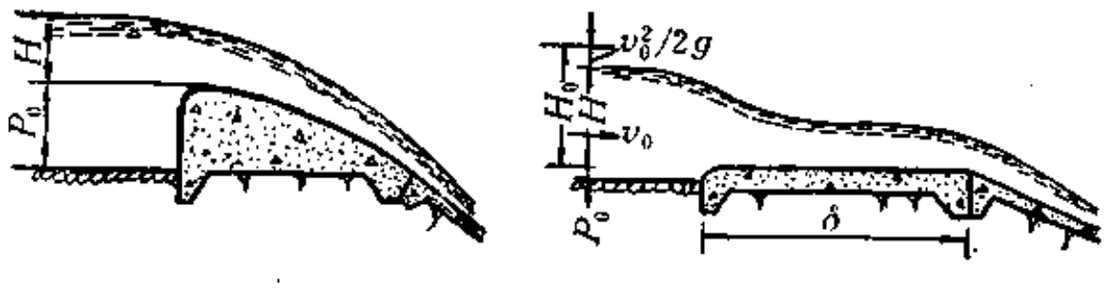
布置引水渠时，应尽量缩短其长度，从而使溢流堰位于紧靠水库边岸的地方，小型水库溢洪道的引水渠一般都采用这种布置方式。在这种情况下，引水渠很短，在平面上呈平顺的喇叭口形状，如图 5-2

及图 5-3，渠底做成反坡，以保证溢流堰进流顺畅。如果由于地形、地质条件等原因，溢流堰的位置必须后退，则引水渠可适当加长，但渠底高程必须降低，最少应比溢流堰顶低 $H/5$（H 为堰顶最大溢流水深，按堰上游（4～6）H 处的水位进行计算），进口也应做成喇叭口形，渠底也应做成反坡，以便减小进口水头损失和引水渠沿程水头损失。但应指出，小型水库溢洪道的引水渠不宜过长，其长度最好不大于 10 H；引水渠过长，不仅增加引水渠进口和沿程的水头损失，还会降低溢流堰的泄洪能力，甚致使溢流堰失去控制泄洪流量的作用。

引水渠内流速一般为 1～2 米/秒，不宜超过 3 米/秒。岩基上的引水渠可用矩形断面，不做护面，只须开凿平整，满足设计糙率的要求即可。在较差的岩基和土基上，引水渠应做成梯形断面；为了防止水流冲刷，引水渠应用混凝土或块石做护面，临近溢流堰处，一定要护砌。对于土基，护面还应做在混凝土或砂浆垫层上。

二、溢流堰

溢流堰有实用堰和宽顶堰两种型式，如图 5-4 所示。在堰顶宽度和溢流水深相同的条件下，实用堰比宽顶堰的泄洪流量大。但要注意，实用堰前后的渠底高程，特别是堰后泄水渠的渠底高程比堰顶低，而宽顶堰后泄水渠的渠底高程可等于堰顶高程。因此，选择那一种型式的溢流堰，要根据地形、地质等条件来决定。溢流堰附近的地



（a）实用堰　　（b）宽顶堰

图 5-4　溢流堰的型式

面高程和规划的堰顶高程相差不多，或地面高程虽较高，但开挖容易而且开挖量不大，或虽为岩基，但开挖出来的块石可满足大坝护坡等的需要，这几种情况下可以考虑采用实用堰。否则，考虑采用宽顶堰方案。

溢流堰两端一般都应布置与两岸连接的边墩，墩顶比最高洪水位高出 0.5 米左右，迎水面宜做成铅直的。对于坝肩上的溢洪道，溢流堰两端必须布置边墩，墩顶应与土坝坝顶同高，附近的坝顶宽度应加大，加大后的坝顶宽度不应小于原坝顶宽的两倍。边墩向上游延伸，做成平顺的导水墙和上游坝坡的挡土墙，墙顶与上游坝坡的坡面齐平；边墩也向下游延伸，做成平顺的导水墙和下游坝坡的挡土墙，墙顶高程应比泄水渠水面高出 0.5 米以上。

修建在岩基上的溢流堰，如果岩基有足够的抗冲能力，可以不加护砌，但应考虑开挖后岩石表面的糙率对流量的影响。修建在较差的岩基或土基上的溢流堰，可以用混凝土或浆砌石砌筑，使用浆砌石时，需加混凝土护面。

三、泄水渠

布置泄水渠时，要注意处理好泄水渠的转弯、宽度变化以及纵坡变化等问题。

为了避免大量开挖和难于处理的软弱、破碎地带，泄水渠可以转弯，但转角不宜过大。转弯处要用圆弧曲线平顺地与前后直段连接起来。弯曲段半径不宜小于渠宽的 10 倍。在弯曲段上，由于离心力的作用，渠外侧的水面将高于内侧(图 5-5)。确定弯曲段外侧边墙高度时，应考虑水面倾斜的影响，水面倾角 α 可用下式计算：

$$\mathrm{tg}\alpha=\frac{v^2}{g\cdot R}. \qquad (5\text{-}1)$$

式中的 v 是弯曲段水流的平均流速(米/秒)；R 是弯曲段的转弯半径，

(米)；g 为重力加速度，$g=9.81$(米/秒^2)。

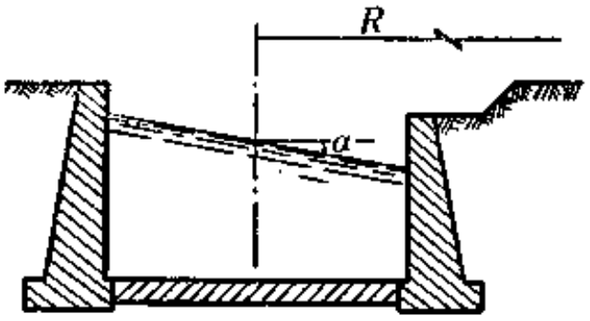


图 5-5 弯曲段上的水流

小型水库溢洪道的泄水渠一般都做成与溢流堰等宽度的。当泄水渠首尾两端的高差不大而开挖深度较大时，为了减少开挖量，可使泄水渠的宽度小于溢流堰的宽度，在紧接溢流堰的后面布置对称的收缩渐变段。当泄水渠首尾两端高差较大时，为了避免泄水渠水深因渠内水流流速越来越大而变得很小，也可使泄水渠宽度不同溢流堰宽度相等，而在紧接溢流堰后面布置对称收缩渐变段。收缩渐变段的布置见图 5-2 。为了保证水流顺畅，收缩角一般不应超过 22.5°。收缩段以后，整个泄水渠的宽度，一般保持不变。只是在地质条件不好、单宽流量过大、能量过于集中、出口消能防冲问题不易解决时，才在泄水渠的出口布置对称的扩散段(图5-2)。但扩散角一般不超过10°，否则，两侧将产生迴流，使主流压缩，达不到使水流扩散的目的，反而招致水流紊乱，增加消能防冲的困难。

泄水渠的底坡一般根据地形、地质条件的变化分段确定。各段坡度的大小，可以不同，但不宜分段过多。泄水渠一般都做成底坡大于临界坡的陡坡，特别是紧接宽顶堰型溢流堰后面的渠段必须布置成陡坡，否则，溢流堰将成为淹没堰，从而降低其泄洪能力。在底坡转折角较大的地方应布置圆弧曲线连接段。特别是在小坡度向大坡度转折的地方，曲线连接段可以防止高速水流产生真空、负压现象，避免渠底受到破坏。在地面坡度大、地质条件好的地方，底坡可布置得很陡，可达 1:1 。对于地质条件差的长陡坡段，底坡应布置得平缓些，以控制水流流速不要太高，从而可以采用低标号的护砌工程。

泄水渠的断面可以是矩形的，也可以是梯形的，根据地质等条件进行选择。整个泄水渠一般都将设计渠水面以下部分布置在挖方地基内，特别是坝肩上的溢洪道，必须将最高渠水面以下部分置于可靠的挖方地基内，以确保安全。

泄水渠边墙的高矮，应根据水面线确定。由于水流在陡坡上的流速很高，水流的紊动会引起水流掺气而使水深增加，掺气后水深 h_1（米）一般可按下式估算：

$$h_1=h\left(1+\frac{V}{100}\right). \tag{5-2}$$

式中的 h 是水流未掺气时的水深（米）；V 是渠内流速（米/秒）。边墙顶部高程应比最高渠水面至少高出 0.5 米，并布置平台做成人行道。深挖方中泄水渠的岸坡，在离最高渠水面 0.5 米以上的地方，留 1.5～2.0 米宽的平台，供人通行。岸坡的坡面应该稳定，它的坡度根据岩石或土壤的性能决定。土坡时，坡度不应陡于 1:1.5；若开挖深度超过 15 米，应布置第二道平台，以增加坡面稳定；平台的坡脚处，顺平台方向布置截流排水沟。此外，土坡上还应采取必要的护坡措施。

泄水渠内流速很高，为了防止渠内高速水流冲刷地基，保护岩石不受风化，常衬砌混凝土或浆砌块石（图 5-1）。在牢固而完整的岩石中开挖的泄水渠，如离大坝较远，可以不衬砌。在非岩石地基上，混凝土衬砌厚度一般不小于 0.3 米，向下游逐渐增厚。

为了适应混凝土因温度变化而引起的胀缩，应在护砌的纵横方向每隔 10～15 米，设一道伸缩缝。做在土基上的护面板，伸缩缝下面还应设反滤层，以防水流淘空地基。伸缩缝宽为 1～2 厘米，缝内要设置止水，可采用沥青砂板或金属片。接缝一般有平接缝、键槽缝、搭接缝及齿槽缝等四种型式（图 5-6）。选择接缝型式时，垂直于水流的

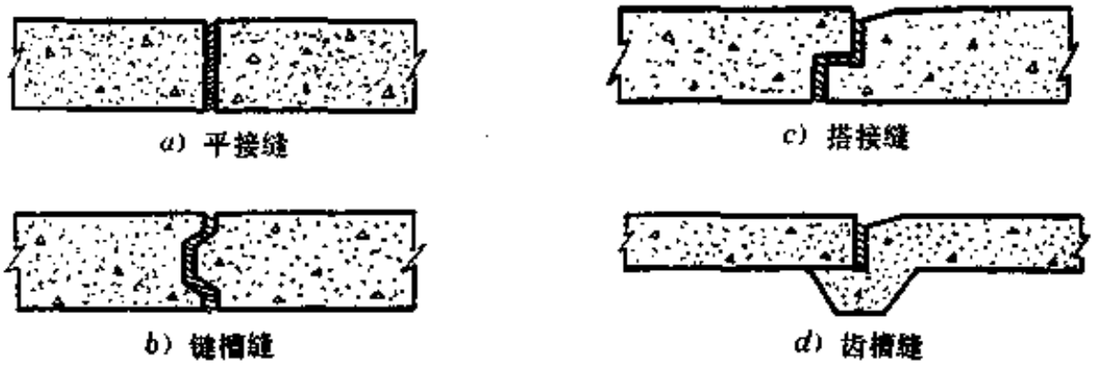


图 5-6 衬砌接缝的型式

横缝比顺水流的纵缝要求高；土基上的接缝比岩基的接缝要求高。在岩基上，纵缝做成键槽缝（或平接缝）；横缝做成搭接缝（或键槽缝）。横缝应注意不要使下游混凝土板的边缘突出成梯坎形，否则不利于衬砌板的稳定，甚至可能被水流掀起来。为了避免这种现象，可以在缝的下游衬砌板的迎水边切去一个小三角形，使它略低于上游衬砌板（图 5-7）。在土基上，纵缝可采用键槽型式，横缝最好采用齿槽型式，即在每一块衬砌板的上游边做一齿槽，嵌入地基，可以阻止衬砌板沿地基面滑动和错动。为了排除地下渗水，须在衬砌下面设置排水系统。排水系统由若干横向排水暗沟和纵向排水暗沟组成，纵横排水暗沟的间距应结合衬砌分缝考虑，通常是沿缝设沟。地下渗水，先由纵向暗沟汇集到横向暗沟排到侧墙外，然后再由墙外自上而下的排水沟排向下游。在岩基上，排水沟是在岩石上挖槽（图 5-7 *a*），槽内放置能渗水的无砂混凝土管，管子的接头不封闭，管子四周用砾

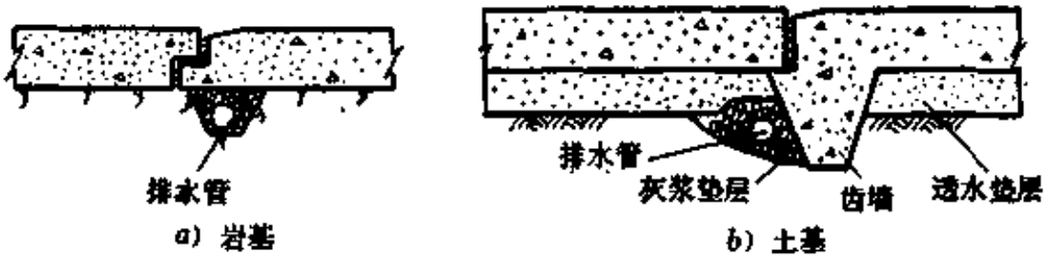


图 5-7 衬砌下的排水

石填满，以收集渗水，砾石顶部用沥青纸复盖，以免在浇筑时水泥浆把排水设施堵塞。在土基上，横向排水设施放在齿槽以前(图 5-7 *b*)，这样齿槽可起截水墙的作用，提高排水效果。

四、出口消能设备

从溢洪道下泄的洪水，到达泄水渠的末端时，流速达到最大值，因此具有很大的动能，如不妥善处理，就会冲刷出口附近的地基以及下游的河床和两岸，使临近的建筑物和溢洪道本身的安全受到威胁。为此，溢洪道的出口常布置消能设备，用来消杀水流的动能。

溢洪道出口消能方式主要有两种：一种是消力池消能，另一种是鼻坎挑流消能。

如图 5-8 所示，采用消力池消能时，消力池紧接在陡坡(泄水渠)后面，有一定的长度和深度，陡坡上下泄的高速水流入池内形成水跃(水流上下旋滚，产生激烈的内部摩擦和碰撞)，可以大大减小水流的能量，使水流由急变缓，从而减小对下游尾水渠或河床的冲刷。

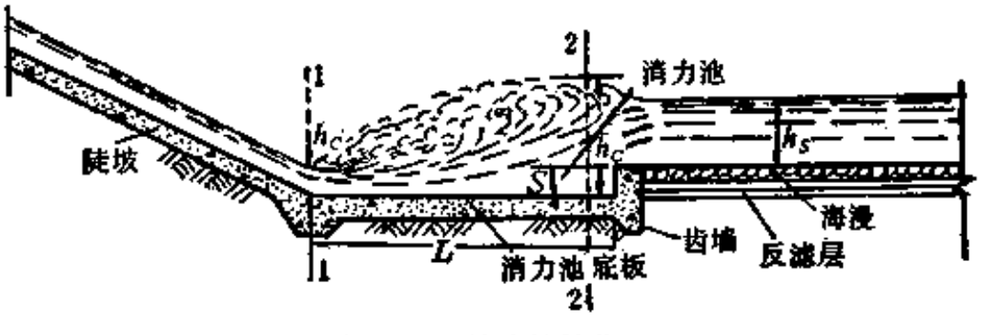


图 5-8　消力池消能

消力池消能的优点是水流型态比较稳定，消能效率高，对尾水渠冲刷较小，对工程来说安全可靠，适用于各种地质情况，也适用于各种不利的水力条件。其缺点是不经济；特别是水头越高，流量越大，为消能而增加的投资就越多。但是，这种消能方法，在水头不高，流量不大的小型水库应用较广。特别是修建在土基上的泄水渠更宜采用这种消能方法。

消力池的横断面宜采用矩形。消力池底板，一般用浆砌块石或混凝土衬砌，厚度t(米)可按下式计算：

$$t=\frac{Kh}{r_1-1}. \qquad (5\text{-}3)①$$

式中：

h——底板单位面积上的浮托力（用水头表示），一般用正常泄洪时下游尾水位减去底板底部高程，再减跃前水深，以米计；

r_1——底板材料容重(吨/米^3)；

K——安全系数，采用 1.1～1.3。

消力池首端几米内的底板应设几排梅花形泄水孔，以降低底板浮托力，减少底板厚度。消力池末端，应布置齿墙，以防止淘刷和拦截尾水可能流向消力池底部的渗水。

紧接消力池的尾水渠或下游河床如果不是岩基，还要做一段护砌，称为海漫。这一段护砌为厚 30～50 厘米的干砌块石，下部设置反滤层，以消杀残余的水流能量(图 5-8)。海漫末端最好比下游河床低 0.5～1.0 米，并做防冲槽。

如图 5-9 所示，挑流消能，是在泄水渠末端修筑挑流鼻坎，利用鼻坎将溢洪道下泄的高速水流挑射到远离建筑物的地方。在挑射过程中，水流在空中受到空气的阻力而扩散和掺气，降落到下游河床以后，再受到下游水体的阻力作用，形成激烈的前后两个漩滚（水垫作用）而消杀能量。挑射水流将在被冲击的河床上造成冲刷坑，但冲刷坑不会无止境地发展，达到一定深度以后便会稳定下来。同时，从图中可以看出，水舌上游一边的漩滚，可将水底冲起的泥沙、石子带向鼻坎脚下。所以，只要冲刷坑距建筑物有一定距离，建筑物的安全便

① 此式引自水利电力部水利调度研究所编«水库溢洪道»

会得到保证。

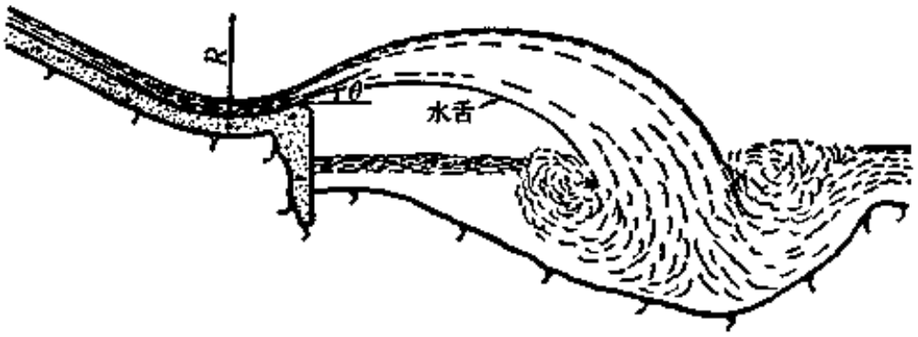


图 5-9　鼻坎挑流消能

鼻坎的挑射角 θ 通常取 25°～35°；鼻坎上的反弧半径，常选用 $R=(8\sim12)h_c$（h_c 为鼻坎上的水深，可近似采用陡坡末端的水深），鼻坎高程至少应高出下游最高水位 1～2 米。先拟定尺寸，再进行水力计算，验核冲刷坑是否影响鼻坎基脚。

挑流鼻坎由连接面板和齿墙组成。连接面板是泄水渠最末端的一段衬砌板。齿墙有重力式（图 5-10 *a*）及衬护式（图 5-10 *b*）两种。重力式齿墙施工比较简单，但混凝土用量较大。在坚固完整的岩基上可采用衬护式齿墙，用锚筋护砌在开挖的陡坡上。

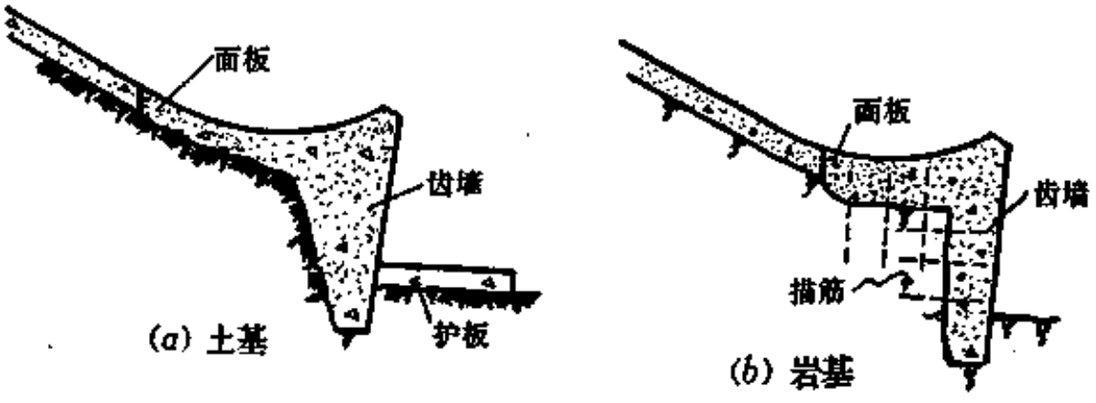


图 5-10　挑流鼻坎的构造

齿墙的基底必须设在冲刷坑影响范围以下的可靠岩基上。如果溢洪道的泄洪流量较小，水流可能挑不出去而沿着鼻坎外壁下流，冲刷墙脚，影响齿墙安全。为此，在齿墙脚下加设护板（图 5-10，*a*）。

如图 5-11 所示，溢洪道停止泄洪时，为了能放空反弧上的积水，应在鼻坎内设置排水孔。齿墙也要布置排水孔，以降低齿墙背面的渗水压力。此外，当鼻坎挑流时，高速水流将水舌下面的空气带走，可能形成部分真空，影响挑射距离；必要时，在鼻坎内设通气孔，将空气输送到水舌下面，以防止产生部分真空。

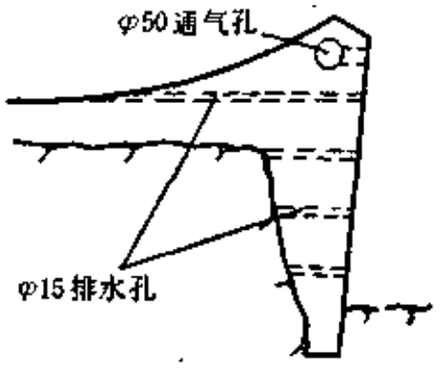


图 5-11　鼻坎上的排水孔和通气孔

以上，分别介绍了一般情况下河岸溢洪道各个组成部分的布置和构造。但是，在工程实践中遇到的情况是多种多样的，从而在溢洪道的布置和构造方面，也得采用一些特殊的做法。

有些情况下，河岸溢洪道的进口位于较厚的马鞍形山哑口上，后坡较陡且在坡底有冲沟通向原河道，这时，溢洪道各组成部分只布置在鞍部一段，并将后面的冲沟按泄洪流量的大小加以整理，做为溢洪道的尾水渠，通向原河道。如果马鞍形山哑口厚度很大并且地形平缓，可将溢洪道布置成渠道的形式(即没有前述的几个组成部分)，叫做渠道式溢洪道。此外，若马鞍形山哑口的厚度不大，但地基是坚固稳定的岩基，这时，溢洪道就只是一个宽顶堰，布置长为 15～20 倍最大溢流水深的水平段做为堰顶，前面削成反坡，后面布置一小段陡坡即可。

小型水库的溢洪道遇到下列情况时，可以考虑不加砌衬：落差 3～5 米，地基是不易风化的弱风化岩或很坚固的原状土；落差 5～15 米，地基是微风化的、节理不太发育的岩石；落差 15 米以上，地基是坚固完整的新鲜岩石。此外，河岸溢洪道不同部位的砌衬不一定相同，应根据具体情况，对不同部位采取不同的构造。

第三节　溢洪道的水力计算

一、溢流堰的水力计算(图 5-4)

溢流堰的泄流量 $Q_{泄}$ 与堰顶水头 H_0、流量系数 m 及溢流堰顶宽度 B 有关，可用自由溢流堰公式计算：

$$Q_{泄}=mB\sqrt{2g}\,H_0^{3/2}=MBH_0^{3/2} \tag{5-4}$$

式中：H_0——溢流堰顶水头（包括行近流速水头），$H_0=H+\frac{v_0^2}{2g}$，v_0 为堰上游(3～4)H 处的过水断面上的平均流速，称行近流速，当堰高 P_0 与堰顶水深 H 的比值 $\frac{P_0}{H}>1.33$ 时，为高堰，行近流速 v_0 较小，可以忽略不计，即 $H_0=H$；当 $\frac{P_0}{H}\leqslant 1.33$ 时，为低堰，行近流速 v_0 较大，需要考虑；

m——流量系数，对于高的曲线形实用堰，$m=0.48\sim0.49$；对于低的实用堰，$m=0.43\sim0.45$；对于宽顶堰 $m=0.32\sim0.385$；

M——叫第二流量系数，$M=m\sqrt{2g}$，g 为重力加速度，对小型水库，溢洪道常采用宽顶堰，M 值见表 5-1。

宽顶堰第二流量系数 M 表　　表 5-1

堰顶水流条件	具有很好的圆形入口及极光滑的流径	堰顶入口边缘做成圆形	堰顶入口做成钝角形
M	1.62	1.55	1.48

为了简化计算，对不同溢流水深 H 和第二流量系数 M，计算出每米堰宽的流量即单宽流量 q，列于表 5-2。在调洪演算时，已知溢洪流量 $Q_{溢}$ 和溢流水深 H 后，可先从表中根据 M 及 H 查出 q，则堰顶宽度 B 即可由 $B=Q_{溢}/q$ 求得。反之，已知 $Q_{溢}$ 和 B，可计算单宽流量 q，再从表中可以查得溢流水头 H。

不同溢流水深 H 和流量系数 M 的 q 值$\left(q=\frac{Q_{溢}}{B}=MH^{3/2}\right)$ 表 5-2

q \ M / H	1.48	1.55	1.62	q \ M / H	1.48	1.55	1.62
0.30	0.243	0.255	0.266	1.20	1.947	2.040	2.130
0.35	0.306	0.321	0.335	1.30	2.194	2.296	2.400
0.40	0.375	0.392	0.410	1.40	2.453	2.569	2.685
0.45	0.444	0.468	0.489	1.50	2.720	2.850	2.976
0.50	0.523	0.548	0.573	1.60	2.995	3.137	3.280
0.55	0.604	0.633	0.661	1.70	3.280	3.435	3.590
0.60	0.688	0.721	0.753	1.80	3.573	3.744	3.910
0.65	0.775	0.812	0.849	1.90	3.875	4.060	4.244
0.70	0.868	0.909	0.950	2.00	4.185	4.385	4.580
0.75	0.962	1.006	1.052	2.20	4.825	5.055	5.280
0.80	1.058	1.108	1.158	2.50	5.845	6.123	6.400
0.85	1.159	1.214	1.269	3.00	7.690	8.060	8.425
0.90	1.263	1.323	1.382	3.50	9.700	10.150	10.610
0.95	1.370	1.435	1.500	4.00	11.840	12.400	12.960
1.00	1.480	1.550	1.620	4.50	14.120	14.780	15.450
1.10	1.708	1.789	1.870	5.00	16.570	17.350	18.140

二、临界水深及临界坡

进行泄水渠的水力计算时，需要判别其底坡的陡、缓。为此，先介绍有关陡坡、缓坡、临界坡及临界水深几个概念。当渠内均匀流水深 h_0（又称正常水深）大于临界水深 h_k（即 $h_0>h_k$）时，水流称缓流，

底坡称缓坡，其值必定小于临界坡 i_k(即 $i<i_k$)；当渠内均匀流水深小于临界水深(即 $h_0<h_k$)时，水流称急流，底坡称陡坡，其值必定大于临界坡（即 $i>i_k$)；当渠内均匀流水深等于临界水深（即 $h_0=h_k$)时，水流称临界流，底坡必定等于临界坡（即 $i=i_k$)。进行水力计算时，一般先计算临界水深或临界坡，以判别水流是缓流还是急流，底坡是缓坡还是陡坡。

（一）临界水深

水力学原理证明，如果水流从上游的缓流过渡成下游的急流，中间必然经过一个临界水深 h_k 的断面。临界水深 h_k 的断面为缓流与急流的分界面。在工程实践中，认为从缓流转变为急流时，底坡突然变化处的水深是临界水深 h_k（图 5-12)。分析计算泄水渠(陡坡)水面曲线时，将陡坡开始处的水流断面作为控制断面，先求出其水深即临界水深 h_k，然后向下游陡坡段推算水面曲线。

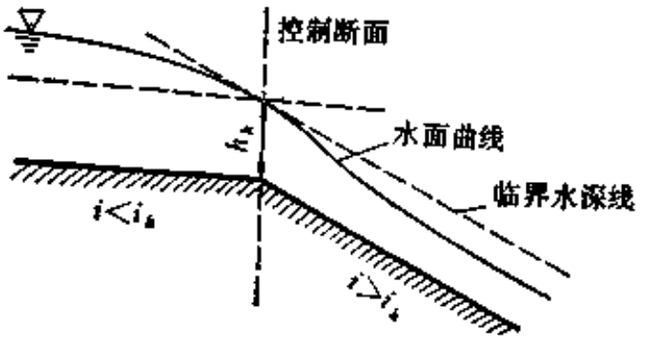


图 5-12　缓流过渡到急流

临界水深 h_k 与泄流量 $Q_{泄}$ 及过水断面的形状和尺寸有关，而与渠底纵坡 i 及糙率系数 n 无关。矩形断面临界水深表达式为：

$$h_k=\sqrt[3]{\frac{\alpha Q_{泄}^2}{B^2 g}}=\sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}(\text{米}), \qquad (5\text{-}5)$$

式中：

α 为流速分布不均匀系数，$\alpha=1.0\sim1.1$；其他符号的意义与溢流堰的水力计算相同。

为计算简便起见，将矩形断面临界水深 h_k 和单宽流量 q 的关系列于表 5-3，以供查用。

矩形断面临界水深表（单位 q-米^3/秒；h_k-米）　表 5-3

q	h_k		q	h_k		q	h_k	
	$\alpha=1.0$	$\alpha=1.1$		$\alpha=1.0$	$\alpha=1.1$		$\alpha=1.0$	$\alpha=1.1$
0.05	0.0634	0.0655	1.70	0.6654	0.6869	3.35	1.046	1.080
0.10	0.1006	0.1039	1.75	0.6784	0.7003	3.40	1.056	1.090
0.15	0.1319	0.1361	1.80	0.6913	0.7135	3.45	1.067	1.101
0.20	0.1598	0.1649	1.85	0.7040	0.7267	3.50	1.077	1.112
0.25	0.1854	0.1914	1.90	0.7166	0.7402	3.55	1.087	1.122
0.30	0.2093	0.2161	1.95	0.7291	0.7526	3.60	1.097	1.133
0.35	0.2320	0.2395	2.00	0.7415	0.7655	3.65	1.107	1.143
0.40	0.2536	0.2618	2.05	0.7538	0.7782	3.70	1.118	1.154
0.45	0.2743	0.2832	2.10	0.7660	0.7908	3.75	1.128	1.164
0.50	0.2943	0.3038	2.15	0.7782	0.8033	3.80	1.138	1.174
0.55	0.3136	0.3237	2.20	0.7902	0.8157	3.85	1.148	1.185
0.60	0.3323	0.3430	2.25	0.8021	0.8280	3.90	1.157	1.195
0.65	0.3505	0.3618	2.30	0.8139	0.8402	3.95	1.167	1.205
0.70	0.3683	0.3802	2.35	0.8257	0.8523	4.00	1.177	1.215
0.75	0.3856	0.3981	2.40	0.8374	0.8644	4.05	1.187	1.225
0.80	0.4026	0.4156	2.45	0.8489	0.8764	4.10	1.197	1.235
0.85	0.4192	0.4327	2.50	0.8605	0.8883	4.15	1.206	1.245
0.90	0.4355	0.4495	2.55	0.8719	0.9001	4.20	1.216	1.255
0.95	0.4514	0.4660	2.60	0.8832	0.9118	4.25	1.226	1.265
1.00	0.4671	0.4822	2.65	0.8946	0.9234	4.30	1.235	1.275
1.05	0.4825	0.4982	2.70	0.9058	0.9350	4.35	1.245	1.285
1.10	0.4978	0.5139	2.75	0.9169	0.9465	4.40	1.254	1.295
1.15	0.5128	0.5293	2.80	0.9280	0.9580	4.45	1.264	1.305
1.20	0.5275	0.5445	2.85	0.9390	0.9693	4.50	1.273	1.314
1.25	0.5421	0.5596	2.90	0.9500	0.9806	4.55	1.283	1.324
1.30	0.5564	0.5744	2.95	0.9609	0.9919	4.60	1.292	1.334
1.35	0.5706	0.5891	3.00	0.9717	1.003	4.65	1.301	1.343
1.40	0.5846	0.6035	3.05	0.9824	1.014	4.70	1.311	1.353
1.45	0.5985	0.6177	3.10	0.9932	1.025	4.75	1.320	1.363
1.50	0.6122	0.6319	3.15	1.004	1.036	4.80	1.329	1.372
1.55	0.6257	0.6458	3.20	1.014	1.047	4.85	1.339	1.382
1.60	0.6391	0.6597	3.25	1.025	1.058	4.90	1.348	1.391
1.65	0.6523	0.6734	3.30	1.035	1.069	4.95	1.357	1.401

续表

q	h_k		q	h_k		q	h_k	
	$\alpha=1.0$	$\alpha=1.1$		$\alpha=1.0$	$\alpha=1.1$		$\alpha=1.0$	$\alpha=1.1$
5.00	1.366	1.410	5.35	1.429	1.475	5.70	1.491	1.539
5.05	1.375	1.420	5.40	1.438	1.484	5.75	1.499	1.548
5.10	1.384	1.429	5.45	1.447	1.493	5.80	1.508	1.557
5.15	1.393	1.438	5.50	1.456	1.502	5.85	1.518	1.566
5.20	1.402	1.447	5.55	1.464	1.512	5.90	1.525	1.575
5.25	1.411	1.457	5.60	1.473	1.521	5.95	1.534	1.583
5.30	1.420	1.466	5.65	1.482	1.530	6.00	1.542	1.592

（二）临界坡

前面已经说过，当渠中均匀流为临界流（即 $h_0=h_k$）时，底坡称为临界坡 i_k。

矩形渠道临界坡 i_k 可用均匀流公式 $Q=\omega_k C_k\sqrt{R_k i_k}$ 及临界水深公式 $h_k=\dfrac{\omega_k}{B_k}=\sqrt[3]{\dfrac{\alpha Q^2}{B_k^2 g}}$，解联立方程式，消去 Q 得：

$$i_k=\frac{g}{\alpha C_k^2}\cdot\frac{\lambda_k}{B_k}. \tag{5-6}$$

式中 λ_k、B_k 和 C_k 分别为临界水深 h_k 时的湿周、过水断面宽度和谢才系数，其他符号意义同前。

三、泄水渠收缩段（渐变段）的水力计算（图 5-13）

泄水渠收缩段（渐变段）水力计算的目的就是通过水面曲线的计算合理确定收缩段的形式和尺寸。为使堰顶

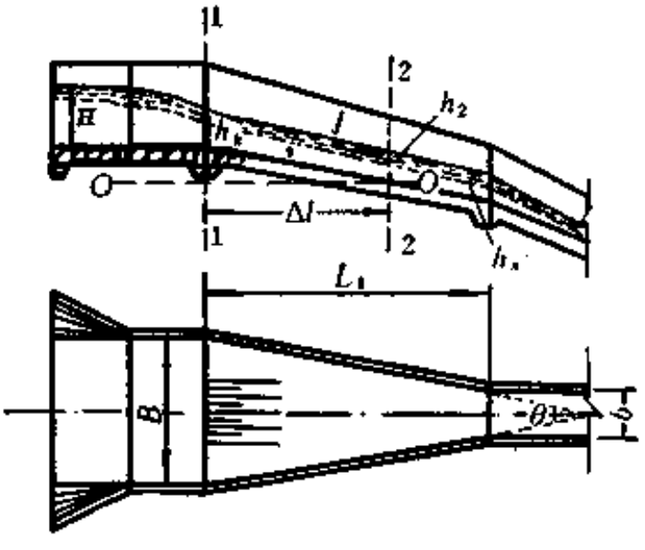


图 5-13　泄水渠收缩段水力计算图

洪水安全渲泄，泄水渠渐变段底坡应大于或等于临界坡度(即$i \geqslant i_k$)，这种情况下，渐变段起始断面 1-1 水深等于临界水深 h_k（图 5-13），可用式(5-5)求得。

如图 5-13 所示，渐变段的过水断面形状和尺寸沿程不断改变，其中水流属于非棱柱体明渠渐变流。1-1 断面水深 h_k 求出后，可通过断面 1-1 及断面 2-2 能量守恒及能量转化定律求得断面 2-2 水深 h_2，由于通过两个断面的流量是相等的，所以 1-1 断面的总能量（包括位能、压能、动能）应等于 2-2 断面的总能量（包括位能、压能、动能）及水流由 1-1 断面到 2-2 断面所损失的能量。以 2-2 断面底部 0-0 为水平基准面，写出两个断面单位重量水体能量平衡方程式，得：

$$h_1+\frac{\alpha V_1^2}{2g}+i\Delta l=h_2+\frac{\alpha V_2^2}{2g}+\Delta h_f. \tag{5-7}$$

这是能量守恒及转化规律在水流运动中的特殊表达形式，简称为能量方程。

式中：h_1——1-1 断面单位重量水体的压能，即该断面的水深，$h_1=h_k$；

$\frac{\alpha V_1^2}{2g}$——1-1 断面单位重量水体的动能，V_1 为该断面的平均流速；

$i\Delta l$——1-1 断面单位重量水体的位能，即两断面底部高程差，i 为渐变段底坡的坡度，Δl 为 1-1 断面和 2-2 断面之间的顺坡长度；

h_2——2-2 断面单位重量水体的压能，即该断面的水深；

$\frac{\alpha V_2^2}{2g}$——2-2 断面单位重量水体的动能，V_2 为该断面的平均流速；

Δh_f——1-1 断面到 2-2 断面单位重量水体的能量损失，$\Delta h_f = J\Delta l$，J 为渐变段的水力坡降，可近似地用 1-1 及 2-2 两断面间的平均水力坡降来代替，即，

$$\Delta h_f = J\Delta l = \frac{V^2}{C^2R}\Delta l, \tag{5-8}$$

式中：$V = \frac{V_1+V_2}{2}$；$C = \frac{C_1+C_2}{2}$；$R = \frac{R_1+R_2}{2}$，

V、C、R——分别为两断面流速、谢才系数、水力半径的平均值。

用公式(5-7)，自 1-1 断面开始，逐段向下游计算。计算时，1-1 断面为临界水深 h_k，所以式(5-7)左边数值为已知；式 (5-7) 右边为未知，可以先假定 h_2 值，然后用式(5-8)计算 Δh_f，并计算 $\frac{\alpha V_2^2}{2g}$，乃得右边各值；如左右两边数值相等或很接近，说明假定的 h_2 值合理。否则重新假定 h_2 值，重复计算式 (5-7) 右边数值，直至满足要求为止。计算第二段时，此 h_2 值又为已知，用同样方法算出第二段末端水深 h_3。依次推出各断面的水深，直至算到渐变段末端的水深为止。如渐变段较短，只取 1～2 段即可求出其末端的水深。此水深又作为泄水渠陡坡下段的起始断面的水深。

运用公式(5-7)和公式 (5-8) 进行计算时，一定要注意泄水渠底坡的大小。底坡与水平线的倾角用 β 表示 (见图 5-16)，当 $\beta>6°$、$\sin\beta>0.1045$ 时，便要注意以下各点：第一，公式中的底坡坡降 i 要用 $\sin\beta$，不能用 $\mathrm{tg}\beta$；第二，公式中的水深 h_1 要用 $h_1\cos\beta$ 代替，h_2 要用 $h_2\cos\beta$ 代替(h_1 和 h_2 仍然是水深)；第三，公式中的 Δl 是两断面之间的底坡实际长度 (即顺坡长度)，不能用两断面之间的水平距离代替。因为溢洪道的泄水渠底坡一般都很陡，以上各点如果用错了，得到的计算结果便与实际情况不符。

渐变段长度 L_1(图 5-13)可用三角形正切关系求得：

$$\operatorname{tg}\frac{\theta}{2}=\frac{B-b}{2L_1},\ \text{或}\ L_1=\frac{B-b}{2\operatorname{tg}\frac{\theta}{2}}(\text{米}). \tag{5-9}$$

式中： θ——渐变段两侧夹角，如$\theta=25°$，$L_1=2.25(B-b)$(米)；

B、b——分别为渐变段首端、末端宽度(米)。

四、泄水渠陡坡段的水力计算

根据溢洪道布置，泄水渠可能有两种情况：一种情况是溢流堰后直接接陡坡；另一种情况是溢流堰后接一渐变段，再接陡坡。但无论采用哪种布置型式，都应使水流在陡坡上呈降水曲线。若溢流堰后直接接陡坡，应使陡坡底坡 $i\geqslant i_k$，此时陡坡水力计算的起始水深为临界水深 h_k；若渐变段后接陡坡，则应使陡坡底坡大于渐变段底坡，此时陡坡水力计算的起始水深应为渐变段末端水深。

陡坡起始端的水深确定以后，可采用与渐变段水力计算相同的公式与推算方法，算出整个陡坡上的水面线。为减少繁杂的试算工作，小型水库工程可按下述简化办法求出陡坡水面线。

陡坡上水流的表面呈降水曲线，当陡坡段较长时，降水曲线的长度，常小于陡坡段长度，降水曲线在陡坡段的中途就结束；当陡坡段较短时，降水曲线大于陡坡段长度，即陡坡末端水深大于正常水深。

当降水曲线的长度小于陡坡段的长度时，降水曲线以后的水深就等于正常水深h_0，为均匀流态。属于此类情况时，陡坡始端水深等于临界水深或渐变段末端水深，末端水深等于正常水深h_0，整个陡坡上的水面曲线可近似地用始末两断面的水面点的联线来代替。

正常水深 h_0 可按明渠均匀流公式用试算法求得：

$$Q=\omega_0 C_0\sqrt{R_0 i}. \tag{5-10}$$

式中： ω_0——水深为 h_0 时的过水断面面积，对矩形断面 $\omega_0=h_0B$；

R_0——水深为 h_0 时的水力半径 $R_0=\frac{\omega_0}{\lambda_0}$，$\lambda_0$ 是水深为 h_0 时的湿周(米)；对于矩形断面 $\lambda_0=2h_0+B$；

C_0——水深为 h_0 时的谢才系数，$C_0=\frac{1}{n}R^{1/6}$ 可由表 5-4 查得。

当降水曲线长度大于陡坡长度时，水面线可按式(5-7)试算定出。边墙顶高程可按计算出的水面线加安全超高定出。若为高速水流则按掺气后的水深来定边墙顶部高程。掺气后的水深计算式见式(5-2)。

五、消能设备的水力计算

(一) 消力池的水力计算(图 5-8)

消力池的水力计算主要是合理地确定消力池的深度和长度，使下泄水流能在消力池内产生完全水跃，充分消能，保证下游安全。

要计算消力池的深度和长度，首先要确定水跃的跃前水深 h_c 及跃后水深 h_c''。跃前水深就是产生水跃前的最小水深，或称收缩断面水深。紧接陡坡的消力池，收缩断面水深 h_c，就是按照前面介绍的方法计算出来的陡坡末端的水深；跃后水深 h_c'' 在 2—2 断面处，水流速度减缓，水流的一部分动能被水跃所消耗，一部分恢复为位能，使水深加大。将跃前断面 1—1 和跃后断面 2—2 所包围的水体脱离出来研究，并写出其动量方程，经过变换后，得到跃后水深 h_c'' 的表达式为：

$$h_c''=\frac{h_c}{2}\left(\sqrt{1+\frac{8q^2}{gh_c^3}}-1\right). \tag{5-11}$$

式中各符号意义同前。

设计消力池深度 S 的原则是要求在消力池内发生淹没水跃，所以消力池末端的水深稍大于跃后水深 h_c''，可用《小型渠道工程》第五章中式(5-4)计算，也可以近似地用下式计算：

谢才系数 C 值表

$$C=\frac{1}{n}R^{1/6}$$

表 5-4

R(米) \ n	0.013	0.014	0.015	0.017	0.020	0.025	0.030	0.035
0.05	46.7	43.4	40.5	35.7	30.4	24.3	20.2	17.3
0.06	48.1	44.7	41.7	36.8	31.3	25.0	20.9	17.9
0.07	49.4	45.9	42.7	37.8	32.1	25.7	21.4	18.3
0.08	50.5	46.9	43.7	38.6	32.8	26.3	21.9	18.8
0.10	52.4	48.7	45.3	40.1	34.1	27.3	22.7	19.5
0.12	54.0	50.2	46.8	41.3	35.1	28.1	23.4	20.1
0.14	55.4	51.5	48.0	42.4	36.0	28.8	24.0	20.6
0.16	56.7	52.6	49.1	43.3	36.8	29.5	24.5	21.1
0.18	57.8	53.7	50.0	44.2	37.6	30.1	25.0	21.5
0.20	58.8	54.6	51.0	45.0	38.2	30.6	25.5	21.8
0.22	59.8	55.5	51.8	45.7	38.8	31.1	25.9	22.2
0.24	60.6	56.3	52.5	46.4	39.4	31.5	26.3	22.5
0.26	61.5	57.1	53.2	47.0	39.9	32.0	26.6	22.8
0.28	62.2	57.8	53.9	47.6	40.4	32.4	27.0	23.1
0.30	63.0	58.4	54.5	48.1	40.9	32.7	27.3	23.4
0.35	64.6	59.9	55.9	49.4	42.0	33.6	28.0	24.0
0.40	66.0	61.3	57.2	50.5	42.9	34.3	28.6	24.5
0.45	67.3	62.5	58.3	51.5	43.8	35.0	29.2	25.0
0.50	68.5	63.6	59.5	52.4	44.5	35.6	29.7	25.5
0.55	69.6	64.6	60.3	53.3	45.3	36.2	30.2	25.9
0.60	70.6	65.6	61.2	54.0	45.9	36.7	30.6	26.2
0.65	71.6	66.5	62.0	54.7	46.5	37.2	31.0	26.6
0.70	72.5	67.3	62.8	55.4	47.1	37.7	31.4	26.9
0.80	74.1	68.8	64.2	56.8	48.2	38.5	32.1	27.5
0.90	75.6	70.2	65.5	57.8	49.1	39.3	32.8	28.1
1.00	77.0	71.4	66.7	58.8	50.0	40.0	33.3	28.6
1.10	78.2	72.6	67.3	59.8	50.8	40.6	33.9	29.0
1.20	79.3	73.6	68.8	60.6	51.5	41.2	34.4	29.5
1.30	80.4	74.6	69.7	61.5	52.2	41.8	34.8	29.8
1.50	82.3	76.4	71.3	62.9	53.5	42.8	35.7	30.6
1.70	84.1	78.0	72.9	64.3	54.6	43.7	36.4	31.2
2.00	86.3	80.2	75.0	66.0	56.1	44.9	37.4	32.1
2.50	89.6	83.2	77.7	68.5	58.3	46.6	38.8	33.3
3.00	92.4	85.8	80.1	70.6	60.0	48.0	40.0	34.3

$$S=\sigma(h_c''-h_s). \tag{5-12}$$

式中：σ——淹没安全系数，一般取 $\sigma=1.25$；

h_s——紧接消力池出口的下游河道或渠道水深。

对消力池长度的基本要求，是保证水跃发生在池内。因此，池长 L_k 可从水跃长度出发来决定。平底渠道中，自由水跃长度 L_j 的经验公式为：

$$L_j=6.9(h_c''-h_c). \tag{5-13}$$

在消力池中所发生的水跃，与平底渠道中的自由水跃有所不同。消力池末端墙壁对水流的反作用力，有壅阻水流的作用。所以，消力池长度 L_k，可以小于水跃长度 L_j。根据试验得出的经验公式为：

$$L_k=(0.7\sim0.8)L_j=(0.7\sim0.8)\times6.9(h_c''-h_c);$$

所以，
$$L_k=(4.8\sim5.5)(h_c''-h_c). \tag{5-14}$$

（二）挑流消能水力计算（图 5-14）

挑流消能水力计算的主要任务是计算挑流射程、冲刷坑的深度，以验证挑流鼻坎的形式和挑射角度 θ 等是否设计得合理。因为冲刷坑的位置直接与水舌射程的远近有关，工程上要求冲刷坑位置距离鼻坎愈远愈好，以免危及鼻坎的安全，所以力求增加射程是挑流消能的主要任务。正确地设计挑流鼻坎的形式、挑射角度、鼻坎高程和反

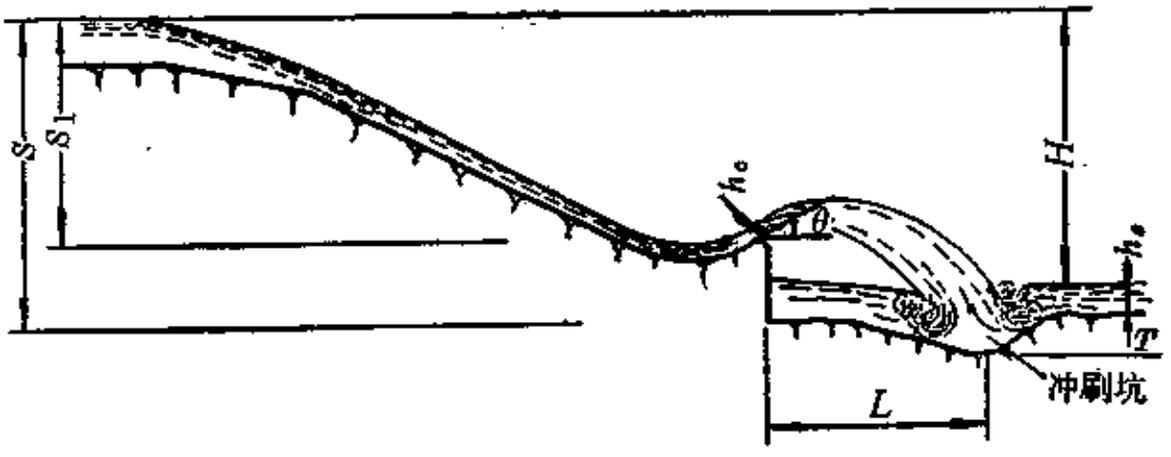


图 5-14　挑流消能水力计算图

弧半径，是增加射程的有力措施。

实际工程中由于鼻坎出口断面上的流速分布不均匀，以及水舌在空中不断扩散和掺气等原因，射程不易准确计算。但作为近似计算，可按计算自由抛射体轨迹的方法估算射程 L(图 5-14)。

$$L=\frac{v_c^2}{2g}\sin 2\theta\left[1+\sqrt{1+\frac{2(S-S_1)+h_c\cos\theta}{v_c^2\sin^2\theta}g}\right]. \quad (5\text{-}15)$$

式中：h_c——鼻坎上的水深，近似地采用陡坡末端的水深(米)；

v_c——鼻坎上的流速，近似地采用陡坡末端的流速(米/秒)；

θ——鼻坎挑射角，一般 $\theta=25^\circ\sim35^\circ$；

S_1——上游水位与鼻坎高程差(米)，鼻坎应高出下游最高水位 1～2 米以上；

S——上游水位与下游河床高程差(米)；

g——重力加速度($g=9.81$ 米/秒^2)。

冲刷坑深度决定于水舌跌入下游河道后具有的冲刷能力与河床的抗冲能力。当水舌冲刷能力大于河床的抗冲能力时，河床即被冲刷成冲刷坑；随着冲刷坑的加深，水垫加厚，水垫消能作用加大，水舌冲刷河床的能力则减弱，直到水舌的冲刷作用与河床的抗冲作用相平衡时，冲刷坑就不再加深而基本上稳定。

水舌冲刷能力与单宽流量 q、上下游水位差 H、水垫厚度、水舌入水角、水舌扩散和掺气程度等因素有关，其中以前三项因素影响最大。抗冲能力与地质条件，如岩石的物理力学性质、节理、走向等有关。冲刷坑深度尚无准确的计算方法，目前工程上常用经验公式加以粗略估算。当下游河床为岩基时，冲刷坑深度 T 的估算式为：

$$T=1.25\,q^{1/2}H^{1/4}-h_s\ (\text{米}). \quad (5\text{-}16)$$

式中：h_s——下游河床水深(米)。

若冲刷坑中心距建筑物的距离为 L，根据实践经验，当 $L/T>$

2.5～3.0时，冲刷坑不致危及挑流鼻坎的安全。

六、渠道式溢洪道的水力计算

渠道式溢洪道的水力计算，是根据已知的渠道宽度 b(米)、渠底纵坡 i 和糙率 n，验算能否通过规划确定的设计（或校核）泄洪流量 Q(米^3/秒)。渠道式溢洪道控制流量的位置是它的进口，但进口流量与渠内水流的流态有关，而渠内水流的流态又与渠底纵坡有关。所以，计算时，先按式(5-6)算出临界坡度 i_k，然后验算进口流量。

当 $i>i_k$ 时，渠内水流是急流，则进口流量按自由出流的宽顶堰进行计算。具体计算方法与前述溢流堰的水力计算方法相同。

当 $i<i_k$ 时，渠内水流是缓流，则进口流量按淹没出流的宽顶堰进行计算。在这种情况下，进入渠道的流量 Q（分为设计和校核两种情况）按下式计算（图5-15）：

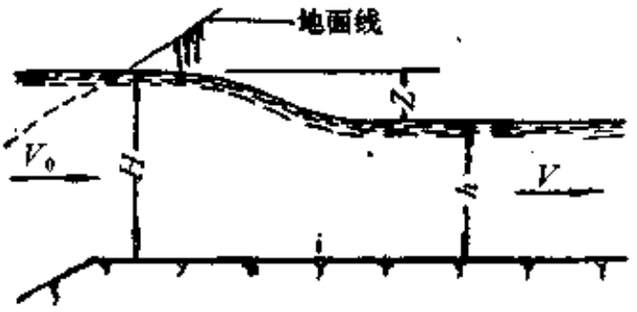


图 5-15　渠道式溢洪道进口水力计算图

$$Q=\varphi bh\sqrt{2gZ}\ (\text{米}^3/\text{秒}). \qquad (5\text{-}17)$$

式中：φ——流速系数，可取 $\varphi=0.85$～0.90；

b——渠道的宽度(米)；

h——进口后的渠道正常水深(米)；

g——重力加速度，$g=9.81$(米/秒^2)；

Z——进口的水面降落，$Z=H-h$(米)；

H——进口水深，即水库的设计(或校核)洪水位与进口渠底高程差(米)。

如果计算出的流量不符合规划确定的泄洪流量，则修改渠道的宽度 b，再进行计算，直到满足要求为止。

例(图5-16)　某水库溢洪道设计泄洪流量 $Q_{泄}=171.0$ 米^3/秒，水库设计洪水位限制在 126.45 米，堰顶高程为 122.50 米，溢洪道断面为矩形，其糙率系数为 0.017。泄水渠渐变段宽度由堰顶宽收缩为 8 米，其底坡 $i_1=0.20$；泄水渠陡坡直线段底坡 $i_2=0.4$；鼻坎高程 99 米，下游河床高程 92.0 米，下游水位 96.8 米，鼻坎挑射角 $\theta=28°$，反弧半径 R 为 7 米。试对该溢洪道进行水力计算。

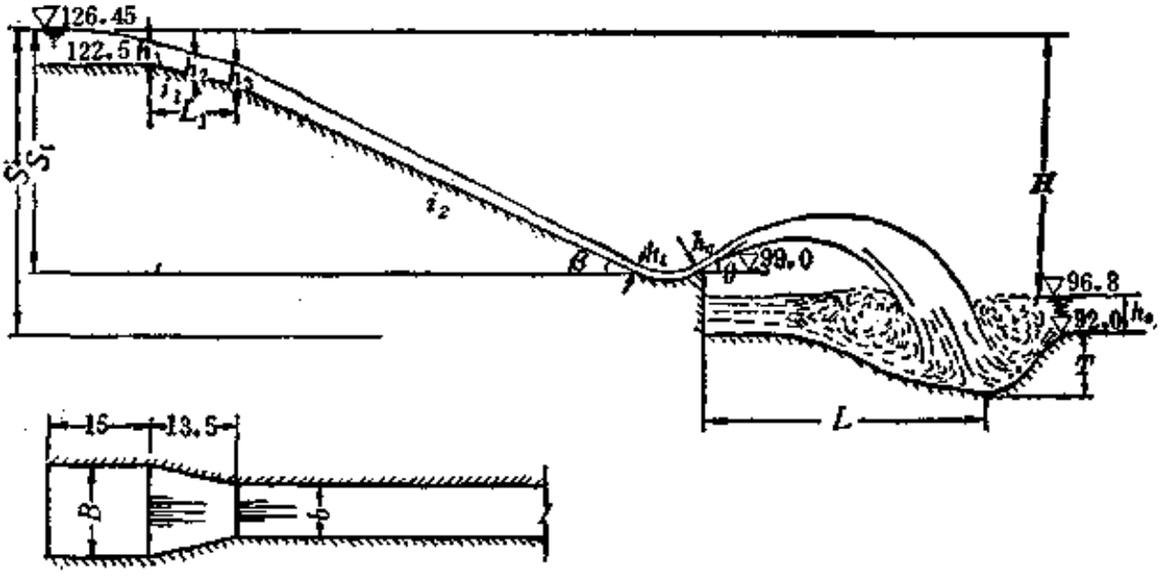


图 5-16　溢洪道水力计算示例

解

1．溢洪道堰顶宽度计算

溢流堰设计成宽顶堰形式，取第二流量系数 $M=1.55$，已知溢流水深 $H=126.45-122.5=3.95$(米)，按(5-4)式计算单宽流量：

$$q=\frac{Q_{泄}}{B}=MH^{3/2}=1.55\times(3.95)^{3/2}=12.2\ 米^3/秒/米.$$

此 q 值，也可以从表 5-2 用内插法求出。

则堰顶宽度为 $B=\frac{Q_{泄}}{q}=\frac{171.0}{12.2}=14$(米)，即渐变段首端宽度。

2．泄水渠渐变段水力计算

(1) 渐变段起始断面的临界水深计算

已知：$q=12.2$ 米^3/秒/米；取流速分布不均匀系数 $\alpha=1.1$。因过水断面为矩形，故临界水深按(5-5)式计算：

$$h_K=\sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}=\sqrt[3]{\frac{1.1\times 12.2^2}{9.81}}=2.56(\text{米})；$$

(2) 泄水渠渐变段长度 L_1 计算

拟定泄水渠渐变段两侧夹角 $\theta=25°$，则渐变段水平长度：

$$L_1=2.25(B-b)=2.25\times(14-8)=13.5(\text{米})；$$

(3) 与渐变段起始断面的临界水深 h_K 相应的临界坡度计算

已知：$\lambda_K=B_K+2h_K=14+2\times 2.56=19.12(\text{米})$；

$$\omega_K=B_K h_K=14\times 2.56=35.84 \text{ 米}^2；$$

$$R_K=\frac{\omega_K}{\lambda_K}=\frac{35.84}{19.12}=1.815 \text{ 米}；$$

查表 5-4 得：$C_K=65.8$。

按式(5-6)计算临界坡 i_K

$$i_K=\frac{g\lambda_K}{\alpha C_K^2 B_K}=\frac{9.81\times 19.12}{1.1\times 65.8^2\times 14.0}=0.0028.$$

渐变段底坡 $i_1=0.2\gg i_K=0.0028$，故属于陡坡。所以，渐变段首端的水深即为临界水深 h_K。

(4) 渐变段水面曲线计算

按公式(5-7)计算渐变段的水面曲线，由于坡度较陡，$i_1=\sin\beta_1=0.2$，$\cos\beta_1=0.9798$，故改用下式进行计算，即：

$$h_1\cos\beta_1+\frac{\alpha v_1^2}{2g}+i_1\Delta l=h_2\cos\beta_1+\frac{\alpha v_2^2}{2g}+\Delta h_f.$$

式中：$h_1\cos\beta_1=h_K\cos\beta_1=2.56\times 0.9798=2.51(\text{米})$；$B_1=B_K=14$ 米；

$$v_1=\frac{Q}{B_1h_1}=\frac{171}{14\times2.56}=4.87(\text{米/秒})；$$

如计算渐变段中点的水深h_2，则首端断面至中点断面顺底坡的长度$\Delta l=\frac{L_1}{2\cos\beta_1}=\frac{13.5}{2\times0.9798}=6.9(\text{米})$；中点断面宽度$b_2=(B_1+b)/2=(14+8)/2=11(\text{米})$。

左边：

$$h_1\cos\beta_1+\frac{\alpha v_1^2}{2g}+i_1\Delta l=2.51+\frac{1.1\times4.87^2}{2\times9.81}+0.2\times6.9=5.22(\text{米})$$

设渐变段中点水深$h_2=2.09$米，则：

$$h_2\cos\beta_1=2.09\times0.9798=2.06；$$

$$v_2=\frac{Q}{b_2h_2}=\frac{171}{11\times2.09}=7.44(\text{米/秒})；$$

$$V=\frac{V_1+V_2}{2}=\frac{4.87+7.44}{2}=6.155(\text{米/秒})；$$

$$\omega=\frac{\omega_1+\omega_2}{2}=\frac{14\times2.51+11\times2.09}{2}=29.1(\text{米}^2)；$$

$$\lambda=\frac{\lambda_1+\lambda_2}{2}=\frac{(14+2\times2.51)+(11+2\times2.09)}{2}$$

$$=17.1(\text{米})；$$

$$R=\frac{\omega}{\lambda}=\frac{29.1}{17.1}=1.70(\text{米}).$$

当$R=1.70$米，糙率$n=0.017$，查表5-4，得$C=64.3$。将有关各值代入式(5-8)得：

$$\Delta h_f=\frac{v^2}{C^2R}\Delta l=\frac{6.155^2}{(64.3)^2\times1.7}\times6.9=0.037(\text{米})。$$

右边：

$$h_2\cos\beta_1+\frac{\alpha v_2^2}{2g}+\Delta h_f=2.06+\frac{1.1\times7.44^2}{2\times9.81}+0.037=5.227(\text{米})。$$

能量方程式左边与右边数值基本相等，说明所设 $h_2=2.09$ 米符合要求。

同样可取渐变段中点与末端两个断面之间的能量方程，通过试算求得渐变段末端水深 $h_3=2.54$ 米，$v_3=8.42$ 米/秒。

根据 h_1、h_2、h_3 绘出渐变段水面曲线，如图(5-16)所示。

3．泄水渠陡坡段水力计算

泄水渠陡坡段首端的水深就是渐变段末端的水深 $h_3=2.54$ 米，如陡坡段很长，其末端水深可以近似认为等于陡坡段的正常水深 h_0，其值可用均匀流公式计算得出。本例陡坡段不算太长，其末端水深仍应通过水面曲线计算求得。为了简化计算只取陡坡段首末两个断面的能量方程，通过试算可求得末端水深 h_4，对于陡坡段，$i_2=\sin\beta_2=0.4$，$\cos\beta_2=0.92$，底坡较渐变段的底坡更陡。h_4 的计算方法如下：

陡坡段首端(即渐变段末端)的渠底高程为：

$$112.5-i_1L_1/\cos\beta_1=122.5-\frac{0.2\times13.5}{0.9798}=119.74(\text{米})；$$

陡坡段末端高程近似地取等于鼻坎高程 99.0 米；

故陡坡段首末高程差 $\Delta h=119.74-99=20.74(\text{米})$；

则陡坡段顺坡长度

$$L=\Delta h/\sin\beta_2=\Delta h/i_2=20.74/0.4=51.8(\text{米}).$$

陡坡段首端断面能量

$$E=h_3\cos\beta_2+\frac{\alpha v_3^2}{2g}+i_2L$$

$$=2.54\times0.92+\frac{1.1\times8.42^2}{2\times9.81}+0.4\times51.8=27.23(\text{米}).$$

设陡坡段末端水深 $h_4=1.04$ 米；

$$v_4=\frac{Q}{\omega_4}=\frac{171}{8\times1.04}=20.6\text{ 米/秒；}$$

$$v=\frac{v_3+v_4}{2}=\frac{8.42+20.6}{2}=14.51\text{ 米/秒；}$$

$$\omega=\frac{\omega_3+\omega_4}{2}=\frac{8\times2.54+8\times1.04}{2}=14.32(\text{米}^2)\text{；}$$

$$\lambda=\frac{\lambda_3+\lambda_4}{2}=\frac{(8+2\times2.54)+(8+2\times1.04)}{2}=11.58(\text{米})\text{；}$$

$$R=\frac{\omega}{\lambda}=\frac{14.32}{11.58}=1.24(\text{米})\text{；}$$

查表 5-4 得：$C=61.0$，

$$\Delta h_f=\frac{v^2}{C^2R}L=\frac{14.51^2}{(61)^2\times1.24}\times51.8=2.37(\text{米}).$$

陡坡段末端断面能量 $E'=h_4\cos\beta_2+\frac{\alpha v_4^2}{2g}+\Delta h_f=1.04\times0.92+\frac{1.1\times20.6^2}{19.62}+2.37=27.21(\text{米}).$

根据以上计算结果，陡坡段首末两断面能量数值基本相等，说明假设的陡坡段末端水深 $h_4=1.04$ 米是符合实际的。

4．挑流消能水力计算

(1) 挑流射程 L 计算

鼻坎上的水深近似地采用陡坡段末端的水深，$h_c=1.04$ 米；

鼻坎上的流速近似地采用陡坡段末端的流速，$v_c=20.6$ 米/秒；

已知鼻坎的挑射角 $\theta=28°$，故 $\sin\theta=\sin28°=0.470$，$\cos28°=0.883$，$\sin2\theta=\sin56°=0.829$；

上游水位与鼻坎高程差 $S_1=126.45-99=27.45$(米)；

上游水位与河床高程差 $S=126.45-92=34.45$(米)。

将以上数据代入(5-15)式得抛射距离为：

$$L=\frac{v_c^2}{2g}\sin 2\theta\left[1+\sqrt{1+\frac{2(S-S_1)+h_c\cos\theta}{v_c^2\sin^2\theta}g}\ \right]$$

$$=\frac{20.6^2}{2\times 9.81}\times$$

$$0.829\times\left[1+\sqrt{1+\frac{2(34.45-27.45)+1.04\times 0.883}{20.6^2\times(0.47)^2}\times 9.81}\ \right]$$

$=17.9\times 2.6=46.5$(米).

(2) 冲刷坑深度T计算

下游河床为岩石基础,冲刷坑深度可用公式(5-16)计算。

已知：单宽流量 $q=\frac{Q}{b}=\frac{171}{8}=21.38$(米^3/秒/米)；

上下游水位差 $H=126.45-96.8=29.65$(米)；

下游河床水深 $h_S=96.8-92.0=4.8$(米)；

则 $$T=1.25\,q^{1/2}H^{1/4}-h_S=1.25\times(21.38)^{1/2}\times(29.65)^{1/4}-4.8=7.8\text{(米)}.$$

$L/T=\frac{46.5}{7.8}=5.96>2.5\sim3.0$,冲刷坑不会危及挑流鼻坎的安全。

水面线求出后,再考虑掺气后的水深及安全超高,可得出泄水渠边墙的高度。

第六章　放水涵管

第一节　放水涵管的作用及布置

放水涵管在小型水库中的用途主要是：（1）按计划向灌溉渠道或电站放水；（2）大坝施工期间进行施工导流；（3）为了检修大坝内坡、捕鱼或因战备需要，泄空水库。

放水涵管是埋在坝下的管子。一般位于深水下，除承受较大的土压力外，还要承受高压及高速水流的作用（无压管只承受高速水流的作用）。因此，涵管要有合理的布置、足够的强度及防渗效能，才能保证建筑物的安全。除发电涵管外，出口段都应采取消能防冲措施，以防止和减轻水流对建筑物下游的冲刷。此外，由于涵管直接埋在坝下，所以它的工作情况直接关系到土坝的安全。管壁和大坝填土是两种不同的材料，如结合不紧密，就会产生沿管壁的集中渗流；管道接缝处理不好或有断裂时，管内水流，特别是高压管的水流会产生向坝身的强烈渗流。这种渗流现象不仅造成水库水量的损失，而且抬高了坝身的浸润线或引起坝体土的渗透变形，最后导致坝体的沉陷、坍塌和滑坡等。根据资料可知，管道渗漏是引起土坝失事的重要原因之一。因此，在进行放水涵管设计时，必须采取相应的措施，以保证管身及土坝的安全。

根据涵管的用途及工作特点，布置时应注意以下问题：

一、放水涵管进水口的高程应根据施工、运用等要求而定。灌

溉用的涵管，应做到灌区大部分地区能自流灌溉，并且一般要求布置得稍高些，以便留有余地。对于施工导流，放空水库及发电用的涵管，高程布置得低一些比较有利。但应高出库底 1.0～2.0 米，以防库内淤砂堵塞进口。放水涵管的纵坡常用 1:100～1:200。

二、埋在坝下的涵管，应力求建于岩基或坚实的土基上，以避免由于地基沉陷不均匀而发生管身断裂。

三、放水涵管进口应注意使水流平顺，防止泥砂淤积。出口段应注意防止冲刷。出口应与坝脚有一定的距离，并做好消能防冲设备，以免危及坝脚及邻近建筑物的安全。

四、管内流速较大，从水力条件看，要求管道在平面上为直线。如由于地形、地质及其他条件的限制必须转折时，可以设曲线段，但曲率半径一般要大于管径(或管的底宽)的 5 倍。

第二节　放水涵管的构造

放水涵管除上、下游引渠外，一般由进口段、管身及出口段三部分组成。下面分别介绍各部分的型式和构造。

一、进口建筑物

进口建筑物是用来布置拦污栅、安设闸门以控制水流的建筑物。要求在运用期间不被泥砂淤塞，能引取设计流量，水流平顺，闸门启闭灵活等。小型水库的进口建筑物，常见的有下列几种型式。

(一) 分级卧管式进水口

分级卧管是小型水库中使用比较广泛的一种进水口。它是埋设在坝前山坡上的浆砌块石或混凝土放水管，即图 6-1 中的卧管，其纵坡多为 1:2～1:3，以利于管身稳定。在库水位变动的范围内，卧管顶部开设一系列的放水孔，孔径 10～50 厘米，每级孔口的高差一般

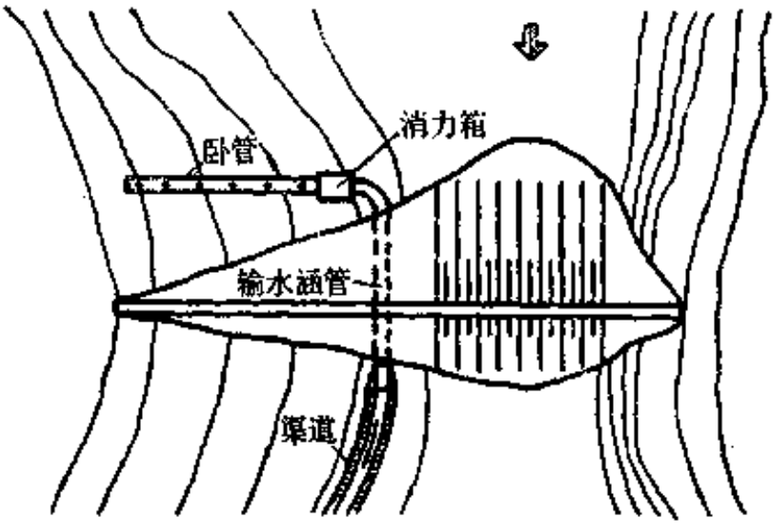


图 6-1　分级卧管式进水口的布置

为 0.5～0.8 米，孔口用木塞或插板控制。卧管最高处设通气孔。根据灌溉需要由上而下逐级打开孔口，水经孔口流至卧管下端，在消力箱消能整流后，再经坝底的输水涵管流到下游渠道（图 6-1 及图 6-2）。卧管引水流量的大致范围为 1.0～4.0 米^3/秒。

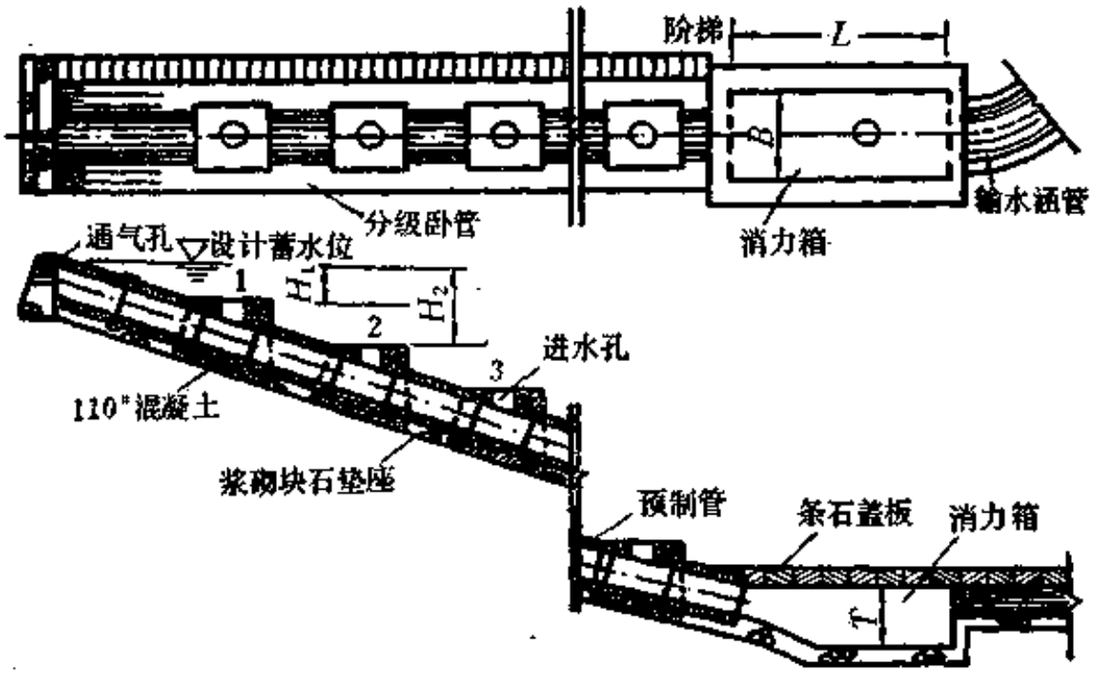


图 6-2　分级卧管与涵管的连接

分级卧管式进水口的优点是：构造简单，可省去工作桥、工作塔等启闭闸门的建筑物；较小的卧管可用砌石材料建造，施工方便；能引取温度较高的表层水，有利于作物生长。缺点是：易漏水；一般需在水下进行启闭，管理不方便。

（二）斜拉闸门式进水口

这种进水口位于水库深水下。为了便于启闭，闸门靠坝坡支

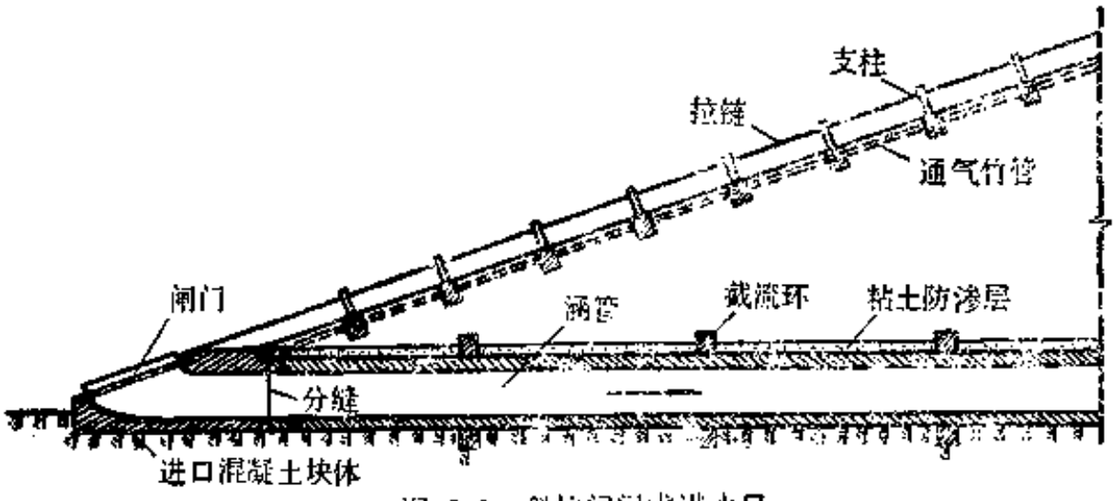


图 6-3　斜拉闸门式进水口

山坡倾斜安置，启闭机安装在坝顶或山坡的平台上。沿闸门拉链（多用钢丝绳）方向设若干支柱以固定拉链位置（图 6-3）。

在湖北省，斜拉闸门式进水口常用的闸门形式有：三孔转动式斜拉闸门及杠杆式转动闸门。三孔转动式闸门由底座、铸铁盖板及拉链组成（图 6-4）。底座镶在进口的混凝土块表面上。盖板分成六等分，每间隔一等分开一扇形孔。底座也有三个

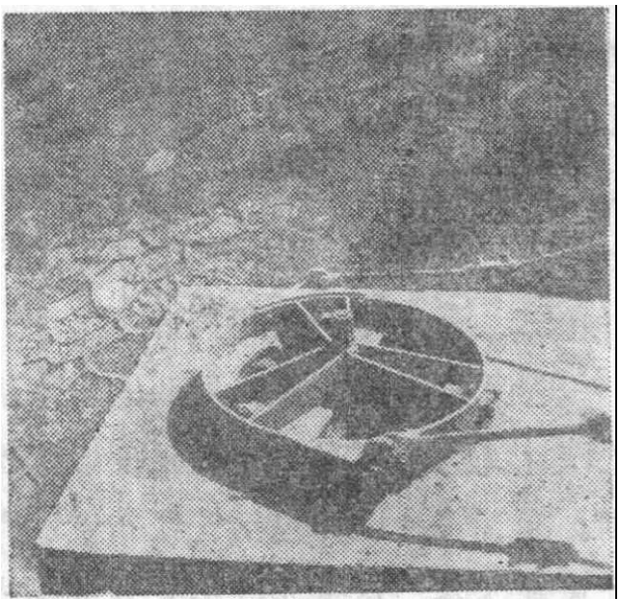


图 6-4　三孔转动式闸门

尺寸相同的孔口。控制拉链以转动闸门，即可由各孔相对位置控制流量。

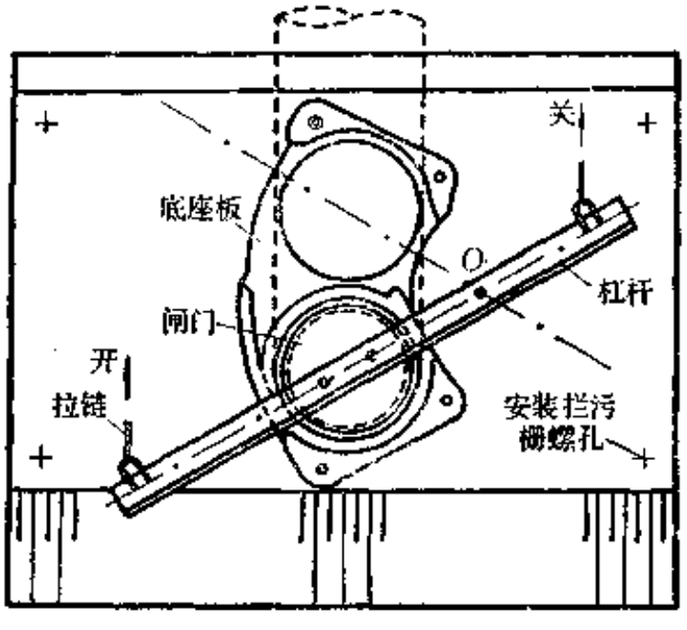


图 6-5 杠杆式转动闸门

杠杆式转动闸门是由底座、铸铁盖板、杠杆及拉链组成(图6-5)。盖板固定在杠杆上，靠两个拉链控制，可绕 0 点转动，从而开启和关闭孔口。这种闸门造价低，一般农机厂均能制造，启门力不大，可用绞车进行操纵。主要缺点是：钢丝绳长期浸在水中，容易锈蚀；闸门无法提出水面，检修比较困难。因此，它适用于水头较低的山塘水库。

（三）框架式进水口

这种进水口是由四个立柱及若干横梁组成的钢筋混凝土框架，立柱上设闸门槽，框架顶部设平台，以安装启闭设备及连接工作桥(图 6-6)。框架式进水口设在上游坝脚处，适用于引水流量较大的情况。优点是：操纵方便，能准确地控制流量。缺点是：造价高，需要一定数量的钢材；无法引取水库表层水，且只能在低水位时检修。

二、管身的型式和构造

管身是进口建筑物后面的输水部分。管身要有足够的断面以通过设计流量；要有一定的强度以承担外部荷载；要能抵抗水流的冲刷。涵管管身设计包括管线布置、断面型式的选择、水力计算及结构计算等内容。这里先介绍管身的型式及构造。

管身断面型式及材料，主要根据水力条件、受力情况及当地建筑

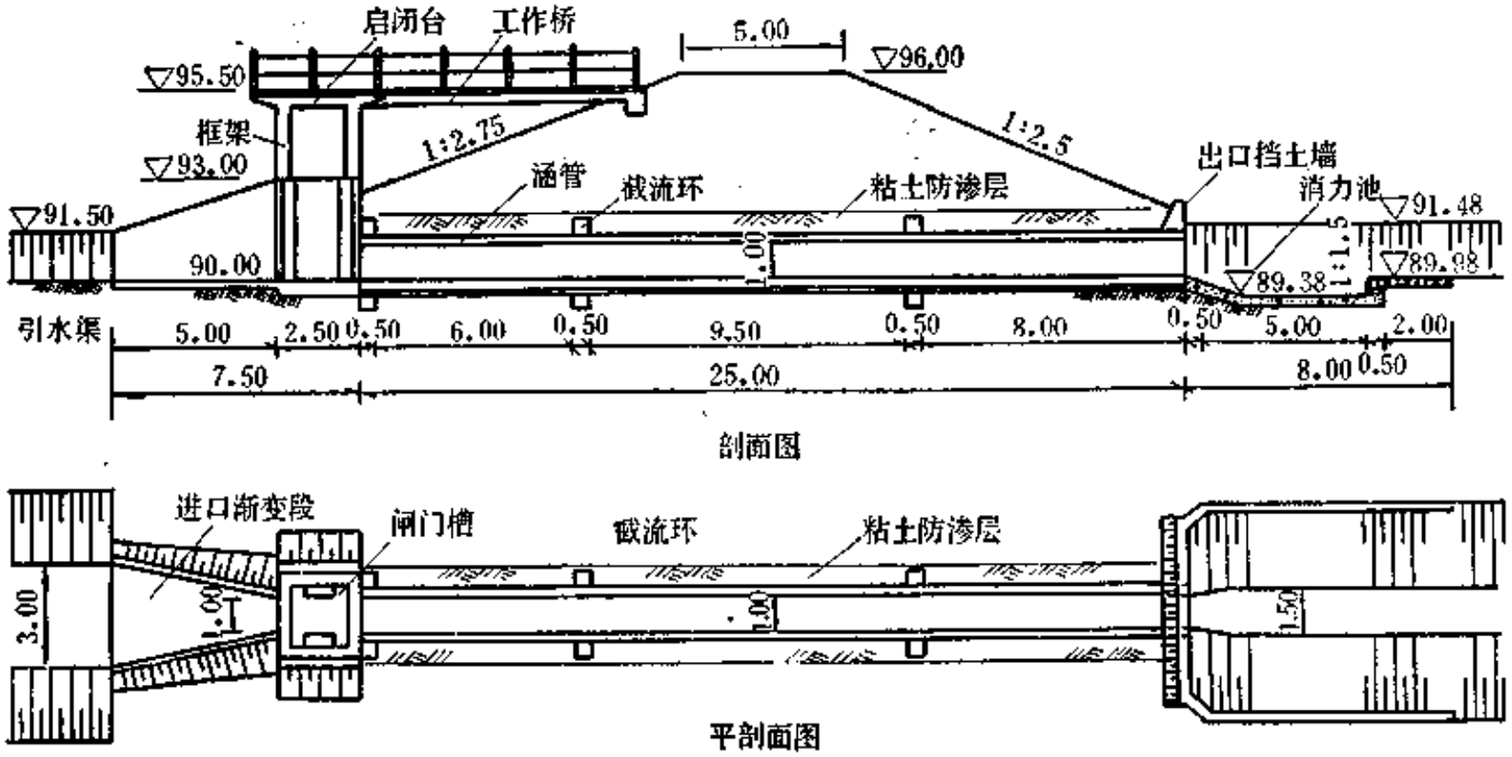
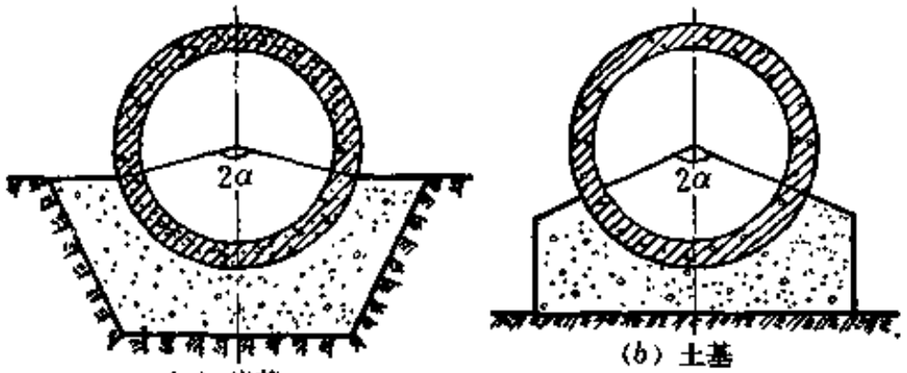

启闭台
工作桥
5.00
▽96.00
▽95.50
框架
▽93.00
1:2.75
1:2.5
出口挡土墙
涵管
截流环
粘土防渗层
消力池
▽91.48
▽91.50
90.00
1.00
1:1.5
▽89.38
▽89.98
引水渠
5.00
2.50
0.50
6.00
0.50
9.50
0.50
8.00
0.50
5.00
2.00
7.50
25.00
8.00
0.50
剖面图
进口渐变段
闸门槽
截流环
粘土防渗层
3.00
1.00
1.50
平剖面图

图 6-6 框架式进水口

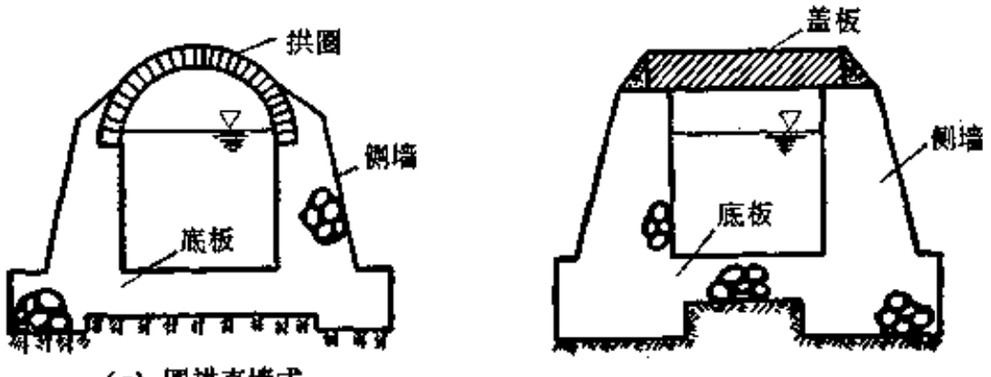
材料的供应情况来确定。有压涵管多用于发电，其主要荷载为内水压力，管壁受拉。一般采用预制或现浇的钢筋混凝土圆管。为了改善受力条件，使地基受力均匀，常在管下设置浆砌块石或低标号混凝土管座。管座厚度一般为30～50厘米，管座和管身的接触面成$2\alpha=90°\sim180°$的包角（图6-7）。



(a) 岩基　(b) 土基

图 6-7　有压管身断面型式

灌溉用的涵管多采用无压管。它承受的荷载主要是外水压力及填土压力，管壁受压。一般采用砖、石、混凝土等圬工结构。为了充分发挥圬工材料的抗压性能，可用浆砌石做成半圆拱直墙式（图6-8，*a*）；断面较小时，也可采用装配式混凝土盖板的矩形断面（图6-8，*b*），施工比较简单。



(a) 圆拱直墙式　(b) 盖板式

图 6-8　无压管身断面型式

沿管身的轴线方向，由于填土高度不同，通过管身传给地基的压力也不同。对于土基，在不均匀压力的作用下，将产生不均匀沉陷，会使管身断裂而破坏。为了适应土基的不均匀沉陷，沿管身轴线方向需设置沉陷缝。在良好的岩基上，不均匀沉陷虽小，但为了防止因温度变化和混凝土冷凝收缩而使管身产生裂缝，每隔 10～15 米，也要设温度伸缩缝。一般可将温度缝和沉陷缝结合起来，称温度沉陷缝，缝中设止水。当管壁较薄，设置止水有困难时，可将接缝处的管壁加厚(图 6-9，*a*)。

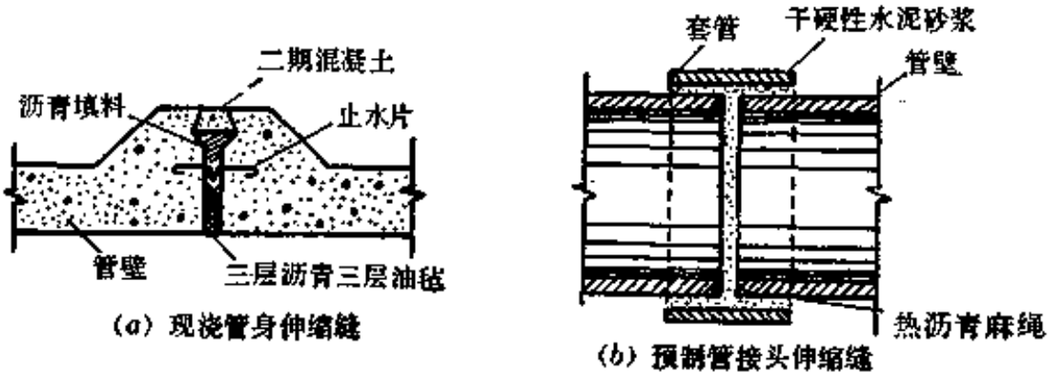


图 6-9　涵管的伸缩缝

近年来，小型水库的放水涵管多采用预制钢筋混凝土管，管径一般在 1.5～1.8 米以下，每节管长 1.0～3.0 米，一般可承受几十米水头的内水压力。预制管除与现浇管一样要求可靠的地基和管座外，应特别注意保证接头处不漏水。一般多采用套管接头，在接缝处填止水材料(图 6-9，*b*)。

为了防止沿管身外壁与填土的结合面产生集中渗流，在管子周围可设截流环(图 6-6)，以减少集中渗流的破坏作用。截流环间距一般为 10～20 米，凸出管壁高度 0.5～1.5 米，厚 0.3～0.6 米。对于粘土心墙坝，一般只需在穿过心墙的管身段设置 2～3 道截流环。为了更有效地防止集中渗流，在整个涵管周围可铺一层厚 1～2 米的粘性土作为防渗层(图 6-6)。防渗层应分层填土，用人工仔细夯实，不

能用机械辗压，以免损伤管身。

三、出口段

放水涵管出口段一般距坝脚较近，因出口水流的流速较大，要注意防止出口水流对坝脚的冲刷。一般采用底流式消能，即设消力池以消杀水流动能，减小流速，使水流平顺而均匀地进入渠道。

第三节　放水涵管的水力计算

涵管各部分断面尺寸的大小，主要根据通过的流量、管身的粗糙程度以及水头的大小，经过水力计算确定。

一、卧管的水力计算

（一）进水孔尺寸的确定：

进水孔一般有正方形及圆形两种，沿卧管有多个进水孔时，一般各孔面积相等，并按等距离布置，其中第一孔的孔面到设计蓄水位的距离等于各孔的距离（即高程差）。水流由孔口进入卧管内与大气相通（图 6-10），属自由式孔口出流。进入孔口的流量 Q 与孔口面积 ω、孔口以上的水深 H 及同时开启的孔口数目有关。实践经验表明，用放水涵管放水时，以每次同时开启上下两孔为宜。因此，为了取温度较高的表层水，通过孔口及卧管的流量按第 1 孔为最大水深（即等于放水孔孔距），而第 1、2 两孔同时放水的流量之和计算（图 6-2），即：

$$Q=\omega\mu\sqrt{2gH_1}+\omega\mu\sqrt{2gH_2}=\omega\mu\sqrt{2g}(\sqrt{H_1}+\sqrt{H_2}). \tag{6-1}$$

式中：ω——一个放水孔的底部面积（米^2），圆形孔口 $\omega=\frac{\pi d^2}{4}$（d——圆孔底部直径），正方形孔口 $\omega=B^2$（B——正方形孔底部

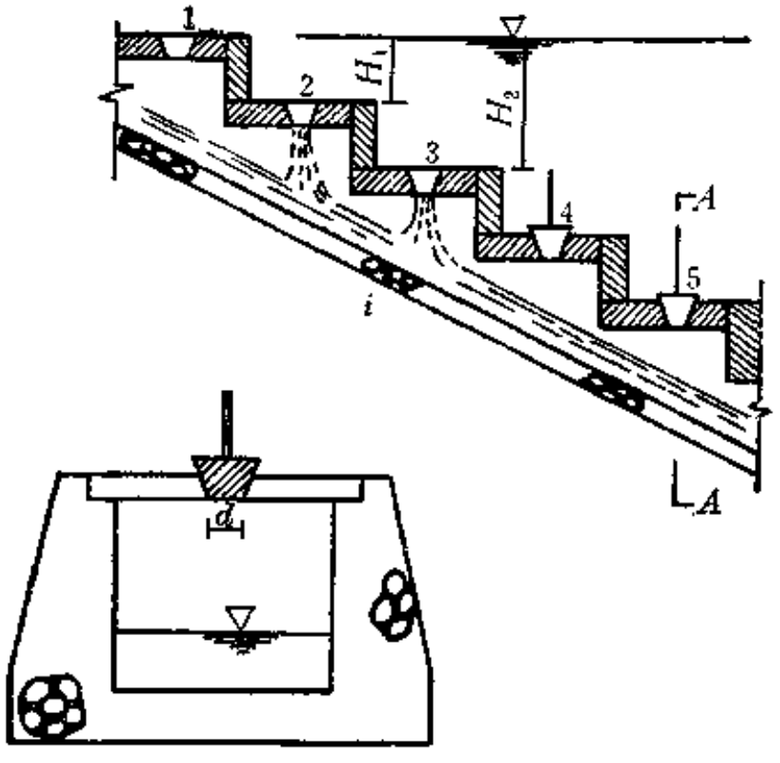


图 6-10　卧管进水孔水力计算简图

边长)；

μ——孔口流量系数，与进口形状有关，$\mu=0.58\sim0.63$，一般圆形放水孔取 $\mu=0.62$；

H_1、H_2——分别为第 1、2 两孔的作用水头，即孔面至水面的距离；

g——重力加速度($g=9.81$ 米/秒^2)。

通常设计流量 Q 已知，作用水头 H_1、H_2 根据卧管布置预先确定，用(6-1)式可以计算放水孔面积 ω。

随着水库放水，库水位下降，第 1、2 两孔同时放水已不能满足灌溉用水要求，这时可开第 1、3 两孔同时放水；当库水位再下降，第 1、3 两孔也不能满足要求时，则开第 2、3 两孔。此时第 2 孔便相当于上一情况的第 1 孔，第 3 孔相当于上一情况的第 2 孔(图 6-10)。如库水位继续下降至设计低水位，最低的两级孔口的进水流量，也应满足设计流量的要求。这就是第二章水库规划中确定设计低水位时所讲

的情况，计算工作仍用(6-1)式进行。

在运用过程中，如灌溉用水流量小于设计流量，可能开一个放水孔即能满足要求。若作用水头为H，计算过水流量时，可将式(6-1)改写为：

$$Q=\omega\mu\sqrt{2gH}. \tag{6-2}$$

式(6-2)同样适用于斜拉闸门式进水口的水力计算。Q为涵管的设计流量，H为水库设计低水位至斜拉闸门中心的距离(即作用水头)。

例　某水库采用分级卧管取水，卧管纵坡$i=1/3$。顶部设圆形放水孔，每级放水孔高差0.8米，灌溉取水流量$Q=1$米^3/秒，每次可同时开启两个放水孔，试确定孔口直径d(图6-10)。

解　已知$Q=1$米^3/秒，$H_1=0.8$米，$H_2=2\times0.8=1.6$米，取$\mu=0.62$代入式(6-1)，确定孔口直径d：

$$Q=\omega\mu\sqrt{2g}(\sqrt{H_1}+\sqrt{H_2})=\frac{3.14\times d^2}{4}$$

$$\times0.62\sqrt{2\times9.81}(\sqrt{0.8}+\sqrt{1.6})=2.16\,d^2(0.894$$

$$+1.265)=4.66\,d^2,$$

$$d=\sqrt{\frac{Q}{4.66}}=\sqrt{\frac{1}{4.66}}=0.463(\text{米}),\text{可取 }d=0.47\text{ 米}。$$

(二) 卧管断面尺寸的确定

水流由孔口进入卧管后，以无压流的形式沿卧管流动。卧管断面有方形及圆形两种，其大小与通过的流量、卧管纵坡及糙率有关。一般用明渠均匀流公式进行计算，即

$$Q=\omega\cdot C\cdot\sqrt{Ri}. \tag{6-3}$$

式中：Q——通过卧管的流量(米^3/秒)；

ω——卧管断面面积(米^2)；

C——谢才系数，可根据管壁糙率 n（表 6-1）及水力半径 R（米），由第五章中表 5-4 查得；

i——卧管纵坡，一般为 1:2～1:3。

各种材料糙率 n 值表　　表 6-1

材　　料	n	材　　料	n
抹光的水泥抹面	0.012	砌砖护面	0.015
不抹光的水泥抹面	0.014	粗糙的混凝土护面	0.017
光滑的混凝土护面	0.015	浆砌块石护面	0.025
料石砌护	0.015	干砌块石护面	0.033

根据试验，当开孔放水时，水流跌入卧管后，水柱跃起的高度约为正常水深的 2.5～3.5 倍。为使管内保持无压流，卧管高度应为正常水深的 3～4 倍。对陶瓷及混凝土圆管，正常水深可为直径的40%。

运用公式(6-3)计算比较复杂，如情况符合，可使用下列简化公式进行计算。

圆形混凝土管(糙率 $n=0.017$)管径 d 可用下式计算：

$$d=\left(\frac{Q}{6.19\sqrt{i}}\right)^{3/8}. \tag{6-4}$$

管高为正常水深的 3 倍时，方形管的边长 B 的计算式如下（见图 6-10 截面 A-A）：

混凝土管($n=0.017$)

$$B=\left(\frac{Q}{6.73\sqrt{i}}\right)^{3/8}. \tag{6-5}$$

浆砌块石管 ($n=0.025$)

$$B=\left(\frac{Q}{4.58\sqrt{i}}\right)^{3/8}. \tag{6-6}$$

（三）消力井计算：

水流由进水孔落入管内后，具有很大的动能，如不处理，则会造成对管身的冲刷破坏。所以在卧管末端（图 6-2）及斜拉闸门进水孔下部需设消力井（图 6-11），又称消力箱。水流跌入井内，造成剧烈的碰撞，使大部分动能转化为热能而消散。根据实验，每立方米容积的消力井的消能量为 7.5～8.0 千瓦。为了达到充分消能的目的，消力井应有足够的尺寸。当求出水流实际具有的能量后，即可根据每米³的消能量确定消力井的体积。

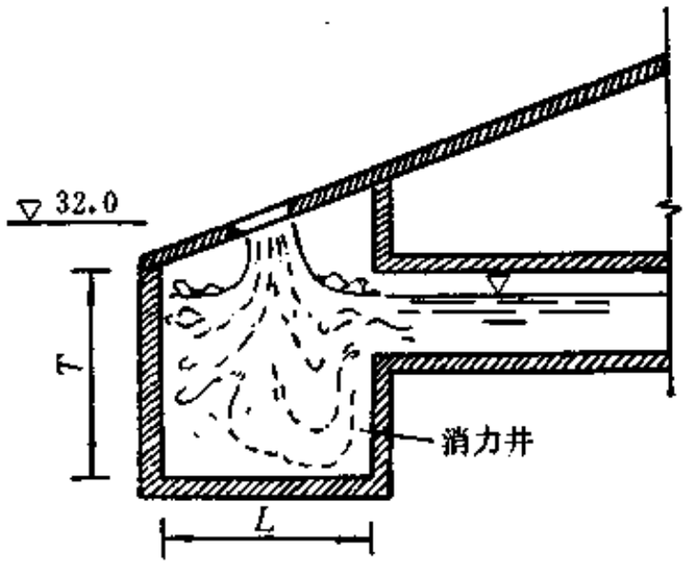


图 6-11　消力井水力计算简图

水流能量　　$N=9.81\,QH$（千瓦）.

式中：Q——流量(米³/秒)；

H——作用水头(米)，对于斜拉闸门，可近似采用设计蓄水位与进水孔高程的差值。

消力井的最小容积　$V=\dfrac{N}{8}=\dfrac{9.81\,QH}{8}$(米³).　　(6-7)

一般要求消力井的尺寸，宽×长×深$=B\times L\times T\geqslant V$。

例　某水库设计蓄水位为 56.0 米，当库水位为 40.0 米时，要求泄放灌溉流量 $Q=1.2$ 米³/秒。采用斜拉闸门式进水口，孔口高程 32.0 米，进水口下方设消力井，水流经消能后进入无压涵管。试确定进水孔直径及消力井尺寸。

解：（1）确定进水孔直径，可用(6-2)式移项得：

$$\omega=\frac{Q}{\mu\sqrt{2gH}},\text{即}\ \frac{3.14\times d^2}{4}=\frac{1.2}{0.62\times\sqrt{2\times9.81(40-32)}}$$

$$=\frac{1.2}{7.75}=0.155;$$

故 $d^2=0.155\times\frac{4}{3.14}=0.197$，$d=\sqrt{0.197}=0.444$ 米。

考虑当地已有的定型孔口尺寸及闸门，采用孔口直径 $d=0.5$ 米。

（2）确定消力井尺寸：水库为设计蓄水位时，放水水流的能量最大。以此种情况作为设计条件。由于有闸门控制，流量可控制不变，$Q=1.2$ 米^3/秒，水头 $H=56.0-32.0=24.0$ 米.

用(6-7)式，计算消力井体积 V：

$$V=\frac{9.81QH}{8}=\frac{9.81\times1.2\times24}{8}=35.2(\text{米}^3);$$

取井宽 $B=5.0$ 米，长 $L=2.5$ 米，深 $T=3.0$ 米；

$B\times L\times T=5.0\times2.5\times3.0=37.5(\text{米}^3)>35.2(\text{米}^3)$，可满足要求。

二、坝下埋管的水力计算

坝下埋设的涵管常用的断面形式有圆形、矩形及拱顶矩形三种。根据水流状态不同，又可分为压力管和无压管两种。有压流时，水流充满整个过水断面流动；仅部分断面过水，水流在管中具有自由表面的为无压流。在相同的流量下，有压流需要的过水断面较小，但管壁要承受由于内水压力而产生的拉力，故对材料及结构要求比无压管高。因此，在小型水库中除发电用有压管外，一般多采用无压管。

涵管断面形状确定后，其尺寸的大小主要根据设计流量及水头确定。对稍高的坝，选择涵管尺寸时，应考虑到进行检修的可能性。

（一）有压涵管的水力计算：

有压涵管的出口一般用消力池与灌溉渠道衔接。渠道水位不影响涵管的过水流量，属自由出流。有压涵管多采用圆形断面，圆管过水断面ω的大小与设计流量Q、管长L及管身糙率n等因素有关，流量的计算可采用«小型渠道工程»(7-6)式进行。对于有压涵管，当其他条件一定时，管身底坡i的大小与管中通过的流量无关，所以，该计算式可以简化为：

$$Q=\omega\mu\sqrt{2gH}. \tag{6-8}$$

式中：ω——涵管的过水断面面积(米^2)，$\omega=\frac{\pi d^2}{4}=0.786\,d^2$；

d——涵管直径(米)；

H——设计水头（米），即有压涵管的上下游水位差。对于自由出流的有压涵管，下游水位可按出口处的管口中心高程计算。灌溉期的设计水头通常可采用设计蓄水位时蓄水深的⅓。但有些小型水库在死水位时，需放设计流量，则设计水头采用涵管出口的中心高程与死水位的高程差；

μ——流量系数与涵管内径d、长度L、糙率n及结构型式有关，通常用下式表示：

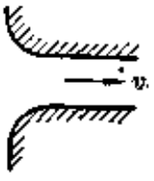
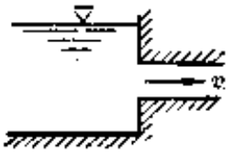
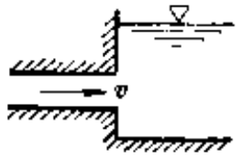
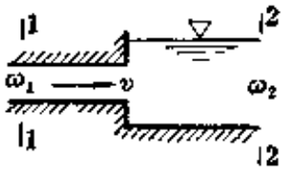
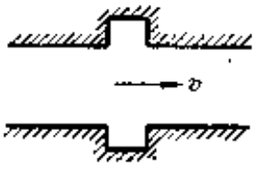
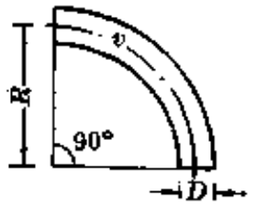
$$\mu=\frac{1}{\sqrt{\Sigma\zeta+\frac{\lambda L}{d}}}=\frac{1}{\sqrt{\Sigma\zeta+\frac{8gL}{C^2d}}}. \tag{6-9}$$

$\Sigma\zeta$——局部水头损失系数，包括进出口、闸门槽、弯管等处的局部水头损失系数，其值可参考表6-2选用；

λ——水流在管中的摩阻系数，$\lambda=8g/C^2$；

C——谢才系数，常用$C=\frac{1}{n}R^{1/6}$；

局部水头损失系数表　　表 6-2

<table>
<tr><th>部位</th><th>简　图</th><th></th><th>局部水头损失系数</th></tr>
<tr><td rowspan="2">进口</td><td rowspan="2"></td><td>完全修圆</td><td>0.05～0.10</td></tr>
<tr><td>稍加修圆</td><td>0.20～0.25</td></tr>
<tr><td>出口</td><td></td><td>未修圆</td><td>0.50</td></tr>
<tr><td rowspan="2">出口</td><td></td><td>水流入渠</td><td>1.0</td></tr>
<tr><td></td><td>水流入库(池)</td><td>
<table>
<tr><td>ω_1/ω_2</td><td>0.1</td><td>0.2</td><td>0.3</td><td>0.4</td><td>0.5</td><td>0.6</td><td>0.7</td><td>0.8</td><td>0.9</td></tr>
<tr><td>ζ</td><td>0.81</td><td>0.64</td><td>0.49</td><td>0.36</td><td>0.25</td><td>0.16</td><td>0.09</td><td>0.04</td><td>0.01</td></tr>
</table>
</td></tr>
<tr><td>闸门槽</td><td></td><td></td><td>0.05～0.20</td></tr>
<tr><td rowspan="2">弯段</td><td rowspan="2"></td><td>中心角 90°</td><td>
<table>
<tr><td>R/D</td><td>0.5</td><td>1.0</td><td>1.5</td><td>2.0</td><td>3.0</td><td>4.0</td><td>5.0</td></tr>
<tr><td>$\zeta_{90°}$</td><td>1.20</td><td>0.80</td><td>0.60</td><td>0.48</td><td>0.36</td><td>0.30</td><td>0.29</td></tr>
</table>
</td></tr>
<tr><td>任意度数</td><td>$\zeta_\alpha=\alpha\zeta_{90°}$
<table>
<tr><td>$\alpha°$</td><td>20</td><td>30</td><td>40</td><td>50</td><td>60</td><td>70</td><td>80</td><td>90</td></tr>
<tr><td>α</td><td>0.40</td><td>0.55</td><td>0.65</td><td>0.75</td><td>0.83</td><td>0.88</td><td>0.95</td><td>1.00</td></tr>
</table>
</td></tr>
</table>

有压圆管流量系数 μ 及 $A=\omega\mu\sqrt{2g}$ 表($n=0.015$)　　表 6-3(α)

d（米） \ L（米）		20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
0.20	μ	0.384	0.330	0.294	0.268	0.247	0.231	0.217	0.205	0.196	0.188	0.180	0.172	0.168	0.162
	A	0.053	0.046	0.041	0.037	0.034	0.032	0.030	0.028	0.027	0.026	0.025	0.024	0.023	0.022
0.25	μ	0.424	0.370	0.332	0.303	0.281	0.264	0.248	0.236	0.225	0.216	0.207	0.199	0.193	0.187
	A	0.093	0.081	0.072	0.066	0.061	0.057	0.054	0.051	0.049	0.047	0.045	0.043	0.042	0.041
0.30	μ	0.456	0.402	0.363	0.333	0.310	0.291	0.275	0.262	0.250	0.239	0.230	0.223	0.215	0.208
	A	0.143	0.126	0.114	0.104	0.097	0.091	0.086	0.082	0.078	0.075	0.072	0.070	0.067	0.065
0.35	μ	0.484	0.429	0.390	0.360	0.336	0.317	0.299	0.285	0.273	0.262	0.252	0.244	0.236	0.229
	A	0.208	0.184	0.167	0.154	0.144	0.136	0.128	0.122	0.117	0.112	0.108	0.104	0.101	0.098
0.40	μ	0.505	0.454	0.414	0.385	0.360	0.340	0.322	0.308	0.294	0.283	0.273	0.264	0.255	0.248
	A	0.282	0.253	0.231	0.214	0.201	0.190	0.180	0.172	0.164	0.158	0.152	0.147	0.142	0.138
0.45	μ	0.524	0.474	0.435	0.405	0.380	0.359	0.342	0.327	0.313	0.300	0.291	0.281	0.272	0.264
	A	0.371	0.335	0.308	0.286	0.269	0.254	0.242	0.231	0.221	0.212	0.206	0.199	0.192	0.186

续表

d（米） \ L（米）		20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
0.50	μ	0.541	0.494	0.455	0.425	0.401	0.380	0.362	0.346	0.333	0.320	0.309	0.300	0.290	0.282
	A	0.471	0.430	0.396	0.370	0.350	0.331	0.315	0.301	0.290	0.278	0.269	0.261	0.252	0.245
0.60	μ	0.568	0.523	0.486	0.456	0.433	0.413	0.394	0.378	0.364	0.351	0.339	0.329	0.320	0.311
	A	0.710	0.654	0.607	0.570	0.540	0.515	0.492	0.472	0.455	0.438	0.423	0.410	0.400	0.388
0.70	μ	0.586	0.546	0.513	0.484	0.461	0.441	0.421	0.405	0.392	0.379	0.367	0.356	0.346	0.338
	A	1.001	0.934	0.878	0.827	0.790	0.755	0.721	0.693	0.670	0.649	0.627	0.608	0.591	0.578
0.80	μ	0.603	0.565	0.534	0.507	0.485	0.464	0.446	0.431	0.416	0.404	0.392	0.381	0.372	0.362
	A	1.344	1.261	1.191	1.130	1.082	1.034	0.995	0.961	0.930	0.900	0.875	0.850	0.830	0.807
0.90	μ	0.614	0.580	0.550	0.525	0.504	0.485	0.466	0.451	0.436	0.424	0.412	0.402	0.391	0.382
	A	1.730	1.634	1.550	1.480	1.418	1.368	1.314	1.270	1.229	1.194	1.160	1.131	1.101	1.076
1.00	μ	0.625	0.593	0.566	0.543	0.521	0.502	0.486	0.470	0.456	0.444	0.432	0.421	0.411	0.402
	A	2.178	2.060	1.971	1.890	1.813	1.749	1.692	1.633	1.589	1.542	1.503	1.464	1.430	1.398

有压圆管流量系数 μ 及 $A=\omega\mu\sqrt{2g}$ 表($n=0.017$)　　表 6-3(b)

d(米) \ L(米)		20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
0.20	μ	0.350	0.298	0.264	0.239	0.221	0.206	0.194	0.184	0.174	0.167	0.160	0.154	0.148	0.144
	A	0.049	0.041	0.037	0.033	0.031	0.029	0.027	0.026	0.024	0.023	0.022	0.021	0.020	0.020
0.25	μ	0.390	0.336	0.300	0.272	0.252	0.236	0.222	0.210	0.201	0.192	0.184	0.177	0.171	0.166
	A	0.085	0.073	0.065	0.059	0.055	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.040	0.039	0.037	0.036
0.30	μ	0.423	0.368	0.330	0.302	0.280	0.262	0.247	0.234	0.224	0.214	0.206	0.199	0.192	0.186
	A	0.133	0.115	0.104	0.095	0.088	0.082	0.077	0.073	0.070	0.067	0.065	0.062	0.060	0.059
0.35	μ	0.452	0.398	0.357	0.328	0.304	0.286	0.270	0.257	0.245	0.235	0.226	0.218	0.211	0.204
	A	0.194	0.171	0.153	0.141	0.130	0.122	0.116	0.110	0.105	0.101	0.097	0.094	0.090	0.087
0.40	μ	0.475	0.420	0.382	0.352	0.328	0.308	0.292	0.278	0.266	0.255	0.246	0.237	0.230	0.222
	A	0.265	0.234	0.213	0.196	0.183	0.172	0.163	0.155	0.148	0.142	0.137	0.132	0.128	0.124
0.45	μ	0.494	0.439	0.401	0.371	0.346	0.326	0.309	0.295	0.282	0.271	0.261	0.252	0.244	0.237
	A	0.350	0.310	0.284	0.262	0.244	0.230	0.218	0.208	0.199	0.192	0.184	0.178	0.172	0.167

续表

d（米） \ L（米）		20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
0.50	μ	0.513	0.461	0.422	0.392	0.368	0.347	0.329	0.314	0.301	0.289	0.279	0.270	0.261	0.254
	A	0.446	0.401	0.368	0.342	0.320	0.303	0.286	0.274	0.262	0.252	0.243	0.236	0.228	0.221
0.60	μ	0.541	0.491	0.454	0.424	0.400	0.378	0.360	0.345	0.331	0.319	0.307	0.298	0.289	0.280
	A	0.675	0.615	0.566	0.529	0.500	0.472	0.450	0.431	0.414	0.398	0.384	0.372	0.361	0.350
0.70	μ	0.563	0.518	0.481	0.451	0.427	0.406	0.388	0.372	0.358	0.345	0.334	0.323	0.314	0.306
	A	0.962	0.885	0.823	0.771	0.730	0.695	0.663	0.635	0.612	0.590	0.571	0.552	0.536	0.523
0.80	μ	0.580	0.539	0.504	0.475	0.452	0.430	0.413	0.396	0.382	0.370	0.358	0.347	0.339	0.329
	A	1.295	1.206	1.126	1.060	1.010	0.956	0.921	0.882	0.851	0.825	0.799	0.774	0.755	0.735
0.90	μ	0.596	0.555	0.524	0.496	0.474	0.452	0.434	0.418	0.403	0.391	0.379	0.368	0.359	0.349
	A	1.680	1.562	1.475	1.398	1.332	1.273	1.223	1.178	1.136	1.110	1.067	1.036	1.010	0.982
1.00	μ	0.606	0.569	0.539	0.514	0.490	0.470	0.452	0.436	0.423	0.409	0.398	0.387	0.377	0.368
	A	2.110	1.980	1.874	1.753	1.705	1.634	1.572	1.518	1.473	1.422	1.386	1.342	1.310	1.280

g——重力加速度($g=9.81$ 米/秒^2)。

为了简化计算,表 6-3 列出 $n=0.015$ 及 $n=0.017$ 时，有压圆管的 μ 值及系数 $A=\omega\mu\sqrt{2g}$，则 $Q=A\sqrt{H}$。

计算 μ 时，可近似地采用 $\Sigma\zeta=\Sigma\zeta_{进}+\Sigma\zeta_{门槽}+\Sigma\zeta_{弯}+\Sigma\zeta_{出}$

$=0.5+0.2+0.3+1.0=2.0$.

设计时先拟定管径 d，根据管长 L 直接从表 6-3 查出 A 值，设计水头 H 已知，可用 $Q=A\sqrt{H}$ 验算过水流量，如过水流量稍大于或等于设计流量，则拟定的 d 满足要求。对于兼有发电任务的有压涵管，还要验算管中流速，即 $v_{电}=Q_{电}/\omega$ 不应大于 3～5 米/秒。

（二）无压涵管的水力计算：

为使管内水流在任何情况下都能保持自由表面，以保证无压流状态，水面以上要具有一定的净空。通常按水深为¾管高（或管直径)进行断面设计。小型水库常用方形或拱顶矩形浆砌块石涵管(图 6-12)。当流量较大时，也可采用混凝土或钢筋混凝土圆管。当管的断面形式、尺寸及纵坡选定后，可按均匀流公式(6-3)进行水力计算。

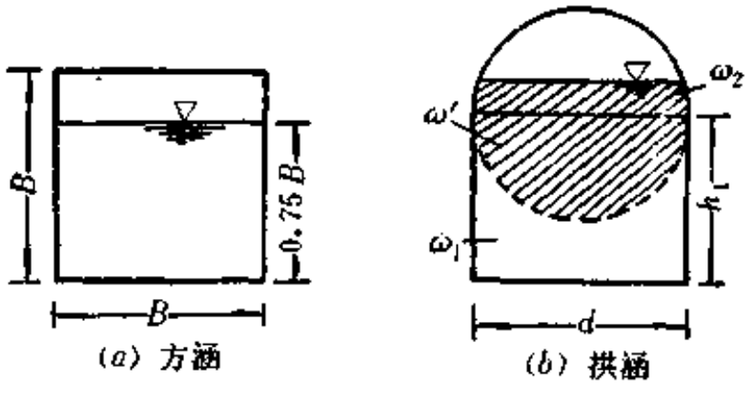


图 6-12　方涵及拱涵水力计算简图

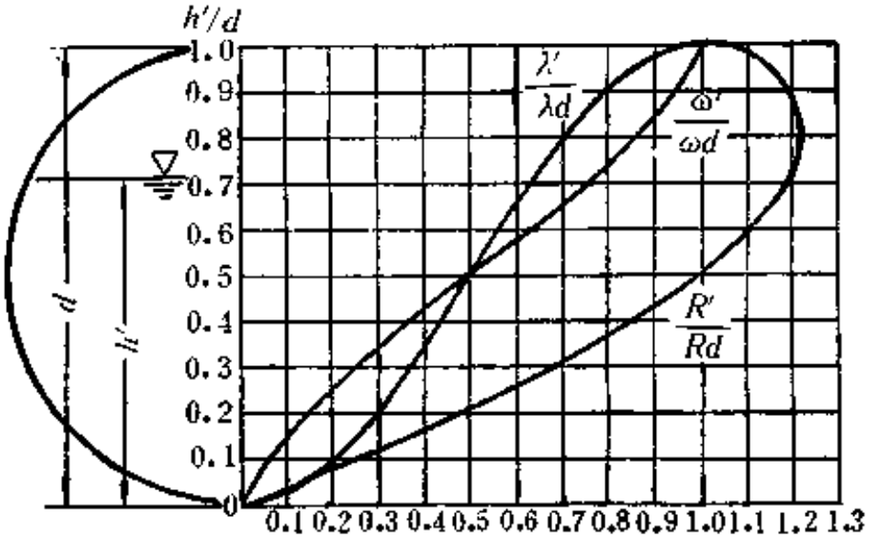
对各种不同断面，其水力要素可按下面方法确定：

1．方涵(图 6-12,a)

当充水度（即水深与管高的比值）为¾时，方涵过水面积 $\omega=0.75\,B^2$；水力半径 $R=0.3\,B$。

2．圆管

当水流未充满整个断面时，计算比较复杂。为简化计算，可用图解法(图 6-13)。使用的步骤如下：



d、ω_d、λ_d、R_d——分别为圆断面的直径、面积、湿周、水力半径；

h'、ω'、λ'、R'——分别为部分圆过水断面的水深、面积、湿周、水力半径。

图 6-13　圆形断面水力要素求解图

(1) 按初步拟定的管径 d，分别计算出水流满管时圆管的面积 $\omega_d=\frac{\pi}{4}d^2=0.786\,d^2$；湿周 $\lambda_d=\pi d$；水力半径 $R_d=\frac{\omega_d}{\lambda_d}=d/4$

(2) 确定充水度 h'/d，h' 为管内水深。

(3) 在图 6-13 的纵坐标上找出 h'/d，作水平线交于 ω'/ω_d 曲线上的一点，量出该点的横坐标值 ω'/ω_d，阴影部分过水面积为 $\omega'=\left(\frac{\omega'}{\omega_d}\right)\cdot\omega_d$。

(4) 同理，可由其他两条曲线查出$\left(\frac{\lambda'}{\lambda_d}\right)$及$\left(\frac{R'}{R_d}\right)$值，则：

过水断面的湿周 $\lambda'=\left(\frac{\lambda'}{\lambda_d}\right)\lambda_d$；

水力半径 $R'=\left(\frac{R'}{R_d}\right)\cdot R_d$.

3．拱涵(图 6-12,b)

拱涵过水面积为矩形面积 ω_1 及部分拱形面积 ω_2 之和，即 $\omega=\omega_1+\omega_2$。$\omega_1=h_1d$，h_1 为直段水深。ω_2 的计算可按以上介绍的方法，用图 6-13 的曲线求出阴影部分的面积 ω' 减去虚线部分的半圆形面积 $\frac{\pi d^2}{8}$，即 $\omega_2=\omega'-\frac{\pi d^2}{8}$。则拱涵过水面积为：

$$\omega=h_1d+\omega'-\frac{\pi d^2}{8}.$$

拱涵的湿周 λ 等于矩形部分湿周 $\lambda_1=d+2h_1$ 与拱形部分湿周 λ_2 之和。λ_2 为按图 6-13 求出的 λ' 减去虚线表示的半圆周 $\frac{\pi d}{2}$，即 $\lambda_2=\lambda'-\frac{\pi d}{2}$，则拱的湿周为：

$$\lambda=\lambda_1+\lambda_2=d+2h_1+\lambda'-\frac{\pi d}{2}.$$

拱涵的水力半径 $R=\frac{\omega}{\lambda}$.

各水力要素确定后，根据算出的水力半径 R 及糙率 n 代入（6-3）式，即可求出通过的流量 Q。如通过的流量等于或稍大于设计流量，则拟定的尺寸是合适的，否则需修改断面尺寸，重新进行计算。

为了减少计算工作量，可根据已知条件，直接查表 6-4，确定所需类型涵管的断面尺寸。

（三）涵管出口与下游渠道水流衔接计算：

有压涵管出口通常设置消力池，使水流经过水跃消能后，进入渠道，以减少冲刷。在消力池前设置水平扩散段及连接段（图 6-14）。为使水流不脱离边墙及底板，扩散角 θ 不能太大，一般 $\theta=8°\sim10°$，

无压涵管流量、尺寸对照表

表 6-4

管底纵坡i / 尺寸 / 流量Q (米³/秒)	1/100							1/200						
	圆管直径		方涵 (n=0.025)		拱涵 (n=0.025)			圆管直径		方涵 (n=0.025)		拱涵 (n=0.025)		
	n=0.015	n=0.017	宽×高	水深	跨度	净高	水深	n=0.015	n=0.017	宽×高	水深	跨度	净高	水深
0.02	20	20	20×20	16				20	25	25×25	16.5			
0.04	25	25	30×30	18				25	30	30×30	23.5			
0.06	25	30	30×40	24.5				30	35	30×40	32			
0.08	30	35	30×40	31				35	40	30×60	41			
0.10	35	35	30×50	37				35	40	40×50	35			
0.12	35	40	40×40	31				40	45	40×60	40.5			
0.14	35	40	40×50	35				40	45	40×60	46			
0.16	40	45	40×50	39				45	50	50×50	39.5			
0.18	40	45	40×60	43				45	55	50×60	43.5			
0.20	40	50	50×50	36	40	65	48	50	55	50×60	47.5	50	85	47.3
0.30	50	55	60×60	41	50	85	49.5	55	60	60×70	53	50	85	66
0.40	55	60	60×70	51	50	85	64	60	70	60×90	67	60	100	67.5
0.50	60	65	60×80	61	60	100	61	65	75	60×100	81	70	115	67
0.60	65	70	60×100	71	60	100	71	70	80			70	115	78

无压涵管流量、尺寸对照表

续表 6-4

流量Q（米³/秒） \ 管底纵坡i / 尺寸（厘米）	i=1/100							i=1/200						
	圆管直径		方涵（n=0.025）		拱涵（n=0.025）			圆管直径		方涵（n=0.025）		拱涵（n=0.025）		
	n=0.015	n=0.017	宽×高	水深	跨度	净高	水深	n=0.015	n=0.017	宽×高	水深	跨度	净高	水深
0.70	65	75	60×100	80.5	70	115	67	75	85			80	120	75.5
0.80	70	80			70	115	74.5	80	90			80	120	84
0.90	75	80			70	115	82.5	85	100			90	135	81
1.00	80	90			80	120	77	90	100			90	135	88.5
1.20	90	90			80	120	89	100	100			90	135	103
1.50	100	100			90	135	93	110	110			100	150	108.5
1.60	100	100			90	135	98	110	120			100	150	115
1.80	100	110			100	140	95	110	120			110	165	112.5
2.00	110	110			100	140	104	120	130			110	165	123

注：1. 本表引自陕西省水利学校编《小型水利手册》上册。仅在圆管直径一栏中，增加了 $n=0.017$ 一项；表中圆管水深为 $3/4d$。

2. 如管底纵坡 i' 不等于表中1/100和1/200时，也可以使用本表简化计算，即采用表中 $i=1/100$ 一栏中的尺寸及相应流量 Q，当纵坡为 i' 时的流量 Q' 可用下面的关系推求，

$$\frac{Q'}{Q}=\frac{\omega C\sqrt{Ri'}}{\omega C\sqrt{Ri}}=\frac{\sqrt{i'}}{\sqrt{i}}=\frac{\sqrt{i'}}{\sqrt{\frac{1}{100}}}=10\sqrt{i'}\ ,\ \therefore Q'=10\sqrt{i'}\,Q$$

并用不陡于 1:3 的斜坡，将水平段与消力池平顺连接。消力池多采用矩形断面。无压涵管出口在渠道水深小于跃后水深时，须设消力池；当渠道水深大于跃后水深时，可不设消力池；为防止水流冲刷，需将出口渐变段用块石进行砌护。

按图 6-14 的布置，水流沿连接段斜坡流动；消力池起始断面水深即为跃前水深 h_c，则消力池的计算可按下列方法进行。

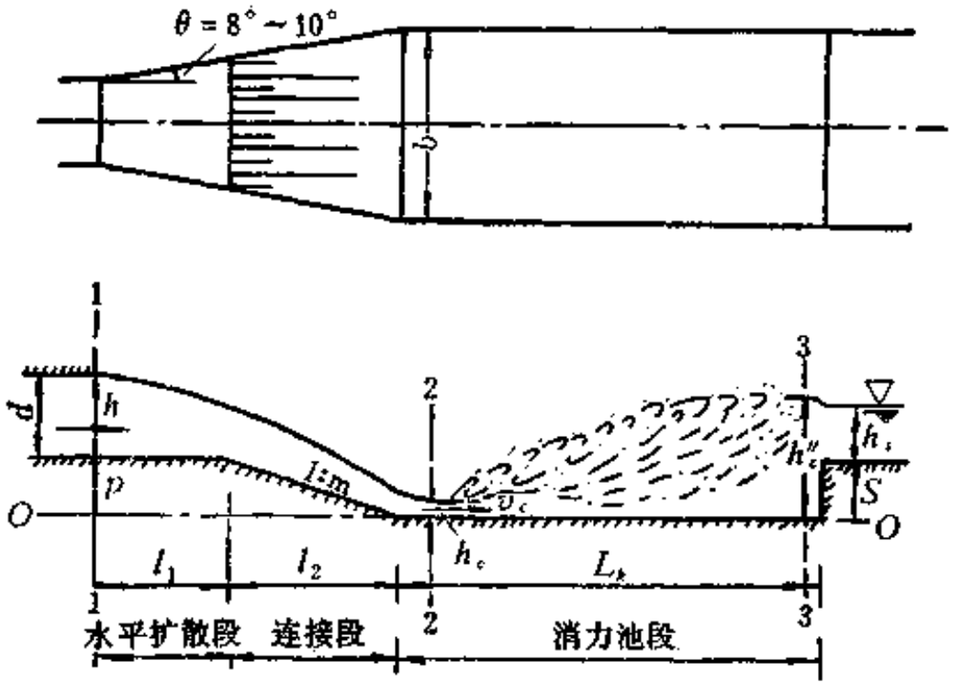


图 6-14　涵管出口消能布置图

1．计算跃前水深 h_c（图 6-14）

跃前水深 h_c 可通过断面 1～1 及断面 2～2（收缩断面）能量守恒及能量转化定律求得，以消力池底 0～0 为基准面，写出两个断面单位重量水体能量平衡方程得：

$$p+h+\frac{v^2}{2g}=h_c+\frac{v_c^2}{2g\varphi^2}. \tag{6-10}$$

式中：　p——为 1～1 断面单位重量水体的位能，p 为消力池底与涵管出口底的高程差；

h——为 1～1 断面单位重量水体的压能，即 1～1 断面处的水深，有压管的水深 h 近似地等于管径 d；

$\frac{v^2}{2g}$——为 1～1 断面单位重量水体的动能，v 为 1～1 断面处的流速；

h_c——为 2～2 断面单位重量水体的压能，即 2～2 断面处水深(跃前水深)；

$\frac{v_c^2}{2g\varphi^2}$——为 2～2 断面单位重量水体的动能(包括能量损失在内)，φ 为反映水流能量损失的系数，一般取 $\varphi=0.90\sim1.0$；

v_c——为 2～2 断面处的流速，$v_c=\frac{q}{h_c}$，q 为消力池内的单宽流量，矩形断面消力池 $q=\frac{Q}{b}$，b 为消力池底宽；

g——重力加速度。

式(6-10)中其他因素都是已知的，只有 h_c 为未知数，可用试算法求出。

2．计算跃后水深 h_c''。

在跃后水深的 3～3 断面处，水流速度减缓，水流的一部分动能被水跃所消耗，一部分动能恢复为位能，使水深加大。跃后水深 h_c'' 可用第五章式(5-11)计算。

3．确定消力池尺寸

(1) 消力池宽度 b 与扩散角 θ、水平扩散段长度 l_1 及陡坡段长度 l_2 等因素有关，一般先拟定 θ、l_1 及 l_2(又与消力池下降高度 p 有关)，再定出消力池宽度 b，b 的表达式为：

$$b=d+2(l_1+l_2)\mathrm{tg}\theta. \qquad (6\text{-}11)$$

式中：d——圆形涵管直径或其他形式涵管的底宽；

l_2——为连接段长度，$l_2=mp$，m 为连接段坡度系数；

其余符号意义同前。

（2）消力池深度 S 设计与溢洪道消力池相同，可以用式（5-12）计算。

（3）消力池的长度 L_K 的设计与溢洪道消力池相同，可用式(5-14)计算。

由上述公式可以看出，消力池宽度 b、深度 S 及长度 L_K 三个因素都是互相影响的，设计时必须先拟定消力池的深度与宽度，通过跃前水深及跃后水深计算，能满足式(5-12)即可。

第四节　涵管的结构计算

坝下埋管主要承受内、外水压力及填土压力。在外力作用下，管身产生弯矩及轴向力，如管壁强度不够，则会引起涵管的破坏。结构计算的目的，就是根据外力的大小及组合，确定管身各部分的尺寸及配筋等，从而使涵管的设计符合经济、安全的原则。

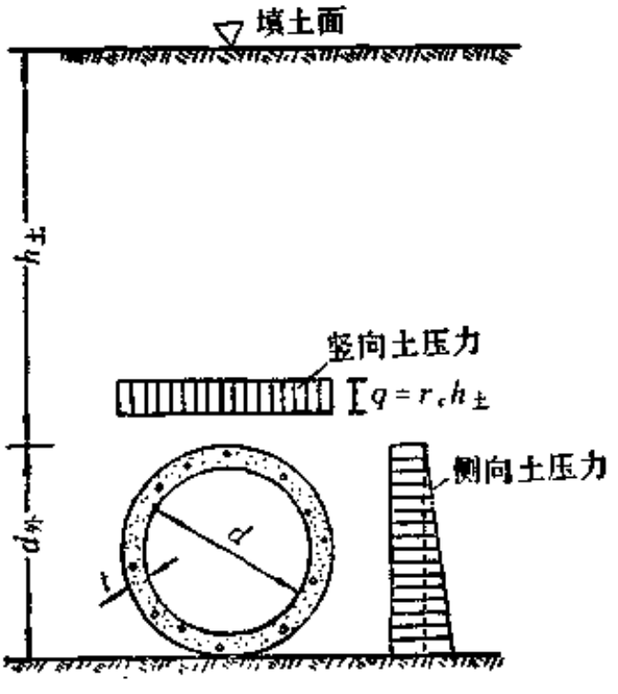


图 6-15　素混凝土圆管计算简图

一、素混凝土及钢筋混凝土圆管

（一）素混凝土圆管

素混凝土圆管的抗拉性能较差，且坝下埋管检修困

难，故一般仅用于无压流情况，混凝土标号一般不低于150*。无压涵管承受的外荷主要为填土压力，即垂直土压力及侧向土压力（图6-15）。填土压力在管身内产生的弯矩是破坏涵管的主要原因。精确计算内力比较复杂。小型涵管管壁厚度多用以下近似公式确定：

$$t=\sqrt{\frac{0.06Wd_c}{[\sigma_{wl}]}}, \tag{6-12}$$

式中：t——管壁厚度(厘米)；

W——每厘米长管上总的竖向土压力（公斤/厘米）；

$W=r_c h_{土}\, d_{外}$(公斤/厘米)；

r_c——填土容重，计算时可用饱和容重 $r_c=\frac{2}{1000}$(公斤/厘米^3)；

$d_{外}$——涵管外径(厘米)；

$h_{土}$——涵管顶部以上填土高度(厘米)；

d_c——涵管平均直径(厘米)，$d_c=\frac{1}{2}(d+d_{外})$；

d——涵管内径(厘米)；

$[\sigma_{wl}]$——混凝土允许弯曲拉应力(公斤/厘米^2)，见表6-5。

混凝土允许应力及轴心抗拉强度 **表 6-5**

允许应力(公斤/厘米^2)	混凝土标号			
	100	150	200	250
轴心受压$[\sigma_a]$	35	55	70	90
弯曲受压$[\sigma_{wa}]$	50	70	90	110
弯曲受拉$[\sigma_{wl}]$	4.5	5.5	7.0	8.0
轴心受拉时主拉应力$[\sigma_l]$	3.0	3.5	4.5	5.5
轴心抗拉强度 R_l	10	13	16	19

例 一小型土坝下，埋设直径为 40 厘米的圆形涵管，管顶以上填土高度为 13 米，采用 150#素混凝土材料，求管壁厚度。

解 已知：$d=40$ 厘米，$h_{\pm}=13.0$ 米$=1300$ 厘米；

填土容重采用饱和容重 $r_c=\frac{2}{1000}$公斤/厘米^3；

150# 混凝土允许弯曲拉应力 $[\sigma_{wl}]=5.5$ 公斤/厘米^2，（见表 6-5）；

假定管壁厚 $t=9$ 厘米；

则管外径 $d_{外}=40+2\times9=58$ 厘米；

平均直径 $d_c=\frac{1}{2}(d+d_{外})=\frac{1}{2}(40+58)=49$ 厘米；

每厘米长管上总竖向土压力

$$W=r_c h_{\pm}\ d_{外}=\frac{2}{1000}\times1300\times58=150.5\text{ 公斤/厘米；}$$

代入(6-12)式得：

$$t=\sqrt{\frac{0.06Wd_c}{[\sigma_{wl}]}}=\sqrt{\frac{0.06\times150.5\times49}{5.5}}=8.95\text{ 厘米}=9\text{ 厘米}.$$

原假定管壁厚为 9 厘米，可满足要求。

（二）钢筋混凝土圆管

发电用的有压管以及坝高和管径都较大的无压管，由于管壁产生的拉应力较大，故适于用钢筋混凝土材料。钢筋混凝土管结构计算的步骤是：首先拟定管壁厚度，当管径在 0.4 米以下时，采用 10～15 厘米；管径大于 0.4 米时，采用 15～20 厘米，甚至更大些；然后根据外力求出总内力值后，按偏心受拉或偏心受压构件计算受力钢筋面积并选配钢筋。管壁内配置的钢筋主要有两种(图 6-16)。一种是环向受力钢筋，沿管子圆周方向布置，主要承担外力引起的拉应力，钢筋面积由计算求得。常用直径为 ϕ 6～ϕ 12，每米管长不少于 6 根，

即间距不大于 17 厘米；一种是纵向分布钢筋，沿管长方向布置，主要起架立作用并适应温度变化。纵向分布钢筋可用 ϕ6 或 ϕ8，根据管径大小，沿圆周布置 6～10 根，其保护层不小于 2 厘米。

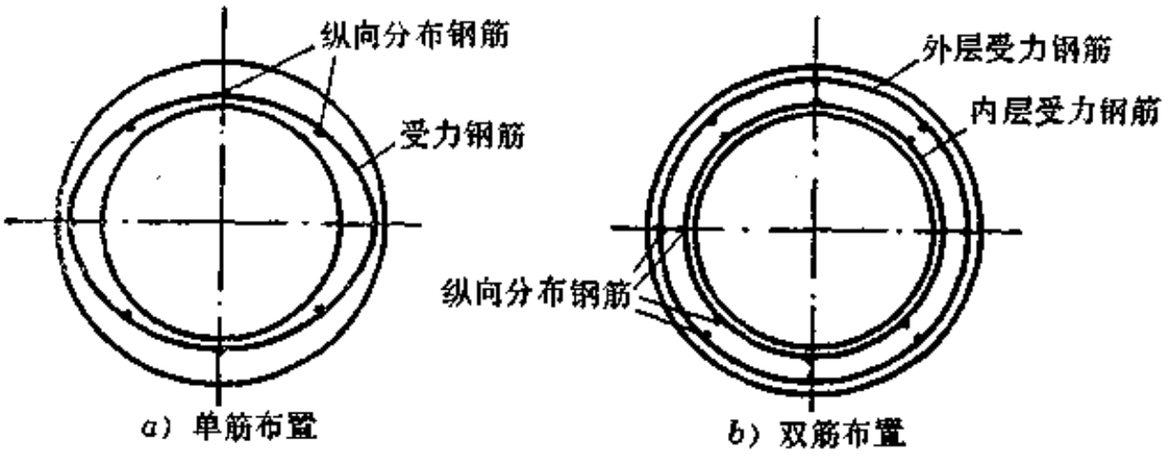


图 6-16　钢筋混凝土圆管的钢筋布置

管壁应力分布情况，一般是管顶及管底为内边缘受拉，两侧为外边缘受拉。故环向钢筋的布置方式有二：

1．单筋布置　将环向受力钢筋布置成椭圆形，顶部及底部钢筋靠近内缘，而两侧靠外缘，沿管长作螺旋形布置（图 6-16，*a*）。这种布置方式钢筋用量较少，但施工比较麻烦。

2．双筋布置　根据不同断面上内外边缘的最大拉应力值，配内外两层钢筋（图 6-16，*b*）。这种布置施工比较方便。

结构计算方法比较复杂。下面引用了浙江省水利电力局水利处编写的《小型水库》中的钢筋混凝土涵管配筋表（表 6-6），供参考。

二、盖板式砌石箱涵

盖板式砌石箱涵只能用于无压流情况。它由底板、侧墙和盖板三部分组成（图 6-17），除盖板用条石或钢筋混凝土材料外，底板和侧墙可用 1:2 石灰砂浆或 1:2:9 水泥石灰砂浆砌块石或青砖筑成。为了保证涵管不漏水，除注意砌筑质量外，砌好后，还应将内、外砌缝凿深 4～5 厘米，并用 1:2 水泥砂浆勾缝。砌体的外表面要力求粗糙，

钢筋混凝土涵管配筋参考表　　表 6-6

涵管填土高（米）	内　径（米）	管壁厚（厘米）	混凝土标号	内层钢筋截面积（厘米²/米）	外层钢筋截面积（厘米²/米）	说　明
10	0.6	20	150*	5.42	3.00	（1）涵管填土高度指涵管中心以上至坝顶间的填土高。 （2）库内最高水位，按坝顶下1米计，有压涵管设计水头约等于填土高减1米。 （3）水锤压力按30%设计水头考虑，已计入。 （4）钢筋截面积系指每米管长的用量。
	0.7	20	150*	6.75	3.95	
	0.8	20	150*	8.26	5.27	
	0.9	20	150*	9.88	6.54	
	1.0	20	150*	11.57	8.02	
15	0.6	20	150*	8.22	4.42	
	0.7	20	150*	10.24	6.06	
	0.8	25	150*	9.45	4.48	
	0.9	25	150*	12.08	5.91	
	1.0	25	150*	13.12	7.40	
20	0.6	25	150*	8.47	4.00	
	0.7	25	150*	10.46	4.39	
	0.8	25	150*	12.65	6.07	
	0.9	30	150*	12.54	5.00	
	1.0	35	150*	12.84	6.00	
25	0.6	25	150*	10.62	4.00	
	0.7	30	150*	11.13	5.00	
	0.8	30	150*	13.28	5.00	
	0.9	30	200*	15.74	6.22	
	1.0	35	200*	16.07	6.00	

以便于和坝体土紧密结合，防止库水沿接触面渗漏。当涵管的跨度较小时，可采用条石盖板，跨度大的涵管宜于用钢筋混凝土盖板。

（一）盖板计算：

盖板内力按简支梁计算。每米长度上的填土压力作为梁上的匀布荷载 q。

$$q=r_c h_{\pm}, \tag{6-13}$$

式中：r_c——填土饱和容重，一般取 2.0 吨/米³；

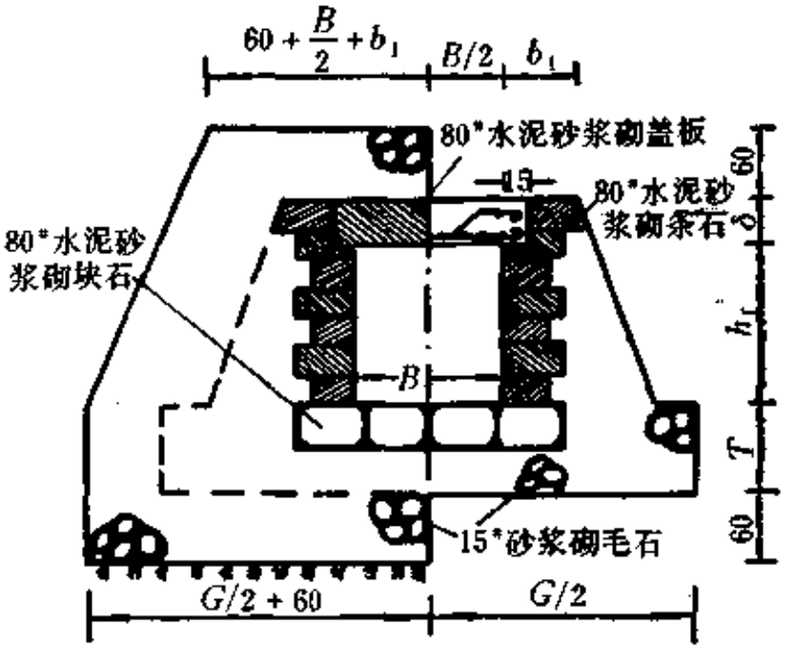


图 6-17　盖板式砌石箱涵

$h_{土}$——盖板以上填土高度(米)。

盖板最大弯矩按简支梁计算，$M_{最大}=\frac{1}{8}ql^2=\frac{1}{8}r_c h_{土} l^2$

(吨-米)．　　(6-14)

盖板最大切力　$Q_{最大}=\frac{1}{2}ql_0=\frac{1}{2}r_c h_{土} l_0$(吨)．　　(6-15)

式中：　l_0——涵管净跨度(米)，即过水宽度 $l_0=B$　(图 6-17)；

l——涵管计算跨度，为净跨 l_0 的 1.05 倍，即：

$$l=1.05\,l_0.$$

弯矩及切力求出后，按不同材料，分别计算盖板厚度及配筋等。

1．条石盖板　根据最大弯矩 $M_{最大}$ 及最大切力 $Q_{最大}$ 分别求出盖板厚度，选用较大值。计算时单位应统一，需将 $M_{最大}$ 化为公斤-厘米(1 吨-米＝100000 公斤-厘米)；将 $Q_{最大}$ 化为公斤 (1 吨＝1000 公斤)，条石盖板厚度 δ 计算公式为：

抗弯曲厚度　　$$\delta=\sqrt{\frac{6M_{最大}}{b[\sigma_{wl}]}}.\qquad(6\text{-}16)$$

抗剪切厚度　　$$\delta=\frac{3}{2}\cdot\frac{Q_{最大}}{b\tau}.\qquad(6\text{-}17)$$

式中：b——单位宽度，可采用 100 厘米；

$[\sigma_{wl}]$——条石的允许弯曲拉应力(公斤/厘米^2)；

τ——条石的允许剪应力(公斤/厘米^2)。

以上二值可由表 6-7 查出。

各种条石的容重及允许应力(公斤/厘米^2)　　表 6-7

标号	岩石种类	容重 (吨/米^3)	允许应力		
			弯曲受压 $[\sigma_{wa}]$	弯曲受拉 $[\sigma_{wl}]$	弯曲受剪 τ
1000	未风化的细粒结晶火成岩（花岗岩、正长岩、辉绿岩等）	2.7～3.0	70	10	8.5
800	未风化的粗粒结晶火成岩（粗粒花岗岩、玄武岩、安山岩等）	2.7～3.2	47	7	6
600	紧密的石灰岩，吸水率为2～5%	2.5	30	4.5	3.5

2．钢筋混凝土盖板　适用于涵管跨度或填土高度较大的情况。结构计算的任务是确定板厚及配筋。可按一般钢筋混凝土梁的设计方法进行。下面简要介绍计算方法及构造要求。

当用(6-14)、(6-15)式确定 $M_{最大}$ 及 $Q_{最大}$ 后，按下列步骤进行计算：

(1) 确定断面厚度 δ　选择混凝土标号及断面经济含钢率 $\mu=0.3\%\sim0.8\%$，由表 6-8 查出断面系数 r。

盖板有效厚度　　$$h_0=r\sqrt{\frac{KM_{最大}}{b}}.\qquad(6\text{-}18)$$

盖板厚度　　$$\delta=h_0+a.\qquad(6\text{-}19)$$

矩形及T形受弯构件含钢率 μ(%) 与系数r关系表　表 6-8

钢筋 / 混凝土 / μ(%)	钢筋屈服极限 R_g=2500公斤/厘米²			钢筋屈服极限 R_g=2850公斤/厘米²		
	100#	150#	200#	100#	150#	200#
0.04	1.000	1.000	1.001	0.941	0.937	0.938
0.06	0.819	0.819	0.820	0.769	0.767	0.765
0.08	0.710	0.711	0.710	0.667	0.665	0.667
0.10	0.636	0.635	0.635	0.597	0.595	0.595
0.12	0.582	0.581	0.580	0.546	0.544	0.544
0.14	0.539	0.538	0.537	0.506	0.504	0.502
0.15	0.521	0.520	0.520	0.487	0.487	0.486
0.16	0.505	0.504	0.503	0.474	0.472	0.472
0.18	0.477	0.475	0.474	0.447	0.446	0.445
0.20	0.453	0.451	0.450	0.425	0.423	0.422
0.25	0.407	0.404	0.404	0.382	0.379	0.380
0.30	0.372	0.370	0.369	0.350	0.347	0.346
0.35	0.346	0.343	0.342	0.325	0.322	0.321
0.40	0.324	0.322	0.321	0.305	0.302	0.300
0.45	0.307	0.304	0.303	0.289	0.286	0.284
0.50	0.292	0.289	0.288	0.275	0.272	0.269
0.55	0.280	0.277	0.275	0.263	0.260	0.258
0.60	0.269	0.265	0.264	0.253	0.250	0.248
0.65	0.259	0.256	0.254	0.244	0.240	0.238
0.70	0.250	0.247	0.245	0.236	0.232	0.230
0.75	0.243	0.237	0.237	0.229	0.225	0.223
0.80	0.236	0.232	0.230	0.223	0.218	0.216
0.85	0.229	0.225	0.224	0.217	0.213	0.210
0.90	0.224	0.220	0.218	0.211	0.207	0.205
0.95	0.219	0.214	0.212	0.207	0.202	0.199
1.00	0.214	0.209	0.207	0.202	0.198	0.195
1.10	0.205	0.201	0.198	0.195	0.190	0.186
1.20	0.198	0.193	0.191	0.188	0.182	0.180
1.30	0.192	0.187	0.184	0.182	0.176	0.174
1.40	0.186	0.181	0.178	0.177	0.171	0.168

式中：r——系数，根据含钢率 μ、钢筋屈服极限 R_g 及混凝土标号，由表 6-8 查出；

K——安全系数，小型涵管可取 $K=1.5\sim1.7$；

b——盖板计算宽度，取 100 厘米；

a——混凝土保护层，取 3～5 厘米。

（2）计算钢筋面积 A_g

$$A_g=\mu\cdot h_0\cdot b. \tag{6-20}$$

求出 A_g 后，根据钢筋表选择钢筋直径、间距及根数。钢筋直径一般为 ϕ 10～ϕ 25，每米不少于 5 根。此种受力筋沿涵管跨度方向布置在下层。

（3）进行切力校核　已知盖板内的最大切力 $Q_{最大}$，则支座处主拉应力 σ_{Zl} 为：

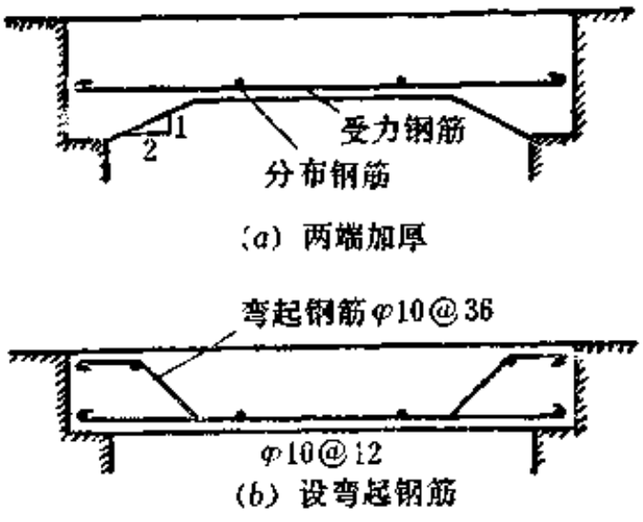
$$\sigma_{Zl}=\frac{Q_{最大}}{bZ}. \tag{6-21}$$

当 $\sigma_{Zl}<R_l/K_Z$ 时，盖板的厚度及配筋可满足主拉应力要求。

当 $\sigma_{Zl}>R_l/K_Z$ 时，不能满足要求，可采取以下措施：

① 根据主拉应力要求，将盖板两端局部加厚（图 6-18 a）；

② 设弯起钢筋承担主拉应力（图 6-18 b）。



（a）两端加厚

（b）设弯起钢筋

图 6-18　盖板构造

上式中：σ_{Zl}——最大主拉应力（公斤/厘米^2）；

R_l——混凝土轴心抗拉强度(公斤/厘米^2),见表 6-5;

Z——内力力臂,可近似取 $Z=0.9h_0$;

K_Z——安全系数,小型工程可采用 $K_Z=2.5$。

钢筋混凝土盖板的构造要求如下:除受力筋外,在垂直受力筋方向还须布置 ϕ 6～ϕ 8,间距不大于 30 厘米的分布钢筋。盖板在侧墙上的支承长度不小于板厚。

(二) 侧墙计算

将侧墙作为支承在盖板及底板上的简支梁计算。侧墙上的荷载为填土产生的水平土压力;由于侧墙高度一般不大,偏于安全计,水平土压力按侧墙平均的压力强度计算,如图 6-19 所示。根据简支梁中部的最大弯矩确定侧墙中部厚度。顶部厚度则按侧墙的允许剪应力确定。底部加宽成梯形断面,以利于填土及防渗。

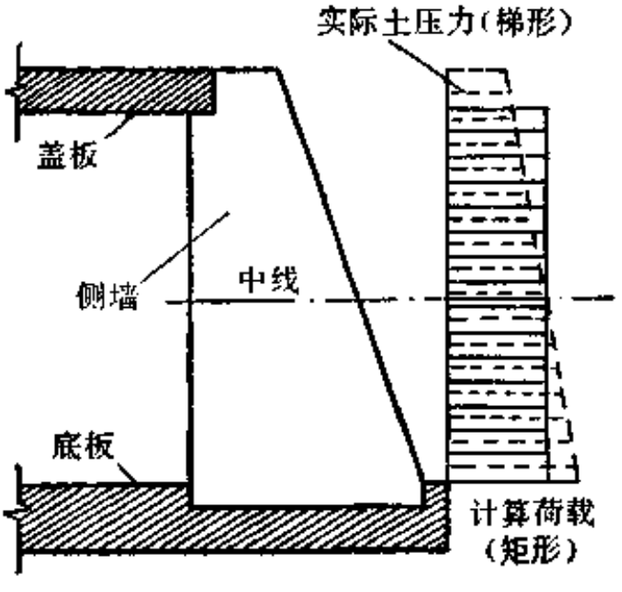


图 6-19 侧墙计算简图

具体计算比较复杂,其尺寸可根据填土高度及涵管尺寸由表 6-9 查出。

该表还给出了条石及钢筋混凝土盖板的尺寸及配筋,可供设计参考。

例 某水库用无压涵管向灌区放水,其输水流量 $Q=0.5$ 米^3/秒,底坡 $i=1/200$。采用盖板式砌石箱涵,管顶填土高为 16 米。试确定其过水断面尺寸,并进行盖板结构设计(图 6-20)。

(1) 确定过水断面尺寸:

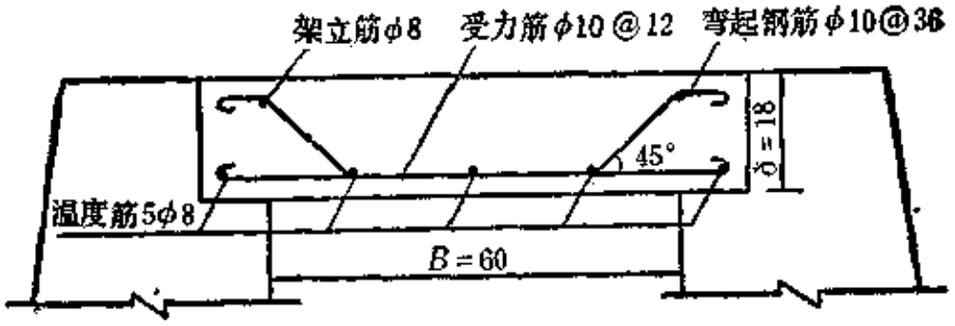


图 6-20 盖板构造

当 $Q=0.5$ 米^3/秒，$i=1/200$，砌石糙率系数 $n=0.025$ 时，直接由表 6-4 查出箱涵过水断面：宽×高＝60 厘米×100 厘米。

(2) 内力计算：

因跨度较大，采用 150# 钢筋混凝土盖板。混凝土轴心抗拉强度 $R_l=13$ 公斤/厘米^2。钢筋采用 3 号钢，屈服极限 $R_g=2850$ 公斤/厘米^2。

计算长度 $l=1.05\ B=1.05\times60=63$ 厘米，

填土容重 $r_c=2.0$ 吨/米^3，填土高 $h_{土}=16$ 米。

按(6-14)及(6-15)式进行内力计算：

最大弯矩 $M_{最大}=\frac{1}{8}r_ch_{土}l^2=\frac{1}{8}\times2\times16\times0.63^2=1.59$ 吨-米，

最大切力 $Q_{最大}=\frac{1}{2}r_ch_{土}B=\frac{1}{2}\times2\times16\times0.6=9.6$ 吨。

(3) 确定盖板厚度及配筋：

假定含钢率 $\mu=0.45\%$，

由表(6-8)查出 $r=0.286$，

代入(6-18)式：$h_0=r\sqrt{\frac{KM_{最大}}{b}}$，

$$h_0=0.286\sqrt{\frac{1.7\times1.59\times10^5}{100}}=15\text{ 厘米}.$$

盖板	净宽 B	填土高 / 主要尺寸 净高 h_1	6.0 米						8.0 米					
			盖板厚 δ	侧墙厚 顶 b_1	侧墙厚 底 b_2	底板厚 T	底板宽 G	钢筋间距 S	盖板厚 δ	侧墙厚 顶 b_1	侧墙厚 底 b_2	底板厚 T	底板宽 G	钢筋间距 S
条石盖板	20	20	20	30	30	40	140		20	30	30	40	140	
	20	30	20	30	30	40	140		20	30	30	40	140	
	20	40	20	30	30	40	140		20	30	30	40	140	
	30	30	20	30	30	45	150		20	30	30	45	150	
	30	40	20	30	30	45	150		20	30	30	45	150	
	30	50	20	30	30	45	150		20	30	30	45	150	
	40	40	20	30	30	50	160		23	30	30	50	160	
	40	60	20	30	30	50	160		23	30	40	50	180	
	40	80	20	30	50	50	200		23	30	50	50	200	
	50	50	25	30	30	55	170		29	30	30	55	170	
	50	70	25	30	40	55	190		29	30	50	55	210	
	50	90	25	30	60	55	230		29	30	70	55	250	
钢筋混凝土盖板	60	60							14	30	40	60	200	16.7
	60	80							14	30	60	60	240	16.7
	60	100							14	30	80	60	280	16.7
	80	80							17	30	60	65	260	12.5
	80	100							17	30	80	65	300	12.5
	80	120							17	35	105	65	350	12.5

的主要尺寸表　　表 6-9

10.0 米						12.0 米					
盖板	侧墙厚		底板	底板	钢筋间距	盖板	侧墙厚		底板	底板	钢筋间距
厚 δ	顶 b_1	底 b_2	厚 T	宽 G	S	厚 δ	顶 b_1	底 b_2	厚 T	宽 G	S
20	30	30	45	140							
20	30	30	45	140							
20	30	30	45	140							
20	30	30	50	150		22	30	30	50	150	
20	30	30	50	150		22	30	30	50	150	
20	30	40	50	170		22	30	40	50	170	
26	30	30	55	160		29	30	30	55	160	
26	30	50	55	200		29	30	60	55	220	
26	30	70	55	240		29	35	75	55	250	
33	30	40	60	190		36	30	40	60	190	
33	30	60	60	230		36	35	65	60	240	
33	35	75	60	260		36	40	80	60	270	
15	30	50	65	220	16.7	16	30	60	65	240	14.3
15	30	70	65	260	16.7	16	35	75	65	270	14.3
15	35	95	65	310	16.7	16	40	100	65	320	14.3
18	30	70	70	280	11.1	20	35	75	70	290	14.3
18	35	95	70	330	11.1	20	40	100	70	340	14.3
18	40	110	70	360	11.1	20	45	125	70	390	14.3

盖板	净宽 B	主要尺寸 填土高 h_1	14.0 米 盖板厚 δ	侧墙厚 顶 b_1	侧墙厚 底 b_2	底板厚 T	底板宽 G	钢筋间距 S	16.0 米 盖板厚 δ	侧墙厚 顶 b_1	侧墙厚 底 b_2	底板厚 T	底板宽 G	钢筋间距 S
条石盖板	40	40	31	30	30	60	180							
	40	60	31	35	55	60	210							
	40	80	31	40	80	60	260							
	50	50	38	30	50	65	210		41	35	45	65	200	
	50	70	38	35	75	65	260		41	40	70	65	250	
	50	90	38	40	90	65	290		41	45	95	65	300	
钢筋混凝土盖板	60	60	17	35	55	70	230	14.3	18	35	65	70	250	12.5
	60	80	17	40	80	70	280	14.3	18	40	80	70	280	12.5
	60	100	17	45	105	70	330	14.3	18	45	115	70	300	12.5
	80	80	21	40	80	75	300	14.3	22	40	80	75	360	12.5
	80	100	21	45	105	75	350	14.3	22	45	115	75	370	12.5
	80	120	21	50	130	75	400	14.3	22	50	140	75	420	12.5

注：(1) 表中混凝土采用150#，钢筋用3号钢光面圆钢筋。

(2) 钢筋混凝土盖板的钢筋配置在底层，跨度为60厘米者，受力筋直径10毫米，跨度为80厘米者，受力筋直径12毫米，间距为表中的 S 值。垂直受力筋方向布置温度筋 ϕ 8 @20，保护层3厘米。

(3) 表中除填土高单位为米外，其他均为厘米。

(4) 此表系取自湖北省水利厅编《小型水库定型设计》。

续表 6-9

18.0 米						20.0 米					
盖板厚 δ	侧墙厚 顶 b_1	侧墙厚 底 b_2	底板厚 T	底板宽 G	钢筋间距 S	盖板厚 δ	侧墙厚 顶 b_1	侧墙厚 底 b_2	底板厚 T	底板宽 G	钢筋间距 S
19	40	60	75	240	16.7	19	45	65	75	250	14.3
19	45	95	75	310	16.7	19	45	95	75	310	14.3
19	50	120	75	360	16.7	19	55	125	75	370	14.3
23	45	95	80	330	12.5	24	45	95	80	330	11.1
23	50	120	80	380	12.5	24	55	125	80	390	11.1
23	55	145	80	430	12.5	24	60	150	80	440	11.1

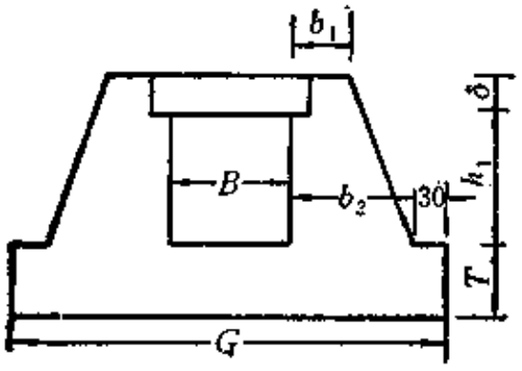


表 6-9 附图

保护层 $a=3$ 厘米，

盖板厚 $\delta=h_0+a=15+3=18$ 厘米.

钢筋面积 $A_g=\mu bh_0=0.45\%\times100\times15=6.75$ 厘米^2.

采用 ϕ 10 @ 12(ϕ——为钢筋直径，以毫米计，@ 12——为钢筋间距 12 厘米，)$A_g=6.54$ 厘米^2.

温度筋采用 5 根 ϕ 8 钢筋。

如不计算，也可由表 6-9 直接查出，得：

$\delta=18$ 厘米，受力筋 ϕ 10 @ 12.5，与计算结果相近。

(4) 切力校核：

$$Q_{最大}=9.6\text{ 吨}=9600\text{ 公斤},$$

主拉应力 $\sigma_{Zl}=\dfrac{Q}{bZ}=\dfrac{Q}{b\times0.9h_0}=\dfrac{9600}{100\times0.9\times15}=7.1$ 公斤/厘米^2.

由于 $\dfrac{R_l}{K_Z}=\dfrac{13}{2.5}=5.2$ 公斤/厘米^2，

$\dfrac{R_l}{K_Z}<\sigma_{Zl}<R_l$. 主拉应力由钢筋承担一部分。

作主拉应力图(6-21)，当荷载为均匀分布时，由弯起钢筋承担主拉应力的一段长度 x，可由相似三角形求得。

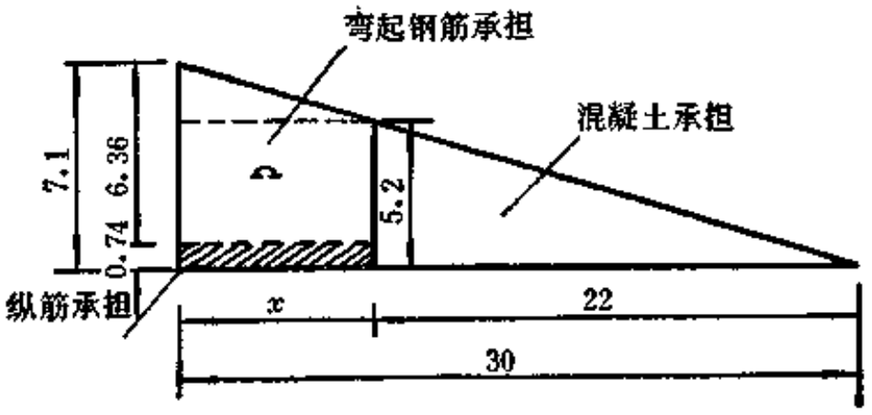


图 6-21 主拉应力计算简图

$$x=\frac{30(7.1-5.2)}{7.1}=8\text{ 厘米}.$$

按规范规定，当纵筋伸入支座 15～30 倍钢筋直径时，纵筋在均布荷载情况下可承担 20% 的主拉应力。故在主拉应力面积图上相应的纵坐标为：

$$0.105\,\sigma_{Zl}=0.105\times7.1=0.74.$$

由弯筋承担的主拉应力图形面积：

$$\Omega=\frac{(7.1-0.74)+(5.2-0.74)}{2}\times8=43.3.$$

所需弯起钢筋面积：

$$A_w=\frac{Kb\Omega}{\sqrt{2}R_g}=\frac{1.7\times100\times43.3}{1.414\times2850}=1.83\text{ 厘米}^2.$$

在受力筋中，每隔 2 根弯起 1 根，弯起钢筋为 ϕ 10 @ 36，

$A_w=2.18$ 厘米^2。钢筋布置见图 6-20。

三、砖石拱涵

砖石拱涵具有拱形结构的优点，与箱形涵管相比，同样材料及结构尺寸，其承载能力较大，适用于无压流及涵管跨度较大的情况。从就地取材的原则出发，拱涵材料可用水泥砂浆砌石或砌青砖。拱顶多用青砖或条石砌筑；侧墙及底板可用浆砌块石。当断面尺寸及流量较大时，侧墙及底板临水面可用条石砌筑，浆砌块石要用 80 #水泥砂浆内、外勾缝(图 6-22)。

拱涵的结构计算可分为拱圈及侧墙两部分。

(一) 拱圈计算

小型水库中的拱涵，跨度一般较小。为便于施工，拱圈多采用等截面半圆形拱，拱端支承在梯形侧墙上。图 6-23 为拱圈的计算简图，其荷载包括拱顶均匀填土压力 q、非均匀土重 G_1、侧向均匀土压

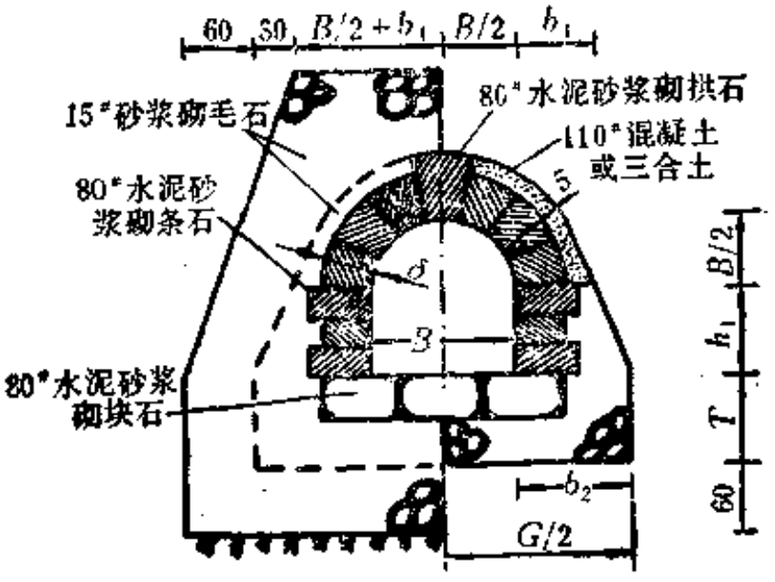


图 6-22　拱涵结构图

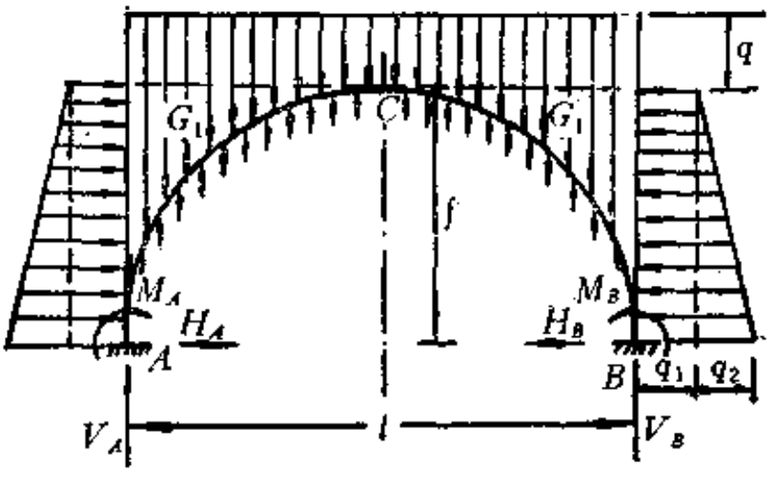


图 6-23　拱圈计算简图

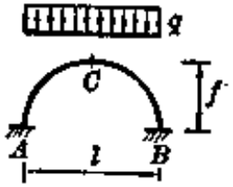
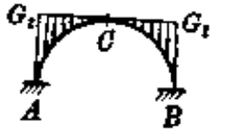
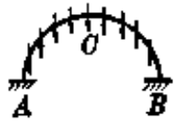
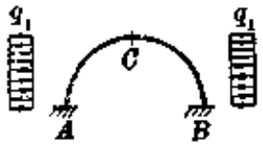
力 q_1、非均匀土压力 q_2 及拱圈自重等。将以上各荷载分解为五种计算情况，并分别列出拱顶及拱脚的内力计算式，如表 6-10。所以，拱圈内力计算可由表 6-10 分别查出，然后迭加，一般只计算控制截面（拱顶、拱脚）处弯矩 M、水平力 H 及竖直力 V 即可。

将各种荷载产生的内力叠加后，可用偏心受压公式计算拱圈截面上的应力：

$$\sigma_{\substack{最大\\最小}}=\frac{\sum N}{A}\pm\frac{\sum M}{W}=\frac{\sum N}{\delta}\pm\frac{6\sum M}{\delta^2}. \qquad (6\text{-}22)$$

无铰等截面半圆拱$\left(\frac{f}{l}=\frac{1}{2}\right)$内力计算表

表 6-10

荷载分布图	荷载计算	内力计算			
		部位	弯矩 M	水平力 H	竖直力 V
	拱顶填土压强 $q=r\,h_{土}$	拱顶 (C)	$0.01175ql^2$	$0.27583ql$	0
		拱脚 $(A、B)$	$0.02467ql^2$	$0.27583ql$	$0.50000ql$
	半跨拱腹填料重 $G_1=0.05365r_c l^2$	拱顶 (C)	$-0.00599G_1 l$	$0.25308G_1$	0
		拱脚 $(A、B)$	$0.00852G_1 l$	$0.25308G_1$	$1.00000G_1$
	半跨拱圈自重 $G=0.7854\cdot r_s\cdot\delta\cdot l$	拱顶 (C)	$0.01330Gl$	$0.40147G$	0
		拱脚 $(A、B)$	$0.03100Gl$	$0.40147G$	$1.00000G$
	侧向土压力强度(矩形) $q_1=r_c h_{土}\operatorname{tg}^2(45°-\frac{\varphi}{2})$	拱顶 (C)	$-0.02394q_1 fl$	$0.44700q_1 f$	0
		拱脚 $(A、B)$	$-0.05044q_1 fl$	$-0.55300q_1 f$	0
	侧向土压力底部压强(三角形) $q_2=r_c\cdot f\cdot\operatorname{tg}^2(45°-\frac{\varphi}{2})$	拱顶 (C)	$-0.02193q_2 fl/2$	$0.26400q_2 f/2$	0
		拱脚 $(A、B)$	$-0.05660q_2 fl/2$	$-0.73600q_2 f/2$	0

注：1. 弯矩M以拱圈内壁受拉为正，外壁受拉为负。2. 水平力H及竖直力V以拱圈受压为正，受拉为负。3. l为拱的计算跨度，半圆拱$l=l_0+\delta$，l_0为拱的净跨(米)，δ为拱圈厚度(米)。4. f为拱的矢高，半圆拱$f=l/2$(米)。5. r_c为填土的容重，一般取$r_c=2$吨/米^3。6. r_s为拱圈材料容重，浆砌条石$r_s=2.3$吨/米^3。7. $h_{土}$为拱顶以上填土高度(米)。8. φ为填土的内摩擦角，根据填土性质，参考表6-11。

不同土壤的内摩擦角φ及凝聚力C值　　表 6-11

土的名称	自然含水量下 φ	饱和情况下 φ	C 吨/米^2
粘土	13°～20°	12°～18°	5～10
壤土	21°～28°	19°～25°	2～5
砂土	30°～35°	20°～27°	0～0.5

注：在土压力计算中一般不考虑凝聚力 C。

式中：　A——拱圈截面积，$A=b\cdot\delta=1\cdot\delta$(米^2)；

W——截面模量，$W=\frac{b\delta^2}{6}=\frac{1\cdot\delta^2}{6}$(米^3)；

ΣN——垂直拱圈截面的轴向力，拱顶处 $\Sigma N=\Sigma H_c$；拱脚处 $\Sigma N=\Sigma V_A=\Sigma V_B$。

算出的应力需满足下列条件：

1．拱圈内不产生拉应力，即 $\sigma_{最小}>0$；

2．拱圈内的压应力小于或等于拱圈材料的允许压应力，即 $\sigma_{最大}\leqslant K[\sigma_a]$。砌体的允许压应力$[\sigma_a]$可查第四章表 4-6。$K$ 为塑性影响系数，$K=1+1.5\frac{e_0}{a}$，$e_0=\frac{\Sigma M}{\Sigma N}$，$a=\frac{\delta}{2}$。

如不满足上述要求，则需加大拱圈厚度。

（二）侧墙计算

侧墙属重力式挡土墙。在外力作用下应满足抗滑稳定及强度要求。侧墙上的作用荷载有：填土重，水平土压力，拱圈传来的弯矩，水平力及垂直力等，为偏心受压构件。当荷载确定后，其计算方法与浆砌石重力坝稳定和强度计算的方法相同。

拱涵尺寸也可直接参照湖北省水利厅编«小型水库定型设计»确定。下面摘录了定型设计中的拱涵尺寸表(表 6-12)，使用本表时可参考图 6-22。

圬工或砖砌拱涵的主要尺寸表

表 6-12

宽度 B（厘米）	高度（厘米） \ 主要尺寸（厘米） \ 填土高（米）	5.0						10.0						15.0						20.0					
		拱圈厚 δ	侧墙高 h_1	侧墙厚 顶 b_1	侧墙厚 底 b_2	底板厚 T	底板宽 G	拱圈厚 δ	侧墙高 h_1	侧墙厚 顶 b_1	侧墙厚 底 b_2	底板厚 T	底板宽 G	拱圈厚 δ	侧墙高 h_1	侧墙厚 顶 b_1	侧墙厚 底 b_2	底板厚 T	底板宽 G	拱圈厚 δ	侧墙高 h_1	侧墙厚 顶 b_1	侧墙厚 底 b_2	底板厚 T	底板宽 G
100	110	20	60	40	75	50	250	25	60	45	90	55	280	30	60	50	105	60	310	35	60	55	120	65	340
100	140	20	90	45	75	50	250	25	90	50	100	55	300	30	90	55	125	60	350	35	90	60	150	65	400
100	170	20	120	50	70	50	240	25	120	55	110	55	320	30	120	60	150	60	400	35	120	65	190	65	480
120	120	25	60	40	75	55	270	30	60	45	90	60	300	35	60	50	105	65	330	40	60	55	120	70	360
120	150	25	90	45	75	55	270	30	90	50	100	60	320	35	90	55	125	65	370	40	90	60	150	70	420
120	180	25	120	50	70	55	260	30	120	55	110	60	340	35	120	60	150	65	420	40	120	65	190	70	500
140	160	30	90	45	75	60	290	35	90	50	100	65	340	40	90	55	125	70	390	45	90	60	150	75	440
140	190	30	120	50	70	60	280	35	120	55	110	65	360	40	120	60	150	70	440	45	120	65	190	75	520
140	220	30	150	55	100	60	340	35	150	60	140	65	420	40	150	65	180	70	500	45	150	70	220	75	580
160	200	35	120	50	70	65	300	40	120	55	110	70	380	45	120	60	150	75	460	50	120	65	190	80	540
160	230	35	150	55	100	65	360	40	150	60	140	70	440	45	150	65	180	75	520	50	150	70	220	80	600
160	260	35	180	60	130	65	420	40	180	65	180	70	520	45	180	70	230	75	620	50	180	75	280	80	720

例 有一埋设在土坝下的放水涵管，在水库总体布置中，选用等截面半圆形拱涵，拱净跨 $B=d=1.4$ 米，矩形部分高度 $h_1=0.9$ 米，纵坡 $i=1/300$。采用砌石材料，砌石容重 $r_s=2.3$ 吨/米^3，糙率系数 $n=0.025$。拱顶以上填土高 $h_{\pm}=20$ 米，填土饱和容重 $r_c=2.0$ 吨/米^3，内摩擦角 $\varphi=20°$，地基为软质岩，其容许承载力 $[\sigma]=100$ 吨/米^2。需校核能否通过设计流量 $Q=2.0$ 米^3/秒，并进行拱涵的结构计算以确定各部分尺寸。

解 (1) 校核过水能力(图 6-24)

拱涵采用无压流，水深 h 为拱涵高度的 3/4，即 $h=\frac{3}{4}\left(h_1+\frac{d}{2}\right)$

$=\frac{3}{4}(0.9+0.7)=1.2$ 米；

半圆拱部分水深 $h_2=1.2-0.9=0.3$ 米；

圆断面充水度 $\frac{h'}{d}=\frac{d/2+h_2}{d}=\frac{0.7+0.3}{1.4}=0.715$.

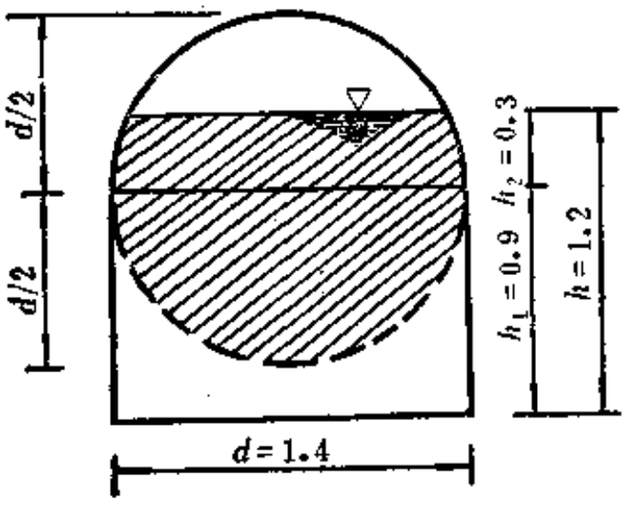


图 6-24 水力计算简图

整个圆面积 $\omega_d=\frac{\pi}{4}d^2$

$=0.786\,d^2=0.786\times1.4^2$

$=1.54$ 米^2；

由图 6-13 曲线查得 $\omega'/\omega_d=0.76$；

阴影部分面积 $\omega'=\left(\frac{\omega'}{\omega_d}\right)\omega_d=0.76\times1.54=1.17$ 米^2；

根据前述，拱涵总过水面积 $\omega=h_1d+\omega'-\frac{\pi d^2}{8}=0.9\times1.4+1.17-\frac{\pi\times1.4^2}{8}=1.66$ 米.

整个圆断面湿周长 $\lambda_d=\pi d=3.14\times1.4=4.4$ 米；

由图 6-13 曲线查得：$\lambda'/\lambda_d=0.63$；

阴影部分湿周 $\lambda'=\left(\frac{\lambda'}{\lambda_d}\right)\lambda_d=0.63\times4.4=2.77$ 米；

拱涵湿周 λ 等于矩形部分湿周 $\lambda_1=d+2h_1$ 与拱形部分湿周 $\lambda_2=\lambda'-\frac{\pi d}{2}$ 之和，即：

$$\lambda=\lambda_1+\lambda_2=d+2h_1+\lambda'-\frac{\pi d}{2}=1.4+2\times0.9+2.77-\frac{4.4}{2}=3.77\text{ 米}.$$

拱涵水力半径 $R=\frac{\omega}{\lambda}=\frac{1.66}{3.77}=0.44$ 米；

当 $n=0.025$ 时，$C=\frac{1}{n}R^{1/6}=\frac{1}{0.025}\times(0.44)^{1/6}=34.6$；

则过水流量 $Q=\omega C\sqrt{Ri}=1.66\times34.6\sqrt{0.44\times\frac{1}{300}}=2.2$ 米^3/秒，能满足要求。

(2) 拱圈计算

采用下列经验公式，初拟拱圈厚度 δ：

$$\delta=\left(0.45+0.03\frac{d}{2}\right)\times0.8=(0.45+0.03\times0.7)\times0.8=0.375$$

米，选用 0.4 米；

拱圈计算跨度 $l=d+\delta=1.4+0.4=1.8$ 米；

矢高 $f=\frac{1}{2}l=0.9$ 米；

拱圈内力计算按查表法(表 6-10)进行。

荷载计算如下：

单位长度拱顶均匀填土压力 $q=r_c\cdot h_{土}=2.0\times 20=40.0$ 吨/米^2；

半跨拱腹填料重 $G_1=0.05365\ r_c l^2=0.05365\times 2\times 1.8^2=0.346$ 吨；

半跨拱圈自重 $G=0.7854\ r_s\delta_l=0.7854\times 2.3\times 0.4\times 1.8=1.3$ 吨；

均匀侧向土压力强度(矩形) $q_1=r_c h_{土}\mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)=2.0\times 20\times \mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{20^\circ}{2}\right)=40\times 0.49=19.6$ 吨/米^2；

非均匀侧向土压力强度(三角形) $q_2=r_c\cdot f\cdot\mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)=2.0\times 0.9\times 0.49=0.88$ 吨/米^2。

内力计算成果列表如下：

拱圈内力计算表　　表 6-13

荷载类型	拱顶			拱脚		
	M_c	H_c	V_c	M_A	H_A	V_A
拱顶填土压力	1.52	19.82	0	3.20	19.82	36.0
拱腹填料	−0.004	0.087	0	0.005	0.087	0.346
拱圈自重	0.031	0.52	0	0.073	0.52	1.30
侧向土压力(矩形)	−0.762	7.88	0	−1.60	−9.75	0
侧向土压力(三角形)	−0.016	0.104	0	−0.040	−0.292	0
总　计　Σ	0.769	28.411	0	1.638	10.385	37.646

注：表中内力计算成果举例：

1. $M_c=0.01175ql^2=0.01175\times 40\times 1.8^2=1.52$吨-米.
2. $H_c=0.27583ql=0.27583\times 40\times 1.8=19.82$吨.

截面应力计算：

截面积　$A=b\cdot\delta=1\times0.4=0.4$ 米^2，

$$W=\frac{b\delta^2}{6}=\frac{1\times0.4^2}{6}=0.0266 \text{ 米}^3,$$

代入(6-22)式，计算应力：

拱顶 $\Sigma M_c=0.769$ 吨-米，$\Sigma N=\Sigma H_c=28.411$ 吨，

$$\sigma_{\substack{最大\\最小}}=\frac{\Sigma N}{A}\pm\frac{\Sigma M}{W}=\frac{28.411}{0.4}\pm\frac{0.769}{0.0266}=71.0\pm28.9$$

$=\begin{matrix}99.9\\42.1\end{matrix}$吨/米^2，都是压应力。

拱脚 $\Sigma M_A=1.638$ 吨-米，$\Sigma N=\Sigma V_A=37.646$ 吨，

$\sigma_{\substack{最大\\最小}}=\frac{37.646}{0.4}\pm\frac{1.638}{0.0266}=94.3\pm61.5=\begin{matrix}155.8\\32.8\end{matrix}$吨/米^2，都是压应力。

如采用80#水泥砂浆砌条石，条石标号400，则允许压应力为300吨/米^2，可满足拱圈强度要求。

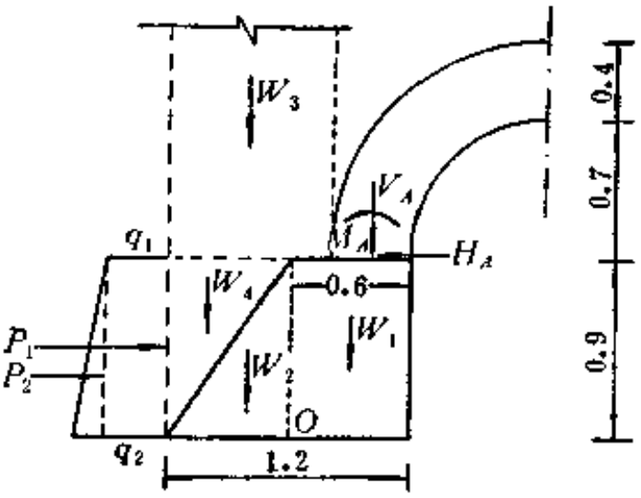


图 6-25　结构计算简图

(3) 侧墙计算（图6-25）

初步拟定侧墙顶宽 $b_1=0.6$ 米，底宽 $b_2=1.2$ 米，侧墙高度 $h_1=0.9$ 米。

水平土压力系梯形分布：

$$q_1=r_c\left(h_{\pm}+\delta+\frac{d}{2}\right)\operatorname{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)$$

$$=2.0\left(20+0.4+\frac{1.4}{2}\right)\operatorname{tg}^2\left(45^\circ-\frac{20^\circ}{2}\right)$$

$$=2.0\times21.1\times0.49=20.7 \text{ 吨/米}^2;$$

$$q_2=r_c\left(h_{\pm}+\delta+\frac{d}{2}+h_1\right)\operatorname{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)=r_c(21.1+0.9)$$

$$\operatorname{tg}^2\left(45^\circ-\frac{20^\circ}{2}\right)$$

$=2.0\times22\times0.49=21.6$ 吨/米^2。

其他荷载及内力的计算见表 6-14。

侧墙内力计算表 表 6-14

荷载		计算式	作用力（吨）		力臂	对O点力矩（吨-米）	
			垂直力	水平力	（米）	−	+
自重	W_1	$0.6\times0.9\times2.3$	1.24		0.30		0.372
	W_2	$0.6\times0.9\times2.3\times\frac{1}{2}$	0.62		0.20	0.124	
土重	W_3	$21.1\times0.8\times2.0$	33.78		0.20	6.756	
	W_4	$\frac{1}{2}\times0.6\times0.9\times2.0$	0.54		0.40	0.216	
水平土压力	P_1	0.9×20.7		18.63(→)	0.45		8.375
	P_2	$\frac{1}{2}\times0.9(21.6-20.7)$		0.405(→)	0.30		0.122
拱圈传力	竖直力V_A		37.646		0.40		15.05
	水平力H_A			10.385(←)	0.90	9.33	
	力矩M_A					1.638	
总计			73.826 $\Sigma N=73.826$	8.65(→)		−18.064	+23.919 $\Sigma M=+5.855$

注：拱脚传给侧墙顶部的各内力与拱脚本身所受的各内力大小相等，方向相反。

侧墙底面积 $A=1\times1.2=1.2$ 米^3，$W=\frac{1\times1.2^2}{6}=0.24$ 米^3.

截面应力 $\sigma_{\substack{最大\\最小}}=\frac{\Sigma N}{A}\pm\frac{\Sigma M}{W}=\frac{73.826}{1.2}\pm\frac{5.855}{0.24}\approx61.6$

$\pm24.4=\begin{matrix}86.0\\37.2\end{matrix}$吨/米^2，都产生压应力，小于 50#砂浆、300# 块石的砌体容许压应力 $[\sigma_a]=170$ 吨/米^2（表 4-6），也小于地基承载力 $[\sigma]$

$=100$吨/米^2。

由于水平推力较小，故稳定不是控制条件。拱及侧墙截面应力都满足要求，同时满足地基承载力的要求，拟定的拱圈及侧墙尺寸是适宜的。

第七章　施工导流、施工进度计划及工程概算

小型水库工程一般要求当年施工，当年受益，也就是要在一个枯水季节完成整个工程。河流的枯水季节一般只有三、四个月，在这么短的时间里完成一个水库工程是很紧张的。这就要求在开工之前，必须做好人力和物资的准备工作，才能保证工程顺利进行。

第一节　施工导流

在河道上修建闸、坝等水工建筑物，必须先使河水从施工地点按预定的泄水通道流往下游，并用临时性的挡水建筑物（围堰）把基坑围护起来，才能顺利地进行施工。这就是施工导流要解决的主要问题。

施工导流是水库施工的一个关键问题。它不仅影响到工程造价、施工进度、施工现场布置、安全施工和工程施工的全局，而且同水库枢纽的布置都有密切的关系。因此，一定要认真考虑施工导流的问题，事先采取周密措施，不然就可能引起严重事故，浪费国家和人民财产，浪费劳动力，贻误工期，使工程不能如期发挥效益。

一、导流方式

施工导流的方式很多，在小型水库工程中，经常采用先明渠后放水涵管的二期导流方式。这种方式的做法是，在施工初期，用围堰将放水涵管施工场地围起来，使河水沿河床的另一侧（或专门挖的明

渠)泄往下游,进行放水涵管施工。与此同时,在围堰内进行坝底清基、截水槽开挖、回填以及部分坝体的回填工作。放水涵管完工后,便可利用放水涵管导流,进行整个坝体的施工(图 7-1)。

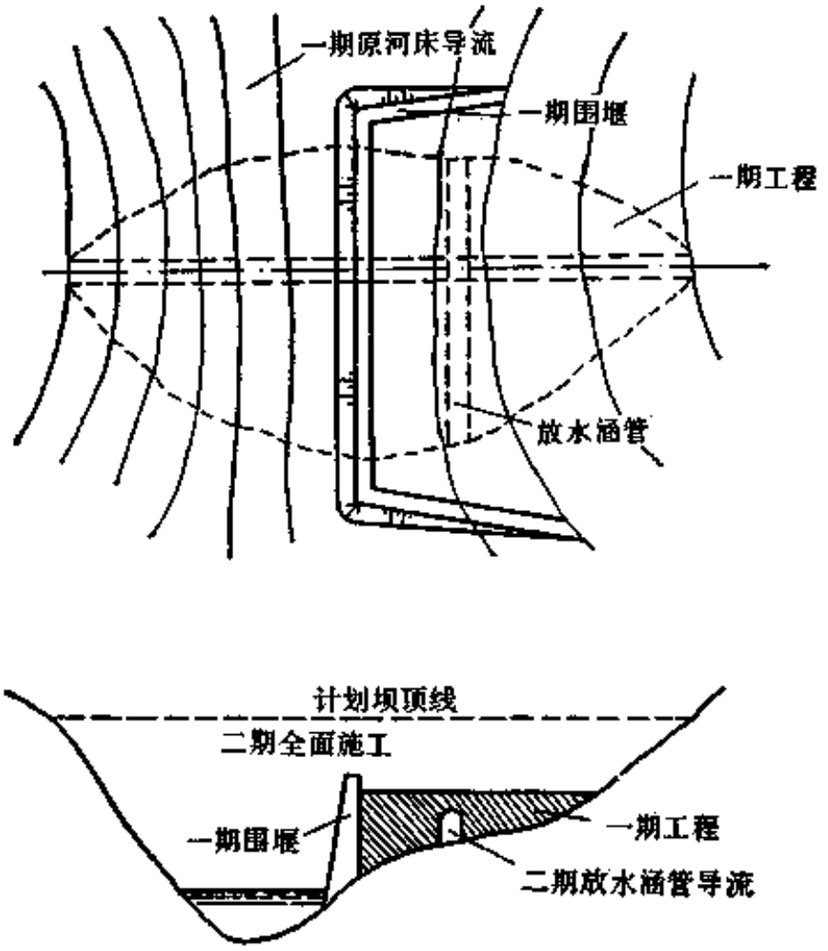


图 7-1 施工导流示意图

二、导流流量

河水的流量是不断变化的。施工期间河流的流量对导流建筑物(围堰、放水涵管、导流明渠)的尺寸有着非常重要的影响。避开洪水期,充分利用枯水期,是小型水库施工的一个特点。平常说:"大战冬春"、"赶在洪水前头",就是因为冬春季节河水流量小,施工导流简单。

导流流量根据水文分析,采用导流时段内一定标准的河道流

量。导流流量的标准主要依据河流的水文特征、导流时段的长短等因素，结合导流建筑物的运用条件来决定。小型水库工程的施工导流流量，一般按施工时10～20年一遇的最大流量计算；有的小型水库工程对导流流量没有具体要求。

小型水库工程的导流建筑物是为主体工程施工服务的临时建筑物，主体工程完工或导流结束后，这些临时建筑物就要拆除和报废（当涵管兼作永久性建筑物时除外）。因而，导流建筑物应力求简单、节省。但是导流建筑物又是主体工程施工的必要保证，一旦失事，就会打乱整个施工计划，贻误工期，严重的还会造成事故。为此，导流建筑物又要求安全可靠。对于没有导流流量要求的导流建筑物，要随时观察运用情况，发现问题及时解决，以保证主体工程施工的正常施工。

第二节　施工进度计划

小型水库工程一般施工期限较紧，要保证如期完工，就得充分发挥群众的积极性和创造性，同时还要对整个工程和单项工程的施工顺序以及开工、竣工日期作出相应的计划。

施工进度计划决定整个工程的进程。施工中需要的各种劳动工具、器材及临时设施等都要根据施工进度计划来决定。施工进度计划安排得好，不仅可以避免施工出现混乱现象，保证施工如期完成，而且可以均衡地进行施工，大大节省人力、物力，从而保证工程质量、缩短工期、降低工程造价，达到多快好省的目的。

施工进度计划与采取什么样的施工方法有关。小型水库工程是群众性的施工，一般采用土法上马，土洋结合的施工方法，这是制定施工进度计划的基础。在这个基础上，再根据估算的工程量、材料

量、劳力与投资等具体条件，对土坝、溢洪道、放水涵管及库区移民、赔偿、施工道路、施工排水等附属工程作出全面安排。制定施工进度计划时，要研究解决以下几个问题：

一、确定导流方式和整个工程的施工分期，并研究各个施工分期的关键性工程。

二、确定各个建筑物的施工期限。

三、安排各项工程的施工顺序，组织各个工地的均衡施工。

四、确定准备工作及辅助工程的施工期限。

五、确定水库蓄水时间和库区内居民和财产搬迁计划。

编制施工进度计划可分以下几个步骤：

一、收集资料：需要收集的资料一般包括：

1．领导对工程施工的期限和发挥效益的指示；

2．施工地点的水文、地形、地质、气候和自然条件；

3．工程规划设计和预算、投资、定额、标工；

4．劳动、材料、设备等供应条件；

5．受益部门(灌溉等)的要求。

二、列出工程项目，计算工程量。列出工程项目就是将整个工程的各个单项工程如土坝、溢洪道、放水涵管等以及各单项工程的分项工程如土坝的截水槽开挖、基础清理、截水槽回填、坝体排水、坝体填筑等一一列出；同时还要列出准备工作和结尾工作的项目。再按准备工作、导流工程、土坝、放水涵管、溢洪道和结尾工作等工程项目的大致顺序适当排队，注意不要漏项。然后，根据工程项目，分别计算工程量。计算工程量时，应将土方、石方、混凝土方、开挖、填筑、干砌、浆砌、一期工程、二期工程和不同高程不同桩号的工程量等分别进行计算。工程量有的可按图纸计算，有的则按类似工程估算。

三、草拟各项工程的进度。这一步是安排进度计划的主要工

作，一定要分清主次，抓住关键，统筹兼顾，合理安排。小型水库工程，由于土坝工程的工程量大，需要的劳力多，时间性又强，如土坝清基、截水槽开挖、回填等都要在短时内完成，而土坝工程又必须争取在洪水来临前完成，因此，水库工程的施工进度应以土坝的施工为中心。施工导流又是首当其冲的工程，应在工程全面进行以前做好；二期导流要利用放水涵管，则必须保证在二期工程开始前完成放水涵管的施工。一期工程还包括土坝部分清基、截水槽开挖、回填，若来得及还可以进行部分坝体的填筑。溢洪道在洪水期前必须建好，以保证汛期泄洪。为了能为土坝排水设备、放水涵管提供部分石料，溢

某水库工程施工进度计划表　　表 7-1

工程项目	工程种类	进度计划								备注
		10	11	12	1	2	3	4	5	
土坝	围堰									
	清基									
	填土									
	护坡									
溢洪道	开挖土方									
	开挖石方									
	衬砌									
放水涵管	挖基土									
	涵管工程									
	卧管工程									
渠道工程	渠道土石方开挖									
	渠系建筑物									

注：渠道工程中，渠系建筑物应提前施工，力争水库当年建成，当年受益。

洪道应尽量提前开挖。

表 7-1 为某水库工程施工进度计划表，可供编制进度计划时参考。

第三节　工程概算

一、工程概算的组成

工程概算是计算和预定工程投资和造价的文件，也是工程设计的主要组成部分。没有概算的设计不应批准。

按照国家规定，工程投资由概算确定，如所需费用超过概算，需履行追加手续。由此可见，概算起着节制开支，促进降低建筑成本的作用。

工程总概算的基本组成，可以归纳为两部分：

（一）永久性建筑物及设施费用，其中包括：

1．建筑物场地准备工作的投资，如淹没损失、场地平整、交通道路等；

2．主要单项工程的投资，如土坝、溢洪道、放水涵管、渠道工程等；

3．其它基建投资，如管理处(所)的办公用房、宿舍、动力、永久性道路等。

（二）施工期间临时工程及设施费用，其中包括：

1．施工人员的临时工棚费用；

2．施工必须的临时建筑物的费用，如施工导流工程、木工场、钢筋加工场、拌合机、临时动力设备等。

二、概算表的编制

小型水库工程根据前述的施工程序和时间要求，结合工地的具

某水库主要工程材料表　　表 7-2

项　目	单　位	土　坝	溢洪道	放水涵管	渠道工程	合　计
水　泥	吨					
木　材	立方米					
钢　材	吨					
片　石	立方米					
粗料石	立方米					
砂　子	立方米					
炸　药	吨					
生　铁	吨					
石　灰	吨					
预制混凝土管	米					
卧管闸门	个					
钢　筋	吨					
……						

某水库主要工程量综合统计表　　表 7-3

项　目	单　位	土　坝	溢洪道	放水涵管	渠道工程	合　计
土方工程						
开石方						
开片石						
干砌片石						
浆砌片石						
浆砌粗石料						
勾　缝						
铺砂石、砂子						
混凝土工程						
弯扎钢筋						
安装闸门						
安装混凝土预制管						
……						
……						
……						

体情况，即可算出土坝、溢洪道、放水涵管、施工导流等各项工程逐月所需的工程材料、劳力和投资，从而编制出整个水库的劳力、材料、工程量及工程概算表。表 7-2、表 7-3 和表 7-4 的格式可供参考。

某水库工程概算及劳力表　　表 7-4

项　目	造　价　（元）			劳　动　力　（工日）			
	建筑物部分	土方工程	合　计	技　工	普　工	民　工	合　计
土　坝							
放水涵管							
渠道工程							
淹没损失							
准备工作							
辅助设备							
其它基建投资							
……							
……							
……							
……							
总　计							

第八章　水库工程管理

对水库工程来说，建好水库，只是完成了工作的一部分。一项水利工程的效能如何？要看它建成后是否对农业增产起到应有的作用。为保证水利工程能充分发挥效益，延长使用年限，达到促进农业高产稳产的目的，必须克服“重建轻管”的错误倾向，做好水库的管理工作。水库的管理工作是水利部门的一项基本任务，必须切实做好。

第一节　水库管理的一般要求

一、做好水库控制运用工作：根据当地水文气象条件，上、下游防洪及用水部门的要求，合理安排水库的蓄、泄计划，做好水库的控制运用工作。为了保证土坝的安全，库水位应避免骤降。

二、建立检查及观测制度：根据库容大小及工程的重要性，制定必要的检查制度。定期检查各个水工建筑物在运用期间工作状态的变化和工作情况，发现异常现象应及时分析原因，采取措施，防止发生事故，并不断改善运用方式，以保证工程安全。

三、做好防汛抢险工作：汛前要做到思想、组织、物质、技术四落实；对水库进行全面检查，消除隐患，严禁水库带“病”入汛。汛期要进行水位和雨量观测，特别是要掌握库水位及水库上游的降雨量两项水情动态。要加强水库的巡逻及工程检查工作，严防破坏；一遇险情，立即抢护。

四、大搞综合利用：利用水库养鱼、养鸭及发展水生植物等，搞好综合利用，逐步做到以库养库，减少国家开支。

第二节　土坝的管理养护

土坝的管理和养护应做到五防，即防滑、防漏、防裂、防沉和防坝面破坏，以保证土坝的安全运用，并按“经常养护，防重于修”的原则做好管理工作。

为了能够及时发现问题，必须加强经常性的检查和观察，主要应注意下列事项：

1．观察有无裂缝。对重要的裂缝应观察其大小、方向、位置、缝距及发展情况。对平行坝轴线的纵缝应注意观察是否有滑坡的迹象；对垂直坝轴线的横缝，应观察有无上下游贯通的危险。

2．观察下游坝脚、坝端与两岸接头处有无散浸（即水在下游坡面渗出，使坡面潮湿变软，继而冒水，水多时汇成细流，沿坡面流动）、漏水、管涌及流土等现象；观察排水设备的渗水有无骤然增减及出现浑水等现象。

3．观察坝面有无塌陷、草皮破坏、块石翻起等破坏现象。检查排水沟有无堵塞，坝顶路面是否完好等。

土坝管理中经常遇到的问题是：坝坡损坏、土坝裂缝、滑坡、坝体及坝基渗漏等。下面介绍几种常用的处理方法。

一、土坝的裂缝和维修

裂缝是土坝在运用中出现较多的问题。根据裂缝的方向不同，可分为平行坝轴线的纵缝和垂直坝轴线的横缝。根据裂缝的危险程度可分为非滑动性裂缝和滑动性裂缝。

（一）非滑动性裂缝

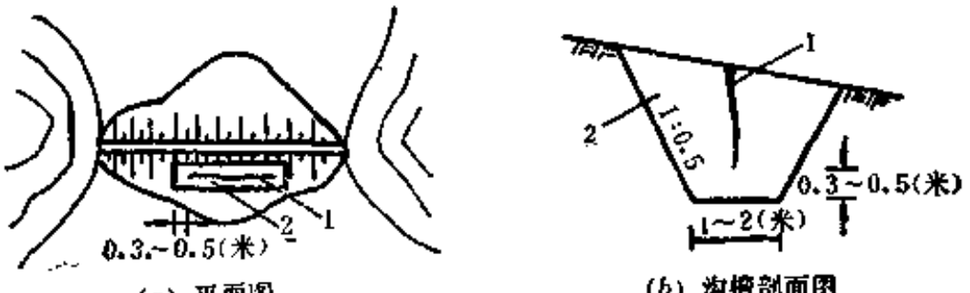
非滑动性裂缝出现的机会多，它比滑动性裂缝的危险小。非滑动性裂缝产生的原因，一般为坝体填筑质量低，辗压不实；地基较弱

或软硬不均，筑坝前未妥善处理；岸坡过陡或施工时相邻两段高差过大而引起较大的沉陷差等。此外，由于土料粘性过大，护坡不良，日晒冰融等，也会引起坝面的干缩及龟裂。根据裂缝的方向和大小不同，可采用不同的处理方法。一般情况下，由于横缝的发展有上、下游贯通的危险，故处理的要求比处理纵缝的高。

1．处理坝面龟裂时，将表土刨松 0.5 米左右，湿润后加以夯实，表面铺砂层保护。细小的裂缝也可不加处理。

2．对缝宽小于 1 厘米、缝深小于 1 米的纵缝，只需用泥浆封口即可，以防雨水浸入。对横缝，需等裂缝稳定后，用干燥的细砂壤土灌入，用竹片捣实后，表面用小土埂压住。

3．对缝宽大于 1 厘米，深度大于 1 米的纵、横缝都要加以处理。常用的方法为开挖回填法，即沿缝开挖沟槽后进行回填。为使新、老土结合好，槽的长度和深度都要比缝大 0.3～0.5 米，底宽 1～2 米，以便施工；边坡为 1:0.5 左右，以维持稳定(图 8-1)。在开挖好的沟槽内洒水湿润，分层回填坝体土，每层厚 0.1～0.2 米，压实干容重应达到原设计标准。



(a) 平面图　　(b) 沟槽剖面图

1-裂缝　　2-沟槽

图 8-1　开挖回填法处理纵缝

横缝处理方法与纵缝相同。为使回填土与坝体紧密结合，沿裂缝方向每隔 5～6 米，开挖宽 1.5～2.0 米的结合槽，深度与主槽相同。如库水位较高、裂缝深度较大，施工时可做挡水围堰（图 8-2）。

（二）滑动性裂缝

滑动性裂缝是由于坝坡不稳定产生滑动造成的，又称为滑坡。坝坡不稳定的原因有：坝坡过陡，土料抗剪能力不够；排水设备填塞，浸润线抬高，降低了下游坝坡的稳定性；或由于库水位突降，上游坝坡内渗水来不及排出等。

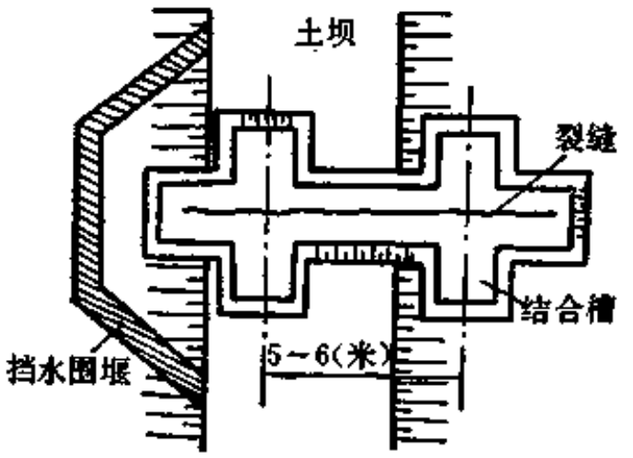


图 8-2　开挖回填法处理横缝

滑动性裂缝在上、下游坝坡均可产生，一般都有一条纵缝，两端呈圆弧形向坝脚延伸，裂口上下有错动，滑动土体的下部软化，甚至有凸起，水平位移较大。这种裂缝危险性较大，必须及时处理，以防裂缝继续发展。如受到条件限制(库水位太高，人力物力不足，方案未定等)，不能彻底处理，则应采取临时性措施。如下游坝坡出现滑动性裂缝，则可降低库水位，在下游坡开导渗沟，回填砂石料，以排除渗水，增加坝坡稳定。如上游坝坡出现滑动性裂缝，对均质坝和心墙坝可用透水性较大的砂石料压住上游面坝脚；对斜墙坝，可向水中大量抛土，以增加防渗能力及坝体稳定。待库水位降低后，再进行彻底处理。处理的方法有：

1．放缓坝坡　如由于坝坡过陡引起滑坡，则应放缓坝坡，将坍塌部分清除并切成阶梯形，用与原坝体相同的土料，按稳定坝坡分层填筑(图 8-3)。当库水位高时，先填筑下游坝

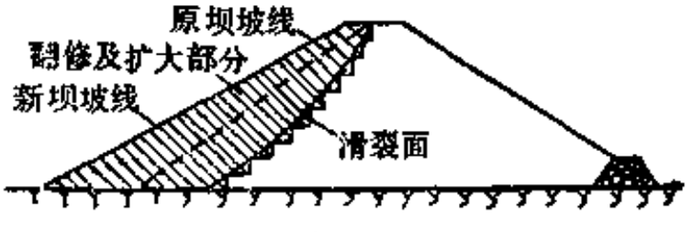


图 8-3　放缓坝坡

坡及排水设备，待库水位降低后，再进行上游坝坡的处理。

2．透水土撑　适用于下游坝坡。将坍滑的松土清除后，从滑坡的顶点到坝脚止开导渗沟，沟中回填砂石等透水材料；用块石压重固脚后，其上分层填土夯实。土撑宽度及间距根据滑坡严重程度而定，宽度一般为 5～10 米，顶部高出裂缝顶点，坡度为 1:3～1:5，填土应分层夯实(图 8-4)。

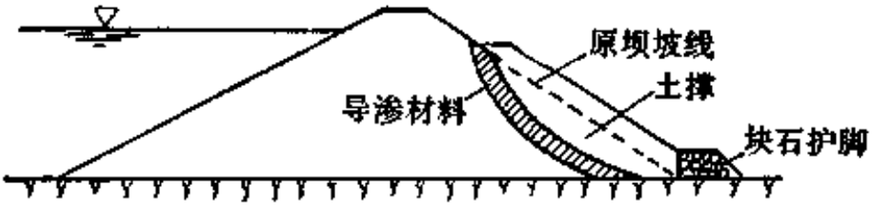


图 8-4　透水土撑

3．局部处理　如因坝体局部施工质量不好引起小范围的滑坡，则可将滑动土体全部挖除，用与原坝体相同的土料回填夯实。

二、土坝的渗漏和维修

土坝的渗漏主要产生在坝体、坝基及坝端与两岸山坡连接处。根据渗漏的程度和方式不同，可分为散浸、管涌及流土等。如不及时处理，将会引起滑坡或在坝体、坝基内淘成孔洞，造成坡面崩塌等。

土坝渗漏的原因主要是防渗不好，如坝体土含砂量过大，辗压不实；防渗体或坝体产生裂缝；有兽洞蚁穴等。此外，由于坝体排水设备不良或堵塞，也会使渗水由坝体或坝基其他部位集中逸出。处理土坝渗漏的原则是“上堵下排”。在上游面尽量阻止渗水进入坝体；在下游面则采用排水设备，使渗水安全排出。常用的措施有下列几种。

(一) 坝体渗漏的处理

1．设粘土防渗斜墙(图 8-5)

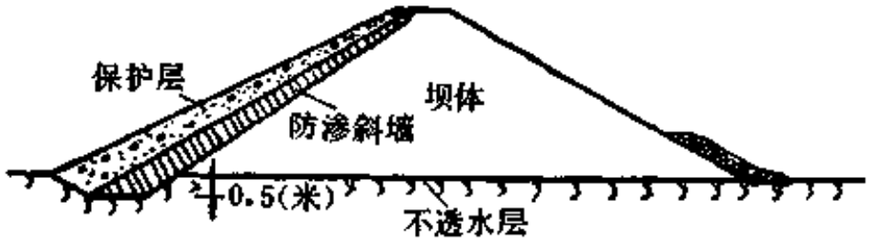


图 8-6 防渗斜墙

这种处理适用于施工质量不高，坝体普遍漏水的情况。它的做法是挖除原坝坡，铲去表层土并刨松 10 厘米左右，用粘性土铺筑斜墙。斜墙顶宽 0.5～1.0 米，底厚应大于 1/10 水头，底部挖深 0.5～1.0 米的截水槽。斜墙表面做一层砂石或砂性土的保护层，恢复原坝坡。

2．开导渗沟（图 8-6）

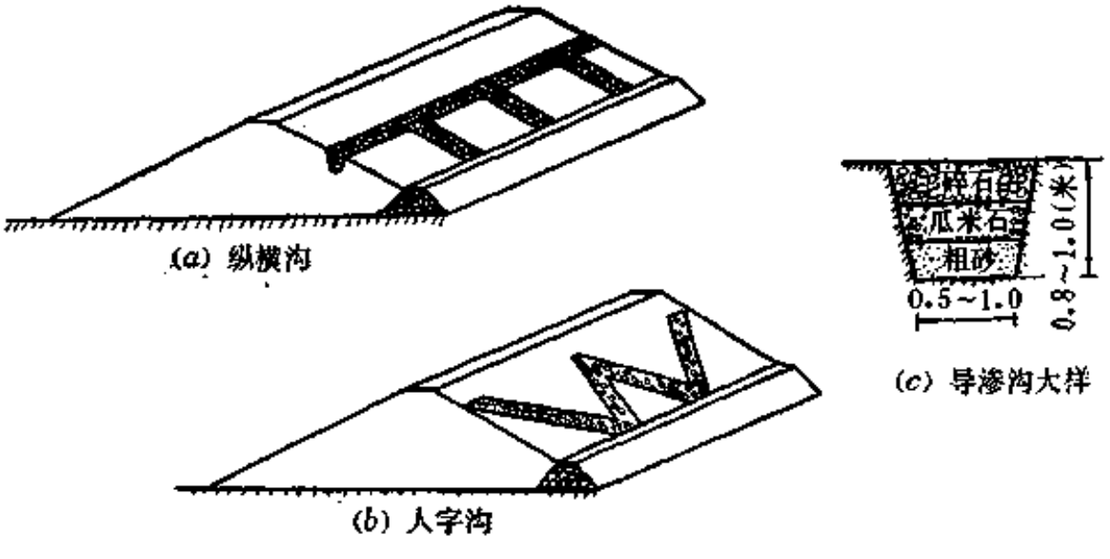


图 8-6 导渗沟

在土坝下游坝坡发生散浸的部位开导渗沟，将渗水汇集在沟内排走，但不能带出坝体土粒。这样可使坝面干燥，增加坝坡稳定。从散浸部位上端 1.0 米处至坝脚，开挖与坝轴线平行和垂直的纵横沟或与坝轴线成 45°～60° 角的斜沟（人字沟）。沟距及其他尺寸根据具体情况确定。一般每隔 5～10 米开沟一条，沟宽 0.5～1.0 米，深 0.8～1.0 米。沟内填粗砂、瓜米石、碎石或碎砖，做成反滤层，各层

厚 0.2～0.3 米。

3．堵塞漏洞，消灭白蚁

坝体的漏洞多是由于有机质腐烂、兽类打洞及白蚁作巢造成的。确定漏洞位置后，可用黄泥堵塞。对兽洞可用巴豆、麻柳叶、石灰等混合物塞入洞内，毒死兽类后，再用石灰、黄泥堵塞洞穴。若漏洞距坝顶较近，可从坝顶向下挖槽至漏洞，用粘土回填夯实。发现白蚁应用药物毒死，或用人工挖巢的方法及时消灭，防止蔓延。

4．翻修或增建排水设备

如因排水设备堵塞，或坝体未做排水设备，而使下游坝坡发生渗漏，则应翻修或增建排水设备。

（二）坝基渗漏的处理

坝基渗漏的主要原因是地基条件不好，处理不当造成的。如在砂卵石层或破碎岩基上未做防渗设备，或因防渗设备施工质量不高、尺寸不够，不能充分发挥防渗效能，或因运用不当等造成铺盖开裂时，可采取以下措施。

1．筑粘土截水槽截漏（图 8-7）

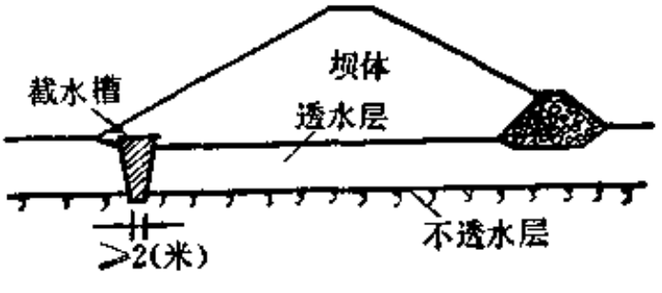


图 8-7　截水槽

如坝体质量尚好，但由于基础未挖到不透水层造成坝基渗漏时，未做截水槽的应补做，截水槽尺寸不够的应加大。截水槽用粘土填筑夯实，厚度不小于 2 米，嵌入不透水层至少 0.5 米。

2．粘土铺盖防渗（图 8-8）

当地基不透水层很深时，应采用粘土铺盖防渗法。施工前要放空水库，先清基、整平，再用粘土做铺盖。铺盖的长度应为水头的

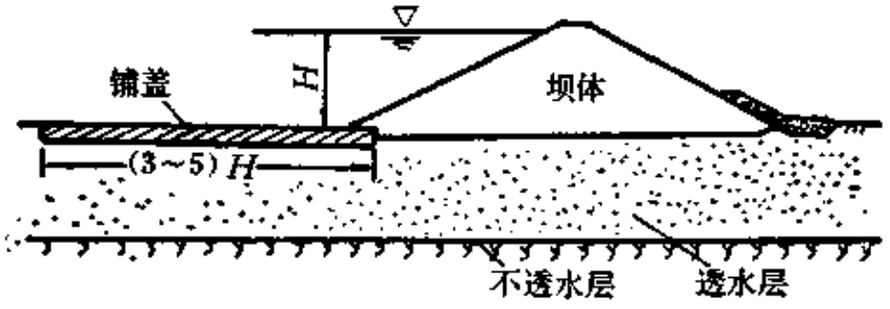


图 8-8 粘土铺盖防渗

3～5 倍，厚度不小于水头的 1/10。铺盖的底部铺过渡层，表面用非粘性土保护。如放空水库有困难，也可采用水中抛土的方法进行施工。

如原有铺盖尺寸不够，应加大尺寸；开裂的要开挖回填；质量差的要翻修。

（三）坝端与山坡接头处渗漏的处理

坝端漏水主要是由于山坡清基不彻底，或接头处夯实不够，结合不紧密造成的。此外，山坡岩石有漏洞、裂隙也会引起漏水。处理这种漏水，应针对不同的原因，采用不同的方法。

1．由于结合不好引起渗漏，可在与上游坝坡连接的地方，先清除表层土，再用黄泥或石灰拌黄泥铺筑夯实。

2．由于漏洞、裂隙产生的渗漏，可将坝端 挖开，找出漏洞或裂缝，用石灰砂浆或水泥砂浆填堵，待砂浆凝固后，再用粘土铺筑防渗层。

3．山上洞泉造成的漏水，则应分析洞泉与水库的关系。如洞泉与水库相通，要将它堵死；如洞泉与水库不连通，可做排水沟或排水管，将泉水导出坝体外。

第三节 溢洪道和放水涵管的管养和维修

一、溢洪道的管养和维修

溢洪道经常出现的问题是：（1）由于水文资料不足或设计标准

偏低，致使溢洪道断面偏小，泄洪能力不够，引起洪水漫溢坝顶，冲垮土坝；(2) 溢洪道未设消能设备、陡坡段抗冲能力不足或出口离坝脚过近，造成溢洪道本身及坝脚冲刷；(3) 在溢洪道进口处随意加设土埂增加蓄水量，洪水来时未及时挖开，导致水库的洪水位过高，甚至漫溢坝顶。

为确保大坝安全，必须经常检查溢洪道，特别是在汛前更要仔细检查，发现问题必须尽快处理，以免发生事故。

(一) 加大溢洪道断面　根据水库集水面积，调查历年最大洪水，按设计标准校核溢洪道的泄洪能力。如溢洪道断面不够，应加宽或加深溢洪道断面。

(二) 提高抗冲能力　实际需要而又未设消能设备的应补做。无护面或护面被冲毁的，应整修护面；如汛前来不及整修，则要做好防冲的准备工作。出口距坝脚太近的，可用块石保护坝脚或设导水墙将下泄水流与坝脚隔开。

(三) 溢洪道上禁止加设土埂。如确因蓄水需要加设土埂，埂高应小于 0.5 米，并且至少要低于坝顶 1.0 米，底宽 0.6～1.0 米，以便洪水来时能自动冲走。

二、放水涵管的管养和维修

放水涵管的损坏直接关系到土坝的安全，必须予以重视。涵管在运用中出现的问题多是管身裂缝，或管身与土坝结合不紧而漏水。原因是：(1) 基础处理不好，地基发生不均匀沉陷使涵管产生裂缝，甚至折断；(2) 管身施工质量不高，如混凝土强度不够，或砌筑石料时，灰浆勾缝不严，涵管接头不牢固等，管身开裂漏水；(3) 管身与周围填土接触不紧、未做截水环、填土不实或灰浆还未干固就填土，管身受震偏移或砌缝松裂漏水。

涵管埋在坝内，检修比较困难。当涵管尺寸较大时，可在管内进

行修补，如用水泥砂浆勾缝止漏；土法灌泥浆，加固涵管与土坝的连接；在涵管内部进行支撑加固等。但是，一般涵管的断面都较小，无法进入管内修理，因此，必须挖开坝坡进行翻修。

（一）由于涵管与坝体土结合不好而发生集中渗流时，可在蓄水期找出漏水出路，在上游进口抛土袋、粘土等堵塞漏洞，待库水位降低后再进行翻修。翻修的方法是将上游坝坡挖开一段，用石灰、粘土拌制成的三合土分层夯实，并在管身四周加做几道截水环。

（二）由于基础发生不均匀沉陷致使管身断裂，或其他原因导致管身漏水，也应将漏水段挖开，彻底进行翻修。

第四节　防汛抢险

一、防汛抢险的任务及工作内容

防汛是指在汛期了解水库水情变化和建筑物状况，加强水库和下游的安全防范工作。抢险是指建筑物出现险情后，为避免水库失事而采取的紧急抢护措施。防汛抢险是水库管理中的一项重要工作。这个工作必须在党委的领导下，充分发动群众，采取各种措施，确保水库安全渡汛。

防汛抢险主要包括以下几项工作：

（一）汛前准备工作

防汛工作要做到思想、组织、物资和技术四落实，即做好思想动员、劳力组织、物资器材、交通通讯、抢护措施等规划工作。

汛前应组织力量对水库工程进行全面检查，对建筑物进行整修。

（二）掌握水情

汛期要特别注意掌握水库水位和水库上游降雨量两项水情动

态。一般水库，特别是库容在 10 万米^{3}以上的水库，应建水位和雨量观测站，按时观测，并将结果报告上级防汛机关。有条件的水库还应积极开展天气、水文和水情预报等工作。

根据水情变化及水库抗洪能力，安排汛期的蓄泄水量，搞好水库的控制运用。

（三）建筑物的检查

汛期，特别是在溢洪道开始泄洪后，要密切观察建筑物的运用情况。除加强巡逻，严防阶级敌人的破坏外，对建筑物的工作状况应做到勤检查、勤观测、勤维修。观察的主要项目有：

1．大坝有无裂缝、塌陷及滑坡等；

2．坝坡及两岸山坡有无散浸，坝体及坝基有无管涌、流土等现象；

3．输水涵管有无渗水、漏水现象，闸门启闭是否灵活；

4．溢洪道有无淤积和堵塞，是否产生严重冲刷，两岸山坡有无松动、脱坡等现象。

（四）抢险

在观察中发现问题，要及时维修。当出现险情时，应立即抢护。一般情况下，只要发现早，采取正确的方法及时抢护，就能使工程转危为安。

二、土坝的抢险技术

大坝是水库的挡水建筑物，万一坍塌就会造成毁灭性的灾害，使人民的生命财产遭受严重的损失。因此，一旦大坝发生险情，必须采取一切措施，确保大坝安全。

大坝坍塌的原因多是洪水漫顶、滑 坡、漏水等。 前面对土坝滑坡、漏水的处理方法已经作了介绍，下面讲讲洪水漫顶的抢险方法。

洪水漫顶主要是由于原设计洪水标准偏低，或者是在出现超标

准洪水时，因坝顶高程不够，溢洪道断面偏小而造成的。发生了这种险情，主要要加大泄洪量和增加坝高。

（一）加大泄洪量

根据地形、地质条件开宽及挖深现有溢洪道；打开放水涵管闸门增加泄量。在非常紧急的情况下，可以考虑炸开较低的山坳或副坝，作为非常溢洪道，以保大坝安全。但是，采用爆炸方案时，应十分慎重，必须预先作好周密计划，安排好下游的防范工作。不论发生任何险情，都切忌在坝顶上开槽泄洪，这样做将会造成人为的垮坝。

（二）增加坝高

当加大泄洪量仍不能解脱大坝险情时，应在坝顶抢筑子堤，增加坝高，防止洪水漫顶。

1．土料子堤（图 8-9）

当大坝附近粘土较多时，可采用土料子堤防止洪水漫顶。筑子堤前，要清除坝顶的杂草和杂物，刨松表土，沿子堤中线挖一条宽 0.2～0.5 米、深 0.1～0.2 米的结合槽。筑堤时，从子堤背水坡上土，每层厚 0.3 米，分层夯实。子堤的顶宽约 1.0 米，内外坡不陡于 1:1。子堤迎水面的坡脚应距上游坝肩 0.5～1.0 米。子堤应全面升高，不要分段填筑，以免洪水由低处漫过坝顶。

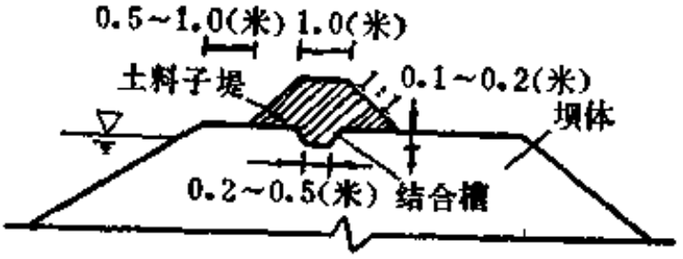


图 8-9　土料子堤

2．土袋子堤（图 8-10）

在大坝附近土料少，土质差，坝顶又不宽的情况下，宜用土袋子堤防止洪水漫顶。土袋子堤就是用装有七、八成土的草袋或麻袋叠起来的堤。土袋装土后，袋口要缝紧。铺筑土袋前，要清除坝顶的杂

草和杂物，刨松表土。土袋铺筑在子堤的迎水面，袋口向内，互相搭接，上层土袋要比下层土袋往内收缩一些，作成斜坡，并且上下层的袋缝必须错开。当土袋叠到超过洪水位 0.5～1.0 米时，便可在袋后逐层加土夯实，边坡不宜陡于 1:1。

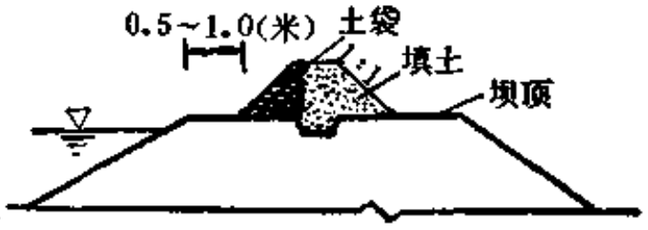


图 8-10　土袋子堤

3．木板或埽捆子堤(图 8-11)

在缺土、浪大、坝面窄，洪水即将漫顶的情况下，宜采用木板或埽捆子堤防止洪水漫顶。先在坝顶距迎水面坝肩 0.5～1.0 米的地方，每隔 0.5 米左右打一根长约 2 米的木桩，木桩入土深约 1 米左右。然后，把单层木板或埽捆固定在木桩背水的一面，其后填土筑子堤。

如果坝顶很窄，可在坝顶打两排木桩，在木桩内侧钉扎木板或埽捆，中间填土夯实，前后两排木桩应用铅丝拉紧。

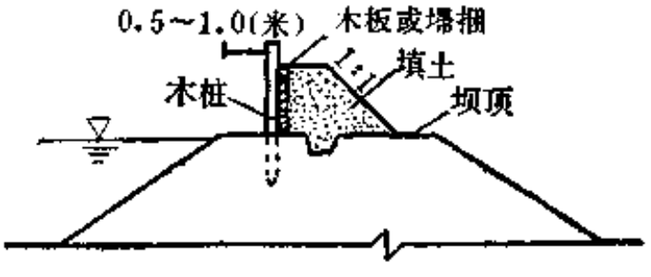


图 8-11　木板或埽捆子堤

[General Information]
书名：小型水库工程
作者：武汉水利电力学院农水系《小型水库工程》编写组编
页数：260页
出版日期：1978年1月第1版
出版社：人民教育出版社