

四川农业大学

**本科毕业论文（设计）**

（2021 届）

题    目：    杨家坝混凝土重力坝设计

学    院：    水利水电学院

专    业：    水利水电工程

学生姓名：    邱夕伟    学号：    201703160

导    师：    刘星    职称：    讲师

完成日期：                    年    月    日

# 目录

摘要 .....	错误！未定义书签。
Abstract .....	错误！未定义书签。
前言 .....	1
1 基本资料 .....	2
1.1 工程概况 .....	2
1.2 工程规模 .....	2
1.3 设计资料 .....	3
1.3.1 流域概况 .....	3
1.3.2 气象资料 .....	4
1.3.3 水文资料 .....	4
1.3.4 工程地质 .....	5
2 枢纽布置 .....	8
2.1 坝址比较与选择 .....	8
2.1.1 地质条件比较 .....	8
2.1.2 灌溉及供水比较 .....	8
2.2 坝型选择 .....	9
2.3 主要建筑物 .....	10
3 水文及调洪计算 .....	11
3.1 水文计算 .....	11
3.1.1 推求设计洪水 .....	11
3.1.2 设计洪量及洪水过程线 .....	14
3.1.3 库容水位曲线 .....	17
3.1.4 确定正常蓄水位 .....	18
3.1.5 初拟死水位 .....	19
3.2 调洪计算 .....	20
4 非溢流坝段剖面设计 .....	26
4.1 坝基高程 .....	26

4.2 坝顶高程 .....	26
4.2.1 安全超高 .....	26
4.2.2 坝顶高程 .....	28
4.3 初拟坝体剖面 .....	29
5 溢流坝段设计 .....	31
5.1 溢流坝段总长 .....	31
5.2 溢流坝段剖面设计 .....	31
5.2.1 顶部曲线段 .....	31
5.2.2 中间直线段 .....	33
5.2.3 下部反弧段 .....	33
5.3 消能防冲设计 .....	36
5.4 溢流坝面水面线计算 .....	37
6 非溢流坝段抗滑稳定分析及应力分析 .....	41
6.1 荷载计算 .....	41
6.1.1 坝体自重 .....	41
6.1.2 静水压力 .....	42
6.1.3 扬压力 .....	44
6.1.4 波浪压力 .....	45
6.1.5 泥沙压力 .....	46
6.1.6 地震荷载 .....	46
6.2 荷载组合 .....	48
6.3 坝基面抗滑稳定分析 .....	49
6.4 应力分析 .....	53
7 细部构造 .....	62
7.1 横缝 .....	62
7.1.1 横缝设置 .....	62
7.1.2 横缝构造 .....	62
7.2 防参与排水系统 .....	63
7.3 廊道系统 .....	63
7.4 坝顶构造 .....	64

7.5 坝体材料分区 .....	65
8 地基处理.....	68
8.1 坝基开挖及处理 .....	68
8.2 帷幕灌浆与固结灌浆 .....	68
8.3 坝基排水 .....	68
结论.....	70
参考文献.....	71
致谢.....	72
附图.....	73

# 杨家坝混凝土重力坝设计

水利水电工程专业 邱夕伟

导师: 刘星

摘要: 杨家坝水利枢纽工程位于长江左岸小支流漕溪河上游牛滚凼处, 是保证下游忠县忠州镇灌溉用水并兼顾灌区人畜生活供水的重要水利工程。本设计主要对杨家坝水利工程的坝体部分进行设计, 包含溢流坝段及非溢流坝段设计。设计内容包括: 坝址、坝型的选择; 水文计算; 调洪演算; 坝体剖面设计; 非溢流坝坝体稳定及应力分析; 溢流坝段稳定分析; 坝体细部构造设计; 坝基地基处理。将设计所得相关数据和相关规范进行比对, 符合相关要求, 证明结果设计合理, 设计过程符合标准。

关键词: 混凝土重力坝; 调洪演算; 稳定及应力分析

## The Design of Yangjiaba Hydropower Station RCC Gravity Dam

Water Resources and Hydropower Engineering Qiu Xiwei

Supervisor: Liu Xing

Abstract: Yangjiaba Water Control Project is located at Niugundang, upper reaches of Caoxi River. It is an important water control project and it ensures irrigation system in Zhongzhou Town. This paper mainly focus on designing the dam body of Yangjiaba Water Conservancy Project, including overflow dam section and non-overflow dam section. The design includes: dam site and dam type selection; calculation of flood regulation; dam section design; dam stability and stress analysis; dam structure design; geological treatment of dam foundation and abutment; monitoring design. After comparing the relevant data obtained from the design to the corresponding standards, the results meet the relevant requirements. It proves that the design is reasonable and the design process meets the standards.

Key words: Concrete gravity dam; Flood routing; Stability and stress analysis

## 前言

我国水资源丰富，水灾害对人民生命财产安全及国家经济发展影响巨大。水利工程是控制水灾害发生的主要途径，在治理水灾害促进经济发展的过程中起到了无可替代的作用，因此水利工程在我国国民经济体系中占据了十分重要的地位<sup>[1]</sup>。其中，混凝土重力坝在挡水坝的修建中有着重要的地位，正被逐渐广泛地运用到水利工程的修建中。

忠县属亚热带东南季风气候区，降雨时空分布不均。在过去近 20 年中，全县各地都不同程度出现了干旱情况，而忠县当地供给用水的土坝已修建多年，现已不能满足当地居民的灌溉及生活用水，当地作物生长不能得到保障，经济发展受到了极大的制约，所以需要在当地建坝蓄水，以保证枯期及干旱期居民日常生活用水及灌溉用水，保障马岭村的农业和经济发展。

忠县杨家坝水库新建工程位于重庆市忠县境内，坝址位于忠县忠州镇马岭村，距忠州镇约 8km，距忠县县城约 20km。忠县位于重庆市中部，地理坐标介于东经  $107^{\circ}32' \sim 108^{\circ}14'$ 、北纬  $30^{\circ}03' \sim 30^{\circ}53'$  之间，忠县东临万州区，南靠石柱县，西连丰都县，北接梁平县和垫江县。忠县辖境东西宽约 66.45km、南北长约 60.15km，幅员面积  $2187\text{km}^2$ ，地处三峡库区腹心。

本设计内容包含混凝土重力坝非溢流坝段和溢流坝段主体、与坝体相关的消能设施、坝体细部构造、坝顶构造、相关安全措施等。最终设计完成后，能形成完善的混凝土重力坝形态及相应功能，保证所设计坝体能正常运行。

## 1 基本资料

### 1.1 工程概况

杨家坝水库坝址位于长江左岸支流漕溪河上游，重庆市中部忠县境内，坝址位于忠县忠州镇马岭村，距忠州镇约 8km，距忠县县城约 20km。是忠县忠州镇主要灌溉生活取水地之一。水库枢纽工程主要由拦河坝、溢流堰及取水建筑物等几部分组成，主要任务是以农业灌溉为主，同时保证灌区农村人畜饮水。

### 1.2 工程规模

根据《忠县“十二五”水利发展规划》及 2010 年编制的《西南五省（自治区、直辖市）重点水源工程近期建设规划》规划报告，根据《防洪标准》（GB50201—2014）和《水利水电工程等级划分及洪水标准》（SL252—2017）的规定见表 1—1、表 1—2 和表 1-3。

表 1-1 工程等级划分标准

工程级别	工程规模	水库总库容 (亿 m <sup>3</sup> )	防洪 保护城镇及工矿企业重要性	保护农田 面积 (万亩)	排涝 排涝面积 (万亩)	灌溉 灌溉面积 (万亩)	供水 供水对象重要性	水力发电 装机容量 (万 kW)
I	大(1)	≥10	特别重要	≥500	≥200	≥150	特别重要	≥120
II	大(2)	10~1	重要	500~100	200~60	150~50	重要	120~30
III	中型	1~0.1	中等	100~30	60~15	50~5	中等	30~5
IV	小(1)	0.1~0.01	一般	30~5	15~3	5~0.5	一般	5~1
V	小(2)	0.01~0.001	—	<5	<3	<0.5	—	<1

表 1-2 永久性水工建筑物级别

工程级别	I	II	III	IV	V
主要建筑物	1	2	3	4	5
次要建筑物	3	3	4	5	5

表 1-3 混凝土坝和浆砌石坝的洪水标准[重现期（年）]

建筑物级别	1	2	3	4	5
正常运用 （设计）	1000~500	500~100	100~50	50~30	30~20
非常运用 （校核）	5000~2000	2000~1000	1000~500	500~200	200~100

根据地形图进行面积库容计算，可得水位库容曲线，见 图 3-2，根据正常蓄水位 696m，估得杨家坝库容为 144 万 m<sup>3</sup>，则杨家坝水库为Ⅳ等小（1）型工程。根据表 1-2，本次设计主要建筑物级别为Ⅳ等，次要建筑物级别为Ⅴ等，根据表 1-3，本次设计重力坝正常运行的设计洪水重现期为 50 年，正常运行的校核洪水重现期为 200 年<sup>[2]</sup>。

### 1.3 设计资料

#### 1.3.1 流域概况

杨家坝坝址位于忠县忠州镇马岭村，位于长江左岸一级支流漕溪河上游长五 间 处，经 在 地形图上量算，杨家坝水库上坝址以上控制流域面积为 3.10km<sup>2</sup>，主河道长度 为 2.34km，河道平均比降为 41.9%。杨家坝水库下坝址（选择坝址）以上控制流域面积 为 3.53km<sup>2</sup>，主河道长度为 2.63km，平均比降为 40.0%。





图 1-1 杨家坝工程地理位置图

### 1.3.2 气象资料

设计流域属暖湿亚热带东南季风山地气候，主要气候特点是温热寒凉比较明显，四季分明，降水较为充沛，平均日照充足，气候垂直差异较大[3]。

流域内降雨年内分配不均，雨季从 4 月延续到 10 月，降雨量约占全年降雨量的 84.9%，少雨季节从 12 月延续到 2 月，降雨量只占全年降雨量的 5.33%。流域内年际降雨量变化大，最大年降雨量为 1993 年的 1614.9mm，最小年降雨量为 2001 年的 828.8mm，两者之间相差 1.95 倍。流域内温差较大，最高气温为 41.3℃，最低气温为 -3.4℃。流域内多年平均日照时间为 1298.4h，多年平均相对湿度为 80%。

### 1.3.3 水文资料

径流：杨家坝水库流域没有测得的径流数据。经分析，渠溪河两河（二）站上方的流域与设计流域相邻，直线距离为 15km。这两个流域在自然地理，气象学和水文特征方面具有相似性。将两河（二）站选为杨家坝水库径流分析和计算的参考站。用水文比拟法计算了杨家坝水库坝址的径流结果，并根据流域条件对面积和降雨进行了修正。经计

算，杨家坝水库坝址年平均流量为  $0.0674\text{m}^3/\text{s}$ ，年径流量为 186 万  $\text{m}^3$ 。

洪水：设计流域位于亚热带湿润季风气候区。洪水主要是暴雨所形成的，所以洪水的时间与暴雨一致。洪水季节开始于每年的四月，而五月至九月是该流域的暴雨季节。在此期间，经常会发生特大暴雨和洪水。八月，该流域经常发生夏季干旱，暴雨时还会发生大洪水。10 月以后，亚热带高压向南移动，流域降水增加，但降雨强度相对较小，一般不会发生大洪水。根据 1961 年至 2011 年两河（II）站的统计数据，该地区大雨发生时间较早，但不会持续太长时间。年最大流量发生在 4 月至 9 月，但在 4 月和 9 月虽然发生了两次大洪水，但幅度较小。从年度最大洪水流量的频率和强度来看，主要洪水季节应为 5 月至 8 月。杨家坝水库所在流域内没有实测洪水资料，坝址处设计洪水需要根据忠县气象站设计暴雨成果采用《四川省中小流域暴雨洪水计算手册》(以下简称《手册》)中的推理公式法计算得到。

泥沙：杨家坝水库设计流域内森林覆盖率一般，植被良好，但流域内降雨丰沛，河床比降较大，产沙率相对较高。设计流域无实测泥沙资料，查《手册》[4]多年平均年输沙模数等值线图得该流域悬移质输沙模数为  $500\text{t}/\text{km}^2$ ，计算得杨家坝水库上坝址处多年平均悬移质年输沙量为  $1765\text{t}$ ，杨家坝水库坝址上游流域内植被较好，根据设计流域的下垫面等实际情况和老坝体前的淤积情况，根据设计流域的地质、地貌等实际情况，推悬比按 20% 估算，计算得杨家坝水库坝址处多年平均总输沙量为  $1512.86\text{m}^3$ 。

#### 1.3.4 工程地质

##### (1) 地形地貌

杨家坝水库位于忠州镇马岭村，河流总体流向为由北西向南东方向，河床高程为  $683.5\text{m}\sim 675.1\text{m}$ ，两岸峰顶高程为  $719.1\text{m}\sim 742.1\text{m}$ 。库区两岸多为缓坡和斜坡地形，坡度  $8^\circ\sim 30^\circ$ ，局部呈陡坎状。河沟从上游至下游由宽缓至窄陡变化，属构造剥蚀中低山地貌。

上库库区两岸岸坡多为缓坡和斜坡地形，坡度  $8^{\circ} \sim 25^{\circ}$ ，岩层略微向左岸上游倾斜，其中大多数是倾斜的河谷。沟渠一般为  $0.5\text{m} \sim 1.5\text{m}$  宽，梯田和滩涂不发育，山谷大多为宽且平缓的“U”形。河谷两侧的小沟壑相对发达，分布在不对称的树突中。两岸峰顶高程  $719.1\text{m} \sim 721.5\text{m}$ ，河谷最低处高程  $683.5\text{m}$ ，相对高差  $35.6\text{m} \sim 38.0\text{m}$ 。

下库库区主体与上库区一致，近下坝址处两岸地形稍陡，坡度为  $25^{\circ} \sim 60^{\circ}$ ，局部呈陡坎状。左岸坡度为  $35^{\circ} \sim 60^{\circ}$ ，右岸坡度为  $25^{\circ} \sim 50^{\circ}$ ，岩层倾向上游偏左岸，属切向河谷。河沟一般宽度  $1.5\text{m} \sim 2.5\text{m}$ ，阶地及漫滩不发育，河谷呈较窄的“V”型。河谷左岸小冲沟较发育。两岸峰顶高程  $725.7 \sim 742.1\text{m}$ ，河谷最低处高程  $675.12\text{m}$ ，相对高差  $50.6\text{m} \sim 67.0\text{m}$ [5]。

## （2）地层岩性

库区主要出露地层为三叠系上统须家河组二段、三叠系上统须家河组三段及第四系（Q4）地层。

## （3）地质构造

上下库区在构造上处于忠县背斜北西翼，库区岩层倾向  $335^{\circ} \sim 355^{\circ}$ ，倾角  $12^{\circ} \sim 19^{\circ}$ ，经地质调查和地质测绘，库区未发现断层及其他大型构造。下水库区基岩发育了两组裂缝，L1：  $280^{\circ} \angle 82^{\circ}$ ，相距  $0.8 \sim 1.5\text{m}$ ，表面光滑，略有起伏，没有填充，延伸长度  $2 \sim 5\text{m}$ 。L2：  $140^{\circ} \angle 52^{\circ}$ ，间距为  $1.0 \sim 3.0\text{m}$ ，浅层张开  $1 \sim 2\text{mm}$ ，填充有碎石和黏土，裂纹表面光滑，略有起伏，延伸长度为  $5 \sim 12\text{m}$ 。

## （4）水文地质

库区地下水相对贫乏，水文地质条件相对简单。地下水的主要类型是第四纪松散层的基岩裂隙水和孔隙水，基岩裂隙水发生在岩体的风化裂隙以及砂岩和泥岩层之间的裂隙中，主要由大气降水和地表水补充。在雨季，它通常以山谷或低洼地形中的小水滴形式溢出地表，水量受季节的影响。第四纪松散层孔隙水含水层的厚度和面积有限，水量小<sup>[6]</sup>。

#### (5) 不良地质现象

水库两岸及影响区内没有滑坡、泥石流、地面塌陷等不良地质现象分布。但在沿河两岸局部地段分布有小型崩塌堆积体，前缘至河床，后缘至砂岩形成的陡崖脚，主要由砂岩块碎石夹粉质粘土组成，块石最大可达 2m，单体最大可达 200m<sup>3</sup>，地表大部分架空，整个崩塌堆积带现状基本稳定。崩塌体后缘的巨厚层砂岩陡崖上，局部发育有危岩体，单个体积一般 10~50m<sup>3</sup>，无明显变形扩大现象，其现状基本稳定<sup>[7]</sup>。

## 2 枢纽布置

### 2.1 坝址比较与选择

#### 2.1.1 地质条件比较

杨家坝水库拟选上、下两坝址相距仅 280m，因此在水文地质、地质构造、地层岩性特征等多方面的地质条件都基本相同，主要在地形地貌条件和坝基和坝肩岩土组成上存在差异。不考虑在上坝址已有土坝处加坝及土料利用的条件，上坝址两岸地形条件较宽缓，呈宽缓的“U”型河谷，下坝址呈大致对称的“V”型河谷；下坝址坝轴线比上坝址较短，地形条件下坝址优于上坝址；上坝址覆盖层厚度比下坝址厚度较厚，下坝址坝基开挖优于上坝址；上坝址强风化层厚度比下坝址强风化层厚度深，下坝址优于上坝址；上坝址相对不透水层顶板埋深较下坝址深，从防渗深度方面下坝址优于上坝址；其它地质条件基本相似。

所以在工程地质条件方面，下坝址优于上坝址。

#### 2.1.2 灌溉及供水比较

根据上坝址径流调节计算，上坝址多年平均来水量为 165 万 m<sup>3</sup>，当上坝址方案库容系数达到 92.00%、水量利用率达到 82.79%、多年平均弃水量仅为 3.94 万 m<sup>3</sup> 时，上坝址方案来水量仍然不能满足灌溉用水要求（灌溉保证率仅为 52.83%，不满足设计灌溉保证率 75%的要求）。

杨家坝水库下坝址（推荐坝址）多年平均来水量 188.28 万 m<sup>3</sup>，多年来的平均用水量为：18.83 万 m<sup>3</sup> 的生态用水量，12.74 万 m<sup>3</sup> 的失水量，18.52 万 m<sup>3</sup> 的弃水量以及储水量。农业灌溉保障率为 75.47%，满足  $P=75\%$  的要求。供水不足月为 2 个月，供水保证率为 99.53%，满足  $P=95\%$  的要求<sup>[8]</sup>。

所以在灌溉及供水方面，下坝址优于上坝址。

综合分析，下坝址优于上坝址，因此本设计采用下坝址作为枢纽坝址。

坝址比较选址见图2-1。

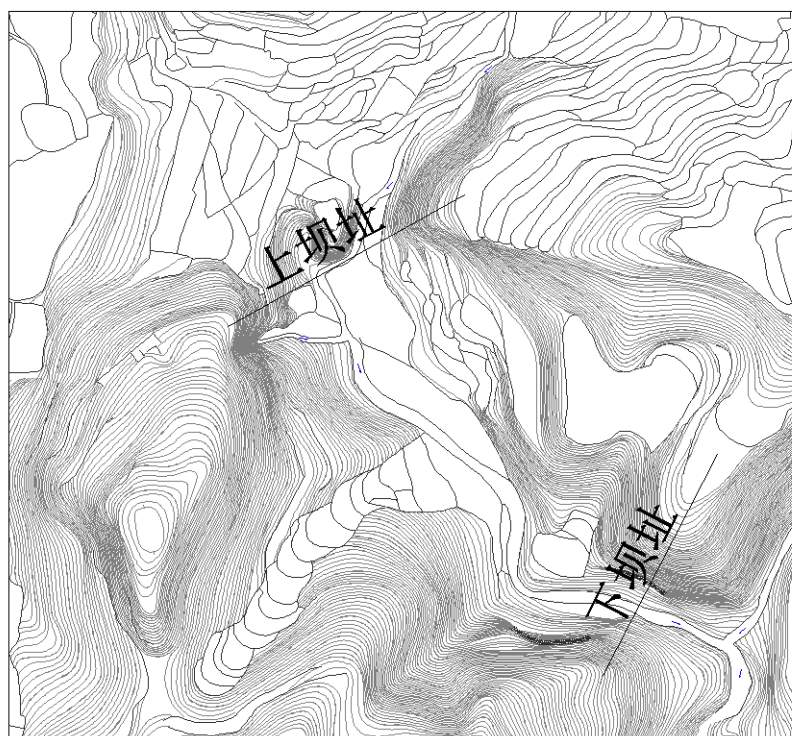


图 2-1 坝址选址图示意图

## 2.2 坝型选择

由于工程区防渗土料匮乏，上坝址处原土坝填料成分较为复杂，砂岩、页岩碎块及有机质土含量呈不均匀分布，且含水量较高，利用时筛选翻晒难度较大；而坝址附近砂岩及灰岩的石料丰富，本设计修筑坝型可直接利用满足规范要求的砂岩或者灰岩料作为筑坝的材料。根据坝址地形、地质条件和料源条件等综合考虑，可选择修建混凝土面板堆石坝、重力坝。但相对来说地形条件更有利于混凝土重力坝布置。同时混凝土重力坝方案不仅具有工程布置紧凑、施工方便、建筑材料用量少、工程投资省等优点，而且在工程占地、运行管理、工程可靠度等方面有明显优势。所以本设计选择修建重力坝。本着经济合理、施工方便的原则对混凝土重力坝内部主体填筑材料进行了比较和选择。根据本工程料源的灰岩岩性和强度等因素，适宜本工程大坝主体筑坝材料有碾压混凝土重力坝、混凝土重力坝和埋石混凝土重力坝三种方案。经分析比较，结合本工程实际情况，为充分利用当地材料，降低成本，本设计采用埋石混凝土重力坝型。

### 2.3 主要建筑物

水库枢纽建筑物由非溢流坝段、溢流坝段以及左岸取水建筑物组成。溢流坝段布置于河床段，非溢流坝段布置于左右岸岸坡，取水建筑物布置于非溢流坝段。

### 3 水文及调洪计算

#### 3.1 水文计算

##### 3.1.1 推求设计洪水

杨家坝水库所在流域没有实测洪水数据。邻近的渠溪河有两河水文站。本设计以两河站为参考站进行设计洪水计算，并采用推理公式法计算坝址处的设计洪水。设计暴雨结果采用《手册》中的推理公式方法计算，并以历史洪水调查的结果作为计算设计洪水的参考[9]。坝址处上游设计集雨面积为  $3.53\text{km}^2$ ，干流长度为  $2.63\text{km}$ ，平均坡度为  $40.0\%$ ，设计洪水重现期为 50 年（ $P = 2\%$ ），校核洪水重现期为 200 年（ $P=0.5\%$ ）。

##### （1）推求设计洪峰流量

设计洪峰流量采用小流域设计洪水推理公式推求，以一天内暴雨参数为基础求得洪峰流量。查《手册》暴雨等值线图，可得出坝址所在地区一天暴雨量均值为  $H_{24p} = 90\text{mm}$ ，6 小时暴雨量均值为  $H_{6p} = 70.5\text{mm}$ ，1 小时暴雨量均值为  $H_{1p} = 39\text{mm}$ ，1/6 小时暴雨量均值为  $H_{1/6p} = 16.5\text{mm}$ ，可计算得衰减指数  $n_1$ 、 $n_2$ 、 $n_3$ 。

$$n_1 = 1 + 1.285 \lg \left( \frac{H_{1/6p}}{H_{1p}} \right) = 1 + 1.285 \times \lg \left( \frac{16.5}{39} \right) = 0.52$$

$$n_2 = 1 + 1.285 \lg \left( \frac{H_{1p}}{H_{6p}} \right) = 1 + 1.285 \times \lg \left( \frac{39}{70.5} \right) = 0.67$$

$$n_3 = 1 + 1.661 \lg \left( \frac{H_{6p}}{H_{1d}} \right) = 1 + 1.661 \times \lg \left( \frac{70.5}{90} \right) = 0.86$$

查《手册》变差系数等值线图，可得出坝址所在地区一天暴雨量对应的变差系数  $C_v = 0.44$ 。取倍比关系  $C_s = 3.5C_v$ ，则计算得偏差系数  $C_s = 1.54$ ，由设计重现期 50 年即  $P=2\%$ ，查《手册》得皮尔逊 III 型曲线模比系数  $K_p = 2.21$ ，计算暴雨雨力参数  $S_P$  和设计雨力  $S$ 。

$$S_P = H_{24p} \times 24^{n_3-1} = 90 \times 24^{0.86-1} = 57.68\text{mm/h}$$

$$S = S_P \times K_p = 57.68 \times 2.21 = 127.47\text{mm/h}$$

坝址所在地区位于盆地丘陵区，所以根据《手册》中四川省小流域产流参数  $\mu$  值综合



成果表可以计算得设计流域产流参数  $\mu$  和流域特征系数  $\theta$ 。

$$\mu = 4.8F^{-0.19} = 4.8 \times 3.53^{-0.19} = 3.78 \text{ mm/h}$$

$$\theta = \frac{L}{J^{1/3} F^{1/4}} = \frac{2.63}{0.04^{1/3} \times 3.53^{1/4}} = 5.61$$

由于坝址处于盆地丘陵区，且  $\theta$  值处于 1~30 范围之内，则根据手册汇流参数  $m$  值综合成果表可计算汇流参数。

$$m = 0.40\theta^{0.204} = 0.4 \times 5.61^{0.204} = 0.57$$

假定汇流方式为全面汇流，产流历时大于或等于汇流历时，即  $t_c \geq \tau$ ，采用衰减指数  $n_2$  进行试算。查《手册》得  $4/(4-n)$  的值为 1.20。则可以计算初始汇流时间  $\tau_0$ 。

$$\tau_0 = \left[ \frac{0.383}{\frac{m}{\theta} S^{1/4}} \right]^{\frac{4}{4-n}} = \left[ \frac{0.383}{\frac{0.57}{5.61} \times 127.47^{1/4}} \right]^{\frac{4}{4-0.67}} = 1.15 \text{ h}$$

根据  $\mu$  值计算得  $\mu\tau_0 n/S$ 。

$$\frac{\mu}{S} \tau_0^n = \frac{3.78}{127.47} \times 1.15^{0.67} = 0.032 < 0.1$$

所以用公式计算洪峰径流系数  $\psi$  比查图跟精确，选择用公式计算洪峰径流系数。

$$\psi = 1 - 1.1 \frac{\mu}{S} \tau_0^n = 1 - 1.1 \times 0.032 = 0.9648$$

则可得流域汇流时间。

$$\tau = \tau_0 \psi^{\frac{1}{4-n}} = 1.15 \times 0.96^{\frac{1}{4-0.67}} = 1.16 \text{ h}$$

由公式计算流域产流历时。

$$t_c = \left[ (1-n) \frac{S}{\mu} \right]^{\frac{1}{n}} = \left[ (1-0.67) \times \frac{127.47}{3.78} \right]^{\frac{1}{0.67}} = 36.47 \text{ h}$$

计算得汇流时间在 1~6 小时之内，则采用衰减指数  $n_2$  可行，产流时间大于汇流历时，选定全面汇流可行，所以由水科院推荐的推理公式可计算设计最大流量。

$$Q = 0.278 \psi \frac{S}{\tau^n} F = 0.278 \times 0.96 \times \frac{127.47}{1.16^{0.67}} \times 3.53 = 108.72 \text{ m}^3/\text{s}$$

对计算结果进行校核，即计算  $m'$  值是否接近最初的  $m$  值。

$$m' = \frac{0.278L}{\tau J^{1/3} Q^{1/4}} = \frac{0.278 \times 2.63}{1.16 \times 0.04^{1/3} \times 108.72^{1/4}} = 0.571$$

计算得  $m'$  值 0.571 与初始  $m$  值 0.57 接近, 则计算结果可行, 则设计洪峰流量 为 108.72mm/h, 产生于暴雨 1.16h。

## (2) 推求校核洪峰流量

校核洪峰流量的推求采用与设计洪峰流量相同的方法及步骤, 根据坝址所在地区一天雨量的变差系数  $C_v = 0.44$ , 倍比关系  $C_s = 3.5C_v$ , 由校核重现期 200 年即  $P = 0.5\%$ , 查《手册》得皮尔逊III型曲线模比系数  $K_p = 2.73$ , 计算设计雨力  $S$ 。

$$S = S_p \times K_p = 57.68 \times 2.73 = 157.47 \text{ mm/h}$$

假定汇流方式为全面汇流, 产流历时大于或等于汇流历时, 即  $t_c \geq \tau$ , 采用衰减指数  $n_2$  进行试算。查《手册》得  $4/(4-n)$  的值为 1.20。则可以计算初始汇流时间  $\tau_0$ 。

$$\tau_0 = \left[ \frac{0.383}{\frac{m}{\theta} S^{1/4}} \right]^{4-n} = \left[ \frac{0.383}{\frac{0.57}{5.61} \times 157.47^{1/4}} \right]^{4-0.67} = 1.08 \text{ h}$$

根据  $\mu$  值计算得  $\mu \tau_0 n / S$ 。

$$\frac{\mu}{S} \tau_0^n = \frac{3.78}{157.47} \times 1.08^{0.67} = 0.025 < 0.1$$

所以用公式计算洪峰径流系数  $\psi$  比查图跟精确, 选择用公式计算洪峰径流系数。

$$\psi = 1 - 1.1 \frac{\mu}{S} \tau_0^n = 1 - 1.1 \times 0.025 = 0.9725$$

可得流域汇流时间。

$$\tau = \tau_0 \psi^{\frac{1}{4-n}} = 1.08 \times 0.97^{\frac{1}{4-0.67}} = 1.09 \text{ h}$$

计算得汇流时间在 1~6 小时之内, 则采用衰减指数  $n_2$  可行, 产流时间大于汇流历时, 选定全面汇流可行, 所以由水科院推荐的推理公式可计算设计最大流量。

$$Q = 0.278 \psi \frac{S}{\tau^n} F = 0.278 \times 0.97 \times \frac{157.47}{1.09^{0.67}} \times 3.53 = 141.49 \text{ m}^3/\text{s}$$

对计算结果进行校核。

$$m' = \frac{0.278L}{\tau J^{1/3} Q^{1/4}} = \frac{0.278 \times 2.63}{1.09 \times 0.04^{1/3} \times 141.49^{1/4}} = 0.569$$

计算得  $m'$  值 0.569 与初始  $m$  值 0.57 接近, 则计算结果可行, 则设计洪峰流量为 141.49mm/h, 产生于暴雨 1.09h。

### 3.1.2 设计洪量及洪水过程线

漕溪河流域洪水多为单峰洪水, 则可根据漕溪河流域的集水区域  $F$  确定相应的设计暴雨历时  $T$ 。

$$T = 12.8F^{1/4} = 12.8 \times 3.53^{1/4} = 17.55h$$

计算得设计暴雨历时  $T = 17.55h < 24h$ , 则用短历时暴雨公式推求设计暴雨量, 又因为设计暴雨历时  $T$  处于 1~24 小时, 则选择  $t = 1 \sim 24$  小时公式计算设计暴雨量。

(1) 设计洪水过程线推求 ( $P=2\%$ )

查短历时暴雨参数等值线图得  $a_2 = 0.74$ ,  $b_2 = 0.004$ , 计算  $t = 1 \sim 24$  小时的暴雨指数。

$$n_{2p} = a_2 + b_2 \lg P = 0.74 + 0.004 \times \lg 0.02 = 0.73$$

计算  $t = 1 \sim 24$  小时的设计雨力。

$$S_p = K_p \times H_{24p} \times 24^{n_2-1} = 2.21 \times 90 \times 24^{0.73-1} = 84.33mm/h$$

计算设计暴雨量。

$$H_{tp} = S_p t^{1-n_{2p}} = 84.33 \times 17.55^{1-0.73} = 182.78mm$$

由《四川省暴雨分区图》可得, 设计流域处于岷沱江下游~平行岭谷区, 查《四川省小流域暴雨径流关系综合成果表》可得径流深  $h = 166mm$ , 径流系数  $a = 0.87$ , 则可计算设计洪水总量  $W_p$ 。

$$W_p = 0.1aH_{tp}F = 0.1hF = 0.1 \times 166 \times 3.53 = 58.60 \times 10^4 m^3$$

根据设计洪水总量  $W_p$  和设计洪峰流量  $Q_p$ , 计算设计洪水过程的概化矩形历时。

$$T_p=2.78 \frac{W_p(\text{万 m}^3)}{Q_p(\text{m}^3/\text{秒})}=2.78 \times \frac{58.60}{108.72}=1.50\text{h}$$

查《四川省小流域典型洪水概化过程线综合成果表》选定采用的概化过程线模型相对坐标  $y \sim x$  值，然后根据采用的  $y \sim x$  值和已求设计洪峰流量  $Q_p$ 、概化矩形历时  $T_p$ ，按公式计算出  $Q_t'$  和  $t$  值。

$$Q_t' = yQ_p \quad (3-1)$$

$$t = xT_p \quad (3-2)$$

计算流域处于长江上游干流区，则根据公式计算基流量  $Q_0$ 。

$$Q_0 = 0.032F^{0.917} = 0.032 \times 3.53^{0.917} = 0.1017 \text{m}^3/\text{s}$$

将基流量  $Q_0$  加入  $Q_t'$  中，得  $P = 2\%$  的  $Q_t' \sim t$  设计洪水过程线表3-1。

表 3-1 设计洪水过程线表

P=2%设计洪水过程线				
x	t (h)	y	$Q_t' (\text{m}^3/\text{s})$	$Q_t (\text{m}^3/\text{s})$
0.11	0.17	0.05	5.44	5.54
0.15	0.23	0.10	10.87	10.97
0.20	0.30	0.20	21.74	21.85
0.25	0.37	0.40	43.49	43.59
0.32	0.47	0.60	65.23	65.33
0.40	0.60	0.80	86.98	87.08
0.50	0.74	0.95	103.28	103.39
0.60	0.90	1.00	108.72	108.82
0.70	1.05	0.95	103.28	103.39
0.82	1.22	0.80	86.98	87.08
0.99	1.48	0.60	65.23	65.33
1.24	1.85	0.40	43.49	43.59
1.64	2.46	0.20	21.74	21.85
2.10	3.15	0.10	10.87	10.97
2.58	3.87	0.05	5.44	5.54
3.85	5.78	0.00	0.00	0.10

(2) 校核洪水过程线推求 ( $P=0.5\%$ )

查短历时暴雨参数等值线图得  $a_2 = 0.74$ ,  $b_2 = 0.004$ , 计算  $t = 1 \sim 24$  小时的暴雨指数。

$$n_{2p} = a_2 + b_2 \lg P = 0.74 + 0.004 \times \lg 0.005 = 0.73$$

计算  $t = 1 \sim 24$  小时的设计雨力。

$$S_p = K_p \times H_{24p} \times 24^{n_{2p}-1} = 2.73 \times 90 \times 24^{0.73-1} = 104.17 \text{ mm/h}$$

计算设计暴雨量。

$$H_{tp} = S_p t^{1-n_{2p}} = 104.17 \times 17.55^{1-0.73} = 225.79 \text{ mm}$$

由《四川省暴雨分区图》可得, 设计流域处于岷沱江下游~平行岭谷区, 查《四川省小流域暴雨径流关系综合成果表》可得径流深  $h = 208 \text{ mm}$ , 径流系数  $a = 0.88$ , 则可计算设计洪水总量  $W_p$ 。

$$W_p = 0.1 a H_{tp} F = 0.1 h F = 0.1 \times 208 \times 3.53 = 73.42 \times 10^4 \text{ m}^3$$

根据设计洪水总量  $W_p$  和设计洪峰流量  $Q_p$ , 计算设计洪水过程的概化矩形历时。

$$T_p = 2.78 \frac{W_p (\text{万 m}^3)}{Q_p (\text{m}^3/\text{秒})} = 2.78 \times \frac{73.42}{141.49} = 1.44 \text{ h}$$

查《四川省小流域典型洪水概化过程线综合成果表》选定采用的概化过程线模型相对坐标  $y \sim x$  值, 然后根据采用的  $y \sim x$  值和已求设计洪峰流量  $Q_p$ 、概化矩形历时  $T_p$ , 按公式计算出  $Q_t'$  和  $t$  值。

$$Q_t' = y Q_p$$

$$t = x T_p$$

计算流域处于长江上游干流区, 则根据公式计算基流量  $Q_0$ 。

$$Q_0 = 0.032 F^{0.917} = 0.032 \times 3.53^{0.917} = 0.1017 \text{ m}^3/\text{s}$$

将基流量  $Q_0$  加入  $Q_t'$  中, 得  $P = 0.5\%$  的  $Q_t' \sim t$  校核洪水过程线表 3-2。

表 3-2 校核洪水过程线表

---

$P = 0.5\%$  校核洪水过程线

x	t (h)	y	$Q_t'$ ( $m^3/s$ )	$Q_t$ ( $m^3/s$ )
0.11	0.16	0.05	7.07	7.18
0.15	0.22	0.10	14.15	14.25
0.20	0.29	0.20	28.30	28.40
0.25	0.35	0.40	56.60	56.70
0.32	0.45	0.60	84.89	85.00
0.40	0.58	0.80	113.19	113.29
0.50	0.71	0.95	134.42	134.52
0.60	0.86	1.00	141.49	141.59
0.70	1.01	0.95	134.42	134.52
0.82	1.17	0.80	113.19	113.29
0.99	1.42	0.60	84.89	85.00
1.24	1.78	0.40	56.60	56.70
1.64	2.36	0.20	28.30	28.40
2.10	3.02	0.10	14.15	14.25
2.58	3.72	0.05	7.07	7.18
3.85	5.54	0.00	0.00	0.10

将设计洪水过程表和校核洪水过程表中的洪水流量与洪水历时绘制成图，得设计洪水过程线与校核洪水过程线如图 3-1。

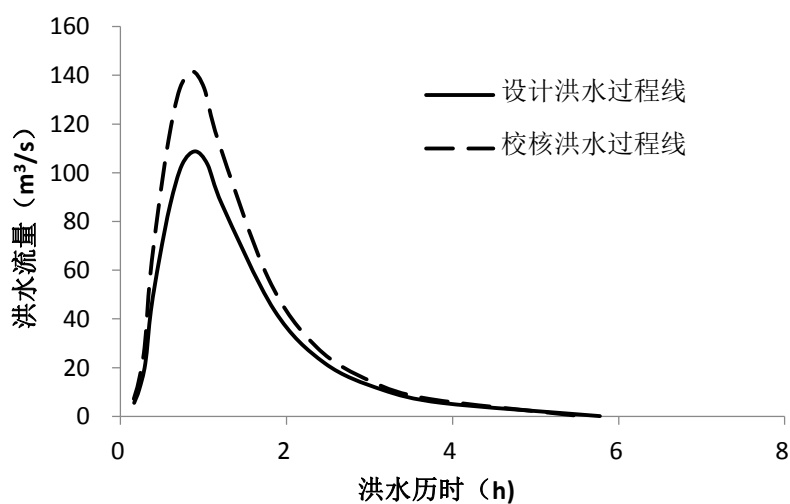


图 3-1 洪水过程线

### 3.1.3 库容水位曲线

由地理空间数据云下载设计坝址流域的高程数据，利用软件 arcgis 绘制坝址区域等高线，并转为 CAD 文件，以 674.5m 为库底高程，根据比例换算，对坝址上游流域不同

等高线进行面积计算，再进行每一高程的容积计算，逐项相加，得到不同水位所对应的水库容积为表 3-3。

表 3-3 库容水位关系表

水位 (m)	库容 (万 m <sup>3</sup> )
674.5	0.00
676.0	0.04
678.0	0.43
680.0	1.62
682.0	3.52
684.0	6.47
686.0	13.20
688.0	24.8
690.0	43.00
692.0	65.90
694.0	101.02
696.0	144.12
698.0	197.35
700.0	260.21
702.0	333.33
704.0	417.12

绘制水位库容曲线如图 3-2。

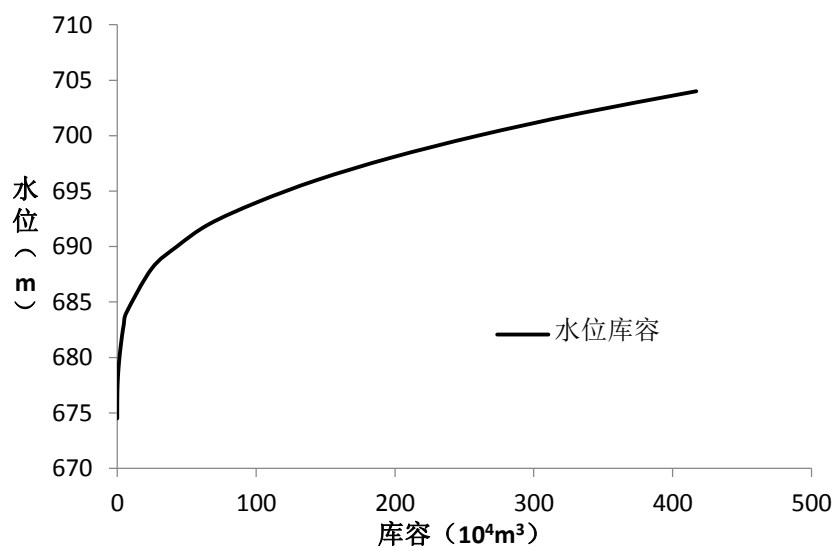


图 3-2 水位库容曲线

### 3.1.4 确定正常蓄水位

根据杨家坝水库坝址处的来水情况，地形地质条件，本阶段根据库容特性，拟定了推荐坝址（下坝址）正常蓄水位 695.00m（方案 I）、696.00m（方案 II）、697.00m（方案 III）三个方案，供水保证率采用月时段计算，灌溉保证率采用年时段计算。

从枢纽工程与水库淹没处理补偿投资来看，参考杨家坝水库工程可行性研究报告，下坝址各个方案总投资为：方案 I 投资约 6960 万元，方案 II 投资约 7326 万元，方案 III 投资约 8059 万元。下坝址随着正常蓄水位升高，枢纽工程与水库淹没处理补偿投资也增大。

从保证率来看，方案 I 供水保证率为 98.24%，灌溉保证率为 64.15%；方案 II 供水保证率为 99.52%，灌溉保证率为 75.47%；方案 III 供水保证率为 99.68%，灌溉保证率为 77.36%。从几个方案的结果来看，下坝址正常蓄水位 696.00m（方案 II）较为合理。

从水量利用率来看，下坝址随着正常蓄水位升高，水量利用率也提高。

经过上述几个方面综合比较分析，结合水工布置、施工、地质等多个专项比较成果，本设计初拟下坝址正常蓄水位 696.00m 方案。

### 3.1.5 初拟死水位

死水位选择主要考虑泥沙淤积及保证自流灌溉用水等因素。

由工程所在地址，查《多年平均悬移质年输沙模数等值线图》可得杨家坝水库多年平均悬移质年输沙模数为 500，则可计算设计流域的悬移质年输沙量。

$$G=q_s F=500 \times 3.53=1765t$$

式中：

G——悬移质年输沙量（t）；

$q_s$ ——悬移质年输沙模数（t/km<sup>2</sup>）；

F——集雨面积（km<sup>2</sup>）。

推移质占悬移质泥沙的百分率按照山丘区的百分率 10%~30%来取，这里取 20%，



水库泥沙淤积容重一般取 1.2~1.7t/m<sup>3</sup>，实际工作常采用 1.2~1.4t/m<sup>3</sup>，本次设计取 1.4t/m<sup>3</sup>，则可计算设计流域的年输沙总量。

$$W_s = \frac{1}{\gamma} G(1+P_s) = \frac{1}{1.4} \times 1765 \times (1+0.2) = 1512.86 \text{ m}^3$$

式中:

$W_s$ ——水库泥沙年平均淤积总量 (m<sup>3</sup>) ;

$\gamma$ ——水库泥沙淤积容重 (t/m<sup>3</sup>) ;

$P_s$ ——推移质占悬移质泥沙的百分率。

水库运行时间按 50 年考虑，则 50 年水库总淤积量为 7.56 万 m<sup>3</sup>，查水位库容曲线得水库 50 年淤沙高程为 684.5m，同时为保证自流灌溉所需的水量约 6.23 万 m<sup>3</sup>，拟定库区死库容为 14 万 m<sup>3</sup>，查水位库容曲线得死水位为 686.2m。

因此，本工程设计坝址拟定死水位 686.20m，死库容 14 万 m<sup>3</sup>。

### 3.2 调洪计算

本设计主要任务为保证灌溉和生活用水，没有防洪需求，且为开敞式溢流，不设闸门，则堰顶高程与正常蓄水位相等，为 696m，故设置水库调洪起调水位为 696m。

本设计为坝顶溢流堰溢流，拟定溢流净宽 12m，单个孔口宽度为 6m，中间闸墩宽 2m，两侧边墩宽 2m，溢流坝段总长为 18m，则可由公式 3-42 计算各水位条件下溢流堰流量。

$$Q = C_m \varepsilon \sigma_s B \sqrt{2g} \cdot H_w^{3/2} \quad (3-3)$$

式中:

$Q$ ——流量，(m<sup>3</sup>/s) ;

$B$ ——溢流堰净宽 (m) ;

$g$ ——重力加速度，(m<sup>2</sup>/s) ;

$H_w$ ——溢流堰顶作用水头 (m) ;

$C$ ——上游面坡度影响修正系数，当上游面铅直时，取  $C=1$ ;

$\varepsilon$ ——侧收缩系数，根据墩厚度及墩头形状而定，取  $\varepsilon=0.92$ ；

$\sigma s$ ——淹没系数，视为不淹没取  $\sigma s=1$ ；

$m$ ——流量系数，由《混凝土重力坝设计规范》（SL319—2018）表 A.3.1—1<sup>[10]</sup>，取  $m=0.502$ 。

得溢流堰下泄流量表 3—4。

表 3-4 下泄流量表

水位 (m)	下泄流量 $q$ ( $m^3/s$ )
696.0	0.00
696.2	2.20
696.4	6.21
696.6	11.41
696.8	17.57
697.0	24.55
697.2	32.27
697.4	40.66
697.6	49.68
697.8	59.28
698.0	69.43
698.2	80.10
698.4	91.27
698.6	102.92
698.8	115.02
699.0	127.56

本次设计使用双辅助线法进行调洪计算，即根据水库水位和溢流堰下泄流量来计算  $V/\Delta t - q/2$  和  $V/\Delta t + q/2$  的值，并绘制辅助线，再根据两辅助线来推求下泄流量。

计算  $V/\Delta t - q/2$  和  $V/\Delta t + q/2$  的值绘制成表 3—5。

表 3-5 设计洪水双辅助线法辅助线表

水库水位 $Z$ (m)	库容 $V$ (万 $m^3$ )	下泄流量 $q$ ( $m^3/s$ )	$q/2$ ( $m^3/s$ )	$V/\Delta t$ ( $m^3/s$ )	$V/\Delta t - q/2$ ( $m^3/s$ )	$V/\Delta t + q/2$ ( $m^3/s$ )
696.0	144.00	0.00	0.00	800.00	800.00	800.00
696.2	148.71	2.20	1.10	826.15	825.05	827.25
696.4	153.48	6.21	3.11	852.66	849.56	855.77

696.6	158.31	11.41	5.70	879.53	873.82	885.23
696.8	163.21	17.57	8.78	906.75	897.97	915.53
697.0	168.18	24.55	12.27	934.33	922.05	946.60
697.2	173.21	32.27	16.13	962.26	946.13	978.40
697.4	178.30	40.66	20.33	990.56	970.22	1010.89
697.6	183.46	49.68	24.84	1019.21	994.37	1044.05
697.8	188.68	59.28	29.64	1048.21	1018.57	1077.86
698.0	193.96	69.43	34.72	1077.58	1042.86	1112.29
698.2	199.31	80.10	40.05	1107.30	1067.25	1147.35
698.4	204.73	91.27	45.64	1137.38	1091.74	1183.01
698.6	210.21	102.92	51.46	1167.81	1116.35	1219.27
698.8	215.75	115.02	57.51	1198.60	1141.09	1256.11
699.0	221.36	127.56	63.78	1229.75	1165.97	1293.53

将 $V/\Delta t - q/2$  和  $V/\Delta t + q/2$  的值和溢流堰下泄流量  $q$  与水库水位关系绘制成图3-3。

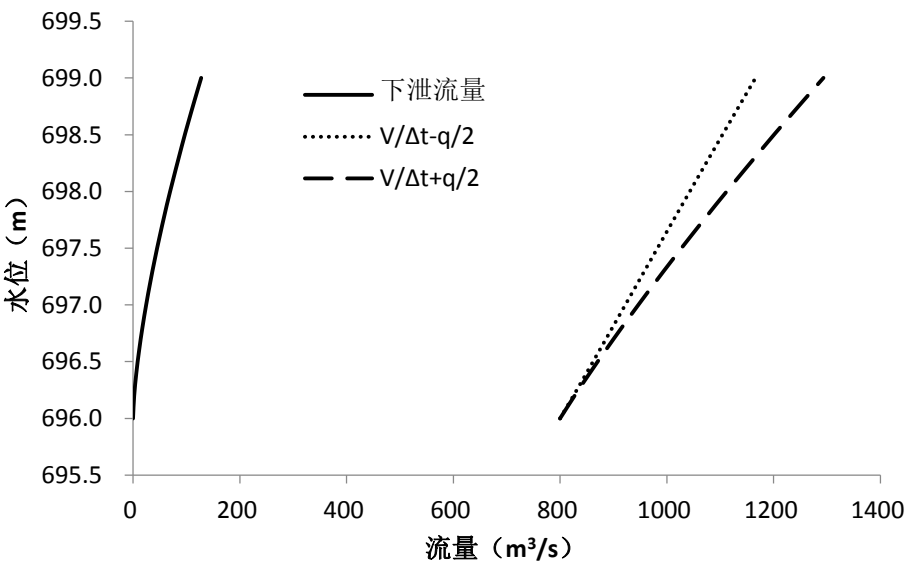


图 3-3 双辅助线法辅助线

(1) 设计洪水调洪计算

由入库洪水历时为 6 小时，则拟定调洪时段为 0.5 小时，根据设计洪水过程线，可以得到入库洪水，则根据双辅助线法对下泄流量进行推求，得表3-6。

表 3-6 设计洪水调洪过程表

时间 (h)	入库流量 $Q$ ( $m^3/s$ )	平均入库流 量 $Q_{平均}$	水库水位 $Z$ (m)	$V/\Delta t-q/2$ ( $m^3/s$ )	$V/\Delta t+q/2$ ( $m^3/s$ )	下泄流量 $q$ ( $m^3/s$ )	水库水位 $Z_1$ (m)
-----------	-------------------------	---------------------	-----------------	---------------------------------	---------------------------------	-------------------------	-------------------

(m <sup>3</sup> /s)							
0.00	0.00	—	696.00	800.00	—	—	696.26
0.50	72.11	36.06	696.26	832.40	836.06	3.49	696.84
1.00	106.21	89.16	696.84	902.79	921.56	18.92	697.26
1.50	64.25	85.23	697.26	953.36	988.02	34.89	697.36
2.00	36.35	50.30	697.36	965.40	1003.66	38.82	697.30
2.50	21.20	28.78	697.30	958.18	994.18	36.47	697.18
3.00	12.86	17.03	697.18	943.72	975.21	31.55	697.05
3.50	7.96	10.41	697.05	928.07	954.13	26.48	696.92
4.00	5.21	6.59	696.92	912.42	934.66	21.85	696.81
4.50	3.51	4.36	696.81	899.17	916.78	17.84	696.71
5.00	1.98	2.75	696.71	887.10	901.92	14.78	696.62
5.50	0.88	1.43	696.62	876.24	888.53	12.03	696.54
6.00	0.00	0.44	696.54	—	876.68	9.91	—

将入库洪水过程线和下泄洪水过程线绘制为图 3-4，得最大设计流量为 38.82m<sup>3</sup>/s，对应的设计洪水位为 697.36m，可以看到下泄洪水过程线最高点位于入库洪水过程线上，则调洪结果可行。

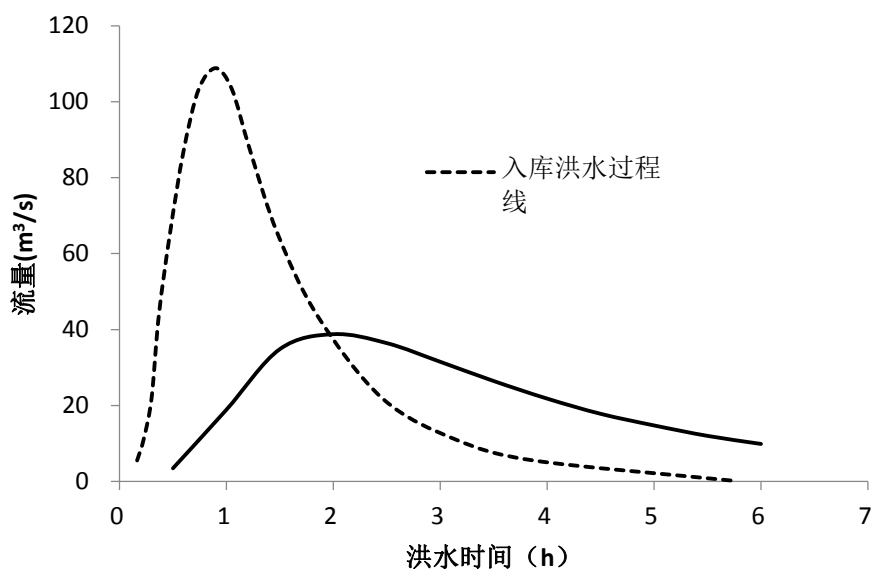


图 3-4 设计洪水调洪结果图

## (2) 校核洪水调洪计算

由入库洪水历时为 6 小时，则拟定调洪时段为 0.5 小时，根据校核洪水过程线，可以

得到入库洪水，则根据双辅助线法对下泄流量进行推求，得表 3-7。

表 3-7 校核洪水双辅助线辅助线表

时间 (h)	入库流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	平均入库流 量 $Q_{\text{平均}}$ (m <sup>3</sup> /s)	水库水位 Z (m)	$V/\Delta t - q/2$ (m <sup>3</sup> /s)	$V/\Delta t + q/2$ (m <sup>3</sup> /s)	下泄流量 q (m <sup>3</sup> /s)	水库水位 Z1 (m)
0.00	0.00	—	696.00	800.00	—	—	696.34
0.50	94.86	47.43	696.34	842.21	847.43	5.06	697.06
1.00	132.31	113.59	697.06	929.27	955.80	26.72	697.54
1.50	78.12	105.22	697.54	987.13	1034.49	47.08	697.62
2.00	43.68	60.90	697.62	996.79	1048.03	50.82	697.52
2.50	24.62	34.15	697.52	984.71	1030.94	46.13	697.36
3.00	14.84	19.73	697.36	965.40	1004.44	39.09	697.19
3.50	8.73	11.79	697.19	944.93	977.19	31.98	697.04
4.00	5.99	7.36	697.04	926.87	952.29	26.00	696.90
4.50	3.87	4.93	696.90	910.01	931.80	21.17	696.78
5.00	2.06	2.97	696.78	895.56	912.98	17.06	696.68
5.50	0.34	1.20	696.68	883.48	896.76	13.75	696.59
6.00	0.00	0.17	696.59	—	883.65	11.15	—

将 入库洪水过程线和下泄洪水过程线绘制为图 3 – 5，得最大校核流量为 50.82m<sup>3</sup>/s，对应的校核洪水位为 697.62m，可以看到下泄洪水过程线最高点位于入库洪水过程线上，则调洪结果可行。

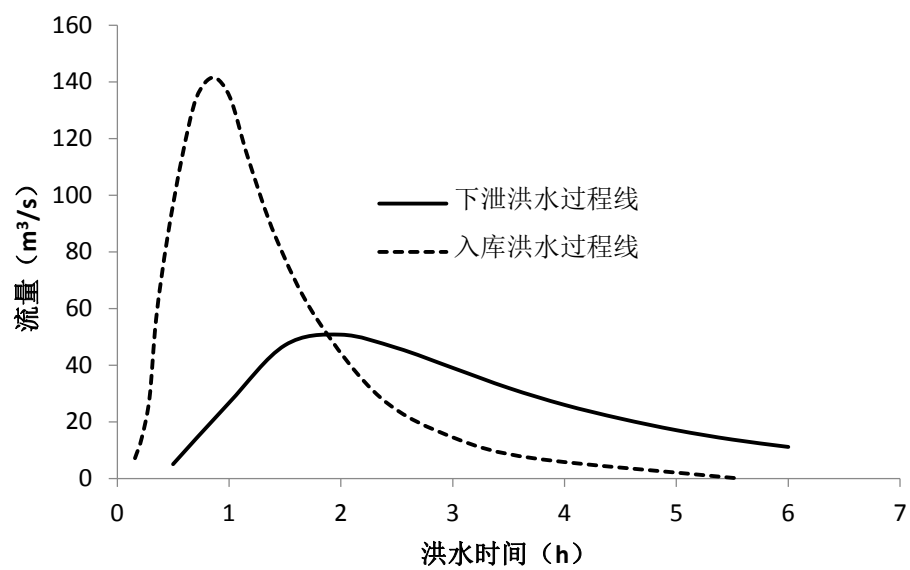


图 3-5 校核洪水调洪结果图

4 非溢流坝段剖面设计

4.1 坝基高程

结合坝基地质卸荷裂隙发育情况，开挖至卸荷裂隙发育层以下；岸坡坝段为满足侧向稳定及施工要求，适当布置台阶平台。根据《混凝土重力坝设计规范》（SL319-2018）的相关规定，最终确定大坝建基面开挖至弱风化中上部基岩上，两岸地形较高部位的坝段，适当放宽至弱风化上部基岩。根据以上原则，本设计坝基高程为 669.50m。

4.2 坝顶高程

4.2.1 安全超高

大坝为埋石混凝土重力坝，正常蓄水位 696.00m，经调洪演算，设计洪水位 697.36m（P= 2%），校核洪水位 697.62m（P = 0.5%）。

按《混凝土重力设计规范》（SL319－2018），计算工况为：正常蓄水位加正常运用条件下的坝顶超高，校核洪水位加非常运用条件下的坝顶超高，选取较大值。坝顶超高Δh按下式确定。

$$\Delta h=h_{1\%}+h_z+h_c \tag{4-1}$$

式中:

- Δ h——坝顶至设计水位的高差，（m）；
- h1%——累积频率为 1%的波高，（m）；
- hz——波浪中心线至正常或校核洪水位的高差，（m）；
- hc——安全超高，（m）。

根据《水利水电工程等级划分及洪水标准》（SL252－2017），大坝安全加高值见表 4-1。

表 4-1 大坝安全加高表

建筑物类型	建筑物级别	运用情况	安全超高（m）
重力坝	4	正常运用	0.3
		非常运用	0.2

## 波浪要素

影响波浪形成的因素很多，目前主要用半经验公式确定波浪要素。山区峡谷水库根据《混凝土重力坝设计规范》（SL319—2018）推荐使用官厅水库公式：

$$\frac{gh}{V_0^2} = 0.0076 V_0^{-1/12} \left( \frac{gD}{V_0^2} \right)^{1/3} \quad (4-2)$$

$$\frac{gL}{V_0^2} = 0.331 V_0^{1/2.15} \left( \frac{gD}{V_0^2} \right)^{1/3.75} \quad (4-3)$$

$$h_z = \frac{\pi h_1^2}{L} \coth \frac{2\pi H}{L} \quad (4-4)$$

式中：

$h_1$ —为波高；（m）；设计水位时  $gD/V_0^2 = 7.28 < 25$ ，校核水位时  $gD/V_0^2 = 16.38 < 25$ ，所以取  $h_1$  波高值；

$V_0$  —为计算风速，（m/s），在正常运用条件时，采用多年平均年最大风速的 1.5 倍；在非常运用时，采用多年平均年最大风速；

$D$ —吹程，（m）；

$h$ —为坝前水深，（m）；

$L$ —为波长，（m）；

$h_z$ —为波浪中心线至静水位的高度，（m）；由于  $\coth$  为双曲余切函数，当  $H > L/2$  时， $\coth \left( \frac{2\pi H}{L} \right) \approx 1$ ， $H_z \approx \pi h_1^2 / L$ 。

其中  $g$  取  $9.81 \text{ m/s}^2$  时，公式可简化为：

$$h_1 = 0.00166 V_0^{5/4} D^{1/3} \quad (4-5)$$

$$L = 10.4 (h_1)^{0.8} \quad (4-6)$$

各项因素值列入下表 4—2。

表 4-2 波浪要素表



计算因素	正常蓄水位加正常运用	校核洪水位加非常运用
风区长度 D (m)	202	202
计算风速 V (m/s)	16.5	11
挡水建筑物迎水面前水深 H (m)	26.5	28.12
水库水位 (m)	696.00	697.62
坝基高程 (m)	669.50	669.50

### 1) 正常蓄水位时

$$h_{1\text{蓄}} = 0.00166V_0^{5/4}D^{1/3} = 0.00166 \times 16.5^{5/4} \times 202^{1/3} = 0.324\text{m}$$

$$L_{\text{蓄}} = 10.4(h_1)^{0.8} = 10.4 \times 0.324^{0.8} = 4.22\text{m}$$

$$h_{z\text{蓄}} = \frac{\pi h_{1\text{蓄}}^2}{L_{\text{蓄}}} = \frac{3.14 \times 0.324^2}{4.22} = 0.078\text{m}$$

$$h_{1\% \text{蓄}} = h_{1\text{蓄}} = 0.324\text{m}$$

### 2) 校核洪水位时

$$h_{1\text{校}} = 0.00166V_0^{5/4}D^{1/3} = 0.00166 \times 11^{5/4} \times 202^{1/3} = 0.195\text{m}$$

$$L_{\text{校}} = 10.4(h_1)^{0.8} = 10.4 \times 0.195^{0.8} = 2.81\text{m}$$

$$h_{z\text{校}} = \frac{\pi h_{1\text{校}}^2}{L_{\text{校}}} = \frac{3.14 \times 0.195^2}{2.81} = 0.042\text{m}$$

$$h_{1\% \text{校}} = h_{1\text{校}} = 0.195\text{m}$$

### 3) 安全超高

正常蓄水位:

$$\Delta h_{\text{蓄}} = h_{1\% \text{蓄}} + h_{z\text{蓄}} + h_{c\text{蓄}} = 0.324 + 0.078 + 0.3 = 0.702\text{m}$$

校核洪水位:

$$\Delta h_{\text{校}} = h_{1\% \text{校}} + h_{z\text{校}} + h_{c\text{校}} = 0.195 + 0.042 + 0.2 = 0.437\text{m}$$

### 4.2.2 坝顶高程

防浪墙顶高程 = max (正常蓄水位 +  $\Delta h_{\text{蓄}}$ , 校核洪水位 +  $\Delta h_{\text{校}}$ )

本设计拟设定防浪墙高度为 0.6m。

正常蓄水位:

$$H_{\text{蓄防浪墙顶高程}} = h_{\text{蓄}} + \Delta h_{\text{蓄}} = 696.00 + 0.702 = 696.70\text{m}$$

$$H_{\text{蓄坝顶高程}} = H_{\text{蓄防浪墙顶高程}} - h_{\text{防浪墙}} = 696.70 - 0.6 = 696.1\text{m}$$

校核洪水位:

$$H_{\text{校防浪墙顶高程}} = h_{\text{校}} + \Delta h_{\text{校}} = 697.62 + 0.437 = 698.06\text{m}$$

$$H_{\text{校坝顶高程}} = H_{\text{校防浪墙顶高程}} - h_{\text{防浪墙}} = 698.06 - 0.6 = 697.46\text{m}$$

根据计算结果，计算最大坝顶高程由校核洪水位情况确定。本设计坝顶高程应高于 697.46m，同时考虑到溢流坝顶布设有交通桥，为满足交通桥板底部与校核洪水位之间留有一定的净空尺寸（0.3m），拟定坝顶高程为 697.76m，满足防洪要求。

坝顶高程计算成果详见表4-3。

表 4-3 坝顶高程计算结果表

计算工况	正常运用	非常运用
风区长度 D (m)	202	202
计算风速 V (m/s)	16.5	11.0
挡水建筑物迎水面前水深 H (m)	26.50	28.12
水库水位 (m)	696.00	697.62
浪高 $h_{1\%}$ (m)	0.324	0.195
波浪中心线至设计水位高度 $h_z$ (m)	0.078	0.042
安全超高 $h_c$ (m)	0.3	0.2
坝顶超高 $\Delta h$ (m)	0.702	0.437
计算坝顶高程 (m)	696.10	697.76

#### 4.3 初拟坝体剖面

##### (1) 坝高

$$H = \nabla_{\text{坝顶}} - \nabla_{\text{坝基}} = 697.76 - 669.50 = 28.26\text{m}$$

##### (2) 坝顶宽度

水库建成后，大坝坝顶除作为连通左右岸的交通通道外，还应满足施工期浇筑上游混凝土面板时，施工设备的布置及材料运输所需的坝顶宽度，同时还应满足坝体填筑的

施工要求及运行观测等要求，取坝顶宽为 5m（净宽）。

### （3）坝底宽度

取下游坝坡面坡比 1:0.7，根据坝高 28.26m 和坝顶宽度 5m，计算折坡点的高程。

$$h_{\text{折}} = 28.26 - \frac{5}{0.7} = 21.12\text{m}$$

$$H_{\text{折}} = 669.5 + 21.12 = 690.62\text{m}$$

下游在 690.62 高程以下坡比 1:0.7，690.62m 高程以上坝坡铅直。

$$B_{\text{坝底宽}} = (690.62 - 669.5) \times 0.7 + 5 = 19.78\text{m}$$

坝体断面图如图4-1:

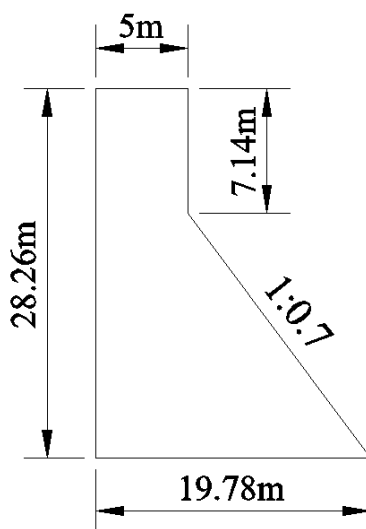


图 4-1 坝体剖面图

## 5 溢流坝段设计

### 5.1 溢流坝段总长

溢流坝段位于河床中部，溢流堰为开敞式溢流堰，共 2 孔，每孔净宽 6.0m，中间闸墩宽为 2m，两个边墩宽为 2m，溢流坝段总长为 18m。

### 5.2 溢流坝段剖面设计

本次设计溢流坝段剖面设计分为顶部曲线段、中间直线段和下部反弧段。

#### 5.2.1 顶部曲线段

顶部曲线采用 WES 溢流曲线，采用三圆弧曲线，这样的曲线使得压力分布和泄流能力得到较好改善[11]。开敞式堰面堰顶下游采用 WES 幂曲线，按下式计算：

$$\frac{y}{H_d} = a \left( \frac{x}{H_d} \right)^b \quad (5-1)$$

式中：

$H_d$ ——定型设计水头，（m），孔口中心至校核水位的 75%~95%；

$a$ 、 $b$ ——系数，与堰的上游面倾斜坡度有关。其中， $a$  取 0.5， $b$  取 1.85；

$x$ 、 $y$ ——以堰顶最高点为原点坐标，其方向见图 5-1。

则将上式整理得：

$$\frac{y}{H_d} = 0.5 \left( \frac{x}{H_d} \right)^{1.85} \quad (5-2)$$

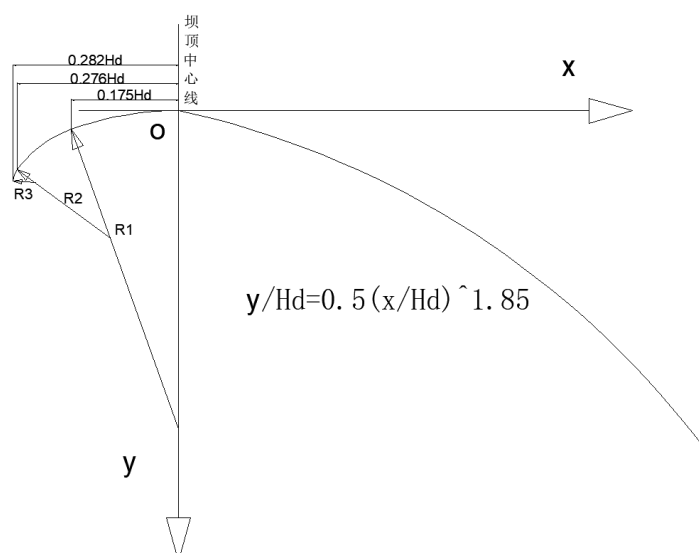


图 5-1 堰顶曲线图

堰顶高程为 696m，校核水位为 697.62m。

$$H_{\max} = H_{\text{校}} - H_{\text{堰顶}} = 697.62 - 696 = 1.62\text{m}$$

$H_d$  取  $H_{\max}$  的 80%，则：

$$H_d = H_{\max} \times 80\% = 1.62 \times 0.8 = 1.296\text{m}$$

三圆弧组合曲线中， $R_1 = 0.5H_d$ ， $R_2 = 0.2H_d$ ， $R_3 = 0.04H_d$ ， $e_1 = 0.175H_d$ ， $e_2 = 0.276H_d$ ， $e_3 = 0.2818H_d$ ，则：

$$R_1 = 0.5 \times H_d = 0.5 \times 1.296 = 0.648\text{m}$$

$$R_2 = 0.2 \times H_d = 0.2 \times 1.296 = 0.2592\text{m}$$

$$R_3 = 0.04 \times H_d = 0.04 \times 1.296 = 0.05184\text{m}$$

$$e_1 = 0.175 \times H_d = 0.175 \times 1.296 = 0.2268\text{m}$$

$$e_2 = 0.276 \times H_d = 0.276 \times 1.296 = 0.3577\text{m}$$

$$e_3 = 0.2818 \times H_d = 0.2818 \times 1.296 = 0.3652\text{m}$$

绘图得图 5-2：

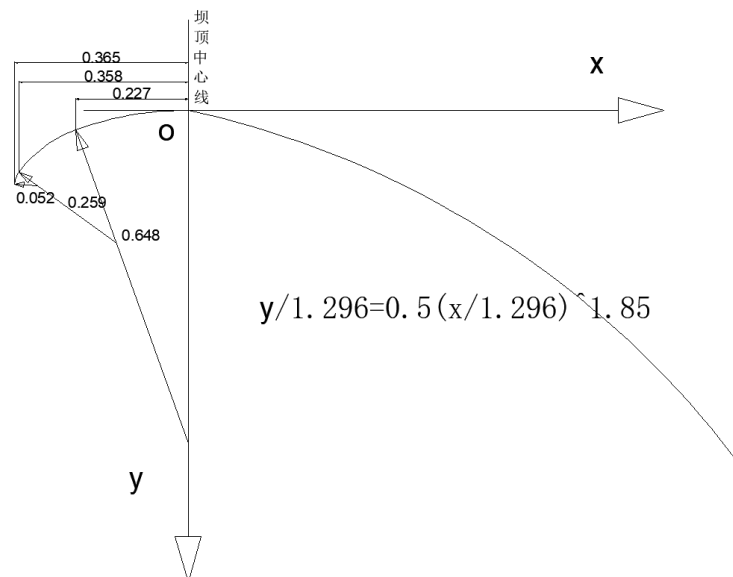


图 5-2 本设计堰顶曲线图

根据计算结果，按照图中幂函数计算可得 WES 曲线坐标值得表 5-1。

表 5-1 WES 曲线坐标值表

x (m)	y (m)	x (m)	y (m)
0.0	0.00	10.5	31.08
0.5	0.11	11.0	33.87
1.0	0.40	11.5	36.77
1.5	0.85	12.0	39.79
2.0	1.45	12.5	42.91
2.5	2.18	13.0	46.14
3.0	3.06	13.5	49.47
3.5	4.07	14.0	52.92
4.0	5.21	14.5	56.47
4.5	6.48	15.0	60.12
5.0	7.88	15.5	63.88
5.5	9.40	16.0	67.75
6.0	11.04	16.5	71.71
6.5	12.80	17.0	75.79
7.0	14.68	17.5	79.96
7.5	16.68	18.0	84.24
8.0	18.79	18.5	88.62
8.5	21.02	19.0	93.10
9.0	23.37	19.5	97.68
9.5	25.83	20.0	102.37
10.0	28.40	20.5	107.15

### 5.2.2 中间直线段

中间直线段与顶部曲线段和下部反弧段相切，坡率与非溢流坝段坡率相等。由 WES 曲线导数公式和坡率  $y' = 1.43$  求解坐标  $x$  值，并反代回 WES 曲线求解坐标  $y$  值。

WES 曲线公式:

$$y' = \frac{1.85}{2Hd^{0.85}} \times x^{0.85} \quad (5-3)$$

$$y' = 1.43 = \frac{1.85}{2Hd^{0.85}} \times x^{0.85}$$

解得  $x = 2.16$ ，代入原式得  $y = 1.67$ ，所以堰面曲线和中部直线段在 (2.16, 1.67) 相切。

### 5.2.3 下部反弧段

根据规范《混凝土重力坝设计规范》(SL319-2018)，对于挑流消能，可按公式求得反弧段半径:

$$R=(4\sim 10)h \quad (5-4)$$

式中:

$R$ ——反弧段半径, (m);

$H$ ——为校核洪水位时反弧段最低点处的水深, (m); 反弧段流速  $v < 16 \text{ m/s}$  时, 可取下限, 流速越大, 反弧段半径也宜选用较大值, 直至取上限。

挑流鼻坎处高程应高出下游最高水位  $1\sim 2\text{m}$ , 本设计取挑流鼻坎高程高出下游水位  $1\text{m}$ 。

$$\nabla_{\text{鼻坎}} = \nabla_{\text{下游水位}} + 1 = 675.8 + 1 = 676.8\text{m}$$

挑射角  $20^\circ$ 。

鼻坎断面处流速  $v$ :

$$v = \varphi \sqrt{2g(s_1 - h_1 \cos\theta)} \quad (5-5)$$

$$h_{i+1} = \frac{Q}{Bv} = \frac{q}{v} = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(s_1 - h_1 \cos\theta)}} \quad (5-6)$$

$$\varphi = \sqrt[3]{1 - \frac{0.055}{K_E^{0.5}}} \quad (5-7)$$

式中:

$s_1$ ——校核情况水库水位到鼻坎顶点的高差, (m), 即  $697.62 - 676.8 = 20.82\text{m}$ ;

$h_1$ ——鼻坎断面处水深, (m);

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

$\varphi$ ——流量系数。

计算单宽流量  $q$ 。

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{50.82}{12} = 4.235 \text{ m}^2/\text{s}$$

反弧段半径与流能比  $K$  有关, 则计算流能比  $K$ 。

$$K = \frac{q}{\sqrt{gs_1^{1.5}}} = \frac{4.235}{\sqrt{9.81 \times 20.82^{1.5}}} = 0.014$$

计算流量系数:

$$\varphi = \sqrt[3]{1 - \frac{0.055}{K^{0.5}}} = \sqrt[3]{1 - \frac{0.055}{0.014^{0.5}}} = 0.81$$

则用迭代法计算反弧段高程:

$$h_{i+1} = \frac{Q}{Bv} = \frac{q}{v} = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(s_1 - h_1 \cos \theta)}}$$

反弧段计算结果见表 5-2。

表 5-2 反弧段试算表

$h_i$ (m)	$h_{i+1}$ (m)
0.000000	0.259564
0.259564	0.261108
0.261108	0.261117
0.261117	0.261117
0.261117	0.261117
0.261117	0.261117

由上表得  $h = h_1 = 0.261$ ，根据反弧半径  $R = (4 \sim 10) h_1$ ，得  $R$  的取值范围为 (1.044m~2.61m)，取反弧段半径  $R = 2m$ ，此时反弧最低点高程  $h_{\text{低}}$  为:

$$h_{\text{低}} = h_{\text{坎}} + R \cos \theta - R = 676.8 + 2 \times \cos 20^\circ - 2 = 676.68$$

绘溢流曲线如图 5-3。



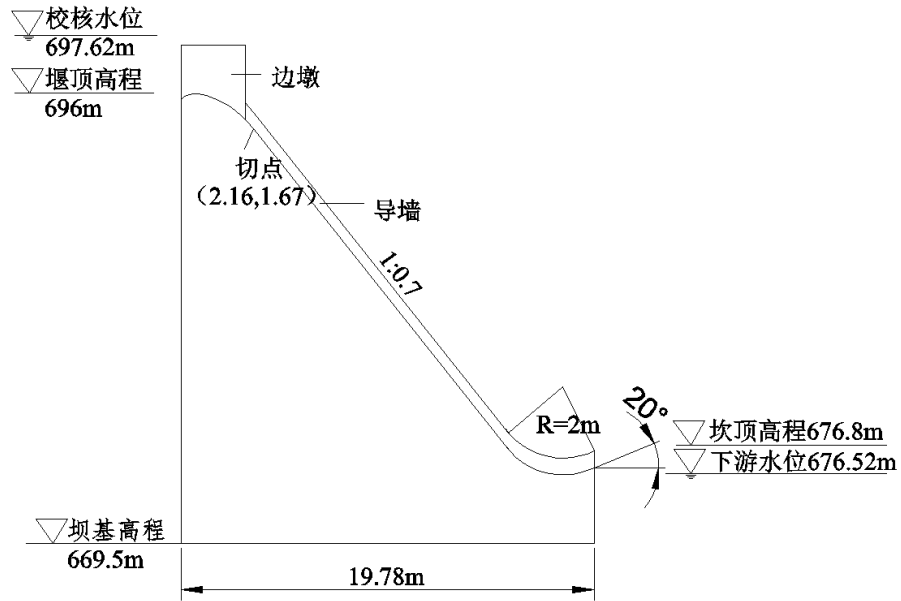


图 5-3 溢流曲线图

### 5.3 消能防冲设计

本设计采用挑流消能，先计算流量系数  $\varphi$  和流能比  $K$ 。

$$K = \frac{q}{\sqrt{gZ}^{1.5}} = \frac{4.235}{\sqrt{9.81 \times 21.1}^{1.5}} = 0.013$$

$$\varphi = \sqrt[3]{1 - \frac{0.055}{K^{0.5}}} = \sqrt[3]{1 - \frac{0.055}{0.013^{0.5}}} = 0.80$$

计算鼻坎处水流平均流速  $v$ ：

$$v = \varphi \sqrt{2gH_0} = 0.8 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times (697.62 - 676.52)} = 16.17 \text{ m/s}$$

计算坎顶水面流速  $V$ ：

$$V = 1.1v = 1.1 \times 16.17 = 17.79 \text{ m/s}$$

计算坎顶垂直方向水深和坎顶至河床面的高差：

$$h_1 = h / \cos\theta = 0.261 / \cos 20^\circ = 0.278 \text{ m}$$

$$h_2 = h_{\text{鼻}} - h_{\text{河床}} = 676.8 - 674.5 = 2.3 \text{ m}$$

计算挑流鼻坎水舌挑射距离  $L$ ：

$$L = \frac{1}{g} \left[ V_1^2 \sin\theta \cos\theta + V_1 \cos\theta \sqrt{V_1^2 \sin^2\theta + 2g(h_1 + h_2)} \right]$$

$$L = \frac{1}{9.81} \left[ 17.79^2 \sin 20^\circ \cos 20^\circ + 17.79 \cos 20^\circ \sqrt{17.79^2 \sin^2 20^\circ + 2 \times 9.81 (0.278 + 2.3)} \right]$$

$$L = 26.29 \text{m}$$

计算最大冲坑水垫厚度：

$$t_k = kq^{0.5} H^{0.25} = 1.3 \times 4.235^{0.5} \times (697.62 - 675.8)^{0.25} = 5.78$$

计算最大冲坑深度：

$$t'_k = t_k - H_t = 5.78 - (675.8 - 674.5) = 4.48$$

$$L/t'_k = 26.29/4.48 = 5.87 > 5$$

冲坑上游侧距挑坎末端的距离大于 5 倍冲坑深度，满足规范要求，不会对坝体安全造成影响。

#### 5.4 溢流坝面水面线计算

(1) 确定自然掺气开始发生点的位置，查《水工设计手册》利用经验公式计算

$$L_k = 12.2q^{0.718} = 12.2 \times 4.235^{0.718} = 34.39$$

(2) 计算曲线段长度  $L_c$

查《水工设计手册》 $X/H \sim L/H$  曲线，当取  $X/H_d = X_t/H_d$  时查的便是曲线段总长度  $L_c$ ，顶部曲线段与直线段切点坐标为 (2.16, 1.67)，由于  $H_d = 1.296 \text{m}$ ，则  $X/H_d = 2.16/1.296 = 1.67$ ，查表得  $L_c/H_d = 2.45$ ，则可得：

$$L_{c, u} = 2.45 \cdot H_d = 2.45 \times 1.296 = 3.175 \text{m}$$

(3) 计算堰面曲线段上游段长度

$$L_{c, t} = 0.315 H_d = 0.315 \times 1.296 = 0.41 \text{m}$$

$$L_c = L_{c, u} + L_{c, t} = 3.175 + 0.41 = 3.485 \text{m}$$

由于  $L_c < L_k$ ，所以溢流坝面不会有自然掺气情况。

(4) 计算直线段长度

$$L_t = \frac{Y_0 - Y_t}{\sin \alpha} = \frac{694.33 - 677.53}{0.819} = 20.51 \text{m}$$

式中

$Y_0$ ——曲线段和直线段切点高程，（m）；

$Y_t$ ——直线段和反弧段切点高程，（m）；

$a$ ——直线段坝面与水平方向夹角，（°）。

#### （5）计算坝上水面线

$$H = H_{\text{校}} - H_{\text{堰}} = 697.62 - 696 = 1.62\text{m}$$

由  $H_d = 1.296\text{m}$ ，可得  $H/H_d = 1.25$ ，则可根据《水工设计手册》沿闸墩水面线坐标表计算水面线得表 5-3

表 5-3 水面线坐标值表

$H/H_d$	0.500	1.000	1.330	1.250
$X/H_d$	$Y/H_d$			
-1.00	-0.495	-0.950	-1.235	-1.166
-0.80	-0.492	-0.940	-1.221	-1.153
-0.60	-0.490	-0.929	-1.209	-1.141
-0.40	-0.482	-0.930	-1.218	-1.148
-0.20	-0.440	-0.925	-1.244	-1.167
0.00	-0.383	-0.779	-1.103	-1.024
0.20	-0.265	-0.651	-0.095	-0.230
0.40	-0.185	-0.545	-0.822	-0.755
0.60	-0.076	-0.425	-0.689	-0.625
0.80	0.060	-0.285	-0.549	-0.485
1.00	0.240	-0.121	-0.389	-0.324
1.20	0.445	0.067	-0.215	-0.147
1.40	0.676	0.286	-0.011	0.061
1.60	0.925	0.521	0.208	0.284
1.80	1.177	0.779	0.138	0.293

则可得  $x$ ， $y$  值，得水面线表 5-4。

表 5-4 水面线表

$x$ (m)	$y$ (m)
-1.296	-1.511
-1.037	-1.494
-0.778	-1.479
-0.518	-1.488

-0.259	-1.512
0.000	-1.328
0.259	-0.298
0.518	-0.978
0.778	-0.810
1.037	-0.629
1.296	-0.420
1.555	-0.190
1.814	0.079
2.074	0.368
2.333	0.380

(6) 溢流坝段边墙高度

假设水舌厚度  $t = 0.32\text{m}$ ，则水舌截面中点至上游水面高差为：

$$\Delta z = 697.62 - 676.95 = 20.66\text{m}$$

则可用公式计算截面平均流速：

$$v_1 = \varphi (2g\Delta z)^{1/2} \quad (5-8)$$

其中  $\varphi$  值与系数  $k$  有关，由单宽流量计算系数  $k$ ：

$$k = q^{2/3} / \Delta z = 4.235^{2/3} / 20.67 = 0.127$$

当  $k \leq 0.8188$  时，取：

$$\varphi = k^{0.2} \quad (5-9)$$

当  $k > 0.8188$  时，取：

$$\varphi = \left( 1 - \frac{0.0973(\Delta z)^{0.75}}{q^{0.5}} \right)^{1/3} \quad (5-10)$$

则可计算  $\varphi$  值：

$$\varphi = k^{0.2} = 0.126^{0.2} = 0.66$$

计算截面平均流速：

$$v_1 = \varphi (2g\Delta z)^{1/2} = 0.66 \times (2 \times 9.81 \times 20.67)^{1/2} = 13.32\text{m/s}$$

计算水舌厚度：

$$t_2 = q/v = 4.235/13.29 = 0.32\text{m}$$

如 果  $t_2$  与假设的水舌  $t_1$  不接近，则重新假定  $t_2$  为  $t_1$ ，重复上述步骤，最终算得水舌高度为 0.32m。

计算最大泄流量时计入波动和掺气的后的水深  $h_a$ ：

$$h_a = \left(1 + \frac{\xi v}{100}\right) h = \left(1 + \frac{1 \times 13.32}{100}\right) \times 0.32 = 0.36\text{m}$$

式中：

$h$ ——未计入波动和掺气的水深，等于计算所得的水舌高度，（m）；

$h_a$ ——计入波动和掺气的水深，（m）；

$v$ ——未计入波动和掺气计算断面上的平均流速，（ $\text{m}^3/\text{s}$ ）；

$\xi$ ——修正系数，这里取 1.0。

沿溢流面法向至导墙上边缘的距离  $D$  宜比  $h_a$  高 1~1.5m，则导墙沿溢流面法向高度取 1.36m。

6 非溢流坝段抗滑稳定分析及应力分析

本设计计算基本组合（正常蓄水位，设计洪水位情况下）和特殊组合（校核洪水位，地震情况下）时的抗滑稳定及应力。因坝址处地基内部岩体完整性较好，无较大规模的结构发育面，不存在深层滑动问题，本设计选取坝基面为计算截面，验算坝体的抗滑稳定性问题<sup>[12]</sup>。

计算采用基本资料及参数取值如表 6-1。

表 6-1 荷载计算基本资料

参数	取值
混凝土的容重（KN/m <sup>3</sup> ）	24
水的容重（KN/m <sup>3</sup> ）	9.81
设计洪水位（m）	697.36
校核洪水位（m）	697.62
正常蓄水位（m）	696.0
死水位（m）	686.2
河床基岩面高程（m）	669.5
坝前淤沙厚度（m）	10.0
坝前淤沙高程（m）	684.5
淤沙浮重度（KN/m <sup>3</sup> ）	8.0
泥沙内摩擦角（°）	18
坝基与基岩的抗剪断摩擦系数	0.8
坝基与基岩的抗剪断凝聚力	0.7
混凝土层面抗剪断摩擦系数	0.9
混凝土层面抗剪断凝聚力	0.95
采用 C10 碾压混凝土轴心抗压强度标准值	13.5
地震设计烈度	IV

6.1 荷载计算

6.1.1 坝体自重

$$w=V\gamma_c \tag{6-1}$$

式中:

V——坝体体积，（m<sup>3</sup>），以单位宽度计算坝基面荷载，即将坝体坡面分为如图 6-1 两个部分；

$\gamma_c$ ——混凝土容重，（kN/m<sup>3</sup>），取 24kN/m<sup>3</sup>。

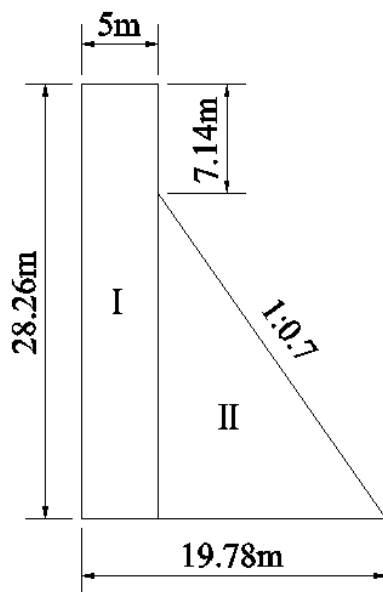


图 6-1 坝基面自重荷载计算分区

I 区:

$$W_1 = 24 \times (697.76 - 669.5) \times 5 = 3391.2 \text{ kN}$$

II 区:

$$W_2 = 24 \times (690.62 - 669.5) \times (690.62 - 669.5) \times 0.7 \times 1/2 = 3746.86 \text{ kN}$$

总自重:

$$W = W_1 + W_2 = 3391.2 + 3746.86 = 7138.06 \text{ kN}$$

### 6.1.2 静水压力

静水压力是主要作用于坝体的水荷载，计算时常分为水平压力和垂直水压力。

(1) 正常蓄水位

$$P_H = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad (6-2)$$

式中:

$H$ ——计算点位置作用水头，(m)；

$\gamma_w$ ——水容重，(kN/m<sup>3</sup>)。

上游水平水压力:

$$P_{H1} = 0.5 \times 9.81 \times (696 - 669.5)^2 = 3444.54 \text{ kN}$$

下游水平水压力:

$$P_{H2}=0.5 \times 9.81 \times (675.8-669.5)^2=194.68\text{kN}$$

上游垂直水压力:

$$P_{v1}=0\text{kN}$$

下游垂直水压力:

$$P_{v1}=0.5 \times 9.81 \times 0.7 \times (675.8-669.5)^2=136.28\text{kN}$$

(2) 设计洪水位

上游水平水压力:

$$P_{H1}=0.5 \times 9.81 \times (697.36-669.5)^2=3807.16\text{kN}$$

下游水平水压力:

$$P_{H2}=0.5 \times 9.81 \times (676.3-669.5)^2=226.81\text{kN}$$

上游垂直水压力:

$$P_{v1}=0\text{kN}$$

下游垂直水压力:

$$P_{v1}=0.5 \times 9.81 \times 0.7 \times (676.3-669.5)^2=158.77\text{kN}$$

(3) 校核洪水位

上游水平水压力:

$$P_{H1}=0.5 \times 9.81 \times (697.62-669.5)^2=3878.55\text{kN}$$

下游水平水压力:

$$P_{H2}=0.5 \times 9.81 \times (676.52-669.5)^2=254.28\text{kN}$$

上游垂直水压力:

$$P_{v1}=0\text{kN}$$

下游垂直水压力:

$$P_{v1}=0.5 \times 9.81 \times 0.7 \times (676.52-669.5)^2=177.99\text{kN}$$



### 6.1.3 扬压力

本设计在坝基处设防渗帷幕和排水孔，防渗帷幕距上游坝面为水头的  $1/15 \sim 1/25$ ，且不小于 2m，则本设计取防渗帷幕距上游坝面为 2m，则距下游坝面的距离为 17.78m，扬压力分布图如图6-2。

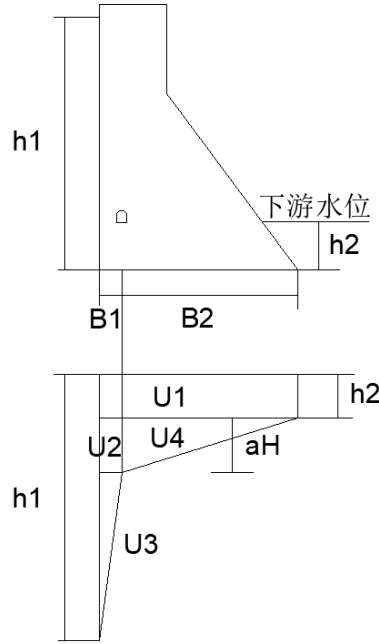


图 6-2 扬压力计算分区图

#### (1) 正常蓄水位

$$U_1 = \gamma_w A_1 = \gamma_w H_2 (B_1 + B_2) = 9.81 \times 6.3 \times 19.78 = 1222.46 \text{ kN}$$

$$U_2 = \gamma_w A_2 = \gamma_w a H B_1 = 9.81 \times 0.25 \times 20.2 \times 2 = 99.08 \text{ kN}$$

$$U_3 = \gamma_w A_3 = 0.5 \gamma_w (H_1 - H_2 - aH) B_1 = 0.5 \times 9.81 \times 15.15 \times 2 = 148.62 \text{ kN}$$

$$U_4 = 0.5 \gamma_w A_4 = 0.5 \gamma_w a H B_2 = 0.5 \times 9.81 \times 0.25 \times 20.2 \times 17.78 = 440.42 \text{ kN}$$

#### (2) 设计洪水位

$$U_1 = \gamma_w A_1 = \gamma_w H_2 (B_1 + B_2) = 9.81 \times 6.86 \times 19.78 = 1331.13 \text{ kN}$$

$$U_2 = \gamma_w A_2 = \gamma_w a H B_1 = 9.81 \times 0.25 \times 21.06 \times 2 = 103.30 \text{ kN}$$

$$U_3 = \gamma_w A_3 = 0.5 \gamma_w (H_1 - H_2 - aH) B_1 = 0.5 \times 9.81 \times 15.8 \times 2 = 155.00 \text{ kN}$$

$$U_4 = 0.5 \gamma_w A_4 = 0.5 \gamma_w a H B_2 = 0.5 \times 9.81 \times 0.25 \times 21.06 \times 17.78 = 459.17 \text{ kN}$$

(3) 校核洪水位

$$U_1 = \gamma_w A_1 = \gamma_w H_2 (B_1 + B_2) = 9.81 \times 7.12 \times 19.78 = 1381.58 \text{ kN}$$

$$U_2 = \gamma_w A_2 = \gamma_w a H B_1 = 9.81 \times 0.25 \times 21.1 \times 2 = 103.50 \text{ kN}$$

$$U_3 = \gamma_w A_3 = 0.5 \gamma_w (H_1 - H_2 - aH) B_1 = 0.5 \times 9.81 \times 15.83 \times 2 = 155.29 \text{ kN}$$

$$U_4 = 0.5 \gamma_w A_4 = 0.5 \gamma_w a H B_2 = 0.5 \times 9.81 \times 0.25 \times 21.1 \times 17.78 = 460.04 \text{ kN}$$

#### 6.1.4 波浪压力

本设计上游坝面坡度很小，视为直墙式挡水建筑物的波浪压力

(1) 正常蓄水位

波 长：  $L = 4.22 \text{ m}$ ，波高：  $h_1 = 0.324 \text{ m}$ ，坝前水深  $H = 26.5 \text{ m}$ ，有  $H > L/2$ ，波浪运动不会受库底的约束，这样条件下的波浪为深水波。

计算雍高：

$$h_z = \frac{\pi h_1^2}{L} \coth \frac{2\pi H}{L} = 0.078 \text{ m}$$

计算坝面浪压力：

$$P_1 = \frac{1}{4} \gamma_w L (h_1 + h_z) = \frac{1}{4} \times 9.81 \times 4.22 \times (0.324 + 0.078) = 4.16 \text{ kN}$$

(2) 设计洪水位

波 长：  $L = 4.22 \text{ m}$ ，波高：  $h_1 = 0.324 \text{ m}$ ，坝前水深  $H = 27.86 \text{ m}$ ，有  $H > L/2$ ，波浪运动不会受库底的约束，这样条件下的波浪为深水波。

计算雍高：

$$h_z = \frac{\pi h_1^2}{L} \coth \frac{2\pi H}{L} = 0.078 \text{ m}$$

计算坝面浪压力：

$$P_1 = \frac{1}{4} \gamma_w L (h_1 + h_z) = \frac{1}{4} \times 9.81 \times 4.22 \times (0.324 + 0.078) = 4.16 \text{ kN}$$

(3) 校核洪水位

波长:  $L = 2.81\text{m}$ , 波高:  $h_1 = 0.195\text{m}$ , 坝前水深  $H = 28.12\text{m}$ , 有  $H > L/2$ , 波浪运动不会受库底的约束, 这样条件下的波浪为深水波。

计算雍高:

$$h_z = \frac{\pi h_1^2}{L} \coth \frac{2\pi H}{L} = 0.043\text{m}$$

计算坝面浪压力:

$$P_1 = \frac{1}{4} \gamma_w L (h_{1\%} + h_z) = \frac{1}{4} \times 9.81 \times 2.81 \times (0.195 + 0.043) = 1.64\text{kN}$$

### 6.1.5 泥沙压力

本设计库容为  $144 \times 104\text{m}^3$ , 计算得年入沙量为  $1512.86\text{m}^3$ 。则可计算坝段泥沙总压力

$$P_s = \frac{1}{2} \gamma_{sb} h_s^2 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi_s}{2} \right) = \frac{1}{2} \times 8 \times 10^2 \times \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{18^\circ}{2} \right) = 211.15\text{kN}$$

### 6.1.6 地震荷载

地震状况下, 只需在正常蓄水位基础上增加地震力及地震惯性力即可。

首先计算质点  $i$  的动态分布系数:

$$a_i = 1.4 \frac{1 + 4(h_i/H)^4}{1 + 4 \sum_{j=1}^n \frac{G_{Ej}}{G_E} (h_j/H)^4} \quad (6-3)$$

式中:

$n$ ——坝体计算质点总数;

$H$ ——坝高, (m);

$h_i$ 、 $h_j$ ——质点  $i$  和  $j$  的高度, (m);

$G_{Ej}$ ——集中在质点  $j$  的重力作用标准值, (kN);

$G_E$ ——产生地震惯性力的建筑物总重力作用的标准值, (kN)。

$$G_E = G_{E1} + G_{E2} + G_{E3} \quad (6-4)$$

将大坝分为如图 6-3 三个区域:

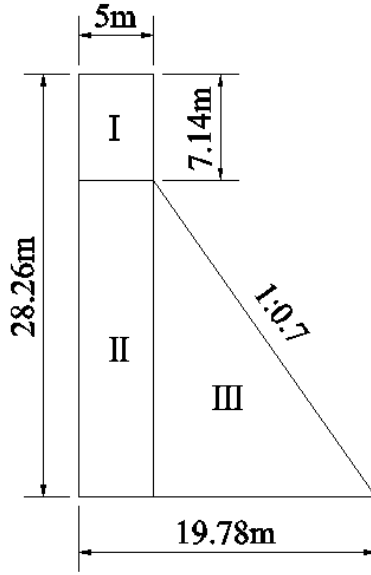


图 6-3 地震荷载计算分区图

计算每个分块的质点高度：

$$h_1 = 7.14/2 + (690.62 - 669.5) = 24.69\text{m}$$

$$h_2 = (690.62 - 669.5)/2 = 10.56\text{m}$$

$$h_3 = (690.62 - 669.5)/3 = 7.04\text{m}$$

则可计算每个分块的重力作用标准值：

$$G_{E1} = \gamma_0 A_1 = 24 \times 5 \times 7.14 = 856.8\text{kN}$$

$$G_{E2} = \gamma_0 A_2 = 24 \times 5 \times 21.12 = 2534.4\text{kN}$$

$$G_{E3} = \gamma_0 A_3 = 24 \times 21.12 \times 14.78 \times 1/2 = 3745.84\text{kN}$$

$$G_E = G_{E1} + G_{E2} + G_{E3} = 856.8 + 2534.4 + 3745.84 = 7137.04\text{kN}$$

$$\frac{G_{E1}}{G_E} \left( \frac{h_1}{H} \right)^4 = \frac{856.8}{7134.04} \times \left( \frac{24.69}{28.26} \right)^4 = 0.06997$$

$$\frac{G_{E2}}{G_E} \left( \frac{h_2}{H} \right)^4 = \frac{2534.4}{7134.04} \times \left( \frac{10.56}{28.26} \right)^4 = 0.00693$$

$$\frac{G_{E3}}{G_E} \left( \frac{h_3}{H} \right)^4 = \frac{3745.84}{7134.04} \times \left( \frac{7.04}{28.26} \right)^4 = 0.00202$$

$$\sum_{j=1}^n \frac{G_{Ej}}{G_E} (h_j/H)^4 = 0.06997 + 0.00693 + 0.00202 = 0.07892$$

则可计算每一块质点的动态分布系数：

$$a_1 = 1.4 \frac{1 + 4(h_1/H)^4}{1 + 4 \sum_{j=1}^n \frac{G_{Ej}}{G_E} (h_j/H)^4} = 3.544$$

$$a_2 = 1.4 \frac{1 + 4(h_2/H)^4}{1 + 4 \sum_{j=1}^n \frac{G_{Ej}}{G_E} (h_j/H)^4} = 1.147$$

$$a_3 = 1.4 \frac{1 + 4(h_3/H)^4}{1 + 4 \sum_{j=1}^n \frac{G_{Ej}}{G_E} (h_j/H)^4} = 1.080$$

计算水平地震惯性力：

$$F_i = K_H \xi a_i G_{Ei} \quad (6-5)$$

计算弯矩：

$$M = h_i F_i \quad (6-6)$$

得表 6-2：

表 6-2 各分区荷载力矩计算值表

编号	力臂 (m)	$a_i$	$G_E$ (kN)	$F_i$ (kN)	$M$ (kN·m)
1.00	24.69	3.54	856.80	75.91	1874.28
2.00	10.56	1.15	2534.40	72.67	767.44
3.00	7.04	1.08	3745.84	101.14	712.01

计算单位宽度上的总地震动水压力：

$$\overline{P_0} = 0.65 K_H \xi \lambda H^2 = 0.65 \times 0.1 \times 0.25 \times 9.81 \times 28.26^2 = 127.31 \text{ kN}$$

式中：

$\lambda$ ——水的容重，（kN/m<sup>3</sup>）；

$H$ ——坝前总水深，（m）。

## 6.2 荷载组合

荷载组合分为基本组合和特殊组合，本设计荷载组合如表 6-3。

表 6-3 荷载组合表

荷载组合	计算工况	荷载						地震荷载
		自重	静水压力	浪压力	泥沙压力	扬压力	动水压力	
基本组合	正常蓄水位情况	√	√	√	√	√	—	—
	设计洪水位情况	√	√	√	√	√	√	—
特殊组合	校核洪水位情况	√	√	√	√	√	√	—
	地震情况	√	√	√	√	√	—	√

得荷载计算值如表 6-4。

表 6-4 荷载计算值表

荷载效应			正常蓄水位	设计洪水位	校核洪水位	地震情况
自重	W	kN	7138.06	7138.06	7138.06	7138.06
	P <sub>H1</sub>	kN	3444.54	3807.16	3878.55	3444.54
静水压力	P <sub>H2</sub>	kN	194.68	226.81	254.28	194.68
	P <sub>v1</sub>	kN	0.00	0.00	0.00	0.00
	P <sub>v2</sub>	kN	136.28	158.77	177.99	136.28
	U <sub>1</sub>	kN	1222.46	1331.13	1381.58	1222.46
扬压力	U <sub>2</sub>	kN	99.08	103.30	103.50	99.08
	U <sub>3</sub>	kN	148.62	155.00	155.29	148.62
	U <sub>4</sub>	kN	440.42	459.17	460.04	440.42
浪压力	P <sub>1</sub>	kN	4.16	4.16	1.64	4.16
泥沙压力	P <sub>s</sub>	kN	211.15	211.15	211.15	211.15
地震惯性力	F <sub>i</sub>	kN	—	—	—	249.72
地震动水压力	P <sub>0</sub>	kN	—	—	—	127.31

### 6.3 坝基面抗滑稳定分析

将正常蓄水位情况下的荷载计算值汇总于表 6-5，将设计洪水位情况下的荷载计算值汇总于表 6-6，将校核洪水位情况下的荷载计算值汇总于表 6-7，将地震情况下的荷载值汇总于表 6-8。

表 6-5 正常蓄水位情况荷载计算值表

荷载效应		方向	计算值 (kN)
自重	W	↓	7138.06
	P <sub>H1</sub>	→	3444.54
	P <sub>H2</sub>	←	194.68

	$P_{v1}$	↓	0.00
	$P_{v2}$	↓	136.28
	$U_1$	↑	1222.46
扬压力	$U_2$	↑	99.08
	$U_3$	↑	148.62
	$U_4$	↑	440.42
浪压力	$P_1$	→	4.16
泥沙压力	$P_s$	→	211.15
地震惯性力	$F_i$	→	—
地震动水压力	$P_0$	→	—

表 6-6 设计洪水位情况荷载计算值表

荷载效应		方向	计算值 (kN)
自重	$W$	↓	7138.06
	$P_{H1}$	→	3807.16
静水压力	$P_{H2}$	←	226.81
	$P_{v1}$	↓	0.00
	$P_{v2}$	↓	158.77
	$U_1$	↑	1331.13
扬压力	$U_2$	↑	103.30
	$U_3$	↑	155.00
	$U_4$	↑	459.17
浪压力	$P_1$	→	4.16
泥沙压力	$P_s$	→	211.15
地震惯性力	$F_i$	→	—
地震动水压力	$P_0$	→	—

表 6-7 校核洪水位情况荷载计算值表

荷载效应		方向	计算值 (kN)
自重	$W$	↓	7138.06
	$P_{H1}$	→	3878.55
静水压力	$P_{H2}$	←	254.28
	$P_{v1}$	↓	0.00
	$P_{v2}$	↓	177.99
	$U_1$	↑	1381.58
扬压力	$U_2$	↑	103.50
	$U_3$	↑	155.29
	$U_4$	↑	460.04
浪压力	$P_1$	→	1.64
泥沙压力	$P_s$	→	211.15
地震惯性力	$F_i$	→	—

地震动水压力	$P_0$	$\rightarrow$	—
--------	-------	---------------	---

表 6-8 地震荷载情况荷载计算值表

荷载效应		方向	计算值 (kN)
自重	$W$	$\downarrow$	7138.06
	$P_{H1}$	$\rightarrow$	3444.54
静水压力	$P_{H2}$	$\leftarrow$	194.68
	$P_{v1}$	$\downarrow$	0.00
	$P_{v2}$	$\downarrow$	136.28
	$U_1$	$\uparrow$	1222.46
扬压力	$U_2$	$\uparrow$	99.08
	$U_3$	$\uparrow$	148.62
	$U_4$	$\uparrow$	440.42
浪压力	$P_1$	$\rightarrow$	4.16
泥沙压力	$P_s$	$\rightarrow$	211.15
地震惯性力	$F_i$	$\rightarrow$	249.72
地震动水压力	$P_0$	$\rightarrow$	127.31

(1) 正常蓄水位时

计算总铅直力:

$$\sum W = W_1 + P_{v2} = 7138.06 + 136.28 = 7274.34 \text{ kN}$$

计算总水平力:

$$\sum P = P_{H2} - P_{H1} - P_1 - P_s = 194.68 - 3444.54 - 4.16 - 211.15 = -3465.17 \text{ kN}$$

计算总扬压力:

$$U = U_1 + U_2 + U_3 + U_4 = 1222.46 + 99.08 + 148.62 + 440.42 = 1910.58 \text{ kN}$$

(2) 设计洪水位时

计算总铅直力:

$$\sum W = W_1 + P_{v2} = 7138.06 + 158.77 = 7296.83 \text{ kN}$$

计算总水平力:

$$\sum P = P_{H2} - P_{H1} - P_1 - P_s = 226.81 - 3807.16 - 4.16 - 211.15 = -3795.66 \text{ kN}$$

计算总扬压力:



$$U=U_1+U_2+U_3+U_4=1331.13+103.3+155.00+459.17=2048.6\text{kN}$$

(3) 校核洪水位时

计算总铅直力:

$$\sum W=W_1+P_{v2}=7138.06+177.99=7316.05\text{kN}$$

计算总水平力:

$$\sum P=P_{H2}-P_{H1}-P_1-P_s=254.28-3878.55-1.64-211.15=-3837.06\text{kN}$$

计算总扬压力:

$$U=U_1+U_2+U_3+U_4=1381.58+103.50+155.29+460.04=2100.41\text{kN}$$

(4) 地震情况下

计算总水平力:

$$\begin{aligned} \sum P &= P_{H2}-P_{H1}-P_1-P_s-F_i-P_0 \\ \sum P &= 194.68-3444.54-4.16-211.15-249.72-127.31=-3842.2\text{kN} \end{aligned} \quad (6-7)$$

(5) 稳定分析

根据设计规范规定: 坝体抗滑稳定计算主要核算坝基面稳定条件, 采用单一安全系数法。本设计采用抗剪断强度公式进行验算。

$$K_s' = \frac{f(\sum W - U) + c'A}{\sum P} \quad (6-8)$$

式中:

$\sum W$ ——接触面以上总铅直力, (kN);

$\sum P$ ——接触面以上总水平力, (kN);

$U$ ——作用在接触面以上的扬压力, (kN);

$A$ ——坝体与坝基连结面的面积, (m<sup>2</sup>), 取单宽计算  $A=19.78\text{m}^2$ ;

$C'$ ——抗剪断凝聚力, (Mpa), 取 0.7Mpa;

$f'$ ——抗剪断摩擦系数, 取 0.8;

$K_s'$ ——抗滑稳定安全系数, 基本荷载组合时为 3.0; 特殊组合(校核洪水位)时为

2.5；特殊荷载组合（地震情况）为 2.3<sup>[13]</sup>。

1) 基本组合

计算正常蓄水位抗滑稳定安全系数：

$$K_s' = \frac{f(\sum W-U)+c'A}{\sum P} = \frac{0.8 \times (7274.34-1910.58)+19.78 \times 700}{3465.17} = 5.23$$

Ks=5.23>3.0，满足《混凝土重力坝设计规范》SL319-2018 设计要求；

计算设计洪水位抗滑稳定安全系数：

$$K_s' = \frac{f(\sum W-U)+c'A}{\sum P} = \frac{0.8 \times (7296.83-2048.6)+19.78 \times 700}{3795.66} = 4.75$$

Ks=4.75>3.0，满足《混凝土重力坝设计规范》SL319 – 2018 设计要求；

2) 特殊组合

计算校核洪水位抗滑稳定安全系数：

$$K_s' = \frac{f(\sum W-U)+c'A}{\sum P} = \frac{0.8 \times (7316.05-2100.41)+19.78 \times 700}{3837.06} = 4.69$$

Ks=4.69>2.5，满足《混凝土重力坝设计规范》SL319 – 2018设计要求；

计算地震情况抗滑稳定安全系数：

$$K_s' = \frac{f(\sum W-U)+c'A}{\sum P} = \frac{0.8 \times (7274.34-1910.58)+19.78 \times 700}{3842.2} = 4.72$$

Ks=4.72>2.3，满足《混凝土重力坝设计规范》SL319 – 2018 设计要求。

6.4 应力分析

以坝踵为坐标原点，坐标水平方向以向右为正，竖直方向以向下为正，弯矩以绕形心逆时针为正。根据重力坝力臂计算方法如表 6-9。

表 6-9 各荷载力臂计算方法表

相应荷载	力臂计算公式
$W_1$	$(B_{\text{坝底}}/2) - (B_{\text{坝顶}}/2)$

$W_2$	$(B_{\text{坝底}}/2) - ((B_{\text{坝底}} - B_{\text{坝顶}}) / 3 + B_{\text{坝顶}})$
$P_{H1}$	$H_{\text{上游水深}}/3$
$P_{H2}$	$H_{\text{下游水深}}/3$
$P_{v1}$	—
$P_{v2}$	$(B_{\text{坝底}}/2) - (H_{\text{下游水深}} \cdot m) / 3$
$U_1$	$(B_{\text{坝底}}/2) - (B_{\text{坝底}}/2)$
$U_2$	$(B_{\text{坝底}}/2) - (B_1/2)$
$U_3$	$(B_{\text{坝底}}/2) - (B_1 \cdot 2/3)$
$U_4$	$(B_{\text{坝底}}/2) - ((B_2/3) + B_1)$
$P_1$	$H_{\text{上游水深}} + (H_{\text{浪高}}/3)$
$P_s$	$H_{\text{泥沙}}/3$

则可计算出校核洪水位时与地震荷载情况时各个荷载所形成的力矩，绘制成表 6-10、6-11、6-12 和表 6-13。

表 6-10 正常蓄水位各荷载力矩计算值表

荷载效应		方向	计算值 (kN)	力臂 (m)	力矩 (kN•m)
自重	$W_1$	↓	3391.20	7.39	25060.97
	$W_2$	↓	3746.86	-0.04	-138.63
静水压力	$P_{H1}$	→	3444.54	-8.83	-30415.29
	$P_{H2}$	←	194.68	2.10	408.83
	$P_{v1}$	↓	0.00	0.00	0.00
	$P_{v2}$	↓	136.28	-8.42	-1147.48
	$U_1$	↑	1222.46	0.00	0.00
扬压力	$U_2$	↑	99.08	-8.89	-880.82
	$U_3$	↑	148.62	-8.56	-1272.19
	$U_4$	↑	440.42	-1.96	-863.22
浪压力	$P_1$	→	4.16	-26.61	-110.70
泥沙压力	$P_s$	→	211.15	-3.33	-703.13

表 6-11 设计洪水位各荷载力矩计算值表

荷载效应		方向	计算值 (kN)	力臂 (m)	力矩 (kN•m)
自重	$W_1$	↓	3391.20	7.39	25060.97
	$W_2$	↓	3746.86	-0.04	-138.63
静水压力	$P_{H1}$	→	3807.16	-9.29	-35368.52
	$P_{H2}$	←	226.81	2.29	519.39
	$P_{v1}$	↓	0.00	0.00	0.00
	$P_{v2}$	↓	158.77	-8.29	-1316.20
扬压力	$U_1$	↑	1331.13	0.00	0.00
	$U_2$	↑	103.30	-8.89	-918.34

	U <sub>3</sub>	↑	155.00	-8.56	-1326.80
	U <sub>4</sub>	↑	459.17	-1.96	-899.97
浪压力	P <sub>1</sub>	→	4.16	-27.97	-116.36
泥沙压力	P <sub>s</sub>	→	211.15	-3.33	-703.13

表 6-12 校核洪水位各荷载力矩计算值表

荷载效应		方向	计算值 (kN)	力臂 (m)	力矩 (kN•m)
自重	W <sub>1</sub>	↓	3391.20	7.39	25060.97
	W <sub>2</sub>	↓	3746.86	-0.04	-138.63
静水压力	P <sub>H1</sub>	→	3878.55	-9.37	-36342.01
	P <sub>H2</sub>	←	254.28	2.34	595.02
	P <sub>v1</sub>	↓	0.00	0.00	0.00
	P <sub>v2</sub>	↓	177.99	-8.25	-1468.77
	U <sub>1</sub>	↑	1381.58	0.00	0.00
扬压力	U <sub>2</sub>	↑	103.50	-8.89	-920.12
	U <sub>3</sub>	↑	155.29	-8.56	-1329.28
	U <sub>4</sub>	↑	460.04	-1.96	-901.68
	P <sub>1</sub>	→	1.64	-28.19	-46.22
泥沙压力	P <sub>s</sub>	→	211.15	-3.33	-703.13

表 6-13 地震荷载下各荷载力矩计算值表

荷载效应		方向	计算值 (kN)	力臂 (m)	力矩 (kN•m)
自重	W <sub>1</sub>	↓	3391.20	7.39	25060.97
	W <sub>2</sub>	↓	3746.86	-0.04	-138.63
静水压力	P <sub>H1</sub>	→	3444.54	-8.83	-30415.29
	P <sub>H2</sub>	←	194.68	2.10	408.83
	P <sub>v1</sub>	↓	0.00	0.00	0.00
	P <sub>v2</sub>	↓	136.28	-8.42	-1147.48
	U <sub>1</sub>	↑	1222.46	0.00	0.00
扬压力	U <sub>2</sub>	↑	99.08	-8.89	-880.82
	U <sub>3</sub>	↑	148.62	-8.56	-1272.19
	U <sub>4</sub>	↑	440.42	-1.96	-863.22
	P <sub>1</sub>	→	4.16	-26.61	-110.70
泥沙压力	P <sub>s</sub>	→	211.15	-3.33	-703.13
地震惯性力	F <sub>i</sub>	→	249.72	—	-3353.72
地震动水压力	P <sub>0</sub>	→	127.31	—	-1654.98

假定  $\sigma_y$  按直线分布，可按偏心受压公式计算上下游边缘应力：

$$\sigma_{yu} = \frac{\sum W}{B} + \frac{6 \sum M}{B^2} \quad (6-9)$$

$$\sigma_{yd} = \frac{\sum W}{B} - \frac{6 \sum M}{B^2} \quad (6-10)$$

式中:

$\sigma_{yu}$ ,  $\sigma_{yd}$ ——为上下游垂直正应力, (kPa);

$\sum W$ ——作用于计算截面的全部荷载的铅直分力的总和, (kN);

$\sum M$ ——作用于计算截面的全部荷载对截面形心轴的力矩, (kN·m);

$B$ ——计算截面的长度, (m)。

#### (1) 正常蓄水位

计算上游面垂直正应力:

$$\sigma_{yu} = \frac{\sum W}{B} + \frac{6 \sum M}{B^2} = \frac{5363.76}{19.78} + \frac{6 \times -10061.66}{19.78^2} = 116.87 \text{ kPa}$$

计算下游面垂直正应力:

$$\sigma_{yd} = \frac{\sum W}{B} - \frac{6 \sum M}{B^2} = \frac{5363.76}{19.78} - \frac{6 \times -10061.66}{19.78^2} = 425.47 \text{ kPa}$$

计算上游面水平压力:

$$P_u = \gamma_w H_1 + \gamma_{\text{沙}} h_{\text{沙}} \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{18^\circ}{2} \right) = 9.81 \times 26.5 + 8 \times 10 \times \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{18^\circ}{2} \right) = 302.19 \text{ kPa}$$

计算下游面水平压力:

$$P_d = \gamma_w H_2 = 9.81 \times 6.3 = 61.80 \text{ kPa}$$

计算上游面扬压力:

$$P_{uu} = \gamma_w H_1 = 9.81 \times 26.5 = 259.97 \text{ kPa}$$

计算下游面扬压力:

$$P_{ud} = \gamma_w H_2 = 9.81 \times 7.02 = 61.80 \text{ kPa}$$

计算上游边缘主应力:

$$\sigma_{1u} = (1+n^2)\sigma_{yu} - n^2(P_u - P_{uu}) = (1+0) \times 116.87 - 0 = 116.87 \text{ kPa}$$

计算下游边缘主应力:

$$\sigma_{1d} = (1+m^2)\sigma_{yd} - m^2(P_d - P_{ud}) = (1+0.7^2) \times 425.47 - 0.7^2 \times 0 = 633.95 \text{ kPa}$$

计算上游坝面剪应力:

$$\tau_u = (P_u - P_{uu} - \sigma_{yu})n = 0 \text{ kPa}$$

计算下游坝面剪应力:

$$\tau_d = (\sigma_{yd} - P_d + P_{ud})m = (425.47 - 61.80 + 61.80) \times 0.7 = 297.83 \text{ kPa}$$

计算上游坝面水平正应力:

$$\sigma_{xu} = (P_u - P_{uu}) - (P_u - P_{uu} - \sigma_{yu})n^2 = 42.22 \text{ kPa}$$

计算下游坝面水平正应力:

$$\sigma_{xd} = (P_d - P_{ud}) + (\sigma_{yd} - P_d + P_{ud})m^2 = (425.47 - 61.80 + 61.80) \times 0.7^2 = 208.48 \text{ kPa}$$

根据所选择的 C15 混凝土抗压强度标准值, 以上计算结果均满足《混凝土重力坝设计规范》SL319—2018 要求:

$$\sigma_{yu} > 0$$

$$-100 \text{ kPa} < \sigma_{yd} < 12 \text{ MPa}$$

## (2) 设计洪水位

计算上游面垂直正应力:

$$\sigma_{yu} = \frac{\sum W}{B} + \frac{6 \sum M}{B^2} = \frac{5248.23}{19.78} + \frac{6 \times -15207.59}{19.78^2} = 32.11 \text{ kPa}$$

计算下游面垂直正应力:

$$\sigma_{yd} = \frac{\sum W}{B} - \frac{6 \sum M}{B^2} = \frac{5248.23}{19.78} - \frac{6 \times -15207.59}{19.78^2} = 498.55 \text{ kPa}$$

计算上游面水平压力:

$$P_u = \gamma_w H_1 + \gamma_{\text{沙}} h_{\text{沙}} \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{18^\circ}{2} \right) = 9.81 \times 28.12 + 8 \times 10 \times \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{18^\circ}{2} \right) = 315.54 \text{ kPa}$$

计算下游面水平压力:

$$P_d = \gamma_w H_2 = 9.81 \times 6.86 = 67.30 \text{ kPa}$$

计算上游面扬压力:

$$P_{uu} = \gamma_w H_1 = 9.81 \times 27.86 = 273.31 \text{ kPa}$$

计算下游面扬压力:

$$P_{ud}=\gamma_w H_2=9.81\times 7.02=67.30\text{kPa}$$

计算上游边缘主应力:

$$\sigma_{1u}=(1+n^2)\sigma_{yu}-n^2(P_u-P_{uu})=(1+0)\times 32.11-0=32.11\text{kPa}$$

计算下游边缘主应力:

$$\sigma_{1d}=(1+m^2)\sigma_{yd}-m^2(P_d-P_{ud})=(1+0.7^2)\times 498.55-0.7^2\times 0=742.84\text{kPa}$$

计算上游坝面剪应力:

$$\tau_u=(P_u-P_{uu}-\sigma_{yu})n=0\text{kPa}$$

计算下游坝面剪应力:

$$\tau_d=(\sigma_{yd}-P_d+P_{ud})m=(498.55-67.30+67.30)\times 0.7=348.99\text{kPa}$$

计算上游坝面水平正应力:

$$\sigma_{xu}=(P_u-P_{uu})-(P_u-P_{uu}-\sigma_{yu})n^2=42.23\text{kPa}$$

计算下游坝面水平正应力:

$$\sigma_{xd}=(P_d-P_{ud})+(\sigma_{yd}-P_d+P_{ud})m^2=(498.55-67.30+67.30)\times 0.7^2=244.29\text{kPa}$$

根据所选择的 C15 混凝土抗压强度标准值, 以上计算结果均满足《混凝土重力坝设计规范》SL319—2018 要求:

$$\sigma_{yu}>0$$

$$-100\text{kPa}<\sigma_{yd}<12\text{MPa}$$

### (3) 校核洪水位

计算上游面垂直正应力:

$$\sigma_{yu}=\frac{\sum W}{B}+\frac{6\sum M}{B^2}=\frac{5215.64}{19.78}+\frac{6\times -16193.87}{19.78^2}=15.34\text{kPa}$$

计算下游面垂直正应力:

$$\sigma_{yd}=\frac{\sum W}{B}-\frac{6\sum M}{B^2}=\frac{5215.64}{19.78}-\frac{6\times -16193.87}{19.78^2}=512.02\text{kPa}$$

计算上游面水平压力:

$$P_u = \gamma_w H_1 + \gamma_{\text{沙}} h_{\text{沙}} \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{18^\circ}{2} \right) = 9.81 \times 28.12 + 8 \times 10 \times \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{18^\circ}{2} \right) = 318.09 \text{ kPa}$$

计算下游面水平压力:

$$P_d = \gamma_w H_2 = 9.81 \times 7.02 = 68.87 \text{ kPa}$$

计算上游面扬压力:

$$P_{uu} = \gamma_w H_1 = 9.81 \times 28.12 = 275.86 \text{ kPa}$$

计算下游面扬压力:

$$P_{ud} = \gamma_w H_2 = 9.81 \times 7.02 = 68.87 \text{ kPa}$$

计算上游边缘主应力:

$$\sigma_{1u} = (1+n^2)\sigma_{yu} - n^2(P_u - P_{uu}) = (1+0) \times 15.34 - 0 = 15.34 \text{ kPa}$$

计算下游边缘主应力:

$$\sigma_{1d} = (1+m^2)\sigma_{yd} - m^2(P_d - P_{ud}) = (1+0.7^2) \times 512.02 - 0.7^2 \times 0 = 762.91 \text{ kPa}$$

计算上游坝面剪应力:

$$\tau_u = (P_u - P_{uu} - \sigma_{yu})n = 0 \text{ kPa}$$

计算下游坝面剪应力:

$$\tau_d = (\sigma_{yd} - P_d + P_{ud})m = (512.02 - 68.87 + 68.87) \times 0.7 = 358.41 \text{ kPa}$$

计算上游坝面水平正应力:

$$\sigma_{xu} = (P_u - P_{uu}) - (P_u - P_{uu} - \sigma_{yu})n^2 = 42.23 \text{ kPa}$$

计算下游坝面水平正应力:

$$\sigma_{xd} = (P_d - P_{ud}) + (\sigma_{yd} - P_d + P_{ud})m^2 = (502.57 - 68.87 + 68.87) \times 0.7^2 = 250.89 \text{ kPa}$$

根据所选择的 C15 混凝土抗压强度标准值, 以上计算结果均满足《混凝土重力坝设计规范》SL319—2018 要求:

$$\sigma_{yu} > 0$$



$$-100\text{kPa} < \sigma_{yd} < 12\text{MPa}$$

(4) 地震荷载情况

计算上游面垂直正应力:

$$\sigma_{yu} = \frac{\sum W}{B} + \frac{6 \sum M}{B^2} = \frac{5363.76}{19.78} + \frac{6 \times -10438.69}{19.78^2} = 111.09\text{kPa}$$

计算下游面垂直正应力:

$$\sigma_{yd} = \frac{\sum W}{B} - \frac{6 \sum M}{B^2} = \frac{5363.76}{19.78} - \frac{6 \times -10438.69}{19.78^2} = 431.25\text{kPa}$$

计算上游面水平压力:

$$P_u = \gamma_w H_1 + \gamma_{\text{沙}} h_{\text{沙}} \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{18^\circ}{2} \right) = 9.81 \times 26.5 + 8 \times 10 \times \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{18^\circ}{2} \right) = 302.19\text{kPa}$$

计算下游面水平压力:

$$P_d = \gamma_w H_2 = 9.81 \times 6.3 = 61.80\text{kPa}$$

计算上游面扬压力:

$$P_{uu} = \gamma_w H_1 = 9.81 \times 26.5 = 259.97\text{kPa}$$

计算下游面扬压力:

$$P_{ud} = \gamma_w H_2 = 9.81 \times 6.3 = 61.80\text{kPa}$$

计算上游边缘主应力:

$$\sigma_{1u} = (1+n^2)\sigma_{yu} - n^2(P_u - P_{uu}) = (1+0) \times 111.09 - 0 = 111.09\text{kPa}$$

计算下游边缘主应力:

$$\sigma_{1d} = (1+m^2)\sigma_{yd} - m^2(P_d - P_{ud}) = (1+0.7^2) \times 431.25 - 0.7^2 \times 0 = 642.56\text{kPa}$$

计算上游坝面剪应力:

$$\tau_u = (P_u - P_{uu} - \sigma_{yu})n = 0\text{kPa}$$

计算下游坝面剪应力:

$$\tau_d = (\sigma_{yd} - P_d + P_{ud})m = (431.25 - 61.80 + 61.80) \times 0.7 = 301.88\text{kPa}$$

计算上游坝面水平正应力:

$$\sigma_{xu}=(P_u-P_{uu})-(P_u-P_{uu}-\sigma_{yu})n^2=42.22\text{kPa}$$

计算下游坝面水平正应力:

$$\sigma_{xd}=(P_d-P_{ud})+(\sigma_{yd}-P_d+P_{ud})m^2=(494.94-61.80+61.80)\times 0.7^2=211.31\text{kPa}$$

根据所选择的 C15 混凝土抗压强度标准值, 以上计算结果均满足《混凝土重力坝设计规范》SL319—2018 要求:

$$\sigma_{yu}>0$$

$$-100\text{kPa}<\sigma_{yd}<12\text{MPa}$$

## 7 细部构造

本设计重力坝坝顶高程 697.76m，坝轴线长度为 126m，其中左岸非溢流坝段长 54m，右岸非溢流坝段长 54m，中间溢流坝段长 18m。

### 7.1 横缝

#### 7.1.1 横缝设置

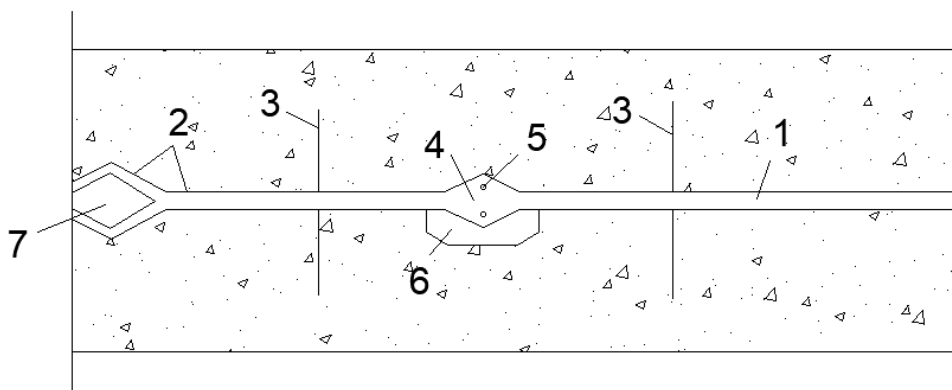
横缝垂直于坝线，其作用是减小坝的轴向温度应力并适应地基的不均匀变形。为了防止季节性温度变化引起的膨胀和收缩以及地基不均匀沉降引起的裂缝，沿坝轴线应设有一定间隔。永久横缝隔一定距离进行设置，横缝垂直于坝体轴线，坝体分为独立的坝段，以减小温度应力，适应地基不均匀变形，满足施工要求<sup>[14]</sup>。

大坝共设置 6 道横缝，7 个坝段，每个坝段均为 18m，分别为左岸 1~3 号非溢流坝段坝段，中间 4 号溢流坝段，右岸 5~7 非溢流坝段。

#### 7.1.2 横缝构造

大坝横缝上游侧设一道紫铜止水片，紫铜止水片距上游坝面 0.4m，紫铜片厚度 1.0mm，缝内填塞闭孔泡沫板，板厚 2cm。止水片埋入坝基基岩止水槽内，底部嵌入坝基岩石 0.5m，止水槽采用微膨胀混凝土回填。

在坝体廊道跨横缝处设橡胶止水带一周，防止坝体廊道横缝处渗水，缝内填塞闭孔泡沫板。大坝横缝下游最高水位以下沿下游坝面相应布设一道紫铜片止水，紫铜片厚度 1.0mm。中间设方形沥青井，井内加热设备采用电加热，井内埋入钢筋，以绝缘体固定，在井底设置排出老化沥青的管道，以便重填新料。横缝构造如图 7-1。



1-横缝；2-横缝填充物；3-止水片；4-沥青井；5-加热电极；6-预制块；7-钢筋混凝土塞

图 7-1 横缝构造图

## 7.2 防渗与排水系统

为了消除坝体的渗漏并降低坝体中的渗流压力，在坝体灌浆通道的顶部和上游的防渗透层的后面安装一排垂直排水管。排水管为直径 150mm 的无沙混凝土排水管，排水管顶部通至正常蓄水位高程，排水管间距 2m。坝体的渗漏通过廊道排水沟，最后汇聚到下部集水井。

## 7.3 廊道系统

为了满足灌浆、排水、观测、检查和交通等的要求，有必要在坝体内设置各种不同用途的廊道，这些廊道相互连接以形成廊道系统。

溢流坝段和左、右岸非溢流坝段坝踵部位均布置灌浆排水廊道，河床段灌浆廊道底高程 673.70m，左右岸坡廊道出口高程均为 684.50m，廊道坡度均为 1:1。廊道上游壁距坝体上游面 3.0m。

在廊道内设置排水沟，靠近上游设置集水井，收集坝基和坝体的渗水，下游侧设置排水孔和扬压力观测孔。

廊道采用城门洞形式，廊道壁采用厚 50cm 厚的 C20 钢筋混凝土浇筑，净宽 2.5m，净高 3.5m。廊道上下游侧设置尺寸为 30cm × 30cm（宽 × 高）的纵向排水沟，上游排水

沟通过与坝体排水孔相连来收集坝体渗水，下游排水沟通过与基础排水孔相接，收集基础渗水，再经过排水管自流排至坝体外。

廊道布置图如图 7-2 和图 7-3。

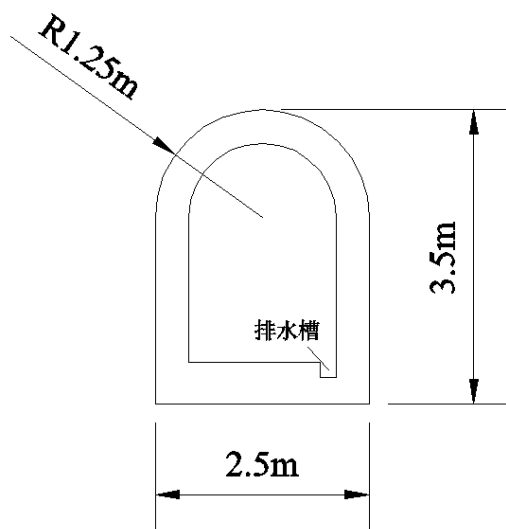


图 7-2 廊道剖面图

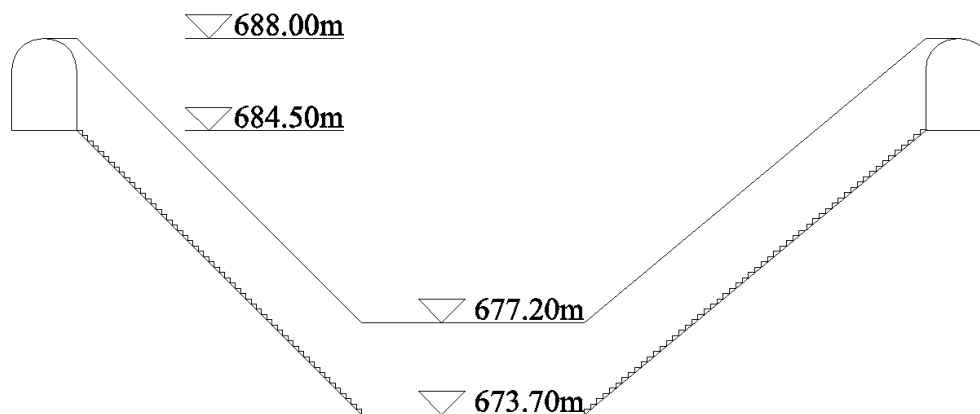


图 7-3 廊道布置图

#### 7.4 坝顶构造

大坝坝顶高程 697.76m，坝顶轴线长 126.0m，左右非溢流坝段坝顶宽为 5.0m，坝顶路面从中间向两侧倾斜坡度为 2%，路面积水从上游坝顶流入库内。在坝顶的上游和下游安装了 1.2m 的混凝土栏杆。连接左右岸的路面高程为 698.50m，路面宽 5.0m。坝顶构造

如图 7-4。

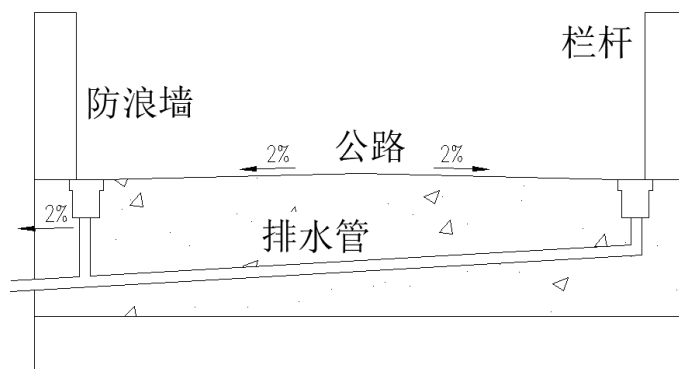
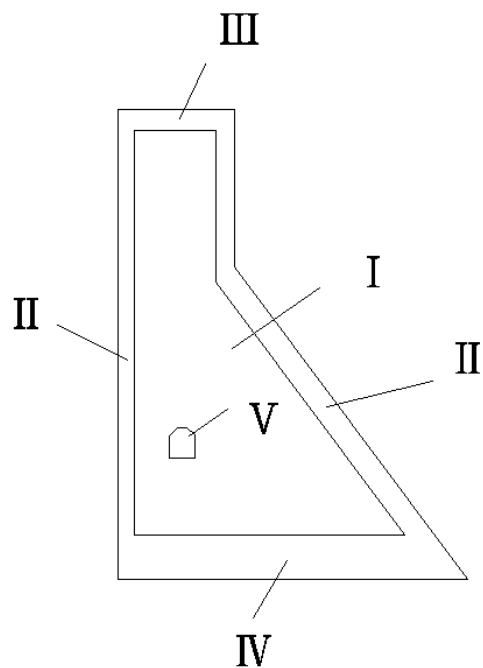


图 7-4 坝顶布置图

### 7.5 坝体材料分区

由于大坝各部位混凝土受力状况不同，所处外界环境不同，大坝混凝土材料需按不同部位和不同的工作条件，按照混凝土强度、抗冲刷、抗渗、防冻、抵抗侵蚀、抗裂和低热等性能分成不同的区域，同时，结合本设计规模，材料分区宜尽量简化，坝体材料及分区如下：

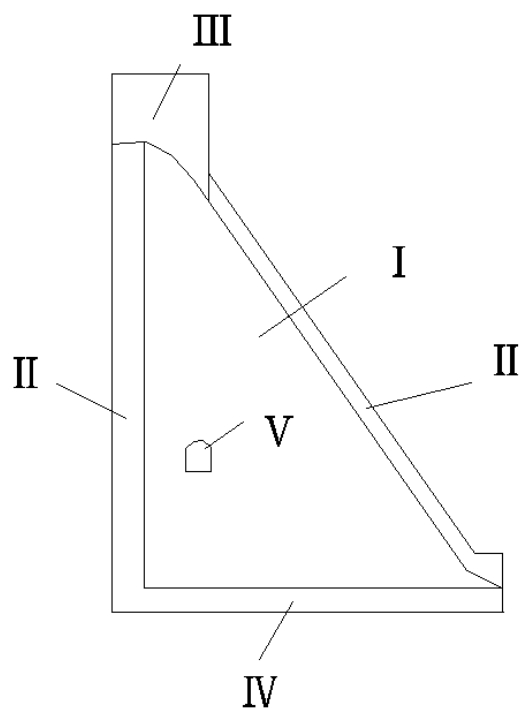
非溢流坝段坝体迎水面采用耐磨蚀 C25 钢筋混凝土。基础采用 C15 混凝土垫层；坝顶 C25 混凝土路面；坝身为 C15 埋石混凝土；廊道采用 C20 钢筋混凝土。非溢流坝段分区如图 7-5。



I 区坝体C15混凝土；II 区坝面  
C25混凝土；III区坝顶混凝土；IV  
区坝基混凝土；V 区廊道混凝土

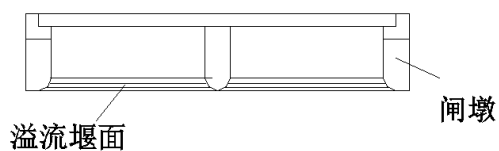
图 7-5 非溢流坝段混凝土分区图

溢流坝段迎水面、垫层及坝身混凝土分区与非溢流坝段相同，溢流堰面为C30 钢筋混凝土；溢流坝闸墩采用 C25 钢筋混凝土，两侧导墙为 C25 混凝土；溢流坝坝体混凝土材料及分区见图 7－6 和图 7-7。



I 区坝体C15混凝土；II 区坝面  
C25混凝土；III区坝顶混凝土；IV  
区坝基混凝土；V 区廊道混凝土

图 7-6 溢流坝段剖面混凝土材料分区图



溢流堰面采用C30混凝土；  
闸墩采用C25混凝土

图 7-7 溢流堰面和闸墩混凝土材料图

为增加坝体不同部位材料的衔接，提高坝体各部位材料的整体性，大坝上游迎水面混凝土与坝体混凝土间、溢流面混凝土与坝体混凝土间接触面均设连接筋，锚筋。



## 8 地基处理

### 8.1 坝基开挖及处理

坝址区地层岩性主要为长石石英砂岩、长石砂岩及右岸呈透镜体状的页岩夹层，为强风化岩层。本设计坝高为 28.26m，所以可以建在弱风化中部基岩上，需要对坝基进行处理，应部分清除强风化岩层，并对剩余岩层进行工程措施处理，使其满足抗滑稳定要求及承载力要求，同时为了提高坝基岩体的抗风化能力、抗冲刷能力以及完整性和均一性，应对坝基基岩进行固结灌浆<sup>[15]</sup>。

在开挖过程中，如果出现风化破碎带，需要对其进行回填混凝土并结合固结灌浆进行处理，同时在开挖过程中，不宜采用爆破，开挖至坝基面高程附近时，需预留保护层。对开挖过程的临时边坡需进行临时防护处理，必要时可增加挡墙，永久性边坡可进行喷锚支护。

### 8.2 帷幕灌浆与固结灌浆

固结灌浆的目的是：提高基岩的整体性和强度，降低地基的透水性。固结灌浆孔布置在应力较大的上下游部位，局部裂隙产生部位。为保证坝基稳定，应清除岩石软弱面夹泥岩屑，炭质层回填混凝土，并进行固结灌浆，后井柱加固阻滑。

帷幕灌浆的目的是降低坝基渗流压力，防止坝基内产生管涌，减少坝基渗流量。防渗帷幕靠近上游面坝轴线附近设置一排，伸入至相对隔水层以下 3m，防渗帷幕往两岸延伸至正常蓄水位与两岸相对隔水层相交处。相应防渗帷幕深度：左岸 25m，河床部位 17m，右岸 25.5m~31.0m。左岸坝肩帷幕防渗向左侧延伸 44m，右岸坝肩防渗帷幕线向右侧延伸 86m。

### 8.3 坝基排水

为了进一步减小坝底面的扬压力，应在防渗帷幕的后面设置排水孔幕。坝基底部排水孔幕与防渗帷幕下游面的距离，在坝基面处不宜小于 2m。排水孔幕略向下游倾斜，与帷幕成 15° 夹角，排水孔间距 2m，管径 150mm。



## 结论

将本设计计算所获得的相关数据与参考规范进行对比,所有主数据均符合要求,证明此设计结果合理,设计过程所使用规范包括《水利水电工程等级划分及洪水标准》(SL253-2017);《水利水电工程设计洪水计算规范》(SL44-2006);《混凝土重力坝设计规范》(SL319-2018);《水工建筑物荷载设计规范》(SL744-2016);《水工混凝土结构设计规范》(SL191-2008);《水电工程水工建筑物抗震设计规范》(NB35047-2015);《混凝土坝安全监测技术规范》(SL601-2013)等。根据本设计得到死水位为 686.2m,死库容为  $14 \times 10^4 \text{m}^3$ ;防洪限制水位为 696m,对应库容为  $144 \times 10^4 \text{m}^3$ ;校核洪水位为 697.62m,对应库容为  $188.2 \times 10^4 \text{m}^3$ 。非溢流坝顶高程为 697.76m,坝体底宽 19.78m。稳定分析和应力计算都满足要求。坝体泄流消能方式采用挑流消能方式。设计坝体在满足相关规范的前提下,能达到预期的蓄水、供水等功能,在设计年限内能正常平稳运行。

## 参考文献

- [1] 陈雷. 关于水利发展与改革若干问题的思考[J]. 中国水利, 2007(22): 1-14.
- [2] 中华人民共和国水利部. 水利水电工程等级划分及洪水标准SL252-2017[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2017.
- [3] 郭渠, 陈佳, 李瑞, 等. 重庆地区短历时强降水气候特征[J]. 干旱气象, 2018, 36(06): 52-61.
- [4] 四川省水利电力局水文总站. 四川省水文手册[M]. 1979.
- [5] 栗俊江. 重庆地区环境影响评估中水文地质勘察研究[J]. 科协论坛: 下半月, 2012(03): 144-145.
- [6] Hunt, Allen Gerhard, Markus Egli, and Boris Faybishenko(eds.). Hydrogeology, Chemical Weathering, and Soil Formation[M]. Wiley, 2020.
- [7] 曹彭强. 渗流和不良地质条件对江河岸坡稳定性的影响[J]. 水运工程, 2020, (004): 104-108.
- [8] 吴业辉. 关于农田水利工程灌溉规划设计的分析[J]. 农村经济与科技, 2019, 030(012): 43-44.
- [9] 四川省水利电力厅. 四川省中小流域暴雨洪水计算手册[S]. 1984.
- [10] 中华人民共和国水利部. 混凝土重力坝设计规范SL319-2018[S]. 北京: 中国水利水电出版社. 2018.
- [11] 张志昌, 郝铭, 李星南. WES溢流坝水面线的简化计算[J]. 应用力学学报, 2020, 163(03): 407-415+495.
- [12] 卢显科. 混凝土重力坝抗剪与抗剪断两种抗滑稳定计算方法安全性研究[J]. 低碳世界, 2020, 209(11): 118-119.
- [13] 中华人民共和国水利部. 水工建筑物荷载计算规范SL744-2016[S]. 北京: 中国水利水电出版社. 2016.
- [14] 王立, 胡雨新, 肖承京, 等. 重力坝溢流坝段边墩横缝漏水成因检查与分析[J]. 中国建筑防水, 2019, (004): 46-49+52.
- [15] Liang H , Guo S , Tian Y , et al. Probabilistic Seismic Analysis of the Deep Sliding Stability of a Concrete Gravity Dam-Foundation System[J]. Advances in Civil Engineering, 2020, 2020(2): 1-10.

## 致谢

时光匆匆如流水，转眼便是大学毕业时节，春梦秋云，聚散真容易。离校日期已日趋临近，毕业论文的完成也随之进入了尾声。从开始进入课题到论文的顺利完成，都离不开老师、同学、朋友给我热情的帮忙，在此，我真诚的向尊敬的老师们和母校表达我深深的谢意。

首先需要感谢的便是我的导师刘星老师，从选题到论文的结构安排，从收集资料到计算数据，刘星老师都给了我悉心的指导和热情的帮助。正如古人云“授人以鱼不如授人以渔”，论文的书写更重要的是将其中的方法学会，在刘星老师的教导下，我不仅仅是完成了这篇论文，更是将论文中所运用的方法融会贯通，为将来的学习和工作打下了更坚实的基础，让我对专业的认识更加深刻。

其次我要感谢水利水电学院的各位老师，四年的时光，老师们认真负责的态度、不断钻研的精神和严谨的教学风格，让我学到的不仅仅是专业知识，更有做人的道理。春秋四载，如茫茫大海中的几片浪花，老师们却如灯塔，照亮远方，指引方向。

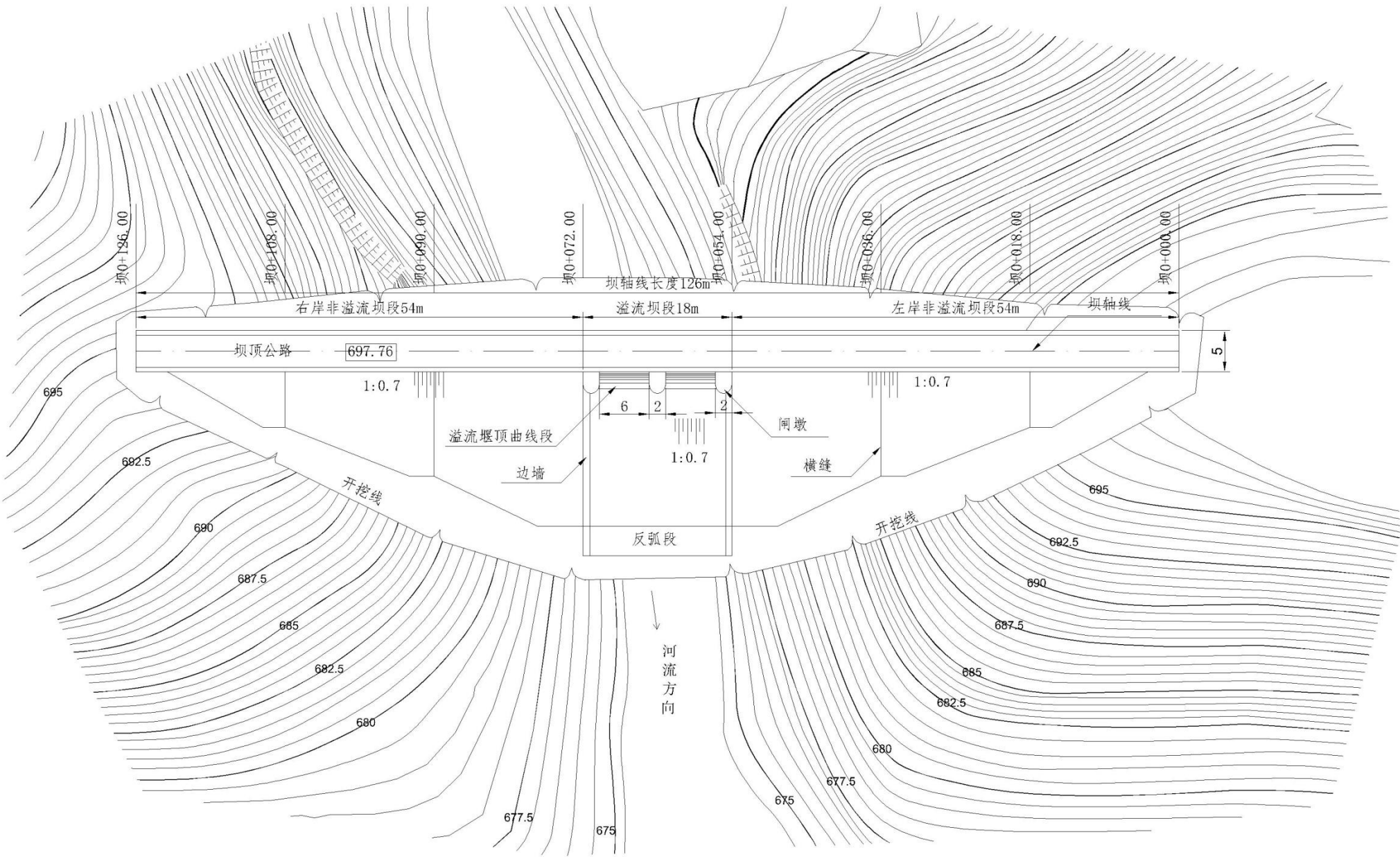
然后我要感谢的是相伴四年的同学，有大家的陪伴，这一路走来更多了几分欢乐，大家对我的关怀和帮助，让独自离开家乡的我不至于孤单，望友谊长存，青春时光，不负韶华。

最后，感谢不断努力的自己，大学时光暂告段落，求知的道路还在继续，人生的车轮还未停止，大学四年很短，不过白驹过隙，但其中所学，足以终身受用，感谢每一位默默帮助的人。

附图一



平面布置图1:500

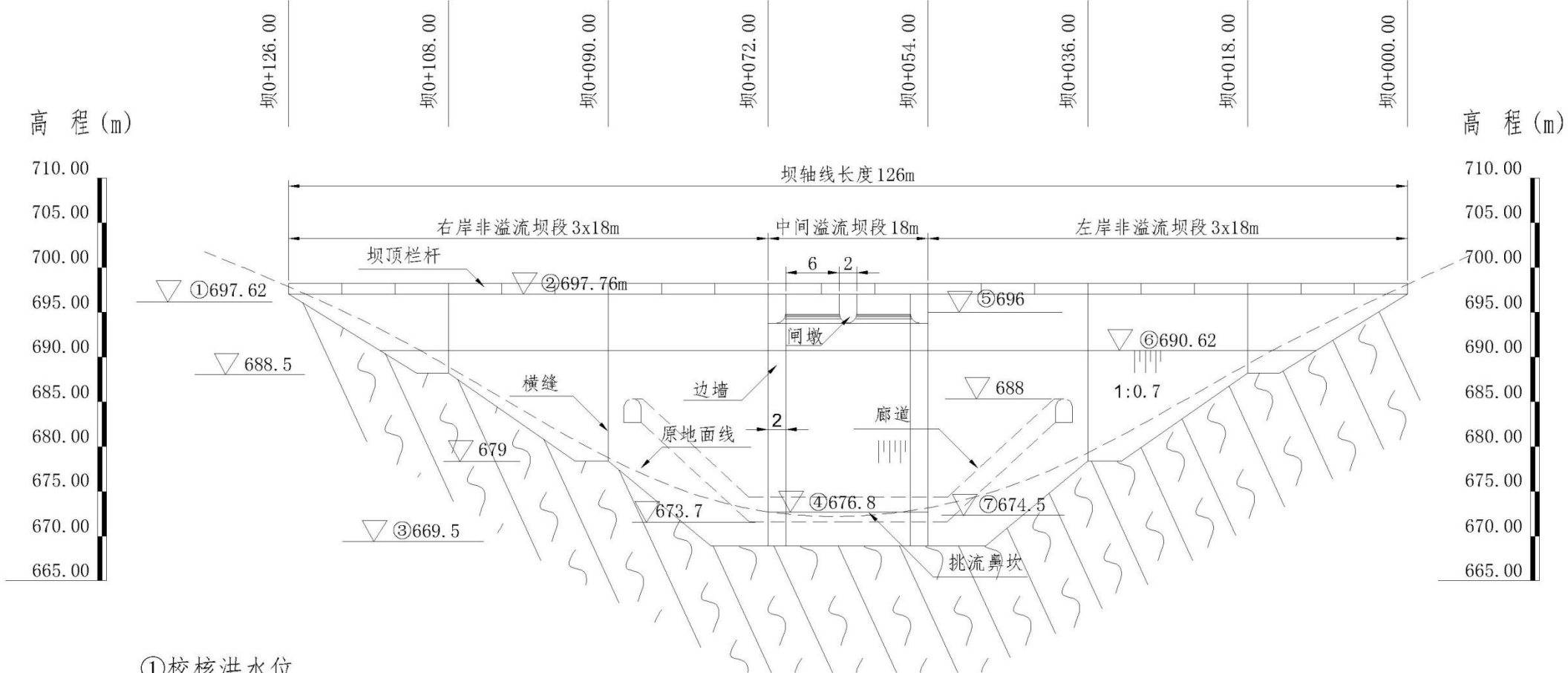


- 说明：
- 1、图中尺寸单位桩号、高程以米计，其余尺寸以毫米计。
  - 2、图中高程均采用黄海高程系统

毕业设计单位	水利水电学院			专业	水利水电工程
图名	平面布置图				
班级	水电2班	姓名	邱夕伟	学号	201703160
指导老师	刘星	图纸编号	1/4	设计日期	2021.05.02

附图二

下游立视图1:500

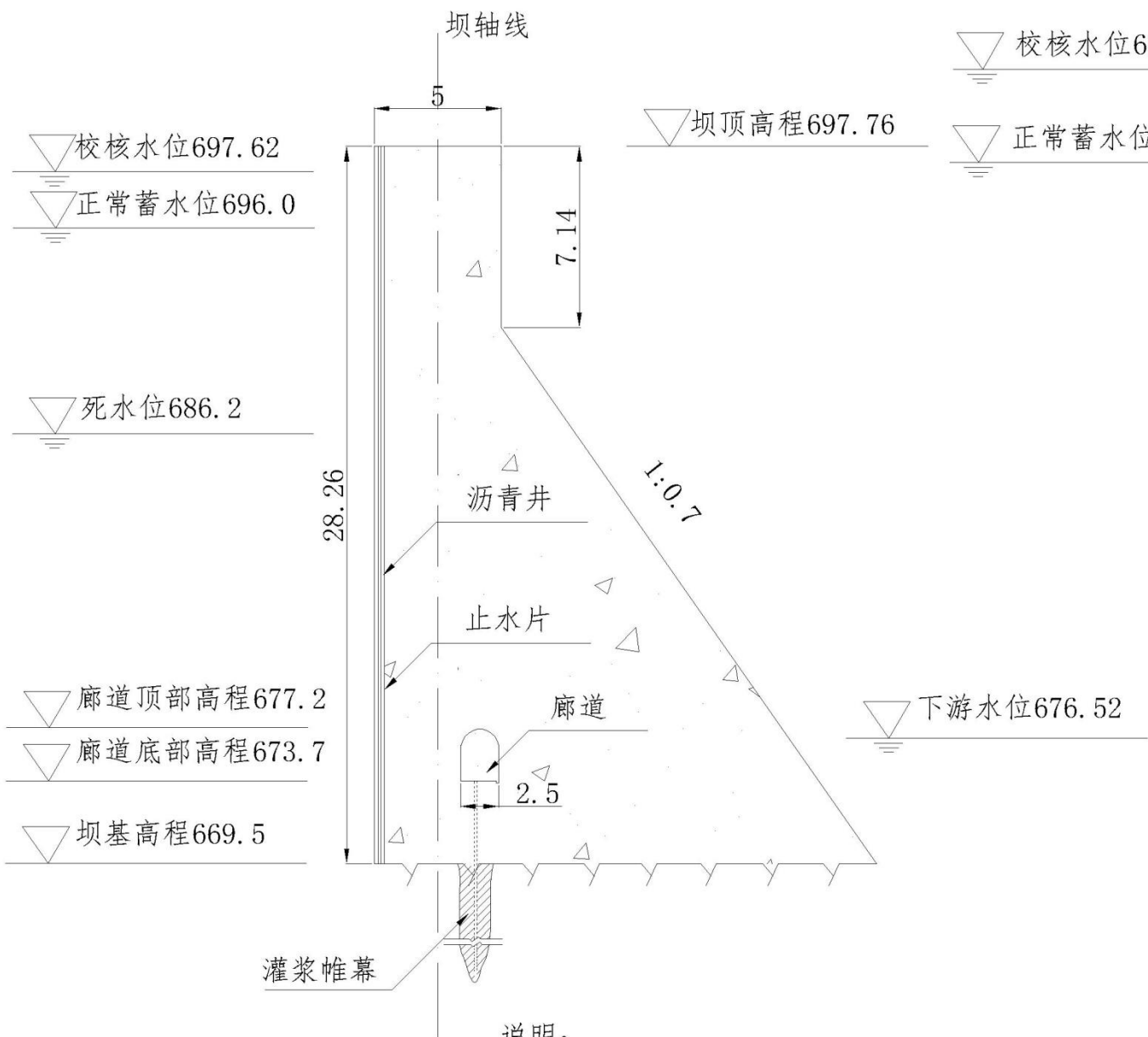


- ①校核洪水位
- ②坝顶高程
- ③坝基高程
- ④鼻坎高程
- ⑤堰顶高程
- ⑥非溢流坝坡折点高程
- ⑦原地面线底部高程

说明：  
1、图中尺寸单位桩号、高程以米计，其余尺寸以毫米计。  
2、图中高程均采用黄海高程系统

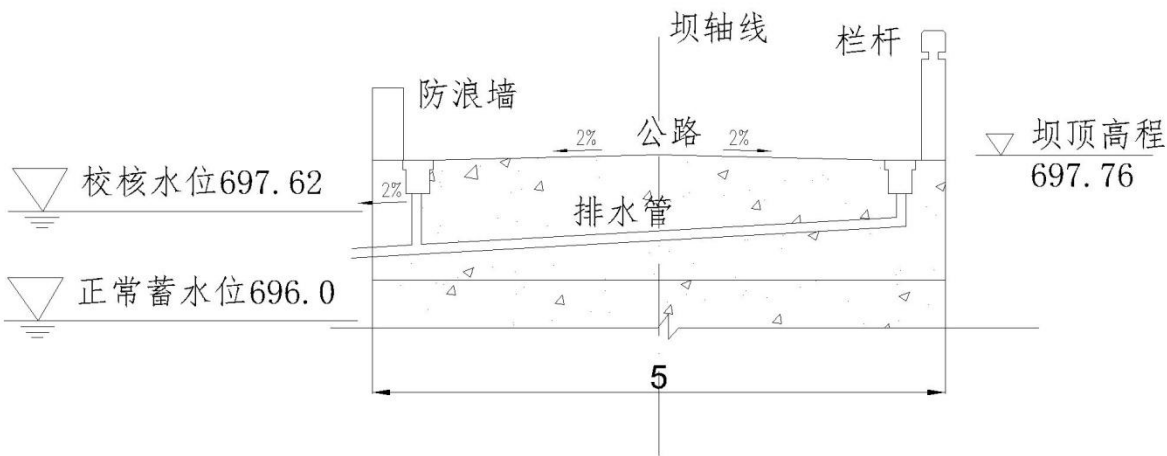
毕业设计单位	水利水电学院			专业	水利水电工程
图名	下游面立视图				
班级	水电2班	姓名	邱夕伟	学号	201703160
指导老师	刘星	图纸编号	2/4	设计日期	2021.05.02

非溢流坝剖面图1:200

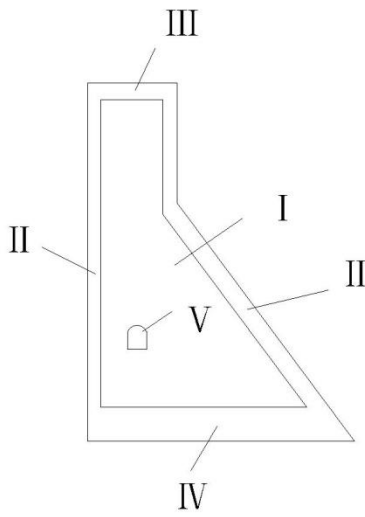


说明：  
1、图中尺寸单位桩号、高程以米计，其余尺寸以毫米计。  
2、图中高程均采用黄海高程系统

非溢流坝坝顶布置图1:50



非溢流坝材料分区图



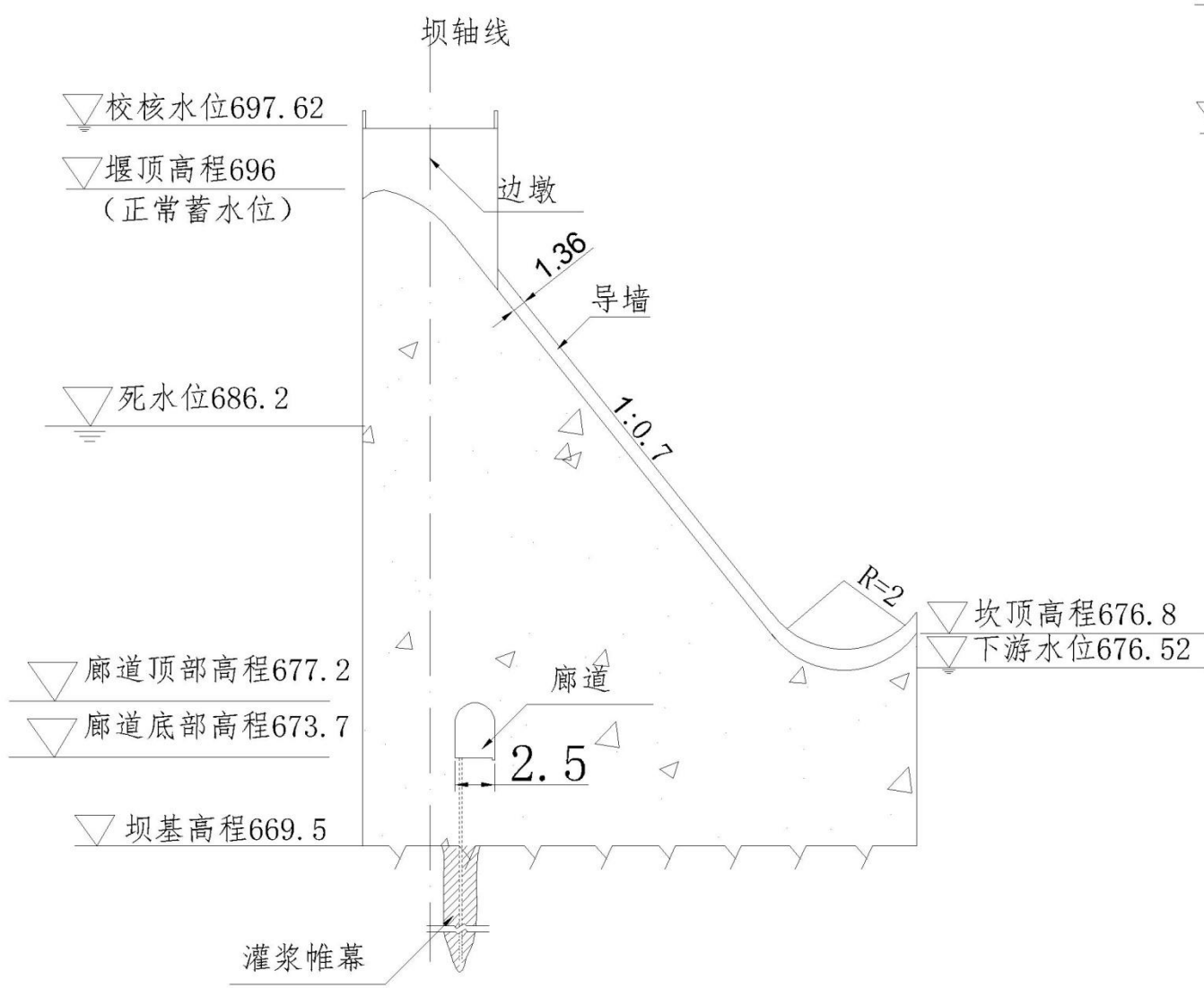
I 区坝体C15混凝土；II 区坝面C25混凝土；III区坝顶C25混凝土；IV区坝基C15混凝土；V 区廊道C20混凝土

毕业设计单位	水利水电学院		专业	水利水电工程	
图名	非溢流坝段剖面图				
班级	水电2班	姓名	邱夕伟	学号	201703160
指导老师	刘星	图纸编号	3/4	设计日期	2021. 05. 02



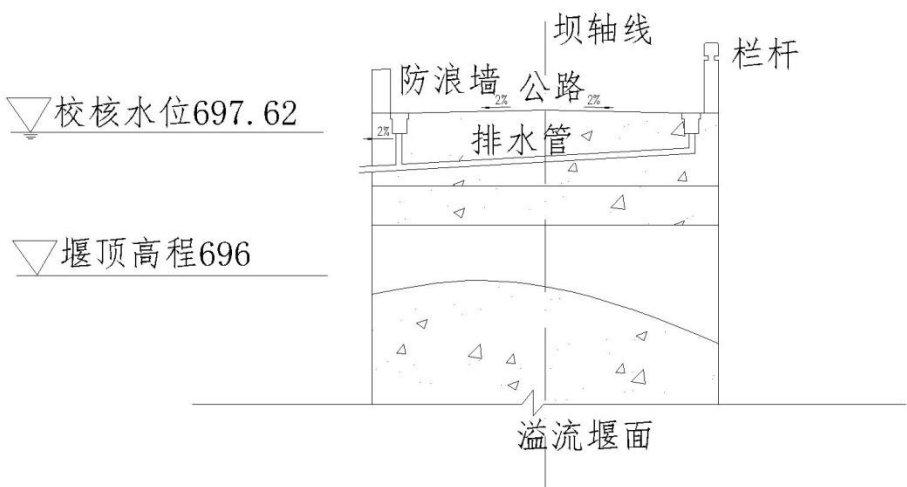
附图四

溢流坝剖面图1:200

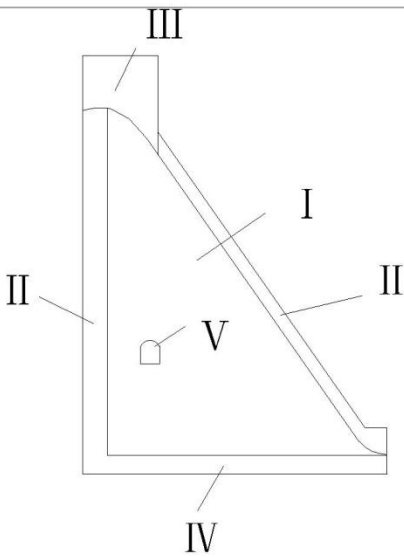


说明：  
1、图中尺寸单位桩号、高程以米计，其余尺寸以毫米计。  
2、图中高程均采用黄海高程系统

溢流坝坝顶布置图1:100



溢流坝材料分区图



I 区坝体C15混凝土；II 区坝面C25混凝土；III 区坝顶C25混凝土；IV 区坝基C15混凝土；V 区廊道C20混凝土

毕业设计单位	水利水电学院		专业	水利水电工程	
图名	溢流坝段剖面图				
班级	水电2班	姓名	邱夕伟	学号	201703160
指导老师	刘星	图纸编号	4/4	设计日期	2021.05.02