

# 最新农田水利工程规划 设计手册

主编 李代鑫

中国水利水电出版社

## 最新农田水利工程规划设计手册

---

主 编：李代鑫

出版发行：中国水利水电出版社

出版时间：2006年3月

---

开 本：1/16

印 张：106

字 数：2390千字

版 次：2006年3月第1版 2006年3月第1次印刷

---

版 号：ISBN 7-5084-3458-9

定 价：1083.00元（全四卷+1CD）

---

# 《最新农田水利工程规划 设计手册》

## 编 委 会

主 编 :李代鑫

副主编 :刘润堂 姜开鹏 顾宇平

编委会 :王永广 吴继平 曲光华 祁 强

闫振东 任齐力 陆路宽 李新武

张国文 杨 威 郑 凯 程锦红

陈晓畅 高 参 贾金宪 范 兵

# 前 言

我国是一个农业大国，灌溉农业对农业生产具有十分重要的作用，然而我国水资源严重不足，农业灌溉中普遍存在着水资源的浪费现象，同时引起了农田生态环境问题。目前我国农业用水约占全国总用水量的 70%，其中 90% 以上用于农田灌溉。由于农田水利工程规划设计的不合理，农田灌溉中输配水系统效率低下，田间灌溉应用技术落后，灌溉工程设施不配套，灌区用水管理粗放等原因，全国平均灌溉水利用率只有 43%，而发达国家的灌溉水利用率达到 80% 以上。因此，加强农田水利工程的规划设计，大力发展节水灌溉工程是我国解决水资源危机，抗御自然灾害，优化水资源配置，改善生态和生活环境，保证农业稳产高产和国民经济持续发展的主要水利措施之一。

为适应当前农业发展和水利工程的需要，我们组织全国各水利学院的专家教授编撰了《最新农田水利工程规划设计手册》一书。

本手册共分四卷十篇，分别就取水枢纽工程规划设计，灌溉系统工程规划设计，雨水集蓄工程规划设计，井灌井排规划设计，田间排水工程规划，排水沟道系统规划设计，节水灌溉工程规划设计，不同类型地区的治理整顿等内容进行了系统详细的阐述。本书在编写过程中，力求反映农田水利工程规划设计方面的最新动态及其发展方向，同时本着少而精的原则，着重阐述了农田灌溉节水的基本理论，规划和设计的基本方法。理论阐述与实例紧密结合，使读者能够结合当地情况选择适宜本地区水利工程设计的技術路线，掌握规划设计的实施步骤，设备选择等技术方法，实用性和可操作性极强。

由于农田水利工程规划设计内容丰富，发展迅速，有待进一步研究的内容很多，加之编写时间仓促，本书的不足和错误之处，诚恳希望读者提出补充、修改意见。

编者  
2006 年 3 月

# 目 录

## 第一篇 农田水利工程概论

第一章 农作物生长的环境条件 .....	( 3 )
第一节 作物与水分的关系 .....	( 3 )
第二节 作物生长的土壤环境 .....	( 9 )
第三节 土壤—作物—大气连续体水分运动概念 .....	( 28 )
第四节 作物水分生产函数 .....	( 32 )
第二章 农田水分状况和土壤水分运动 .....	( 36 )
第一节 农田水分状况 .....	( 36 )
第二节 土壤水分运动 .....	( 42 )
第三章 作物需水量与灌溉用水 .....	( 49 )
第一节 作物需水量 .....	( 49 )
第二节 农作物灌溉制度 .....	( 55 )
第三节 灌溉用水量 .....	( 70 )
第四章 灌水新技术 .....	( 77 )
第一节 地面灌溉 .....	( 77 )
第二节 地下灌溉 .....	( 82 )
第五章 灌溉水源与取水枢纽 .....	( 84 )
第一节 灌溉水源 .....	( 84 )
第二节 增加灌溉水源的办法 .....	( 91 )
第三节 取水枢纽 .....	( 98 )

## 第二篇 取水枢纽工程规划设计

第一章 水库工程规划 .....	( 115 )
第一节 坝址选择 .....	( 115 )
第二节 水库兴利计算 .....	( 116 )
第二章 水库工程设计 .....	( 128 )
第一节 坝型选择 .....	( 128 )
第二节 土坝设计 .....	( 132 )
第三节 浆砌石坝设计 .....	( 148 )

第四节	放水设备设计 .....	( 179 )
第五节	溢洪道设计 .....	( 221 )
第三章	水陂工程规划 .....	( 236 )
第一节	水文水利计算 .....	( 236 )
第二节	无陂引水 .....	( 239 )
第三节	筑陂引水 .....	( 242 )
第四节	陂顶高程的确定 .....	( 243 )
第五节	溢流水深和回水计算 .....	( 245 )
第六节	水陂的平面布置和分类 .....	( 254 )
第七节	水陂的结构型式 .....	( 254 )
第八节	木石陂 .....	( 256 )
第九节	干砌石陂 .....	( 258 )
第十节	浆砌石陂 .....	( 261 )
第十一节	硬壳陂 .....	( 262 )
第十二节	活动闸陂 .....	( 263 )
第四章	浆砌石陂的设计 .....	( 264 )
第一节	陂面溢流曲线的选定 .....	( 264 )
第二节	渗透计算 .....	( 265 )
第三节	下游的消能措施 .....	( 267 )
第四节	陂身各部尺寸的拟定 .....	( 274 )
第五节	作用在陂上的力 .....	( 276 )
第六节	陂体稳定分析 .....	( 278 )
第五章	圪工硬壳陂的设计 .....	( 298 )
第一节	陂身结构型式 .....	( 298 )
第二节	硬壳厚度的拟定 .....	( 298 )
第三节	硬壳隔墙设计 .....	( 300 )
第四节	陂身填充料选择 .....	( 300 )
第五节	硬壳计算 .....	( 301 )
第六节	陂身稳定问题 .....	( 301 )
第七节	防渗和防冲齿墙的设计与施工 .....	( 302 )
第六章	活动闸陂的设计 .....	( 305 )
第一节	结构型式的选择 .....	( 305 )
第二节	闸门 .....	( 306 )
第三节	启闭设备 .....	( 317 )
第七章	进水闸设计 .....	( 321 )
第一节	平面位置的拟定 .....	( 321 )
第二节	闸孔尺寸的选定 .....	( 321 )

第八章 冲砂闸 .....	( 324 )
第一节 平面位置的布置 .....	( 324 )
第二节 结构型式的选择 .....	( 324 )
第三节 闸底高程和闸孔尺寸的拟定 .....	( 324 )
第四节 水力计算 .....	( 325 )
第九章 筏道、鱼道和船闸的设计 .....	( 328 )
第一节 筏道的设计 .....	( 328 )
第二节 鱼道设计 .....	( 331 )
第三节 船闸设计 .....	( 336 )

### 第三篇 灌溉系统工程规划设计

第一章 渠道灌溉系统工程规划 .....	( 347 )
第一节 灌溉水源和灌溉水质 .....	( 347 )
第二节 以河流为水源的灌溉取水方式 .....	( 350 )
第三节 引水灌溉工程的水利计算 .....	( 354 )
第四节 灌溉渠系及渠系建筑物规划布置 .....	( 362 )
第五节 田间工程规划 .....	( 366 )
第二章 灌溉渠道设计 .....	( 372 )
第一节 灌溉渠道水量损失 .....	( 372 )
第二节 渠道设计流量的推算 .....	( 375 )
第三节 渠道纵横断面设计 .....	( 380 )
第四节 渠道防渗 .....	( 396 )
第三章 泵站工程规划设计 .....	( 404 )
第一节 泵站工程规划 .....	( 404 )
第二节 泵机组选型配套 .....	( 441 )
第三节 泵站进水设计 .....	( 480 )
第四节 出水管道及出水建筑物 .....	( 527 )
第五节 站房 .....	( 618 )
第四章 微灌工程规划设计 .....	( 694 )
第一节 概述 .....	( 694 )
第二节 微灌设备及性能参数 .....	( 697 )
第三节 微灌工程规划与设计参数的确定 .....	( 701 )
第四节 微灌系统设计 .....	( 708 )
第五章 喷灌工程规划设计 .....	( 722 )
第一节 喷灌工程概述 .....	( 722 )
第二节 喷洒原理及基本参数 .....	( 729 )

第三节	规划设计基本资料	( 740 )
第四节	设备及选型	( 765 )
第五节	水力计算	( 799 )
第六节	喷灌工程规划	( 814 )
第七节	管道式喷灌系统设计	( 848 )
第八节	机组式喷灌系统设计	( 888 )
第六章	滴灌工程规划设计	( 911 )
第一节	滴灌工程概述	( 911 )
第二节	滴灌系统的组成及规划设计	( 921 )

## 第四篇 雨水集蓄工程规划设计

第一章	雨水集蓄工程规则	( 989 )
第一节	雨水集蓄工程概述	( 989 )
第二节	雨水集蓄工程规划	( 993 )
第二章	雨水集流场设计	( 1002 )
第一节	影响集流效率的主要因素	( 1002 )
第二节	集流场位置与集流面材料的选择	( 1003 )
第三节	截流输水工程的设计	( 1003 )
第四节	集流面的设计	( 1004 )
第三章	雨水集蓄水源工程的结构设计	( 1007 )
第一节	水源工程位置的选择	( 1007 )
第二节	容积设计	( 1008 )
第三节	结构设计	( 1012 )
第四章	雨水集蓄工程的配套设施设计	( 1031 )
第一节	水源的净化设施	( 1031 )
第二节	水源的输水与排水系统	( 1034 )
第三节	水源机泵及配套设备	( 1038 )

## 第五篇 井灌井排规划设计

第一章	地下水资源评价	( 1047 )
第一节	地下水资源的特点	( 1047 )
第二节	地下水资源的分类	( 1048 )
第三节	地下水资源评价的主要任务	( 1049 )
第四节	区域均衡法	( 1049 )
第二章	单井设计	( 1054 )



第一节	井型选择 .....	( 1054 )
第二节	机井设计 .....	( 1057 )
第三节	成井工艺 .....	( 1064 )
第三章	水井出水量计算 .....	( 1069 )
第一节	管井单井出水量计算 .....	( 1069 )
第二节	井群出水量计算 .....	( 1072 )
第四章	井灌区规划 .....	( 1075 )
第一节	井灌区规划原则 .....	( 1075 )
第二节	井灌区规划 .....	( 1075 )
第五章	竖井排水 .....	( 1080 )
第一节	竖井排水的作用 .....	( 1080 )
第二节	竖井排水的分类及其适用条件 .....	( 1081 )
第三节	抽水井的规划 .....	( 1082 )

## 第六篇 田间排水工程规划

第一章	农田渍涝原因和排水标准 .....	( 1089 )
第一节	农田受涝及除涝标准 .....	( 1089 )
第二节	渍害及排渍标准 .....	( 1092 )
第二章	田间排水工程的类型和作用 .....	( 1096 )
第一节	田间排水工程的类型 .....	( 1096 )
第二节	田间排水工程的作用 .....	( 1097 )
第三章	田间排水工程规划 .....	( 1101 )
第一节	明沟排水网布置 .....	( 1101 )
第二节	暗管排水网布置 .....	( 1101 )
第四章	田间排水沟的沟深和间距计算 .....	( 1108 )
第一节	除涝田间排水沟 .....	( 1108 )
第二节	控制地下水位的田间排水沟 .....	( 1112 )

## 第七篇 排水沟道系统规划设计

第一章	排水沟道系统布置 .....	( 1127 )
第一节	排水沟道系统的组成和作用 .....	( 1127 )
第二节	规划布置原则 .....	( 1128 )
第三节	排水沟道系统布置 .....	( 1128 )
第二章	排水承泄区 .....	( 1130 )
第一节	承泄区应满足的要求和处理措施 .....	( 1130 )

第二节	承泄区设计水位 .....	( 1130 )
第三节	承泄区的整治 .....	( 1131 )
第三章	排水沟道的设计流量 .....	( 1133 )
第一节	设计排涝流量( 又称最大设计流量 ) .....	( 1133 )
第二节	排渍流量( 又称日常流量 ) .....	( 1141 )
第四章	排水沟道的设计水位 .....	( 1142 )
第一节	排渍水位( 又称日常水位 ) .....	( 1142 )
第二节	排涝水位( 又称最高水位 ) .....	( 1143 )
第五章	排水沟道纵横断面设计 .....	( 1145 )
第一节	横断面设计 .....	( 1145 )
第二节	纵断面设计 .....	( 1153 )

## 第八篇 节水灌溉工程规划设计

第一章	规划设计的基本资料 .....	( 1159 )
第一节	资料的分类 .....	( 1159 )
第二节	地形与地貌资料 .....	( 1163 )
第三节	气象资料 .....	( 1165 )
第四节	地质及水文地质资料 .....	( 1172 )
第五节	水源及水文资料 .....	( 1175 )
第六节	土壤与植被资料 .....	( 1182 )
第七节	作物与灌溉制度资料 .....	( 1190 )
第二章	区域水土资源平衡及评价 .....	( 1192 )
第一节	概述 .....	( 1192 )
第二节	区域水资源状况和可供水量分析 .....	( 1194 )
第三节	用水定额及需水量分析 .....	( 1208 )
第四节	水土资源平衡及评价 .....	( 1214 )
第三章	节水灌溉工程规划 .....	( 1223 )
第一节	规划的原则、内容和成果要求 .....	( 1223 )
第二节	节水灌溉工程类型的选择和布局 .....	( 1227 )
第三节	节水灌溉工程设计标准 .....	( 1236 )
第四节	灌溉用水量和灌溉制度 .....	( 1238 )
第五节	水源分析与水利计算 .....	( 1256 )
第六节	工程总体布局 .....	( 1278 )
第七节	节水灌溉工程规划实例 .....	( 1287 )
第四章	节水灌溉工程设计 .....	( 1310 )
第一节	节水灌溉工程设计的原则和主要内容 .....	( 1310 )

第二节	管道和渠道的水力计算 .....	( 1317 )
第三节	泵站工程设计 .....	( 1334 )
第四节	渠道防渗工程设计 .....	( 1349 )
第五节	低压管道输水灌溉工程设计 .....	( 1379 )
第五章	灌区节水改造规划的编写 .....	( 1425 )
第一节	灌区改造规划编写的一般性要求 .....	( 1425 )
第二节	灌区现状调查与节水改造的必要性 .....	( 1428 )
第三节	灌溉制度的确定 .....	( 1432 )
第四节	水土资源平衡分析 .....	( 1445 )
第五节	骨干工程 .....	( 1451 )
第六节	田间工程 .....	( 1475 )
第七节	水土保持与环境影响分析 .....	( 1479 )
第八节	灌区管理 .....	( 1484 )
第九节	投资估算及分期实施方案 .....	( 1488 )
第十节	效益分析 .....	( 1490 )

## 第九篇 不同类型地区的治理规划

第一章	山区丘陵地区的治理规划 .....	( 1497 )
第一节	山丘区灌溉系统规划 .....	( 1497 )
第二节	山丘区灌溉系统水文及水量调配计算 .....	( 1499 )
第三节	山丘区水土保持 .....	( 1505 )
第二章	南方平原圩区的治理规划 .....	( 1512 )
第一节	圩区防洪规划 .....	( 1513 )
第二节	圩区内部灌排系统规划 .....	( 1517 )
第三节	圩区河道(网)水利计算 .....	( 1520 )
第四节	排水闸的规划计算 .....	( 1522 )
第五节	抽排站的规划计算 .....	( 1525 )
第三章	北方平原地区的治理规划 .....	( 1529 )
第一节	概述 .....	( 1529 )
第二节	灌区土壤次生盐碱化的预防 .....	( 1531 )
第三节	盐碱地的灌溉 .....	( 1534 )
第四节	盐碱土的冲洗排水改良 .....	( 1536 )
第五节	盐碱地的种稻改良 .....	( 1545 )
第六节	放淤改良盐碱地 .....	( 1547 )

## 第十篇 相关标准规范

渠道防渗工程技术规范 .....	( 1553 )
灌溉试验规范 .....	( 1634 )

# 第一篇

## 农田水利工程概论

# 第一章 农作物生长的环境条件

作物生长所需的基本条件有日光（光能）、热量（热能）、空气（主要为氧及二氧化碳）、水分和养分，称为作物生长的五大因素。其中除日光以外，其他因素全部或部分由土壤提供。农作物需要的水分和养分，主要通过其根系从土壤中获得，空气和热量主要来自大气和太阳的光能，而土壤空气和土壤温度的变化，也直接或间接地影响作物的生长发育。

## 第一节 作物与水分的关系

作物与水分有极密切的关系。水既是植株体的主要构成成分，又是作物生长发育的主要生态与环境因素。水分的多少与作物生长发育的整个过程有着密切的联系，并最终影响作物的产量。作物水分主要通过根系来源于土壤。因此，农田水分状况不仅直接影响作物的生理活动，而且会通过土壤肥力的其他因素及农田小气候和农业技术措施等影响而影响作物。那么，必须了解作物与水分的关系及在不同生育过程中的作用，针对不同作物的需水规律和有关因素，采用合理的措施，为作物创造良好的环境条件，充分发挥水对作物的有利作用，避免水分不足和过多的不良影响。

### 一、水在作物生命活动中的作用

#### 1. 水对作物的生理作用

水是原生质的主要组分。细胞作为植物的结构单位及功能单位，是由细胞壁和原生质体组成的。原生质体外面是质膜，里面是无数颗粒状和膜状的内容物浸埋在衬质中。原生质含水量一般在 80% 以上才可以保持溶胶状态，以保证各种生理生化过程的进行。如果含水量减少，原生质由溶胶状态变成凝胶状态，细胞生命活动将大大减缓（例如休眠种子）。如果原生质失水过多，就会引起生物胶体的破坏，导致细胞的死亡。另外，细胞膜和蛋白质等生物大分子表面存在大量的亲水基团，吸引着大量的水分子形成一种水膜，正是由于这些水分子层的存在，维系着膜分子以及其他生物大分子的正常结构。

水直接参与植物体内重要的代谢过程。绿色植物叶子里的叶绿体利用光能把从外界吸收进来的二氧化碳和水制造成具有化学能的有机物，并释放氧气，该过程叫做“光合作用”。光合作用所合成的有机物质主要是碳水化合物，其过程可用下式表示



水分子是光合作用的反应底物之一，没有水便没有绿色植物的光合作用。绿色植物是地球上分布最广的自养植物，其自养的生理活动是一切有机物质合成的根本来源，并为自然界补充氧气，也是太阳能生物利用的重要途径，成为人类和其他生物生存的基础。另外，还有许多生化过程如水解反应等均有水参与。

水是许多生化反应的良好介质。植物体内绝大多数生理生化过程都是在水介质中进行的。如光合作用中的碳代谢、呼吸作用的底物分解代谢都发生在水相中。另外，同化物如光合作用的产物和无机离子的运转亦是在水介质中完成的。植物体内的水分流动，把整个植物体联系在一起，成为一个有机整体，在这个体系内有机物和无机离子以水溶状态到达需要的任何部位。

水能使植物保持固有的姿态。足够的水分可使细胞保持一定的紧张度，因而使植物枝叶挺立，便于充分吸收阳光和气体交换，同时也可使花朵开放，利于传粉。

细胞的分裂和延伸生长都需要足够的水分。植物细胞的分裂和延伸生长对水分很敏感，生长需要一定的膨压，缺水可使膨压降低甚至消失，影响细胞分裂和延伸生长而使植物生长受到抑制，植株矮小。

## 2. 水的生态作用

所谓生态作用就是通过水分子的特殊理化性质，给植物生命带来有益的作用。

水是植物体温度调节器。水分子具有很高的汽化热和比热，因此在环境温度波动的情况下，植物体内大量的水分可维持体温相对稳定。在烈日暴晒下，通过蒸腾散失水分以降低体温，植物不易受高温伤害。

水对植物生存环境的调节。水分可以增加大气湿度，改善土壤及土壤表面大气的温度等。在作物栽培中，利用水来调节作物周围小气候是农业生产中行之有效的措施。例如，越冬作物灌水可保温抗寒。盛夏给大田喷雾（水）可以改变作物周围的湿度，增大气孔开度，减少或消除午休现象。

总之，植物对水分的需要包括生理需水和生态需水。农业生产中一定要注意调节植物的水分平衡，同时改善植物生存的环境条件，这是夺取农业丰产稳产的重要保证。

## 二、水分亏缺条件下作物—水分关系

在影响作物生长的诸因素中，水分亏缺的影响最为广泛。植物的根系从土壤中吸取水分，通过茎转运至叶子及其他器官。少部分参与代谢和构建植物体，绝大部分通过叶面气孔的蒸腾作用，以水汽状态散失到大气中。植物体内的水分保持动态平衡是其正常生长发育的基础。当根系吸水不能满足蒸腾失水时，植物体内储水量（或含水量）减少，引起植物体内水分亏缺，叶水势降低，对植物产生不利的影响。作物水分亏缺（Crop Water Deficit，简为 CWD）常表示为

$$\text{CWD} = T - S_r \quad (1-2)$$

式中  $T$ ——保证作物正常生长发育条件下的蒸腾量, mm;

$S_r$ ——根系实际吸水量, mm。

只有当植物水的吸收、运输和散失三者调节适当时才能维持良好的水分平衡。

### 1. 植物生长对土壤水分亏缺的三种效应

(1) 缺水效应。在漫长的进化过程中, 为适应恶劣的水环境, 同时求得生存和发展, 经过自然的选择, 植物形成了一系列行之有效的适应调节机制, 使植物能对付不同程度的水分胁迫。作物在适度水分亏缺的逆境下, 对于有限缺水具有一定的适应性和抵抗效应。适度水分亏缺不一定使产量显著降低, 反而使作物水分利用率显著提高。禾谷类作物早期适度缺水有利于增产, 其主要模式是引起作物体内营养物质分配模式的改变, 同化物从营养器官向生殖器官分配增加。生长后期适度缺水, 促进灌浆进程, 灌浆速率加大, 作物体内物质运输不降低, 经济产量增加。严重水分亏缺使作物减产, 其主要原因是叶片生长减慢甚至停止, 叶片衰老加快, 叶面积减小和光合速率降低, 光合“源”严重受损, 同化产物的缺乏导致籽粒的早期败育。

(2) 补偿效应。植物在复水解除水分胁迫后是否存在补偿、超补偿效应, 目前国际生物学界尚未达成共识。但一般都认为植物在胁迫后存在快速生长, 具备形态可塑性。Wenkert 等把水分胁迫后复水引起的反应称为补偿生长或“贮积”生长, 并指出这种生长可能是膨压的恢复引起的。水分胁迫解除后, 植物体内会发生一系列的变化和反应, 植物是否表现为补偿生长, 取决于这些变化、反应的程度和持续的时间, 具体表现在代谢物质水平、植物水分关系和宏观生长量(干物重、株高和叶面积等)。不管是代谢物质水平, 还是植物水分生理指标, 都不能直接反应生长恢复状况, 因此必须从生物量积累、叶面积扩展等方面研究植物对水分胁迫解除的整体效应, 以便有效地服务于生产。Takami 等以向日葵为试材, Hoogenboom 等以大豆为试材, Subramian 等以豇豆为试材的研究表明, 水分胁迫能显著降低叶片的扩展速率, 且在一定的土壤水分下限时叶片停止扩展, 而复水可以解除这种影响, 甚至在一些情况下叶片伸展速率超过了湿润处理, 同时叶片功能期可能适当延长以弥补叶面积的减小。

(3) 滞后效应。植物的滞后效应与补偿效应不是截然分开的, 有人认为复水后植株体所表现的生长反应只是推迟生长的重新恢复。植物在适应外界环境变化时所呈现的滞后一定伴有某种程度的补偿。滞后时间因指标的选择不同而变化, 在同种指标和相同的环境变化条件下, 滞后时间也会因物种不同而不一致。Sanchez 等研究了玉米和高粱在水分胁迫期间及复水后的气孔行为, 指出水分胁迫造成的气孔关闭因胁迫的解除而得到缓解和恢复, 复水 2d 后达到对照水平。Subramian 等研究了豇豆对水分胁迫及复水的生理反应, 发现水分胁迫导致叶水势和气孔导度下降, 光合及蒸腾速率降低。叶水势对复水的反应最快, 在重新供水 3h 后即恢复到对照水平, 蒸腾速率在复水 6h 后基本接近对照水平, 而气孔导度和光合速率在 24h 后才恢复正常。无论叶水势、气孔导度、蒸腾速率、光合速率和叶片延伸速率, 还是叶面积、株高、干物重, 对水分胁迫和复水都不是即刻作出响应, 而存在不同尺度的滞后时间。滞后时间与胁迫程度、持续时间以及响应变量的选择都有关系。该滞后时间的存在在应用中, 使得作物水分亏缺临界期与最佳供



水期存在时间上的错位，因而使得作物某些生长阶段的适度水分亏缺对促进作物群体高产存在较大的风险。

## 2. 水分亏缺对作物根系吸水、光合作用和蒸腾作用的影响

(1) 土壤水分与作物根系。根系生长发育动态及形态特征是由生物学特性和环境因素共同作用的结果，在田间，土壤条件对作物根系的影响要比遗传特性大得多，水分条件的变化常常是导致根系生长及分布差异的主要原因。因为土壤水分影响营养物质有效性、土壤强度、土壤通透性、细胞膨压，同时也影响冠层光合能力及分配。因此，土壤水分状况经常直接或间接地影响着根系的生长发育，是影响根系生长速率及分布的最重要因素之一，从而使得通过调节土壤水分状况对根系生长实施调控成为可能。根系大小和空间分布会影响根系吸水速率并改变土体水分分布，而土壤剖面中水量分布又决定着根系大小和空间分布，二者之间存在着互为影响的反馈关系。

虽然深根系有利于避免水分胁迫，但茂密的根系会消耗大量本可以用于冠层的同化产物。一定量的光合产物被用于根系较多，分配到冠部必然会减少，水分利用率也随之降低。Passioura 研究表明，作物可发育出超过其生长所需要的多余根系，根系的行为并不一定和行为结构对应，株冠生物量与产量也并非线性相关，大的冠层也未必非得大根系支撑。为应付土壤干旱条件，避免作物遭受水分胁迫，在促根的同时应充分考虑建造根系的代价。Brouwer 指出，作物根冠之间存在一种动态功能平衡关系：当根系生长所具备功能可使冠层良好生长并使其功能得以充分发挥，同样冠层生长与功能不限制根系生长与功能时，即认为作物处于最佳状态，此时的根冠比最优，水分利用最为经济。

根系生长与吸水之间具有复杂的非线性关系，据 Gardner 单根吸水模型理论推导，单位土体根系吸水速率 ( $WU$ ) 与根系密度 ( $RLD$ ) 的关系为： $WU = RLDa$ ， $a \in [0.5, 2.2]$ ，表明根系愈庞大，吸水能力愈强，吸水量越大。Molz 等发现根系在作物吸水中作用比达西流作用大，尤其在土壤含水量较低时，根系作用更大。如果根系小，即使土壤供水能力较强，如果大气蒸发力强，也极易遭受水分胁迫使产量下降。Ehlers 等研究指出，土壤水分亏缺时，作物吸水量与根系密度关系不大，而受根系长度的影响较大，深根系较浅根系更利于抵御土壤干旱。根系吸水除受根量、根长的影响外，还与根本身的吸水活力有关，总根量中活性根数量多，吸水能力就强。根系吸水还取决于根吸水表面积和根的可渗透性。Gardner (1983) 研究了多种作物的土壤水吸收模式，发现表层以下根系吸水随深度的增加而迅速下降。Brent E. Clothier 等 (1994) 指出，植物根系吸水空间模式会因灌溉而迅速调整，湿润区根系吸水速率上升，干燥区根系吸水速率下降。

(2) 水分亏缺与光合速率。光合作用是绿色植物制造营养物质的基本活动，是获取生物学产量与经济产量的主要源泉。而光合速率的大小与土壤水分有一定的关系。水分亏缺引起的作物光合作用减弱是干旱条件下作物减产的一个主要原因，而且不同亏缺强度和亏缺时间引起光合作用下降的主要原因不同：轻度水分亏缺条件下，光合作用下降的主要原因是气孔性限制，气孔关闭，气孔导度下降，扩散阻力增加，导致光合作用下降；严重水分胁迫条件下，光合作用下降主要是由非气孔性限制引起的，叶绿体结构和功能的损伤以及由此引起的一系列生理生化变化均引起中度以上水分亏缺条件下作物光

合作用的下降。也有研究表明, 植株在轻度缺水条件下光合作用没有受到影响, 甚至高于供水充分的植株。山仑等人的资料说明小麦在灌浆期轻度干旱对叶片光合速率有促进作用; 中度以下干旱有促进穗光合作用的效果。张中权等人的资料表明, 光合速率对叶水势有一阈值反应。陈玉民等人的冬小麦试验表明, 拔节期及灌浆期, 光合速率最高点不是在土壤水分最高处理, 而是在 65% ~ 69% 田持范围内。

(3) 水分亏缺与蒸腾速率。植物蒸腾速率受多种因素制约, 如大气因素、土壤因素等。Milthorpe 指出几个控制蒸腾的植物因素, 尤其强调了气孔调控作用的重要性。在水分成为限制因素时, 其变化较为复杂, 一般随供水量减少, 蒸腾速率下降。但根据气孔最优调控原理, 作物可蒸腾水量一定时, 气孔对其张度的调节, 使作物叶片光合作用保持在一定水平, 光合与蒸腾的比值达最高, 达到在不牺牲光合的前提下降低蒸腾速率的目的, 为作物有限灌溉提供了理论依据。

### 3. 叶面积与光合、蒸腾及作物生长(干物质积累)速率的关系

叶面积的大小不仅直接影响作物蒸腾量, 而且影响阳光照射面积的大小与进行光合作用的能力, 从而影响产量。但是, 在叶面积指数达到一定数值后, 耗水量与产量并非一直随叶面积的增加而增加, 短期轻度的受旱, 叶面积指数会稍有降低, 但耗水强度和产量不会降低。作物生长并非一直按指数形式进行。Watson 等(1958)指出, 随叶面积的增加, 因为相互遮荫, 净同化速率下降。作物在某一叶面积时生长速率会达到最大值, 该叶面积被称为最优叶面积。此时作物生长速率与叶面积的变化相对独立。最优叶面积的存在也使得水分胁迫与作物生长关系复杂化。当作物达到最优叶面积时, 似乎水分胁迫只有通过直接影响净同化速率来改变作物的生长速率, 而且, 此时作物生长速率对水分胁迫的敏感性低于指数生长阶段。日本学者竹山、村田等研究结果显示, 作物的叶面积指数达到 3.5 ~ 4.0 之后, 由于叶片相互遮荫, 叶面蒸腾和光合作用取决于上部叶片的机能、根系活力和太阳辐射。在节水灌溉条件下, 由于后期新生叶片比较多, 即使叶面积指数比正常灌溉条件下小, 但其耗水可能超过正常灌溉条件下的耗水量, 这也是遭受干旱后复水形成的耗水强度“反弹”的原因之一。

### 4. 作物根、冠间的平衡

作物根、冠是两个形态及功能各异的器官体系, 二者既互相依存又互相竞争, 构成了作物的整体功能平衡系统。作物生长发育的实质是根冠生长关系的外在表现, 而农田环境尤其是水分环境的变化, 直接体现根冠的功能与形态对环境的响应。不同水分条件下根冠的生长特征, 根冠自调节、自适应功能的具体表现, 直接关系到人们对作物水分关系的正确认识和对农田水分调控措施的合理制定与实施。不少学者曾致力于揭示环境与作物根冠关系的内在联系, 特别是水分胁迫条件下作物地下部与地上部的综合反应特征及规律。土壤水分状况的优势能显著影响干物质在根冠间的分配。土壤水分的不足限制根系功能, 减少了冠层输送所需营养物质的数量, 进而阻碍了地上冠层光合功能的发挥, 使光合产物的形成量下降, 根系能量物质的分配数量相应减少, 更削弱了根系功能结构的组建, 这又进一步影响冠层功能与结构, 如此循环造成根冠干物质累积量整体下降; 适宜的水分条件, 增强了根系的吸水功能, 提高了冠层的光合能力, 促进了根冠发

育,根冠的发育又进一步强化了自身的功能,形成增长式良性循环。作物的生长规律首先是由其遗传特性决定的,根系依一确定的比例发育。环境条件的突变会打破原有的比例关系,但作物的自身调节与自适应能力在今后的生长中会促使根冠循原有的比例关系发展。在水资源日趋紧缺的今天,探求缺水条件下根冠的发育特征与消长关系,无疑对节水农业相关理论和实践的研究都具有积极的意义。

### 三、水与农业技术措施的关系

农田水分状况对农业技术措施的质量和效果影响很大,灌溉、排水必须和农业技术措施密切配合,才能充分发挥水的增产作用。

#### 1. 水与土壤耕作的关系

影响耕作质量的主要因素是土壤的物理性能,而水分状况是影响土壤物理性能的重要条件。水分过少的土壤,土粒之间的黏结性很强,耕作费力,土块不易破碎,耕作质量差;过湿的土壤对耕作机械的黏着力较大,也增大了耕作阻力,而且过湿土壤的可塑性很大,耕作时会形成很大的土块。所以,土壤过湿和过干都不利于耕作。旱田易耕的土壤含水量应稍低于土壤可塑下限;水田干耕时和旱地要求相同,湿耕时的土壤含水量应大于可塑上限。

正确的耕作有利于改善土壤的物理性状,提高土壤的透水性和持水能力,能充分利用降雨和灌溉水量。旱田的适时中耕能够建立一个疏松的表土层,切断土壤毛管,减少土壤水的蒸发损失。相反,如果采用不合理的耕作方法或使用不适当的耕作机具,就会破坏土壤结构,恶化土壤的物理形状。

#### 2. 水与施肥的关系

适当施肥,补充土壤养分是保证作物正常生长,提高作物产量的措施,施肥的效果与土壤水分状况有着密切的关系。为了提高施肥效果,旱作物播前施肥应在灌水后进行,以免肥料流失;生育期内易先施肥后灌水,借灌溉水的下渗使肥料运移至根系周围,以利作物吸收,水溶性强的肥料也可在灌水之后施入;水稻追肥前适当降低水层,追肥后结合耘耩使水、肥、土融为一体,当水层快渗完时再灌浅水,切忌追肥后立即排水,以免肥料流失。

#### 3. 水与植物保护的关系

防治病虫害和消灭杂草是保证作物正常生长的重要农业技术措施。一些病虫害的发生和消长与农田水分状况关系密切。合理的灌溉和排水,可以改变田间小气候,防治病虫害。例如稻瘟病、纹枯病、白叶枯病等水稻病害,都是在稻田长期深灌、通风透光不良、空气湿度高等条件下发病的。采用浅水勤灌、适时晒田等合理措施,就能对上述病虫害有效地进行防治。小麦的锈病、赤霉病和棉花的立枯病等,在湿度大的条件下容易发生。在多雨潮湿的地区,加强麦田和棉田排水,降低田间土壤含水量和空气湿度,就能抑制病害的发生和发展。用药物治虫灭草,也需要灌溉排水措施的密切配合。例如,在为水稻撒施毒土(拌和六六六粉或甲六粉的细土)治螟时,要求稻田保持 50~70mm

深的水层，3~4d内不排水，使用敌稗消灭水稻田内三叶期以前的稗草和其他幼嫩杂草时，喷药前要排水落干，喷药后2d不灌水，以后再灌2d深水。使用除草醚、扑草净等除草剂时，需要维持33mm左右的水层4~5d，以提高除草效果。

## 第二节 作物生长的土壤环境

假如说绿色植物是生产生命能源的工厂，那么土壤就是生产生命能源、为人类提供衣食之源的基地。古话说“万物土中生”。土壤不仅起着支持和固定作物的作用，而且提供作物生命活动所必需的生活条件。作物生活所需要的五大因素中除日光外，其他因素全部或部分由土壤提供。良好的土壤应该使植物能“吃得饱（养分供应充分），喝得足（水分供应充分），住得好（土壤空气流通，温度适宜），而且站得稳（根系能伸展，机械支持牢固）”。人们耕作、施肥、灌溉、排水等农业增产措施，都是在土壤上进行，并通过提高土壤肥力来实现的。为此，我们必须对土壤作以科学的认识。

### 一、土壤的组成

土壤是由固体、液体和气体三相物质组成的一个整体。土壤固相部分由矿物质、有机质和微生物组成。其中矿物质部分一般占土壤固相重量的95%~99%，由矿物质颗粒（无机体）组成，构成土壤的骨架。土壤有机质是土壤肥力重要的物质基础，其主体是腐殖物质。进入土壤中的生物残体有机质（包括施入土壤中的各种有机肥料），要在土壤微生物的作用下，不停地进行分解转化，变成简单无机化合物和腐殖质。在固体物质之间存在大小不同的孔隙，孔隙是土壤水分和空气的通道，也是它们存储的场所。土壤水分实际上是含有可溶性养分的土壤溶液，可在土壤孔隙中向各个方向流动，好比是土壤的血液。孔隙中的空气主要来源于近地面的大气，并处于和大气不断交换的过程中。

#### 1. 土壤矿物质

土壤中的矿物质来自于岩石的风化。岩石风化后形成碎块和细粒，称为土壤的矿物质颗粒，也就是常说的土粒。

土壤由大小不同、形状各异的颗粒组成，不同大小的土粒，其性质及矿物组成等均有很大差异。根据土粒的大小和性质，将土壤颗粒划分为若干个等级，叫做土壤粒级。相同粒级的土粒，其成分和性质基本一致，而不同粒级之间则有明显的差异。国际制粒级分级标准见表1-1。我国粒级分级标准见表1-2。

表1-1 国际制粒级分级标准

粒级名称	颗粒直径 (mm)
石砾	>2.0

续表

粒级名称	颗粒直径 (mm)
石砾	> 2.0
粗砂粒	2.0 ~ 0.2
细砂粒	0.2 ~ 0.02
粉砂粒	0.02 ~ 0.002
黏粒	< 0.002

表 1-2 我国粒级分级标准

粒级名称		颗粒直径 (mm)
石块		> 10
石砾	粗砾	10 ~ 3
	细砾	3 ~ 1
砂砾	粗砂砾	1 ~ 0.25
	细砂砾	0.25 ~ 0.05
粉粒	粗粉粒	0.05 ~ 0.01
	中粉粒	0.01 ~ 0.005
	细粉粒	0.005 ~ 0.002
黏粒	粗黏粒	0.002 ~ 0.001
	细黏粒	< 0.001

任何一种土壤总是由不同数量的大小土粒搭配在一起的。土壤中大小不同土粒的相对含量称做土壤质地（或叫土壤颗粒组成、机械组成），它反映了土壤的砂黏程度，影响着水、肥、气、热等肥力因素和土壤耕性等，是土壤最基本的性质。土壤质地的分类和划分标准各国亦不统一，国际制土壤质地分类标准见表 1-3，我国土壤质地分类标准见表 1-4。

表 1-3 国际制土壤质地分类标准

质地分类		颗粒组成 (重量%)		
类别	质地名称	黏粒 (< 0.02mm)	粉粒 (0.02 ~ 0.002mm)	砂粒 (2 ~ 0.02mm)
砂土	砂土和砂壤土	0 ~ 15	0 ~ 15	85 ~ 100
壤土	砂壤土	0 ~ 15	0 ~ 45	55 ~ 85
	壤土	0 ~ 15	30 ~ 45	5 ~ 40
	粉壤土	0 ~ 15	45 ~ 100	0 ~ 55

续表

质地分类		颗粒组成 (重量%)		
类别	质地名称	黏粒 (< 0.02mm)	粉粒 (0.02 ~ 0.002mm)	砂粒 (2 ~ 0.02mm)
黏壤土	砂黏壤土	15 ~ 25	0 ~ 30	55 ~ 85
	黏壤土	15 ~ 25	20 ~ 45	30 ~ 55
	粉黏壤土	15 ~ 25	45 ~ 75	0 ~ 40
黏土	砂黏土	25 ~ 45	0 ~ 20	55 ~ 75
	粉黏土	25 ~ 45	45 ~ 75	0 ~ 30
	壤黏土	25 ~ 45	0 ~ 45	10 ~ 55
	黏土	45 ~ 65	0 ~ 55	0 ~ 55
	重黏土	65 ~ 100	0 ~ 35	0 ~ 35

注：1. 砂土及壤土类以黏粒含量 15% 为其标准，黏壤土类以黏粒含量 15% ~ 25% 为其主要标准，黏土类以含黏粒 25% 以上为其主要指标。

2. 当土壤含粉（砂）粒达 45% 以上时，在各类质地的名称前均冠以“粉（砂）质”字样。

3. 当砂粒含量在 55% ~ 85% 时，则冠以“砂质”字样；如超过 85%，则称为壤质砂土，其中砂粒达 90% 以上者称砂土。

表 1-4 我国土壤质地分类标准

质地组	质地名称	颗粒组成 (重量%)		
		砂粒 (1 ~ 0.05mm)	粗粉粒 (0.05 ~ 0.01mm)	细黏粒 (< 0.001mm)
砂土	粗砂土	> 70		
	细砂土	60 ~ 70		
	面砂土	50 ~ 60		
壤土	砂粉土	> 20	> 40	< 30
	粉土	< 20		
	粉壤土	> 20		
	黏壤土	< 20	< 40	
黏土	砂黏土	> 50		> 30
	粉黏土			30 ~ 35
	壤黏土			35 ~ 40
	黏土			> 40

注：该分类中考虑到我国南北土壤质地不同的情况，北方土壤中砂粒、粉粒含量较多，而黏粒含量较少，故砂土组分类以砂粒含量多少来区分；南方土壤中黏粒含量较多，以黏粒含量的多少来区分；对于过渡带中等风化程度的壤土，仅以砂粒或黏粒难以区分，因此以其含量最多的粗粉粒作为划分质地的主要标准，并参照砂粒和黏粒含量来区分。

这两套土壤质地标准分级很细，对研究土壤和指导农业生产很有用处，但对水利工作者来说，不必区分太细，仅供参考。

土壤质地对土壤肥力、农业生产有多方面的影响。了解土壤质地的特性和农业生产的关系，对有针对性地利利用、调节和改良土壤质地，充分发挥土地的生产潜力具有重要意义。砂质土广泛分布于我国的西北、华北地区及沿海、沿河等地。砂土含砂粒多而含黏粒少。土壤粒间孔隙大，小孔隙少，通透性好，渗、排水快，毛管作用弱，抗旱力弱，保水、保肥能力差。另外，土壤孔隙里水少气多，所以早春砂土升温快，故又被称做“暖土”。砂质土宜耕期长，易于耕作，但泡水后易发生“闭砂”现象，所以如作为水田，则插秧要边耕边插。黏质土中黏粒含量高而砂粒少，表面积大及总孔隙度较大，因而保水保肥能力强，蓄水量大，但是粒间孔隙狭细，黏粒吸水膨胀，可阻塞细孔，使雨水和灌溉水的垂直下渗及排水极为困难，通透性差。黏质土蓄水量多，热容量大，早春升温慢，故被称为“凉性土”。有机质含量低的黏土，干时硬结，湿时泥泞，宜耕期短，耕作阻力大，对此类土壤，要增施有机肥和注意排水，在适宜的含水量条件下精耕细作，以改善其结构性和耕性。壤土同时含有适量的砂粒、粉粒和黏粒，在性质上兼具砂质土和黏质土的优点，对一般农业生产来说是较理想的土壤。此类土壤广泛分布于黄土地区、华北平原、松辽平原、长江中下游、珠江三角洲河网平原及河流两岸冲积平原上。耕作管理不同质地的土壤，首先应因地制宜，至于过黏或过砂的土壤质地，则要进行改良。我国农民在生产实践中常采用“客土法”，即“泥入砂”或“砂掺泥”法来调整耕层的砂黏比例，改良质地，改善耕性。如果上下层土壤质地差异大，可用深耕的方法，将两层土壤混合以改良土壤质地。使用有机肥，增加土壤腐殖质含量，也可以改善土壤质地性状。

测定土壤质地的方法很多，在实验室里多采用吸管法和比重计法。它们的原理都是利用大小不同的颗粒在静水里沉降的表速度不同，测定出土壤中各种土粒所占的百分数。这里，我们介绍一种野外勘测中鉴别土壤质地的简易方法，即从农田里抓起一把土壤，用水和成泥巴，然后团成泥球或搓成一根手指粗的泥条，再把泥条弯成圆环，从它的表现判断土壤质地：能团成球且做成圆环，而泥条又不断裂，这种土就是黏土；能团成球且做成圆环，但泥条会发生裂纹甚至断裂，这种土就是壤土；不能团成球，或虽能勉强团成球，但不能搓成泥条，这种土就是砂土。

## 2. 土壤有机质

土壤有机质泛指以各种形态和状态存在于土壤中的各种含碳有机化合物。其主要来源于动植物和微生物残体，其中绿色植物，特别是高等绿色植物的残体在土壤有机质来源中一般达 80% 以上。进入土壤中的生物残体有机质（包括施入土壤中各种有机肥料），在土壤微生物的作用下，不停地进行分解转化，一般可归结为两个相互对立的过程，即有机质的矿质化过程和腐殖化过程。矿质化过程是复杂的有机物被微生物分解变成简单无机化合物的过程，它只有在通气良好的条件下才能进行彻底，生成最终分解产物  $\text{CO}_2$ 、 $\text{H}_2\text{O}$  及各种无机化合物，而在通气不良时，有机质分解不彻底，常产生各种有毒害作用的还原性物质，如有机酸和  $\text{H}_2\text{S}$  等，影响作物生长。有机质的矿质化过程以释

放矿质营养元素为特征，并使土壤有机质不断消耗而减少。腐殖化过程是有机质被微生物分解转化为腐殖质的过程（它是在微生物参与下非常复杂的生物化学过程，尚有许多具体过程和内容有待进一步研究）。进入土壤中的有机物质，根据它们分解和转化程度，一般可归纳为三种类型：新鲜的有机物质（基本上保持动植物残体原有状态）、发生分解变化的腐烂有机物质（由于微生物的分解作用，原始状态已不复辨认，呈分散的暗黑色小块存在于土壤中）、腐殖质（有机质经微生物分解后再合成所形成的黑褐色胶体物质）。其中腐殖质是土壤活性中心物质，与矿物质土粒紧密结合，不能用机械方法分离，能在土壤内长期存在而积累，在改良土壤性质、增强土壤抗逆特性、供给作物营养等方面都有突出的作用，是土壤肥力的主要指标之一。要充分发挥土壤有机质的作用，就必须注意土壤有机质的调节，采取有效措施，既能保证有机质的水平不断提高，使土壤肥力不断改善，又能控制适当的分解速度，向作物提供必需的养分。

### 3. 土壤空气

土壤空气是土壤的重要组成部分，它对土壤的形成、土壤中各种养料物质的转化，对作物的生长发育及土壤微生物的活动，都有十分重要的作用。土壤空气主要来源于近地面大气，并不断地和大气进行交换。土壤空气中的二氧化碳和水汽含量高于大气，而氧气含量低于大气。土壤空气中有时有少量还原性气体，这些气体积累较多会对作物产生毒害作用。土壤空气的组成随时随地都在变化。影响土壤空气组成变化的最基本因素是土壤中生物的生命活动过程，即高等植物根系的呼吸作用和微生物的生命活动，它们要消耗氧气，并产生等体积的二氧化碳。生产实践中，控制土壤空气组成的最主要手段在于改良土壤的通气性。土壤空气和大气交换的方式有两种：一是气体的整体流动；二是气体的扩散。其中气体扩散是主要方式。土壤通气性的好坏不但影响种子萌发、根系生长及其吸收功能，还会影响土壤微生物的活动，进而影响土壤的养分状况。同时，土壤通气不良，易使作物患病，严重时还会使作物死亡。保持土壤适当的通气性，对于旱地来说，最基本的途径就是改善土壤的结构，除促进团粒结构的形成外，同时还应结合耕作、轮作、排水和合理灌溉等措施。

## 二、土壤水分

土壤水分是土壤的重要组成物质，也是土壤肥力的重要因素之一，还是土壤形成、熟化演变不可缺少的条件。矿物岩石的风化、物质的淋溶与淀积以及土壤肥力的发生与发展，都需要在水的参与下才能完成。许多土壤性质，如黏结性、黏着性和可塑性等，也都受土壤水分含量的制约。土壤水分过多，还会影响土壤通气和地温的上升。

干旱和半干旱地区水资源有限，干旱缺水是农业生产的严重威胁。因此，如何搞好该地区的蓄水保墒及节水灌溉，是亟待解决的课题。

水是极性分子，当其通过降水或灌溉进入土壤之后，便会受到土粒表面的吸附力和毛管力等的作用而被保存在土壤中。

### 1. 土壤水的形态



根据作用力的类型和被作物利用的难易程度，常把土壤水中的液态水划分为以下几种类型。

### (1) 吸湿水与膜状水（束缚水）

由于土粒表面具有很大的吸附力，胶粒表面还有电场力和吸附离子的水合力，故当其与气态水和液态水接触时，即可在其表面吸持水分子而形成一定厚度的水膜。根据膜内水分子受力的强弱，又可分为吸湿水和膜状水。

1) 吸湿水。干燥的土粒能吸附气态水，在一定的相对湿度下达到吸附—解吸平衡。由于接近土粒表面，极性水分子呈紧密的定向排列，密度平均为 1.5，具有固态水的性质。影响土壤吸湿量的主要因素是土壤比表面积和空气的相对湿度。土壤质地愈细，比表面积愈大，吸湿量也就越大。当空气的相对湿度接近 100% 时，土壤吸湿量达最大值，称最大吸湿量或吸湿系数。

2) 膜状水。在最大吸湿量的条件下，土粒表面仍有剩余能量，当进一步与液态水接触时，还可继续吸持水分子而形成膜状水。它受土粒的吸持力较弱，水分子定向排列较差，平均密度为 1.25，能从水膜厚处向薄处移动，但速度相当缓慢，一般为 0.2 ~ 0.4mm/h。膜状水的一部分可被植物吸收利用。膜状水的含量与吸湿水一样，受土壤比表面积的影响。此外，还与土壤溶液浓度有关，溶液浓度增大，会减少膜状水的含量。通常将膜状水的最大含量叫做最大分子持水量。

### (2) 毛管水

当土壤孔隙小到足以产生液—气界面的凹形弯月面时，便会发生毛管现象。存在于毛细管中的水，称为毛管水。它能抗拒重力作用而不流失。毛管现象较明显的孔径在 1 ~ 0.001mm 之间。毛管水所受的吸持力远小于植物根系的吸水力，因而可全部被吸收利用。同时，它的移动速度也快于膜状水，一般为 10 ~ 300mm/h。

按照根系分布土层中的毛管水与地下水的关系，可将毛管水分为两种：若地形部位较高，地下水埋藏较深，根系分布层中毛管水主要来自降水或灌溉，而与地下水毫无联系，这种毛管水称为毛管悬着水；如果地下水埋藏较浅，可借毛管作用上升至根区的水，称为毛管上升水。毛管悬着水的最大含量称田间持水量，而毛管上升水的最大含量则称为毛管持水量。毛管水在土壤中的分布如图 1-1 所示。

### (3) 重力水

超过田间持水量的水分由于不能为毛管力保持，在重力作用下，沿着土壤中大孔隙向下渗透至根区以下，这种水分叫做重力水。由于它在根系分布层停留时间很短，所以对植物的吸收利用并无多大意义。当土壤全部孔隙都为水分所充满时，土壤便处于水分饱和状态，这时土壤的含水量称为饱和含水量或全持水量。

上述最大吸湿量、最大分子持水量、田间持水量和饱和含水量，是将土壤水的数量和形态联系起来的特征含水量，称为土壤水分常数。另一个在农业生产中有重要意义的水分常数是凋萎系数。当土壤含水量降至一定程度时，由于植物的吸水力小于土壤的持水力，植物便因水分亏缺而发生永久凋萎（叶子萎蔫后，即使放在水汽饱和的空气中过夜，叶子仍不能恢复正常），此时的土壤含水量称做永久凋萎含水量或凋萎系数，可以

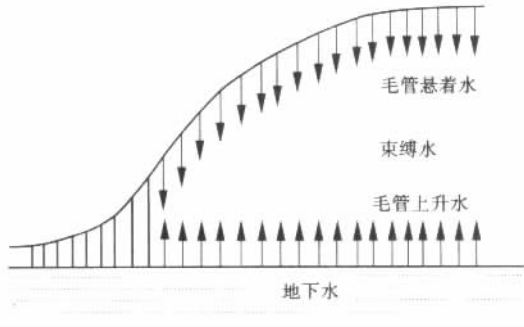


图 1-1 毛管水在土壤中的示意图

实测，也可以按该土壤的最大吸湿量的 1.5 倍计算其近似值。

## 2. 土壤水分的有效性

土壤水分的有效性是指土壤水分是否能被作物利用及其被利用的难易程度。土壤水分有效性的高低主要取决于它存在的形态、性质和数量，以及作物吸水力与土壤持水力之差。传统上认为凋萎系数是土壤中有效水的下限，田间持水量则是其上限，所以

$$\text{土壤最大有效水储量}(\%) = \text{田间持水量}(\%) - \text{凋萎系数}(\%)$$

$$\text{土壤有效水储量}(\%) = \text{土壤自然含水量}(\%) - \text{凋萎系数}(\%)$$

土壤最大有效水储量受质地、结构、容重和有机质含量等的影响。在有机质含量低的土壤中，决定因素是土壤质地。一般壤质土的有效水含量最多，砂质土的有效水含量最少。质地黏重、结构不良的黏质土，其田间持水量虽高，但因其凋萎系数亦高，故有效水的含量并不高，如表 1-5 所示。有效水被植物的利用仍有难易区别，愈靠近凋萎系数的水，则愈难吸收。

表 1-5 不同质地土壤的最大有效水含量（重量%）

土壤质地	粗砂土	细砂土	砂壤土	轻壤土	中壤土	重壤土	黏土
田间持水量 (%)	6	12	18	22	24	26	30
凋萎系数 (%)	3	3	5	6	9	11	17
有效水最大含量 (%)	3	9	13	16	15	15	13

土壤水的有效性与土壤持水力、水分形态以及水分常数的关系，可由图 1-2 得到清晰的了解。

## 3. 土壤水分含量表示方法

自然条件下土壤保持的水分数量，称为土壤含水量或土壤湿度，北方地区俗称“墒”。

(1) 重量百分率（水<sub>重</sub>%，也称绝对含水量）。指土壤中含水的重量占绝对干土重的百分数。如从田间采回的湿土重用  $W_1$  表示，在 105~110℃ 烘干后的重量以  $W$  表示，

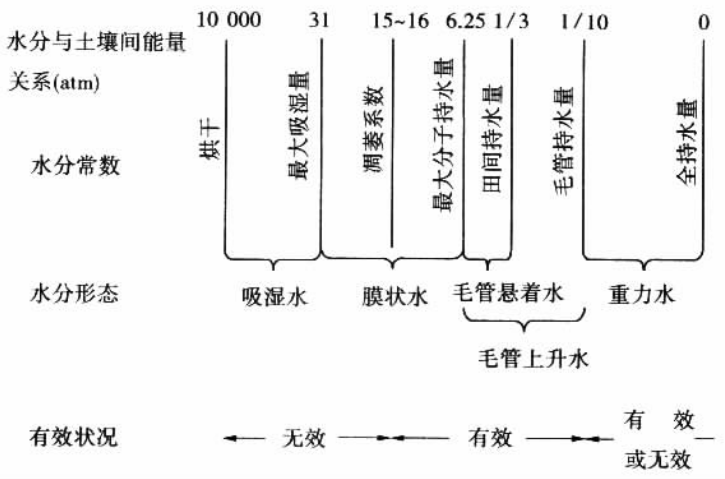


图 1-2 土壤水的有效性、土壤持水力、水分形态以及水分常数的关系

那么

$$\text{水重}\% = \frac{W_1 - W}{W} \times 100\% \quad (1-3)$$

(2) 容积百分率 (水容%)。指土壤水的容积占土壤容积的百分数，它表明土壤水分在孔隙中充满的程度。在常温下水的密度约为  $1\text{g}/\text{cm}^3$ ，水的重量值与容量值相当，于是

$$\begin{aligned} \text{水容}\% &= \frac{\text{水分体积}}{\text{土壤体积}} \times 100\% = \frac{\text{水重}/1}{\text{烘干土重}/\text{容重}} \times 100\% \\ &= \frac{\text{水重}}{\text{烘干土重}} \times 100\% \times \text{容重} \\ &= \text{水重}\% \times \text{容重} \end{aligned} \quad (1-4)$$

土壤孔隙度减去水容%，便是土壤空气所占的容积百分数。

(3) 相对含水量。在农田水量计算中，常用土壤自然含水量占田间持水量或全持水量的百分数来表示土壤水的相对含量。

$$\text{旱地土壤的相对含水量}(\%) = \frac{\text{土壤含水量}}{\text{田间持水量}} \times 100\% \quad (1-5)$$

$$\text{水田土壤的相对含水量}(\%) = \frac{\text{土壤含水量}}{\text{全持水量}} \times 100\% \quad (1-6)$$

(4) 土壤水储量。指一定厚度土层内水分的总储量。为与气象资料比较，常用 mm 表示，即相当于一定面积和土层厚度内有多少毫米厚的水层，其计算公式为

$$\begin{aligned} \text{水}_{\text{mm}} &= \frac{\text{面积} \times \text{土层厚度}(\text{cm}) \times \text{水重}\% \times \text{容重}}{\text{面积}} \\ &= \text{土层厚度}(\text{cm}) \times \frac{\text{水重}}{100} \times 10 \times \text{容重} \end{aligned} \quad (1-7)$$

$$= \text{土层厚度 (cm)} \times \frac{\text{水重}}{10} \times \text{容重}$$

灌溉上则以每亩若干立方米 ( $\text{m}^3/\text{亩}$ ) 表示

$$\text{水}_{\text{m}^3/\text{亩}} = \text{水}_{\text{mm}} \times \frac{1}{1000} \times \frac{2000}{3} = \text{水}_{\text{mm}} \times \frac{2}{3} \quad (1-8)$$

式中  $1/1\ 000$  是将  $\text{mm}$  数换算成  $\text{m}$  数,  $2\ 000/3$  为每亩地的  $\text{m}^2$  数。

(5) 土壤水饱和度 (%)。指土壤水分体积占土壤孔隙容积的百分数, 即

$$\text{饱和度 (\%)} = \frac{\text{土壤水分体积}}{\text{土壤孔隙容积}} \times 100\% \quad (1-9)$$

#### 4. 土水势与土壤水分特征曲线

(1) 土水势与土壤水吸力。经典物理学中, 把能量分为两种基本形式, 即动能和势能。由于土壤水受吸附力和毛管力的作用保持在土壤中, 运动速度很慢, 其动能一般忽略不计, 只考虑因水在力场中所处的位置不同而产生的势能高低。土壤水总是从势能高的地方向势能低的地方运动。单位数量土壤水所具有的势能称为土水势。为了确定土壤水的土水势, 必先选定其标准参比状态。土水势在数值上等于“在一定高度和大气压条件下, 从一个纯水池向土壤中某一点可逆地、等温地输送无限小量的水, 每单位数量纯水所需做功的数量”。此处所说的“一定高度和大气压条件下, 并且和土壤水所处温度相同的纯水池”就是确定土壤水势高低的标准参比状态, 其水势为零。

土壤水受到很多力场的作用, 如固相基质的吸持力、溶质的吸持力、静水的压力和重力的作用等。因此, 土壤水的总势能便是对应这些力场的各分势的总和

$$\text{土水势} = \text{压力势} + \text{基质势} + \text{渗透势} + \text{重力势} + \dots$$

省略号表示可能存在的其他分势, 如温度场和电磁场的作用等。各势分述如下:

由重力场引起水势的变化称为重力势, 它取决于所论土壤水的高度。研究田间土壤水分运动问题时, 参比平面一般选在地表或地下水位处。

压力势是由于压力场中压力差的存在而引起的。对于饱和土壤, 地下水位以下某一深度处的压力势等于该深度处的静水压强; 对于非饱和土壤, 考虑到通气孔隙的连通性, 各点所受的压力均为大气压, 无附加压强, 故压力势为零。

基质势是由固相基质的吸引力和毛管力造成的, 其恒为负值。随土壤含水量的增加, 基质势增大 (负值减小), 当土壤被水分饱和后, 基质势等于零。

溶质势是由土壤溶液中各种溶质对水分子的吸附作用而产生的, 其恒为负值。一般土壤中各点的溶质势近似, 对液态水的运动无显著影响。

温度的升高会使水势增加, 但增加的幅度受含水量的影响。通常在含水量较低的情况下, 温度对水势的影响更大些。

由于基质势和溶质势都是负值, 使用上不大方便。为此, 将基质势和溶质势的绝对值定义为吸力, 分别称为基质吸力和溶质吸力。研究田间土壤水分运动时, 溶质势一般不考虑, 因此通常所说的土壤水吸力多指基质吸力。基质势愈大 (绝对值愈小), 则吸力愈低。

(2) 土壤水分特征曲线。土壤水吸力或土水势 (通常为基质势) 是随土壤含水量而

变化的，其关系曲线称为土壤水分特征曲线或土壤持水曲线（见图 1-3）。其经验公式为

$$S = a\theta^{-b} \tag{1-10}$$

式中  $S$ ——土壤水吸力；

$\theta$ ——土壤含水率；

$a$ 、 $b$ ——常数，因土壤不同而异。

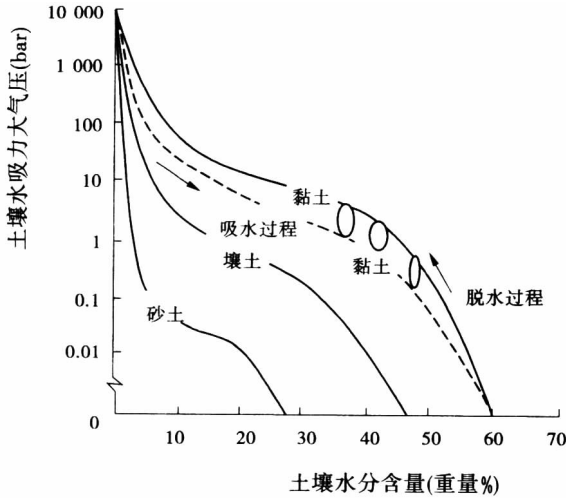


图 1-3 不同质地土壤的水分特征曲线 (Brady, 1974)

由图 1-3 可以看出，随土壤含水率的降低，土壤基质势呈较大下降（土壤水吸力负值），这表明田间土壤水分对作物利用并非同等有效。土壤质地对水分特征曲线有明显的影响。同一含水率时，黏土的土壤水吸力最大，而砂土的土壤水吸力最小，壤土的土壤水吸力介乎其间。土壤水分特征曲线还和土壤中水分变化的过程有关。对于同一土壤，即使在恒温条件下，由脱水过程和吸水过程测得的水分特征曲线也是不同的，这种现象称为滞后现象。在含水率相同的条件下，脱水过程的吸力较吸水过程的吸力大（见图 1-3 中的虚线）。土壤从部分湿润状态开始排水或从部分脱水状态重新湿润时，吸力与含水率的关系曲线沿着一些中间曲线变化，这些中间曲线称为扫描曲线。在土壤水吸力相同的情况下，黏土的含水率比砂土大得多。因此，作物从土壤中吸水的难易取决于土壤水吸力的大小，而不是土壤含水率的高低。

虽然田间土壤水分对作物利用并非同等有效，但干旱和半干旱地区的某些土壤的水分特征仍提供了低定额灌溉的可能性。对我国西北地区黄土的水分物理学研究表明，其水分特征曲线在接近  $\theta_r$ （田间持水率）处，水分有效性下降很快，而在（40% ~ 80%） $\theta_r$  的范围内，土壤水分为作物利用的有效性下降非常缓慢。在此范围内的土壤水分对作物的吸收影响，几乎同等有效（其能态指标相近）。如这类土壤从田间持水率的 70% 降低到 50%，其叶水势下降并不明显。而当含水率降低到 40% 以下时，叶水势才与

70%的供水植株的叶片表现有明显差异（西北水保所，1987、1989）。这一研究成果表明，在西北干旱和半干旱的黄土地区，保持低含水率水平，不会使作物遭受明显的干旱而大幅度减产，这为低定额的灌溉节水提供了土壤水分物理学的重要依据。

### 5. 土壤水分运动

对土壤水分运动的研究一般有两种途径：一种是毛管理论，另一种是势能理论。下面介绍目前研究土壤水分运动的势能理论。

#### (1) 土壤水分运动的基本方程

在一般情况下，达西定律同样适用于非饱和土壤水运动。在水平方向和垂直方向的渗透速度  $v_x$ 、 $v_z$  可分别写成

$$v_x = -K(\theta) \frac{\partial \varphi}{\partial x} \quad (1-11)$$

$$v_z = -K(\theta) \frac{\partial \varphi}{\partial z} \quad (1-12)$$

$$K(\theta) = -K_s \left( \frac{\theta - \theta_0}{\theta_s - \theta_0} \right)^n \quad (1-13)$$

式中  $\varphi$ ——土水势， $\varphi = h + z$ （以总水头表示）；

$h$ ——压力水头，在饱和土壤（地下水）的情况下压力水头为正值，在非饱和土壤中为基质势水头，为负值；

$z$ ——位置水头（重力势水头），坐标  $z$  向上为正时，取正值，坐标  $z$  向下为正时，取负值；

$K$ ——水力传导度（或导水率），为土壤体积含水率  $\theta$  的函数  $K(\theta)$  或土壤压力水头  $h$  的函数  $K(h)$ ；

$K_s$ —— $\theta$  等于  $\theta_s$ （饱和含水率）的水力传导度；

$n$ ——经验指数， $n = 3.5 \sim 4.0$ ；

$\theta_0$ ——不易移动的土壤含水率，其值可取最大分子持水率。

水力传导度与土壤压力水头之间的关系可写成

$$K(h) = \frac{a}{|h|^{n+b}} \quad (1-14)$$

$$K(h) = K_s e^{ch}$$

式中的  $a$ 、 $b$  及  $c$  均为经验常数。

设土壤水在垂直平面上发生二维运动，取微小体积  $\Delta x \cdot \Delta z \cdot 1$ （垂直  $xz$  平面，厚度为 1），如图 1-4 所示，则在  $x$ 、 $z$  方向进入和流出此体积的差值为  $-\left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z}\right) dx dz$ 。

单位时间土壤体积中储存水量的变化率为  $\frac{\partial \theta}{\partial t} dx dz$ ， $\theta$  为土壤体积含水率。

根据质量守恒的原则，可得到土壤水流连续方程

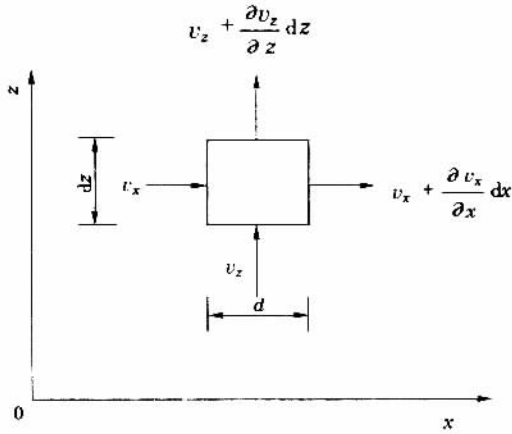


图 1-4 微小土体内土壤水分运动示意图

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \left( \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) \quad (1-15)$$

将式 (1-11) 和式 (1-12) 代入式 (1-15) 后, 得

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ K(\theta) \frac{\partial \phi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ K(\theta) \frac{\partial \phi}{\partial z} \right] \quad (1-16)$$

考虑到  $\phi = h + z$ ,  $\frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial x}$ ,  $\frac{\partial \phi}{\partial z} = \frac{\partial h}{\partial z} + 1$  代入式 (1-16), 得

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ K(\theta) \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ K(\theta) \frac{\partial h}{\partial z} \right] + \frac{\partial K(\theta)}{\partial z} \quad (1-17)$$

因为,  $\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial x}$ ,  $\frac{\partial h}{\partial z} = \frac{\partial h}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial z}$ , 并令  $D(\theta) = K(\theta) \frac{\partial h}{\partial \theta}$ , 代入式 (1-17), 得

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right] + \frac{\partial K(\theta)}{\partial z} \quad (1-18)$$

式中  $D(\theta)$  —— 扩散度, 表示单位含水率梯度下通过单位面积的土壤水流量, 其值为土壤含水率的函数。

由于土壤含水率  $\theta$  与土壤压力水头  $h$  之间存在着函数关系, 渗透系数  $K$  也可以写成压力水头  $h$  (非饱和土壤中的  $h$  为负值) 的函数。因此, 土壤水运动基本方程也可以写成另一种以  $h$  为变量的形式。

土壤水在  $x$ 、 $z$  方向的渗透速度为

$$v_x = -K(\theta) \frac{\partial \phi}{\partial x} = -K(h) \frac{\partial h}{\partial x} \quad (1-19)$$

$$v_z = -K(\theta) \frac{\partial \phi}{\partial z} = -K(h) \left[ \frac{\partial h}{\partial z} + 1 \right] \quad (1-20)$$

将以上二式代入土壤水流连续方程 (1-15), 得

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ K(h) \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ K(h) \frac{\partial h}{\partial z} \right] + \frac{\partial K(h)}{\partial z} \quad (1-21)$$

因为  $\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial \theta}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t} = C(h) \frac{\partial h}{\partial t}$ , 则式 (1-21) 得

$$C(h) \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} [K(h) \frac{\partial h}{\partial x}] + \frac{\partial}{\partial z} [K(h) \frac{\partial h}{\partial z}] + \frac{\partial K(h)}{\partial z} \quad (1-22)$$

式中  $C(h) = \frac{\partial \theta}{\partial h}$ , 表示压力水头减小一个单位时, 自单位体积土壤中所能释放出来的水体积, 其量纲为  $[L^{-1}]$ ,  $C(h)$  被称为土壤的容水度。

在初始条件下和边界条件已知的情况下, 可根据这些定解条件求解式 (1-18) 或式 (1-22), 求得各点的土壤含水率 (或负压) 和土壤水流量, 或利用数值计算法直接计算求得。

## (2) 入渗条件下土壤水分运动

降雨和灌水入渗是土壤水分的主要来源。入渗速度、总量和入渗后剖面上土壤含水率的分布, 对拟定土壤水分状况的调节措施有重要意义。下面以地下水埋深较大, 剖面土壤含水率均匀分布, 地表形成薄水层这一简单的情况为例, 说明入渗速度和土壤含水率的计算方法。在垂直入渗的情况下, 坐标轴  $z=0$  取在地表, 取  $z$  向下为正, 位置水头为负值, 一维土壤水运动的基本方程可写成

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} [D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z}] - \frac{\partial K(\theta)}{\partial z} \quad (1-23)$$

如降雨或灌水前剖面上各点的初始含水率为  $\theta_0$ , 则初始条件为

$$\theta(z, 0) = \theta_0 \quad (1-24)$$

在地表有薄水层时, 表层含水率等于饱和含水率  $\theta_s$ , 在  $z$  相当大 ( $z \rightarrow \infty$ ) 时, 含水率不变,  $\theta = \theta_0$ , 则边界条件为

$$\left. \begin{aligned} \theta(0, t) &= \theta_s \\ \theta(\infty, t) &= \theta_0 \end{aligned} \right\} \quad (1-25)$$

式 (1-23) 为非线性方程, 求解比较困难。为了简化计算, 近似地以平均扩散度  $\bar{D}$  代替  $D(\theta)$ , 由于  $\frac{\partial K}{\partial z} = \frac{\partial K}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial z}$ , 以  $N = \frac{K(\theta_s) - K(\theta_0)}{\theta_s - \theta_0}$  代替  $\frac{\partial K}{\partial \theta}$ , 则式 (1-23) 变为常系数的线性方程

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \bar{D} \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} - N \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad (1-26)$$

对初始条件式 (1-24) 和边界条件式 (1-25) 以及对式 (1-26) 进行拉氏变换求解后, 得

$$\theta(z, t) = \theta_0 + \frac{\theta_s - \theta_0}{2} \left\{ \operatorname{erfc} \left( \frac{z - Nt}{2\sqrt{Dt}} \right) + e^{\frac{Nz}{D}} \operatorname{erfc} \left( \frac{z + Nt}{2\sqrt{Dt}} \right) \right\} \quad (1-27)$$

式中  $\operatorname{erfc}(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_z^\infty e^{-u^2} du$ , 为补余误差函数。

$$\bar{D} = \frac{5/3}{(\theta_s - \theta_0)^{5/3}} \int_{\theta_0}^{\theta_s} D(\theta)(\theta - \theta_0) d\theta \quad (1-28)$$



剖面含水率分布可以从式 (1-27) 求得, 如图 1-5 所示。

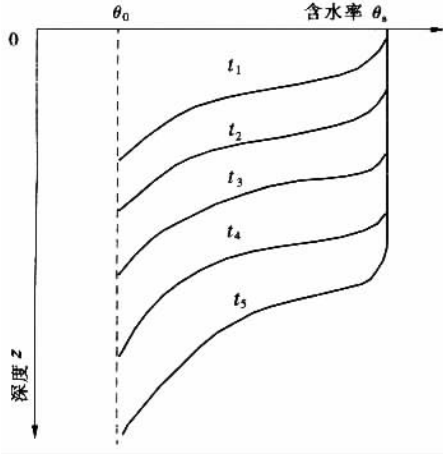


图 1-5 入渗条件下土壤剖面含水率分布

地表入渗速度的近似计算式为

$$K_t = (\theta_s - \theta_0) \sqrt{\frac{D}{\pi} t^{-\frac{1}{2}}} + K_s \quad (1-29)$$

在时间  $t$  内入渗的总水量为

$$H_t = 2 (\theta_s - \theta_0) \sqrt{\frac{Dt}{\pi}} + K_s t \quad (1-30)$$

菲利浦根据严格的数学推导求得了非线性方程 (1-30) 的无穷级数解。其入渗速度 (或称渗吸速度) 的近似式为

$$K_t = \frac{S}{2} t^{-\frac{1}{2}} + K_f \quad (1-31)$$

在时间  $t$  内的入渗总量 (以水层厚度表示) 的计算式为

$$H_t = S t^{\frac{1}{2}} + K_f t \quad (1-32)$$

上式中  $S$ 、 $K_f$  均为土壤特性常数。 $S$  的大小与土壤初始含水率有关, 一般称为吸水率。 $K_f$  为稳定入渗速度, 相当于土壤饱和时的水力传导度  $K_s$  (即渗透系数)。入渗初期, 入渗速度很大,  $K_f$  远较  $\frac{S}{2} t^{-\frac{1}{2}}$  为小, 可忽略不计。随着时间的推移, 入渗速度迅速减小。当入渗时间很久时, 即  $t \rightarrow \infty$ , 则式 (1-31) 中的第一项趋近于 0,  $K_t = K_f$ , 即稳定入渗速度。图 1-6 为入渗速度随时间的变化曲线。稳定入渗速度是描述土壤入渗性能和选择灌水方法的依据, 不同土壤的稳定入渗速度可参考表 1-6。

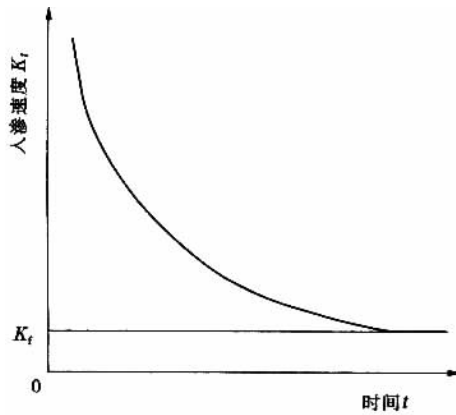


图 1-6 土壤入渗曲线

表 1-6 各种土壤的稳定入渗速度

土壤类型	稳定入渗速度 (mm/h)
砂土	30
砂壤土	20 ~ 30
黏壤土	10 ~ 20
重黏壤土	5 ~ 10
黏土	1 ~ 5

### (3) 蒸发条件下土壤水运动

土壤水的蒸发发生在土壤的表层，其强度一般取决于两个因素：一为外界蒸发能力，即气象条件所限定的最大可能蒸发强度；二是土壤自下部土层向上的输水能力，其数值随含水率的降低而减小。表土的蒸发强度决定于二者的较小值。在土壤的输水能力大于外界蒸发能力时，表土蒸发强度等于外界蒸发能力（常以水面蒸发来表征），在外界蒸发能力大于土壤的输水能力时，表土蒸发强度以土壤的输水能力为限。降雨或灌水后，土壤蒸发一般可分为两个阶段。当土壤含水率大于临界含水率  $\theta_c$  和土壤的输水能力大于外界蒸发能力时，土壤蒸发强度等于水面蒸发强度  $\epsilon_0$ 。如果外界蒸发能力不变，则蒸发强度保持稳定，这一阶段为稳定蒸发阶段。当  $\theta < \theta_c$  时，土壤蒸发决定于输水能力，而后者又决定于土壤含水率  $\theta$ ，随着含水率的降低，蒸发强度逐渐减小，这一阶段为蒸发强度递减阶段。根据室内外试验资料，表土蒸发强度  $\epsilon$ 、水面蒸发强度  $\epsilon_0$  和土壤含水率  $\theta$  有以下经验资料（见图 1-7）：

当  $\theta \geq \theta_c$  时

$$\epsilon = \epsilon_0 \quad (1-33)$$

当  $\theta < \theta_c$  时

$$\epsilon = \epsilon_0 (a\theta + b) \quad (1-34)$$

式中  $\theta_c$ ——临界含水率，即土壤输水能力等于外界蒸发能力时的土壤含水率，其值视土壤性质和外界蒸发条件而定；  
 $a$ 、 $b$ ——经验系数。

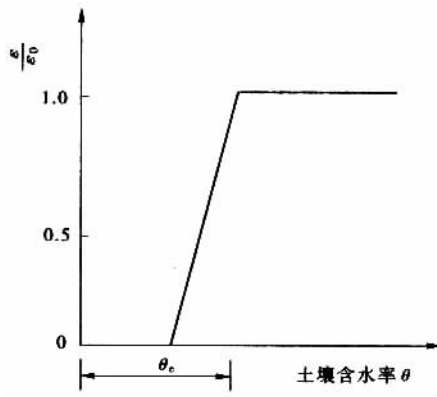


图 1-7 表土蒸发与土壤含水率关系示意图

在干旱季节的初始含水率较低，且蒸发强烈 ( $\epsilon_0$  很大) 的情况下，有时表土可能很快降至风干含水率  $\theta_a$ ，即

$$\theta = \theta_a \tag{1-35}$$

式 (1-33)、式 (1-34) 和式 (1-35) 可作为求解式 (1-32) 的边界条件。

土壤的蒸发和蒸发条件下土壤水分运动除决定于外界条件和表土含水率外，还与土壤剖面初始含水率分布和地下水埋深有密切关系。在不同地下水位情况下，土壤的蒸发和蒸发条件下土壤水分运动的解析解或数值解，请参见郭元裕主编的《农田水利学》(第三版) 及其他有关专著。

### 三、农田水分状况的调节

#### 1. 旱田适宜的水分状况

农田水分状况是指农田地面水、土壤水和地下水的多少及其在时间上的变化情况。从土壤水分的垂直分布来看，通常 0 ~ 60cm 的水分容易蒸发损失，而深层储水如无植物吸收，则较稳定，是“土壤水库”的重要组成部分。因此，在土层深厚的地区，通过某些技术措施，如增施磷肥和蹲苗等，促进根系深扎，充分利用深层储水的潜力，是一项不可忽视的抗旱增产措施。

#### (1) 土壤水分对作物有效性的指标

大约在 20 世纪 60 年代以前，人们试图从土壤含水量或土水势来说明土壤水有效性的高低。进入 60 年代，随着 SPAC 概念的提出，人们对土壤水有效性的概念给予了新的解释。人们愈来愈认识到土壤水的有效性不只是土壤水分含量和土水势的函数，而且还依赖于土壤供水特性、植物生长特性以及气象条件等因素。由此可见，植物吸收土壤

水分决定于气象、植物和土壤三因素的综合作用。由于植物从土壤吸收的水分绝大部分都以蒸腾水进入大气，因而蒸腾速率比其他因素都更加决定着土壤必需供水的速率。

已有研究表明，水分亏缺对于作物产量形成有密切关系的几个生理过程按其影响大小可排序为生长、蒸腾、光合、运输。对生长影响主要是减弱细胞扩张，蒸腾则是作物吸水、生长过程中伴随的生理现象，对产量的形成并无直接关系，而对光合、运输的影响才具有实质性作用。因而在分析节水灌溉的土壤水分指标时，应以影响光合的土壤水分指标为主，可称之为光合土壤水分指标。这一指标略低于生长、蒸腾的土壤水分指标，但对产量形成有极重要的影响。这是因为光合作用是作物机体有机物质形成的惟一过程，而这一过程中水又是光合作用形成有机物质的重要原料。水对光合作用甚至产量形成的影响是决定产量有还是没有的问题，而生长、蒸腾、运输过程对产量的影响是决定产量多少的问题。显然前者更为重要、更为直接。根据蒸腾与光合两条曲线随土壤水分变化的规律，蒸腾速率曲线与光合速率曲线分离点（作物水分生产率的峰值点）的土壤水分恰为节水灌溉应控制的水分指标。在生产实践中应通过一系列田间水管理技术，尽可能多时间控制土壤水分在此范围内波动，从而实现节水高产的目标。

在考虑土壤水分对光合产物积累的影响时，不能不考虑光合产物在不同组织、器官间的分配比例的问题。作物产量往往只是作物总生长量的一部分，不同类型的作物，收获器官的不同，水分胁迫对生长量和产量的影响就会不同：有限生长习性作物，开花时叶面积达最大值，花前水分胁迫只会影响该最大叶面积，花后水分胁迫只可以影响叶子衰老的快慢和净同化速率；无限生长习性作物，叶面积与产量间的关系较为复杂，作物产量并非与营养生长量成正比。植物水分亏缺并非一定减产，适度水分亏缺还可能增产。适度水分胁迫能增产的作物多数是无限生长习性作物，主要是因为水分胁迫激发了光合产物在营养生长与生殖生长间的重分配。因此，在亏缺灌溉中，按照调亏的要求，作物某一生长阶段可能要求更低的土壤含水率，施加适度的水分胁迫，以求较高的经济产量。Adele J. Steger 等（1998）指出，棉花早期的水分管理必须保证棉株有充分的营养生长和及时转入生殖生长。P. J. Pinter 等（1983）指出，对棉花择时灌溉，必须考虑对棉株进行水分胁迫以满足合适的营养生长与生殖生长平衡模式的需要。R. B. Hutmacher 等（1991）指出，收获种子的苜蓿与饲草苜蓿因为收获部分的不同而在水分管理上有很大的区别，饲草苜蓿要经常灌水以保持旺盛的营养生长。收获种子的苜蓿要获得高产，则：①允许土壤和作物经历适度的水分胁迫；②防止严重的水分胁迫；③维持稳长慢长，以促使多结果。高土壤水分常常导致苜蓿过度营养生长而减少籽粒的生产。

## （2）旱田适宜的水分状况

前面已经分析了土壤水分的形态及其对作物生长的有效性，我们已经认识到，在旱地里，当土壤含水量超过田间持水量时，就会渗漏入深层土壤，甚至抬高地下水位，有害无益。当土壤含水量降至初期萎蔫点时，作物生长开始受到抑制。当土壤含水量降至萎蔫点时，作物就会出现永久性萎蔫。因此，对旱作物而言，适宜土壤含水量的上限是田间持水量，下限是初期萎蔫点。但初期萎蔫点随土壤质地、作物种类、作物生长阶段变化很大，与气象条件也有关系，定量比较困难。

一些土壤学家和植物学家认为土壤水分降至田间持水量以下时，就会引起土壤水吸力上升，增加植物吸水的困难，导致减产，见图 1-8 中的曲线①。但是，以色列沃尔卡尼（Volcani）农业研究所灌溉处和田间灌溉局进行了大量的灌溉试验，总结了近 20 年的研究成果，绘制出灌水前的土壤含水量和产量的关系曲线，见图 1-8 中的曲线②。该研究成果表明，存在一个土壤水分的临界值，只要保持土壤水分在该临界值以上，就不会引起严重减产。这个临界值含水量约为土壤有效水量的 50%。我国在灌溉工程规划和运行管理实践中，通常是按照作物不同生长阶段的需水特性，以根系吸水层平均土壤含水量占田间持水量的 60%~80% 作为适宜土壤含水量的下限。这个和以色列的研究成果是很近的。

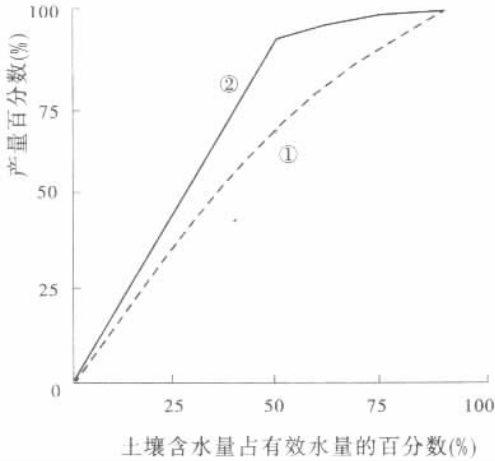


图 1-8 作物产量和灌前的土壤含水量的关系

在盐渍土地区，土壤含水量的下限值还应使土壤溶液的浓度小于根系吸水所允许的浓度值，允许的最小土壤含水率可按式（1-36）计算。

$$\theta_{\min} = 100 \frac{S}{\lambda} (\%) \tag{1-36}$$

式中  $\theta_{\min}$ ——允许的最小土壤含水率（占干土重的百分数）；

$S$ ——根系吸水层中易溶于水的盐类数量（占干土重的百分数）；

$\lambda$ ——允许的土壤溶液浓度（占水重的百分数）。

### （3）水稻田的适宜水分状况

水稻的栽培技术和灌水方法与旱作物截然不同，我国传统的栽培技术是在田面经常维持一个淹灌水层，不断向土壤中入渗。随着地下水的埋深、不透水层的位置、地下水出流条件的不同，地面水、土壤水与地下水之间的关系不同。

当地下水位埋深较浅，又无出流条件时，由于地面水不断下渗，使地下水位上升到地面并与地面水连成一体。

当地下水位埋深较深，出流条件较好时，地面水虽然不断下渗，补给地下水，但地

下水位仍能保持在地面以下一定深度，地下水位以上土层的孔隙不一定被水所饱和。

水稻是喜湿作物，保持适宜的淹灌水层有利于作物的生长发育。但是，如果长期采用深水浸泡，会使水稻严重减产，甚至死亡。因此，生产实践中多采用浅勤灌、适时晒田的灌水技术，使淹灌水层在适宜水层上、下限之间变化。适宜水层的上、下限随作物品种、生育阶段等条件而变化，要根据科学试验成果和群众丰产经验确定。在水源供水不足的地区，可以拦蓄天然降雨，以减少灌溉用水量，但蓄水深度有严格的限制。

## 2. 农田水分状况的调节

天然条件下农田水分状况往往和作物要求的农田水分适宜范围是不相适应的，水分过多和水分不足的现象经常出现，这就需要采取一定的工程技术措施及农业技术措施调节土壤水分，为作物生长发育创造良好的条件。调节土壤水分状况不外乎蓄水、保墒、灌溉和排水等几个方面，措施很多，应因地制宜地进行选择。

### (1) 农田水分过多的原因及其调节措施

农田水分过多的原因：①大气降水补给农田水分过多或灌水过量；②洪水泛滥、湖泊漫溢、海潮侵袭或坡地地面径流汇集等使低洼地积水成灾；③地下水位过高，毛管上升水不断向上补给；④因地下水从坡地溢出，大量补给农田水分；⑤地势低洼，出流条件不好。

因河湖泛滥而形成的灾害称为“洪灾”；降雨过多，积水难排，造成灾害，叫做“涝灾”；因降雨、灌溉水量太多，或因地下水补给水量太多，使土壤长期过湿，危害作物生长，叫做“渍害”。这三种灾害有时单独发生，有时同时出现。在很多地区，这几种灾害紧密相连，互相助长，而且有一定的规律性。例如：江浙一带的平原地区，春季多雨，土壤质地黏重，地下水位较高，土壤过湿、作物受渍的现象经常发生；黄淮海平原由于降雨集中在6~9月，且多暴雨，上游山区的洪水直泻平原，平原地区地势平缓，防洪排涝条件较差，所以洪、涝、渍三害并存。

对农田水分过多的灾害，要分析成灾原因，采取适当的技术措施，加以治理。防止农田水分过多的措施可归纳为以下五种方法：①防止高地地面径流和地下径流向低地汇集；②加速地面径流的排出；③加速地下径流的排出，把地下水位控制在允许的深度；④排除滞留在作物根系吸水层土壤中的过多水分；⑤改善土壤结构，提高土壤的通气、透水性能，加速土壤水的下渗和排出，防止土壤积水。在有地面径流或地下径流补给情况下，应首先采用第一种方法，通过工程措施把排水区域和补给水源隔开；在地势低平、排水不畅的地方，也要采取工程措施，加快汇流和排水的速度。在农田排水实践中，还必须考虑到作物的需水要求，在需要利用地下水的地区，不能把地下水位降得过低。在地区排水工程规划中，有时结合灌溉用水需要修筑蓄水工程，调节地区径流，补充灌溉水源，不仅可以减少灌溉引水工程的规模和投资，改善作物的用水条件，还可削减排水流量，缩小排水工程的规模和投资。在低洼易涝区，还应考虑利用洼地滞洪、滞涝，减轻排涝压力。

### (2) 农田水分不足的原因及其调节措施

农田水分不足的原因：①降雨量不足；②降雨入渗水量很少，径流损失很多；③土

壤保水能力差，蒸发损失水量过多。

土壤水分不足，即“干旱”，不能满足作物需要，使作物体内的水分平衡遭到破坏，轻则暂时萎蔫，重则干枯死亡。当农田水分不足时，一般应采取增加来水和减少去水的措施。灌溉是补充农田水分的主要方法。在允许情况下，灌溉可以适时、适量地供给作物所需要的水分。除此之外，还应做好蓄水、保墒工作。在水稻田中，一般可采取浅灌深蓄的办法，以便充分利用降雨。对于旱地、坡地修梯田，力争降雨就地入渗，防止地面径流。川台地也要平整土地，扩大灌溉面积，节约用水。增施有机肥，改善土壤结构，增强土壤蓄水能力。增施磷肥对于促进根系发育、利用土壤深层储水具有重要意义。深耕可增加降雨的入渗率和入渗深度，增强土壤的蓄水能力。深翻后如雨水不多，便要及时耙耱收墒。作物生长期间中耕松土，可以切断上下土层间的毛管联系，减少蒸发，并可清除杂草，避免水分的无益消耗。当地表形成较厚的干土层时，蒸发进入扩散控制阶段，这时通过镇压，既可以减少大孔隙，防止水汽损失，又可增加毛管孔隙，起到“提墒”的作用。地膜覆盖和秸秆覆盖可保水。此外，在甘肃中部的一些地区用砾石覆盖地面，称为砂田，同样可以起到保水的作用。营造防护林，改善农田小气候，可降低大气蒸发力。无论水田或旱地，都应注意改进灌水技术和方法，以减少农田水分蒸发和渗漏损失。

### 第三节 土壤—作物—大气连续体水分运动概念

水分经由土壤到达植物根系、进入根系，通过细胞传输进入植物茎，由植物木质部到达叶片，再由叶气孔扩散到宁静的空气层，最后参与大气的湍流交换。这样一个过程形成了一个统一的、动态的系统，即土壤—作物大气连续体（Soil Plant Atmosphere Continuum，简称 SPAC）。菲利普（Philip，1966）提出了系统的、较完整的关于 SPAC 的概念。认为尽管介质不同、界面不一，但在物理上都是一个统一的连续体，水在该系统中的各种流动过程就像链环一样，互相衔接，而且完全可以应用统一的能量指标“水势”来定量研究整个系统中各个环节能量水平的变化，并计算出水分通量。这在土壤—作物—水关系研究方面是一次重要的突破。

现代农田水分循环与水分平衡的研究是以连续的、系统的、动态的观点和定量的方法为基础的。即把土壤、植物、大气作为一个物理上的连续体，研究田间水分的循环过程和规律，以及与农田能量平衡和转化间的关系，揭示田间水循环工程的各个方面，探讨以土壤水和作物关系为中心的农田水分调控机理。

降雨、入渗、水在土壤中运动、植物根系吸收土壤水分、蒸发蒸腾，以及土壤水分向地下水的运动、潜水蒸发连续不断地进行着，构成了田间水循环过程。同时，这些因素又处于动态平衡状态，构成田间水量平衡。蒸发蒸腾（作物需水量）是农田水平衡的一个分量，也是田间水分循环中必不可少的一个过程，它是 SPAC 中水分传输与能量转换中最重要的一环，蒸发蒸腾过程对连续体内能量的收支与转化，以及农田能量平衡分

量中潜热和显热交换的比例关系有着重要的影响。因此，SPAC 中水分传输理论及水热转换关系的研究是农田灌溉中作物需水量及灌溉需水量计算与预报的重要理论基础。

研究 SPAC 中的水分传输过程和规律有利于了解 SPAC 中水分能量和水流阻力的分布过程及相互反馈关系，并定量计算出水分通量，为作物水分供需评价的研究提供理论依据，为制定合理的灌溉制度、灌水方法，实施节水灌溉和水分循环研究服务。

在 SPAC 中，水分运动的驱动力是水势梯度，即从水势高处向水势低处流动，其流动速度和水势梯度成正比，与水流阻力成反比。由于在 SPAC 中各个部分的水流阻力和水势并非是恒定不变的，因而严格地说 SPAC 中的水流是非恒定流。但是，在实际中只要作物没有萎蔫，只要射入作物冠层的辐射与热量仅仅导致水从液态转化为汽态，就可以假定 SPAC 中的水流是连续的稳定流。其水流通量可以用 Van den Honert (1984) 模式来模拟，即

$$q = \frac{\psi_s - \psi_r}{R_{sr}} = \frac{\psi_r - \psi_L}{R_{rL}} = \frac{\psi_L - \psi_a}{R_{La}} \quad (1-37)$$

式中  $\psi_s$ 、 $\psi_r$ 、 $\psi_L$ 、 $\psi_a$ ——土水势、根水势、叶水势与大气水势；

$R_{sr}$ 、 $R_{rL}$ 、 $R_{La}$ ——通过土壤到达根表皮、越过根部通过木质部上升到叶气孔腔、通过气孔蒸腾扩散到周围空气中各段路径的水流阻力。

蒸腾着的植株根部四周土壤的水势通常在  $0 \sim -1.0\text{MPa}$  范围内，叶水势通常为  $-0.2 \sim -2.0\text{MPa}$ ，作物在严重水分胁迫下可达  $-3.0\text{MPa}$ ，某些耐旱植物可能低至  $-5.0\text{MPa}$ 。若用方程  $\psi_a = RT_k \ln(e/e_s)$ （此处  $R$  是气体常数， $T_k$  是绝对温度， $e$  是实际水汽压， $e_s$  是饱和水汽压）把空气相对湿度换算成相等的水势，则相对湿度在  $98\% \sim 48\%$  范围内，相当于大气水势为  $-10 \sim -100\text{MPa}$ ，在干旱、半干旱地区，空气相对湿度往往低于  $48\%$ ，因此其大气水势还会低于  $-100\text{MPa}$ 。由此可知，从土壤到叶片的水势降低约为  $1.0\text{MPa}$  或更少，但从叶片到大气则降低几十兆帕甚至达  $100\text{MPa}$  以上，这表明在植株的水分吸收和蒸腾这样一个耦合过程中的主要阻力是  $R_{La}$ ，也就是在这个阶段可以最有效地通过系统的水流施加控制，这当然要通过调节气孔的开度大小而达此目的。

由于从土壤到叶气孔腔的水流是液态流，而从气孔扩散到大气的水流过程是汽态流，即系统中的水流过程产生了相变，因而对于在气态流和液态流的阻力之间进行比较的合理性还值得研究。由水汽压把湿度梯度转换为相当的水势梯度，大大地夸大了水汽相中势能的下降。空气相对湿度从  $98\%$  降低到  $50\%$ ，水汽压约降低  $50\%$ ，但相当量的水势梯度则降低近  $25$  倍。所以，按照 Van den Honert 对欧姆定律的应用，水汽路径的阻力相当于  $25$  倍液态流路径中的阻力。但由于在单位上的不同，当然也不能把以前从浓度梯度（单位是  $\text{s/m}$ ）计算出来的水汽扩散阻力与从水势梯度计算出来的水汽扩散阻力等量齐观。因在叶片—空气路径中的水汽流与在木质部传导系统中的液态流之间没有什么明显的物理相似性。所有的流动基本上都是由于水势差而推动起来的。因此，用 SPAC 中各个部分的水势差推导其水流阻力的量级主要是为了实用上的方便，在其理论上仍存在局限性。但是，不论用水势差还是用它的等值水汽压差，其结论是相同的，系统中的主要阻力是气态流动过程中的阻力。



由上可知，虽然 Van den Honert 的这种处理方法提供了一个模拟 SPAC 中水流的实用模型，但它确实过分简化了。首先，它假定 SPAC 中的水流是稳定流，在植物体中是很少存在的，因此严格地说它是不适用于测定时间短于在植株体内形成稳定流所需要的时间的情况；其次，它假定在运输途径的各部分（例如在根中）的阻力是恒定的，但试验表明，根中阻力有时是随着流速而改变的；第三，水以液态通过土壤和植株运行，在叶气孔腔内转变成水汽。虽然运移的驱动力始终是化学势差，但液态流直接与水势差成比例，而水汽扩散则与水汽压或水汽的浓度差成比例，由水汽压把湿度梯度转换成相当的水势梯度，则大大地夸大了水汽相中势能的下降，估算出的叶—气系统水流阻力的量级与实际有较大的差异。因此，有必要发展和改进 Van den Honert 的稳定流模式的假定，引入水容的概念，提出与植物水分状况相符的非稳定流模式。

像电容器一样，水储存在薄壁组织细胞中用于补充蒸腾丧失的水分。在叶片和茎的薄壁组织细胞中的水量很大。西北农业大学所进行的研究表明，植物在炎热的晴天有时会失去其原有含水量的 25% ~ 30%（见表 1-7），但在晚上就能得到正常的补充与恢复。在蒸腾的日子里，叶片含水量的日变化一般约为 10%。

表 1-7 叶片水分含量在一日中的变化状况

植物种类	含水量（以鲜重%表示）		假定干物质无变化时 水分的下降		含水量（以干重%表示）	
	最大	最小	鲜重	占原有 水分的%	最大	最小
玉米	78	69	16.0	20.5	264	199
小麦	86	74	24.5	28.5	389	323
大豆	89	81	29.6	33.2	544	408

正是这种水容因素的存在阻止了欧姆定律模拟的严格应用，因为通过较大植株不同部分的水流常常以不同的速度运行。例如日出后蒸腾迅速增加时，根系吸水滞后于蒸腾，叶片和茎的含水量就减小。

系统中任何部分的水容（ $C$ ）被定义为：单位水势变化所引起的细胞组织内含水量（ $W$ ）的变化

$$C = \frac{dW}{d\psi} = W_{\max} \frac{d\theta}{d\psi} = W_{\max} CI \quad (1-38)$$

式中  $W_{\max}$ ——膨胀组织的含水量；

$d\theta/d\psi$ ——称为比容（ $CI$ ），它是细胞组织的一个内在特性，当比较那些十分不同的形状或尺寸的组织时是十分有用的。

当含水量用单位面积（叶、茎横断面或地面）上的水量表示时， $C$  的单位将是  $m^3 \cdot m^{-2} \cdot MPa^{-1}$ （ $= m \cdot MPa^{-1}$ ），而当含水量用绝对数值表示时  $C$  的单位是  $m^3 \cdot MPa^{-1}$ 。这种水容的概念对于土壤和空气都是适用的。

据此，SPAC 中的水流要用考虑系统中水容变化的阻—容网络来模拟，当然这个模型是相当复杂的，它能用一种简单的集总参数模型来说明这样的阻—容网络模式，即用仅有一个阻力和一个电容器的回路对复杂阻—容网络进行近似。

为了分析方便，通过植物的水流量  $J_p$  能被表示为

$$J_p = (\psi_s - \psi_L) / R_p \quad (1-39)$$

式中  $R_p$ ——从植物根表皮到叶片组织的植株体阻力。

叶片含水量变化等于流进叶片和通过叶片蒸腾损失的水量之差，即

$$\frac{dW_L}{dt} = J_p - T_r \quad (1-40)$$

把式 (1-39) 代入式 (1-40) 有

$$\frac{dW_L}{dt} + \frac{\psi_L}{R_p} = \frac{\psi_s - T_r R_p}{R_p} \quad (1-41)$$

式 (1-41) 两边同除以  $C$  ( $C = \frac{dW_L}{d\psi_L}$ )，得

$$\frac{d\psi_L}{dt} + \frac{\psi_L}{R_p C} = \frac{\psi_s - T_r R_p}{R_p C} \quad (1-42)$$

求解得叶水势在蒸腾开始变化后随时间的变化规律为

$$\psi_L = (\psi_s - T_r R_p) / (R_p C) + [\psi_0 + R_p T_r - \psi_s / (R_p C)] e^{-t/(R_p C)} \quad (1-43)$$

式中  $\psi_0$ ——在  $T_r$  产生变化前的叶水势值。

SPAC 中的水流过程是十分复杂的，在实际流动过程中各点的流速是不相等的，即使在叶片也会因为部位不同而在叶尖、叶中和叶基部有不同的蒸腾速率，各个部分的含水量也不同而且随时间产生变化。这将需要用更复杂的方法进行描述。

SPAC 中的水流阻力包括土壤阻力、土根接触阻力、根系吸收阻力、茎内和枝条的木质部阻力、叶肉阻力和叶片气孔阻力以及空气边界层阻力。SPAC 中主要的水流阻力发生在水分进入植物根系和离开植株叶片这两个部分。植物根系吸收阻力和叶气孔阻力是决定 SPAC 中液态水流与气态水扩散的控制因素。

据研究，土壤基质势越低，土壤阻力越高。当土壤饱和或接近饱和时，其水流阻力对于植株体来说可忽略不计。在田间条件下，土壤阻力  $R_s$  最大可达  $200\text{Pa}\cdot\text{m}^3/\text{W}$ 。在冬小麦抽穗灌浆阶段的植株体阻力  $R_p$  最大达  $1.6 \times 10^4 \text{Pa}\cdot\text{m}^3/\text{W}$ 。作物生育后期的  $R_p$  比前期大 2~4 倍。在作物相同阶段，缺水处理和充分供水处理的  $R_p$  相差不太明显，且缺水处理的水流阻力略低于充分供水的，这是由于充分供水处理的根系主要分布于表层，而缺水处理的根系要向更深层土壤伸展的缘故。但这种差异要比  $R_s$  的变化小得多。 $R_p$  具有明显的日变化，11:00~15:00 时较小，夜晚的  $R_p$  要比中午的大 2 倍以上。Neuman 等 (1974) 根据不同蒸腾速率下，在茎秆的不同高度测定的叶水势估算水分运行阻力，计算出玉米茎的阻力为植株总阻力的 15%~25%，但在向日葵中仅占 8%；叶片的阻力在玉米中和在向日葵中分别占 15%~30% 和 20%；根的阻力在玉米中占总阻力的 50%~70%，在向日葵中占 70%。

空气边界层的阻力与冠层上方风速及冠层状况有关，在风速为 1m/s 时，其值为 100s/m 的量级，当风速很小时，其值超过 400s/m。气孔阻力变化在 50 ~ 1 000s/m 的范围内，土水势越低，气孔阻力越大，且具有明显的日变化。

气孔阻力  $R_{st}$  与边界层阻力  $R_a$  的相对重要性在不同条件下不同。在 1m/s 的风速时叶气孔阻力  $R_{st}$  与空气边界层阻力  $R_a$  的比值为 3 ~ 5，在土水势较低时，比值还会增大，而在风速很小时， $R_{st}$  与  $R_a$  近似相等。

土壤水容  $C_s$ 、根系水容  $C_r$ 、茎水容  $C_x$ 、叶水容  $C_L$  和大气水容  $C_a$  在整个 SPAC 水流阻—容网络中是并联的。因此，并联水容组合的等值水容  $C_s$ 。  $C_r$ 、 $C_x$ 、 $C_L$ 、 $C_a$ 。是各部分水容的总和，即

$$C = C_s + C_r + C_x + C_L + C_a \quad (1-44)$$

同理，植物组织的总水容  $C_p$  为

$$C_p = C_r + C_x + C_L \quad (1-45)$$

土壤比水容随土壤含水量变化较大。有关试验研究结果表明，土壤含水量从  $0.15\text{cm}^3/\text{cm}^3$  增大到  $0.45\text{cm}^3/\text{cm}^3$ ，土壤比水容则从  $0.079\text{MPa}^{-1}$  变为  $26.24\text{MPa}^{-1}$ 。植物的比水容对于不同作物以及同一作物不同的器官虽有差异，但基本上是同一量级。在正常生长条件下，相对含水量为 0.70 ~ 0.85 时，其比水容为 0.25 ~ 0.40。虽然植物的比水容随其含水量的变化而变化，但变化的幅度要比土壤比水容小得多。大气比水容与相对湿度成线性关系，与气温成反比。在气温为 20℃ 时，大气相对湿度从 20% 升高到 90%，其比水容从  $0.021\text{MPa}^{-1}$  变到  $0.0972\text{MPa}^{-1}$ 。植物组织的总水容  $C_p$  常采用抑制蒸腾、使植物体内充水的办法进行测定。

## 第四节 作物水分生产函数

影响作物产量 ( $Y$ ) 的主要因素较多，如气候、水分、养分、日光、盐分 (溶质浓度)、品种的遗传特性和管理水平等，它们构成复杂的函数关系，那么对这种关系的描述，即称做生产函数。

作物生活的五大基本要素：日光、热量、水分、养分、空气，具有同等重要性和不可替代性。每一要素都是作物生命活动中新陈代谢所必需的，虽然需要的数量各有不同，但缺一不可。作物生活基本要素的交互作用促成作物的高产。根据“最低因素法则”，在一定的生产环境条件下，作物产量是由处于相对数量最低的因子决定的。例如对于干旱、半干旱地区的作物生产，虽然温度、光照和肥力条件良好，但降水不足，也就限制了其他因素的发挥，作物产量的高低在很大程度上视水分这个处于相对最小因子的变动而产生相应的变化。影响作物产量的生产因子分为可控性因子 (如水量、种子、肥料等) 和不可控性因子 (如气候)。在研究作物—水分生产关系时，主要探求那些可控制且数量有限的水分施加量与产量之间的函数关系，对于不能控制的和供应量变化的

另外一些生产要素，一般视为特定条件下保持一致或固定的因子。

作物水分生产函数（Crop Water Production Function）是指在农业生产水平基本一致的情况下，在作物生长发育过程中，作物产量与投入水量或作物消耗水量之间的数量关系。由于考虑问题的出发点不同，常用作物水分生产函数有以下几种形式。

## 一、作物产量与全生育期总蒸发蒸腾量的关系

(1) 线性关系。过去，常用下面的线性公式表达产量与全生育期总蒸发蒸腾量的关系，即

$$Y = a_0 + b_0 ET \quad (1-46)$$

式中  $Y$ ——作物的实际产量；

$ET$ ——作物全生育期内总的蒸发蒸腾量；

$a_0$ 、 $b_0$ ——经验系数，由灌溉试验资料分析确定。

然而，试验表明，当产量达到一定水平后，再继续增加则要靠其他的农业技术措施，此时  $Y$  增加时  $ET$  并不一定增加。因此，这种关系的局限性很大，一般只适用于灌溉管理水平不高的低产灌区。

(2) 二次抛物线关系

$$Y = a + bET + cET^2 \quad (1-47)$$

式中  $a$ 、 $b$ 、 $c$ ——由灌溉试验资料确定的经验系数，其值随地区气候条件、土壤类型与肥力水平及作物种类、品种的不同变化较大；

其余符号含义同前。

此关系表明， $ET$  有一明显的界限值，当  $ET$  小于此界限值时， $Y$  随  $ET$  增加而增加，开始增加的幅度较大，然后减小，当达到该界限值时，产量不再继续增加；其后， $Y$  随  $ET$  增大而减小。这是因为， $ET$  过大一般都伴随着土壤水分的过高，会使土壤通气性变差，根部呼吸减弱，有害气体增加，作物正常生长受到破坏，造成作物减产；同时，土壤水分过高，作物生长过于旺盛，而基部光照不足引起生长不健壮，作物易倒伏而最终导致减产。这就为科学用水、合理灌溉提供了一定的依据。

(3) 相对产量与全生育期总相对蒸发蒸腾量间的关系（《产量与水的关系》，FAO，1979）

$$1 - Y/Y_M = K_y (1 - ET/ET_M) \quad (1-48)$$

式中  $Y_M$ ——当地农业生产潜力条件下充分供水时的最高产量；

$ET_M$ ——充分供水时的最大蒸发蒸腾量；

$K_y$ ——作物产量对水分亏缺反应的敏感系数（亦称减产系数）；

其余符号含义同前。

在品种和肥力水平一定时，产量  $Y$  主要受气象条件和灌水处理（ $ET$ ）的影响。对于某两个不同的年份来说，灌水处理相同，气象条件基本一致，但在某年的某个生育阶

段遇到了大风或低温天气，而在另一年的相同时间可能天气条件较好，光照适宜，这两个不同年份的总  $ET$  相差不大，而产量却相差较大，此时仍用线性或二次抛物线性关系式，则会产生较大误差。用式 (1-48) 就可避免这样的问题，因为某一年的某个生育阶段遇到了大风或低温天气使实际产量降低时，潜在产量  $Y_M$  也相应降低，那么该年的  $Y/Y_M$  与  $ET/ET_M$  间的比值会与未遇大风或低温天气年份的  $Y/Y_M$  与  $ET/ET_M$  间的比值相近。因此，该模型更为全面合理。

以上三种模型对于解决灌溉水量分配各有其用途。建立旱作物水分生产函数的目的，一方面是为了预估各种灌水水平下的作物产量，以水定产；另一方面是为了研究作物在缺水条件下的优化灌溉制度和为经济用水问题提供依据，即如何把有限的灌溉水量浇到最适宜的阶段以获得最大的经济效益。但仅用以上三种模型是不够的，因为尽管全生育期的总  $ET$  相同（或灌水总量相同），而总  $ET$  在各阶段的分配方式不相同（或相同的总灌水量浇在不同的阶段），其产量是不同的。然而，全生育期总蒸发蒸腾量与产量的关系却企图掩盖这样的事实，这是此类模型的不足之处。鉴于上述原因，必须分析相对产量与各阶段相对蒸发蒸腾量之间的关系。

## 二、作物产量与各阶段蒸发蒸腾量的关系

### (1) 相加模型

$$Y/Y_M = \sum_{i=0}^n K_{yi} (ET_i/ET_{Mi}) \quad (1-49)$$

式中  $ET_i$ 、 $ET_{Mi}$ 、 $K_{yi}$ ——第  $i$  阶段的蒸发蒸腾量、最大蒸发蒸腾量和减产系数；

$n$ ——全生育期划分的阶段数（如冬小麦可划分为苗期、越冬期、返青期、拔节期、抽穗期和灌浆期 6 个阶段）；

其余符号含义同前。

该模型的不足之处是认为各生育阶段缺水对产量的影响是相互独立的，这与实际是不相符的。因为作物在不同生育阶段缺水对产量的影响是相互联系的，比如作物在任一阶段因缺水死亡，不管其他时期如何，最终产量为零，而相加模型得出的结论会与这样的事实相矛盾。

(2) 相乘模型。作物在某生育阶段遭受的水分亏缺不仅对本阶段内的作物生长产生影响，同时还对以后产生影响。因此，作物对各生育阶段水分亏缺反应的函数可通过相对蒸发蒸腾量的某种表达式相乘的形式来表现。美国农学家 Jensen 于 1968 年提出了杰森模型，它建立了作物不同生育阶段相对耗水量与相对产量之间的关系。如果某生育阶段耗水量为零，则作物产量为零。其函数形式如下

$$Y/Y_M = \prod_{i=1}^n \left( \frac{ET_i}{ET_{Mi}} \right)^{\lambda_i} \quad (1-50)$$

式中  $\lambda_i$ ——第  $i$  阶段作物对水分亏缺反应的敏感指数。

其余符号含义同前。

由于  $ET_i/ET_{M_i} \leq 1.0$ ，一般  $\lambda_i \geq 0$ ，故  $\lambda_i$  值越大，将会使连乘后  $Y/Y_M$  愈小，即表示对产量影响愈大；反之  $\lambda_i$  值越小，将会使连乘后  $Y/Y_M$  愈大，即表示对产量影响愈小。因此，对于 Jensen 模型中的  $\lambda_i$  值大者称敏感性大（生育阶段），小者称敏感性小（生育阶段）。

各种作物的敏感指数随地区、年份和作物生育阶段而异，应根据灌溉试验来确定。如根据我国华北、西北地区的试验资料，概括的敏感指数  $\lambda_i$  值如下：在划分为五个阶段条件下，冬小麦的  $\lambda_i$  为 0.02 ~ 0.48，即越冬期最小，返青后逐渐增大，拔节至抽穗阶段或抽穗至灌浆阶段为最高，以后又降低。对于棉花， $\lambda_i$  为 0.01 ~ 0.77，即苗期和吐絮期最小，现蕾期和花铃期末居中，花铃初期和盛期为最高。对于夏玉米， $\lambda_i$  为 0.01 ~ 0.59，即苗期最小，拔节期增大，抽穗期到达高峰，灌浆期至成熟阶段逐渐减小。

需要指出的是，作物生育阶段水分生产函数的模型很多，如 Stewart 模型、Hiller 等人的模型，但目前国内外应用最普遍的是 Jensen 模型。

有了产量与各生育阶段蒸发蒸腾量之间的关系，就为研究干旱缺水地区的经济用水问题提供了依据，使之从定性变为定量。

## 第二章 农田水分状况和土壤水分运动

农田水分状况系指农田地面水、土壤水和地下水的数量和在时间上的变化。作物生长发育，要求有适宜的外界环境，同一种作物在不同的生长期，需要不同的外界环境条件。农作物在良好的生活环境下才能发育良好，否则发育不良会导致减产甚至绝产。作物所需要的生活条件，大致可以归纳为光、热、水、养料和空气五个基本因素。农田水分状况和土壤中的空气、热、养分有着密切的关系。一切农田水利措施，就是为了调节和控制农田水分状况，以改善土壤中的气、热、养分状况。研究农田水分状况对农田水利的规划、设计与管理工都具有重要意义。

### 第一节 农田水分状况

#### 一、农田水分存在的形式

农田水分的存在有三种基本形式，即地面水、土壤水和地下水。与作物生长最密切的是土壤水。土壤水可分为固态水、汽态水和液态水三种。固态水是土壤水冻结时形成的冰晶，汽态水存在于土壤未被水分占据的孔隙中，含量很少一般不超过土重的0.001%，液态水是蓄存在土壤中的液态水分，是土壤水分存在的主要形态，对农业生产意义最大。在一定条件下，土壤水可由一种形态变为另一种形态。我国目前常把土壤水，分为四种类型：

1. 吸湿水 由土粒的吸附力吸附空气中的水汽保持在土粒表面，不能呈液态流动，也不能被植物吸收利用，是土壤中的无效含水量。当室温（25℃）和大气相对湿度接近饱和值时，土壤吸湿水达最高值时相应的土壤含水量称为吸湿系数。

2. 膜状水 亦称薄膜水。由土粒的吸附力吸附周围的液态水，在土粒周围形成一层膜状的液态水即膜状水。膜状水的内层紧靠吸湿水，受吸附力强，随着水膜加厚逐渐减弱。膜状水能以缓慢的速度成液态转移，只有少部分能被植物吸收利用。通常在膜状水没有完全被消耗之前，植物已呈凋萎状态。当植物产生永久性凋萎时的土壤含水量，叫做凋萎系数。它包括全部吸湿水和部分膜状水，是可利用水的下限。凋萎系数难以实际测定，常以测定的吸湿系数除以0.68做为凋萎系数的近似值。膜状水达到最大时的土壤含水量叫做土壤的最大分子持水量，它是土壤借分子吸附力所能保持的最大土壤含水量，它包括吸附水汽加上液态水所形成的全部吸湿水和膜状水，其值约为吸湿系数的

2~4 倍。

3. 毛管水 由土粒间孔隙所表现的毛管力保持在土壤孔隙中的水叫做毛管水。毛管水能溶解养分和各种溶质, 较易移动, 是植物吸收利用的主要水源。依其补给条件不同, 可分为悬着毛管水和上升毛管水。悬着毛管水是指土壤水分与地下水没有毛管联系, 在降雨或灌溉后借毛管力保持在土壤上层的水分。土壤中保持最大悬着毛管水时的土壤含水量称为田间持水量, 它代表在良好排水条件下灌溉后土壤所能保持的最高含水量。灌水或降雨超过田间持水量时, 多余水便向下渗漏掉, 因此常将田间持水量作为旱田土壤有效水分的上限。上升毛管水是指地下水依靠毛管上升作用保持在毛管孔隙中的水分。毛管水的上升高度和速度, 与土壤的质地、结构和排列层次有关。土壤粘重, 毛管水上升高, 但速度慢; 质地轻的土壤, 毛管水上升低但速度快。不同土壤的毛管水上升高度和强烈上升高度(土壤含水量达田间持水量的 70% 时该点距地下水面的高度)见表 2-1。毛管水在土壤中存在的形态见图 2-1。

表 2-1 土壤毛管水上升高度与强烈上升高度

土壤种类	毛管水上升高度 (m)	毛管水强烈上升高度 (m)
砂壤、轻壤	1.5~2.0	1.4~1.8
中壤	1.8~2.2	1.2~1.5
重壤、粘壤	2.0~3.0	0.8~1.2

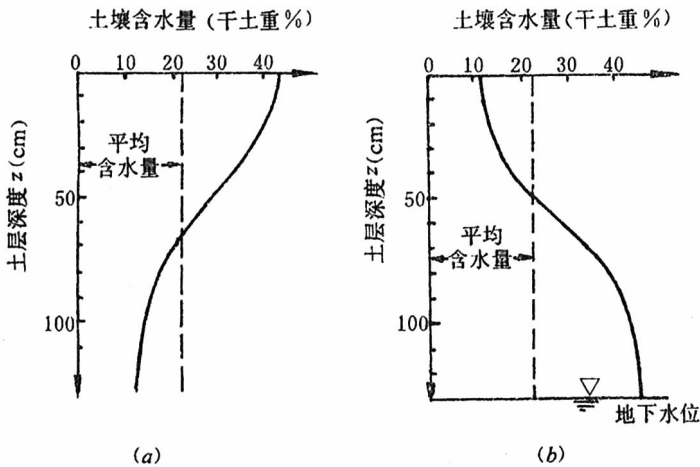


图 2-1 毛管水在土壤中存在形式

(a) 悬着毛管水; (b) 上升毛管水

4. 重力水 当土层的下部不受地下水顶托, 土壤含水量超过田间持水量的那部分水量在重力作用下从土壤中垂直向下移动, 这部分水叫做重力水。重力水在土壤中通过时能被植物吸收利用, 只是不能为土壤所保持。

重力水渗入到下层较干燥土壤时, 一部分转化为其它形态的水, 如毛管水, 另一部



分水继续下渗，但水量逐渐减少，最后完全停止下渗。重力水下渗到地下水面时就转化为地下水，并抬高地下水位。

土壤水分为有效水和无效水两部分。能被植物吸收利用的为有效水，它的范围从萎蔫点（凋萎系数）到田间持水量，重力水及低于萎蔫点的土壤水不能被土壤保持或不能为植物吸收利用，称为无效水。重力水在土壤中通过时虽然也能被植物吸收，但由于它在土壤中逗留的时间很短，因而利用率很低，加上不能为土壤保持，因此常将重力水列为无效水。

## 二、旱作区农田水分状况

旱作区的地面水和地下水必须转化成作物根系吸水层中的土壤水，才能被作物吸收利用。一般情况下，地面不允许积水地下水位不允许上升到根系层以内，以免造成淹涝或渍害。因此，田面积水必须及时排除，地下水只允许由毛细管作用上升到根系吸水层以供作物利用，故地下水位就必须控制在根系吸水层以下一定距离处。不同条件下，地面水和地下水补给土壤水的过程简介如下：

(1) 当地下水位距地面较深和土壤上层干燥的情况下，降雨或灌水后，地面水向土层入渗过程中，土壤水分的动态大致如图 2-2。

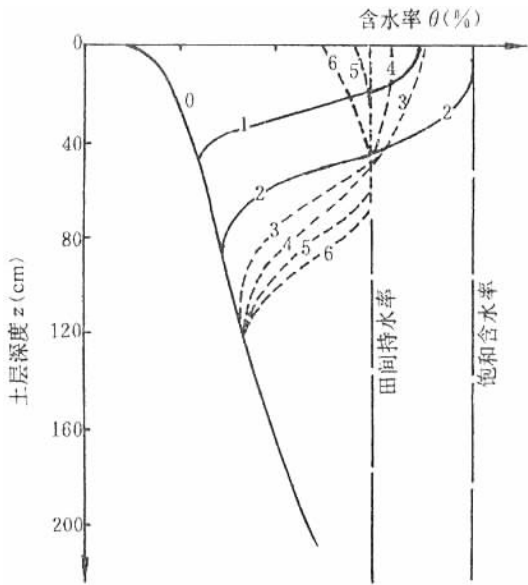


图 2-2 降雨（或灌水）后不同深度土层的湿润过程示意图

图 2-2 中，共有六条曲线，用以说明地表水入渗以后，土壤含水率的变化情况。曲线 0 是地表水补给前的土壤含水率分布曲线。曲线 1 系降雨或灌水开始时土壤含水率分布曲线；曲线 2 是降雨或灌水停止时的土壤含水率分布曲线；曲线 3 是降雨或灌水停



止后，超过土层田间持水率后的多余水量，主要由于重力的作用逐渐向下移动，过一段时间后的土壤含水率分布曲线；曲线4说明再过一段时间后，土层中水分向下移动趋于缓慢时的水分分布情况；土壤水分重新分布时，因植物根系吸水和土壤蒸发，各层土壤水变化情况，见曲线5、6。

(2) 当作物根系吸水层上面有地面水补给，下面又受上升毛管水影响时，土层中含水率的分布及随时间变化的情况如图2-3所示。

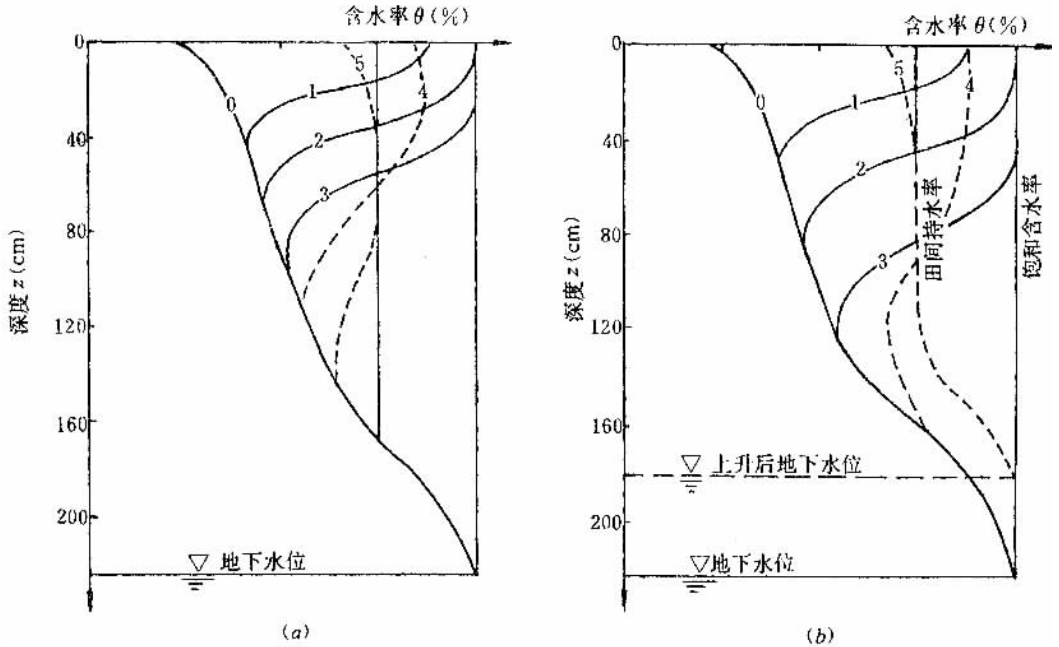


图2-3 降雨(或灌水)后土壤含水率随时间变化示意图(地下水位埋深较小时)  
(a) 地下水位上升以前; (b) 地下水位上升以后

图2-3(a)的曲线0是地表水补给前的情况。有地表水补给时，首先在土壤上层出现悬着毛管水，见曲线1、2、3。地表水补给量不断加大，悬着毛管水所达深度也随之增加，直到和地下水面以上的上升毛管水相接，如曲线4(虚线)所示。当地表水补给土壤的水量超过地下水面以上的土层的田间持水能力时，地下水位就开始上升，如图2-3(b)所示。

(3) 地下水位较高，上升毛管水能够进入作物根系吸水层的情况下，地下水位的高低便直接影响根系吸水层中的含水率。在没有地表水补给时，地下水位高低对根系吸水层内土壤含水率分布的影响。图2-4(a)、(b)、(c)、(d)分别示出了不同地下水埋深时的土壤含水率分布情况。

从图2-4中可看出，地下水位愈高，根系吸水层中土壤平均含水率 $\bar{\beta}$ 愈大。当根系吸水层受地下水影响并有上升毛管水补给时，根系吸水层中的土壤含水率 $\bar{\beta}$ 常大于悬着毛管水的最大含水率 $\beta_{\max}$ 。因此在实践中应用时必须判明有无地下水影响。

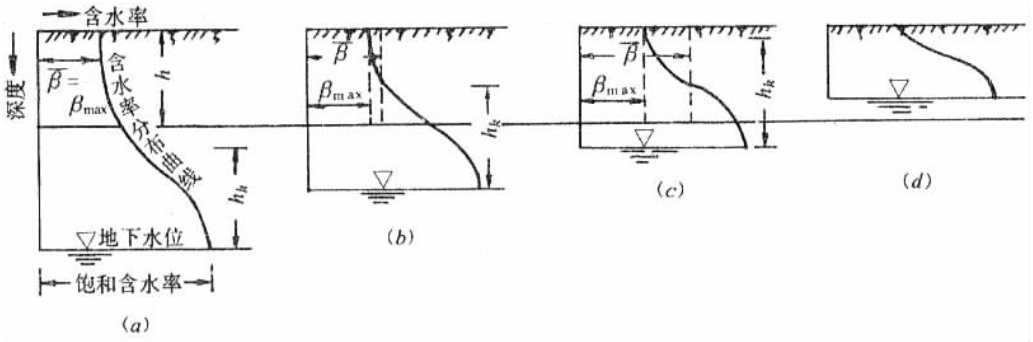


图 2-4 地下水位对作物根系吸水层内土壤含水率分布的影响示意图

$\beta$ —根系吸水层的最大含水率； $\bar{\beta}$ —根系吸水层中的平均含水率；

$h_k$ —毛管水上升高度； $h$ —根系吸水层的深度

综上所述，作物根系吸水层中的土壤水，以毛管水最易被旱作物吸收，超过毛管水最大含水率的重力水很少能被旱作物利用，即使重力水能长时间保存在土壤中，但也会使土壤通气状况变坏，对作物生长不利。因此，旱作物根系吸水层中允许的土壤平均最大含水率，一般应控制在田间持水率以下。所以农田灌溉中常以田间持水率作为土壤允许最大含水率。需要指出，目前在实践中，田间持水率、饱和含水率与田间持水量、饱和含水量，同属于常用名词，但应注意，田间持水率、饱和含水率应与土壤含水率结合使用，而田间持水量、饱和含水量应与土壤含水量结合使用。

当植物根部从土壤中吸取的水分来不及补给叶面蒸发时，植物体内含水量随之不断减少，特别是叶子的含水量迅速降低。这种由于植物耗水大于吸水，植物体内水分不足，甚至过度亏缺而受害的现象，叫做干旱。由于产生干旱的原因不同，可分为大气干旱、土壤干旱和生理干旱三种。

大气干旱是由于气温过高，大气相对湿度过低（一般在 10% ~ 20% 之间），或由干热风所引起。这时即使农田土壤中尚有可供利用的水分，但因植物蒸腾耗水过大，根系吸水速度满足不了蒸发需要，而引起大气干旱。我国华北、西北均有大气干旱。一般大气干旱还不致引起植株死亡，但会抑制作物生长发育，降低产量。

土壤干旱是由于久旱不雨，又缺乏灌溉条件，土壤中可供植物根系吸收的水分很少，不能满足作物蒸腾和正常发育的需要而造成的。短期土壤干旱，会使作物产量明显降低，干旱时间过长会造成植株叶黄、萎蔫，直至枯死。

生理干旱，是由于植株本身生理原因，不能吸收土壤水分而出现的干旱。例如，在盐渍土地区或一次施用肥料过多，使土壤溶液浓度过大，渗透压力大于根细胞吸水力，致使根系不但吸不到水分，反而使植株体内水分外渗，形成倒流，造成作物的生理干旱。在盐渍土地区，土壤水允许的含盐溶液浓度的最高值视盐分种类及作物种类而定。根系吸水层内土壤含水率应不小于

$$\theta_{\min} = \frac{S}{C} \times 100\% \tag{2-1}$$

式中  $\theta_{\min}$ ——按盐类溶液浓度要求所规定的最小含水率（占干土重的百分数）；  
S——根系吸水土层中易溶于水的盐类数量（占干土重的百分数）；  
C——允许的盐类溶液浓度（占水重的百分数）。

任何旱作物，在不同生育阶段，都有一个相应的最适土壤含水量范围，此范围在田间持水量与凋萎系数（萎蔫点）之间，一般约相当田间持水量的 45% ~ 85%，详见第三章。研究旱作区农田水分状况的目的，就是为了使农田水分状况有利于作物生长发育，如果某时期的农田水分状况不符合作物生长发育要求，则应采取灌溉、排水及有关农业措施进行调节，以便及时改变农田水分状况。

### 三、水稻区农田水分状况

我国水稻灌溉，传统采用淹灌法，田面除烤田期外经常有水层存在，并不断向根系吸水层中入渗。由于地下水埋深、不透水层位置、地下水出流等情况不同，地面水层、土壤水分与地下水之间的关系也不同。当地下水位埋深较浅，出流条件较差时，因地面水不断下渗，促使地下水位上升至地表并与地面水连成一体。此时原地下水位至地面间土层的土壤含水达到饱和。当地下水位埋藏较深，出流条件较好时，地面水虽然不断入渗补给地下水，但地下水位仍能保持在地面下一定深度。此时地下水位至地面间土层的土壤含水量，就不一定达到饱和。

水稻采用淹水灌溉法时，在不同自然环境及不同生长阶段，保持适宜的淹灌水层，不仅能满足水稻的水分需要，而且能影响土壤的一系列理化过程，并能起到调节温、热及气候状况的作用。但长期的淹灌及过深的水层，会引起水稻减产，甚至死亡。因此，根据作物品种、发育阶段、自然环境来确定淹灌水层的上下限，并根据当地条件结合适当排水晒田或保持田间一定的湿润状况，才能高产。

70年代以来，我国自南到北在旱种水稻方面发展很快。目前有两种类型：一种类型是在旱田状态下直播，全生育期不实行淹水管理、田面不建立水层，生长期土壤含水量一直低于田间持水量；另一种类型是从整地、播种直到幼苗 3~5 叶期以前的田间管理均在旱田状态下进行，耕层土壤含水量低于田间持水量，3~5 叶期以后田面建立水层（晒田期除外）。除上述两种类型外，还有个别地方采用喷灌实施水稻旱种，从种到收，整个生育期都不建立水层，效果也很好。从各地的实验资料看，以上几种旱种水稻与淹水灌溉水稻相比，灌溉用水量节省很多而产量却很高，多数旱种水稻的产量接近淹水灌溉水稻的产量，少数的旱种水稻产量超过淹灌水稻的产量。此外还有一些先进的灌水方法就不一一叙述了。

总之，水稻区农田水分状况因采用的灌水方法不同而不同，概括起来有：全生育期除晒田外田面长期保有水层、全生育期田面无水层及生育期内田面有时有水层有时无水层等三种情况。其中全生育期土壤含水量低于田间持水量的旱种水稻区，其农田水分状况近似旱作区。所不同的是旱作物不同生育阶段的土壤适宜含水量约为田间持水量的 45% ~ 80%，而旱种水稻不同生育阶段的土壤适宜含水量约为田间持水量的 75% ~

95%。旱种水稻除省水外，由于减少或避免出现深层渗漏，因而能保持土壤通气良好及防止地下水位上升，对邻近农田的水分状况影响很小。

## 四、农田水分状况的调节

不同作物在不同栽培方法，不同灌水技术，不同时期，对农田水分的要求是不同的。在自然条件下，农田水分状况和作物需水要求通常是不适应的，在这种情况下必须进行人工调节。调节农田水分的措施，主要是灌溉和排水。近年来随着科学技术的不断发展，在灌溉理论、灌水技术、灌溉节水措施，以及水资源开发、洪涝治理、排水方式等方面都进行了大量的研究与实践。而且无论是灌溉还是排水都坚持与农业技术措施相结合，改变了过去单纯使用灌溉或排水措施来调节农田水分状况的作法，强调采取综合措施进行综合治理，将农田水利调节工作，提高到新的水平。

## 第二节 土壤水分运动

土壤水运动的形式有液态流和水气流。在饱和土壤中的液态水流称为饱和流。在非饱和土壤中的水流称为非饱和流。本节着重介绍非饱和土壤水运动。

非饱和土壤水的运动，除受土壤介质本身的几何特性影响外，还受土壤含水量、土水势的变化、温度、溶质浓度等方面的影响。非饱和流的研究开始于毛管水运动，逐步发展成为毛管理论，即将含水介质的空隙假想为一束束均匀的或不同管径的毛管，非饱和土壤水分运移被看作是水分在毛细管中的运动。实践证明，这种假设反映了非饱和土壤中水分运动的基本特征，且大大简化了计算，所以目前仍有一定的实用价值。近年来得到广泛使用的扩散理论则是在土水势基础上推导出扩散方程，用来研究土壤的水分运动。这种方法的理论比较严谨，可适用于各种边界条件，特别是随着电子计算机和数值计算的应用，近 30 年来利用扩散理论研究土壤水分运动已取得了很大进展，用于研究灌溉排水中的土壤水分运动方面有着广阔的前景。

### 一、土壤水分运动的基本方程

理查兹 (L. A. Richards) 用实验证明：非饱和流仍符合达西定律，即流经土壤的非饱和通量 ( $q$ ) 与土壤水势梯度 ( $\Delta\psi$ ) 成正比，并与孔隙通道的几何性质有关，即

$$q = -K(\theta) \Delta\psi \quad (2-2)$$

式中  $q$ ——非饱和土壤中水流量，以  $\text{cm/h}$  计，即单位时段内通过单位过水断面的水量，工程上常称为土壤水的渗透速度；

$\Delta\psi$ ——土水势梯度；

$K(\theta)$ ——在含水量  $\theta$  时的土壤水力传导度，通称为不饱和水力传导度，以  $\text{cm/h}$  计。

土壤水力传导度是单位水力梯度下，土壤通量，亦称导水率。当土壤饱和时，是与土壤含水率无关的常数，记作  $K$ ，当土壤为非饱和时，为  $\theta$  的函数。非饱和流中，部分土壤孔隙，特别是大孔隙为空气所填充，有效过水断面减小而阻力增大。不饱和水力传导度是土壤含水量或基膜势 ( $\psi_m$ ) 的函数，它随含水量或基膜势的降低而急剧减小，尤其是在砂质土壤更为明显，有时降低到饱和对数值的十万分之一。土壤水力传导度和含水率的关系常用经验公式来表示。经验公式不少，但公式经验常数须用试验测定。蔡尔兹 (E.C. Childs) 用土壤的饱和度 ( $G$ ) 和饱和水力传导度 ( $K_s$ ) 来表示含水量与不饱和水力传导度之间的关系为

$$K(\theta) = K_s \left( \frac{\theta}{n} \right)^3 = K_s G^3 \quad (2-3)$$

式中  $n$ ——土壤的孔隙率；

$$G——土壤的饱和度，G = \frac{\theta}{n}。$$

非饱和流中土壤水运动在没有半透膜时，可以不考虑盐分的影响，起作用的土水势分势为基膜势 ( $\psi_m$ ) 和重力势 ( $\psi$ )，重力势一般用相对于坐标原点的高度 ( $z$ ) 表示，即  $\psi = \psi_m + z$ ，则通过单位面积的流量 ( $q$ ) 为：

$$q = -K(\theta) \left[ \frac{\partial \psi_m}{\partial X} + \frac{\partial \psi_m}{\partial Y} + \frac{\partial (\psi_m + z)}{\partial Z} \right] \quad (2-4)$$

土壤水的运移引起土壤含水量 ( $\theta$ ) 随时间 ( $t$ ) 不断改变，它们之间可用连续方程来表示。建立非饱和土壤中水分运移基本方程的方法和在饱和土壤中建立地下水运动基本微分方程的方法是一样的。在非饱和土壤内取一微矩形六面体，各边的长度元分别为  $dx$ 、 $dy$ 、 $dz$ ，且与坐标系的  $ox$ 、 $oy$ 、 $oz$  坐标轴平行，同时规定  $oz$  轴指下为正。在  $ox$ 、 $oy$ 、 $oz$  三个方向上水的总流入量与流出量的差值应为

$$-\left( \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \right) dx dy dz$$

而单位时间内微矩形六面体中贮存水的变化量应为

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} dx dy dz$$

根据水均衡原理，如在微矩形六面体中无其它水交换，则

$$-\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \quad (2-5)$$

非饱和流可分为①非饱和和稳定流。在稳态入渗和土壤蒸发过程，土壤水分移动过程中，任一土壤质点只是传递水分，本身含水量不随时间变化，则  $\frac{\partial \theta}{\partial t} = 0$ ，即剖面中土水势保持不变，作用的势梯度为一常数。②非饱和和不稳定流。一般情况下，土壤水流经土壤时，会吸收或释放出一部分水量，即  $\frac{\partial \theta}{\partial t} \neq 0$ ，研究非饱和流的基本方程为运动方程和扩散方程，非饱和水流的运动方程是描述土水势随空间的变化与土壤含水量随时间变化

的定量关系。

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ K(\theta) \frac{\partial \psi_m}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ K(\theta) \frac{\partial \psi_m}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ K(\theta) \frac{\partial \psi_m}{\partial z} + K(\theta) \right] \quad (2-6)$$

也可用土壤含水量随空间的不断变化而引起土壤含水量随时间变化，则方程称为扩散方程。

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} + K(\theta) \right] \quad (2-7)$$

式中  $D(\theta)$  ——单位含水率梯度下，土壤水的通量 ( $\text{cm}^2/\text{h}$ )，称为土壤水扩散度，

$$D(\theta) = K(\theta) \frac{\partial \psi_m}{\partial \theta} = \frac{K(\theta)}{C(\theta)} \left[ C(\theta) \text{ 为土壤容水度, } C(\theta) = \frac{d\theta}{d\psi_m} \right].$$

运动方程和扩散方程适用于恒温条件下，滞后现象 [土壤变湿 (吸湿) 过程的含水率随吸力的变化落后于变干 (脱湿) 过程的现象称为土壤水分滞后现象] 不太严重的各向同性的均质土。

## 二、入渗条件下土壤水分运动

降雨和灌溉入渗是补给农田水分的主要来源。因此，研究土壤的渗吸速度、总量和入渗后剖面上土壤含水率的分布，对拟定农田水分状况的调节措施、合理选定灌水技术具有重要的意义。

### (一) 入渗阶段的划分

在入渗过程中，始终受到水力势的作用（只考虑基模势、压力势、重力势三者之和的总土水势称为水力势），驱使水分向下运动。但在不同时刻，水力势的分势，压力势和重力势所起的作用不同，表现出一定的阶段性。

1. 初渗阶段 当开始下渗时，因表土接受灌溉和降雨，压力势迅速增加，此时的重力势远较基模势（基质势）为小，可忽略不计。水分下渗主要受压力势的变化所控制，此时下渗速度大湿润锋前进速度快，湿土层迅速增厚。

2. 稳渗阶段 随着入渗时间增加，湿润锋前进速度变慢，压力势的作用迅速降低，重力势梯度逐渐起作用。当  $t \rightarrow \infty$  时，湿润层很厚，压力势梯度趋近于零，即  $\frac{\partial h}{\partial z} \rightarrow 0$ ，入渗作用的推动力由压力势转让给重力势。此时入渗速度趋近于常数，入渗深度接近等速增加，图 2-5。

### (二) 垂直入渗条件下土壤水分运动

以地下水埋深较大、地表形成薄水层的情况为例，说明入渗速度和土壤含水率的计算方法。在垂直入渗的情况下，一维土壤水运动的基本方程可写成：

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[ D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right] - \frac{\partial K(\theta)}{\partial z} \cdot \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad (2-8)$$

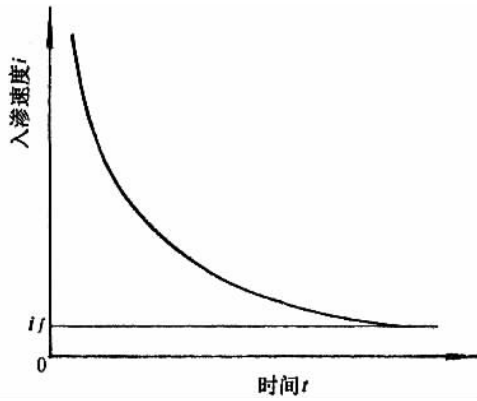


图 2-5 入渗速度随时间变化图

如降雨前或灌水前初始剖面含水率为  $\theta_0$ ，则初始条件为

$$\theta(z, 0) = \theta_0 \quad (2-9)$$

地表有薄水层时，表层含水率等于饱和含水率  $\theta_s$ ，当  $z$  相当大 ( $z \rightarrow \infty$ ) 时，含水率不变，即  $\theta = \theta_0$ ，则边界条件为

$$\left. \begin{aligned} \theta(0, t) &= \theta_s \\ \theta(\infty, t) &= \theta_0 \end{aligned} \right\} \quad (2-10)$$

式 (2-8) 为非线性方程，求解较难，需应用近似方法求解。如果取一个平均值  $\bar{D}$  代替  $D(\theta)$ ，并用  $N = \frac{K(\theta_s) - K(\theta_0)}{\theta_s - \theta_0}$  代替  $\frac{dK}{d\theta}$ ，就可以将式 (2-8) 转化为常系数线性微分方程解的问题。应用拉普拉斯变换可求得线性方程的近似解，即

$$\theta(z, t) = \theta_0 + \frac{\theta_s - \theta_0}{2} \left[ \operatorname{erfc}\left(\frac{z - Nt}{2\sqrt{\bar{D}t}}\right) + \operatorname{erfc}\left(\frac{z + Nt}{2\sqrt{\bar{D}t}}\right) e^{Nz\sqrt{\bar{D}}} \right] \quad (2-11)$$

式中

$$\operatorname{erfc}(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_z^{\infty} e^{-u^2} du$$

为余误差函数；

$$\bar{D} = \frac{5/3}{(\theta_s - \theta_0)^{5/3}} \int_{\theta_0}^{\theta_s} D(\theta) (\theta_s - \theta_0)^{2/3} d\theta$$

剖面含水率分布可由式 (2-11) 求得，如图 2-6 所示。

在忽略重力项的情况下，可用下式计算入渗速度  $i$

$$i = (\theta_s - \theta_0) \sqrt{\frac{\bar{D}}{\pi}} t^{-\frac{1}{2}} \quad (2-12)$$

在  $t$  时间内入渗的总水量  $I$  为：



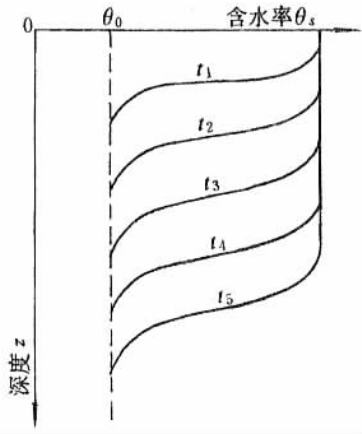


图 2-6 入渗条件下剖面含水率分布图

$$I = 2 (\theta_s - \theta_0) \sqrt{\frac{Dt}{\pi}} \quad (2-13)$$

入渗理论公式中的常数需通过试验确定。生产实践中，常采用经验公式计算入渗速度  $i$  和入渗量  $I$ 。考斯加可夫根据试验资料，得出计算入渗速度的经验公式为：

$$i = i_1 t^{-\alpha} \quad (2-14)$$

式中  $i_1$ ——第一个时段末的入渗速度（渗吸速度）；

$\alpha$ ——经验指数，其值依据土壤性质和初始含水率而定，一般为 0.3~0.8。轻质土壤  $\alpha$  值较小，重质土壤较大；土壤初始含水率愈大， $\alpha$  值愈小，一般土壤可采用  $\alpha = 0.5$ 。

在  $t$  时间内土壤的入渗总量  $I$ （以水层厚度计）为

$$I = \int_0^t i dt = \int_0^t \frac{i_1}{t^\alpha} dt = \frac{i_1}{1-\alpha} t^{1-\alpha} \quad (2-15)$$

式（2-14）、（2-15），在农田水利工作中应用比较广泛。

下渗运动方程，也可用数值解法，即使用有限差分法和有限单元法的基本原理把基本方程变换后，离散成代数方程，然后借助电子计算机求解。

### 三、蒸发条件下的土壤水分运动

土壤开始蒸发后，表土层的含水量降低，土水势降低，与表土以下湿润土层间产生了土水势梯度使土壤水向表层运移，如土壤初始时刻的含水量高，水分移动快，能补偿表土土壤水蒸发的消耗。随着蒸发时间的不断推移，土壤剖面上的含水量不断发生变化，见图 2-7，剖面上部的土水势梯度随时间逐渐变小，含水量降低，土壤水力传导度也随之降低，土壤水运动速度逐渐变缓，以致不能补偿表土的蒸发损失，蒸发强度变

小，表土出现干土层。

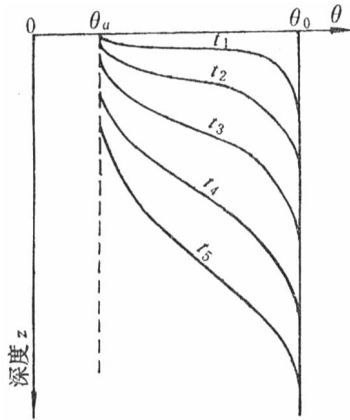


图 2-7 蒸发条件下土壤含水率随时间变化示意图

综上所述，降雨或灌水后，土壤蒸发一般可分为两个阶段。当土壤含水率大于临界含水率  $\theta_c$  和土壤水向表层运移的速度大于土壤蒸发强度时，这时的土壤蒸发强度可近似为水面蒸发强度，如外界影响土壤蒸发的条件不变，则蒸发强度保持稳定。此时为稳定蒸发阶段。 $\theta < \theta_c$  时，土壤蒸发强度随着土壤含水率的降低及水分运移的变缓而逐渐减小，此时为蒸发强度递减阶段。据实验资料，表土蒸发强度  $\epsilon$  与水面蒸发强度  $\epsilon_0$  和土壤含水率  $\theta$  之间的关系，见图 2-8。

当

$$\theta \geq \theta_c \text{ 时} \quad \epsilon = \epsilon_0$$

$$\theta < \theta_c \text{ 时} \quad \frac{\epsilon}{\epsilon_0} = a\theta + b \quad (2-16)$$

式中  $\theta_c$ ——临界含水率，即土壤水向表土层运移强度等于土壤表面蒸发强度时的土壤含水率；

$a$ 、 $b$ ——经验系数。

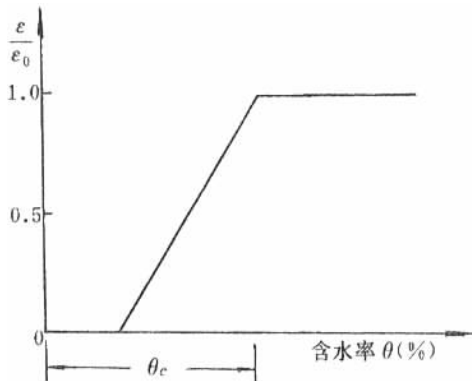


图 2-8 表土蒸发与土壤含水率关系示意图

一些试验资料表明, (2-16) 式也可用于有作物覆盖的情况, 只是不同作物生长阶段, 系数  $a$ 、 $b$  有所不同。干旱季节蒸发强烈, 蒸发第一阶段持续很短, 立即进入第二阶段, 表土很快降至风干土含水率  $\theta_{\infty}$ , 即

$$\theta = \theta_{\infty} \quad (2-17)$$

式 (2-16)、(2-17) 可作为求解式 (2-8) 的边界条件。

下面以地下水埋深较大, 表土迅速风干时的情况为例, 来研究蒸发过程。土壤水运动基本方程为 (2-8), 初始条件为  $\theta(Z, 0) = \theta_0$ ; 和边界条件为  $\theta(0, t) = \theta_{\infty}$  及  $\theta(\infty, t) = \theta_0$  的情况下, 采用平均  $D(\theta) = \bar{D}(\theta)$  和  $\frac{dK}{d\theta} = N$ , 根据线性化方程, 可得含水率的计算式:

$$\theta = \theta_0 + \frac{\theta_{\infty} + \theta_0}{2} \left\{ \operatorname{erfc} \left( \frac{Z - Nt}{2\sqrt{Dt}} \right) + e^{\frac{Nz}{D}} \operatorname{erfc} \left( \frac{Z + Nt}{2\sqrt{Dt}} \right) \right\} \quad (2-18)$$

在忽略重力项 ( $N=0$ ) 的情况下, 蒸发强度的计算式为

$$\varepsilon = (\theta_{\infty} - \theta_0) \sqrt{\frac{D}{\pi t}} \quad (2-19)$$

在  $t$  时间内蒸发总量为

$$E = 2(\theta_{\infty} - \theta_0) \sqrt{\frac{Dt}{\pi}} \quad (2-20)$$

式中

$$\bar{D} = \frac{1.85}{(\theta_0 - \theta_{\infty})^{1.85}} \int_{\theta_{\infty}}^{\theta_0} D\theta (\theta_0 - \theta_{\infty})^{0.85} d\theta \quad (2-21)$$

进入第二蒸发阶段后, 蒸发强度计算也可用类似下渗公式表示:

$$\varepsilon = st^{1/2} + bt \quad (2-22)$$

式中  $s$ ——土壤的释水率;

$t$ ——蒸发历时;

$b$ ——经验常数 (为负值)。

## 第三章 作物需水量与灌溉用水

进行水资源开发利用规划和工程设计, 管理, 都首先要掌握有关用水部门的用水要求。农业用水是国民经济各部门用水最多的, 灌溉用水又是农业用水中主要组成部分, 而作物需水量是合理确定灌溉用水的必需的重要资料。由此可见, 研究作物需水量已成为一个重要研究课题。

### 第一节 作物需水量

#### 一、田间耗水量与作物需水

农田水分消耗的途径有作物蒸腾、棵间蒸发、土壤深层渗漏和地表流失。此外, 还有杂草对水分的消耗。

作物需水包括作物生理需水和生态需水两部分。生理需水是指作物生长发育过程中, 进行生理活动所需的水分, 即为作物蒸腾。生态需水是指用以调节和改善作物生长环境条件所需的水分, 即为棵间蒸发。旱作物在正常灌溉情况下、不允许发生深层渗漏, 因此, 旱作物需水量包括组成作物体的水量、作物蒸腾及棵间蒸发, 合称为腾发量。因作物体的水量仅为后两者之和的百分之一, 可忽略不计, 所以腾发量就是旱作物的需水量。在水稻地区除腾发量外, 为了促进水稻田通气, 以改善土壤氧化还原状况, 消除硫化氢、氧化亚铁等有害物质, 促进根系生长发育, 应保持稻田有适当的渗漏量。所以水稻需水量除腾发量外, 还应包括稻田渗漏量 (亦称水稻田间耗水量)。

影响作物需水量的因素有气象 (如温度、日照、湿度、风速等)、土壤含水量、作物品种及其生长阶段、土壤肥力、农业技术措施、灌溉排水措施等, 而这些因素又是互相联系, 且错综复杂。为达到高产、省水、节能、降低成本等目的, 需要从上述影响需水量大小的因素中研究降低作物需水量的措施, 如改善农田小气候、调节土壤肥力、提高农业技术措施及合理灌排技术措施等, 以减少作物需水量。

#### 二、作物需水规律

作物需水规律是指作物生长过程中, 日需水量及阶段需水量的变化; 研究作物需水规律和各阶段的农田水分状况, 是进行合理灌溉排水的重要依据。作物需水变化规律

是：苗期需水小，然后逐渐增多，到生育盛期达到高峰，后期又有所减少，其间对缺水最敏感，影响产量最大的时期，称需水关键期，或称灌水临界期。不同作物的需水关键期不同，如水稻是孕穗至开花期；冬小麦为拔节至灌浆期；玉米为抽穗至灌浆期；棉花为开花至结铃期。在缺水地区，把有限的水量用在需水关键期，能充分发挥水的增产作用，做到经济用水。相反如在需水关键期不能满足作物对水分的要求，将会减产。

### 三、作物需水量确定方法

由于影响作物需水量的因素错综复杂，目前尚难以从理论上对作物需水量进行理论计算。在生产实践中，一种是通过灌溉试验方法直接测定作物需水量，根据各地实测成果，我国几种主要作物全生长期需水量大致范围如表 3-1；另一种是在试验的基础上分析出影响需水量因素之间的相关关系，用经验或半经验公式进行估算。下面介绍当前几种常用的计算方法。

表 3-1 主要作物全生长期需水量的范围

(单位:  $\text{m}^3/\text{亩}$ )

作物名称	地 区	代表年类型		
		干旱年	中等年	湿润年
双季稻 (每季)	华中、华东	300 ~ 450	250 ~ 400	200 ~ 300
	华 南	300 ~ 400	250 ~ 350	200 ~ 300
中 稻	华中、华东	400 ~ 550	300 ~ 500	200 ~ 450
一季晚稻	华中、华东	500 ~ 700	450 ~ 650	400 ~ 600
冬小麦	华 北	250 ~ 500	200 ~ 400	160 ~ 350
	华中、华东	250 ~ 450	200 ~ 350	150 ~ 280
春小麦	西 北	250 ~ 300	200 ~ 250	
	东 北	200 ~ 250	150 ~ 200	150 ~ 250
玉 米	西 北	250 ~ 300	200 ~ 250	
	华 北	200 ~ 250	150 ~ 200	130 ~ 180
棉 花	西 北	350 ~ 500	300 ~ 450	
	华 北	400 ~ 600	350 ~ 500	300 ~ 450
	华中、华东	400 ~ 650	300 ~ 500	250 ~ 400

#### (一) 直接估算法

该法是从影响作物需水量诸因素中，选择几个主要影响因素，然后归纳成经验公式。

1. 用水面蒸发作为参数的需水系数法(或称  $\alpha$  值法) 从大量的试验资料得知，多种气象因素，都影响需水量，当地的水面蒸发即是各种气象因素综合影响的结果。而腾发量与水面蒸发都是水汽扩散，因此可以用水面蒸发这一参数估算作物需水量，其计

算公式为

$$E = \alpha E_0 \quad (3-1)$$

或

$$E = aE_0 + b$$

式中  $E$ ——某时段内作物需水量 (mm);

$E_0$ ——相应上述时段的水面蒸发量 (mm), 一般采用 80cm 口径蒸发皿的蒸发值, 若用 20cm 口径蒸发皿, 则  $E_{80} = 0.8E_{20}$ ;

$\alpha$ ——为各时段的需水系数, 即同期需水量与水面蒸发量之比, 一般由试验确定, 水稻  $\alpha = 0.9 \sim 1.3$ , 旱作物  $\alpha = 0.3 \sim 0.7$ ;

$a$ 、 $b$ ——经验常数, 由试验分析确定。

$\alpha$  值法, 只要求具有容易获得的水面蒸发资料, 所以该法在我国水稻地区被广泛采用。在水稻地区, 气象条件对  $E$  及  $E_0$  的影响相同, 故应用  $\alpha$  值法较为接近实际, 而  $\alpha$  值也比较稳定。但需要指出的是影响需水量的因素, 除气象条件外, 还受非气象条件如土壤、水文地质、农业技术措施、灌排条件等对  $\alpha$  值的影响, 因此在使用  $\alpha$  值的试验资料时, 必须选用非气象条件相似地区的资料, 否则将会使计算结果产生较大误差。对旱作物和实施湿润灌溉技术的水稻, 因其腾发量还与土壤水分有密切的关系, 所以此法不太适宜。

2. 以产量为参数的需水系数法 (或称  $K$  值法) 作物产量是太阳能的累积与水、土、肥、热、气诸因素的协调及综合运用农业技术措施的结果。虽然影响作物产量的因素很多, 实践证明在一定的气象条件和农业技术措施条件下, 作物需水量随产量的提高而增加, 但并不成比例关系 (如图 3-1 所示)。从图 3-1 还可看出, 单位产量的需水量随产量的增加而逐渐减少, 说明当产量达到一定水平后, 要进一步提高产量就不能仅靠增加水量, 而必须同时改善作物生长所必需的其他条件, 如肥料、农业技术措施、增加土壤肥力等。作物需水量与产量之间关系可用下式表示, 即

$$E = KY \quad (3-2)$$

或

$$E = KY^n + C$$

式中  $E$ ——作物全生育期的总需水量 ( $m^3$ /亩);

$Y$ ——单位面积产量 (kg/亩);

$K$ ——需水系数, 即单位产量的需水量 ( $m^3$ /kg);

$n$ 、 $C$ ——分别为经验指数和常数, 一般  $n = 0.3 \sim 0.5$ 。

$K$ 、 $n$ 、 $C$  由试验确定, 此法当  $K$ 、 $n$ 、 $C$  确定后, 只要定出计划产量, 即可求得需水量。由于需水量和产量联系, 便于进行灌溉经济效益分析, 实用价值较大。旱作物因土壤水分不足而影响高产的情况下, 需水量随产量的提高而增加, 使用此法推算较为可靠, 其误差多在 30% 以下。但对土壤水分充足的旱田及水稻, 需水量主要受气象条件控制, 产量与需水量无明确的关系, 使用此法推算误差较大。试验资料表明, 不同产量条件下, 需水系数  $K$  值不同, 产量越高, 需水系数愈小, 因此在使用上述公式推求需水量时, 必须应用不同产量的需水系数值, 否则会产生较大误差。表 3-2 是综合河

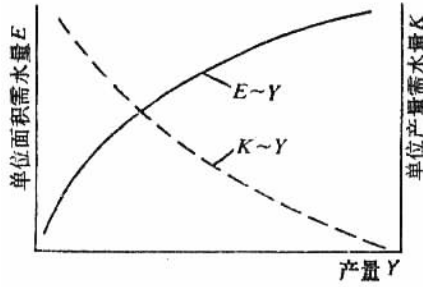


图 3-1 作物需水量与产量关系图

北省各灌溉试验站的几种作物产量与需水系数  $K$  值。

表 3-2 几种作物产量与需水系数  $K$  值

作物	产量 (kg/亩)	需水量 (mm)	需水系数 $K$ ( $m^3/kg$ )
冬小麦	200 ~ 250	368.90	1.08
	250 ~ 300	403.30	0.98
	300 ~ 350	437.70	0.90
	350 ~ 400	477.00	0.84
棉花 (籽棉)	150 ~ 200	427.60 (田测)	1.62
	200 ~ 250	431.60 (田测)	1.28
	250 ~ 300	432.06 (田测)	1.06
	300 ~ 350	456.97 (田测)	0.92
	350 ~ 400	387.70 (坑测)	0.68
夏玉米	150 ~ 200	179.07	0.68
	300 ~ 350		
	350 ~ 400	259.71	0.46
	400 ~ 450	287.01	0.46
	450 ~ 500	305.72	0.44

上述公式可估算全生育期作物需水量，也可估算各生育阶段的作物需水量。生产实践中，过去习惯用模系数法来估算作物各生育阶段的需水量，即根据已确定的全生育期作物总需水量  $E$ ，通过实验找出作物各生育阶段的需水规律，即不同生育阶段需水量占全生育期需水量的百分比。按一定比例进行分配，其计算公式如下：

$$E_i = \frac{1}{100} K_i E \quad (3-3)$$

式中  $E_i$ ——某一生育阶段作物需水量 (mm)；

$K_i$ ——需水量模系数，即生育阶段作物需水量占全生育期需水量的百分比，由试验得出。

需要指出的是影响模系数的因素很多，如品种、不同水文年的气象条件、土壤水肥条件、耕作技术、灌排技术等，致使模系数值不同。如水稻各生育阶段的需水系数  $\alpha_i$  和总需水量的时程分配即模比系数均非常量，所以按一个平均的  $\alpha$  值和  $K_i$  值计算水稻各生育阶段的需水量，使计算结果失真。因此近年来在计算水稻各生育阶段的需水量时，一般根据试验求得的水稻各阶段的需水系数  $\alpha_i$  直接求得。

## (二) 通过潜在需水量计算需水量方法

潜在需水量是指土壤水分充分，能完全满足作物腾发耗水要求的需水量。这一条件通常是土壤含水率为田间持水率的 80% ~ 85% 以上。潜在需水量受气象条件的影响，不受土壤含水率和作物种类的影响，故可以只根据气象因素，用经验或半经验方法先算出潜在需水量，再考虑作物及土壤因素，将它修正为实际作物需水量。

因潜在需水量只受气象条件的影响，所以可按日历时段（月或旬）根据当时的气象条件分阶段地进行计算。计算潜在需水量的方法很多，下面介绍两种方法。

### 1. 潜在需水量计算

(1) 以气温和昼长时间推算，常用的有布莱尼——克雷多法，该法认为在土壤充分供水的条件下，作物潜在需水量随着月平均气温和每月白昼小时占全年白昼小时的百分数而变。计算式为

$$E_p = c [p (0.46t + 8)] \quad (3-4)$$

式中  $E_p$ ——计算月日平均潜在需水量 (mm/d)；

$t$ ——计算月日平均气温 (°C)；

$p$ ——月内日平均昼长小时占全年昼长小时的百分比，可根据纬度、月份查表确定；

$c$ ——根据最低相对湿度、日照小时数、白天风速确定的修正系数，有表可查。

该公式所需气象因素易于获得、计算简易，计算误差为 25%，主要适用于干旱、半干旱地区。

(2) 能量平衡法，该法将作物腾发看作是能量消耗的过程，通过平衡分析计算出腾发所消耗的能量，然后再将能量折算成水量，即作物需水量。

根据能量平衡原理、水汽扩散原理和空气的导热定律等，英国彭曼提出作物潜在需水量的计算公式，得到了全世界广泛的采用，联合国粮农组织根据世界各地采用该公式时所取得的经验，对原彭曼公式作了修正，下面为推荐的计算公式：

$$E_p = \frac{\frac{p_0 \cdot \Delta}{p} \cdot \frac{R_n}{r} + E_a}{\frac{p_0 \cdot \Delta}{p} + 1} \quad (3-5)$$

$$R_n = 0.75 R_A \left( a + b \frac{n}{N} \right) - \sigma T_K^4 (0.56 - 0.079 \sqrt{e_d}) \left( 0.1 + 0.9 \frac{n}{N} \right)$$

$$E_a = 0.26 (1.00 + 0.54u) (e_a - e_d)$$



式中  $E_p$ ——作物潜在需水量 (mm/d);

$p_0$ ——为海平面的平均气压;

$p$ ——为计算地点的平均气压;

$\frac{\Delta}{r}$ ——温度的函数;

$\frac{p_0}{p} \cdot \frac{\Delta}{r}$ ——可查《灌溉排水渠系设计规范·SDJ217—84》附表 1-1;

$R_n$ ——到达农田的净辐射总量, 可用辐射平衡表直接测量, 也可用上式计算;

$R_A$ ——大气边缘的太阳辐射 (mm), 1mm = 59 卡其值可查表;

$a$ 、 $b$ ——用日照时间估算总辐射量的系数, 在温带地区  $a = 0.18$ ,  $b = 0.55$ ;

$n$ ——当地的实际日照时数 (h), 查气象站记录;

$N$ ——某纬度某月天文上可能出现的日照时间, 其值可查表;

$\sigma T_k^4$ ——黑体辐射量, 其中  $T_k$  以开氏温标计, 根据设计地区实际气温  $^{\circ}\text{C}$  查表;

$e_a$ ——饱和水汽压, 可根据气温查表;

$e_d$ ——当时当地实际水汽压, 实际水汽压 = 相对湿度  $\times$  饱和水汽压;

$u$ ——离地面两米高的风速 (m/s),  $u = u_h \left( \frac{2}{h} \right)^{0.2}$ ,  $u_h$  为  $h$  米高处的风速 (km/d);

$h$ ——实际测量风速的风速仪离地面的高度 (m)。

在干旱和半干旱地区, 为了考虑干热空气平流的作用和温度层结对风速的影响, 需要对风速  $u$  加以修正, 其修正系数可查表。

彭曼法计算误差较小, 因此已在国内外广泛应用。

2. 作物实际需水量计算 上述公式计算所得都是作物潜在需水量, 而且是在土壤水分充足, 能完全满足作物腾发条件下的需水量。而实际上土壤水分不是在作物各个生育阶段都能达到上述条件, 因此还必须按照作物种类及土壤条件进行修正, 修正办法当前都采用通过作物系数法计算作物实际需水量。即

$$E = K_c \cdot E_p \quad (3-6)$$

式中  $K_c$ ——作物系数, 随作物种类、发育阶段和产量而异, 生育初期、末期  $K_c$  较小, 中期  $K_c$  较大, 由试验确定, 表 3-3 为河北省临西站冬小麦作物系数值;

其余符号同前。

表 3-3 河北省临西站冬小麦不同生育阶段及不同产量作物系数

生育期	日期	作物系数		
播种~分蘖	10.7~11.4	1.08	1.45	1.90
分蘖~返青	11.5~3.8	1.08	0.88	0.77
返青~拔节	3.9~4.8	0.63	0.70	1.07
拔节~抽穗	4.9~5.3	0.96	0.90	0.86
抽穗~乳熟	5.4~5.19	0.44	0.91	0.99
乳熟~成熟	5.20~6.10	0.30	0.69	0.63
全生育期	10.7~6.10	0.73	0.86	0.91
产量		427	666	690

## 第二节 农作物灌溉制度

农作物的灌溉制度是为作物高产及节约用水而制定的适时适量的灌水方案。它的内容包括旱作物播种前或水稻插秧前和生育期各次灌水的灌水日期、灌水次数、灌水定额和灌溉定额。灌水定额是单位灌溉面积的一次灌水量，以  $\text{m}^3/\text{亩}$  计；灌溉定额则是播前灌水定额和生育期各次灌水定额之和，以  $\text{m}^3/\text{亩}$  或  $\text{mm}$  表示。

灌溉制度可分为设计年灌溉制度和用水灌溉制度。设计年灌溉制度是按一定水文年度确定的作物需水量和设计代表年降雨并考虑地下水补给、土壤条件而拟定的灌溉制度。在水资源充足地区，设计年灌溉制度可适时适量按作物丰产需水要求拟定；而在水资源缺乏地区，设计年灌溉制度则应从经济角度出发，探索大面积范围内形成灌溉经济效益最高的各种灌溉制度，使灌溉用水发挥最高的经济效益。设计年灌溉制度是进行灌溉工程规划、设计的重要依据。在用水管理期间，灌溉制度则由用水管理部门根据当年水源、降雨、地下水情况和土壤、农业技术条件而拟定的，它是用水管理的重要依据。

作物灌溉制度因作物种类、品种、灌区自然条件及农业技术措施不同而不同，须认真分析研究分别制定。

确定灌溉制度的方法有以下三种：

(1) 通过调查研究，总结当地的先进灌溉经验，结合水资源条件确定。调查研究方法是先确定设计水文年，调查这些年份当地的灌溉经验，灌区范围内的不同作物灌水时间、灌水次数、灌水定额及灌溉定额。根据调查资料，分析研究拟定出符合当地水资源条件的不同水文年不同作物的灌溉制度。一些实际调查的灌溉制度举例如下见表 3-4、表 3-5。

表 3-4 湖北省水稻泡田定额及生育期灌溉定额调查成果表

项 目	早 稻	中 稻	一季晚稻	双季晚稻	备 注
泡田定额 (m <sup>3</sup> /亩)	70 ~ 80	80 ~ 100	70 ~ 80	30 ~ 60	中等干旱年
灌溉定额 (m <sup>3</sup> /亩)	200 ~ 250	250 ~ 350	300 ~ 500	240 ~ 300	
总灌溉定额 (m <sup>3</sup> /亩)	280 ~ 320	380 ~ 450	420 ~ 550	280 ~ 350	

表 3-5 河北省几种主要旱作物生育期灌溉制度调查成果表

(单位 m<sup>3</sup>/亩)

作物 灌溉次数, 定额 代表年	冬 小 麦			棉 花			夏 玉 米		
	灌溉次数	灌溉定额	灌溉定额	灌溉次数	灌溉定额	灌溉定额	灌溉次数	灌溉定额	灌溉定额
湿润年	3 ~ 4	35 ~ 40	105 ~ 155	1 ~ 2	30 ~ 40	40 ~ 80	1	30 ~ 40	40
平水年	4 ~ 5	35 ~ 40	145 ~ 195	2 ~ 3	30 ~ 40	80 ~ 120	1	30 ~ 40	40
干旱年	5 ~ 6	35 ~ 40	185 ~ 235	3 ~ 4	30 ~ 40	120 ~ 160	2	30 ~ 40	80

(2) 根据灌溉试验资料确定灌溉制度。为了实施科学灌溉, 我国许多地区及灌区设置了专门灌溉试验站, 试验项目包括作物需水量、灌溉制度、灌水技术、地下水补给量等方面。灌溉试验积累的试验资料, 是确定灌溉制度的主要依据。但是在选用试验资料时, 必须注意原试验的条件(如气象条件、水文年度、产量水平、农业技术措施、土壤条件等)与需要确定灌溉制度地区条件的相似性, 在认真分析研究对比的基础上, 确定灌溉制度, 不能一律照搬。

(3) 用水量平衡原理分析确定灌溉制度。这种方法有一定理论依据, 比较完善, 但须根据当地具体条件, 参考丰产灌水经验和灌溉试验成果, 才能使灌溉制度更切合实际。下面分别介绍水稻和旱作物用水量平衡设计灌溉制度的方法。

## 一、水稻灌溉制度设计

水稻灌溉分泡田期(盐碱地区种稻还应包括洗盐)和生育期灌溉两个不同阶段, 制定水稻灌溉制度所需的基本资料有以下几项。

(1) 根据当地条件而确定的适合水稻生长高产、节水的灌溉模式, 如湿—干—湿型, 浅灌深蓄型, 以及北方盐碱地种稻的浅—湿灌型等。这种模式由灌溉试验站和总结当地先进灌溉制度获得。

(2) 水稻全生育期需水量及各阶段需水量。

(3) 各生育阶段适宜淹灌水深上、下限及允许最大蓄水深度表 3-6 可供参考。

(4) 设计年生育期降雨量。

(5) 稻田日渗漏量。

表 3-6 水稻各生育阶段淹灌水层及允许最大蓄水深度

(单位: cm)

生育阶段 作物	返 青	分蘖前	分蘖末	拔节孕穗	抽穗开花	乳 熟	黄 熟
早 稻	10~30~50	20~50~70	20~50~80	30~60~90	10~30~80	10~30~60	10~20
中 稻	10~30~50	20~50~70	30~60~90	30~60~120	10~30~100	10~20~60	落 干
晚 稻	20~40~70	10~20~70	10~30~80	20~50~90	10~30~50	10~20~60	落 干

(6) 盐碱地种稻要了解水稻生长允许含盐量。

### (一) 泡田定额计算

泡田定额由三部分组成：一是使一定土层达到饱和时所需水量；二是建立插秧时田面水层深度；三是泡田期的稻田渗漏量和田面蒸发量。泡田定额可用下式计算。

$$M_{\text{泡}} = 667H\rho_{\pm} (\beta_{\text{饱}} - \beta_0) / \rho_{\text{水}} + 667h + 667 (s_1 t_1 + e_1 t_1 - P_1) \quad (3-7)$$

式中  $M_{\text{泡}}$ ——泡田定额 ( $\text{m}^3/\text{亩}$ )；

$\beta_{\text{饱}}$ 、 $\beta_0$ ——分别为土壤饱和含水率和泡田前土壤含水率 (以干土重百分数计)；

$H$ ——饱和土层深度 (m) 当地下水位低于犁底层时，还常采用犁底层以上的高度；

$\rho_{\pm}$ 、 $\rho_{\text{水}}$ ——饱和土层土壤干容度和泡田水的密度 ( $\text{t}/\text{m}^3$ )；

$h$ ——插秧时田面需要建立的水层深度，一般为  $0.03 \sim 0.05\text{m}$ ；

$s_1$ ——泡田开始至插秧时，稻田日渗漏量 ( $\text{m}/\text{d}$ )；

$t_1$ ——泡田期日数 (d)；

$e_1$ ——泡田期水田田面的平均水面蒸发量 ( $\text{m}/\text{d}$ )；

$P_1$ ——泡田期降雨量 (m)。

盐碱地区种稻需要冲洗，这时泡田定额计算除按式 (3-7) 计算外，还应计算冲洗定额，两者之和为泡田定额。非盐碱地区种稻泡田定额通常参考土壤、地下水埋深和耕犁深度方面相类似田块的实测资料确定。一般当建立水层在  $3 \sim 5\text{cm}$  时，泡田定额可参考表 3-7。

表 3-7 不同土壤及地下水埋深的泡田定额

(单位:  $\text{m}^3/\text{亩}$ )

土壤类别	地 下 水 埋 深	
	小于 2m	大于 2m
粘土和粘壤土	50~80	
中壤土和沙壤土	70~100	80~120
轻沙壤土	80~130	100~160

## (二) 生育期灌溉制度的确定

确定生育期灌溉制度首先要按照各地试验资料, 合理定出水稻不同生长阶段的适宜淹灌水层的上限和下限, 然后根据生育期任何一个时段  $t$  的农田来水与耗水, 用水量平衡方法确定各时段的灌溉制度, 其水量平衡方程式如下:

$$h_2 = h_1 + P + m - E - C \quad (3-8)$$

式中  $h_2$ ——灌水时段末田间水层深度 (mm);

$h_1$ ——灌水时段初田间水层深度 (mm);

$P$ ——灌水时段内降雨量 (mm);

$m$ ——时段灌水量 (mm);

$E$ ——时段内田间耗水量 (mm);

$C$ ——时段内稻田排水量 (mm)。

从上式可以看出, 如果时段  $t$  初田面水层为适宜水层的上限 ( $h_{\max}$ ), 经过  $t$  时段的消耗, 田面水层下降到适宜水层下限 ( $h_{\min}$ ), 此时段如果没有降雨, 则需进行灌溉, 其灌水定额  $m$  可用下式计算

$$m = h_{\max} - h_{\min} \quad (3-9)$$

这一时段田面水层变化可用图 3-2 所示的图解法说明, 图中时段初田面水层为  $A$ , 水田按 1 线耗水至  $B$ , 此时田面水层已降至适宜水层下限, 就需灌水, 灌水定额为  $m_1$ ; 如果时段  $t_1$  内有降雨, 使在降雨后田面水层回升高度为  $P$ , 则按 2 线耗水至  $C$  点时再灌水; 如时段内降雨很大, 为  $P'$  超过允许最大蓄水深度  $H_p$ , 则其超过部分需要排除, 其排水量为  $C$ , 然后按 3 线耗水, 至  $D$  点再进行灌水。

为了控制水稻无效分蘖, 在水稻田灌排技术管理中, 常在分蘖末期苗足之后, 排水落干, 进行晒田, 以改善土壤通气状况。晒田程度视土壤性质和苗情而定, 应通过试验确定, 但总的原则是要求在开始孕穗以前结束晒田, 根据江苏昆山农田排灌所在粘壤土层上进行的水稻晒田试验, 晒田结束时, 要求 30cm 表层土的含水量降到占土壤空隙的 75%~80%, 作为晒田标准。这样晒田消耗的土壤含水量可按式 (3-10) 折算为水层深度, 进行水量平衡计算:

$$h = -HA(1 - \beta_{\text{晒}}) \text{ (mm)} \quad (3-10)$$

式中  $h$ ——晒田期间消耗水量 (其耗水深度仍可近似地采用有水层时的数值), 以水层深度计 (mm); 田面以上水层为正, 消耗土壤内部水层为负;

$H$ ——计算晒田土层深度 (mm);

$A$ ——晒田土层孔隙率 (以土壤体积%计);

$\beta_{\text{晒}}$ ——晒田结束时要求的土壤含水率 (以土壤孔隙%计)。

根据上述原理, 便可用图解法或列表法推求水稻灌溉制度。水稻田的总灌溉定额为

$$M = M_1 + M_2 \quad (3-11)$$

式中  $M_1$ ——为泡田定额;

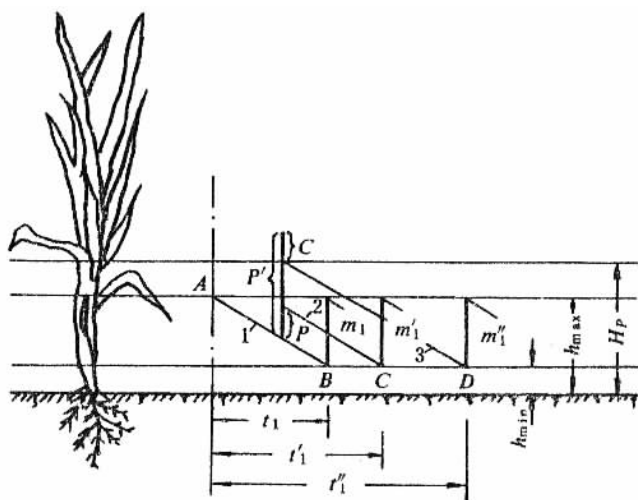


图 3-2 水稻生长期田面水层变化图解

$H_p$ —允许最大蓄水深度； $h_{max}$ —适宜淹灌水层上限； $C$ —排水量；  
 $h_{min}$ —适宜淹灌水层下限；1、2、3—不同情况下田面水层变化曲线

$M_2$ ——为生育期各次灌水定额之和。

【例 2-11】 用列表计算法设计中等干旱早稻灌溉制度，具体步骤如下。

1. 设计所需基本资料

(1) 早稻生育期起止日期及各生育阶段耗水资料，见表 3-8。

表 3-8 早稻逐日耗水量计算表

(单位：mm)

生育期	返 青	分蘖前	分蘖末	拔节孕穗	抽穗开花	乳 熟	黄 熟	全生育期
起止日期	4.25~5.2	5.0~5.10	5.11~5.26	5.27~6.12	6.13~6.27	6.28~7.6	7.7~7.14	4.25~7.14
天数 $t_i$	8	8	16	17	15	9	8	81
阶段水面蒸发量 $E_{0i}$	30	56.5	104.3	102	81.1	19	20	412.9
阶段需水系数 $\alpha_i$	0.8	0.85	0.92	1.25	1.48	1.42	1.2	
阶段需水量 $E_i$	24	48	96	127.5	120	27	24	
阶段渗漏量 $S_i$	8	8	16	17	15	9	8	466.5
阶段耗水量 $E'_i$	32	56	112	144.5	135	36	32	81
平均日耗水量 $e'$	4	7	7	8.5	9	4	4	547.5

注 稻田日平均渗漏量为 1mm/d。

(2) 早稻生育期降雨量，见表 3-9 第 (5) 栏。

(3) 各生育期适宜水层上下限及允许最大蓄水深度，见表 3-9 第 (3) 栏。

(4) 根据灌区条件，采用浅灌深蓄灌溉模式。

(5) 稻田土壤为粘土,要求在分蘖末期进行晒田,晒田标准要使 30cm 土层的土壤含水率降到占土壤孔隙体积的 75% ~ 80%,土壤孔隙率为  $A = 40.6\%$  (占土壤体积百分数)。

(6) 泡田定额为  $80\text{m}^3/\text{亩}$ ,要求田面建立 10mm 水层。

## 2. 计算步骤

(1) 各生育期作物需水量  $E_i = a_i \cdot E_{0i}$

(2) 各生育阶段渗漏量  $S_i = S \cdot t_i$

(3) 阶段耗水量  $E_i$   $E'_i = E_i + S_i$

(4) 平均日耗水量  $e'$   $e' = \frac{E'_i}{t_i}$

将各项计算成果列入表 3-8。

(5) 晒田期耗水量计算:晒田期在分蘖末期,按晒田标准计算,晒田期消耗水量近似为  $h = -300 \times 0.406 (1 - 0.75) = 30.45\text{mm}$  按晒田期日耗水量进行近似计算,确定晒田期为 4 天,时间为 5 月 22 日至 26 日。

(6) 计算过程见表 3-9。

(7) 校核列表计算结果。用下式检查计算有无错误:

$$\begin{aligned} h_{\text{末}} &= h_{\text{始}} + \sum P + \sum m - \sum C - (E + S) \\ &= 10 + 216.1 + 340 - 42.1 - 515.5 = 8.5 \end{aligned}$$

可见,与 7 月 6 日的淹灌水层相行,计算无误。

(8) 某灌区中早年早稻生育期灌溉制度见表 3-10。

所以,该灌区中早年早稻设计总灌溉定额为

$$M = M_1 + M_2 = 80 + 227 = 307 \text{ m}^3/\text{亩}$$

用水量平衡法拟定灌溉制度必须与灌溉制度试验资料及当地灌溉经验互相核对,使确定的灌溉制度更加合理。

## 二、旱作物灌溉制度设计

旱作物是依靠其主要根系从土壤中吸取水分,满足其正常生长发育需要。因此水量平衡主要分析其主要根系吸水层的储水量变化范围是否适合作物生长要求,所以旱作物灌溉要以主要根系吸水层作为灌溉时计划湿润的深度,并使计划湿润层的土壤水分变化保持在土壤允许最大与允许最小储水量范围之间,使土壤的水、气、热状态适合作物生长。由于旱作物靠根系从土壤中吸取水分,因此在考虑计划湿润层水量时,要考虑地下水上升毛管水对土壤水的补给量及因根系的向下伸延,计划湿润层增加而增加的水量;有效降雨目前是指保持在计划湿润层内的那部分雨量。

表 3-9 某灌区中早年早稻生育期灌溉制度计算表

(单位: mm)

日期		生育期	设计淹灌水层			逐日耗水量	逐日降雨量	淹灌水层变化	灌水量	排水量
月	日		$h_{\min}$	$h_{\max}$	$H_p$					
(1)		(2)	(3)			(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
4	24	返青期	5	30	50	4.0	7.0	10.0	15.0	
	25							6.0		
	26							9.0		
	27							5.0		
	28							8.0		
	29							8.0		
5	30	分蘖前	20	50	70	7.0	15.0 13.1	61.0	30.0	
	1							46.0		
	2							42.0		
	3							35.0		
	4							28.0		
	5							21.0		
	6							29.0		
	7							35.1		
	8							28.1		
	9							21.1		
	10							44.1		
	11							6.9		
	12							37.0		
	13							30.0		
	14							22.5		
	15							5.5		
	16							47.0		
	17							40.0		
	18							33.0		
	19							27.8		
	20							53.8		
	21							46.8		
	22							39.8		
	23							32.8		
	24							27.1		
	25							1.3		
	26							27.1		
	27							-7.0		
	28							-14.0		
	29							-21.0		
	30							-28.0		
6	1	拔节孕穗	30	60	90	8.5		43.5	40.0	
	2							35.0		
	3							56.5		
	4							48.0		
	5							39.5		
6	1	拔节孕穗	30	60	90	8.5		31.0	40.0	
	2							62.5		
	3							54.0		
	4							45.5		
	5							37.0		



续表

日期		生育期	设计淹灌水层			逐日耗水量	逐日降雨量	淹灌水层变化	灌水量	排水量	
月	日		$h_{min}$	$h_{max}$	$H_p$						
(1)		(2)	(3)			(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	
6	6	拔节孕穗	30	60	90	8.5	5.5 8.5	28.5	40.0		
	7							60.0			
	8							51.5			
	9							43.0			
	10							40.0			
	11							40.0			
	12							31.5			
	13							35.9			30.0
	14							31.9			
	15							34.5			
	16							25.5			
	17							16.5			
	18							10.0			
	19	31.0									
	20	22.0									
	21	13.0									
	22	24.9									
	23	15.9									
	24	36.9									
	25	27.9									
	26	18.9									
	27	9.9									
	28	乳熟	10.0	30.0	60.0	4.0	4.6	35.9	30.0		
	29							31.9			
	30							27.9			
	7	1	黄熟	落	干	4.0	4.0	4.6	23.9		
		2							19.9		
		3							15.9		
		4							11.9		
		5							12.5		
6		8.5									
7											
8											
9											
10											
11											
12											
13											
14											
Σ	162					515.5	216.1		340.0	42.1	

注 总耗水量中未包括黄熟期(7月7日至7月14日)的耗水量32mm。

表 3-10 中早年早稻生育期设计灌溉制度表

灌水次数	灌水日期	灌水定额	
		mm	m <sup>3</sup> /亩
1	5.10	30.0	20.0
2	5.27	80.0	53.4
3	5.29	30.0	20.0
4	6.2	40.0	26.7
5	6.7	40.0	26.7
6	6.15	30.0	20.0
7	6.19	30.0	20.0
8	6.24	30.0	20.0
9	6.28	30.0	20.0
合 计		340	227.0

### (一) 旱作物田块水量平衡方程

旱作物田块水量平衡方程为

$$W_0 - W_t = E - P_0 - K - W_T - M \quad (3-12)$$

式中  $W_0$ 、 $W_t$ ——分别为时段初和任一时间  $t$  的土壤计划湿润层的储水量；

$E$ ——时段  $t$  内的作物需水量  $E = T \cdot e$ ， $e$  为  $t$  时段内平均每昼夜的作物田间需水量；

$P_0$ ——保存在计划湿润层内的有效降水量；

$K$ —— $t$  时段内的地下水补给量， $K = kt$ ， $k$  为  $t$  时段内平均每昼夜的地下水补给量；

$W_T$ ——随计划湿润层增加而增加的水量，如时段内计划湿润无变化，则无此项；

$M$ ——时段  $t$  内灌溉水量。

由上式可以看出，如在  $t$  时段降雨很小或没有降雨，地下水补给很少或没有，这样使土壤计划湿润层内的储水量很快降低到接近作物允许的土壤最小储水量，此时即需进行灌溉，以补充土壤水分，使计划湿润层的储水量达到或接近最大储水量，如图 3-3 所示。

如  $t$  时段没有降雨，这一时段的水量平衡方程可写为

$$\begin{aligned} W_{\min} &= W_0 - E + K \\ &= W_0 - t(e - k) \end{aligned} \quad (3-13)$$

式中  $W_{\min}$ ——土壤计划湿润层内允许最小储水量；

其余符号同前。

从图 3-3 可推算出当土壤计划湿润层在时段初时土壤储水量为  $W_0$ ，当土壤储水量

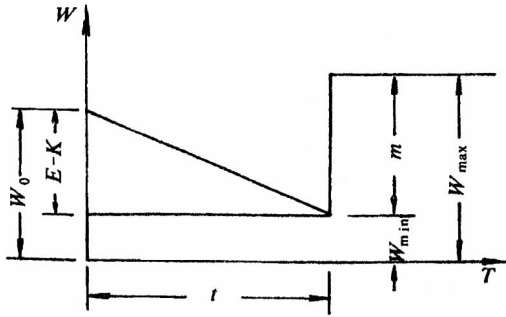


图 3-3 土壤计划湿润层内储水量变化图

降至  $W_{\min}$  时，开始进行灌水，其灌水时间的时距为

$$t = \frac{W_0 - W_{\min}}{e - k} \quad (d) \quad (3-14)$$

上式在灌溉管理时可作灌溉预报。

那么这一时段末灌水定额  $m$  为

$$m = W_{\max} - W_{\min} = 667 \rho_{\pm} H (\beta_{\max} - \beta_{\min}) / \beta_{\text{水}} \quad (3-15)$$

式中  $m$ ——灌水定额 ( $\text{m}^3/\text{亩}$ )；

$H$ ——该时段内土壤计划湿润层深度 (m)；

$\rho_{\pm}$ 、 $\rho_{\text{水}}$ ——分别为计划湿润层内土壤的干密度和水的密度 ( $\text{t}/\text{m}^3$ )；

$\beta_{\max}$ 、 $\beta_{\min}$ ——分别为该时段内允许最大含水率和允许最小含水率 (以土壤容重%计)。

同理，可以求出其他时段在不同情况下的灌水时距与灌水定额，从而确定出全生育期内的灌溉制度。

## (二) 拟定旱作物灌溉制度所需的基本资料

拟定的灌溉制度是否合理，关键在于进行水量平衡分析时所选用的资料是否合理，其所需的基本资料如下：

1. 作物总需水量  $E$  及各生育阶段的需水量  $E_i$  其选用方法见第二章第一节作物需水量。

2. 土壤计划湿润层深度  $H$  土壤计划湿润层深度是指旱作物生长发育要求进行灌水时，计划湿润的土层深度，它的深度取决于旱作物主要根系分布的深度，随生长发育而逐渐加深。在作物生长初期根系虽然很浅，但为了维持土壤微生物活动，并给以后根系生长创造条件，需要在一定深度内保持适当的水分，一般采用  $0.3 \sim 0.4\text{m}$ ，随着作物的生长和根系的发育，计划湿润层也逐渐加大，至生长末期，根系停止发育，作物需水量减少，计划湿润层也不再继续加大，一般在  $0.8 \sim 1.0\text{m}$  之间。在地下水位较高的盐碱化地区不宜大于  $0.6\text{m}$ ，根据试验资料几种作物不同生育阶段的计划湿润层深度，如表 3-11 所示。

表 3-11 几种旱作物的土壤计划湿润层深度表

冬小麦		玉米		棉花	
生育阶段	计划湿润层深度 (cm)	生育阶段	计划湿润层深度 (cm)	生育阶段	计划湿润层深度 (cm)
出苗	30~40	幼苗	40	幼苗	30~40
三叶	30~40	拔节	40	现蕾	40~60
分蘖	40~50	抽穗	50~60	开花结铃	60~80
拔节	50~60	灌浆	50~80	吐絮	60~80
抽穗	60~80	成熟	60~80		
开花	60~100				
成熟	60~100				

3. 播种时土壤储水量 ( $W_0$ ) 对播种前进行灌溉的地区,  $W_0$  可采用田间持水率的 80%~85%; 或者搜集设计地区历年播种时土壤含水量资料确定。

4. 土壤适宜含水率及允许最大、最小含水率 土壤适宜含水率随作物种类、生育阶段、施肥情况以及土壤性质(包括含盐量大小)等因素而异,一般应通过试验或调查总结群众灌溉经验而定。

由于作物需水的持续性与农田灌溉及降雨的间歇性,土壤计划湿润层的含水率不可能经常保持在适宜含水率范围内不变。为了使作物正常生长,土壤含水率应控制在土壤允许最大及允许最小含水率之间;土壤允许最大含水率  $\beta_{\max}$  通常以不致造成深层渗漏为原则,所以采用  $\beta_{\max} = \beta_{\text{田}}$ ,  $\beta_{\text{田}}$  为土壤田间持水率,不同土壤田间持水率见表 3-12;土壤允许最小含水率应以充分利用土壤水而不致影响产量为原则,应大于凋萎系数,根据试验不同地区大致采用田间持水率的 0.5~0.6,即  $\beta_{\min} = (0.5 \sim 0.6) \beta_{\text{田}}$ ,在水源紧张地区可采用 0.5~0.55 $\beta_{\text{田}}$ 。在土壤盐碱化地区,由于土壤溶液浓度过高,致使作物不能吸取正常生长所需水分,此时土壤允许最小含水率要依不同生长阶段允许的土壤溶液浓度作为控制条件加以确定。见第二章公式(3-1)。

表 3-12 不同类型土壤容重及田间持水率

土壤质地	容重 ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	田间持水率	
		重量 (%)	体积 (%)
砂土	1.45~1.60	16~22	26~32
砂壤土	1.36~1.54	22~30	32~40
轻壤土	1.40~1.52	22~28	30~36
中壤土	1.40~1.55	22~28	30~35
重壤土	1.38~1.54	22~28	32~42
粘土	1.30~1.45	25~35	35~45

5. 降雨入渗量  $P'$  与有效降雨量  $P_0$  降雨入渗量  $P'$  是指设计降雨量  $P$  减去地面径流  $P_{地}$  后的余量, 即

$$P' = P - P_{地} \quad (3-16)$$

降雨入渗量也可用降雨入渗系数表示, 即

$$P' = \alpha P \quad (3-17)$$

式中  $\alpha$ ——降雨入渗系数, 其值与一次降雨量及雨型、雨前地下水埋深、前期降雨、降雨延时、土壤性质、地面覆盖、田间工程情况及地形等因素有关。

6. 地下水补给量  $K$  地下水补给量是指地下水通过土壤毛细管作用上升到土壤计划湿润层中的水量, 其大小与地下水位的高低, 土壤性质、作物种类、作物需水强度, 计划湿润层含水量及深度等有关; 地下水利用量应随灌区地下水动态和各阶段计划湿润层厚度的不同而变化。目前由于试验资料较少, 一般大多只能确定不同地下水位的地下水可利用总量。试验资料表明, 当地下水埋深大于 2.5m 时, 补给量不超过作物需水量的 5%, 可忽略不计, 当地下水埋深在 2.5m 以内时, 其补给量约为作物需水量 5% ~ 25%, 如内蒙灌区测定春小麦地下水埋深在 1.5 ~ 2.5m 时, 利用量为 40 ~ 80m<sup>3</sup>/亩。河南省人民胜利渠测量冬小麦区地下水位埋深在 1.0 ~ 2.0m 时, 地下水补给量可达作物需水量的 20%。因此在制定灌溉制度时, 不能忽视这部分的补给水量, 必须根据当地或条件类似地区的试验、调查资料估算。下面介绍几种作物在不同地下水埋深情况下的地下水补给量供参考, 如表 3-13、表 3-14。

表 3-13 吉林省粮菜地下水补给量

土壤质地	一般大田作物			蔬 菜		
	地下水埋深变幅 (m)			地下水埋深变幅 (m)		
	1.0 ~ 1.5	1.5 ~ 2.0	2.0 ~ 2.5	0.5 ~ 1.0	1.0 ~ 1.5	1.5 ~ 2.0
轻砂壤	50 ~ 70			40 ~ 60		
轻粘壤	70 ~ 80	30 ~ 70		50 ~ 70	35 ~ 50	
中粘壤	80 ~ 100	40 ~ 80		60 ~ 80	40 ~ 60	30 ~ 40
重粘壤	100 ~ 130	70 ~ 100	30 ~ 70	80 ~ 110	50 ~ 80	30 ~ 50
粘 土	130 ~ 200	100 ~ 130	70 ~ 100	100 ~ 130	70 ~ 100	30 ~ 50

7. 因计划湿润层增加而增加的水量  $W_T$  在作物生长过程中, 计划湿润层是变化的, 随着计划湿润层的增加, 其增加土层中的原有储水量可供作物利用,  $W_T$  可按下式计算:

$$W_T = 667 (H_2 - H_1) \cdot \beta \cdot \rho_{\pm} / \rho_{水} \quad (3-18)$$

式中  $H_1$ ——为计划时段初计划湿润层深度 (m);

$H_2$ ——为计划时段末计划湿润层深度 (m);

$\beta$ ——( $H_2 - H_1$ ) 土层的平均含水率, 以干土重百分数计, 一般  $\beta < \beta_{田}$ ;

$\rho_{\pm}$ 、 $\rho_{水}$ ——分别为土壤干密度和水的密度 (t/m<sup>3</sup>)。

在确定了上述各项设计数据后，即可分别计算旱作物的播前灌水定额和生育期的灌溉制度。

表 3-14 山东省棉花生育期地下水补给量

(单位:  $\text{m}^3/\text{亩}$ )

生育阶段	天数	地下水埋深 (m)				备注
		1.5	2.0	2.5	3.0	
出苗期	24	31	4	2	1	全剖面为轻壤土
幼苗期	41	51	7	7	2	
现蕾期	20	77	9	15	2	
花铃期	66	194	166	100	23	
吐絮期	50	89	76	44	31	
全生育期	201	442	262	169	64	

### (三) 旱作物播前灌水定额 $M_1$ 的确定

播前灌水是为了使土壤有足够的底墒，能保证顺利出苗；也是为了储水于土壤，供作物生育期使用。播前灌溉一般只进行一次，其灌水定额 ( $\text{m}^3/\text{亩}$ ) 可按下式计算：

$$M_1 = 667H \cdot \rho_{\pm} (\beta_{\max} - \beta_0) / \rho_{\text{水}} \quad (3-19)$$

式中  $H$ ——为土壤计划湿润层深度，决定于底墒和水源情况，一般取土壤计划湿润层的最大深度其值为  $0.8 \sim 1.0\text{m}$ ；

$\rho_{\pm}$ 、 $\rho_{\text{水}}$ ——分别为土壤干密度和水的密度 ( $\text{t}/\text{m}^3$ )；

$\beta_{\max}$ ——土壤田间持水率，以干土重百分数计；

$\beta_0$ ——播前土壤含水率，以干土重百分数计。

### (四) 用水量平衡原理拟定旱作物灌溉制度

1. 图解法 如图 3-4，其步骤如下：

(1) 根据作物生长期各阶段的需水量绘制成作物需水量累积曲线  $E$ ；有地下补给时绘制出地下水补给量累积曲线  $K$  及因计划层增加而增加的水量  $W_T$  累积曲线；然后绘出净耗水 ( $E - K - W_T$ ) 累积曲线。

(2) 根据设计年降雨量，求出渗入土壤的降雨量  $P'$ ，一般以旬为时段，逐时段绘于图上。

(3) 根据作物全生育期各旬计划湿润层深度  $H$  及计划控制的土壤允许最大储水量  $W_{\max}$  及允许最小储水量  $W_{\min}$  绘于图上。

(4) 以作物生长初期土壤计划湿润层储水量  $W_0$  为起点，引直线平行于 ( $E - K - W_T$ ) 累积曲线，当遇有降雨时，则加上因降雨入渗而保持在土壤计划层内的那部分降雨量  $P_0$ ，即得计划湿润层实际储水量  $W$  曲线上。

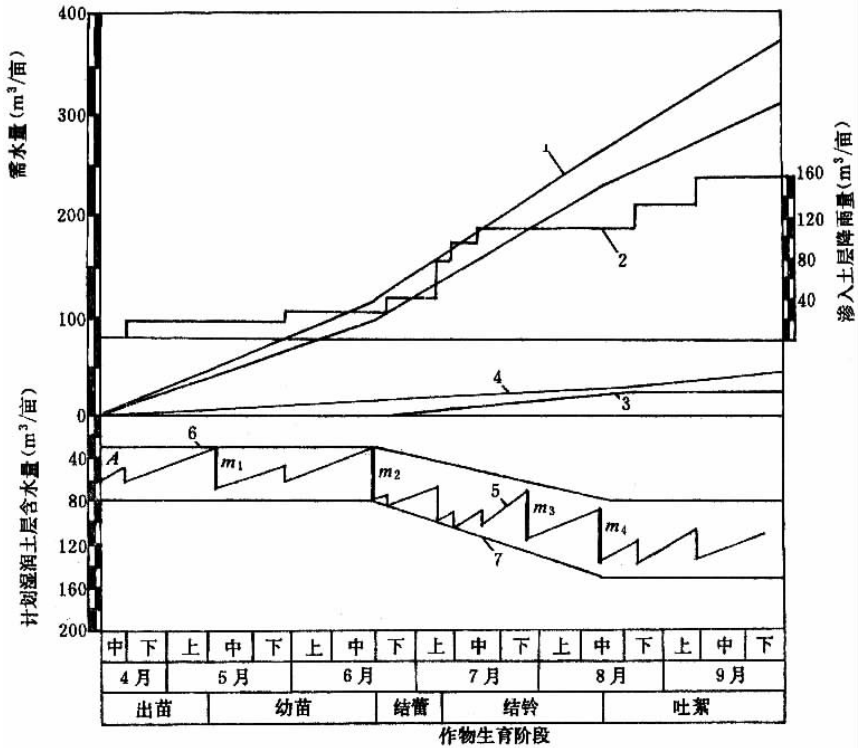


图 3-4 棉花灌溉制度设计图

- 1—作物需水量  $E$  累积曲线；2—渗入土壤内的降雨量累积曲线；3— $W_T$  累积曲线；
- 4— $K$  值累积曲线；5—计划湿润土层含水量  $W$  曲线；6—计划湿润土层允许量小储水量  $W_{min}$  曲线；7—计划湿润土层最大储水量  $W_{max}$  曲线

(5) 当  $W$  曲线接近或达到  $W_{min}$  时，即进行灌溉。需要指出的是灌水时间还应考虑各生育阶段的作物需水要求及与灌溉相关的农业技术措施（如施肥）。灌水定额的大小要适当，不应使灌水后土壤储水量超过  $W_{max}$ ，也不应过小而给灌水技术的实施造成困难。灌水定额数值也像降雨入渗一样加在  $W$  曲线上。

(6) 如此连续进行，即可得到全生育期各次灌水日期、灌水定额和灌水次数。

(7) 生育期灌溉定额  $M_2 = \sum m$ ， $m$  为各次灌水定额，把播前灌水定额加上生育期灌溉定额，得出旱作物的总灌溉定额  $M$ ，即  $M = M_1 + M_2$ 。

2. 列表法 根据上述原理，也可列表计算，见表 3-15。

校核：

$$W_{未} = W_0 + W_T + P_0 + M - E$$

$$= 119.58 + 132.59 + 124.91 + 232.5 - 480.62$$

= 138.46

计算无误。

表 3-15 冬小麦灌溉制度推算表

生育阶段	日期 (年/月)	日需 水量 (mm)	计划 层深 (mm)	计划层内贮水量 (mm)		阶段初计 划层内贮 水量 (mm)	期内作 物需 水量 (mm)	期内天然来水量 (mm)			来去水 量平 衡差 (mm)	渗漏水 (mm)	灌水量		阶段末计 划层内 贮水量 (mm)	灌水 时间 (日/月)
				最大	最小			降雨	计划层增 深而增加 的水量	合计			mm	m <sup>3</sup> /亩		
播 种 越冬	10/10 ~ 31/10	2.31	40	133.58	73.47	119.58	48.51	66.4		66.40	137.47	3.89			133.58	7/3
	1/11 ~ 24/11	1.25	40	133.58	73.47	133.58	30.00	2.3		2.30	105.88				105.58	
越 冬	25/11 ~ 30/11	1.25	40	133.58	73.47	105.88	7.50	0.0		0.00	98.38				89.38	
	1/12 ~ 31/12	0.45	40	133.58	73.47	98.38	13.95	0.0		0.00	84.43				84.43	
	1/1 ~ 31/1	0.18	40	133.58	73.47	84.43	5.58	1.9		1.90	80.75				80.75	
	1/2 ~ 28/2	0.30	40	133.58	73.47	80.75	8.40	0.9		0.90	73.25				73.25	
返 青	1/3 ~ 8/3	1.40	40	133.58	73.47	73.25	8.32	0.0		0.00	64.93		52.5	35	117.43	
返 青 拔 节	9/3 ~ 31/3	1.04	60	200.38	110.21	117.43	23.92	7.6	66.80	74.40	167.31				167.31	
	1/4 ~ 11/4	3.00	60	200.38	110.21	167.31	33.00	0.0		0.00	134.91				134.91	
拔 节 抽 穗	12/4 ~ 30/4	3.00	80	266.17	146.94	134.91	57.00	2.7	65.79	68.49	146.40				146.40	
	1/5 ~ 6/5	5.48	80	266.17	146.94	146.40	32.88	0.0		0.00	113.52		60	40	173.52	
抽穗灌浆	7/5 ~ 19/5	5.48	80	266.17	146.94	173.52	71.24	32.0		32.00	134.28		60	40	194.28	
灌 浆 成 熟	20/5 ~ 31/5	5.48	80	266.17	146.94	194.28	65.76	0.0		0.00	128.52		60	40	188.52	
	1/6 ~ 16/6	4.66	80	266.17	149.94	188.52	74.56	24.5		24.50	138.46				138.46	
合 计							480.62	138.3		270.89		3.89	232.5			

### 三、节水型灌溉制度

按作物高产需水要求确定的灌溉制度，灌水次数多，灌溉定额大，如河北省滨海盐碱地区过去水稻淹灌灌溉定额达 800m<sup>3</sup>/亩，冬小麦灌水 6~8 次，灌溉定额达 300m<sup>3</sup>/亩左右，在水资源充足地区能适时适量的满足作物需水要求，但对干旱缺水地区，采用上述高产灌水方案在有限的水资源条件下，灌溉面积减小，部分地区不能进行灌溉，造成严重减产或绝产。因此在干旱缺水地区，为了使水资源得到最合理的利用，必须既要采取合理的农业结构，按可供灌溉水资源数量，在充分利用降水的条件下，进行农业结构、作物组成的优化组合；另一方面把灌水次数多、灌溉定额大的丰产灌溉制度改为按作物需水的迫切性拟定节水灌溉制度，这样可节省单位灌溉面积用水量，扩大灌溉面积。从目前国家提倡的节水灌溉重点是保证需水的情况下，通过各种措施减少损失和缺水时浇保命水、抗旱水。本教材第八章第三节有较详细的阐述。此外，在水源紧缺地区，可采用灌关键水的灌溉制度，这种灌溉制度降低了土壤允许最小储量下限，能充分利用土壤水，延长灌水间隔的时间，减少了灌水次数和灌溉定额。河北省远东地区试验表明，在土壤肥力高的情况下，冬小麦在关键期灌水 3~4 次，灌溉定额约 150~190m<sup>3</sup>/亩，产量为 250~350kg/亩。这说明如采用节水型灌溉制度，配以相应的农业技术措施和合理的灌水技术，可达到省水的目的，又可获得较好的产量。因此不论在水资源丰富



地区和干旱缺水地区，都要通过试验寻求节水高产的灌溉制度和只灌关键水的节水型灌溉制度。

## 第三节 灌溉用水量

灌溉用水量（或流量）是指灌溉土地需要从灌溉水源取用的水量（或流量）。在进行灌溉工程规划、设计、管理时，首先要计算灌溉用水总量及其用水过程，其目的是为了进行供水和用水的平衡计算，当供水不能满足用水要求时，应提出所要采取的措施；其二是根据当地水资源开发利用条件，定出可能开发的灌溉面积及相应的工程规模；其三是为水利工程管理部门提出不同时期的用水要求，以便对水资源实行统一合理调度。

### 一、设计代表年的选择

灌溉用水量主要受降雨量的制约，不同水文年度降雨不同。为此，在灌溉工程规划设计时选择一个接近用灌溉设计保证率确定的来水量和用水量（包括总量及用水过程）的年份，作为确定灌溉用水量（或流量）的设计依据，这个水文年份通常称为设计代表年，以设计代表年的降雨确定的灌溉制度即为设计年灌溉制度，其相应的灌溉用水量称为设计年灌溉用水量。因此设计代表年选择就直接影响灌溉工程的规模和投资。设计年的选择要根据地区自然特点和可供灌溉用的水资源量进行经济分析论证确定，一般可采用中等年（降雨频率为 50%）、中等干旱年（降雨频率为 75%）、干旱年（降雨频率为 85%~90%）三种设计代表年。在灌溉水源充足、灌溉效益高的地区应以干旱年作为设计代表年，反之则应采取中等干旱年或中等年作为设计代表年。

用设计代表年的降雨量资料确定的灌溉制度，并计算设计灌溉用水流量和灌溉用水量即可为灌溉工程规划设计提供依据。

### 二、灌水率与灌水图

灌水率是指灌区单位面积上所需的灌水流量，又称灌水模数。如不考虑渠道输水配水和田间的各项损失，只考虑灌入田间的有效水量时的灌水率叫净灌水率。利用它可以计算灌溉渠道设计流量和渠首引水流量。

#### （一）灌水率计算

灌水率的计算应根据灌区范围内各种作物的各次灌水逐一进行计算，其方法如下：

如灌区总灌溉面积为  $A$  亩，种有甲、乙、丙……等各种作物。各种作物种植的面积占全灌区总灌溉面积的百分数分别为  $\alpha_1$ 、 $\alpha_2$ 、 $\alpha_3$ ……。则各种作物种值的灌溉面积分别为  $\alpha_1 A$ 、 $\alpha_2 A$ 、 $\alpha_3 A$ ……。如甲种作物的各次灌水定额分别为  $m_1$ 、 $m_2$ 、 $m_3$ ……，要求各

次灌水在  $T_1$ 、 $T_2$ 、 $T_3$ …天完成， $t$  为每天灌水的小时数，则甲种作物各次灌水所要求的净灌水率  $q_{\text{净}}$  为

$$\text{第一次灌水} \quad q_{1\text{净}} = \frac{a_1 m_1}{0.36 T_1 t} \quad [\text{m}^3 / (\text{s} \cdot \text{万亩})] \quad (3-20)$$

$$\text{第二次灌水} \quad q_{2\text{净}} = \frac{a_1 m_2}{0.36 T_2 t} \quad [\text{m}^3 / (\text{s} \cdot \text{万亩})]$$

这样可以计算出甲种作物各次灌水的净灌水率，同理可计算出各种作物的各次净灌水率，如表 3-16。需要指出的是这里计算所得的灌区单位面积的净流量，并不是指某种作物某次灌溉的实际灌溉面积所需的灌水净流量，而是把各次实际灌溉面积所需灌水流量分摊成为全灌区单位面积的净流量。这样各次灌水所需的田间净流量应为  $Q_{\text{田净}} = q_{\text{净}} A$ ，而所需的毛流量  $Q_{\text{毛}} = \frac{Q_{\text{田净}}}{\eta}$ ， $\eta$  为灌溉水利用系数。它反映了渠道输水、配水和田间渗漏损失，及在管理过程中的无益水量损失。

表 3-16 灌水率计算表

作物	作物所占面积 (%)	灌水次序	灌水定额 (m/亩)	灌水时间 (日/月)			灌水延续时间 (天)	灌水率 [ $\text{m}^3 / (\text{s} \cdot \text{万亩})$ ]
				始	终	中间日		
冬小麦	50	1	65	16/9	27/9	22/9	12	0.31
		2	50	19/3	28/3	24/3	10	0.29
		3	55	16/4	25/4	21/4	10	0.32
		4	55	6/5	15/5	11/5	10	0.32
棉花	25	1	55	27/3	3/4	30/3	8	0.20
		2	45	1/5	8/5	5/5	8	0.16
		3	45	20/6	27/6	24/6	8	0.16
		4	45	26/7	2/8	30/7	8	0.16
谷子	25	1	60	12/4	21/4	17/4	10	0.17
		2	55	3/5	12/5	8/5	10	0.16
		3	50	16/6	25/6	21/6	10	0.14
		4	50	10/7	19/7	15/7	10	0.14
夏玉米	50	1	55	8/6	17/6	13/6	10	0.32
		2	50	2/7	11/7	7/7	10	0.29
		3	45	1/8	10/8	6/8	10	0.26

从公式中还可以看出在作物种植比、灌水定额一定的情况下，影响灌水率大小的决定参数是灌水延续时间  $T$ ，而灌水率的大小又直接影响灌溉渠道的设计流量和渠道建筑物尺寸大小，因而影响整个工程造价。为此对灌水延续时间的确定要从以下几方面慎重考虑。一要灌溉及时，否则不能及时供作物用水，影响产量；但也不应将灌水延续时间定得过短，这样虽然作物能得到及时灌溉，但灌水率增大，设计流量加大，造成工程造价增加和灌水时劳力紧张。二要考虑灌区面积大小，对面积大的灌区，由于灌区范围内土壤、地下水埋深，气象条件等的差异，同一作物要求灌水的时间不尽相同，这种情况

灌水延续时间可以适当长一些；相反小型灌区，灌水延续时间应短一些。三要根据作物种类及不同生育阶段对缺水的敏感度的大小确定灌水时间，对主要作物的关键期灌水，灌水延续时间应短一些，反之可以适当长一些。因此合理的灌水延续时间应是在农业技术许可条件下，既不会降低作物产量，又使工程造价合理的情况下确定。对于灌溉面积在万亩以上的灌区，我国各地主要作物灌水延续时间大致如下：

水稻：泡田期灌水 7~15 昼夜；生育期灌水 3~5 昼夜。

冬小麦：播前灌水 10~20 昼夜；拔节前后灌水 10~15 昼夜。

棉花：播前灌水 10~25 昼夜；现蕾、开花、吐絮期灌水 8~15 昼夜。

玉米：播前灌水 10~20 昼夜；拔节期灌水 10~15 昼夜；抽穗期灌水 8~15 昼夜。

对于面积较小的灌区，灌水延续时间要相应减少，例如一条农渠的灌水延续时间一般为 12~24h。

### (二) 灌水率图的绘制与修正

为了推算渠道设计流量和渠道引水流量过程线，通常将灌区内同时灌水的各种作物的灌水率叠加，即得某时段的灌区灌水率，然后以时间为横坐标，灌区的净灌水率为纵坐标，把一个灌溉周期（通常为一年）的净灌水率绘制成图，即为灌水率图，如图 3-5。由图上可以看出，各时期的灌水率相差悬殊，渠道输水时大时小，断断续续，不利于管理。若以其中最大灌水率计算渠道流量，设计渠道断面，势必偏大，这样的渠道断面在整个灌溉期使用率很低，不经济。因此，对这个初步的灌水率图进行必要的调整，尽可能消除灌水率中的高峰和短期停水现象。

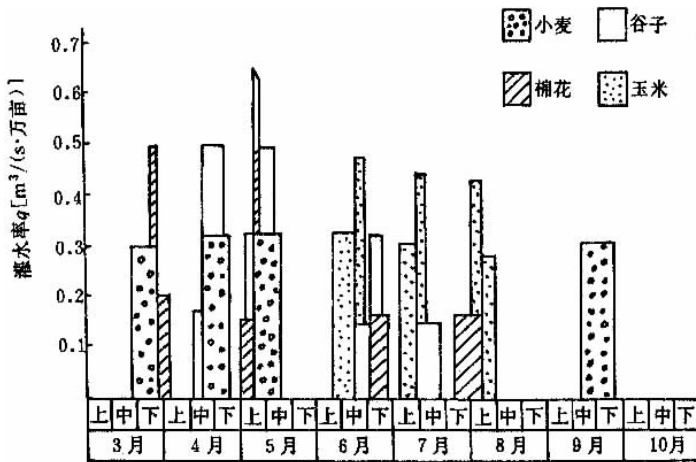


图 3-5 某灌区初步灌水率图

调整灌水率时，要以不影响作物需水要求为原则，尽可能不改变作物关键期用水时间，若必须进行调时，前后移动不得超过三天并尽量以往前移为主。调整后的灌水率图如图 3-6 所示，灌水率值不应相差过于悬殊，比较均匀，供水间断时间不宜少于 2

~3天, 为便于管理, 并且尽可能使最小灌水率不小于最大灌水率的40%。用调整后的灌水率图可求得灌区设计年引水流量过程线, 此过程线应尽可能和水源来水过程线相适应。

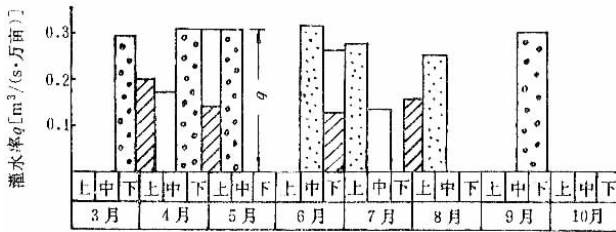


图3-6 调整后某灌区灌水率图

如果灌区范围内自然条件差异较大, 则应划分成不同类型区, 分区确定设计灌溉制度, 然后根据各分区的作物组成, 制定分区的灌水率图, 然后采用加权平均法, 绘制成全灌区的灌水率图, 经调整后供设计使用。

### (三) 设计灌水率

作为推求渠道设计流量的设计灌水率, 应以调整后的灌水率图3-6选择延续时间大于20天或出现次数多累积时间长的最大灌水率作为设计灌水率, 这样不致使渠道断面过大而造成浪费; 对暂短的大流量在运用过程中可用加大流量供水。

根据我国各灌区目前的管理经验, 大面积水稻灌区的设计净灌水率一般为  $0.45 \sim 0.6 \text{ m}^3 / (\text{s} \cdot \text{万亩})$ ; 大面积旱作灌区的设计净灌水率一般为  $0.2 \sim 0.35 \text{ m}^3 / (\text{s} \cdot \text{万亩})$ ; 水旱田均有的大中型灌区, 其综合净灌水率可按水旱面积用水比例加权平均求得。以上数值也可作为调整后灌水率最大值的控制数。对管理水平较高的地区可选用小一些数值, 反之取大值, 否则会造成设计灌水率偏小使渠道流量偏小, 结果在目前的管理水平条件, 不能按时完成灌溉任务。

## 三、灌溉用水量计算及用水过程线

灌溉用水量计算可用下面三种方法进行。

### (一) 用灌水定额和灌溉面积直接计算

根据已拟定的设计代表年灌溉制度, 各种作物各次灌水定额都为已知, 这样可用下式计算某作物某次净灌溉用水量, 即

$$W_{\text{净}} = ma \quad (\text{m}^3) \quad (3-21)$$

式中  $m$ ——为某作物某次灌水定额 ( $\text{m}^3/\text{亩}$ );

$a$ ——为某作物的种植面积 (亩)。

同理可以计算出各种作物各次的灌溉用水量。然后把同一时间各种作物用水量相

加, 就得不同时期灌区的净灌溉用水量。但由于从水源将水送至田间, 需经各级渠道输水, 因渠道的渗漏和田间灌水损失, 损失了部分水量, 故要求水源供给田间的水量为净灌溉用水量  $W_{\text{净}}$  与损失水量之和, 称毛灌溉用水量, 其值可用下式计算

$$W_{\text{毛}} = \frac{W_{\text{净}}}{\eta_{\text{水}}} \quad (3-22)$$

式中  $\eta_{\text{水}}$ ——为灌溉水利用系数,  $\eta_{\text{水}} = \frac{W_{\text{净}}}{W_{\text{毛}}}$ 。

因此只要知道  $\eta_{\text{水}}$  就可使用式 (3-22) 求得各时段的毛灌溉用水量见表 3-17。

表 3-17 某灌区 XX 年灌溉用水过程推算表

时 间		作物及灌 溉面积 ( $10^4$ 亩)	作物各次灌水定额 ( $\text{m}^3/\text{亩}$ )				作物各次净灌溉用水量 ( $10^4 \text{m}^3$ )				全灌区净灌 溉用水量 ( $10^4 \text{m}^3$ )	全灌区毛灌 溉用水量 ( $10^4 \text{m}^3$ )
			冬小麦 $A_1=10$	棉花 $A_2=5$	谷子 $A_3=5$	夏玉米 $A_4=10$	冬小麦	棉花	谷子	夏玉米		
月	旬	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
3	下		40	50			400	250			650	928.6
4	上 中 下		40		50		400		250		650	928.6
5	上 中		40	40	40		400	200	200		800	1142.9
	中 下		40				400			400	400	571.4
6	上 中				40	50			200	500	700	1000.0
	中 下			40				200		200	200	285.7
7	上 中				40	40				200	400	897.1
	中 下			40				200		200	200	285.7
8	上 中 下											
9	上 中		50				500				500	714.3
合 计			210	170	170	90	2100	850	850	900	4700	6714.3

$\eta_{\text{水}}$  的大小与各级渠道长度、流量、沿渠土壤、水文地质条件、渠道工程状况和灌溉管理水平有关。可在管理运用过程中实测决定。在规划设计新建灌溉工程时可参考已建成灌区的实测资料进行估算。我国南方各省, 在规划设计中对于大、中、小型灌区, 一般  $\eta_{\text{水}}$  分别取为 0.6~0.7、0.7~0.8 左右, 若考虑防渗措施,  $\eta_{\text{水}}$  采用较大数值。但根据目前管理条件, 实际上许多灌区  $\eta_{\text{水}}$  只能达到 0.45~0.6。

例如, 计算某灌区 XX 年灌溉用水过程, 灌区灌溉面积为 20 万亩。用灌水定额和

灌溉面积直接计算的各种作物的灌溉制度如表 3-17 的 (2) ~ (5) 栏。 $\eta_{\text{水}} = 0.7$ 。

## (二) 用综合灌水定额推算

全灌区综合灌水定额是同一时段内各种作物灌水定额的面积加权平均值, 即

$$m_{\text{综净}} = \alpha_1 m_1 + \alpha_2 m_2 + \alpha_3 m_3 + \dots \quad (3-23)$$

式中  $m_{\text{综净}}$  —— 某时段内综合净灌水定额 ( $\text{m}^3/\text{亩}$ );

$\alpha_1$ 、 $\alpha_2$ 、 $\alpha_3$  —— 各种作物灌溉面积与灌区总灌溉面积的比值;

$m_1$ 、 $m_2$ 、 $m_3$  —— 第一, 第二, 第三种作物在该时段的灌水定额 ( $\text{m}^3/\text{亩}$ )。

则全灌区某时段内的净灌溉用水量  $W_{\text{净}}$  可用下式求得

$$W_{\text{净}} = m_{\text{综净}} A$$

式中  $A$  —— 全灌区灌溉面积 (亩);

计入损失水量, 则综合毛灌水定额

$$m_{\text{综毛}} = \frac{m_{\text{综净}}}{\eta_{\text{水}}} \quad (\text{m}^3/\text{亩})$$

全灌区任何时段的毛灌溉用水量

$$W_{\text{毛}} = m_{\text{综毛}} A$$

例如表 3-17 中, 3 月下旬的综合灌水定额为

$$m_{\text{综净}} = 50\% \times 40 + 25\% \times 50 = 32.5 \text{ m}^3/\text{亩}$$

则 3 月下旬的净灌溉用水量为

$$W_{\text{净}} = 32.5 \times 20 \text{ (万亩)} = 650 \text{ 万 m}^3$$

同表 3-17 (10) 栏中直接计算的净灌溉用水量数字相同。而 3 月下旬的毛灌溉用水量  $W_{\text{毛}}$  同样可用综合毛灌水定额求得, 即

$$m_{\text{综毛}} = \frac{32.5}{0.7} = 46.4 \text{ m}^3/\text{亩}$$

则  $W_{\text{毛}} = 46.43 \times 20 \text{ (万亩)} = 928.6 \text{ 万 m}^3$

此值与表 3-17 (11) 栏毛灌溉用水量相同。因此用综合灌水定额即可求得任何时段的灌区灌溉用水量及用水过程。

同样根据各种作物的灌溉定额可推求全灌区综合灌溉定额, 即

$$M_{\text{综净}} = \alpha_1 M_1 + \alpha_2 M_2 + \alpha_3 M_3 + \dots \quad (3-24)$$

式中  $M_{\text{综净}}$  —— 全灌区综合灌溉定额 ( $\text{m}^3/\text{亩}$ );

$M_1$ 、 $M_2$ 、 $M_3$  —— 第一、二、三作物的灌溉定额 ( $\text{m}^3/\text{亩}$ )。

其余符号同前。

利用综合灌溉定额, 可以计算全灌区各种作物一年内的总灌溉用水量, 但不能推求各阶段灌溉用水量及灌溉用水过程线。

例如用表 3-17 中的数据, 计算其综合灌溉定额为

$$M_{\text{综净}} = 50\% \times 210 + 25\% \times 170 + 25\% \times 170 + 50\% \times 90 = 235 \text{ m}^3/\text{亩}$$

则全灌区全年净灌溉用水量

$$W_{\text{净}} = M_{\text{综净}} A = 235 \times 20 \times 10^4 = 4700 \times 10^4 \text{ m}^3$$

全灌区全年灌溉毛用水量为

$$W_{\text{毛}} = M_{\text{综毛}} A = \frac{235}{0.7} \times 20 \times 10^4 = 6714.3 \times 10^4 \text{ m}^3$$

上述数字和表 3-17 计算相同。

求综合灌溉定额的目的,一是衡量灌水是否适当的指标。即用所确定的灌溉定额与自然条件及作物种植比类似地区的灌区进行对比,便于发现  $M_{\text{综}}$  是否偏大或偏小,从而进行调整修改;二是可以推算灌溉地区局部范围内,在作物种植结构和自然条件类似情况下的灌溉用水量;三是在作物种植面积的比例已按规划确定后,可利用它根据水源条件推求可能发展的灌溉面积  $A$ ,即

$$A = \frac{W_{\text{源}}}{M_{\text{综毛}}} \quad (\text{亩}) \quad (3-25)$$

式中  $W_{\text{源}}$ ——水源可能供给的年灌溉水量 ( $\text{m}^3$ );

$M_{\text{综毛}}$ ——综合毛灌溉定额 ( $\text{m}^3/\text{亩}$ )。

### (三) 利用灌水率图推算

调整后的灌水率图可以作为推算灌溉用水量及灌溉用水过程线的依据。图中各时段的柱状面积为各时段的灌溉净用水量,其计算式为

$$W_{\text{净}} = 8.64qAT \quad (\text{万 m}^3) \quad (3-26)$$

式中  $q$ ——某时段的灌水率 [ $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{万亩})$ ]

$A$ ——灌区总灌溉面积 (万亩);

$T$ ——与  $q$  相应的时段 (d)。

各时段毛灌溉用水量用下式计算

$$W_{\text{毛}} = \frac{8.64qAT}{\eta_{\text{水}}} \quad (3-27)$$

式中符号同前。

各时段毛灌溉用水量之和即为全灌区各种作物一年内的灌溉用水量。

以上是某一具体设计年份灌溉用水量及年灌溉用水过程的计算方法。在用长系列法进行大、中型水库规划设计或作多年调节水库的控制运用时,常需求得多年的灌溉用水量系列。多年灌溉用水量,可按照以上方法逐年推求。有了多年灌溉用水量系列,可以应用数理统计法求得年灌溉用水量理论频率曲线,该曲线可用于推求代表年灌溉用水量;在采用数理统计法进行多年调节计算时,可用它与来水频率曲线进行组合去推求多年调节兴利库容或用于其它水文水利计算问题。

## 第四章 灌水新技术

灌水技术是指把渠道（管道）的水分散到田间的措施，亦称灌溉方法。

习惯上把灌水技术分为：地面灌溉，如畦灌、沟灌、格田淹灌；喷灌、滴灌和雾灌；地下灌溉三类。但不论何种灌水技术都要求达到节水、省工、增产等取得最大经济效益的总目标。其共同的灌水技术要求是：①适时适量按作物需水要求供水，防止过量灌水，引起土壤盐碱化与沼泽化；②渗入田间各点的灌溉水量均匀或基本相等；③水量损失小；④以最少的人力、物力消耗，灌溉一定的土地面积，实现高效低耗。达到上述四项要求并非易事，各类灌水技术各有所长，也有所短，应因地制宜选用。

### 第一节 地面灌溉

地面灌溉是指灌溉水在田面流动过程中，借重力和毛管作用湿润土壤，或在田面建立一定深度的水层，借重力作用逐渐渗入土壤的一种灌溉方法。这种方法目前应用最广，具有技术简单，水头要求低，能源消耗少等优点。但容易破坏土壤团粒结构，表层易板结，水的利用率低，平整土地工作量大等缺点。

地面灌溉又分畦灌、沟灌、淹灌。

#### 一、畦灌

畦灌是用土埂将灌溉田块分成许多小畦（俗称畦田），灌水时，将水放入畦田，在畦田表面形成很薄的水层，沿畦田坡度方向流动，水在流动过程中以重力作用渗入土壤的灌溉方法。

畦灌的田间渠系见图 4-1，它适用于窄行距密播作物如小麦、谷子和某些蔬菜都采用畦灌。

畦灌技术要求是使畦田首尾、左右的土壤湿润均匀，不冲刷田面土壤。因此，畦灌时要合理选用灌水时间、入畦流量和畦田规格。

1. 灌水时间  $t$  的确定，应使该时间内渗入水量和计划灌水定额相等，即：

$$m = H_t = \frac{i_1}{1-\alpha} t^{1-\alpha} = i_0 t^{1-\alpha}$$

$$i_0 = \frac{i_1}{1-\alpha} \quad (4-1)$$



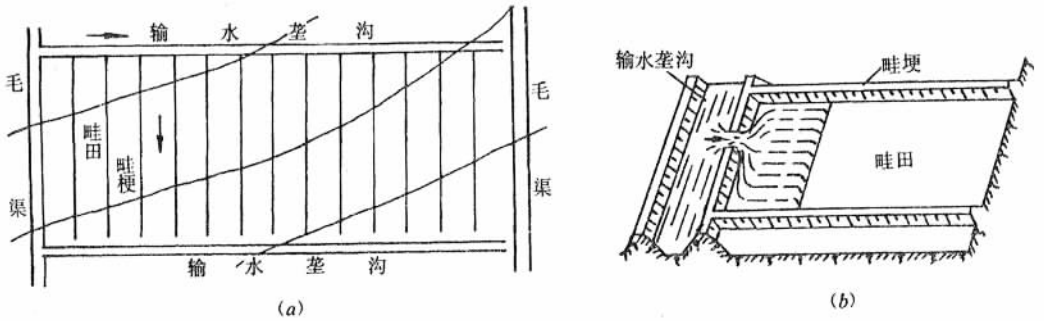


图 4-1 畦田布置示意图  
(a) 畦田平面布置; (b) 畦灌示意图

式中  $H_t$ —— $t$  时间内渗入土壤的总渗水量 (m);

$m$ ——计划灌水定额 (m);

$i_1$ ——在第一个单位时间末的土壤渗吸速度 (m/h), 由试验确定;

$\alpha$ ——指数, 由试验确定; 一般为 0.3 ~ 0.8, 轻质土壤  $\alpha$  值较小, 重质土壤  $\alpha$  值较大; 土壤最初含水率愈大,  $\alpha$  值愈小, 反之愈大;

$i_0$ ——为在第一单位时间内的土壤平均渗吸速度 (m/h)。

根据上式可求得畦灌的灌水时间  $t$

$$t = \left( \frac{m}{i_0} \right)^{\frac{1}{1-\alpha}} \quad (4-2)$$

为了使畦田各点土壤湿润均匀, 应使畦田水层在畦田上各点的停留时间相同。为达到上述要求, 在实践中常采用及时封口的方法, 即水流到离畦尾还有一定距离时, 就封闭入水口, 使畦内剩余的水流继续向前流动, 至畦尾全部渗入土壤。封口时间可根据不同土壤、计划灌水定额、畦田坡度等条件进行试验, 然后应用于生产。根据目前试验资料, 可以采用七成、八成、九成或满流封口。土壤透水强、灌水定额小, 封口时间可早一些。按我国经验, 在一般土壤条件下, 畦长 50m 左右的采用八成改水; 畦长 30 ~ 40m, 九成改水; 畦长 30m 以下, 十成改水。

2. 入畦单宽流量  $q$  入畦流量以保证灌水均匀, 不冲刷土壤为原则。通常入畦单宽流量  $q$ , 控制在 3 ~ 6L/(s·m) 左右。对弱透水性土壤, 地面坡度大的单宽流量应小一些。

3. 畦田规格 是指畦田长度与宽度。畦田宽度应按照当地农机具的整倍数确定, 一般为 2 ~ 4m, 土地平整好的、横向坡度小的可宽一些。畦埂高常用 0.2 ~ 0.25m。

畦田长度与地面坡度、入畦流量和土壤透水性有关, 当灌水时间  $t$  和入畦单宽流量  $q$  已定, 畦长可按下式确定

$$3.6qt = ml \quad l = \frac{3.6qt}{m} \quad (4-3)$$

式中  $q$ ——入畦单宽流量 [ $L/(s \cdot m)$ ];

$l$ ——畦田长度 (m);

其余符号同前。

需要指出的是,畦灌灌水技术各项要求之间的关系,应根据总结实践经验和灌水技术试验资料最后确定。

为了能使畦田首尾土壤湿润均匀和较高的灌溉效率,进行畦灌时还必须使畦田有适宜的坡度,一般为  $0.001 \sim 0.003$ ,最大不宜超过  $0.02$ ,并且要做好畦田的平整工作。

在井灌区,由于井的出水量较小,为节约用水,畦田规格应适当小一些。

## 二、沟灌

沟灌是在作物行间开挖灌水沟,水在作物行间的灌水沟中流动,靠重力和毛管作用湿润土壤的一种灌水方法。它的优点是不破坏作物根部的土壤结构,不导致田面板结,土壤蒸发损失减少,适用于宽行距作物。

沟灌的田间布置如图 4-2 所示,沟灌的灌水技术要素主要是:

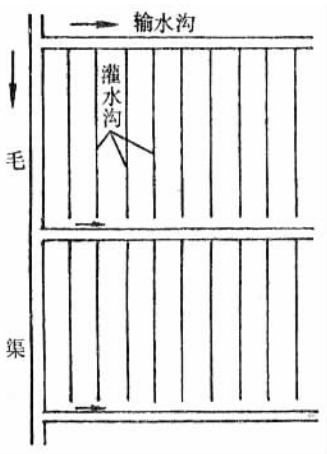


图 4-2 沟灌田间布置示意图

1. 灌水沟间距 灌水沟的间距视土壤性质而定,其值与土壤两侧的湿润范围有关,如图 4-3,一般轻质土壤上灌水沟的间距比较窄,而重质土壤沟距比较宽,在确定时应结合作物的行距一起考虑,表 4-1 为一些灌水沟间距的参考数据。

2. 灌水沟坡度 灌水沟的坡度,一般要求为  $0.005 \sim 0.02$ ,为此,灌水沟一般沿地面坡度方向布置,如地面坡度较大,可以斜交等高线布置。

3. 灌水沟入沟流量、沟长、灌水时间与沟蓄存水深度的关系

(1) 封闭灌沟—适用于土壤透水性弱,坡度小于  $0.002$  的田地。

1) 灌水停止时,沟中平均水深  $h$  水流进入灌水沟后,在流运过程中部分水量渗入土壤,放水停止后,沟中存蓄水量,逐渐渗入土壤,达到计划灌水定额,其关系式如下

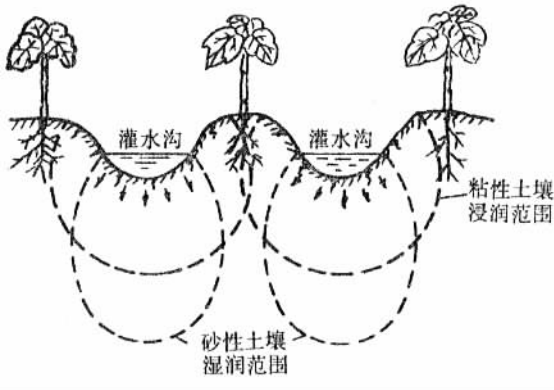


图 4-3 灌水沟湿润土壤示意图

表 4-1 不同土质条件下的灌水沟间距

(单位: cm)

土 质	轻质土壤	中质土壤	重质土壤
间 距	50~60	65~75	75~80

$$mal = (b_0 h + p_0 \bar{i}_t t) l \quad (4-4)$$

式中  $m$ ——计划灌水定额 (m);

$a$ ——灌水沟间距 (m);

$l$ ——灌水沟长度 (m);

$h$ ——灌水停止后, 沟中平均蓄水深度 (m);

$$h = \frac{ma - p_0 \bar{i}_t t}{b_0} = \frac{ma - p_0 H_t}{b_0} \quad (4-5)$$

$b_0$ ——沟中蓄存水的平均水面宽 (m);  $b_0 = b + \varphi h$ ,  $b$  为沟底宽,  $\varphi$  为边坡系数;

$p_0$ ——在灌水时间  $t$  内, 灌水沟的平均有效湿周;  $p_0 = b + 2rh \sqrt{1 + \varphi^2}$  (m);  $r$  为因毛细管作用向旁侧渗水的校正系数, 一般为 1.5~2.5, 土壤毛细管性能愈好,  $r$  值愈大;

$\bar{i}_t$ ——为  $t$  时间内的平均渗吸速度;  $\bar{i}_t = \frac{i_0}{t^a}$  (m/h);

$H_t$ —— $t$  时间的入渗水量 (m);

其余符号同前。

2) 为使灌水均匀, 沟长、沟坡、沟中水深之间应保持下列关系

$$l = \frac{h_2 - h_1}{J} \quad (4-6)$$

式中  $h_1$ ——灌水停止时沟首端水深 (m);

$h_2$ ——灌水停止时沟尾端水深 (m);

$J$ ——灌水沟坡度。

为了使土壤湿润均匀,  $h_2$  与  $h_1$  之差值应不超过 0.06 ~ 0.07m; 根据我国经验, 地面坡度小于 0.02 时, 视土壤性质, 沟长可采用 30 ~ 80m。

3) 灌水沟入沟流量与沟的土壤性质和沟的坡度有关。强透水性土壤, 入沟流量 0.7 ~ 2.0L/s; 中等透水性土壤为 0.4 ~ 1.0L/s; 弱透水性土壤为 0.2 ~ 0.6L/s; 沟的坡度大, 取小值。

4) 当沟长和入沟流量已知, 则灌水时间为

$$t = \frac{mal}{3.6q} \quad (\text{h}) \quad (4-7)$$

(2) 流通沟灌——适用于地面坡度较大 (小于 0.02) 中等透水性土壤田地, 土壤粘重, 灌后易板结的土壤也可采用。

流通沟灌, 也就是入沟水流在流动过程中将全部水量渗入土壤, 沟中不形成积水, 这样其灌水技术要素之间的关系如下:

1) 灌水时间  $t$  的决定, 应该在  $t$  时间内的入渗水量等于计划灌水定额, 即

$$mal = p_0 \bar{i}_t t = p_0 i_0 t^{1-\alpha} \\ t = \left( \frac{ma}{i_0 p_0} \right)^{\frac{1}{1-\alpha}} \quad (4-8)$$

式中符号同前。

2) 灌水沟流量  $q$ , 一般为 0.2 ~ 0.4L/s; 沟内水深不超过沟深一半; 为控制流量, 灌水时沟口可用小管控制水流, 由于流量小, 沟内水流流动缓慢, 湿润土壤主要靠毛细管作用, 所以灌水分布均匀, 节约水量。

3) 灌水沟长度  $l$ , 当入沟流量与灌水时间已知, 则

$$l = \frac{3.6qt}{ma} \quad (4-9)$$

式中符号同前。

根据我国经验, 地面坡度小于 0.02 时, 视土壤性质, 沟长可采用 60 ~ 120m。

为了提高灌水均匀度, 国外在沟、畦灌技术方面, 采用小涌流灌溉, 即间歇性地交替向灌水沟、畦田放水, 湿润土壤, 这种灌水是第一次将水灌到沟、畦长的 1/3 ~ 1/2 后暂停放水, 然后第二次再灌剩余的 2/3 ~ 1/2 的长度, 这种灌水提高了灌水均匀度, 使水的利用率高达 80% ~ 90%。

### 三、淹灌

淹灌是用田埂将灌溉土地划分成许多格田, 灌溉水在格田中形成比较均匀的水层, 以重力作用渗入土壤的一种灌溉方法。这种灌溉方法, 需要水量大, 只适用于水稻灌溉、冲洗改良盐碱地和其他适于淹灌的经济作物。

淹灌要求格田有比较均匀的水层，为此要求格田地面坡度小于 0.0002，而且田面平整；格田的形状一种为长方形或方形；另一种呈不规则形状，田埂沿等高线修建。水稻区格田规格依地形、土壤、耕作条件而异。在平原地区，农渠和农沟之间的距离通常是格田的长度；沟、渠相间布置时，格田长度一般为 100~150m；沟、渠相邻布置时，格田长度一般为 200~300m；格田宽度则按田间管理要求而定，不要影响通风、透光，一般为 15~20m。在山丘地区的坡地上，格田长边沿等高线方向布置，以减少土地平整工作量，其长度应根据机耕要求而定，格田的宽度随地面坡度而定，坡度愈大，格田愈窄。

田埂兼起田间管理道路的作用，田埂的高度，一般为 25~30cm，边坡约为 1:1。

格田应有独立的进水口和排水口，避免串灌串排，防止灌水或排水时彼此互相依赖互相干扰，达到能按作物生长要求控制灌水和排水。

格田灌水或排水，均需修建专门的进水口和排水口。

冲洗改良盐碱地，多采用 50~100m，宽 10~20m，面积为 1~3 亩的格田，其田埂高度，粘土应大于 30cm，沙质土应大于 40cm。

## 第二节 地下灌溉

地下灌溉是指灌溉水从地面以下一定深度处，借助毛管力的作用，自下而上的浸润土壤的一种灌水方法。

### 一、地下灌溉的种类及优缺点

1. 地下水浸润灌溉 适用于土壤透水性较强，地下水位较高，地下水及土壤含盐量均较低的不易发生盐碱化的地区。它是利用沟渠河网及其节制建筑物控制，将地下水位上升到一定高度，借助毛管力作用向上湿润土壤；在不灌溉时开启节制闸门，使地下水位回降到一定深度，以防作物遭受渍害。

2. 地下暗管灌溉（又称渗灌） 适用于地下水较深，灌溉水质较好（含盐、含砂量均较少，且无纤维质等其他杂物），计划湿润土层透水性适中的地区。

地下暗管灌溉是通过埋设于根系吸水层下面的地下透水管供水，借助毛管力由下而上和向左右两侧扩散湿润土壤。

地下灌溉具有灌水质量好，不破坏土壤结构，能较好的协调土壤中水、肥、气、热状况，因土壤湿度较低，可减少表土蒸发，节约用水，还可节省土地，便于田间作业，在一定条件下可兼起排除土壤余水的作用等优点；但也存在灌溉时表土湿润较差，不利种子发芽及幼苗和浅根作物生长；地下暗管灌溉基本建设投资大，施工技术复杂；暗管易堵塞，又难于检修等的缺点。

还需指出的是地下浸润灌溉，在排水沟和河网间距较大时，地下浸润线在地段中间

往往很低，不能满足作物生长对水分的要求；为抬高中间地段地下水位，需抬高沟网的水位，这样就可能使沟网附近地带土壤过湿；如果缩小沟网间距，则增加沟网占地，且影响机耕，这种情况往往采用灌排结合的地下暗管。

## 二、地下暗管灌溉的灌水技术要素

1. 管道埋设深度 主要决定于土壤性质、耕作情况及作物种类。适宜的埋设深度，应能使灌溉水借毛管作用使计划湿润层得到充分湿润，特别是表层也达到足够的湿润，且深层渗漏最小。一般粘质土埋深大，砂质土较小；其次埋设深度要深于深耕深度，且不致被农机具行走而压断；三是应在冻层以下。我国各地一般采用 40~60cm。

2. 管道间距 管道间距应使两条管道的湿润曲线重合一部分，因此它主要决定于土壤性质和供水水头的大小，土壤颗粒越细，供水水头越大，灌水湿润范围越大，间距可大一些。有压管道，管道间距可达 5~8m，无压管道间距一般为 1~3m。

3. 管道长度与坡度 渗水管道的适宜长度，应按管道首尾两端土壤湿润均匀，而且渗漏损失较小作为确定依据。目前我国采用的管道长度一般为 20~50m；国外无压管道长度不大于 100m；有压管道 200~400m。管道坡度与管道长度及地面坡度有关，一般为 0.001~0.005。

4. 管道的渗水量 管道适宜的单位长度渗水量与土壤性质有关，对重壤土以 9~10L/(h·m) 为宜，中、轻壤土以 12~16L/(h·m) 为宜，砂壤土以 16~20L/(h·m) 为宜。

如采用管壁钻孔的聚乙烯软管，管径选用 1.0~2.0cm 作为渗水管材，为满足适宜单位长度渗水量，每米管长的钻孔数可用下式确定，即

$$n = \frac{q}{q_1} \quad (4-10)$$

式中  $n$ ——每米管长孔口数（孔径为 0.6~2.0mm）；

$q$ ——适宜的单位长度渗水量 [L/(h·m)]；

$q_1$ ——单孔流量 (L/h)，由下式计算  $q_1 = C\sqrt{H}$ ， $C$  为系数，由实测确定，见表 4-2， $H$  为供水水头 (m)。

表 4-2 系数  $C$  值表

孔径 (mm)	0.6	1.0	1.5	2.0
$C$	2.09	6.08	13.42	25.00

## 第五章 灌溉水源与取水枢纽

### 第一节 灌溉水源

灌溉水源是指天然水资源中可用于灌溉的水体，有地表水和地下水两种形式。据1985年统计，我国利用地表水灌溉的面积约占全国灌溉总面积的81.6%，而利用地下水灌溉的面积只约占灌溉总面积的18.4%，因此我国的灌溉水源主要来自地表水资源。

地表水包括河川径流、湖泊以及在汇流过程中由水库、塘坝、洼淀等拦蓄起来的地面径流。

地下水，根据埋藏深度和存在形式，可粗略的分为浅层地下水和深层地下水两类。浅层地下水的主要补给来源是降水，其它有河渠、坑塘等地表水渗漏补给和开采区以外地下水的侧向补给等。由于补给容易，埋藏较浅便于开采，是较好的灌溉水源。平原地区的深层地下水，是亿万年前地质构造作用下形成的，补给量很少，开采后不易恢复和补偿，应作为后备水源并需严格控制、限量开采。

我国北方干旱缺水平原地区浅层地下水中有相当数量矿化度为 $2 \sim 5\text{g/L}$ 的微咸水，仅华北平原东部及滨海地区，多年平均微咸水的补给量即达30亿 $\text{m}^3$ 。这部分水量，尤其是 $2 \sim 3\text{g/L}$ 的微咸水，只要灌溉措施得当可用作灌溉水源。

灌溉回归水（引入灌区后未能利用又经地表或地下流回沟渠或河道的水量）和城市污水用于灌溉，是水资源的重复利用，这部分水必须符合灌溉水的质量标准时才能使用，尤其是城市污水，需经过处理后才能用于灌溉。

开发灌区进行灌区规划前，首先要选择好灌溉水源。选择水源时，要对当地水资源的水量、水质、时程变化、引水位置及引水条件进行研究。对当地用水规划进行供需平衡分析后，制定利用灌溉水源的可行方案。

#### 一、我国的水资源概况

水资源通常系指逐年可恢复和更新的淡水量。大气降水是它的补给来源。降水到地面后，形成地表水、土壤水和地下水，三者处于同一个水循环之中，密切联系而又相互转化，构成了水资源的完整体系。由于土壤水除供植物根系直接吸收外，很难通过工程措施提取利用。从水资源利用的角度出发，在计算流域或区域水资源总量时，常将河川径流量加上地下水补给量，扣除重复水量后求得。具体计算方法，可参阅水资源计算的

有关书籍。

我国多年平均河川径流量约 2.7 万亿  $\text{m}^3$ ，地下水补给量约 0.82 万亿  $\text{m}^3$ ，由于河川径流中包括很大部分地下水排泄量，动态地下水也有一部分由河川径流所补给，扣除两者之间相互转化的重复水量后，全国多年平均水资源总量约为 2.8 万亿  $\text{m}^3$ ，居世界第六位。

我国水资源总量并不算少，但地区分布不均和时程变化大，给水资源开发利用带来很多问题。长江流域和长江以南耕地只占全国的 36%，而水资源量却占全国的 81%；黄、淮、海三大流域，水资源量只占全国的 7.5%，而耕地却占全国的 40%，水土资源相差十分悬殊。我国降水量和径流量的年内、年际变化很大，降水量的年际变化，北方大于南方，并有少水年或多水年连续出现的情况。以上水资源特点的存在，是我国历史上水旱灾害频繁出现，农业生产不稳定的主要原因。建国以来，党和国家进行了大规模的水利建设，但目前全国平均每年受到水旱灾害的面积仍有 3 亿亩左右。旱灾对我国农业生产威胁最大，从历年旱情资料分析，全国有四个明显的干旱地区即：黄淮海平原，松辽平原，四川盆地的东、北部和云贵高原至广东湛江一线。全国约有 70% 以上的受旱面积发生在这四个地区。其中以黄淮海地区受旱面积最大，接近全国受旱面积的一半，是对水资源要求最迫切的地区。洪涝对农业生产的威胁也很大，目前我国平均每年洪涝灾面积仍有 1 亿亩左右，1989 年全国就有 25 省区出现了不同程度的洪涝灾害。黄淮海平原洼地、东北地区、长江中下游沿江滨湖的圩垸、珠江三角洲、沿海垦区等对排涝的要求都很高。此外，坚持不懈的作好大江大河的防洪工作，不断提高河道防洪能力，是长期奋斗的目标。

以上是我国水资源的数量及其在地区分布和时程变化方面的概况。水资源本身含有质和量两方面的含义，离开水质单纯研究水量，不可能对水资源作出正确的评价。水质差的水资源不但失去了经济价值，而且会影响经济建设及人民的身体健康。我国河流天然水质的情况大致如下：

河流水化学特性有明显的地带性规律，分布总趋势从东南沿海湿润地区到西北内陆干旱地区，河水的矿化度逐渐增加，水化学类型则从矿化度低的重碳酸盐类水向高矿化度的硫酸盐及氯化物类水转化。我国天然水质中以重碳酸盐类分布最广，占全国面积的 68%；氯化钠类占 25.4%；碳酸盐类水占 6.6%，大部分分布在西北内陆河地区。

河水的总硬度和矿化度有密切关系，分布趋势与矿化度相同。东南沿海最小，小于 0.5me/L，为极软水区，西北内陆盆地和甘肃、宁夏一带最高，为高出 9me/L 的极硬水区，秦岭、淮河以南，河水的硬度大都在 3me/L 以下，属软水区，秦岭、淮河以北，河水硬度 3~6me/L 为适度硬水区。东北北部及东部山区以及新疆天山、阿尔泰山区，矿化度和硬度都很低，属软水或极软水地区。见表 5-1。

河流泥沙，是水质的自然污染物，而且淤积河道、水库和湖泊，给水资源开发利用带来许多消极的影响。表 5-2 是我国六条河流泥沙含量最多的河流泥沙特征值。



表 5-1 中国河流水化学带的特征

分区名称	降水深 (mm)	矿化度 (mg/L)	总硬度 (me/L)	水的化学类型
十分湿润区水化学带	> 1600	< 50	< 1.0 的极软水	重碳酸盐类钠钙型
湿润区水化学带	800 ~ 1600	50 ~ 300	1.0 ~ 3.0 的软水	重碳酸盐钙钠型
过渡区水化学带	400 ~ 800	300 ~ 1000	3.0 ~ 6.0 的适度硬水	重碳酸盐、硫酸盐氯化物类型
半干旱和干旱区水化学带	< 400	> 1000	> 6.0 的硬水及极硬水	硫酸盐、氯化物类重碳酸盐类钠钙型

表 5-2 我国部分江河泥沙特征值

水系	河名	站名	集水面积 (km <sup>2</sup> )	多年平均 流量 (m <sup>3</sup> /s)	多年平均 含沙量 (kg/m <sup>3</sup> )	多年平均 输沙量 (万 t)	多年平均 侵蚀模数 [t/(km <sup>2</sup> ·a)]
黄河	黄河	陕县	687869	1350	37.70	160000	2330
海河	永定河	官厅	42500	47.5	6.08	8070	1686
塔里木河	叶尔羌河	卡群	48100	203	4.56	2910	604
滦河	滦河	滦县	44100	154	3.96	2408	546
辽河	辽河	铁岭	120764	107	3.60	2098	173
元江	元江	蛮耗	32037	300	3.28	2989	925

水中含沙粘粒具有一定的养分，送入田间对作物生长有利，但含量过大会减少土壤的通透性，危害作物。大粒径泥沙不宜入渠，以免淤积渠道，更不宜送入田间。允许含沙量视渠道输沙能力及相应的管理养护措施而定。

我国河流的自然水质，绝大多数符合农田灌溉用水标准。在大中城市及工业区附近的中小河流，由于受到人为的污染，水质恶化，不能直接用于农业灌溉。水体污染主要来自工业废水，主要污染物是氨氮，其次是耗氧有机物和挥发酚，其它如汞、铅、镉、六价铬、砷化物、氰化物及石油类等污染物在不同水系的各别河段超标而造成水污染。生活污水、工业废渣、矿业开采、农业生产等也对水体有一定程度的污染。据有关资料统计我国工业排水和生活污水在 70 年代初，年排放量约 120 亿吨左右，到 1980 年全国排放废污水量增加到 258 亿吨，当年全国工业废水处理率只有 7% ~ 8%，其余未经处理就直接排入江、河、湖泊。1990 年我国工业废水处理率已达 32.2%，但因城市工业的高速发展，1990 年全国废水排放量高达 354 亿吨，其中工业废水 249 亿吨，生活污水 105 亿吨。生活污水中绝大部分为有机物质，如糖类、脂肪、蛋白质等。

水体被污染的途径很多,大体可分为点污染源和面污染源两种。城镇对水体的污染是点源污染。面污染源比较复杂,面源是指降雨径流把大气和地表污染物带进水体,其污染来源有酸雨、农药化肥农田径流、家畜家禽废物、水土流失、城市垃圾、工矿废料、矿业开采等。过去我国在面污染源方面调查研究的项目不多,主要对耕地有机氯、有机磷农药的使用及其对江、河、湖泊的污染进行研究。80年代以来,研究范围逐步扩大,对工业固体废物产生量及排入江河湖海的数量以及矿业开采对水体的污染等都开展了研究。

地下水污染也不容忽视。我国主要城市约有二分之一以地下水作为供水水源。全国有三分之一的人口饮用地下水。由于地下水监测资料较少,很难作出全面地下水水质评价,仅就已有的资料看,在被调查城市中,受不同程度污染的约占90%,污染物以酚、氰、砷和氮为主,铬、汞、硫次之。北方少水地区,地下水超采,水位下降,水质硬度增加,有些城市地下水总硬度严重超标。有的污水灌区,将未经过处理的污水灌入农田,不仅污染了土壤及农作物,也污染了地下水。根据大多数省、市调查说明,地下水污染物质与地表水污染物质呈正比关系,地表水污染严重的地区,也是地下水污染较为严重的地区。地下水由于其所处的地理条件及运动特点,水质一旦受到污染,恢复很慢,即使污染源消失后,水源污染状况仍将持续多年。因此,地下水的污染是半永久性的,后果非常严重。

河流的城市段遭受污染的程度,小河流重于大河流,北方城市重于南方城市。这是因为河流水质遭受污染程度的大小,除取决于废污水的排放量和排放毒物浓度外,还取决于河流本身径流的大小,也就是自净能力的大小。例如长江流域的污水排放量在全国最大,但长江流域的径流量在全国也最大,说明长江流域的自净能力很高,其污径比约为0.011(污径比=排放污水量/多年平均径流量),也就是说每1000m<sup>3</sup>江水中含有废污水11m<sup>3</sup>。海滦河流域污水排放量不及长江流域的30%,但因径流量小,污径比高达0.11,是长江流域的10倍,因而污染严重。

以上是我国水资源的概略情况,在进行农田水利规划及灌溉水源分析以前,应首先对当地的水资源作出全面评价,确定出合乎用水单位水质标准的水资源总量、时程变化,以及可供农田灌溉的水量(包括地下水),然后结合农田灌溉需要和当地自然条件,进行供需平衡分析,拟定出科学的灌溉规划,以达到重新调整当地水资源在时间和空间的分布,改善农业生产条件的目的。

## 二、灌溉水源分析

水资源的供水对象很多,农田灌溉是用水大户。据1985年统计,全国总用水量中,农业用水约占总用水量的83%,工业及城镇生活用水约占17%。农业用水量中农田灌溉用水占90%以上,剩余的是农村人畜用水、牧业用水、造林用水(主要考虑苗圃灌溉用水)、渔业和芦苇用水(主要考虑蒸发渗漏损失部分)等。由于我国工业及城镇生活用水和公共用水水平的提高速度比农业用水发展快,所以在总用水量中所占的比重也

会逐年提高。相比之下农业用水所占的比重则将相应的逐渐降低，在作灌溉水源分析时，应该将这一趋势予以充分的考虑。

天然水资源具有地区上分布不均、年内年际之间变化悬殊，以及连续丰、枯水年交替出现等特点。为了满足各地区和各部门不同的用水需要，必须针对水资源的时、空分布特点，修建必要的引水、蓄水、提水、调水工程，对天然水资源进行时间空间上的再分配。由于兴建水利工程要受到当地自然条件、生态环境、技术条件以及经济负担能力等方面的制约，水资源可利用的数量受到一定程度的限制。因各地的具体条件不同，水资源可利用程度在不同地区差别很明显。一般情况下，中等河流水资源的可利用程度比大江大河高。

在各用水部门中，农业用水和城市与工业用水，在用水过程中消耗水量较多，尤其是农业用水在使用过程中几乎把水量全部消耗掉，而水力发电、航运、水产养殖、旅游及环境改善等方面的用水，基本上不消耗或消耗很少。在水资源供需关系的分析中，研究的重点是农业用水及消耗水量较多的工业与城镇生活用水。进行水资源利用规划时常将可能提供工农业用水的水量称作可供水量或简称供水量。在研究某一地区或某流域水资源供需关系时，要根据当地或流域内水资源量的多少、工农业与城市用水要求、水利工程的数量及其调控能力与调配措施来确定该地区（或流域）可供水量的大小，并研究分析近期和远景的供需关系。作农田水利规划时，要根据可供水量的多少，在充分考虑到其它部门用水的前提下确定出农田灌溉可用水量的数字。对那些耗水量少但必须维持一定水量或水位的用水部门，如水力发电、航运、环境保护、水产养殖等方面的要求都应和灌溉水源一起通盘考虑。对水源的水量通过供需分析确定后，还应对水源的水质及引水条件进行分析研究，并据以制定取水位置、工程形式与数量、工程布局及调配办法等利用水源的合理方案。

由于可供水量不但与当地水资源多少、水利工程设施的调控能力有关，而且和不同水平年的用水要求有密切的关系，可供水量实际上应等于毛用水量。

可供水量估算，一般常以现状供水能力作为基数。具体说，就是以某年已建成的引水、蓄水、提水、调水工程以及机井等的供水能力为依据，结合同年的降水、径流和外来水的资料与当年的实际用水量，进行综合分析，分别估算出该年的地表水和地下水供水量。现状供水量一般要注明年份。例如“现状供水量（1990年）为10亿 $m^3$ ”，那就是说，根据1990年已建成工程的现状和同年来水、用水资料，估算出的可供水量为10亿 $m^3$ 。参阅表5-3。

表5-3是华北地区1980年实际供水量表，其中地表水供水量是分别按蓄水设施（大中小型水库）、引水设施（直接从河流引水，包括引黄在内）、提水设施及其它方面估算出的，供水量为219.30亿 $m^3$ 。地下水供水量包括1980年实际开采的深层地下水量在内，地下水开采量共235.79亿 $m^3$ ，两者相加即全华北地区的总供水量455.09亿 $m^3$ ，该数等于1980年全华北地区的毛用水量。1980年农业用水387.62亿 $m^3$ ，占总用水量的85.17%，其中灌溉用水365.23亿 $m^3$ ，占农业用水总量的94.22%。工业及城镇用水共67.47亿 $m^3$ ，占全区总用水量的14.83%。

表 5-3 华北地区 1980 年实际供水量

(单位: 亿 m<sup>3</sup>)

流域	分区名称	1980 年实际供水量		1980 年地表水实际供水量					1980 年地下水实际开采量		
		总计	其中引黄	合计	蓄水设施	引水设施	提水设施	其它	合计	浅层	深层
海滦河	滦河及冀东沿海	31.50		19.10	3.19	10.27	5.55	0.09	12.40	10.02	2.38
	海河北系	83.93		41.58	26.88	6.82	5.81	2.07	42.35	38.46	3.89
	海河南系	215.47	7.30	80.83	41.90	21.00	12.98	4.95	134.64	103.36	31.28
	徒骇、马颊河	51.04	33.80	37.99		36.08	1.91		13.05	11.80	1.25
	小计	381.94	41.10	179.50	71.97	74.17	26.25	7.11	202.44	163.64	38.80
黄河	黄河流域山西省部分	41.69	2.11	21.89	5.71	10.50	2.99	2.69	19.80	15.78	4.02
	黄河流域河南省部分	31.46	13.31	17.91	1.25	16.66			13.55	13.13	0.42
	小计	73.15	15.42	39.80	6.96	27.16	2.99	2.69	33.35	28.91	4.44
华北地区		455.09	56.52	219.30	78.93	101.33	29.24	9.80	235.79	192.55	43.24

估算出的现状供水量, 只能说明 1980 年的供需水情况, 不能直接供用水部门进行规划时使用, 还应计算出不同水平年的供水量。如以农业为主的规划, 无特殊要求时, 只计算保证率为 50%、75% 两种情况即可。否则应考虑增加 20% (排涝) 及 95% (城镇供水) 或其它保证率。计算出的成果, 常冠以“现状”两字, 如“XX 地区现状不同保证率供水量”。参阅表 5-4。

表 5-4 华北地区现状不同保证率供水量

(单位: 亿 m<sup>3</sup>)

流域	分区名称	50%				75%			
		合计	当地地表水	地下水	引黄水量	合计	当地地表水	地下水	引黄水量
海滦河	滦河及冀东沿海	31.16	19.50	11.66		29.28	17.62	11.66	
	海河北系	86.57	47.67	38.90		85.23	46.33	38.90	
	海河南系	192.67	97.32	88.35	7.00	171.08	75.73	88.35	7.00
	徒骇马颊河	56.98	7.15	14.83	34.00	52.05	3.22	14.83	34.00
	小计	366.38	171.64	153.74	41.00	337.64	142.90	153.74	41.00
黄河	黄河流域山西省部分	43.49	21.15	19.80	2.54	41.70	19.26	19.80	2.64
	黄河流域河南省部分	30.78	4.55	14.28	11.95	32.41	3.52	14.28	14.61
	小计	74.27	25.70	34.08	14.49	74.11	22.78	34.08	17.25
华北地区		440.65	197.34	187.82	55.49	411.75	165.68	187.82	58.25

表 5-4 中, 地表水可供量系根据 1956~1984 年径流资料, 并对 1980 年已建工程设施的供水能力进行修正后求得的。地下水供水量的估算, 依照超采地区减少开采量, 开采程度低的地区适当增加开采量的原则, 按每年 188 亿 m<sup>3</sup> 考虑的, 比 1980 年实际开采量减少了 48 亿 m<sup>3</sup>。对照表 5-3、表 5-4 来看, 清楚的说明表 5-3 所列的数字是基数,

不能直接用来搞供需分析。经过分析研究加工后，通过计算得出表 5-4 中所列出的不同保证率供水量，方可供各用水部门作供需分析时使用。不同保证率供水量估算出以后，还要根据正在建设中的水利工程项目及已列入规划准备增建的水利工程项目并适当考虑今后的发展，估算出近期和远景可供水量。对于大型跨流域调水工程，凡未经规划或正式审批的，在估算时一般不予考虑。

我国各地区在进行可供水量估算时采用的方法并不一致，有的工作做的较细，分河系逐条河流进行估算，然后相加求得全地区或流域的可供水量。有的工作做得粗些，先估算典型河流的可供水量，分类型或分地区综合建立关系曲线、经验公式或供水系数等，然后再估算全地区或全流域的可供水量。

浅层地下水可开采量估算，各地使用的方法也不太一样。在有较长系列的地下水动态和开采量资料，以及对水文地质情况比较清楚的平原及山间盆地，在确定可开采量时，是在考虑了“合理开采”条件的前提下，从水均衡原理出发，用综合补给量乘以一个小于 1.0 的开采系数求得的。所谓“合理开采”条件，是指经济上合理、技术上许可、资源上可能，又不会因超采而造成地面下沉、海水倒侵及不使环境恶化等的综合条件。具体做法是：假定不同水平年的开采系数不变，用不同水平年的综合补给量乘以已知的开采系数，求出相应年的可开采量。综合补给量主要包括降雨入渗、侧向补给、河道入渗、渠系（包括田间）入渗、井灌回归等项，先计算各分项不同水平年的量，就可以最后求出相应年的综合补给量。

地下水资源中包括浅层淡水、深层淡水和浅层咸水三部分。深层地下水回补困难，从已经大量开采的地方看，很多地方水位迅速下降形成漏斗区。因此，在超采严重地区，常将深层地下淡水做为生活用水或备用水源，暂不列入可利用水资源中。如果多年平均回补量已经测定，则深层地下淡水的多年平均开采量应控制在等于或小于回补量的范围内，这个开采量也就是深层地下水的可开采量。

有浅层地下咸水地区，进行水资源评价时，应对咸水加以估算。估算时要将 2~5g/L 的微咸水和大于 5g/L 的咸水，分别估算，或只估算微咸水部分。在灌溉水源缺乏地区，如果已经取得了微咸水改造利用的丰富经验的条件下，可以将一部分微咸水（例如 2~3g/L）列入可利用资源。

开发利用灌溉水源或进行灌区规划时选择灌溉水源，需要在充分掌握当地水资源总量及其变化过程以及不同水平年可供水量的情况下，分析灌溉水源的总量及流量过程。在作灌溉水源分析时，对其它部门的用水要求，要统筹兼顾，避免出现同一河流上各用水部门只凭各自的需要，到处开口引水，致使总引水能力大大超过河流供水能力的不正常现象。这样不仅使引水工程的效率大大减低，而且极易引起上下游之间、左右岸之间争水的现象。因为天然条件下的灌溉水源无论是在总量或流量上都会与灌溉用水要求存在一定的差距，尤其在缺水地区，差距不但带有普遍性而且差距很大。在利用或选择灌溉水源时，要重视这些差距，要在充分研究规划地区或流域水资源与用水供需关系以后，通过确定灌溉面积、取水位置、取水方式、引水枢纽布局以及工程技术措施时予以解决。

用已遭受城市污水污染的地表水和地下水做为灌溉水源时,要严格依照国家现行的农田灌溉水质标准,由供水、用水以及规划设计等有关单位共同负责执行。供水单位系指农田灌溉水源管理单位、污水处理厂和工业废水排放单位等。规划、设计单位在利用或选择灌溉水源时,如果水质指标有不符合国家标准的,则应采取有效措施,改变水中污染物的数量(例如将引水口向下游移动,离开排污口一段距离,以便利用河水自净能力,降低水中污染物的含量),排除某些污染物,以满足灌溉水质要求。

灌溉水允许含沙粒径一般为  $0.005 \sim 0.001\text{mm}$ ,允许含沙量视渠道输沙能力而定。粒径  $0.1 \sim 0.005\text{mm}$  的泥沙,可少量输入田间,粒径大于  $0.1\text{mm}$  的泥沙一般不允许入渠。

## 第二节 增加灌溉水源的办法

### 一、供水现状

#### (一) 灌溉带的划分

由于水资源量不能直接供工农业使用,必须用工程技术措施将水资源量转化为可供水量,才能供各用水单位应用。据全国分流域片(全国按流域水系划分为若干流域片作为水资源汇总的单元)的可供水量供计,预计到2000年,全国  $p = 75\%$  年份的可供水量约 6500 亿  $\text{m}^3$ ,  $p = 50\%$  年份的可供水量约 6890 亿  $\text{m}^3$ ,如按可供水量折算成每亩耕地占有量,只有 400 多  $\text{m}^3$ ,显然是很低的。加以各地区的降水量大小差别很大,不同地区对灌溉的需求各不相同。因而不同地区的缺水情况也不一样。根据多年实践和科学研究资料,按照农业对灌溉的不同要求,我国的地域可划分为常年灌溉带、补充灌溉带和不稳定灌溉带三种。

1. 常年灌溉带 年降水量小于 400mm 的地带,主要包括西北内陆和黄河中游部分地区。在这一地带,因年降水总量和各季节的降水分配,都不能满足农作物正常生长的需要,灌溉需要指数(灌溉水量占农作物总需水量的比值)一般均大于  $50\% \sim 60\%$ 。常年灌溉是农业发展的必要条件。

2. 不稳定灌溉带 年降水量为 400 ~ 1000mm 的地带,主要包括黄淮海地区和东北地区。由于受季风的影响,降水变化极不均匀,所以农作物对灌溉的要求也很不稳定,特别是秋熟作物。干旱年份,黄淮海地区秋熟作物的灌溉需要指数高达  $70\% \sim 80\%$ ,湿润年份只有  $30\%$  左右。冬小麦对灌溉要求较高,也较稳定,灌溉需要指数为  $50\%$  左右。在东北,水稻灌溉需要指数较高,达  $50\%$  左右,旱作物要求较低,干旱年份为  $20\% \sim 30\%$ ,湿润年份则无灌溉要求。

3. 补充灌溉带 年降水量大于 1000mm 的地带,包括长江中下游地区,珠江江地区

及部分西南地区。年降水总量虽然充沛，但由于年际及季节分配不均，加以大面积种植水稻及作物复种指数高，各季水稻仍需人工补充水量，灌溉需要指数在 30% ~ 60% 之间，旱作物在湿润年不需要灌溉，但在干旱年份，也需进行补充灌溉，灌溉需要指数为 10% ~ 30%。在这一地带，灌溉的作用突出的表现在保证水稻灌溉面积的扩大和复种指数的提高。

有关我国三个灌溉带的降水特征及不同灌溉带的灌溉要求，详见表 5-5 及表 5-6。尽管各个地带对灌溉的要求及需要程度并不一样，但普遍需要灌溉，却是我国农业的一个重要特征。

表 5-5 我国三个灌溉带的降水特征

灌溉带	地区	雨量站所在地	年降水量 (mm)	各时期降水量 (mm)		
				6~9月	3~5月	10~2月
常年灌溉带	西北内陆地区 黄河中游地区	酒泉	84	56	18	10
		银川	202	146	36	20
不稳定灌溉带	黄淮海地区	德州	573	446	73	54
		淮阳	879	514	203	162
	东北地区	哈尔滨	559	431	75	53
		沈阳	702	509	110	83
补充灌溉带	长江中下游地区	宜昌	1145	673	286	186
	珠江江地区	广州	1648	902	508	238
	西南部分地区	宜宾	1169	777	206	186

表 5-6 不同灌溉带的灌溉要求

(单位: mm)

灌溉带	地区	作物	干旱年			湿润年		
			总需水量	要求灌溉量	灌溉需要指数	总需水量	要求灌溉量	灌溉需要指数
常年灌溉带	西北地区	春小麦	450 ~ 525	300 ~ 450	0.7 ~ 0.9	300 ~ 450	200 ~ 350	0.7 ~ 0.8
		玉米	375 ~ 450	250 ~ 350	0.7 ~ 0.8	375 ~ 450	250 ~ 300	0.7 ~ 0.8
		棉花	600 ~ 750	450 ~ 500	0.6 ~ 0.7	600 ~ 750	300 ~ 450	0.5 ~ 0.6
不稳定灌溉带	黄淮海地区	水稻	1000 ~ 2000	600 ~ 800	0.6 ~ 0.7	850 ~ 1000	400 ~ 600	0.5 ~ 0.6
		冬小麦	600 ~ 750	300 ~ 450	0.5 ~ 0.6	500 ~ 600	200 ~ 300	0.4 ~ 0.5
		玉米	450 ~ 600	300 ~ 450	0.7 ~ 0.8	300 ~ 500	100 ~ 200	0.3 ~ 0.4
		棉花	750 ~ 900	300 ~ 450	0.4 ~ 0.5	550 ~ 675	100 ~ 200	0.2 ~ 0.3
	东北地区	水稻	900 ~ 1100	500 ~ 700	0.5 ~ 0.6	800 ~ 1000	300 ~ 500	0.4 ~ 0.5
春小麦		300 ~ 450	80 ~ 150	0.2 ~ 0.3	225 ~ 375	0	0	
玉米		400 ~ 500	100 ~ 150	0.2 ~ 0.3	300 ~ 400	0	0	

续表

灌溉带	地区	作物	干 旱 年			湿 润 年		
			总需水量	要求灌溉量	灌溉需要指数	总需水量	要求灌溉量	灌溉需要指数
补充 灌溉带	长江中 下游 地区	水稻(早)	675~825	300~450	0.4~0.5	450~600	100~150	0.3~0.4
		水稻(晚)	825~1000	450~600	0.5~0.6	750~900	150~300	0.2~0.3
		冬小麦	400~600	50~100	0.1~0.2	225~375	0	0
		棉花	750~975	150~300	0.2~0.3	575~700	0~100	0~0.1
	珠江江地 区及西南 部分地区	水稻(早)	600~750	300~400	0.5~0.6	450~600	100~150	0.2~0.3
		水稻(晚)	750~825	300~450	0.4~0.5	600~750	150~300	0.3~0.4
		冬小麦	400~600	0~50	0~0.1	250~350	0	0

## (二) 水资源供需不均衡的原因及类型

我国目前的供水情况和工农业需水要求来看是不均衡的。据有关部门估算,预计到本世纪末,遇到中等干旱年( $p=75\%$ ),全国工农业总缺水量约为700亿 $\text{m}^3$ 左右。缺水地区主要集中在华北和东北地区,这两个地区缺水量约占全国缺水量的70%,其次是西北干旱地区、南方山区、高原和滨海区,占全国缺水量的30%。

供需不平衡,大致有以下四种情况:

1. 水源丰富开发利用条件较好 供需不平衡的矛盾在于增长速度不协调,只要适当增加工程,加快水利建设速度就可以满足各部门的需水要求。南方各大江河中下游地区大部分属于这一类。

2. 水资源开发利用条件比较差 这类地区往往水利建设速度受技术经济条件制约,其供需不平衡的矛盾,需从工农业合理布局,适当修建大中型控制性工程加以解决。云贵高原、四川盆地以及南方大中河流的山丘区属于这一类。

3. 当地水资源贫乏 这类地区供需矛盾十分突出,除节约用水、调整工农业布局外,需要跨流域引水才能解决问题。黄淮海平原地区、辽河中下游地区、黄河中游地区,辽宁、山东、浙闽沿海一带属于这一类。

4. 当地水资源贫乏,跨流域调水也十分困难 在目前的技术经济条件下,除采取节水灌溉技术外,暂时只好对工农业生产的发展速度加以适度的控制,今后根据科技发展及经济条件改善的情况加以解决。西北内陆河、黄河上游部分高原地区,沿海岛屿都属于这一类。

综上所述,我国目前可利用水资源(可供水量)的数量,不能适应工农业发展的需要,尤其是黄、淮、海、辽四个地区,估计未来遇到中等干旱年,每年缺水400~500亿 $\text{m}^3$ ,遇到连续干旱年,缺水更多。这些地区工业比重大、耕地面积多,目前水资源开发利用程度又比较高,当地水资源的发展潜力已不太大,水资源已成为这些地区工农业发展的制约因素。此外,从我国国民经济总的发展趋势看,工业及城市居民生活用水,在今后一段时间内,其增加速度要高于农业用水的发展速度。据此分析农田灌溉用



水紧张的形势，在短期内很难彻底解决。因此，尽可能利用各种可以利用的水源，减少废弃，提高利用程度，对于灌溉水源的利用来说，是十分重要的。

## 二、扩大灌溉水源的措施

扩大灌溉水源，首先应该在充分采取有效的节水措施，并在此基础上进一步挖掘本地区水资源的潜力，提高可供水量。不仅在灌溉水源较丰富的地区要这样做，在水源比较贫乏且水资源开发利用程度已相当高的地区也应这样做。具体做法很多，各地都有不少有效的方法及成功的经验，以下介绍几种常用的措施。

### （一）兴建改造管好水利设施综合调控水资源

本办法的目的在于充分开发利用当地水资源，增加可供水量扩大灌溉水源，根据当地具体情况采取不同措施。

1. 新建改建扩建蓄水措施 蓄水灌溉工程与水资源利用程度的关系最为密切。在地表水开发利用率较低，有潜力可挖的地方，可根据需要与可能，适当兴建一些蓄水工程，对地面径流进行调控，以增加灌溉水源。目前不少水库、洼淀、湖泊、塘坝及平原蓄水闸涵等，年久失修老化，有的淤积严重，调蓄地面径流的能力逐年衰减。对这些蓄水工程，应根据当地水资源条件及开发程度，进行改建、扩建以维持或提高蓄水设施的供水能力。

2. 改进蓄水工程的管理运用方式 通过这一措施进一步挖掘工程潜力，是解决某些地区缺水问题的较好方法之一。为了减少水库弃水量，可以在不影响水库防洪安全的前提下，在主汛期过后，提前并适当提高汛期蓄水位，以增加水库调节水量。在北方严重缺水地区，都可以在经过慎重、详细的分析研究的基础上，改进汛期运用方式，增加水库供水能力，缓和地区用水危机。

实行水库联合优化调度，调剂相邻河系及相邻水库之间的丰枯差别和地区之间的余缺，减少水库弃水以提高供水保证率。这种办法对整个地区的可供水量可能增加不多，但对供水量在地区内或地区间的重新分配，改善各用水单位供水保证率方面，效果还是十分明显的。其它类型蓄水措施，如有可能也可采用联合优化调度为宜。

3. 地表水与地下水联合调控 在丰水年工业用水、城市居民用水和地下水埋深较大的农业区供水以地表水为主，养蓄地下水；在枯水年，则以地下水供水为主，以补充地表水之不足。实践证明，地面蓄水工程和地下含水层联合调度，对于提高水资源的利用程度，是十分有效的，特别是在北方缺水地区，效果更为明显。

4. 更新改造旧机井提高装置效率 我国 1988 年有机井 250 余万眼，绝大多数分布在水资源比较缺少的北方十七省、市、自治区，灌溉面积约 1.7 亿亩。这些机井大多是 70 年代以后修建起来的，经过十几年到二十年的运行使用，其中有的已经老化，有的破损失效。一般情况下，每眼机井的使用年限大约在 15 ~ 20 年左右，超过使用年限，就会降低出水效率甚至报废。近几年全国的机井由于老化，地下水位大幅度下降以及其

它原因报废的机井，每年有万多眼。机电设施的使用年限大致为 20 年左右，超过使用年限，效率就会降低。对效率低的机井及机泵装置，不管是由于“超期服务”还是其它原因如：地下水位急速下降、成井工艺有问题、机泵配套不当或机井布局不合理等，都应针对存在的问题进行技术改造。无法改造的再采取打新机井，更换设备等措施。

据北方 16 个省、市、自治区改造机井 45 万眼的统计数字表明，改造后的机井，装置效率平均提高 10% 左右。不仅可节省能源并可增加灌溉面积。

## （二）尽量利用当地可以开发的水源

在灌溉水源比较紧张地区，应尽量利用各种水源。利用污水、咸水、浑水灌溉，在我国已有多年的实践经验及大量的科研成果。科学的开发利用咸水、污水与浑水的条件日臻成熟，分别介绍如下。

1. 咸水灌溉 利用矿化度  $> 2.0\text{g/L}$  的咸水进行灌溉，在盐渍条件下获取农作物的较好收成，在国内外已有不少成功的经验。我国的河北、山东、河南、宁夏、甘肃、陕西、内蒙等省、自治区都已经利用咸水灌溉，并取得了抗旱增产的效果。从有关试验资料及灌溉农田看，目前咸水灌溉效果较好的地区，使用的是微咸水 ( $2 \sim 5\text{g/L}$ )，尤其是  $2 \sim 3\text{g/L}$  的微咸水。咸水灌溉在技术上的要求是很严格的，各地已有不少成功的经验，概括起来大致有以下几点：

（1）要有通畅的排水出路，保证因浇灌咸水所积累的盐分，在降雨或淡水冲洗时淋洗出去，使土壤盐分在一年周期内土壤不积盐，并争取脱盐。这是咸水灌溉中十分关键的一条。

（2）根据当地的气候、土壤、咸水成分、作物种类、排水条件及淡水资源情况等，掌握咸水灌溉的水质标准。一般 pH 值掌握在  $7.0 \sim 8.0$ ，阳离子中钠不超过 60%，以硫酸盐或氯化物盐为主，矿化度小于  $5\text{g/L}$  的咸水可用于抗旱灌溉。

（3）加强管理科学安排灌水时间和灌水数量，及时测验土壤根层盐分，使根层土壤盐分不超过作物的耐盐度。要避开幼苗期浇水，一般掌握在作物耐盐能力增强，根系下扎的生长中期或后期浇水为宜。

（4）加强农业措施，如平整土地、围埂蓄水；及时中耕减少蒸发；选用适合当地条件能耐盐的作物优良品种；培肥地力、增施有机肥等。

（5）用浅层地下中性盐类的咸水与深层地下苏打碱性水混合浇灌或轮灌，能改善水质及减少土壤次生盐碱化的可能性，因而能提高咸水灌溉的安全性。

我国北方平原地区微咸水资源不少，只是华北地区东部及滨海地区，就有  $2 \sim 5\text{g/L}$  微咸水  $30 \text{亿 m}^3$  以上。即使只利用微咸水中  $2 \sim 3\text{g/L}$  部分，对缓解当地干旱缺水问题，也能起一定的作用。据许多咸水灌溉试区与科研试点资料表明，如使用得当，不但能抗旱增产，还能起到淡化地下水的作用。

2. 污水灌溉 用经过处理的工业废水和城镇生活用水进行灌溉，在我国已实施多年。到 1982 年底已超过 2000 万亩。在污水灌溉过程中，土壤生物和植物根系对污水中某些污染物具有很强的净化能力。污水是毒、害、肥并存的水源，使用时应根据水质、

土壤、作物、气候和地下水埋深等因素的具体情况进行规划，建立完整的田间灌排工程、拟定合理的灌溉制度。进行污水灌溉时，要掌握大苗多浇、小苗少浇、生长后期少灌或不灌的原则。对含氮量高的污水，宜稀释后再灌，或采取清、污轮灌的办法，污水浇灌的作物以大田作物为宜，蔬菜、瓜果、块根作物等，以不灌为宜。使用污水灌溉要十分慎重，绝对不要直接把污水用做灌溉水源，必须强调使用经过处理的污水或在河道内经过稀释和自净作用的污水做为灌溉水源。使用时还必须对水质及时加以监测，特别注意水中有毒物质，铬、砷、酚、氰、醛等化合物及污水中病原菌的情况，如不符合灌溉水质要求，虽然已进行了污水处理，仍需进行一次再处理后才能用于农田灌溉。

3. 浑水灌溉 在汛期，短时间内引用多泥沙河流中高含沙量浑水进行灌溉，具有增加水资源利用率，缓和夏灌期间缺水矛盾，抗旱保苗改良土壤促进农业生产及减轻水患的作用。在盐碱地引浑水灌溉，兼有改土治碱，增加土壤肥力的效果。据陕西省泾惠渠、洛惠渠及宝鸡峡三大灌区浑水灌溉的资料，1976~1980年5年夏灌中，三灌区共引浑水33580万 $\text{m}^3$ ，约占总引水量的11%，灌棉秋田221.6万亩次，减少入黄河泥沙1.55亿吨。利用浑水灌溉放淤压碱、改良土壤，一般要求淤后土壤耕层盐分控制在0.15%~0.20%的范围内。据洛惠渠资料（图5-1），良好排水条件下，耕层含盐0.5%~0.6%的轻、中度盐渍化地区，淤厚20~30cm或耕层含盐大于0.6%的重度和盐荒地淤厚30~40cm是比较经济合理的。

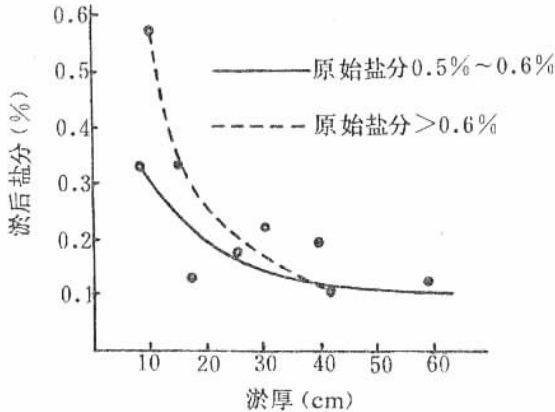


图5-1 淤层厚与淤后盐分关系

浑水淤灌的技术要求是很高的，需解决以下问题：

(1) 根据浑水灌溉的目的，科学地控制引用浑水的数量及泥沙粒径。有的灌区引用浑水，主要是为了抗旱灌溉补源，因此只允许细颗粒泥沙进入田间；有的灌区为了向沙荒碱地放淤改土而引用浑水，所以粗细颗粒的泥沙都可以引入。由于多泥沙河流的含沙量多少，泥沙结构组合是随着河流流量的大小而变，为此就要根据不同要求，不同情况，采用不同的工程措施予以解决。

(2) 浑水灌溉要求能解决好灌排渠道冲淤平衡问题，尤其是淤积问题。如果渠道被

淤，清淤费用是相当高的，会因清淤而大大降低浑水灌溉的经济效益。

(3) 浑水灌溉，泥沙处理是关键，要根据多泥沙河流的特性，结合灌区的条件与需要，对泥沙处理方式、淤田规格、放淤改土模式、田面淤灌技术、渠道输沙能力、工程合理布局及形式等一系列问题，通过规划、设计、管理等环节，系统的加以解决。

4. 海水利用 利用海水作为灌溉水源，在目前来看是不现实的。但从另一个角度看，估算灌溉水源时，是从当地可利用水资源中扣除工业、城市生活用水和生态用水后得出的。如果能利用海水而减少工业用水，也就是间接地增加了灌溉水源。工业上利用海水，有直接利用和海水淡化后利用两种。直接取用海水，用于需要大量冷却水的电力、化工、冶金等工业的冷却循环水。海水淡化主要用于锅炉用水和优质工业用水。目前，我国沿海一些大中城市已经开展了直接利用海水的工作，收到了很好的效果。海水淡化在工业上的应用，近年来已有一些地方进行了实践研究，由于成本和能耗都很高，短期内只能少量应用。

### (三) 跨流域调水

跨流域调水，实行区域之间水的余缺调剂，愈来愈引人注目。我国在流域之间进行水量调剂，已有许多成功的范例。但是，从丰水地区调水到缺水地区，需兴建比较复杂而艰巨的工程，尤其是长距离调水，跨越障碍多，施工难度大，工程造价高。此外，还需研究调水后地区生态环境可能发生的变化，防止出现环境恶化。所以，应在作好以下工作的前提下进行调水，以期获得预期的效果。

(1) 要在充分挖掘当地水资源的基础上来考虑调水量；

(2) 根据当地已建工程条件，在不影响排涝的前提下拦蓄雨水，就地补源；

(2) 采取综合措施实行节水灌溉，对现有的灌区进行以节水、节能为中心的挖潜改造。

总之，要把当地的地表水、地下水、雨水尽可能的利用起来，同时坚决采取综合节水技术。在这个基础上确定出的调水量才是经济合理的，而且对生态环境的影响也能相应的减少，再辅以科学的管理和农业增产技术，调水的效益才能充分发挥。

### (四) 地下水人工回灌

利用地面或地下工程设施把符合水质标准的水引入地下蓄水层中，目的是为了补给地下水资源和调节地表径流，兼有净化水质，防止海水入侵和地面沉降的作用。

地下水人工回灌系统主要包括回灌水源，取水与输水建筑物，水质的预处理设施和入渗设施。其中回灌水源和人渗设施是关键部分。回灌水源主要有河水、湖水和当地地面径流、工业与城市废水等。回灌的水质，不得污染被回灌的含水层，能保证回灌设施运行正常，对设备无腐蚀作用。入渗设施有两种：①地面入渗法：通过坑塘、洼淀、沟渠和古河道等，或通过加大灌水定额直接从田面将水入渗到蓄水层。这种办法，简单易行，投资少、见效快，管理费用低，但入渗率低，常用于浅层水的人工回灌。②地下灌注法：用管井、大口井、辐射井等地下工程设施，将水直接输入地下蓄水层。此法效率

高，投资大，工艺复杂，主要用于深层地下水的人工回灌。

### 第三节 取水枢纽

从河流、湖泊等水源自流引水灌溉时，在水源引水段及渠道首部修建的水工建筑物为渠首工程。当有若干建筑物时，叫做取水枢纽或引水枢纽。广义的灌溉渠首工程可包括泵站及从水库引水的取水建筑物。

#### 一、灌溉引水方式

我国的灌区，按灌溉水源来分，利用水库、塘坝蓄水的约占 31%，从河川自流引水的约占 28%，用泵站提水的约占 19%，利用地下水灌溉的约占 18%，其它占 4%，见图 5-2。不少灌区引蓄堤相结合，地表水和地下水联合运用。从现状看，灌区用水 80% 以上用的是地表水，利用水井抽取地下水灌溉的不足 20%。本节只介绍利用地表水灌溉的取水枢纽，利用地下水灌溉部分，见第七章井灌井排。



图 5-2 各类工程灌溉面积所占比例示意图（1985 年）

利用河川径流的取水枢纽，其目的是将河水引入渠道以满足农田灌溉的需要。按不同的取水方式，可分为无坝引水、有坝引水、抽水取水、水库取水等几类。分述如下。

#### （一）无坝引水

不设拦河闸或壅水坝而从天然河道中取水的方式称做无坝取水。适用于河道水量比较丰富，引水比不大，水位满足或基本满足引水的情况。灌区取水方式有单首制和多首制两种。

单首制取水只设一个引水口，一条引渠取水。渠首设进水闸的叫做有闸单首制取水。在岸边开挖引渠或涵洞引水而不设闸的叫做无闸单首制取水。有闸的单首制取水能控制入渠流量，有减少渠道淤积的作用，无进水闸的则不能控制进渠流量及进沙量。单

首制取水适用于河床比较稳定，含沙量较少的河流。多首制取水，一般设 2~3 条引渠，各引渠在下游一定距离处合成一条干渠。进水闸设在各引渠口或引渠汇合处，少数渠首也有不设进水闸的。枯水期各引渠同时引水，洪水期一条引渠工作，其它引渠轮流清淤。多首制取水可适应不稳定的多沙河流，能解决因引渠淤积而难以引水的缺点，但清淤工作量大，维修管理复杂。

为了防止泥沙入渠，无坝引水渠首的位置应设在河流弯曲河段的凹岸中点偏下游处为宜，这是因为弯道水流受离心力作用使主流靠近凹岸，因而渠首可以引取表层较清水流，同时利用弯道横向环流的作用，可以使含有大量推移质泥沙的底流远离取水口，以达到防止或大大减少推移质泥沙进入取水口的目的，见图 5-3。如果灌区位置在凸岸一边，或因地形条件所限，取水口必须设在凸岸处，可以选在凸岸中点偏向上游处，以减少泥沙淤积。

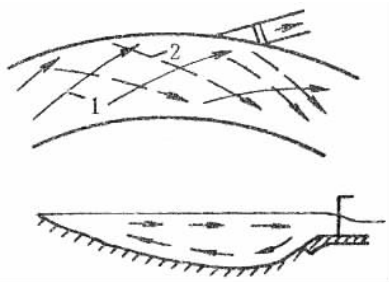


图 5-3 弯道凹岸取水口水流示意图

1—表层流；2—底层流

无坝引水渠首一般由进水闸、冲沙闸和导流堤三部分组成。进水闸用以控制入渠流量，其底板高程，可与闸后渠底齐平或稍高，但应高于闸前河底，以防止推移质入渠。如河岸不够坚固，可将进水闸设在距河岸一定距离处，取水口处设简易防沙设备，取水口与进水闸之间加设一段引渠。冲沙闸冲走淤积在进水闸前的泥沙。导流堤一般只设在中小河流中，平时发挥导流引水和防沙作用，枯水时可以截断河流，保证引水。无坝引水渠首枢纽的布置及枢纽各工程结构型式选择，以有利于防沙取水为原则进行安排。四川都江堰工程是无坝引水枢纽中较好的范例，其形式，见图 5-4。都江堰始建于公元前 256 年，它的进水口位于四川灌县城西北岷江凹岸顶点的下游。渠首工程主要部分有：用于分水的鱼嘴，用于导流的分水堤（原名金刚堤），用于排沙、溢洪的飞沙堰，用于引水的宝瓶口等。该枢纽布置科学、合理，已运行两千多年，建国后经过不断修整、改造和扩建，灌溉面积不断扩大，现仍在发挥灌溉、防洪、航运、漂木、发电和城市供水等综合效益。

## （二）有坝取水

当河道流量能满足灌溉引水要求，而水位低于干渠控制水位时，常在河道上设置拦河闸或壅水坝以控制河道水流，保证渠首引水的取水方式是为有坝取水。当水位能满足

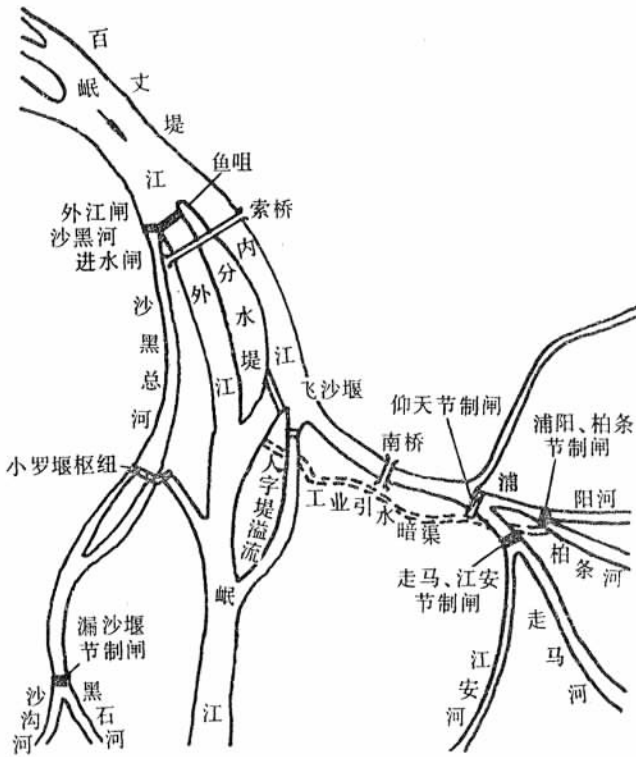


图 5-4 都江堰渠首工程布置示意图

要求时，为了保证较高的引水比（取水流量与河道来水流量的比值），缩短干渠输水段长度，壅高上游水位以改善航运条件，或者形成上下游水头差用以冲沙，以及进行两岸取水等，也可采用有坝取水。

有坝灌溉引水枢纽主要由壅水坝（或拦河闸）、进水闸及防沙设施等建筑物组成。对兼有发电、航运等综合利用任务的有坝取水枢纽，还需相应设置电站、导航、船闸等建筑物。现将主要建筑物简介如下：

1. 壅水坝 壅水坝是横断河道壅高水位的溢流低坝又称溢流堰或滚水坝。枯水期抬高河道水位以满足灌溉引水要求，汛期洪水则经坝顶溢流，使上游最高洪水位不超过允许值，以保证枢纽工程的安全。因系低坝，坝上游库容小，一般不起调节流量作用。壅水坝顶根据需要可设置闸门以缩短溢流坝长度或降低上游壅水位，减少淹没损失及防洪工程量。有的枢纽常在坝的一端设泄洪闸（见图 5-5）以调节上游水位并增加泄洪能力。

2. 进水闸 用以引水灌溉，其平面布置主要有两种型式。一种是侧面引水，进水闸的过闸水流方向与河流水流方向正交，见图 5-6。这种取水方式，在进水闸前不能形成有力的横向环流，防止泥沙入渠的效果较差，但如果采用适宜的防沙措施，使靠近进水口的底砂顺利的排向下游，则这种形式的渠首仍能有效的进行工作。由于这种渠首

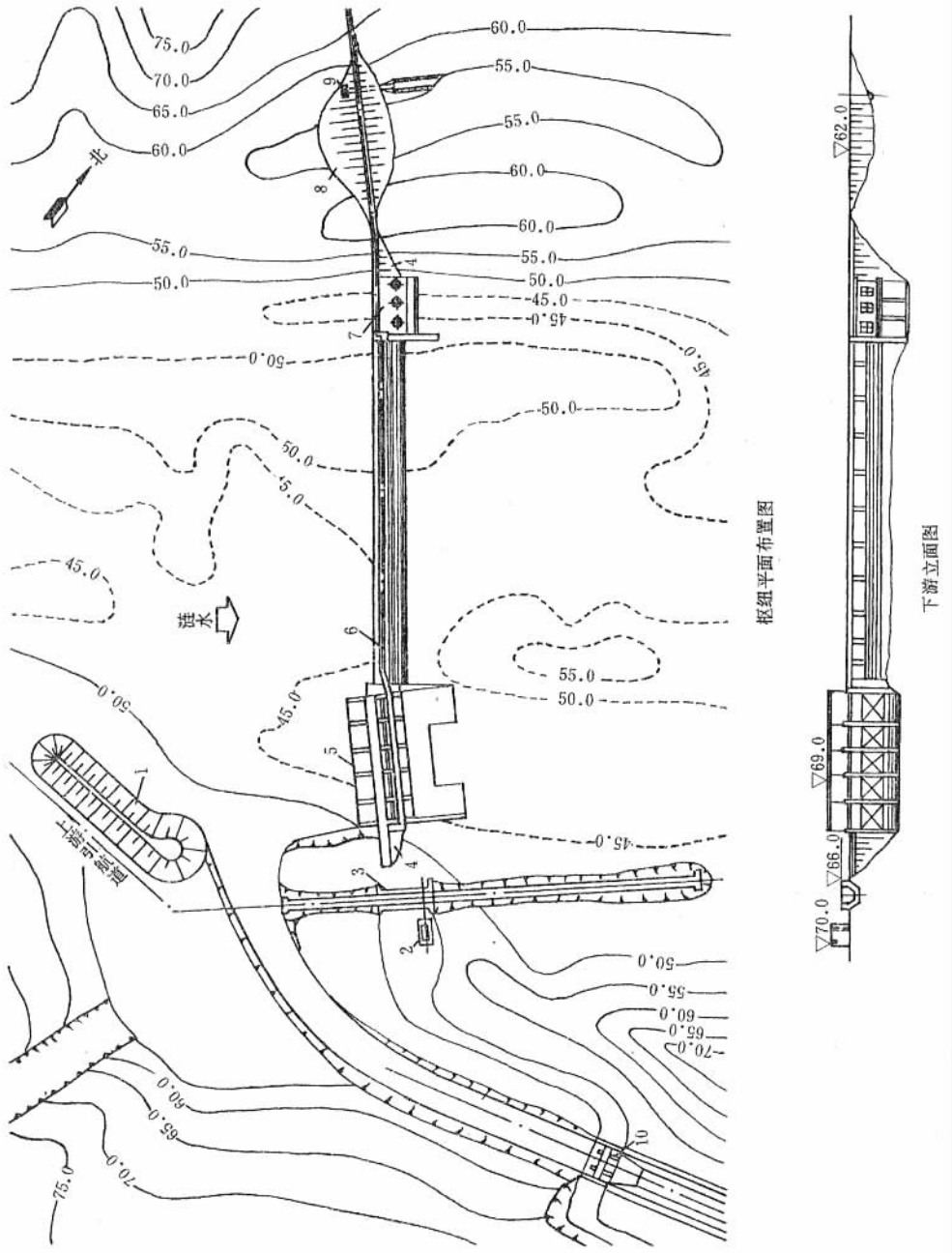


图 5-5 韶山灌渠引水枢纽布置图

- 1—导航堤；2—机器房；3—斜面升航机；4—重力坝；5—泄洪闸；6—壅水坝；  
7—电站；8—土坝；9—洋潭支渠进水管；10—进水闸

布置和结构都比较简单，施工方便，造价经济，我国西北、华北地区已建的有坝取水渠



首，大部分属于这种形式。另一种布置形式是正面引水，进水闸的过闸水流方向和河流方向一致或斜交。这种取水方式，能在引水口前激起横向环流，促使水流分层，表层清水入进水闸，而底层含沙水流则涌向下游。图 5-5 是韶山灌区引水枢纽布置图，该枢纽以灌溉为主，兼有防洪、发电、航运和给水之利。灌区从河道右岸引水，引水口距进水闸约 200m，由引水渠联接，引渠水流方向与河流方向斜交，属正面引水型有坝引水。

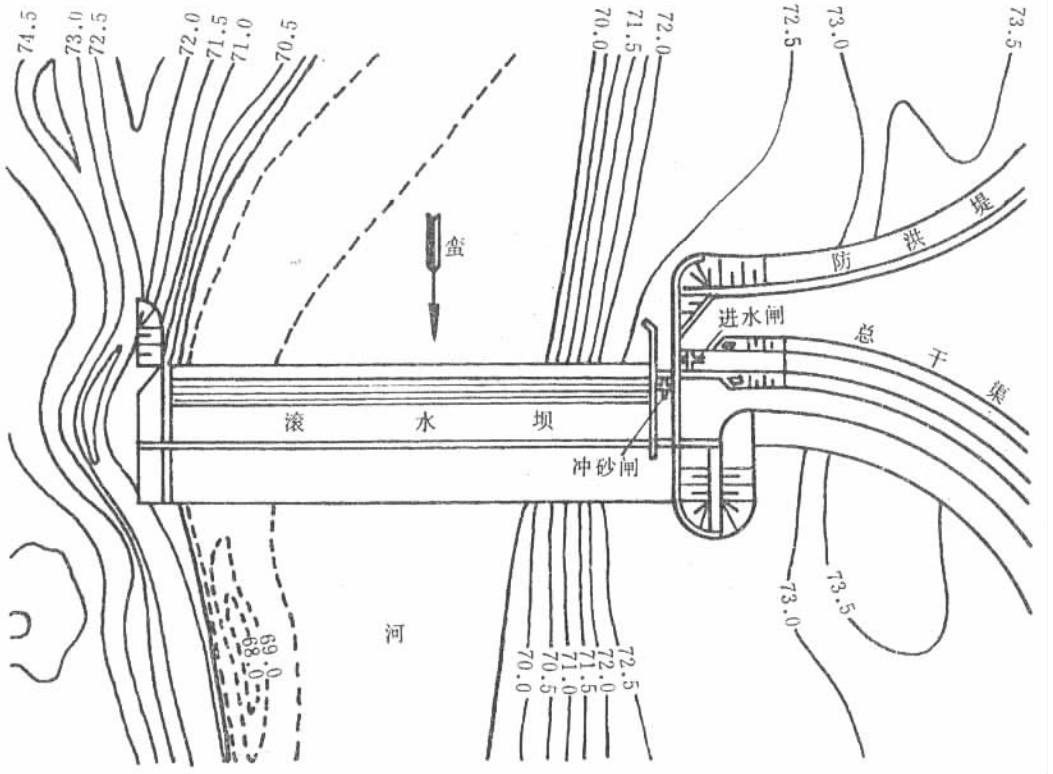


图 5-6 有坝渠首工程平面布置示意图

3. 冲砂闸 冲砂闸是多泥沙河流有坝引水枢纽中不可缺少的建筑物，它的过水能力一般应大于进水闸的过水能力，冲砂闸底板高程应低于进水闸底板高程，以保证获得较好的冲沙效果。

4. 防洪堤 为了保护拦河坝上游沿河两岸城镇、交通免受洪水侵袭，可在拦河坝上游沿河岸修筑防洪堤。

### (三) 抽水取水

灌区位置较高，附近河流量比较丰富，但水位较低，修建自流引水工程有困难或不经济时，可修建泵站实行提水灌溉。截止到 1985 年底，全国有固定农田排灌站 4.6 万处，排灌面积 25700 万亩，其中提水灌溉面积 13450 万亩，再加上小型流动的抽水

机，总提灌面积约占全国总灌溉面积的 19%。

机电泵站主要集中在三种类型地区：一类是南方沿江滨湖圩垸地区，灌排两用、或单纯排水、或单纯灌溉的泵站，大都属于低扬程、大流量的泵型。另一类是黄河中上游地区的高扬程提灌站，一般多为多级提水，扬程多在 100m 以上。再一类是平原、丘陵地区的中小型提灌站。

由于提水灌溉增加了机电设备投资及管理费用，因此在规划时应应对灌溉水源状况及经济效益进行充分论证，再确定是否修建及修建规模，避免出现泵站年开机时间过短，因而影响经济效益的现象。

#### （四）水库取水

在河流的适当地点修建水库进行径流调节，以解决来水和用水之间的矛盾，并综合利用河流水源，这是河流水源常见的一种取水方式。我国有大中小型水库 8 万余座，有效灌溉面积两亿余亩，见表 5-7。

表 5-7 全国水库统计表（1989 年）

类 别	座 数	总库容 (亿 m <sup>3</sup> )	兴利库容 (亿 m <sup>3</sup> )	有效灌溉面积 (万亩)
大中小水库合计	82848	4617.31	2293.02	23739.13
大型水库	358	3357.11	1473.12	9614.19
中型水库	2480	688.09	419.25	6381.11
小型水库	80010	572.11	400.67	7743.83
塘坝	670 多万	270		

我国大、中型水库中，除 10% 左右是专用于发电和防洪外，绝大多数都兼具灌溉、防洪、发电和水产养殖等的综合效益。小型水库则多以蓄水灌溉为主，兼顾发电和养殖。

采用水库蓄水取水，工程投资较大，并且有相应的库区淹没损失。但水库能充分利用河流水资源并兼有综合利用的功能，尤其是多年调节水库，效益更为明显，这是优于其它引水方式之处。

上述几种取水方式，有的灌区只使用其中的一种，也有的灌区综合使用多种取水方式，引取多种水源，形成蓄、引、提相结合的灌溉系统。即使是采取单一的水库取水方式，也可以对水库泄入原河道的尾水，在下游适当地点修建闸、涵自流引水入渠或修建壅水坝，将水位抬高后引入渠道，以充分利用水库水量，并可使用水库及壅水坝之间的区间径流。图 5-7 是蓄、引、提相结合的灌溉系统平面布置示意图。

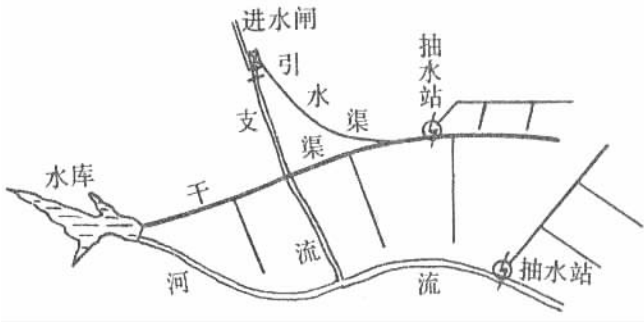


图 5-7 蓄、引、提相结合的灌溉系统示意图

## 二、引水灌溉工程的水利计算

灌溉工程的水利计算是灌区规划的主要组成部分。通过水利计算，可以根据灌区来水与需水之间的矛盾，来确定协调这些矛盾的工程措施及其规模。

引水灌溉工程是指从河流自流引水灌溉农田的无坝引水与有坝（壅水坝）引水工程。其水利计算的任务是：推求灌溉面积、渠首引水流量与取水枢纽工程的尺寸。引水灌溉工程的水利计算，在目的及要求方面与蓄水工程及提水工程是相同的，但在水利计算的内容方面则有所差异。本节只介绍引水灌溉工程的水利计算。

### （一）灌溉设计标准及设计代表年的选择

1. 灌溉设计标准 河流来水量是变化的，不同年份，年内不同季节来水量差异很大，而灌区用水也是变化的，越是干旱年份越需要多引水量。在这种情况下，灌区设计灌溉用水量能得到满足的程度及灌区的灌溉效益，到底有多少呢？在生产实际中，常以灌溉设计标准作为指标来加以评价。灌溉设计标准是根据灌区水土资源、作物组成、气象水文、水量调节程度、经济效益及国家对当地农业生产的要求等因素综合研究确定的，是反映设计灌区的设计效益达到某一水平的一个重要技术指标，一般以灌溉设计保证率来表示。

灌溉设计保证率是指设计灌溉用水量的保证程度，用设计灌溉用水量全部获得满足的年数占计算总年数的百分率表示。例如灌溉设计保证率  $p = 75\%$ ，表示灌溉设施在长期运用中，平均每 100 年有 75 年灌区用水量全部得到保证。为进一步反映灌溉保证程度，可用灌溉用水保证程度作为灌溉设计标准的辅助指标，其表达式如下：

$$\text{灌溉用水保证程度} = \frac{\text{多年平均灌溉供水量}}{\text{多年平均设计灌溉供水量}} 100\%$$

灌溉设计保证率的计算可采用时历年法。时历年系列一般不应少于 15 年。

灌溉设计保证率是一项在经济分析基础上产生的指标，能综合的反映灌区用水和水源供水两方面的影响，可较好的表达灌溉工程的设计标准。灌溉设计保证率因各地的具

体条件不同而有所不同。就全国已建成的灌区来说一般在 50% ~ 95% 之间, 个别的还有低于 50% 的。具体可参照 1984 年水利电力部颁发试行的《灌溉排水渠系设计规范》所规定的数值, 见表 5-8。

表 5-8 灌溉设计保证率表

地 区	作 物 种 类	灌溉设计保证率 (%)
缺水地区	以旱作物为主	50 ~ 75
	以水稻为主	70 ~ 80
丰水地区	以旱作物为主	70 ~ 80
	以水稻为主	75 ~ 95

我国小型灌区和农田基本建设规划设计, 不少用抗旱天数作为设计标准, 而在大中型灌溉工程及综合利用工程的规划设计工作中, 则应以灌溉设计保证率作为灌溉设计标准。

所谓抗旱天数, 是指灌溉设施在无降雨情况下能满足作物需水要求的天数, 它实质上反映了灌溉设施的抗旱能力, 是灌溉设计标准的另一种表达方式。采用抗旱天数作为灌溉设计标准的地区, 旱作物和单季稻灌区可采用 30 ~ 50 天, 双季稻灌区抗旱天数可采用 50 ~ 70 天, 有条件地区应予提高。

## 2. 灌溉用水设计代表年的选择

在中小型灌区设计中, 设计标准确定以后, 可根据已选定的标准, 选择具体的水文年份, 作为计算灌溉用水量的依据, 这个具体的水文年份叫做灌溉用水设计代表年。常用的方法有以下几种:

(1) 用年降水量选择灌溉用水设计代表年。把历年的年降水量从大到小进行排列作频率计算。选择年降雨量频率和灌溉设计保证率相同或相近的年份, 作为设计代表年(也称作典型年)。以该年的气象资料作为灌溉用水量计算的依据。这种方法只考虑年降雨量大小, 而忽略了雨量年内分配对灌溉用水量的影响, 因而计算结果与实际出入较大。

(2) 用作物生长期的降雨量选择灌溉用水设计代表年。统计历年灌区内主要作物生长期的降雨量, 从大到小排列, 进行频率计算, 选择降雨频率和灌溉设计保证率相同或相近的年份, 作为设计代表年。这种方法考虑了作物生长期降雨对作物的影响, 较上一种方法有所改进, 也比较接近实际。

(3) 根据降雨量年内分配情况选择灌溉用水设计代表年。根据历年本地区一些旱情较重年份的雨量年内分配情况, 进行分析研究, 从中选出降雨量年内分配对作物生长最不利的雨型。作为设计代表年的雨型。继之, 推求出对应灌溉设计保证率的年降雨量, 然后, 按设计代表年的雨型把设计年雨量予以分配, 作为计算灌溉用水量的依据。这种方法采用了真实干旱年的雨量分配过程与符合设计标准的年降雨量, 是一种较为合理的方法。

设计代表年法是按选定的年份进行分析，计算比较简单易行，如选取的设计代表年具有较好的代表性，则计算成果还是比较可靠的。

## (二) 引水工程的灌溉面积与引水流量确定

1. 固定灌溉用水量法 假定灌区灌溉用水量每年均固定不变，分析灌区附近已建成灌区或试验站的资料，用以确定灌水模数（不少省份已有这类成果），继之即可按以下步骤确定某一灌溉设计保证率的灌溉面积及引水流量。此法只能用于初步设计阶段。

(1) 统计历年灌溉临界期（各年灌溉引水和用水紧张时期）渠首河流最小五日或十日平均流量，并绘制渠首可引流量的频率曲线，如图 5-8。 $Q_{\text{可引}} = \text{河流流量} \times \text{引水系数} (\alpha)$ 。无坝引水的  $\alpha$  值最大为 0.3，有坝引水可达 1.0。

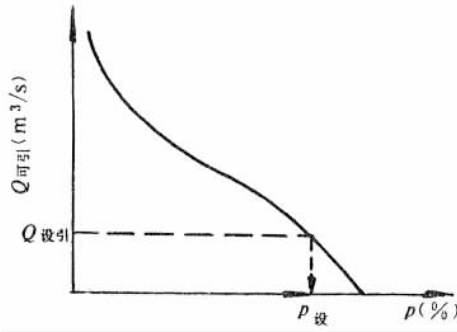


图 5-8 渠首可引流量频率曲线图

(2) 在频率曲线图上，根据灌溉设计保证率  $p_{\text{设计}}$ ，求出  $Q_{\text{设计引}}$ ，即为灌区的设计引水流量。

(3) 有了设计引水流量和灌水模数，则可用下式求出某一灌溉设计保证率所能保证灌溉的面积。

$$F = \frac{Q_{\text{设计引}}}{q_{\text{毛}}} \quad (\text{万亩}) \quad (5-1)$$

$$q_{\text{毛}} = \frac{q}{\eta_{\text{水}}}$$

式中  $Q_{\text{设计引}}$ ——渠首设计引水流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )；

$q_{\text{毛}}$ ——灌区毛灌水模数 [ $\text{m}^3 / (\text{s} \cdot \text{万亩})$ ]；

$\eta_{\text{水}}$ ——灌溉水利用系数。

2. 设计代表年法（或典型年法） 此法系根据灌区历年河流流量或灌溉期降雨量资料进行频率分析，选择一个或 2~3 个接近灌溉设计保证率的年份，作为设计代表年。用代表年来水过程与用水过程相比较，确定设计代表年的灌溉最大引水流量并据以求出灌溉面积。如选择几个设计代表年，则从几个设计代表年灌溉最大引水流量中，选择其中最大的一个灌溉引水流量，作为设计引水流量，并确定出相应的灌溉面积，现举例说

明计算方法及步骤。

某灌区拟建无坝引水工程进行自流灌溉，试采用设计代表年法推求灌溉设计保证率  $p = 80\%$  的设计引水流量及保证灌溉面积。

(1) 计算渠首处  $p = 80\%$  的河流设计年来水量及年内分配，计算结果见表 5-9 第 (3) 栏，并计算出河流可引取水量，表 5-9 第 (4) 栏；

表 5-9 引水灌溉工程设计代表年法计算成果表

月	旬	河流来水量 (万 $\text{m}^3$ )	可引取的 河流来水量 (万 $\text{m}^3$ )	每万亩 用水量 (万 $\text{m}^3$ )	总用水量 (万 $\text{m}^3$ )	实际 引入水量 (万 $\text{m}^3$ )	$\beta = \frac{W_{\text{引}}}{W_{\text{用}}}$ (%)	保证 灌溉面积 (万亩)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
5	上	300	90	0	0	—	—	—
	中	367	110	0	0	—	—	—
	下	890	267	116	348	267	76.7	2.3
6	上	900	270	46	138	138	100	3.0
	中	917	275	70	210	210	100	3.0
	下	887	266	40	120	120	100	3.0
7	上	940	282	83	249	249	100	3.0
	中	1000	300	113	339	300	88.5	2.66
	下	830	249	88	264	249	94.3	2.83
8	上	767	230	76	228	228	100	3.0
	中	660	198	69	207	198	95.6	2.87
	下	280	84	31	93	84	90.3	2.71
9	上	234	70	21	63	63	100	3.00
	中	217	65	16	48	48	100	3.00
	下	183	55	0	0	—	—	—

(2) 选择与  $p = 80\%$  河流来水量相对应的年份作为设计代表年，计算该年内以旬为单位时段的综合毛用水量。计算结果见表 5-9 第 (5) 栏；

(3) 根据灌区规划，先拟定灌溉面积并据以计算各旬总用水量。拟定的灌区灌溉面积为 3 万亩，计算结果列列表 5-9 第 (6) 栏；

(4) 将表中 5-9 中同一旬的河流可引取水量与总用水量相比较，取两者中较小的数值列列表 5-9 第 (7) 栏中，此数值即为实际引水量；

(5) 从表 5-9 中看出，当河流可引入水量大于或等于同一旬的总用水量时，灌区的保证灌溉面积等于全部需要灌溉的面积，此时灌区的保证灌溉面积  $F_{\text{保}}$  与全部需要灌

溉的面积  $F_{灌}$  的比值为 100%，即

$$\beta = \frac{F_{保}}{F_{灌}} = \frac{M_{实引}}{M_{用}} \quad (5-2)$$

式中  $\beta$ ——保证灌溉面积与全部需要灌溉面积的比值；

$F_{保}$ ——灌溉设计保证率为  $P$  时保证灌溉面积（万亩）；

$F_{用}$ ——初拟灌区的灌溉面积（万亩）；

$M_{实引}$ ——实际引入水量（万  $m^3$ ）；

$M_{用}$ ——灌区总用水量（万  $m^3$ ）。

由表 5-9 看出，灌溉设计保证率  $p = 80\%$  时，最大保证灌溉面积为 2.3 万亩。

(6) 灌区最大保证灌溉面积为 2.3 万亩时，灌溉最大引水流量应出现在 7 月中旬（虽然 5 月下旬用水量最大，但灌水时间为 11 天，所以用水流量比 7 月中旬小）。故设计引水流量为：

$$Q_{设计} = \frac{113 \times 2.3}{8.64 \times 10} = 3.00 m^3/s$$

计算结果表明，本灌区在灌溉设计保证率  $p = 80\%$  的情况下，只有 2.3 万亩能完全满足灌溉要求。灌溉规划拟定的 3 万亩灌溉面积，有 5 旬不能得到满足。若要保证 3 万亩灌溉面积全部得到满足，可采取一些措施予以解决，如：降低设计保证率；采用节水灌溉措施以减小灌水定额；灌区内打适量水井实施井渠结合；将无坝引水改为有坝引水等。此外，采用调整作物种植结构或调整灌水计划，也可解决来水与用水之间的矛盾。

3. 长系列法 利用长系列法确定设计引水流量，可用于有坝引水工程，也可用于无坝引水工程，两者在确定引水流量方面的计算方法是类似的，不同之处在于无坝引水可能引取的流量只和河流天然来水流量有关，而有坝引水可能引取的流量，不但与河流天然来水流量有关，而且与壅水建筑物抬高后的河流水位有关。其作法是：在已拟定灌区灌溉面积的情况下，首先计算历年（或历年灌溉临界期）的渠首河流来水过程线和已定灌区的灌溉用水过程线，计算时一般可采用 5 日或旬作为计算时段。逐年比较这两个过程，统计出河流来水能满足灌溉用水的保证年数，如  $n$  年系列中，保证供水的年数为  $m$ ，则灌区的灌溉保证率  $p = \frac{m}{n+1} 100\%$ 。如果计算出的灌溉保证率与灌区要求的灌溉设计保证率一致，则系列年中的最大引水流量即为设计引水流量，初拟的灌区灌溉面积即为灌溉用水量能得到充分保证的面积。如果计算出的灌溉保证率与灌区要求的灌溉设计保证率不一致，则可通过调整灌溉面积，改变作物种植比例，降低设计保证率等措施后，再重复以上计算，最后确定设计引水流量。

长系列法考虑了历年的引水流量与灌溉用水量的实际变化及配合，如所选系列年组具有足够的代表性，成果比较可靠。比较重要的大、中型工程宜采用此法，缺点是计算工作量较大。

### （三）无坝引水工程的水利计算

无坝引水工程水利计算的任务，主要有：确定经济合理的灌溉面积；设计引水流

量；引水枢纽建筑物规模与尺寸等。其中设计引水流量及灌溉面积的确定，在前面已经介绍过。下面只介绍引水枢纽中进水闸的闸前设计水位及闸后设计水位的确定，以及进水闸闸孔尺寸的确定与校核等内容。

1. 闸前设计水位的确定 确定闸前设计水位  $z$  以前，应先确定闸前河流设计水位  $z_1$ 。设计水位  $z_1$  可以按设计引水流量的相应水位确定。对大江大河的引水工程，则可根据历年灌溉临界期最低旬（或月）平均水位进行频率分析，选取相当于灌溉设计保证率的水位作为河流设计水位。如江河枯水位比较稳定，也可选取历年灌溉临界期的平均最低水位，作为河流设计水位  $z_1$ 。用与  $z_1$  相对应的  $Q_1$  减去设计引水流量  $Q_{引}$  得到引水后的河流流量  $Q_2$ ，查河流水位流量关系曲线得出相应  $Q_2$  的水位  $z_2$  (m)，见图 5-9。

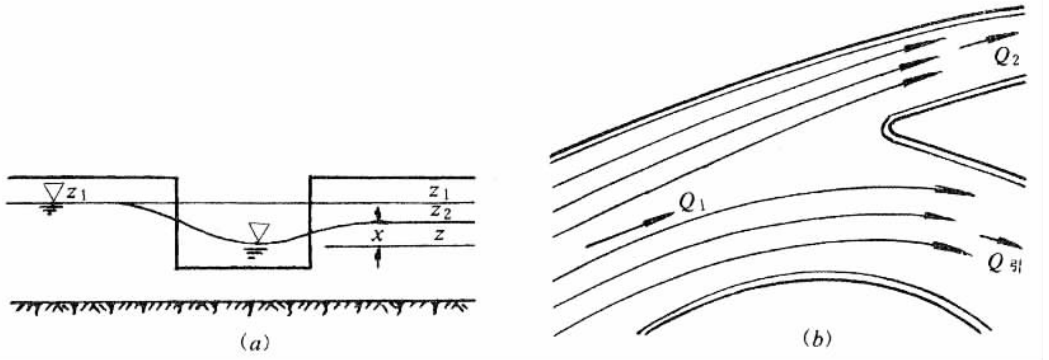


图 5-9 闸前水位示意图

(a) 引水口河段纵断面图；(b) 引水口河段平面图

考虑到引水时部分位能转化为动能后所形成的水面降落值  $x$  (m)，则闸前设计水位  $z$  (m) 的表达式为

$$z = z_2 - x \quad (5-3)$$

$x$  值可按下列经验公式计算：

$$x = \frac{3}{2} \times \frac{k}{1 - k} \frac{v_2^2}{2g} \quad (5-4)$$

式中  $k$ ——引水系数（即引水比）， $k = \frac{Q_{引}}{Q_1}$ ；

$v_2$ ——与水位  $z_2$  相应的河流平均流速 (m/s)， $v_2 = \frac{Q_2}{A_2}$ ；

$A_2$ ——与水位  $z_2$  相应的河道过水断面面积 (m<sup>2</sup>)。

无坝引水的引水系数，不同地区、不同河流并不相同。南方山区丘陵地区中、小河流的引水系数一般在 30% 以下，若取  $k = 0.3$ ，河流平均流速  $v_2 = 1.0$  (m/s)，则  $x \approx 0.03\text{m}$ ，设计时可取此值进行估算；而自大江大河引水时，取水系数  $k$  值往往很小，计算出的  $x$  值也很微小，设计时可忽略不计，闸前设计水位  $z$  可近似的采用分水后的河



流水位  $z_2$ 。

2. 闸后设计水位的确定 闸后设计水位一般是根据灌区高程控制要求而确定的干渠渠首水位，具体作法见本教材第五章第五节“干渠水位的推求”。干渠渠首水位推算出以后，还应与闸前设计水位减去过闸水头损失后的水位相比较。如果推算出的干渠渠首水位偏高，则应以闸前水位扣除过闸水头损失作为闸后设计水位，这时，灌区控制高程要降低，灌区范围应适当缩小，或者向上游重新选择新的取水地点。

3. 进水闸闸孔尺寸的确定及校核 进水闸闸孔尺寸主要指闸底板高程和闸孔的净宽，在确定这些尺寸时，应将底板高程与闸孔宽度联系起来，统一考虑。因为同一个设计流量，闸底板定得高些，闸孔宽度就要大些，闸底板放得低些，闸孔净宽就可小些。设计时必须根据建闸处地形、地质条件、河流挟沙情况等综合考虑，反复比较，以求得经济合理的闸孔尺寸。

闸底板高程确定后，即可根据过闸设计流量，闸前及闸后设计水位，用水力学方法判别过闸水流流态并采取相应的计算公式，计算出闸孔净宽。具体计算方法，参阅《水力学》有关章节。

大型工程在设计计算后，需通过模型试验予以验证。

在实际工程设计中，灌溉临界期往往不是一个，实践中常先用某一灌溉临界期设计进水闸尺寸，再用另一个灌溉临界期的引水流量进行校核，以满足保证年份内各个时期的灌溉用水要求。

如某进水闸设计时，确定的灌溉临界期有春灌及夏灌两个季节，其河流水位、灌溉流量资料为：

春灌季节：河流水位 ( $p = 75\%$ )	33.88m
灌溉流量	169.3m <sup>3</sup> /s
夏灌季节：河流水位 ( $p = 75\%$ )	36.05m
灌溉流量	350.0m <sup>3</sup> /s

依据以上资料，如果按春灌季节的水位，灌溉流量作为设计标准，夏灌季节能否引入需要的灌溉流量，只有进行校核以后，才能予以确定。

#### (四) 有坝引水工程的水利计算

有坝引水工程水利计算的主要内容是在已给出灌溉面积情况下，确定设计引水流量、拦河坝高度，拦河坝的防洪校核及进水闸尺寸等。除设计引水流量已经介绍过以外，其余各项分别阐述如下。

1. 拦河坝高度的确定 确定拦河坝高度的原则是，在满足灌区要求的引水高程的前提下，使筑坝后上游淹没损失尽可能的小，并适当考虑发电、航运、过鱼等综合利用的要求。设计时，常先根据灌溉引水高程初步拟定坝顶高程，然后结合河床地形地质条件，坝型以及坝体工程量和坝上游防洪工程的大小等因素等，进行综合比较后，再加以确定。

(1) 溢流段坝顶高程的计算。坝顶高程可用下式计算。见图 5-10。

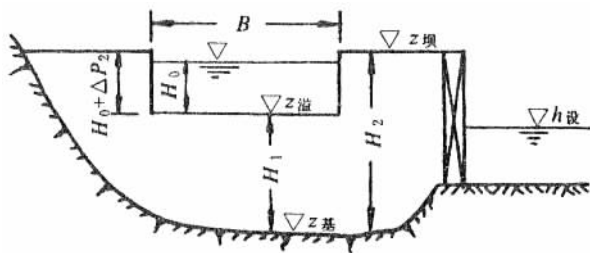


图 5-10 拦河坝坝顶高程计算示意图

$$z_{\text{溢}} = h_{\text{设}} + \Delta z + \Delta D_1 \quad (5-5)$$

式中  $z_{\text{溢}}$ ——拦河坝溢流段坝顶高程 (m);

$h_{\text{设}}$ ——相应于设计引水流量的干渠渠首水位 (m);

$\Delta z$ ——渠首进水闸过闸水头损失, 一般为 0.1~0.3m;

$\Delta D_1$ ——安全超高, 中小型工程可取 0.2~0.3m。

推算出的坝顶高程  $z_{\text{溢}}$ , 减去坝基高程  $z_{\text{基}}$  (见图 5-10), 即得溢流坝的高度  $H_1$ 。

(2) 非溢流段坝顶高程  $z_{\text{坝}}$  的计算

$$z_{\text{坝}} = z_{\text{溢}} + H_0 + \Delta D_2 \quad (5-6)$$

$$H_0 = \left[ \frac{Q_M}{\epsilon m B \sqrt{2g}} \right]^{2/3} \quad (5-7)$$

式中  $\Delta D_2$ ——安全超高, 按坝的级别、坝型及运用情况确定, 一般可取 0.4~1.0m

$H_0$ ——溢流坝段溢洪时的壅水高度 (m);

$Q_M$ ——设计洪峰流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$B$ ——拦河坝溢流段宽度 (m), 可按  $B = \frac{Q_M}{q_M}$  计算;

$q_M$ ——下游河床允许单宽流量, 软岩基为 30~50 [ $\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ]; 坚硬岩基为 70~100 [ $\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ]; 软弱土基为 5~15 [ $\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ]; 坚实土基为 20~30 [ $\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ];

$m$ ——溢流坝流量系数;

$\epsilon$ ——侧收缩系数;

其余符号同前。

非溢流段坝高  $H_2$  为:

$$H_2 = z_{\text{坝}} - z_{\text{基}} \quad (5-8)$$

2. 拦河坝的防洪校核 进行防洪校核的目的, 主要是根据拦河坝坝顶通过设计洪水时的坝上壅水高度推求出上游回水曲线, 并根据回水范围辅以对上游两岸的调查, 确定出筑坝后的淹没情况。回水曲线可按稳定非均匀流推求, 计算方法参阅水力学书籍。回水范围及可能淹没情况确定后, 应提出解决的办法或修改设计。

对于重要的城镇和交通要道，应修建防洪堤和排水工程进行防护。防洪堤的长度根据防护范围确定，堤顶高程则按设计洪水回水水位加超高来决定，超高一般采用0.5m。如果坝上游淹没情况严重，所需防护工程的工程量很大，则应采取改变拦河坝设计加以解决，如：增加溢流坝段的宽度，降低固定坝高，设置泄洪闸或活动坝等，以降低回水高度，减少回水范围以达到减少上游淹没损失及降低坝上游防护工程的规模与投资的目的。

3. 进水闸尺寸的确定 进水闸的尺寸取决于过闸水流状态，设计引水流量，闸前及闸后设计水位，而闸前设计水位  $z_{前}$  与设计时段河流来水流量有关（图 5-11）。当设计时段河流来水流量等于引水流量（ $Q_1 = Q_{引}$ ）时

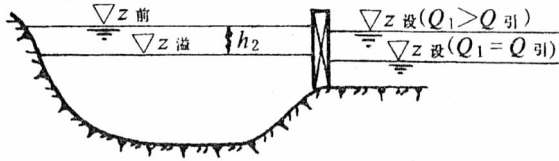


图 5-11 有坝引水闸前设计水位计算示意图

$$z_{前} = z_{溢} - \Delta D_1 \tag{5-9}$$

当设计时段来水流量大于引水流量（ $Q_1 > Q_{引}$ ）时

$$z_{前} = z_{溢} + h_2 \tag{5-10}$$

式中  $h_2$ ——设计年份灌溉临界期河流流量  $Q_1$  减去引水流量  $Q_{引}$  后的河流流量  $Q_2$  的相应溢流水深，可按式（5-7）计算。

如有引渠，式（5-9）和式（5-10）中还应考虑引水渠中水头损失。

闸后设计水位和闸孔尺寸的具体计算方法，与无坝引水工程中有关部分相同。

## 第二篇

# 取水枢纽工程 规划设计

# 第一章 水库工程规划

修筑水库是为了使径流得到拦蓄与调节，按照人们的意志重新分配，减除水旱灾害，达到综合利用水土资源的目的。水库的综合利用有防洪、灌溉、发电、供水等。

水库工程的组成部分有：

(一) 挡水坝。主要有以下几种型式：土坝、堆石坝、圉工坝等，它是水库工程的主要建筑物，作用是拦蓄径流，抬高水位，形成水库。

(二) 泄洪建筑物。主要有下列型式：溢洪道、泄洪隧洞或泄洪涵管等，其作用是渲泄水库中多余的水，保证工程安全。

(三) 取水建筑物。主要有输水涵管或输水隧洞，作用是为了从水库输水灌溉或发电等。

小型水库属于Ⅳ、Ⅴ等工程，其分等指标以及水工建筑物所采用的洪水频率，见水电部的有关规范和本书的设计洪水计算部分。

小型水库工程规划，是根据勘测成果、水库集雨面积、地形、地质、淹没、效益等方面进行全面考虑的。对坝址、坝型、坝高、溢洪道、输水涵管的布置和结构型式的选择，要进行方案比较，从中选择安全、经济合理的方案。

小型水库工程的任务，应以灌溉为主，结合养鱼、水土保持和防洪、发电。

## 第一节 坝址选择

兴建水库工程，选择坝址是一个很重要的问题。坝址选择得好就能达到蓄水多、效益大、工程量少、工程安全可靠、经济、合理的目的。选择坝址时一般应考虑如下问题：

(一) 集雨面积，灌溉面积和库容要有合理的比例。集雨面积大，来水量就多，就能多灌田，但集雨面积大得与库容不相称，来水太多蓄不了，溢洪道就要开得大，这样，工程费就多。反之若集雨面积小，而水库的库容修得过大，则上游来水少，水库经常蓄不满水，也不符合经济合理的原则。

(二) 库区地形，最好是肚子大，口子小。肚子大是指库址内有较大的盆地，做成水库可以多装水。口子小是指坝址山谷狭窄，坝短工程量少，可节省工程费。

(三) 水库位置应尽量接近灌区，而且应比灌区高。如灌区离水库太远，渠道就长，工程量就大。如水库地势比灌区低，就不能自流灌溉。

(四) 库底和设计正常水位以下的四面山坡，应不漏水，以免水库建好后，蓄不到

水。在石灰岩溶洞发育地区和岩石破碎，裂隙发育，覆盖层薄的单薄条形山地区，以及砂卵石河床，往往漏水严重，易出问题，因此，决定库址时要特别注意。

(五) 坝址的基础，应选择在坚实不漏水的或坚实不漏水层离地面不很深的地方。因为基础坚实，才能承得起土坝的重量；基础不漏水，才能避免水从坝底漏走。如坚实不漏水的地质层离地面不很深，那么，虽然没有前者理想，但经过清基处理还可以达到上述目的，仍可选用。一般来说，淤泥容易塌滑，对土坝的稳定不利；风化石灰岩层中常有溶洞，容易漏水；砂卵石河床漏水性大，都不是筑坝的好基础。

(六) 淹没损失应尽量少。在确定坝址前，对水库淹没区的村镇、田地、厂矿、交通、林木等，要作详细调查、安置，尽量减少或避免损失。

(七) 选择坝址时要同时考虑溢洪道、输水涵管的位置。溢洪道最理想的是设在距坝址稍远，归河较近、高程相应、山坡平缓的山坳上，如在溢洪道末端的归河段有岩基时，则更为经济安全可靠。涵管位置的基础，要注意其均一性，如用隧洞代替放水涵管时，则要注意摸清隧洞线的地质情况。

(八) 在水库集雨面积的范围内，最好是草木茂盛，以免水土流失，淤积水库。

(九) 坝址附近要有足够而合用的土料和其他建筑材料。要考虑取土地点的远近，作为制订工程预算的依据。

上述各因素，必须全面进行调查了解，统一地加以详细考虑和分析，最好能多选几个库址进行方案比较，择其条件优，费用少，效益大的进行兴建。对于主要条件具备而有某些方面不够理想的，可采取措施补救，例如集雨面积过小，水源不足时，则可用多年调节的方法计算库容，有条件的可开截水沟，把集雨面积以外的水截引入库。

## 第二节 水库兴利计算

### 一、来水量计算

来水量是水库坝址以上集雨面积的径流总量（包括地面径流和深层补给），有频率概念。进行库容调节计算时，须将设计年的年内来水总量分配至各月，称为径流的年内分配。计算水库来水量时，须搜集该地区的多年平均降雨量、多年平均径流深、年径流系数及其年内分配等资料。根据上述资料，首先求得灌溉保证率水文年（旱涝保收农田要求保证率  $P=90\%$ ）和多年平均的年径流总量，然后进行径流量的月分配，求得各月的来水量。

(一) 多年平均降雨量与径流量：即工程所在地点或其附近水文站多年实测资料的算术平均值。

(二) 年降雨量与年径流量的多年变化，可用  $C_v$ （变差系数）和  $C_s$ （离差系数）表示。两者都可根据有较长系列的实测资料求得。年径流变差系数  $C_{vV}$  可根据下列经验公

式求得：

$$C_{VY} = \frac{aC_{VX}}{\alpha^{0.6} + 0.06 \lg F}$$

式中  $a$ ——系数。大陆地区采用 1.3，海南岛采用 1.4

$C_{VX}$ ——年平均雨量变差系数

$F$ ——流域集雨面积（公里<sup>2</sup>）

$\alpha$ ——多年平均径流系数。可从多年平均雨量、径流等值线图来查算

$\lg F$  和  $\alpha^{0.6}$  可自行计算。计算出来的  $C_{VY}$  不应大于 24 小时暴雨的变差系数  $C_{V24}$ ； $C_S$

可用  $C_S = 2C_V$  的关系式求得。

（三）设计年雨量、年径流量的计算

设计年雨量  $H_p = K_p \bar{H}$ （毫米）

设计年径流深  $hP = K_p \bar{h}$ （毫米）

式中  $K_p$  值可从  $C_S = 2C_V$  皮尔逊Ⅲ型曲线表内查取。

（四）设计年雨量、设计年径流的年内分配

不同频率设计年雨量的年内分配，可采用同一典型年分配计算。

典型年分配的选择，由于水库调节供水往往是在汛后，所以应该选择枯水期雨量最小的一年作为典型年分配。

水库调节年度，在广东省大陆从四月一日开始至下一年三月底止，海南岛从五月一日开始至下一年四月底止。小型工程库区和灌区多在同一雨型区，故年径流年内分配可采用年雨量年内分配的同一年分配。但当年雨量的典型年分配有些月份无雨，而当地径流又无断流现象的，则年径流的典型年，应从设计年径流总量中扣除基流，然后按典型年雨量年内分配百分比进行逐月分配，最后将扣除的基流按 12 个月平均加回去，即得年径流典型年分配值。以设计年径流总量除各月的径流量，即得年径流年内月分配百分比。

基流的选定，是很复杂的问题。各地应按本河流或附近类似河流的情况或片断实测资料，酌情选定。有实测资料的，可统计最小旬平均流量代表基流或统计基流约占年径流量的百分比。根据广东省一些集雨面积较大的水文站资料分析，基流约占年径流量的 7~15%。

如果有设计年的实测径流资料，则宜用实测的年径流分配。

## 二、灌溉用水量计算

不同地区的土质、气候条件，以及不同品种的作物和作物不同的生长期，其需水量是不同的。各地在计算灌溉用水量时，应根据具体情况酌情采用各种数据，并根据灌溉面积计算灌区各月需水量作为库容调节计算灌溉水量月分配数值。要重视灌区用水的调查研究工作，掌握第一性资料，使灌溉定额的推算更切合实际。

灌溉用水量包括作物的田间需水量和渠道输水损失两项。每亩田作物净需水量称为

灌溉净定额；净定额加上渠道的输水损失叫灌溉毛定额。渠道输水损失和渠道土质、渠道长度、输水流量大小、灌溉制度等有关。在没有实测资料的情况下，一般以净定额的三成（30%）左右计算。

灌溉定额的制定要考虑到社会主义农业生产的不断发展和耕作制度的不断改革等因素。

计算灌溉定额，首先要搜集灌区的历年分旬降雨量及露天蒸发量、土质、耕作制度、灌溉制度、农时安排等资料。其次，要将早、晚稻生长时期的历年降雨统计出来，求出双造降雨保证率 90% 的降雨量，作为推算耗水量及水量平衡计算的设计年。然后进行早、晚稻的耗水量计算（包括蒸发量、渗漏量以及泡整田期耗水量），求得降雨保证率 90% 的灌溉净定额。

### 三、灌溉设计保证率

灌溉设计保证率是以灌溉用水全部获得满足的年数与总年数的百分率表示，即

$$P = \frac{\text{正常洪水年数}}{\text{总年数}} \times 100\%$$

广东省旱涝保收农田标准为：

- （一）灌溉：能抵御十年一遇旱情，即设计保证率为 90%。
- （二）治涝：农作物生长期十年一遇二十四小时暴雨，四天排干。或农作物生长期十年一遇四天暴雨五天排干。
- （三）防洪：能抵御二十年一遇洪水。
- （四）防潮：能抵御暴潮水位加十级台风浪高。

### 四、水库库容调节计算

水量平衡是针对来水量和用水量不协调的特点，通过工程措施对天然来水进行人为的调节，改变来水与用水要求不相适应的状态。通过水库调节计算，可以确定水库的各种特征，如坝高、库容、水位、效益等，为水工建筑物提供设计的依据。水库调节计算须弄清和考虑如下一些问题：

#### （一）水库的特征水位和库容组成

一般灌溉水库的特征水位和库容组成如图 1-1 所示。

1. 设计低水位：即水库调蓄的最低水位（又称死水位）。一般来说，灌溉水库确定死水位时必须考虑下列原则：

- （1）保证水库使用年限。水库建成后，将有大量泥砂淤积在库内，故死库容应足以容纳一定年限内的泥砂的淤积量。
- （2）保证灌溉的控制高程。保证水库内设计低水位以上的蓄水能自流到受益田亩上



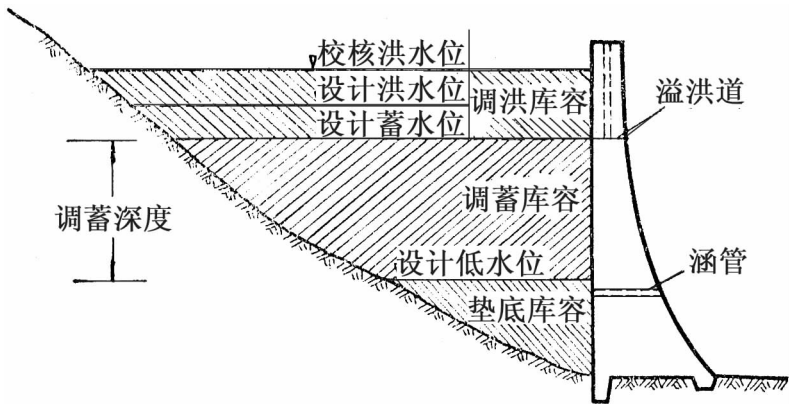


图 1-1 水库的特征水位和库容组成

去。

2. 设计蓄水位：即水库在正常运转下达到的最高水位（又称正常高水位）。确定正常高水位考虑的一般原则主要是：

- (1) 水库负担的任务；
- (2) 上游淹没情况。

3. 设计洪水位：即水库在设计标准的洪水时坝前的最高水位。

4. 校核洪水位：即水库在校核标准洪水时坝前的最高水位。

5. 防洪限制水位：即汛期水库调蓄水位的上限，亦即调洪起始水位（视洪水特性、防洪要求以及水库安全渡汛情况，在汛期不同时段定出不同的防洪限制水位）。如调洪库容与调蓄库容不重叠使用，此水位即为设计蓄水位。

6. 调蓄深度：即水库设计蓄水位与设计低水位的高差。

7. 垫底库容：即设计低水位以下的水库容积（又称死库容）。

8. 调蓄库容：即设计蓄水位与设计低水位之间的水库容积（又称兴利库容或有效库容）。对于同时兼有防洪任务的水库来说，调蓄库容的一部分就供汛期拦洪蓄水之用。在此情况下，调蓄库容是由调洪库容和调蓄库容两部分组成的。

9. 调洪库容：即校核洪水位与设计蓄水位之间的水库容积。

10. 总库容：即校核洪水位以下的水库总容积。总库容等于垫底库容、调蓄库容、调洪库容之和。

## （二）水库的水量损失

水库水量损失主要有蒸发损失和渗漏损失。现分述如下：

1. 蒸发损失：水库蒸发损失是指原来陆地变成水库水面部分的增加损失。增加的蒸发损失采用下式计算：

$$\Delta E = CE - (\bar{x} - \bar{y})$$

式中  $\Delta E$ ——增加的蒸发损失（毫米）

$E$ ——实测水面露天蒸发量（毫米）

$C$ ——由水面露天蒸发量折合为大面积水面蒸发量的系数，在广东省一些地区试验结果  $C = 0.84$ （为 80 厘米口径蒸发皿的折算数据）

$\bar{x}$ ——库区的多年平均降雨量（毫米）

$\bar{y}$ ——库区的多年平均径流深（毫米）

计算时应区别水库的调节性能。如水库是多年调节水库，式中  $E$  值应采用多年平均值；如水库为年调节水库时， $E$  值以采用历年最大值为宜。

将求得的  $\Delta E$  乘上当月或当年平均库容相应的平均水面面积，作为当月或当年的水库水损量。单位为立方米或万立方米。

计算月蒸发量时，应以蒸发量的年内月分配百分数乘  $\Delta E$  值求得。蒸发量的年内月分配可以采用多年平均月分配百分数。

### 2. 渗漏损失：

水库渗漏量的大小与很多因素有关，最主要的是库区的水文地质情况，坝身材料透水性能，坝所形成落差及库盘形状等。

水库渗漏损失的影响相当大，调节计算时不能忽略，不然就会损害效益。

水库的渗漏损失包括以下几方面：

- (1) 坝身渗漏：这种渗漏损失由坝身的建筑材料和施工质量所决定。
- (2) 绕坝渗漏：一般发生于坝的两端及底部。
- (3) 库盘渗漏：决定于库盘的形状及其水文地质条件。

在一般情况下，前两种可以通过防渗措施来减少。主要是第三种（即库盘渗漏）渗漏损失的计算，往往由于库区水文地质资料较缺乏，及其因素复杂，而不易算准。在缺乏资料时，可参照表 1-1 数字选用。

表 1-1 库盘渗漏参考表

水文地质条件	损失占年库容百分比	损失占月库容百分比
优 良	0 ~ 10	0 ~ 1.0
中 等	10 ~ 20	1.0 ~ 1.5
欠 佳	20 ~ 40	1.5 ~ 3.0

### （三）库容的决定

库容的容积一般分为三部分：第一部分是垫底库容（或称死库容），这是指输水涵洞以下的库容，该部分库容主要供水库泥砂淤积之用，其相应的设计低水位，即死水位，还应考虑水库服务对象对水库最低水位的要求。第二部分是调蓄库容（又称有效库容或兴利库容）。这是输水涵洞以上至设计蓄水位的库容，这部分库容供蓄水灌溉、发电、蓄洪等。第三部分为调洪库容。这部分库容的主要作用是调节洪峰流量，使它由溢洪道安全排出库外。

### 1. 垫底库容的决定

决定垫底库容时要考虑下述因素:

- (1) 垫底库容应能容纳水库在设计使用年限内可能淤积在水库里的泥砂总量。
- (2) 考虑水库服务对象对水库最低水位的要求。
- (3) 考虑水库养鱼必需的水深。在一些库底容积小的工程中, 为了减少闸门启闭所需动力, 降低工程造价时, 可适当提高死水位。

泥砂淤积所要求的死库容可由下式估算:

$$V_D = \frac{FST}{r_s}$$

式中  $V_D$ ——死库容 (米<sup>3</sup>)

$F$ ——集雨面积 (公里<sup>2</sup>)

$S$ ——年输砂量模数 (即每平方公里集雨面积每年淤积下来的泥砂, 单位是吨/公里<sup>2</sup>。它是根据库区集雨面积范围内植被和水土流失等情况进行估算的。)

$T$ ——设计水库的使用年限 (年), 可按工程规模大小的要求考虑

$r_s$ ——泥砂在水中容重 (吨/米<sup>3</sup>), 一般用 1.3 ~ 1.4 (吨/米<sup>3</sup>)

### 2. 有效库容的确定

根据灌区的实际情况, 计算出在某设计频率时 (广东省按十年一遇的抗旱标准即 90% 的设计频率), 农作物需用多少灌溉水量, 水库的集雨面积能产生多少水量, 便可以按照水库的库容调节计算方法来计算水库的有效库容, 库容调节计算分年调节与多年调节两种。

仅在一个水文年的范围内, 按国民经济的要求把集雨面积内的径流重新加以分配, 达到以余补不足的目的, 这种径流调节称为年调节。年调节的年用水量不应超过设计年的径流量。年调节也称季调节。

多年调节是将丰水年的多余水量积累起来, 留到枯水年内使用, 以解决枯水年份以至连续枯水年份天然来水不能满足用水需要的矛盾。多年调节水库的特点是要具有较大的库容, 水库不一定每年都把水蓄到设计蓄水位或放到设计低水位。

凡设计需水量等于或小于设计年来水量时, 采用年调节。设计需水量大于设计年来水量而小于多年平均来水量时, 须采用多年调节才能满足用水要求。如设计用水量大于多年平均来水量时, 则无论如何调节都不能满足用水要求, 应采取减少灌溉面积, 降低灌溉保证率的办法或另找水源加以解决。

### 3. 年调节库容的列表计算法

年调节计算的基本任务是: 根据设计来水过程和设计用水过程, 在指定的设计保证率要求条件下, 计算所需的调蓄 (有效) 库容。计算时应将水库蒸发和渗漏损失当作用水扣除。当缺乏资料时, 可按库容百分数估算水库水损。现介绍采用列表法进行年调节库容计算的算例如下:

(例) 某山区县计划兴建一个小型水库, 集雨面积 5 平方公里, 灌溉面积 2800 亩,

灌溉定额如表 1-3, 求灌溉保证率 90% 的年调节灌溉库容。

解: (1) 设计年径流量的计算:

多年雨量均值  $\bar{H} = 1813$  毫米

年雨量变差系数  $C_{VX} = 0.19$

多年径流深均值  $\bar{h} = 1273$  毫米

根据  $C_{VX} = 0.19$ ,  $C_S = 2C_V$ , 皮尔逊 III 型曲线  $K_p$  值得保证率  $P = 90\%$  时的  $K_p$  值 = 0.77

设计年雨量  $H_p = K_p \bar{H} = 0.77 \times 1813 = 1396$  毫米

多年平均径流系数  $\alpha = \frac{\bar{h}}{\bar{H}} = \frac{1273}{1813} = 0.7$

按公式:  $C_{VY} = \frac{aC_{VY}}{\alpha^{0.6} + 0.06lg5}$  计算多年径流变差系数

$$C_{VY} = \frac{1.3 \times 0.19}{0.7^{0.6} + 0.06lg5} = \frac{0.247}{0.807 + 0.0419} = 0.29$$

以  $C_{VY} = 0.29$ ,  $P = 90\%$ , 得  $K_p = 0.65$

设计年径流深  $h_p = K_p h = 0.65 \times 1273 = 827$  毫米

每平方公里  $P = 90\%$  的径流量  $Q_p$  为

$$Q_p = 827 \times 1000 = 82.7 \text{ (万米}^3\text{)}$$

年基流量 (深层补给量), 按径流总量的 7% 计

$$Q_{基} = 82.7 \times 0.07 = 5.79 \text{ (万米}^3\text{)}$$

月基流量:  $\frac{5.79}{12} = 0.48 \text{ (万米}^3\text{)}$

扣除基流量后的径流量 (即地面径流) 为:

$$Q_p - Q_{基} = 82.7 - 5.79 = 76.91 \text{ (万米}^3\text{)}$$

以径流量  $Q_p = 76.91 \text{ 万米}^3$  按灌区设计年雨量典型年月分配百分数进行分配。

本工程采用实测 1956 年 4 月至 1957 年 3 月资料为典型年, 其年径流分配如表 1-2。

表 1-2

单位: 万米<sup>3</sup>

月 份	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	全 年
典型年分配%	7.6	28.6	13.1	8.5	9.0	1.1	0.3	5.7	1.4	0.8	10.7	13.2	100
地 面 径 流	5.85	22.0	10.15	6.50	6.90	0.85	0.23	4.38	1.07	0.61	8.22	10.15	76.91
基 流	0.48	0.48	0.48	0.49	0.49	0.49	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	5.79
径 流 量	6.33	22.48	10.63	6.99	7.39	1.34	0.71	4.86	1.55	1.09	8.70	10.63	82.70
分配百分数	7.7	27.2	12.84	8.4	8.9	1.6	0.86	5.9	1.9	1.3	10.5	12.9	100

(2) 用水量计算：已知该灌区灌溉保证率  $P=90\%$  的灌溉定额如表 1-3。

表 1-3

单位：米<sup>3</sup>

月 份	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	全 年
一年三熟净定额	72.2	/	92.8	95.4	161.2	202.0	123.2	44.2	24.7	2.9	22.6	61.8	903
毛 定 额	96	/	123	127	215	269	164	59	33	4	30	82	1202
分 配 百 分 数	8	/	10.2	10.6	17.9	22.4	13.7	4.9	2.7	0.3	2.5	6.8	100

注：①渠道有效利用系数采用 0.75 计。

②毛定额等于净定额除以渠道利用系数。

灌溉年用水量  $q = 2800 \text{ 亩} \times 1202 = 336.6 \text{ 万米}^3$ 。

水库水损（包括蒸发损失和渗漏损失）缺乏计算资料，以灌溉用水量的 20% 估算，水库年水损为：

$$336.6 \times 0.20 = 67.3 \text{ (万米}^3\text{)}, \text{ 月水损为: } \frac{67.3}{12} = 5.6 \text{ 万米}^3$$

(3) 库容计算：本工程  $P=90\%$  的年径流量为  $5 \times 82.7 = 413.5 \text{ 万米}^3$

年用水量 + 水库水损 =  $336.6 + 67.3 = 403.9 \text{ 万米}^3$

设计用水量小于设计年径流量，故采用年调节计算灌溉库容。列表计算如下：

表 1-4

单位：万米<sup>3</sup>

月 份	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	全 年
来 水 量	31.6	112.4	53.2	35.0	36.9	6.7	3.5	24.3	7.8	5.5	43.5	53.1	413.5
水 库 水 损	5.6	5.6	5.6	5.7	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	67.3
灌 溉 用 水	26.9		34.3	35.7	60.3	75.4	46.1	16.5	9.1	1.0	8.4	22.9	336.6
+		106.8	13.3					2.2			29.5	24.6	
-	0.9			6.4	29.0	74.3	48.2		6.9	1.1			
库 容	43.6	150.4	163.7	157.3	128.3	54.0	5.8	8.0	1.1	0	0	0	

表 1-4 中计得 6 月的库容 163.7 万米<sup>3</sup>，为全年各月中的最大值，即为灌溉库容。

总库容 = 死库容 + 灌溉库容 + 调洪库容

表 1-4 内计算说明：

①来水量是水库集雨面积乘表 1-2 各月的径流量。

②水库水损按灌区总水量的 20% 计，以十二个月平均分配。

③灌溉用水是以年灌溉总用水量乘表 1-3 中各月分配百分数，得各月灌溉用水量。

④来水量大于灌溉用水加水库水损为“+”号，即余水。

⑤来水量小于灌溉用水加水库水损为“-”号，即缺水。



表 1-7

单位: 万米<sup>3</sup>

月 份	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	全 年
分配百分数	7.7	27.2	12.8	8.4	8.9	1.6	0.9	5.9	1.9	1.3	10.5	12.9	100
径 流	35.5	125.3	59.1	38.9	41.1	7.4	4.2	27.2	8.8	6.0	48.5	59.5	461.5

表 1-8

单位: 万米<sup>3</sup>

月 份	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	全 年
来 水 量	35.5	125.3	59.1	38.9	41.1	7.4	4.2	27.2	8.8	6.0	48.5	59.5	461.5
水库水损	6.4	6.5	6.5	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	76.9
灌溉用水	30.8		39.2	40.8	68.8	86.1	52.7	18.8	10.4	1.2	9.6	26.2	384.6
+		118.9	13.4					2.0			32.5	26.9	193.7
-	1.7			8.3	34.1	85.1	54.9		8.0	1.6			193.7
库 容	57.7	176.6	190.0	181.7	147.6	62.5	7.6	9.6	1.6	0	32.5	59.4	

表 1-8 是采用逆时序法计算的。计算时应以第一个缺水月（本表为 1 月份）作为计算开始月，开始月的库容为零。

年调节库容  $V_{\text{年}} = 190.0$  万米<sup>3</sup>

第二步：计算多年调节库容

年用水量 = 灌溉用水 + 水库水损

即  $q = q_{\text{灌}} + S = 384.6 + 76.9 = 461.5$  万米<sup>3</sup>

多年平均径流量 = 集雨面积  $\times$  多年平均径流深

即  $\bar{Q} = 5 \times 1273 \times 1000 = 636.5$  万米<sup>3</sup>

调节系数 =  $\frac{\text{年用水量}}{\text{多年平均径流量}}$

即  $\alpha = \frac{q}{\bar{Q}} = \frac{461.5}{636.5} = 0.725$

根据年径流变差系数  $C_{\text{VY}} = 0.29$ ，保证率  $P = 90\%$  调节系数  $\alpha = 0.725$  得库容系数  $\beta = 0.09$

多年调节库容： $V = \beta \bar{Q} = 0.09 \times 636.5 = 57.3$  万米<sup>3</sup>

所需灌溉库容： $V = V_{\text{年}} + V_{\text{多}} = 190.0 + 57.3 = 247.3$  万米<sup>3</sup>

### 5. 小型水库库容计算（调节系数法）

灌溉库容一般应根据来水量和用水量进行计算。对缺乏资料，无法进行库容调节计算的小型水库，可以采用调节系数法计算库容。

用调节系数法来计算库容，同样先要计算出要求设计保证率下的水库来水量和灌溉用水量，水库来水量和用水量的计算可参照本节来水量计算部分以及计算举例所介绍的方法进行计算。有了来水量和用水量，便可用下列公式来计算灌溉库容。

(1) 当来水量接近或小于用水量时，根据来水确定灌溉库容，用下式计算：

$$V_{\text{灌}} = \alpha Q_p$$

按下式计算来水量可能负担灌溉的面积（亩）：

$$A = \frac{Q_p \cdot n (1 - S)}{G}$$

(2) 当来水量大于用水量时，根据用水量确定灌溉库容，用下式计算：

$$V_{\text{灌}} = \frac{\alpha \cdot q_p}{(1 - S)}$$

式中  $V_{\text{灌}}$ ——灌溉库容（米<sup>3</sup>）

$Q_p$ ——某一设计保证率的水库年来水量（米<sup>3</sup>）

$q_p$ ——某一设计保证率的年灌溉用水量（米<sup>3</sup>）

$G$ ——灌溉净定额（米<sup>3</sup>/亩）

$n$ ——渠道有效利用系数，与渠道土质、长度、砌护条件等有关，一般按 0.7 左右考虑

$S$ ——水库水损百分数，缺乏资料时一般按 20% 考虑

$\alpha$ ——库容调节系数

水库运转的过程是一面来水，一面用水，边蓄边用，由水库进行调节；因此水库的库容没有必要和来水量或用水量同样大，而要打一个折扣，这个折扣叫做库容调节系数。一般来说，在雨量多、涨洪次数频繁的地区，库容调节系数可以小一些，在干旱地区，可以大一些；在有长流水的河道小一些，在有断流或只蓄洪水的地区可以大一些。对  $\alpha$  值的选用，在缺乏资料的情况下，可按  $\alpha = 0.5 \sim 0.7$  考虑。

究竟按来水量还是按用水量计算库容，则须对两者比较后才能确定。当用水量小于来水量时，一般应按用水量确定库容。来水量大于用水量不多时，亦可按来水设计。当来水量小于用水量时，按来水量设计，并要根据来水量规划灌溉面积，如灌区较大，水源不能满足农田用水要求，则应另找水源解决。

调节系数法计算库容举例：

（例）某小型水库集雨面积 1.5 平方公里，灌区面积 700 亩，设计保证率 90%，试计算灌溉库容。

解：1. 来水量计算：水库所在地多年雨量均值  $H = 1813$  毫米，多年径流均值  $\bar{h} = 1273$  毫米，年平均雨量变差系数  $C_{VX} = 0.19$ 。

根据  $C_{VX} = 0.19$ ， $C_s = 2C_V$  查皮尔逊 III 型曲线  $K_p$  值表得保证率 90% 时的  $K_p = 0.77$  设计年雨量  $H_p = K_p \bar{H} = 0.77 \times 1813 = 1396$  毫米

多年径流变差系数  $C_{VY} = \frac{\alpha C_{VX}}{\alpha^{0.6} + 0.06 \lg F}$



式中  $a = 1.3$ ,  $C_{VX} = 0.19$ ,  $\alpha = \frac{\bar{h}}{H} = \frac{1273}{1813} = 0.7$

$$\alpha^{0.6} = 0.7^{0.6} = 0.807 \quad \lg F = \lg 1.5 = 0.176$$

$$\text{代入公式 } C_{VY} = \frac{1.3 \times 0.19}{0.807 + 0.06 \times 0.176} = \frac{0.247}{0.8176} = 0.302$$

以  $C_{VY} = 0.302$ , 保证率  $P = 90\%$ , 查皮尔逊 III 型曲线表得  $K_p = 0.64$

设计年径流深  $h_p = k_p \bar{h} = 0.64 \times 1273 = 815$  毫米

设计年来水量  $Q_p = h_p F 1000 = 815 \times 1.5 \times 1000 = 122$  万米<sup>3</sup>

2. 用水量计算: 参考有关资料, 计算出灌溉保证率  $P = 90\%$ , 一年三熟灌溉毛定额为 1202 米<sup>3</sup>/亩

年灌溉用水量  $q_p = 700 \times 1202 = 84$  万米<sup>3</sup>

3. 库容计算: 从以上计算成果比较, 得来水大于用水, 故根据用水量确定灌溉库容。

按公式  $V_{\text{灌}} = \frac{\alpha q_p}{(1-S)}$  计算库容。

根据本地区雨量较多的情况, 采用  $\alpha = 0.5$ ;  $S = 20\%$  则  $V_{\text{灌}} = \frac{0.5 \times 84}{1-0.2} = 52.5$  万米<sup>3</sup>

〔例〕某小型水库灌溉面积 1100 亩, 其余计算数据与前例同, 试求灌溉库容。

解: 1. 来水量计算: 来水量计算见上一例, 设计年来水量  $Q_p = 122$  万米<sup>3</sup>

2. 用水量计算: 年灌溉总用水量  $q_p = 1100 \times 1202 = 132$  万米<sup>3</sup>

3. 库容计算: 来水量小于用水量, 故以来水量确定库容, 采用  $\alpha = 0.5$

$$V_{\text{灌}} = \alpha Q_p = 0.5 \times 122 = 61 \text{ 万米}^3$$

渠道有效利用系数  $n = 0.7$ , 水库水损  $S = 20\%$ , 灌溉净定额  $G = 903$  米<sup>3</sup>/亩

计算来水量可能负担的灌溉面积:

$$A = \frac{Q_p \cdot n (Q - S)}{G} = \frac{122 \times 0.7 (1 - 0.2)}{903} = 756 \text{ 亩}$$

原灌区面积 1100 亩, 用水量不足, 只能灌 756 亩, 尚有 344 亩须另找水源解决。

## 第二章 水库工程设计

小型水库工程技术设计主要包括坝、涵管、溢洪道三大部分，现分述如下。

### 第一节 坝型选择

小型水库工程中的坝，按建筑材料来分有：土坝，土石混合坝，圪工坝（包括浆砌石和混凝土坝）等多种。

坝型的选择主要是根据材料供应、地基情况、施工条件等，通过技术经济比较选定。

有一种或几种性质相近的不易透水的土料，如壤土、粘壤土等土料，且数量能满足需要的，则可采用均匀土质坝。

坝基不透水层较深时，只能清基到相对不透水层，用作筑坝的不透水土料少，透水土料多，那就可以做带有粘土铺盖的斜墙坝或心墙坝。

不透水性土料不多，如当地有大量的透水土料或砂石料，而不透水基础又埋置不深时，可采用心墙土坝或土石混合坝。

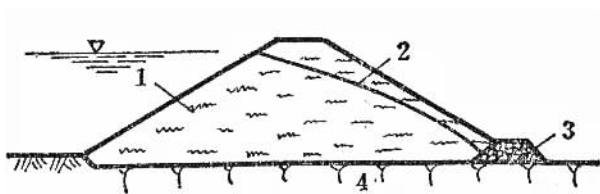
土料少，但当地有大量砂石料，且取给方便，但岩基坚实、河谷狭窄、开挖溢洪道困难；或因上游集雨面积大、截流后抢安全渡汛高程困难时，可采用圪工坝。并根据岩基地质情况选用浆砌石重力坝、浆砌石拱坝或圪工硬壳坝。以上几种坝型，除圪工坝可在坝顶溢流外，土坝一般不能在坝顶溢流。

#### 一、土坝

（一）均匀土质坝：用性质相同的土料建造的土坝叫均匀土质坝。土料以粘粒含量在 10~25% 的粘壤土为最好，粘粒含量达 50~60% 的重粘土不宜采用作筑坝土料，当含砂量过大（如超过 75%）时渗漏量大，也不适用作土料。

均匀土质坝应建在不透水的岩层或坚隔土层上。如地基上层是砂砾层，坝体中部应加建防渗齿墙直达岩基或透水性很小的坚隔土层。防渗齿墙底部厚度不小于 1 米，边坡 1:0.5~1:1.0（见图 2-1）。

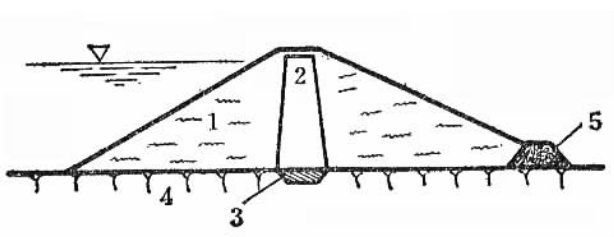
（二）粘土心墙坝：当透水性小的土料较少，但具有其他土料时，可把透水性小的粘性土料，置在坝体中部，并与地面以下的截水墙连成一体，构成了防渗的心墙，以减小渗漏量、降低浸润线。在心墙两侧用透水性较小的土料填筑。心墙上部的厚度不小于



1. 坝体 2. 坝横断面的浸润线  
3. 反滤坝址 4. 不透水基础

图 2-1 均匀土质坝

1 米，下部厚度不小于水头的  $\frac{1}{10} \sim \frac{1}{6}$ （见图 2-2）。



1. 坝体 2. 心墙 3. 截水墙  
4. 不透水基础 5. 反滤坝址

图 2-2 粘土心墙坝

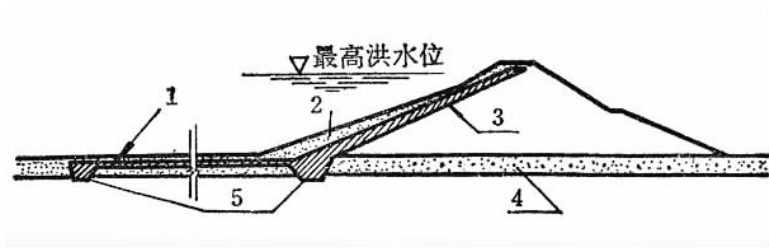
（三）粘土斜墙坝：粘土斜墙坝是一种与粘土心墙坝相似的坝型，不同的地方只不过是心墙坝的防渗墙设在坝体中间，而斜墙坝的防渗墙则设在接近迎水坡面罢了。当坝基透水层很深时，为避开开挖截水槽过深的困难，常采用这种带有粘土铺盖的斜墙坝。

斜墙和铺盖所用的土料为粘性较重渗水性较小的壤土。粘土斜墙应自上而下逐渐加厚。斜墙底部的厚度（垂直于坝坡）应不小于坝前水头的  $\frac{1}{10}$ ，并在任何情况下不小于 2 米。斜墙上部厚度不小于 1 米。

粘土铺盖的长度通常为正常水头的 4~6 倍。铺盖的厚度，上游端为 0.5~1.0 米，坝脚端为  $\frac{1}{10} \sim \frac{1}{6}$  水头（见图 2-3）。

## 二、土石混合坝

土石混合坝一般是在上游面设置粘性土料的防渗斜墙，下游部分采用堆石，斜墙与堆石之间设置反滤层。小型工程堆石体的上游坡度一般为 1:0.75~1:1.0，下游坡度为 1:1.2~1:1.4，堆石体要求孔隙率不大于 35%，斜墙与堆石间和堆石与基础间必须设置反滤层。由于堆石沉陷较大，因此斜墙与堆石间的反滤层要建得较厚，每层具体厚度及分层砂砾料粒径要求，可参阅表 2-1。要严格控制施工质量，铺设反滤层的堆石面应



1. 粘土铺盖 2. 透水土料保护层 3. 粘土斜墙  
4. 坝基强透水层 5. 截水槽（挖至弱透水层）

图 2-3 带铺盖的粘土斜墙坝

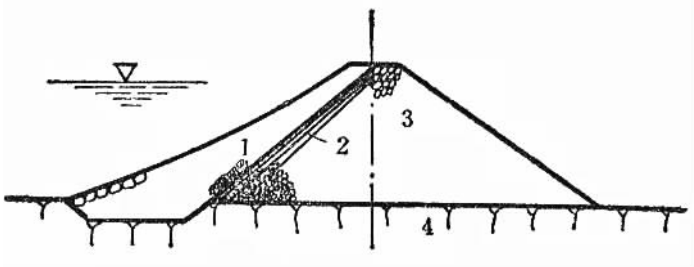
砌筑平整，干砌厚度 1.5~2.0 米（见图 2-4）。

表 2-1 土石混合坝反滤设备各层厚度表

单位：米

坝高（米）		7	9	11	13	15	17	19	21	23	25
		8	10	12	14	16	18	20	22	24	
反滤层部分	第一层粗砂粒径 2 毫米以下	顶部 0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
	底部	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.5	2.8
第二层小砾石粒径 3~10 毫米	顶部	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
	底部	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7
第三层小卵石粒径 10~15 毫米	顶部	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
	底部	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7

注：以上均指滤水层顶部和底部在水平方向的厚度。

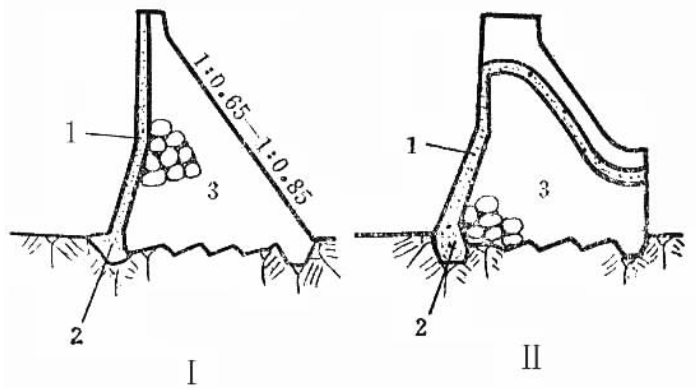


1. 粘土斜墙 2. 反滤层 3. 堆石 4. 不透水地基

图 2-4 土石混合坝

### 三、浆砌石重力坝

河谷较狭，河床和两岸岩石坚硬，土料缺乏，砂石料开采方便的地区，可以修建浆砌石重力坝。坝身主体部分用水泥浆砌块石建成，上游挡水面浇筑混凝土防渗板防渗，溢流面部分采用混凝土护面，以抵抗高速水流的冲刷。一般的坝体断面如图 2-5。



I. 非溢流坝断面 II. 溢流坝断面

1. 混凝土防渗板，厚度为  $\frac{1}{20} \sim \frac{1}{30}$  水头，混凝土标号大于 150 号
2. 防渗齿墙 3. 浆砌石坝体

图 2-5 浆砌石重力坝

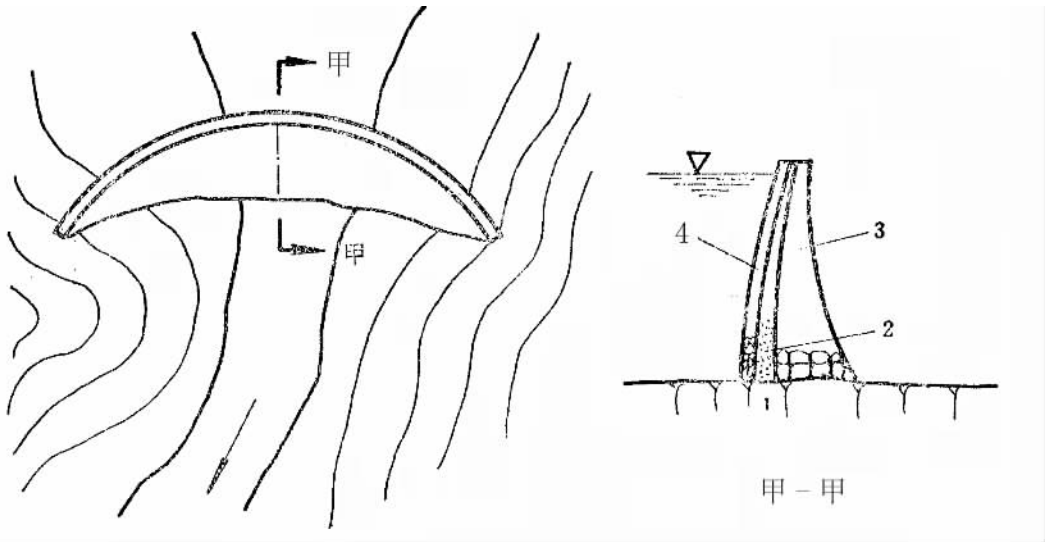
### 四、浆砌石拱坝

拱坝的优点是体积小，工程量少，造价低。由于它的大部分水平荷载通过拱的作用传到两岸支承拱端的岩基上，所以要求地基及两岸岩石（特别是两岸岩石）坚固、耐风化、整体性好、透水性小。理想的拱坝坝址为河谷狭窄、两岸对称、河谷断面接近三角形，两岸等高线逐渐向下游收敛或成漏斗形的地带。其坝型如图 2-6 所示。一般在河谷宽度  $L$  与坝高  $H$  的比值  $\frac{L}{H} = 1.5 \sim 2.0$  时，适宜建拱坝； $\frac{L}{H} = 3.0 \sim 3.5$  时，适宜建重力拱坝。浆砌石拱坝可在靠近拱坝上游面的部位浇筑混凝土墙防渗。

### 五、圬工硬壳坝

在适于建造浆砌石重力坝的地区，计划坝高小于 25 米时，可以修建圬工硬壳坝。圬工硬壳坝的造价比浆砌石重力坝的造价低，可节省大量水泥。

硬壳坝的结构型式如图 2-7。这种坝的结构特点就是利用硬壳内包的干砌石或堆



1. 坚硬完整的岩石基础 2. 防渗混凝土墙 3. 浆砌石坝体 4. 浆砌石坝面

图 2-6 浆砌石拱坝

石来代替重力坝中部低应力区的浆砌块石坝体作为坝身自重，外面包以浆砌块石、混凝土或钢筋混凝土的硬壳，来解决防渗、防冲问题，并共同承受外力。坝体内用干砌石或堆石代替浆砌石，使重力坝的渗透压力大大减小，有利于坝的抗滑稳定。

实践证明，坝体内的浆砌石隔墙对硬壳起着十分重要的支撑作用，隔墙间距一般为 6~10 米，墙厚 1.5~3 米。针对浆砌石抗压能力强，抗拉能力弱的特点，下游硬壳与隔墙的连接可作成连拱式（外平内拱），使外壳避免因自重和外水压力的作用而产生较大的拉应力，以保证安全。上游硬壳可看成是支承于隔墙连续板。上游坝面须设混凝土防渗墙，以防坝体渗漏。在上游坝脚可建混凝土齿墙直插进新鲜完整的基岩，以加强坝体与基础之间的防渗作用。

## 第二节 土坝设计

### 一、土料性能

土料的性能及其类别和颗粒的大小密切相关。设计土坝时，要先将土坝的基础和筑坝的土料进行物理性质试验，取得土料的凝聚力、内摩擦角、抗剪强度、孔隙比、容重、含水量和渗透系数等方面的数据，作为土坝设计的依据。但是，由于土壤试验设备的限制，规模较小的工程，多未能进行土壤试验。因此，在一般情况下，设计时可结合详细勘察和搜集到的有关资料，参考土壤的野外分类和表 2-2、表 2-3 所列的土壤基



表 2-2 土壤基本性能表

土壤名称	内摩擦角 (度)	摩擦系数	凝聚力 (公斤/厘米 <sup>2</sup> )	附 注
粘土 (包括重粘土和粘土)	11~20	0.20~0.35	0~3.0	能抵抗冲刷, 受压时收缩沉降。
壤土 (包括重壤土、中壤土、轻壤土)	20~24	0.35~0.45	0~1.0	不易冲刷, 受压时收缩沉降。
	22~24	0.40~0.45	0~0.5	
砂壤土 (包括重砂、轻砂壤土)	24~27	0.45~0.50	0~0.1	易受冲刷、弹性大, 受压收缩、无压时易复原状。
细 砂	27~31	0.50~0.60		极易冲刷、弹性大, 不易压缩, 孔隙灌满水时能承受大的压力。
中 等 砂	29~33	0.55~0.65		
粗 砂	31~35	0.60~0.70		

表 2-3 各种土壤渗透系数近似值资料

土壤名称	渗透系数 K			
	最大值 (厘米/秒)	最小值 (厘米/秒)	平均值 (厘米/秒)	平均值 (米/日)
粘 土	0.000001	0.0000004	0.0000005	0.00043
壤 土 { 重壤土 中壤土	0.0000025	0.0000014	0.000001	0.0017
	0.000006	0.000003	0.000005	0.0043
粉砂壤土	0.00005	0.00001	0.00004	0.035
砂壤土 { 重砂壤土 轻砂壤土	0.00007	0.00003	0.00006	0.052
	0.002	0.00005	0.0002	0.17
细 砂	0.005	0.0003	0.003	2.00
细及粗砂	0.05	0.005	0.02	17.00

## 二、土料选择的基本条件

筑坝土料, 要求具备足够的不透水性和稳定性, 砂性粘土和壤土大部分都能满足要求。土料含砂量以在 50~70% 之间, 含粘土量在 30~50% 之间为好。粘壤土的含砂量如增加到 75% 以上时, 渗透量就会显著地增加, 不宜采用。最好是含 25% 左右的粘土、含 75% 左右的砂土, 这样的土料最适宜于做筑坝的材料。纯粘土的透水性虽小, 但干燥后容易龟裂, 湿润时又容易滑陷, 稳定性较差, 不是筑坝的好土料。淤泥沉陷量大, 固结时间长, 又容易滑坡, 不容易稳定, 不宜用以筑坝。另外, 土料中不应夹杂着大量的风化石和有机物质, 以免在坝体内形成渗流通道和引起坝体显著变形, 影响土坝的安全。



### 三、土坝设计的安全要求

- (一) 土坝顶要有一定的超高，不允许有漫顶的危险。
- (二) 坝体内的浸润线，应位于坝的下游坡面以内。
- (三) 坝体的上下游坝坡，在任何情况下，都能够稳定，不会发生滑坡危险。
- (四) 坝体的上游坡面能抗御风浪冲击；下游坡面能防御雨水侵蚀。
- (五) 坝体使坝基产生的剪应力，应远小于坝基材料的抗剪强度。
- (六) 流经坝身或坝基的渗流不会引起管涌或流土危险。

### 四、土坝断面尺寸的设计

(一) 坝顶宽度：土坝坝顶宽度，随着不同的坝高有不同的要求，坝顶不作主要交通道路时，也要考虑防汛抢险的需要，可参考表 2-4 尺寸选定。

表 2-4 坝顶宽度尺寸参考表

坝 高 (米)	6 以下	6 ~ 10	11 ~ 20	21 ~ 30
顶 宽 (米)	2.0	2.6	3.0 ~ 3.5	4.0

(二) 坝顶高度的决定：坝顶高度必须高出库内最高的校核洪水位以及可能发生的最大波浪高度，并考虑加上必要的安全超高。即：

$$H = H_1 + H_2 + H_3 + H_4$$

式中  $H$ ——土坝全高度 (米)

$H_1$ ——坝基至溢洪底高度 (米)

$H_2$ ——最大溢流水深 (米)

$H_3$ ——波浪爬升高度 (米)；可按下列经验公式计算

$$H_3 = 0.067 \cdot \frac{1}{m} \cdot K \cdot \sqrt[4]{V^5 \cdot \sqrt{L}}$$

式中  $m$ ——土坝迎水坡坡率，如 1:3 的坝坡，则  $m = 3$

$K$ ——迎水坝坡糙率，块石护坡， $K = 0.8$ ，光滑的铺石、混凝土板， $K = 1.0$

$V$ ——风速 (米/秒) 从表 2-5 查取

$L$ ——水面扩展长度 (公里)

上式计算比较繁复，现将其计算成果列于表 2-6，供查用。

进行工程设计时，采用当地历史上曾出现的最大风速作为设计依据，在校核情况时，则采用设计风级的下一级的风速平均值。

$H_4$ ——为了防止设计资料不够准确和保证坝顶高出最高洪水位一定的高度，应根据土坝的重要程度而增加的安全超高。四、五级工程土坝的安全超高，

正常运用可采用 0.4 米，非常运用可采用 0.3 米

表 2-5 风力等级表

风 级	风速 V (米/秒)	风名	吹 风 现 象
0	0—0.2	无风	静烟直上。
1	0.3—1.5	软风	烟能表示风向，但风向标不能转动。
2	1.6—3.3	轻风	人面感觉有风，树叶微响，风向标能转动。
3	3.4—5.4	微风	树枝及微枝摇动不息，旗帜展开。
4	5.5—7.9	和风	能吹走地面灰尘和纸，树的小枝摇动。
5	8.0—10.7	清风	有叶的小树摆动，内陆的水面有小波。
6	10.8—13.8	强风	大树枝摇动，电线呼呼作声，举伞困难。
7	13.9—17.1	疾风	全树摇动，大枝弯曲，迎风行走不便。
8	17.2—20.7	大风	可折毁树枝，人向前行感觉阻力甚大。
9	20.8—24.4	烈风	烟囱及平屋顶受到破坏，小屋受破坏。
10	24.5—28.4	狂风	陆上不常见。拔起树木，吹毁建筑物。
11	28.5—32.5	暴风	陆上少见。有重大毁损。
12	大于 32.6	飓风	陆上绝少。其毁坏力极大。

表 2-6 风浪爬升高度表

(光滑的铺石、混凝土板  $K = 1.0$  时)

单位：米

迎水面 坝坡	风级	风 速 (米/秒)	水 面 扩 展 长 度 L (公里)											
			0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0
1:1.5	6	13.8	0.70	0.80	1.00	1.10	1.20	1.25	1.30	1.40	1.45	1.50	1.60	1.70
	7	17.1	0.90	1.15	1.30	1.45	1.55	1.65	1.70	1.80	1.85	1.95	2.10	2.20
	8	20.7	1.15	1.45	1.65	1.80	1.85	2.10	2.20	2.30	2.40	2.45	2.65	2.85
	9	24.4	1.40	1.75	2.00	2.25	2.40	2.55	2.70	2.80	2.90	3.00	3.25	3.45
	10	28.4	1.70	2.15	2.45	2.70	2.90	3.00	3.25	3.40	3.55	3.65	3.95	4.20
1:2.0	6	13.8	0.50	0.65	0.75	0.80	0.90	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.30
	7	17.1	0.70	0.85	0.95	1.05	1.15	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.55	1.65
	8	20.7	0.85	1.10	1.30	1.35	1.45	1.55	1.65	1.70	1.80	1.85	2.00	2.10
	9	24.4	1.05	1.30	1.50	1.65	1.80	1.90	2.00	2.10	2.20	2.25	2.45	2.60
	10	28.4	1.30	1.60	1.85	2.05	2.20	2.30	2.45	2.55	2.65	2.75	2.95	3.15
1:2.5	6	13.8	0.40	0.50	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.85	0.90	0.95	1.00
	7	17.1	0.55	0.70	0.80	0.85	0.90	1.00	1.00	1.10	1.10	1.15	1.25	1.35
	8	20.7	0.70	0.85	1.00	1.10	1.15	1.25	1.30	1.35	1.45	1.50	1.60	1.75
	9	24.4	0.85	1.05	1.20	1.35	1.45	1.55	1.60	1.70	1.75	1.80	1.95	2.10
	10	28.4	1.00	1.30	1.45	1.60	1.75	1.85	1.95	2.05	2.10	2.20	2.35	2.50

续表

迎水面坝坡	风级	风速 (米/秒)	水面扩展长度 L (公里)											
			0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0
1:1.5	6	13.8	0.55	0.70	0.80	0.90	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.30	1.35
	7	17.1	0.75	0.90	1.05	1.15	1.30	1.30	1.40	1.45	1.50	1.55	1.70	1.80
	8	20.7	0.90	1.15	1.35	1.45	1.60	1.70	1.75	1.85	1.90	2.00	2.15	2.25
	9	24.4	1.15	1.40	1.60	1.80	1.95	2.05	2.15	2.25	2.35	2.45	2.60	2.80
	10	28.4	1.35	1.70	1.95	2.20	2.35	2.45	2.60	2.70	2.85	2.95	3.20	3.40
1:2.0	6	13.8	0.40	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.85	0.90	0.95	1.05
	7	17.1	0.55	0.70	0.80	0.85	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15	1.15	1.25	1.35
	8	20.7	0.70	0.85	1.00	1.10	1.20	1.25	1.30	1.40	1.45	1.50	1.60	1.70
	9	24.4	0.85	1.15	1.20	1.40	1.45	1.55	1.65	1.70	1.75	1.80	1.95	2.10
	10	28.4	1.25	1.30	1.50	1.65	1.75	1.85	1.95	2.05	2.15	2.20	2.40	2.50
1:2.5	6	13.8	0.35	0.40	0.50	0.55	0.55	0.60	0.65	0.65	0.70	0.70	0.75	0.85
	7	17.1	0.45	0.55	0.60	0.70	0.75	0.80	0.85	0.85	0.90	0.95	1.00	1.10
	8	20.7	0.55	0.70	0.80	0.90	0.95	1.00	1.05	1.10	1.10	1.20	1.30	1.35
	9	24.4	0.70	0.85	1.00	1.10	1.15	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.55	1.70
	10	28.4	0.80	1.05	1.20	1.30	1.40	1.50	1.55	1.65	1.70	1.80	1.90	2.05

(三) 土坝坡度的确定: 坝的迎水坡和背水坡的坡度, 应根据不同的坝高和筑坝土料来确定。

高度超过 10 米的土坝, 在背水坡每隔 7~10 米设一平台, 平台宽 1.5~2.0 米, 并在坝坡边缘开一条截水沟, 把水截向两边, 经山坡截水沟排出坝外, 以保护坝坡不受雨水冲刷。截水沟宜采用浆砌石衬砌。坝高超过 10 米的土坝, 可以按不同的高度选用不同的坝坡坡度。

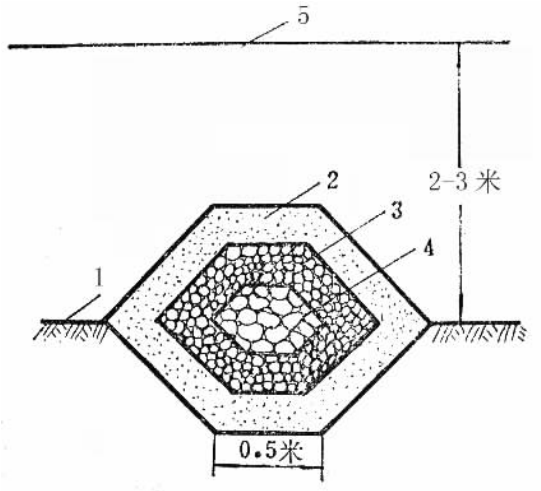
均匀土质坝一般坝高在 15 米以下时, 可参考表 2-7 的数字选用坝坡。当坝比较高时可参考该表作为初定尺寸, 再通过坝坡稳定分析决定。

表 2-7 均匀土质坝坝坡坡率及棱柱体排水设备尺寸参考表

坝高 (米)	坝顶宽度 (米)	迎水坡			背水坡			棱柱体高度 (米)
		第一级	第二级	第三级	第一级	第二级	第三级	
6~10	2.5	1:2.25			1:2.25			1.5~2.0
11~15	3.0	1:2.0	1:2.5		1:2.0	1:2.25		2.5~3.2
16~20	3.5	1:2.0	1:2.75		1:2.0	1:2.5		3.4~4.0
21~25	4.0	1:2.25	1:2.75	1:3.25	1:2.0	1:2.5	1:3.0	4.2~5.0

(四) 土坝与山坡的接合: 土坝与山坡如果接合不好, 水库完成后, 往往会沿两边山坡漏水, 影响工程安全。土坝施工时, 除将两边山坡与土坝接合部分的表土树根彻底清除外, 还应在坝体中段的山坡上开挖接合槽 2~3 条, 槽底宽 1~2 米, 槽的深度, 在坝顶处最小为 0.7 米; 在坝底处最少为 1.5 米。槽的边坡一般为 1:1。槽内填土和土坝填土同时水平上升, 逐层夯打结实, 特别要注意质量。

为了防止库水从土坝与山坡接合缝处渗进坝体，对土坝起破坏作用，应在土坝背水坡和山坡接合的地方，设置反滤导渗沟一条，从坝顶以下 1.5 米处开始，接到坝脚反滤层的内边，使渗水通过反滤层安全排出坝外。反滤导渗沟应放置在山坡实土和土坝填土接合处。其横断面如图 2-8 所示。



1. 山坡实土 2. 粗砂 20 厘米 3. 碎石 20 厘米  
4. 块石或卵石 5. 坝外坡坡面

图 2-8 反滤导渗沟断面图

土坝的内外坡和山坡交接的地方，还应设置一条截水沟，以便将山坡雨水截引至坝下，以免冲刷坝坡。截水沟的断面应视两岸山坡的集雨面积大小而定。大概可在 0.3 ~ 0.6 米深，0.5 ~ 0.8 米宽的范围内选用。并要用砖石浆砌。为了防止断裂，不应放在新填土上，以放置在坝坡和山坡交接处的原生实土上为宜。

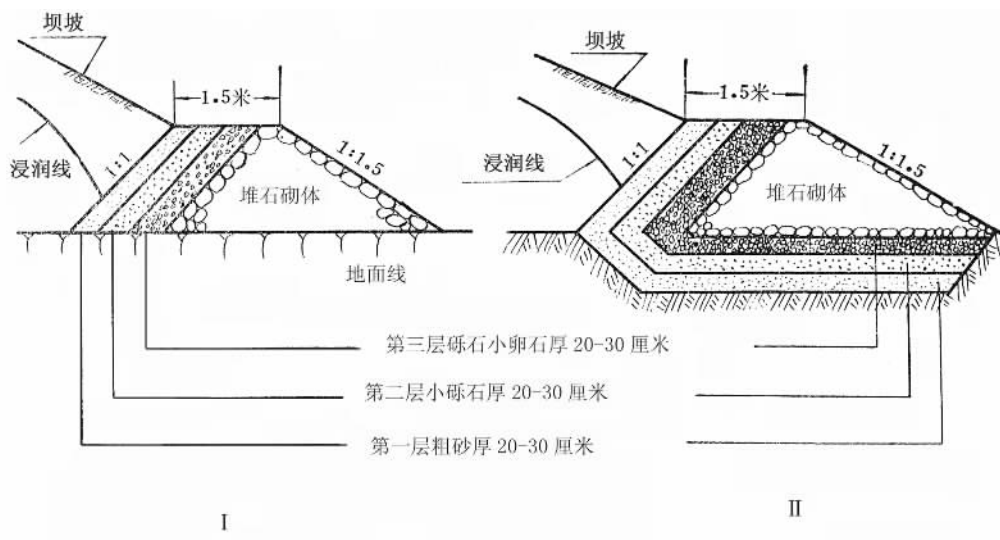
## 五、排水设备

排水设备的作用在于把坝体和坝基的渗水安全地导出坝外，降低浸润线，防止渗透水在下游坡面逸出，增加下游坡的稳定。

小型土坝工程常用的排水设备有棱柱体式和斜卧式两种。

(一) 棱柱体式：具有优良的排水效果，能显著降低浸润线高度，增加背水坡稳定性，棱柱体内坡坡度采用 1:1、外坡采用 1:1.5，顶宽采用 1 ~ 1.5 米（见图 2-9）。

当下游无水时棱柱体排水设备高度见表 2-8；当下游有水时，排水体高度除按表 2-8 要求外，还应高出下游最高水位 1.0 米。



I. 岩石基础 II. 土质基础  
图 2-9 棱柱体式排水设备图

表 2-8 下游无水时棱柱体排水设备高度表

单位：米

坝高(米) 坝型	7~8	9~10	11~12	13~14	15~16	17~18	19~20	21	22	23	24	25
均匀土质坝	1.5	1.8	2.5	3.0	3.4	3.8	4.0	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0
粘土心墙坝	1.0	1.0	1.2	1.2	1.4	1.4	1.6	1.6	1.8	1.8	2.0	2.0
粘土斜墙坝	1.0	1.0	1.2	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.0	2.2	2.5	2.5

(二) 斜卧式：10 米以下的矮坝，由于砂石料备办困难，施工期紧迫，一时未做排水设备，水库蓄水后如出逸点高，有渗水现象时，可加做斜卧式排水设备，其高度可根据具体情况决定（其结构见图 2-10）。

## 六、护坡

土坝迎水坡一般采用干砌石护坡，以防止库内风浪冲刷及水位变动的影晌。背水坡通常铺以草皮，防止雨水径流集中造成对坝面土料的冲刷。

(一) 块石护坡：用厚 20 至 40 厘米的块石或大卵石干砌铺护，底部铺以 15 至 20 厘米厚的砂砾石垫层；护砌范围为水位经常变动部位，一般从死水位以下 1.5 米起砌筑至坝顶。

(二) 草皮护坡：草皮厚 10~15 厘米，用竹钉固定。草皮块与块间的接缝，最好不

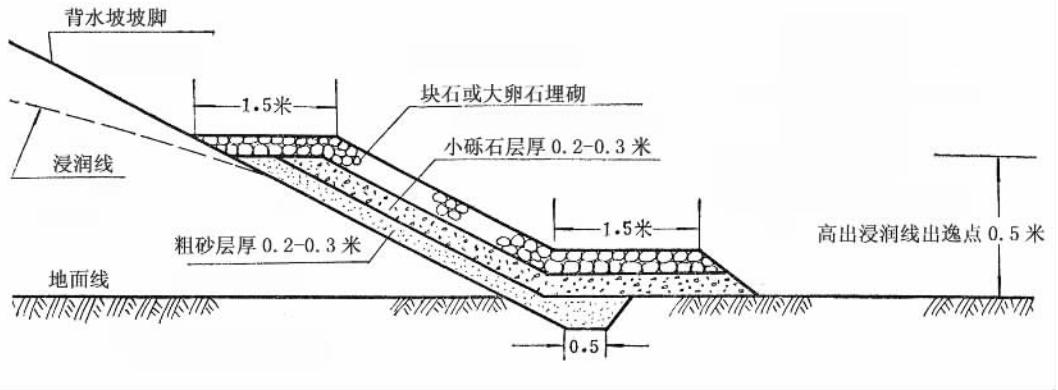


图 2-10 斜卧式排水设备

留缝隙，以防雨水沿缝隙冲蚀坝坡。

## 七、土坝的渗透计算和稳定分析

### (一) 土坝的渗透计算

渗透计算通常采用近似的方法求解，现将土坝的渗透计算方法分述如下：

1. 不透水地基上设有排水设备的均匀土质坝计算（见图 2-12）。

当下游无水时，取  $\epsilon$  接近于 0.4，座标原点位于浸润线进入排水设备而落于坝底的交点上，其与排水设备起点的距离为  $l = 0.5h_0$ ，约等于  $(0.05 \sim 0.06) H$ ， $H$  为坝前水深。渗透流量可由下式求得：

$$\frac{q}{k} = \frac{H^2}{2L} = h_0$$

式中  $q$ ——渗透流量（米<sup>3</sup>/日）

$k$ ——渗透系数

$H$ ——坝前水深（米）

$L$ ——如图 2-11，由  $\epsilon$  值确定， $\epsilon$  值选用 0.3~0.4（上游坡度越陡，则  $\epsilon$  越小），均匀土质坝取  $\epsilon = 0.4$

浸润线的位置可用下式求得：

$$y^2 = \frac{H^2}{L} X$$

当下游有水时，则  $OX$  轴位于下游水面上：

$$l \approx (0.05 \sim 0.06) H$$

$$\frac{q}{k} = \frac{H^2 - h_0^2}{2L}$$

$$y^2 = \frac{(H - h_0)^2}{L} X$$

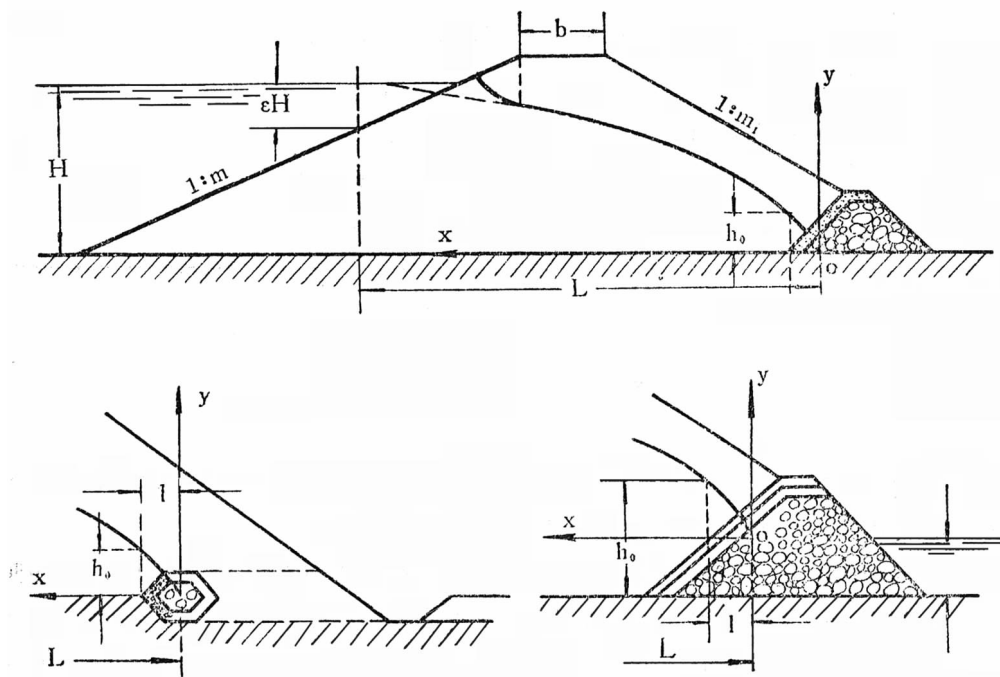


图 2-11 有排水设备的坝的渗透计算示意图

(例) 某均质土坝,  $b=4$  米,  $H=10$  米,  $m=3$ ,  $m_1=2$ ,  $K=0.4$  米/日, 下游无水。计算每米坝长渗透流量及浸润线坐标值。

解:  $\epsilon H = 0.4 \times 10 = 4$  米,  
 $l = 0.05H = 0.05 \times 10 = 0.5$  米,

$L$  由图上量得为 30 米, 由式  $h_0 = \frac{H^2}{2L}$  得:

$$h_0 = \frac{10^2}{2 \times 30} = 1.6 \text{ 米。}$$

浸润线方程式:

$$y = \sqrt{\frac{H^2}{L} x} = \sqrt{\frac{10^2}{30} x} = 1.82 \sqrt{x}$$

x (米)	5	10	15	20	25
y (米)	4	5.75	7.04	8.15	9.10

计算浸润线各点坐标如上表, 并点绘浸润线如图 2-11。

每米坝长的渗透流量  $q = K \cdot h_0 = 0.4 \times 1.6 = 0.64$  (米<sup>3</sup>/日)。

2. 有限深度透水地基上的均匀土质坝计算。

简单的计算方法是将坝体的渗透流量与地基的渗透流量分别进行计算，然后叠加。坝体的渗透流量  $q_1$  及浸润线计算与不透水地基上的相同，透水地基的渗透流量  $q_2$  按下式计算：

$$q_2 = K_1 \frac{H}{nL} T$$

式中  $K_1$ ——地基土壤的渗透系数（米/日）

$L$ ——坝底宽（米）

$T$ ——透水地基的深度（米）

$n$ ——系数，与  $\frac{L}{T}$  比值有关（如表 2-9）

表 2-9 系数  $n$  值表

L/T	20	5	4	3	2	1
n	1.15	1.18	1.23	1.30	1.44	1.87

$$q = q_1 + q_2$$

3. 透水地基下游无水时，具有斜墙、铺盖及排水设备的土坝计算。

计算时将渗过斜墙和铺盖的渗流与透水坝基相比较，认为是可以略去不计的，也即认为斜墙和铺盖是不透水的，计算步骤如下（参阅图 2-12）。

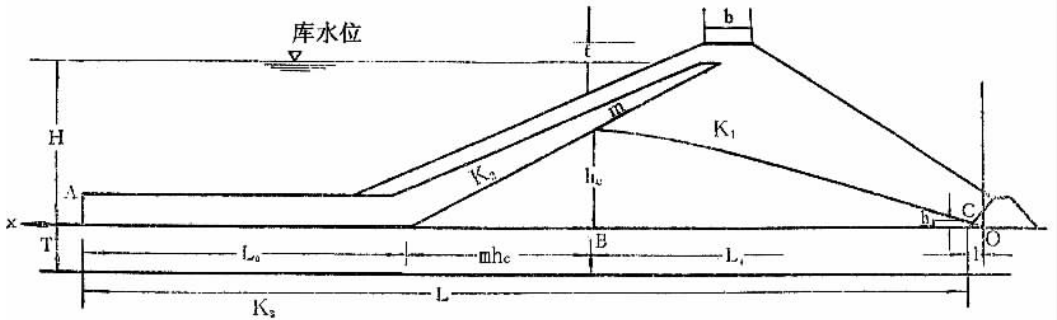


图 2-12 透水地基下游无水时，具有斜墙、铺盖及排水设备的土坝渗透计算示意图

由铺盖起点  $A$  至浸润线始点  $B$  的渗透流量  $q_1$ ，用下式计算：

$$q_1 = K_2 \frac{T (H - h_c)}{n (L_0 + mh_c)}$$

式中  $n$ ——改正系数，按表 2-9 选用，以  $2 (L_0 + mh_c)$  代替  $L$ ，或以  $(L_0 + mh_c + L_1)$  代替  $L$ 。

由  $B$  至排水设备起点  $C$  的渗透流量  $q_2$ ，用下式计算：



$$q_2 = K_3 \frac{h_e}{L_1} \left[ T + \frac{(h_e + h_1)}{2} \cdot \frac{K_1}{K_3} \right]$$

式中  $h_e$ ——浸润线与斜墙下游面交点的纵坐标 (米)

$L_1$ ——浸润线与斜墙下游面交点至排水设备起点的水平距离 (米)

$T$ ——透水地基深度 (米)

$h_1$ ——浸润线与排水设备起点的铅直线交点的纵坐标 (米)

$K_1$ ——坝体土壤的渗透系数 (米/日)

$K_3$ ——坝基土壤的渗透系数 (米/日)

计算时可使  $q_1 = q_2$ , 假设  $h_e$  进行试算, 浸润线各点坐标值由式  $y^2 = 2h_1 X$  求得。

(例)  $b = 4$  米,  $m = 2.5$ ,  $m_1 = 2$ ,  $H = 10$  米,  $t = 2$  米,  $T = 7$  米,  $K_1 = K_3 = 1.5$  米/日, 铺盖长  $L_0 = 4H = 40$  米。计算每米坝长的渗透流量及坝体浸润线。

解: 设  $h_e = 3.5$  米。

$$2(L_0 + mh_e) = 2(40 + 2.5 \times 3.5) = 97.5 \text{ 米}$$

$$\text{由 } \frac{2(L_0 + mh_e)}{T} = \frac{97.5}{7} = 13.9 \text{ 查表 2-9 得 } n = 1.16.$$

$h_e = 3.5$  米, 由图 2-12 得  $L_1 = 37.4$  米

$$\begin{aligned} \text{则 } h_1 &= \sqrt{h_e^2 + L_1^2} - L_1 \\ &= \sqrt{3.5^2 + 37.4^2} - 37.4 \\ &= 0.16 \text{ 米} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{故 } q_1 &= K_3 \frac{T}{n} \left( \frac{H - h_e}{L_0 + mh_e} \right) \\ &= 1.5 \times \frac{7}{1.16} \left( \frac{10 - 3.5}{40 + 2.5 \times 3.5} \right) \\ &= 1.21 \text{ (米}^3\text{/日)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_2 &= K_3 \frac{h_e}{L_1} \left( T + \frac{h_e + h_1}{2} \cdot \frac{K_1}{K_3} \right) \\ &= 1.5 \times \frac{3.5}{37.4} \left( 7 + \frac{3.6 + 0.16}{2} \times 1 \right) \\ &= 1.24 \text{ (米}^3\text{/日)} \end{aligned}$$

$$q_1 \approx q_2 = 1.2 \text{ (米}^3\text{/日)}$$

由  $y = \sqrt{2h_1 x} = \sqrt{2 \times 0.16x} = 0.56\sqrt{x}$ , 计算浸润线数据如下:

x (米)	5	10	15	20	25	30	35
y (米)	1.25	1.77	2.17	2.51	2.56	3.08	3.32

可以看出, 此种坝型的渗透计算比较繁杂, 为简化起见, 假定斜墙后坝体渗透系数与坝基渗透系数相等, 即  $K_1 = K_3 = K$ , 令  $\alpha = \frac{(L + L_0)\pi}{4T}$ , 我们绘制了一条  $n = f(\alpha)$  的

关系曲线（见图 2-13）。计算时由  $\alpha = \frac{(L+L_0)}{4T} \pi$ ，在曲线上找出相应的  $n$  值，然后按

式  $q = \frac{KH}{2} n$  求出渗流量， $q = q_1 = q_2$ 。

式中  $L_0$ ——铺盖长（米）

$L$ ——铺盖末端至排水起点的距离（米）

$T$ ——地基透水层厚度（米）

$K$ ——坝体与坝基的渗透系数（米/日）

$H$ ——上游水位（米）

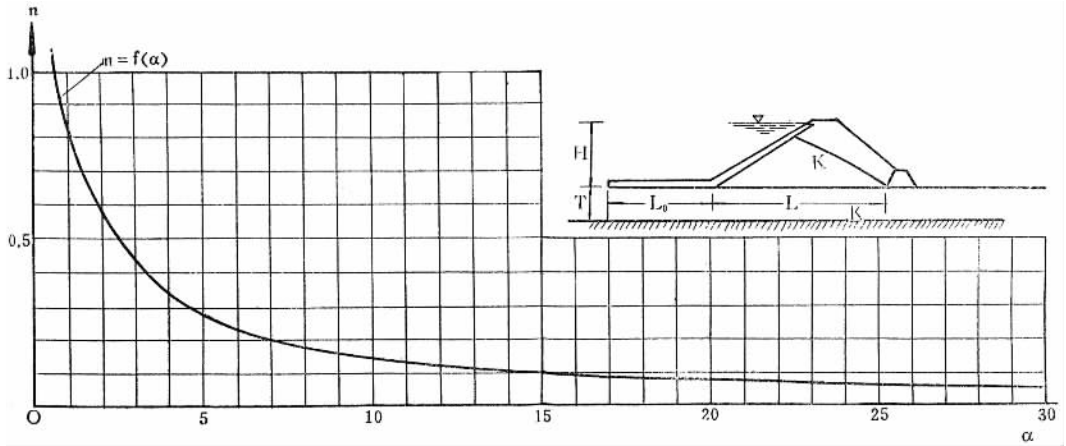


图 2-13  $n = f(\alpha)$  关系曲线图

### （二）坝坡的稳定分析

在初步拟定了土坝的断面尺寸并进行渗透计算以后，应对土坝边坡的稳定性加以校核。

现将小型水库土坝稳定分析常用的滑动圆弧法简介如下：

假定坝坡沿圆弧面 ACB 发生破坏（图 2-14），那么，边坡抗滑稳定性可由下式计算：

$$K = \frac{\sum N \operatorname{tg} \phi + \sum C L}{\sum T} = \frac{b \sum Q \cos \alpha + \sum C L}{b \sum Q \sin \alpha}$$

式中  $K$ ——坝坡稳定安全系数，4 级工程设计为 1.2，校核为 1.05，5 级工程设计为 1.15，校核为 1.05

$N$ ——土条重量对滑弧的法向分力（吨）

$$N = Q \cos \alpha \text{（抗滑力）}$$

$Q$ ：各土条作用在每一平方米滑弧上的重量

$\alpha$ ：各土条中间处的滑弧切线与水平线的交角（参阅图 2-15）



表 2-10 最危险滑弧中心分布范围的半径和  $\beta_1$ 、 $\beta_2$  值

边 坡	1:1	1:1.5	1:2	1:3	1:4	1:5
$\beta_1$	28°	26°	25°	25°	25°	25°
$\beta_2$	37°	35°	35°	35°	36°	37°
半径 $R_1$	0.75H		0.75H	1.0H	1.5H	2.2H
半径 $R_2$	1.5H		1.75H	2.3H	3.75H	4.8H

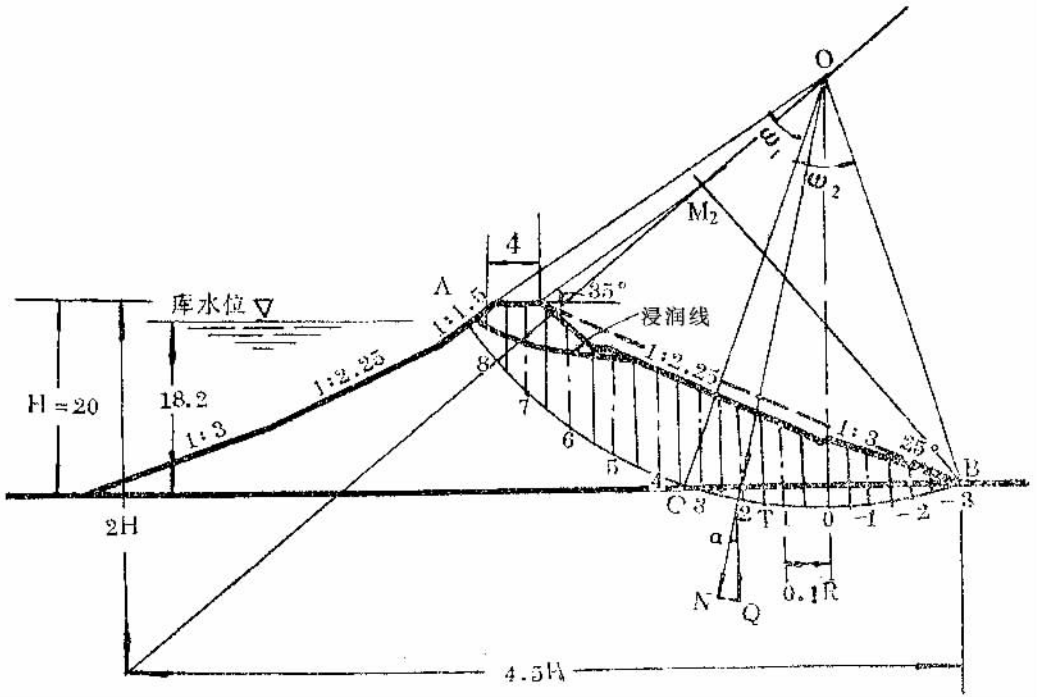


图 2-15

一般小型水库可以只算滑弧通过坝趾 B 点的 K 值。

当坝坡为折线时，可取平均坝坡代替，也可近似地取坝顶至坝脚的连线为计算边坡。

在进行稳定计算时，为方便起见，以  $b=0.1R$  将滑弧分成若干土条，并以通过滑弧圆心的铅直线的土条为 0，向左为正，向右为负进行编号。土条中不同容重的土料应化作同一容重的土料高。

验算下游边坡坝体稳定时，土料容重凡在浸润线以上的均用干容重或湿容重；在静水位以下的均用浮容重；在浸润线以下，静水位以上的，当计算滑动力时用饱和容重，计算抗滑力时用浮容重。干容重是土壤空隙无水分，完全是空气的土壤重；饱和容重是土壤空隙完全被水所充填的土壤重；浮容重是浸没在水中的土壤重。如果库水位降落很

快，还应考虑因水位骤降（一般水位下降每昼夜超过 3 米时）坝体内产生的渗透压力影响，在此情况下，一般摩擦系数  $f = \text{tg}\phi$  取正常值的  $\frac{1}{2}$ ，凝聚力  $C$  仍按一般条件的数值。

〔例〕均质土坝（见图 2-15）浸润线已绘出，坝体为粘壤土，坝基为砂质粘土，土壤的物理力学性质如下，试计算坝下游坡稳定安全系数。

坝体为粘壤土，内摩擦角  $\phi_1 = 25^\circ$ ， $\text{tg}\phi_1 = 0.466$ ，凝聚力  $C_1 = 1.9$  吨/米<sup>2</sup>，干容重  $\gamma_{干} = 1.5$  吨/米<sup>3</sup>，浮容重  $\gamma_{浮} = 0.944$  吨/米<sup>3</sup>，饱和容重  $\gamma_{饱} = \gamma_{浮} + 1 = 1.944$  吨/米<sup>3</sup>。

坝基为砂质粘土，内摩擦  $\phi_2 = 24^\circ$ ， $\text{tg}\phi_2 = 0.445$ ，凝聚力  $C_2 = 2.5$  吨/米<sup>2</sup>。

解：假定滑弧通过坝脚 B 点，并切入坝基，滑弧半径  $R = 46$  米，土条分段  $b = 0.1R = 4.6$  米。

列表计算如下：

土条 编号	土条高 (h) (米)		土条重 $Q = \gamma h$ (吨/米)		Q = $Q_{饱} + Q_{干}$	Qsin $\alpha$		Qcos $\alpha$	
	$h_{饱}$	$h_{干}$	$Q_{饱}$	$Q_{干}$		+	-	坝体内	坝基内
0	7.8	0	15.16	0	15.16				7.36
1	9.2	0	17.88	0	17.88	1.79			8.64
2	10.5	0	20.41	0	20.41	4.08			9.71
3	11.3	0	21.96	0	21.96	6.59		2.50	7.68
4	11.6	0	22.55	0	22.55	9.20		10.02	
5	10.4	1	20.22	1.5	21.72	10.86		9.81	
6	8.4	2.6	16.33	3.9	20.23	12.14		9.47	
7	5.2	4.2	10.11	6.3	16.41	11.49		8.00	
8	2.3	1	4.47	1.5	5.97	4.70		2.26	
-1	6	0	11.66	0	11.66		1.17		5.63
-2	3.8	0	7.39	0	7.39		1.48		3.52
-3	1.2	0	2.33	0	2.33		0.68		1.08
合计						(60.67)	(3.33)	42.06	43.62
						57.34			

$h_{浮}$  为浮容重土条高，即下游水位以下至滑弧面的土条高，本例题下游无水，故  $h_{浮} = 0$ ； $h_{饱}$  为饱和容重土条高，即下游水位以上浸润线以下相应土条高； $h_{干}$  为干容重土条高，即浸润线以上各土条高。 $Q_{浮}$ 、 $Q_{饱}$ 、 $Q_{干}$  为分别以浮容重、饱和容重和干容重计算的各土条重。计算抗滑力时，将编号为 -1、-2、-3、0、1、2 的土条的法向分力考虑作用在坝基中；编号为 4、5、6、7、8 的土条的法向分力考虑作用在坝体中；编号 3 的土条的法向分力  $QC\cos\alpha = 10.18$  吨/米，其中 7.68 吨/米考虑作用在坝基中，2.5 吨/米

考虑作用在坝体内（按土条 3 的底面通过坝基和坝体的比例确定）。因此，坝体内的法向分力为 42.06 吨/米，坝基中的法向分力为 43.62 吨/米。

由图中量得：

$$\omega_1 = 36^\circ \quad L_1 = \widehat{AC} = \frac{\pi}{180} R \omega_1 = \frac{\pi}{180} \times 46 \times 36^\circ = 28.9 \text{ (米)},$$

$$\omega_2 = 40^\circ \quad L_2 = \widehat{CB} = \frac{\pi}{180} R \omega_2 = \frac{\pi}{180} \times 46 \times 40^\circ = 32.1 \text{ (米)},$$

$$T = b \cdot \sum Q \sin \alpha = 4.6 \times 57.34 = 263.76 \text{ 吨},$$

$$N_1 = b \cdot \sum Q \cos \alpha \text{ (坝体内)} = 4.6 \times 42.06 = 193.48 \text{ 吨},$$

$$N_2 = b \cdot \sum Q \cos \alpha \text{ (坝基内)} = 4.6 \times 43.62 = 200.65 \text{ 吨},$$

$$C_1 L_1 = 1.9 \times 28.9 = 54.91 \text{ 吨},$$

$$C_2 L_2 = 2.5 \times 32.1 = 80.25 \text{ 吨},$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{N_1 \operatorname{tg} \phi_1 + N_2 \operatorname{tg} \phi_2 + C_1 L_1 + C_2 L_2}{T} \\ &= \frac{193.48 \times 0.466 + 200.65 \times 0.445 + 54.91 + 80.25}{263.76} \\ &= \frac{90.16 + 89.29 + 54.91 + 80.25}{263.76} = \frac{314.61}{263.76} = 1.193. \end{aligned}$$

### 第三节 浆砌石坝设计

#### 一、浆砌石重力坝设计

##### (一) 断面尺寸的拟定

浆砌石重力坝的剖面基本上是三角形的。重力坝所承受的外力主要有三角形分布的水压力、泥砂压力等。重力坝主要是利用自重保持稳定。

##### 1. 坝顶高程的确定

重力坝挡水坝段的高度按下式计算。

$$H = H_1 + H_2 + H_3 + H_4$$

式中：H——坝全高（米）

$H_1$ ——坝底至正常蓄水位，即溢洪道底的高度（米）

$H_2$ ——最大溢洪水深（米）

$H_3$ ——波浪爬升高度（米），按本章第二节有关公式计算

$H_4$ ——超过最高水位的安全超高（米）

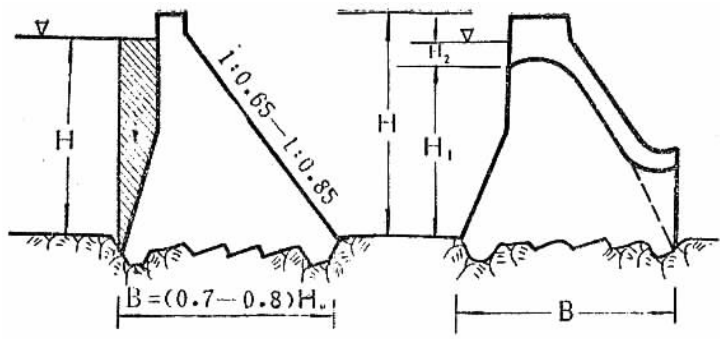


图 2-16 浆砌石重力坝剖面示意图

## 2. 坝顶宽度

坝顶宽度一般不小于 2 米，如有交通要求应根据实际需要确定。

## 3. 上下游坝坡和坝底宽

浆砌石重力坝坝坡通常采用上游坡为 1:0 ~ 1:0.15，下游坡 1:0.65 ~ 1:0.85。有些坝的上下游坡采用 2 至 3 个坡度，作成折坡，以适应稳定与坝体强度的要求。

根据经验，建筑在岩基上的砌石重力坝的底宽约为坝高的 70 ~ 80%，溢流坝的实用剖面一般按挡水坝断面加以修改，溢流坡面曲线按滚水坝要求决定。较低的重力坝溢流面可简单地建成光滑的圆弧，坝顶曲线以下是直线段，坡度一般与非溢流段相同，直线段以下是用反弧段连接。

现将国内一些已建成的浆砌石重力坝的主要尺寸列于表 2-11，供参考。

表 2-11 国内一些已建的浆砌石重力坝主要尺寸表

坝名	地点	坝高 (米)	坝宽 (米)		坝长 (米)		坝 坡		混凝土 防渗墙厚 (米)	坝址地质
			最大坝 底宽	坝顶宽	坝顶长	溢流 段长	上 游	下 游		
章厝堤	广东	15	15.5	2	96	30	1:0.05	1:0.7	0.2	花岗岩
石 门	广东	24	27	2	217	73	1:0	1:0.7	0.5~1.2	花岗岩
石 井	广东	26		3	100	30	1:0.1	1:0.7		花岗岩
陀 兴	广东	35.7	37.2	6	288	82	1:0.15	1:0.6	1.3	云母石英片 岩、花岗岩
云 霄	广东	43.5	34.8	4	163.5	16	1:0.1	1:0.7	0.3~0.7	花岗岩
大北山	广东	41.2		6	100	52.5	1:0.017	1:0.75	0.8	凝灰质砾岩
新 江	广东	48	42	5	78.6	32	1:0.1	1:0.8	底厚 4.0	石英砂岩
宝盖洞	湖南	13		3			1:0	1:0.72		千枚岩
仁 和	湖南	13.7		3.5			1:0.087	1:0.7	0.5~1.0	紫色砂岩

续表

坝名	地点	坝高 (米)	坝宽(米)		坝长(米)		坝坡		混凝土 防渗墙厚 (米)	坝址地质
			最大坝 底宽	坝顶宽	坝顶长	溢流 段长	上游	下游		
观音阁	湖南	45		4			1:0.5 1:0	1:0.75	0.1~1.8	红砂岩
镇头	浙江	32.3		3	109	30	1:0	1:0.73		花岗岩
杨家口	浙江	34.5		3	75	30	1:0	1:0.8		石英砂岩
红岩	浙江	25.6		3	84	33	1:0	1:0.75		凝灰岩

## (二) 坝体与基础防渗

1. 浆砌石坝的质量较难控制，均匀性差，容易发生裂缝和漏水，防渗问题很重要。小型工程一般采用如下防渗措施：

(1) 混凝土防渗板(图 2-17)：高度在 30 米以下的坝，混凝土防渗板厚度一般为 1/20 至 1/30 水头，顶部厚度不小于 0.3 米。设在上游面外的混凝土防渗板，一般应按每 15 至 20 米左右和在溢流段两侧，垂直于坝轴线方向设分缝，缝的两侧以沥青板相隔。分缝止水最好用耐用金属片，并设沥青井。云霄水库用混凝土塞代替金属片的做法可供参考。混凝土塞的构造如图 2-18 所示。如果防渗板为纯混凝土结构，图中混凝土塞不布钢筋。较重要的坝，在混凝土防渗板内宜布置温度钢筋，一般采用  $\phi 3 \sim \phi 10$ ，纵横间距 30 厘米。混凝土板的抗渗标号采用  $S_6$  至  $S_8$ ，强度不小于 150 号。有些坝把混凝土防渗板设在上游砌体内，其优点是施工方便，可节省模板，温差也较小，缺点是施工质量较难控制，出现质量问题时，补救也不方便。混凝土防渗板应与坝基防渗齿墙相连接，两岸也要深入新鲜岩层，以防止绕渗。

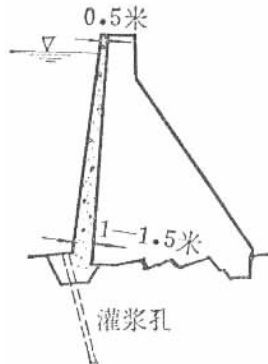


图 2-17 混凝土防渗板

(2) 水泥砂浆批荡防渗：有些矮坝在迎水面批荡一层厚 1 厘米左右的 100 号水泥砂





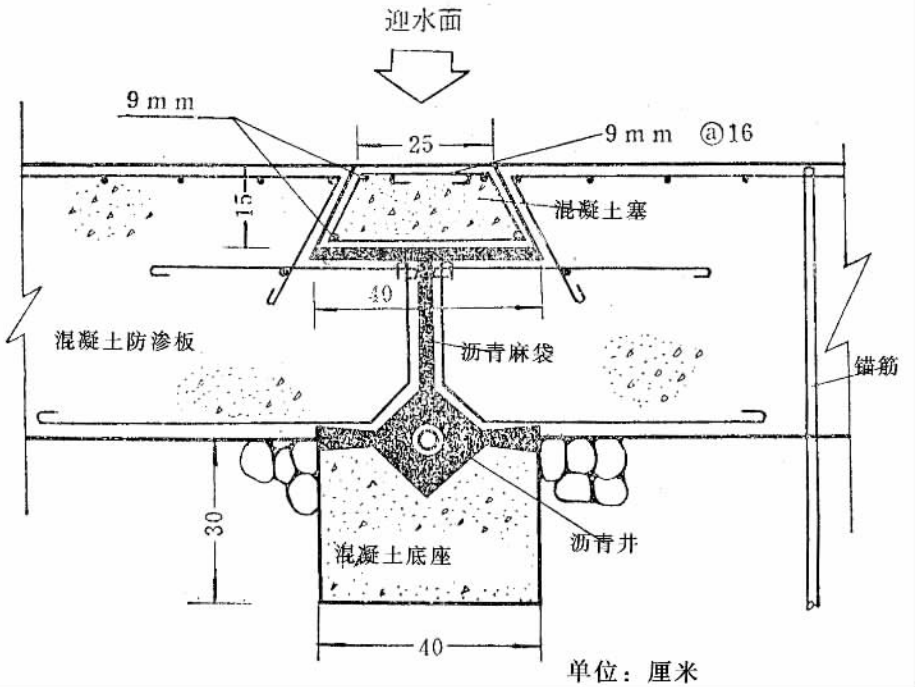


图 2-18 混凝土塞

浆防渗。防渗砂浆可分 2 至 3 次进行批荡（即每次批荡 3 毫米左右），直至达到需要的厚度为止，分次批荡，可以加强砂浆的防渗作用。

2. 坝基防渗。一般采取的坝基防渗措施有：

(1) 防渗齿墙：当水库水头不高、基岩透水性小时，可在坝上游面基岩上作防渗齿墙，齿墙底部应插进新鲜基岩中。

(2) 灌浆帷幕：当基岩透水性较大、坝又较高时，可采用灌浆办法在坝的上游面形成防渗的灌浆帷幕。灌浆帷幕一般与齿墙相接，其深度与基岩透水性有关，当不透水层离地面不太深时，最好能达到不透水层顶面，当不能达到时，要尽量达到吸水率为 0.01~0.05 公升/分的岩层处。帷幕灌浆孔应尽量靠近上游面，孔距一般为 1.5~2 米，灌浆材料一般为水泥。

(3) 基础处理：浆砌石坝基础要求挖至较新鲜的岩层或弱风化层。对基岩（基础岩石）中的节理裂隙和破碎带必须认真处理。最好把基岩面挖成锯齿形（图 2-16），并微向上游倾斜，以提高抗滑稳定性。为使砌石与基面接合得好，可在已清理好的岩基上先浇筑厚 30 厘米左右的混凝土，然后砌石。

(4) 排水设备：为减少渗透压力，一般在坝基设置排水孔，排除地基渗漏水。坝基排水设在灌浆帷幕之后，沿坝轴线方向钻设 1~2 排垂直排水孔，深度为帷幕灌浆孔的一半（或 1/4~1/6 水头），间距 2~3 米，孔径 5 厘米左右（小型工程一般用人力或风钻打孔）。基础平面以上的垂直排水管（接坝基排水管），管顶与库水位齐平，采用管径

10~20厘米的无砂混凝土管或带孔瓦管。渗透水通过垂直排水管集中到水平集水管中，集水管管径30厘米，纵坡1:2.5，出口应略高于下游高水位。

(5) 岸坡处理：坝址岸坡过陡，容易出现坝体和基础脱离、渗漏的现象。岸坡基岩开挖成稳定坡度，以加强坝的侧面稳定。同时作好接头防渗处理，坝的两端防渗齿墙要求嵌入两岸新鲜岩石1.5米以上，以防岸坡渗透或绕渗。

### (三) 防冲设施

浆砌石重力坝一般采用坝顶溢流，为了防止溢流面的冲刷，需用混凝土护面，其厚度视单宽流量和流速而定，小型工程的护面，一般厚度应为30厘米左右。

消能型式一般采用鼻坎挑流。鼻坎应高出下游最高水位1米左右，鼻坎挑角可采用15°至25°，其计算方法请参阅本章第五节“溢洪道设计”。

### (四) 重力坝稳定分析及应力计算

坝的断面形状、尺寸初步选定后，即可进行坝体抗滑稳定和坝体应力验算，小型重力坝常以坝体和基岩的接触面作为控制断面来进行验算。

#### 1. 作用在坝体上的荷载

在中小型重力坝设计中，主要考虑以下几种荷载：

(1) 坝体自重和坝上水重  $V$ 。由定出的断面分成便于计算面积的小块，进行计算。浆砌块石的容重可用2.2吨/米<sup>3</sup>，细骨料混凝土砌块石可用2.3吨/米<sup>3</sup>。

(2) 水压力  $P_1$

$$P_1 = \frac{1}{2} \gamma H^2$$

式中： $H$ ——坝前水头（米）

$\gamma$ ——水的容重（吨/米<sup>3</sup>）

(3) 扬压力  $u$ ：扬压力由浮托力  $u_1$  和渗透压力  $u_2$  两部分组成。

浮托力  $u_1$ ：当下游无水时， $u_1 = 0$

当下游水深为  $h$ （米）时， $u_1 = \gamma B h$

式中： $B$ ——坝底宽（米）

渗透压力  $u_2$ ：如坝基无灌浆帷幕，也无排水设备，则渗透压力呈三角形分布，上游坝脚处全水头  $H_1$  减下游水深  $h$ ，乘以渗透压力折减系数  $\alpha$ ， $\alpha$  值可参考表2-12；下游坝脚处为零。即

$$u_2 = \frac{1}{2} \gamma B (H_1 - h) \alpha$$

如坝基有排水设备，则渗透压力为四边形，即上游坝脚处的渗透压力为  $\alpha (H-h)$ ，至排水设备处为  $\alpha_1 (H-h)$ ，至下游坝脚处为零。式中的  $\alpha = 1$ ， $\alpha_1$  为有排水设备的折减系数，一般取值  $\alpha_1 = 0.3$ 。

表 2-12 渗透压力折减系数表

基岩情况	坝高 值	低坝 (坝高 25 米以下)	中坝 (坝高 26—50 米)
		$\alpha$ 值	
较良好		0.3~0.4	0.5~0.6
节理不甚发育		0.5~0.6	0.7~1
节理发育		0.7~1	1

如坝基有灌浆帷幕，帷幕后有排水设备，则渗透压力为一多边形，即上游坝脚处的渗透压力为  $\alpha(H-h)$ ，至灌浆帷幕后则为  $\alpha_2(H-h)$ ，至排水设备后为  $\alpha_1(H-h)$ ，至下游坝脚处为零。参照经验，一般  $\alpha=1$ ， $\alpha_2$  取值 0.5， $\alpha_1$  取值 0.3。 $\alpha_1$ 、 $\alpha_2$  分别为有排水设备及灌浆帷幕的渗透压力折减系数（见图 2-19）。

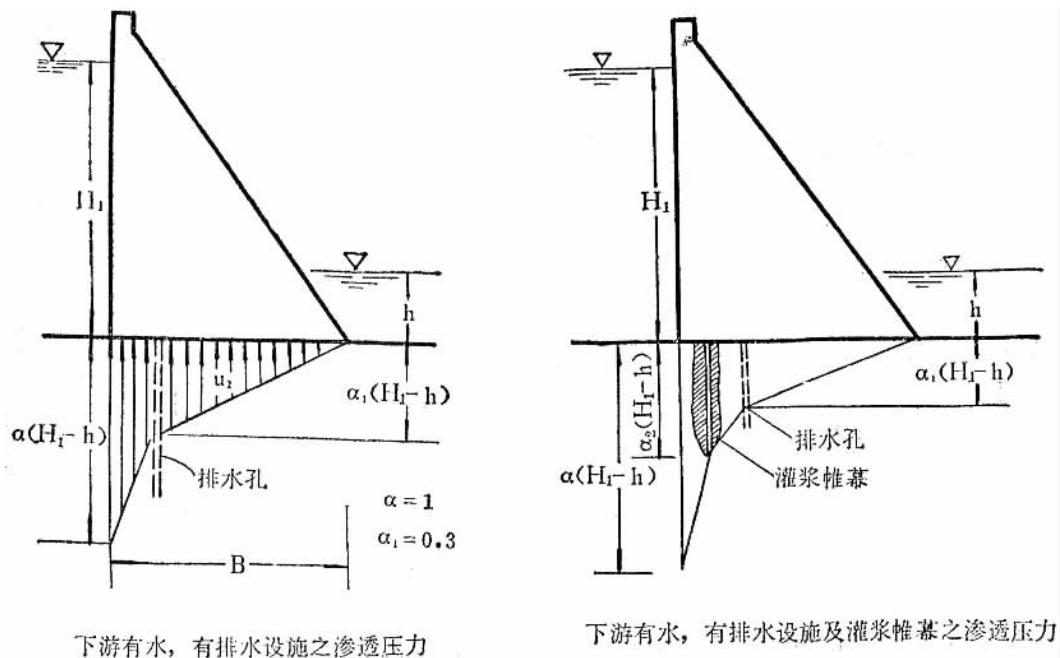


图 2-19 之一 扬压力示意图

扬压力并不是作用在整个坝底面积上的，而只是作用在坝底基础有裂缝与疏松的一部分面积上，因此，将受扬压力的面积乘以压力作用面积折减系数  $\alpha_3$ ，即

$$\text{扬压力 } u = \alpha_3 (u_1 + u_2)$$

如基岩完整，且坝体与基岩结合良好，则  $\alpha_3$  可取值略小于 1；小型重力坝一般不考虑  $\alpha_3$  的影响，即  $\alpha_3 = 1$ 。

#### (4) 浪压力 $P_2$

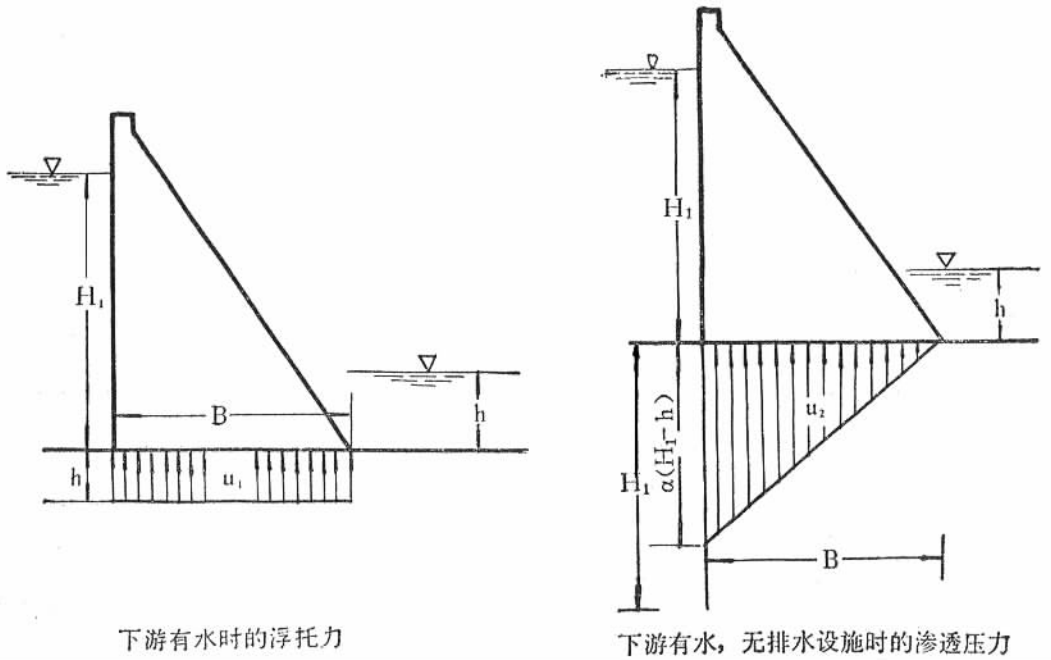


图 2-19 之二 扬压力示意图

$$P_2 = \frac{2h \times 12.6h}{2} = 12.6h^2 = 3.15 (2h)^2$$

式中：2h——波高。2h = 0.0208  $\sqrt[4]{V^5 L}$   
 V——风速（米/秒）  
 L——水库水面扩展长度（公里）

图 2-20 中，X 是浪压力作用点在静水位以下距离，X = 1.2 (2h)

(5) 淤泥压力

淤泥压力按下式计算：

$$P_3 = \frac{1}{2} \gamma_s h_s^2 \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{1}{2} \phi \right)$$

式中： $\gamma_s$ ——淤泥浮容重， $\gamma_s = 1.2 \sim 1.3$  吨/米<sup>3</sup>  
 $\phi$ ——淤泥内摩擦角， $\phi = 18^\circ \sim 20^\circ$   
 $h_s$ ——淤积高度（米）

2. 坝体稳定分析

由下式验算坝体不沿基岩面水平滑动的安全系数：

$$K = \frac{\sum V}{\sum P}$$

式中：K——抗滑安全系数。在不考虑粘结系数 C 的情况下，4、5 级水工建筑物抗滑安全系数 K，设计情况用 1.05，校核情况用 1.00

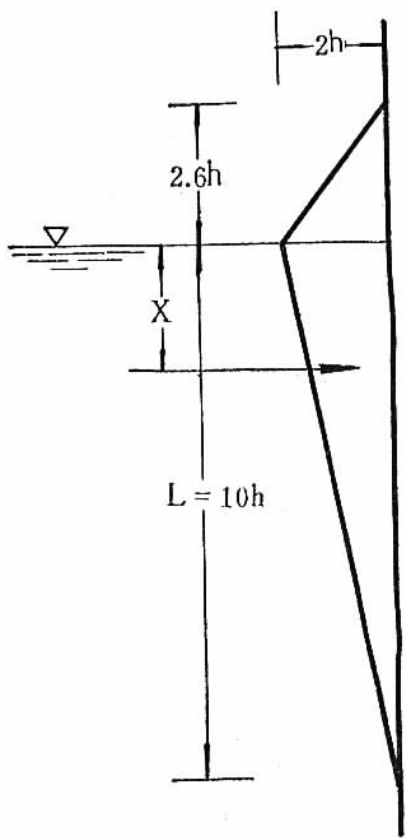


图 2-20 浪压力示意图

$\Sigma V$ ——作用于坝体的垂直力的总和（包括扬压力）

$\Sigma P$ ——作用于坝体的水平力的总和

$f$ ——坝体与基岩面的摩擦系数

3. 应力验算：小型重力坝的应力验算主要是控制满库时坝的上游坡脚不产生拉应力。验算时先由下式计算基岩面处，坝上、下游坡的边缘应力，然后与扬压力作代数相加。

$$\sigma_{\text{下游}}^{\text{上游}} = \frac{\Sigma V}{B} \pm \frac{6\Sigma M}{B^2}$$

式中： $\sigma_{\text{下游}}^{\text{上游}}$ ——坝上、下游坡边缘处的应力（吨/米<sup>2</sup>）， $\sigma$ 为正时表示压应力； $\sigma$ 为负

时表示拉应力

$\Sigma V$ ——垂直力的总和（吨），向下为正，不包括扬压力

$\Sigma M$ ——荷重对坝底中心的总力矩（吨—米），以使上游边缘出现拉应力的力矩方向为负（如图 2-21 中以顺时针方向的力矩为负），反之，则为正

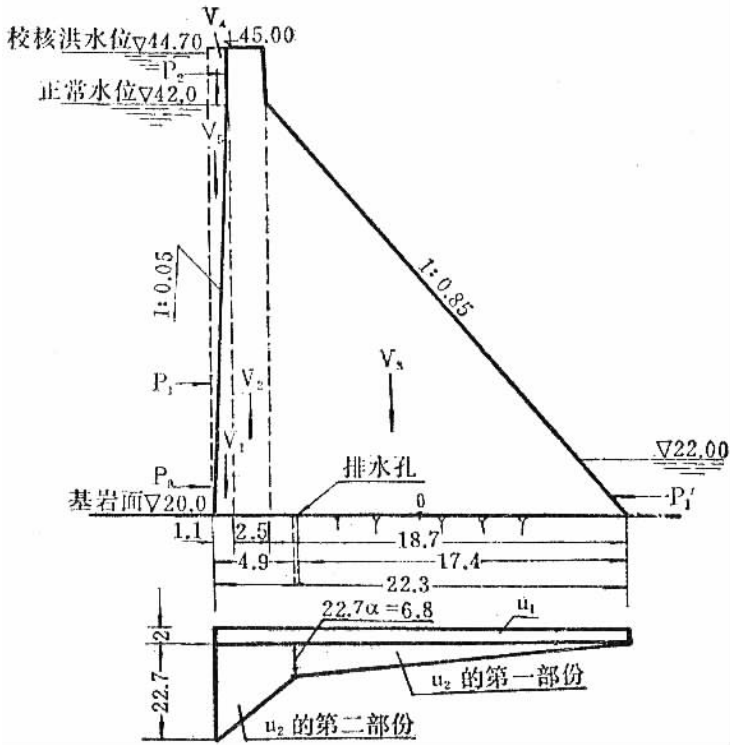


图 2-21 非溢流断面及扬压力图

(例) 已知某水库浆砌石坝的设计数据如下:

河床岩石面高程: 20.0 米;

正常蓄水位: 42.0 米;

校核洪水位: 44.7 米, 相应下游水位 22.0 米;

非溢流段坝顶高程: 45.0 米;

泥砂淤积高程 (垫底水位): 24.0 米;

浆砌块石容重:  $\gamma = 2.2$  吨/米<sup>3</sup>;

坝体与基岩间摩擦系数:  $f = 0.7$ ;

上游边坡 1:0.05, 下游边坡 1:0.85;

水库水面扩展长度:  $L = 0.3$  公里, 风速  $V = 20$  米/秒;

渗透压力折减系数:  $\alpha = 1$ , 有排水设备折减系数,  $\alpha_1 = 0.3$ ;

淤泥容重:  $\gamma_s = 1.2$  吨/米<sup>3</sup>; 淤泥内摩擦角:  $\phi = 20^\circ$ ;

坝的计算断面如图 2-21。

试计算非溢流段的抗滑稳定安全系数及应力。

解: 1. 荷载计算:

坝体自重:  $V_1 = \frac{1}{2} \times 1.1 \times 22 \times 2.2 = 27$  吨 (↓)

$$V_2 = 2.5 \times 25 \times 2.2 = 137 \text{ 吨 (}\downarrow\text{)}$$

$$V_3 = \frac{1}{2} \times 22 \times 18.7 \times 2.2 = 453 \text{ 吨 (}\downarrow\text{)}$$

上游水重:  $V_4 = 1.1 \times 2.7 \times 1.0 = 3 \text{ 吨 (}\downarrow\text{)}$

$$V_5 = \frac{1}{2} \times 1.1 \times 22 \times 1.0 = 12 \text{ 吨 (}\downarrow\text{)}$$

上游水压力:  $P_1 = \frac{1}{2} \times 24.7^2 \times 1.0 = 305 \text{ 吨 (}\rightarrow\text{)}$

下游水压力:  $P'_1 = \frac{1}{2} \times 2^2 \times 1.0 = 2 \text{ 吨 (}\leftarrow\text{)}$

浪压力:  $P_2 = 3.15 (2h)^2$

$$L = 0.3 \text{ 公里, } V = 20 \text{ 米/秒}$$

$$2h = 0.0208 \times \sqrt[4]{20^5} \times \sqrt[3]{0.3} = 0.59 \text{ 米}$$

$$P_2 = 3.15 \times 0.59^2 = 1.1 \text{ 吨 (}\rightarrow\text{)}$$

$$X = 1.2 (2h) = 1.2 \times 0.59 = 0.71 \text{ 米}$$

淤泥压力:  $P_3 = \frac{1}{2} \times 1.2 \times 4^2 \times \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2}\right) = 4.7 \text{ 吨 (}\rightarrow\text{)}$

扬压力:  $u_1 = 1.0 \times 2.0 \times 22.3 = 44.6 \text{ 吨 (}\uparrow\text{)}$

$$u_2 = \frac{22.7 + 6.8}{2} \times 4.9 + \frac{1}{2} \times 6.8 \times 17.4 = 131.4 \text{ 吨 (}\uparrow\text{)}$$

### 2. 基岩接触面 (20.0 米高程) 抗滑稳定分析:

$$K = \frac{f \sum V}{\sum P} = \frac{0.7 \left[ (27 + 137 + 453 + 3 + 12) - (44.6 + 131.4) \right]}{305 + 1.1 + 4.7 - 2} = \frac{319.2}{308.8} = 1.04 \text{ (安全)}$$

### 3. 基岩接触面 (20.0 米高程) 坝应力验算:

在一般荷载 (不包括扬压力) 作用下, 坝上、下游边缘应力, 列表计算如下:

表 2-13

荷载	力 (吨)		对断面中心 0 点的力臂 (米)	对断面中心 0 点的力矩	
	垂 直	水 平		+ (↓)	- (↓)
$V_1$	+ 27 (↓)		10.41	281	
$V_2$	+ 137 (↓)		8.8	1021	
$V_3$	+ 453 (↓)		1.32	597	
$V_4$	+ 3 (↓)		10.60	32	
$V_5$	+ 12 (↓)		10.78	129	
$P_1$		- 305 (→)	8.23		2510
$P'_1$		+ 2 (←)	0.67	1	

续表

荷载	力 (吨)		对断面中心 0 点的力臂 (米)	对断面中心 0 点的力矩	
	垂 直	水 平		+ (↘)	- (↙)
P <sub>2</sub>		- 1.1 (→)	23.99		26
P <sub>0</sub>		- 4.7 (→)	1.33		6
合 计	+ 632 (↓)	- 308.8 (→)		2061	2542

注：垂直力向下 (↓) 为正，向上 (↑) 为负  
 水平力向左 (←) 为正，向右 (→) 为负  
 矩反时针 (↘) 为正，顺时针 (↙) 为负

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{下}} &= \frac{\sum V}{B} \pm \frac{6\sum M}{B^2} = \frac{632}{22.3} \pm \frac{6 \times (2061 - 2542)}{22.3^2} \\ &= \frac{632}{22.3} \pm \frac{6 \times (-481)}{497} = 28.4 \mp 5.8 = \begin{matrix} + 22.6 \\ + 34.2 \end{matrix} \text{吨/米}^2 \end{aligned}$$

## 二、浆砌石拱坝设计

### (一) 小型砌石拱坝的形状

常采用施工简便的定圆心、定半径圆拱坝。拱圈中心角为 110° ~ 120° 时受力最好，如图 2-22 所示。有时由于河谷形状的关系，河谷底部拱圈的中心角，常可小于上述数值，但最好不少于 80°。

### (二) 拱坝的计算

拱坝的计算方法很多，但大都比较复杂，计算工作量很大，这里仅介绍一种最简单的近似的计算方法——纯拱法。

纯拱法的基本原理，就是取出拱坝中几层独立的拱圈，忽略了拱圈与拱圈上下层实际上是一个整体的关系，分析它的受力情况，应力最大的位置是在拱冠和拱端。

设计小型拱坝时，首先应实地查清两岸山岩是否坚固可靠，然后在地形图上进行初步布置。再进行应力验算，一般可以切取四层左右拱圈进行应力验算。

在分析小型拱坝应力时，可仅考虑上游最高水位时的水压力（包括泥砂压力）和温度变化这两种因素所产生的应力，而忽略其他因素。

#### 1. 水压力作用下的拱圈应力

在上游水压力的作用下，某层拱圈的拱冠和拱端应力大小，与所受水压力 P 的大小，拱圈厚度 T、拱圈的平均半径 R、拱圈中心角 2φ<sub>A</sub> 有关。在近似计算中可查表 2-14，用 F 式计算：

$$\text{拱冠外缘面应力 } \sigma_{\text{外}} = P \bar{\sigma}_{\text{外}} \text{ (吨/米}^2\text{)}$$



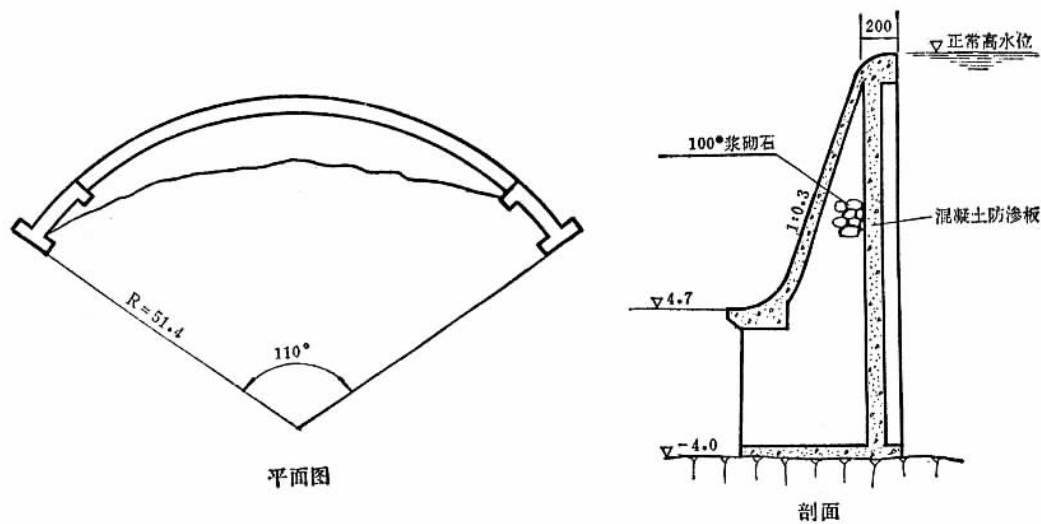


图 2-22 浆砌石拱坝示意图

拱冠内缘面应力  $\sigma_{o内} = P \bar{\sigma}_{o内}$  (吨/米<sup>2</sup>)

拱端外缘面应力  $\sigma_{a外} = P \bar{\sigma}_{a外}$  (吨/米<sup>2</sup>)

拱端内缘面应力  $\sigma_{a内} = P \bar{\sigma}_{a内}$  (吨/米<sup>2</sup>)

上式中: P——水压力, 拱圈处于 P 米深的水下时, 其水压力为 P 吨/米<sup>2</sup>

$\bar{\sigma}_{o外}$ 、 $\bar{\sigma}_{o内}$ 、 $\bar{\sigma}_{a外}$ 、 $\bar{\sigma}_{a内}$ ——该层拱圈拱冠、拱端外缘、内缘面的应力系数, 由该层拱圈的  $\varphi_A$  及 T/R 值查表 2-2 得

游泥砂压力产生的应力, 其计算公式同水压力产生的应力的计算公式一样, 只是用泥砂压力 P 代替上面公式中的水压力 P。

## 2. 温度变化作用下的拱圈应力

拱坝上游的水温及下游气温是周期性变化的, 坝内温度也随着变化。但由于拱圈是嵌固在岩石中的, 这就限制了坝体随温度变化时的自由伸缩, 于是坝体内将产生压力(或拉力)和力矩。由于温度变化而在坝体内产生的这种应力称为温度应力。

当温度上升时, 坝体膨胀, 拱冠向上游移动, 这时的温度应力正好与水压力产生的应力相反, 有利于坝的安全。当温度下降时, 坝体收缩, 拱冠向下游移动, 这时的温度应力正好与水压力产生的应力方向相同。因此, 就要考虑把水压力产生的应力和温度下降产生的应力相叠加, 而这种组合对水利工程是最不利的。

为了降低拱坝的温度应力, 较大的拱坝工程, 常在施工时分段砌筑, 待到冬季低温时把各段间的留缝进行“封拱”。这样, 只有在坝体温度降低到封拱温度时才会产生不利的温度应力。小型水库拱坝, 一般在夏天盛暑季节宜停止砌筑, 集中力量进行备料。夏天气温较高, 坝体应每 20 米左右分段砌筑。冬末则将分段缝填塞。春季施工不分缝, 以利加快速度。

拱坝坝体温度在一年内的变化幅度  $\Delta t$  一般按下式计算：

$$\Delta t = \pm \frac{47}{T + 3.39} \text{ (度)}$$

式中  $T$ ——拱圈的平均厚度（米）

在计算温度应力时，将“年平均温度”作为“封拱温度”，因此，运行中拱坝坝体温度降到最低时，降低的平均温度即为  $-\Delta t$ （度）。

由于温度下降  $\Delta t$ （度）所产生的拱圈温度应力为：

$$\text{拱冠上游面温降应力 } \sigma_{oL} = (E_c C \Delta t) \bar{\sigma}_{oL} \text{ (公斤/厘米}^2\text{)}$$

$$\text{拱冠下游面温降应力 } \sigma_{oF} = (E_c C \Delta t) \bar{\sigma}_{oF} \text{ (公斤/厘米}^2\text{)}$$

$$\text{拱端上游面温降应力 } \sigma_{aL} = (E_c C \Delta t) \bar{\sigma}_{aL} \text{ (公斤/厘米}^2\text{)}$$

$$\text{拱端下游面温降应力 } \sigma_{aF} = (E_c C \Delta t) \bar{\sigma}_{aF} \text{ (公斤/厘米}^2\text{)}$$

式中  $E_c$ ——坝身材料的弹性模数，100 标号浆砌块石体可近似取  $E_c = 80000$  公斤/厘米<sup>2</sup>，对混凝土砌大块石体及混凝土，可近似取  $E_c = 140000$  公斤/厘米<sup>2</sup>

$C$ ——坝身材料的温度线胀系数，对浆砌石体及混凝土砌大块石体，可近似取  $C = 0.8 \times 10^{-5}$ （1/度），对混凝土可近似取  $C = 1 \times 10^{-5}$ （1/度）

$\bar{\sigma}$ ——温降产生的拱圈应力系数，由各层拱圈的  $T/R$ 、 $\varphi_A$ ，查表 2-15 得

### （三）关于控制拱圈应力问题

根据一些小型拱坝工程的实践，计算出来的拉应力较大，甚至大大超过了坝体材料的容许应力，而事实上坝体仍在安全地运行。这是因为上述粗略的纯拱法计算结果并不完全符合实际的应力状态。另外，拱坝是一个双向传力的壳体结构，局部地方的拉应力超过了材料的极限数值时，坝体结构将会引起应力的重分配。所以，对于拱圈的计算拉应力可以较筑坝材料容许应力稍大。

对于小型拱坝，其计算应力的控制一般采用如下数据：

浆砌石拱坝，石料 800 标号以上，砂浆 100 标号，控制计算拉应力不超过 5 公斤/厘米<sup>2</sup>，压应力不超过 30 公斤/厘米<sup>2</sup>；混凝土砌大块石拱坝，控制拉应力不超过 7 公斤/厘米<sup>2</sup>，压应力不超过 40 公斤/厘米<sup>2</sup>。

### （四）溢洪设施

拱坝溢洪方式有坝顶溢流和另开溢洪道溢流两种。溢洪单宽流量较小的小型拱坝多采用坝顶溢流，其溢流型式有四种：（1）鼻坎挑射式；（2）滚水堰式；（3）溢流槽式；（4）自由跌落式。各种型式的溢流情况见图 2-23。

设计时可根据坝的下游坡脚附近地形、地质和溢流单宽流量等因素选定。无论选用何种型式，都必须防止由于溢流水舌的冲刷危及坝脚，以确保坝的安全。对溢洪单宽流量较大的拱坝，最好是另开溢洪道，如要采用坝顶溢流时要经过详细的设计计算，有条件的最好能通过模型试验确定。

拱坝坝体和坝基的防渗也是十分重要的，防渗要求和措施与浆砌石重力坝相同。

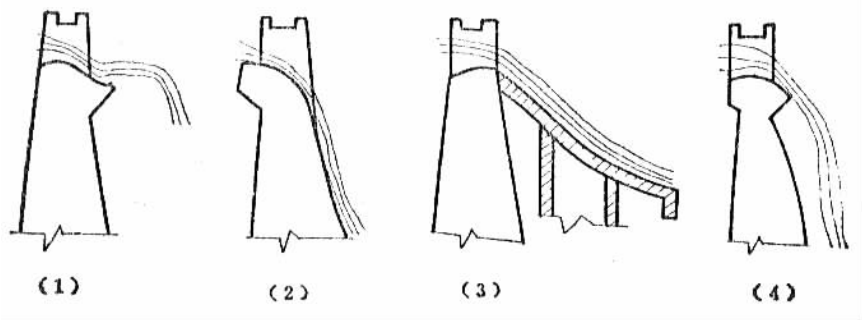


图 2-23 坝顶溢流型式示意图

〔例〕某浆砌块石拱坝，坝高 18 米，坝顶溢流，溢流时最大水深 2 米。该坝基岩很好，坚硬完整。计算距离基岩以上 5 米这一层拱圈的应力。这层拱圈厚  $T=3$  米，中心角  $2\varphi_A=100^\circ$ ，平均半径  $R=24$  米，受水压力  $P=15$  吨/米<sup>2</sup>（包括溢流水深 2 米在内）。

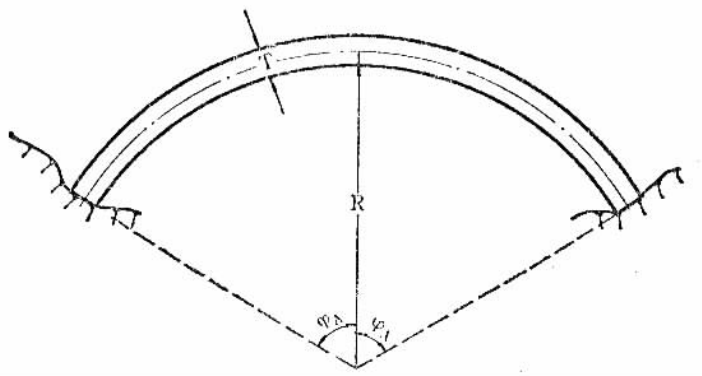


图 2-24

解：1. 水压力作用下的应力计算

该坝基岩很好，因此，可查表 2-22 之一， $\frac{E_c}{E_r}=1$  时的应力系数。由  $\frac{T}{R} = \frac{3}{24} = 0.125$ ；

$$\bar{\sigma}_{o外} = 12.193, \quad \bar{\sigma}_{o内} = 3.443, \quad \bar{\sigma}_{a外} = 0.747, \quad \bar{\sigma}_{a内} = 15.377$$

拱冠外缘面应力  $\sigma_{o外} = P \bar{\sigma}_{o外} = 15 \times 12.193 = 183$  吨/米<sup>2</sup> = 18.3 公斤/厘米<sup>2</sup>；

拱冠内缘面应力内  $\sigma_{o内} = P \bar{\sigma}_{o内} = 15 \times 3.443 = 51.7$  吨/米<sup>2</sup> = 5.17 公斤/厘米<sup>2</sup>；

拱端外缘面应力外  $\sigma_{a外} = P \bar{\sigma}_{a外} = 15 \times 0.747 = 11.2$  吨/米<sup>2</sup> = 1.12 公斤/厘米<sup>2</sup>；

拱端内缘面应力  $\sigma_{a内} = P \bar{\sigma}_{a内} = 15 \times 15.377 = 230$  吨/米<sup>2</sup> = 23 公斤/厘米<sup>2</sup>。

2. 温度变化作用下拱圈应力计算

$$\text{该层坝体温度变幅 } \Delta t = \pm \frac{47}{T+3.39} = \pm \frac{47}{3+3.39} = \pm 7.36 \text{ 度}$$

现考虑温度下降 7.36 度时的拱圈应力。浆砌石体线胀系数  $C = 0.8 \times 10^{-5}$ （1/度），

浆砌石弹性模量  $E_C = 8 \times 10^4$  公斤/厘米<sup>2</sup>

$$E_C \cdot C \Delta t = 8 \times 10^4 \times 0.8 \times 10^{-5} \times 7.36 = 4.7$$

由  $\frac{T}{R} = 0.125$ ,  $\varphi_A = 50^\circ$ , 查表 2-16 之一  $E_C/E_r = 1$  的温度下降应力系数得:

$$\bar{\sigma}_{\sigma_{\text{外}}} = 0.372; \bar{\sigma}_{\sigma_{\text{内}}} = -0.510; \bar{\sigma}_{\sigma_{\text{a外}}} = -0.782; \bar{\sigma}_{\sigma_{\text{a内}}} = 0.693$$

拱冠外缘面温降应力  $\sigma_{\sigma_{\text{外}}} = E_C \cdot C \cdot \Delta t \cdot \bar{\sigma}_{\sigma_{\text{外}}} = 4.7 \times 0.372 = 1.75$  公斤/厘米<sup>2</sup>;

拱冠内缘面温降应力  $\sigma_{\sigma_{\text{内}}} = E_C \cdot C \cdot \Delta t \cdot \bar{\sigma}_{\sigma_{\text{内}}} = 4.7 \times (-0.510) = -2.4$  公斤/厘米<sup>2</sup>;

拱端外缘面温降应力  $\sigma_{\sigma_{\text{a外}}} = E_C \cdot C \cdot \Delta t \cdot \bar{\sigma}_{\sigma_{\text{a外}}} = 4.7 \times (-0.782) = -3.67$  公斤/厘米<sup>2</sup>;

拱端内缘面温降应力  $\sigma_{\sigma_{\text{a内}}} = E_C \cdot C \Delta t \cdot \bar{\sigma}_{\sigma_{\text{a内}}} = 4.7 \times 0.693 = 3.26$  公斤/厘米<sup>2</sup>;

### 3. 离基面以上 5 米拱圈应力计算

将水压力产生的应力与温降应力相叠加, 则得该层拱圈应力:

拱冠外缘面应力  $\sigma_{\sigma_{\text{外}}} = 18.3 + 1.75 = 20.05$  公斤/厘米<sup>2</sup>;

拱冠内缘面应力  $\sigma_{\sigma_{\text{内}}} = 5.17 - 2.4 = 2.77$  公斤/厘米<sup>2</sup>;

拱端外缘面应力  $\sigma_{\sigma_{\text{a外}}} = 1.12 - 3.67 = -2.55$  公斤/厘米<sup>2</sup>;

拱端内缘面应力  $\sigma_{\sigma_{\text{a内}}} = 23 + 3.26 = 26.26$  公斤/厘米<sup>2</sup>。

核算结果: 离基面以上 5 米拱圈的最大压应力值  $\sigma_{\sigma_{\text{a内}}} = 26.26$  公斤/厘米<sup>2</sup> < 30 公斤/厘米<sup>2</sup> 最大拉应力值  $\sigma_{\sigma_{\text{a外}}} = -2.55$  公斤/厘米<sup>2</sup> < -5 公斤/厘米<sup>2</sup>, 均不超过小型浆砌石拱坝的控制应力值, 故原定这层拱圈厚度  $T = 3$  米适用。

表 2-14 之一 纯拱法应力计算, 水压力产生应力系数表

①适用于优良基岩上的拱坝  $E_C/E_r = 1$   $E_C$ ——拱坝坝身材料的弹性模量  $E_r$ ——拱坝基岩的弹性模量

$\frac{T}{R}$ $\varphi_A$	$\bar{\sigma}$													
	0.0125	0.025	0.05	0.075	0.10	0.125	0.150	0.175	0.20	0.25	0.3	0.35	0.40	
拱冠外缘面 $\bar{\sigma}_{\sigma_{\text{外}}}$	20°	106.513	61.782	32.686	20.137	13.534	9.734	7.382	5.836	4.764	3.415	2.624	2.116	1.767
	30	93.298	52.570	30.710	22.038	16.887	13.386	10.874	9.014	7.607	5.669	4.437	3.608	3.023
	40	87.790	47.610	27.137	19.887	15.918	13.280	11.341	9.836	8.628	6.824	5.560	4.644	3.962
	50	85.095	45.036	24.879	18.012	14.447	12.193	10.598	9.382	8.411	6.934	5.855	5.033	4.392
	60	83.613	43.587	23.520	16.768	13.336	11.225	9.772	8.695	7.852	6.595	5.684	4.983	4.426
拱冠内缘面 $\bar{\sigma}_{\sigma_{\text{内}}}$	20°	82.710	42.695	22.659	15.948	12.565	10.508	9.113	8.095	7.313	6.171	5.363	4.749	4.260
	30	48.662	8.798	-6.368	-7.290	-6.148	-4.943	-3.984	-3.257	-2.707	-1.958	-1.491	-1.182	-0.966
	40	66.483	26.056	6.000	0.075	-2.112	-2.858	-2.997	-2.881	-2.669	-2.200	-1.796	-1.478	-1.232
	50	72.822	32.621	12.383	5.691	2.509	0.786	-0.190	-0.746	-1.051	-1.266	-1.243	-1.139	-1.015
	60	77.312	37.263	17.184	10.463	7.098	5.089	3.767	2.843	2.174	1.298	0.786	0.478	0.292
拱端外缘面 $\bar{\sigma}_{\sigma_{\text{a外}}}$	20°	78.250	38.226	18.183	11.486	8.131	6.120	4.785	3.840	3.141	2.192	1.597	1.206	0.944
	30	22.384	-13.317	-20.002	-15.165	-10.688	-7.570	-5.478	-4.051	-3.055	-1.817	-1.120	-0.697	-0.427
	40	54.166	14.564	-3.491	-7.315	-7.714	-6.989	-5.994	-5.022	-4.169	-2.853	-1.959	-1.348	-0.924
	50	66.015	26.099	6.538	0.591	-1.840	-2.850	-3.178	-2.981	-2.437	-1.835	-1.415	-1.141	-1.038
	60	71.578	31.632	11.790	5.374	2.366	0.747	-0.470	-0.692	-0.970	-1.134	-1.047	-0.874	-0.680
拱端内缘面 $\bar{\sigma}_{\sigma_{\text{a内}}}$	20°	74.607	34.624	14.714	8.169	4.988	3.162	2.030	1.282	0.786	0.233	0	-0.076	-0.063
	30	76.407	36.436	16.495	9.900	6.656	4.758	3.534	2.692	2.107	1.355	0.946	0.713	0.596
	40	133.143	84.525	47.205	28.906	18.896	13.097	9.536	7.224	5.652	3.728	2.647	1.930	1.542
	50	105.778	64.380	40.776	30.208	23.323	18.384	14.736	11.999	9.919	7.063	5.273	4.093	3.279
	60	94.688	54.312	33.329	25.476	20.80	17.603	15.073	13.037	11.359	8.800	6.986	5.671	4.699
拱端内缘面 $\bar{\sigma}_{\sigma_{\text{a内}}}$	50	89.321	49.166	28.814	21.717	17.897	15.377	13.510	12.031	10.806	8.871	7.407	6.271	5.376
	60	86.355	46.300	26.138	19.281	15.728	13.494	11.906	10.702	9.726	8.213	7.068	6.164	5.421
	70	84.579	44.536	24.451	17.688	14.240	12.114	10.650	9.568	8.707	7.427	6.478	5.741	5.132

表 2-14 之二 纯拱法应力计算, 永庄力产生应力系数表

②适用于中等基岩上的拱坝  $E_c/E_r = 2$   $E_c$ ——拱坝坝身材料的弹性模量  $E_r$ ——拱坝基岩的弹性模量

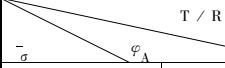
		0.0125	0.025	0.05	0.075	0.10	0.125	0.150	0.175	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40
拱冠外缘面 $\bar{\sigma}_{a外}$	20°	107.109	62.887	34.250	21.662	14.870	10.878	8.361	6.679	5.499	3.989	3.086	2.498	2.090
	30	93.447	52.875	31.307	22.842	17.794	14.321	11.789	9.886	8.425	6.376	5.045	4.135	3.484
	40	87.834	47.710	27.354	20.216	16.346	13.783	11.895	10.419	9.224	7.411	6.115	5.158	4.433
	50	85.109	45.067	24.954	18.137	14.623	12.419	10.866	9.687	8.744	7.304	6.240	5.418	4.766
	60	83.613	43.590	23.536	16.804	13.392	11.305	9.876	8.821	7.999	6.778	5.894	6.210	4.661
	70	82.705	42.687	22.649	15.940	12.562	10.513	9.128	8.120	7.348	6.228	5.439	4.841	4.366
拱冠内缘面 $\bar{\sigma}_{a内}$	20°	48.084	7.727	-7.919	-8.830	-7.512	-6.115	-4.985	-4.118	-3.455	-2.540	-1.958	-1.566	-1.289
	30	66.340	25.770	5.445	-0.681	-2.978	-3.763	-3.892	-3.740	-3.479	-2.904	-2.401	-2.001	-1.688
	40	72.779	32.528	12.189	5.399	2.127	-0.332	-0.696	-1.283	-1.604	-1.818	-1.769	-1.627	-1.463
	50	75.734	35.622	15.442	8.656	5.263	3.258	1.967	1.097	0.497	-0.215	-0.557	-0.704	-0.748
	60	77.312	37.262	17.175	10.441	7.063	5.038	3.699	2.759	2.074	1.170	0.634	0.312	0.118
	70	78.255	38.234	18.198	11.503	8.149	6.136	4.798	3.849	3.144	2.184	1.577	1.176	0.903
拱端外缘面 $\bar{\sigma}_{a外}$	20°	23.234	-11.962	-18.386	-13.678	-9.400	-6.466	-4.525	-4.226	-2.332	-1.248	-0.660	-0.316	-0.104
	30	54.508	15.170	-2.556	-6.292	-6.644	-5.959	-5.027	-4.122	-3.335	-2.140	-1.346	-0.817	-0.458
	40	66.183	26.417	7.068	1.258	-1.100	-2.078	-2.403	-2.492	-2.241	-1.755	-1.265	-0.854	-0.529
	50	71.695	31.817	12.121	5.813	2.879	1.308	0.417	-0.090	-0.368	-0.547	-0.490	-0.350	-0.192
	60	74.655	34.757	14.944	8.478	5.360	3.584	2.477	1.760	1.278	0.733	0.489	0.395	0.385
	70	76.467	36.521	16.670	10.135	6.947	5.086	3.893	3.082	2.503	1.777	1.370	1.138	1.003
拱端内缘面 $\bar{\sigma}_{a内}$	20°	132.309	83.203	45.603	27.405	17.581	11.966	8.562	6.382	4.917	3.152	2.183	1.598	1.219
	30	105.442	63.790	39.877	29.191	22.288	17.381	13.786	11.110	9.092	6.353	4.664	3.565	2.818
	40	94.521	53.999	32.816	24.837	20.163	16.868	14.336	12.308	10.652	8.145	6.388	5.129	4.208
	50	89.204	48.983	28.490	21.293	17.404	14.841	12.952	11.461	10.237	8.318	6.882	5.778	4.918
	60	86.307	46.169	25.912	18.978	15.368	13.088	11.477	10.244	9.258	7.741	6.609	5.723	5.005
	70	84.519	44.453	24.278	17.455	13.955	11.794	10.301	9.190	8.323	7.021	6.074	5.338	4.747

表 2-14 之三 纯拱法应力计算，水压力产生应力系数表

③适用于一般基岩上的拱坝  $E_c/E_r = 3$   $E_c$ ——拱坝坝身材料的弹性模量  $E_r$ ——拱坝基岩的弹性模量

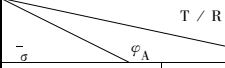
		0.0125	0.025	0.05	0.07	0.10	0.125	0.15	0.175	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40
拱冠外缘面 $\bar{\sigma}_{a外}$	20°	107.727	64.023	35.784	23.073	16.046	11.839	9.152	7.338	6.055	4.400	3.403	2.750	2.295
	30	93.600	53.201	31.937	23.662	18.689	15.210	12.629	10.659	9.127	6.950	5.516	4.526	3.812
	40	87.884	47.817	27.590	20.575	16.799	14.302	12.451	10.989	9.791	7.942	6.592	5.581	4.807
	50	85.124	45.103	25.042	18.283	14.825	12.670	11.158	10.010	9.089	7.670	6.604	5.765	5.091
	60	83.615	43.598	23.561	16.852	13.468	11.407	10.004	8.971	8.170	6.980	6.112	5.435	4.885
	70	82.701	42.681	22.644	15.942	12.573	10.536	9.162	8.168	7.407	6.308	5.536	4.950	4.482
拱冠内缘面 $\bar{\sigma}_{a内}$	20°	47.475	6.585	-9.542	-10.368	-8.806	-7.174	-5.852	-4.836	-4.058	-2.979	-2.293	-1.830	-1.503
	30	66.192	25.456	4.824	-1.514	-3.910	-4.708	-4.796	-4.579	-4.243	-3.528	-2.910	-2.421	-2.039
	40	72.732	32.427	11.967	5.055	1.683	-0.186	-1.260	-1.870	-2.194	-2.378	-2.276	-2.077	-1.859
	50	75.720	35.590	15.364	8.524	5.077	3.023	1.690	0.786	0.160	-0.579	-0.923	-1.057	-1.080
	60	77.310	37.256	17.156	10.403	7.002	4.953	3.591	2.629	1.923	0.987	0.434	0.102	-0.094
	70	78.260	38.241	18.207	11.508	8.149	6.128	4.781	3.821	3.108	2.129	1.507	1.091	0.815
拱端外缘面 $\bar{\sigma}_{a外}$	20°	23.979	-10.872	-17.175	-12.569	-8.434	-5.642	-3.825	-2.627	-1.817	-0.858	-0.354	-0.071	0.096
	30	54.814	15.684	-1.850	-5.537	-5.898	-5.247	-4.354	-3.495	-2.754	-1.645	-0.926	-0.459	-0.151
	40	66.345	26.692	7.494	1.753	-0.578	-1.552	-1.885	-1.898	-1.754	-1.305	-0.855	-0.482	-0.193
	50	71.778	31.990	12.400	6.150	3.252	1.698	0.814	0.305	0.022	-0.173	-0.136	-0.20	0.117
	60	74.727	34.872	15.143	8.733	5.645	3.894	2.800	2.083	1.601	1.044	0.787	0.687	0.658
	70	76.491	36.611	16.821	10.334	7.170	5.334	4.154	3.349	2.777	2.052	1.633	1.389	1.242
拱端内缘面 $\bar{\sigma}_{a内}$	20°	131.572	82.107	44.307	26.176	16.504	11.052	7.790	5.727	4.358	2.735	1.859	1.340	1.010
	30	105.139	63.286	39.179	28.425	21.510	16.620	13.057	10.426	8.457	5.814	4.209	3.181	2.491
	40	94.361	53.729	32.400	24.353	19.649	16.343	13.811	11.791	10.147	7.672	5.955	4.737	3.854
	50	89.122	48.813	28.218	20.964	17.042	14.463	12.565	11.074	9.853	7.946	6.526	5.444	4.605
	60	86.235	46.056	25.715	18.729	15.089	12.786	11.164	9.931	8.945	7.440	6.319	5.439	4.738
	70	84.495	44.363	24.129	17.258	13.734	11.550	10.046	8.929	8.057	6.758	5.821	5.097	4.618

表 2-15 之一 纯拱法应力计算, 温降应力系数表

①适用于优良基岩上的拱坝  $E_c/E_r = 1$   $E_c$ ——拱坝坝身材料的弹性模量  $E_r$ ——拱坝基岩的弹性模量

$\frac{T}{R}$ $\frac{\bar{\sigma}}{\varphi A}$	0.0125	0.025	0.050	0.070	0.10	0.125	0.15	0.175	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	
	拱冠外缘面 $\bar{\sigma}_{a外}$	20°	0.306	0.474	0.488	0.343	0.201	0.094	0.018	-0.034	-0.071	-0.115	-0.137	-0.146
	30	0.154	0.279	0.438	0.491	0.477	0.428	0.366	0.304	0.247	0.154	0.086	0.038	0.003
	40	0.0884	0.168	0.296	0.383	0.434	0.454	0.454	0.438	0.412	0.350	0.287	0.231	0.183
	50	0.0561	0.108	0.200	0.275	0.332	0.372	0.399	0.413	0.418	0.406	0.377	0.340	0.302
	60	0.0382	0.0745	0.141	0.199	0.247	0.288	0.320	0.344	0.361	0.379	0.378	0.367	0.347
	70	0.0272	0.0534	0.102	0.147	0.186	0.220	0.250	0.275	0.295	0.324	0.340	0.345	0.341
拱冠内缘面 $\bar{\sigma}_{a内}$	20°	-0.375	-0.706	-1.076	-1.150	-1.103	-1.023	-0.940	-0.864	-0.796	-0.686	-0.601	-0.535	-0.482
	30	-0.168	-0.334	-0.622	-0.824	-0.942	-0.994	-1.003	-0.987	-0.958	-0.882	-0.804	-0.733	-0.671
	40	-0.0931	-0.186	-0.362	-0.515	-0.640	-0.734	-0.799	-0.841	-0.863	-0.869	-0.844	-0.805	-0.781
	50	-0.0581	-0.116	-0.228	-0.333	-0.428	-0.510	-0.579	-0.634	-0.678	-0.733	-0.756	-0.756	-0.743
	60	-0.0392	-0.0781	-0.155	-0.228	-0.297	-0.360	-0.417	-0.467	-0.511	-0.579	-0.623	-0.649	-0.660
	70	-0.0277	-0.0554	-0.110	-0.163	-0.213	-0.261	-0.306	-0.347	-0.384	-0.448	-0.497	-0.533	-0.557
拱端外缘面 $\bar{\sigma}_{a外}$	20°	-0.684	-1.198	-1.621	-1.579	-1.404	-1.223	-1.066	-0.936	-0.830	-0.671	-0.560	-0.478	-0.416
	30	-0.316	-0.599	-1.029	-1.270	-1.360	-1.355	-1.300	-1.221	-1.133	-0.967	-0.827	-0.714	-0.623
	40	-0.176	-0.340	-0.622	-0.838	-0.988	-1.080	-1.124	-1.133	-1.118	-1.047	-0.951	-0.855	-0.765
	50	-0.109	-0.212	-0.398	-0.556	-0.683	-0.782	-0.853	-0.901	-0.929	-0.939	-0.910	-0.859	-0.800
	60	-0.0725	-0.142	-0.270	-0.383	-0.481	-0.563	-0.630	-0.684	-0.724	-0.771	-0.784	-0.773	-0.747
	70	-0.0504	-0.099	-0.190	-0.272	-0.346	-0.410	-0.466	-0.514	-0.554	-0.610	-0.642	-0.654	-0.652
拱端内缘面 $\bar{\sigma}_{a内}$	20°	0.620	0.980	1.069	0.821	0.556	0.350	0.200	0.092	0.0149	-0.0822	-0.134	-0.162	-0.177
	30	0.304	0.552	0.870	0.982	0.957	0.865	0.748	0.629	0.518	0.337	0.206	0.112	0.0445
	40	0.172	0.326	0.572	0.737	0.830	0.866	0.859	0.824	0.773	0.649	0.525	0.415	0.322
	50	0.108	0.207	0.380	0.518	0.621	0.693	0.737	0.759	0.762	0.728	0.666	0.592	0.516
	60	0.072	0.140	0.263	0.368	0.456	0.527	0.582	0.622	0.649	0.671	0.662	0.632	0.591
	70	0.0503	0.0983	0.187	0.267	0.336	0.397	0.447	0.489	0.523	0.568	0.589	0.590	0.578

表 2-15 之二 纯拱法应力计算，温降应力系数表

②适用于优良基岩上的拱坝  $E_c/E_r = 2$   $E_c$ ——拱坝坝身材料的弹性模量  $E_r$ ——拱坝基岩的弹性模量

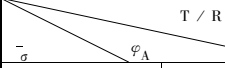
	T / R	0.0125	0.025	0.050	0.075	0.10	0.125	0.15	0.175	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40
	拱冠外缘面 $\bar{\sigma}_{a外}$	20°	0.298	0.454	0.467	0.342	0.222	0.134	0.072	0.030	0	-0.036	-0.054	-0.063
	30	0.150	0.269	0.413	0.461	0.448	0.406	0.353	0.301	0.253	0.175	0.119	0.079	0.050
	40	0.0870	0.163	0.281	0.359	0.404	0.422	0.421	0.407	0.385	0.332	0.278	0.231	0.190
	50	0.0554	0.106	0.192	0.259	0.310	0.346	0.369	0.381	0.385	0.374	0.349	0.317	0.285
	60	0.0378	0.9730	0.136	0.189	0.233	0.268	0.296	0.317	0.332	0.347	0.347	0.336	0.319
	70	0.0270	0.0525	0.0991	0.140	0.176	0.207	0.233	0.255	0.273	0.298	0.311	0.315	0.311
拱冠内缘面 $\bar{\sigma}_{a内}$	20°	-0.363	-0.664	-0.965	-0.990	-0.916	-0.822	-0.734	-0.658	-0.593	-0.492	-0.417	-0.362	-0.318
	30	-0.165	-0.320	-0.576	-0.743	-0.828	-0.854	-0.845	-0.815	-0.777	-0.692	-0.613	-0.545	-0.488
	40	-0.0916	-0.180	-0.341	-0.475	0.578	-0.652	-0.699	-0.725	-0.735	-0.721	-0.684	-0.638	-0.591
	50	-0.0573	-0.113	-0.218	-0.312	-0.394	-0.462	-0.518	-0.561	-0.593	-0.629	-0.636	-0.625	-0.604
	60	-0.038	-0.0764	-0.149	-0.215	-0.277	-0.331	-0.379	-0.421	-0.456	-0.507	-0.538	-0.552	-0.554
	70	-0.0275	-0.0544	-0.106	-0.155	-0.201	-0.243	-0.282	-0.317	-0.348	-0.399	-0.437	-0.462	-0.478
拱端外缘面 $\bar{\sigma}_{a外}$	20°	-0.641	-1.062	-1.320	-1.201	-1.012	-0.842	-0.706	-0.601	-0.518	-0.401	-0.324	-0.269	-0.230
	30	-0.302	-0.550	-0.882	-1.029	-1.053	-1.007	-0.932	-0.847	-0.765	-0.621	-0.510	-0.425	-0.360
	40	-0.170	-0.218	-0.551	-0.708	-0.801	-0.844	-0.851	-0.834	-0.801	-0.714	-0.623	-0.539	-0.467
	50	-0.106	-0.201	-0.360	-0.483	-0.573	-0.635	-0.673	-0.692	-0.696	-0.673	-0.626	-0.571	-0.514
	60	-0.0708	-0.136	-0.248	-0.340	-0.413	-0.470	-0.512	-0.542	-0.562	-0.574	-0.563	-0.537	-0.502
	70	-0.0495	-0.0953	-0.177	-0.246	-0.303	-0.351	-0.389	-0.419	-0.442	-0.469	-0.477	-0.471	-0.455
拱端内缘面 $\bar{\sigma}_{a内}$	20°	0.580	0.865	0.852	0.593	0.360	0.195	0.0841	0.0104	-0.0386	-0.0942	-0.119	-0.129	-0.132
	30	0.290	0.506	0.741	0.785	0.724	0.619	0.506	0.401	0.311	0.173	0.0819	0.0213	-0.0187
	40	0.166	0.304	0.505	0.619	0.668	0.668	0.638	0.590	0.533	0.416	0.312	0.227	0.160
	50	0.105	0.196	0.344	0.449	0.519	0.560	0.577	0.576	0.562	0.509	0.441	0.373	0.309
	60	0.0704	0.134	0.242	0.326	0.391	0.439	0.471	0.491	0.500	0.494	0.467	0.428	0.385
	70	0.0493	0.0947	0.174	0.241	0.295	0.338	0.372	0.398	0.416	0.435	0.434	0.420	0.398



表 2-15 之三 纯拱法应力计算, 温降应方系数表

③适用于一般基岩上的拱坝  $E_c/E_r = 3$   $E_c$ —拱坝坝身材料的弹性模量  $E_r$ —拱坝基岩的弹性模量

$\frac{T}{R}$ $\frac{\bar{\sigma}}{\varphi A}$	T / R													
	0.0125	0.025	0.050	0.075	0.10	0.125	0.15	0.175	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	
拱冠外缘面 $\bar{\sigma}_{a外}$	20°	0.291	0.437	0.450	0.337	0.229	0.149	0.093	0.055	0.028	-0.005	-0.023	-0.032	-0.038
	30	0.148	0.260	0.395	0.438	0.427	9.388	0.340	0.292	0.249	0.178	0.126	0.089	0.063
	40	0.0856	0.158	0.269	0.342	0.383	0.399	0.398	0.385	0.365	0.316	0.266	0.222	0.184
	50	0.0547	0.103	0.185	0.247	0.294	0.327	0.348	0.359	0.362	0.352	0.328	0.299	0.268
	60	0.0374	0.0716	0.131	0.181	0.222	0.254	0.280	0.299	0.313	0.326	0.326	0.315	0.299
	70	0.0268	0.0516	0.0963	0.135	0.168	0.197	0.221	0.241	0.257	0.280	0.292	0.295	0.292
拱冠内缘面 $\bar{\sigma}_{a内}$	20°	-0.352	-0.631	-0.885	-0.882	-0.796	-0.699	-0.612	-0.540	-0.480	-0.389	-0.324	-0.277	-0.240
	30	-0.161	-0.308	-0.541	-0.685	-0.751	-0.764	-0.746	-0.710	-0.668	-0.582	-0.506	-0.442	-0.390
	40	-0.0901	-0.175	-0.324	-0.445	-0.535	-0.597	-0.635	-0.652	-0.655	-0.631	-0.589	-0.542	-0.495
	50	-0.0565	-0.110	-0.209	-0.295	-0.369	-0.429	-0.477	-0.514	-0.539	-0.564	-0.564	-0.548	-0.523
	60	-0.0383	-0.0749	-0.143	-0.206	-0.261	-0.310	-0.353	-0.389	-0.419	-0.462	-0.486	-0.494	-0.491
	70	-0.0272	-0.0534	-0.103	-0.149	-0.191	-0.229	-0.264	-0.295	-0.323	-0.367	-0.399	-0.419	-0.430
拱冠外缘面 $\bar{\sigma}_{a外}$	20°	-0.603	-0.955	-0.110	-0.962	-0.780	-0.631	-0.517	-0.432	-0.368	-0.278	-0.222	-0.182	-0.155
	30	-0.289	-0.508	-0.771	-0.864	-0.855	-0.796	-0.718	-0.639	-0.566	-0.445	-0.357	-0.292	-0.244
	40	-0.164	-0.298	-0.494	-0.612	-0.673	-0.692	-0.681	-0.654	-0.617	-0.533	-0.452	-0.383	-0.325
	50	-0.103	-0.191	-0.329	-0.427	-0.493	-0.534	-0.554	-0.559	-0.553	-0.519	-0.470	-0.418	-0.370
	60	-0.0693	-0.130	-0.230	-0.306	-0.362	-0.403	-0.432	-0.449	-0.457	-0.455	-0.435	-0.405	-0.372
	70	-0.0488	-0.0919	-0.165	-0.224	-0.270	-0.306	-0.334	-0.354	-0.367	-0.380	-0.377	-0.364	-0.345
拱端内缘面 $\bar{\sigma}_{a内}$	20°	0.545	0.774	0.701	0.450	0.247	0.114	0.0296	-0.024	-0.0573	-0.092	-0.104	-0.108	-0.106
	30	0.277	0.466	0.645	0.651	0.574	0.470	0.367	0.277	0.202	0.0952	0.0280	-0.0135	-0.0398
	40	0.161	0.286	0.452	0.533	0.556	0.540	0.500	0.450	0.396	0.291	0.204	0.138	0.0869
	50	0.102	0.187	0.314	0.396	0.445	0.468	0.471	0.460	0.439	0.382	0.319	0.259	0.206
	60	0.0688	0.128	0.224	0.293	0.343	0.375	0.395	0.404	0.404	0.387	0.355	0.316	0.276
	70	0.0484	0.0913	0.163	0.219	0.262	0.295	0.319	0.335	0.345	0.350	0.340	0.322	0.298

表 2-16 已建成的砌石拱坝资料

水库名称	所在地	拱坝型式	基础	坝高 H (米)	坝顶长 (跨) L (米)	坝底厚度 B (米)	坝顶厚度 b (米)	跨高比 L/H	厚高比 B/H	最大中心角 2 $\alpha$ (度)	最大外半径 R (米)	最大应力 (公斤/厘米 <sup>2</sup> )				坝体工程量 W (万米 <sup>3</sup> )	总库容 V (万米 <sup>3</sup> )	备注	
												拱冠梁法		纯拱法					
												$\sigma$ 拉	$\sigma$ 压	$\sigma$ 拉	$\sigma$ 压				
大陂水库	广东新丰	定中心角变半径	灰质砂岩	20.5	36	10.8	2.5	1.6	0.503	90	25.5				筒法 + 8	混凝土 0.0764 浆砌石 0.48	70 (兴利库容)	原设计坝高 28 米	
大封门水库	广东增城	变圆心, 变半径	花岗岩	45	140	11.6	2.0	3.1	0.26	120	80.8		-20.0	+33.7		混凝土 1.05 浆砌石 1.5	500 (兴利库容)	用变厚拱纯拱法计)	
南冲水库	广东罗定	溢流拱坝	花岗岩	30.5	63	8.5	2.0	2.1	0.28	133	36.9							140	
上里水库	福建厦门	浆砌石拱坝	花岗岩	26.8	120	8.0	2.8	4.5	0.30				-22.0	+32.7					
双溪口水库	浙江兰溪	浆砌石单曲拱坝	砂岩	19.13	47	7.6	2.35	2.4	0.4	120			-11.0	+17.1					
水坑口水库	浙江永康	浆砌石单曲拱坝	凝灰岩, 较完整	21.5	75	8.0	2.0	3.5	0.37	120	40								46
洞门口水库	浙江常山	浆砌石单曲拱坝	坝基下部为砂岩, 上部为页岩	25	77	8.5	2.0	3.1	0.34	100	51.4								90
金家洞水库	湖南溆浦	浆砌块石拱坝	砂质灰岩	62	97	18.9	3.0	1.56	0.305	120	56		-2.06	+16.7					1480
三江寨水库	湖南凤凰	砌石溢流拱坝	石灰岩	23.5	12	5.4	2.0	0.51	0.23	130	9.8		0	+4.7	0.087			40.6	用圆筒法计算
长沙坝水库	四川威远	定圆心等半径浆砌石拱坝	红砂岩	52	121	16.8	1.80	2.33	0.323	110	72.8	13.20	42.5	-20.6	+47.7	3.8			3500
龙门水库	河北	浆砌块石拱坝	片麻岩	18	39.2	9.0	3.0	2.18	0.50	120	40.4		-0.54	+10					500
青云水库	四川潼南	浆砌条石拱坝	石英砂岩	22.8	68.2	6.16	1.70	3.0	0.27	104	43.4		-12.6	+31					1600
红旗水库	四川垫江	变中心角变半径浆砌条石拱坝	灰、砂、煤页岩	42.6 (计划 51.6)	96.1	9.5	1.2	2.26	0.223	110	58.70		-13.9	+56.5	2.36				737
龙潭水库	陕西丹凤	定圆心等半径砌石拱坝		40		14	4		0.35	120	33.75	7.2	11						1.25

### 三、浆砌石硬壳坝设计

(一) 结构形式: 实践证明隔墙对硬壳起着十分重要的支撑作用, 因此, 对于高度在 10 米以上的硬壳坝都应设置浆砌石隔墙。隔墙的间距和厚度应根据坝高和壳厚通过计算决定。已建成的硬壳坝 (坝高 25 米以下的) 隔墙间距一般宜为 6~10 米, 墙厚 1.5~3 米, 上部可薄些, 下部可厚些, 若坝增高, 则间距可相应增大, 墙亦可相应增厚。带有隔墙的浆砌石硬壳结构有三种形式: 第一种是上、下游硬壳都采用连续平板, 如乐昌县的黄金洞、连平县的山下, 白沙县的南伟等坝均属这一类 (见图 2-25); 第二种是上游硬壳采用连续平板, 下游硬壳采用连拱 (在溢流段采用外平内拱, 以利泄洪),

如惠阳县的石头河和吴村等坝属这一类（见图 2-26）；第三种是上、下游硬壳都采用连拱，如惠阳县的伯公坳、白沙县的珠碧江均属这一类（见图 2-27）。

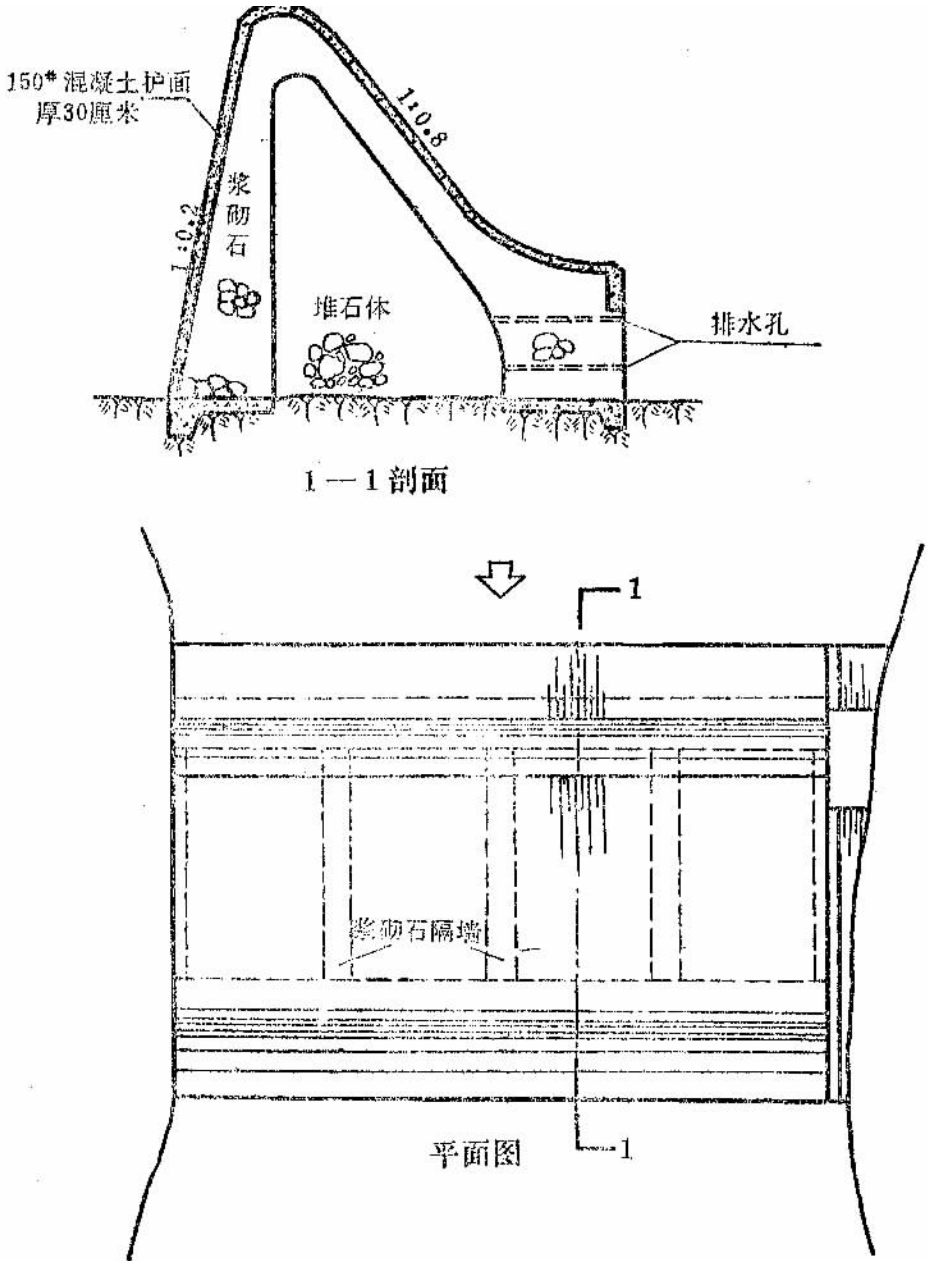


图 2-25 连续平板硬壳坝示意图

上述三种结构形式中，第一种结构形式最简单，设计和施工都较方便，上游硬壳的内壁可作成垂直的或稍向外倾，外壁作成  $1:0.1 \sim 1:0.3$  的坡度，这样对承受坝内填料

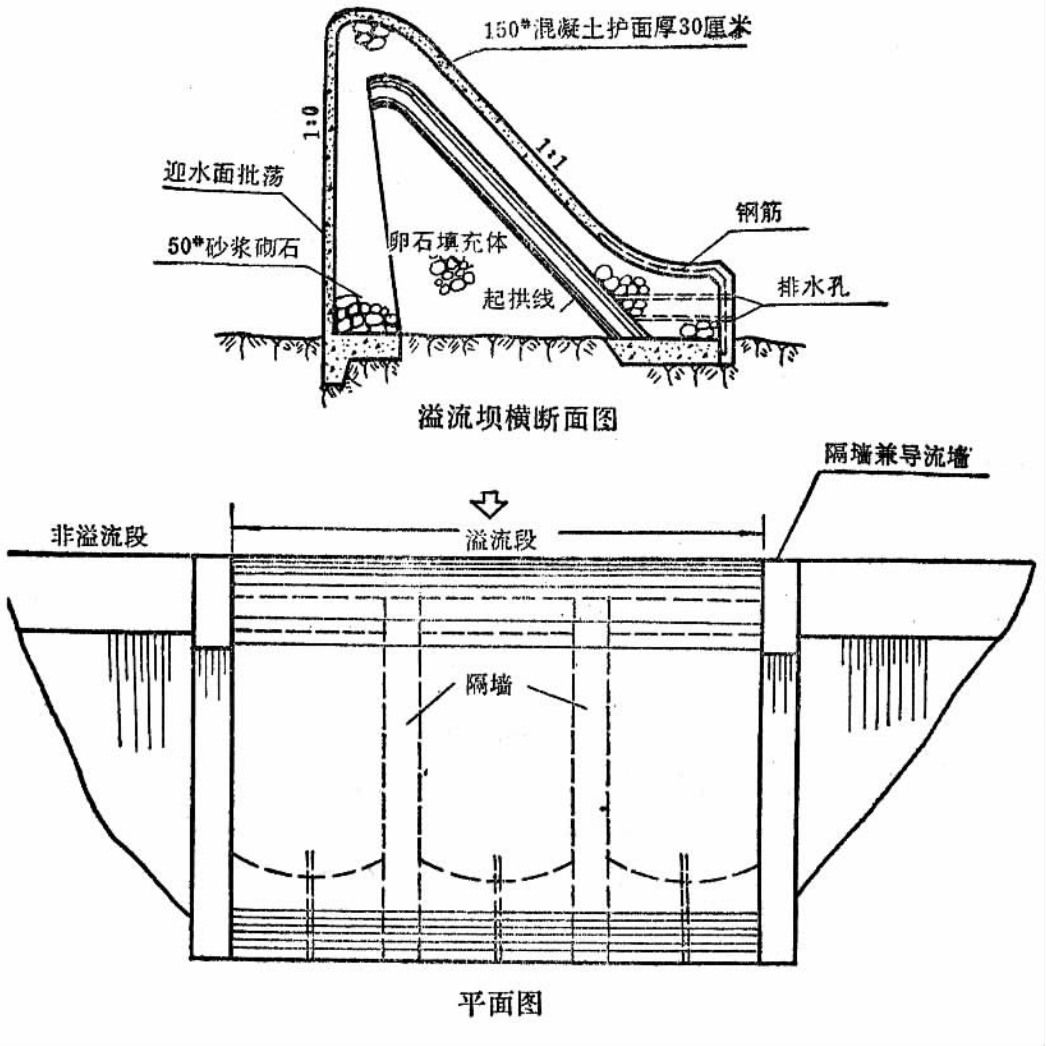


图 2-26 上游面平板下游面连拱硬壳坝示意图

压力较为有利。下游硬壳由于坡度较缓，平板承受自重和水重（包括动水压力）产生较大的拉应力，对浆砌石结构不利，因而在采用这种结构形式时，为了减小硬壳的弯曲变形，隔墙间距宜尽量缩小（建议采用 8 米以下的间距），下游面坡度也宜陡些（在满足坝的稳定前提下建议采用 1:0.6~1:0.8）；第二种形式结构较合理，上游硬壳与第一种形式相同，下游硬壳作成连拱式，可使由于自重和外水压力对浆砌石硬壳平板所产生的不利的拉力，变为对浆砌石拱较为有利的压力，以适应浆砌石抗压能力强、抗拉能力弱的特点，但坝坡宜缓一些（建议采用 1:0.8~1:1）；以减少坝体内的堆填料对拱圈的推力（属拉应力）；第三种形式由于上游硬壳也采用连拱，为了减少施工期间坝内堆填料对拱圈的推力（属拉应力）作用，坝坡必须放缓，或需在上游坡面填土以平衡上述推

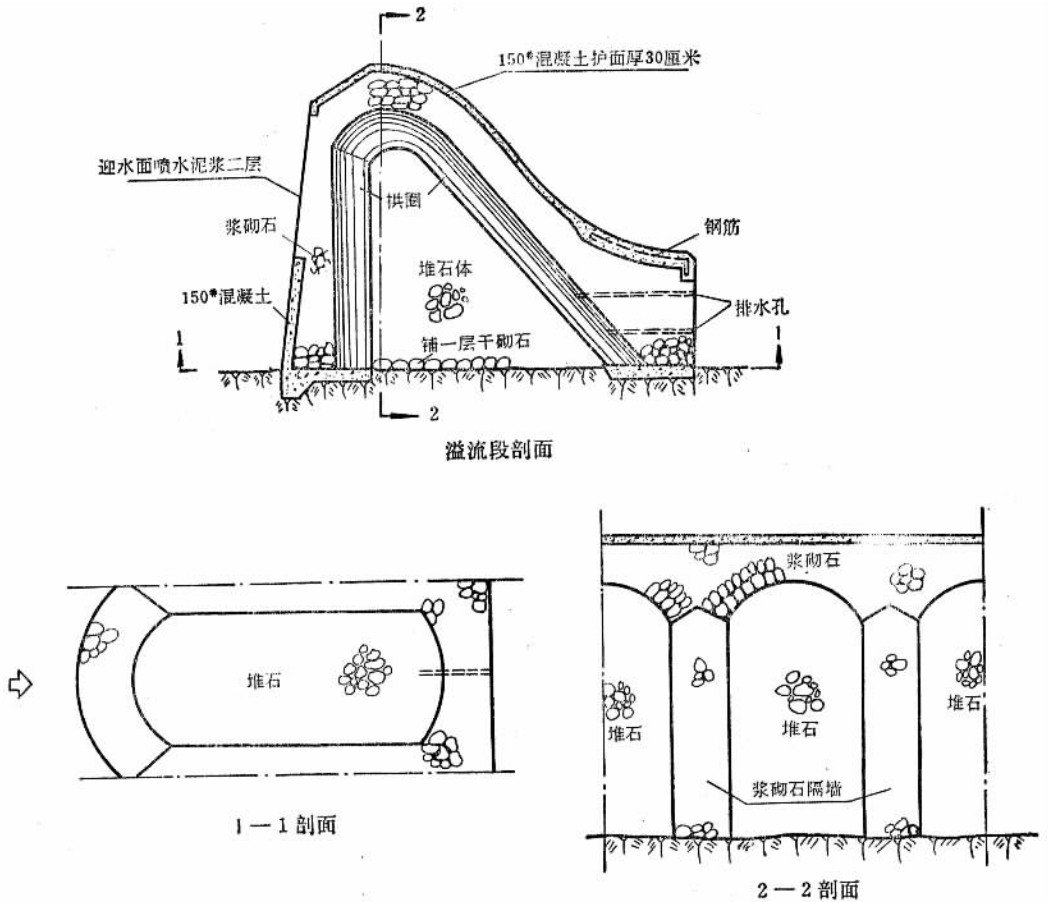


图 2-27 连拱硬壳坝示意图

力，因而可能增大土石方工程量，这是在选用上游面硬壳结构形式时所必须考虑的。实践经验证明，对于坝高 25 米以下的硬壳坝，第二种形式是比较合理的。较矮的坝由于外水压力较小，也常采用结构简单的第一种形式。至于第三种形式由于结构较复杂，在考虑修建较高的坝时，可经过方案比较后决定。

(二) 坝体断面：硬壳坝的坝体断面与浆砌石（实体）重力坝相类似。上游面浆砌石硬壳坡度一般采用  $1:0.1 \sim 1:0.3$ ；下游面浆砌石硬壳，在非溢流段坡度一般采用  $1:0.6 \sim 1:0.8$ ，在溢流段则可采用  $1:0.7 \sim 1:1$  坡。坝顶宽度一般采用 2~3 米。坝的硬壳外部和内部轮廓要顺滑，转折处要用圆弧相接，坝顶以及鼻坎反弧与支撑体联接部分的内壁宜作成拱形，以避免应力集中。

(三) 防渗、消能和排水措施：防渗、消能措施基本上与浆砌石重力坝相同。在按重力坝的要求进行清基之后，坝基防渗通常采用混凝土齿墙（设在上游硬壳底端）和粘土铺盖，上游和两岸齿墙嵌入完整岩层的深度应不小于 1 米。坝身防渗一般采用在上游面或上游浆砌石硬壳内设置混凝土防渗板，其要求与重力坝相同。对于低坝，亦有采用

水泥砂浆批荡防渗的，但必须认真保证施工质量。混凝土防渗板一般在隔墙处分缝，而浆砌石硬壳则一般不设分缝。

在坝顶和溢流段下游浆砌石硬壳面上一般采用混凝土护面，其厚度约 0.2 至 0.5 米，以防水流冲刷。消能形式一般采用在溢流段下游面下端设置鼻坎挑流，坎高可为坝高的  $\frac{1}{3}$  左右，坎脚混凝土齿墙必须深入完整基岩，深度不小于 1 米。鼻坎消能的设计计算与重力坝相同。

鼻坎浆砌石支撑体内设置排水孔，以排除渗入坝体内的渗水。排水孔一般设两排，下排位置宜略高于一般下游水位，上排则设在下游最高水位以上，孔径宜为 0.1 米，孔距 2 米左右，对采用冲填砂的坝还应在排水孔进口设置反滤体，防止砂子随水流走。

(四) 坝体填料：坝体内填料所用的材料质量和施工堆砌密实度与填料的沉陷有很大关系，要求选用坚硬的河卵石或块石作填料，堆砌时要分层填筑，大石之间填充小石，层层插实（或用压力水冲实），空隙率要求控制在 30% 以内。石中冲填粗砂可以得到较小的空隙和较大的容重，但必须注意掌握施工质量，不得出现一层砂一层石的现象，以免影响坝的抗滑稳定性，或发生砂走石沉的情况。坝体如采用块石或河卵石作填料时，填料与浆砌石硬壳之间宜用一层厚约 1 米的干砌石作过渡层，以使受力均匀。

(五) 计算方法：浆砌石硬壳坝目前还没有一套成熟的计算方法，为了适应工程设计需要，通过核算已建成（正常运用）的几座设有隔墙的硬壳坝，从实践经验出发，提出下列的计算程序和方法供设计时参考：

1. 参考浆砌石重力坝和已建成的硬壳坝（见表 2-17）的外形轮廓，结合当地地形、地质、坝高等实际情况，初步定出硬壳坝的外部轮廓，浆砌石硬壳结构形式、隔墙间距及厚度，上下游硬壳厚度、坡度、溢流段位置、宽度、溢流堰顶、非溢流段顶高程、鼻坎尺寸和高程以及填料堆砌方法等主要结构规格尺寸。

2. 上游硬壳厚度核算：第一，进行施工期间上游硬壳承受坝内堆填料最大的水平推力时，硬壳的强度和稳定核算；第二，完工后按蓄水至坝顶、设计（校核）洪水位（包括硬壳承受的最大外水压力和淤砂、土压力等）时，硬壳的强度和稳定核算。硬壳如采用平板结构可用单跨固端梁或按箱格法核算不同高程板（梁）厚度；采用连拱式的，可按一般连拱方法核算拱圈厚度。建议溢流段上游硬壳浆砌石结构厚度，下部不小于  $\frac{1}{5}$  坝高（对于连拱结构的拱圈厚度不小于  $\frac{1}{7}$  坝高）；上部不小于 1 米。核算施工期间坝体填料对上游硬壳推力作用时，还应核算隔墙的厚度是否足够。

3. 下游硬壳厚度核算：平板式可用单跨固端梁或按箱格法核算。由于自重和外水压力作用，下板（梁）的厚度及坝体填料水平推力作用同前，连拱式则应核算填料推力和外水压力、自重等荷载作用下的拱圈厚度。建议下游硬壳浆砌石结构厚度不小于 1 米。

4. 建在岩石基础上的硬壳坝，其浆砌石硬壳和隔墙的基础均应尽可能清至新鲜坚硬基岩，对于破碎，软弱岩层的隔墙基础要进行承载力核算，从而决定墙基所需要的承压面积和尺寸。

5. 把硬壳坝作为一个整体，核算坝的稳定性，包括满足抗倾覆和抗滑动稳定要求，计算方法与浆砌石重力坝相同。

表 2-17 浆砌石硬壳坝调查资料表

工程名称	所在县市	集雨面积 (公里 <sup>2</sup> )	总库容 (万米 <sup>3</sup> )	坝址地质	结构型式	最大坝高 (米)	坝顶长(米)		上游硬壳		溢流面硬壳		鼻坎高 (米)	坝体填料	防渗措施
							全长	其中溢流段长	厚度 顶/底	坡比	厚度 顶/底	坡比			
红旗	琼海县	58	150	花岗岩	平板式硬壳,有隔墙	10.5	65	65	1.8/2.6	1:0.15	1.1/1.1	1:0.7	3.5	干砌石充砂	水泥砂浆勾缝
南伟	白沙县	430	560	砂岩	平板式硬壳,有隔墙	19.5	142	80	2.0/4.75	1:0.1	1.8/1.8	1:1	9	河卵石充砂	钢筋混凝土防渗板厚 0.3~0.7 米
珠江江	白沙县	492	5920	花岗岩	连拱式硬壳,有隔墙	16.0	470	100	1.6/2.8	1:0.12	2.0/2.7	1:1	7.6	堆石充砂	上部喷浆,下部混凝土厚 0.5 米
黄金洞	乐昌县	70	100	石灰岩	平板式硬壳,有隔墙	16.5	31	26	1.0/3.8	1:0.2	1.0/1.0	1:0.8	2.0	干堆石	水泥砂浆批荡
伯公坳	惠阳县	33.5	1080	砂岩	连拱式硬壳,有隔墙	32.0	135	35	2.2/4.0	1:0.1	2.2/2.7	1:0.7	10.1	堆砌块石	混凝土防渗板厚 0.2~0.5 米
石头河	惠阳县	11.6	480	砂岩	上游平板,下游连拱,E隔墙	20.5	157	30	1.8/3.0	1:0.1	2.0/2.0	1:0.8	4.5	堆砌块石	混凝土防渗板厚 0.2~0.3 米
吴村	惠阳县	58	600	花岗岩	上游平板,下游连拱,有隔墙	14.6	50	33.6	2.5/2.8	1:0.1	1.1/1.3	1:0.7	7.0	堆砌块石	混凝土防渗板厚 0.3~0.4 米
山下	连平县	25	86	砂岩	平板式硬壳,有隔墙	25	72	27	2.3/4.7	1:0.3	2.0/2.2	1:1.1	6.0	卵石充砂	混凝土防渗板厚 0.2~0.3 米
高思	蕉岭县	9.7	46	砂岩	平板式硬壳,有隔墙	19.4	52	16	1.0/2.2	1:0.5	0.8/0.8	1:1.1	4.0	干砌石充砂	混凝土防渗板厚 0.15~0.2 米
小径	连平县	10.5	60	砂岩	平板式硬壳	18.5	53	22	1.5/3.0	1:0.3	1.0/1.0	1:1	3.0	干堆石	水泥砂浆批荡

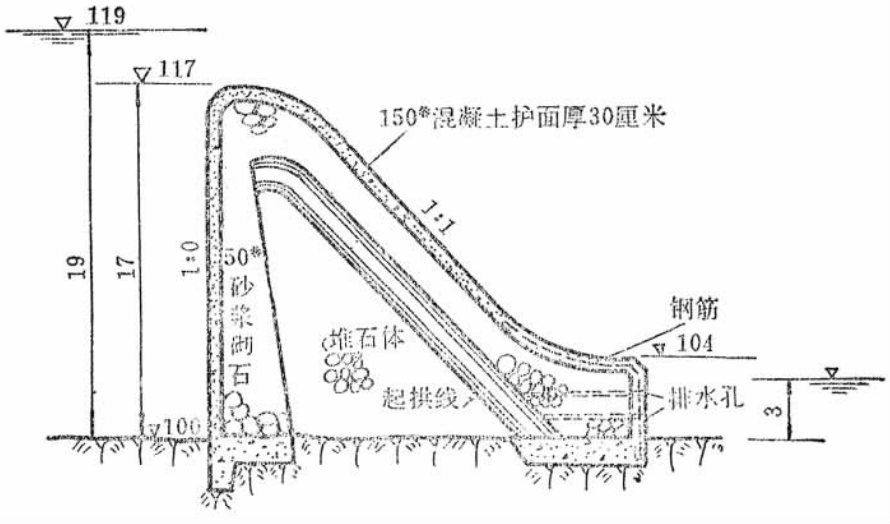
(例) 某浆砌石硬壳坝，集雨面积 10 平方公里，河床比降 0.02，坝址河床高程为 100 米，蓄水（正常）库容 46 万立方米，相应库水位 117 米（水深 17 米），坝长 53 米，水库属 V 等工程，下泄流量以十年一遇洪水设计，百年一遇洪水校核。经水文计算求得设计洪流量为 53 秒立方米，校核洪流量为 94 秒立方米。采用溢流段长 16 米，实用堰顶宽 2 米，算得最大溢流水深为 2.0 米，求算溢流段浆砌石硬壳厚度。

解：设浆砌石硬壳坝隔墙间距 8 米，隔墙厚 2 米，硬壳上游面坡度为 1:0，下部厚 4.0 米，上部厚 2 米（均包括混凝土防渗板厚度）；下游面坡度为 1:1，采用连拱式硬壳，拱圈厚 1 米（外平内拱，包括混凝土护面），坝内用干堆石作填料（见图 2-28）。对坝的防渗、防冲、挑流鼻坎和基础处理等参照本书建议的结构尺寸拟定，因与本算例无关故从略。

1. 资料和数据：溢流段最大坝高 17 米，隔墙间距 8 米（净跨  $L_0 = 6$  米），上游面最大水深  $h_1 = 19$  米，下游水深  $h_2 = 3$  米，坝内填料高  $h_3 = 16$  米，最大淤砂高  $h_4 = 6$  米。

100 号浆砌石容重  $\gamma_1 = 2$  吨/米<sup>3</sup>，容许弯曲抗拉强度 ( $R_{ud}$ ) = 1.5 公斤/厘米<sup>2</sup>，容许轴心抗拉强度 ( $R_l$ ) = 0.7 公斤/厘米<sup>2</sup>，容许抗剪强度 ( $R_j$ ) = 1.8 公斤/厘米<sup>2</sup>，容许轴心抗压强度 (100 号砂浆砌 800 号石料) ( $R_a$ ) = 22 公斤/厘米<sup>2</sup>。

浆砌块石拱，100 号砂浆砌 800 号以上石料，控制计算抗拉强度不超过 5 公斤/厘米<sup>2</sup>。



溢流坝横断面  
图 2-28

干堆石容重  $\gamma_{干} = 1.65$  吨/米<sup>3</sup>，堆石内摩擦角  $\phi = 38^\circ$ ；坝前淤砂浮重  $\gamma_{砂} = 1.0$  吨/米<sup>3</sup>，内摩擦角  $\phi = 30^\circ$ 。

2. 上游面壳厚计算：沿水平方向在坝体最低处取一条单位宽度为 1 米的硬壳，按单跨国端梁计算（见图 2-29、2-30）。

用下列三种情况计算上游硬壳的下部厚度：

(1) 空库情况：当坝身刚建成，尚未蓄水，上、下游均无水压，坝前又无淤砂压力时，只计算坝内填料压力。

坝内填料（干堆石）的单位压力：

$$q = \gamma_{干} h_3 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = 1.65 \times 16 \times \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{38^\circ}{2} \right)$$

$$= 1.65 \times 16 \times 0.238 = 6.3 \text{ 吨/米}^2$$

支座弯矩： $M_{支} = -\frac{1}{12}qL^2 = -\frac{1}{12} \times 6.3 \times 6.0^2 = 18.9$  吨—米

跨中弯矩： $M_{中} = \frac{1}{24}qL^2 = \frac{1}{24} \times 6.3 \times 6.0^2 = 9.5$  吨—米

用弯矩计算壳厚  $h = \sqrt{\frac{6M}{b(R_{ul})}} = \sqrt{\frac{6 \times 18.9}{1 \times 15}} = 2.75$  米

剪力校核：核算支座剪应力

$$Q = \frac{qL}{2} = \frac{6.3 \times 6}{2} = 18.9 \text{ 吨}$$

$$\tau = \frac{Q}{bZ} = \frac{18.9}{1 \times \frac{2}{3} \times 2.75} = 10.3 \text{ 吨/米}^2 = 1.03 \text{ 公斤/厘米}^2 < (R_j) = 1.8 \text{ 公斤/厘米}^2$$



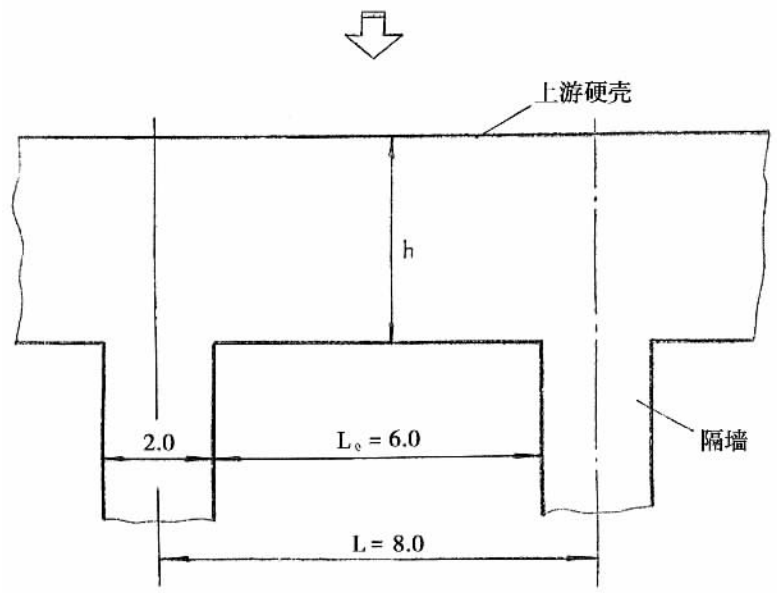


图 2-29

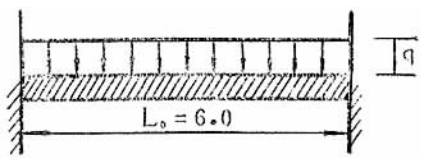


图 2-30

式中  $Z = \frac{2}{3}h$

核算隔墙与面板连接处的拉应力：

作用于隔墙的拉力为坝内填料对壳体的压力  $q = 6.3$  吨/米<sup>2</sup>，长度以 6 米计，则作用于隔墙的轴向拉力  $T = 6.3 \times 6 = 37.8$  吨。

上游壳体自重对基础所产生的摩擦力  $F = W \times f$ 。设壳体厚 4.0 米，隔墙中～中间距 8 米，壳体长取 8 米计，浆砌石容重为 2 吨/米<sup>3</sup>，故自重  $W = 4 \times 8 \times 1 \times 2 = 64$  吨；浆砌石与基岩摩擦系数  $f = 0.5$ ，则摩擦力：

$$F = W \times f = 64 \times 0.5 = 32 \text{ 吨}$$

隔墙宽度 2 米，则拉应力

$$\sigma_l = \frac{37.8 - 32}{1 \times 2} = 2.9 \text{ 吨/米}^2 = 0.29 \text{ 公斤/厘米}^2 < (R_l) = 0.7 \text{ 公斤/厘米}^2$$

(2) 满库情况：库内正常蓄水位平溢流坝顶，上游水深  $h = 17$  米，下游无水，坝前淤砂高 6 米。

$$\text{上游水压力 } q_1 = \gamma_{\text{水}} h = 1 \times 17 = 17 \text{ 吨/米}^2$$

$$\text{下游水压力 } q_2 = 0$$

$$\text{坝内填料压力 } q_3 = \gamma_{\text{干}} h_3 \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = 1.65 \times 16 \times 0.238 = 6.3 \text{ 吨/米}^2$$

$$\text{坝前淤砂压力 } q_4 = \gamma_{\text{砂}} h_4 \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = 1 \times 6 \times 0.334 = 2.0 \text{ 吨/米}^2$$

$$\text{总压力 } q = q_1 + q_4 - q_3 = 17 + 2 - 6.3 = 12.7 \text{ 吨/米}^2$$

$$\text{支座弯矩 } M_{\text{支}} = -\frac{1}{12}qL^2 = -\frac{1}{12} \times 12.7 \times 6^2 = 38.1 \text{ 吨一米}$$

$$\text{跨中弯矩 } M_{\text{中}} = \frac{1}{24}qL^2 = \frac{1}{24} \times 12.7 \times 6^2 = 19 \text{ 吨一米}$$

$$\text{壳厚 } h = \sqrt{\frac{6M}{b(R_{\text{ud}})}} = \sqrt{\frac{6 \times 38.1}{1 \times 15}} = 3.9 \text{ 米} \quad \text{与原定 } h = 4 \text{ 米接近, 仍用 } 4 \text{ 米。}$$

剪力校核:

$$Q = \frac{qL}{2} = \frac{12.7 \times 6}{2} = 38.1 \text{ 吨}$$

$$\tau = \frac{Q}{bZ} = \frac{38.1}{1 \times \frac{2}{3} \times 4} = 14.3 \text{ 吨/米}^2 = 1.43 \text{ 公斤/厘米}^2 < (R_j) = 1.8 \text{ 公斤/厘米}^2$$

(3) 过水情况: 按百年一遇校核洪水位 119 米计, 坝顶溢流水深 2 米, 上游水深 19 米, 下游水深 3 米; 考虑坝内渗透水深 3 米, 则 3 米以下填料容重以 0.65 吨/米<sup>3</sup> 计, 3 米以上以 1.65 吨/米<sup>3</sup> 计。

$$\text{上游水压力 } q_1 = \gamma_{\text{水}} h_1 = 1 \times 19 = 19 \text{ 吨/米}^2$$

$$\text{下游水压力 } q_2 = \gamma_{\text{水}} h_2 = 1 \times 3 = 3 \text{ 吨/米}^2$$

$$\text{坝内填料压力 } q_3 = 1.65 \times 13 \times 0.238 + 0.65 \times 3 \times 0.238 = 5.6 \text{ 吨/米}^2$$

$$\text{坝前淤砂压力 } q_4 = \gamma_{\text{砂}} h_4 \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = 1 \times 6 \times 0.334 = 2 \text{ 吨/米}^2$$

$$\text{总压力 } q = q_1 - q_2 - q_3 + q_4 = 19 - 3 - 5.6 + 2 = 12.4 \text{ 吨/米}^2$$

$$\text{支座弯矩 } M_{\text{支}} = -\frac{1}{12}qL^2 = -\frac{1}{12} \times 12.4 \times 6^2 = 37.2 \text{ 吨/米}^2$$

$$\text{跨中弯矩 } M_{\text{中}} = \frac{1}{24}qL^2 = \frac{1}{24} \times 12.4 \times 6^2 = 18.6 \text{ 吨/米}^2$$

$$\text{壳厚 } h = \sqrt{\frac{6M}{b(R_{\text{ud}})}} = \sqrt{\frac{6 \times 37.2}{1 \times 15}} = 3.86 \text{ 米} \quad \text{比原定 } h = 4 \text{ 米稍小}$$

剪力校核:

$$Q = \frac{qL}{2} = \frac{12.4 \times 6}{2} = 37.2 \text{ 吨}$$

$$\tau = \frac{Q}{bZ} = \frac{37.2}{1 \times \frac{2}{3} \times 4} = 14 \text{ 吨/米}^2 = 1.4 \text{ 公斤/厘米}^2 < (R_j) = 1.8 \text{ 公斤/厘米}^2$$

从上述三种情况计算结果，以满库情况为最不利，但核算上游下部壳厚仍接近于原定壳厚 4 米，故原定壳厚不变。

上游面上部硬壳厚度核算：

设上部（离坝顶 1 米处）硬壳厚度 2 米，沿水平方向取一条单宽为 1 米的硬壳作单跨固端梁计算；按百年一遇洪水位，坝顶溢流水深 2 米的情况：

$$\text{上游水压力 } q_1 = \gamma_{\text{水}} h = 1 \times 3 = 3 \text{ 吨/米}^2$$

$$\text{下游水压力 } q_2 = 0$$

$$\text{坝内填料压力 } q_3 = \gamma_{\text{干}} h \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = 1.65 \times 1 \times 0.238 = 0.395 \text{ 吨/米}^2$$

$$\text{坝前淤砂压力 } q_4 = 0$$

$$\text{总压力 } q = q_1 - q_3 = 3 - 0.395 = 2.605 \text{ 吨/米}^2$$

$$\text{支座弯矩 } M_{\text{支}} = -\frac{1}{12} q L^2 = -\frac{1}{12} \times 2.605 \times 6^2 = 7.8 \text{ 吨一米}$$

$$\text{壳厚 } h = \sqrt{\frac{6M}{b(R_{wl})}} = \sqrt{\frac{6 \times 7.8}{1 \times 15}} = 1.77 \text{ 米} < 2 \text{ 米, 用 2 米}$$

剪力校核：

$$Q = \frac{qL}{2} = \frac{2.605 \times 6}{2} = 7.8 \text{ 吨}$$

$$\tau = \frac{Q}{bZ} = \frac{7.8}{1 \times \frac{2}{3} \times 2} = 5.9 \text{ 吨/米}^2 = 0.59 \text{ 公斤/厘米}^2 < [R_j] = 0.7 \text{ 公斤/厘米}^2$$

3. 下游面壳厚计算：下游面采用连拱式，设浆砌石硬壳拱圈厚  $T = 1$  米（外平内拱）；拱圈中心角  $2\varphi_A = 120^\circ$ ；平均半径  $R = 4$  米（见图 2-31）。最大溢流水深 2 米，拱圈所受单位水压力（近似）以 2 米计算，则水压力  $P_{\text{水}} = 1 \times 2 = 2 \text{ 吨/米}^2$ ；取一跨单位宽度 1 米的拱圈计算其应力。

拱圈制成外平内拱，即拱端处填平厚度加大，为简化计算起见，拱圈的自重以拱圈平均厚度 2 米计。则拱圈自重  $q = 2 \times 2 = 4 \text{ 吨/米}^2$ 。

$$\text{自重和水对拱圈产生的压力 } P = P_{\text{水}} + q = 2 + 4 = 6 \text{ 吨/米}^2$$

拱的应力计算采用浆砌块石拱坝的近似计算，查用表 2-15 的应力系数表。设该坝基岩为一般基岩，查用表 2-15 中  $\frac{E_c}{E_r} = 3$  时的应力系数。

$$\text{由 } \frac{T}{R} = \frac{1}{4} = 0.25; \quad \varphi = 60^\circ \text{ 查得:}$$

$$\text{拱冠外缘 } \bar{\sigma}_{\text{外}} = 6.98;$$

$$\text{拱冠内缘 } \bar{\sigma}_{\text{内}} = 0.987;$$

$$\text{拱端外缘 } \bar{\sigma}_{\text{外}} = 1.044;$$

$$\text{拱端内缘 } \bar{\sigma}_{\text{内}} = 7.440;$$

将查得应力系数代入拱圈应力计算公式得：

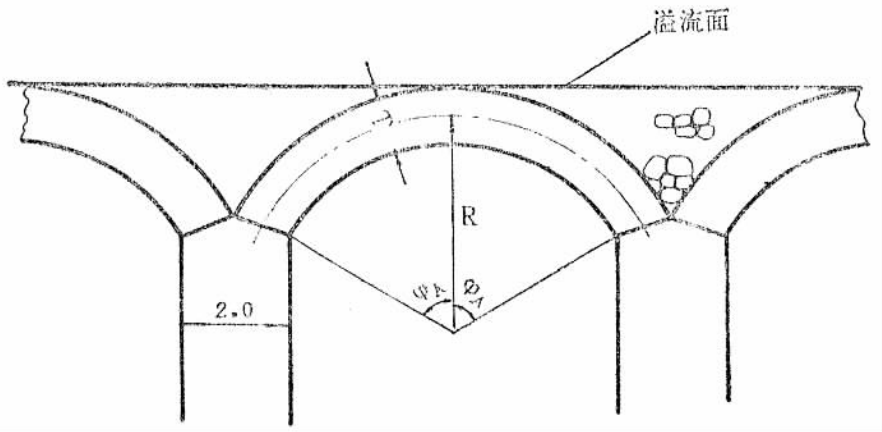


图 2-31

拱冠外缘应力  $\sigma_{o外} = P\bar{\sigma}_{o外} = 6 \times 6.98 = 41.9 \text{ 吨/米}^2 = 4.19 \text{ 公斤/厘米}^2$  (压应力)

拱冠内缘应力  $\sigma_{o内} = P\bar{\sigma}_{o内} = 6 \times 0.987 = 5.9 \text{ 吨/米}^2 = 0.59 \text{ 公斤/厘米}^2$  (压应力)

拱端外缘应力  $\sigma_{a外} = P\bar{\sigma}_{a外} = 6 \times 1.044 = 6.3 \text{ 吨/米}^2 = 0.63 \text{ 公斤/厘米}^2$  (压应力)

拱端内缘应力  $\sigma_{a内} = P\bar{\sigma}_{a内} = 6 \times 7.44 = 44.6 \text{ 吨/米}^2 = 4.46 \text{ 公斤/厘米}^2$  (压应力)

温度应力计算:

$$\text{温度变幅 } \Delta t = \pm \frac{47}{T+3.39} = \pm \frac{47}{1+3.39} = \pm 10.7 \text{ (度)}$$

现考虑温降 10.7 (度) 时拱圈应力, 浆砌石体的弹性模数  $E_C = 8 \times 10^4 \text{ 公斤/厘米}^2$ , 线胀系数  $C = 0.8 \times 10^{-5} \text{ (1/度)}$ 。

$$E_C \cdot C \cdot \Delta t = 8 \times 10^4 \times 0.8 \times 10^{-5} \times 10.7 = 6.84$$

由  $\frac{T}{R} = 0.25$ ,  $\varphi_A = 60^\circ$  查表 2-16 中  $\frac{E_C}{E_r} = 3$  时的温降应力系数得:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{o外} &= 0.326, & \bar{\sigma}_{o内} &= -0.462, \\ \bar{\sigma}_{a外} &= -0.455, & \bar{\sigma}_{a内} &= 0.387. \end{aligned}$$

将查得应力系数代公式, 即得温降应力:

拱冠外缘温降应力  $\sigma_{o外} = E_C C \Delta t \bar{\sigma}_{o外} = 6.84 \times 0.326 = 2.23 \text{ 公斤/厘米}^2$

拱冠内缘温降应力  $\sigma_{o内} = E_C C \Delta t \bar{\sigma}_{o内} = 6.84 \times (-0.462) = -3.15 \text{ 公斤/厘米}^2$

拱端外缘温降应力  $\sigma_{a外} = E_C C \Delta t \bar{\sigma}_{a外} = 6.84 \times (-0.455) = -3.11 \text{ 公斤/厘米}^2$

拱端内缘温降应力  $\sigma_{a内} = E_C C \Delta t \bar{\sigma}_{a内} = 6.84 \times 0.387 = 2.65 \text{ 公斤/厘米}^2$

如将温降应力与水压力加自重产生的应力相叠加, 则得:

拱冠外缘应力  $\sigma_{o外} = 4.19 + 2.23 = 6.42 \text{ 公斤/厘米}^2$  (压应力)

拱冠内缘应力  $\sigma_{o内} = 0.59 + (-3.15) = -2.56 \text{ 公斤/厘米}^2$  (拉应力)

拱端外缘应力  $\sigma_{a外} = 0.63 + (-3.11) = -2.48 \text{ 公斤/厘米}^2$  (拉应力)

拱端内缘应力  $\sigma_{a内} = 4.46 + 2.65 = 7.11$  公斤/厘米<sup>2</sup> (压应力)

下游壳厚由三种情况 (即水压力加自重所产生的应力、温度下降所产生的应力和两种应力叠加) 计算得最不利的情况是温度下降时拱冠内缘出现  $-3.15$  公斤/厘米<sup>2</sup> 的拉应力, 但不超过浆砌石拱所控制的计算拉应力  $5$  公斤/厘米<sup>2</sup>。出现最大的压应力是在两种应力叠加的情况下, 拱端内缘出现  $7.11$  公斤/厘米<sup>2</sup> 的压应力, 亦不超过浆砌块石 (石料标号 800) 容许轴心抗压强度  $22$  公斤/厘米<sup>2</sup>, 因此, 原定下游浆砌石连拱硬壳厚度  $1$  米是可行的。

## 第四节 放水设备设计

小型放水设备包括涵管和放水开关。涵管一般采用预制钢筋混凝土管、素混凝土管、混凝土包瓦管, 或砌石方涵、拱涵等。砌石涵洞必须保证质量, 否则涵洞漏水, 容易使坝体被淘空, 以至失事。放水平管一般埋于坝下。放水开关一般采用设有放水孔的分级斜卧管、转动门盖和斜拉滑板等。

### 一、放水流量的确定

放水流量是设计放水涵管断面尺寸的依据, 其大小应根据灌溉、施工导流、放空水库等分别计出的流量, 选择其中的大值。

#### (一) 灌溉流量

灌溉流量按下式计算:

$$Q_{灌} = \frac{666.7Ah}{86400 \times 1000\eta} = 7.7 \times 10^{-6} \times \frac{Ah}{\eta}$$

式中  $Q_{灌}$ ——灌溉流量 (米<sup>3</sup>/秒)

$A$ ——灌溉面积 (亩)

$h$ ——最大日平均灌溉水深 (毫米)

$\eta$ ——渠道有效利用系数, 一般用  $0.7$

按实践经验, 一个流量一般约可灌溉农田一万亩。

(二) 施工导流流量: 施工期间利用放水涵管导流时, 涵管放水流量应当满足施工导流要求。小型工程施工期间防洪标准按十年一遇频率考虑。施工导流流量按下式计算:

$$Q_{导} = \frac{1000C I_p F}{86400} = 0.0116 C I_p F$$

式中  $Q_{导}$ ——导流流量 (米<sup>3</sup>/秒)

$C$ ——径流系数, 一般可采用  $0.6$

$I_p$ ——施工期某种降雨频率的日雨量, 小型水库, 一般采用从  $10$  月中旬起到明

年4月上旬止的十年一遇日雨量

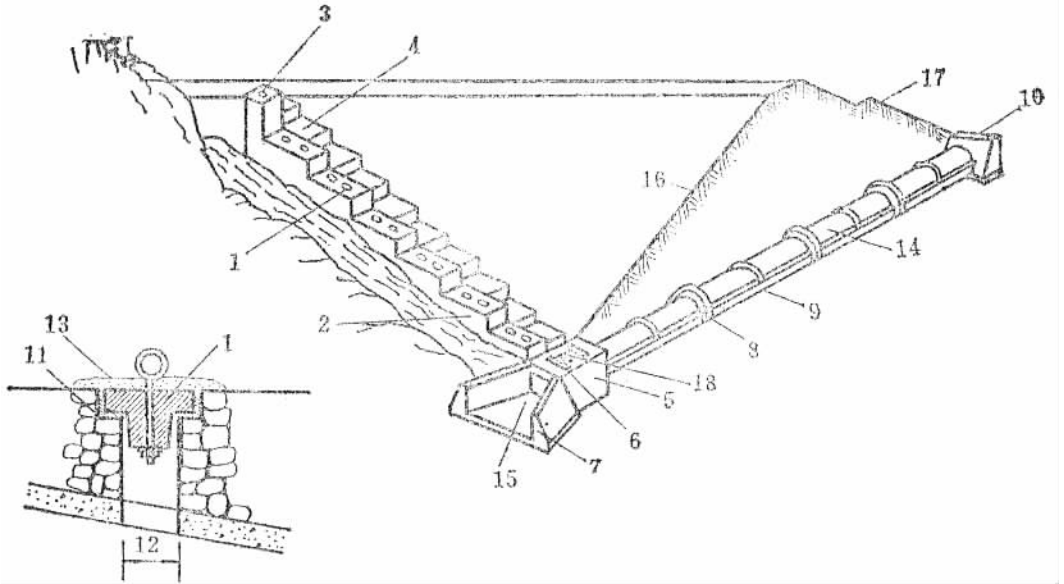
F——集雨面积（公里<sup>2</sup>）

此外，工程设计若有放空水库的要求，应考虑在规定时间内放空水库所需要通过的流量。结合发电的水库，要考虑发电要求通过的流量。

## 二、涵管的布置及其水力计算

### （一）分级斜卧管

分级斜卧管是一种分级放水的简单设备，它应设置在坚实的原状土或石质基础上，以免因不均匀沉陷而断裂。分级斜卧管上端设通气孔，并高出最高蓄水位，管上每隔30~60厘米（垂直距离）设一放水孔，平时用孔盖（或混凝土塞）封闭（见图2-32），用水时，随水面下降逐级打开。斜卧管下端用消力井与平放涵管连接。



- |           |           |          |             |           |
|-----------|-----------|----------|-------------|-----------|
| 1. 放水孔的木塞 | 2. 斜卧管    | 3. 通气孔   | 4. 梯级       | 5. 消力井    |
| 6. 闸板槽    | 7. 翼墙     | 8. 截水环   | 9. 管座       | 10. 出水口   |
| 11. 麻布止水  | 12. 放水孔直径 | 13. 填塞粘土 | 14. 涵洞（平放管） | 15. 底涵管进口 |
| 16. 迎水坡   | 17. 背水坡   | 18. 填粘土  |             |           |

图2-32 涵管布置图

这种放水设备的优点是：库面水先施，水温较高，有利于作物生长；便于就地取材，建造简单。缺点是：孔口较多，容易造成漏水。

现将有关放水孔、斜卧管、消力井的水力计算分述如下：

1. 分级放水孔口流通的计算：放水孔通过的流量取决于水头、进口的大小、型式及水流情况等。可按下式计算：

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gH}$$

式中  $Q$ ——流量 (米<sup>3</sup>/秒)

$\omega$ ——放水孔面积 (米<sup>2</sup>)

$H$ ——水头 (米), 即库水面至孔口的垂直距离。运用时水头是变化的, 为简化计算, 采用最大水头

$g$ ——重力加速度 (9.81 米/秒<sup>2</sup>)

$\mu$ ——小孔出流时为 0.6 ~ 0.62, 大孔出流时为 0.65 ~ 0.7, 管嘴出流为 0.8 ~ 0.98。若孔口型式采用图 2-33 的类型, 则  $\mu$  值可按图选用

小孔出流的放水孔直径计算式是:

$$d = 0.68 \sqrt{\frac{Q}{H^{\frac{1}{2}}}} \quad (\mu \text{ 采用 } 0.62)$$

管咀出流的放水孔直径计算式:

$$d = 0.6 \sqrt{\frac{Q}{H^{\frac{1}{2}}}} \quad (\mu \text{ 采用 } 0.8)$$

式中符号同上。分级斜卧管放水孔口流量与孔径、水深关系见表 2-18。

表 2-18 分级斜卧管放水孔口流量计算表

流量 $Q$ (米 <sup>3</sup> /秒) 水深 $H$ (米) 孔径 $d$ (厘米)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
	10	0.007	0.01	0.012	0.014	0.016
12	0.010	0.014	0.017	0.020	0.022	0.024
14	0.013	0.019	0.023	0.027	0.030	0.033
16	0.018	0.025	0.031	0.035	0.040	0.043
18	0.022	0.031	0.038	0.044	0.050	0.054
20	0.027	0.039	0.047	0.055	0.061	0.067
22	0.033	0.047	0.058	0.068	0.074	0.082
24	0.040	0.056	0.068	0.079	0.088	0.097
26	0.046	0.065	0.080	0.093	0.103	0.113
28	0.054	0.076	0.093	0.107	0.120	0.131
30	0.061	0.087	0.106	0.123	0.138	0.150
32	0.070	0.099	0.120	0.139	0.156	0.171
34	0.079	0.112	0.137	0.158	0.177	0.194
36	0.089	0.125	0.153	0.177	0.198	0.217
38	0.099	0.139	0.171	0.197	0.220	0.241
40	0.109	0.154	0.189	0.218	0.244	0.267

2. 斜卧管的断面计算: 斜卧管常用的断面有圆形和方形两种, 其过水断面可按表 2

- 19 所列公式算出。

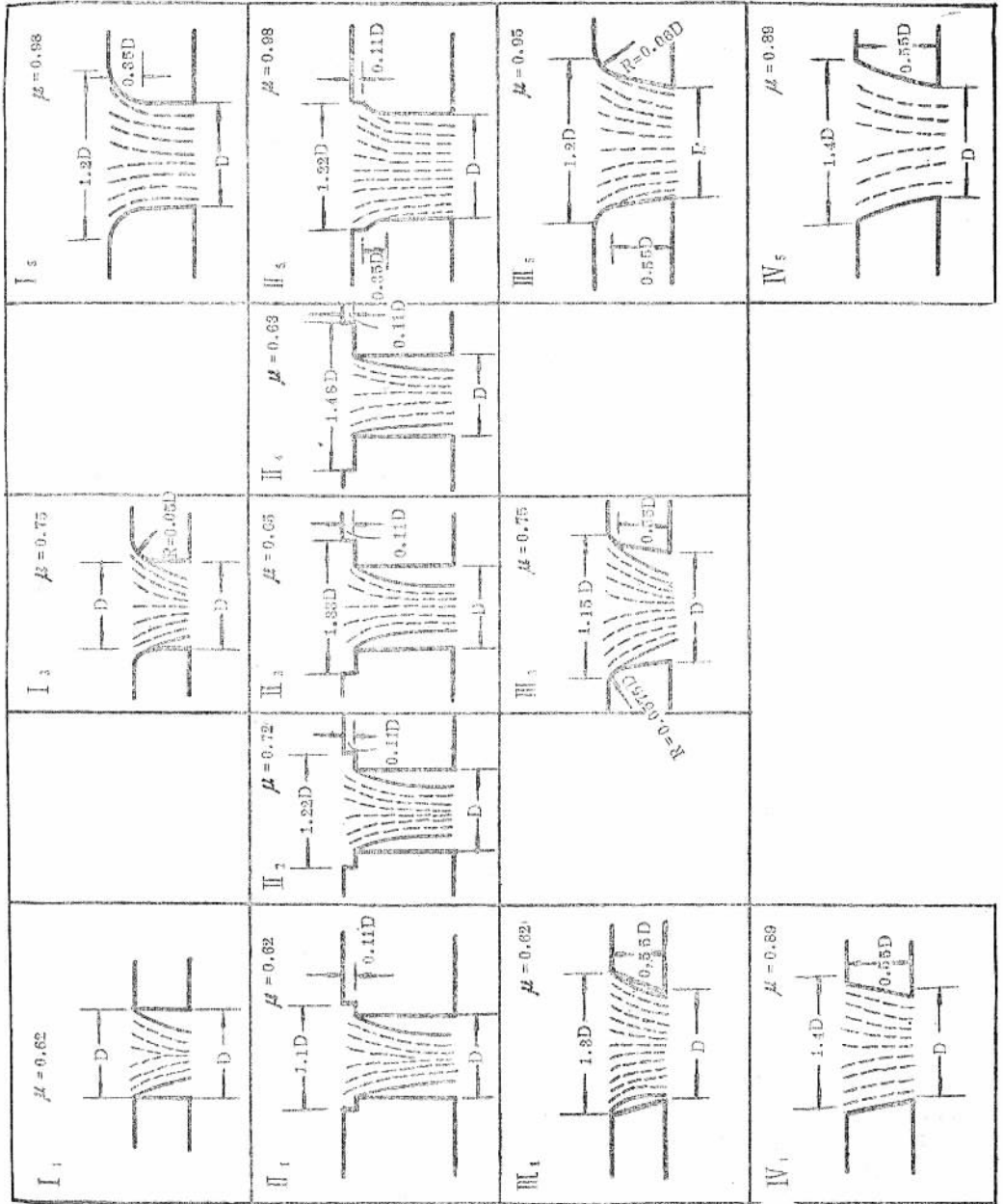


图 2-33 梯级放水孔流量系数试验资料图



表 2-19 斜卧管断面计算公式

斜 坡 坡 度	圆 卧 管 的 管 径 d	方 卧 管 宽 度 B
1:1	$d = (Q/5.74)^{3/8}$	$B = (Q/5.98)^{3/8}$
1:2	$d = (Q/6.66)^{3/8}$	$B = (Q/6.96)^{3/8}$
1:3	$d = (Q/9.82)^{3/8}$	$B = (Q/10.3)^{3/8}$

表 2-19 的公式中:

Q——流量 (米<sup>3</sup>/秒)

d——圆卧管的内径 (米)

B——方卧管的宽度 (或高度) (米)

该表中公式计算起来颇为繁复, 实用时可直接查表 2-20、表 2-21。

表 2-20 方形分级斜卧管放水设备各部分尺寸参考表

各 部 分 尺 寸 灌 溉 面 积 正 常 流 量		放 水 孔				分 级 斜 卧 管						消 力 井							
		放水孔 口直径		木塞直径		净 高	净 宽	混 凝 土 盖 板 厚	混 凝 土 底 板 厚	侧墙宽		井 长		井 深	井 宽	井 净 高	盖 板 厚	井身侧墙	
		下径	上径	下径	上径					顶 宽	底 宽	斜管底 坡 为 1:2	斜管底 坡 为 1:3					底 板 厚	侧 墙 厚
						厘米	厘米	厘米	厘米					厘米	厘米	厘米	厘米		
亩	米 <sup>3</sup> /秒	厘米	厘米	厘米	厘米	厘米	厘米	厘米	厘米	厘米	厘米	厘米	厘米	厘米	厘米	厘米	厘米	厘米	厘米
100	0.01	10	13	9	12	25	25	10	20	38	30	110	80	40	40	65	10	30	40
200	0.02	12	16	11	15	25	25	10	20	38	30	130	100	40	40	65	10	30	40
300	0.03	14	19	13	18	30	30	10	20	38	30	150	125	40	40	65	10	30	40
400	0.04	17	22	15	20	30	30	12	20	38	30	170	150	40	40	70	12	30	40
500	0.05	19	25	17	23	35	35	12	20	38	30	185	165	45	40	70	12	30	40
600	0.06	21	28	19	26	35	35	14	20	38	30	200	180	45	60	70	14	30	40
700	0.07	22	29	20	27	35	35	14	20	38	35	220	190	45	60	75	14	30	40
800	0.08	24	32	22	30	40	40	14	20	38	35	240	200	45	65	75	16	30	40
900	0.09	26	35	24	33	40	40	14	20	38	35	250	210	45	65	80	16	30	40
1000	0.10	28	37	26	35	40	40	14	20	38	35	260	220	50	70	80	16	30	40
1200	0.12	30	39	28	37	45	45	16	25	30	40	270	240	50	70	90	18	30	55
1400	0.14	32	41	29	38	45	45	16	25	30	40	290	270	50	70	90	18	30	55
1600	0.16	34	43	31	40	45	45	16	25	30	40	320	280	50	70	90	18	30	55
1800	0.18					45	45	16	25	30	40	340	290	50	75	95	18	30	55
2000	0.20					50	50	16	25	30	40	360	310	50	75	95	18	30	55
2500	0.25					50	50	20	25	30	45	385	350	50	80	100	20	30	55
3000	0.30					50	50	20	30	30	45	410	385	60	85	100	20	30	55

说明: 1. 消力井高度等于消力井深与消力井净高之和。

2. 放水孔的分级以 40 厘米高为一级。每级布置一至两个放水孔。放水水头 40 厘米。

3. 考虑到放水孔的木塞是用人力启闭的, 孔口直径不宜过大, 如流量超过 0.16 米<sup>3</sup>/秒时, 可采用一级两孔放水。例如放水量 0.2 米<sup>3</sup>/秒的, 可选用与 0.1 米<sup>3</sup>/秒流量相应的两个放水孔。

表 2-21 混凝土圆形卧管纵坡、直径、流量、管厚关系表

卧管纵坡	圆卧管直径 (厘米)	管厚 t (厘米)	流量 Q (米 <sup>3</sup> /秒)	水深	最大蓄水深度 (米)															
					6	8	10	12	14	16	18	20	22	24						
1:1	20	0.026			4	4	4	4												
	25	0.048			4	4	4	4												
	30	0.077			4	4	4	4												
	35	0.117			4	4	4	4	4	5	5	6	6	7						
	40	0.167			4	4	4	4	4	5	5	6	6	7						
	45	0.229			4	4	4	4	4	5	5	6	6	7						
	50	0.304			4	4	4	5	5	6	6	7	7	8						
	55	0.391			4	4	4	5	5	6	6	7	7	8						
	60	0.496			4	4	4	5	5	6	6	7	7	8						
1:2	20	0.028			4	4	4	4												
	25	0.050			4	4	4	4												
	30	0.081			4	4	4	4												
	35	0.124			4	4	4	4	4	5	5	6	6	7						
	40	0.177			4	4	4	4	4	5	5	6	6	7						
	45	0.242			4	4	4	4	4	5	5	6	6	7						
	50	0.322			4	4	4	5	5	6	6	7	7	8						
	55	0.414			4	4	4	5	5	6	6	7	7	8						
	60	0.524			4	4	4	5	5	6	6	7	7	8						
1:3	20	0.032			4	4	4	4												
	25	0.058			4	4	4	4												
	30	0.094			4	4	4	4												
	35	0.144			4	4	4	4	4	5	5	6	6	7						
	40	0.205			4	4	4	4	4	5	5	6	6	7						
	45	0.281			4	4	4	4	4	5	5	6	6	7						
	50	0.373			4	4	4	5	5	6	6	7	7	8						
	55	0.478			4	4	4	5	5	6	6	7	7	8						
	60	0.603			4	4	4	5	5	6	6	7	7	8						

3. 消能计算:

## 消力井计算

消力井的水力计算公式:

消力井长度  $L_k = (3 \sim 9) h_c''$

消力井最小深度  $d_0 = 1.25 (h_c'' - h_0)$

为保证产生淹没水跃, 还应满足:

$$\frac{d + h_0}{h_c''} \geq 1.05 \sim 1.10$$

式中  $h_c''$ ——第二共轭水深 (米)

$h_0$ ——放水涵管的正常水深 (米), 可用明渠流公式  $Q = \omega C \sqrt{Ri}$  求得。 $\omega$  是过水断面面积 (米<sup>2</sup>),  $C$  是流速系数,  $R$  为水力半径 (米),  $i$  是涵管底坡

消力井的宽度应大于斜卧管宽度 0.2 ~ 0.4 米, 以利消能, 消力井高度等于井深加井净高。

(例) 一矩形砌石斜卧管通过流量 0.115 米<sup>3</sup>/秒, 卧管坡度  $i = 1:2$   $n = 0.025$ , 试设计放水孔、斜卧管、消力井的尺寸。

解: ①放水孔直径的确定: 查表 2-20, 接近流量 0.115 米<sup>3</sup>/秒的流量值 0.12 (下同), 要求放水孔口上直径 39 厘米, 下直径 30 厘米, 木塞上直径 37 厘米, 下直径 28 厘米。

②矩形斜卧管断面的选定: 查表 2-20 相应流量 0.12 米<sup>3</sup>/秒, 要求斜卧管断面净高 45 厘米, 净宽 45 厘米。

③消力井尺寸的确定查表 2-20 相应流量 0.12 米<sup>3</sup>/秒, 卧管坡度 1:2 时, 消力井长 270 厘米, 井宽 70 厘米, 井深 50 厘米, 井净高 90 厘米。所以, 井高 = 井深 + 井净高 = 50 + 90 = 140 厘米。

④结构尺寸的确定: 查表 2-20 通过 0.12 米<sup>3</sup>/秒, 要求分级卧管混凝土盖板厚 16 厘米, 混凝土底板厚 25 厘米, 侧墙顶宽 30 厘米, 底宽 40 厘米。

消力井混凝土盖板厚 18 厘米, 混凝土底板厚 30 厘米。浆砌石侧墙厚 55 厘米。

(二) 平放管的断面计算: 通过平放管的水流流态可分为无压管流 (水不满管), 和有压管流 (水满管) 两种, 现把两种不同流态的平放管断面计算方法说明如下:

1. 无压管流: 无压管流的水流在涵管内具有自由水面。采用斜卧管作放水开关的放水设备中的平放管内的水流, 多属于无压管流, 无压管流流量可采用明流公式计算:

$$Q = \omega C \sqrt{Ri}$$

式中  $Q$ ——流量 (米<sup>3</sup>/秒)

$\omega$ ——过水断面面积 (米<sup>2</sup>)

$C$ ——流速系数

$R$ ——水力半径 (米)

$i$ ——平放管的纵坡

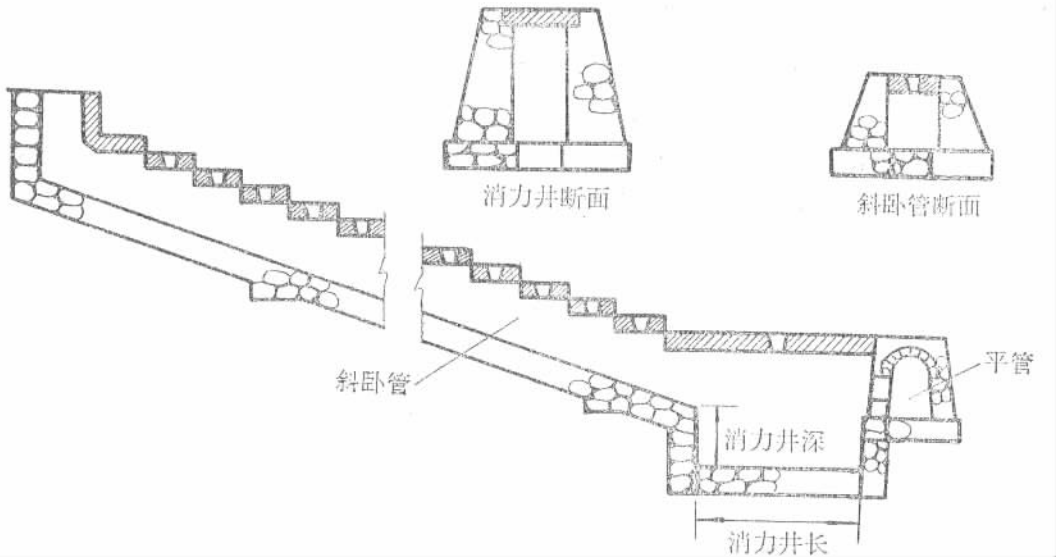


图 2-34 消力井

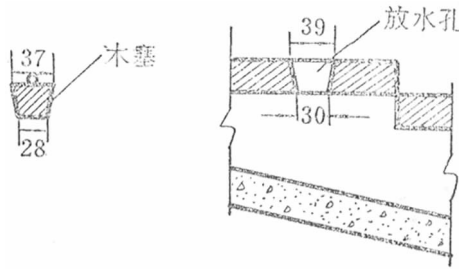


图 2-35

对于不同管径、不同纵坡在充水度为  $\frac{3}{4}$  的圆涵、方涵的过水流量，可参阅表 2-22 和表 2-23。

表 2-22 无压圆涵流量表

流量 Q (米 <sup>3</sup> /秒) 直径 d (米)	纵坡 i	1/100	1/200	1/300	1/400	1/500
	0.2		0.0258	0.0182	0.0150	0.0129
0.25		0.0469	0.0331	0.0272	0.0235	0.0210
0.30		0.0760	0.0536	0.0440	0.0380	0.0340

续表

流量 Q (米 <sup>3</sup> /秒) 直径 d (米)	纵坡 i	1/100	1/200	1/300	1/400	1/500
	0.35		0.1160	0.0804	0.0660	0.0570
0.40		0.1634	0.1152	0.0946	0.0817	0.0731
0.45		0.2261	0.1595	0.1309	0.1130	0.1012
0.50		0.2983	0.2104	0.1727	0.1492	0.1334
0.60		0.4864	0.3430	0.2816	0.2432	0.2176
0.80		1.0469	0.7383	0.6081	0.5234	0.4684
1.00		1.9000	1.3400	1.1000	0.9500	0.8500

注：粗糙系数  $n=0.017$ ，过水深度  $h=0.75d$ 。

表 2-23 无压方涵流量表

流量 Q (米 <sup>3</sup> /秒) 宽度 B (米)	纵坡 i	$\frac{1}{100}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
	0.20		0.0269	0.0189	0.0155	0.0135
0.25		0.0489	0.0343	0.0282	0.0245	0.0217
0.30		0.0792	0.0556	0.0456	0.0396	0.0352
0.35		0.1188	0.0834	0.0684	0.0594	0.0528
0.40		0.1703	0.1195	0.0980	0.0851	0.0757
0.45		0.2356	0.1654	0.1357	0.1178	0.1047
0.50		0.3109	0.2182	0.1790	0.1554	0.1382
0.60		0.5069	0.3558	0.2918	0.2534	0.2253
0.80		1.0910	0.7659	0.6281	0.5455	0.4849
1.00		1.9800	1.3900	1.1400	0.9900	0.8800

注：粗糙系数  $n=0.017$ ，过水深度  $h=0.75B$ 。

2. 有压管流：有压管流的水流在涵管内没有自由水面。采用深孔放水闸门的涵管，一般为有压管流，压力管在空气中出流的流量计算公式如下：

$$Q = \mu_c \omega \sqrt{2gH}$$

式中  $\mu_c$ ——流量系数 $\omega$ ——过水断面积 (米<sup>2</sup>)

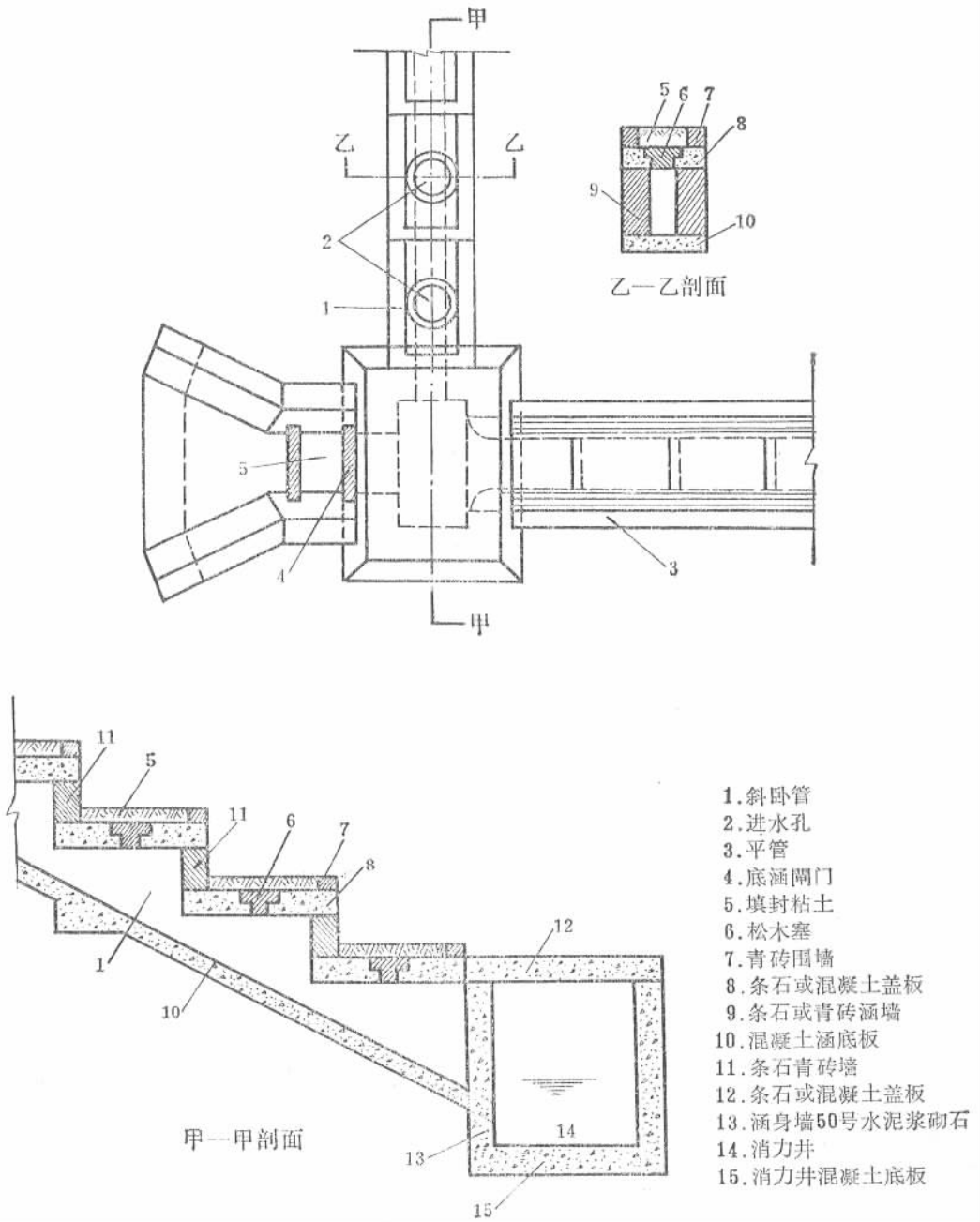


图 2-36 放水孔井关设备及斜管、平管连接图

H——水头（米），即涵管入口中心至库水面的水头

g——重力加速度， $g = 9.81$  米/秒<sup>2</sup>

$$\mu_c = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta}}$$

式中 $\sum \zeta$ 是包括一切的阻力系数,小型工程的输水涵管,如为直管时,可只考虑进口阻力系数 $\zeta_1$ 、出口阻力系数 $\zeta_2$ 和沿程损失 $\frac{\lambda L}{D}$ 。进口阻力系数 $\zeta_1$ 根据涵管进口边缘的外形,可采用如下相应系数:

边缘未作成圆弧形,采 $\zeta_1 = 0.5$ ,

边缘微带圆弧形,采 $\zeta_1 = 0.20 \sim 0.25$ ,

边缘轮廓很圆滑,采 $\zeta_1 = 0.05 \sim 0.10$

出口阻力系数 $\zeta_2$ 一般采用 1.0

沿程损失 $\frac{\lambda L}{D}$  (L——涵管长度, D——涵管的直径)的 $\lambda$ 值视水管内壁的粗糙程度

和水流特性而定。生铁管 $\lambda = \frac{1}{50}$ ,木管 $\lambda = \frac{1}{52}$ ,混凝土管 $\lambda = \frac{1}{45}$ 。

例如有一混凝土圆涵,长 100 米,直径 1.0 米,涵管进口圆滑, $\zeta_1 = 0.1$ , $\lambda = \frac{1}{45}$ ,

$$\begin{aligned} \zeta_2 = 1.0, \text{ 流量系数 } \mu_c &= \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left( \zeta_1 + \zeta_2 + \frac{\lambda L}{D} \right)}} \\ &= \frac{1}{\sqrt{1 + 0.1 + 1.0 + \frac{0.022 \times 100}{1.0}}} = \frac{1}{\sqrt{4.3}} = 0.48 \end{aligned}$$

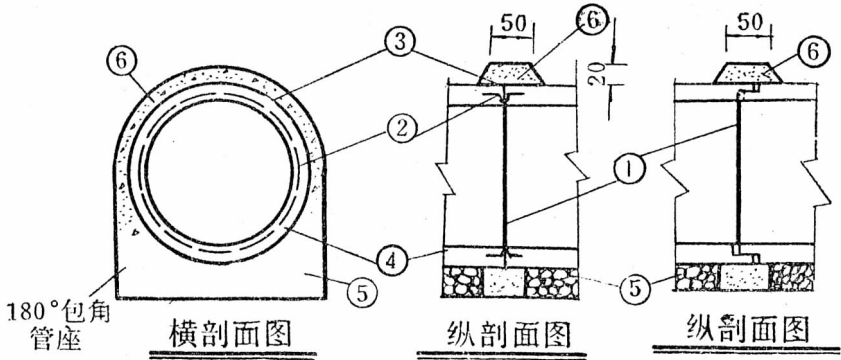
### 三、平放管的结构型式

小型水库涵管埋在坝体内,一般应布置在坝端坚实均一的基础上,以避免涵管因基础产生不均匀沉陷而断裂。涵管轴线应尽可能成直线。涵管要设置在对灌溉引水较方便的一侧。为了便于管理维修,对于库容 10 万立方米以上的水库放水涵,应考虑能够进入。因此,如按流量确定的涵洞尺寸较小时,可适当加大。为使涵管与坝体密切结合,防止渗水沿管壁产生集中渗流危及坝的安全,应每隔 10~15 米在涵管的周围用加批荡的浆砌石或混凝土制成一截水环(见图 2-32),其尺寸从管壁外层算起,至少伸出 40~50 厘米,厚约 30 厘米。

(一) 钢筋混凝土管:承受较大的内水压力(或填土压力)或内径大于 0.6 米的涵管,多采用钢筋混凝土管。管的制作方法有现场浇制,也有用预制的。涵管的断面采用圆形的较多。

现场浇制的涵管,应每隔 10~15 米设一条伸缩缝,以防止涵管因温度变化和地基不均匀沉陷而产生裂缝。伸缩缝通常用锌片沥青止水。伸缩缝外包混凝土套环。预制涵管可在预制厂或水利工地现场按起重能力分节预制,然后在管座上逐节接驳起来。接驳

时，先用沥青、麻筋或桐油灰、竹丝填密接合缝，再用水泥砂浆包缝（见图 2-37）。

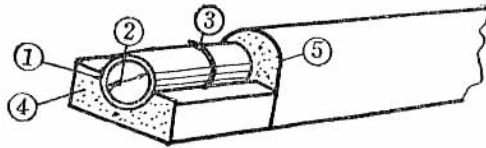


- 1. 回填沥青的伸缩缝宽 1~2 厘米
- 2. 止水金属片（锌、铜或锌铁）厚 0.1 厘米，宽 15~20 厘米
- 3. 沥青麻布厚 0.5~1 厘米，宽 30~50 厘米
- 4. 管壁
- 5. 管座
- 6. 包裹厚 20 厘米套环

图 2-37 混凝土管伸缩缝接合纵横剖面图

（二）纯混凝土管：纯混凝土管一般用于通过无压管流，管上填土高 15 米以下（或管径小于 0.6 米）的涵管。建筑方法与结构型式，除没有钢筋外，与钢筋混凝土管相同。

（三）混凝土包瓦管：这种结构可以就地取材，施工方便，造价便宜。但只能用作通过无压管流和管上填土高度 10 米以下、管径不超过 30 厘米的涵管。为了使涵身受力均匀，在管座及瓦管上部用 100 号混凝土包护。选择瓦管时，应注意管身不能有裂缝，管内涂上彩釉，管壁厚度不小于 2 厘米，瓦管与瓦管的接头处理，和混凝土圆涵基本相同。混凝土包瓦管结构如图 2-38 所示。



- 1. 壁厚 2 厘米以上
- 2. 内孔直径 30 厘米以下
- 3. 水泥砂浆包缝
- 4. 100 号混凝土厚 20 厘米
- 5. 100 号混凝土厚 10~16 厘米

图 2-38 混凝土包瓦管结构示意图

混凝土包瓦管的厚度可参考表 2-24。

表 2-24 混凝土包瓦管的混凝土厚度参考表

瓦管内径（厘米）	100 号混凝土厚度（厘米）
15~20	10
20~30	15



(四) 砌石方涵：这类涵洞一般用浆砌块石作底板和侧墙，条石作盖板。适用于涵洞跨度和填土厚度都较小的工程。跨度较大，填土较高的工程，则采用钢筋混凝土盖板（见图 2-39）。砌石方涵的优点是可以就地取材，但不能承受内水压力。为了防止涵洞由于不均匀沉陷而破裂，应依基础情况每隔 10~15 米设置沉陷缝。沉陷缝中填沥青油毛毡或沥青砂板止水。盖板之间的接缝要用水泥砂浆填塞，以防漏水。

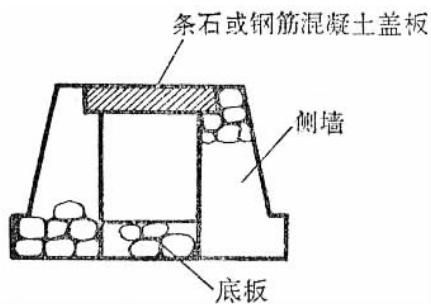


图 2-39 砌石方涵

(五) 石拱涵：石拱涵的优点是：除了能就地取材外，跨度还可以较大，顶拱可用块石浆砌，以节约水泥、钢筋。但石拱涵要求基础地质较好，以防止地基发生不均匀沉陷导致拱的断裂。在不够坚实或软硬不均的基础上，不要采用这种结构型式。

## 四、平放管的结构计算

### (一) 钢筋混凝土管：

1. 单层钢筋混凝土管：管径较小的明流钢筋混凝土管的受力钢筋，一般可采用单层配筋。钢筋应布置成椭圆形形状：在管的上、下位置靠近内缘，在管的左、右位置靠近外缘，以防止①、②、③、④点受拉产生裂缝及变形（见图 2-40（甲））。但这种构造型式，制造复杂，而且必须保证在施工时钢筋的设计位置不会有所偏异，才能确保工程的安全。有些单层配筋的钢筋混凝土水管，环向钢筋是圆形而放置在管壁中心的，在同样的受力情况下，钢筋放在管壁中心的钢筋混凝土管的管壁比椭圆形配筋的管壁应厚一些。单层钢筋混凝土管的结构配筋可参考表 2-25。

表 2-25 单层钢筋混凝土管配筋参考表

涵管内径 (厘米)	填土高 (米)	管壁厚 (厘米)	混凝土 标号	主钢筋截面 面积 (厘米 <sup>2</sup> /每米管长)	纵向钢筋截面 面积 (厘米 <sup>2</sup> /每米管长)
60	6	10	150	5.30	3.11
	8	10	150	7.53	3.11
	10	12	150	7.80	3.95

续表

涵管内径 (厘米)	填土高 (米)	管壁厚 (厘米)	混凝土 标 号	主钢筋截面积 (厘米 <sup>2</sup> /每米管长)	纵向钢筋截面积 (厘米 <sup>2</sup> /每米管长)
60	12	12	150	9.85	3.95
	14	14	150	10.27	5.1
	16	16	150	10.27	6.36
	18	18	150	11.30	6.36
80	6	12	150	6.70	5.09
	8	12	150	9.85	5.09
	10	14	150	10.27	6.36
	12	16	150	11.30	7.64
	14	18	150	13.40	8.27
	16	20	150	14.36	9.54
	18	22	150	14.88	11.45
100	6	12	150	9.42	6.21
	8	14	150	11.30	7.61
	10	16	150	13.40	9.61
	12	18	150	16.08	10.16
	14	20	150	17.51	11.43
	16	22	150	18.27	13.35
	18	24	150	20.10	15.25

2. 双层钢筋混凝土管：管径较大、承受土压力及内水压力较大的涵管，应采用双层配筋。现将通常的计算方法介绍如下。

荷载计算（取管长 1 米为计算单位）：

(1) 垂直土压力  $G_B = \gamma_e \cdot H_e \cdot D_{外}$  (吨/米)

式中  $\gamma_e$ ——填土容重 (吨/米<sup>3</sup>)，一般采用土的饱和容重为 2 吨/米<sup>3</sup>

$H_e$ ——管中心以上填土高度 (米)

$D_{外}$ ——涵管外径 (米) (2) 侧向土压力  $G_C = \frac{1}{6} G_B (1 + \cos\alpha)$

式中  $\alpha$ ——管座包角的一半

(3) 内水压力  $P = \gamma_w \cdot H_w \cdot R_{内}$  (吨/米)

式中  $\gamma_w$ ——水的容重 (吨/米<sup>3</sup>)

$H_w$ ——管中心至设计洪水头的水头 (米)

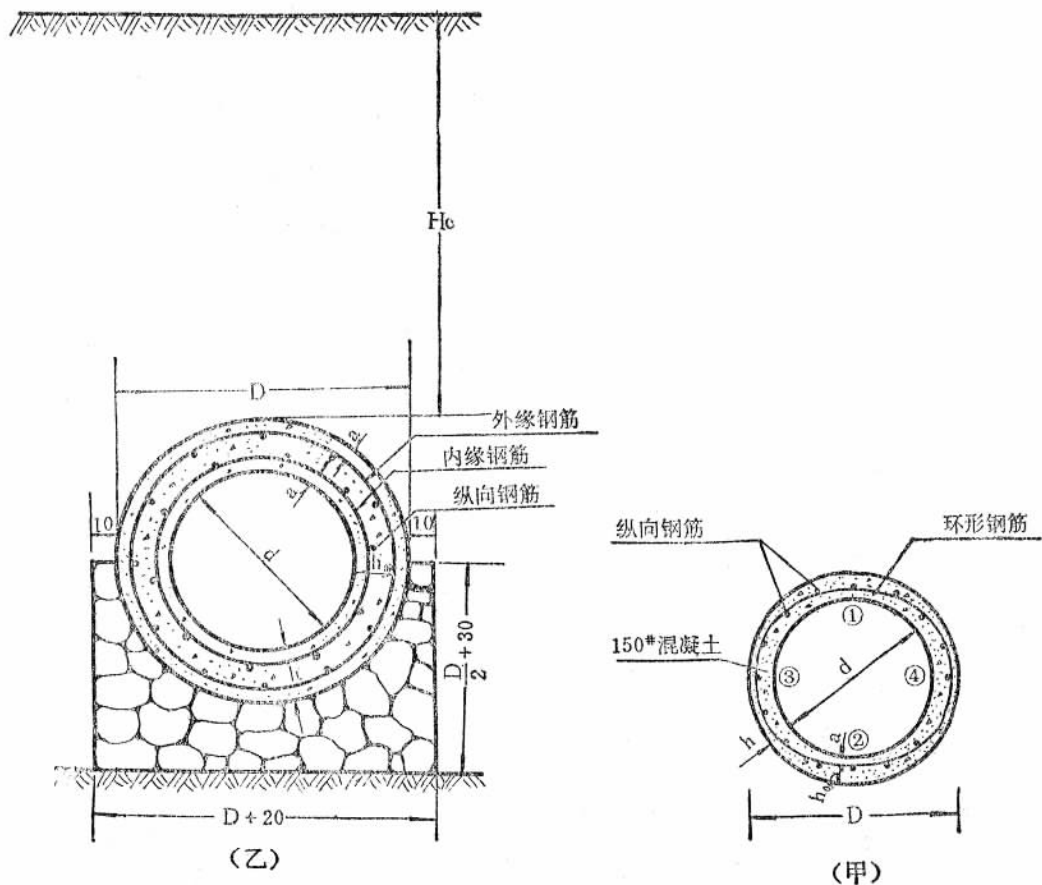


图 2-40 钢筋混凝土管配筋示意图

如考虑水锤压力（发电涵洞），则内水压力  $P'$  为： $P' = (1.15 \sim 1.30) P$ （吨/米）

(4) 涵管自重  $G = 2\pi \cdot R \cdot \gamma \cdot h$ （吨/米）

式中  $R$ ——涵管平均半径（米）

$\gamma$ ——涵管材料容重（吨/米<sup>3</sup>），钢筋混凝土  $\gamma = 2.5$  吨/米<sup>3</sup>

小孔径涵管自重可略去不计。

涵管内力计算：在计算各种荷载作用下所产生的弯矩  $M$  和轴向力  $N$  时，取三个代表点，即管顶  $B$  ( $\theta = 0^\circ$ )、管侧  $C$  ( $\theta = \pi/2$ )、管底  $A$  ( $\theta = \pi$ )（见图 2-41）。

计算  $M$ 、 $N$  与刚性管座的包角有关，常用的管座包角一般为  $\alpha = 67.5^\circ$  ( $2\alpha = 135^\circ$ )、 $\alpha = 90^\circ$  ( $2\alpha = 180^\circ$ ) 两种（见图 2-42）。

两种管座型式在各种荷载作用下， $B$ 、 $C$ 、 $A$  三点的弯矩  $M$  和轴向力  $N$  的计算公式如表 2-26。

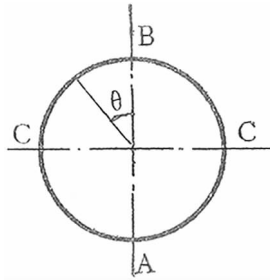


图 2-41

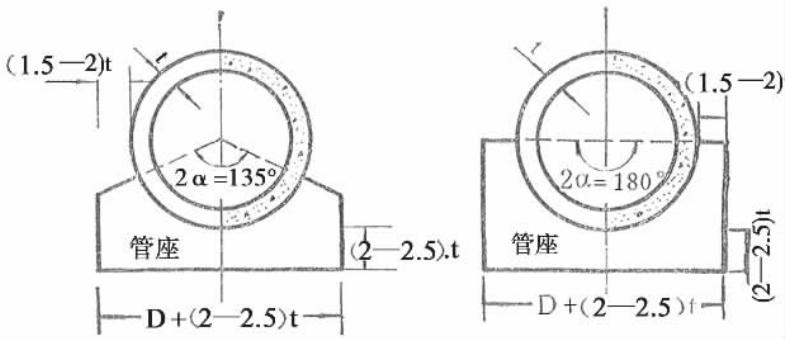


图 2-42 管座包角示意图

表 2-26 弯矩 M 和轴向力 N 的计算公式表

管座包角 $2\alpha$	荷载种类	管 顶		管 侧		管 底	
		$M_B$	$N_B$	$M_C$	$N_C$	$M_A$	$N_A$
35°	垂直土压力 $G_B$	+ 0.123 $G_B R$	+ 0.007 $G_B$	- 0.122 $G_B R$	+ 0.5 $G_B$	+ 0.106 $G_B R$	+ 0.272 $C_B$
	侧向土压力 $G_C$	- 0.157 $G_C R$	+ 0.674 $G_C$	+ 0.152 $G_C R$	0	- 0.117 $G_C R$	+ 0.326 $G_C$
	内水压力 P		- P		- P		- P
	涵管自重 G	+ 0.0525GR	- 0.0196G	- 0.0589GR	+ 0.25G	+ 0.051GR	+ 0.299G
180°	垂直土压力 $G_B$	+ 0.114 $G_B R$	+ 0.26 $G_B$	- 0.111 $G_B R$	+ 0.5 $G_B$	+ 0.099 $G_B R$	+ 0.292 $G_B$
	侧向土压力 $G_C$	- 0.161 $G_C R$	+ 0.579 $G_C$	+ 0.168 $G_C R$	0	- 0.320 $G_C R$	+ 0.739 $G_C$
	内水压力 P		- P		- P		- P
	涵管自重 G	+ 0.098GR	- 0.001G	- 0.038GR	+ 0.25G	+ 0.044GR	+ 0.319G

表中：(1) 弯矩 M 单位为吨—米，轴向力 N 单位为吨，R 为平均半径（米）

(2) 各断面的 M、N 符号规定如下：

M：凡引起管内壁纤维受拉的为正（+），受压的为负（-）

N：受压为正（+），受拉为负（-）

配筋计算：

一般情况下，如管顶、管底为正弯矩，钢筋应布置在内缘；管侧为负弯矩，钢筋应布置在外缘。根据管顶弯矩求得的钢筋面积  $A_g$  为内层钢筋截面积；根据管侧弯矩求得

的钢筋面积  $A_g$  为外层钢筋截面面积。

涵管的受力状态，如弯矩与轴向力同时存在，属偏心受压或偏心受拉构件（轴向力为正值即属偏心受压；轴向力为负值，即属偏心受拉）。

(1) 设置双层钢筋的钢筋混凝土管

① 管壁属偏心受拉时，用下式计算拉力钢筋（见图 2-43）。

$$A_g = \frac{k}{R_g} \left( \frac{M}{h_0 - a'} + 0.5N \right)$$

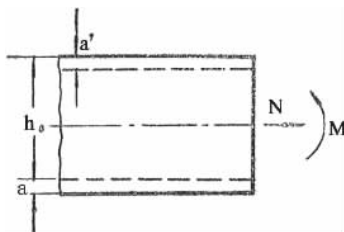


图 2-43 偏心受拉

② 管壁属偏心受压时，用下式计算拉力钢筋（见图 2-44）

$$A_g = \frac{k}{R_g} \left( \frac{M}{h_0 - a'} - 0.5N \right)$$

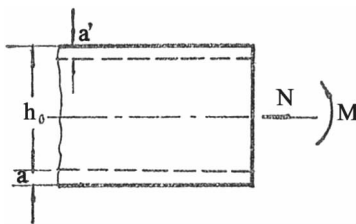


图 2-44 偏心受压

(2) 设置单层钢筋的钢筋混凝土管

① 管壁属偏心受拉时，用下式计算拉力钢筋（见图 2-45）。

$$A_g = \frac{k}{R_g} \left( \frac{M_s}{\gamma h_0} + N \right)$$

式中  $M_s = M - \frac{1}{2}Nh_0$

② 管壁属偏心受压时，用下式计算拉力钢筋（见图 2-46）。

$$A_g = \frac{k}{R_g} \left( \frac{M_s'}{\gamma h_0} - N \right)$$

式中  $M_s' = M + \frac{1}{2}Nh_0$

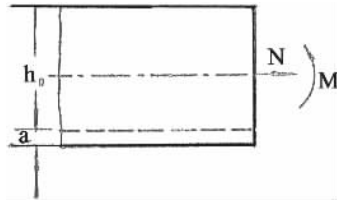


图 2-45 偏心受拉



图 2-46 偏心受压

以上各式中  $A_g$ ——拉力钢筋截面积 (厘米<sup>2</sup>)

$k$ ——安全系数, 4、5 级工程  $k = 1.7$

$M$ ——外力矩 (公斤—厘米)

$N$ ——轴向力 (公斤)

$R_g$ ——钢筋屈服强度 (公斤/厘米<sup>2</sup>)

3 号钢  $R_g = 2400$  公斤/厘米<sup>2</sup>

5 号钢  $R_g = 2800$  公斤/厘米<sup>2</sup>

$\gamma$ ——系数,  $\gamma = 1 - 0.5\mu \frac{R_g}{R_w}$ , 也可从钢筋混凝土书中查取

$\mu$  为钢筋比率,  $\mu = \frac{A_g}{bh_0}$  ( $b = 1$ )

$R_w$  为混凝土弯曲抗压强度 (公斤/厘米<sup>2</sup>)

150 号混凝土  $R_w = 140$  公斤/厘米<sup>2</sup>, 200 号混凝土  $R_w = 180$  公斤/厘米<sup>2</sup>

$a, a'$ ——钢筋保护层 (厘米), 受拉面为  $a$ , 受压面为  $a'$  (见图 2-44)。

(例) 某水库钢筋混凝土涵管设计资料如下, 试进行配筋计算。

最大填土高  $H_e = 18$  米, 最大内水压力水头  $H_w = 16$  米,

填土容重  $\gamma_e = 2.0$  吨/米<sup>3</sup>, 水锤压力按 30% 内水压力计算。

设计管壁厚  $h = 20$  厘米,  $D_{内} = 60$  厘米,  $D_{外} = 100$  厘米,

$R_{内} = 30$  厘米,  $R_{外} = 50$  厘米, 混凝土标号 150 号,  $R_w = 140$  公斤/厘米<sup>2</sup>,

钢筋混凝土容重  $\gamma = 2.5$  吨/米<sup>3</sup>,

钢筋为 3 号钢  $R_g = 2400$  公斤/厘米<sup>2</sup>, 配置双层钢筋,

钢筋保护层厚  $a = a' = 5$  厘米,  $h_0 = h - a = 20 - 5 = 15$  厘米,

安全系数  $k = 1.7$ , 管座包角  $2\alpha = 135^\circ$ 。

解: (1) 荷载计算 (每米管长上的荷载):

垂直土压力:  $G_B = \gamma_e H_e D_{外} = 2 \times 18 \times 1 = 36$  吨,

侧向土压力:  $G_C = \frac{1}{6} G_B (1 + \cos\alpha) = \frac{1}{6} \times 36 \times (1 + 0.382) = 8.3$  吨,

内水压力:  $P = \gamma_w H_w R_{内} (1 + 0.30) = 1 \times 16 \times 0.3 \times (1 + 0.3) = 6.24$  吨,

管身自重:  $G = 2\pi R_y h = 2 \times 3.14 \times 0.4 \times 2.5 \times 0.2 = 1.21$  吨。

(2) 内力计算 (略去自重不计), 如表 2-27。

表 2-27

荷 载	管 顶		管 侧		管 底	
	$M_B$	$N_B$	$M_C$	$N_C$	$M_A$	$N_A$
垂直土压力	$+ 0.123 \times 36 \times 0.4 = + 1.77$	$+ 0.007 \times 36 = + 0.25$	$- 0.122 \times 36 \times 0.4 = - 1.76$	$+ 0.5 \times 36 = + 18.0$	$+ 0.106 \times 36 \times 0.4 = + 1.53$	$+ 0.272 \times 36 = + 9.8$
侧向土压力	$- 0.157 \times 8.3 \times 0.4 = - 0.52$	$0.674 \times 8.3 = + 5.6$	$0.152 \times 8.3 \times 0.4 = + 0.5$	0	$- 0.117 \times 8.3 \times 0.4 = - 0.39$	$0.326 \times 8.3 = + 2.7$
内水压力		- 6.24		- 6.24		- 6.24
组 合	+ 1.25	- 0.39	- 1.26	+ 11.76	+ 1.14	+ 6.26

(弯矩单位: 吨-米, 轴向力单位: 吨)

(3) 配筋计算:

①管顶  $M_B = + 1.25$  吨-米 = + 125000 公斤-厘米

$N_B = - 0.39$  吨 = - 390 公斤。属于偏心受拉。

$$A_g = \frac{k}{R_g} \left( \frac{M}{h_0 - a'} + 0.5N \right) = \frac{1.7}{2400} \left( \frac{125000}{15 - 5} + 0.5 \times 390 \right) = 9.0 \text{ 厘米}^2 \text{ (内层钢筋)}$$

选用  $\phi 16$  钢筋, 中至中 22 厘米,  $A_g = 9.15$  厘米<sup>2</sup>。

②管侧  $M_c = - 1.26$  吨-米 = - 126000 公斤-厘米

$N_c = + 11.76$  吨 = + 11760 公斤。属偏心受压。

$$A_g = \frac{k}{R_g} \left( \frac{M}{h_0 - a'} - 0.5N \right) = \frac{1.7}{24000} \times \left( \frac{126000}{15 - 5} - 0.5 \times 11760 \right) = 4.77 \text{ 厘米}^2 \text{ (外层钢筋)}$$

选用  $\phi 12$ , 中至中 22 厘米,  $A_g = 5.14$  厘米<sup>2</sup>。

管底弯矩  $M_A = + 1.14$  吨-米, 比管顶弯矩  $M_B = + 1.25$  吨-米为小, 按管顶弯矩配筋可以满足管底弯矩的要求, 因此, 管底 A 点已无需进行配筋计算。

对于单向受力的构件, 分布钢筋的数量不小于受力钢筋量的 10%, 据此, 涵管管

壁周长每米至小应配纵向分布筋截面积为  $A_g = 0.1 \times (9.0 + 4.77) = 1.4$  厘米<sup>2</sup>。配用  $\phi 8$  钢筋，按涵洞圆心角每 45° 内外层各布置钢筋一根，共 16 根， $A_g = 8.04$  厘米<sup>2</sup>。

各种管径在不同填土高度时涵管管壁厚度及配筋可参考表 2-28 选用。

表 2-28 双层钢筋混凝土涵管配筋参考表

填土高 (米)	涵管内径 (米)	管壁厚 (厘米)	混凝土 标 号	内层钢筋截面积 (厘米 <sup>2</sup> )	外层钢筋截面积 (厘米 <sup>2</sup> )
10	0.6	20	150	4.82	2.67
	0.7	20	150	6.02	3.51
	0.8	20	150	7.35	4.68
	0.9	20	150	8.78	5.82
	1.0	20	150	10.29	7.14
15	0.6	20	150	7.32	3.93
	0.7	20	150	9.12	5.40
	0.8	25	150	8.45	3.98
	0.9	25	150	10.75	5.26
	1.0	25	150	11.69	6.58
20	0.6	25	150	7.55	3.56
	0.7	25	150	9.30	3.91
	0.8	25	150	11.25	5.40
	0.9	30	150	11.17	4.45
	1.0	35	150	11.42	5.34
25	0.6	25	150	9.45	3.56
	0.7	30	150	9.91	4.45
	0.8	30	150	11.81	4.97
	0.9	30	200	14.00	5.53
	1.0	35	200	14.29	5.34

(二) 纯混凝土管：纯混凝土管的管径较小，要进行精确的结构计算比较困难。纯混凝土涵管的管壁厚度可用下列经验公式计算。

$$t = \sqrt{\frac{0.06wD}{(R_{ul})}}$$

式中  $t$ ——混凝土管壁厚（厘米）

$(R_{ul})$ ——混凝土容许弯曲抗拉强度（公斤/厘米<sup>2</sup>）。 $(R_{ul}) = \gamma R_l / k$ （ $\gamma$  为考



考虑混凝土受拉区塑性的系数，矩形断面取  $\gamma = 1.5$ ； $R_l$  为混凝土的抗拉强度； $k$  为安全系数，取  $k = 2.5$ 。）

$D$ ——涵管外径（厘米）

$w$ ——计算单位长度的垂直总压力（公斤/厘米）  $w = \gamma_e H_e D$   $\gamma_e$  为填土容重（吨/米<sup>3</sup>），一般取  $\gamma_e = 2$  吨/米<sup>3</sup>  $H_e$  为填土高（米）

〔例〕设混凝土涵管内径  $D_{内} = 50$  厘米，管顶以上填土高 12 米，用 150 号混凝土浇筑，填土饱和容重为 2.0 吨/米<sup>3</sup>，求管壁厚度。

解：设管壁厚度  $t = 10$  厘米，

涵管外径  $D_{外} = 50 + 2 \times 10 = 70$  厘米，

150 号混凝土的弯曲抗拉强度：

$$[R_{wl}] = \frac{1.5 \times 13}{2.5} = 7.8 \text{ 公斤/厘米}^2。$$

$w = \gamma_e H_e D = 2.0 \times 12 \times 0.7 = 16.8$  吨/米 = 168 公斤/厘米，

$$t = \sqrt{\frac{0.06 \times 168 \times 70}{7.8}} = 9.5 \text{ 厘米。}$$

原假设管壁厚 10 厘米可用。

根据上述纯混凝土涵管管壁厚度计算公式制成 150 号混凝土圆涵管壁厚度表 2-29，供参考。

表 2-29 150 号混凝土圆涵管壁厚度参考表

管壁厚(厘米) 填土高(米)	圆 管 内 径 (厘米)						
	30	35	40	45	50	55	60
4	4	5	5	5	6	6	6
5	4	5	5	6	6	7	7
6	4	5	5	6	6	7	8
7	4	5	6	7	7	8	9
8	5	6	6	7	8	9	9
9	5	6	7	7	8	9	10
10	6	6	7	8	9	10	11
11	6	7	8	9	9	10	11
12	6	7	8	9	10	11	12
13	7	8	8	9	10	12	12
14	7	8	9	10	11	12	13
15	7	8	9	10	11	13	14

（三）砌石方涵：砌石方涵的结构设计，分盖板和侧墙两部分。涵洞的跨度及填土

高度较小时，可采用条石或混凝土作盖板。至于填土较高、跨度较大的涵洞，则应采用钢筋混凝土盖板（见图 2-47）。盖板按简支梁均布荷载计算。

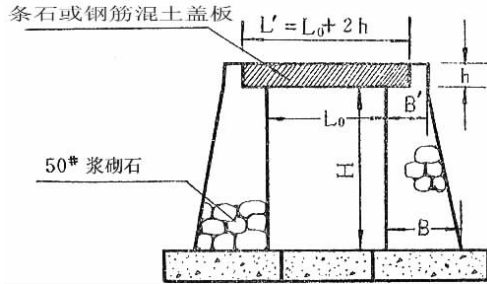


图 2-47 条石或钢筋混凝土盖板的砌石方涵示意图

按下式计算跨中弯矩及支点切力：

$$M = \frac{1}{8} \gamma_e H_e L^2$$

$$Q = \frac{1}{2} \gamma_e H_e L_0$$

式中  $M$ ——跨中（最大）弯矩（吨·米）

$Q$ ——支点（最大）切力（吨）

$\gamma_e$ ——填土容重，取  $\gamma_e = 2$  吨/米<sup>3</sup>

$H_e$ ——填土高度（米）

$L_0$ ——净跨度（米）

$L$ ——弯矩计算跨度（米）。简支混凝土板取  $L = L_0 + h$ （ $h$  为混凝土板厚度），也可取支座中心至另一支座中心的距离

1. 钢筋混凝土盖板的计算：钢筋混凝土盖板的有效厚度可按下式计算。

$$h_0 = r_0 \sqrt{\frac{kM}{bR_w}}$$

式中  $r_0$ ——系数， $r_0 = \frac{1}{\sqrt{A_0}} = \frac{1}{\sqrt{\alpha(1-0.5\alpha)}}$ ，（ $\alpha = \mu R_g / R_w$ ， $\mu$  为配筋率， $R_g$  为钢筋屈服强度， $R_w$  为混凝土弯曲抗压强度）。设计时，先选定一  $\mu$  值，由公式  $\alpha = \mu R_g / R_w$  求出  $\alpha$ ，再查附录五表 3，得相应的  $r_0$  值， $\mu$  一般取用 0.4 ~ 0.8%

$k$ ——安全系数，4、5 级工程取  $k = 1.7$

$b$ ——盖板计算单位宽度，取  $b = 100$  厘米

$R_w$ ——混凝土弯曲抗压强度（公斤/厘米<sup>2</sup>）

盖板总厚度  $h = h_0 + a$ （ $a$  为保护层厚，取 3 厘米）

$h_0$  和  $h$  均应取为一整数。 $h_0$  决定之后, 按下式求出  $A_0$  值:

$$A_0 = \frac{kM}{bh_0^2 R_w}$$

按求得的  $A_0$  值, 得  $\alpha$  值。然后用下式求  $\mu$ :

$$\mu = \frac{\alpha R_w}{R_g}$$

最后由公式  $A_g = \mu bh_0$ 。求得所需的钢筋截面积  $A_g$ , 根据  $A_g$  配置钢筋。选配钢筋时, 附录五表 2 可供参考。

受弯构件除可能因受弯矩作用而被破坏外, 还可能因受剪力作用, 引起斜断面的破坏。在钢筋混凝土梁, 板中, 主拉应力(斜断面应力)等于剪应力, 即:

$$\sigma_d = \frac{Q}{bZ}$$

当  $\sigma_d < \frac{R_l}{k_z}$  时, 主拉应力可全部由混凝土承担;

当  $\frac{R_l}{k_z} < \sigma_d < R_l$  时, 主拉应力全部由钢筋承担。此时承受均布荷载的梁(板), 纵向钢筋伸入支座内作一般锚着时(伸入支座长度为 15~30 倍钢筋直径), 纵向钢筋最多承担斜向主拉应力的 20%。

当  $\sigma_d > R_l$  时, 应将截面加厚。

式中  $Q$ ——最大剪力, 此处单位为公斤

$b$ ——盖板计算单位宽度 = 100 厘米

$Z$ ——内力偶臂长, 矩形截面  $Z \approx 0.9$

$R_l$ ——混凝土受拉极限强度(公斤/厘米<sup>2</sup>), 可由附录五表 1 查得

$k_z$ ——计算主拉应力时采用的安全系数, 4、5 级工程取  $k_z = 2.5$

除水工建筑中的厚板(如闸底板等)外, 一般钢筋混凝土板可不验算斜截面强度。

钢筋混凝土盖板在结构上还应注意下列问题:

钢筋混凝土板, 除配置受力钢筋外, 还要设置分布钢筋。分布钢筋按受力钢筋量的 10% 配置。

厚度一般的板(如工作桥、公路桥的面板), 受力钢筋直径经常用  $\phi 6 \sim \phi 12$  毫米。分布钢筋一般用  $\phi 6 \sim \phi 8$  的圆钢筋。

主钢筋间距不小于 7 厘米, 不大于 1.5 倍板厚, 一般为每米 6~10 根。分布钢筋最大间距不超过 30 厘米, 一般为每米 3~4 根。

跨度较大的钢筋混凝土板, 可以考虑弯起 1/3 或 1/2 主钢筋。弯起角度与水平成 45°(薄板为 30°左右), 弯起钢筋最接近面板顶的地方, 与支承面的距离约等于净跨度的十分之一(见图 2-48)。

受力钢筋的保护层厚度一般不小于 3 厘米。

钢筋混凝土盖板在侧墙上的搁支长度不小于盖板的厚度。

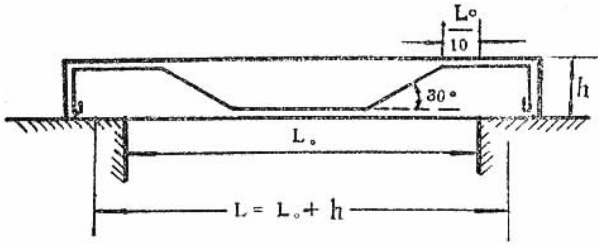


图 2-48 板的主钢筋弯起图

(例) 净跨 0.6 米方涵，填土高 20 米，试计算钢筋混凝土盖板厚度及配筋。  
设计资料：填土容重  $\gamma_e = 2.0$  吨/米<sup>3</sup>，

150 号混凝土  $R_w = 140$  公斤/厘米<sup>2</sup>， $R_l = 13$  公斤/厘米<sup>2</sup>，

3 号钢筋  $R_g = 2400$  公斤/厘米<sup>2</sup>，钢筋率  $\mu$  用 0.4%，

保护层  $a = 3$  厘米，安全系数  $k = 1.7$ ， $k_z = 2.5$ 。

解：选定钢筋混凝土板的厚度  $h = 30$  厘米，

计算跨度  $L = L_0 + h = 0.6 + 0.30 = 0.90$  米，

最大弯矩  $M = \frac{1}{8} \gamma_e H_e L^2 = \frac{1}{8} \times 2.0 \times 20 \times 0.9^2 = 4.05$  吨 - 米 = 405000 公斤 - 厘米。

取钢筋率  $\mu = 0.4\%$ ，

$$\alpha = \mu R_g / R_w = 0.004 \times \frac{2400}{140} = 0.069$$

用插入法查附录五表 3 得  $r_0 = 3.88$

盖板有效厚度  $h_0 = r_0 \sqrt{\frac{kM}{bR_w}} = 3.88 \times \sqrt{\frac{1.7 \times 405000}{100 \times 140}} = 3.88 \times 7.0 = 27.16$  厘米

用  $h_0 = 27$  厘米。

盖板总厚度  $h = h_0 + a = 27 + 3 = 30$  厘米，

因采用  $h_0$  为 27 厘米，故

$$A_0 = \frac{kM}{bh_0^2 R_w} = \frac{1.7 \times 405000}{100 \times 27^2 \times 140} = 0.0675。$$

查附录五表 3 (用插入法) 求得  $\alpha = 0.0705$

$$\therefore \mu = \alpha \frac{R_w}{R_g} = 0.0705 \times \frac{140}{2400} = 0.411\%$$

$$A_g = \mu b h_0 = 0.00411 \times 100 \times 27 = 11.10 \text{ 厘米}^2。$$

查附录五表 2，选配  $\phi 14$  钢筋，每米盖板用 8 根， $A_g = 12.31$  厘米<sup>2</sup>。

斜截面校核：

$$Q = \frac{1}{2} \gamma_e H_e L_0 = \frac{1}{2} \times 2 \times 20 \times 0.6 = 12 \text{ 吨} = 12000 \text{ 公斤。}$$

$$\sigma_{zl} = \frac{Q}{Zb} = \frac{12000}{0.9 \times 100 \times 27} = 5 \text{ 公斤/厘米}^2 < \frac{R_l}{k_g} = \frac{1.3}{2.5} = 5.2 \text{ 公斤/厘米}^2$$

主拉应力全部由混凝土负担。

分布钢筋按受力钢筋量的 10% 计：

$$A_g = 0.1 \times 11.1 = 1.11 \text{ 厘米}^2$$

用三条  $\phi 8$  钢筋。布筋见图 2-49

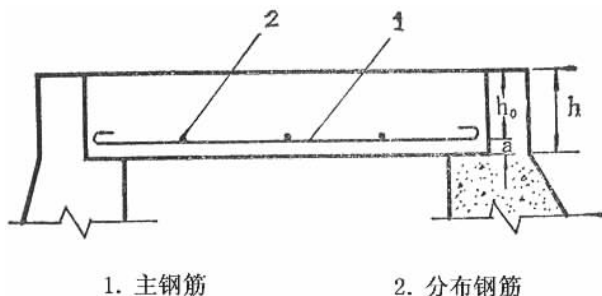


图 2-49

表 2-30 为方涵钢筋混凝土盖板的结构尺寸，可供参考。

表 2-30 方涵钢筋混凝土盖板结构尺寸参考表

方涵尺寸 填土高 (米)	60 × 60				80 × 80				100 × 100			
	h	h <sub>0</sub>	A <sub>g</sub>	B'	h	h <sub>0</sub>	A <sub>g</sub>	B'	h	h <sub>0</sub>	A <sub>g</sub>	B'
6	16	13	5.20	30	20	17	6.80	35	24	21	8.40	40
8	18	15	6.00	30	23	20	8.00	40	28	25	10.00	45
10	20	17	6.98	35	25	22	9.26	40	32	29	11.60	50
12	22	19	7.89	35	28	25	10.37	45	35	32	12.80	50
14	24	21	8.71	40	32	29	11.60	45				
16	26	23	9.55	40	34	31	12.42	50				
18	28	25	10.25	45	36	33	13.55	50				
20	30	27	11.10	45								

说明：1. 表内尺寸除注明者外，其余均以厘米为单位

2. 表内符号：h—盖板总厚度（厘米） h<sub>0</sub>—盖板有效厚度（厘米）

A<sub>g</sub>—主钢筋面积（厘米<sup>2</sup>） B'—侧墙顶宽（厘米）

3. 150 号混凝土，钢筋屈服强度 R<sub>g</sub> = 2400 公斤/厘米<sup>2</sup>；保护层 a = 3 厘米

4. 侧墙底宽 B = B' + 0.1H（只适用于侧墙高度在 1 米以下）

2. 侧墙设计：浆砌石侧墙可按挡土墙设计。一般小型工程的砌石方涵侧墙高度不大，为了方便计算，可参考表 2-30 查用。

(四) 石砌拱涵：石砌拱涵（见图 2-50）的结构尺寸可参考表 2-31。

表 2-31 石拱涵各部尺寸参考表

单位：厘米

项 目	尺 寸							
	40	50	60	70	80	90	100	110
跨 度	40	50	60	70	80	90	100	110
洞 净 高	65	85	100	115	120	135	150	165
墙 高	45	60	70	80	80	90	100	110
起拱面宽	35	40	40	40	50	50	70	75
基 础 宽	60	70	75	80	85	90	130	140
拱 顶 厚	30	35	40	40	40	40	40	40

注：①涵管净高 = 墙高 +  $\frac{1}{2}$  跨度。

②底板在岩基上时，厚度可适当减少（如 0.25、0.30 米）。底板在土基上时，若采用较小的厚度，则底板可做成反拱。

③最大过水深不要超过墙高。

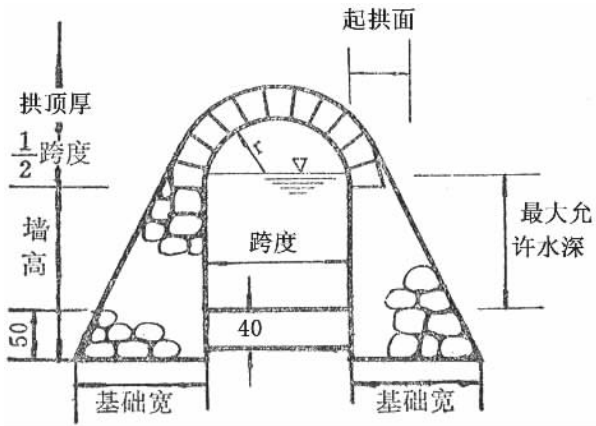


图 2-50 石拱涵结构图

## 五、放水开关

(一) 斜卧管：斜卧管是一种分级放水的开关型式，它适用于放水流量较小的工程，斜卧管的放水孔是用来控制放水量的，一般是每个梯级设 1~2 个孔，平时用孔盖（木或混凝土塞）封闭，用水时随水位下降逐级打开。梯级式斜卧管进水孔的直径与流量的关系，可参考表 2-18。

(二) 转动门盖：转动门盖是一种使用比较广泛的开关型式，它的优点是结构简单，



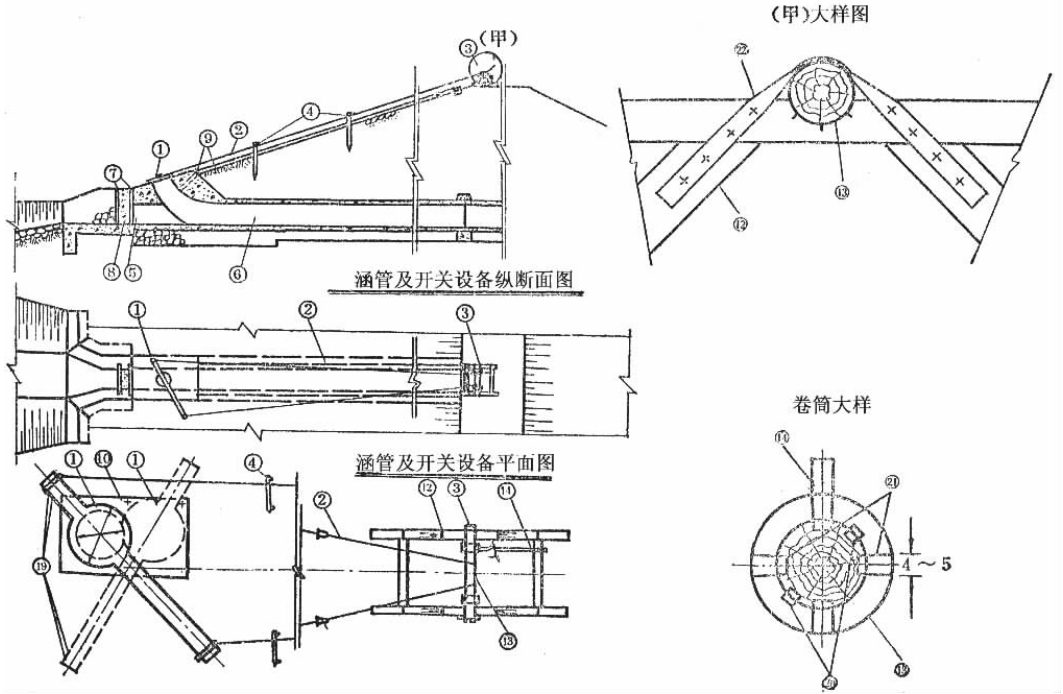


图 2-52 转动门盖开关结构图

表 2-32 钢筋混凝土转动门盖各部尺寸及启门力参考表

设计水头 (米)	孔径 (厘米)	流量 (米/秒)	门盖各部尺寸 (厘米)				拉梁各部尺寸 (厘米)				启门力 (公斤)	钢拉杆 直径 (厘米)	钢拉绳 拉索 直径 (厘米)	支承轴各部尺寸 (厘米)		
			直径	厚度	钢筋直径	纵横间距	梁宽	梁高	钢筋直径	钢筋条数(条)				钢轴直径	与拉杆距离(a)	与门盖中心距离(b)
10	60	2.4	80	10	0.9	11	15	25	1.3	4	860	1.6	1.2	6	150	50
	50	1.7	70	10	0.9	16	10	20	1.3	2	820	1.6	1.2	6	120	50
	40	1.1	55	10	0.9	20	10	20	0.9	3	480	1.6	1.0	5	100	40
8	60	2.2	80	10	0.9	17	10	20	1.3	4	860	1.6	1.2	6	120	50
	50	1.5	70	10	0.9	18	10	20	1.3	2	790	1.6	1.0	5	100	50
	40	1.0	55	10	0.6	12	10	15	0.9	3	480	1.6	0.9	5	80	40
8	60	1.9	80	10	0.9	16	10	20	1.3	2	780	1.6	1.0	5	100	50
	50	1.3	70	8	0.6	10	10	15	1.3	2	600	1.2	0.9	5	80	40
	40	0.9	55	8	0.6	16	8	16	0.9	3	370	1.2	0.9	4	80	40

注：1. 表中流量数值是以最大设计水头计算的，在计算灌溉输水流量时，不能以最大水头计算，可以采用 1/3 水头计算；2. 拉梁的主钢筋应放置在与拉力方向相反的一面；3. 混凝土标号采用 200 号；4. 拉杆在蓄水以下部分用钢筋，蓄水以上部分用钢丝绳与手绞车或卷扬机连接。



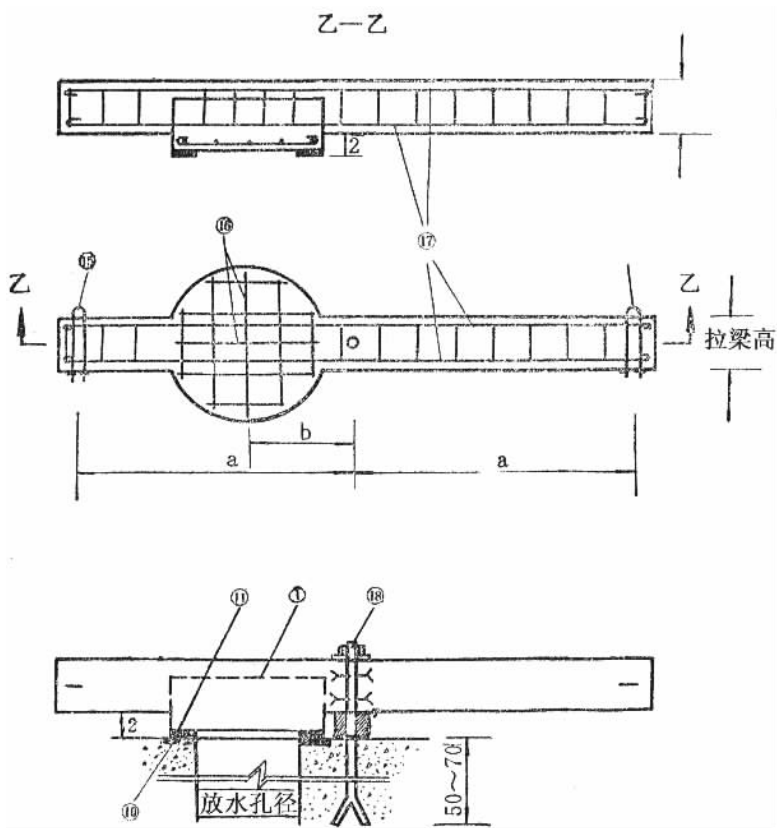


图 2-52 之二 转动门盖开关结构图

尺寸单位：厘米

1. 转动门盖 2. 启闭绳缆 3. 启闭机 4. 启闭绳支架 5. 底涵口 6. 涵管 7. 底涵口闸板槽
8. 底涵口堵塞体 9. 通气管 管径 5~10 厘米 10. 涵口门盖部位埋铁板 11. 转动门盖镶铁板
12. 启闭机架木料用 12~15 厘米直径 13. 启闭机卷轴 直径 18~20 厘米 (附大样图)
14. 卷筒绞柄 15. 转动门盖启闭吊环 16. 钢筋混凝土转动门盖的钢筋
17. 拉梁钢筋 18. 转动门盖预埋转轴 埋深 50~70 厘米 19. 止门钉 直径 15~19 毫米埋入混凝土深 40~50 厘米 20. 卷筒接榫
21. 卷筒绞柄槽 22. 卷筒固定环

图 2-52 及表 2-32 所介绍的转动门盖结构尺寸，最大适用范围为设计水头 6~10 米（自门盖以上起计）及放水孔径 40~60 厘米的放水开关设备。至于 10~20 米水头的转动门盖式开关设备。

转动门盖式开关设备结构计算举例。

〔例〕某水库放水涵采用转动门盖式开关设备，放水孔径  $d = 60$  厘米，设计水头 10 米，试设计钢筋混凝土转动门盖。

解：钢筋混凝土标号采用 200 号， $R_w = 180$  公斤/厘米<sup>2</sup>， $R_l = 16$  公斤/厘米<sup>2</sup>，钢筋

用 3 号钢，屈服强度  $R_g$  采用 2400 公斤/厘米<sup>2</sup>；设门盖板厚 10 厘米，拉梁断面 15 × 25 厘米，保护层  $a=3$  厘米，支承轴距放水孔中点 50 厘米，距拉环中点 150 厘米（见图 2-53）。

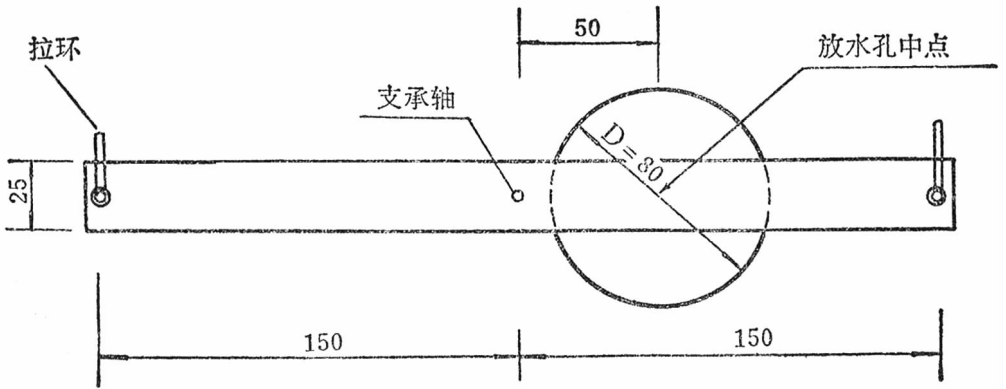


图 2-53 转动门盖尺寸

门盖所受水压力  $P = 1000 \times 10 = 10000$  公斤/米<sup>2</sup>

计算跨距  $L = 1.05 \times 0.6 = 0.63$  米

门盖按简支计算，最大力矩：

$$M = \frac{1}{8} \times 10000 \times 0.63^2 = 500 \text{ 公斤} \cdot \text{米} = 50000 \text{ 公斤} \cdot \text{厘米}$$

设门盖板厚  $h = 10$  厘米，保护层  $a = 3$  厘米， $h_0 = 10 - 3 = 7$  厘米，安全系数  $k = 1.7$ ，

$k_g = 2.5$ 。

当  $R_g = 2400$  公斤/厘米<sup>2</sup>，用 200 号混凝土  $R_w = 180$  公斤/厘米<sup>2</sup>

$$A_0 = \frac{kM}{bh_0^2 R_w} = \frac{1.7 \times 50000}{100 \times 7^2 \times 180} = 0.0962$$

查附录五表 3 得  $\alpha = 0.1013$ ；则

$$\mu = \alpha \frac{R_w}{R_g} = 0.1013 \times \frac{180}{2400} = 0.76\%$$

$$A_g = \mu b h_0 = 0.76\% \times 100 \times 7 = 5.32 \text{ 厘米}^2$$

选用  $\phi 9$  钢筋，中至中 11 厘米（即每米配置 9 条） $A_g = 5.72$  厘米<sup>2</sup>

启门力计算：

摩擦系数采用 0.5（门盖与门框镶铁板），

门重 = 盖板厚 × 钢筋混凝土容重 =  $0.1 \times 2500 = 250$  公斤/米<sup>2</sup>

垂直压力 =  $10000 + 250 = 10250$  公斤/米<sup>2</sup>

作用于门盖上压力  $P = \frac{\pi}{4} \times 0.8^2 \times 10250 = 5145$  公斤

摩擦力  $F = 0.5 \times 5145 = 2573$  公斤

启门力  $P = \frac{2573 \times 0.5}{1.5} = 858$  公斤

拉梁上最大弯矩  $M = 858 \times 1.5 = 1287$  公斤一米 = 128700 公斤一厘米 拉梁是 200 号钢筋混凝土结构, 断面为  $15 \times 25$  厘米,  $h_0 = 22$  厘米。

$$A_0 = \frac{128700 \times 1.7}{15 \times 22^2 \times 180} = 0.167$$

查附录五表 3 得:  $\alpha = 0.184$ , 则:

$$\mu = 0.184 \times \frac{180}{2400} = 1.38\%$$

$$A_g = 1.38\% \times 15 \times 22 = 4.55 \text{ 厘米}^2$$

用 4 条  $\phi 12$  钢筋,  $A_g = 4.52 \text{ 厘米}^2$

支点钢轴所受剪力  $Q = 2573 + 858 = 3431$  公斤

用剪力计算所需的最小断面  $A = \frac{Q}{(R_j)} = \frac{3431}{650} = 5.3 \text{ 厘米}^2$  ( $(R_j)$  为钢轴的容许

抗剪强度)

用弯矩核算钢轴最小直径:

$$M = \frac{Ql}{2} = \frac{3431 \times 20}{2} = 34310 \text{ 公斤一厘米}$$

$$d = \sqrt[3]{\frac{32M}{\pi (R_w)}} = \sqrt[3]{\frac{32 \times 34310}{3.14 \times 1000}} = 7 \text{ 厘米}$$

根据弯矩计算, 采用 7 厘米直径钢轴

式中  $(R_w)$  ——钢轴的容许抗弯强度

$l$  ——钢轴长度

(三) 斜拉板式闸门: 斜拉板式闸门是一种斜放的滑动闸门, 一般设置在涵洞进口作为水库深孔放水设备。广东省小型水库使用这种设备也较多。斜拉板式闸门由门盖、拉杆、拉杆支座、启闭机及机座等组成 (见图 2-54 及图 2-55)。闸门材料有的采用铸铁或钢筋混凝土镶钢板。孔径比较小的, 也有采用花岗岩石块制成。这种闸门结构型式简单, 用斜拉 (压) 螺杆式启闭机启闭, 操作管理容易, 造价也较低。这种闸门要求门盖与进水孔口的接触面加工光滑, 使能紧密闭合, 减少漏水。

使用这种闸门, 应注意防止门盖被坝面滚下去的石子或污物卡住, 妨碍闸门启闭; 螺杆式启闭机的刚性拉 (压) 杆, 应用支承架支承, 并保持直线斜放, 拉 (压) 杆位置最好选在坚实的基础上, 如要放在坝坡上时, 要注意防止拉 (压) 杆支座随坝坡沉陷而引起拉 (压) 杆弯曲, 妨碍闸门启闭。

现将斜拉板式铸铁闸门的各种部件及计算介绍如下:

1. 铸铁门盖: 作用于门上的荷载有自重及启闭闸门时的拉力和压力。设计门板厚度只考虑静水压力与自重的法向分力  $W$ , 其计算如下:

$$W = \gamma_1 H + \gamma_2 t \cos \alpha \quad (\text{公斤/米}^2)$$

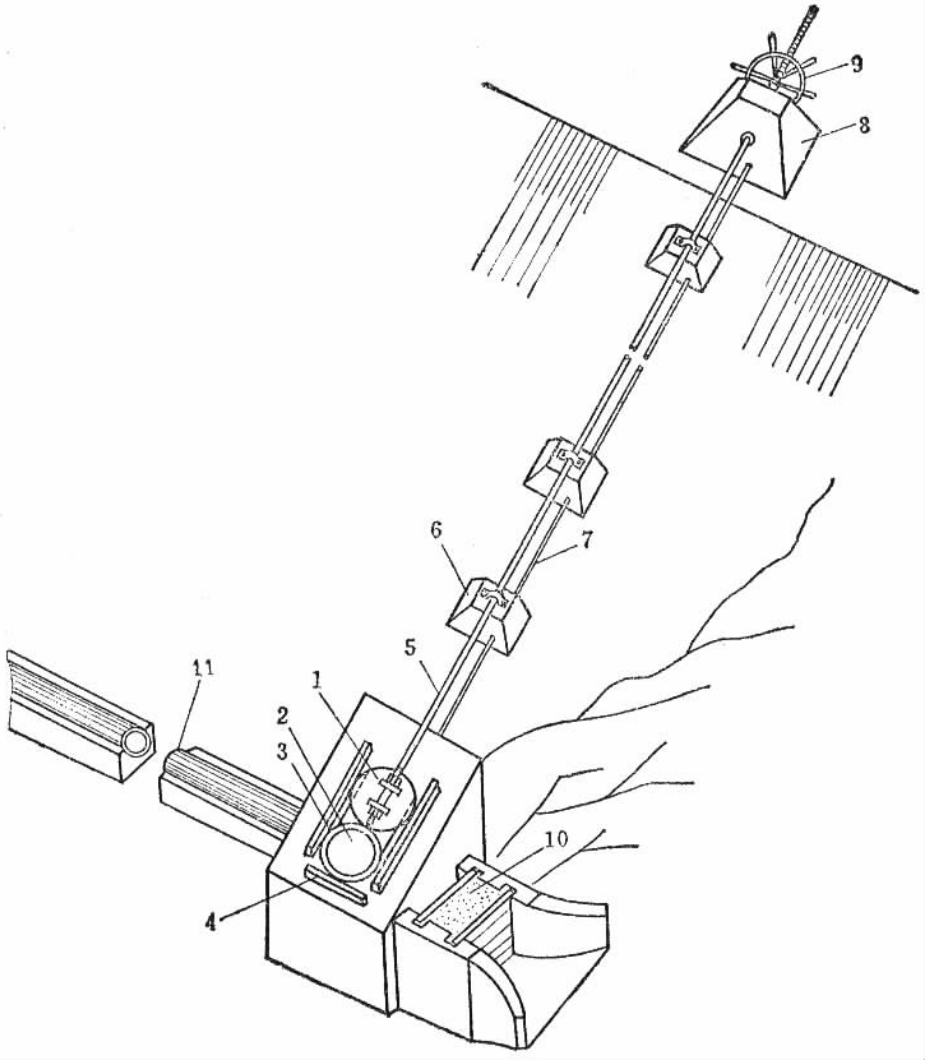


图 2-54 斜拉板式闸门示意图

- 1. 滑板门盖 (用铸铁或钢筋混凝土镶铁板制成)
- 2. 进涵孔口 3. 门轨 4. 止门槛 5. 拉杆 6. 拉(压)杆支座 7. 通气管
- 8. 启闭机座 9. 转盘 10. 两道木门, 中填粘土的底涵进口 11. 平放出水涵

式中  $\gamma_1$ ——水的容重, 取  $\gamma_1 = 1000$  公斤/米<sup>3</sup>

H——门的中心以上水深 (米)

$\gamma_2$ ——铸铁容重, 取  $\gamma_2 = 7250$  公斤/米<sup>3</sup>

t——门板厚 (米)

$\alpha$ ——门盖倾斜角

门板按简支梁计算, 其最大弯矩及板厚按如下公式计算:

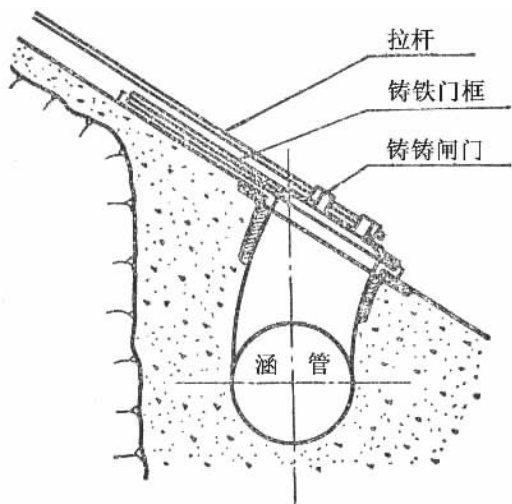


图 2-55 门盖示意图

最大弯矩  $M = \frac{1}{8} W \times (1.05d)^2 \times 100$  (公斤—厘米)

板 厚  $t = \sqrt{\frac{6M}{100 [R_{ul}]}}$  (厘米)

式中  $d$ ——放水孔径 (米)

$[R_{ul}]$ ——门板材料铸铁的容许弯曲抗拉强度 (公斤/厘米<sup>2</sup>), 设计时采用以下数据:

灰口铸铁 HT12—28、HT15—32,  $[R_{ul}] = 350$  公斤/厘米<sup>2</sup>;

灰口铸铁 HT18—36、HT21—40,  $[R_{ul}] = 450$  公斤/厘米<sup>2</sup>。

为了减小摩擦系数, 可在门盖与门框的滑动面上加镶青铜板。铁与青铜的摩擦系数  $f = 0.3$ 。

2. 门盖与拉(压)杆的联接: 拉(压)杆通常采用圆钢, 与门盖的联接型式主要有以下两种: 第一种将拉(压)杆在闸门联接部位压扁, 用螺栓联接(见图 2-56), 这种联接方法, 建议用于低水头的小型水库; 第二种是在闸门中部做两道螺栓也, 拉(压)杆穿过螺孔, 用螺帽固定其两端顶部(见图 2-57), 这种联接方法, 可以用于孔径和水头较大的水库。

图 2-56 和图 2-57 中:

$$d = \sqrt{\frac{\frac{1}{2}R}{0.785 [R_f]}} = 0.825 \sqrt{\frac{P}{[R_f]}} \quad (\text{用螺栓抗剪条件计})$$

$$\delta = \frac{P}{bd [R_t]} \quad (\text{用拉杆抗拉条件计})$$

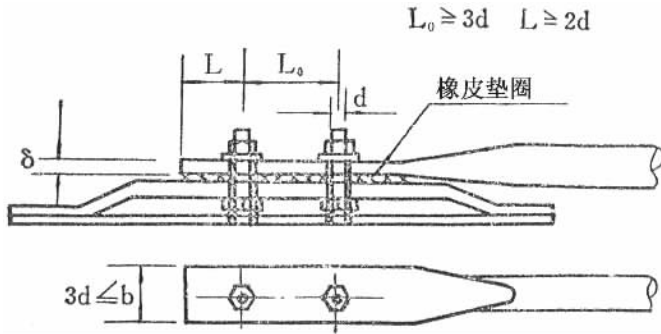


图 2-56 门与拉（压）杆联接示意图

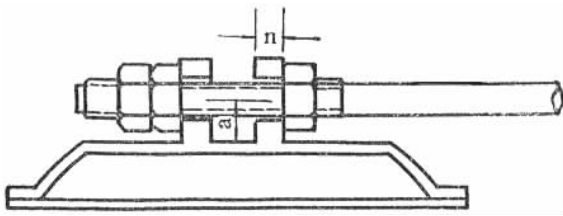


图 2-57 门与拉（压）杆联接示意图

$$n = \sqrt{\frac{6Pa}{b_0 (R_{ud})}} \quad (\text{用支座抗偏心矩条件计})$$

式中  $(R_t)$  ——螺栓材料的容许抗剪强度，约 800~900 公斤/厘米<sup>2</sup>

$(R_t)$  ——拉（压）杆材料（钢）的容许抗拉强度，约 1000~1200 公斤/厘米<sup>2</sup>

$(R_{ud})$  ——门盖材料（铸铁）的容许弯曲抗拉强度，约 350~450 公斤/厘米<sup>2</sup>

a ——拉（压）杆中心至门盖顶距离（厘米）

b ——拉（压）杆压扁部分的宽度（厘米），见图 2-56

$b_0$  ——支座宽度（厘米），见图 2-58

P ——闸门的开启力或闭门力

$$P = 1000k (\gamma_1 HA \pm G \cos \alpha) f \quad (\text{公斤})$$

$\gamma_1$  ——水的容重（吨/米<sup>3</sup>）

H ——门盖中心以上水深（米<sup>2</sup>）

A ——门盖承受水压力的面积（米）

G ——闸门及拉（压）杆自重（吨）

$\alpha$  ——门盖的倾斜角度

f ——门盖与门框间的滑动摩擦系数，青铜与铸铁  $f = 0.3$ ，铸铁与铸铁  $f =$

0.5

k ——安全系数，取  $k = 1.2 \sim 1.4$

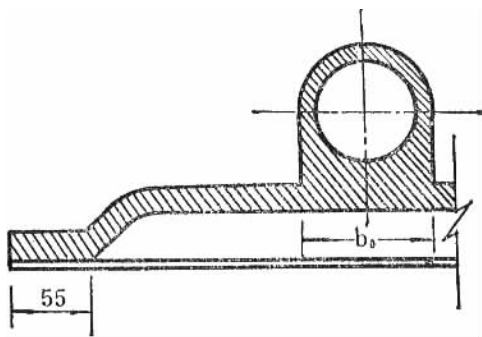
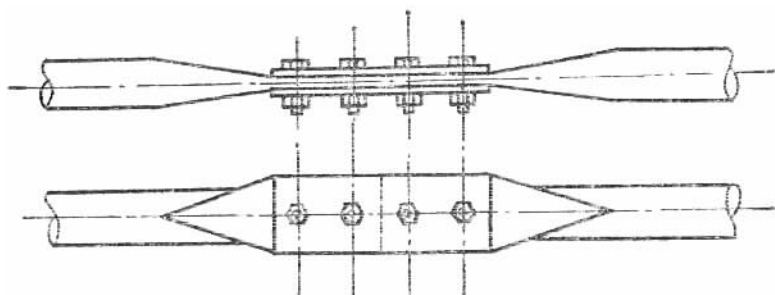


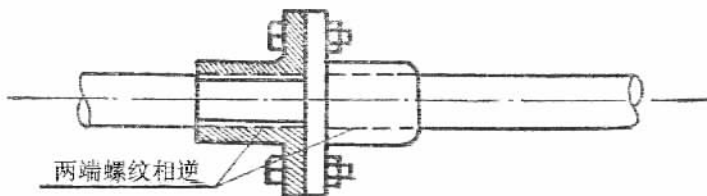
图 2-58 门盖支座图

算出  $d$ 、 $\delta$  等值后要另加锈蚀保护层不小于 2 毫米。水下金属部件除摩擦部分外，一律用环氧沥青漆保护。

3. 闸门杆及其附件：斜拉板式闸门的门杆不但受拉力作用，而且受压力作用，通常用实心圆钢制成，杆的大小根据启（闭）门力来设计。杆与杆的联接，有接钣联接与法兰联接两种型式（见图 2-59）。



接钣联接图



法兰联接图

图 2-59

从一些工程的实践经验来看，对孔口较大，水头较高的闸门，宜采用法兰联接。接钣联接法因压扁部分接钣强度较弱，关门时容易出现接合部分压折情况。为了防止发生在拉（压）杆上的扭矩向下传递，可在斜拉（压）杆上装有如图 2-60 所示的制扭装

置，结构简单，效果较好。

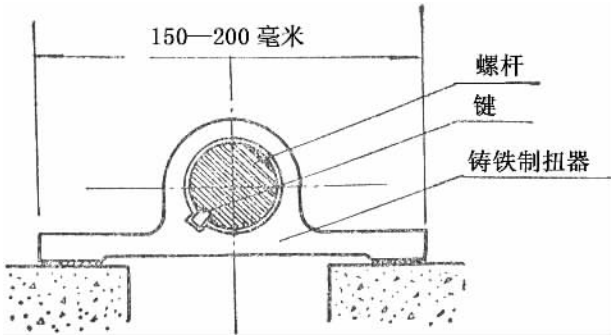


图 2-60 拉杆制扭器图

斜拉板式闸门的拉（压）杆比较长，为增加其稳定性，特别在关门时，为了避免把拉（压）杆压弯，应每隔一定距离，设置一个支座，以减少杆的无支长度，支座间距一般为 2~3 米，支座型式见图 2-61。

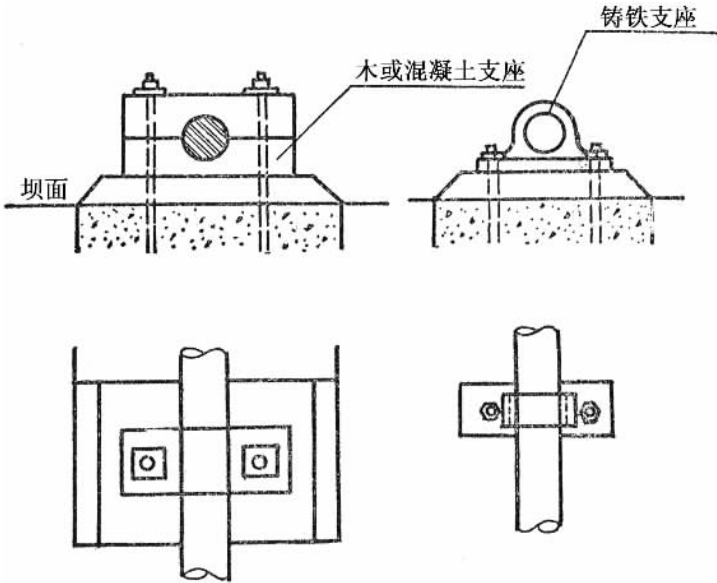


图 2-61 拉（压）杆支座图

4. 闸门杆的计算：在启门时，门杆受到拉力和扭转力；在闭门时门杆受到压力和扭转力。门杆在启门和闭门都要有足够的强度。闸门杆的直径大小可按关闭闸门时所需压杆直径的计算公式来设计，再用启门时产生的扭应力和拉应力联合作用的影响来校核。关闭闸门时所需压杆直径按如下公式计算：

两端铰接：
$$d^4 = \frac{P_{\text{压}} L^2}{485,000}$$



$$\text{一端固定, 一端铰接: } d^4 = \frac{P_{\text{压}} L^2}{970,000}$$

式中  $P_{\text{压}}$ ——关闭闸门时的压门力

$L$ ——闸门杆两支点间的长度(厘米)

计算时, 两支点之间按两端铰接计算; 杆与闸门铰联接的一端, 若螺栓超过两个时, 这一端为固定; 杆与启闭机联接的一端为铰接。因此, 上列两种情况(两端铰接, 一端铰接、一端固定)在同一闸门杆计算中均能遇到。计算时, 应根据支点间的不同联接情况, 分别采用相应的公式, 取大值作为闸门杆的净径。

上述压杆直径的计算公式仅适用于长细比  $a = \frac{L}{i} = \frac{\mu L_0}{i} > 100$  时的情况, 式中  $L_0$  为闸门杆两支点间计算长度;  $\mu$  为长度系数, 两端铰接  $\mu = 1$ , 一端铰接一端固定时  $\mu = 0.7$ ;  $i$  为闸门杆的回转半径,  $i = \frac{d}{4}$ ,  $d$  为闸门杆的净径, 即除螺纹以外的直径。

闸门杆一般很长, 长细比  $a$  值常大于 100, 故可用上列公式来计算。

若长细比  $a < 100$  时, 则应根据钢的许可应力的折减系数  $\phi$  值(表 2-33)来计算。

表 2-33 轴心受压柱的许可压应力折减系数  $\phi$  值

长细比 $a = \frac{L}{i}$	折减系数 $\phi$	长细比 $a = \frac{L}{i}$	折减系数 $\phi$	长细比 $a = \frac{L}{i}$	折减系数 $\phi$
0	1.00	70	0.81	140	0.36
10	0.99	80	0.75	150	0.32
20	0.96	90	0.69	160	0.29
30	0.94	100	0.60	170	0.26
40	0.92	110	0.52	180	0.23
50	0.89	120	0.45	190	0.21
60	0.86	130	0.40	200	0.19

$$\text{闸门杆的净断面积: } A = \frac{P_{\text{压}}}{(R_a) \phi}$$

$$\text{闸门杆的净径: } d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = 1.3 \sqrt{A}$$

式中  $P_{\text{压}}$ ——闸门杆的压力, 即闭门时的压门力(公斤)

$(R_a)$ ——钢杆的许可压应力(1000~1200 公斤/厘米<sup>2</sup>)

经上式算得的闸门杆在压门时所需的净径  $d$ , 尚需用启门时的扭应力和拉应力联合作用的总应力来校核(在闭门时, 扭应力和压应力联合作用的影响甚小, 可不校核)。

设  $\sigma_n$  为扭应力(公斤/厘米<sup>2</sup>);  $\sigma_l$  为拉应力(公斤/厘米<sup>2</sup>), 则在扭应力和拉应力联

合作用下，总应力需符合下列条件：

$$\sqrt{\sigma_t^2 + 4\sigma_n^2} < 650 \text{ 公斤/厘米}^2 \text{ (650 公斤/厘米}^2 \text{ 为扭力和拉力同时产生的许可应力)}$$

式中  $\sigma_t = \frac{P_{拉}}{\frac{\pi}{4}d^2} = \frac{4P_{拉}}{\pi d^2}$

$$\sigma_n = \frac{16M_n}{\pi d^3}$$

扭转力矩  $M_n$  用下式计算：

$$M_n = P_{拉} r_g (\alpha + \beta) = \frac{P_{拉} r (\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\beta)}{1 - \operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\beta}$$

式中  $M_n$ ——扭转力矩 (公斤-厘米)

$P_{拉}$ ——启门时所需拉力 (公斤)

$r$ ——闸门杆的平均半径 (厘米),  $r = \frac{d + \delta}{2}$  ( $d$  为闸门杆的净直径 (厘米);  $\delta$  为螺纹牙深度 (厘米), 螺纹牙深度一般是  $(0.1 \sim 0.3) d$ )

$\alpha$ ——闸门杆螺旋的倾斜角 (一般取  $\alpha = 1.5^\circ \sim 2.5^\circ$ ),  $\operatorname{tg}\alpha = \frac{p}{2\pi r}$ , ( $p$  为螺距)

$\beta$ ——螺旋面的摩擦角 (一般取  $\beta = 5^\circ \sim 6^\circ$ ),  $\operatorname{tg}\beta = 0.087 \sim 0.10$

(例) 某小型水库放水涵管采用斜拉板式闸门, 门盖材料用铸铁, 闸门孔口直径 60 厘米, 门上设计水头 15 米, 试设计该闸门及闸门杆。

解: 1. 铸铁盖钣厚计算:

先选定门钣厚  $t = 4$  厘米。

作用于门钣的静水压力与自重的法向力:

$$W = \gamma_1 H + \gamma_2 t \cos\alpha = 1000 \times 15 + 7250 \times 0.04 \times 0.972 = 15260 \text{ 公斤/米}^2$$

门钣按简支梁计算, 其最大弯矩:

$$M = \frac{1}{8} W (1.05d)^2 \times 100 = \frac{1}{8} \times 15260 \times (1.05 \times 0.6)^2 \times 100 = 75600 \text{ 公斤-厘米}$$

$$\text{钣厚 } t = \sqrt{\frac{6M}{100 [R_{wd}]}} = \sqrt{\frac{6 \times 75600}{100 \times 350}} = 3.6 \text{ 厘米。可选用 4 厘米。}$$

2. 闸门的开启力和闭门力计算:

$$P = 1000k (\gamma_1 HA \pm G \cos\alpha) f$$

式中  $A$ ——门盖承受水压力面积  $= \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \times 0.68^2}{4} = 0.36 \text{ 米}^2$

$G$ ——闸门及拉杆自重, 粗算用 1 吨计

$f$ ——门盖与门框摩擦系数, 铸铁与铸铁摩擦系数,  $f = 0.5$

$k$ ——安全系数, 用  $k = 1.25$

$\gamma_1$ 、 $H$ 、 $\alpha$  与上同;  $\gamma_1 = 1 \text{ 吨/米}^3$ ,  $H = 15 \text{ 米}$ ,  $\alpha = 22^\circ$ ,  $\cos\alpha = 0.927$ , 代入公式得:

$$\text{启门力 } P_{拉} = 1000 \times 1.25 \times (1 \times 15 + 0.36 + 1 \times 0.927) \times 0.5 = 3950 \text{ 公斤}$$

闭门力  $P_{\text{压}} = 1000 \times 1.25 \times (1 \times 15 \times 0.36 - 1 \times 0.927) \times 0.5 = 2800$  公斤

根据算得启闭力可选用 5 吨螺杆启闭机

3. 闸门杆直径计算：闸门杆支座间距采用 2.5 米，按两端铰接计算。

$$d^4 = \frac{P_{\text{压}} L^2}{485,000} = \frac{2800 \times 250^2}{485,000} = 361 \text{ 厘米}^4$$

$$d = \sqrt[4]{361} = 4.4 \text{ 厘米} \quad \text{采用净径 5 厘米}$$

闸门杆长细比  $a = \frac{\mu L}{i}$

$$L = 250 \text{ 厘米}, \quad \mu = 1, \quad i = \frac{d}{4} = \frac{5}{4} = 1.25,$$

代入得  $a = \frac{1 \times 250}{1.25} = 200 > 100$  (采用公式适合)

现再用启门时的扭应力和拉应力联合作用来校核：

经上面计算，杆的净径为 4.4 厘米，采用  $d = 5$  厘米，螺纹牙深取  $\delta = 0.1d = 0.1 \times 5 = 0.5$  厘米。

$$\text{平均半径 } r = \frac{d + \delta}{2} = \frac{5 + 0.5}{2} = 2.75 \text{ 厘米}$$

采用螺距  $p = 1.25$  厘米

$$\text{tg}\alpha = \frac{p}{2\pi r} = \frac{1.25}{2 \times 3.14 \times 2.75} = 0.072$$

$$\text{取 } \text{tg}\beta = 0.1$$

$$\text{扭转力矩 } M_n = \frac{P_{\text{拉}} r (\text{tg}\alpha + \text{tg}\beta)}{1 - \text{tg}\alpha \text{tg}\beta} = \frac{3950 \times 2.75 \times (0.072 + 0.10)}{1 - 0.072 \times 0.10} = 1880 \text{ 公斤} \cdot \text{厘米}$$

$$\sigma_n = \frac{16M_n}{\pi d^3} = \frac{16 \times 1880}{3.14 \times 5 \times 5 \times 5} = 77 \text{ 公斤/厘米}^2$$

$$\sigma_t = \frac{4P_{\text{拉}}}{\pi d^2} = \frac{4 \times 3950}{3.14 \times 5 \times 5} = 201 \text{ 公斤/厘米}^2$$

$$\sqrt{\sigma_t^2 + 4\sigma_n^2} = \sqrt{201^2 + 4 \times 77^2} = 254 \text{ 公斤/厘米}^2 < 650 \text{ 公斤/厘米}^2$$

经核算合乎要求，故闸门杆应采用 6 厘米直径的圆钢。

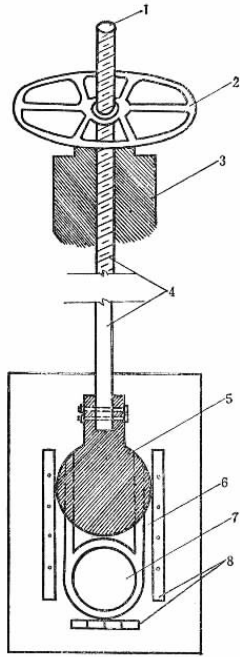
4. 门与拉（压）杆的联接计算：采用如图 2-57 的联接型式，即是在门盖中部做两道螺栓孔，拉（压）杆穿过螺孔，前后用螺帽固定。设门杆中心至门盖顶距离  $a = 8$  厘米，支座宽  $b_0 = 12$  厘米， $(R_{ul}) = 350$  公斤/厘米<sup>2</sup>。现按支座抗偏心矩条件计算支座厚度。

$$\text{支座厚度 } n = \sqrt{\frac{6P_{\text{拉}} a}{b_0 (R_{ul})}} = \sqrt{\frac{6 \times 3950 \times 8}{12 \times 350}}$$

$$= 6.7 \text{ 厘米。可选用 8 厘米。}$$

石板斜拉闸门：小型塘库采用如图 2-62 石板斜拉闸门开关有很多好处，如材料强

度能达到要求，耐冲耐磨不生锈，结构简单，造价低廉，符合就地取材、自力更生的原则。用作盖板的石料要求组织密实。质地坚韧（以幼粒花岗岩等石料为好）。进水孔圈也采用同样石料。盖板与孔圈的接触面要求打磨光滑至基本不漏水。孔圈与流水接触面也要修凿平顺，孔口由外向内逐渐扩大。



1. 螺旋杆 2. 手轮转盘 3. 启闭机座 4. 拉杆 5. 门盖（方盖或长方盖均可）  
6. 门轨 7. 放水孔（圆孔） 8. 门槛

图 2-62 石板斜拉闸门示意图

石孔圈高度一般宜为 15~20 厘米，厚度 6~8 厘米。石盖板直径比涵孔净径大 6~8 厘米（见图 2-63），其厚度按全面积受荷载的圆板板边简支计算。

1. 石盖板厚度计算公式：

径向面上的弯矩：
$$M = \frac{pr^2}{16} \left[ (3 + \mu) - (1 + 3\mu) \left( \frac{\rho}{r} \right)^2 \right]$$

式中  $\mu$ ——泊松系数，石质采用 0.2

$P$ ——水压力（公斤/厘米<sup>2</sup>）

$r$ ——涵孔半径（厘米）

$\rho$ ——任一点的极坐标，取圆心处，即  $\rho = r$

因此，上式可简化为：

$$M = 0.1pr^2$$

石盖板厚：
$$t = \sqrt{\frac{6M}{d(R_w)}}$$

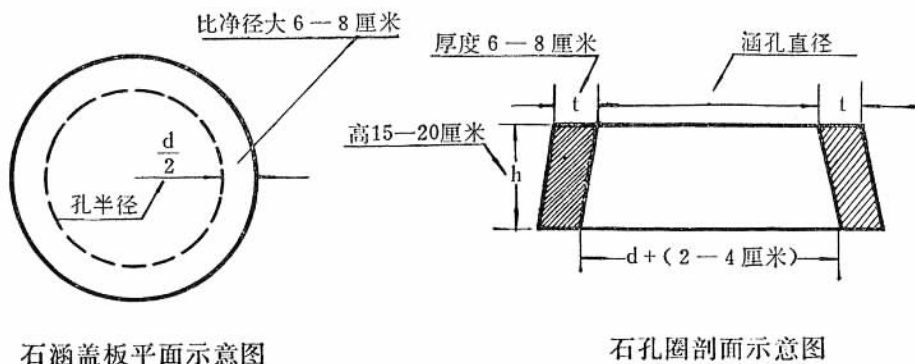


图 2-63 石盖板及石孔圈剖面示意图

式中  $d$ ——涵孔直径（厘米）

$(R_w)$  ——石板的容许弯曲抗拉强度（公斤/厘米<sup>2</sup>），见附录五表 5

2. 石盖板与整体开关构件的联接：石盖板与闸门杆接合，小型的可用与板面垂直的三至四个螺栓，直接与闸门杆连接便可。如孔径较大（净径 35~50 厘米）时，则除用垂直螺栓外，还应在石板中间加凿两个纵向螺孔，增加两条  $\phi 16$  或  $\phi 18$  毫米直径的纵向螺栓，加强与闸门杆的联接。闸门杆多用小工字钢、空心钢管、工字形钢筋混凝土制成。每隔 3 米左右设一滚轮支座来固定闸门杆的运动方向。采用方形或工字钢闸门杆的，每个支座要设上下和左右两组圆形滚轮。如用圆杆则每个支座用上下一组滚轮，但滚轮要制成团线芯的形状，以防土闸门杆向左右滑脱（图 2-64）。在闸门杆的末端设启闭台座，用 1~5 吨螺杆启闭机开关。

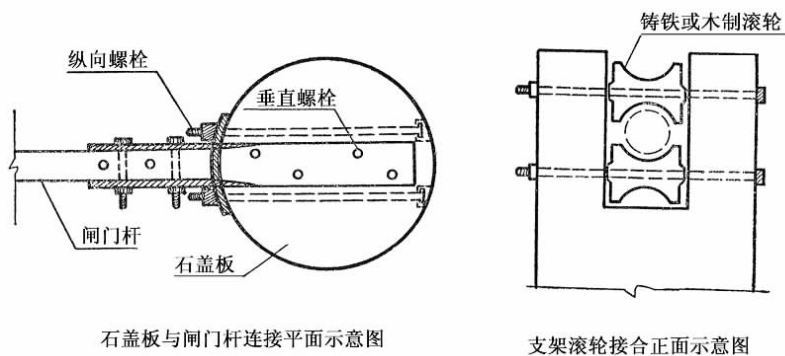


图 2-64 石盖板与闸门杆连接及支座滚轮接合示意图

〔例〕某水库采用石盖板斜拉闸门作开关，板上水深 10 米，涵孔直径 50 厘米， $(R_w)$  等于 7 公斤/厘米<sup>2</sup>。求算石盖板厚。

解：石盖板径向面上的弯矩：

$$M = 0.1Pr^2 = 0.1 \times 10 \times 1000 \times 25^2 = 6250 \text{ 公斤} \cdot \text{厘米}$$

板厚  $t = \sqrt{\frac{6M}{d(R_w)}} = \sqrt{\frac{6 \times 6250}{50 \times 7}} = 10.35$  厘米，采用 12 厘米

(四) 平板滑动闸门：平板滑动闸门的特点是结构简单，施工较易，但由于平板闸门一般都设置在坝前，启闭设备是升降式的，需要建造较高的启闭台或搭，还要建造通往启闭室的交通桥。因此，造价比转动门盖或斜拉滑板式闸门高。目前广东省已建成的小型水库中，采用深孔平板滑动闸门作为水库放水开关的为数不多。

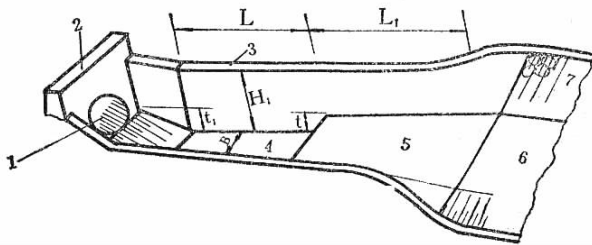
有关钢结构、钢木结构、铸铁及钢筋混凝土等平板滑动闸门的主要指标。

## 六、平放管的消能设备

平放管出口要设置消力池及海漫，以消煞具有冲刷力的水流（见图 2-65）。平放管出口消力池及海漫尺寸见表 2-34。

表 2-34 平放管出口消力池及海漫尺寸表

各部分尺寸（厘米） 流量（米 <sup>3</sup> /秒）	消力池尺寸				海漫尺寸	
	跌坎高	池深	池长	池宽	长度	宽度
0.01 ~ 0.05	30	20	150	40	250	40
0.06 ~ 0.10	35	25	200	40	300	40
0.11 ~ 0.15	40	30	250	50	350	50
0.16 ~ 0.20	50	40	300	50	400	50
0.20 ~ 0.30	50	45	350	60	450	60
0.30 ~ 0.40	60	50	400	60	500	60
0.40 ~ 0.50	60	55	450	80	550	80



t—消力池深度 L—消力池长度 H<sub>1</sub>—消力池侧墙高 L<sub>1</sub>—海漫长度 B—消力池宽 t<sub>1</sub>—跌坎高度

1. 涵管出水孔口 2. 胸墙 3. 侧墙 4. 消力池 5. 海漫 6. 渠道 7. 砌石渠道

图 2-65 涵管出口示意图

## 第五节 溢洪道设计

### 一、水库调洪计算

降雨后，水库集雨面积内产生的径流汇入水库使水位上涨，当库水位超过溢洪道底槛高程，洪水就由溢洪道下泄。如库水位继续上升，溢洪道泄洪量就相应增大，这种状态持续到进库流量和出库流量相等时，库水位才停止上涨。这时库水位达最高值，相应的溢洪水深和下泄洪水流量也达最大值。与溢洪最大水深相应的这部分库容称为调洪库容，亦称强迫库容。它使下泄流量小于进库流量，有削减洪峰流量的作用。水库调洪计算的目的是，通过计算，确定调洪库容和溢洪道的泄量，以便最后确定土坝高度和溢洪道的尺寸。

计算设计洪水时还要考虑出现超设计标准的非常洪水的保坝措施。尽可能避免大坝失事，以免引起对下游城镇、村庄、工矿企业或其他国民经济部门的严重损害。至于一般水库工程的非常防洪标准，建议将工程级别提高一级来考虑。对于小型水库工程的非常保坝措施，首先考虑的，应是制定象非常性溢洪道、扒开副坝等这些少花钱，又容易办得到的方案。若因地形条件，或受下游安全泄量限制，不能采用上述方案时，可从设计方面来解决，如坝顶增设防浪墙、加大输水涵洞过水能力，使它在必要时参加泄洪，或采用有闸门控制的溢洪道等等。制订各种非常性的防洪措施，要进行切实可行的规划设计，如确定非常溢洪道位置、宽度和溢流水深。摸清基础及两岸接头处情况，非常溢洪道过水时对下游的影响等。总之，我们兴修水利是为人民服务，应建一宗，成一宗，发挥效益一宗，绝不能变水利为水害。因此，在兴修水库的同时，就要订出确保大坝安全的措施，这才是对人民严肃负责的态度。

集雨面积和库容都较小的小型塘库，经调洪后的溢洪道最大泄量  $q_m$  可用下式计算：

$$q_m = Q_m \left( 1 - \frac{V}{W} \right)$$

式中  $q_m$ ——经调洪后的溢洪道最大泄量（米<sup>3</sup>/秒）

$Q_m$ ——最大进库流量（米<sup>3</sup>/秒），可按第一篇第四章小型塘库洪峰流量计算方法计算

$V$ ——调洪库容（米<sup>3</sup>）

$W$ ——洪水总量（米<sup>3</sup>）。小型水库，可采用 24 小时暴雨洪水总量，即：

$$W = 1000CH_{24p}F$$

$C$ ：洪量径流系数，可通过实测洪水资料进行分析确定，如无实测资料时，可参考表 2-35 选用

$H_{24p}$ ：设计频率为  $P$  的 24 小时暴雨量（毫米）

F: 集雨面积 (公里<sup>2</sup>)

表 2-35 洪量径流系数 C 值表

库区地形	植被情况	洪量径流系数 C			
		P = 0.5%	P = 1%	P = 5%	P = 10%
山区	较差	0.90	0.88	0.85	0.82
	较好	0.85	0.83	0.78	0.74
高丘	较差	0.85	0.83	0.78	0.74
	较好	0.80	0.77	0.70	0.65
丘陵	较差	0.80	0.77	0.70	0.65
	较好	0.75	0.72	0.65	0.60

(例) 某县水库, 集雨面积 1.5 平方公里, 库区是丘陵地区, 植被较差。计算得百年一遇 24 小时暴雨量  $H_{24} = 292$  毫米, 洪峰流量  $Q_m = 54$  米<sup>3</sup>/秒, 水库有效库容 62 万立方米, 溢洪道底高程 114.5 米, 当校核溢洪水深 1.5 米, 即库水位为 116 米时, 调洪库容  $V = 28$  万立方米。求调洪后的洪峰流量  $q_m$ 。

解: 根据库区地形、植被情况, 查表 2-35 选用洪量径流系数  $C = 0.77$ , 故 24 小时暴雨的洪水总量为:

$$W = 1000CH_{24}F = 1000 \times 0.77 \times 292 \times 1.5 = 337,000 \text{ 米}^3 = 33.7 \text{ 万米}^3。$$

调洪后的洪峰流量  $q_m$  为:

$$q_m = Q_m \left( 1 - \frac{V}{W} \right) = 54 \times \left( 1 - \frac{28}{33.7} \right) = 9.2 \text{ 米}^3/\text{秒}。$$

库容较大的水库, 宜采用较精确的分时段调洪法计算。分时段调洪演算是根据洪水过程中各时段进库、出库流量与调洪库容之间的水量平衡关系来进行的, 即:

$$\left( \frac{Q_1 + Q_2}{2} \right) \Delta t - \left( \frac{q_1 + q_2}{2} \right) \Delta t = V_2 - V_1$$

式中  $\Delta t$ ——调洪时段, 采用 0.5 ~ 1 小时

$Q_1$ 、 $Q_2$ ——时段初、末进库流量, 从设计洪水过程线查得

$q_1$ 、 $q_2$ ——时段初、末出库流量, 由溢洪道水深与泄洪流量关系曲线查得

$V_1$ 、 $V_2$ ——时段初、末水库库容, 由水位库容关系曲线查得

令  $\frac{Q_1 + Q_2}{2} = \bar{Q}$ , 则上式可化为:

$$\bar{Q}\Delta t + \left( V_1 + \frac{1}{2} q_1 \Delta t \right) - q_1 \Delta t = V_2 + \frac{q_2}{2} \Delta t$$

根据上式可作辅助曲线, 用列表计算法求得调洪后的最大泄量。其具体方法如下:

1. 绘制洪水过程线。洪水过程线的计算。



2. 确定调洪时段  $\Delta t$ ，按调洪时段  $\Delta t$  在洪水过程线上读出各时段的进库流量。调洪时段一般选用 0.5 ~ 1 小时。调洪时段的划分应从洪水过程线峰值所在时刻按时段  $\Delta t$  的大小向峰前、峰后逐段进行，这样可以防止洪峰值由于时段划分不善而被漏掉，以致影响调洪计算成果的精确性。从洪水过程线上查得的各时段进库流量可用表 2-36 格式记录下来。

表 2-36

时、段 $\Delta t$ (秒)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
进库流量 (米 <sup>3</sup> /秒)													

3. 绘制水库的水位 ~ 库容 ( $H \sim V$ ) 关系曲线。

4. 绘制水位 ~ 泄量 ( $H \sim q$ ) 关系曲线。参照已建工程规模，拟定溢洪道宽度  $B$ ，对于开敞式溢洪道，由下式计算不同溢洪水深  $h$  的下泄量  $q$ ：

$$q = \epsilon \cdot M \cdot B \cdot h^{3/2}$$

式中  $q$ ——溢洪道泄量 (米<sup>3</sup>/秒)

$\epsilon$ ——收缩系数，一般自由溢流式溢洪道可采用 1.0

$B$ ——溢洪道宽 (米)

$h$ ——溢洪水深 (米)

$M$ ——流量系数 (见表 2-37)

表 2-37 流量系数表

堰顶水流条件	具有很好的圆形入口和极光滑的流径	入口边缘做成圆形	钝角入口
$M$ 值	1.60	1.55	1.48

用  $h$  加溢洪道底高程得水位  $H$ ，以  $H$  和相应的  $q$  值点绘  $H \sim q$  关系曲线。

5. 作调洪辅助曲线  $H \sim V + \frac{q}{2}\Delta t$  及  $q \sim V + \frac{q}{2}\Delta t$ 。用表 2-38 格式计算：

表 2-38

库水位 $H$ (米)	溢洪水深 $h$ (米)	泄流量 $q$ (米 <sup>3</sup> /秒)	调洪库容 $V$ (万米 <sup>3</sup> )	时段泄水量 $q \cdot \Delta t$ (万米 <sup>3</sup> )	$V + \frac{1}{2}q\Delta t$ (万米 <sup>3</sup> )
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)

表中：第 (1) 栏从起调水位开始，对于开敞式溢洪道即为溢洪道底高程。以后每隔 0.1 ~ 0.5 米作为一个计算点，一直算到可能出现的最大溢流水深为止；

- 第(2) 栏为与库水位相应的溢洪道过水深度;
- 第(3) 栏泄流量是根据第(2) 栏溢洪水深  $h$  从  $H \sim q$  关系曲线查得;
- 第(4) 栏为溢洪水深相应的调洪库容;
- 第(5) 栏  $q\Delta t$ , 其中的  $\Delta t$  是调洪时段, 以秒为单位;
- 第(6) 栏为 (4) +  $\frac{1}{2}$  (5)。

6. 调洪演算。列成表 2-39 进行计算。

表 2-39 调洪计算表

调 洪 时 段	入库流量 $Q$ (米 <sup>3</sup> /秒)	时段平均 入库流量 $\bar{Q}$ (米 <sup>3</sup> /秒)	时段来水量 $\bar{Q} \cdot \Delta t$ (万米 <sup>3</sup> )	$V + \frac{1}{2}$ $q \cdot \Delta t$ (万米 <sup>3</sup> )	时段泄水量 $q \cdot \Delta t$ (万米 <sup>3</sup> )	泄流量 $q$ (米 <sup>3</sup> /秒)	库水位 $H$ (米)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1							
2							
3							
4							

表 2-39 中: 第(2) 栏入库流量从洪水过程线中查得;

第(3) 栏  $\bar{Q}$  为前后两时段入库流量的平均值;

第(4) 栏为时段平均入库流量  $\bar{Q}$  与时段  $\Delta t$  的乘积;

第(5) 栏为第(4) 栏数值加前一时段的第(5) 栏数值减去前一时段的第(6) 栏数值, 即 (4) + (5)<sub>前</sub> - (6)<sub>前</sub>;

第(6) 栏为第(7) 栏数值与  $\Delta t$  的乘积;

第(7) 栏  $q$  根据第(5) 栏数值从辅助曲线( $q \sim V + \frac{1}{2}q\Delta t$ ) 求得;

第(8) 栏库水位可根据第(5) 栏数值从辅助曲线( $H \sim V + \frac{1}{2}q\Delta t$ ) 查得。

(例) 某小型水库集雨面积  $F = 5$  平方公里, 正常高水位时的库容  $V = 240$  万米<sup>3</sup>, 要求进行分时段调洪计算。洪水过程线如图 2-66。调洪时段  $\Delta t$  采用 1 小时, 即  $\Delta t = 3600$  秒。其洪水过程线上各时段的进库流量如表 2-40。

表 2-40

时 段	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
入库流量 (米 <sup>3</sup> /秒)	0	0	0	4	8	12	16	29	33	46	118	36
时 段	12	13	14	16	16	17	18	19	20	21	22	
入库流量 (米 <sup>3</sup> /秒)	31	27	22	18	13	9	4	0	6	3	0	

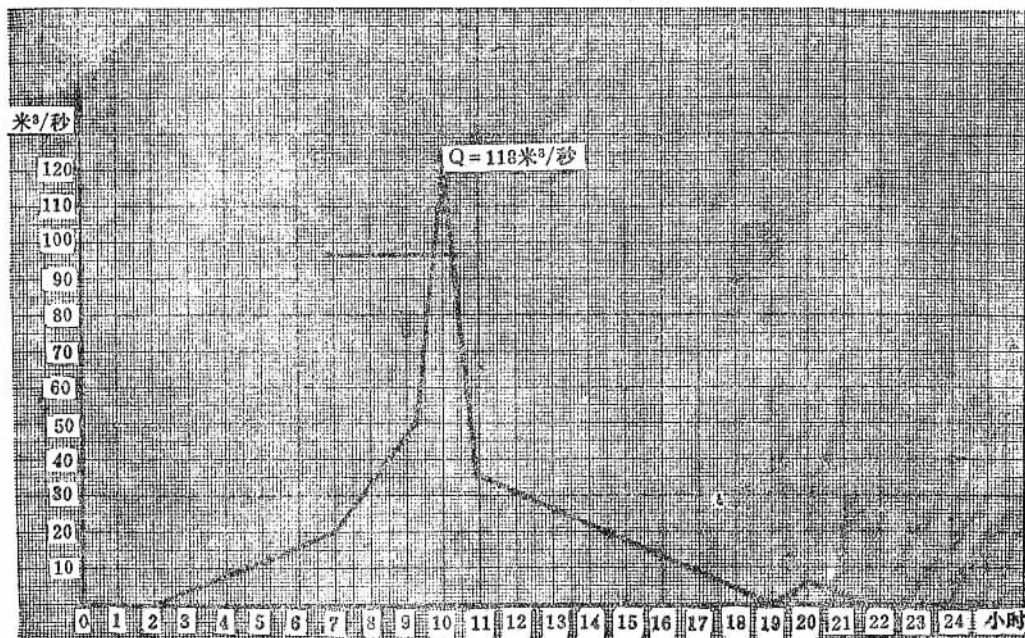


图 2-66 洪水过程线

解：调洪计算如下：

1. 根据库区测量资料（略），绘制水库库容关系曲线  $H \sim V$ （如图 2-67）。
2. 计算溢洪道下泄量与水库水位的关系，绘制  $q \sim H$  关系曲线。

溢洪道为开敞式，底高程为 621.8 米，宽 8 米，堰顶入口边缘建成圆形，采用  $M = 1.55$ ， $\epsilon = 1.0$ ，根据公式  $q = \epsilon \cdot M \cdot B \cdot h^{\frac{3}{2}}$  计算不同溢流水深  $h$  时的下泄流量  $q$  值如下表 2-41。

表 2-41

库水位 $H$ (米)	621.8	622.0	622.2	622.4	622.8	623.3	623.8	624.3	624.8
溢流水深 $h$ (米)	0	0.2	0.4	0.6	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
泄流量 $q$ (米³/秒)	0	1.14	3.13	5.78	12.4	22.75	35.1	49	64.4

将表 2-41 数值点绘出  $H \sim q$  曲线，如图 2-68。

3. 作调洪辅助曲线：

$H \sim V + \frac{1}{2}q\Delta t$  及  $q \sim V + \frac{1}{2}q\Delta t$ 。列表计算于下：

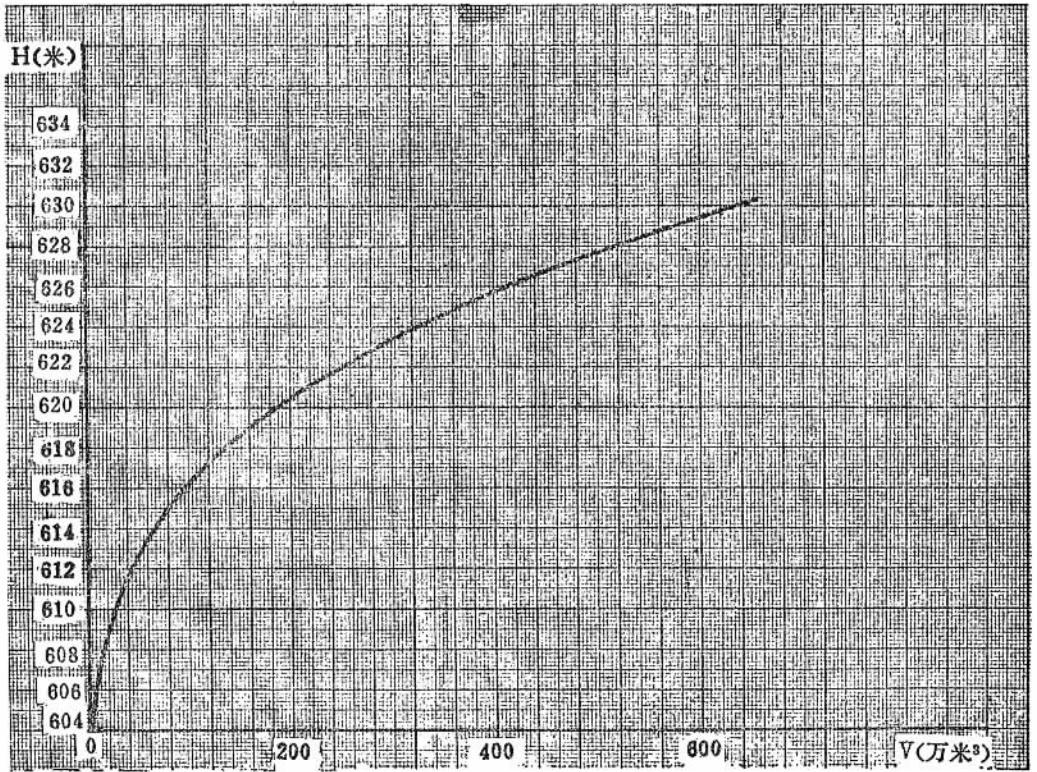


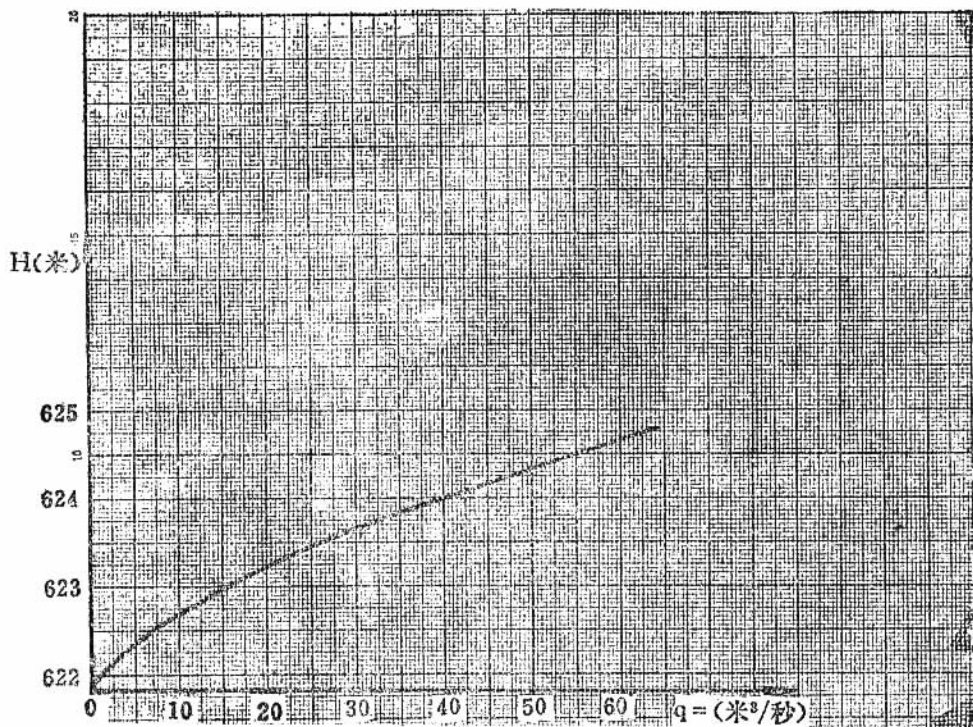
图 2-67 H~V 关系曲线

表 2-42

库水位 H (米)	溢洪水深 h (米)	泄洪量 q (米 <sup>3</sup> /秒)	调洪库容 V (万米 <sup>3</sup> )	时段泄水量 q·Δt (万米 <sup>3</sup> )	$V + \frac{q}{2} \Delta t$ (万米 <sup>3</sup> )
621.8	0	0	0	0	0
622.3	0.5	4.5	20	1.6	21.6
622.8	1.0	12.4	38	4.5	42.5
623.3	1.5	22.75	56	8.2	64.2
623.8	2.0	36.1	76	12.6	88.6
624.3	2.5	49.0	96	17.6	113.6
624.8	3.0	64.4	118	23.2	141.2

表中：溢洪水深一栏，从 H~q 曲线查得；

调洪库容，从 H~V 曲线查得。把表中数值点绘成  $H \sim V + \frac{1}{2}q\Delta t$  及  $q \sim V + \frac{1}{2}q\Delta t$  关

图 2-68  $H \sim q$  关系曲线

系曲线（如图 2-69）。

4. 调洪演算：可见表 2-43

## 二、溢洪道的结构型式

溢洪道在水库工程中的主要任务是安全渲泄水库内多余的洪水流量，确保水库的安全。小型水库溢洪道在结构型式上，一般多采用自由溢流的开敞式，而较少采用闸门控制的型式。

整个溢洪道结构可分为进口段、陡坡段和出口段三个部分。陡坡段一般采用等宽式一级陡坡，就是说，溢洪道要自上而下宽度相等，用一个坡度接下去，中间不转换坡度，不设消力池。溢洪道陡坡的坡度，应根据实际地形决定。如果坡度太陡，则要考虑山坡和陡坡是否稳定；坡度过缓，则需增加工程费。一般以采用 1:4 至 1:8 坡降为好。如果山坡的地形变化较大，为了减少土石方的开挖量，陡坡段也可考虑采用两个不同坡度联结，但在两个坡度相接处要用平滑曲线作过渡。总之，要根据实际情况，选用合理的方案，以达到经济、安全的目的。出口段主要解决泄流的消能问题。一般溢洪道的消能方式有挑流消能和消力池消能两种。

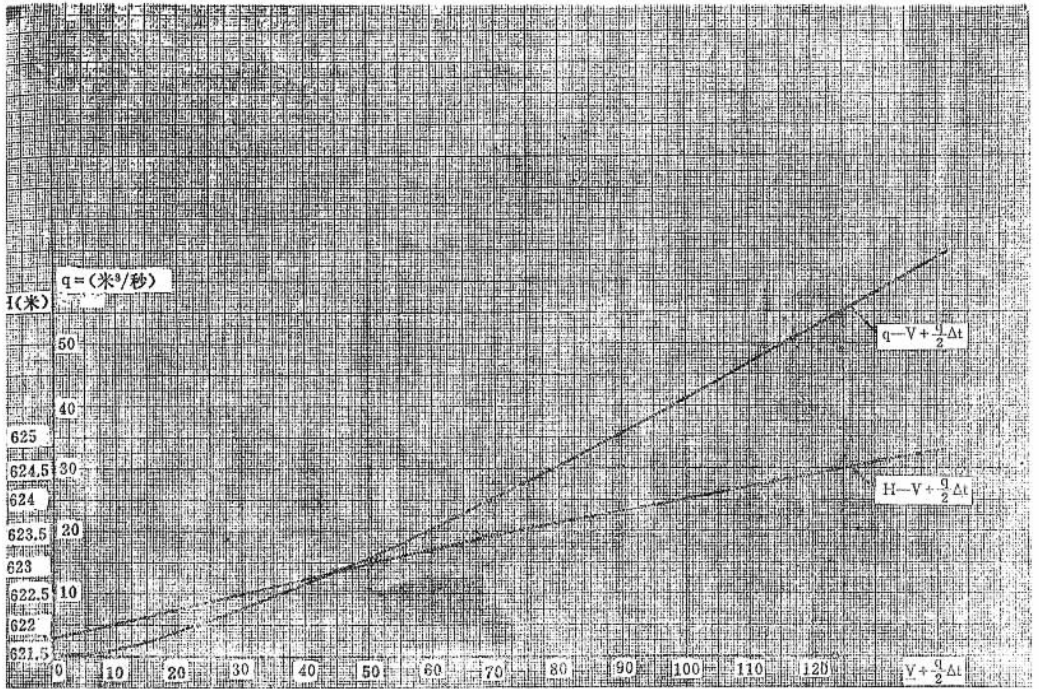


图 2-69  $q \sim V + \frac{q}{2} \Delta t$   $H \sim V + \frac{1}{2} q \Delta t$  关系曲线

### 三、溢洪道位置的选择

溢洪道的位置应选择在离土坝较远而归河又较近的山坳上。如果没有适宜的山坳，而必须在土坝头的山坡上修建时，应尽可能留出一段山坡与大坝隔开，保证在泄洪时不要危及坝的安全。溢洪道应尽可能不和输水涵洞布置在同一侧，以免互相干扰。选择溢洪道位置时，在平面布置上要考虑尽可能避免转弯，如因地形关系确实不能避免时，则应在平段转弯，而保持陡坡及消力池段顺直。如弯段与陡坡相接，在其间须接一直段作为过渡段。

溢洪道应放在坚实可靠的基础上。开挖溢洪道的山坡要经过详细的地质查勘，防止泄洪时发生滑坡、塌方等事故。

### 四、溢洪道的进口断面及结构型式的选择

溢洪道的进口断面，即其高度和宽度的选择，是否适当，关系到整个工程设计的经济合理性，必须认真考虑。一般来说，开敞式溢洪道的溢流堰顶，应与设计的正常蓄水位同一高程。带有闸门的开敞式溢洪道，是库容较大的小型水库所采用的结构型式之

一。其有利条件是：泄量大，减小调洪库容，从而减小坝高。缺点是：要增加闸门和启闭机设备，并要增加相应的管理工作。

表 2-43 调洪演算计算表

 $\Delta t = 3600$  秒

调洪时段	进库流量 $Q$ (米 <sup>2</sup> /秒)	时段平均 进库流量 $Q$ (米 <sup>3</sup> /秒)	时段来水量 $Q \cdot \Delta t$ (万米 <sup>3</sup> )	$V + \frac{q}{2}$ $\Delta t$ (万米 <sup>3</sup> )	时段泄水量 $q \Delta t$ (万米 <sup>3</sup> )	泄流量 $q$ (米 <sup>3</sup> /秒)	库水位 $H$ (米)	溢洪水深 $h$ (米)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
2	0			0	0	0		
3	4	2.0	0.7	0.7	0.04	0.11		
4	8	6.0	2.2	2.86	0.07	0.2		
5	12	10.0	3.6	6.39	0.2	0.6		
6	16	14.0	5.0	11.2	0.5	1.5		
7	20	18.0	6.5	17.2	1.1	3.0		
8	33	26.5	9.5	25.6	2.2	6.0		
9	46	39.5	14.3	37.7	3.9	10.8		
10	118	82.0	29.5	63.3	7.9	22.0		
11	36	77.0	27.7	83.1	11.5	32.0		
12	31	33.5	12.1	83.7	11.7	32.5	623.71	1.91
13	27	29.0	10.4	82.4	11.5	31.8		
14	22	24.5	8.8	79.7	11.0	30.4		
15	18	20.0	7.2	75.9	10.3	28.5		
16	13	15.5	5.6	71.2	9.4	26.0		
17	9	11.0	4.0	65.8	8.8	23.5		
18	4	6.5	2.3	59.3	7.3	20.2		
19	0	2.0	0.7	52.7	6.1	17.0		
20	6	3.0	1.1	47.7	5.3	14.7		
21	3	4.5	1.6	44	4.9	13.5		
22	0	1.5	0.5	39.6	4.5	12.4		

调洪结果：最大下泄量  $q = 32.5$  米<sup>3</sup>/秒，相应库水位  $H = 623.71$  米

最大溢洪水深  $h = 1.91$  米，调洪库容  $V = 72$  万米<sup>3</sup>

## 五、溢洪道的水力计算

(一) 进口段：可以分为明渠流和堰流两种流态。当溢洪道的进口段长度超过 20 倍溢流水深时，其流量  $Q$  和溢流水深  $H$  可按明渠流公式计算。若不超过 20 倍溢流水深

时，应按堰流公式计算。

1. 溢洪道按明渠流计算时，流量  $Q$  按下列公式计算：

$$Q = \omega V$$

式中  $V = C \sqrt{Ri}$  (米/秒)

$C$ ——流速系数

$R$ ——水力半径 (米)

$i$ ——渠底坡度

$\omega$ ——过水断面 (米<sup>2</sup>)

2. 溢洪道按堰流计算时，其流量根据不同的结构型式，分为宽顶堰和实用堰两种计算：

(1) 宽顶堰

计算矩形宽顶堰流量的通式是：

$$Q = MbH^{\frac{3}{2}}$$

式中  $Q$ ——过堰流量 (米<sup>3</sup>/秒)

$b$ ——堰宽 (米)

$H$ ——计及行近流速水头的溢流水深 (米)

$M$ ——流量系数 (参考表 2-37)

(2) 实用堰

计算矩形过水断面实用堰流量的通式是：

$$Q = MbH^{\frac{3}{2}}$$

式中  $Q$ ——过堰流量 (米<sup>3</sup>/秒)

$M$ ——流量系数，与堰型、过堰水深有关，对低堰来说，约为 1.78

(二) 陡坡段：矩形断面的陡坡段的水力计算，按如下步骤进行。

1. 决定临界水深  $h_k$ ，临界底坡  $i_k$  和验算  $i > i_k$  的条件

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}}$$

式中  $h_k$ ——临界水深 (米)

$\alpha$ ——流速不均匀系数 (可用 1.1)

$Q$ ——陡坡上通过的流量 (米<sup>3</sup>/秒)

$b$ ——陡坡宽度 (米)

$g$ ——重力加速度 (米/秒<sup>2</sup>)， $g = 9.81$  米/秒<sup>2</sup>

$$i_k = \frac{g}{\alpha C_k^2} \cdot \frac{\chi_k}{B_k}$$

式中  $i_k$ ——临界坡度

$C_k$ ——相应于临界水深的流速系数

$\chi_k$ ——相应于临界水深的湿周 (米)



$B_k$ ——相应于临界水深的水面宽（米）

如设计陡坡的坡度  $i$  大于  $i_k$  时，流过陡坡的水流属于急流。

## 2. 计算陡坡段长度和决定正常水深

陡坡段长度按下列公式计算：

$$L_n = \sqrt{P^2 + \left(\frac{P}{i}\right)^2}$$

式中  $L_n$ ——陡坡长度（米）

$P$ ——陡坡的总落差（米）

$i$ ——陡坡的坡度

计算正常水深  $h_0$ ：

先按  $K = \frac{Q}{\sqrt{i}}$  式算出  $K$  值，

再假定  $h_0$  值代入公式： $K_0 = \omega_0 C_0 \sqrt{R_0}$  求得  $K_0$ ，

当  $K_0 = K$  时，相应的  $h_0$  即为正常水深。

## 3. 决定降水曲线长度

降水曲线长度  $L$  可按下列式求得：

$$\frac{iL}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1-j) \cdot (\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1))$$

式中  $\eta_1 = \frac{h_1}{h_0}$ ， $\eta_2 = \frac{h_2}{h_0}$ ， $h_1$  为降水曲线的端部水深（米），可用  $h_1 = h_k$ ； $h_0$  为正常水深

（米）； $h_2$  为降水曲线的尾部水深（米），试用  $h_2 = 1.005h_0$

$$j = \frac{\alpha i \bar{C}^2 \cdot \bar{B}}{g \chi}$$

$\varphi(\eta_1)$  及  $\varphi(\eta_2)$  是与水深比  $\eta$  及水力指数  $x$  有关的函数。

如算得降水曲线长度小于陡坡长度，即  $L < L_n$ ，则在此曲线段范围以外的陡坡中的水深将为  $h_0$ ，即  $h_2 = h_0$ 。

如算得降水曲线长度大于陡坡长度，即  $L > L_n$ ，则要用试算法计算陡坡尾部水深  $h_2$

## 4. 计算陡坡尾部的流速

陡坡尾部流速  $V_2$  可用下列式计算：

$$V_2 = \frac{Q}{\omega_2}$$

式中  $\omega_2$ ——陡坡尾部的水流断面积，

$$\omega_2 = B h_2$$

$Q$ ——通过陡坡的流量（米<sup>3</sup>/秒）

$B$ ——陡坡底宽（米）

$h_2$ ——陡坡尾部水深（米）

(三) 出口段：出口段的水力计算，主要决定于出口段和陡坡末端的联接型式。从联接段的流态分，有底流和挑流两种。

1. 底流消能（消力池消能）：这种消能型式适用于出口段是土质基础的河床。在溢洪道末端和河床联接处，须设置消力池来消煞自溢洪道下泄的急流水势。消力池的长度、深度、海漫长度及侧墙高度与跌差、坡降、溢洪水深和尾水深等有关（消力池消能的结构型式见图 2-70）。

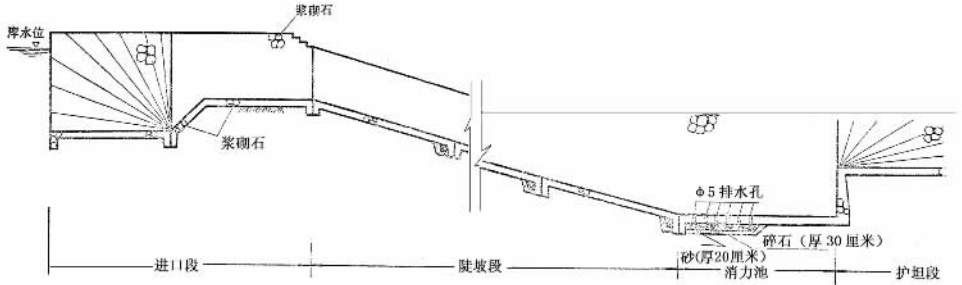


图 2-70 消力池消能的溢洪道

(1) 消力池深度

先按下式定出第一次近似深度：

$$d_1 = (1.15 \sim 1.20) h_c'' - h_\sigma$$

式中  $d_1$ ——消力池深（米）

$h_c''$ ——第二共轭水深（米）

$h_\sigma$ ——尾水深（米）

再通过下式求出收缩断面的水深  $h_c'$ （即第一共轭水深）：

$$h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + d_1 = h_c' + \frac{Q^2}{2g\omega_c^2\varphi^2}$$

式中  $h_2$ ——陡坡尾部水深（米）

$V_2$ ——陡坡尾部的流速（米/秒）

$\omega_c$ ——收缩断面处的水流断面积（米<sup>2</sup>）

$d_1$ ——消力池深度（米）

求出  $h_c'$  值之后，再按水跃公式反求出其共轭水深  $h_c''$ ：

$$h_c'' = \frac{h_c'}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \left( \frac{h_k}{h_c'} \right)} - 1 \right]$$

再由下式验算  $d$  值：

$$d = (1.05 \sim 1.10) h_c'' - h_\sigma$$

(2) 陡坡末端消力池的长度按下式计算：

$$L = 2.5 (1.9h_c'' - h_c')$$

2. 挑流消能：挑流消能主要是依靠鼻坎将水流抛射至较远的地方，使水流经过空中的抛掷和冲入冲刷塘的冲刷，消煞高速水流的能量，以免危及工程的安全。

设计鼻坎，一般应注意下面几个问题：

(1) 采用挑流消能，除了必须强调河床基础的地质条件和下游稳定的尾水位以外，还必须保证不会冲刷土坝的坝坡和基础。

(2) 为了保证安全，鼻坎宜设在坚硬的或较坚硬的岩石基础上，鼻坎下面的齿墙要插入新鲜岩石 0.5 到 1.0 米深度以上；在破碎的坚硬岩石上，齿墙插入岩石的深度，应在冲刷坑的稳定边坡线下 1 米以上。

(3) 鼻坎两侧一般设置一字翼墙，两侧翼墙脚也应深插进基岩，以防止两侧回流冲刷，保证鼻坎的安全。

(4) 鼻坎要高出下游最高水位 1 米左右，以免鼻坎末端补气发生困难，影响工程安全。

(5) 为了使水流能够自由挑出，在陡坡末端要用平滑曲线与鼻坎联接，曲线的圆弧半径和鼻坎的角度，要通过计算决定，在一般情况下，曲线的圆弧半径应大于 6~8 倍的坎前水深（约等于 10 倍陡坡末端水深），挑鼻的挑射角一般宜为 25 度左右。

(6) 计算各级流量的射程和冲刷坑深度，以校核鼻坎齿墙是否安全。

射程计算：

$$L = 2\varphi^2 n S \cos\theta \left[ \sin\theta + \sqrt{\sin^2\theta + \frac{h \cos\theta + 2S(1-n)}{2\varphi^2 n S}} \right]$$

式中  $L$ ——射程（米）

$S$ ——总落差（米）， $S = Z_{\text{上}} - Z_{\text{下}}$

$Z_{\text{上}}$ ——上游水位， $Z_{\text{下}}$ ——下游水位

$\theta$ ——挑射角，即鼻坎与水平面的夹角

$n$ ——上游水面至鼻坎顶端的高差  $S_1$  与总落差  $S$  的比值，即  $n = \frac{S_1}{S_2}$

$\varphi$ ——考虑陡槽沿程水头损失的系数

$$\varphi^2 = \frac{V^2}{2g(Z_{\text{上}} - 8.7 - h)}$$

$V$ ——挑鼻末端流速，其值近似地采用陡坡末端流速（米/秒）

$g$ ——重力加速度（米/秒<sup>2</sup>）

$h$ ——挑鼻末端水深，其值近似地采用陡坡末端水深（米）

水舌入射角计算：

$$\beta = \text{tg}^{-1} \left[ \frac{1}{\cos\theta} \sqrt{\sin^2\theta + \frac{h \cos\theta}{2\varphi^2 n S} + \frac{1-n}{\varphi^2 n}} \right]$$

式中符号意义同前。

冲刷坑深度按陈椿庭公式计算：

$$T = 1.4q^{0.5}Z^{0.25}$$

式中 T——从冲刷坑内水面起算的总冲刷深度（米）

q——单宽流量，即鼻坎处 1 米宽度的流量（米<sup>3</sup>/秒）

Z——考虑挑鼻末端流速在内的陡槽挑流降落高度（米）， $Z = P + \frac{V^2}{2g}$ ，P 为鼻坎至

下游水面（或地面）的距离（米），V 为鼻坎末端流速（米/秒）根据经验， $\frac{L}{T} > 2 \sim 2.5$  时，冲刷坑将不致危及建筑物安全。

挑流消能的溢洪道计算方法。

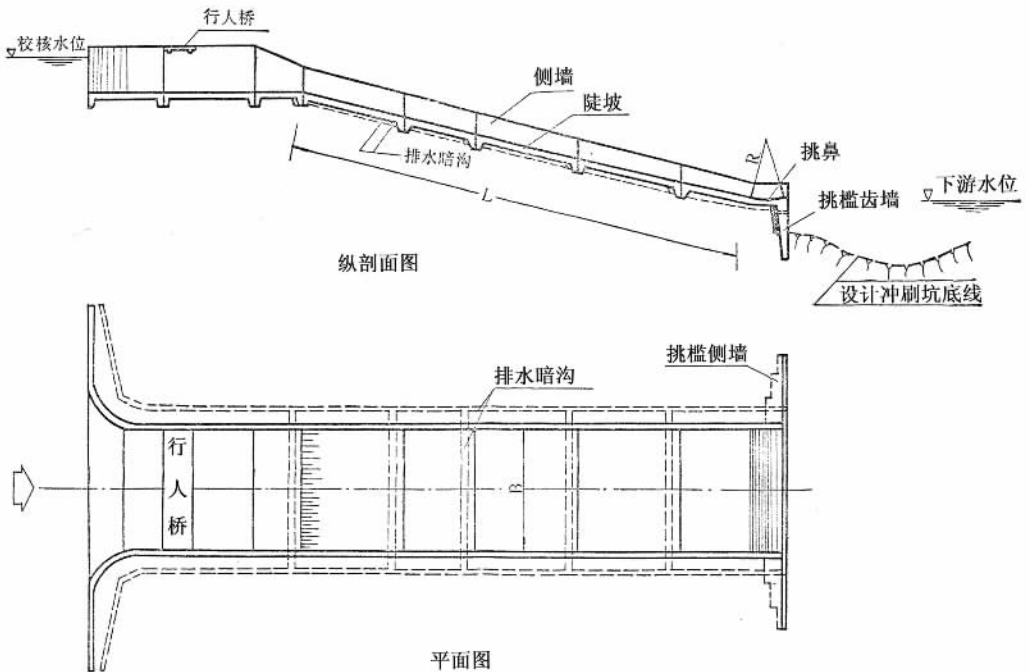


图 2-71 挑流消能溢洪道剖面及冲刷坑示意图

## 六、溢洪道结构设计

(一) 溢洪道陡坡的衬砌厚度与材料、水深、流速、单宽流量等有关。设在土基上的小型水库的溢洪道陡坡，当流速小于 10 米/秒时，一般采用浆砌石护面，厚度为 0.3 ~ 0.4 米；当流速超过 10 米/秒时，可考虑底层用浆砌石衬砌，厚 0.25 ~ 0.3 米，在浆砌石上加铺一层混凝土，厚 0.15 ~ 0.20 米。陡坡侧墙应高出降水曲线水面 0.4 米以上，墙的进口高度应与坝顶齐平。建在土基上的陡坡，应设置垂直于水流方向的截水墙和反滤沟，间距一般为 15 米左右，以截引渗流，把它导出墙外。

(二) 采用底流消能时, 较重要的消力池底板厚度可通过计算确定。小型水库设有排水孔的消力池底板, 当流速在 10 米/秒以下, 单宽流量在 15 米<sup>3</sup>/秒以下时, 其厚度一般采用 0.5~1.0 米。消力池底板一般下部采用浆砌石, 面层铺混凝土 (厚度不小于 20 厘米), 侧墙超高不小于 0.7 米。消力池与其后的海漫护砌总长度约为尾水深的 8~12 倍 (亦可考虑海漫护砌长度为尾水深的 3~4 倍)。设计时要根据消力池后的单宽流量、流速等具体情况选定。海漫的前部用浆砌石护砌, 厚度 0.3~0.5 米, 其后部接以干砌石。坦口截水墙的深度约 1 米。

采用鼻坎挑流消能时, 从连接陡坡末端的反弧段开始, 整个鼻坎表面应用混凝土护面, 厚度不少于 0.3 米, 当流速和单宽流量较大时, 还应考虑酌加少量分布钢筋。

## 第三章 水陂工程规划

### 第一节 水文水利计算

#### 一、设计洪水频率

水陂工程兴建的主要目的是拦河筑陂，抬高水位，截引一部分或全部河水，供生产或生活之用。为了保证工程的安全，就要经得起设计（或校核）洪水频率的考验。某一频率的洪水，是由积累多年洪水记录，通过数理统计，一百年内可能出现多少次的洪水。频率为1%的洪水，是每百年可能遇到一次，也叫百年一遇洪水。频率为2%的洪水，是每百年可能遇到二次，也叫五十年一遇洪水。频率越小，洪水越大。如频率为10%（即十年一遇）的洪水流量比频率为20%（即五年一遇）的大。频率为2%（即五十年一遇）的洪水流量比频率为10%的大。因此，在工程设计时，就有一个计算标准问题。

设计洪水标准的高低与工程规模的大小以及受益田亩多少都有关系，因为这样才能反映出工程的经济合理性。广东省暂定灌溉1~5万亩的工程属Ⅳ等工程，用频率为5%的洪水设计，频率为1%的洪水校核。灌溉面积少于一万亩的工程属Ⅴ等工程，用频率为10%的洪水设计，频率为2%的洪水校核。

#### 二、洪水流量的确定

工程的设计和校核的洪水标准确定之后，便可以计算这个标准的洪水流量。

小型水陂多兴建在山区或丘陵区集雨面积不很大的河段上，建国二十多年来，我国水文工作者在如何计算小汇水面积的洪水流量方面积累了不少经验，定出了一套计算方法。关于洪水计算方法，请参考本书第一篇第四章有关洪水计算部分。

#### 三、灌溉范围的确定

水陂工程的灌溉范围要按照水旱灾害、地形条件和利用水源等情况，进行统一规划，并根据需要与可能确定灌溉范围。

在确定灌溉范围时，还要考虑到上下游、左右岸的相互关系，对水源进行合理的分配使用，力求使水源发挥最大的效益。

对灌溉面积较大、水源不足的灌区，应考虑增建其他水利设施以补不足。在部署上可考虑引蓄结合或引提结合等措施。在使用方面则应先用陂水，到天旱季节，枯水流量不能满足灌溉需要时，才使用其他水源。

根据目前资料初步分析，广东省每 100 平方公里集雨面积，在灌溉保证率为 90% 时，旬平均枯水流量由 0.04 至 0.36 米<sup>3</sup>/秒不等（参考表 3-1）。由于资料较少，表内数字仅供参考。

表 3-1 广东省各县保证率 90% 集雨面积 100 平方公里的旬平均枯水流量表

县名	旬枯水 (米 <sup>3</sup> /秒)	县名	旬枯水 (米 <sup>3</sup> /秒)	县名	旬枯水 (米 <sup>3</sup> /秒)	县名	旬枯水 (米 <sup>3</sup> /秒)
澄海	0.09	惠阳	0.16	郁南	0.10	海康	0.07
饶平	0.09	东莞	0.12	曲江	0.18	徐闻	0.05
揭阳	0.13	宝安	0.20	仁化	0.19	琼山	0.07
潮安	0.09	从化	0.18	乳源	0.23	琼海	0.20
潮阳	0.09	花县	0.14	连县	0.14	文昌	0.10
南澳	0.09	番禺	0.11	连山	0.20	万宁	0.26
梅县	0.06	顺德	0.11	连南	0.16	定安	0.15
蕉岭	0.13	南海	0.10	阳山	0.31	屯昌	0.21
兴宁	0.04	三水	0.13	翁源	0.21	澄迈	0.14
平远	0.12	中山	0.10	新丰	0.23	临高	0.04
大埔	0.08	珠海	0.14	南雄	0.14	儋县	0.09
丰顺	0.16	高鹤	0.11	始兴	0.16	东方	0.04
普宁	0.15	新会	0.11	乐昌	0.15	昌江	0.04
惠来	0.09	台山	0.22	英德	0.27	白沙	0.12
五华	0.08	开平	0.22	清远	0.33	崖县	0.09
海丰	0.28	恩平	0.31	佛冈	0.31	陵水	0.12
陆丰	0.22	广宁	0.15	阳江	0.36	保亭	0.22
和平	0.16	怀集	0.18	阳春	0.36	琼中	0.27
连平	0.23	四会	0.14	化州	0.12	乐东	0.11
龙川	0.13	高要	0.15	吴川	0.08	惠东	0.16
河源	0.19	封开	0.10	高州	0.15	揭西	0.13
紫金	0.09	德庆	0.10	信宜	0.12	斗门	0.14
龙门	0.32	新兴	0.17	电白	0.09		
增城	0.17	云浮	0.12	廉江	0.08		
博罗	0.16	罗定	0.08	遂溪	0.07		

## 四、引水量的计算

引水工程灌溉水量的计算，过去多用每秒一立方米水（即一个流量）灌一万亩田的标准来计算引水流量，但由于一个流量的灌溉保证率不明，故影响引水工程水量计算的精度。

对于能够保证灌溉多少田亩的问题，首先是要决定保证率，然后选取主要作物生长季节中那一个月相对最缺水为依据。规划的方法是来水量的百分比与用水量的百分比相除得出最少的  $K$  值，这便是相对最缺水的月份。但是相对缺水最严重的月份不等于缺水最多的月份（有时是相等的），而且时间不会很长，所以，对解决引水灌溉的缺水问题，最好是结合蓄水或提水以解决某些缺水最严重的月份的灌溉用水，这样较易使引水灌溉达到设计的保证率。

现将引水工程水量计算方法介绍如下：

当月来水量等于用水量时，该月保证率的最大灌溉面积为： $A = \frac{aW_p F}{b\omega_p}$

$$\therefore aW_p F = b\omega_p A$$

$$\text{设 } K = \frac{a}{b}, \text{ 则 } A = \frac{KW_p F}{\omega_p}$$

式中  $a$ ——月来水百分比

$b$ ——月用水百分比

$W_p$ ——设计年每平方公里产水量（米<sup>3</sup>）

$\omega_p$ ——设计年每亩灌溉毛定额（米<sup>3</sup>）

$F$ ——集雨面积（公里<sup>2</sup>）

$A$ ——灌溉面积（亩）

如果我们能调查得主要作物（一般指水稻）生长季节中的相当于设计保证率的最小径流，和在设计定额计算中得出相应月份的要求供水量。可用下式计算保证灌溉田亩多少。

$$W_x = qT$$

式中  $W_x$ ——作物生长季节中最少月径流总量（米<sup>3</sup>）

$q$ ——最小径流（米<sup>3</sup>/秒）

$T$ ——时间（秒/月）

$$\text{故 } A = \frac{W_x}{\omega_x}$$

$\omega_x$ ——相应月份毛供水量（米<sup>3</sup>/亩）

（例）某引水工程集雨面积 100 平方公里，每平方公里年产水量 82.7 万立方米，求在设计保证率 90%，设计灌溉毛定额 1202 米<sup>3</sup>/亩时，可灌溉多少亩？

解：先求出设计保证率 90% 的每平方公里年来水量及月供水量，该例的水文数据



和来用水计算见第二篇第二章水库年调节计算算例，这里不再重复。计得保证率为90%时，每平方公里年来水量82.7万立方米。根据来水量及用水量计得各月分配百分比如下表：

表 3-2

月 份	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	全年
来水量百分比 a	7.7	27.2	12.84	8.4	8.9	1.6	0.86	5.9	1.9	1.3	10.5	12.9	100
供水量百分比 b	8	/	10.2	10.6	17.9	22.4	13.7	4.9	2.7	0.3	2.5	6.8	100
$K = \frac{a}{b}$	0.96	/	1.26	0.79	0.497	0.0715	0.0628	1.2	0.705	4.34	4.2	1.9	

由上表计得最小值为0.0628，出现在10月份；而该地区多出现秋旱，故选用10月份的K值作为计算可灌田亩的依据。

在保证率90%时，可灌溉的田亩为：

$$A = \frac{KW_p F}{\omega_p} = \frac{0.0628 \times 827000 \times 100}{1202} = 4320 \text{ 亩}$$

核算：

该引水工程的相应设计年中10月份的最小径流量71万立方米

$$\left( \text{即} \frac{710000}{30 \text{ 天} \times 86400 \text{ 秒}} = 0.274 \text{ 米}^3/\text{秒} \right)$$

$$\text{灌溉面积 } A = \frac{W_x}{\omega_x} = \frac{710000}{164} = 4320 \text{ 亩}$$

式中  $W_x$ ——作物生长季节中，最少月径流总量

$\omega_x$ ——相应月份毛供水量

## 第二节 无陂引水

### 一、无陂引水的条件

在水源丰富的河流上，如果枯水时期的水位和引流量能够满足自流灌溉的要求，就可以不建拦河陂，只开一引水口筑闸引水，就可以达到引水的目的。这种无陂工程，可大大降低工程造价。

### 二、引水口位置的选择

在无陂引水工程中，对引水口位置的选择，是一个很关键的工作。选择的位置适当

与否，和工程的经济合理性及使用、管理，都有很大的关系。选择进水口位置时，应注意下面一些问题：

- (一) 引水口宜选择在坚固、稳定及微有弯曲的凹岸上，以减少砂泥入渠。
- (二) 引水口上下游河段中的河床，要相对比较稳定，要注意选择在没有漩涡和浅滩的地方，避免原河流中的砂泥淤积引水口。
- (三) 应尽量选择在工程量不大而又易于建筑，且不易被河水淹没的河岸。
- (四) 力求选择在干渠渠线比较短、渠道土、石方填挖量均比较少的河段。

### 三、引水口的型式及布置

无坝引水的引水口有无闸和有闸两种型式。不设闸的引水口，在洪水时期不好控制，渠道易被水冲坏。因此，引水口一般以设置进水闸为宜。

引水口的轴线和水流方向所成的引水角，一般采用  $30 \sim 60$  度角（见图 3-1）。这样进渠水量比较平顺，并可减少砂泥入渠。只有在引水量占河中水量的百分比很小，而进水口又有足够的落差（一般大于 0.2 米以上）时，引水角才允许采用  $60^\circ$  以上。

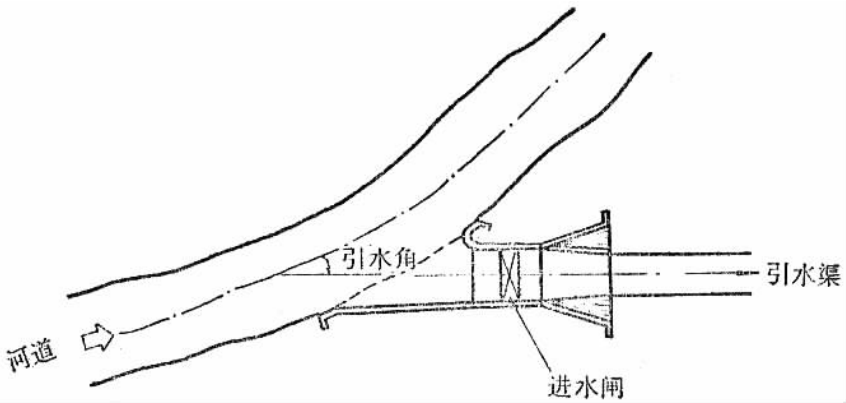


图 3-1 引水口位置图

有时为了抬高引水的水位，和防止砂泥入渠，常在引水口附近修建导水墙（见图 3-2）。在导水墙和进水闸间设排砂闸，以便冲刷淤积在引水口前的砂泥。导水墙的墙顶，应稍高于河中的低水位。

无坝引水一般是从河道的一侧引水，由于引水一侧的河水，一部分被引入渠道，使河中水流，发生了横向的环流，引起砂泥在水流中上下翻滚，以致引入渠道的水含砂量比原来河段中的含砂量大；而渠道的输砂能力一般却比河流弱，因而很可能发生淤积现象，以致降低甚至完全破坏渠道的输水能力。为了防止砂泥入渠，陕西省创造了“隔砂水门”，经过使用，证明效果良好。隔砂水门全部装置分为隔砂设备和导流设备两大部分。

- (一) 隔砂设备：由进水槽、隔砂板及挡水板三部分组成。进水槽、隔砂板和挡水

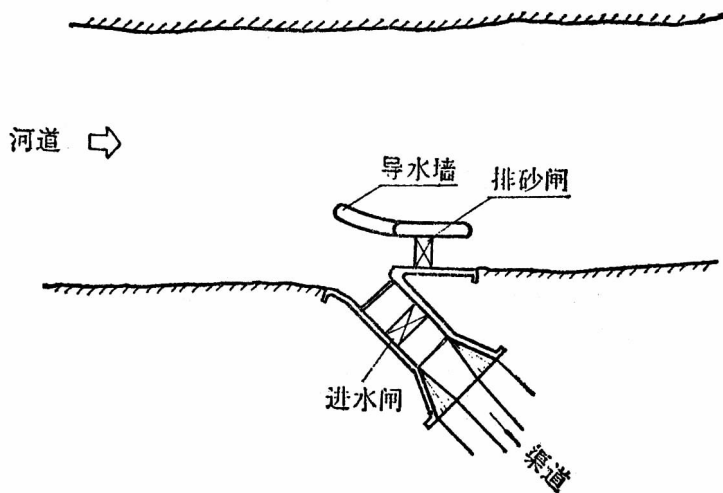


图 3-2 引水口处导水墙位置

板均可用木料制成，也可以用预制混凝土和钢筋混凝土板制成。

进水闸成□型，置于渠口，宽度由引水渠口大小决定。进水槽的两侧，一般应设有闸槽，并配备闸门，以便控制进渠流量。隔砂板的宽度与进水槽宽度相等，长度按具体情况决定。隔砂板的一端用铰与进水槽底板的上游端联接，另一端钉两个铁环串绳，象吊桥一样套在河岸预埋好的桩上，拉紧或放松绳子，便可以使这一端随意升降。挡水板在隔砂板下游紧贴隔砂板，起挡水作用。

全部隔砂设备，安置于引水渠进口处，至少要高出河底 0.5 米以上，使隔砂板下面有空余地方来冲刷泥砂，其作用与冲刷廊道相似。挡水板则起导水作用与一般的导水墙作用相似。

(二) 导流设备：在引水口上游对岸与引水口成  $45^\circ$  角的地方设置导流板，导流板的排数视河道宽窄而定。具体布置是：用二根 4 米长的木桩或预制混凝土桩并排打入土中 2~3 米，桩的间距 1 米左右，排与排的前后距离为 1 米，每两根桩上钉挂长 1 米，宽 0.5 米的木板或预制混凝土板，高出河床底约 0.5 米。这样，导流板便可使表层含砂量小的河水流向引水口，含砂量大的河水，由板下流向下流。具体造型和布置，详见图 3-3。

无陂引水还要考虑：

1. 避免部分流量被引用后，河流流速显著降低，进水口附近发生淤积。
2. 设有沉砂池的引水枢纽，沉砂池清砂时要有堆积泥砂的地方。

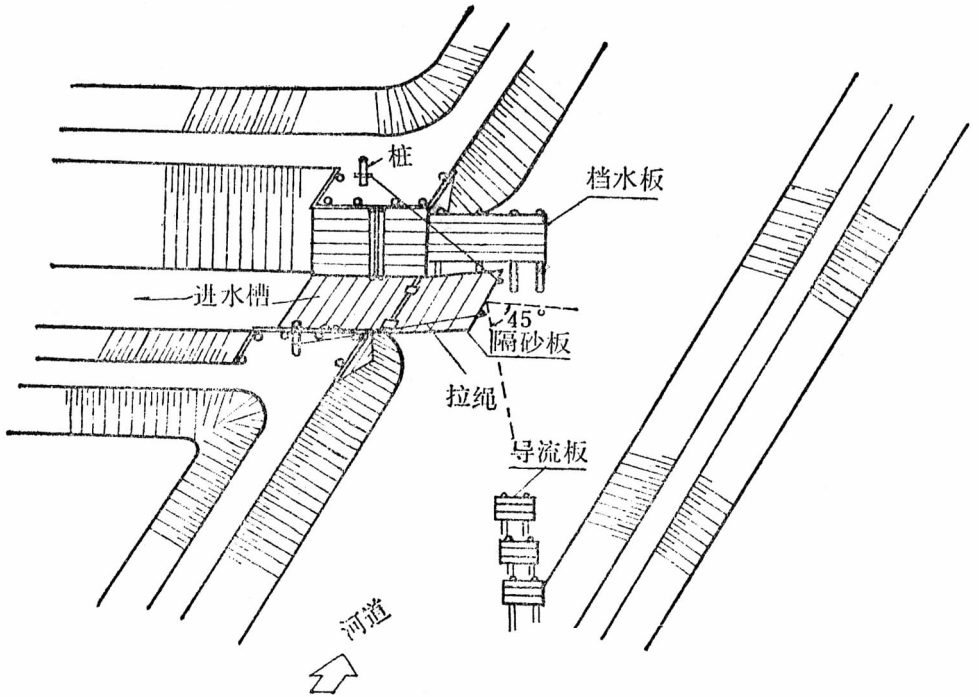


图 3-3 隔砂水门

### 第三节 筑陂引水

#### 一、陂址选择

筑陂的目的是拦截河水，抬高水位，以达到能够灌溉、发电，航运等目的。筑陂的地点是否适当，直接影响工程的安全和造价。因此，要沿河多选几个陂址，进行调查研究，详加比较。并根据下列原则，加以决定。

(一) 拦河溢流陂最好筑在河道比较平直、宽度适当的河段上。如建筑在急弯的河段时，凹岸一边受水流冲击，护岸和陂身都易被冲毁，凸岸又会淤积。进水闸放在凹岸或凸岸都不适宜。如建筑在浅阔的河段上，施工可能比较容易些，但工程费可能增加；如建筑在深窄的河段，施工固然困难，建成后洪水位会壅得较高，加大回水淹没范围。

(二) 要选择地质条件较好的地方作陂址。不好的地质，往往使工程费大量增加，处理不当，还会危及工程安全。因此，地质条件是选择陂址的重要条件。陂址的地质最好是岩石基础。砂卵石和坚隔土次之，砂砾石或砂基又次之。淤土基础或流砂基础，和

表面是硬泥，下层却是稀泥的基础，都是不适宜于选作陂址的。

(三) 陂址要力求接近灌区，并尽量避免或减少渠道施工难度大的土方工程和建筑物，减少渠道的工程量和输水量的损失。

(四) 陂址要尽可能选择在比灌区较高的地方，借以减少陂高，并使灌区内全部或大部田地得到自流灌溉。

(五) 陂址两边以及回水范围内的堤岸要坚固和有足够的高度，筑陂壅水后，河水不致漫岸。

(六) 要考虑筑陂壅水后，陂址上游两岸农田的防洪排水问题。

(七) 要考虑过船、过木、过鱼的问题。

选择陂址时，应在上下游初选 2~3 处，从技术可能和经济合理等方面进行比较，然后选出最优的方案。

## 二、渠首工程的平面布置型式

渠首工程通常包括水陂、岸墙、进水闸、冲砂闸、船闸、鱼道、筏道、水轮泵站和电站等建筑物，布置型式很多，但必须因地制宜。以下介绍一些简单的布置型式：

图 3-4 为一般水陂工程的渠首典型布置，其中包括陂身、岸墙、进水闸、冲砂闸、筏道、鱼道、水轮泵站等。陂身与河道成正交，进水闸与河流方向成锐角相交。冲砂闸则与水流方向平行，筏道和鱼道设于深水河槽，有利于和下游联接，水轮泵站建设于右岸。

图 3-5 为设有冲砂廊道的渠首布置。当侧面取水时，水流产生环流，大量底砂将随水流入渠道。在闸孔下面设置冲砂廊道，就可以把集中在该处的泥砂通过廊道排至下游。

图 3-6 和图 3-7 只包括陂身、进水闸和冲砂闸。在图 3-6 中，进水闸和水流方向成锐角相交，冲砂闸则平行于水流方向。这种布置的优点是进口平顺，过闸的水头损失较小，但冲砂效能会降低。因此，要在渠道进口设置一道拦砂槛，以冲去进入渠道的泥砂。这样冲砂防淤的效果可以提高。

在图 3-7 中，进水闸和冲砂闸成正交，这种布置的优点是冲砂效果较好，但过闸水头损失较大。

任何一种渠首布置型式，两边岸墙都必须与水流平顺联接，以免引起回流冲刷。

## 第四节 陂顶高程的确定

引水工程中，水陂的陂顶高程根据下述的因素决定：

(一) 灌区内需要自流灌溉的最高地面高程。

(二) 灌区要求的最大灌水深度。

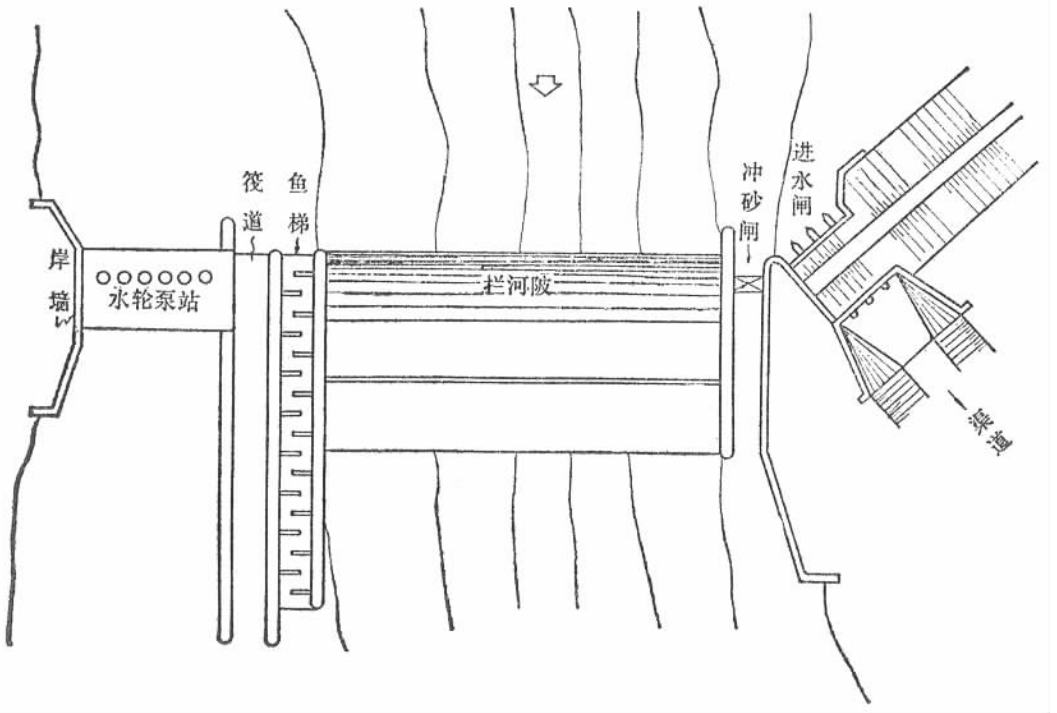


图 3-4 渠首工程平面布置

(三) 渠道比降以及引水和输水建筑物的水头损失。

(四) 陂顶安全超高 (补偿不可预见的水头损失值)。一般控制在 10~20 厘米以内。现举例说明如下：

(例) 某灌区最高地面高程为珠基 163.5 米，自渠首至灌区耕地的渠线总长 17.5 公里，其中干渠长 10.5 公里，比降 1/3500，支渠长 7 公里，比降 1/2000，灌区农田要求最大灌水深度为 6 厘米，17.5 公里渠线的输水建筑物的总水头损失为 2.1 米，渠首进水闸的水头损失为 15 厘米。设陂顶安全超高 10 厘米，求陂顶高程。

解：根据上述资料，陂顶高程应该是：

$$163.5 + 10500 \times 1/3500 + 7000 \times 1/2000 + 0.06 + 2.1 + 0.15 + 0.10 = 172.41 \text{ 米。}$$

上述是引用全部枯水流量的计算方法。如天旱不用截引全部流量时，陂顶高程则可用上述计算取得的陂顶高程减去枯水流量时陂顶的溢流水深。

如果河流的枯水流量很充沛，引水量只是枯水流量的 1/8 到 1/10 左右时，则可考虑装置水轮泵扬水，这样，陂顶的高程就可以大大降低 (这是属于抽水灌溉问题，不在本书范围之内，从略)。

陂顶高程决定之后，最大陂高就可随之而定。最大陂高是指陂顶高程和清基后河底的最低高程的差值。最大陂高是设计陂身的重要依据。

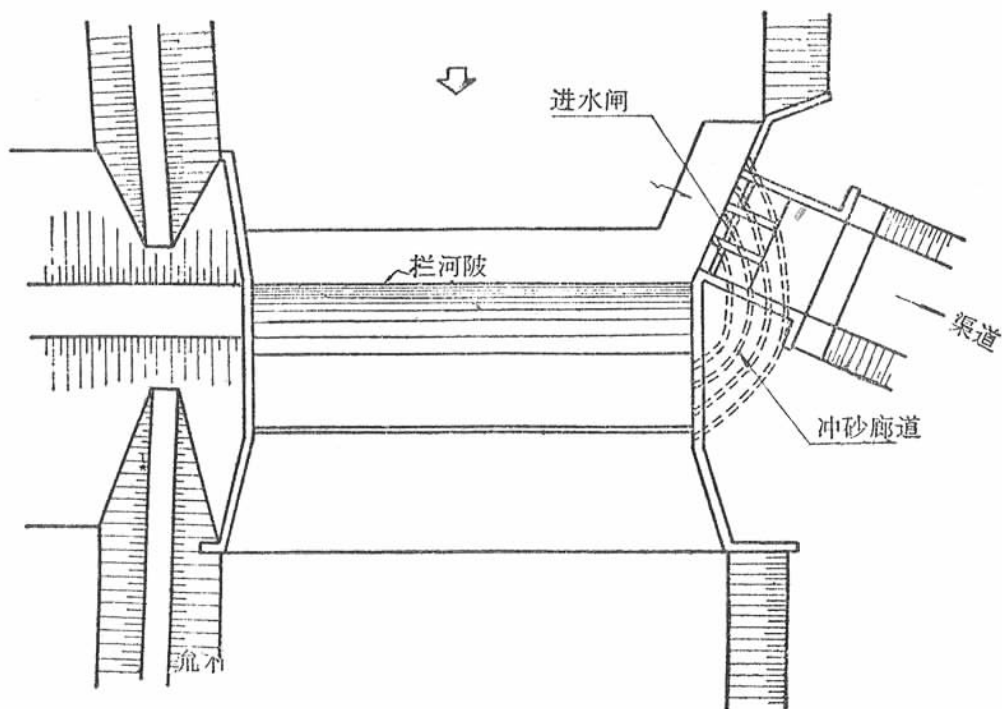


图 3-5 设有冲砂廊道的渠首布置

## 第五节 溢流水深和回水计算

### 一、最大溢流水深的计算

在计算最大溢流水深之前，必须掌握下述资料：

- (一) 按标准要求的校核频率的洪水流量值。
- (二) 陂址处原河段的上下游水位流量关系曲线。
- (三) 水陂的长度和陂顶高程。
- (四) 水陂和两边岸墙的轮廓线。

根据上述资料以及各项具体客观条件，应用下列堰流公式计算流量。

$$Q = \sigma \epsilon m b \sqrt{2g} H^{3/2}$$

$$\text{或 } Q = \sigma \epsilon M b H^{3/2}$$

式中  $Q$ ——过堰流量 (米<sup>3</sup>/秒)

$b$ ——堰顶长度 (米)

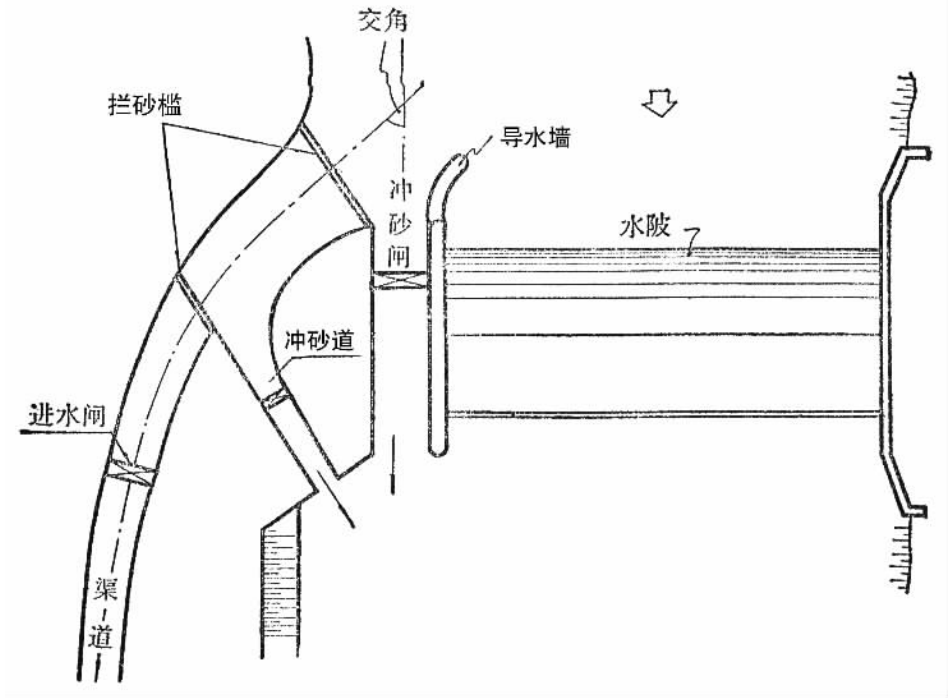


图 3-6 渠首工程平面布置图

H——堰上水头（也叫溢流水深）在陂顶上游 3H 处量得（米）

m——流量系数

g——重力加速度，其值为 9.81 米/秒<sup>2</sup>

M——第二流量系数。M = m √2g

σ——淹没系数

ε——侧面收缩系数

流量系数决定于堰顶入口边缘的形状、堰顶宽度、它的粗糙程度、水头 H 与堰高 P 的比例以及其他因素。

现就我们小型水陂工程中，常用的实用断面水陂来加以论述。

(一) 判别自由流和淹没流（图 3-8）

当下列条件成立时，为淹没流；反之则为自由流。

1. 下游水位标高，高于堰顶标高，即  $h_v > P$

2. 跌差与下游堰高之比小于 0.7，即

$$\frac{Z_0}{P} < 0.7$$

3. 下游水位高于堰顶的高度与溢流水深之比，大于 0.4，即

$$\frac{h_n}{H} > 0.4$$



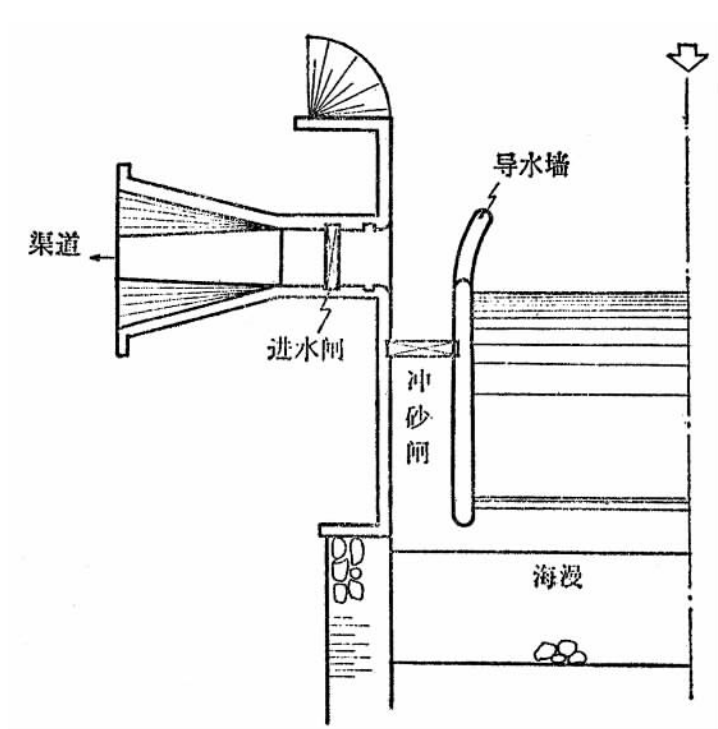


图 3-7 渠首工程平面布置图

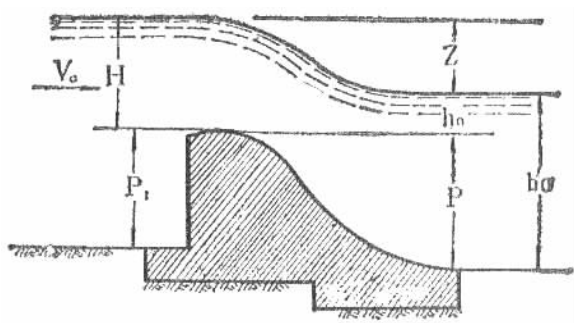


图 3-8 实用断面水陂

上述各式中  $h_0$ ——下游水深

$P$ ——堰高

$$Z_0 = Z + \frac{V_0^2}{2g}$$

$Z$ ——落差

$V_0$ ——行近流速

$h_n$ ——下游水位高出堰顶高度

H——溢流水深

(二) 自由流和淹没流的流量系数

1. 自由流:

$$m = 0.45 \sim 0.49 \quad (M = 1.99 \sim 2.17)$$

2. 淹没流:

$$m = \sigma m = \sigma (0.45 \sim 0.49)$$

$$M = \sigma (1.99 \sim 2.17)$$

上式中  $\sigma$  称为淹没系数, 其值见表 3-3 (a) 和表 3-3 (b)。

表 3-3 (a) 实用堰淹没系数  $\sigma$  值

$\frac{h_n}{H}$	$\sigma$	$\frac{h_n}{H}$	$\sigma$	$\frac{h_n}{H}$	$\sigma$
0.05	0.997	0.60	0.906	0.90	0.621
0.10	0.995	0.62	0.897	0.91	0.596
0.15	0.990	0.64	0.888	0.92	0.570
0.20	0.985	0.66	0.879	0.93	0.540
0.25	0.980	0.70	0.856	0.94	0.506
0.30	0.972	0.72	0.844	0.95	0.470
0.36	0.964	0.74	0.831	0.96	0.421
0.40	0.957	0.76	0.814	0.97	0.357
0.46	0.945	0.78	0.796	0.98	0.274
0.50	0.935	0.80	0.776	0.99	0.170
0.52	0.930	0.82	0.750	0.995	0.100
0.54	0.925	0.84	0.724	1.00	0.00
0.56	0.919	0.86	0.695		
0.58	0.913	0.88	0.663		

表 3-3 (b) 宽顶堰淹没系数  $\sigma$  值

$h_n/H_0$	$Z_0/H_0$	$\sigma$	$h_n/H_0$	$Z_0/H_0$	$\sigma$	$h_n/H_0$	$Z_0/H_0$	$\sigma$
0.7 以下	$\geq 0.30$	1.000	0.90	0.10	0.739	0.98	0.02	0.360
0.75	0.25	0.974	0.92	0.08	0.676	0.99	0.01	0.257
0.80	0.20	0.929	0.94	0.06	0.598	0.995	0.005	0.183
0.83	0.17	0.889	0.95	0.05	0.552	0.997	0.003	0.142
0.85	0.15	0.855	0.96	0.04	0.499	0.998	0.002	0.116
0.87	0.13	0.815	0.97	0.03	0.436	0.999	0.001	0.082

表中:  $Z_0 = Z + \frac{V_0^2}{2g}$      $H_0 = H + \frac{V_0^2}{2g}$

### (三) 矩形断面和梯形断面的区分

当我们采用垂直式岸墙的结构型式时，陂顶的溢流断面成为矩形。若采用斜坡式岸墙时，陂顶的溢流断面则成为梯形。

当溢流断面为梯形时，泄流公式是：

$$Q = M (b + 0.8 \operatorname{tg} \beta H) H^{3/2}$$

式中  $\beta$ ——岸墙斜坡与垂直线夹角

当溢流断面为矩形时，泄流公式是：

$$Q = MbH^{3/2}$$

水陂的溢流水深一般较大，梯形溢流断面会使陂身下游急流段出现较复杂流态。因此，一般都以选用矩形溢流断面的结构型式为好。

### (四) 收缩系数

陂顶设有桥、闸墩，对流量是有影响的，泄流公式应乘上一个系数，叫做收缩系数。用  $\epsilon$  表示，计算式是：

$$\epsilon = 1 - a \frac{H_0}{b + H_0}$$

式中  $a$ ——考虑闸墩、桥墩首部形状影响的系数，其值详见图 3-9 所示

$H_0$ ——计及行近流速的堰上水头

$b$ ——陂孔净宽

水流如无侧面收缩， $\epsilon = 1$

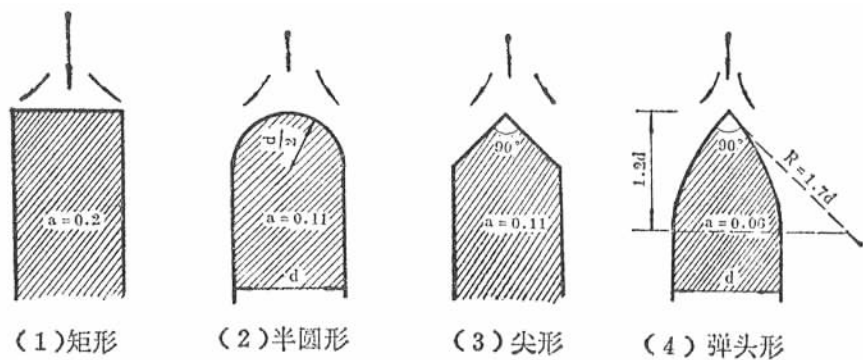


图 3-9 闸墩、桥墩首部平面外形示意图

(例) 某河拟筑水陂处的洪水流量为 600 秒立方米，相应陂址处下游水位为 95 米高程，陂址河床高程为 91 米，陂长 60 米。求 (1) 溢流断面是矩形，陂顶高程分别为 96 米和 94.5 米时的溢流水深；(2) 溢流断面是梯形，陂顶高程为 96 米时的溢流水深。

解：1. 当陂顶高程 96 米，两岸岸墙用垂直式时，最大陂上水头  $H$  为：

$$\therefore Q = mb \sqrt{2g} H^{3/2} = MbH^{3/2}$$

$$\therefore H^{3/2} = \frac{Q}{Mb}$$

首先按自由流，选用  $M = 2.0$

$$\text{则 } H^{3/2} = \frac{600}{2 \times 60} = 5$$

$$H = 5^{2/3} = 2.92 \text{ 米}$$

校核是否符合自由流：

(1) 下游水位高程为 95 米，低于陂顶高程。

(2) 上下游水位差  $(96 + 2.92) - 95 = 3.92$  米，大于  $0.7 \times$  陂高  $= 0.7 \times (96 - 91) \times 3.5$  (米)

校核结果，符合自由出流的流态，与选用情况相符，计算成果可用。

2. 当陂顶高程 94.5 米时。

因下游水位已超越陂顶高程，所以，应先按淹没流计算。

求淹没系数  $\sigma$ ：

先假设一个陂上水头数值  $H = 3$  米（该值应比自由流时的水深大些）。

$$\frac{h_n}{H} = \frac{\text{下游水位高于陂顶高度}}{\text{陂顶溢流水深}} = \frac{0.5}{3} = 0.166$$

查表 3-3 (a)，用插入法求得淹没系数：

$$\sigma = 0.988 \quad \text{代入流量公式：}$$

$$H^{3/2} = \frac{Q}{\sigma M b} = \frac{600}{0.988 \times 2 \times 60} = 5.06$$

得  $H = 2.94$  米  $\approx 3$  米。

故采陂上水头  $H = 3$  米。

3. 当陂顶高程为 96 米，两岸用 1:1 斜坡式岸墙时，最大陂上水头：

梯形断面的泄流公式：

$$Q = M (b + 0.8 \text{tg} \beta H) H^{3/2}$$

式中  $b = 60$  米

$$\beta = 45^\circ, \text{tg} \beta = 1$$

$$Q = 600 \text{ 米}^3/\text{秒}$$

用试算法：假设  $H = 2.85$  米时，

$$\begin{aligned} \text{求得：} Q &= 2 \times (60 + 0.8 \times 1 \times 2.85) \times 2.85^{3/2} \\ &= 2 \times 62.28 \times 4.81 = 599 \text{ 米}^3/\text{秒} \approx 600 \text{ 米}^3/\text{秒} \end{aligned}$$

即陂上水头为 2.85 米。

(五) 为便于实际工作中使用，现将常用范围内的陂上水头值计算成果列于表 3-

4。

(例) 某水陂设计高程为 102 米，陂址河床高程为 98.5 米，设计最大流量为 368 米<sup>3</sup>/秒，相应的原河水位为 103.2 米，水陂长为 100 米，求最大流量时的陂上水头。

解：本例的下游水面高出陂顶数为：

$$103.2 - 102 = 1.2 \text{ 米。}$$

$$\text{单位溢流量} = \frac{\text{最大溢流量}}{\text{坝长}} = \frac{368}{100} = 3.68 \text{ 米}^3/\text{秒}$$

查表 3-4，用插入法求得坝上水头：

$$H = 1.79 \text{ 米。}$$

表 3-4 坝上水头计算表

单位：米

下游水面高出坝顶 (米)	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
1.00	0.69	0.71	0.72	0.72	0.73	0.73	0.73	0.87	0.91	1.01	1.10	1.18	1.25	1.34	1.43	1.54	1.64	1.74	1.83	1.93	2.03
1.25	0.79	0.81	0.82	0.83	0.84	0.84	0.85	0.93	0.95	1.04	1.13	1.21	1.28	1.37	1.46	1.56	1.66	1.76	1.85	1.95	2.04
1.50	0.90	0.91	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.98	0.99	1.07	1.15	1.23	1.31	1.40	1.49	1.58	1.67	1.77	1.86	1.96	2.05
1.75	0.99	1.01	1.01	1.02	1.03	1.04	1.06	1.08	1.09	1.15	1.21	1.28	1.36	1.44	1.52	1.61	1.69	1.79	1.88	1.98	2.07
2.00	1.09	1.10	1.10	1.11	1.12	1.14	1.15	1.17	1.19	1.23	1.26	1.33	1.40	1.48	1.55	1.64	1.72	1.81	1.89	1.99	2.08
2.25	1.18	1.19	1.19	1.21	1.22	1.24	1.24	1.27	1.29	1.33	1.35	1.40	1.45	1.52	1.58	1.67	1.75	1.84	1.92	2.01	2.10
2.50	1.27	1.28	1.29	1.31	1.32	1.33	1.34	1.37	1.40	1.42	1.44	1.47	1.50	1.55	1.60	1.69	1.78	1.86	1.94	2.03	2.12
2.75	1.36	1.37	1.38	1.39	1.40	1.41	1.42	1.44	1.45	1.48	1.49	1.53	1.56	1.62	1.66	1.74	1.81	1.89	1.97	2.06	2.14
3.00	1.44	1.45	1.46	1.47	1.48	1.49	1.49	1.50	1.50	1.53	1.55	1.58	1.61	1.65	1.72	1.78	1.84	1.92	2.00	2.03	2.16
3.25	1.52	1.53	1.53	1.54	1.55	1.56	1.56	1.57	1.57	1.59	1.62	1.65	1.68	1.72	1.76	1.83	1.87	1.96	2.03	2.11	2.19
3.50	1.59	1.60	1.60	1.61	1.62	1.63	1.63	1.64	1.64	1.66	1.68	1.72	1.75	1.78	1.80	1.87	1.94	1.99	2.05	2.14	2.22
3.75	1.67	1.68	1.68	1.69	1.69	1.70	1.71	1.72	1.72	1.74	1.76	1.75	1.82	1.86	1.88	1.96	2.04	2.07	2.11	2.18	2.25
4.00	1.74	1.75	1.75	1.76	1.76	1.77	1.78	1.79	1.80	1.82	1.84	1.87	1.89	1.94	1.95	2.04	2.13	2.15	2.16	2.22	2.27
4.25	1.81	1.82	1.82	1.83	1.83	1.84	1.85	1.86	1.88	1.89	1.91	1.93	1.95	1.98	2.02	2.11	2.20	2.21	2.22	2.27	2.31
4.50	1.87	1.88	1.88	1.89	1.90	1.91	1.92	1.93	1.95	1.96	1.97	1.99	2.00	2.04	2.08	2.17	2.26	2.27	2.28	2.32	2.35
4.75	1.95	1.96	1.96	1.97	1.97	1.98	1.99	2.00	2.02	2.03	2.04	2.06	2.07	2.11	2.14	2.23	2.31	2.32	2.32	2.36	2.39
5.00	2.02	2.03	2.03	2.04	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.09	2.10	2.12	2.14	2.17	2.20	2.28	2.35	2.36	2.36	2.39	2.43
5.25	2.09	2.10	2.10	2.11	2.11	2.12	2.12	2.13	2.15	2.16	2.16	2.19	2.20	2.23	2.25	2.33	2.39	2.40	2.41	2.44	2.48
5.50	2.15	2.16	2.16	2.17	2.17	2.18	2.18	2.19	2.21	2.22	2.22	2.24	2.26	2.28	2.30	2.37	2.43	2.44	2.45	2.49	2.53
5.75	2.21	2.22	2.22	2.23	2.24	3.25	2.25	2.26	2.27	2.28	2.29	2.30	2.32	2.34	2.35	2.41	2.47	2.48	2.49	2.54	2.58
6.00	2.27	2.28	2.28	2.29	2.30	3.31	2.31	2.32	2.33	2.34	2.35	2.36	2.37	2.39	2.40	2.45	2.50	2.52	2.54	2.58	2.62
6.25	2.33	2.35	2.35	3.36	2.37	2.38	2.38	2.39	2.40	2.41	2.42	2.43	2.44	2.46	2.47	2.51	2.55	2.58	2.59	2.63	2.67
6.50	2.39	2.41	2.41	2.42	2.43	2.44	2.44	2.45	2.46	2.47	2.48	2.49	2.50	2.52	2.53	2.56	2.60	2.64	2.64	2.68	2.72
6.75	2.46	2.47	2.47	2.48	2.49	2.50	2.50	2.51	2.52	2.53	2.54	2.55	2.56	2.58	2.59	2.61	2.65	2.68	2.69	2.73	2.77
7.00	2.52	2.53	2.53	2.54	2.55	2.56	2.56	2.57	2.58	2.59	2.60	2.61	2.62	2.64	2.65	2.67	2.70	2.72	2.73	2.77	2.81

表 3-4 的使用方法，用下例说明：

## 二、回水计算

拦河筑坝后，原河水位在筑坝后一定比以前壅高，但壅高多少？影响多远？在工程设计时要弄清楚，以便做好上游的迁移安置和安全防护工作。壅水规律是在筑坝处水位

壅得最高，向上游逐渐减低，逐渐接近于正常水面线。其基本形态是一条抛物线。理论上回水的影响传播到无穷远，但在实用上我们只考虑其影响较大的一部分。除这部分外，可以粗略地认为影响等于零。影响较大的一段回水线可粗略计算如下：

$$L = \frac{2h}{i}$$

式中  $L$ ——回水曲线水平投影的长度

$h$ ——在陂址的壅水高度

$i$ ——筑陂前的水面坡降（一般与河床坡降相同）

回水曲线内各处的回水高度，可以简单地分为五个控制点：

1. 陂址的壅水高度为：

$$h = (H + P) - h_0$$

式中  $h$ ——陂址的壅水高度

$H$ ——陂上水头

$P$ ——陂高

$h_0$ ——筑陂前陂址处的正常水深

2. 由陂址起向上游至四分之一回水距离处壅水高度为  $\frac{9}{16}h$

3. 由陂址起向上游至二分之一回水距离处壅水高度为  $\frac{1}{4}h$

4. 由陂址起向上游至四分之三回水距离处壅水高度为  $\frac{1}{16}h$

5. 回水曲线的末端，壅水高度为零。

根据上述五个控制点的水平距离和壅水高度，可以绘出近似的回水曲线，如图 3-10 所示。

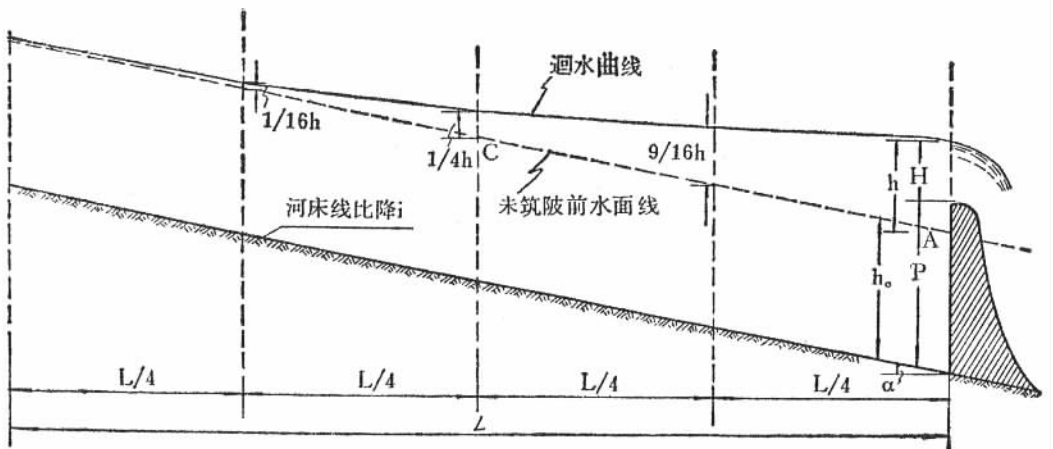


图 3-10 回水曲线图

〔例〕某陂址处的河床高程假设为 0 米，通过某一频率的流量时水深为 3 米，其水面比降（或原河平均比降）为主/550，筑陂后，陂高为 2 米，通过同频率流量时陂上水头（溢流水深）为 2.45 米，试推算回水曲线。

解：筑陂后陂址壅水高度：

$$\begin{aligned} h &= (H + P) - h_0 \\ &= (2.45 + 2) - 3 = 1.45 \text{ 米} \end{aligned}$$

回水曲线长度：

$$L = \frac{2h}{i} = \frac{2 \times 1.45}{1/550} = 2 \times 1.45 \times 550 = 1595 \text{ 米，用 } 1600 \text{ 米}$$

分为四等段计算，则每段长：

$$\frac{L}{4} = \frac{1600}{4} = 400 \text{ 米}$$

1. 陂址处的壅水高程为：

$$H + P = 2 + 2.45 = 4.45 \text{ 米}$$

2. 距陂址上游  $\frac{L}{4} = 400$  米处：

$$\text{正常水面高程} = 3 + 400 \times \frac{1}{550} = 3.73 \text{ 米}$$

$$\text{壅水高：} \frac{9}{16}h = \frac{9}{16} \times 1.45 = 0.82 \text{ 米}$$

$$\text{回水高程：} 3.73 + 0.82 = 4.55 \text{ 米。}$$

3. 距陂址上游  $\frac{L}{2} = 800$  米处：

$$\text{正常水面高程} = 3 + 800 \times \frac{1}{550} = 4.45 \text{ 米}$$

$$\text{壅水高：} \frac{1}{4}h = \frac{1}{4} \times 1.45 = 0.36 \text{ 米}$$

$$\text{回水高程：} 4.45 + 0.36 = 4.81 \text{ 米}$$

4. 距陂址上游  $\frac{3L}{4} = 1200$  米处：

$$\text{正常水面高程} = 3 + 1200 \times \frac{1}{550} = 5.18 \text{ 米}$$

$$\text{壅水高：} \frac{1}{16}h = \frac{1}{16} \times 1.45 = 0.09 \text{ 米}$$

$$\text{回水高程：} 5.18 + 0.09 = 5.27 \text{ 米}$$

5. 距陂址上游  $L = 1600$  米处（即回水曲线末端）：

$$\text{正常水面高程} = 3 + 1600 \times \frac{1}{550} = 5.9 \text{ 米，壅水高度为零。}$$

$$\text{回水高程：} 5.9 + 0 = 5.9 \text{ 米}$$

根据上述求得的五个控制点，即可绘出回水曲线。

## 第六节 水陂的平面布置和分类

水陂是引水渠首的主体工程之一，通过拦河筑陂将原河的流量拦蓄到一定高程后引入灌区，灌溉农田。

水陂的结构型式很多，从平面布置来分，有正交（图 3-11），斜交（图 3-12），人字型（图 3-13）（图 3-14），弧形（图 3-15）（图 3-16）和曲线型（图 3-17）（图 3-18）（图 3-19）（图 3-20）。



图 3-11

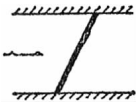


图 3-12

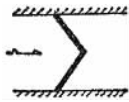


图 3-13



图 3-14

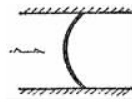


图 3-15



图 3-16

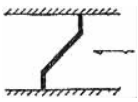


图 3-17

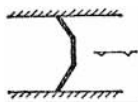


图 3-18

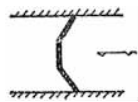


图 3-19

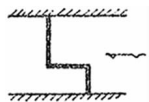


图 3-20

从陂身建筑材料分，有混凝土陂、浆砌石陂、干砌石陂、堆石陂等。

## 第七节 水陂的结构型式

### 一、选择水陂结构型式的原则

（一）斜交、弧形和人字型陂，陂身较正交的陂身长，因此，这种型式适用于木石陂、堆石陂和部分干砌石陂，它能减少过陂的单宽流量及减少水流对陂脚的冲刷。至于永久性的圪工陂和大部分干砌石陂，一般宜采用与河流正交的类型，以节省工程量和减少过陂水流冲刷河岸或造成紊流。

（二）一般陂身较高和灌溉田地较多的水陂应考虑选用永久性陂，但混凝土陂和浆砌石实心陂，造价高，需用水泥多。选用这种陂型结构时，要充分考虑和研究其需要与可能。

（三）上游河岸较低，筑陂后容易淹没上游村庄及农田，在平原地带，河流含砂量较大，筑陂后，易使上游河床淤高，从而提高了上游水位，危及上游两岸农田和村庄安全，应采用活动陂。即做一部分固定陂，在其上筑闸。固定陂顶高程最好介于河床的最



低高程与平均高程之间，有船闸的，且不宜高于船闸上闸首底槛高程，尽量造成符合天然情况的过水条件，以利排泄泥砂。

(四) 在坚实的岩石基础上，适于修建圪工实心陂或圪工硬壳陂。在软基上，宜于建筑木石陂。水陂的上游防渗和下游防冲问题，在设计上必须妥善处理，在施工上必须保证质量。

(五) 水陂的陂型一般可分两种，一种是上游面为直立面的常型堰，一种是驼峰堰或梯形堰，前一种陂型淤积直接发生在陂前与陂顶齐平；后一种陂型淤积则发生在陂前一定距离以外。所以，对陂顶高于河床的水陂，采用后一种陂型，更利于排砂。

(六) 水陂溢流段的长度应尽量接近河道的原来过水宽度，避免因溢流段过短而造成上游回水的淹没过多，另一方面又不宜将溢流皮定得过长，以免将附属建筑物挤到河床以外，引起较大的回流，造成泥砂淤积和威胁到建筑物的安全。

(七) 选择水陂的结构型式时，要认真注意就地取材，因地制宜，贯彻自力更生、艰苦奋斗的方针，多快好省地建设水陂工程。

## 二、岸墙

岸墙是水陂工程不可缺少的一部分。从平面布置形式分，有圆弧形如图 3-21、八字型如图 3-22、一字型如图 3-23 等；从立面分，有直立式如图 3-24、斜坡式如图 3-25 和混合式如图 3-26。

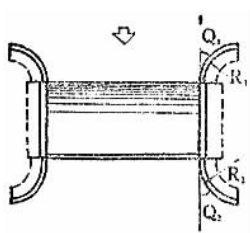


图 3-21 圆弧形岸墙

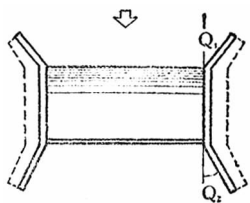


图 3-22 八字型岸墙

多年实践的经验证明，岸墙的平面布置，以圆弧形和八字型较好。上游岸墙的夹角可较大些，可在  $45^\circ \sim 15^\circ$  范围内选择；下游岸墙则宜小些，应在  $30^\circ$  以下，视实际地形

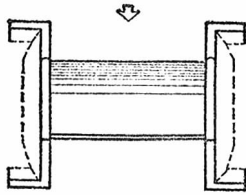


图 3-23 一字型岸墙



图 3-24 直立式岸墙



图 3-25 斜坡式岸墙



图 3-26 混合式岸墙

和水流条件加以选择。近年来，施工方面已向装配式预制构件的方向发展。这种施工方法，既可降低工程造价，又可保证工程质量，缩短施工期限，外形美观和安全可靠。

## 第八节 木石陂

交通条件不很好的山区，既盛产木材，又是砂卵石河床，如在筑陂河段附近采运大石困难，则陂体的结构型式上适于选用木石陂。它的主要优点是因地制宜，就地取材，施工也很简便；其缺点是渗漏量大，易被洪水冲坏，维修所用的器材（主要是木料）和人工较多。

木石陂的结构型式有多种。现着重介绍常用的结构型式：

## 一、梯级式木石陂

这是一种把陂面做成梯级式，利用梯级消煞下泄水流的能量的结构型式。它是在陂面上做成多级跌水，设计时每级跌水的高度宜控制在 0.5 米以内，每级水平宽度则不应小于 2 米。在级面上做成 1:10 的反坡，最后一级与原河床底高程齐平时，要设置干砌块石护坦。

这种陂的结构是：在同水流垂直的方向，打几排木桩，排距 1.5~2.0 米，桩距 0.5~1.0 米左右，视木桩的大小而定。每排木桩间用树枝或竹篾编织联结起来。较高的几排木桩要加斜撑，木桩之间填大块石，石要竖砌。排与排之间用横木联系，使木石联成整体，以免被水流冲走。其结构见图 3-27。

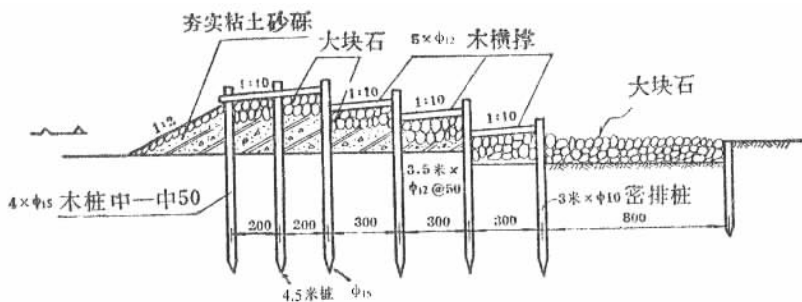


图 3-27 梯级式木石陂 单位：厘米

## 二、缓坡式木石陂

这种陂的特点是断面较大，下游陂面的坡度较缓，以减少过陂流速。其结构可视当地出产木材的情况而改变，在盛产木材而无大块石的地区，可多用一些木材，这种以木结构为主的木石陂如图 3-28 所示。

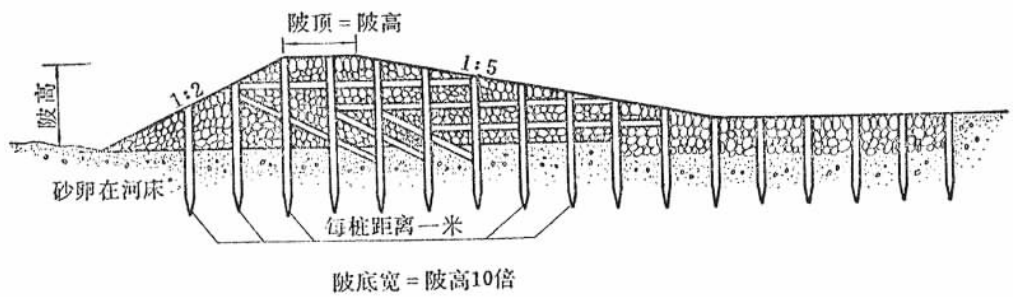


图 3-28 缓坡式木石陂

这种陂的陂身结构是每隔 1 米打木桩一条，深入河床 1~2 米，陂身中间几排横过河床的木桩要加设斜支撑，以支承水流和石块的压力。为了防止木桩与卵石的流失。每排木桩要用树枝或竹篾编织成排。石缝间要灌满砂土，以减少渗漏。陂面要用大石竖砌，以防止陂身内小卵石被水流冲走。

陂面的结构尺寸，一般上游陂面的坡度用 1:2；下游用 1:5；陂顶宽与陂身高度相同；陂底宽要为陂高的 10 倍以上；下游的水平护坦段要尽量选用大块石衬砌 0.6~1.0 米厚，在没有大块石的地方，可考虑改用竹笼装卵石来代替大块石。

在一些大块石较多的河段筑陂，则可用近似堆石陂的结构型式。为了加强陂身的抗冲能力，应在陂身的下游段设置 4~5 排木桩。如石块较大，砌筑质量较好时，木桩可以减少 1~2 排，或者只在末端打一排密排桩。为了减少漏水，可在陂的上游铺一层粘土，加以夯实。粘土防漏层与陂身之间设置反滤层，以防粘土被渗漏水带走。粘土防漏层之上，加砌块石，以防水流冲刷（详见图 3-29）。

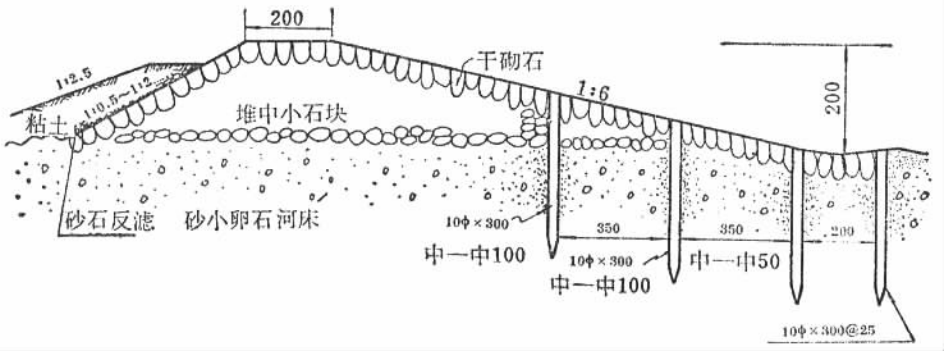


图 3-29 缓坡式木石坡 单位：厘米

根据各地的使用经验，木石陂的高度和溢流水深均不宜过大，一般控制在 2 米左右。

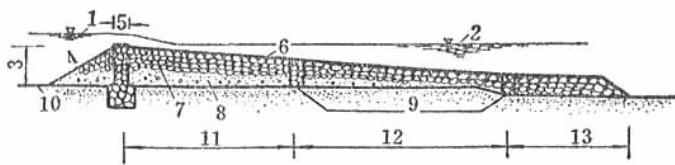
## 第九节 干砌石陂

干砌石陂从其外形和结构型式上可分为缓坡式（见图 3-30）和曲线型（是广东省近年曾总结推广的丰顺式陂。见图 3-31（a）和图 3-32（b））。

在泥砂或破碎河床等采石容易的地方，可考虑采用这种干砌石陂。根据初步调查的资料分析，如陂高在 3 米以下，单宽流量不大于 6 米<sup>3</sup>/秒或陂面流速控制在 6 米/秒以内，而砌石质量有把握时，选用这种陂型结构是适宜的。

## 一、缓坡式干砌石陂

这种结构型式的干砌石陂（图 3-30），它的上游坡不应陡于 1:2，下游坡不应陡于 1:8。并应在与水流垂直的方向上，用浆砌石（或混凝土）砌筑隔墙 2~3 道，其厚度在 1 米左右，间距可控制在 10~15 米内。隔墙最好插到坚实土层中。如果河面太宽，则需在与水流平行的方向加砌纵向隔墙，间距 10~20 米。隔墙做好后，自下而上地填充粗砂、卵石、块石，并注意逐层夯实。在陂面衬砌大而坚硬的块石，每块重量不应小于 100 公斤，越大越好。石块要竖砌，以减少水流的冲击面积。



1. 上游水位 2. 下游水位 3. 陂高 3 米以下 4. 坡度 1:2~1:3  
5. 浆砌石隔水墙宽 1.0 米 6. 坡度 1:8~1:12 7. 堆石 8. 砂砾卵石填心  
9. 浆砌块石间墙厚 1.0 米 10. 泥砂或砂砾河床 11. 长 12 米 12. 长 15 米 13. 长 9 米
- 3-30 缓坡式陂

为了减少陂身和基础渗漏，陂顶的隔墙最好能深入到不透水层，兼作防渗墙。如不透水层较深、防渗墙插不到底时，可在水陂上游设置铺盖和粘土斜墙防渗。

## 二、曲线型干砌石陂

这种陂如图 3-31 (a) 和图 3-31 (b) 所示。它的上游坡一般采用 1:0.2~1:0.25，下游坡采用 1:2~1:3，沿陂面用一层大块石或大卵石砌筑。砌石厚度一般为 0.4~0.6 米，要求竖砌。陂身内部填充河卵石。这种陂在广东省丰顺县较多。经 1967 年总结后，已在全省各地推广。

这种陂在陂身不高（3 米以下）、单位宽度的溢流量不大（6 米<sup>3</sup>/秒以下）、原河床坡度较缓、基础较好等条件下适用。

基础条件的好坏，直接威胁陂身安全。因此，在泥砂河床上，整个拦河陂底下要先铺一层厚约 10 厘米的蒹草，其作用是反滤导渗，以防止水流带走泥砂。在蒹草层之上，再铺一层厚约 30 厘米的小卵石，然后砌筑块石。如陂址附近没有蒹草可供使用时，亦可用 0.5~1.0 厘米直径的小碎石代替。在砂卵石河床上，可以不铺蒹草而直接铺小卵石作反滤导渗层。

在陂址下游，要设置护坦，以防止水流冲刷。护坦长度据丰顺县实践经验提出：

$$\text{坦长} = (6 \sim 10) \times \text{陂高}$$

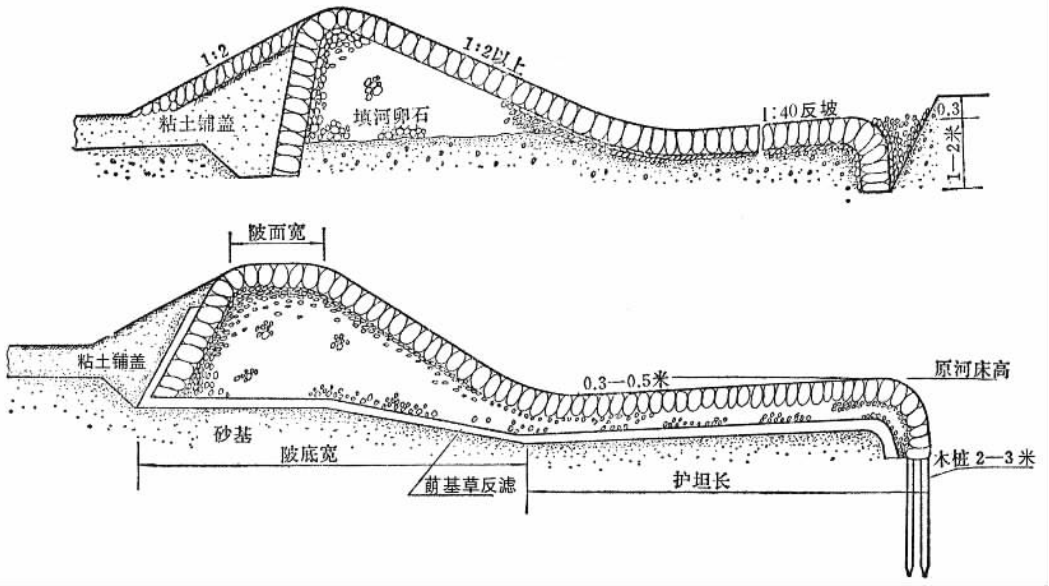


图 3-31 丰顺式陂

并根据下列原则，选用高值或低值。

1. 陂身矮的选用高值，陂身高的选用低值。
2. 河床比降陡的选用高值，河床比降缓的选用低值。
3. 砂质河床的选用高值，砂卵石河床的选用低值。

在陂址地质不很好的地方，可用两道齿墙深插入基础之内（见图 3-32）。

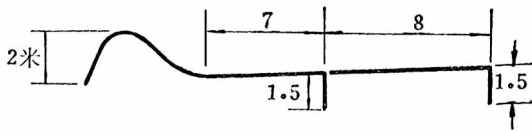


图 3-32 有防参齿墙的曲线型干砌石陂

陂身较高或单宽流量较大或上下游水头差较大的水陂，其下游坡也要适当放缓，一般应不陡于 1:2.5。

干砌石陂的整体性比浆砌石陂差，为了加强其整体性，除缓坡式考虑用浆砌石或混凝土隔墙或方格来增加其整体性外，曲线形干砌石陂则要认真注意质量和掌握砌石工艺，必要时在某些重要部位用浆砌石或插浆填缝办法加固。

在软基河床上，陂址下游的防冲护坦可砌成 1:40 反坡，并略成圆弧形，上游低，下游高，前后高差 0.3~0.5 米，借以形成一个消力池，坦尾设齿墙防冲，墙深 1~2 米，墙下打木桩支承（如图 3-31 (b)）。

## 第十节 浆砌石陂

浆砌石陂和混凝土陂相比，可以节省大量模板和水泥。缺点是在砌筑曲线型陂面时，较难掌握质量，但如推广使用混凝土预制面板，则可克服此缺点。

浆砌石陂是一种重力式陂，因此，陂身应在设计和校核洪水条件下、都保持稳定。即陂身要有足够的抗滑动稳定性和抗倾覆稳定性。陂身的基础应力必须在河床基础安全承载力的限度之内。

浆砌石陂的陂型，一般分梯形和曲线型两种，由于群众在砌石工艺方面不断提高，预制构件的使用也日益广泛，因此，梯形断面的浆砌石陂已逐步为曲线型所替代。梯形断面浆砌石陂的优点是兴建时外型工艺容易掌握，缺点是水力条件不好，溢流时的流量系数比曲线型陂小。

梯形浆砌石陂的陂顶和陂底宽度与溢流水深、水陂高度以及下游水深等有关（表3-5可供参考）。

表3-5 梯形浆砌石陂顶和陂底宽度尺寸参考表

单位：米

陂高	溢流水深 (米)	顶、底尺寸									
		0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4
1.0	顶	1.0	1.05	1.15	1.2	1.25	1.3	1.3	1.35	1.4	1.45
	底	1.4	1.55	1.70	1.90	2.05	2.15	2.4	2.55	2.75	2.9
1.2	顶	1.05	1.15	1.2	1.25	1.3	1.35	1.35	1.4	1.45	1.5
	底	1.55	1.7	1.9	2.05	2.15	2.4	2.55	2.75	2.9	3.05
1.4	顶	1.1	1.2	1.25	1.3	1.35	1.4	1.4	1.45	1.5	1.55
	底	1.7	1.9	2.05	2.15	2.4	2.55	2.75	2.9	3.05	3.2
1.6	顶	1.15	1.2	1.3	1.35	1.4	1.45	1.45	1.5	1.55	1.6
	底	1.9	2.05	2.15	2.4	2.55	2.75	2.9	3.05	3.2	3.4
1.8	顶	1.2	1.25	1.3	1.35	1.4	1.45	1.5	1.55	1.6	1.65
	底	2.05	2.15	2.4	2.55	2.75	2.9	3.05	3.2	3.4	3.55
2.0	顶	1.25	1.3	1.35	1.4	1.43	1.5	1.55	1.6	1.65	1.65
	底	2.15	2.4	2.55	2.75	2.9	3.05	3.2	3.4	3.55	3.7

续表

坡高	顶、底尺寸 溢流水深 (米)	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4
		2.2	顶	1.25	1.35	1.4	1.45	1.5	1.55	1.6	1.65
	底	2.4	2.55	2.75	2.9	3.05	3.2	3.4	3.55	3.7	3.9
2.4	顶	1.3	1.4	1.45	1.5	1.55	1.6	1.65	1.65	1.7	1.75
	底	2.55	2.75	2.9	3.05	3.2	3.4	3.55	3.7	3.9	4.05
2.6	顶	1.35	1.4	1.45	1.5	1.55	1.6	1.65	1.7	1.75	1.8
	底	2.75	2.9	3.05	3.2	3.4	3.55	3.7	3.9	4.05	4.25
2.8	顶	1.4	1.45	1.5	1.55	1.60	1.65	1.7	1.75	1.75	1.8
	底	2.9	3.05	3.2	3.4	3.55	3.7	3.9	4.05	4.25	4.4
3.0	顶	1.4	1.5	1.55	1.6	1.65	1.7	1.75	1.75	1.8	1.85
	底	3.05	3.2	3.4	3.55	3.7	3.9	4.05	4.25	4.4	4.45
3.5	顶	1.5	1.55	1.6	1.65	1.7	1.75	1.8	1.85	1.9	1.9
	底	3.5	3.65	3.8	4.0	4.15	4.35	4.5	4.65	4.85	5.0
4.0	顶	1.55	1.65	1.7	1.75	1.8	1.85	1.9	1.9	1.95	2.0
	底	3.90	4.1	4.2	4.4	4.6	4.75	4.9	5.1	5.25	5.25

曲线型浆砌石陂各部分尺寸和要求，基本上和梯形浆砌石陂一样，把陂面改为曲线型的目的是为了使水陂增加泄洪能力和水流滚过陂面时不致发生真空吸力。要达到这个要求，陂面曲线应按照设计时所决定的溢流水深的水舌线绘制。

## 第十一节 硬壳陂

硬壳陂是按重力陂的设计原理，依靠自重稳定的特点，采用干砌块石、卵石、砂卵石或砂砾代替重力陂陂体内一部分圪工，仅在陂体外壳砌筑一层浆砌石或混凝土硬壳，以防止渗流和水流冲刷。因此，硬壳陂较一般的圪工重力陂节约不少资金、器材。经过近几年的总结推广，受到广大群众欢迎。在小型水陂工程上，硬壳陂有取代实体陂的趋势。

硬壳陂的硬壳结构型式，主要有混凝土或钢筋混凝土硬壳，浆砌石硬壳，浆砌石硬壳水泥砂浆批面，和浆砌石硬壳混凝土或钢筋混凝土护面等四种。



## 第十二节 活动闸陂

活动闸陂适用于平原河段利筑陂后回水对上游影响较大的河段。在陂型结构上有全闸式和半陂半闸式。闸门的结构型式也多式多样；有垂直升降门、弧形闸、旋倒门、浮体闸门等，橡胶陂也属于活动闸陂的一种。

究竟应该采用全闸式或是半闸式结构，应根据筑陂后上游的落淤和回水情况决定。一般说来，如果建筑在平原或多砂河段和上游回水影响较大的河段，则应采用全闸式。

活动闸陂的闸门，可用木结构和钢木结构，也可采用预制钢筋混凝土和钢丝网混凝土结构。

橡胶陂是一种比较新型的水陂，它是用高强纤维布与橡胶粘合成橡胶布，再用橡胶布做成袋形结构，锚固于底板和两岸。袋内充水或充气形成水陂。橡胶陂在广东省使用经验不多，还存在一些问题，如磨损、老化、抗御上游漂浮物能力差等，需要进一步研究解决。

## 第四章 浆砌石陂的设计

### 第一节 陂面溢流曲线的选定

#### 一、非真空溢流陂面曲线的概述

水体流经陂顶下泄时，可能出现两种情况：一种是水舌紧贴陂面，陂面与水舌之间不存在空间；一种是水舌与陂面脱离，陂面与水舌之间出现真空。前一种叫做非真空式溢流陂，后一种叫做真空式溢流陂。由于两种陂的过流情况不同，它们的结构要求也各不相同。下面仅谈有关非真空溢流陂的问题。至于真空式溢流陂目前在广东省很少采用，故不在这里论述。

#### 二、定型水头的选择

在水陂的运用过程中，陂上水头是经常变动的。因此，在设计陂面曲线时，必须选用某一定的水头作为依据，这一水头就称为定型水头。定型水头的数值，通常等于陂上的正常水头或最大水头。当陂顶水头小于定型水头时，陂面就不会出现真空现象。但是，只要陂顶水头稍许大于定型水头，下游水位又低于陂顶，陂面就可能发生真空现象。这时，必须考虑真空现象对于陂身安全的影响，其真空度应控制在6米水柱高度以下。

定型水头的选择必须依据以下的条件：

(一) 设计的陂身断面，在最不利的情况下，都得到稳定安全保证。

(二) 在任何溢流水深下，陂面都不会出现真空现象。为满足这个条件，必须有陂址处上下游的水位流量关系曲线，然后决定筑陂后可以淹没陂顶的流量，而以该流量反算陂顶的溢流水深，并以此溢流深度作为初算的定型水头。这在一般情况下是可以达到稳定安全要求的。

#### 三、陂面溢流曲线的拟定

非真空式陂面溢流曲线值，可参照表4-1的座标值来绘制：

表 4-1 水头  $H=1$  时的陂身断面座标值表

点 号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
横座标 X 值	0	0.1	0.3	0.6	0.7	1.0	1.5	2.0	2.4	2.8	3.2	4.0
纵座标 Y 值	0.126	0.036	0	0.027	0.1	0.256	0.661	1.235	1.804	2.462	3.207	4.930

表 4-1 所列为水头  $H=1$  时的陂身断面座标值。若水头  $H$  为其他数值时, 则应将  $x$  和  $y$  值乘以相应的  $H$  值。

## 第二节 渗透计算

在砂质河床筑陂, 如基础处理不好, 渗透严重, 就会造成工程不能按设计要求蓄水, 影响效益; 甚至可能把陂底的砂泥带走(管涌), 淘空陂底而威胁工程的安全。根据研究知道, 最小的破坏土壤(管涌)的渗透坡降与土壤的不均匀系数有关。在一定的渗漏水头和一定的土壤条件下, 要减小渗透坡降, 就要加长渗径。安全渗径长度  $L$  可用下式计算:

$$L = Ch$$

式小  $L$ ——建筑物的地下轮廓线的展开长度

$h$ ——上、下游最大水位差

$C$ ——渗径系数, 视河床土质和是否设置反滤层而异。可据表 4-2 选用

表 4-2 渗径系数  $C$  值表

基础土质	淤 泥	细 砂	中砂及 粗砂	砾 石	卵 石	泥炭土	黄 土	粘壤土
无反滤层防护	12	10	8	7	6	7~12	7~8	6~7
有反滤层防护	8	6	4~5	3.6~4	3	6~8	3.5~4	3~3.6

建筑物基础下的渗流, 除了可能引起管涌, 漏失水量之外, 还蕴藏着向上的渗透压力。为了减轻护坦所受的渗透压力, 以便减薄护坦的厚度, 可以在护坦上设置带有反滤的排水孔, 以减小渗透压力。如在护坦开了排水孔后, 渗径长度不够, 可以在水陂上游做粘土水平铺盖。其长度约为 4~6 倍上下游水头差, 其厚度在离水陂较远的一端宜为 0.6~1.0 米, 与陂连接的一端宜为 1.0~2.0 米, 具体数字, 视水陂高矮而定。低矮的水陂用低值, 高的水陂用高值。水平铺盖一定要保证填土质量, 并应注意解决与陂身接合面的防渗问题, 以防粘土铺盖失效。

防渗措施的另一方法是在陂身迎水面建截水墙, 一直插到不透水层, 以截断渗流通路。但这种措施只适用于透水层不太厚的地方, 否则会增加施工困难和工程造价。

设置基础的排水系统，是减少渗流压力的有效方法。其作用是收集基础中渗透的水流，并把它渲泄到下游。为了防止在排水出口处发生管涌，设置在非岩基上的排水口，要有防止土壤管涌的反滤层。

在软基上采用消力池消能的工程，导渗排水设施通常设在消力池底板前半部的地方，平行陂轴设反滤排水孔数排，间距 1~2 米。排水孔的孔径 5~10 厘米，布置成梅花形，使地基的渗透水，大部分从排水孔排出，而未从排水孔排出的渗透水，则通过设于护坦下游截水墙内的排水管排至下游（见图 4-1）

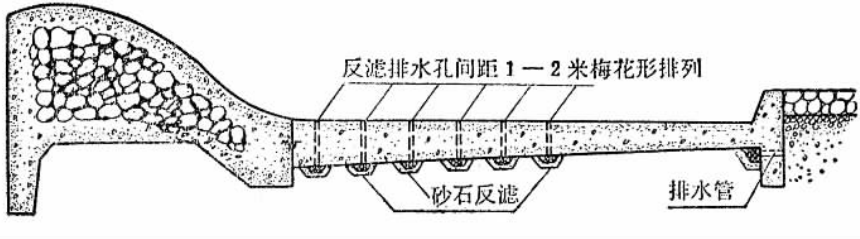


图 4-1 反滤排水孔布置图

在岩基上，陂底的反滤导渗设施则视溢流陂的结构型式而异。如带鼻坎的，可在近陂脚的鼻坎设排水管及砂石反滤层（见图 4-2）。排水管每隔 1.5~2.0 米设置一道，把陂身和基础的渗漏水排出陂体基础外。如在岩基上采用消力池消能的，其排水设备与软基相同（见图 4-1）。如不设消力池的，则可在陂脚处设排水孔导渗（见图 4-3）。

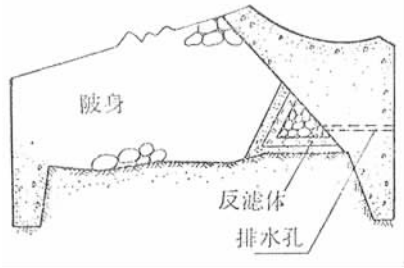


图 4-2 在鼻坎布置排水管导渗示意图

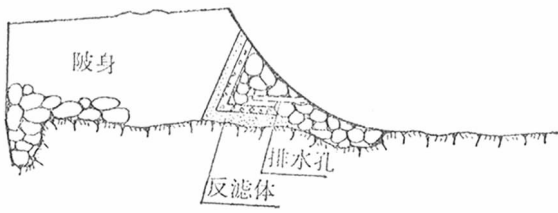


图 4-3 在陂脚布置排水孔导渗示意图

### 第三节 下游的消能措施

#### 一、水跃

水流从陂顶流过陂面到陂趾，高处水流所蕴藏的位能，流下来后转化为动能，流速加快，并在一定的条件下，水面会突然涌高，出现许多泡沫，随后又变成缓流。这种现象，叫做水跃。水跃就是由高速流急剧转变为缓流的特征。通过水跃，可以消煞急流中的大部分能量。

随着引起水跃条件的不同，可以分为多种类型的水跃。主要的有：远驱水跃；临近水跃；淹没水跃和表面水跃。

远驱水跃发生在下游尾水深度小于跃后水深（第二共轭水深）的情况，这种水跃发生的位置，与陂趾有一段较远的距离。在这一段距离内，水流流速很大，有很大的冲刷能力，危害建筑物的安全。因此，我们在水陂工程建设中，要极力避免这种情况。其出现型式如图 4-4 所示。

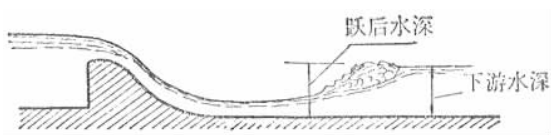


图 4-4 远驱式水跃图

临近水跃是在下游尾水深度刚好等于跃后水深时发生的。对水利工程建筑物的安全来说，这是一种最好的水跃型式。但实际上这种情况很难保持，因上游下泄量变化时，跃后水深和尾水深度也随着变化，很难使两者在任何情况下都保持相等。其出现型式如图 4-5 所示。

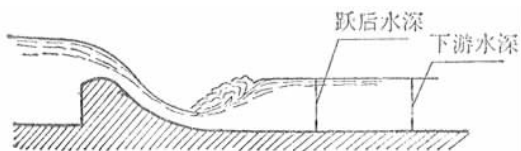


图 4-5 临近式水跃图

淹没水跃是在下游尾水深度大于跃后水深时发生的。这种水跃型式使白水陂下降的水舌沉溺于下游尾水中，其流速要比远驱式水跃的流速小得多。从陂顶下来的急流，应采取这种水跃型式过渡到缓流。这种水跃型式如图 4-6 所示。

水流从具有特殊的跌坎流下时，可以发生表面水跃。表面水跃断面流速分布，和其

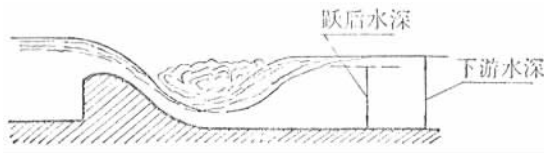


图 4-6 淹没式水跃图

他水跃不同，并且存在着底部漩滚。如图 4-7 所示。

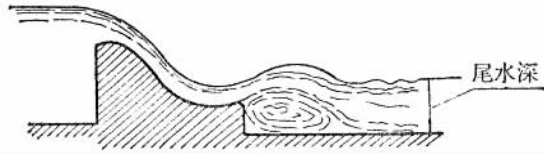


图 4-7 表面水跃图

## 二、下游消能型式的选择

从陂顶下泄的急流，蕴藏着很大的能量，除在坚硬的岩石基础上兴建低水头水陂可不设消能设备外（为了防止陂脚被冲坏，可将陂脚嵌入岩石 0.5~1.0 米），一般应通过消能措施，消除其多余部分的能量，以免危害工程的安全。消能的型式有：面流消能、底流消能、挑流消能等。下面仅谈及面流和底流消能型式。挑流消能型式在水陂应用较少，这里从略。

## 三、底流式水跃消能

水流从陂顶下泄时，流速较大。在工程设计中，常常兴建消力池来获得淹没水跃，以消煞其有害的能量。这种消能形式，称为底流消能。

### （一）消力池的计算

底流式水跃消能的水力计算，一般采用如下公式（见图 4-8）：

$$Q = \varphi b h_1' \sqrt{2g (H_0 + P - h_1')}$$

式中  $Q$ ——水陂的溢流量（米<sup>3</sup>/秒）

$\varphi$ ——流速系数（一般在 0.9~0.98 内选用）

$b$ ——消力池宽度（米）

$H_0$ ——包括行近流速的陂上水头

$P$ ——从陂址处河底算起的水陂高度（米）

$h_1'$ ——收缩断面处水深，即第一共轭水深（米）

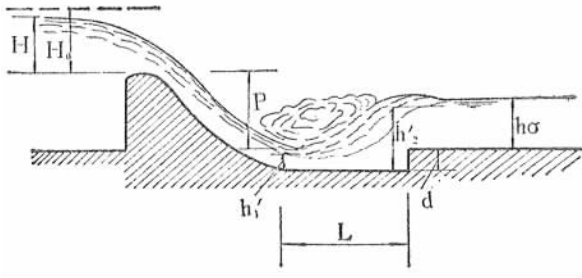


图 4-8 底流式水跃消能

上式中  $\varphi$ 、 $H_0$ 、 $P$  值通常是已知的。

收缩断面处水深  $h_1'$  可采用下式计算：

$$T_0 = h_1' + \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 h_1'^2}$$

式中  $T_0$ ——包括行近流速的上游动力水头，

$$\text{即 } T_0 = T + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$$

$\alpha$ ——用 1.0~1.1

$\varphi$ ——流速系数

$q$ ——单宽流量

该公式是根据已知的  $T$ 、 $V_0$ 、 $q$ 、 $\varphi$  等值及假设  $h_1'$  通过试算来求出收缩断面水深，即第一共轭水深。

矩形过水断面底流式消能的消力池长度  $L$  按下式计算。

$$L = L_1 + 2.5 (1.9h_2' - h_1')$$

式中  $L_1$ ——射流长度，对曲线型陡来说，一般可认为零。如右跌坎的应考虑射流长度

$h_2'$ ——跃后水深，即第二共轭水深（米）

$$h_2' = \frac{h_1'}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_1'^3}} - 1 \right)$$

$\alpha$  为流量系数。

$$q \text{ 为单宽流量。 } q = \frac{Q}{b}$$

消力池深度  $d$  可按照下式计算：

$$d = (1.05 \sim 1.10) (h_2' - h_\sigma)$$

式中  $h_\sigma$ ——下游水深

$h_2'$ ——跃后水深

## (二) 护坦计算

护坦的厚度，除要求能抗御消力池中水流的冲刷和不致被渗透压力托起来之外，还

要求能够承受水流的脉动压力。因此，护坦的潜水重量除应大于坦底所受的渗透压力外，还要有一定的安全系数，一般用下式计算：

$$t = K \frac{h}{\gamma_{\sigma} - 1}$$

式中  $t$ ——护坦厚度（米）

$K$ ——安全系数，用 1.10~1.20

$h$ ——护坦底渗透压力水头（米）

$\gamma_{\sigma}$ ——护坦建筑材料的容重（吨/米<sup>3</sup>）

根据广东省过去的经验，软基河床的小型水陂护坦厚度，首端一般为 0.6~0.8 米，末端为 0.3~0.4 米。采用这样薄的护坦的根据，主要是在护坦的前半部设置了反滤排水孔，以减轻护坦所受的浮托力。这一点很重要，设计时应予注意。

### （三）海漫计算

海漫是接在护坦后面，水流经过水跃消能以后，虽已消耗了巨大的能量，但仍有较大的底部流速和较强烈的脉动。所以，一般软丛河床在护坦以后仍需加固。海漫部分一般采用干砌块石，其厚度 0.3~0.5 米。

海漫长度  $l$  可用下式计算：

$$l = (8 \sim 12) h_2'$$

式中  $h_2'$  为跃后水深

现将不同陂高、溢流水深及下游水深要求的消力池长度、深度及海漫长度的一些计算成果列于表 4-3，供参考采用。

表 4-3 不同陂高、溢流水深及尾水深要求的消力池长度、深度及海漫长度表

陂高(米)	溢流水深(米)	0.4			0.8			1.2			1.6			2.0			2.4		
		0.25	0.35	0.45	0.50	0.70	1.00	0.75	1.15	1.55	1.2	1.75	2.3	1.25	2	2.5	1.4	2.2	3.2
1	消力池长(米)	3.4	3.4	3.4	5.3	5.3	5.3	7.5	7.5	7.5	9.5	9.5	9.5	10.8	10.8	10.8	11.9	11.9	11.9
	消力池深(米)	0.5	0.4	0.3	0.6	0.5	0.1	0.8	0.5	0.1	9.7	0.3	0	1.1	0.5	0.1	1.2	0.6	0
	海漫长(米)	5.0	5.0	5.0	8.3	8.3	8.3	12.1	12.1	12.1	15.4	15.4	15.4	17.8	17.8	17.8	20.6	20.6	20.6
1.4	消力池长(米)	3.6	3.6	3.6	5.6	5.6	5.6	8.0	8.0	8.0	10.1	10.1	10.1	11.5	11.5	11.5	13.1	13.1	13.1
	消力池深(米)	0.5	0.4	0.3	0.7	0.6	0.2	0.9	0.6	0.3	0.9	9.4	0	1.2	0.6	0.2	1.4	0.8	0
	海漫长(米)	6.4	5.4	5.4	8.8	8.8	8.8	12.7	12.7	12.7	16.3	16.3	16.3	19.2	19.2	19.2	22.1	22.1	22.1
1.8	消力池长(米)	3.7	3.7	3.7	6	6	6	8.2	8.2	8.2	10.5	19.5	10.5	12.2	12.2	12.2	13.9	13.9	13.9
	消力池深(米)	0.6	0.5	0.4	0.8	0.6	0.3	1.0	0.7	0.4	1.0	0.5	0.1	1.3	0.7	9.4	1.5	0.9	0.2
	海漫长(米)	5.7	5.7	5.7	9.3	9.3	9.3	13.2	13.2	13.2	17.1	17.1	17.1	20.2	20.2	20.2	23.0	23.0	23.0
2.2	消力池长(米)	3.7	3.7	3.7	6.2	6.2	6.2	8.6	8.6	8.6	19.9	10.9	10.9	12.6	12.6	12.6	14.3	14.3	14.3
	消力池深(米)	0.6	0.5	0.4	0.9	9.7	0.4	1.0	0.7	0.4	1.1	0.6	0.2	1.4	0.8	0.4	1.7	1.0	0.3
	海漫长(米)	6.0	6.0	6.0	9.9	9.9	9.9	13.3	12.8	13.8	17.3	17.8	17.8	20.9	20.9	29.9	24.3	24.3	24.3



续表

陂高(米)	溢流水深(米) 下游尾水深(米) 消力池长度、海漫长度、消力池深度(米)	0.4			0.8			1.2			1.6			2.0			2.4		
		0.25	0.35	0.45	0.50	0.70	1.00	0.75	1.15	1.55	1.2	1.75	2.3	1.25	2	2.5	1.4	2.2	3.2
2.6	消力池长(米)	3.3	3.8	3.8	6.4	6.4	6.4	8.8	8.8	8.8	11.1	11.1	11.1	12.9	12.9	12.9	14.8	14.8	14.8
	消力池深(米)	0.6	0.5	0.4	1.0	0.8	0.5	1.1	0.8	0.5	1.2	0.7	0.3	1.5	0.9	0.5	1.8	1.1	0.3
	海漫长(米)	6.2	6.2	6.2	10.4	10.4	10.4	14.3	14.3	14.3	18.3	18.3	18.7	21.5	21.5	21.5	25.0	25.0	25.0
3.0	消力池长(米)	3.8	3.8	2.8	6.6	6.6	6.6	9.1	9.1	9.1	11.3	11.3	11.3	13.1	13.1	13.1	15.2	15.2	15.2
	消力池深(米)	0.7	0.6	0.5	1.1	0.9	0.6	1.2	0.9	0.6	1.3	0.8	0.3	1.6	1.0	0.6	1.8	1.2	0.4
	海漫长(米)	6.4	6.4	6.4	10.9	10.9	10.9	14.7	14.7	14.7	18.7	18.7	18.7	22.0	22.0	22.0	25.6	25.6	25.6
3.4	消力池长(米)	3.9	3.9	3.9	6.8	6.8	6.8	9.1	9.1	9.1	11.3	11.3	11.3	13.3	13.3	13.3	15.3	15.3	15.3
	消力池深(米)	0.7	0.6	0.5	1.2	1.0	0.6	1.2	0.9	0.6	1.3	0.8	0.3	1.7	1.1	0.7	1.9	1.3	0.4
	海漫长(米)	6.6	6.6	6.6	11.4	1.4	11.4	15.0	15.0	15.0	19.0	19.0	19.0	22.4	22.4	22.4	26.0	26.0	26.0
4.0	消力池长(米)	4.1	4.1	4.1	7.2	7.2	7.2	9.3	9.3	9.3	11.5	11.5	11.5	13.6	13.6	13.6	15.6	15.6	15.6
	消力池深(米)	0.7	0.6	0.5	1.4	1.1	0.7	1.3	0.9	0.6	1.4	0.9	0.3	1.8	1.1	0.7	2.0	1.3	0.4
	海漫长(米)	6.9	6.9	6.9	12.1	12.1	12.1	15.5	15.5	15.5	19.5	19.5	19.5	23.0	23.0	23.0	26.5	26.5	26.5

附注：1. 本表的消力池长是以假设的一个中间值的下游水深为准的，因影响不大，其他两个采用同样尺寸；

2. 消力池长已考虑射流长度在内。

## 四、面流消能

### (一) 面流消能的特点和型式

面流消能是利用表面水跃，把从陂顶滚下来的急流的能量大部分消耗掉，因为发生表面水跃的水流的底部流速不很大，和底流消能相比，可以节减不少防护工程，而且可以从水流表面顺利地通过漂浮物，不致损坏工程。但是，面流消能的水流情况较复杂，采用这种消能型式时，最好通过水工试验或采用条件相似的试验成果作为设计依据。

面流消能的形成，主要是在陂的下游坡脚加建一个挑流鼻坎，将主流导向表面。但由于高速水流在水面引起较大的波动，对于下游岸坡的稳定和对尾水波动较为敏感建筑物如电站、水轮泵站的正常运转都可能产生不同程度的影响。

### (二) 鼻坎尺寸的拟定

面流消能是依靠陂趾鼻坎和下游尾水形成的。鼻坎是固定的，而水陂溢流时，溢流水深是由小到大的，一般不可能在任何溢流水深时都产生面流水跃。但是还应当选择适当的鼻坎尺寸，以便获得最有利的面流消能情况，鼻坎的几何尺寸包括坎高、反弧半径和仰角等。试验证明：如反弧半径太短，即使已选定合理的坎高  $a$  和仰角  $\alpha$ ，也难以保证各级流量形成面流衔接。流量超过某一级限值时，形成凸面向上，使射流水股向下冲入河床，重新出现淹没底流流态，那就达不到设计要求。由于面流消能的流态复杂多

变, 影响因素较多。因此, 鼻坎的几何尺寸最好通过水工模型试验决定。鼻坎几何尺寸, 一般按下列经验公式计算:

$$\frac{R}{P} = K \left( \frac{h_1}{h_k} - b \right)$$

式中  $R$ ——反弧半径 (米)

$P$ ——水陂高度 (米)

$h_k$ ——临界水深 (米),  $h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}$

$\alpha$  为流速分布不均系数, 大型液流, 可用 1.1, 明渠等速流可用 1.0

$h_1$ ——鼻坎上水深。  $h_1 = h \cos \alpha$

$h$  为鼻坎末端垂直反弧切线水深;  $\alpha$  为鼻坎仰角

$K$ 、 $b$  值为试验系数值, 按下列关系求出:

$$\frac{a}{P} = 0.3 \text{ 时, } \quad K = 4.0, \quad b = 0.27$$

$$\frac{a}{P} = 0.4 \text{ 时, } \quad K = 4.0 \quad b = 0.36$$

$$\frac{a}{P} = 0.5 \text{ 时, } \quad K = 3.6 \quad b = 0.43$$

$\frac{h_1}{h_k}$  值可从图 4-9 和图 4-10 查出

从查图或应用上式求得反弧半径  $R$  和选定鼻坎仰角  $\alpha$  之后, 即可按下列关系式求得鼻坎长度  $L$ , 即反弧最低点至鼻坎末端的水平距离:

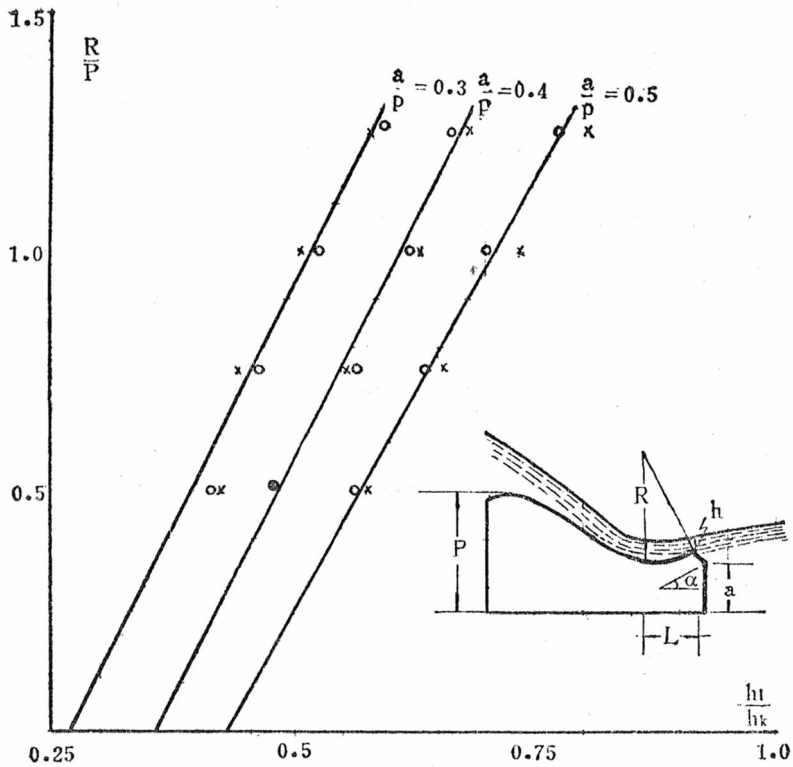
$$L = R \sin \alpha$$

面流消能的鼻坎仰角, 如为  $10^\circ$  以上时, 上式能适用低陂的各级流量。但当设计选用仰角小于  $10^\circ$  时, 上式不宜采用。此外, 上式是按产生自由面流最大极限单宽流量推导的, 使用时, 鼻坎长度应稍大于计算的  $L$  值, 再按决定的  $L$  值求出实际采用的反弧半径  $R$  值。

### (三) 下游防冲措施

面流消能工有在鼻坎下设护坦和设防冲齿墙 (不设护坦) 的两种防冲措施。采用护坦防冲时, 其计算方法与底流消能的计算一样。采用防冲齿墙措施, 就是要使防冲墙的埋设深度在通过各级流量产生各种衔接流态所形成的冲刷坑深度, 不致危及防冲墙, 以确保的安全。

面流衔接的平面扩散问题, 即如何使过陂水流均匀扩散至下游全河宽度, 使局部单宽流量  $q$  为最小, 减少冲刷深度, 实为消能防冲的重要问题。如果水流扩散不良, 流势集中, 单宽流量加大, 河床冲刷愈深。随着两侧回流的逐渐扩大, 压迫主流更形集中, 甚至发生折冲水流, 引起河床严重的冲刷。因此, 水流能否均匀扩散, 与下游翼墙的扩

图 4-9  $\frac{R}{P} \sim \frac{h}{h_k}$  关系图

散角度、陂址选择和枢纽布置、闸门管理运用等有关。

下游导水翼墙的主要作用是促使水流均匀扩散，尽早恢复正常流速分布，翼墙的扩散角度，必须适应水流的扩散特性。据南京水科所研究，下游扩散角度是随佛劳得数  $Fr = \frac{V^2}{gh}$  值的增大而减少。扩散角度过大，常导致水流平面扩散不良，主流脱离翼墙边界，使其失去导流作用。甚至形成折冲水流，两侧伴随大片回流。回流与主流交界面的强烈脉动增强了切应力，会加大底部漩滚区的淘刷作用，使冲刷坑加深。如回流靠近陂脚，直接影响防冲齿墙及陂体安全，如冲刷坑靠近岸坡，则将影响护坡的稳定。因此，采用面流消能时，对陂址选择和枢纽布置，都应注意河段的平面形状，考虑过陂水流能否均匀扩散，尽量避免下游产生折冲水流和回流水流。

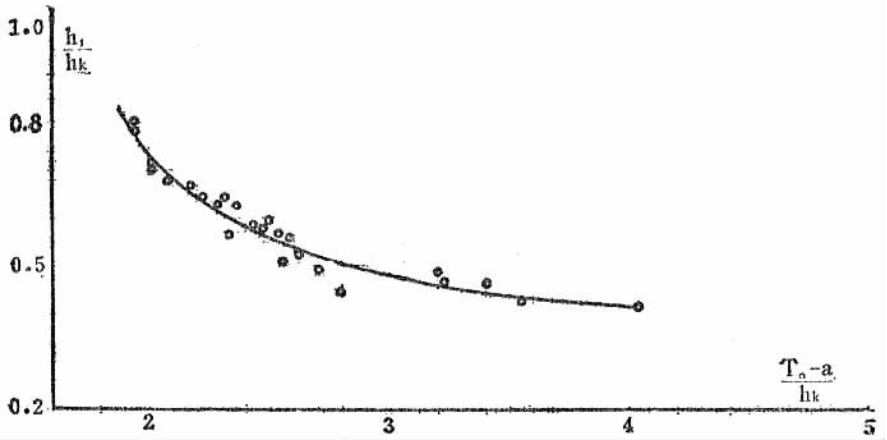


图 4-10  $\frac{h_1}{h_k} \sim \frac{T_0-a}{h_k}$  关系曲图

说明：1. 本图根据方程式  $\frac{T_0-a}{h_k} = \frac{h_1}{h_k} + \frac{h_0}{2h_k} + \frac{h_k^2}{2\phi^2 h^2}$  关系，用模型实测资料绘制。

2. 临界水深  $h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g}}$ ， $T_0$ ——计入行近流速水头的总能头， $a$ ——鼻坎高， $h$ ——鼻坎末端水深， $\phi$ ——流速系数， $h_0$ ——水舌下鼻坎面上压力超过静水压力的数值， $h_1 = h \cos\alpha$ ——鼻坎上水深。

用法：由已知的  $T_0$  及  $q$ ，求出  $h_k$  及  $\frac{T_0-a}{h_k}$ ，然后通过横轴作垂线与曲线相交，相应纵轴读数  $K_1$ 。

可得  $h_1 = K_1 h_k$

## 第四节 陂身各部尺寸的拟定

浆砌石陂是靠自身重量来抵御外力作用的重力式水陂，其外型不论是梯形、曲线型或是非真空式，陂身的基本形式都是梯形的。因此，陂身尺寸的拟定，是要使一切外力的合力落在陂底中间三分之一处为依据的。其梯形断面的顶宽和底宽都与陂高和溢流水深有关，可近似地用下式计算：

$$\text{顶宽：} b = \frac{\sqrt{H+P}}{1.8} \quad (\text{低值})$$

$$b = \frac{\sqrt{H} + \sqrt{P}}{1.8} \quad (\text{高值})$$

$$\text{底宽：} b = \frac{H+P + \frac{V_0^2}{2g}}{\sqrt{\gamma_1}} \quad (\text{均以米计})$$

式中  $H$ ——溢流水深（陂上水头）

$P$ ——陂高

$V_0$ ——行近流速

$\gamma_1$ ——建筑材料在水中的比重。（一般用 1.3）

陂顶和陂底宽度尺寸的参考数值，列于表 4-4。

表 4-4 梯形浆砌石陂陂顶和陂底宽度尺寸参考表

水 陂 高 (米)	溢流水深 (米)	陂顶 陂底 尺寸(米)									
		0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4
1.0	顶	1.00	1.05	1.15	1.20	1.25	1.30	1.30	1.35	1.40	1.45
	底	1.40	1.65	1.70	1.90	2.05	2.15	2.40	2.55	2.75	2.90
1.2	顶	1.05	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.35	1.40	1.45	1.50
	底	1.55	1.70	1.90	2.05	2.15	2.40	2.65	2.75	2.90	3.05
1.4	顶	1.10	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.40	1.45	1.50	1.55
	底	1.70	1.90	2.05	2.15	2.40	2.55	2.75	2.90	3.05	3.20
1.6	顶	1.15	1.20	1.30	1.35	1.40	1.45	1.45	1.50	1.55	1.60
	底	1.90	2.05	2.15	2.40	2.55	2.75	2.90	3.05	3.20	3.40
1.8	顶	1.20	1.26	1.30	1.35	1.40	1.45	1.60	1.55	1.60	1.65
	底	2.05	2.15	2.40	2.55	2.75	2.90	3.05	3.20	3.40	3.55
2.0	顶	1.25	1.30	1.35	1.40	1.43	1.50	1.55	1.60	1.65	1.65
	底	2.16	2.40	2.55	2.75	2.90	3.05	3.20	3.40	3.55	3.70
2.2	顶	1.25	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.65	1.65	1.70
	底	2.40	2.55	2.75	2.90	3.05	3.20	3.40	3.65	3.70	3.90
2.4	顶	1.30	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.65	1.65	1.70	1.75
	底	2.55	2.75	2.90	3.05	3.20	3.40	3.55	3.70	3.90	4.05
2.6	顶	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80
	底	2.75	2.90	3.05	3.20	3.40	3.55	3.70	3.90	4.05	4.25
2.8	顶	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.75	1.80
	底	2.90	3.05	3.20	3.40	3.55	3.70	3.90	4.05	4.25	4.40
3.0	顶	1.40	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.75	1.80	1.85
	底	3.05	3.20	3.40	3.55	3.70	3.90	4.05	4.25	4.40	4.45

续表

水 陂 高 (米)	溢流水深 (米)	陂顶 陂底 尺寸(米)									
		0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4
3.5	顶	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.90
	底	3.50	3.65	3.80	4.00	4.15	4.35	4.50	4.65	4.85	5.00
4.0	顶	1.65	1.55	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.90	1.95	2.00
	底	3.90	4.10	4.20	4.40	4.60	4.75	4.90	5.10	5.25	5.25

曲线型陂的各部分尺寸，基本上可以和梯形断面一样。把陂面改为曲线型的目的是增加泄洪能力，其陂身外形一般可按下列各式考虑（见图 4-11）。

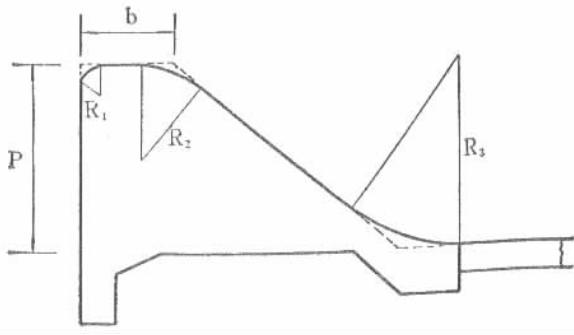


图 4-11 曲线型陂身外形图

$$R_1 = 0.3b \text{ (陂顶宽)}$$

$$R_2 = b \text{ (陂顶宽)}$$

$$R_3 = P \text{ (陂身高)}$$

非真空式陂的陂型是根据设计定型水头描绘的。陂身各部尺寸在进行安全分析时，则可近似地按梯形断面折算。

## 第五节 作用在陂上的力

作用在水陂上的力有：静水压力、扬压力、淤压力，动水压力、地震力、冰压力、浪的作用力等。对小型水陂来说，后四种力可以忽略，现把前三种力分述于后。

## 一、静水压力

静水压力强度与水深成正比例，作用在陂身上的总水压力可分为上游水面与陂顶齐平及陂顶最大溢流水深两种情况。

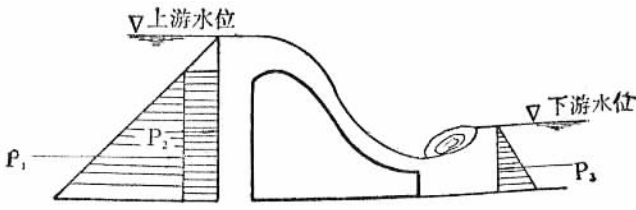
任何一点的静水压力的强度为：

$$P = \gamma h$$

式中  $P$ ——静水压力（公斤）

$\gamma$ ——水的容重，用 1000 公斤/米<sup>3</sup>

$h$ ——水深（米）



图上  $P_1$ 、 $P_2$ 、 $P_3$  均为静水压力

图 4-12 水陂静水压力图

静水压力的作用点，与作用力图的重心相重合，如三角形的静水压力其作用点在离底边的 1/3 高度上，矩形或正方形的静水压力，其作用点在离底边 1/2 高度上。

## 二、扬压力

扬压力由浮托力和渗透压力二者组成。计算扬压力时，无论陂身是不淹没、部分淹没或全淹没，陂体的重量应以天然容重而不是浮容重计算，同时陂体以及底板上的水重还要计及（见图 4-13）。图中 abcd 是浮托力图，cde 是渗透压力图。

浮托力： $F = hB$

渗透压力： $S = \frac{1}{2} (H - h) B$

扬压力： $U = F + S$

式中  $F$ ——浮托力

$S$ ——渗透压力

$h$ ——基础底至尾水面的高度

$B$ ——基础顺河流的宽度

$H$ ——基础底至上游水位的高度

$U$ ——扬压力

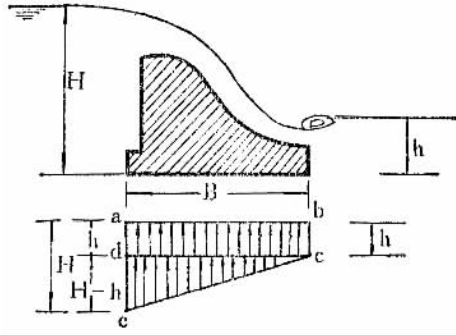


图 4-13 水陂扬压力图

### 三、淤压力

筑陂后，上游水深增加，流速减慢，河水夹带的砂泥容易沉淀于陂前，压迫陂身。单位长度陂身所承受的水平淤压力为：

$$P_3 = C_2 W_s h_s^2$$

式中  $W_s$ ——淤积物在水中的有效重量，可近似地认为与水重相等

$h_s$ ——淤积物的高度，最不利情况淤至陂顶齐平

$C_2$ ——系数，淤积物为纲泥砂时， $C_2 = 0.7 \sim 0.5$ 。淤积物为细砂时， $C_2 = 0.5 \sim 0.4$ 。淤积物为砾石时  $C_2 = 0.3 \sim 0.2$

## 第六节 陂体稳定分析

拦河筑陂后，陂身上下游的河水均对水陂有压力，但因上下游水位悬殊，上游河水所施于陂身的压力大于下游河水所施的压力。所以，在静水压力方面，要在下列四个方面分析陂体稳定。

(一) 陂身有足够的自重和整体结构来抵抗最大的洪水推力，即它与河床所发生的摩擦力，足以克服这种推动力所造成的滑动。陂身的重力是陂身体积与圬工材料单位体积相乘之积，这种力是垂直向下的。

基础与水陂之间，存在着粘着力和摩擦力，这两者共组成抗剪力。粘着力是比较小的，一般不予考虑。因此，水陂抵抗陂身沿着基础面滑动的主要力就是摩擦力  $T$ 。

$$T = fP$$

式中  $T$ ——摩擦力

$f$ ——摩擦系数（参考表 4-5）

$P$ ——正压力（与基础面垂直的力）



要克服陂身沿基础面滑动，则必须满足下列公式，即：

$$Q \leq T$$

式中  $Q$ ——陂身所受的总合力的水平分力

表 4-5 砌体与地基间摩擦系数参考表

地基土种类	f
粘 土	0.20 ~ 0.30
粘 壤 土	0.25 ~ 0.35
砂 壤 土	0.35 ~ 0.40
砂 土	0.50 ~ 0.60
卵石——砾石	0.50 ~ 0.60
半岩性土壤（泥灰岩、页岩、蛋白岩）	0.30 ~ 0.50
石灰岩与砂岩	0.50 ~ 0.65
火 成 岩	0.65 ~ 0.70
圪 工 砌 体	0.60

（二）陂身应有足够的自重和整体结构来抵抗最大的洪水推力，防止以陂身下游面与基础的接触点为中心的旋转倾复。

（三）一般来说，浆砌石只能承受压应力，不能承受拉应力。因此，设计出来的断面，若要满足这种要求，则一切外力的合力，必须落在陂底中间三分之一的范围内。

水陂受力后，陂趾处的基础和陂踵处的基础所受的压力通常是不一样的（见图 4-15）。如果基础所承受的合力点不与基础的中心点重合而落在中间 1/3 的一段距离内时，可用下列偏心受压公式计算基础所承受的压应力。

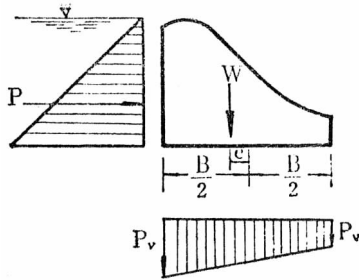


图 4-14 水陂基础压力图

$$P_v = \frac{\sum W}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

式中  $\sum W$ ——总垂直压力

$B$ ——陂底宽

$e$ ——合力离陂中点的距离，叫做偏心距

计算较近合力一端的基础所受的压应力用上式中的（+）号，计算较远一端基础所受的压应力用上式中的（-）号

从上式看，如果  $e > \frac{B}{6}$  时，有一端陂基础应力出现负值，即表示出现拉应力。一般来说，基础是不准许出现拉应力的。遇到这种情况，可适当加大陂身底宽，即将  $B$  值增大，使  $e$  值在  $\leq \frac{B}{6}$  范围内。

（四）从水陂传递到河床基础上的压应力，必须在基础容许承载的压应力范围内，否则，必然会由于基础沉陷而引起陂身断裂，以致工程失败。现将各种基础地质的容许压应力列于表 4-6，以供参考。

表 4-6 地基容许压应力值参考表

顺序号	基础地质情况	容许压应力 (吨/米 <sup>2</sup> )
1	坚硬岩基（如花岗岩、片麻岩、暗灰色火成岩与紧密胶结的砾岩等）	600 ~ 1000
2	软岩基（如板岩、片岩……等）	160 ~ 350
3	页岩、砂岩、石灰岩等	70 ~ 100
4	密实的砾或砂砾混合物	50
5	疏松的砾 砂砾或砂砾混合物、密实的粗砂	40
6	疏松的粗砂，密实的细砂	30
7	疏松的细砂	10
8	硬粘土	60
9	中粘土	40
10	软粘土	10
11	流砂冲积层	5

说明：顺序号 1~3 中的最大值用于完整的岩石基础，最小值用于稍有裂纹的岩石基础。

〔例〕在某河上修建水陂一座，水陂形式为非真空式圬工重力陂，陂高 2.95 米，陂长 90 米，陂上水头 3.9 米，设计洪峰流量为 1550 米<sup>3</sup>/秒，相应下游水深为 4.4 米，试设计这座拦河陂，并计算其结构安全。（本例着重计算结构断面及安全分析。）

解：

### 一、陂身断面设计

（一）采用陂型：陂身为曲线型断面。按表 4-7 的座标值绘制。

(二) 断面定型水头：采用最大设计流量时相应陂顶水头  $H_0 = 4.223$  米。

(三) 陂面轮廓线：按定型水头 ( $H_0 = 4.223$  米) 确定陂面轮廓线，计算如表 4-7。

表 4-7

单位座标 (米)		采用的陂身轮廓线座标 (米)	
X'	Y'	$X = 4.223X'$	$Y = 4.223Y'$
0	0.126	0	0.532
0.1	0.036	0.422	0.154
0.2	0.007	0.845	0.030
0.3	0	1.267	0
0.4	0.006	1.689	0.025
0.5	0.027	2.112	0.114
0.6	0.060	2.534	0.253
0.7	0.100	2.956	0.422
0.8	0.146	3.378	0.617
0.9	0.198	3.801	0.836
1.0	0.256	4.223	1.080
1.1	0.321	4.645	1.355
1.2	0.394	5.068	1.663
1.3	0.475	6.490	2.006
1.4	0.564	6.912	2.382
1.6	0.661	6.335	2.791
1.6	0.764	6.757	3.226
1.7	0.873	7.179	3.687

按上述座标绘出的陂的曲线剖面，并不是很光滑地与下游底部相衔接的，这样，陂后坦会受到下泄水流的撞击。为了避免这种情况，通常采用有一定半径的圆弧来联系陂的下部和出口处的水平方向，对陂高  $P < 10$  米者可采用  $R = 0.5P$ ，将  $P = 2.95$  米代入得：

$$R = 0.5 \times 2.95 = 1.475 \text{ 米，采用 } R = 1.5 \text{ 米。}$$

## 二、堰顶水头 $H$ 与溢流量 $Q$ 关系曲线的计算

可以用试算法求相应溢流水深的溢流量。现采用自由式堰流量公式计：

$$Q = \epsilon M b H_0^{3/2}$$

式中  $\epsilon = 1 - 0.2\xi \frac{H_0}{b}$   $\xi$  为约束系数，按入口处直立边缘的形状而定，本设计采用圆弧形，采  $\xi = 0.7$

M——第二流量系数， $M = m \sqrt{2g}$ ，对于曲线形断面堰第一流量系数  $m$  可采用 0.45，则  $M = 0.45 \times 4.43 = 2.0$

b——计算的断面宽度，本陂  $b = 90$  米

$H_0$ ——计入行近流速水头，按公式  $H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$  来求。 $\alpha$  采用  $1.0V_0 = \frac{Q}{A_0} =$

$$\frac{Q}{b(H+P)} \quad P \text{ 为最大陂高即 } 2.95 \text{ 米。}$$

假定一系列陂顶过水深  $H$  值，根据上述公式算出相应的溢流量  $Q_1$ 。如表 4-8。

表 4-8

H (米)	$A_0$ (米 <sup>2</sup> )	$V_0$ (米/秒)	$\frac{V_0^2}{2g}$	$H_0$ (米)	$H_0^{\frac{3}{2}}$	$\epsilon$	M	b (米)	$Q_1$ (米 <sup>3</sup> /秒)
3.5	5.81	2.67	0.363	3.864	7.60	0.9940	2.0	90.0	1361
4.0	6.26	2.48	0.312	4.314	8.95	0.9933	2.0	90.0	1601
4.5	6.71	2.31	0.271	4.771	10.40	0.9928	2.0	90.0	1859

上表中所引用的算式：

$$A_0 = b(H+P) = 90(H+2.95) = 265.5 + 90H$$

$$V_0 = \frac{Q}{A_0} = 1550/A_0$$

$$H_0 = H + \frac{V_0^2}{2g}$$

$$\epsilon = 1 - 0.2\xi \frac{H_0}{b} = 1 - 0.14 \frac{H_0}{90}$$

根据上表  $Q_1$  值查图 4-15 下游水位 ~ 流量关系曲线，得出各相应的下游水位，判别堰流形式：

表 4-9

H (米)	$Q_1$ (米 <sup>3</sup> /秒)	陂顶水位 (米)	下游水位 (米)	$h_s$ (米)	$Z_0$ (米)	$\frac{Z_0}{P}$
3.5	1361	83.65	81.38	4.18	2.27	0.77
4.0	1601	84.16	81.65	4.35	2.50	0.85
4.5	1859	84.65	81.94	4.74	2.71	0.92

上表  $h_s$ ——下游水深 (米)

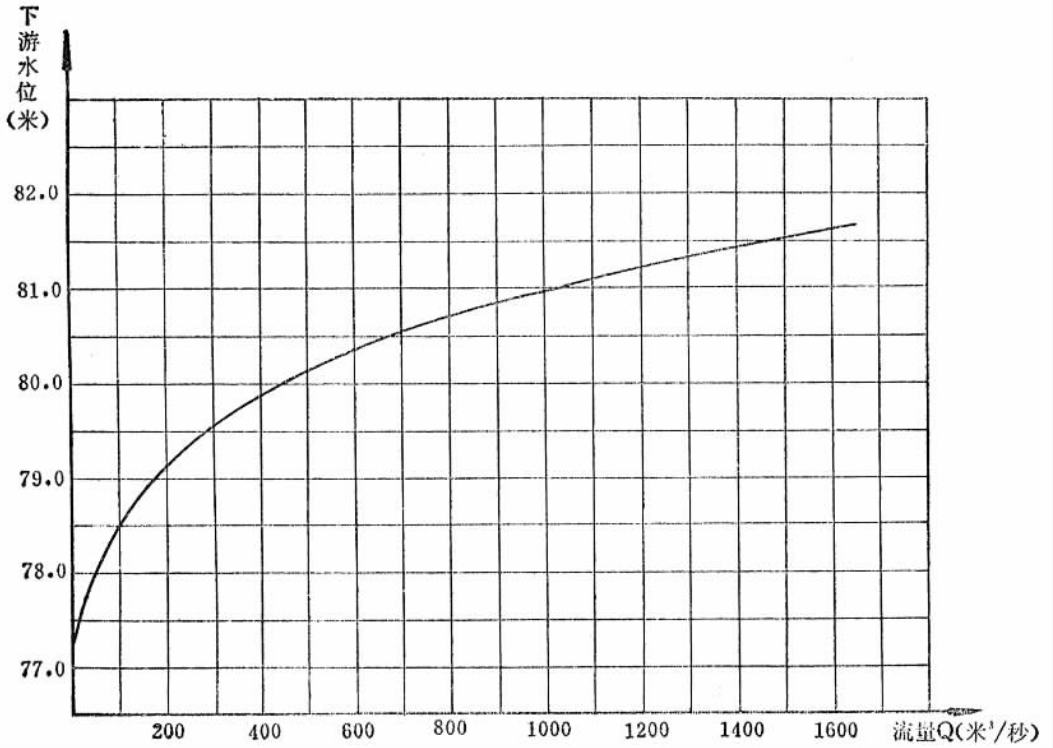


图 4-15 下游水位 ~ 流量关系曲线

$Z_0$ ——上下游水位差 (米)

从上表得知, 虽然  $h_g > P$  (2.95 米), 但  $Z_0/P > 0.7$  故堰流为自由式, 采用的公式正确。

根据表 4-7 计算成果绘制的  $Q_1 \sim H$  关系曲线 (图 4-17) 查得当通过设计洪峰流量  $Q = 1550 \text{ 米}^3/\text{秒}$  时, 其相应的陂顶水头  $H = 3.90$  米。

$H = 3.90$  米时的计算各值如下:

表 4-10

H (米)	$H_g$ (米)	$\frac{Z_0}{P}$	$A_0$ (米 <sup>2</sup> )	$V_0$ (米/秒)	$\frac{V_0^2}{2g}$	$H_0$ (米)	$H_0^{\frac{3}{2}}$	$\epsilon$	M	b (米)	$Q_1$ (米 <sup>3</sup> /秒)
3.90	4.4	0.83	617	2.615	0.322	4.223	8.67	0.9934	2.0	90	1552

$Q_1 = 1552 \approx Q = 1550 \text{ 米}^3/\text{秒}$ , 满足要求。

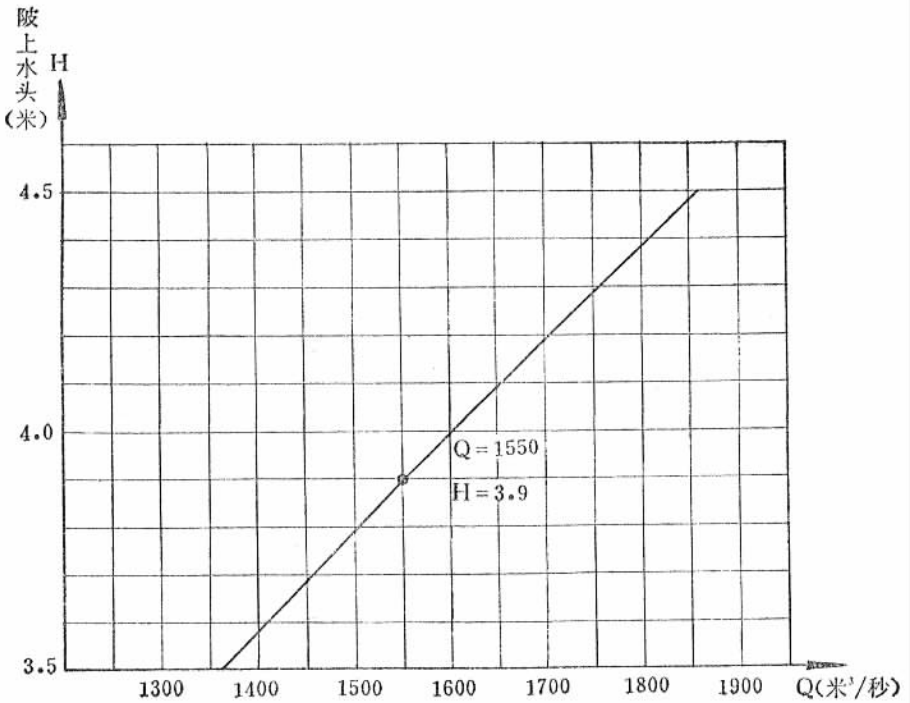


图 4-17 陂上水头~流量关系曲线

### 三、消力池水力计算

#### (一) 流量与第二共轭水深的计算

1. 先求通过各种流量的  $H_0$  值

采用自由堰流公式  $Q = \epsilon MbH_0^{\frac{3}{2}}$

公式符号同前,  $\epsilon$ 、 $M$  值与前计算同

设:  $Q = 100$ 、 $200$ 、 $500$ 、 $1000$ 、 $1550$  (米<sup>3</sup>/秒) 五种流量, 列表计算如下:

表 4-11

Q (米 <sup>3</sup> /秒)	$\epsilon$	M	b (米)	$H_0^{\frac{3}{2}}$	$H_0$ (米)
1550	0.9934	2	90	8.67	4.223
1000	0.9950	2	90	5.67	3.177
500	0.9963	2	90	2.79	1.986

续表

Q (米 <sup>3</sup> /秒)	$\epsilon$	M	b (米)	$H_0^{\frac{3}{2}}$	$H_0$ (米)
200	0.9983	2	90	1.15	1.095
100	0.9991	2	90	0.56	0.676

2. 求各种  $H_0$  值的第二共轭水深 ( $h_2'$ )

计算按以下公式进行:

$$\text{当 } Q = 1550 \text{ 米}^3/\text{秒}, q = \frac{Q}{b} = \frac{1500}{90} = 17.2 \text{ 米}^3/\text{秒}$$

$$H_0 = 4.223 \text{ 米} \quad P = 2.95 \text{ 米}$$

$$T_0 = H_0 + P = 4.223 + 2.95 = 7.173 \text{ 米}$$

$\varphi$  采用 0.95,  $\alpha$  采用 1.05

采用下式求第一共轭水深  $h_1'$ :

$$T_0 = h_1' + \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 h_1'^2} \quad \text{即 } 7.173 = h_1' + \frac{1.05 \times 17.2^2}{2 \times 9.81 \times 0.95^2 \times h_1'^2}$$

用试算法求出  $h_1' = 1.81$  米

第二共轭水深  $h_2'$  用下式计算:

将计算结果列表如下:

$$h_2' = \frac{h_1'}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_1'^3}} - 1 \right) = \frac{1.81}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{8 \times 1.05 \times 17.2^2}{9.81 \times 1.81^3}} - 1 \right) = 5.07 \text{ 米}$$

表 4-12

Q (米 <sup>3</sup> /秒)	b (米)	q (米 <sup>3</sup> /秒)	$H_0$ (米)	P (米)	$T_0$ (米)	$\alpha$	$\varphi$	$h_1'$ (米)	$h_2'$ (米)
1550	90	17.2	4.223	2.95	7.173	1.05	0.95	1.81	6.07
1000	90	11.1	3.177	2.95	6.127	1.05	0.95	1.23	4.05
500	90	5.55	1.986	2.95	4.936	1.05	0.95	0.66	2.85
200	90	2.22	1.095	2.95	4.045	1.05	0.95	0.28	1.80
100	90	1.11	0.676	2.95	3.626	1.05	0.95	0.145	1.27

将计算结果绘成  $Q \sim h_2''h_\sigma$  关系曲线图 (见图 4-17)。

从图中看出, 在最大流量时, 下游尾水位比第二共轭水深低, 未能全部满足淹没式水跃的要求。

## (二) 消力槛计算

已知:  $q = 17.2$  米<sup>3</sup>/秒;  $t(h_\sigma) = 4.4$  米;

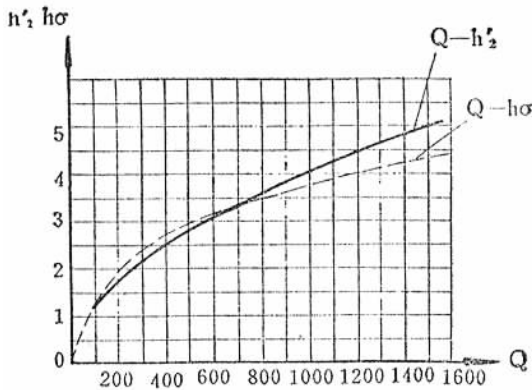


图 4-17  $Q \sim h_2' \sim h_\sigma$  关系曲线图

$h_2' = 5.07$  米;  $h_2' > t$

发生远驱式水跃, 需设置消力槛, 为了用淹没水跃的形式来衔接, 消力槛前的水深  $t'$ , 必须满足下列等式:

$t' = \sigma h_2'$ ; 系数  $\sigma$  是表示水跃的淹没程度。

消力槛所需的高度是:

$$C = t' - H_1 = \sigma h_2' - H_1$$

式中  $H_1$ ——当溢流量为  $q$  时, 消力槛上的水头。如实用断面堰一样, 流量  $q$  由

$$q = m \sqrt{2g} H_{10}^{3/2} \text{ 来确定。}$$

$m$ ——堰的流量系数, 对于矩形断面和三角形断面,  $m = 0.42$

$$H_{10} = \left( \frac{q}{m \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left( \frac{17.2}{0.42 \times 4.43} \right)^{2/3} = 4.4 \text{ 米}$$

$$H_1 = H_{10} - \frac{V_1^2}{2g} = 4.4 - \frac{(17.2/5.32)^2}{2 \times 9.81} = 3.87 \text{ 米}$$

$$\therefore C = \sigma h_2' - H_1 = 1.05 \times 5.07 - 3.87 = 1.45 \text{ 米}$$

$C < t$ , 消力槛是按淹没堰的情况工作的, 因而在流量公式中必须引入淹没系数  $\sigma'$

$\sigma' = f\left(\frac{h_n}{H_1}\right)$ , 并修正以上计算。

式中  $h_n = t - C = 4.4 - 1.45 = 2.95$  米

$h_n/H_1 = 2.95/3.87 = 0.76$   $\sigma' = 1$ , 故原计得的消力槛高度  $C$  可以不修正。

验算是否需设第二道槛:

已知  $T_0 = C + H_{10} = 1.45 + 4.4 = 5.85$  米,

$q = 17.2$  米<sup>3</sup>/秒,  $\alpha = 1.05$ ,

$\varphi$  采用 0.95, 用下式计算  $h_1'$ :



$$T_0 = h_1' + \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 h_1'^2}, \text{ 即 } 5.85 = h_1' + \frac{1.05 \times 17.2^2}{2 \times 9.81 \times 0.95^2 \times h_1'^2}$$

用试算法求出  $h_1' = 2.20$  米

$$h_2' = \frac{h_1'}{2} \left( \sqrt{\frac{1 + 8\alpha q^2}{gh_1'^3}} - 1 \right) = \frac{2.20}{2} \left( \sqrt{\frac{1 + 8 \times 1.05 \times 17.2^2}{9.81 \times 2.20^3}} - 1 \right) \\ = 4.37 \text{ 米} < t \text{ (4.4 米)}$$

可以不设第二道槛。

### (三) 消力池长度计算

前已算出当  $Q = 1550$  米<sup>3</sup>/秒时,  $h_1' = 1.81$  米,  $h_2' = 5.07$  米

消力池长度  $L = 2.5 (1.9h_2' - h_1') = 2.5 (1.9 \times 5.07 - 1.81) = 19.6$  米

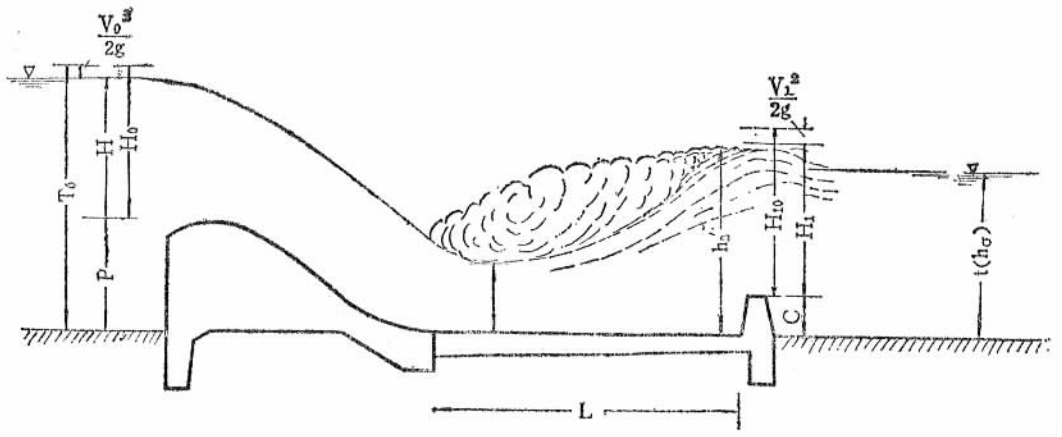


图 4-18 消力池断面图

## 四、结构计算

### (一) 设计资料与数据

坝地质为中砂土:

容许压力  $(\sigma) = 40$  吨/米<sup>2</sup>; 内摩擦角  $\phi = 35^\circ$

干容重  $\gamma_c = 1.8$  吨/米<sup>3</sup>; 孔隙率  $n = 0.3$

潜容重  $\gamma_H = 1.8 - 1 \times (1 - 0.3) = 1.1$  吨/米<sup>3</sup>

混凝土容重  $\gamma_\sigma = 2.4$  吨/米<sup>3</sup>

混凝土与砂摩擦系数  $f = 0.45$

坡前泥砂淤积假设至坝顶高程, 建筑物属 3 级, 稳定安全率  $K$  为: 基本荷载组合  $K$

$\geq 1.25$ ; 特殊荷载组合  $K \geq 1.10$ 。

### (二) 铺盖长度决定

此处取 3 倍设计水头，即 9.0 米。

### (三) 渗径长度核算

按最不利情况考虑，即上游水位平陂顶，下游无水的情况，上下游水位差  $H = 2.95$  米。建筑物尺寸见图 4-19。

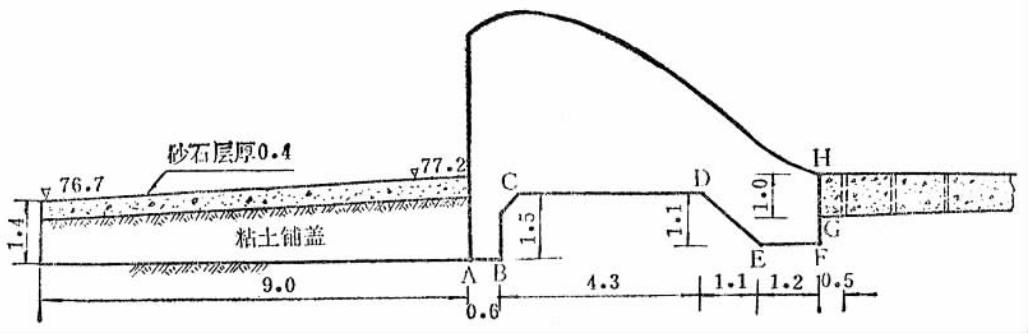


图 4-19 陂身断面图 单位：米

理论需要渗径长度

$$L_{理} = CH$$

式中  $C$ ——坡降系数，本陂基础为中砂土，取  $C = 5$

将上述  $C$  值代入后得

$$L_{理} = CH = 5 \times 2.95 = 14.75 \text{ 米}$$

实有渗径长度：

$$\begin{aligned} L_{实} &= 1.0 + 9.0 + 0.6 + 1.5 + 4.3 + \sqrt{1.1^2 + 1.1^2} + 1.2 + 0.5 + 0.5 + 1.0 \\ &= 21.15 \text{ 米} > L_{理} = 14.75 \text{ 米 (足够)} \end{aligned}$$

### (四) 铺盖厚度决定

铺盖厚度，上游起始端厚度取 1 米，与陂连接处取 1.5 米，面上加 40 厘米厚的砂石层保护（见图 4-19）。

验算铺盖厚度

$$J_0 = \frac{\Delta H}{\delta} \leq J$$

式中  $\delta$ ——防渗铺盖厚度

$J$ ——容许的渗透坡降（粘土， $J = 4 \sim 6$ ）

$J_0$ ——实有的渗透坡降

$\Delta H$ ——作用于铺盖的上下压力差

按上式复核 A 点（见图 4-19）铺盖厚度

$$A \text{ 点处的渗透压力 } h_A = \frac{HL_A}{L_{\text{总}}} = \frac{2.95 \times 11.15}{21.15} = 1.555 \text{ 米}$$

$$\text{则压力差 } \Delta H = H - h_A = 2.95 - 1.555 = 1.395 \text{ 米}$$

A 点处铺盖厚度  $\delta = 1.5$  米

将上述各值代入公式后得：

$$J_0 = \frac{\Delta H}{\delta} = \frac{1.395}{1.5} = 0.932 < J = 4 \sim 6 \text{ (安全)}$$

计算结果说明，铺盖粘土厚度尚可酌量减薄。

### (五) 陂身稳定分析

1. 施工情况计算。此情况即陂身刚建好，上下游均无水，是基础压力最大的时候。

兹将陂断面划分为若干个三角形和矩形（见图 4-20），求出面积 A，面积 A 的重心至下游陂趾 F 点距离，计算各分块重量及其对 F 点的力矩。计算如表 4-12。

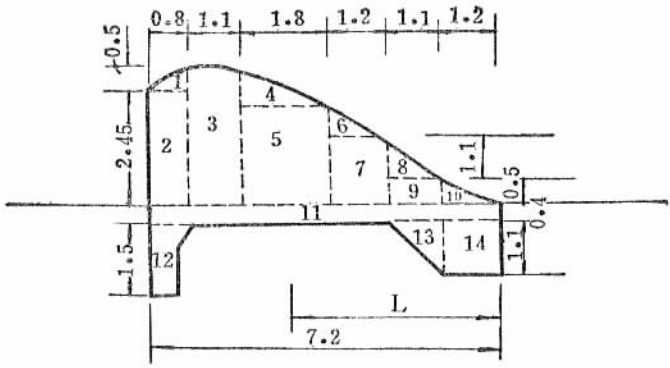


图 4-20 计算陂断面面积图

表 4-12

块号	分块面积算式	分块面积 A (米 <sup>2</sup> )	分块重心至 F 点距离 L (米)	面积矩 AL (米 <sup>3</sup> )
1	$\frac{1}{2} \times 0.8 \times 0.5$	0.200	6.67	1.335
2	$2.45 \times 0.8$	1.962	6.80	13.340
3	$2.95 \times 1.1$	3.245	5.85	19.000
4	$\frac{1}{2} \times 1.8 \times 0.8$	0.720	4.70	3.385
5	$2.15 \times 1.8$	3.870	4.40	17.030

续表

块号	分块面积算式	分块面积 A (米 <sup>2</sup> )	分块重心至 F 点距离 L (米)	面积矩 AL (米 <sup>3</sup> )
6	$\frac{1}{2} \times 0.55 \times 1.2$	0.330	3.10	1.023
7	$1.6 \times 1.2$	1.920	2.90	5.570
8	$\frac{1}{2} \times 1.1 \times 1.1$	0.605	1.93	1.168
9	$0.5 \times 1.1$	0.550	1.76	0.963
10	$\frac{1}{2} \times 0.5 \times 1.2$	0.300	0.80	0.240
11	$0.4 \times 7.2$	2.880	3.60	10.360
12	$1.5 \times 0.6$	0.900	6.90	6.210
13	$\frac{1}{2} \times 1.1 \times 1.1$	0.605	1.57	0.950
14	$1.1 \times 1.2$	1.320	0.60	0.782
全断面 $\Sigma A$		19.407		
$\Sigma (AL)$				81.356
单位坡长体重 $W = 2.4 \times (\Sigma A) = 2.4 \times 19.407 = 46.60$				
力矩 $M = 2.4 \times \Sigma (AL) = 2.4 \times 81.356 = 195.50$				

合力臂： $X = \frac{M}{W} = \frac{195.50}{46.60} = 4.20$  米，

偏心距： $e = X - \frac{B}{2} = 4.20 - \frac{7.2}{2} = 0.60$  米，

基础压力：

$$\sigma = \frac{W}{B \times 1} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) = \frac{46.60}{7.2 \times 1} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.60}{7.2} \right)$$

$$= \begin{matrix} 9.68 & (\text{大值}) \\ 3.23 & (\text{小值}) \end{matrix} \text{吨/米}^2 < [\sigma] = 40 \text{吨/米}^2$$

2. 正常蓄水情况。此情况即上游水位与坡顶平（80.15 米），并淤满了泥砂，而下游无水，水位子护坦面。

扬压力 U（浮托力 U' + 渗透压力 U''）的图形及上游水和泥砂的总压力 P<sub>H</sub> 的图形如图 4-21。

P<sub>H</sub> 的计算方法参照水工手册。如泥砂为细粒，泥砂内摩擦角 φ<sub>H</sub> = 0，则

$$P_H = \frac{1}{2} h^2 \gamma_H$$

式中 h——为坡高

$\gamma_H$ ——泥水容重 1.4 吨/米<sup>3</sup>

由于水横压力另行计算，故这里取  $\gamma_H = 0.4$  吨/米<sup>3</sup>。

为了计算简便起见，铺盖部分横压力亦作为泥砂压力计算，其结果相差不远。

除上游齿墙上游侧要计算土侧压力之外，其余各齿墙各侧土横压力均不作计算，假设大致互相抵消。

渗透压力强度按渗径长度直线比例法计算，参照图 4-19 计算各转折点的渗透压力强度。计算成果如表 4-13。计算式为：

表 4-13

计算点 X	G	F	E	D	C	B	A
$L_x$	1.50	2.00	3.20	4.76	9.06	10.55	11.16
$h_x$	0.21	0.28	0.45	0.66	1.26	1.47	1.66

$$X \text{ 点的渗压水头 } h_x = \frac{H_0 L_x}{L} = \frac{2.95}{21.15} L_x = 0.1395 L_x$$

式中  $L_x$ ——X 点至渗透水流逸出点的渗径长度（米）

基底各点浮托力强度相当于各该点与下游水位（77.20 米）的高差。

作用于陂底的扬压力图形根据各点渗透压力强度及浮托力强度作为纵座标绘制而成（见图 4-21 之下图）。

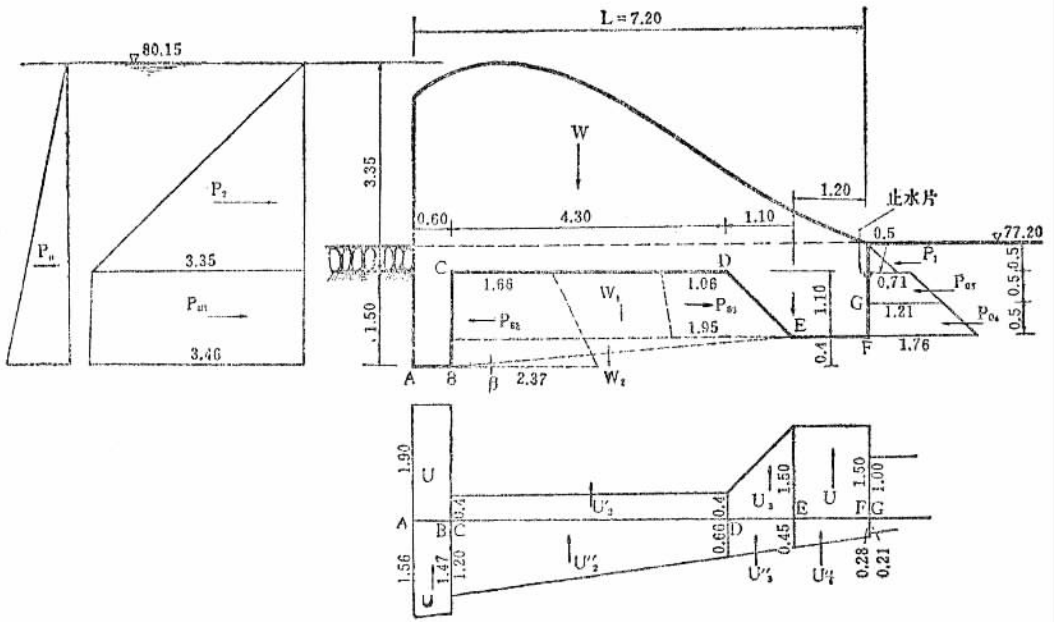


图 4-21 扬压力 U 和压力  $P_H$  图

浮托力及渗透压力产生的水平力的横座标，等于各该点的扬压力纵座标  
兹列表计算作用于陂的合力及其对 F 点的力矩（见表 4-14）。

表 4-14

说 明	力（吨/米）		力与 F 点 距离（米）	力矩 M（吨）	
	铅直 V	水平 P		↘	↙
陂体重 W	+ 46.60			195.50	
扬压力 $U_1' = 1.90 \times 0.60 \times 1.0$	- 1.14		6.900		7.87
$U_1'' = \frac{1}{2} \times (1.56 + 1.47) \times 0.60 \times 1.0$	- 0.91		6.903		6.28
$U_2' = 0.40 \times 4.30 \times 1.0$	- 1.72		4.450		7.65
$U_3'' = \frac{1}{2} \times (1.26 + 0.66) \times 4.30 \times 1.0$	- 4.13		4.670		19.30
$U_3' + U_3'' = \frac{1}{2} \times (1.06 + 1.95) \times 1.10 \times 1.0$	- 1.66		1.695		2.80
$U_4' = 1.50 \times 1.20 \times 1.0$	- 1.30		0.600		1.08
$U_4'' = \frac{1}{2} \times (0.45 + 0.28) \times 1.20 \times 1.0$	- 0.44		0.647		0.28
渗透横压力					
$P_{U_1} = \frac{1}{2} \times (3.35 + 3.46) \times 1.50 \times 1.0$		+ 5.11	0.345		1.76
$P_{U_2} = \frac{1}{2} \times (1.66 + 2.37) \times 1.50 \times 1.0$		- 3.03	0.305	0.92	
$P_{U_3} = \frac{1}{2} \times (1.06 + 1.95) \times 1.10 \times 1.0$		+ 1.66	0.495		0.82
$P_{U_4} = \frac{1}{2} \times (1.78 + 1.21) \times 0.50 \times 1.0$		- 0.75	0.234	0.18	
$P_{U_5} = \frac{1}{2} \times (1.21 + 0.71) \times 0.50 \times 1.0$		- 0.48	0.728	0.35	
水压力 $P_1 = \frac{1}{2} \times 0.50^2 \times 1.0$		- 0.13	1.167	0.15	
$P_2 = \frac{1}{2} \times 3.35^2 \times 1.0$		+ 5.61	2.217		12.42
泥砂压力 $P_H = \frac{1}{2} \times 4.85^2 \times 0.4$		+ 4.71	1.217		5.73
小 计	+ 34.80	+ 12.70	(3.770)	197.10	65.99
				131.11 ↘	
陂基土重 $W_1 = 1.10 \times 4.30 \times 1.1$	+ 5.20				
及 $\frac{1}{2} \times 1.10 \times 1.10 \times 1.1$	+ 0.67				
$W_2 = \frac{1}{2} \times 0.40 \times 5.40 \times 1.1$	+ 1.19				
总 计	+ 41.86	+ 12.70			

不计算陂基土重时, 合力偏心距  $e = 3.770 - \frac{7.20}{2} = 0.17$  米  $< \frac{L}{6} = 1.20$  米, 故达到抗倾覆稳定安全要求。

滑动安全系数计算, 考虑齿墙之间基土的作用, 破坏面在两齿墙间的倾斜底面上。

$$K = \frac{f_0 (\sum V) \cos\beta + f_0 (\sum P) \sin\beta}{(\sum P) \cos\beta - (\sum V) \sin\beta}$$

式中  $f_0$ ——比例系数 (大约等于土壤的内摩擦系数) 陂基为中砂, 内摩擦角  $\phi_0 = 35^\circ$  则:

$$f_0 = \operatorname{tg}\phi_0 = \operatorname{tg}35^\circ = 0.7$$

$\beta$ ——为滑动面沿两齿脚的连线 BF 与水平面的交角 (见图 4-22), 则:

$$\sin\beta = \frac{0.4}{\sqrt{(0.4)^2 + (5.4)^2}} = 0.0739$$

$$\cos\beta = \frac{5.40}{5.41} = 0.998$$

将上述各值代入上公式后得:

$$K = \frac{0.7 \times 41.86 \times 0.998 + 0.7 \times 12.70 \times 0.0739}{12.70 \times 0.998 - 41.86 \times 0.0739} = 3.1 > 1.25 \text{ (足够)}$$

3. 设计洪水情况。此时上游水位 84.16 米, 下游水位 81.58 米, 水头差  $\Delta H = 2.58$  米, 陂体潜没。为简化计算, 在计算垂直荷重时, 将陂体重、陂上水重与浮托力合在一起计算, 即陂体重以浮容重计, 记以  $W' = A (\gamma_s - \gamma)$ 。

陂体上、下游水位以上水体重  $W_3$  的计算, 是假设上游水位从陂的上游面开始, 与水平线成  $45^\circ$  的直线降落至下游水面。

计算图见图 4-22。渗透压力计算方法同前。

$$h_x = \frac{\Delta H L_x}{L} = \frac{2.58}{21.15} L_x = 0.122 L_x$$

表 4-15

计算点 X	G	F	E	D	C	B	A
$L_x$ (米)	1.50	2.00	3.20	4.75	9.05	10.55	11.15
$h_x$ (米)	0.18	0.24	0.39	0.58	1.10	1.29	1.36

兹列表计算作用于陂的合力及期对 F 点的力矩, 见表 4-16。

表 4-16

说 明	力 (吨/米)		力与 F 点 距离 (米)	力矩 M (吨)	
	铅直 V	水平 P		抗倾 $M_v$	倾覆 M
陂 体 重 $W = 19.407 \times (2.4 - 1.0)$	+ 27.15		4.200	+ 114.00	
陂 上 水 重 $W_3 = \frac{1}{2} \times 2.58^2 \times 1.0 - 0.80$	+ 3.33			+ 21.10	

续表

说 明	力 (吨/米)		力与 F 点 距离 (米)	力矩 M (吨)	
	铅直 V	水平 P		抗倾 M <sub>v</sub>	倾覆 M
渗透扬压力 $U_1'' = \frac{1}{2} \times (1.36 + 1.9) \times 0.60 \times 1.0$	-0.80		6.903	-5.49	
$U_2'' = \frac{1}{2} \times (1.10 + 0.58) \times 4.30 \times 1.0$	-3.61		4.670	-16.86	
$U_3'' = \frac{1}{2} \times (0.58 + 0.39) \times 1.10 \times 1.0$	-0.53		1.786	-0.95	
$U_4'' = \frac{1}{2} \times (0.39 + 0.24) \times 1.10 \times 1.0$	-0.35		0.647	-0.22	
渗透横压力					
$P_{U_1} = \frac{1}{2} \times (7.64 + 7.36) \times 1.50 \times 1.0$		+11.25	0.345		+3.88
$P_{U_2} = \frac{1}{2} \times (7.57 + 5.88) \times 1.50 \times 1.0$		-10.08	0.318		-3.21
$P_{U_3} = \frac{1}{2} \times (6.27 + 5.36) \times 1.10 \times 1.0$		+6.40	0.536		+3.43
$P_{U_4} = \frac{1}{2} \times (6.12 + 5.56) \times 0.50 \times 1.0$		-2.92	0.246		-0.72
$P_{U_5} = \frac{1}{2} \times (5.56 + 5.06) \times 0.50 \times 1.0$		-2.66	0.746		-1.98
水横压力 $P_1 = \frac{1}{2} \times (4.88 + 1.43) \times 3.45 \times 1.0$		-10.89	2.410		-26.25
$P_2 = \frac{1}{2} \times (4.01 + 7.36) \times 3.35 \times 1.0$		+19.04	2.610		+49.70
泥砂压力 $P_H = \frac{1}{2} \times 4.85 \times 0.4$		+4.70	1.217		+5.73
小 计	+25.19	+14.84	(3.220)	+111.58	+30.58
				81.00	↑
坡基土重 $W_1 = 1.10 \times 4.30 \times 1.1$	+5.20				
及 $\frac{1}{2} \times 1.10 \times 1.10 \times 1.1$	+0.67				
$W_2 = \frac{1}{2} \times 4.40 \times 5.40 \times 1.1$	+1.19				
总 计	+32.25	+14.84			

不计坡基土重时，合力偏心距  $e = \frac{7.20}{2} - 3.22 = 0.38$  米  $< \frac{L}{6} = 1.20$  米，故达到抗倾覆稳定安全要求。

$$\text{抗滑稳定安全系数 } K = \frac{f_0 (\sum V) \cos\beta + f_0 (\sum P) \sin\beta}{(\sum P) \cos\beta - (\sum V) \sin\beta}$$



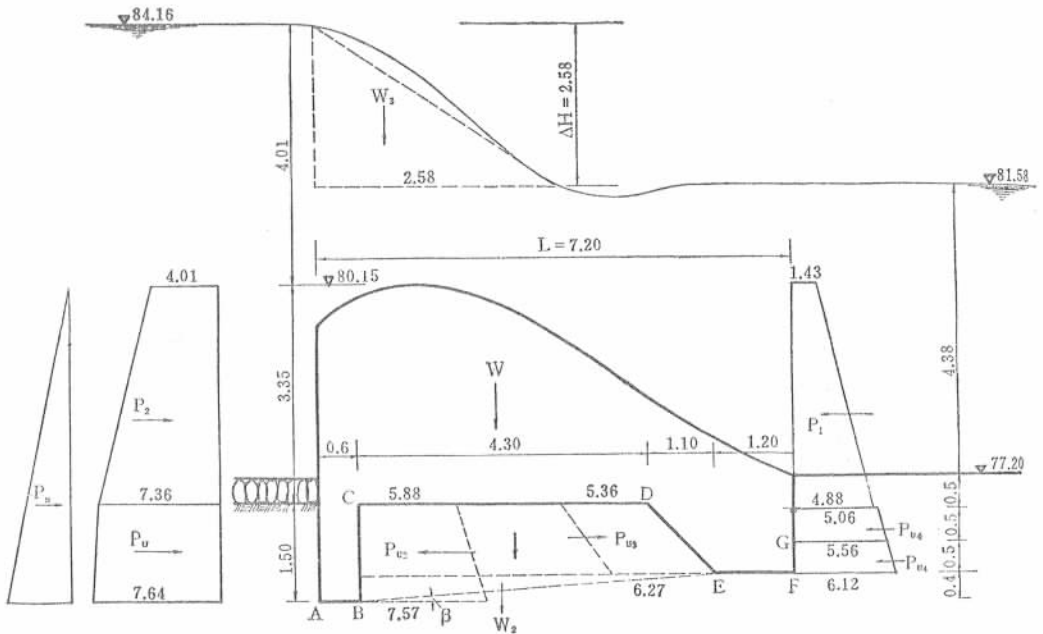


图 4-22

$$= \frac{0.7 \times 32.25 \times 0.998 + 0.7 \times 14.84 \times 0.0739}{14.84 \times 0.998 - 32.25 \times 0.0739}$$

$$= 1.87 > 1.10 \text{ (足够)}$$

### (六) 齿墙强度校核

齿墙起抗滑作用是在坡体滑移的时候，即坡体沿坡底（CD面）的摩擦力抵受不了水平推力，那么齿墙承受的剪切力  $Q$  为水平总推力与坡底摩擦力之差。今运算如下：

#### 1. 正常蓄水情况

表 4-17

说 明	铅直力 $V$ (吨/米)	水平力 $P$ (吨/米)
坡体重 (表 4-12 中第 1 至 11 块) = $16.582 \times 2.4$	39.8	
水横压力 $P_1' = \frac{1}{2} \times 0.40^2 \times 1.0$		-0.08
$P_2 = \frac{1}{2} \times 3.35^2 \times 1.0$		+5.61
泥砂压力 $P_H = \frac{1}{2} \times 3.35^2 \times 0.4$		+2.24
合 力	39.8	7.77

$$Q = \sum P - f \sum V = 7.77 - 0.45 \times 39.8 < 0$$

2. 设计洪水情况

参考表 4-16 及上表某些数字列表计算。

表 4-18

说 明	铅直力 V (吨/米)	水平力 P (吨/米)
坡体重与浮托力 $16.582 \times (2.4 - 1.0)$	+ 23.20	
坡上水重 $W_3 = \frac{1}{2} \times 2.58^2 \times 1.0$	+ 3.33	
水横压力 $P_1' = \frac{1}{2} \times (4.78 + 1.43) \times 3.35 \times 1.0$		- 10.40
$P_2 = \frac{1}{2} \times (4.01 + 7.36) \times 3.35 \times 1.0$		+ 19.04
泥砂压力 $P_H = \frac{1}{2} \times 3.35^2 \times 0.4$		+ 2.24
合 力	+ 26.53	+ 10.88

$$Q = \sum P - f \sum V = 10.88 - 0.45 \times 26.53 < 0$$

两个情况计得 Q 值均小于零，齿墙尺寸可按结构需要决定，原拟尺寸基本是合适的。

(七) 护坦厚度的确定

下游不淹没的条件为：

$$h_g < P \text{ 和 } \frac{Z_0}{P} > 0.7$$

式中  $h_g$  为下游水深，P 为坡高， $Z_0$  为上下游水位差

通过设计流量  $Q = 1550 \text{ 米}^3/\text{秒}$

$$\frac{Z_0}{P} = \frac{2.58}{2.95} = 0.875 > 0.7 \text{ 为自由式堰流}$$

$$\text{单宽流量 } q = \frac{1550}{90} = 17.21 \text{ 米}^3/\text{秒}$$

基础地质为中砂，采用混凝土护坦前端厚度为 1.0 米，末端厚度为 0.5 米。

表 4-19 淹没系数  $\sigma'$  值

$h_n/H_1$	$\sigma'$	$h_n/H_1$	$\sigma'$	$h_n/H_1$	$\sigma'$
$\leq 0.8$	1.00	0.87	0.93	0.94	0.70
0.81	0.99	0.88	0.90	0.95	0.65

续表

$h_n/H_1$	$\sigma'$	$h_n/H_1$	$\sigma'$	$h_n/H_1$	$\sigma'$
0.82	0.99	0.89	0.87	0.96	0.59
0.83	0.98	0.90	0.84	0.97	0.50
0.84	0.97	0.91	0.82	0.98	0.40
0.85	0.96	0.92	0.78		
0.86	0.95	0.93	0.74		

## 第五章 圪工硬壳陂的设计

### 第一节 陂身结构型式

圪工硬壳陂是溢流陂的一种结构型式。陂体结构主要分为两大部分：一是圪工硬壳，另一部分是陂内填料。两者是互相依赖、互相支持的，虽各自发挥其各自的性能，但不能单独存在。

圪工硬壳，主要有如下几种型式：

- 一、混凝土或钢筋混凝土硬壳。
- 二、浆砌石硬壳。
- 三、浆砌石硬壳，水泥砂浆荡面。
- 四、浆砌石硬壳，混凝土或钢筋混凝土护面。

圪工硬壳的主要作用是：抵御溢流的冲刷，保护陂体内的填料，使不为急流所冲散，并和陂体内的填料一起，共同抵御水压力，以及防止来自迎水面的渗漏。

陂内填料的作用，是增加陂体重量，支持圪工硬壳，以及和圪工硬壳一起，共同抵御外水压力，并结合水陂基础排水设备，降低陂身的渗透压力。

硬壳陂上游坡度一般采用 1:0.1 至 1:0.3，溢流面一般采用非真空曲线型，但在五米以下的矮陂陂面，可用直线外型，坡度一般为 1:0.7~1:1，在直线相交处，以弧线相接，以方便施工。

### 第二节 硬壳厚度的拟定

上游坡硬壳应被视为挡土墙，无论在施工期间或完工后，都能支承陂内填料，以及陂内灌水的压力。在有足够排水设备的情况下，施工期间的内水位，可考虑采用 0.1~0.2 陂高来核算上游硬壳厚度。

硬壳陂是一件新生事物，硬壳厚度目前还没有一套成熟的计算方法，因而各地采用的硬壳厚度各不相同。表 5-1 是广东省部分硬壳陂主要设计尺寸。

表 5-1 广东省浆砌石圪工硬壳陂（陂高 10 米以下）  
调查资料（不完全统计）

名称	陂高 (米)	迎水面 厚度 (米)	迎水面 厚与陂 高比	背水面 厚度 (米)	背水面 厚与陂 高比	集雨 面积 (公里 <sup>2</sup> )	曾过溢 流水深 (米)	竣工 时间	基础 地质	附注
泽联陂	8.5	2.7	1/3	2.0	1/4	1023	2.7	67年 3月	岩石	
良洞	6	0.8	1/7	0.6	1/10	620			砂基	
引连拦河陂	5.5	1.0	1/5	0.4	1/14	55	1.2	63年春		
中圳拦河陂	5.1	0.5	1/10	0.5	1/10	11	0.8	62年春		
红桥拦河陂	5.5	1.2	1/5	0.75	1/7	3096	2.7	1967年	岩石	
西岸拦河陂	6.5	1.0	1/6.5	1.0	1/6.5	1400	1.5	66年冬	砂卵石	背水坡厚 1 米，其中混凝土 30 厘米。
张滩陂	6.9	1.4	1/5	0.85	1/8	5060		67年	砂卵石	
东方红陂	4.0	1.0	1/4	0.5	1/8	500	0.5	67年春	砂基	
七和陂	4.5	1.0	1/4.5	1.0	1/4.5	2050	0.5	67年春	砂基	
文楼陂	5.4	0.6	1/9	0.6	1/9	423	1.67	66年春	砂基	背水、迎水面各厚 60 厘米其中混凝土 20 厘米。
大洪头陂	4.0	1.0	1/4	0.8	1/5	883		66年	岩石	
金坑陂	3.7	0.8	1/4.6	0.6	1/6	60		66年	砂基	
上鉴陂	6	1.0	1/6	0.6	1/10	998	3.0	67年	砂基	迎水面硬壳 1 米，其中钢筋混凝土 20 厘米，背水面硬壳 60 厘米，混凝土 20 厘米
漳北陂	4.5	0.8	1/5.6	0.8	1/5.6	500	1.3	66年	岩石	
官渡陂	3.6	0.6	1/6	0.6	1/6		4.5	66年	砂卵石	
南坑陂	5.0	1.0	1/5	1.0	1/5	30	1.5	65年 6月	岩石	
月光陂	3.0	0.6	1/5	0.6	1/5	35	2.2	65年	卵石	

圪工硬壳的厚度，主要从下面几方面考虑：

（一）硬壳厚度与陂高关系密切，陂越高则作用于硬壳的水压力越大。因此，圪工硬壳的厚度随陂高而增加。就硬壳本身而言，下端应厚些，上端应薄些。

（二）硬壳厚度与溢流深度也有关系，溢流越深，迎水面硬壳所受的水压力，冲击力、震动力也越大。

（三）陂内填料质量和施工质量的优劣，直接影响圪工硬壳的安全。陂内填卵石、块石优于填砂；填新鲜的岩石，优于填风化的岩石；填干砌的石块优于填乱堆的石块。

如果填料紧密，它的压缩模数小，则抗压力强；疏松填料的压缩模数大，因而，抗压力弱，甚至会出现填料局部与硬壳脱离，使硬壳产生裂缝。所以，压缩模数小的填料，圬工硬壳厚度可以薄些；相反，压缩模数大的填料，圬工硬壳厚度就要求厚些。

(四) 建造硬壳所用的材料种类和施工质量，与厚度也有关系。浆砌石硬壳要厚一些，混凝土可以稍薄，钢筋混凝土可以更薄。

根据广东省已建成的浆砌石硬壳陂（陂高 10 米以下）调查，陂厚与陂高之比是：迎水面厚度与陂高之比为  $1/5 \sim 1/7$ ；背水面厚度与陂高之比为  $1/6 \sim 1/10$ 。

### 第三节 硬壳隔墙设计

圬工硬壳陂的硬壳，承受水压力的作用之后，产生变形。特别是陂长、身高而硬壳较薄的陂体，变形更大，甚至可能因此而产生裂缝，为了增强硬壳的强度，可在陂体内加建隔墙若干道。隔墙方向与水流平行，把整个陂身沿陂轴分为若干仓。隔墙一般兼作溢流段与非溢流段的导水墙，隔墙应置于岩基或其他坚实的基础上。这是一种提高硬壳陂的强度的有效措施。

隔墙的厚度，除了要满足支承硬壳面板传来的压力外，还要考虑抵御来自陂体内填充料的侧压力。隔墙的厚度一般  $1 \sim 1.5$  米。对较矮的陂来说，隔墙可采用与下游坡的硬壳同样的厚度。

隔墙还有第二个作用，就是当硬壳陂发生事故时，可以减少损失。即当陂体被洪水冲缺时，往往破坏到隔墙位置，便可得到制止，不致整个陂体都被冲毁。

硬壳陂的隔墙间距，据目前建成的资料统计，一般在 6 米至 10 米比较适合，较高的和较重要的硬壳陂，最好通过计算决定。

### 第四节 陂身填充料选择

圬工硬壳陂陂身填充料多是采用干砌石、干砌石填小卵石后灌砂、纯卵石和纯砂等几种。由于陂身内填充料是整个硬壳陂的组成部分。因此，在选择陂身填充料时，除考虑因地制宜、就地取材之外，还要考虑选用容重较大，内摩擦角较大的材料。

采用大块石加以人工砌筑作为陂身内填充料是最理想的。干砌石填小卵石后灌砂的容重最大，但缺点也较多，除施工要求比较复杂外，还容易使两层石间夹有砂层而造成日后填料沉陷，与硬壳部分分离而易使硬壳出现裂缝。

采用砂卵石或纯砂作为陂身填充料时，因容重较小，要适当加大陂体断面。采用纯砂时还要认真做好下游排水孔的反滤设备，以防渗流带走砂子。

## 第五节 硬壳计算

硬壳陂是由几种不同材料结合起来的重力式的陂型。硬壳陂的上游硬壳挡墙，在施工过程中应能支承陂身填充料的侧压力，即硬壳应该按挡土墙的要求进行设计计算。在受到外水压力的情况下，如果没有隔墙的陂，由于陂内填充料有足够的厚度，陂体不会整个移动而只受压缩，可以近似地把它当作是一个连续弹性体。即使陂内填料不是连续弹性体，受压后有一部分产生永久性变形，但是，只要能准确地求出陂内填料的变形模数，以代替弹性地基土壤的压缩系数，就可沿水平方向截取一条一米宽的硬壳，作为弹性地基梁而应用弹性地基梁的计算公式，计算出硬壳的厚度。应用弹性地基梁的理论来计算硬壳陂的硬壳，是一个近似的成熟的计算方法，因为硬壳陂内的填料和弹性地基的性质不大相同。

设有隔墙的圪工硬壳陂的硬壳计算，可采用固端连续梁方法核算硬壳的厚度。这也是一个近似的计算方法。

由于目前对硬壳厚度还没有较成熟的计算方法，对于7米以下的水陂应参考已建成工程的实践经验选定。建议上游浆砌石硬壳下部厚度不小于 $1/5$ 陂高，下游硬壳厚度不小于 $1/7$ 陂高，硬壳的最小厚度不宜小于60厘米。对于较高的陂或较重要的陂可参考本书第二篇有关圪工硬壳坝的计算方法进行计算。

## 第六节 陂身稳定问题

在硬壳与填充体共同抵御外力方面，陂身的稳定计算，基本上和浆砌石陂一样，只是在填充体部分，不产生渗透压力。

硬壳与填充体的结构是否合理，与陂身能否安全运用有密切关系。广东省建成的圪工硬壳陂的陂身长度，从几十米到一百多米，硬壳均没有设置温度伸缩缝，有不少陂在硬壳的混凝土护面上出现与陂轴近似垂直的小裂缝或龟裂状的小裂缝。这些裂缝距离多在20~30米左右，缝宽在0.5毫米以下。这些裂缝可能是由于温度应力而产生，建议混凝土护面按20米左右设置垂直分缝（位置以设在隔墙处为宜），石硬壳可不设分缝，有些裂缝出现在陂顶偏下游或下游陂面上，裂缝与陂轴线平行或间有倾斜状。这些裂缝可能是由于陂体内填充体发生较大的沉陷而产生的，应予足够的重视，注意其变化和发展，及时采取补强措施，以免导致工程事故的发生。

硬壳与填充体的结构形状不适当，也是造成裂缝出现的原因。如硬壳内缘在陂顶处做成接近 $90^\circ$ 角的折线而使硬壳在陂顶溢流时发生应力集中的情况，以致出现裂缝。又如圪工硬壳挑鼻反弧内缘的结构形状不适当而出现裂缝（见图5-1）。因此，在设计、施工时应予注意，尽量避免由于硬壳结构不当而发生不利的受力情况（见图5-2）。

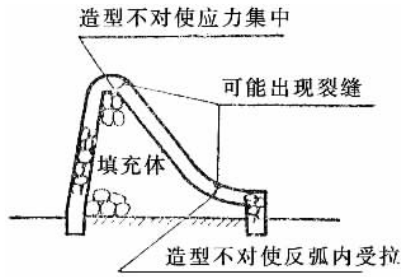


图 5-1 硬壳造型不当出现裂缝

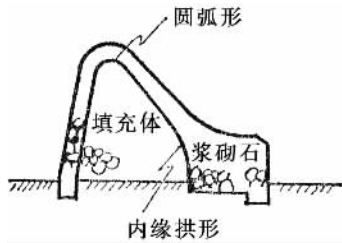


图 5-2 合理的硬壳结构设计示意图



基础沉陷不均，是一切工程的大患，尤对硬壳陂影响特别大。为了防止硬壳陂由于地基发生不均匀沉陷而出现裂缝，在建造硬壳陂时，必须认真处理好基础。

## 第七节 防渗和防冲齿墙的设计与施工

在砂或砂卵石河床上建筑硬壳陂，可以采用粘土铺盖和防渗齿墙相结合的形式，以加长渗径长度，解决防渗问题。采用防冲齿墙来解决面流消能所产生的冲刷问题。有些工程采用沉箱的施工方法建造齿墙以代替明挖施工。现将沉箱的施工方法介绍如下：

沉箱的原理，是把箱内的砂淘空，特别是把沉箱脚与基础的接触部位淘空，使基础失去对箱的支承力，沉箱的自重大于箱外表面的摩擦力，沉箱便自动下沉。如果沉箱设计较薄，重量不够，就要在沉箱顶加重力或震动力，帮助下沉。

沉箱在水下的自重，是减去同样体积的水重后的浮重，如把沉箱内的水抽干，则可减少了水对沉箱的浮力，增加沉箱的自重。在抽水过程中，沉箱外的水从基础流入箱内时，也会浮动基础的砂和移动箱外的砂粒，使基础减小支承力及沉箱表面的摩擦力，对沉箱的下沉是有利的。据海南崖县宁远河拦河陂的施工经验，中砂河床沉箱的表面摩擦力约为 500 公斤/米<sup>2</sup>。

沉箱开挖的施工方法，一般有箱内抽水明挖、水下开挖和机械开挖等。在目前情况下，机械开挖方面可采用大锅锥打井机开挖，现将海南崖县宁远河拦河陂的沉箱经验附



后，供参考。

宁远河水陂设计陂高 6.8 米，长 180 米，集雨面积 600 平方公里，河床砂层厚约 10 米，设计要求鼻坎防冲齿墙深入河床 5 米，用沉箱方法施工。

沉箱采用圆形混凝土结构，外直径 2 米，高 1 米，厚 28 厘米。预制每沉箱高 1 米，重约 3 吨，用 5 个沉箱叠加，沉箱脚成楔形，以利下沉；两沉箱之间的止水用 2 块厚 1 毫米的钢板（见图 5-3）。

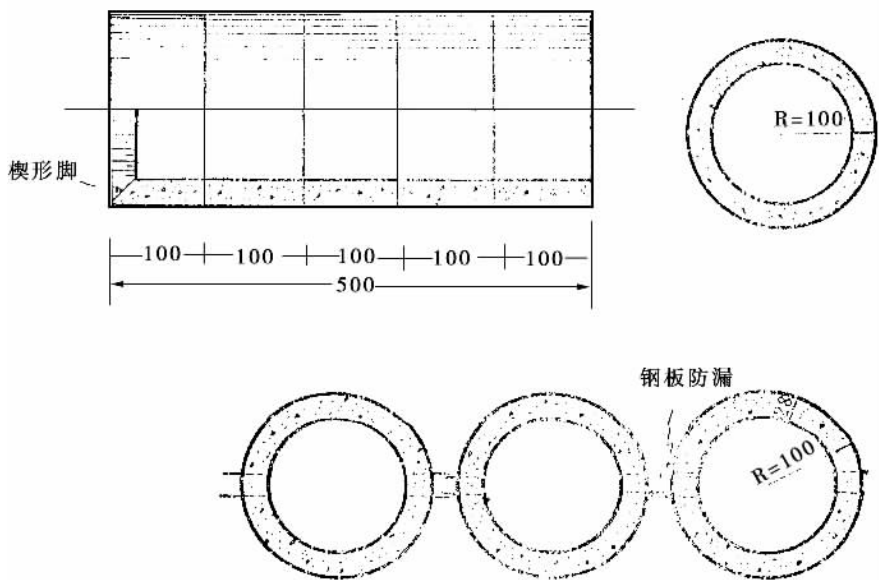


图 5-3 混凝土圆形沉箱

施工方法是采用大锅锥打井机开挖。工地有 11 台大锅锥和大锅锥施工需要的起重设备。另外，还有几套用防毒面具改装的防水面具，并利用废烂气缸改装为人工操作的供气设备，把空气供给戴着防水面具在水下工作的人，还有 9 台备用抽水机用来抽干工地地面水。

施工时，先用起重设备把预制的沉箱移到施工的位置，用人在沉箱内淘砂，弄出箱外，挖砂时四周要挖得均匀，沉箱才能平稳地按计划的位置沉下去。

第一个沉箱沉好以后，再用起重设备把第二个沉箱加在第一个沉箱之上。那时，在沉箱顶上架设大锅锥，开始用大锅锥淘挖沉箱内的砂。大锅锥要用 8~10 人推动，转动几圈便挖满一锅砂，拉动钢丝绳把满锅的砂提上水面倾卸后，再把锅锥放入箱内挖砂。如此往复淘挖，沉箱便继续下沉。

第二个沉箱沉好之后，再加上第三个沉箱。在施工过程中，如果遇着河卵石，把沉箱一边卡住，便会发生倾斜现象。这时应该停止大锅锥的施工工作，把锅锥吊起来，让工人戴上防水面具，潜到沉箱内摸清情况。岸上的人摇动打气泵，不断输送空气给水下施工的人，直至把大卵石挖掉，把沉得较慢一边的砂淘去，使沉箱逐步恢复平整后，继

续用大锅锥淘砂。将沉箱沉到设计深度之后，再把一个一个的沉箱联接起来，便成为一度齿墙，然后在沉箱中浇灌水下混凝土埋大石封底，使砂粒不能流入沉箱内，以免扰动基础。

用大锅锥淘挖沉箱内的砂卵石，既可节省防水费，也可减少在水下施工的劳动强度，特别是在寒冷的天气施工，更能显示出它的优越性。

宁远河水陂在沉箱的施工过程中，曾用抽水机把箱内的水位降低，以便于淘挖砂卵石及使沉箱减小水浮力，有利于下沉。但结果箱外的砂随着渗水涌入箱内，时间一长，箱外剩余的都是卵石，增加了对沉箱的摩擦力。因此，抽水对砂卵石河床的沉箱施工是否有利，值得进一步研究。

宁远河水陂圆形沉箱的接缝问题，只考虑用两块 1 毫米厚的薄钢板，而在施工过程中，沉箱会左右倾斜，钢板遇着卵石时，也易变形，起不到止水防砂的作用，且钢板还会锈烂，存在较大缺点，是否可改用方形沉箱，采用凹凸形或 II 字形结构，有待今后研究改进。

## 第六章 活动闸陂的设计

### 第一节 结构型式的选择

在平原地区或丘陵地区的河流上拦河筑陂，由于泄洪断面减少，易使上游洪水位壅高，淹没上游两岸的田园村庄，特别是平原地区影响的范围更大，如在两岸兴建防洪堤防范，则工程量大，占用田地多，而且容易造成内涝，经济效益显著降低。有些地区甚至不能以筑堤的方法来解决淹没问题。活动闸陂能在平时提高原河水位，引水灌溉，洪水时期又可使上游水位被控制在许可的壅高范围内。

活动闸陂的结构型式有全闸式和半闸半陂式之分，闸门的结构型式则有垂直升降门、弧形门、旋倒门和浮体闸门等，此外，还有橡胶陂。

活动闸陂在工程结构上和管理维修上都比固定陂复杂，在工程造价上也较固定陂高，一般只有在固定陂不能解决问题的地方才采用活动陂。

活动闸陂结构型式的选择，可根据如下一些原则：

(一) 经比较计算后，如能采用半活动、半固定的型式时，则不应强求采用全活动(闸门)式，以减少闸门和启闭机部分的设备。固定陂部分应采用流量系数较大的非真空式或驼峰形断面，以增大下泄量。

(二) 采用全活动式的结构型式时，对活动部分的闸门型式的选择，应予以现场调查研究，并结合各种不同型式闸门的使用特性、工程管理、工程造价等方面，进行比较后决定。

(三) 在集雨面积较大，基流较丰富的河段上，筑陂后河床的容量又较大时，活动部分宜选用较为安全可靠的垂直升降门或弧形门，并配备可靠的启闭设备，使拦河陂的上下游、左右岸都得到安全保证。

(四) 当洪水流量对上游两岸威胁不严重，而筑陂后河床容量又不大时，活动部分可选用旋倒式闸门或浮体闸。

(五) 在水源较为宝贵的地方，必须注意解决闸门止水问题。

(六) 在含砂量很少的河流上，可以考虑用橡胶陂。橡胶陂还可以代替水库溢洪道上的泄洪闸门。

## 第二节 闸 门

使用在活动陂上的闸门型式是很多的，在这里着重介绍平板垂直升降门、旋倒门、弧形门和浮体闸等几种常用的结构型式。在选用时可根据实际情况，按技术可能性及经济合理性来决定取舍。一般来说，跨度在 5 米以内的，可选用旋倒门和平板垂直升降门；10 米以内的，则用弧形门较经济合理；橡胶陂和浮体闸都是靠固定部分的拦河陂支承，因而不受跨度限制。

### 一、平板闸门

从使用材料方面分类，有钢结构、木结构、钢木结构、钢筋混凝土结构和钢丝网混凝土结构等。由于机械启闭设备得到逐步解决，对推广使用钢筋混凝土闸门或钢丝网混凝土闸门具备了物质条件。

作用在闸门上的外力，基本上和固定陂部分一样（参阅本篇第三章第五节）。在正常情况下，可只考虑闸门上的外水压力。

在跨度较小、闸前水深不大的平板门，采用木结构时，一般用板式设计便可。在跨度较大时，则采用梁板式结构较为经济合理。至于钢木结构的平板门，一般都用于较大跨度的闸门。其结构都是用钢梁或钢框架配上木面板的复合结构型式。至于钢闸门目前使用较少。

在跨度 5 米以下、水深 2 米以下的钢筋混凝土或钢丝网混凝土闸门，可采用板式结构；跨度在 5 米以上、水深在 2 米以上的，则宜采用梁板式或梁格板式的组合结构。

列举如下的简单计算示例：

（例）某活动闸陂闸前挡水高度为 2 米，闸的净宽 3 米，设计板式木闸门和钢筋混凝土闸门。

解：1. 木闸门设计

用松木制作闸门，木材容许弯曲应力  $f = 70$  公斤/厘米<sup>2</sup>

闸门计算跨径  $3 \times 1.05 = 3.15$  米（1.05 为系数）

闸门所受静水压力  $P = 1000 \times 2 = 2000$  公斤/米<sup>2</sup>

最大弯矩  $M = \frac{1}{2} \times 2000 \times 3.15 = 2480$  公斤一米 = 248000 公斤一厘米

所需闸板厚度  $t = \sqrt{\frac{6M}{bf}} = \sqrt{\frac{6 \times 248000}{100 \times 70}} = \sqrt{212} = 14.5$  厘米

现将闸孔宽 1 至 3 米，水位差 1~4 米的板式木闸门计算成果列于表 6-1，供参考。

表 6-1 松木闸板厚度表

闸板厚(厘米) 水位差(米)	闸孔宽(米)				
	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
1.0	3.5	5.0	7.0	8.5	10.5
1.5	4.0	6.5	8.5	10.5	12.5
2.0	5.0	7.5	10.0	12.0	14.5
2.5	5.5	8.0	11.0	13.5	16.5
3.0	6.0	9.0	12.0	15.0	18.5
3.5	6.5	10.0	13.0	16.0	19.5
4.0	7.0	10.5	13.5	17.0	20.5

注：闸板长度要比闸孔宽大 16~20 厘米，以备两端插入闸槽之内。

## 2. 钢筋混凝土闸门设计

闸门用 200 级钢筋混凝土， $R_g = 2400$  公斤/厘米<sup>2</sup>， $R_w = 180$  公斤/厘米<sup>2</sup>

Ⅳ级建筑物受弯构件安全系数  $K = 1.6$

拟采用闸门厚度  $h = 20$  厘米，保护层用 3 厘米。

闸门有效厚度  $h_0 = 20 - 3 = 17$  厘米。

为节省钢筋，把闸门按水深分为四块计算配筋，现取最下一块计算为例。闸前水深 2 米，闸门所受最大静水压力  $P = 1000 \times 2 = 2000$  公斤/米<sup>2</sup>

最大弯矩  $M = \frac{1}{8} \times 2000 \times 3.15^2 = 2480$  公斤一米 = 248000 公斤一厘米

$$A_0 = \frac{KM}{bh_0^2 R_w} = \frac{1.6 \times 248000}{100 \times 17^2 \times 180} = 0.076$$

查附录五表 4，求得  $\alpha = 0.0791$   $\mu = \alpha \frac{R_w}{R_g} = 0.0791 \times \frac{180}{2400} = 0.593\%$

$$A_g = \mu b h_0 = 0.00593 \times 100 \times 17 = 10.08 \text{ 厘米}^2$$

用 12 厘米直径钢筋，间距中一中 11 厘米

以上几块亦采用同样方法，按不同水压力来计算配筋量。

## 二、旋倒闸门

旋倒闸门是一种自动开启的闸门，闸门安装于陂顶或闸柱上。由于闸门自重和支轴摩擦力的影响，它的支轴一般设置在稍低于水压力的作用点的地方（即由上向下 2/3 闸门高处）。当上游水位到达闸门顶，由于闸门支轴上下水压力不平衡，闸门就会立即旋倒开启。

计算支点的适当位置，可参照下式进行，并参阅图 6-1。

$$x = \frac{Gd + fr \sqrt{G^2 + P^2}}{KP}$$

式中：x——水压力作用点至闸门支点的距离

G——闸门自重

P——静水总压力

d——闸门重心至支点的距离（水平方向）

r——轴承半径

f——摩擦系数

K——为避免因风浪等影响而致闸门自动提前开启的安全系数，K 值可采用 1.05 ~ 1.10

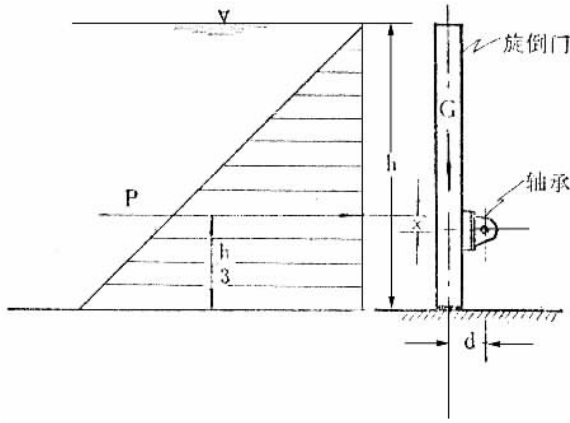


图 6-1 旋倒闸门受力图

旋倒门的支点，也可以与水压力作用点重合，按照这样设置支轴的旋倒闸门，要上游水位超过闸顶一定的高度以后，闸门才能自动旋倒。

旋倒闸门在自动开启时，发生较大的震动力，很容易震坏闸门、支柱和支轴。因此，旋倒门多采用钢门或钢木结构门。广州市郊区水电局在东风拦河坝水陂上的钢筋混凝土旋倒门装置了油压缓冲器，使闸门缓慢地自动旋倒，基本上消除了闸门旋倒时发生的震动，关于油压缓冲器的具体装置，后文作较详细的介绍。

一般旋倒门的结构和布置，见图 6-2。

装置有油压缓冲器的闸门支承布置，见图 6-3。

支承旋倒闸门的支座是承受从闸门传来的全部压力的建筑物，在闸门启闭时还要承受闸门的撞击。装置有油压缓冲器时，这种撞击力虽已显著降低，但也还不能完全消除。因此，支座通常都采用钢筋混凝土结构。支座的高度应为闸门支点高度与钢轴半径之和。由于支座要承受较大的水压力，相对来说其结构是比较单薄的。因此，必须嵌入固定陂的陂面或平底闸下，其深度最好不小于 0.7 ~ 1.0 米。支座的宽度则应与竖梁的

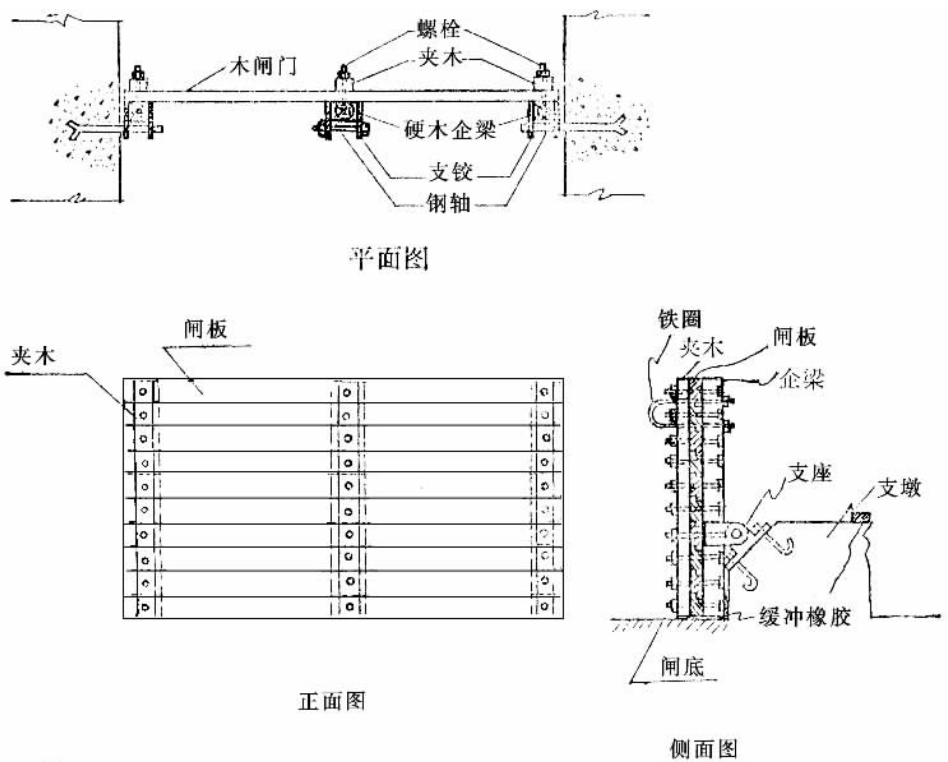


图 6-2 旋倒闸门

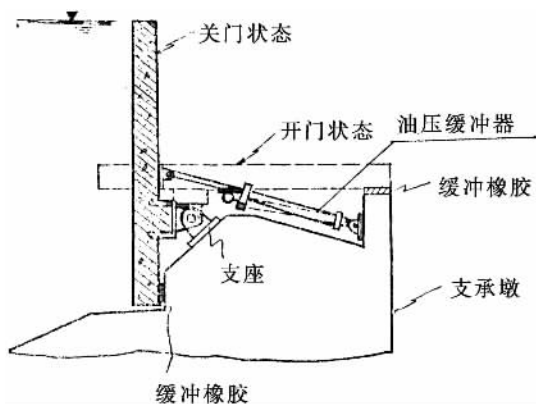


图 6-3 装置油压缓冲器的闸门支承布置

宽度相配合。

旋倒门一般都以选用梁板式结构为宜，在结构计算上，面板计算与平板门同，但由于支承情况与平板门不一样，故竖梁按支承的实际情况以悬臂梁计算，计算式为：

$$M = \frac{1}{2} \gamma h_1^2 L \frac{h_1}{3} = \frac{\gamma h_1^3 L}{6}$$

上式为计算中间竖梁受力后的力矩，在计算闸门的两边竖梁时，则应乘以  $\frac{1}{2}$ 。

式中：M——中间竖梁所受的力矩（公斤一米）

$\gamma$ ——水单位容重 1000 公斤/米<sup>3</sup>

$h_1$ ——支点以上水深（米）

L——竖梁间距（米）

若采用弹性材料如钢，木等作竖梁时，可用下式核算竖梁的强度，是否满足设计计算要求。

$$f \geq \frac{M}{W}$$

式中：M——计算所得的竖梁最大力矩（公斤一厘米）

W——竖梁净断面的截面模数（厘米<sup>3</sup>）

f——竖梁材料的容许单位弯应力（公斤/厘米<sup>2</sup>）

如采用钢筋混凝土结构时，则可在计算出最大的 M 值以后，按一般的钢筋混凝土结构设计计算方法，决定竖梁的断面积和配筋。

旋倒闸门在设计要求上是自动开启的，关闭时则要施加外力，其关闭设备常采用卷扬机或链滑车，借钢丝绳和转向滑轮进行关闭。闸门支点以下部分的水压力是要使闸门关闭的，支点以上部分的水压力是要使闸门开启的。在河水位与设计闸顶高程齐平时，闸门支点上下部分的静水压力大致相等，对支点所产生方向相反的力矩互相抵消，这时，闭门力所克服的只是动水压力。

动水压力 P 采用下列公式计算：

$$P = CV^2 A$$

式中：C——系数，与水流方向和闸门平面所成的角度有关。在这里采用 C = 70

V——水流流速（米/秒）

A——承受动水压力的面积。其值如下：

$$A = (A_2 - A_1) \approx B \left( \frac{2}{3} h - \frac{1}{3} h \right) = \frac{1}{3} B h$$

$A_2$ ——支承点以上部分的动水压力面积（米<sup>2</sup>）

$A_1$ ——支承点以下部分的动水压力面积（米<sup>2</sup>）

B——闸门宽度（米）

h——闸门高度（米）

闸门关闭力按下式计算：

$$T = KP$$

式中：K——安全系数，可用 1.25

在旋倒闸门上装置油压缓冲器是减少闸门撞击力的一种有效措施，其结构是在油缸内充满机油，连杆一端与活塞相连，另一端与闸门相连，活塞中间开一个圆孔（东风水



陂用的是  $\phi 12$  毫米), 小活塞及连杆也各开一个圆孔 (东风水陂用的是  $\phi 3$  毫米)。

当闸门旋倒时 (见图 6-4), 活塞向右移动, 压逼右边缸体内的机油, 由于油压增大, 小活塞被压力油推开, 因而油通过活塞油孔及连杆小油孔进入左边缸体, 随着闸门的连续旋倒, 活塞继续向右移动, 直到闸门完全卧倒, 活塞行程到达极点为止。

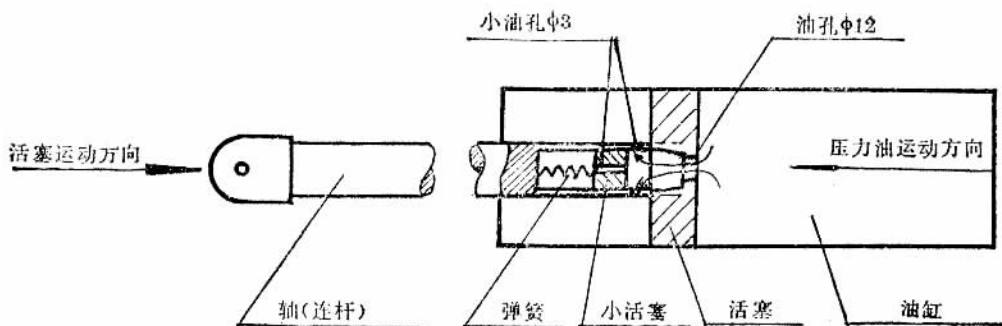


图 6-4 闸门旋倒时油压缓冲器工作示意图

当闸门向上逐渐立起时 (见图 6-5), 活塞则向左移动, 缸体内的机油通过连杆的小油孔和小活塞的活塞油孔进入右边缸体, 直至活塞移动到左边的极点位置为止。

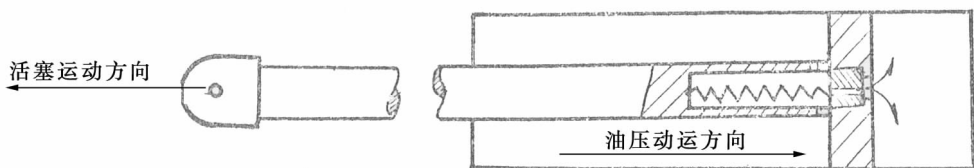


图 6-5 闸门关闭时油压缓冲器工作示意图

油压缓冲器的主要零、部件规格及所用材料如下 (见表 6-2):

表 6-2 油压缓冲器主要零、部件规格、材料表

名称	规格	材料
油缸	$\phi 105, \phi 104, \phi 99$	无缝钢管
贝宁油缸	$\phi 50$	无缝钢管
活塞	$\phi 98, \phi 100$	
连杆	$\phi 35$	钢 35
油封		耐油橡胶
油缸盖		钢 35
连杆头		钢 45
螺栓螺母		A <sub>3</sub>

小活塞及拉杆（连杆）内的油孔为 $\phi 3$ ，油缸内使用 30 号机油，缓冲器的设计重量每台 42 公斤，其中铜 0.16 公斤，无缝钢管 13.1 公斤，3 号钢 10.6 公斤，35 号钢 15.4 公斤，45 号钢 2.4 公斤。

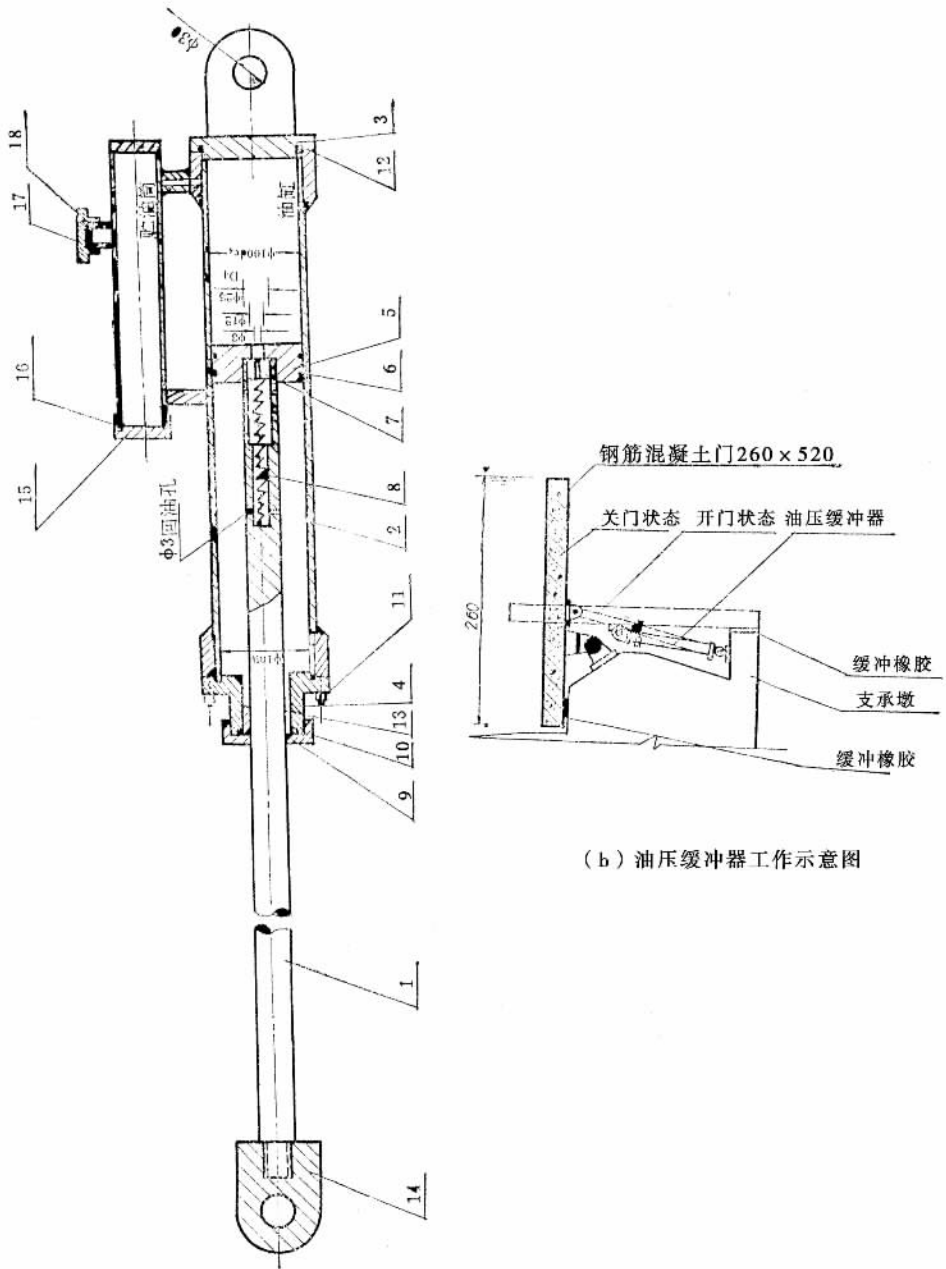
缓冲器的安装是待旋倒闸门安装定位搞好后才进行的。缓冲器在安装前进行结构的检查，清洗去锈，缸体内进行酸洗，缸体外表涂以防锈油，认真检查各防油橡胶的位置及调整其松紧程度。在检查处理完毕后，将缓冲器竖起，让连杆外端向上，把活塞压到下端的极点位置，然后给油缸内灌油。每个缓冲器的贮油量为 4.8 公斤。缓冲器与闸门并装时，为了便于操作，可将闸门卧倒。缓冲器的下端固定在基础混凝土的支铰座上，另一端通过小支铰与闸门 1/3 高度位置的螺栓固定起来。

现把广州市郊东风拦河坝使用的旋倒闸门缓冲器的结构及所需材料转录如图 6-6 及表 6-3，供参考。

表 6-3

编 号	名 称	材 料	数 量
1	螺（连）杆	钢 35	1
2	缸体	无缝钢管	1
3	油缸下盖板	钢 35	1
4	油缸头盖	钢 36	1
5	活塞	A <sub>3</sub>	1
6	C 形密封圈	耐油橡胶	2
7	小活塞	A <sub>3</sub>	1
8	弹簧	91 弹簧钢丝	1
9	轴套盖板	A <sub>3</sub>	1
10	梯形密封圈	耐油橡胶	1
11	六角头螺栓	A <sub>3</sub>	12
12	矩形密封圈	耐油橡胶	2
13	轴衬	ZQS <sub>n</sub> 5-5-5	1
14	轴头	钢 45	1
15	贝宁油筒盖	A <sub>3</sub>	1
16	矩形密封圈	耐油橡胶	1
17	加油管盖	A <sub>3</sub>	1
18	矩形密封圈	耐油橡胶	1

东风拦河坝是流溪河梯级开发最末一级的一项灌溉、通航、发电综合利用工程，整



(a) 油压缓冲器示意图

(b) 油压缓冲器工作示意图

注：(a) 图的数字符号意义见表 6-3

图 6-6 东风拦河坝油压缓冲器示意图

个工程分为坝、桥、船闸、发电站和灌溉渠道等五个部分。拦河主坝为闸坝型式，全长

240 米；分两部分：一部分是橡胶坝，长为 48.9 米；高为 4.5 米，宽为 10.5 米。另一部分是驼峰堰上加旋倒闸门。

旋倒闸门共二十个，每个闸孔的孔口宽度为 5.3 米；挡水高度为 2.6 米。闸门的宽度为 5.22 米，高度为 2.6 米。闸门的结构型式为钢筋混凝土结构。每个闸门自重约 5 吨。钢筋混凝土旋倒门上安装油压缓冲器。开门时间大约 30 秒。闸门的关闭是采用移动式电动链滑车把闸门拉起的方法。

### 三、弧形闸门

弧形闸门是一种面板弯曲的闸门（见图 6-7）。弧形闸门的启门力比平面闸门小得多，闸门启闭时围绕着 O 铰旋转，闸门有两个支承腿架，如图中 OCD 所示。

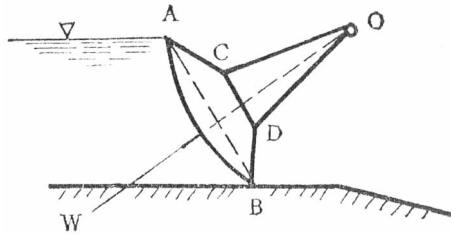


图 6-7 弧形闸门

弧形闸门上的主要作用力是水压力及闸门自重，只是由于闸门的运动性质和其他闸门不同，使得闸门的上举力比较小。

上游面的水压力 W，可以分为水平分力  $W_1$  和垂直分力  $W_2$ ，（见图 6-8）。

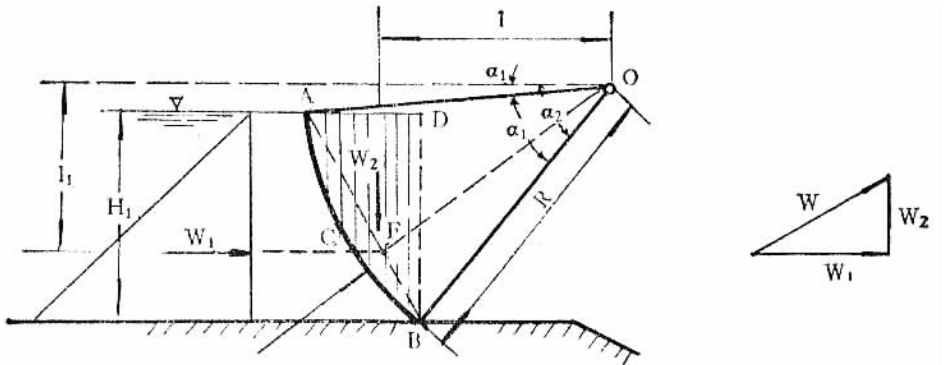


图 6-8 弧形闸门受力图

水平分  $W_1 = 0.5\gamma H_1^2 L$

垂直分力  $W_2$  等于 ACBDA 容积的水重。即弓形 ACBA 和三角形 ABD 的容积之和。  
即：

$$W_2 = 0.5\gamma R^2 \left[ \frac{\pi\alpha}{180} + 2\sin\alpha_1 \cos\alpha_2 - 0.5 (\sin 2\alpha_1 + \sin 2\alpha_2) \right] L$$

式中： $H_1$ ——闸前水深

$L$ ——闸门宽度

$\gamma$ ——水的单位重量（1000 公斤/米<sup>3</sup>）

$R$ ——弧形闸门的半径

$\alpha$ 、 $\alpha_1$  和  $\alpha_2$  所示数值请参阅图 6-8

合力为： $W = \sqrt{W_1 + W_2}$

在计算  $W_2$  式中，如果支铰 O 适位于上游水面线上，则式中  $\alpha_1$  值应为零。支铰 O 如低于上游水位，则应将式中  $\alpha_1$  项目的符号改为相反值。

弧形闸门构件包括：梁格、面板和支承腿架。梁格和面板的结构与平面闸门的结构类似。弧形闸门所使用的材料和平板闸门一样，有木结构、钢结构、钢筋混泥土、钢丝网混泥土结构等。

## 四、浮体闸

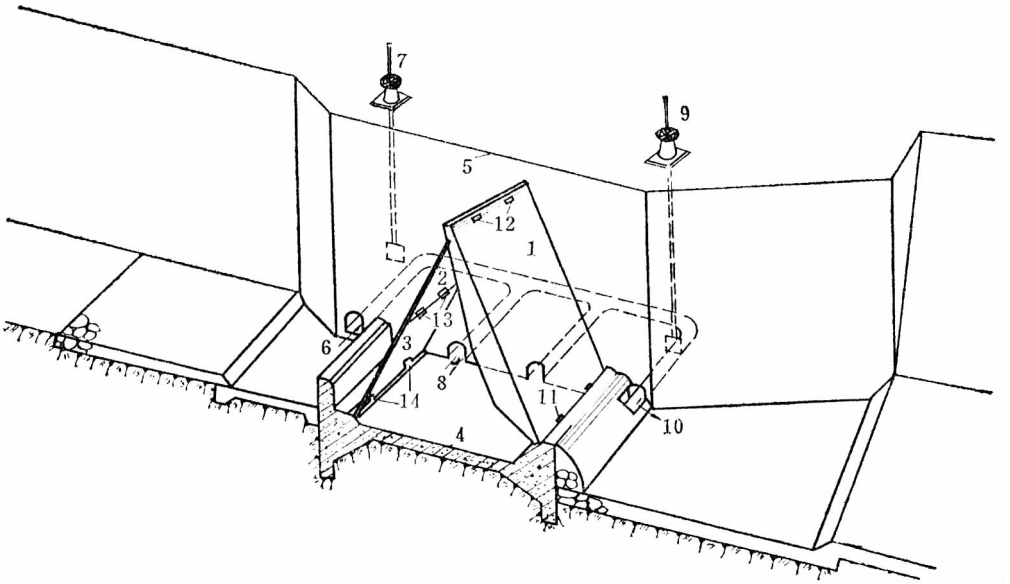
浮体闸和其他各种水闸的作用是基本一致的。它的升降工作原理和橡胶坝大致相同。

浮体闸是由固定在闸底板上的一些钢筋混凝土活动闸板（包括一块可以转动的下游主闸板及两块可以折叠的上游副闸板），同两岸闸墙组成的封闭的闸体，（参阅图 6-9）。若在闸体内充水，活动闸板便升起来，起挡水作用；若把水放掉，活动闸板便降落在闸底板上，使水流越闸而过；当需要调节闸体内的水位高低时，则可以将活动闸板稳定在某个适当的中间位置，使河水有计划地经闸门顶下泄一定流量，以保持合适的水位。

浮体闸的主闸板是空心的，水对它产生浮托力。当主闸板的后端在 A 点用铰锚固在底板时（见图 6-10），则水对主闸板除产生浮托力外，还产生水推力。当浮托力和水推力合在一起，对主闸板后铰 A 产生的升闸力矩，大于活动闸板本身自重和其他外力对后铰产生的阻碍升闸的相反力矩时，主闸板便绕 A 铰旋转而升起，并带动副闸板同时上升，（图 6-10）。

活动闸板升起之后，主闸板受到水力的上举作用，在水位不变的情况下，仅仅依靠活动闸板的自重是不能自动降落的。活动闸板的降落，主要依靠调节闸内水位来实现。在需要降闸的时候，把闸体内的调节水排出，使闸体内水位下降。此时，由于作用在主闸板上的水压力减小，使上游水位形成水位差，上下副闸板分别受到水压力的作用而绕它们的连接铰折叠，并通过顶铰 B 对主闸板产生一个向下的拉力，带动主闸板同时降落，（见图 6-11）。

当浮体闸的活动闸板卧在河底时，上游水位较低，把水导入闸体内，水对主闸板的作用力也较小，其力矩一般不能克服升闸阻力矩，因此，活动闸板升不起来。要活动闸



- 1. 主闸板 2. 上副闸板 3. 下副闸板 4. 闸底板 5. 闸墙 8. 进水口
- 7. 进水闸门 8. 闸腔进、出水口 9. 放水闸门 10. 放水口
- 11. 后铰 12. 顶铰 13. 中铰 14. 前铰

图 6-9 浮体闸

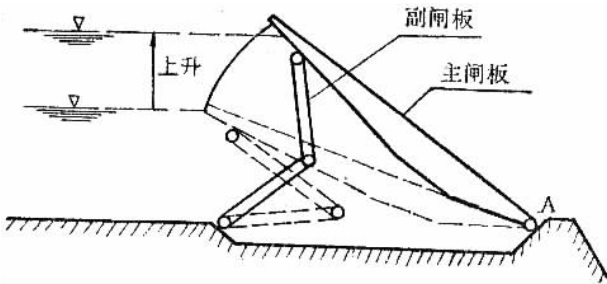


图 6-10 升闸示意图

板自最低位置起动，并且保证在起动之后，能够随上游水位的上涨而自动地上升至最高位置，拦蓄上游来水，必须采取一定的壅高上游水位的起动措施，使作用在主闸板上的升闸力矩大于升闸阻力矩。满足上述升闸要求所需的起码上游水位与后铰轴心高程之差，称为起动水头。这时上游水位称为起动水位。主闸板顶与起动水位相平的位置称为起动位置。

浮体闸适用于需要调节上游水位，放泄一定流量的河道上、灌溉渠道上及水库溢洪道上，也适用于流放竹木等漂浮的河道上，以及渠河交叉口的活动渡槽等水工建筑物上。由于浮体闸是依靠水力升降，不需要启闭设备、闸墩和工作桥。闸体可以采用钢筋混凝土结构。这种结构具有工程量小、投资少，过闸水流条件比较稳定，操作简便，管

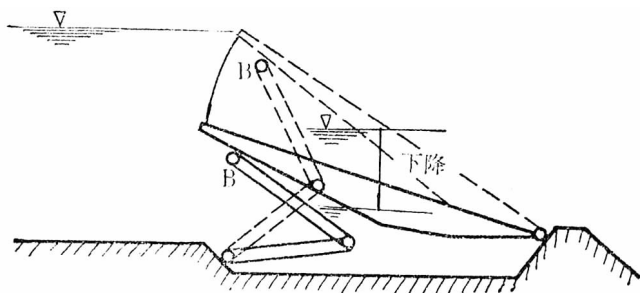


图 6-11 降闸示意图

理人员少，实现自动化比较容易等有利条件。

### 第三节 启闭设备

#### 一、启闭设备型式的选择

闸门的启闭设备，就其启闭型式可分为牵引式和螺杆式两种。一般的牵引式启闭机是用钢丝绳与闸门联接的。这种型式的启闭机多用于弧形门、旋倒门上，也有用于垂直升降的平板门上。这种启闭机在关闭闸门时，主要是靠闸门的自重。螺杆式启闭机则多用于垂直升降的平板门上，旋动螺母使螺杆带动闸门升降。

闸门启闭机多数是固定的，也有些闸门启闭机安置在轨道上，可沿轨道移动，一台启闭机管一个以上的闸门的启闭。后一种启闭设备多数属于牵引式启闭机。闸门较多的活动闸陂，可按照工程的实际情况，加以考虑选用，以节约工程费。

#### 二、水工闸门常用的启闭机种类及其优缺点

(一) 钢丝绳卷扬机。在结构上有单卷筒和双卷筒，有滑轮组的和没有带滑轮组的。一般起重力在 75 吨以内的带有手摇装置。同时，钢丝绳可以向各个方向弯曲，使得起门机的滑轮和卷扬机有较多布置方案，运行维护、检修、更换部件也简单，在水工闸门中应用较为广泛。其缺点是当闸门靠自重不能下落时柔性钢丝绳不能下压。

(二) 螺杆式启闭机。它利用刚性拉（或压）杆启闭闸门。因此，当闸门不能靠自重下落时，刚性螺杆可把闸门强迫压下。它分单吊点和双吊点两种，前者应用较多。缺点是启闭机工作效率低，启闭速度慢，螺杆承压时纵向稳定不够理想，所以，螺杆长度和启闭力都受到限制。但其结构简单，制造方便，可用人力或电力驱动。小型水利工程常采用它。

(三) 曲柄连杆式启闭机。通过齿轮圆盘圆周上的接点和连杆铰连，组成一个曲柄

连杆机构，推拉人字闸门，使人字闸门下部底枢和上部顶轴分别为中心作圆弧运动，达到启闭闸门的目的是。主要用作船闸人字闸门的启闭机。

(四) 油压启闭机。主要由油箱、油泵、油封、输油管路等输油系统、提升系统(油缸、柱塞)及电气自动控制系统组成。工作原理是经高压油泵将油压入柱塞，柱塞受力作垂直方向运动，推顶闸门朝垂直方向上升。需要闸门下降时，则打开回油开关，借闸门自重下降。

油压闸门启闭设备的特点是：

1. 耗用钢材量少，造价低，与同容量的卷扬机比，仅为同容量的卷扬机的  $1/2$  至  $1/3$ 。
2. 启闭速度快，每分钟提升一米。
3. 结构简单，工作平稳，操作简便，维修方便。启闭时只需 1—2 人操作，工作安全。适合自动化远距离操作。
4. 水工建筑较简单，可省去闸门上的启闭台，但机械制造精度要求较高。

广东省从化县塘料引水工程泄洪闸门及电站节制闸门均采用油压启闭设备，经试验成功，现正进行全面安装。塘料引水泄洪闸 9 孔，节制闸 5 孔，共 14 孔，泄洪闸门尺寸为  $4.2 \times 7.8$  米，采用  $2 \times 8$  液压启闭机，起门时持住力  $2 \times 8$  吨，起升高度 5.8 米，起升时油缸压力 70 公斤/厘米<sup>2</sup>。油泵流量 100 公升/分，压力 63 公斤/厘米<sup>2</sup>。液压启闭机采用柱塞式油缸，油缸支座安放在闸门槽边上，油缸的支座为球面形，当两油缸有微量不同步时，油缸可自动调节，以防柱塞卡住。每油缸负荷 8 吨，每分钟升高 1 米（见图 6-12）。

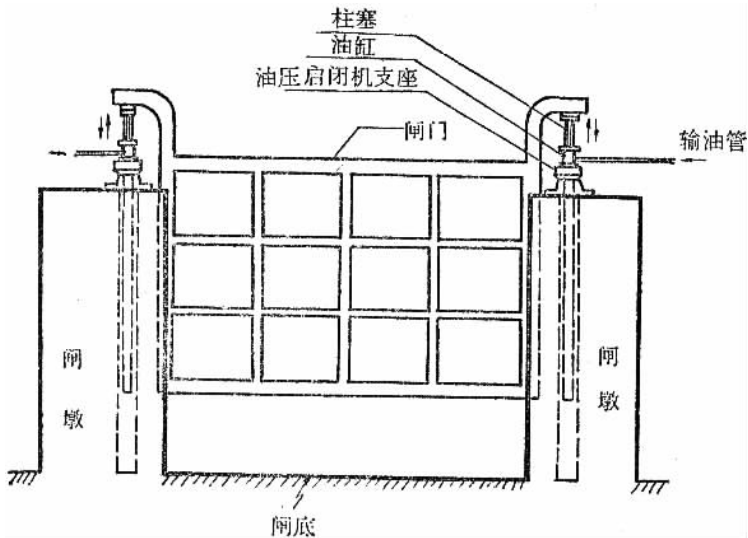


图 6-12 油压闸门启闭机示意图

(五) 移动起门机。主要由起重部分和移动部分所组成，根据起门机结构特点可分为：



1. 电动链滑车：结构简单，可以布置在工作桥的悬臂梁上，也可以布置在排架梁上，起重量一般在 10 吨以内，常作为尾水闸门或叠梁闸门的起门机。
2. 台车式、桥式和门架式起门机：它们的起重部分本身就是卷扬机，所不同的是装在移动部分上。起重量小的有人力驱动和电力驱动两种。

### 三、启闭力计算

一般来说，闸门的启门力是大于闭门力的，因此，决定启闭设备能力应以启门力为依据。启门力一般包括：

- (一) 闸门自重  $G$ ；
- (二) 由于水压力而产生的最大摩擦力，其值是：

$$W = fP$$

式中： $W$ ——摩擦力

$f$ ——摩擦系数。视支承的具体情况采用。请参阅表 6-4。滚动支承的摩擦值较小，滑动支承的设备简单，但摩擦力较大

$P$ ——总外水压力。外水压力的大小，因闸门是开敞式还是带胸墙式而不同开敞式闸门：

$$P = \frac{1}{2} \gamma b h^2$$

带胸墙式闸门：

$$P = \frac{1}{2} \gamma b (H_1 + H_2) h$$

式中： $\gamma$ ——水的容重

$b$ ——闸门宽

$h$ ——闸门高

$H_1$ ——闸门顶部所承受的水头

$H_2$ ——闸门底部所承受的水头。其余符号同前

(三) 在泥砂丰富的河床上，闸门位置又较低，门前有被淤可能时，则要考虑由于淤压力而产生的摩擦力。

(四) 在计算各力之和时，还要乘上一个安全系数  $K$ ，其值可在 1.1 ~ 1.25 范围内选用。

$$\text{开敞式闸门启门力 } T = K \left[ \frac{1}{2} \gamma b h^2 f + G \right]$$

$$\text{潜没式闸门启门力 } T = K \left[ \frac{1}{2} \gamma b (H_1 + H_2) h f + G \right]$$

式中： $G$ ——闸门自重

其余符号同上

闭门力 =  $K(W - G)$

表 6-4 摩擦系数表

材 料 名 称	摩 擦 系 数 $f$
木与混凝土，表面为光滑水泥砂浆抹面	0.65
木与钢	0.65
木与木	0.5
橡皮与钢	0.65
橡皮与混凝土，表面为光滑的水泥抹面	0.70
铸铁与铸铁	0.35
钢与钢	0.5

## 第七章 进水闸设计

### 第一节 平面位置的拟定

进水闸是将拦蓄的流量，按灌区需水量引进渠道的渠首建筑物。进水闸的输水能力，应满足灌区规划用水量的要求。为了控制进闸流量，保护进水建筑物和渠道及其附属建筑物的安全，并及时对建筑物进行检查维修，进水闸必须设置正常工作闸门和检修预备闸门。

进水闸的平面布置，应力求使进闸水流平顺，并使水头损失达到最小值。在含砂量较多的河流，还必须考虑设置防止泥砂入渠的设备。结构方面也必须力求简单、坚固、耐用、造价低廉和管理方便。

进水闸有通天式、涵洞式两种。

### 第二节 闸孔尺寸的选定

进水闸的水流形式，主要可分为上溢式、下射式两种。上溢式是水流漫过闸顶进入渠道的；下射式是当闸门提起时，水流从闸下孔口进入渠道的。

上溢式进水闸只用于通天式进水闸，它的优点是进水时底槛上的闸板可以防止泥砂进渠；缺点是不易控制入渠流量和管理工作困难。

下射式进水闸是用垂直升降闸门控制进闸流量。其优点是：进水流量容易控制，管理方便；缺点是容易将泥砂带进渠道。如把进水闸前的一段引渠高程稍为压低，或在闸前设一沉砂池，这些缺点便可以克服。

进水闸的闸孔尺寸，应使枯水期的进渠流量满足灌区的用水要求。在计算闸孔过水断面时，虽然进闸流量和进水渠水深已经知道，但还有闸底宽和过闸流速两个未知数。因此，要首先决定其中的一个之后，才能计算出另一个数。一般是应该先决定过闸流速，然后计算出闸底宽。

我们已经知道，过闸流速是由闸前后水位差的位能转化而来的。闸前后水位差在设计水历时已经定了下来。这样，我们便可用下式计算流速：

$$V = \varphi \sqrt{2gh}$$

式中： $\varphi$ ——流速系数，一般可近似地选用 0.85

$g$ ——重力加速度，其值为  $9.81$  米/秒<sup>2</sup>

$h$ ——闸前后水位差，如计及原河道的行近流速时，则： $h = h_0 + \frac{V_1^2}{2g} h_0$  是设计时

已定下来的水头损失值  $V_1$  是原河道水流速度

求出过闸流速之后，按下式计算闸底宽：

$$b = \frac{Q}{VH}$$

式中： $Q$ ——过闸流量

$V$ ——流速

$H$ ——过闸水深

如按上式计出的  $b$  值太大时，则可考虑增大  $H$  值或者  $V$  值，这样，都可以达到降低  $b$  值的目的。增大  $H$  值的办法是将闸底高程降低，或把陂顶抬高。增大  $V$  值的办法是将闸前后的水头损失值增加，但  $V$  值不应增加得太大，一般应控制最大不超过  $1.5$  米/秒。降低闸底时也应考虑到闸前是否会淤积。但是，闸底高程和陂顶高程，都是已经确定了的。因此，要改变进水流速或进水深度，就要重新考虑整个引水工程的规划设计问题。

现将给定的水深与水位差通过  $1$  米<sup>3</sup>/秒流量时所需的闸孔宽度，列于表 7-1：

表 7-1 通过一个流量时的闸孔宽度表

闸孔宽(米)	渠道水深(米)								
		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
水位差(米)	0.1	1.7	1.4	1.2	1.05	0.93	0.84	0.76	0.70
	0.15	1.37	1.14	0.98	0.86	0.77	0.69	0.62	0.57

〔例〕设渠道水深为  $0.9$  米，闸前后水位差为  $0.1$  米，求通过  $1$  米<sup>3</sup>/秒流量的闸孔宽尺寸。

解：用公式  $Q = \varphi\omega \sqrt{2gH}$

式中： $Q$ —— $1$  米<sup>3</sup>/秒

$\varphi$ ——流速系数，用  $0.85$

$\omega = b \times h$   $b$  为闸孔宽， $h$  为渠道水深

$$\sqrt{2g} = \sqrt{2 \times 9.81} = 4.43$$

代入上式： $1 = 0.85 \times b \times 0.9 \times 4.43 \times \sqrt{0.1}$

$$b = 1 / 0.85 \times 0.9 \times 4.43 \times 0.316 = 0.932 \text{ 米，采用闸孔宽 } 0.93 \text{ 米}$$

如灌溉流量不是  $1$  米<sup>3</sup>/秒时，只要知道  $1$  米<sup>3</sup>/秒的闸孔宽，把它与实际灌溉流量相乘，再除以  $1$  米<sup>3</sup>/秒便是实际需要的闸孔宽度。

〔例〕渠水深为 0.8 米，闸前后水头差 0.1 米，求通过 1.4 米<sup>3</sup>/秒流量的闸孔宽度。

解：查表 7-1，1 米<sup>3</sup>/秒流量，0.8 米渠道水深，水位差 0.1 米时，闸孔宽为 1.05 米。

$$\text{实际闸孔宽} = 1.05 \times \frac{1.4}{1.0} = 1.47 \text{ 米}$$

## 第八章 冲砂闸

### 第一节 平面位置的布置

冲砂闸的位置，一般设于陂端，与进水闸相连接。如陂的两端均设有进水闸时，则应在水陂的两端，相应各设一冲砂闸。冲砂闸的水流方向，应力求与河中水流方向一致，以增进冲砂的功效。

在选择冲砂闸闸址位置时，应和水陂、进水闸等渠首建筑物的布置统一考虑。闸址应选在坚固，均匀一致的基础上。

### 第二节 结构型式的选择

冲砂闸在结构上大致有通天式和涵洞式两种。通常采用设有或不设胸墙的通天式冲砂闸。

当冲砂闸若在平面布置上受到地形限制，可考虑采用冲砂廊道。因为当进水闸侧面取水时，水流产生环流，大量泥砂将随水流入渠道，在闸孔下面设置冲砂廊道，就可以把集中在该处的泥砂通过廊道排至下游，避免泥砂在进水闸前淤积。

冲砂闸结构型式的选择，除必须因地制宜，经济合理外，不论选用何种型式，还应考虑在闸的上游设置导水墙，使与进水闸的岸墙形成冲刷道。导水墙上游一端，伸至进水闸以上几米，以加强冲刷能力；下游则至水陂的护坦末端。导水墙的高度，在上游段应与陂顶同高。在含砂量较大的河道上则应酌量加高，使泥砂溢过陂顶流往下游，不致翻过导水墙涌进渠道。下游导水墙一般都低于陂顶，并分段做成不同的高度，以省材料。导水墙的宽度，可视其高度而定，一般约为 0.6 至 1.0 米。

### 第三节 闸底高程和闸孔尺寸的拟定

冲砂闸闸底高程，应由原河床和进水闸闸底高程来决定，可与原河底同高或低于进水闸底 0.8~1.0 米。至于冲砂闸的过水断面积，可为筑陂处河道水流断面积的 1/10~1/20，冲砂道的流速，不宜小于 1.5~3.0 米/秒，在各种水位下，冲砂道的横断面，可

为引水渠道断面的 1.25 ~ 1.5 倍。

冲砂道应保证水流自正面进入道内，不应有斜向水流所引起的横流，以免妨碍泥沙下沉。冲砂道底越低越好，可与水陂的护坦同高。闸前冲砂道则应和闸底同高。

冲砂闸上游的冲砂道，可以是平底的，但下游的冲砂道，则要有一定的坡度，以利冲刷。

在拟定冲砂闸闸孔尺寸时，要考虑到使冲砂闸起如下两方面的作用：（一）当进水闸开闸取水时，冲砂闸关闭之后，要使冲刷道上端起沉淀作用，将推移质落淤。（二）当关上进水闸闸门，开启冲砂闸时，能将前期落淤的砂泥全部冲清。所以，闸门如开得过小，对冲刷淤积的砂泥作用不大，且开闸的次数要多，影响灌溉期间的农田用水。过大，则枯水期流量不敷用，作用也不大。因此，闸门的大小必须适度。

## 第四节 水力计算

### 一、冲刷流速

应以不小于 1.5 米/秒 ~ 3.0 米/秒为计算依据，引用最大冲刷流量为灌溉季节河段的正常流量，最小流量为枯水期全部河道流量。开闸时在冲刷道中部常出现临界流速  $V_k$ ，它相应的临界水深  $h_k$  应为：

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}$$

$$V_k = \sqrt{gh_k} > 1.5 \text{ 米/秒}$$

式中： $q$ ——单宽流量， $q = \frac{Q}{b}$

$b$ ——冲刷道宽

$g$ ——重力加速度，其值为 9.81 米/秒<sup>2</sup>

冲刷道入口处的流速  $V_1$ ，亦应在 1.5 米/秒以上，始能起冲刷作用。即  $V_1 > 1.5$  米/秒。根据入口处和中部两断面间的总比能相等，则：

$$\frac{V_1^2}{2g} + h_1 + Z_1 = \frac{V_k^2}{2g} + h_k + Z_k + h_w$$

式中： $h_1$ ——冲刷道入口处的水深，即

$$h_1 = \frac{Q}{bV_1}$$

$h_w$  为水流经中部断面处的水头损失，数值很小，计算时可以忽略。

当冲刷道的底部设计成水平时：即  $i = 0$ ，则  $Z_1 = Z_k$ 。

据上述理由，上式可简化为：

$$\frac{V_1^2}{2g} + h_1 = \frac{V_k^2}{2g} + h_k$$

将已知数值代入上式，便求得冲刷道入口处流速  $V_1$ 。

## 二、落淤流速

冲砂道的落淤流速，必须小于或等于（最大值）平均临界落淤流速，才能满足落淤要求。平均临界落淤流速，建议用下式计算：

$$V_0 = 0.645 \sqrt{fR}$$

式中： $V_0$ ——平均临界落淤流速

$f$ ——随泥砂粒径大小而变化的系数。详见表 8-1

$R$ ——水力半径

表 8-1 各种不同粒径的泥砂系数  $f$  值表

泥砂类别	重 砂	粗 砂	中 砂	细砂或粗淤泥	细淤泥	极细淤泥
$f$	2	1.5	1.25	1.0	0.7	0.5

〔例〕某水陂设计陂顶高程为 22 米，进水闸引用流量为 0.64 米<sup>3</sup>/秒，渠道水深为 0.6 米，闸底高程为 21.25 米。灌溉季节河水正常流量为 2.5 米<sup>3</sup>/秒，要防止中砂以上颗粒入渠，试作冲砂闸设计。

解：根据该工程的实际地形，决定选用通天式带胸墙的结构型式。并拟选用冲砂闸孔宽 1 米，闸底高程 20.4 米，即比进水闸底低 0.85 米。

设灌溉季节原河道正常流量 2.5 米<sup>3</sup>/秒，计算冲砂闸临界水深：

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{1.0 \times 2.5^2}{9.81 \times 1^2}} = \sqrt[3]{0.64} = 0.862 \text{ 米}$$

闸孔高决定选用 1 米 > 0.862 米。

落淤核算：

$$\text{冲砂道水深} = 22 - 20.4 = 1.6 \text{ 米}$$

$$\text{断 面 积} = 1.6 \times 1 = 1.6 \text{ 米}^2$$

$$\text{湿 周} = 2 \times 1.6 + 1 = 4.2 \text{ 米}$$

$$\text{水 力 半 径} = \frac{1.6}{4.2} = 0.38 \text{ 米}$$

$$\text{落淤流速； } V_0 = 0.645 \sqrt{fR} = 0.645 \sqrt{1.25 \times 0.38} = 0.445 \text{ 米/秒}$$

$$\text{冲砂道平均流速： } V = \frac{0.64}{1.6} = 0.4 \text{ 米/秒} < 0.445 \text{ 米/秒}$$

（可落淤，即渠道引水灌溉时，不能带动冲砂道上沉淤的中砂以上颗粒。达到设计要求。）



冲砂计算：计算灌溉流量（本设计最小流量）的临界水深。

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{1.0 \times 0.64^2}{9.81 \times 1^2}} = \sqrt[3]{0.0418} = 0.347 \text{ 米}$$

临界流速： $V_k = \sqrt{gh_k} = \sqrt{9.81 \times 0.347} = 1.84 \text{ 米/秒} > 1.5 \text{ 米/秒}$

冲砂道进口流速：

$$\frac{V_1^2}{2g} + h_1 = \frac{V_k^2}{2g} + h_k$$

式中： $h_1 = \frac{Q}{bV_1} = \frac{0.64}{1 \times V_1} = \frac{0.64}{V_1}$

代入： $\frac{V_1^2}{2 \times 9.81} + \frac{0.64}{V_1} = \frac{1.84^2}{2 \times 9.81} + 0.347$

等式两边乘以  $(2 \times 9.81) V_1$  时，则：

$$V_1^3 + 19.62 \times 0.64 = 3.4V_1 + 19.62 \times 0.347V_1$$

$$V_1^3 - 10.21V_1 + 12.53 = 0$$

解三次方程式，得：

$$V_1 = 1.76 \text{ 米/秒} > 1.5 \text{ 米/秒} \text{（符合设计要求）}$$

## 第九章 筏道、鱼道和船闸的设计

### 第一节 筏道的设计

#### 一、平面布置和结构型式

水陂兴建后，水流被拦阻，上游河水滞缓，至水陂处则急流直下，妨碍水上运输。因此，在原有通航的河道上兴建水陂工程时，要同时建船闸以维持上下游交通。在不通航，但上游有竹木要从水道下放的河川上筑陂时，则要修建筏道，解决上游山区的竹木运输问题。

筏道的平面位置，要选择在下游深水河床上，并力求顺直，避免放置在河岸弯曲的河段和暗礁的位置。有条件的，可靠近岸边和冲砂闸并排，以节省工程量。如不能满足深水河床和顺直的要求时，亦可在任何陂段上布置筏道位置，但要考虑加设筏道的导水墙，改善水流情况。

筏道的结构型式，主要是要满足安全过水问题，通过筏道的水流速度不能太大。因此，筏道的陡坡要放缓，并在筏道底部造成粗糙面，以消煞部分水能，同时，应避免陡坡下游与原河床联接段出现水跃现象。在结构要求上也不要消力池设计，因为竹木排进入这个水跃漩滚时，就会随着急流潜入水中，滚到消力池末端再浮起来，危及放排工人的安全，竹木排很易被冲散，消力池底板也易被撞烂。

筏道的宽度可结合当地竹木排的宽度来考虑，一般为 1.5 米至 3.0 米。

为了使竹木排平顺地进入筏道，应在筏道上游端建导水墙。在导水墙的设计上，要慎重考虑由于导水墙内侧流速较大而产生的压力差，和注意做好基础处理。在导水墙的水下部分开排水孔，可以减小墙内外的水压力差。

导水墙上游段的顶高，一般比陂顶高出 30~50 厘米。在集雨面积较大，洪水历时较长，或正常使用情况下，陂顶也有溢流的河流上，可与当地群众共同研究，定出必须放排时的陂顶溢流水深。比如决定为 50 厘米时，导水墙顶可高于陂顶 70 厘米。至于导水墙下游段的顶高，亦可和上游段的标准一样。

## 二、水力计算

### (一) 底坡的决定

筏道的坡度，应按筏道上、下游水位差的大小和当地具体情况来考虑。从定性方面来说，上下游水位差小，筏道的底坡则可以陡些，水位差大的，底坡则应放缓。这是因为水位差小，筏道短，末端流速相对也小；水位差大，筏道长，末端流速相对增大的原故。现将筏道底坡和上、下游水位差的关系数据列于表 9-1 以供参考。

表 9-1 筏道底坡表

筏道上、下游水位差(米)	筏道底坡
3	1:6
3~4.5	1:8~1:12
4.5以上	1:12以上

### (二) 水力计算

筏道的水力计算和陡坡一样，为了使水流较平缓，让竹木排平稳地漂浮而过，可用人工加大糙率，尽量使陡坡末端不发生水跃或只发生波状水跃。

陡坡末端不发生水跃时：

$$F_r = \frac{\alpha V^2}{gh} \leq 1.0$$

发生波状水跃时：

$$F_r = \frac{\alpha V^2}{gh} \leq 3.0$$

式中  $F_r$ ——佛劳德数

$V$ ——陡坡上流速

$\alpha$ ——流速修正系数，一般用 1.0~1.1

$h$ ——陡坡上水深

$g$ ——重力加速度，其值为 9.81 米/秒<sup>2</sup>

筏道的陡坡段，通常采用的人工粗糙面型式有人字槛和双人字槛。根据实验资料，得出如下关系式：

单人字槛见图 9-1。

$$1000n_0 = 85.8 - 3.9\alpha - 0.8\beta$$

双人字槛见图 9-2。

$$1000n_0 = 116.1 - 6.1\alpha - 1.2\beta$$

式中  $n_0$ ——人工加糙后陡坡上的糙率

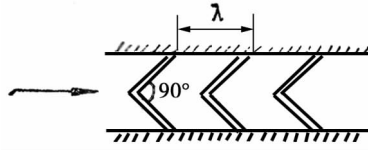


图 9-1 单人字槛

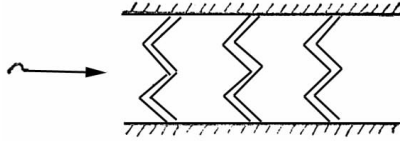


图 9-2 双人字槛

$$\alpha = \frac{h}{a}, \quad \beta = \frac{b}{h}$$

a——槛高

h——槛上水深

b——矩形陡坡的底宽

上列单人字槛公式的适用范围是：

$$i = 15\%, \quad 8 \geq \alpha \geq 3.5, \quad 6 \geq \beta \geq 1, \quad \lambda = 8a \quad \lambda \text{ 为槛距}$$

双人字槛公式的适用范围是：

$$i = 15\%, \quad 12 \geq \alpha \geq 5, \quad 12 \geq \beta \geq 1, \quad \lambda = 8a$$

当筏道陡坡坡降为其他数值时，单位糙率  $n_0$  值据上式计算之后，应再乘以修正值 K，其修正值如表 9-2。

表 9-2 K 修正值

i%	4	7	10
K 值	0.75	0.85	(人字) 0.9 (双人字) 0.8

采用人工加糙筏道的水力计算步骤，一般是在决定流槽（陡坡）比降之后，按陡坡计算末端流速。如在不发生水跃或只发生波状水跃时，则不必用人工加糙。如果形成水跃时，则可以临界流速作为流槽上被控制的最大流速，求出其相应水深，然后求出水力半径 R 和  $\beta$  值，按公式：

$$V = \frac{1}{n_0} \sqrt{Ri}$$

求出  $n_0$ ，在上述单人字或双人字槛公式中便可求出  $\alpha$  值来决定槛高。

## 第二节 鱼道设计

### 一、平面布置和结构型式

鱼道是在建筑水陂后，切断了天然河道时，保持鱼类回游繁殖的一种过鱼建筑物，是保护天然渔业资源的一种措施，必须加以重视。

#### (一) 结构型式

鱼道的设计，主要是控制流速问题。而鱼道内的允许流速，是原河道上的鱼类在回游时所能克服的流速。生活在广东省河道内的主要鱼类为鲤科，如青、草、鲢、鳙等鱼。这些鱼类游泳能力较弱。现仅根据一些放鱼试验资料，得出几种鱼所能克服的极限流速为：10厘米长白鲢鱼为0.5米/秒，23厘米长的鳊鱼为0.8米/秒，31厘米长的草鱼为1.34米/秒。根据产卵场的调查，产卵亲鱼克服流速的能力大些。尽管如此，为了适应广东省鱼类游泳能力，通过鱼道的流速应是较缓的。

鱼道大致可分为槽式、梯级式和池式等几种，槽式鱼道的底部是一个连续的斜坡，在整个长度内均保持允许流速。梯级式鱼道的底部成梯级形，斜坡段与平段交替联接，使鱼类回游时经过斜坡段之后，可以获得休息的地方。

槽式鱼道可分为：

(1) 光面槽式鱼道。这种鱼道底坡很缓，因而，鱼道很长，工程造价高，一般适用于1~3米水头差（见图9-3）。

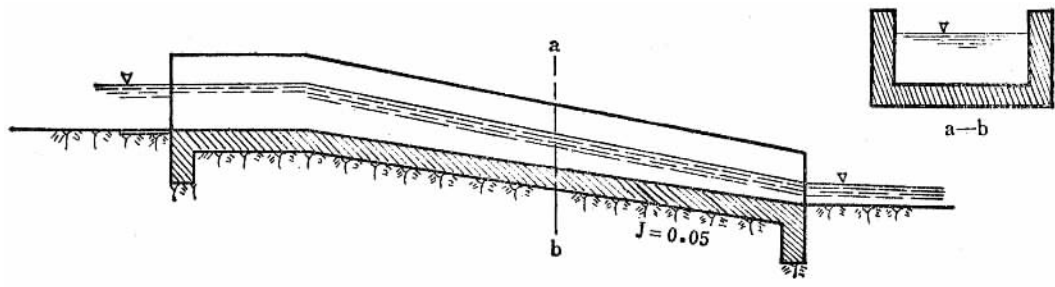


图9-3 光面槽式鱼道示意图

(2) 加大糙率的槽式鱼道。是在槽底和侧墙采用板条、梳齿和槛加大其糙率，借以降低槽内流速。这种型式的鱼道的底坡虽然可比光面槽式陡些，但在水头差较大时，鱼道还是很长的。而且在加大糙率之后，槽内具有十分混乱的漩流和相当大的局部流速，这就使鱼类沿着槽道游动时会迷失方向，并在寻找往上游的通路时过分疲劳。因此，一

般具有很大糙率的鱼道只适用于水头差较小（5 米以下）和身体强壮、回游能力很大的鱼类（见图 9-4）。

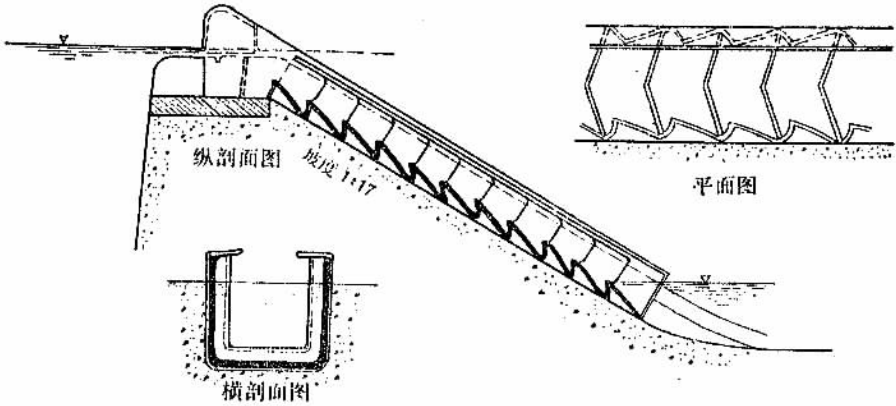


图 9-4 加大糙率的槽式鱼道示意图

(3) 带有横隔板的槽形鱼道。由于设立了横隔板，使水流的路径与槽的长度比较地加长。这种型式鱼道上的横隔板交错布置。在平面图上与槽壁成各种不同的交角（图 9-5），横隔板孔口宽度约为整个槽宽的 1/5~1/6 左右，底坡视过鱼孔的要求流速而定。为了减少横隔板末端水流剧烈弯曲的影响和减少迷惑鱼类，使其无法辨向的流流作用力，可以采用导向板。这种鱼道适用于较高的水头。

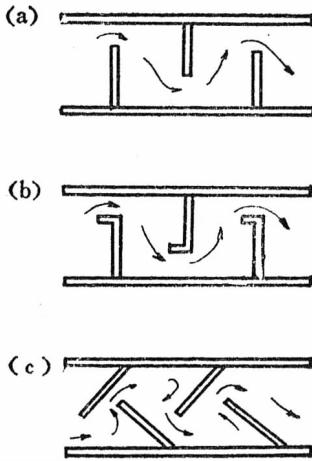


图 9-5 带有横隔板的槽形鱼道

带有横隔板的槽形鱼道，根据“过鱼孔”形式，又可分为堰式（见图 9-6）、淹没孔口式、竖缝式（见图 9-7）和组合式四种。

在这几种隔板式的鱼道中，“堰式”过鱼孔适应水位变化的能力很小，为了适应水位的变化，则要设置很复杂的调节段。至于堰顶的形状，可以是圆的、斜的和宽平的，



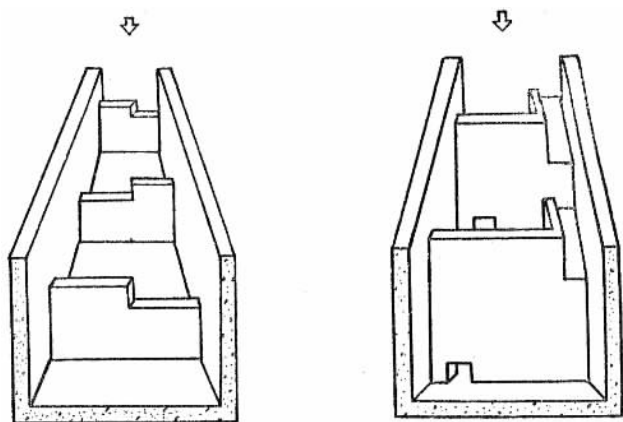


图 9-6 堰式鱼道

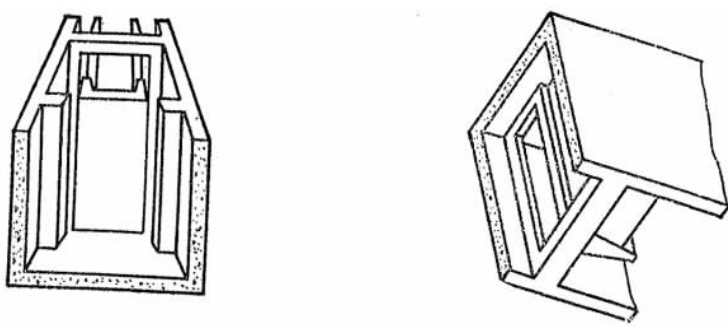


图 9-7 竖缝式鱼道

但都应避免尖锐堰顶，以防伤害鱼类。

竖缝式过鱼孔能适应较大的水位变化，它的水流消能充分，使鱼类的休息条件较好，并可在各种不同的水深上溯。竖缝可位于同一侧，也可位于两侧。同侧的便于鱼类上溯，但会产生较大的漩涡，回流和涌浪，对小鱼通过不利，因而较多地用于大型鱼道。

组合式过鱼孔最常用的为堰与孔口组合，也有采用竖缝与孔口组合的型式。

(4) 池式鱼道。池式鱼道是由一些短渠和小水池交替联接而成的（见图 9-8）。

这种鱼道一般是在河岸的天然地面上建筑的，如短渠流速大于鱼类回游所能克服的流速时，可在短渠上用加大糙率或者放缓底坡的方法解决。

池式鱼道可以建筑在上下游水头差较大的水陂上，各个水池之间的水位差为 0.5 ~ 1.5 米由于这种鱼道的底坡和两岸的土壤在一定程度上保存了自然条件，而回游鱼类又可以水池处得到充分的休息机会，因此，鱼类喜欢在这种鱼道中回游。但是，这种型式的鱼道仅仅在相当有利的河岸条件下和土方工程量不太大的时候，才是经济的。

设计鱼道的结构型式时，应进行充分的调查研究工作，取得第一手资料，然后再加

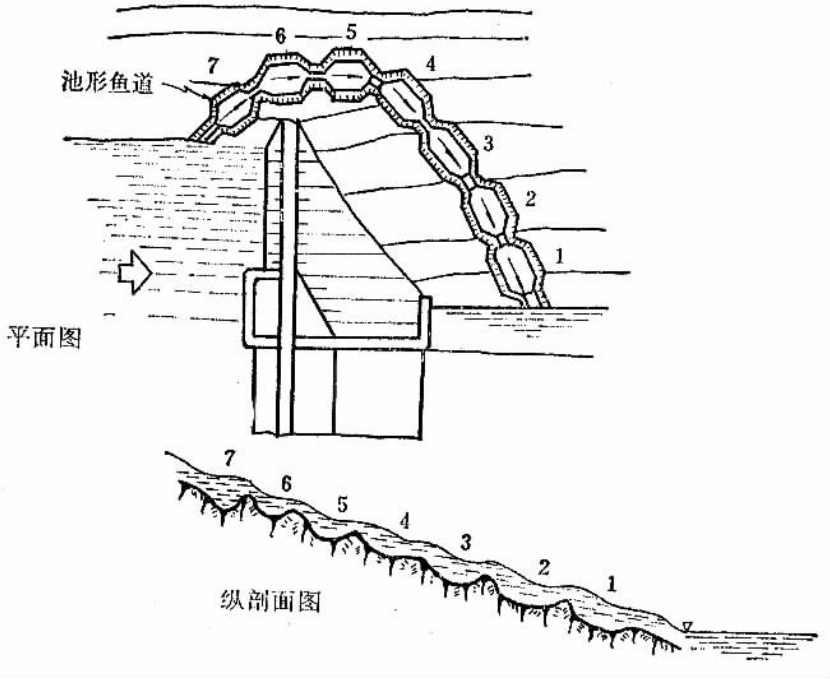


图 9-8 池式鱼道

以详细的比较选择。最好的鱼道型式，应该是：1. 鱼道中的水流被漩流扰动的影响较小，因为漩流能使鱼类迷失方向；2. 鱼道中“扰动水流”的设备，如隔板、底坎等数量较少；3. 鱼在途中能获得休息；4. 与鱼所习惯的天然状况的差别较小；5. 造价较小；6. 流量较小，可减少耗水量。

## (二) 鱼道的平面布置

鱼道的进出口和槽身在平面上的位置以及鱼道与水陂等建筑物在平面上的相互关系，是直接影响鱼道使用效果的。因此，具体布置时，应根据鱼类的习性、渠首建筑物的组成以及水文情况、地理位置及周围环境等方面的情况，通过调查研究来确定。一般说来，鱼道位置的布置可考虑如下一些原则：

(1) 一般鱼道的进口应设在经常有水流下泄、鱼类回游线路及经常集群的地方，进口应尽可能靠近鱼类能上溯到达的最前面的范围，并应利用枢纽水流诱鱼。

(2) 鱼道进口附近的水流，不应有漩涡扰动及水跃，鱼道水流应能从枢纽水流中被鱼类所分辨。为了使鱼类易于找到鱼道进口，应在鱼道进口处设有诱鱼水流，并使鱼道水流与河道水流斜交。建议交角为  $20^{\circ} \sim 30^{\circ}$  之间。

(3) 鱼道进出口段应能适应上下游水位的变化，以保证在水位变化时，仍保持鱼道内的流量和流速均匀适用。水位变化较大的河段或进出口处可采用淹没孔口的隔板组或自动调节闸门来控制隔板过水断面的大小，以适应水位变化，亦可在不同的高程，设立



几个鱼道进口或出口，适应不同水位。

(4) 鱼道进口不宜高出河底过多，进口水深不小于 1 米到 1.5 米，或不小于 0.6 ~ 0.8 倍下游水深。进出口底部，应以斜坡与河底衔接。

(5) 鱼道出口应远离水陂，以免进入上游的鱼再被冲至下游。

(6) 渠首工程设有电站时，由于从电站尾水管出来的水，流速均匀，扰动小，诱鱼条件较好，鱼道可布置在厂房的两边，并可在厂房尾水管顶部设许多进口的集鱼系统。

## 二、水力计算

在鱼道设计中的水力计算，主要是解决鱼道上的设计流速和设计水位，从而决定鱼道各个部位的具体尺寸。

当鱼类在鱼道中的过鱼孔通过时，与在天然河流不同，它所遇到的阻力将有所增加。同时，鱼道中水流紊动，回游路线弯曲，也影响鱼类上溯，增大鱼类体力消耗，因而鱼道中的流速，应较天然河流为低。

广东省的鱼道设计流速，一般应以鲤科鱼类的允许流速为标准，成鱼可取 1 ~ 1.2 米/秒，15 厘米左右的幼鱼可取 0.6 ~ 0.8 米/秒，更小的幼鱼则应在 0.5 米/秒以下，至于其他属科的鱼类，则应作调查研究或参考国内外类似鱼类的生活条件，加以研究决定。

当鱼道采用最简单的一般没有消能措施的光面槽式时，则单纯利用槽底和槽壁糙率来降低流速。这种鱼道的坡度计算和一般渠道的比降计算一样，其计算结果，坡度很缓，因而水槽很长，实际上是很难采用的。

人工加糙可以得到较大的槽底坡降，但上下水头差过大时，也需要很长的水槽段，才能达到设计要求的流速。而带有横隔板的槽形鱼道，则可克服这些缺点。设计时应首先按鱼道的设计流速，确定色道的隔板数  $n$ ，其值可由下式估算：

$$n = k \frac{gH}{V^2}$$

式中  $g$ ——重力加速度 (9.81 米/秒<sup>2</sup>)

$H$ ——鱼道设计水位差

$V$ ——鱼道内的允许流速

$k$ ——系数，随隔板孔口的型式而异，一般  $< 2$ 。隔板型式较好，其值可较小。估计时可设  $k = 2$ 。

这种鱼道的隔板，一般相隔 10 块左右便应设立一个休息池。所谓休息池，就是将水池长度放大，造成较平稳的水流，使之成为适宜于鱼类休息的场所，以供鱼类恢复体力，再行上溯。一般的休息池。是将通常间隔长度加大一倍。

从水力学消能的要求来说，若间隔过短，将不能有效地消能。因此，除了鱼道很小外，一般的间隔长度至少应有 3 米。如鱼道宽度较大，那么，间隔的最小长度应为 5 米。部分试验资料认为：对于 30 厘米的竖缝宽度，槽宽最小 1.83 米，间隔长 2.44 米，

一般以槽宽 2.44 米，间隔长 3.05 米为好。对于 15 厘米的竖缝宽度，带有隔板的鱼道最小尺寸应为槽宽 1 米，间隔 1.22 米。对于淹没孔口式鱼道，间隔长度应 6 倍于孔口直径，槽宽 4 倍于孔口直径。

鱼道的宽度设计没有严格的技术要求和计算依据，一般都是根据河流的大小和河流鱼量的多少而定的。大河流的鱼道应较小河流为宽，鱼量多的应较鱼量少的宽，大河流上的鱼道宽度，一般可定为 3~3.5 米，小河为 1.0~1.6 米。也可考虑鱼道与原河宽度之比为 1: 25。

鱼道的水深，视所过鱼类的大小及习性而定，如过大个体及底层鱼为主的，水深应大些。一般认为，为了使水体不致过于明亮，以免妨碍大个体及底层鱼类通过，水深应在 1.5 至 2.5 米，一般可为 2 米。

## 第三节 船闸设计

在河流的某些河段上兴建了水陂、闸坝等水工建筑物后，抬高上游水位对船只的通航有利，但是，由于形成上下游水面不同的高差，影响船只的通行。因此，工程规划设计时，必须同时考虑航运的要求，设置专门的过船建筑物。低水头的水利枢纽，一般采用船闸，在高水头的水利枢纽中，常采用另一种过坝方式，即升船机。它是借助机械功能用以升降船只过坝的。农田水利工程实现河网化以及河道梯级开发后，应因地制宜，就地取材，修建结构简单、适应本地区船型和运输量需要的船闸工程。这里仅对通常采用的单室船闸作简单的介绍。

### 一、船闸的基本组成部分及工作原理

#### （一）船闸的基本组成部分（图 9-9）

（1）闸首：船闸的首部结构，用以连接闸室上、下游。在上游的为上闸首，下游的为下闸首。闸首中设有闸门及输水设备，能使闸室与上下游连通或隔断，并能使闸室水位随意升降。

（2）闸室：位于闸首后面，过闸时用以停放船只。

（3）引航道：设置在船闸的上上游，使船只能安全而平稳地进出闸室。

#### （二）船闸的工作原理

船闸之所以能将船只由上游送到下游，或由下游送到上游，是由以上各组成部分共同配合作用的结果。比如船只从下游到上游，过闸的程序是：两端闸门关闭，用下闸首的输水系统将闸室中的水泄出，至闸室水位和下游水位相平时，打开下游闸门，船只驶进闸室，关闭下游闸门及输水系统阀门；然后打开上游输水系统阀门向闸室灌水，当闸

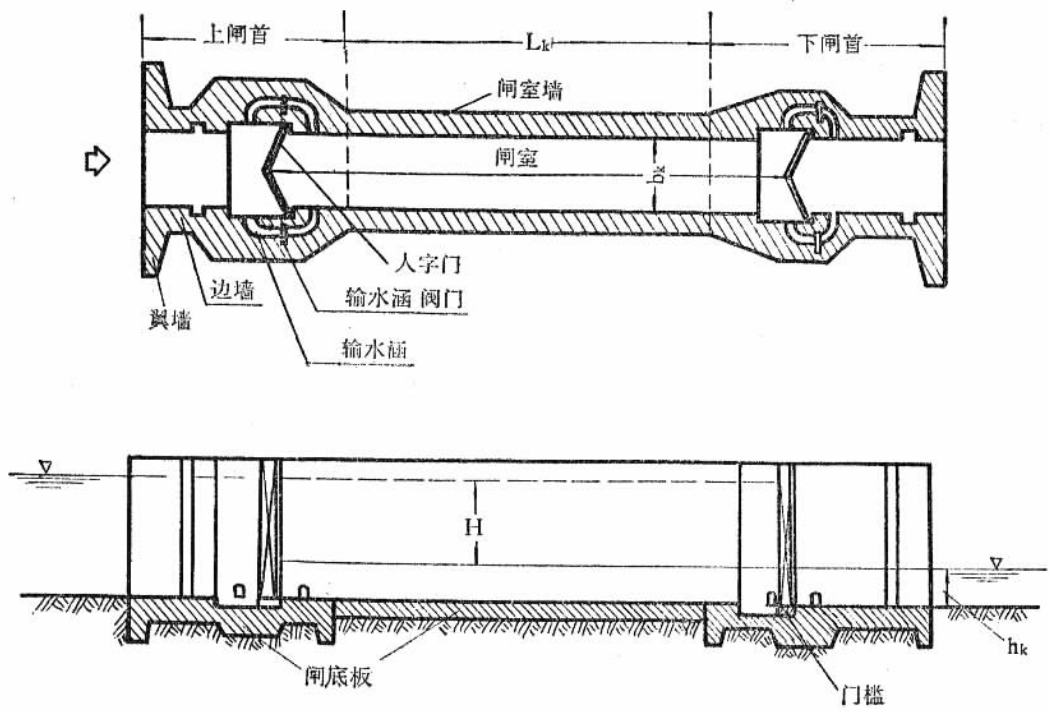


图 9-9 船闸示意图

室中的水位和上游水位相平时，即可打开上游闸门，船只驶向上游。当船只从上游向下游过闸时，程序与之相反。

### (三) 船闸的布置

船闸在平原河道水利枢纽中往往成为一个主要的附属建筑物，布置上应考虑以下几点：

- (1) 船闸位置不宜布置在台地上，应布置在临近河流原有深水航线紧接泄洪闸陂头的岸边，至于洪水期通航的安全问题，可由适当延长上下游导航墙予以解决。
- (2) 闸室边墙以及上下游门顶的高程，都应有足够的高度，一般洪水不致漫闸过流。
- (3) 在含砂量大的河流，船闸布置最好能设置专门的放水冲淤廊道。
- (4) 船闸上闸首底槛高程，最好不低于相邻泄洪闸陂的过水底部高程。闸陂设计中应注意研究调整。

## 二、船闸的基本尺寸

船闸的基本尺寸决定于过闸船队的船只数目和船只大小，这就需要经过调查研究，

结合本地区航运要求而定。船闸的基本尺寸（见图 9-9）包括：

（一）闸室有效长度  $L_K$ ，可按式计算：

$$L_K = L_{拖} + nL_{驳} + \Delta L_{(n+1)}$$

式中： $L_{拖}$ ——拖轮长度

$L_{驳}$ ——驳船长度

$n$ ——沿纵向排列的驳船数

$\Delta L$ ——船舶之间的距离，一般取 2~5 米

当运用上式计算时，如设计闸室不通过拖轮，用  $(n+1)$ ；如通过拖轮时，则用  $(n+2)$ 。

（二）闸室宽度  $b_K$  的决定：

$$b_K = mB_{驳} + 2\Delta B$$

式中  $B_{驳}$ ——驳船宽度

$m$ ——沿闸室宽度排列的驳船数

$\Delta B$ ——富裕宽度（安全值），用 0.2~1.0 米

（三）上下游闸头门坎上水深  $h_K$ ：

$$h_K = T + \Delta T$$

式中  $T$ ——船只最大吃水深

$\Delta T$ ——船底下的富裕深度，用 0.1~0.5 米

（四）引航道宽度：引航道宽度  $b_0$ （见图 9-10），应该在有一个船队停靠码头的同时，另两个船队能够并列通过。所以

$$b_0 = 3B + 4d$$

式中  $B$ ——最大船队宽度

$d$ ——船的间距，一般用 2~3 米

引航道的直线长度  $l_1$  一般为闸室总长的 1.5~2.0 倍。过渡段长度  $S$  可以用  $1/2 \sim 3/4$  船长（见图 9-10）。

### 三、船闸的构造

#### （一）闸首的构造

船闸闸首的作用和普通单孔节制闸相似，承受水头并支承闸门。它由闸底及闸墙组成，设有闸门、启闭机械及输水设备等。闸首底板有两种形式，一种是整体式，即闸墙与底板连成一整体（见图 9-11），这种形式刚性较好，闸底防渗也较容易，但闸底板较厚，往往需要较多的钢筋混凝土。另一种是分离墙式，即闸墙与底板分开（见图 9-12）若地基土质良好，防渗措施有保证时采用这种型式较为经济。为节省钢材及水泥，就地取材，可用浆砌石砌筑重力式闸墙。闸首的结构计算与一般进水闸相同，按初步拟

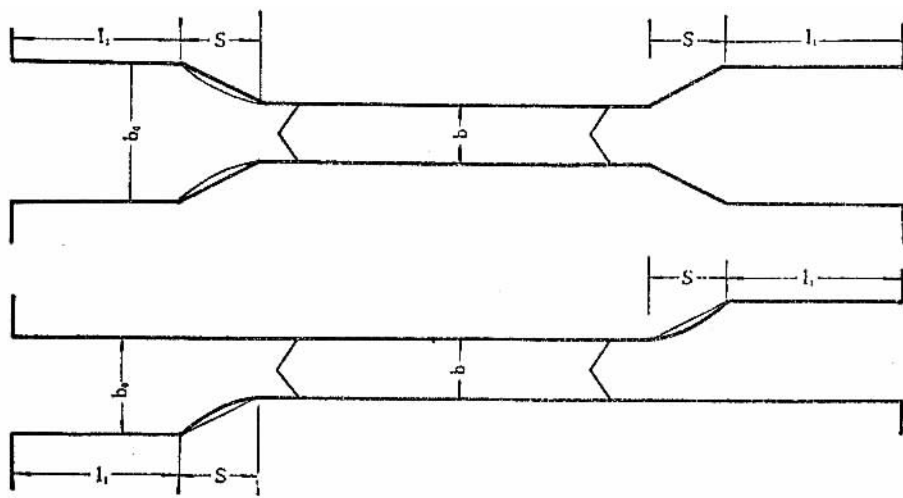


图 9-10 引航道示意图

定的布置尺寸，验算各部及整体的滑动稳定，校核地基应力，并按上下游正常水位时承受最大水头情况及无水情况进行计算。

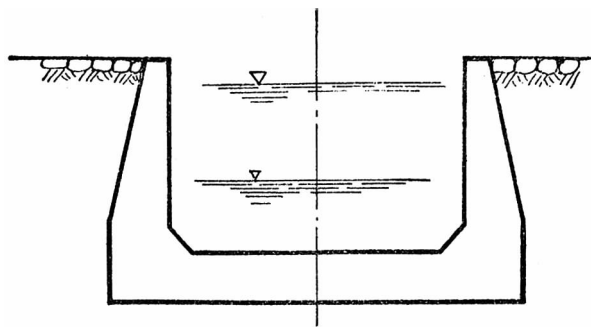


图 9-11 整体式闸首底板

## (二) 闸室构造

闸室是由闸墙和闸底组成，和闸首一样，可以做成整体式及分离墙式。究竟应该采用那种型式，这要取决于地基情况。常见的闸墙有垂直式和斜坡式两种。

垂直式的墙多造成重力式的，可用浆砌石砌筑（见图 9-12）。垂直式闸墙计算方法与重力式挡土墙计算方法相同。

斜坡式闸墙是以加固的土坡作为闸室的，在小型船闸中比较广泛采用。其坡度视土质而定，一般约在 1:1.5~1:2.5 左右（见图 9-13）。

上述两种型式比较，斜坡式闸室造价低，但用水量大，输水时间长，泄水时船只易在斜坡上搁浅或碰撞，须做导航排架；垂直式闸室造价较高，用水省，输水时间短，船

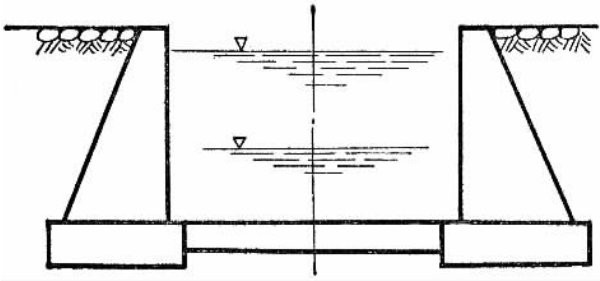


图 9-12 分离式闸首底板

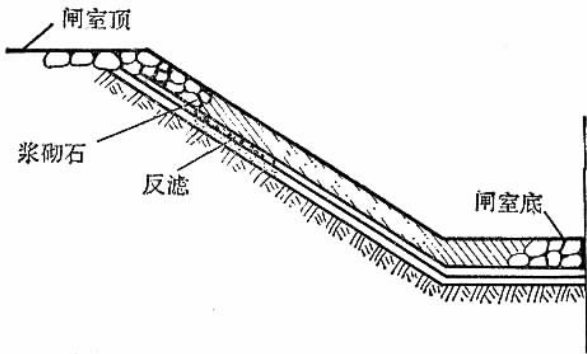


图 9-13 斜坡式闸墙

只在闸室内能安全地升降。

### (三) 输水设备

输水设备是船闸用以充水和放水的设备，其型式有：

(1) 在闸门上（靠下部）设输水阀门（见图 9-14），它适用于水位差较小的情况，结构简单，使用也方便。小型船闸采用这种型式的输水设备为适宜。

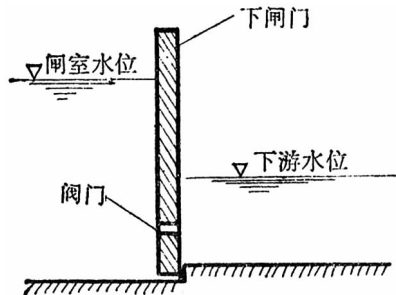


图 9-14 在闸门上设输水阀门

(2) 在闸首内设短输水涵洞 (见图 9-15)。一般是单出口, 也可以是多出口。水头小于 5 米时, 出口可以不设消能设备。

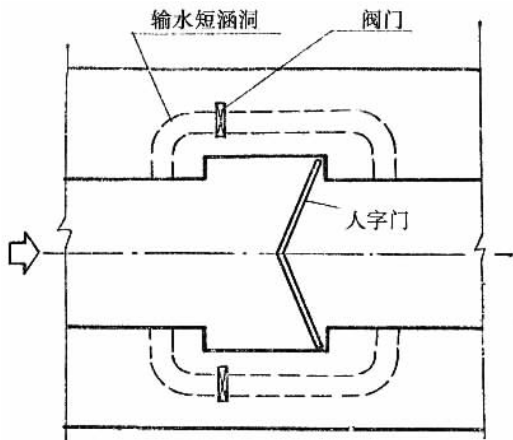


图 9-15 在闸首内设输水涵洞

(3) 在沿闸室的整个长度或一段长度设置输水涵洞, 涵洞有多个出水口, 出水口一般沿闸室边墙等距离布置 (见图 9-16)。这种输水系统用于闸室较长及水头较大的情况。

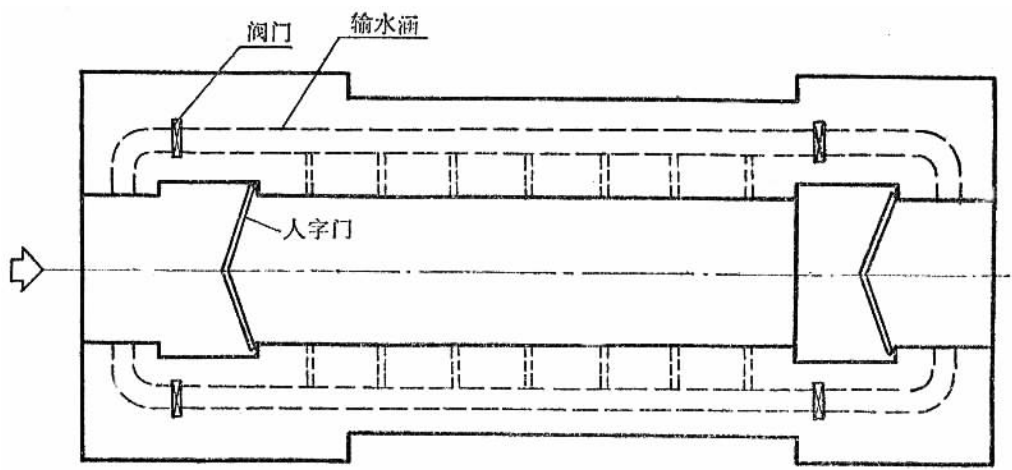


图 9-16 沿闸室设输水涵洞

#### (四) 闸门及启闭设备

##### (1) 闸门

船闸闸门种类有多种, 一般有人字门, 上升、下降式平面和弧形门。平推式门等。人字闸门 (见图 9-17) 是船闸中最常用的闸门, 优点是能封闭高而宽的孔口, 开

启后不限制航道净空，启闭机械布置简单，但存在受支座沉陷影响较大和易于漏水等缺点，施工安装复杂，特别是闸门的顶枢、底枢、枕座部分，以及止水件的安装都要求精细。

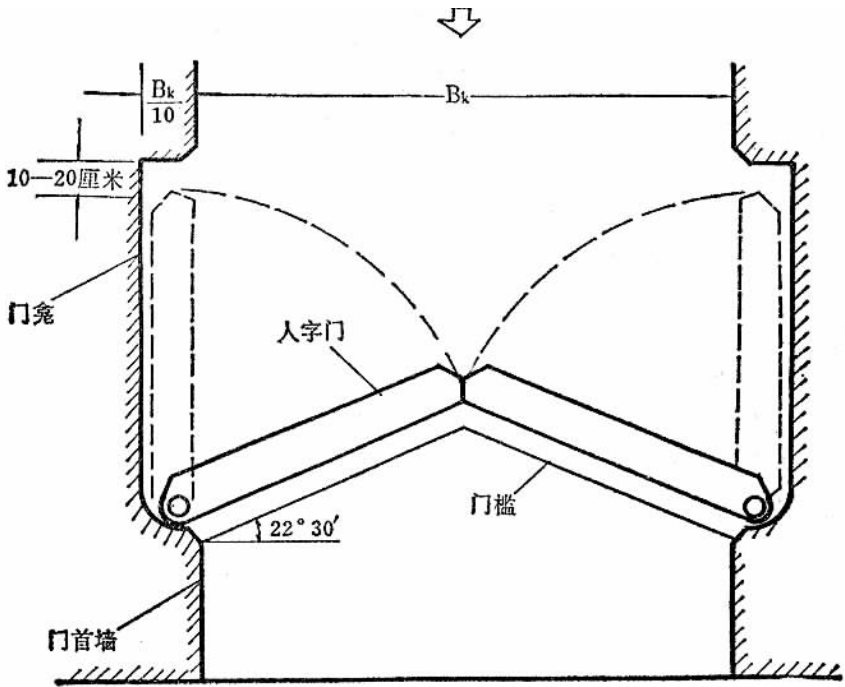


图 9-17 人字门平面示意图

平推门（见图 9-18）。广东省高鹤县沙坪水闸和沧江水闸的船闸，采用单扇平板平推门型式，在门脚装上导轮，闸门沿着闸底的轨道作水平横向移动，闸门由卷扬机牵引启闭。

近年来广东省一些单位学习兄弟省的先进经验，采用一种立轴弧形门作船闸的闸门（见图 9-19 及图 9-20）。这种闸门的优点是启闭所需动力小，闸门能在动水中开启，平沙农场采用这种闸门，设计开启的最大水头差为 2.5 米，据平沙农场的实践经验，在 1 米水头差左右开启闸门时，一人操作便可以，启闭省力。启闭设备是用钢丝绳卷扬机。由于这种型式的闸门能在有水压的情况下启闭，故闸室充水不需要另设输水涵洞，而是采取适当控制闸门的开启度来充水。在潮区水头差不大的情况下，这种闸门是适用的。但这种闸门需要较大的门库，闸首部分的水工结构要用较多的水泥钢筋，另外是充水时闸室水面波动较大，有待进一步解决。

### (2) 启闭设备

船闸闸门的启闭设备视闸门的型式而定，人字闸门通常采用曲柄连杆式启闭机，它是通过齿轮圆盘圆周上的接点和连杆铰连组成曲柄连杆机构，推拉人字门，以人字门下部底枢和上部顶轴为中心作圆弧运动，达到启闭的目的。平推门和立轴弧形门是用卷扬



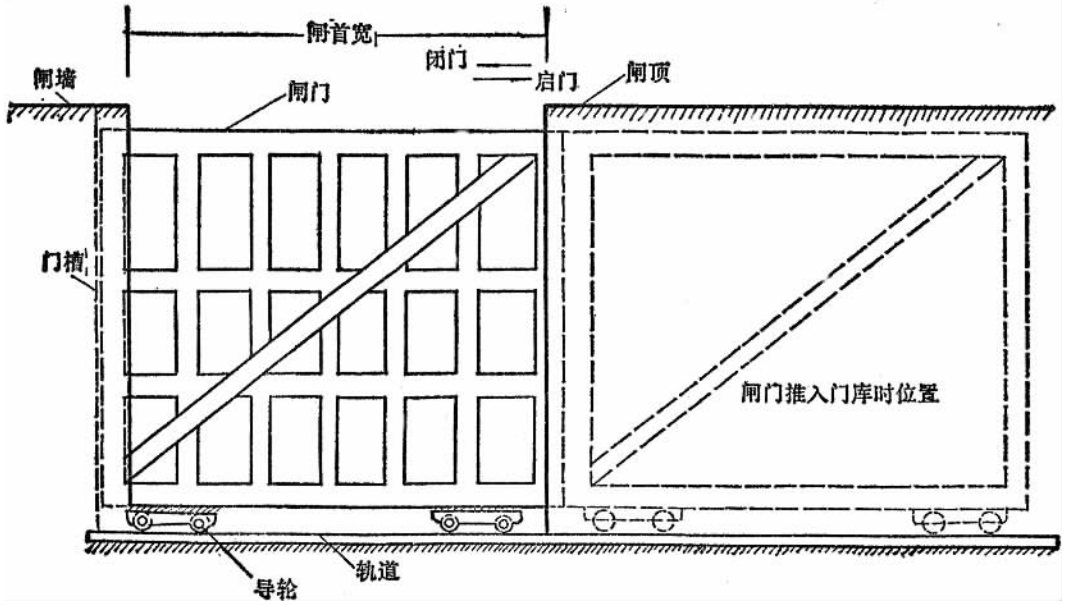


图 9-18 平推门示意图 (立视)

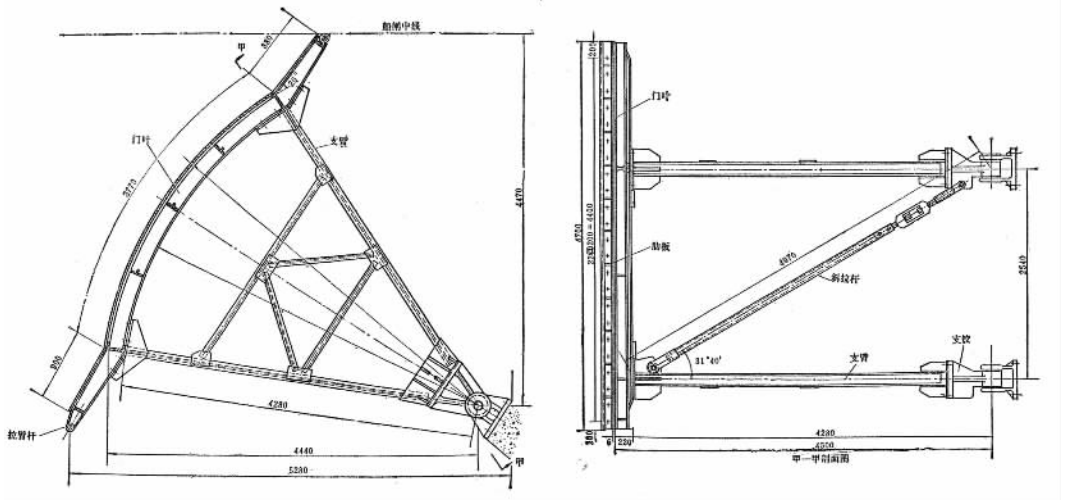


图 9-19 立轴弧形闸门

单位: 毫米

机作动力的，以钢丝绳通过转向滑轮牵引闸门移动，由于钢丝绳可以向各方向弯曲，因此，可作多方案的布置，运行维护、检修也较简便，使用很广泛。



# 第三篇

## 灌溉系统工程 规划设计

# 第一章 渠道灌溉系统工程规划

灌溉系统是灌溉工程系统的简称。灌溉系统可分为渠道灌溉系统与管道灌溉系统两大类，其规划设计方法各不相同。在这一章里，我们只讨论渠道灌溉系统的规划方法。

渠道灌溉系统包括从水源取水的渠首工程、向灌区各个部分输水和分配水量的渠道系统及其建筑物、为了保证灌水质量所必须的田间工程。进行渠道灌溉系统的规划时，一定要深入现场，对水源、地形、土壤、作物种植计划及需水要求等情况，深入细致地调查研究，集中群众的智慧，进行科学的分析，通过不同方案的比较，作出合理的安排。

## 第一节 灌溉水源和灌溉水质

### 一、灌溉水源

灌溉水源系指可以用于灌溉的天然水体，有地面水和地下水两种形式。地面水包括河川径流、湖泊径流以及在汇流途中被拦蓄起来的地面径流。地下水主要指潜水和层间水。前者又称浅层地下水，其补给来源主要是大气降水，由于补给容易、埋藏较浅、便于开采，是利用地下水进行灌溉时的主要水源。

城市污水经过净化处理后，也可作为灌溉水源。

开发灌区时，首先要选择水源。水源应靠近灌区并具有便于引水的地形、地质条件，水量和水质也要满足灌溉要求。

### 二、灌溉水质

灌溉水质主要指灌溉水中所含泥沙的粒径和数量、可溶盐的种类和数量、水的温度等。利用生活污水和工业废水作为灌溉水源时，要对有毒物质、传染病菌和重金属等进行分析检验。

#### （一）灌溉水中的泥沙

河水的特点是矿化度很低，但含泥沙较多。中国西北黄土高原和华北平原上的河流含沙量很高。据黄河花园口站的观测资料统计：1949~1970年，黄河年平均含沙量为

27kg/m<sup>3</sup>。淮河年平均含沙量为 0.05%，长江约在 0.02% ~ 0.08% 之间。

从多沙河流引水的灌溉工程，必须分析泥沙的含量和组成，在渠系工程设计和运营管理运用中，采取适当措施，防止有害的泥沙入渠，并能把引进渠道的泥沙顺利地送到田间，防止淤塞渠道。

粒径大于 0.1mm 的泥沙，特别是大于 0.15mm 的泥沙，容易淤积在渠道中，应禁止入渠。粒径为 0.005 ~ 0.1mm 的泥沙，在土壤质地粘重的地区，可少量引入田间，以改善土壤的物理性状。粒径小于 0.005mm，特别是小于 0.001mm 的细粒泥沙，具有一定的肥力，可适量输入田间，但如引入过多，会减少土壤的透水性和通气性能，恶化土壤的物理性质。

渠水中的泥沙含量不应超过渠道的输沙能力，否则会产生淤积。

## (二) 灌溉水的含盐量

灌溉水中一般都含有盐分，地下水的含盐量较高，要视具体情况加以限制。如果灌溉水含盐过多，就会增加土壤溶液的浓度，使作物吸水困难，轻则影响作物的正常生长，重则造成作物死亡，甚至引起土壤次生盐碱化。由于各种盐类对作物的危害程度不同，不同作物的耐盐性能各异，灌溉水质的标准也随含盐成分和作物种类而不同。对大多数作物来说，通常要求灌溉水的含盐量不超过 0.15% (1.5g/L)，以碳酸钠为主的灌溉水的含盐量应小于 0.1%，以氯化钠为主时应小于 0.2%，以硫酸钠为主时应小于 0.5%。

据华北地区的观测研究，灌溉水的矿化度对作物生长的影响如表 1-1 所示。

表 1-1 地下水矿化度对作物生长的影响

矿化度 (g/L)	作物种类及其生长情况
< 1	一般作物生长正常
1 ~ 2	水稻、棉花生长正常，小麦受抑制
5	水稻可生长，棉花受抑制，小麦不生长
20	作物不能生长，可生长少量耐盐植物，大都为光板地

实践证明：在水源条件差的地区，若能采取适当的农业技术措施防止土壤积盐，也可用含盐量为 0.3% ~ 0.6% 的咸水进行抗旱灌溉。黄淮海平原的研究资料表明：在冬小麦拔节期及其后期，用 3 ~ 5g/L 的咸水灌溉，比不灌水可增产 2 ~ 5 成；在玉米抽穗期、棉花盛花期进行咸水灌溉，也可增产。在这些时期进行咸水灌溉，虽引起土壤暂时积盐，但夏季雨量大而集中，有个自然淋洗盐分的过程，冬春水源充足，又可用淡水灌溉淋洗，这样可以保持耕作层内的盐量平衡。陕西省渭南地区在进行咸水灌溉时，为了防止在土壤中积盐，采用了井灌、渠压的灌水方式，即井灌两次，渠灌一次。因为渠水为淡水、淋洗了咸水在表层土壤中聚积的盐分。

水中可溶盐的含量不同，导电程度就不同。因此，国外多用水在摄氏 25℃ 时的电导度 ( $EC_{25}$ ) 作为衡量水质的标准，单位为  $\mu\text{S}/\text{cm}$  (微西/厘米)。澳大利亚的维多利亚州灌溉研究和咨询委员会按电导度把灌溉水分为 5 级：

(1) 弱度含盐水： $EC_{25} = (0 \sim 250) \mu\text{S}/\text{cm}$ 。可用于灌溉绝大多数农作物和土壤，不会招致土壤盐碱化。

(2) 中度含盐水： $EC_{25} = (250 \sim 750) \mu\text{S}/\text{cm}$ 。在适度淋洗的条件下可以用来灌溉，可以种植中度耐盐作物。

(3) 强度含盐水： $EC_{25} = (750 \sim 2250) \mu\text{S}/\text{cm}$ 。在没有良好排水条件的地区，不能用于灌溉。有排水条件时，也要考虑作物的耐盐能力，并采取控制土壤含盐量的管理措施。

(4) 高强度含盐水： $EC_{25} = (2250 \sim 5000) \mu\text{S}/\text{cm}$ 。一般不能用于灌溉，只有在土壤透水性强、排水良好、有充足的冲洗水量、种植耐盐作物的条件下，才能使用。

(5) 极强度含盐水： $EC_{25} > 5000 \mu\text{S}/\text{cm}$ 。只有在土壤透水性强、排水条件好、具有完善的管理措施（特别是冲洗措施）、种植耐盐作物的条件下，才能用于灌溉，或在十分紧急的情况下作为抗旱用水。

另外，对结合生活供水的灌溉水质，该委员会还规定了悬浮泥沙的含量，用“混浊度单位”(NTU) 作为指标，规定饮用水的混浊度必须小于 25NTU，理想的水质应小于 5NTU。

### (三) 灌溉水的温度

灌溉水的温度对农作物的生长影响很大，水温过低，会抑制作物的生长；水温过高，会降低水中溶解氧的含量并提高水中有毒物质的毒性，妨碍和破坏农作物和鱼类的生长。

作物生长对气温和地温都有一定的要求，灌溉水温和地温密切相关，对近地面的气温也有很大的影响，三麦（大麦、小麦、元麦）根系生长的适宜地温为 15 ~ 20℃，最低允许地温为 2℃。水稻正常生长的适宜气温一般不低于 20℃，各生育阶段对温度的要求不同，在水稻幼穗形成期和生殖细胞分裂期，温度的影响尤为显著，开花结实期的最低临界气温为 19℃。日本吉川氏进行了不同水温灌溉水稻的对比实验，以 32℃ 的水温最为适宜，分蘖数最多，产量最高。日本还有人研究了灌溉水温对水稻抽穗情况和产量的影响，得出的结论是：水稻抽穗期前后的适宜水温不应低于 24 ~ 25℃，理想水温是 28 ~ 30℃。所以，概括起来说，对旱作物，灌溉水温应不低于 15 ~ 20℃，对水稻则应高于 20℃。灌溉水的最高温度不宜超过 35℃。生产实践中常以井水、泉水、融雪水作为灌溉水源，水温往往偏低，应采取适当的升温措施，如采用迂回灌溉延长输水路线或设晒水池曝晒等。从水库引水灌溉时，应从温度较高的表层取水。

中国有关部门 1979 年已经颁布了《农田灌溉用水水质标准》(表 1-2)，水质不符合标准时，不能直接灌溉农田，必须先行处理。

表 1-2 农田灌溉用水水质标准

编 号	项 目	标 准
1	水 温	不超过 35℃
2	pH 值	5.5 ~ 8.5
3	全盐量	非盐碱土农田不超过 1500mg/L
4	氯化物 (按 Cl)	非盐碱土农田不超过 300mg/L
5	硫化物 (按 S 计)	不超过 1mg/L
6	汞及其化合物 (按 Hg 计)	不超过 0.001mg/L
7	镉及其化合物 (按 Cd 计)	不超过 0.005mg/L
8	砷及其化合物 (按 As 计)	不超过 0.05mg/L
9	六价铬化合物 (按 Cr <sup>+6</sup> 计)	不超过 0.1mg/L
10	铅及其化合物 (按 Pb 计)	不超过 0.1mg/L
11	铜及其化合物 (按 Cu 计)	不超过 1.0mg/L
12	锌及其化合物 (按 Zn 计)	不超过 3mg/L
13	硒及其化合物 (按 Se 计)	不超过 0.01mg/L
14	氟化物 (按 F 计)	不超过 3mg/L
15	氰化物 (按游离氰根计)	不超过 0.5mg/L
16	石油类	不超过 10mg/L
17	挥发性酚	不超过 1mg/L
18	苯	不超过 2.5mg/L
19	二氯乙醛	不超过 0.5mg/L
20	丙烯醛	不超过 0.5mg/L

注 放射性物质的标准应按现行的《放射防护规定》中关于露天水源中放射性物质限制浓度的规定执行。

## 第二节 以河流为水源的灌溉取水方式

灌溉渠道从水源取水的地点称为渠首。渠道引水的水位和流量必须满足全灌区农作物的灌溉用水要求。而水源的水位和流量则有其固有的变化规律，往往不能完全满足渠首引水的需要，这就要采取工程措施改变水源水位、流量的变化规律，使之适应灌溉引水的需要，不同的工程设施就构成了不同的取水方式。从河道取水时，常用的取水方式有：无坝取水、有坝取水、抽水取水和水库取水。

### 一、无坝取水

没有改变河道水位、流量过程的工程设施，只在渠首建闸控制引水流量的取水方式叫无坝取水。

在灌溉用水期间，河道的水位、流量均能满足渠首引水要求，而且河道流量远大于

灌溉引水流量时，采用无坝取水。

在无坝引水的条件下，为了防止过量泥沙入渠和保证河态稳定，渠道只能引入河道流量的一部分，一般认为不应超过河道枯水流量的 30%。

在丘陵山区和山前冲积扇地区，可以利用山区河床比降较大的特点，把渠首位置向上游移动，用延长引水渠道的办法获得无坝取水的足够水位，如图 1-1 中的 A 点。

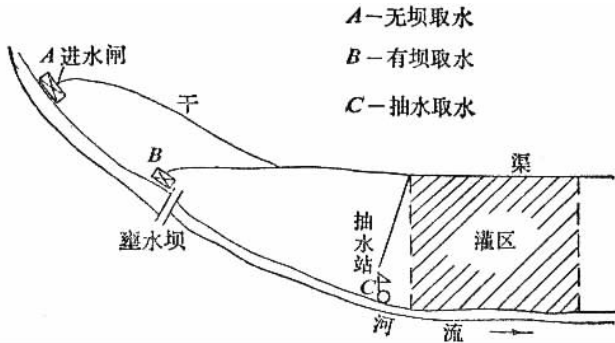


图 1-1 灌溉取水方式示意图

无坝引水的渠首应选在河床稳定、附近无支流汇入的河段，以防止由于河床变动使主流远离渠首，或因支流洪水挟带的沙石淤塞进水口，使渠首失去引水能力。

渠首位置还应选在河道的凹岸（河岸深入陆地的一侧），这是因为河槽的主流总是靠近凹岸一侧，引水可靠；更重要的是在凹岸引水可以防止泥沙淤塞进水口和进入渠道，因为在河道拐弯的地方，水流受离心力的作用，表层水流向凹岸，使凹岸一侧水面壅高，凸岸一侧水面降低，在河流横断面上形式一个水位差，致使底层水流由凹岸流向凸岸，并把底层的泥沙带到凸岸，在凸岸一侧淤积下来。于是，弯道处的水流就呈螺旋形前进，称为“弯道环流”，如图 1-2 所示。由于弯道环流的作用，靠近凹岸一边的河床较深，泥沙很少，所以把渠首放在凹岸，不仅可以防止泥沙入渠。通常把引水口放在弯道中部略偏下游的地方，因为在这里环流的作用发展得比较充分。凹岸易受冲刷，渠首附近的河岸需要加以保护。

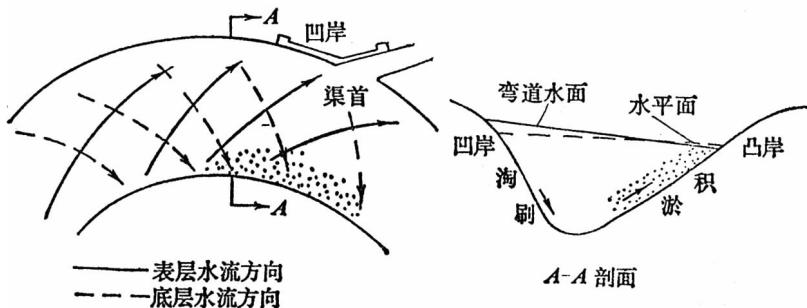


图 1-2 弯道环流



无坝引水渠首一般由进水闸、冲沙闸和导流堤三部分组成（图 1-3）。进水闸控制入渠流量，冲沙闸用以冲走淤积在进水闸前的泥沙，导流堤用来引导水流顺畅地流入进水闸。

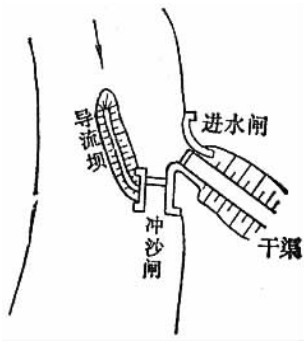


图 1-3 无坝取水工程示意图

无坝取水工程技术简单，对地质条件要求不高，工程投资较少，但在河床不稳定的地区，往往会因主流偏离进水口而引水困难。

## 二、有坝取水

拦河筑坝，壅高水位，引水灌溉的取水方式称为有坝取水。

河道的流量能满足灌溉引水要求，但水位略低于渠首引水的需要，在这种情况下，可在河道上修筑壅水建筑物（坝或闸），抬高水位，满足渠首引水要求。这种拦河修建壅水工程的取水方式称为有坝取水。

有坝取水枢纽主要由拦河坝、进水闸、冲沙闸等建筑物组成，如图 1-4。

(1) 拦河坝：用以拦截河水，抬高水位，满足灌溉引水要求。坝顶宣泄河道洪水和剩余水量，坝长要能满足泄洪要求。

(2) 进水闸：用以控制引水流量。

(3) 冲沙闸：用以冲洗进水闸前的淤沙，保证正常引水。冲沙闸是多沙河流上有坝取水枢纽不可缺少的组成部分，它的过水能力一般应大于进水闸的过水能力，它的底板高程应低于进水闸底板的高程。

除以上工程外，有时在拦河坝上游河岸上还筑有防洪堤，以减少洪水淹没损失；有时根据综合利用要求还设有船闸、鱼道、筏道及电站等。在洪水流量较大、溢流坝长度受到限制时，为了减少淹没损失，还可设置泄洪闸等。

## 三、抽水取水

借助机械从水源取水，并把水位提高到灌溉要求的高度，这种取水方式叫做抽水取

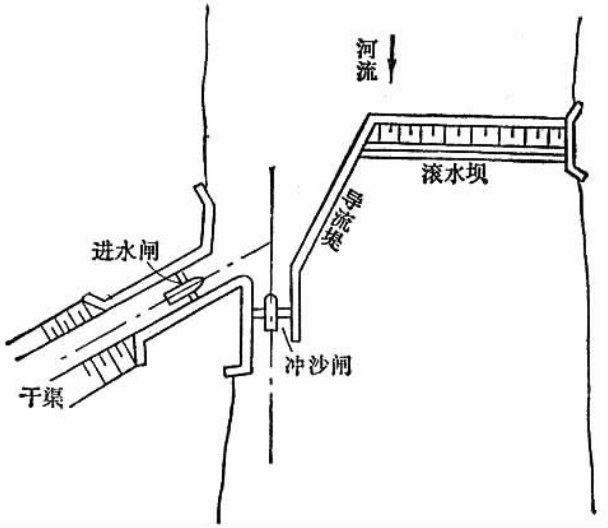


图 1-4 有坝取水工程示意图

水，也叫提水灌溉。

河道水量丰富，但因灌区位置较高，河道水位低于渠首引水要求的水位，而且相差很多时；或者河道水位低于渠首要求水位不多，但不允许拦河筑坝或筑坝不经济时，采用抽水取水。

抽水取水枢纽工程一般紧靠灌区，如图 1-1 中的 C 点，缩短了引水渠道，但增加了机电设备和管理运行费用。

抽水站的位置要布置在地质条件较好，河床稳定的河段。为了引水可靠和防止泥沙，抽水站址也象无坝取水时一样，应选在河流的凹岸。

#### 四、水库取水

在河道的适当地点，兴建水库，调节径流，放水灌溉的取水方式叫水库取水。

当河道的天然流量过程不能满足灌溉要求时，就必须修建水库，调节河道径流过程，解决来用水之间的矛盾，并综合利用河流水源。

采用水库取水方式，必须修筑挡水建筑物、泄水建筑物和放水建筑物，工程较大，且有较大的库区淹没损失。因此，必须认真选择建库地址。

在丘陵山区，由于河道比降较大，在河道流量能够满足灌溉引水要求的前提下，可以用改变渠首位置的办法在无坝取水、有坝取水和抽水取水三种不同方式之间进行比较和选择，如图 1-1 中 A、B、C 三个渠首位置就有三种不同的取水方式，都可以满足灌溉引水要求。究竟采用哪一种取水方式，要通过技术经济比较，才能合理确定。

## 第三节 引水灌溉工程的水利计算

灌溉工程水利计算的目的在于通过供需水量的平衡计算，确定灌溉面积，并根据灌溉引水流量和水位与河道供水流量和水位的配合情况等因素，确定灌溉引水工程的规模。

### 一、河道设计供水过程的确定

在第二章里，我们介绍了作为设计依据的灌溉用水量是根据灌溉用水设计典型年的水文气象条件确定的。那么，在确定与灌溉用水过程相配合的河流供水过程时，同样需要选出一个设计典型年。河流供水设计典型年常用的选择方法有两种。

#### （一）和灌溉用水设计典型年同年份

采用和灌溉用水设计典型年同一年份的河道来水过程作为设计依据。在中小流域里，影响灌区用水和水源供水的水文气象条件相近，灌溉用水量和河道供水量之间存在着一定的相关关系，因此可以采用同一年份的两个水量分配过程进行配合。

#### （二）和灌溉用水设计典型年同频率

象选择灌溉用水设计典型年一样，把历年灌溉用水期的河道平均流量（或水位）统计出来，从大到小排队，进行频率计算，选择和灌溉保证率相等或相近的年份作为河流供水设计典型年，以这一年的河道流量、水位过程作为设计供水过程。

以大江大河作为灌溉水源时，流域面积很大，影响供水量的水文气象因素和灌区的水文气象因素一般没有相关关系，宜用这种方法。有时，为了简便，甚至采用多年平均值作为设计供水过程。

### 二、设计灌溉面积的确定

#### （一）无坝取水时设计灌溉面积的确定

先根据实际需要，初步确定灌溉面积，据此计算设计灌溉用水量。

因为在无坝取水条件下，灌溉引水量不得大于河道枯水流量的 30%，所以，给河流供水设计典型年的流量过程乘以 30% 后，作为可能供水过程，与灌溉用水过程进行配合。如果河道可供水量能够满足灌溉用水要求，就以初步确定的灌溉面积作为设计灌溉面积；如果河道可能供水量小于灌溉引水量，就要减少灌溉面积，按河道可能供水量确定设计灌溉面积。

## (二) 有坝取水时设计灌溉面积的确定

同无坝取水时一样，先初定一个灌溉面积，计算灌溉用水量。

在有坝取水条件下，渠道可以引入全部枯水流量。因此，河流供水设计典型年的流量过程就是可能供水过程，只要这个供水过程能够满足灌溉引水要求，就以初定的灌溉面积作为设计灌溉面积。如不满足，就要按供水过程确定灌溉面积。

近年来，在一些大型灌溉工程的规划设计中，为了避免灌溉用水设计典型年和河流供水设计典型年的不准确性，采用“长系列法”确定设计灌溉面积：根据初定的灌溉面积，逐年计算灌溉用水量过程，并逐年进行供需水量配合，统计灌溉用水得到满足的年数，计算实际灌溉保证率，如实际灌溉保证率等于或大于设计灌溉保证率，就以初定的灌溉面积作为设计灌溉面积；如实际灌溉保证率小于设计灌溉保证率，就要缩小灌溉面积，重新进行配合计算，水量平衡计算的时段可以采用 5d 或一句，计算过程可列表进行（表 1-3），比较同一时段的河道可能供水量和灌溉用水量，取两者中较小的数值作为实际引水量，如果实际引水量小于灌溉用水量，就表示该时段的灌溉用水不能保证，遭到了破坏。统计灌溉用水得到满足的年数  $m$ ，按系列年数  $n$  和  $m$  计算实际灌溉保证率：

$$P = \frac{m}{n + 1} \times 100 (\%)$$

表 1-3  $\times \times$  灌区历年水量平衡计算表

年	月	旬	河道可能供水量 (万 m <sup>3</sup> )	毛灌溉用水量 (万 m <sup>3</sup> )	实际引水量 (万 m <sup>3</sup> )	用水保证情况 (+) 或 (-)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7) = (6) - (5)

用长系列法确定设计灌溉面积时，就不必通过绘制灌水模数图的方法确定设计灌水模数和设计用水流量过程线。直接从表 1-3 中选取实际引水量一栏中的最大值，按式 (1-1) 计算渠首设计引水流量和设计灌水模数。

$$Q_{引} = \frac{W_{max} \times 10^4}{86400t} \quad (1-1)$$

$$q_{设} = \frac{Q_{引} \times \eta_{水}}{\omega} \quad (1-2)$$

式中  $Q_{引}$ ——渠首设计引水流量 (m<sup>3</sup>/s)；

$W_{max}$ ——最大实际引水量 (万 m<sup>3</sup>)；

$t$ ——计算时段的天数 (d)；

$q_{\text{设}}$ ——设计灌水模数 [ $\text{m}^3 / (\text{s} \cdot \text{万亩})$ ];  
 $\omega$ ——灌溉面积 (万亩)。

### 三、无坝引水工程的水利计算

无坝引水工程水利计算的主要任务是根据灌溉要求的设计引水流量、引水水位和河道设计供水流量、供水水位进行配合，确定进水闸的闸孔尺寸。进水闸的闸孔尺寸主要由引水流量和闸上、下游的水位差决定，应按灌溉临界期的供需配合情况进行计算，因为灌溉临界期的引水流量较大，而河道水位较低，闸上下游的水位差较小，据此计算的闸孔尺寸较大，能满足灌溉季节各个时期的引水要求。

#### (一) 闸前设计水位的确定

为了确定闸前设计水位  $X$  (见图 1-5)。首先应确定外河设计水位  $X_1$ 。外河设计水位一般按灌溉临界期河道的相应水位确定：对于大江大河的引水工程，则可根据历年灌溉临界期的最低旬（月）平均水位进行频率分析，选取相当于灌溉设计保证率的水位作为外河设计水位。如果大江大河的枯水位比较稳定，也可以选取历年灌溉临界期的最低水位，加以平均，作为外河设计水位。

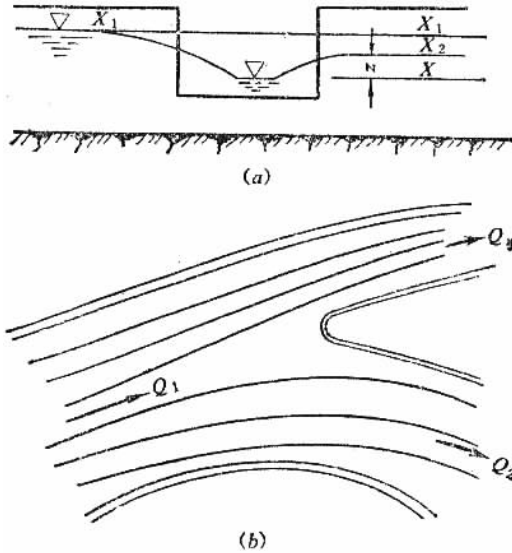


图 1-5 闸前设计水位示意图  
 (a) 河道取水段纵断面图；(b) 河道取水段平面图

在外河设计水位确定之后，便可根据与外河设计水位相应的河道平均流量  $Q_1$ ，减去灌溉临界期的引水流量  $Q_{引}$  得到引水后的河道流量  $Q_2$ ，并根据  $Q_2$  查河道水位流量关系曲线得引水段河道相应的水位  $X_2$ 。此外，还应考虑引水时闸前流速比河道流速大，

使部分位能转化为动能，引起的水面降落值为  $z$ （见图 1-5），则闸前设计水位为：

$$X = X_2 - z \quad (1-3)$$

式中  $X$ ——闸前设计水位（m）；

$X_2$ ——与  $Q_2$  相对应的外河水位，由水位流量关系曲线查得（m）；

$z$ ——引水时部分位能转化为动能后形成的闸前水位降落值（m）。

可按经验公式（1-4）计算该水面降落值。

$$\left. \begin{aligned} z &= \frac{3}{2} \times \frac{K}{1-K} \times \frac{V_2^2}{2g} \\ V_2 &= \frac{Q_1 - Q_{引}}{A_2} = \frac{Q_2}{A_2} \end{aligned} \right\} \quad (1-4)$$

式中  $K$ ——取水系数，为引水流量  $Q_{引}$  与引水前河道流量  $Q_1$  之比值，即  $K = Q_{引}/Q_1$ ；

$V_2$ ——与水位  $x_2$  相应的河道平均流速（m/s）；

$A_2$ ——相应于水位  $x_2$  时下游河道的过水断面面积（m<sup>2</sup>）。

由式（1-4）可以看出， $z$  的大小与取水系数  $K$  直接有关。山区丘陵地区中、小河流上的无坝引水工程，取水系数一般在 30% 以下，若取  $K = 0.3$ ， $V = 1.0\text{m/s}$ ，则  $z \approx 0.03\text{m}$ ，设计时可取此值进行估算；而自大江大河中引水时，取水系数  $K$  往往很小，由式（1-4）计算的  $z$  值甚小，设计时一般可以忽略不计，即取闸前设计水位  $x = x_2$ 。

若闸前引渠较长，则闸前设计水位还应减去引水渠中的水头损失。

**【例 1-1】** 某灌溉工程从黄河无坝引水，引水闸位置已选定。灌区净灌溉面积 324 万亩，灌溉临界期的引水流量为  $120\text{m}^3/\text{s}$ ，外河设计水位采用历年灌溉临界期（3~6 月）最低水位的平均值  $12.40\text{m}$ ，相应的河道流量为  $540\text{m}^3/\text{s}$ 。求引水闸闸前设计水位。

解：
$$Q_2 = Q_1 - Q_{引} = 540 - 120 = 420\text{m}^3/\text{s}$$

与  $Q_2$  相应的外河水位  $x_2$ ，由水位流量关系曲线查得为  $12.3\text{m}$ 。根据河道断面的实测资料，计算出河道平均流速为  $1.0\text{m/s}$ 。

$$\begin{aligned} K &= \frac{Q_{引}}{Q_1} = \frac{120}{540} = 0.22 \\ z &= \frac{3}{2} \times \frac{K}{1-K} \times \frac{V_2^2}{2g} \\ &= \frac{3}{2} \times \frac{0.22}{1-0.22} \times \frac{1}{2 \times 9.81} \\ &= 0.02 \end{aligned}$$

则  $X = X_2 - z = 12.30 - 0.02 = 12.28\text{m}$

## （二）闸后设计水位的确定

闸后设计水位一般是根据灌区灌溉水位要求确定的干渠渠首水位。但这一水位还应根据闸前设计水位扣除过闸水头损失加以校核。如不满足，则应以闸前设计水位扣除过闸水头损失作为闸后设计水位，而将灌区范围适当缩小，或者向上游重新选择新的取水

地点。

### (三) 进水闸闸孔尺寸的确定及校核

进水闸闸孔尺寸主要指闸底板高程和闸孔的净宽，在确定这些尺寸时，它们之间是互为前提，互相影响的。在满足灌溉水位要求的前提下，对同一设计流量，闸底板高程定得低些，闸孔净宽可小些；相反，闸底板高程定得高些，闸孔净宽就需要大些。设计时必须根据建闸处的地形、地质条件等综合考虑。反复比较，以求得经济合理的闸孔尺寸。

如闸底板高程已经确定，就可根据过闸设计流量，闸前及闸后的设计水位，判别过闸水流状态并采用相应的计算公式计算闸孔净宽，如果过闸水流状态为宽顶堰淹没出流，则闸孔宽度可按式(1-5)计算。

$$B = \frac{Q_{引}}{\sigma_s \epsilon m \sqrt{2gH_0^{3/2}}} \quad (1-5)$$

式中  $B$ ——闸孔净宽(m)，如分孔，等于  $nb$  ( $n$  为孔数， $b$  为每孔净宽)；

$Q_{引}$ ——过闸设计流量，即灌溉临界期最大引水流量 ( $m^3/s$ )；

$\sigma_s$ ——淹没系数，与闸前及闸后水位有关，可查水力学中有关附表确定；

$\epsilon$ ——侧收缩系数，与边墩及中墩形状、个数及闸孔净宽有关，可按水力学有关公式计算或查表确定；

$m$ ——宽顶堰流量系数，与进口处的堰坎形状有关，可查水力学中有关附表确定；

$H_0$ ——包括行近流速水头的闸前堰顶总水头(m)。

在进行闸孔净宽计算时，由于侧收缩系数与闸孔净宽有关，所以，需要进行试算，先不考虑侧收缩影响，计算闸孔总净宽  $B$ ，再结合分孔情况，计入侧收缩影响，检验闸孔的过水能力。

在实际工程设计中，设计条件有时比较复杂，灌溉临界期往往不止一个。如按某一灌溉临界期设计进水闸尺寸，还应按另一个灌溉临界期的引水流量进行校核，以满足保证年份内各个时期的灌溉用水要求。

如某引水灌区的灌溉临界期有春灌和夏灌两个季节，其灌溉流量及河道水位资料分别是：

春灌季节：河道水位（频率  $P = 75\%$ ）33.88m

灌溉流量 169.3  $m^3/s$

夏灌季节：河道水位（频率  $P = 75\%$ ）36.05m

灌溉流量 350.0  $m^3/s$

由此可以看出，春灌季节河道水位虽然较低，但灌溉流量远较夏灌季节为小。若按春灌季节的水位、流量作为设计标准，夏灌季节能否引入需要的灌溉流量还必须进行校核才行。

## 四、有坝引水工程的水利计算

有坝引水工程水利计算的任务是根据设计引水要求和设计供水情况的配合,确定拦河坝的高度、上游防护范围和进水闸尺寸。

### (一) 拦河坝高度的计算

拦河坝的高度应满足三方面的要求:①应满足灌溉引水对水源水位的要求;②在满足灌溉引水要求的前提下,使筑坝后上游的淹没损失尽可能减小,即在宣泄设计洪水时,使溢流坝的壅水高度最小;③适当考虑综合利用要求,如发电、通航、过鱼等。

实际上这些要求是既统一又矛盾的。如对灌溉和发电效益而言,拦河坝高些为好;但拦河坝愈高,上游淹没损失愈大,防洪工程造价也愈高。因此,必须通过调查研究和方案比较,择优确定。

一般来说,先根据灌溉引水高程初步拟定坝高,再考虑河床地形、地质条件、坝型、建筑材料、工程量以及上游防洪工程规模等,进行综合分析,确定适宜的坝高。

为了减少工程投资,拦河坝往往由溢流坝和非溢流坝两部分组成,前者用于泄洪,后者用于挡水。非溢流坝多用土石材料建造。下面分别讨论两种坝高的计算方法。

#### 1. 溢流坝高的计算

在中小型引水工程中,一般坝顶不设闸门,在大中型渠首工程中,则多设置闸门,以缩短溢流坝的长度,减少工程投资。

##### (1) 溢流坝顶不设闸门时的坝顶高程计算

①渠首引取河道全部流量时。在灌溉临界期,当渠首引取河道全部流量时,坝顶不发生溢流,坝顶高程按式(1-6)计算。

$$H_1 = H_{\text{首}} + \Delta Z \quad (1-6)$$

式中  $H_1$ ——拦河坝溢流段坝顶高程(m);

$H_{\text{首}}$ ——灌溉临界期渠首设计水位(m);

$\Delta Z$ ——渠首进水闸过闸水头损失,一般为0.1~0.3m。

②渠首引取河道部分流量时。在灌溉临界期,当渠首引水流量小于河道流量时,多余的河道流量就从坝顶下泄,若溢流水深为  $H_0$ (m),则溢流坝顶高程为

$$H_1 = H_{\text{首}} + \Delta Z - H_0 \quad (1-7)$$

(2) 溢流坝顶设有闸门时的坝顶高程计算:溢流坝顶设有闸门时,坝顶高程按式(1-8)计算。

$$H_1 = H_{\text{首}} + \Delta Z + \Delta h - h \quad (1-8)$$

式中  $h$ ——闸门高度(m);

$\Delta h$ ——闸门超高,一般采用0.1~0.2m。

(3) 溢流坝高的计算:知道溢流坝顶高程后,就可用式(1-9)直接计算溢流坝的



高度。

$$h_1 = H_1 - H \quad (1-9)$$

式中  $h_1$ ——溢流坝的高度 (m);

$H$ ——坝基高程 (m)。

在以上各种情况下, 溢流坝的坝顶高程、坝高和上游水位之间的关系如图 1-6 所示。

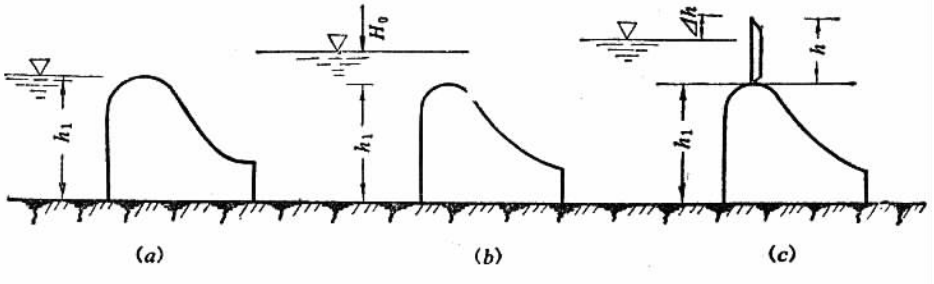


图 1-6 溢流坝高与坝前水位关系图

(a) 坝顶无溢流; (b) 坝顶溢流; (c) 坝顶设闸门

## 2. 溢流坝的长度

溢流坝的长度可根据坝顶泄洪流量和按河床地质条件选定的单宽流量确定, 计算公式是:

$$L = \frac{Q_M}{q_M} \quad (1-10)$$

式中  $L$ ——溢流坝顶的长度 (m);

$Q_M$ ——溢流坝顶设计泄洪流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$q_M$ ——下游河床允许的单宽流量 [ $\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ].

下游河床允许的单宽流量和下游河床的地质条件及下游水深有关。根据经验, 当河床为坚固的岩基时,  $q_M = 70 \sim 100 \text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ; 河床为软弱岩基时,  $q_M = 30 \sim 50 \text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ; 河床为软弱土基时,  $q_M = 5 \sim 15 \text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ; 河床为坚实土基时,  $q_M = 20 \sim 30 \text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 。

## 3. 非溢流坝高的计算

非溢流坝的坝顶高程是由溢流坝坝顶高程和溢流水头确定的。算式如下:

$$H_2 = H_1 + H_{\max} + \Delta H \quad (1-11)$$

$$H_{\max} = \left( \frac{Q_M}{\epsilon m L \sqrt{2g}} \right)^{2/3} \quad (1-12)$$

式中  $H_1$ ——溢流坝的坝顶高程 (m);

$H_{\max}$ ——渲泄设计洪峰流量时的堰顶水头 (m);

$\Delta H$ ——安全超高, 按坝的级别、坝型及运用情况确定, 一般可取  $0.4 \sim 1.0\text{m}$ ;

$Q_M$ ——设计洪峰流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$L$ ——溢流坝长 ( $\text{m}$ );

$m$ ——溢流坝流量系数;

$\epsilon$ ——侧收缩系数。

非溢流坝高为:

$$h_2 = H_2 - H \quad (1-13)$$

## (二) 上游防洪校核

渠首筑坝后, 壅高了上游河道水位, 为了确定淹没范围, 就要绘制回水曲线。回水曲线的基本形态是一条抛物线, 在筑坝处壅水高度最大, 向上游逐渐减小, 直到趋近于正常水面线, 理论上回水影响可传播到无穷远, 但在实用上可用式 (1-14) 近似估算影响距离

$$L = \frac{2h}{i} \quad (1-14)$$

式中  $L$ ——回水影响的水平距离 ( $\text{m}$ );

$h$ ——坝址处的壅水高度 ( $\text{m}$ );

$i$ ——筑坝前的水面比降 (一般与河床比降相同)。

回水曲线可以根据下列 5 个控制点的壅水高度绘制。

(1) 坝址处的壅水高度  $h$

$$h = (h_1 + H_{\max}) - h_0 \quad (1-15)$$

式中  $h_1$ ——溢流坝高度 ( $\text{m}$ );

$H_{\max}$ ——堰顶溢流水头 ( $\text{m}$ );

$h_0$ ——筑坝前坝址处的正常水深 ( $\text{m}$ );

其他符号同前。

(2) 坝址上游  $L/4$  处的壅水高度为  $9/16h$ 。

(3) 坝址上游  $L/2$  处的壅水高度为  $1/4h$ 。

(4) 坝址上游  $3L/4$  处的壅水高度为  $1/16h$ 。

(5) 回水曲线的末端, 壅水高度为零。

根据以上 5 点的水平距离和壅水高度, 可以绘出近似的回水曲线。如图 1-7 所示。

根据回水曲线各点的高程, 就可确定淹没范围, 调查统计淹没损失情况, 对受淹没影响的城镇和交通要道, 要增设防洪堤和抽水排涝工程, 防洪堤的堤顶高程等于设计洪水的回水水位加超高, 超高值一般采用  $0.5\text{m}$ 。若淹没损失严重, 所需防洪工程投资过多, 应考虑改变拦河坝的结构型式, 如增加溢流坝的长度或降低溢流坝的高度、在坝顶加设泄洪闸或活动坝等, 以降低壅水高度, 减少淹没范围。

所以, 拦河坝的型式和尺寸, 不仅受水源情况和灌溉引水要求的影响, 还受上游允许淹没程度的限制, 应通过多种方案的比较, 从中选择最优方案。

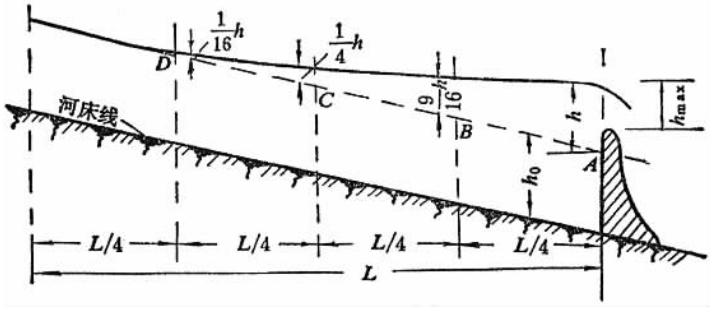


图 1-7 回水曲线图

### (三) 进水闸闸孔尺寸的计算

(1) 闸前水位的确定：在有坝壅水条件下，灌溉临界期的河道水位为：

$$H_{上} = H_{首} + \Delta Z$$

进水闸紧靠河岸时，河道水位就是闸上游的设计水位。有引水渠时，还应扣除引水渠的水头损失。

(2) 闸后水位的确定：和无坝引水时一样，进水闸下游的水位仍为灌溉要求的渠首水位。

(3) 闸孔尺寸计算：确定了进水闸上、下游的设计水位后，再以灌溉临界期的灌溉引水流量作为设计流量，仍按公式 (1-5) 计算闸孔尺寸。

## 第四节 灌溉渠系及渠系建筑物规划布置

在灌区范围、灌溉水源、渠首位置和取水方式确定以后，就可着手进行灌溉渠系及渠系建筑物的规划布置。这是一项十分重要的工作，规划是否合理直接关系到工程量的大小和建筑物的多少，关系到以后管理养护工作的难易和工程效益。

### 一、灌溉渠系规划布置

#### (一) 灌溉渠系的分级

灌溉渠道系统简称灌溉渠系，它的主要任务是把从水源引入干渠的水量有计划地输送并分配到全灌区的农田中去，以满足作物需水要求。

按其大小和作用常把灌溉渠道分为干渠、支渠、斗渠、农渠等。渠道级数的多少主要视灌区面积的大小和地形条件而定，在面积很大且地形复杂的灌区，渠道级数较多，干渠往往分成总干渠和分干渠。支渠往往还下设分支渠等；如灌区呈狭长的带状地形，

干渠以下的渠道可能很短，就称之为斗渠，这样的灌溉渠系就由干、斗、农三级渠道组成。

## （二）灌溉渠系的布置原则

（1）干渠应布置在灌区最高地带，以便控制整个灌溉面积，以下各级渠道亦应布置在各自控制范围内的最高地带。如果遇到面积很小的局部高地，可用提水灌溉的方式予以解决，不能因此抬高渠道高程。

（2）渠道线路的选择，要尽可能减少工程量，力求渠道稳固、施工方便。因此，要避免渗漏较大、山坡容易崩坍的地段，也要绕过深沟和高填方地段。

（3）灌溉渠系布置应与行政区划和土地利用规划（如耕作区、道路、林带等规划）相适应，以提高土地利用率和方便管理。尽可能使各用水单位有独立的用水渠道。

（4）斗、农渠的布置要满足机耕要求，渠道线路要直，上下级渠道尽可能垂直，耕作条田的尺寸要有利于机械耕作。

（5）要考虑综合利用。山区丘陵区的渠道布置应集中落差，以使用来发电和进行农副业加工。

（6）灌溉渠系规划应和排水系统规划结合进行。在平原地区，必须有灌有排，才能有效地调节土壤水分状况。所以，灌、排两套系统应该同时规划，在原有天然河沟的基础上，布置排水系统，再以排水系统为基础，布置灌溉渠系。应避免沟、渠交叉，以减少交叉建筑物。

## （三）灌溉渠道和排水沟道的布置形式

支渠以下各级灌溉渠道和排水沟道的配合根据地形特点有以下两种基本布置形式。

（1）灌排相间布置。在地形平坦或有微地形起伏的地区，宜把灌溉渠道和排水沟道交错布置，沟、渠都是两侧控制，工程量较省，我们把这种布置叫做灌排相间布置，如图 1-8 (a) 所示。

（2）灌排相邻布置。在地形向一侧倾斜的地区，水流只能由高处向低处单向流动，灌溉渠道和排水沟道要并肩而行，上灌下排，我们把这种布置形式叫做灌排相邻布置，见图 1-8 (b)。

## 二、渠系建筑物规划布置

渠系建筑物系指各级渠道上的建筑物，按其作用的不同，可以分为以下几种：

### （一）配水建筑物

配水建筑物主要包括分水闸和节制闸。

分水闸建造在向下级渠道分水的地方，对下级渠道来说，就是进水建筑物，在斗、农渠上习惯称为斗门、农门。分水闸的作用是控制向下级渠道分配的水量。其结构形式

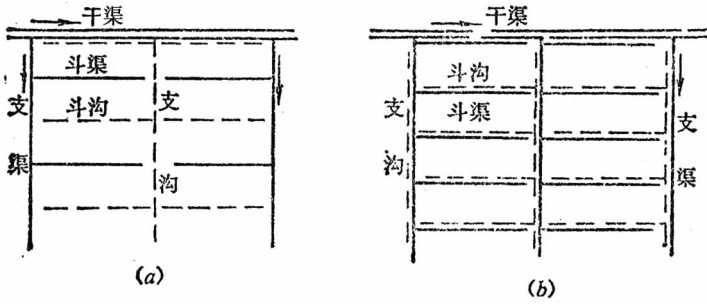


图 1-8 沟、渠布置形式

有开敞式和涵洞式两种。

节制闸垂直渠道中心线布置，其作用是根据需要抬高上游渠道的水位或阻止渠水继续流向下游。在下列情况下需要设置节制闸。

(1) 在下级渠道中，个别渠道进水口处的设计水位和渠底高程较高，当上级渠道的工作流量小于设计流量时，就进水困难，为了保证该渠道能正常引水灌溉，就要在分水口的下游设一节制闸，壅高上游水位，满足引水要求，见图 1-9。

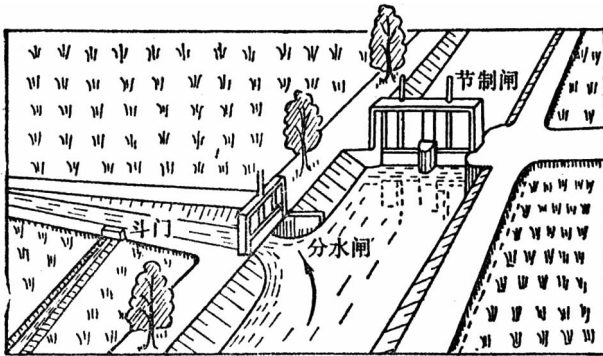


图 1-9 节制闸与分水闸

(2) 当下级渠道实行轮灌时，需在轮灌组的分界处设置节制闸，在上游渠道轮灌供水期间，用节制闸拦断水流，把全部水量分配给上游轮灌组中的各条下级渠道。

(3) 为了保护渠道上的重要建筑物或险工渠段的安全，退泄降雨期间汇入上游渠段的降雨径流，通常在上游设有泄水闸，在泄水闸与被保护的建筑物之间设置节制闸，使多余水量从泄水闸流向天然河道或排水沟道。

### (二) 交叉建筑物

渠道跨越山岗、河沟、道路时，需要修建交叉建筑物，常见的交叉建筑物有隧洞、渡槽、倒虹吸、涵洞、桥梁等。

(1) 隧洞。当渠道遇到山岗时，或因石质坚硬，或因工程量过大而不能采用深挖方

渠道，如采用绕道的办法，线路过长，水头损失过大时，就可选择山岗单薄的地方穿洞而过。

(2) 渡槽。渠道穿过河沟、道路时，如果渠底高于河沟最高洪水位或渠底到路面的净空大于行驶车辆要求的安全高度时，可架设渡槽。如渠道穿过洼地采取高填方渠道工程量太大时也可采用渡槽，如图 1-10 所示。

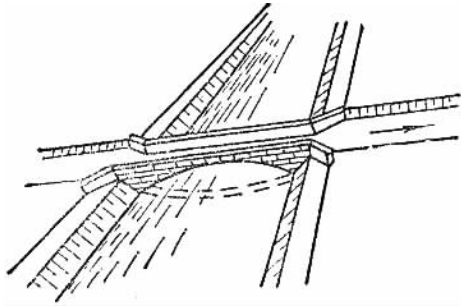


图 1-10 渡槽

(3) 倒虹吸。渠道穿过河沟、道路时，如渠底高程高出路面或河沟底部高程，但其高度不能满足交通和排洪需要时，就要用压力水管代替渠道，从河沟、道路下面通过，压力管道的轴线向下弯曲，形似倒虹，见图 1-11。

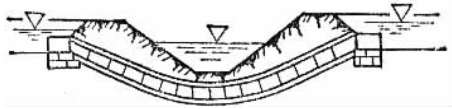


图 1-11 倒虹吸

(4) 涵洞。渠道与道路相交，渠道水位低于路面而且流量较小时，常在路面下埋设平直的管道，叫做涵洞。如果渠道流量较大而且水面较宽时，则要采用桥梁跨越。当渠道与河沟相交，河沟洪水位低于渠底而且流量不大时，可在填方渠道下面埋设排洪涵洞，比用渡槽代替填方渠道要经济得多。

### (三) 衔接建筑物

当渠道通过坡度较大的地段时，为了防止渠道冲刷，保持渠道的设计比降，就要把渠道分成上、下两段，中间用衔接建筑物联结，这种建筑物常见的有跌水和陡坡，见图 1-12、1-13，一般当渠道通过跌差较小的陡坎时，可采用跌水；跌差较大、地形变化均匀时，多采用陡坡。

### (四) 泄水建筑物

为了防止由于沿渠坡地径流汇入渠道或因下级渠道事故停水而使渠道水位过高，威胁渠道的安全运行，必须在重要建筑物和大填方段的上游以及大量山洪入渠处的下游，

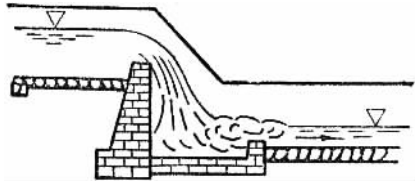


图 1-12 跌水

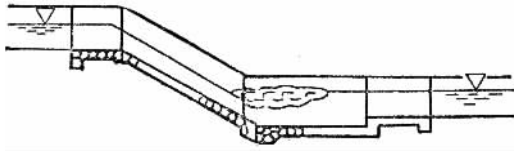


图 1-13 陡坡

修建泄水建筑物——泄水闸。当渠道水位超过一定高度时，打开闸门泄放多余水量，以确保渠道的安全。泄水建筑物具体位置的确定，还要考虑到下泄水量的出路，最好设在能利用天然河沟、洼地等作为泄水出路的地方，以减少开挖泄水道的工程量。

此外，一般干、支、斗渠道的末端应设退水渠和退水闸（尾水闸），以退泄因洪水入渠、上游分水闸门突然关闭等原因产生的多余水量。

退泄水建筑物的设计流量根据其设置目的分别确定：

(1) 设于渠首段的泄水、排沙渠道，设计流量根据泄水或排沙需要而定，可以大于下游渠道的设计流量。

(2) 设于分水枢纽上游的泄水渠道，设计流量可采用下游最大的一条分水渠道的设计流量，或按上游渠道设计流量的 50% 确定，特殊情况下也可采用上游渠道的设计流量。

(3) 保护渠道主要建筑物或重要渠段的泄水渠，可按上游渠道的设计流量设计。

(4) 渠道末端退水渠的设计流量可采用上游最大分水闸的设计流量。

美国垦务局有关文件规定：为了渠堤和衬砌的稳定，渠道水位下降速度不应超过 15cm/h。这一经验数据可供确定退泄水建筑物设计流量时参考。

## 第五节 田间工程规划

田间工程通常指最末一级固定渠道（农渠）和固定排水沟（农沟）之间的条田范围内的渠道、排水沟、田间道路、水稻田的格田、旱地的灌水畦和灌水沟、小型建筑物以及土地平整等。做好田间工程是进行合理灌溉，提高灌水工作效率、及时排除地面积水和降低地下水位、充分发挥工程效益，实现旱涝保收、夺取高产稳产的基础。

## 一、田间工程的规划要求和规划原则

### （一）田间工程的规划要求

田间工程要有利于调节农田水分状况、培育土壤肥力、保持土壤生态平衡和实现农业现代化。为此，对田间工程规划提出以下基本要求：

（1）有完善的田间灌排系统，旱地有沟、畦，水稻有格田，配置必要的建筑物，灌水能控制，排水有出路，消灭旱地漫灌和水田串灌串排现象，并能控制地下水位，防止土壤过湿和盐碱化。

（2）田面平整，灌水时土壤湿润均匀，保水、保土、保肥。

（3）适应农业现代化需要，有利于农业机械作业和提高土地利用率。

### （二）田间工程的规划原则

（1）田间工程规划是农田基本建设规划的重要组成部分，因此，田间工程规划必须在农业发展规划和水利规划的基础上进行。

（2）田间工程规划必须着眼长远、立足当前，既要充分考虑农业现代化发展的要求，又要满足当前农业生产发展的实际需要，全面规划，分期实施，当年增产。

（3）田间工程规划必须因地制宜，讲究实效，要有严格的科学态度，注意调查研究，走群众路线。

（4）必须以治水改土为中心，实行山、水、田、林、路综合治理，促进农、林、牧、副、渔全面发展。

## 二、条田规划

末级固定灌溉渠道（农渠）和末级固定排水沟道（农沟）之间的田块叫做条田，有的地方称为耕作区。条田是进行机械耕作和布置田间工程的基本单元，也是组织田间灌水的基本单元，条田的适宜尺寸要满足以下三个方面的要求。

### （一）排水要求

在平原地区，当降雨强度大于土壤入渗速度时，就要产生地面积水，积水深度和积水时间超过作物允许的限度时，就危害作物生长。在地下水位较高的地区，由于上升毛管水达到作物主要根系集中区，招致土壤过湿，若地下水矿化度较高，还会引起表土层积盐。为了排除地面涝水和控制地下水位，都要求排水沟有一定的深度和密度。由于排水沟太深，容易坍塌，管理困难，这就使得沟距不能太大，一般在 100~200m 之间。



## （二）机耕要求

机耕除要求条田形状方整外，还要求条田有一定的长度。若条田太短，拖拉机开行长度太小，转弯次数多，生产效率低，机械磨损较大，消耗的燃料也多。若条田太长，控制面积过大，不仅增加了平整土地的工作量，而且由于灌水时间长，灌水和中耕不能密切配合，增加了蒸发损失，在盐碱化威胁的地区还加剧了土壤返盐。根据实际测定，开行长度小于 300~400m 时，机耕生产效率显著降低，但当开行长度大于 800~1000m 时，用于转弯的时间损失所占比重很小，提高生产效率的作用已不明显。这说明从有利于机械耕作这一因素考虑，条田长度采用 400~800m 为宜。

条田的宽度主要根据地形条件、土壤性质和排水要求确定。地面坡度较大、土壤透水性好的地区，汇流较快，排水通畅，排水沟的间距和条田的宽度可大一些；在汇流缓慢、土质较差、地下水控制深度较大、沟道容易坍塌的地区，条田宽度宜小。一般来说，当农渠和农沟相间布置时，条田宽度为 100~150m；当农渠和农沟相邻布置时，条田宽度为 200~300。

## （三）田间管理要求

在旱作地区，特别是机械化程度较高的国营农场，为了在灌水后能及时中耕松土。防止土壤水分蒸发和盐分向表土聚积，一般希望一块条田能在 1~2d 内灌水完毕。从便于组织灌水考虑，条田长度以不超过 500~600m 为宜。

综上所述，条田规格既要考虑除涝防渍和机械化耕作的要求，又要考虑田间管理要求，宽度以 100~200m，长度以 400~800m 为宜。

# 三、田间渠系布置

田间渠系指条田内部的灌溉网，包括毛渠、输水垄沟和灌水沟、畦等。根据不同的地形条件，田间渠系的布置有以下两种基本形式。

## （一）纵向布置

毛渠和灌水方向一致，即毛渠与灌水沟、畦平行布置，水从毛渠流入与其垂直的输水垄沟，然后再进入灌水沟、畦。毛渠一般沿地面最大坡度方向布置，以便灌水方向和地面最大坡向一致，为灌水创造有利条件。在有微地形起伏的地区，毛渠可以双向控制，向两侧输水，以减少单位面积上的毛渠长度。在地面坡度较大（大于 0.01）时，为了避免田面土壤冲刷，毛渠也可沿坡度较小的方向布置，即与等高线斜交。如图 1-14。

## （二）横向布置

毛渠与灌水沟畦方向垂直（图 1-15），水从毛渠直接流入灌水沟、畦，省去了输

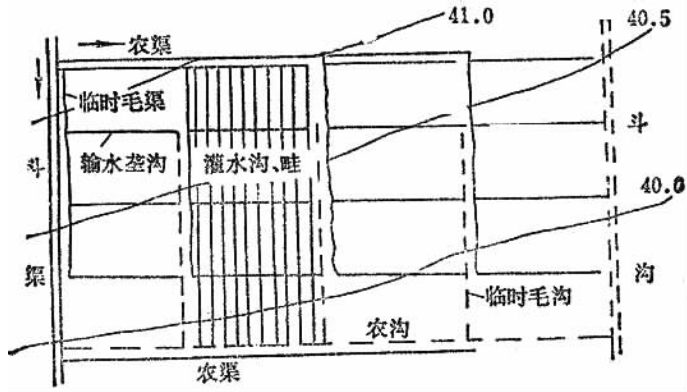


图 1-14 田间渠系纵向布置图

水垄沟，减少了田间渠系的长度，可节省土地和减少水量损失，毛渠一般是沿等高线方向布置或与等高线有一个较小的夹角，这样可使灌水沟、畦沿最大地面坡度方向布置，有利于灌水。

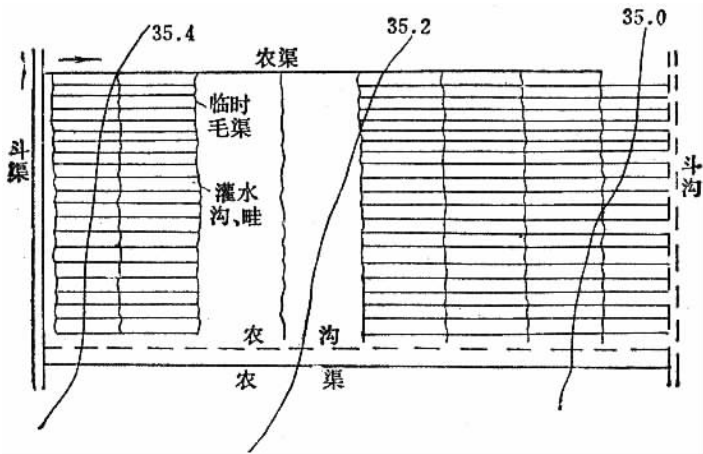


图 1-15 田间渠系横向布置图

在以上两种布置形式中，纵向布置适用于地形变化较复杂、土地平整较差的条田；横向布置则适用于地势坡向一致，坡度较小的条田。

山丘区的农田，按其所在位置，可分为岗、塄、冲、畈四种类型。岗地位于山脊，塄田处于坡地，冲田在两岗之间的最低处，在冲沟下游的两岸、地形逐渐开阔而平坦的农田称为畈田。在山丘区，支、斗渠一般沿岗岭脊线布置，农渠垂直于等高线，两边是层层梯田、农渠在两层梯田间用跌水衔接，由于塄田地势较高，排水条件较好，所以农渠多灌排两用。图 1-16 是山丘区田间渠系布置的一般形式。

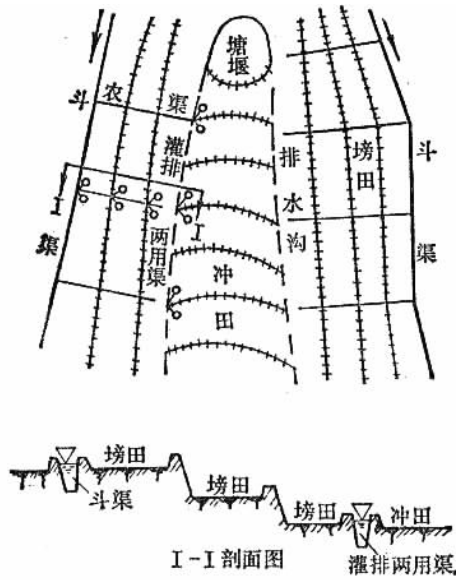


图 1-16 山丘区田间渠系布置图

### 四、稻田区的田间工程

在平原地区，稻田区的田间工程主要是在农田内修筑田埂，把条田分成许多格田，农渠和农沟之间的距离通常就是格田的长度，沟、渠相间布置时，格田长度一般为 100 ~ 150m；沟、渠相邻布置时，格田长度为 200 ~ 300m。格田宽度则按管理要求而定，一般为 15 ~ 20m。在山丘地区的坡地上，格田的长边沿等高线方向布置，以减少土地平整工作量，其长度应根据机耕要求确定；格田的宽度随地形坡度而定，坡度愈大，格田愈窄。

稻田地区，农渠和农沟通常垂直等高线布置，农渠直接放水入格田，每块格田设有独立的进、出水口。图 1-17 为稻田田间渠系布置图。

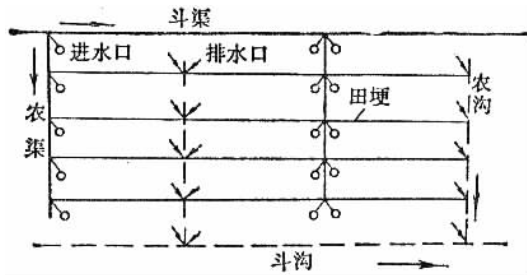


图 1-17 水稻区田间渠系布置图

## 五、土地平整

在实施地面灌溉的地区，为了保证地面灌溉质量，必须进行土地平整。通过平整土地，削高填低，连片成方，除了改善灌排条件之外，还可改良土壤，扩大耕地面积，适应机械耕作需要。所以，平整土地是治水、改土、建设高产稳产农田的一项十分重要的措施。

### （一）平整土地应该满足的要求

（1）田面平整，符合灌水技术要求。在实施沟、畦灌溉的旱作区，为了土壤湿润均匀，田面必须平整，而且沿灌水方向要有适宜的坡度；在水稻地区，要求在格田范围内，田面基本水平。

（2）平整土地要注意保持土壤肥力。在挖、填土方时，必须先移走表层熟土，等完成设计的挖、填深度以后，再把熟土层归还地面，并适当增施有机肥料，做到当年施工，当年增产。

（3）精心设计，合理分配土方，就近挖、填平衡，运输线路没有交叉和对流，使平整工程量最省，劳动效率最高。

（4）改良土壤，扩大耕地。如对一些质地粘重、容易板结的土壤，要进行掺沙改良。通过填平废沟、废塘，拉直沟、渠、田埂等措施，扩大耕地面积，改善耕作和水利条件。

### （二）土地平整规划步骤

（1）确定平整单元。根据地形条件和耕作、灌水要求，选定平整单元。在地形平坦的地区，可以把条田作为平整单元，以适应大型拖拉机的耕作要求；在地形变化复杂、高差较大的地区，可以把条田分为几个平整单元；水稻田常以一块格田或几块格田作为一个平整单元。

（2）测绘地形图。按平整单元测绘地形图，标明各种地物和地面高程。

（3）进行土地平整设计。对于面积较小的平整单元，可以目估确定挖、填的大致范围和深度。如果平整单元内高差较大或以条田作为平整单元时，就要进行土地平整设计，确定平整后的田面设计高程、挖填土方量、各点的挖填深度以及土方分配方案等，以便有计划、有组织地进行施工，达到省劳力、速度快、效果好的目的。

（4）组织施工。平整单元较小、土方量不大时，可结合耕地或取土修堤筑路、挖沟弃土等工作进行。如果高差较大或平整单元较大时，就要专门组织施工，利用农闲间隙突击进行，搞一片成一片。施工中，要按土地平整设计的土方分配方案运输，防止土方来回搬家，浪费劳力。

## 第二章 灌溉渠道设计

### 第一节 灌溉渠道水量损失

灌溉渠道在输水过程中，由于蒸发和渗漏要损失一部分水量，在渠道设计中，必须计入这一部分损失水量。我们常把灌溉需要的流量称为渠道的净流量，用符号  $Q_{\text{净}}$  表示；把净流量和损失流量（用符号  $Q_{\text{损}}$  表示）之和称为渠道的设计流量，以  $Q_{\text{设}}$  表示。即：

$$Q_{\text{设}} = Q_{\text{毛}} = Q_{\text{净}} + Q_{\text{损}} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (2-1)$$

由于渠道的水面蒸发损失水量很小，一般不足渗漏损失水量的 5%，所以，在渠道的流量计算中常忽略不计，而把渠床渗漏损失水量近似地看作总输水损失水量。

在已建成灌区的管理运用中，渠床渗漏损失水量应通过实测确定；在灌区的规划设计中，常用经验公式或经验系数估算渠床渗漏损失水量。

#### 一、用经验公式估算渠道损失流量

常用的经验公式是：

$$\sigma = \frac{A}{Q_{\text{净}}^m} (\%) \quad (2-2)$$

式中  $\sigma$ ——每公里渠道渗漏损失水量占渠道净流量的百分数；

$A$ ——渠床土壤透水系数；

$m$ ——渠床土壤透水指数；

$Q_{\text{净}}$ ——渠道净流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )。

土壤透水性参数  $A$  和  $m$ ，应根据实测资料分析确定，在缺乏实测资料的情况下，可以采用表 2-1 中的数值。

表 2-1 土壤透水参数表

渠床土壤	透水性	$A$	$m$
重粘土及粘土	弱	0.7	0.3
重粘壤土	中 下	1.3	0.35

续表

渠床土壤	透水性	A	m
中粘壤土	中 等	1.9	0.4
轻粘壤土	中 上	2.65	0.45
砂壤土及轻砂壤土	强	3.4	0.5

有了渗漏损失流量的百分数，就可按式（2-3）计算渠道输水损失流量。

$$Q_{\text{损}} = \sigma L Q_{\text{净}} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (2-3)$$

式中  $L$ ——渠道长度（km）。

用上式计算出来的渗漏损失水量是在不受地下水顶托影响条件下的损失水量。如灌区地下水位较高，渠道渗漏受地下水壅阻影响，实际渗漏水量比计算结果要小。在这种情况下，就要给以上计算结果乘以表2-2中所给的修正系数加以修正。

表2-2 地下水顶托修正系数  $\nu$ 

渠道流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	地 下 水 埋 深 (m)					
	小于 3	3	5	7.5	10	15
0.3	0.82	—	—	—	—	—
1.0	0.63	0.79	—	—	—	—
3.0	0.50	0.63	0.82	—	—	—
10.0	0.41	0.50	0.65	0.79	0.91	—
20.0	0.36	0.45	0.57	0.71	0.82	—
30.0	0.35	0.42	0.54	0.66	0.77	0.94
50.0	0.32	0.37	0.49	0.60	0.69	0.84
100.0	0.28	0.33	0.42	0.52	0.58	0.73

上述渗漏损失系根据天然渠床土壤透水性计算出来的。如拟采取渠道防渗措施，则应通过试验，观测采用防渗措施后的渗漏损失水量，作为确定设计流量的根据。如无试验资料，可给上述计算结果乘以表2-3中给出的经验折减系数。

表2-3 渗水量折减系数  $\beta$ 

防 渗 措 施	$\beta$	备 注
渠槽翻松夯实（厚度大于0.5m）	0.3~0.2	透水性很强的土壤，挂淤和夯实能使渗水量显著减少，可采取较小的 $\beta$ 值
渠槽原状土夯实（影响厚度0.4m）	0.7~0.5	
灰土夯实、三合土夯实	0.15~0.1	
混凝土护面	0.15~0.05	
粘土护面	0.4~0.2	
人工淤填	0.7~0.5	
浆砌石	0.2~0.1	
塑料薄膜	0.1~0.05	

## 二、用经验系数估算渠道损失水量

总结已成灌区的水量量测资料，可以得到各条渠道的毛流量和净流量以及灌入农田的有效水量，经分析计算，可以得出以下几个反映水量损失情况的经验系数。

### （一）渠道水利用系数

某渠道的净流量与毛流量的比值称为该渠道的渠道水利用系数，用符号  $\eta_{\text{渠道}}$  表示。即：

$$\eta_{\text{渠道}} = \frac{Q_{\text{净}}}{Q_{\text{毛}}} \quad (2-4)$$

对任一渠道而言，从上级渠道引入的流量就是它的毛流量，分配给下级各条渠道流量的总和就是它的净流量。

### （二）渠系水利用系数

灌溉渠系的净流量与毛流量的比值，即渠系灌入田间的净流量与渠首引入的毛流量的比值称为渠系水利用系数，用符号  $\eta_{\text{渠系}}$  表示。它的数值等于各级渠道水利用系数的乘积。即：

$$\eta_{\text{渠系}} = \eta_{\text{干}} \eta_{\text{支}} \eta_{\text{斗}} \eta_{\text{农}} \quad (2-5)$$

渠系水利用系数反映了整个渠系水量损失的情况。

### （三）田间水利用系数

田间水利用系数是实际灌入田间的水量（对旱田，指蓄存在计划湿润层中的灌溉水量；对水田，指蓄存在格田内的灌溉水量）和末级固定渠道（农渠）放出的水量的比值，用  $\eta_{\text{田}}$  表示。即：

$$\eta_{\text{田}} = \frac{\omega_{\text{农}} m_{\text{净}}}{W_{\text{农净}}} \quad (2-6)$$

式中  $\omega_{\text{农}}$ ——农渠的灌溉面积（亩）；

$m_{\text{净}}$ ——净灌水定额或有效灌水定额（对旱田不包括深层渗漏和田面泄水）（ $\text{m}^3/\text{亩}$ ）；

$W_{\text{农净}}$ ——农渠放出的净水量（ $\text{m}^3$ ）。

田间水利用系数是衡量田间工程状况和灌水技术水平的重要指标。

### （四）灌溉水利用系数

灌溉水利用系数是实际灌入田间并储存在作物根系吸水层中的有效水量（对稻田、指灌入格田的水量和渠首引入水量的比值，用  $\eta_{\text{水}}$  表示。它是评价各级渠道工作状况、

灌水技术水平和灌区管理水平的综合指标，可按式（2-7）计算。

$$\eta_{\text{水}} = \frac{\omega m_{\text{净}}}{W_{\text{毛}}} = \eta_{\text{渠系}} \eta_{\text{田}} \quad (2-7)$$

式中  $\omega$ ——某次灌水全灌区的灌溉面积（亩）；

$W_{\text{毛}}$ ——某次灌水渠首引入的总水量（ $\text{m}^3$ ）。

以上这些经验系数与灌区大小、渠床土质和防渗措施、渠道长度、田间工程状况、灌水技术水平以及管理工作水平等因素有关。在灌区规划设计中，要选择适用于本灌区情况的具体数值，即选用条件相似的灌区的实测数值。

选定适当的经验系数之后，就可根据要求出各种毛流量。例如：用渠道水利用系数去除渠道的净流量就得到了渠道的毛流量。

## 第二节 渠道设计流量的推算

渠道的工作制度不同，设计流量的推算方法也不同。所以，在介绍设计流量推算方法之前，让我们先认识一下渠道的工作制度。

### 一、渠道的工作制度

#### （一）续灌

在一次灌水延续时间内，连续输水的渠道称为续灌渠道。把这种工作方式称为续灌。

为了各用水单位受益均衡，避免因水量过分集中而造成灌水组织和生产安排的困难，一般灌溉面积较大的灌区，多采用干、支渠续灌。

#### （二）轮灌

同一级渠道，在一次灌水延续时间内轮流输水的工作方式叫做轮灌。实行轮灌的渠道称为轮灌渠道。

实行轮灌时，同时工作的渠道长度较短，缩短了各条渠道的输水时间，集中了输水流量。从而减少了输水损失水量，有利于农业措施和灌水工作的配合，有利于提高灌水工作效率。但是，因为轮灌加大了渠道的设计流量，也就增加了渠道的土方量和渠道建筑物的工程量。如果流量过分集中，还会造成劳力紧张，在干旱季节还会影响各用水单位的均衡受益。所以，一般较大的灌区，只在斗渠以下实行轮灌。

实行轮灌时，渠道分组轮流输水，分组方式可归纳为两种：

（1）集中编组。将邻近的几条渠道编为一组，上级渠道按组轮流供水，见图 2-1（a）。这种编组方式上级渠道工作长度短，输水损失小，但可能引起劳动力紧张。



(2) 插花编组。将渠道插花编组，上级渠道按组轮流供水，见图 2-1 (b)。

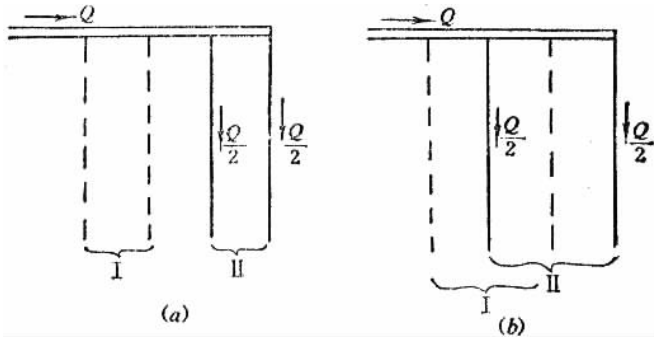


图 2-1 轮灌组划分方式  
(a) 集中编组；(b) 插花编组

这种编组方式的优缺点恰好与集中编组的优缺点相反。

轮灌组的数目不宜太多，以免造成劳动力紧张，一般以 2~3 组为宜。

划分轮灌组时，应使各组灌溉面积相近，以利配水。

## 二、轮灌渠道设计流量的推算

在第二章第五节里，我们已经介绍了关于设计灌水模数的概念。对于工作时间等于灌水延续时间的续灌渠道而言，田间净流量就等于它的灌溉面积和设计灌水模数的乘积，据此可以推求渠道的设计流量。但对工作时间小于灌水延续时间的轮灌渠道来说，就不能这样计算了。常用的方法是：根据轮灌组划分情况自上而下逐级分配末级续灌渠道（一般多为支渠）的田间净流量，再自下而上逐级计入损失水量，推算各级渠道的设计流量。

### (一) 自上而下分配末级续灌渠道的田间净流量

以图 2-2 为例，支渠为末级续灌渠道，斗、农渠的轮灌组划分方式为集中编组，同时工作的斗渠有两条，农渠有四条，为了使我们的讨论具有普遍性，我们设同时工作的斗渠有  $n$  条，每条斗渠里同时工作的农渠有  $k$  条。

#### 1. 计算支渠的设计田间净流量

在支渠范围内，不考虑输水损失的设计田间灌水净流量为：

$$Q_{\text{支田净}} = \omega_{\text{支}} q_{\text{设}} \quad (2-8)$$

式中  $Q_{\text{支田净}}$  ——支渠的田间净流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )；

$\omega_{\text{支}}$  ——支渠的灌溉面积 (万亩)；

$q_{\text{设}}$  ——设计净灌水模数 [ $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{万亩})$ ]。

#### 2. 由支渠分配给每条农渠的田间净流量

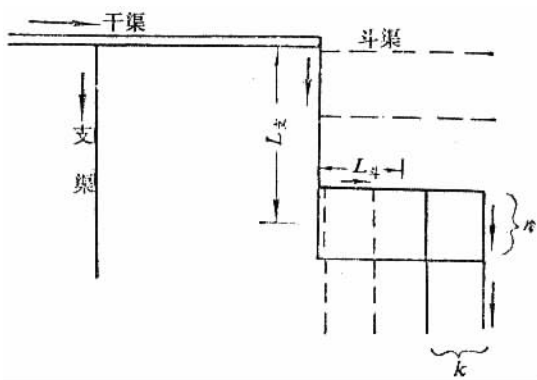


图 2-2 渠系轮灌工作图

$$Q_{\text{农田净}} = \frac{Q_{\text{支田净}}}{nk} \quad (2-9)$$

式中  $Q_{\text{农田净}}$ ——农渠的田间净流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )。

在实际规划中,受地形限制,同一级渠道中各条渠道的控制面积可能不等,斗、农渠的田间净流量应按各条渠道的灌溉面积占轮灌组灌溉面积的比例进行分配。先算出分给各条斗渠的田间净流量,再计算各条农渠应得的田间净流量。

## (二) 自下而上推算各级渠道的设计流量

### 1. 计算农渠的净流量

先由农渠的田间净流量计入田间渗漏损失水量,求得田间毛流量,即农渠的净流量。按式(2-10)计算。

$$Q_{\text{农净}} = \frac{Q_{\text{农田净}}}{\eta_{\text{田}}} \quad (2-10)$$

### 2. 推算各级渠道的设计流量(毛流量)

求得农渠的净流量后就可自下而上逐级推算各级渠道的毛流量,给渠道的净流量加上输水损失水量,就得到了毛流量,下级渠道的毛流量之和就是上级渠道的净流量。由于有两种估算渠道输水损失水量的方法,也就必然有两种由净流量计算毛流量的方法。

(1) 用经验公式估算输水损失的计算方法:根据渠道的净流量,渠床土质和渠道长度按式(2-11)计算。

$$Q_{\text{毛}} = Q_{\text{净}} (1 + \sigma L) \quad (2-11)$$

式中  $Q_{\text{毛}}$ ——渠道的毛流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$Q_{\text{净}}$ ——渠道的净流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$\sigma$ ——每公里渠道损失水量占净流量的百分数(%) ;

$L$ ——最下游一个轮灌组灌水时渠道的平均工作长度(km)。农渠往往逐条向毛渠供水,可按农渠的全长计算。

(2) 用经验系数估算输水损失的计算方法：根据渠道净流量和渠道水利用系数按式(2-12)计算。

$$Q_{毛} = \frac{Q_{净}}{\eta_{渠道}} \quad (2-12)$$

### 三、续灌渠道设计流量计算

续灌渠道一般为干、支渠道，渠道流量较大，上、下游流量相差悬殊，这就要求分段推算设计流量，上、下游采用不同的断面。另外，各级续灌渠道的输水时间都等于灌水延续时间，可以直接由下级渠道的毛流量推算上级渠道的毛流量。所以，续灌渠道设计流量的推算方法是自下而上逐级逐段进行推算。

由于渠道水利用系数的经验值是根据渠道全部长度的输水损失情况统计出来的，它反映出不同流量在不同渠段上运行时输水损失的综合情况，而不能代表某个具体渠段的水量损失情况。所以，在分段推算续灌渠道设计流量时，一般不用经验系数估算输水损失水量，而是用经验公式估算。

具体推算方法以图 2-3 为例说明如下：

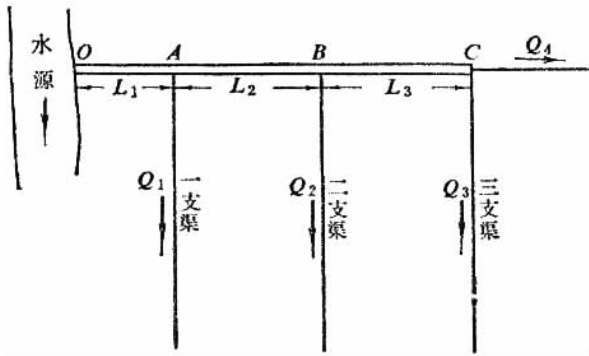


图 2-3 干渠流量推算图

各支渠的毛流量为  $Q_1$ 、 $Q_2$ 、 $Q_3$ 、 $Q_4$ ，支渠取水口把干渠分为三段，各段长度分别为  $L_1$ 、 $L_2$ 、 $L_3$ ，各段的设计流量分别为  $Q_{OA}$ 、 $Q_{AB}$ 、 $Q_{BC}$ ，计算公式如下：

$$Q_{BC} = (Q_3 + Q_4) (1 + \sigma_3 L_3) \quad (2-13)$$

$$Q_{AB} = (Q_{BC} + Q_2) (1 + \sigma_2 L_2) \quad (2-14)$$

$$Q_{OA} = (Q_{AB} + Q_1) (1 + \sigma_1 L_1) \quad (2-15)$$

### 四、渠道的加大流量和最小流量

在渠道设计中，除了按设计流量计算渠道过水断面尺寸之外，还要考虑到渠道时常要在小于设计流量的情况下工作，有时还需要在大于设计流量的情况下工作。为了使渠

道适应所有这些情况，就需要用加大流量和最小流量对渠道设计进行校核，使之更趋完善。

### (一) 加大流量

在渠道管理运用过程中，可能出现一些和设计用水情况不一致的变化，如扩大灌溉面积、改变作物种植计划等；或在工程事故排除之后，要求增加引水量弥补因事故而少引的水量。这就要求在渠道和建筑物设计时，留有余地。通常的做法是给设计流量乘以“加大系数”，得到一个“加大流量”，据此加深渠道断面。

渠道加大流量  $Q_j$  按式 (2-16) 计算。

$$Q_j = jQ_{\text{设}} \quad (2-16)$$

式中  $j$ ——加大系数。

加大系数随设计流量的增大而减小，见表 2-4。

表 2-4 渠道流量的加大系数

设计流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	< 1	1 ~ 5	5 ~ 10	10 ~ 30	> 30
加大系数 $j$	1.35 ~ 1.30	1.30 ~ 1.25	1.25 ~ 1.20	1.20 ~ 1.15	1.15 ~ 1.10

轮灌渠道由于控制面积较小，工作时间可在轮灌组间进行调剂，所以，不考虑加大流量。

在抽水灌区，渠首泵站设有备用机组时，续灌渠道的加大流量按备用机组的抽水能力确定。

### (二) 最小流量

从设计灌水模数的选定方法可以知道，渠道设计流量是在渠道正常运用过程中出现的最大流量。渠道的实际工作流量并非一直保持这个数值。当渠道通过较小流量时，它的水位必然低于设计水位，就可能招致下级渠道进水困难。为了防止出现这种情况，在渠道设计过程中，要用渠道最小流量时的水位校核下级渠道能否引足相应的水量，如果不能满足某条下级渠道的进水要求，就要在该分水口下游设置节制闸，壅高水位，满足它的进水要求。

最小流量用修正灌水模数图上的最小灌水模数值进行计算，其计算方法和设计流量的计算方法相同。

## 五、渠道流量进位的规定

为了设计渠道时的方便，常把渠道流量取为较整齐的数字。《灌溉排水渠系设计规范》对渠道流量进位作了如下规定，表 2-5。

表 2-5 渠道流量进位规定

渠道流量范围 (m <sup>3</sup> /s)	进位要求的尾数 (m <sup>3</sup> /s)	渠道流量范围 (m <sup>3</sup> /s)	进位要求的尾数 (m <sup>3</sup> /s)
> 50	1.0	< 2	0.05
10 ~ 50	0.5	< 1	0.01
2 ~ 10	0.1		

## 第三节 渠道纵横断面设计

灌溉渠道的设计流量、加大流量和最小流量确定以后，就可据此设计渠道的纵横断面。渠道的纵断面和横断面的设计是互相联系，互为条件的。在设计实践中，不能把它们截然分开，而是交替进行，反复调整，最后确定合理的设计方案。但为了叙述方便，下面将纵、横断面设计方法分别介绍。

合理的渠道纵、横断面除了满足渠道的输水、配水要求外，还应满足渠床稳定条件。包括纵向稳定和平面稳定两个方面。纵向稳定是指渠道在设计条件下工作时，不发生冲刷和淤积，或在一定时期内冲淤平衡。平面稳定是指渠道在设计条件下工作时，渠道不发生左右摆动。

### 一、渠道横断面设计

渠道横断面设计的主要内容是通过水力计算确定渠道横断面尺寸。

一般灌溉渠道在一定长度的渠段内具有同样的流量、同样的断面尺寸、同样的比降和大体一致的渠床粗糙度，符合明渠均匀流的水流条件，所以，灌溉渠道的横断面尺寸是按明渠均匀流公式计算的。基本公式是：

$$Q = \omega C \sqrt{Ri} \quad (2-17)$$

式中  $Q$ ——渠道的设计流量 (m<sup>3</sup>/s)；

$\omega$ ——渠道过水断面面积 (m<sup>2</sup>)；

$R$ ——水力半径 (m)， $R = \omega/x$ ， $x$  为渠道过水断面的湿周；

$i$ ——渠道比降；

$C$ ——谢才系数 (m<sup>1/2</sup>/s)，一般采用公式  $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$  进行计算， $n$  是渠床糙率系数。

下面先讨论一下进行渠道水力计算所依据的几个条件，然后再讨论具体计算方法。

#### (一) 渠道水力计算的依据

进行渠道水力计算，除了满足渠道设计流量外，还要以渠道比降、渠床糙率、渠道的边坡系数、稳定渠床的宽深比以及渠道的不冲，不淤流速为依据。

### 1. 渠道比降

在一个渠段内，渠底下降的高度和渠段长度的比值叫做渠道的比降。比降选择是否合理，关系到工程造价和控制面积，应根据渠道沿线的地面坡度、下级渠道进水口的水位要求、渠床土质、水源含沙情况、渠道设计流量大小等因素，参考当地灌区管理运用经验，选择适宜的渠道比降。为了减少工程量，在许可的情况下，应尽可能选用和地面坡度相近的渠道比降。一般随着流量的逐级减小，渠道的比降逐级增大；干渠及较大支渠的上、下游流量相差很大时，下游的渠道比降应较上游大些。

根据中国灌区建设经验，清水渠道易产生冲刷，比降宜缓，如淠史杭灌区输水渠道的比降为  $1/10000 \sim 1/28000$ 。浑水渠道易于淤积，比降应适当加大，如人民胜利渠的渠道比降为  $1/1000 \sim 1/6000$ ；宝鸡峡引渭灌区的干、支渠比降为  $1/4000 \sim 1/5000$ 。抽水灌区的输水渠道，在满足泥沙不淤的条件下，尽量采用较平缓的比降，以减小提水扬程。黄土地区从多泥沙河流引水的渠道，满足不淤条件的渠道比降可参考陕西省水利科学研究所的经验公式确定：

$$i = 0.275 n^2 \frac{(\rho_0 \omega)^{3/5}}{Q^{1/4}} \quad (2-18)$$

式中  $\rho_0$ ——水流的饱和挟沙量 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )；

$\omega$ ——泥沙平均沉速 ( $\text{mm}/\text{s}$ )。

在设计工作中，可参考地面坡度和下级渠道进水要求先初选一个比降，计算渠道的断面尺寸，然后按不冲流速和不淤流速进行校核，如不满足要求，再修改比降，重新计算。

### 2. 渠床糙率系数

渠床糙率系数 ( $n$ ) 是反映渠床粗糙程度的指标，它的数值是否符合实际，直接影响到水力计算的精度。如果糙率系数值选用过大、渠道的实际过水能力将比设计流量要大，不仅增加了工程量，而且会因流速增大引起冲刷，因水位降低而影响下级渠道进水；相反，如糙率系数值选择偏小，实际输水能力将小于设计流量，影响灌溉用水。

糙率系数值的选用不仅要考虑到渠床土质和施工质量，还要估计到以后的管理养护情况，可参考表 2-6。

表 2-6 渠(沟)床糙率系数值 ( $n$ )

1. 土 渠			
流量范围 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	渠槽特征	糙率系数 $n$	
		灌溉渠道	退泄水渠道
> 25	平整顺直，养护良好	0.020	0.0225
	平整顺直，养护一般	0.0225	0.025
	渠床多石，杂草丛生，养护较差	0.025	0.0275

续表

流量范围 (m <sup>3</sup> /s)	渠槽特征	糙率系数 <i>n</i>	
		灌溉渠道	退泄水渠道
25 ~ 1	平整顺直, 养护良好	0.0225	0.025
	平整顺直, 养护一般	0.025	0.0275
	渠床多石, 杂草丛生, 养护较差	0.0275	0.030
< 1	渠床弯曲, 养护一般	0.025	0.0275
	支渠以下的固定渠道	0.0275	
	渠床多石, 杂草丛生, 养护较差	0.030	

2. 土 沟

流 量 (m <sup>3</sup> /s)	糙率系数 <i>n</i>		备 注
	排 水 沟 道	排 洪 沟 道	
<i>Q</i> > 25	0.0225	0.025	
<i>Q</i> = 25 ~ 5	0.025	0.0275	
<i>Q</i> = 5 ~ 1	0.0275	0.030	
<i>Q</i> < 1.0	0.030	0.035	

3. 岩石渠槽

渠槽表面的特征	糙率 <i>n</i>
经过良好修整	0.025
经过中等修整、无凸出部分	0.030
经过中等修整、有凸出部分	0.033
未经修整、有凸出部分	0.035 ~ 0.045

4. 护面渠槽

护面类型	糙率系数 <i>n</i>
抹光的水泥抹面	0.012
修理得极好的混凝土直渠段	0.013
不抹光的水泥抹面	0.014
光滑的混凝土护面	0.015
机械浇筑表面光滑的沥青混凝土护面	0.014
修整良好的水泥土护面	0.015
平整的喷浆护面	0.015
料石砌护	0.015

续表

护面类型	糙率系数 $n$
砌砖护面	0.015
修整粗糙的水泥土护面	0.016
粗糙的混凝土护面	0.017
混凝土衬砌较差或弯曲渠段	0.017
沥青混凝土、表面粗糙	0.017
一般喷浆护面	0.017
不平整的喷浆护面	0.018
修整养护较差的混凝土护面	0.018
浆砌块石护面	0.025
干砌块石护面	0.033
干砌卵石护面, 砌工良好	0.025 ~ 0.0325
干砌卵石护面, 砌工一般	0.0275 ~ 0.0375
干砌卵石护面, 砌工粗糙	0.0325 ~ 0.0425

### 3. 渠道的边坡系数

渠道的边坡系数 ( $m$ ) 是渠道边坡倾斜程度的指标, 其值等于边坡在水平方向的投影长度和在垂直方向投影长度的比值。 $m$  值的大小关系到渠坡的稳定。大型渠道的边坡系数应通过土工试验和稳定分析确定; 一般渠道的边坡系数根据经验选定, 可参考表 2-7 和表 2-8。

表 2-7 挖方渠道最小边坡系数表

渠床条件	水深 $h$ (m)			渠床条件	水深 $h$ (m)		
	< 1	1 ~ 2	2 ~ 3		< 1	1 ~ 2	2 ~ 3
稍胶结的卵石	1.00	1.00	1.00	轻壤土	1.00	1.25	1.50
夹砂的卵石和砾石	1.25	1.50	1.50	砂壤土	1.50	1.50	1.75
粘土、重壤土、中壤土	1.00	1.25	1.50	砂土	1.75	2.00	2.25

表 2-8 填方渠道最小边坡系数表

渠床条件	流量 $Q$ ( $m^3/s$ )							
	> 10		10 ~ 2		2 ~ 0.5		< 0.5	
	内坡	外坡	内坡	外坡	内坡	外坡	内坡	外坡
粘土、重壤土、中壤土	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
轻壤土	1.50	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
砂壤土	1.75	1.50	1.50	1.25	1.50	1.25	1.25	1.25
砂土	2.25	2.00	2.00	1.75	1.75	1.50	1.50	1.50

### 4. 渠道断面的宽深比



渠道断面的宽深比 ( $\alpha$ ) 是渠道底宽  $b$  和水深  $h$  的比值, 宽深比对渠道工程量和渠道的平面稳定影响很大。

渠道宽深比的选择, 要考虑以下要求:

(1) 工程量最小在渠道比降和糙率一定的条件下, 通过某一流量的最小断面称为水力最优断面。采用水力最优断面的宽深比, 土石方量最小。

梯形渠道水力最优断面的宽深比按式 (2-19) 计算。

$$\sigma_{\text{最优}} = 2 (\sqrt{1 + m^2} - m) \tag{2-19}$$

式中  $m$ ——边坡系数。

不同边坡系数相应的最优宽深比见表 2-9。

表 2-9  $m \sim \alpha_{\text{最优}}$  关系表

边坡系数 $m$	0	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	3.00
$\alpha_{\text{最优}}$	2.0	1.56	1.24	1.00	0.83	0.70	0.61	0.53	0.47	0.32

水力最优断面具有工程量最小的优点, 小型渠道和石方渠道可以采用。对大型渠道来说, 因为水力最优断面比较窄深, 开挖深度大, 可能受地下水影响, 施工困难, 劳动效率较低, 而且流速可能超过允许不冲流速等。所以, 大型渠道往往采用比较宽浅的断面。可见, 水力最优断面仅仅指输水能力最大的断面形式, 它不一定是最优设计断面。最优设计断面还要考虑渠床稳定、施工容易等因素而定。

(2) 断面稳定。渠道断面过于窄深, 容易发生冲刷; 过于宽浅, 又容易淤积, 都会使渠道变形。稳定断面的宽深比应满足渠道不冲、不淤或周期性冲淤平衡的要求。这对水源含沙量较大的渠道来说尤其重要。

稳定断面的宽深比与渠道流速、水流含沙情况等因素有关, 应根据当地情况总结经验而定。陕西省对从多泥沙河道引水的灌溉渠道进行了总结研究, 提出渠道稳定断面和设计流量有下列关系:

水深

$$h = \beta Q^{1/3} \tag{2-20}$$

( $\beta = 0.58 \sim 0.94$ , 一般可采用 0.76);

宽深比

$$\text{当 } Q < 1.5\text{m}^3/\text{s} \text{ 时, } \alpha = NQ^{1/10} - m \tag{2-21}$$

( $N = 2.35 \sim 3.25$ , 一般采用 2.8)

$$\text{当 } Q = 1.5 \sim 50\text{m}^3/\text{s} \text{ 时, } \alpha = NQ^{1/4} - m \tag{2-22}$$

( $N = 1.8 \sim 3.4$ , 一般采用 2.6)

国外很多学者对灌溉渠道的稳定断面也做了大量的研究工作, 关于渠道稳定断面的宽深比已提出了不少经验公式, 这些公式在生产实践中已经广泛使用。由于影响渠床稳定的因素很多, 也很复杂, 各地的情况又千差万别, 很难找到一个普遍适用的通式, 因此, 任何经验公式都只能作为设计渠道断面的参考, 不要把经验公式的计算结果看成不

能更改的准则。在设计渠道时，应参考这些从实践中总结出来的宝贵经验，但流量校核和流速校核更为重要。

苏联 C.A. 吉尔什康提出灌溉渠道稳定断面宽深比的计算公式是：

$$\alpha = 3Q^{0.25} - m \quad (2-23)$$

美国垦务局计算渠道宽深比的公式是：

$$\alpha = 4 - m \quad (2-24)$$

印度北方邦 (uttar Pradesh) 对  $Q < 15\text{m}^3/\text{s}$  的渠道的设计水深  $h$  和底宽  $b$  建立了下列关系式：

$$h = 0.5\sqrt{b} \quad (2-25)$$

渠道宽深比的选择，还应考虑渠道的比降：比降小时，应选较小的宽深比，以增加水力半径和流速值；比降大时，应取较大的宽深比，以减小流速，防止渠道冲刷。

(3) 有利通航。有通航要求的渠道，应根据船舶吃水深度、错船所需的水面宽度以及通航的流速要求等，来确定渠道的断面尺寸。一般水面宽度应大于船舶宽度的 2.6 倍，船底以下水深应不小于 15~30cm。

影响渠道宽深比的因素较多，要求还不尽一致，要根据具体情况初选一个宽深比，作为计算渠道断面尺寸的参考，再按其他要求进行校核。

### 5. 渠道的不冲不淤流速

在设计流量情况下，渠道的实际流速若大于不冲流速 ( $v_{\text{不冲}}$ )，渠道就会发生冲刷；若小于不淤流速 ( $v_{\text{不淤}}$ )，渠道便会淤积。为了维持渠道的纵向稳定。渠道的设计流速 ( $v_{\text{设计}}$ ) 应符合下列条件：

$$v_{\text{不淤}} < v_{\text{设计}} < v_{\text{不冲}}$$

(1) 渠道的不冲流速。水在渠道中流动时，具有一定的能量，这种能量随水流速度的增加而增加，当流速增加到一定程度时，渠床上的土粒就会随水流移动。我们把渠床土粒将要移动而尚未移动时的水流速度称为渠道的临界不冲流速，简称为不冲流速。

渠道的不冲流速随渠床的土壤性质、水流的含沙情况、渠道断面的水力要素等因素而变，具体数值要通过试验研究或总结已成渠道的运用经验而定。一般土渠的不冲流速在  $0.6 \sim 0.9\text{m}^3/\text{s}$  之间。

表 2-10 和表 2-11 中的数值可供设计时参考。

表 2-10 粘性土质的不冲流速

土 质	不冲流速 (m/s)	备 注
轻壤土	0.60 ~ 0.80	干容重为 $1.3 \sim 1.7\text{t}/\text{m}^3$
中壤土	0.65 ~ 0.85	
重壤土	0.70 ~ 1.00	

续表

土 质	不冲流速 (m/s)	备 注
粘 土	0.75 ~ 0.95	

注 表中所列不冲流速值属于水力半径  $R = 1\text{m}$  的情况, 当  $R \neq 1.0\text{m}$  时, 表中所列数值乘以  $R^a$ 。指数  $a$  值依据下列情况采用: ①各种大小的砂、砾石和卵石及疏松的砂壤土、粘土  $\alpha = 1/3 \sim 1/4$ ; ②中等密实的和密实的砂壤土、壤土及粘土  $\alpha = 1/4 \sim 1/5$ 。

表 2-11 无粘性土质的不冲流速

水 深 (m)		0.4	1.0	2.0	$\geq 3.0$
土 质	粒径 (mm)	不冲流速 (m/s)			
粘土淤泥	0.005 ~ 0.05	0.12 ~ 0.17	0.15 ~ 0.21	0.17 ~ 0.24	0.19 ~ 0.26
细 砂	0.05 ~ 0.25	0.17 ~ 0.27	0.21 ~ 0.32	0.24 ~ 0.37	0.26 ~ 0.40
中 砂	0.25 ~ 1.00	0.27 ~ 0.47	0.32 ~ 0.57	0.37 ~ 0.65	0.40 ~ 0.70
粗 砂	1.00 ~ 2.5	0.47 ~ 0.53	0.57 ~ 0.65	0.65 ~ 0.75	0.70 ~ 0.80
细砾石	2.5 ~ 5.0	0.53 ~ 0.65	0.65 ~ 0.80	0.75 ~ 0.90	0.80 ~ 0.95
中砾石	5 ~ 10	0.65 ~ 0.80	0.80 ~ 1.00	0.90 ~ 1.1	0.95 ~ 1.2
大砾石	10 ~ 15	0.80 ~ 0.95	1.0 ~ 1.2	1.1 ~ 1.3	1.2 ~ 1.4
小卵石	15 ~ 25	0.95 ~ 1.2	1.2 ~ 1.4	1.3 ~ 1.6	1.4 ~ 1.8
中卵石	25 ~ 40	1.2 ~ 2.5	1.4 ~ 1.8	1.6 ~ 2.1	1.8 ~ 2.2
大卵石	40 ~ 75	1.5 ~ 2.0	1.8 ~ 2.4	2.1 ~ 2.8	2.2 ~ 3.0
小漂石	75 ~ 100	2.0 ~ 2.3	2.4 ~ 2.8	2.8 ~ 3.2	3.0 ~ 3.4
中漂石	100 ~ 150	2.3 ~ 2.8	2.8 ~ 3.4	3.2 ~ 3.9	3.4 ~ 4.2
大漂石	150 ~ 200	2.8 ~ 3.2	3.4 ~ 3.9	3.9 ~ 4.5	4.2 ~ 4.9
顽 石	> 200	> 3.2	> 3.9	> 4.5	> 4.9

苏联灌溉渠道设计规范中建议允许不冲流速用吉尔什康公式估算, 在过去 40 年里, 中国灌溉工程设计实践中也常使用这个公式 (2-26)。

$$v_{\text{不冲}} = KQ^{0.1} \quad (\text{m/s}) \quad (2-26)$$

式中  $K$ ——反映渠床土壤耐冲程度的系数, 查表 2-12;

$Q$ ——渠道的设计流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )。

表 2-12 渠床土壤耐冲程度系数  $K$  值

非粘聚性土	$K$	粘聚性土	$K$
中砂土	0.45 ~ 0.50	砂壤土	0.53
粗砂土	0.50 ~ 0.60	轻粘壤土	0.57
小砾石	0.60 ~ 0.75	中粘壤土	0.62
中砾石	0.75 ~ 0.90	重粘壤土	0.68

续表

非粘聚性土	$K$	粘聚性土	$K$
大砾石	0.90 ~ 1.00	粘土	0.75
小卵石	1.00 ~ 1.30	重粘土	0.85
中卵石	1.30 ~ 1.45		
大卵石	1.45 ~ 1.60		

这里顺便提一下，有衬砌护面的渠道允许不冲流速比不衬砌渠道的允许不冲流速大得多，如混凝土护面的渠道允许流速可以达到 12m/s。但从渠床稳定考虑，对衬砌渠道的流速仍应有一定的限制。美国垦务局建议：无钢筋的混凝土衬砌渠道的流速不应超过 2.5m/s，因为流速太大的水流遇到裂缝或缝隙时，流速水头就转化为压能，会使衬砌层翘起和剥落。

(2) 渠道的不淤流速。渠道水流的挟沙能力随流速的减小而减小，当流速小到一定程度时，一部分泥沙就开始在渠道内淤积。我们把泥沙将要沉积而尚未沉积时的水流速度称为不淤流速。

渠道的不淤流速主要决定于渠道含沙情况和断面水力要素。不淤流速的数值也要通过试验研究或总结实践经验而定。中国有关单位已提出一些经验公式，但都有其各自的适用条件，使用时应注意。

这里介绍一下黄河水利委员会水利科学研究所的不淤流速计算公式 (2-27)。

$$v_{\text{不淤}} = C_0 Q^{0.5} \quad (\text{m/s}) \quad (2-27)$$

式中  $Q$ ——渠道的设计流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )；

$C_0$ ——不淤流速系数，随渠道流量和宽深比而变化，见表 2-13。

表 2-13 不淤流速系数  $C_0$  值

渠道流量和宽深比		$C_0$
$Q > 10\text{m}^3/\text{s}$		0.2
$Q = 5 \sim 10$ $\text{m}^3/\text{s}$	$b/h > 20$	0.2
	$b/h < 20$	0.4
$Q < 5\text{m}^3/\text{s}$		0.4

式 (2-27) 适用于黄河流域，含沙量为  $1.32 \sim 83.8\text{kg}/\text{m}^3$ 、加权平均泥沙沉降速度为  $0.0085 \sim 0.32\text{m}/\text{s}$  的渠道。

对含沙量很小的清水渠。虽无淤积威胁，但为了防止渠道长草，影响过水能力，仍要求渠道流速不小于某个限值。通常要求大型渠道的平均流速不小于  $0.5\text{m}/\text{s}$ ；小型渠道的平均流速不小于  $0.3 \sim 0.4\text{m}/\text{s}$ 。

## (二) 渠道水力计算方法

渠道水力计算是在确定了上述依据的基础上进行的，它的任务是以上述依据为已知

条件, 通过计算, 确定过水断面的水深  $h$  和底宽  $b$  的数值。

因为在明渠均匀流的计算公式 (2-17) 中, 包含着  $b$  和  $h$  两个未知数, 不能直接求解, 只能用试算法寻找答案。试算步骤如下:

### 1. 假设一对 $b$ 、 $h$ 值

为了施工方便, 底宽  $b$  应为整数。因此, 一般是假设一个  $b$  值, 再参照选用的宽深比, 用公式  $h = b/\alpha$  计算相应的  $h$  值。

### 2. 计算渠道断面各水力要素

根据假设的  $b$  和  $h$  值计算相应的过水断面面积  $\omega$ 、湿周  $x$ 、水力半径  $R$  和谢才系数  $C$ , 计算公式如下:

$$\omega = (b + mh) h \quad (\text{m}^2) \quad (2-28)$$

$$x = b + 2h \sqrt{1 + m^2} \quad (\text{m}) \quad (2-29)$$

$$R = \frac{\omega}{x} \quad (\text{m}) \quad (2-30)$$

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (\text{m}^{1/2}/\text{s}) \quad (2-31)$$

### 3. 计算渠道流量

$$Q = \omega C \sqrt{Ri} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

### 4. 校核渠道流量

上面计算出来的渠道流量是假设断面所具有的输水能力, 不等于渠道的设计流量, 我们试算的目的就是通过修改假设的渠道断面尺寸, 使它的输水能力和设计流量相等或接近相等。一般要求误差不超过 5%, 即选用的渠道断面尺寸应满足的校核条件是:

$$\left| \frac{Q_{\text{设}} - Q}{Q_{\text{设}}} \right| \leq 0.05 \quad (2-32)$$

计算出来的渠道流量如不满足这个条件, 就要另设水深  $h$  值, 再重复以上计算, 直至满足为止。

为了减少重复计算工作量, 常用图解法配合: 用三次以上的计算结果, 以流量为横坐标, 以水深为纵坐标, 绘制  $h \sim Q$  关系曲线, 然后在横坐标上找到  $Q_{\text{设}}$  的数值, 在纵坐标上查出相应的  $h$  值, 以此作为设计水深值, 如图 2-4 所示。显然, 用以绘图的计算结果应有较大的范围, 应把设计数值包括在内。

### 5. 校核渠道流速

设计断面尺寸不仅要满足设计流量的要求, 还要满足稳定渠道的流速要求。

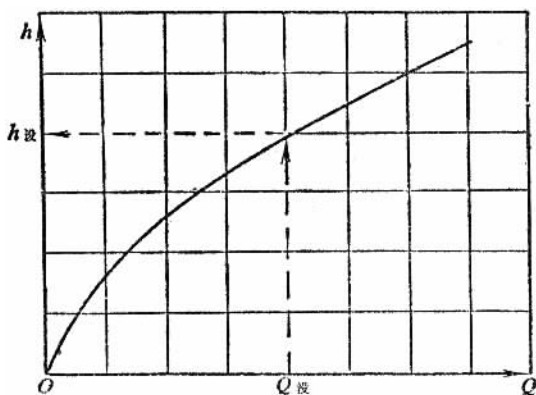
先按式 (2-33) 计算经流量校核选择的渠道断面通过设计流量时所具有的流速。

$$v = \frac{Q_{\text{设}}}{\omega} \quad (\text{m/s}) \quad (2-33)$$

然后按不冲流速和不淤流速校核, 计算出来的流速应满足下面的条件:

$$v_{\text{不冲}} > v > v_{\text{不淤}}$$

如不满足这个条件, 就要改变最初假设的底宽  $b$  值, 重新按以上步骤进行计算,

图 2-4 渠道的  $h \sim Q$  关系曲线

直到既满足流量要求，又满足流速要求为止。

如果采用水力最优断面，则应按以下步骤进行计算：

(1) 计算渠道的设计水深：

$$h_{\text{设}} = 1.189 \left[ \frac{nQ_{\text{设}}}{(2\sqrt{1+m^2}-m)\sqrt{i}} \right]^{3/8} \quad (\text{m}) \quad (2-34)$$

(2) 计算渠道的设计底宽：

$$b_{\text{设}} = \alpha_{\text{最优}} h_{\text{设}} \quad (\text{m}) \quad (2-35)$$

(3) 校核渠道流速：流速校核条件和采用一般断面时相同。如设计流速不能满足校核条件时，说明不宜采用最优断面形式，就要按采用一般断面时的试算步骤设计渠道断面尺寸。

**【例题 2-1】** 某灌溉渠道采用梯形断面，设计流量  $Q_{\text{设}} = 3.2\text{m}^3/\text{s}$ 。边坡系数  $m = 1.5$ ，渠道比降  $i = 0.0005$ ，渠床糙率  $n = 0.025$ ，渠道不冲流速为  $0.8\text{m/s}$ ，该渠道为清水渠道，为了防止长草，最小允许流速为  $0.4\text{m/s}$ ，设计渠道过水断面的尺寸。

解：第一方案：按一般断面形式设计

(1) 初设  $b = 2\text{m}$ ， $h = 1\text{m}$ ，作为第一次试算的渠道断面尺寸。

(2) 计算渠道断面各水力要素

$$\begin{aligned} \omega &= (b + mh)h = (2 + 1.5 \times 1) \times 1 = 3.5\text{m}^2 \\ x &= b + 2h\sqrt{1+m^2} = 2 + 2 \times 1 \sqrt{1+1.5^2} = 5.61\text{m} \\ R &= \frac{\omega}{x} = \frac{3.5}{5.61} = 0.624\text{m} \\ C &= \frac{1}{n}R^{1/6} = \frac{1}{0.025} \times 0.624^{1/6} = 36.98 \end{aligned}$$

(3) 计算渠道流量

$$\begin{aligned} Q &= \omega C \sqrt{Ri} = 3.5 \times 36.98 \sqrt{0.624 \times 0.0005} \\ &= 2.286\text{m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

(4) 校核渠道流量

$$\frac{Q_{\text{设}} - Q}{Q_{\text{设}}} = \frac{3.2 - 2.286}{3.2} = 0.286 > 0.05$$

因为流量校核不符合要求，需更换  $h$  值，重新试算。为此，又假设  $h = 1.1\text{m}$ ， $1.15\text{m}$ ， $1.22\text{m}$  等三个值，按上述步骤重复计算，计算结果列入表（2-14）。

表 2-14 渠道横断面尺寸计算表

$h$ (m)	$\omega$ (m <sup>2</sup> )	$x$ (m)	$R$ (m)	$C$ (m <sup>1/2</sup> /s)	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)
1.0	3.5	5.61	0.624	36.98	2.286
1.1	4.02	5.97	0.673	37.45	2.76
1.15	4.28	6.15	0.697	37.66	3.012
1.22	4.67	6.40	0.730	37.96	3.39

按表 2-14 的计算结果绘制的  $h \sim Q$  关系曲线见图 2-5，从图中查得： $Q_{\text{设}} = 3.2\text{m}^3/\text{s}$  相应的设计水深  $h_{\text{设}} = 1.185\text{m}$

$$\begin{aligned} v_{\text{设}} &= \frac{Q_{\text{设}}}{\omega} \\ &= \frac{3.2}{(2 + 1.5 \times 1.185) 1.185} \\ &= 0.715\text{m/s} \end{aligned}$$

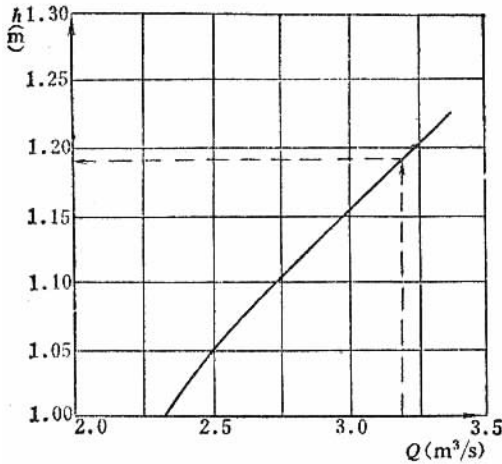


图 2-5  $h \sim Q$  关系曲线

设计流速满足校核条件：

$$0.8 > 0.715 > 0.4$$

所以，设计断面的尺寸是：

$$b_{\text{设}} = 2\text{m}, h_{\text{设}} = 1.185\text{m}.$$

第二方案：按水力最优断面设计

(1) 计算渠道设计水深

$$h_{\text{设}} = 1.189 \left[ \frac{0.025 \times 3.2}{(2 \sqrt{1 + 1.5^2} - 1.5) \sqrt{0.0005}} \right]^{3/8}$$

$$= 1.189 \left[ \frac{0.08}{2.106 \times 0.0224} \right]^{3/8} = 1.45 \text{m}$$

(2) 计算渠道设计底宽

$$b_{\text{设}} = \alpha_{\text{最优}} h_{\text{设}} = 0.61 \times 1.45 = 0.88 \text{m}$$

为了便于施工，采用  $b_{\text{设}} = 0.9 \text{m}$

(3) 校核渠道流速

$$\omega = (b + mh) h = (0.9 + 1.5 \times 1.45) 1.45 = 4.46 \text{m}^2$$

$$v = \frac{Q_{\text{设}}}{\omega} = \frac{3.2}{4.46} = 0.717 \text{m/s}$$

渠道设计流速满足校核条件：

$$0.8 > 0.717 > 0.4$$

所以，渠道水力最优断面的尺寸是： $b = 0.9 \text{m}$ ， $h = 1.45 \text{m}$ 。

以上两个方案的计算结果都满足流速校核要求，还要考虑施工条件等因素选择其中之一，作为施工的依据。

在渠道的设计底宽  $b$  和设计水深  $h$  确定之后，还要计算通过加大流量时相应的加大水深  $h_j$ 。谢才公式 (2-17) 可以改写为：

$$Q = \frac{[(b + mh) h]^{5/3}}{n (b + 2h \sqrt{1 + m^2})^{2/3}} \cdot \sqrt{i} \quad (2-36)$$

计算加大水深时，渠道底宽  $b$  已经确定，公式 (2-36) 中只包含水深  $h$  这一个未知数。尽管如此，由于公式形式比较复杂，直接求解  $h$  仍很困难。通常还是用试算法或查诺模图求  $h_j$ ，计算的方法步骤和计算设计水深的方法相同。如果采用水力最优断面，可用公式 (2-34) 直接计算，只需将公式中的  $h_{\text{设}}$  和  $Q_{\text{设}}$  换成  $h_j$  和  $Q_j$ 。

(三) 渠道过水断面以上部分的有关尺寸

1. 安全超高

为了防止风浪或因流量改变引起的涌浪使渠水漫溢，为了接纳因降水而增加的水量，保证渠道安全运行，挖方渠道的渠岸和填方渠道的堤顶应高出渠道通过加大流量时的水位，把这个高出加大水位的高度叫渠道的安全超高。通常用经验公式计算，各国使用不同的公式。中国《灌溉排水设计规范》建议按公式 (2-37) 计算安全超高  $\Delta h$ 。

$$\Delta h = \frac{1}{4} h_j + 0.2 \quad (\text{m}) \quad (2-37)$$

美国垦务局采用的公式 (2-38) 计算。

$$\Delta h = \sqrt{Ch} \quad (\text{m}) \quad (2-38)$$



式中  $h$ ——设计水深 (m);

$C$ ——系数, 其值随流量的增加而增大。在  $Q = 0.6 \sim 85\text{m}^3/\text{s}$  的范围内,  $C = 0.46 \sim 0.76$ 。

印度常采用莱西 (Lacey) 公式 (2-39) 计算。

$$\Delta h = 0.20 + 0.15 Q^{1/3} \quad (\text{m}) \quad (2-39)$$

式中  $Q$ ——渠道的超高设计流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )。

在寒冷地区, 渠道超高还要考虑冬季安全输水的需要, 留出足够的空间, 以便形成冰盖, 在冰盖下面通过设计流量。具体做法是先减小渠道流速, 在过水断面上部形成冰盖。当流速小于  $0.5\text{m}/\text{s}$  时, 冰盖很快就会形成。冰盖厚度一般可控制在  $5 \sim 10\text{cm}$  范围内。冰盖厚度可按式计算 (2-40)。

$$h_b = \alpha \sqrt{\sum t} \quad (2-40)$$

式中  $h_b$ ——冰盖厚度 (cm);

$\sum t$ ——冰盖形成期的日或月平均负气温的总和 ( $^{\circ}\text{C}$ );

$\alpha$ ——系数。采用日平均负气温总和时,  $\alpha = 2$ ; 采用月平均负气温总和时,  $\alpha = 11$ 。

冰盖形成后, 冰下流速可适当增加, 计算平均流速时, 糙率系数按式 (2-41) 计算。

$$n = \sqrt{\frac{n_1^2 x_1 + n_2^2 x_2}{x_1 + x_2}} \quad (2-41)$$

式中  $x_1$ ——渠道的湿周 (m);

$x_2$ ——冰盖的湿周 (m);

$n_1$ ——渠床的糙率系数;

$n_2$ ——冰盖的糙率系数, 可采用  $0.010 \sim 0.012$ 。

在有护面的渠道上, 也可采用较大的设计流速防止渠道结冰, 使渠道在无冰情况下正常运行。当水流速度达到  $2 \sim 3\text{m}/\text{s}$  时, 就可防止渠水结冰。

## 2. 堤顶宽度

为了便于管理和保证渠道安全运行, 挖方渠道的渠岸和填方渠道的堤顶应具有一定的宽度。

灌溉渠道只满足管理要求时, 堤顶宽度可按式 (2-42) 计算。

$$D = h_j + 0.3 \quad (2-42)$$

式中  $D$ ——堤顶宽度 (m);

$h_j$ ——渠道通过加大流量时的水深 (m)。

只满足管理要求的堤顶宽度和安全超高值还可参考表 2-15 直接选用。

表 2-15 渠道堤顶宽度及安全超高

流量 (m <sup>3</sup> /s)	> 50	50 ~ 30	30 ~ 10	10 ~ 1.0	< 1.0
堤顶宽 (m)	2.5	2.5	2.5 ~ 2.0	2.0 ~ 1.0	1.0 ~ 0.8
安全超高 (m)	> 1.0	1.0 ~ 0.8	0.8 ~ 0.6	0.6 ~ 0.4	0.4 ~ 0.2

如果渠堤与主要交通道路结合, 堤顶宽度应根据交通要求确定。

1981年5月交通部颁发的《公路工程技术标准(JTJ1-81)》把公路按其任务、性质和交通量分为五级, 又按地形和公路等级规定了路基宽度和行车道宽度(表2-16)。

表 2-16 各级公路的宽度

公路等级	高速公路		一		二		三		四	
	平原 微丘	山岭 重丘	平原 微丘	山岭 重丘	平原 微丘	山岭 重丘	平原 微丘	山岭 重丘	平原 微丘	山岭 重丘
行车道宽度 (m)	2×7.5	2×7.5	2×7.5	2×7.5	9	7	7	6	3.5	
路基宽度 (m)	26	23	23	19	12	8.5	8.5	7.5	6.5	

公路等级划分标准如下:

高速公路: 能适应年平均昼夜汽车交通量为 25000 辆以上, 具有特别重要的政治、经济意义, 专供汽车分道高速行驶并全部控制出入的公路。

一级公路: 能适应年平均昼夜汽车交通量为 5000 ~ 25000 辆, 连接重要政治、经济中心, 通往重点工矿区, 可供汽车分道行驶并部分控制出入、部分立体交叉的公路。

二级公路: 能适应按各种车辆折合成载货汽车的年平均昼夜交通量为 2000 ~ 5000 辆, 连接政治、经济中心或大工矿区等地的干线公路, 或运输任务繁忙的城郊公路。

三级公路: 能适应按各种车辆折合成载货汽车的年平均昼夜交通量为 2000 辆以下, 通县及县以上城市的一般干线公路。

四级公路: 能适应按各种车辆折合成载货汽车的年平均昼夜交通量为 200 辆以下, 沟通县、乡、村等支线公路。

渠堤兼作公路时, 堤顶宽度应符合路基宽度的要求。

#### (四) 渠道横断面结构

渠道水力计算给出的只是过水断面的尺寸, 由于渠道设计过水断面和地面的相对位置不同, 渠道断面分为挖方断面、填方断面和半挖半填断面三种基本形式。其结构各不相同, 见图 2-6~2-8。

##### 1. 挖方渠道断面结构

对挖方渠道, 除了正确选择边坡系数以外, 为了防止坡面径流的冲刷和渠坡坍塌, 为了便于施工和管理。当渠道挖深大于 5m 时, 应每隔 3 ~ 5m 高度设置一道平台, 平台宽度约 1 ~ 2m。如平台需要通过车辆, 则按道路标准确定其宽度。在平台内侧应修建排水沟, 汇集坡面径流, 经过沉沙井和陡槽集中排入渠道, 见图 2-6, 挖深超过 10m 时,

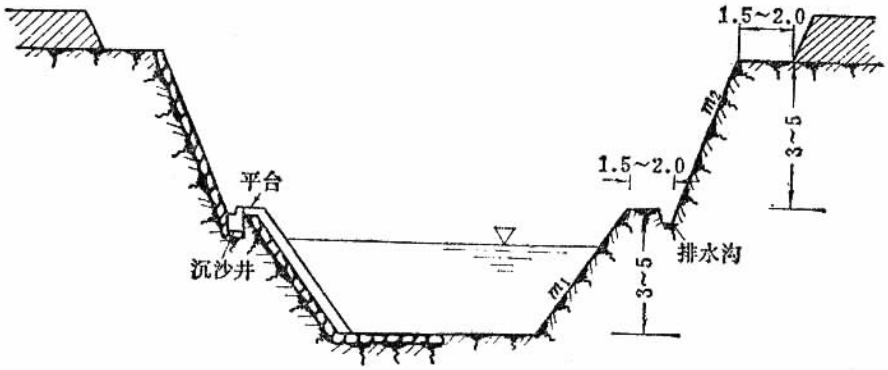


图 2-6 挖方渠道横断面  
(单位: m)

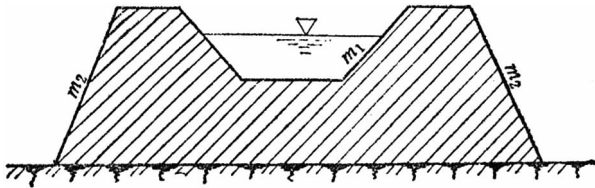


图 2-7 填方渠道横断面

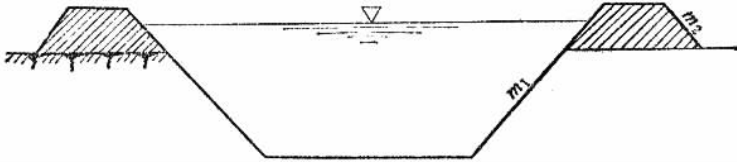


图 2-8 半挖半填渠道横断面

不仅施工困难，边坡也不易稳定，应改用隧洞等。

### 2. 填方渠道断面结构

填方渠道易于溃决、漏水和滑坡，要认真选择内、外边坡系数，填方高度大于 3m 时，应通过稳定分析确定边坡系数，有时需在外坡脚处设置排水反滤体，以保持边坡稳定，填方高度很大时，需在外坡设置平台。位于不透水层上的填方渠道，当填方高于 5m 或高于两倍设计水深时，一般应在渠堤内加做纵横排水沟。填方渠道会发生沉陷，在施工时应预留沉陷高度，一般增加填高的 10%。

### 3. 半挖半填渠道断面

半挖半填渠道的挖、填土方最好大致平衡，这样，工程量较小，且这种渠道的水面高出地面，便于向下级渠道分水。在地形条件和水位控制条件许可时，各级渠道都可以采用这种断面。

## 二、渠道的纵断面设计

灌溉渠道不仅要满足输送设计流量的要求，而且还要满足水位控制的要求。纵断面设计的任务就是根据灌溉水位要求确定渠道的空间位置，即渠道水位等在不同桩号处的高程。

### （一）灌溉渠道的水位推算

为了满足自流灌溉的要求，各级渠道入口处都应具有足够的水位高程。这个水位高程是根据灌溉面积上控制点的高程，加上渠道的沿程水头损失和各种建筑物的局部水头损失，自下而上逐级推算出来的。推算公式如下：

$$H_{\text{进}} = A_0 + \Delta h + \Sigma Li + \Sigma \phi \quad (2-43)$$

式中  $H_{\text{进}}$ ——渠道进水口处的水面高程 (m)；

$A_0$ ——渠道灌溉面积上控制点的地面高程 (m)，控制点系指较难灌到水的地面点，根据地形变化选择：如沿渠地面坡度大于渠道比降，则渠道进水口附近最难控制；反之，渠尾地面最难控制；

$\Delta h$ ——所选控制点与附近末级固定渠道水面的高差，一般取 0.1 ~ 0.2m；

$L$ ——各级渠道的长度 (m)；

$i$ ——各级渠道的比降；

$\phi$ ——水流通过渠系建筑物的水头损失，可参考表 2-17 所列数值选用。

表 2-17 渠道建筑物水头损失最小数值表

(单位: m)

渠 别	控制面积 (万亩)	进水闸	节制闸	渡槽	倒虹吸	公路桥
干 渠	10 ~ 40	0.1 ~ 0.2	0.10	0.15	0.40	0.05
支 渠	1 ~ 6	0.1 ~ 0.2	0.07	0.07	0.30	0.03
斗 渠	0.3 ~ 0.4	0.05 ~ 0.15	0.05	0.05	0.20	0
农 渠		0.05				

### （二）渠道纵断面图的绘制

渠道纵断面图包括：沿渠地面高程线、渠道设计水位线、渠道最低水位线、渠底高程线、渠道堤顶高程线、分水口和渠道建筑物的位置等，如图 2-9 所示。

按以下步骤绘制渠道纵断面图：

#### 1. 绘地面高程线

根据渠道中心线的水准测量成果（桩号和地面高程）按一定的比例在方格纸上点绘

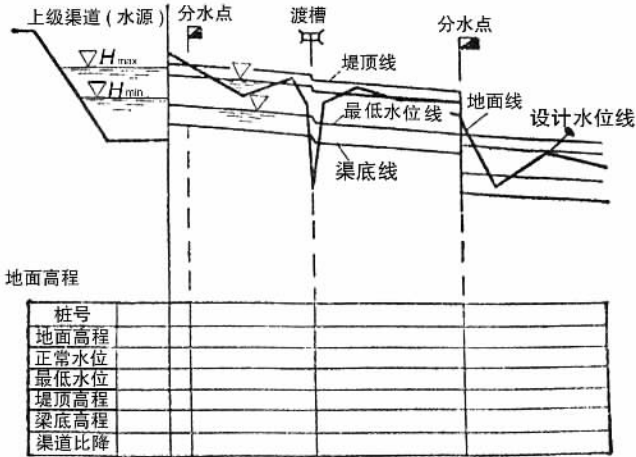


图 2-9 渠道纵断面图

出地面高程线；如无测量成果，亦可根据地形图量取不同桩号处的高程。

### 2. 绘渠道设计水位线

参照水源或上一级渠道的设计水位、沿渠地面比降、各分水点的水位要求，和渠道建筑物的水头损失，确定一个设计比降，绘出渠道设计水位线。渠道设计比降和纵、横断面设计都有关系，互为依据。所以，渠道设计水位线的绘制要和横断面设计交错进行，相互参照。

### 3. 绘渠底高程线

根据横断面设计成果，在渠道设计水面线以下，以渠道设计水深  $h$  为间距，作一平行线，就是渠底高程线。

### 4. 绘渠道最小水位线

从渠底线向上，以渠道最小水深（渠道设计断面通过最小流量时的水深）为间距，作渠底线的平行线，就是渠道最小水位线。

### 5. 绘堤顶高程线

从渠底线向上，以加大水深（渠道设计断面通过加大流量时的水深）与安全超高之和为间距，作渠底线的平行线，就得到了渠道的堤顶线。

根据渠道的纵、横断面图就可以计算渠道的土方量，也可以进行施工放样。

## 第四节 渠道防渗

目前，中国灌区大都是土质渠道，水量损失较多，渠系水利用系数较低。一般大中型灌区的渠系水利用系数在 0.5 以下，北方管理较好的大中型灌区可达到 0.55 ~ 0.65，管理较差的大中型灌区多在 0.3 左右。南方水稻灌区由于长时间连续输水和地下水位顶

托影响等原因，渠系水利用系数略高于上述数值。

渠系水量损失包括渠道在输水过程中的蒸发和渗漏损失水量以及退泄水量等。退泄水量的多少取决于工程的完善程度和管理水平的高低，渗水量的多少决定于渠床土质、地下水位高低和渠道工程的质量等。渠道渗漏水量占渠系损失水量的绝大部分，一般占渠首引入水量的 30% ~ 50%，个别的高达 60% ~ 70%。渠系水量损失不仅降低了渠系水利用系数，减少了灌溉面积，浪费了水资源，而且会引起地下水位上升，招致农田渍害。在有盐碱化威胁的地区，还会引起土壤的次生盐渍化。同时还会增加灌溉成本和农民的水费负担，甚至会危及工程的安全运行。为了减少渠道输水损失，提高渠系水利用系数，一方面要加强渠系工程配套和维修养护、有计划地引水和配水、不断提高灌区管理工作水平；另一方面要采取渠道防渗工程措施，减少渗漏损失水量。

渠道防渗工程措施除了减少输水损失之外，还有以下作用：

- (1) 提高渠床的抗冲能力；
- (2) 减小渠床糙率、加大渠道流速，增加渠道输水能力；
- (3) 减少渠道渗漏对地下水的补给，有利于控制地下水位和防治土壤盐碱化；
- (4) 防止渠道长草，防止渠坡坍塌和泥沙淤积，节省维修费用和清淤劳力，降低灌溉成本，提高灌溉效益。

国内外常用的渠道防渗衬砌材料及其技术指标可参考表 2-18。

表 2-18 各类渠道防渗措施技术指标

防渗措施类型		使用年限 (年)	防渗效果 (减少渗漏量%)	水量损失 $\text{m}^3 / (\text{m}^2 \cdot 24\text{h})$
混凝土类	1. 现浇混凝土 5 ~ 7cm 厚	} 40 ~ 60	} 85 ~ 95	0.03 ~ 0.15
	2. 预制混凝土板			
	3. 预制钢筋混凝土槽		} 95 ~ 100	0.03 ~ 0.06
	4. 混凝土管			
	5. 喷混凝土		} 90 ~ 95	
	6. 喷水泥砂浆			
砌砖石类	1. 干砌卵石挂淤	} 30 ~ 50	} 80 ~ 90	水泥砂浆砌砖，水的损失约为 0.03；石料有爆炸裂缝，可能漏水而产生渗透
	2. 浆砌卵石			
	3. 干砌卵石灌浆			
	4. 干砌卵石灌细骨料混凝土			
	5. 浆砌块石或条石			
	6. 砌青砖夹不透水层			
	7. 釉 砖			

续表

防渗措施类型		使用年限 (年)	防渗效果 (减少渗漏量%)	水量损失 m <sup>3</sup> / (m <sup>2</sup> ·24h)
沥青类	1. 现浇沥青混凝土 2. 沥青混凝土预制板 3. 埋藏式沥青薄膜 4. 沥青席(布、毡) 5. 喷沥青砂浆、沥青胶	} 10 ~ 30	} 80 ~ 95	0.03 杂草滋长会增加渗漏损失
塑料类	1. 外露式薄膜 2. 埋藏式塑料薄膜 3. 塑料管 4. 塑料槽	} 15 ~ 25	} 90 ~ 95	小于 0.06
灰土类	1. 灰土 2. 三合土	} 5 ~ 40	} 85 ~ 90	小于 0.08
粘土类	1. 表面式粘土夯实 2. 埋藏式粘土隔层 3. 粘土混凝土 4. 水泥土 6 ~ 13cm 厚 5. 粘土锤钉 6. 膨润土 7. 草泥 8. 草皮	5 ~ 30  已有 23 年记录  1 ~ 3	} 60 ~ 80	0.03 ~ 0.06

本节将简要地介绍几种主要防渗衬砌技术措施。

## 一、土料防渗

土料防渗包括土料夯实、灰土护面、三合土护面及草泥护面等防渗措施。

### 1. 土料夯实防渗

土料夯实防渗就是用人工夯实或机械碾压的方法增加土壤的密度，在渠床表面建立一个透水性很小的防渗层。这种方法具有投资少、施工简便等优点，其防渗效果与夯实程度及影响深度有关，当夯实影响深度为 30 ~ 40cm、土壤的干容重由原来的 1.3 ~ 1.4t/m<sup>3</sup> 增加到 1.5t/m<sup>3</sup> 以上时，渗漏损失可减少 70% ~ 90%。原状土夯实层易受干裂、冻融影响和流水冲刷剥蚀破坏、夯实深度不能太小，一般不宜小于 30 ~ 40cm，渠道平均流速不宜大于 0.5m/s。可用于小型渠道。如将渠床表面土壤挖松，然后分层夯实扰动土，防渗效果和耐久性都可以提高，但耐冲性仍差。夯实前必须清除渠床杂草并严格控制土料的含水量，以便提高夯实程度和防渗效果。各种土料的最优含水量（重量百分数）见表 2-19。

### 2. 粘土护面

表 2-19 土壤最优含水量表

土壤名称	砂壤土	轻粘壤土	黄 土	中粘壤土	重粘壤土	粘 土
最优含水率 (%)	12~15	15~17	19~21	21~23	22~25	25~28

在渠床表面铺设一层粘土是减小强透水性土壤渗漏损失的有效措施之一，具有就地取材、施工方便、造价低廉、防渗效果好等优点。据试验，护面厚度 5~10cm 时，可减少渗漏水量 70%~80%；护面厚度 10~15cm 时，可减少渗漏水量 90% 以上。粘土护面的主要缺点是抗冲能力低，渠道平均流速不能大于 0.7m/s；护面土易生杂草；渠道断水时易干缩、裂缝。为克服这些缺点，可采取以下措施：

(1) 在粘土中加入掺和料。陕西省宝鸡峡引渭灌区采用加沙（沙：土 = 1：9）的办法，防止干裂效果显著。有的地方还掺入沙和卵石，构成粘土混凝土护面（粘土：砂：石 = 1：0.43：0.57）；有的在粘土中加入碎麦草。这些措施都有提高抗冲能力、减少干缩裂缝的作用。

(2) 加设保护层。保护层可以采用砂、砾石或干砌片（卵）石等，厚度一般为 20~30cm。干砌片（卵）石保护层下面应设置简单的反滤层。设保护层是保持粘土层防渗效果的有效措施。

### 3. 灰土护面

灰土护面是采用石灰与粘土或黄土的拌和料夯实而成的防渗层。据陕西省水利科学研究所试验，厚度 40cm 的灰土护面，可减少渗漏水量 99%。石灰与土的配合比常用 1：3~1：9。灰土护面的抗冲能力较强，但抗冻性差，多用于气候温和地区。

### 4. 三合土护面

用石灰、砂和粘土均匀拌和，夯实成防渗护面。石灰、砂、粘土的配合比常用 1：1：3~1：1：6，厚度一般为 10~20cm，性能和灰土相近，是中国南方各省常用的防渗措施。

### 5. 草泥护面

在粘性土壤中拌入切碎的稻草或麦草，制成草泥，涂抹在渠床表面，用以防渗。具体做法是：将土料堆放在拟施工的渠道内，加水浸泡一昼夜，给每立方米土料中加入铡碎的草料 20kg，充分拌和后在含水量 30%~40% 的条件下堆放发酵 20d 左右，使其成为均匀的腐殖土，称为草泥。然后把草泥均匀地抹在渠床表面，厚度为 5~10cm，阴干到脚踩下去不沉陷时即可放水。草泥抹面投资少，防渗效果较好，但不耐冲，抗冻性差。

## 二、砌石防渗

砌石防渗具有就地取材、施工简单、抗冲、抗磨、耐久等优点。石料有卵石、块石、条石、石板等，砌筑方法有干砌勾缝和浆砌两种。

### 1. 块石衬砌防渗

衬砌的石料（块石或片石），要质地坚硬，没有裂纹。石料的规格一般以长 40~50cm，宽 30~40cm，厚度不小于 8~10cm 为宜。凡作为表面护砌的石料，要求有一面



比较平整。干砌勾缝的防渗效果较差，当防渗要求较高时，宜采取浆砌石料护面。浆砌块石（或片石）防渗通常采用护坡式和重力墙式两种，如图 2-10 所示。前者工程量小，造价低，应用较普遍；后者多用于容易滑塌的傍山渠段和石料比较丰富的地区，具有耐久、稳定和不易受冰冻影响等优点。

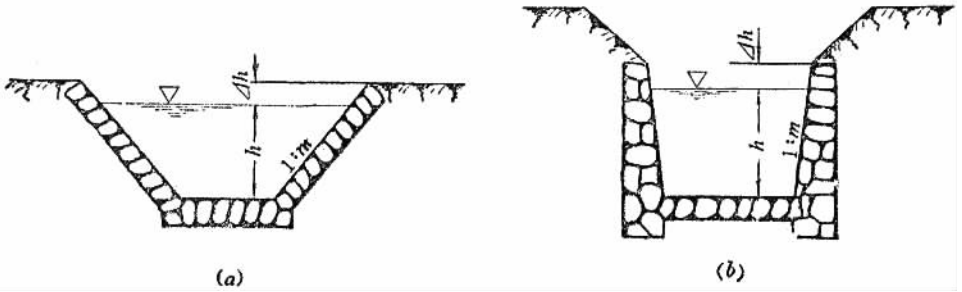


图 2-10 浆砌石渠道断面图

### 2. 卵石衬砌防渗

主要用于砂砾冲积地区或卵石丰富的地区，在中国新疆、甘肃、四川、青海等地已大量采用，并积累了比较成熟的经验，卵石砌筑方法也分浆砌和干砌两种。梯形渠道浆砌卵石防渗层的剖面如图 2-11 所示。

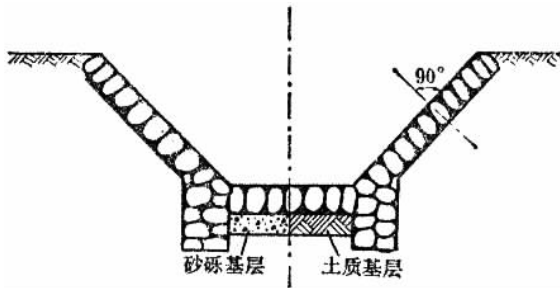


图 2-11 浆砌卵石渠道断面图

浆砌卵石防渗层的施工应按先渠底、后渠坡的顺序铺砌卵石。

卵石干砌方法基本与浆砌相同，只是不用水泥砂浆垫底。干砌卵石开始主要起防冲作用。经使用后，由于砌石间的缝隙逐渐被泥沙充填，再经水中矿物盐类的硬化和凝聚作用，便形成了稳定的防渗层。近年来新疆还采用了干砌卵石加灌细粒混凝土的方法。

### 三、砌砖防渗

砌砖护面也是一种因地制宜、就地取材的防渗衬砌措施。其优点是：造价低廉，取材方便，施工技术简单，糙率小，防渗效果较好。

砌砖护面渠道多为梯形断面或矩形断面，梯形断面的边坡系数视渠床土质和流量大

小而定，一般采用 0.5~1.0。砌护厚度多用一砖平砌或一砖立砌。糙率系数  $n = 0.013 \sim 0.022$ ，随砖面的光滑程度和勾缝的平整程度而变。砖的标号不低于 100 号。

普通砖抗冻性较差，护面易受冰冻剥蚀破坏。为了提高砌砖护面的防渗效果和抗冻性，许多地区采用特制砖进行砌护。特制砖有陶砖和釉砖两种。新疆乌鲁木齐地区采用砖浸沥青护面，施工时用沥青砂浆作胶结材料，并勾缝，能减少渗漏水量的 98%~99%。

#### 四、混凝土衬砌防渗

混凝土衬砌是目前国内外广泛采用的渠道防渗措施，其优点是：

- (1) 防渗效果好，一般能减少渗漏损失水量 85%~90% 以上；
- (2) 糙率系数小，可提高渠道的输水能力，减小渠道断面和建筑物的尺寸；
- (3) 不生杂草，减少淤积，便于养护管理；
- (4) 经久耐用，一般可用 40~50 年。

混凝土衬砌的造价比浆砌块石低，但需用大量水泥和砂石。在水泥和砂、石料供应方便的地方，多采用混凝土衬砌。

渠道的混凝土衬砌广泛采用板形结构，其截面形式有矩形、楔形、肋形、槽形等。矩形板适用于无冻胀地区的渠道；楔形板和肋形板适用于有冻胀地区的渠道。肋形板在施工中增加了挖梁槽的工序。槽形板用于小型渠道的预制安装，大型渠道则采用现场浇筑。陕西等省推广的 U 形混凝土渠槽的水力性能和结构性能较好，占地少，适用于小型渠道。

混凝土衬砌层的厚度与施工方法、气候因素、混凝土标号等因素有关。混凝土标号一般采用 100~150 号。施工方法有现场浇筑和预制安装，现场浇筑的接缝少、造价低，适用于挖方渠道；预制安装适用于填方渠道。现浇混凝土比预制安装的厚度稍大，有冻胀破坏地区的衬砌层厚度比无冻胀破坏地区的要厚一些。现浇混凝土衬砌层的厚度可参考表 2-20 选用。预制板的厚度一般为 5~10cm，在无冻胀破坏的地区可采用 4~8cm。

表 2-20 板式混凝土衬砌层厚度参考数值

基础条件	渠道流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	衬砌厚度 (cm)	备注
砂砾石、砾石、风化岩、有裂隙的岩石；无浮托力	< 2	3~6	3~4cm 厚的混凝土防渗层，一般采用压力喷射法施工
	> 2	4~10	
密实的砂壤土、砂土挖方渠道；无浮托力	< 2	4~8	需要砾石垫层
	> 2	6~12	
黄土、轻壤土的填方渠段；冲积土，细砂土；有浮托力	< 2	6~10	需要垫层和排水设备；粘性土壤需要防冻胀措施；无冻胀时不加垫层
	> 2	8~15	

预制混凝土板的大小根据容易搬动、施工方便等原则确定，最小为 50cm × 50cm，最大为 100cm × 100cm。

混凝土衬砌渠道为适应温度变化、冻胀、基础不均匀沉陷等原因引起的变形，施工时，要预留伸缩缝。纵向缝一般设在边坡与渠底连接处；当渠底宽度超过 6 ~ 8m 时，可在渠底中部另加纵缝；渠道边坡上一般不设纵向缝或腰缝。横向伸缩缝一般不可缺少，其间距与基础、气候、混凝土标号、衬砌层厚度、施工方法等因素有关，可参考表 2-21 选用。伸缩缝的宽度一般采用 1 ~ 4cm。缝中填料可采用沥青混合物、聚氯乙烯胶泥和沥青油毡板等。

表 2-21 混凝土衬砌层横向伸缩缝间距

衬砌层厚度 (cm)	伸缩缝间距 (m)
5 ~ 7	2.5 ~ 3.5
8 ~ 9	3.5 ~ 4.0
> 10	4.0 ~ 5.0

## 五、沥青材料防渗

沥青材料护面具有防渗、耐久、抗碱、造价低、施工简便等优点。常用的材料和护面形式有以下三种：

### 1. 沥青混凝土

沥青混凝土是以沥青为胶结剂，与矿物、碎石（或砾石）和砂经加热、拌和、压实而成的防渗材料。具有较好的稳定性、耐久性和良好的防渗效果。对中、小型渠道，护面厚度一般为 4 ~ 6cm，大型渠道可以加厚到 10 ~ 15cm，下面设反滤层，在反滤层上面涂一层沥青玛蹄脂或沥青乳剂，使护面与垫层得以良好的结合。地下水位较高时，应设纵向排水。由于沥青混凝土塑性较好，不必设伸缩缝。为了减小护面的吸热程度，可以加设保护层。

### 2. 埋藏式沥青薄膜

先将渠床压实、平整，清除杂草，洒水少许，再将 200℃ 的热沥青用机械喷洒两遍以上，形成一层不透水的薄膜，厚度 4 ~ 5mm。为了防止沥青老化和机械破坏，常铺设素土保护层，厚度对于小渠道约为 10 ~ 30cm，对于大渠道约为 30 ~ 50cm。

### 3. 沥青席

沥青席系指用玻璃丝布、石棉毡、沥青油毡、苇席、麻布等材料涂以沥青层后制成的卷材。铺设时互相搭接，接缝用热沥青粘结。

(1) 沥青玻璃布：用三层沥青、两层玻璃布加金属网格制成。一般采用埋藏式的，用草泥护面，草泥层厚度为 25 ~ 40cm；也有采用明铺式的。

(2) 沥青油毡：通常都做成埋藏式的，保护层用草泥、素土、砂砾石等，保护层厚

度为 30cm。油毡搭接 5~6cm，用热沥青粘结。

(3) 沥青砂浆席：用浮化沥青与砂的拌和料制成。有明铺式和暗藏式两种。还可与混凝土护面结合，铺设在混凝土块下面，可提高混凝土的防渗效果。

## 六、塑料薄膜防渗

塑料薄膜防渗具有重量轻、运输方便、施工简单、造价低、耐腐蚀、防渗效果好等优点。据国内外资料统计，塑料薄膜防渗有效期可达 15~25 年左右。一般都采用埋藏式。保护层可用素混凝土夯实或加铺防冲材料，总厚度应不小于 30cm。在寒冷地区，冻土深度较大，保护层厚度常用冻土深度的  $1/3 \sim 1/2$ 。

铺设塑料薄膜之前，在挖方渠道的边坡两肩，各做宽 20~30cm 的戗台，以铺压薄膜，在戗台外侧再挖一道深 30cm 的沟槽，将薄膜边缘埋入沟内，以防薄膜下滑。在填方渠道施工时，先填筑到薄膜铺设高度处，接着铺设薄膜，加设保护层，然后再继续向上铺筑渠堤。为防止杂草丛生，穿透塑料薄膜，在基槽表面需喷洒氯酸钠水溶液，其用量为  $2\text{kg}/\text{m}^2$ 。薄膜接缝有焊接、搭接及化学溶剂（如树脂等）胶结，在薄膜品种不同时只能用搭接，搭接宽度为 5cm 左右。

除以上防渗衬砌措施外，还有用砂土或砂壤土掺和水泥土铺筑衬砌层的；也有在渠水中拌入细粒粘土，淤填砂质土渠床的土壤孔隙，减少渠床渗漏的人工挂淤防渗；还有在渠床土壤中掺入食盐、水玻璃以及含大量有机质的胶体溶液，减小土壤渗透能力的化学防渗方法等，这里就不详细介绍了。

根据国内外的实践经验，采用刚性材料（混凝土、水泥砂浆、水泥土、沥青、砖、石）衬砌渠道时，边坡系数一般不小于 1.5，以利施工和养护，土质稳定的小渠道可稍陡一点。渠道断面的宽深比一般采用 1~2，小型渠道可采用 1.0，大型渠道可以超过 2.0。衬砌层的超高小渠道至少采用 15cm，大型渠道可以超过 60cm。衬砌层以上的渠岸超高一般为 30~60cm。

## 第三章 泵站工程规划设计

### 第一节 泵站工程规划

水利系统中，泵站工程规划是水利规划的一部分。水利规划是在一定的任务要求（如防洪、除涝、灌溉、治渍、治污、冲淤、洗碱、漕运、引水调水、水资源和水能资源开发利用等）下，根据自然地理条件和社会经济条件及发展规划，合理确定所需要的水利设施（如闸坝、堤防、水库、河渠、泵站、水电站、水道、桥梁、渡槽、涵洞、倒虹吸等建筑物），合理确定水利工程的规模（标准、等级）、布局 and 调度运用关系。泵站工程的规划是在供水、排水或调水任务要求明确的前提下，分析供水水源或排水出路，综合考虑多种工程和非工程的因素及条件，合理确定泵站工程的组成、灌区及灌水区或排水区的划分、站址选择、泵站枢纽和渠（河）系的布置，论证和确定泵站设计流量和设计扬程及最大、最小扬程等。泵站工程的合理规划不仅能保证兴建时减少工程量、节约投资、缩短工期，而且有利于工程建成后安全、可靠并高效运行，为扩大效益、降低成本、避免水资源及水能资源浪费、减少工业能源消耗创造有利条件。

本章泵站工程规划主要是水利系统灌溉泵站和区域性排水泵站的规划。

#### 一、灌溉泵站规划

灌溉泵站规划主要包括以下内容：查勘水源和灌区的地形条件及其他自然条件、社会经济条件、生态环境条件，调查已有水利工程设施及其功能、效益，了解能源供应、交通运输等状况。在此基础上，根据自然区划特点并考虑行政区划进行灌水区的划分，选定站址，作泵站建筑物和渠系布置等。

泵站规划应从工程的全使用期考虑，必须掌握水源、河道（湖泊、水库）水文情势，合理确定水文设计标准（频率标准），即合理确定水泵设计流量和各种水位、扬程等水文特征值。

##### （一）灌区分片

一个大的灌区，从技术上可能和经济上合理考虑，往往需要根据水源条件、地形条件以及供水管理的方便对之进行分片，布置成若干小的灌水区。

水源条件和地形条件不同，灌水区的划分要求也不同。

在水源稀少的西北高原，沟壑纵横，台地较多；扬程高（一般均在 40~100m，也有高达 200m 以上）是这个地区泵站的特点。因此，为求经济合理，常采用多级提水方案。灌水区以沟为界分片，或以高低分片。

南方山丘区雨量充沛，水源丰富，通过兴建水库，大部分农田可以自流灌溉；局部岗地和自流灌溉不能保证的地区须建泵站提水灌溉。这类地区的农田往往为河沟、山涧分割，比较分散，其灌水区主要根据地形地貌的具体情况划分。

沿江滨湖的平原圩垸地区地势平坦，河网密布，取水极便利，因此多分散建泵站，灌水区较小；其中圩垸区，因其地势低洼，每遇汛期，外江、外河水位常高于圩内田面，排涝任务很重。圩区治理重点是排涝防渍。但是，由于降雨年际变化大，一年中，降雨多集中于夏季很短时段内，通常仍需提水灌溉。而除涝与灌溉相比，前者带突击性，后者有常时性，因此，为了充分利用排涝动力设备，一般多采用排水站兼作灌溉站的规划方案。

关于灌水区的规模，我国早期所建泵站一般受益范围较大；站大、渠道大、灌水区大。但是，随着耕作制度和灌水技术合理化科学化，灌水区面积明显趋小。灌水区大，则交叉建筑物多，渠道挖、压、废土地多，水资源浪费。近年，不少老灌区都进行了改造。首先是“大改小”，万亩以上的灌水区改为数千亩、数百亩的小灌水区；渠道“高改底”、“明改暗”，即将高填方渠道改为半填半挖或全挖渠道，或将明渠改成地下暗渠。

灌水区过小也不适宜，过小则单位动力灌溉效益低，提水成本高，不便技术上的科学管理。当前，圩区的灌水区一般倾向于 1000~2000 亩左右，泵站开机后，渠道能在 1h 以内送水到尾田，每天能灌水一次。

根据不同情况和不同要求，灌水区的划分方案一般有以下几种。

### 1. 一站提水、一区灌溉

这种方式是泵站从水源取水，并将之提升到灌区最高田面高程以上，以一级总干渠通过若干支、斗渠灌溉全灌区。图 3-1 为一站提水、一区灌溉示意图。图中 A 为泵站，B 为压力水管，C 为出水池，D 为输水干渠；斜线表示地面等高线。地形高差不大的小片丘陵地区多用这种布置方式。

### 2. 多站提水、分区灌溉

当灌区地面等高线与水源地边线（水面与河坡的交线）基本平行，单级提水可灌溉的面积较大，如此时仍采用一站、一区方式，灌水区可能过大，尾田远距离送水，不尽适宜；以天然沟、河或行政区划为界，将灌区分成若干个单独的灌水区较适宜。这样，每个灌水区可由单独的泵站和灌溉干渠供水，见图 3-2。图中  $A_1$ 、 $A_2$ ……分别表示高程梯级相同、担负不同灌水区灌溉任务的各个泵站。这种布置方式多见于圩垸地区。

### 3. 多站分级提水、分区灌溉

根据水源和地形条件，有时为了避免“高水低灌”，即用已提升到高处的水下跌灌溉低地，造成动力浪费，可将已经提升到一定高程的水作为另一泵站的水源，继续提升以灌溉高地。即根据最低最高灌溉田面高差，将灌区分成几个高低不同的灌水区。一般情况下，灌水区即为泵站级数；有时灌水区数少于泵站级数，就是说，某些梯级的泵

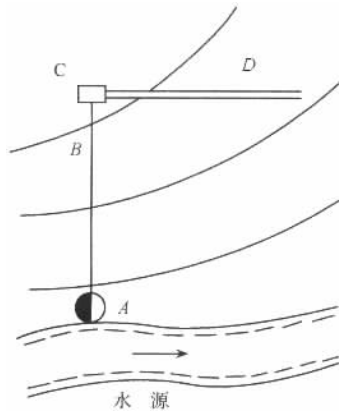


图 3-1 一站提水、一区灌溉示意图

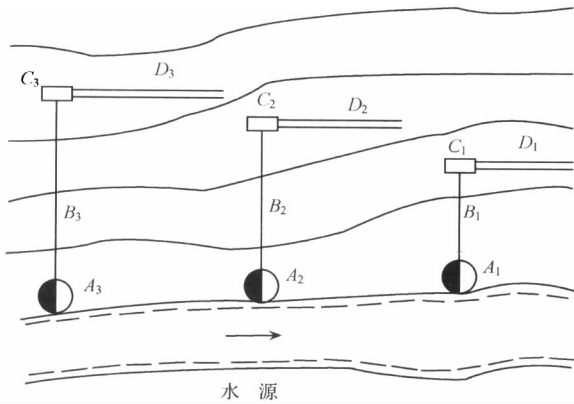


图 3-2 多站提水、分区灌溉示意图



站，可能仅起输水作用，是“加压站”，没有直接灌溉任务。就每一个梯级而言，灌区还可能进一步分小，一般为一站、一区，也可能为多站分区。多级提水方式常见于西北高原地面高差较大或有明显台地的地区。图 3-3 表示这种布置方式。图中  $A_I$ 、 $A_{II}$  … 表示多级提水不同高程梯级的泵站。

此外，对于某些地面高差虽大但是面积不大的灌区，也可以在同一泵站上安装不同扬程的水泵，分高、低两个出水池和相应渠道供水，如图 3-4 所示。这种方式称为一站分级提水、分区灌溉。有时灌水流量很小，也可以利用既有低扬程水泵实现高扬程提水。具体做法是：设高低两个出水池，以低出水池的水作为水源水再提到高出水池，低水灌低田、高水灌高田。这也是一站分级提水、分区灌溉（见图 3-5）。

## （二）高扬程灌区分级和经济扬程范围确定

扬程高、灌溉面积大的灌区，有时要研究泵站工程的分级，即确定如图 3-1 那样一级提水，还是如图 3-3 那样多站分级提水；决定采用多站分级提水、分区灌溉时，

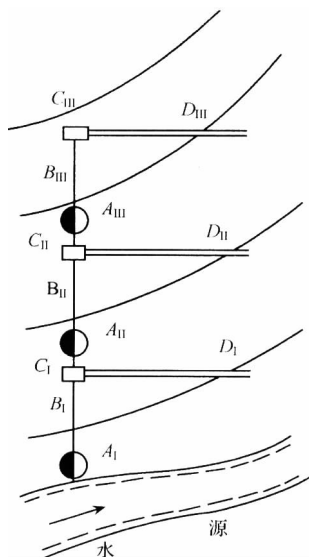


图 3-3 多站分级提水、分区灌溉

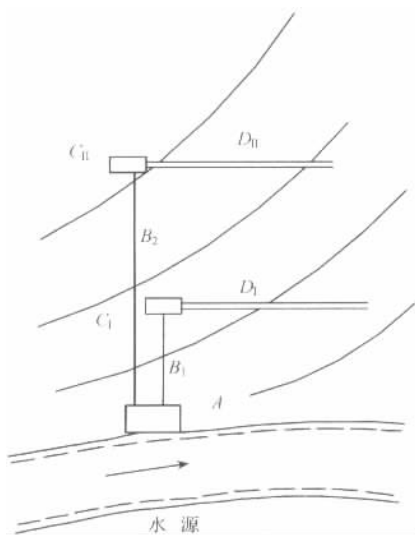


图 3-4 一站分级提水、分区灌溉

要确定分级数，确定各级泵站的提水扬程及与各扬程相应的灌水面积。

考虑灌区和泵站工程分级的出发点首先在于节省动力。各级泵站总动力少，其工业能源消耗和相应的运营费用也省；其次泵站分级能减少工程量及减少因修筑高大渠道所带来的挖、压、废土地面积。遇总扬程很高，而地形又陡峭，虽然分级建站并不能节省动力或减少工程量，也有因泵型选配上的困难而不得不分级。这时某些梯级泵站可能仅为加压站，并无直接灌田任务。





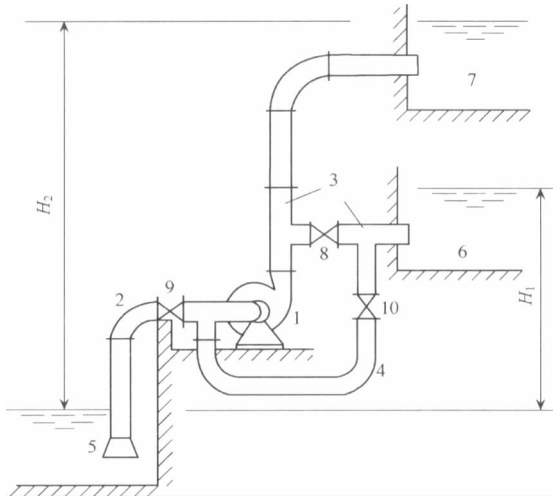


图 3-5 一泵二级提水、分区灌溉示意图  
 1—水泵；2—进水管；3—出水管；4—连通管；  
 5—进水池；6—低出水池；7—高出水池；8、9、10—控制闸阀



节省动力和减少工程量，两者往往矛盾。分级越多泵站动力总和越少；而分级过多，总的土建工程投资和设备费势将增多，亦不便运行管理。因此，针对具体灌区，如何分级建站，既要考虑地形条件，也要考虑其他多种因素。

### 1. 泵站分级与所需总功率的关系

对于确定的灌区，为什么泵站分级越多所需总功率越少，分析说明如下。

图 3-6 表示高扬程灌区灌溉面积与田面高程的关系曲线。灌区范围内最高田面距水源水面的高度为  $H$  (m)，总灌溉面积为  $\omega$  (亩)，设总提水流量为  $Q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ )。这时，如果采用一级提水，即提水高度（净）扬程为  $H$ ，则动力机的功率为

$$N = \frac{\rho g Q H}{1000 \eta} = \frac{\rho g q \omega H}{1000 \eta} = K \omega H \quad (\text{kW}) \quad (3-1)$$

$$K = \frac{\rho g q}{1000 \eta}$$

式中  $\rho$ ——水密度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )；

$q$ ——灌溉用水率 ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{亩}$ )；

$\eta$ ——包括泵站和渠系两部分的能量转换系数， $\eta = \eta_{\text{站}} \eta_{\text{渠系}}$ ， $\eta_{\text{站}}$ 、 $\eta_{\text{渠系}}$  分别为泵站效率和渠系水利用系数；

$K$ ——常数。

如果改用二级提水方案 (图 3-7)，其一级灌水区面积  $\Omega_1$  ( $=\omega_1$ )，相应的所需灌水流量为  $Q_1$ ，扬程为  $H_1$ 。由于一级站提水流量中除满足  $\omega_1$  面积的灌水需要外，尚须为二级站输送水源，因此，一级站实际效益范围为全部灌区。在渠系水利用系数相同的条件下，一级站的流量与一级提水方案相同，即流量为  $Q$ 。二级灌水区灌溉面积为  $\Omega_2$ ，

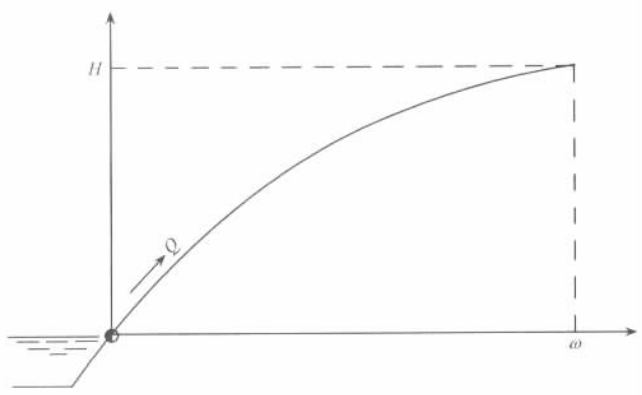


图 3-6 灌区面积—高程关系曲线

$\Omega_2 = (\omega - \omega_1)$ ，相应的所需灌水流量为  $Q_2$ ， $Q_2 = (Q - Q_1)$ 、扬程为  $(H - H_1)$ 。因此，二级提水时动力机的总功率为

$$N_2 = \frac{\rho g Q_1 H_1}{1000 \eta} + \frac{\rho g Q_2 H}{1000 \eta} = K [\omega_1 H_1 + (\omega - \omega_1) H] \quad (3-2)$$

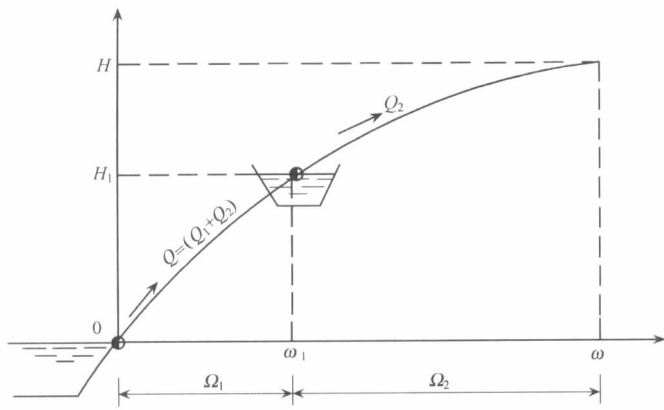


图 3-7 灌区二级提水示意图

为便于比较，兹假定  $\omega_1 = \omega/2$ ， $H_1 = H_2 = H/2$ ，则有

$$N'_2 = K \left( \frac{1}{2} \omega \times \frac{1}{2} H + \frac{\omega}{2} H \right) = \frac{3}{4} K \omega H$$

上式说明，分两级提水总功率比一级提水节省 1/4。

如果改为三级提水方案，则动力机总功率为

$$N_3 = \frac{\rho g Q_1 H_1}{1000 \eta} + \frac{\rho g Q_2 H_2}{1000 \eta} + \frac{\rho g Q_3 H}{1000 \eta} \\ = K [\omega_1 H_1 + (\omega_2 - \omega_1) H_2 + (\omega - \omega_2) H] \quad (3-3)$$

假定  $\omega_1 = \omega/3$ ， $\omega_2 = 2\omega/3$ ， $H_1 = H/3$ ， $H_2 = 2H/3$ ，代入上式，则有

$$N'_3 = K \left[ \frac{\omega}{3} \times \frac{H}{3} + \left( \frac{2}{3} \omega - \frac{1}{3} \omega \right) \times \frac{2}{3} H + \left( \omega - \frac{2}{3} \omega \right) H \right] = \frac{2}{3} K \omega H$$

上式说明，分三级提水时，比一级提水节省功率 1/3，比二级提水节省 1/12。

分级提水能够节省功率的道理简单。当一级提水改为二级提水后，一级灌水区面积  $\Omega_1$  ( $= \omega_1$ ) 所需水只要提升到  $H_1$  高度就可以灌田，而不需要提到最大高度  $H$  (参看图 3-7)，这样就能节省了功率

$$\Delta N_{1-2} = \frac{\rho g q Q_1 (H - H_1)}{1000 \eta} = K \Omega_1 (H - H_1)$$

同理，将一级提水改为三级提水，除一级改二级节省的功率外，二级灌水区面积  $\Omega_2$  ( $= \omega_2 - \omega_1$ ) 需要的流量  $Q_2$  也少提  $(H - H_2)$  的高度，这样又节省了功率

$$\Delta N_{2-3} = K \Omega_2 (H - H_2)$$

显然，三级提水较一级提水所节省的功率为

$$\Delta N_{1-3} = \Delta N_{1-2} + \Delta N_{2-3}$$

用数学关系式写出  $n$  级泵站所需功率，应有

$$\begin{aligned} N_n &= \frac{1000 \rho g q}{1000 \eta} [H_1 \omega_1 + H_2 (\omega_2 - \omega_1) + \dots + H_n (\omega_n - \omega_{n-1})] \\ &= K \sum_1^n H_i (\omega_i - \omega_{i-1}) = K \sum_1^n H_i \Omega_i \end{aligned} \quad (3-4)$$

$n$  较一级所能节省的功率：

$$\Delta N_{1-n} = N_1 - N_n = K (\omega H - \sum_1^n H_i \Omega_i) = K \sum_1^{n-1} (H - H_i) \Omega_i \quad (3-5)$$

## 2. 根据功率最小原则确定扬程分级的方法

灌区地形变化平缓，即各个相等的高程段所对应的需要灌溉的面积变化不大时，可以事先假定泵站级数，根据功率最小的原则（即所谓“最小功率法”）确定各级站的合理扬程，以初步确定各级泵站站址处的高程位置；然后，再综合各方面因素，作全面的技术经济分析，最终确定泵站分级方案。

式 (3-4) 表示  $n$  级泵站总功率。欲使总功率最小，可将  $N_n$  对  $\omega_i$  进行偏导，并令其等于零，即

$$\frac{1}{K} \frac{\partial N_n}{\partial \omega_i} = H_i + (\omega_i - \omega_{i-1}) \frac{\partial H_i}{\partial \omega_i} - H_{i+1} \quad (3-6)$$

$$H_{i+1} - H_i - Q_i \frac{\partial H_i}{\partial \omega_i} = 0$$

为便于直观地分析，兹举灌区四级提水为例

$$\text{由 } \frac{\partial N_4}{\partial \omega_1} = 0 \text{ 得 } H_2 - H_1 = \Omega_1 \frac{\partial H_1}{\partial \omega_1} \quad (3-7)$$

$$\text{由 } \frac{\partial N_4}{\partial \omega_2} = 0 \text{ 得 } H_3 - H_2 = \Omega_2 \frac{\partial H_2}{\partial \omega_2} \quad (3-8)$$

$$\text{由 } \frac{\partial N_4}{\partial \omega_3} = 0 \text{ 得 } H - H_3 = \Omega_3 \frac{\partial H_3}{\partial \omega_3} \quad (3-9)$$

式(3-7)、式(3-8)、式(3-9)都是式(3-6)的具体应用,它们具有共同的形式:等号左边分别表示二、三、四各级站的提水净扬程;等号右边第一项( $\Omega_1$ 、 $\Omega_2$ 、 $\Omega_3$ )分别表示相应级泵站前一级灌水区面积,第二项分别表示相应级泵站站址处面积—高程关系曲线的坡度(斜率)。因此,上式说明:各级站的扬程等于面积—高程曲线在该级站站址处的坡度乘以相邻前一级灌水区面积。根据这一关系,可以用图解的方法求取各泵站符合功率最小要求的合理的扬程分级及相应的灌水分区。以四级提水为例,图解方法介绍如下。

以一级站进水池水面上一点  $O$  为原点,以面积  $\omega$  为横坐标、高程  $H$  为纵坐标画面积—高程关系曲线,并从曲线最高点分别向纵、横坐标作垂直线(图3-8),再按下述步骤进行图解作图。

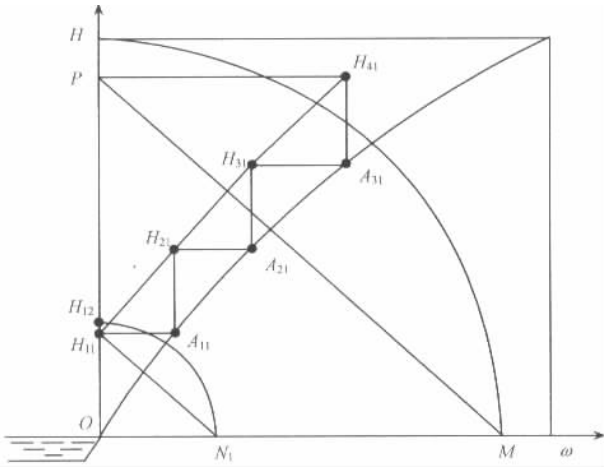


图 3-8 四级提水泵站位置图解法

(1) 假定一级站的扬程  $H_{11} = H/n$  ( $n$  表示分级的级数,此处  $n = 4$ ),  $H_{11}$  的第一个注脚表示一级泵站,第二个注脚表示第一次作图,其余类推。

(2) 从纵坐标  $H$  上的  $H_{11}$  处作水平线,交面积—高程曲线于  $A_{11}$  点。 $A_{11}$  的高程即表示一级站出水池的水面高程,近似地将  $A_{11}$  作为二级站的站址位置。

(3) 过  $H_{11}$  点作  $A_{11}$  处曲线切线的平行线,并过  $A_{11}$  点作垂直线,二线相交于  $H_{21}$ ;由  $H_{21}$  作水平线交曲线于  $A_{21}$  点。对照式(3-7),实际上  $H_{11} A_{11}$  为  $\omega_1$ ,  $\frac{A_{11} H_{21}}{A_{11} H_{11}}$  即面积—高程曲线在  $A_{11}$  点处的斜率,因此  $A_{11} H_{21}$  就是二级泵站的扬程; $A_{21}$  点就是三级站的站址位置。

(4) 依照上述方法,再求出  $H_{31}$  和  $A_{31}$  以及  $H_{41}$ 。如果  $H_{41}$  的纵坐标值恰好等于  $H$ ,则说明所求得的各项扬程合理,依此建站,总功率最小;如果  $H_{41}$  的纵坐标不等于  $H$ ,则说明第一次作图时所选一级站的扬程  $H_{11}$  不正确,需要根据比例关系  $H_{12} = \frac{H}{H_{41}} \cdot H_{11}$ ,

按照下面步骤求出第二次作图的一级站的扬程  $H_{12}$  值。

(5) 以面积—高程曲线坐标原点  $O$  为圆心, 以  $OH$  为半径画圆弧交横坐标轴于  $M$  点; 过  $H_{41}$  作水平线交纵坐标于  $P$  点, 联  $P$  和  $M$  两点成直线。

(6) 过  $H_{11}$  点作平行于  $PM$  的直线交横坐标  $N$  点; 以  $O$  为圆心, 以  $ON$  为半径画弧, 交纵坐标轴于  $H_{12}$  点, 此即为第二次作图时一级站的扬程  $H_{12}$ 。

(7) 按照 (2) ~ (4) 的做法, 求其他各级站的扬程  $H_{22}$ 、 $H_{32}$ 、 $H_{42}$ 。若  $H_{42}$  的纵坐标仍不等于  $H$ , 则须按  $H_{13} = \frac{H}{H_{42}} \cdot H_{12}$  的关系, 重复 (5) ~ (7) 的步骤, 再从  $H_{13}$  开始求出  $H_{42}$ , 直至用这种方法得到最后一级泵站出水池水面高与  $H$  相等或足够接近时为止。这时所得各相应  $A$  点的纵坐标值即为各级站出水池水面高程, 亦即为相邻后一级站的站址高程。

实用上, 级数不多时, 以图解法确定最小功率的扬程分级方案较方便; 级数多时, 亦可用电算求解, 图 3-9 为扬程分级电算框图。图中  $H(\omega)$  为运用曲线拟合方法求得的面积—高程关系表达式, 如实际面积—高程曲线形状复杂, 亦可分段拟合表达;  $\delta_H$  为给定的允许误差。

### 3. 灌溉泵站经济扬程概念和经济扬程范围确定

兴建灌溉泵站, 目的为促进农业、牧业等增产。但是, 泵站运行时要消耗工业能源, 随着灌溉扬程的提高, 能源消耗量增大, 因而灌溉成本也高, 经济效益下降。当扬程超过某一限度, 提水灌溉的成本可能超过灌溉受益, 显然这在经济上不合算。因此规划和兴建灌溉泵站时, 必须把提水高度限制在一定的范围以内。就是说, 在某一扬程以下, 可以保证获得以资金衡量的净效益, 这时的扬程才是经济的, 兹称其为经济扬程。经济扬程最大值可理解为极限灌溉扬程。

灌溉泵站经济扬程范围的确定是泵站规划中技术经济分析内容之一。具体确定时, 可用试算法进行, 即假定一系列的扬程, 分别求出不同扬程时的灌溉成本, 将之与灌溉净增产值(经济效益)相比较。当扬程高达某数值时, 灌溉成本与净增产值相等, 则此扬程就是衡量灌溉泵站能否创造净收益的极限扬程。

对于农业灌溉, 如果灌水量和产量关系可知, 再联系泵站耗能与灌水量及扬程的关系, 则可列出农田灌溉的净收益表达方式, 通过数学上求极值的方法应能求得灌溉最优扬程和极限扬程, 据此确定经济扬程范围。兹介绍如下。

由农田水利学知, 在一定范围以内, 农作物(主要指旱作物)净增产量(设其为  $Y$ , 单位:  $\text{kg}$ ) 随着灌溉用水量(设其为  $M$ , 单位:  $\text{m}^3/\text{亩}$ ) 的增加而增加, 其数学表达式:

$$Y = KM^n \quad (3-10)$$

式中  $K$ 、 $n$ ——经验系数及指数, 与自然条件(气候、土质、地下水埋深)及农业技术(灌水方法、施肥水平、耕作方式)有关, 由灌溉试验或统计资料确定。北方冬小麦, 根据多处试验研究:  $n \doteq 2$ ,  $K = (4 \sim 8) \times 10^{-3}$  不等。

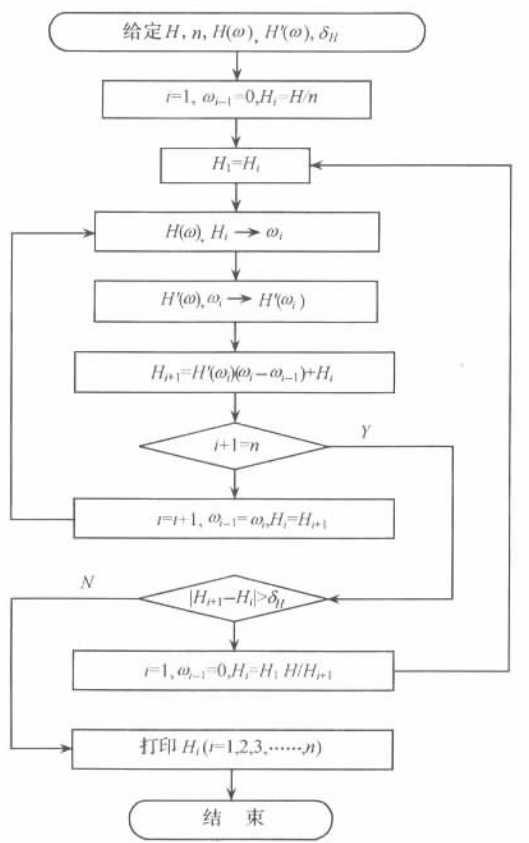


图 3-9 扬程最小功率分级电算框图

关于泵站提水时能源消耗，在不计能源输送和供应损耗的条件下，物理概念上，体积  $M$  ( $\text{m}^3$ ) 的水提升  $H$  ( $\text{m}$ ) 高度时，必须做功为  $\rho gMH$  ( $\text{N}\cdot\text{m}$ ) (式中  $\rho$  为水的密度， $20^\circ\text{C}$  时  $\rho = 998.3\text{kg}/\text{m}^3$ ，计算中取  $\rho = 1000\text{kg}/\text{m}^3$ ， $g$  为重力加速度， $g = 9.81\text{m}/\text{s}^2$ )；考虑泵站效率和渠系水利用系数时，实际做功为  $\rho pgMH/\eta$ ， $\eta$  意义与式 (3-1) 同。如果泵站为电力拖动，每度电能的功为  $3600\text{kN}\cdot\text{m}$ ，由此可得提水灌溉时每亩农田耗电 (设其为  $X$ ，单位： $\text{kW}\cdot\text{h}/\text{亩}$ )：

$$X = \frac{MH}{367.8\eta} \quad (3-11)$$

设农产品价格为  $A$  (元/kg)，电费价格为  $B$  [元/( $\text{kW}\cdot\text{h}$ )]，则灌溉年净益  $A_E$  (元) 为

$$A_E = AY - BX - m = KAM^n - \frac{BMH}{367.8\eta} - m \quad (3-12)$$

式中  $m$ ——每亩受益农田负担的泵站运营费 (包括大修、维修、管理等方面费用) 及作为成本看待的工程投资等均匀年资金。按动能经济计算方法折算工程

投资的等价均匀年资金成本见第六章泵站技术经济分析部分。

利用式 (3-12), 若令  $A_E = 0$ , 则可求得一定灌水量  $M$  条件下的极限扬程为

$$H_{max} = \frac{367.8\eta (KAM^n - m)}{BM} \quad (3-13)$$

根据式 (3-12), 给定扬程的条件下, 有唯一确定的最优灌水量 (设为  $M_E$ ) 可以使灌溉年净效益达最大值。为此, 可将  $A_E$  对  $M$  偏导, 并令其为零, 即可求出此  $M$  和  $H$  的关系。

由

$$\frac{\partial A_E}{\partial M} = KAnM^{n-1} - \frac{B}{367.8\eta} = 0$$

可得

$$M_E = \left( \frac{BH}{367.8KAn\eta} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad (1-14)$$

关于作物产量与全生育期内蒸发蒸腾量  $T$  (近似等于总灌水量) 的关系, 有人用式 (3-15) 表达:

$$Y = a + bT + cT^2 \quad (3-15)$$

式中  $a$ 、 $b$ 、 $c$  为曲线拟合系数。如近似以灌水量代替蒸发蒸腾量 ( $T = M$ ), 用以上方法亦可求得极限扬程及最优灌水量计算式:

$$H_{max} = \frac{367.8[A(a + bM + cM^2) - m]}{BM} \quad (3-13_1)$$

$$M_E = \frac{BH}{735.6Ac\eta} - \frac{b}{2c} \quad (3-14_1)$$

### (三) 灌溉保证率和灌溉设计流量确定

泵站规划设计从工程的全使用期考虑时, 应根据工程相关区域 (流域) 和灌区降雨、径流变化的水文情势, 提出合理的水文设计标准 (一定设计频率的水文特征值), 并据以确定灌溉设计标准。

#### 1. 灌溉设计标准

灌溉设计标准是反映灌溉水源或泵站提水能力对于农业用水保证程度的一项指标, 是用以确定泵站工程规模和设计参数的重要依据。灌溉设计标准应根据灌区水利与农作情况, 水文气象条件, 地形、土质及农业发展规划等因素分析决定。灌溉设计标准一般用灌溉设计保证率或抗旱天数表示。

(1) 灌溉设计保证率。所谓灌溉设计保证率 (保证频率), 是以灌溉供水量满足灌区灌溉要求的年数占总年数的百分数 ( $P$ ), 综合反映水源条件 (或河道引水能力) 和灌区用水需要。如灌溉保证率  $P = 80\%$ , 即指通过兴建泵站, 每 100 年中有 80 年可以保证农业灌溉, 20 年可能供水不足或中断。

灌溉保证率的具体确定方法是: 从实际历史资料中, 选择有代表性 (或一定频率) 的干旱年份, 作为分析水耗状况和灌溉用水要求的一个实际年型, 通过来水和用水的分

析计算，确定工程的设计参数和规模。

关于典型年的选择，实际工程中有多不同方式。当灌区内有库容较大的水库、湖泊时，作为统计分析依据可用降雨量，即用降雨保证率；当灌区水源为远处引入或上一级泵站供应时，可用水源供水量，即用供水保证率；当灌区位处有控制的大型水库、湖泊周围，水源充分保证，也可直接用灌溉需水量，即灌溉用水保证率。

根据水利电力部行业标准《灌溉排水渠系设计规程》(SDJ217-84)，用灌溉设计保证率作为灌溉设计标准的地区，可参照下表选用保证率数值(表3-1)。

表3-1 灌溉设计保证率数值表

地区	作物种类	灌溉设计保证率(%)
缺水地区	以旱作物为主	50~75
	以水稻为主	70~80
丰水地区	以旱作物为主	70~80
	以水稻为主	75~95

(2) 抗旱天数。抗旱天数是指连续无雨时灌溉泵站满足灌区作物需水要求的天数。抗旱天数反映抗干旱能力，因而也是灌溉设计标准的指标之一。根据上述规程规定，采用抗旱天数作为灌溉设计标准的地区，旱作物和单季稻灌区，抗旱天数用30~50d，双季稻灌区用50~70d，有条件的地区应予提高。目前我国各地采用的抗旱天数标准50~100d，水源充沛以水稻为主的南方地区，抗旱能力可达70~100d；水源缺乏以旱作物为主的北方地区，多采用50~70d。

抗旱天数作为灌溉设计标准概念清楚，容易理解。但是，由于“连续无雨”日数难确定，同时，因其只考虑水源条件因素，不能反映泵站提水能力，因此这种方法在大中型灌溉工程及多用途供水工程中较少采用。

(3) 抗旱天数与灌溉设计保证率的关系。抗旱天数实际是另一种形式的灌溉设计保证率。针对特定地区，按需要灌溉的主要作物生长期历年连旱天数为统计分析资料，由少到多排序，运用下式自可求得任意连旱天数的经验频率。

$$P = \frac{m}{n+1} \times 100 (\%) \quad (3-16)$$

式中  $P$ ——相应某一连旱天数的经验频率(%)；

$m$ ——该连旱天数的排列序号；

$n$ ——统计降雨系列的总年数。

计算出任意抗旱天数的经验频率，则采用的抗旱天数实际上也就表达了一定的灌溉设计保证率。

## 2. 灌溉用水量和设计流量的确定

(1) 作物需水量和灌溉用水量的关系。水是作物存活和生命活动的基础，适时适量灌溉是农业丰收的重要保证。作物从土壤中吸取的水分，绝大部分(99%左右)通过作



物叶面散发（蒸腾）到大气中，用于代谢的部分仅 1% 左右，存留于体内成为作物原生质成分不足 0.2%。但是，在农田耗水中，除作物散发之外，对于旱作物还有植株间的土壤蒸发；对于淹灌的水稻，还有植株间的水面蒸发和田间渗漏水量。一般将农田消耗的总水量称为田间耗水量，也就是灌溉用水量。

需要指出的是：随着灌溉农业及国民经济的发展，我国水资源紧缺日益突出，科学利用水资源，实行节水灌溉，已成为灌溉科学的重要课题，灌溉用水量确定需要仔细论证。

田间耗水量可以用单位面积的水量（ $m^3/亩$ ）为单位，也可以折算为水层深度（ $mm$ ）。

冬小麦全生育期需水量：北方内陆地区在 325 ~ 550 $mm$ 。由南向北逐渐增大，苏、皖的江北在 325 ~ 375 $mm$ ；陕北、晋北、冀北在 525 ~ 550 $mm$ 。

棉花全生育期需水量：华北、淮北、江汉平原在 500 ~ 650 $mm$ ；辽南早熟棉区，在 400 ~ 450 $mm$ 。

夏玉米全生育期需水量：全国大部分地区在 400 $mm$  左右；华北地区在 350 ~ 400 $mm$ ；其中黄河两岸在 400 ~ 450 $mm$ ；春玉米全生育期需水量在 400 ~ 700 $mm$ 。

(2) 设计流量的确定。灌溉流量就是指单位时间内提供农作物灌溉用水量或一次性灌水用水量（如水稻插秧及泡田期一次灌水）。所谓设计流量，系指一定保证率下流量。

灌溉设计流量按照灌区内某一时期的最大用水流量确定，与灌区面积、作物组成、土壤条件、灌水技术、灌溉制度等有关。

我国各地自然条件和农作物种类差异很大，同种作物不同地区灌溉用水量也不尽相同。兹根据部分地区的经验，介绍水稻和旱作物在干旱年份最大的一次灌水定额数据。

对于水稻，最大的一次灌水是在泡、整田期用水，包括土壤渗吸与饱和、地下渗漏、田面建立水层和水分蒸发的总需水量。其用水量见表 3-2。

表 3-2 水稻泡田用水量

土壤性质	地下水埋深 (m)	泡 田 用 水 量	
		$m^3/亩$	折合水深 (mm)
粘土、粘土壤	—	50 ~ 80	75 ~ 120
中壤土 砂壤土	> 2	70 ~ 100	105 ~ 150
	< 2	80 ~ 120	120 ~ 180
轻砂壤土	> 2	80 ~ 130	120 ~ 195
	< 2	100 ~ 160	150 ~ 240

泡、整田期耗水强度大致在 6 ~ 12 $mm/d$ 。当确定了最大一次灌水定额或日耗水深以后，即可按下式计算灌溉设计流量  $Q$  ( $m^3/s$ )：

$$Q = m\omega / (3600 T t \eta) \tag{3-17}$$

或

$$Q = \frac{667}{10003600} \frac{h\omega}{Tt\eta} \quad (3-17)$$

式中  $m$ ——最大一次灌水定额 ( $\text{m}^3/\text{亩}$ );

$\omega$ ——灌溉面积 (亩);

$h$ ——最大日灌水深度 (mm);

$T$ ——轮灌天数 (d), 全灌区 (或作物区) 灌水一次总延续天数, 参考表 3-3;

$t$ ——水泵每天工作时间, 当机械允许时可采用 24h, 一般采用 20~22h;

$\eta$ ——渠系水利用系数, 与渠道控制的面积、渠床土质、渠道长度、防渗措施等有关。渠道防渗措施及技术要求见《渠道防渗工程技术规范》(SL18—91); 对于无防渗措施的粘性土渠道,  $\eta$  的要求可参考表 3-4 所列值选用; 有防渗措施的渠道渠系水利用系数改用  $\eta_1$ 。

$$\eta_1 = \eta + \alpha (1 - \eta) \quad (3-18)$$

式中  $\alpha$ ——防渗后减少渗漏的百分数, 与防渗所用的材料有关。对素混凝土  $\alpha = 0.85 \sim 0.90$ ; 钢筋混凝土  $\alpha = 0.95 \sim 1.00$ ; 挂淤干砌卵石  $\alpha = 0.50 \sim 0.80$ ; 干砌卵石灌浆和沥青混凝土  $\alpha = 0.80 \sim 0.95$ ; 粘土  $\alpha = 0.80 \sim 0.90$ ; 塑料薄膜  $\alpha = 0.90$ 。

表 3-3 不同作物不同生长期的轮灌天数

作物名称	生长期	轮灌天数 (d)	作物名称	生长期	轮灌天数 (d)
水稻	泡田水	7~15	棉花	幼苗期灌水	6~10
	生育期补水	3~7		花龄期灌水	
				吐絮期灌水	
冬小麦	播前灌水	10~2	玉米	拔节期灌水	10~15
	拔节灌水	10~15		吐穗期灌水	8~15
	灌浆灌水	5~10		灌浆期灌水	5~10

表 3-4 渠系水利用系数

灌溉面积 (万亩)	1	1~10	10~30	30~100	100	备注
渠系水利用系数	0.75~ 0.85	0.70~ 0.75	0.60~ 0.70	0.60~ 0.65	0.50~ 0.60	水稻灌区 最大值

注 表列为粘性土渠道情况, 当为壤土时,  $\eta$  值降低约 0.05; 当为砂性土,  $\eta$  值降低约 0.1。

如果灌区的作物组成不易确定, 或属初步设计时, 可根据不同地区历年的用水经验, 按下述公式估计设计流量  $Q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) 为

$$Q = M\omega \quad (3-19)$$

式中  $\omega$ ——灌溉面积 (万亩);

$M$ ——灌水模数，每万亩所需流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )，如表 3-5 所列。

如果渠道采取防渗措施，且采取轮灌技术或灌区设有调蓄水池时，表 3-5 中的数值，可以适当减少。

表 3-5 不同地区灌水模数

地 区	灌水模数 [ $\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{亩})$ ]
南方平原圩区	1.0~1.2
南方丘陵区	0.8~1.0
北方中、小灌区	0.4~0.6
北方小灌区	0.6~0.8

#### (四) 水位特征值和灌溉扬程确定

##### 1. 水位特征值的确定

关系到灌溉提水的水位有出水池水位（出口水位）和进水池水位（进口水位）。出口水位决定于灌区田面高程，进口水位决定于水源水位。

(1) 出口设计水位。灌溉泵站的出口水位是灌溉渠系由渠尾到渠首、由支渠到干渠逐级推算出的灌溉干渠的渠首水位。出水池水位随灌溉期间用水量的不同而不同，一般分为最低、设计、加大三种水位。因这种三种水位相差不大，所以在设计中一般均以与渠道中设计流量相应的水位作为泵站出口设计水位，并以此为准计算扬程。

泵站出口设计水位  $\nabla_{\text{出}}$  可以用下式推求：

$$\nabla_{\text{出}} = \nabla_{\text{田}} + d + \sum_i iL + \sum \Delta h \quad (3-20)$$

式中  $\nabla_{\text{田}}$ ——渠尾代表性高田地地面高程 (m)；

$d$ ——田间灌水深度，水稻田一般采用 0.1~0.15m；

$\sum_i iL$ ——从田间到干渠渠首经过各级渠道（地下涵管）的沿程水头损失总和 (m)， $i$  为坡降， $L$  为渠道长度 (m)；

$\sum \Delta h$ ——从田间到干渠渠首通过各渠系建筑物的局部水头损失总和 (m)。

对于补给水源的泵站或多级泵站，其出口水位可能有较大变化，应根据容蓄河道（水库、湖泊）具体情况分析确定；当河道有通航要求时，尚应根据通航水位校核。

(2) 进口最高水位。泵站进口无控制建筑物时，进水池水位直接受水源河道（水库、湖泊）影响，有相应于一定标准（频率）的最高水位。最高水位值根据水源历年最高水位资料进行频率分析求得。工程设计中，确定进口最高水位主要是为确定机房地面或电机层楼板高程以及设计挡水墙，校核工程的抗浮、抗滑稳定性。当泵站进口出现最高水位时，泵机组不一定需要运行，因此作为确定最高水位数值的标准不是灌溉保证率，而是泵站建筑物的等级。泵站建筑物等级按《泵站设计规范》(GB/T50265—97)、《灌溉与排水工程设计规范》(GB50288—99) 等决定。

(3) 进口最高运行水位。最高运行水位主要用于校核水泵及配置动力机的工作状

况；也用于校核工程安全。根据水利部行业标准《水利工程水利计算规范》（SL 140—95），灌溉泵站进口最高运行水位可取历年灌溉期水源的最高日（或旬）平均水位。

（4）进口设计水位。水源设计水位减去引水河（渠）和取水建筑物的水头损失即为泵站设计进口水位，此值用以确定泵站设计扬程。水源为灌溉渠道时，其设计水位取相应提水流量的渠道水位；水源为河流或水库时，取相应于灌溉保证率灌溉期日（或旬）平均水位。

（5）进口最低运行水位。这是指灌溉期间水源平均最低水位。如果规划中以水源供水保证率为灌溉设计标准，进口最低运行水位可取历年灌溉期水源的最低日（或旬）平均水位。运行最低水位用以确定水泵的安装高程和校核工程的安全。

（6）进口最低水位。进口最低水位根据水源河道（湖泊、水库）枯水位资料分析确定。频率与泵站建筑物等级所要求的标准频率相应。设计时，用以校核工程安全。

## 2. 泵站扬程的确定

根据上述出口水位（出水池水位）和进口水位（进水池水位）的组合，可以算出泵站的各种扬程：

设计扬程 = 出口设计水位 - 进口设计水位；

平均扬程 = 提灌期间运行历时最长的扬程或能量加权平均扬程；

最大扬程 = 出口设计水位 - 进口最低运行水位；

最小扬程 = 出口最低水位 - 进口最高运行水位。

泵站设计扬程是选择水泵的主要依据。泵站设计扬程（装置扬程）加上管道（流道）、金属结构（阀、截流闭锁门等）损失扬程即得水泵总扬程。

需要说明的是：以上分析仅适用于水位（主要是进口水位）变化幅度相对于水泵扬程比较小的情况。如果水位变化幅度相对于扬程比较大，除考虑水泵是否在高效区运行之外，尚须对水泵的运行稳定性及动力机是否超载等作全面校核计算。

## 二、排涝泵站规划

沿江滨湖（海）平原地区和水网圩区，汛期每遇暴雨，降水不能及时排出，易成内涝。特别是水网圩区，外河水位往往高过田面，不能自流排水，惟有兴建泵站提水排涝。在地下水位较高或土壤有盐碱化危害的地区，为防止农作物受渍和土壤泛碱，有时亦须建排水泵站，降低地下水位或排盐洗碱。

随着国民经济的发展和各地城市化趋势及市政建设标准的提高，城市排水任务也会很突出，本节重点是区域性排水泵站规划。

排涝泵站的规划，主要是根据各地排水出路（承泄区）和地形条件，正确处理自排与提排、内排与外排、排田（抢排）与排湖（内河）的关系；针对确定的排水目标，以尽量减少排涝泵站的装机容量，减少工程投资。同时应尽可能兼顾灌溉要求，提高泵站的设备利用率。在布局上要从整体出发，既有利于挡（挡洪）、灌（灌溉）、排（排涝）、降（降低地下水位）综合治理，也要有利于机耕、交通、绿化、生态和环境保护等。

## （一）排水区划分

排水区的划分主要是确定规划区内建站数，以及确定每站所负担的排水任务。排水区的划分要尽可能满足内外水分开、高低水分开，并充分利用自流的条件。

内外水分开主要是洪涝分开，避免外来洪水侵入圩内；其次在排水区内要求内河和农田分开。就是说，排涝时既要利用外河、内河、农田的滞蓄能力，又要建闸、筑堤，分级控制。

高低水分开是要求等高截流、高水高排，避免高水汇集到低地加长排水时间，产生或加重涝害；同时，实现高水高排，也是避免无谓地增大排涝扬程，以减少排涝泵站装机容量和运行费用。另外，由于高水往往有自排的可能，应充分利用时机，及时自流排水。

### 1. 沿江滨湖圩区排水区划分

圩区地面虽然平坦，但也有一定高差。尤其是面积较大的地区，各处自流外排的条件不同，仍须统一规划，进行分区排水。

分区时，应根据地形、地势特点和承泄区水位条件进行，适当兼顾原有排水系统。地势较高，有自排条件的地区，划分为高排区，尽量利用自排条件；地势较低、排涝期间外水位长期高出田面的地区，划分为低排区，以提排为主；介于两者之间的地区，则取自排与提排相结合的排水方式。

### 2. 半山半圩地区排水区划分

这类地区，后临丘陵地或高地，前沿江、河、湖泊，俗称半山半圩地区。由于汛期外水位高于圩内农田，同时高处客水汇集，因此易成涝灾。分区时，可在山圩分界处于承泄区设计外水位同高的等高线开挖截流沟或撇洪沟，使山、圩分排，高低分排，减少泵站的装机容量。

### 3. 滨海感潮河地区排水区划分

滨海感潮河地区受洪水影响较小而受潮汐影响较大，可按高程划分排水区。地面高于平均潮位者为畅排区，低于平均潮位者为非畅排区，介于两者之间的为半畅排区。畅排区可以自排，非畅排区依靠泵站提排；而半畅排区则应考虑增加排水出口，缩短排水流程，并于出口建挡潮闸，利用落潮间歇自流抢排涝水。作此处理仍不能满足排水要求时，可考虑建外排（涝）站，在涨潮期间闭闸提排。这类地区的规划，应详细分析涝水、洪水和潮位的关系，以调整不合理的排水分区和排水出口，尽可能扩大畅排区和缩小非畅排区，减少排涝站的装机容量和提排费用。

## （二）站点布局

### 1. 集中建站与分散建站

一般说，具备下列条件的地区，宜集中建大站：排水区面积较大而地形起伏不大或地势单向倾斜；蓄涝区（内河）容积集中且较大；有骨干排水河道、排水出路较远。如苏北、淮南、江汉平原、太湖流域、洞庭湖区等属此类型。

排水面积不大，但地形比较平坦，蓄涝容积较大，排水出口或行政区单一时，亦宜集中建站。

排水区水网密集，排水出口分散；或地势高低不平，高地要灌、低地要排的地区，宜分散建小站，如杭嘉湖平原、珠江三角洲等属此类型。

集中建大站的优点是单位流量或单位装机容量造价低，输电线路短，便于集中管理。但要求有完整的排水系统，须开挖大排水干沟，土方量大，挖、压耕地面积大。分散建小站的优点是工期短，收效快，工程量小，挖、压耕地面积少，有利于结合灌溉，排灌及时，有利于发展农业机械化和农业电气化。

由于涝区的工情、水情往往非常复杂，故排涝泵站规划时应根据具体情况，因地制宜，小型为主，大、中、小结合。

## 2. 一级排水与二级排水

排涝站无论集中建站或分散建站，都有两种排水方式，即一级排水与二级排水。

所谓一级排水即田间水自排汇集蓄涝区，由排涝站直接排入承泄区，见图 3-10 (a)；或由排涝站将涝水先排入蓄涝区，待外水位降低后再开闸自流外排，见图 3-10 (b)。

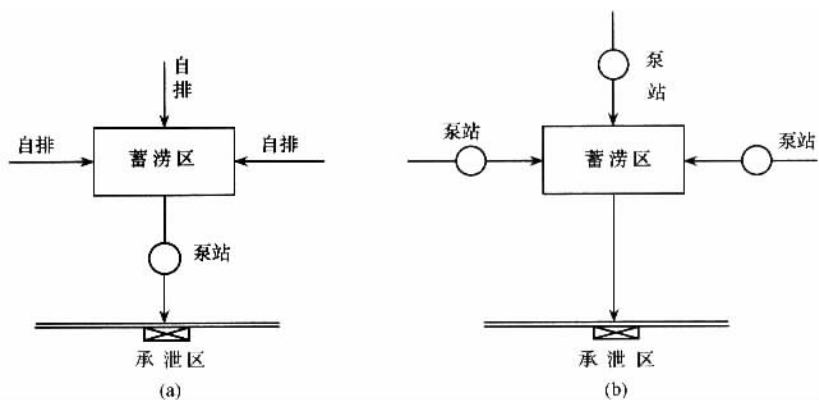


图 3-10 一级排水方式

二级排水即在低洼地区建小站，涝水提排入蓄涝区，这种站称为二级站或内排站，一般排水扬程较低；蓄涝区内的涝水另建站外排，这种站称为一级站或外排站，如图 3-11 所示。蓄涝容积较大时，除利用泵站提排外，还可以利用蓄涝区滞蓄涝水，待外水位降低后再开闸排水，即利用闸站配合排水，以减少外排站装机容量。

实际工程中，上述两种排水方式往往不是截然分开的，有时外排站既可排蓄涝区的涝水，又可直接排田。具体运用上先排田后排蓄水涝区。当泵站排田时为一级排水，而排蓄涝区时则为二级排水，见图 3-12。

一般排水面积不大、装机容量较小、扬程不高的涝区，宜采用一级排水方式；排水面积较大、地形比较复杂、高低不一、扬程较高的排水区，宜采用二级排水方式。相反，如果这时仍用一级排水方式如图 3-10 (a)，不仅低洼地区排水不及时，且会增大

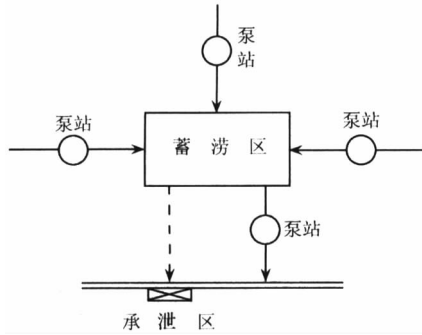


图 3-11 二级排水方式

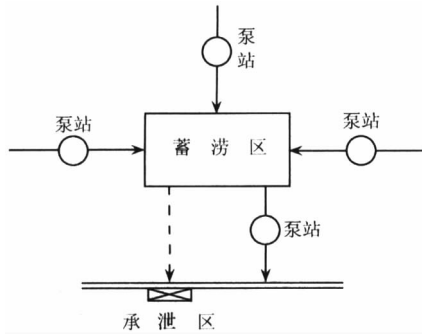


图 3-12 一、二级结合排水方式



排水沟的开挖深度，增加外排站的扬程，整体工程量和泵站的装机容量相应增加；尤其是大型泵站，由于控制范围大，涝区内地形复杂，应特别重视二级排水方式。采用二级排水方式时，在布局上，集中与分散结合；规模上，大、中、小结合；此外，二级站（内排站）一般容量小，运用灵活，能适应局部低地排水或低地要排、高地要灌的需要。

滨海感潮河排水区，如可利用退潮排水，而蓄涝容积又较大时，则内排站可先排低地涝水，退潮后再开闸排蓄涝区。这种情况下内排站起外排站的作用，属一级排水方式。若蓄涝容积较小或退潮后外水位仍高，不能完全依靠开闸自排，则应另设外排站配合提排涝水，这就是二级排水方式。

排水方式的选择是排水泵站规划的重要工作，应通过详细技术经济比较确定。

此外，排涝站的规划还要考虑综合利用。根据需要可以通过合理布置泵站建筑物，将排涝站设计成既能提排提灌，又能自排自灌，一站多用，以扩大工程效益。

### （三）治涝标准和排涝设计流量确定

#### 1. 治涝标准和排涝设计标准的表达方式

治涝标准是关系到治涝工程规模的重要指标。影响治涝标准的因素很多，如暴雨（雨型、雨量等）、汇流特性、蒸发量、河网湖泊蓄水量、田间蓄水量、作物耐淹程度以

及承泄区（外河）水情等等。设计排涝标准的表达方式一般有如下两种。

(1) 设计暴雨表达法。以涝区发生一定频率的暴雨不受涝为标准。就是说，首先确定设计暴雨，然后根据相应的设计水位和排水时间确定泵站规模和装机容量。我国目前各地采用设计暴雨重现期多为 5~10 年。设计外水位应分别具体情况，如涝区与外河流域水文特征基本一致，则涝区境内暴雨和外河洪水可能同期发生，这时外河水位可采用与设计暴雨同频率的水位数值；如两者水文特征差异很大，则采用与设计暴雨期遇多年平均水位或稍偏高的水位数值。排水时间应与涝区作物耐淹程度和排水方式有关。

设计暴雨表达法含义明确，且能综合反映自然地理、水文特征和作物种植等特点，是目前各地广泛采用的表达方式。

(2) 典型年暴雨表达法。取工程未建前某一涝情较重的年例暴雨作为典型年暴雨，并以此暴雨条件不受涝为标准。如湖北省兴建的大型排涝站以 1969 年 7 月暴雨作为典型年暴雨；江苏以 1954 年 6 月暴雨作为典型年暴雨等。经作频率分析，均约相当于设计暴雨的重现期 10 年一遇排涝标准。采用典型年暴雨作为设计标准，能较好地反映涝区实际情况，概念上明确具体。

表 3-6 为部分省（直辖市）机电提排标准表，供参考。

表 3-6 部分省（直辖市）机电提排标准表

省（直辖市）	地区名称	设计重现期（a）	设计暴雨和排涝天数
湖北省	江汉平原	10	1d 暴雨 180~200mm，3d 排至作物耐淹水深； 或 3d 暴雨 210~250mm，5d 排至作物耐淹水深
湖南省	洞庭湖区	10	1d 暴雨 180~250mm，3d 排至作物耐淹水深
广东省	珠江三角洲	10	24h 暴雨 200~300mm，3d 排至作物耐淹水深
安徽省	巢湖、芜湖、安庆地区	5~10	3d 暴雨 200~250mm，3d 排至作物耐淹水深
江苏省	太湖、里下河圩区	10	黄秧期日雨量 200~250mm，雨后 2d 排完（不考虑田间滞蓄）
浙江省	杭嘉湖地区	5~10	3d 暴雨 300mm，4d 排至作物耐淹水深
上海市	郊区	10~20	24h 暴雨 176~200mm，2d 排完（不考虑田间滞蓄）
河北省	白洋淀	5	1d 暴雨 114mm，3d 排出
辽宁省	平原区	5	3d 暴雨 1304~170mm，3d 排完

注 本表引自湖北省水利勘测设计院主编，大型电力排灌站，北京：水利电力出版社，1984。

关于作物耐淹水深，不同作物品种自有不同标准。江苏省对治理涝渍指标研究较早，统计资料较全，列出表 3-7、表 3-8 供参考。



表 3-7 水稻耐淹能力

允许淹水天数 (d)	淹 水 深 度 (mm)			
	返青分蘖初期	分蘖盛期	拔节孕穗期	抽穗灌浆期
1	200	250	350	400
2~3	150	220	280	320
4~5	100	180	220	250
6~7	80	120	180	200

表 3-8 旱作物耐涝能力

作 物	生育期	允许淹水时间 (d)	允许积水深度 (mm)
小 麦	拔节—灌浆	1~2	30~50
棉 花	蕾龄期	1~2	30~50
玉 米	全生育期	≤1	20~80

注 表 3-7、表 3-8 引自江苏省水利厅农水处编著，农田排水试验与技术，南京：河海大学出版社，1999。

## 2. 排涝设计流量的确定

推算排涝设计流量一般有下列几种方法：

(1) 排水模数法。涝区  $1\text{km}^2$  集水面积的最大排水流量称为排水模数  $[\text{m}^3 / (\text{s} \cdot \text{km}^2)]$ 。应用此法的要点是：根据所在地区的设计暴雨、集水面积及其他条件求算排水模数，其后根据排水模数推算排水流量。

$$Q = qA \tag{3-21}$$

式中  $q$ ——排水模数  $[\text{m}^3 / (\text{s} \cdot \text{km}^2)]$ ；

$A$ ——集水面积  $(\text{km}^2)$ 。

求算排水模数的依据主要是设计暴雨。确定设计暴雨后，再根据实测资料，计算设计暴雨所产生的径流量，确定所需排除的水量。地面径流除与暴雨量有关外，也与暴雨历时有关。一定设计重现期（如 5 年一遇、10 年一遇）暴雨如历时短、降雨强度大，虽然所形成的径流总量不大，但是洪峰流量可能较大；反之，暴雨历时长、降雨强度较小，虽然所形成的径流总量大，但洪峰流量可能相对较小。因此，对调蓄容积小、排涝主要为排田的涝区，应选择强度大而集中的短历时暴雨（如 1 日、3 日暴雨）作为设计暴雨；反之，调蓄容积大，足以容蓄一次设计暴雨大部分涝水，排涝主要为排容蓄区涝水，则应选择暴雨历时长（如 7 日、15 日）、径流总量较大的暴雨作为设计暴雨。

由于各地自然条件和习惯，计算排水模数的方法不一样。北方平原、坡水地区多采用以下经验公式

$$q = KR^m A^n \tag{3-22}$$

式中  $R$ ——设计暴雨所产生的径流深  $(\text{mm})$ ，由暴雨、径流关系推求；

$m$ ——峰量指数（反映排水模数与洪峰流量的关系）；

$n$ ——递减系数（反映排水模数与面积的关系）；

$K$ ——综合系数（反映河沟配套程度、排水沟比坡、降雨历时及流域形状等因素）。

式（3-22）系数和指数对不同地区和流域有不同数值。例如淮北平原，在 500 ~ 5000km<sup>2</sup> 范围内，设计暴雨为 3 日，采用数值： $K = 0.026$ ， $m = 1.0$ ， $n = -0.25$ 。湖北平原湖区，根据分析成果，集水面积不大于 500km<sup>2</sup> 时， $K = 0.0135$ ， $m = 1.0$ ， $n = -0.201$ ；集水面积大于 500km<sup>2</sup> 时， $K = 0.017$ ， $m = 1.0$ ， $n = -0.238$ 。

有关设计暴雨、设计暴雨与地面径流的关系以至排水模数，各地多有观测总结资料，排水泵站工程规划时一般可直接查用。

（2）平均排除法。当涝区面积较小，且区内只有分散的河网、湖泊，每遇暴雨，全部面积总产水量除田间和湖泊、河网等少量滞蓄外，其余均需在规定排水时间内排除，排涝主要系排田，设计流量可按平均排除法确定，一般按下式计算：

$$Q = \frac{A_{\text{水田}}(\rho_{\text{设计}} - h_{\text{水田}}) + A_{\text{旱荒}}CP_{\text{设计}} - A_{\text{河湖}}h_{\text{河湖}}}{3.6tT} \quad (3-23)$$

式中  $Q$ ——泵站设计排水流量（m<sup>3</sup>/s）；

$A_{\text{水田}}$ ——涝区内水田面积（km<sup>2</sup>）；

$A_{\text{河湖}}$ ——涝区内河网、湖泊水面积（km<sup>2</sup>）；

$A_{\text{旱荒}}$ ——涝区内旱地、道路、村庄等面积（km<sup>2</sup>）；

$\rho_{\text{设计}}$ ——设计暴雨量（mm）；

$T$ ——排水天数（d），根据泵站排涝标准、作物耐涝历时等确定；

$t$ ——每天开机小时数，中小型泵站取 20 ~ 22h，大型泵站可取 24h；

$C$ ——旱荒地一次暴雨径流系数，根据水文观测总结资料选用；

$h_{\text{水田}}$ ——水田允许临时滞蓄水深，即该时期作物耐淹深度减去适宜灌水深度，各地有经验的或调查试验资料可查，水稻  $h_{\text{水田}} = 50 \sim 70\text{mm}$ ；

$h_{\text{河湖}}$ ——河网、湖泊蓄涝水深（mm），视管理运行情况而定。

关于排水天数，主要根据作物的允许耐淹时间决定。对于小面积常采用 1 日暴雨 2 ~ 3d 排除；对于大排水面积常采用 3 日暴雨 4 ~ 5d 排除（参见表 3-6）。对比表 3-7 与表 3-8，旱作物地区排水时间应较水田地区短。

（3）调蓄演算法。以上两种方法适用于排水区内没有或不考虑河网湖泊调蓄作用的情况。当有河网、湖泊起调蓄作用时，排涝流量应分别不同情况用调蓄演算法算确定。

1) 先排田后排湖（此处湖指涝水容蓄区）情况。这种情况，涝区排水面积分为两部分：一部分为低田抢排区，另一部分为高田自流入湖区。由于利用河网、湖泊调蓄涝水，高低部分面积的排水时间错开，可以大大减少提排流量和装机容量。

运用调蓄演算计算提排流量，首先是确定自流入湖的高田面积，据此求得低田抢排面积。如果抢排要求是排涝控制情况，则再根据低田抢排面积用前面的方法计算排涝流量。确定抢排面积的具体方法和步骤是：①根据地形资料绘制排水区内地面高程 - 面积

曲线 ( $H - A$ ) 及内湖水位 - 容积曲线 ( $H - V$ ); ②根据  $H - V$  曲线和设计暴雨所产生的地面径流 (产水量) 绘制排水区地面高程 - 产水量曲线 ( $H - W$ ); ③将  $H - V$  和  $H - W$  绘于同一张图, 二曲线的交点为内湖正常蓄涝水位。此水位以上的排水区面积 ( $A_2$ ) 为自流入湖的高排区面积, 其涝水量恰好等于内湖的调蓄容积; 此水位以下的排水区面积 ( $A_1$ ) 即为所求的低田抢排面积 (参见图 3 - 13)。

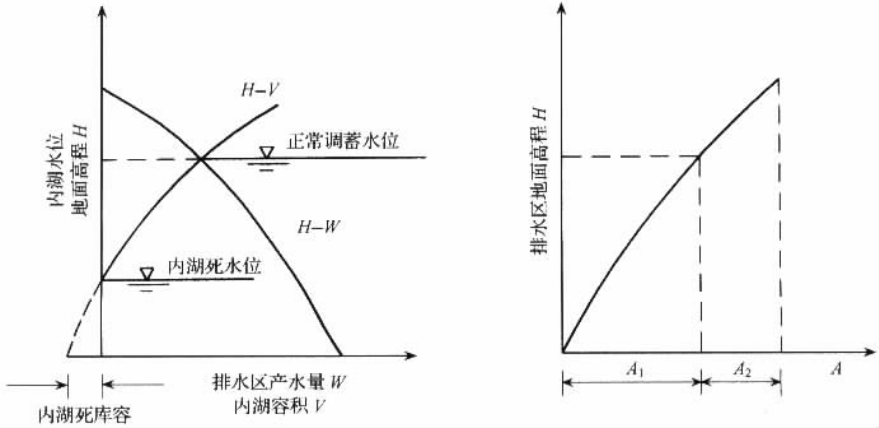


图 3 - 13 图解排水区抢排面积

2) 全部排湖 (容蓄区) 情况。这种情况是排水区内河网、湖泊蓄水容积较大, 且位置较低, 可以调蓄全部涝水。这时, 排涝站的任务就是在规定的时间内排空调蓄容积, 以避免作物涝害或准备存蓄下一次暴雨径流。因此, 泵站排涝流量取决于调蓄容积的大小及允许排涝时间的长短。调蓄演算的任务主要是确定调蓄容积、排水流量与排水时间三者之间的关系。如调蓄容积大小已知, 调蓄演算的目的即确定排水流量与排水时间; 而如果给定排水时间, 则排水流量也随之而定, 此时应通过调蓄演算校核排水期间内湖最高蓄水位是否会超过允许数值; 在内湖蓄水容积待定的情况下, 又可以根据调蓄演算求出的内湖最高蓄水位决定合理的内湖调蓄容积和蓄涝堤顶高程。

解决以上排水计算有图解法和列表法两种, 其原理相同, 兹将图解法介绍如下: ①根据排涝标准所确定的设计暴雨, 求排水区内逐日产水量累计值  $W_1$ 、 $W_2$ ……; ②以产水量为纵坐标, 以时间 (d) 为横坐标作排水区产水量累积曲线 (见图 3 - 14)  $W - T$ ; ③根据产水量情况确定全力提排水的时间起点, 如图中与降雨开始后第二天相应的 B 点。在 B 点之前, 产水量不大, 不构成控制的排水能力。④选定排空内湖的时间  $T_1$ 、 $T_2$  等, 从时间坐标引垂线交累积曲线于一定点 E、G 等, 并从 B 点出发作出排水能力的几种方案。

由图 3 - 14 可以看出, 射线 BE, BG 的斜率分别为  $W_E/T_1$  和  $W_G/T_2$ , 显然这是两种方案的排水流量。射线 BE 和 BG 也就是两种方案的排水量累积曲线, 其中 1 方案 (BE 线) 排水时间短, 2 方案 (BG 线) 排水时间长。

对照该图, 显然产水量曲线和排水量曲线纵坐标的差值即为需要调蓄的水量。就所

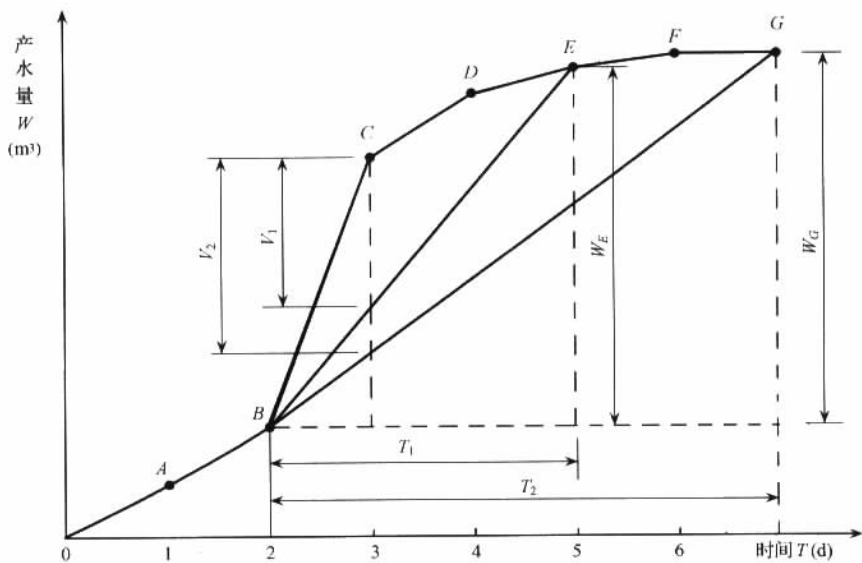


图 3-14 确定排湖流量图解计算图

举两种排水方案，最大调蓄水量出现在暴雨后第三天，分别为  $V_1$  和  $V_2$ 。有了最大调蓄水量，在排水区内实际调蓄能力已知的情况下，即可据此校核最高蓄水位是否超过允许数值，从而校核所选的排水方案是否合理。其合理排水方案的排水流量即为排水区设计排涝流量。

值得指出：调蓄演算法不仅可用于合理确定排涝设计流量，即合理确定泵站装机容量；对于已有排水泵站，有可利用的调蓄容积时，通过调蓄演算，合理确定开机台数，或根据泵动力特性，合理确定运行方式，实现经济运行也有很大意义，排灌管理者应充分重视。

#### (四) 水位特征值和排涝扬程确定

排涝泵站和灌溉泵站一样，净扬程即进出水池水位差。由于排涝站的任务是将圩坑和低洼地区的涝水、渍水排至外河，因此也称为内、外水位差。

##### 1. 内、外水位特征值

排涝泵站的内水位一般有最高内水位、最高运行内水位、设计内水位、最低运行内水位等；外水位一般有最高外水位、最高运行外水位、设计外水位、最低运行外水位等，分别说明如下：

(1) 最高内水位。这是考虑在排水区内出现特大暴雨的同时，外河又处于高水位，泵站不能运行，这时可能出现最高内水位。泵站电机层楼板高程或挡水前墙防洪高程一般依最高内水位定（潜没型站房除外）。此值一般取建站前历史上出现的区内最高涝水水位。

(2) 最高运行内水位。又称起排水位，是内湖的控制最高水位，根据保证排水区内

大部分农田都能自流排水的要求决定（一般取保证排水区内 90% 以上耕地不受涝的地面高程减去排水沟至站前的总水面降落）。

(3) 设计内水位。即排涝期间经常出现的水位，以作物不因涝受灾作为控制。主要用于决定设计扬程，作为选泵的依据。一般取最高运行内水位与最低运行内水位的平均值。

(4) 最低运行内水位。又称停排水位，由区内河网、湖泊腾空预降水位或死水位而定。对于要求降低地下水位的地区，主要是考虑农作物对地下水埋深的要求。根据试验资料，玉米要求最小地下水埋深 0.5 ~ 0.6m；蔬菜 0.8 ~ 1.0m；棉花：砂性土 0.8 ~ 1.0m，盐碱土 1.1 ~ 1.3m；小麦：粘性土 0.6 ~ 0.8m，砂性土 0.8 ~ 1.0m，盐碱土 1.1 ~ 1.3m。其相应的内水位又称排渍水位。排渍水位可能低于预降水位，但是，也要兼顾水产养殖、通航等要求确定。最低运行内水位是决定水泵安装高程的依据。

(5) 最高外水位。此值一般用汛期外河较高标准的洪水位，主要用以决定泵站工程的防洪措施和校核工程的安全。

(6) 最高运行外水位。一般取排涝期间外河最高水位的多年平均值或取一定标准的年最高水位作为最高运行外水位。最高运行外水位用于决定最大排涝扬程。在采用虹吸式出水水道时，据此决定虹吸驼峰顶的高程。

(7) 设计外水位。确定设计外水位时，应分析涝区暴雨与外河水位遭遇规律。如遭遇可能性较大，可采用相应于治涝标准的外河排涝期间平均水位；或采用作物排水临界期（即指作物涝害危险期，此时作物最不耐淹，而此时却又最易出现集中暴雨）外河的历年平均水位作为设计外水位。此水位用于决定泵站设计扬程，作为选泵依据。表 3-9 所列南方部分省区确定设计外水位所采用的方法。

(8) 最低运行外水位。宜取排涝期间外河 80% ~ 90% 频率的旬平均水位或历年最低水位平均值作为泵站的最低运行外水位。最低运行外水位用以决定出水管管口高程。

表 3-9 部分省排涝泵站设计外水位的确定方法

省 别	地 区	设计外水位采用值
广东省	非潮区	年最高水位多年平均值
	潮区	5 年一遇外河最高水位
湖南省	洞庭湖区	6 月份外河最高水位的多年平均值
江西省	鄱阳湖区	10 年一遇外河 5 日最高平均水位
安徽省	巢湖、芜湖地区	10 年一遇汛期日平均洪水位
江苏省	太湖、里下河圩区	汛期平均洪水位

## 2. 排涝扬程

已知内、外水位，则可根据机遇组合得各种排涝扬程。

$$\text{设计扬程} = \text{设计外水位} - \text{设计内水位}$$

关于最大扬程，如果最高运行外水位与最低运行内水位有相遇的可能，则最大扬程按下式计算：

$$\text{最大扬程} = \text{最高运行外水位} - \text{最低运行内水位}$$

如果最高运行外水位与最低运行内水位无相遇的可能，可分别取下述两种水位组合，以其中较大者作为最大扬程：

$$\text{最大扬程} = \text{最高运行外水位} - \text{设计内水位}$$

或

$$\text{最大扬程} = \text{设计外水位} - \text{最低运行内水位}$$

### 三、泵站枢纽和排灌沟渠布置

#### （一）站址选择

泵站站址选择即根据排灌任务要求、排水区灌水区具体情况，合理地确定泵站位置。站址选择是否合理，关系到取水、汇流条件，关系到工程造价和运行管理，还关系到排灌区沟渠布置、配套建筑物及交通运输等。

选择泵站站址一般考虑以下几方面要求：

（1）站址应选择在内湖、洼地出口处建站，以便控制较大的排水面积，涝水汇流迅速；对于排灌结合的泵站，为兼顾两方面的要求，站址应布置在地势稍高处；为减少泄水建筑物工程量，排涝站、排灌结合站站址宜靠近外河堤。

（2）保证取水、排水方便。选择水量充沛、水质好的河段和湖泊或水库作为水源。对于河流，无论是取水或是泄水，都应尽量选在河段顺直、河床稳定处。如遇弯曲河段，应选在坡陡、泥沙不易淤积的凹岸；避免在浅滩、有支流汇入和分岔的河段建站。排涝站还应注意选择在外河水位较低的地段，以便降低排涝扬程。

（3）泵站站房应尽量设置在坚实的地基上；如遇流沙、淤泥层等，应作必要的地基处理。站房地基条件要求及常用地基处理方法见《泵站设计规范》（GB/T50265—97）等。

（4）泵站应尽量建在交通便利处；对于电力排灌站应尽量靠近电源点，以减少输、变电工程投资及输电损耗。

（5）站址地形要开阔，利于泵站建筑物的布置和施工，并有利于今后可能需要的改建、扩建。

（6）考虑综合利用要求。大型泵站往往有综合治理的目标，为国民经济的多部门服务，如提排提灌、自排自引、航运、发电、血防、水产、环保以至旅游等。因此，站址选择应协调各部门的要求，合理安排各控制建筑物的方位；以泵站为主体，连同若干附属、配套建筑物，组成发挥综合效益的整体。所选站址，应能保证各种建筑物和排灌沟

渠在总体布置上经济合理，美观适用，运行管理方便。

## （二）泵站建筑物及其布置

### 1. 泵站建筑物组成

泵站工程的建筑主要是进水建筑物、站房和出水建筑物。进水建筑物包括前池、进水池和进水管装置。对于有引渠的灌溉泵站，引水渠亦属于进水建筑物；来水有泥沙者，前池部分往往还建有沉沙池。小型立轴泵，其进水池多设在站房下层，成为集水室；大型水泵，因泵性能和站房结构的需要，多采用专门设计的进水流道，代替进水池和进水管的功能。出水建筑物包括出水管装置和出水池，对于大型水泵，出水管装置（有时包括泵压水室）往往用钢筋混凝土现场浇筑，成为出水流道；多台泵并联时也有以叉管汇流。出水池一般为开敞式，后接灌溉干渠或以明槽、涵洞通外河；出水部分也有做成压力水箱型式。

泵站站房是安装水泵、动力机及其辅助设备和站附属设备的建筑物，是泵站建筑物的主体工程。就其构成，站房包括安装水泵的泵室和安装动力机的机房及其他附属建筑。对于大型立式泵，一般泵室在下，称水泵层，机房在上，称动力机层（对于电力泵站则为电机层）。对于小型卧式泵，一般泵室和机房不分。小型泵的站房，除房屋和机器基础外，没有其他建筑设施，因此也有沿用热电厂等大型厂矿部门的习惯叫法，将其称作泵房。

图 3-15 为灌溉泵站及其配套工程所组成的灌溉泵站枢纽示意图；图 3-16 为排涝泵站枢纽示意图。由图不难看出，排涝泵站和灌溉泵站的泵站建筑物相同，仅相应的配套工程不同。

### 2. 站房的定位

在泵站工程设计中，泵站建筑物的布置首先是各建筑物合理定位，特别是站房定位。站房位置既定，根据布置上的要求，其他联接建筑物的位置可以随之确定。

站房定位在站址选择的基础上进行。研究站房定位的出发点主要是为了减少工程量，增大工程设施整体稳定性，同时也为保证进、出水顺畅，减少水力损失。

对于排涝泵站或排灌结合的泵站，站房的位置在满足布置要求的前提下应尽量靠近外河堤，以减少防洪工程量。站房与河堤平行，出水建筑物布置于堤脚下或堤坡上；亦可将站房直接置于河堤之中，站房与出水池合建，站身直接挡出水池的高水，成为堤身式结构。

对于扬程较高的灌溉泵站，站房的位置影响引水渠的土方工程量和出水管的长度及其敷设。因此，站房定位时，应沿引水渠和水管的方向测绘纵断面图，据以确定引水渠、前池、站房和出水池的尺寸及池底高程等。在纵断面图上画出不同方案的站房位置，以及相应的前池和出水池位置，分析比较后择优确定。

在站房定位时要照顾到出水池的位置，应使出水池底板布置在挖方地段，避免布置在填方地段，以防可能因滑动或沉陷不均引起出水池和出水管的破坏。站房与出水池之间，应根据土质采取合适的坡比，以防滑坡。

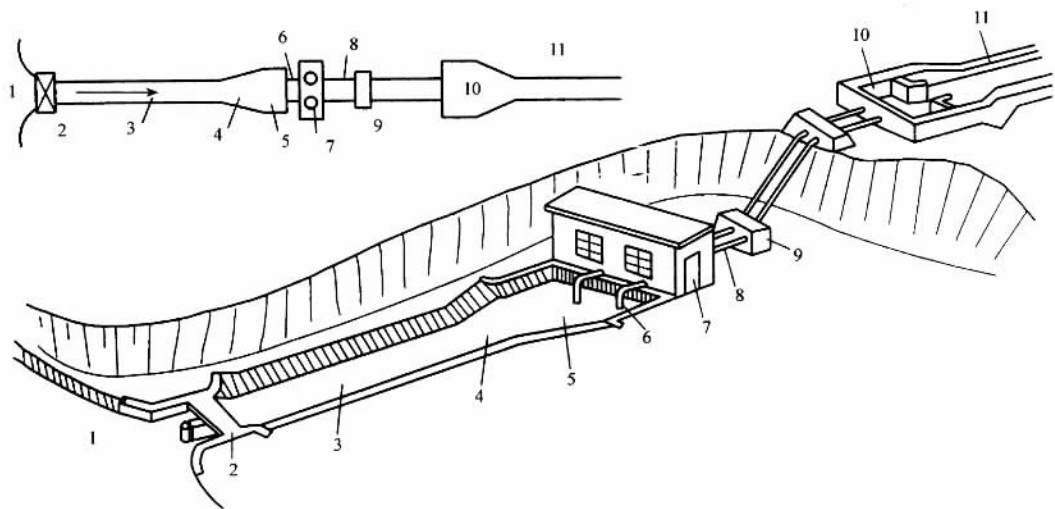


图 3-15 灌溉泵站枢纽示意图

1—水源；2—进水闸；3—引水渠；4—前池；5—进水池；6—进（吸）水管；  
7—站房；8—出（压）水管；9—镇墩；10—出水池；11—灌溉干渠

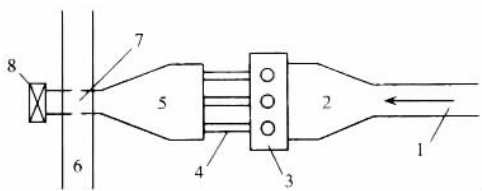


图 3-16 排涝泵站枢纽示意图

1—排水沟；2—前池；3—站房、进水池；4—出水管；  
5—出水池；6—河堤；7—泄水涵洞；8—泄水闸

图 3-17 为沿引渠和出水管方向站房及联接建筑物定位的示意图。图中  $H$  表示泵站提水扬程，I、II、III 代表站房的三种位置方案。

对照图 3-17，扬程  $H$  已定时，如果选用相同的出水管管线坡度，则根据站房的三个不同位置可以确定三个不同的进水池、出水池位置。进水池位置既定，则引水渠的长短也就确定。由图 3-17 可以看出，站房在 I 方案位置时，泵站从水源岸边取水，无引水渠，挖方最少。但是，出水池要建在填方地段，出水管亦须设排架支撑。如果要求出水池建在挖方地段上，可以减少管道坡度，出水管势必太长，不适宜。站房在 III 方案位置时，能保证出水池在挖方地段，但引水渠可能太长；同时铺设出水管需要挖出坡面，土方量大。如果改变管道坡度（如虚线），又涉及到工程安全、施工难易等条件。相比之下，II 方案可能比较合理，既有一定长度的引水渠，可以改善泵站的进水条件；同时，引水渠也不是很长，故工程量不大。其次出水管恰好可以沿天然土坡铺设，出水池



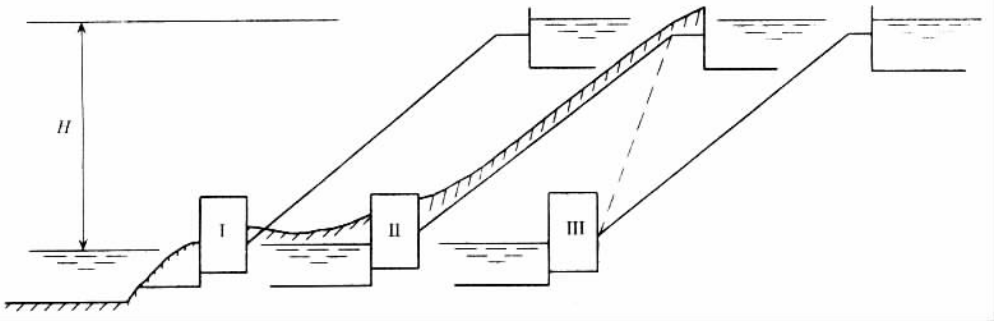


图 3-17 泵站站房定位布置示意图

也位于挖方地段。

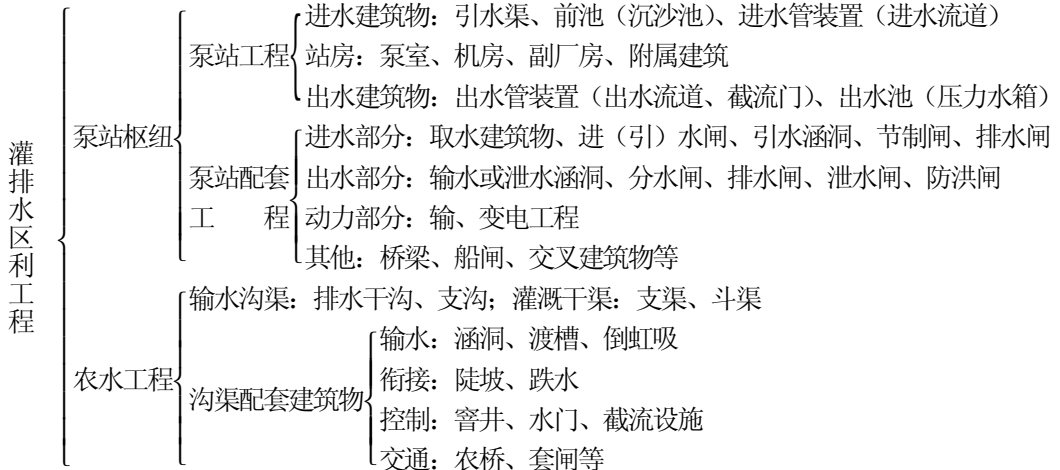
具体确定站房位置时，需要计算相应方案的挖方量和出水管长度等工程量，再结合泵站运行使用要求，确定经济合理的位置。

### （三）泵站枢纽布置

#### 1. 泵站枢纽

在水利规划中，通过数座建筑物调节运用、协同工作，完成灌溉、排涝、防洪等任务，这些建筑物的组合体习惯上称为水利枢纽。在机电排灌区内。由于泵站是主体工程，其他各水工建筑物与之配合，共同发挥作用，这也是水利枢纽，常称为泵站枢纽。图 3-18 为江苏省江水北调亦为东线南水北调源头工程江都排灌站水利枢纽示意图。江都 1~4 站通过江都西闸、江都东闸、芒稻闸、送水闸、邵仙闸等配套工程，以及芒稻河、新通扬运河、运盐河、京杭大运河（里运河段）等调节控制，除提长江水灌溉及北调并维持运河漕运外，可实现自流引长江水灌溉、自流引邵伯湖水灌溉、自流排邵伯湖来自淮河的洪水、提排苏北里下河地区涝水等。

在有提灌和提排的灌排水区内，泵站工程和输水沟渠及其他建筑物的关系如下。



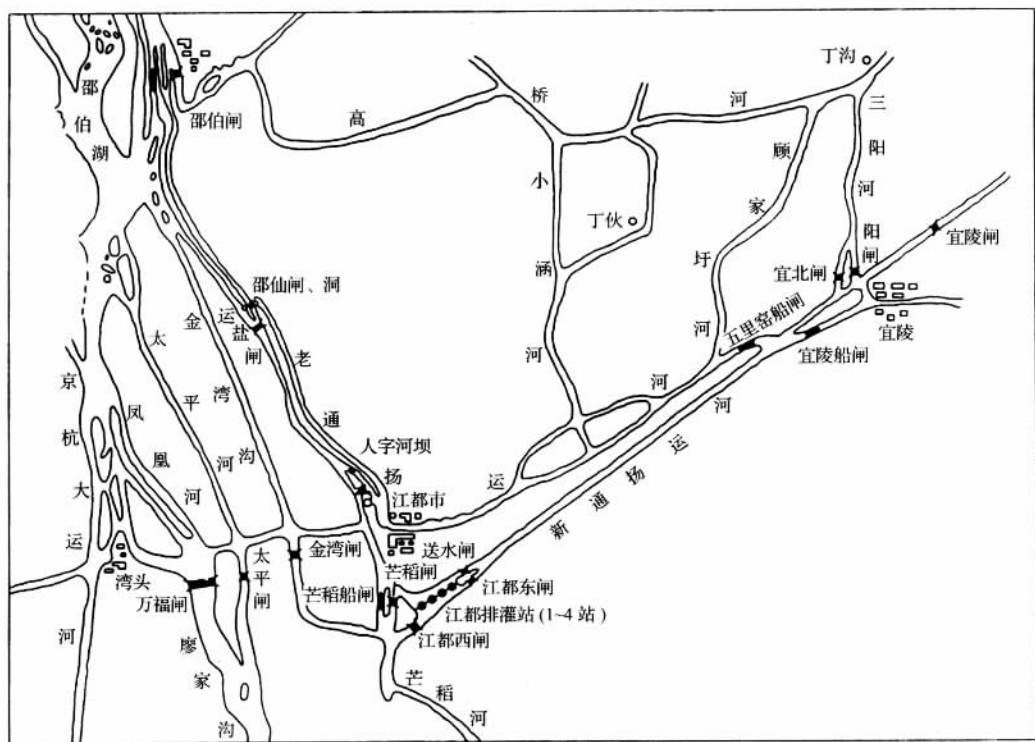


图 3-18 江都排灌站枢纽布置示意图

## 2. 泵站枢纽的布置型式

泵站枢纽布置对整个工程的造价及泵站的运行管理等都有很大影响，因此在泵站工程规划设计中必须首先处理好。

泵站枢纽按建站目的不同，分为灌溉泵站枢纽、排涝泵站枢纽及排灌结合泵站枢纽三种。不同类型的枢纽，其布置型式不一样。

(1) 灌溉泵站枢纽。单纯灌溉的泵站枢纽比较简单，可分为有引渠和无引渠两种。有引渠灌溉泵站枢纽通常如图 3-15 所示，水流经过水闸、引水渠引至泵站前池，再由水泵提至出水池送灌溉渠；汛期不需要灌溉时进水闸关闭。对于扬程不高而灌水区距水源较远的泵站，常将水泵的进水管直接架设在河道或水库中，这样就省去了从进水闸到前池之间的引渠，习惯上称为无引渠泵站枢纽。

(2) 排涝泵站枢纽。单纯排涝的泵站枢纽布置型式通常如图 3-16 所示，出水池紧靠河堤，出水池（或压力水箱）的出口与泄水涵洞相联，水泵提至出水池的涝水经泄水涵洞泄入外河。也有不用泄水涵洞而用明渠泄水。泄水闸可起防洪作用，当外河水位高而不需要提水排涝时，泄水闸关闭。

(3) 排灌结合泵站枢纽。对于既有灌溉任务，又有排涝任务的排灌结合的泵站工

程，配套建筑物相应较多，更要讲究合理布置。而为进行合理布置，首先应当确定必不可少的配套建筑物及其调节运用关系。

一般情况下，如果既要提灌、提排，又要自引、自排，其最少的配套工程数要有四座节制闸，即如图 3-19 的所谓“一站四闸”布置。提水灌溉时，开闸 1、闸 3，关闸 2、闸 4；提水排涝时则相反，开闸 2、闸 4，关闸 1、闸 3；自流引水开闸 3、闸 4；自流补水到排水河或自流排涝时开闸 1、闸 2。根据排水区特点，当提外河水灌溉时，如内排河无须控制，即无“内外分开”要求，则闸 2 可不建，便成“一站三闸”排水河无控制情况（图 3-20）；如果提水排涝时，灌水区无洪水威胁，则闸 3 可以不要，便成“一站三闸”灌溉渠无控制情况（图 3-21）；如果灌排水区有防洪要求，则闸 1 和闸 4 应兼作防洪用闸；也可以另建防洪闸于外河堤旁，则又成“一站五闸”情况。

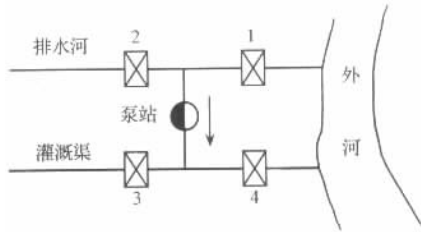


图 3-19 排灌结合“一站四闸”布置示意图

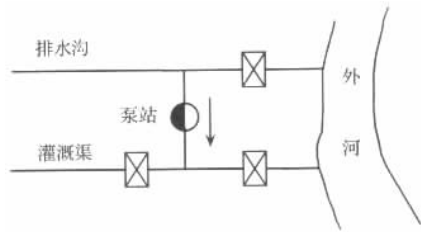


图 3-20 “一站三闸”排水河无控制枢纽布置示意图

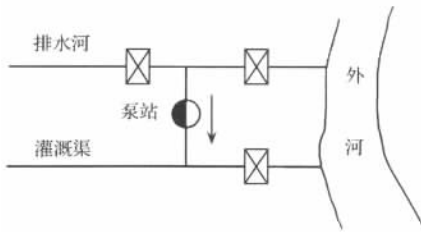


图 3-21 “一站三闸”灌溉渠无控制枢纽布置示意图

确定必不可少的配套工程数及其关系，再结合灌排水区具体情况，即可进行灌排结合泵站枢纽的具体布置。

排灌结合泵站的枢纽布置型式很多，其与沟渠的走向有很大关系。归纳起来不外乎站房与外河堤平行、垂直或斜交；采用两个穿堤涵洞、一个穿堤涵洞或站房直接置于河堤之中以及闸站结合等几种。现举例说明。

1) 站房与河堤平行、引泄分开型式。这是常见的一种布置型式，如图 3-22 所示。通常排灌两用泵站的排涝流量大于灌溉流量，有时甚至相差很大，因此枢纽布置主要保证排水通畅，使排水沟、前池、出水池和泄水涵洞位于同一中心线并与河堤垂直；而引水渠则转弯与前池相联。排水时开泄水闸与排水闸 1、排水闸 2；闭引水闸、灌溉闸，水流经排水沟入前池，水泵提水至出水池，经出水涵洞泄入外河，泵站正向进水、正向出水，进、出水条件较好；灌溉时开引水闸、灌溉闸，其余闸关闭，水流由外河引入前池，水泵提水至出水池后通过灌溉闸进入灌溉渠。当有自流排水条件时，汇集于排水沟的涝水可由引水渠排至外河。

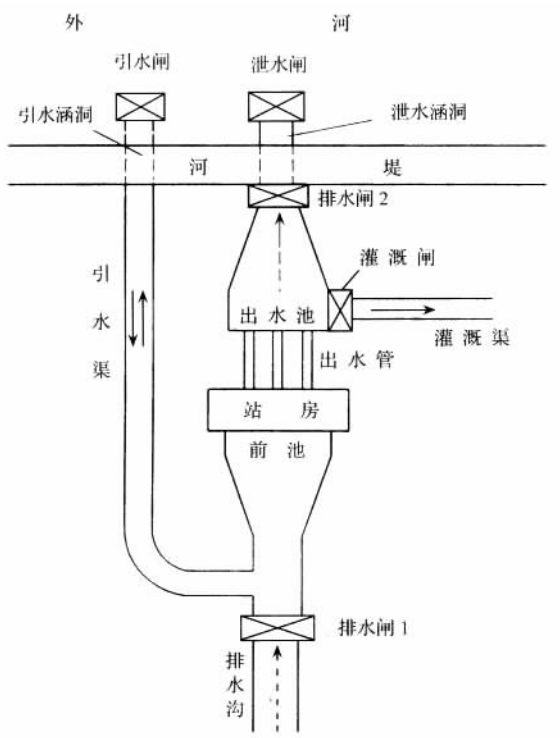


图 3-22 站房与河堤平行、引泄分开泵站枢纽

2) 站房与河堤垂直、引泄分开型式。由于渠道布置上的原因，或因地形、地物的限制，排灌两用泵站也有布置成图 3-23 的型式。这种枢纽，为保证水泵吸水条件，在前池入口处需挖出直段引水渠道，这可能增加工程量；其次，排水闸 2 与河堤之间须布置泄水渠。

3) 站房与河堤垂直、引泄结合型式。图 3-22 和图 3-23 的布置型式都有两个穿堤涵洞，引水和泄水分开。为了减少工程量，可将引水涵洞和泄水涵洞合二为一，如图

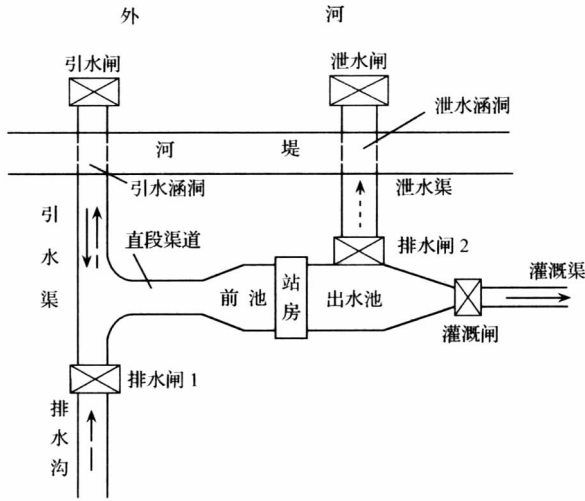


图 3-23 站房与河堤垂直、引泄分开泵站枢纽

3-24 所示。但是，由于站房和河堤垂直，灌溉渠和排水沟又因合用涵洞而相距较近，影响泵站的进水条件和出水条件。

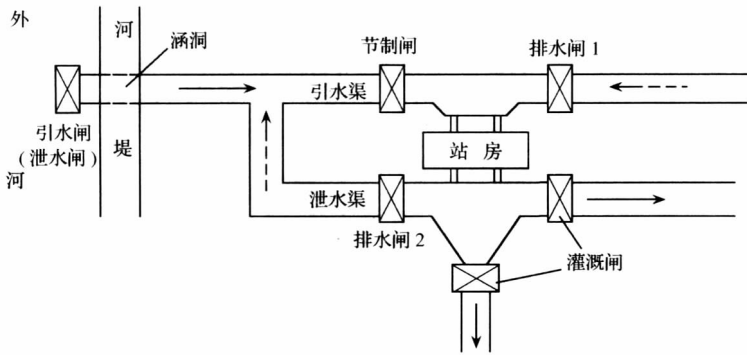


图 3-24 站房与河堤垂直、引泄结合枢纽

4) 站房和河堤平行，引泄结合带底洞型式。这种布置型式的特点是在出水池和站房底板以下带有底洞，底洞一端和引、泄合用的涵洞相联，另一端和前池相联。在出水池出口建一座双层闸，上层闸封闭出水池出口，下层闸封闭底洞，见图 3-25。灌溉时提下层闸，闭上层闸，由涵洞引水经底洞入前池，再由水泵提水至出水池，进入灌溉渠；排涝时闭下层闸，开上层闸，水流由排水沟进入前池，经水泵提至出水池，越过下层闸的顶部入涵洞排入外河。也有的泵站将底洞做成若干孔，每套机组一孔，水泵直接从底洞吸水。如能合理选定、设计底洞尺寸及型线，这样做利于改善水泵的吸水条件。

这种布置型式，主要适用中小型泵站，优点是减少了一个涵洞以及相应的工程，但也增加了底洞部分的工程量，是否经济应视具体情况而定。

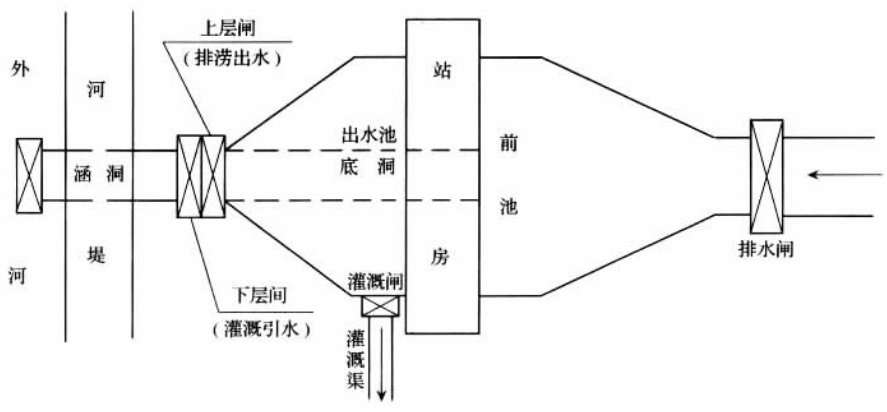


图 3-25 站房与河堤平行、引泄结合、带底洞泵站枢纽

5) 带底洞闸站结合型式。上述引泄结合、带底洞的泵站枢纽，如果泵站出水池的排涝出水（上层）闸和底洞灌溉引水（下层）闸不是单独的建筑物，仅为两个控制闸门，站房、出水池、底洞共成一整体工程，则又称这种闸站枢纽为带底洞闸站结合泵站枢纽，其沿水流方向的剖面图如图 3-26 所示。

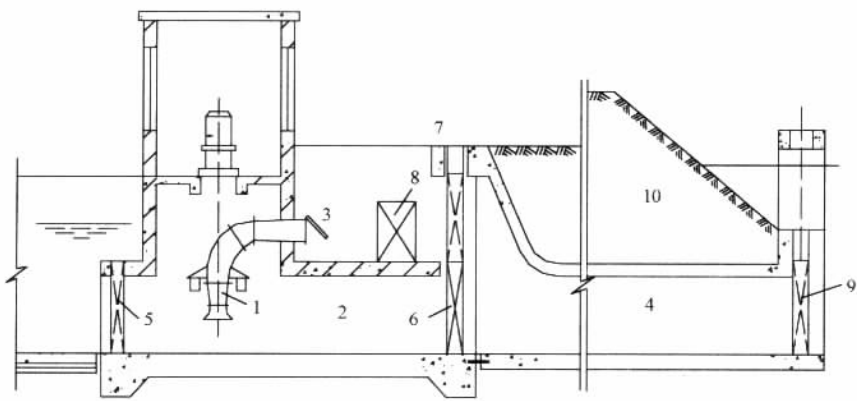


图 3-26 带底洞闸站结合泵站枢纽

1—水泵；2—底洞；3—出水池；4—涵洞；5、6、7、8—闸门；9—防洪闸；10—防洪堤

这种型式一般适用于扬程不高、内外水位变化幅度不大、安装中小型立式泵的泵站，显然，这种型式工程量较省。

6) 双向流道闸站结合型式。站房向外河靠近并将之置于堤身中，利用站身挡外河高水，从而省去防洪闸，则工程量更省。图 3-27 为这种型式的泵站站房剖面图。站房下层既是进水流道，又是引水或排水的涵洞，进水流道顶板上面是出水流道，进水和出水都是双向的。如外河水位较低，可以打开主闸门 3 和 5，内河涝水可自流排入外河；若外河水位较高不能自排，则关闭主闸门 3，打开主闸门 5，并封闭通向内河的出水流

道口，提水外排。灌溉时，若外河水位较高，可开主闸门 3 和 5，引外河水自流灌溉；若外河水位较低，则关闭主闸门 5，打开闸门 3，并封闭通向对外河的出水流动口，进行提水灌溉。这种泵站是站房直接挡水，所以，也仅适用于扬程较低、内外水位变化幅度不大的场合。

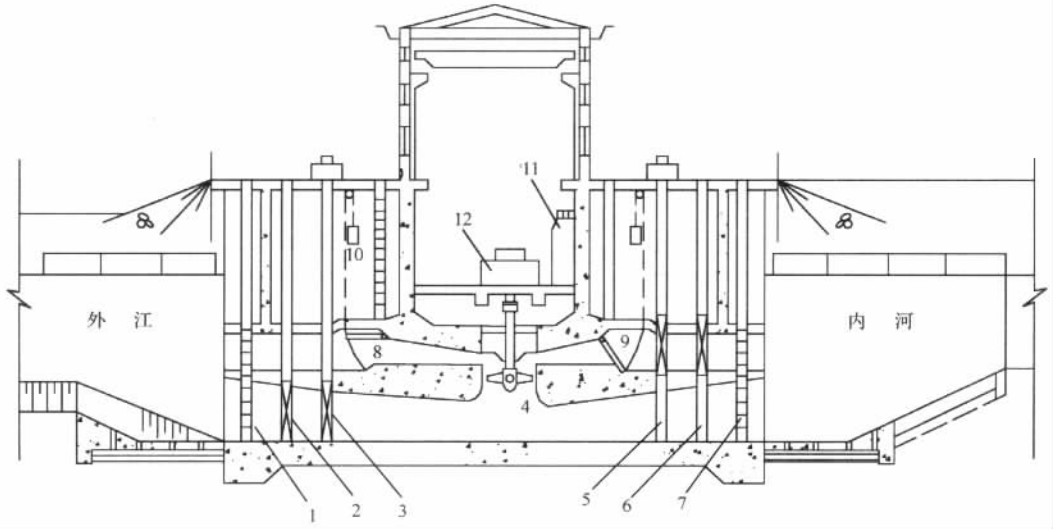


图 3-27 双向流道闸站结合泵站剖面图

1—拦污栅；2—外检修闸门；3—外主闸门；4—水泵；5—内主闸门；6—内检修闸门；  
7—内拦污机；8—外拍门；9—内拍门；10—平衡锤；11—开关柜；12—电动机

显然，从工程投资的角度，这种型式的泵站枢纽工程量最省，原需一站、四闸，现只有一个工程，省却了四个工程。根据经济比较，这种型式比闸、站分建型式要节省投资  $1/3 \sim 1/2$ ，并且占地少，便于集中管理。

7) 双向泵闸站结合型式。对于有灌排双重任务的低扬程泵站，也可以采用双向轴流泵。采用双向轴流泵，既省去了配套工程，流道及截流门也少了一半，投资最省。图 3-28 为叶轮直径  $D = 3.6\text{m}$  双向轴流贯流泵泵站剖面示意图。双向轴流泵除出口扭曲导叶外，进口有直导叶；泵壳、导叶为垂直剖分结构，可调头。如泵叶片运用液压或齿轮传动调节机构  $180^\circ$  调角；动力机或传动装置改变转动方向，从而可实现高效双向提水。工程上也有“S 形叶片”双向轴流泵应用实例。这种双向轴流泵，叶片进、出口扭曲对称，进、出管（流）道可互用，只须改变泵轴转动方向，即能实现正、反双向提水作业，但效率不高。

泵站枢纽布置对整个工程的造价以及泵站的运行管理等方面都有很大影响，究竟采用何种布置型式，比如灌溉站到底要不要引渠，排涝站涝水如何过堤，排灌结合站用闸站合建还是闸站分建等，都要根据排灌任务要求，地形、水系条件，现有工程情况，拟选泵机组的性能和结构特点等综合考虑，以求得经济合理的最佳方案。

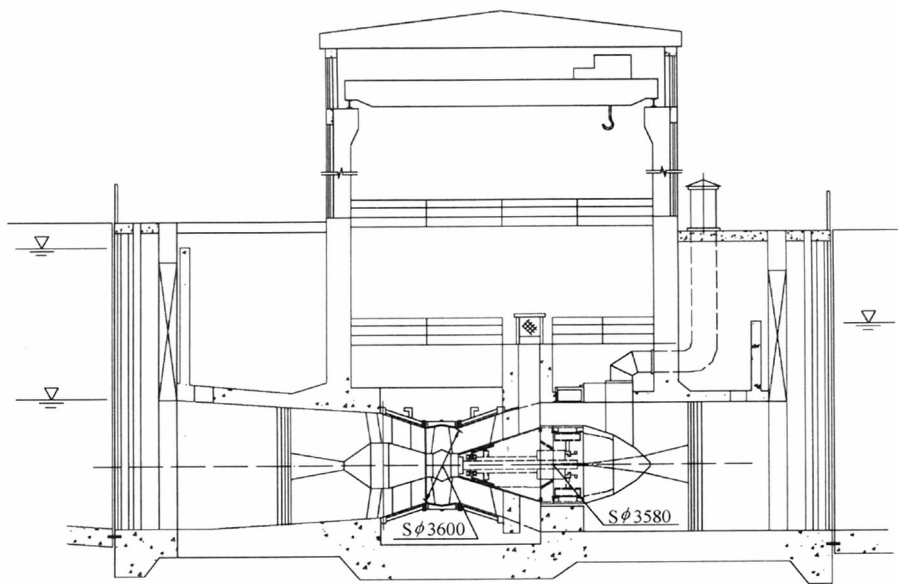


图 3-28 双向轴流贯流泵泵站剖面示意图

#### (四) 排灌沟渠布置

排灌水利系统除枢纽工程外，还有田间农水工程，包括纵横交错的河沟、渠道、湖泊（水库、水塘）、井（泉）及沟渠配套建筑物。河沟主要汇集涝水兼起调蓄作用，由骨干沟道和基本河网组成。渠道用作灌溉输水，通常包括干、支、农三级（或干、支、斗、农四级）到田。湖泊作用在调蓄水量；井、泉提供灌溉地下水源；建筑物起控制、调节作用。骨干河沟控制面积较大，一般由较大范围的区域规划决定；基本河网内的灌排沟渠布置基本要求是：①方整化；②沟、渠、路结合，水利、机耕、水运、环境美化兼顾；③排灌分开。

##### 1. 平原圩区沟渠布置

根据河网与渠系的相互关系，平原圩区沟渠布置一般可有三种基本布置型式。

(1) 河网与灌溉渠系结合。这种布置型式，即河网兼作灌溉供水渠系，见图 3-29。

这种布置型式的缺点是：由于河网水位多低于地面，需建较多的小型泵站（抽水装置）自末级河网提水进行灌溉。但是，因不需修建专门的灌溉输水渠道，可节省土方工程量和交叉建筑物，减少挖、压面积，且因河网彼此贯通，水运较方便。

(2) 河网灌溉渠系分开。这种布置型式是河网与灌溉渠系分开，各成一套系统。如图 3-30。优点是灌排互不干扰，适合于大中型提水灌溉或自流灌溉条件；缺点是渠道上方量大，交叉建筑物多，占地多，引水慢，水运不方便。这种布置型式适合于地势单向倾斜的灌排区。



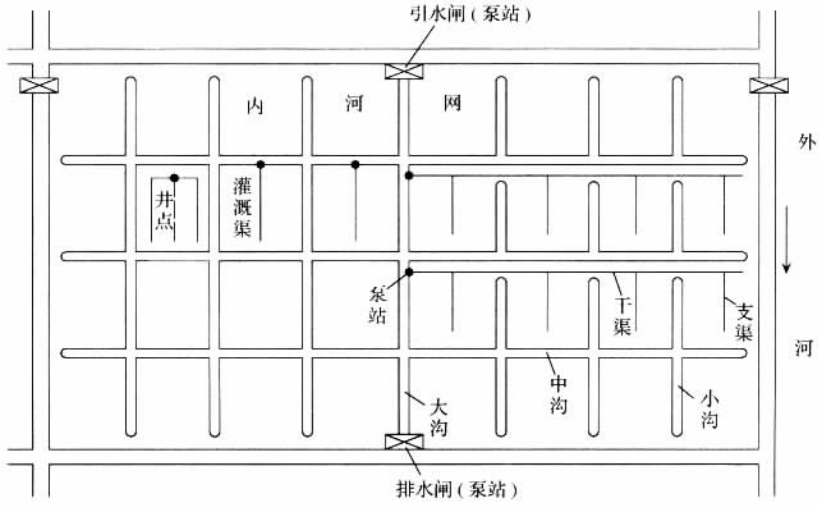


图 3-29 排灌站结合布置型式

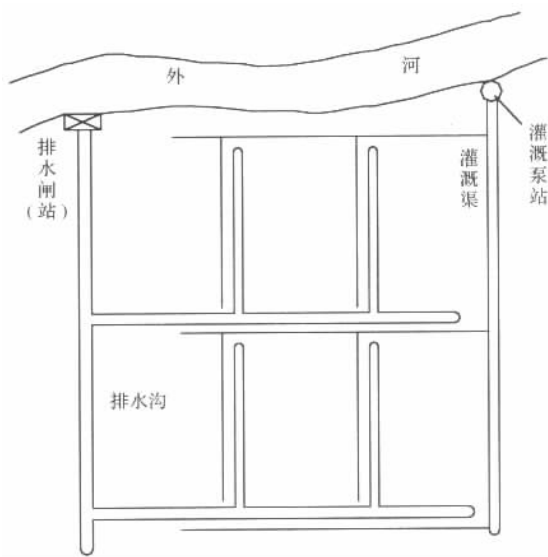


图 3-30 排、灌两套系统布置型式

(3) 河网与灌溉渠道部分结合。河网、渠道部分结合即外河网兼用，内河网与灌溉渠分开，如图 3-31。这种布置型式综合了上述两种型式的优点，排水、通航都比较有利，地形条件许可时，一般宜采用。

## 2. 丘陵山区灌溉渠系布置

丘陵山区一般很少有提水排涝要求，其灌溉泵站往往多级提水分区灌溉，且多与水库、塘坝相联，采用所谓“长藤结瓜”方式。灌溉渠道分干、支两级或干、支、农三

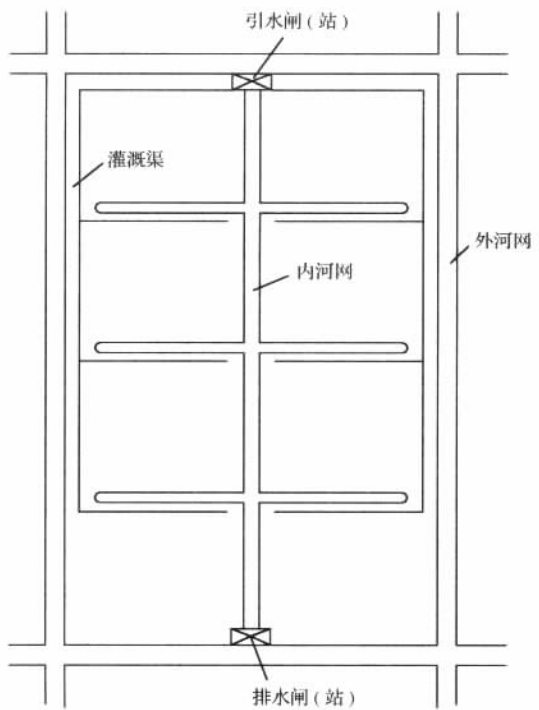


图 3-31 河网灌溉渠道结合型式

级，干渠多走岗（岭）顶，以控制最大灌溉面积，支渠布置于灌区较高处，农渠平行等高线，直接灌水到田。泵站排灌沟渠具体布置及设计，详见农田水利工程学。

## 第二节 泵机组选型配套

泵机组是泵站的主要机器设备，又称主机组。泵机组选型配套合理与否，直接关系到泵站能否安全可靠地满足供、排水任务要求，并关系到工程投资、工程效益以及供排水作业能耗和成本等。

泵机组中，水泵是工作机，水泵选型适当是泵机组选型配套合理的基础。

### 一、水泵选型

#### （一）水泵基本特性

##### 1. 水泵主要工作参数及基本特性

供、排水泵站工程所用水泵主要是叶片泵。叶片泵是利用叶轮、导叶等传递和转换

能量实现水体输送的水力机械。根据不同工作原理和叶片形状，叶片泵有离心泵、混流泵、轴流泵。

(1) 叶片泵的主要工作参数。

1) 转速  $n$ 。水泵叶轮转动速度，单位  $r/min$  或  $r/s$ 。

2) 扬程  $H$ 。单位重水体通过泵作用后水能增加值，单位  $m$ 。

3) 流量  $Q$ 。单位时间过泵液流体积，单位  $m^3/h$ 、 $m^3/s$  或  $L/s$ 。

4) 轴功率  $P$ 。单位时间输入水泵的机械能，单位  $kW$ 。

5) 效率  $\eta$ 。通过泵作用将机械能转换为水能的转换系数，效率与扬程、流量、轴功率的关系。

$$\eta = \frac{\rho g Q H}{1000 P} \quad (3-24)$$

式中  $\rho$ ——液体密度 ( $kg/m^3$ )；

$g$ ——重力加速度 ( $m/s^2$ )；

$H$ ——扬程 ( $m$ )；

$Q$ ——流量 ( $m^3/s$ )；

$P$ ——轴功率 ( $kW$ )。

6) 汽蚀(空化)特性参数：汽蚀系数  $\sigma$ 、汽蚀比转数  $C$  及临界汽蚀余量  $NPSH_c$  (或动压降  $\Delta h_{min}$ )。汽蚀特性参数有时用“必须净正吸程”(习惯称必须汽蚀余量)  $h_{sw}$ 、 $NPSH_r$ ，单位  $m$ 。汽蚀特性参数用于表达、衡量泵的抗翼型汽蚀的安全性。水泵汽蚀危害中还有间隙汽蚀危害。避免或减轻间隙汽蚀危害主要是控制泵叶片外缘线速度，即控制转速  $n$  ( $r/min$ ) 与叶轮直径  $D$  ( $m$ ) 的乘积值；采用耐蚀材料也是防止、减轻汽蚀危害的重要措施之一。

7) 飞逸转速  $n_p$  或单位飞逸转速  $n_{pp}$ 。飞逸转速指一定反向水头作用下泵的的稳定逆转转速，单位飞逸转速指叶轮直径  $D = 1m$ 、作用水头  $H = 1m$  条件下泵稳定逆转转速，单位  $r/min$ ；满足相似条件的泵的飞逸转速与单位飞逸转速的关系

$$n_p = n_{pp} \sqrt{H}/D \quad (3-25)$$

式中  $D$ 、 $H$ ——泵叶轮直径和作用水头实际值 ( $m$ )。

(2) 水泵基本特性及其涵义。

1) 扬程特性。表达泵扬程  $H$  与流量  $Q$  的关系  $H = H(Q)$ 。

2) 动力特性。表达轴功率  $P$ 、效率  $\eta$  与流量  $Q$  的关系  $P = P(Q)$  及  $\eta = \eta(Q)$  或  $\eta = \eta(H, Q)$ 。

3) 汽蚀特性。表达临界汽蚀余量与汽蚀系数  $\sigma$  的关系及与比转数  $n_s$ 、汽蚀比转数  $C$  的关系；必须汽蚀余量  $h_{sw}$  (或必须净正吸程  $NPSH_r$ ) 与水泵转速  $n$  及流量  $Q$ 、叶轮直径  $D$  的关系，如  $NPSH_c = \sigma \cdot H$ ， $\sigma = f(n_s, C)$ ， $h_{sw} = NPSH_r = f(n, Q, D)$  等。

4) 全特性。全特性或称四象限特性，表达泵非正常运转或称特殊运转工况，包括非正常泵工况、制动工况、水轮机工况等，其中甩负荷水轮机工况即相当于水泵飞逸工

况。

## 2. 水泵比转数和相对特性曲线

(1) 比转数及比转数分档。三种不同叶片泵，过流部件（叶轮、叶片、导叶）的型式、形状不同，扬程特性、动力特性也不同。习惯上用有因次相似准则比转数  $n_s$  ( $\text{m}^{3/4} \text{s}^{-3/2}$ ) 大致分档，比转数表达式为

$$n_s = 3.65 n \sqrt{Q} / H^{3/4} \quad (3-26)$$

式中  $n$ ——转速 ( $\text{r}/\text{min}$ );

$Q$ ——流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$H$ ——扬程 ( $\text{m}$ )。

欧美习惯取流量单位  $\text{m}^3/\text{min}$ ，比转数  $N_s$  用下式表达

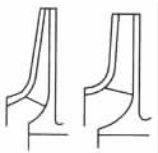





$$N_s = n \sqrt{Q} / H^{3/4} \quad (3-26)$$

$$N_s = 2.122 n_s$$

三种泵中，离心泵比转数低、扬程高、流量相对较小，轴流泵比转数高、扬程低、流量相对较大；混流泵介于离心泵和轴流泵之间。

表 3-10 列出三种叶片泵比转数范围及叶片形状；图 3-32 为三种叶片泵的过流部件。

表 3-10 叶片泵比转数范围和叶片形状

泵类型	离心泵			混流泵		轴流泵
	低比转数	中比转数	高比转数	低比转数	高比转数	
比转数 $n_s$	40 ~ 80	80 ~ 150	150 ~ 300	300 ~ 400	400 ~ 600	500 ~ 1500
叶轮出口直径 ( $D_2$ ) 与 叶轮进口直径 ( $D_0$ ) 比值	2.5	2.0	1.8 ~ 1.4	1.2	1.1	1.0
叶片形状	 圆柱形	 进口扭曲形 出口圆柱形	 扭曲型	 扭曲型	 扭曲型	 扭曲型

(2) 相对特性曲线。以最佳工况点参数为基准的泵特性称为相对特性或称无因次特性。不同比转数水泵相对特性曲线如图 3-33。

由图 3-33 可以看出，离心泵扬程、效率随流量变化平缓，轴功率关死点 ( $Q=0$ ) 时最小，随流量增大而上升；轴流泵扬程、效率随流量变化骤急，轴功率关死点时最大，随流量增大而下降；混流泵特性介于离心泵特性和轴流泵特性之间。

## 3. 水泵扬程特性和动力特性

(1) 水泵特性曲线。理论上，水泵扬程特性、动力特性可由水泵设计计算给出；但

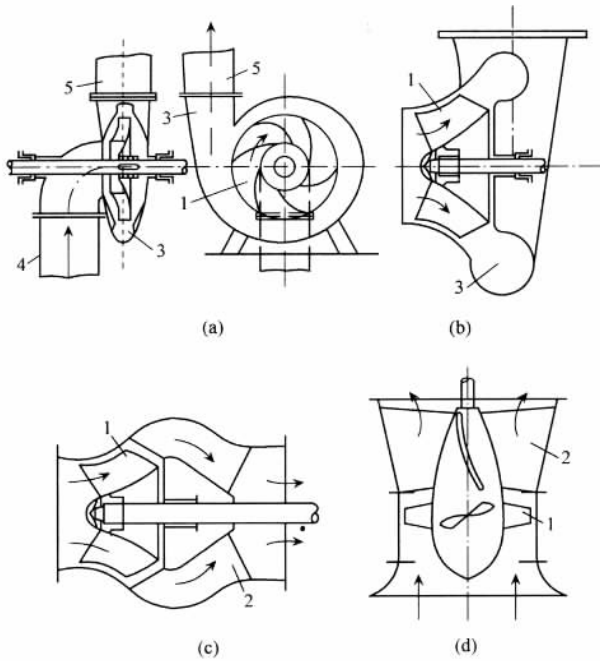


图 3-32 叶片泵的过流部件

(a) 离心泵；(b) 蜗壳式混流泵；(c) 导叶式混流泵；(d) 轴流泵  
1—叶轮；2—导叶；3—蜗室（压水室）；4—进水管；5—出水管

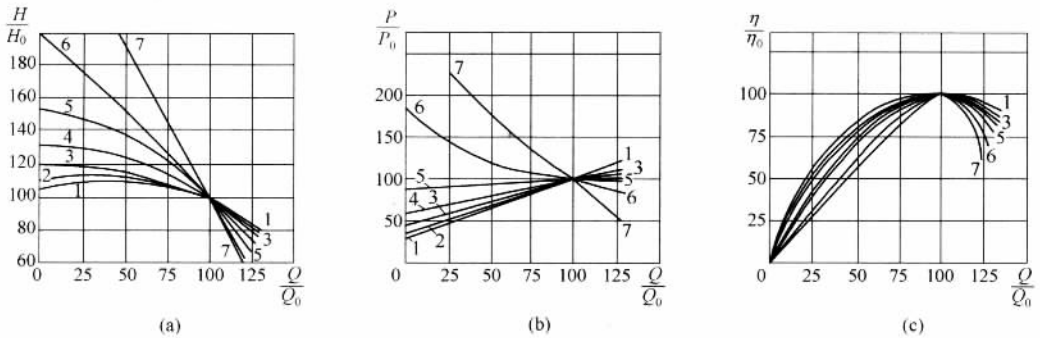


图 3-33 不同比转数水泵相对特性曲线

(a) 扬程相对特性；(b) 轴功率相对特性；(c) 效率相对特性

1— $n_s = 45$  2— $n_s = 75$  3— $n_s = 110$  4— $n_s = 140$

5— $n_s = 200$  6— $n_s = 400$  7— $n_s = 650$

是，实际总是由试验（实泵试验或模型试验）给出。水泵厂家提供的水泵特性多以曲线表示，样本或说明书中所列特性曲线可能是经专门试验台试验得出，但更多是根据“模型泵”特性经相似换算而得。图 3-34 为  $n_s = 300$  单级双吸离心泵 500S22（进口直径  $D_1$

= 500mm, 转速  $n = 970\text{r/min}$ ) 性能曲线; 图 3-35 为  $n_s = 600$  导叶式混流泵 1000HD—9 (出口直径  $D_2 = 1000\text{mm}$  转速  $n = 490\text{r/min}$ ) 性能曲线; 图 3-36 及图 3-37 分别为  $D = 0.3\text{m}$  二种不同比转数  $n_s = 700$ 、 $n_s = 1000$  模型轴流泵 (带  $60^\circ$  弯管, 出口直径  $D_2 = 350\text{mm}$ , 转速  $n = 1450\text{r/min}$ ) 性能曲线。

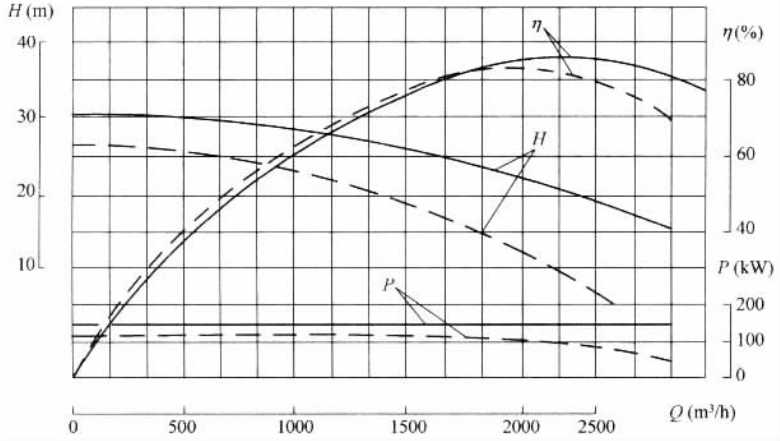


图 3-34 离心泵性能曲线

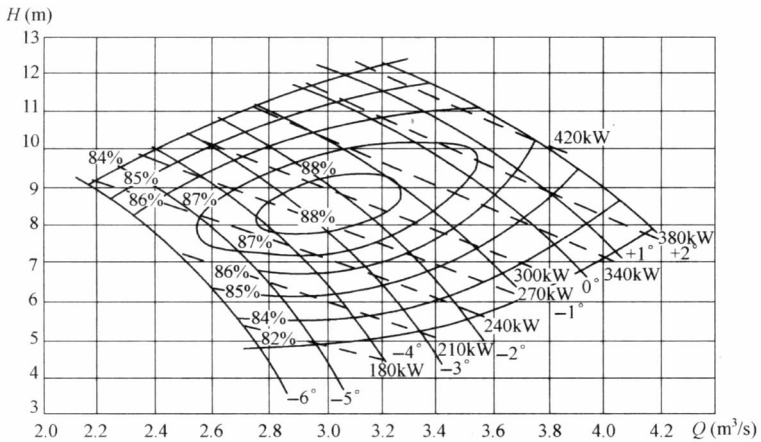


图 3-35 混流泵性能曲线

(2) 水泵扬程特性的数学表达。根据分析, 水泵扬程特性  $H = H(Q)$  运用曲线拟合方法以二次多项式表达有足够的精确性, 二次多项式为

$$H = A Q^2 + B Q + C \tag{3-27}$$

式中  $A$ 、 $B$ 、 $C$ ——拟合系数。

如已知  $H = H(Q)$  多组工况点参数  $(H_i, Q_i)$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ ), 根据“最小二乘法”, 可得如下一次方程组

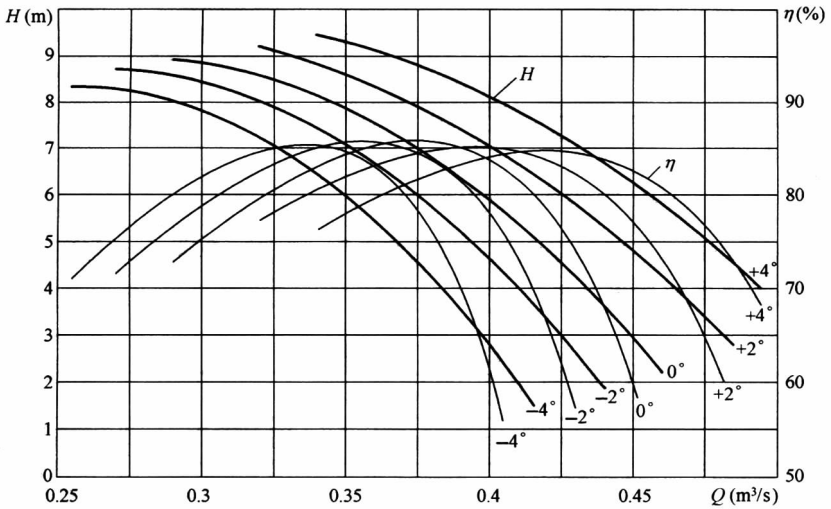


图 3-36 轴流泵性能曲线之一

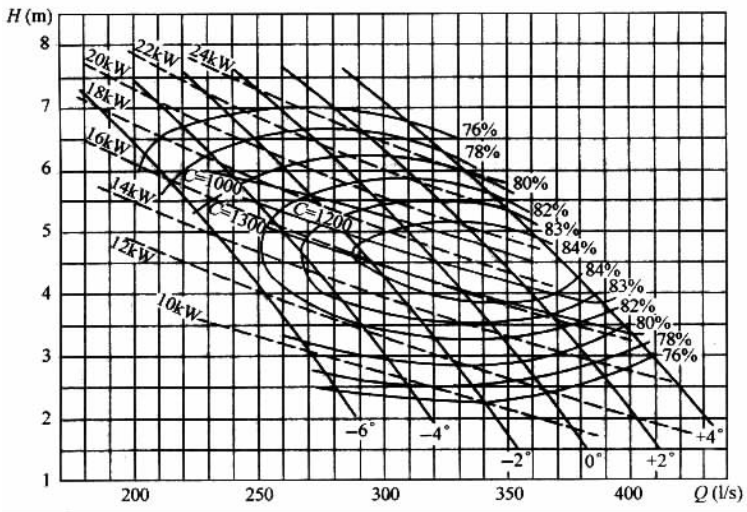


图 3-37 轴流泵性能曲线之二

$$\left. \begin{aligned} a_1 A + b_1 B + c_1 C &= d_1 \\ a_2 A + b_2 B + c_2 C &= d_2 \\ a_3 A + b_3 B + c_3 C &= d_3 \end{aligned} \right\} \quad (3-28)$$

设  $a_1 = b_2 = c_3 = \sum Q_i^2$ ,  $b_1 = c_2 = \sum Q_i$ ,  $c_1 = n$ ,  $a_2 = b_3 = \sum Q_i^3$ ,  $a_3 = \sum Q_i^4$ ,  $d_1 = \sum H_i$ ,  $d_2 = \sum (H_i \cdot Q_i)$ ,  $d_3 = \sum (Q_i^2 \cdot H_i)$ 。

由上列方程可得 A、B、C 之值为

$$\begin{cases} A = \frac{nd_3 - a_1 d_1 - (na_2 - a_1 b_1)(nd_2 - b_1 d_1) / (na_1 - b_1^2)}{na_3 - a_1^2 - (na_2 - a_1 b_1)^2 / (na_1 - b_1^2)} \\ B = \frac{nd_2 - b_1 d_1 - (na_2 - a_1 b_1) A}{na_1 - b_1^2} \\ C = \frac{1}{n} (d_1 - a_1 A - b_1 B) \end{cases}$$

[举例] M350HD-10 模型混流泵, 叶轮直径  $D = 0.3\text{m}$ , 转速  $n = 1450\text{r/min}$ , 叶片角  $0^\circ$  时, 由性能曲线查得参数如表 3-11。

表 3-11 模型泵性能参数

扬程 (m)	6.748	7.33	8.00	8.81	9.50	10.0	10.75	11.82	13.35	14.32	14.95
流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	0.5055	0.4972	0.486	0.4716	0.460	0.450	0.4338	0.4075	0.3678	0.341	0.3224
效率	0.78	0.80	0.82	0.84	0.85	0.86	0.85	0.84	0.82	0.80	0.78

经曲线拟合得系数  $A = -89.8536$ ,  $B = 30.4735$ ,  $C = 14.3927$ ; 以给定各流量代入式 (3-27) 反算扬程值, 平均扬程误差  $\pm 2\text{cm}$ 。

如需要更精确地表达试验给出的  $H = H(Q)$  曲线, 亦可采用二次多项式分段数解求系数  $A_i$ 、 $B_i$  和  $C_i$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ )。具体方法是: 选定  $(n+2)$  个点的多组数据, 流量  $Q_i$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ ) 由小至大分  $n$  段, 每段 3 个工况点:  $(Q_i, H_i)$ 、 $(Q_{i+1}, H_{i+1})$ 、 $(Q_{i+2}, H_{i+2})$ , 3 点的  $H-Q$  关系均以式 (3-27) 表达, 并可写出具有式 (3-28) 形式的方程组, 从而可以数解求得各段系数  $A_i$ 、 $B_i$ 、 $C_i$  及各段扬程特性表达式为

$$H_i = A_i Q^2 + B_i Q = C_i \quad (i = 1, 2, \dots, n; Q_i \leq Q < Q_{i+1}) \quad (3-27_1)$$

设  $i$ 、 $i+1$  和  $i+2$  的参数分别为  $Q_i$ 、 $Q_1$ 、 $Q_2$  和  $H_i$ 、 $H_1$ 、 $H_2$ , 则系数  $A_i$ 、 $B_i$  和  $C_i$  为

$$\begin{cases} B_i = \frac{(H_1 - H_2) - (H_i - H_2)(Q_1^2 - Q_2^2) / (Q_i^2 - Q_2^2)}{(Q_1 - Q_2) - (Q_i - Q_2)(Q_1^2 - Q_2^2) / (Q_i^2 - Q_2^2)} \\ A_i = [(H_i - H_2) - B_i(Q_i - Q_2)] / (Q_i^2 - Q_2^2) \\ C_i = H_i - A_i Q_i^2 - B_i Q_i \end{cases}$$

(3) 水泵动力特性的数学表达。动力特性中轴功率特性  $P = P(Q)$  及效率特性  $\eta = \eta(Q)$ , 在扬程特性  $H = H(Q)$  已知时, 只须表达其中之一即可, 通常特别需要表达的是效率特性。

1) 水泵效率特性数学表达方法之一。如扬程特性数学表达方法一样, 水泵效率特性亦可运用曲线拟合方法以二次多项式表达。二次多项式的形式为

$$\eta = UQ^2 + VQ + W \quad (3-29)$$

根据实际分析发现, 简单地用式 (3-29) 表达水泵效率特性并不理想, 比较精确可行的方法推荐采用分段数解法。具体方法是: 选定  $(n+2)$  点的多组数据, 流量  $Q_i$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ ) 由小至大分  $n$  段, 每段 3 个工况点:  $(Q_i, \eta_i)$ 、 $(Q_{i+1}, \eta_{i+1})$ 、



( $Q_{i+2}, \eta_{i+2}$ ), 3 点的  $\eta - Q$  关系均以式 (3-29) 表达, 并可写出具有式 (3-28) 形式的方程组, 从而可以数解求得各段系数  $U_i$ 、 $V_i$ 、 $W_i$  及各段效率特性表达式为

$$\eta = U_i Q^2 + V_i Q + W_i \quad (i = 1, 2, \dots, n; Q_i \leq Q < Q_{i+1}) \quad (3-29_1)$$

$U_i$ 、 $V_i$ 、 $W_i$  求解方法同式 (3-27<sub>1</sub>) 求解  $A_i$ 、 $B_i$  和  $C_i$ 。

2) 水泵效率特性的数学表达方法之二。水泵效率包括反映机械摩擦损失的机械效率  $\eta_m$ 、反映过流部件水力摩阻和非设计工况时水体“冲击”损失的水力效率  $\eta_h$  及反映水量漏损的容积效率  $\eta_v$ 。根据水泵工作原理和运行特性, 对于特定的泵, 相对于轴功率  $P$  的机械损失主要是轮盘损失 (离心泵)、轴承摩擦损失。轴承损失包括径向轴承损失和推力轴承损失, 低扬程泵机械损失主要为水推力荷载的推力轴承损失, 推力轴承的摩擦损失与扬程  $H$  成正比; 根据水泵教科书、专著和文献, 对于不同工况点, 反映机械损失的机械效率通常在 3% ~ 5%, 不同工况点变化很小; 容积损失与扬程  $H$  的 0.5 次方成正比, 容积效率通常在 2% ~ 5%, 不同工况点变化亦小。过流部件摩擦损失与流量  $Q$  的平方成正比; “冲击”损失与流量偏离值 ( $Q - Q_0$ ) 平方成正比,  $Q_0$  为最优工况点的流量。不同工况点水力效率变化较大。因此, 如果设  $K_m$ 、 $K_f$ 、 $K_z$ 、 $K_v$  分别为机械损失、流动摩擦损失、“冲击”损失和容积损失的系数, 则轴流泵的效率可用下式表达, 详细推导见本书专题 III。

$$\eta = \eta_m \eta_h \eta_v = \frac{HQ}{K_m H + [H + K_f Q^2 + K_z (Q - Q_0)^2] (Q + K_v H^{1/2})} \quad (3-30)$$

对于特定的水泵, 系数  $K_m$ 、 $K_f$ 、 $K_z$  和  $K_v$  有确定的数值, 并且不随工况点变化而变化。系数具体数值可根据已有工况点参数 ( $Q$ ,  $H$ ,  $\eta$ ) 试验值运用“最小二乘法”原理的约束优化方法分析计算求得。

值得指出的是: 以式 (3-29) 或式 (3-29<sub>1</sub>) 表达泵效率的条件是: 给定泵效率准确可信; 以式 (3-30) 表达泵效率时, 如运用不同工况点组合分析所得  $K_m$ 、 $K_f$ 、 $K_z$  和  $K_v$  较正常值相差过大, 说明给定的泵效率特性  $\eta = \eta(Q)$  不准确, 系数  $K_m$ 、 $K_f$ 、 $K_z$ 、 $K_v$  对泵效率数值尚有一定程度的鉴别作用。

[举例] 由某模型混流泵参数 (见前表,  $Q_0 = 0.45 \text{ m}^3/\text{s}$ ), 分析得系数  $K_m = 1.53 \times 10^{-2}$ ,  $K_f = 4.153$ ,  $K_z = 110.0008$ ,  $K_v = 7.1 \times 10^{-3}$ 。以给定的各流量代入式 (3-30) 反算泵效率值, 各工况点平均误差  $\pm 0.13\%$ 。

(4) 水泵汽蚀特性表达。水泵汽蚀特性表达主要是临界汽蚀余量  $\text{NPSH}_c$ , 据以确定必须汽蚀余量  $h_w$ 、 $\text{NPSH}_r$  的计算方法。既定的泵装置, 水泵有确定的净吸程  $H_s$  (水泵叶轮中心高于进水池水面为正吸程, 低于进水池水面为负压程即淹没深度, 单位  $\text{m}$ ), 因此有确定的汽蚀余量  $H_w$  (或有效正净吸程  $\text{NPSH}_a$ ), 有效汽蚀余量应大于必须汽蚀余量, 并须有一定安全余裕。

1) 临界汽蚀余量与水泵安装高程。设想泵外有一开敞容器, 容器中水面与泵叶轮中心平, 泵进口与容器连接测压管, 或两者之间连接汞柱差压计 (图 3-38 中同时画出了测压管和汞柱差压计)。水泵运行时, 无疑要形成压差  $\Delta H$  ( $\text{m}$ ); 如连接汞柱差压计,

汞柱高差为  $\Delta h$  (m) 时, 压差为

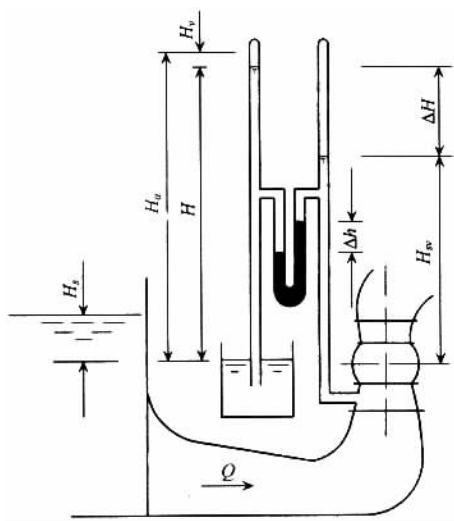


图 3-38 水泵汽蚀余量示意图

$$\Delta H = (\gamma - 1) \Delta h = 12.55 \Delta h$$

式中  $\gamma$ ——水银比重,  $\gamma = 13.55$ 。

于是可得水泵有效汽蚀余量

$$H_{sv} = H_a - H_v - \Delta H = H - 12.55 \Delta h \quad (3-31)$$

式中  $H_a$ ——大气压力水头, 标准大气压  $H_a = 10.33\text{m}$ ;

$H_v$ ——一定温度下水体汽化压力水头, 水温  $25^\circ\text{C}$  时  $H_v \approx 0.33\text{m}$ ;

$H$ ——水泵叶轮中心线以上静水头, 标准大气压并  $25^\circ\text{C}$  水温条件下。

$$H = H_a - H_v = 10\text{m}$$

于是式 (3-31) 又可得为

$$H_{sv} = 10 - \Delta H = 10 - 12.55 \Delta h \quad (3-31_1)$$

设水泵实际安装高程条件下, 装置汽蚀余量  $H_{sv}$  即为必须汽蚀余量  $h_{sv}$ , 且  $h_{sv}$  已知, 则压差  $\Delta H$  有确定数值

$$\Delta H = H_a - H_v - h_{sv} \quad (3-32)$$

或

$$\Delta H = 10 - h_{sv} \quad (3-32_1)$$

对于实际的泵站, 进水池至泵进口之间进水管道的有水力损失, 设水力损失为  $H_l$  (m), 泵净吸程为  $H_s$  时, 压差  $\Delta H$  也就是泵的实际吸程

$$\Delta H = H_s + H_l \quad (3-33)$$

水泵达汽蚀临界状态时

$$H_s + H_l = \Delta H = H_a - H_v - h_{sv} = 10 - h_{sv}$$

于是可得水泵最大净吸程

$$H_s = H_a - H_v - H_l - h_{sv} = 10 - H_l - h_{sv} \quad (3-34)$$

$H_s$  为正值即水泵允许有正吸程,  $H_s$  为负值即表示淹没深度; 实际使用通常以下式之一计算结果作为确定水泵安装高程的依据:

$$[H_s] = H_a - H_v - H_l - (1.1 \sim 1.3) h_{sv} = 10 - H_l - (1.1 \sim 1.3) h_{sv} \quad (3-35)$$

$$[H_s] = H_a - H_v - H_l - (h_{sv} + 0.5) = 10 - H_l - (h_{sv} + 0.5) \quad (3-35_1)$$

2) 汽蚀比转数表达。汽蚀比转数  $C$  为表达水泵汽蚀相似的有因次准则, 其因次与比转数  $n_s$  因次同 ( $m^{3/4} s^{-3/2}$ )。

$$C = 5.62n \sqrt{Q}/h_{sv}^{3/4} \quad (3-36)$$

其中转速  $n$  单位  $r/min$ , 流量单位  $m^3/s$ ,  $h_{sv}$  单位  $m$ , 由此可得

$$h_{sv} = \left( \frac{5.62n \sqrt{Q}}{C} \right)^{4/3} \quad (3-37)$$

现代清水泵,  $C \approx 1000$ , 代入上式可得

$$h_{sv} = n^{4/3} Q^{2/3} / 1000 \quad (3-37_1)$$

欧美习惯用  $S$  表示“吸入比转数”

$$S = n \sqrt{Q}/h_{sv}^{3/4} \quad (3-38)$$

式中  $Q$  单位  $m^3/min$ , 余同式 (3-36)。日本《泵站工程设计规范》建议泵站设计采用值: 离心泵和蜗壳混流泵取  $S = 1400$ 、导叶混流泵取  $S = 1300$ 、轴流泵取  $S = 1200$ , 分别相当于  $C = 1016$ 、 $943$  和  $871$ , 可供参考。

3) 汽蚀系数表达。临界汽蚀余量与扬程成正比关系, 两者以无因次汽蚀系数联系。汽蚀系数有多种, 其中托马 (Thoma) 系数应用较多。

$$h_{sv} = \sigma H \quad (3-39)$$

式中扬程单位  $m$ 。由式 (3-37) 和式 (3-39) 并联系泵的比较数  $n_s$ , 则又可推导得汽蚀系数与比转数及汽蚀比转数的关系

$$\sigma = \left( \frac{5.62n_s}{3.65C} \right)^{4/3} \quad (3-40)$$

当汽蚀比转数  $C = 1000$  时, 联系式 (3-39), 则必须汽蚀余量计算式同式 (3-37<sub>1</sub>)。

作为标准, 国标 GB/T3006-91 给出了不同类型、不同结构型式泵必须汽蚀余量规定值; 日本标准取  $\sigma = (N_s/S)^{4/3}$  作为设计基准, 结果基本一致。

4) 动压降表达。水泵运转中, 因吸水作用, 进口造成动压降。根据水泵原理和试验, 设计工况点动压降  $\Delta h_{\min}$  ( $m$ ) 为

$$\Delta h_{\min} = \lambda_1 \frac{v_1^2}{2g} + \lambda_2 \frac{\omega_1^2}{2g} \quad (3-41)$$

认为进口速度  $v_1$  的周向分量  $v_{u1} = 0$  时, 由速度三角形关系,  $\omega_1^2 = v_1^2 + u_1^2$ , 则又可写为

$$\Delta h_{\min} = (\lambda_1 + \lambda_2) \frac{v_1^2}{2g} + \lambda_2 \frac{u_1^2}{2g} \quad (3-41_1)$$

式中  $\lambda_1$ 、 $\lambda_2$ ——有确定值的系数， $\lambda_1 \approx 1.0$ ， $\lambda_2 = 0.15 \sim 0.3$ ；

$v_1$ ——叶轮进口平均绝对速度 (m/s)；

$\omega$ ——叶轮进口平均相对速度 (m/s)；

$u_1$ ——叶轮圆周速度 (m/s)。

对于轴流泵，如果叶轮直径为  $D$  (m)，轮毂直径为  $d_h$ ，轮毂比  $\alpha = d_h/D$ ，则进口流速为

$$v_1 = \frac{4Q}{\pi(D^2 - d_h^2)} = \frac{4Q}{\pi D^2(1 - \alpha^2)}$$

于是可得下式

$$2g\Delta h_{\min} = (\lambda_1 + \lambda_2) v_1^2 + \lambda_2 \left( \frac{\pi n}{60} D \right)^2 \quad (3-41_2)$$

从汽蚀特性出发优选  $D$ ，将  $(2g\Delta h_{\min})$  对  $D^2$  求导，并令其为零，经整理后可得  $v_1$  的另一种表达形式为

$$v_1 = \left[ \frac{\lambda_2 \pi Q n^2}{1800(\lambda_1 + \lambda_2)} \right]^{1/3} \quad (3-42_1)$$

以动压降  $\Delta h_{\min}$  代替必须汽蚀余量  $h_{sv}$ ；具体表达  $v_1$ ，并与式 (3-42<sub>1</sub>) 表达的  $v_1$  一并代入式 (3-41<sub>1</sub>) 可得

$$h_{sv} = \frac{1}{2g} \left[ (\lambda_1 + \lambda_2)^{1/3} \left( \frac{\lambda_2 \pi n^2}{1800} Q \right)^{2/3} + \lambda_2 \left( \frac{\pi n D}{60} \right)^2 \right] \quad (3-43)$$

如取  $\lambda_1 = 1.0$ 、 $\lambda_2 = 0.2 \sim 0.25$ ，则可得

$$h_{sv} = (2.685 \sim 3.158) \times 10^{-4} (Qn^2)^{2/3} + (2.795 \sim 3.494) \times 10^{-5} (nD)^2 \quad (3-43_1)$$

[举例] 设某泵站泵叶轮直径  $D = 3.1\text{m}$ ，转速  $n = 150\text{r/min}$ ，设计工况点扬程  $H = 7.0\text{m}$ ，流量  $Q = 30.2\text{m}^3/\text{s}$ 。由式 (3-43<sub>1</sub>) 可求得动压降即必须汽蚀余量  $h_{sv} = 8.11 \sim 9.97\text{m}$ 。

说明：对于水泵选型，如已给定各种工况下可信的  $h_{sv}$  值，可直接应用；如给定汽蚀比转数  $C$  或汽蚀系数  $\sigma$ ，可用式 (3-29) 或式 (3-40) 计算  $h_{sv}$ ；如能给出动压降系数  $\lambda_1$  和  $\lambda_2$ ，确定性能和结构参数  $n$ 、 $Q$ 、 $D$  后可用式 (3-43) 计算  $h_{sv}$ 。

(5) 水泵管路特性与水泵工作点。水泵运行中，进水管、出水管及管道附件有水力损失，正常情况水力损失与流量平方成正比，水泵管路特性即水力损失特性。

1) 局部损失。水泵进、出水管局部损失通常包括进口损失、拦污栅损失、闸门槽损失、弯管损失、拍门和出口损失等。局部损失按下式计算：

$$h_m = \xi \frac{v^2}{2g} = S_m Q^2 \quad (3-44)$$

$$S_m = \frac{8}{g\pi^2} \xi D^{-4} = 0.0826 \xi D^{-4} \quad (3-45)$$

式中  $\xi$ ——局部损失系数，由水力学手册一类工具书查得；

$S_m$ ——局部损失阻力系数 ( $s^2/m^5$ )；

$v$ ——流速 ( $m/s$ )；

$Q$ ——流量 ( $m^3/s$ )。

2) 沿程损失。沿程损失按下式计算：

$$h_f = \lambda \frac{L}{D_r} \cdot \frac{v^2}{2g} = S_f Q^2 \quad (3-46)$$

沿程损失阻力系数为

$$S_f = \frac{8\lambda}{g\pi^2} D_r^{-1} D^{-4} L = 10.29 n^2 D_r^{-4/3} D^{-4} L \quad (3-47)$$

式中  $D_r$ ——管道水力直径，圆管： $D_r = D$ ，矩形管  $D_r = \frac{3bh}{b+h}$ ；

$b$ 、 $h$ ——断面宽度和高度 ( $m$ )；

$L$ ——管道长度 ( $m$ )；

$\lambda$ ——管道摩阻系数；

$n$ ——糙率系数。

摩阻系数、糙率系数等由水力学手册一类工具书查得或参考本书专题 3 计算。

3) 管道水力损失特性。局部损失与沿程失之和即总水力损失。设总水力损失阻力系数为  $S$  ( $s^2/m^5$ )，则总水力损失  $h$  ( $m$ ) 为

$$h = h(Q) = S Q^2 \quad (3-48)$$

$$S = S_m + S_f$$

需要指出的是：低扬程泵管道水力损失主要是局部损失，包括进口、出口及管道附件损失，管道转向及断面扩散损失等；沿程损失有时甚至可忽略不计。高扬程泵管道较长，水力损失可能主要是沿程损失。

4) 水泵工作点和泵装置效率。泵站进、出水池水位差即泵站扬程，或称净扬程，用  $H_{st}$  代表，单位  $m$ 。如果泵出水管管口为淹没状态，不计进、出水池的水力损失，则净扬程也就是泵装置扬程，用  $H_{sy}$  代表，单位  $m$ ，即  $H_{sy} = H_{st}$ 。

运行中的水泵实际扬程

$$H = H_{sy} + h = H_{sy} + S Q^2 \quad (3-49)$$

由式 (3-27)

$$H = A Q^2 + B Q + C$$

装置扬程  $H_{sy}$  及管道阻力系数  $S$  已知时，联立式 (3-27) 和式 (3-49) 可以求得流量  $Q$

$$Q = \frac{1}{2(A-S)} \{ \pm [B^2 + 4(A-S)(H_{sy} - C)]^{1/2} - B \} \quad (3-50)$$

式中正负号依  $(A-S)$  正负决定， $(A-S)$  正则取正，负则取负（一般均为负值）。

水泵工作点亦可图解，图解方法如图 3-39。

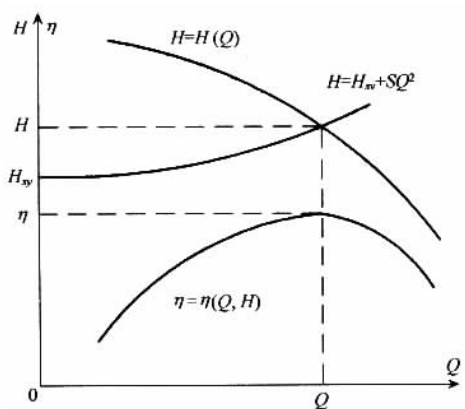


图 3-39 水泵工作点图解

水泵扬程、流量既知，如效率系数亦知，则由式（3-39）或式（3-30）可求得泵效率  $\eta$ 。

水泵扬程、流量、效率既知，则由式（3-24）可求得轴功率  $P$  (kW)

$$P = \frac{\rho g Q H}{1000 \eta} \quad (3-51)$$

由式（3-49），如设装置扬程与泵扬程比值为管道效率  $\eta_{pi}$ ，则

$$\eta_{pi} = \frac{H_{sy}}{H} = \frac{H - SQ^2}{H} \quad (3-52)$$

根据水泵原理，水泵工况相似常数  $K = H/Q^2$ ，于是式（3-52）又可写为

$$\eta_{pi} = \left(1 - \frac{S}{K}\right) \quad (3-52_1)$$

至此，可以写出表达泵站流体输送中能量转换和传递的重要指标——泵装置效率（设为  $\eta_{sy}$ ）

$$\eta_{sy} = \eta \cdot \eta_{pi} = \eta \left(1 - \frac{S}{K}\right) \quad (3-53)$$

则轴功率计算式（3-51）也就可写为

$$P = \frac{\rho g Q H_{sy}}{1000 \eta_{sy}} \quad (3-51_1)$$

## （二）水泵的结构类型

不同类别的叶片泵有不同的结构型式；同一类型泵也还有多种不同结构型式。

### 1. 按吸水方式分型

按吸水方式不同，离心泵有单吸式和双吸式，在结构上，单吸式较双吸式简单；但对于口径较大，流量较大的离心泵（如表 3-10 中高比转数离心泵），为平衡叶轮吸水所产生的过大的轴向力，并为改善汽蚀性能，则多采用双吸式结构。

### 2. 按泵轴方向分型

泵轴方向决定于泵站站房型式和设计布置等方面的要求。泵轴方向分卧轴、主轴、斜轴三种。中、小型离心泵和混流泵多采用卧轴，结构简单，安装、检修方便；中、小型轴流泵多采用立轴，泵叶轮置于进口最低水位以下；中、大型离心泵和混流泵可立轴可卧轴；中、大型轴流泵多采用立轴，也有采用卧轴及斜轴。

### 3. 按叶轮级数分型

为提高单泵扬程，可采用多级泵，即采用多个叶轮串接，通常主要是离心泵。结构构造上单级泵简单；但扬程特别高时，从制造工艺和性能考虑，宜用多级叶轮。

### 4. 按泵壳形状和剖分形式分型

离心泵根据叶片槽道形状分为扩散器（导叶）型和蜗壳形；混流泵有蜗壳形和类同常规轴流泵的导叶形，采用导叶形泵壳的混流泵即称导叶式混流泵。为便于安装、检修，也有将泵壳作成可剖分结构。泵壳剖分方式有：垂直轴向剖分，即节段式，多见于多级离心泵、单吸蜗壳泵；水平剖分，即所谓水平中开式，多见于双吸离心泵、卧式轴流泵或导叶式混流泵。

### 5. 按特种结构或特殊作用分型

(1) 贯流泵。水泵电动机直联或用行星齿轮、伞齿轮减速箱传动。电动机装于双层壳体中，或其外壳直接置于大口径管（流）道中。水泵可为轴流泵可为混流泵；按流道型式及水泵与电机的方位关系又有竖井贯流式、灯泡贯流式（前置灯泡式和后置灯泡式）等。贯流泵适用于低扬程大口径泵。

(2) 潜水电泵。水泵电动机直联，共置于水源水池中，水泵离心式、混流式，轴流式均可，泵口径从 20mm 至 1.5m 左右。

(3) 其他特种泵。其他特种叶片泵还有无阻塞离心泵，自吸式离心泵，输沙或输送泥浆的离心泵，水轮泵，双向轴流泵等。

## （三）水泵的选择

### 1. 水泵选型原则

(1) 满足供水、排水任务要求，并力求实际运行工作点接近泵最优运行工作点。

(2) 动力性能（流量、效率参数等）、耐汽蚀性能好，确保在各种特征扬程下安全、可靠并高效运行。

(3) 泵结构合理，建站投资省。

(4) 便于安装、检修。

(5) 利于综合利用。

### 2. 选择水泵的步骤

(1) 根据泵站的设计流量并考虑备用要求初步确定水泵台数，即确定单泵流量。

(2) 根据泵站扬程和单泵流量，在现有产品中选择适用的泵型或水力模型。

(3) 初拟泵装置方案，完成管道特性计算，校核水泵在各种扬程（设计、最高和最低）下的流量、效率指标和汽蚀安全性指标，并作技术经济比较。

(4) 如果没有符合要求的现成产品或为适应变工况运行，可考虑变速、变径、变角

等调节措施；或根据工程需要委托厂家设计试制新型水泵。试制新泵时，要提出扬程、流量、比转数等参数，以及使用条件和泵体结构型式要求等。必要时，可通过模型试验优选水力模型和泵装置。

### 3. 水泵选型中的几个问题

(1) 水泵台数确定。水泵台数的多少，关系到泵站工程投资和运行管理，也关系到保证灌排的可靠程度。

1) 建站投资方面，无论机电设备费或是土建工程费，在设备容量一定的情况下，一般机组台数越少投资越省；但是，如泵口径很大（泵口径 3m、4m 以上）、机组台数过少（少于 2 台、3 台）则费用可能较大。

2) 运行管理方面，通常机电设备容量愈大，泵及配套动力机效率越高；机组台数愈少，需要的运行人员及维修费用等亦少。

3) 提水保证性和适应性方面，台数越多，越容易适应不同时期不同供水、排水流量的要求；多机组泵站运行期间个别机组发生故障，对供、排流量的影响也小。

4) 通常，排水站排水过程中的流量变化比供水站大，所以排水站的水泵台数应相对多一些。不论供水、排水，适宜的泵机组台数大致为 4~8 台，最好选单数。对于小型泵站，虽然总流量小，但泵口径也不宜过小，即台数不宜过多。有人建议排水流量小于  $4\text{m}^3/\text{s}$  的场合可以选用 2 台，其流量比 1:2。江苏省某些地区对  $1\sim 2\text{m}^3/\text{s}$  小型排灌结合站提倡“一大一小、一机（柴油机）一电（电动机）、一灌（为主）一排（为主）”建站方案。大于  $4\text{m}^3/\text{s}$  的场合，宜选 3 台以上。

多梯级泵站选择水泵时，除满足各级站本身的流量和扬程要求外，还必须保证上下梯级泵站在各种流量下运行协调一致。因此，对于一级站，应考虑多机组方案，对于最后一个梯级站可以考虑少机组方案。梯级泵站流量协调也可以通过采用可调节泵或大、小泵搭配方案实现。

(2) 水泵类型。根据供、排水扬程要求及各类泵的特点，高扬程无疑需用离心泵；扬程很低时，宜用轴流泵；介于两者之间的可用混流泵。但须指出：当泵站设计扬程处于可用离心泵也可用混流泵时，若扬程变化较大，一般宜选用离心泵或用可调节的混流泵；当泵站设计扬程处于可用混流泵也可用轴流泵时，若扬程变化较大，一般宜选用混流泵，或用可调节的轴流泵。从动力特性曲线看，比转数愈低，效率曲线愈平缓，即水泵高效率工作区域愈宽；相反，比转数愈高则效率曲线愈陡，水泵的高效率工作区域愈窄。最大扬程的运行稳定性方面，比转数愈低适应性愈好。

(3) 装置型式的选择。水泵装置型式即泵轴方向，有立式（竖轴）、卧式（横轴）和斜式（斜轴）三种，其主要优缺点列于表 3-12。

泵型选择中还应注意：一般同一个泵站宜选择同一泵型，在同一排灌区内的各泵站尽可能选用同一类泵型，以利设备购置、安装、运行操作和维修管理。



表 3-12 各种泵装置型式缺点比较

	横轴型	竖轴型	斜轴型
优点	<p>(1) 泵叶轮在水面以上(中、小型泵), 腐蚀轻;</p> <p>(2) 主要部件的保养检查方便;</p> <p>(3) 拆装方便, 特别是水平中开泵, 不须挪动动力机即可拆、装;</p> <p>(4) 能和横轴动力机简单地直联, 可用定型的动力机(中、小型泵);</p> <p>(5) 价格较便宜;</p> <p>(6) 吊车容量小, 且利于降低站房高度;</p> <p>(7) 对于贯流泵, 利于减少管道长度, 流向不变</p>	<p>(1) 占地面积小;</p> <p>(2) 叶轮在水中, 利于防止汽蚀;</p> <p>(3) 启动简单, 无须充水, 易实现自动运行;</p> <p>(4) 动力机的高程位置任意, 防洪要求易满足;</p> <p>(5) 便于从深处提水;</p> <p>(6) 防水保护简单, 可置于室外;</p> <p>(7) 对大型泵, 其部分外壳可用混凝土结构, 利于节省设备费, 亦利于缩短站房底板长度</p>	<p>(1) 主要部件的保养检查、拆卸装配与横轴型同;</p> <p>(2) 汽蚀的安全性、启动的难易程度、电动机的防洪等与立轴同;</p> <p>(3) 利于减小泵段及管道变曲度</p>
缺点	<p>(1) 横向尺寸大, 占地面积大;</p> <p>(2) 吸程过高时, 易生汽蚀;</p> <p>(3) 须充水启动, 操作复杂;</p> <p>(4) 洪水位高时, 电动机保护要求高, 有时须加高隔水墙;</p> <p>(5) 除贯流泵外, 口径过大不宜</p>	<p>(1) 主要部件在水中, 易腐蚀;</p> <p>(2) 主要部件检查不便;</p> <p>(3) 拆卸修理稍难, 常须拆除动力机(或传动装置);</p> <p>(4) 需用立轴动力机, 结构比较复杂;</p> <p>(5) 用横轴动力机(比如柴油机)须附伞齿轮或皮带传动装置, 传递功率受限制;</p> <p>(6) 价格一般较高;</p> <p>(7) 吊车的容量大, 站房高度大</p>	<p>(1) 限用于扬程比较低的轴流泵、混流泵;</p> <p>(2) 占地面积介于横轴和立轴之间;</p> <p>(3) 为了拆卸、检查, 常须于进口设闸门或检修阀;</p> <p>(4) 安装操作要求高;</p> <p>(5) 电动机类型特殊;</p> <p>(6) 使用横轴的动力机时, 要有特殊的传动装置; 直接传动时, 站房支承结构复杂</p>

注 此表参考(日)泵技术者联盟泵手册编辑委员会编, 水泵手册, 严登丰译, 北京: 水利电力出版社, 1983。

#### 4. 水泵选型技术经济指标讨论

水利部行业标准《泵站技术管理规程》规定, 泵站管理必须按八项技术经济指标考核。影响八项指标的因素包括供排水规划、工程(主要是过流设施)设计、动力机配套、水泵性能等, 其中最主要的影响因素可能是水泵选型和合理运用。因此, 泵站设计亦应以若干技术经济指标衡量。以下讨论与水泵选型有关的技术经济指标, 但仅作参考。

(1) 投资效益指标。扬程相同时, 投资效益应可用“单位功率流量”、“单位投资流量”或其倒数表达。

$$\begin{aligned} \sum Q / \sum P &= \max & \sum P / \sum Q &= \min \\ \sum Q / P_K &= \max & P_K / \sum Q &= \min \end{aligned}$$

式中  $Q$ ——单泵流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$P$ ——电动机配套功率 ( $\text{kW}$ );

$P_K$ ——投资现值 (万元)。

(2) 泵口径的性能价格比指标。扬程一定, 泵站总流量  $\sum Q$  要求一定时, 机组台数 ( $N$ ) 决定泵口径 ( $D$ )。装置扬程  $H_{sy}$  及  $\sum Q$  相同,  $N$  变化时, 包括水泵在内机电设备总价稍有变化; 土建投资可能有较大变化。工程总投资似可用下式表达:

$$P_K \propto N^\alpha D^{(2+\beta)}$$

式中  $\alpha$ 、 $\beta$ ——影响投资小于 1 的指数, 须总结工程实践而得;

$D$ ——泵口径。

如取:

$$\sum Q \eta_{sy} / P_K = \max$$

则可将泵口径因素的泵站投资性能价格比指标整理成下式:

$$\sum Q \eta_{sy} / P_K = N q n D^3 \eta_{sy} / [N^\alpha D^{(2+\beta)}] = q N^{(1-\alpha)} n D^{(1-\beta)} \eta_{sy} = \max$$

式中  $q$ ——与水力模型有关的水泵单位流量;

$\eta_{sy}$ ——装置效率。

(3) 同比转数模型可比流量指标。水泵比转数为

$$n_s = 3.65 n \sqrt{Q} / H^{3/4}$$

如  $n_s$ 、泵扬程  $H$  相同, 则

$$n \sqrt{Q} = n_s H^{3/4} / 3.65 = C$$

式中  $C$ —— $n_s$ 、 $H$  相同的模型泵的不变常数。

由此可得相同流量  $Q$  的“当量转速”(设为  $n_n$ ) 或“当量流量”(设为  $Q_n$ )。希望:

$$n_n = C \sqrt{Q} = \min$$

$$Q_n = C^2 / n^2 = \max$$

如将“当量流量” $Q_n$  乘以效率  $\eta$ , 以

$$Q_n \cdot \eta = \max$$

表达, 似可更准确地比较相同比转数的水力模型。

(4) 效率指标。由式 (3-30), 泵效率决定于效率常数  $K_f$ 、 $K_v$ 、 $K_z$ 、 $K_m$ , 因此, 在合理范围内, 效率常数越小越好。

设计工况水泵各分部效率通常为

离心泵:

$$\eta_h = 1 + 0.0835 \log \left( \frac{Q}{n} \right)^{1/3}; \quad \eta_v = (1 + 0.68 n_s^{-2/3})^{-1}; \quad \eta_m = 1 - 0.07 \left( \frac{n_s}{100} \right)^{-7/6};$$

轴流泵:

$$\eta_h = 1 - \frac{0.42}{(\log D + 2.828)^2}; \quad \eta_v = 0.96 \sim 0.99; \quad \eta_m = 0.95 \sim 0.98$$

式中符号意义同前。对于各种泵,  $K_f$ 、 $K_v$ 、 $K_z$ 、 $K_m$  均有确定的数值范围, 数值过小不可能; 数值过大, 泵效率性能必差。轴流泵及导叶式混流泵水力模型:

$$K_f \approx 0.086 K_0; \quad K_v = 0.01 \sim 0.04) K_0^{-1/2}$$

$$K_z \approx 100; \quad K_m = (0.02 \sim 0.05) Q_0 / \eta_{\max}$$

$$K_0 = H_0 / Q_0^2$$

式中  $K_0$ 、 $D$ ——最优工况点相似工况常数、叶轮直径;

$H_0$ 、 $Q_0$  和  $\eta_{\max}$ ——最优工况点扬程、流量和效率。

(5) 高效区范围指标。泵站扬程变化较大时, 宜选用高效区范围较宽的泵。一般地说, 低比转数泵高效区范围宽, 高比转数泵高效区范围窄。比转数相同或相近的水力模型, 高效率范围的可比性即上述效率常数  $K_z$ 。对于低扬程泵, 根据国内外现有模型分析,  $D = 0.3\text{m}$  时  $K_z \approx 100$ , 计算结果说明:  $K_z > 150$  以上的模型高效区范围不理想。

(6) 汽蚀特性指标。以动压降表达法计算水泵临界汽蚀余量时, 任意工况点的动压降(临界汽蚀余量)可用下式表达(推导说明见本书专题《泵站特性预测》):

$$h_{sy} = \lambda_1 \frac{v_1}{2g} + \lambda_2 \frac{w_1^2}{2g} + \lambda_3 \frac{(v_1 - v_{10})^2}{2g}$$

根据实际试验点距, 运用约束优化方法可求得  $\lambda_1$ 、 $\lambda_2$  及  $\lambda_3$  系数。  $\lambda_1 \approx 1$ ;  $\lambda_2 = 0.15 \sim 0.30$ ,  $\lambda_2$  过小不可能, 过大泵汽蚀特性必差;  $\lambda_3 = 5.5 \sim 11.0$ ,  $\lambda_3$  过小不可能,  $\lambda_3$  过大则非设计工况点汽蚀余量有急剧增大趋势。

(7) 泵叶片刚度指标。泵叶片薄利于提高效率; 但叶片过薄, 刚度可靠性差。相同性能的泵, 希望叶片厚度 ( $\delta$ ) 较大为好, 即

$$\delta / D \uparrow$$

(8) 综合动力特性指标。对于一定扬程的泵站, 综合特性似应反映流量、效率两方面特性。似可用下式表达:

$$Q_n \eta = \max$$

$$Q_n \eta / P = \max$$

式中  $Q_n$ ——模型可比的“当量流量”;

$\eta$ ——泵效率;

$P$ ——轴功率。

(9) 泵装置特性指标。泵装置特性包括泵特性和流道特性。泵特性一定时, 装置性能优劣主要反映流道水力损失。因流道水力损失  $h = SQ^2$ , 因此, 作为衡量指标即阻力系数  $S$  ( $\text{s}^2/\text{m}^5$ )。相同口径的泵装置, 可比的阻力系数主要是局部阻力系数; 任意不同的泵装置, 其特性优越与否可用  $D = 1\text{m}$  “单位局部阻力系数”  $S_{m,0}$  相比, 力求

$$S_{m,0} = \min$$

根据计算：不同泵装置型式及设计合理的不同流道， $S_{m,0}$ 大致范围：

$$S_{m,0} = 0.02 \sim 0.04$$

各种低扬程泵装置  $S_{m,0}$  计算值详见本书专题《泵站特性预测》。

## 二、动力机选择

泵站常用的动力机为电动机和柴油机。我国已建大、中泵站均用电动机。小型泵站及流动机组中亦多用电动机，用柴油机约占 1/3；少数水能资源丰富的地区也有水能提水泵，如水轮泵水、水锤泵等。国外如日本、荷兰等国，大泵站动力机有电动机，也有柴油机。两者比较，电力排灌成本较低，操作方便，运转故障少，便于自动化。在电力供应有困难或不能保证供应的地区，或者泵站年运行时间极短而输配电工程造价及“增容费”过大，选用柴油机为动力机有利。

### (一) 配套功率及转速的确定

#### 1. 配套功率确定

水泵选定后，一般在其样本上都给出相应的配套功率。如需要计算动力机的配套功率时，可按式(3-53)进行计算：

$$P = K \frac{1.36 \rho g Q H}{1000 \eta_p \eta_u} \quad (\text{PS}) \quad (3-53_1)$$

$$P = K \frac{\rho g Q H}{1000 \eta_p \eta_u} \quad (\text{KW}) \quad (3-53_2)$$

式中  $Q$ 、 $H$ ——水泵实际运行范围内对应于最大轴功率的流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) 及扬程 ( $\text{m}$ )；  
 $K$ ——功率备用系数，备用系数系考虑水泵性能曲线误差，水泵陈旧的功率增加或意外的附加功率等因素，根据《泵站设计规范》(GB/T50265-97) 确定，或参考表 3-13 选定；  
 $\eta_p$ ——水泵效率，取水泵工作范围内最大轴功率时的数值；  
 $\eta_u$ ——传动效率，直接传动时， $\eta_u = 1$ 。

表 3-13 备用系数

水泵轴功率 (kW)	< 5	5 ~ 10	10 ~ 50	50 ~ 100	> 100
电动机	2.0 ~ 1.3	1.3 ~ 1.15	1.15 ~ 1.10	1.10 ~ 1.05	1.05
内燃机		1.5 ~ 1.3	1.3 ~ 1.2	1.2 ~ 1.15	1.15

需要补充说明的是：对电动机，备用系数取大，即正常运行时，负荷非严重不足并不降低运行效率，即不增加电动机本身电能消耗。但是，备用系数大可能增大设备费用；同时，对于异步感应电动机，负荷率过低功率因数降低很多，这无疑会增加上部电气设备、供电网络中电能损失或增大无功补偿设备费。另一方面，为充分利用动力计，

对于运行期间出现最大轴功率机遇很少的泵站，电动机备用系数也可以直接取用 1。实际上，电动机在略大于额定功率条件下短时间运行是允许的，只要运行时温升不超限即可。温升限制与电动机绝缘等级有关，绝缘 A、E、B、F、H 级空气冷却的电动机，允许温升分别为 60℃、75℃、80℃、100℃和 125℃，环境温 35℃ 以下时允许增加负荷 5%~10%。对于柴油机，因铭牌标注功率系 12h 连续运转最大功率，通常持续运转功率取标注功率的 90%，因此，柴油机备用系数必须大于 1.1。

## 2. 转速的确定

动力机转速确定与水泵的转速和传动方式有关。如为直接传动，两者额定转速应相等；如为间接传动，动力机转速与水泵的额定转速有一定传动比关系。应当指出，同样容量的电动机，额定转速越高，体积愈小，设备费用和工程费用也愈省；但是，同样容量的电动机，额定转速愈高，异步电动机功率因数数值愈低，转差率变大，超载能力低。对于柴油机，因在额定转速上、下可以较方便地操作控制，且效率变化不大，因此机组转速配套则相对容易满足。

## (二) 电动机的选型

电动机属旋转电机。水泵配套电动机的功能是将电能转换为机械能，直接或通过传动装置输送至泵轴。

### 1. 电机的类型

(1) 按电流类型分。电机分为直流电机和交流电机，交流电机又分为异步电机（用字母 Y 代表）和同步电机（用字母 T 代表）；按电流相数分有三相交流电机和单相交流电机。异步电动机按转子结构又分为鼠笼式（用字母 Y 代表）和绕线式（用字母 YR 代表）两类。固定泵站一般有三相电源，均用三相交流电动机，主要是鼠笼式三相异步电动机；有调速要求并采用串级调速方式时用绕线式异步电动机，大型泵则多用同步电动机。

(2) 按结构尺寸分。电机分为大型电机（机座号 16 以上，机座中心高 630mm 以上，定子铁芯外线 1000mm 以上，功率 1250kW 以上），中型电机、小型电机（机座号 129、机座中心高 80~315mm，定子铁芯外径 125~560mm，功率 0.6~125kW）。

(3) 按防护型式和绝缘等级分。电机有开敞式、防护式、封闭式、防水式、水密式、潜水式、隔爆式 7 类。电机绝缘按耐热性分为 A、E、B、F、H 5 个等级，分别限制绕组温度不得超过 105℃、120℃、130℃、155℃和 180℃。

(4) 按安装方式和冷却方式分。按安装方式，有立式电机（立式用字母 V 表示）；鼠笼立式异步电动机（用字母 YL 代表），绕线立式异步电动机（用字母 YRL 代表），同步立式电动机（用字母 TL 代表）和卧式电机（卧式用字母 B 表示）；按冷却方式，有空气冷却和液压冷却、封闭循环空气冷却等。

### 2. 电动机的选择

(1) 电动机基本参数。电动机基本参数包括：

1) 相数  $m$ 。 $m = 3$ ：对称三相。

2) 接线端子间的线电压  $U$  及额定电压  $U_0$  (单位 V 或 kV)。关于电压等级, 小型电动机通常用低压 380V, 大型电动机多用高压 10kV 或 6kV。

3) 频率  $f$ 。我国规定为 50Hz (工频)。

4) 电流  $I$ 、额定电流  $I_n$  和堵转电流  $I_{st}$  (单位 A)。普通鼠笼型电动机全压起动时最大电流接近堵转电流值。

5) 轴端输出功率  $P$  及额定功率  $P_N$  (单位 W 或 kW)。

6) 功率因数  $\cos\varphi$ 。

$$\cos\varphi = P / (P^2 + Q^2)^{1/2}$$

式中  $Q$ ——无功功率 (var 或 kvar)。

7) 转速  $n$ 、同步转速  $n_0$  (单位 r/min) 及转差率  $S$ 。

$$n_0 = \frac{60f}{p}$$

式中  $p$ ——极对数。

$$S = \frac{n_0 - n}{n_0} \times 100\%$$

8) 额定转矩  $T_N$ 、启动转矩  $T_1$ , 反映电动机超载极限的转矩最大值  $T_m$  (单位  $N \cdot m$ ) 及过载能力系数  $\lambda$ 。

$$\lambda = T_m / T_N$$

普通异步电动机  $\lambda = 1.6 \sim 2.2$ ; 有特殊要求 (如起重冶金机械等用) 的异步电动机  $\lambda = 2.2 \sim 2.8$ 。

9) 效率  $\eta$ 。

$$\eta = \frac{P}{\sqrt{3}UI\cos\varphi}$$

10) 温升  $\Delta t$ 。绕组的工作温度与环境温度的差值 ( $^{\circ}C$ )。

(2) 电动机工作特性。水泵配套电动机的工作特性主要指电动机外特性。

1) 异步电动机电磁转矩和转矩转差特性。电动机拖动水泵工作的力矩是其电磁转矩。根据电机学, 异步电动机转矩与其转子电流的有功分量成正比,

$$T_{em} = KI_2 \cos\varphi_2 \quad (3-54)$$

式中  $K$ ——常数;

$I_2$ ——转子电流;

$\cos\varphi_2$ ——功率因数。

式 (3-54) 表达异步电动机物理概念, 无法直接应用; 实际运行中的异步电动机, 将转子电流与转差率  $S$  建立关系, 电磁转矩用异步转矩  $T$  代替, 则得额定电压条件下异步电动机转矩转差特性。

$$T_{em} = T = T_m \frac{2 + 2S_K}{\frac{S}{S} + \frac{S}{S_K} + 2S_K} \approx T_m \frac{2}{\frac{S}{S} + \frac{S}{S_K}} \quad (3-55)$$

式中  $S_K$ ——相应于最大转矩了  $T_m$  的临界转差率。

电动机在额定负载以下运行时,  $S \ll S_K$ , 因此, 式 (3-55) 又可近似表达为

$$T = \frac{2T_m S}{S_K} \quad (3-55_1)$$

$S_K$  是电动机设计参数之一, 可由产品样本查得; 固额定功率时应有额定转差率, 设其为  $S_e$ , 如过载系数  $\lambda$  已知, 根据式 (3-55),  $S_K$  亦可由下式计算求得

$$S_K = \frac{\sqrt{(2S_e + \lambda + 1)(\lambda + 1)} + 1}{1/S_e - 2(\lambda - 1)} \quad (3-56)$$

2) 电动机运行特性。异步电动机对电网是感性负荷, 功率因数为滞后性质, 数值较低且不可调; 提高功率因数必须附加电容器补偿。异步电动机功率因数及效率随负载不同而不同, 但当负载大于 50% 额定值以上时, 变化很小, 最大效率约处 3/4 额定负荷位置。电磁转矩  $T$  及定子电流  $I$  随负载增大而增大。

同步电动机功率因数为越前性质, 数值可调, 甚至可通过加大励磁电流使同步电动机处于过励状态, 从电网吸收越前的无功功率。同步电动机空载运行时并可作为调相机, 向电网输送无功电。图 3-40 及图 3-41 分别为异步电动机和同步电动机运行特性曲线。

3) 电动机的起动特性。异步电动机特别是鼠笼型异步电动机起动电流很大, 既造成机身发热, 同时冲击电网。如果电网或供电设备容量允许, 鼠笼式异步电动机可全压起动, 即直接起动; 不能满足直接起动条件时可采用降压起动方式。同为鼠笼式异步电动机, 深槽式鼠笼型转子及双笼转子可以明显改善起动特性。降压起动方式有电抗器降压起动、Y— $\Delta$  降压起动, 自耦变压器降压起动等。绕线式异步电动机因转子回路可外接电阻或频敏电阻, 既能限制起动电流又可提高功率因数  $\cos\varphi_2$  以增大起动转矩; 起动过程电阻分段切除, 形成电动机分级起动。

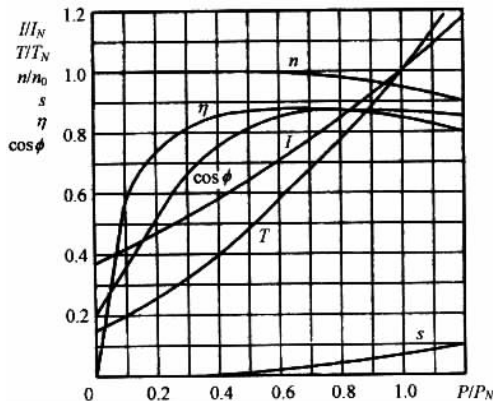


图 3-40 异步电动机特性曲线

同步电动机起动较异步电动机复杂。泵站工程大型同步电动机目前广泛采用异步起

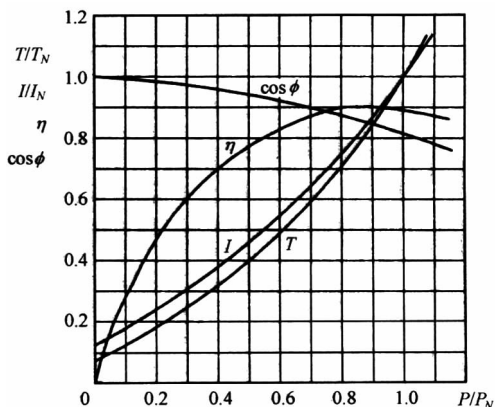


图 3-41 同步电动机特性曲线

动法；如结合调速而设置有专门调频电源时，则也可以较方便地采用调频起动法。异步起动方法的原理和步骤：励磁绕组接 5 ~ 10 倍自身电阻值的外接电阻，起动时电阻短接，定子绕组接入三相电源后，因有笼型起动绕组存在，同步电动机被异步起动；待转速上升至 1/2 同步转速时，逐步切除外接电阻；当转速上升至同步转速 95% 左右（亚同步）时接入励磁电源，建立主磁场，同步电动机在同步电磁转矩作用下被牵入同步转速。同步电动机采用异步起动方法的起动特性在牵入同步前与异步电动机起动特性基本相同，只是起动过程中，负载变化、励磁电流大小、投励时刻均须严格掌握（详见本章第二节有关内容）。调频起动法即先将励磁绕组接入励磁电源，定于电源的频率经变频器使之由零渐升，直至最终达额定频率 50Hz。起动过程中，电动机以由低到高连续变化的同步转速旋转，直至达到额定的同步转速，起动操作简单，起动过程平稳、可靠。

4) 电动机的调速性能。电动机实现调速功能有以下几种方法：①变频调速；②变极调速；③变转差调速；④绕线式电动机串级调速。变频调速即通过改变电源频率实现调速。优点是平滑性好，调速范围宽，效率高，通过适当地控制，并可实现恒转矩调速和恒功率调速；缺点是必须增设专门设备变频器，投资大，调速范围过大时变频器损耗大。变极调速即通过改变定子绕组极对数实现调速。优点是投资较省，效率高；缺点是有限地分级变速，仅适用专门设计的鼠笼型异步电动机或同步电动机。变转差率调速即绕线式异步电动机转子串接可调电阻、鼠笼式异步电动机改变定子电压的调速。优点是方法简单；但效率低（转子串接电阻）、转矩变化大（改变电压），仅适用于小型异步电动机。

绕线式异步电动机串级调速的实质是在转子电路中串接一频率与转子频率相同、相位与转子电势相差 180° 的电势，该电势的作用与转子串接电阻的作用相同但不耗电，改变电势值即可改变一定负载转矩下的电动机转速。这种调速方法的优点是调速范围较宽，效率高，缺点是设备造价稍高。

5) 电动机选择。电力排灌泵站的电源均为三相交流电，因此，作为水泵配套动力机的电动机均选择三相交流电动机。中、小型泵站普遍采用异步电动机；大型电力泵



站，为提高功率因数多采用同步电动机。异步电动机中，采用鼠笼式异步电动机居多，在电网或供电设备容量不能满足鼠笼式电动机起动要求或有变速调节要求并采用串级调速方式时，也有选用绕线式电动机。电动机具体选型中，当功率小于 100kW 时，因起动转矩、转差率和功率因数等方面无特殊要求，一般选用 Y 系列机座带底脚、端盖上有凸缘的鼠笼感应电动机 Y80 ~ Y280，电动机效率约 0.9 左右；较大功率立式安装者，可选用 Y 系列机座不带底脚、端盖上有凸缘、轴伸向下的立式鼠笼感应电动机 Y180 ~ 280，电动机效率一般大于 0.9。功率在 100 ~ 300kW 时，可采用 YQ、YRQ 系列异步电动机或 T、TL 系列同步电动机（Q 表示特别加强绝缘，R 表示绕线式转子，T 表示同步，L 表示立式）。功率 500kW 以上多采用同步电动机。同步电动机成本较高，但具有可调的功率因数和较高的效率。功率相同时，设备费用还与电机极数有关。图 3-42 表示异步电机和同步电机从初投资考虑的适用范围。图中 A 区为异步电机，C 区为同步电机，B 区为重叠带。电动机最终选定尚须作详细技术经济比较。

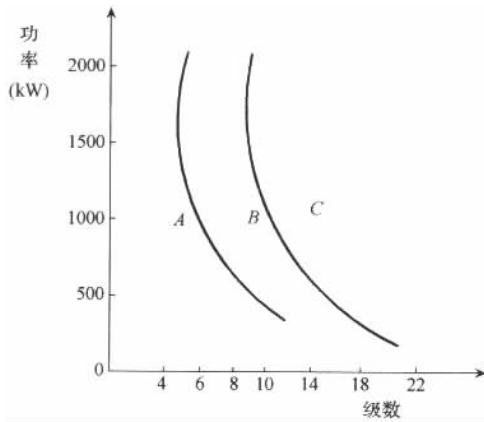


图 3-42 异步电动机和同步电动机适用范围示意图

### （三）柴油机的选型

#### 1. 柴油机的分类和型号

柴油机按气缸数分：有单缸及多缸（2、3、4、6、8、12 缸），固定安装泵配套柴油机用多缸柴油机；按冲程分：柴油机有二冲程和四冲程两种；按气缸布置型式分：有单缸卧式、单缸立式、多缸直列式及多缸 V 型排列式等；按冷却方式分：有风冷和水冷；按气缸直径分：有 65mm、70mm、75mm、85mm、90mm、95mm、100mm、105mm、120mm、125mm、135mm、146mm、160mm 等系列。

柴油机型号：如 495、4120。第 1 个字母 4 即指 4 缸；95 和 120 指缸径 95mm 和 120mm；缸数与缸径数字之间无字母代号指四冲程，如加“E”则指二冲程。

柴油机的性能包括两方面指标：一是动力性指标，由功率表示；二是经济性指标，由耗油率表示。功率、耗油率均随着曲轴转速或负荷的变化而变化，变化规律通常用速

度特性、调速特性、负荷特性表达，以经过试验得出的曲线表示。选用柴油机须熟悉柴油机性能，以便合理地使用并延长机器寿命，降低运行费用。以下介绍柴油机的有关指标和选择要求。

(1) 标定功率。根据国家标准，柴油机标定功率名称可分为四种，当给定某一功率时应给出相应的转速（标定转速  $r/\text{min}$ ）。

1) 15min、1h、12h 功率。分别表示柴油机允许连续运转 15min、1h、12h 的最大有效功率，一般以 12h 功率为柴油机的铭牌额定功率。

2) 持续功率。持续功率为柴油机允许长期连续运转的最大有效功率，可用于需要长期持续运转的各种场合，如排灌泵等。持续功率通常为 12h 功率的 90%。

柴油机生产厂家一般按用途、特点在铭牌上标明 1~2 种功率及其相应的转速，如表 3-14 列出了 495 柴油机的标定功率。

表 3-14 495 柴油机标定功率

标定功率	1h 功率	12h 功率	持续功率
PS/ ( $r \cdot \text{min}$ )	55/2000	50/2000	45/2000

水泵所选配的柴油机，应满足连续 12h 以上不停机运转。因此，对于设计工况，按持续功率选配；以运行期间水泵最大轴功率计算时可按 12h 功率选配。有短时间超负荷工作可能时，应校核是否超出容许限度，必要时，应适当放大配套功率。选配柴油机还要根据所在地气温、气压情况，校正柴油机的功率，保证合理配套。

(2) 指示功率、有效功率和机械效率。

1) 指示功率。表示气缸内的气体传送到活塞上的功率，常以符号  $N_i$  表示。

2) 有效功率。表示曲轴传送出来的实际功率，常以符号  $N_e$  表示。

3) 机械效率。有效功率与指示功率的比值称为机械效率，通常用  $\eta_m$  表示。

$$\eta_m = N_e / N_i$$

柴油机机械效率一般在 0.6~0.9。

(3) 燃油消耗率。1h 消耗的燃油量，称为小时耗电量，常用  $G_T$  表示，其与所发出的有效功率之比值称为燃油消耗率，单位是  $\text{g}/(\text{PS} \cdot \text{h})$ ，常用  $g_e$  表示，是表示柴油机经济性的指标。

(4) 速度特性曲线、调速特性曲线和负荷特性曲线。表示柴油机性能的还有速度特性曲线、调速特性曲线和负荷特性曲线，是研究柴油机与水泵合理配套、提高经济性的重要依据。

1) 速度特性曲线。在供油量不变的条件下，有效功率及燃油消耗率等指标，随转速变化的规律用曲线表示，称为速度特性曲线。其油门手杆固定在最大（供油）位置的速度特性曲线称为全负荷速度特性曲线，亦称为外特性曲线。其他供油位置的曲线称为部分负荷速度特性曲线。图 3-43 所示为 495 型柴油机的全负荷速度特性曲线。由图看出，转速改变，燃油消耗率  $g_e$  及有效功率  $N_e$  也随之变化。柴油机在为  $g_e$  最小的转速

下运行最为经济。同时，图 3-43 表明：当柴油机功率不超载时大致与转速成正比。如柴油机带动水泵而又因水位变化造成水泵工作点变动时，就需要改变供应量以改变柴油机特性曲线，并调节转速使柴油机保持最有利的运转状况。柴油机带动水泵工作时，水泵轴功率与转速的关系曲线（图 3-44 中的曲线 A）与柴油机的外特性曲线 B 不同。在低于额定转速下运转时，柴油机在部分负荷速度特性曲线  $B_1$ 、 $B_2$ ... 与水泵功率—转速关系曲线的交点（即工作点）上运转。显然，这时柴油机的潜在功率并没有全部发挥。但是，对照  $g_e-n$  曲线，当柴油机的工况在相当于燃油消耗率  $g_e$  为最小的转速  $n_e$  时，可以得到柴油机最经济的工况（即图中曲线  $B_1$  的工况）。

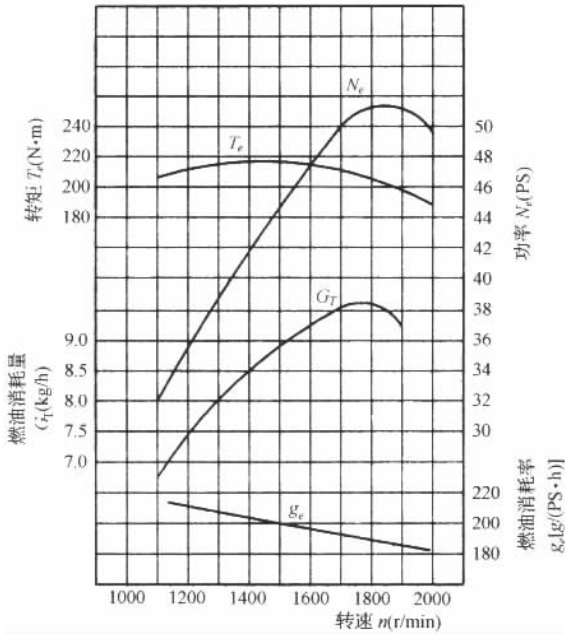


图 3-43 柴油机 12h 速度特性曲线

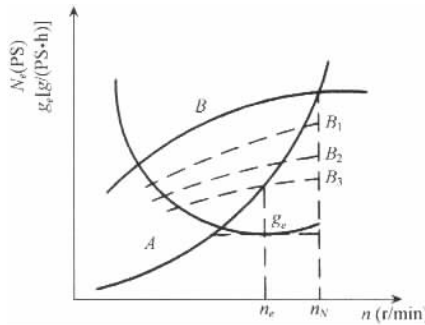


图 3-44 柴油机与水泵共同工作最经济工况确定



柴油机与水泵共同工作时，其转速不允许超过标定转速，因为水泵轴功率  $N$  随转速  $n$  的变化而陡急变化，转速增大柴油机功率势必急剧增大，这是不允许的。

对于同一柴油机配用不同型号的水泵，由于水泵特性不同，柴油机也必须变动工况与之相适应。图 3-45 为三台不同型号水泵的功率转速特性曲线  $N_{B1}$ 、 $N_{B2}$ 、 $N_{B3}$ 。水泵选型合适时，水泵的特性曲线与柴油机外特性曲线的交点，恰是在标定功率  $N_{eN}$  与标定转速  $n_N$  相交处。即图 3-45 中曲线  $N_{B2}$  与外特性曲线的交点 1，此时柴油机的功率可完全被利用。若所选水泵的特性曲线为  $N_{B1}$ ，柴油机在曲线  $N_{B1}$  与外特性曲线相交于点 2 处运转，则运转时不能达到标定转速  $n_N$ ，只能在转速成  $n_2$  处工作，此时柴油机的功率  $N_{e2} < N_{eN}$ 。若要达到  $n_N$ ，柴油机必然超负荷，超过额定功率值  $\Delta N_{eN}$ ，柴油机在外特性曲线界限以外 4 运转，对柴油机是不允许的。相反，如选用  $N_{B3}$  特性的水泵，则在额定转速时，柴油机只产生功率  $N_{e3}$ ，而  $N_{e3} < N_{eN}$ ，这时柴油机在外特性线以下运转（较额定功率值低  $\Delta N'_{eN}$ ）。若要水泵达到  $N_{eN}$ ，转速就要增大至  $n_6$ ，可能超过柴油机的最大允许转速，这也是不允许的。因此，柴油机与水泵配合不当，在柴油机功率比水泵所需功率过大时，不仅柴油机功率没有充分发挥，同时对水泵提水也不经济（燃油消耗率大）。如柴油机的功率比水泵所需功率小，仍以额定转速运转则必然超载，柴油机运转不稳定，且零件易损坏，甚至不能工作。

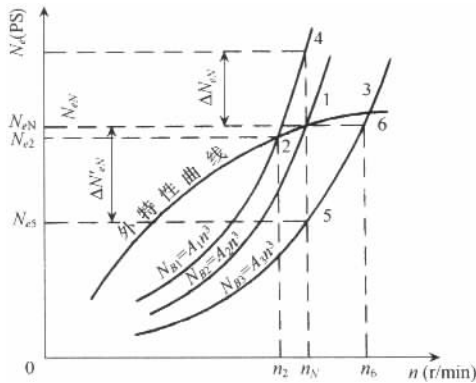


图 3-45 柴油机与不同型号水泵配套时工作情况

排灌泵站总是以一定频率或历史上较严重的旱涝年份水位特征值作为设计标准，因此实际运行时排灌动力的功率余裕多偏大，只有恰遇设计情况机组效率才最高；对排灌结合的泵站，排涝时更多在低扬程下工作，而扬程低，水泵按额定转速运转时，如为低比转数泵则功率增大，使动力机处于过负荷情况下工作，对机组工作不利，必须注意。

2) 调速特性曲线。从图 3-43 可以看出，转矩由  $215N \cdot m$  变化到  $180N \cdot m$  时，则转速由  $1400r/min$  变化到  $2000r/min$ ，说明当油门手杆位置固定不变时，阻力矩稍有变化，就会引起转速的很大变化，以致引起飞车或熄火事故。因此柴油机都装有调速器，使其能随着负荷的变化而自动调整供油量，保证柴油机在规定的转速范围内稳定运转。装有全程式调速器的柴油机，在不超负荷时，其转速及耗油率等性能指标随着负荷变化的规

律以曲线表示，称为调速特性曲线。

图 3-46 为 495 型柴油机在 12h 功率时（油门手杆在最大位置）的调速特性曲线。图中  $n$  曲线的  $ae$  段转速随负荷变化的规律表明，当负荷  $N_e$  逐渐增加，转速  $n$  随着下降，由于调速器自动将供油量调大（ $G_T$  曲线上升），有效转矩  $T_e$  也增大， $T_e$  曲线上升，用于克服增大的负荷，使转速下降不多。在不超负荷（不超过 50PS），调速器能保持转速在 2000 ~ 2100r/min 之间稳定工作。当超过负荷时，由于调速器不再能调大供油量，则按外特性的变化规律变化，如图中  $be$  段。

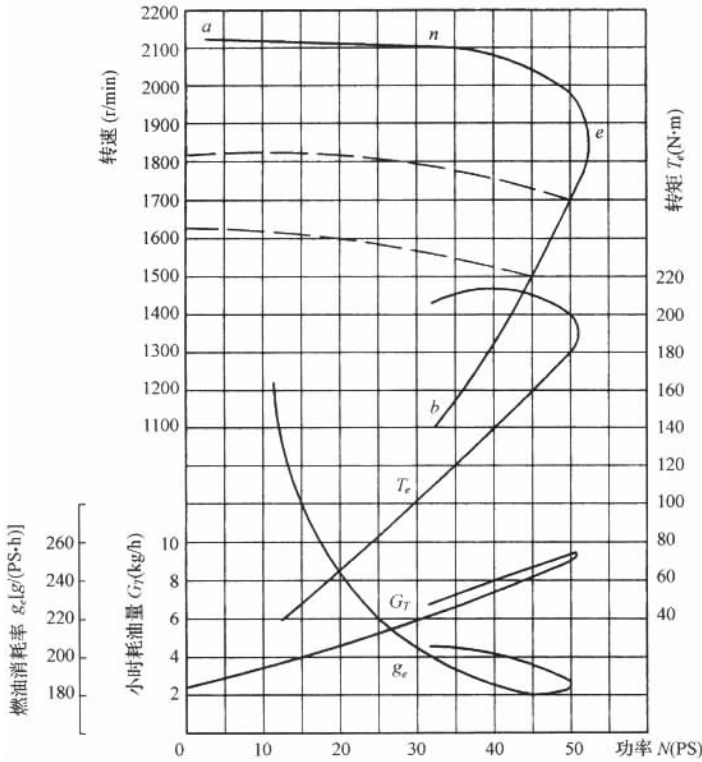


图 3-46 495 柴油机 12h 调速特性曲线

3) 负荷特性曲线。保持柴油机转速不变，改变负荷力矩，得出耗油量  $G_T$  及燃油消耗率  $g_e$  的变化曲线称为负荷特性曲线。一般柴油机在负荷为额定负荷的 80% ~ 95% 的范围内，燃油消耗率最低；若负荷再增大或减小，燃油消耗率都会显著增加。因此，在选择柴油机功率时，应力求与水泵功率配套。柴油机功率的富裕，可使燃油消耗率大大高于标准，从图 3-47 柴油机负荷特性曲线看出，不超载时，每小时耗油量  $G_T$  与有效功率  $N_e$  接近正比关系；同时也可以看出，燃油消耗率  $g_e = [1000G_T/N_e, g/(PS \cdot h)]$  在功率接近于满载的  $N_{e1}$  时，其值为最小，负荷大于或小于  $N_{e1}$  时，燃油消耗率都会增加。表 3-15 列出柴油机燃油消耗率随负荷减小而增大的关系。

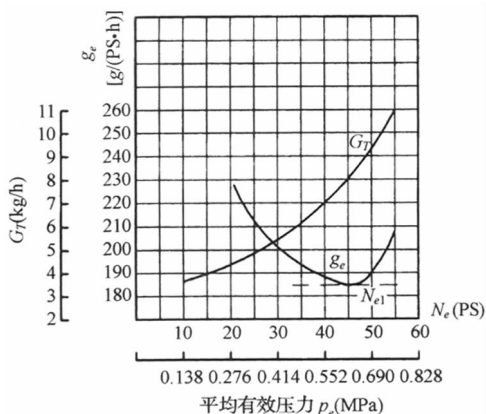


图 3-47 495 柴油机负荷特性曲线 ( $n = 2000r/min$ )

表 1-15 柴油机燃油消耗率与负荷的关系

负荷程度 (%)	100	75	50	25
油耗率增长倍数	1.00	1.05	1.20	1.30

表 3-15 说明，柴油机负荷不足很不经济。因此，与水泵配套的柴油机，必须避免功率偏大；如果已经采用了功率偏大的柴油机，则应当设法调整，或适当提高泵转速。

有时，柴油机和水泵的铭牌功率虽然配套合理，但由于传动装置传动比不准确（如皮带轮直径不对），水泵未达额定转速，或虽达额定值，但实际扬程过高（离心泵）或过低（轴流泵），则实际需要的功率小于其额定值，动力机的运行也不经济。

### 2. 柴油机—泵装置合理运行问题

所谓泵装置合理运行，即水泵工况变动时，通过改变柴油机转速以提高经济性，并避免使柴油机过载。具有全程式调速器的柴油机，在稳定工作范围内，通过调节供油量可以调节至任意所需转速。一定装置扬程条件下，如实际转速  $n$  能保证燃油消耗率  $g_e$  与泵装置效率  $\eta_{sy}$  比值  $g_e/\eta_{sy}$ （或称有效耗油率）最小，则最经济。

做法上，可以柴油机转速为横坐标，泵装置扬程为纵坐标，事先作出机组运转特性曲线；实际工作时，则可根据实际装置扬程，从运转特性曲线查出合理的工作转速。运转特性曲线可用以下两种方法作出。

(1) 根据水泵特性、管道特性和柴油机负荷特性，计算求出相应于某一装置扬程  $H_{sy}$  燃油消耗率  $g_e$  与泵装置效率比值 ( $g_e/\eta_{sy}$ ) 和转速  $n$  的关系，根据不同的装置扬程可得一系列相应比值最小的转速，据此绘出运转特性曲线。

(2) 实际测出机组运转特性曲线。水泵在某一装置扬程下工作时，变更转速，测出不同转速时柴油机的燃油消耗率  $g_e$ ，如图 3-48 曲线 1、2、3、4...，显然，这些曲线的最低点 A、B、C、D...，即代表在相应的扬程下  $g_e/\eta_{sy}$  最小的转速。由此即可作出机组运转特性曲线。根据机组运转特性曲线，由装置扬程即可找到相应的最佳转速。用实

测作出的运转特性线，较上述方法更能反映机组运转的合理性。

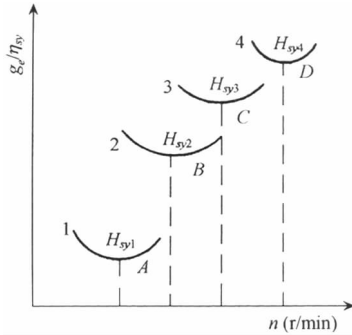


图 3-48 不同装置扬程下有效耗油率随转速变化曲线

### 三、大型泵机组选型配套

中、小型泵机组，按前述要求对水泵和动力机选型、配套即可；但是，对于大口径泵，相应动力机容量也大，机组选型时除前述要求外，还有一些特殊要求。比如水泵，特别是低扬程大口径泵，即使同一类型、同一装置型式，其具体结构还会有很大的不同，这对泵站建筑势必有很大的影响，如何选用合理的结构型式也大有讲究；泵性能方面，除扬程、流量、效率、汽蚀特性外，因大泵站工程重要，安全可靠要求高，选型时尚须注意泵的飞逸特性，注意附属机构及关键部件可靠性；多泥沙水源泵站更须特别重视应用耐蚀耐磨材料。动力机方面，对于一定的水泵及其装置，大型电动机除功率、转速的配套和温升校核外，还有转矩配套问题，即有起动转矩、最大转矩要求；异步起动的同步电动机还有牵入转矩要求，要校核一定电网容量、一定截流门控制条件下大型电动机在拖动大型水泵负载顺利起动的可能性和安全可靠性能。

#### （一）水泵飞逸校核

泵机组运行过程中，由于电力系统停电或动力机故障等，水泵会突发性地失去动力。如果这时管（流）道中无截流闭锁装置或闭锁装置不动作，则水体将由出水池经过水泵倒灌入进水池。由于水位差（反向水头）作用，管中水体逆流产生动能并作用于水泵，从而使机组逆转并逐步升速达到瞬时最大值。当水能与机组转速升高后所产生的机械摩擦和水力摩阻损失能量平衡时，机组保持在某个稳定的逆转转速下作无负荷水轮机工况运行，此转速即称为水泵的飞逸转速，反映水泵在一定作用水头下飞逸转速数值的特性即为水泵飞逸特性。

实际上，低扬程大型泵站多以虹吸真空破坏阀、拍门或快速闸门作为截流闭锁装置（亦称断流装置）。当用拍门时，门后有通气孔；用快速闸门时，门后有安全溢流孔道。因此，即使真空破坏阀和拍门、快速闸门正常动作并截断管道（流道）中水流，停泵后

出水管（流道）中仍有相当一部分水体要泄回进水池，就是说，仍有机组逆转问题，只是达到瞬时最大值之后，又渐次降低并回零。

机组产生过大逆转转速，一是电动机转子和水泵叶轮等转动部件高速旋转产生很大的离心力（与转速平方成正比），可能引起机件损坏；再者，转速很高时，还可能引起机组强烈振动以至影响到站房结构安全；另外，如电动机推力轴承镜板单向进油，则机组高速逆转还可能烧坏轴承（轴瓦或镜板）。因此，水泵选型时，要根据泵站布置情况核算飞逸转速，并据以校核叶片等部件机械强度和机组支承结构的刚度、强度及推力轴承工作状态；有时尚须据以校核结构共振。

叶片泵飞逸转速计算是停泵水锤计算的内容之一，详见本章第四节水锤计算部分。工程设计中，也可以依相似律用下式计算：

$$n_p = Kn_{IP} \sqrt{mH/D} \quad (3-57)$$

式中  $D$ ——泵叶轮直径（m）；

$H$ ——扬程（作用水头，m）；

$n_p$ ——飞逸转速（r/min）；

$n_{IP}$ ——单位飞逸转速，叶轮直径 1m 的泵在扬程 1m 时所具有的飞逸转速（r/min）；

$m$ ——修正系数。 $m = \eta_{n, \max} / \eta_{m, \max}$ ；

$\eta_{n, \max}$ 、 $\eta_{m, \max}$ ——原型泵和模型泵最高效率，近似计算时取  $m = 1$ ；

$K$ ——修正系数，与泵比转数  $n_s$  及  $m$  有关，近似计算时取  $K = 1$ 。

根据式（3-57），如果泵的单位飞逸转速  $n_{IP}$  已知，则泵在任意水头下的飞逸转速即可求得。单位飞逸转速通常应由水泵厂家提供，或通过模型试验求得。表 3-16 为国内已建大型泵站应用较多的几种轴流泵模型（ $D = 300\text{mm}$ ）的飞逸特性。表中数值不完整，但作为水泵选型基本满足要求，供参考。

表 3-16 模型轴流泵单位飞逸转速

叶片角度		+6	+4	+2	0	-2	-4
水力模型 $n_{IP}$ (r/min)	CJ-500		189		199		210
	CJ-700				211		228
	ZL-700		200	225	244	262	
	ZL-1000	222			250		

## （二）大泵机组对电动机起动特性要求

由前所述，对于大型泵机组，电动机除转速和功率满足水泵要求外，还有起动特性要求，以保证机组起动。兹分析介绍应用较多的同步电动机拖动大型轴流泵机组的起动特点。



同步电动机多用异步起动方式起动。起动可以分为两个阶段：第一阶段，定子绕组接至交流电网，同步电动机作为异步电动机起动；第二阶段，当电动机的转速达亚同步转速 ( $n = 0.95n_0$ ,  $n_0$  为同步转速) 时转子励磁，使电动机牵入同步，并转入稳定运行。为了完成机组起动，起动瞬间电动机的起动转矩必须大于水泵机组的静摩擦力矩；接近同步转速时，电动机的牵入转矩必须大于相应时刻水泵机组总阻力矩；而电动机的最大转矩应大于泵机组起动和运行过程中可能出现的最大阻力矩。

电动机拖动水泵机组，在起动过程中的力矩平衡方程式可用下式表示（不计泵内水体旋转附加惯性力矩，关于附加力矩的意义及计算详见本书专题）：

$$T_D - T_Z = J \frac{d\omega}{dt} = \frac{GD^2}{375} \frac{dn}{dt} \tag{3-58}$$

$$T_Z = T_C + T_S + T_B \tag{3-59}$$

式中  $T_D$ ——动力矩，即电动机电磁力矩 ( $N \cdot m$ )；

$T_Z$ ——机组负荷阻力矩 ( $N \cdot m$ )；

$T_C$ ——摩擦转矩；

$T_S$ ——机组损耗转矩；

$T_B$ ——水泵水力转矩；

$J$ ——机组转子转动惯量 ( $kg \cdot m^2$ )；

$\omega$ 、 $n$ ——角速度及转速 ( $rad/s$  及  $r/min$ )；

$t$ ——时间 ( $s$ )；

$GD^2$ ——机组转子的飞轮惯量 ( $N \cdot m^2$ )。

式 (3-58)、式 (3-59) 各量的关系可用图 3-49 表示。图中  $T_1$  是电动机起动转矩，机组起动时要求  $T_1 > T_C$ 。起动后电动力矩  $T_D$  如大于负荷力矩  $T_Z$ ，就能把剩余转矩 ( $T_D - T_Z$ ) 传给机转子，使之运转加速。因此， $\frac{GD^2}{375} \frac{dn}{dt}$  又称为机组的加速惯性力矩。

对于异步电动机，当转速达到某一值时，转矩  $T_Z$  与  $T_D$  相交于 A 点。  $T_D = T_Z$ ,  $\frac{dn}{dt} = 0$ ,  $n$  为  $n_0$  时机组进入稳定运转状态。对于同步电动机，当转速达亚同步转速时，将之牵入同步转速，这时的电动机电磁力矩称为牵入转矩  $T_2$ ，要求  $T_2 > T_Z$ 。

图 3-49 中电动力矩随转速增加而上升到最高点时即最大转矩  $T_m$ ，相应地转差率为临界转差率  $S_k$ 。如果已知机组负荷力矩及电动机起动力矩曲线，就可以全面掌握电动机及水泵起动过渡过程特性。 $T_D$ 、 $T_C$ 、 $T_S$  随转速  $n$  而变化；水泵转矩  $T_B$  既与水泵特性、进出水流道布置有关，也与起动时间、转速变化规律有关，可根据动态模型试验结果换算求得，亦可作近似计算。

### 1. 异步电动机或同步电动机异步起动的起动转矩 $T_1$

在启动瞬间电动机所能提供给转子的力矩称为起动转矩  $T_1$  ( $N \cdot m$ )，一般由电机制造厂家给出。由电机学，三相绕线式异步电动机的起动转矩可根据下式 (3-60) 计算：

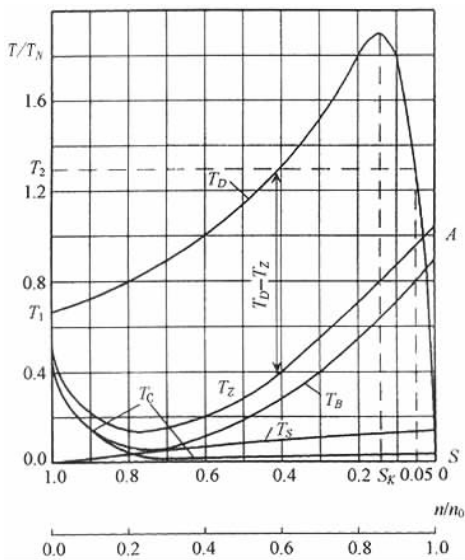


图 3-49 起动过程转矩示意图

$$T_1 = \frac{3pV_x^2 r_2}{2\pi f_1 [(r_1 + r_2)^2 + (x_1 + x_2)^2]} \quad (3-60)$$

式中  $v_x$ ——起动瞬间同步电动机的机端电压 (V);

$r_1$ ——定子有效电阻 ( $\Omega$ );

$r_2$ ——转子折合到定子侧的有效电阻 ( $\Omega$ );

$x_1$ ——定子绕组漏抗 ( $\Omega$ );

$x_2$ ——转子折合到定子侧的漏抗 ( $\Omega$ );

$m_1$ ——定子相数;

$p$ ——电动机极对数;

$f_1$ ——电源频率。

式中  $r_1$ 、 $r_2$ 、 $x_1$ 、 $x_2$  及  $p$ 、 $f_1$  等系电动机设计参数。这些参数不但影响起动转矩，同时也影响同步电动机其他性能，所以在选用起动转矩时要全面考虑。 $T_1$  用式 (3-60) 计算较麻烦，一般可选用额定转矩的 0.4~0.75 倍，要求厂家配合实际需要 (如江苏省江都泵站用 0.7 倍)，要求  $T_1 > T_C$ 。

### 2. 电动机牵入转矩 $T_2$ 与 $T_1$ 及 $S_K$ 的关系

$T_D$  随转差率 (亦即随时间) 而变。由式 (3-55) 并考虑电压影响时用式 (3-61) 近似计算:

$$T_D = \frac{2T_m}{\frac{S}{S_K} + \frac{S_K}{S}} \cdot \left(\frac{U}{U_0}\right)^2 \quad (3-61)$$

设电动机起动瞬间及牵入同步时机端电压分别为  $U_m$  和  $U_2$ ，由于电动机起动瞬间  $S = 1$ ，牵入同步时  $S = 0.05$ ，于是可推得牵入转矩  $T_2$  与  $T_1$  及  $S_K$  的关系如下：

$$T_2/T_1 = \frac{1 + S_K^2}{0.05 + 20S_K^2} \left( \frac{U_2}{U_m} \right)^2 \quad (3-62)$$

同步电动机启动后，在异步状态不断加速，转速达亚同步转速时，如能及时对转子绕组送直流电，则转速可很快达到同步转速；但是必须保证  $T_2$  大于当时机组的阻力矩，否则机组不能加速牵入同步。当异步运行超过规定时间时，继电保护系统动作，切断交流电源，电动机失步跳闸。在已知  $S_K$  时，可先初选  $T_1$ ，由式 (3-62) 计算  $T_2$ ，或按额定转矩的 1.0~1.2 倍初选  $T_2$ ，由式 (3-62) 计算  $T_1$ 。如选用或计算所得的  $T_1$ 、 $T_2$  不合适，则调整  $T_1$ 、 $T_2$  直至两者均满足起动要求。

式 (3-61) 中  $U$  为机端瞬间电压， $U_0$  为额定电压。根据大型同步电动机拖动大型轴流泵起动试验和分析，瞬间电压  $U$  可用经验公式 (3-63) 计算：

$$U = U_0 - (U_0 - U_m) e^{-R(t/T)^K} \quad (3-63)$$

式中电动机起动瞬间机端电压  $U_m$  与电网系统折算电抗、降压变压器及电动机感应电抗有关，具体计算参见《电机学》、《泵站电气设备》课程，根据有关规范规定， $U_m$  应不小于  $0.8U_0$ ； $T$  为电动机起动至达亚同步历时 (s)； $R$ 、 $K$  为常数系数及指数，分别为  $0.6 \sim 0.8$  和  $5 \sim 6.5$ 。

近年新建的部分大泵站，同步电动机采用“无刷励磁”方式，投励作动系跟踪转速变化自动实现。但是如投励时  $T_2$  不能满足上述要求，仍不能保证稳定可靠地完成起动。

### 3. 机组转动部分摩擦力矩 $T_c$

机组起动瞬间，立式泵机组摩擦力矩用下式计算：

$$T_c = \mu_1 WR \quad (\text{N}\cdot\text{m}) \quad (3-64)$$

式中  $W$ ——机组转子重量 (N)；

$R$ ——电动机推力轴承镜板平均半径 (m)；

$\mu_1$ ——轴承镜板静摩擦系数，可取  $\mu_1 = 0.10 \sim 0.20$ 。

机组起动后，摩擦力矩便为动摩擦力矩，按式 (3-64<sub>1</sub>) 计算：

$$T_c = \mu_2 (W + F) R \quad (3-64_1)$$

式中  $\mu_2$ ——镜板 (油) 液体摩擦系数  $\mu_2 = 0.005 \sim 0.01$ ；

$F$ ——泵叶轮水推力，与瞬态扬程有关。

### 4. 机组损耗转矩 $T_s$

上述电动机电磁力矩  $T_D$  扣除机械损耗后才能成为有效拖动力矩。此处  $T_s$  是机械损耗之一，应包括机械损耗中 (风扇) 通风损耗、电机转子风摩擦损耗及其他损耗转矩等。通常约为电动机额定力矩的 2% 左右。

### 5. 水泵水力转矩 $T_B$

水泵水力矩计算较复杂，其值与流量、扬程、转速及泵水力效率的瞬时值有关，理论上可用式(3-65)表达：

$$T_B = 30\rho gQH / (\pi n\eta) \quad (3-65)$$

但是，式中  $Q$ 、 $H$ 、 $n$  均为时间函数，且相互影响，直接精确计算困难。

起动任意时刻，认为水体为不可压缩的流体并不计管壁弹性，泵扬程可近似用式(3-66)表达：

$$H = H_a + H_f + H_l = H_a + SQ^2 + \frac{M dQ}{g dt} \quad (3-66)$$

式中  $H_a$ 、 $H_f$ 、 $H_l$ ——起动任意时刻泵进出口水位差、管道损失水头和惯性水头(m)；

$S$ ——满水管段阻力系数 ( $s^2 \cdot m^{-5}$ )；

$M$ ——满水管段水压管系数 ( $m^{-1}$ )。

对于确定的泵，在额定(或同步)转速下运行时泵扬程(设为  $H_0$ )和流量(设为  $Q_0$ )有确定的关系，即  $n = n_0$  时， $H_0 = f(Q_0)$  已知，根据式 3-27 为

$$H_0 = f(Q_0) = AQ_0^2 + BQ_0 + C \quad (3-66_1)$$

泵起动过程时，工作点不断变动。但是，任意转速下任一工作点( $Q$ ,  $H$ )应与额定转速下某点( $Q_0$ ,  $H_0$ )存在相似关系。由此，运用比例律和式(3-66<sub>1</sub>)，可写出任意转速下扬程—流量关系式为

$$H = AQ^2 + BQ \frac{n}{n_0} + C \frac{n^2}{n_0^2} \quad (3-66_2)$$

泵效率  $\eta$  运用式(3-30)表达。至此，再对上述部分次要因素作必要假定，同时假定电动机。起动历时(起动至转速达亚同步历时)  $T$ ，经过数学推导，可以列出以下类型的表达电动泵装置起动动态特性的数学模型为

$$\left. \begin{aligned} n' &= f(Q, H, n, t) \\ Q' &= f(Q, n, H_a) \end{aligned} \right\} \quad (3-67)$$

求解式(3-63)及式(3-67)，当可求得起动任意时刻机端电压  $U$ 、转速  $n$ 、流量  $Q$ 、扬程  $H$ 、泵站进出口水位差  $H_a$  等。如果在事先假定的起动历时  $T$  条件下， $t = T$  时，转速达亚同步，则计算结果有效。否则重新假定  $T$  值再作试算。

显然，泵起动过渡过程以上各量已知，则任意时刻电动机电磁力矩、泵水力矩等均可得，起动的可能性、可靠性自然即在掌握之中。式(3-67)具体形式及求解电算见本书专题 2。

## 四、传动方式

水泵和动力机的额定转速相等，转向相同，结构型式相同即同为立式或同为卧式，可用二轴直联的直接传动方式；如果转速不等或转向不同或结构型式不同(如一为立式一为卧式)时，就要用适当的传动装置使两者转速配合，实现功率传递。

### (一) 联轴器传动

联轴器传动为直接传动。联轴器分为弹性、刚性两种。为了减少在传动时所产生的振动，以及防止因同心度不高使轴产生周期性弯曲和振动，通常采用弹性联轴器，图 3-50 为使用较多的柱销弹性联轴器，图 3-51 为爪形弹性联轴器。

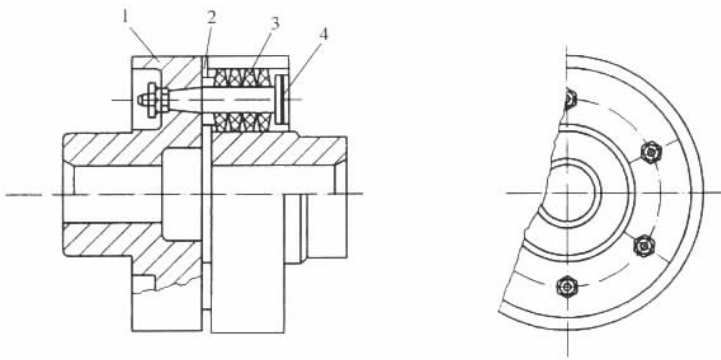


图 3-50 柱销弹性联轴器

1—半联轴器；2—挡圈；3—弹性圈；4—柱销

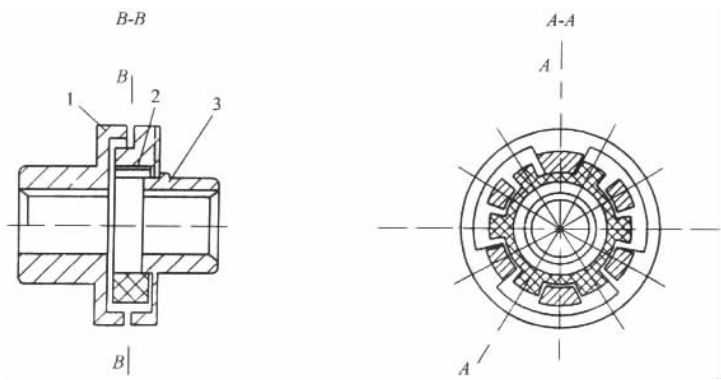


图 3-51 爪形弹性联轴器

1—水泵联轴节；2—弹性块；3—电动机联轴节

如果水泵和动力机转速相同或比较接近时，且轴线在同一直线上，最好采用直接传动。这样，不仅结构紧凑、传动平稳，而且传动效率接近 100%。习惯做法：灌排泵的转速多按电机的转速档设计，如 1450r/min、980r/min、730r/min、580r/min、480r/min 等。在机电排灌工程中，电动泵机组多采用直接传动的方式。

直接传动的泵机组，要求有牢固的基础；为了防止不均匀沉陷，影响同心度，水泵和动力机最好装在共同的基础上。在机组安装时，应特别注意水泵轴线和动力机轴线的重合，否则，运转时容易造成轴承发热或振动；严重时，还能使泵轴扭弯折断。

## (二) 齿轮传动

齿轮传动结构紧凑、可靠耐久、传递功率大；与皮带传动方式相比，齿轮传动还有占地面积小、操作安全、传动效率高等优点。

根据水泵和动力机的相对方位和转速不同，可采用不同的传动齿轮。两轴线互相平行时，采用圆柱形齿轮（正齿或斜齿）；两轴线相交时，采用伞形齿轮；如果两轴同心，也可以用行星齿轮，如图 3-52 所示。

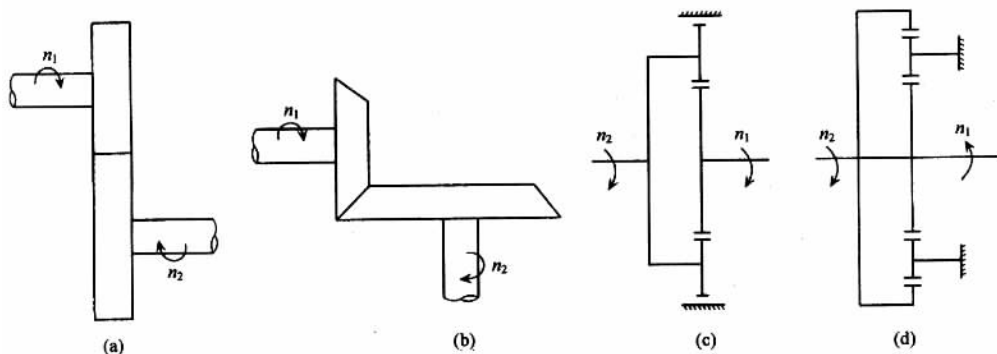


图 3-52 齿轮传动示意图

- (a) 圆柱齿轮（二轴平行，反向）；(b) 伞形齿轮（二轴垂直，正交）；  
(c) 行星齿轮（二轴同心，同向）；(d) 行星齿轮（二轴同心，反向）

齿轮传动实际运用时多组装成变速箱，变速箱工作平稳、噪音小；为了减少齿轮磨损，可将润滑油注入变速箱内，以减少摩擦，提高传动效率。齿轮传动设计，详见《机械设计基础》课程。

齿轮传动虽具有很多优点，但因齿轮制造工艺要求高，运行操作、安装检修较复杂，价格较贵，泵站应用不多。与直接传动相比，采用齿轮传动方式时，电动机体积小，设备费可能较省；但对于年运行时数较高的泵站运营费可能增大。

齿轮传动中，两个齿轮在同一个时间内通过啮合处的齿数相等，设主动轮的齿数为  $Z_1$ ，其转速为  $n_1$ ，从动轮的齿数为  $Z_2$ ，转速为  $n_2$ ，则

$$n_1 Z_1 = n_2 Z_2$$

传动比为

$$i = \frac{n_1}{n_2} = \frac{Z_2}{Z_1} \quad (3-68)$$

## (三) 皮带传动

皮带传动和齿轮传动一样，水泵和动力机转速不同，彼此轴线间有一定距离或不在同一平面时，都可以采用平皮带及三角皮带传动。

### 1. 平皮带传动

平皮带传动的应用范围广，传动方式可以作多种变换，传动比大；平皮带传动分为开口式、交叉式和半交叉式，如图 3-53 所示。

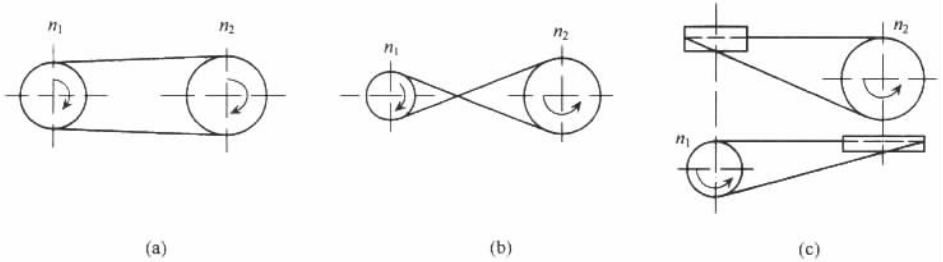


图 3-53 皮带传动示意图

(a) 开口传动；(b) 交叉传动；(c) 半交叉传动

开口式皮带传动用于水泵和动力机轴互相平行且转向相同或转向不同的情况；同转向与异转向装置方式的区别仅是动力机头尾位置对调。当泵轴和动力机轴互相垂直时（如卧式动力机带立式水泵），则采用半交叉式皮带传动。当泵轴和动力机轴互相平行，两者转向相反时，则可用交叉式皮带传动或开口式皮带传动。

## 2. 三角皮带传动

三角皮带是一种柔性环形胶织带，具有梯形断面，紧嵌于带轮轮缘部位梯形槽内。由于其两侧与槽面接触紧密，摩擦力比平皮带大，因此传动比较大；同时，占地面积小，利于减少机房尺寸。三角皮带除开口传动外，也可用半交叉传动。

## （四）液力传动及其他传动

液力传动主要是通过液力联轴器内的液体压力将动力机轴的转矩传给水泵轴。调节水泵转速时只须改变液力联轴器内的液体容积即可。

液力联轴器由传动泵轮和传动透平轮组成，如图 3-54 所示。泵轮和动力机轴联结，透平轮和水泵轴联结。运转前联轴器内充满工作流体（油或水），动力机运转后带动泵轮一起旋转。这时泵轮内的流体由于离心力的作用而被甩出并压入透平轮内，使透平轮叶片受力并旋转；同时，透平轮的叶片又将流体重新压入泵轮的内侧，如图 3-54 中箭头所示，这样，流体就在空腔内循环不息地流动和传递动力。

液力联轴器工作平稳、可靠，能够在较大的范围内无级调速；可自给润滑，能够实现动力机无负荷起动。动力机转速等于水泵转速时，其传动效率为 95% ~ 97%，但当水泵转速降低 25% ~ 30% 时，则传动效率仅为 70% 左右。尤其是在自动控制的泵站中，对于停泵时有危害性水锤之虞的泵站，如果使用液力联轴器，可以显著减弱水锤作用；对于起动有困难的泵站，采用液力联轴器也是改善泵机组起动条件的可行措施之一。但是，采用此种结构，需另增设液力联轴器及其内部充油（或水）的油泵（或水泵）机组等设备，比较复杂。

此外，自动化要求高、容量不大的泵机组也可采用电磁联轴器。电磁联轴器是将主

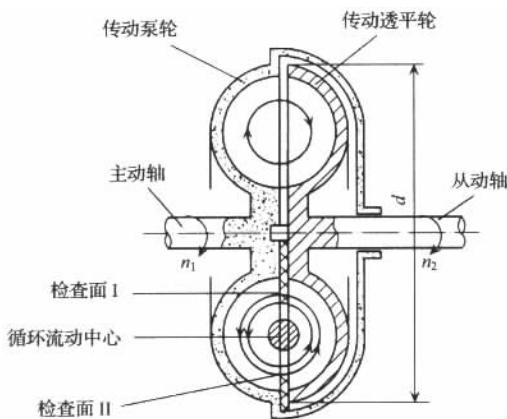


图 3-54 液力联轴器原理图

动轴上的摩擦（或带刺爪）圆盘和从动轴上的摩擦（或带刺爪）圆盘对置。当主动轴上的圆盘由于内部线圈通电产生吸引力时，将吸住从动轴上的圆盘，使之一起旋转。电磁联轴器构造简单，运转时不产生轴向力，动作迅速准确，能在很大范围内无级和有级调速。电磁联轴器电路的闭合、切断及换向等均有良好的控制性，可手控，也可以远控。运转时虽然必须不间断地供给电流，但所需功率仅为动力机功率的 0.1% ~ 1.0%。缺点是：传递转矩大时，其外形尺寸、重量及成本亦大；所需材料比较贵重。电磁联轴器也有做成电磁离合器型式，即外侧为直流励磁的激磁线圈，内装具有和感应电动机鼠笼形转子同样构造的转子，两者分别与动力机和水泵轴相联。由于动力机转动，激磁线圈产生旋转磁场，将功率传给转子，带动水泵工作。如果设法控制直流励磁电流，则可以进行转速的调节和控制。

### （五）传动方式比较

直接传动和几种间接传动方式的比较如表 3-17。

表 3-17 传动方式比较表

项 目		传动效率	传递功率	传动比	占地面积	干稳性	加工难易
传动方式							
皮带传动	平皮带	0.90 ~ 0.93	小功率 (100kW 以下)	1:6 以内 适宜 1:3	较大	有振动	容易
	三角带	0.95		1:7 以内 可以 1:10	较小	振动小	容易



续表

项 目		传动效率	传递功率	传动比	占地面积	干稳性	加工难易
传动方式							
齿 轮 传 动	圆柱齿轮 1级	0.95~0.97	中、小功率	可达 1:7	小	振动小	较难
	伞齿轮 1级	0.93~0.96	中、小功率	可达 1:7	小	振动小	较难
	行星齿轮	0.95~0.98	中、大功率	可达 1:12	小	无振动	较难
液力传动		0.90~0.97	中、大功率	1:2 以内	小	无振动	难
直接传动		1.0	不限	1:1	最小	平稳安全	容易

### 第三节 泵站进水设计

泵站枢纽中，泵站进水工程设施主要包括进水配套建筑物、引（排）水渠（沟）、前池、进水池（集水室）、进水管装置等。多泥沙河流的前池部位常发生淤积，因此需设沉沙池。对于大型泵站，往往进水池和进水管装置合二为一，形成进水流道。

进水配套建筑物通常为开敞式进水闸或进水涵洞，都属于一般水工建筑物，除要求其应保证有足够的过流能力、流态平顺、水头损失少、避免冲刷淤积之外，工程本身还应安全可靠，并力求结构简单、施工容易，运用方便并且节省投资等。本节主要介绍泵站引渠、前池、进水池及进水流道的设计要求与设计方法。

#### 一、引渠

引渠的作用是将水流平顺地引入前池进入进水池（集水室），为水泵创造良好的进水条件。引渠的线路应根据选定的取水口及站房位置，结合地形地质条件，经技术经济比较选定。渠线宜避开地质构造复杂、渗透性强和有可能崩塌的地段，渠身宜坐落在挖方地基上，并少占耕地。渠线宜顺直，如需设计弯道时，土渠弯道半径不宜小于渠道水面宽的 5 倍，石渠及衬砌渠道弯道半径不宜小于水面宽的 3 倍；弯道终点与前池进口之间的直线段不宜小于渠道水面宽度的 8 倍。

引渠的纵坡和断面，应根据地形、地质、水力、输沙能力和工程量等条件计算确定，并应满足引水流量、行水安全、渠床不冲不淤和工程量小的要求。

##### （一）引渠断面设计要求

引渠断面的设计通常按一般输水渠道的设计方法设计。对于泵站工程，因提水要消

耗能源，需要从常年运行出发，考虑引渠断面尺寸对工程造价及运行费用的影响。

引渠断面尺寸越大，则土方工程量或投资越大，它们之间的关系可用图 3-55 中曲线 1 表示。而另一方面，当过流量一定时，引渠断面越大，则渠中流速越小，水力损失越小，运行费用亦低；反之，引渠断面尺寸越小，则工程造价越小，水力损失越大，运行费用高。若干年累计运行费用和渠道断面面积之间的关系可用图 3-55 中曲线 2 表示。如果把曲线 1 和曲线 2 相加，则可得工程造价和累计运行费用之和与渠道断面面积的关系曲线 3。显然，只有当曲线 3 具有最小数值  $E$  时所对应的渠道断面面积  $A$  为最经济的渠道断面面积。求得最经济的渠道断面后，尚须根据土质、是否护砌等情况，按不冲不淤条件对过渠流速进行校核。

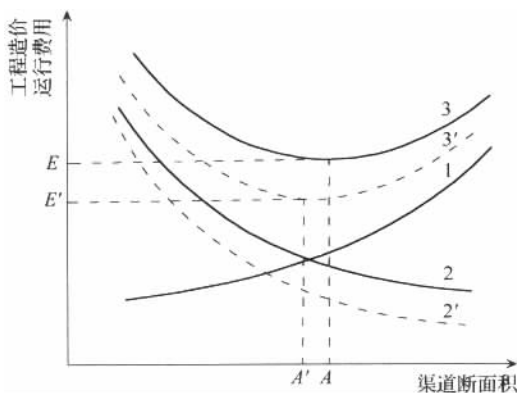


图 3-55 引渠断面尺寸与工程造价、运行费用关系曲线

以上造价、运行费为静态分析方法；若按动态分析方法（即考虑资金的时间价值）亦可将引渠的一次投资看作是资金的现值，其与渠道断面面积的关系仍如曲线 1，而将工程使用期  $n$  年内的运行费用按式 (3-69) 折算为现值，其与渠道断面面积的关系曲线为  $2'$ 。曲线 1 和曲线  $2'$  相加得曲线  $3'$ ，曲线  $3'$  纵坐标最小数值  $E'$  所对应的渠道断面面积  $A'$  为最经济的渠道断面面积。

$$P = A \frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \quad (3-69)$$

式中  $A$ ——使用期内年平均运行费用值；

$P$ ——折算作现值的年运行费；

$i$ ——年利率。

分析引渠断面尺寸和工程造价、运行费的关系对具有较长引渠大型泵站的建设具有重要意义。

## (二) 引渠与进水闸协调运用

引渠中过水流量决定于水泵运行工况及开机台数。而另一方面，在流量一定的情况

下, 渠中水力状况又与渠道断面和渠底纵坡有关。因此, 水泵运行工况或开机台数改变时, 渠中流量改变, 渠中水力状态亦随之改变。根据这个特点, 泵站的引渠宜设计成能“自动调节”, 即自动调节渠道; 若自动调节渠道较长, 工程量过大时, 应在渠首设进水闸, 并使闸门的开启度与泵站提水流量相适应, 即通过闸门开启度控制引渠内的水力状况, 使之能与泵站协调工作。这种引渠称非自动调节渠道。

自动调节渠道的主要特点是渠道堤顶高程沿程不变。当渠底呈一定坡度沿程逐渐下降时, 渠道深度则逐渐增加, 如底宽不变, 断面也就逐渐加大。如果断面按均匀流要求设计, 则渠道通过设计流量  $Q_{\text{设}}$  时, 水面坡降应等于底坡, 如图 3-56 中“0-1”线所示; 当流量减小时, 即  $Q < Q_{\text{设}}$ , 水面坡降减小, 渠内发生壅水现象; 当水泵停止工作而流量等于零时, 渠道中的水面则与进水闸前水源水面齐平, 如图中“3-34”所示。棱柱体“0123”反映渠道的调蓄能力。因为渠道堤顶水平, 无论渠道内通过多大流量, 渠中水位均不会超过渠顶, 不需任何人为的控制。

非自动调节渠道的主要特点是渠道堤顶有一定坡度, 其坡降大小一般与渠底相同, 如图 3-56 中“3-35”线所示, 因而渠深沿程不变。这种渠道中, 当过渠流量小于  $Q_{\text{设}}$ , 渠中出现壅水现象时, 水流有漫堤的危险。为了保证安全, 需在渠道进口处设进水闸, 并通过闸门控制渠内水位。

自动调节渠道土方工程量比非自动调节渠道土方工程量大, 相应的站房挡水墙及进口两侧翼墙高; 非自动调节渠道取水口的进水闸需要安装启闭灵活的闸门, 并且要允许闸门部分开启。就水力条件而言, 自动调节渠道具有较多的优点, 水头损失也小, 渠道防冲刷要求易满足。

图 3-56 (a) 所示曲线给出了自动调节渠道末端的水位与流量关系曲线, 该曲线是恒定流情况下的关系。在恒定流情况下, 渠道沿程各断面的流速、流量均相等, 流量等于泵站的设计流量  $Q_H$ ,  $Q_H = Q_{\text{设}}$ ; 当实际提水流量  $Q = 0$  (不开机) 时, 渠末水位与水源水位齐平; 当  $Q < Q_H$  即  $Q < Q_{\text{设}}$  时, 渠末水位下降, 但渠内仍有壅水现象; 当  $Q > Q_H$  即  $Q > Q_{\text{设}}$  时, 渠末水位继续下降, 渠内水面线为降落曲线。

图 3-56 (b) 给出了非自动调节渠道末端的水位与过渠流量关系曲线, 其中每一条曲线均相应于渠首控制闸门的一个开度  $a_i$ ,  $a_0$  表示全开情况,  $a_1$ 、 $a_2$ 、 $a_3$  等表示部分开启情况。这些曲线可称为引水流量特性曲线, 可按明渠水力学方法求得。与自动调节渠道一样, 这些曲线与允许最低水位的直线相交时, 就可找出闸门每一开度时的最大流量。图中  $Q_{0\text{max}}$  是闸门全开时的最大引水流量,  $Q_{1\text{max}}$  为闸门开度  $a_1$  时的最大引水流量, 余类推。

从渠末堤顶作一水平线与引水流量曲线相交, 可得相应各闸门开度的最佳引水流量, 如图 3-56 (b) 中  $Q_0$ 、 $Q_1$ 、 $Q_2$ 、 $Q_3$  等分别为开度为  $a_0$ 、 $a_1$ 、 $a_2$ 、 $a_3$  等时的最佳引水流量。这里所谓“最佳”, 即指在这种流量下既能保持最高的渠末水位, 又能保证水流不致漫溢堤顶; 反之, 当水泵提抽流量为  $Q_0$ 、 $Q_1$ 、 $Q_2$ 、 $Q_3$  等时, 最好的闸门开度为  $a_0$ 、 $a_1$ 、 $a_2$ 、 $a_3$  等, 因此  $a_0$ 、 $a_1$ 、 $a_2$ 、 $a_3$  等也可称为  $Q_0$ 、 $Q_1$ 、 $Q_2$ 、 $Q_3$  等的最

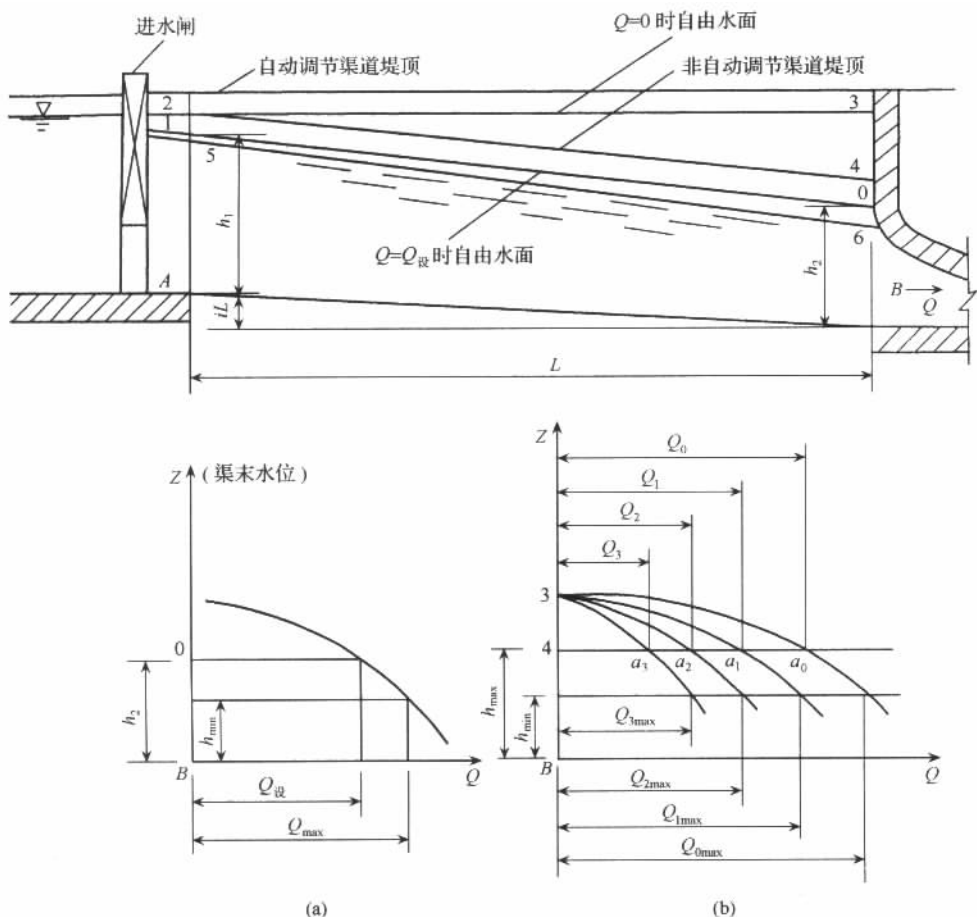


图 3-56 引渠及水位调节示意图  
(a) 自动调节; (b) 非自动调节

佳开度。

以上所述均是针对某一固定水源水位而言，当水源水位变化时，对于每一水位均可作出这样类似的一套曲线，这些曲线组应是设计及运行有用的资料。

### (三) 引渠和水泵工况配合

由前可知，泵站引渠设计时，其断面尺寸及渠底纵坡应根据水源水位、泵站设计流量等因素确定，同时考虑经济断面和允许流速。但是，有时泵站机组全部运行，有时可能部分运行，因此，流量有变化；同时，水源水位也不是一个固定值，这样，引渠渠末就可能出现各种不同的水位。另一方面，渠末的水位又直接影响提水扬程和流量，引渠越长，水泵扬程越低，则影响越大；因此有必要找出渠首水位与渠末水位的、渠末水位与水泵流量的关系，也就是说，要确定引渠与水泵（泵站）的协同工作条件，以便

借此校核水泵（泵装置）是否在高效区工作；其次，要以此分析在最高或最低进口水位下工作时，有无水泵汽蚀、动力机超载等异常情况发生；还要根据渠、泵协同工作条件掌握在不同时期开启不同台数水泵时提水流的大小，以便制定机组的运行制度、确定渠首控制闸的闸门开启度及引渠的堤顶高程等。

图 3-57 左侧为一有引水明渠的抽水装置示意图，右侧为绘在  $Q$ （流量）、 $H$ （水深，扬程）坐标上的  $h_r-Q_H$  曲线；当  $H_0 = \text{常数}$  时  $h_2-Q_h$  曲线、 $h_0-Q_k$  曲线以及当渠首水位  $h_1$  一定时  $h_2-Q_k$  曲线。

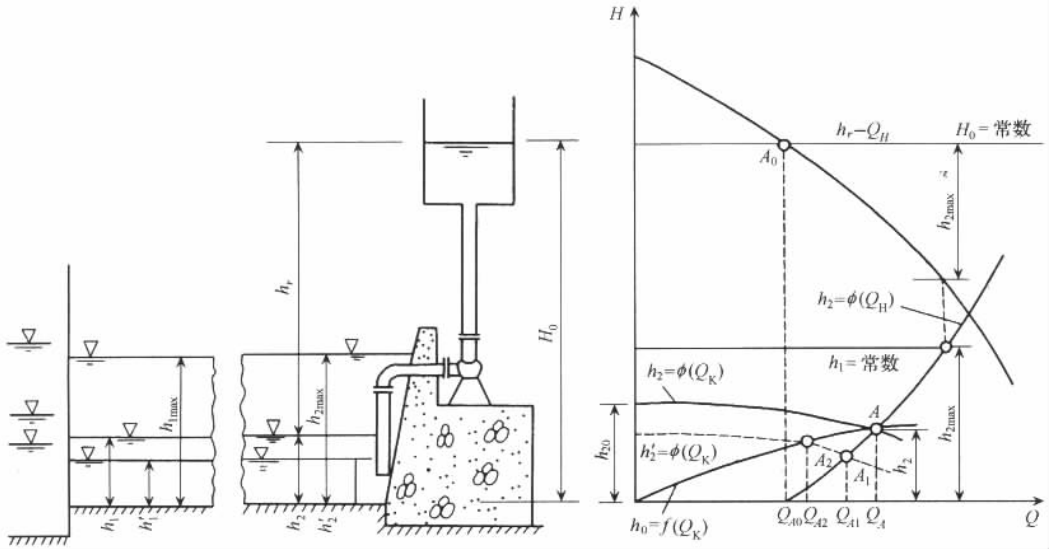


图 3-57 水泵与引渠协调工作

$h_r-Q_H$  曲线是水泵流量与提水净扬程的关系曲线，即水泵装置性能曲线。因流量不同，水泵输水管路会产生不同的水头损失，从水泵  $Q-H$  曲线上减去与流量相应的管路损失，即得  $h_r-Q_H$  曲线。

$h_2-Q_H$  曲线 ( $h_2 = \phi(Q_H)$ ) 表示渠末水深与水泵流量的关系。 $h_2$  为渠末水深， $h_2 = H_0 - h_r$ ， $H_0$  表示水池水面至渠底的高度。当  $h_r = H_0$ （相当于图中  $A_0$ ）时，从水泵性能来看，虽然仍能提抽流量  $Q_{A_0}$ ，但在渠内形成水面降落，使得  $h_2 = 0$ ，因而水泵将无法提水。随着  $h_2$  的增加，提水量也增加，直至提水流量等于渠道来水流量时进入稳定运行状况。当  $H_0$  为常数时， $h_2-Q_H$  曲线可由  $h_r-Q_H$  曲线改绘而得。

$h_2-Q_K$  曲线 ( $h_2 = \phi(Q_K)$ ) 是表示当渠首水深 ( $h_1$ ) 一定时，渠末水深  $h_2$  随着过渠流量的增加而降低的关系曲线，该曲线纵坐标的起点水位（水深  $h_{20}$ ）与水源水位齐平。实际上  $h_2 = \varphi(Q_K)$  也就是图 3-56 的引水流量特性曲线。

$h_0-Q_K$  曲线 ( $h_0 = f(Q_K)$ ) 表示当渠道纵坡、断面尺寸一定时，渠道正常水深（即渠道为等速流时水深） $h$  与过渠流量的关系。

$h_2 = \phi(Q_K)$  和  $h_0 = f(Q_K)$  曲线通过明渠水力学方法计算绘制。

参看图 3-57,  $h_2 = \phi(Q_H)$  和  $h_2 = \phi(Q_K)$  二曲线的交点  $A$  即为引渠和水泵协同工作的工作点, 其对应的流量为  $Q_A$ 。如果  $h_0 = f(Q_K)$  曲线也通过  $A$  点, 则此时  $h_2$  恰好又是渠中正常水深, 渠中水流为等速流, 这时  $A$  点就是设计工作点。

如果渠末水深为  $h'_2$  ( $h'_2 < h_{20}$ ), 渠首水深为  $h_1$  不变时可绘制得具有新的纵坐标起点水面的  $h'_2 = \phi(Q_K)$  曲线, 并与  $h_2 = \phi(Q_H)$  曲线交于  $A_1$  点, 相应流量为  $Q_{A1}$ , 与  $h_0 = f(Q_K)$  曲线交于  $A_2$  点, 相应流量  $Q_{A2}$ 。可以看出, 在这个渠末水位条件下, 水泵所能提抽的流量  $Q_{A1}$  大于引渠以  $h'_2$  作为正常水深所能提供的流量  $Q_{A2}$ , 因此, 渠中不可能为等速流, 渠道水面线必为降落曲线。

由水力学知, 渠中水深如果小于临界水深 ( $h_K$ ), 水面会急剧降落而产生跌水现象。因此, 为使水泵正常工作, 必须使渠末水深  $h_2$  不小于临界水深  $h_K$ , 并保持吸水管口有足够的淹没深度。

依照上述方法, 有可能针对一定的水泵确定出相应的引渠工作情况; 反之, 根据引渠的各种已知情况, 又可以据此选用能在高效区运行的适宜的水泵。

如果  $H_0$  改变, 则可绘出新的  $h_2 = \phi(Q_H)$  曲线, 按上述方法确定引渠在新的  $H_0$  值条件下与水泵协调工作。

## 二、前池

有引渠的泵站工程, 为保证水流在从引渠流向进水池能平顺地扩散, 为进水池提供良好的进水条件, 必须在进水池前建一联接建筑物, 即前池。对于大型泵站, 往往进水池和进水管结合, 做成进水流道, 则引渠和站房之间的建筑物仅有前池。前池与引渠及进水池的位置关系见图 3-58。

### (一) 前池的类型

根据水流方向, 可将前池分为两类, 即正向进水式和侧向进水式。正向进水是指前池的来流方向与进水池(集水室、进水流道)的水流方向一致; 侧向进水是指两者的水流方向正交或斜交, 参见图 3-59。

正向进水前池型式简单, 施工方便, 池中水流较易平顺; 但是, 如果受地形条件限制或机组台数较多, 可能使前池长度、宽度过大, 增加工程投资, 这时, 采用侧向进水前池可能比较经济。侧向进水前池中的水力条件较差, 由于流向的改变, 池内容易形成回流、漩涡, 造成管(流道)口处流速分布不均, 影响水泵性能。无论是正向进水前池还是侧向进水前池, 当设计不良时, 池中的不良流态会直接影响进水池或进水流道内的流态, 从而影响水泵的正常工作。

此外, 前池中偏流与回流还可能造成局部冲刷或淤积。江苏省江都抽水站由于担负灌溉(调水)、排涝双重任务, 灌溉(调水)提水时, 往往里下河地区还要自流引水。

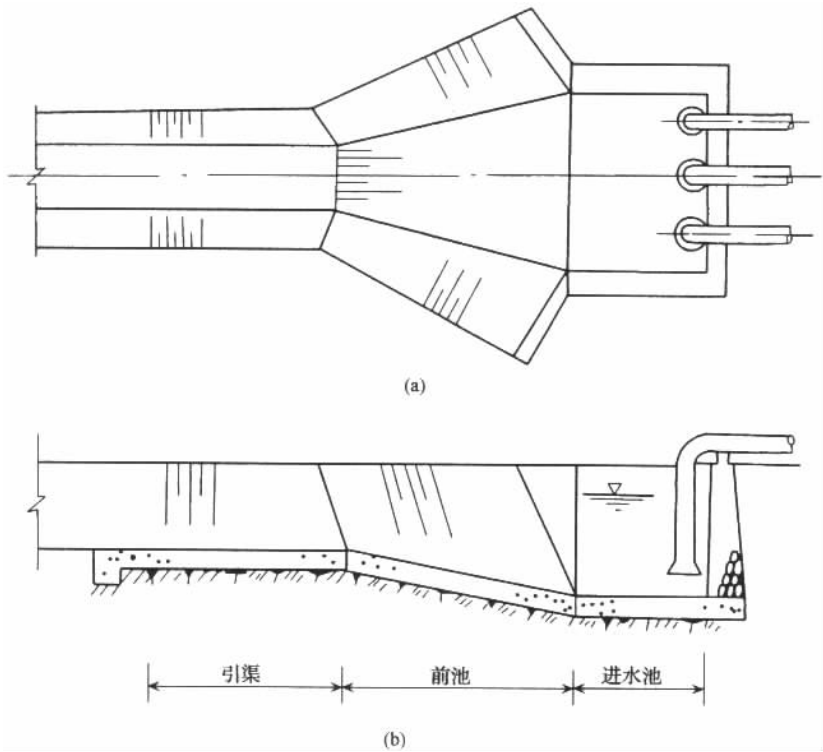


图 3-58 前池位置图  
(a) 平面图; (b) 剖面图

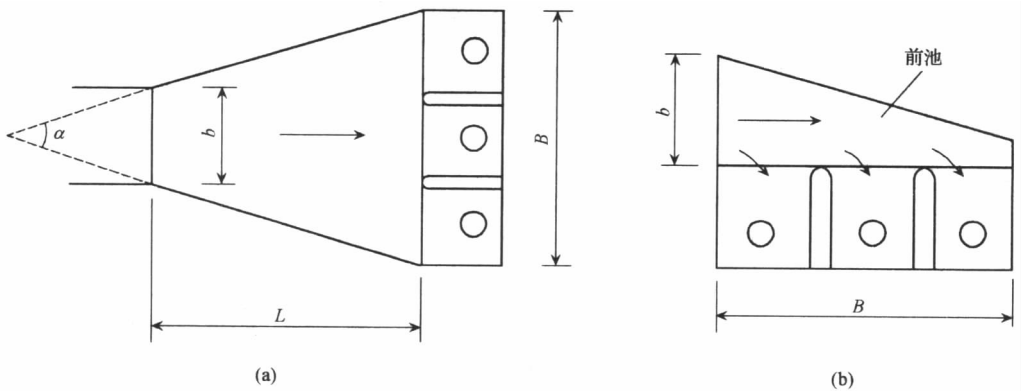


图 3-59 前池型式  
(a) 正向进水; (b) 侧向进水

因此，为尽量减少挖、压土地，减少工程量，将站房布置成与引水河道（新通扬运河）平行，引水渠短而宽大，前池侧向进水。实际运行中，无论是提水灌溉（调水）或提水排涝，前池中流态均很紊乱，由图 3-60 可见，主流偏向一侧，另一侧形成一个大的回

流区，影响水泵效率，边侧机组流道进口易形成漩涡，水泵有汽蚀和水力振动发生。由于前池回流区的存在，也产生了大量的泥沙淤积。

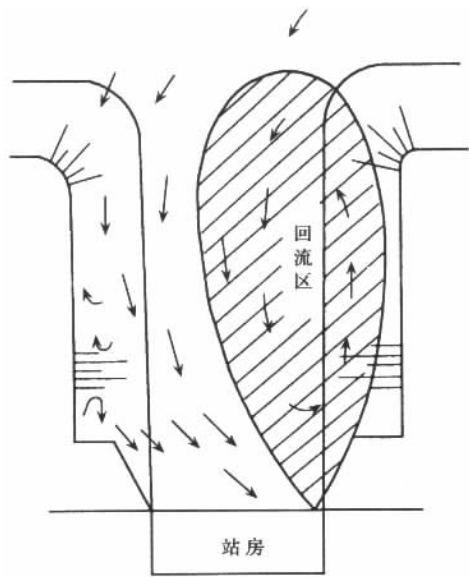


图 3-60 江都四站引渠及前池流态示意图

对于泵站前池的设计布置，图 3-61 所示的几种型式应避免采用。

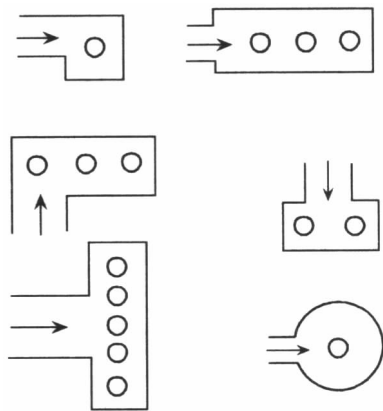


图 3-61 避免采用的前池和进水池连接型式

## (二) 前池扩散角确定

正向进水条件下前池扩散角  $\alpha$  (见图 3-59) 是影响前池尺寸和水流流态的主要因素。水流在渐变段流动时有其天然扩散角，如果前池扩散角不大于水流的天然扩散角，则水流不会产生脱壁现象，从而可以避免前池中回流的产生。但是，从经济上考虑，当



引水渠底宽  $b$  和进水池（集水室）宽度  $B$  确定时， $\alpha$  过小势必加大池长，工程量、造价也随之增大。如果前池扩散角过大，虽然为正向进水，主流仍可能产生脱壁、偏折，池内形成回流和漩涡，致使池中水流不顺畅，断面流速分布不均匀，沿池长方向流速急剧变化等。而特别是扩散角  $\alpha$  大、池底坡度又陡，则来水不能及时扩散，水流必然直冲中部，然后折向两侧，引起边侧回流。由于边侧回流又压迫主流区，更导致池中水流状况进一步恶化。图 3-62 为设计不当的前池内流态和流速分布示意图。

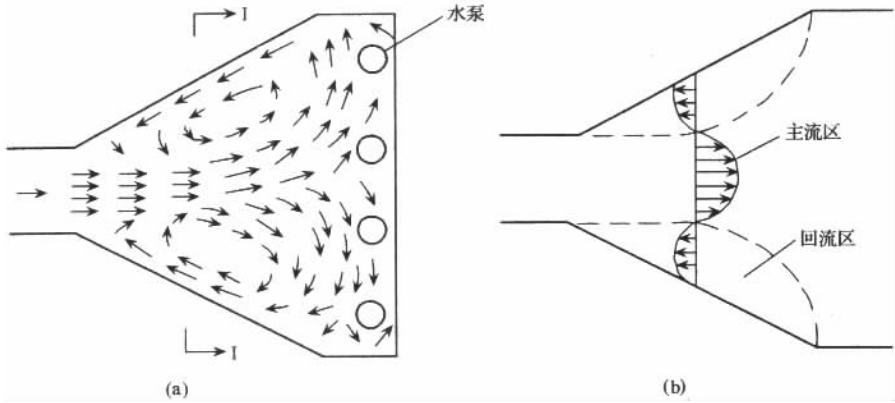


图 3-62 前池中的回流图  
(a) 水流流态；(b) 断面 I—I 流速分布

前池扩散角应根据池中流态好、工程量省的原则确定。

兹从水力条件要求出发对水流扩散角作理论分析。

图 3-63 为引渠断面为矩形、前池四周边壁直立时渠末横向流速分布示意图。设引渠渠末断面水流平均流速为  $v$ ，则在引渠末端前池入口处，水流流速可分解成横向流速  $v_y$  和纵向流速  $v_x$ ，从而可得

$$\operatorname{tg}\theta = v_y / v_x \quad (3-70)$$

式中  $\theta$ ——水流扩散角 ( $^\circ$ )。

由水力学原理知，横向流速  $v_y$  决定于水深。如取  $YOZ$  坐标系，则在任意水深  $Z$  处的横向流速  $\varphi \sqrt{2gZ}$ ，所以横向平均流速为

$$v_y = \frac{1}{h} \int_0^h \varphi \sqrt{2gZ} dZ = \frac{2\sqrt{2}}{3} \varphi \sqrt{gh} \quad (3-71)$$

式中  $\varphi$ ——流速系数；

$h$ ——断面 I—I 处水深。

由于水流受渠道纵向流动惯性的影响，实际的横向流速  $v_y$  比理论计算值要小，故应乘以惯性影响系数  $\phi_1$ ，所以式 (3-72) 可写成

$$v_y = \frac{2\sqrt{2}}{3} \phi \phi_1 \sqrt{gh} = K \sqrt{gh} \quad (3-72)$$

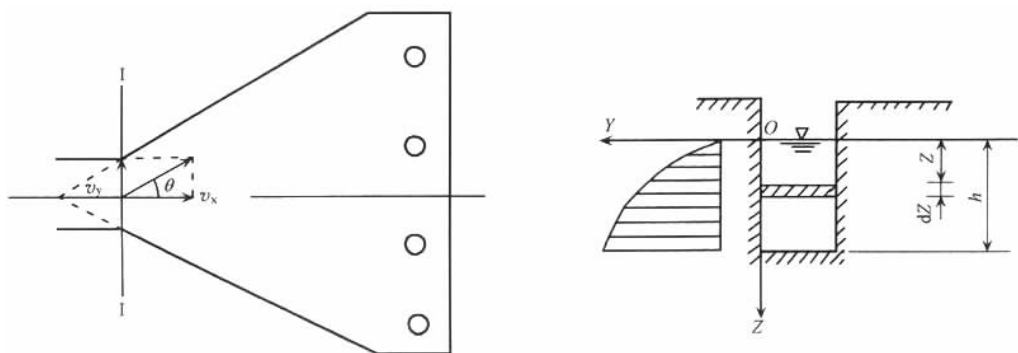


图 3-63 横向流速示意图

$$K = \frac{2\sqrt{2}\phi\phi_1}{3}$$

式中  $K$ ——小于 1 的系数。

近似认为水流纵向分速  $v_x = v$ ，将  $v_y$  和  $v_x$  值代入式 (3-70) 中，则得

$$\operatorname{tg}\theta = K\sqrt{gh}/v = K/\sqrt{Fr} \quad (3-73)$$

$$Fr = v^2 / (gh)$$

式中  $Fr$ ——引渠末端断面水流的弗劳德数。

从式 (3-73) 可以看出：

(1) 当渠末流速  $v$ 、水深  $h$  一定，即  $Fr$  一定时，其水流扩散角  $\theta$  为定值。这个角度就是一定  $Fr$  值下的水流最大的天然扩散角，可称水流临界扩散角。如果前池扩散角  $\alpha \leq 2\theta$ ，就不会发生水流脱壁现象，否则将发生脱流。

(2) 引渠末端流速越大，水流临界扩散角越小，和流速的一次方成反比。

(3) 引渠末端水深越深，水流临界扩散角越大，并和水深的平方根成正比。可见水深对扩散角的影响较流速影响小。

(4) 随着前池水流的不断扩散，流速减小，根据底坡情况，水深也可能增大，所以水流扩散角是沿池长逐渐加大的。这样，前池的扩散角  $\alpha$  也可沿池长相应加大，仍不致形成脱壁。

(5) 如果前池周边是倾斜的边坡，由于斜坡处水深逐渐减小，横向流速减小，因而水流扩散角也较小。边坡越缓，扩散角越小，以直立边墙的水流扩散角最大。

上述结论只是定性地说明了水流扩散角和各水力要素之间的关系，由于公式中的系数  $K$  值需用试验方法确定，因此，尚难直接应用。有人提出以下水流临界扩散角计算公式：

$$\operatorname{tg}\theta = 0.065/\sqrt{Fr} + 0.107 = 0.204\sqrt{h}/v + 0.107 \quad (3-74)$$

式中符号意义同前。

比较式 (3-73) 和式 (3-74) 可看出，两者除差一常数项外，形式完全相同，如

果将  $Fr = 1$  (即水流处于缓流和急流之间的临界状态) 代入式 (3-74) 得

$$\operatorname{tg}\theta = 0.172, \text{ 即 } \theta = 9.75^\circ$$

这时边壁不发生脱壁的扩散角  $\alpha = 2\theta \approx 20^\circ$ , 这和水力学中关于急流流态要求  $\alpha \leq 20^\circ$  的试验所得结论吻合。

由于引渠和前池中水流一般均为缓流, 所以其边壁扩散角可大于  $20^\circ$ 。根据有关试验和工程经验, 前池扩散一般采用  $20^\circ \sim 40^\circ$ 。

### (三) 正向进水前池各部尺寸确定

#### 1. 池长 $L$

当引渠末端底宽  $b$  和进水池宽度  $B$  已知时, 前池长度与扩散角  $\alpha$  有关, 即

$$L = \frac{B - b}{2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}} \quad (3-75)$$

由前可知, 水流临界扩散角  $\theta$  可沿池长而增加, 所以为缩短池长、节省工程量, 亦可采用复式扩散角, 即边壁为折线型的前池, 如图 3-64 (a) 所示。在前池  $L_1$  段内扩散角为  $\alpha_1$ , 在  $L_2$  段内扩散角为  $\alpha_2$ , 如果所取的前池计算段数继续增加, 池长还可再度减小; 当计算段无限增多时, 前池边壁折线就变成一条曲线, 如图 3-64 (b) 所示。这就是池长最短的曲线扩散型前池。

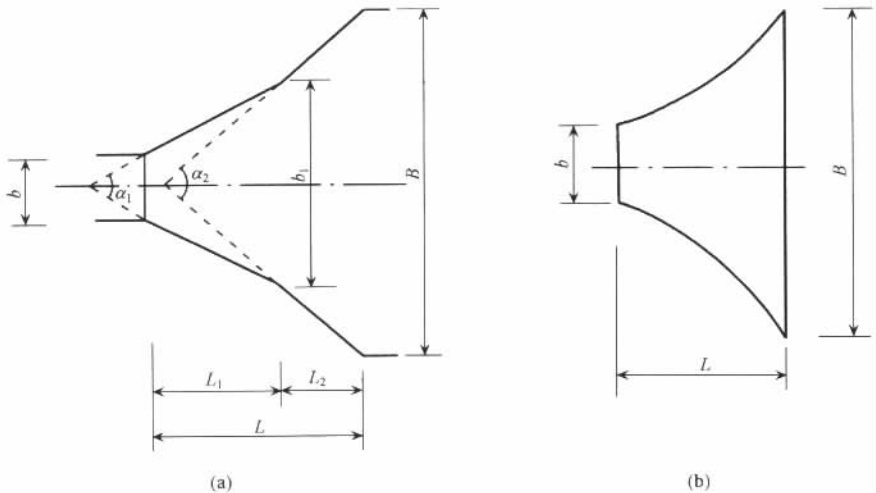


图 3-64 池长和扩散角的关系  
(a) 折线扩散; (b) 曲线扩散

#### 2. 池底纵向坡度 $i$

引渠末端高程一般比进水池底高, 因此当前池和进水池联接时, 前池除平面扩散外, 往往有一向进水池方向倾斜的纵坡, 纵坡一般贯穿整个前池; 如果前池较长, 亦可将此纵坡只设置在靠近进水池或进水流道进口的一段长度内。

底坡过大，会恶化水泵进水条件。其次，底坡过大也会增大水力损失。图 3-65 是试验所得底坡  $i$  与吸水管管口阻力系数  $\zeta$  的关系曲线，可以看出，随着  $i$  的增大，吸水管管口阻力系数  $\zeta$  也随之加大。例如，当  $i=0$ （平底）时， $\zeta=1.63$ ；当  $i=0.5$  时， $\zeta=1.71$ ，增大约 5%。

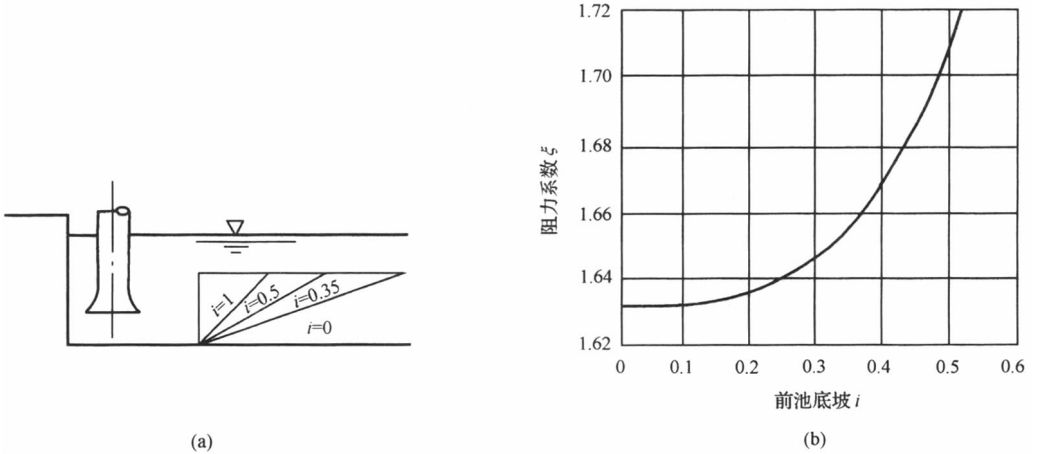


图 3-65 前池底坡的比较

(a) 前池底坡示意图；(b) 不同前池底坡时管口阻力系数曲线

但是，前池底坡越缓，则土方开挖量越大。所以从工程经济观点来看， $i$  值选得大些好，但不宜陡于 1:4。

综合水力和工程要求，池底坡度一般采用：

$$i = \frac{1}{3} \sim \frac{1}{5}$$

#### (四) 侧向进水前池设计

根据边坡形状，侧向进水前池又可分为矩形、锥形和曲线形三种，如图 3-66 所示。

矩形侧向进水前池结构简单，施工容易，但工程量较大；同时流速沿池长渐减，可能在前池后部形成泥沙淤积。这种形式的前池长度  $L$  等于进水池宽度  $B$ ；前池宽度  $b$  可取等于引渠在设计流量时的水面宽度。

锥形侧向进水前池水流特点是流量沿程减小，其过水断面也相应缩小，以保证池中流速和水深不变，水流条件较好。

曲线形侧向进水前池外壁形状可采用抛物线形、椭圆线形、螺旋线形等。因为施工较麻烦，工程上并不多见。

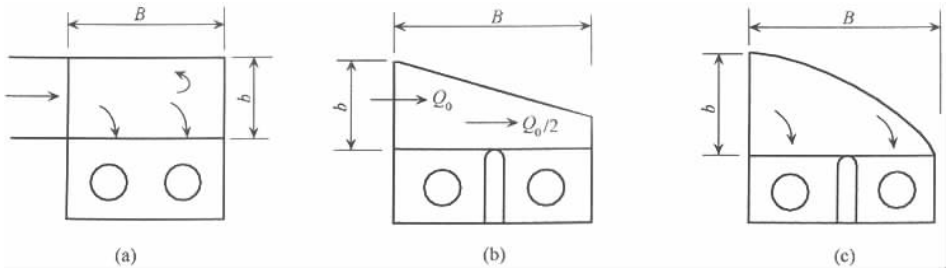


图 3-66 侧向进水前池示意图  
(a) 矩形; (b) 锥形; (c) 曲线形

### (五) 前池中水流条件的改善

为改善前池水流条件，可在池中增设隔墩或导流栅。加设隔墩，可改变池中水流方向、减小前池的扩散角。这样不仅可避免回流、偏流，且可缩短池长；同时，加隔墩后，减少了前池有效过水断面面积，增大了池中流速，可在一定程度上减少泥沙淤积。

隔墩可设在前池内，如图 3-67 (a)，或一直延伸至进水池后端，如图 3-67 (b)。前者称半隔墩式，后者称全隔墩式。

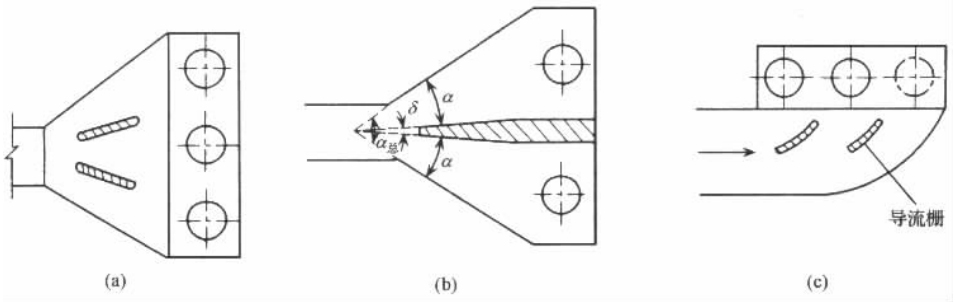


图 3-67 前池加隔墩  
(a) 前池隔墩; (b) 全隔墩; (c) 导流栅

为了避免水流脱壁，设置隔墩后水流有效扩散角  $\alpha$  应不大于水流临界扩散角；对于抽水蓄能电站进水口建筑物设计，也有建议  $\alpha \leq 10^\circ$ 。

$$\alpha = (\alpha_{\text{总}} - n\delta) / (n - 1) \tag{3-76}$$

式中  $\delta$ ——隔墩两侧壁夹角 ( $^\circ$ )；

$\alpha_{\text{总}}$ ——前池总扩散角，即不设隔墩时的扩散角 ( $^\circ$ )；

$n$ ——隔墩数。

导流栅一般设置于侧向进水前池之中，如图 3-67 (c) 所示。

江都抽水站整体模型试验发现，在引渠入口部位加倒“Y”形导流墩，前池流态有很大改善。图 3-68 为加设导流墩前后江都二站站前流态对比情况。

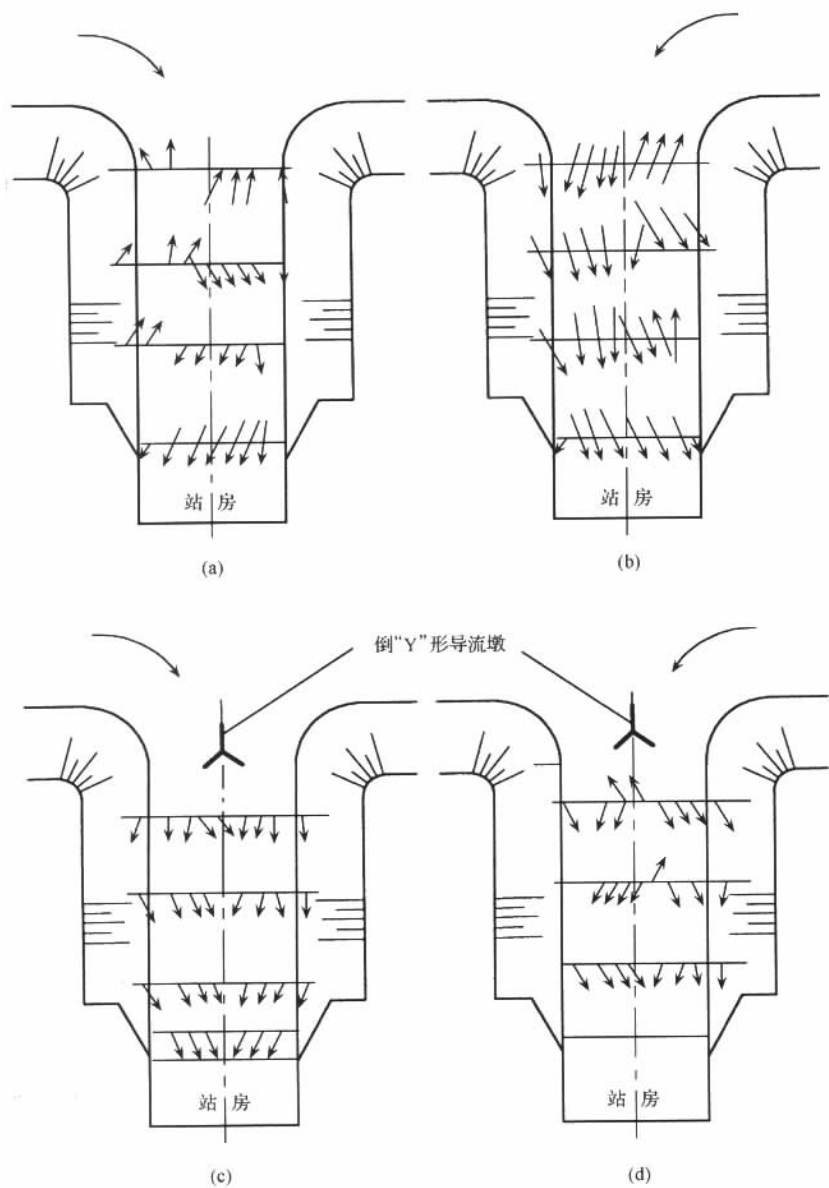


图 3-68 江都二站加设倒“Y”形导流墩前后站前流速分布图  
(a)、(b) 排涝提水情况；(c)、(d) 灌溉提水同时自流引水情况

作为改善前池流态的其他措施，也可以在前池中设置底坎，以防止回流；国外也有利用涡流理论，在池中设置底坎或立柱，有目的地在前段预先造成一定漩涡或增加漩涡的作用，以改变流动性质，从而解决站前回流及漩涡。扬州大学经过多次试验认为：当池内水位变幅较小时，增设底坎能有效地改善流态。如水位变幅较大，则采用底坎、立柱组合整流方案才可能获得各种不同水位情况下的良好流态。图 3-69 为泵站前池中设

底坎和立柱改善泵站前池流态的情况。对图 3-68 所示的江都二站，如在站前引河内设置底坎，流态有更大的改善。

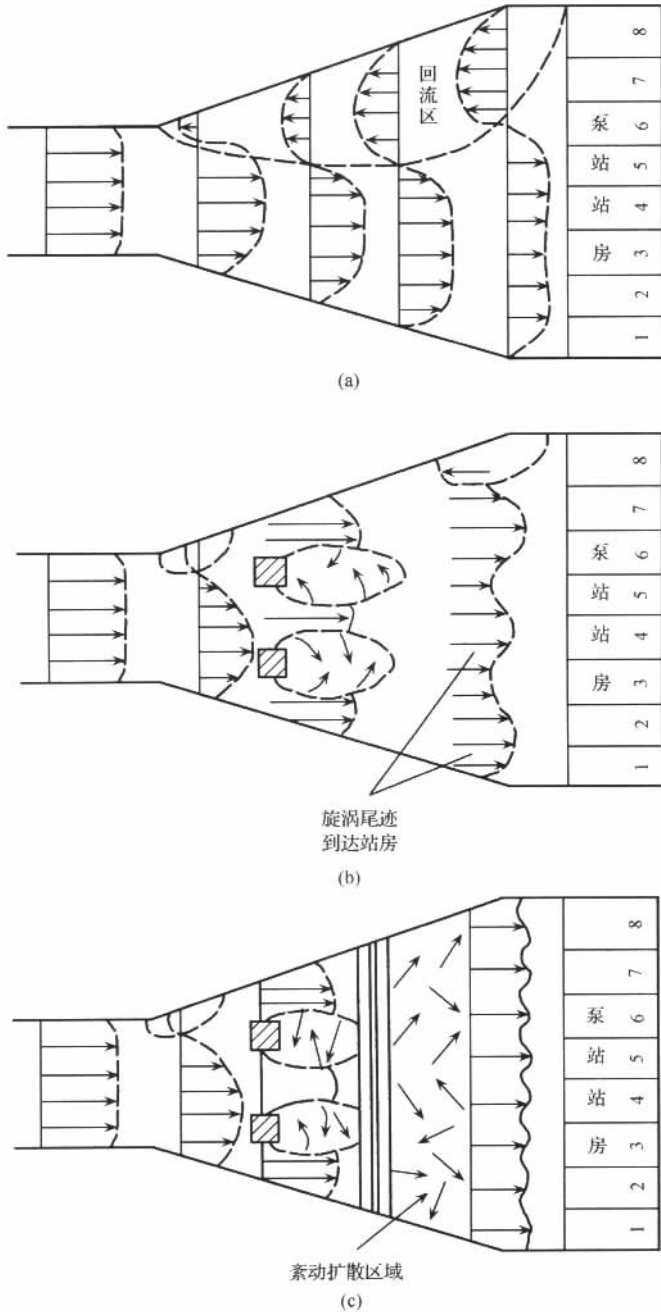


图 3-69 加设底坎和立柱改善站前流态示意图

(a) 无整流设施；(b) 设两根立柱；(c) 设两根立柱、一道底坎



也有研究认为：平面扩散角较大（即扩散段较短）的前池采用前段倒坡、后段正坡，其改善流态的效果优于底坎，并利于减少泥沙淤积。

需要指出的是，整流措施的形式、位置、尺寸应通过模型试验的确定。

### 三、进水池

进水池是安装水泵进水管或供水泵吸水的泵站建筑物。对于卧式水泵，进水池一般位于站前；对于小型立式泵，一般布置在机房下部，成为一个开敞的地下集水室；如为轴流泵或导叶式混流泵，同时也就是泵室。

#### （一）进水池中流态对水泵工作的影响

虽然进水池内水力损失很小，但是，如流态不好，对水泵的安全运行及效率有很大影响。因为水泵是在叶轮进口水流的流速分布、压力分布为均匀的假定下进行设计的，这就要求进水池中大部分过流断面特别是叶轮进口附近断面有均匀的流速分布，涡流小到可以忽略或不致引起水流脉动。但是由于水泵吸水管的吸水作用，以及水流流过吸水管时绕流作用，难免会有局部漩涡出现，如果进水池本身形状、尺寸设计不当，就会产生漩涡或加大涡流强度，破坏水泵进水条件；如果漩涡呈涡带进入水泵，则造成水泵叶片通道的不平衡负荷，引起机组振动。空气进入泵内，还造成水泵流量减小、效率显著降低，严重时，水泵不能工作。

进水池的设计要求，就水力条件方面主要是如何避免、限制漩涡的产生和影响。

#### （二）进水池形状和尺寸确定

##### 1. 进水池边壁形状

进水池边壁形状有矩形、多边形、半圆形、圆形、蜗壳形以及多台机组的其他特种型式，如图 3-70 所示。

根据试验资料，就进水池边壁形状对水泵吸水管管口水力损失系数  $\zeta$  的影响来看，蜗壳形（e、f）最小，多边形（b）、矩形（a）次之，半圆形（c）、圆形（d）较大。圆形边壁进水池中容易产生漩涡，特别是当池壁圆弧和泵吸水口为同心圆时，还会造成绕泵旋转环流，但这种进水池对防止池内泥沙淤积有较好的作用。

工程实际中，由于矩形边壁易施工，所以在中、小型泵站中采用较多，半圆形、对称蜗壳形及多边形亦为常用的进水池型式。

##### 2. 进水池各部尺寸的确定

进水池的尺寸关系如图 3-71 所示。图中  $D_1$  为吸水管喇叭口直径， $B$  为池宽， $h$  为池中水深， $\Delta h$  为安全超高， $h + \Delta h$  为池深， $L$  表示进水池进口至水泵吸水管中心线的距离， $L_1$  为池长。

（1）池宽  $B$ 。在泵站仅一台机组或机组间有隔墩的情况下，如果假定吸水管口平面流线为渐开线，则根据进水要求，应使池宽  $B$  等于吸水管口圆展开长度（见图 3-72），



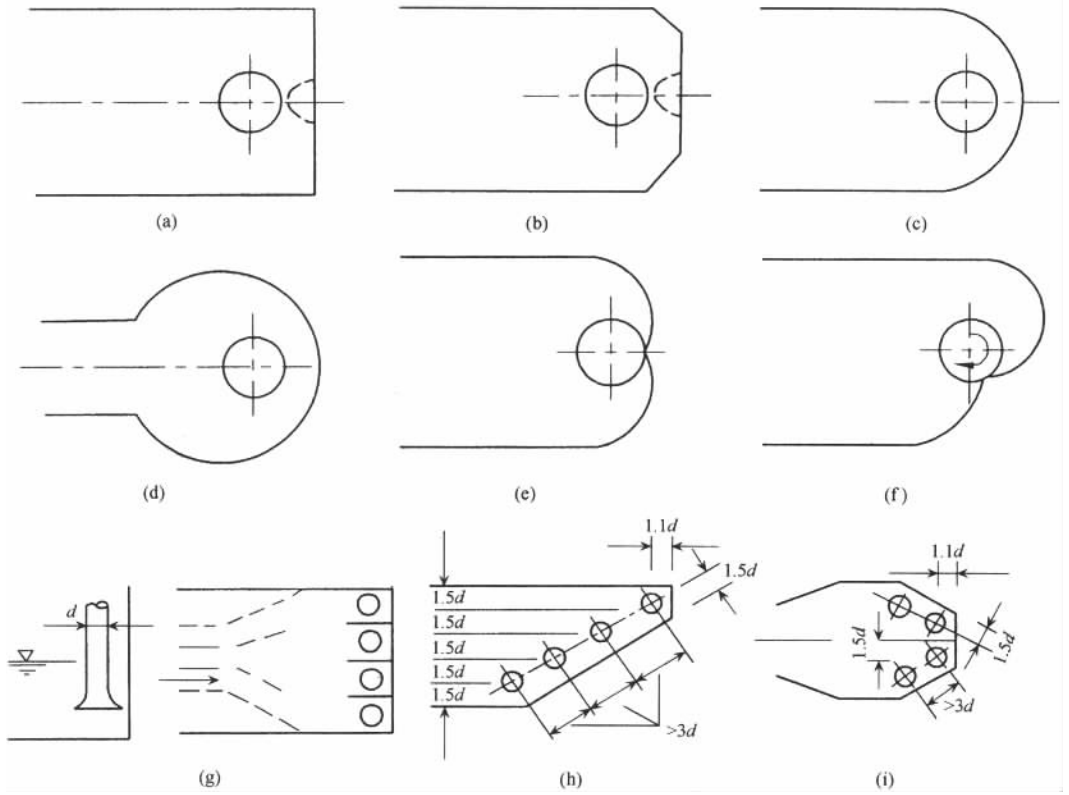


图 3-70 进水池各种边壁型式

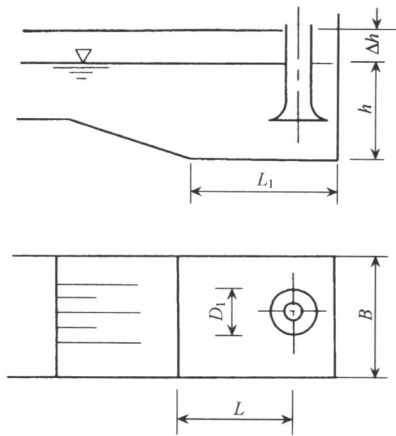


图 3-71 进水池尺寸示意图

即  $B = \pi D_1$ 。

根据试验研究， $B = \pi D_1$  偏大，趋向于取较小的数值。国内已建的泵站中，有的采

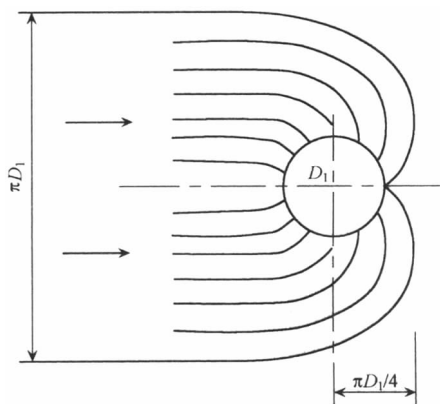


图 3-72 以吸水管口渐开线确定池宽示意图



用了  $B = 2.5D_1$ ，但更小的不多见。近年若干国内外文献提出以吸水管直径（吸水管较长时）或以水泵叶轮直径（吸水管很短时）为准，取  $B = 3D$ （ $D$  为吸水管直径或泵叶轮直径），约相当于  $B = 2D_1$ ，扬州大学泵站试验台曾设计和制作专门装置进行试验研究，结论相同，分析其优点，有以下几方面：

1) 采用  $B = 3D_1$  系只考虑吸水管口以下水层供水。实际上，管口以上水层也向水泵供水。设计时，如能合理地造成管口上、下水层均向水泵供水，尚可改善水泵进水条件，参看图 3-73。

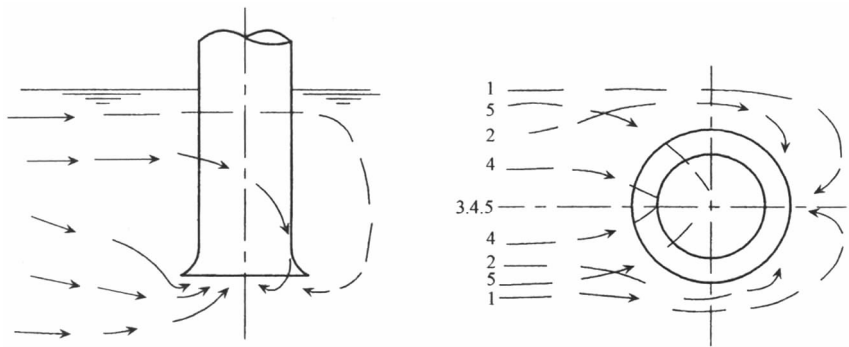


图 3-73 进水池内水流状态

2) 采用  $B = 2D_1$  后，如果认为吸水管管口以下的水层流线按基圆  $D_1$  渐开线弯曲，则能保证吸水管管口约  $2/3$  圆周长范围内的进水要求，即  $2D_1 \approx \frac{2}{3}\pi D$ 。此外，尚有约  $1/3$  圆周长的吸水管管口，要靠管口以上部分水层供水。由于上层水流在行进中遇到吸水管后绕流前进，因此，实际过水通道的宽度不是  $B$ ，而是  $D_1$ 。因为  $D_1 \approx \frac{1}{3}\pi D$ ，所以采用  $B = 2D_1$  时，面层水流正好可以满足  $1/3$  圆周长吸水管管口均匀进水的需要。

3) 采用  $B = 3D_1$  时, 进水池宽度比实际进水需要的宽度大, 因此必有一定宽度范围为滞水区。滞水区内水体流动缓慢, 压力比流动区大, 因而会压迫主流区, 造成水流紊乱, 增大局部损失, 因此, 从水流流态来说,  $B = 3D_1$  也并非合理。

减少进水池宽度也是降低工程造价的重要途径, 但是池宽过小, 安装可能不便。实际应用取用  $B = (2 \sim 2.5) D_1$  较为合适。

(2) 进水池长度  $L_1$  一般根据进水池有效水体积要求决定, 要求池中有效水体积应为泵站流量的若干合适的倍数。设池中水深为  $h$ , 即

$$hBL_1 = KQ$$

故有

$$L_1 = \frac{KQ}{hB} \quad (3-77)$$

式中  $L_1$ ——进水池最小长度 (m);

$Q$ ——泵站 (或水泵) 流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$K$ ——秒换水系数。

一般当  $Q < 0.5\text{m}^3/\text{s}$  时, 取  $K = 25 \sim 30$ ;  $Q > 0.5\text{m}^3/\text{s}$  时, 取  $K = 10 \sim 20$ 。同时规定, 保证从进水管中心至进水池进口的距离  $L$  不小于  $4D_1$ 。

(3) 池深。参看图 3-71, 池深为水深  $h$  加上水位超高  $\Delta h$ 。水深根据两方面要求决定, 一是池中行近流速要求, 二是水管或水泵的安装位置及淹没深度要求。为避免池中水流流态不好, 减少漩涡产生, 希望池中平均流速小, 一般要求池中行近流速  $v \leq 0.5\text{m}/\text{s}$ 。水管或水泵在进水池中的放置和淹没深度要求说明见后。

进水池的深度还要留有一定安全超高  $\Delta h$ , 其值大小除考虑风浪因素影响外, 对大型泵站还应考虑突然停泵时所形成的涌浪, 如图 3-74 所示。特别是对具有长引渠和多级联合运行的泵站, 由于引渠和上级泵站连续来水, 可能招致前池和进水池漫顶、淹没站房等事故。因此, 应设置溢流设施, 或增大安全超高。安全超高可根据明渠非恒定流理论计算, 或用下式估计:

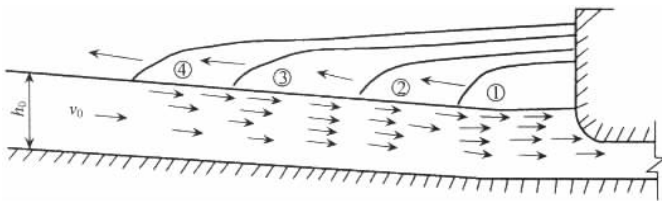


图 3-74 涌浪示意图

$$\Delta h_v = \frac{\Delta v \sqrt{h_0}}{2.76} - 0.01h \quad (3-78)$$

式中  $\Delta h$ ——由于涌浪引起的波高 (m);

$h_0$ ——停泵前渠末水深 (m);

$\Delta v$ —渠中流速变化,  $\Delta v = v_0 - v$ ; 其中  $v_0$  为停泵前渠末流速,  $v$  是突然停泵后渠末

流速 (m/s), 当全部停泵时  $v = 0$ 。

对于矩形断面渠道 (进水池), 亦可用计算负涌波落水高度公式 (3-78<sub>1</sub>) 估算, 式 (3-78<sub>1</sub>) 中符号意义同上。

$$\Delta h = \frac{1}{g} [\Delta v \sqrt{gh} + (\Delta v)^2/4] \quad (3-78_1)$$

### (三) 水泵吸水管口的合理位置确定

#### 1. 进水池中吸水管与吸水管及吸水管与池壁间距确定

水泵吸水管口在进水池中的平面位置主要由以下尺寸决定: ①管口距进水池后墙的距离  $T$ ; ②管口距进水池边壁的距离  $A$ ; ③多台机组时管口与管口之间的距离  $S$ 。

试验表明: 为减少进水池有害漩涡, 水泵吸水管愈靠近后墙愈好, 就是说, 希望采用  $T=0$ 。但是, 试验也表明, 对于叶轮与吸水管口 (喇叭口) 很靠近的轴流泵,  $T$  值过小时, 也会形成水泵进口流速和压力分布不均匀; 同时管口紧靠后墙, 安装检修不便, 因此一般采用  $T = (0.3 \sim 0.5) D_1$ 。

尺寸  $A$  和  $S$  的选定与池宽  $B$  有关, 各平面尺寸之间的关系一并示于图 3-75。

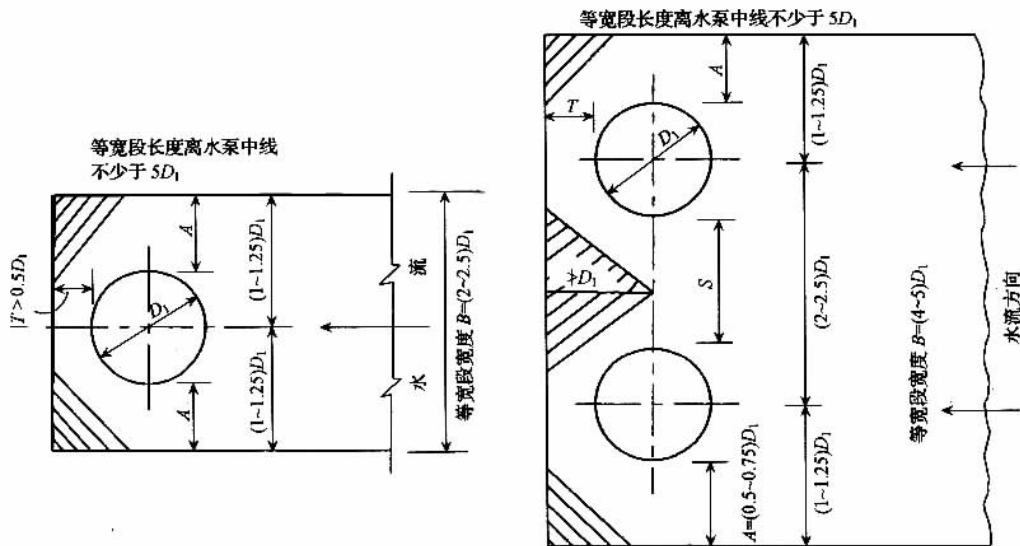


图 3-75 水泵吸水管平面位置图

几种特殊形状进水池平面尺寸参见图 3-76。

#### 2. 悬空高

吸水管口至池底的距离称悬空高度, 用  $P$  表示, 见图 3-76。悬空高度在满足水力条件好和防止泥沙淤积管口的情况下, 应尽量减小, 以降低工程造价。

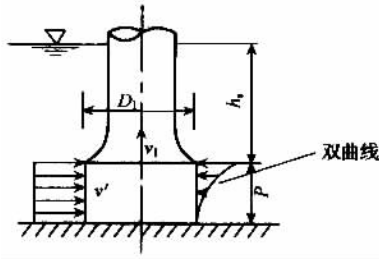


图 3-76 管口悬空高

根据水流连续定律，通过进水管进口至池底间圆柱表面的流量，应该等于通过进水管入口断面的流量，即

$$\pi D_1 P v' = \frac{\pi}{4} D_1^2 v_1 \quad (3-79)$$

式中  $v'$ —进水管口下圆柱面上的水流平均流速；

$v_1$ —进水管口断面平均流速。

如果假定  $v' = v_1$  代入式 (3-79) 中，得悬空高为

$$P = D_1 / 4 \quad (3-80)$$

应该指出，这一假定与实际要求有出入，所求  $P$  值偏小，影响水泵正常进水。

事实上，在进水口附近，吸水区的过水断面基本上是一半球面；曾有专门研究提出：水平方向流速分布按双曲线规律分布（见图 3-77），据此求出最小悬空高为

$$P = 0.62 D_1 \quad (3-81)$$

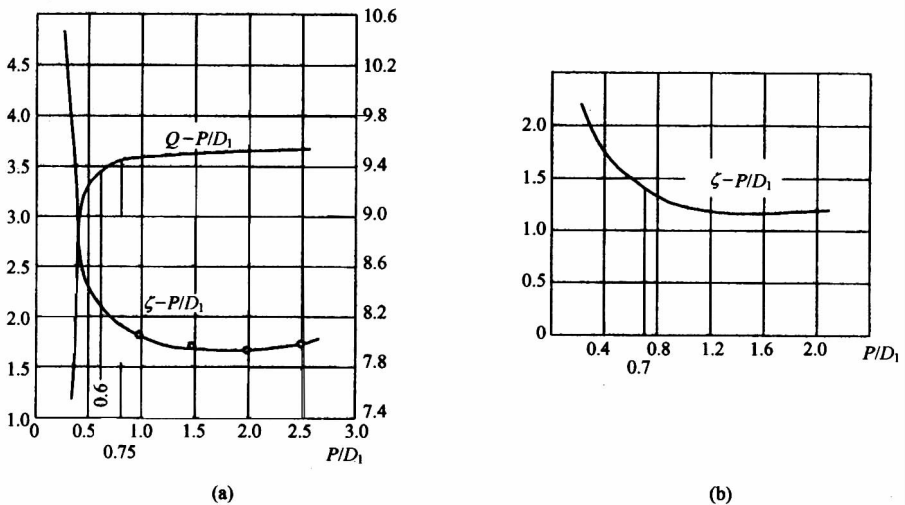


图 3-77  $\zeta - P/D_1$  关系曲线

(a) 国内试验曲线；(b) 国外试验曲线

图 3-77 (a)、(b) 为两组试验曲线。由图可明显看出，当  $P/D_1 < 0.7$  时，管口水

力阻力系数  $\zeta$  突增, 流量  $Q$  下降, 这和上面要求的  $P \geq 0.62D_1$  的结论一致。但当  $P/D_1 > 0.7$  时,  $\zeta$  和  $Q$  值基本不变, 这说明从水力观点来看, 增大悬空高已无实际意义, 反而增大了池深, 加大了工程量。特别是对叶轮靠近进口的立式轴流泵, 当  $P > 1.0D_1$  时, 将造成进水口压力和流速分布不均的单面进水 (如图 3-78 所示) 情况, 水泵效率下降。

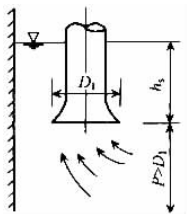


图 3-78  $P > D_1$  时流速分布示意图

《泵站设计规范》(GB/T 50265—97) 建议悬空高按以下取值:

喇叭管垂直布置  $P = (0.5 \sim 0.8) D_1$

喇叭管倾斜布置  $P = (0.8 \sim 1.0) D_1$

喇叭管水平布置  $P = (1.0 \sim 1.25) D_1$

### 3. 吸水管口淹没深度

淹没深度 (参看图 3-76 及图 3-78) 对水泵吸水性能具有决定性的影响, 此值确定不当, 池中 will 形成漩涡, 甚至产生进气现象, 使水泵效率降低。根据试验资料, 当水中混有 1% 空气时, 水泵效率可下降 5% ~ 15%; 当混入 10% 时, 水泵就不能正常工作。此外, 漩涡的出现, 还可能引起机组超载、汽蚀、振动和噪音等不良后果, 因此, 合理确定淹没深度  $h_s$  十分重要。

(1) 进水池中漩涡的产生。试验表明, 当进水管口淹没深度较小时, 池中表层水流流速增大, 水流紊乱, 并在池中后部水域首先出现水面凹陷的局部漩涡, 如图 3-79 (a) 所示; 当  $h_s$  减小时 (保持流量  $Q$  不变), 表层水流速度加大, 漩涡的旋转速度也随之加大, 漩涡中心区的压力进一步降低, 在大气压力作用下, 凹陷也逐渐向下延伸。随着凹陷的加深, 四周水流对其作用的压力也随之增大, 遂致漩涡阵发性地变成漏斗状, 而由于空气漏斗尾部受进水管吸力的影响, 向进水管方向弯曲, 并从漏斗底部间歇性地向进水管进气, 如图 3-79 (b) 所示, 这时的淹没深度称之为临界淹没深度。此后, 如果再减小淹深, 就会形成连续向进水管进气的管状漩涡, 如图 3-79 (c) 所示。

只有当表面流速很大, 淹没深度小于临界值时, 才会出现如图 3-79 (d) 所示的绕进水管周围旋转的柱状漩涡。

为了保证泵站正常运行, 管口的淹没深度应大于其临界淹没深度。

池中除可能出现上述类型的漩涡外, 在进水池底部 (特别是当悬空高  $P$  过小时) 以及侧面也会形成向进水口延伸的附壁式水中漩涡, 如图 3-80 所示。

总之, 影响临界淹没深度的因素很复杂, 它和边壁型式、后墙距  $T$ 、悬空高  $P$  等

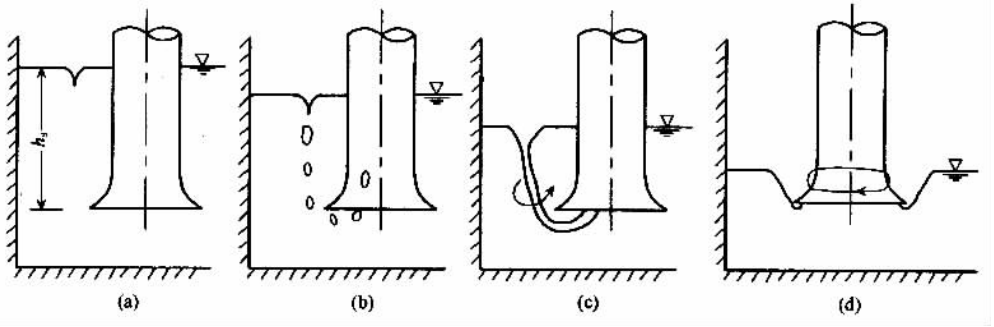


图 3-79 不同漩涡形态图

(a) 局部漩涡, (b) 漏斗状漩涡; (c) 管状漩涡; (d) 柱状漩涡

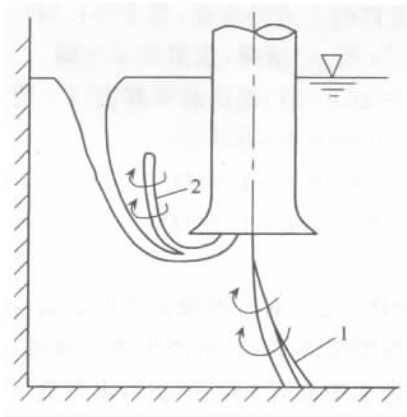


图 3-80 水中漩涡

1 - 附底涡; 2 - 附壁涡

均有关系。一般的规律是临界淹没深  $h_s$  随管口流速  $v$  增大而增大, 并随后壁距  $T$  的减小、悬空高  $P$  的增大而减小。

(2) 淹没深度  $h_s$  的确定方法。国内外对淹没深度曾进行过很多试验研究, 提出了不同的临界淹没深度确定方法, 但各种方法求出的  $h_s$  值出入较大, 因此在选用时必须注意其试验条件, 否则会招致较大误差, 现介绍几种确定临界淹没深度的方法。

1) 原陕西工业大学水泵试验室资料。  $h_s$  根据下式计算:

$$h_s = K_s D_1 \tag{3-83}$$

式中淹没系数  $K_s$  可从图 3-81 查出, 或用下式计算:

$$K_s = 0.64 \left( Fr + 0.65 \frac{T}{D_1} + 0.75 \right) \tag{3-84}$$

$$Fr = \frac{v_1^2}{gD_1}$$

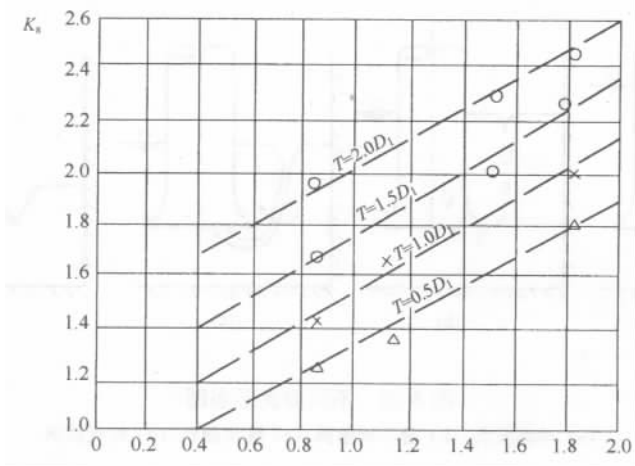


图 3-81  $K_s - Fr$  关系曲线

式中  $D_1$ —吸水管进口直径 (m)；

$Fr$ —吸水管进口弗劳德数；

$v_1$ —管进口流速 (m/s)。

式 (3-83) 的适用范围是  $Fr = 0.3 \sim 1.8$ ，并具有正值吸上高度的离心式或混流式水泵。

2) 日本近藤正道等的试验资料。该试验的条件是： $P = 0.5D_1$ ， $D_1 = 150\text{mm}$ ，试验成果如图 3-82 所示。

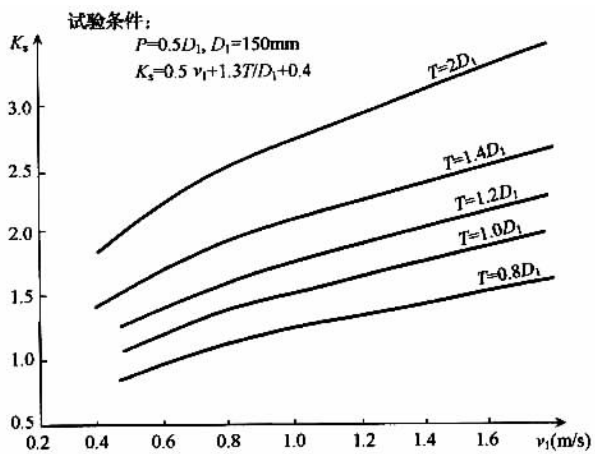


图 3-82  $K_s - v_1$  关系曲线

对比图 3-81 和图 3-82 可以看出，两者变化规律相同，都说明  $h_s$ ，随后壁距  $T$  的增大而增大。图 3-82 中曲线的接近直线部分可用下式表示为



$$K_s = 0.5v_1 + 1.3 \frac{T}{D_1} + 0.4 \quad (3-85)$$

式中符号意义同前。

如进口直径比 150mm 大得较多，而  $P$  值和原试验相差不多时，可将  $v_1$  值乘以修正系数  $K_D$ ，再从图 3-82 或式 (3-85) 中求出  $K_s$  值。 $K_D$  和比值  $D'_1/D_1$  ( $D'_1$  为实有口径， $D_1$  为试验口径， $D_1 = 150\text{mm}$ ) 的关系如表 3-18 所列：

表 3-18  $D'_1/D_1 - K_D$  表

$D'_1/D_1$	1	2	3	4	5	6	8	10
$K_D$	1.0	0.85	0.80	0.76	0.73	0.70	0.68	0.65

当悬空高  $P \neq 0.5D_1$ ，而相差较大时，应将上法所求  $K_s$  值再乘以和  $P/D_1$  有关的修正系数  $K_p$ ，如表 (3-19) 所列：

表 3-19  $P/D_1 - K_p$  表

$P/D_1$	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0		
$K_p$	1.0	0.95	0.90	0.85	0.82	0.80		

3) 日本泵站工程技术手册。口径为 600 ~ 2000mm 的水泵，淹没深度一般取  $h_s = (1.6 \sim 1.8) D$  ( $D$  为吸水管直径)。这是根据水泵以额定流量的 1.2 倍运行，进水池不出现连续吸气漩涡时的淹没深度大致范围。

4) 美国水力协会推荐数据。根据流量  $Q$ ， $h_s$  和  $P$  值用下列公式计算：

临界淹没深度 
$$h_s = 2.5Q^{0.25} \quad (3-86)$$

悬空高 
$$P = 0.37Q^{0.5} \quad (3-87)$$

5) 近似估算法。以下为直立侧壁孔口出流形成漏斗漩涡临界水头 (孔口中心淹没深度) 估算式，可作判别水泵吸水是否产生漏斗漩涡参考。

$$h_s = KD \quad (3-88)$$

式中  $D$ ——孔口直径，将之看作是泵吸水管直径 (m)；

$$K \text{——系数，不稳定漏斗 } K = 0.5 \left( \frac{v_0}{\sqrt{gD}} \right)^{0.55}, \text{ 稳定漏斗 } K = 0.36 \left( \frac{v_0}{\sqrt{gD}} \right)^{2/3};$$

$v_0$ ——孔口出流收缩断面处平均流速，近似以吸水管平均流速  $v$  (m/s) 代入。

另外，综合一些试验资料，临界淹没深度一般在下列范围，泵站设计时，可在此范围内取用。

$$\left. \begin{aligned} \text{喇叭管垂直布置} & \quad h_s = (1.0 \sim 1.25) D_1 \\ \text{喇叭管倾斜布置} & \quad h_s = (1.5 \sim 1.8) D_1 \\ \text{喇叭管水平布置} & \quad h_s = (1.8 \sim 2.0) D_1 \end{aligned} \right\} \quad (3-89)$$

#### (四) 进水池消涡措施

除了在泵站设计时合理确定进水池各部尺寸和合理确定吸水管位置外,采取下列措施也可防止和消除进水池中有害漩涡。

如果管口淹没深度  $h_s$  不足而出现漩涡时,可在进水管上加盖板或其他隔涡措施,如图 3-83 所示。也可在进水池不同部位加设隔板,如图 3-84 所示。

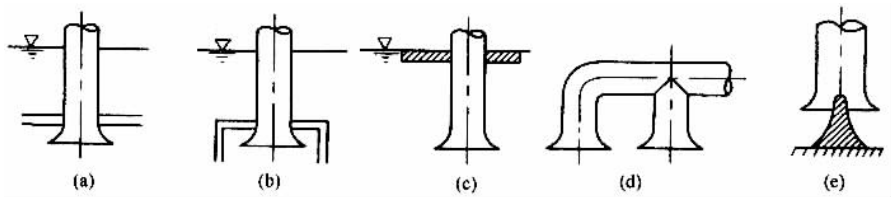


图 3-83 防涡措施之一

(a) 水下盖板; (b) 水下盖箱, (c) 水上盖板; (d) 双进水口; (e) 导水锥

试验证明,图 3-84 (b)、(e) 所示管后竖向隔板或管前倾斜隔板可显著降低临界淹没深度值。图 3-85 为试验所得曲线,曲线 1 是无防涡措施时的  $h_s/D_1 - v_1$  关系,曲线 2、3 和 4 分别代表图 3-84 中 (c)、(d) 和 (e) 的  $h_s/D_1 - v_1$  关系曲线。

对多机组泵站,可在进水池中加设隔墩以稳定水流,防止漩涡,如图 3-86 所示。试验证明,隔墩应稍离后墙或在墩上开孔、开豁口,使各室水流相通,以更好地改善池中水流条件。

### 四、进水管道布置

泵站中进水管道方面的问题,包括管材,管径的选择及管道布置等。进水管的布置要求有水力和安装支承两方面;就水力要求方面又包括泵有效吸入水头(安装高程)、水力损失和进泵流态等。进水管管材、管径选择及安装支承要求与出水管同,见后;进泵有效吸入水头问题,既与进水管道有关,但主要是泵安装高程的确定问题,具体参见《水泵学》教材及本书第二章、第五章。本节简述泵站进水管道水力方面的布置要求。

为减小进水管道过流水力损失,并改善进泵压力分布和流速分布,进水管道布置时应注意下列各项:

(1) 避免管道接头漏气。对吸上型泵装置,吸水管道中存在负夺,管道联接不良,极易漏气,必须特别注意。

(2) 避免管内存气。进水管道中存气,容易引起泵压力肪动和振动,也可能因经产生和加重泵汽蚀。对位于进口水面以上的进水管,沿进泵方向宜有一定逐渐向上管坡;若进水管直径与泵口径不同时,宜用偏心变径接管连接,变径管长度宜大于管径差的 6~7 倍,安装时,保持管顶水平。

(3) 不宜在泵进口侧装设闸阀;不得已需装闸阀时,不能利用进口闸阀调节泵流

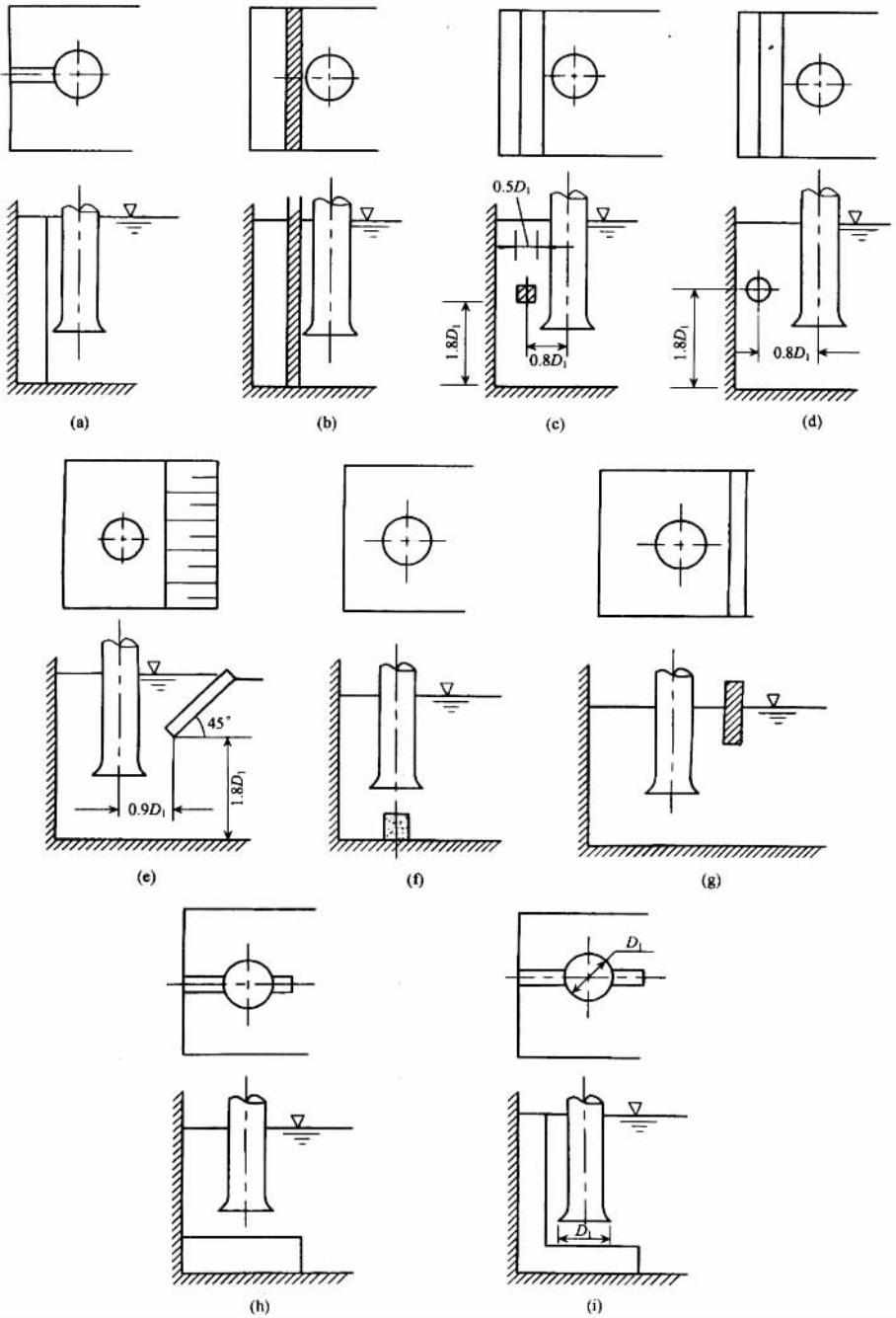


图 3-84 防涡措施之二

- (a) 后墙隔板; (b) 管后隔板; (c) 水下隔板; (d) 水下隔柱; (e) 倾斜隔板  
(f) 池底隔板; (g) 管前隔板; (h) 池底隔板; (i) 复合隔板



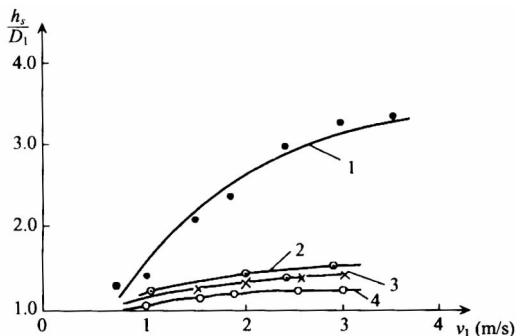


图 3-85 各种防止漩涡方式的效果

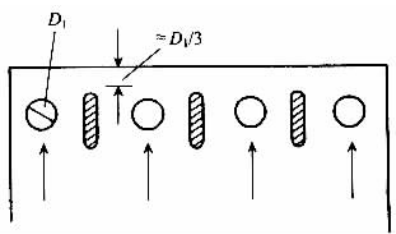


图 3-86 进水池隔墩

量，更不能将进口闸阀作为停泵断流设备。

(4) 尽可能缩短进水管长度，尽量减少弯头，并应取消底阀。当进水管道中有弯头时，应避免过分靠近水泵，以防进泵偏流；亦可在弯管中加导流板（图 3-87）。

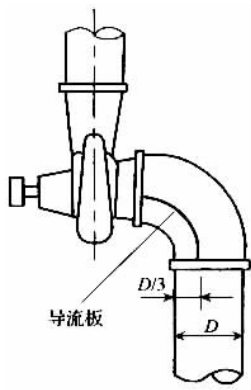


图 3-87 弯管中加导流板

(5) 为减少水力损失、改善进泵流态，进水管进口处应做喇叭口，喇叭口流速宜取 1.0~1.5m/s，喇叭口直径宜等于或大于 1.25 倍进水管直径。对斜置管道，也可做平削管或特制喇叭口（图 3-88）。



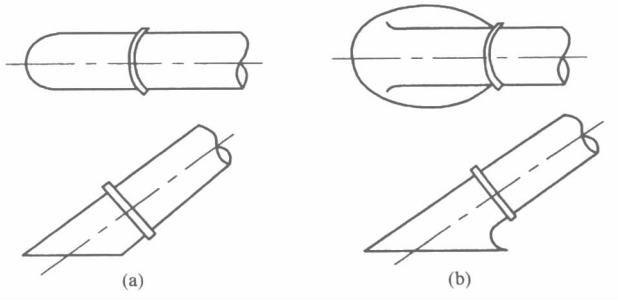


图 3-88 平削管口与特制喇叭口  
(a) 平削管口；(b) 特制喇叭口

图 3-89 为进水管布置要求举例。

## 五、进水流道设计

开敞式进水池一般适于中、小型泵站。对于大型泵站，如果仍建开敞进水池势必工程量很大，其次，大型泵站因其重要，进水条件要求高，工程上多将进水池和进水管合二为一形成进水流道，它是泵站站房内部水泵进口金属渐缩段之前的过流部分。进水流道用钢筋混凝土现场浇筑，并与站房底板浇成整体，成为站房的块形基础，相应站房型式也就成为块基型站房（第五章）。

进水流道按水流方向可分为单向进水流道和双向进水流道。单向进水流道按形状又有肘形弯管和平面蜗壳（钟形）等型式，见图 3-90。

进水流道内的流态直接影响水泵叶轮进口处的流速分布和压力分布，因此，对水泵的实际运行性能也会有很大影响。进水流道形状尺寸选择不当，流道内可能产生涡带，一旦涡带进入水泵，机组就可能发生振动。由于进水流道和站房底板浇成整体，其形状尺寸又直接影响泵站投资和施工难易。由此可见，合理地进行流道设计，不论对水泵运行和工程投资，均有很大意义。进水流道一般应满足以下要求：

- (1) 流道出口（即水泵吸水室进口）断面的流速和压力分布均匀。
- (2) 在各种工况下，流道内不产生涡带，更不允许有涡带进入水泵。
- (3) 水力损失小。
- (4) 尽可能地减小流道宽度和开挖深度，特别是减少开挖深度，以减少工程量和投资。
- (5) 线型简单，便于施工。

### （一）肘形进水流道

肘形进水流道也称为肘形弯管进水流道，是目前国内块基型站房中最常用的一种进水流道。

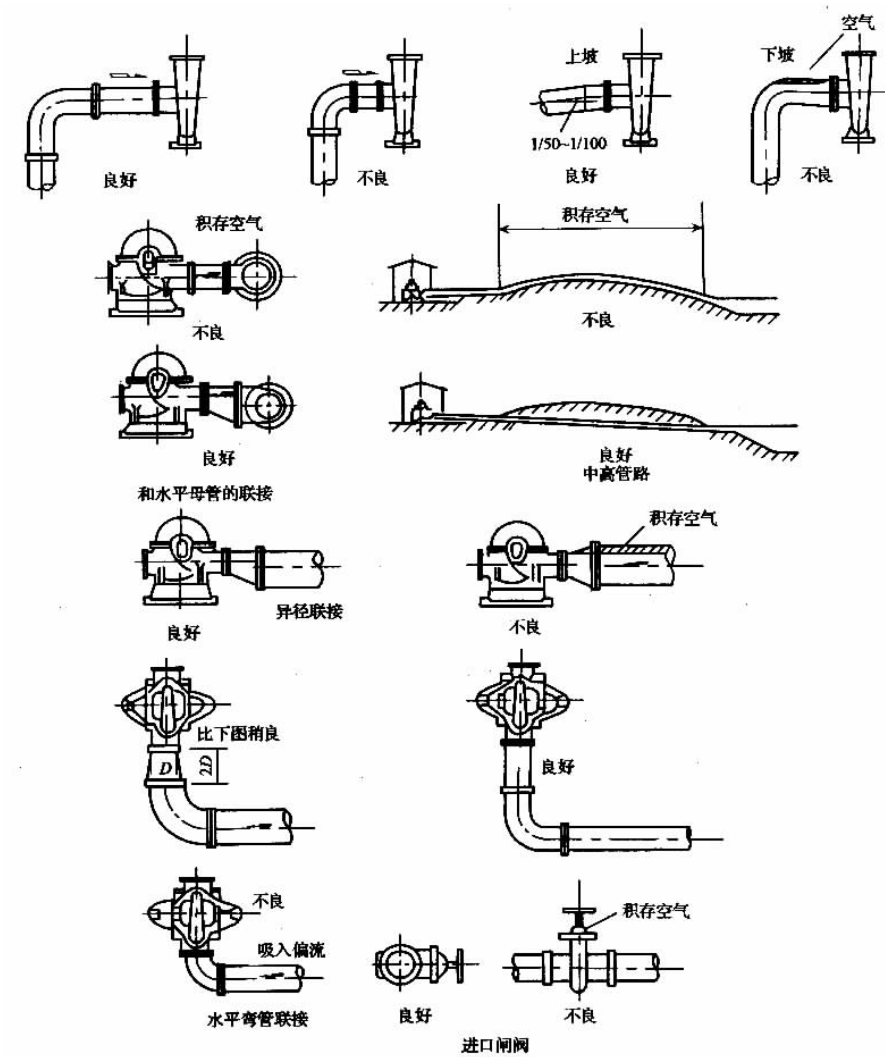


图 3-89 进水管布置要求举例

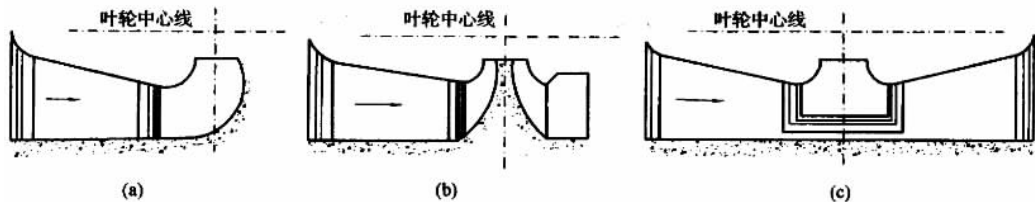


图 3-90 进水流道型式

(a) 肘形进水流道, (b) 平面蜗壳(钟形)进水流道, (c) 双向进水流道

弯管的形状主要有等径直角弯管、等径圆角弯管、曲率半径相同的断面渐缩弯管以及不同曲率半径断面渐缩的肘形弯管等，如图 3-91 所示。

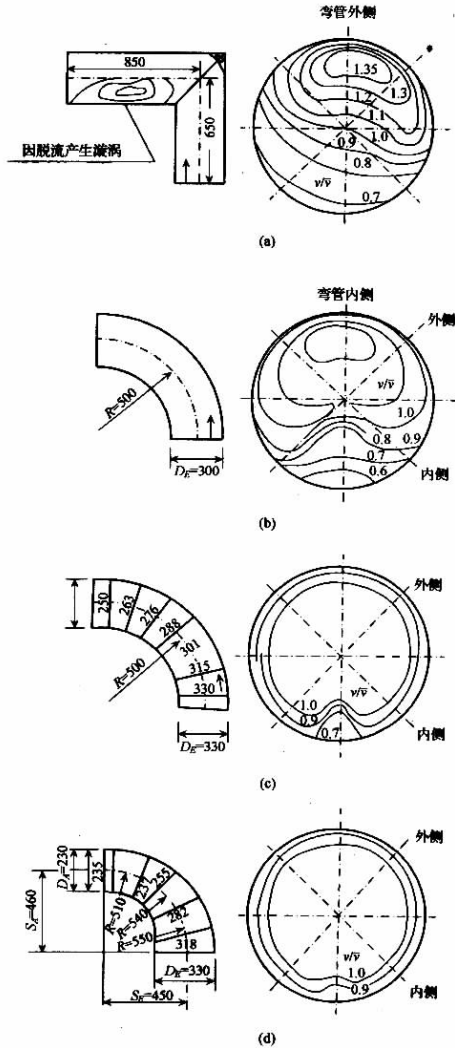


图 3-91 弯管形状及其出口流速分布（无叶轮）

- (a) 等径直角弯管；(b) 等径圆角弯管；(c) 曲率半径相同的断面渐缩弯管；
- (d) 不同曲率半径断面渐缩的肘形弯管

对等直径直角弯管，出口断面的流速分布受离心力的影响很大。由图 3-91 (a) 可见，其出口断面流速的最大值和最小值与平均流速之差约为  $\pm 30\%$ ，这样必然会对水泵性能产生很大影响。同时，这种形状的弯管，不仅内侧会产生漩涡，外侧的直角处也因流动不畅会产生漩涡。这种漩涡达到一定剧烈程度时，流道内就会形成涡带进入水泵叶轮，引起机组振动。此外，直角弯管的阻力损失也大，必然影响泵运行效率。

由图 3-91 可见，不同开头的弯管内流速分布不同。对图 3-91 (b) 所示的圆角弯管其流速分布较图 3-91 (a) 有所改善，而图 3-91 (c) 所示的渐缩管则有较大的改善，图 3-91 (d) 所示的流速则几近均匀分布。由此可见，只要形状尺寸合理，就可能使肘形弯管满足设计要求。

图 3-92 为常用肘形弯管进水流道示意图。肘形弯管进水流道由三部分组成：直线渐缩段、弯曲渐缩段和直锥段。流道断面由矩形逐渐变为近似椭圆形，再变为与水泵进口相一致的圆形。直线渐缩段一般做成底部水平、顶部上翘的形式；有时，为了抬高进水口底部高程，以减少土建工程量，改善站房稳定性，也有做成底部上翘形式，弯曲渐缩段的椭圆断面，其焦距逐步减少，并逐步将水流从水平流向改变为垂直流向；直锥段为由下至上逐渐缩小的同心圆形。

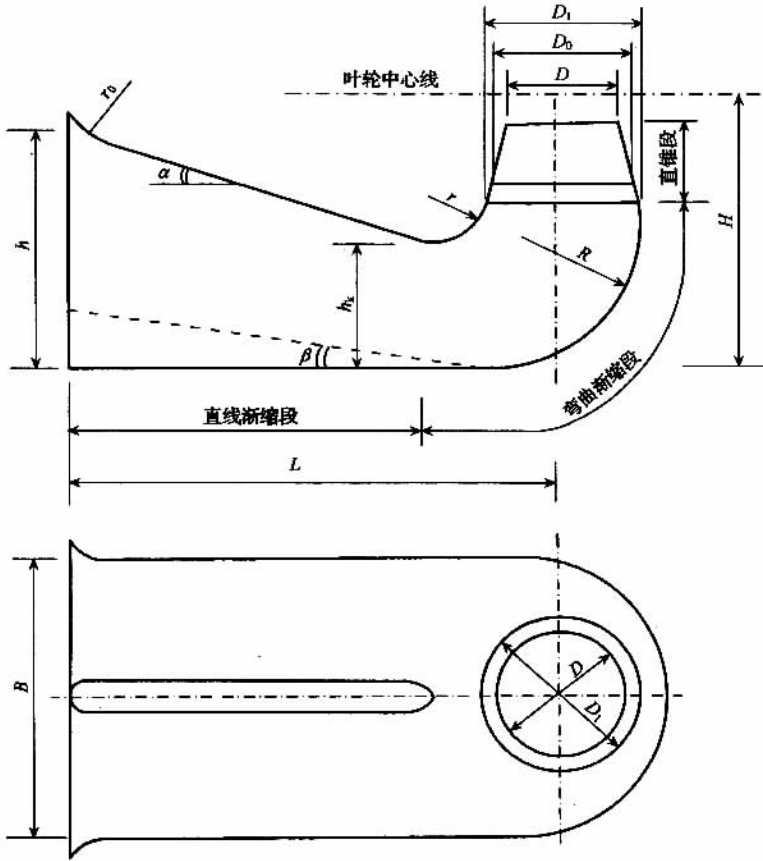


图 3-92 肘形进水流道示意图

### 1. 基本尺寸的拟定

从站房工程造价方面考虑，希望肘形进水流道的两个主要尺寸，即流道高度  $H$ （水泵叶轮中心到底板顶面的距离）和流道宽度  $B$ （进口处水平宽度）尽可能小。根据国内已建泵站的设计和运行经验，采用  $H/D = 1.5 \sim 2.0$  和  $B/D = 2.0 \sim 2.5$  的控制数据是合



理的 ( $D$  为水泵叶轮直径)。就水泵进水条件而言,  $H/D$  增大, 转弯部位的弯曲半径可增大, 对整流和减小水力损失有利, 但要增加挖深, 如果工程允许, 宜适当加大  $H/D$  值, 但无须大到 2.0 以上。关于  $B/D$ , 如果单泵流量大, 又要求降低进口流速, 其值可以适当增大, 但  $B/D$  值过大, 势必也要增加工程造价。

流道进口要有一定的淹没深度 (规范规定不小于 0.5m), 以防止产生吸气漩涡。根据工程设计经验, 进口流速控制在 0.8~1.0m/s, 进口损失及进口漩涡均可减少。

直线渐缩段与弯曲渐缩段连接处的高度  $h_k$ , (见图 3-92) 宜小于叶轮直径  $D$ , 否则弯曲部位不好布置, 会增大流道高度。直线渐缩段的长度可根据流道顶部上翘的角度  $\alpha$  确定,  $\alpha$  角一般取  $20^\circ \sim 25^\circ$ , 同时, 根据国内已建站的经验, 再控制  $L/D = 3.5 \sim 4.5$  左右,  $L$  为流道进口至泵轴中心线的距离。直线渐缩段部分的长度大一些有利于稳定水流, 但是过长则增加工程造价。

流道底部上翘时, 其上翘角度  $\beta$  不宜大于  $12^\circ$ , 但工程上也有用到  $\beta = 20^\circ$  的例子。

弯曲渐缩段一般用两个不同心的圆弧连成, 内圆圆心位于水泵座环法兰面水平线上, 半径  $r = (0.2 \sim 0.5) D$ , 外圆半径  $R = (0.8 \sim 1.2) D$ 。

### 2. 剖面轮廓图的绘制

有了以上各参考数据之后, 即可绘制肘形进水流道的型线图。首先可按下述步骤绘制剖面轮廓图:

(1) 给出水泵叶轮中心线 0-0 和水泵座环法兰面位置  $m-n$  并截取座环直径  $D_0$ , 此即为进水流道出口断面, 如图 3-93 所示; 以座环的收缩角作为流道出口断面处的收缩角, 并画出与垂线成二分之一收缩角 ( $\theta$ ) 的  $m-m$  和  $n-n$  直线。

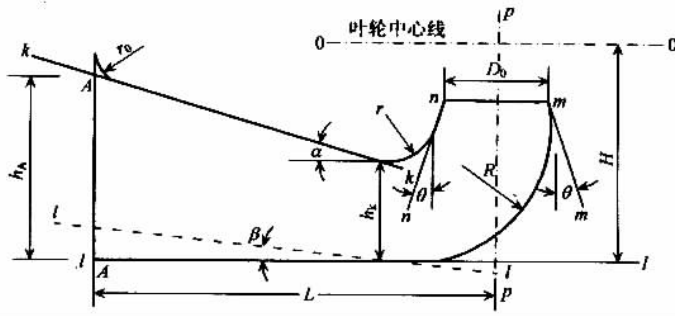


图 3-93 肘形进水流道剖面轮廓图绘制

(2) 根据水泵叶轮中心线 0-0 和  $H$ 、 $\beta$  值, 确定流道底边线  $l-l$ 。当流道为平底 (即  $\beta = 0$ ) 时,  $l-l$  线为一根水平线。

(3) 根据水泵轴线  $p-p$  及  $L$  值, 确定流道进口断面  $A-A$  的位置, 选定进口流速  $v_A$  (一般  $v_A = 0.5 \sim 1.0\text{m/s}$ ), 选择进口断面的形状 (一般为矩形), 再根据所选定的宽度  $B$  和水泵流量  $Q$ , 用下式确定进口高度  $h_A$  为

$$h_A = Q / (v_A \cdot B) \tag{3-90}$$

由  $h_A$  可确定流道进口顶点  $A$  的位置。

(4) 通过  $A$  点作直线  $k-k$  与水平线成  $\alpha$  角。若内圆弧圆心及半径  $r$  已定, 则通过  $A$  点所作直线  $k-k$  与半径为  $r$  的内圆弧相切 (该圆弧还与直线  $n-n$  相切)。

(5) 以半径  $R$  作圆弧与  $m-m$  和  $l-l$  两直线相切; 以半径  $r$  作圆弧与  $n-n$  和  $k-k$  两直线相切; 以半径  $r_0$  作圆弧与  $k-k$  和  $A-A$  两直线相切。若  $\beta$  为大于  $0^\circ$  的角度, 并  $l-l$  直线位置为初拟, 则须根据  $r$ 、 $R$  及角度  $\theta$  检查  $H$  值, 如  $H$  值不合要求, 则重新拟绘  $l-l$  直线位置; 若  $r$  已定, 并且直线  $k-k$  系根据相切于内圆弧的要求给出, 则须根据  $A$  点和内圆弧圆心位置及  $r$  求得实际的  $\alpha$  角度。

这样就绘出了肘形进水流道的剖面轮廓。当所作的剖面图  $h_k$  值在  $(0.8 \sim 1.0) D$  范围内时, 可以认为所拟定的各具体尺寸基本满足要求; 若  $h_k$  值太大或太小时, 可以调整  $\alpha$  或  $L$  值, 直至满足要求为止。

### 3. 平面轮廓图的绘制

肘形进水流道平面轮廓图的绘制方法是, 先初拟平面轮廓图, 在图中选取和剖面轮廓图相同的断面, 由剖面轮廓图可求得各断面的高度, 再由平面轮廓图中各断面的宽度, 从而可得各断面的面积。根据断面面积和水泵流量, 就可以求出各断面处平均流速的大小, 于是就可以作如图 3-94 所示流速—距离关系曲线。若曲线光滑, 说明流道中流速是逐步增大的, 无突变, 也就说明所拟平面轮廓图符合要求。也可以先拟定出流速—距离变化曲线, 根据流速和流量求出各断面的面积, 据此绘制平面轮廓图。平面轮廓图绘制步骤如下:

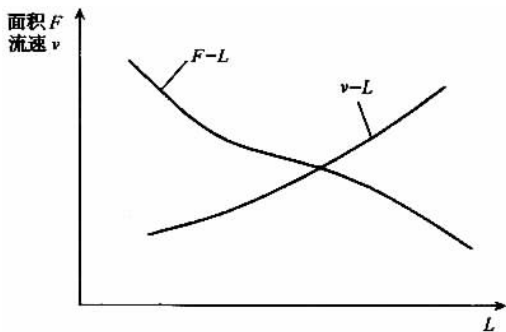


图 3-94 流速、断面面积与流道长度的关系曲线

(1) 根据所选的基本尺寸先给出剖面轮廓图, 如图 3-95 (a); 再根据所选  $B$  值定流道进口段宽度, 并沿水流前进方向取等宽, 至弯曲段开始收缩, 收缩角大致在  $20^\circ \sim 25^\circ$ , 这样可以给出初拟的平面轮廓图, 如图 3-95 (b) 所示。

(2) 在剖面轮廓图中作内切圆, 用光滑的曲线连接各内切圆的圆心, 得到流道中心线  $aq$ ; 在流道中心线上定出有代表性的点  $a$ 、 $b$ 、 $c$ 、 $\dots$ 、 $q$ , 通过这些点作中心线的垂线, 即得  $A-A$ 、 $B-B$ 、 $C-C$  等截面, 并近似地认为这就是通过  $a$ 、 $b$ 、 $c$  等各点的过水断面, 将  $a$ 、 $b$ 、 $c$  各点投影到平面轮廓图上, 亦同时标出  $A-A$ 、 $B-B$ 、 $C-C$

等截面。

(3) 将剖面图中的流道中心线  $aq$  展开，在展开的中心线上标出  $a$ 、 $b$ 、 $c$ …各点，通过各点作  $aq$  垂线，取  $A-A$ 、 $B-B$ 、 $C-C$  等和平面轮廓图相应并同宽度的各截面，即可绘出平面展开图 3-95 (c)。

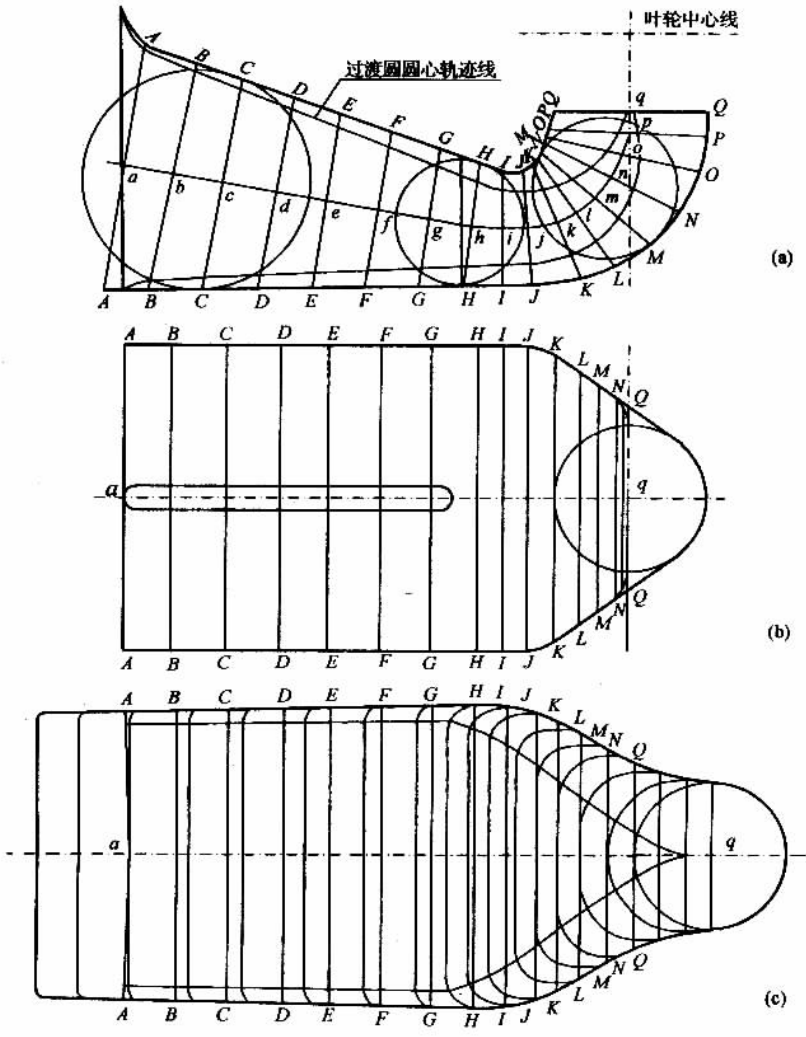


图 3-95 肘形弯管进水流道线型设计

(4) 拟定断面过渡圆半径。因为流道是由矩形断面逐步变到圆形断面与水泵座环相接，为使断面变化均匀，过渡圆半径也应该是均匀变化的。为此，可在剖面轮廓图中拟绘两条光滑的曲线作为过渡圆圆心轨迹线，截面线与轨迹线的交点即为过渡圆的圆心，该点到剖面轮廓线的距离即为该点断面过渡圆的半径  $r_a$ 、 $r_b$ 、 $r_c$ …等。

(5) 在展开图上绘出各断面的几何形状。根据剖面轮廓图、平面轮廓图可知断面高

度和宽度，由（4），各断面过渡圆半径又为已知，则不难绘出各断面的几何形状，见图 3-95（c）。

#### 4. 绘制剖面轮廓图的数解计算方法

以上关于肘形进水流道的线型设计，流道中心线上各过水断面的位置及断面高度均用作图方法确定，兹介绍如下。

参看图 3-96，如果在流道的弯曲渐缩段取以内圆弧中心  $O$  为原点呈放射形断面，则断面高度（ $h$ ）可计算求得，各断面中心点的连线可用一定的数学方程表达，断面中心点之间的弧线长度（即平面展开图中各断面之间的距离）亦可计算求得；因而剖面轮廓图可以比较方便地给出。显然，如流道弯曲段各过水断面即以放射断面代表，只要依此校核的流速—距离关系曲线平顺光滑，也就说明所拟线型尺寸基本合理。设弯曲段内圆弧圆心位于水泵座环的法兰平面上，半径为  $r$ ，水泵座环收缩角为  $2\theta$ ，则内圆弧与直线  $n-n$  的切点距水泵座环法兰面的距离  $h_n$  为

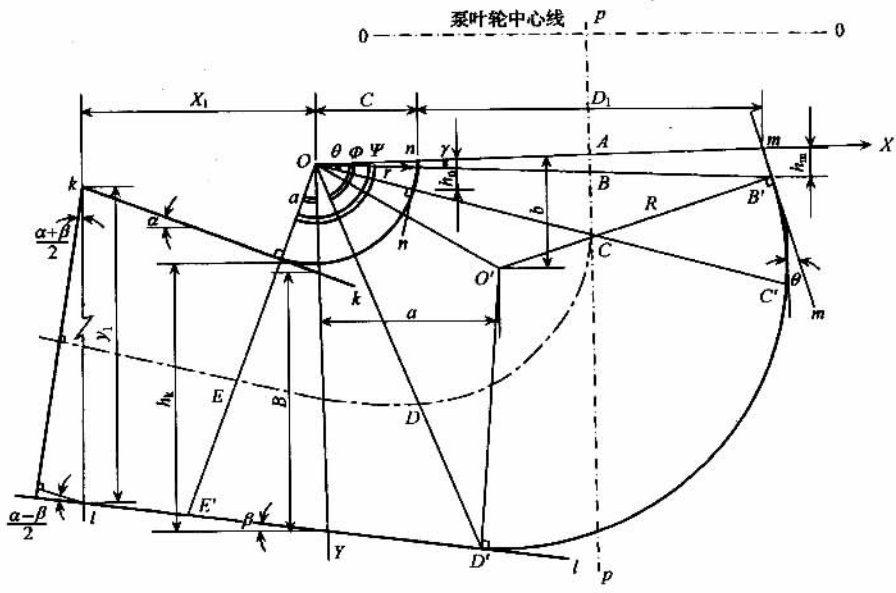


图 3-96 肘形弯管绘制数解计算图

$$h_n = r \sin \theta \tag{3-91}$$

设外圆弧中心在  $O'$  点， $O'$  点距离水泵座法兰面的距离为  $b$ ，则外圆弧与直线  $m-m$  的切点距座环兰面距离  $h_m$  为

$$h_m = b - R \sin \theta \tag{3-92}$$

取  $h_m = h_n = h$  则外圆弧圆心  $O'$  就有确定的位置，其坐标值为

$$b = (R + r) \sin \theta \tag{3-93}$$

$$a = C + D_0 + h \operatorname{tg} \theta - R \cos \theta \tag{3-94}$$

$$C = r \cos \theta + h \operatorname{tg} \theta \tag{3-95}$$

式中  $D_0$ ——水泵座环法兰面处内径。

以  $O$  为原点，通过座环法兰面取  $OX$  为极轴，则可列出流道轮廓线的方程。设座环法兰面中心点为  $A$ ；联  $O$  点和直线  $m-m$  上外圆弧的切点  $B'$ ，放射断面  $OB'$  中心点为  $B$ ；联  $O$  点与直线  $n-n$  上内圆弧的切点并延长之交外圆弧于  $C'$ ，放射断面  $OC'$  中心点为  $C$ ；联  $O$  点与直线  $l-l$  上外圆弧切点  $D'$ ，放射断面  $OD'$  中心点为  $D$ ；联  $O$  点与直线  $k-k$  上内圆弧切点并延长之交直线  $l-l$  上于  $E'$ ，放射断面  $OE'$  中心点为  $E$ 。至此，如果角变量以  $\delta$  表示，则可以列出直线  $n-n$  方程：

$$\rho_n = \frac{C}{\operatorname{tg}\theta \sin\delta + \cos\delta} \quad (0 \leq \delta \leq \theta) \quad (3-96)$$

直线  $m-m$  的方程：

$$\rho_m = \frac{C + D_0}{\cos\delta - \operatorname{tg}\theta \sin\delta} \quad (0 \leq \delta \leq \gamma) \quad (3-97)$$

$$\gamma = \operatorname{tg}^{-1} \frac{h}{C + D_0 + h \operatorname{tg}\theta} \quad (3-98)$$

直线  $l-l$  的方程：

$$\rho_l = \frac{r + h_k}{\sin\delta - \operatorname{tg}\beta \cos\delta} \quad (3-99)$$

式中  $\delta \geq \varphi$

$$\varphi = \operatorname{tg}^{-1} \frac{b + R \cos\beta}{a - R \sin\beta} \quad (3-100)$$

$$h_k = b + R \cos\beta - (a - R \sin\beta) \operatorname{tg}\beta - r \quad (3-101)$$

直线  $k-k$  的方程：

$$\rho_k = \frac{r}{\sin(\delta - a)} \quad (3-102)$$

式中  $\delta \geq 90^\circ + a$

$$\psi = 90^\circ + a \quad (3-103)$$

$CE$  段流道内壁（内圆弧）的方程：

$$\rho_r = r \quad (3-104)$$

$BCD$  段流道外壁（内圆弧）的方程：

$$\rho_r = a \cos\delta + b \sin\delta + \sqrt{(a \cos\delta + b \sin\delta)^2 + R^2 - a^2 - b^2} \quad (\theta \leq \delta \leq \varphi) \quad (3-105)$$

各直线和圆弧方程已知，则  $AB$ 、 $BC$ 、 $CD$ 、 $DE$  等各段内流道的断面高度可以计算求得：

$$\begin{aligned} h_{AB} &= \rho_m - \rho_n & 0 \leq \delta \leq \gamma \\ h_{BC} &= \rho_r - \rho_n & \gamma \leq \delta \leq \theta \\ h_{CD} &= \rho_r - \rho_r & \theta \leq \delta \leq \varphi \\ h_{DE} &= \rho_l - \rho_r & \varphi \leq \delta \leq \psi \end{aligned} \quad (3-106)$$

流道中心线的轨迹方程：

$$\rho_{AB} = \frac{1}{2} (\rho_n + \rho_m) \quad 0 \leq \delta \leq \gamma$$

$$\rho_{BC} = \frac{1}{2} (\rho_n + \rho_R) \quad \gamma \leq \delta \leq \theta \quad (3-107)$$

$$\rho_{CD} = \frac{1}{2} (\rho_r + \rho_R) \quad \theta \leq \delta \leq \varphi$$

$$\rho_{DE} = \frac{1}{2} (\rho_r + \rho_l) \quad \varphi \leq \delta \leq \psi$$

从  $E$  点至流道进口中心点 (设为  $F$  点) 之间的流道中心点轨迹为直线, 该直线与水平面的夹角为  $(\alpha + \beta) / 2$ , 用方程可表达为

$$\rho_{EF} = \frac{1}{2} (\rho_R + \rho_l) (\delta \leq \psi) \quad (3-108)$$

各放射断面之间流道中心线的长度可运用对弧长的曲线积分方法求得。各段内流道断面之间中心线弧长为

$$\begin{aligned} S_{AB} &= \int_{\delta_1}^{\delta_2} \sqrt{\rho_{AB}^2 + \rho'_{AB}{}^2} d\delta \quad 0 \leq \delta_1 \leq \delta_2 \leq \gamma \\ S_{BC} &= \int_{\delta_1}^{\delta_2} \sqrt{\rho_{BC}^2 + \rho'_{BC}{}^2} d\delta \quad \gamma \leq \delta_1 \leq \delta_2 \leq \theta \\ S_{CD} &= \int_{\delta_1}^{\delta_2} \sqrt{\rho_{CD}^2 + \rho'_{CD}{}^2} d\delta \quad \theta \leq \delta_1 \leq \delta_2 \leq \varphi \\ S_{DE} &= \int_{\delta_1}^{\delta_2} \sqrt{\rho_{DE}^2 + \rho'_{DE}{}^2} d\delta \quad \varphi \leq \delta_1 \leq \delta_2 \leq \psi \end{aligned} \quad (3-109)$$

由于式 (3-109) 积分困难, 可用近似计算方法求取断面流道中心线的长度。当取角变量  $\delta$  的增量  $\Delta\delta$  ( $= \delta_2 - \delta_1$ ) 很小时, 流道中心线弧长的增量为

$$\Delta S = \sqrt{\rho^2 + \rho'^2} \Delta\delta \quad (3-110)$$

为便于实际应用, 兹将 (3-109) 式中各流道段弧线方程的导数列写如下:

$$\begin{aligned} \rho'_{AB} &= \frac{1}{2} \left[ \frac{C (\sin\delta + \operatorname{tg}\gamma \cos\delta)}{(\cos\delta + \operatorname{tg}\gamma \sin\delta)^2} + \frac{(C + D_0) (\sin\delta + \operatorname{tg}\gamma \cos\delta)}{(\cos\delta - \operatorname{tg}\gamma \sin\delta)^2} \right] \\ \rho'_{BC} &= \frac{1}{2} \left[ \frac{C (\sin\delta - \operatorname{tg}\gamma \cos\delta)}{(\cos\delta + \operatorname{tg}\gamma \sin\delta)^2} - a \sin\delta + b \cos\delta + \frac{(a \cos\delta + b \sin\delta) (b \cos\delta - a \sin\delta)}{\sqrt{(a \cos\delta + b \sin\delta)^2 + R^2 - a^2 - b^2}} \right] \\ \rho'_{CD} &= \frac{1}{2} \left[ b \cos\delta - a \sin\delta + \frac{(a \cos\delta + b \sin\delta) (b \cos\delta - a \sin\delta)}{\sqrt{(a \cos\delta + b \sin\delta)^2 + R^2 - a^2 - b^2}} \right] \\ \rho'_{DE} &= \frac{- (r + h_k) (\cos\delta + \operatorname{tg}\beta \sin\delta)}{2 (\sin\delta - \operatorname{tg}\beta \cos\delta)^2} \end{aligned} \quad (3-111)$$

从  $E$  点到流道进口之间过水断面不必也不宜再取以  $O$  点为原点的放射断面, 宜取与  $EF$  线垂直的断面。也就是说, 所取过水断面与水平面成  $90 - (\alpha + \beta) / 2$  的倾角。各断面中心点之间的长度给定后, 断面位置就确定; 有了确定的断面位置, 其断面高度也就可以方便地求出。具体计算方法如下:

对照图 3-96, 利用  $XOY$  直角坐标系, 设流道直线渐缩段上任意断面 ( $E$  及  $E$  前直到  $F$  各垂直于剖面图流道中心线的断面) 的顶点 (即该断面分割  $k-k$  直线的点) 距  $Y$

轴的距离为  $X_i$ ，由该点引垂线交  $l-l$  直线，并设此垂线段高度为  $Y_i$ ，则有

$$Y_i = B + KX_i \quad (3-112)$$

设相应断面高度为  $h_i$ ，应有

$$h_i = my_i = mB + mKX_i \quad (3-113)$$

式中常数  $B$ 、 $m$ 、 $K$  用以下公式计算：

$$B = b + R\cos\beta - (a - R\sin\beta) \operatorname{tg}\beta - \frac{r}{\cos\alpha} \quad (3-114)$$

$$B = h_k - r \frac{1 - \cos\alpha}{\cos\alpha} \quad (3-115)$$

$$K = \operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta \quad (3-116)$$

$$m = \cos \frac{\alpha + \beta}{2} + \sin \frac{\alpha - \beta}{2} \operatorname{tg} \frac{\alpha - \beta}{2} \quad (3-117)$$

对照图 3-93，如果流道进口取垂直断面，则该断面的高度  $h_{\text{进}}$  为

$$\begin{aligned} h_{\text{进}} = y_{\text{进}} &= B + K \left( L - C - \frac{D_0}{2} \right) \\ &= h_k - r \frac{1 - \cos\alpha}{\cos\alpha} + \left( L - C - \frac{D_2}{2} \right) (\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta) \end{aligned} \quad (3-118)$$

需要说明的是，以  $E$  点分界，流道直线渐缩段和弯曲渐缩段取过水断面的方法不同，因此，流道中流速—距离关系曲线在  $E$  点势必不连续。但是，只要  $E$  点前后两段曲线平顺光滑，仍说明包括  $E$  点在流道断面渐缩无突变。

再者，如果流道内壁圆弧中心  $O$  点不取在水泵座环法兰面上，而是取在法兰面之上或之下某位置处（向上不能高过  $r\sin\theta$ ），只要将  $m-n$  平面上流道断面直径由  $D_0$  改为其他与  $O$  点位置相应的某个数值，此时，以上各公式仍可帮助绘型设计。

显然，有了以上数值解计算方法，肘形弯管进水流道的绘型设计大为方便，即使需要修正，也容易看出从何着手可实现预期目标。

上述方法仅是绘型数解方法之一，应用较方便，如断面取与中心线垂直亦可列出另一种数解计算式，具体设计方法（绘图软件应用）可参考有关文献。但是，值得指出的是：无论用哪一种方法设计流道，均不能真正预测流道内各断面的流速分布。近年来，随着计算机及计算技术的不断发展，三维紊流数值模拟技术已逐渐应用于流道设计，并可借以优化流道型线。具体设计方法可参考专门文献。

肘形弯管进水流道应用较多，集工程应用的经验和试验研究成果，其设计方法和型线尺寸已逐步标准化。

## （二）平面蜗壳进水流道

平面蜗壳进水流道是所谓钟形进水流道型式之一，因水泵吸水室采用平面蜗壳，故称此名。平面蜗壳流道由进口段、吸水室、导水锥及喇叭管等几部分组成，如图 3-97 所示。水流由前池进入流道进口段后，由吸水室将水流引向喇叭管进口四周，再通过喇叭管与导水锥之间的环形通道进入水泵叶轮室。

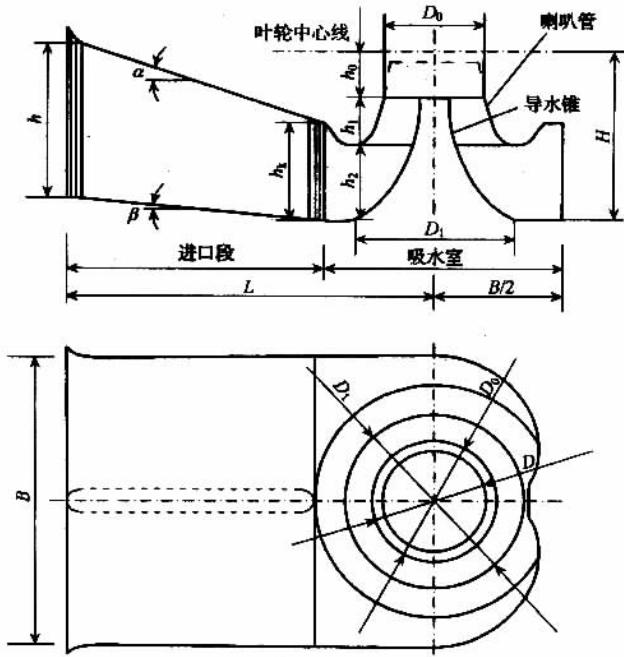


图 3-97 平面蜗壳进水流道示意图

平面蜗壳进水流道宽度比肘型流道稍宽。但其显著的优点是流道高度小，可以抬高站房底板高程。 $H/D$  值一般为  $1.1 \sim 1.4$ ，工程上有采用小于  $1.0$  的，运行中并未发生异常现象。此外，这种流道施工较方便，而且因为流道与流道之间需要填充的混凝土量较小，因此，对节省工程投资、加快施工进度等也具有明显的优点。

### 1. 流道形状对流态及工程投资的影响

(1) 导水锥对流态的影响。为了保证水从喇叭口的四周进入水泵，以使喇叭口处的水流具有良好的流态，需要严格控制喇叭口与流道底板之间的高度。在这个高度合理的情况下，流态如图 3-98 所示。由图可见，流道出口断面的流速分布比较均匀，但正对喇叭口的底板上方有一个滞水区，流态混乱。试验表明，往往在这个区域出现涡带，导致水泵发生强烈振动。这种现象可以采用在底板上设置导水锥的办法加以消除。由此可见，导水锥是平面蜗壳进水流道重要的组成的部分。而为了保证流道出口流场均匀，应该使水流在流道内的流速均匀地递增，并据此设计喇叭管和导水锥。

(2) 吸水室的形式对流态的影响。钟形流道吸水室的形式很多，主要有矩形、多边形、半圆形及蜗壳形几种。如图 3-99 所示。矩形吸水室的后墙处有三个漩涡区，会增加阻力损失。且可能产生涡带进入水泵；同时，这种吸水室还易受前池流态的影响。例如侧向进水，或者多台机组的泵站部分机组运行时都可能使流道进口的流速分布不均匀，容易在吸水室形成环向流动。当环流方向与水泵转动方向相同时，会减小水泵流量，降低水泵效率；环流方向与水泵转动方向相反时，又会使机组功率增加，严重时可能



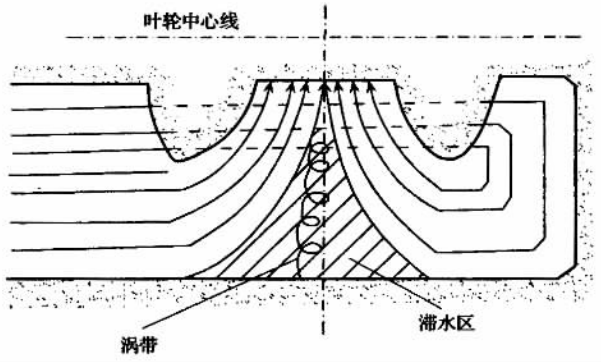


图 3-98 无导水锥时的流态

使动力机超载。因此，不宜采用矩形吸水室。为了使设计和施工方便，也可考虑多边形和半圆形吸水室，并且在后墙处设置隔涡墩，以消除吸水室内环向流动的产生。但是，流态最好的吸水室应该是蜗壳吸水室，因为水流在蜗壳内的流动阻力损失最小，而且蜗壳的隔舌可以更好地起到隔涡墩的作用。采用蜗壳吸水室的钟形流道习惯上又称平面蜗壳进水流道。

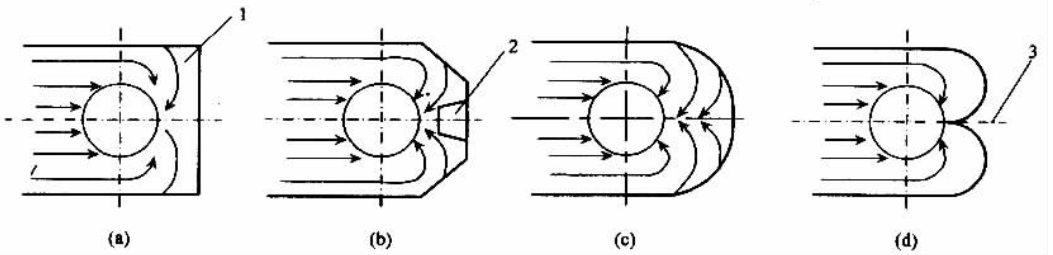


图 3-99 吸水室形式

(a) 矩形；(b) 多边形；(c) 半圆形；(d) 蜗壳形

1- 漩涡；2- 隔涡墩；3- 隔舌

### 2. 流道尺寸对流态及工程投资的影响

(1) 喇叭口的高度  $h_2$ 。  $h_2$  太大时，一方面会增加流道高度  $H$ ，从而降低底板高程，增加工程投资；另一方面又会恶化流道内的水流状态。因为  $h_2$  的增加即喇叭口下的圆柱面面积加大，流速减小，阻力减小，但水流的自由度加大。当  $h_2$  增大到一定程度时，水流就不需要从四周进入喇叭口了，即从一个方向进入喇叭口也可以满足流量的要求。因此会出现图 3-100 所示的流态，即在吸水室后面部分会出现滞水区。这时，导水锥不仅不能起到导水作用，反而会起到阻力作用，恶化流态，严重的可能产生涡带进入水泵。但  $h_2$  太小，也会增加阻力损失，降低泵运行效率。因此，在设计平面蜗壳进水流道时， $h_2$  应选择适当。一般采用  $(0.4 \sim 0.6) D_0$ ，最好能通过模型试验确定。上述  $D_0$  系指流道出口直径，一般也就等于水泵座环直径，它根据水泵构造不同，可能

与水泵叶轮直径  $D$  相等，也可能稍小于  $D$ 。

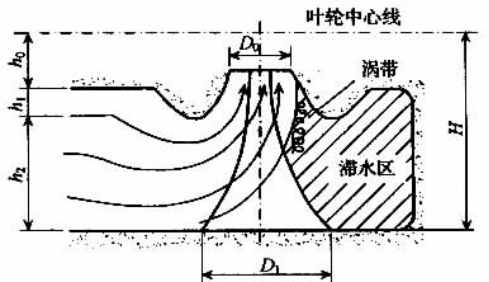


图 3-100  $h_2$  偏大时的流态

(2) 流道高度  $H$ 。即水泵叶轮中心线至流道底板的高度。如图 3-100 所示。 $H$  包括三个部分，即

$$H = h_0 + h_1 + h_2 \quad (3-119)$$

式中  $h_0$ ——叶轮中心线至水泵座环法兰面的高度；

$h_1$ ——喇叭管的高度；

$h_2$ ——喇叭管进口至底板的高度。

对于确定的水泵， $h_0$  一定。由于  $h_0$  的大小直接影响  $H$  值。所以，为了减少  $H$  值，水泵设计应尽可能减小  $h_0$ 。

$h_1$  一方面影响流道高度，另一方面也影响水流条件。 $h_1$  越大，流道出口流速分布越易得到调整，即使得水泵进口的流速分布更趋均匀。但是， $h_1$  值大又增加  $H$  值，即增加站房的开挖深度，因此不希望  $h_1$  值太大，一般可取  $h_1$  为  $(0.3 \sim 0.4) D$ 。

(3) 喇叭口直径  $D_1$ 。 $D_1$  越大，进口流速减小，水力损失也小。但  $D_1$  增大后，也需要适当加大喇叭管的高度  $h_1$ ，以改善喇叭管内的流态。同时，因为  $D_1$  增大后，减少了喇叭进口的流速，相应地，也应该降低蜗壳内的平均流速，从而需要加大  $h_2$  及吸水室的宽度  $B$ ，以致引起机组间距的增大。所以  $D_1$  也是影响流态和工程投资的因素之一。一般可取  $D_1 = (1.3 \sim 1.4) D$ 。

### 3. 平面蜗壳流道的设计

平面蜗壳进水流道的设计分三部分，即喇叭管和导水锥的线型设计、蜗壳吸水室设计及流道进口段设计。

(1) 喇叭管和导水锥的线型设计。根据水泵结构、站房结构以及进水条件要求决定  $h_0$ 、 $h_1$  和  $h_2$  以后，就可以定出相对于水泵叶轮中心线的喇叭口及站房底板顶面的高程；再根据水泵座环内径  $D_0$ 、轮毂直径  $d_0$ ，并选定喇叭口直径  $D_1$ ，就有了喇叭管和导水锥的各控制尺寸。根据这些控制尺寸，可以绘出喇叭管和导水锥的形状曲线。线型设计方法是：选择一定的椭圆曲线或半径分别为  $R$  和  $r$  的圆弧线，画出喇叭管和导水锥的曲线，然后再绘制流速变化曲线加以验证；也可以先假定流速变化规律，据此求出各过

水断面的面积，由面积变化规律先初拟喇叭管的曲线，再求出导水锥的曲线。需要注意的是：实际过水断面为环形曲面，参看图 3-101，其面积  $F$  可按下式计算：

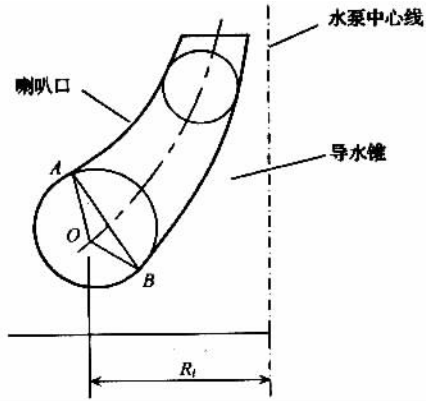


图 3-101 环形过水断面示意图

$$F_i = 27\pi R_i b_i \quad (3-120)$$

式中  $R_i$ ——弧线  $AB$  的中点至水泵中心线的距离；  
 $b_i$ ——弧线  $AB$  的长度。

计算上述弧线  $AB$  长度显然麻烦，设计时，如所选基本尺寸适当，只要所绘制喇叭管和导水锥母线均为平顺光滑的曲线，也可以改用水平环形断面作为实际过水断面，依此检验流速变化情况，甚至亦可不加检验。下面介绍喇叭管和导水锥的两种曲线的绘型方法。

1) 椭圆曲线方法。喇叭管曲线和导水锥曲线均采用椭圆曲线，并取椭圆长轴与水泵轴平行，曲线在水泵进口收缩段下平面处（可以是水泵座环法兰面处）与收缩段内壁相切（见图 3-102）。

如果以水泵叶轮中心线为  $x$  轴，以水泵轴线为  $y$  轴，则根据几何关系，喇叭管母线椭圆方程为

$$\frac{\left(x - \frac{D_1}{2}\right)^2}{a^2} + \frac{(y + b - h_0 - h_1)^2}{b^2} = 1 \quad (3-121)$$

式中  $a$ 、 $b$ ——分别为  $x$  方向和  $y$  方向椭圆半轴；  
 $h_0$ 、 $h_1$ 、 $D_1$ ——意义同前。

由图 3-102 可见，直线  $m-m$  的斜率为  $1/\text{tg}\theta$ ，因其过椭圆上一点  $(x, y)$ ，因此可写出方程为

$$y' = 1/\text{tg}\theta$$

即

$$-\frac{b^2\left(x - \frac{D_1}{2}\right)}{a^2(y + b - h_0 - h_1)} \text{tg}\theta = 1 \quad (3-122)$$

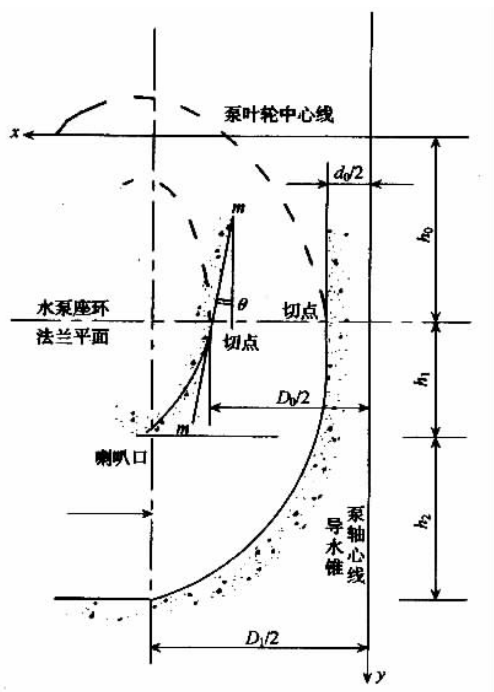


图 3-102 椭圆曲线绘制喇叭管和导水锥示意图

因  $m - m$  直线过椭圆的点为

$$\begin{cases} x_1 = \frac{D_0}{2} \\ y_1 = h_0 \end{cases}$$

由此，联立式 (3-121) 和式 (3-122)，并将  $x_1$ 、 $y_1$  代入，则可得如下联立方程组：

$$\left. \begin{aligned} \frac{(D_1 - D_0)^2}{4a^2} + \frac{(b - h_1)^2}{b^2} &= 1 \\ \frac{b^2 (D_1 - D_0)}{2a^2 (b - h_1)} \operatorname{tg} \theta &= 1 \end{aligned} \right\} \quad (3-123)$$

对于以上方程组，当  $h_1$ 、 $D_0$ 、 $D_1$ 、 $\theta$  有具体值并解之，即可求得喇叭管椭圆线  $y$  方向半轴  $b$  值：

$$b = \frac{h_1 [2h_1 - (D_1 - D_0) / \operatorname{tg} \theta]}{4h_1 - (D_1 - D_0) / \operatorname{tg} \theta} \quad (3-124)$$

利用式 (3-123) 的参数关系，又可以方便地求得  $x$  方向的半轴值：

$$a = \frac{b (D_1 - D_0)}{2 \sqrt{h_1 (2b - h_1)}} \quad (3-125)$$

从而可以根据式 (3-121) 绘出喇叭管曲线。

用同样的方法还可以给出导水锥曲线。导水锥顶部直径为  $d_0$ ，底部直径取为  $D_1$ ，如果导水锥的高度为喇叭管高度  $h_1$  和喇叭口到底板的高度  $h_2$  之和（见图 3-102），则导水锥椭圆曲线在  $x$  方向的半轴为  $(D_1 - d_0) / 2$ ， $y$  方向的半轴为  $(h_1 + h_2)$ ，也就是说，导水锥椭圆曲线方程（见图 3-102）：

$$\frac{4\left(x - \frac{D_1}{2}\right)^2}{(D_1 - D_0)^2} + \frac{(y - y_0)^2}{(h_1 + h_2)^2} = 1$$

据此，可以绘出导水锥曲线。

2)  $ZD^2$  曲线方法。工程上也有用  $ZD^2 = K$  的二次曲线绘制喇叭管口和导水锥曲线。这是假定水流在环形流道内呈有势流动，喇叭管和导水锥曲线为两根流线，在所选基本尺寸适当的条件下，用  $ZD^2 = K$  所求得两根流线之间的水流符合流速逐步增大的要求。具体绘制时，首先求出常数  $K$ ，然后假定不同的  $D^i$ ，求出对应的  $Z^i$ ，定出所需要的曲线。

为了求得常数  $K$ ，在喇叭管下先绘一条辅助基准线  $Q-Q$ （见图 3-103）， $A、C$  点至  $Q-Q$  线的距离为  $Z_0$ ， $B、D$  点至  $Q-Q$  线的距离为  $Z_1$ ，而  $AC = D_0$ ， $BD = D_1$ ，喇叭管的高度为  $h_1$ ，于是根据  $ZD^2 = K$  可以得出下列方程组：

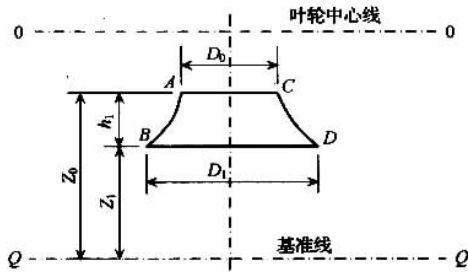


图 3-103 喇叭管曲线

$$\left. \begin{aligned} Z_0 D_0^2 &= K \\ Z_1 D_1^2 &= K \\ Z_0 - Z_1 &= h_1 \end{aligned} \right\} \quad (3-127)$$

解上式可求得喇叭管曲线常数  $K_{管}$ ：

$$K_{管} = \frac{h_1 d_0^2}{1 - \left(\frac{D_0}{D_1}\right)^2} \quad (3-128)$$

用同样的方法可以绘出导水锥的曲线（见图 3-104），导水锥曲线常数  $K_{锥}$  可用下式求得：

$$K_{锥} = \frac{(h_1 + h_2) d_0^2}{1 - \left(\frac{d_0}{D_1}\right)^2} \quad (3-129)$$

(2) 蜗壳吸水室的设计。蜗壳设计可采用平均流速  $v$  为常数的方法进行，蜗壳内平

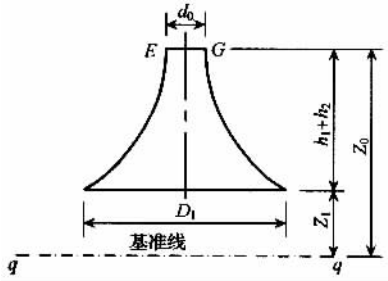


图 3-104 导水锥曲线

均流速应小于喇叭口进口流速。为使蜗壳至喇叭口流动不发生突变，可采用喇叭口下圆柱面上平均流速（径向）作为蜗壳内的平均流速为

$$v = \frac{Q}{\pi D_1^2 h_2} \tag{3-130}$$

式中  $Q$ ——水泵设计流量。

用下式求各计算断面的流量（见图 3-105）：

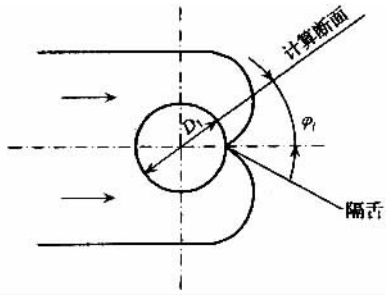


图 3-105 蜗壳断面位置

$$Q_i = \frac{\varphi_i}{360} Q \tag{3-131}$$

根据  $Q_i$  和平均流速  $v$  就可以求出各计算断面的面积为

$$F_i = Q_i / v$$

蜗壳的断面形式，可采用圆形，亦可采用梯形。当采用梯形断面（图 3-106）时，为避免喇叭管进口处出现尖角，可另加宽  $a'$ 。蜗壳断面宽度  $a$  大，则流道宽度  $B$  要相应增大；但  $a$  过小，只有增大  $h_k$  才能满足平均流速不变，而  $h_k$  过大，又会使  $\alpha$  角增大，从而可能增大阻力损失。

在确定断面尺寸时，可以先选定  $h_2$ 、 $h_k$ 、 $a$ 、 $a'$  等，然后根据断面的面积  $F_i$  求蜗壳的宽度  $a_i$ 。由图 3-106，蜗壳断面面积

$$F_i = h_k a_i - \left[ (h_k - h_2) a' + \frac{1}{2} (h_k - h_2)^2 / \text{tg} \alpha \right] \tag{3-132}$$

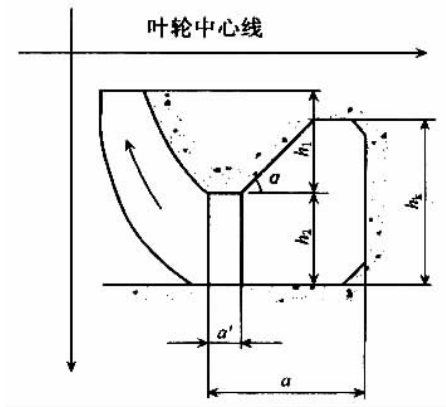


图 3-106 梯形蜗壳断面

由此可得蜗壳的宽度  $a_i$  为

$$a_i = \frac{1}{h_k} \left[ F_i + (h_k - h_2) a' + \frac{1}{2} (h_k - h_2)^2 / \text{tg}\alpha \right] \quad (3-133)$$

将  $F_i$  以  $Q_i/v$  代入，即得

$$a_i = \frac{1}{h_k} \left[ \frac{Q_i}{v} + (h_k - h_2) a' + \frac{1}{2} (h_k - h_2)^2 / \text{tg}\alpha \right] \quad (3-134)$$

这样，任意计算断面的  $\alpha$  值都可以求出，从而就可以绘出蜗壳吸水室平面图及各蜗壳断面图。

(3) 进口段的设计。蜗壳吸水室既定，流道宽度  $B$  亦定， $B$  由下式计算：

$$B = D_1 + 2a \quad (3-135)$$

式中  $a$  为最大蜗壳断面宽度。当所定出的  $B$  与站房布置所要求的  $B$  值相差太大时，还可以改变  $h_2$  或  $h_k$ ，从而改变  $a$  值，重新确定流道宽度  $B$ ，直到满意为止。

流道宽度  $B$  确定后，可以根据所选定的进口流速，确定流道进口高度  $h$  (图 3-97)。其他有关设计要求，如流道长度、上翘角度等同时形弯管进水流道。

### (三) 双向进水流道

图 3-90 (c) 所示流道因为能从两个方向进水所以称为双向进水流道。由于它具有一定的优点，这种流道型式广泛应用于有双向运行要求的泵站。但是试验表明，双向进水流道运行时，有一侧为死水区，流道内易形成涡带。为了改善双向进水流道的水流条件，提出如下的办法，供设计时参考。

#### 1. 加筑隔板

隔板设于喇叭口两侧及喇叭口下部。隔板顺水流设置，其作用是：可防止水流在流道中摆动，减弱喇叭口进口处的环流。试验表明，加筑长度为  $0.1D$ 、厚度为  $0.005D$  (其中  $D$  为水泵叶轮直径) 的隔板后，水体旋转的自由度相对减少，漩涡运动减弱，对

流态有明显改善。同时，垂直隔板对于减小底板跨度，改善底板的受力条件也有好处。

## 2. 加筑导水锥

从钟型进水流道的流态分析可知，当水流从喇叭口四周进入喇叭口时，正对喇叭口的底板以上水流容易产生涡带，引起水泵振动。因此加筑导水锥也是改善流态的途径之一。有自流引水或排水要求的泵站，导水锥有一定的阻水作用。

## 3. 加筑泵出口导流盖

双向流道泵站，往往其出水亦为双向。为整理水流，减少泵出口动能损失，宜在泵导叶体与出水流道三通型接口处加筑导流盖，类似于倒置导水锥。

由于双向进水流道是一种新的流道型式，在理论和实践上都还需要总结和进一步研究，所以设计时宜进行必要的模型试验，根据试验结果确定流道布置及各部尺寸。

# 第四节 出水管道及出水建筑物

泵站出水设计指泵出口至灌溉干渠或承泄（蓄涝）区间的泵站出口联接建筑物设计。主要包括出水管（流）道装置和出水池（或压力水箱）等。出水管（流）道输送水流；而出水池则汇集出水管道水流使之平顺地进入灌溉干渠或承泄（蓄涝）区。对于小型泵，出水压力管道多为铸铁管、钢管或预制钢筋混凝土管；大型泵压力管道则多为现场浇筑的钢筋混凝土结构且与站房构成整体，俗称出水流道；长距离输水常使用钢管管。出水池则多为开敞式，但有时为适应管道出口水位变化幅度过大的情况，也可筑成封闭压力水箱。

## 一、出水池

泵站出水池形式和尺寸，应根据地形、地质、水力要求、截流闭锁装置（断流方式）等因素综合确定；出水池布置应满足水流平顺，防止冲刷和水流损失小等要求。

### （一）出水池类型

#### 1. 根据水流方向分类

按管口出流方向与池中水流输运方向异同分为正向出水池、侧向出水池，如图 3-107 所示。正向出水指管口出流方向与池中水流方向一致，如图 3-107（a）所示，该型式出水池出水顺畅，实际工程中较多采用；侧向出水指管口出流方向与池中水流方向正交（或斜交），如图 3-107（b）、（c）所示，此型式因流向改变，水流交叉、掺混，池中流态紊乱，且不利于池渠衔接。

#### 2. 按出水管出流方式分类

根据管口是否淹没可分为淹没出流和自由出流，如图 3-108 所示。淹没出流指出水管口淹没在出水池水面以下；按出水管线布置方式不同又可分为直管式和虹吸式。直



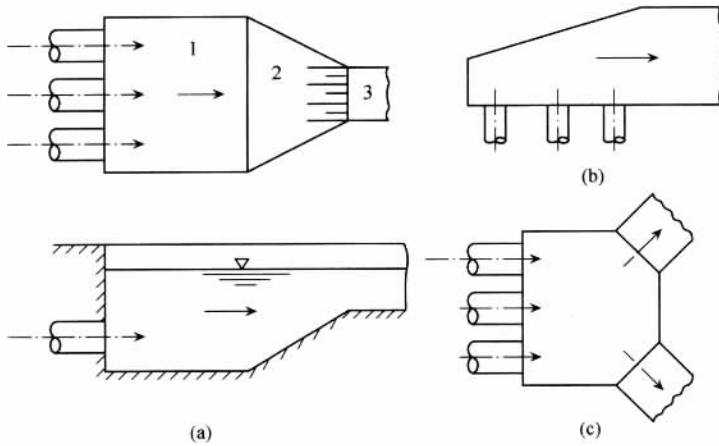


图 3-107 正向和侧向出水池示意图  
 (a) 正向出水池；(b)、(c) 侧向出水池  
 1—出水池；2—过渡段；3—干渠

管式管出口可以水平如图 3-107 (a) 所示，也可倾斜如图 3-108 (a) 所示。为防止正常或事故停泵时渠水（或外水）倒流，可在管出口设拍门、逆止阀或在池中修挡水溢流堰；而虹吸管（流道）如图 3-108 (c) 则采用在管顶设真空破坏装置，这种断流方式多用于大、中型泵站；如真空破坏阀结构适宜，小型泵站亦可采用。

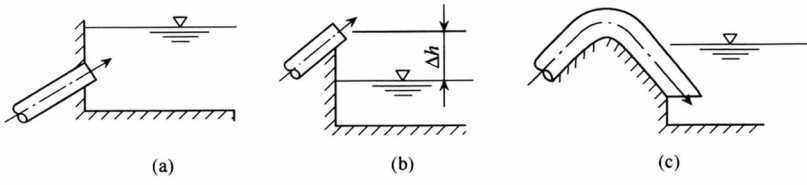


图 3-108 出水管不同出流方式  
 (a) 倾斜淹没式出流；(b) 自由式出流；(c) 虹吸式出流

自由出流指出水管口位于出水池水面以上如图 3-108 (b) 所示，这种出流方式，浪费了高出出水池水面的部分水头如图 3-108 (b) 中的  $\Delta h$ ，但由于施工、安装方便，停泵时无须设断流装置可防止水体倒流，所以在一些临时性或高扬程小型泵站中仍常见。

## (二) 出水池尺寸的确定

### 1. 正向出水池

#### (1) 水平出流出水池长度 $L$ 的计算

出水池沿水流方向须有足够长度，保证管道出流逐步扩散后均匀平顺。池长的计算

方法较多，但多为一定条件下的模型试验结果，以下介绍几种分析计算方法，供应用参考和比较。

①水面漩滚法。如图 3-109 所示，水平淹没式出流会在出水池上部形成范围较大的漩滚区，此漩滚区若扩散至渠中，势将造成渠道冲刷。漩滚法是假定出水池长度等于漩滚长度。影响漩滚长度因素较多，但主要有管口淹没深度  $h_s$ 、池中有无台坎以及台坎的型式和高度  $h_p$ 。试验结果表明：出水池的漩滚长度与管口淹没深度  $h_s$  之间成抛物线关系，即

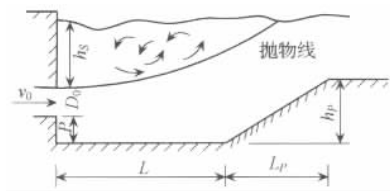


图 3-109 淹没出流示意图

$$L = Kh_s^{0.5} \quad (3-136)$$

$$K = 7 - \left( \frac{h_p}{D_0} - 0.5 \right) \frac{2.4}{1 + \frac{0.5}{m^2}} \quad (3-137)$$

$$m = \frac{h_p}{L_p}$$

上三式  $L$ ——出水池长度 (m)；

$h_s$ ——管口上缘的最大淹没深度 (m)；

$K$ ——试验系数；

$h_p$ ——台坎高度 (m)；

$m$ ——台坎坡度；

$L_p$ ——斜坡水平长度 (m)；当垂直台坎时， $m = \infty$ ；当  $h_p = 0$  时， $m = 0$ ， $K = 7$ ；

$D_0$ ——出水管口直径 (m)。

式 (3-136) 对管出口流速较小时较为准确，但当管出口流速  $v_0 \geq 1.5\text{m/s}$  时，误差较大。可按下列经验公式计算：

$$L = K \left( h_s + \frac{v_0^2}{2g} \right) \quad (3-138)$$

式中  $v_0$ ——出水管口流速 (m/s)；

其他符号意义同前。

当无台坎 ( $m = 0$ ) 或  $h_p \leq 0.5D_0$  时

$$L = 7 \left( h_s + \frac{v_0^2}{2g} \right) \quad (3-139)$$

当垂直台坎 ( $m = \infty$ ) 时

$$L = \left( 8.2 - 2.4 \frac{h_p}{D_0} \right) \left( h_s + \frac{v_0^2}{2g} \right) \quad (3-140)$$

根据水流漩滚消能理论和试验, 前苏联 A·A 特瑞卡柯夫提出如下出水池长度计算式:

$$L = Kh_s \quad (3-142)$$

式中  $h_s$ ——出水管口最大淹没深度 (m);

$K$ ——系数, 从表 3-20 中选用。

表 3-20  $K$  值表

$h_p/D_0$	$K$	
	倾斜池坎	垂直池坎
0.5	6.5	4.0
1.0	5.8	1.6
1.5	—	1.0
2.0	—	0.85
2.5	—	0.85

②淹没射流法。假设管口出流符合无限空间射流规律, 认为水流在池中逐渐扩散, 沿池长的断面平均流速逐渐减少, 如图 3-110 所示。当断面平均流速等于渠中流速  $v_{渠}$  时, 此扩散长度即为出水池池长。据此原则, 出水池长计算公式为

$$L = 2.9 \left( \frac{v_0}{v_{渠}} - 1 \right) D_0 \quad (3-142)$$

式中  $v_0$ ——管出口平均流速 (m/s);

$v_{渠}$ ——渠道中平均流速 (m/s)。

此法计算简便, 但由于管口流速小, 射出水流沿程又受池中水流阻挡, 所以和无限空间射流理论有出入。一般按此法求出的池长偏短。为此, 保加利亚波波夫等人根据淹没射流理论在试验的基础上, 提出了下列池长公式为

$$L = 3.58 \left[ \left( \frac{v_0}{v_{渠}} \right)^2 - 1 \right]^{0.41} D_0 \quad (3-143)$$

式中符号意义同前。

### (2) 倾斜出流出水池长度确定

试验表明, 倾斜出流时水流流态和水平出流有显著差别。其除有表面漩滚外, 出水池底部也有较长的漩滚区, 池中水流较为紊乱; 但当池中有垂直台坎时, 底部漩滚区长度明显减小。

出水池长可取底滚长  $L_1$  加水流稳定段长  $L_2$ 。

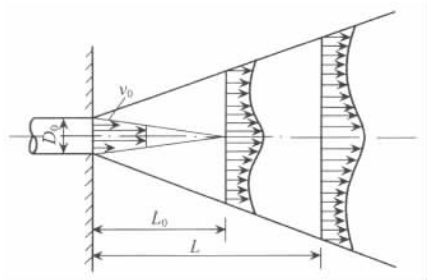


图 3-110 淹没射流示意图

则池长计算公式为

$$L = L_1 + L_2 \tag{3-144}$$

管出流的下边界线因受底部漩滚的挤压，基本上不进行立面扩散，由图 3-111 可得

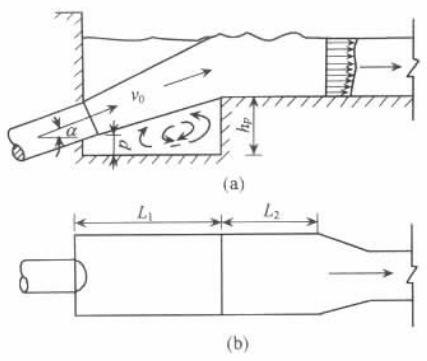


图 3-111 淹没式倾斜出流出水池长计算图  
(a) 剖面图；(b) 平面图

$$L_1 = \frac{h_p - P}{\text{tg}\alpha} \tag{3-145}$$

试验指出， $L_2$  随  $h_p$  的增大而减小，并成直线关系，即

$$L_2 = 2(3D_0 - h_p) \tag{3-146}$$

$$L = L_1 + L_2 = \frac{h_p - P}{\text{tg}\alpha} + 2(3D_0 - h_p) \tag{3-147}$$

上式适用于  $\alpha = 15^\circ \sim 45^\circ$ ，当  $\alpha < 15^\circ$  时，按水平出流计算。

当池中无垂直台坎时，底滚加长，这时池长也增大，计算公式为

$$L = 3.5(2.7 + h_s) - 0.2\alpha \tag{3-148}$$

式中  $\alpha$ ——管口出流倾斜角度 (rad)。

### (3) 出水池其他尺寸的确定

出水池其他尺寸和池长  $L$  一样主要根据水力条件要求确定。

①管口下缘至池底的距离  $P$ 。此段距离主要是便于施工安装及防止池中泥沙或杂物等淤塞出水口，一般采用： $P = 10 \sim 20\text{cm}$ 。

②管口上缘最小淹没深度 ( $h_{\text{Smin}}$ )。一般采用

$$h_{\text{Smin}} = (2 \sim 3) \frac{v_0^2}{2g} \quad (3-149)$$

当管出口有拍门时，中、小型泵站  $h_{\text{Smin}}$  也可小到  $10\text{cm}$  以下。

③出水池宽度  $B$ 。从施工和水力条件考虑，最小单管池宽为

$$B \geq (2 \sim 3) D_0$$

多管出流池宽为

$$B = (n - 1) \delta + n (D_0 + 2b) \quad (3-150)$$

式中  $n$ ——出水管数目；

$\delta$ ——隔墩厚度 (m)；

$D_0$ ——出水管口直径 (m)；

$b$ ——出水管至边墩或池壁的距离， $b = 1.0D_0$ 。

④出水池底板高程  $\nabla_{\text{底}}$ 。如图 3-112 所示，根据出水池最低运行水位  $\nabla_{\text{低}}$  确定，即

$$\nabla_{\text{底}} = \nabla_{\text{低}} - (h_{\text{Smin}} + D_0 + P) \quad (3-151)$$

⑤出水池池顶高程  $\nabla_{\text{顶}}$ 。它是根据干渠最高水位加上安全超高  $\Delta h$  确定，如图 3-112 所示，即

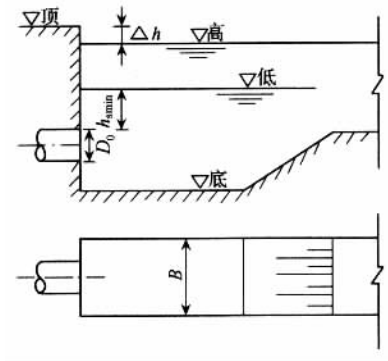


图 3-112 池深的确定

$$\nabla_{\text{顶}} = \nabla_{\text{高}} + \Delta h \quad (3-152)$$

当  $Q < 1\text{m}^3/\text{s}$  时， $\Delta h$  可取  $0.4\text{m}$ ；当  $Q > 1\text{m}^3/\text{s}$  时， $\Delta h$  可取  $0.5\text{m}$ ； $Q > 6\text{m}^3/\text{s}$  时， $\Delta h$  可取  $0.6\text{m}$ 。

## 2. 侧向出水池尺寸的确定

### (1) 池宽 $B$ 的确定

如图 3-113 所示，侧向出流的水流受池壁阻易形成反向回流，出流不畅。壁面距管口越近，出流所受的阻力越大，出流流量越小。图 3-114 是一试验曲线，反映一定

条件下泵出流流量随池宽而变化的关系。可以看出：当池宽  $B > 4D_0$  时，池宽对出流流量  $Q$  已无明显影响。

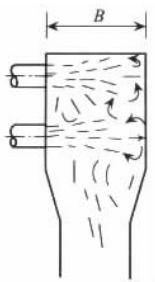


图 3-113 侧向出流示意图

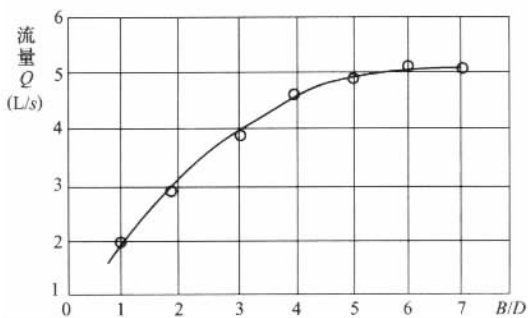


图 3-114 侧向出水池宽对出流流量的影响

如果考虑出口流速、水深等对池宽的影响，池宽可采用下列经验公式计算：

$$\frac{B}{D_0} = 2 \sqrt{5 Fr^2 - \frac{h_s}{D_0}} \quad (4-18)$$

$$Fr = \frac{v_0}{\sqrt{gD_0}}$$

式中  $Fr$ ——管口弗劳德数；

$v_0$ ——管出口流速 (m/s)，

$h_s$ ——管口上缘淹没深度 (m)。

对单管出流，一般可采用

$$B = (4 \sim 5) D_0 \quad (3-154)$$

对多管侧向出流，池宽应随流量的增大而适当加宽，如图 3-115 所示。不同断面池宽采用：1-1 断面  $B_1 = (4 \sim 5) D_0$ ；2-2 断面  $B_2 = B_1 + D_0$ ；3-3 断面  $B_3 = B_1 + 2D_0$ ；…。

(2) 池长  $L$  的确定

对单管侧向出流试验表明，水流沿池长的流速分布，当  $L' \approx 5D_0$  时已趋均匀，如

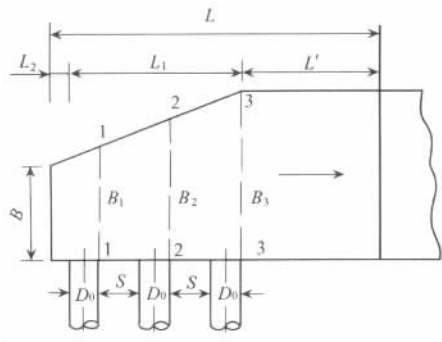


图 3-115 多管侧向出流出水池尺寸

图 3-116 所示。所以对单管侧向出流的池长为

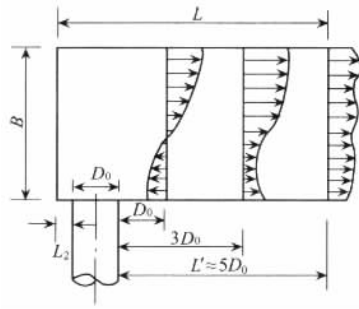


图 3-116 侧向出流流速分布图

$$L = L_2 + D_0 + L' = L_2 + (5 \sim 6) D_0 \quad (3-115)$$

式中  $L_2$ ——管口外缘至池边距离 (m)。

对多管侧向出流 (如图 3-115):

$$\begin{aligned} L &= L_2 + L_1 + L' = D_0 + [nD_0 + (n-1)S] + 5D_0 \\ &= (n+6)D_0 + (n-1)S \end{aligned} \quad (3-156)$$

式中  $n$ ——管道根数;

$S$ ——管道间净距 (m);

其他符号同前。

### (三) 出水池和干渠的衔接

一般出水池都比渠道宽, 因此在两者之间有一过渡段, 如图 3-117 所示。收缩角通常采用  $\alpha = 30^\circ \sim 45^\circ$ , 最大不超过  $60^\circ$ 。

过渡段长度  $L_g$  可根据池宽  $B$  和渠宽  $b$  按下式计算:

$$L_g = \frac{B-b}{2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}} \quad (3-157)$$

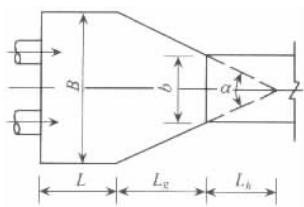


图 3-117 过渡段长度

在紧靠过渡段的一段干渠中，由于水流紊乱，可能形成冲淤，因此该段应进行护砌，护砌长度  $L_h$  可按下式计算：

$$L_h = 4 \left( \frac{v_0}{v_{允}} + 0.86 \right) D_0 \quad (3-158)$$

式中  $v_0$ ——管出口流速 (m/s)；

$v_{允}$ ——渠中允许的不冲流速 (m/s)。

护砌长度也可按下式计算：

$$L_h = (4 \sim 5) h_{渠max} \quad (3-159)$$

式中  $h_{渠max}$ ——干渠中最大水深 (m)。

#### (四) 压力水箱

需要穿河堤的排水泵站，如果外河水位变化幅度较大，为使在最高外河水位时能排除涝水，出水池底又不宜高过最低运行水位，这样势必建高而深的出水池，工程量大，造价高。如果采用每泵一管穿河堤外排，则除增加管道数量和管道安装工作量外，河堤（防洪）安全受到影响；而如果将管道沿堤坡敷设做成虹吸式出流，则需增加真空破坏阀设备，且工程量较大。在这种情况下，如果采用 3~4 台水泵出水管并联接入压力水箱汇水，再经压力涵洞排入外河的类型（如图 3-118）可能是经济合理的方案。

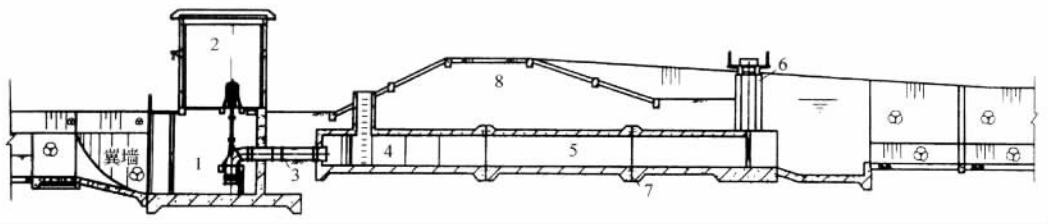


图 3-118 压力水箱穿堤涵洞布置图

1—泵室（集水室）；2—机房；3—压力水管；4—压力水箱；

5—穿堤涵洞；6—防洪闸；7—沉陷缝；8—防洪堤



### 1. 压力水箱的类型

泵站工程中采用的压力水箱一般有以下几种类型。

按出流方向分：正向出水（图 3-119）和侧向出水（图 3-120）；按几何形状分：梯形和长方形；按水箱的结构分：有隔墩和无隔墩。

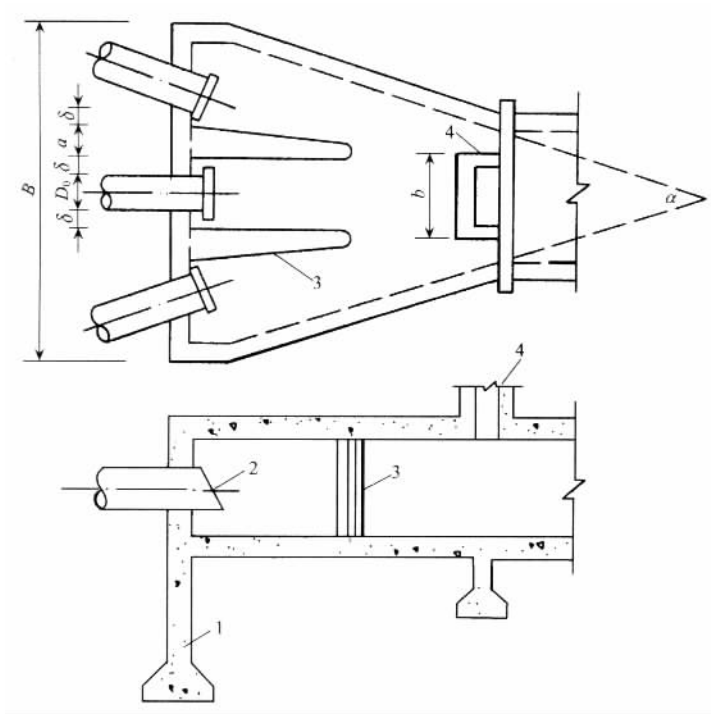


图 3-119 正向出水有隔墩压力水箱  
1—支架；2—出水口；3—隔墩；4—人孔

从水流条件看，正向出水较侧向出水好，有隔墩较无隔墩好；此外设置隔墩还可以改变箱体结构的受力状态，从而可以减小箱体底板和顶板厚度，减小工程量。

### 2. 压力水箱结构和尺寸的确定

压力水箱结构，一般由压力水箱、穿堤涵洞和防洪闸等组成，如图 3-118 所示。压力水箱在平面上呈渐缩的梯形，箱内设隔墩，水箱可与站房分建，亦可与泵房合建成一体。分建式水箱应设置支架支撑，支架基础应筑于挖方上；合建式水箱后侧应支撑于站房后墙壁上。箱壁厚一般 30~40cm、隔墩厚 20~30cm，材料为现场浇筑钢筋混凝土或砌体。压力水箱尺寸应根据出水管数目（一般 3~5 根）、管径及流量而定。水箱进口净宽  $B$ （图 4~13）为

$$B = n (D_0 + 2\delta) + (n - 1) a \quad (3-160)$$

式中  $n$ ——水泵出水管根数；

$D_0$ ——出水管口直径 (m)；

$\delta$ ——出水管至隔墩或箱壁的距离，其值应满足安装和检修的要求，一般取  $\delta = 25 \sim 30\text{cm}$ ；

$a$ ——隔墩厚，可取  $a = 20 \sim 30\text{cm}$ ，隔墩的长度可取  $(2 \sim 3) D$ 。

水箱出口宽度  $b$  等于涵洞宽度。箱顶与涵洞顶齐平，应淹没在外河最低水位以下  $0.3 \sim 0.5\text{m}$ 。高度按  $1.5\text{m/s}$  左右流速确定。压力水箱的收缩角一般采用  $\alpha = 30^\circ \sim 45^\circ$ 。

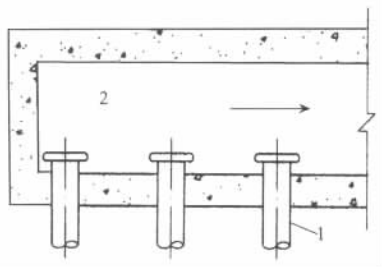


图 3-120 侧向出水压力水箱

1—出水管；2—压力水箱

为便于检修，水箱顶部设进人孔，进人孔为  $60 \sim 100\text{cm}$  的正方形。盖板由钢板制成，并用螺母固定在箱壁的螺栓上。盖板和箱壁间用  $3 \sim 5\text{mm}$  厚的橡皮止水。

## 二、出水管道

从泵出口至出水池之间压力水管即出水管，是泵站的重要组成部分。特别是我国西北地区，高扬程泵站压力水管往往很长，在泵站总投资中占的比重很大。此外，压力水管管材取用、管径大小、管线长短及其铺设，还影响泵站运行的经济性和安全可靠。水管内的水锤压力还可能对泵站的安全造成威胁。因此，正确地设计压力水管，对高扬程泵站显得特别重要。

出水压力管道系统的设计，一般可按下列步骤进行：

- (1) 出水管道路线、布置及铺设方式的选择。
- (2) 管材、管径、根数及管道连接附件的确定。
- (3) 水锤压力的计算。
- (4) 管道应力计算及稳定校核、管道接头设计。
- (5) 镇墩、支墩稳定校核。

### (一) 水管的类型和敷设

泵站设计时，压力水管选择原则是：管道具有足够的强度；水力损失小；经久耐用；便于运输、安装和维护；便于就地取材制作，价格便宜。

#### 1. 压力水管的类型

常用的压力水管有钢管、铸铁管、钢筋混凝土管、钢丝网水泥管和硬塑料管等；近

年见用玻璃钢管、钢筒管。

钢管具有强度大、管壁薄、重量轻、运输方便等优点。它能承受很大的内水压力，宜用作高扬程泵站的压力水管。但钢管价格高，易锈蚀。为了节省钢材，内水压力不高的泵站或管道中低压管段，尽量采用其他材料的水管。

铸铁管成本低，比钢管耐用，能承受中等的内水压力，装配方便。但铸铁性脆，管壁厚。

钢筋混凝土管经久耐用，造价便宜，利于节省金属钢材，减少养护费用，钢筋混凝土管可以现场浇筑，可预制。与钢管、铸铁管相比，预制的钢筋混凝土管因管壁厚，自重重大，运输和安装不便。预制钢筋混凝土管分为普通钢筋混凝土管和预应力钢筋混凝土管两种。前者适用于中、低扬程泵站，后者适用于较高扬程泵站。

钢丝网和预应力钢丝网水泥管强度高、管壁薄、重量相对较轻、造价低，适用于中、高扬程泵站压力水管。

常用硬塑料管有硬聚氯乙烯（PVL-U）管、聚乙烯管、改性聚丙烯（PP）管和涂塑软管，具有耐腐蚀性能好，具有一定强度，但强度随温度而变，一般应用于压力不高的排水泵站。

玻璃钢管为新型高分子复合材料，价格较贵，但经久耐用；钢筒管（PCCP）强度高、耐腐蚀，适用于长距离输水的大口径管。

就管道水头损失方面而言，钢管、钢筒管、钢筋混凝土管水头损失小；塑料管、玻璃钢管损失最小；铸铁管的水头损失随使用时间的延长而增大；钢筋混凝土管的水头损失与使用时间关系不大，故长管道泵站采用钢管和钢筋混凝土管或钢筒管可相对减少损失。对高扬程泵站，为了降低造价，节省钢材，可根据管段压力的大小分段配管，高压管段配钢管、钢筒管，中、低压管段配铸铁管或钢筋混凝土管。

## 2. 压力水管线路选择与布置

### （1）线路选择

压力水管线路的选择，应结合地形、地质条件，并根据引水渠道、站房、出水池位置统一考虑。按照投资和运行费用最小的原则进行设计。管道线路选择时，应注意以下几点：

①管线尽量垂直等高线，以缩短管道长度。宜根据地形等高线图，作出沿管线方向的纵剖面图。管线铺设角应小于土壤的自然安息角。通常采用的管线坡度为 1:2.5 ~ 1:3.0。

②尽可能减少转弯，以减少水力损失。但当地形坡度有较大变化时，管线需变坡布置时，转弯角宜小于 60°，转弯半径宜大于 2 倍管径。

③地基坚实，应避开地质不良地段；不能避开时，应采取安全可靠的工程措施。确需铺设在填方上时，填方要认真压实处理，并做好排水设施。管道跨越山洪沟道时，应考虑排洪措施。

④宜布置在最低压坡线以下，（压坡线指发生水锤时，管路内水压降低过程线）避免水流倒流时出现水锤断裂现象，以致造成管路丧失稳定或因综合水锤而破坏。

### (2) 压力水管的布置方式

压力水管的布置，尽可能做到短而直，少转弯和曲折，以节省投资和减少水力损失。常见的布置方式有下列几种：

①管道平行布置（图 3-121）。管轴线互相平行，管线短而直，水力损失小，安装方便；但机组台数多时，出水池宽度较大。少机组大直径的压力水管多采用此方案。

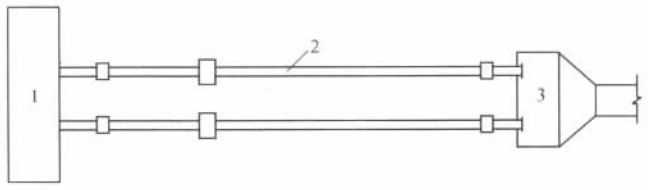


图 3-121 管道平行布置

1—站房；2—压力水管；3—出水池

②管道收缩布置（图 3-122）。压力水管出站房后在镇墩处开始收缩，经联合镇墩后再平行布置。这样，可减少出水池宽度；镇墩合建，减少工程投资。常用于泵站机组较多的情况。

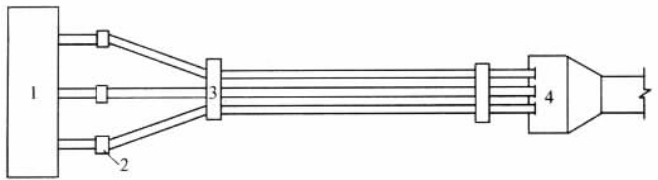


图 3-122 管道收缩布置

1—站房；2—镇墩；3—联合镇墩；4—出水池

③管道串联布置。高扬程泵站有时因一台水泵的扬程不足，需要多台水泵才能满足总扬程要求时，可采用串联布置的形式，即第一台水泵的压力水管与第二台水泵的吸水管串联。根据管坡地形的不同，可以分级串联如图 3-123（a）所示，也可同级串联如图 3-123（b）所示。前者用于管道有台坡的地形，后者用于管坡均匀的地形。分级串联时，各级水泵均有压力水管，而同级串联时仅最后一台水泵有压力水管。因此，在同一扬程的条件下，同级串联时压力水管的受力较大。

④管道并联布置。当泵站机组较多时，为了减少管道和出水池的投资，亦可将几台水泵的压力水管并联（图 3-124）。并联后的几根压力总管可以平行布置，也可收缩布置。高扬程泵站每台水泵的出水量不大，并联总管的管径一般也不至很大，技术上不困难，而投资却比单泵单管节省。所以，并联布置一般比较经济。但总管出故障对泵站运行影响较大。

### (3) 压力水管的铺设方式

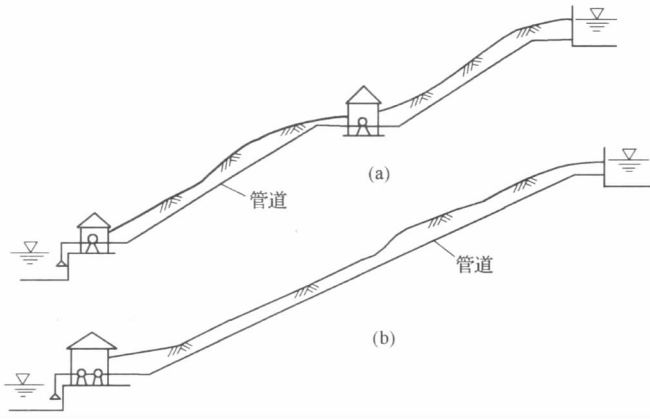


图 3-123 管道串联布置  
(a) 分级串联；(b) 同级串联

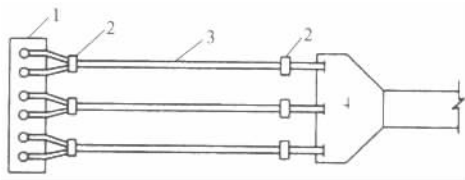


图 3-124 管道并联布置  
1—站房；2—镇墩；3—压力水管；4—出水池



压力水管的常见铺设方式有露天式（图 3-125）和沟埋式（图 3-126）两种。铺设方式的确定应根据管坡、地质地形条件、管材类型、管径大小等条件而定。露天式铺设时为便于安装和检修，管间净距不小于 0.8m，钢管底部应高出管槽地面 0.6m。预应力钢筋混凝土管应高出地面 0.3m。当管径大于或等于 1m 且管道较长时，应设检查孔，一般每条管道不少于 2 个。沟埋式，管顶最小埋深应在最大冻土层下，管道间净距不应小于 0.6m；管道应做好防腐处理；当地下水对管道有浸蚀时，应采取防浸蚀措施。埋管回填土地面，应做横向及纵向排水沟。

水管的支承有镇墩、支墩及管床，水管的各种力通过支承传给地基。镇墩的作用是将水管完全固定，限制水管在任何方向移动。水管的转弯处，由于水流对管壁的作用力，水管可能移动；斜管在重力作用下还有沿斜坡下滑的可能，因此，必须设置镇墩加以固定。当水管平直段长度较大时，还应设置中间镇墩，一般相距 80~100m 可设一个。露天式水管在两镇墩之间每隔一定距离应设支墩，用以支承管道的重量，减少水管的挠曲变形，并防止各管段的接头失效，支墩间距不宜过大，对钢管建议 5~10m 为宜，对于承插接头预应力钢筋混凝土管则每节设两个支墩，位置在每节管的 1/4 和 3/4 处。水管可沿其轴向在支墩的支承面上滑动。通常高扬程压力管道管径不大 1m，其支墩多为鞍形支墩如图 3-127 (a)，管壁与支墩接触部位焊加强钢板，钢板与支墩之间加柔性材

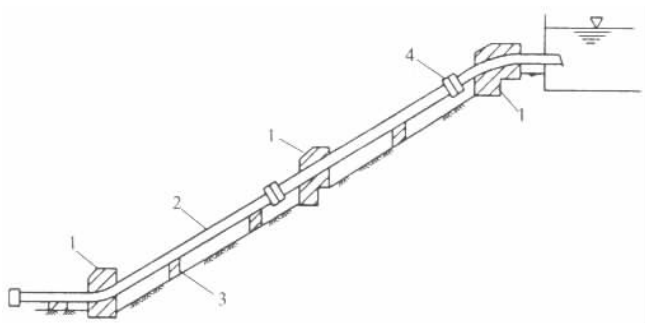


图 3-125 露天式

1—镇墩；2—压力水管；3—支墩；4—伸缩节

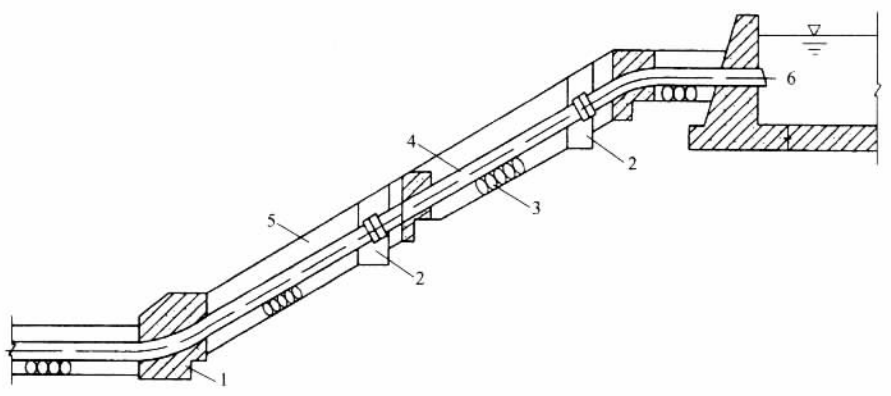


图 3-126 沟埋式

1—镇墩；2—伸缩节检修井；3—管床；4—压力水管；5—填土；6—出水池

料垫层，支墩材料用混凝土或浆砌块石，支承包角  $\alpha = 120^\circ$ 。管径较大时可采用环形滚动支墩如图 3-127 (b)，钢管支承部位焊支承环，通过滚轮或摆柱使支承环支承在混凝土上。沟埋式水管常用由混凝土或浆砌块石做成的连续管床作为中间支承，支承包角  $\alpha = 90^\circ \sim 135^\circ$ 。

在两镇墩之间，水管上须设伸缩节。伸缩节设在镇墩下边附近；其作用是允许管段在温度应力作用下沿管轴线方向有微小伸缩，以消除管壁的温度应力，减少作用在镇墩上的轴向力。沟埋式管道在伸缩节处设检修井（图 3-126）。

## （二）管径的选择

在泵站工程总投资中，出水管道的占一定比重。泵站建成后，长期运行，为克服管道摩阻损失要消耗电能，直接影响运营费用。因此，设计泵站，如何合理的确定出水管的管径十分重要。

### 1. 根据年运营费最小的原则确定管径

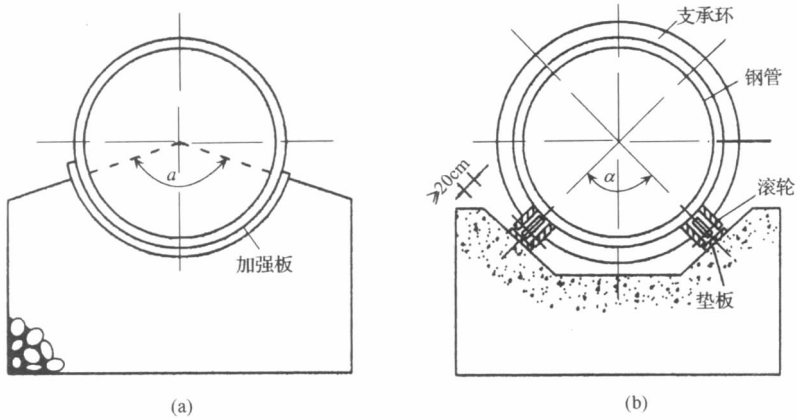


图 3-127 支墩

(a) 鞍形支墩；(b) 滚动支墩

年运营费主要为投资成本提成、生产费和能源费三项。

(1) 成本费

如果设单位长管道一次投资为现值  $P_K$ ，那么从经济的角度可以将其看作一次成本。将一次成本化为使用期  $n$  年内的等价均匀年现金，则可得年成本为

$$A_c = P_K \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \quad (3-161)$$

式中  $i$ ——年利率。

(2) 生产费

生产费主要是管道维修、保养、管理等费用。年平均生产费  $A_V$  可以用折旧提成的办法估算。

$$A_V = \alpha P_K \quad (3-162)$$

式中  $P_K$ ——出水管一次总投资（元）；

$\alpha$ ——管道年折旧率。

(3) 年耗电费

年耗电费  $A_S$  用下式表示：

$$A_S = bE_0 \quad (3-163)$$

式中  $b$ ——单位电能的费用 [元/(kW·h)]；

$E_0$ ——每年因管道损失而消耗的电能 (kW·h)。

选择小直径水管时，管价低，但管内流速大，损耗的电能大；水管的直径过大，虽然耗电少，但投资大。故欲使年运营费用最小，应使上述三项总和为最小。

图 3-128 (a) 所示为一压力水管供水曲线。每米长压力水管在  $T$  时间内输送不同流量  $Q$  ( $m^3/s$ )，所需耗电能  $E_0$  (kW·h) 值可由下式确定为

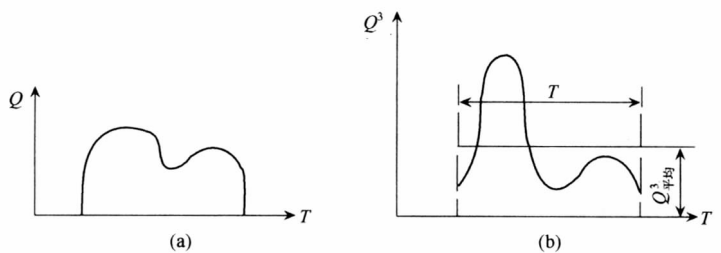


图 3-128 出水管输水曲线图

(a) 供水曲线图; (b)  $Q^3-T$  变化曲线图

$$E_0 = \int_T \frac{\rho g Q_i}{1000} dt = \frac{\rho g}{1000 K^2} \int_T Q^3 dt \quad (3-164)$$

$$K = AC \sqrt{R}$$

根据曼宁公式

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

上三式  $i$ ——单位长度水管引起的水头损失,  $i = \frac{Q^2}{K^2}$ ;

 $K$ ——水管的流量模数; $A$ ——管道断面积 ( $\text{m}^2$ ); $C$ ——谢才系数; $R$ ——管道水力半径 ( $\text{m}$ ); $n$ ——管道材料的糙率系数; $T$ ——年运行总时间 ( $\text{h}$ ); $\rho$ ——水的密度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )。

根据  $Q$  和  $T$  曲线, 可绘出  $Q^3$  和  $T$  的变化曲线 [图 3-128 (b)], 并确定平均值纵坐标为

$$Q^3_{\text{平均}} = \frac{\int_T Q^3 dt}{T} \quad (3-165)$$

则由公式 (3-164) 和式 (3-165) 得

$$E_0 = \frac{\rho g}{1000 K^2} Q^3_{\text{平均}} T \quad (3-166)$$

于是可求出

$$bE_0 = \frac{\rho g b T}{1000 K^2} Q^3_{\text{平均}} \quad (3-167)$$

$Q_{\text{平均}}$  为一常数, 故压力管输水年耗电费将依水管的输水能力  $K$  而定。此输水能力又随压力水管的直径  $D$  ( $\text{m}$ ) 而变, 由曼宁公式求  $C$  时:

$$K^2 = \frac{D^{5.33}}{10.294 n^2}$$



因而

$$bE_0 = \frac{10.294 \rho g b n^2 T}{1000 D^{5.33}} Q_{\text{平均}}^3 \quad (3-168)$$

定出不同出水管的直径  $D$  数值后, 便可得每米压力水管的投资  $P_K$ , 据此, 设定一定的年利率  $i$ , 按式 (3-161) 可以求得成本费  $A_C$ ; 再定出  $\alpha$ , 便可求得生产费  $A_V = \alpha P_K$ , 该值随直径  $D$  的增大而增大。年耗电费可由式 (3-168) 求出, 它随直径的增大而减少。

如图 3-129 所示, 绘出  $A = (A_C + A_V)$  和  $bE_0$  两曲线及  $A + bE_0$  曲线, 则  $A + bE_0$  曲线上最小值所表示的  $D$ , 即为压力水管的经济直径  $D_{\text{经}}$  (图 3-129)。式 (3-165) 中的  $Q_{\text{平均}}^3$  也可根据泵站出水管输水曲线以分寸段综合的方法求得:

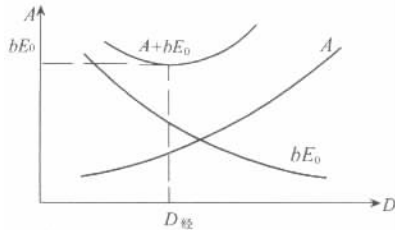


图 3-129 出水管经济直径

$$Q_{\text{平均}}^3 = \frac{\sum (Q^3 \Delta t)}{T} = \frac{Q_1^3 t_1 + Q_2^3 t_2 + \dots + Q_n^3 t_n}{t_1 + t_2 + \dots + t_n} \quad (3-169)$$

$$T = t_1 + t_2 + \dots + t_n$$

工程中若考虑泵装置系统, 则出水管直径的确定应与泵的选型、机组设备及土建工程投资等综合考虑。成本费为管道的总投资, 生产费仍可用折旧提成的方法估算, 而年耗电费  $A_S$  可用下式计算:

$$A_S = \frac{b \int_T \rho g Q H_{sy} dt}{1000 \eta_p \eta_{pi} \eta_{mot}} \quad (3-170)$$

式中  $b$ ——单位电能的费用 [元/(kW·h)];

$\rho$ ——水的密度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ );

$Q$ ——泵流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$H_{sy}$ ——装置扬程 (m);

$\eta_p$ ——水泵效率;

$\eta_{pi}$ ——管道效率;

$\eta_{mot}$ ——电动机效率。

应当指出: 以上计算所得的管径, 还须综合考虑制造、施工、安装、管理等要求, 最后合理地确定经济管径。

## 2. 利用经验公式确定经济管径

因上述确定管径的方法较繁，所以在泵站工程初步设计阶段，也可以采用经验公式初定管径  $D$  (m)：

$$D = K \sqrt{Q} \quad (3-171)$$

混凝土管： $K = 0.84$ ；钢管： $K = 0.8$ 。

### (三) 管道附件

出水管道尚有附件。因管道长短、铺设方式等不同，其附件也不一样，一般有以下几种。

#### 1. 正心大小接管

因出水管直径一般较泵出口直径大，需要正心大小接管，其长度  $L = (5 \sim 7)(D_{\text{出}} - D_{\text{泵}})$ 。

#### 2. 闸阀

为减少水泵启动时的功率（对离心泵和低比转数混流泵）和正常停机时防止管内水倒流冲动叶轮反转，需在出水管路上设闸阀。

#### 3. 逆止阀

在出水管道设逆止阀，其作用是在事故停泵时来不及关闭闸阀，可以利用逆止阀内阀板承受管内回流的冲击，在短时间内即自行关闭而隔断水流，以防止水泵和动力机的倒转。

常用的逆止阀有旋启式和升降式两种。直径大于 400mm 的逆止阀常设有旁通阀，该阀经常打开，以减弱突然停泵时由于逆止阀阀板关闭产生的水锤压力；同时可用以放空管路中的存水。

但是，逆止阀阻力损失较大，同时阀板关闭易产生较大的水锤压力，所以扬程较低、管道较短的泵站均不设逆止阀。为减弱水锤压力，同时为防止逆流而引起机组长时间逆转，也有在出水管设置缓闭逆止阀或水力自动阀。

#### 4. 人孔

对于管径大于 1m 而且管道又较长时，为便于检修，常须设置人孔。人孔直径一般为 500 ~ 600mm。

#### 5. 缩管接头

为防止因温度变化或建筑物沉陷而造成管道破坏，长管道镇（支）墩之应设若干个可伸缩、可挠接头，以适应其变形。管道接头常见有图 3-130 所示几种。图 3-130 中 (a)、(b)、(c) 三种适用于金属管或其他有光滑管壁的压力水管；图 3-130 (d) 适用于现场浇筑混凝土矩形压力水管；图 3-130 (e) 适用于钢筋混凝土压力水管。

#### 6. 进气阀

当管道变坡，在管线变坡的逆坡处，有时常因水泵逆流出现负压，致使管道失去稳定而破坏。因此，此处应设置进气阀，以便管道内部出现压力降低时，向管内充气，破坏真空，保证管道安全。

#### 7. 通气孔

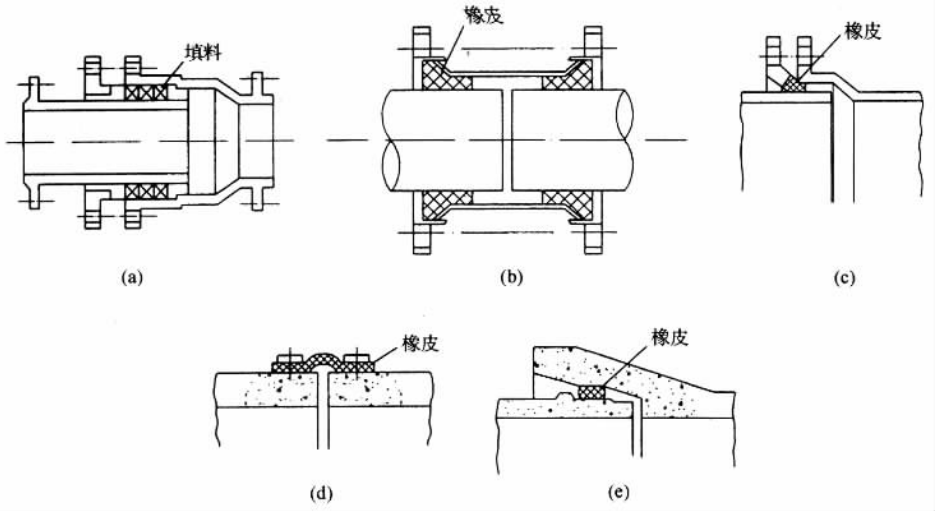


图 3-130 几种柔性管接头示意图

出水管道出口工作门为拍门时，在拍门前应设通气孔。通气孔的主要作用是保证管道内压力稳定；保证泵不致在启动时超载或出现不稳定工况（主要对轴流泵）。如果无通气孔，在空管情况下启动水泵时，由于管出口拍门关闭，则管内空气由于受到水柱的挤压而压缩。这时管内压力要比正常工作时的压力高，有可能引起管道破坏；对于轴流泵，压力过高可能使水泵在不稳定区运行，引起振动和噪音。此外，无逆止阀的泵装置在事故停泵时由于管道中水迅速倒泄，同时出口拍门又迅速关闭，则在出水管道出口附近管道内将产生负压或真空，如为大口径薄壁钢管则容易失稳。因此，为了启动时排气，也为了停泵时破坏真空，通常在出水管道最高点设通气孔。通气孔的最小断面应当满足在允许压差下进入的空气流量等于管中倒泄流量。其值可按下式计算：

$$Q = FC \sqrt{\frac{2\Delta p}{\rho}} \quad (3-172)$$

式中  $Q$ ——进入的空气流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )；

$F$ ——通气孔面积 ( $\text{m}^2$ )；

$\Delta p$ ——管道内外压力差 ( $\text{Pa}$ )；

$C$ ——流量系数，对于阀可采用 0.5；对管道可采用 0.7；

$\rho$ ——空气密度；当  $20^\circ\text{C}$  时，标准大气压下， $\rho = 1.2\text{kg}/\text{m}^3$ 。

整理式 (3-172) 得

$$Q = FC \sqrt{\frac{2\Delta p}{1.2}} = 1.288 FC \sqrt{\Delta p} \quad (3-173)$$

若令

$$\Delta p = 1 \text{ atm} \approx 10^5 \text{ Pa}$$

则有

$$F \approx \frac{Q}{100C} \quad (3-174)$$

为安全起见，实际取值稍大于式(3-174)计算值。建议按下式计算：

$$F = (0.006 \sim 0.008) Q$$

### 8. 岔管

在一管多机组并联送水管道中，必须用几条支管和干管联接。常用的布置形式如图3-131所示，可以将它们概括为对称的“Y形”分岔和不对称的“卜形”分岔两种基本类型。Y形分岔的特点是汇合前的支管管径大小相等，方向对称；卜形的特点是干管直径沿水流方向随支管的加多而逐渐增大。

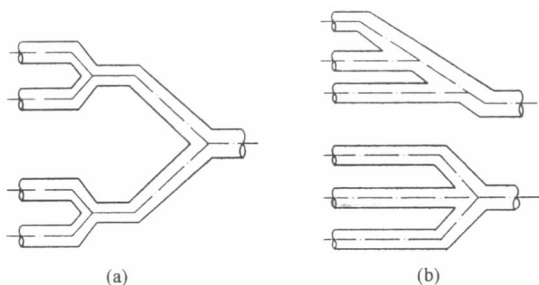


图3-131 岔管示意图

(a) 对称的Y形岔管；(b) 不对称的卜形岔管

一般情况下岔管不宜采用直角交叉，分支管采用渐变型式，其扩散角采用 $6^\circ \sim 8^\circ$ 为宜。干管与支管夹角一般为 $30^\circ \sim 75^\circ$ ，如图3-132所示。

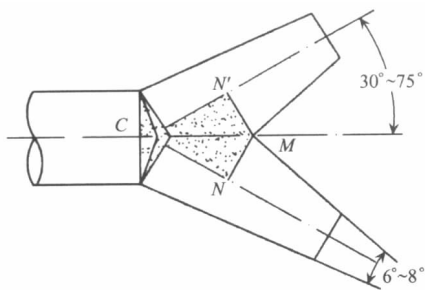


图3-132 钢岔管

钢管分岔区，由于管壁被割裂，不能形成完整的圆形，在内水压力作用下存在较大的不平衡力，需另设加强构件（加强梁）承受，如图3-133所示。加强梁断面为矩形，一般为圈梁和U形梁，两者焊接成整体骨架联合作用。钢岔管的结构设计和计算可按《水电站压力钢管设计规范》(SDJ 144—85)有关规定设计和计算。

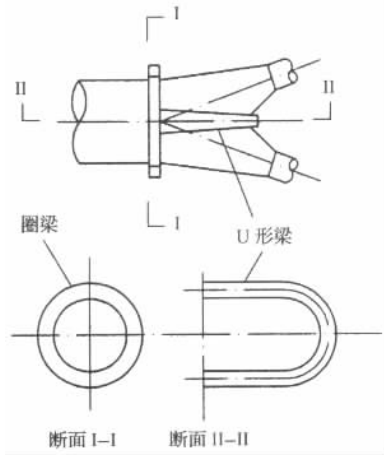


图 3-133 钢管结构梁

#### (四) 压力水管和镇墩的受力分析与计算

##### 1. 作用在钢管及镇墩上的外力

图 3-135 为一具有伸缩接头的露天式钢管典型布置型式。作用在钢管上的全部外力，按其作用方向可分为径向力、法向力与轴向力三种。

(1) 径向力计算。作用在钢管上的内水压力属径向力，是钢管所承受的主要外荷载，其在管壁中主要产生环向拉力，内水压强  $p = \rho g H$ 。 $\rho$  为水的密度； $H$  为扬程（水头），若考虑水锤压力时还需加上水头增值  $\Delta H$ 。

管径较大时，钢管上部与下部内水压力有差别，此时应考虑上下不均匀水压力分布。设钢管水平倾角为  $\varphi$ ，对于与中垂线夹角为  $\alpha$  的管内壁上（图 3-134） $C$  点，其内水压强  $p$  为

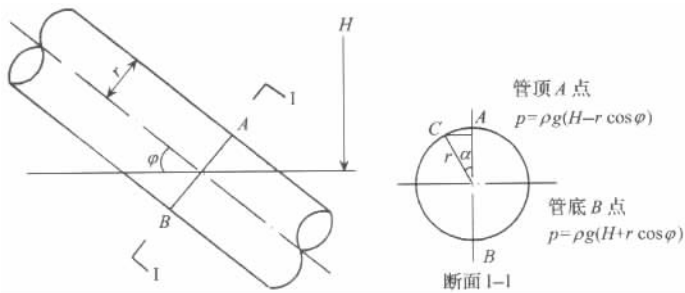


图 3-134 钢管内水压强

$$p = \rho g (H - r \cos \varphi \cos \alpha) \quad (3-175)$$

(2) 法向力计算。法向力指垂直于管轴线方向的作用力，它使钢管产生弯曲变形，法向力主要为钢管自重和水重在垂直于管轴线方向上的分力。法向力作用下的钢管及其

支承相当于环形断面连续梁。设  $g_{\text{管}}$  和  $g_{\text{水}}$  分别为单位管长上钢管自重和水重，则每一支墩所承受法向力为

$$G = (g_{\text{管}} + g_{\text{水}}) L \cos \varphi \quad (3-176)$$

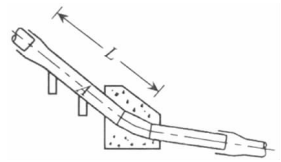
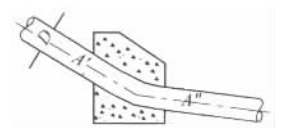
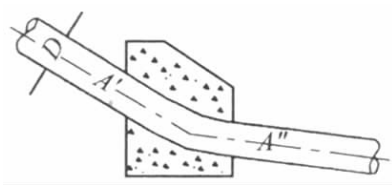
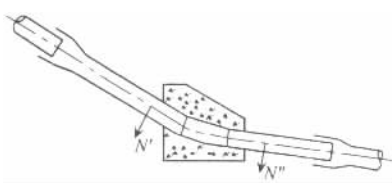
式中  $L$ ——支墩间距 (m)。

(3) 轴向力计算。作用在管壁上的轴向力较多，分别在管壁上产生轴向压力和拉力，并传至支墩或镇墩。各轴向作用力计算式及作用力简图列于表 3-21 中。

表 3-21 镇墩荷载计算表

作用力类型	作用力名称	计算公式	作用力简图
轴 向 力	管道自重的轴向分力	$A_1 = q_c L \sin \alpha$	
	管道转弯处的内水压力	$A_2 = \frac{\pi}{4} D_0^2 \rho g H_p$	
	作用在闸阀上的水压力	$A_3 = \frac{\pi}{4} D_{\text{阀}}^2 \rho g H_p$	
	管道直径变化段的水压力	$A_4 = \frac{\pi}{4} (D_{01}^2 - D_{02}^2) \rho g H_p$	
	伸缩接头边缝处的水压力	$A_5 = \frac{\pi}{4} (D_1^2 - D_2^2) \rho g H_p$	
	水流与管壁之间的摩擦力	$A_6 = \frac{\pi}{4} D_0^2 \rho g h f$	
	伸缩节填料与管壁的摩擦力	$A_7 = \pi D_1 b_k f_k \rho g H_p$	

续表

作用力类型	作用力名称	计算公式	作用力简图
轴向力	温度变化时管壁与支墩的摩擦力	$A_8 = f_0 (q_c + q_s) L \cos \alpha$	
	管道转弯处水流的离心力	$A_9 = \frac{\pi}{4} D_0^2 v^2 \rho$	
法向力	水管自重的法向分力	$N_c = q_c L \cos \alpha$	
	水管中水重的法向分力	$N_s = q_s L \cos \alpha$	

注  $q_c$  为每米管重  $\text{kN/m}$ ;  $L$  为计算管长 (m);  $\alpha$  为管轴线与水干线的夹角 ( $^\circ$ );  $D_0$  为管道内径 (m);  $D_{\text{闸}}$  为闸阀内径 (m);  $H_p$  为管道断面中心之计算水头 (m), 对于事故停机, 应考虑水锤压力;  $\rho$  为水的密度 ( $\text{kg/m}^3$ );  $D_{01}$ 、 $D_{02}$  为水管直径变化时, 最大和最小内径 (m);  $D_1$ 、 $D_2$  为伸缩接头内管外径和内径 (m);  $h_f$  为计算管段的水头损失 (m);  $b_k$  为伸缩节填料宽度 (m), 一般  $b_k = 0.1D_1$ ;  $f_k$  为填料与管壁摩擦系数,  $f_k = 0.2 \sim 0.3$ ;  $f_0$  为管壁与支墩面的摩擦系数, 见表 3-22;  $q_s$  为凡是由镇墩上方传来的力用 “'” 表示, 由镇墩下方传来的力用 “''” 表示。

如果管道上不设伸缩接头,  $A_5$ 、 $A_7$ 、 $A_8$  三个轴向力则不存在。但因钢管完全固定于相邻两镇墩, 所以必须考虑由于钢管径向变形所引起的轴向力  $A_{10}$  和由温度变化所引起的轴向力  $A_{11}$ , 其值按下式计算:

$$A_{10} = \mu \delta_t F$$

$$A_{11} = \alpha E F \Delta t$$

式中  $\mu$ ——钢管泊松比;  
 $\delta_t$ ——管壁上产生的环向应力 (Pa);

$\alpha$ ——钢管线膨胀系数 ( $1/^\circ\text{C}$ );

$F$ ——钢管断面积 ( $\text{m}^2$ );

$E$ ——钢管弹性模量 ( $\text{Pa}$ );

$\Delta t$ ——温度变化值 ( $^\circ\text{C}$ )。

显然, 这时应力要比有伸缩接头情况大得多。

表 3-21 中所列轴向力, 除少部分由支墩以摩擦力形式承担外, 大部分传至镇墩上, 都是镇墩的外荷载。但实际上, 这些力也并非都同时作用在钢管或镇墩上, 分析计算时, 需根据具体条件, 选择最不利的荷载组合。例如机组运行时没有  $A_3$  力, 只有停泵水管不放空时才有  $A_3$  力。 $A_7$  和  $A_8$  在温度升高和降低时, 其方向相反, 计算时按最不利情况考虑。

表 3-22 管道与支墩的摩擦系数  $f_0$

管道与接触面材料	摩擦系数 $f_0$
钢管与混凝土	0.6 ~ 0.75
钢管与不涂油的金属板	0.5
钢管与涂油的金属板	0.3
混凝土管与混凝土	0.7

## 2. 露天式光滑管应力强度计算

采用鞍形支墩的钢管, 简称光滑管, 受力简图如图 3-135 所示。兹分析各种荷载所产生的管壁应力并校核钢管强度。

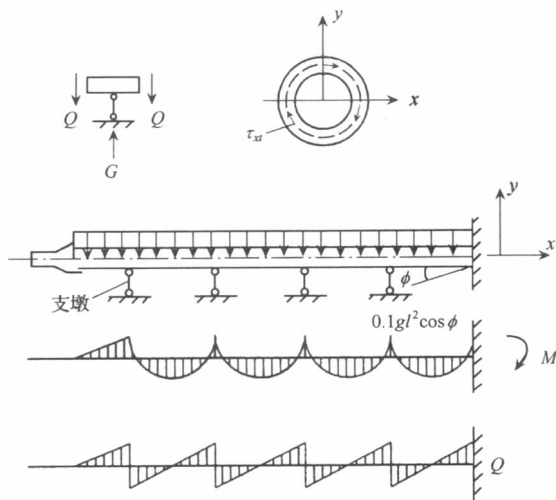


图 3-135 光滑管受力简图

(1) 径向力产生的管壁应力。在径向内水压力  $p$  作用下, 沿管壁环向产生拉应力



$\sigma_t$ 。由于钢管属于薄壳结构，管壁厚度相对于管径要小得多，故可认为管壁上环向应力沿管壁均匀分布，在水头较高管径相对较小时，可忽略水头损失，并取同一计算断面上的各点静水压强相等，即

$$p = \rho g H_0$$

其中  $H_0$  为计算截面管中心的作用水头 (m)，等于管道出口水位减去钢管计算断面中心高程。若考虑水锤压力  $\Delta H$  后，则

$$p = \rho g (H_0 + \Delta H) = \rho g H$$

取单位管长，根据力平衡条件可求得管壁环向应力  $\sigma_t$  为

$$\sigma_t = \frac{pD}{2\delta} \quad (3-177)$$

径向内水压力在钢管内壁径向还将产生压应力  $\sigma_r = \rho g H$ ，压应力由管内壁到管外壁渐变至零。

(2) 轴向力产生的管壁应力。在某种不利组合轴向力  $\sum A$  作用下，在管壁上产生轴向应力  $\sigma'_x$  为

$$\sigma'_x = \pm \frac{\sum A}{F} \quad (3-177)$$

其中  $F$  为钢管截面的环形面积 ( $\text{m}^2$ )， $F = \pi D \delta$ ；轴向压应力为负，拉应力为正。

(3) 法向力作用的管壁应力。在法向均匀荷载作用下钢管将发生弯曲变形，在管截面中产生弯曲应力与剪应力。钢管的工作情况与多跨连续梁类似 (图 3-135)，支墩相当一中间辊轮支座，下端镇墩处相当固定端，上端伸缩接头处可近似认为自由端。与一般板梁同，在弯矩  $M$  已知时，计算断面正应力可按下式计算：

$$\sigma''_x = \pm \frac{M}{W} = \pm \frac{4M}{\pi D^2 \delta} \quad (3-179)$$

$$W = \frac{\pi D^2 \delta}{4}$$

上二式中  $W$ ——钢管环形断面截面模数 ( $\text{m}^3$ )。

剪应力计算式为

$$\tau_{xt} = \frac{QS}{Ib} = \frac{2Q}{F} \sin \alpha = \frac{G}{F} \sin \alpha \quad (3-180)$$

式中  $\tau_{xt}$ ——垂直  $X$  轴管断面上，沿环向剪应力 ( $\text{N}/\text{m}^2$ )。如

图 3-135 右上角剪应力图， $\tau_{xt}$  从  $X$  轴到管顶点，其方向由  $Y$  向渐变为水平向。 $\alpha = 0^\circ$  和  $\alpha = 180^\circ$  时，即在管顶点和管底点  $\tau_{xt}$  为零， $\alpha = 90^\circ$  时  $\tau_{xt}$  最大；

$Q$ ——支墩处圆环断面的剪力 (N)， $Q = G/2$ ， $G$  为一跨钢管自重与水重的法向分力，跨中截面剪力  $Q$  为零；

$S$ ——管壁计算点水平线以上环形断面对中和轴的面积矩 ( $\text{m}^3$ )， $S = \frac{D^2}{2} \delta \sin \alpha$ ；

$b$ ——受剪断面净宽度 (m)，断面中心处， $b = 2\delta$ ；

$I$ ——圆环断面的惯性矩 ( $\text{m}^4$ ),  $I = \pi r^3 \delta$ ,  $r$  为水管半径 ( $\text{m}$ );

$F$ ——圆环断面积 ( $\text{m}^2$ ),  $F = \pi D \delta$ ,  $D$  为水管直径 ( $\text{m}$ )。

(4) 管壁应力合成和强度校核。综合以上管壁正应力, 整理后得

环向应力

$$\sigma_t = \frac{\rho D}{2\delta}$$

径向应力

$$\sigma_r = -\rho g H$$

轴向应力

$$\sigma_x = \sigma'_x + \sigma''_x = -\frac{\sum A}{F} \pm \frac{4M}{\pi D^2 \delta}$$

目前我国设计钢管仍采用第三强度理论, 即最大剪应力理论, 材料的危险状态是剪应力破坏。已确定简单拉压时的钢材允许应力为  $[\sigma_s]$ , 则剪应力的许用值为  $[\tau] = [\sigma_s] / 2$ 。对于管壁中任一微元体, 其  $X, Y$  方向承受拉应力及剪应力, 根据莫尔应力圆理论其最大剪应力  $\tau_{\max}$  为

$$\tau_{\max} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (3-181)$$

按第三强度理论校核, 则

$$2\tau_{\max} = \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \quad (3-182)$$

钢管的应力是三向应力状态, 应分别计算支墩处、固定端以及两支墩跨中三断面的应力。取图 3-136 所示三个代表点的微元体进行分析, 求出三个方向的最大计算剪应力  $\tau_{1\max}$ 、 $\tau_{2\max}$ 、 $\tau_{3\max}$  均不得超过容许应力  $[\sigma_s] / 2$ , 即

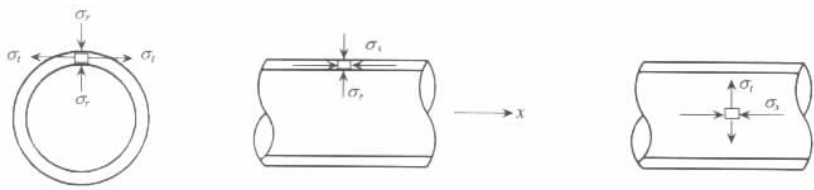


图 3-136 钢管的三向应力状态示意图

$$2\tau_{1\max} = \sqrt{(\sigma_t - \sigma_r)^2 + 4\tau_{tr}^2} \leq [\sigma_s] \quad (3-183)$$

$$2\tau_{2\max} = \sqrt{(\sigma_x - \sigma_r)^2 + 4\tau_{xr}^2} \leq [\sigma_s] \quad (3-184)$$

$$2\tau_{3\max} = \sqrt{(\sigma_x - \sigma_t)^2 + 4\tau_{xt}^2} \leq [\sigma_s] \quad (3-185)$$

### 3. 露天式钢管受外压弹性稳定计算

当露天式钢管发生负水锤或其他原因造成负压时, 对薄壳结构的钢管而言, 在外压力作用下, 往往容易丧失稳定而被压瘪。为此, 需要进行钢管稳定分析计算, 以决定管壁的厚度, 或判断是否需设置刚性环及确定刚性环的尺寸与间距。

图 3-137 为光滑管长圆筒受均匀压力时单位长管壁弹性变形示意图。图中实线为圆环变位前的情况, 虚线为变位后的情况。

设  $A$  点的径向变位为  $y_A$ , 其他任意点的径向变位为  $y$ 。对失稳后处临界平衡状态的

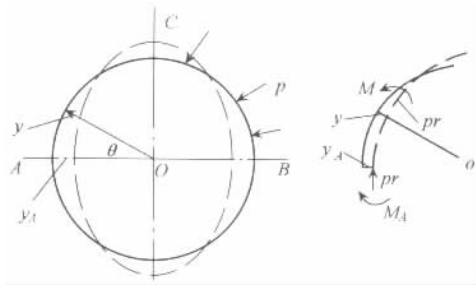


图 3-137 露天钢管管壁弹性示意图

某段弧长取隔离体，对作用在隔离体上的诸力对圆心取矩，列变形后的力矩平衡方程为

$$M_A - M + \sigma_t \delta (r - y_A) - \sigma_t \delta (r - y) = 0$$

$$\sigma_t = \frac{pD}{2\delta}$$

化简后得

$$M = M_A - pr (y_A - y) \tag{3-186}$$

考虑实际变位  $y$  很小，径向外压力  $p$  可认为均通过圆心，对  $O$  点无力矩。则圆管（此处相当于曲梁）的弯曲方程为

$$\frac{d^2 y}{ds^2} + \frac{y}{r^2} = -\frac{M}{EI} \text{ 或 } \frac{d^2 y}{d\theta^2} + y = -\frac{Mr^2}{EI} \tag{3-187}$$

将式（3-186）中的  $M$  代入上式，并化简得

$$\frac{d^2 y}{d\theta^2} + y \left( 1 + \frac{pr^3}{EI} \right) = \frac{-M_A r^2 + pr^3 y_A}{EI} \tag{3-188}$$

令  $k^2 = 1 + \frac{pr^3}{EI}$ ，得

$$\frac{d^2 y}{d\theta^2} + k^2 y = \frac{-M_A r^2 + pr^3 y_A}{EI} \tag{3-189}$$

式（3-189）为常系数微分方程，通解为

$$y = A \sin k\theta + B \cos k\theta + \frac{-M_A r^2 + pr^3 y_A}{EI + pr^3} \tag{3-190}$$

式中  $A$ 、 $B$  为积分常数，可由边界条件确定。从图 3-137 可知

在  $A$  点处  $\theta = 0, \quad \frac{dy}{d\theta} = 0$

在  $C$  点处:  $\theta = \frac{\pi}{2}, \quad \frac{dy}{d\theta} = 0$

将上述边界条件代入式（3-190），得

$$A = 0, \quad B \sin \frac{k\pi}{2} = 0 \tag{3-191}$$

在式（3-191）中  $B$  不能为零，所以  $\sin \frac{k\pi}{2} = 0$ ，即  $k = 2n$  ( $n = 1, 2, 3, \dots$ )，否

则不能满足挠曲线方程和边界条件, 即临界状态下力矩平衡条件遭到破坏。取第一临界力时的  $k$ , 即

$$k = 2$$

亦即

$$1 + \frac{p_{cr} r^3}{EI} = 4$$

由上式可得临界压力

$$p_{cr} = \frac{3EI}{r^3} \quad (3-192)$$

式中  $I$ ——单位管长管壁的惯性矩 ( $\text{m}^4$ ), 对光滑管为  $\frac{\delta^3}{12}$ ,  $\delta$  为管壁厚 ( $\text{m}$ );

$E$ ——钢管纵向弹性模量 ( $\text{N}/\text{m}^2$ ), 对长圆筒, 其变形应属平面变形问题, 式中

$$E \text{ 以 } E' = \frac{E}{1 - \mu^2} \text{ 代入, } \mu \text{ 为钢管泊松比。}$$

至此, 式 (3-192) 可写为

$$p_{cr} = \frac{3}{r^3} \frac{E\delta^3}{12(1 - \mu^2)} = \frac{2E}{1 - \mu^2} \left(\frac{\delta}{D}\right)^3 \quad (3-193)$$

露天式钢管所承受的外压最大为一个大气压, 即  $p_{cr} = 10^5 \text{ Pa}$ 。引进安全系数  $K = 2$ ,  $E$  取  $2.1 \times 10^{11} \text{ N}/\text{m}^2$ ,  $\mu$  取 0.25, 代入式 (3-193) 可得露天式钢管在真空度为一个大气压条件下失稳的最小管壁厚度计算公式, 即

$$\left(\frac{\delta}{D}\right)^3 = \frac{Kp_{cr}(1 - \mu^2)}{2E} \approx \frac{1}{130^3}$$

最后得

$$\delta \geq \frac{D}{130} \quad (3-194)$$

#### 4. 镇墩稳定和地基应力验算

(1) 荷载组合。前面讨论了作用在镇墩上的各种荷载, 但它们并不一定同时作用。应根据水泵不同运行情况进行荷载组合, 按最不利的组合验算镇墩的强度和稳定以及地基应力。

##### 1) 基本荷载组合

$$\text{正常运行情况} \quad A_1 + A_2 + A_4 + A_5 + A_6 + A_7 + A_8 + A_9 + N_C + N_S$$

$$\text{正常停机情况} \quad A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 + A_7 + A_8 + N_C + N_S$$

##### 2) 特殊荷载组合

$$\text{事故停机情况} \quad A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 + A_7 + A_8 + N_C + N_S$$

$$\text{地震情况} \quad A_1 + A_2 + A_4 + A_5 + A_6 + A_7 + A_8 + A_9 + N_C + N_S + P_i$$

$$P_i = K_H C_z \alpha_i W_i$$

式中  $P_i$ ——水平地震惯性力;

$K_H$ ——水平向地震系数;

$C_z$ ——综合系数,  $C_z = \frac{1}{4}$ ;

$\alpha_i$ ——加速度分布系数,  $\alpha_i = 1.0$ ;

$W_i$ ——集中在  $i$  点的重量。

(2) 镇墩抗滑与抗倾稳定计算。镇墩的稳定计算与重力式挡土墙相同。设直角坐标系的原点与基础底面形心重合, 垂直轴为  $y$ , 水平轴为  $x$  轴。将所有作用于镇墩上的力分解成沿  $x$  轴方向和  $y$  方向的两个分力 (图 3-138), 并将它们合成得

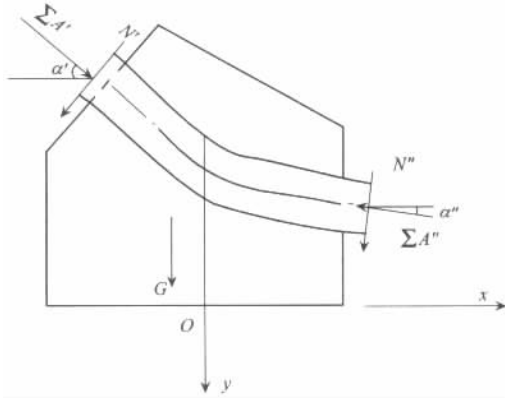


图 3-138 镇墩受力图

$$\sum X = \sum A' \cos \alpha' + \sum A'' \cos \alpha'' + \sum N' \sin \alpha' - \sum N'' \sin \alpha''$$

$$\sum Y = \sum A' \sin \alpha' + \sum A'' \sin \alpha'' + \sum N' \cos \alpha' + \sum N'' \cos \alpha''$$

1) 抗滑稳定及尺寸确定。抗滑稳定系数为

$$K_c = \frac{f(\sum Y + G)}{\sum X} \geq [K_c] \quad (3-195)$$

式中  $[K_c]$  ——允许抗滑安全系数, 正常情况取 1.3, 特殊情况取 1.1;

$G$ ——镇墩自重 (N);

$f$ ——基础底面与地基间摩擦系数。

由上式得

$$G = \frac{[K_c]}{f} \sum X - \sum Y \quad (3-195)$$

2) 抗倾稳定计算。抗倾安全系数为

$$K_0 = \frac{x_0(\sum Y + G)}{y_0 \sum X} \geq [K_0] \quad (3-197)$$

式中  $[K_0]$  ——允许的抗倾安全系数, 基本荷载组合下为 1.5, 特殊荷载组合下为 1.2;

(3) 地基应力强度校核。计算公式为

$$p_{\min}^{\max} = \frac{\sum Y + G}{BI} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) \leq [R] \quad (3-198)$$

式中  $p_{\min}^{\max}$ ——作用在地基上的最大及最小应力 (Pa);

$B$ ——镇墩沿管轴线方向的底面宽度 (m);

$L$ ——镇墩垂直管线方向的底面长度 (m);

$e$ ——合力作用点对镇墩底面形心的偏心距 (m);

$[R]$ ——地基的允许承载力 ( $\text{N}/\text{m}^2$ )。

(4) 镇墩强度校核。强度校核可选取几个与镇墩底面平行的截面进行分析。用图解法或数值解法求得计算截面上全部作用力 (包括镇墩自重) 的合力及其对截面中心的偏心矩后, 可按材料力学方法计算截面应力, 校核镇墩自身强度, 对于圬工重力式镇墩, 主要是校核其抗拉强度是否满足要求。

(5) 地基稳定性验算。在土坡上, 校核镇墩基础下土体沿某一弧面滑动的可能性; 在岩基上, 应研究岩石的层理确定是否有向斜坡外倾斜及坍滑的可能。

### 三、泵站水锤计算及水锤防护措施

泵站压力管道中, 由于流速的突然变化, 流动由稳态变为瞬态, 将引起水流动量急剧变化。而单位时间内的动量变化率即为作用力, 动量变化率越大, 作用力越大。管道中为内水压力急剧上升或急剧降低, 这种现象称为水锤 (或水击)。泵站水锤有启动水锤、闭阀水锤和停泵水锤。一般启动水锤压力不大, 只是在空管情况下, 当管中空气不能及时排出而被压缩时才会加剧水流压力的变化。闭阀水锤在正常操作时不会产生过大的水锤压力。但是, 由于突然断电或误操作造成的事故停泵水锤往往数值较大, 一般可达正常压力的 1.5~4 倍, 易造成机组部件损坏、水管破坏或失稳。泵站中水泵突然启动、停止或阀门启闭等不可避免地产生水锤现象, 研究水锤特别是停泵水锤的变化规律、计算方法和防护措施是必要的。通常研究水锤的目的是:

(1) 计算最大内水压力, 以设计或校核管道、阀门和机组部件强度。

(2) 计算最小内水压力, 以作为布置管道轴线的依据, 避免管道内产生过大负压和水柱中断。

(3) 采取合理有效的水锤防护措施。

#### (一) 几种停泵水锤概述

##### 1. 管道无逆止阀、闸阀不关闭情况

管道无逆止阀、闸阀不关闭情况下停泵, 水锤过程 (或水力过渡过程) 可分三个阶段:

(1) 水泵工况。停泵后, 因水泵机组及管道中水流惯性, 水泵仍正转、水正流; 但水泵转速及水流流速逐步减小, 管中压力降低, 直至水流由稳定工况时的流速  $V_0$  变至

零，这一阶段属水泵工况。

(2) 制动工况。瞬态静止的水体，受重力（或静水头）作用开始逆流，逆流的水流对仍正转的水泵叶轮起制动作用，使得机组转速急速降低，直至转速降为零。这一阶段，因水流受正转叶轮的阻碍，因而引起管中内水压力开始回升。

(3) 水轮机工况。随着逆流速度加大，水泵开始反转并逐渐加速，静水头压力恢复，泵中水压也不断升高，逆流流量很快达到最大值，逆转转速迅速上升。但是，随着叶轮转速的升高，带动水体旋转，产生离心力，阻碍水流下泄，反而使逆流流量有所降低，从而引起管中正压水锤继续上升并增至最大，相应的逆转转速也达到最大值。随后在稳定的进、出水池水头差作用下，机组处在恒定逆转转速和逆流流量下稳定运行，此时相当于空载运行的水轮机，所以从机组开始逆转至稳态逆转阶段称水轮机工况。其稳定逆转转速即水泵飞逸转速。

图 3-139 为压力管道无逆止阀、闸阀不闭情况停泵时以相对转速 ( $n/n_0$ ,  $n_0$  为停泵前转速) 和相对流量 ( $Q/Q_0$ ,  $Q_0$  为停泵前水泵流量) 为坐标的泵工况点迹线图。图中  $A_0$  点为停泵前稳态工况点，从  $A_0$  经  $A_1$ 、 $A_2$ 、 $A_3$  至  $B$  为水泵工况， $B$  至  $C$  为制动工况， $C$  至  $D$  为水轮机工况。

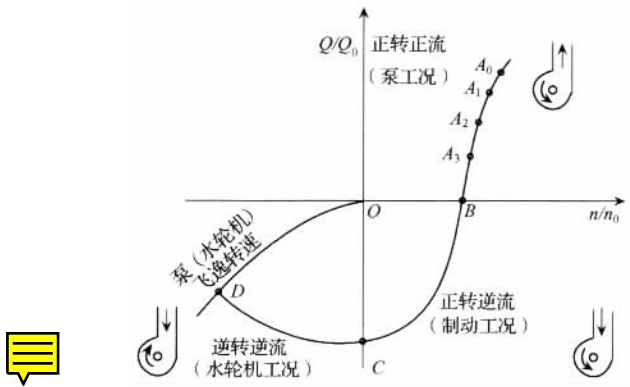


图 3-139 管道无逆止阀、闸阀不闭情况停泵工况点迹线图

图 3-140 为压力管道无逆止阀、闸阀不闭情况停泵时扬程 ( $H$ )、流量 ( $Q$ ) 和转速 ( $n$ ) 随时间的变化曲线。

### 2. 关闭闸阀情况

关闭闸阀情况停泵，在水泵工况阶段与不闭阀情况差别不大；而在逆流开始后，随着闸阀的关闭，压力变化较不闭阀大，且呈脉动状态，只是这时压力已很少作用于水泵泵体，主要作用于阀门和阀门后压力水管。图 3-141 为设有闸阀停泵水锤的泵工况迹线图。图中实线为不闭闸阀情况，与图 3-139 同，虚线为闭阀情况，其中  $A_0BC$  为水泵逆转前闸阀全闭情况， $A_0BEF$  为水泵逆转后闸阀全闭情况。

图 3-142 为这种情况停泵水锤压力变化曲线。

### 3. 逆止阀动作情况

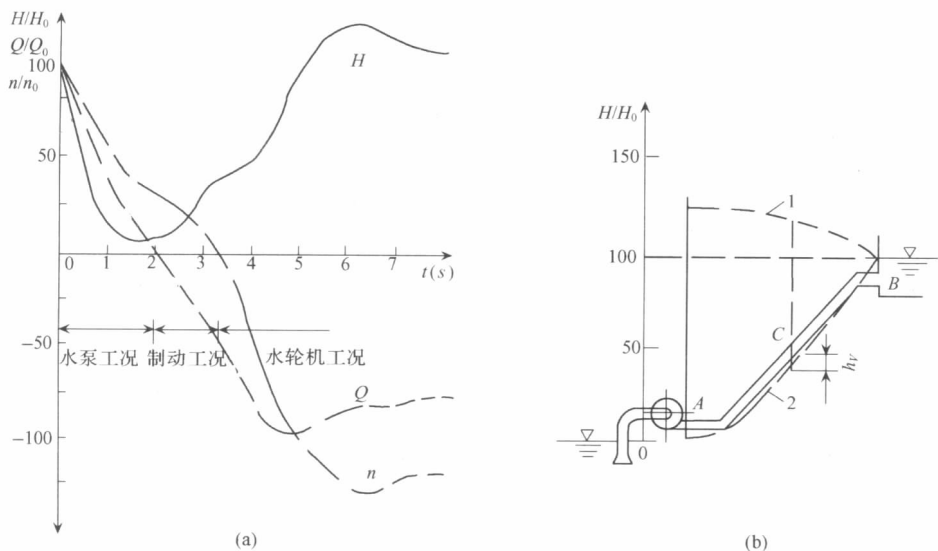


图 3-140 水泵出口无逆止阀时过渡过程线

(a) 水泵出口处水力过渡过程线；(b) 管路沿程最大、最小压力分布曲线

1—最高压力线；2—最低压力线

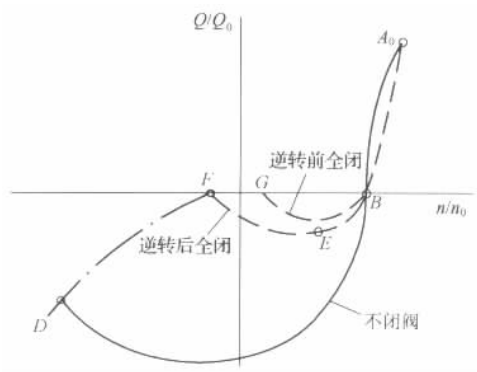


图 3-141 关闭闸阀停泵工况点迹线图

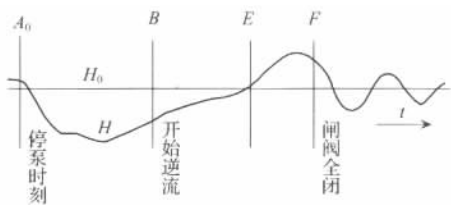


图 3-142 关闭闸阀停泵水锤压力变化曲线





水泵带逆止阀时，由于逆止阀自动动作，停泵后水泵一般不经历逆转逆流的水轮机工况阶段，工况点迹线如图 3-133 所示。这种情况下阀后压力一般较大，而特别是逆流开始之后逆止阀才动作的情况，可能造成很大的破坏性内水压力，如图 3-144 所示。所以泵站设计时，不宜在出水管道中装常规逆止阀，当不得不用时，须采取一定防护措施。

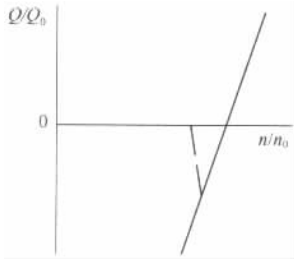


图 3-143 逆止阀动作停泵工况点迹线图

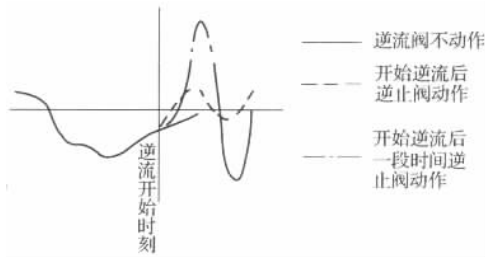


图 3-144 逆止阀动作水锤压力变化及比较

## (二) 停泵水锤分析

### 1. 停泵水锤的物理意义

图 3-135 为一泵装置示意图。图中 A、B 分别是紧靠泵出口阀后一点和压力水管出口处一点。 $H_0$  为出水池水面至 A 点位置高差。停泵过程中，压力管道中水流为瞬变流，非恒定流的运动方程和连续性方程是研究停泵水锤的基础，非恒定总流的基本方程为

$$\begin{cases} \frac{\partial \left( Z + \frac{p}{\rho g} + \frac{V^2}{2g} \right)}{\partial S} = -\frac{\tau_0 X_0}{\gamma A} - \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} \\ \frac{\partial (\rho VA)}{\partial S} + \frac{\partial (\rho A)}{\partial t} = 0 \end{cases} \quad (3-199)$$

式中  $Z$ 、 $p$ 、 $V$ ——总流过水断面上的平均高程、平均压强及平均流速；  
 $A$ ——过水断面积；  
 $X_0$ ——湿周；

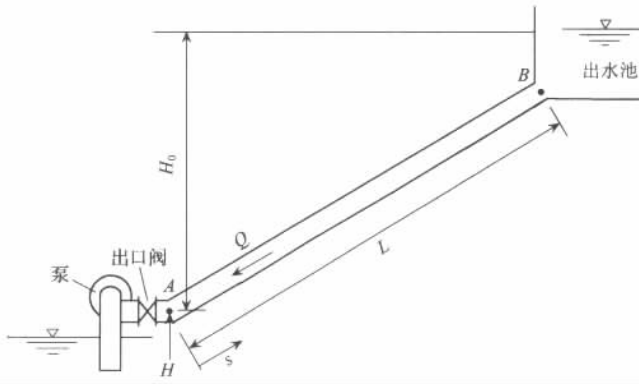


图 3-145 水泵压力水管装置示意图

$\tau_0$ ——流段  $dS$  周界上的平均切应力。

如不计水体压缩性和管道弹性（即刚性水锤），对式（3-199）积分，并取进水池水面为基准，列  $A$  点所在断面和出水池断面方程为

$$\begin{cases} Z_A + \frac{p_A}{\rho g} + \frac{V_A^2}{2g} = Z_{\text{出}} + \frac{p_{\text{出}}}{\rho g} + \frac{V_{\text{出}}^2}{2g} \pm H_L + \frac{1}{g} \int \frac{\partial V}{\partial t} dS \\ V(S, t) \cdot A(S) = Q(t) \end{cases} \quad (3-200)$$

其中  $H_L$  为  $A$  点至出水池的管道水力损失，水体正流时取“+”，逆流时取“-”， $\pm H_L = \Sigma \left( \lambda \frac{L}{d} + \zeta \right) \frac{V|V|}{2g}$ 。

式（3-200）中  $\frac{1}{g} \int \frac{\partial V}{\partial t} dS$  是因压力管道的水流瞬变而造成的惯性水头，可表达为

$$\frac{1}{g} \int \frac{\partial V}{\partial t} dS = \frac{1}{g} \int \frac{dS}{A(S)} \frac{dQ}{dt} = \frac{M}{g} \frac{dQ}{dt}, \text{ 其中 } M = \int_0^L \frac{dS}{A(S)}$$

$$\text{将式 (3-200)} \quad H = \frac{pA}{\gamma} = H_0 + \frac{M}{g} \frac{dQ}{dt} - \frac{V_A^2}{2g} \pm H_L \quad (3-201)$$

因式 3-201 中的惯性水头项有正有负，因而阀后压力可能有正有负。当为正值时，可能远大于  $H_0$ ，以至造成正压的危害；当为负压时，可能低到汽化压力以下，以至产生“水柱分离”或造成管道负压吸瘪。

为进一步理解停泵水锤的物理意义，现针对等径压力水管、停泵后管道中正流情况（ $Q > 0$ ， $\frac{dQ}{dt} < 0$ ）绘出了阀后  $A$  点压力变化，如图 3-146 所示。

## 2. 水锤基本方程

分析停泵水锤物理意义时，未考虑水的可压缩性和管道的弹性，这种水锤称刚性水锤；实际上水是可压缩的，压力管道是有弹性的，水锤作用是以压力波的形式沿管道传播，压力、流速等参数是时间和位置的函数，考虑水体压缩性和管道弹性的水击现象称弹性水锤。

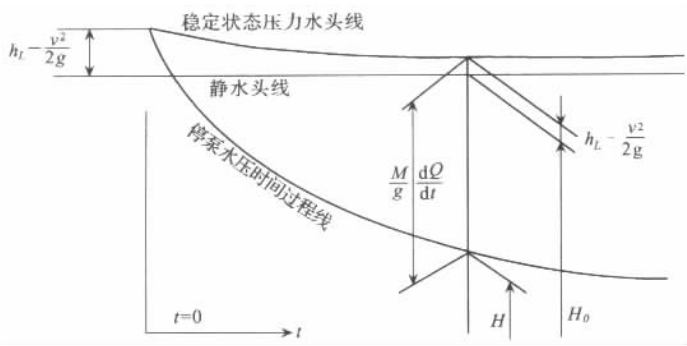


图 3-146 水锤作用物理意义

弹性水锤方程的基础仍然是非恒定流的运动方程和连续性方程，令  $(Z + \frac{p}{\rho g}) = H$ ，

对于圆管以  $A = \frac{1}{4}\pi D^2$ 、 $\chi_0 = \pi D$  及  $\tau_0 = \frac{1}{8}\lambda\rho V^2$  代入式 (3-199) 运动方程为

$$\frac{\partial H}{\partial S} + V \frac{\partial V}{\partial S} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\lambda V^2}{2D} = 0 \quad (3-202)$$

式中  $D$ ——管道直径；

$\lambda$ ——沿程损失摩阻系数。

如果略去摩阻损失，并注意到在水击中  $\frac{\partial V}{\partial S} \ll \frac{\partial V}{\partial t}$ ，略去  $\frac{\partial V}{\partial S}$  后式 (3-202) 可进一步简化为

$$\frac{\partial H}{\partial S} = - \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} \quad (3-203)$$

式 (3-199) 中连续性方程展开得

$$\rho V \frac{\partial A}{\partial S} + \rho A \frac{\partial V}{\partial S} + AV \frac{\partial \rho}{\partial S} + A \frac{\partial \rho}{\partial t} + \rho \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (3-204)$$

在压力管道非恒定流中，管道的断面积  $A$  及液体的密度  $\rho$  都是时间  $t$  及距离  $S$  的函数。

即

$$\begin{cases} A = A(S, t) \\ \rho = \rho(S, t) \end{cases}$$

则有

$$\begin{cases} \frac{dA}{dt} = \frac{\partial A}{\partial t} + V \frac{\partial A}{\partial S} \\ \frac{d\rho}{dt} = \frac{\partial \rho}{\partial t} + V \frac{\partial \rho}{\partial S} \end{cases} \quad (3-205)$$

针对此基本方程，如果联系水锤波速  $a$  与  $\rho$ 、 $A$ 、 $t$  关系 ( $a = [\rho (\frac{1}{\rho} \frac{dp}{dt} + \frac{1}{A}$

$\frac{dA}{dt}]^{-1/2}$ ), 联系  $p$  与  $H$  的联系 ( $p = \rho g (H - Z)$ ), 经数学变换, 可得以下形式的水波动方程组, 详细推导见本书专题部分。

$$\begin{cases} \frac{\partial^2 H}{\partial S^2} = \frac{1}{a^2} \frac{\partial^2 H}{\partial t^2} \\ \frac{\partial^2 V}{\partial S^2} = \frac{1}{a^2} \frac{\partial^2 V}{\partial t^2} \end{cases} \quad (3-206)$$

初始条件: 当  $t=0$  时, 水头与流速分别为  $H_0$ 、 $V_0$ , 则水锤方程的通解为

$$\begin{cases} H - H_0 = F\left(t - \frac{S}{a}\right) + f\left(t + \frac{S}{a}\right) \\ V - V_0 = \frac{g}{a} \left[ F\left(t - \frac{S}{a}\right) - f\left(t + \frac{S}{a}\right) \right] \end{cases} \quad (3-207)$$

式中  $F\left(t - \frac{S}{a}\right)$ ——直接水锤波 (直射波);

$f\left(t + \frac{S}{a}\right)$ ——间接水锤波 (反射波)。

式 (3-207) 中的水锤直射波和反射波在以水锤波速  $a$  传播过程中, 波形保持不变。物理意义说明如下:

取任一段压力管道, 如图 3-147 (a) 所示, 设直射波  $F\left(t - \frac{S}{a}\right)$ ,  $t_1$  时刻在  $A$  断面 ( $S = x_1$ ) 处, 经过  $\Delta t = \frac{\Delta x}{a}$  时间后, 已传播至  $B$  断面 ( $S = x_1 + \Delta x$ ), 则  $A$ 、 $B$  两断面的直射波可表达为  $F\left(t_1 - \frac{x_1}{a}\right)$  和  $F\left(t_2 - \frac{x_1 + \Delta x}{a}\right) = F\left(t_1 + \Delta t - \frac{x_1 + \Delta x}{a}\right) = F\left(t_1 - \frac{x_1}{a}\right)$ , 因此直射波在传播过程中具有波形不变的特点。同理, 如图 3-147 (b) 所示, 设间接水锤波  $f\left(t + \frac{S}{a}\right)$ ,  $t_1$  时刻在  $C$  断面 ( $S = x_1$ ) 处, 经过  $\Delta t = \frac{\Delta x}{a}$  时间后, 反射波已传至  $D$  断面 ( $S = x_1 - \Delta x$ ), 则  $C$ 、 $D$  两断面的反射波可表达为  $f\left(t_1 + \frac{x_1}{a}\right)$  和  $f\left(t_2 + \frac{x_1 - \Delta x}{a}\right) = f\left(t_1 + \Delta t - \frac{x_1 - \Delta x}{a}\right) = f\left(t_1 + \frac{x_1}{a}\right)$ , 因此反射波在传播过程中也具有波形不变的特点。

由式 (3-207) 求解停泵水锤时, 必须已知  $F\left(t - \frac{S}{a}\right)$  及  $f\left(t + \frac{S}{a}\right)$  等两个波函数, 其函数表达式及相互关系取决于管道两端的边界条件。但是由于边界条件常比较复杂, 往往难以求解。在具体应用时, 通常利用水锤波传播过程中波形不变的特性, 对式 (3-207) 等号两边相加或相减可得

$$\begin{cases} H - H_0 + \frac{a}{g}(V - V_0) = 2F\left(t - \frac{S}{a}\right) \\ H - H_0 - \frac{a}{g}(V - V_0) = 2f\left(t + \frac{S}{a}\right) \end{cases} \quad (3-208)$$

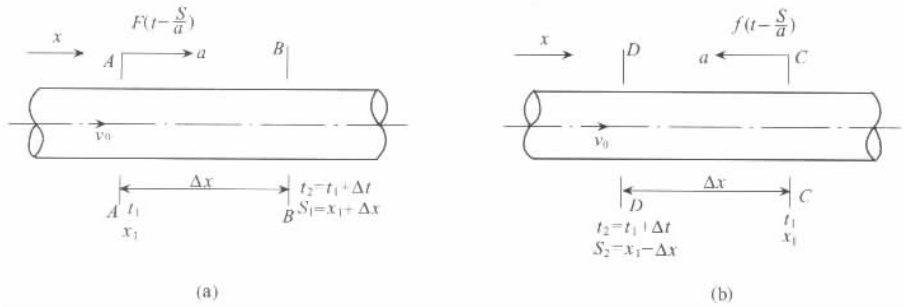


图 3-147 水锤波传播示意图

将图 3-147 中 A、B、C 和 D 所在断面的时刻、位置及水头和流速代入式 (3-208)，并考虑到  $F\left(t - \frac{S}{a}\right)$  及  $f\left(t + \frac{S}{a}\right)$  波形的不变性可得

$$\begin{cases} H_{n1}^A - H_0 + \frac{a}{g}(V_{n1}^A - V_0) = H_{n1+\Delta t}^B - H_0 + \frac{a}{g}(V_{n1+\Delta t}^B - V_0) \\ H_{n1}^C - H_0 - \frac{a}{g}(V_{n1}^C - V_0) = H_{n1+\Delta t}^D - H_0 - \frac{a}{g}(V_{n1+\Delta t}^D - V_0) \end{cases} \quad (3-209)$$

设  $t_2 = t_1 + \Delta t$ ，对式 (3-209) 化简

$$\begin{cases} H_{n1}^A - H_{n2}^B = -\frac{a}{g}(V_{n1}^A - V_{n2}^B) \\ H_{n1}^C - H_{n2}^D = \frac{a}{g}(V_{n1}^C - V_{n2}^D) \end{cases} \quad (3-210)$$

实际上，直射波和反射波是连锁发生的，式 (3-210) 中两表达式仅相差一个符号，我们把式 (3-210) 通常称为水锤共轭方程（或连锁方程）。

为了计算或图解能与无量纲的水泵全特性曲线相一致，常采用水头和流速（流量）的相对值，并引入管道特性常数  $\rho$ ，即

$$h = \frac{H}{H_0}, \quad v = \frac{V}{V_0} = \frac{Q}{Q_0} = q, \quad \rho = \frac{aV_0}{2gH_0}$$

这样水锤共轭方程的无因次式为

$$\begin{cases} h_{n1}^A - h_{n2}^B = -2\rho(v_{n1}^A - v_{n2}^B) \\ h_{n1}^C - h_{n2}^D = 2\rho(v_{n1}^C - v_{n2}^D) \end{cases} \quad (3-211)$$

若以相对水头为纵坐标，以相对流量为横坐标，则水锤共轭方程式 (3-211) 表示的是二根具有斜率相等 ( $2\rho$ ) 而坡度方向相反的直线，如图 3-148 所示。如果  $t_1$  时刻 A 断面的  $h_{n1}^A$  和  $v_{n1}^A$  已知，由式 (3-211) 知 B 点必在过 A 点斜率为  $-2\rho$  的直线上，该直线通常称为负水锤射线；同样若已知  $t_1$  时刻 C 断面上的  $h_{n1}^C$  和  $v_{n1}^C$ ，则 D 点必在过 C 点斜率为  $+2\rho$  的直线上，该直线称为正水锤射线。但要求出 B（或 D）点的  $h$  和  $v$  还须另一方程式（或另一根曲线）联立来确定。

为能理解水锤共轭方程在水锤计算中的应用，现以水泵正常停机前，关闭闸阀所引

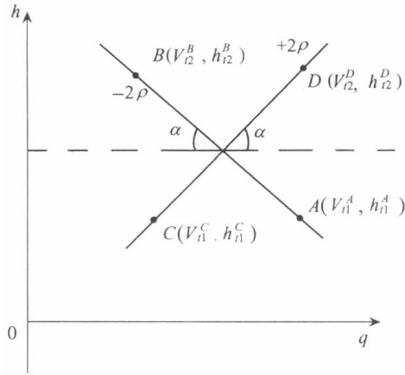


图 3-148 水锤共轭方程射线

起的闭阀水锤为例说明。

如图 3-149 所示，假设水泵仍正常运行，闸阀全开时的阻力和管道损失均忽略不计，则水泵性能曲线与装置特性曲线交于  $A_0$ ， $A_0$  即为水泵稳态工况点。 $B$  点在关阀前以及开始关阀后，当水锤波未传到管道出口处，即在第一个半相时间  $0.5T$  ( $T = L/a$ ) 以前， $B$  点的水头和流量始终为  $H_0$  及  $Q_0$ ，因此  $A_0$ 、 $B_0$ 、 $B_{0.5}$  均为同一点。

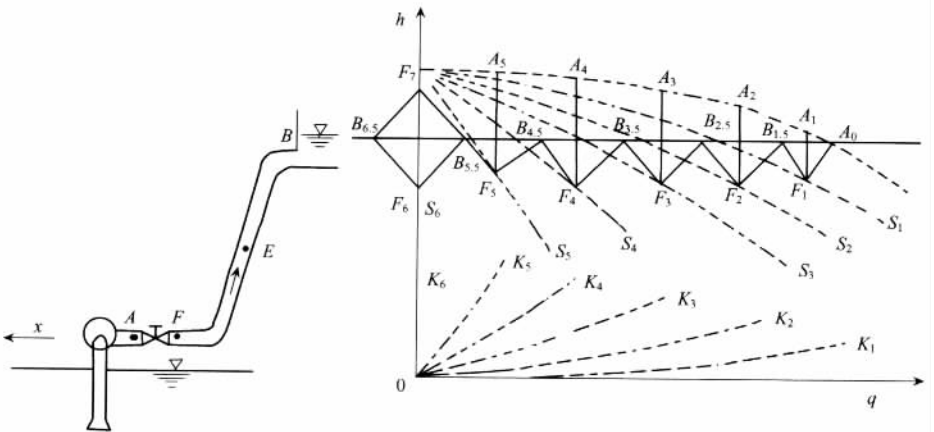


图 3-149 泵闭阀水锤图解

根据闸阀边界条件绘出以一个相长为时段的不同开度的闸阀阻力曲线，如  $K_1$ 、 $K_2$ 、 $\dots$ 、 $K_6$  等，从水泵性能曲线分别减去  $K_1$ 、 $K_2$ 、 $\dots$ 、 $K_5$  而得  $S_1$ 、 $S_2$ 、 $\dots$ 、 $S_5$  曲线，它们表示计及闸阀阻力，闸阀后  $F$  点处的特性曲线。

已知初始点和管路特性常数  $\rho$  值，从  $B_{0.5}$  绘一条正水锤射线，它与  $S_1$  线交于  $F_1$ ， $F_1$  即为  $1.0T$  时  $F$  处的工况点；从该点作垂线，它与水泵性能曲线交于  $A_1$  点，该点是  $1.0T$  时  $A$  处的工况点。从  $F_1$  点作负水锤线，它与水池边界特性曲线交于  $B_{1.5}$  点，该点是  $1.5T$  时  $B$  处的工况点。按此方法继续作图，直至得到全部结果。

### (三) 事故停泵水锤计算

停泵水锤的计算方法通常有差分法、特征线法、图解法。差分法和特征线一般须编程电算；图解法概念清晰、便于掌握，但是图解工作量较大。尤其在泵站的初步设计中，作多方案比较时，采用图解法仍嫌不方便。实际工程中较常使用简易曲线法，该方法计算简便迅速，唯其结果有一定的近似性。

#### 1. 图解法

图解法的基本思路是基于水锤共轭方程式 (3-211)，结合泵端及出水池管出口的边界条件通过作图的方法来求解。下面讨论边界条件。

(1) 泵端边界。泵端的边界条件取决于泵机组转动部件惯性方程和水泵的全特性曲线。

由理论力学知，泵机组转动部件的惯性方程为

$$M = -J \frac{d\omega}{dt} \quad (3-212)$$

$$J = \frac{GD^2}{4g} \quad (3-213)$$

$$\omega = \frac{2\pi n}{60} \quad (3-214)$$

上三式中  $J$ ——机组转子的转动惯量 ( $\text{kg}\cdot\text{m}^2$ )；

$\omega$ ——角速度 ( $1/\text{s}$ )；

$GD^2$ ——机组飞轮惯量 ( $\text{N}\cdot\text{m}^2$ )。

将式 (3-213) 和式 (3-214) 代入式 (3-212)，整理后得

$$M = -\frac{GD^2}{375} \cdot \frac{dn}{dt} \quad (3-215)$$

如果在  $\Delta t$  时段内转速由  $n_i$  变为  $n_{i+1}$ ，转矩由  $M_i$  变为  $M_{i+1}$ ，当时段较短式 (3-215) 中微分项可用微商表示，转矩可用时段始末的平均值代入，则式 (3-215) 的差分形式为

$$n_i - n_{i+1} = \frac{375}{GD^2} \left( \frac{M_i + M_{i+1}}{2} \right) \Delta t \quad (3-216)$$

为了应用方便，将式 (3-216) 用无因次相对值表示，令

$$\frac{n_i}{n_0} = \alpha_i; \quad \frac{n_{i+1}}{n_0} = \alpha_{i+1}; \quad \frac{M_i}{M_0} = m_i; \quad \frac{M_{i+1}}{M_0} = m_{i+1}$$

代入式 (3-216)，则

$$\alpha_i - \alpha_{i+1} = \frac{375 M_0}{2 GD^2 n_0} (m_i + m_{i+1}) \Delta t \quad (3-217)$$

经变换，式 (3-217) 还可写成

$$\alpha_i - \alpha_{i+1} = \frac{1}{2 T_a} (m_i + m_{i+1}) \Delta t \quad (3-218)$$

$$T_a = \frac{GD^2 n_0^2}{3.58 \times 10^6 N_0}$$

上二式中  $T_a$ ——泵机组时间常数 (s);

$N_0$ ——最高效率点运行时泵轴功率 (kW)。

除泵机组的动力学特性外, 停泵水锤与泵的特性有关。对停泵水锤计算而言, 不仅泵的通常运行区域的特性须已知, 而且正转逆流 (制动工况)、逆转逆流 (水轮机工况) 区域的特性也须已知。泵在可能工作范围的所有特性称为水泵的全特性; 所有区域的泵扬程、流量、转矩及转速等参数之间的关系曲线称为全特性曲线, 全特性曲线常以相对值表示。图 3-150 为一离心泵的全特性曲线图。

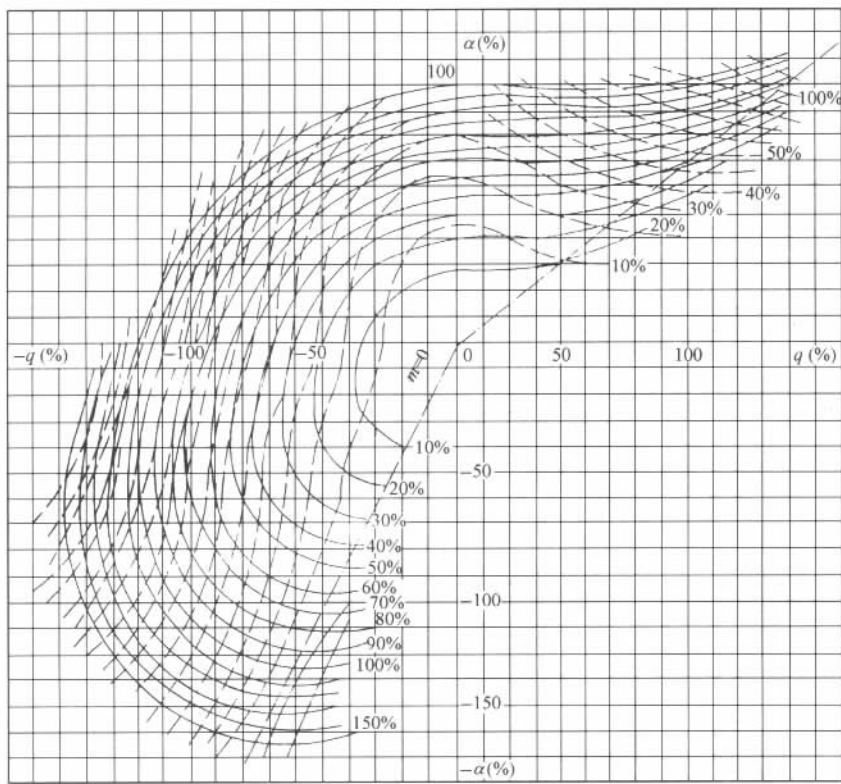


图 3-150 离心泵全特性曲线

—等水头  $h$  曲线; ---等转矩  $\beta$  曲线

泵的全特性曲线是通过模型试验得出。如无实际应用泵的全特性曲线, 用比转速相近的水泵来全特性曲线代替, 也可得出较满意的计算结果。

(2) 出水池边界。若出水池水位不变 (或变化很小), 则  $h_{\text{出}} = 1$ ; 对于管道设闸阀 (蝶阀、逆止阀等)、拍门, 需要知道它们的启闭规律为



$$\tau = \frac{A}{A_{\max}} = \Phi(t)$$

式中  $A$ ——闸门或拍门的开启面积。

$$v = q = f(\tau, h)$$

不同开度时的阻力系数

$$\zeta = \varphi(\tau)$$

(3) 停泵水锤图解过程。在管道中无逆止阀、不闭阀的情况下，事故停泵过程如图 3-151 所示。忽略管道的水力损失，泵的扬程等于泵装置扬程，泵装置特性曲线为  $h = 1.0$  水平线，该水平线与额定转速下水泵  $q-h$  曲线交点即为稳态工况点  $A_0$ 。事故停泵后先由泵出口  $A$  发出直射波，经过  $L/a$  时段到达  $B$  点（图中  $B_1$  点），因而  $B$  点在  $0 \sim L/a$  时刻未受波扰动，保持稳态值即与  $A_0$  点重合。波到达  $B$  点因受水池边界的限制，又以反射降压水锤波从出水池（ $B_1$ ）向泵（ $A_2$ ）沿着坡度为  $+2\rho$  的直线下降，经一相（即  $2L/a$ ）时间反射回到泵端。但是，这时泵的转速已下降（如图中  $\alpha = 0.81$ ），该转速下的  $q-h$  曲线与降压水锤射线交于  $A_2$ （即  $A_{2L/a}$ ）；到达泵端的波受泵端边界的限制，又以升压水锤波向出水池传播，即由  $A_2$  沿坡度为  $-2\rho$  直线升压，经  $L/a$  时段后与管道出口边界特性线（ $h = 1.0$ ）交于  $B_2$ ，依此类推。由图可看出： $A_8$  点已跨过扬程坐标轴，表示水体逆流，即水泵已进入制动工况；从  $A_{16}$  点开始水泵反转，即泵已进入水轮机工况； $A_{28}$  为水锤射线与  $m = 0$  线的交点，表示水泵转速已不能再增加，如出水池水位保持恒定，则其逆转转速也保持恒定，这时水泵的逆转转速为  $1.39n_0$ 。图中  $A_0$ 、 $A_2$ 、 $A_4$ 、 $\dots$ 、 $A_{28}$  各点反映泵出口  $A$  点在事故停泵过程中的压力变化过程。

确定  $A_0$ 、 $A_1$ 、 $A_2$ 、 $\dots$  等点时，要经过试算。计算时取  $\Delta t = \frac{L}{a}$ ，从稳态工况（即  $A_0$  或  $B_1$ ）开始计算，并使所算得工况点的  $\alpha$  满足式（3-211）和式（3-218）。求第一半相末（ $t = \frac{L}{a}$ ）水泵的转速  $\alpha_1$ 、流量  $q_1$  和扬程  $h_1$ ，利用机组惯性方程为

$$\alpha_0 - \alpha_1 = \frac{1}{2T_a} (m_0 + m_1) \Delta t \tag{3-219}$$

其中  $\alpha_0$ 、 $\alpha_1$  停泵前水泵相对转速及相对转矩， $\alpha_0 = 1.0$ ， $m_0 = 1.0$ 。

在过  $B_1$  点坡度为  $2\rho$  的直线上任选一点，得  $h$  和  $v$ （ $v$  相当于  $q$ ）的坐标值。据此再从水泵全特性曲线查出与该工况相对应的  $\alpha$  和  $m$  值，并代入式（3-219）。如等号两边相等则此点即为所求之点；否则，应在  $B_1A_2$  直线上重新选点。用上式试算再求  $A_2$ 。然后根据公式  $h_2^A - h_3^B = -2\rho(v_2^A - v_3^B)$ ，自  $A_2$  作坡度为  $-2\rho$  的直线  $A_2B_3$  交  $h = 1.0$  水平线于  $B$  点得  $B_3$ 。然后，再根据  $h_3^B - h_4^A = 2\rho(v_3^B - v_4^A)$ ，自  $B_3$  作坡度为  $2\rho$  的直线，在这根直线上确定  $A_4$  点， $A_4$  应根据泵端的边界条件通过试算求得。依此类推确定  $A$  点在不同时刻的工况点。根据求得的  $A$  的工况，从全性能曲线中可查得其相应的转速和转矩。

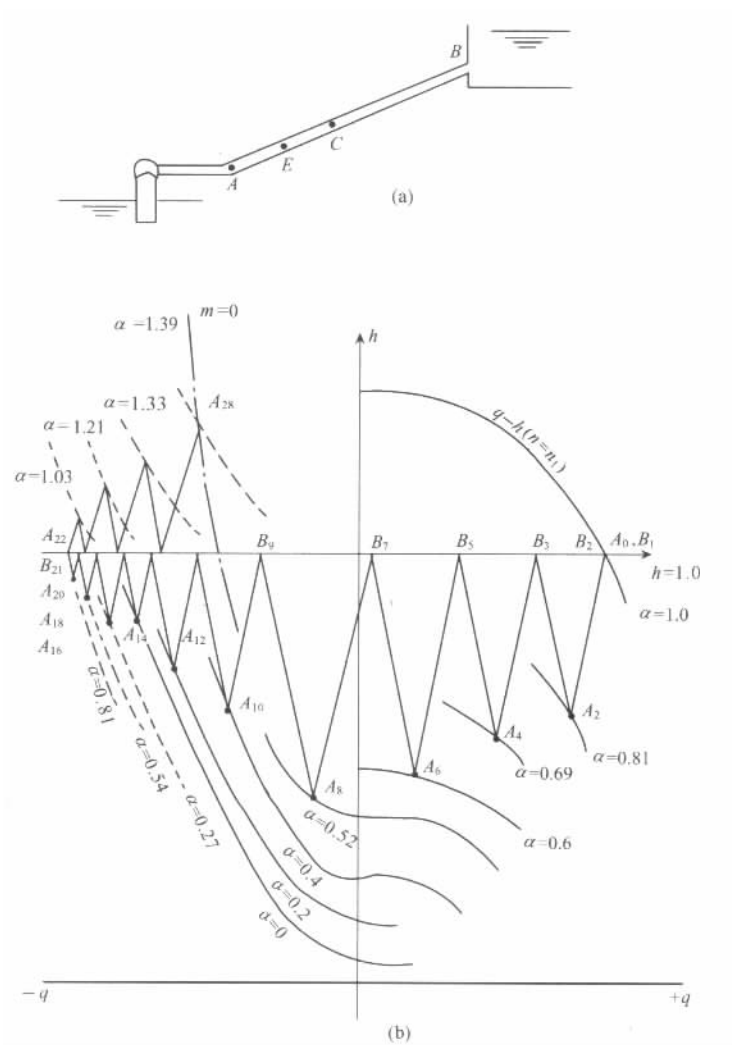


图 3-151 出口逆止阀、不闭闸阀情况停泵水锤图解计算图

如果水泵出口装有逆止阀，并假定在水泵流量等于零以前关闭，其最大水锤压力如图 3-152 中  $E$  点所示；如果逆止阀关闭时间滞后于开始逆流的时间，其瞬时关闭时引起的最大压力决定于箭头的点划线与  $h$  轴的交点。

由此可见：事故停泵时的逆止阀（无控制机构情况）关闭越迟，其引起的水锤压力越大，这与图 3-154 所表示一致。

假如水泵出口不但装有逆止阀而且装有水锤消除器（水锤消除器结构见后）时，其扬程坐标轴右侧图解方法与逆止阀情况相同（图 3-153）。当水锤射线越过扬程坐标轴（即开始逆流）后，逆止阀关闭，下开式水锤消除器喷水孔开启。这时，水锤射线交于水锤消除器喷水孔的流量水头损失曲线  $R_1$ ，然后，水锤射线就在  $R_1$  曲线与  $h = 1.0$  的

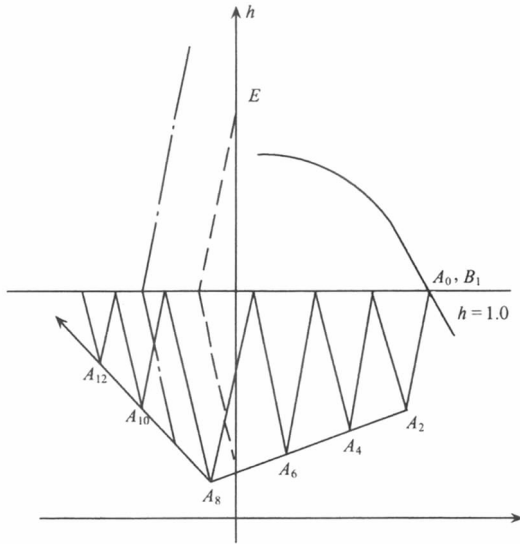


图 3-152 水泵出口装逆止阀的泵装置事故停泵水锤图解

水平线之间交替反射，逐渐衰减，最后稳定在  $h = 1.0$  的水平线与  $R_1$  曲线的交点  $B$  上。随着水锤消除器逐渐关闭，其工作点由  $B$  最后移至扬程坐标轴上的  $B'$  点。

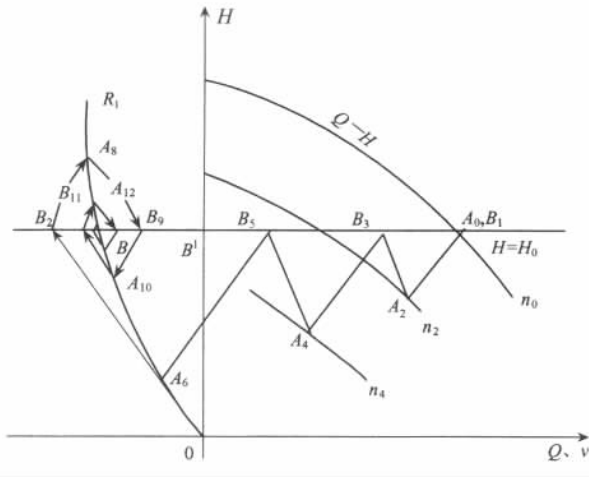


图 3-153 水泵出口装有逆止阀和水锤消除器

图中  $A_0$ 、 $A_2$ 、 $\dots$ 、 $A_{12}$  为  $A$  点压力变化过程曲线，其中最高压力点为  $A_8$ ，压力最低点为  $A_6$ 。

对于压力管道中任一点 ( $E$ ) 的停泵水锤计算，可对该点与泵端  $A$  点和管出口  $B$  点建立联锁方程为

$$\begin{cases} h_{t-\frac{x}{a}}^A - h_t^E = -2\rho(v_{t-\frac{x}{a}}^A - v_t^E) \\ h_{t-\frac{L-x}{a}}^B - h_t^E = 2\rho(v_{t-\frac{L-x}{a}}^B - v_t^E) \end{cases} \quad (3-220)$$

对式(3-220)分析可发现： $E$ 点是位于 $t-x/a$ 时刻过 $A$ 点的 $-2\rho$ 直线与 $t-(L-x/a)$ 时刻过 $B$ 点的 $+2\rho$ 交点，因而求解 $E$ 点即求解下式表示的两条直线的交点。

$$\begin{cases} h_{t-\frac{x}{a}}^A - h_{t+\frac{L-x}{a}}^B = -2\rho(v_{t-\frac{x}{a}}^A - v_{t+\frac{L-x}{a}}^B) \\ h_{t-\frac{L-x}{a}}^B - h_{t+\frac{x}{a}}^A = 2\rho(v_{t-\frac{L-x}{a}}^B - v_{t+\frac{x}{a}}^A) \end{cases} \quad (3-221)$$

对管道中点 $C$ 则可将 $x = \frac{L}{2}$ 代入式(3-221)，得

$$\begin{cases} h_{t-\frac{L}{2a}}^A - h_{t+\frac{L}{2a}}^B = -2\rho(v_{t-\frac{L}{2a}}^A - v_{t+\frac{L}{2a}}^B) \\ h_{t-\frac{L}{2a}}^B - h_{t+\frac{L}{2a}}^A = 2\rho(v_{t-\frac{L}{2a}}^B - v_{t+\frac{L}{2a}}^A) \end{cases} \quad (3-222)$$

管道中点 $C$ 在事故停泵过程中的压力变化过程也可直接按图3-154所示的方法进行。在第一个直射波自 $B$ 点反射回到 $C$ 点之前， $C_{0.5}$ 与 $A_0$ 重合， $C_{0.75}$ 与 $A_{0.25}$ 重合， $C_1$ 与 $A_{0.5}$ 重合， $C_{1.5}$ 与 $A_1$ 重合； $C_{1.75}$ 即为 $A_{1.25}B_{2.25}$ 与 $B_{1.25}A_{2.25}$ 的交点； $C_2$ 即为 $A_{1.5}B_{2.5}$ 和 $B_{1.5}A_{2.5}$ 的交点，等等。

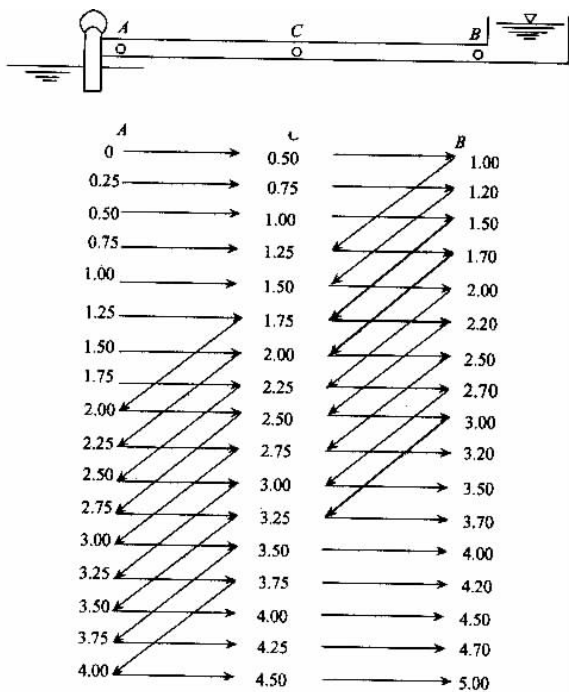


图 3-154 事故停泵管道中点压力计算图

2. 简易算法

图解法计算停泵水锤，虽然精度高，但仍繁冗费时，且须具备水泵全性能曲线才可作图求解，有时有困难。

下面介绍生产中应用较广的由美国工程师 J. 帕马金提出的一组图解曲线，如图 3-155 所示。图解应先求出两个参数  $2\rho$  和横坐标  $k \frac{2L}{a}$  值后，即可在曲线的坐标上查出所需的数据。其中

$$2\rho = \frac{aV_0}{gH_0} \tag{3-223}$$

$$k = 1.79 \times 10^3 \frac{Q_0 H_0}{GD^2 \eta n_0^2} = \frac{182.5 N_0}{GD^2 n_0^2} \tag{3-224}$$

式中  $V_0$ 、 $Q_0$ 、 $H_0$ 、 $\eta_0$  和  $N_0$ ——水泵额定工况下管中流速 (m/s)、水泵流量 (m<sup>3</sup>/s)、扬程 (m)、效率和轴功率 (kW)；  
 $n_0$ ——水泵额定转速 (r/min)；  
 $GD^2$ ——机组转动部件的飞轮惯量 (t·m<sup>2</sup>)，初略估计时可从有关样本、手册中查取电动机的  $GD^2$  值。如计入水泵时，再加大 10%。

如果利用帕马金曲线估算水泵出口装有逆止阀时的停泵水锤值，可用图 3-155 (a)、(b) 分别求出水泵出口处和管道中点的最大降压值，然后将其绝对值分别加上水泵处和管道中点处的静水头，从而可得逆止阀关闭时水泵处和管道中点处的最大升压值。

#### (四) 停泵水锤防护措施

停泵水锤的防护措施，必须结合泵站的具体情况选定。由于停泵水锤首先出现降压，如果在初始阶段降压较大，则随后第二阶段的升压也较大，所以首先应从防止降压入手，其次再考虑防止第二阶段的升压措施。

##### 1. 防止降压措施

首先，泵站设计中应尽可能地降低管中流速，管线布置尽量平直，避免局面突起、急弯等，以防止出现过低的负压；此外，还可考虑采用如下一些措施，防止过大降压。

(1) 设置充水箱 (调压水箱)。调压水箱是一个钢制或钢筋混凝土的水箱，设置在逆止阀后出水侧或设置在可能形成水柱分离的转折处，以便在停泵初始阶段向管中充水，防止过大的降压，其布置及基本构造，如图 3-156 所示。它由充水箱、补水管、止回阀及浮球阀等组成。水泵正常运行时由补水管经浮球阀向水箱补水到设定的高程，此时止回阀关闭。停泵时，主管道压力降低，水箱中预存的水通过止回阀进入主管道，避免水柱分离，也可降低随后的压力升高值。

管道转折处较多时，则可能在数处形成水柱分离，这时沿管线可分设多座水箱，图 3-157 是长管道上设置多座充水箱的实例。

充水箱尺寸计算方法如下：

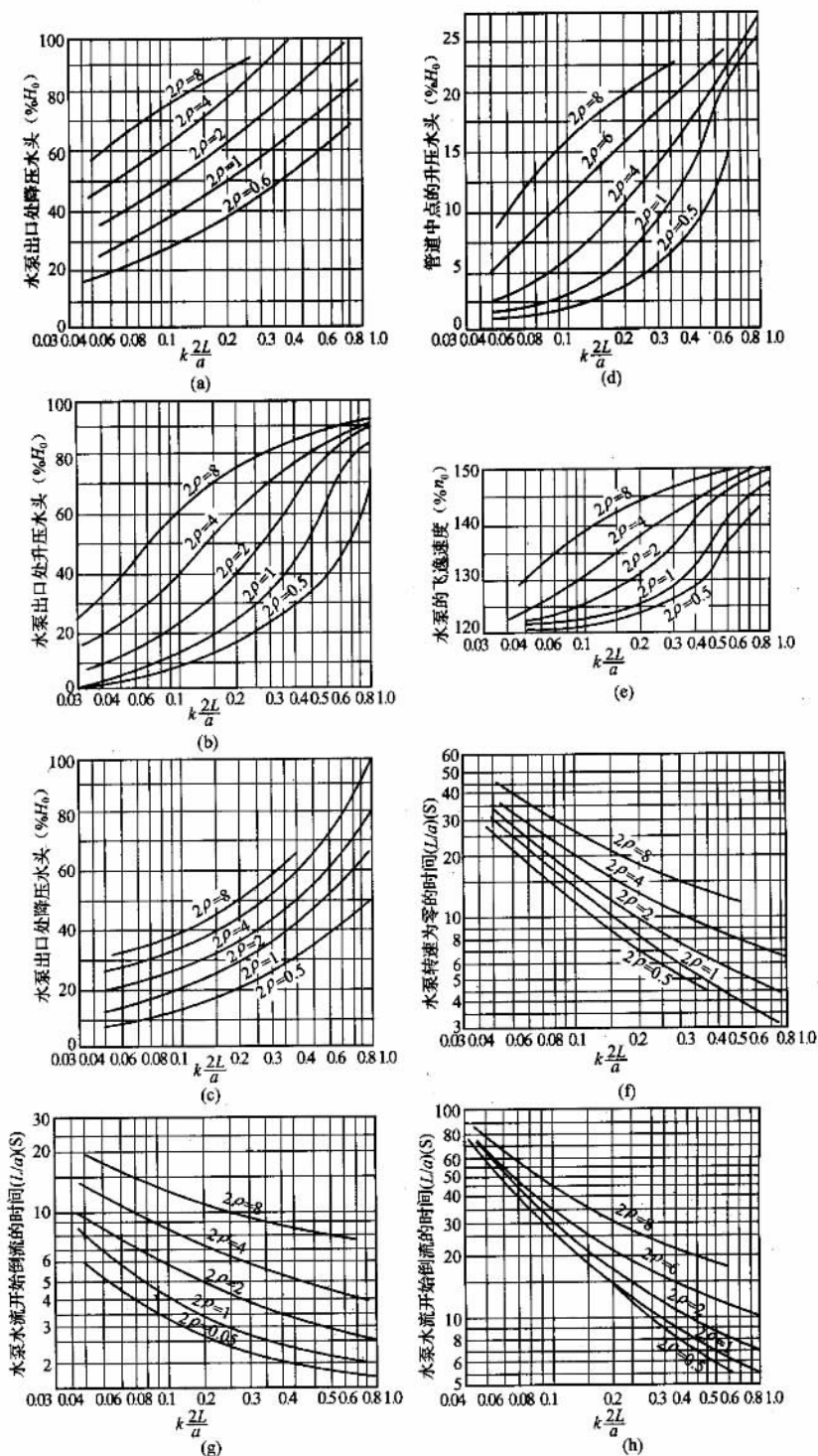


图 3-155 帕马金水锤图解曲线

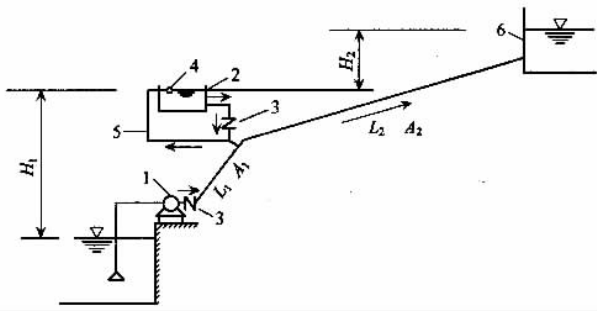


图 3-156 单向充水箱

1—水泵；2—单向充水箱；3—止回阀；  
4—浮球阀；5—补水管；6—出水池

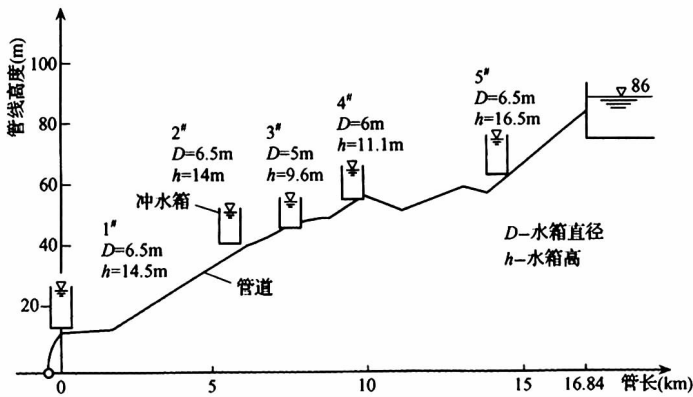


图 3-157 管道设多座充水箱示意图

1) 充水箱设置在泵出口处。设充水箱最小有效容积为  $W_{\min}$ 。停泵后，管中流量由原来流量  $Q_0$  变为零的时间为  $T$ ，则在此时段内，由于管中水柱被拉断所空出的容积为  $\frac{Q_0}{2}T$  ( $\frac{Q_0}{2}$  为该时段管中的平均流量)，此空间应由充水箱中的水体填充，即

$$W_{\min} = \frac{Q_0}{2} T \tag{3-225}$$

因

$$T = \frac{LQ_0}{gAH} \tag{3-226}$$

式中  $L$ ——管道长度 (m)；

$A$ ——管截面积 ( $m^2$ )；

$H$ ——泵扬程 (m)。

将  $T$  值代入式 (3-225) 后得水箱最小有效容积

$$W_{\min} = \frac{LQ_0^2}{2gAH} \quad (3-227)$$

2) 充水箱设置在管道转弯处。参见图 3-157, 由于后段水管  $L_2$  从流量  $Q_0$  变为零所需时间  $T_2 = \frac{L_2 Q_0}{gA_2 H_2}$ ; 前段水管从  $Q_0$  变为零所时间  $T_1 = \frac{L_1 Q_0}{gA_1 H_1}$ 。在  $T_2$  与  $T_1$  时段内, 管道的平均流量均为  $\frac{Q_0}{2}$ 。所以, 管中水柱分离所空出的容积为  $\frac{Q_0}{2} (T_2 - T_1)$ , 这部分容积由充水箱的水体  $W_{\min}$  来充填, 故可得:

$$W_{\min} = \frac{Q_0}{2} (T_2 - T_1) = \frac{Q_0^2}{2g} \left( \frac{L_2}{A_2 H_2} - \frac{L_1}{A_1 H_1} \right) \quad (3-228)$$

式中  $L_1$ 、 $L_2$ ——分别为水箱至进水池与出水池间的距离 (m);

$H_1$ ——进水池水面与水箱水面的高差 (m);

$H_2$ ——出水池水面与水箱水面的高差 (m)。

在实际设计中, 为安全起见, 水箱容积可采用  $(1.5 \sim 2) W_{\min}$ 。

3) 沿管线分设多座充水箱。每座水箱最小有效容积均应根据其前后两段管中水柱惯性时间利用公式 (3-228) 计算。

(2) 设置空气室。在紧接逆止阀出水侧的管道上, 安装一钢制密闭圆筒, 上部为压缩空气, 空气容积一般占总容积 20% ~ 25%, 如图 3-158 所示。当管中压力降低时, 上部压缩空气把室中存水压入管道, 从而防止了降压过大; 当管中增压时, 水又进入室中将空气压缩, 降低升压, 减缓对逆止阀阀板的冲击。空气室最小有效容积确定方法如下。

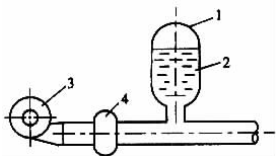


图 3-158 空气室

1—压缩空气; 2—压力水;

3—泵; 4—逆止阀

根据等温条件的气体状态方程式, 对空气室可写出下列方程:

$$H_a C_a = HC$$

或

$$C = C_a \frac{H_a}{H}$$

式中  $C$ ——空气室上部气体容积 ( $\text{m}^3$ );

$C_a$ ——空气室上部空气容积  $C$  与管中水柱中断后所空出的容积  $\Delta C$  之和, 即  $C_a = C + \Delta C$  ( $C$  可用上述求水箱容积的方法确定);



$H$ ——正常运行时，室中上部空气压力。一般可令其等于泵正常运行时的扬程（用绝对压力，单位： $\text{mH}_2\text{O}$ ）；

$H_a$ ——室中因填补管道空间水面下降后的上部空气压力，为了保证管中不产生负压，可采用  $10\text{mH}_2\text{O}$ （绝对压力）。

将  $C_a = C + \Delta C$ ， $H_a = 10\text{mH}_2\text{O}$  代入上式并整理得

$$C = K \frac{\Delta C H_a}{H - H_a} = K \frac{10 \Delta C}{H - 10} \quad (3-229)$$

式中  $K$  为大于 1 的安全系数，一般采用  $K = 1.25$ 。

从式（3-299）可以看出，分离的空腔容积越大或水泵工作扬程越小，所需空气室的容积就越大。因此这种装置适用于高扬程、小流量的泵站。

（3）装设飞轮。在机组转轴上装设质量较大的飞轮。这样，可延长停泵时机组正转时间，延缓反转开始时间，避免管中过大的压力下降。但为此需设置专门的飞轮支架，增加了设备投资和机房面积；同时也增大了启动阻力矩，可能使机组启动产生困难。实际工程中，较少采用。

## 2. 防止增压措施

（1）装设水锤消除器。防止增压的水锤消除器实际是具有一定泄水能力的安全阀，安装在逆止阀的出水侧。当停泵后管中形成降压水锤波时，阀门打开；随后形成升压，则靠打开的阀门将管中一部分高压水泄出，从而减弱增压，保护管道。水锤消除器有下开式和上开式两种。

1) 下开式水锤消除器。其结构和工作原理如图 3-159 所示。

当管道正常工作时，管内工作压力作用于阀板 4 的上托力大于阀自重和重锤 7 所产生的下压力，阀板和密合圈 8 相密合，消除器处于关闭状态；一旦事故停泵，管内压力下降，阀板 4 上托力减小，由于重锤的下压，阀板迅速下落到分水锥 3 内，水锤消除器打开。当回冲水流到达消除器时，可从其排水口 5 放出一部分水量，从而减小水锤压力。这种水锤消除器结构简单，动作可靠，开启迅速，并且不发生二次水锤，在使用中只要注意加强维护，效果较好。选择消除器时，其进口直径  $d$ （mm）可用下式估算：

$$d = \frac{1.13D \sqrt{V_0 - 0.005H_1}}{\sqrt[4]{H_1}} \quad (3-230)$$

式中  $D$ ——主管道直径（mm）；

$H_1$ ——管道允许的水压力（m），可采用管道试验压力；

$V_0$ ——管道正常流速（m/s）。

当粗略选定时，可采用

$$d = 0.25D \quad (3-231)$$

2) 上开式水锤消除器。图 3-160 是上开式水锤消除器的一种。其结构和工作原理说明如下。

消除器主要由三部分组成：活塞缸体、配压器 4 和液压制动器 10。

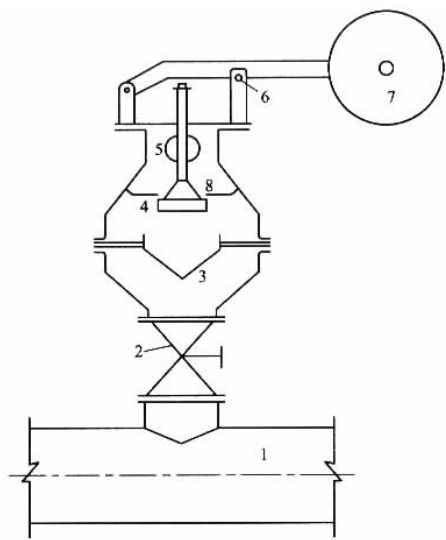


图 3-159 下开式水锤消除器

1—主管道；2—闸阀；3—分水锥；4—阀板；5—排水口；6—横销；7—重锤；8—密封圈

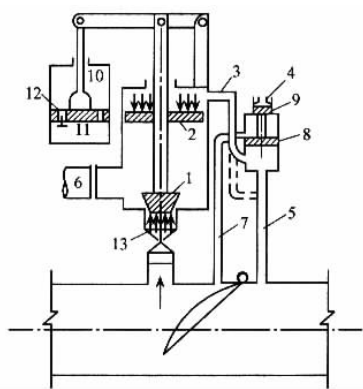


图 3-160 上开式水锤消除器

1—闸板；2—活塞；3、5、7—连管；4—配压器；6—放水管；

8、9—配压器活塞；10—油压制动器；11、12—油压制动器的阀门和活塞；13—闸阀

水锤消除器安装在逆止阀出水侧管道上，其放水管 6 和外界相通，作泄水之用。油压制动器的作用是使消除器中的阀门 1 缓慢关闭，以免泄出水流突然停止再形成新的水锤。

当管路正常工作时，因消除器中活塞 2 的面积比阀门 1 的阀板面积大，所以阀门 1 处于关闭状态。水泵突然停泵时，逆止阀出水侧管路中压力开始降低，随后又升高，而逆止阀进水侧的管路中压力变化很小。因消除器的阀门 1 与逆止阀出水侧的管路相连，同时活塞 2 的上部空间又与逆止阀进水侧管路相通（通过管路 5 及 3），所以消除器阀门

迅速打开，水从放水管 6 流至外部，从而消除了水锤。水锤消除后，消除器开始自动关闭过程。压力水沿逆止阀出水侧的管路 7 传至配压器活塞 8 和 9 的空间内（活塞 8 和 9 用柱杆相连），使活塞 8 和 9 向下移动（活塞 8 的面积大于活塞 9），当活塞 8 移动至管 3 的管口以下时，消除器活塞 2 的上面部分，通过管 3 和管 7 又与高压区相通。此时作用在活塞 2 及阀板 1 上的压强相等，但由于活塞 2 的面积大于阀门 1 阀板，所以作用在活塞 2 的力较作用于阀板 1 上的力为大，因而活塞连同阀板向下移动，阀门关闭；并利用油压制动器 10 使阀门徐徐关闭。

当水锤消除器开启时，油压制动器的活塞 12 向上运动，同时制动器圆筒中的油通过活塞 12 上的大孔及小孔从上部流至下部，因而可使消除器迅速开启。但是，水锤消除器关闭时，油压制动器活塞上的大孔被阀门 11 遮断，所以圆筒中的油仅能从活塞上的小孔逐渐流至上部，因而使消除器平稳地关闭。这样就保证了水锤的完全消除。

当重新开启水泵时，活塞 8 和 9 向上移动至原来的位置。这是因为在活塞 8 的压力上下自相平衡。而在活塞 9 下面是水泵形成的高压，上部是大气压，于是使活塞 8 及 9 上升。由此可见，水泵启动以后水锤消除器就自动地恢复至原来位置，准备再次动作。

中小型泵站中，可采用没有配压器的半自动的水锤消除器，这可使消除器的结构简化。当水泵突然停机时，在水锤作用下，消除器自动开启并消除水锤，在水锤消除时，关闭闸阀 13。当水泵重新启动时，消除器在工作压力作用下关闭，然后再打开闸阀 13。半自动水锤消除器连接方法如图 3-160 中的虚线所示。在这种情况下，不需要配压器 4 和连接管 7，将连接管 5 通过管 3 和消除器直接相联。

这种水锤消除器工作可靠、动作灵活、平稳，但结构比较复杂。试验指出，这种水锤消除器即使在水柱中断情况下也能有效地消除水锤。

3) 气囊式水锤消除器。消除水锤还有采用所谓气囊式水锤消除器，如图 3-161 所示。它主要由钢制筒体 2 和装于筒体中的橡胶囊 5 组成。应用时，由筒体上部气门装置向气囊中充气（空气或惰性气体，如氩气）。囊中压力应较水泵工作压力为低，一般为水泵正常工作压力的 90% 左右。因此，当水泵正常运行时，其下部的阀门 3 开启，胶囊处于压缩状态。当突然停泵时，由于主管道压力降低，顶开阀门，高压水进入筒体中，压缩胶囊，从而减弱了正压水锤值。这种消除器的优点是：室中气体不会被水流带走，因此其容积可以较小，工作可靠，使用效果好。图 3-161 (b) 是气囊式水锤消除器安装部位示意图。

(2) 装设爆破膜片。在逆止阀出水侧主管道上接一支管，在其端部用一薄金属片密封。当管中增压超过预定值时，膜片破裂，放出水流，降低管内压力，从而保证设备的安全。这种防护措施简单易行、拆装方便、工作可靠，但由于爆破压力膜片材质、尺寸、固定方式等因素的影响，因此一般要通过试验确定其爆破压力值。

爆破膜片可作为高扬程、小流量泵站的水锤防护措施；对大型水泵，可作为管道的备用保护措施。

(3) 安装缓闭阀。缓闭阀就是当事故停泵时，通过相应的传动机构让逆止阀或其他类型的阀门按预定的程序和时间自动关闭。这样，既减弱正压水锤，又可限制倒泄流量

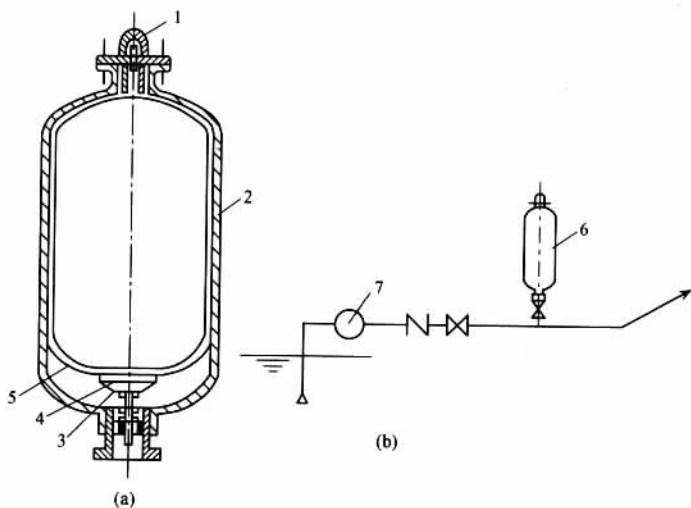


图 3-161 气囊式水锤消除器

1—充气气门嘴；2—钢筒体；3—阀门；4—橡皮垫；5—橡皮气囊；  
6—气囊式水锤消除器；7—水泵



和逆转转速，是一种较好的水锤防护措施；有时还将其作为水泵主阀之用。缓闭阀型式较多，根据阀型分为：缓闭式逆止阀、缓闭式蝶阀和缓闭式平板闸阀。现分述如下：

1) 缓闭逆止阀。一般多由现有逆止阀加装缓闭机构而成。图 3-162 就是其中的一种型式。水泵正常工作时，逆止阀的阀板 1 在水泵压力作用下开启，带动连杆 11 使油缸 3 中的活塞作直线上升运动。当活塞上升时，油缸内活塞上部空间的油受压，油通过大油孔 5 进入活塞下部空间，使阀板迅速开启，通过由水泵压力水推动的小活塞 6 上的闭锁杆 7 和连杆上端的闭锁帽 8 把连杆锁定，使阀板保持在开启位置；停泵时，逆止阀的进水端首先迅速失压，闭锁水缸 9 内的小活塞 6 在压紧弹簧作用下，自动复位，闭锁杆 7 向右移动，使连杆 2 脱扣，这时反冲水流推动逆止阀板作关闭动作，并带动活塞向下运动。由于这时活塞上的大油孔 5 关闭，油只能通过小油孔 10 从活塞下部流往上部，使阀板缓慢关闭。

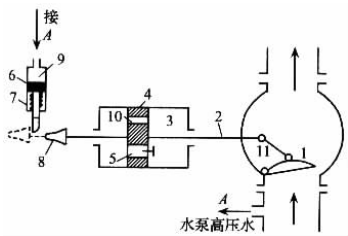


图 3-162 缓闭逆止阀示意图

1—阀板；2—活塞杆；3—油缸；4—活塞；5—大油孔；6—小活塞；  
7—闭锁杆；8—闭锁帽；9—闭锁水缸；10—小油孔；11—连杆



这种结构形式，由于停泵后阀板在水泵工况和制动工况时下落缓慢，所以关闭时间较长，不能防止机组逆转。但其结构简单，改制容易，在中小型泵站中可考虑采用。

2) 缓闭式蝶阀。这种阀多用于扬程高、流量大的大中型泵站。一般是利用油压传动机构带动蝶阀轴传动，从而完成阀的开启和关闭。图 3-136 所示系利用油缸二腔完成阀轴传动。当阀门开启时参见图 3-136 (a)，压力油从 A 端沿油路，分别进入油缸 1 中的腔室中，推动活动叶板 2 顺时针方向转动，从而带动阀轴 3 转动，阀门开启。在活动叶板转动的同时，油缸腔室  $a_3$  和  $b_3$  中的油分别从油路  $b_1$  和  $b_2$  经 B 端排回油池中。关闭时，压力油由 B 端送入油缸，由活动叶板带动阀轴逆时针方向转动参见图 3-163 (b)，A 端排油，从而完成关闭动作。阀门开闭的快慢可通过控制进油量的节流阀实现。大型缓闭蝶阀的关闭方式多采用二阶段关闭法，快关阶段通常是利用连于阀轴另一端的重锤完成。即当事故停泵时，重锤迅速下落，阀轴带动阀板关闭过流面积的 70% ~ 80%；剩余部分再由油压机构缓慢关闭。

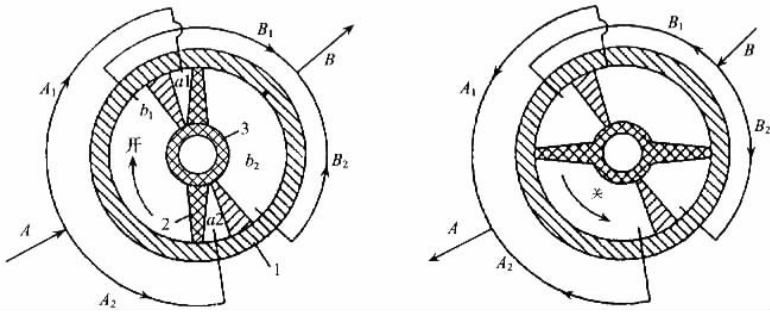


图 3-163 缓闭式蝶阀示意图

(a) 阀门开启；(b) 阀门关闭

1—油缸；2—活动叶板；3—蝶阀轴

二阶段关闭法的关闭时刻应根据管道耐压计算结果确定。

## 四、水泵压水室

低扬程大中型水泵的压力管道一般为现浇钢筋混凝土，与站房连成整体结构，成为所谓出水流道。

出水流道包括泵体段和管道段两部分。泵体段部分实际上就是水泵的出水室，又称压水室，它是水泵结构构造的一部分，线型尺寸一般由水泵设计和制造单位提供。但是，由于大型水泵的压水室，其型式和尺寸不仅影响水泵的效率，对泵站站房布置型式和尺寸也有很大影响，因此对于使用水泵和设计泵站工程的人来说，也是需要研究和重视的。

离心泵和低比转数混流泵的压水室常采用蜗壳出水型式；轴流泵和高比转数混流泵的压水室有三种型式：轴向导叶弯管出水型式和幅向导叶蜗壳出水型式以及轴向导叶蜗

壳出水型式。相比之下，弯管出水轴向尺寸大，而平面尺寸较小，蜗壳出水则平面尺寸较大而轴向尺寸较小。

### (一) 弯管形压水室

弯管形压水室一般包括叶轮后的导叶体、扩散管和弯管三部分。导叶体的作用是将叶轮流出的水流，导引为轴向；另外导叶体有  $8^{\circ} \sim 11^{\circ}$  的扩散角，流速可逐渐有所降低，将部分动能转化为压能。扩散管则可以进一步减小流速，从而减小水流经过弯管和后段流道的水力损失。

从水流条件看，弯管内水流流向发生了改变且有水泵主轴通过，对水流影响较大。为了减少弯管水力损失，应尽量增大扩散段的长度，增加弯管的曲率半径。但是，这必然会使轴向长度增加，从而会增加泵站站房高度。有的资料推荐，当扩散角小于  $8^{\circ}$  的情况，扩散段的长度可采用  $0.4D$  ( $D$  为扩散管起始断面的直径)。这对中小型立式泵尚适宜，但对大型立式泵，这样仍会增加轴向尺寸。为此，大型轴流泵出水室的扩散段一般都比较短，有的甚至取消扩散段，导叶体直接和弯管相接。

出水弯管有全金属、部分金属和钢筋混凝土三种结构型式。

金属弯管由水泵制造厂家供货，中、小型轴流泵多如此，如图 3-164 (a)。

图 3-164 (b) 是部分金属弯管。垂直的泵井 5 和倾斜的出水流道都采用混凝土现场浇筑。为了使泵井和出水管衔接成弯管而增设了导流板 4，且悬吊于水泵上盖 6 上，泵盖置于泵井上。导流板由水泵制造厂用金属制造。

部分金属弯管，固然减轻了泵体结构重量、减小弯管件尺寸，但是水泵上盖及导流板的制造麻烦，也会给安装检修带来不便，因此有些大型轴流泵（如 2.8CJ—70、4.0CJ—50 等）采用钢筋混凝土弯管，如图 3-164 (c)，使水泵结构大为简化，但导叶拆换困难。

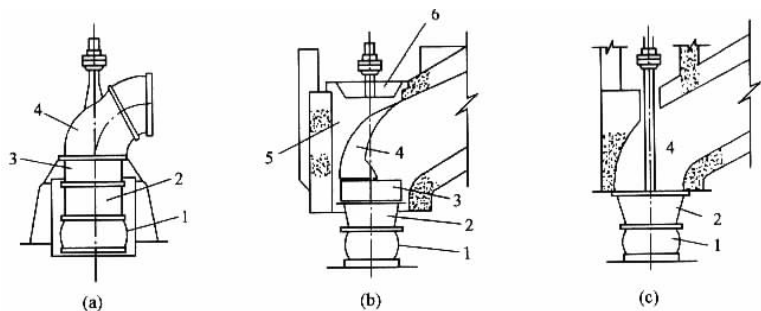


图 3-164 几种弯管压水室

(a) 金属弯管；(b) 部分金属弯管；(c) 钢筋混凝土弯管

1—叶轮外壳；2—导叶体；3—扩散管；

4—弯管或导流板；5—泵井；6—水泵上盖

图 3-165 为 3.1ZL30—7 型大泵弯管形压水室尺寸图。

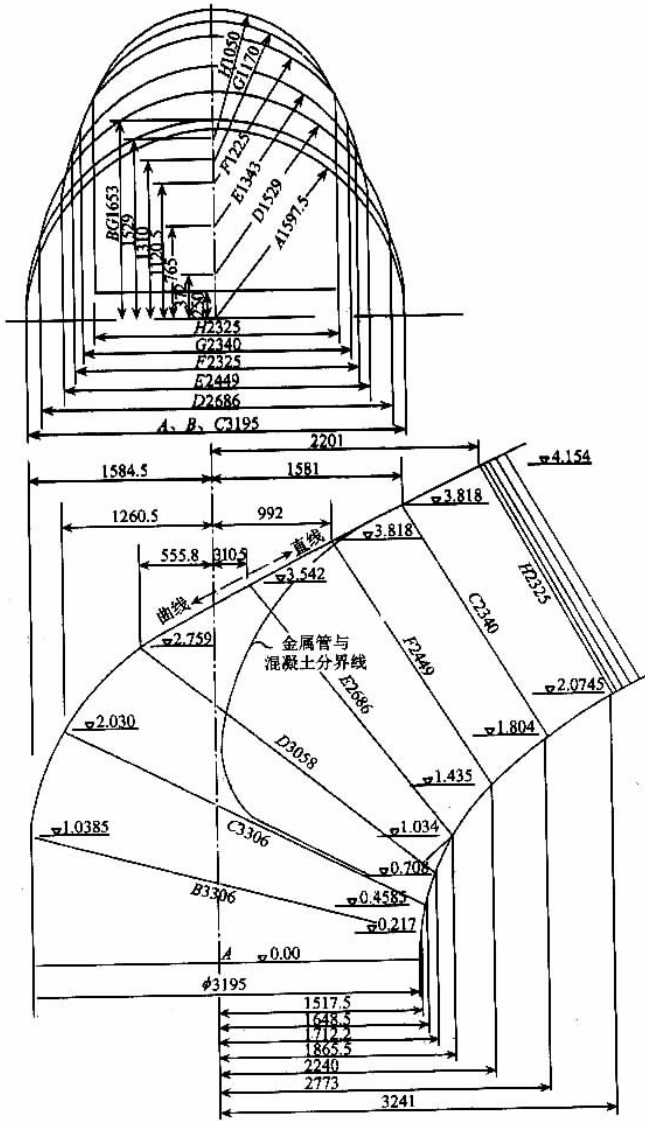


图 3-165 弯管形压水室尺寸图

## (二) 蜗壳形压水室

### 1. 蜗壳形压水室的组成

蜗壳压水室包括轴向导叶、辐向导叶（即座环）、导水锥（即泵盖）、蜗壳以及扩散管等部分，如图 3-166 所示。轴向导叶主要起导流作用，辐向导叶一方面起导流作用，

另一方面还起支承作用，即通过它将泵盖上部的荷载传给基础。泵盖做成锥形，也起导流作用，泵盖内还有水泵轴承和填料函。蜗壳起收集水体和转换能量的作用。扩散管进一步降低流速将一部分动能转化为压能。也有人认为轴向导叶的导水作用并不明显，但它的存在却增加了轴向长度，也增加了水泵设计和制造的困难，为此，有辐向导叶时可以考虑取消轴向导叶。但是，低扬程泵（轴流泵、导叶式混流泵）采用蜗壳形压水室时，通常有轴向导叶无辐向导叶。

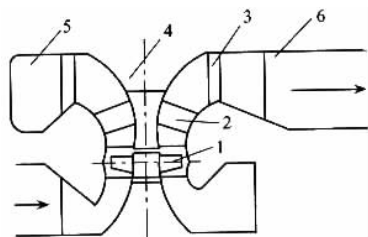


图 3-166 蜗壳压水室

1—叶轮；2—轴向导叶；3—辐向导叶；4—导水锥（泵盖）；5—蜗壳；6—扩散管

## 2. 蜗壳平面形式的选择

蜗壳对水泵效率、辐向固定导叶的形状以及站房结构都有很大影响。常见的蜗壳形式有：全蜗壳、半蜗壳和对称蜗壳，如图 3-167 所示。

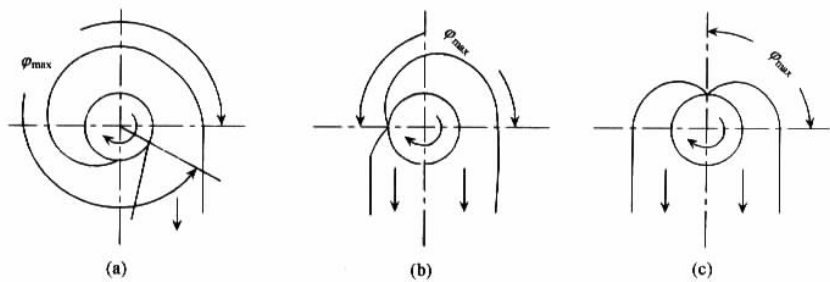


图 3-167 蜗壳形式

(a) 全蜗壳；(b) 半蜗壳；(c) 对称蜗壳

全蜗壳最大包角  $\varphi_{\max} = 315^\circ \sim 345^\circ$ ，以  $\varphi_{\max} = 345^\circ$  者为多。水流从叶轮流出后，全部或绝大部分通过蜗壳出口断面，再进入出水管。全蜗壳便于采用圆形断面，若采用金属制作，则可节省金属材料，对高扬程泵，蜗壳需要承受很大的压力，一般也都要用金属制作，这是高扬程泵常用全蜗壳的原因之一。由于扬程高，即使选择较小的蜗壳断面，尽管会因流速的增大而增大水力损失，但占总扬程的比例不大。

半蜗壳  $\varphi_{\max} = 135^\circ \sim 225^\circ$ ，多采用  $180^\circ$ 。从叶轮流出的水流仅有一半通过蜗壳出口断面，另外一半不经过蜗壳断面，水从两侧的部位流出进入出水管。这种型式多用于低扬程泵。水泵扬程低，为要保证高效率，应尽量减少水力损失，这就需要减小出口流



速，从而加大断面尺寸，因此，这种蜗壳压水室一般都用钢筋混凝土现场浇筑，大型轴流泵或混流泵可以采用这种型式。

对称蜗壳  $\varphi_{\max} = 90^\circ$ 。这种蜗壳对站房设计布置有利，所以对叶轮出口速度环量较小的低扬程大型轴流泵及高比转数导叶式混流泵可以考虑采用。

蜗壳断面型式有如图 3-168 所示的几种。不同型式对水泵效率和泵房布置有不同的影响，图 3-168 (a) 所示为圆形断面，图 3-168 中 (b)、(c)、(d) 都是梯形断面。其图 3-168 (b) 是平底梯形断面，图 3-168 (c) 是平顶梯形断面，图 3-168 (d) 介于两者之间，是一种对称梯形断面。

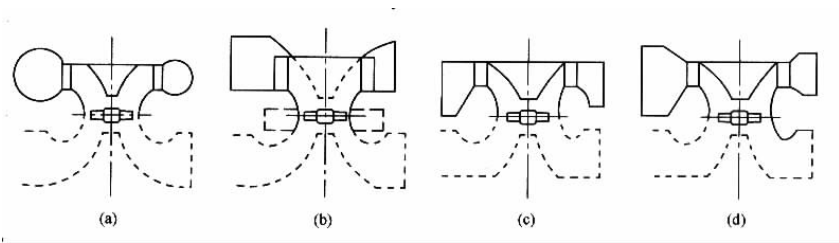


图 3-168 蜗壳断面形式

### 3. 蜗壳形压水室的水力设计

蜗壳形压水室的水力设计包括辐向导叶设计和蜗壳断面设计。

(1) 导叶尺寸参数和导叶数。辐向导叶的形状及尺寸和蜗壳形式有关。对于全蜗壳，各导叶的形状全部相同，只要设计一个叶片即可；对半蜗壳，导叶可以分为两部分，即蜗壳部分导叶和非蜗壳部分导叶，蜗壳部分的导叶形状相同，非蜗壳部分叶片则各不一样，应分别进行设计。对称蜗壳只有顺水方向的蜗壳内导叶形状一样（图 3-168 标“ $\varphi_{\max}$ ”的部位），其余四分之三的蜗壳和非蜗壳部分的导叶都不相同。

设计导叶时除需要知道水泵的扬程、流量以外，还应该确定以下数据。

1) 导叶内外圆的半径  $r_3$  和  $r_4$ （图 3-169）。 $r_3$  应满足以下要求：①安装要求。如果要求泵盖拆除后能吊装水泵叶轮，则要求  $r_3$  稍大于水泵叶轮半径。②水流条件要求。高扬程泵，出口速度环量较大，泵盖上导水锥的曲率半径可小， $r_3$  应取小。但是对于低扬程水泵，出口环量较小，水流出口角度（绝对速度与圆周速度的夹角）大，要求导水锥曲线有较大的曲率半径，这时则  $r_3$  须适当加大。 $r_4$  为导叶外圈的半径。一般可取  $r_4 - r_3 = 0.1D$ （ $D$  为水泵叶轮直径）。导叶太短起不了导水和支承作用，导叶太长又会增加压水室的平面尺寸，因此，应全面考虑确定。

2) 导叶高  $b_0$ 。 $b_0$  的大小对轴向尺寸和平面尺寸都有影响。 $b_0$  大则轴向尺寸大，而且通过导叶的过水断面大，流速低，这样就需要相应降低蜗壳的流速，从而加大蜗壳平面尺寸。 $b_0$  可用蜗壳出口断面的平均流速估计。蜗壳出口断面与蜗壳内各断面的平均流速设计时多取相等，其值根据试验结果用下式确定：

$$V_c = K_v \sqrt{2gH} \tag{3-232}$$

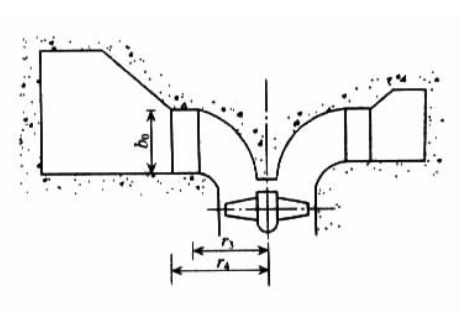


图 3-169 蜗壳剖面图

式中  $H$ ——水泵扬程 (m);

$g$ ——重力加速度 ( $\text{m}/\text{s}^2$ );

$K_v$ ——随水泵比转数变化的 (经验) 速度系数, 如图 3-170。

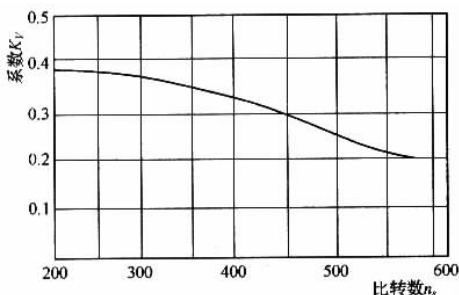


图 3-170 速度系数变化曲线

由此, 根据式 (3-232) 可得导叶高度为

$$b_0 = \frac{Q}{2\pi r_4 \cdot K_v \sqrt{2gH}} \quad (3-233)$$

3) 泵叶数  $Z_H$ 。为减少导叶的水力损失, 应使导叶之间的过水断面具有较大的水力半径。由于正方形过水断面水力半径比矩形大, 因此, 应尽可能使导叶之间的断面呈正方形。根据这个原则, 可由导叶高度和导叶内圈的半径  $r_3$ , 大致估算出导叶数目  $Z_H$  为

$$Z_H = \frac{2\pi r_3}{b_0} \quad (3-234)$$

式中符号意义同前。

一般  $Z_H = 8 \sim 12$ , 也有多达 15。比转数高的泵  $Z_H$  可少些, 比转数低的泵  $Z_H$  可取多些。为了避免运转中可能产生的共振, 导叶数  $Z_H$  和工作轮的叶片数不应有大于 1 的公约数。此外, 因为导叶实际上也是座环的支柱, 所以还应考虑导叶的强度要求。

导叶的水力设计不论蜗壳部位或非蜗壳部位一般都是按速度矩为常数的原则进行, 详见《水泵学》及有关科技书。

(2) 蜗壳的水力设计。蜗壳水力设计是在完成导叶设计的基础上进行。蜗壳设计的要求是希望过水断面上各点压力相等，这样对圆周分速度便可导出“等面积规律”，亦即速度矩为常数。因此，蜗壳设计除了求取导叶高度  $b_0$  时按平均流速等于常数的方法外，还有按速度矩等于常数的方法。兹简述如下：

1) 按平均流速等于常数的图解法。出口断面面积的选择：

(a) 根据站房布置和水流条件，选择蜗壳形式，从而确定蜗壳的最大包角  $\varphi_{\max}$ 。

(b) 蜗壳出口断面的平均流速  $\bar{V}_c$  (m/s) 为

$$\bar{V}_c = K_v \sqrt{2gH} \tag{3-235}$$

(c) 蜗壳出口断面的流量  $Q_1$  (m<sup>3</sup>/s) 为

$$Q_1 = \frac{\varphi_{\max}}{360} Q \tag{3-236}$$

(d) 蜗壳出口断面面积  $F_1$  (m<sup>2</sup>) 为

$$F_1 = \frac{Q_1}{\bar{V}_c} \tag{3-237}$$

出口断面各部分尺寸的选择：

水流从叶轮流出后进入蜗壳呈扩散状态。因此，为了获得较高的效率， $\delta$ 角不宜太小（参见图 3-171），但太大的  $\delta$ 角也会增加出水室的尺寸，一般可取  $\delta = 30^\circ \sim 45^\circ$ 。为了保证有良好的水流条件，还应保持  $a_1$  和  $b_1$  一定的比值，一般可取  $b_1/a_1 = 1.50 \sim 1.85$ 。

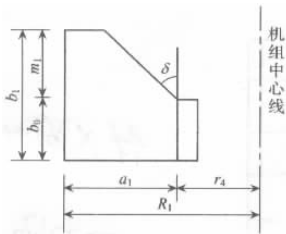


图 3-171 蜗壳出口断面

在确定出口断面各部分尺寸时，可先拟定  $b_1$ 、 $m_1$ 、 $\delta$  等值，再根据该断面的面积  $F_1$  可以求出  $a_1$  值。若拟定的  $b_1$  和求出的  $a_1$  之比值符合  $b_1/a_1 = 1.50 \sim 1.85$  的范围，认为所拟定的尺寸符合设计要求，否则应重新拟定尺寸，算出  $b_1/a_1$  值，直到符合要求为止。求  $b_1/a_1$  值，可列表进行，编制简单的计算机程序电算更方便。

中间断面各部尺寸的选择：由于流速为常数，所以从蜗壳起始点到蜗壳出口断面面积逐渐增大，根据所选定的断面变化规律（直线或抛物线等）可在出口断面图上画出断面变化轨迹线 AC（见图 3-172），中间任意断面的交点（e、f、g 等）都落在这条轨迹线 AC 上，这样就可以用作图法求得任意中间断面各部分的尺寸。

具体步骤如下：

(a) 作出  $F = f(R)$  的辅助曲线。首先假定一系列的  $R$  值 ( $R_1$ 、 $R_2$ 、 $R_3 \dots$ )，在图中量出对应的  $b_i$  值 ( $b_1$ 、 $b_2$ 、 $b_3 \dots$ )，然后得  $a_i$ 、 $b_i$ 、 $m_i$  值，代入下式

$$F_i = a_i b_i - \frac{1}{2} m_i^2 \operatorname{tg} \delta \quad (3-238)$$

求出各断面相应的断面面积  $F_i$ 。具体计算可列表进行或电算。

根据表中  $F_i$  和  $R_i$  值，在直角坐标上以  $R$  为横坐标，以  $F$  为纵坐标，纵轴与机组中心线重合，绘制出  $F = f(R)$  的关系曲线，如图 3-172 (c) 所示。

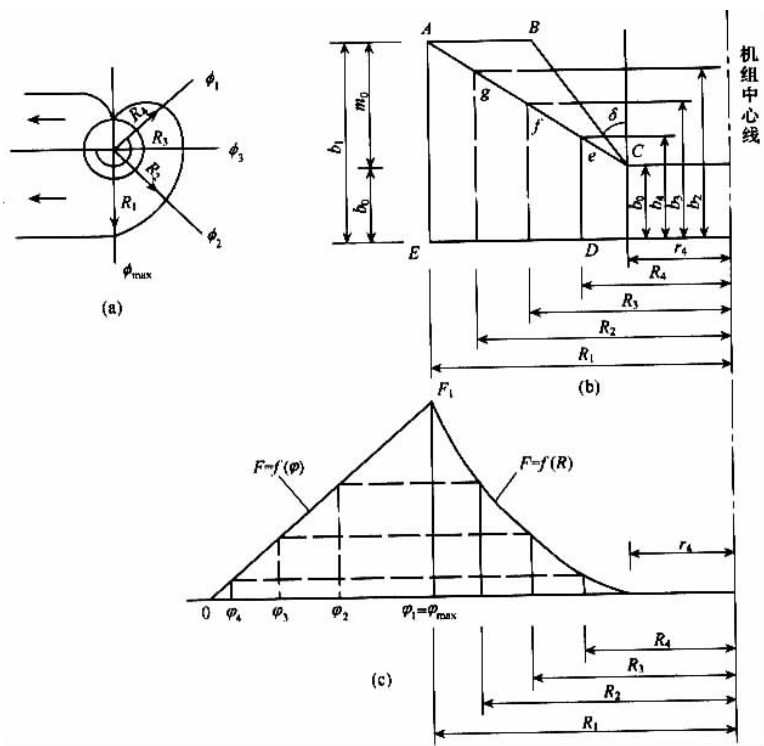


图 3-172 蜗壳水力设计图解

(b) 作出  $F = f(\varphi)$  的辅助曲线。任一断面的断面面积  $F_i$  和  $\varphi_i$  有以下关系

$$F_i = \frac{Q}{360 \bar{V}_c} \varphi_i \quad (3-239)$$

由式 (3-239) 可知，当平均流速  $\bar{V}_c$  不变时， $F_i$  和  $\varphi_i$  之间的关系是直线关系。在图 3-172 (c) 中，以  $F$  为纵坐标，以  $\varphi$  为横坐标，将横坐标上  $\varphi = 0^\circ$  的点和纵坐标上  $F = F_1$  的点以直线相联，这就是  $F = f(\varphi)$  关系式。

(c) 绘制蜗壳线型图。根据  $F = f(R)$  和  $F = f(\varphi)$  两条辅助曲线，在横坐标  $\varphi$  上可以分成若干等分，并在  $F = f(\varphi)$  线上查出  $\varphi_i$  相应的  $F_i$  值，再从  $F = f(R)$  线上又可查出  $F_i$  所对应的  $R_i$  值，这样就可以根据  $\varphi_i$  和  $R_i$  绘出蜗壳的线型图，如图 3-

172 (a) 所示。

2) 按速度矩等于常数的计算方法。在图 3-173 的蜗壳断面中取微小断面  $dF = bdr$ ，若通过该断面的流速为  $V_u$ ，则通过的流量  $dq$  为

$$dq = V_u dF = V_u bdr$$

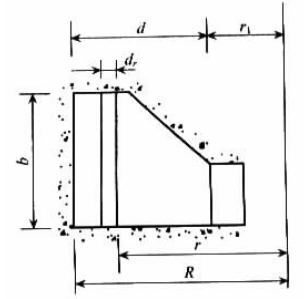


图 3-173 蜗壳断面示意图

根据速度矩为常数 ( $V_u r = K$ ) 得

$$V_u = \frac{K}{r}$$

$$dq = \frac{K}{r} bdr$$

通过该断面的总流量  $Q_i$  为

$$Q_i = K \int_{r_0}^{R_i} \frac{b}{r} dr \tag{3-240}$$

又因任意一断面的流量  $Q_i$  为

$$Q_i = \frac{Q}{360} \varphi_i \tag{3-241}$$

所以

$$\frac{Q}{360} \varphi_i = K \int_{r_0}^{R_i} \frac{b}{r} dr$$

即

$$\varphi_i = \frac{360K}{Q} \int_{r_0}^{R_i} \frac{b}{r} dr \tag{3-424}$$

对于蜗壳出口断面， $\varphi_i = \varphi_{\max}$ ，断面形式、尺寸决定以后，则有

$$\varphi_{\max} = \frac{360K}{Q} \int_{r_0}^{R_1} \frac{b}{r} dr \tag{3-243}$$

将式 (3-242) 与式 (3-243) 相除得

$$\varphi_i = \varphi_{\max} \int_{r_0}^{R_i} \frac{b}{r} dr / \int_{r_0}^{R_1} \frac{b}{r} dr \quad (3-244)$$

拟定出口断面的形状尺寸及各中间断面的变化规律以后, 可以用分段总和法求出积分值  $S_i$  和  $S_1$

$$S_i = \int_{r_0}^{R_i} \frac{b}{r} dr = \sum_{i=1}^n \frac{b_i}{r_i} \Delta r = \left( \frac{b_1}{r_1} + \frac{b_2}{r_2} + \frac{b_3}{r_3} + \cdots + \frac{b_n}{r_n} \right) \Delta r$$

$$S_1 = \int_{r_0}^{R_1} \frac{b}{r} dr = \sum_{i=1}^n \frac{b_i}{r_i} \Delta r = \left( \frac{b_1}{r_1} + \frac{b_2}{r_2} + \frac{b_3}{r_3} + \cdots + \frac{b_n}{r_n} \right) \Delta r$$

为此可求得  $\varphi_i$

$$\varphi_i = \varphi_{\max} \frac{S_i}{S_1} \quad (3-245)$$

根据  $\varphi_i$  和  $R_i$  也可以画出如图 3-172 (a) 所示的蜗壳线型图。

## 五、出水水道设计

大型泵站的出水管道多为钢筋混凝土浇筑, 俗称出水道流。出水水道的型式有双向出水水道和单向出水水道; 单向常见有虹吸式和直管式两种

### (一) 虹吸式出水水道

#### 1. 虹吸式出水水道的工作特性

图 3-174 表示虹吸出水水道工作原理。正常运行的泵, 只须将水从 0-0 断面提到 1-1 断面, 在虹吸作用下, 水便可越过管顶流向出水池 (1-1 断面与 3-3 断面高差  $\Delta H$  为管道水力损失)。虹吸管的出口水位以上部位及顶部 (即驼峰部位) 为负压。停泵时, 驼峰顶真空破坏阀打开, 空气进入, 截断水流。出口水位升高时, 1-1 断面相应地抬高, 即水泵扬程相应增大; 出口水位下降时, 1-1 断面降低, 水泵扬程减小

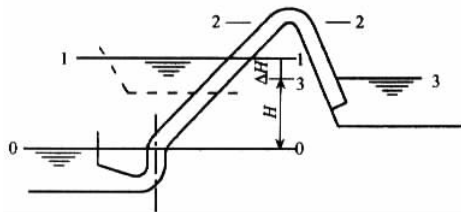


图 3-174 虹吸出水水道工作原理

为减少能量损失, 虹吸出水水道出口应淹没于出水池最低运行水位以下, 并应有适当的淹没深度。

## 2. 虹吸作用形成过程

泵起动前，高出进口和出口水面以上的虹吸管段存空气。泵起动后，流道内的水位迅速上升，存气受压缩，真空破坏阀排气（如真空破坏阀不排气，存气最大压缩程度决定于出口淹没深度）；当流道中的水位超过驼峰顶部时，水流下泄形同溢流堰（图 3-175）；在水流下泄的过程中，挟带空气，出水侧的管内水位会迅速上升，空气全部排出后，形成具有虹吸特性的满管流。虹吸作用形成过程即水流充满管段、空气排出管外形成负压的过程。

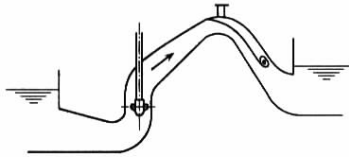


图 3-175 起动时虹吸管内堰流状态

应该指出，虹吸形成过程中，流道内的压力波动大，可能导致机组起动振动；因此，需要合理地设计流道，既避免增大水力损失，又要增大起动时水流挟气能力，尽可能缩短虹吸形成时间。

## 3. 虹吸出水流道设计

虹吸出水流道由上升段、驼峰段、下降段和出口段几部分组成（参见图 3-176）。虹吸式出水流道的设计就是合理确定各部分的形状和尺寸。

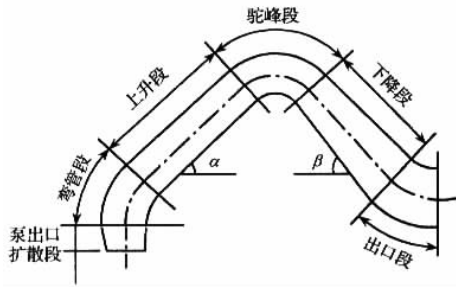


图 3-176 虹吸式出水流道组成

### (1) 设计依据

出水流道设计要求：①水力损失小；②尺寸与泵特性及泵体结构适配；③满足站房土建和结构设计要求；④线型简单、施工方便；⑤满足泵系统起动和运行稳定性要求。

给定参数：泵叶轮直径  $D$  (m)；泵出口直径  $D_u$  (m)、导叶（或其接管）出口直径  $d_0$  (m)；导叶（及其接管）扩散角  $\theta$  ( $^\circ$ )；泵流量  $Q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ )；泵站出口特征水位及站房土建设计、结构设计有关的控制尺寸等。

### (2) 基本尺寸

图 3-177 为虹吸式出水流道基本尺寸图。

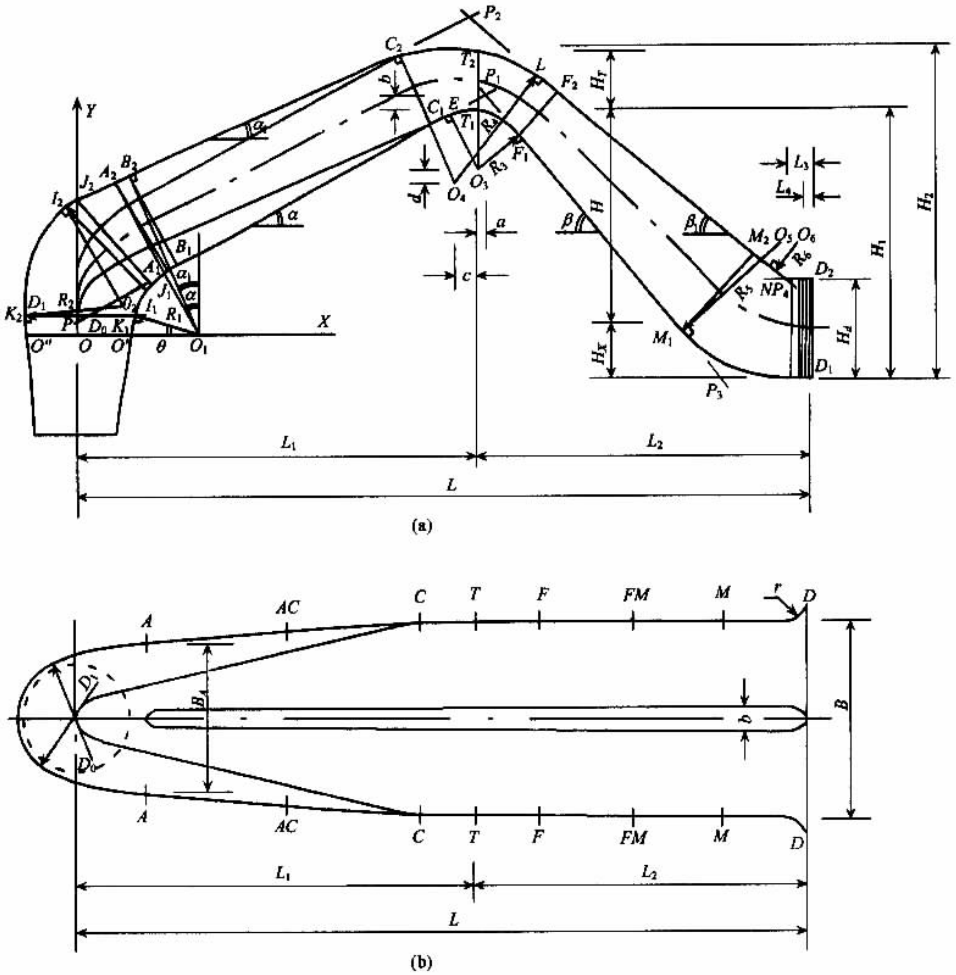


图 3-177 虹吸式出水渠道尺寸图  
(a) 立面剖面图；(b) 平面剖面图

①弯管曲率半径。中、小型泵出水弯管多用等径弯管，曲率半径通常取

$$R = 1.5D, R \geq D$$

对于变截面异形（肘形）弯管，则主要控制内圆半径  $R_1$  及外圆半径  $R_2$ 。为满足泵输水和泵站土建设计两方面要求，可取

$$R_1 = (0.5 \sim 1.0) D, R_2 = (0.8 \sim 1.2) D$$

②上升角。渠道内壁线上升角  $\alpha$  根据泵体结构和泵站出口特征水位决定，按规范  $\alpha = 25^\circ \sim 45^\circ$ ，如无特殊限制，一般可取  $\alpha = 30^\circ$  左右，或取  $\alpha = 26^\circ 34'$ 。渠道外壁线上升角  $\alpha_1$  根据驼峰段断面高度决定，通常  $\alpha_1 < \alpha$ 。

③上升段扩散角。上升段的平面扩散角  $\varphi$  取值一般以不产生脱流为原则。当渠道断面为矩形且高度不变时，其中心扩散角不宜大于  $10^\circ$ 。对渠道内有中隔墩情况，可分



别控制独立孔道断面中心扩散角或当量扩散角不大于  $10^\circ \sim 12^\circ$ 。

④下降段下倾角。流道下降段内壁线倾角  $\beta$  主要由土建设计要求决定，工程设计中，一般采用  $\beta = 40^\circ \sim 70^\circ$ 。下降段外壁线下倾角  $\beta_1$  小于内壁线下倾角  $\beta$ ，过流断面渐扩。下降段通常取等宽；立面扩散角要求同上升段平面扩散角。

⑤驼峰顶高程。驼峰顶高程应保证高出出口最高水位或最高运行水位  $0.05 \sim 0.15\text{m}$ 。

⑥越峰流速和驼峰断面尺寸。为保证最大扬程时能够形成满管虹吸的最小越峰流速  $v$  (m/s) 可参考以下经验公式初算：

$$v = 3.4 \sqrt{R} \quad (3-246)$$

式中  $R$ ——驼峰断面的水力半径 (m)。

我国已建的大型虹吸流道泵站，驼峰断面越峰流速一般在  $2.0 \sim 2.5\text{m/s}$  范围。

在保证两侧不脱流的情况下，宜取驼峰断面处的宽度为流道最大宽度  $B$ 。设计时可先选定断面高度  $h$  ( $h/D = 0.5 \sim 0.8$ )，然后按下式计算水力半径：

无中隔墩时：

$$R = \frac{Bh}{2(B+h)} \quad (3-247)$$

有中隔墩时：

$$R = \frac{(B-b)h}{2(2h+B-b)} \quad (3-247_1)$$

式中  $b$ ——中隔墩厚度 (m)。

求得  $R$  后代入式 (3-246) 计算越峰流速，流速过小或过大，可适当调整  $h$  值。

⑦驼峰断面流道内外壁圆弧半径。通常取内壁的圆弧半径  $R_3 = (0.5 \sim 1.0)D$ 。外壁圆弧半径  $R_4$  及圆心位置的选取应满足断面高度要求，同时保证断面最小高度在驼峰顶右侧，以增大水流挟气能力，避免因流道存气产生压力脉动。

⑧出口断面高度和淹没深度。流道出口流速  $v_d$  一般取  $1.0 \sim 1.5\text{m/s}$ ，低扬程泵站出口流速对泵装置效率影响显著，宜取较小数值。出口段的顶部应保证在最低运行水位时淹没，最小淹深取

$$h_s = (3 \sim 4) \frac{v_d^2}{2g} \quad (3-248)$$

出口断面高度  $H_d$  (m) 根据出口流速要求计算确定。

### (3) 弯管段型线

弯管段前接泵导叶出口，后接流道上升段。取泵导叶出口断面中心点为原点，建立如图 3-177 所示直角坐标系。按照肘形弯管进水流道弯曲段（断面与流道中心线垂直）的计算方法，计算弯管段型线尺寸，并计算确定外圆圆心  $O_1$ 、 $O_2$  及各控制断面的位置。

①内外圆圆心位置。取内圆圆心  $O_1$  位于导叶出口断面  $O' - O''$  所在水平面。已知导叶出口直径  $D_0$ 、导叶扩散角  $\theta$ （中心扩散角的一半）、内圆半径  $r$ 、外圆半径  $R$ ，则

内外圆圆心位置:

$$\begin{cases} x_{O1} = S + D_0/2 \\ y_{O1} = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} x_{O2} = S + D_0/2 - a \\ y_{O2} = b \end{cases}$$

其中:  $S = r (\cos\theta + \sin\theta \operatorname{tg}\theta)$ ;  $a = S + D_0 + r \sin\theta \operatorname{tg}\theta - R \cos\theta$ ;  $b = (R + r) \sin\theta$

②导叶出口断面位置:

$$\begin{cases} x_{O'} = D_0/2 \\ y_{O'} = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} x_{O''} = -D_0/2 \\ y_{O''} = 0 \end{cases}$$

③ $K_1 - K_2$  断面。 $K_1 - K_2$  断面为具有特征角的断面, 导叶出口断面与  $O_1 K_1$  连线夹角为  $\theta$ , 由此

$$\begin{cases} x_{K1} = S + D_0/2 - r \cos\theta \\ y_{K1} = r \sin\theta \end{cases} \quad \begin{cases} x_{K2} = - (D_0/2 - r \sin\theta \operatorname{tg}\theta) \\ y_{K2} = r \sin\theta \end{cases}$$

④ $I_1 - I_2$  及  $J_1 - J_2$  断面。 $I_1 - I_2$  断面为具有特征角的断面,  $O_2 I_2$  连线垂直流道外壁线。

$$\begin{cases} x_{I2} = x_{O2} - R \sin\alpha_1 \\ y_{I2} = y_{O2} + R \cos\alpha_1 \end{cases}$$

$J_1 - J_2$  断面为具有特征点的断面,  $J_2$  点位于  $Y$  轴上。

$$\begin{cases} x_{J2} = 0 \\ y_{J2} = y_{I2} - x_{I2} \operatorname{tg}\alpha_1 \quad (R \cos\alpha_1 > x_{O2}) \\ \text{或 } y_{J2} = y_{O2} + (R^2 - x_{O2}^2)^{1/2} \quad (R \cos\alpha_1 \leq x_{O2}) \end{cases}$$

$I_1$  及  $J_1$  点坐标  $(x_1, y_1)$  可用下式计算:

$$\begin{cases} y_1 = (-E + \sqrt{E^2 - 4DF}) / (2D) \\ x_1 = S + D_0/2 - Ay_1 - B \end{cases}$$

其中:  $D = 1 + A^2$ ;  $E = 2AB$ ;  $F = B^2 - r^2$ 。

$$A = \frac{2aM - K(a + S + D_0/2 - x_2)}{2bM - K(b + y_2)}; \quad B = \frac{2r^2 [b(S + D_0/2 - x_2) - ay_2]}{2bM - K(b + y_2)};$$

$$M = r^2 + a(S + D_0/2 - x_2) + by_2; \quad K = a^2 + b^2 + r^2 - R^2$$

其中  $x_2$  代表  $x_{I2}$  或  $x_{J2}$ ;  $y_2$  代表  $y_{I2}$  或  $y_{J2}$ 。

⑤ $A_1 - A_2$  断面。 $A_1 - A_2$  断面为具有特征角的断面,  $O_1 A_1$  连线垂直于流道内壁线。

$$\begin{cases} x_{A1} = x_{O1} - r \sin\alpha \\ y_{A1} = r \cos\alpha \end{cases}$$

$$\begin{cases} x_{A2} = [y_{A1} + x_{A1} / \operatorname{tg}(\alpha/2 + \alpha_1/2) - y_{J2}] / [\operatorname{tg}\alpha_1 + 1 / \operatorname{tg}(\alpha/2 + \alpha_1/2)] \\ y_{A2} = y_{A1} + (x_{A1} - x_{A2}) / \operatorname{tg}(\alpha/2 + \alpha_1/2) \end{cases}$$

⑥ $B_1 - B_2$  断面。 $B_1 - B_2$  断面为具有特征角的断面,  $O_1 B_2$  连线垂直于流道外壁

线。

$$\begin{cases} x_{B_1} = (y_{B_1} + x_{O_1}/\text{tg}\alpha_1 - x_{J_2}) \sin\alpha_1 \cos\alpha_1 \\ y_{B_2} = y_{J_2} + x_{B_2} \text{tg}\alpha_1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} x_{B_1} = [y_{B_2} + x_{B_2}/\text{tg}(\alpha/2 + \alpha_1/2) - y_p] / [\text{tg}\alpha + 1/\text{tg}(\alpha/2 + \alpha_1/2)] \\ y_{B_1} = y_{B_2} + (x_{B_2} - x_{B_1}) / \text{tg}(\alpha/2 + \alpha_1/2) \end{cases}$$

其中  $y_p = y_{A_1} - x_{A_1} \text{tg}\alpha$ 。

⑦断面高度、断面中点及过渡圆半径。弯管段断面高度、断面中点位置由内外轮廓线上端点坐标求得

$$h_i = [(x_{i_2} - x_{i_1})^2 + (y_{i_2} - y_{i_1})^2]^{1/2}$$

$$\begin{cases} x_i = (x_{i_2} + x_{i_1}) / 2 \\ y_i = (y_{i_2} + y_{i_1}) / 2 \end{cases}$$

其中  $i$  代表各断面。

弯管段  $K_1 - K_2$  为圆断面，半径  $r_k = x_{k_1}$ 。

$A_1 - A_2$  断面为带圆角矩形断面，如设其过渡圆半径为  $r_a$ ，联内圆圆心  $O_1$  与  $K_1 - K_2$  断面中点  $k$  成  $O_1k$ ，联  $O_1$  与任意断面中点（设为  $i$ ）成  $O_1i$ 。设  $O_1i$  与  $O_1k$  之间夹角为  $\gamma_k$ ， $O_1a$  与  $O_1k$  之间夹角为  $\gamma_a$ ，任意断面过渡圆半径（设为  $\gamma_i$ ）可取随  $\gamma_i$  值直线变化。

$$r_i = r_k - (r_k - r_a) \frac{\gamma_i - \gamma_k}{\gamma_a - \gamma_k}$$

⑧断面宽度。弯管段断面宽度由圆直径  $B_k = (x_{k_1} - x_{k_2})$  变至  $B_A$ ，如设定  $B_A$  值，则  $K_1 - K_2$  与  $A_1 - A_2$  间任意断面的宽度可取随上述夹角  $\gamma_i$  值直线化。

$$B_i = B_k + (B_A - B_k) \frac{\gamma_i - \gamma_k}{\gamma_a - \gamma_k}$$

(4) 上升段、驼峰段内壁线及切点坐标

在图 3-177 所示的直角坐标系中，设流道上升段内壁上升倾角  $\alpha$  及驼峰段内壁圆弧半径  $R_3$  已知，并且上升段内壁线与弯管段及驼峰段内壁圆弧线相切，其切点分别为  $A_1$  和  $E$ 。 $A_1$  点的坐标由前面已知，直线  $A_1E$  与  $y$  轴交点  $P$  的  $y$  坐标：

$$y_p = y_{A_1} - x_{A_1} \text{tg}\alpha$$

设驼峰段驼峰顶  $T_1$  点的高程坐标  $y_{T_1}$  已知，并驼峰段内壁圆弧线与下降段内壁线（下倾角  $\beta$ ）相切，则驼峰段内壁圆弧中心  $O_3$  点坐标可由下式求得

$$\begin{cases} y_{O_3} = y_{T_1} - R_3 \\ x_{O_3} = L_1 = \frac{y_{T_1} - y_p + b}{\text{tg}\alpha - \alpha} \end{cases}$$

式中  $L_1$ ——泵轴中心至驼峰断面的水平距离。

$$a = R_3 \frac{\sin(\beta/2 - \alpha/2)}{\cos(\beta/2 - \alpha/2)}; \quad b = R_3 \frac{\cos(\beta/2 - \alpha/2)}{\cos(\beta/2 - \alpha/2)} - 1$$

驼峰段内壁圆弧线上切点  $E$  坐标为

$$\begin{cases} x_E = x_{O_3} - R_3 \sin \alpha \\ y_E = y_{O_3} + R_3 \cos \alpha \end{cases}$$

(5) 上升段、驼峰段外壁线及切点坐标

设上升段外壁上角  $\alpha_1$ 、下降段外壁线下倾角  $\beta_1$ 、驼峰段外壁圆弧半径  $R_4$  及顶点高程已知，并且上升段外壁线与两端圆弧线相切，则驼峰段外壁圆弧中心  $O_4$  点坐标可由下式求得

$$\begin{cases} y_{O_4} = H_2 - H_x - R_4 \\ x_{O_4} = \frac{y_{O_4} + R_4 + b_1 - y_{J_2}}{\operatorname{tg} \alpha_1 - a_1} \end{cases}$$

其中： $a_1 = R_4 \sin [(\beta_1 - \alpha_1) / 2] / \cos [(\beta_1 + \alpha_1) / 2]$ ； $b_1 = R_4 \cos [(\beta_1 - \alpha_1) / 2] / \cos [(\beta_1 + \alpha_1) / 2]$ 。

驼峰段外壁圆弧线上切点  $C_2$  坐标为

$$\begin{cases} x_{C_2} = x_{O_4} - R_4 \sin \alpha_1 \\ y_{C_2} = y_{O_4} + R_4 \cos \alpha_1 \end{cases}$$

(6) 下降段内外壁线及切点坐标

由前，下降段内壁线下倾角为  $\beta$ ，外壁线下倾角为  $\beta_1$ ，则切点  $F_1$ 、 $L$  坐标为

$$\begin{cases} x_{F_1} = x_{O_3} + R_3 \sin \beta \\ y_{F_1} = y_{O_3} + R_3 \cos \beta \\ x_L = x_{O_4} + R_4 \sin \beta_1 \\ y_L = y_{O_4} + R_4 \cos \beta_1 \end{cases}$$

(7) 驼峰段特征断面位及断面高度

① 驼峰断面  $T_1 T_2$ 。驼峰断面  $T_1$  点为驼峰顶点，坐标位置已知， $T_2$  点  $y$  坐标为

$$y_{T_2} = y_{O_4} + R_4 \cos \left( \sin^{-1} \frac{x_{O_3} - x_{O_4}}{R_4} \right)$$

断面高度

$$H_T = y_{T_2} - y_{T_1}$$

② 最小断面。驼峰最小断面位处驼峰顶出水侧  $O_4 L$  线上。 $O_4 L$  线与内外圆圆心联线  $O_3 O_4$  线的夹角为

$$\gamma = \beta_1 - \operatorname{tg}^{-1} \frac{y_{O_3} - y_{O_4}}{x_{O_3} - x_{O_4}}$$

$O_4 L$  所在位置处断面高度  $H_L$  可用下式计算求得

$$H_L = R_4 - S \cos \gamma - \sqrt{R_3^2 - S^2 \sin^2 \gamma}$$

式中  $S$  为圆心  $O_3$  与圆心  $O_4$  联线长， $S = [ (x_{O_3} - x_{O_4})^2 + (y_{O_3} - y_{O_4})^2 ]^{1/2}$ 。

③驼峰段起点断面。C<sub>1</sub>C<sub>2</sub>断面为驼峰段起点断面，C<sub>1</sub>C<sub>2</sub>断面C<sub>2</sub>点坐标已知，C<sub>1</sub>点坐标为

$$\begin{cases} x_{C_1} = [ (y_{C_2} + x_{C_2} / \operatorname{tg} \frac{\alpha + \alpha_1}{2} - y_p) ] / [ \operatorname{tg} \alpha + 1 / \operatorname{tg} (\alpha / 2 + \alpha_1 / 2) ] \\ y_{C_1} = y_{C_2} + (x_{C_2} - x_{C_1}) / \operatorname{tg} \frac{\alpha + \alpha_1}{2} \end{cases}$$

④驼峰终点断面。F<sub>1</sub>F<sub>2</sub>断面为驼峰终点断面，F<sub>1</sub>F<sub>2</sub>断面F<sub>1</sub>点坐标已知，F<sub>2</sub>点坐标根据三角形LF<sub>1</sub>F<sub>2</sub>边、角条件求得。设F<sub>1</sub>F<sub>2</sub>断面高度为

$$H_F = LF_1 \cos (\beta_1 - \operatorname{tg}^{-1} \frac{x_L - x_{F_1}}{y_L - y_{F_1}}) / \cos (\beta / 2 - \beta_1 / 2)$$

式中 LF<sub>1</sub>为L至F<sub>1</sub>点距离，LF<sub>1</sub> = [ (x<sub>L</sub> - x<sub>F<sub>1</sub></sub>)<sup>2</sup> + (y<sub>L</sub> - y<sub>F<sub>1</sub></sub>)<sup>2</sup>]<sup>1/2</sup>。由此得F<sub>2</sub>点坐标：

$$\begin{cases} x_{F_2} = x_{F_1} + H_F \sin \left[ \frac{1}{2} (\beta_1 + \beta) \right] \\ y_{F_2} = y_{F_1} + H_F \cos \left[ \frac{1}{2} (\beta_1 + \beta) \right] \end{cases}$$

### (8) 出口段

如出水池底高程即流道出口底壁线高程已知，出口顶盖高程已知，则下降段内外壁线与水平面交点P<sub>3</sub>和P<sub>4</sub>的坐标可求：

$$\begin{cases} x_{P_3} = x_{F_1} + (y_{F_1} + H_x) / \operatorname{tg} \beta \\ y_{P_3} = -H_x \\ \begin{cases} x_{P_4} = x_{L_2} + (y_{L_2} + H_x - H_D) / \operatorname{tg} \beta_1 \\ y_{P_4} = y_{P_3} + H_D \end{cases} \end{cases}$$

式中 H<sub>x</sub>——泵导叶出口与出水池底高程差 (m)，出水池底高于泵导叶出口时，H<sub>x</sub>为负值；

H<sub>D</sub>——流道出口断面高度 (m)。

设流道出口底部圆弧线与流道下降段内壁线及出水池底平面相切，则流道出口底部圆弧线中心O<sub>5</sub>点位于P<sub>3</sub>与水平面成(90° - β/2)角的直线上，具体位置随流道底壁水平段长L<sub>3</sub>而定。如圆弧半径R<sub>5</sub>已知，则圆弧中心O<sub>5</sub>及切点M<sub>1</sub>的坐标为

$$\begin{cases} x_{O_5} = x_{P_3} + R_5 \operatorname{tg} (\beta / 2) \\ y_{O_5} = y_{P_3} + R_5 \operatorname{ctg} (\beta / 2) \\ \begin{cases} x_{M_1} = x_{O_5} - R_5 \sin \beta \\ y_{M_1} = y_{O_5} - R_5 \cos \beta \end{cases} \end{cases}$$

如出口上部圆弧线与下降段外壁线及出口顶部水平线相切，则流道出口顶部圆弧线中心O<sub>6</sub>点位于过P<sub>4</sub>点与水平面成(90° - β<sub>1</sub>/2)角的直线上，具体位置随流道上盖水平段长L<sub>4</sub>而定。如圆弧半径R<sub>6</sub>已知，则圆弧中心O<sub>6</sub>及切点N坐标为

$$\begin{cases} x_{06} = x_{p4} + R_4 \operatorname{tg}(\beta_1/2) \\ y_{06} = y_{p3} + R_6 \\ \begin{cases} x_N = x_{06} - R_6 \sin\beta_1 \\ y_N = y_{06} - R_6 \cos\beta_1 \end{cases} \end{cases}$$

(9) 虹吸出水流道特征尺寸

① 流道水平段长度。设泵轴中心线至流道出口断面的水平距离为  $L$ ，则流道出口上部及下部水平段长度  $L_3$  和  $L_4$  为

$$L_3 = L - x_{05}; \quad L_4 = L - x_{06}$$

② 流道高度。出水池底壁至驼峰顶及驼峰断面上盖板的高度  $H_1$  和  $H_2$  为

$$H_1 = y_{T1} - y_{P3}; \quad H_2 = y_{04} + R_4 - y_{P3}$$

(10) 出水流道宽度

虹吸出水流道变截面弯管段实际相当于倒置的肘形进水流道弯曲渐缩段，其控制断面及断面宽度可参考肘形进水流道。

虹吸出水流道上升段断面宽度由弯管段出口断面宽度逐步扩散至流道最大宽度；驼峰段至流道出口保持等宽度不变，如图 3-177 所示。

## (二) 直管式出水流道

从水泵出水弯管至流道出口之间的流道中心线为直线的出水流道为直管式出水流道。直管式出水流道的任一断面都具有一定正压力，常采用拍门和快速闸门作为截流闭锁装置。

### 1. 直管式出水流道的设计要求

直管式出水流道的设计、施工都比较简单，利于节省工程投资。直管式出水流道应满足以下几方面的要求：

(1) 起动时便于排气。对于管道长、断面大的直管式出水流道，水泵起动前流道内有很大的空气体积。如果流道没有通气孔，或通气孔的断面太小，或通气孔的位置不当，会造成起动时流道中大量的空气无法顺利排出；如工作门为自由式拍门，则可能造成拍门反复启闭多次，造成门铰等危害性冲击；如工作门为快速闸门，而又无安全溢流孔，则可能造成机组起动困难。

(2) 运行时阻力小。直管式出水流道如长度尺寸不足、扩散角过大；或因拍门、闸门尺寸受限制而使流道口断面太小，都会增大阻力损失，增加运行费用。

(3) 闭门及时可靠。直管式出水流道截流闭锁门启闭控制设备比虹吸式出水流道真空破坏阀复杂，因此，为避免主水泵出现危害性飞逸工况，需要重视选择安全可靠的截流闭锁装置及其启闭控制设备。

(4) 节省投资，便于施工。

### 2. 直管式出水流道管线选择

管线即直管式出水流道的中心线。管线可为水平，也可为倾斜，主要取决于水泵出

水弯管出口断面中心高程和出水池最低水位的关系。前者由水泵安装高程和水泵结构尺寸决定。流道出口在最低外水位以下还应有一定的淹没深度  $h_s$ ，这样，管线的布置就可能有以下三种情况：上升式、平管式、下倾式（见图 3-179）。

上升式：流道出口断面中心高于水泵出水弯管出口断面中心，水流在出水流道中上升流动，如图 3-178（a）所示。

平管式：流道出口断面的中心和泵出水管出口断面中心同高，水流与出水流道的中心线水平如图 3-178（b）所示。

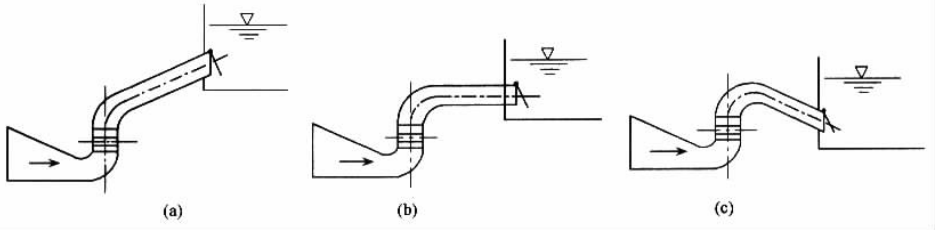


图 3-178 直管出水流道管线布置形式  
（a）上升式；（b）平管式；（c）下倾式

下倾式：流道出口断面的中心低于水泵出水弯管出口断面中心高程，水流在出水流道中下倾流动，如图 3-128（c）所示。

上升式流道水泵弯管的转角小，利于提高装置效率。同时由于水流上升流动，水泵启动后，流道内的空气容易排出。因此，只要能保证最低外水位时的出口淹没，应尽量采用上升式，只有因不能保证出口淹没才不得不将流道布置成平管式或下降式。平管式出水流道，泵启动时水流基本平行于流道中心线而流动。当水流尚未流管时，前端即已接触拍门（或快速闸门），出口处水位因受阻迅速壅高，甚至堵住通气孔，空气不能顺利排出，从而在流道内被压缩。当压力增大到一定程度时顶开拍门，排出部分空气。然而，当部分空气排出后流道内压力下降，拍门又下落，未排完的空气又被压缩，这样就会出现前面所述反复启闭多次门较受冲击的现象。

对于下倾式，出水弯管的转弯角大，水力损失也大。机组起动时，水流很快封住出口，空气更难排出。为使平管和下倾管能迅速排气，可以采用起动抽气的办法，亦可将流道布置成弯曲状。这种出水流道，停机后流道内的一部分水排不出，因而减少了空气体积，可以使再次起动过程加快。一般可用真空破坏阀断流；当外河水位高于驼峰顶时则用拍门（或快速闸门）断流，这种出水流道，习惯又称“低驼峰式”出水流道或“屈膝式”出水流道。

### 3. 直管出水流道型线设计

上升式直管出水流道即如虹吸式出水流道弯管段及上升段，设计计算方法与虹吸式流道同。对照图 3-177，与虹吸式出水流道不同之处，只是弯管出口断面  $A_1 A_2$  的端点  $A_1$  和  $A_2$  应为已知， $C_1 C_2$  断面  $C_1$  或  $C_2$  点已知，根据出口断面高度要求定另一点  $C_2$  或  $C_1$ 。特殊情况，直管式出水流道采用  $90^\circ$  弯管，管线水平，设计计算时只是相当于虹

吸流道中上升角  $\alpha = 0$  或  $\alpha = \alpha_1 = 0$  (图 3-177)。

弯管转弯角度大于  $90^\circ$  的下降式、“低驼峰”式出水流道设计计算亦与虹吸式出水流道及上升式直管流道设计计算方法无异。

采用拍门或快速闸门的直管式出水流道出口淹没深度

$$h_s = (1 \sim 2) \frac{v_d^2}{2g} \quad (3-249)$$

最小淹没深度取 0.1m (小型泵站) ~ 0.2m (大型泵站) 即可。

#### 4. 通气孔的位置和大小

一般直管式出水流道都应该设通气孔, 这不仅机组启动时可由通气孔排气, 而且在停泵后还可以由通气孔补气, 从而减少管内负压和减轻拍门的撞击。

通气孔应布置在流道突起的最高位置, 对于上升管应该布置在出口附近; 对于短的水平管 (如 10m 以内), 通气孔的位置任意确定; 对于下降管或弯曲的低驼峰流道, 应布置在流道的最高位置。

通气孔的面积可按 (3-173) 式计算, 也可用下式计算:

$$F = W / \mu v t \quad (3-250)$$

式中  $W$ ——出水流道内的空气体积;

$\mu$ ——风量系数,  $\mu = 0.7 \sim 0.8$ ;

$v$ ——最大空气速度, 可取  $v = 90 \sim 100\text{m/s}$ ;

$t$ ——排气或进气的时间, 可取  $t = 10 \sim 15\text{s}$ 。

根据  $F$  可以求出通气孔的直径。

### (三) 其他型式的出水流道

其他型式的出水流道有明渠出流式出水流道、箱涵型双向流道、平面蜗壳双向流道等。

#### 1. 明渠出流式流道

江苏、广东等省曾广泛应用“圪工泵”, 实际即取消弯管的轴流泵。圪工泵无金属出水管道, 泵 (导叶体) 出口直接联泄水渠道, 成为明渠出流式流道。荷兰斯托克公司生产各种口径带锥形扩散出口的轴流泵, 出水流道可为明渠, 如图 3-179 所示, 亦可为有压出水流道。

明渠出流式流道系无压出流, 工程设计必须保证出口有足够的淹没深度, 扩散应充分, 避免出口流速较大和“水柱抛高”现象。

#### 2. 箱涵型双向出水流道

水泵出口导叶接曲线扩散管, 并设置倒置的导水锥, 如图 3-180 所示。该型式出水流道泵站、水泵置于水下, 结构简单、施工方便。倒置的导水锥应为活动式, 以便水泵拆、装。

箱涵型出水流道上盖板与泵出口之间的距离应合理确定, 否则会产生过大的水力损失。工程设计中, 以泵出口外缘与盖板所围成的环形面积与箱涵过流面积大致相等为原



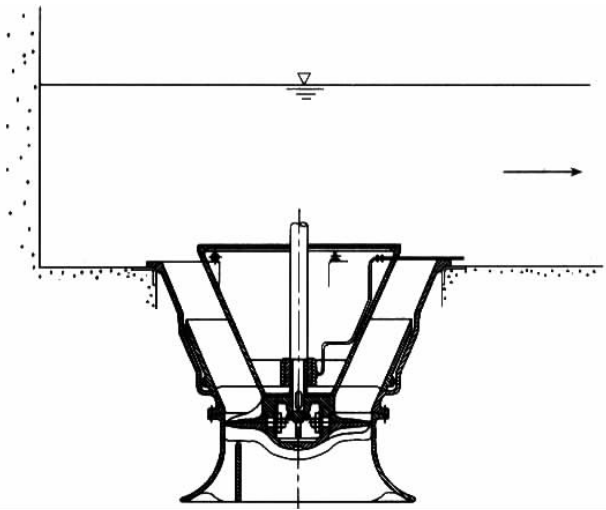


图 3-179 明渠出流式流道

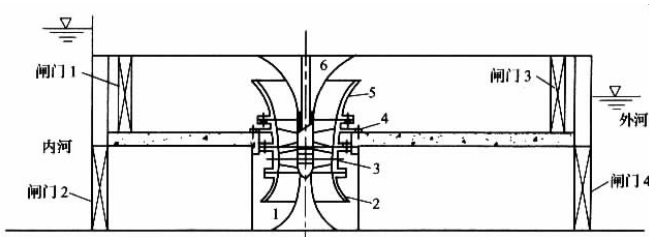


图 3-180 箱涵式双向流道闸站结合泵站剖面图

1—进口导水锥；2—吸水喇叭；3—转轮室；4—导叶体；5—出水喇叭；6—出口导水锥

则。

### 3. 平面蜗壳型双向出水流道

平面蜗壳双向出水流道类似倒置平面蜗壳双向进水流道。图 3-181 为江苏省常州市魏村立式轴流泵站（ $D = 2.05\text{m}$ ）双向平面蜗壳出水流道图。

## （六）断流装置

断流装置即流道截流闭锁装置。大型泵站中，常见的断流装置有拍门、快速闸门和虹吸真空破坏阀等。拍门和快速闸门用于直管式出水流道，真空破坏阀用于虹吸式出水流道。随着泵站建设和科学技术水平的提高，泵站断流装置也在不断革新和完善。兹简要介绍上述几种断流装置。

### （一）真空破坏阀

虹吸式出水流道泵站对真空破坏阀的主要要求是：①机组启动时，要求减少流道中

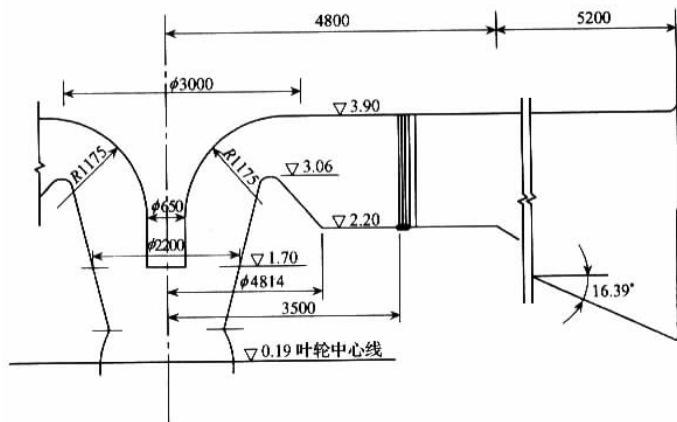


图 3-181 双向平面蜗壳出水通道图

(尺寸单位: mm; 高程单位: cm)

空气受压缩的程度(减少水泵启动扬程),便于排气;②机组正常运行时,关闭严密,防止漏气;③停泵时及时动作,破坏真空、截断水流;④结构简单,操作方便,便于自动化。

### 1. 气动式真空破坏阀

国内已建大型虹吸流道泵站多采用气动式真空破坏阀(见图 3-182)。

气动式真空破坏阀以压缩空气为动力。停泵时,压缩空气推动活塞 2,带动阀板 7 打开,阀座 9 上部空气即从进气滤网 8 进入流道,破坏真空。如果气动不能可靠动作,可通过阀座上的外接手动闸阀人工操作放进空气。机组起动时的排气功能自动实现,当流道内气压足以克服阀板、活塞等自重作用,并克服摩擦力、弹簧力等,则阀板自动抬起排气。

### 2. 电磁式真空破坏阀

图 3-182 为电磁式真空破坏阀。结构和工作原理如下:与流道相通的真空管道 1 上开上、下二通气孔,配二块平板阀盖 2,与阀杆 3 连成一体,阀杆顶配置电磁线圈 6。机组正常运行时,电磁线圈通电,电磁吸力克服衔铁 5、阀板、阀杆等自重,使阀板关闭压紧,因上下平板阀盖大小相等,流道内气压作用力自动平衡;停机时靠电气联锁,主机断电电磁线圈则失电,阀杆、阀板自动下落,空气由滤网 4 进入,破坏流道中的真空。这种型式真空破坏阀结构简单,工作可靠,与气动式相比,无须压缩空气,可省去空压机、储气筒等压缩空气设备;电磁线圈吸铁也有定型产品供应。机组起动时,可用继电器控制,使阀板延时关闭,以排除流道内压缩空气。

# 气动式和电磁式真空破坏,进风管道的面积  $F$  ( $\text{m}^2$ ) 可参照公式 (3-173), 根据江都泵站的设计经验,亦可按下式计算:

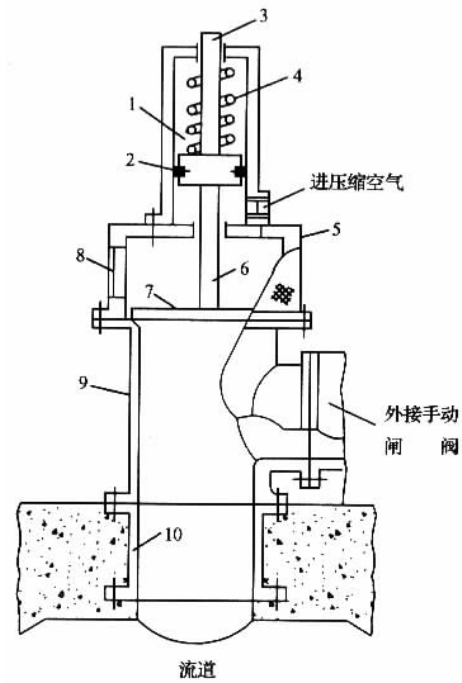


图 3-182 气动式真空破坏阀

1—气缸；2—活塞；3—活塞杆；4—弹簧；5—罩盖；6—阀杆；7—阀板；  
8—进气滤网；9—阀座；10—预埋接管

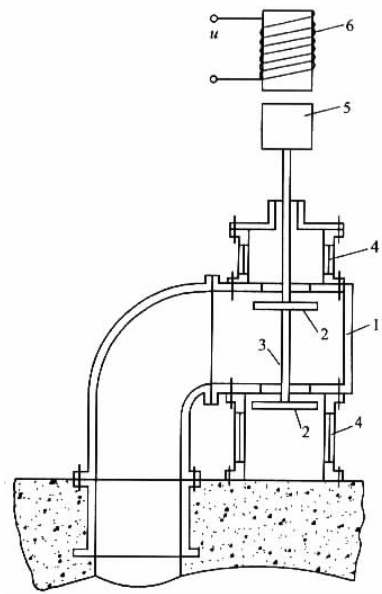


图 3-183 电磁式真空破坏阀

1—真空管道；2—阀板；3—阀杆；4—进气滤网；5—衔铁；6—电磁线圈

$$F = 0.009Q \quad (3-251)$$

式中  $Q$ ——水泵额定流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )。

### 3. 水力式真空破坏阀

中小型泵虹吸管道也可以用水力真空破坏阀 (图 3-184)。出水管道 1 的位置装一与管道连通的水箱 2, 水箱与虹吸管道顶部之间设置连通管, 管径  $d = (0.12 \sim 0.15) D$ ,  $D$  为虹吸管道的直径。机组运行时, 水箱中的水位高于出水池中水位, 设水位差  $h$  为

$$h = h_L - \frac{v_2}{2g} \quad (3-252)$$

式中  $v$ ——水箱部位流道内流速 ( $\text{m/s}$ );

$h_L$ ——从水箱到出口的流道水头损失 ( $\text{m}$ )。

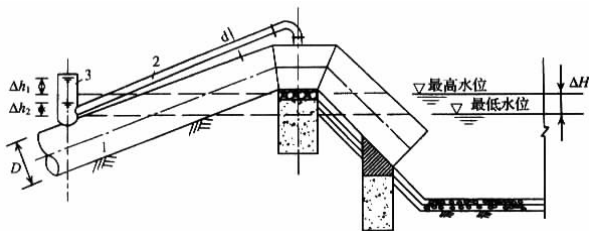


图 3-184 水力真空破坏阀

1—出水管道; 2—连通水箱; 3—连通管

停机后, 管道中水逆流, 水箱中水位低于出水池中水位, 设水位差  $h'$  为

$$h' = h'_L + \frac{v'^2}{2g} \quad (3-253)$$

式中  $v'$ 、 $h'_L$ ——逆流流速 ( $\text{m/s}$ ) 和出水池至水箱水头损失 ( $\text{m}$ )。

如果连通管与水箱的联接处低于机组运行时箱内水位, 而高于停机逆流时箱内水位, 则正常运行时, 连通管管口淹没于水面以下; 停机时, 管端露空, 驼峰顶处就有空气进入, 破坏真空。

水力式真空破坏阀结构简单。与前述型式相比, 既不要压缩空气作动力, 也无须额外消耗电能。如果设出水池最高水位逆流时箱中水位降低  $h'_1$ , 出水池最低水位运行时箱中水位升高为  $h_2$ , 显然为了保证最高水位停机时连通管能露空而又保证最低水位运行时连通管能够密闭, 则出水池的水位变化幅度必须满足:

$$\Delta H < (h'_1 + h_2 - d) \quad (3-254)$$

水力真空破坏阀除图 3-184 的形式之外尚有其他多种布置形式, 国内均未见应用, 不详述。

## (二) 拍门

拍门类似单向阀门。门体上部用铰链与门座相联。图 3-185 是普通型式拍门示意

图。机组起动，拍门自动打开，机组正常运行时，门体在一定的自然开启角度下平衡；停机后，门体自动关闭。

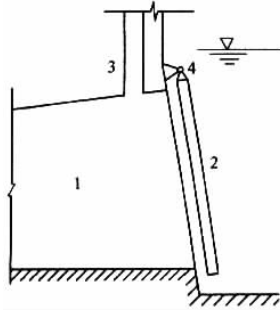


图 3-185 普通式拍门示意图

1—出水水道；2—拍门；3—通气孔；4—门铰

工程设计中，为了加大拍门开启角度，减少水头损失，同时也为减小停机后拍门对站房的撞击，采用了许多特种结构型式的拍门，图 3-186 (a) 为带平衡重装置的拍门，机组正常运行时，靠平衡重增大拍门的开启角度。图 3-186 (b) 为带油压缓冲缸的拍门，机组正常运行时，靠油压作用，可以使拍门开至最大的角度；停机时靠控制油缸内活塞下腔的回油速度控制拍门的运动，以减轻撞击。图 3-186 (c) 为带水压缓冲缸的拍门，它以控制下节拍门的运动，减少拍门的撞击。图 3-186 (d) 为带摇臂铰连杆的双节的门，机组起动和运行时，拍门自动开启，停机后靠门体具有多铰的特点，以减轻拍门的撞击。图 3-186 (e) 为多扇式拍门，流道中加横隔板，把拍门分成很多小块，目的主要在减轻撞击。图 3-186 (f) 为蝶阀式拍门，把拍门与门座的联结铰从顶部移至门中，机组正常运行时，靠铰位两边门体自身的平衡作用增大开启角度，停机后拍门下拍时，由于门铰上、下水压力所产生的力矩方向不同，可以减小拍门的运动角速度，从而可以控制撞击程度。

实际上，带平衡重的拍门，虽可稍增大门体开启角度，但在某些情况下，却存在可能因平衡力的作用而较普通拍门撞击力大的缺点；带油缸的拍门对增大开启角度和减少撞击是有利的，但若停机后，拍门下落太慢，机组可能产生飞逸。实用上，也可以采用类似缓闭式逆止阀或缓闭式蝶阀动作过程，采用二阶段缓冲的方法克服这个缺点，即停机后让拍门快速下落；待临行关闭时，油缸才起缓冲作用而拍门缓慢下落。带水压缓冲缸的拍门，可减轻拍门撞击，而且除了油压系统，结构较简单，投资省。带摇臂铰连杆的拍门，结构简单，撞击程度不大；并且由于多铰，门体与门座容易密合，止水较好，但是摇臂连杆宜短，否则可能出现门顶与门座两侧卡死。如果把摇臂去掉，则拍门就变成图 3-186 (c) 而无水压缓冲缸形式，结构更简单，拍门开启角度可通过门体设计而增大。多扇拍门型式虽然可以减轻撞击，但水力损失会增大，止水要求难满足。蝶阀式拍门在大型泵站未见多用，应当是可行的断流装置；但是设计不好，可能使门体在水中摆动，增大水力损失。

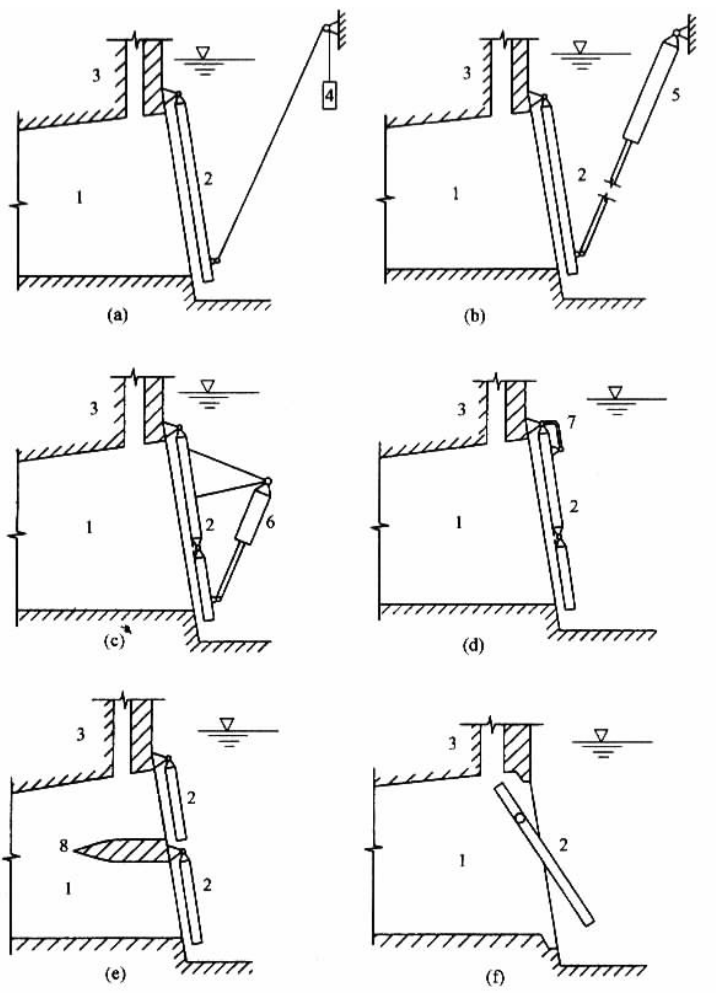


图 3-186 特种结构拍门型式示意图

1—出水道；2—拍门；3—通气孔；4—平衡锤；5—缓冲油缸；  
6—缓冲水缸；7—摇臂铰连杆；8—横隔板

### 1. 拍门水头损失

拍门造成管（流道）出口处流向急剧改变，必然伴有水头损失。

将带拍门的管（流道）出口损失作为局部水力损失，根据能量关系，可绘出下图所示水头线（图 3-187）。设拍门前后过水断面平均流速（m/s）和管（流道）中心压力（Pa）分别为  $v_1$ 、 $v_2$  和  $p_1$ 、 $p_2$ ，列伯努利（Bernoulli）方程有

$$\frac{p_1}{\rho g} + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta h \quad (3-255)$$

式中  $\Delta h$ ——带拍门的管（流道）口水头损失（m）；

$\rho$ ——水体密度（ $\text{kg/m}^3$ ）；

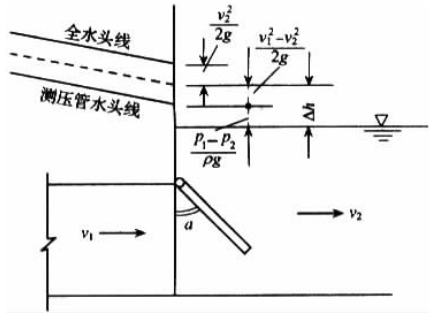


图 3-187 管道出口和拍门水头损失示意图

$g$ ——重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ )。

由此可得

$$\Delta h = \frac{p_1 - p_2}{\rho g} + \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} \quad (3-256)$$

水头损失包括压头损失和动能头损失两部分。

突然扩大的管（流道）出口水头损失可表达为

$$\Delta h_c = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} = \zeta_c \frac{v_1^2}{2g} \quad (3-257)$$

$$\zeta_c = \left(1 - \frac{\omega_1}{\omega_2}\right)^2 \quad (3-258)$$

式中  $\zeta_c$ ——水头损失系数。

$\omega_1$  和  $\omega_2$ ——管（流道）突扩前后断面面积；管（流道）出口为明渠时， $\omega_2$  即为渠道过流面积。

式（3-256）减式（3-257），照说可以得到仅因拍门存在而造成的水头损失（设为  $\Delta h_p$ ）表达式

$$\Delta h_p = \Delta h - \Delta h_c = \frac{p_1 - p_2}{\rho g} - \frac{v_2}{2g} (v_2 - v_1) \quad (3-259)$$

如果管（流道）出口为容积很大的出水池或天然水库， $v_2 \approx 0$ ，则上式变为

$$\Delta h_p = \frac{p_1 - p_2}{\rho g} = \zeta_p \frac{v_1^2}{2g} \quad (3-260)$$

式中  $\zeta_p$ ——拍门的水头损失系数。

由此，为分析问题方便，似可将带拍门的管（流道）出口总水头损失看成由“拍门”和“出口”两部分所构成，即

$$\Delta h = \Delta h_c + \Delta h_p = (\zeta_c + \zeta_p) \frac{v_1^2}{2g} \quad (3-261)$$

由式（3-258），当  $\omega_2$  足够大即  $v_2 \approx 0$  时， $\zeta_c = 1$ ，于是可得特定情况下带拍门的管（流道）出口水头损失

$$\Delta h = \zeta \frac{v_1^2}{2g} = (1 + \zeta_p) \frac{v_1^2}{2g} \quad (3-261)$$

式中  $\zeta$ ——总水头损失系数。

式(3-256)说明:这种情况管(流道)出口损失速度头,而拍门体的阻水损失相当于式(3-256)中压头部分。

拍门水头损失系数  $\zeta_p$  与拍门开启角度  $\alpha$  有关,  $v_2 = 0$  并平管出流时具体数据如表 3-23 所列。

表 3-23 拍门水头损失系数

$\alpha$ (°)	20	30	40	50	60
$\zeta_p$	2.5	1.0	0.6	0.3	0.1
$\zeta = (1 + \zeta_p)$	3.5	2.0	1.6	1.3	1.1

根据纳哥勒(Nagler)的试验,重量不大的自由悬吊式拍门水头损失不超过 0.03m,与表 3-23 拍门张角 50° 以上的情况相当。

湖南省水利水电勘测设计院曾对花兰窖泵站作现场试验(圆管道:  $D = 2.2\text{m}$ ; 矩形拍门:  $2.4\text{m} \times 2.8\text{m}$ ), 实测得: 拍门张角  $\alpha = 56^\circ$  时  $\zeta_p = 0.4$ ,  $\alpha = 61^\circ$  时  $\zeta_p = 0.3$ ,  $\alpha = 70^\circ$  时  $\zeta_p = 0.1$ 。试验条件不同,但结果与表 3-23 所列接近。

建议采用式(3-262)计算拍门水头损失系数:

$$\zeta_p = 0.012e^{0.076(90 - \alpha + \alpha_0)} \quad (3-262)$$

式中  $\alpha$ ——拍门开启角度(°);

$\alpha_0$ ——门前流动方向以水平面为基准上翘角度(°)。

## 2. 拍门开启角度计算

### (1) 拍门受力分析

计算求取拍门开启角度,必须分析拍门在水中受力及力平衡关系。正常运行时,拍门受四种力作用:门体自重  $G$ 、浮力  $W$ 、外施拉力  $F$  及水流对拍门的冲力  $P$  (图 3-188)。自重、浮力无须解释。关于外施拉力,一般有两种情况:一种是拍门带液压装置,外施拉力为液缸内压力(上、下腔压差)  $p$  与活塞有效面积  $A$  的乘积,  $F = p \cdot A$ ; 再一种如图 3-188 所示带平衡重装置,忽略滑轮摩擦阴力时,外施拉力即平衡块重量。水流冲力比较复杂,兹再简要分析。

水流对拍门的冲力可以看作是射流对平板壁面的冲力或看作是具有间断流束的绕流阻力。如果把拍门的水流冲力看成是射流冲力,并设水泵流量为  $Q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ),管(流道)出口流速为  $v$  ( $\text{m}/\text{s}$ ),水流冲力  $P$  (N) 为

$$P = \phi \rho Q v \quad (3-263)$$

式中  $\rho$ ——水体密度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ );

$\phi$ ——修正系数,近似计算取  $\phi = 1$ 。

①矩形流道矩形拍门水流冲力。拍门和管(流道)出口均为矩形,且同高,拍门实



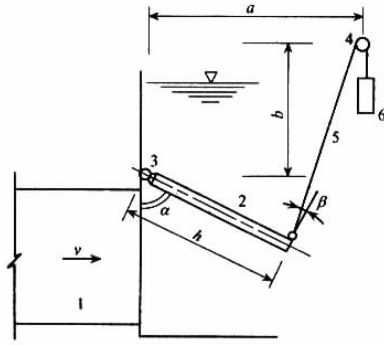


图 3-188 带平衡重拍门装置示意图

1—出水流道；2—拍门；3—门铰；4—滑轮；5—吊索；6—平衡块

际所受到的水流冲力

$$P_c = \phi \rho Q v \cos \alpha \quad (3-264)$$

式中  $\alpha$ ——拍门开启角度。

管（流道）中心线与水平面有一定角度  $\alpha_m$  时，水流冲力

$$P_c = \phi \rho Q v \cos(\alpha - \alpha_m) \quad (3-264_1)$$

②圆形流道矩形拍门水流冲力。如果管（流道）出口为圆形，拍门为矩形，则拍门水流冲力可用下式计算：

$$P_c = \phi \rho Q v S_1 / S \quad (3-265)$$

式中  $S$ ——管（流道）出口断面面积（垂直水流方向）；

$S_1$ ——一定开启角度  $\alpha$  条件下门体投影到垂直水流方向的面积。

参见图 3-189，设拍门高度  $h$ ，管半径为  $R$ ，门铰中心至管中心线垂足为  $(R + h_0)$ ，投影面积  $S_1$  可写为

$$S_1 = \int_{x_1}^R \sqrt{R^2 - x^2} dx \quad (3-266)$$

$$x_1 = R + h_0 - h \cos \alpha$$

设冲力合力作用线距上铰的垂直距离为  $L_c$ ，根据几何关系可得

$$L_c = R + h_0 - \int_{x_1}^R x \sqrt{R^2 - x^2} dx / \int_{x_1}^R \sqrt{R^2 - x^2} dx \quad (3-267)$$

### (2) 整体式拍门开启角度计算

①矩形流道矩形拍门情况 如作用于拍门的各力已知，不难计算求得拍门开启角度。对照图 3-188，设门体重心、浮心距上部铰距离分别为  $L_g$  和  $L_w$ ，水流冲力的合力及外施拉力作用点距离上部铰距离分别为  $L_c$  和  $L_l$ ，由此可列出作用于拍门各力对上铰的力矩平衡方程

$$GL_g \sin \alpha - WL_w \sin \alpha - P_c L_c \cos \alpha - FL_l \cos \beta = 0 \quad (3-268)$$

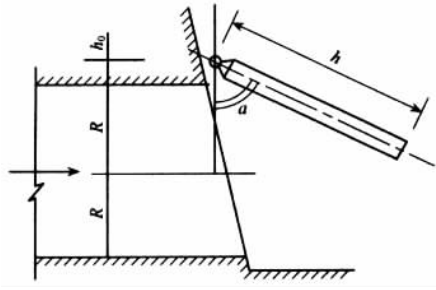


图 3-189 圆管道矩形门尺寸示意图

式中  $\beta$ ——外施拉力  $F$  作用线与拍门平面法线的夹角。

设  $(GL_g - WL_w) = M_c$ ,  $P_c$  当射流冲击力看待, 并设

$$\varphi\rho QvL_c = M_c \quad FL_l = M_F$$

则上式可写成

$$M_c \sin\alpha - M_c \cos^2\alpha - M_F \cos\beta = 0 \quad (3-269)$$

$$M_c \sin\alpha - M_c \cos^2\alpha - M_F \frac{b \sin\alpha + \alpha \cos\alpha}{\sqrt{(\alpha - h \sin\alpha)^2 + (b + h \cos\alpha)^2}} = 0 \quad (3-269_1)$$

展开式 (3-269<sub>1</sub>), 变成  $\sin\alpha$  或  $\cos\alpha$  的高次方程, 无求根公式可解, 现以抛物线逼近法列出以  $\sin\alpha$  表示  $\cos\beta$  的函数关系作近似计算。设

$$\cos\beta = A \sin^2\alpha + B \sin\alpha + C \quad (3-270)$$

当  $\alpha = 0$ 、 $\alpha = \pi/4$ 、 $\alpha = \pi/2$  时, 分别有

$$\cos\beta_1 = a / \sqrt{a^2 + (b + h)^2}$$

$$\cos\beta_2 = \frac{\sqrt{2}(a + b)}{\sqrt{(2a - \sqrt{2}h)^2 + (2b + \sqrt{2}h)^2}}$$

$$\cos\beta_3 = \frac{b}{\sqrt{(a - h)^2 + b^2}}$$

于是可得

$$C = a / \sqrt{a^2 + (b + h)^2} \quad (3-271)$$

$$B = (\sqrt{2} + 1) \left[ \frac{2\sqrt{2}(a + b)}{\sqrt{(2a - \sqrt{2}h)^2 + (2b + \sqrt{2}h)^2}} - \frac{b}{\sqrt{(a - h)^2 + b^2}} - \frac{a}{\sqrt{a^2 + (b + h)^2}} \right] \quad (3-272)$$

$$A = \sqrt{2}a / \sqrt{a^2(b + h)^2 + (2 + \sqrt{2})b / \sqrt{(a - h)a + b^2}} - \frac{2(2 + \sqrt{2})(a + b)}{\sqrt{(2a - \sqrt{2}h)^2 + (2b + \sqrt{2}h)^2}} \quad (3-273)$$

改写式 (3-269) 可得:

$$(M_c - AM_F)\sin^2\alpha + (M_c - BM_F)\sin\alpha - (M_c + CM_F) = 0$$

拍门开启角度计算式为

$$\alpha = \sin^{-1} \frac{(BM_F - M_c) + \sqrt{(M_c - BM_F)^2 + 4(M_c - AM_F)(M_c + CM_F)}}{2(M_c - AM_F)} \quad (3-274)$$

若拍门自由起落（无外施拉力）， $M_F = 0$ ，式（3-274）变为

$$\alpha = \sin^{-1} \frac{\sqrt{M_c^2 + 4M_c^2} - M_c}{2M_c} \quad (3-275)$$

若设  $2M_c/M_c = m$ ，则式（3-275）又可写成

$$\alpha = \sin^{-1} \frac{\sqrt{1 + m^2} - 1}{m} \quad (3-275_1)$$

对于管（流道）中心线与水平面成  $\alpha_0$  角度的情况，拍门开启角度用下式计算

$$\sin\alpha = \frac{m}{2} \cos^2(\alpha - \alpha_0) \quad (3-275_2)$$

如果门外为平行墩墙，作用于拍门的水流冲力以斜置平板具有间断流束的绕流阻力计，则拍门开启角度亦可按下式计算：

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{m}{4} \left( \frac{\cos\alpha}{1 - \cos\alpha} \right)^2 \quad (3-276)$$

式中  $m$  意义同上。

矩形拍门开启角度计算方法参见《泵站设计规范》（GB/T50265—97）。

### ②圆形管道矩形拍门情况

对于圆形管道，如管中心线水平，拍门无外施拉力，则拍门开启角度可根据下列平衡式计算：

$$M_c \sin\alpha - P_c L_c = 0 \quad (3-271)$$

式中  $M_c$  意义同前， $P_c$  及  $L_c$  见式。写成更具体表达式即

$$M_c \sin\alpha - \frac{2\varphi\rho Qv}{S} \left[ \int_{x_1}^R \sqrt{R^2 - x^2} dx \cdot (R + h_0) - \int_{x_1}^R x \sqrt{R^2 - x^2} dx \right] = 0 \quad (3-277_1)$$

式中  $x_1 = R + h_0 - h \cos\alpha$ 。由于算式比较复杂，因此只能试算求解。

## （三）快速闸门

### 1. 快速闸门安全溢流措施

快速闸门断流方式的“快速”，主要是停机时要求及时截断水流，以保护主机泵。低扬程大型泵站，停泵至水泵飞逸通常仅数秒至十数秒，快速闸门闭门时间过长，则失去保护主机泵作用。机组起动时，也要求闸门快速升起；如果起升过慢或因事故不能起升，则对于轴流泵或高比转数混流泵电动机可能超载。为安全起动，快速闸门断流方式设计时都要布置安全溢流孔。图 3-190 为快速闸门断流方式的两种安全溢流措施。一种是门顶部溢流；一种是主闸门上开小拍门溢流。

### 2. 泵机组起动时快速闸门起升过程理论分析

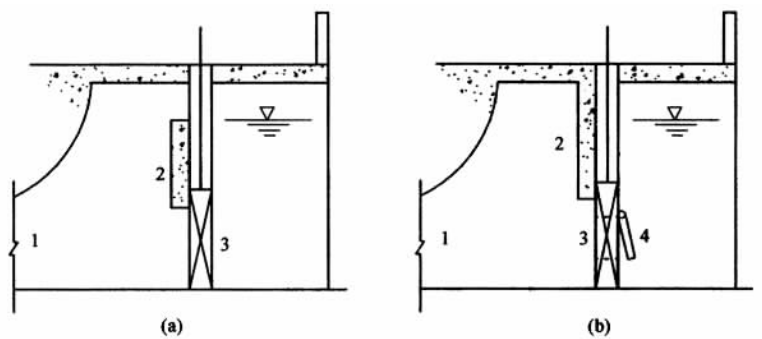


图 3-190 快速闸门的两种安全溢流措施

(a) 胸墙上溢流 (b) 闸门开孔溢流

1—出水渠道；2—胸墙；3—闸门；4—小拍门

泵机组起动过程：①电动机起动，机组加速直至达到亚同步投励牵入同步；②水泵转速不断增大，水泵流量增大、出水渠道充水、扬程升高；③扬程达到一定数值时，溢流孔泄水和（或）启闭机提升闸门；④进入稳定运行工况。

泵机组起动过程中出水渠道充水，如无安全溢流设施，则充水一结束便应及时提升闸门；但是，提门过程中，水泵扬程会进一步增高，在达到机电设备和土建工程所能承受的最大扬程前，闸门应达到全开，因此要求闸门有一定的提升速度。

(1) 泵装置水力特性 由前，对于确定的泵，在额定转速（ $n_c$ ）下运行，扬程（ $H_0$ ）和流量（ $Q_0$ ）有确定的关系，并可表示为

$$H_0 = AQ_0^2 + BQ_0 + C$$

式中  $A$ 、 $B$ 、 $C$  为常数。一定范围内任意转速  $n$  时扬程—流量关系表达式为

$$H = AQ^2 + B(n/n_c)Q + C(n^2/n_c^2) \quad (3-278)$$

认为大泵站钢筋混凝土流道属于刚性管道，并不计水体压缩性，则起动任意时刻泵扬程可表达为

$$H = H_a + H_f + H_l = H_a + SQ^2 + \frac{1}{g} \int \frac{dl}{F(l)} \cdot \frac{dQ}{dt} \quad (3-279)$$

式中  $H_a$ ——流道上升段内外水位差，即相对于一定进口水位的流道内水面上升高度（m）；

$H_f$ ——管道水头损失（m）， $H_f = SQ^2$ ；

$H_l$ ——管道内水体惯性水头（m）， $H_l = \frac{1}{g} \int \frac{dl}{F(l)} \frac{dQ}{dt}$ ；

$S$ ——满水管段水力阻力系数（ $s^2/m^5$ ）；

$l$ ——从进口至满水管段中任意断面流道长度变量（m）；

$F(l)$ ——流道面积的长度函数。

式（3-279）中，管道内水体的惯性水头习惯上写为  $H_l = \frac{M}{g} \frac{dQ}{dt}$ ，对于等径直管，

系数  $M = L/F$ 。  $M$  为  $H_a$  的函数，  $S$  亦为  $H_a$  的函数。

联立式 (3-278)、式 (3-279) 可得

$$H_a = AQ^2 + B\left(\frac{n}{n_e}\right)Q + C\left(\frac{n}{n_e}\right)^2 - SQ^2 - \frac{M}{g} \frac{dQ}{dt} \quad (3-279_1)$$

$H_a$  对时间  $t$  求导可得

$$\frac{dH_a}{dt} = (2AQ + Bn/n_e - 2SQ - M'/g)Q' + \frac{1}{n_e}(BQn_e + 2Cn)n' - Q^2 S' - \frac{M}{g}Q'' \quad (3-280)$$

再设上升段流道内水面切割流道截面积为  $F$  (图 3-191)，则由水体连续性有

$$\frac{dH_a}{dt} = \frac{Q}{F} \quad (3-281)$$

而由于流道水平截面积  $F$  是水面上升高度  $H_a$  的函数，设  $F = F(H_a)$

$$\frac{Q}{F} = (2AQ + Bn/n_e - 2SQ - M'/g)Q' + \frac{1}{n_e}(BQn_e + 2Cn)n' - Q^2 S' - \frac{M}{g}Q'' \quad (3-282)$$

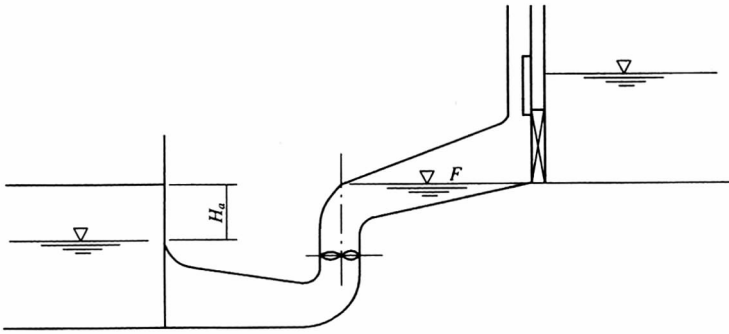


图 3-191 流道水平截面

(2) 泵机组起动动力方程。电动泵装置起动过程中，电动机拖动力矩和泵装置阻力矩及惯性力矩平衡。由刚体力学可知，泵机组加速运转时

$$M_I = M_D - M_Z$$

式中  $M_D$ ——电动机拖动力矩；

$M_Z$ ——泵装置阻力矩。

一定电压下，异步电动机起动及同步电动机异步起动时，其定子侧输出电磁力矩主要是异步转矩，其数值与转差率有关，异步转矩可表达为

$$M_D = \frac{(2 + 2S_m)M_m}{S_m n_e / (n_e - n) + (n_e - n) / S_m n_e + 2S_m} \left[ 1 - \frac{U_0 - U_m}{U_0} e^{-R(u/T)^k} \right]^2 \quad (3-283)$$

式中  $M_m$ 、 $S_m$ ——电动机最大力矩 ( $N \cdot m$ ) 及与之相应的临界转差率；

$n_e$ 、 $n$ ——同步转速和瞬时转速 ( $r/min$ )；

$U_0$ ——电动机定端电压额定值 (V);

$U_0 - U_m$ ——电动机定子端电压起动瞬时压降 (V), 由输电线路、变压器、电动机特性计算求得;

$R$ 、 $K$ ——常系数和常指数, 数值分别为 0.6~0.8 及 5~6.5;

$T$ ——电动机起动转速达亚同步 ( $n = 0.95n_e$ ) 的历时 (s)。

泵装置阻力矩包括: ①泵水力矩 ( $M_B$ ), 与扬程、流量及转速的瞬态值有关; ②推力轴承中水推力所造成的摩擦力矩, 设其为  $M_C$ , 正比于扬程; ③电动机风扇损失力矩 ( $M_S$ ), 近似正比于转速二次方; ④电动机转子风阻力矩 ( $M_F$ ), 近似正比于转速; ⑤径向轴承及转动部件重量作用推力轴承所造成的摩擦力矩  $M_\Delta$  等。

$$M_B = 30\rho gQH/(\pi n\eta) \quad (3-284)$$

式中  $Q$ 、 $H$ 、 $\eta$ ——泵流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )、扬程 (m) 及与之相应的泵水力效率;

$\rho$ 、 $g$ ——水体密度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ) 和重力加速度 ( $\text{m}/\text{s}^2$ )。

$$M_C = (\pi/4)\rho g f K_p D^2 H r \quad (3-285)$$

式中  $f$ ——动摩擦系数;

$K_p$ ——小于 1 的系数, 轴流泵取 0.9~1.0;

$D$ 、 $r$ ——泵叶轮直径和推力轴承当量摩擦半径 (m)。

$$M_S = f_1 n^2 \quad (3-286)$$

$$M_F = f_2 n \quad (3-287)$$

$$M_I = J d\omega/dt \quad (3-288)$$

上三式中  $f_1$ 、 $f_2$ ——系数;

$J$ ——机泵转动部件转动惯量 ( $\text{kg}\cdot\text{m}^2$ );

$\omega$ ——瞬时角速度 ( $\text{rad}/\text{s}$ );

$t$ ——时间 (s)。

泵机组起动时, 泵室内水体为泵叶片带动而旋转, 尚有附加惯性力矩产生。泵室内水体附加惯性力矩为

$$\Delta M_I = \Omega_J D^5 \frac{d\omega}{dt} - \Omega_M D^2 \frac{dQ}{dt} \quad (3-289)$$

至此, 若设  $a = 30(2 + 2S_m) S_m n_e M_m / \pi (J + \Omega_J D^5)$ ,  $b = 2n_e (1 + S_m^2)$ ,

$c = 3S_m^2 n_e^2 + n_e^2$ ,  $m = 30\Omega_M D^2 / \pi (J + \Omega_J D^5)$ ,

$\mu = 900\rho g / \pi^2 (J + \Omega_J D^5)$ ,  $\alpha = 7.5\rho g f K_p D^2 r / (J + \Omega_J D^5)$ ,

$\beta = 30f_1 / \pi (J + \Omega_J D^5)$ ,  $\gamma = f_2 \beta / f_1$ ,  $\delta = M_\Delta \beta / f_1$

则泵系统起动运转动力方程可具体表达为

$$\begin{aligned} \frac{dn}{dt} = & \frac{a(n_e - n)}{n^2 - bn + c} \left[ 1 - \frac{U_0 - U_m}{U_0} e^{-R(\omega T)^k} \right]^2 \\ & + m \frac{dQ}{dt} - \frac{\mu QH}{n\eta} - \alpha H - \beta n^2 - \gamma n - \delta \end{aligned} \quad (3-290)$$

式 (3-290) 适用于  $n < 0.95n_e$  情况。

(3) 闸门起升时刻数学模型的建立。根据泵装置水力特性及泵机组起动动力方程, 即可列出泵机组起动过程中各种参数包括流道中水面升高变化数学模型。

$$\begin{cases} Q' = \frac{g}{M} \left[ \left( 2AQ + B \frac{n}{n_e} - 2SQ - \frac{M'}{g} \right) Q' + \frac{1}{n_e^2} (BQn_e + 2Cn) n' - Q^2 S' - Q/F \right] \\ n' = \frac{a(n_e - n)}{n^2 - bn + c} \left[ 1 - \frac{U_0 - U_m}{U_0} e^{-R(U/T)^K} \right]^2 + mQ' - \frac{\mu QH}{n\eta} - \alpha H - \beta n^2 - \gamma n - \delta \end{cases} \quad (3-291)$$

式中符号意义同前。

### 3. 停泵油压快速闸门下落运动理论分析

油压快速闸门截流闭锁装置由闸门、油压启闭机和油路系统等组成。停泵后油路系统换向, 启闭机油缸内存油在闸门等自重作用下流回油箱。闸门关闭作动力与油路系统的阻力平衡决定闸门下落速度和关门时间, 并由油缸内设置的缓冲装置避免油压冲击、减轻门底槛撞击。因此, 分析计算关门时间、缓冲压力及下落撞击力对于泵站设计和运行十分重要。

#### (1) 闸门受力分析

下落运动中闸门承受下列各力作用。

①自重。自重  $G_1$  包括门体重、油压启闭机活塞及活塞杆重。

②门顶水重。参见图 3-192, 设闭门前门顶没于水下  $h$  (m), 闸门下落运动距离为  $x$  时, 则门顶水重为

$$G_2 = \rho g(h + x)\delta B \quad (3-292)$$

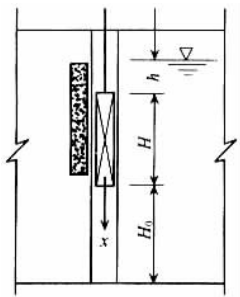


图 3-192 闸门下落运动示意图

式中  $\delta$ ——门厚度 (m);

$B$ ——门宽度 (m)。

③门下上托力。门下上托力 (设为  $T$ ) 与门内外水位差 (设为  $H_y$ ) 有关, 平底闸门可近似按下式计算

$$T = \rho g \left( h + H + x - \frac{H_y}{2} \right) \delta B \quad (3-293)$$

门内外水位差  $H_y$  在停泵正转逆流开始时刻 ( $T_B$ ) 应为零, 其后由零渐增至最大值  $H_{ym}$ 。门内开敞或有足够面积通气孔时,  $H_{ym}$  为出水池水深,  $H_{ym} \approx h + H - H_0$ ; 门内流道封闭时,  $H_{ym}$  等于泵装置扬程,  $H_{ym} = H_{sy}$ 。

④侧向水压力及摩擦力。侧向水压力 (设为  $P_y$ ) 即作用于门上的动水压力, 垂直作用于闸门面板的动水压力一般按静水压力分布计算, 由此

$$P_y = \rho g H_y \cdot BH \quad (3-294)$$

闸门下落时, 由于侧向水压力作用, 在闸门侧止水、顶止水及承压面上产生摩擦力  $F$ 。设当量摩擦系数为  $f$ , 则

$$F = f \cdot P_y = \rho g f H_y \cdot BH \quad (3-295)$$

⑤运动阻力。闸门下落运动时有运动阻力存在, 设运动阻力为  $R$ , 闸门宽度为  $B$ , 厚度为  $\delta$ , 则

$$R = K \rho v^2 \delta B \quad (3-296)$$

式中  $K$ ——运动阻力系数, 取  $K = 1$ ;

$v$ ——闸门下落运动速度 (m/s)。

⑥油压阻尼力。闸门下落时油压启闭机阻尼力 (设为  $T_1$ , N) 即为启闭机拉杆下行运动所形成的压差  $\Delta p$  与活塞有效面积乘积, 而压差  $\Delta p$  主要即油系统回油管道和管道附件压力损失。由流体力学, 压力损失

$$\Delta p_1 = \frac{8\rho_0}{\pi^2} \left( \sum_1^{I_1} \frac{\lambda L_i}{d_i^5} + \sum_1^{J_1} \frac{\zeta_i}{d_i^4} \right) Q_1^2 \quad (3-297)$$

$$\Delta p_2 = \frac{8\rho_0}{\pi^2} \left( \sum_1^{I_2} \frac{\lambda L_i}{d_i^5} + \sum_1^{J_2} \frac{\zeta_i}{d_i^4} \right) Q_2^2 \quad (3-298)$$

式中  $\Delta p_1$ 、 $\Delta p_2$ ——回油箱与油缸上腔的压差及油缸下腔与回油箱的压差 (Pa);

$\rho_0$ ——油密度 ( $\text{kg/m}^3$ );

$Q_1$ 、 $Q_2$ ——油缸上腔进油流量和下腔排油流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$I_1$ 、 $I_2$ ——进、排油管路中等径管段数;

$J_1$ 、 $J_2$ ——进、排油管路中产生局部损失的附件数;

$L_i$ —— $i$  段管长 (m);

$\zeta_i$ —— $i$  附件损失系数;

$\lambda$ ——摩阻系数, 由手册一类工具查得, 亦可取  $\lambda = 0.03$ 。

⑦油封阻尼力。油封阻尼力  $T_2$  (N) 为

$$T_2 = (5 \sim 6.5) p_0 d_0 h_0 \quad (3-299)$$

式中  $p_0$ ——密封处工作压力 (MPa);

$d_0$ ——密封处直径 (mm);

$h_0$ ——密封有效高度 (mm)。

(2) 快速闸门下落运动数学表达及计算方法



作用于闸门的外力自重  $G_1$ 、油阻尼力  $T_2$  为常量；运动阻力  $R$ 、油压阻尼力与闸门运动速度  $v$  有关；门顶水重  $G_2$  可分解为常量和变量两部分，变量部分与闸门运动距离  $x$  有关；摩擦力  $F$  与作用水头  $H_y$  有关；门下上托力  $T$  与运动距离  $x$  及作用水头  $H_y$  有关。

①作用水头  $H_y$  的表达。设闸门作用水头由  $T_B$  至  $T_D$  直线变化，则  $T_B$  至  $T_D$  时段内任意时刻闸门作用水头

$$H_y = H_{ym}t / (T_D - T_B) \quad (3-300)$$

为能够从数学上表示解，兹设  $T_B$  时刻后落门时间  $T_0$  为已知，则上式所表达的  $H_y$  的时间函数可近似写为距离  $x$  函数

$$H_y = \frac{H_{ym}T_0}{H_0(T_D - T_B)}x \quad (3-301)$$

②闸门下落运动方程及解。

1) 运动方程。由以上闸门各作用力表达式，可写得闸门运动方程如下：

$$m \frac{d^2x}{dt^2} = G_1 + G_2 - F - R - T - T_1 - T_2 \quad (3-302)$$

整理后可写为

$$m \frac{d^2x}{dt^2} = c - bx - av^2 \quad (3-302_1)$$

或写为

$$\frac{d^2x}{dt^2} + \frac{a}{m} \left( \frac{dx}{dt} \right)^2 + bx/m - c/m = 0 \quad (3-302_2)$$

式中  $m$ ——闸门质量 (kg)；

其余系数。

$$a = K_f \rho \delta B + \frac{\rho_0 \pi}{8} \left[ D^6 \left( \sum_1^{j_1} \frac{\lambda L_i}{d_i^5} + \sum_1^{j_1} \frac{\zeta_i}{d_i^4} \right) + (D^2 - d^2)^3 \left( \sum_1^{j_2} \frac{\lambda L_i}{d_i^5} + \sum_1^{j_2} \frac{\zeta_i}{d_i^4} \right) \right]$$

$$b = \rho g B \left\{ \delta \left[ \frac{H_{ym}T_0}{2H_0(T_D - T_B)} - 1 \right] + fH \frac{H_{ym}T_0}{H_0(T_D - T_B)} - \delta \right\}$$

$$c = mg + \rho g \delta B (2h + H) + (5 \sim 6) p_0 d_0 h_0$$

式中符号意义同前。

2) 一般情况方程及解。式 (3-302<sub>2</sub>) 表示一般情况，解以上方程可得闸门运动速度  $v$  与运动距离  $x$  的关系为

$$v = \sqrt{\frac{bm + 2ac}{2a^2} (1 - e^{-2ax/m}) - \frac{b}{a}x} \quad (3-303)$$

3) 油压启闭机无阻尼情况方程及解。油压启闭机无阻尼类同于无刹车装置卷扬启闭机情况，运动方程同式 (3-302<sub>2</sub>)，解同式 (3-303)，式中系数  $b$  同上， $a$ 、 $c$  表达式如下：

$$a = K_f \rho \delta B$$

$$c = mg + \rho g \delta B (2h + H)$$

4) 门内无水简化受力表达式情况方程及解。停泵落门前已进入稳定水轮机工况, 近似认为门内无水, 门下上托力、摩擦力简化表达, 油压阻尼力亦作简化表达, 运动方程及解形式如上, 但系数不同。认为门下内缘上托压强为零, 则上托力为

$$T = \frac{\rho g}{2} (h + H + x) \delta B$$

认为门面侧压力仅与门外水深  $H$  有关, 则摩擦力为

$$F = \rho g f \left( h + x + \frac{H}{2} \right) BH$$

忽略油缸上腔与油箱之间压差  $\Delta p_1$  对闸门运动影响, 并忽略油封阻尼力, 则式 (3-302) 中  $T_2$  即油压阻尼力

$$T_2 = \frac{\rho_0 \pi}{8} (D^2 - d^2)^3 \left( \sum_1^I \frac{\lambda L_i}{d_i^5} + \sum_1^J \frac{\zeta_i}{d_i^4} \right) v^2$$

于是系数为

$$a = K_{\rho} \delta B + \frac{\rho_0 \pi}{8} (D^2 - d^2)^3 \left( \sum_1^I \frac{\lambda L_i}{d_i^5} + \sum_1^J \frac{\zeta_i}{d_i^4} \right)$$

$$b = \rho g B \left( \frac{\delta}{2} - H \cdot f \right)$$

$$c = mg + \rho g B \left[ \frac{h - H}{2} \delta - (hH - H^2/2) \cdot f \right]$$

5) 闸门平水下落方程及解。闸门静水中下落方程及解同上, 但式中

$$b = -2\rho g B \delta$$

6) 忽略运动阻力及油缸阻尼力情况方程及解。忽略运动阻力及油缸阻尼力时, 运动方程则为

$$\frac{d^2 x}{dt^2} + bx/m - c/m = 0$$

解方程可得闸门运动距离与时间  $t$  关系为

$$x = \frac{c}{b} (1 - \cos t \sqrt{b/m}) \quad (3-304)$$

运动速度与时间的关系为

$$v = \frac{c}{\sqrt{bm}} \sin t \sqrt{b/m} \quad (3-305)$$

式中系数  $b = -2\rho g B \delta$ ,  $c = mg + \rho g \delta B (2h + H)$ 。

7) 闸门下落运动计算说明。停泵正转正流阶段, 门内水位高过门外水位, 但差值很小, 因此闸门下落运动接近平水落门, 类同 5) 情况。

泵逆流后, 门面作用水头  $H_y$  由零渐增至最大值  $H_{y_m}$ , 闸门下落计算可用 2) 等情况所列公式计算。但是, 因为逆流开始 ( $T_b$  时刻) 后闸门下落历时  $T_0$  系设定值, 根据最终计算结果, 如实际计算落门时间与设定值相差过大, 则应重新设定  $T_0$  重复计算, 直

至设定值与实际计算值接近。

以上计算均针对特定运行条件；运行条件不同，计算结果不同。但是实际工程中主要是要求快速落门，因此通常仅须计算最大扬程工况。根据最大扬程条件计算结果判断闸门能否安全下落和是否满足保护主机泵要求；低扬程条件下停泵不构成控制情况。

## 第五节 站 房

站房，也称泵房，是泵站工程中的主体建筑物，用以安装主机组、辅机、电气及其他设备，为泵机组的运行、维修提供良好的工作环境。

站房设计内容包括：

- (1) 站房结构型式确定。
- (2) 管（流）道、截流阀（闸）门布置设计。
- (3) 站房内部布置和尺寸确定。
- (4) 站房通风设计。
- (5) 站房整体稳定分析与防渗计算。
- (6) 站房结构设计。

站房设计应符合下列基本原则：

- (1) 合理紧凑，整齐美观，满足设备布置、安装、运行及检修的要求。
- (2) 经久耐用，安全可靠满足整体稳定要求，构件满足强度、刚度和抗震要求。
- (3) 造价省，施工方便，满足泵机组安全、高效运行要求。
- (4) 交通便利，管理方便，满足运输、操作等要求。
- (5) 通风、采光良好，满足防潮、防火、防噪声等技术规定。

### 一、站房结构型式

站房结构型式主要与进、出水的变化幅度、水泵机组的类型和结构、工程地质条件等有关。按站房位置变动与否可将站房分为两大类：固定式（位置不变）和移动式（位置可移动）。在移动式站房中又可分泵船、泵车。泵船既可随水位变化作升降移动，又可作平面移动；泵车一般只固定在一处随水位可作升降移动。前者用于河网湖区，小而灵活机动；后者用于水源水位变化幅度很大、取水口和供水范围不变的地区，有其特定的条件。大部分泵站为固定式，本章主要介绍固定式站房。

固定式站房按泵室结构的特点分，有干室型站房和湿室型站房两类；按其基础的型式分，又有分基型站房和块基型站房。

#### （一）干室型站房

干室型站房是灌溉泵站中被广泛采用的一种站房结构型式。由于站房底板和侧墙用

钢筋混凝土整体浇筑，形成一个不透水的泵室，故称之为干室型站房，如图 3-193 所示。它适用于水源水位变幅大的地方，尤其是从水源取水的一级站，常采用干室型站房。

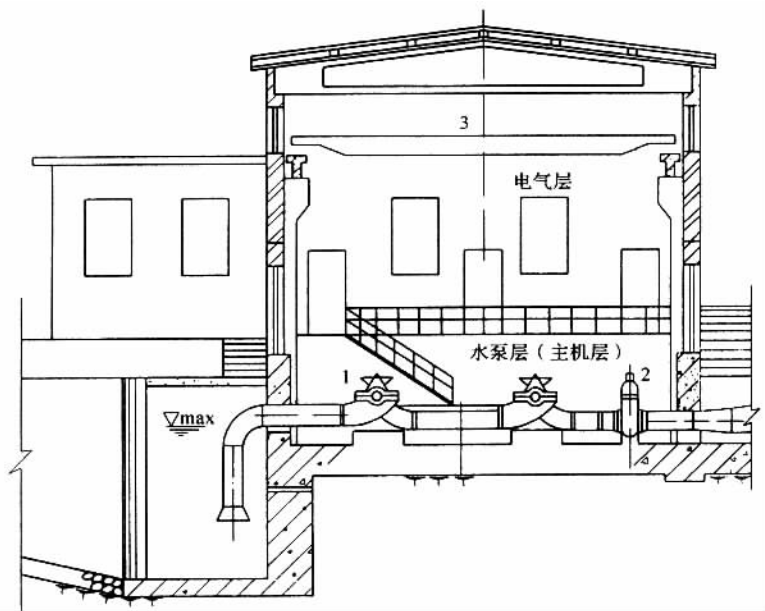


图 3-193 干室型站房

1—水泵；2—闸阀；3—行车

干室型站房的平面形状大多为矩形。在站房位于水下较深，承受外部荷载较大时，为节省土建工程，平面形状也有采用圆形，但不宜用于多台机组。这种站房往往高度较大，对于卧式机组常分为两层：下层安装水泵、动力机、管道等，称水泵层或主机层；上层安装电气设备，称电气层。对于立式机组，电动机安装于水泵层以上形成电机层，电机、电气设备安装位置较高，利于防洪。

干室型站房的底板和机组的基础（机墩）浇筑在一起，要严格防止底板渗水。为了排除泵室内的积水，在底板上设置集水沟和集水井或集水廊道，采用专用排水泵排至室外。对于位于水下较深的干室型站房，且内部通风不畅时，需设置机械通风设备，或者在侧墙内布置进排风通道。

当进口最高水位高于吸水管时，为了保证高水位时水泵的检修，在水泵的吸水管路上需要设置闸阀和泄水管。

干室型站房的施工方法有两种：一种是明式开挖，一种是沉井施工。沉井施工适用于地基较差的情况，原多用于圆筒形小型站房，近年来也逐渐扩大应用到较大的矩形站房。

## （二）湿室型站房

对于立式轴流泵和导叶式混流泵机组，若采用开敞式进水池，通常进水池就设于站房的下部，水泵置于池内，形成一个充满水的泵室，相对于干室型故称为湿室型站房。湿室型站房在平原、河网湖区采用最为广泛。这种站房一般分为二层：下层为水泵层（泵室），上层为动力机层（机房），这种型式结构较为简单。此外，对抽排污水的泵站，需要把湿室封闭，在水泵支座处加一密封盖板，形成有压进水，此时站房则分为三层：下层为进水室（湿室），中层为水泵层，上层为动力机层。

湿室型站房一般用于叶轮直径在 1000mm 以下的立式轴流泵、立式混流泵或离心泵机组。

湿室型站房的水下结构有多种不同型式，常见的有墩墙式、排架式、圆筒式及明渠出流式。

### 1. 墩墙式站房

墩墙式站房的水下结构（进水池即湿室）由站墩和挡土墙围成。对单机组，其四周除进水侧无墙外，其他三面都有挡土墙；对多台机组，中间还有站墩隔成多个进水池，每台机组有一个单独的集水室。图 3-194 为墩墙式站房总体布置图例。

墩墙式站房的进水条件较好，各台机组可以单独检修，互不干扰。

这种站房重量和侧向土压力较大，所受浮托力较小，要求地基承载力较高。

### 2. 排架式站房

排架式站房下部结构为排架而无墩墙，故四周环水，由工作桥把站房电机层和岸坡连接起来以便交通，如图 3-195 所示。

排架式站房结构轻，用材省，四周无墙，不承受侧向土压力，水平水压力互相平衡，不存在滑动问题仅为地基应力小而均匀。但这种站房进水条件较差，各台机组互相影响，且边坡工程量大。

### 3. 圆筒式站房

圆筒式站房的下部结构为薄壁井筒，四周填土，不平衡侧向土压力很小。这种站房所用工程材料较少，但圆形集水室进水条件差，只用于单台或三台以内的机组，为此，进水结构可改为有压进水形式以改善流态。图 3-196 为圆筒式湿室型站房示意图。

### 4. 明渠出流式站房

明渠出流式站房的特点是：水泵出口无压力管或出水流动道，直接向明渠输水，常用于低扬程排涝的河网。江苏、广东早年所采用的圪工泵站即为明渠出流式轴流泵站。图 3-197 为明渠出流式站房图例。

## （三）分基型站房

分基型站房是中、小型灌溉站中常采用的一种站房型式，因这种站房的基础与机组的基础（机墩）分开而得其名。这种站房无水下部分，和一般单层工业厂房类似，结构简单，施工容易。由于机组基础不与房屋基础相联，故机组运行时的振动不会影响到房

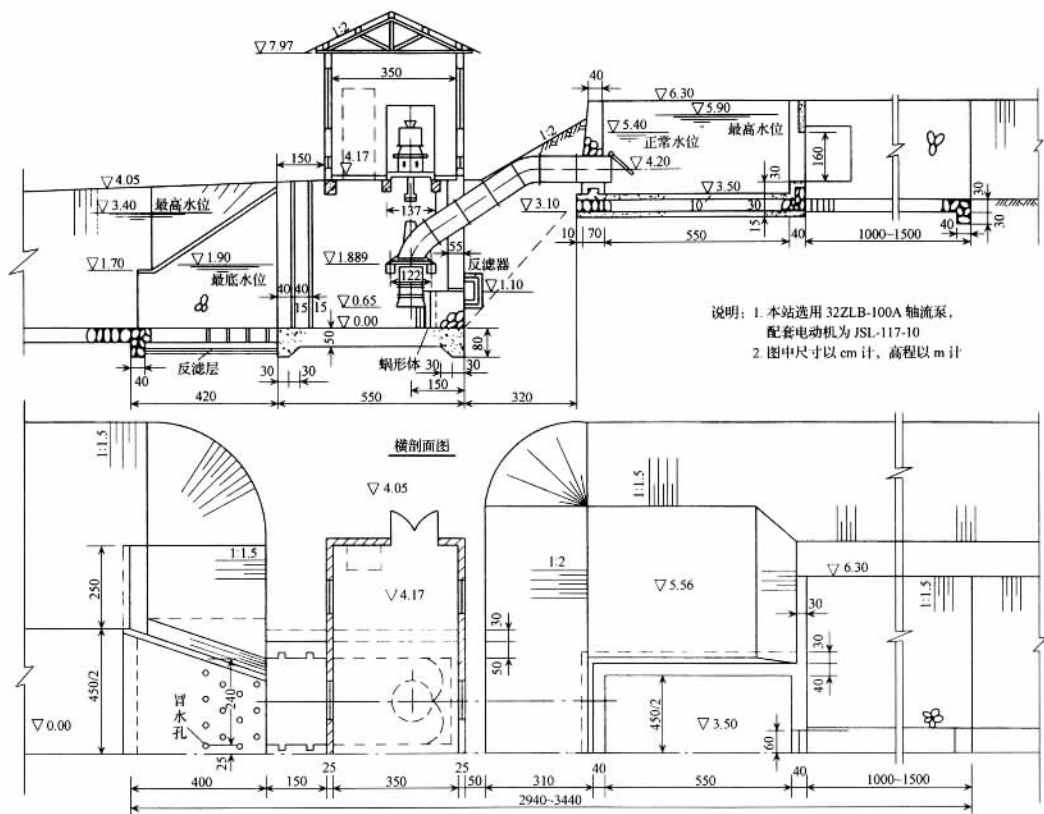


图 3-194 墩墙式站房总体布置图例

屋。站房位于地面以上, 通风、采光和防潮条件都比较好, 机组运行、检修方便。

分基型站房进水池岸坡有直立式和斜坡式挡土墙两种。见图 3-198 (a)、(b)。

分基型站房最适用于安装卧式机组, 且要求水源水位变幅较小 (小于水泵的有效吸程)。若水源水位变幅较大仍采用分基型站房时, 为了防止洪水期站房受淹, 可在站前修建防洪闸进行调节和控制, 但这就不能充分利用洪水期的高水位, 造成人为的扬程损失。再者可在站房前岸坡上修建挡水墙, 但须注意洪水期对地基的不利影响, 谨防地基渗水。鉴于这一点, 当水源水位变幅较大的地方, 一般不宜采用分基型站房。

#### (四) 块基型站房

干室型或湿室型站房进水流道与站房底板若用钢筋混凝土整体浇筑, 实际上就形成了一种块状基础结构作为整个站房的基础, 这就是所谓的块基型站房。块基型站房用于大中型水泵机组。大中型机组对进水条件要求高, 通常采用专门设计的有压进水流道取代其金属吸水管道或无压进水池。为加强站房的整体性, 把流道的上盖板、站墩和底板整体浇筑, 从而形成块状基础, 同时增加站房稳定性。

块基型站房适用立式、卧式和贯流式各种机组。其中以用于立式机组的结构较为复

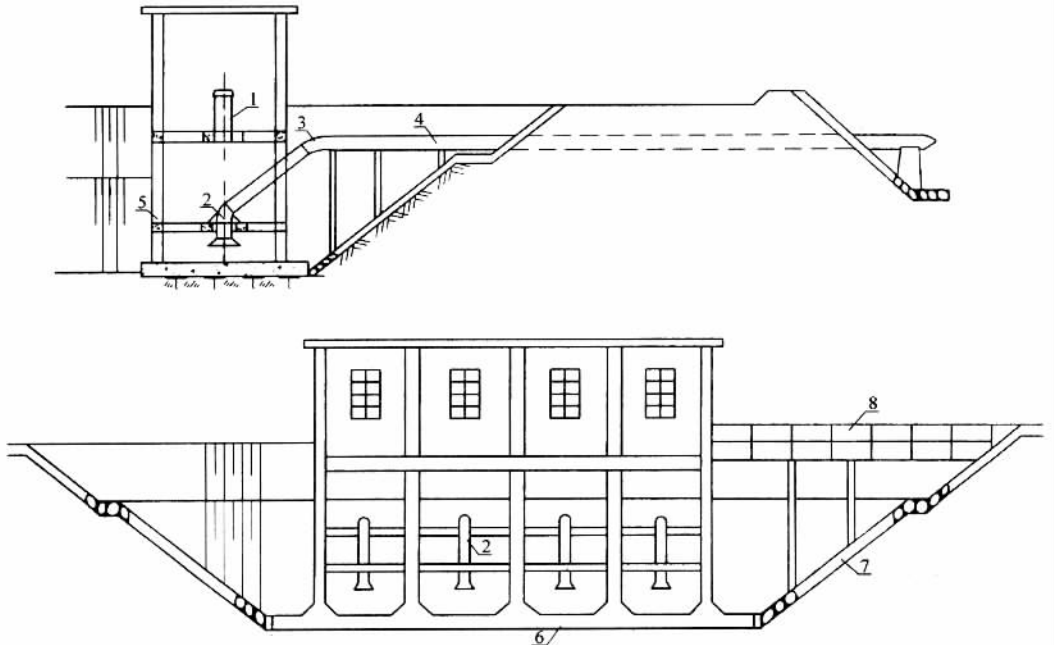


图 3-195 排架式站房横剖面及纵立面图  
 1—电动机；2—立式轴流泵；3—出水钢管；4—混凝土管；  
 5—排架；6—底板；7—护坡；8—工作桥

杂，通常由下至上分为：进水流道层（基础层）；水泵层；联轴层和电机层（上部厂房）。水泵层安装主水泵和供、排水设备；电机层安装电动机、电气设备、辅助设备 & 微机监控设施；联轴层布置通风道、电缆道及油气水管道等。

块基型站房规模较大，结构复杂，影响其结构型的因素较多，需认真比较、合理布置和精心设计。

### 1. 块基型站房结构型式

影响块基型站房结构型式有以下四个主要因素：主泵主机型式；进水流道型式；出水流道型式；站房挡水作用。

#### (1) 按主泵主机型式分类

①立式机组。采用立式水泵，电动机可用立式也可用卧式。若采用立式电动机直接传动，因大泵转速低，一般均用多极同步电动机驱动，电动机尺寸大。若用卧式电动机需用间接传动，电动机转速可提高，体积可减小，但增加了传动装置。

②卧式机组。采用卧式泵、卧式电机。因泵站结构设计方面原因，卧式电机尺寸不能过大，故其转速高于水泵转速，需用间接传动装置。

③斜式机组。采用斜式泵、斜式电机。与卧式机组一样，需用间接传动装置。大型机组间接传动装置为齿轮减速箱，齿轮型式有圆柱齿轮、伞齿轮、行星齿轮。

④贯流式机组。采用贯流泵、卧式电机、直联或行星齿轮减速，这种机组可以不设

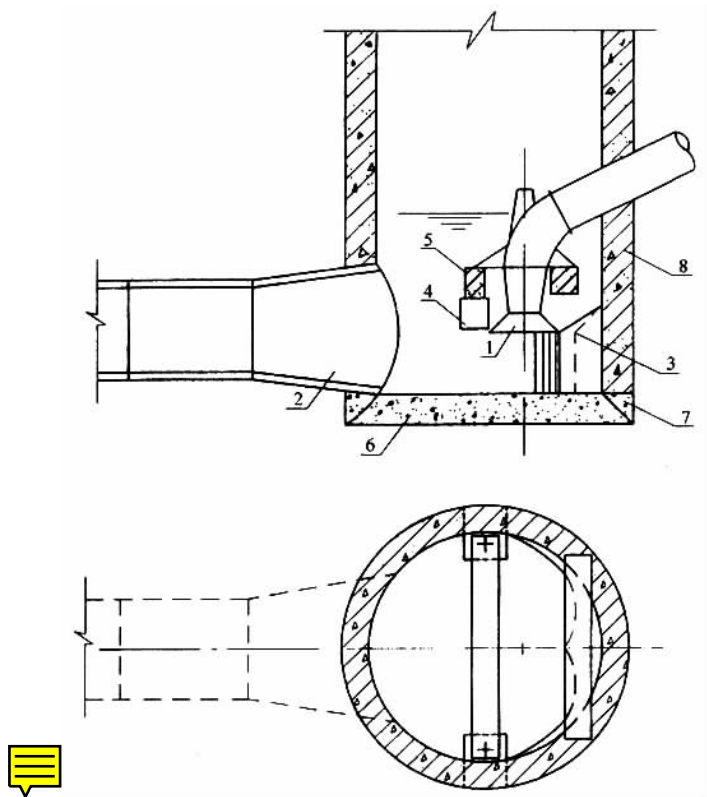


图 3-196 圆筒式湿室型站房示意图

- 1—水泵；2—进水涵洞；3—导流蜗形体；4—牛腿；5—水泵梁；  
6—封底混凝土；7—预制混凝土拱圈；8—砖砌筒体

上部厂房，或上部厂房仅供安装电气设备等。

## (2) 按进水流道型式分类

①单向流道。这种站房进、出水流道单一，从一侧进水，另一侧出水。对于有灌排结合要求的泵站，必须通过站房外部配套的建筑物（水闸）控制进出水的方向。

②双向流道。站房内进、出水流道可从两个不同方向进水、出水，进、出水方向的控制由进、出水流道上闸门实现。泵站可具有抽引、抽排、自引、自排等灌排结合的多种功能。

## (3) 按出水流道型式分类

①虹吸式。站房出水流道为虹吸管道形状。运行时，虹吸流道出水位以上部分管内为负压；停机时，设置于虹吸顶部（驼峰）真空破坏阀打开，空气进入，驼峰内、外侧水流隔断。这种站房的虹吸流道工程量较大。

②直管式。站房出水流道为直管道，因而较短。其出口采用拍门或快速闸门，在停机时，闭门以防水流倒灌。

③低驼峰虹吸式。这种出水流道形式上与虹吸流道相近，只是虹吸顶部的驼峰较



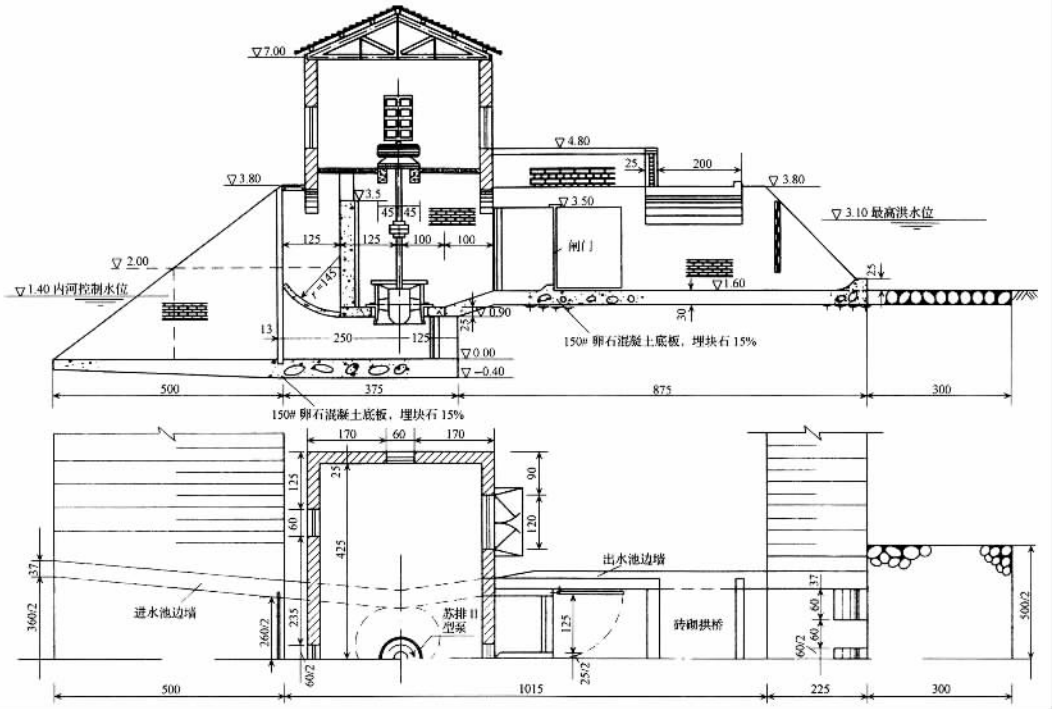


图 3-197 明渠出流式站房图例 (单位: 高程为 m, 其余为 cm)

低。高水位运行时驼峰淹没, 因此高水位运行时, 管内全为正压, 无虹吸作用。低驼峰出水水道一般在正常水位时作为虹吸运行, 高水位作为一般管道运行。

(4) 按站房挡水作用分类

①堤身式 (整体式)。堤身式站房直接承受出水侧高水位的水压力, 即所谓直接挡水。站房置于堤中, 故称堤身式。因这种站房常横跨河道, 立于河床之上又称河床式。它的出水管道通常较短。

②堤后式 (分段式)。这种站房不直接承受出水侧高水位的水压力, 建于堤防之后, 靠堤挡水, 所以称堤后式。出水管道较长, 分段浇筑, 站房主体部分稳定性好, 适用于扬程高、内外水位差大的情况。

2. 块基型站房的选用

块基型站房结构复杂, 不同的结构型式对站房的工程投资影响很大, 故在选用上有其特殊性, 针对上述影响站房结构型式的几种因素, 就站房型式的选用分析如下。

(1) 主机组型式选用

主机组型式对站房型式的决定作用是主泵主轴安装型式。

大型泵站动力机与水泵的配套组合有多种不同型式。有立式机带立式泵, 直接传动; 有卧式机带卧式泵, 间接传动; 有卧式机带立式泵, 间接传动; 还有斜式机带斜式泵, 间接传动等。我国已建成的大型泵站大多数为立式机带立式泵, 用联轴器直接传

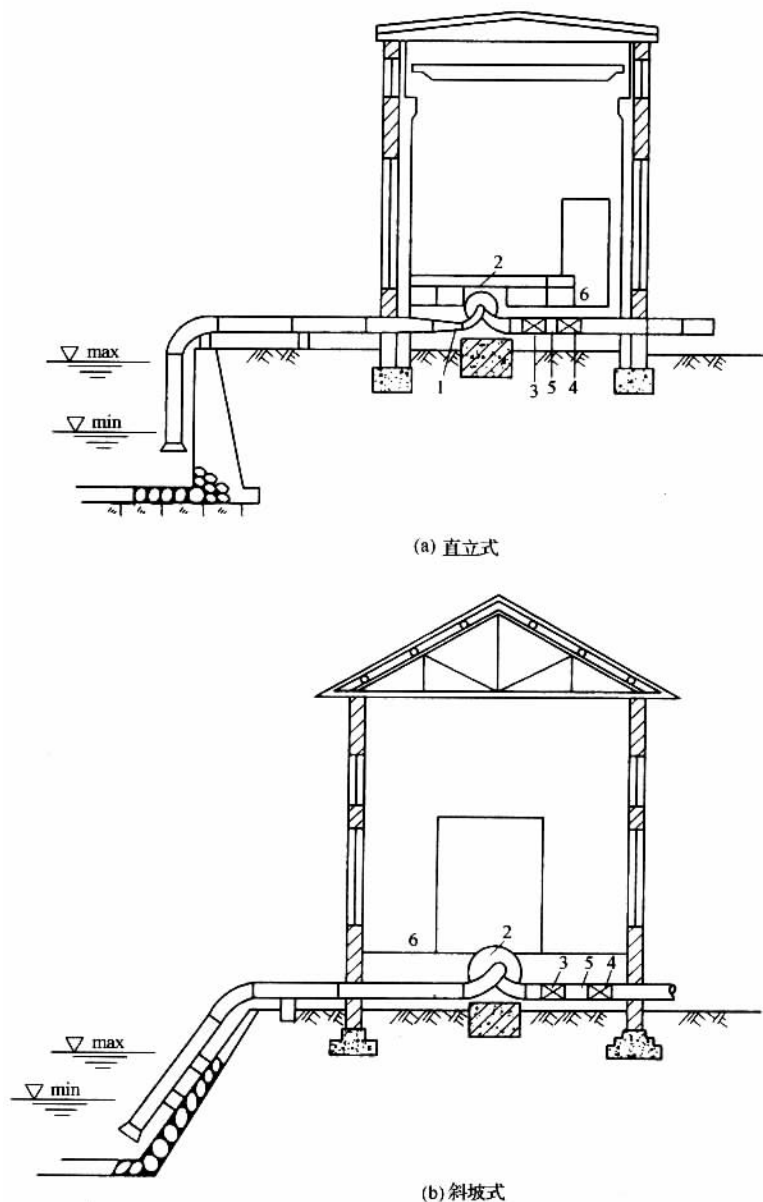


图 3-198 分基型站房

(a) 直立式; (b) 斜坡式

1—偏心异径管; 2—水泵; 3—逆止阀; 4—闸阀; 5—短接管; 6—通道

动。而卧式机组、斜式机组应用相对较少。

立式机组站房占地面积小，常采用直接传动，水泵叶轮在进水面以下，起动方便；电机位置高，但站房高度大。

卧式机组站房高度低，安装检修方便，结构简单，施工容易，但机、泵需要间接传动。

斜式机组站房进出水流道弯曲小，因而流态较好，有利于提高泵机组运行效率，适用于低扬程泵，但机、泵需要间接传动。

贯流式机组站房结构较简单，站房高度尺寸很小，甚至可不用上部机房，进出水条件好，机组运行效率高，用于低扬程或特低扬程泵站，但安装检修不便。图 3-199 为主机组型式对站房布置要求示意图，图中  $D$  为叶轮直径。

## (2) 流道型式选用

① 单向和双向流道比较。单向流道的泵站，进、出水条件一般较好；其次因为单向流道的站房水泵层有较大的空间，站内辅机设备、电气设备容易布置；特别是进水的一侧，可直通电机层，布置吊物孔、楼梯均有余地。因此，安装、检修方便，有利于布置泵室内部的通风换气。双向流道的泵站优点是可以实现灌排结合和闸站结合；通过进、出水流道上的控制闸门，可以实现抽引、抽排、自引、自排的功能，这样，可以省掉几个节制闸。因此，运行管理集中、方便；同时，这种布置型式占地少，可以大大节约工程投资。但是，双向流道在结构上比单向流道复杂；多台机组时，站内排水布置受限制，安装、检修较麻烦。

水力条件方面，一般双向流道进水条件要比单向流道差些。因为抽水运行时一边进水，另一边是死水区；水流进入水泵进口之前，没有使水流逐步收缩的边界壁面。出水流道的水力损失与设计有关。根据模型试验，伞形虹吸双向出水流道与单向弯管一虹吸管的情况接近，国内已建的部分双向流道泵站，出水采用三通形弯管一直管型式，水力损失较大，原因是水泵没有规则的压水室，增加了水流的紊动所致。如果在三通形弯管中加置导流锥体，合理地规定泵体段出口流速，可以减少损失，从而提高装置效率。

② 肘形弯管和平面蜗壳的比较。一般说，肘形弯管进水流道垂直方向尺寸大，即  $B/D$ （流道进口处宽度与叶轮直径之比）较小，因而机组中心距（机组段长度）可以减少；平面蜗壳（钟形）进水流道可将  $H/D$  控制得很小，因而机坑开挖较小。特别对于地基土质差，减少开挖深度很有意义；但平面蜗壳（钟形）进水流道的宽度一般较大。国内大型泵站，早期多采用肘形弯管进水流道，近年来不少泵站用平面蜗壳（钟形）流道。

③ 弯管型和蜗壳型压水室比较。出水流道包括泵段和管道段两部分。泵段出水流道也就是水泵的压水室，压水室的型式有弯管型和蜗壳型。这两种型式的主要区别是前者轴向尺寸大而平面尺寸小，后者平面尺寸大（特别是采用不对称蜗壳时，机组段长度大）而轴向尺寸小；其次，因平面蜗壳形状复杂，故钢筋混凝土压水室现浇时，施工较为困难。

1) 弯管构造的影响。对于弯管型压水室，由于结构构造不同，有金属弯管、钢筋混凝土弯管和半金属半混凝土（泵井）的弯管，这对站房的设计和布置也还有一定的影响。

压水室为金属弯管时，其泵体固定部件用水泵梁支承或现浇钢筋混凝土泵墩支承，

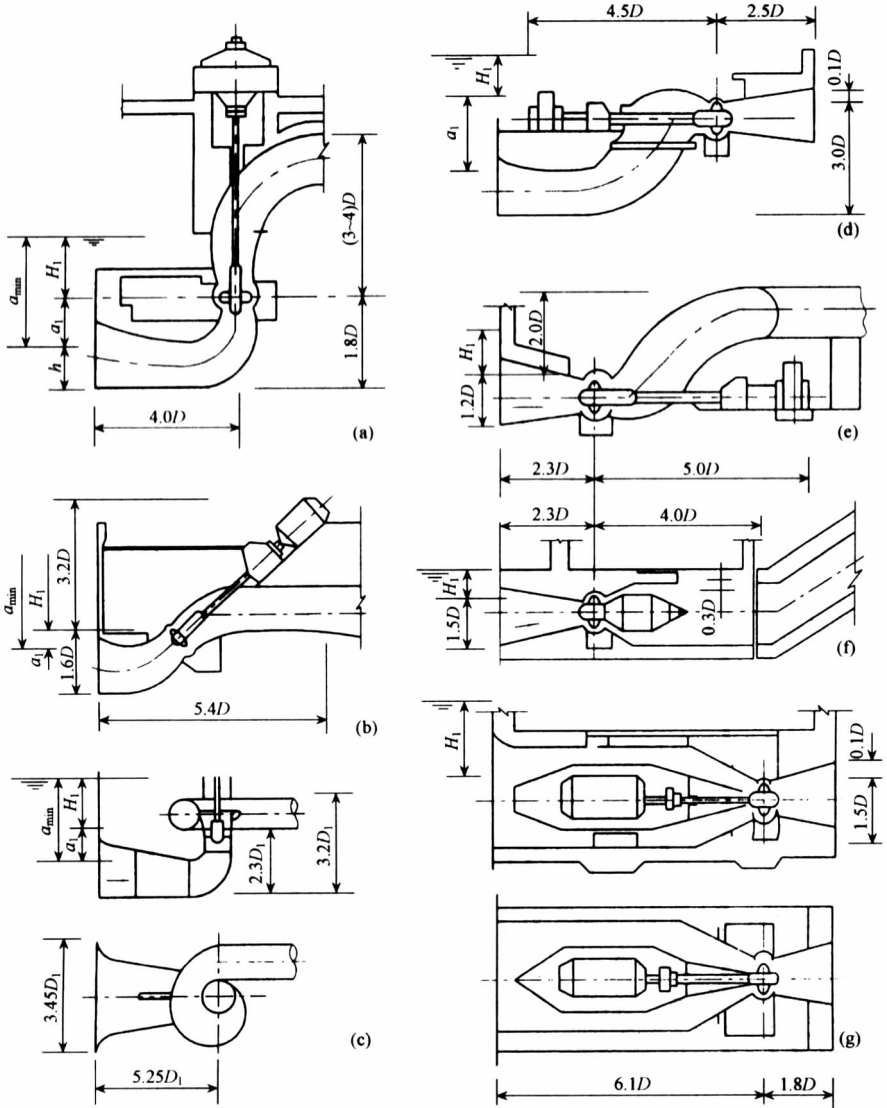


图 3-199 主机组型式对站房布置要求示意图

- (a) 立式轴流泵（导叶混流泵）；(b) 斜式轴流泵；(c) 立式离心泵；  
 (d)、(e) 卧式轴流泵；(f)、(g) 圆筒形泵（贯流泵）

上部的电动机及水泵转动部件则须另有电机梁支承，水泵梁（墩）与电机梁分开，无直接联系。这种型式弯管构造简单，泵站施工时，机组安装与土建工程牵连不多。但是，设计电动机支承结构时，必须注意保证水泵部件的安装就位和检修吊出。一般仅适用于水泵口径不大的情况。

用钢筋混凝土弯管时，水泵固定部件可以吊支在混凝土弯管上，不必另设水泵梁（墩）。电动机及泵转动部件的支承可采用梁系结构，或从站墩上伸出牛腿支承；而实际

上用的较多的却是直接在混凝土弯管上做立柱，柱端浇梁，形成刚架型式。这种型式的特点是弯管与站房（站墩）浇筑成整体，水泵本身的金属部分结构也较简单。但是由于钢筋混凝土弯管无法移动，因此，水泵固定部件及叶轮等不能原位垂直吊运，需要另外设置吊物孔，以利安装、检修；并且水泵层也需要有相应的运输通道。

水泵井型式与钢筋混凝土弯管式类似。水泵固定部件可吊支在水泵井上，电动机和水泵转动部件的支承则采用在泵井上做梁柱的办法。与混凝土弯管比较，压水室用水泵井时，安装、检修方便。设计时使泵井的内径大于泵外壳直径，水泵上盖法兰的外径大于泵井内径，而电动机下机架的外径又大于水泵上盖法兰外径。因此，水泵大部件均可在泵井中吊进吊出，电动机定子无须挪动。从站房布置上，不需要另设大的吊物孔，利于节省工程投资。

2) 蜗壳断面形状的影响。当压水室为蜗壳型时，蜗壳断面形状对站房设计布置也有影响。从机组间距和站房宽度的要求考虑，大型水泵一般采用梯形断面，如图 3-200 所示。

比较图 3-200 三种蜗壳断面，对减少站房轴向高度考虑，图 3-200 (a) 优于图 3-200 (b)、图 3-200 (c)；就减少进水流道高度的可能或者在进水流道高度相同时，从辅机设备的布置和检修条件等要求考虑，图 3-200 (c) 优于图 3-200 (a)，更优于图 3-200 (b)；从减小联轴层高度要求考虑，图 3-200 (b) 优于图 3-200 (a)，更优于图 3-200 (c)。如果泵站扬程较低，蜗壳型出水室后面紧接虹吸出水管，则采用图 3-200 (b) 型蜗壳断面最为有利。

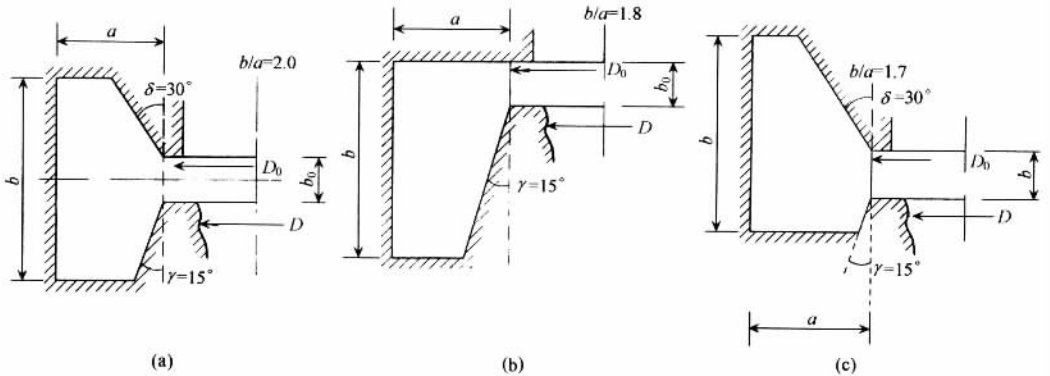


图 3-200 梯形断面的钢筋混凝土蜗壳型压水室

④ 平直管和虹吸管的比较。从工程设计角度，平直管可能比虹吸管节省投资。因为直管流道容易布置成整体式站房，且流道一般较短，站房顺水方向的长度不至于因为流道设计要求而加长。但是，流道过短，水流扩散不充分，出口动能损失会大。采用虹吸出水流道，当扬程不高时，可以布置成整体式站房；而扬程较高时有一定困难，有时可能出现因流道设计的要求而增加站房顺水流方向的长度，增加工程造价。

出水流道的选用，应与站身挡水作用以及采用何种断流装置等综合考虑。

### (3) 断流装置的选用

断流装置的选用从下列几方面考虑：

①运行的可靠性。虹吸管断流装置的可靠性包括：机组起动时虹吸管的工作性能和真空破坏阀是否灵活可靠两方面。机组起动时，虹吸管的工作过程分四个阶段：起动阶段、堰流阶段、虹吸形成阶段、稳定运行阶段。四个阶段近似以图 3-201 表示。

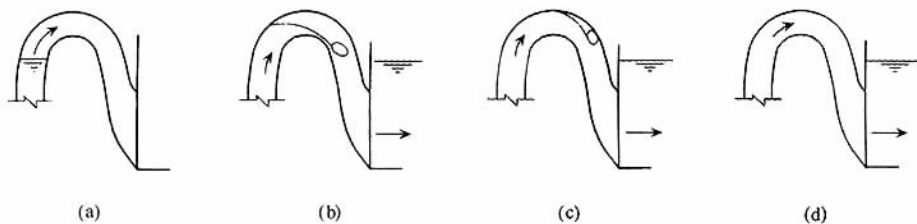


图 3-201 虹吸形成过程示意图

(a) 起动阶段；(b) 堰流阶段；(c) 虹吸形成阶段；(d) 稳定运行阶段

机组起动后，水泵扬程  $H$  由下式表达：

$$H = H_a + H_f + \frac{p - p_0}{\rho g} + \frac{1}{g} \int_L \frac{dl}{f(l)} \frac{dQ}{dt} \quad (3-306)$$

式中  $H$ ——机组起动过程中瞬时总扬程 (m)；

$H_a$ ——出水道中上升水面与进口水面的高差 (m)；

$H_f$ ——充水流道段的水力损失 (m)；

$p$ ——出水道中压缩空气的压强 (Pa)；

$p_0$ ——大气压强 (Pa)；

$L$ ——充水流道长度 (m)；

$f(l)$ ——流道过水面积沿流道中心线的变化关系函数。

水泵扬程在水流翻越驼峰前达最大值。

机组起动时，水泵工作扬程过高可能使电动机超载，造成继电保护动作而跳闸；可能使水泵过分偏离设计工作点，产生汽蚀。同时，扬程高、流量很小，而流量小又影响挟气，将虹吸形成的过程拉长。严重时，可能始终不能形成虹吸。但是，停机时非常可靠，只要能及时把真空破坏阀打开，虹吸即行破坏，实现断流。

拍门断流装置机组起动容易，水泵起动扬程小；只要水流能将拍门顶开，水泵即可进入正常运行状态，起动后不稳定工况历时很短。这同虹吸断流相比，是一个很大的优点。但是，停机后拍门在自重及水压力作用下，可能产生较大的撞击，这对门体本身是不利的。特别是在扬程较高而出水流道又很短的情况下，设计时需要重视。其次，拍门一般都淹没在水中，损坏后检修不便。因此，为了检修，同时也是为了事故备用，在拍门外面须再装一套闸门。

快速闸门一般用油压启闭机操作，只要有可靠的溢流，或者在机组起动后一段适当的时间之内快速起升闸门，则水泵起动过程中扬程不稳定工况的历时也不大。如开机后

闸门打不开或起升速度太慢，对轴流泵机组的起动能产生不利影响。快速闸门要求停机后闸门下落及时而迅速。因此，可以认为：快速闸门的可靠性主要决定于启闭设备的灵活性和门体结构强度的可靠性。为了检修和事故备用，除快速闸门外，一般也须设置事故、检修门。另外，对拍门和快速闸门，都有门体止水要求，止水处理不好，可能在机组检修或调相运行时，给管理运行带来麻烦。

②工程造价。虹吸式出水管管道长而弯曲，施工复杂，土建造价大；相比之下，拍门断流则结构简单，有利于节省投资；快速闸门结构上稍复杂，但水上部分工程量不大。值得注意的是：拍门和快速闸门之外再装事故、检修门，这就必然要求加建工作桥及起吊设备，同样增加造价。

③出水效率。虹吸流道的水头损失，主要是虹吸管弯道的局部损失。拍门门体本身的局部损失大小与门体开启角度有关。快速闸门的局部损失较小。实际上，三种断流装置的出水效率，都要根据具体设计，结合出水流道形式、尺寸具体确定。

#### (4) 站房挡水作用

站房挡水与否实际上由枢纽布置决定。整体式站房与出水池合建，站房直接挡水；分段式站房与出水池分建，站房不直接挡水。整体式和分段式站房型式的选用主要从以下几个方面考虑。

①工程投资。在泵站进出口水位差不大的情况下，如进出口水位差在 5m 以内，常采用整体式，一般比较经济。因为这时由水位差所造成的水平推力和渗透压力都不大，站房的重量及顺水流方向的长度除了满足布置要求外，不需要再增大；进、出口水位差在 10m 以上时，如仍采用整体式站房，则站房顺水流方向的尺寸除了布置上的要求外，还要考虑稳定要求和渗径长度要求，可能因此而另外增加长度。在这种情况下，用站房后的土堤来承担部分水平推力和渗透压力则比较经济；同时出口河底往往比进口河底高，用分段式站房，出口的挡土墙底板高程可以抬高，工程造价的节省更为显著；进出口水位差在 5~10m 之间时，整体式和分段式两种方案必须要作具体分析比较。

水位差对机房型式的决定作用主要表现在站房稳定的要求上。对于站房稳定，水位差固然是一个主要方面，但还需考虑浮托力和出水侧的土压力、水压力的影响等。

②运行管理。采用分段式站房在出水为虹吸流道且流道较长的情况下，出水流道通常是分建在不同的基础上，各段之间有联接缝，如处理不当，会漏水进气，影响运行效率。故采用分段式方案，出水流道的接缝应防止产生错位。

③施工组织。整体式站房施工，一次性混凝土浇筑量大，而分段式站房施工可分开进行，施工进度可加快。

图 3-202 至图 3-213 为国内外若干大型块基型站房纵剖视图。它们在结构上各有特色，基本上反映了近 20 多年来此种类型站房的建设和发展情况。

## 二、站房内部布置和尺寸的确定

站房内部布置，是在选定站房型式以后对主机组、电气设备、辅助设备、附属设

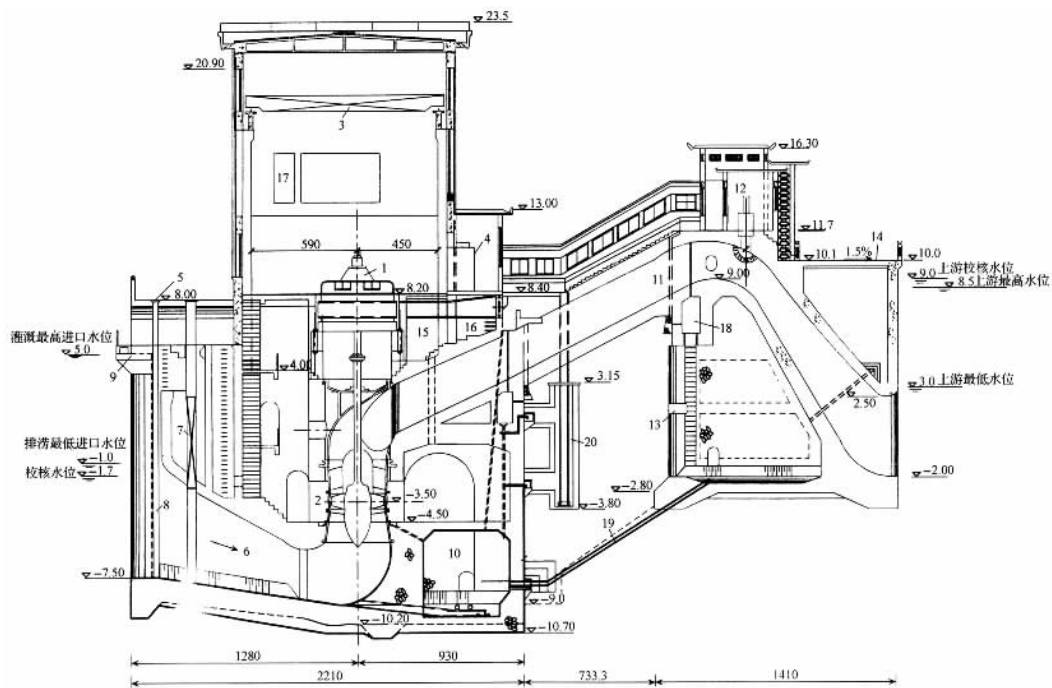


图 3-202 D3100mm 立轴轴流泵、肘管进水、弯管一虹吸管出水分段式站房（江苏江都四站）  
 1—3000kW 主电动机；2—主水泵；3—桥式吊车；4—高压开关柜；5—工作桥；6—进水流道；7—检修闸门；  
 8—拦污栅；9—清污便桥；10—集水廊道；11—出水流道；12—真空破坏阀；13—出口挡土墙；  
 14—公路桥；15—排风管道；16—电缆道；17—主控制室；18—检修廊道；19—排水管；20—反滤层

施、管道、检修间、厂房及过道等进行合理安排。要求满足机组安装、检修、运行要求，力求简单、紧凑、整齐、美观。合理确定站房各部分尺寸，可以节省工程量。站房内部布置主要取决于主机组的型式，也受站房结构型式和其他因素的影响。

### （一）卧式机组站房布置与尺寸确定

#### 1. 站房内部布置

##### （1）主机组布置

按水泵的类型及机组台数，主机组在机房内一般有四种布置型式。

图 3-214 为分基型站房主机组各种布置型式示意图。

①纵向一列式。各机组轴心线在一条直线上，如图 3-214（a）、（b）。这种型式布置简单、整齐，机房横向跨度较小。Sh 型双吸离心泵一般都采用这种型式。缺点是当机组台数多时，机房纵向长度大；泵站前池、进水池及出水池相对较宽。

②平行排列式。机组在机房内也可以布置成平行排列式，与机组轴线方向相互平行，且均与进、出水方向平行。当水泵为双吸离心泵时，可布置成图 3-214（c）那样，其缺点是进、出口都要增加弯头；如果水泵是单吸离心泵（如 BA 型），可布置成图 3-



214 (d) 的型式；而如果水泵为蜗壳形卧式混流泵（如 HB 型），既可以布置成图 3 - 214 (e) 的型式，还可以布置成图 3 - 214 (f) 的型式。平行排列式比纵向一系列式横向跨度大而纵向长度短。

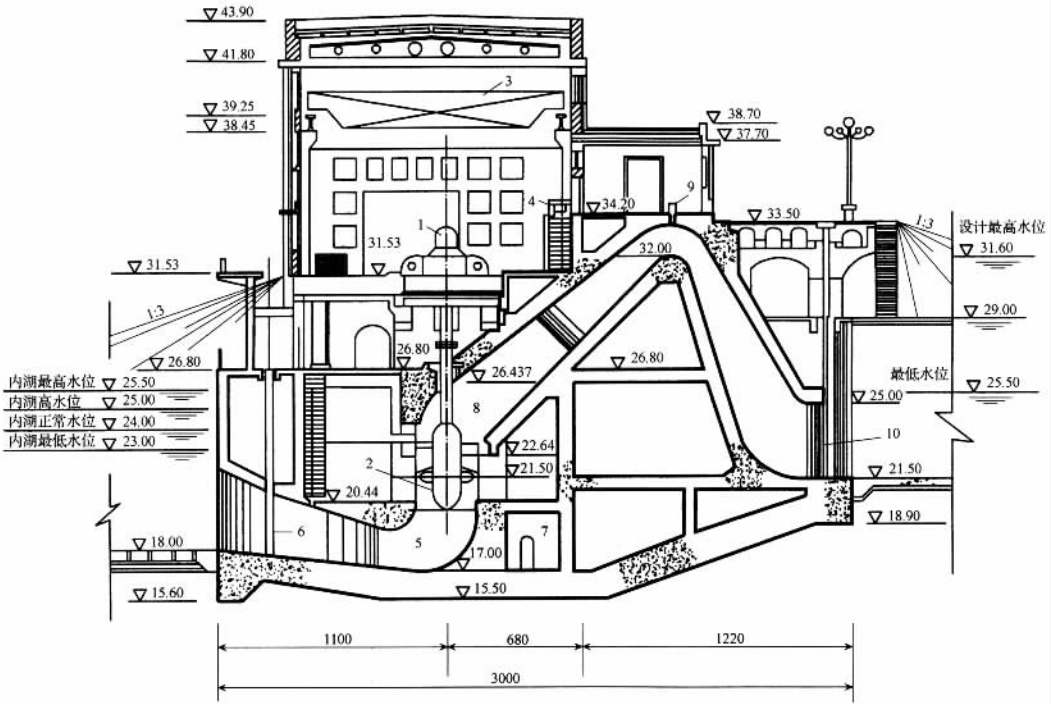


图 3 - 203 D2800mm 立轴轴流泵、肘形弯管进水、弯管一虹吸管出水整体式站房断面图（湖北高潭口站）

- 1—1600kW 主电动机；2—主水泵；3—桥式吊车；4—高压开关柜；5—进水流道；6—检修闸门；7—排水廊道；8—出水廊道；9—真空破坏阀；10—备用挡洪闸门

③ 双列交错式。机组在机房内成双行排列，且可相互交错，这样能充分利用机房平面。这种型式仍适用于 Sh 型水泵，因为 Sh 型水泵的轴可以调换方向，故从泵吸水管口方向看，电动机可以在右边（一般出厂产品），也可以在左边（特殊订货产品，近年也有厂家将此作一般出厂产品），故有交错布置的可能，如图 3 - 214 (f)。

④ 斜向排列式。斜向排列式介于纵向一系列式和平行排列式之间，如图 3 - 214 (g)。对于卧式混流泵或单吸式离心泵，斜向排列还可以减少进、出口联接弯头，改善进、出水条件，如图 3 - 214 (h)。

### (2) 配电设备布置

① 布置型式。配电设备布置有集中布置和分散布置两种。分散布置是将配电柜布置在两台电动机中间靠墙的空地上，这时机房无须加宽。

集中布置根据其在机房中的位置，又有两种型式，即一端式布置和一侧式布置。

1) 一端式布置。在站房进线端建单独的配电间，如图 3 - 215 (a) 所示。这是工程

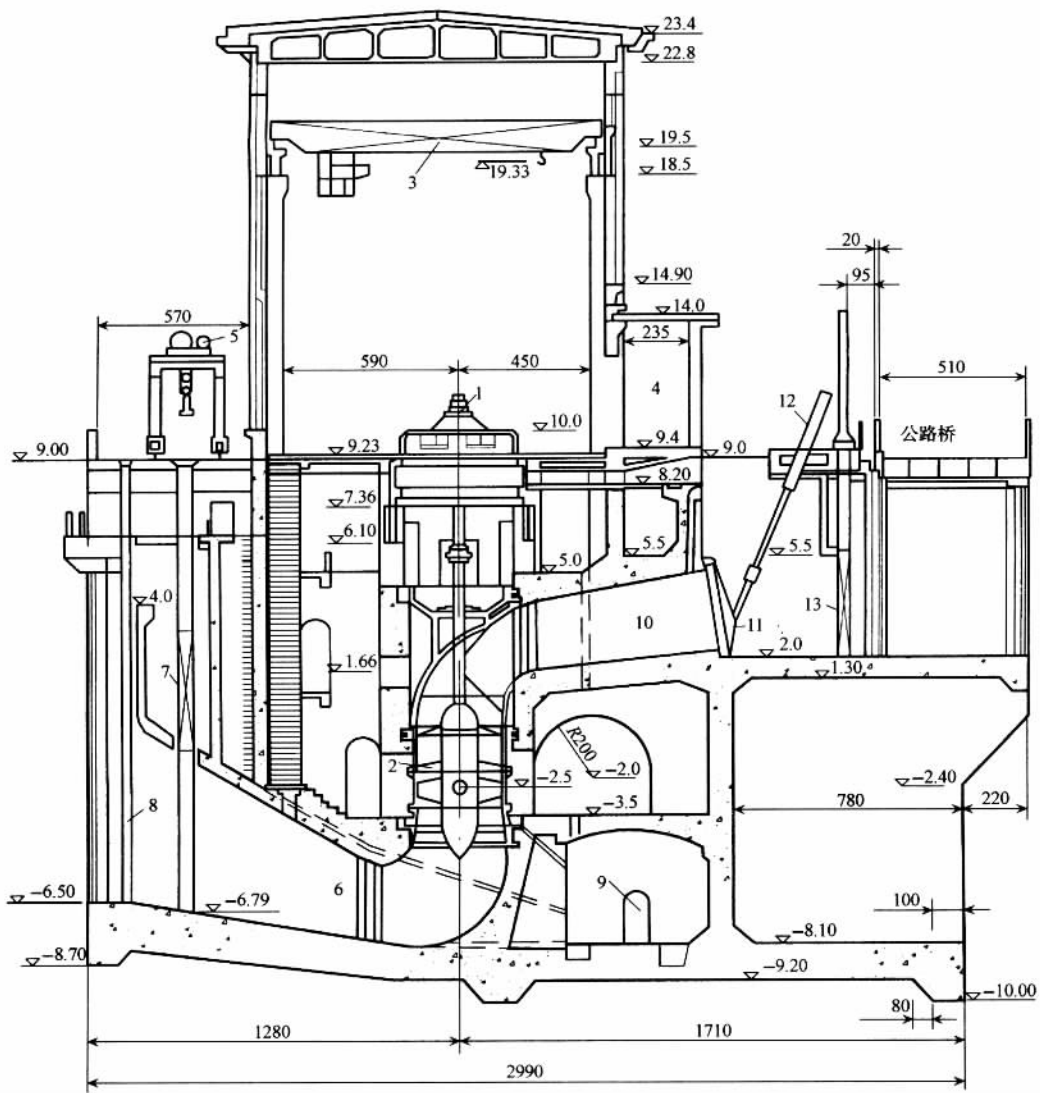


图 3-204 D3100mm 立轴轴流泵、肘管进水、弯管一直管出水、  
油压拍门整体式站房（江苏临洪西站）

- 1—3000kW 主电机；2—主水泵；3—桥式吊车；4—开关柜；5—移动式门机；6—进水流道；7—检修闸门；  
8—拦污栅；9—集水廊道；10—出水流道；11—拍门；12—油压启闭机；13—出口油压闸门

上最为普遍的一种型式，其优点是机房跨度小，进出水侧都可以开窗，有利于通风及采光。但是当机组数很多时，工作人员不便监视远离配电间的机组运行情况。

2) 一侧式布置。即在机房一侧（进水侧或出水侧，一般以出水侧居多）建筑配电间，如图 3-215 (b) 所示。其优点是当机组台数较多时，有利于监视机组的运行；为了弥补使机房跨度加大的缺点，可以沿机房横向向外凸出一部分，这样不致增加整个机

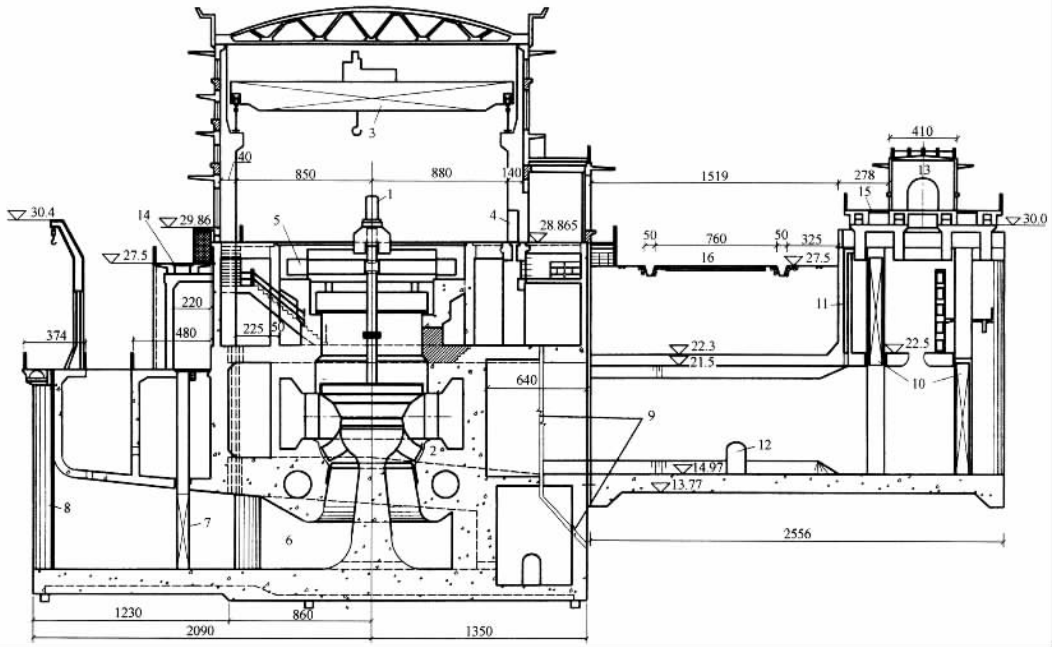


图 3-205 D5700mm 立轴混流泵、平面蜗壳进水、蜗壳一直管出水、  
油压快速闸门分段式站房（江苏皂河站）

- 1—7000kW 主电动机；2—主水泵；3—桥式吊车；4—开关柜；5—空气冷却器；6—进水流道；  
7—检修闸门；8—拦污栅；9—出水流道；10—出口油压闸门；11—通气孔；  
12—人孔；13—油压机室；14、15—工作桥；16—公路

房跨度，比较经济。

②布置要求。配电间的尺寸主要取决于配电柜的数目及其规格尺寸，以及必要的操作维修空间。配电柜分高压、低压两种。低压配电柜可采用成套设备，也可以自制，常用的有 BSL—1 型和 BDL—1 型两种。前者不需靠墙，可以双面维护；后者单面维护，故可以靠墙。高压开关柜一般也采用成套设备，常用的为 GG—1A 型，适用电压为 3、6、10kV。

配电柜的数目按设计要求而定。通常每台机组配用一个。若为不靠墙安装的配电柜，其柜后要留出不小于 0.8m 的通道，以利于检修，柜前一般都需要 1.5~2.0m 的操作空间。

配电间的地板应略高出机房地面，以防机房内有积水流向配电间。有时其高度可取与机房内交通通道相同。干室型站房配电设备应布置在高于水面的上层楼板上，以防受潮。配电间一般都应单设一个外开的便门，以备事故之用。

### (3) 检修间布置

检修间一般设在机房靠近大门的一端，其平面尺寸要求能够放得下机房内部的最大设备或最大部件，并便于拆卸；同时还要留有空地存放工具等用物。对于不专设吊车的

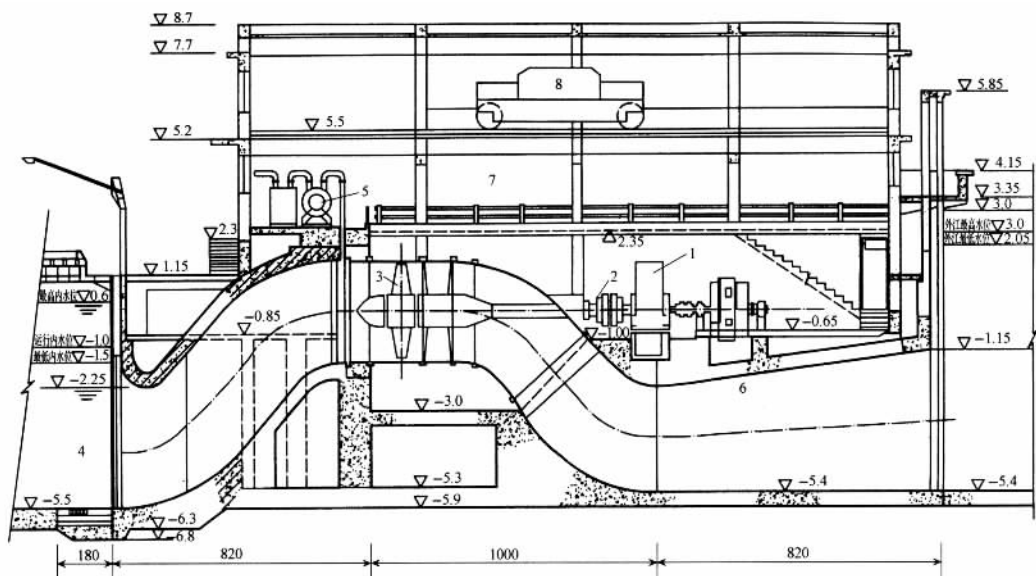


图 3-206 D3000mm 卧式轴流泵、齿轮传动整体式站房 (广东西安站)  
 1—1600kW 主电动机；2—齿轮箱；3—主水泵；4—进水流道；5—真空泵；  
 6—出水流道；7—配电房；8—吊车

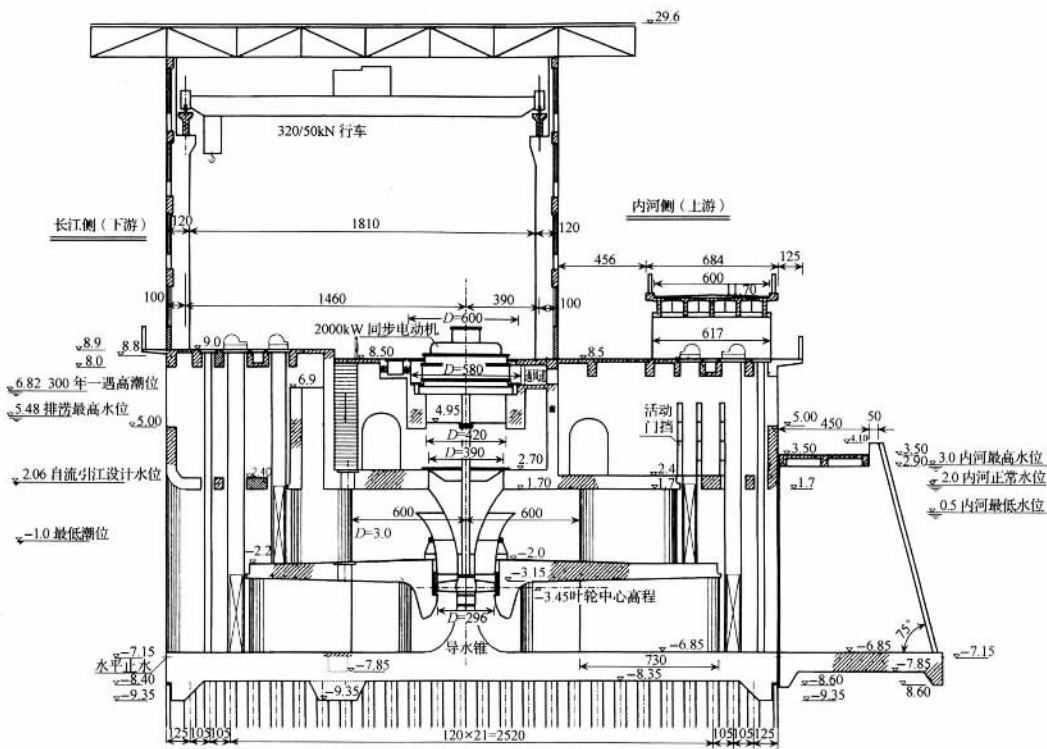


图 3-207 D3000mm 立式轴流泵、双向流道环形渐扩出整体式站房 (江苏高港站)

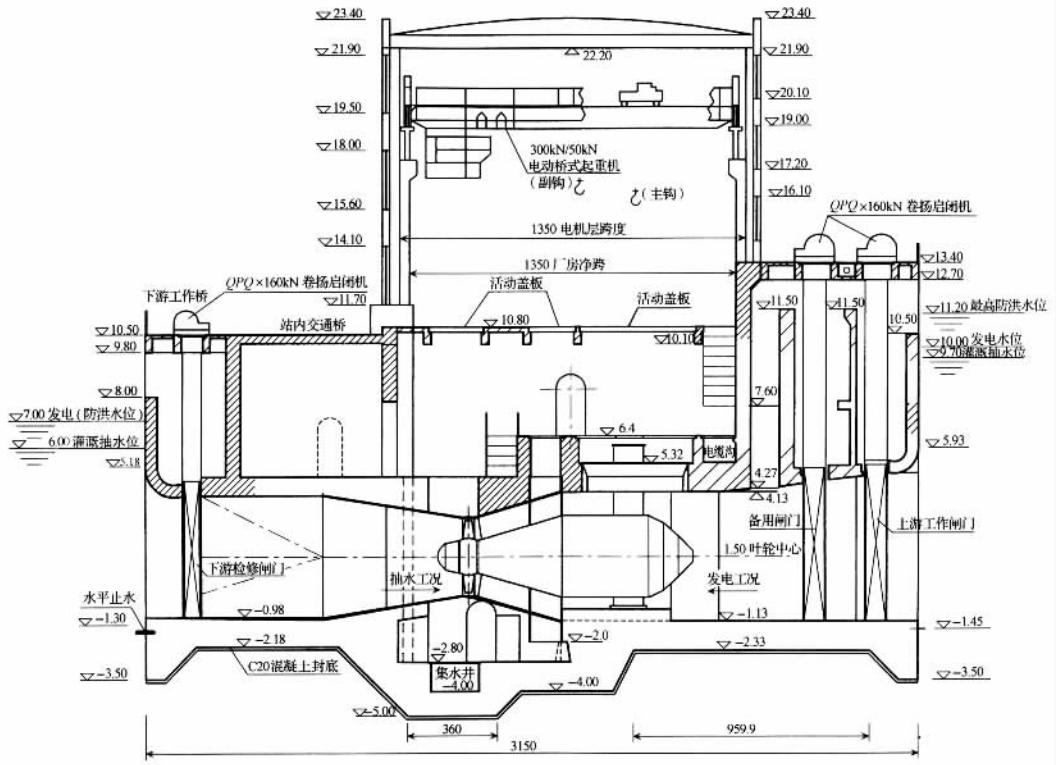


图 3-208 D3190mm 可逆贯流泵、快速闸门截流整体式站房 (江苏淮安三站)

泵站，如机组容量较小或机组间距较大时，可以原地进行检修而不必单设检修间。

#### (4) 交通道布置

机房内的交通道是沿机房长度方向布置的主要通道，便于值班人员巡视及物件搬运，其宽度应不小于 1.5m。

一般交通道多布置在出水侧，并高出机房地面一定高度，以利于闸阀的操作，通常和配电间地板同高。

#### (5) 充水系统布置

卧式机组的水泵大多高过进水池水面，须抽真空充水起动。水泵的充水系统包括真空泵机组及抽气干、支管等设备。其布置以不影响主机组检修、不增加机房面积、不影响工作人员操作为原则。一般布置在检修间或主机组之间或进水侧的空地上，抽气干管可与充水设备同侧，在高程上可沿机组基础的地面铺设，也可以支承在高于地面 2m 以上的空间，然后再用抽气支管与每台水泵相联。

#### (6) 排水系统布置

排水系统用以排除水泵水封废水及管阀漏水等。机房地面应有向前池方向倾斜的坡度，并设排水沟。支沟一般沿机组基础布置，但应与电缆沟分开以免电缆受潮；废水沿支沟汇集到干沟中，然后可以穿出墙外流入前池（如为供水泵站，不得污染水源）。有

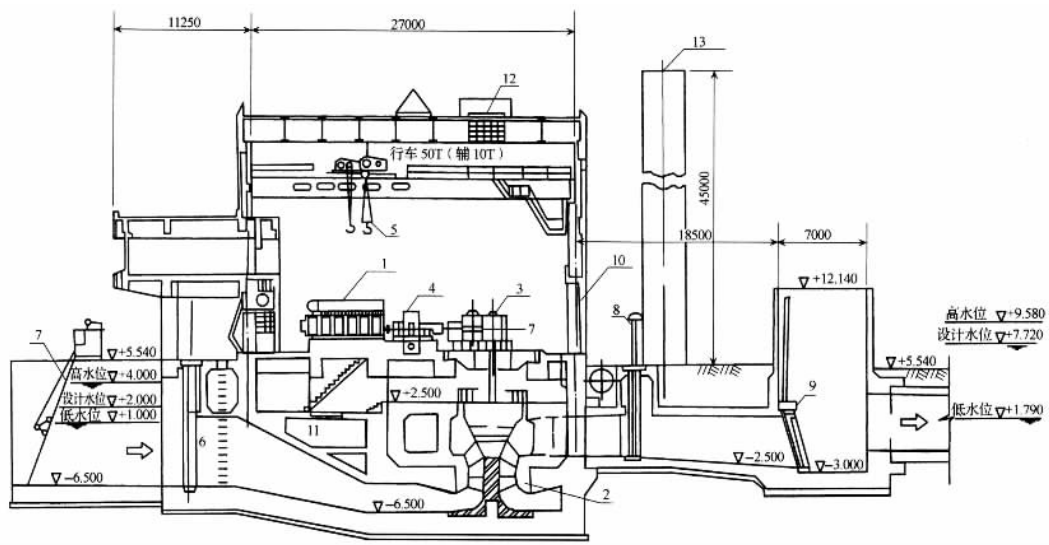


图 3-209 (日) D4600mm 立轴混流泵、平面蜗壳进水、蜗壳一直管出水、多瓣拍门分段式柴油机泵站 (三乡站)

1—6200PS 柴油机；2—主水泵；3—齿轮减速箱；4—液力联轴器；5—50 吨桥式吊车；  
6—叠梁门；7—拦污栅；8—出口闸门；9—拍门；10—烟管；11—消音器；12—屋顶排气孔；13—烟囱

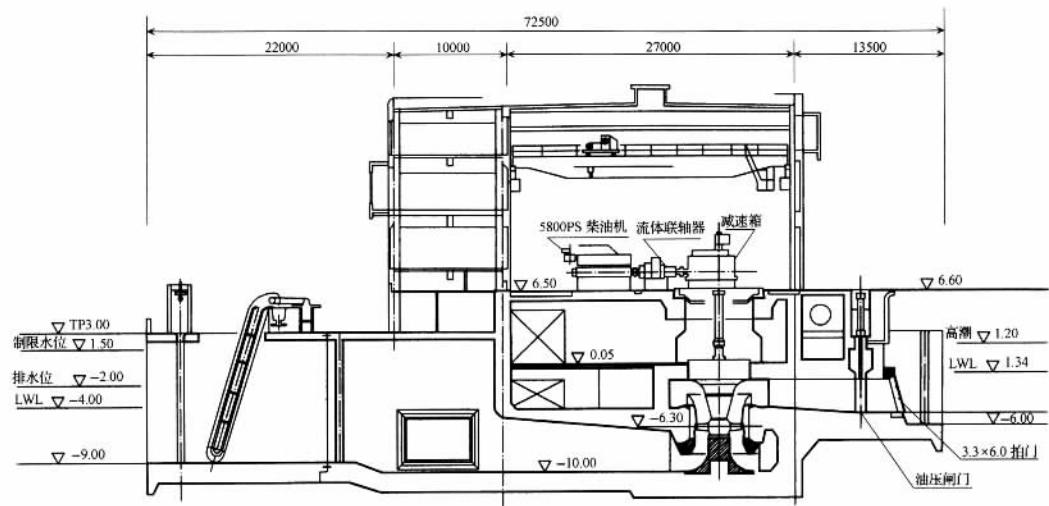


图 3-210 (日) D4600mm 立轴轴流泵、蜗壳进水、蜗壳出水多瓣式拍门柴油机泵站 (日光川站)

时，为了加速排水或对于不能自流排水的机房，也可专设排水泵进行抽排，这时排水干沟的积水可流入集水井中，集水井位置应与排水泵的位置考虑，通常设在机房最低处。

### (7) 通风布置

机房中，由于电动机、电气设备的运行以及阳光辐射会产生大量的热量，尤其是夏

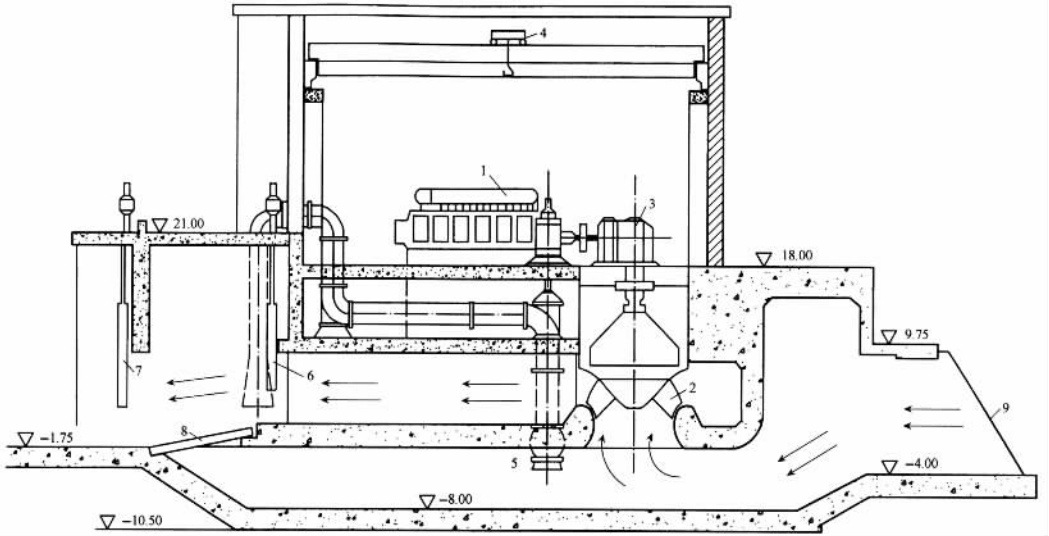


图 3-211 (英) D2720mm 立轴混流泵、涵箱进出水结合自排柴油机泵站 (奥特姆斯)  
 1—柴油机; 2—主水泵; 3—齿轮箱; 4—吊车; 5—排水泵; 6、7—闸门; 8—水力自动门; 9—拦污栅

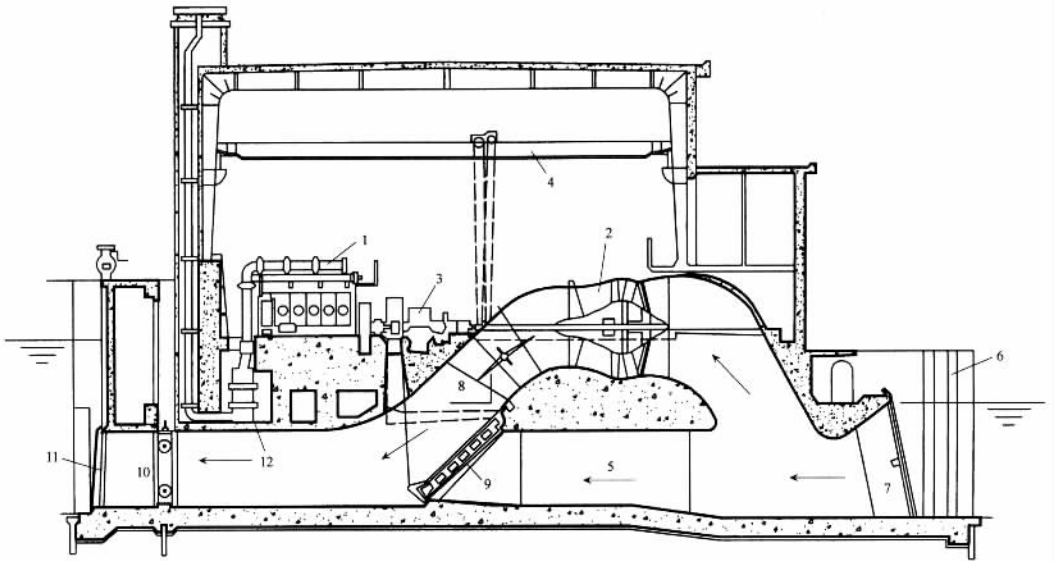


图 3-212 (荷) D3600mm 卧式轴流泵、结合自排整体式站房 (爱茅顿)  
 1—柴油机; 2—主水泵; 3—减速箱; 4—吊车; 5—输水涵洞; 6—检修门槽;  
 7—拦污栅; 8—导流板; 9—水力自动门; 10—闸门; 11—事故闸门; 12—消音器

季, 可能造成很高的室内温度。这样不仅影响工作人员的健康, 也会使电气绝缘老化, 降低电动机效率。实测资料表明: 当电动机周围温度达到 50℃时, 则功率要降低 25%,

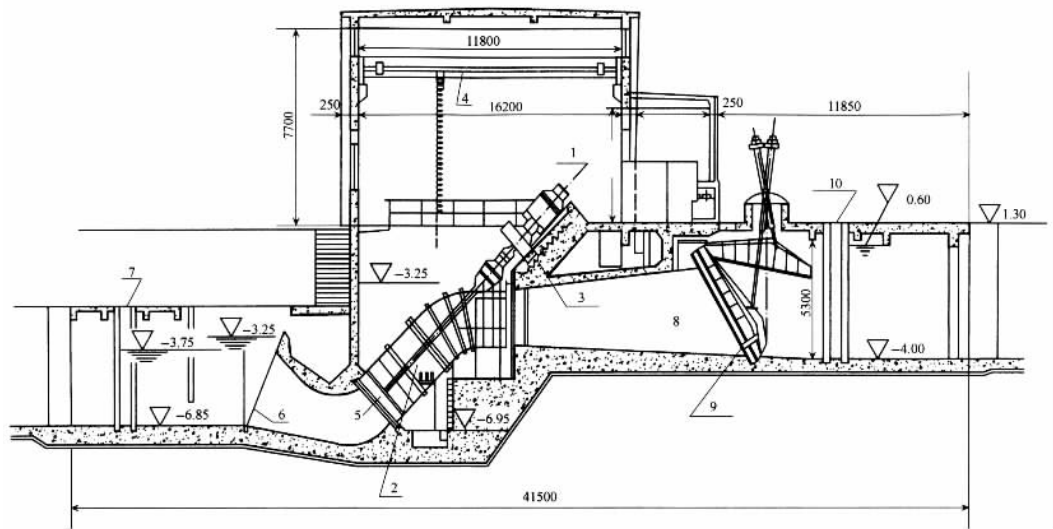


图 3-213 (埃及)  $D2300\text{mm}$  斜式轴流泵、肘管进水、弯管一直管出水、油压拍门整体式站房 (麦克斯维尔)

1—700kW 电动机；2—主水泵；3—齿轮箱；4—手动吊车；5—进水流道；  
6—拦污栅；7、10—闸门；8—出水流道；9—油压拍门

因此必须充分重视机房内的散热通风。

分基型泵站机房的通风主要是通过合理布置门窗实现风压或热压的自然通风，干室型站房有时需采用机械的强迫通风。

## 2. 站房尺寸确定

### (1) 站房跨度

站房跨度应根据机组的平面尺寸、排列方式、进水管管道及其阀件的长度、安装检修及操作管理所必需的空间确定；并需考虑进出水厕所布置的走道宽度要求，也应与定型的屋架跨度或吊车跨度相适应。

泵室内外的进水管管道为了避免漏气漏水以及便于拆装，通常都采用金属管法兰连接。由于进、水管道的直径一般比水泵进口及出口的直径大，所以在水泵进口需要安装一个渐缩接管如图 3-216 中  $b_{\text{接}1}$ ，出口需安装一个渐扩接管  $b_{\text{接}2}$ 。出水管管道阀件的位置可根据具体情况确定。逆止阀的位置，对于分基型站房通常置于室内，但为便于检修，前装逆止阀后装闸阀；为了方便闸阀的拆卸，闸阀后往往接一短管  $b_{\text{接}3}$ 。此外，为了避免阀件重量传给水泵或其他设备，阀件下均设支墩支承。 $b_{\text{接}1}$  及  $b_{\text{接}2}$  可按设计要求确定，同时须满足拆装管道的要求。

站房的跨度  $B$  由图 3-216 确定。

### (2) 站房长度

站房长度主要根据机组段及机组基础的长度，以及机组间的净空决定。机组间的净空可以参照表 3-24，同时要考虑电机的电压等级。机组基础长  $L'$  加上净空尺寸  $b$  为机



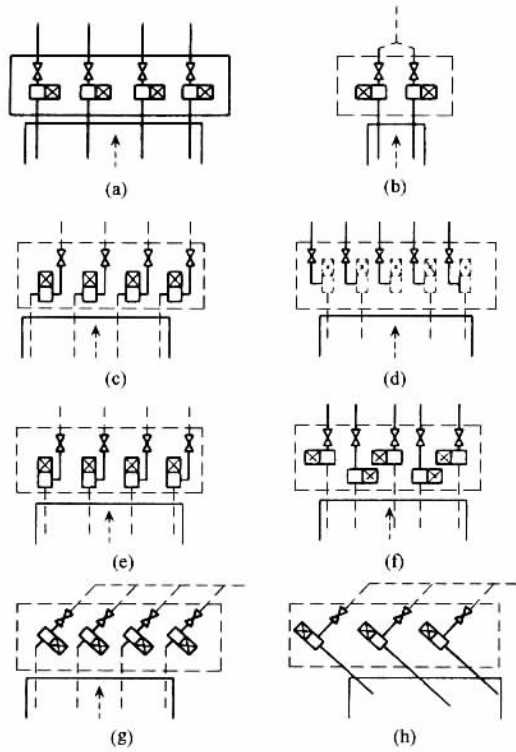


图 3-214 分基型站房主机组布置型式示意图 (□—水泵; ⊠—电动机)

- (a) 双吸离心泵; (b) 双吸离心泵一台轴调头;
- (c) 双吸离心泵泵轴调头;
- (d) 离心泵左下出混流泵左上出;
- (e) 离心泵右上出混流泵右下出;
- (f) 双吸离心泵二台轴调头;
- (g) 双吸离心泵; (h) 离心泵右上出混流泵右下出

组中心距  $L$ ,  $L$  值应等于每台水泵要求的进水池宽度与池中隔墩厚度之和, 如图 3-217 所示。两者如果不一样, 可通过调整净空统一。机组中心距 (机组段长度) 也就是机房的柱距, 在有配电间或检修间的机房中, 配电间或检修间的柱距可取与机组间的柱距相同, 或根据设计需要确定。

表 3-24 机房内部设备间距参考表

间 距 (cm)	泵 流 量 (L/s)		
	小于 500	500 ~ 1500	大于 1500
设备与设备间距	80 ~ 100	100 ~ 120	120 ~ 150
设备与墙间距	100	120	150
平行布置机组的间距	100 ~ 120	120 ~ 150	150 ~ 200
高压或立式电动机组间距	150	150 ~ 175	200

### (3) 站房高度

图 3-216 中的  $H$  即为机房高度, 它是指机房地面与屋架下弦杆之间的距离。分基

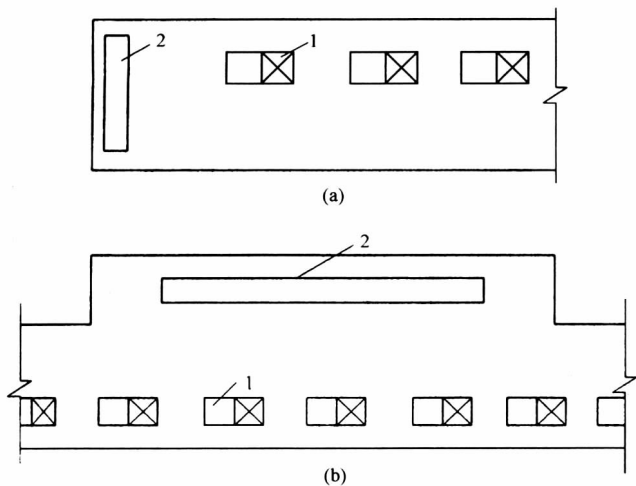


图 3-215 配电间平面布置图  
 (a) 一端式布置；(b) 一侧式布置  
 1—机组；2—配电柜

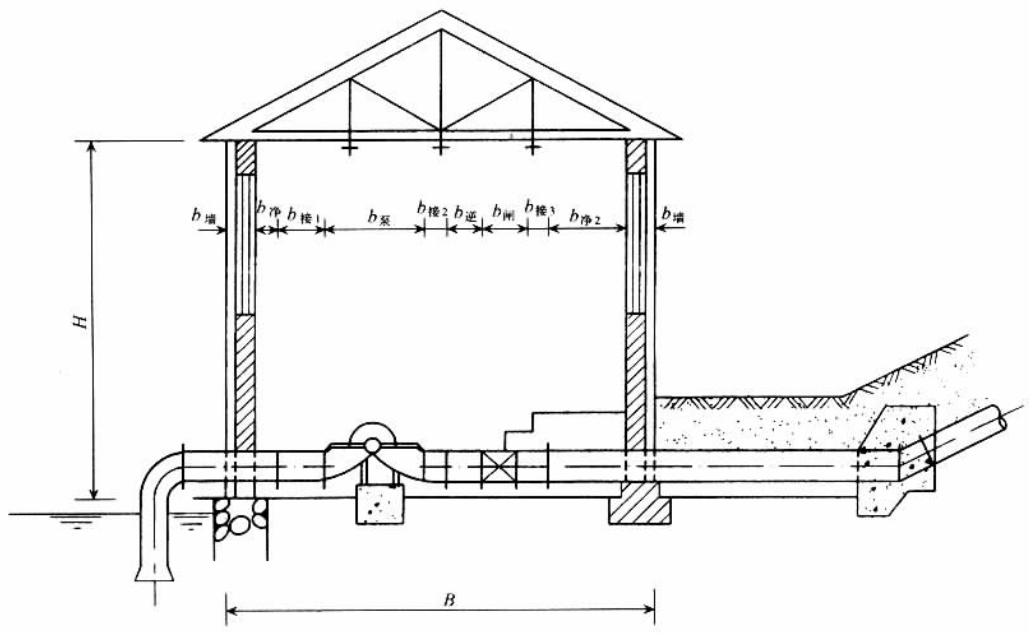


图 3-216 站房跨度计算图

型站房由于机组重量轻，故通常不专设吊车，此时机房高度可按水泵口径大小选取，一般以不小于 3.5m 为宜。设有吊车的机房，其高度应满足吊车能从汽车的车厢中吊起设备，并能在已安装好的设备上空自由通行。图 3-218 为机房高度计算图。

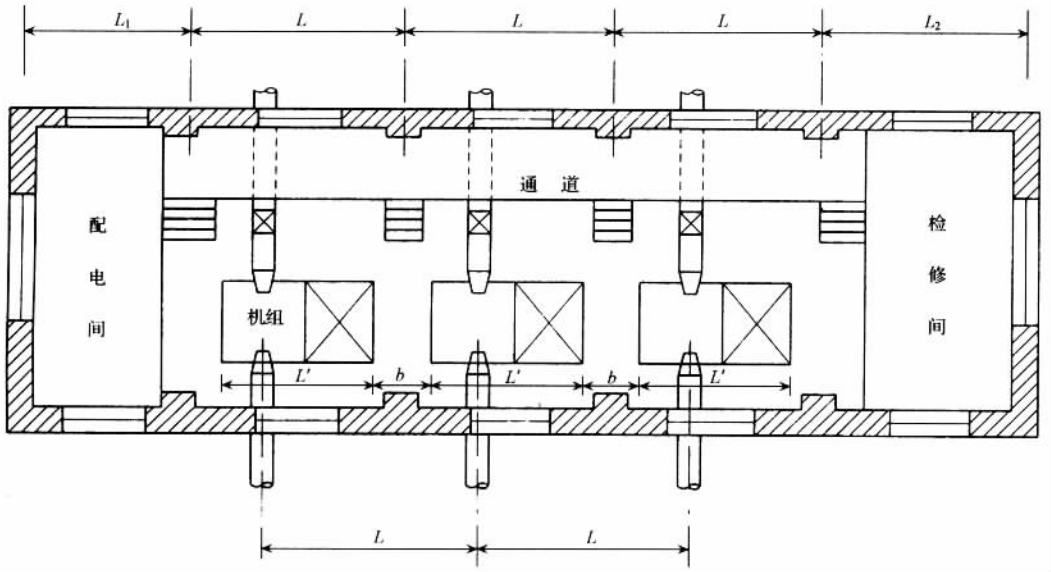


图 3-217 机房平面尺寸示意图

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6 \quad (3-307)$$

- 式中  $h_1$ ——水泵或电动机顶端距室内地面的高度 (m); 当汽车可进入机房时, 利用吊车吊装设备, 如果车厢底板离地面的高度  $h'$  大于  $h_1$ , 则计算时以  $h'$  计; 干室型站房以  $h'$  计;
- $h_2$ ——机组顶部到起吊物底部之间的安全操作间距 (m); 一般取 0.3m, 大型机组取 0.5m;
- $h_3$ ——起吊件高度 (m);
- $h_4$ ——起重绳索的垂直长度 (m), 按下式计算, 并取其中较大值, 对水泵:  $h_4 = 0.85b_0$ ; 对电动机:  $h_4 = 1.2b_0$ ,  $b_0$  为水泵长度或电动机宽度;
- $h_5$ ——吊钩最高 (孔点) 位置距吊车顶部的距离 (m);
- $h_6$ ——吊车顶部到屋架下弦杆下缘之间的高度 (m), 一般取 0.2m。

## (二) 立式机组站房布置与尺寸确定

### 1. 中小型立式机组站房内部布置与尺寸

中、小型立式机组多采用湿室型站房。这类站房布置较为简单, 主要取决于下层泵室 (进水池) 的进水要求。其主机组一般为纵向一列式布置, 如图 3-219 (a)、(b) 所示。当站房受地形限制, 也有如图 3-219 (c) 那样交错布置。

中、小型立式机组辅助设备比较简单; 由于立式轴流泵 (或导叶式混流泵) 叶轮均淹没于水下工作, 无充水设备。只是橡皮轴承处或密封填料处起动时须引水。排水设备可以采用移动式, 如潜水电泵等。

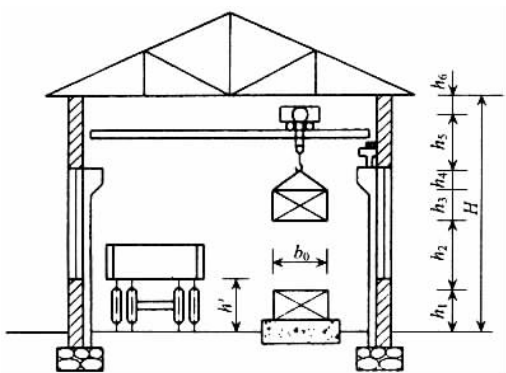


图 3-218 机房高度计算图

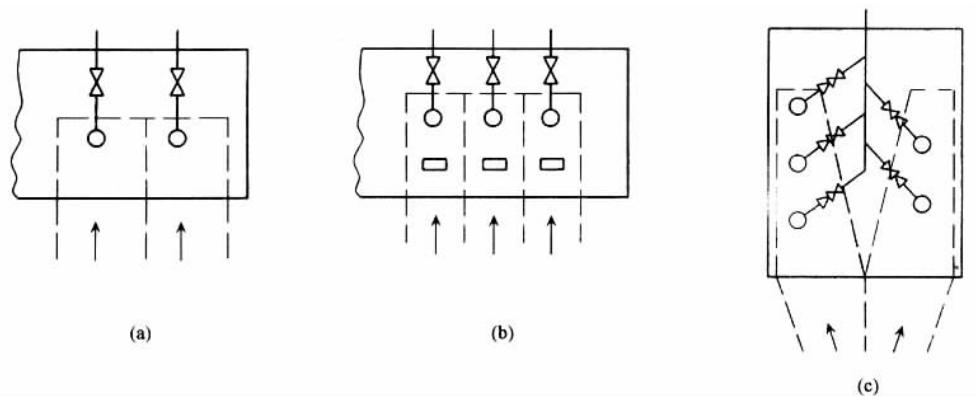


图 3-219 湿室型站房立式机组布置示意图

(a) 立式泵直联; (b) 立式泵皮带传动; (c) 立式泵交错布置

根据湿室站房的特点，机房以下的设备须垂直吊运，因此，机房楼板须注意设吊物孔或做活动楼板。

机组纵向一列式布置时机房宽度的确定与分基型站房要求相同。对于墩墙式站房，往往在隔墩上留有检修门槽；为起吊闸门，上部须搭临时便桥，为此，机房宽度加上必要的便桥宽度应与集水室长度对应。

关于站房的各部位高程，对照图 3-220 说明如下：

(1) 水泵进水（喇叭管）口高程  $\nabla_{\text{进}}$ 。 $\nabla_{\text{进}}$  决定于进口最低运行水位  $\nabla_{\text{低}}$ ：

$$\nabla_{\text{进}} = \nabla_{\text{低}} - h_2 - h_3 \quad (3-308)$$

式中  $h_2$ ——喇叭口至叶轮中心线高度 (m)；

$h_3$ ——水泵叶轮中心淹没深度 (m)。

(2) 底板高程  $\nabla_{\text{底}}$ 。进水管口高程确定后，底板的高程决定于管口悬空高度  $h_1$ ：

$$\nabla_{\text{底}} = \nabla_{\text{进}} - h_1 \quad (3-309)$$

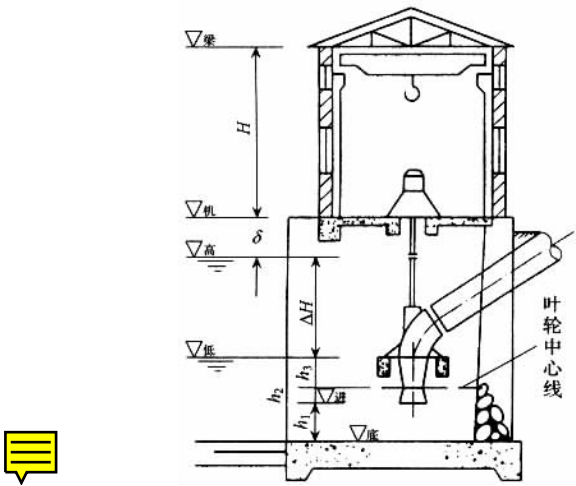


图 3-220 湿室型站房各部位高程示意图

(3) 电机层地面楼板高程  $\nabla_{机}$ 。楼板高程一般按进口最高水位  $\nabla_{高}$  加上安全超高  $\delta$ ：

$$\nabla_{机} = \nabla_{高} + \delta \quad (3-310)$$

$\delta$  可取 0.4~0.8m。

在确定电机层楼板高程时，还须满足以下一些要求：如计算高程低于样本中水泵和电机间最小传动轴长所要求的高程，应按后者确定；如计算高程高于样本中水泵和电机间最大传动轴长所要求的高程，可加长泵轴或增加中间轴，且按 100mm 一档进行调整；并按照长度重新确定新的楼板高程；同时为防止地面雨水进入机房，楼板应高于室外地面且不少于 0.3m。

(4) 机房屋面大梁（下弦杆下缘）的底高程  $\nabla_{梁}$ 。屋面大梁的下缘至机房楼板的垂直距离即为机房的高度  $H$ ，其高度应满足起吊最大部件的要求。对于立式机组应考虑可以进行电动机转子轴芯和水泵的抽轴。

$$\nabla_{梁} = \nabla_{机} + H \quad (3-311)$$

$H$  根据式 (3-307) 计算。

## 2. 大型立式机组站房内部布置与尺寸

大型立式机组一般采用块基型站房，站房屋数较多，结构复杂，影响布置的因素亦多。主机组一般为单列布置。

### (1) 站房各部位高程的确定

图 3-221 为块基型立式轴流泵站房各部位高程示意图。由图可见，整个站房由下至上分为四层：流道层、水泵层、联轴层、电机层。兹以此为例，说明各部位高程的确定。

① 水泵安装高程  $\nabla_{轮}$ 。水泵安装高程根据进口最低运行水位和水泵的汽蚀性能决

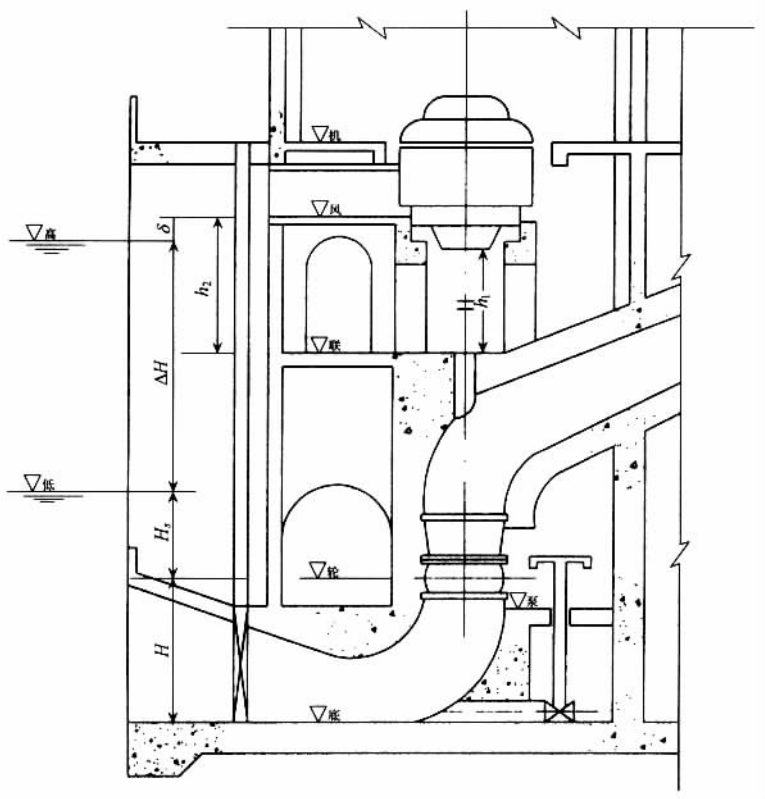


图 3-221 立式轴流泵块基型站房各部位高程示意图

定。设水泵叶轮中心高程为  $\nabla_{\text{轮}}$ ，进口最低运行水位为  $\nabla_{\text{低}}$ ，水泵允许净吸程（有效吸程）为  $H_s$ ，则：

$$\nabla_{\text{轮}} = \nabla_{\text{低}} + H_s \quad (3-312)$$

水泵不能安装过高，过高则增大了吸程，从而导致水泵叶轮进口处有效利用压力（水头）过低，则水体进入叶轮后可能汽化，发生气蚀。

设  $h_v$  为一定温度下水的饱和蒸气压力水头， $h_l$  为进水流道的损失水头， $H_a$  为大气压力水头，则水泵进口有效利用压力（水头） $H_{sv}$  为

$$H_{sv} = H_a - H_s - h_v - h_l \quad (3-313)$$

为使水泵不产生（或减轻）汽蚀危害，要求水泵进口有效利用压力  $H_{sv}$  必须大于水流进入叶片通道后所造成的动压降（临界汽蚀余量或必要吸入水头） $\Delta h_{\min}$ ，并取：

$$H_{sv} = K \Delta h_{\min} \quad (3-314)$$

式中  $K$ ——大于 1 的系数， $K = 1.1 \sim 1.3$ 。

$\Delta h_{\min}$  值一般由水泵制造厂提供。有了此值，则水泵允许净吸程为

$$H_s = H_a - \Delta h_{\min} - h_v - h_l \quad (3-315)$$

对于大型轴流泵,  $\Delta h_{\min}$  值较大, 因此  $H_s$  多为负值, 即要求水泵叶轮淹没在进口最低运行水位以下, 对照图 3-221, 有了进口最低运行水位  $\nabla_{\text{低}}$ , 则可求得  $\nabla_{\text{轮}}$ :

$$\nabla_{\text{轮}} = \nabla_{\text{低}} - H_s \quad (3-316)$$

对于  $\Delta h_{\min}$  的值, 如果厂家未提供, 在初步设计时, 也可以根据水泵汽蚀理论关系, 近似推算为

$$\Delta h_{\min} = \left( \frac{5.62n_s}{3.65C} \right)^{\frac{4}{3}} \cdot H \quad (3-317)$$

式中  $H$ ——水泵扬程 (m);

$n_s$ ——比转数 ( $\text{m} \cdot \text{m}^3 / \text{s} \cdot \text{r} / \text{min}$  制);

$C$ ——汽蚀比转数 ( $\text{m} \cdot \text{m}^3 / \text{s} \cdot \text{r} / \text{min}$  制), 对于一般清水泵  $C \approx 900$ 。水泵动压降的估算详见本书第二章及专题 III。

② 进水流道底部高程  $\nabla_{\text{底}}$ 。一定型式的进水流道, 其水泵叶轮中心线至进水流道底部的高度  $H$  (见图 3-221) 与叶轮直径  $D$  存在一定的比值关系, 若高度已知, 则有:

$$\nabla_{\text{底}} = \nabla_{\text{轮}} - H \quad (3-318)$$

③ 水泵层地面高程  $\nabla_{\text{泵}}$ 。确定  $\nabla_{\text{泵}}$  要照顾两方面的要求: 首先根据水泵结构和检修拆装方便, 确定泵坑高程  $\nabla_{\text{坑}}$ 。如果以此高程作  $\nabla_{\text{泵}}$ , 而挡水前墙处流道顶板又能满足结构强度要求时, 则可以把  $\nabla_{\text{坑}}$  作为  $\nabla_{\text{泵}}$ ; 而如果流道顶板不能满足要求, 则可抬高泵坑四周高程, 并以此高程作为水泵层地面高程  $\nabla_{\text{泵}}$ 。

④ 联轴层高程  $\nabla_{\text{联}}$ 。站房联轴层除安装联接水泵和电动机的联轴器外, 也是水泵出轴、安装密封填料的空间层; 同时, 油、气、水管道及电缆等多布置于此。为了便于检修填料函, 拆装联轴器, 检修电动机下部结构 (轴承油缸、刹车装置、烘燥保温设备等) 以及拆装油、气、水管道和阀件, 一般联轴层与水泵填料函部位大致等高; 对于采用泵井结构, 则联轴层多与水泵上盖法兰等高; 也有联轴层地面稍低于填料函部位, 这样联轴层净空高度可大些。

⑤ 电机层地面高程  $\nabla_{\text{机}}$ 。电机层地面高程根据联轴器位置高程和电动机轴伸长度确定。同时, 为便于布置主机通风道, 考虑安装、巡视、检查等要求, 在决定电机层高程时, 尚要注意以下要求:

1) 注意使排风道出口  $\nabla_{\text{风}}$  (见图 3-221) 高于进口最高水位, 即

$$\nabla_{\text{风}} = \nabla_{\text{高}} + \delta \quad (3-319)$$

式中  $\delta$ ——安全超高。

2) 联轴层净空高度  $h_2 = (\nabla_{\text{风}} - \nabla_{\text{联}})$  的范围必须开门作通道, 以利巡视、检查; 并与开有吊物孔的机组位置连通, 以利安装、检修。因此  $h_2$  应不小于 2.5m。

3) 电机下部的净空高度  $h_1$  也有一定要求。如果此处兼作巡回通道用, 则  $h_1$  应不小于 2.0m, 如不作通道用, 也不宜小于 1.0m。

(2) 站房主要尺寸的确定

站房内除主机、主泵外，还要根据运用方便、整齐紧凑的要求，把电气设备以及油、气、水辅助设备布置在上述各层的适当部位。因此，站房各层尺寸有些与主机组有关，而有些又与各层设备及其布置直接有关，分述如下：

①机组中心距。图 3-222 为机组间距示意图，由图可得，机组中心距为

$$L = L' + a \quad (3-320)$$

式中  $L'$ ——站房站墩之间的净距，也就是进水流道的进口宽度；

$a$ ——中墩厚度（一般为 0.8~1.0m）。

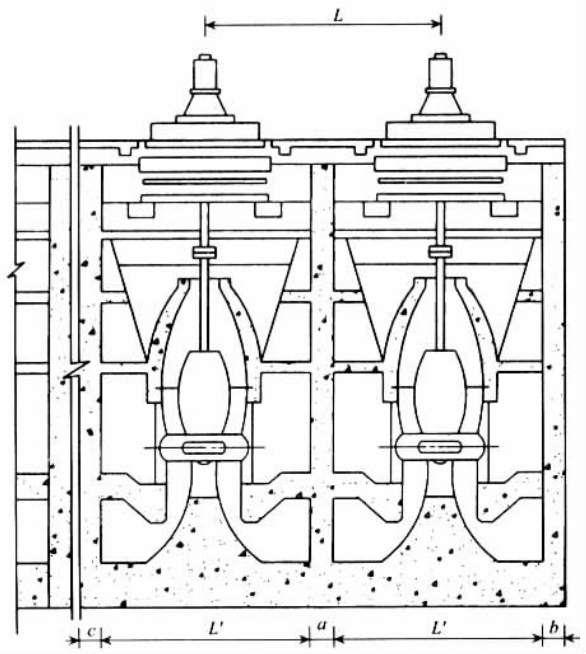


图 3-222 机组间距示意图

对于站房底板分块浇筑、中间有缝墩的机组，如缝墩厚度为  $c$ （一般为 0.6~0.8m），则式中  $a$  须换为  $2c$ 。

机组中心距的决定，首先需考虑进水流道的进口宽度要求，特别是平面蜗壳式进水流道，进口宽度较大，可能成为机组中心距的控制因素。在电机外径尺寸确定的情况下，机组中心距就决定了各台电动机之间的净距。电动机之间的净距大小关系到运行操作和安装检修。一般要求电机净距不小于 1.5m，亦即满足  $(L - D) > 1.5m$ 。D 为电动机外径尺寸。

表 3-25 列出了国内部分大型泵站机组中心距的数值，供参考。这里，除江苏皂河站以外，其余各站进水流道均为肘形弯管型式。



表 3-25 国内部分大型泵站机组中心距数值

站名	电动机外径 (m)	水泵叶轮直径 (m)	机组中心距 (m)	电动机净间距 (m)	电动机净间距 电动机外径	有无 检修间	电动机 通风方式
江都一站、二站	2.7	1.54	6.0	3.3	1.225	无	开敞
江苏淮安一站	2.7	1.54	5.0	2.3	0.850	有	
安徽城西湖站	2.7	1.54	4.5	1.8	0.667	有	
江都三站	4.0	2.00	6.0	2.0	0.625	有	管道
江都四站	4.0	3.10	8.0	4.0	1.125	有	管道
江苏安丰站	齿轮箱宽 3.0	3.00	7.0	4.0	1.330	有	开敞
安徽、湖北、湖南 2.8m 泵站	4.0	2.80	6.8~7.0	2.8~3.0	0.825~ 0.857	有	管道
江苏谏壁泵站	4.0	2.80	7.7	3.7	1.050	有	管道
江苏淮安二站	6.5	4.50	12.7	6.2	0.955	有	内循环
江苏皂河站	8.6	5.70	18.8	10.2	1.185	有	冷却器

②站房长度。习惯上，把站房底板在顺水流方向的尺寸称为底板长度；因此与站房长度方向相应的底板尺寸称为底板宽度。所谓站房长度也就是底板宽度。参看图 3-222，如果设底板宽度为  $B$ ，则

$$B = nL' + (n - 1)a + 2b \tag{3-321}$$

对于有缝墩的情况

$$B = nL' + (n - 2)a + 2b + 2c \tag{3-322}$$

式中  $n$ ——机组台数；

$b$ ——边墩厚度（一般为 1.0~1.2m）。

其余符号意义同前。

③机房（主厂房）长度。图 3-223 为是电机层平面示意图。由图可见，机房（主厂房）长度包括各机组段长度的总和（数值上近似等于站房底板宽度  $B$ ）和检修间的长度。有时，也可能因结构或布置上的需要而增加附加长度。一般情况下，机房的长度为

$$L_0 = (n - n_1)L + 2L_{边} + n_1L_{缝} + L_{修} \tag{3-323}$$

式中  $L_{边}$ ——边侧机组中心与机房端墙的距离；

$L_{缝}$ ——包括缝墩的机组中心距；

$L$ ——不包括缝墩的机组中心距；

$n_1$ 、 $n$ ——分别为不包括缝墩和包括缝墩的机组中心距个数；

$L_{修}$ ——检修间长度。

④站房宽度。站房宽度是指顺水流方向的尺寸，分下层和上层两部分。下层包括进口段、出口段和泵室三部分，这三部分之和多数情况也就是站身底板的长度；上层包括工作桥和机房。下层顺水流方向的尺寸主要是由进水流道长度、泵室宽度及站房稳定性要求决定；对于整体堤身式站房，还要考虑出水流道及其出口布置的要求。

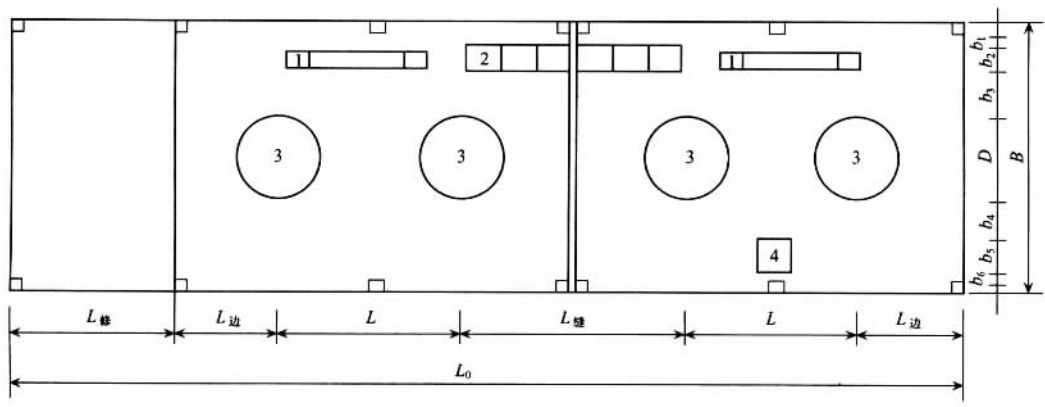


图 3-223 电机层平面尺寸示意图

1—低压配电盘；2—高压配电盘；3—电动机；4—吊物孔

站房上层宽度一般取和下层同宽。在下层宽度确定的情况下，上层的设计布置主要就是确定机房（主厂房）的宽度  $B$ ，同时照顾到进口侧工作桥桥面宽度  $B_1$  的要求，因桥下有检修门、拦污栅等要起吊；对整体式站房，还要考虑出水流道及其出口布置所需要的尺寸  $B_2$ ，有时  $B_2$  也是公路桥桥面宽，图 3-224。

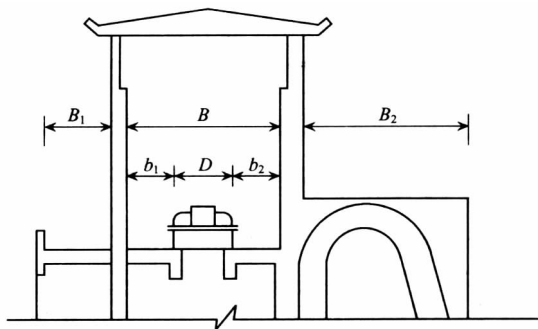


图 3-224 站房上层尺寸布置示意图

⑤泵室宽度。所谓泵室宽度是指进口挡水墙与出口挡土墙（或挡水墙）之间的宽度。泵室是水泵安装、检修的重要场所，同时也是布置辅助设备（供、排水设备等）的重要部位；同时，还要布置楼梯踏步，因此需要有一定的平面位置。另外，水泵两侧还要有必要的通道，如果在水泵层有水泵大件水平运输要求时，通道应根据运输水泵大件的的要求决定。图 3-225 为泵室水泵层尺寸示意图。图中  $D$  为水泵外径， $b_1$ 、 $b_2$  为两边的通道。

⑥机房（主厂房）宽度。电机层机房（主厂房）主要是布置电动机、配电设备以及用于调节叶片角度和刹车、启动顶转子等的油压装置；电机层还要有吊物孔、楼梯孔等。在机组中心距确定的情况下，主要是通过适当调整电动机、配电设备以及吊物孔三

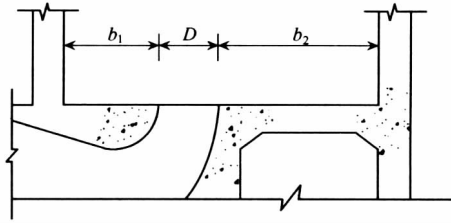


图 3 - 225 水泵层尺寸布置示意图

者之间的相对位置来确定机房的宽度。根据生产实践，大致有下列几种布置型式：

1) 配电设备沿机房出水侧布置，吊物孔靠进水侧开设，机房的宽度见（图 3 - 223）按下式计算：

$$B_0 + D + b_1 + b_2 + b_3 + b_4 + b_5 + b_6 \quad (3 - 324)$$

式中  $B_0$ ——机房净宽；

$D$ ——电动机外径；

$b_1$ ——配电柜与吊车立柱间的净距；

$b_2$ ——配电柜厚度；

$b_3$ ——配电柜至电动机外壳的净距；

$b_4$ ——电动机外壳至吊物孔边缘距离；

$b_5$ ——吊物孔的宽度，根据最大吊件的尺寸确定；

$b_6$ ——吊物孔边到吊车立柱的距离。

2) 在机房出水侧或机房进线端另建配电间，此时配电间的宽度应按配电柜的尺寸和要求决定。机房宽度计算不必考虑上式中的  $b_1$  值及  $b_2$  值。这种布置方式不仅可以缩小机房跨度，而且可以使电机层显得整齐美观。江都四站是机房出水侧另建配电柜的一例，见图 3 - 226。

3) 对于不须另设吊物孔的水泵井的结构或吊物孔不设在机房一侧而设在一段（如检修间内），则电动机外壳至前墙的距离可以减小，可按工作过道和安装、起吊的要求确定；但以不小于电动机定子外径为宜。这样的布置方式，其机房跨度可以更加缩小。

此外，确定电机层主厂房宽度时必须同时考虑定型的桥式吊车的跨度规格。

### (3) 站房附属结构的布置

①总控制室。大型泵站多设有弱电控制，进行集中控制操作和监视。一般适用于机组台数较多的泵站。控制室的位置、通风采光要求均需考虑。近年新建的大泵站一般均设微机集中监测控制系统，这样对控制室的要求更高。

②检修间。大泵站站房均设有检修间，以便大部件装卸、机组大修、安装操作等，检修间多布置于机房一端，长度等于或大于机组段长。

③检修闸门。泵站进水流道进口处应设检修闸门，以便检修水泵时排水。水泵检修时，工作人员须进入流道和水泵内，因此要求检修门止水良好。检修门多为钢结构平板

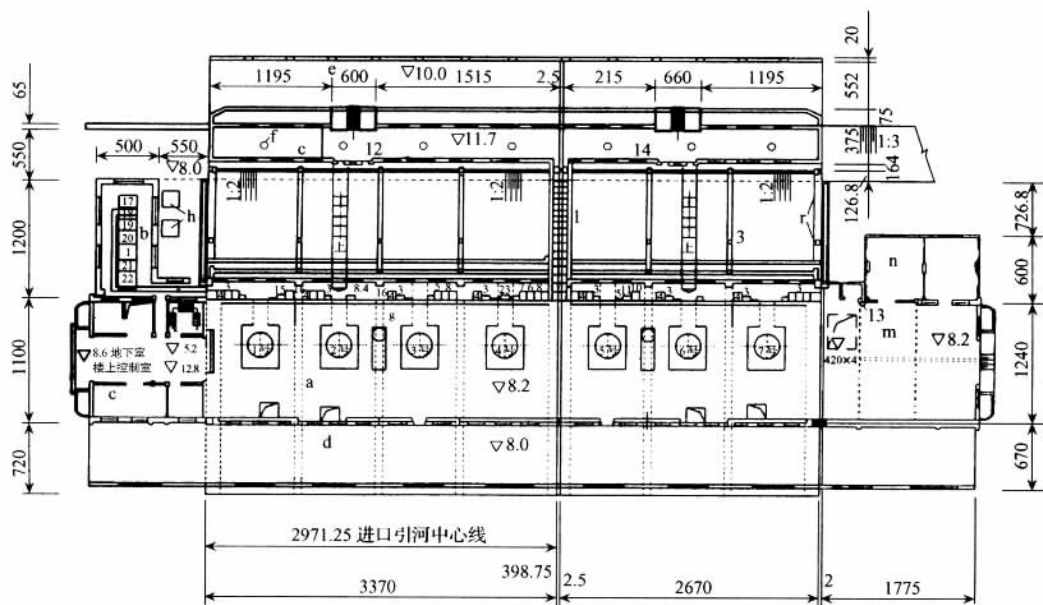


图 3-226 江都四站站身平面图 (尺寸单位: cm)

1号~7号—主机安装位置; 1—站用变压器保护柜; 2—站用变压器开关柜; 3—励磁屏; 4—主机开关柜; 5—主机保护盘; 6—弱电互感器柜; 7—弱电继电器柜; 8—主机动力量屏; 9—主机层照明屏; 10—干燥动力屏; 11—通风机动力量屏; 12—真空泵动力屏; 13—修配厂动力屏; 14—副厂房动力屏; 15—测温用电屏; 16—压油装置动力箱; 17—电流互感器柜; 18—电压互感器柜; 19—开关操作机构; 20—开关柜; 21—1号隔离开关柜; 22—2号隔离开关柜; 23—运动装置执行端; a—主厂房; b—开关室; c—副厂房; d—工作桥; e—公路桥; f—真空破坏阀; g—压油装置; h—站用变压器; i—吊物孔; j—小吊物孔; k—上主控制室楼梯; l—过道踏步; m—检修间; n—工具间; o—值班室; p—电缆沟; q—电缆孔; r—流道止水检修孔; s—滤水井

闸门, 闸门四周常用橡皮止水。

④拦污栅。拦污栅设于检修门外侧, 用以拦阻水流中所挟带的污物(浮冰, 树枝等杂物和杂草等)。如果污物太多, 宜在进水渠(河)道上专门建拦污桥。拦污栅除拦污外, 良好的拦污也还有整流的作用, 使紊乱的水流经过拦污栅后流速分布有所改善。拦污栅最好用扁铁制作, 宽边顺水流方向放置。除边框外, 少用槽钢和角铁, 以减少水头损失。拦污栅的栅条间隙, 主要根据所在河流漂浮物的数量和类别决定; 同时根据水泵口径, 参照有关规范决定。

拦污栅所能造成的水头损失(m)一般根据下式计算:

$$h_w = \beta \sin \theta \left( \frac{t}{b} \right)^{\frac{4}{3}} \frac{v^2}{2g}$$

式中  $\beta$ ——栅条断面形状系数, 见表 3-26;

$\theta$ ——拦污栅的倾斜角, 一般为  $70^\circ \sim 75^\circ$  左右;

$t$ ——栅条厚度(mm);

$b$ ——栅条之间的净间距 (mm);

$v$ ——经过拦污栅的流速 (m/s); 拦污栅上无污物时,  $v = v_a$ ; 拦污栅上有污物时,  $v = v_a H/H'$ , 通常按  $H - H' = 10 \sim 30\text{cm}$  估算;

$v_a$ ——拦污栅前行近流速 (m/s);

$H$ 、 $H'$ ——无污物及有污物时, 拦污栅前水深见图 3-227。

表 3-26  $\beta$  系数表

断面形状									
	2.34	1.77	1.60	1.0	2.34	2.34	2.34	2.34	1.73

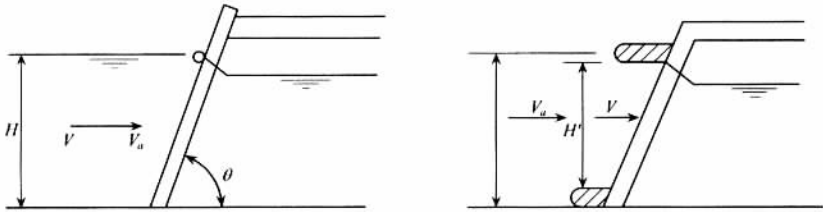


图 3-227 拦污栅水头损失计算图

拦污栅清污问题应充分重视。污物较多时, 排水泵站污物不能及时清理或难以清理, 可能形成很厚的污物层, 大大地缩小过水断面, 造成栅前后很大的水头损失, 恶化进水条件, 降低泵站效率。

### 三、机房通风

泵站运行过程中, 机房内动力机要散发出大量的热量, 使室内气温升高。通风不良的机房, 盛夏时节, 因热量向外散发困难, 室内气温可达 40℃ 以上, 严重影响机组运行和工作人员的操作、管理。因此, 在站房设计中, 必须进行机房通风计算并辅以相应的通风设施, 以便降温, 保证良好的运行环境。

机房的通风包括动力机的冷却通风和室内换气通风。当电动机为开敞式散热时, 动力机冷却也通过室内换气冷却来实现。通风的方式一般有自然通风和机械通风。

### (一) 通风量计算

动力机（以电动机为例）是机房内的主要热源。电动机散热量可按下式计算：

$$Q_{\text{机}} = \frac{3600PZ(1 - \eta)}{\eta} \quad (3 - 325)$$

式中  $Q_{\text{机}}$ ——电动机散热量 (kJ/h)；

$\eta$ ——电动机效率 (%)；

$P$ ——电动机功率 (kW)；

$Z$ ——电动机台数。

除电动机以外，还有其他一些热源，如电气设备、阳光辐射等。因难以准确计算，一并以附加 10% 的热量计算，即总的机房内散热量  $Q$  为

$$Q = 1.1Q_{\text{机}} = \frac{3960PZ(1 - \eta)}{\eta} \quad (3 - 325_1)$$

根据散热量由式 (3 - 326) 计算通风量为

$$q = \frac{Q}{C_p(t_{\text{内}} - t_{\text{外}})\rho_{\text{外}}} \quad (3 - 326)$$

式中  $q$ ——所需通风量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )；

$Q$ ——散热量 (kJ/h)；

$C_p$ ——空气的定压比热 ( $C_p = 1\text{kJ}/(\text{kg}\cdot^\circ\text{C})$ )；

$t_{\text{内}}$ ——机房内空气温度 ( $^\circ\text{C}$ )；

$t_{\text{外}}$ ——机房外空气温度 ( $^\circ\text{C}$ )；

$\rho_{\text{外}}$ ——机房外空气密度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )。

### (二) 自然通风

由于机房内外空气温度不同，造成空气压差而使空气流动即为自然（热压）通风。自然通风计算针对不同的要求有不同的内容：①根据所需通风量确定所需的机房门窗（进、排风口）面积；②根据已有门窗面积校核通风量是否满足通风要求，确定是否需要机械通风。

可以设想，当机房内温度高于室外温度时，则室内空气密度就比室外空气密度小。如果墙上开窗，则由于压力差的作用，室外低温空气就会从下部窗口流入机房，迫使热空气上升，并从上部窗口排出，形成室内外空气的自然对流。

图 3 - 228 为热压通风示意图。图中 1 和 2 分别为进风窗和排风窗，窗 1 和窗 2 的面积分别为  $F_1$  和  $F_2$ ，两窗中心线的高差为  $H$ 。在上下窗之间一定高度上必然存在着一个等压面，如图中  $N - N$  所示。在这个平面上，室内外压力相等，均为  $p_N$ 。

设相应于室内平均气温  $t_{\text{内}}$  的空气密度为  $\rho_{\text{内}}$ ，相应于室外气温  $t_{\text{外}}$  的空气密度为  $\rho_{\text{外}}$ ，则下窗中心处内外压力为

$$p_{1\text{内}} = P_N + \rho_{\text{内}} gh_1$$

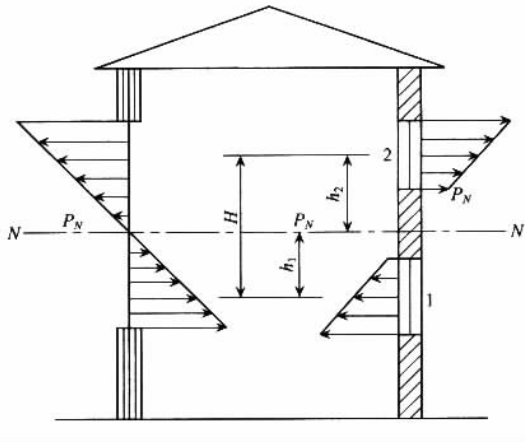


图 3-228 热压通风示意图

$$p_{1外} = P_N + \rho_{外} g h_1$$

式中  $h_1$ ——下窗中心距等压面  $N-N$  的距离。

下窗内外压力差  $p_{1外} > p_{1内}$  时

$$\Delta p_1 = h_1 g (\rho_{外} - \rho_{内})$$

同理，上窗内外压力  $p_{2内} > p_{2外}$  时

$$\Delta p_2 = h_2 g (\rho_{外} - \rho_{内})$$

式中  $h_2$ ——上窗中心距等压面  $N-N$  的距离。

根据流体力学，在两窗面积和距离  $H$  已定的情况下，等压面与下窗中心的距离为

$$h_1 = H \left( \frac{\zeta_2}{\zeta_1} \cdot \frac{F_1^2}{F_2^2} \cdot \frac{\rho_{外}}{\rho_{排}} + 1 \right) \tag{3-327}$$

式中  $\rho_{排}$ ——排气窗口处的空气密度；

$\zeta_1$ 、 $\zeta_2$ ——上、下窗口的局部阻力系数，见表 3-27。

表 3-27 窗孔阻力系数

窗孔类型	普通直开窗	中悬翻窗		上悬翻窗	
		30°	60°	30°	60°
阻力系数	2.37	12.40	3.18	7.00	3.18

若上、下窗为同种类型， $\zeta_1 \approx \zeta_2$ ，且  $\frac{\rho_{外}}{\rho_{排}} \approx 1$ ，则

$$h_1 = \frac{H}{\left(\frac{F_1}{F_2}\right)^2 + 1} \quad h_2 = \frac{H}{\left(\frac{F_2}{F_1}\right)^2 + 1} \tag{3-328}$$

求得  $h_1$ 、 $h_2$  后，可根据下式求进、排风窗中心处风速为

$$\begin{cases} v_1 = \sqrt{\frac{2g}{\zeta_1 \rho_{\text{外}} g} \Delta p_1} = \sqrt{\frac{2g}{\zeta_1 \rho_{\text{外}}} h_1 (\rho_{\text{外}} - \rho_{\text{内}})} \\ v_2 = \sqrt{\frac{2g}{\zeta_2 \rho_{\text{排}} g} \Delta p_2} = \sqrt{\frac{2g}{\zeta_2 \rho_{\text{排}}} h_2 (\rho_{\text{外}} - \rho_{\text{内}})} \end{cases} \quad (3-329)$$

有了风速，即可求得热压通风量为

$$\begin{cases} q_1 = F_1 v_1 = F_1 \sqrt{\frac{2g}{\zeta_1 \rho_{\text{外}}} h_1 (\rho_{\text{外}} - \rho_{\text{内}})} \\ q_2 = F_2 v_2 = F_2 \sqrt{\frac{2g}{\zeta_2 \rho_{\text{排}}} h_2 (\rho_{\text{外}} - \rho_{\text{内}})} \end{cases} \quad (3-330)$$

为简化计算，一般取  $\rho_{\text{排}} = \rho_{\text{内}}$ 。根据以上计算，如果  $q_1 = q_2 \geq q$  ( $q$  为所需通风量) 时，则说明满足热压通风要求，否则应增大进气、排气面积或增大两窗的距离；当这样做仍不能满足要求时，则须考虑机械通风。

实际工程中，为了保证有风时利用风压通风，一般进气窗面积做得比排气窗的面积大。机房窗户一般占机房墙面积的 30%，不小于机房墙面积的 1/6。

### (三) 机械通风

机械通风有两种型式：一种是向整个站房内全面通风；另一种是向电动机局部通风，把电动机封闭起来，热风经风道排出，不散发到室内。后一种降温效果好，而且经济。

机械通风计算内容包括选定风道截面，计算风压损失，最终由风压损失和通风量选择风机型号。

#### 1. 通风量

由式 (3-325)，当  $Z=1$  时，即为单台电动机散热量  $Q_1$ ，其换气量为

$$q_1 = \frac{Q_1}{\rho C_p (t_1 - t_2)} \quad (3-331)$$

式中  $q_1$ ——单台电动机所需换气量 ( $\text{m}^3/\text{h}$ )；

$t_1$ ——电动机内允许最高温度 ( $^{\circ}\text{C}$ )；

$t_2$ ——吸入的空气温度 ( $^{\circ}\text{C}$ )；

$\rho$ ——吸入的空气密度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )。

#### 2. 通风方式

国内已建的大型泵站电动机通风冷却方式有 4 种：

(1) 开敞式自然通风，用于中、小型电动机。

(2) 半管道式通风，用于立式同步电动机。

(3) 管道式通风，用于卧式电动机。

(4) 空气冷却器封闭循环式通风，用于立式同步电动机。

图 3-229 为电动机冷却方式示意图，图 3-229 (a)、(b) 分别为上述 (1)、(4) 二种通风型式。



### 3. 风压损失计算

对风道进行初步布置后，即可计算其风压损失。

管道过风损失包括所有沿程阻力损失和局部阻力损失。每米长通风管道的沿程阻力损失  $h_{沿}$  (mmH<sub>2</sub>O) 可根据下式计算：

$$h_{沿} = 6.61 \frac{v^{1.924}}{d^{1.281}} \quad (3-332)$$

式中  $v$ ——通风管道中的风速 (m/s)；  
 $d$ ——通风管道的直径 (mm)。

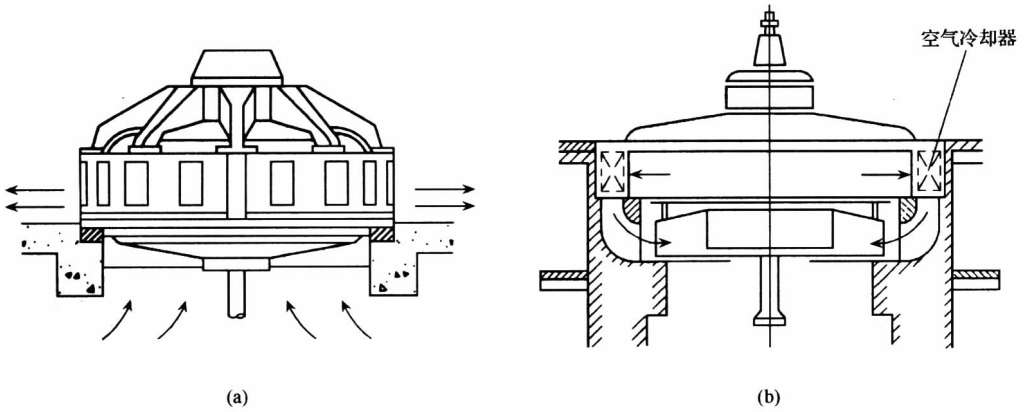


图 3-229 电动机的冷却方式示意图  
 (a) 开敞式自然通风；(b) 封闭循环式通风

通风道中风速的选取直接影响到风道的造价和风机的选择。风速大，管道截面小、造价低，但管道阻力大，所选风机功率大，耗能高；反之风速小，管道截面大，阻力小，风机功率小，耗能少，但管道造价高。根据工程实际经验，一般风速采用 3~12m/s 较合适，距风机最远处可采用 1~4m/s，最近处可采用 6~12m/s。

上式适用于密度为 1.2kg/m<sup>3</sup> 的“标准”空气情况，如为其他数值时，根据公式计算所得的损失应乘上  $\left(\frac{\rho}{1.2}\right)^{0.852}$ 。 $\rho$  值和温度有关，见表 3-28。

表 3-28 空气密度和温度的关系

空气温度 (°C)	-20	-15	-10	-5	0	+5	+10	+15	+20	+25	+30	+35	+40
空气密度 (kg/m <sup>3</sup> )	1.396	1.368	1.342	1.317	1.293	1.270	1.248	1.226	1.205	1.185	1.165	1.145	1.128

如果通风管道为矩形，式 (3-332) 中  $d$  则以当量直径  $d_p$  代入，当量直径由下式求得

$$d_p = \frac{2ab}{a+b} \quad (3-333)$$

式中  $a$ 、 $b$ ——矩形通风道的边长。

局部阻力损失  $h_{局}$  可由下式求得

$$h_{局} = \zeta \frac{\rho v^2}{2g} \quad (3-334)$$

式中  $\zeta$ ——局部阻力系数，见表 3-29。

通风管道中流动空气的总压力损失  $h_w$  为

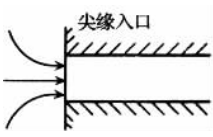

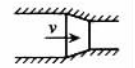
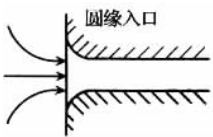
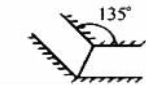
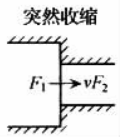
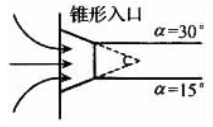
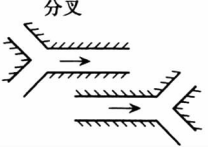
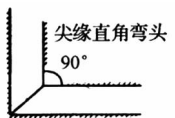
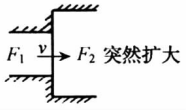
$$h_w = (h_{沿} \cdot L + \sum h_{局})$$

式中  $h_{沿}$ ——每米长风道的沿程损失 (mmH<sub>2</sub>O)；

$L$ ——风道长度 (m)；

$\sum h_{局}$ ——局部风压损失之和 (mmH<sub>2</sub>O)。

表 3-29 管中的局部阻力系数

局部阻力的形式	$\zeta$	局部阻力的形式	$\zeta$	局部阻力的形式	$\zeta$
	0.5		1.0		0.08
	0.25		0.3		$F_1/F_2 = 0.01$ 0.50
	0.25 0.12		每一分叉 0.2		$= 0.1$ 0.48
	1.15		$(1 - F_1/F_2)^2$	$= 0.2$ 0.46	
				$= 0.3$ 0.42	
				$= 0.4$ 0.37	
				$= 0.5$ 0.32	
				$= 0.6$ 0.26	
				$= 0.7$ 0.20	
				$= 0.8$ 0.13	
				$= 0.9$ 0.06	
				$= 1.0$ 0.00	

在计算出通风管道总压力损失后，根据所需通风量可从通风机的特性曲线或产品目录上选取工作效率较高的通风机。需要指出：近代的电动机和发电机一样，在转子上均装设风扇叶片借以自动通风。设叶片转动时产生的风压差为  $h_f$ ，计算所得风压损失  $h_w$  不应大于  $h_f$ ，否则应加大风道断面，或另增风机， $h_f$  值可参考有关资料计算。

## 四、机房整体稳定分析

在机房尺寸初步拟定后,从整体上,机房型式、结构已经确定,但这仅仅是满足了机房总体布置及内部布置要求,此外尚须满足稳定要求。所谓稳定,就是要求机房整体在外力和内部荷载的共同作用下,不发生倾覆、滑动或浮起等破坏,即要求机房整体稳定。因此,在初步拟定机房尺寸后,必须进行整体稳定计算。如果不能满足稳定要求,必须根据计算结果对机房布置和尺寸进行修改,满足稳定要求后再进行结构计算。

机房稳定分析和一般的水工建筑物相同,包括:抗倾、抗滑、抗浮和地基稳定校核,还有地下轮廓线的设计计算等内容。

### (一) 荷载计算

机房所受荷载包括自重和活荷载两大类(图3-230)。

自重:机房(机身)重量、机电设备重量(局部加重)。

活荷载:土压力、水压力、水重、浮托力、渗透压力、浪压力、泥沙压力、风雪荷载、地震荷载、人群、临时起重等活载。

自重计算比较简单,其中机电设备重可从产品样本中查得。机身自重按通常的方法计算。下面介绍部分活荷载的计算方法。

#### 1. 土压力

在稳定分析中,通常需要计算的是站房后墙填土的侧向土压力,而不考虑站房两端的侧向土压力的影响。后墙填土侧向土压力的计算视不同的站房型式采用不同的方法。现以墩墙式站房为例。

(1) 分立式泵房。站房与出水池分开,后墙外填土,如图3-231。

1) 当出水池底板在图示虚线以外,不考虑出水池对侧向土压力的影响,此时挡土墙基脚压力( $\text{kN/m}^2$ )按下式计算:

$$\sigma = \gamma (H - Z_0) K_a \quad (3-335)$$

单位宽度挡土墙上的侧向主动土压力( $\text{kN/m}$ )为

$$P = \frac{1}{2} \gamma (H - Z_0)^2 K_a \quad (3-336)$$

式中  $\gamma$ ——土的容重( $\text{kN/m}^3$ );

$H$ ——挡土高度(m);

$K_a$ ——主动土压力系数,  $K_a = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ ;

$\varphi$ ——土壤内摩擦角( $^\circ$ );

$C$ ——土的粘聚力( $\text{kN/m}$ );

$Z_0$ ——土的粘聚力引起的受拉区深度,  $Z_0 = \frac{2C}{\gamma \sqrt{K_a}}$  (m)。

土压力的合力作用点在离基脚 $\frac{1}{3}(H - Z_0)$ 高度处。墙后总的侧向土压力为 $PL$ ,

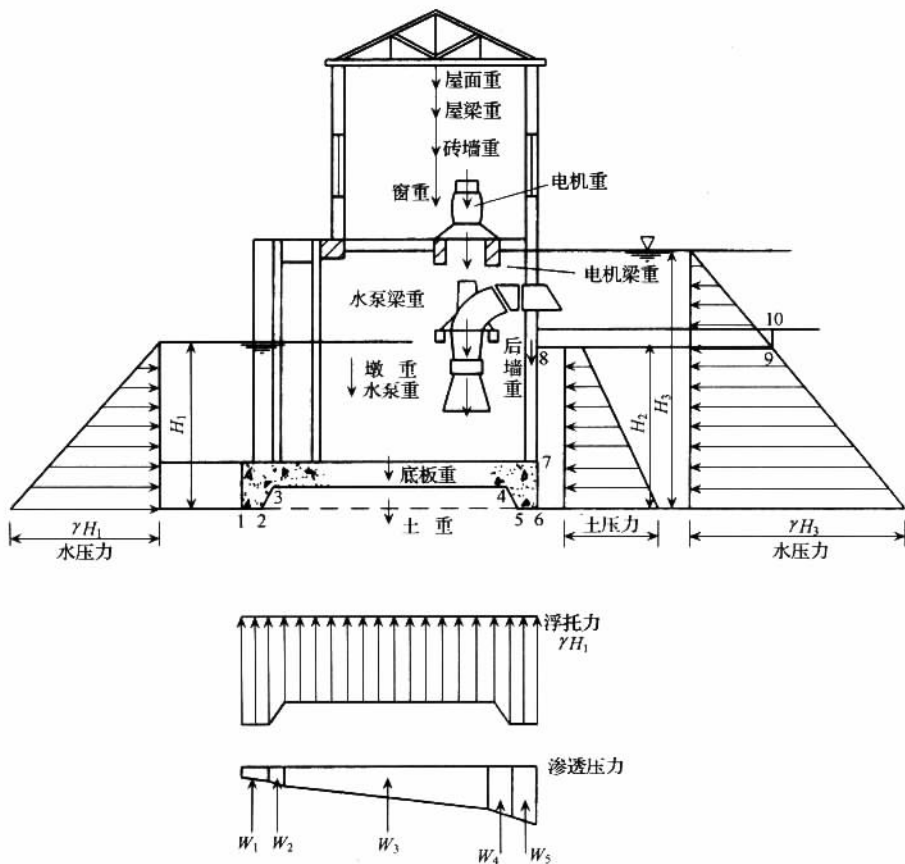


图 3-230 机房所受荷载示意图

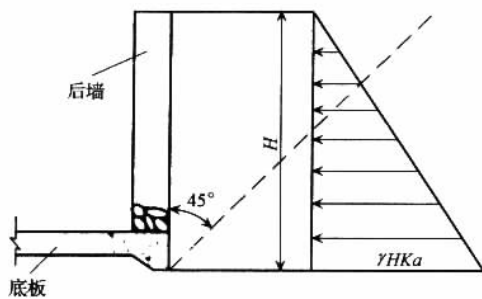


图 3-231 机房后墙填土侧向土压力分布图

$L$  为挡土墙（垂直水流方向）总长度（m）。

2) 当出水池底板离后墙较近（在  $45^\circ$  线以内）时，必须考虑出水池重及水重对土压力的影响。

设出水池折算附加荷载为  $q$ ，土压力按图 3-232 所示计算，基脚压力 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ) 为

$$\sigma = \gamma HK_a + qK_a$$

单宽土压力按压力图计算：

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a + HqK_a$$

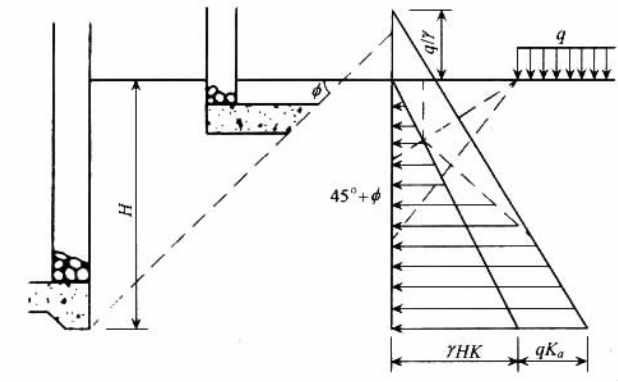


图 3-232 出水池底板离后墙较近时侧向土压力分布图

对前面两种情况，当有地下水时，地下水位以下部分的土按浮容重计算土压力，另计水压力。

(2) 联立式布置。站房后墙和出水池底板相联，出水池底板下填土，且有地下水。此时，因墙后填土及出水池底板都浸在水中，故后墙同时受土压力和水压力作用。计算土压力时，取土的浮容重；因填土上部为出水池底板，要计算其附加土压力，其值为  $\gamma''tK_a$ ， $\gamma''$  为底板浮容重， $t$  为底板厚度。

基脚土压力为

$$\sigma = \gamma'HK_a + \gamma''tK_a \tag{3-337}$$

式中  $\gamma'$ ——土的浮容重；

$\gamma''$ ——出水池底板的浮容重。

单宽土压力按压力图形计算（图 3-233）。

$$P = \frac{1}{2} \gamma' H^2 2K_a + \gamma'' t K_a H \tag{3-338}$$

## 2. 侧向总水压力

侧向总水压力按下式计算：

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 L \tag{3-339}$$

式中  $P$ ——挡土墙上总水压力 ( $\text{kN}$ )；

$\gamma$ ——水的容重 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )；

$H$ ——水面到基脚距离 ( $\text{m}$ )；

$L$ ——泵室后墙长度 ( $\text{m}$ )。

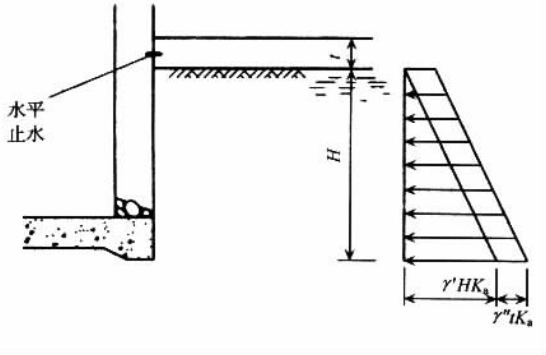


图 3-233 出水池底板下侧向土压力分布图

挡土墙上侧向总水压力作用点离基脚  $H/3$  高度处。机房进水侧总水压力可用相同的方法计算。

### 3. 扬压力

扬压力为水流对底板作用力的总称，包括浮托力（静压力）和渗透压力（动压力）两部分。因其作用方向是垂直向上，故称之为扬压力。

(1) 浮托力。浮托力等于站身排开水体的重量，其计算方法简单，往往与计算站身自重结合进行。

$$P_{\text{浮}} = \gamma V \tag{3-340}$$

式中  $P_{\text{浮}}$ ——浮托力 (kN)；

$\gamma$ ——水容重 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )；

$V$ ——站身排开水体的体积 ( $\text{m}^3$ )。

(2) 渗透压力。渗透压力也称渗压力，这是由站身上下游水位差引起的。

渗透压力的计算方法有：直线比例法、阻力系数法和流网分析法等。从数学角度讲又分为精确解和近似解。精确解只能在边界条件非常简单的情况下才能得出，以上几种方法均为近似解法。在工程实践中，中小型工程大多采用直线比例法，对于重要的大型工程采用阻力系数法，流网分析在渗透分析中采用。下面主要介绍直线比例法和改进阻力系数法，简要说明流网分析法。

1) 直线比例法。直线比例法为勃来在总结闸坝工程资料的基础上提出的。此法假定沿站身与土壤接触线（地下轮廓线）即水流渗透的第一条流线上的水力坡降不变，沿流线各点的水头降低与水流流经的长度成正比，即渗透水头  $h$  沿地下轮廓线按直线规律变化（下降）。

将图 3-230 中的地下轮廓线展开成一条水平直线，如图 3-235。总渗径长度为  $L$ ，当站身作用有  $\Delta H$  的水头差（亦即最大渗透水头），则离站下游尚有  $\Delta L$  的任一点，其渗透水头  $h$  为

$$h = \Delta H \frac{\Delta L}{L} \tag{3-341}$$

式中  $L$ ——渗透总长度（地下轮廓线长，m）；  
 $\Delta H$ ——上下游水位差（渗透总水头，m）；  
 $\Delta L$ ——从 0 点起算的渗径长度（m）。

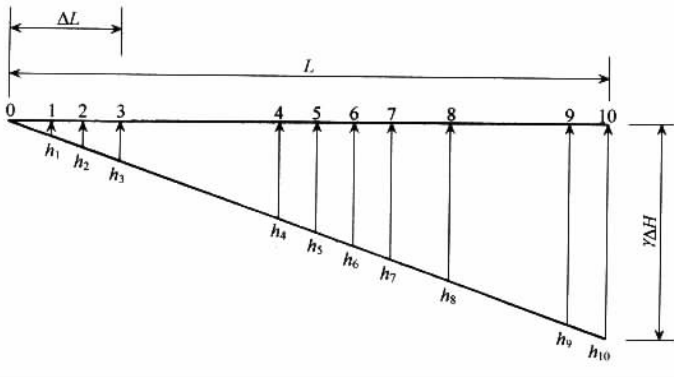


图 3-234 机房地下轮廓线展开图

沿渗径各点的渗透水头确定后，就可以计算机房底板所受的渗透压力，包括垂直和侧向的渗透压力。工程设计中计算侧向水压力均按静水压力考虑，通常是偏安全的。

垂直向上的渗透压力按图 3-235 计算。先把底板上各点 1、2、…、7，投影到水平线上，每点的压力分别为  $h_1$ 、 $h_2$ 、…、 $h_7$ ，然后按照压力图表计算其合力，即为作用于底板上的渗透压力。

上述直线比例法的假定与实践情况有较大的出入，原因是没有考虑地下轮廓形状的影响，因此计算误差较大。莱因对该法提出了修正，认为垂直的地下轮廓线与水平的地下轮廓线对渗流阻力影响不同，地下轮廓线的水平部分消减渗透水头的的作用为垂直部分的 1/3。按照莱因法，在画地下轮廓线时，水平部分有效长度仅为实际长度的 1/3。这一比例数值也比较粗，计算结果仍然有较大误差。但是因其计算方法简单，概念明确，一般中、小型工程常沿用此法，大型工程初定轮廓线时亦采用。

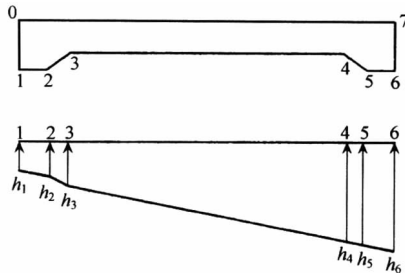


图 3-235 机房底板所受的竖向渗透压力



2) 阻力系数法。所谓阻力系数法，就是分别求出地下轮廓线不同部分（渗流进口、出口、板桩、水平段和垂直段等）对渗流的阻力系数，据此确定各部分的水头损失，此

法比勃莱—莱因法接近实际情况。阻力系数法确定各分部阻力系数所用近似公式以计算流体力学为基础，同时作了一些假定。近似公式随着工程实践和科学发展而不断有所改进，形成改进阻力系数法，更切合实际情况。

改进阻力系数法是阻力系数法的发展，两个方法的原理相似，前法与后法相比，主要是渗流区划分多，在进出口附近的水头损失修正详细，前法计算精度比后法高。

a. 基本原理。先分析一个简单的矩形断面渗流区（图 3-236），其长度为  $L$ ，透水层深度为  $T$ ，两断面测压管水位差为  $h$ 。根据达西定律，通过该渗流区的单宽渗流量  $q$  为

$$q = K \frac{h}{L} T$$

于是  $h$  可表达为

$$h = \frac{L}{T} \frac{q}{K} \quad (3-342)$$

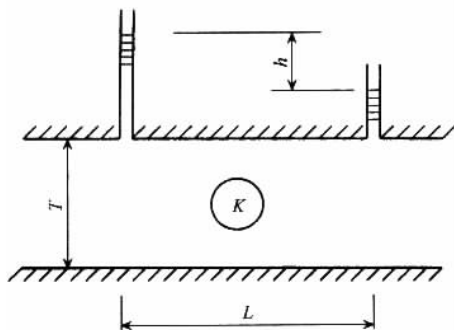


图 3-236 矩形断面渗流图

式中  $K$  为渗透系数。

令  $\frac{L}{T} = \zeta$ ，则得

$$h = \zeta \frac{q}{K} \quad (3-343)$$

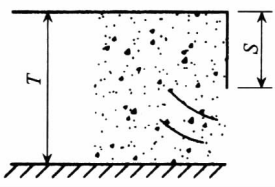
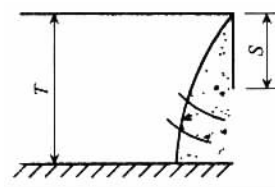
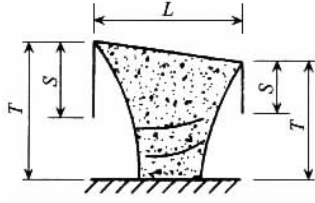
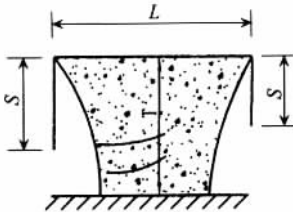
式中  $\zeta$ ——阻力系数， $\zeta$  值仅与渗流区的几何形状有关，它是边界条件的函数。

对于比较复杂的地下轮廓，须把整个渗流区大致按等势线位置分成几个典型渗流段，每段都可利用理论解或试验法求得阻力系数  $\zeta$ ，其计算公式见表 3-30。按表 3-30 的典型段，把均质渗流区分成几个流段然后再引用式 (3-343)，则可求得任一流段的水头损失  $h_i$  为

$$h_i = \zeta_i \frac{q}{K} \quad (3-344)$$



表 3-30 阻力系数计算公式表

渗流段名称	渗流段形状	阻力系数 $\zeta$ 的计算公式
进、出口段		$\zeta_0 = 1.5 \left( \frac{S}{T} \right)^{1.5} + 0.441$
内部铅直段		$\zeta_y = \frac{2}{\pi} \ln \left\{ \operatorname{ctg} \left[ \frac{\pi}{4} \left( 1 - \frac{S}{T} \right) \right] \right\}$
水平段		$\zeta_x = \frac{L - 0.7 (S_1 + S_2)}{T}$
倾斜段		$\zeta_s = \frac{L - 0.35 (T_1 + T_2) \left( \frac{S_1}{T_1} + \frac{S_2}{T_2} \right)}{T_2 - T_1} \ln \frac{T_2}{T_1}$

注 在  $\zeta_y$  公式内,  $2/\pi$  中的  $\pi$  为 3.1416; 角度  $\pi/4$  单位用弧度, 如以度计,  $\pi/4 = 45^\circ$ 。

对于不同的典型段,  $\zeta$  值不同, 但因各段的单宽渗流量相同, 所以, 各段的  $q/K$  值相等, 而总水头  $H$  应为各段水头损失的总和, 于是得

$$H = \sum_1^n h_i = \frac{q}{K} \sum_1^n \zeta_i \quad (3-345)$$

式中  $\sum_1^n$ ——各段阻力系数的总和;  
 $n$ ——典型渗流段的段数。

将式 (3-345) 代入式 (3-344) 后, 便可算得各段水头损失为

$$h_i = \zeta_i \frac{H}{\sum_1^n \zeta_i} \quad (3-346)$$

求出各段的水头损失后, 再由出口处向上游依次叠加, 即得各段分界点的水头, 两

点之间的渗压可近似地认为是线性分布。进出口附近各点的渗压有时需要修正。如需计算  $q$ ，可按式 (3-344) 进行。

b. 主要计算步骤。

①确定地基计算深度。上述计算方法对不透水层较浅时可直接使用；不透水层较深时，须首先计算有效深度  $T_e$ ， $T_e$  值可按式确定，即

$$\left. \begin{aligned} \frac{L_0}{S_0} \geq 5, \quad T_e = 0.5L_0 \\ \frac{L_0}{S_0} < 5, \quad T_e = \frac{5L_0}{1.6 \frac{L_0}{S_0} + 2} \end{aligned} \right\} \quad (3-347)$$

式中  $L_0$ ——地下轮廓的水平投影长度，m；

$S_0$ ——地下轮廓的铅直投影长度，m。

待有效深度算出后，再与实际深度相比较，应取其中的小值作为计算深度  $T_e$ 。计算  $T_e$ 、 $T_e$  及  $S_0$  时，均从地下轮廓最高处往下算起。

②将渗流区按地下轮廓形状分为若干典型渗流段，并利用表 3-30 计算各段的阻力系数  $\zeta_i$  及水头损失  $h_i$ 。

在计算阻力系数时，若某渗流段的  $\zeta_i$  计算值为负值，则应进行适当的处理，如将该段并入附近的渗流段一起计算。

③当进、出口处底板埋深及板桩长度的总值较小时，进、出口段的水头损失需按式 (3-348) 修正，才能使计算值接近于实际情况。

$$h'_0 = \beta' h_0 \quad (3-348)$$

其中

$$\beta' = 1.21 - \frac{1}{\left[ 12 \left( \frac{T'}{T} \right)^2 + 2 \right] \left( \frac{S'}{T} + 0.059 \right)} \quad (3-349)$$

上两式  $h_0$ ——按式 (3-346) 计算的进、口水头损失值；

$h'_0$ ——修正后的进、口水头损失值；

$\beta'$ ——阻力修正系数；

$S'$ ——底板埋深与板桩入土深度之和 [图 3-237 (a)]，或为齿墙外侧埋深 [图 3-237 (b)]；

$T'$ ——板桩另一侧地基透水层深度，或为齿墙底部至计算深度线的铅直距离 (图 3-237)。

若  $\beta' \geq 1$ ，则进、出口段的水头损失值不予修正；若  $\beta' < 1$ ，修正后的水头损失减小值  $\Delta h$  则按式 (3-350) 计算，即

$$\Delta h = (1 - \beta') h_0 \quad (3-350)$$

④各段  $h$  值之和必须等于总水头值，故上述进、口水头损失的减小值，应按不同情况分别加在附近的几个渗流段内。对于图 3-237 (b) 的进、出口情况，可按下述方法修正。

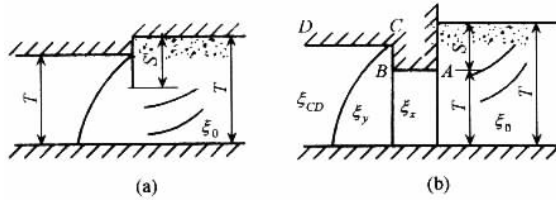


图 3-237 进、出口渗流计算图

当  $h_x \geq \Delta h$  时，可按式 (3-351) 修正，即

$$h'_x = h_x + \Delta h \quad (3-351)$$

式中  $h_x$ ——水平段 (AB 段) 修正前的水头损失值；

$h'_x$ ——修正后的水平段水头损失值。

当  $h_x < \Delta h$ ，可按如下方法，分两种情况修正：

如  $h_x + h_y \geq \Delta h$ ，则  $h'_x = 2h_x$ ， $h'_y = 2h_y + \Delta h - h_x$ 。 $h_y$  为内部铅直段 (BC 段) 修正前的水头损失值， $h'_y$  为修正后的水头损失值；如  $h_x + h_y < \Delta h$ ，则  $h'_x = 2h_x$ ， $h'_y = 2h_y$ ， $h'_{CD} = h_{CD} + \Delta h - (h_x + h_y)$ 。 $h_{CD}$  为 CD 段修正前的水头损失值， $h'_{CD}$  为修正后的水头损失值。

⑤ 出口段渗流坡降  $J$ ，按式 (3-352) 计算，即

$$J = \frac{h'_0}{S'} < [J] \quad (3-352)$$

3) 流网分析法。流网法既可适用于各向同性的均质地基及非均质地基，又能适用于各向异性的地基；对于各种不同的地下轮廓布置及其他边界条件也能适用。使用流网法计算渗流要素，费时不多，也有足够的精度，流网图可通过实验绘制，一般绘制的流网误差为 2% ~ 5%。具体计算参照有关资料。

#### 4. 浪压力

对于小型工程一般不计算浪压力。但是大型泵站 (堤身式) 直接挡水，水深较大，需要计算风浪引起的侧向水压力对站身稳定的影响。

浪压力与波浪的大小直接有关，影响波浪大小的因素主要有：风速、风速在吹程方向的持续作用时间、吹程、站身上下游水深及其沿吹程方向的变化特征等。

风速值建议采用距地面 10m 高度处的风速。

吹程是指从站身至对岸的水面长度 (km)，吹向是指风速的方向，如果风的吹向不是正对着站身，而是从侧面吹来，或吹程很短，均不会造成很大浪压，可以不加考虑。

对于上游水面呈带状伸向远方的情况，吹程  $D$  可取水面宽度月的五倍，即  $D = 5B$ 。

我国官厅水库试验的波浪公式如下：

$$\begin{aligned} 2h_l &= 0.0166 v^{4/5} D_f^{1/3} \\ 2L_l &= 10.4 (2h_l)^{0.8} \end{aligned} \quad (3-353)$$

式中  $2h_l$ ——波浪高度 (m)；

$2L_l$ ——波长 (m);  
 $v_f$ ——风速 (m/s);  
 $D_f$ ——吹程 (km)。

式 (3-353) 与过去常用的安德列也夫公式 ( $2h_l = 0.0208 v_f^{5/4} D_f^{1/3}$ ) 类似, 更符合我国的实际情况, 故推荐使用。

浪压力计算:

(1) 当站前水深能满足  $H_{ej} < H < L_l$  时 (见图 3-238),  $H_{ej}$  为波浪破坏的临界水深。则迎水面竖墙上, 单宽浪压力为

$$R = \frac{\gamma (H + 2h_l + h_0) (H + a) - \gamma H^2}{2} \quad (3-354)$$

使波浪破坏的临界水深为

$$H_{ej} = \frac{L_l}{2\pi} \ln \frac{2L_l + 4\pi h_l}{2L_l - 4\pi h_l} \quad (3-355)$$

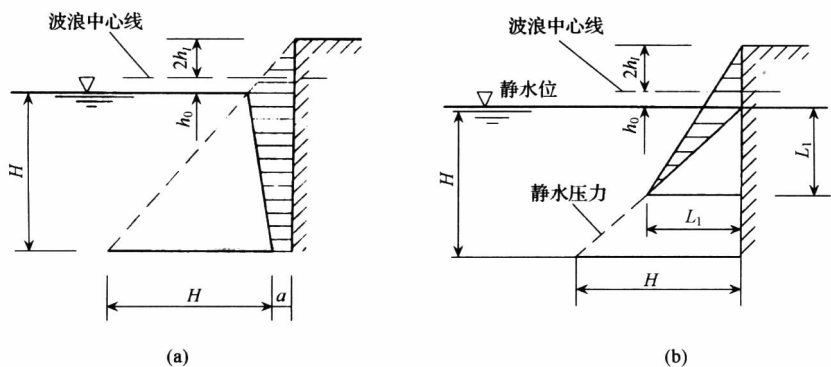


图 3-238 浪压力图

$h_0$  为波浪中心线高出水静水面以上的高度:

$$h_0 = \frac{4\pi h_l^2}{2L_l} \operatorname{cth} \frac{\pi H}{L_l} \quad (3-356)$$

$a$  为底部浪压强度:

$$a = 2h_l \operatorname{sech} \frac{\pi H}{L_l} \quad (3-357)$$

浪压强度在波顶处为零, 在静水面处为最大, 至底部递减为  $a$ , 其间均为直线分布。浪顶至静水面垂直距为  $2h_l + h_0$ 。

(2) 当  $H > L_l$  时, 在迎水面的竖墙上距离静水位深  $L_l$  以下各点的压力可以忽略不计, 此时单宽浪压力 (见图 3-238) 为

$$R = \gamma \frac{(L_l + 2h_l + h_0) L_l}{2} - \frac{1}{2} \gamma L_l^2 \quad (3-358)$$

总浪压力为

$$R_t = R \cdot B \quad (3-359)$$

浪压力具体计算也可参照《水闸设计规范》(SL265—2001)关于浪压力计算部分。

### 5. 风压力

作用在站房表面上的风荷载  $p$  ( $N/m^2$ ) 应按下列式计算:

$$p = K K_z p_0 \quad (3-360)$$

$$p_0 = 0.6 v^2 \quad (3-361)$$

式中  $p_0$ ——基本风压 ( $N/m^2$ ); 系以空旷平坦地面离地 10m 高处统计得 30 年一遇 10min 平均最大风速  $v$  (m/s) 为标准, 可按式 (3-361) 计算。使用时常根据当地风力级别查蒲福氏风力表, 以确定风速  $v$  和风压  $p_0$ ;

$K_z$ ——风压高度变化系数, 可由表 3-31 查得;

$K$ ——建筑物风载体型系数; 它与建筑物的外形尺度等有关, 兹根据《工业与民用建筑结构荷载规范》中所列房屋体型系数及常用的平屋顶体型系数, 选出几种, 列于表 3-32 中。

为简化计算, 屋顶风荷载以集中力形式作用于纵墙或承重柱顶端, 纵墙顶端以下的风荷载, 通常均作为均匀荷载考虑。

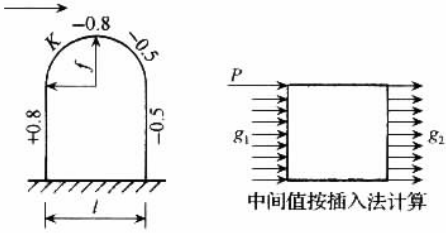
表 3-31 风压高度变化系数表

离地面高度 (m)	$K_z$	离地面高度 (m)	$K_z$
5	0.78	20	1.25
10	1.00	30	1.41
15	1.15		

表 3-32 建筑物风载体型系数  $K$  表

名称	建筑体型及体型系数
1. 封闭式平屋顶	
1. 封闭式双坡屋顶	

续表

名称	建筑体型及体型系数
3. 封闭式拱形屋顶	

### 6. 地震力

建筑在震区的泵站，必须考虑地震力的作用。进行抗震验算，需考虑以下三种力的作用：①站身自重及建筑物上荷重而引起的惯性力，站房稳定计算一般只考虑水平惯性力的作用，但遇设计地震烈度为 8、9 度的 1、2 级泵站，应考虑垂直惯性力与水平惯性力同时组合，并乘以 0.5 的组合系数；②与站身接触的水体所引起地震水压力；③站身两侧填土所引起地震的土压力的增加。因为地震是一种异常现象，地震荷载应作为特殊荷载，不与最高洪水位和最大风载同时组合。

地震烈度等级按里氏区分为 12 级，一般 6 度以下的地震，因其地震系数甚小，地震力不大，可以忽略不计；在 7 度以上地震区，建筑物应考虑抗震设计；9 度以上的地震区，应根据泵站的重要性，进行详细的论证和特殊的抗震设计。

(1) 地震惯性力。根据《水工建筑物抗震设计规范》(SL203—97、DL5073—1997) 计算：

$$P_i = K_H C_Z a_i W_i \tag{3-362}$$

式中  $K_H$ ——水平向地震系数，按表 3-33 采用；

$C_Z$ ——综合影响系数，取  $C_Z = 1/4$ ；

$a_i$ ——地震加速分布系数，可按表 3-34 选用；

$W_i$ ——集中在质点  $i$  的重量。

表 3-33 水平向地震系数  $K_H$  表

设计烈度	7	8	9
$K_H$	0.1	0.2	0.4

(2) 地震动水压力。地震时作用于泵站的动水压力与正常情况下的静水压力有别，其相关部分常称为地震时水的激荡力，这个激荡力沿泵站水面作线性分布，按照下式计算：

$$\bar{p}_y = K_H C_Z f_y \gamma H_0 \tag{3-363}$$

式中  $f_y$ ——水深  $y$  处的地震动水压力分布系数，按表 3-33 采用；

$\gamma$ ——水的容重；

$H_0$ ——水深；

$K_H$ ——水平向地震系数，由表 3-33 查得；

$C_z$ ——综合影响系数，取  $C_z = 1/4$ 。

表 3-34 地震加速度分布系数  $a_i$  表

	进水塔、水平向	排架、水平向
进水塔排架		
闸顶机架		

表 3-35 水深  $y$  处地震动水压力分布系数  $f_y$  表

$y/H_0$	$f_y$	$y/H_0$	$f_y$	$y/H_0$	$f_y$
0	0	0.4	0.74	0.8	0.71
0.1	0.43	0.5	0.76	0.9	0.68
0.2	0.58	0.6	0.76	1.0	0.67
0.3	0.68	0.7	0.75		

单位深度的总地震动水压力  $\bar{p}_0$  为

$$\bar{p}_0 = 0.65 K_H C_z \gamma H_0^2 \quad (3-364)$$

其作用点位置自水面算起为  $0.54H_0$ 。

水深  $y$  处以上单位宽度地震动水压力合力  $\bar{p}_y$  及其作用点位置  $h_y$  见图 3-239 所示。

对于宽深比  $B/H_0$  小于 5 的河道，按式 (3-364) 计算动水压力时，可乘以折减系数  $C_1$ ：

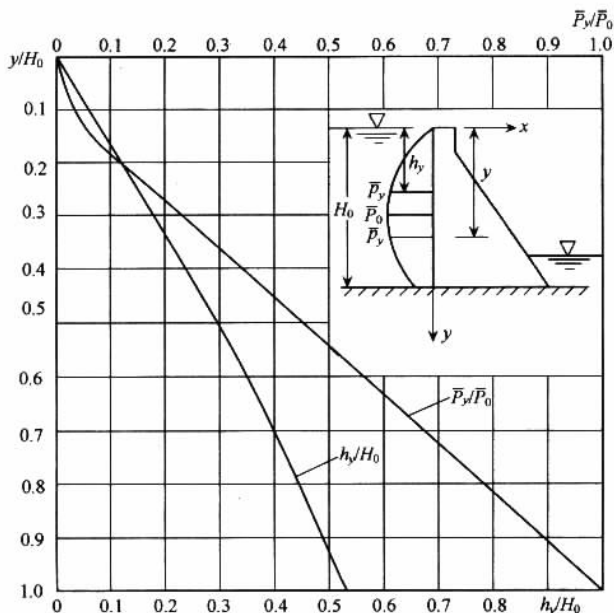


图 3-239 水深  $y$  处以上地震动水压力合力及其作用点位置

$$C_1 = 0.75 + 0.05B/H_0$$

式中  $B$ ——河道水面宽度。

站房上、下游面的地震动水压力均垂直作用于站房。

(3) 地震动土压力。水平向地震作用下的总土压力  $E'$  包括静压力和动土压力按式 (3-365) 计算 (“+”和“-”分别对应于主动和被动土压力)：

$$E' = (1 \pm K_H C_Z C_e \operatorname{tg} \varphi) E \quad (3-365)$$

式中  $C_e$ ——地震动土压力系数，按表 3-36 采用；

$\varphi$ ——土的内摩擦角；

$E$ ——静土压力。

表 3-36 地震动土压力系数  $C_e$  表

内摩擦角 $\varphi$		21° ~ 25°	26° ~ 30°	31° ~ 35°	36° ~ 40°	41° ~ 45°
		填土坡度				
主动	0°	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0
	10°	5.0	4.0	3.5	3.0	2.5
	20°	—	5.0	4.0	3.5	3.0
	30°	—	—	—	4.0	3.5
被动	0° ~ 20°	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0

注 填土坡度在表列角度之间者，可内插。



## （二）计算情况与荷载组合

在不同的计算情况下，各种荷载组合也不同。在计算中，应选择最不利的情况进行计算；同时存在几种最不利情况时，需要分别计算。通常工程设计中考虑以下几种情况：

### 1. 完建期

土建及安装工程已完成，但未拆坝放水，站前无水。站房主要承受建筑自重及各种机电设备自重，还有侧向土压力、地下水压力。

### 2. 正常运行期

站房进出水侧均有水。除自重不变外，增加进、出水侧水压力，底板上下部的静水压力及下部渗透水压力。

### 3. 检修或调相期

检修期一般在低水位时进行。轴流泵站水压力变化较大。视检修方式不同，有些抽空独立的进水池（流道）逐台检修；有些需将前池、进水池水全部排空。

大型同步电动机在作调相运行时，常将进水流道内水排空，泵作空转运行。此时浮力增大较多。

### 4. 校核情况

通常指出现地震、洪水、止水失效等非常情况。这些情况下的外荷载（土压力、水压力等）变化很大。根据工程重要性（等级）需要进行校核验算，以确保工程安全。

## （三）站身稳定计算

在确定了站身所受荷载及其组合情况以后，就可进行站身稳定验算。

站身丧失稳定（失稳）有以下几种形式：

（1）滑动。包括表面滑动和深层滑动。这种破坏发生在站身同时承受水平荷载和垂直荷载的情况下。表面滑动与深层滑动的判别公式如下：

$$\sigma_{ck} = A\gamma B \operatorname{tg}\varphi + 2C (1 + \operatorname{tg}\varphi) \quad (3-366)$$

式中  $\sigma_{ck}$ ——临界垂直压应力；

$A$ ——系数，1.75~3.5；

$\gamma$ ——土的容重，水下土用浮容重；

$B$ ——底板宽度；

$\varphi$ ——土壤内摩擦角；

$C$ ——土壤的粘聚力。

当地基压应力小于临界应力时，只能是表面滑动；当地基压应力大于临界应力，则可能发生深层滑动。

（2）浮起。这种破坏发生在深沉井干室型站房工程中，这种站房往往受很大的浮托力，而水平力很小或被抵消。

（3）严重不均匀沉陷引起倾倒。当底板上下游两端的地基压应力相差过大时，导致

较大的不均匀沉陷，超过允许沉陷量，可能发生这种破坏。此外，渗透也可能引起这种破坏。

### 1. 抗滑稳定计算

当发生表面滑动时，常用下式来计算滑动稳定：

$$K_c = \frac{\sum Vf}{\sum H} \geq [K] \quad (3-367)$$

当站房基础前后均作有齿墙，而齿墙又较深时，站房前沿齿墙底部连同齿墙间的土体滑动，此时的抗滑稳定计算公式如下：

$$K'_c = \frac{\sum Vf_0 + CA}{\sum H} \geq [K] \quad (3-367_1)$$

上二式  $\sum V$ ——垂直荷载（当有齿墙时，应包括齿墙间土体的重量）；

$\sum H$ ——水平荷载；

$f$ ——底板与地基间摩擦系数，1、2级建筑物应结合科学试验，作出必要的分析和论证后定出；其余级别建筑物，可参考表3-37所列的资料选定；

$f_0$ ——沿滑动面土壤颗粒之间的摩擦系数， $f_0 = \text{tg}\varphi$ ， $\varphi$ 为土壤的内摩擦角；

$C$ ——齿墙间滑动面上土体的粘聚力，建议取用室内试验值的1/3~1/5；

$A$ ——齿墙间土体的剪切面积，等于齿墙间的宽度乘以站房一个机组段长度；

$K_c$ 、 $K'_c$ ——滑动安全系数；

$[K_c]$ ——容许滑动安全系数，根据泵站的级别，按表3-38采用。

表3-37  $f$ 值表

地基土类别		$f$ 值
粘土	软弱	0.20~0.25
	中等坚硬	0.25~0.35
	坚硬	0.35~0.45
壤土、粉质壤土		0.25~0.40
砂壤土、粉砂土		0.35~0.40
细砂、极细砂		0.40~0.45
中、砂粗砂		0.45~0.50
砾、卵石		0.50~0.55

表3-38 容许滑动安全系数  $[K]$

设计情况（基本）	1.35	1.30	1.25	1.20	1.15
校核情况（特殊）	1.20	1.15	1.10	1.05	1.05

若计算出的  $K_c$  及  $K'_c$  值大于上表规定甚多, 若非结构布置需要, 说明站房断面尺寸定得太大, 可以考虑减小, 以节约投资; 若计算出的  $K_c$  及  $K'_c$  值等于或接近于上表所规定的数量, 说明站身设计断面符合稳定要求; 若计算出的  $K_c$  及  $K'_c$  值小于上表所列数值, 即说明站身不稳定, 应采取措施, 必须使  $K_c$  及  $K'_c$  值满足要求。一般措施如下:

- (1) 改变站房结构尺寸, 重新核算, 必要时改变站房型式;
- (2) 加长防渗铺盖, 减小底板下的渗透压力;
- (3) 加钢筋混凝土阻滑板, 以增加站身抗滑稳定性。加阻滑板后:

$$K_c = K_1 + K_2 = \frac{\sum Vf}{\sum H} + \frac{\sum Qf}{\sum H} \quad (3-368)$$

$$K_c = K_1 + K_2 = \frac{\sum Vf_0 + CA}{\sum H} + \frac{EQf}{\sum H} \quad (3-369)$$

式中  $K_1$ ——抗滑安全系数, 一般要求  $K \geq 1$ ;

$K_2$ ——考虑阻滑板作用时, 增加的抗滑安全系数, 作为补充安全之用;

$\sum Q$ ——阻滑板的有效重量, 包括阻滑板的自重及阻滑板上的水重等。

## 2. 地基应力计算

站房基础底面的边缘应力按式 (3-370) 确定:

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum V}{F} \pm \frac{\sum M}{W} \quad (3-370)$$

式中  $\sum V$ ——全部垂直荷载;

$F$ ——基础底板面积;

$\sum M$ ——全部荷载对底板中心的力矩和;

$W$ ——底板截面 (底面) 的抗弯模量。

计算出的最大地基应力必须小于地基容许应力, 即地基容许承载力。地基容许承载力由土工试验确定。

为了不致产生过大的不均匀沉陷, 地基应力最大值与最小值之比不能太大。

$$K = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}} \leq (K) \quad (3-371)$$

对于砂土地基  $(K) \leq 1.5 \sim 2.0$

粘土地基  $(K) \leq 1.2 \sim 1.5$

当地基应力不满足要求时, 可以调整局部布置或采取适当的措施以达到稳定要求。

## 3. 抗浮稳定计算

当站身承受很大浮托力, 有可能使站房失稳时, 应进行抗浮计算:

$$K_f = \frac{\sum V}{V_f} \leq (K_f) \quad (3-372)$$

$$(K_f) = 1.1$$

式中  $\sum V$ ——全部垂直荷载;

$V_f$ ——扬压力。

### (四) 站房地基的渗透变形

站房地基的渗透变形主要有管涌和流土。

#### 1. 管涌

管涌是地基中个别土壤颗粒被渗流带走的现象，又分机械管涌和化学管涌。沙土地基中主要危险是机械管涌；粘土地基因粘土颗粒之间具有粘结力，渗流不可能带走其颗粒，地基发生机械管涌后，将形成大孔隙的软弱带，使建筑物发生不均匀沉陷，甚至造成事故而破坏。

#### 2. 流土

地基在渗透压力作用下，位于渗透逸出处的土壤发生移动的现象，称为流土。用  $y$  表示地基中任一点的土层厚度， $h_y$  为该点的作用水头，当  $h_y$  超过该点的土壤重量时，就会形成流土，极限平衡时：

$$\gamma_B y = \gamma h_y$$

式中  $\gamma_B$ ——土壤的浮容量；

$\gamma$ ——水容重。

流土对地基造成的危害是很明显的，因此必须引起足够的重视。

#### 3. 地基渗流的允许坡降值

无论是机械管涌还是流土，均与渗流坡降有关。根据前述改进阻力系数法，将地基渗流分为进出口段、内部垂直段及水平段等三种基本型式，现将水平段及出口段的允许坡降值列于表 3-39 和表 3-40 中。

表 3-39 水平段允许坡降值

地基土质 排水条件	粉砂	中砂	粗砂	中细砾	粗砂夹 卵石	砂壤土	壤土	软粘土	软坚实 粘土	坚实 粘土	细砂
	有反滤层	0.07 ~ 0.10	0.14 ~ 0.18	0.18 ~ 0.24	0.24 ~ 0.31	0.31 ~ 0.39	0.21 ~ 0.35	0.35 ~ 0.49	0.42 ~ 0.56	0.56 ~ 0.70	0.70 ~ 0.84
无反滤层	—	—	—	—	—	—	0.25 ~ 0.35	0.30 ~ 0.40	0.40 ~ 0.50	0.50 ~ 0.60	—

表 3-40 出口段允许坡降值

渗流 破坏 形式	排水 条件	地 基 土										
		粉砂	细砂	中砂	粗砂	中细砾	粗砂夹 卵石	砂壤土	壤土	软粘土	较坚实 粘土	坚实 粘土
管涌	有反 滤层	0.35 ~ 0.42	0.42 ~ 0.49	0.49 ~ 0.56	0.56 ~ 0.63	0.63 ~ 0.70	0.70 ~ 0.77	0.56 ~ 0.70	0.70 ~ 0.84	0.84 ~ 0.98	0.98 ~ 1.12	1.12 ~ 1.126
	无反滤	—	—	—	—	—	—	—	0.50 ~ 0.60	0.60 ~ 0.70	0.70 ~ 0.80	0.80 ~ 0.90

续表

渗流破坏形式	排水条件	地 基 土										
		粉砂	细砂	中砂	粗砂	中细砾	粗砂夹卵石	砂壤土	壤土	软粘土	较坚实粘土	坚实粘土
流土	有反滤层	0.27~0.32	0.32~0.37	0.37~0.42	0.42~0.47	0.47~0.52	0.52~0.57	0.42~0.53	0.53~0.63	0.63~0.74	0.74~0.84	0.84~0.95
	无反滤层	—	—	—	—	—	—	—	0.38~0.45	0.45~0.53	0.53~0.60	0.60~0.68

(1) 水平段允许坡降值，按表 3-19 采用。

(2) 出口段渗透破坏形式按下式计算判别：

$$P_z = \frac{a\sqrt{n}}{1+\sqrt{n}} \times 100\% \quad (3-373)$$

式中  $P_z$ ——地基土 2mm 粒径以下的土粒百分数含量；

$n$ ——地基土的孔隙率， $n = 1 - \gamma_d/2.65$ ， $\gamma_d$  为地基土的干容重 (gf/cm<sup>3</sup>)；

$a$ ——系数，取 0.95~1.0。

若地基土实际 2mm 粒径以下的土粒百分数含量  $P_{zs} > P_z$ ，渗透变形为流土破坏，若  $P_{zs} < P_z$ ，则可能产生管涌破坏。

(3) 出口段允许坡降值可按表 3-40 采用。为了防止地基的渗透变形，除按上述要求选择好站房地下轮廓线外，还必需作好排水和防渗设施，以确保建筑物安全。

### (五) 站房地下轮廓线设计

首先确定最小渗径长度  $L_{min}$ ，其计算方法可按勃来法或莱因法简化进行。

#### 1. 勃来法

$$L_{min} = CH \quad (3-374)$$

#### 2. 莱因法

$$L_{min} = L_{垂直} + \frac{1}{2}L_{水平} = C_1 H \quad (3-375)$$

上二式  $C$ 、 $C_1$ ——分别为勃来系数、莱因系数 (见表 3-41)；

$H$ ——渗透水头；

$L_{垂直}$ ——垂直渗径长度；

$L_{水平}$ ——水平渗径长度。

按勃来法或莱因法计算出的渗径长度为最小渗径长度，实际渗径长度应大于或等于这一数值。用莱因法计算偏于安全。当实际渗径长度不足时，通常在上游增设不透水铺盖，增加水平渗径长度。防渗铺盖的材料有粘土、混合材料、混凝土等；另一种办法是增加垂直渗径长度，在底板下方设齿墙，必要时设板桩。板桩的材料可用钢（竹）筋混凝土、钢板、木板等。通常板桩设于底板的出口侧。齿墙在底板上、下游两端，除了增

长渗径外，还可阻滑，齿墙深度一般为 0.5~2.0m。

表 3-41 渗径系数表

土 壤	勃来系数		莱因系数	
	无反滤层	有反滤层	无反滤层	有反滤层
淤泥	12.0	8.0	—	—
极细砂	—	—	8.5	6.0
细砂	9~10	6.0	7.0	—
中砂	8.0	4~5	6.0	—
粗砂	8.0	—	5.0	—
黄土	7~8	3.5~4.0	—	—
黄粘土	6~7	3~3.5	3.0	2.1
轻、中密粘土	—	—	2.0	1.5
密实粘土	—	—	1.8	1.5
极密实粘土	—	—	1.6	1.5

## 五、站房主要构件及计算

完成站房布置并进行稳定分析后，即需要进行结构设计和计算，本节介绍几种主要构件及计算方法。

### (一) 挡土墙

泵站的上、下游翼墙、边墙、后墙等均可看成挡土墙，有些同时承受上部荷载。作为挡土墙设计的有翼墙、边墙；后墙等因受力与支承情况不同一般不作为挡土墙计算。

挡土墙有重力式、扶壁式、空箱式、涵管式等，如图 3-240 所示。

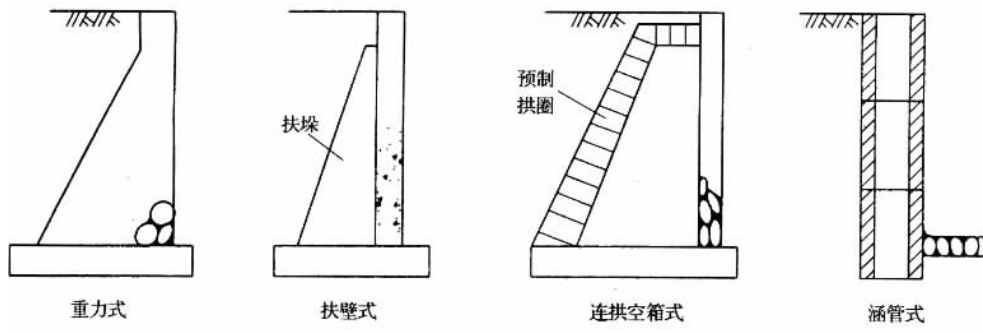


图 3-240 挡土墙的形式

小型泵站大都采用重力式挡土墙，也有用连拱空箱式、涵管式挡土墙。扶壁式挡土墙用于中大型泵站；空箱式挡土墙用于软土地基；小型泵站有用涵管式。

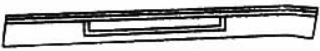






各种挡土墙均需进行稳定分析，其所受荷载为侧向水压力、土压力，铅直向扬压力、地基反力以及自重。分析方法与站房整体稳定分析相同。通常对重力式、涵管式不作强度计算（有时须核算墙趾强度）；对其他形式挡土墙，除了作稳定分析外，还要进行强度计算，一般按板、梁结构考虑，计算时可参考有关资料。

## （二）屋架

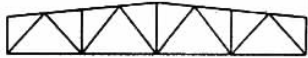


### 1. 机房屋架型式

机房屋顶通常采用坡屋顶及平屋顶两种型式。坡屋顶坡度较大，平屋顶坡度很小。屋面荷载由屋架承受并传给墙或立柱。屋架（屋面大梁）除承受屋面荷载外，还和立柱构成机房的刚架。工程中常见屋架型式如表 3-42 所示。

表 3-42 屋架型式

屋架名称	结构型式	特点及适应条件
预应力钢筋混凝土单坡屋面梁		高度较小，自重大，屋面坡度 $i = 1/8 \sim 1/12$ ，适用于小跨度
预应力钢筋混凝土双坡工字形屋面梁		高度较小，侧向刚度大，自重大， $i = 1/8 \sim 1/12$ ，跨度 12、15m，适用于大中型机房
预应力钢筋混凝土梯形屋架		端部较高，自重大， $i = 1/10 \sim 1/12$ ，跨度 12、15m，适用于大中型机房
预应力钢筋混凝土拱形屋架		构件受力合理，用料省，跨度 12、15、18m，屋面施工较难
预应力钢筋混凝土折线形屋架		构件受力合理，用料省，跨度 15、18m，适用于屋面平缓的檩条体系和大型屋面板的机房
预应力钢筋混凝土组合屋架		自重轻， $i = 1/4 \sim 1/5$ ，适用于中小型机房，可做瓦材屋面
平行弦单坡钢屋架		弦杆和腹杆长度均能一致，节点构造统一，适用于中小跨度

续表

屋架名称	结构型式	特点及适应条件
梯形钢屋架		厂房屋架的基本型式, $i = 1/8 \sim 1/12$ , 适用于大中型机房, 屋面通常采用大型屋面板, 跨度 $12 \sim 36\text{m}$
多边形钢屋架		构件受力合理, 用料省, 适用于大型机房和大型屋面板, 跨度 $15 \sim 36\text{m}$
三角形钢屋架		适用于轻屋面材料, $i = 1/4 \sim 1/6$ , 跨度 $18\text{m}$ 以下

## 2. 屋面荷载

(1) 静荷载。包括屋面板、防水层、桁条及屋架(梁)自重。

(2) 活荷载。

1) 屋面均布活荷载。不上人的屋面均布活荷载按  $0.5 \sim 0.7\text{kN/m}^2$ , 上人的以  $1.5\text{kN/m}^2$  估算。

2) 雪荷载。若为均布荷载, 可按下式计算:

$$S = CS_0 \quad (\text{N/m}^2) \quad (3-376)$$

式中  $C$ ——屋面积雪分布系数, 与屋面坡角  $\alpha$  有关,  $\alpha \leq 25^\circ$  时,  $C = 1$ ; 详细可查荷载规范;

$S_0$ ——基本雪压, 为空旷平坦段 30 年一遇最大积雪雪压, 根据荷载规范定。

3) 屋面集中荷载。考虑施工检修临时增加的局部荷载, 视具体情况确定, 也可按  $0.8\text{kN/m}^2$  计。

4) 风荷载。计算方法同第四节中所述风荷载计算法。

## 3. 荷载组合

上述荷载一般不可能同时发生, 通常进行的组合如下:

(1) 全跨静载 + 全跨活载;

(2) 屋架及支撑自重 + 半跨屋面板 + 半跨活载;

(3) 全跨静载 + 半跨活载。

当计算出的风荷载为负值时, 则不参加组合。

取以上最不利的荷载组合为基本荷载, 计算强度、连接和稳定时需采用设计荷载。设计荷载为荷载分项系数乘标准荷载, 荷载分项系数为: 静荷载取 1.2; 风、雪活荷载取 1.4; 计算疲劳、变形时, 采用荷载的标准值。

## 4. 内力计算

屋面梁一般按简支梁计算内力; 当其为变截面薄腹工字梁, 应选择几个不同截面计算其内力; 对于桁架式屋架, 则应按桁架结构计算。具体方法参考有关资料。



### (三) 吊车梁

大中型泵站机房内通常设有起重行车（吊车），用以起吊机组设备部件，方便安装检修和管理。吊车梁搁置在沿机房前后侧墙布置的立柱上。吊车梁多为单跨简支梁，也可采用多跨连续梁，通常用钢筋混凝土或预应力钢筋混凝土梁。

吊车梁的型式如图 3-241。有 T 形等截面梁、工字形截面梁、变截面梁等。在泵站中广泛采用的是 T 形等截面梁。T 形截面梁便于固定吊车轨道，具有较大的横向刚度，宜承受吊车的横向水平制动力，而且设计和施工经验成熟。

吊车梁分为预制和现场浇筑两种。单跨简支梁多采用预制吊装，施工方便，速度快。多跨连续梁采用现场浇筑，整体性好。非预应力的 T 形截面吊车梁，其截面高度通常约为跨度的  $1/7 \sim 1/10$ ，梁腹宽为梁高的  $1/3 \sim 1/4$ ，常取  $20 \sim 40\text{cm}$ ；翼板厚度可取梁高的  $1/6 \sim 1/10$ ，但不小于  $10\text{cm}$ 。翼板宽度应考虑受力需要，并有足够尺寸来布置钢轨和锚固钢轨的附件，通常不少于  $35\text{cm}$ 。在梁端部，腹宽宜适当加大，以利于主筋锚固。泵站中吊车为轻级工作制，吊车梁一般采用 C20 以上混凝土，其中不允许掺合使钢筋生锈的添加剂，如氯化钙等。

T 形截面吊车梁的荷载、内力计算与配筋等，可参阅有关科技书籍及规范。

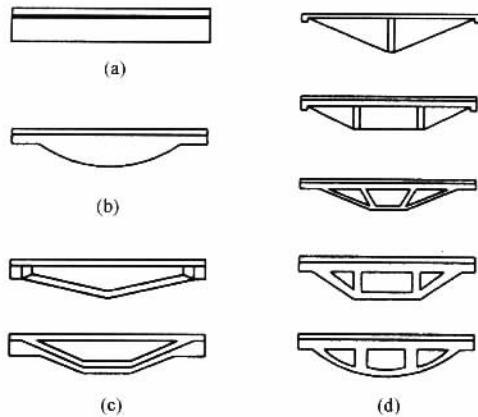


图 3-241 不同型式的吊车梁  
 (a) 等截面 T 形梁；(b) 鱼腹式梁；  
 (c) 折线式梁；(d) 桁架式梁

吊车梁与行车轨道联接，通常用预埋螺栓。吊车梁与立柱的联接方式与梁的形式有关。对于单跨简支梁，一端作固定联接，另一端作可移动联接。对于多跨连续梁，两端作固定联接，中间全部活动联接，或中间再作一处固定联接。

#### (四) 排架

机房上部承重结构形成的构架习惯上称排架。排架由立柱（构架柱、排架柱）、吊车梁、屋面大梁、连系梁等构成，如图 3-242 所示。

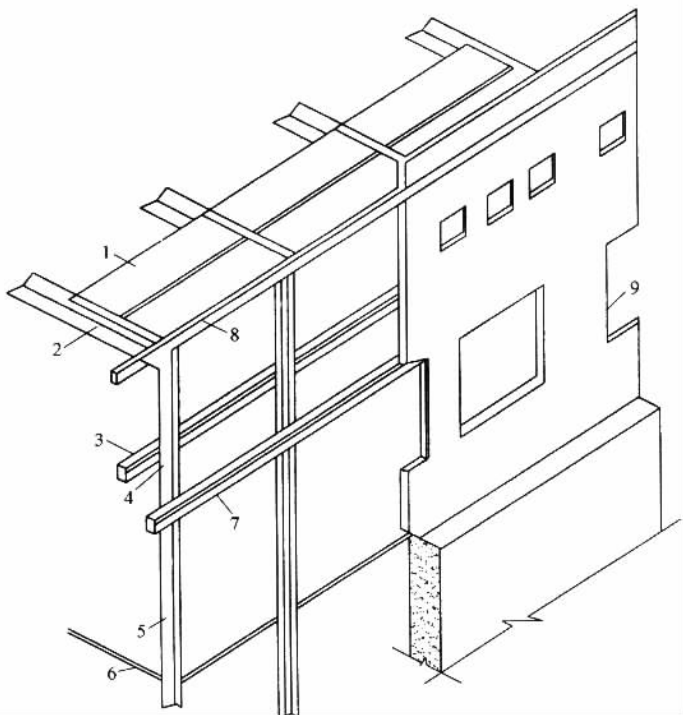


图 3-242 机房排架示意图

- 1—屋面；2—屋面大梁；3—吊车梁；4—吊车牛腿；  
5—立柱；6—楼板；7—连系梁；8—檐口梁

立柱与连系梁、吊车梁构成两个纵向排架；立柱与屋面梁构成多个横向排架。纵向排架刚度很大，通常不予计算；而横向排架刚度小，必须计算。

排架柱柱脚通常固结于站房的中墩和边墩上。从柱脚到柱顶，柱子的截面通常是变化的。常为二段或三段阶形柱。屋面大梁与柱顶的联接均视为铰接。

排架是机房上部结构的骨架，其布置既影响机房的结构和受力条件，也影响机房的平面尺寸、机电设备安装和土建施工。排架结构应尽可能对称，横向排架等跨布置，减少排架类型，以简化排架梁、吊车梁及屋面板的设计与施工。排架柱应避免布置在管道、进出水流道顶板上，以免加厚顶板及增加钢筋用量。

排架计算首先要初拟截面尺寸。各截面尺寸包括牛腿尺寸可参考有关资料选择。排架计算简图的轴线，一般通过构件截面中点；对阶形变截面构件，则通过最小截面的中点。排架计算简图如图 3-243 所示。排架的内力计算参考有关资料。

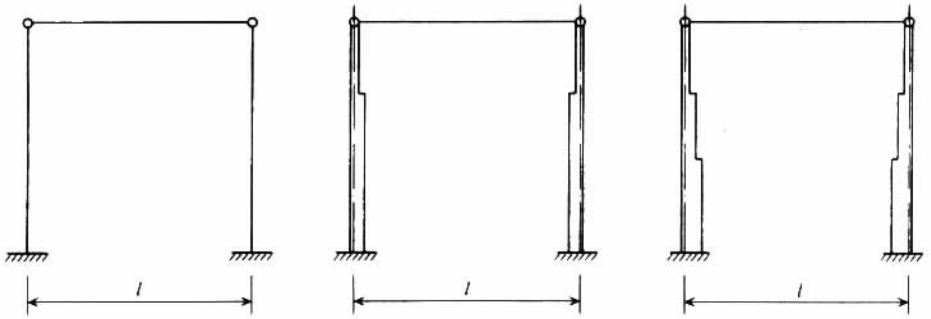


图 3-243 横向排架计算简图

### (五) 机组支承结构

#### 1. 水泵梁

中小型水泵大多采用水泵梁支承。或者说，具有开敞式进水池的均用梁或梁板作为水泵支承结构。水泵梁的型式，对于小型泵，为两根单梁；对于中型泵可用井字梁。

水泵梁上的荷载包括（图 3-244）：

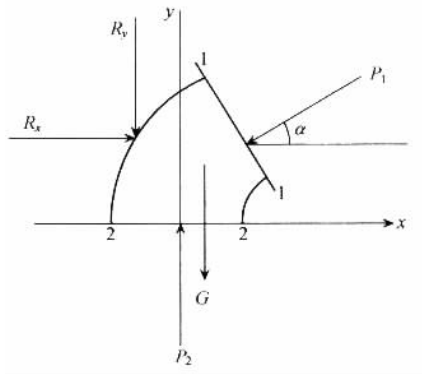


图 3-244 水泵梁所受荷载示意图

- (1) 水泵梁自重。
- (2) 水泵固定部件（包括喇叭口、导叶体、弯管等）的重量。
- (3) 出水弯管至后墙（或框架的搁梁）之间的水管重和管中水重的一部分。

以上（1）项为均布荷载；（2）、（3）项通过水泵底座传至水泵梁，为局部均布荷载，为简便计算，可作为集中荷载考虑。计算时，一般认为上部荷载由两根水泵梁平均承受。为安全起见，可乘以荷载不均匀系数 1.05 ~ 1.10。

除了上述主要荷载外，抽水运行时，水流对弯管尚有一冲击力存在，冲击力分为水平力和垂直力。垂直力方向向上，设计时不考虑；水平力对水泵梁产生侧向弯曲，设计

时一般也不作计算项目，只是在水泵梁侧向适当布置一些钢筋，最后用事故停机、拍门失效而产生的最大水平冲击力对水泵梁作双向弯曲强度校核。至于水平力传到梁顶时产生的扭转作用，其扭矩一般较小，设计时亦不加考虑。

水流对泵弯管所产生的水平推力，是根据动量定理计算的。

将水泵弯管中的水取脱离体（见图 3-244），由动量定理可推得：

$$R_{xp} = \rho Q_p v_p \cos \alpha + P_1 \cos \alpha \quad (3-377)$$

$$R_{xn} = \rho Q_n v_n \cos \alpha + P_1 \cos \alpha \quad (3-378)$$

$$P_1 = p_1 \frac{\pi}{4} D^2$$

式中  $R_{xp}$ 、 $R_{xn}$ ——分别为正常运行和逆流时水泵弯管对水体的水平作用力（kN），

水体对弯管的水平推力与  $R_x$  大小相等，方向相反；

$Q_p$ 、 $Q_n$ ——分别为正常运行时流量和水泵逆流时流量（ $\text{m}^3/\text{s}$ ），水泵流量与水泵比转速、水头及管路性能有关，一般轴流泵管路不长，在额定扬程下，最大逆流量约为水泵额定流量的 1.2~1.6 倍；

$P_1$ ——水泵弯管出口水压作用力（kN）；

$p_1$ ——弯管出口处平均压强（kPa），不计弯管以上水头损失时， $p_1$  取管口中心处的静水头（出水池水位与管出口中心的高程之差），当计水头损失时，正常运行情况下的  $p_1$  比倒逆时的数值为大；

$v_p$ 、 $v_n$ ——正常运行和倒逆时的管中流速（ $\text{m/s}$ ）；

$\alpha$ ——弯管出口中心线与水平线的夹角（ $^\circ$ ）；

$\rho$ ——水体密度（ $\text{t/m}^3$ ）。

水泵梁一般采用矩形截面钢筋混凝土预制构件，可按简支梁计算其内力。对于多机组的站房，如果水泵梁为现场整体浇筑时，也可以用连续梁，连续梁的荷载分析同上，简支梁、连续梁内力计算参考有关资料。

大中型水泵常采用支墩或支座作为水泵支承结构。支墩刚度很大，计算较简单，支座计算见流道计算。

## 2. 电机支承结构（机座）

### （1）支承形式

①梁式支承。电机梁也有双梁和井字梁（图 3-245）。井字梁中次梁增加了主梁之间的联系，主梁受力条件较好。

此外还有一种不用次梁而从两中墩上伸出两根牛腿，从而增加电机的两个支承点，来改善主梁受力条件，为纵梁牛腿式，如图 3-246（a）。这种型式适用机组间距较小的情况。梁式支承适用 1600kW 以下机组。

②架式支承。这种支承形式由圈梁和立柱组成，为圈梁立柱架，如图 3-246（b）所示。构架上部为圈梁，下部为若干根立柱。立柱支承于水泵井之上。通常这种结构与水泵井结合使用，整体刚度好；也有支承于出水室块状混凝土板上。圈梁多采用 L 形

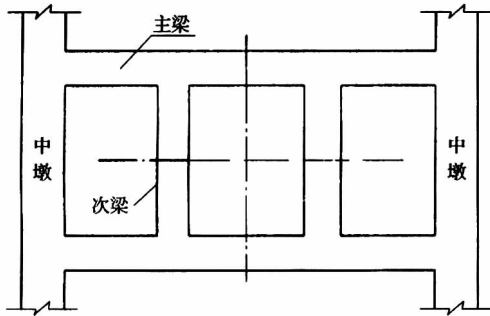


图 3-245 支承水泵或电机的井字梁

截面。

另一种是梁柱构架支承，它由几个刚架与横梁组成。立柱下端支承与前者相同，如图 3-246 (c)。

上述两种支承结构有共同的优点，即电机层下的联轴层（检修层）空间开阔，检修方便，便于辅助设备布置。可以满足抗扭、抗震要求。这类支承适用于 1600kW 以上的机组。我国大型泵站立式电动机多采用这种支承。

③圆筒式支承。圆筒式支承与前述架式支承不同，一般为上、下直径相同的等厚圆筒。其优点是刚度大，抗扭、抗震性能好。但在检修层占据空间大，检修及辅助设备布置不方便。这种型式仅用于 7000kW 立式机组，与蜗壳出水室结合使用。

④块状支承。前述几种支承形式用于立式机组。卧式机组则多用块状支承，即机墩；与一般动力机器基础类似，多为大体积块状混凝土结构。结构比较简单，刚度大，只要满足强度和稳定即可。

### (2) 荷载分析

①垂直荷载。包括静荷载和活荷载。静荷载有电动机定子重、上下机架及附件重，支承结构自重，电机层楼板传递的荷载；活荷载包括电动机转子与水泵转子重，作用水泵叶轮上的轴向水压力（立式机组）。轴向水压力  $P_w$  (kN) 可按下式估算：

$$P_w = \frac{\pi}{4} \rho g K (D^2 - d^2) H_{\max} \quad (\text{kN}) \quad (3-379)$$

式中  $D$ 、 $d$ ——分别为叶轮及轮毂直径 (m)；

$K$ ——系数，对轴流泵可取 0.9~1.0；

$H_{\max}$ ——水泵最大工作扬程 (mH<sub>2</sub>O)；

$\rho$ ——水体密度 (t/m<sup>3</sup>)。

②水平荷载。水平荷载主要是电动机扭矩产生的切向水平力  $P_K$ 。电动机在运行过程中，产生的电磁力矩在转子与定子间互相作用，作用于定子的力矩由定子支承环螺栓传到支承架上。电动机扭矩有正常扭矩及短路扭矩  $T_{\text{正}}$  和  $T_{\text{短}}$  (kN·m) 两种。

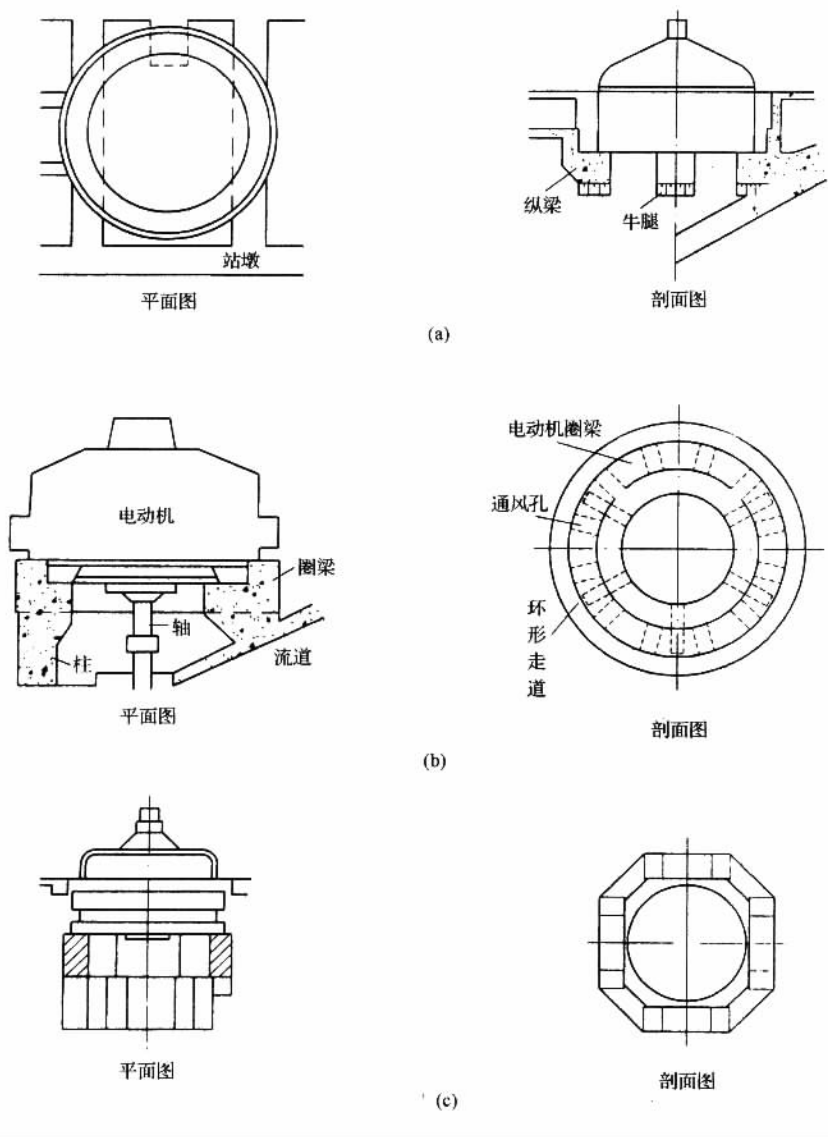


图 3-246 电机支承形式

(a) 纵梁牛腿式；(b) 圈梁立柱式；(c) 梁柱构架式

$$T_{正} = 9.55 \frac{P \cos \varphi}{n} \quad (3-380)$$

$$T_{短} = 9.55 \frac{P}{n X_{SK}}$$

式中  $P$ ——电动机额定功率 (kW)；

$\cos \varphi$ ——电动机功率因数；

$n$ ——电动机额定转速 (r/min);

$X_{SK}$ ——电动机暂态电抗标值, 取 0.18 ~ 0.33。

电动机扭矩产生并作用于电动机支承点的水平力大小按下式计算, 方向为沿该点所在圆周切线方向:

$$P_K = \frac{2T_K}{D_M m} \quad (3-381)$$

式中  $T_K$ ——最大力矩, 通常取  $T_K = T_{短}$ ;

$D_M$ ——机座固定点(螺栓)中心所在圆直径 (m);

$m$ ——机座固定点(螺栓)个数。

机组转子的质心与旋转中心不一致产生的水平惯性力  $P_i$  (kN) 为

$$P_i = e \frac{G}{g} \omega^2 \quad (3-382)$$

式中  $e$ ——质心与旋转中心的偏心距 (m), 取决于制造和安装质量, 在无厂家资料时, 当  $n = 750 \sim 1500$ r/min, 取  $e = 0.2 \sim 0.3$ mm, 当  $n \leq 750$ r/min 时, 取  $e = 0.35 \sim 0.8$ mm;

$\omega$ ——电动机旋转角速度 (rad/s);

$n$ ——机组转速 (r/min, 额定值或飞逸值);

$G$ ——机组转动部分总量 (kN);

$P_i$  的方向背离圆心, 沿半径向外, 作用在机座螺栓上。

由于电机支承结构是在动力荷载作用下(所谓静荷载实际上也受动力作用), 除了轴向水推力以外, 其余各项荷载应乘以一定的动力系数(1.3 ~ 2.0), 然后按静载计算。考虑到静荷载与动荷载的不同影响, 可将动荷载的动力系数取较大值, 对静荷载取较小值。

### (3) 内力及动力计算

以下对结构形式特殊的圈梁立柱式机座的计算作一般介绍。

① 内力计算。这种结构的内力计算方法大致有两种。一种是简化近似算法; 另一种是整体分析算法。前者计算简便, 工程中应用较为广泛, 但其计算结果内力偏大, 造成结构浪费, 特别是动力计算还常常难以满足; 而整体分析算法, 符合实际情况, 据此确定的断面尺寸较为经济合理, 但计算过程复杂。这里介绍简化算法, 后者可参阅有关资料。

1) 圈梁(环形梁)内力计算。把乘以动力系数后的各种荷载按均布荷载与集中荷载合并。均布荷载作用在整个圈梁上均匀分布, 集中荷载通过固定螺栓作用于圈梁上。

把环形圈梁与立柱的连结看成固结, 即立柱为圈梁的固定支座, 则两立柱间的环形梁就是圆弧梁。这样就可以查阅有关圆弧梁的计算手册对圆弧梁进行计算。分别求得在对称均布荷载作用下和对称集中荷载作用下的跨中及固端弯矩、跨中扭矩、最大扭矩和剪力后, 进行内力叠加, 据此进行配筋计算。

2) 立柱内力计算。立柱所承受的荷载即圈梁在固定端的弯矩  $T$ 、扭矩  $T_n$  及剪力  $Q$

的反作用力，作用于立柱顶。因荷载对称，柱两边传来的弯矩大小相等，方向相反，故柱顶切向弯矩为零。而传来的扭矩及剪力，大小相等，方向相同。因此，柱顶上作用的扭矩为  $2T$ ，剪力为  $2Q$ 。此外，柱顶还作用有水平离心惯性力  $P_i$  及电机水平扭矩产生的切向水平推力  $P_k$ 。它们是经由固定螺栓和环形梁传到柱顶的。立柱所受上述荷载，需考虑正常运行及短路时两种情况，分别计算其内力，按双向偏心受压构件配筋。

②动力计算。进行动力计算时，把支承结构简化为下端固定、上端自由的悬臂结构。

1) 强迫振动频率。在机组正常运行时，由于转子不平衡产生的离心惯性力，引起机座发生振动，这个力就是激振力（强迫力），它所产生的强迫振动频率（圆频率）由下式计算：

$$\omega_1 = \frac{2\pi n}{60} = \frac{\pi n}{30} \quad (3-383)$$

式中  $n$ ——电动机转速（定额或飞逸转速  $r/\min$ ）。

正常运行及停机后水流倒流入水泵叶轮时，引起的振动，其强迫振动频率为

$$\omega_2 = \frac{\pi n Z_1 Z_2}{30 a_1} \quad (3-384)$$

式中  $Z_1$ 、 $Z_2$ ——水泵导叶叶片数与叶轮叶片数；

$a_1$ —— $Z_1$ 、 $Z_2$  的最大公约数。

2) 垂直自振频率。垂直自振频率（无阻尼）为

$$\omega_{01} = \frac{\pi}{\sqrt{G_1 \delta_1}} \quad (3-385)$$

$$\delta'_1 = \frac{NL}{E_{\text{压}} F}$$

$$\delta''_1 = \frac{0.93N}{E_{\text{弯}} a}$$

式中  $G_1$ ——机座自重及作用在其上的全部垂直荷载；

$\delta_1$ ——单位力作用下的结构垂直变位，包括机座本身压缩变位；

$\delta'_1$ ——基础压缩变位；

$N$ ——立柱承受的轴向力；

$L$ ——立柱高；

$F$ ——立柱受压断面积；

$a$ ——立柱断面边长；

$E_{\text{压}}$ ——立柱材料受压弹性模量；

$E_{\text{弯}}$ ——基础材料受弯弹性模量。

3) 水平自振频率。水平自振频率按下式计算：

$$\omega_{02} = \frac{\pi}{\sqrt{G_2 \delta_2}} \quad (3-386)$$



式中  $G_2$ ——集中于机座顶端的当量荷载，等于作用在机座上的荷载加上 0.35 倍机座自重；

$\delta_2$ ——单位力作用于机座顶部时产生的变位，可近似按悬臂梁求出。

4) 共振校核。当求出的迫振频率  $\omega_i$  接近自振频率  $\omega_{0i}$  时将发生共振，结构的内力和变形将剧增，严重时可能危害结构安全。故要求  $|\frac{\omega_i - \omega_{0i}}{\omega_i}|$  应大于 20% ~ 30%。如不能满足，则需修改结构尺寸，重新计算。

5) 振幅验算。

垂直振幅：

$$A_1 = \frac{P_1}{\frac{G_1}{g} \sqrt{(\omega_{01}^2 - \omega_1^2)^2 + 0.2\omega_{01}^2 \omega_1^2}} \leq 0.10 \sim 0.15 \text{mm} \quad (3-387)$$

水平横向振幅：

$$A_2 = \frac{P_2}{\frac{G_2}{g} \sqrt{(\omega_{02}^2 - \omega_2^2)^2 + 0.2\omega_{02}^2 \omega_2^2}} \quad (3-388)$$

水平扭转振幅：

$$A_3 = \frac{T_n r}{\frac{J_\varphi}{g} \sqrt{(\omega_{03}^2 - \omega_3^2)^2 + 0.2\omega_{03}^2 \omega_3^2}} \quad (3-389)$$

式中  $P_1$ 、 $P_2$ 、 $T_n$ ——作用于机座上的垂直、水平动荷载及扭矩；

$\omega_1$ 、 $\omega_2$ 、 $\omega_3$ ——垂直、水平、扭转迫振频率，数值上： $\omega_1 = \omega_2 = \omega_3 = \frac{\pi}{30} n$ ，

$\omega_{01}$ 、 $\omega_{02}$  分别为垂直自振频率和水平自振频率；

$\omega_{03}$ ——机座扭转自振频率， $\omega_{03} = \frac{\pi}{\sqrt{J_\varphi \varphi_1}}$ ；

$J_\varphi$ ——机座顶端质量荷载回转惯性矩，加 0.35 倍机座回转惯性矩；

$\varphi_1$ ——由单位扭矩所产生的结构转角；

$r$ ——机座外径。

$A_2$  和  $A_3$  的矢量和应满足  $\sqrt{A_2^2 + A_3^2} \leq 0.15 \sim 0.2$  (mm)。

6) 动力系数验算。

动力系数  $\eta$  按下式计算：

$$\eta = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega_i}{\omega_{0i}}\right)^2\right]^2 + \frac{y^2}{\pi^2} \left(\frac{\omega_i}{\omega_{0i}}\right)^2}} \quad (3-390)$$

式中  $\omega_i$ 、 $\omega_{0i}$ ——迫振频率与自振频率；

$y$ ——机座的对数阻尼系数。

当  $\omega_i$ 、 $\omega_{0i}$  的差值在 30% ~ 50% 以上，可忽略阻尼影响， $\eta$  也可简化计算：

$$\eta = \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega_i}{\omega_{0i}}\right)^2} \quad (3-391)$$

若计算所得动力系数大于原先所乘的假设动力系数，则应重新设计，直到计算动力系数等于或小于原先所乘的动力系数。

块状机墩内力计算简单，动力计算方法与上述相似。

## (六) 出水流道

### 1. 虹吸出水流道

出水流道中直管式结构简单；虹吸式结构较为复杂。虹吸管流道长而弯曲，大中型泵站常与中（边）墩浇在一起。对整体虹吸出水流道要作横断面结构计算，对分段式虹吸式出水流道还需作纵向结构计算。出水流道断面是沿程渐变的，故需取若干个典型断面分别计算。

虹吸流道所受的荷载有：管内水压力、虹吸真空负压力、管外水压力及土压力（作用于边墩、缝墩处）、上部辅机房荷载。计算时，需进行不同情况的分析，如运行、检修、事故等。

横截面内力计算一般均取作对称闭合框架，用弯矩分配法或迭代法进行计算。

### 2. 蜗壳出水流道

蜗壳出水流道在出水管道结构上与虹吸、直管流道类似，但其出水室与它们不同。蜗壳出水室由边墙、顶板及底板、小中墩组成，是一种具有复杂几何形状的块体结构，其内力计算至今尚无较完善的方法。工程中常用Γ形刚架法来计算其内力。

蜗壳出水室承受较高的内水压力；由于块状结构，还需要考虑温度应力的影响。

当按Γ形刚架计算蜗壳内力时，顶板按偏心受拉（弯）构件配筋，受力筋为径向。蜗壳边墙按偏心受拉（压）构件配筋，受力筋为竖向。蜗壳底板按环形板计算。具体计算方法参考有关资料。

## (七) 底板与进水流道

底板是站房的基础。中小型泵站大都采用平底板；大型泵站（块基型站房）的底板虽然也为平底板，但是底板和进水流道顶板、站墩构成箱形基础，作为平底板计算内力和配筋，实际偏安全。

中小型泵站平底板结构形式简单、施工容易。对于湿室型站房，平底板的内力计算常采用倒置梁、板的方法计算。对于干室型站房，其底板视其跨度尺寸不同，可用倒置梁、板法，也可用弹性地基梁法计算地基反力和梁的内力。泵站平底板与水闸等水工建筑物底板类同，设计计算方法也相同，这里仅讨论块基型站房基础计算。

如前所述，块基型站房基础是底板、站墩、进水流道顶板，还有排水廊道顶板联成的一个箱形整体（图3-247）。底板结构为箱型基础时，求得外荷载后可按矩形刚架计算其各部位内力。

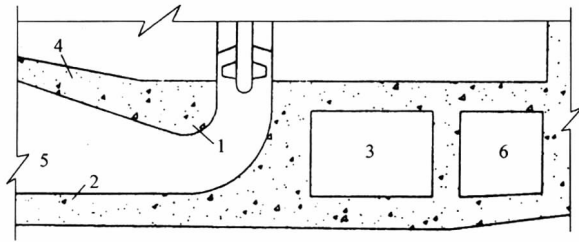


图 3-247 肘形流道基础结构

1—弯段；2—底板；3—排水廊道；4—顶板；  
5—站墩；6—空箱

进水流道部位底板实为一变厚底板，在弯段显得尤其复杂。可简化为单向板计算，顶板厚度很大时，也可按深梁计算。

底板内力计算，工程上常用简化的方法分段进行，如进口段按倒置梁法计算；排水廊道段按单向板计算；空箱段按双向板或矩形刚架计算等。这些简化方法简单但不准确（往往偏保守，配筋量增大了）。对于大型泵站应按弹性地基梁法设计。

按弹性基础梁计算底板内力，是在垂直于水流方向截取若干板带进行计算。所谓弹性基础梁法：认为梁和地基都是弹性体，梁受外荷载后发生弯曲变形，地基受压产生相应的沉陷，而梁与地基紧密接触，它们的变形和沉陷是一致的，据此计算地基反力和梁的内力。

弹性基础梁法有两种计算假定，即文克尔假定（地基反力与地基沉陷成正比）和假定地基为半无限大弹性体。前者适用于地基土层（压缩层）为很薄的情况，后者适用于地基土层很厚的情况。下面介绍假定地基为半无限大弹性体的计算方法。

根据墩墙型机房的具体情况按弹性基础梁进行内力计算。

### 1. 不平衡剪力的分配

墩墙型机房底板的上部荷载在顺水流方向的分布是不均匀的，特别在后墙处发生突变，而底板的地基反力是连续变化的。若以后墙内侧处的截面 I - I 为界，将底板的站墩分为两段（图 3-248），则泵室段（或后墙段）底板所受的向上和向下的荷载（包括底板自重、水垂浮托力、渗透压力和地基反力等）必然不会平衡。这个不平衡力由截面 I - I 中产生的剪力来平衡，这个剪力称为不平衡剪力。剪力与不平衡力在数值上相等，方向相反。在计算底板荷载时应计入这个不平衡剪力。

按泵室段计算不平衡剪力  $Q$ ：

$$Q = - (\sum W) \quad (3-392)$$

$$\sum W = W_{上} + W_{墩} + W_{板} + W_{水} - W_{地} - W_{渗} - W_{浮}$$

式中  $\sum W$ ——泵室段的竖向不平衡力 (kN)；  
 $W_{上}$ 、 $W_{墩}$ 、 $W_{板}$ 、 $W_{水}$ ——泵室段的上部结构重、站墩重、底板重和底板上水重 (kN)；  
 $W_{地}$ ——泵室段的（顺水流方向）地基反力 (kN)；

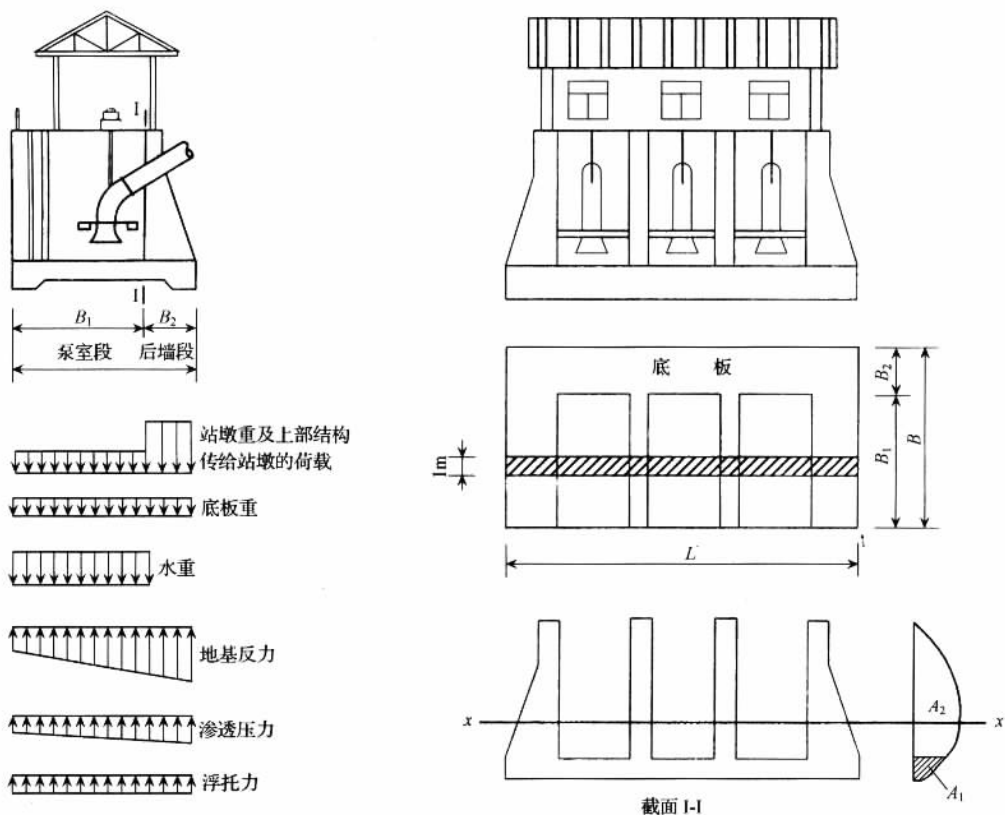


图 3-248 底板竖向荷载分布图

$W_{\text{渗}}$ 、 $W_{\text{浮}}$ ——泵室段的渗透压力和浮托力 (kN)。

不平衡力  $\Sigma W$  也可根据后墙段的各项竖向力来计算，其数值应与泵室段的相等，方向相反。后墙段在垂直水流方向上的刚度很大，底板不会产生弯曲，故只需以泵室段作为计算对象。

不平衡剪力  $Q$  由截面 I - I 处的站墩和底板共同承担，站墩和底板分担的数值由剪应力分布图来确定。剪应力分布图的绘制方法见《水工建筑物》教材。剪应力分布图上的全部面积应等于不平衡剪力  $Q$ ，则图形上相应于底板高度范围内的面积  $A_1$  应为底板承担的剪力，其余的面积  $A_2$  为站墩承担的剪力。即

$$Q_{\text{板}} = \frac{A_1}{A_1 + A_2} Q \quad (3-393)$$

$$Q_{\text{墩}} = \frac{A_2}{A_1 + A_2} Q \quad (3-394)$$

分配给站墩的剪力作为集中荷载作用于底板上；分配给底板的剪力，可认为均匀分

布在底板上。故分配于底板单宽板条上的剪力强度（均布力）：泵室段为  $\frac{Q_{\text{板}}}{B_1 L}$ ，后墙段为  $\frac{Q_{\text{板}}}{B_2 L}$ 。分配给站墩上的剪力由几个站墩共同承担，各个站墩单宽截条上的剪力强度（集中力）：泵室段为  $\frac{Q_{\text{墩}} b_i}{B_1 (\sum b_i)}$ ，后墙段为  $\frac{Q_{\text{墩}} b_i}{B_2 (\sum b_i)}$ 。式中  $b_i$  为某个站墩的宽度， $\sum b_i$  为一块底板内几个站墩的宽度总和。

上述不平衡力  $q_{\text{剪}} = \frac{Q_{\text{板}}}{B_1 L}$  计入底板的均布荷载  $q$  中； $P_{\text{剪}} = \frac{Q_{\text{墩}} b_i}{B_1 (\sum b_i)}$  计入站墩传给底板的集中荷载  $P_1$ 、 $P_2$  中，作为泵室段底板荷载的一部分。

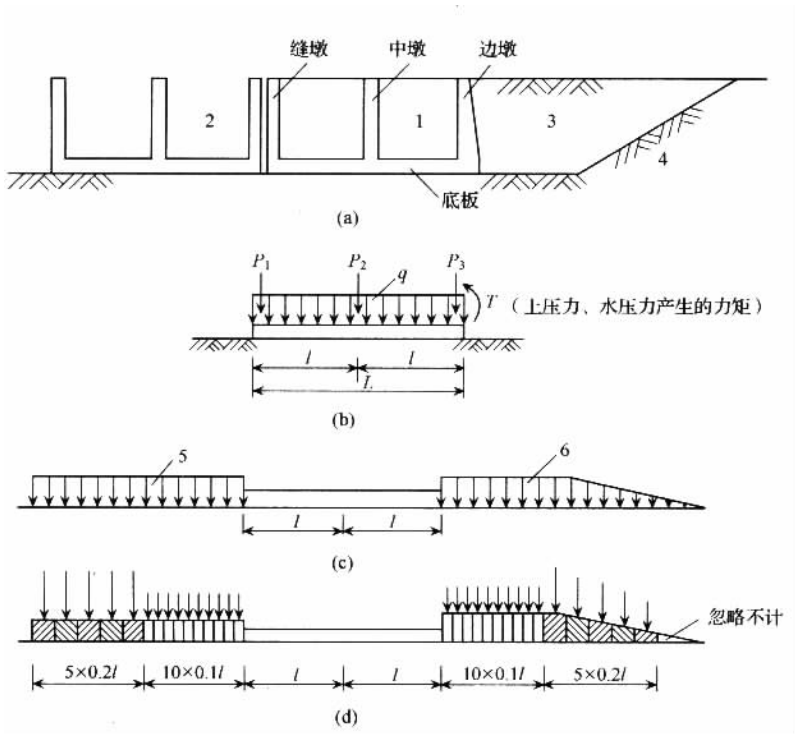


图 3-249 底板荷载示意图

- 1—计算的机组段；2—机邻的机组段；3—回填土；4—开挖线；
- 5—相邻段荷载（地基反力）；6—回填土产生的边荷载

## 2. 板带（弹性基础梁）承受的荷载

按弹性基础梁法计算时，底板垂直水流方向的地基反力是待求的数值。底板单宽板条上承受的均布荷载为：

$$q = q_{\text{自}} + q_{\text{水}} + q_{\text{剪}} - q_{\text{浮}} - q_{\text{渗}} \quad (3-395)$$

板条上承受的集中荷载  $P_1$ 、 $P_2$ 、 $P_3$  为站墩传来的荷载，包括站墩自重和上部结构

传至站墩上的荷重，以及分配站墩的不平衡剪力。集中力在底板上的作用位置，可近似地认为通过站墩底部截面的形心。

集中力矩  $m$  为边墩后的侧向土压力和水压力对底板截面中心所产生的力矩。

### 3. 查有关图表计算弹性基础梁的内力

关于弹性基础梁的理论和公式推导请参阅有关的力学书籍，在此仅介绍有关的计算图表。

在应用图表计算弹性基础梁的内力时，首先须要确定梁的“柔性指数” $t$ （反映梁和地基相对柔软程度的系数）：

$$t = 10 \frac{E_0}{E_h} \left( \frac{l}{h} \right)^3 \quad (3-396)$$

式中  $E_0$ ——地基的变形模量；

$E_h$ ——底板混凝土的弹性模量；

$l$ ——闸段底板全长的一半（垂直水流方向）；

$h$ ——底板的厚度。

当  $t \leq 10$ （集中荷载）或  $t \leq 50$ （均布荷载）时，梁为短梁；当  $t > 10$ （集中荷载）或  $t > 50$ （均布荷载）时，梁为长梁。墩墙型机房底板一般为短梁。

根据柔性指数  $t$  和荷载  $P$ 、 $q$ 、 $T$  查郭氏表，可以求出梁各截面的内力和地基反力。剪力一般可不计算，因为底板的剪应力（主拉应力）都较小，可由混凝土自身承担（对于很重要的泵房或荷载很大时，则宜计算剪力）。在查表中，如计算所得  $t$  值与表列  $t$  值不一致时，可选用其邻近的一个查之，如  $t = 6.3$  时，用  $t = 7$ ； $t = 4$  时用  $t = 3$  或  $t = 5$ ，因为在确定梁和地基性质时所用的资料有的不够精确，所以计算的  $t$  值有 20% ~ 30% 的误差是允许的。

此外，底板以外的两侧地基上的竖向荷载（即边荷载）对底板也会产生内力。边荷载指相邻机组段的荷载（地基反力）及开挖机坑内的回填土重。

边荷载所引起的内力（弯矩）可根据梁的“柔性指数  $t$ ”查郭氏表进行计算。边荷载一般为均布或三角形，在计算中可简化为若干集中力。如图 3-249 所示，在  $l \sim 2l$  范围内（从底板中心算起， $l$  为底板的半长），每个集中力的宽度可取为  $0.1l$ ；在  $2l \sim 3l$  范围内，则可取为  $0.2l$ ；在  $3l$  以外的边荷载可以略去不计。

## 第四章 微灌工程规划设计

微灌是根据作物需水要求，通过低压管道系统上的特制灌水器，将水和作物生长所需的养分以比较小的流量均匀、准确地直接输送到作物根部附近的土壤，可以实现局部灌溉。以断续滴出的形式供水时称为滴灌；以喷洒的方式出流时称为微喷灌。在我国水资源日趋紧缺的情况下，推广微灌技术，是实现现代节水农业的主要途径之一。

### 第一节 概 述

#### 一、微灌的特点

(1) 灌水流量小，水的利用率高。一般滴头的流量为  $1.5 \sim 12\text{L/h}$ ，微喷头的流量为  $50 \sim 200\text{L/h}$ ，比一般地面灌溉省水  $1/3 \sim 1/2$ ，比喷灌省水  $15\% \sim 20\%$ 。

(2) 工作压力低，节省能源。微灌的灌水器在低压条件下运行，一般工作压力为  $50 \sim 150\text{kPa}$ ，滴头的工作水头为  $7 \sim 10\text{m}$ ，从而可减少能耗。

(3) 对土壤和地形适应性强。微灌只局部湿润土壤，不受地形、土壤条件的限制，使灌水均匀，能有效地调节土壤中水、肥、气、热状况，为作物生长提供良好的环境条件。

(4) 可结合灌水施肥，增产明显。因水肥适时，增产效果较为明显，一般较其他灌水方法可增产  $30\%$  左右。

(5) 适于咸水地区。实践证明，使用咸水滴灌，灌溉水含盐量在  $2 \sim 4\text{g/L}$ ，作物生长正常，这给干旱和半干旱咸水地区提供了一条增产出路。

当前微灌技术存在的主要问题是：灌水器易于引起堵塞；作物根系发展会受到一定影响；含盐量高的土壤采用微灌需要考虑冲洗，不具备冲洗条件时不宜采用咸水微灌。

#### 二、微灌系统的组成与分类

##### 1. 微灌系统的组成

微灌系统通常由水源、首部枢纽、输配水管网和灌水器以及流量、压力控制部件和量测仪表等组成，如图 4-1 所示。

微灌系统可用水质符合要求的河流、湖泊、水库、塘堰、沟渠和井泉等作为水源；

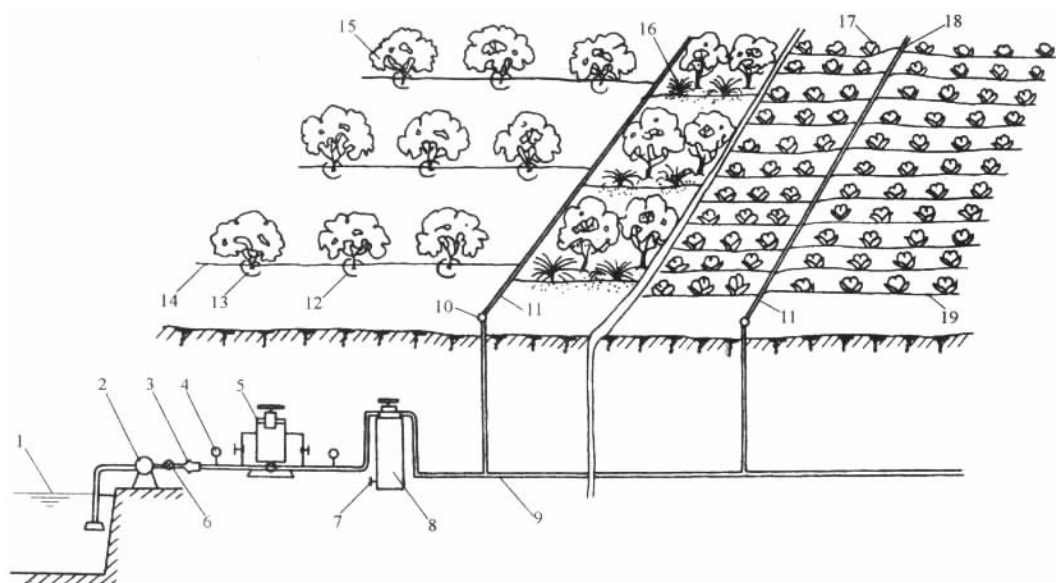


图 4-1 微灌系统组成示意图

- 1—水源；2—水泵；3—流量计；4—压力表；5—化肥罐；6—阀门；7—冲洗阀；8—过滤器；  
9—干管；10—流量调节器；11—支管；12—滴头；13—分水毛管；14—毛管；  
15—果树；16—微喷头；17—条播作物；18—水阻管；19—滴灌管

首部枢纽一般包括水泵、动力、控制阀、安全阀、水质净化装置、施肥装置、测量和保护装置等；输配水管网包括干、支、毛管及给水阀门（栓）和管道连接件等；灌水器根据结构和出流形式的不同，分为滴头和微喷头两大类，常置于地表，而少数埋入地下进行灌溉。

## 2. 微灌系统的分类

微灌系统可按水流流出方式和管道布置的不同形式进行分类。

### (1) 按灌水时的出流方式分类

按灌水时的出流方式不同，微灌系统可分为滴灌、微喷灌、地表下滴灌和涌泉灌（见图 4-2）。

1) 滴灌。滴灌是通过安装在毛管上的滴头或滴灌带等灌水器的出水孔使水流成滴状进入土壤的一种灌水形式。滴灌水的入渗主要借助毛细管力的作用，在作物根部附近形成饱和区，并向周围扩散。湿润土体的大小和几何形状取决于土壤性质、滴头水量和土壤前期含水量等因素。

2) 微喷灌。将水通过微喷头喷洒在枝叶上或树冠下地面上的灌水方法称为微喷灌。它与喷灌的主要区别在于喷头压力低、流量小，一般把水头 5 ~ 15m、孔径 0.8 ~ 2.0mm、水量小于 250L/h 的微喷划在微灌的范围内。

3) 地表下滴灌。地表下滴灌是将全部滴灌管道和灌水器埋入地表下面的灌水形式。这种形式可减缓毛管和灌水器老化，防止损坏和丢失，同时方便田间作业，但灌水器堵



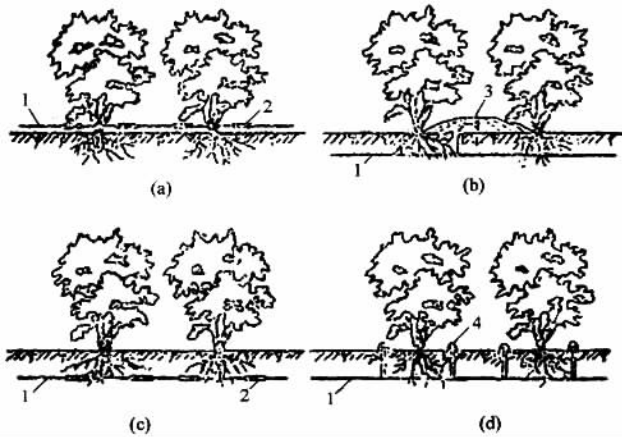


图 4-2 按灌水时出流方式不同的微灌形式

(a) 滴灌；(b) 微喷灌；(c) 地表下滴灌；(d) 涌泉灌

1—毛管；2—滴头；3—微喷头；4—涌泉器

塞后不易查找和清洗。它与地下渗灌和通过控制地下水位的浸润灌溉相比，区别仍然是仅湿润部分土体，故称地表下滴灌。

4) 涌泉灌。涌泉灌（或称小管出流灌）是通过安装在毛管上的涌泉器形成的小股水流，以涌泉的方式进入土壤的一种灌水形式。涌泉的灌水量比滴灌和微灌大，一般均超过土壤渗吸速度。为防止产生地面径流，一般在涌水器附近挖个小坑暂时储水，涌泉灌可避免灌水器的堵塞，适于水源丰富的地区或林、果灌溉。

(2) 按毛管在田间布置的方式划分

1) 地面固定式微灌系统。毛管布置在地面，在灌水期间毛管和灌水器不移动的系统称为地面固定式系统，适用于条播作物和果园灌溉。一般使用流量 4~8L/h 的单出水口或流量为 2~8L/h 的多出水口滴头，也可采用微喷头。这种系统安装、清洗、拆卸、检查均较方便，但易损坏、老化和影响农业耕作。

2) 地下固定式微灌系统。与地表下滴灌类似，将所有微灌设备与器材埋入地下进行固定式灌溉。其优点是不影响耕作，避免了反复的安装、拆卸，延长了设备的使用寿命；其缺点是不易检查堵塞状况。

3) 移动式微灌系统。在灌水期间，毛管和灌水器由一个位置灌完后移向另一个位置的灌水系统称为移动式微灌系统。按移动毛管的方式又可分为人工移动和机械移动两种，与固定式系统相比，移动式系统投资较低，但运行管理费用较高。

4) 间歇式微灌系统。间歇式微灌系统又称脉冲式微灌系统，其工作方式是每隔一定时间喷水一次，此系统的灌水器流量比普通滴头流量大 4~10 倍。因灌水器孔口较大，减少了堵塞，由于间歇灌水，避免了产生地面径流和深层渗漏损失，但灌水器制造工艺要求高，设备成本也高。

## 第二节 微灌设备及性能参数

微灌设备一般包括灌水器（滴头与微喷头）、各级输水管道和管件、各种控制和量测设备、过滤器、施肥（农药）装置和水泵电机装置。这里仅介绍灌水器，其他设备参见有关书籍。

### 一、灌水器

灌水器是微灌系统的出流部件，其作用是将末级管道中的压力水流均匀而稳定地灌到土壤中，满足作物生长对水分的需要。灌水器的结构性能决定微灌系统的出流特征，即湿润土壤的方式。因此，灌水器是体现微灌技术特点的核心部件。不同类型的灌水器，灌溉方式不同，从而在微灌系统中根据所使用灌水器的类型常将微灌系统区分为滴灌系统（灌水器使用滴头、滴灌带）、微喷灌系统（灌水器使用微喷头）、小管出流灌（涌泉灌）系统（灌水器使用微管、涌水器）。因此，按结构和出流形式不同，灌水器主要有滴头、滴灌带、微喷头、涌水器、渗灌管（带）等五类。

#### 1. 滴头

##### (1) 按滴头与毛管的连接方式分类

1) 管间式滴头。安装在两段毛管的中间，本身成为毛管一部分的滴头，如图 4-3 (a) 所示。

2) 管上式滴头。直接安装在毛管上的一种滴头，管上式滴头与毛管的连接方式见图 4-3 (b)、(c)。

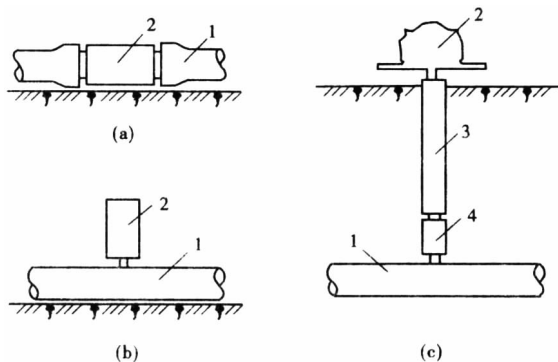


图 4-3 灌水器与毛管的连接方式

(a) 管间式；(b) 旁插式；(c) 管接式

1—毛管；2—灌水器；3—连接管；4—接头

3) 滴灌带管。它是在制造过程中将滴头与毛管组装成一体的管状或带状灌水器。

(2) 按滴头的消能方式分类

1) 长流道滴头。主要是靠水流与流道壁的沿程阻力来消除能量，如微管、内螺纹和迷宫式滴头。

2) 孔口式滴头。以孔口出流造成的局部水头损失来消能的滴头，如孔口滴头、多孔毛管等均为孔口式消能滴头。

3) 涡流消能式滴头。水流进入滴头的涡室形成旋涡流。由于水流旋转产生的离心力，迫使水流趋向涡室的边缘，在涡流中心产生一低压区，使中心的出水口处压力较低，因而出水量较小。

4) 压力补偿式滴头。是借助水流压力使弹性体部件或流道改变形状，从而使过水断面面积大小变化，使出水量稳定。其优点是能自动调节出水量和自清洗，出水均匀度高，但制造较复杂。

2. 微喷头

微喷头是介于喷头与滴头之间的一种灌水器。与喷灌相比，微灌具有工作压力低（一般工作水头为 5~15m）、节能省水等优点；与滴灌相比，微灌具有出水孔口直径较大（一般孔径为 0.8~2.0mm）、抗堵塞性能好的优点。另外，微灌的湿润面积比滴灌大，采用微灌扩大了毛管间距，减少了滴头和毛管用量，降低了工程投资。因此，微喷技术在各地得到了迅速的发展和应用。

微喷和喷灌之间既有区别又有联系。首先，微灌可按全面湿润灌溉方式设计，而在大多数情况下（如果园）又是局部灌溉方式，灌溉需水量和灌溉制度的计算方法与滴灌相同；其次，尽管在温室、苗圃和园林绿化灌溉中，有时也用微喷头作全圆喷洒灌溉，但在水质处理和要求上又与滴灌一样。因此，通常把喷水量小于 250L/h 的灌水器也列在微灌范围内。按照工作原理分类，常用微喷头有射流式、折射式、离心式和缝隙式四种。射流式有运动部件，又称旋转式喷头。后三种无运动部件，称固定式微喷头。国产微喷头主要有折射式和射流式两种，如图 4-4 和图 4-5 所示。

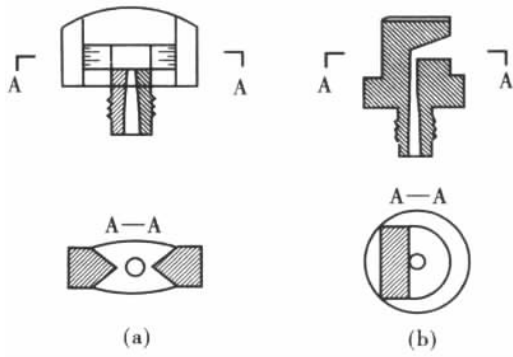


图 4-4 折射式微喷头  
(a) 双向式；(b) 单向式

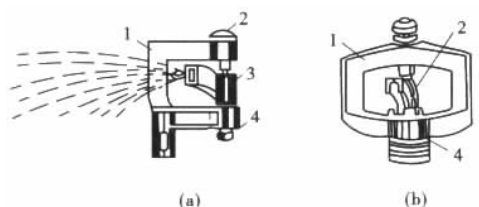


图 4-5 射流式微喷头

(a) LWP 两用微喷头; (b) W2 型喷头

1—支架; 2—散水椎; 3—旋转臂; 4—接头

### 3. 小管灌水器

图 4-6 是小管灌水器的装配图。它是由  $\phi 4$  塑料小管和接头连接插入毛管壁而成的。

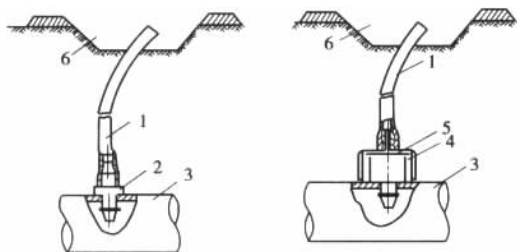


图 4-6 小管灌水器

1— $\phi 4$  小管; 2—接头; 3—毛管;

4—稳流器; 5—胶片; 6—渗水沟

的。它的工作水头低、孔口大、不易被堵塞。

## 二、灌水器的性能

### 1. 流量与压力的关系

各种类型的灌水器无论是滴头还是微喷头都是通过水流克服摩擦阻力做功而消耗能量来调节流量，其流量大小取决于工作压力和流道的几何尺寸。灌水器的流量计算公式为

$$q = kh^x \quad (4-1)$$

式中  $q$ ——灌水器的出流量，L/h;

$h$ ——工作水头，m;

$k$ ——系数，由试验确定;

$x$ ——流态指数，取决于灌水器内水流状态，在 0~1.0 之间变化。

式 (4-1) 反映了微灌灌水器的流量  $q$  与工作水头  $h$  之间的关系。此关系是灌水器的一个最重要的特征值。

式(4-1)中,流态指数  $x$  反映了灌水器的流态特征及其流量对压力变化的敏感程度,是非常重要的水力学参数。当水流在灌水器内的流态为层流时,如微管、内螺纹管式滴头,流态指数  $x$  等于 1,即流量与工作水头成正比,出水流量受水温影响;当水流在灌水器内的流态为紊流时,如孔口式滴头、迷宫式滴头、微喷头等,流态指数  $x$  等于 0.5,出流量不受水温变化影响;全压力补偿器的流态指数  $x$  等于 0,即出水流量不受压力变化的影响,流量基本保持恒定。其他各种形式的灌水器的流态指数在 0~1.0 之间变化,如表 4-1 所示。

表 4-1 灌水器流态指数与流态

灌水器种类	流态指数	流态	灌水器种类	流态指数	流态
全压力补偿式	0	紊流	螺旋流道式	0.7	光滑紊流
涡流式	0.4	涡流	微孔管	0.8	层流
孔口式滴头、迷宫式滴头、微喷头	0.5	紊流	微管	0.9~1.0	层流
长流道式滴头	0.6	光滑			

### 2. 灌水器的抗堵塞性能

微灌系统的灌水流量小,微灌灌水器流道尺寸一般在 0.25~2.5mm 之间,这样小的流道易于堵塞。影响灌水器抗堵塞性能的两个重要因素是灌水器流道尺寸和流道中水的流速。根据最小流道尺寸可将灌水器堵塞敏感程度进行分类。当流道最小尺寸小于 0.7mm 时,为很敏感;当流道最小尺寸为 0.7~1.5mm 时,为敏感;当流道最小尺寸大于 1.5mm 时,为不敏感。对于流道中水的流速,一般认为流速在 4~6m/s,可满足抗堵塞性能要求。为了减少堵塞,一般要求对各种灌溉水进行仔细过滤,同时可将灌水器设计成具有一定的自冲洗功能。当系统打开或关闭时,在压力逐渐上升或下降过程中,压力低于某一特定值时,灌水器内的补偿元件就会脱离流道,使流道变得很宽,杂质被冲出。

### 3. 灌水器的制造偏差

微灌灌水器流道尺寸很小,其流量与流道直径的 2.5~4 次幂成正比,流道尺寸、形状等参数的微小变化,将会引起较大的流量偏差。在灌水器制造中,由于制造工艺和材料收缩变形等影响,不可避免地会产生制造偏差。实践中,一般用制造偏差系数来衡量产品的制造精度,表示方法如下

$$C_v = \frac{S}{q} \tag{4-2}$$

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (q_i - \bar{q})^2} \tag{4-3}$$

$$\bar{q} = \frac{\sum_{i=1}^n q_i}{n} \tag{4-4}$$

式中  $C_v$ ——灌水器的制造变差系数;

$S$ ——流量标准偏差;

$q_i$ ——所测每个滴头的流量, L/h;

$\bar{q}$ ——滴头平均流量, L/h;

$n$ ——所测灌水器的个数。

一般认为, 当  $C_v \leq 0.05$  时, 灌水器的制造质量为优等; 当  $0.05 < C_v \leq 0.07$  时, 灌水器的制造质量为良好; 当  $0.07 < C_v \leq 0.11$  时, 认为灌水器的制造质量还可以; 当  $C_v > 0.11$  时, 认为灌水器的制造质量不合格。

#### 4. 微喷头的其他性能

微喷头的工作性能除了以上几项外, 还有射程、喷灌强度、灌水均匀度等性能参数。

(1) 射程。射程是微喷头的主要水力参数之一, 主要决定于工作压力和流量。一般微喷头的射程为 0.1 ~ 6m。

(2) 喷灌强度。喷灌强度是微灌系统的一个主要设计参数, 是指单位时间内喷洒在单位面积土地上的水量。在一般情况下, 喷灌强度应与土壤透水性相适应。

为了在喷洒作业过程中不致产生径流, 不破坏土壤表层结构而造成板结等状况, 要求微喷头的喷洒强度不能超过土壤的入渗率, 即渗吸速度。

喷洒强度受散水器结构、微喷头的喷洒仰角等影响。

(3) 灌水均匀度。灌水均匀度是指在灌水面积上水量分布的均匀程度, 是评价微喷头的一项重要指标。单喷头灌水均匀度可由喷洒均匀系数和喷洒水量分布图来表示。

## 第三节 微灌工程规划与设计参数的确定

### 一、微灌工程规划设计

#### 1. 资料收集与整理

在进行微灌系统工程的规划设计时, 必须首先对灌区进行实地调查、勘测, 取得系统规划设计所必需的基本资料。基本资料包括地形、土壤、地质、水文、气象、作物、水源、灌溉试验、能源与设备、社会经济状况与发展规划等方面的情况。根据这些基本资料的收集和整理, 论证工程的必要性和可行性, 确定工程的规模和布置等, 是微灌系统工程规划设计的前提。平原区灌溉面积大于 1 500 亩, 山丘区灌溉面积大于 750 亩的微灌工程, 应分为规划、设计两个阶段进行, 面积小的可合为一个阶段进行。

#### 2. 微灌系统的总体规划

微灌系统的总体规划必须在分析基本资料的基础上才能进行。微灌系统总体规划是为了综合调整供水流量与压力、管道布置与管型规格选择, 使系统与其他灌水方法统一配合使用, 以提高水资源利用率, 减少工程投资, 扩大有效灌溉面积, 取得较高的综合经济效益; 然后对水源工程、首部枢纽工程、输配水管道工程进行总体布局, 使微灌系

统在工作时，给末端灌水器供水的毛管在额定的流量、压力、灌水器间距等情况下能比较平缓，保证灌水器的出水均匀度，同时毛管的压力还要满足灌水器性能即工作压力的要求。

在规划布置时应根据灌区作物种类和使用者要求合理选择灌水器，确定微灌系统类型。一般情况下，对于蔬菜、果树、棉花等经济作物，因经济价值较高、投资回收快，多采用固定式微灌系统；对于大田粮食作物，一般采用移动式微灌系统，以减少管材用量，降低投资。微灌系统的管道一般分干管、支管和毛管三级，布置时要求干、支、毛三级管道尽量互相垂直，毛管垂直干管，也可顺接于干管末端，以使整个微灌系统管道长度最短，控制面积最大，水头损失最小，投资最低，同时应根据地形合理布置。毛管布置除要求垂直支管外，还应与作物种植方向平行一致，即顺垄沟方向，同时应尽量对称于支管布置，以防灌水器出水不均匀。

## 二、设计参数的确定

微灌系统设计参数包括作物需水量、灌溉耗水强度、土壤湿润比、灌水均匀度和灌水器额定工作水头等，它们的取值大小将影响管道水力计算、各级管道管径、管长和水泵动力，从而影响到系统的主要设备投资和工程效益。

### 1. 耗水强度的计算

微灌主要用于灌溉果园和条播作物，此时只有部分土壤表面被作物覆盖，并且灌水时只部分湿润土壤。因此，作物耗水量仅与作物对地面的遮荫率大小有关，其耗水强度为

$$E_a = K_r E_c \quad (4-5)$$

$$K_r = \frac{G_c}{0.85} \quad (4-6)$$

式中  $E_a$ ——微灌的作物耗水强度，mm/d；

$E_c$ ——作物需水量，mm/d，可按彭曼法计算；

$K_r$ ——作物遮荫率对耗水量的修正系数，当由式（4-6）计算出的数值大于1时，取  $K_r = 1$ ；

$G_c$ ——作物遮荫率，又称作物覆盖率，随作物种类和生育阶段而变化，对于大田和蔬菜作物，设计时可取 0.8 ~ 0.9，对于果树，可根据树冠半径和果树所占面积计算确定。

对于微灌，一般取全年和全生育期中月平均作物耗水强度峰值作为设计耗水强度。无资料时可由表 4-2 选取。

表 4-2 设计耗水强度

(单位: mm/d)

作物	果树	葡萄、瓜类	蔬菜(保护地)	蔬菜(露地)	粮、棉、油等
滴灌	3~5	3~6	2~3	4~7	4~6
微喷灌	4~6	4~7	—	5~8	5~8

注: ①干旱地区宜取上限值; ②本表引自《微灌工程技术规范》(SL103—95)。

## 2. 灌溉补充强度计算

微灌的灌溉补充强度是指为了保证作物正常生长必须由微灌提供的水量, 取决于作物耗水量、降雨量和土壤含水量等条件, 微灌只是补充作物耗水不足部分, 即

$$I_a = E_a - P_0 - S \quad (4-7)$$

式中  $I_a$ ——微灌的灌溉补充强度, mm/d;

$P_0$ ——有效降雨量, mm/d;

$S$ ——根层土壤或地下水补给的水量, mm/d;

其余符号含义同前。

在干旱地区降雨量很少, 地下水很深, 作物生产所消耗的水量全部由微灌提供, 此时

$$I_a = E_a$$

灌溉补充强度是确定微灌工程规划和指导系统运行管理的依据, 只有当灌溉是作物耗水的唯一来源时, 设计灌溉补充强度才等于设计耗水强度, 两者不能混淆。

**【例】** 某苹果园位于北纬 30°, 地面高程 95m。苹果树已种植 10 年, 果树对地面的覆盖率为 0.75, 苹果的日需水量  $E_c$ , 为 6.6mm/d, 7 月份的有效降雨量为 31.5mm。试计算该果园 7 月份苹果的耗水强度、灌溉补充强度和 7 月份的灌溉供水量。

解: (1) 计算微灌耗水强度

已知果树对地面的覆盖率  $G_c = 0.75$ , 按式 (4-6) 计算覆盖率修正系数  $K_r = G_c / 0.85 = 0.75 / 0.85 = 0.88$ 。由式 (4-5) 计算微灌时的苹果耗水强度  $E_a = K_r E_c = 0.88 \times 6.6 = 5.81$  (mm/d)。

(2) 计算灌溉补充强度

已知 7 月份的有效降雨量为 31.5mm, 每日有效降雨量  $P_0 = 31.5 / 31 = 1.0$  (mm/d), 地下水补给量  $S = 0$ , 由式 (4-7) 计算灌溉补充强度  $I_a = E_a - P_0 - S = 5.81 - 1.0 - 0 = 4.81$  (mm/d)。

(3) 计算 7 月份果园净灌溉供水量

已知每日净灌溉补充强度, 则 7 月份的总净补充水量为  $W = I_a T = 4.81 \times 31 = 149.11$  (mm 月)。

## 3. 土壤湿润比计算

土壤湿润比是指被湿润的土体占计划湿润层深度总土体的百分比。在实际应用中,



常以地面以下 20~30cm 处的湿润面积占总灌水面积的百分比表示。影响土壤湿润比的因素很多，如毛管的布置方式、灌水器的类型和布置形式、灌水器的流量和灌水量的大小、土壤的种类和结构等。

根据毛管和灌水器的布置方式，土壤湿润比的计算方法如下：

(1) 单行毛管直线布置，见图 4-7 (a)。

$$P = \frac{0.785 D_w^2}{S_1 S_e} \times 100\% \tag{4-8}$$

式中 P——土壤湿润比 (%)；

$D_w$ ——土壤水分水平扩散直径或湿润带宽度，m；

$S_1$ ——毛管间距，m；

$S_e$ ——灌水器或出水点间距，m。

表 4-3 列出了不同土壤类别、不同灌水器流量和间距时的土壤湿润比，可供设计微灌时查用。

表 4-3 土壤湿润比 P 值

毛管 间距 $S_1$ (m)	出水点流量 (L/h)														
	< 1.5			2.0			4.0			8.0			> 12.0		
	不同土壤毛管上出水点的间距 $S_e$														
	粗	中	细	粗	中	细	粗	中	细	粗	中	细	粗	中	细
	0.2	0.5	0.9	0.3	0.7	1.0	0.6	1.0	1.3	1.0	1.3	1.7	1.3	1.6	2.0
0.8	38	88	100	50	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1.0	33	70	100	40	80	100	80	100	100	100	100	100	100	100	100
1.2	25	58	92	33	67	100	67	100	100	100	100	100	100	100	100
1.5	20	47	73	26	53	80	53	80	100	80	100	100	100	100	100
2.0	15	35	55	20	40	60	40	60	80	60	80	100	80	100	100
2.4	12	28	44	16	32	48	32	48	64	48	64	80	64	80	100
3.0	10	23	37	13	26	40	26	40	53	40	53	67	53	67	80
3.5	9	20	31	11	23	34	23	34	46	34	46	57	46	57	68
4.0	8	18	28	10	20	30	20	30	40	30	40	50	40	50	60
4.5	7	16	24	9	18	26	18	26	36	26	36	44	36	44	53
5.0	6	14	22	8	16	24	16	24	32	24	32	40	32	40	48
6.0	5	12	18	7	14	20	14	20	27	20	27	34	27	34	40

注：表中所列数值为单行直线毛管，出水点均匀布置，灌水定额为 40mm 时的 P 值。

(2) 单行毛管带环状管布置，见图 4-7 (b)。

$$P = \frac{0.785D_{\omega}^2}{S_1 S_r} \times 100\% \quad (4-9)$$

$$\text{或} \quad P = \frac{nS_e S_{\omega}}{S_1 S_r} \times 100\% \quad (4-10)$$

式中  $D_{\omega}$ ——地表以下 30cm 深处的湿润带宽度, m;

$S_1$ ——果树株距, m;

$S_r$ ——果树行距, m;

$n$ ——一株果树下布置的灌水器数目, 个;

$S_e$ ——灌水器或出水口间距, m;

$S_{\omega}$ ——湿润带宽度, m, 查表 4-3 当  $P = 100\%$  时相应的毛管间距  $S_1$  值。

(3) 双行毛管平行布置, 见图 4-7 (c)。

$$P = \frac{P_1 S_1 + P_2 S_2}{S_r} \times 100\% \quad (4-11)$$

式中  $S_1$ ——一对毛管的窄间距, m, 可以根据给定的流量和土壤类别, 查表 4-3 当

$P = 100\%$  时推荐的毛管间距;

$P_1$ ——与  $S_1$  相对应的土壤湿润比 (%);

$S_2$ ——一对毛管的宽间距, m;

$P_2$ ——根据  $S_2$  查表 4-3 所得土壤湿润比 (%);

$S_r$ ——作物行距, m。

**【例】** 某梨园中梨树的株、行距为  $6\text{m} \times 6\text{m}$ , 采用滴灌方法灌溉, 土壤为中等结构, 滴头流量  $q = 4\text{L/s}$ 。①若采用毛管双行布置, 试确定土壤湿润比和毛管间距; ②若采用单行毛管带环状管布置, 每株果树下安装 6 个滴头, 试确定滴头间距和土壤湿润比。

解: 已知  $q = 4\text{L/s}$ , 中等结构土壤, 查表 4-3 知, 使一对窄行毛管间距的全部土壤湿润 ( $P_1 = 100\%$ ) 的毛管间距  $S_1 = 1.2\text{m}$ 。于是  $S_2 = 6 - 1.2 = 4.8$  (m), 同样, 查表 4-3 得  $P_2 = 24\%$ , 因此毛管双行布置的土壤湿润比为

$$P = \frac{P_1 S_1 + P_2 S_2}{S_r} \times 100\% = \frac{1 \times 1.2 + 0.24 \times 4.8}{6} = 100\% = 39.2\%$$

由表 4-3 得滴头间距  $S_e = 1.0\text{m}$ , 当  $P = 100\%$  时, 湿润带宽度  $S_{\omega} = 1.2\text{m}$ 。则单行毛管带环状管布置的土壤湿润比为

$$P = \frac{nS_e S_{\omega}}{S_1 S_r} \times 100\% = \frac{6 \times 1 \times 1.2}{6 \times 6} = 100\% = 20\%$$

(4) 微喷灌湿润比计算。

喷头沿毛管均匀布置时的土壤湿润比计算公式为

$$P = \frac{A_{\omega}}{S_e S_1} \times 100\% \quad (4-12)$$

$$A_{\omega} = \frac{\theta}{360} \pi R^2 \quad (4-13)$$

式中  $A_{\omega}$ ——微喷头的有效湿润面积， $m^2$ ；

$\theta$ ——湿润范围平面分布夹角，当全圆喷洒时  $\theta = 360^\circ$ ；

$R$ ——微喷头的有效喷洒半径， $m$ ；

其余符号含义同前。

一株树下布置  $n$  个微喷头时的土壤湿润比计算公式为

$$P = \frac{nA_{\omega}}{S_1 S_r} \times 100\% \quad (4-14)$$

式中  $n$ ——一株树下布置的微喷头数目，个；

其余符号含义同前。

在确定设计土壤湿润比时，不仅要考虑作物对水分的需要，还要考虑到工程投资的合理性。因为设计湿润比越大，系统的流量越大，越易满足作物需水要求，而且微灌的保证程度也越高，但是系统的投资和运行费用也越大，反之亦然。表 4-4 给出了不同作物不同灌水器的设计土壤湿润比。

表 4-4 不同作物不同灌水器的设计土壤湿润比 (%)

作物	果树	葡萄、瓜类	蔬菜	粮、棉、油等
滴灌	25 ~ 40	30 ~ 50	60 ~ 90	60 ~ 90
微喷灌	40 ~ 60	40 ~ 70	70 ~ 100	100

注：①干旱地区宜取上限值；②本表引自《微灌工程技术规范》(SL103—95)。

#### 4. 微灌灌水均匀度

《微灌工程技术规范》(SL103—95) 规定，微灌均匀系数不应低于 0.8，并按下式计算

$$C_u = 1 - \frac{\overline{\Delta q}}{q} \quad (4-15)$$

$$\overline{\Delta q} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |q_i - \bar{q}| \quad (4-16)$$

式中  $C_u$ ——微灌均匀系数；

$\overline{\Delta q}$ ——灌水器流量的平均偏差， $L/h$ ；

$\bar{q}$ ——灌水器流量平均值， $L/h$ ；

$q_i$ ——各灌水器流量， $L/h$ ；

$n$ ——所测的灌水器数目，个。

(1) 只考虑水力影响因素时的设计均匀度

微灌的均匀系数  $C_u$  与灌水器的流量偏差率  $q_v$  存在着如表 4-5 所示的关系。

表 4-5  $C_u$  与  $q_v$  的关系

$C_u$ (%)	98	95	92
$q_v$ (%)	10	20	30

另外，微灌灌水器的流量偏差率  $q_v$  与工作水头的偏差率  $H_v$ ，的关系为

$$H_v = \frac{1}{x} q_v \left( 1 + 0.15 \frac{1-x}{x} q_v \right) \quad (4-17)$$

$$q_v = \frac{q_{\max} - q_{\min}}{q_a} \quad (4-18)$$

$$H_v = \frac{h_{\max} - h_{\min}}{h_a} \quad (4-19)$$

式中  $x$ ——灌水器的流态指数；

$h_{\max}$ ——灌水器的最大工作水头，m；

$h_{\min}$ ——灌水器的最小工作水头，m；

$h_a$ ——灌水器的平均工作水头，m；

$q_{\max}$ ——相应于  $h_{\max}$  时的灌水器的流量，L/h；

$q_{\min}$ ——相应于  $h_{\min}$  时的灌水器的流量，L/h；

$q_a$ ——灌水器的平均流量，L/h。

如果选定了灌水器，已知流态指数  $x$ ，并确定了均匀系数  $C_u$ ，则可由式 (4-17) 求出允许的压力偏差率  $H_v$ ，从而可以确定毛管的设计工作压力变化范围。

(2) 考虑水力和制造偏差两个影响因素后的均匀度计算

$$E_u = \left( 1 - 1.27 \frac{C_v}{\sqrt{n}} \right) \left( \frac{q_{\min}}{q_a} \right) \quad (4-20)$$

或

$$E_u = \left( 1 - 1.27 \frac{C_v}{\sqrt{n}} \right) \left( \frac{h_{\min}}{h_a} \right)^x \quad (4-21)$$

$$h_{\min} = 1 - H'_v \quad (4-22)$$

$$H'_v = 1 - \left[ \frac{E_u}{1.27 \frac{C_v}{\sqrt{n}}} \right]^{1/x} \quad (4-23)$$

式中  $E_u$ ——考虑水力和制造偏差后的灌水均匀度；

$C_v$ ——灌水器的制造偏差系数；

$n$ ——一株作物下安装的灌水器数目；

$H'_v$ ——灌水器最小工作水头与平均工作水头之间的偏差率；

其余符号含义同前。

(3) 设计灌水均匀度的确定

设计灌水均匀度应根据作物对水分的敏感程度、经济价值、水源条件、地形、气候

等因素结合考虑确定。

根据当前条件,建议采用的设计均匀度为:①当只考虑水力因素时,取  $C_u = 0.95 \sim 0.98$ ,或  $q_v = 10\% \sim 20\%$ ;②当考虑水力和灌水器制造偏差两个因素时,取  $E_u = 0.9 \sim 0.95$ 。

#### 5. 灌溉水有效利用率的确定

微灌的主要水量损失是由于灌水不均匀和某些不可避免的损失所造成的。《微灌工程技术规范》(SL103—95)规定,灌溉水利用系数滴灌应不低于0.9,微喷灌应不低于0.85。

#### 6. 灌水器设计工作水头的确定

灌水器的工作水头越高,灌水均匀度越高,但系统的运行费用越大。灌水器的设计工作水头应根据地形和所选用的灌水器的水力性能决定。滴灌时通常为10m水头,涌泉灌时工作水头可为5~7m,微喷时工作水头一般以10~15m为宜。

## 第四节 微灌系统设计

微灌系统的设计是在微灌工程规划设计的基础上进行的。微灌系统设计的内容包括:①微灌系统的布置;②微灌灌溉制度的拟定;③微灌系统工作制度的确定;④微灌系统的流量计算;⑤管道水力计算;⑥管网水力计算;⑦首部枢纽设计;⑧沉淀池、蓄水池及镇墩的设计。本节主要介绍①~⑥,关于⑦和⑧请参阅有关书籍。

### 一、微灌系统的布置

微灌系统的布置通常是在1/500~1/2 000比例尺的地形图上进行初步布置,然后将初步布置方案拿到现场,与实际情况对照并进行修正。

首部枢纽的布置一般已在规划阶段确定,设计阶段主要进行管网的布置。

#### 1. 毛管和灌水器的布置

##### (1) 滴灌时毛管和灌水器的布置

1) 单行毛管直线布置。毛管顺作物行向布置,一行作物布置一条毛管,滴头安装在毛管上。这种布置适用于窄行密植作物,如蔬菜和幼树。如图4-7(a)所示。

2) 单行毛管带环状管布置。对成龄果树滴灌时可沿一行树布置一条输水毛管,然后再绕转每棵树布置一根分毛管并在上面安装4~6个单出水口滴头。这种布置增加了毛管总长度。如图4-7(b)所示。

3) 双行毛管平行布置。当滴灌高大作物时可采用此种布置。如滴灌果树可沿树两侧布置两条毛管,每株树的两边各安装2~3个滴头,如图4-7(c)所示。

4) 单行毛管带微管布置。当使用微管滴灌果树时,每一行树布置一条毛管,再用一段分水管与毛管连接,在分水管上安装4~6条微管。这种布置减少了毛管用量,相

应也减少了造价。如图 4-7 (d) 所示。

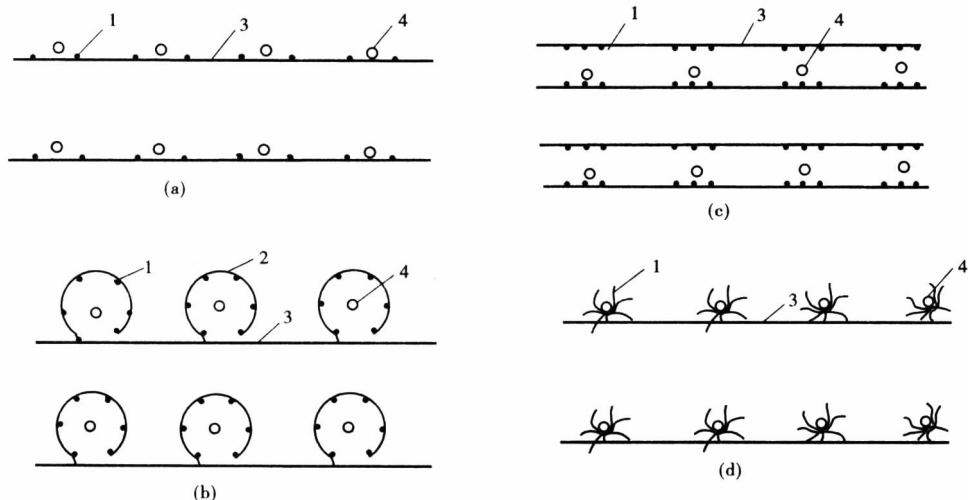


图 4-7 滴灌时毛管的布置

(a) 单行毛管直线布置；(b) 单行毛管带环状管布置；

(c) 双行毛管平行布置；(d) 单行毛管带微管布置

1—滴头；2—绕树环状管；3—毛管；4—果树

以上是毛管均沿作物行向布置。由于山丘区常采用等高种植，因而，毛管应沿等高线布置。对于果树，滴头与树干的距离通常采用树冠半径的  $2/3$ ，在布置时允许的最大毛管长度应满足设计均匀度的要求，并由水力计算确定。

## (2) 微喷灌时毛管和灌水器的布置

微喷灌根据所使用的微喷头的结构和性能不同，毛管和灌水器的布置也不同。常见的布置形式如图 4-8 所示。毛管沿作物行向布置，一条毛管可控制一行作物，也可控制若干行作物。毛管长度取决于微喷头的流量和均匀度的要求，由水力计算确定。

## 2. 干、支管布置

干、支管布置取决于地形、水源、作物分布和毛管的布置，其布置应达到管理方便、工程费用少的要求。在山丘地区，干管多沿山脊布置，或沿等高线布置，支管则垂直于等高线，向两边的毛管配水。在平地，干、支管应尽量双向控制，两侧布置下级管道，以节省管材。

## 二、微灌灌溉制度的确定

### 1. 一次微灌用水量（设计灌水定额）计算

微灌一次用水量可由以下两式计算

$$I = 0.1\gamma HP (\beta_{\max} - \beta_{\min}) / \eta \quad (4-24)$$

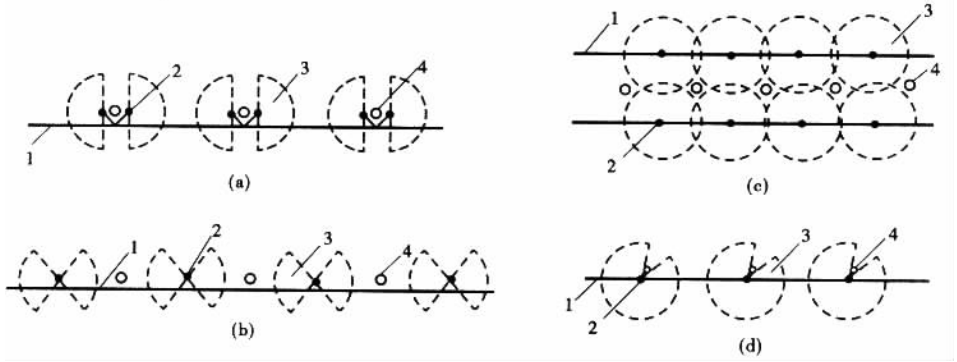


图 4-8 微喷时毛管的布置

- (a) 单向微喷头局部喷洒；(b) 双向微喷头局部喷洒；  
 (c) 全圆微喷头全面喷洒；(d) 全圆微喷头局部喷洒  
 1—毛管；2—微喷头；3—湿润面积；4—果树

或 
$$I = 0.1\gamma HP (\beta'_{\max} - \beta'_{\min}) / \eta \quad (4-25)$$

式中  $I$ ——设计灌水定额，mm；

$\beta'_{\max}$ 、 $\beta'_{\min}$ ——适宜土壤含水率上下限（占干土重的百分比）；

$H$ ——土壤计划湿润层深度，m，蔬菜取 0.2 ~ 0.3m，大田作物取 0.3 ~ 0.6m，果树取 0.8 ~ 1.2m；

$P$ ——微灌设计土壤湿润比（%）；

$\beta'_{\max} - \beta'_{\min}$ ——适宜土壤含水率上下限（占土壤体积的百分比）；

$\gamma$ ——土壤干密度，g/cm<sup>3</sup>；

$\eta$ ——灌溉水利用系数。

### 2. 设计灌水周期的确定

两次灌水之间时间间隔称灌水周期，它取决于不同作物、水源条件和管理状况，北方作物大约为 7 天，果树耗水高峰期灌水周期为 7 ~ 10 天。设计灌水周期可用下式计算

$$T = \frac{I}{E_a} \eta \quad (4-26)$$

式中  $T$ ——灌水周期，d，若  $T$  取整数，则应反求灌水定额  $I$ ；

$E_a$ ——微灌作物耗水强度，mm/d。

### 3. 一次灌水延续时间的确定

$$t = \frac{IS_e S_r}{\eta q} \quad (4-27)$$

式中  $t$ ——一次灌水延续时间，h；

$S_e$ ——灌水器间距，m；

$S_r$ ——毛管间距，m；

$q$ ——灌水器流量，L/h；

其余符号含义同前。

对于成龄果树滴灌，一株树安装  $n$  个滴头灌溉时，则

$$t = \frac{IS_1 S_r}{\eta n q} \quad (4-28)$$

式中  $S_1$ 、 $S_r$ ——果树的株距和行距，m；

其余符号含义同前。

#### 4. 灌水次数与灌水总量的确定

采用微灌的作物全生育期的灌水次数比传统的地面灌水次数多。但由于作物种类不同，地区水源条件不同，灌水次数也不完全相同。如北方果树通常一年灌水 15~30 次，但山区水源不足也只能灌 3~5 次，对于灌水总量可用下式计算

$$M = \sum_{i=1}^n m_i \quad (4-29)$$

式中  $M$ ——作物全生育期（或一年）的灌水总量， $m^3$ ；

$m_i$ ——作物每次微灌用水量， $m^3$ 。

### 三、微灌系统工作制度的确定

微灌系统的工作制度通常分为全系统续灌和分组轮灌两种情况。不同的工作制度要求的流量不同，因而工程费用也不同。在确定工作制度时，应根据作物种类、水源条件和经济状况等因素作出合理选择。

#### 1. 全系统续灌

全系统续灌是对系统内全部管道同时供水，对设计灌溉面积内所有作物同时灌水的一种工作制度。它的优点是灌溉供水时间短，有利于其他农事活动的安排。其缺点是干管流量大，增加工程的投资和运行费用；设备的利用率低；在水源流量小的地区，可能缩小灌溉面积。

#### 2. 分组轮灌

较大的微灌系统为了减小工程投资，提高设备利用率，增加灌溉面积，通常采用轮灌的工作制度。一般是将支管分成若干组，由干管轮流向各组支管供水，而支管内部则同时向毛管供水。

##### (1) 划分轮灌组的原则

1) 各轮灌控制的面积应尽可能相等或相近，以使水泵工作稳定、效率提高。

2) 轮灌组的划分应照顾农业生产责任制和田间管理的要求。例如，一个轮灌组包括若干片责任地（树），应尽可能减少农户之间的用水矛盾，并使灌水与其他农业措施如施肥、修剪等得到较好的配合。

3) 为了便于运行操作和管理，通常一个轮灌组管辖的范围宜集中连片，轮灌顺序可通过协商自上而下或自下而上进行。有时，为了减少输水干管的流量，也采用插花操作的方法划分轮灌组。



## (2) 确定轮灌组数

按作物需水要求，全系统划分的轮灌数目如下

$$N \leq \frac{CT}{t} \quad (4-30)$$

式中  $N$ ——允许的轮灌组最大数目（取整数）；

$C$ ——一天运行的小时数，一般为 12~20h，对于固定式系统不低于 16h；

$T$ ——设计灌水周期，d；

$t$ ——一次灌水持续时间，h。

实践表明，轮灌组过多，会造成各农户的用水矛盾。按上式计算的  $N$  值为允许的最多轮灌组数，设计时应根据具体情况灵活确定合理的轮灌组数。

## (3) 轮灌组的划分方法

通常在支管的进口安装闸阀和流量调节装置，使支管所辖的面积成为一个灌水单元，称灌水小区。一个轮灌组可包括一条或若干条支管，即包括一个或若干个灌水小区。

# 四、微灌系统的流量计算

## 1. 毛管流量计算

毛管进口的流量为

$$Q_{\text{毛}} = \sum_{i=1}^N q_i \quad (4-31)$$

式中  $Q_{\text{毛}}$ ——毛管进口流量，L/h；

$N$ ——毛管上灌水器或出水口数目；

$q_i$ ——第  $i$  个灌水器或出水口的流量，L/h。

通常毛管上安装同一型号的灌水器，灌水器出流量的变化规定在一允许范围内时，可用灌水器的设计流量  $q_d$  (L/h) 近似代表灌水器的平均流量，则毛管进口流量可用下式计算

$$Q_{\text{毛}} = Nq_d \quad (4-32)$$

## 2. 支管流量计算

一般支管双向配水，如图 4-9 所示。支管上有  $n$  排毛管，由上而下编号为 1、2、…、 $N-1$ 、 $N$  将支管分成  $N$  段，每段编号相应于其下端毛管排号，任一支管段  $n$  的流量为

$$Q_{\text{支}n} = \sum_{i=n}^N (Q_{\text{毛}Li} + Q_{\text{毛}Ri}) \quad (4-33)$$

式中  $Q_{\text{支}n}$ ——支管第  $n$  段的流量，L/h；

$Q_{\text{毛}Li}$ 、 $Q_{\text{毛}Ri}$ ——第  $i$  排左侧毛管和右侧毛管进口流量，L/h；

$n$ ——支管分段号， $n=1, 2, \dots, N$ 。

支管进口流量 ( $n=1$ ) 为

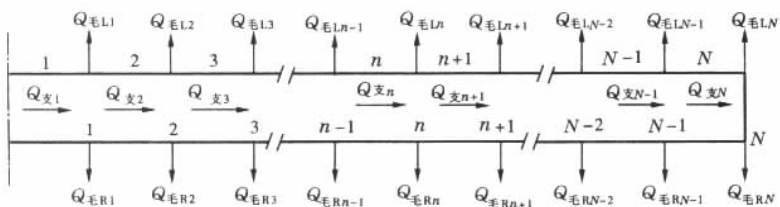


图 4-9 支管配水示意图

$$Q_{支} = Q_{支1} = \sum_{i=1}^N (Q_{毛Li} + Q_{毛Ri}) \quad (4-34)$$

当毛管流量相等，即  $Q_{毛Li} = Q_{毛Ri} = Q_{毛}$  时

$$Q_{支n} = 2(N - n + 1) Q_{毛} \quad (4-35)$$

则支管进口流量  $Q_{支}$  为

$$Q_{支} = 2NQ_{毛} \quad (4-36)$$

### 3. 干管流量的计算

当采用续灌时，任一干管段的流量等于该段干管以下同时供水支管流量之和。在轮灌情况下，同一段干管对不同轮灌组供水时流量可能不同，应针对不同轮灌组分别计算，选择轮灌组中最大流量作为该干管段的流量。

## 五、微灌管道水力计算

管道水力计算是压力管网设计非常重要的内容，在系统布置完成之后，需要确定干、支管和毛管管径，均衡各控制点压力以及计算首部加压系统的扬程。具体有关水力学方面的知识请参阅有关书籍。本处只对有关微灌系统常用的有压管道水力计算进行介绍。

### 1. 微灌管道沿程水头损失

#### (1) 无多口出流管道沿程水头损失计算方法

微灌系统常用的塑料管，其流态除滴头内部和管道末端可能处于层流外，毛管大部、支管及干管均属于光滑管紊流，可用式(4-15)计算其沿程水头损失。《微灌工程技术规范》(SL103—95)对式(4-15)中的系数和指数给出塑料管的值见表4-6。

表 4-6 管道沿程水头损失中的系数和指数

管材		$f$	$m$	$b$	
硬塑料管		0.464	1.77	4.77	
聚乙烯管	$d > 8\text{mm}$	0.505	1.75	4.75	
	$d \leq 8\text{mm}$	$R_e > 2\ 320$	0.595	1.69	4.69
		$R_e \leq 2\ 320$	1.75	1	4

注：表中系数适用于流量  $Q$  的单位为 L/h，管径  $D$  的单位为 mm，管长  $L$  的单位为 m。

(2) 多口出流管道的沿程水头损失计算

1) 同径、等距、等量分流管沿程水头损失计算。管径不变、分流口间距相等、分流量相等的多口管的沿程水头损失，可用多口系数法来计算，见式(4-16)和式(4-17)，或者按下式计算 ( $N \geq 3$ )

$$H_f = \frac{f S q_d^m}{D^b} \left[ \frac{(N + 0.48)^{(m+1)}}{m + 1} - N^m \left( 1 - \frac{S_0}{S} \right) \right] \quad (4-37)$$

式中  $H_f$ ——等距多孔管沿程水头损失，m；

$S$ ——分流孔间距，m；

$S_0$ ——多孔管进口至首孔的间距，m；

$N$ ——分流孔总数；

$q_d$ ——单孔设计流量，L/h；

其余符号含义同前。

2) 变径多口管水力计算。由于多口出流道内的流量自上而下逐渐减小，为了节省管材，减少工程投资，通常可分段设计成几种直径，即从上而下逐渐减小管道直径，如图4-10所示。

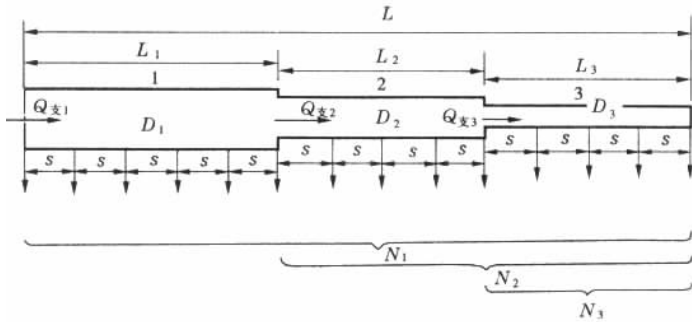


图4-10 变径支管水力计算示意图

在利用式(4-16)计算时，可将某段管道及其以下的长度看成与计算段直径相同的管道，计算多口出流管道水头损失，然后再减去与该管段直径相同、长度是其以下管道长度的多口出流管道的水头损失，即

$$\Delta H_i = \Delta H'_i - \Delta H'_{i+1} \quad (4-38)$$

式中  $\Delta H_i$ ——第  $i$  管段的沿程水头损失，m；

$\Delta H'_i$ ——将第  $i$  管段及其以下管长均作为第  $i$  段管道直径时多口出流管道的沿程水头损失，m；

$\Delta H'_{i+1}$ ——与第  $i$  管段直径  $D_i$  相同的第  $i$  段以下长度的多口出流管道的沿程水头损失，m。

对于最末一段按均一管径多口出流管道计算。如按式(4-16)计算，则公式为

$$\Delta H_i = F'_i H'_{fi} - F'_{i+1} H'_{fi+1} = F'_i f \frac{Q_i^m L'_i}{D_i^b} - F'_{i+1} f \frac{Q_{i+1}^m L'_{i+1}}{D_{i+1}^b} \quad (4-39)$$

如各出口流量相等，每个出水口的流量为  $q$ ，则

$$\Delta H_i = f q^m \frac{N_i^m L'_i F'_i - N_{i+1}^m L'_{i+1} F'_{i+1}}{D_i^b} \quad (4-40)$$

式中  $Q_i$ 、 $Q_{i+1}$ ——第  $i$  和第  $i+1$  管段进口流量，L/h；

$F'_i$ 、 $F'_{i+1}$ ——第  $i$  和第  $i+1$  管段及其以下管道的多口系数；

$L'_i$ 、 $L'_{i+1}$ ——第  $i$  和第  $i+1$  管段及其以下管道的总长度，m；

$H'_{fi}$ 、 $H'_{fi+1}$ ——第  $i$  和第  $i+1$  管段及其以下管道无多口出流时的沿程水头损失，m；

$D_i$ ——第  $i$  管段内径，mm；

$N_i$ 、 $N_{i+1}$ ——第  $i$  和第  $i+1$  管段及其以下管道的分水口总数目；

其余符号含义同前。

## 2. 管道局部水头损失计算

### (1) 干、支管的局部水头损失

在微灌系统中，干、支管上的各种连接管件、阀门等装置都会产生局部水头损失，其计算公式与式(4-18)相同。

### (2) 多口管局部水头损失

多口管分流口多，局部损失一般不宜忽略，应按供应商的资料选用。无资料时，局部水头损失可按沿程水头损失的一定比例估算，这一比例支管为 0.05~0.1，毛管为 0.1~0.2。

**【例】** 有一微灌支管，总长  $L = 100\text{m}$ ，进口流量  $Q_{支1} = 10\ 000\text{L/h}$ ，双向给毛管配水，每条毛管流量为  $250\text{L/h}$ ，毛管间距  $S = 5\text{m}$ 。设支管分三段，第一段长  $L_1 = 40\text{m}$ ，第二段长  $L_2 = 30\text{m}$ ，第三段长  $L_3 = 30\text{m}$ ，相应管径分别为  $D_1 = 40\text{mm}$ ， $D_2 = 32\text{mm}$ ， $D_3 = 25\text{mm}$ 。试计算各段的水头损失和支管的总水头损失。

解：微灌支管的管材为硬塑料管，由表 4-6 可知， $f = 0.464$ ， $m = 1.77$ ， $b = 4.77$ 。因支管为双向分水，每个出水口流量  $q = 2 \times 250 = 500$  (L/h)。

#### (1) 计算各段支管的水头损失

支管的局部水头损失按沿程水头损失的 5% 计，则水头损失加大系数  $k = 1.05$ 。

支管全长总出水口数  $N = N_1 = \frac{100}{5} = 20$ 。

第一段以下管长出水口总数  $N_2 = \frac{60}{5} = 12$ 。

第二段以下管长（第三段）出水口数  $N_3 = \frac{30}{5} = 6$ 。

由  $m = 1.77$ ， $x = 1$  和式(4-17)，求得各段相应的出口系数  $F'_1 = 0.386$ ， $F'_2 = 0.404$ ， $F'_3 = 0.448$ 。

各支管水头损失按式(4-40)计算：

第一段

$$\begin{aligned} \Delta H_{支1} &= kfq^m \frac{N_1^m L'_1 F'_1 - N_2^m L'_2 F'_2}{D_1^b} \\ &= 1.05 \times 0.464 \times 500^{1.77} \times \frac{20^{1.77} \times 100 \times 0.386 - 12^{1.77} \times 60 \times 0.404}{40^{4.77}} \\ &= 3.85 \text{ (m)} \end{aligned}$$

第二段

$$\begin{aligned} \Delta H_{支2} &= kfq^m \frac{N_2^m L'_2 F'_2 - N_3^m L'_3 F'_3}{D_2^b} \\ &= 1.05 \times 0.464 \times 500^{1.77} \times \frac{12^{1.77} \times 60 \times 0.404 - 6^{1.77} \times 30 \times 0.448}{32^{4.77}} \\ &= 3.18 \text{ (m)} \end{aligned}$$

第三段

$$\begin{aligned} \Delta H_{支3} &= kfq^m \frac{N_3^m L'_3 F'_3}{D_3^b} \\ &= 1.05 \times 0.464 \times 500^{1.77} \times \frac{6^{1.77} \times 30 \times 0.448}{2.5^{4.77}} \\ &= 2.01 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(2) 总水头损失

$$\begin{aligned} \Delta H_{支} &= \Delta H_{支1} + \Delta H_{支2} + \Delta H_{支3} \\ &= 3.85 + 3.18 + 2.01 \\ &= 9.04 \text{ (m)} \end{aligned}$$

### 3. 支管压力分布

支管内任一点的水头  $h_{支i}$  应大于或等于该处毛管进口要求的工作水头，以保证灌水小区灌水器具具有足够的流量和灌水均匀度。支管任一点的水头可由下而上或由上而下逐渐推算

$$h_{支i} = h_{支i+1} + \Delta H_{i+1} - (z_i - z_{i+1})$$

或

$$h_{支i} = h_{支i-1} - \Delta H_i + (z_{i-1} - z_i)$$

式中  $h_{支i}$ 、 $h_{支i+1}$ 、 $h_{支i-1}$ ——支管第  $i$ 、第  $i+1$ 、第  $i-1$  断面处的水头，m；

$\Delta H_i$ 、 $\Delta H_{i+1}$ ——支管第  $i$ 、第  $i+1$  段的水头损失，m；

$z_i$ 、 $z_{i+1}$ 、 $z_{i-1}$ ——支管第  $i$ 、第  $i+1$ 、第  $i-1$  断面处的地面高程，m。

## 六、管网水力计算

管网水力计算是微灌系统设计的中心内容。它的任务是在满足水量和均匀度的前提下，确定各管网布置方案中各级（段）管道的直径、长度，调压器的规格和系统扬程，进而选择水泵型号等。

### 1. 允许水头偏差的分配

### (1) 概念

微灌系统的均匀度，由限制同时灌水小区内工作水头最大和最小的灌水器的流量偏差来保证。当地形坡度为零时，工作水头最大和最小的灌水器分别是离支管进口最近（设为 A 点）和最远（设为 B 点）的灌水器，它们的水头差应限制在设计允许的水头差范围内，即

$$h_A - h_B \leq H_v h_d \quad (4-41)$$

式中  $h_A$ ——第 1 条毛管第 1 个（或支管上压力最高的）灌水器的工作水头，m；

$h_B$ ——最后一条毛管上最后一个（或支管上压力最低的）灌水器的工作水头，m；

$H_v$ ——设计允许的水头偏差率；

$h_d$ ——灌水器的设计工作水头，m。

忽略第 1 条毛管进口 A 与第 1 个灌水器之间的水头差，则

$$h_A - h_B = \Delta H_{AB} + \Delta h_B \leq H_v h_d \quad (4-42)$$

式中  $\Delta H_{AB}$ ——支管从 A 点到 B 点的水头损失，m；

$\Delta h_B$ ——B 点所在的毛管全程的水头损失，m。

这表明允许水头偏差由支管的水头损失和毛管水头损失两部分组成，它们可以有多种组合，因此存在着允许水头差如何合理地分配给支管和毛管的问题。

### (2) 分配方法

允许水头差的最优分配比例受所采用的管道规格、管材价格、灌区地形条件等因素的影响，需要经过技术经济论证才能确定。在平坦地形的条件下，允许水头差按下列比例分配是经济的

$$\Delta H_{毛} = 0.55 H_v h_d \quad (4-43)$$

$$\Delta H_{支} = 0.45 H_v h_d \quad (4-44)$$

式中  $\Delta H_{毛}$ ——毛管允许的水头差，m；

$\Delta H_{支}$ ——支管允许的水头差，m；

其余符号含义同前。

上述分配方法是将压力调节装置装在支管进口的情况，目前我国一般采用在毛管进口安装调压管的方法来调节毛管的压力，将允许压力差全部分配给毛管，即

$$\Delta H_{毛} = H_v h_d \quad (4-45)$$

这种方法虽然安装较麻烦，但可以使支管和毛管的使用长度加大，从而降低管网投资。

## 2. 毛管水力计算

毛管水力计算的任务是根据灌水器的流量和规定的允许流量偏差，计算毛管的最大允许长度和实际使用长度，并按使用长度计算毛管的进口水头。

### (1) 毛管总水头损失的计算

毛管属于多口出流管，其沿程水头损失的计算式与式（4-16）相同。其局部水头

损失一般采用沿程水头损失乘以系数  $k$  直接得到总水头损失, 即

$$\Delta H = k \Delta H_f \quad (4-46)$$

式中  $\Delta H_f$ ——毛管沿程水头损失, m;

$k$ ——考虑局部损失的加大系数, 对于毛管,  $k = 1.05 \sim 1.3$ 。

多口管沿程总水头损失可用下式计算

$$\Delta H = \frac{ka}{m+1} q_d^m S (N+0.48)^{m+1} \quad (N \geq 3) \quad (4-47)$$

式中  $a$ ——系数,  $a = 1.006 \times 10^{-5} D^{-(0.123 \lg D + 4.885)}$ ;

$q_d$ ——灌水器设计流量, L/h;

$S$ ——毛管上出水口间距, m;

$N$ ——毛管上出水口总数;

其余符号含义同前。

(2) 毛管允许的水头偏差和灌水器最大、最小工作水头及流量的确定

根据设计标准和设计孔口流量 (灌水器的设计流量), 灌水小区内灌水器最大、最小出流量可按下式计算

$$\left. \begin{aligned} q_{\max} &= q_d (1 + 0.62 q_v) \\ q_{\min} &= q_d (1 - 0.38 q_v) \end{aligned} \right\} \quad (4-48)$$

相应灌水器水头为

$$\left. \begin{aligned} h_{\max} &= (1 + 0.62 q_v)^{1/x} h_d \\ h_{\min} &= (1 - 0.38 q_v)^{1/x} h_d \end{aligned} \right\} \quad (4-49)$$

以设计灌水器工作水头  $h_d$  代替式 (4-19) 中灌水器平均工作水头  $h_a$ , 则允许的水头偏差率为

$$H_v = \frac{h_{\max} - h_{\min}}{h_d} = \frac{1}{x} q_v \left( 1 + 0.15 \frac{1-x}{x} q_v \right) \quad (4-50)$$

此时, 灌水器出流量的偏差率为

$$q_v \begin{cases} H_v & (x = 1) \\ \frac{\sqrt{1 + 0.6 (1-x) H_v} - 1}{0.3} \cdot \frac{x}{1-x} & (x < 1) \end{cases} \quad (4-51)$$

式中  $q_{\max}$ 、 $q_{\min}$ ——灌水器最大和最小流量, L/h;

$q_d$ 、 $h_d$ ——灌水器的设计流量 (L/h) 和设计水头 (m);

$h_{\max}$ 、 $h_{\min}$ —— $q_{\max}$ 、 $q_{\min}$  相对应的灌水器最大和最小工作水头, m;

$x$ ——灌水器流态指数;

$q_v$ ——设计允许的流量偏差率;

$H_v$ ——设计允许的水头偏差率。

当在毛管进口安装调压装置后, 允许水头偏差将全部分配到每条毛管上。  $h_{\max}$  与  $h_{\min}$  就是每条毛管上灌水器的最大、最小水头。在设计中若规定了  $q_v$ , 则可由式 (4-

50) 求得  $H_v$ ; 如果  $H_v$  是已知的, 则可由式 (4-51) 求得  $q_v$ 。

**【例】** 某微灌系统设计的灌水器流量偏差率  $q_v = 0.2$ , 现有两种滴头, 第一种的流态指数  $x = 0.5$ , 第二种的流态指数  $x = 1.0$ , 设计工作水头均为  $h_d = 8\text{m}$ 。试求滴头最大、最小水头和允许的水头偏差率。

解: (1) 第一种滴头,  $x = 0.5$ 。

允许的最大水头

$$h_{\max} = (1 + 0.62 \times 0.2)^{1/0.5} \times 8 = 10.11 \text{ (m)}$$

允许的最小水头

$$h_{\min} = (1 - 0.38 \times 0.2)^{1/0.5} \times 8 = 6.83 \text{ (m)}$$

允许的水头偏差率

$$\begin{aligned} H_v &= \frac{q_v}{x} \left( 1 + 0.15 \frac{1-x}{x} q_v \right) \\ &= \frac{0.2}{0.5} \left( 1 + 0.15 \times \frac{1-0.5}{0.5} \times 0.2 \right) = 0.412 \end{aligned}$$

(2) 第二种滴头,  $x = 1.0$ 。

$$h_{\max} = (1 + 0.62 \times 0.2) \times 8 = 8.99 \text{ (m)}$$

$$h_{\min} = (1 - 0.38 \times 0.2) \times 8 = 7.39 \text{ (m)}$$

$$H_v = \frac{0.2}{1} \left( 1 + 0.15 \times \frac{1-1}{1} \times 0.2 \right) = 0.2$$

由例 4-4 结果可见, 选用  $x$  值小的滴头, 可以有较大的允许水头偏差, 即当毛管直径和要求的灌水均匀度一定时, 可以增加毛管的长度。

(3) 最大工作水头灌水器的位置

在考虑毛管地形坡度  $J$  的情况下, 毛管上最大工作水头灌水器的位置, 可能出现在毛管上游第 1 孔或下游第  $N$  孔端, 其判别条件为

$$\Delta H_{N-1} - J(N-1)S \begin{cases} > 0, & h_1 > h_N, & \text{第 1 孔} \\ = 0, & h_1 = h_N, & \text{第 1 孔和第 } N \text{ 孔} \\ < 0, & h_1 < h_N, & \text{第 } N \text{ 孔} \end{cases} \quad (4-52)$$

式中  $\Delta H_{N-1}$ —— $(N-1)$  孔毛管的总水头损失, m;

$J$ ——沿毛管地形坡度;

$S$ ——孔距, m。

式 (4-52) 适用于沿毛管地形坡度  $J > 0$  的情况。当  $J \leq 0$  时, 毛管上最大工作水头灌水器的位置, 在上游第 1 孔。

(4) 毛管进口水头  $h_0$

求得最大水头  $h_{\max}$  并确定它发生的位置后, 可由下式之一求得毛管进口水头  $h_0$ 。

$$\left. \begin{aligned} h_0 &= h_1 + ka (Nq_d)^m S_0 - JS_0 (h_1 = h_{\max}) \\ h_0 &= h_N + \Delta H_{N-1} + ka (Nq_d)^m S_0 - J [S_0 + (N-1)S] (h_N = h_{\max}) \end{aligned} \right\} \quad (4-53)$$



式中符号含义同前。

### (5) 毛管允许的最大长度

在特定条件下，满足设计均匀度要求的最大毛管长度称为毛管允许的最大长度（或极限长度）。充分利用这个长度来布置管网，可节省投资。

对于地形坡度为零的情况，毛管允许的最大孔数按下式计算

$$N_m = \left[ \frac{(m+1) h_d H_v}{kaSq_d^m} \right]^{\frac{1}{m+1}} + 0.52 \quad (4-54)$$

式中  $N_m$ ——毛管允许的最大孔数（取整数）；

其余符号含义同前。

毛管允许的最大长度  $L_m$  为

$$L_m = N_m S + S_0 \quad (4-55)$$

### (6) 调压管长度的确定

为保证系统运行满足设计均匀度的要求，可在毛管首端安装调压管。目前一般采用  $D = 4\text{mm}$  的聚乙烯塑料管作为毛管进口调压管，将毛管进口处多余的水头消去。调压管所需的长度为

$$L = \frac{\Delta h - 1.43 \times 10^{-5} Q_{\text{毛}}^2}{8.45 \times 10^{-4} Q_{\text{毛}}^{1.696}} \quad (4-56)$$

式中  $L$ ——直径为  $4\text{mm}$  的聚乙烯塑料管的长度， $\text{m}$ ；

$\Delta h$ ——毛管进口处支管水头和毛管要求的工作水头之差， $\text{m}$ ；

$Q_{\text{毛}}$ ——毛管进口流量， $\text{L/h}$ 。

## 3. 干、支管的水力计算

干、支管的水力计算的方法与公式见前面所述。

支管水力计算的任务是确定支管管径、水头损失和压力分布。干管水力计算的任务是确定管径和水头损失。首先由最不利的轮灌组从下而上计算，确定各段干管的直径和干管进口水头，然后以分水口分段自下而上逐段按沿程无分流管计算水头损失，干管局部水头损失可按部件类型逐个计算。确定干管入口的工作水头后，再由上而下逐段计算其他轮灌组工作条件下支管分水口的干管压力。

## 4. 系统总扬程的确定和水泵选型

在分组轮灌的情况下，各组的流量和要求提供的扬程不同，因此系统总扬程应由最不利轮灌组决定。

$$H = H_0 + \Delta H_j + (Z_1 - Z_2) \quad (4-57)$$

式中  $H$ ——系统总扬程， $\text{m}$ ；

$H_0$ ——干管进口所要求的工作水头， $\text{m}$ ；

$\Delta H_j$ ——干管进口至水源的水头损失， $\text{m}$ ，包括水泵吸水管、水泵出口至干管进口管段、阀门、接头、肥料注入器、过滤器和各种监测仪表的水头损失；

$Z_1$ ——干管进口处地面高程， $\text{m}$ ；

$Z_2$ ——水源动水位平均高程，m。

根据系统总扬程  $H$  和最不利轮灌组的流量  $Q$  可以选择相应的水泵型号。

#### 5. 管网水力计算的步骤

(1) 确定微灌设计的均匀度  $C_u$  或流量偏差率  $q_v$ ，计算允许的水头偏差率  $H_v$ 。

(2) 根据毛管布置的方式和允许的水头偏差率  $H_v$  计算毛管允许最大长度  $L_m$ 。

(3) 按毛管允许的最大长度布置管网，实际的毛管使用长度应小于  $L_m$ ，以保证灌水均匀度满足设计要求。

(4) 根据实际的毛管长度确定毛管进口要求的工作水头。

(5) 假定支管管径，计算支管压力分布，并与该处毛管要求的进口水头相比较，在满足毛管水头要求并稍有富裕的条件下尽可能减小支管管径。

(6) 假定主、干管道直径，按最不利的轮灌组流量、水头条件对主、干管逐段计算至管网进口。对于自压管道，按水源水位与管网进口水头要求相应条件确定主、干管道管径。对于需加压的系统，根据管网进口水头和流量，计算系统总扬程，并选定泵型。

(7) 根据已定水泵型号，主、干管管径，计算系统内其他轮灌组工作时主、干管水头分布和支管水头分布，并与毛管进口水头要求相比较，通过调整支管管径，使二者相适应，从而确定其他轮灌组的支管管径。

(8) 计算各支管水头与该处毛管进口水头要求之差，按此水头差计算毛管进口调压管长度。

微灌系统设计除管网水力计算外，还包括首部枢纽及附属建筑设计如沉淀池、蓄水池、镇墩等，最后进行工程材料、投资预算和经济效益分析。

# 第五章 喷灌工程规划设计

## 第一节 喷灌工程概述

### 一、喷灌的特点

喷灌是利用水泵加压或自然落差将水通过压力管道送到田间，经喷头喷射到空中，形成细小的水滴，均匀喷洒在农田上，为作物正常生长提供必要水分条件的一种先进灌水方法。与传统的地面灌水方法相比，喷灌具有明显的特点。

#### （一）喷灌的优点

##### 1. 节约用水

尽管喷灌在世界范围的迅速发展并非仅仅是为了节水，但在水资源严重短缺的我国，喷灌始终是作为一项先进的节水灌溉技术发展的。灌溉水的损失，一是发生在从水源到田间的输水过程中，二是发生在田间灌水过程中。我国灌溉水利用系数仅为 0.4 ~ 0.45，换言之，有一半多的水量在灌溉过程中白白浪费掉了。喷灌通常采用管道输水、配水，输水损失很小。喷灌是利用喷头直接将水比较均匀地喷洒到作业面上，田面各处的受水时间相同，只要设计正确和管理科学，可以不产生明显的深层渗漏和地面径流。因此喷灌的灌溉水利用系数可以达到 0.85 以上，较传统的地面灌节水 40% 左右。但是，水是可重复利用的资源，灌溉中损失的大部分水量对水资源而言是一种回补，故对“节水”素有不同的认识。灌溉是在一定的时空范围内发生的过程，在供水有限的前提下，用水具有排他性，因此粗放的灌溉方式绝不可能达到农业水资源的高效利用，这一点无论对工程性水资源短缺的地区，还是资源性水资源短缺的地区都是同样的。

##### 2. 增加农作物产量、提高农作物品质

节水灌溉的目的是为了增加农作物产量，提高农作物品质，实现两高一优农业。任何节水灌溉技术措施都不应违背这一基本要求。喷灌对增加农作物产量的作用是多方面的。首先，喷灌可以适时适量地满足农作物对水分的要求，从每亩喷洒十几方水到几十方水，只要控制喷洒时间或行喷速度即可实现，这对于精细控制土壤水分、保持土壤肥力、减少肥料流失，适应换茬时两种作物对水分的不同要求极为有利。喷灌像降雨一样湿润土壤，不破坏土壤团聚结构，为作物根系生长创造了良好的土壤状况。喷灌大大减

少了渠道和田埂占地，一般可提高耕地利用率 7% ~ 15%，这对于单产较高的小麦等条播作物增产效果明显。有时喷灌还可以提高复种指数，增产效果更为显著。喷灌可以调节田间小气候，增加近地层空气湿度，调节温度和昼夜温差，不但可避免干热风、霜冻对作物的危害，而且可显著提高水果、蔬菜、茶叶、烟草等经济作物的品质。

### 3. 节省劳力

喷灌在世界范围内得以迅速发展原因之一，是为了提高农业劳动生产率。我国农业经营正在向集约化、规模化方向发展，同样面临着提高农业劳动生产率的问题。喷灌的机械化程度高，大大减轻灌水的劳动强度和作业效率，免去年年修筑田埂和田间渠道的重复劳动。可以说，喷灌是我国今后全面实现农业机械化最有效的灌溉措施之一。

### 4. 适应性强

喷灌是将水直接喷洒到田面上，并且在一定条件下不产生径流，故灌水均匀度与地形和土壤透水性没有直接的关系，在土壤透水性强或地形坡度较大的条件下仍可以采用喷灌，在大多数情况下无需为灌溉而平整土地和控制地面坡度。

## （二）喷灌的缺点

### 1. 喷洒作业受风的影响

风不但会将喷洒的水滴吹到远处，而且显著改变各方向的射程和水量分布，影响灌水质量，甚至产生漏喷，一般风力大于 3 级时不宜进行喷洒作业。灌溉季节多风的地区应在设备选型和规划设计上充分考虑风的不利影响，如难以解决，则应考虑采用其他灌溉方法。

### 2. 设备投资高

喷灌系统工作压力较高。对设备的耐压要求也高，因而设备投资一般较高。如固定管道式喷灌系统 900 ~ 1200 元/亩；半固定管道式喷灌系统 300 ~ 450 元/亩；卷盘式喷灌机约 300 元/亩；大型机组约 400 元/亩。这也是当前制约喷灌发展的主要因素。与此相关的另一个问题是，目前喷灌设备质量不高，加上管理不善，造成设备损坏、丢失，甚至系统提前报废，投入得不到相应的回报。因此建设喷灌工程必须切实把好设备和施工质量关，管理上也要上个台阶。

### 3. 耗能

地面灌只要将水通过渠道、管道送到地头即可实现自流灌溉，喷灌则要利用水的压力使水流破碎成水滴并且喷洒到规定范围内，显然喷灌需要多消耗一部分能源。但喷灌还有节水的一面，节约了水也就是节约了能源。说喷灌比地面灌耗能多一般是符合实际的，但在扬程高的提水灌区和地下水埋深大的井灌区也有不少既节水，也节电节油的实例，对此应根据当地条件进行综合分析，作出正确的结论。

喷灌耗能大的问题促进了喷灌向低压化方向的发展，如低压喷头已在大型机组和卷盘式喷灌机上得到广泛的应用，固定管道式喷灌系统也在向降低工作压力方向发展。另外，我国不少丘陵、浅山区有自然水头可以利用，可大力发展自压喷灌。

## 二、喷灌系统的组成和分类

### （一）喷灌系统的组成

通常喷灌系统由水源工程、水泵和动力机、输配水管道系统、喷头以及附属设备、附属建筑物组成。

#### 1. 水源工程

喷灌系统的水源可以是河流、湖泊、水库、池塘、泉水、井水或渠道水等。喷灌的建设投资较高，设计保证率一般要求不低于 85%，水源应满足喷灌在水量和水质方面的要求。对于轻小型喷灌机组，应设置满足其流动作业要求的田间水源工程。

#### 2. 水泵和动力机

除利用自然水头以外，喷灌系统的工作压力均需由水泵提供，与水泵配套的动力机在有供电的情况下应尽量采用电动机，无电地区只能采用柴油机，轻小型喷灌机组为移动方便通常采用喷灌专用自吸泵并以柴油机、汽油机带动。在井灌区等建设的小型喷灌工程往往用水泵一次完成提水和加压工作，建设大型喷灌工程时为了降低系统工作压力，通常采用分级加压的方式。喷灌系统实际工作流量变化大时，应对水泵的运行进行调节，最常用的有增减水泵开启台数和配备压力罐进行水泵工作时间调节等方式。

#### 3. 管道系统

喷灌使用有压水，故一般采用压力管道进行输配水。大型喷灌工程或在渠灌区发展喷灌也可以利用明渠输水，在支渠或斗渠控制范围内设立加压泵站，加压后再进入喷灌管道系统。喷灌管道系统应能承受一定的压力并通过一定的流量，通常分为干管和支管两级。干管起输配水的作用，支管是工作管道，支管上按一定间隔安装竖管，竖管上安装喷头，压力水通过干管、支管、竖管、经喷头喷洒到田面上。必要时可增加一级分干管。管道根据敷设状况可分为埋地管道和地面移动管道，埋地管埋于地下，地面移动管则按灌水要求沿地面铺设。部分喷灌机组的工作管道往往和行走部分结合为一个整体。

#### 4. 喷头

喷头是喷灌系统的专用设备，形式多种多样，但作用都是将管道内的连续水流喷射到空中，形成众多细小水滴，撒落到地面的一定范围内补充土壤水分。对喷头的基本要求：①使连续水流变为细小水滴，称为雾化。②使水滴较均匀地喷洒到地面的一定范围内，称为合理的水量分布。③单位时间内喷洒到地面的水量应适应土壤入渗能力，不产生径流，称为适宜的喷灌强度。单喷头的喷洒范围很有限，水量分布难以达到均匀，故实际应用中经常是多喷头作业，称为喷头组合。作业中喷头边喷边移动时称为行走式喷洒（简称行喷），作业中喷头不移动的称为定点喷洒（简称定喷）。

#### 5. 附属设备、附属工程

喷灌工程中还用到一些附属设备和附属工程。如果从河流、湖泊、渠道取水，则应设拦污设施；为了保护喷灌系统安全运行，必要时应设进排气阀、调压阀、减压阀、安

全阀等。为了喷灌系统安全越冬，应在灌溉季节结束后排空管道中的水，故需设泄水阀。为观察喷灌系统的运行状况，在水泵进出管路上应设真空表、压力表以及水表，在管道系统上还应设置必要的闸阀，以便配水和检修，利用喷灌喷洒农药和肥料时，还应有必要的调配和注入设备。

采用卷盘式喷灌机等机组式喷灌系统时应按喷灌的要求规划田间作业道路和供水设施。以电动机为动力时应架设供电线路，配置低压配电和电气控制箱等。

附属设备、附属工程对于保证喷灌系统正常运行，充分发挥效益具有重要的意义，应引起足够的重视。

## （二）喷灌系统的分类

喷灌系统的形式很多，各具特点，分类的方法也不同。如按喷灌系统获得压力的方式分类，有机压喷灌系统和自压喷灌系统以及原则上属于机压喷灌系统但又具有自压喷灌特点的扬水自压喷灌系统。如按系统构成的特点分类，又可分为管道式喷灌系统和机组式喷灌系统。

### 1. 机压喷灌系统和自压喷灌系统

机压喷灌系统顾名思义是以机械加压的喷灌系统，一般使用各类水泵加压，动力机可采用电动机、柴油机、汽油机，也可利用拖拉机的动力输出轴提供动力。这是喷灌获取压力最普遍的方式，也是最容易实现的形式，缺点是要消耗能源。水泵的流量要满足灌溉要求，其扬程除应保证喷头工作压力外，还要考虑克服管道沿程和局部损失，以及水源和喷头之间的高差。

自压喷灌系统多建在山丘区，当水源位置高于田面，且有足够的落差时，利用水源具有的自然水头，用管道将水引至喷灌区，把位能转变为压力水头，实现喷灌。自压喷灌无需消耗二次能源，大大减少了系统运行的费用，是一项值得大力推广的方式。自压喷灌依赖于一定的地形条件，反过来，复杂的地形条件也给自压喷灌带来了一些特殊的问题。如系统压力随高程变化而变化，往往相差悬殊，规划设计中要考虑压力分区的问题，有时还要考虑减压、调压的问题等等。这些技术问题并不难解决，但决不能忽视。

使用水泵将低处的水扬至高处的蓄水池中，然后按自压喷灌的方法实现喷灌，是山丘区常见的一种形式。其原因一般是因为供电没有保证，利用用电低谷时先将水扬至蓄水池中，灌溉时不再依赖供电状况。另外利用风力扬水时，因动力不大，往往也采用这种形式积“小水”为“大用”。总之，在山丘区利用自然水头或其他自然能源，甚至错峰用电都是值得大力提倡的。

### 2. 管道式喷灌系统和机组式喷灌系统

#### （1）管道式喷灌系统

管道式喷灌系统是为区别机组式喷灌系统而命名的。它以管道为主要材料，通过工程措施形成完整的灌溉系统。

管道式喷灌系统具有明显的工程特征，喷灌系统的形成取决于规划、设计、施工的每一个环节，选择的余地大，影响系统性能和质量的因素也多。为适应不同的要求，管

道式喷灌系统常分为固定管道式喷灌系统、半固定管道式喷灌系统和移动管道式喷灌系统。

固定管道式喷灌系统的全部管道在整个灌溉季节甚至常年都是固定不动的，一般埋于地下。固定管道式喷灌系统的设备利用率不高，亩投资高，但使用方便，适合经济发展水平高，劳力紧张，以种植灌水频繁、价值高的蔬菜为主的郊区，也适合灌水频繁的经济作物。固定管道式喷灌系统为减小设计流量一般采用按支管轮灌的方式。为降低亩投资也可采取同时向各支管供水，但每条支管仅开启一个喷头的方式，这时干管处于多孔出流的状态，水头损失小，支管则仅向一支喷头供水，流量不大，干、支管均可采用较小口径的管道。

半固定管道式喷灌系统干管固定设置，但支管移动使用，大大提高了支管的利用率，减少支管用量，使亩投资低于固定管道式喷灌系统。这种形式在我国北方小麦产区具有很大的发展潜力。为便于移动支管，管材应为轻型管材，如薄壁铝管、薄壁镀锌钢管，并且配有各类快速接头和轻便的联接件、给水栓。

移动管道式喷灌系统的干、支管道均为移动使用。如果干管采用轻型管道沿地面铺设，但灌水中并不移动，移动的仅仅是支管，仍应属半固定管道式喷灌系统的范畴。

## (2) 机组式喷灌系统

机组式喷灌系统以喷灌机（机组）为主要设备构成。喷灌机的制造在工厂完成，具有集成度高、配套完整、机动性好、设备利用率和生产效率高等优点，在农业机械化程度高的国家往往采用这种系统。喷灌机必须与水源以及必要的供水设施等组成喷灌系统才能正常工作，而且为了充分发挥喷灌机的作业效率，对田间工程也有要求。故采用机组式喷灌系统时除应选好喷灌机的机型外，还应按喷灌机的使用要求搞好配套工程的规划、设计和施工。我国一般将喷灌机按运行方式分为定喷式和行喷式两类，同时按配用动力的大小又包括大、中、小、轻等多种规格品种。我国应用最多的是轻小型喷灌机，此外电动中心支轴式（时针式）喷灌机、平移式喷灌机、滚移式喷灌机、软管牵引卷盘式喷灌机等大中型喷灌机也有一定范围的应用。这些圆形、平移式和滚移式喷灌机一般采用多跨式结构，可根据地块大小来选择跨数，但跨数过少将影响其经济性，单机控制面积一般为 400~800 亩。

软管牵引卷盘式喷灌机属于行喷式喷灌机，规格以中型为主，同时也有小型的产品。国外还应用钢索牵引卷盘式喷灌机，但仅适用于牧草的灌溉。软管牵引卷盘式喷灌机结构紧凑，机动性好，生产效率高，规格多，单机控制面积可达 150~300 亩，喷洒均匀度较高，喷灌水量可在几毫米至几十毫米的范围内调节。这种机型适合我国目前的经济条件和管理水平，只要形成农业的适度规模经营或统一种植，即可在一定范围内推广应用。软管牵引卷盘式喷灌机一般采用大口径单喷头作业，故入机压力要求较高，能耗较大，对于灌水频繁的地区，应慎重选用。软管牵引卷盘式喷灌机的另一个不足之处是需要留出机行道，应在农田基本建设中统一规划，尽量减少占地。

轻小型喷灌机组指 10kW 以下柴油机或电动机配套的喷灌机组，有手抬式和手推式两种，均属定喷式喷灌机。轻小型喷灌机组是适应 70 年代我国农村的动力情况发展起

来的,经过 20 年的不懈努力,目前已形成动力从 2~12kW (3~15 马力),配套完整、规格齐全、批量生产的喷灌主导产品之一。轻小型喷灌机组适应水源小而分散的山丘区和平原缺水地区,具有一次性投资少,操作简单,保管维修方便,喷灌面积可大可小,适用于抗旱等优点。轻小型喷灌机组的应用在经历了一段迅速发展后已趋于平稳,其原因是多方面的,但与这种形式本身存在的不足之处也不无关系,如移动困难、喷洒均匀度不易保证等等。采用轻小型喷灌机组时不应忽视水源工程的建设。否则到了干旱时难以发挥作用。

### 三、喷灌的发展概况和应重视的几个问题

#### (一) 喷灌的发展概况

我国虽在 50 年代就已建设了一些喷灌试验工程,但形成一定规模地进行研究、开发和生产应用则是进入 70 年代以后的事情。1976 年喷灌列入国家科研计划,1977~1978 年国家计委将喷灌列为重点推广项目,原水利电力部正式将喷灌列入水利建设计划。经过 20 多年的努力,全国绝大部分县开展了喷灌的试点、示范和推广工作,喷灌面积达到 1900 万亩。

喷灌不同于传统的地面灌溉,它需要各种专用材料和设备,为此我国研制了轻小型喷灌机、中心支轴式喷灌机、平移式喷灌机、软管牵引卷盘式喷灌机、滚移式喷灌机等设备,其中轻小型喷灌机已形成上 10 万台的年生产能力,电动中心支轴式喷灌机和滚移式喷灌机也已定型并批量生产。自行开发了塑料管等多种埋管材料和配套管件,开发了薄壁铝管、镀锌薄壁钢管等移动管材,并形成批量生产能力。喷头以水平摇臂式喷头为主体,先后开发了 PY<sub>1</sub>、PY<sub>2</sub> 及 ZY<sub>1</sub>、ZY<sub>2</sub> 四个系列的金属摇臂式喷头以及 PYS 系列塑料摇臂式喷头,此外,还有我国独创的步进式全射流喷头。这些喷头规格比较齐全,均已定型生产。我国原有水泵规格型号中适合轻小型喷灌机组的并不多,且效率偏低,体积重量偏大。为此研制了喷灌专用系列水泵,具有结构紧凑、体积小,“三化”程度高,配套合理等优点,已普遍推广应用。尽管我国喷灌专用设备的生产还存在质量不稳,综合配套水平不高,专用材质有待开发等问题,但已形成一定的生产能力和供应规模,基本可以满足当前建设节水灌溉工程的需要。值得注意的是,随着喷灌设备需求的增加,一些不具备生产条件的小厂挤入了喷灌设备生产行列,劣质产品充斥市场,给发展喷灌带来隐患。因此,喷灌材料设备的选择,除考虑型号和规格外,一定要注重产品质量。

我国在发展喷灌的过程中,结合国情已形成了一套较为完整的技术体系,对世界上绝大多数的喷灌形式都进行了深入细致的研究和示范,包括技术比较复杂的恒压喷灌系统和大型机组式喷灌系统。在管网优化设计、喷头合理组合、自压喷灌、喷头和喷灌自吸泵设计、施工技术等方面均达到了较高的水平。从技术上看,我国的喷灌技术内容丰富、体系完整、集成度和成熟度较高。为了保证喷灌事业的健康发展,我国于 1985 年



颁布了国家标准 GBJ85—85《喷灌工程技术规范》和部标准 SD148—85《喷灌工程技术管理规程》，对规划设计的标准化和规范化发挥了重要作用。针对喷灌使用专用设备多的特点，我国对主要的喷灌设备颁布了国家标准或行业标准，如喷头、管材、自吸泵等等，这些标准是喷灌设备生产制造必须遵守的准则和依据。

我国喷灌面积到 1985 年已达到 1000 万亩，此后因农村生产体制的变革以及对节水灌溉的认识尚比较肤浅，喷灌面积发展不快，各地区的发展也很不平衡。1985 年原水利电力部组建了中国喷灌技术开发公司（1987 年更名为中国灌排技术开发公司），负责开发和引进喷灌技术，并向发展喷灌的基层单位发放专项贴息贷款，有力地支持了各地发展喷灌、微灌的积极性。如北京市顺义县 1985~1988 年推广半固定管道式喷灌，全县 80 万亩耕地都使用了喷灌，取得了显著的经济效益和环境效益，为我国在粮食作物上大规模发展喷灌提供了很有说服力的例证和成功经验。

“九五”期间是我国喷灌快速发展的时期。党的十四届五中全会和八届人大四次会议明确提出要“大力普及节水灌溉技术”，1996 年国务院决定在全国建设 300 个节水增产重点县，以点代面，推动全国节水灌溉的普及。这种形势有力地促进了喷灌事业的发展，全国喷灌面积从 1992 年的 1250 万亩发展到 1997 年的 1900 万亩，年平均增长率超过 100%。喷灌面积的发展带动了喷灌材料设备生产制造业的发展，不但应用较有基础的轻小型喷灌机组和金属移动管道的市场需求增加，以往应用较少的卷盘式喷灌机和圆形喷灌机的市场需求也呈现增加趋势。

## （二）当前发展喷灌应重视的几个问题

喷灌是当今世界上最主要的节水灌溉技术之一，美国、前苏联的喷灌面积均占其总灌溉面积的 40% 以上；随着科学技术的进步，上百万亩的大型喷灌工程的建设已成为可能；喷灌技术和农业技术的结合显著提高了水的利用率和利用效率，提高了土地生产率和劳动生产率。由于喷灌面积迅速扩大，世界上已形成了相当规模的支撑产业，出现了一批名牌产品和著名企业，成为发展喷灌必不可少的产业基础和技术进步的主力军。

我国喷灌事业面临前所未有的发展机遇，解决好当前发展喷灌应引起重视的几个问题至关重要。

### 1. 加强培训

喷灌的技术含量高，涉及面广，规划、设计、设备选型、施工安装、运行管理均需掌握专门的知识和技术。我国目前喷灌发展很快，不少地区、不少技术人员是第一次接触这项技术，对其基本概念和基本要求都缺乏理解，难以实行科学规划、正确设计、合理选型，也难以建好、用好喷灌工程。搞喷灌技术培训必须先行一步。先培训技术骨干，再通过他们进行技术示范，教育工程管理人员和广大农民增强节水意识，掌握必要的知识和技能，用好管好喷灌工程。

### 2. 统一规划、合理选型

喷灌工程是一个复杂的系统，包括水源、输水、调蓄加压、田间系统等等，不进行统一的规划，难免偏颇。喷灌系统建设费用较高，灌溉保证率的要求也较高，故水源必

须有保证。在县域内发展喷灌，应根据自然条件、水源和现有水利工程状况、种植结构、经济条件、管理水平等确定喷灌的规模和优先顺序。在渠灌区发展喷灌，应考虑喷灌和地面灌溉在灌水定额和灌水周期上的差异，综合评价修建调蓄建筑物的必要性和可行性。在已建节水灌溉工程上改建喷灌工程，应充分考虑其必要性和经济性。选用各类喷灌机发展喷灌时，应同时考虑供水系统和田间配套工程，否则难以正常发挥效益。

### 3. 专业化施工

喷灌系统工作压力较高、隐蔽工程多，施工和设备安装质量的好坏直接关系工程能否正常使用，效益能否正常发挥。各地区在发展喷灌时，培养一支专业化的施工队伍非常重要。只有实行专业化，施工队伍的技术水平才能迅速提高，施工条件才能得到改善，施工工艺才能得到遵守，施工质量才能得到保证，施工监理制才能得以实行。

### 4. 严格把好材料设备质量关

喷灌工程使用大量的材料设备，材料设备不合格无异于埋下了隐患。随着喷灌材料设备市场需求的扩大，一些不具备生产条件的小企业进入这一领域，粗制滥造的伪劣产品充斥市场。由于地方保护主义和不法竞争致使质量好的正规产品受到冷落，难以继续发展和进一步提高。另一方面国外喷灌设备已开始进入中国市场，对我国正在形成的喷灌材料设备产业形成了不小的冲击。面对这种状况，有关部门应大力扶持国产名牌产品和龙头企业，企业则应提高产品质量、降低生产成本、畅通供应渠道、改善售后服务和技术支持，从根本上解决问题。当前水利部门应以“百年大计，质量第一”的原则，严格把好材料设备的进货渠道和质量验收工作。

## 第二节 喷洒原理及基本参数

喷灌与传统的地面灌溉最显著的区别是将灌溉水加压（机械加压或自压），并通过喷头以降雨的形式洒落在田面上。因此，喷头就成为喷灌的关键设备，也是专用设备。喷头的结构形式、制造质量的好坏以及对它的使用是否得当，将直接影响喷灌的质量及经济性，所以掌握喷灌技术，首先必须对喷头有所了解。本章主要介绍喷头的喷洒原理、基本参数以及风对喷头喷洒质量的影响等。

### 一、喷头的喷洒原理

在喷灌过程中，喷头将具有压力的水喷射到空中，形成水滴并均匀地散布在它所控制的田面上。有压水流从管道进入喷头经喷嘴喷出，喷嘴一般采用收缩管嘴。水流喷出后，在空中形成一道弯曲的水舌——射流，空中的射流由密实、碎裂、分散雾化三个区域组成（如图5-1）。在密实部分，水流连续，呈透明的圆柱状，在碎裂部分，空气逐渐掺入，在流速低时，射流受表面张力作用而发生波动，直到碎裂成水滴，流速高时，射流受周围空气作用形成紊流而碎裂，水流分散成水滴。射流分散受水自身的重力、空

气阻力、射流紊动性引起的内力、水的表面张力的综合作用，最后雾化成水滴，降落在田面上。

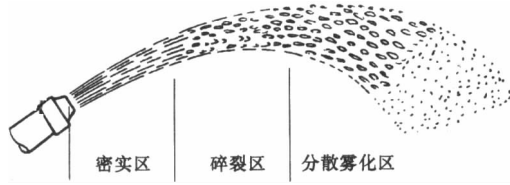


图 5-1 射流分区图

对于一个高质量的喷头，要求其射流的射程远，水滴碎裂适中、并能按一定的规律喷洒在其射程范围内。对于使用最普遍的旋转式喷头，还要求射流驱动喷头绕竖轴旋转，形成一个以竖管轴线为中心的圆形或扇形喷洒区。由于射流驱动喷头绕竖轴旋转的方式不同，旋转式喷头又分为摇臂式、垂直摇臂式和全射流式。下面分别介绍它们的工作原理。

### （一）摇臂式喷头

摇臂式喷头的转动机构是一个装有弹簧的摇臂，在摇臂前端有偏流板和勺形导水片，当水舌通过偏流板或直接冲击导水片而改变方向时，水流的冲击力使摇臂转动  $60^\circ \sim 120^\circ$ ，并把摇臂弹簧扭紧，随后在弹簧力作用下摇臂回位，敲击喷体（即由喷管、喷嘴、弯头等组成的一个可以转动的整体），使喷管转动  $3^\circ \sim 5^\circ$ ，并进入下一次循环（每个循环周期为  $0.2 \sim 2.0\text{s}$  不等）。如此周而复始，使喷头不断旋转，其结构形式可参见图 5-2 和图 5-3。

这种喷头的扇形喷洒机构，是在喷管后面装有一个双稳态的突变挡销。此挡销只有两个稳定的位置，在一个位置时挡销挡不住摇臂，摇臂可以自由转动使喷头作正向旋转，在另一位置时，挡销挡住摇臂的后部，限制了摇臂的摆幅，摇臂在水力作用下直接撞击挡销，使喷管作反向转动。突变挡销是由两个装在套轴上的挡杆（定位销）来控制的，只要调节两个定位销的相对位置，就可以使喷头在任意方位作任意角度的扇形喷洒。

### （二）垂直摇臂式喷头

垂直摇臂式喷头是利用水舌对喷头的反作用力直接推动喷头旋转的。它的转动机构包括一个垂直摆动的摇臂（图 5-4）、反作用铲及平衡重等。反作用铲在水舌的冲击下产生一个水平切向分力和一个垂直向下的分力，水平切向分力使喷体转动一定角度（ $2^\circ \sim 6^\circ$ ），垂直向下的分力使反作用铲向下摆动，离开水舌，并把后面的平衡重举起，使水舌暂时停止对反作用铲的冲击作用。当摇臂的动能完全转换为平衡重的位能时，在平衡重的作用下，反作用铲又开始向上运动，并迅速切入水舌而进入第二个循环，这样就使喷头在间歇发生的反作用力的作用下，周而复始地进行间歇旋转。

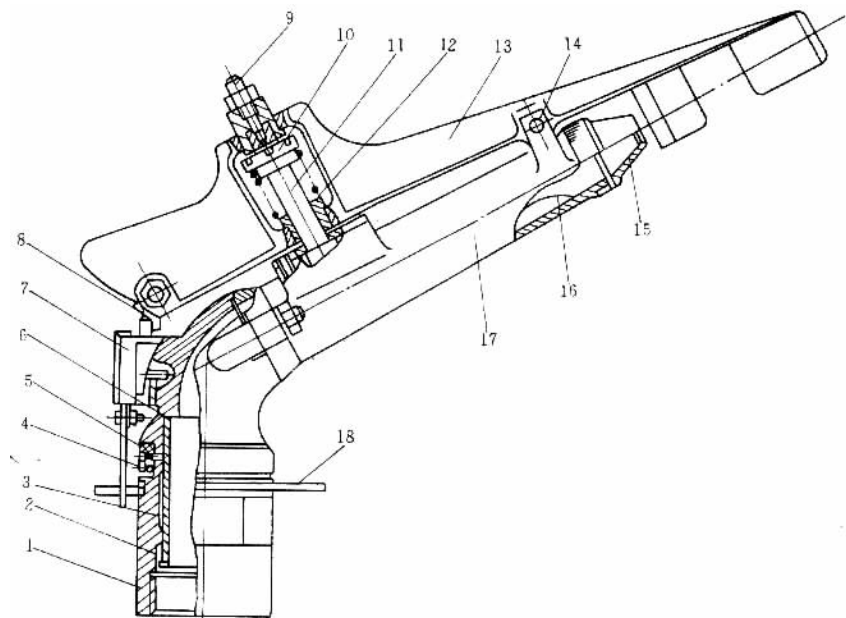


图 5-2 单嘴带换向机构的摇臂式喷头结构图

- 1—空心轴套；2—减磨密封圈；3—空心轴；4—防砂弹簧；5—弹簧罩；  
 6—喷体；7—换向器；8—反转钩；9—摇臂调位螺钉；10—弹簧座；  
 11—摇臂轴；12—摇臂弹簧；13—摇臂；14—打击块；15—喷嘴；  
 16—稳流器；17—喷管；18—限位环

### (三) 全射流喷头

全射流喷头是利用附壁式水射流元件的互控或自控作用，使喷射水流在喷嘴内腔附壁，以偏离喷嘴中心线的方向射出，产生间歇的反作用力而获得驱动力矩，其工作原理如图 5-5 所示。

除旋转式喷头外，有时也使用固定式喷头。固定式喷头在喷洒时其零部件均无相对运动，而是使有压水流通过折射锥或缝隙的作用先形成扇形的薄水层，然后在空气阻力的作用下，分解成水滴而降落在喷头周围的地面上的。

## 二、喷头基本参数

喷头是喷灌系统的主要组成部分。一个好的喷头，既要求其机械性能好，即结构简单，工作可靠；又要求其水力性能好，也就是能满足喷灌的主要技术要求，而且能节约能源。这些要求往往相互矛盾或相互制约，所以在喷头的应用中，应全面考虑各方面的要求，不可片面追求某一项指标而忽略其他要求，这就需要深入了解喷头各水力参数之间的关系及其影响因素，以便合理地选用，使之更好地符合生产的要求。

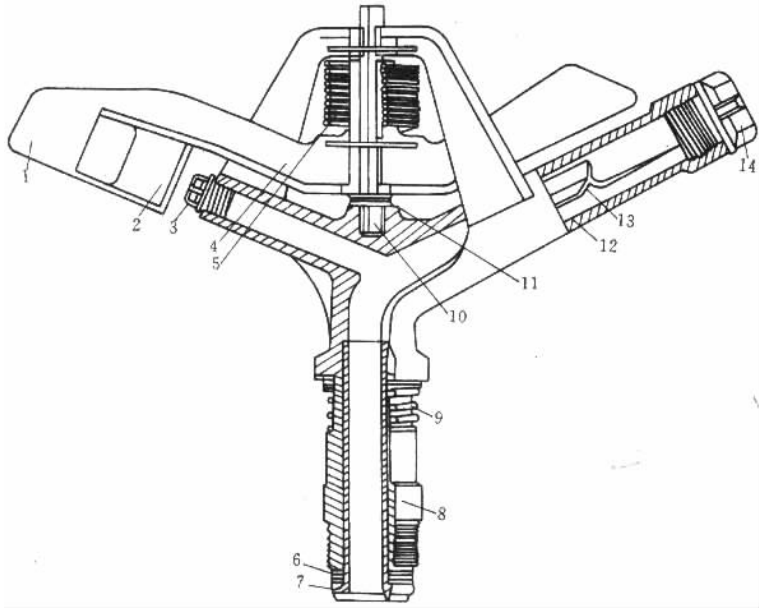


图 5-3 双嘴摇臂式喷头典型结构

- 1—导水板；2—挡水板；3—小喷嘴；4—摇臂；5—摇臂弹簧；  
 6—三层垫圈；7—空心轴；8—轴套；9—防砂弹簧；10—摇臂轴；  
 11—摇臂垫圈；12—大喷管；13—整流器；14—大喷嘴

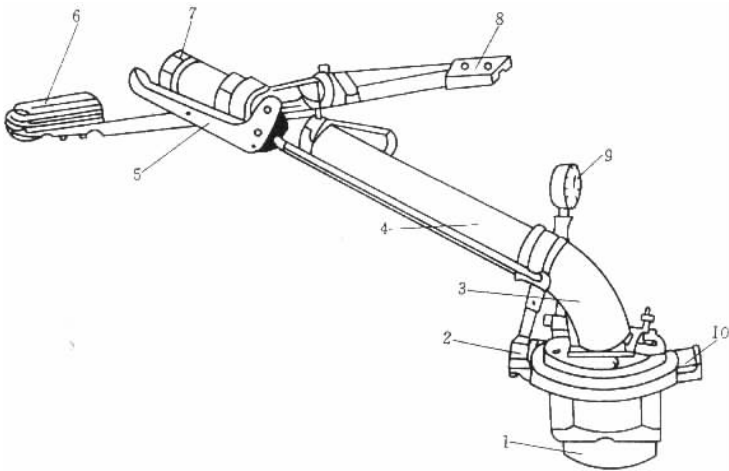


图 5-4 垂直摇臂式喷头结构图

- 1—空心轴套；2—换向架；3—喷体；4—喷管；5—反转摇臂；  
 6—摇臂；7—喷嘴；8—配重铁；9—压力表；10—挡块

喷头的基本参数包括喷头的几何参数、工作参数和水力性能参数。本节主要介绍喷头的几何参数和工作参数。

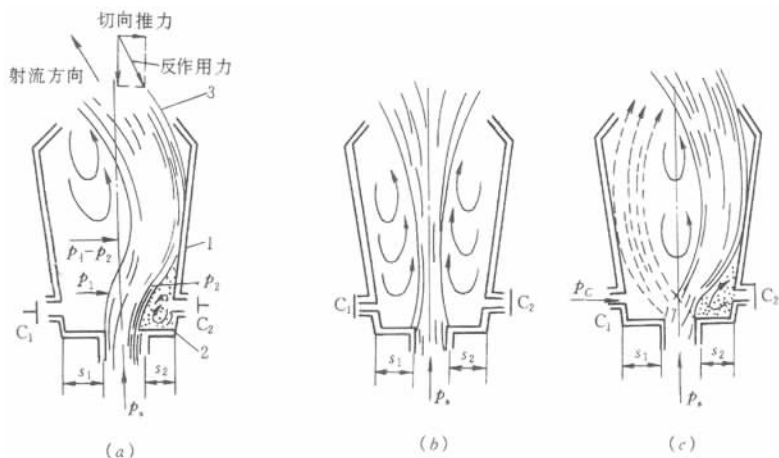


图 5-5 连续式全射流喷头水射流元件  
1—右控制孔；2—相互作用区；3—喷嘴

## (一) 喷头的几何参数

### 1. 进水口直径 $D$

进水口直径是指喷头空心轴或进水口管道的内径  $D$  (mm)。通常比竖管内径小，因而使流速增加，一般流速设计在  $3 \sim 4\text{m/s}$  的范围内，以求水头损失小而又不致使喷头体积太大。喷头的进水口直径确定后，其过水能力和结构尺寸也就大致确定了。喷头与竖管的连接一般采用管螺纹。

我国 PY 系列摇臂式喷头以进水口公称直径命名喷头的型号，如常用的 PY<sub>1</sub>20 喷头，其进水口的公称直径为 20mm。

### 2. 喷嘴直径 $d$

喷嘴直径指喷嘴流道等截面段的直径  $d$  (mm)，喷嘴直径反映喷头在一定工作压力下的过水能力。同一型号的喷头，往往允许配用不同直径的喷嘴，如 PY<sub>1</sub>20 喷头可以配用直径  $6 \sim 9\text{mm}$  的四种喷嘴，这时如工作压力相同，则喷嘴直径愈大，喷水量就愈大，射程也愈远，但雾化程度要相对下降。

### 3. 喷射仰角 $\alpha$

喷射仰角指喷嘴出口处射流与水平面的夹角。在相同工作压力和流量的情况下，喷射仰角是影响射程和喷洒水量分布的主要参数。适宜的喷射仰角能获得最大的射程，从而可以降低喷灌强度和扩大喷头的控制范围，降低喷灌系统的建设投资。目前我国常用的 PY<sub>1</sub> 系列喷头的喷射仰角多为  $30^\circ$ ，适用于一般的喷灌工程。为了提高抗风能力或用于树下喷灌，可减小仰角，仰角小于  $20^\circ$  的喷头称为低仰角喷头。我国 PY<sub>1</sub> 系列喷头有  $7^\circ$ 、 $15^\circ$ 、 $22.5^\circ$ 、 $30^\circ$  等多种仰角供选用。

## （二）喷头的工作参数

### 1. 工作压力

工作压力是指喷头进水口前的压力，一般在喷头进口前 20cm 处的竖管上安装压力表测量，它是使喷头能正常工作的工作压力。通常用  $p$ （压强）或  $H$ （压力水头）表示，其单位为 kPa 或 m。有时为了评价喷头性能的好坏而使用喷嘴压力，它是指喷嘴出口处的水流总压力，工作压力减去喷头内过流部分的水力损失就是喷嘴压力，喷头流道内水力损失的大小主要取决于喷头的设计和制造水平。

对于一个喷头，其工作压力又可以分为起始工作压力、设计工作压力和最高工作压力。起始工作压力就是能使喷头正常运转的最低水压力值，如果喷头进口处的水压力低于此值，则喷头无法正常工作。同样，如果喷头进口处的水压力高于最高工作压力，喷头也无法正常工作。由此可见，在设计喷灌系统时，一定要使整个系统所有竖管末端的实际水压力都在最高工作压力和起始工作压力之间，而且最好能使绝大多数喷头在设计工作压力或接近设计工作压力的条件下工作。

在水力性能相同的前提下，喷头的工作压力越低越好，这样有利于节约能源。采用低压喷头是喷灌技术的发展方向之一，但往往需要在节省能源和增加其他费用之间进行平衡和选择。

### 2. 喷头流量 $q$

喷头流量又称为喷水量  $q$ ，是指一个喷头在单位时间内喷洒出来的水的体积（或水量）。其单位一般为  $\text{m}^3/\text{h}$ 、 $\text{L}/\text{s}$  等。

影响喷头流量的主要因素是工作压力和喷嘴直径，工作压力越大，喷嘴直径越大，喷头流量就越大；反之，喷头流量就越小。由此可见，喷头流量是选择喷嘴直径乃至进水口直径的重要因素之一。

### 3. 射程 $R$

简单地说射程  $R$ （m）是指无风情况下，喷头正常工作喷射出来的有效水滴所能达到的最远距离。但是这种说法不够严密，为了统一标准、便于比较，国家标准《旋转式喷头试验方法》中规定：喷头的射程指在无风条件下正常工作时，雨量筒中每小时收集的水深为  $0.3\text{mm}/\text{h}$ （喷头流量低于  $250\text{L}/\text{h}$  时为  $0.15\text{mm}/\text{h}$ ）的那一点到喷头中心的水平距离。

旋转式喷头的结构参数确定后，其射程主要受工作压力的影响。在一定的工作压力范围内，压力增大，则射程也相应增大；超出这一压力范围时，压力增加只会提高雾化程度，而射程不会再增加。在喷头流量相同的条件下，射程越大，则单个喷头的喷洒强度就越小，提高了喷灌对粘重土壤的适用性，同时喷头的布置间距可以增大。这对于降低成本极为有利，所以射程是喷头的一个重要工作参数。

## （三）喷头的水力性能参数

### 1. 喷灌强度 $p$

喷灌强度是指单位时间内喷洒在单位面积土地上的水量，也就是单位时间内喷洒在

灌溉土地上的水深，单位一般用 mm/h 或 mm/min 表示。由于喷洒时水量分布常常是不均匀的，因此喷灌强度表示的概念也不同，有点喷灌强度  $\rho_i$  和平均喷灌强度（面积和时间都平均） $\rho$  以及计算喷灌强度  $\rho_s$  三个概念。一般采用计算喷灌强度评价喷头的水力性能。

计算喷灌强度不考虑水滴在空气中的蒸发和飘移损失，根据喷头喷出的水量与喷洒在地面上的水量相等的原理进行计算：

$$\rho_s = \frac{1000q}{S} \quad (5-1)$$

式中  $\rho_s$  为计算喷灌强度，mm/h； $q$  为喷头流量， $m^3/h$ ； $S$  为单喷头控制面积， $m^2$ 。

应根据具体情况确定喷头控制的喷洒面积  $S$ ，如喷头作全圆喷洒时， $S = \pi R^2$ ；喷头作扇形喷洒时， $S = \frac{\alpha}{360} \pi R^2$ （ $\alpha$  扇形角）。喷头性能参数表给出的喷灌强度，一般均指上述的计算喷灌强度。如果喷头的计算喷灌强度太大，意味着这个喷头容易产生水洼和径流，造成土壤侵蚀。

## 2. 水量分布图

通常是用水量分布图表示喷头的喷洒情况，如图 5-6 所示。在无风的情况下，一个旋转式喷头如果转速均匀，喷头的水量分布图形应是一组同心圆，但实际的水量分布图只能近似地看成是一组同心圆。为了更直观些，有时沿某一直径取剖面，绘出喷头径向水量分布曲线，如图 5-6 中右方和下方的曲线图所示。

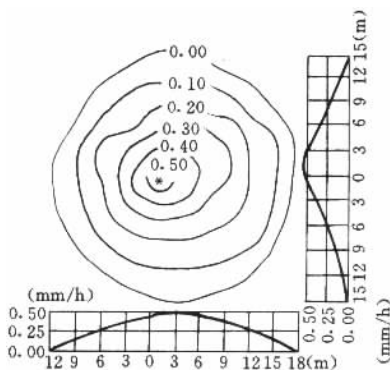


图 5-6 喷头水量分布图与径向水量分布曲线

\*—喷头，喷灌强度单位（mm/min）

影响喷头水量分布的因素很多，例如工作压力、风、喷头的类型和结构等。工作压力对水量分布的影响（图 5-7）：压力太高，将使水流分裂加剧，大部分水滴都太小，射程不远，远处水量不足；压力过低，水流分裂不足，大部分水量射到远处，中间水量少，成“马鞍形”分布；压力适中时，水量分布曲线近似一个等腰三角形。

## 3. 水滴打击强度

水滴打击强度是指在喷头喷洒范围内、单位受水面积上一定量的水滴对土壤或作物



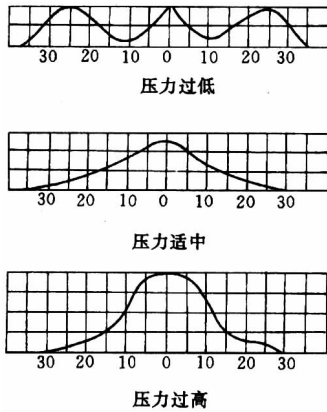


图 5-7 不同压力条件下单个喷头的水量分布曲线



的打击动能，也就是单位时间内、单位受水面积所获得的水滴撞击能量。它与水滴大小、降落速度和密集程度有关。这一参数目前因实测比较困难，未能应用于生产。因此，实践中一般常用水滴直径或雾化指标来间接反映水滴打击强度。

### (1) 水滴直径

水滴直径是指落在地面或作物叶面上的水滴的直径 (mm)。由于喷头喷射出来的水舌在空气阻力和水舌内部涡流的作用下，粉碎成水滴的过程是逐渐变化和不均匀的，因此从同一个喷头喷出来的水滴大小不一。一般近处小水滴多些，远处大水滴多些，在同一范围内，水滴直径也有大有小，常用水滴平均直径或中数直径来评价这一随机分布的水滴群。水滴平均直径是指在喷洒范围内某一点观测到的所有水滴直径的平均值，中数直径是指大于和小于这个直径的水滴数目相等的直径值。

水滴的大小主要决定于喷头工作压力和喷嘴直径，也受粉碎机构和转速的影响。当喷嘴直径不变时，水滴平均直径随着压力的提高而迅速减小；对于相同的压力，喷嘴直径越大，水滴平均直径就越大。了解了这种关系后，使用喷头时就可灵活掌握，通过改变某些参量以符合生产的需要。例如在作物的幼苗期要求水滴细小，这时可以改用小喷嘴使水滴直径变小。

如水滴大，则容易破坏土壤表层的团粒结构，并造成板结，甚至会打伤幼苗，有时还会把土溅到作物叶面上影响作物生长；水滴小，会造成耗能多，射程降低，在空中受风的影响大，容易蒸发或飘移。因此，要根据灌溉作物、土壤性质确定水滴直径的适宜值。一般要求平均直径在 1~3mm 以内（大田作物和果树等不宜大于 3mm，蔬菜等细嫩作物则不宜大于 2mm）。水滴直径大，一般来说打击强度也就大，但水滴大小不是唯一因素，打击强度还取决于水滴密度等因素。

### 2. 雾化指标 $\rho_d$

雾化指标，是用喷头工作压力和主喷嘴直径的比值来评价一个喷头水舌粉碎程度的指标，计算公式如下：

$$\rho_d = \frac{1000H}{d} \quad (5-2)$$

式中  $H$  为喷头工作压力, m;  $d$  为喷嘴直径, mm。

$\rho_d$  值越大, 说明其雾化程度越高, 水滴直径就越小, 打击强度也越小。但如  $\rho_d$  值过大, 水量损失急剧增加, 能源浪费较大, 对节水节能不利。我国的实践表明, 对一般大田作物, 使用中压喷头时,  $\rho_d$  值在 3000 ~ 4000 之间为宜; 对蔬菜作物, 宜用低压喷头 (或较低压力的中压喷头),  $\rho_d$  值应控制在 4000 ~ 6000 之间。

### 三、组合喷灌强度和喷灌均匀度

#### (一) 组合喷灌强度

在很多情况下, 喷灌系统是按一次作业中多喷头组合喷洒设计的, 这时喷头的喷灌强度并不能表示实际的喷灌强度, 二者在概念上数值上均有显著的差异。此外, 喷头喷洒出的水量不可避免地存在飘移损失和蒸发损失, 所以实际的喷灌强度和计算喷灌强度也有差异。我们引入喷洒水利用系数表示实际喷洒到地面和作物上的水量与喷头喷洒出的水量的差异, 同时根据喷头的组合形式和作业方式计算一个喷头在一次作业中的有效控制面积。图 5-8 所示是常见的 2 种喷头组合形式, 如果这些喷头同时喷洒, 则一个喷头的有效控制面积可用式 (5-3) 计算。

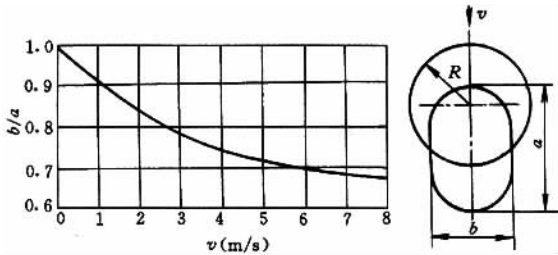


图 5-8 风对喷洒面积形状的影响

$$S_{\text{有效}} = ab \quad (5-3)$$

式中  $S_{\text{有效}}$  为一个喷头的有效湿润面积,  $\text{m}^2$ ;  $a$  为支管上喷头的间距, m;  $b$  为支管的间距, m。

多喷头组合的喷灌强度可以用式 (5-4) 计算:

$$\rho = \frac{1000Q\eta}{S_{\text{有效}}} \quad (5-4)$$

式中  $\rho$  为多喷头组合的喷灌强度,  $\text{mm}/\text{h}$ ;  $Q$  为喷头流量,  $\text{m}^3/\text{h}$ ;  $\eta$  为喷洒水利用系数。

在喷灌系统中, 正确选择设计喷灌强度, 对保证合理灌溉, 提高灌水质量, 有着重

要的意义。一般情况下，喷灌强度应与土壤透水性能相适应，应使喷灌强度不超过土壤入渗率（或允许喷灌强度），使喷洒到土壤表面的水能及时渗入土壤中，而不会在地表形成积水或径流。如果喷灌强度过小，将造成喷水时间过长，水量蒸发、飘移损失加大；喷灌强度过大，超过土壤入渗能力，将会出现田面积水和形成地表径流，破坏土壤结构，造成水土流失。

## （二）喷灌均匀度

喷灌均匀度是指在喷灌面积上水量分布的均匀程度，它是衡量喷灌质量优劣的主要指标之一，直接关系到喷灌农作物的增产幅度。在喷灌系统中，喷灌均匀度是指大面积上的均匀度，也就是喷头组合在一起时的均匀程度，单个喷头的喷洒均匀度在实际中并无意义，喷灌均匀度是以单喷头的水量分布图为基础进行组合和分析，或实测得出的。喷灌均匀度与喷头结构、工作压力、喷头布置形式、喷头间距、喷头转速的均匀性、竖管的倾斜度、地面坡度和风速、风向等因素有关。

表征喷灌均匀程度的方法很多，通常用喷洒均匀系数表示。

计算均匀系数的公式有多种，我国的国家标准《喷灌工程技术规范》中规定采用美国克里斯琴森（Christensen）均匀系数公式计算：

$$C_u = \left(1 - \frac{|\Delta h|}{\bar{h}}\right) \times 100 \quad (5-5)$$

式中  $C_u$  为均匀系数，%； $\bar{h}$  为喷洒面积上各测点平均喷洒水深，mm； $\Delta h$  为各点（雨量筒）喷洒水深的平均偏差，mm。

计算  $\bar{h}$  和  $\Delta h$  时要根据各测点代表的面积是否相等分别对待，如下所示。

（1）当各测点代表的面积相等时：

$$\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{n} \quad |\Delta h| = \frac{\sum_{i=1}^n |h_i - \bar{h}|}{n} \quad (5-6)$$

（2）当各测点代表的面积不相等时，以面积为权，求加权平均值：

$$\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i h_i}{\sum_{i=1}^n S_i} \quad |\Delta h| = \frac{\sum_{i=1}^n S_i |h_i - \bar{h}|}{\sum_{i=1}^n S_i} \quad (5-7)$$

式中  $h_i$  为某点的喷洒水深，mm； $S_i$  为某点代表的喷洒面积， $m^2$ ； $n$  为受雨的雨量筒点数。

## 四、风对喷灌的影响及飘移蒸发损失

喷灌质量的好坏除了受喷头自身结构、性能、工作条件的影响外，在很大程度上还要受到自然条件的影响，其中风是影响喷头水力性能的重要因素之一。

## (一) 风对喷灌的影响

由于喷洒水滴要喷射到空中一定高度才落下来，它的运动轨迹受空气气流的影响较大，稍微有些风就会改变。喷灌时，水滴运动轨迹的改变会影响水量分布，使得田间有些地方没有灌到水或灌水不足，有些地方灌水过量、形成水洼，造成灌水不均匀，影响喷灌的质量。

在有风的情况下进行喷灌，风能使射程发生显著的变化，从而使喷头控制的面积形状发生变化，而且喷头工作压力越高，影响越显著。对于单喷头，在无风时，喷洒范围是以喷头为中心、射程  $R$  为半径的圆形。而在有风时，喷洒范围变成椭圆形（如图 5-8），其长轴与风的方向一致，且逆风侧射程缩短、顺风侧射程加长，但逆风减少的射程要比顺风增加的射程为大，因此总的来说是减小的。与风向垂直的短轴方向两侧射程都减小，风速越大，则短轴缩短程度越大。

风对水量分布（喷灌均匀度）也产生显著的影响。通常在风的作用下，喷头附近水量高度集中，湿润面积由圆形变为椭圆形，而且缩小，水量分布变得不规律。如图 5-9 所示，风使水量分布等值线图的逆风侧曲线收缩、顺风侧伸长；在垂直风向的喷头两侧出现两个水峰，由于喷头是顺时针旋转的，所以左侧为逆风、右侧为顺风，造成喷头旋转速度不均匀，使得左侧水峰大于右侧水峰。

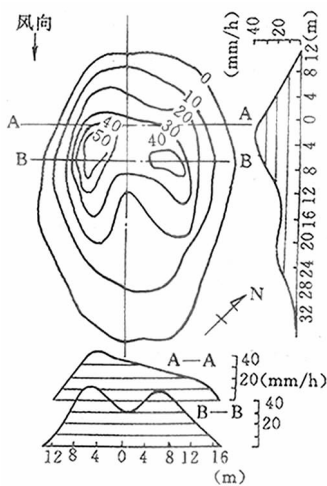


图 5-9 风对水量分布图形的影响

为了减少风的影响，应选在无风或风较小的时候进行喷灌作业。另外风速随高度降低而减小，因此可选用低仰角喷头和短射程喷头以减少风对水量分布的影响，大型喷灌机还采用降低喷头安装高度的方法。

## (二) 飘移蒸发损失

由于喷洒的水滴很小，在空气相对湿度较低和风速较大时，有一部分水滴还未落到

地面就被风吹出灌溉地段或者在空中直接蒸发掉，造成空中蒸发和飘移损失，这是其他灌水方式所没有的。根据实测，这一损失可占总水量的 7% ~ 28%，大多数情况下在 10% 左右。不过，这种损失并非完全是无效的损耗，一般它对调节田间小气候能起到一定的作用，从而也就会在一定程度上降低作物田间需水量。

## 第三节 规划设计基本资料

### 一、资料种类及其应用

进行喷灌工程的规划设计，需要有灌区的自然条件、生产条件和社会经济条件等方面的基本资料。这些基本资料是规划设计的基础。只有基本资料是可靠的、符合实际的，才有可能做出正确的、合理的规划设计，因此，在进行喷灌工程的规划设计之前，必须通过认真的勘测，搜集这些资料。

#### （一）自然条件

##### 1. 地形

反映灌区地形、地貌、地面坡度的地形图，是进行喷灌系统布置、系统总扬程计算及管道设计计算等所必需的。

##### 2. 土壤

喷灌水量经入渗转化为土壤水而被作物所吸收利用，因而在喷灌工程规划设计时，必须掌握灌区土壤特性，包括土壤质地、容重、土壤水分常数、土壤允许入渗速度、冻土层深度和土壤温度等。以使用来确定作物的灌溉制度、选择喷头，以及进行埋管的设计和施工。

##### 3. 作物

包括喷灌作物的种类、种植面积、分布位置，生育期、生育阶段及其天数，需水量，主要根系活动层深度，以及当地灌溉试验资料。这些资料是确定灌溉制度和灌溉用水量，进而确定水源工程及整个喷灌工程规模的主要依据。

为了确定竖管的高度，应调查了解作物生长高度，尤其是采用树冠喷灌系统或滚移式喷灌机时，必须确定果树或作物的高度。

##### 4. 水源

水源是喷灌系统规划设计的前提条件。对于喷灌的水源（河流、库塘、渠道、井泉等）要了解其逐年水量、水位的变化情况及水质情况，特别是在灌溉季节的情况。以所收集的资料作为基础，经过分析计算，取得用作喷灌系统规划设计依据的设计流量和设计水量，经与灌溉用水量平衡计算，确定灌溉面积以及系统所需扬程，确定是否需要规划蓄、提、引水工程及其规模。

当同一水源向几个用水部门供水时，应调查了解各用水部门的用水情况，以确定水源对喷灌系统的供水能力。

### 5. 气象

包括气温、降水量、蒸发量、湿度、风向、风速、日照时数等气象资料，作为计算作物需水量和制定灌溉制度的依据。由于喷灌的水量分布受风的影响大，因此必须掌握灌溉季节的主风向，最大、最小和常见风速的资料，以便选择设计风向和风速，作为喷头选型和确定喷洒方式、喷头组合、管道布置以及估计喷灌系统有效工作时间的依据。

## （二）生产条件

### 1. 水利工程现状

引水、蓄水、提水、输水和机井等工程的类别、名称、位置、容量、配套和完好率等情况。在喷灌系统规划设计时应考虑充分利用现有水利设施，以确保水源可靠并减少投资。

### 2. 生产现状

主要农作物历年平均亩产，粮食作物和经济作物的价格，受旱、涝、碱、虫、干热风、低温霜冻等灾害的情况和减产情况，以便进行喷灌效益计算。

### 3. 喷灌区划、农业生产发展规划和水利规划

喷灌工程的规划设计应与当地的生产发展规划、水利规划和喷灌区划相一致，这样符合整体安排，也便于实施。

### 4. 动力和机械设备

主要指电力和油料供应情况和价格，动力消耗情况，已有灌溉设备的规格、数量和使用情况，供选择喷灌系统类型时参考。

### 5. 材料和设备生产供应情况

特别应了解管材和建筑材料等的规格、性能、价格，以及当地的生产情况，以供选择和进行投资计算。

### 6. 生产组织和用水管理

农业经营规模和集约化程度、农业机械保有量和作业量、现有水利工程的管理方式、水费计征状况等，这些资料对于确定喷灌系统和喷灌作业的方式是必要的。

## （三）社会经济条件

### 1. 灌区的行政区划

灌区所属县、乡、村的名称，其人口、劳力数量、人均收入及文化素质等。

### 2. 经济条件

工农业生产水平，乡镇工业情况以及支援农业基本建设的能力，经营管理的水平，劳力的价格等，这些都是选择系统类型时必须考虑的因素。

### 3. 交通情况

陆路及水路分布，运输能力及价格，以进行投资效益计算。

#### 4. 市（县）、镇（乡）、发展规划

特别是在市（县）、镇的近郊建立喷灌工程时，必须了解该市（县）、镇的建设规划，不应把喷灌工程规划在城镇建设近期发展区域内。

## 二、地形与土壤资料

### （一）地形

#### 1. 灌区地形图

在规划阶段，为了进行主要工程的规划布置，灌区面积在 5000 亩以上者宜采用 1:5000 ~ 1:10000 的地形图，在 5000 亩以下者宜采用 1:2000 ~ 1:5000 的地形图。在技术设计阶段，宜采用 1:1000 ~ 1:2000 的地形图，以便具体布置建筑物和设备并进行设计计算。

#### 2. 建筑物地址地形图

在必要的时候，应具有建筑物（如泵站等）地址的地形图，比例尺宜用 1:200 ~ 1:500。

#### 3. 灌区平面图

若灌区面积较小（如一二百亩）且地势平坦，可只测 1:500 ~ 1:1000 的平面图，并应具有典型田块地面高程和水源水位高程等数据。

### （二）土壤质地

#### 1. 土壤质地分类

土壤是由固、液、气三相组成。土壤固相颗粒是组成土壤的物质基础，土壤颗粒的组成决定着土壤的物理、化学和生物特性，与植物生长发育所需要的水分、空气、热量及养分的关系十分密切。喷灌水量的入渗与土壤颗粒组成的关系也十分密切。土壤质地是土壤颗粒不同组成的反应，既体现了肥力和耕作特性，又体现了持水和入渗的能力。通过土壤颗粒分析，测定土壤的颗粒组成，可以确定土壤质地。

中国科学院水土保持研究所等单位组成的允许喷灌强度试验研究协作组参照国内外土壤质地分类方法和国外确定允许喷灌强度的土壤质地分类，提出了我国确定允许喷灌强度的土壤质地分类方法，见表 5-1。

#### 2. 土壤质地确定方法

灌区的土壤质地可通过以下途径确定：

（1）采集灌区土样，委托农业、水利科研单位或院校在实验室通过颗粒分析测定土壤质地。

（2）向当地农业、水利部门调查，收集以往土壤质地测定资料，从中分析确定灌区土壤质地。

表 5-1 确定允许喷灌强度的土壤质地分类

土壤质地	颗粒组成(%)		
	砂粒(1~0.05mm)	粗粉粒(0.05~0.01mm)	粘粒(<0.001mm)
砂土	> 50	> 40	< 30
砂壤土			< 30
壤土			< 30
壤粘土			30~40
粘土			> 40

注 砂粒大于 50%，粘粒大于 50%，亦属壤土。

(3) 通过现场简易指测方法大致判断确定土壤质地。指测法有干测和湿测两种，可相互补充，但以湿测为主。湿测时取小块土样（比算盘珠略大），拣掉土样内的植物根和结核体（如铁子、石灰结核），加水充分湿润、调匀（湿度以挤不出水为宜），再揉成条或圈环。指测法的各项判别指标见表 5-2。

表 5-2 指测鉴定土壤质地指标

质地类型	在手掌中研磨时的感觉	用放大镜或肉眼观察的情况	干燥时状态	湿剂时状态	揉成铅条时的状态
砂土	砂粒感觉	几乎完全由砂粒组成	土粒分散不成团	流砂、不成团	不能揉成细条
砂壤土	不均质，主要是砂粒的感觉，也有细土粒的感觉	主要是砂粒，也有粒细的土粒	用手指轻压或稍用力能碎裂干土块	无可塑性	揉成细条易裂成小段或小瓣
壤土	感觉到砂质和粘质土粒大致相同	还能见到砂粒	用手指难于破坏干土块	可塑	能揉成完整的细条，在其弯曲成圆环同时裂开成小瓣
壤粘土	感到有少量砂粒	主要有粉砂和粘粒，砂粒几乎没有	不可能用手指压碎干土块	可塑性良好	易揉成细条，但在卷成圆环时有裂痕
粘土	很细的均质土，难于磨成粉末	均质的细粉末，没有砂粒	形成坚硬的土块，用锤击仍难于使其粉碎	可塑性良好、呈粘糊体	揉成的细条易卷成圆环，不产生裂痕

### (三) 土壤容重

土壤容重是指来破坏自然结构的情况下，单位体积的干土重量，单位为  $\text{g}/\text{cm}^3$ 。干土重量是指 105~110℃ 条件下的烘干土重。土壤容重的大小随土壤质地、结构和土壤中



有机质含量的不同而异。土壤干容重对于计算合理的灌水量是有用的数据，最好通过实测确定。测定方法有环刀法、土坑法和蜡封法等。

### 1. 环刀法

(1) 方法。测定土壤容重的常用方法是环刀法。测定时按土壤剖面层次分别用环刀采取未破坏自然结构的原状土样，每层土壤不应少于三个重复。取样时先在采土处用铁铲刮平，将环缓慢垂直压入土内（切勿过分敲击振动，以免破坏原状结构），然后用铁铲挖掘周围土壤，取出环刀，将粘附于环刀外面的土除去，再用锋利的削土刀切去环刀两端多余的土，使环刀内的土壤体积与环刀的容积相等。将土样装入铝盒内放入烘箱，在 105~110℃ 烘干，然后称出干土重量并计算土壤容重。

$$\gamma = G_0/V \quad (5-1)$$

式中  $\gamma$  为土壤容重， $g/cm^3$ 。  $G_0$  烘干土重， $g$ ；  $V$  为环刀容积， $cm^3$ 。

若环刀内径为  $d$ ，高度为  $h$ ，则其容积可按圆柱体计算，即  $V = \frac{\pi}{4} d^2 h$ 。环刀容积最好做成  $100cm^3$ ，以便于计算土壤容重。

(2) 仪器设备。用环刀法测定土壤容重所需仪器设备如下：

- 1) 环刀，常用无缝钢管制做环刀（高  $5cm^3$ ，半径  $2.52cm$ ，容积  $100cm^3$ ）。
- 2) 感量为  $0.01g$  的天平一架。
- 3) 烘箱、干燥器、小铝盒、削土小刀及小铁铲等。

### 2. 蜡封法

(1) 方法及原理。本法适用于难于切削并易于破裂的土壤。将不规则的土样称重以后，浸入溶化的石蜡中，使土样为石蜡包裹，然后在空气及水中称重以计算出容重。

(2) 仪器设备。所用主要仪器设备如下：

- 1) 天平，其感量为  $0.01g$ ，称量  $200g$ ，构成如图 5-10 所示。

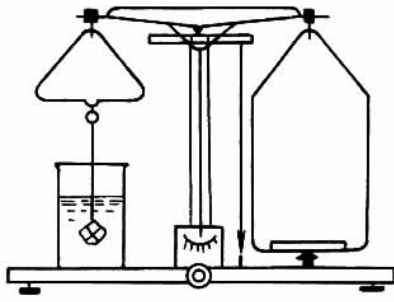


图 5-1 天平示意图

2) 烘箱、铝盒、干燥器、坩埚钳、石蜡、烧杯、铜丝、小刀、针、酒精灯、三角架、石棉板、滤纸和温度计等。

(3) 操作步骤。

- 1) 取两个具有代表性而体积大于  $30cm^3$  的原状土块，用刀削去棱角后称重，精确

至 0.01g。用铝盒取同一土样 4~5g，精确至 0.01g，测定土壤含水量。

2) 称过的土块用铜丝缠起并留出 10~15cm 长的抽头，手提铜丝抽头把土块浸入稍高于 60°C 蜡液中，使土块周围包一薄层蜡膜。

3) 取出浸没好蜡膜的土块，用针将蜡膜中的气泡刺破。若有未涂严处，以热蜡液涂之。称出带蜡的土块重量，准确至 0.01g。

4) 将带蜡土块吊在天平钩上，并浸在蒸馏水中称其重量（图 5-10）。取出土块，用滤纸吸干表面，再在空气中称重以检查是否有水进入土块。若有水进入，应废弃并重新测定。

(4) 计算土壤容重：

$$\gamma = \frac{100G}{(100 + \beta) \left( \frac{G_1 - G_2}{\rho_1} - \frac{G_1 - G}{\rho} \right)} \quad (5-9)$$

式中  $\gamma$  为土壤容重，g/cm<sup>3</sup>； $G$  为土样湿重，g； $C_1$  为石蜡加土样在空气中的重量，g； $G_2$  为石蜡加土样在水中的重量，g； $\rho_1$  为蒸馏水在  $t^\circ\text{C}$  时的密度，g/cm<sup>3</sup>，精确至 0.01g/cm<sup>3</sup>； $\rho$  为石蜡的密度，为 0.92g/cm<sup>3</sup>； $\beta$  为土壤含水率，占干土重百分数。

当采用烘干后的土样作蜡封测定时，按式（5-10）计算：

$$\gamma = \frac{G_0}{\left( \frac{G_1 - G_2}{\rho_1} - \frac{G_1 - G}{\rho} \right)} \quad (5-10)$$

式中  $C_0$  为土样干重，g；其余符号同上式。

本法试验须进行两次平行测定，取其算术平均值，以两位小数表示。两次测定的平行差值不得大于 0.03g/cm<sup>3</sup>；否则应重新作。

(5) 记录格式及示例，见表 5-3。

表 5-3 蜡封法测定土壤容重记录表

土样采集地点与层次						
送验者			计算者			
测定者			校核者			
测定日期	1986 年	月	7	12		
		日	29	12		
土样编号			10-1		10-2	
土样干重 (g)	(1)		62.79	63.00	77.29	60.83
土 + 石蜡在空气中重 (g)	(2)		66.41	66.37	81.38	64.99
土 + 石蜡在水中重 (g)	(3)		27.44	27.60	37.00	39.30
测定时水的温度 (°C)			32°	32°	5°	5°
水的密度 (g/cm <sup>3</sup> )	(4)		0.995	0.995	1.000	1.000

续表

土 样 编 号			10 - 1		10 - 2	
石蜡密度 (g/cm <sup>3</sup> )	(5)		0.92	0.92	0.92	0.92
土 + 石蜡的体积 (cm <sup>3</sup> )	(6)	$\frac{(2) - (3)}{(4)}$	39.10	39.00	44.38	45.69
石蜡的体积 (cm <sup>3</sup> )	(7)	$\frac{(2) - (1)}{(5)}$	3.94	3.64	4.45	4.52
土的体积 (cm <sup>3</sup> )	(8)	(6) - (7)	35.16	35.36	39.93	41.12
土的容重 (g/cm <sup>3</sup> )	(9)	$\frac{(1)}{(8)}$	1.79	1.78	1.94	1.96
平均容重 (g/cm <sup>3</sup> )	(10)		1.79		1.95	
备 注						

### 3. 土壤容重的参考值

土壤容重数值的大小受土壤质地、结构、土壤中有机质的含量和土壤含水量等的影响。一般说来，砂土的孔隙粗大，但数目较少，总的孔隙容积较小，所以容重较大；粘土的总孔隙容积较大，所以容重较小；壤土则介于两者之间。土壤的团粒结构良好，或者比较疏松，则容重减小。

我国砂质土壤的容重变化于 1.4 ~ 1.7g/cm<sup>3</sup> 之间，粘质土壤的容重变化于 1.1 ~ 1.6g/cm<sup>3</sup> 之间；有机质多，结构良好的耕作层，容重多为 1.0 ~ 1.2g/cm<sup>3</sup>。

有条件时土壤容重应实测确定。如无实测资料，可参考表 5 - 4 中所列我国部分地区土壤的容重值。

## (四) 土壤田间持水量

### 1. 概念

在自然条件下，若地下水位较深，当土壤充分灌溉后（或下透雨后），设法防止土面蒸发，等到土体内过剩水分（重力水）下渗完以后，湿润土层的水分就达到平衡，这时测得的土壤含水量（干土重的百分数），就是土壤田间持水量。当土壤含水量达到田间持水量时，若再继续灌溉，灌溉水不能使上层土壤的储水量超过田间持水量，而只能增加土壤的湿润深度，将会造成深层渗漏，因此，田间持水量是灌溉后土壤有效含水量的上限。一般农作物的适宜土壤含水量应保持在田间持水量的 60% ~ 100%，如土壤含水量低于田间持水量的 60% 时就需要灌溉。因此，土壤田间持水量是判断是否需要灌溉和确定灌水量的依据。

### 2. 测定方法

土壤田间持水量的测定，有田间测定法（亦称淹灌方框法）和室内测定法（亦称威尔科克斯法）。

表 5-4 我国部分地区土壤容重的参考值

单位:  $\text{g}/\text{cm}^3$ 

土壤类型	质地	容重	地区
黑土和草甸土	砂土	1.22 ~ 1.42	华北
	壤土	1.03 ~ 1.39	
	壤粘土	1.19 ~ 1.34	
黄绵土 垆土 蝼土	砂壤土	0.95 ~ 1.28	黄河中游地区
	壤土	1.00 ~ 1.30	
	壤粘土	1.10 ~ 1.40	
华北平原 非盐土	砂土	1.45 ~ 1.60	华北地区
	砂壤土	1.36 ~ 1.54	
	壤土	1.40 ~ 1.55	
	壤粘土	1.35 ~ 1.54	
	粘土	1.30 ~ 1.45	
华北平原 盐土	砂土	1.42 ~ 1.62	华北地区
华北地区 盐土	砂壤土	1.43 ~ 1.56	华北地区
	壤土	1.43 ~ 1.56	
	壤粘土	1.35 ~ 1.40	
	粘土	1.26 ~ 1.38	
淮北平原 土壤	砂	1.35 ~ 1.57	淮北平原
	砂壤土	1.32 ~ 1.53	
	壤土	1.20 ~ 1.52	
	壤粘土	1.18 ~ 1.55	
	粘土	1.16 ~ 1.43	
红壤	壤土	1.20 ~ 1.40	华南地区
	壤粘土	1.20 ~ 1.50	
	粘土	1.20 ~ 1.50	

田间测定法所得结果可靠,但工作量大,测定时间长。特别是盐碱地区,由于土壤渗透性能很差,田间测定更加困难。室内测定法较田间测定法简便易行,可广泛采用。据研究,室内测定法较田间测定法的测定结果小 2% ~ 3%。现将室内测定法(威尔科克斯法)介绍如下:

(1) 测定所需仪器设备。

- 1) 天平,感量 0.01g,称量 200g。
- 2) 环刀,容积  $100\text{cm}^3$  或  $200\text{cm}^3$ 。

- 3) 筛子, 孔径为 1mm。
  - 4) 烘箱、铝盒、干燥器、滤纸等。
- (2) 测定步骤。

1) 用环刀在被测定地块采原状土, 带回室内, 在环刀底衬滤纸一张, 并盖上有孔的盖子, 放入水中饱和一夜(水面较环刀上缘低 1~2mm, 勿使环刀没于水中)。

2) 同时在相同土层采土、风干, 通过 1mm 筛子, 装入环刀中, 装土时要轻拍击实, 并稍许装满些。

3) 将装有饱和湿土的环底盖(有孔的盖子)打开, 连同滤纸一起放在风干土的环刀上。为使接触紧密, 可用砖压实(一对环刀放三块砖压实)。

4) 经过 8h 吸水过程后, 从上面环刀(盛原状土)中用铝盒取土 15~20g 测定其土壤含水率, 此值即接近于该土壤的田间持水量。

本试验需进行 2~3 次平行测定, 取其算术平均值, 各重复间允许误差为 ±1%。

### 3. 土壤田间持水量的参考值

田间持水量的大小, 主要取决于土壤质地、结构、孔隙状况、松紧程度、耕作条件及有机质含量等。由于土壤田间持水量受土壤性状的影响, 加上土壤水分的不断运动, 测定的条件差异又较大, 所以测得数值往往出入较大。即使是同一土壤, 同时测定几个点, 测得的数值也有差异。为了力求数值尽量确切可靠, 如条件许可, 应就地测定。表 5-5 所列数值供无实测资料情况下参考。

表 5-5 我国部分土壤田间持水量的参考值(重量%)

土壤类型	质地	田间持水量	地区
黄绵土 垆土 瘠土	砂壤土	18~20	黄河中 游地区
	壤土	20~22	
	壤粘土	22~24	
华北地区 非盐土	砂土	16~22	华北平原
	砂壤土	22~30	
	壤土	22~28	
	壤土 壤粘土	22~32	
	粘土	25~35	
华北地区 盐土	砂土	28~34	华北平原
	砂壤土	28~34	
	壤土	26~30	
华北地区 盐土	壤粘土	28~32	华北平原
	粘土	23~45	

续表

土壤类型	质地	田间持水量	地区
红壤	壤土	23~28	华南地区
	壤粘土	32~36	
	粘土	32~37	
淮北地区 地壤	砂土	16~27	淮北地区
	砂壤土	22~35	
	壤土	21~31	
	壤粘土	22~36	
	粘土	28~35	

## (五) 土壤入渗能力与允许喷灌强度

### 1. 土壤入渗能力

土壤入渗能力以土壤入渗速度，即单位时间入渗的水层厚度来表示。土壤入渗速度与土壤质地、结构状况、孔隙率、耕作状况以及土壤原始含水量等因素密切相关，在灌溉的过程中土壤入渗速度是变化的。开始时由于土壤比较干燥，吸水很快，随着土壤水分的增加，入渗速度逐渐减小，总的趋势是开始很快，逐渐减慢，最后入渗速度趋向一个稳定数值，称为土壤稳定入渗速度。

### 2. 允许喷灌强度

允许喷灌强度是喷灌时允许地表在短历时内有少量水洼积水但不产生径流的最大喷灌强度。当喷灌按允许喷灌强度值喷洒时，土壤结构基本上不被破坏，喷洒的水量能在喷洒时间内或在喷头周期运转的间隙时间内全部渗入土壤。

允许喷灌强度的测定有派尔法和伊尔霍夫法等。派尔法比较简单，一般可在灌区现场进行，直接为规划设计服务。

用派尔测试方法测试时，所用喷头最好是设计中拟采用的型号，测试前土壤含水量应控制在田间持水量的 60% 左右。

设备为可移式喷灌测验仪，包括装在一台拖车上的循环供水装置，一个装在圆形套筒内的喷头，若干雨量筒，压力表及秒表。圆形套筒的一边开口，以使喷头水流射出；当喷头转至别的方向时，射流则被圆筒挡在其内。拖车上安装有一定容量的储水箱（水源）、两台水泵及其动力机。一台水泵的吸水管连接水箱，自水箱取水给喷头加压；另一台水泵的吸水管与喷头圆筒的底部相连，以回收圆筒内的水并将其注入水箱，这样使部分水量得以循环使用。当测试地点具有水源时，供水装置可用轻、小型喷灌机代替。

测定地点应选择在灌区内主要类型的土壤上，并事先观察、测定和记录土壤剖面特性，如各土层深度、含水量和田间持水量等。

测定时，将喷头安置于选定地点，并沿射程方向依一定间距（一般为 1~2m）放置雨量筒。开始喷洒并记录喷洒时间，观察地面受水情况。当喷头再次转到同一地点但前

次喷出的水尚未渗入土壤并产生径流时即停止喷洒，测量该点雨量筒承接的水量，并计算喷灌强度，即为允许喷灌强度。

表 5-6 所示各类土壤的允许喷灌强度值引自 GBJ85—85《喷灌工程技术规范》，可在喷灌系统设计时参考使用。在斜坡地上，随着地面坡度的增大，土壤的吸水能力将降低，产生地面冲蚀的危险性加大，因此在坡地上喷灌需降低喷灌强度，降低值可参考表 5-7。如考虑喷洒水滴的影响，也可参考表 5-8 数值。

表 5-6 各类土壤的允许喷灌强度值

土壤质地	允许喷灌强度 (mm/h)
砂 土	20
砂壤土	15
壤 土	12
壤粘土	10
粘 土	8

注 有良好覆盖时，表中数值可提高 20%。

表 5-7 坡地允许喷灌强度降低值

地面坡度 (%)	允许喷灌强度降低 (%)
< 5	10
5 ~ 8	20
9 ~ 12	40
13 ~ 20	60
> 20	75

表 5-8 考虑水滴粒径影响的各类土壤允许喷灌强度值

土壤质地	灌水定额 (mm)	水 滴 粒 径 (mm)		
		2	2.5	3
		允许喷灌强度 (mm/h)		
砂 土	15	60 ~ 70	35 ~ 45	25 ~ 30
	20	40 ~ 50	20 ~ 25	10 ~ 15
	25	20 ~ 30	10 ~ 14	6 ~ 8
	30	12 ~ 15	8 ~ 10	5 ~ 6
砂壤土	15	50 ~ 60	30 ~ 40	20 ~ 25
	20	30 ~ 40	15 ~ 20	7 ~ 12
	25	15 ~ 25	10 ~ 12	5 ~ 7
	30	10 ~ 12	6 ~ 10	4 ~ 5

续表

土壤质地	灌水定额 (mm)	水滴粒径 (mm)		
		2	2.5	3
		允许喷灌强度 (mm/h)		
壤 土	15	40 ~ 50	25 ~ 30	15 ~ 25
	20	20 ~ 30	12 ~ 18	6 ~ 14
	25	13 ~ 20	8 ~ 12	4 ~ 6
	30	9 ~ 11	5 ~ 8	3 ~ 4
壤粘土	15	30 ~ 40	20 ~ 5	12 ~ 15
	20	15 ~ 25	10 ~ 5	5 ~ 7
	25	12 ~ 15	6 ~ 10	3 ~ 5
	30	8 ~ 10	4 ~ 6	2 ~ 3
粘 土	15	20 ~ 25	15 ~ 20	8 ~ 15
	20	12 ~ 16	8 ~ 13	4 ~ 6
	25	8 ~ 12	5 ~ 7	2 ~ 4
	30	4 ~ 6	2 ~ 4	1.5 ~ 2

注 1. 土壤容重和含粘土量均小时取大值。

2. 如地表已有作物覆盖时, 表中的允许喷灌强度值可提高 20%。

### 三、气象资料

喷灌工程规划设计所需气象资料可到邻近的气象台、站收集, 一般包括风向、风速、降水量、蒸发量、气温、相对湿度、平均气压、日照小时等。

#### (一) 风向

风向共分 16 个方位, 以拉丁文缩写字母记录之, 如图 5-11, 无风则以“C”表示。

为了进行管道布置和喷头组合设计, 有必要了解当地主要喷灌季节风向的变化情况, 是否存在主风向, 什么方向为主风向。为此, 需到当地气象台站收集历年主要喷灌季节风向资料并作统计分析, 统计时可将相差 180°的两个风向放在一起作为同一方向处理。统计结果若某一风向出现的机会明显多于其他风向 (如某一风向出现频率 75% 以上), 则可确认为主风向, 若不存在这样的风向时, 即认为风向多变。

#### (二) 风速

单位时间内风行的距离称为风速, 单位一般为  $m/s$ 。根据风对地上物体所造成的征象将风的大小分成 13 级, 叫做风力等级, 以 0 ~ 12 级数字记载。由于风力等级达到 4



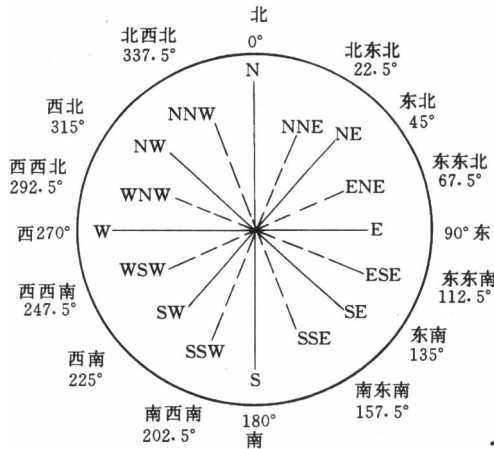


图 5-11 风向 16 方位图

级已对喷灌均匀度有很大影响，所以这里仅将 0~6 级的风力等级列于表 5-9。

表 5-9 (0~6 级) 风力等级表

风力等级	陆地地面物征象	相当风速 (m/s)
0	静，烟直上	0.0~0.2
1	烟能表示风向，但风向标不能转动	0.3~1.5
2	人面感觉有风，树叶有微响，风向标能转动	1.6~3.3
3	树的微枝摇动不息，旌旗展开	2.4~5.4
4	能吹起地面灰尘和纸张，树的小枝摇动	5.5~7.9
5	有叶的小树摇摆，内陆的水面有小波	8.0~10.7
6	大树枝摇动，电线呼呼有声，举伞困难	10.8~13.8

注 表中风速均指距地面 10m 高的风速。

应收集当地气象台站历年风速测定资料，以便推求灌区主要作物关键需水期设计日喷灌时间内平均风速的多年平均值，作为喷灌工程的设计风速。

### (三) 降水量

喷灌灌溉制度的拟定，常需掌握当地降水情况，可按旬或月统计历年的降水量或历年作物生育期的降水量。

### (四) 蒸发量

当地缺乏作物需水量资料时，可利用水面蒸发量资料估算作物需水量。蒸发量一般采用 80cm 口径蒸发皿值 (E80)，若系 20cm 口径蒸发皿的测定值 (E20) 时，应按当地气象台站所确定的系数加以换算，通常  $E80 = 0.8E20$ 。历年蒸发量可按旬或月统计。

## （五）土壤温度和冻土层深度

进行地理管道铺设设计时，应调查收集当地历年冻土层深度资料，还要收集管道埋深处的土壤温度资料，一般需掌握 10 年的逐年最高和最低土壤温度。

## 四、作物资料

### （一）作物情况

#### 1. 作物种植情况

灌区内作物的种类、品种、种植面积、种植分布图及轮作倒茬计划等。

#### 2. 作物生育期

作物全生育期和各生育阶段的天数和起止日期。

#### 3. 作物主要根系活动层深度

作物主要根系活动层深度指的是根量占总根量 80% ~ 90% 的土层深度，也就是土壤主要耗水层的深度，是确定灌水计划湿润层深度的依据。作物主要根系活动层深度随作物的成长和根系的发育而增加，并且受土壤质地、紧实度、孔隙度、水分状况、耕作管理水平等条件的影响。各类作物各生育阶段的主要根系活动层深度可参考表 5-10。

表 5-10 农作物主要根系活动层深度和适宜土壤含水量

作物	各生育期主要根系活动层深度 (cm)								适宜土壤含水量 (占田间持水量的百分数)
	生育期	深度	生育期	深度	生育期	深度	生育期	深度	
冬小麦	苗期~越冬	20~30	返青~拔节	30~40	拔节~孕穗	40	孕穗~灌浆	40~50	70%~80%
春小麦	苗期	20~30	拔节~孕穗	30~40	孕穗~灌浆	40~50			80%~90%
玉米	苗期~拔节	30	拔节~抽穗	40	抽穗~灌浆	50~60			苗期~拔节 60%~70%，后期 80%~90%
高粱	苗期~拔节	30	拔节~孕穗	40	孕穗~灌浆	50~60			苗期~拔节 60%~70%，后期 70%~90%
谷子	苗期~拔节	20~30	拔节~孕穗	30~40	孕穗~灌浆	40~50			苗期 60%~70%，后期 70%~80%
大豆	苗期~拔节	20~40	开花~鼓粒	40~50					苗期~分枝 70%~80%，开花~鼓粒 90%~100%

续表

作物	各生期主要根系活动层深度 (cm)								宜土壤含水量 (占田间持水量的百分数)
	生育期	深度	生育期	深度	生育期	深度	生育期	深度	
棉花	苗期	20	现蕾~开花	30	花铃期	30~40	吐絮期	20~30	苗期 65%~90%，现蕾~开花 70%~90%，花铃期 75%~80%，吐絮期 65%~90%
花生	苗期	30	花针期	40~50	结荚期	50~60	饱果期	40~50	苗期 50%~70%，花针期 55%~75%，结荚期 60%~80%，饱果期 60%~80%
油菜	苗期	30	花期	30~40	角果期	40~50			苗期 60%~90%，花期 75%~95%，角果期 60%~80%
甘蔗	苗期	20	分蘖期	30	伸长期	40	成熟期	40	苗期 60%~70%，分蘖期 60%~80%，伸长期 70%~90%，成熟期 60%~70%
甜菜	播种~幼苗期~苗期	20~30	块根膨大糖分积累期	40~50					幼苗期 60%，苗期 70%~80%，繁茂期 70%~90%，块根膨大糖分积累期 60%~65%
红麻	苗期	20	旺长前期	30	旺长后期	40~50			70%~80%
烟草	移栽~缓苗	20~30	成活~团棵	40	团棵~现蕾	50~60	现蕾~成熟	50~60	移栽~缓苗 60%~80%，成活~团棵 60%~70%，团棵~现蕾 70%~90%，现蕾~成熟 60%~80%
茶树	幼龄茶园	30	壮龄茶园	50					80%~90%
柑桔	果实膨大期	40~50	越冬期	40~50					70%~85%
苹果	壮龄果园	40~60							70%~90%
葡萄	壮龄果园	40~50							70%~90%
蔬菜	生长前期	20~30	生长后期	30~40					80%~90%
苜蓿	二年生	40~50							70%~90%

4. 作物茎秆 (树干) 高度

定喷式系统中竖管高度和行喷式系统机架高度的确定要考虑作物茎秆 (树干) 的高

度。各类作物在灌溉时期最大茎秆高度参考值见表 5-11。

表 5-11 作物茎秆（树干）高度

作物名称	茎秆（树干） 高度（cm）	作物名称	茎秆（树干） 高度（cm）	作物名称	茎秆（树干） 高度（cm）	作物名称	茎秆（树干） 高度（cm）
小麦	70~110	亚麻	55~56	胡萝卜	20~30	苹果	200~400
玉米	190~210	大麻	130~240	甘蓝	25~40	桃树	300
黑麦	100~165	甘蔗	180~220	西红柿	50~70	枇杷	400~600
大麦	50~90	茶树	60~100	黄瓜	100~150	木耳架	100~120
燕麦	40~80	甜菜	20~40	菜豆	70~90	棉花	120~150
向日葵	180~200			柑桔	200~400		

## 5. 作物适宜的雾化指标

各种作物适宜的雾化指标值见表 5-12。

表 5-12 各种作物适宜雾化指标

作物种类	h/d 值
蔬菜及花卉	4000~5000
粮食作物，经济作物及果树	3000~4000
牧草、饲料作物、草坪及绿化林木	2000~3000

## （二）作物需水量与灌溉制度

### 1. 作物需水量

作物需水量包括作物的生理需水和生态需水两部分，具体地说它是指植株蒸腾和棵间土壤蒸发两部分水量之和。作物需水量是制定灌溉制度的重要依据。它受气象条件、土壤性质、肥力和含水量等土壤条件，作物种类、品种特性和生育阶段等作物条件，以及灌溉、排水和农业技术措施等众多因素的影响，各地相差悬殊。确定作物需水量的可靠方法是根据实测资料，为此，应认真收集当地或邻近地区以往灌溉试验资料，从中分析确定符合设计年的作物需水量值。在缺乏实测资料的地区，可根据影响作物需水量的主要因素进行估算。表 5-13 汇集了部分省市作物的灌水临界期平均日需水量，可供计算设计灌水定额和灌水周期时参考。

表 5-13 作物灌水临界期平均日需水量  $E_p$

作物	地区	$E_p$ (mm/d)
冬小麦	北京	5.5~6.5
	陕西关中	3.2~4.2
	云南	3.5~5
	河北	5

续表

作物	地区	$E_p$ (mm/d)
春小麦	吉林	5~6.5
	新疆	3~4
	青海	4
春玉米 玉米	陕西关中	6~7
	吉林	6~6.5
	辽宁 内蒙古	5~7 5~7
谷子	吉林	5~6
高粱	吉林	5~7
棉花	湖北	4~4.5
油菜	陕西关中	2.7~3.2
花生	山东	4.8~5.2
大豆	吉林	5~6
甜菜	黑龙江	4~5
甘蔗	广东	6.45~
红麻	浙江	8~10.7
茶园	浙江	6~7
烟草	河南	5~6
柑桔	浙江	5.5
	湖南	3~3.5
梨园	浙江	4~5
桑园	浙江	10
大蒜 莴苣 洋葱 甜椒 茄子 春黄瓜 西红柿 萝卜	北京	5.3
	北京	4.9
	北京	5.3
	北京	6.1
	北京	7.9
	北京	9.9
	北京	9.1
	北京	8.2

续表

作物	地区	$E_p$ (mm/d)
春架豆	北京	6.4
大白菜	北京	9.4
球白菜	吉林	6.9
秋菠菜	北京	6.4
菜花	北京	6.7~7.2

## 2. 作物灌溉制度

作物灌溉制度, 包括灌水定额、灌水次数、灌水日期和灌溉定额。根据设计标准而制定的灌溉制度, 是确定喷灌工程设计流量以及工程各部分容量的依据。灌溉制度各地有很大差异, 表 5-14 至表 5-18 列出部分地区主要作物喷灌灌溉制度, 以供设计时参考。

表 5-14 冬小麦喷灌灌溉制度

地区	水文年	灌水次序	生育期	灌水定额 ( $m^3$ /亩)	灌溉定额 ( $m^3$ /亩)
北京		1	底墒	20~27	176~210
		2	满月	14~20	
		3	越冬	27	
		4	返青	14	
		5	拔节	20	
		6	孕穗	27	
		7	抽穗	20~27	
		8	灌浆初期	14~20	
		9	灌浆中、后期	10~14	
陕西 (关中)	湿润年	1	分蘖~返青	20	60~80
		2	拔节	20	
		3	开花	20	
		4	开花~成熟	20	
	平水年	1	分蘖~返青	20	80~100
		2	返青~拔节	20	
		3	拔节	20	
		4	开花	20	
		5	开花~成熟	20	

续表

地 区	水文年	灌水次序	生育期	灌水定额 (m <sup>3</sup> /亩)	灌溉定额 (m <sup>3</sup> /亩)
陕 西 (关中)	干旱年	1	播种~分蘖	20	120~140
		2	分蘖~反青	20	
		3	返青~拔节	20	
		4	拔节~开花	20	
		5	拔节~开花	20	
		6	开花~成熟	20	
		7	开花~成熟	20	
云 南	平水年	1	播种~分蘖	25~30	160~190
		2	出苗~分蘖	8~10	
		3	分蘖~拔节	8~10	
		4	拔节~抽穗	35~40	
		5	抽穗~乳熟	60~70	
		6	乳熟~黄熟	25~30	
	干旱年	1	播种~分蘖	20~25	225~260
		2	出苗~分蘖	10~12	
		3	分蘖~拔节	20~25	
		4	拔节~抽穗	80~90	
		5	抽穗~乳熟	70~80	
		6	乳熟~黄熟	25~30	

表 3-15 棉花喷灌灌溉制度

地 区	水文年	灌水次序	生育期	灌水定额 (m <sup>3</sup> /亩)	灌溉定额 (m <sup>3</sup> /亩)
湖 北	平水年	1	苗 期	20	100
		2	苗 期	20	
		3	花铃期	20	
		4	花铃期	20	
		5	吐絮期	20	
江 苏	平水年	1	苗 期	20~30	100~150
		2	花铃前期	20~30	
		3	花铃后期	20~30	
		4	吐絮前期	20~30	
		5	吐絮后期	20~30	

续表

地 区	水文年	灌水次序	生育期	灌水定额 ( $\text{m}^3/\text{亩}$ )	灌溉定额 ( $\text{m}^3/\text{亩}$ )
	干旱年	1	苗 期	20 ~ 30	180 ~ 270
		2	蕾期前期	20 ~ 30	
		3	蕾期后期	20 ~ 30	
		4	花铃前期	20 ~ 30	
		5	花铃中期	20 ~ 30	
		6	花铃后期	20 ~ 30	
		7	吐絮前期	20 ~ 30	
		8	吐絮中期	20 ~ 30	
		9	吐絮后期	20 ~ 30	

表 5-16 甘蔗喷灌灌溉制度

地 区	水文年	灌水次序	生 育 期	灌水定额 ( $\text{m}_3/\text{亩}$ )	灌溉定额 ( $\text{m}^3/\text{亩}$ )
广东珠江三角洲	平水年	1	伸长期 (7月上、中旬)	20 ~ 25 5 ~ 10 15 ~ 20 5 ~ 10 25 ~ 30 25 ~ 30 25 ~ 30 20 ~ 25 25 ~ 30 5 ~ 10	185 ~ 240
		2	伸长期 (9月下旬)		
		3	伸长期 (10月下旬)		
		4	成熟期 (11月上旬)		
		5	成熟期 (11月中旬)		
		6	成熟期 (11月下旬)		
		7	成熟期 (12月上旬)		
		8	成熟期 (12月中旬)		
		9	成熟期 (12月下旬)		
		10	成熟期 (1月上旬)		
		11	成熟期 (1月中旬)		
	干旱年	1	苗 期 (3月下旬)	10 ~ 15 5 ~ 10 15 ~ 20 5 ~ 10 5 ~ 10 20 ~ 25 25 ~ 30 25 ~ 30 20 ~ 25 20 ~ 25 15 ~ 20 25 ~ 30 25 ~ 30	235 ~ 315
		2	分蘖期 (4月上旬)		
		3	分蘖期 (4月中旬)		
		4	分蘖期 (4月下旬)		
		5	伸长期 (7月下旬)		
		6	伸长期 (10月下旬)		
		7	成熟期 (11月上旬)		
		8	成熟期 (11月中旬)		
		9	成熟期 (11月下旬)		
		10	成熟期 (12月上旬)		
		11	成熟期 (12月中旬)		
		12	成熟期 (12月下旬)		
		13	成熟期 (1月上旬)		



表 5-17 甜菜喷灌灌溉制度

地 区	水文年	灌水次序	生 育 期	灌水定额 (m <sup>3</sup> /亩)	灌溉定额 (m <sup>3</sup> /亩)
黑龙江	平水年	1	苗 期 (5 月 15 日 ~ 25 日)	15 ~ 20	35 ~ 50
		2	苗 期 (6 月 10 日 ~ 20 日)	25 ~ 30	
	干旱年	1	播 前	20	110 ~ 120
		2	苗 期 (5 月 15 日 ~ 25 日)	20	
		3	苗 期 (6 月上旬)	15 ~ 20	
		4	苗 期 (6 月中旬)	15 ~ 20	
5	繁茂期 (7 月上旬)	20			
6	繁茂期 (7 月上旬)	20			

表 5-18 油菜喷灌灌溉制度

地 区	水文年	灌水次序	生育期	灌水定额 (m <sup>3</sup> /亩)	灌溉定额 (m <sup>3</sup> /亩)
陕 西 关 中	湿润年	1	七叶 ~ 返青	20	40
		2	现蕾 ~ 开花	20	
	平水年	1	七叶 ~ 返青	20	60
		2	现蕾 ~ 开花	20	
		3	开花 ~ 成熟	20	
	干旱年	1	七叶 ~ 返青	20	80
		2	返青 ~ 现蕾	20	
		3	现蕾 ~ 开花	20	
		4	开花 ~ 成熟	20	

## 五、水源资料

河川径流、地方径流、地下径流以及经过净化的污水都可以作为喷灌系统的水源。为了确定喷灌的规模、规划水源工程，需要收集有关水源资料，掌握其特性及变化规律。

### (一) 需用资料和观测方法

#### 1. 需用资料

##### (1) 河川径流

利用河川径流作为喷灌系统的水源时，其水源工程可以是水库、自流引水枢纽、抽

水站等。当水源工程是引水建筑物或抽水站时，需要的水文资料为：典型年的流量过程线、典型年的水位过程线、水位流量关系曲线、历史最高洪水位、设计频率的洪水位及洪峰流量、年内输沙量的分配、推移质和悬移质的空间分布及取水河段的造床过程。

当水源工程是小型水库时，需要的水文资料为，典型年逐月或逐旬径流量、水位库容曲线、设计和校核频率的洪水流量过程线、年输沙总量等。

### (2) 地方径流

地方径流指的是由于降水在当地产生的地表径流。这种水源在山区、丘陵地区以及黄土高原上的塬面较为丰富。利用地方径流的水源工程有山塘、平塘（蓄水池）和小型水库等。规划这些工程时需要的资料一般为：集水面积、降水量、径流系数、径流量、年径流的年内分配、设计频率的洪水流量过程线及侵蚀模数等。

### (3) 地下径流

利用地下径流作为喷灌系统的水源时必须首先确定地下水源的可开采量及设计开采量或单井出水量及动水位。可开采量指的是以开采条件为主要依据计算出的水量，其值应由水文地质部门提供。设计开采量是根据具体的开采设施能力和供需平衡条件而设计出的实际开采量。为确定设计开采量应收集规划区的地质构造和水文地质资料（典型年和季节潜水位、观测孔潜水位动态、典型钻孔柱状图、抽水试验资料等）。

### (4) 已建水源工程

当喷灌系统利用已建成的水利工程供水时，所需资料较为简单。例如以已有渠道作为其水源工程时，应当了解该渠道历年的工作制度，即渠道的供水时间、渠道中的流量及水位变化；以已成井为水源时，则应当通过抽水试验及以往使用情况的调查确定其可能提供的出水量和动水位。

如果规划的是自压喷灌系统，除收集上述资料外还需要掌握灌区与水源的相对高差。

在缺乏实测资料的情况下，可利用各省、地编制的区域性水文手册或图集查算所需数据。对于较重要的工程，使用水文手册估算就嫌粗略，因此还应进行深入的实地调查与勘测。

## 2. 流量测定

利用小溪、泉水、井水等作为喷灌的水源时，往往需要实测流量。通常采用的方法有：流速仪测流、浮标测流及利用专门设施测流。

### (1) 流速仪测流

用流速仪测流速，并量测测流断面面积，两者乘积即为该断面的流量。具体步骤如下。

1) 确定测速垂线数目。当水面宽度小于 5m 时取 5~6 个测速垂线。

2) 确定测速垂线上的测点。对于小河流采用两点法或三点法即可获得足够精度的流速值。当采用两点法时，分别在距水面 0.2 倍和 0.8 倍水深处测流速；当采用三点法时，除上述两点外再加 0.6 倍水深处一点；最为简易粗略是采用一点法，在水深 0.6 倍处测量流速。测得垂线上各点的流速后，计算垂线的平均流速。

三点法： $v_1 = 1/3 (v_{0.2} + v_{0.6} + v_{0.8})$

两点法： $v_1 = 1/2 (v_{0.2} + v_{0.8})$

一点法： $v_{10.6}$

3) 测量断面。将整个断面以测速垂线为界划分成若干部分，各部分面积的总和即为该断面面积。断面各部分可近似地作为梯形，其面积等于两边垂线水深平均值与其间距的乘积（图 5-12）。

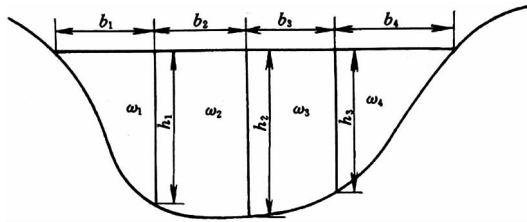


图 5-12 断面测量示意图

$$\omega_1 = 1/2 (0 + h_1) b_1$$

$$\omega_2 = 1/2 (h_1 + h_2) b_2$$

4) 计算各部分面积的平均流速。图 5-12 中，中间部分面积的平均流速计算公式为

$$v_2 = \frac{v_1 + v_2}{2}$$

$$v_3 = \frac{v_2 + v_3}{2}$$

岸边部分面积的平均流速计算公式为

$$v_1 = \alpha v_1$$

$$v_4 = \alpha v_3$$

式中系数  $\alpha$ ，在斜坡岸边为 0.7；在陡岸边一般为 0.8，岸壁光滑的可为 0.9；在死水边（死水与流水交界处）为 0.6。

5) 计算各部分面积的流量。部分面积流量等于部分面积的平均流速与面积的乘积，即  $q_1 = \omega_1 v_1$ 。

6) 计算断面流量、面积及平均流速。

断面流量  $Q = \sum q_1$

水道断面面积  $\omega = \sum \omega_1$

断面平均流速  $v = \frac{Q}{\omega}$

### (2) 量水堰测流

量测的流量较小时可采用三角形或梯形量水堰，其中三角形量水堰测流精度高，但过水能力小，而梯形量水堰测流范围比三角形大。三角形量水堰要用顶角为  $90^\circ$  直角三角形量水堰。梯形量水堰为上宽下窄的梯形缺口，堰口侧边（即梯形腰）的斜度常为 4 : 1（竖比横），堰口做成锐缘。量水堰安装时应使堰壁直立，左右水平，堰壁与水流垂直，堰身中线与水流轴线吻合，堰口斜面朝向下游。测流断面应选择在水流的平直段，

三角形量水堰的安装位置与水道进口的距离不得小于水道水深的 2~3 倍；梯形堰上下游平直段长度应分别不小于 10 倍和 4 倍的堰槛宽。为了计算方便，应注意堰板的安装高度，使过堰水流为自由流（下游水位低于堰槛）。

直角三角形量水堰在自由流时的流量计算公式为

$$Q = 1.343h^{2.47}$$

式中  $Q$  为过堰流量， $m^3/s$ ； $h$  为过堰水深， $m$ ，通常应不超过 0.3m，不小于 0.03m。

梯形量水堰在由自流时的流量计算公式为

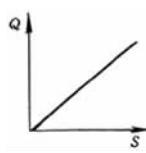
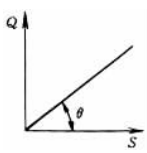

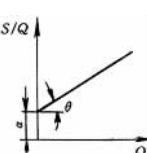
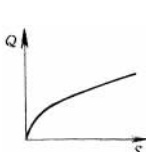
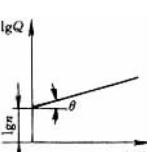
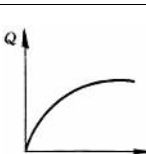
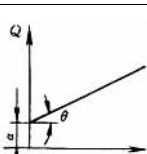
$$Q = 1.86bh^{3/2}$$

式中  $Q$  为过堰流量， $m^3/s$ ； $b$  为堰槛宽， $m$ ； $h$  为过堰水深， $m$ ，应在堰槛宽的 1/10~1/3 范围内。

需要指出的是为了给规划设计提供可靠的水源流量资料，测流工作应在不同季节进行，尤其要注意灌溉季节中枯水期的流量。

### 3. 抽水试验

表 5-19 计算井出水量的经验公式表

图形与公式 线型	出水量曲线图形及经验公式		变为直线的图形及经验公式		系数计算公式	外延极限	符号说明
	图形	经验公式	图形	经验公式			
直线型		$Q = aS$ $S = \frac{Q}{a}$		$Q = aS$ $a = \frac{Q}{S} = \operatorname{tg}\theta$	$a = \frac{Q_1}{S_1}$	$1.5S_n$	$Q$ ——设计出水量； $S$ ——设计水位降深； $Q_1$ 、 $Q_2$ ——第 1、第 2 次抽水试验时的出水量； $S_1$ 、 $S_2$ ——第 1、第 2 次抽水试验时的水位降深；
抛物线型		$Q = \frac{\sqrt{a^2 + 4bS} - a}{2b}$ $S = aQ + bQ^2$		$\frac{S}{Q} = a + bQ$	$b = \frac{S_1 Q_2 - S_2 Q_1}{Q_1^2 Q_2 - Q_2^2 Q_1}$ $a = \frac{S_1 - bQ_1^2}{Q_1}$	$(1.75 \sim 2.0) S_n$	$S_n$ ——抽水试验时最大的水位降深
幂函数型		$Q = n \sqrt[n]{S}$ $S = \left(\frac{Q}{n}\right)^n$		$\operatorname{tg}\theta = \operatorname{lg} n + \frac{1}{m} \operatorname{lg} S$	$m = \frac{\operatorname{lg} S_2 - \operatorname{lg} S_1}{\operatorname{lg} Q_2 - \operatorname{lg} Q_1}$ $\operatorname{lg} n = \operatorname{lg} Q_1 - \frac{\operatorname{lg} S_1}{m}$	$(1.75 \sim 2.0) S_n$	
半对数型		$Q = a + b \operatorname{lg} S$ $\operatorname{lg} S = \frac{Q - a}{b}$		$Q = a + b \operatorname{lg} S$	$b = \frac{Q_2 - Q_1}{\operatorname{lg} S_2 - \operatorname{lg} S_1}$ $a = Q_1 - b \operatorname{lg} S_1$	$(2 \sim 3) S_n$	

利用水井作为喷灌系统的水源工程时，需查明井的出水量及其降深，为此除了进行实地调查了解外，通常采用单孔稳定抽水试验。

抽水试验时的水位下降不应少于 2 次，一般为 3 次。其中最大抽降值应尽可能达到开采时最大允许下降值，较小的两次下降值分别为最大下降值的 1/3 和 1/2。抽水试验的时间应选择在作物需水临界期进行。抽水试验的延续时间应当看抽水时下降漏斗的稳定情况而定。试验时动水位和出水量观测的时间要求：一般在抽水开始后第 5、10、15、20、25、30min 各测一次，以后每隔 30min 或 60min 测一次。

抽水试验后一般应提供水位与出水量关系曲线，出水量与降深关系曲线，单位出水量与降深关系曲线和水位恢复曲线等资料，并推算出井的最大出水量。

利用抽水试验所得的出水量与水位降深资料可以计算出设计降深下的出水量。出水量与水位降深的关系曲线有直线、抛物线、幂函数、半对数等四种类型。表 5-19 中给出各种关系曲线的经验公式。为了正确选择公式，需首先判别根据抽水试验资料所绘制的 Q-S 曲线属于何种曲线类型，通常是在坐标纸上作出其直线化图形即可判别。表 5-19 中给出各类曲线直线化图形、相应的经验公式以及这些经验公式的系数，可供使用。

## (二) 喷灌对水质的要求

### 1. 水质标准

喷灌水源的水质应符合 TJ24—79《农田灌溉水质标准》，见表 5-20。

表 5-20 农田灌溉用水水质标准

编 号	项 目	标 准
1	水温	不超过 35℃
2	pH 值	5.5 ~ 8.5
3	全盐量	非盐碱土农田不超过 1500mg/L
4	氯化物 (按 Cl 计)	非盐碱土农田不超过 300mg/L
5	硫化物 (按 S 计)	不超过 1mg/L
6	汞及其化合物 (按 Hg 计)	不超过 0.001mg/L
7	镉及其化合物 (按 Cd 计)	不超过 0.005mg/L
8	砷及其化合物 (按 As 计)	不超过 0.05mg/L
9	六价铬化合物 (按 Cr <sup>+6</sup> 计)	不超过 0.1mg/L
10	铅及其化合物 (按 Pb 计)	不超过 0.1mg/L
11	铜及其化合物 (按 Cu 计)	不超过 1.0mg/L
12	锌及其化合物 (按 Zn 计)	不超过 3mg/L
13	硒及其化合物 (按 Se 计)	不超过 0.01mg/L
14	氟化物 (按 F 计)	不超过 3mg/L
15	氰化物 (按游离氰根计)	不超过 0.5mg/L

### 2. 含泥沙量要求

含泥沙量大的水不宜作为喷灌水源，一则对喷灌设备不利，二则对作物生长不利。

喷灌对水中含沙量允许值的标准尚待进一步研究。陕西省人民引泾渠灌溉试验站的研究资料认为,用平均粒径为 0.028mm (其中粒径 0.025mm 以上的占 47%, 小于 0.01mm 的占 19%) 的含泥沙水喷灌,如含沙量超过 6% (重量比) 即对玉米和棉花产生不利影响。一般认为喷灌水源的含沙量不宜超过 5%。

## 第四节 设备及选型

喷灌设备又称喷灌机具,主要包括喷头、喷灌用泵、喷灌管材及附件、喷灌机等。

### 一、喷头的分类、性能及选型

喷头又称为喷洒器,是喷灌系统中的重要设备。它可以安装在固定的或移动的管路上、行喷机组桁架的输水管上、卷盘式喷灌机的牵引架上,并与配套的动力机、水泵、管道等组成一个完整的喷灌系统。

#### (一) 喷头类型

喷头的种类很多,通常按喷头工作压力或结构形式进行分类

##### 1. 按工作压力分类

按工作压力分类,可以把喷头分为低压喷头、中压喷头和高压喷头,如表 5-21 所示。目前国内用的最多是中压喷头,因为它的能耗较小且容易得到较好的喷灌质量。

表 5-21 喷头按工作压力分类表

类 型	工作压力 (kPa)	射程 (m)	流量 (m <sup>3</sup> /h)	特点及应用范围
低压喷头	< 200	< 15.5	< 2.5	射程近、水滴打击强度低,主要用于苗圃、菜地、温室、草坪园林、自压喷灌的低压或行喷式喷灌机
中压喷头	200 ~ 500	15.5 ~ 42	2.5 ~ 32	喷灌强度适中,适用范围广,果园、草地、菜地、大田及各类经济作物均可使用
高压喷头	> 500	> 42	> 32	喷洒范围广,但水滴打击强度也大。多用于对喷洒质量要求不高的大田作物和牧草等

##### 2. 按结构形式分类

按结构形式,可以把喷头分为旋转式喷头、固定式喷头和喷洒孔管三类。

###### (1) 旋转式喷头

旋转式喷头又称为射流式喷头,其特点是边喷洒边旋转,水从喷嘴喷出时呈集中射

流状，故射程较远，且流量范围大，喷灌强度较低，是目前我国农田灌溉中应用最普遍的一种喷头形式。

旋转式喷头的共同缺点是当竖管不垂直时，喷头转速不均匀，因而会影响喷灌的均匀性。

1) 摇臂式喷头。常用的摇臂式喷头如图 5-14 和图 5-15 所示。摇臂式喷头优点是结构简单，运转可靠，便于推广，转速稳定且易于调节，喷洒的水量分布可借助改变摇臂撞击频率调整，喷灌质量较高。主要缺点是在有风或回转身不水平（竖管倾斜）时旋转速度不均匀，喷管从斜面向下旋转或顺风时转得较快，而从斜面向上旋转或逆风时则转得比较慢，这样两侧的喷灌强度就不一样，影响喷洒均匀性。摇臂式喷头不能经受大的振动，所以应避免在手扶拖拉机，柴油机、水泵、喷头直联机组上应用。此外，由于它是撞击驱动，所以要求相应的零件耐冲击，目前对较大的喷头，在冲击部位都设置橡胶打击垫，以改善受力状况，而较小的喷头可以不加。一般在管道式喷灌系统上摇臂式喷头运转比较可靠，使用最普遍。

2) 垂直摇臂式喷头。这是一种反作用式喷头，其结构如图 5-16 所示。垂直摇臂式喷头是一种中、高压型的喷头，除幼嫩作物外，可适应于各种作物。特别是应用在行走喷洒的系统中稳定性好。另外，它还可以喷洒污水或粪液等混合液体。

需要说明的是，垂直摇臂式喷头和摇臂式喷头虽然都是靠摇臂来驱动喷头旋转的，但其作用原理是完全不同的。前者靠水流冲击直接驱动，后者靠摇臂回位撞击驱动。

3) 全射流喷头。是我国在 70 年代研制出的一种新型喷头。它的最大优点是无撞击部件，构造较简单，喷洒性能较好。但是，由于射流元件上的工作孔隙很小，因此对喷洒水质要求较高。

## 2) 固定式喷头

固定式喷头又称漫射式喷头或散水式喷头。此类喷头的特点是水流向全圆周或部分圆周（扇形）同时喷洒，射程短，湿润圆半径一般只有 3~9m，喷灌强度较高，一般为 15~20mm/h 以上，多数喷头的水量分布是近处喷灌强度比平均喷灌强度大得多，通常雾化程度较高。

固定式喷头的优点是结构简单，没有旋转部分，工作可靠，喷洒水滴对作物的打击强度小，要求的工作压力较低，常用在温室、菜地、草坪、苗圃、园林等处。缺点是喷孔易被堵塞。这种喷头还适用于悬臂式卷盘喷灌机、中心支轴式和平移式喷灌机等行喷机组式喷灌系统上，可节约能源。

按结构固定式喷头可分为折射式（图 5-13、图 5-14）、缝隙式（图 5-15）和离心式（图 5-16）三种。

喷射孔管的优点是结构简单，缺点是喷灌强度较高；由于喷射水流细小，受风影响大；孔口小，抗堵塞能力差，不仅污物杂草会堵塞孔口，就是颗粒较大的泥沙也会堵塞孔口；工作压力低，支管内实际压力受地形起伏的影响较大。一般用于蔬菜、花卉的喷灌。

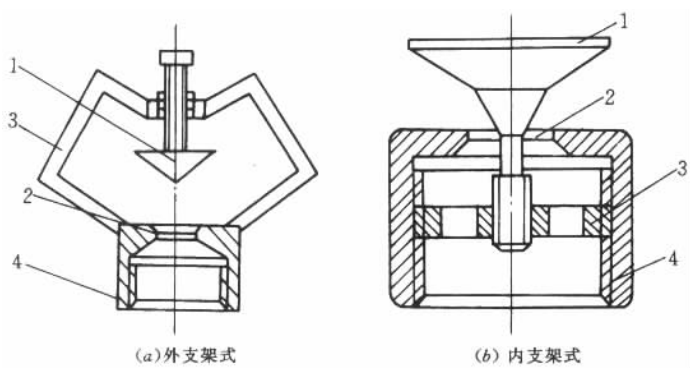


图 5-13 折射式喷头

1- 折射锥；2- 喷嘴；3- 支架；4- 管接头

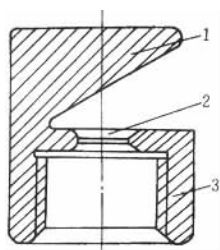


图 5-14 作扇形喷洒的折射式喷头

1- 折射锥；2- 喷嘴；3- 螺纹管接头

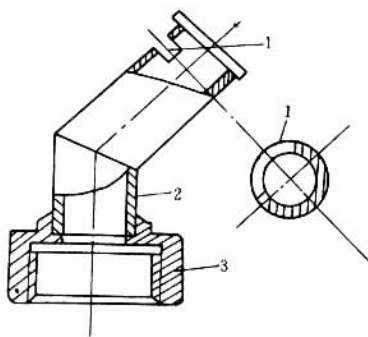


图 5-15 缝隙式喷头

1- 缝隙；2- 喷体；3- 管接头

## (二) 喷头的选型

喷头选择包括喷头型号、喷嘴直径和工作压力的选择。在选定喷头之后，喷头的流量、射程等性能参数也就确定了。



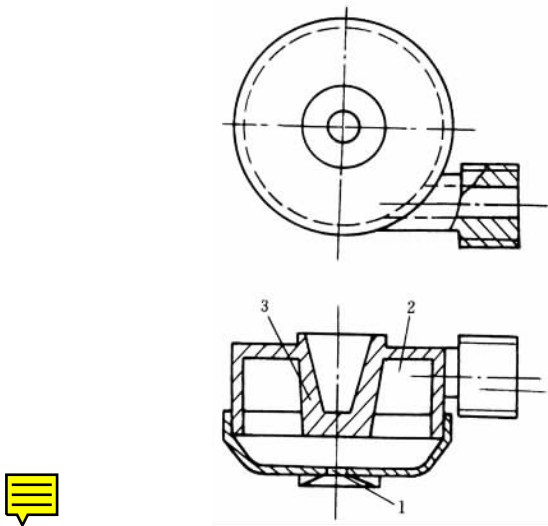


图 5-16 离心式喷头  
1—喷嘴；2—蜗壳；3—锥形轴

### 1. 喷头的选型原则

按照国家标准《喷灌工程技术规范》的规定，喷头选择原则如下：

- (1) 组合后的喷灌强度不超过土壤的允许喷灌强度值。
- (2) 组合后的喷灌均匀系数不低于规范规定的数值。
- (3) 雾化指标值应符合作物要求的数值。
- (4) 有利于减少喷灌工程的年费用。

### 2. 喷头选型分析

小喷头要求的工作压力较低，能量消耗少，意味着运行成本较低，但由于其射程小，要求管道布置得较密，管道用量增大。大喷头射程远，管道间距大，要求的工作压力大，能量消耗较大，运行成本较高。所以在初选喷头时应根据具体条件经过技术经济分析多方面加以考虑。

对于旋转式喷头，目前我国应用最多的是国产的 ZY 系列、PY 系列、PYS 系列摇臂式喷头，PYC 系列垂直摇臂式喷头，PSH 系列、PSZ 系列全射流喷头。同时美国的雨鸟喷头、以色列的雷欧喷头也有一定的市场。

对于固定式喷头，虽然目前我国使用的类型还不是很多，但生产厂家不少。美国、以色列生产的一些产品也进入了我国市场。

以上这些喷头的产品性能参数请参见节水灌溉技术培训教材的喷灌与微灌设备分册。

## 二、喷灌用水泵的性能及选型

水泵是喷灌工程中的重要设备。除自压喷灌工程灌溉水源的位置高程能满足喷灌工程所需压力水头外，大多数喷灌工程都需要配置水泵。其作用是给灌溉水加压，使喷头获得必要的工作压力。

### （一）喷灌用水泵的性能

水泵是通过叶轮等工作部件的运动，把外加的能量传递给被抽送的水体，达到提升或增加压力的目的。水泵的种类很多，用途广泛，常用于喷灌的水泵有离心泵、自吸离心泵及潜水电泵等。

喷灌用水泵的性能参数包括基本性能参数（转速、流量、扬程、功率、效率），气蚀性能参数（必需气蚀余量或允许吸上真空高度）和综合性能参数（比转数）。

#### 1. 流量

流量指一台水泵在单位时间内能输送水的体积或重量，又称输水量，一般用  $Q$  表示，单位是  $L/s$ 、 $m^3/s$  或  $m^3/h$  等。

#### 2. 扬程

扬程指单位重量的水通过水泵以后所净增的能量，通常以水头  $H$  表示，单位为  $m$ 。

喷灌用水泵的扬程主要不是用于提高水位，而是为了给喷灌系统加压，故除了流量应满足灌溉要求外，还必须提供喷头所需的工作压力。

一般喷头的工作压力都在  $250 \sim 300kPa$  以上，同时喷灌工程管网复杂，管路损失水头较大，因此，喷灌用水泵多采用高扬程离心泵。

#### 3. 功率

功率指水泵在单位时间内作功的大小，用  $p$  表示，单位是  $kW$ （千瓦）或马力（1 马力 =  $0.735kW$ ）。水泵功率分为有效功率、轴功率和配套功率三种。

（1）有效功率。是指水泵的输出功率，即水泵传递给水体的净功率，以  $P_e$  表示，按下式计算：

$$p_e = \gamma QH / 1000 \quad (5-11)$$

式中  $\gamma$  为水的容重，对于清水  $\gamma = 9810N/m^3$ ； $Q$  为水泵的流量， $m^3/s$ ； $H$  为水泵的扬程， $m$ 。

（2）轴功率。是泵的输入功率，也就是动力机传递给泵的功率，以  $P$  表示。水泵铭牌上标出的功率即指轴功率。

（3）配套功率。指与泵配套的动力机的额定功率，以  $p_{配}$  表示。为了保证机组运行安全可靠以及补偿传动中消耗的功率，配套功率要比轴功率大  $5\% \sim 20\%$ ，即取配套系数  $K = 1.05 \sim 1.2$ ，以免动力机过载。

#### 4. 效率

效率是指泵的有效功率与轴功率的比值，它标志着泵传递功率的有效程度，以符号

$\eta$  表示。

$$\eta = \frac{P_c}{P} \times 100\% \quad (5-12)$$

### 5. 转速

转速指泵轴或叶轮每分钟转动的次数，以  $n$  表示，单位是  $r/min$ 。泵转速发生变化，其他性能参数也相应发生变化。

对于同一台泵，若水泵转速由  $n$  变成  $n_1$ ，且转速变化在  $\pm 20\%$  以内时，相应各性能参数可按以下公式计算：

$$Q_1 = Q \frac{n_1}{n}$$

$$H_1 = H \left( \frac{n_1}{n} \right)^2$$

$$P_1 = P \left( \frac{n_1}{n} \right)^3$$

$$\eta_1 \approx \eta$$

$$[H_s]_1 = 10 - (10 - [H_s]) \left( \frac{n_1}{n} \right)^2$$

式中  $[H_s]$  为允许吸上真空高度， $m$ 。

改变转速可以扩大水泵的应用范围，但提高转速时要注意校核泵轴的强度，并适当降低水泵的安装高度。

### 6. 必需气蚀余量

(1) 气蚀余量。指泵进口处单位重量水所具有的超过当时温度下汽化压力的富裕能量，通常用水头  $\Delta h$  表示，单位为  $m$ ：

$$\Delta h = \frac{P_{\text{大气}}}{\gamma} - H_{\text{吸}} - h_{\text{吸}} - \frac{P_v}{\gamma} \quad (5-13)$$

式中  $\frac{P_{\text{大气}}}{\gamma}$  为安装水泵处的大气压力， $m$ ； $H_{\text{吸}}$  为水泵基准面至进水水面的高差， $m$ ；

$h_{\text{吸}}$  为吸水管路的水头损失， $m$ ； $\frac{P_v}{\gamma}$  为当时温度下水的汽化压力水头， $m$ 。

(2) 临界气蚀余量。指气蚀性能试验时，水泵开始发生气蚀时测得的泵进口处的气蚀余量，用  $\Delta h_c$  表示。

#### (3) 必需气蚀余量

为保证泵正常工作不产生气蚀，所规定的气蚀余量的必需值。用  $\Delta h_r$  表示。

$$\Delta h_r = \Delta h_c + 0.3$$

显然应满足

$$\Delta h \geq \Delta h_r$$

即

$$\frac{P_{\text{大气}}}{\gamma} - H_{\text{吸}} - h_{\text{吸}} - \frac{P_v}{\gamma} \geq \Delta h_r \quad (5-14)$$

### 7. 允许吸上真空高度

(1) 吸上真空高度。叶轮处于水面以上的离心泵，泵进口压力低于大气压力的数值，称为泵的吸上真空高度，用  $H_s$  表示，单位为 m，即

$$H_s = H_{\text{吸}} + \frac{v_1^2}{2g} + h_{\text{吸}} \quad (5-15)$$

式中  $\frac{v_1^2}{2g}$  为泵进口断面流速水头，m；其余符号意义同前。

(2) 临界吸上真空高度。泵内开始产生气蚀时测得的吸上真空高度值，称为临界吸上真空高度，用  $H_{sc}$  表示。

(3) 允许吸上真空高度。为防止泵发生气蚀，规定的吸上真空高度允许值，称为允许吸上真空高度，用  $[H_s]$  表示。允许吸上真空高度越高，说明泵的吸水性能越好，即抗气蚀性能越好。

$$[H_s] = H_{sc} - 0.3$$

显然应满足：

$$H_s \leq [H_s]$$

即：

$$H_{\text{吸}} + \frac{v_1^2}{2g} + h_{\text{吸}} \leq [H_s] \quad (5-16)$$

### 8. 比转数

比转数是综合反映泵性能的一个参数，也是一系列相似泵的特征数，判别数，用  $n_s$  表示。在相似工况下，相似泵的比转数相等。任何一台水泵，都可以用设计工况（即最高效率点）下的流量、扬程及额定转数，计算出比转数来进行比较。

对于一台单级单吸式水泵，比转数按下式确定：

$$n_s = 3.65 n Q^{1/2} / H^{3/4} \quad (5-17)$$

式中  $n$  为泵的额定转速，r/min； $Q$  为泵的额定流量， $m^3/s$ ； $H$  为泵的额定扬程，m。

计算比转数时，对于双吸泵，上式中的  $Q$  换成  $Q/2$ ；对于多级泵，上式中的  $H$  换成  $H/i$ ， $i$  为级数。

比转数  $n_s$  是一个重要的参数，相似泵的比转数  $n_s$  值相等。中、低比转速离心泵，扬程较高、流量较小，适于作喷灌工程的加压泵。比转数大的混流泵和轴流泵，流量大、扬程小，有时用于喷灌工程的供水泵。一般，比转数  $n_s$  低的泵效率也偏低。

### 9. 水泵的性能曲线

水泵的性能曲线是用来表示水泵的各种性能参数之间关系的一组曲线。通常规定，当泵的转速  $n$  为额定值时，扬程  $H$ 、轴功率  $P$ 、效率  $\eta$  和必需气蚀余量  $\Delta h_r$  或允许吸上真空高度  $[H_s]$  随流量  $Q$  而变化的关系曲线，称为泵的性能曲线，分别表示为  $H \sim Q$ 、 $P \sim Q$ 、 $\eta \sim Q$ 、 $\Delta h_r \sim Q$  或  $[H_s] \sim Q$ 。

对每台泵来说，水泵各性能参数相互联系，其变化具有一定的规律性，通过试验可测得各参数间的相互关系，给出水泵的性能曲线。根据性能曲线上水泵工作范围的性能数据列成表格即水泵性能表。水泵性能曲线图和性能表在泵类产品样本或水泵使用说明

书中可以查到。

图 5-17 所示性能曲线图有时用 3 种不同线型表示同一泵体、不同直径叶轮的  $H \sim Q$  曲线。实线“—”表示原形叶轮的性能，虚线“- - - -”表示经过第一次车削叶轮后的性能，点划线“- · - · - ·”表示第二次车削叶轮后的性能。这就是说，叶轮经过车削，可以达到改变水泵性能和扩大使用范围的目的。

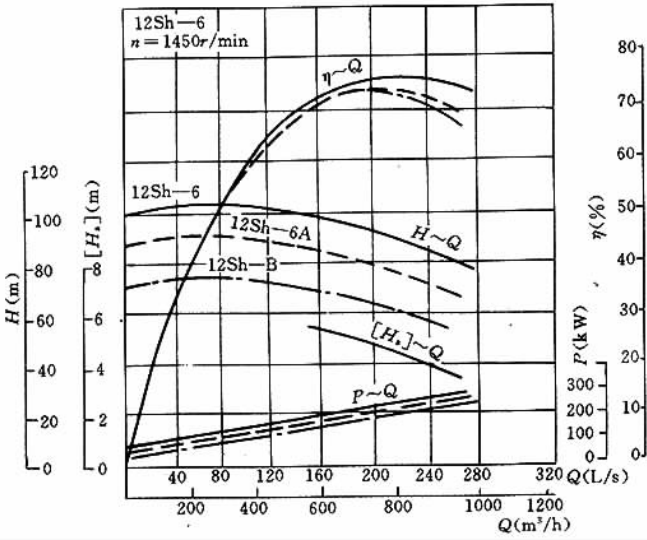


图 5-17 泵的性能曲线图

从性能曲线图还可以看出离心泵的流量改变时，其他性能参数的变化规律如下。

(1) 水泵轴功率随流量增加而增加（见图 5-17  $P \sim Q$  曲线），当流量为零时，轴功率为最低值。因此，为防止动力机超载，离心泵启动时要关闭出水管路上的闸阀。这一点在运行操作上要特别注意。

(2) 离心泵的扬程随流量增加而减小（见图 5-17  $H \sim Q$  曲线），因此，通过调整喷头开启数目或喷嘴直径，改变喷灌系统流量，就可以改变水泵工作点扬程。如当喷头压力过高时，可以增加喷头开启数目或加大喷嘴直径，增大流量，使水泵扬程下降。

小流量区  $H \sim Q$  曲线出现驼峰，运行不稳定且效率又低，应避免离心泵在此范围内使用。

(3) 离心泵效率曲线上的高效区范围较广，泵在高效区运行，可获得较高的经济效益。

水泵效率曲线有最高拐点，（见图 5-17  $\eta \sim Q$  曲线），称为最高效率点，水泵性能表所列数据即为高效区两端及最高效率点所对应的各项性能。水泵应在高效区范围内运行，以达到经济和安全运行的目的。

## （二）喷灌用水泵的选型

### 1. 泵的选型原则

(1) 喷灌工程所选定的泵, 其流量和扬程应与喷灌系统设计流量和设计扬程基本一致, 且当工作点变动时, 泵始终在高效区范围内工作, 既不能产生气蚀, 也不能使动力机过载。

(2) 泵数量和泵大小相互制约, 在相同流量和扬程的条件下, 一台大泵比若干小泵运行的效率高, 泵选得大, 安装台数少, 设备、土建和管理费用均可相应减少。但是, 泵的台数又不能太少, 否则难以进行流量调节, 且水泵发生故障时, 对全系统影响很大。一般以安装 2~4 台水泵为宜, 当系统设计流量较小时, 可只设置 1 台泵, 但应配备足够数量的易损零件。

(3) 如果有几种泵型都满足喷灌系统设计流量和设计扬程的要求时, 应选择其中效率高, 配套功率小, 便于操作、维修, 并使喷灌系统总投资较小的泵型。

(4) 同一喷灌系统安装的泵, 尽可能型号一致, 以方便管理和维修。

(5) 推荐采用国优与部优产品以及获国家生产许可证的产品和节能产品, 避免采用淘汰产品。

(6) 尽可能选择气蚀性能好的泵, 即允许吸上真空高度值较大的水泵。这对简化泵房结构、减少泵站投资、保证机组安全运行有很大好处。以选择离心泵为例, 如果所选泵的允许吸上真空高度值大, 而水源水位变化又不大时, 可采用简易的、由砖木结构组成的分基型泵房; 反之, 就必须改用较为复杂的、由钢筋混凝土与砖石混合结构组成的干室型泵房。

## 2. 泵的选择

设计喷灌用水泵, 应当从确保喷灌质量、节能、安全、经济等方面, 统筹考虑, 选取经常出现且有代表性的工况(即常现工况)为设计工况, 以最不利的工况为校核工况。

喷灌用水泵需校核如下两个工况。

(1) 对灌区位置最高、距离最远的喷点, 校核可能出现的最低喷头工作压力, 看它是否达到喷头设计工作压力范围的下限值。

(2) 对位置最低、距离最近的喷点, 校核可能出现的最高喷头工作压力, 看它是否超出喷头设计允许工作压力范围的上限。

## 3. 泵的型号说明

泵的型号及其意义见表 5-22。

表 5-22 各种泵型代表符号的意义

水泵种类			型号举例	型号中字母的意义	型号中数字的意义
离心泵	单级单吸	改进型号	BP 型 65BP—55	BP: 喷灌用离心泵	65——泵吸入口径为 65mm 55——扬程为 55m
			BPZ 型 50BPZ <sub>cz</sub> - 45	BPZ: 喷灌用自吸式离心泵 CZ: 与柴油机直联	50——泵吸入口径为 50mm 45——扬程为 45m

续表

水泵种类			型号举例	型号中字母的意义	型号中数字的意义	
离心泵	单级单吸	原型号	BP 型	2.5BP—55	BP: 喷灌用离心泵	2.5——泵吸入口径为 2.5m 55——扬程为 55m
			BPZ 型	2BPZ <sub>zz</sub> ——45	BPZ: 喷灌用自吸式离心泵 Z: 直联	2——泵吸入口径为 2in 5——功率为 5 马力 45——扬程为 45m
		改进型号	IB 型 IS 型	IB IS <sup>80</sup> —50—250	I: 国际标准第一代号 B: “泵”汉语拼音第一字母 IS: 国标标准	80——泵吸入口径为 80mm 50——泵排出口径为 50mm 250——叶轮名义直径为 250mm
	单级双吸	改进型号	S 型	150S—50	S: 单级双吸卧式离心泵	150——泵吸入口径为 150mm 50——扬程为 50m
		原型号	Sh 型	10Sh—19	Sh: 单级双吸卧式离心泵	10——泵吸入口径为 10in 19——比转数为 190
	多段分段	改进型号	D 型 DA <sub>1</sub> 型	D25——50×12 DA <sub>1</sub> ——80×2	D: 分段式多级离心泵	1——第一次改进设计 25——流量为 25m <sup>3</sup> /h 50、80——单级扬程为 50m、80m 2、12——泵的级数为 2 级、12 级
		原型号	DA 型	4DA——8×5	DA: 分段式多级离心泵	4——泵吸入口径为 4in 8——比转数为 80 5——泵的级数为 5 级

续表

水泵种类				型号举例	型号中字母的意义	型号中数字的意义
井 泵	长轴 井泵	改进 型号	JC 型	100JC10×23	JC: 长轴离心深井 条	100——适用最小井 径 100mm 10——流量 10m <sup>3</sup> /h 23——泵的级数为 23 级
		原型 号	JD 型	6JD36×8	JD: 深井多级泵	6——适用最小井径 为 6in 36——流量 36m <sup>3</sup> /h 8——泵的级数为 8 级
			J 型	10J80×10	J: 机井用泵	10——适用最小井 径为 10in 80——流量 80m <sup>3</sup> /h 10——泵的级数为 10 级
	深井 潜水电 泵	改进 型号	QJ 型	200QJ80—55/5	QJ: 井用潜水泵	200——适用最小井 径为 200mm 80——流量 80m <sup>3</sup> /h 55——扬程为 55m 5——泵的级数为 5 级
		原型号	NQ 型	8NQ20—125  250NQ50—160/8	NQ: 农用潜水电泵	8——适用最小井径 为 8in 20——流量 20m <sup>3</sup> /h 125——扬程 125m  250——适用最小井 径为 250mm 50——流量 50m <sup>3</sup> /h 160——扬程 160m 8——泵的级数为 8 级



表 5-23 热轧无缝钢管的规格和重量

外径 (mm)	壁 厚 (mm)											
	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0
	理 论 重 量 (kg/m)											
32	1.82	2.15	2.46	2.76	3.05	3.33	3.59	3.85	4.09	4.32	4.53	4.74
38	2.19	2.59	2.98	3.35	3.72	4.07	4.41	4.74	5.05	5.35	5.64	5.92
42	2.44	2.89	3.35	3.75	4.16	4.56	4.59	5.33	5.69	6.04	6.38	6.71
45	2.62	3.11	3.58	4.04	4.49	4.93	5.36	5.77	6.17	6.56	6.94	7.30
50	2.93	3.48	4.01	4.54	5.05	5.55	6.04	6.51	6.97	7.42	7.86	8.29
54		3.77	4.36	4.93	5.49	6.04	6.58	7.10	7.61	8.11	8.60	9.08
60		4.22	4.88	5.52	6.16	6.78	7.39	7.99	8.58	9.15	9.71	10.26
63.5		4.48	5.18	5.87	6.55	7.21	7.87	8.51	9.14	9.75	10.36	10.95
70		4.96	5.74	6.51	7.27	8.01	8.75	9.47	10.18	10.88	11.56	12.23
76		5.40	6.26	7.10	7.93	8.75	9.56	10.36	11.14	11.91	12.67	13.42
83			6.86	7.79	8.71	9.62	10.51	11.39	12.26	13.12	13.96	14.80
89			7.38	8.38	9.38	10.36	11.33	12.23	13.22	14.16	15.07	15.98
95			7.90	8.98	10.04	11.10	12.14	13.17	14.19	15.19	16.18	17.16
102			8.50	9.67	10.82	11.96	13.09	14.21	15.31	16.40	17.48	18.55
108				10.26	11.49	12.70	13.90	15.09	16.27	17.44	18.59	19.73
114				10.85	12.15	13.44	14.72	15.98	17.23	18.47	19.70	20.91
127				12.13	13.59	15.04	16.48	17.90	19.32	20.72	22.10	23.48
133				12.73	14.26	15.78	17.29	18.79	20.28	21.75	23.21	24.66
146					15.70	17.39	19.06	20.72	22.36	24.00	25.62	27.23
159					17.15	18.99	20.82	22.64	24.45	26.24	28.02	29.79
180						21.59	23.70	25.75	27.70	29.87	31.91	33.93
194						23.31	25.60	27.82	30.00	32.28	34.50	36.70
219								31.52	34.06	36.60	39.12	41.63
245									38.23	41.09	43.85	46.76
273									42.64	45.92	49.10	52.28
325											58.74	62.54

注 1. 本表摘自 YB231—70。  
2. 钢管相对密度为 7.85。

### 三、喷灌管材及附件的选择

喷灌管道是喷灌工程的主要组成部分，管材必须保证在规定工作压力下不发生开裂、爆管现象，工作安全可靠。此外，还要求管材及附件价格低廉，使用年限长，内壁光滑，安装施工容易。由于管道在喷灌工程中需用的数量多，占投资比重大，因此，必须因地制宜、经济合理地选用管材及附件。

#### （一）喷灌管材的选择

喷灌管道按使用方式可分为固定管道和移动管道；按材质可分为金属管和非金属管两大类，非金属管又分为脆硬性管和塑料管。

目前可供喷灌选择的管材主要有钢管、铸铁管、钢筋混凝土管、石棉水泥管、塑料管、薄壁铝合金管、薄壁镀锌钢管及涂塑软管等。

##### 1. 钢管

钢管的优点是能承受动荷载和较高的工作压力，一般耐压都大于 1.0MPa，与铸铁管相比，管壁较薄，韧性强，不易断裂，节省材料，连接简单，铺设简便；缺点是价格高，使用寿命短，约为铸铁管的一半，常年输水的钢管使用年限一般不超过 20 年。由于易腐蚀，埋设在地下时，钢管表面应涂有良好的防腐层。钢管一般用于裸露的管道或穿越公路的管道。

常用的钢管有无缝钢管（热轧和冷拔）、焊接钢管和水煤气管等。水煤气管分不镀锌管（黑管）和镀锌管，带螺纹管和不带螺纹管，钢管一般用焊接、法兰连接或螺纹连接。热轧无缝钢管的规格见表 5-23，水煤气管的规格如表 5-24 所示。

表 5-24 水煤气管（不镀锌普通管）（YB234—63）

公 称 直 径		实外径 (mm)	壁厚 (mm)	理论重量 (kg/m)	平均重量 (kg/m)
(mm)	(in)				
6	1/8	10.00	2.00	0.39	—
8	1/4	13.50	2.25	0.62	
10	3/8	17.00	2.25	0.82	
15	1/2	21.25	2.75	1.25	1.26
20	3/4	26.75	3.75	1.63	1.65
25	1	33.50	3.25	2.42	2.45
32	1 (1/4)	42.55	3.25	3.13	3.17
40	1 (1/2)	48.00	3.50	3.84	3.90
50	2	60.00	3.50	4.88	4.96

续表

公称直径		实外径 (mm)	壁厚 (mm)	理论重量 (kg/m)	平均重量 (kg/m)
(mm)	(in)				
70	2 (1/2)	75.50	4.75	6.64	6.77
80	3	88.50	4.00	8.34	8.54
100	4	114.00	4.00	10.85	11.25
125	5	140.00	4.50	15.04	15.64
150	6	165.00	4.50	17.81	18.61

注 1、平均重量为每 6 米一个接头的重量计算在内的单位长度重量。

2. 1in = 0.0254m。

## 2. 铸铁管

铸铁管的优点是工作可靠使用寿命长，安装施工容易，一般耐压可达 1MPa。缺点是性脆，管壁厚，重量大，消耗材料多（比钢管多用 1.5~2.5 倍的材料）。每根管子长度仅为钢管的 1/3~1/4，故接头多，增加施工工作量。长期输水后，由于内壁锈蚀，产生锈瘤，内径变小，阻力加大，过水能力降低，一般使用 30 年后就要陆续更换。

铸铁管按照加工方法和接头形式不同，分为铸铁承插直管、砂型离心铸铁管和铸铁法兰直管。按照承受压力大小，又分为高压管（工作压力 750~1000kPa）、普压管（工作压力 450~750kPa）、低压管（工作压力 ≤450kPa），普压管的主要规格分别见表 5-25、表 5-26、表 5-27。

铸铁管的接口有法兰接口和承插接口两种，一般明设管道采用法兰接口，埋设地下时用承插接口。

表 5-25 铸铁承插直管规格（普压管）

公称内径 (mm)	实外径 (mm)	实内径 (mm)	壁厚 (mm)	每节有 效长 (m)	每节重量 (kg)	平均海米重量 (kg/m)
75	93.0	75	9	3	58.5	19.5
100	118.0	100	9	3	75.5	25.2
125	143.0	125	9	4	119.0	29.8
150	169.0	150	9	4	149.0	37.3
200	220.0	200	10	4	207.0	51.7
250	271.6	250	10.8	4	277.0	69.3
300	322.8	300	11.4	4	348.0	87.0
350	374.0	350	12.0	4	426.0	107.5
400	425.6	400	12.8	4	519.0	129.5

表 5-26 砂型离心铸铁管规格 (普压管)

公称内径 (mm)	实外径 (mm)	实内径 (mm)	壁 厚 (mm)	每节有 效长 (m)	每节重量 (kg)	平均海米重量 (kg/m)
75	93.0	78.0	7.5	4	65.2	16.3
100	118.0	103.0	7.5	4	83.7	20.9
125	143.0	127.4	7.8	4	106.0	26.5
150	169.0	153.0	8.0	4/5	129.0/158.0	32.2/31.6
200	220.0	202.4	8.8	5	227.0	45.4
250	271.6	252.6	9.5	5	304.0	60.8
300	322.8	302.8	10.0	6	451.0	75.2
350	374.0	352.4	10.8	6	565.0	94.1
400	425.6	402.8	11.5	6	688.0	114.5

表 5-27 铸铁法兰直管规格 (普压管)

公称内径 (mm)	实外径 (mm)	实内径 (mm)	壁 厚 (mm)	每节有 效长 (m)	每节重量 (kg)	平均每米重量 (kg/m)
75	93.0	75	9.0	3	59.5	19.8
100	118.0	100	9.0	3	76.4	25.5
150	169.0	150	9.5	4	116.0	38.7
200	220.0	200	10.0	4	207.0	51.7
250	271.6	250	10.8	4	280.0	70.0
300	322.8	300	11.4	4	353.0	88.2
350	374.0	350	12.0	4	434.0	108.5
400	425.6	400	12.8	4	525.0	131.3

### 3. 塑料管

塑料管是由不同种类的树脂掺入稳定剂、添加剂和润滑剂等挤出成型的。常用的有聚氯乙烯管 (PVC)、聚乙烯管 (PE) 和改性聚丙烯管 (PP) 等, 承受内压力为 400 ~ 1000kPa。

塑料管的优点是重量轻, 便于搬运, 施工容易, 能适应一定的不均匀沉陷, 内壁光滑, 不生锈, 耐腐蚀, 水头损失小。缺点是存在老化脆裂问题, 随温度升降变形大, 但埋在地下可减缓老化。硬聚氯乙烯 (UPVC) 承插管的使用最为普遍, 管材的规格见表 5-28。

塑料管的连接形式分为刚性接头和柔性接头, 刚性接头有法兰连接、承插连接、粘

接和焊接等；柔性接头多为铸铁管套橡胶圈止水的承插式接头。

表 5-28 硬聚氯乙烯管材规格及尺寸公差

外径 (mm)	外径公差 (mm)	轻 型		重 型	
		壁厚及公差 (mm)	近似重量 (kg/m)	壁厚及公差 (mm)	近似重量 (kg/m)
50	±0.4	2.0 <sup>+0.4</sup> <sub>-0.0</sub>	0.45	3.5 <sup>+0.6</sup> <sub>-0.0</sub>	0.77
63	±0.5	2.5 <sup>+0.5</sup> <sub>-0.0</sub>	0.71	4.0 <sup>+0.8</sup> <sub>-0.0</sub>	1.11
75	±0.5	2.5 <sup>+0.5</sup> <sub>-0.0</sub>	0.85	4.0 <sup>+0.8</sup> <sub>-0.0</sub>	1.34
90	±0.7	3.0 <sup>+0.6</sup> <sub>-0.0</sub>	1.23	4.5 <sup>+0.9</sup> <sub>-0.0</sub>	1.81
110	±0.8	3.5 <sup>+0.7</sup> <sub>-0.0</sub>	1.75	5.5 <sup>+1.1</sup> <sub>-0.0</sub>	2.71
125	±1.0	4.0 <sup>+0.8</sup> <sub>-0.0</sub>	2.29	6.0 <sup>+1.1</sup> <sub>-0.0</sub>	3.35
140	±1.0	4.5 <sup>+0.9</sup> <sub>-0.0</sub>	2.88	7.0 <sup>+1.2</sup> <sub>-0.0</sub>	4.38
160	±1.2	5.0 <sup>+1.0</sup> <sub>-0.0</sub>	3.65	8.0 <sup>+1.4</sup> <sub>-0.0</sub>	5.72
180	±1.4	5.5 <sup>+1.1</sup> <sub>-0.0</sub>	4.52	9.0 <sup>+1.6</sup> <sub>-0.0</sub>	7.26
200	±1.5	6.0 <sup>+1.1</sup> <sub>-0.0</sub>	5.48	10.0 <sup>+1.7</sup> <sub>-0.0</sub>	8.95

注 摘自 SG78—75。

#### 4. 钢筋混凝土管

钢筋混凝土管分为自应力钢筋混凝土管和预应力钢筋混凝土管，都是在混凝土浇制过程中，使钢筋受到一定拉力，从而使其在工作压力范围内不会产生裂缝。自应力钢筋混凝土管是用自应力水泥和砂、石、钢筋等材料制成，可承受较大的内压力和外压，工作压力约为 0.6~1.2MPa。预应力钢筋混凝土管是用机械的方法对纵向和环向钢筋施加预应力，其工作压力一般在 1.0MPa 以下。

钢筋混凝土管的优点，比铸铁管节省钢材约 85%~90%；不易腐蚀，经久耐用，其使用寿命比铸铁管长，一般可使用 70 年以上；长时间输水，内壁不结污垢，管道输水能力不变；采用承插式柔性接头安装简便，性能良好。缺点：质脆，较重，给搬运带来一定困难，运输时需包扎、垫地、轻装，以免受损伤，目前制造工艺比较复杂。

钢筋混凝土管的连接，一般采用承插式接口，分为刚性、柔性两种。自应力钢筋混凝土管的规格、尺寸如表 5-29 所示。

表 5-29 自应力钢筋混凝土管规格、尺寸

公称内径 (mm)	外 径 (mm)	壁 厚 (mm)	净保护层 (mm)	管 长 (mm)	
				$L_0$	$L$
100	150	25	7	3000	3080
150	200	25	7	3000	3080

续表

公称内径 (mm)	外径 (mm)	壁厚 (mm)	净保护层 (mm)	管长 (mm)	
				$L_0$	$L$
150	200	25	7	3000	3080
200	260	30	7	3000	3080
250	320	35	7	3000	3080
300	380	40	7	4000	4088
350	440	45	7	4000	4088
400	490	45	7	4000	4107
500	610	55	7	4000	4107
600	720	60	7	4000	4107
800	960	80	7	4000	4107

### 5. 石棉水泥管

石棉水泥管是用 75% ~ 85% 的水泥和 15% ~ 25% 的石棉纤维（以重量计）混合后经机械加工制成。一般管径为 75 ~ 500mm，管长为 3 ~ 5m，承受压力在 600kPa 以上。

石棉水泥管的优点是耐腐蚀，重量小，内壁光滑不结污垢，切削钻孔加工方便，完全不用钢铁，易于施工，适用于固定管道。缺点是性脆，受撞击振动易损坏，运输不便，轴向抗拉应力低，受温度及干湿变化影响较大，施工铺设要求较高，运输易受到损坏，目前还存在产品种类不全，标准不一致，管件缺少等问题，常用的石棉水泥管规格见表 5-30 和表 5-31。

石棉水泥管的接口分刚性和柔性两种，有树脂粘接结构的刚性接头、套管刚性接头以及橡胶密封柔性接头等。最常用的柔性接头是由铸铁或石棉水泥做成的套管，套管与管道之间用橡胶密封圈止水。

表 5-30 石棉水泥管技术数据 (JG22—64)

管于标号	工作压力 (kPa)	试验压力 (kPa)
水 4.5	450	900
水 7.5	750	1500
水 10	1000	2000

表 5-31 石棉水泥管规格 (JG22-64)

公称直径 (mm)	水 4.5 (mm)			水 7.5 10 (mm)			标准长度 $L$ (m)
	内径	外径	壁厚	内径	外径	壁厚	
75	75	93	9	75	95	10	3
100	100	120	10	100	122	11	3, 4

续表

公称直径 (mm)	水 4.5 (mm)			水 7.5 10 (mm)			标准长度 L (m)
	内径	外径	壁厚	内径	外径	壁厚	
125	123	143	10	119	143	12	3, 4, 5
150	147	169	11	141	169	14	3, 4, 5
200	195	219	12	189	221	16	3, 4, 5
250	243	273	15	236	274	19	4, 5
300	291	325	17	279	325	23	4, 5
350	338	376	19	322	376	27	4, 5
400	386	428	21	368	428	30	4, 5
500	482	532	25	456	532	38	4, 5

## 6. 薄壁铝合金管

薄壁铝合金管具有强度高、重量轻、耐腐蚀、搬运方便等优点，广泛用作喷灌系统的地面移动管道。铝合金的比重约为钢的 1/3，单位长度管材的重量仅为同直径水煤气管的 1/7，比镀锌薄壁钢管还轻，其缺点是硬度差，容易因碰撞变形，价格较贵。正常情况下使用寿命可达 15~20 年左右，寿命价格比略低于塑料管，但废铝管可以回收。

## 7. 薄壁镀锌钢管

薄壁镀锌钢管是用厚度为 0.8~1.5mm 的带钢，辊压成形，高频感应对焊成管，并切割成所需要的长度，在管端配上快速接头，然后经镀锌而成。重量仅为同样直径水煤气管的 1/5 左右。一根 6m 长，直径 108mm 的管道约重 20kg，工作压力 1.0MPa。经镀锌处理后能防止生锈，可以经受野外恶劣条件下由水和空气引起的腐蚀，使用寿命长，用作喷灌的地面移动管道。

## (二) 喷灌管道附件的选择

管材附件是指管道系统中的控制件和连接件，它们是管道系统不可缺少的配件。

控制件的作用是根据喷灌系统的要求来控制管道系统中水流的流量和压力，如阀门、压力调节器、安全阀、空气阀等。

连接件的作用是根据需要将管道连接成一定形状的管网，也称为管件，如弯头、三通、四通、异径管、堵头等。

### 1. 阀门

阀门是用以控制管道的启闭与调节流量的附件，按工作压力大小可以分为低压阀门、中压阀门、高压阀门等，喷灌一般都使用低压阀门。按结构分类，喷灌管道中常用的通用阀门有闸阀、蝶阀、截止阀等，其结构见图 5-18。驱动方式一般为手动，连接形式为螺纹或法兰。

给水栓是喷灌系统的专用阀门，常用于连接固定管道和移动管道，控制水流的通

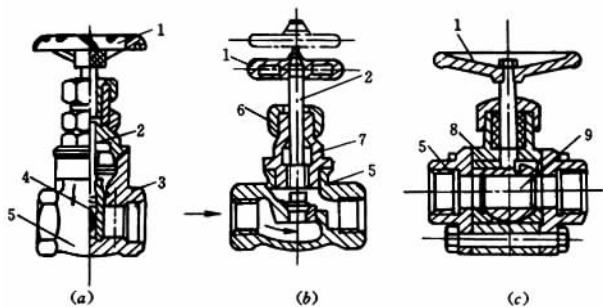


图 5-18 几种常用的阀门

(a) 闸阀, (b) 截止阀, (c) 球阀

1—手轮; 2—阀杆; 3—阀座; 4—闸板; 5—阀体;

6—压盖螺帽; 7—阀盖; 8—转芯; 9—开孔

断。给水栓的结构如图 5-19 所示, 分为上下两部分, 下阀体连接在固定管道上, 上阀体通过快速接头与移动管道连接。

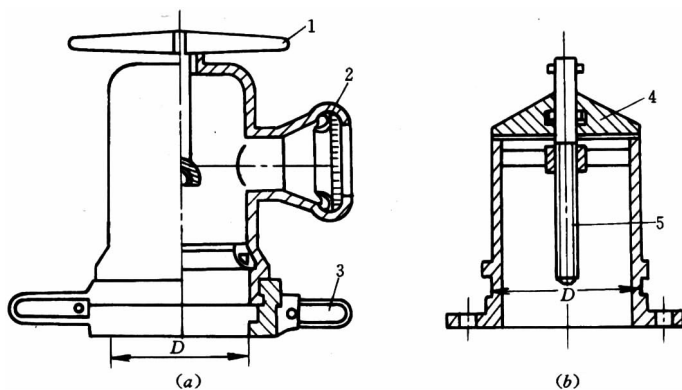


图 5-19 给水栓

(a) 上部阀开关; (b) 下部阀体

1—上把手; 2—支管接头; 3—下把手; 4—盖板; 5—螺杆

## 2. 安全阀

用于减少管道内超过规定的压力值。在喷灌系统中如阀门关闭太快会造成阀门前管段压力突然上升, 安装安全阀即可消除水锤, 防止事故的发生。喷灌系统中常的安全阀是 A49X-10 型开放式安全阀, 该阀具有快启缓闭、工作灵敏可靠、不存在二次水锤危害等特点, 主要用于防护关阀水锤和充水水锤。

## 3. 逆止阀

逆止阀又叫止回阀, 是一种根据阀前后, 压力差而自动启闭的阀门。它使水流只能沿一个方向流动, 当水流要反方向流动时则自动关闭。在管道式喷灌系统中常在水泵出口处安装逆止阀, 以避免突然停机时水倒流。



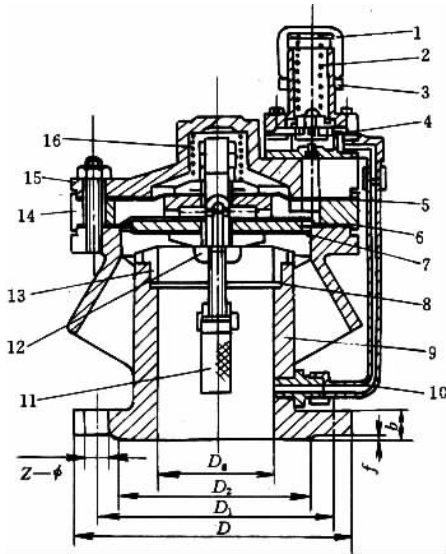


图 5-20 A49X-10 型开放式安全阀

- 1—调整螺母；2—副弹簧；3—锁紧螺母；4—副阀瓣；5—上隔膜；6—下隔膜；
- 7—密封圈；8—O形密封圈；9—阀体；10—控制阀；11—过滤器；12—阀瓣螺栓；
- 13—主阀座；14—隔环；15—阀盖；16—主阀弹簧

根据结构的不同，逆止阀可以分为升降式、摆板式和立式升降式三种，结构见图 5-21 所示。

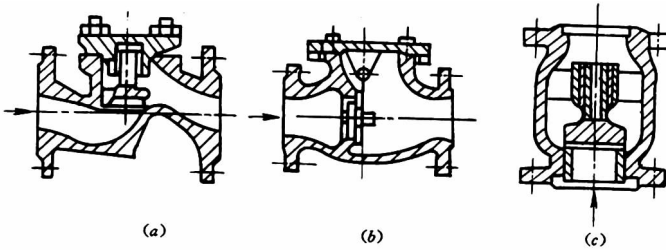


图 5-21 逆止阀

- (a) 升降式；(b) 摆板式；(c) 立式升降式

#### 4. 空气阀

管道系统开始工作时，在系统的最高位置和管道隆起的顶部常会积累一部分空气，即使开始时没有空气，水在流动过程中也会分离出空气。这些空气在高处无法排出，一方面影响了过水面积，另一方面，当水流流速变大时，又会带动一部分空气在管内移动而发生水力冲击。为消除这种现象，这些部位应安装空气阀，在系统充水时将空气排出，并在管内充满水后自动关闭。水中分离出的空气，积累到一定程度后空气阀将再次自动打开，将气排出。我国根据喷灌系统压力管道的特点研制的 KQ42X-10 型快速空

气阀（图 5-22），使用效果良好。

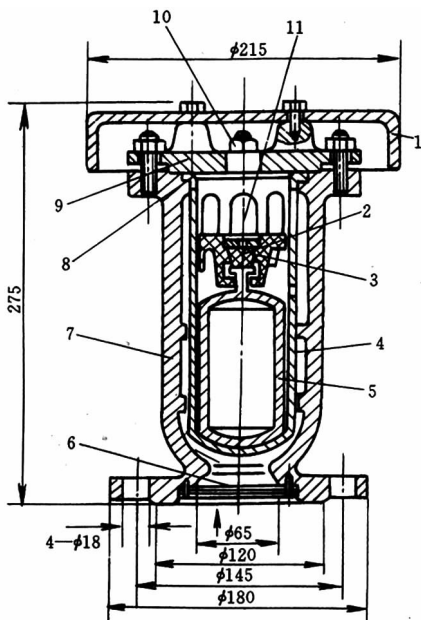


图 5-22 KQ42X-10 型快速空气阀

1—阀罩；2—锥形橡胶块；3—阀瓣；4—导向套；5—浮子；6—滤网；7—阀体；8—密封圈；  
9—阀盖；10—主进排气孔；11—副排气孔

### 5. 流量调节器

流量调节器是用于自动调节流量的设备。图 5-23 即为一种最简单的流量调节器，当管道上流速增大时有弹性的橡皮环过水孔缩小，当流速减小时橡皮孔扩大，以使管道上的流量保持稳定。它经常安装在喷灌支管的进口处，以保证进入支管的流量较为均匀。

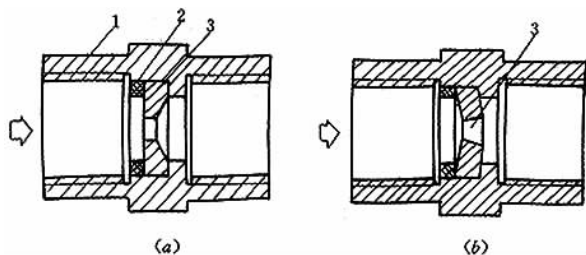


图 5-23 流量调节器结构示意图

(a) 正常流速状态；(b) 流速过高时状态

1—橡胶环；2—压环；3—过流孔口

### 6. 减压阀

减压阀的作用是在设备或管道内的水压力超过工作压力时自动减低到所需压力。如

在地势很陡，管轴线急剧下降，使管内水压力上升超过了喷头的工作压力或管道的允许压力时，就要用减压阀适当降低压力。在选择减压阀时，一定要确定进口和出口压力的具体数值，因不同的进口压力和出口压力所配敏感元件不同。适用于喷灌系统的减压阀有薄膜式图（5-24）弹簧薄膜式和波纹管式等。

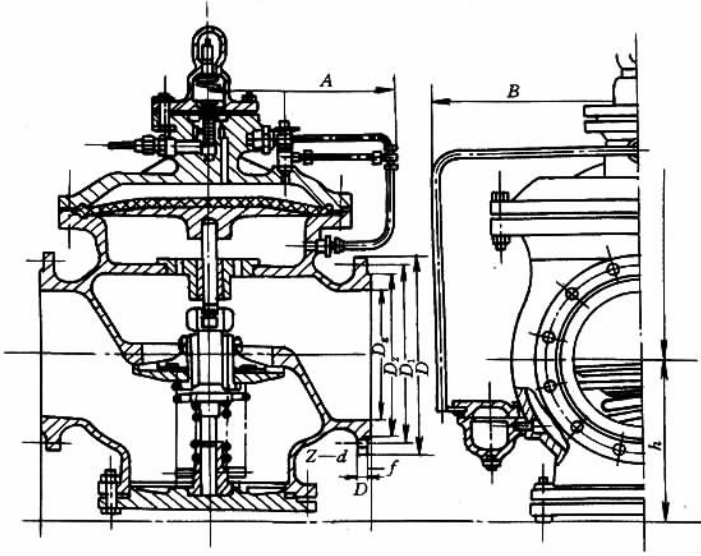


图 5-24 Y42X-16C 薄膜式减压阀

### 7. 竖管和支架

竖管是连接喷头的短管，其长度应根据作物茎高选择。为便于拆装，竖管前常安装可快速拆装的自闭阀。支架是为承受喷头工作的产生的作用力而设置的。

### 8. 管件

不同的管材使用不同的管件，如铸铁管有承插和法兰两种连接方式，所用管件各不相同。塑料管的管件通常由生产研制配套供应，水煤气管的管件一般在水暖商店可以买到，钢管管件通常都是自己根据需要焊接制造。

(1) 三通和四通。主要用于上一级管道与下一级管道的连接，对于单向分支的用三通（又称丁字管），对于双向分支的用四通（又称十字管），其结构见图 5-25 所示。

(2) 弯头。又称弯管，是转弯或改变坡度时用的。一般按转弯中心角的大小分类，常用的有 90°、45°、22.5°、11.5°等，其结构见图 5-26 所示

(3) 异径管。又称渐缩管（或渐扩管）或大小头，用于连接不同管径的直管段，一般是以其前后管径数值来命名的。其结构见图 5-27。

(4) 堵头。用于封闭管道的末端，对于小口径管子可用丝堵封闭，大口径管可用盖板式堵头，移动管道的堵头用快速接头联接。

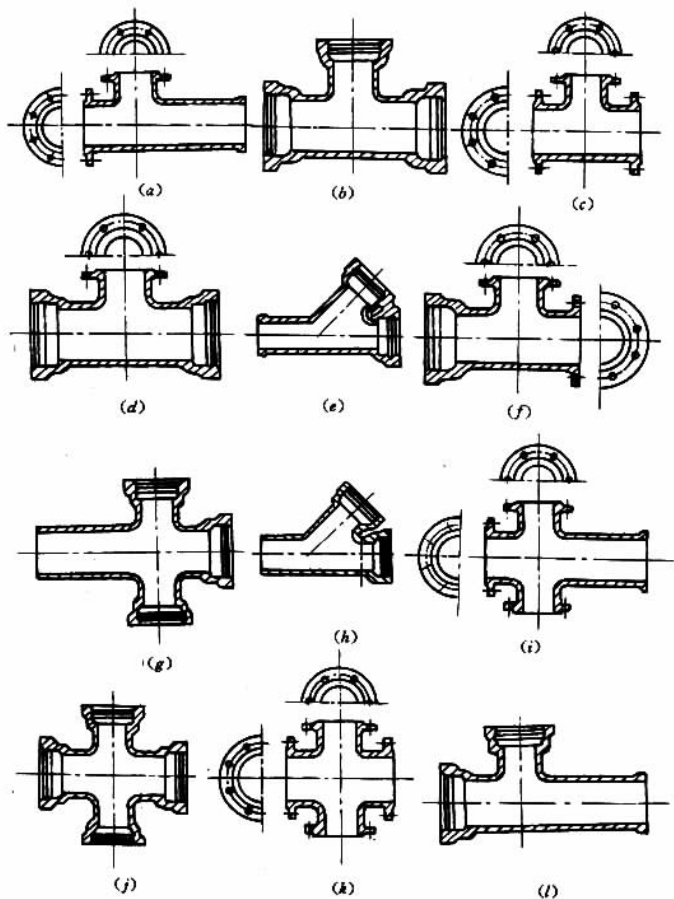


图 5-25 铸铁三通和四通

- (a) 双盘三通；(b) 三承三通；(c) 三盘三通；(d) 双承单盘三通；  
 (e) 斜三通；(f) 单承双盘三通；(g) 三承四通；(h) 斜三通；  
 (i) 三盘四通；(j) 四承四通 (k) 四盘四通；(l) 双承三通

#### 四、喷灌机的分类及选择

喷灌机是将喷头、管道、水泵、动力机等按一定配套方式组合，并在机械、水力、运行操作等方面符合要求的一种灌水机械。喷灌机自成体系，能独立在田间移动作业。喷灌机进行大面积喷灌时，应当在田间布置供水系统或水源，供水系统可以是明渠，可以有压管道。如果有压管道的水压力能满足喷灌机的入机压力要求，喷灌机可以不配装动力机和水泵。

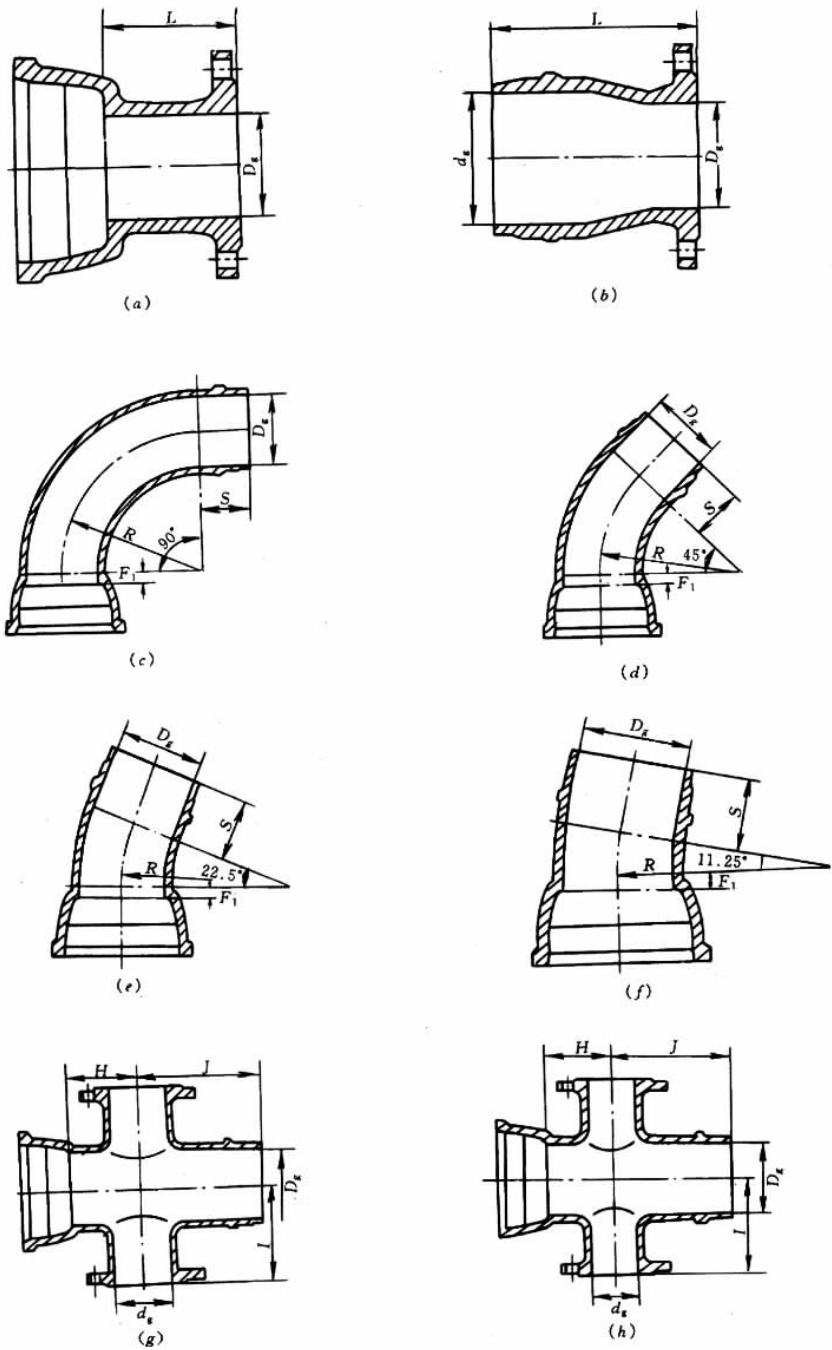


图 5-26 铸铁弯管

(a) 插盘短管；(b) 承插弯头；(c) 承插弯砂头；(d) 45°承插弯头；(e) 22.5°承插弯头；(g) 承插双盘四通；(h) 承插双盘异径四通



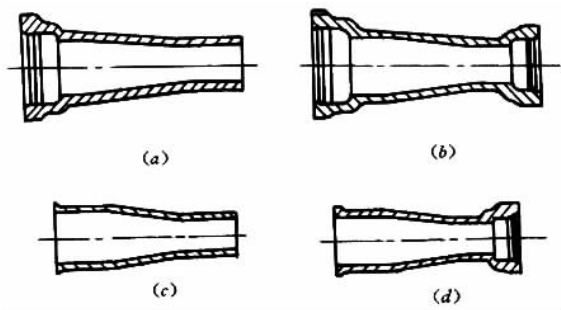


图 5-27 铸铁异径管

(a) 承插渐缩管；(b) 双承渐缩管；  
(c) 双插渐缩管；(d) 插承渐缩管

## (一) 喷灌机的分类

为了适应不同地形和作物的要求，喷灌机的形式多种多样。根据运行中喷头的喷洒方式可将喷灌机分成定喷式和行喷式两大类。

定喷式是指喷灌机停在一个位置上进行喷洒，一个位置喷完后，喷灌机按设计要求移动到下一个新位置后再进行喷灌作业，直至全部控制面积上都喷灌完毕。

定喷式喷灌机包括：手提式喷灌机、手抬式喷灌机、手推式喷灌机、拖拉机悬挂式喷灌机、滚移式喷灌机等。

行喷式喷灌机是指一边移动一边进行喷洒作业的喷灌机。行喷式喷灌机包括：卷盘式喷盘机、中心支轴式喷灌机、平移式喷灌机、平移一回转式喷灌机等。

## (二) 喷灌的结构特点及适用范围

### 1. 手提式喷灌机

手提式喷灌机可由一个人搬移，它的动力使用 0.37~1.5kW 的微型电动机或 1.5 马力的风冷内燃机；水泵采用配手压泵的微型高速离心泵或微型喷灌离心泵，水泵与动力机多直联；管道可用锦（维）塑软管或低密度聚乙烯管（LDPE）；喷头采用工作压力为 150~250kPa 的低压喷头，手提式喷灌机的外形示意图见图 5-28。

手提式喷灌机结构简单，重量轻，安装操作容易，工作压力低，耗能少，价格便宜，能用 220V 的单相电源，还能充分利用小水源。它适合我国经济体制改革后农村一家一户的经营方式，可用于喷灌小面积的大田作物，蔬菜和经济作物，也可用于喷灌庭院作物和绿地。

### 2. 手抬式喷灌机

手抬式喷灌机（图 5-29）可由两人抬起搬移。它的动力机一般为 3~5kW 或 3~6 马力的风冷柴油机；水泵采用自吸离心泵以适应经常移动的特点，水泵与动力机多用联轴器直联，管道常用锦（维）塑软管或薄壁铝合金管，管径一般为 50mm 或 65mm，喷

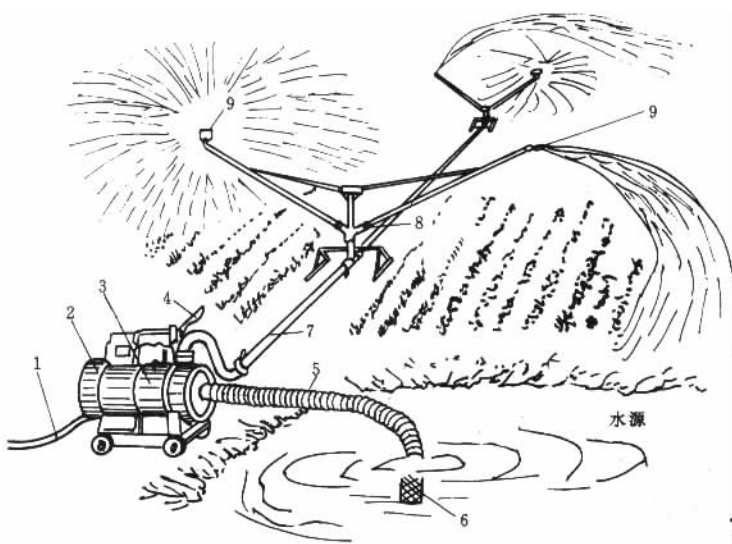


图 5-28 YL 微型高速泵手提式喷灌机外形图

- 1—电线；2—微型电动机；3—增速箱与高速离心泵；4—手压泵；  
5—进水软管；6—滤网；7—输水管；8—喷头支架；9—喷头

头多采用工作压力为 300~350kPa 的中压摇臂式喷头。

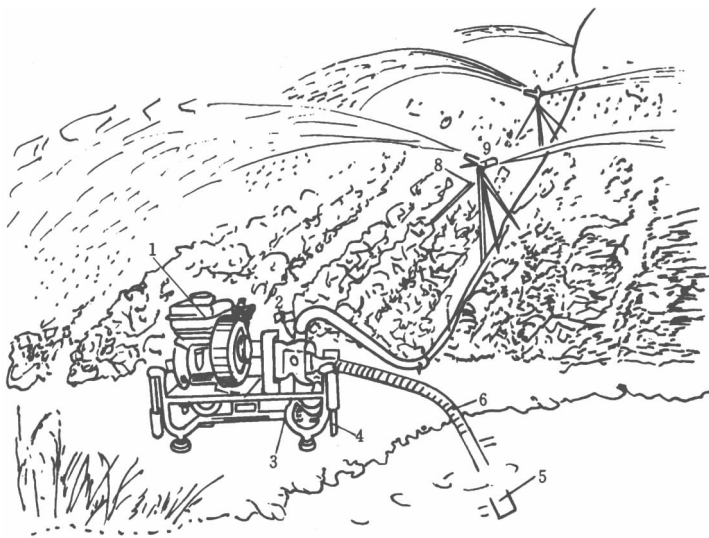


图 5-29 手抬式喷灌机外形图

- 1—柴油机；2—自吸泵；3—托架；4—手柄；5—滤网；  
6—吸水软管；7—输水管；8—支架；9—喷头

手抬式喷灌机结构紧凑，重量较轻，操作、保养简单易行，无需留机行道，适应性强，价格较便宜，但当喷头用竖管直接装在水泵出口处时，由于机组振动大，会影响喷

灌质量。

手抬式喷灌机适用于分散的小地块，特别是山区丘陵的复杂地形，可喷灌粮食作物、蔬菜、经济作物、苗圃及果树等。

### 3. 手推式喷灌机

当动力机和水泵稍大些时，采用两人手抬移动比较费力，因此，将水泵、动力机及传动机构固定在装有胶轮的车架上，喷头安装在引出的支管上，可进行多喷头组合喷洒，图 5-30 是手推式喷灌机的外形示意图。

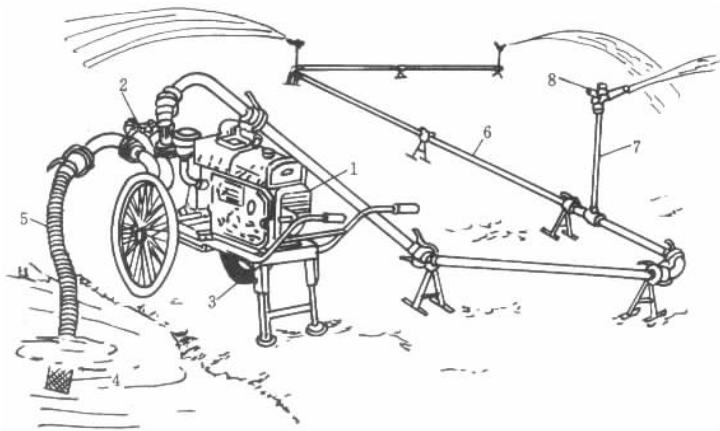


图 5-30 手推车式喷灌机外形图

- 1—柴油机；2—自吸泵；3—机架；4—滤网；5—进水管；  
6—薄壁铝合金管；7—竖管；8—喷头

手推式喷灌机的动力机一般采用 7.5kW 的电动机或 10~12 马力的柴油机；水泵配有自吸离心泵或有自吸装置的普通离心泵，水泵与动力机可以直联，也可以用三角皮带传动；管道多采用由快速接头连接的铝合金管，按一条或两条支管配置；喷头采用中、低压摇臂式喷头，一般配置 8~12 个喷头。

手推式喷灌机结构简单，投资及运行费用较低，使用维修机动灵活，特别是当选用柴油机作动力时，由于 10~12 马力的柴油机是目前我国农村保有量最大的动力机，可实现一机多用，节省投资。它的主要缺点是：当在粘重土壤上使用时，若喷湿了机组周围，会造成道路泥泞、移动困难。这种机型适用于各种作物，特别是平原地区的小块地。

### 4. 拖拉机悬挂式喷灌机

这类喷灌机型式较多，配不同功率的轮式（包括手扶和小四轮）、履带式拖拉机作为动力。它也可以看成是拖拉机的一种配套农具。

小型拖拉机配套的以 12 马力手扶拖拉机配套的喷灌机最为常见（图 5-31），水泵为自吸离心泵，采用托架安装在拖拉机的前方、中间或后方，但以安装在前方为多。在拖拉机飞轮上加装一皮带轮，用三角皮带和水泵皮带轮相连。安装时，要注意飞轮和水



泵的旋转方向一致，还应当在拖拉机上适当配重。可以配置硬管或软管。

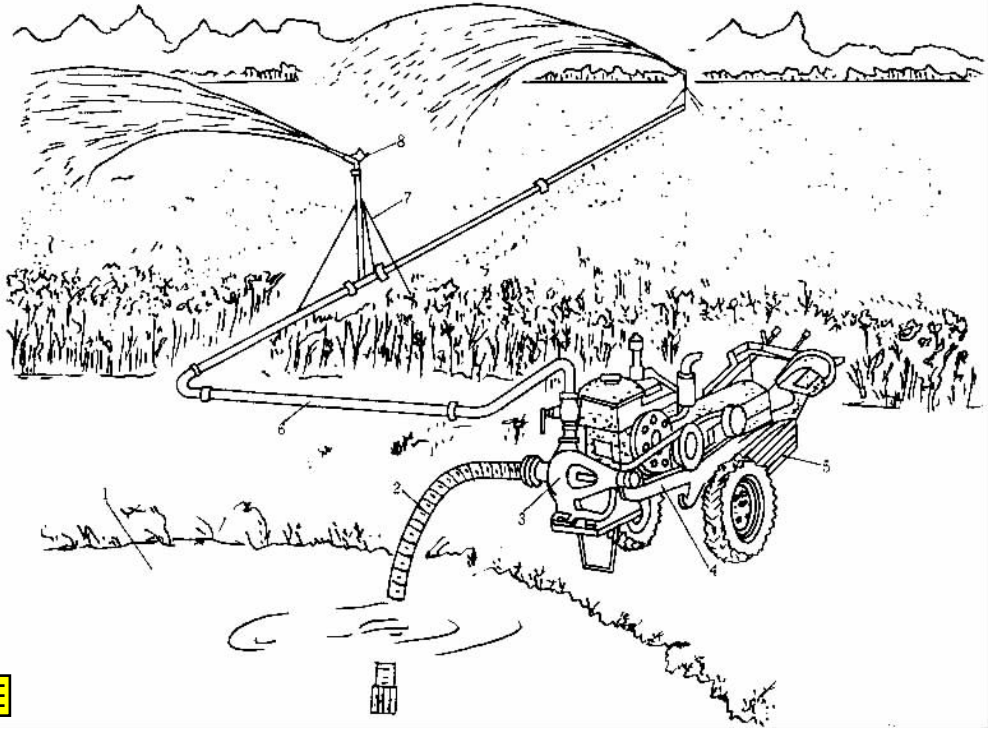


图 5-31 手扶拖拉机配套的悬挂式喷灌机

1—水源；2—吸水管；3—水泵；4—手扶拖拉机；  
5—皮带传动系统；6—输水管；7—竖管及支架；8—喷头

这类喷灌机的优点：可以使拖拉机一机多用，利用率高；结构简单、紧凑、拆装方便；设备

投资较低；机动性好；多喷头配套时，能保证喷洒质量。缺点是机械振动大，影响机件寿命和水泵工作性能。

### 5. 滚移式喷灌机

滚移式喷灌机（图 5-32）是一种较成熟的机械移动式定喷喷灌机。在国外，如美国、德国、英国、南斯拉夫、印度等国有一定使用，我国也生产这种机型。

滚移式喷灌机实际上就是利用机械来整体移动装有喷头并连接好的支管，喷灌机采用单元组装多支点的结构，由高强度的轻便铝合金管（管径为 100~150mm）、大直径钢圈式滚轮（直径为 1~2m）、中央驱动车及带快速接头的进水软管等四部分组成。铝合金管既是喷洒支管，又是滚轮的轴，用节长 6~12m 的直管连接而成，长度达 150~500m。在管子上每隔 12m 左右安装一个滚轮，滚轮既是支管的支承，也是滚移式喷灌机的行走装置。中央驱动车装在支管的中央，可带动管道及所有的滚轮转动进行工作点的迁移。铝合金管上装有许多中、低压喷头，能自动调整铅直位置，支管的首端用软管

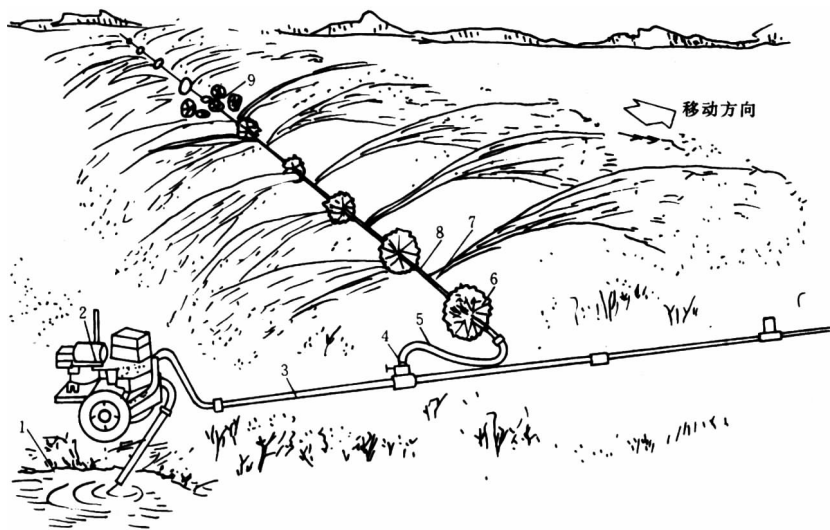


图 5-32 滚移式喷灌机

- 1—水源；2—抽水机组；3—输水干管；4—给水栓；5—联接软管；  
6—钢圈式轮；7—喷头；8—喷洒支管；9—驱动车

与压力干管上的给水栓连接，末端用堵头堵塞。

滚移式喷灌机喷洒作业前，先将连接软管接在给水栓上并调整滚轮使支管基本上成一直线，然后打开给水栓进行喷洒，喷洒完一个条带，应先关闭给水栓，拆开连接软管及堵头。待铝合金管中余水全部排净后，再启动中央驱动机。将整个喷灌机滚移到下一个相邻的工作位置，连接给水栓继续喷洒。

这种机型的优点：结构简单，维修容易，控制面积大，生产效率较高，配备机手少（1~2人），日移动次数少（2~3次），操作方便；田间工程量少，占地少。它的主要缺点是受滚轮直径的影响，不能在全生育期灌溉高秆作物；适应地形坡度和土壤的能力较差。

这种机型适应在坡度小于 10% 的较平整的非粘性土地块中使用。常用于喷灌小麦、谷物、豆类、蔬菜、瓜类等矮秆作物，特别适合于牧草喷灌。

## 6. 卷盘式喷灌机

卷盘式喷灌机是指用软管输水，在喷洒作业时利用喷灌压力水驱动卷盘旋转，卷盘上卷绕软管（或钢索），牵引装有一个高压喷头的小车或装有若干个固定式喷头的悬臂桁架，使其沿作业线自行移动并喷洒的喷灌机。这种机型已广泛使用在许多国家中，如德国、澳大利亚、英国、美国、法国、奥地利、瑞典、丹麦、西班牙、意大利、匈牙利、南斯拉夫人和捷斯洛伐克等。

卷盘式喷灌机能够适应各种大小形状和地形起伏的地块，适应灌溉各种高秆和矮秆作物（如：玉米、大豆、土豆、牧草等），以及某些果树和经济作物（如：甘蔗、茶叶、香蕉等），但要求土质不太粘重。

卷盘式喷灌机的品种规格很多，可以归纳为钢索牵引和软管牵引两大类。钢索牵引式绞盘喷灌机适于牧草的喷灌，在我国尚无实际应用，下面仅介绍软管牵引式卷盘喷灌机。

软管牵引卷盘式喷灌机在西德、法国、英国、瑞典等用得较多，我国已有生产应用。

这种喷灌机一般由喷头车、卷盘车两大部分组成，利用压力干管或移动式抽水装置供给压力水。卷盘车包括卷盘、半软管、机架、行走轮、动力机、调速装置及安全机构等（图 5-33）。喷头车较简单，包括喷头和车架。运输时，喷头车多数可以装载在卷盘车上。这种喷灌机由于机体较大，故在田间作业和运输时需由拖拉机牵引。卷盘式喷灌机与其他大中型喷灌机相比，有如下优缺点。

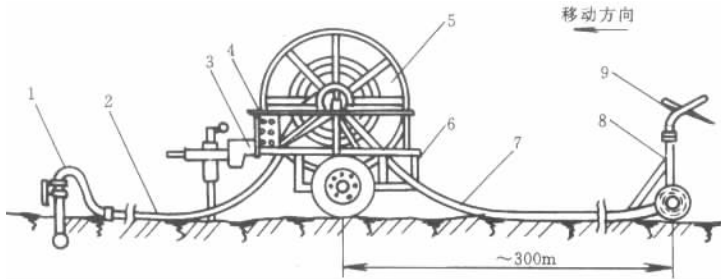


图 5-33 软管牵引卷盘式喷灌机示意图

- 1—给水栓；2—供水管；3—水动力机；4—调速器；5—卷盘车；6—机架（底盘）；  
7—PE 半软管；8—喷头车；9—远射程喷头

(1) 突出优点。

- 1) 结构简单，亩投资较低。
- 2) 规格多，机动性好，适用范围广。

3) 操作技术简单，可自动控制，生产率较高，一台机器可由一个人管理（另请一拖拉机手临时辅助工作），每天移动位置 1~2 处，喷头车按 20~40m/h 速度自行移动，每天可喷灌 20~60 亩左右。大型卷盘式喷灌机的控制面积为 200~300 亩左右。

(2) 主要缺点。

1) 受机型限制管径小、长度大，而且要逐层缠绕，因而水头损失大、耗能多，运行费高。如管径 110mm、长 270m 时，供水管加上水涡轮的损失，达到喷头工作压力的 76%~98%。一般管路损失占入机压力的 43%~49%，即一半左右的能量在管道中损失掉了。如喷灌次数频繁，应对其适用性慎加考虑。

2) 要求较宽的机行道（运输道、喷头车工作道），占地较多。为此，应统筹考虑喷灌机的规格和田间规划，以尽可能减少占地。

软管牵引卷盘式喷灌机作业方式如图 5-34 所示，它的特点是由卷盘车缠绕软管拖动喷头车边走边喷。作业过程：用拖拉机将喷灌机牵引到地边第一条带的给水栓处，将卷盘车支稳、联接给水栓；用拖拉机将喷头车（连着 PE 半软管）牵引到地头；打开给

水栓，压力水即进入管道和喷头，开始喷洒，卷盘缠绕 PE 软管牵引喷头车边移动边喷洒（呈  $240^{\circ} \sim 300^{\circ}$  角扇形喷洒），至卷盘车处自动停车。然后，用拖拉机将喷灌机原地转动  $180^{\circ}$ ，将喷头车拉至该条带的另一侧，依以上步骤进行喷灌。该条带全部喷完后，用拖拉机将喷灌机牵引到相邻条带继续进行喷灌。

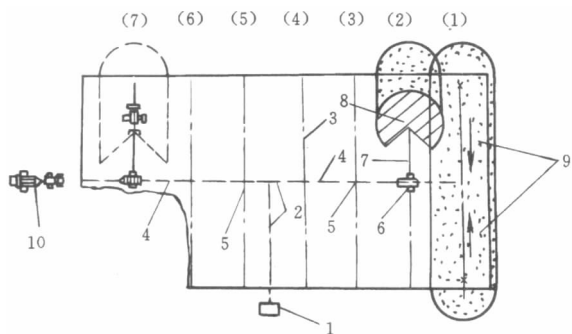


图 5-34 软管牵引卷盘式喷灌机典型作业方案

- 1—泵站；2—地理干管；3—喷头车道；4—卷盘车道；  
5—给水栓；6—卷盘车 7—PE 软管；8—喷头车；  
9—喷头车转动方向；10—拖拉机牵引进地

## 7. 中心支轴式喷灌机

中心支轴式喷灌机是将装有喷头的喷灌管道支承在间距为  $25 \sim 70\text{m}$  的可以自动行走的若干塔架上（如图 5-23）的一种多支点大型喷灌机。工作时喷灌管道就象时针一样围绕中心支轴旋转，管道上的喷头同时喷水，旋转一周可以灌溉一个半径略大于喷灌管道长度的圆形面积，所以它也是一种行喷式喷灌机。喷灌管道由钢索悬吊在塔架上，或由桁架支承在塔架上，塔架的行走部件一般是轮子。常用的喷灌管道长度  $400 \sim 500\text{m}$ ，转一圈  $2 \sim 20$  天，可灌溉  $800 \sim 1000$  亩。喷灌管道多为  $\phi 150 \sim 200\text{mm}$  口径的薄壁钢管（也有用铝管），高出地面  $2 \sim 3\text{m}$ ，管道上安装摇臂式喷头。为了降低工作压力、节约能源，近年越来越多采用固定式喷头，并降低安装高度，以减少风的影响。由于旋转时，管道上各个喷头控制的面积不同（靠近中心支轴处控制面积小，远离中心支轴处控制面积大）。如采用相同的喷头，喷头的间距应随着到中心支轴的距离而变化；如采用大小不同的喷头，间距可以相同。为了加大湿润范围，常在管道末端安装几个远射程的摇臂式喷头，但这里存在一个矛盾，就是远射程喷头要求较高的工作压力，而管道末端正是全机压力最低的地方，为解决这一矛盾，有时在管道末端增设加压泵，使得整机采用低压，而末端喷头又可获得较高的压力。这种喷灌机的机械化和自动化程度高，可以不要手工操作而长期连续运行，生产效率高，并且管道上可以安装很多喷头互相重叠喷洒，提高了灌水均匀度。由于每个塔架上都装有驱动轮，爬坡能力强，可以适应起伏的地形。中心支轴式喷灌机的湿润范围是圆形，方形地块的四个角落，喷不到水。为了克服这一缺点，有时在管道末端接一根角臂，其外形如图 5-36 所示，在管道行至四角时，角臂自动伸出，以延长支管长度控制地角，当管道走出四角时角臂又自动收回，以免与

相邻的时针式喷灌机相碰。中心支轴式喷灌机结构复杂（如果装有角臂就更加复杂），技术性较强，要求操作管理人员应有相应的专业知识。一台中心支轴式喷灌机一般仅在一个位置工作，为了提高喷灌机的利用率，有时也转点作业，但要预留道路。

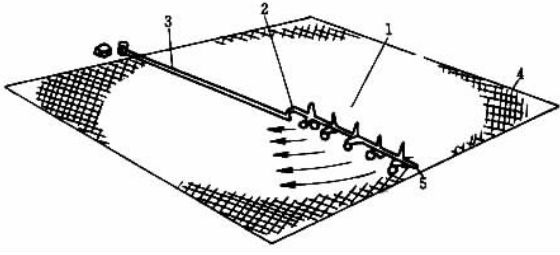


图 5-35 时针式喷灌机

1—自动行走的塔架；2—转动中心；3—输水主干管；  
4—末端远射程喷头控制范围；5—装有喷头的喷灌管道

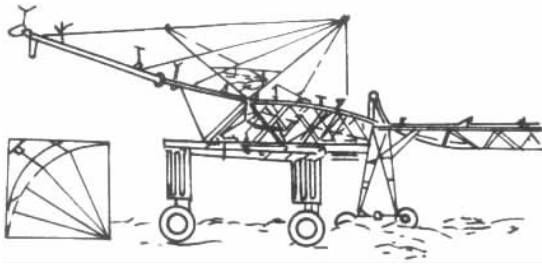


图 5-36 时针式喷灌机的一种角臂装置

中心支轴式喷灌机按其塔架的驱动方式有电力驱动式和水力驱动式两种。

(1) 中心支轴式喷灌机的优点。

1) 自动化程度高，和地面灌溉相比可节省 90% 以上的劳力，与其他喷灌机相比，可节省 25% ~ 75% 的劳力，能昼夜自动喷灌，一个人在中心控制室可同时控制 8 ~ 12 台（甚至 20 余台）喷灌机，灌溉近万亩土地，工作效率高。

2) 喷水量可在 5 ~ 100mm 内调节，均匀度高（均匀系数可达 85%）。

3) 由于采用低压喷头并下垂安装，降低了能耗，提高了抗风能力。

4) 适应性强，爬坡能力可达 30°，几乎适宜灌溉所有的作物和土壤。

5) 一机多用。可结合喷施化肥与农药等，对于氮肥溶液有很好的喷施效果

(2) 中心支轴式喷灌机的缺点。

1) 只能喷灌圆形面积，目前虽有些补救办法，但投资大。

2) 一台喷灌机控制范围内应种植同一种作物或灌水要求一致的作物，而且地面不允许有障碍物，往往限制了这种机型的应用范围。

3) 在作物需水高峰期间，要求喷灌机连续运转，一旦出现故障就会影响全机工作，因此需要有足够的备件和维修力量。

4) 一般为了增加外圈的控制面积, 常采用远射程大流量喷头喷洒, 致使喷灌强度远大于土壤入渗速度, 造成径流损失。

### (3) 适用范围。

中心支轴式喷灌机几乎适用各种质地的土壤及大田作物、经济作物、蔬菜、牧草等各种作物。我国西北、东北、华北各省(区)和广东、广西、云贵高原等地的广大农牧业区, 凡土地连片, 作物种类统一、地面上无障碍物如电杆、排水沟均可使用, 对于干旱缺水的浅丘区与黄土高原区, 深井和高扬程灌区以及土壤瘠薄、渗漏严重的地区效果更好。

## 8. 平移式喷灌机

平移式喷灌机是在中心支轴式喷灌机的基础上发展起来的一种机型。它的喷灌管道和中心支轴式喷灌机一样, 也是支承在若干个可以自动行走的塔架上, 但是塔架不绕某一中心旋转, 而是作平行移动。平移式喷灌机由垂直于喷灌管道的明渠供水(如图 5-37), 喷灌管道顺着渠道的方向平移, 一边行走一边喷洒, 喷灌面积呈矩形。由于喷灌管道各点的行走速度都相同, 喷灌管道和喷头的配置较中心支轴式喷灌机简单, 一般只要等距布置, 而且风及地形变化对其喷灌均匀度的影响也较小(喷灌均匀系数可达 90%, 灌溉水利用系数可达 75%~80%)。但是, 由于导向自动化难度大, 而且在一个田块中只能单向运行, 自动化程度不如中心支轴式喷灌机。

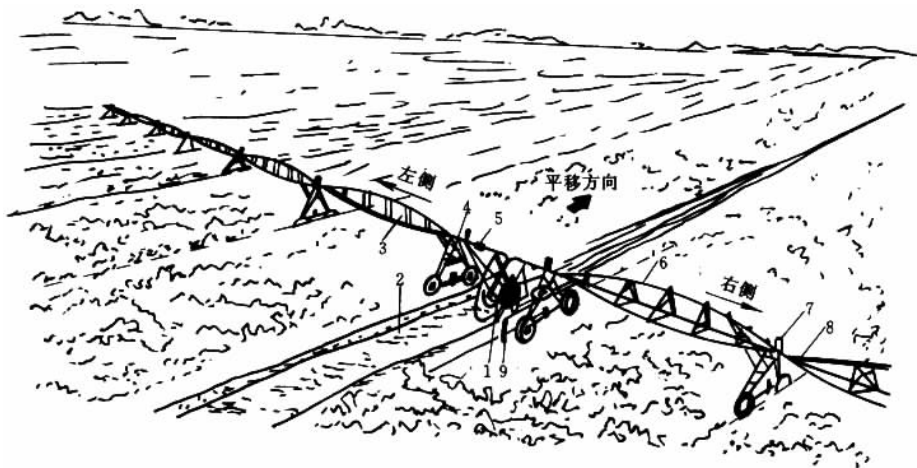


图 5-37 平移式喷灌机示意图

1—水泵; 2—渠道; 3—腹架; 4—塔车; 5—中央跨架;  
6—喷头; 7—塔车控制箱; 8—柔性拦头; 9—导向系统

### (1) 平移式喷灌机的优点。

1) 能灌溉矩形地块, 没有浇不上水的地角, 土地利用率高可达 98%, 而中心支轴式喷灌机加上末端远射程喷头, 土地利用也只有 87%。

2) 与传统的农业耕作措施和耕作方向相适应。

3) 沿机长方向喷洒均匀, 受风的影响小, 喷灌质量高。

4) 适于低压喷洒, 减少能耗。

5) 结构简单, 喷灌管道可用不同直径的管子组成, 喷头采用同一型号等距布置。每一塔车电控设备完全相同, 装配、保养、维修方便。

6) 自动化程度高, 喷灌机长度可长可短, 控制面积可大可小, 而且比同一机长的中心支轴式喷灌机控制面积大, 降低了单位面积投资和耗能指标。

7) 运行速度调节范围大, 能满足各种作物不同生育期的灌水需要。

8) 可用于喷施化肥、杀虫剂、杀菌剂、除草剂、植物生长调节剂等, 还可部分代替中耕、植保等农业机械, 做到一机多用。

(2) 平移式喷灌机的缺点。主要是适应地坡能力较差, 要求地面较平; 增加了导向系统, 使造价提高且妨碍交通。

### 9. 平移—回转式喷灌机

在中心支轴式喷灌机和平移式喷灌机的基础上, 为了提高喷灌机对水源、地块的适应性及提高设备利用率, 生产了平移—回转式喷灌机。

(1) 优点。转移地块较容易, 不需要另加辅助机具; 主塔车是三轮(或四轮)支承的锥体, 结构稳定性好, 降低了对渠道旁机行道路的要求; 供水距离缩短。

(2) 缺点。为调节喷灌均匀度, 要求多配置一部分喷头和控制装置; 进行回转作业时, 四个地角浇不上水等。

(3) 适用范围。与平移式喷灌机基本相同, 但更适用于地块长度受限制的情况。

平移—回转式喷灌机的作业方式如图 5-38 所示。

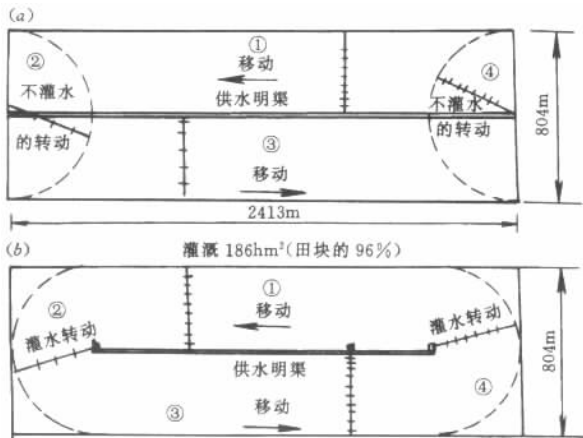


图 5-38 平移—回转式喷灌机的两种作业方式



## 第五节 水力计算

喷灌管道都是有压管道，管道水力计算主要是计算管道沿程水头损失，以及弯头、三通、闸阀、变径管等的局部水头损失，其目的是为了合理选定各级管道的管径和确定系统设计扬程。

### 一、管道沿程水头损失

所谓水头损失，是指水流经管道过程中产生的机械能损失。根据产生水头损失的外部条件，可分成沿程水头损失和局部水头损失。

沿程水头损失即管路摩擦损失水头，它发生在管道均匀流的直线段，是由于水流内部摩擦而消耗的机械能。

#### (一) 计算有压管道沿程水头损失的基本公式

表示有压管道沿程水头损失的基本公式是达西公式，即

$$h_f = \lambda \frac{L v^2}{d 2g} \quad (5-18)$$

式中  $h_f$  为沿程水头损失，m； $\lambda$  为管道沿程阻力系数； $L$  为管道长度，m； $v$  为管道过水断面平均流速，m/s； $d$  为管道内径，mm； $g$  为重力加速度， $g = 9.81\text{m/s}^2$ 。

沿程阻力系数  $\lambda$ ，随管道的流态不同有不同的数值。

对于雷诺数  $Re < 2320$  时的圆管层流（如滴灌情况下）流态，沿程阻力系数可由理论公式求得：

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad (5-19)$$

对于雷诺数  $Re > 2320$  时的紊流（如喷灌时），其沿程阻力系数只能由试验测得，它随着管壁粗糙程度及流速大小的不同而不同。

#### (二) 各种管材沿程水头损失的计算公式

在喷灌管道系统中，管道沿程水头损失公式的选用，应符合如下两个原则。

(1) 选用的公式必须符合该种管材管内水流的实际流态，以保证计算的正确性。

(2) 为便于在喷洒支管沿程水头损失计算中采用多口系数法，选用的公式必须是单项式指数公式，即沿程水头损失  $h_f$  应能表达为流量（或流速）的指数函数和管径的指数函数的单项式公式，即

$$h_f = f \frac{LQ^m}{d^b} = S_0 Q^m L \quad (5-20)$$



则

$$S_0 = \frac{f}{d^b} \quad (5-21)$$

式中  $S_0$  为比阻，即单位管长、单位流量时某种管径管材的沿程水头损失； $f$  为摩阻系数； $Q$  为管中流量， $m^3/h$ ； $d$  为管内径， $mm$ ； $L$  为管长， $m$ ； $m$  为流量指数，与摩阻损失有关； $b$  为管径指数，与摩阻损失有关。

现将各种管材的  $f$ 、 $m$ 、 $b$  与  $S_0$  的数值分别归纳为表 5-32 ~ 表 5-44。

表 5-32 沿程水头损失公式中的  $f$ 、 $m$ 、 $b$  值

管道种类	$f$ ( $Q$ 以 $m^3/s$ , $d$ 以 $m$ 计)	$f$ ( $Q$ 以 $m^3/h$ , $d$ 以 $mm$ 计)	$m$	$b$
硬质塑料管	0.000915	$0.948 \times 10^5$	1.77	4.77
铝管或铝合金管	0.000800	$0.861 \times 10^5$	1.74	4.74
石棉水泥管	0.000118	$1.455 \times 10^5$	1.85	4.89
旧钢管、旧铸铁管	0.00179	$6.25 \times 10^5$	1.9	5.1
钢筋混凝土管				
$n = 0.013$	0.00174	$1.312 \times 10^6$	2	5.33
$n = 0.014$	0.00201	$1.516 \times 10^6$	2	5.33
$n = 0.015$	0.00232	$1.749 \times 10^6$	2	5.33
$n = 0.017$	0.00297	$2.240 \times 10^6$	2	5.33

表 5-33 硬聚氯乙烯管 (SG78—75) 的比阻  $S_0$  值

序号	外径 ( $mm$ )	壁厚 ( $mm$ )	计算内径 ( $mm$ )	$S_0$ ( $Q$ 以 $m^3/s$ 计)	$S_0$ ( $Q$ 以 $m^3/h$ 计)
1	25	1.5	22	$7.380 \times 10^4$	$3.745 \times 10^{-2}$
2	32	1.5	29	$1.976 \times 10^4$	$1.003 \times 10^{-2}$
3	40	2.0	36	$7.045 \times 10^3$	$3.575 \times 10^{-3}$
4	50	2.0	46	$2.188 \times 10^3$	$1.110 \times 10^{-3}$
5	63	2.5	58	$7.242 \times 10^2$	$3.675 \times 10^{-4}$
6	75	2.5	70	$2.953 \times 10^2$	$1.499 \times 10^{-4}$
7	90	3.0	84	$1.238 \times 10^2$	$6.281 \times 10^{-5}$
8	110	3.5	103	46.79	$2.375 \times 10^{-5}$
9	125	4.0	117	25.48	$1.293 \times 10^{-5}$
10	140	4.5	131	14.86	$7.541 \times 10^{-6}$
11	160	5.0	150	7.789	$3.952 \times 10^{-6}$
12	180	5.5	169	4.410	$2.238 \times 10^{-6}$
13	200	6.0	188	2.653	$1.346 \times 10^{-6}$

注 本表所列为聚氯乙烯 I 型管壁厚。

表 5-34 聚丙烯管 (SC246—81) 的比阻  $S_0$  值

序 号	外径 (mm)	壁厚 (mm)	计算内径 (mm)	$S_0$ ( $Q$ 以 $\text{m}^3/\text{s}$ 计)	$S_0$ ( $Q$ 以 $\text{m}^3/\text{h}$ 计)
1	25	2.0	21.0	$9.214 \times 10^4$	$4.675 \times 10^{-2}$
2	32	2.2	27.6	$2.502 \times 10^4$	$1.270 \times 10^{-2}$
3	40	2.8	34.4	$8.751 \times 10^3$	$4.440 \times 10^{-3}$
4	50	2.0	46.0	$2.188 \times 10^3$	$1.110 \times 10^{-3}$
5	63	2.3	58.4	$7.009 \times 10^2$	$3.556 \times 10^{-4}$
6	75	2.7	69.6	$3.035 \times 10^2$	$1.540 \times 10^{-4}$
7	90	3.2	83.6	$1.266 \times 10^2$	$6.425 \times 10^{-5}$
8	110	3.9	102.2	48.57	$2.464 \times 10^{-5}$
9	125	4.4	116.2	26.33	$1.336 \times 10^{-5}$
10	140	5.0	130.0	15.41	$7.822 \times 10^{-6}$
11	160	5.7	148.6	8.415	$4.133 \times 10^{-6}$
12	180	6.4	167.2	4.641	$2.355 \times 10^{-6}$
13	200	7.1	185.8	2.806	$1.424 \times 10^{-6}$

注 外径 25mm, 32mm 和 40mm, 采用 III 型管壁厚, 外径 50~200mm, 采用 I 型管壁厚。

表 5-35 铝管或铝合金管的比阻  $S_0$  值

序号	外径 (mm)	壁厚 (mm)	内径 (mm)	$S_0$ ( $Q$ 以 $\text{m}^3/\text{s}$ 计)	$S_0$ ( $Q$ 以 $\text{m}^3/\text{h}$ 计)
1	50	1.5	47	1575	$1.022 \times 10^{-3}$
2	65	1.5	62	423.8	$2.748 \times 10^{-4}$
3			70	238.4	$1.546 \times 10^{-4}$
4	76	1.5	73	195.4	$1.267 \times 10^{-4}$
5			80	126.6	$8.210 \times 10^{-5}$
6			86	89.86	$5.827 \times 10^{-5}$
7			89	76.38	$4.953 \times 10^{-5}$
8			97	50.79	$3.294 \times 10^{-5}$
9	102	2.0	98	48.38	$3.138 \times 10^{-5}$
10			100	43.96	$2.851 \times 10^{-5}$
11		2	104	36.5	$12.360 \times 10^{-5}$
12		2.0	108	30.53	$1.980 \times 10^{-5}$
13			117	20.89	$1.355 \times 10^{-5}$
14		2.0	125	15.27	$9.900 \times 10^{-6}$
15			150	6.433	$4.172 \times 10^{-6}$

表 5-36 石棉水泥管比阻  $S_0$  值

内径 $d$ (mm)	$S_0$		内径 $d$ (mm)	$S_0$	
	$Q$ 以 $m^3/s$ 计	$Q$ 以 $m^3/h$ 计		$Q$ 以 $m^3/s$ 计	$Q$ 以 $m^3/h$ 计
50	$7.160 \times 10^{-4}$	372	0.2009	$7.933 \times 10^{-8}$	
75	374.00	$9.859 \times 10^{-5}$	338	0.2374	$6.258 \times 10^{-8}$
100	91.60	$2.415 \times 10^{-5}$	368	0.1566	$4.129 \times 10^{-8}$
119	39.13	$1.031 \times 10^{-5}$	386	0.1240	$3.269 \times 10^{-8}$
123	33.29	$8.775 \times 10^{-6}$	456	0.05490	$1.447 \times 10^{-8}$
141	17.07	$4.500 \times 10^{-6}$	482	0.04186	$1.103 \times 10^{-8}$
147	13.92	$3.670 \times 10^{-6}$	546	0.02275	$5.998 \times 10^{-9}$
189	4.074	$1.074 \times 10^{-6}$	576	0.01752	$4.617 \times 10^{-9}$
195	3.496	$9.217 \times 10^{-7}$	672	0.008242	$2.173 \times 10^{-9}$
236	1.375	$3.625 \times 10^{-7}$	768	0.00429	$1.131 \times 10^{-9}$
243	1.192	$3.142 \times 10^{-7}$	864	0.002412	$6.358 \times 10^{-10}$
279	0.6066	$1.599 \times 10^{-7}$	960	0.001441	$3.798 \times 10^{-10}$
291	0.4937	$1.301 \times 10^{-7}$			

表 5-37 焊接钢管 (GB3092—82), 镀锌焊钢管 (GB3091—82) 比阻  $S_0$  值

序号	公称直径 (mm)	外径 (mm)	壁厚 (mm)	内径 (mm)	$S_0$ ( $Q$ 以 $m^3/s$ 计)	$S_0$ ( $Q$ 以 $m^3/h$ 计)
1	6	10	2.00	6.0	$3.840 \times 10^8$	67.19
2	8	13.5	2.25	9.0	$4.855 \times 10^8$	8.497
3	10	17.0	2.25	12.5	$9.091 \times 10^6$	1.591
4	15	21.3	2.75	15.8	$2.752 \times 10^6$	0.4916
5	20	26.8	2.75	21.3	$6.000 \times 10^3$	0.1050
6	25	33.5	3.25	27.0	$1.790 \times 10^3$	$3.133 \times 10^{-2}$
7	32	42.3	3.25	35.8	$4.247 \times 10^4$	$7.432 \times 10^{-3}$
8	40	48.0	3.50	41.0	$2.126 \times 10^4$	$3.721 \times 10^{-3}$
9	50	60.0	3.50	53.0	$5.742 \times 10^3$	$1.005 \times 10^{-3}$
10	65	75.5	3.75	68.0	$1.611 \times 10^3$	$2.819 \times 10^{-4}$
11	80	88.5	4.00	80.5	681.2	$1.192 \times 10^{-4}$
12	100	114.0	4.00	106.0	167.4	$2.930 \times 10^{-5}$
13	125	140.0	4.50	131.0	56.86	$9.949 \times 10^{-5}$
14	150	165.0	4.50	156.0	23.33	$4.083 \times 10^{-6}$

表 5-38 钢管的比阻  $S_0$  值

序号	公称直径 (mm)	外径 (mm)	壁厚 (mm)	内径 (mm)	$S_0$ ( $Q$ 以 $\text{m}^3/\text{s}$ 计)	$S_0$ ( $Q$ 以 $\text{m}^3/\text{h}$ 计)
1	175	194	10	174	13.37	$2.339 \times 10^{-6}$
2	200	219	10	199	6.741	$1.180 \times 10^{-6}$
3	225	245	10	225	3.603	$6.306 \times 10^{-7}$
4	250	273	10	253	1.981	$3.467 \times 10^{-7}$
5	275	299	10	279	1.203	$2.105 \times 10^{-7}$
6	300	325	10	305	0.7637	$1.336 \times 10^{-7}$
7	325	351	10	331	0.5032	$8.806 \times 10^{-8}$
8	350	377	10	357	0.3422	$5.988 \times 10^{-8}$
9	400	426	10	406	0.1776	$3.107 \times 10^{-8}$
10	450	478	10	458	0.09604	$1.681 \times 10^{-8}$
11	500	529	10	509	0.05605	$9.809 \times 10^{-9}$
12	600	630	10	610	0.002227	$3.897 \times 10^{-9}$
13	700	720	10	700	0.01104	$1.931 \times 10^{-9}$
14	800	820	10	800	0.00586	$9.775 \times 10^{-10}$
15	900	920	10	900	0.003063	$5.361 \times 10^{-10}$
16	1000	1020	10	1000	0.00179	$3.132 \times 10^{-10}$

表 5-39 砂型离心铸铁管 (GB3421—82) 的比阻  $S_0$  值

序号	公称直径 (mm)	外径 (mm)	P 级管				G 级管			
			壁厚 (mm)	内径 (mm)	$S_0$ ( $Q$ 以 $\text{m}^3/\text{s}$ 计)	$S_0$ ( $Q$ 以 $\text{m}^3/\text{h}$ 计)	壁厚 (mm)	内径 (mm)	$S_0$ ( $Q$ 以 $\text{m}^3/\text{s}$ 计)	$S_0$ ( $Q$ 以 $\text{m}^3/\text{h}$ 计)
1	200	220.0	8.8	202.4	6.183	$1.082 \times 10^{-6}$	10.0	200	6.571	$1.150 \times 10^{-6}$
2	250	271.6	9.5	252.6	1.998	$3.495 \times 10^{-7}$	10.8	250	2.106	$3.685 \times 10^{-7}$
3	300	322.8	10.0	302.8	0.7924	$1.387 \times 10^{-7}$	11.4	300	0.8309	$1.454 \times 10^{-7}$
4	350	374.0	10.8	352.4	0.3656	$6.397 \times 10^{-8}$	12.0	350	0.3785	$6.624 \times 10^{-8}$
5	400	425.6	11.5	402.6	0.1854	$3.244 \times 10^{-8}$	12.8	400	0.1916	$3.353 \times 10^{-8}$
6	450	476.8	12.0	452.4	0.1023	$1.789 \times 10^{-8}$	13.4	450	0.1051	$1.839 \times 10^{-8}$
7	500	528.0	12.8	502.4	0.05991	$1.048 \times 10^{-8}$	14.0	500	0.06139	$1.074 \times 10^{-8}$
8	600	630.8	14.2	602.4	0.02374	$4.154 \times 10^{-9}$	15.6	599.6	0.02431	$4.25 \times 10^{-9}$
9	700	733.0	15.5	702.0	0.01088	$1.904 \times 10^{-5}$	17.1	698.8	0.01113	$1.948 \times 10^{-9}$
10	800	836.0	16.8	802.6	0.005492	$9.615 \times 10^{-10}$	18.5	779.0	0.006398	$1.120 \times 10^{-9}$
11	900	939.0	18.2	902.6	0.003019	$5.283 \times 10^{-10}$	20.0	899.0	0.003081	$5.391 \times 10^{-10}$
12	1000	1041.0	20.5	1000.0	0.001790	$3.132 \times 10^{-10}$	22.6	955.8	0.002254	$3.945 \times 10^{-10}$

表 5-40 连续铸铁管 (GB3422—82) 的比阻  $S_0$  值

序号	公称直径 (mm)	外径 (mm)	A 级 管				B 级 管			
			壁厚 (mm)	内径 (mm)	$S_0$ ( $Q$ 以 $m^3/s$ 计)	$S_0$ ( $Q$ 以 $m^3/h$ 计)	壁厚 (mm)	内径 (mm)	$S_0$ ( $Q$ 以 $m^3/s$ 计)	$S_0$ ( $Q$ 以 $m^3/h$ 计)
1	75	93.0	9.0	75.0	977.3	$1.710 \times 10^{-4}$	9.0	75.0	977.3	$1.710 \times 10^{-4}$
2	100	118.0	9.0	100.0	225.3	$3.943 \times 10^{-5}$	9.0	100.0	225.3	$3.943 \times 10^{-5}$
3	150	169.0	9.2	150.6	27.92	$4.886 \times 10^{-6}$	10.0	149.0	29.49	$5.160 \times 10^{-6}$
4	200	220.0	10.1	199.8	6.604	$1.156 \times 10^{-6}$	11.0	198.0	6.916	$1.210 \times 10^{-6}$
5	250	271.6	11.0	249.6	2.123	$3.715 \times 10^{-7}$	12.0	247.6	2.212	$3.870 \times 10^{-7}$
6	300	322.8	11.9	299.0	0.8451	$1.479 \times 10^{-7}$	13.0	296.8	0.8776	$1.536 \times 10^{-7}$
7	350	374.0	12.8	348.4	0.3875	$6.781 \times 10^{-8}$	14.0	346.0	0.4014	$7.024 \times 10^{-7}$
8	400	425.6	13.8	398.0	0.1965	$3.439 \times 10^{-8}$	15.0	395.6	0.2027	$3.547 \times 10^{-8}$
9	450	476.8	14.7	451.4	0.1034	$1.810 \times 10^{-8}$	16.0	444.8	0.1115	$1.951 \times 10^{-8}$
10	500	528.0	15.6	496.8	0.06343	$1.110 \times 10^{-8}$	17.0	494.0	0.06529	$1.143 \times 10^{-8}$
11	600	630.8	17.4	596.0	0.02507	$4.387 \times 10^{-9}$	19.0	592.8	0.02576	$4.509 \times 10^{-9}$
12	700	733.0	19.3	694.4	0.01150	$2.012 \times 10^{-9}$	21.0	691.0	0.01179	$2.063 \times 10^{-9}$
13	800	836.0	21.1	793.8	0.005812	$1.017 \times 10^{-9}$	23.0	790.0	0.005956	$1.042 \times 10^{-9}$
14	900	939.0	22.9	893.2	0.003184	$5.572 \times 10^{-10}$	25.0	889.0	0.003262	$5.708 \times 10^{-10}$
15	1000	1041.0	24.8	991.4	0.001871	$3.273 \times 10^{-10}$	27.0	987.0	0.001914	$3.349 \times 10^{-10}$
16	1100	1144.0	26.6	1090.8	0.001149	$2.011 \times 10^{-10}$	29.0	1086.0	0.001175	$2.057 \times 10^{-10}$
17	1200	1246.0	28.4	1189.2	0.0007397	$1.294 \times 10^{-10}$	31.0	1184.0	0.0007564	$1.324 \times 10^{-10}$

表 5-41 钢筋混凝土管 (GB4084—83) 比阻  $S_0$  值

序号	糙率 $n$	内径 $d$ (mm)	$S_0$ ( $Q$ 以 $m^3/s$ 计)				$S_0$ ( $Q$ 以 $m^3/h$ 计)			
			0.013	0.014	0.015	0.017	0.013	0.014	0.015	0.017
1	100	372.0	431.9	496.0	635.0	$2.870 \times 10^{-5}$	$3.398 \times 10^{-5}$	$3.826 \times 10^{-5}$	$4.901 \times 10^{-5}$	
2	150	42.85	49.75	57.14	73.15	$3.307 \times 10^{-6}$	$3.914 \times 10^{-6}$	$4.408 \times 10^{-6}$	$5.645 \times 10^{-6}$	
3	200	9.248	10.74	12.33	15.79	$7.136 \times 10^{-7}$	$8.447 \times 10^{-7}$	$9.513 \times 10^{-7}$	$1.218 \times 10^{-6}$	
4	250	2.815	3.268	3.754	4.805	$2.172 \times 10^{-7}$	$2.572 \times 10^{-7}$	$2.896 \times 10^{-7}$	$3.709 \times 10^{-7}$	
5	300	1.065	1.237	1.420	1.818	$8.220 \times 10^{-8}$	$9.730 \times 10^{-8}$	$1.096 \times 10^{-7}$	$1.403 \times 10^{-7}$	
6	350	0.4685	0.5438	0.6246	0.7996	$3.615 \times 10^{-8}$	$4.278 \times 10^{-8}$	$4.818 \times 10^{-8}$	$6.171 \times 10^{-8}$	
7	400	0.2299	0.2669	0.3066	0.3924	$1.774 \times 10^{-8}$	$2.100 \times 10^{-8}$	$2.365 \times 10^{-8}$	$3.020 \times 10^{-8}$	
8	450	0.1227	0.1425	0.1636	0.2095	$9.469 \times 10^{-9}$	$1.121 \times 10^{-8}$	$1.262 \times 10^{-8}$	$1.617 \times 10^{-8}$	
9	500	0.06999	0.08125	0.09332	0.1195	$5.400 \times 10^{-9}$	$6.392 \times 10^{-9}$	$7.139 \times 10^{-9}$	$9.220 \times 10^{-9}$	
10	600	0.02649	0.03075	0.03075	0.04521	$2.044 \times 10^{-9}$	$2.419 \times 10^{-9}$	$2.724 \times 10^{-9}$	$3.489 \times 10^{-9}$	
11	700	0.01165	0.01352	0.01553	0.01988	$8.986 \times 10^{-10}$	$1.064 \times 10^{-9}$	$1.198 \times 10^{-9}$	$1.534 \times 10^{-9}$	
12	800	0.005716	0.006636	0.007621	0.009756	$4.410 \times 10^{-10}$	$5.220 \times 10^{-10}$	$5.879 \times 10^{-10}$	$7.530 \times 10^{-10}$	
13	900	0.003051	0.003542	0.004068	0.005208	$2.354 \times 10^{-10}$	$2.786 \times 10^{-10}$	$3.138 \times 10^{-10}$	$4.019 \times 10^{-10}$	
14	1000	0.001740	0.002020	0.002320	0.002970	$1.343 \times 10^{-10}$	$1.589 \times 10^{-10}$	$1.790 \times 10^{-10}$	$2.292 \times 10^{-10}$	

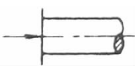
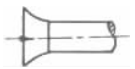



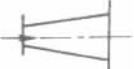
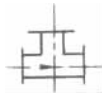
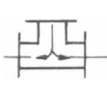
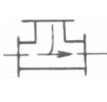
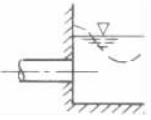
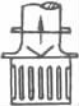
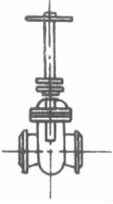
表 5-42 流量指数  $m = 1.74$  的多口系数

出水口数目 $N$	多 口 系 数		出水口数目 $N$	多 口 系 数	
	$F_1 (X=1)$	$F_{0.5} (X=0.5)$		$F_1 (X=1)$	$F_{0.5} (X=0.5)$
2	0.651	0.534	16	0.396	0.377
3	0.548	0.457	17	0.394	0.376
4	0.499	0.427	18	0.393	0.376
5	0.471	0.412	19	0.391	0.375
6	0.452	0.402	20	0.391	0.375
7	0.439	0.396	22	0.388	0.374
8	0.430	0.392	24	0.386	0.373
9	0.422	0.388	26	0.384	0.372
10	0.417	0.386	28	0.383	0.372
11	0.412	0.384	30	0.381	0.371
12	0.408	0.382	35	0.379	0.370
13	0.404	0.380	40	0.378	0.370
14	0.401	0.379	50	0.375	0.369
15	0.399	0.378	100	0.370	0.367
			> 100	0.365	0.365

表 5-43 流量指数  $m = 1.77$  的多口系数

出水口数目 $N$	多 口 系 数		出水口数目 $N$	多 口 系 数	
	$F_1 (X=1)$	$F_{0.5} (X=0.5)$		$F_1 (X=1)$	$F_{0.5} (X=0.5)$
2	0.648	0.530	16	0.393	0.373
3	0.544	0.453	17	0.390	0.372
4	0.495	0.423	18	0.389	0.372
5	0.467	0.408	19	0.388	0.371
6	0.448	0.398	20	0.387	0.371
7	0.435	0.392	22	0.384	0.370
8	0.425	0.387	24	0.382	0.369
9	0.418	0.384	26	0.380	0.368
10	0.413	0.382	28	0.379	0.368
11	0.407	0.379	30	0.378	0.367
12	0.404	0.378	35	0.375	0.366
13	0.400	0.376	40	0.374	0.366
14	0.397	0.375	50	0.371	0.365
15	0.395	0.374	100	0.366	0.363
			> 100	0.361	0.361

表 5-44 局部阻力系数

直角状进口	喇叭状进口	滤网	90°弯头	渐细接头	渐粗接头		
							
0.5	0.2	2~3 (大型-小型)	0.2~0.3 焊接件加 50%	0.1	0.25		
逆止阀	直流三通	折流三通	分流三通	直流分支三通	出口		
							
0.7	0.1	1.5	1.5	0.1~1.5	1		
滤网(带底阀)	吸水管直径 $d$ (mm)	40	50	75	100	125	150
	$g$	12	10	8	7	605	6
	吸水管直径 $d$ (mm)	200	250	300	400	500	750
	$g$	5.2	4.5	3.7	3	2.5	1.6
闸阀全开	全开时(即 $\frac{a}{d} = 1$ )						
	$d$ (mm)	15	20~50	80	100	150	
	$g$	1.5	0.5	0.4	0.2	0.1	
	$d$ (mm)	200~250	300~450	500~800	900~1000		
	$g$	0.08	0.07	0.06	0.05		

【例 1】 喷灌用硬聚氯乙烯管道,长  $L = 300\text{m}$ ,通过流量  $Q = 0.03\text{m}^3/\text{s}$ 。外径  $\times$  壁厚 =  $180\text{mm} \times 5.5\text{mm}$ ,求沿程水头损失  $h_f$  及管内流速。

解 管内径  $d = 180 - 2 \times 5.5 = 169$  (mm),由表 5-32 查得:

$$f = 0.000915, m = 1.77, b = 4.77$$

代入式 (5-3) 得:  $h_f = f \frac{LQ^m}{d^b} = 0.000915 \times 300 \left( \frac{0.03^{1.77}}{0.169^{4.77}} \right) = 2.67$  (m)

流速  $v = \frac{Q}{A} = \frac{0.03}{3.14 \times \frac{1}{4} \times 0.169^2} = 1.34$  (m/s)

【例 2】 钢筋混凝土管,长  $L = 1000\text{m}$ ,内径  $d = 350\text{mm}$ ,通过流量  $Q = 0.105\text{m}^3/\text{s}$ ,管壁糙率  $n = 0.013$ ,求沿程水头损失及管内流速。

解 由表 5-32 查得

$$f = 0.00174, \quad m = 2, \quad b = 5.33$$

代入式 (5-20) 得

$$h_f = 0.00174 \times \frac{1000 \times 0.105^2}{0.35^{5.33}} = 5.16 \text{ (m)}$$

或查表 5-41

$$S_0 = 0.4685$$

代入式 (5-20) 得

$$h_f = S_0 Q^m L = 0.4685 \times 0.105^2 \times 1000 = 5.16 \text{ (m)}$$

两种算法  $h_f$  结果一致。

管内流速

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.105}{3.14 \times \frac{1}{4} \times 0.35^2} = 1.09 \text{ (m/s)}$$

## 二、多口出流时管道沿程水头损失

在喷灌系统中经常会遇到多出口管道，如在喷洒支管上，每隔一定距离有一个喷头分流，则支管的流量是沿程逐渐递减的，应逐段计算两喷头之间管道沿程水头损失，叠加后即为该支管的沿程水头损失，计算起来相当繁杂。为简化计算，常首先以管道最大流量计算沿程流量不变（不考虑分流）时的沿程水头损失  $h_f$ ，然后再乘以一个多口系数  $F$  进行修正，得出多口出流管道沿程水头损失，即

$$H_f' = F h_f \quad (5-22)$$

式中  $H_f'$  为多口出流管道的沿程水头损失， $m$ ； $F$  为多口系数； $h_f$  为管道最大流量沿程不变时的沿程水头损失， $m$ 。

### (一) 多口系数 $F_1$ 公式

第一个出水口离管道进口的距离等于各出水口的间距，各出水口流量相等，且进入管道的流量全部沿出水口流出时，多口系数  $F_1$  的计算公式为

$$F_1 = \frac{H_f}{h_f} = \frac{1^m + 2^m + 3^m + \cdots + (N-1)^m + N^m}{N^{m+1}} \quad (5-23)$$

式 (5-23) 称为克里斯琴森公式，其近似式为

$$F_1 = \frac{1}{m+1} + \frac{1}{2N} + \frac{\sqrt{m-1}}{6N^2}$$

式中  $m$  为流量指数； $N$  为管上的出水口总数。

### (二) 多口系数 $F$ 的一般公式及计算表

管道上第一个出水口到管进口的距离  $a_0$  与出水口间距  $a$  的比值  $X = \frac{a_0}{a}$  为任意值，



其他条件同前，多口系数  $F$  的一般公式为

$$F = \frac{NF_1 + X - 1}{N + X - 1} \quad (5-24)$$

表 5-42 和表 5-43 分别列出了流量指数  $m = 1.74$  和  $m = 1.77$  时，不同出水口数目对应的多口系数。

**【例 3】** 薄壁铝合金喷洒支管，外径  $\times$  壁厚 = 76mm  $\times$  1.5mm，管长 150m，装 6 个喷头，但第一个喷头位于支管首端，喷头间距为 30m，每个喷头流量为  $7\text{m}^3/\text{h}$ 。求此铝管进行喷灌作业时的沿程水头损失。

解 第一个喷头位于支管首端，则此喷头其流量都不应计入在支管内，因为它对支管沿程水头损失未起作用，故支管上喷头数应为  $N = 6 - 1 = 5$ ，流量  $Q = 7 \times 5 = 35$  ( $\text{m}^3/\text{h}$ )。

查表 5-32 及表 5-35， $m = 1.74$ ， $S_0 = 1.267 \times 10^{-4}$ 。

则： $h_f = S_0 Q^m L = 1.267 \times 10^{-4} \times 35^{1.74} \times 150 = 9.24$  (m)。

由表 5-42 查得，当  $N = 5$ ， $X = 1$  时， $F = 0.471$ ，

则  $H_f' = Fh_f = 0.471 \times 9.24 = 4.35$  (m)。

### 三、管道的局部水头损失

管道的局部水头损失发生在水流边界突然发生变化，即均匀流被破坏的流段，由于水流边界突然变形促使水流运动状态紊乱，从而引起水流内部摩擦而消耗机械能。

#### (一) 局部水头损失产生的各种场合

(1) 水流过水断面发生变化时，例如断面的突然扩大或缩小，断面的逐渐变大或收缩。

(2) 水流的方向发生变化时，例如水流通过弯管、三通、四通等管件时。

(3) 水流通过各种闸阀、逆止阀、底阀、滤网，各种流量计所在位置时。

#### (二) 局部水头损失的计算

##### 1. 以流速水头乘一个系数计算

$$h_f' = \zeta \frac{v^2}{2g} \quad (5-25)$$

式中  $\zeta$  为局部水头损失系数 (或局部阻力系数)，一般由试验测定； $v$  为流速，一般指局部阻力以后的管中流速，但在突然扩大、逐渐扩大、分流、出口等取局部阻力以前的管中流速。

表 5-46 列有喷灌系统常用管件的  $\zeta$  值，供参考。

##### 2. 以当量长度代入沿程水头损失公式计算

所谓当量长度，就是直管段产生的沿程水头损失值，刚好相当于该局部水头损失值

时的长度。

$$\text{即} \quad \lambda \frac{L_t v^2}{d 2g} = \zeta \frac{v^2}{2g} \quad (5-26)$$

则当量长度计算公式为

$$L_t = \zeta \frac{d}{\lambda} \quad (5-27)$$

在实际计算时,  $L_t$  可视与雷诺数无关而等于常量, 将  $L_t$  代入式 (5-20), 计算相当于  $L_t$ , 长度直管段的沿程水头损失, 就得相应的局部水头损失, 即

$$h_j = \lambda \frac{L_t v^2}{d 2g} = S_0 Q^m L_t \quad (5-28)$$

本节只对塑料管道系统的某些局部水头损失, 采用当量长度计算。塑料管道配件的局部水头损失的当量长度, 见表 5-45。

表 5-45 塑料管件局水头损失的当量长度

单位: m

内径 (mm)	塑料管件													
	12.51	15.8	20.9	26.5	35	40.9	52.5	62.7	77.9	100.0	102.3	127.3	154.0	202.7
有分流三通	0.91	1.22	1.52	1.83	2.13	2.44	3.66	4.57	4.88	6.1	6.71	8.53	9.75	11.58
无分流三通		0.34	0.43	0.55	0.70	0.82	1.07	1.28	1.59		2.07			
90°弯头	0.46	0.46	0.61	0.84	1.22	1.22	1.83	2.44	2.44	3.05	3.66	4.27	5.49	6.71
45°弯头	0.23	0.23	0.31	0.42	0.53	0.61	0.76	0.91	1.22	1.37	1.52	1.83	2.44	3.05
承插接头		0.15	0.23	0.31	0.38	0.46	0.61	0.91	0.91		1.22		1.91	
阴阳接头		0.31	0.46	0.61	0.84	1.07	1.37		1.98		2.74		4.27	

若把计算局部水头损失的当量长度  $L_t$  和全管长  $L$  加在一起, 代入沿程水头损失公式 (5-3), 就可求出管道的总水头损失:

$$\left. \begin{aligned} h_w &= h_f + h_j = \lambda \frac{L_t + L}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} \\ h_w &= S_0 Q^m (L_t + L) \end{aligned} \right\} \quad (5-29)$$

**【例 4】** 聚氯乙烯塑料管道, 全长  $L = 300\text{m}$ , 管内径  $d = 58\text{mm}$ , 流量  $Q = 3.1\text{L/s}$ , 管道有  $90^\circ$  弯头两个, 分流三通两个, 求管道局部水头损失及全管总水头损失。

解 查表 5-43, 近似取  $d = 62.7\text{mm}$  的塑料管各项计算局部水头损失的当量长度, 弯头  $L_{t\text{弯}} = 2.44\text{m}$ ,  $L_{t\text{三通}} = 4.57\text{m}$

$$L_t = 2L_{t\text{弯}} + 2L_{t\text{三通}} = 2 \times 2.44 + 2 \times 4.57 = 145.02 \text{ (m)}$$

查表 5-2 得, 比阻  $S_0 = 7.242 \times 10^2$ 。

局部水头损失:  $h_j = S_0 Q^{1.77} L_t = 7.242 \times 10^2 \times 0.0031^{1.77} \times 145.02 = 0.37 \text{ (m)}$ ;

沿程水头损失:  $h_f = S_0 Q^{1.77} L = 7.242 \times 10^2 \times 0.0031^{1.77} \times 300 = 7.88 \text{ (m)}$ ;

全管总水头损失： $h_w = h_j + h_f = 0.37 + 7.88 = 8.25$  (m)

## 四、水锤分析

在有压管道中，由于流速急剧变化而引起管道中水流压力急剧升高或降低的现象，称为水锤（或水击）。常见的有水泵起动时产生的起动水锤，关闭阀门产生的关阀水锤和突然停泵产生的事故停泵水锤，其中心事故停泵水锤危害最大。通过水锤计算可以确定是否有必要采取相应的安全防护措施，以确保管道的安全。

### （一）水锤计算用参数

#### 1. 水锤波传播速度

（1）对于匀质圆形薄壁管（ $e/d < 1/20$ ）

$$a = \frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{kd}{Ee}}} \tag{5-30}$$

式中  $a$  为水锤波传播速度，m/s； $d$  为管径，m； $e$  为管壁厚度，m； $k$  为水的体积弹性模数，GPa，随水温和压力的增加而增大，25 个气压以下的冷水（水温为 10℃） $k = 2.025$ GPa； $E$  为管道材料的纵向弹性模数，GPa，不同管材  $E$  值表 5-46。

表 5-46 各种管材的纵向弹性模数

管 材	$E$ (GPa)	管 材	$E$ (GPa)	备 注
钢 管	206	聚乙烯管	1.4~2	
球墨铸铁管	151	聚氯乙烯管	2.8~3	
铸铁管	108	有机玻璃管	4.9~9.8	
钢筋混凝土管	20.58	聚丙烯管	0.0000784	温度 $T = 20^\circ\text{C}$
铝 管	69.58	橡胶管	0.000002~0.000006	
石棉水泥管	32.34			

注 1GPa =  $10^9$  N/m<sup>2</sup>，1Pa = 1N/m<sup>2</sup>。

（2）对于钢筋混凝土管

$$a = \frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{k}{E_c e} \frac{d}{(1 + 9.5 a_0)}}} \tag{5-31}$$

式中  $E_c$  为钢筋混凝土的弹性模数， $E_c = 20.58$ GPa； $a_0$  为管壁内环向含钢系数， $a_0 = \frac{f}{e} = 0.015 \sim 0.05$ ， $f$  为每米长管壁内环向钢筋断面面积；其余符号意义同前。

#### 2. 水锤相时

$$\mu = \frac{2L}{a} \quad (5-32)$$

式中  $\mu$  为水锤相时, 表示水锤波在管道中来回传播一次所需时间, s;  $L$  为管长, m;  $a$  为水锤波传播速度, m/s。

### 3. 管道中水柱惯性时间常数

$$T_b = \frac{Lv_0}{gH_0} \quad (5-33)$$

式中  $T_b$  为水柱惯性时间常数, s; 其余符号意义同前。

### 4. 水泵机组转子的惰性时间常数

$$T_a = \frac{26.85 GD^2 n_0^2}{N_0} \quad (5-34)$$

式中  $T_a$  为水泵机组转子的惰性时间常数, s;  $GD^2$  为机组转子的飞轮惯量,  $N \cdot m^2$ , 电机转子惯量可从电机样本中查出, 水泵转子惯量约为电机转子惯量为 20%;  $n_0$  为正常工作时的转速, r/min;  $N_0$  为正常工作时的轴功率, kW。

## (二) 关阀水锤压力计算

在喷灌管道系统中, 对于下坡干管的最高与最低水锤压力, 一般是在迅速关闭或开启管道末端闸阀时产生, 故应以此作为验算管道强度和确定是否需要采取防护措施的依据。

阀门关闭历时 ( $T_s$ ) 等于或小于一个水锤相对 ( $\mu$ ) 时, 称为瞬时关闭。瞬时关闭产生的水锤称为直接水锤。反之, 当  $T_s > \mu$  时, 为缓慢关闭, 此时产生的水锤称为间接水锤。直接水锤产生的压力水头要比间接水锤时大得多。

(1) 瞬时完全关闭管道末端 (下游) 阀门时, 在阀前产生的最高压力水头 (m) 为

$$H_{\max} = H_e + \frac{av_0}{g} \quad (5-35)$$

式中  $H_e$  为阀门前的静水头或初始压力水头, m;

(2) 瞬时部分关闭管道末端 (下游) 阀门时, 在阀前产生的最高压力水头 (m) 为

$$H_{\max} = H_e + \frac{a(v_0 - v_1)}{g} \quad (5-36)$$

式中  $v_1$  为瞬时部分关阀门后管内产生的流速, m/s。

(3) 缓慢关闭自压或恒压喷灌系统末端 (下游) 阀门时, 在阀前产生的最高压力水头 (m) 为

$$H_{\max} = H_e + \frac{H_e T_b}{2 T_s} \left[ \frac{T_b}{T_s} + \sqrt{4 + \left( \frac{T_b}{T_s} \right)^2} \right] \quad (5-37)$$

**【例 5】** 铝质喷灌管道, 管径  $d = 104\text{mm}$ , 壁厚  $e = 2\text{mm}$ , 通过流量  $Q = 45\text{m}^3/\text{h}$ , 系统正常压力水头  $H_0 = 42.3\text{m}$ , 管道长  $L = 245\text{m}$ , 设阀门 (下游末端) 在  $T_s = 0.5\text{s}$  时间内瞬时完全关闭, 求水锤压力。

解 1. 计算水锤波传播速度

已知  $d = 104\text{mm}$ ,  $e = 2\text{mm}$ ,  $K = 2.025\text{GPa}$ ,  $E = 69.58\text{GPa}$

则

$$a = \frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{2.205 \times 10^9 \times 0.104}{69.58 \times 10^9 \times 0.002}}} = 898.9 \text{ (m/s)}$$

2. 判断水锤种类

水锤相对  $\mu = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 245}{898.9} = 0.545 \text{ (s)}$

因  $T_s = 0.5\text{s} < \mu$ , 故关闭阀门产生的是直接水锤

3. 计算水锤压力

$$v_0 = \frac{Q}{A} = \frac{45}{3600 \times 3.14 \times 0.104^2 / 4} = 1.47 \text{ (m/s)}$$

将  $v_0$  代入公式 (5-34) 得  $H_{\max}$  为

$$H_{\max} = H_c + \frac{av_0}{g} = 42.3 + \frac{898.9 \times 1.47}{9.8} = 177.14 \text{ (m)}$$

则

$$\frac{H_{\max}}{H_0} = \frac{177.14}{42.3} = 4.19$$

由此可见, 直接水锤产生的压力水头为正常工作压力水头的 4.19 倍, 所以应采取措施避免直接水锤的发生。

(三) 事故停泵过程中的水锤计算

在设有单向阀的机压喷灌系统中, 最高与最低水锤压力通常在事故停泵过程中出现, 故应以此作为验算管道强度的依据。

未设单向阀的机压喷灌系统的最高水锤压力, 一般远小于设有单向阀的情况。当系统中未设单向阀门事故停泵时, 水泵反转, 应以水泵机组允许的最高反转转速作为验算水锤压力的依据。从而合理确定管道设计压力, 选配管道阀门和水锤防护措施。下面介绍各主要参数的计算方法。

1. 水泵处出现的最低压力

$$H_{\min} = K_1 (1 - p_1) H_0 - Z$$

$$K_1 = \frac{H_p}{H_c - h_w} \tag{5-38}$$

式中  $H_{\min}$  为水泵处出现的最低压力, m;  $Z$  为泵轴线与正常前池水位的高差, m;  $K_1$  为扬程修正系数;  $H_p$  为水泵的额定扬程, m,  $H_c$  为静扬程,  $h_w$  为管道水头损失, m;  $p_1$  为根据  $T_b/T_a$ , 从图 5-39 中曲线  $p_1$  查得的水泵处最大降压率 (相当于工作扬程的百分数)。

2. 管道中点处出现的最低压力

$$H'_{\min} = K_1 (1 - p_2) H_0 - Z' \tag{5-39}$$

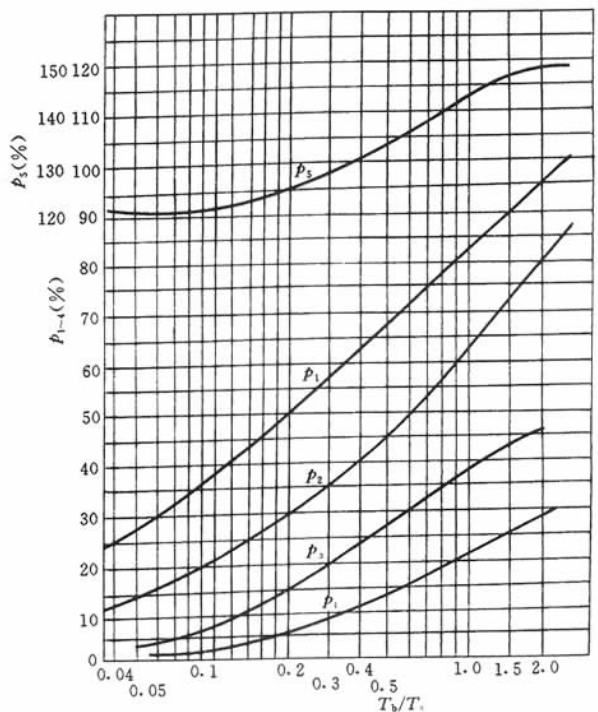


图 5-39 水泵处降压率曲线图

式中  $H'_{\min}$  为管道中点处出现的最低压力水头, m;  $Z'$  为管道中点与前池水位的高差, m;  $p_2$  为根据  $T_b/T_a$ , 从图 5-39 中曲线  $p_2$  查得的管道中点处最大降压率

若求得的  $H_{\min}$  值低于该处的汽化压力, 说明管道中的水柱将产生分离现象, 应当采取相应的防护措施。

### 3. 水泵处出现的最高压力

$$H_{\max} = H_s - Z + K_2 K_4 p_3 H_0 \quad (5-40)$$

$$K_2 = \frac{H_c - h_w}{H_p}$$

式中  $H_{\max}$  为水泵处出现的最高压力水头, m;  $K_2$  为最高增压时的扬程修正参数;  $K_4$  为最高增压时的比转数修正系数, 可由表 5-47 查得;  $p_3$  为根据  $T_b/T_a$ , 从图 5-39 曲线  $p_3$  查得的最大增压率。

表 5-47 最高增压时的比转数修正系数

比转数 $n_s$	60	90	100	130	190	220	280
$K_4$	1.06	1.04	1.03	1.00	0.75	0.70	0.65

### 4. 管道中点处出现的最高压力

$$H'_{\max} = H_c + Z' + K_2 K_4 p_4 H_0 \tag{5-41}$$

式中  $H'_{\max}$  为管道中点处出现的最高压力，m； $p_4$  为根据  $T_b/T_a$ ，从图 5-39 曲线  $p_4$  查出的最大增压率。

### 5. 机组转子出现的最高逆转速

$$N_{\max} = K_3 K_5 P_5 n_0 \tag{5-42}$$

$$K_3 = \sqrt{\frac{H_c - h_w}{H_p}}$$

式中  $N_{\max}$  为机组转子最高逆转数，r/min； $P_5$  为根据  $T_b/T_a$ ，从图 5-39 曲线  $P_5$  查出的机组转于增速率（相当于正常转速的百分数）； $K_3$  为最高逆转速的扬程修正系数， $K_5$  为最高逆转速的比转数修正系数，可从表 5-48 查出； $n_0$  为机组转子的正常转数，r/min。

表 5-48 最高逆转速的比转数修正系数

比转数 $n_s$	60	90	130	200	250	300	350
$K_5$	0.90	0.94	1.00	1.03	1.10	1.14	1.20

## 第六节 喷灌工程规划

在即将跨进 21 世纪的今天，兴建喷灌工程与兴建其他各类工程一样，要有速度、质量、效益、法规的观念，再不能采取过去那种“边勘测、边设计、边施工”的粗放型做法，而应严格按照工程建设程序，在申请立项、审批、规划，设计等一系列前期工作完成后再付诸工程实施。

通常，建设一个喷灌工程：首先应进行可行性研究，当通过客观分析，确认该工程可行时，应向上级主管部门提交兴建该工程的项目建议书，并附可行性研究报告；上级主管部门根据提交的上述文件，在组织有关专家进行评估的基础上，进行审查、研究，同意立项后，该工程就取得了建设权；工程立项后，应对工程具体地进行规划和设计。

可行性研究报告，是对兴建喷灌工程的必要性与可能性所进行的客观上的技术经济论证。它既为上级主管部门对工程项目进行评估、审查和决策提供依据，也使投资者全面了解所申请立项的工程在技术上是否先进、经济上是否合理、操作起来是否可行，做到了心中有数。可行性研究报告的主要内容如下。

### （一）项目的背景

（1）喷灌工程所在地的基本情况。包括自然条件、生产条件及社会经济条件。

（2）兴建喷灌工程的必要性。从当地水资源供需现状方面，从采用喷灌以后可以产生的直接经济效益（农业增产、农民增收）、社会效益（扩大了对人民生活用水、工业

用水的供给量，为乡镇企业提供了更多的劳动力等）和生态环境效益（水土保持、小流域治理等）方面分析。

（3）兴建喷灌工程的可能性。从当地领导和群众对搞喷灌的认同方面，从技术条件方面，从资金、劳力的投入方面分析。

## （二）工程建设的内容

- （1）喷灌类型的选择。
- （2）喷灌工程的建设面积及初步设计方案。
- （3）配套工程的类型、数量。
- （4）工程建设的进度安排。

## （三）投资估算及资金筹措

- （1）设备投资。各类设备的数量、价格等。
- （2）工程投资。除设备投资之外的全部工程建设投资。
- （3）资金筹措。包括各级财政投资、集体投资、农民自筹投资以及农民投工折资等。

## （四）效益分析

- （1）工程建成后由于节水、节地，增产、增收的经济效益。
- （2）计算工程的还本年限和内部回收率。
- （3）工程建成后的社会效益及生态环境效益。

# 一、规划的原则及内容

申报的喷灌工程被批准立项以后，就应着手对该工程进行具体的规划和设计。适用于喷灌的设备种类很多，怎样结合所建工程的具体情况，选用和组合这些设备，才能既保证实现对该工程的各项技术要求，又能使工程在较少的投资及运行费用的情况下获得较高的经济效益，以达到切合实际、技术先进、经济合理、安全适用的标准？首先就要能正确地进行工程的规划和设计。

一般说来，喷灌工程的规划设计应当分成规划和设计两个阶段。但由于我国当前喷灌工程的规模都不是很大，当喷灌面积在 500 亩以下时，也可将规划和设计要求的内容融在一起一步完成。

喷灌工程的规划是对整个工程进行总体安排和粗轮廓的设计，关系到全局，必须充分重视。它的任务是在综合分析基本资料、掌握喷灌区基本情况和特点的基础上，通过技术经济比较确定喷灌工程的总体设计方案。



## （一）喷灌工程规划的原则

（1）喷灌工程是农田水利工程的一个组成部分，因此，喷灌工程的规划应以各地的喷灌区划为基础，并与当地的农业区划和水利规划协调一致。

（2）贯彻统筹兼顾的原则。注意充分利用原有的水利及其他工程设施；注意与其他灌溉方式的相互协调；与排水、道路、林带、供电及居民点的规划相结合，与节水农业技术相结合。做到统筹安排，合理布局。

（3）注重经济效益。喷灌工程应与农业种植结构调整统筹考虑，同时在保证喷洒质量、运行安全可靠和管理方便的前提下，尽量降低投资造价和运行费用。尽可能考虑喷灌设备的综合利用。工程建成后一定要有经济效益，特别对投资者来说，一定要能尝到增产、增收的甜头，决不能使建成的喷灌工程变成一个经济包袱。

（4）注意节约能源。在有自然水头可利用的地方，尽量发展自压喷灌。

（5）贯彻实事求是、因地制宜的原则。要针对当地的实际情况，如水源、生产管理体制、经济实力等，能上多大规模就上多大规模，适宜搞什么样的形式就搞什么形式，量力而行，讲求实效。既不要因循守旧，也不要盲目攀比。

（6）贯彻谁受益、谁投资的原则。在发展社会主义市场经济的形势下，筹措喷灌工程建设资金时，一定要坚持自力更生，摒弃“等、靠、要”的思想。

## （二）喷灌工程规划的内容

喷灌工程规划是整个喷灌工程建设的依据，也是进行具体技术设计的前提。它的主要内容如下。

### 1. 勘测和收集基本资料

基本资料包括喷灌区的自然条件、生产条件、社会经济条件等方面的资料，当地的喷灌区划、农业区划、水利规划、乡镇发展远景规划等方面的资料以及灌溉试验资料等。它们反映了喷灌区的具体情况和特点。只有这些资料是丰富的、可靠的、符合实际的，才有可能做出正确的、合理的喷灌工程规划。因此，对通过勘测、调查和试验等手段获得的各种资料和试验结果，应进行必要的核实和分析，做到选用数据真实、准确。

### 2. 喷灌可行性分析

根据收集到的基本资料，对在该地兴建喷灌工程的技术可行性和经济合理性作出论证。在进行可行性分析时，可将采用喷灌与采用其他的灌溉方式进行比较。同时，应把水源可靠、建设资金落实，工程建成后能获得明显的经济效益，以及当地领导和群众对发展喷灌的热情和积极性作为兴建喷灌工程必备的基本条件。

### 3. 喷灌系统选型

喷灌系统的类型很多，各种类型的喷灌系统都有其适用条件和特点，且投资造价、运行成本高低各异，生产效率、喷洒质量、对运行管理的要求也有区别。因此，应根据当地的水源、地形、作物、能源及设备供应、管理体制、经济基础等条件，对可能适用的喷灌系统类型（一般要求2~3种）进行技术经济比较，从中择优选定。对于面积较

大或地形条件复杂的灌区，亦可分区选用几种不同类型。通常，在灌水次数频繁、地面坡度陡、地形及地块复杂的丘陵山区，对于经济价值高的作物，可采用固定管道式喷灌系统。在地形平坦的大田作物区，可采用半固定管道式、移动管道式或小型机组式喷灌系统。在灌水次数较少情况下，对于适度规模经营的大田作物可采用卷盘式喷灌机。在大中型农场可采用中心支轴式喷灌机和平移式喷灌机。连片集中的牧草地和矮秆作物种植区，可采用滚移式喷灌机。在有 25m 以上自然水头的地方，应尽量采用自压喷灌系统。

#### 4. 水源工程规划

河流、塘坝、小水库、渠道、蓄水池、井等各种类型水源，都可以作为喷灌工程的水源。水源工程的规划包括：①确定喷灌系统从水源取水的方式和取水的位置。②分析现有水源的流量、水位、水质是否符合该喷灌系统的要求。若不符合时采用哪些工程措施，例如流量不足或供水时间不符合要求时需要建哪些蓄水工程（蓄水池、大口井、塘坝等）以调蓄水量，合理确定蓄水工程的数量、容量、位置等；如果水质不符合要求时，应如何修建沉沙池等水质处理设施。③规划移动式喷灌机组的田间渠道网或管道供水工程。

#### 5. 压力分区规划

当喷灌区面积较大时，由于地形复杂、地块分散、水源集中、输水距离较长等因素的影响，会形成喷灌区各处的压力值相差很大，若采用同种规格型号的喷灌设备，势必造成能源浪费、喷洒质量的降低。因此，应对喷灌区进行压力分区规划。

#### 6. 工程规划布置

在综合分析水源位置、地块形状、耕作方向、地形、地质、风向，以及现有的道路、林带、排水和供水供电系统等因素的基础上，进行喷灌工程规划布置。通常需进行至少两个方案比较，以寻求最佳的布置方案。工程规划布置宜在比例尺不小于 1/5000 的地形图上做，在地形图上绘出喷灌区的边界线、压力分区线，标出水源工程、泵站等主要建筑物以及典型地物的位置，标出喷灌系统骨干管（渠）的位置和走向。

#### 7. 投资概算及效益分析

对主要材料和设备的用量、投资造价及工程运行费用做出估算。若面积较大时，可以典型地块为单元进行估算，然后扩大概算出全喷灌区的投资。对工程建成后的增产增收效益及主要经济指标做出分析计算。通常，计算的内容有：总投资、年费用、效益计算、亩投资、还本年限、效益费用比和内部回收率。

### （三）喷灌工程规划阶段的成果要求

喷灌工程规划阶段应提交的成果有设计任务书和喷灌工程规划布置图。设计任务书可按下述内容和顺序编制。

- （1）喷灌区基本情况。
- （2）喷灌工程可行性分析。
- （3）喷灌系统类型的选择。

- (4) 水源分析及水源工程规划。
- (5) 喷灌工程的规划布置。
- (6) 投资概算及效益分析。

在设计任务书中应阐明该喷灌工程选定的设计标准、依据的原则、定量计算的计算方法与结果。在进行可行性分析和方案选择时均应进行多方案比较。

## 二、喷灌设计标准

我国灌溉规划中常用灌溉保证率法确定灌溉设计标准。灌溉保证率是指灌区用水量在多年期间能够得到充分满足的机率，常用百分数表示。由于喷灌比地面灌投资大，因此，从工程的经济性考虑，国家标准 GBJ85—85《喷灌工程技术规范》中明确规定，喷灌的灌溉保证率要高于地面灌的灌溉保证率。在丰水地区或种植经济价值较高的作物时取较高值；在缺水地区或种植经济价值较低的作物时取较低值，但一般不应低于 85%。

对于一个具体的喷灌工程，确定设计标准，就是确定其采用多高的灌溉保证率。然后从以往的年份中，通过对有关资料组成的较长系列进行频率计算，选出符合所确定的灌溉保证率的某一年作为设计代表年，并以该年的自然条件资料作为拟定喷灌灌溉制度和规划水源工程的依据。

选择设计代表年的资料，可以是降水量资料、蒸发量资料、水源来水量资料或喷灌区用水量资料。喷灌设计代表年的选择，一般采用降水量资料或蒸发量与降水量的差值资料。实际中，往往降水年内分布不均，为使作物生长的主要需水期内喷灌用水的保证率符合设计标准，通常宜采用作物主要需水期的降水、蒸发资料推求设计代表年。这些资料应具有十年以上的连续性。下面，我们介绍选定设计代表年的常用频率算法——配线法。

### 1. 配线法涉及到的一些概念和参数

(1) 频率。笼统地说，频率是指某种情况在事件可能发生的众多情况中出现机会的多少。为便于理解，可借助于重现期这个术语。所谓重现期是指在事件可能发生的众多情况中，某一种情况平均重复出现的时间间隔。用  $P$  表示频率，以小数或百分数计；用  $T$  表示重现期，以年计。

$$\text{当 } P < 50\% \text{ 时} \quad T = \frac{1}{P} \quad (5-43)$$

$$\text{当 } P > 50\% \text{ 时} \quad T = \frac{1}{1-P} \quad (5-44)$$

例如，当某地年降水量为 2500mm 的频率  $P = 1\%$ ，代入式 (5-43) 得  $T = 100$  年，则 2500mm 的降水量为百年一遇的降水量。

假定取以往 24 年中，作物主要需水期的降水量资料组成系列来选择设计代表年，这个系列就是一个有 24 项的样本，即  $n = 24$ 。每一年的降水量值都是样本的一个项，它们的频率可用期望公式估算出来，称为经验频率。样本中的降水量按从大到小的顺序

排列, 各年降水量在系列中所对应的序号用  $m$  表示。经验频率的计算公式——期望公式为

$$P = m / (n + 1) \quad (5-45)$$

(2) 经验频率曲线。样本中每一年的降水量和它对应的经验频率就构成了一个点据, 把样本中所有的经验频率点据, 点绘在同一概率格纸上(概率格纸横坐标表示频率, 它的分格两端较稀而中间较密; 纵坐标表示年降水量, 为均匀分格或对数分格), 用直线段连接相邻点据就绘出了折线状的经验分布曲线, 若消除折线状而画成一条光滑的曲线, 此曲线即为经验频率曲线。

(3) 理论频率曲线。由于皮尔逊Ⅲ型曲线的线型与经验频率曲线比较相符, 因此, 常采用在绘有经验频率点据的图上, 绘制不同参数的皮尔逊Ⅲ型曲线, 使其逐步逼近经验频率曲线。最后与经验频率点据配合最佳的皮尔逊Ⅲ型曲线即为理论频率曲线, 被当做经验频率曲线使用。绘制皮尔逊Ⅲ型曲线的特征参数是  $\bar{X}$ 、 $C_v$  和  $C_s$ 。

$\bar{X}$  是样本即年降水量的算术平均值,  $X_i$  是样本中各年的降水量。

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad (5-46)$$

$C_v$  是样本的离差系数, 由下式计算:

$$C_v = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (K_i - 1)^2} \quad (5-47)$$

$$K_i = \frac{X_i}{\bar{X}} \quad (5-48)$$

式中  $K_i$  为模比系数。

$C_s$  是样本的偏差系数, 由于实际使用起来  $C_s$  的误差太大, 一般按照  $C_s$  与  $C_v$  的比值来选用。

点绘皮尔逊Ⅲ型曲线时, 首先应确定点绘该曲线的理论频率点据的位置, 也就是说要按照皮尔逊Ⅲ型曲线的规律计算出对应于预先拟定的不同频率的点据的纵坐标(即降水量)的值。该值可由下列公式计算得到

$$X_p = K_p \bar{X} \quad (5-49)$$

式中,  $K_p$  亦称模比系数, 当用式(5-47)、式(5-49)计算出  $C_v$  值, 并选定了  $C_s$  与  $C_v$  的比值后, 即可通过表 5-49 查出对应于拟定的不同频率值的  $K_p$  值。

表 5-49 皮尔逊Ⅲ型频率曲线的模比系数  $K_p$  值表

$P(\%)$ $C_v$	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
(一) $C_s = 1.5 C_v$															
0.05	1.19	1.16	1.15	1.14	1.13	1.12	1.10	1.08	1.06	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.40	1.33	1.31	1.29	1.27	1.24	1.21	1.17	1.13	1.08	1.00	0.93	0.87	0.84	0.78
0.15	1.63	1.51	1.47	1.44	1.42	1.37	1.32	1.26	1.19	1.12	1.00	0.90	0.81	0.77	0.68
0.20	1.88	1.70	1.65	1.60	1.57	1.51	1.44	1.35	1.26	1.16	1.00	0.86	0.75	0.69	0.58

续表

$P(\%)$ $C_v$	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
(一) $C_s = 1.5 C_v$															
0.25	2.14	1.91	1.83	1.78	1.73	1.65	1.56	1.44	1.33	1.20	0.99	0.83	0.69	0.62	0.49
0.30	2.42	2.12	2.03	1.96	1.90	1.80	1.68	1.53	1.40	1.25	0.98	0.79	0.63	0.55	0.40
0.35	2.71	2.35	2.23	2.15	2.07	1.95	1.81	1.62	1.46	1.28	0.97	0.75	0.58	0.49	0.33
0.40	3.02	2.58	2.44	2.34	2.25	2.10	1.94	1.72	1.53	1.32	0.96	0.71	0.52	0.42	0.25
0.45	3.35	2.83	2.66	2.54	2.44	2.26	2.07	1.82	1.60	1.35	0.95	0.68	0.47	0.36	0.18
0.50	3.70	3.08	2.89	2.75	2.64	2.43	2.21	1.92	1.67	1.39	0.94	0.64	0.41	0.30	0.11
0.55	4.00	3.35	3.13	2.97	2.84	2.60	2.35	2.02	1.73	1.42	0.93	0.60	0.36	0.25	0.06
0.60	4.44	3.63	3.38	3.19	3.04	2.78	2.50	2.12	1.80	1.46	0.91	0.56	0.31	0.19	0.00
0.65	4.84	3.92	3.64	3.42	3.25	2.95	2.64	2.22	1.87	1.49	0.90	0.52	0.27	0.14	-0.04
0.70	5.25	4.22	3.90	3.67	3.48	3.12	2.79	2.32	1.94	1.52	0.88	0.48	0.22	0.09	-0.08
0.75	5.68	4.53	4.17	3.91	3.70	3.32	2.87	2.42	2.00	1.55	0.87	0.45	0.18	0.05	-0.12
0.80	6.13	4.85	4.46	4.16	3.93	3.52	2.96	2.53	2.07	1.58	0.85	0.41	0.14	0.01	-0.16
0.85	6.60	5.18	4.75	4.42	4.16	3.72	3.19	2.63	2.19	1.61	0.83	0.37	0.10	-0.02	-0.19
0.90	7.09	5.52	5.05	4.69	4.40	3.92	3.42	2.74	2.21	1.65	0.80	0.33	0.06	-0.06	-0.22
0.95	7.58	5.87	5.37	4.96	4.50	4.12	3.58	2.84	2.27	1.67	0.78	0.30	0.02	-0.09	-0.24
1.00	8.09	6.23	5.68	5.24	4.91	4.33	3.74	2.95	2.33	1.69	0.76	0.27	-0.02	-0.13	-0.26
1.05	8.62	6.60	6.01	5.53	5.17	4.54	3.91	3.05	2.39	1.71	0.74	0.24	-0.05	-0.16	-0.27
1.10	9.16	6.98	6.34	5.82	5.43	4.76	4.08	3.16	2.45	1.74	0.71	0.21	-0.08	-0.19	-0.29
1.15	9.73	7.37	6.68	6.12	5.70	4.97	4.25	3.27	2.51	1.75	0.69	0.18	-0.10	-0.20	-0.30
1.20	10.31	7.77	7.01	6.42	5.98	5.20	4.42	3.38	2.58	1.77	0.66	0.14	-0.13	-0.22	-0.31
1.25	10.91	8.17	7.37	6.72	6.26	5.32	4.59	3.48	2.64	1.79	0.63	0.10	-0.15	-0.23	-0.31
1.30	11.52	8.59	7.72	7.05	6.54	5.65	4.76	3.59	2.70	1.81	0.61	0.07	-0.17	-0.25	-0.32
1.35	12.16	9.02	8.09	7.38	6.83	5.88	4.93	3.69	2.75	1.82	0.59	0.04	-0.19	-0.26	-0.32
1.40	12.80	9.46	8.46	7.70	7.12	6.12	5.10	3.80	2.81	1.83	0.55	0.01	-0.22	-0.28	-0.32
1.45	13.46	9.90	8.84	8.04	7.42	6.36	5.28	3.90	2.85	1.83	0.52	0.00	-0.23	-0.29	-0.33
1.50	14.14	10.36	9.22	8.39	7.72	6.60	5.47	4.00	2.90	1.84	0.49	-0.05	-0.25	-0.30	-0.33
(二) $C_s = 2 C_v$															
0.05	1.20	1.16	1.15	1.14	1.13	1.12	1.11	1.08	1.06	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.42	1.34	1.31	1.29	1.27	1.25	1.21	1.17	1.13	1.08	1.00	0.93	0.87	0.84	0.78
0.15	1.67	1.54	1.48	1.46	1.43	1.38	1.33	1.26	1.20	1.12	0.99	0.90	0.81	0.77	0.69
0.20	1.92	1.73	1.67	1.63	1.59	1.52	1.45	1.35	1.26	1.16	0.99	0.86	0.75	0.70	0.59
0.25	2.22	1.96	1.87	1.81	1.77	1.67	1.58	1.45	1.33	1.20	0.98	0.82	0.70	0.63	0.52
0.30	2.52	2.19	2.08	2.01	1.94	1.83	1.71	1.54	1.40	1.24	0.97	0.78	0.64	0.56	0.44
0.35	2.86	2.44	2.31	2.22	2.13	2.00	1.84	1.64	1.47	1.28	0.96	0.75	0.59	0.51	0.37
0.40	3.20	2.70	2.54	2.42	2.32	2.16	1.98	1.74	1.54	1.31	0.95	0.71	0.53	0.45	0.30
0.45	3.59	2.98	2.80	2.65	2.5	2.33	2.13	1.84	1.60	1.35	0.93	0.67	0.48	0.40	0.26
0.50	3.98	3.27	3.05	2.88	2.74	2.51	2.27	1.94	1.67	1.38	0.92	0.64	0.44	0.34	0.21
0.55	4.42	3.58	3.32	3.12	2.97	2.70	2.42	2.04	1.74	1.41	0.90	0.59	0.40	0.30	0.16
0.60	4.85	3.89	3.59	3.37	3.20	2.89	2.57	2.15	1.80	1.44	0.89	0.56	0.35	0.26	0.13
0.65	5.33	4.22	3.89	3.64	3.44	3.09	2.74	2.25	1.87	1.47	0.87	0.52	0.31	0.22	0.10
0.70	5.81	4.56	4.19	3.91	3.68	3.29	2.90	2.36	1.94	1.50	0.85	0.49	0.27	0.18	0.08
0.75	6.33	4.93	4.52	4.19	3.93	3.50	3.06	2.46	2.00	1.52	0.82	0.45	0.24	0.15	0.06

续表

$P$ (%)	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
$C_v$															
(一) $C_s = 1.5 C_v$															
0.80	6.85	5.30	4.84	4.47	4.19	3.71	3.22	2.57	2.06	1.54	0.80	0.42	0.21	0.12	0.04
0.85	7.41	5.69	5.17	4.77	4.46	3.93	3.39	2.68	2.12	1.56	0.77	0.39	0.18	0.10	0.03
0.90	7.98	6.08	5.51	5.07	4.74	4.15	3.56	2.78	2.19	1.58	0.75	0.35	0.15	0.08	0.02
0.95	8.59	6.48	5.86	5.38	5.02	4.38	3.74	2.89	2.25	1.60	0.72	0.31	0.13	0.07	0.01
1.00	9.21	6.91	6.22	5.70	5.30	4.61	3.91	3.00	2.30	1.61	0.69	0.29	0.11	0.05	0.01
1.05	9.80	7.35	6.59	6.03	5.59	4.84	4.08	3.10	2.35	1.62	0.66	0.26	0.09	0.04	0.01
1.10	10.52	7.79	6.97	6.37	5.88	5.08	4.26	3.20	2.41	1.63	0.64	0.23	0.07	0.03	0.00
1.15	11.21	8.24	7.36	6.71	6.19	5.32	4.44	3.30	2.46	1.64	0.61	0.21	0.06	0.02	0.00
1.20	11.90	8.70	7.76	7.06	6.50	5.57	4.62	3.41	2.51	1.65	0.58	0.18	0.05	0.02	0.00
1.25	12.63	9.18	8.16	7.41	6.82	5.81	4.80	3.51	2.56	1.65	0.55	0.16	0.04	0.01	0.00
1.30	13.36	9.67	8.57	7.76	7.14	6.06	4.98	3.61	2.60	1.65	0.52	0.14	0.03	0.01	0.00
1.35	14.13	10.17	8.99	8.13	7.46	6.31	5.16	3.71	2.65	1.65	0.50	0.12	0.02	0.01	0.00
1.40	14.90	10.67	9.41	8.50	7.78	6.56	5.35	3.81	2.69	1.64	0.47	0.10	0.02	0.01	0.00
1.45	15.71	11.20	9.85	8.89	8.11	6.82	5.54	3.91	2.73	1.64	0.44	0.09	0.01	0.00	0.00
1.50	16.53	11.73	10.30	9.27	8.44	7.08	5.73	4.00	2.77	1.63	0.42	0.07	0.01	0.00	0.00
(三) $C_s = 2.5 C_v$															
0.05	1.20	1.16	1.15	1.14	1.14	1.12	1.11	1.08	1.07	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.43	1.35	1.31	1.29	1.28	1.25	1.22	1.17	1.13	1.08	1.00	0.93	0.88	0.84	0.79
0.15	1.70	1.55	1.50	1.47	1.44	1.39	1.34	1.26	1.20	1.12	0.99	0.89	0.82	0.77	0.70
0.20	1.97	1.76	1.70	1.65	1.61	1.54	1.46	1.35	1.26	1.16	0.98	0.86	0.76	0.70	0.61
0.25	2.29	2.00	1.92	1.85	1.79	1.70	1.60	1.45	1.33	1.20	0.97	0.82	0.70	0.64	0.54
0.30	2.62	2.25	2.14	2.05	1.98	1.86	1.73	1.55	1.40	1.24	0.96	0.78	0.65	0.58	0.47
0.35	3.00	2.53	2.39	2.27	2.19	2.03	1.87	1.65	1.4	1.27	0.95	0.75	0.60	0.53	0.41
0.40	3.33	2.81	2.64	2.50	2.40	2.21	2.02	1.75	1.54	1.30	0.94	0.71	0.55	0.47	0.36
0.45	3.82	3.12	2.91	2.75	2.62	2.40	2.17	1.85	1.60	1.33	0.92	0.67	0.51	0.43	0.32
0.50	4.26	3.44	3.19	3.00	2.85	2.59	2.32	1.96	1.67	1.36	0.90	0.63	0.47	0.39	0.29
0.55	4.75	3.79	3.50	3.27	3.10	2.79	2.48	2.07	1.73	1.39	0.88	0.60	0.43	0.35	0.26
0.60	5.25	4.14	3.81	3.54	3.35	3.00	2.64	2.17	1.80	1.42	0.86	0.56	0.39	0.32	0.24
0.65	5.80	4.52	4.14	3.83	3.61	3.21	2.82	2.27	1.86	1.44	0.83	0.53	0.36	0.30	0.23
0.70	6.36	4.90	4.47	4.13	3.88	3.43	2.98	2.39	1.92	1.46	0.81	0.50	0.33	0.27	0.22
0.75	6.96	5.31	4.82	4.44	4.16	3.66	3.15	2.49	1.98	1.47	0.78	0.46	0.31	0.26	0.21
0.80	7.57	5.73	5.18	4.76	4.44	3.89	3.33	2.60	2.04	1.49	0.75	0.43	0.28	0.24	0.21
0.85	8.22	6.17	5.55	5.09	4.73	4.12	3.50	2.70	2.10	1.50	0.72	0.40	0.27	0.23	0.21
0.90	8.88	6.61	5.93	5.43	5.03	4.36	3.68	2.80	2.15	1.50	0.70	0.37	0.25	0.22	0.20
0.95	9.59	7.09	6.33	5.78	5.34	4.60	3.86	2.90	2.20	1.51	0.67	0.35	0.24	0.21	0.20
1.00	10.30	7.55	6.73	6.13	5.65	4.85	4.04	3.01	2.25	1.52	0.64	0.33	0.23	0.21	0.20
1.05	11.05	8.04	7.14	6.49	5.97	5.10	4.22	3.11	2.29	1.52	0.51	0.31	0.22	0.20	0.20
1.10	11.80	8.54	7.56	6.85	6.29	5.35	4.41	3.21	2.34	1.52	0.58	0.29	0.21	0.20	0.20
1.15	12.61	9.06	8.00	7.23	6.62	5.60	4.59	3.30	2.38	1.51	0.55	0.27	0.21	0.20	0.20
1.20	13.42	9.58	8.44	7.61	6.95	5.86	4.78	3.40	2.42	1.50	0.53	0.26	0.21	0.20	0.20
1.25	14.27	10.12	8.90	8.01	7.29	6.12	4.97	3.50	2.44	1.49	0.50	0.25	0.21	0.20	0.20
1.30	15.13	10.67	9.37	8.41	7.64	6.38	5.16	3.60	2.47	1.48	0.48	0.24	0.20	0.20	0.20

续表

$\begin{matrix} P(\%) \\ C_v \end{matrix}$	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
(一) $C_s = 1.5 C_v$															
1.35	16.02	11.24	9.84	8.80	8.00	6.64	5.34	3.68	2.50	1.46	0.45	0.23	0.20	0.20	0.20
1.40	16.92	11.81	10.31	9.20	8.35	6.91	5.52	3.76	2.53	1.45	0.43	0.23	0.20	0.20	0.20
1.45	17.86	12.40	10.79	9.61	8.70	7.17	5.70	3.83	2.56	1.43	0.40	0.22	0.20	0.20	0.20
1.50	18.81	12.99	11.28	10.03	9.06	7.44	5.88	3.91	2.58	1.41	0.37	0.22	0.20	0.20	0.20
(四) $C_s = 3 C_v$															
0.05	1.20	1.17	1.15	1.14	1.14	1.12	1.11	1.08	1.07	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.44	1.35	1.32	1.30	1.29	1.25	1.22	1.17	1.13	1.08	0.99	0.93	0.88	0.85	0.79
0.15	1.71	1.56	1.51	1.48	1.45	1.40	1.35	1.26	1.20	1.12	0.99	0.89	0.82	0.78	0.70
0.20	2.02	1.79	1.72	1.67	1.63	1.55	1.47	1.36	1.27	1.16	0.98	0.86	0.76	0.71	0.62
0.25	2.35	2.05	1.95	1.88	1.82	1.72	1.61	1.46	1.34	1.20	0.97	0.82	0.71	0.65	0.56
0.30	2.72	2.32	2.19	2.10	2.02	1.89	1.75	1.56	1.40	1.23	0.96	0.78	0.66	0.60	0.50
0.35	3.12	2.61	2.46	2.33	2.24	2.07	1.90	1.66	1.47	1.26	0.94	0.74	0.61	0.55	0.46
0.40	3.56	2.92	2.73	2.58	2.46	2.26	2.05	1.76	1.54	1.29	0.92	0.70	0.57	0.50	0.42
0.45	4.04	3.26	3.03	2.85	2.70	2.46	2.21	1.87	1.60	1.32	0.90	0.67	0.53	0.47	0.39
0.50	4.55	3.62	3.34	3.12	2.96	2.67	2.37	1.98	1.67	1.35	0.88	0.64	0.49	0.44	0.37
0.55	5.09	3.99	3.66	3.42	3.21	2.88	2.54	2.08	1.73	1.36	0.86	0.60	0.46	0.41	0.36
0.60	5.66	4.38	4.01	3.71	3.49	3.10	2.71	2.19	1.79	1.38	0.83	0.57	0.44	0.39	0.35
0.65	6.26	4.81	4.36	4.03	3.77	3.33	2.88	2.29	1.85	1.40	0.80	0.53	0.41	0.37	0.34
0.70	6.90	5.23	4.73	4.35	4.06	3.56	3.05	2.40	1.90	1.41	0.78	0.50	0.39	0.36	0.34
0.75	7.57	5.68	5.12	4.69	4.36	3.80	3.24	2.50	1.96	1.42	0.76	0.48	0.38	0.35	0.34
0.80	8.26	6.14	5.50	5.04	4.66	4.05	3.42	2.61	2.01	1.43	0.72	0.46	0.36	0.34	0.34
0.85	9.00	6.62	5.92	5.40	4.98	4.29	3.59	2.71	2.06	1.43	0.69	0.44	0.35	0.34	0.34
0.90	9.75	7.11	6.33	5.75	5.30	4.54	3.78	2.81	2.10	1.43	0.67	0.42	0.35	0.34	0.33
0.95	10.54	7.62	6.76	6.13	5.62	4.80	3.96	2.91	2.14	1.43	0.64	0.39	0.34	0.34	0.33
1.00	11.35	8.15	7.20	6.51	5.96	5.05	4.15	3.00	2.18	1.42	0.61	0.38	0.34	0.34	0.33
1.05	12.20	8.68	7.66	6.90	6.31	5.32	4.34	3.10	2.21	1.41	0.58	0.37	0.34	0.33	0.33
1.10	13.07	9.24	8.13	7.31	6.65	5.57	4.53	3.19	2.23	1.40	0.56	0.36	0.34	0.33	0.33
1.15	13.96	9.81	8.59	7.70	7.00	5.83	4.70	3.26	2.26	1.38	0.54	0.35	0.34	0.33	0.33
1.20	14.88	10.40	9.08	8.12	7.36	6.10	4.89	3.35	2.30	1.36	0.51	0.35	0.33	0.33	0.33
1.25	15.84	11.00	9.57	8.53	7.72	6.36	5.07	3.43	2.31	1.34	0.49	0.35	0.33	0.33	0.33
1.30	16.81	11.60	10.06	8.94	8.09	6.64	5.25	3.51	2.33	1.31	0.47	0.34	0.33	0.33	0.33
1.35	17.80	12.21	10.57	9.38	8.45	6.91	5.42	3.59	2.34	1.30	0.45	0.34	0.33	0.33	0.33
1.40	18.84	12.83	11.09	9.82	8.83	7.17	5.61	3.66	2.34	1.27	0.43	0.34	0.33	0.33	0.33
1.45	19.88	13.47	11.62	10.26	9.20	7.45	5.77	3.72	2.35	1.23	0.42	0.34	0.33	0.33	0.33
1.50	20.95	14.13	12.15	10.69	9.58	7.72	5.95	3.78	2.35	1.21	0.40	0.33	0.33	0.33	0.33

在点绘有经验频率点据的概率格纸上点绘理论频率点据，然后用光滑的曲线将理论频率点据连起来，第一条理论频率曲线就画出来了。

### 2. 用配线法选定最佳的理论频率曲线

当  $C_v$  值确定后，皮尔逊 III 型曲线随  $C_s$  值的增大，其上段变陡而下段趋于平缓。若画出的第一条理论频率曲线与经验点据配合不好时，可依照皮尔逊重型曲线随  $C_s$  变

化的规律，重新选定  $C_s$  与  $C_v$  的比值，画出新的理论频率曲线，直至找到与经验频率曲线配合最佳的理论频率曲线，作为最终采用的频率曲线。为了清楚表明经验频率点据与采用的频率曲线的配合情况，通常，在概率格纸上不必绘出试配的频率曲线，只要绘出最终采用的频率曲线即可。

### 3. 确定设计代表年

当喷灌工程的设计标准确定后，即可从最终采用的频率曲线上读出横坐标为设计标准值的点对应的纵坐标（降水量）的值，那末，样本中降水量的值与纵坐标的值最接近的那年，就是设计代表年。现举例说明喷灌工程设计代表年的选定过程：

某喷灌区有 24 年实测的作物主要需水期的降水量资料，该喷灌工程的设计标准为 90%。其降水量资料及频率计算见表 5-50。

表 5-50 降水量资料及频率计算表

年 份	年降水量 $X$ (mm)	序 号	经验频率及统计参数的计算				
			按大小排列的 $X_i$ (mm)	模比系数 $K_i$	$K_i - 1$	$(K_i - 1)^2$	$P = \frac{m}{n+1}$ (%)
1973	538.3	1	1064.5	1.60	0.60	0.360	4
1974	624.9	2	998.0	1.50	0.50	0.250	8
1975	663.2	3	964.2	1.45	0.45	0.202	12
1976	591.7	4	883.5	1.33	0.33	0.104	16
1977	557.2	5	789.3	1.18	0.18	0.032	20
1978	998.0	6	769.2	1.15	0.15	0.022	24
1979	641.5	7	732.9	1.10	0.10	0.010	28
1980	341.1	8	709.0	1.07	0.07	0.005	32
1981	964.2	9	687.3	1.03	0.03	0.001	36
1982	687.3	10	663.2	1.00	0	0	40
1983	546.7	11	641.5	0.96	-0.04	0.002	44
1984	509.9	12	624.9	0.94	-0.06	0.004	48
1985	769.2	13	615.5	0.92	-0.08	0.006	52
1986	615.5	14	606.7	0.91	-0.09	0.008	56
1987	417.1	15	591.7	0.89	-0.11	0.012	60
1988	789.3	16	587.7	0.88	-0.12	0.014	64
1989	732.9	17	586.7	0.88	-0.12	0.014	68
1990	1064.5	18	567.4	0.85	-0.15	0.022	72
1991	606.7	19	557.2	0.84	-0.16	0.026	76
1992	586.7	20	546.7	0.82	-0.18	0.032	80
1993	567.4	21	538.3	0.81	-0.19	0.036	84
1994	587.7	22	509.9	0.77	-0.23	0.053	88
1995	709.0	23	417.1	0.63	-0.37	0.137	92
1996	883.5	24	341.1	0.51	-0.49	0.240	96
合 计	15993.5		15993.5		-0.02	1.592	



多年平均降水量为： $\bar{X} = 15993.5/24 = 666.4\text{mm}$ 。

离差系数为： $C_v = \sqrt{1.592/23} = 0.26$ ，取  $C_v = 0.30$ 。

假定  $C_s = 2C_v = 0.60$ ； $C_s = 3C_v = 0.90$ ； $C_s = 2.5C_v = 0.75$ ，进行三次配线后选择  $C_s = 2.5$ ， $C_v = 0.75$  时的皮尔逊Ⅲ型曲线为最终采用频率曲线，计算见表 5-51。

表 5-51 频率曲线选配计算表

频 率 $P$ (%)	第一次配线 $\bar{X} = 666.4$ $C_v = 0.30$ $C_s = 2C_v = 0.60$		第二次配线 $\bar{X} = 666.4$ $C_v = 0.30$ $C_s = 3C_v = 0.90$		第三次配线（采用） $\bar{X} = 666.4$ $C_v = 0.30$ $C_s = 2.5C_v = 0.75$	
	$K_p$	$X_p$	$K_p$	$X_p$	$K_p$	$X_p$
	1	1.83	1219	1.89	1259	1.86
5	1.54	1025	1.56	1039	1.55	1032
10	1.40	933	1.40	933	1.40	933
20	1.24	826	1.23	820	1.24	826
50	0.97	646	0.97	646	0.97	646
75	0.78	520	0.78	520	0.78	520
90	0.64	426	0.66	439	0.65	433
95	0.56	373	0.60	400	0.58	386
99	0.44	293	0.50	333	0.47	313

将经验频率点据和最终采用的频率曲线点绘在同一个概率格纸的坐标图上（图 5-40），由图上可以查出，曲线上横坐标为 90% 的点，其纵坐标称为 433mm。由 24 年降水量的样本中可知，1987 年的降水量 417.1mm 与 433mm 最接近，则 1987 年即被选定为设计代表年。

### 三、喷灌工程的用水分析

喷灌工程的用水量包括两个方面的含义，一个是指用水总量，一个是指用水流量。喷灌工程的用水量主要是农田喷灌的用水量，它是以喷灌区内作物的需水量为基础，再考虑喷灌区内从水源到农田直至被作物吸收利用的全过程中损失的水量。

#### （一）作物需水量

作物需水量是指作物在正常生长的情况下，供给植株蒸腾和棵间土壤蒸发所需的水量，因此也称为作物腾发量。植株蒸腾是作物的生理需水，它是指作物自身生长发育，进行光合作用，叶面气孔蒸腾等作用所必需的水分消耗。棵间土壤蒸发是作物的生态需水，它是指改善作物生长环境，如改善田间小气候、改变土壤和空气的温度状况等所需要的水分。作物需水量受作物、气象、土壤，以及农业措施等多方面因素的影响，各地相差悬殊，即使同一种作物，在不同的生育期，需水量差异也很大，因此，有条件时应

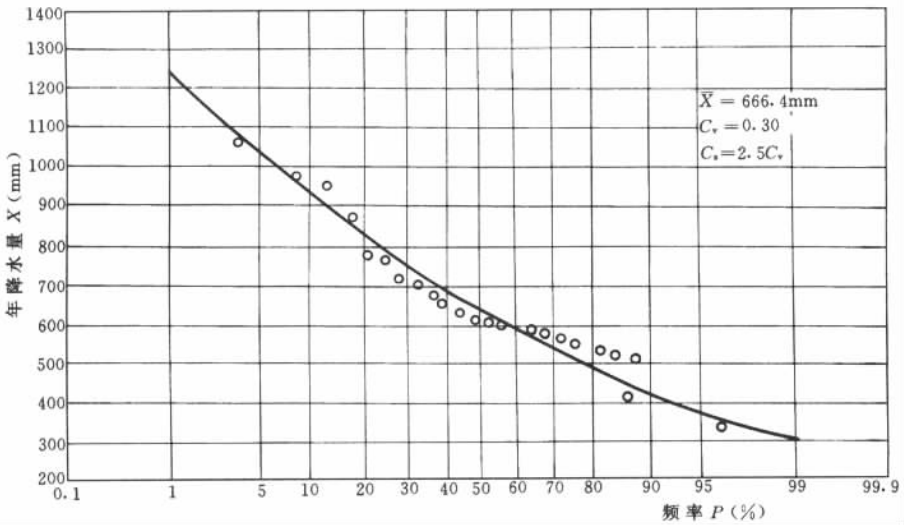


图 5-40 某喷灌区降水量频率曲线

根据当地或邻近地区的喷灌试验确定。联合国粮农组织也推荐了几种计算作物需水量的方法，其中应用较广且计算结果又较可靠的是改进彭曼法。

改进彭曼法是一种能量平衡法，它综合了热量平衡和水汽扩散理论，故又称为综合法。用这种方法计算作物需水量的步骤如下。

1. 计算参考作物腾发量  $ET_0$

参考作物腾发量是指某种开阔草地上的腾发量，这种草地被生长高度为 8~15cm、高矮均匀、发育良好、且不缺水的青草完全覆盖着。其计算公式为

$$ET_0 = C [WR_n + (1 - W) f(u) (e_a - e_d)] \quad (5-50)$$

式中  $ET_0$  为参考作物蒸发蒸腾量，mm/d； $C$  为修正系数，根据空气相对湿度、 $R_n$  风速等查表 5-52 确定； $R_n$  为太阳净辐射，以所能蒸发的水层深度计，mm/d，不具备实测资料时，可用经验公式计算； $W$  为取决于温度与高程的加权系数，可查表 5-55 确定； $f(u)$  为风函数， $u$  为 2m 高处的风速，km/d，可查表，也可用经验公式计算； $e_a$  为平均温度下的饱和水汽压，hPa，可查表 5-53 确定； $e_d$  为实际水汽压，hPa，由当地气象台站得到。

表 5-52 修正参数  $C$  值表

$\begin{matrix} H_{max} \\ R_s \\ (mm/d) \end{matrix}$	30%				60%				90%			
	3	6	9	12	3	6	9	12	3	6	9	12
$v_s(m/s)$												
$V_b/V_k = 4$												
0	0.86	0.90	1.00	1.00	0.96	0.98	1.05	1.05	1.02	1.06	1.10	1.10

续表

$v_s$ (m/s)	$\frac{H_{\max}}{R_s}$ (mm/d)	30%				60%				90%			
		3	6	9	12	3	6	9	12	3	6	9	12
$V_b/V_k = 4$													
3		0.79	0.84	0.92	0.97	0.92	1.00	1.11	1.19	0.99	1.10	1.27	1.32
6		0.68	0.77	0.87	0.93	0.85	0.96	1.11	1.19	0.94	1.10	1.26	1.33
9		0.55	0.65	0.78	0.90	0.76	0.88	1.02	1.14	0.88	1.01	1.16	1.27
$V_b/V_k = 2$													
0		0.86	0.90	1.00	1.00	0.96	0.98	1.05	1.05	1.02	1.06	1.10	1.10
3		0.76	0.81	0.88	0.94	0.87	0.96	1.06	1.12	0.94	1.04	1.18	1.28
6		0.61	0.68	0.81	0.88	0.77	0.88	1.02	1.10	0.86	1.01	1.15	1.22
9		0.46	0.56	0.72	0.82	0.67	0.79	0.88	1.05	0.78	0.92	1.06	1.18
$V_b/V_k = 2$													
0		0.86	0.90	1.00	1.00	0.96	0.98	1.05	1.05	1.02	1.06	1.10	1.10
3		0.69	0.76	0.85	0.92	0.83	0.91	0.99	1.05	0.89	0.98	1.10	1.14
6		0.53	0.61	0.74	0.84	0.70	0.80	0.94	1.02	0.79	0.92	1.05	1.12
9		0.37	0.48	0.65	0.76	0.59	0.70	0.84	0.95	0.71	0.81	0.96	1.06
$V_b/V_k = 1$													
0		0.86	0.90	1.00	1.00	0.96	0.98	1.05	1.05	1.02	1.06	1.10	1.01
3		0.64	0.71	0.82	0.89	0.78	0.86	0.94	0.99	0.85	0.92	1.01	1.05
6		0.43	0.53	0.68	0.79	0.62	0.70	0.84	0.93	0.72	0.82	0.95	1.00
9		0.27	0.41	0.59	0.70	0.50	0.60	0.75	0.87	0.62	0.72	0.87	0.96

注 表中  $V_b$  为白天平均风速;  $V_k$  为夜晚平均风速;  $H_{\max}$  为平均夜晚最大湿度;  $R_s = (0.25 + 0.50n/N) R_a$ 。

表 5-53 饱和水汽压  $e_a$  与平均气温  $T$  的关系

$T$ (°C)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$e_a$ (hPa)	6.1	6.6	7.1	7.6	8.1	8.7	9.3	10.0	10.7	11.5
$T$ (°C)	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
$e_a$ (hPa)	12.3	13.1	14.1	15.0	16.1	17.0	18.2	19.4	20.6	22.0
$T$ (°C)	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
$e_a$ (hPa)	25.4	24.9	26.4	28.1	29.8	31.7	33.6	35.7	37.8	40.1
$T$ (°C)	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
$e_a$ (hPa)	42.4	44.9	47.6	50.3	53.2	56.2	59.4	62.8	66.3	69.9

参考作物蒸发蒸腾量只考虑了气象等环境因素的影响。通常，将作物生长期或灌溉临界期分为 30 天或 10 天一个时段，用设计代表年的各时段内的平均气象资料来计算  $ET_0$ 。

若用公式计算太阳净辐射  $R_n$ ，其计算式为

$$R_n = R_{ns} - R_{ni} \quad (5-51)$$

$$R_{ns} = (1 - \alpha) (0.25 + 0.50n/N) R_a \quad (5-52)$$

$$R_{ni} = \sigma T_k^4 (0.34 - 0.044 \sqrt{e_d}) (0.1 + 0.9n/N) \quad (5-53)$$

式中  $\alpha$  为太阳辐射的反射率，一般取 23%； $n$  为日平均日照时数，h，由当地气象台站实测得到； $N$  为可能最大日平均日照时数，h，不同纬度和月份， $N$  值均可查表 5-54 得到； $R_a$  为大气顶层接受的太阳辐射量，以所能蒸发的水量计，mm/d，可查表 5-57 得到； $\sigma$  为常数， $\sigma = 2 \times 10^{-9}$ ，mm/(d·K<sup>4</sup>)； $T_k$  为以绝对温度表示的平均气温，K， $T_k = 273 + T$  ( $T$  为平均气温，℃)。

表 5-54 不同纬度地区各月的日平均最大日照小时  $N$

北纬	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
南纬	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月
50	8.5	10.1	11.8	13.8	15.4	16.3	15.9	14.5	12.7	10.8	9.1	8.1
48	8.8	10.2	11.8	13.6	15.2	16.0	15.6	14.3	12.6	10.9	9.3	8.3
46	9.1	10.4	11.9	13.5	14.9	15.7	15.4	14.2	12.6	10.9	9.5	8.7
44	9.3	10.5	11.9	13.4	14.7	15.4	15.2	14.0	12.6	11.0	9.7	8.9
42	9.4	10.6	11.9	13.4	14.6	15.2	14.9	13.9	12.6	11.1	9.8	9.1
40	9.6	10.7	11.9	13.3	14.4	15.0	14.7	13.7	12.5	11.2	10.0	9.3
35	10.1	11.0	11.9	13.1	14.0	14.5	14.3	13.5	12.4	11.3	10.3	9.8
30	10.4	11.1	12.0	12.9	13.6	14.0	13.9	13.2	12.4	11.5	10.6	10.2
25	10.7	11.3	12.0	12.7	13.3	13.7	13.5	13.0	12.3	11.6	10.9	10.6
20	11.0	11.3	12.0	12.6	13.1	13.3	13.2	12.8	12.3	11.7	11.2	10.9
15	11.3	11.6	12.0	12.5	12.8	13.0	12.9	12.6	12.3	11.8	11.4	11.2
10	11.6	11.8	12.0	12.3	12.6	12.7	12.6	12.4	12.2	11.8	11.6	11.5
5	11.8	11.9	12.0	12.2	12.3	12.4	12.3	12.1	12.0	11.9	11.8	
0	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1

表 5-55 不同温度与高程条件下的加权系数  $W$  数值

温度(℃) \ 高程(m)	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
0	0.43	0.46	0.49	0.52	0.55	0.58	0.61	0.64	0.66	0.68
500	0.45	0.48	0.51	0.54	0.57	0.60	0.62	0.65	0.67	0.70
1000	0.46	0.49	0.52	0.55	0.58	0.61	0.64	0.66	0.69	0.71
2000	0.49	0.52	0.55	0.58	0.61	0.64	0.66	0.69	0.71	0.73

续表

温度(℃) 高程(m)	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	
	3000	0.52	0.55	0.58	0.61	0.64	0.66	0.69	0.71	0.73	0.75
	4000	0.55	0.58	0.61	0.64	0.66	0.69	0.71	0.73	0.76	0.78
温度(℃) 高程(m)	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	
	0	0.71	0.73	0.75	0.77	0.78	0.80	0.82	0.83	0.84	0.85
	500	0.72	0.74	0.76	0.78	0.79	0.81	0.82	0.84	0.85	0.86
	1000	0.73	0.75	0.77	0.79	0.80	0.82	0.83	0.85	0.86	0.87
	2000	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.85	0.86	0.87	0.88
	3000	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.85	0.86	0.88	0.88	0.89
	4000	0.79	0.81	0.83	0.84	0.85	0.86	0.88	0.89	0.90	0.90

表 5-56 大气顶层接受的太阳辐射  $R_a$  (以造成的水面蒸发量 mm/d 计)

纬度	北 半 球											
	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
50°	3.8	6.1	9.4	12.7	15.8	17.1	16.4	14.1	10.9	7.4	4.5	3.2
48°	4.3	6.6	9.8	13.0	15.9	17.2	16.5	14.3	11.2	7.8	5.0	3.7
46°	4.9	7.1	10.2	13.3	16.0	17.2	16.6	14.5	11.5	8.3	5.5	4.3
44°	5.3	7.6	10.6	13.7	16.1	17.2	16.6	14.7	11.9	8.7	6.0	4.7
42°	5.9	8.1	11.0	14.0	16.2	17.3	16.7	15.0	12.2	9.1	6.5	5.2
40°	6.4	8.6	11.4	14.3	16.4	17.3	16.7	15.2	12.5	9.6	7.0	5.7
38°	6.9	9.0	11.8	14.5	16.4	17.2	16.7	15.3	12.8	10.0	7.5	6.1
36°	7.4	9.4	12.1	14.7	16.4	17.2	16.7	15.4	13.4	10.6	8.0	6.6
34°	7.9	9.8	12.4	14.8	16.5	17.1	16.8	15.5	13.4	10.8	8.5	7.2
32°	8.3	10.2	12.8	15.0	16.5	17.0	16.8	15.6	13.6	11.2	9.0	7.8
30°	8.8	10.7	13.1	15.2	16.5	17.0	16.8	15.7	13.9	11.6	9.5	8.3
28°	9.3	11.1	13.4	15.3	16.5	16.8	16.7	15.7	14.1	12.0	9.9	8.8
26°	9.8	11.5	13.7	15.3	16.4	16.7	16.6	15.7	14.3	12.3	10.3	9.3
24°	10.2	11.9	13.9	15.4	16.4	16.6	16.5	15.8	14.5	12.6	10.7	9.7
22°	10.7	12.3	14.2	15.5	16.3	16.4	16.4	15.8	14.6	13.0	11.1	10.2
20°	11.2	12.7	14.4	15.6	16.3	16.4	16.3	15.9	14.8	13.3	11.6	10.7
18°	11.6	13.0	14.6	15.6	16.1	16.1	16.1	15.8	14.9	13.6	12.0	11.1
16°	12.0	13.3	14.7	15.6	16.0	15.9	15.9	15.7	15.0	13.9	12.4	11.6
14°	12.4	13.6	14.9	15.7	15.8	15.7	15.7	15.7	15.1	14.1	12.8	12.0
12°	12.8	13.9	15.1	15.7	15.7	15.5	15.5	15.6	15.2	14.4	13.3	12.5
10°	13.2	14.2	15.3	15.7	15.5	15.3	15.3	15.5	15.3	14.7	13.6	12.9
8°	13.6	14.5	15.3	15.6	15.3	15.0	15.1	15.4	15.3	14.8	13.9	13.3

续表

纬 度	北 半 球											
	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
6°	13.9	14.8	15.4	15.4	15.1	14.7	14.9	15.2	15.3	15.0	14.2	13.7
4°	14.3	15.0	15.5	15.5	14.9	14.4	14.6	15.1	15.3	15.4	14.5	14.1
2°	14.7	15.3	15.6	15.3	14.6	14.2	14.3	14.9	15.3	15.3	14.8	14.4
0°	15.0	15.5	15.7	15.3	14.4	13.9	14.1	14.8	15.3	15.4	15.1	14.8
50°	17.5	14.7	10.9	7.0	4.2	3.1	3.5	5.5	8.9	12.9	16.5	18.2
48°	17.6	14.9	11.2	7.5	4.7	3.5	4.0	6.0	9.3	13.2	16.6	18.2
46°	17.7	15.1	11.5	7.9	5.2	4.0	4.4	6.5	9.7	13.4	16.7	18.3
44°	17.8	15.3	11.9	8.4	5.7	4.4	4.9	6.9	10.2	13.7	16.7	18.3
42°	17.8	45.5	12.2	8.8	6.1	4.9	5.4	7.4	10.6	14.0	16.8	18.3
40°	17.9	15.7	12.5	9.2	6.6	5.3	5.9	7.9	11.0	14.2	16.9	18.3
38°	17.9	15.8	12.8	9.6	7.1	5.8	6.3	8.4	11.4	14.4	17.0	18.3
36°	17.9	16.0	13.2	10.1	7.5	6.3	6.8	8.8	11.7	14.6	17.0	18.2
34°	17.8	16.1	13.5	10.5	8.0	6.8	7.2	9.2	12.0	14.9	17.1	18.2
32°	17.8	16.2	13.8	10.9	8.5	7.3	7.7	9.6	12.4	15.1	17.2	18.1
30°	17.8	16.4	14.0	11.3	8.9	7.8	8.1	10.1	12.7	15.3	17.3	18.1
28°	17.7	16.4	14.3	11.6	9.3	8.2	8.6	10.4	13.0	15.4	17.2	17.9
26°	17.6	16.4	14.4	12.0	9.7	8.7	9.1	10.9	13.2	15.5	17.2	17.8
24°	17.5	16.5	14.6	12.3	10.2	9.1	9.5	11.2	13.4	15.6	17.1	17.7
22°	17.4	16.5	14.8	12.6	10.6	9.6	10.0	11.6	13.7	15.7	17.0	17.5
20°	17.3	16.5	15.0	13.0	11.0	10.0	10.4	12.0	13.9	15.8	17.0	17.4
18°	17.4	16.5	15.1	13.2	11.4	10.4	10.8	12.3	14.1	15.8	16.8	17.1
16°	16.9	16.4	15.2	13.5	11.7	10.8	11.2	12.6	14.3	15.8	16.7	16.8
14°	16.7	16.4	15.3	13.7	12.1	11.2	11.6	12.9	14.5	15.8	16.5	16.6
12°	16.6	16.3	15.4	14.0	12.5	11.6	12.0	13.2	14.7	15.8	16.4	16.5
10°	16.4	16.3	15.5	14.2	12.8	12.0	12.4	13.5	14.8	15.9	16.2	16.2
8°	16.1	16.1	15.5	14.4	13.1	12.4	12.7	13.7	14.9	15.8	16.0	16.0
6°	15.8	16.0	15.6	14.7	13.4	12.8	13.1	14.0	15.0	15.7	15.8	15.7
4°	15.5	16.8	15.6	14.9	13.8	13.2	13.4	14.3	15.1	15.6	15.5	15.1
2°	15.3	15.7	15.7	15.1	14.1	13.5	13.7	14.5	15.2	15.5	15.3	15.1
0°	15.0	15.5	15.7	15.3	14.4	13.9	14.1	14.8	15.3	15.4	15.1	14.8

若用公式计算风函数  $f(u)$ ，其计算式为

$$f(u) = 0.27(1 + u/100) \quad (5-54)$$

若风速是在其他高度上测得的，可用下式换算成 2m 高处的风速

$$u_2 = u_z (2/z)^{0.2} \quad (5-55)$$

式中  $u_z$  为  $zm$  高处的风速，km/d。

## 2. 确定作物系数 $K_c$

作物系数是作物腾发量与参考作物腾发量的比值，它体现了作物本身的特性对需水

量的影响。因此，不同作物、同一作物在不同的生育阶段，其  $K_c$  值是不同的。通常，根据作物的种类、栽培技术、生育阶段以及常遇的气候条件，选定作物各生育阶段的  $K_c$  值。表 5-57 给出了几种作物的  $K_c$  值供选用。

表 5-57 几种作物的作物系数 ( $K_c$ )

作物生育期 作物	苗 期	发育初期	发育中期	发育后期	收 获	全生育期
小麦	0.30~0.40	0.70~0.80	1.05~1.20	0.65~0.75	0.20~0.25	0.80~0.90
玉米	0.30~0.50	0.70~0.85	1.05~1.20	0.80~0.95	0.55~0.60	0.75~0.90
棉花	0.40~0.50	0.60~0.80	1.05~1.25	0.80~0.90	0.65~0.70	0.80~0.90
大豆	0.30~0.40	0.70~0.80	1.00~1.15	0.70~0.80	0.40~0.50	0.75~0.90
花生	0.40~0.50	0.70~0.80	0.95~1.10	0.75~0.85	0.55~0.60	0.75~0.80
甜菜	0.40~0.50	0.76~0.85	1.05~1.20	0.90~1.00	0.60~0.70	0.80~0.90
甘蔗	0.40~0.50	0.70~1.00	1.00~1.30	0.75~0.80	0.50~0.60	0.85~1.05
土豆	0.40~0.50	0.70~0.80	1.05~1.20	0.85~0.95	0.70~0.75	0.75~0.90
烟草	0.30~0.40	0.70~0.80	1.00~1.20	0.90~1.00	0.79~0.85	0.85~0.95
水稻	1.10~1.15	1.10~1.15	1.10~1.30	0.95~1.05	0.95~1.05	1.05~1.20

注 高湿度 ( $HR_{min} > 70\%$ )、微风 ( $V < 5m/s$ ) 时，取第一数字，低湿度 ( $HR_{min} < 70\%$ )、大风 ( $V > 5m/s$ ) 时，取第二数字。

### 3. 计算作物实际腾发量 $ET_a$

当土壤供水充足，其含水量在田间持水量的 80% ~ 85% 以上，作物在较高水平的栽培技术和用水管理条件下能正常生长发育并获得最高产量时，腾发量可达最大值，用下式计算

$$ET_a = ET_{max} = K_c \cdot ET_0 \tag{5-56}$$

## (二) 灌溉制度的拟定

为掌握各种情况下所需要的水量，必须拟定合理的喷灌灌溉制度。所谓灌溉制度是指作物播前及全生育期内的灌水次数、灌水日期、灌水定额和灌溉定额。灌水定额是指单位灌溉面积上的一次灌水量。作物在整个生育期要多次灌水。灌溉定额就是作物在全生育期各次灌水量之和。

### 1. 设计灌水定额和设计灌水周期

作物的灌水定额和灌水周期随着年份和生育阶段不同而有所变化，为了确保喷灌工程的设计标准，应选择符合设计代表年的作物灌水临界期（作物需水强烈、计划湿润层大）的资料来计算设计灌水定额和设计灌水周期。

#### (1) 设计灌水定额的计算。

$$m = 10.2\gamma h (\beta_1 - \beta_2) / \eta \tag{5-57}$$

式中  $m$  为设计灌水定额，mm； $\gamma$  为土壤容重， $N/cm^3$ ； $h$  为计划湿润层深度，cm； $\beta_1$ 、 $\beta_2$  为适宜土壤含水量上、下限，重量百分比； $\eta$  为喷洒水利用系数。

若用单位面积的用水量表示设计灌水定额，则

$$m_0 = \frac{2}{3} m \quad (\text{m}^3/\text{亩})$$

计划湿润层深度  $h$ ，主要取决于作物主要根系活动层的深度，随着作物的生长根系活动层也随之加大。这里说的计划湿润层是指需水关键期作物主要根系活动层的深度。一般大田作物可取 40~60cm，蔬菜 20~30cm，果树 80~100cm。

适宜土壤含水量的上限是指灌水后计划湿润层土壤达到的水分含量，为了避免深层渗漏而造成水量的浪费，其值不能超过土壤田间持水量，一般取田间持水量的 80%~100%。适宜土壤含水量的下限是指由于作物耗水，土壤含水量逐渐降低而对作物生长发育开始造成影响时的土壤含水量，一般取田间持水量的 55%~70%。

喷洒水利用系数是指净灌水量与喷头喷灌水量的比值，它考虑了由喷头喷洒出来的水因蒸发和飘移而产生的水量损失。在有条件的情况下，宜实测确定，其计算公式为

$$\eta = \bar{\rho}A / (1000q) \quad (5-58)$$

式中  $\bar{\rho}$  为实测的平均喷灌强度，mm/h； $A$  为实测的湿润面积， $\text{m}^2$ ； $q$  为测试时喷头的平均流量， $\text{m}^3/\text{h}$ 。

无实测资料时，可根据气象条件在下列数值范围内选取：风速低于 3.4m/s 时， $\eta$  为 0.8~0.9；风速为 3.4~5.4m/s 时， $\eta$  为 0.7~0.8。湿润地区取较大值，干旱地区取较小值。

这里的风速是指设计风速，采用喷灌区主要作物关键需水期（灌水临界期）设计日喷灌时间内平均风速的多年平均值。

(2) 设计灌水周期的计算。设计灌水周期是指在无雨条件下，某种作物耗水旺盛时期的允许最大灌水间隔时间，可按下式计算：

$$T = m\eta / ET_a \quad (5-59)$$

式中  $T$  为设计灌水周期，d。

目前，大田作物的灌水周期，一般取 7~10 天，蔬菜取 1~2 天。

## 2. 按水量平衡原理分析拟定灌溉制度

(1) 播前灌水定额。为了保证作物种子发芽和出苗，必须在播种前保持土壤有一定的含水量，故常需要播前灌溉。播前灌水定额一般可根据经验选定，如北方小麦播前灌水定额为 20~27 $\text{m}^3/\text{亩}$ ；棉花播前灌水定额为 20~30 $\text{m}^3/\text{亩}$ 。

(2) 生育期灌溉制度。以作物计划湿润层为研究对象建立水量平衡方程

$$W_2 + W_1 + P_0 + W_k + W_T + M - ET \quad (5-60)$$

式中  $W_1$ 、 $W_2$  为喷灌时段始末计划湿润层含水量； $P_0$  为时段内保持在计划湿润层内的有效降水量； $W_k$  为时段内地下水的补给量； $W_T$  为时段内由于计划湿润层增大而增加的水量； $M$  为时段内的喷灌水量； $ET$  为时段内作物的需水量。

利用公式 (5-62) 进行水量平衡计算时，可采用图解法或列表法，计算时段通常取 10 天或 15 天。一般情况下： $W_2$ 、 $W_1$  可用适宜土壤含水量允许的上、下限来确定； $P_0$  可用时段内的降水量  $P$  与降水利用系数  $\sigma$  的乘积来确定， $\sigma$  可参考表 5-58 选用；



$W_k$  是指地下水借土壤毛细管作用上升至计划湿润层内的水量，当地下水埋深大于 3.5m 时，该值可忽略不计；若时段内计划湿润层未增加， $W_r$  也视为零。于是，只要知道了时段内作物的需水量，即可计算该时段内应喷灌的水量即可计算出来，灌水日期也可确定下来。

表 5-58 降水利用系数与日降水量关系表

日降水量 (mm/d)	< 5	5 ~ 30	30 ~ 50	50 ~ 100	> 100
$\sigma$	0	0.80	0.60	0.30	0.15

(3) 按作物需水量与作物生长期内的有效降水量差值拟定灌溉制度。华北地区地下水位一般较深，生育期内作物自土中获得的水量主要来自灌溉和降水，故灌溉定额可视为作物全生育期的需水量与有效降水量之差。

### (三) 喷灌用水量和用水流量的计算

#### 1. 喷灌用水量计算

喷灌的灌溉制度确定以后，即可进行喷灌用水量的计算。其方法如下。

(1) 直接推算法。当喷灌区面积不大，作物种类不多时，一般采用直接推算法。先算出各种作物在不同时段的喷灌用水量，然后将每个时段内各种作物用水量求和，最后推算出设计代表年喷灌区喷灌用水量。作物在某时段的喷灌用水量可按下式计算：

$$W_m = m_0 A / \eta_c \tag{5-61}$$

式中  $W_m$  为某种作物某次的毛喷灌用水量， $m^3$ ； $m_0$  为设计灌水定额， $m^3/\text{亩}$ ； $A$  为某种作物的喷灌面积，亩； $\eta_c$  为输水利用系数，管道输水时  $\eta_c$  为 0.90 ~ 0.95，各种衬砌渠道输水时  $\eta_c$  为 0.60 ~ 0.90，土渠输水时  $\eta_c$  为 0.6 左右。

例如，某喷灌区面积 4200 亩，其中种小麦 2700 亩，种玉米为 1500 亩，根据设计灌溉制度，按直接推算法计算喷灌用水量。下面用表 5-59 来表示喷灌用水量计算过程。

表 5-59 某灌区喷灌用水量计算表

项 目	作物	11 月	3 月	4 月	5 月	6 月	7 月	8 月	总 计	
灌水次数	小麦	1	1	1	2	1	0	0	6	11
	玉米	0	0	0	1	1	2	1	5	
灌水定额 ( $m^3/\text{亩}$ )	小麦	40	20	25	25/25	20	0	0		
	玉米	0	0	0	20	25	30/30	20		
喷灌 用水量 过程 ( $m^3$ )	小麦	面积：2700 亩， $\eta_c = 0.95$					0	0	440529	
		113684	56843	71053	142106	56843				
	玉米	面积：1500 亩， $\eta_c = 0.95$					197369			
		0	0	0	31579	39474			94737	31579
小计		113684	56843	71053	173685	96317	94737	31579	637898	

(2) 综合灌水定额法。当灌区作物种类较多时, 可采用综合灌水定额法推求喷灌用水过程及用水量。综合灌水定额可按式计算:

$$m_c = \alpha_1 m_1 + \alpha_2 m_2 + \alpha_3 m_3 + \dots \quad (5-62)$$

式中,  $m_c$  为某时段内喷灌区综合灌水定额,  $\text{m}^3/\text{亩}$ ;  $m_1$ 、 $m_2$ 、 $m_3$  为各种作物在该时段内的灌水定额,  $\text{m}^3/\text{亩}$ ;  $\alpha_1$ 、 $\alpha_2$ 、 $\alpha_3$  为各种作物喷灌面积占全喷灌区面积的比值。

用某时段内喷灌区的综合灌水定额  $m_c$ , 喷灌区面积  $A$  及系数  $\eta_c$  求出该时段内的毛喷灌用水量  $W_m = m_c \cdot A / V\eta_c$ , 然后将全年各时段内的毛灌水量相加求和, 即可得出该喷灌区全年用水量。

## 2. 喷灌用水流量的计算

(1) 喷灌区作物单一时, 喷灌用水量可根据设计灌水定额和设计灌水周期按下式计算:

$$Q = m_0 A / (Tt\eta_c) \quad (5-63)$$

式中  $Q$  为喷灌用水量,  $\text{m}^3/\text{h}$ ;  $t$  为每日净喷灌时间,  $\text{h}/\text{d}$ , 国家标准 GB85—85 中规定: 固定管道式喷灌系统不宜少于  $12\text{h}/\text{d}$ , 半固定管道式喷灌系统不宜少于  $10\text{h}/\text{d}$ , 移动管道式和定喷机组式喷灌系统不宜少于  $8\text{h}/\text{d}$ , 行喷式喷灌系统不宜少于  $16\text{h}/\text{d}$ 。

(2) 喷灌区内种植多种作物且不同作物的灌, 水时间有可能重合时, 一般应通过绘制灌水率图来推求喷灌用水量及流量过程。

单位灌溉面积上净灌用水量称为灌水率。某种作物某次灌水率按下式计算

$$q = am / (3.6Tt) \quad (5-64)$$

式中  $q$  为灌水率,  $\text{L}/(\text{s} \cdot \text{亩})$ 。

按式 (5-64) 计算出设计代表年的各种作物各次灌水的灌水率, 再按其灌水时间依次绘于一张图上, 称为灌水率图。灌水率图是一幅柱状图, 其横坐标表示灌水的月份和时段, 纵坐标表示灌水率, 各种作物在各时段的灌水率用不同标识的柱表示在图上。初步绘制的灌水率图应作必要修正, 使其变化较为平稳和连续。修正时, 要以不影响作物需水要求为原则, 尽量保持主要作物关键用水期的各次灌水率不动, 灌水时间前后移动不应超过 3 天, 且尽量向前移。为了保证水泵在高效区运行, 灌水率的最大值和最小值应尽量接近。

灌水率图确定之后, 喷灌区的用水量一般按最大灌水率计算, 当最大灌水率延续时间很短时也可用次大值计算, 最终用于计算的灌水率称为设计灌水率。喷灌区的喷灌用水量用下式计算:

$$Q = qA / \eta_c \quad (5-65)$$

## 四、喷灌水源分析及水源工程规划

喷灌工程的水源与一般农田灌溉工程的水源基本上是相同的, 只是由于喷灌工程的设计标准较高, 对水源的要求比较严格, 因此, 在进行喷灌工程规划时, 必须对水源的

来水情况了如指掌，并按照喷灌工程的用水情况做好水源工程的规划。

### （一）水源来水量分析

可作为喷灌工程水源的类型很多，现将常用水源来水量的分析介绍如下。

#### 1. 当喷灌工程由已建成的水利工程供水时

例如通过渠道引用水库中的水，应掌握在设计代表年的水文、气象条件下，渠道的来水量和来水量过程。

#### 2. 当喷灌工程直接从河中取水时

应分析该河流设计代表年的年径流量和月（旬）径流量。

#### 3. 当喷灌工程新建蓄水工程拦截当地地面径流作为水源时

应利用当地的水文手册根据设计代表年的降水量及降水过程、径流系数、单位面积的产水量、集水面积等资料，或参考与当地条件相似的邻近地区利用地面径流的蓄水工程在设计代表年的运行资料，进行水源来水量分析。

#### 4. 当喷灌工程抽取地下水作为水源时

若井已经建成，则应掌握该井在设计代表年的出水量、最大降深、动水位、周围井的分布情况、同时抽水时相互干扰的情况、目前使用的井泵规格型号等，特别是应该掌握随着地下水超采，地下水位逐年降低的情况。若需要新打井，应掌握当地的水文地质资料，如含水层的埋藏深度，含水层的岩性、厚度、层次结构、出水率、咸淡水分层和水质条件等，以及地下水储量及开采条件，以便掌握成井后井的出水量和合理地确定井距。

（1）井出水量的估算方法。①由抽水试验确定出水量能获得较满意的结果。②在地质条件不复杂的地方，可以用类比法来估计。通过调查周围已成机井的井深、出水量及相应的水位降深等数值，特别是这些成井在设计代表年的上述数值，从而估计出所规划机井的应有深度和预计出水量。③在粗略估算时，可以按砂层出水率计算。利用公式可以计算机井的出水量，也可以根据所要求的机井出水量用公式反求出井深。

$$\text{单一砂层时} \quad Q = MqS \quad (5-66)$$

$$\text{多种砂层时} \quad Q = \sum_{i=1}^n M_i q_i S \quad (5-67)$$

式中  $Q$  为单井出水量， $\text{m}^3/\text{h}$ ； $M$  为含水砂层厚度， $\text{m}$ ； $q$  为含水砂层的出水率，即每米砂层在水位降深  $1\text{m}$  时的出水量， $\text{m}^3/(\text{h}\cdot\text{m}\cdot\text{m})$ ，根据试验资料确定，可参考表 5-60； $S$  为计划抽水降深， $\text{m}$ ，一般取  $4\sim 6\text{m}$ ； $M_i$ 、 $q_i$  为第  $i$  层砂层的厚度和出水率。

（2）机井间距的确定。机井的平面布置应根据水文地质条件、地下水资源状况，并结合地形、作物种植结构等情况确定，以保证在任何时间灌溉工作都能正常进行，且在多年运用中取水条件不恶化。机井间距是机井合理布局的主要决定因素，常用的确定井距的方法如下。

表 5-60 各种砂层的出水率

单位:  $\text{m}^3 / (\text{h} \cdot \text{m} \cdot \text{m})$ 

砂层名称及粒径 (mm)	粉 砂 0.05 ~ 0.10	0.10 ~ 0.25	0.25 ~ 0.50	0.50 ~ 2.00	> 2.00
地区					
河北省 (井径 200mm)	0.12 ~ 0.15	0.19 ~ 0.23	0.30 ~ 0.48	0.41 ~ 0.62	
河南省 (井径 700mm)		0.60	1.00	1.40	5.00

1) 单井灌溉面积法。在地下水资源比较丰富, 地下水补给比较充足, 开采量与补给量基本平衡的情况下, 井的间距可根据井的出水量及所能喷灌的面积来计算。

$$\text{方形布井时} \quad D = \sqrt{(667QTt\eta_c) / m} \quad (5-68)$$

$$\text{梅花形布井时} \quad D = \sqrt{(770QTt\eta_c) / m} \quad (5-69)$$

式中  $D$  为机井间距,  $\text{m}$ ;  $Q$  为有井群干扰抽水时的单井出水量,  $\text{m}^3/\text{h}$ ;  $T$  为整个控制面积上喷灌一次所需时间,  $\text{d}$ ;  $t$  为每天净喷灌时间,  $\text{h}$ ;  $m$  为灌水定额,  $\text{m}^3/\text{亩}$ ;  $\eta_c$  为管(渠)系输水的利用系数。

2) 开采模数法。在地下水补给量不能满足灌溉用水需要的地区, 计划开采量应等于地下水可开采量, 以保持地下水水量的均衡。这种情况下, 若机井为方形布置, 则机井密度和井距可用式(5-70)和式(5-71)计算:

$$N = \varepsilon / QT_y t \quad (5-70)$$

$$D = 1000 \sqrt{(QT_y t) / \varepsilon} \quad (5-71)$$

式中  $N$  为机井密度, 即每平方公里平均井数;  $\varepsilon$  为允许开采模数, 即单位面积年允许开采量,  $\text{m}^3 / (\text{km}^2 \cdot \text{a})$ ;  $T_y$  为机井每年工作时间,  $\text{d}$ 。

## (二) 水量平衡计算

在确定了喷灌区的用水量 and 用水流量, 掌握了喷灌工程水源的来水量和来水流量之后, 应对用水和来水进行水量平衡计算。通常, 在水量平衡计算中, 可能出现三种情况: ①当水源来水量及其在时间上的分配都能达到或超过喷灌用水量和用水流量时, 说明天然来水能够满足喷灌任何时候的用水要求, 无需再修建蓄水工程。②来水量等于或大于喷灌用水量, 但其在时间分配上与用水不相适应, 这时既具备了调蓄的条件, 又存在调蓄的必要, 故应建一定规模的蓄水工程调蓄水量, 改变天然的来水过程以适应喷灌用水要求。③水源来水量小于喷灌用水量, 失去了调蓄的条件, 必须另辟水源, 增加来水量, 使总来水量等于或大于喷灌用水量后再考虑用水调节的问题, 否则就应适当地减小喷灌面积。

### (三) 蓄水工程容积计算

蓄水工程的容积是根据来水和用水的平衡关系来确定的。不同情况下蓄水工程容积的计算方法也不同。

#### 1. 通过调节计算确定容积

在掌握水源来水流量的情况下, 可通过调节计算确定蓄水工程容积。本着既保证喷灌用水要求又尽量节省工程量的原则, 根据水源来水流量与喷灌用水流量的对比关系, 调节的周期可长可短, 常见的是短时间调节, 即日调节和多日调节。

(1) 日调节。当水源的最小日来水量能满足喷灌最大日用水量, 而来水流量小于用水量时, 可按日调节确定蓄水容积。

$$V = K (Q_{\text{用}} - Q_{*}) t \quad (5-72)$$

式中  $V$  为蓄水容积,  $\text{m}^3$ ;  $Q_{\text{用}}$  为作物需水临界期用水流量,  $\text{m}^3/\text{h}$ ;  $Q_{*}$  为作物需水临界期来水最小流量,  $\text{m}^3/\text{h}$ ;  $t$  为作物需水临界期日喷灌时间,  $\text{h}$ ;  $K$  为安全系数, 考虑蓄水时因蒸发和渗漏的损失, 取  $1.1 \sim 1.2$ 。

(2) 多日调节。当一日的喷灌用水量超过了水源昼夜来水量, 日调节已不能满足时, 可考虑利用喷灌间隔时间蓄水, 进行多日调节。下面举例说明通过多日调节计算确定蓄水容积。

有一喷灌工程面积为  $120$  亩, 设计灌水定额为  $20\text{m}^3/\text{亩}$ , 若一次灌水延续时间为  $7\text{d}$ , 每天净喷灌  $10\text{h}$ , 两次灌水间允许有不超过  $10\text{d}$  的间隔时间, 设计代表年作物灌水临界期水源有稳定流量  $7\text{m}^3/\text{h}$ , 若取输水系统水的利用系数为  $0.95$ , 试确定蓄水池容积。

轮灌周期  $17\text{d}$  内水源的来水量为

$$7 \times 24 \times 17 = 2856 (\text{m}^3)$$

喷灌一次延续灌水  $7\text{d}$  的用水量为

$$(20 \times 120) / 0.95 = 2526 (\text{m}^3)$$

显然, 来水量大于用水量, 可以在一个轮灌期 ( $17\text{d}$ ) 内进行多日调节。

喷灌延续灌水  $7\text{d}$  中的来水量为

$$7 \times 24 \times 7 = 11.76 (\text{m}^3)$$

故蓄水池的容积应为

$$V = 1.1 \times (2526 - 1176) = 1485 \approx 1500 (\text{m}^3)$$

#### 2. 利用经验公式估算容积

当水源为小河流或当地地面径流, 常因无法掌握实际的来水过程而无法进行调节计算时, 一般可采用经验公式估算蓄水工程容积。估算时, 先按年用水量和年来水量分别计算出所需的容积, 然后比较两种计算的结果, 取其中较小者作为实际蓄水工程的容积, 即当用水量小于来水量时, 按用水量确定容积。当来水量小于用水量时, 按来水量确定容积, 并根据来水量重新规划喷灌面积。下面给出了用于估算容积的经验公式。

(1) 按来水量估算容积的公式为

$$V = KW_0 \quad (5-73)$$

(2) 按用水量估算容积的公式为

$$V = KW / (1 - \mu) \quad (5-74)$$

(3) 根据来水量规划喷灌面积的公式为

$$A = W_0 (1 - \mu) / E \quad (5-75)$$

式中  $V$  为蓄水工程容积,  $\text{m}^3$ ;  $W_0$  为多年平均年来水量,  $\text{m}^3$ ;  $W$  为年喷灌用水量,  $\text{m}^3$ ;  $E$  为毛灌溉定额, 即每亩地一年喷灌总用水量,  $\text{m}^3 / (\text{亩} \cdot \text{年})$ ;  $K$  为调节系数, 一般  $K = 0.3 \sim 1.0$ , 在雨量较丰、沟道经常有水的地方取小值, 在干旱少雨、沟道经常断流的地方取较大值, 对于集水面积小、平常无水、仅汛期大雨才有雨水汇集时取最大值;  $\mu$  为库塘渗漏、蒸发损失水量的百分数, 一般小型库塘可取  $10\% \sim 20\%$ ;  $A$  为可喷灌面积, 亩。

#### (四) 蓄水工程的选址及其结构特点

##### 1. 蓄水工程的地址选择

蓄水工程的地址一般选在地质条件较好, 如不漏水的土层或较完整的岩石基础地带且靠近喷灌区的位置。对平原地区以井为水源时, 在井附近建蓄水池。对山丘、地形复杂地区, 一般在山顶或山腰修建蓄水调节池。对需提水上山的喷灌工程, 蓄水池是建在山顶上还是建在山下, 应经过对建池费用、运行费用、能源保证情况等综合分析比较后确定。总之, 蓄水工程选址应本着费省、效宏、安全的原则进行。

##### 2. 蓄水工程的结构特点

蓄水工程除包含具有一定容积、进行蓄水和调节水量的蓄水池外, 还需设置量水、净水(如沉沙池)、安全保护设施(如溢洪道)等。蓄水池的形状可为圆形、方形、长方形等, 一般, 在条件允许的情况下尽可能采用圆形。蓄水池的池墙可用砖、条石、或块石砌筑, 并要有适当的厚度, 以保证坚实稳固又不浪费材料。池底必须做好防渗处理: 对土质池底, 若为粘性土, 可就地夯实; 若土质不好, 应填一层厚  $30 \sim 50\text{cm}$  的粘土或粘壤土掺石灰, 分层夯实; 当水池不太大时, 也可用片石、砖勾缝衬砌或用厚  $10 \sim 15\text{cm}$  的混凝土抹底。对岩石池底, 应处理裂缝。

## 五、喷灌工程总体布置

喷灌工程的总体布置实际上就是在划定的喷灌区范围内, 按照选定的喷灌类型, 采用优化方案布置喷灌系统。不同类型的喷灌系统, 其总体布置的侧重点不同。

### (一) 管道式喷灌系统的总体布置

管道式喷灌系统的总体布置主要是两个内容: ①确定水源工程的位置或根据现有水源工程进行喷灌地块的合理划分。②进行骨干管道的初步布置。

(1) 当水源工程位置或喷灌地块位置可选择时, 应尽量使水源工程布置于喷灌地块

的中央，以利于缩短管线，减小管径，减少投资，降低运行费用。

(2) 骨干管道的初步布置。根据喷灌区面积的大小，地形复杂的程度，管道系统可以分为两级（干管、支管）、三级（干管、分干管、支管）、或四级（总干管、干管、分干管、支管）。通常以给水栓为界把管道系统分为两部分：给水栓到水源之间的管道称为输配水管道系统；给水栓以下到田间的管道称为田间管道系统。这里的骨干管道就是指输配水管道系统。

### 1. 骨干管道的布置一般应遵循的原则

(1) 管线的布置应与道路、林带、排水系统、供电系统及居民点的规划相结合；

(2) 管道布置应使管道总长度尽量短。

(3) 骨干管道中，安装给水栓的那一级管道布置是否合理，是输配水系统合理布置的关键。在山丘地区，应尽量使这级管道沿主坡向布置，若只能盘山（平行等高线）布置时，应走在田块的上方。在平原地区，应尽量使这级管道沿路旁、田边布置，以便于用水和管理。当地块形状不规则时，这级管道应布置在能使支管长度一致、规格统一的位置上。

### 2. 骨干管道的布置形式

(1) 树枝状布置。这是目前我国喷灌系统管道布置中应用最普遍的一种形式。这种布置形式管线总长度比较短，水力计算比较简单，适用于土地分散、地形起伏的地区。但管道利用率低，当运行中某一处管道出现故障时，常会影响到几条甚至全系统的运行。图 5-4 是树枝状布置示意图。

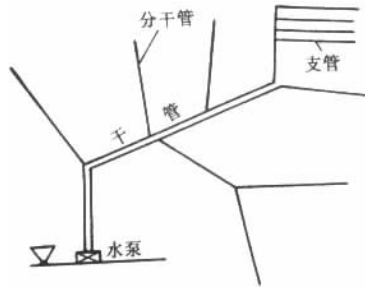


图 5-41 树边状布置示意图

(2) 环状布置。这种布置在给水中应用较普遍，是由各级管道连接成的很多闭环组成的。它最大的优点是如果某一水流方向的管道出了故障，可由另一方向管道继续供水，使发生故障的那段管道之外的其他管道正常运行。这种布置形式，管道利用率高，且形成多路供水，流量分散，可减小管径，但管线总长度比较大，是否经济需经过分析比较确定，适用于地块连片面积上的固定管网，图 5-42 是环状布置的示意图。

(3) 鱼骨状布置。这种布置适用于山丘区的脊梁地形。一般骨干管道分为干管和分干管两级，干管沿山脊线布置，分干管在干管两侧顺坡布置。图 5-43 是鱼骨状布置的示意图。

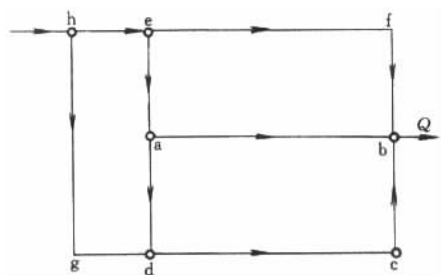


图 5-42 环状布置示意图

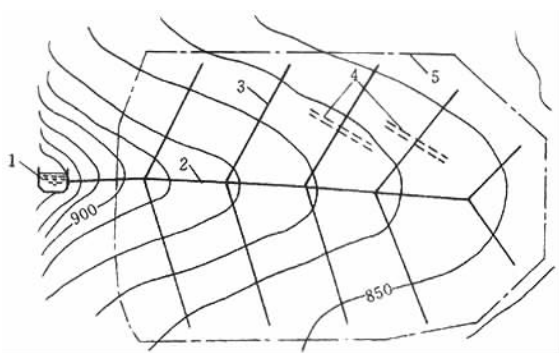


图 5-43 鱼骨状布置

## (二) 机组式喷灌系统的总体布置

机组式喷灌系统的总体布置将在本书后面的内容中介绍。

## 六、技术经济分析

随着计划经济向市场经济转轨，兴建喷灌工程与建设其他工程一样，都必须遵循价值规律，讲求经济效益。因此，在喷灌工程的项目决策、规划设计、施工安装和运行管理的全过程中，进行技术经济分析是必不可少的重要环节。同时，通过技术经济分析计算所获得的有关数据和指标，也是评价喷灌工程建设及管理水平的依据。

### (一) 技术经济分析的原则和方法

#### 1. 技术经济分析的原则

(1) 进行技术经济分析，必须从喷灌工程的实际出发，重视调查、搜集、分析和整理各种基本资料。在引用各种基本资料时，应结合工程的特点有目的地加以选择，并注意各种资料的真实、可靠性。

(2) 对喷灌工程的不同方案进行技术经济比较时，应遵循计算口径对应一致的原



则,使各个方案的费用和效益能在计算范围、计算内容、价格水平等方面一致,使其具有可比性。

(3) 应计及资金的时间价值,以动态分析为主,静态分析为辅。

(4) 费用和效益应尽可能用货币表示;不能用货币表示的,应用其他定量指标表示;确实难以定量的,可定性描述。计算中应做到不遗漏、不重复、不夸大。对有综合利用功能的设施,应对其费用和效益进行合理分摊。

(5) 鉴于目前国内的喷灌工程一般规模较小、建设周期短、有关资料也比较缺乏,因此,可根据具体情况,进行国民经济评价或进行财务评价。

## 2. 技术经济分析的方法

(1) 静态法。指在分析计算时不考虑资金的时间价值的方法。这种方法是把工程的总投资、年费用和效益,按实际发生的情况,简单地分别迭加起来,并根据规定的经济指标进行比较,以评价工程的技术经济性能。其优点是:指标概念直观、清楚,计算简单。但由于没有考虑资金的时间价值,没有把投入和产出当作一个过程,不能反映投资和效益随时间变化而产生的增值,因此不符合货币的价值规律。静态法常用的指标是还本年限和投资效益系数。

(2) 动态法。指在分析计算时考虑资金的时间价值的方法。这种方法是采用一定的折算率(利率),把不同年份的工程投资、年费用和效益折算成某一年(基准年)的现值或相等的年值进行比较,以评价工程的技术经济性能。其优点是:考虑了资金的时间价值,能较全面地、真实地反映投入和产出的过程,符合货币的价值规律。动态法中常用的指标是还本年限、效益费用比和内部回收率。

对喷灌工程进行技术经济分析时,应以动态法为主,若进行简单估算也可采用静态法。

## 3. 资金的时间价值

资金一般是指用货币表现的财产、物资、现款和债务等,它是有时间价值的。事实上,一笔资金,它今天的现值与过去或将来某个时间的现值是不相同的。下面将有关资金的时间价值的基本知识做一介绍。

### (1) 基本概念。

1) 利息和利率。利息,通俗地讲就是指使用资金所付出的代价。利率,是指利息与本金的比值,以百分数表示。在技术经济分析时,一般采用年利率。如向银行贷款100万元,一年后要归还银行105万元,则多付的5万元即为利息,5万元除以100万元等于5%,这5%即为银行贷款的年利率。

2) 等值和现值。等值是经济分析中的一个重要概念。如年利率为10%,则现在的100元与一年后的110元,虽然表现的数值不同,但二者是等价的,因此等值。现值是指资金按利率折算成同一基准时间的值。进行技术经济分析时,为保证发生在不同时间的投资和效益能在同一价值基础上进行比较,通常都将投资和效益折算成基准年的现值。

### (2) 资金时间价值的计算方法。

1) 单利法: 即各期末的利息只按原本金计算, 不对利息再计息的方法。

$$F = P (1 + ni) \quad (5-76)$$

式中  $F$  为到期后的本利和, 或称终值, 元;  $P$  为资金的现值, 或称本金, 元;  $i$  为年利率, %;  $n$  为计算周期数, 或称到期的年数, 年。

2) 复利法。即各期末的利息加到各期初的本金中, 作为下一期的新本金来计算的方法。

$$F = P (1 + i)^n \quad (5-77)$$

从以上两种计算方法来看, 复利法更符合货币的价值规律, 因此在喷灌工程的技术经济分析中, 一般按复利法进行计算。

#### 4. 国民经济评价和财务评价

国民经济评价是从国家整体角度, 采用影子价格, 分析计算项目的全部费用和效益, 考察项目对国民经济所做的净贡献来评价项目的经济合理性的。财务评价是从项目财务角度、采用财务价格, 分析测算项目的财务支出和收入, 考察项目的盈利能力、清偿能力, 以评价项目的财务可行性的。对于一个喷灌工程来说: 若进行国民经济评价, 则投入和产出可采用现行价格或只作简单调整, 并且仅对其主要的经济评价指标作分析计算。若进行财务评价, 可以只列主要财务报表, 并且只分析计算主要财务评价指标。

下面从四个方面介绍一下国民经济评价和财务评价的主要区别:

(1) 评价角度不同。国民经济评价是从国家(社会)整体角度出发, 考察项目对国民经济的净贡献, 评价项目的经济合理性。财务评价是从项目财务角度出发, 分析测算项目的财务支出和收入, 考察项目盈利能力和清偿, 评价项目的财务可行性。

(2) 费用和效益的计算范围不同。国民经济评价着眼于考察社会为项目付出的费用和社会从项目获得的效益。因此, 既要分析、计算项目的直接费用(项目投入物的经济价值)和直接效益(项目产出物, 如水利产品和服务的经济价值), 又要分析、计算项目的间接费用和间接效益(如项目兴建对当地经济发展的促进、生态环境的改善等)。对属于国民经济内部转移的各种补贴和各种税金及借款利息等, 均不作为项目的效益和费用。财务评价是确定项目实际的财务支出和收入, 故只计算项目的直接支出和收入, 各种补贴要计入项目的财务收入, 交纳的各种税金及借款利息等要计入项目的财务支出。

(3) 采用的投入物和产出物的价格不同。国民经济评价采用的是依据一定原则确定的, 能较好地反映产品的价值、市场供求情况及资源稀缺程度的影子价格, 在不影响评价结论时, 对其价值在费用或效益中所占比重不大的部分, 也可用财务价格。财务评价采用的是以现行价格体系为基础的预测价格, 亦称财务价格。国家现行价格有国家定价、国家指导价和市场价三种价格形式, 财务价格应是这三种形式中预计最有可能发生的价格。

(4) 主要参数不同。国民经济评价采用国家统一测定的影子汇率和社会折现率; 财务评价采用国家外汇牌价和行业财务基准收益率。

## （二）费用计算

喷灌工程的费用计算包括投资计算、年费用计算和费用分摊等内容。

### 1. 投资计算

喷灌工程投资是指全部工程达到设计效益时所需要的一次或分期投入的全部建设资金。它包括工程与设备投资、勘测设计费、附属工程费、不可预见费等。所有的人工费、材料费、运输费等都应计入总投资内。

专为喷灌工程修建的水源工程投资，应计入喷灌工程的总投资内。对喷灌工程以买水的形式使用其他部门管理的水源工程，喷灌工程总投资中不计水源工程投资。

专为喷灌修建的泵站工程和架设的输、变电工程的费用，包括全部土建工程、设备购置和安装等费用，均应计入喷灌工程的总投资内。

附属工程费是指为喷灌工程所必须修建的附属工程投资，如喷灌设备储存、保养和管理用房的建筑费，以及其他必须的投资。

勘测设计费按喷灌工程和设备总投资的 2% ~ 5% 计。不可预见费按喷灌工程和设备总投资的 5% ~ 7% 计。人工费用的工资单价按当地水利工程工资标准确定。

如果喷灌工程是由国家和集体、群众共同投资兴建，应将总投资划分为国家投资和集体、群众投资两部分分别计算。集体、群众的投资，除直接投入的资金外，还应包括投劳、投物等。劳务投资按当地水利工程工资标准确定；投物折资按当地合理的价格估计。

### 2. 年费用计算

年费用包括折旧费和年运行费两部分。

（1）折旧费。也称年固定费，是指喷灌工程在有效使用期内，每年应摊还的投资额。设施和设备在使用过程中，使用价值会随时间逐渐丧失，将设施和设备逐年丧失的使用价值折算成占设施和设备成本的比例，并逐年按此比例提取专款，一直积累到与设施和设备总投资相当为止，这个折算积累的过程，就称为折旧。很显然，折旧的目的在于回收投入的资金，以便设施 and 设备的更新改造。折旧费的大小主要取决于折旧年限。但需要特别强调的是，设施和设备的折旧年限不等于设施和设备的使用寿命年限。因为往往不等设施和设备完全丧失使用价值就要更新，尤其是在科学技术水平迅速提高的今天，为了有利于促进新技术的推广应用，提高效益、效率，国外有将折旧年限定得愈来愈短的趋势。但是，如果折旧年限定得过短，每年提取的折旧金额超出受益者的承受能力，也不能达到预期的目的。折旧年限一般按工程设施和设备经济寿命以及其他因素合理确定。因组成喷灌工程各类设施和设备的折旧年限不同（见表 5-62），因此，它们的折旧费应分别计算。

表 5-62 各类喷灌设施折旧年限表

类 别	折旧年限 (年)
土建工程	库塘、引水工程、蓄水池、渠系 机井、泵站 20~30 10~20
机电设备	柴油机 电动机、输变电设备 水泵、阀门 中心支轴式和平移式喷灌机 10 20~25 10~15 15
移动管道	薄壁铝管、铝合金管 镀锌薄壁钢管 塑料管 软质塑料管 15 10 5 2
地埋管道	钢筋混凝土管、钢丝网水泥管 石棉水泥管 铸铁管 塑料管 钢管 40 30 20 15
喷 头	金属喷头 塑料喷头 5 2

用静态折旧法计算时

$$d = k/n \quad (5-78)$$

用动态折旧法计算时

$$d = ki (1+i)^n / [(1+i)^n - 1] \quad (5-79)$$

式中  $d$  为喷灌工程某种设施 (设备) 折旧费, 元;  $k$  为该设施 (设备) 的投资, 元,  $n$  为该设施 (设备) 的折旧年限, 年。  $i$  为年利率, %。

其中,  $i (1+i)^n / [(1+i)^n - 1]$  称为动态折旧系数。喷灌工程各类设施 (设备) 的折旧费的合计, 即是该喷灌工程的折旧费。

(2) 新增年运行费。指喷灌工程运行管理中每年所需支付的各项经常性费用, 一般应包括:

1) 燃料、动力费。是指动力机运行中所消耗的料、电力费力以及泵房照明和抽真空、通风、自动控制等辅助设备所用的动力费。在规划设计阶段, 可根据拟定的设计运行方案, 参照类似工程的耗能指标和价格分析确定。在运行管理阶段, 应根据实际运行管理资料分年核算。通常, 辅助设备用电费按动力机用电费的 2%~8% 估计。

2) 维修费。是指喷灌工程设施的大修、岁修, 以及日常维修保养等费用。

3) 管理费。是指喷灌工程管理人员和作业人员的工资、行政管理费, 以及日常观测和科学试验费等。

4) 其他经常性支出的费用。

5) 水费。是指由其他单位或部门供水时, 喷灌工程每年应交纳的水费。

值得注意的是, 喷灌效益一般是用喷灌工程建设后各项效益的增加值表征, 所以这里的年运行费也应该是指数年运行费的新增部分。即如果原来已有其他灌溉工程(如地面灌工程), 则应从以上各项费用的合计中扣除原有的运行费。

### 3. 费用分摊

喷灌工程与其他部门或单位共同使用一个水源工程或输、配电工程时, 其投资和运行费都应根据各自使用的水量或电量进行合理分摊。喷灌工程应分摊的部分可按下式计算。

$$K_p = K [W_p / (W_p + W_g)] \quad (5-80)$$

式中  $K_p$  为喷灌工程应分摊的投资, 元;  $K$  为共用的水源工程或输、配电工程的投资, 元;  $W_p$  为喷灌多年平均用水量或用电量;  $W_g$  为其他部门或单位多年平均用水量或用电量。

如果喷灌工程规模较小, 投资不易分摊, 而向其他部门交纳水费或电费时, 就不再分摊共用工程的投资。

## (三) 效益计算

喷灌效益是指喷灌工程修建后所增加的产品产值, 以及省工、省地、省水等所增加的效益。

### 1. 增产效益计算

喷灌的新增产值应按包括丰水、平水和枯水年份在内的多年平均增产值计算。计算中农产品价格的选用原则是: 对农产品调出地区, 按国家现行收购价格计算; 对农产品调入地区, 增产的自给部分按国家调达到该地区的农产品成本确定, 超过自给的部分, 按国家现行收购价格计算。

(1) 喷灌前后农业技术措施基本相同时, 新增产值等于喷灌后与喷灌前相比所增加的产值, 可按下式计算。

$$B = \sum_{i=1}^N A_i (Y_{pi} - Y_i) D_i \quad (5-81)$$

式中  $B$  为喷灌多年平均新增产值, 元/年;  $A_i$  为第  $i$  种作物的种植面积, 亩;  $Y_{pi}$  为喷灌后第  $i$  种作物的多年平均单位面积产量,  $\text{kg}/\text{亩}$ ;  $Y_i$  为喷灌前第  $i$  种作物的多年平均单位面积产量,  $\text{kg}/\text{亩}$ ;  $D_i$  为第  $i$  种作物产品单价, 元/kg;  $N$  为喷灌区作物种类数。

(2) 喷灌前后农业技术措施不同时, 增产值是喷灌和农作物品种改良、肥料用量增加、耕作技术、植保措施改善等因素综合作用的结果。因此, 必须对喷灌措施和农业技术措施的效益进行合理分摊。这种情况下的喷灌增产值应用公式(5-83)计算的结果再乘以喷灌效益分摊系数  $\epsilon$ 。 $\epsilon$  值应根据调查和试验资料分析确定, 无资料时, 应参照条件类似的喷灌区, 在 0.2~0.6 范围内选择。

### 2. 其他效益计算

对于省水、省工、省地等带来的效益,应结合当地的具体情况进行估算,如难以定量或效益不明显时,也可暂不估算,或仅对效益比较明显的部分进行估算。特别应注意的是,有些效益如果已经在计算新增年费用时考虑了,这里不能再重复计算。

(1) 省水效益。喷灌节省的水量用于农业生产时,以扩大喷灌面积的增产值计算效益。用于工业或城镇供水时,以水费收入计算效益。但是,这部分效益一般均需必要的工程措施才能实现,如果这部分工程需要新建或改建,但喷灌工程费用中又没有计入相应的费用,则不能简单计入喷灌效益中。

(2) 省地效益。可将由于喷灌所增加的种植面积的增产值,扣除农业生产费用后剩余的部分,作为省地带来的效益。如果喷灌后作物复种指数提高,由此而增加的作物复种面积的增产值,亦应作为省地效益。单位面积产量中如果已包含土地利用率提高的因素,则相应的省地效益不应再计入喷灌效益。

(3) 省工效益。按喷灌前后喷灌面积上节省的总工日数乘以当地的平均工日值计算,但如省工效益已计入管理费中,同样不应重复计算。

#### (四) 经济分析指标和经济指标的标准

##### 1. 经济分析指标

(1) 静态分析法计算的经济指标。当对喷灌工程的效益进行简单估算或由于喷灌工程规模较小,当年施工当年即可收益时,可用静态分析法计算表征工程效益的还本年限和投资效益系数等经济指标。

$$\text{还本年限} \quad T = K / (B - C) \quad (5-82)$$

$$\text{投资效益系数} \quad e = (B - C) / K \quad (5-83)$$

式中  $T$  为还本年限,年; $K$  为喷灌工程总投资,元; $B$  为分析期内喷灌工程多年平均新增产值,元/年; $C$  为分析期内喷灌工程多年平均新增运行费,元/年; $e$  为投资效益系数。

(2) 动态分析法计算的经济指标。用动态分析法计算的表征喷灌工程效益的经济指标有还本年限、效益费用比、内部收益率等。

采用动态分析时,首先应选定计算的基准年。一般将喷灌工程基本建成,到计算的终止年的年数,称为经济分析期。喷灌工程的经济分析期常采用 20 年,对工程中各项设备的折旧年限短于分析期的,应考虑设备的更新费用。长于分析期的,应减去残值。若进行方案比较,则参与比较的各方案,分析期应相同,基准年应一致。除能当年完工并受益的小型喷灌工程经济计算时可不计算投资利息外,面积较大,需跨年度或几年完成的喷灌工程:各年投资应按年初一次投入,当年计息;各年的运行费和效益按年末一次结算,当年不计息。将各年的投资按规定的利率折算到基准年,则折算到基准年的喷灌工程的总投资可按下式计算。

$$K = \sum_{j=1}^m K_j \left( 1 + \frac{mi}{2} \right) \quad (5-84)$$

式中  $K$  为折算到基准年的喷灌工程总投资,元; $K_j$  为喷灌工程各年的投资,元; $m$

为有投资的年数（施工期），年； $i$ 为年利率，%，以不小于银行贷款利率或国民经济平均增长率为宜。

动态分析时可用下面的公式计算经济指标。

还本年限

$$T = [\lg(B - C) - \lg(B - C - iK)] / \lg(1 + i) \quad (5-85)$$

效益费用比（是指折算到基准年的总效益与总投资之比）

$$R = \{ [ (1 + i)^n - 1 ] / [ i (1 + i)^n ] \} [ (B - C) / K ] \quad (5-86)$$

内部收益率（是指当效益费用比  $R = 1.0$  时，喷灌工程实际可承担的利率）

$$[ I (1 + I)^n ] [ (1 + I)^n - 1 ] = (B - C) / K \quad (5-87)$$

式中  $T$  为还本年限，年； $R$  为效益费用比； $I$  为内部收益率； $n$  为经济分析期年数，一般  $n = 20$  年；其余符号同前。

内部收益率反映了一项工程回收投资的能力。也就是说，当该工程在整个经济分析期内的效益现值，正好等于该工程的全部投资现值时所对应的利率，即为内部回收率。计算时，首先假定一个利率，代入公式（5-87）进行试算，若等号两边的值不等，则参考计算结果重新选一个利率，再代入公式（5-87）进行试算，直至找到能使等号两边值相等的利率，即为所求的内部回收率。

进行上述经济指标计算时，所用的各参数的值都应是折算到基准年的值。这些参数从不同角度评价了同一喷灌工程的经济效益，因此，应考虑它们的内在联系和一致性。

## 2. 经济指标的标准

对喷灌工程进行经济分析计算后，应看其经济指标的值是否达到规定的标准，只有达到标准，才可以修建该喷灌工程。另外，在进行工程方案比较时，一般应选用经济指标值高的设计方案。目前，国内对喷灌工程各项经济指标的要求如下。

（1）还本年限。虽然我国对喷灌工程的还本年限至今还没有统一的规定，但根据各地在生产实践中积累的资料和经验，还本年限的大致范围是：经济作物 2~4 年；粮食作物 5~8 年。

（2）效益费用比。效益费用比的极限值为 1，国外要求大于 2。根据我国实际情况，既考虑增产增收，能获得一定的投资效益的要求，又要有利于推广喷灌技术，规定喷灌效益费用比大于 1.2 时兴建的喷灌工程在经济上才是合理的。

（3）内部回收率。只有当内部回收率大于或等于社会折现率时，喷灌工程在经济上才是合理的。因此，结合我国国民经济平均增长率的实际情况，可以认为喷灌工程的内部回收率大于或等于 8% 时是可行的。

## （五）技术经济指标

为了从各方面反映喷灌工程建设的技术经济特征，全面衡量和评价喷灌工程的技术经济效果和设计管理水平，除进行还本年限、效益费用比和内部回收率等经济指标的计算外，还应计算单项技术经济指标。下面给出了 7 项 14 个指标的计算公式，对于每个具体的喷灌工程来说，可根据掌握资料的情况和要求评价的内容，计算其中的一项或几

项。

### 1. 投资指标

喷灌工程亩投资为

$$K_m = K/A \quad (5-88)$$

式中  $K_m$  为喷灌工程的亩投资，元/亩； $A$  为喷灌工程控制的总面积，亩。

### 2. 材料用量指标

(1) 亩管道用量为

$$L_m = L/A \quad (5-89)$$

(2) 钢铁、水泥、塑料等主要材料的亩用量为

$$W_m = W/A \quad (5-90)$$

式中  $L_m$  为亩管道长度，m/亩； $L$  为喷灌工程管道总长度，m； $W_m$  为某种材料的亩用量，kg/亩； $W$  为某种材料的总用量，kg。

### 3. 动力、能耗指标

(1) 亩装机功率为

$$P_m = P_z/A \quad (5-91)$$

(2) 亩年用电（油）量为

$$E_m = E/A \quad (5-92)$$

式中  $P_m$  为亩装机功率，kW/亩； $P_z$  为喷灌工程装机功率，kW； $E_m$  为亩年用电（油）量，kW·h/（年·亩），kg/（年·亩）； $E$  为喷灌工程年用电（油）量，kW·h/年，kg/年。

### 4. 用工指标

(1) 工程建设亩用工为

$$G_{jm} = G_j/A \quad (5-93)$$

(2) 喷灌作业亩用工为

$$G_{zm} = G_z/A \quad (5-94)$$

式中  $G_{jm}$  为喷灌工程建设亩用工，工日/亩； $G_j$  为喷灌工程建设总用工，工日； $G_{zm}$  为喷灌作业亩年用工，工日/（年·亩）； $G_z$  为喷灌作业年用工总数，工日/年。

### 5. 用水指标

(1) 省水百分率为

$$R_{sh} = [(M_d - M_p) / M_d] 100\% \quad (5-95)$$

(2) 田间净耗水量生产效率为

$$R_{sh} = Y_p / M_{ij} \quad (5-96)$$

式中  $R_{sh}$  为喷灌省水百分率，%； $M_d$  为地面灌溉年毛总用水量，m<sup>3</sup>/年； $M_p$  为喷灌毛总用水量，m<sup>3</sup>/年； $R_{sh}$  为田间净耗水量粮食生产效率； $Y_p$  为喷灌粮食产量，kg； $M_{ij}$  为田间净耗水量，m<sup>3</sup>。

### 6. 费用指标

(1) 亩运行费为



$$C_{ym} = C_y / A \quad (5-97)$$

(2) 亩年费用为

$$C_{mm} = (d + C_y) / A \quad (5-98)$$

式中  $C_{ym}$  为喷灌亩年运行费, 元/(年·亩);  $C_y$  为喷灌工程年运行费, 元/年;  $C_{mm}$  为喷灌工程亩年费用, 元/(年·亩);  $d$  为工程折旧费, 元/年。

7. 增产指标

(1) 亩增产量为

$$\Delta Y = Y_p - Y_0 \quad (5-99)$$

(2) 增产百分率为

$$R_z = \Delta Y / Y_0 \quad (5-100)$$

(3) 亩净增产值为

$$\Delta B_j = (B_p - d - C_y) / A \quad (5-101)$$

式中  $\Delta Y$  为喷灌亩增产量, kg/亩;  $Y_p$  为喷灌亩产量, kg/亩;  $Y_0$  为喷灌前亩产量, kg/亩;  $R_z$  为喷灌增产百分率, %;  $\Delta B_j$  为喷灌亩净增产值, 元/(年·亩);  $B_p$  为喷灌产值, 元/年;  $d$  为工程折旧费, 元/年;  $C_y$  为喷灌工程年运行费, 元/年。

## 第七节 管道式喷灌系统设计

### 一、 技术设计阶段应提出的成果

喷灌工程规划完成之后, 就可根据总体规划和布置, 具体地进行该工程的技术设计了。技术设计是在工程规划的基础上, 进行反复计算与论证的过程。在技术设计阶段应提出的成果有设计说明书和一套图纸, 现分述如下。

#### (一) 设计说明书

设计说明书应将技术设计的内容, 依据的规范或标准, 计算方法、计算公式及计算结果等按设计步骤逐项阐述清楚。它的具体内容如下。

- (1) 基本资料。
- (2) 喷灌系统选型。
- (3) 拟定作物灌溉制度、计算喷灌用水量。
- (4) 水源分析及水源工程规划。

(5) 喷头选型与组合。根据喷灌的技术要求选择喷头的规格、型号和性能参数, 并进行喷头的组合布置设计。对组合后的喷灌强度和均匀度按国家标准 GB185-85 的要求进行校核。当工程面积不大时, 最好同一工程选用同一种喷头, 但对控制面积较大、地

面高差较大的工程，应按管网的压力变化分区采用不同的喷头，但从便于管理的角度出发，同一工程选用的喷头规格不宜过多。

(6) 喷灌系统布置。将工程规划布置图中的水源工程和输配水管网的布置绘到比例尺不小于 1/2000 的地形图上，根据选定的喷头组合间距，在输配水管网的末级管道上布置给水栓，并进行田间管道系统的布置。

(7) 拟定喷灌工作制度。列出工作制度中的各项数值，进行轮灌编组、安排轮灌顺序。

(8) 管材与管径的选择。按已经确定的管道布置方案和喷灌工作制度，确定各级管道的流量、管道的长度；根据系统要求的耐压能力及管材供应等因素，选用合适的管材；然后通过管道水力计算，确定其管径。

(9) 管道系统结构设计。绘制管道铺设纵剖面图、管道系统结构示意图。

(10) 喷灌系统设计流量和设计扬程的确定。

(11) 水泵及动力机选配，泵站工程设计。

(12) 技术经济分析。编制材料设备明细表；进行工程投资预算，年费用及效益估算；进行经济分析，计算经济指标。

在设计说明书中，还要对施工及运行管理提出必要的要求，阐明有关注意事项。对于较小的工程，施工结束验收前只要求提交竣工图纸和竣工报告。而较大工程另外还要求提交施工期间验收报告，管道水压试验报告，试运行报告，工程决算报告和运行管理办法。

## (二) 设计图纸

提交的设计图纸应包括系统平面布置图、管道纵剖面图、管道系统结构示意图、工程建筑物设计图等。

(1) 系统平面布置图。绘在比例尺不小于 1/2000 的地形图上。图中应示出灌区边界及内部分区线，水源及水源工程的位置，泵站及输电线路的位置和走向，各级管道（或渠道）及喷点的位置，各类闸阀、给水栓以及其他附属设施的位置。并且还应标明管道（或渠道）的名称及编号。其图例见图 5-44。

(2) 管道（或渠道）纵剖面图。绘出各级固定管道（或渠道）的纵剖面图，其中固定支管一般可仅绘一二条作典型。管道纵剖面图应绘出地面线、管底线，标出各种管件，如阀门、三通、四通、异径管等和镇墩的位置，底栏应包括桩号、地面高程、管底高程、挖深、纵坡和管径等栏目。渠道纵剖面图应绘出地面线、水面线、渠底线，标出进水闸、节制闸、分水口以及各种建筑物的位置，底栏应包括桩号、地面高程、水面高程、渠道高程、挖深、纵坡等栏目。纵剖面图的纵横比例尺一般不相同，比例尺的选择以图幅大小适当、图面清晰为原则。渠道还应绘出典型断面的横断面图。其图例见图 5-45。

(3) 管道系统结构示意图。以透视图形式绘出固定管道系统的结构示意，标出各段管道的材质、长度、管径以及各种管件的规格型号。其图例见图 5-46。绘制管道系统



图 5-44 系统平面布置图图例

结构示意图时，应该与喷灌系统的平面布置图以及固定管道纵剖面互相核对，无误后再进行下一步工作。

(4) 工程建筑物设计图。包括泵站平面图、立面图、电气主接线图，以及蓄水池、工作池、阀门井、泄水井、镇墩和渠系建筑物的设计图。

管道式喷灌系统，无论是固定式，半固定式，还是移动式，均属定喷式喷灌系统，即喷头做定点喷洒。因此，它们的技术设计方法基本相同，故一并介绍。

## 二、喷灌的技术要求

喷灌是一种具有多功能和综合效益的先进灌水技术。为了使兴建的喷灌工程能充分体现喷灌的优越性，在进行喷灌工程技术设计前必须清楚地了解对喷灌的技术要求，也就是说必须清楚地了解评价喷灌工程质量优劣的技术标准。

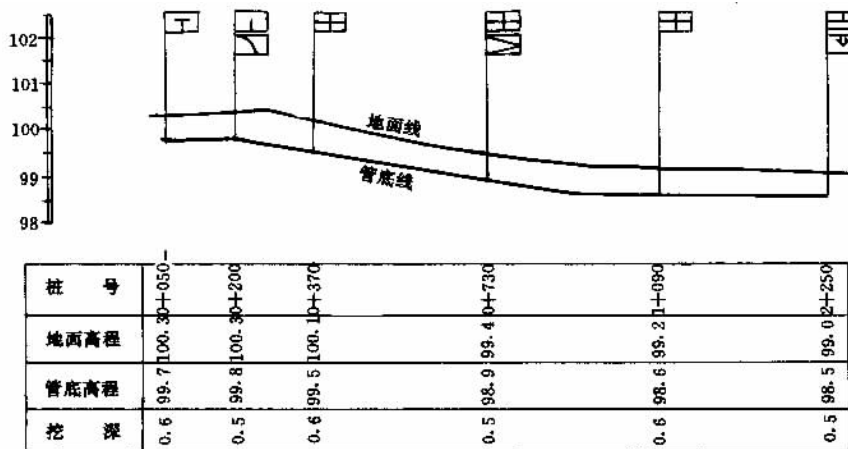


图 5-45 管道纵剖面示意图

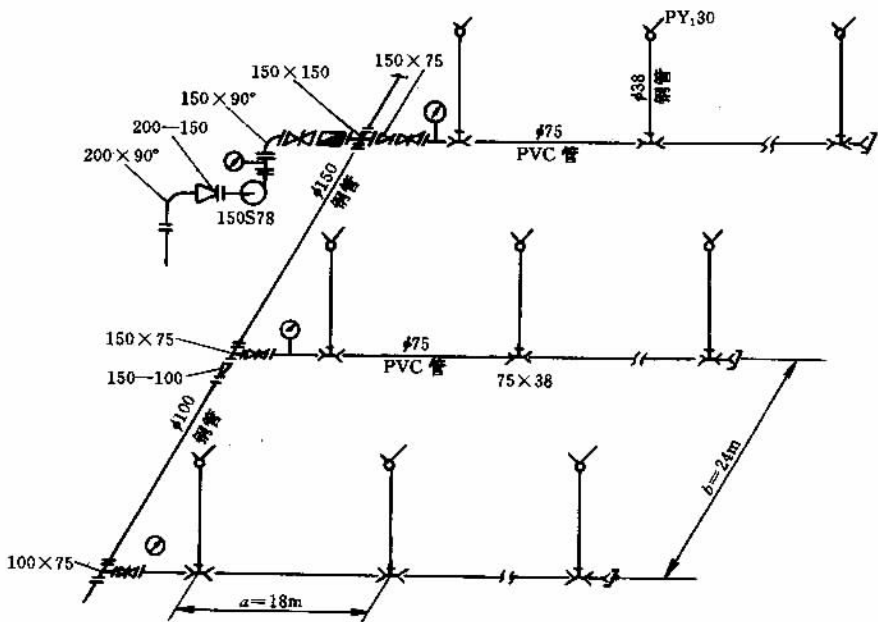


图 5-46 管道系统结构示意图

### (一) 对喷灌的技术要求

(1) 适时适量地给作物提供水分。要做到这一点，必须制定合理的灌溉制度，保证在干旱年或半干旱年作物正常生长对水分的要求。也就是说，喷灌工程的设计标准必须满足灌溉保证率不低于 85%，必须按这个标准为喷灌工程配套容量合理、工程结构可靠、运行安全方便、各部分的规格尺寸能保证喷灌灌溉制度实施的水源工程。

(2) 有较高的喷灌均匀度。这里的喷灌均匀度指的是组合均匀度，它与单个喷头的水量分布情况、喷头的工作压力、喷头的布置形式与间距、喷头转速的均匀性、竖管安装的倾斜度、地面坡度、风速风向等因素有关。要求在设计风速下，定喷式喷灌系统的组合均匀系数不低于 75%，行喷式喷灌机的组合均匀系数不低于 85%。

(3) 有适宜的喷灌强度。这里的喷灌强度也是指组合喷灌强度，影响其数值大小的主要因素与影响组合均匀度的因素相同。要求喷头的组合喷灌强度不得大于当地土壤的允许喷灌强度。对于行喷式喷灌系统的喷灌强度可以略大于土壤的允许喷灌强度，就是说在喷洒过程中允许地面出现当时渗不下去而过后能很快入渗的小水洼，但不得出现地面径流。

(4) 有适宜的雾化程度。喷灌水是以模拟天然降雨的形式落在田间的，为避免土壤板结或损坏作物，要求喷洒水滴对土壤或作物的打击强度要小。但是，水滴雾化要消耗能量，雾化过度不仅不经济，而且因细小水滴易被风吹散，飘移、蒸发损失加大。因此，应根据作物种类，以不损坏作物为度，选用具有适宜雾化指标的喷头。

## (二) 喷灌的技术三要素

喷灌的技术三要素就是指组合喷灌强度、喷灌组合均匀度、雾化指标。喷灌工程建成后，只有当这三项技术指标的值不低于国家标准 GB185-85 的要求，喷灌省水、增产、保土、保肥、提高作物品质的效果才能达到。因此，在进行喷灌工程技术设计时，就应认真执行国家标准及有关规范，把住设计质量关。

# 三、喷头的选择与组合

## (一) 喷头的选择

喷头的选择包括喷头型号、喷嘴直径和喷头工作压力的选择。喷头这些参数的确定，主要取决于作物的种类、喷灌区的土壤条件，以及喷头在田间的组合情况和运行方式。当喷头选定之后，喷头的其他参数，如流量、射程、单喷头全圆喷洒无风状况下的喷灌强度、进水口直径等也就随之确定（由喷头性能表中查取）。若喷头的组合间距和运行方式确定下来，则整个系统的喷灌强度、喷洒均匀度及雾化程度即可确定，该项喷灌工程的喷灌质量也就知道了。所以，喷头选择得是否合理，直接影响着喷灌工程的灌水质量，选择时应根据具体条件从多方面加以考虑，决不可掉以轻心。另外，喷头的种类很多，国内生产喷头的厂家也不少。因此，一定要选用工作运转可靠、结实耐用，由国家定点生产厂家和产品质量有保证的厂家生产的定型产品。从节能的观点考虑，应尽量选用中、低压喷头（200~400kPa）。灌溉季节风比较大的喷灌区，应选用低仰角喷头。

## (二) 喷头的喷洒方式和组合形式

(1) 喷头的喷洒方式。喷头的喷洒方式因喷头的型式不同可有多种，如全圆喷洒、扇形喷洒、带状喷洒等。在管道式喷灌系统中，除了在场边路旁或房屋附近使用扇形喷洒外，其余均采用全圆喷洒。全圆喷洒能充分利用射程，允许喷头有较大的间距，并可使组合喷灌强度较小。

(2) 喷头的组合形式。喷头的组合形式，就是指喷头在田间的布置形式，一般用相邻的四个喷头的平面位置组成的图形表示。喷头的组合间距用  $a$  和  $b$  表示； $a$  表示同一支管上相邻两喷头的间距； $b$  表示相邻两支管的间距。喷头的基本组合形式有矩形组合（图 5-45）和平行四边形组合（图 5-47）两种。喷头组合形式的选择，要根据地块形状、系统类型、风向风速等因素综合考虑。 $e = \frac{a}{2}$  时的平行四边形组合，喷头喷洒图形的搭接比较均衡，支管间距可略大一些，有利于节省支管。但这样做往往造成支管首尾喷头的工作条件特殊，使用不便。故除非是为了适应地块形状，一般不宜采用平行四边形组合。有稳定主风向时，宜采用矩形组合，且使支管尽可能与主风向重直，风向多变时，宜采用矩形的特例正方形组合形式。

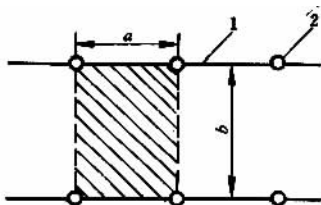


图 5-47 矩形组合

1 - 支管, 2 - 喷头

一般情况下，无论是矩形组合，还是平行四边形组合，都应尽可能使支管间距  $b$  大于喷头间距  $a$ ，以便在固定管道式喷灌系统中减少支管用量，节省设备投资，在半固定管道式和移动管道式喷灌系统中避免频繁移动支管，以减轻作业人员的劳动强度。

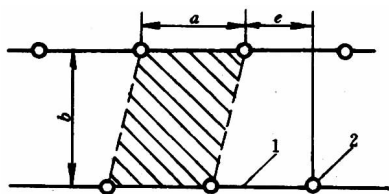


图 5-48 平行四边形组合

1 - 支管; 2 - 喷头

### （三）喷头的运行方式

在管道式喷灌系统中，喷头的作业方式主要有以下三种。

（1）单喷头喷洒。一般是一根管子上只带一个喷头，喷完一个工作点再移到下一个工作点。由于喷头是单独喷洒，喷头组合形式是由几个相邻工作点的布置形式决定的，故采用这种作业形式时必须确定工作点的位置，以保证喷洒均匀度。

（2）单行多喷头同时喷洒（图 5-49）。是指一根支管上布置着多个喷头同时喷洒的情况。由于每个喷头的湿润圆面积与相邻喷头的湿润圆面积相互搭接，因此，一个喷头的平均控制面积是个鼓形的面积，其大小取决于喷头射程  $R$  和喷头间距  $a$ 。这时的喷头组合形式还取决于相邻支管上的喷头布置。

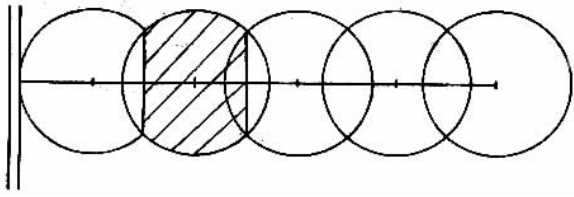


图 5-49 单行多喷头同时喷洒的示意图

（3）多行多喷头同时喷洒（图 5-50）。是指 2 根及 2 根以上彼此相邻且分别带有多

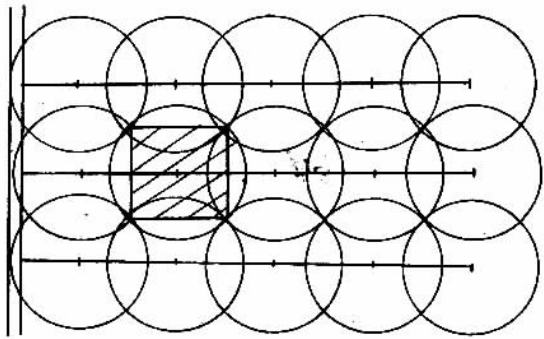


图 5-50 多行多喷头同时喷洒的示意图

个喷头的支管同时喷洒的情况。这时相邻 2 根支管上的喷头布置就决定了喷头组合形式。

### （四）喷头组合间距的确定

喷头的组合间距不仅直接受喷头射程的制约，同时也受到喷灌系统所要求的喷灌均匀度和喷灌区土壤允许喷灌强度的限制。也就是说喷头的组合间距与所选喷头关系很大，组合间距的确定是否合理，将直接影响到整个喷灌工程的灌水质量。因此，目前常将喷头组合间距的确定和喷头选型的工作一起进行。即先根据喷灌区自然条件和拟定的

喷头组合形式及作业方式，确定满足喷灌灌水质量要求的参数，然后再根据这些参数选择喷头并确定其组合间距。

确定喷头组合间距的方法有很多种，如几何作图法、修正几何作图法、经验系数法等，但最终归结起来，它们都是用系数乘以喷头的射程来确定组合间距的。其中经验系数法考虑了风的影响，使用普遍，而且喷灌工程技术规范也推荐了这一方法，下面仅介绍这一方法。

### 1. 根据设计风速和设计风向确定间距射程比

间距射程比可按喷头的组合形式及喷洒支管与主风向的相对位置关系从表 5-63 中选取。表 5-63 中的数据是根据国内一些高等院校和科研院所的试验资料统计归纳得到的，采用这些数据确定的组合间距，能使喷灌的组合均匀系数  $C_u$  达到 75% 以上。选用我国生产的 PY 系列和 ZY 系列的喷头时，均可使用此表。

表 5-63 支管垂直主风向布置时的间距射程比

10m 高的风速 (m/s)	不等间距布置 ( $a < b$ )		等间距布置 ( $a = b$ )
	$K_a$	$K_b$	$K_a, K_b$
0.3 ~ 1.6	1.0	1.3	1.1 ~ 1.0
1.6 ~ 3.4	1.0 ~ 0.8	1.3 ~ 1.1	1.0 ~ 0.9
3.4 ~ 5.4	0.8 ~ 0.6	1.1 ~ 1.0	0.9 ~ 0.7

当支管垂直主风向且不等距布置时， $K_a$  取表 5-63 中相应的  $K_a$  值， $K_b$  取表 5-63 中相应的  $K_b$  值。当支管平行主风向且不等距布置时，则  $K_a$  取表 5-63 中相应的  $K_b$  值， $K_b$  取表 5-63 中相应的  $K_a$  值。当支管与主风向的夹角  $\beta$  在  $0^\circ \sim 90^\circ$  之间时，间距射程比需根据  $\beta$  的大小，对支管垂直主风向布置或平行主风向布置时查得的  $K_a$  值和  $K_b$  值进行调整后得到。具体方法是：

- (1)  $\beta < 15^\circ$ ，按支管平行主风向不等间距布置选  $K_a$ 、 $K_b$  值。
- (2)  $\beta > 75^\circ$ ，按支管垂直主风向不等间距布置选  $K_a$ 、 $K_b$  值。
- (3)  $15^\circ \leq \beta < 30^\circ$ ，按支管平行主风向不等间距布置查出  $K_a$ 、 $K_b$  值后，将  $K_a$  调低一档取， $K_b$  调高一档取。
- (4)  $30^\circ \leq \beta \leq 60^\circ$ ，按等间距布置选取  $K_a$ 、 $K_b$  值。
- (5)  $60^\circ < \beta \leq 75^\circ$ ，按支管垂直主风向不等间距布置查出  $K_a$ 、 $K_b$  值后，将  $K_b$  调低一档取， $K_a$  调高一档取。

### 2. 选定喷头并确定组合间距

由初选喷头的射程  $R$  和选取的间距射程比  $K_a$ 、 $K_b$ ，计算喷头的组合间距： $a = K_a R$ 、 $b = K_b R$ 。

对于固定式喷灌系统和移动喷灌系统，计算的喷头组合间距可圆整后采用，但对于半固定式喷灌系统则需要把  $a$ 、 $b$  的值调整为标准管节长的整数倍。调整后的  $a$ 、 $b$  值



如果与用式(5-110)计算的结果相差较大,则应该进行校核计算,必要时应重新选择喷头。

### (五) 组合喷灌强度的校核

组合喷灌强度除喷头水力性能有关外,还因喷头组合、作业方式而异,下面通过修正无风条件下单喷头的计算喷灌强度来计算。

#### 1. 组合喷灌强度的计算

无风情况下(当设计风速不大于 $1\text{m/s}$ 时,可近似视为无风情况)单喷头的计算喷灌强度 $\rho_s$ 计算。

当风速超过 $1\text{m/s}$ 时,不论是单喷头喷洒还是单行多喷头同时喷洒,虽然喷头喷出的水量没变,但每个喷头的实际喷洒面积变小了,而且喷头的有效湿面积也减小。因此,这时组合喷灌强度要大于无风时的组合喷灌强度,而无风时的组合喷灌强度一般又大于单喷头的计算喷灌强度,即 $\rho > \rho_s$ 。综合以上因素,组合喷灌强度可按下式计算:

$$\rho = K_w C_\rho \eta \rho_s \quad (5-101)$$

式中 $\rho$ 为组合喷灌强度,亦称喷灌的设计喷灌强度, $\text{mm/h}$ ;  $K_w$ 为风系数,反映了风对 $\rho$ 的影响;  $C_\rho$ 为布置系数,反映了喷头组合形式和作业方式对 $\rho$ 的影响,等于无风时单喷头全圆喷洒面积与不同运行方式下单喷头实际控制面积之比;  $\eta$ 为喷洒水利用系数,取值同前。

#### 2. 喷头全圆喷洒时,各种运行方式下 $K_w$ 和 $C_\rho$ 的确定

(1) 单喷头喷洒。当风速小于或等于 $1\text{m/s}$ 时, $K_w$ 和 $C_\rho$ 的值均为1;当风速大于 $1\text{m/s}$ 时, $C_\rho$ 的值为1, $K_w$ 的值可用下式计算

$$K_w = 1.15 v_{10}^{0.314} \quad (5-102)$$

式中 $v_{10}$ ——离地面 $10\text{m}$ 高的平均风速, $\text{m/s}$ 。

(2) 单行多喷头同时喷洒。当风速小于或等于 $1\text{m/s}$ 时, $K_w$ 的值为1, $C_\rho$ 的值可用下式计算

$$C_\rho = \pi / [ -\pi (\pi/90) \arccos (a/2R) + (a/R) \sqrt{1 - (a/2R)^2} ] \quad (5-103)$$

当风速大于 $1\text{m/s}$ 时, $C_\rho$ 的值仍用公式(5-103)计算, $K_w$ 按喷洒支管布置与主风向的相对关系确定:当喷洒支管与主风向垂直时,

$$K_w = 1.08 v_{10}^{0.194} \quad (5-104)$$

当喷洒支管与主风向平行时,

$$K_w = 1.12 v_{10}^{0.302} \quad (5-105)$$

当喷洒支管与主风向斜交时,可根据斜交的角度近似地用线性插值的方法在式(5-106)和式(5-105)求出的值中间内插求 $K_w$ 的值。

(3) 多行多喷头同时喷洒。在这种情况下,无论是有风,还是无风, $K_w$ 的值均为

1,  $C_p$  的值可用下式计算

$$C_p = 1 / (K_a K_b) \quad (5-106)$$

### 3. 校核初选的组合喷灌强度

根据喷灌区土壤资料查出允许喷灌强度  $\rho_{允}$  的值, 校核初选喷头的组合喷灌强度。

根据国标 GBJ85-85 的规定, 组合喷灌强度不得大于土壤允许喷灌强度, 即

$$K_w C_p \eta \rho_s \leq \rho_{允} \quad (5-107)$$

如果不满足公式 (5-107) 的要求, 则应重新确定喷头组合间距, 必要时重新选择喷头。

## 四、田间管道系统的布置

田间管道系统的布置取决于田块的形状、地面坡度、耕作与种植方向、灌溉季节的风速与风向、喷头的组合间距等情况, 需进行多方案比较, 择优选用。

### (一) 田间管道系统布置的原则

(1) 应符合喷灌工程规划的要求。

(2) 喷洒支管应尽量与耕作和作物种植方向一致。

(3) 喷洒支管最好平行等高线布置, 如果条件限制, 至少也应尽量避免逆坡布置。

(4) 在风向比较恒定的喷灌区, 支管最好垂直于主风向布置, 应尽量避免平行主风向布置。

(5) 喷洒支管与上一级管道的连接, 应避免锐角相交, 支管铺设应力求平顺、减少折点。

在贯彻以上原则时, 有时会出现矛盾, 这时应根据具体情况进行分析比较, 分清主次, 因地制宜地确定布置方案。

### (二) 影响田间管道系统布置的主要因素

影响田间管道系统布置的因素很多, 经常会遇到各因素之间相互制约的现象, 造成在相同的条件下常常能作出多种可能的布置方案来。为了从中选出技术上、经济上最有利的方案, 下面把影响管道布置的主要因素介绍如下。

(1) 地形条件。在地形起伏的喷灌区, 喷洒支管常常无法全部沿等高线布置。这时支管应顺坡垂直等高线或与等高线斜交铺设, 以下降的地形高度来弥补支管沿程的水头损失。如果地形坡降正好等于或接近支管的水力坡降则最为理想; 如果地形坡降比支管的水力坡降大得多, 则应于适当位置布置减压阀或采用减小管径的办法来解决。对于上一级管道只能布置在低处的情况, 逆坡铺设的支管不能太长。

(2) 地块形状。地块形状不规则会给田间管道布置带来困难。一般对半固定式和移动式管道系统来说, 支管在地块中的走向应一致, 应尽量使多数支管的长度相同。

(3) 耕作与种植方向。有的喷灌区处于漫坡地带, 传统的耕作、种植方向是顺坡。

若喷洒支管按平行于等高线布置，则与耕作、种植方向不能保持一致。当喷洒支管移动使用时会造成很多困难，甚至损伤作物。这时应按耕种方向顺坡布置喷洒支管。有时在同一地块内存在不同的耕作种植方向，这时就应通过技术经济分析和方案比较，将耕作方向调整统一。

(4) 风向和风速。风对喷灌的灌水质量影响很大。在喷灌季节若喷灌区内风速很小，则喷洒支管的布置可不考虑风向而以满足别的要求为主。若风速达到或超过 2m/s 且有主风向时，喷洒支管应垂直主风向布置，这样在风的作用下喷头横向射程的缩短可用加密支管上的喷头数来弥补，(只要喷头移动使用，不会因此增加多少购买喷头的投入)。否则对固定式喷灌系统要减小支管间距，增加支管用量；对半固定式或移动式管道系统来说，则可增加支管移动的次数。

但在有些场合，例如河谷地、绕山修建的梯田地，其主风向往往与等高线平行，这时，应针对不同情况进行不同的处理。一般在河谷坡地上，喷洒支管采取垂直主风向顺坡而下的布置方式；梯田上，喷洒支管则应平行等高线布置。

(5) 水源位置。这里主要指平原井灌区，一眼井控制 200 亩地左右，形成一个小系统。这种情况下，应先根据风速风向、地块形状、作物种植、耕作方向等布置支管方向，然后按水源位置布置分干管和干管。

### (三) 田间管道系统的布置形式

田间管道系统布置主要有两种形式：

#### 1. 丰字形布置 (图 5-51 和图 5-52)

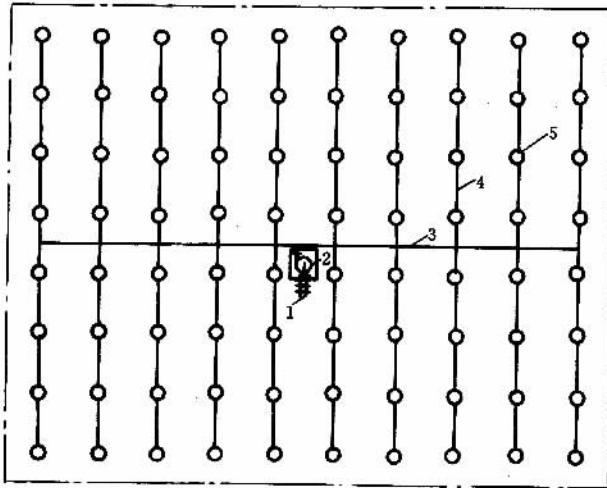


图 5-51 丰字形布置 (一)

1-井；2-泵站；3-干管；4-支管；5-喷头

#### 2. 梳齿形布置 (图 5-53)

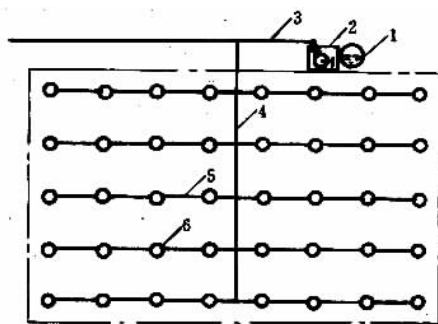


图 5-52 丰字形布置 (二)

1- 蓄水池; 2- 泵站; 3- 干管;  
4- 分干管; 5- 支管; 6- 喷头

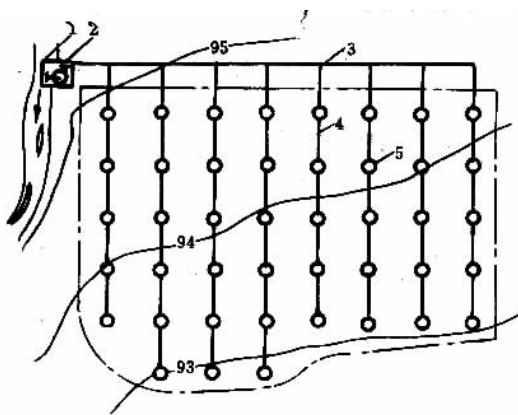


图 5-53 梳齿形布置

1- 河渠; 2- 泵站; 3- 干管; 4- 支管; 5- 喷头

## 五、喷灌工作制度的拟定

在灌水周期内, 为保证作物适时适量地获得所需要的水分, 必须制定一个合理的喷灌工作制度。首先, 根据喷灌工程规划图、选定的田间管道系统的布置形式和确定的喷头组合间距, 绘制喷灌系统平面布置图, 图上标明每个支管的位置和喷头位置 (即喷点的位置)。然后, 即可着手进行喷灌工作制度的拟定。喷灌工作制度包括喷头在一个喷点上的喷洒时间, 喷头每日可工作的喷点数 (即喷头每日可移动的次数), 每次需要同时工作的喷头数以及确定轮灌编组和轮灌顺序。

### (一) 喷头在一个喷点上的喷洒时间

喷头在一个喷点上的喷洒时间与设计灌水定额、喷头的流量和喷头组合间距有关,

可按下列公式求得

$$t = abm/1000q \quad (5-108)$$

式中  $t$  为喷头在一个喷点上的喷洒时间, h;  $a$  为喷头间距, m;  $b$  为支管间距, m;  $m$  为设计灌水定额, mm;  $q$  为喷头流量,  $m^3/h$ 。

## (二) 喷头每日可工作的喷点数

喷头每日可工作的喷点数, 一般情况下就是指每根支管每日可移动的次数, 用下式计算:

$$n = t_r / (t + t_y) \quad (5-109)$$

式中  $n$  为喷头每日可工作的喷点数, 次/d;  $t_y$  为每次移动、拆装和启闭喷头的时间, h;  $t_r$  为喷头每日喷灌作业时间, 即设计日净喷时间, h。

设计日净喷时间是决定喷灌系统设计流量的重要参数。设计日净喷时间越长, 系统设施的利用率越高, 则相应的投资造价就低, 应根据具体情况进行经济分析来确定, 但不宜低于国家标准 GBJ85-85 所要求的日净喷时间。另外, 为了提高工作效率, 改善工作条件, 通常都采用两套或三套支管、喷头交替使用。即一套支管和喷头正在运行时, 另一套或两套已安排就绪, 前者工作完毕, 后一套立即开启接着工作, 待前者喷洒完的田块不泥泞时, 再拆卸并装到后续喷洒位置上去。这样一来, 支管和喷头装卸、移动就不占用喷灌作业时间, 即  $t_y = 0$ ; 喷头每日可工作的喷点数则用式,  $n = t_r/t$  计算。对  $n$  的计算结果要求舍去小数点后的数字取整。

## (三) 每次需要同时工作的喷头数

每次需要同时工作的喷头数可按下式求得

$$n_p = N / (n \cdot T) \quad (5-110)$$

式中  $n_p$  为每次需要同时工作的喷头数 (取整数), 个;  $N$  为喷灌区内总喷点数, 个, 这个数应从系统平面布置图中查取;  $T$  为设计灌水周期, d。

## (四) 确定轮灌编组及轮灌顺序

鉴于目前国内喷灌工程规模一般不大, 为了尽量节省管道投资, 多采用有序轮灌的工作制度。按式 (5-110) 计算出需要同时工作的喷头数后, 便可结合系统平面布置图上喷点分布的情况进行轮灌编组并确定轮灌顺序。做这项工作时, 应考虑以下主要问题。

(1) 轮灌编组应该有一定的规律, 力求简明, 方便运行管理。切不可为片面追求降低管道系统投资或运行成本而采取过于复杂的编组。

(2) 各轮灌组的工作喷头数应尽量一致, 以保证系统的流量较为平稳, 且始终保持在水泵高效区的范围之内。若各轮灌组的喷头数很难均等时, 其差别不要超过 1~3 个, 并且尽可能使离泵站较远或地势较高的组别喷头数略少; 离泵站较近或地势较低的组别

喷头数略多。

(3) 轮灌编组应该有利于提高管道设备的利用率。

(4) 制定轮灌顺序时, 应尽量把流量分散到各输、配水管道中去, 避免流量集中于某一条干管配水, 从而有利于减小输、配水管道的管径或减少其水头损失, 降低管道投资或运行费用。

**【例】** 有一块长方形耕地, 布置固定管道式喷灌系统, 水源和泵站位于地块一侧的中部, 干管布置在田块中央, 进行编组后需要两条支管同时工作, 每条支管装有 5 个流量为  $q$  的喷头。按两个工作方案考虑其轮灌顺序, 支管移动过程中的两种极限情况如图 5-54 所示。

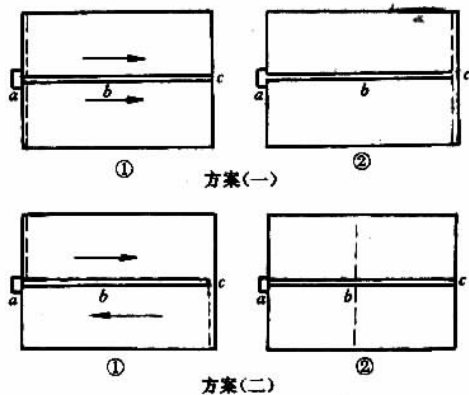


图 5-54 支管移动过程中的两种极限情况

方案(一)。两条支管在干管的同一端同时向另一端移动, 其支管移动过程中的两种极限情况是: ①干管  $L_{ab}$  段和  $L_{bc}$  段, 均为流量  $Q = 0$ 。②干管  $L_{ab}$  段和  $L_{bc}$  段, 流量均为两条支管的流量和, 即流量  $Q = 10q$ 。

方案(二)。两条支管分别由干管的两端开始工作, 相对移动, 其支管移动过程中的两种极限情况是: ①干管上,  $L_{ab}$  段, 流量为一条支管的流量, 即流量  $Q = 5q$ ; 干管  $L_{bc}$  段, 流量  $Q = 5q$ 。②干管  $L_{ab}$  段, 流量为两条支管流量的和, 即流量  $Q = 10q$ ; 干管  $L_{bc}$  段, 流量  $Q = 0$ 。

干管的设计流量应取两种极限情况的大值。方案(一)中, 干管  $L_{bc}$  的设计流量应为  $10q$ , 而方案(二)中干管  $L_{bc}$  的设计流量为  $5q$ 。显然, 经比较方案(二)较优。

进行轮灌编组和确定轮灌顺序是一项琐碎而细致的工作, 应认真进行多方案比较, 从中选择最佳方案。

## 六、管道系统设计

管道系统设计包括各级管道的管材与管径的选择, 各级固定管道的纵剖面设计, 管

道系统的结构设计。

### （一）管材的选择

可用于喷灌的管道种类很多，应该根据喷灌区的具体情况，如地质、地形、气候、运输、供应以及使用环境和工作压力等条件，结合各种管材的特性及适用条件进行选择。一般情况下，对于地理固定管道，可选用钢筋混凝土管、钢丝网水泥管、石棉水泥管、铸铁管和硬塑料管。钢管易锈蚀和腐蚀，最好不要选用。近年来，国内修建的喷灌工程，地理管道多选用塑料管。选用塑料管时一定要注意，不同材质的塑料管在几何尺寸相同的情况下可承受的工作压力相差甚远，如表 5-64 所列数据。特别是在使用低密度聚乙烯管（LDPE 管）时，一定要注意管壁的厚度是否达到了能承受喷灌管道系统所要求压力的厚度，若没有达到，千万不能使用，否则将会埋下隐患，造成运行时管道发生爆破，甚至导致整个管道系统瘫痪。用于喷灌地理管道的塑料管，最好选用硬聚氯乙烯管（UPVC 管）。对于口径 150mm 以上的地理管道，硬聚氯乙烯管在性能价格比上的优势下降，应通过技术经济分析选择合适的管材。对于地面移动管道，则应优先采用带有快速接头的薄壁铝合金管。采用薄壁镀锌钢管时，要特别注意镀锌层的厚度和均匀度是否达到要求。塑料管经常暴露在阳光下使用，易老化，缩短使用寿命，因此，地面移动管最好不采用塑料管。

表 5-64 同管径同壁厚不同材质的塑料管常温工作压力

公称直径 (mm)	壁 厚 (mm)	常 温 工 作 压 力 (MPa)		
		硬聚氯乙烯管 (UPVC)	低密度聚乙烯管 (LDPE)	改性聚丙烯管 (PP)
110	5.5	1.0	0.26	0.53

### （二）管径的选择

当轮灌编组和轮灌顺序确定之后，各级管道在每一轮灌组进行喷洒时所通过的流量即可知道。通常选用同一级管道在各轮灌组中可能通过的最大流量，作为本级管道的设计流量，依据这个设计流量来确定管道的管径。若某一级管道，其最大流量通过的时间占管道总过水时间的比例甚小，也可选取一个出现次数较多的次大流量作为管道的设计流量来确定管径。同一级管道的不同管段通过的最大流量不同时，可分段确定设计流量。

#### 1. 支管管径的确定

支管是指直接安装竖管和喷头的那一级管道，亦称喷洒支管。支管管径的选择主要依据喷洒均匀的原则。管径选得越大，支管运行时的水头损失就越小；同一支管上各喷头的实际工作压力和喷水量就越接近，喷洒均匀度就越接近设计状况。但这样增大了支管的投資，对移动支管来说还增加了拆装、搬移的劳动强度。管径选得小，支管投資减少，移动作业的劳动强度降低，但由于运行时支管内水头损失增大，同一支管上各喷头

的实际工作压力和喷水量差别增大, 结果造成田面上各处受水量不一致, 影响喷灌质量。为了保证同一支管上各喷头实际喷水量的相对偏差不大于 20%, 国家标准 GBJ85-85 规定: 同一支管上任意两个喷头之间的工作压力差应在喷头设计工作压力的 20% 以内。显然, 支管若在平坦的地面上铺设, 其首末两端喷头间的工作压力差应最大。若支管铺设在地形起伏的地面上, 则其最大的工作压力差并不见得发生在首末喷头之间。考虑地形高差  $\Delta Z$  的影响时上述规定可表示为

$$h_w + \Delta Z \leq 0.2h_p \quad (5-111)$$

式中  $h_w$  为同一支管上任意两喷头间支管段水头损失, m;  $\Delta Z$  为该两喷头的进水口高程差, m, 顺坡铺设支管时,  $\Delta Z$  的值为负, 逆坡铺设支管时,  $\Delta Z$  的值为正。 $h_p$  为喷头设计工作压力水头, m。

因此, 同一支管上工作压力差最大的两喷头间允许的水头损失即为

$$h_w \leq 0.2h_p - \Delta Z \quad (5-112)$$

从式 (5-112) 可以看出: 逆坡铺设支管时, 允许的  $h_w$  的值小, 即选用的支管管径应大些; 顺坡铺设支管时, 因  $\Delta Z$  的值本身为负值, 其允许的  $h_w$  的值可以比  $0.2h_p$  大些, 也就是说支管顺坡铺设时, 因地形坡降弥补了支管内的部分水力坡降, 选用的支管管径可适当的小些。

当一条支管选用同管径的管子时, 从支管首端到末端, 由于沿程出流, 支管内的流速水头逐次减小, 抵消了局部水头损失, 所以计算支管内水头损失时, 可直接用沿程水头损失来代替其总水头损失, 即  $h'f = h_w$ , 式 (5-112) 可改写为

$$h'_f \leq 0.2h_p - \Delta Z \quad (5-113)$$

喷头选定后, 喷头的设计工作压力可从喷头性能表中查得。两喷头进水口高程差 (实际上就是两喷头所在地的地面高差) 可以由系统平面布置图中查取。则  $h'_f$  即可求出。利用公式  $h'_f = fLQ^m/d^b$ , 在其他参数已知的情况下反求管径  $d$ ,  $d$  就是该支管可选用的最小管径的计算值。因管材的管径已标准化、系列化, 因此, 还需按管材的标准管径将计算出的管径规范取整。对半固定、移动管道式喷灌系统的支管, 考虑到运行与管理的方便, 最大的管径一般不超过  $\phi 100\text{mm}$ , 并且应尽量使各支管取相同的管径, 至少也需在一个作业区中统一。对于固定管道式喷灌系统, 地理支管的管径可以不同, 但规格不宜太多, 同一条支管一般最多变径两次。

## 2. 支管以上各级管道管径的确定

一般情况下, 这些管道的管径是在满足下一级管道流量和压力的前提下按费用最小的原则选择的。管道的费用常用年费用来表示。随着管径的增大, 管道的投资造价 (常用折旧费表示) 将随之增高, 而管道的年运行费随之降低。因此, 客观上必定有一种管径, 会使上述两种费用之和为最低, 这种管径就是我们要选择的管径, 称之为经济管径。经济管径中对应的流速称为经济流速。图 5-55 就是用最小年费用法计算经济管径的原理示意图。用这种方法确定管径概念清楚, 但计算相当繁琐, 往往需要分别计算出多种管径的年投资和年运行费, 比较后再确定。随着科学技术的进步, 计算机技术的飞



速发展，许多优化设计方法，如微分法、动态规划法等已在喷灌管网的设计中得到应用，具体方法可参阅有关书籍。

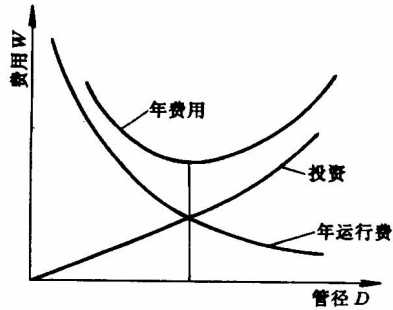


图 5-55 最小年费用法原理示意图

对于规模不算太大的喷灌工程，也可用如下一些经验公式来估算这类管道的管径。

$$Q = 5D^2 \tag{5-114}$$

式中  $Q$  为管道流量， $m^3/h$ ； $D$  为管径，in。

$$\text{当 } Q < 120m^3/h \text{ 时，} \quad D = 13 \sqrt{Q} \tag{5-115}$$

$$\text{当 } Q \geq 120m^3/h \text{ 时，} \quad D = 11.5 \sqrt{Q} \tag{7-116}$$

式中  $D$  为管径，mm。

应该指出的是，由于喷灌管道系统年工作小时数少，而所占投资比例又大。因此一般在喷灌所需压力能得到满足的情况下，选用尽可能小的管径是经济的，但管中流速应控制在  $2.5 \sim 3m/s$  以下。

### （三）管道纵剖面设计

管道纵剖面设计应在系统平面布置图绘制后进行，设计的主要内容是确定各级固定管道在立面上的位置及各种管道附件的位置。管道的纵剖面应力求平顺，减少折点，有起伏时应避免产生负压。

#### 1. 埋深及坡度

地埋管的埋深指管顶距地面的垂直距离。埋深应根据当地的气象条件、地面荷载和机耕要求确定。一般管道在公路下埋深应为  $0.7 \sim 1.2m$ ；在农村机耕道下埋深为  $0.6 \sim 0.9m$ ；在北方寒冷地区，埋深应在最大冻土层深度以下，若浅埋管道，必须有可靠的防冻胀措施。地埋管的坡度主要视地形条件而定，同时也应考虑地基好坏及管径大小。一般在地形条件许可的情况下，管径小，基础稳定性好的管坡可陡一点；反之应缓些。总的来说，管道坡度不得超过  $1:1$ ，常用得是控制在  $1:1.5 \sim 1:3$  以下。

#### 2. 管道连接及附件

地埋管道的连接多采用承插或粘接的形式，转向处用弯头，分水处用三通或四通，管径改变处采用异径接头，管道末端用堵头。为方便施工和安装，同类管件应考虑其规

格尽量划一。

为了按计划进行输水、配水，管道系统上应装置必要的控制阀。各级管道的首端应设进水阀或分水阀；当管道过长或压力变化过大时，应设一个节制阀。为保证管道的安全运行，还应安装一些附属装置。自压喷灌系统的进水口和各类水泵吸水管的底端应分别设置拦污栅和滤网，管道起伏的高处应设排气装置，自压喷灌系统进水阀后的干管上应设高度高出水源水面高程的通气管，管道起伏的低处及管道末端应设泄水装置，管道可能发生最大水锤压力处应设置安全阀。

### 3. 管床

管床若为岩基，开凿平顺后应铺砂层。若为土基，应视土质的均匀密实程度，采用原土基、或进行夯实后再铺管。若土质很差，管径又大，还应设置由浆砌砖石或混凝土砌筑的支墩支撑管道。

管道纵剖面设计后应绘出管道纵剖面图。在管道纵剖面图中，通常高程比例尺取 1:100 或 1:200；水平距比例尺取 1:1000 或 1:2000。

## （四）管道系统结构设计

各级管道的平面位置和立面位置确定后，即可进行管道系统的结构设计。设计时应注意：

（1）竖管的高度应以作物植株不阻碍喷头的正常喷洒为最低限。常用的竖管高度约在 0.5m 至 2m 之间。当竖管高度超过 1.5m 或使用的喷头较大时，为使竖管稳定，应增设竖管支架。竖管的安装应铅直、稳定。

（2）管道的适当位置应留有安装压力表的测压孔，以监测管网压力是否达到设计要求。

（3）埋地管道的阀门处建阀门井，阀门井的尺寸以便于操作检修为度。

（4）对温度和不均匀沉陷比较敏感的固定管道应设柔性接头。柔性接头间隔距离应视管材、管径、地形、地基等情况确定。

（5）对于管径较大或管坡较陡的固定管道，为了稳定管道位置，不使管道发生任何方向上的位移，在管道的变坡、转弯的分界处应设镇墩。在明设固定管道上，当管线较长时也应设支墩。

支墩是用来支持管道并起传递所受垂直压力的作用，其间距可取管径的 3~5 倍。支墩的尺寸视管径大小及土质好坏而定。当采用混凝土预制块时，一般墩厚 0.15~0.30m，高 0.3~1.0m。支墩的墩基应设置在坚实的土质上，在支墩与管道的接触面上，应加滑动垫片或涂油，以允许管段沿轴向滑动。图 5-56 是支墩结构示意图。

镇墩的作用是承受由管道传来的各种力。为了防止管道热胀冷缩对镇墩的损坏，应在两个镇墩之间加设柔性伸缩接头。镇墩多用块石混凝土或混凝土建造，较大的镇墩还应布置必要的配筋。镇墩的基础应座落在冻土层以下的坚实土质上，其具体设计请参阅有关书籍。图 5-57 是镇墩结构示意图。

管道系统结构确定后，应以透视图的形式绘制出管道系统的结构示意图。

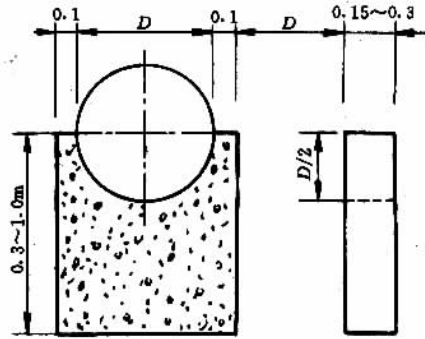


图 5-56 支墩结构示意图

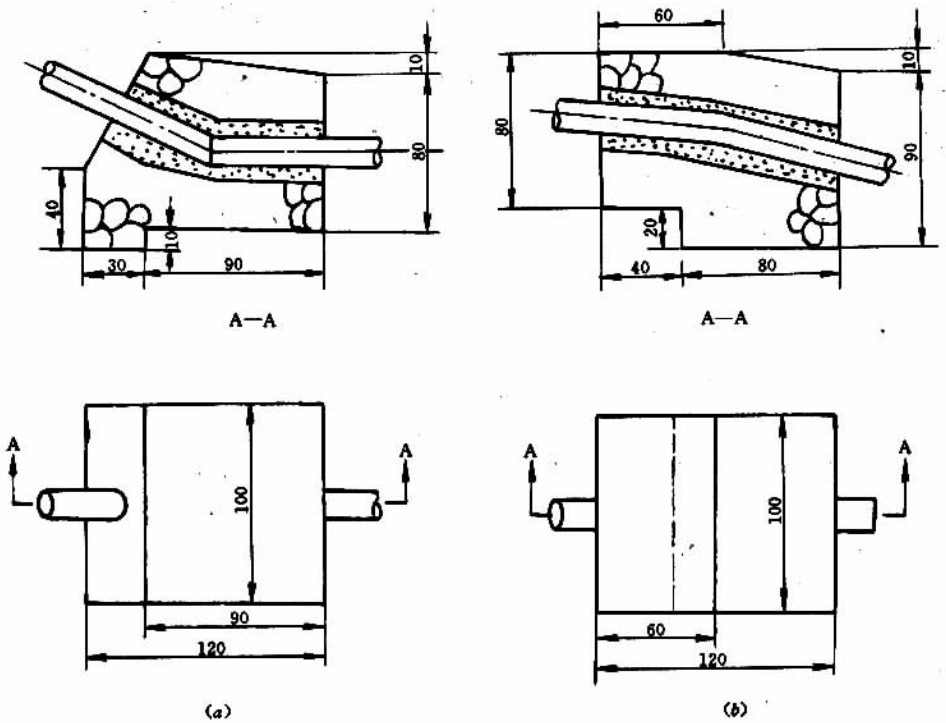


图 5-57 镇墩结构示意图

### (五) 管道系统各控制点压力的确定

管道系统各控制点的压力是指支管、分干管、干管入口和其他特殊点的测管水压力。在这些控制点处，通常均设有调节阀门和压力表，以保证系统正常运行。计算各控制点在不同轮灌组作业时的压力水头并列表表示，不仅为选择水泵提供了依据，更重要的是为指导系统正确运行提供了基础数据。

支管入口压力的计算是系统中其他各控制点压力计算的基础。根据国家标准 GBJ85-85 中任何喷头的实际工作压力不得低于喷头设计工作压力的 90% 的规定, 以及同一支管上两喷头间允许的最大压力降为喷头设计工作压力的 20% 的规定, 支管入口压力应保证任一喷头的实际工作压力在喷头设计工作压力的 90% ~ 110% 的范围之内。同时, 支管入口压力还应使支管的实际流量等于设计流量。

确定支管入口压力的办法很多, 但根据上述要求准确计算的工作量很大, 实测在工程中又很难实施。因此, 常采用下面介绍的计算方法近似确定。

### 1. 按支管上工作压力最低的喷头推算

$$H_{支} = h'_f + \Delta Z + 0.9h_p \quad (5-117)$$

式中  $H_{支}$  为支管入口的压力水头, m;  $h'_f$  为用多口系数法计算的支管相应管段的沿程水头损失, m;  $\Delta Z$  为支管入口地面高程到工作压力最低的喷头进水口的高程差, 顺坡时为负值, m;  $h_p$  为喷头设计工作压力水头, m。

这个方法适用于喷头与支管入口压力差较大的情况, 否则支管实际流量明显小于设计流量。

### 2. 按降低 $0.25h_{首,末}$ 来计算

$$H_{支} = h'_f + \Delta Z + h_p - 0.25h_{首,末} \quad (5-118)$$

式中  $h_{首,末}$  为支管上首末两喷头间管段的沿程水头损失, m。

此方法适用于支管沿线地势平坦且支管上喷头数较多 ( $N > 5$ ) 的情况。

知道了支管入口的压力后, 即可根据系统在各轮灌组运行时的流量, 分别计算各分干管、干管的沿程水头损失和局部水头损失, 最后, 计算出各控制点在各轮灌组作业时的压力。

## 七、机压喷灌系统的水泵选择

机压喷灌系统的水泵分为供水泵和加压泵两种, 对于工程规模不大的喷灌系统, 往往选用的水泵既起到供水作用, 又起到为系统加压的作用。喷灌用水泵装置与一般农田泵站不同, 它没有出水池, 出水管直接与压力管网相接, 组成一个复杂的系统。水泵选型的依据是喷灌系统的设计流量和设计扬程。

### (一) 喷灌系统设计流量和设计扬程的推算

推算喷灌系统的设计流量和设计扬程, 关键是选择设计管线, 即选择在喷灌系统的一个轮灌周期内对系统首端的压力水头要求最高, 且出现机会较多、流量具有代表性的运行管线为设计管线。

对于一些较为简单的喷灌系统, 直观上就可以看出, 出现最大扬程的轮灌组别, 此时便可直接选定设计管线, 计算系统的设计流量和设计扬程。但在较多的情况下往往并不那么简单。比如, 当灌区地形起伏较大时, 有的轮灌组输水距离远, 水头损失大, 但

所处地理位置较低；有的轮灌组输水距离近，水头损失小，但所处地理位置较高。因此，很难明显看出究竟哪一轮灌组要求的系统首端压力水头大。这时就必须综合考虑各方面的因素，选出 2~3 条可能出现要求系统首端压力水头最大的管线，通过计算加以比较，从中找出设计管线来。有了设计管线，即可进行设计流量和设计扬程的推算。

### 1. 喷灌系统设计流量的推算

喷灌系统的设计流量就是设计管线上同时工作的喷头流量之和，再考虑一定数量的损失水量。

$$Q = n_p q / \eta_c \quad (5-118)$$

式中  $Q$  为喷灌系统设计流量， $\text{m}^3/\text{h}$ ； $n_p$  为设计管线上同时工作的喷头数； $q$  为喷头设计流量， $\text{m}^3/\text{h}$ ； $\eta_c$  为设计管线输水利用系数。

### 2. 喷灌系统设计扬程的推算

喷灌系统设计扬程是在设计管线中的支管入口压力水头的基础上，考虑沿设计管线的全部水头损失，水泵吸水管的水头损失，以及支管入口与水源水位的地形高差得到的。

$$H = H_{\text{支}} + h_w + h'_w + \Delta Z \quad (5-119)$$

式中  $H$  为喷灌系统设计扬程， $\text{m}$ ； $h_w$  为沿设计管线各级管道水头损失之和（不含支管损失）， $\text{m}$ ； $h'_w$  为水泵吸水管水头损失， $\text{m}$ ；当水泵型号未定时，此值可估为 1~1.5 $\text{m}$ ； $\Delta Z$  为水源水位与支管入口的地形高差， $\text{m}$ 。

## （二）水泵选型

满足计算所得设计流量和设计扬程的水泵选型方案可以有多种，因目前我国喷灌工程规模不是很大，一般多采用集中设站方式。所谓水泵选型，就是选取满足设计参数的水泵型号和台数。由于水泵的装机容量和效率是反映工程投资和运行效率的重要参数，所以，对面积较小或流量不太大的喷灌工程，多采用单泵运行；对规模较大的喷灌工程，多采用多泵并联运行方案（宜为 2~4 台），这样做有利于提高灌水的可靠性。单泵运行时，多采用自吸离心泵、带自吸装置的普通离心泵或潜水电泵。多泵运行时，应建泵房，一般采用普通离心泵。

## 八、山丘区管道式喷灌系统设计

我国山丘区的耕地面积占全国总耕地面积的比重较大，但是，由于种种原因，这部分耕地的灌溉问题至今没有得到合理的解决，而喷灌自身的特点决定了它是解决这些耕地灌溉问题的好方法。

按照水源与喷灌区的相对位置及高差，喷灌系统获得压力的方式可分为自压、机压、自压与机压结合三种型式。当喷灌区上部有较高位置的水源，如库塘、渠道、山泉、蓄水池等，通过利用地形高差所形成的自然水头，获得喷灌所需要的压力实现喷灌

的方式，称为自压喷灌。当水源在喷灌区的下部，通过水泵获得喷灌所需要的压力直接进行喷灌的，称为机压喷灌。当水源在喷灌区的上部，但与喷灌区的地形高差较小，不足以实现自压喷灌时，利用水泵给上部水源增加压力，达到喷灌所需要的压力进行喷灌的，称为自压与机压结合的形式。此外，当水源在喷灌区下部，但电力供应与作物需水的时间不能统一时，为了避开用电高峰期，常在喷灌区的上部修一蓄水池，用电低谷时，起动水泵将下部水源的水送至上部蓄水池内，作物需要喷灌时，利用上部蓄水池中的水进行自压喷灌，这种提蓄喷灌的方式在山丘区也可以考虑。因自压喷灌系统不用机泵设备，比机压喷灌系统有许多优点，如投资少、见效快、节省能源、运行成本低等，所以，在山区有条件的地方应尽量发展自压喷灌。自压喷灌多是固定管道式与半固定管道式喷灌系统，它们的设计在很多内容上与前五节介绍的相同，因此，这里仅就自压喷灌系统设计中的一些特殊问题和值得特别注意的事项作一介绍。

### (一) 自压喷灌对地形高差和坡度的要求

#### 1. 对地形高差的要求

自压喷灌中喷头的工作压力是由地形高差形成的自然水头提供的，因此根据国内目前生产和广泛应用的喷头的工作压力，要求地形高差不小于 25m。

#### 2. 对地面坡度的要求

(1) 竖管对地面坡度的要求。竖管安置成铅垂状，才有利于旋转式喷头的平稳运行。但有时因地面倾斜，使竖管难以铅垂安置，这时可允许竖管在一定限度内倾斜。国家标准要求，旋转式喷头在竖管与铅垂线夹角为  $10^\circ$  时，喷头仍能可靠运转。因此，竖管倾斜安装时，其倾斜角不应超过  $10^\circ$ 。这个数值相当于竖管垂直于坡度为 17.6% 的地面安置时的情况，所以，若竖管垂直坡面安装，则地面坡度不应大于 17.6%。这主要是指支管顺坡铺设的情况。

(2) 输、配水管道对地面坡度的要求。输、配水管道的作用是将水的位能转化为水的压能和动能，它们对地面坡度的要求可用图 5-58 来说明。

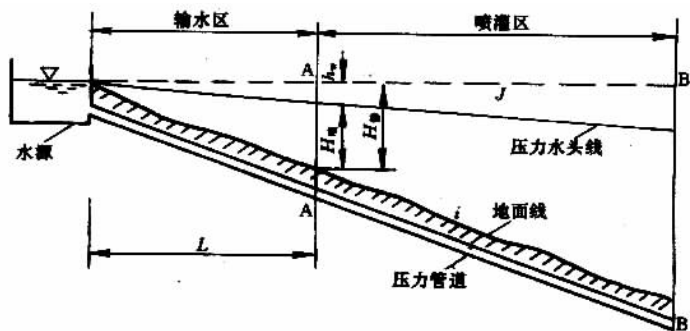


图 5-58 沿坡面压力变化图

图 5-58 所示为一条由水源引出的顺坡而下的干管。在靠近水源的地方，由于地面

高程与水源水位接近,因而管内压力很小,不具备喷灌的条件。采用适当的管径使管内的水力坡降  $J$  小于地面坡度  $i$ ,则随着管道的延伸,管内的压力沿程逐渐增大,直到某个部位,如图中的  $A-A$  断面处,才达到喷灌所必须的压力水头,故在  $A-A$  断面以下便可实施自压喷灌。从水源到  $A-A$  断面间的干管的作用纯粹是为输水并积累压力,所以这段干管称为输水干管,它周围的面积称为输水区。它以下的干管称为配水干管,配水干管的控制区域称为喷灌区。由图 5-58 可得出以下的关系

$$H_{\text{喷}} = H_{\text{静}} - h_w = iL - JL = (i - J)L$$

所以 
$$L = H_{\text{喷}} / (i - J) \quad (5-121)$$

式中  $L$  为输水干管的长度,  $m$ ;  $H_{\text{喷}}$  为自压喷灌所需要的压力水头,  $m$ ;  $i$  为  $L$  长度内的平均地面坡度;  $H_{\text{静}}$  为  $L$  长度内地形形成的位能;  $J$  为  $L$  管长内的水力坡降。

为了尽快获得喷灌所必需的压力水头,扩大喷灌区,减少管道投资,则  $L$  越短越好。由式(5-120)可知:  $H_{\text{喷}}$  一定时,  $L$  值越小,要求  $i - J$  的差值越大,即要求输水区的地面坡度  $i$  要大,输水干管的水力坡降  $J$  要小,这就是说输水区的地形坡度要大,输水干管的管径要大,管长要短。在喷灌区,若其地面坡度仍与输水区的地面坡度相同,配水干管与输水干管的管径相同,则配水干管内的压力必然继续增大,这对支管的均匀喷洒是不利的。如果配水干管内的压力增大到影响管道安全运行时,还需增设减压措施,增大了投资。因此,喷灌区中地面坡度应变缓,若喷灌区的地面坡度能正好与配水干管内的水力坡降相等则最为理想。所以,上陡下缓的地形是发展自压喷灌的最佳地形。

## (二) 自压喷灌系统的管道布置

### 1. 布置原则

除遵循前述的管道布置原则外,自压喷灌系统的管道布置还应考虑如下原则。

(1) 自压喷灌系统的管道布置应以地形、地势为主要考虑因素。支管应尽量沿等高线布置;配水干管应尽量垂直等高线顺坡布置;输水干管垂直等高线布置且输水管线尽可能短而直。

(2) 尽可能利用地表落差造成的自然水头。在输水区,为扩大灌溉面积,提高经济效益,可用低水头发展微喷灌或滴灌,也可利用水泵加压后发展喷灌。

(3) 自压喷灌系统中的各级管道,尤其是埋地管道,应避免在滑坡地带或地基基础不稳定的地区通过。

(4) 有条件时,应结合农村生活用水、小水力发电站用水、乡镇企业用水等发展自压喷灌。

### 2. 不同地形管道系统的布置

山丘区地形地貌复杂,往往不能用单一的布置形式解决管道系统的布置问题。下面介绍几种典型地形地貌条件下的管系布置方法。

(1) 河谷山坡地。河谷山坡地的特点是地面坡度陡,相对高差大,灌面一般分布在

山脊两侧的山坡上。此时应以山脊、山坡为单元考虑管系的布置和管道分级。其布置的一般规律是将输水干管沿山脊布置，配水干管垂直等高线或与等高线斜交；支管平行等高线布置。基本上以鱼骨形布置为基础，辅以梳齿形解决带状坡地。其典型布置如图 5-59 所示。

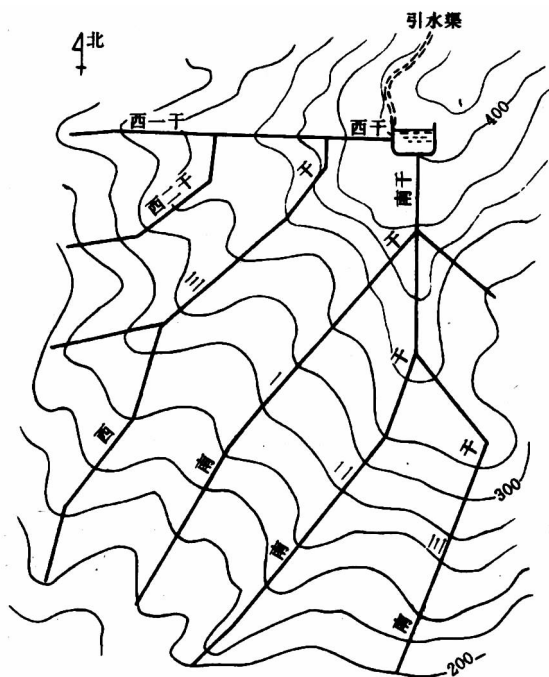


图 5-59 河谷地自压喷灌系统管道布置

(2) 丘陵地。丘陵地的特点是地形坡度变化较大，且多有沟槽切割，灌面一般比较破碎。此时应以山脊为单元进行考虑。干管沿山脊线布置；分干管斜插或等间距垂直等高线布置；支管平行等高线布置，形成鱼骨形或形。其典型布置如图 5-60 所示。

(3) 坡地。坡地是指坡面较大且完整的山前坡地或塬坡地，其特点是坡度较缓，顺坡被河沟切成带状灌面。此时管道系统的布置以杈形为主，鱼骨形为辅。即输水干管垂直等高线顺坡布置；配水干管平行等高线布置；支管顺坡铺设。

(4) 塬台地。塬台地的地形为台阶形，从塬头到河谷逐台降低，两台之间高差大而集中，灌面在台上，开阔平坦。此时管系的布置一般是将干管沿塬头等高线布置；分干管顺塬台坡垂直等高线布置；支管在台地上平行等高线布置。

### (三) 自压喷灌系统的压力分区

在面积较大、管道较长、地形高差及地面坡度较大的自压喷灌系统中，沿坡而下的配水干管首尾压力相差悬殊，此时若采用同一种喷头进行规划设计，很难达到较好的喷灌效果。如图 5-61 所示，如果选用  $H_1$  作为喷头所必须的压力水头，则喷灌区面积最



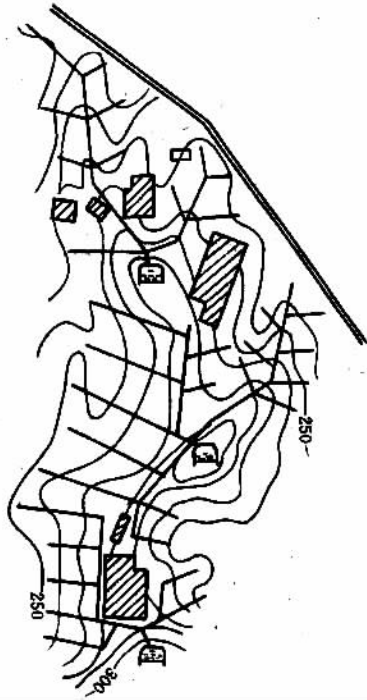


图 5-60 丘陵地自压喷灌系统管道布置

大，但有很大一部分自然水头需要人为地消除掉，不仅水头的利用率低，还需增加相应的减压设施，增大了投资，繁琐了管理。如果选用  $H_3$  为喷头所必须的压力水头，则需要人为地消除掉的水头少了，水头的利用率似乎提高了，但因喷灌区变得很小，实际上并没有很好地利用水源。因此，为了尽可能地向扩大喷灌区的范围，又能较充分地利用自然水头，应按压力变化的特点沿坡面进行压力分区，并在各区分别选用相应的喷头。

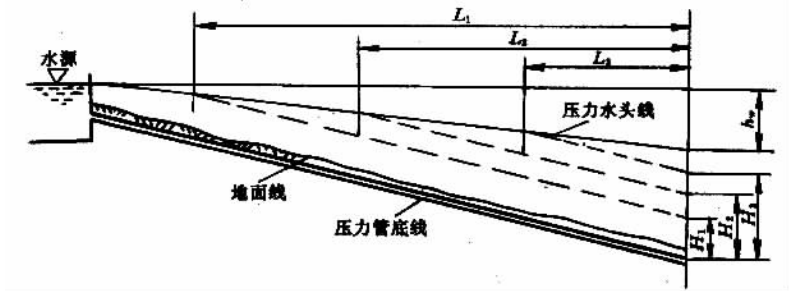


图 5-61 输水管纵剖面示意图

在确定压力分区时，应进行多方面的比较，注意考虑下列问题：

- (1) 各压力区设计水头应根据可供选择的喷头工作压力来确定，并且同一压力区

内，选用同一规格型号的喷头。

(2) 从便于运行管理的角度出发，压力分区数目不宜过多，对于面积较大的灌区，以分 2~3 个区为宜。

(3) 应尽量使配水干管的水力坡降等于或略小于地面坡度，力求使各处压力基本一致，这样确定的管径是经济合理的管径。但不能一味追求满足前者而选用过小的管径。配水干管内的流速一般应控制在不大于  $3\text{m/s}$  的范围内，对承压能力较低的管道，流速应不大于  $2.5\text{m/s}$ 。

#### (四) 自压喷灌系统的减压措施

当自压喷灌系统配水干管很长，沿管线的地面坡度又很陡时，往往会造成管道内的压力水头超过管道本身的承压能力，此时若不采取减压措施，就会造成管道的破坏。因此，一般当地形落差（静水压力）超过了管道的工作压力（管道允许的使用压力）时，必须采取减压措施以保证安全。

目前，国内采用比较广泛的减压措施是设减压池。就是根据喷灌区内落差大小和所用管道的承压能力，在不同高程处设减压水池调节管道中的压力，并按减压池的位置把灌溉面积分为若干小区，分别由相应减压池供水，安全地实现自压喷灌。当落差越大，管道的承压能力越小时，需要设置的减压池数越多。

##### 1. 分区位置和减压池位置的确定

图 5-62 为一个二级减压的自压喷灌区示意图，自上而下划为 3 个区，每区有相应的减压池供水喷灌：即 1 区由水源池 I 供水并获得压力；2 区由减压池 II 供水并获得压力，3 区由减压池 III 供水并获得压力。各区分界位置和各减压池位置的确定如下所述。

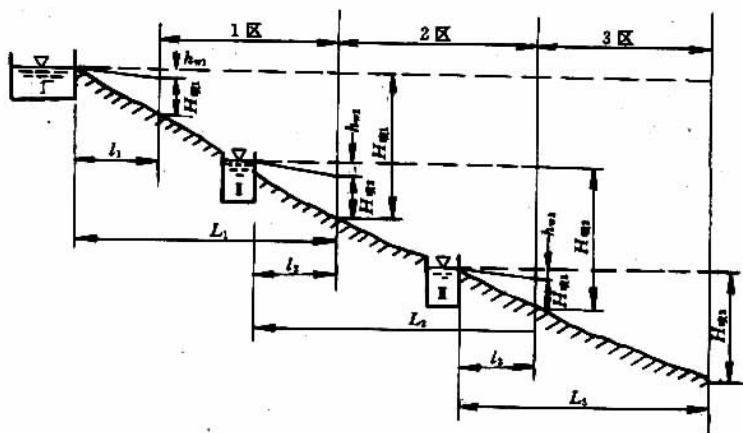


图 5-62 自压喷灌系统分区减压示意图

设 1 区起始位置和末尾到水源池 I 的距离分别为  $l_1$  和  $L_1$ ，1 区喷灌要求的压力为  $H_{\text{喷}1}$ ，输水干管的水头损失和管道的工作压力分别为  $h_{w1}$  和  $H_{\text{管}1}$ ， $l_1$  和  $L_1$  范围内的地

面平均坡度分别为  $i_1$  和  $i_{L_1}$ 。由图 5-62, 可以写出

$$l_1 i_1 = H_{\text{喷}1} + h_{w_1}$$

根据经验取

$$h_{w_1} = (5\% \sim 15\%) H_{\text{喷}1}$$

则有

$$l_1 = (1.05 \sim 1.15) H_{\text{喷}1} / i_1$$

$$L_1 = H_{\text{喷}1} / i_{L_1}$$

同理, 对于 2 区和 3 区, 可以写出

$$l_2 = (1.05 \sim 1.15) H_{\text{喷}2} / i_2$$

$$L_2 = H_{\text{喷}2} / i_{L_2}$$

$$l_3 = (1.05 \sim 1.15) H_{\text{喷}3} / i_3$$

$$L_3 = H_{\text{喷}3} / i_{L_3}$$

**【例】** 某山区有坡地 180 亩, 长 500m, 宽 240m, 其上部长 180m, 坡度为 18%; 中部长 170m, 坡度为 8%; 下部长 150m, 坡度为 6%。地块上部建有蓄水池, 采用续灌(干管)及轮灌(支管)结合的方法喷灌。已知系统采用硬聚氯乙烯管作干管, 内径为 144mm, 入口流量为  $60\text{m}^3/\text{h}$ , 可供选择的喷头为 ZY-1 和 ZY-2 两种, 试进行压力分区。

解 (1) 估算支管入口最小压力。

按 ZY-1 喷头最低工作水头为 20m, 支管的水头损失为喷头工作水头的 20% 计, 则支管入口的最小压力水头为 24m; 同理, ZY-2 喷头的支管入口的最小压力水头为  $30 + 30 \times 0.2 = 36$  (m)。

(2) 坡地上部采用 ZY-1 喷头, 其工作区起始位置的确定如下。

当  $Q = 60\text{m}^3/\text{h}$ ,  $D = 144\text{mm}$  时, 硬聚氯乙烯管的水力坡降  $J$  经计算为 0.0067。已知地面坡度  $i = 18\%$ , 因此, 可得 ZY-1 喷头工作区起点距水源的距离为

$$L_1 = 24 / (0.18 - 0.0067) = 138 \quad (\text{m})$$

(3) 坡地中部和下部采用 ZY-2 喷头, 其工作区起始位置的确定如下。

因干管续灌, 从  $L_1$  位置分出去一部分流量供坡地上部灌溉使用; 则在  $L_1$  之后干管中的流量  $Q_1 = (60/500) \times (500 - 138) = 43.4$  ( $\text{m}^3/\text{h}$ ), 经计算, 此时管中的水力坡降为 0.0038。由  $L_1$  位置起到坡地上部结束还有  $(180 - 138) = 42$  (m)。使用 ZY-2 喷头时已进入坡地中部, 地面坡度为 0.08, 所以可得 ZY-2 喷头工作区起点距 ZY-1 喷头工作起点的距离为  $L_2 = [36 - 24 - 42 \times (0.18 - 0.0038)] / (0.08 - 0.0038) + 42 = 102$  (m)。

由上面计算可知: 在 0~138m, 水压不足, 应采用水泵增压解决喷灌问题; 在 138~240m, 使用 ZY-1 喷头; 240m 以下, 使用 ZY-2 喷头。

## 2. 减压池与输水管的平面布置及工作方式

减压池与输水干管的平面布置取决于各区的配水方式。根据配水方式的不同, 可分

为减压续灌和减压轮灌两种工作方式。

(1) 减压续灌。由水源或通过减压池同时向各小区供水，即全喷灌区连续喷灌，其平面示意图如图 5-63 所示。这种布置和工作方式的好处是各小区灌水比较均衡，运行管理比较简便，但因各小区同时喷灌，需要铺设平行管道，增加了管道的用量。另外，在运行操作时应注意上、下闸阀启闭的协调问题。

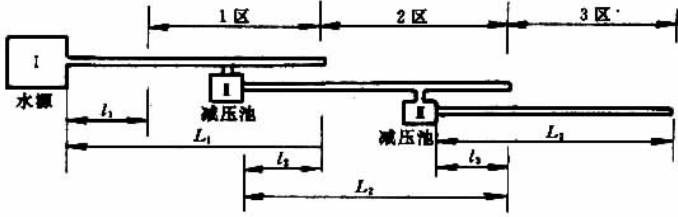


图 5-63 各区续灌时的输水管道平面布置图

(2) 减压轮灌。由水源或通过减压池依次轮流向各小区供水，其平面示意图如图 5-64 所示。减压轮灌的顺序：1 区喷灌时，开启闸阀  $a_1$ ，关闭闸阀  $b_1$ 、 $c_1$ 、 $d_1$ ，由水源 I 直接供水并获得压力；1 区喷灌完毕 2 区喷灌时，开启闸阀  $b_1$ 、 $c_1$ 、 $d_1$ 、 $a_2$ ，关闭闸阀  $a_1$ 、 $b_2$ 、 $c_2$ 、 $d_2$ ，水流自水源经减压池 II 输送给 2 区并获得压力；2 区喷灌完毕 3 区喷灌时，开启闸阀  $b_1$ 、 $c_1$ 、 $d_1$ 、 $b_2$ 、 $c_2$ 、 $d_2$ ，关闭闸阀  $a_1$ 、 $a_2$ ，水流自水源经减压池 I 和 II 输送给 3 区并获得压力。这种布置和工作方式省去了平行管道，使管材用量减少，但需要较多的闸阀，运行管理也比较复杂。

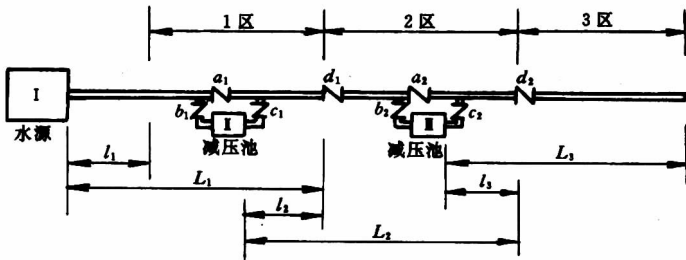


图 5-64 各区轮灌时的输水管道平面布置图

## (五) 自压喷灌系统的输、配水管道设计

### 1. 管道的压力

在进行输、配水管道设计时，需要考虑三种情况下的压力：

(1) 设计压力。是指管道按设计要求运行时的水压力。它是根据喷头的工作压力和管道的水头损失求出的，是指导系统运行的水压力。

(2) 最大设计压力。即管道的工作压力，是指管道系统未运行，但已充满水时的静

水压力。它是用来选择管材或进行小区减压计算的依据。

(3) 校核压力。开关阀门时的水锤压力，用以校核管道在发生水锤时是否安全。

### 2. 管径选择及水力计算

自压喷灌系统的管道水力计算与一般管道式喷灌系统的水力计算基本相同，只是前者应结合减压小区、压力分区和作业区的划分进行。自压喷灌系统中输、配水干管管径的选择原则不同。

(1) 输水干管的管径选择。选择原则是，在满足管末压力要求的前提下使其设备亩投资最小。当地面坡度不大于 30% 时，其管径的计算公式可采用下式：

$$D = K_D (Q^m / i)^{1/b} \tag{5-122}$$

式中  $D$  为输水干管的经济管径（内径），mm； $i$  为地面坡度； $Q$  为管中通过的流量， $m^3/h$ ； $K_D$ 、 $m$ 、 $b$  为系数和指数，见表 5-65。

表 5-65 三类管材的系数和指数表

管 材	$K_D$	$m$	$b$	$f$	$1/b$
钢筋混凝土管	20	2	5.33	$1.516 \times 10^4$	0.19
铸 铁 管	19.2	1.9	5.1	$6.25 \times 10^5$	0.2
硬聚氯乙烯管	11.6	1.77	4.77	$0.948 \times 10^5$	0.21

计算出经济管径后，需要向相邻的内径规格调整。由于相邻的内径规格有大小两种，所以应分别计算两种管径下的设备亩投资，选其中亩投资小的那种管径，作为输水干管的管径。设备亩投资的计算可采用下式：

$$S = Y_d H_m / [ (i / \sqrt{1 + i^2} - fQ^m / D^b) A ] \tag{5-123}$$

式中  $S$  为输水干管的设备亩投资，元/亩， $Y_d$  为管道单价，元/m； $H_m$  为管末需要的压力水头，m； $A$  为输水干管控制的喷灌区面积，亩； $f$  为系数，可查表 5-65。

式（5-122）适用于管长可以改变的情况，如水源的位置及高程尚未确定的情况。如果水源位置已定，输水干管长度为确定值时，就不能再用经济管径方法选择管径，而应根据已知的管长及其他数据，代入式（5-124）中，解出管径  $D$ ，再向较大的规格管径调整，作为输水干管管径。

$$L = H_m / [ (i \sqrt{1 + i^2} - fQ^m / D^b) ] \tag{5-124}$$

【例】某自压喷灌工程的输水干管选用钢丝网水泥压力管，已知设计流量为  $96m^3/h$ ，地面坡度为 10%，控制面积为 320 亩，下级管道入口要求提供的工作压力为 350kPa，试选择其管径并计算所需管长。

解 由表 5-65 查得  $K_D = 20$ ， $m = 2$ ， $1/b = 0.19$ ，已知  $i = 10\% < 0.3$ ，故可用式（5-122）求管径，计算得  $D = 20 \times (96^2 / 0.1)^{0.19} = 175.5mm$ 。

与计算出来的管径  $D = 175.5mm$  相邻的规格管径有  $D_1 = 150mm$  与  $D_2 = 200mm$  两种。现分别计算两种管径下的设备亩投资进行比较。如果选 800kPa 压力等级的钢丝网

水泥压力管：当  $D = 150\text{mm}$  时， $Y_d = 15.3 \text{ 元/m}$ ；当  $D = 200\text{mm}$  时， $Y_d = 19.7 \text{ 元/m}$ 。由式 (5-124) 和式 (5-123) 可得

当  $D = 150\text{mm}$  时， $L = 35 / (0.1 \sqrt{1 + 0.1^2} - 1.312 \times 10^6 \times 96^2 / 150^{5.33}) = 507 \text{ (m)}$ 。  
 $S = 15.3 \times 507 / 320 = 24.2 \text{ (元/亩)}$ 。

当  $D = 200\text{mm}$  时， $L = 35 / (0.1 \sqrt{1 + 0.1^2} - 1.312 \times 10^6 \times 96^2 / 200^{5.33}) = 376.6 \text{ (m)}$ 。  
 $S = 19.7 \times 376.6 / 320 = 23.2 \text{ (元/亩)}$ 。

比较结果，显然应选用  $D = 200\text{mm}$  的钢丝网水泥管。由于算出来的管长为  $376.6\text{m}$ ，就是说在管道首末的地形高差只有  $376.6 \times 10\% = 37.6\text{m}$ ，输水管内最大设计压力不会超过  $400\text{kPa}$ 。因此，可改选压力等级为  $400\text{kPa}$  的钢丝网水泥管即可。这时  $D = 200\text{mm}$ ， $Y_d = 16.3 \text{ 元/m}$ ，则  $S = 19.2 \text{ 元/亩}$ 。

(2) 顺坡铺设的配水干管的管径选择。选择的原则是使配水干管内的水力坡降与铺设它的地面坡度相等，此时的管径即为经济管径。用公式表示为

$$D = (fQ^m / i)^{1/b} \quad (5-125)$$

式中  $D$  为顺坡铺设的配水干管的经济管径（内径），mm。

计算所得的管径亦应向规格管径调整。

(3) 沿等高线布置的配水干管的管径选择。沿等高线布置的配水干管多为典型四级管道中的第二级，其上为输水主干管。当流量一定时，若配水干管选大管径，这一级管道的亩投资就大，但对主干管末端的压力要求就小；反之，这一级管道的亩投资小了，但要求主干管末端的压力大。所以其管径选择应与主干管一并考虑，通过选择不同的管径组合进行方案比较后确定。当遇到输水主干管末端压力受条件限制不能变动时，即相当于配水干管首末压力差已知，这时，可利用式  $h_f = fLQ^m / D^b$  反求管径。

## 九、设计示例

某水库下游沿河有土地约  $500 \text{ 亩}$ ，土壤透水性较强，降雨年内分配不均，粮食产量低而不稳。为使农业增产增收，决定利用水库下游河道提取水库供给的水，采用喷灌的方法对农田进行灌溉。现根据已完成的喷灌工程规划的成果，进行该喷灌工程的技术设计。

### (一) 已完成的喷灌工程规划的成果

#### 1. 基本资料

地形可从实测的  $1:2000$  地形图中了解。当地土壤为含砾石的砂壤土，土层厚度不小于  $1\text{m}$ ，土壤容重为  $1.45\text{g/cm}^3$ 。主要作物为花生，并具有邻县试验站连续八年种植花生大田喷灌资料：花生在各生育的日需水量、计划湿润层深度和适宜土壤含水量见表 5-66；八年中湿润年占 2 年，平水年占 2 年，干旱年占 4 年，按干旱年、平水年、湿润年的顺序，将八年中不灌的单产与采用设计灌水定额和灌水次数的喷灌下的单产列于

表 5-67。灌区南部为水库下游河道，灌溉季节，水库可按  $1\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{万亩})$  的流量供给灌区用水，供水时河水水位为 79.0m，汛期洪水水位为 81.5m。据当地气象站 36 年资料：多年平均降水量为 652mm，且主要集中在 6、7、8 三个月；多年平均年蒸发量为 1513mm；最大冻土层深度 50cm；灌溉季节日间风速为 1，5~3.2m/s，多年平均值为 2.7m/s，风向基本上是西南风和南东南两种情况，喷灌在白天进行，夜间不作业。当地供电有保证，电费为 0.30 元/(kW·h)。

表 5-66 花生各生育期日需水量等资料

生育期	日需水量 $ET_a$ (mm/d)	计划湿润层深度 $h$ (cm)	适宜土壤含水量 $\beta$ (占田间持水量的重量%)
苗期	0.8~2.1	20	60~70
花期	3.5~4.7	30~40	55~75
结荚期	4.2~6.2	30~40	65~85
饱果期	2.1~4.3	20~30	70~80

表 5-67 花生在不同水文年喷灌与不灌的单产比较

水文年	干旱年				平水年		湿润年	
	1	2	3	4	5	6	7	8
不灌单产 (kg/亩)	192.3	222.3	258.9	262.5	320.4	327.5	264.4	343.0
喷灌单产 (kg/亩)	389.5	388.2	380.1	350.8	348.8	368.8	298.5	364.6
灌水次数	6	6	5	6	4	3	3	1
灌溉定额 ( $\text{m}^3/\text{亩}$ )	135	135	115	135	90	70	65	20

### 2. 灌溉制度的拟定

(1) 设计灌水定额。按灌水定额的公式计算。计算参数参考邻县试验资料确定：计划湿润层深度  $h = 40\text{cm}$ ；适宜土壤含水量上下限取田间持水量的 60%~80%；土壤容重  $\gamma = 1.45\text{g}/\text{cm}^3$ ；田间持水量为 22%（重量%），因风速低于 3.4m/s，故喷洒水利用系数  $\eta = 0.85$ 。则设计灌水定额为

$$m = 0.1 \times 1.45 \times 40 \times (0.80 - 0.60) \times 22/0.85 = 30 \quad (\text{mm})$$

$$m_0 = \frac{2}{3}m = 2/3 \times 30 = 20 \quad (\text{m}^3/\text{亩})$$

(2) 设计灌水周期。花生灌水临界期为结荚期，根据邻县喷灌试验结果，结荚期的日需水量为 4.2~6.2mm/d，取  $ET_a = 5.2\text{mm}/\text{d}$  计算，则灌水周期为

$$T = 30 \times 0.85/5.2 = 4.8 \approx 5\text{d}$$

### 3. 喷灌系统选型

经技术经济论证，确定在该灌区兴建半固定管道式喷灌工程。

#### 4. 确定灌区的总体布置

灌区地势南低北高，公路贯穿南北将其分为东西两块，因此宜分两区布置，以尽量减少管线穿越公路。按东西两块面积之比约为 2:3，可大致将西块分为 3 个小区，东块分为 2 个小区，每个小区面积约为 100 亩，在灌水周期的 5 天内，各小区内部可进行单支管轮灌。现考虑两种布置方案，如图 5-65。图中实线表示第一方案，虚线表示第二方案，点划线为地块界线。

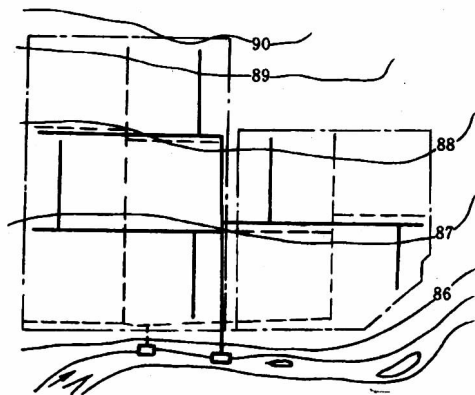


图 5-65 两种管系总体布置方案

第一方案中有三级管道，干管的长度比较短，分干管平行等高线布置。各支管入口压力比较均衡，但支管有逆坡铺设的情况。第二方案，管径可减小，且长度也较短，全部支管均平行等高线布置。对两个方案的输、配水管道进行技术经济比较并将有关数据列入表 5-68 中。可以看出，第二方案输、配水管道亩投资低，而且支管又无逆坡情况，因此确定采用第二方案。在进行经济比较时，各级管道的管材均采用 1MPa 的硬聚氯乙烯管，流量和管径按控制面积估算。

表 5-68 技术经济比较

流量 ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	管径 (mm)	第一方案			第二方案		
		管长 (m)	单价 (元/m)	复价 (元)	管长 (m)	单价 (元/m)	复价 (元)
30	75	90.0	7.50	6750	360	7.50	2700
60	110	360	15.20	5472	700	15.20	10640
90	125	0	19.50	0	200	19.50	39.00
120	140	0	25.50	0	0	25.50	0
150	160	230	33.20	7636	50	33.20	1660
合计 (元)		19858			18900		
亩投资 (元/亩)		39.7			37.8		



## (二) 喷灌工程的技术设计

### 1. 喷头选型与组合

(1) 计算允许的喷头最大喷灌强度。查表得砂壤土的允许喷灌强度为  $\rho_{允} = 15\text{mm/h}$ ，因喷灌区地面平均坡度小于 5% 不用折减。喷头采用单行多喷头同时喷洒的运行方式，且灌溉季节平均风速为  $2.7\text{m/s}$ ，支管与主风向成  $45^\circ \sim 67.5^\circ$  夹角布置，喷头组合形式为正方形，查表 5-63 可得  $K_a = K_b = 1.0$ 。按风向夹角为  $45^\circ$  这种最不利的情况考虑，风系数  $K_w(45^\circ) = [K_w(0^\circ) + K_w(90^\circ)]/2$ ，即， $K_w(45^\circ) = (1.12 \times 2.7^{0.302} + 1.08 \times 2.7^{0.194})/2 = 1.41$ 。布置系数  $C_p = 3.14/[3.14 - (3.14/90) \arccos(1.0/2) + 1.0 \sqrt{1 - (1.0/2)^2}] = 1.64$ ，则  $\rho_{amax} = 15/(1.41 \times 1.6) = 6.49\text{mm/h}$ 。

(2) 选择喷头。花生属经济类作物，要求的雾化指标应在 3000~4000 范围内，考虑到上花针期需要喷灌，故选择喷头时，其雾化指标应符合上限要求。查喷头性能表，初选 ZY-1 喷头和 PY<sub>1</sub>20 喷头做比较；ZY-1 喷头工作压力  $h_p = 350\text{kPa}$ ，喷嘴直径  $d = 6.5\text{mm}$ ，流量  $q = 3\text{m}^3/\text{h}$ ，射程  $R = 18\text{m}$ ， $\rho_s = 2.95\text{mm/h}$ ；PY<sub>1</sub>20 喷头工作压力  $h_p = 300\text{kPa}$ ，喷嘴直径  $d = 7\text{mm}$ ，流量  $q = 3.05\text{m}^3/\text{h}$ ，射程  $R = 20.8\text{m}$ ， $\rho_s = 2.25\text{mm/h}$ 。则有：

ZY-1 喷头， $h_p/d = 3500/6.5 = 5385 > 4000$ ； $\rho_s = 2.95 < 6.49\text{mm/h}$ ；支管上装 10 个喷头时，支管入口流量为  $30\text{m}^3/\text{h}$ ，支管长度为 180m，与总体布置方案相符。PY<sub>1</sub>20 喷头， $h_p/d = 30000/7 = 4286 > 4000$ ； $\rho_s = 2.25 < 6.49\text{mm/h}$ ；支管上装 9 个喷头时，支管入口流量为  $27.5\text{m}^3/\text{h}$ ，支管长度为 180m，与总体布置方案也相等。

(3) 确定组合间距。根据选定的  $K_a = K_b = 1.0$ ，则有：ZY-1 喷头， $a = b = 1.0 \times 18 = 18(\text{m})$ ；PY<sub>1</sub>20 喷头， $a = b = 1.0 \times 20.8 = 20.8\text{m}$ 。

移动铝管的节长为 4、5、6m 三种，如选用 3 节 6m 管则  $a = 18\text{m}$ ，如选用 4 节 5m 管则  $a = 20\text{m}$ ，显然，5m 管在两喷头间要多用一对接头，因此确定选  $a = 18\text{m}$ ，即从初选的两种喷头中选择 ZY-1 喷头为本喷灌工程所用喷头。其组合间距为： $a = b = 18\text{m}$ 。

### 2. 进行管道系统的平面布置

如图 5-66。在西、东两区中间标出一、二干管位置，由南边界开始间隔 9m 布置第一条支管，此后每隔 18m 布置一条，到北边界止布置 30 条支管，然后再由北边界向南布置第二趟支管，即支 31~支 60，同理布置完支 61~支 81，支 82~支 102。每条支管在距入口处 9m 布置一个喷头工作点，此后沿支管每隔 18m 布置一个喷点。则支 1~支 95 每条支管上布置 10 个喷点；支 96~支 98，每条支管上布置 9 个喷点，支 99 有 8 个喷点；支 100 有 7 个喷点；支 101 有 4 个喷点；支 102 有 3 个喷点，总计 999 个喷点。

### 3. 拟定喷灌工作制度

(1) 计算喷头在一个喷点上的工作时间。

$$t = 18 \times 18 \times 30 / (1000 \times 3.0) = 3.24(\text{h})$$

即喷头在每个喷点上的喷洒时间为 3 小时 15 分。

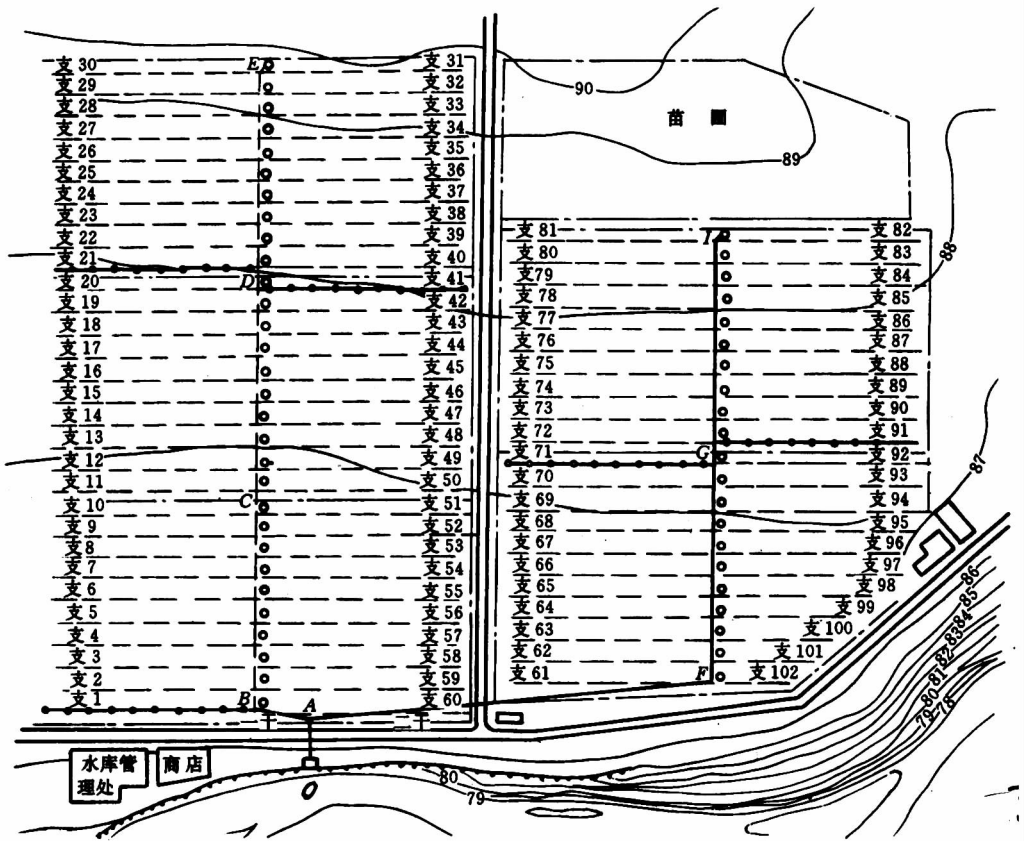


图 5-66 喷灌系统平面布置图

(2) 计算一个喷头每天可喷洒的喷点数。为充分利用每天可能的喷灌时间，也避免在刚喷灌过的湿地上拆装支管，确定配置两套移动支管，因此支管的拆装不占用喷洒作业时间。规定夜间不作业，白天连续工作 14 个小时，所以

$$n = 14 / 3.24 = 4.32$$

取  $n = 4$ ，即两套支管中，每套每天只搬移 2 次。

(3) 计算每次同时喷洒的喷头数。

$$n_p = 999 / (4 \times 5) = 49.95 \approx 50 \text{ 个}$$

由于灌区分成了 5 个面积相当的小区，前 95 根支管每根都有 10 个喷头，支 96~支 98 每根都有 9 个喷头，支 99 加上支 102 是 11 个喷头，支 100 加上支 101 是 11 个喷头。因此可视作共 100 根支管，每次同时有 5 根支管运行，每个小区有一根支管运行。

#### 4. 编制轮灌顺序

由图 5-65 可以看出，整个灌区按一干、二干的配水部分划分为 5 个小区，每个小区分别对应于 BC、CD、DE 和 FG、GI 计 5 个管段，每个管段控制的支管位置见表 5-69。

表 5-69 各管段控制的支管位置

管道名称		管长 (m)	直接控制的支管位置		
			编号	条数	喷点数
一 干	输水段 AB	45	支 1~支 10, 支 51~支 60	20	200
	配水段 BC	165			
	配水段 DC	183	支 11~支 20, 支 41~支 50	20	200
	配水段 DE	183			
二 干	输水段 AF	339	支 61~支 71, 支 92~支 102	22	199
	配水段 FG	183			
	配水段 GI	183	支 72~支 90	20	200
主 干	输水段 OA	39.5			

虽然运行中各小区在绝大多数情况下只有一条支管工作，可互不干扰，但每一小区的支管工作顺序组合起来之后，对 B、F 两点的压力影响并不小，现将比较后较好的轮灌顺序列入表 5-70 中。

根据支管轮灌顺序表，现将各管段的入口流量、管长、管段首末端高差列入表 5-71 中。

由表 5-71 看出，喷灌系统的流量为  $150\text{m}^3/\text{h}$ ，而水源来水流量为  $Q_L = (500/10000) \times 1 \times 3600 = 180\text{m}^3/\text{h}$ ，因此，不必设计蓄水调节工程。

表 5-70 支管轮灌顺序表

轮灌 顺序	一 干						二 干						同时工作的 喷头数	每日工作的 喷头数	
	支管 号	喷头 数	支管 号	喷头 数	支管 号	喷头 数	支管 号	喷头 数	支管 号	喷头 数	支管 号	喷头 数			
第一天	1	支 1	10	支 41	10	支 21	1	支 91	10	支 71			50	200	
	2	支 2	10	支 42	10	支 22	10	支 72	10	支 92	10		50		
	3	支 3	10	支 43	10	支 23	10	支 73	10	支 93	10		50		
	4	支 4	10	支 44	10	支 24	10	支 74	10	支 94	10		50		
第二天	5	支 5	10	支 45	10	支 25	10	支 75	10	支 95	10		50	197	
	6	支 6	10	支 46	10	支 26	10	支 76	10	支 96	9		49		
	7	支 7	10	支 47	10	支 27	10	支 77	10	支 97	9		49		
	8	支 8	10	支 48	10	支 28	10	支 98	9		49				
第三天	9	支 9	10	支 49	10	支 29	10	支 79	10	支 99	8	支 102	3	51	202
	10	支 10	10	支 50	10	支 30	10	支 80	10	支 100	7	支 101	4	51	
	11	支 51	10	支 11	10	支 31	10	支 81	10	支 61	10			50	
	12	支 52	10	支 12	10	支 32	10	支 82	10	支 62	10			50	
第四天	13	支 53	10	支 13	10	支 33	10	支 83	10	支 63	10			50	200
	14	支 54	10	支 14	10	支 34	10	支 84	10	支 64	10			50	
	15	支 55	10	支 15	10	支 35	10	支 85	10	支 65	10			50	
	16	支 56	10	支 16	10	支 36	10	支 86	10	支 66	10			50	

续表

轮灌 顺序	一 干						二 干						同时工作的 喷头数	每日工作的 喷头数
	支管 号	喷头 数	支管 号	喷头 数	支管 号	喷头 数	支管 数	喷头 数	支管 号	喷头 数	支管 号	喷头 数		
第五天	17	支 57	10	支 17	10	支 37	10	支 87	10	支 67	10		50	200
	18	支 58	10	支 18	10	支 38	10	支 88	10	支 68	10		50	
	19	支 59	10	支 19	10	支 39	10	89 支	10	69 支	10		50	
	20	支 60	10	支 20	10	支 40	10	支 90	10	支 70	10		50	

表 5-71 支管轮灌各管段有关数据

管 道 名 称		管长 (m)	设计流量 (m <sup>3</sup> /h)	首末端高差 Z <sub>末</sub> -Z <sub>首</sub> (m)
一 干	DE 段	183	30	+ 1.77
	CD 段	183	60	+ 1.13
	BC 段	165	90	+ 0.7
	AB 段	45	90	+ 0.1
二 干	GI 段	183	30	+ 1.23
	FG 段	183	60	+ 1.14
	AF 段	339	60	+ 0.1
主干 OA 段		39.5	150	+ 1.1
支 管		171	30	- 0.19 ~ 0.22

## 5. 管道设计

(1) 支管设计。选用山西太原生产的薄壁铝管。支 1~支 95 均由 28 节 6m 长的铝管组成，其中有 10 节带竖管座；支 96~支 98 均由 25 节 6m 长的铝管组成，其中有 9 节带竖管座；支 99、支 100、支 101 和支 102 分别由 22 节、19 节、10 节、7 节 6m 长的铝管组成，每支中分别含有 8 节、7 节、4 节和 3 节带竖管座。为方便拆装移动，支管采用同一种口径。按国家标准 GBJ85-85 要求，支管上任意两个喷头之间的水头差应不超过喷头工作压力的 20%，即  $h'_r + \Delta Z \leq 0.2h_p$ 。从系统平面布置图中可以看出，支管基本上按等高线布置，最大水头差是在支管上首末两个喷头之间，计为  $\Delta Z = 0.22$ ，铝管水力计算的系数、指数为  $f = 0.861 \times 10^5$ 、 $m = 1.74$ 、 $b = 4.74$ 、孔口数  $N = 10$ 、 $X = 9/18 = 0.5$ ，则：

$$F = \{10 [1 / (1.74 + 1) + 1 = (2 \times 10) + \sqrt{1.74 - 1} / (6 \times 10^2)] + 0.5 - 1\} / (10 + 0.5 - 1) = 0.386$$

$$30 \times 0.2 \geq 0.386 \times 0.861 \times 10^5 \times 171 \times 30^{1.74} / D^{4.74} + 0.22$$

解得  $D \geq 64\text{mm}$ 。为安全起见，选择外径为  $\phi 76\text{mm}$ 、内径为  $\phi 73\text{mm}$  的铝管为移动支管。

(2) 干管设计。干管选择硬聚氯乙烯管。各管段的经济管径按经验公式计算，并将计算结果与实选管径列于表 5-72 中。

表 5-72 设计结果

管 段	AB	AF	BC	CD	DE	FG	GI
设计流量 (m <sup>3</sup> /h)	90	60	90	60	30	60	30
经济管径 (mm)	123	101	123	101	71.2	101	71.2
实选管径 (mm)	140	110	140	110	90	110	90

(3) 主干管设计。主干管分为两段，一段为水泵的出水管，长 2m 左右，待水泵选定后确定其内径。另一段 OA 段与两干管 AB、AF 连接，长 39.5m，Q 为 150m<sup>3</sup>/h，需穿过铁路。其管径仍按经验公式计算，D = 140.8mm，实选 φ160mm 公称直径的硬聚氯乙烯管。

6. 管道纵剖面设计和管道结构设计

各级管道的平面布置和管径确定后，即可进行固定管道的纵剖面设计。图 5-67、图 5-68、图 5-69 分别是干管和分干管的纵剖面图。

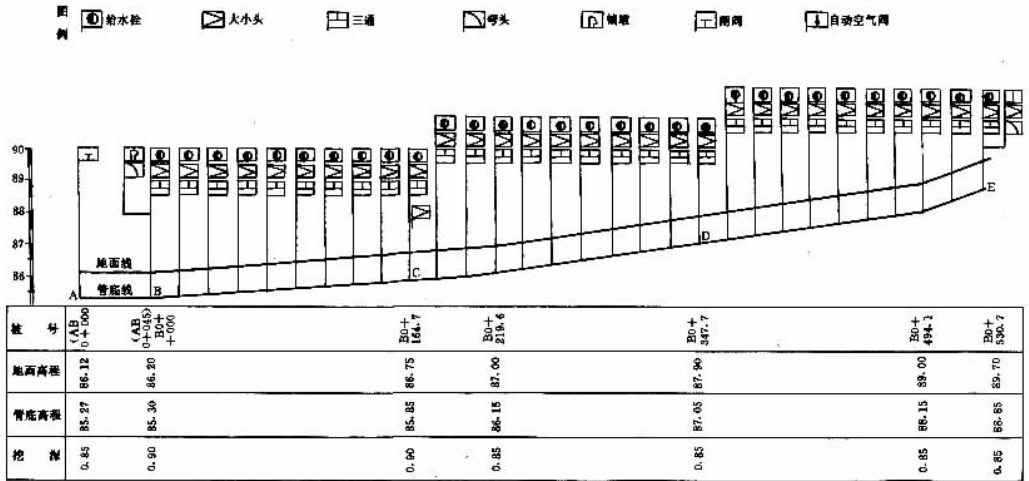
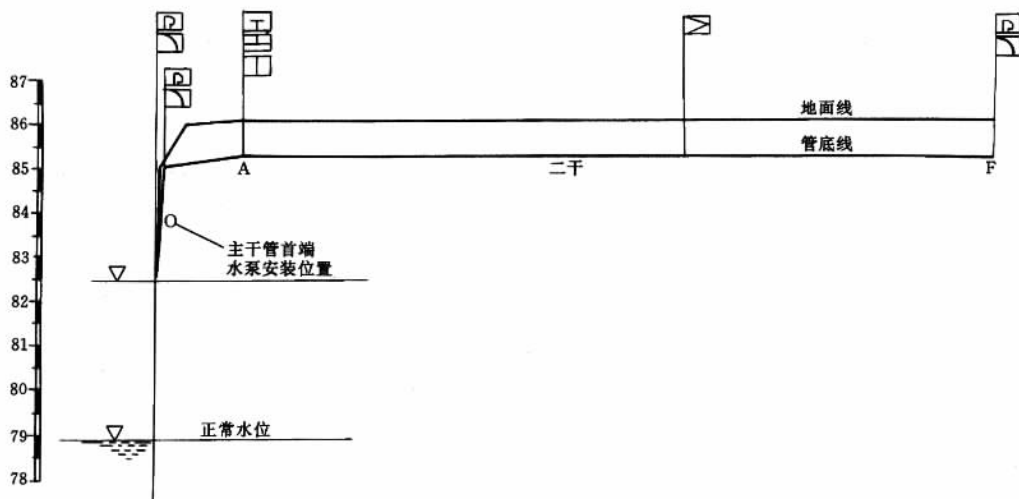


图 5-67 干管 AB 及配水干管 BE 的纵剖面图

各级管道的平面位置和立面位置确定后，即可进行管道系统结构设计。图 5-70 是该喷灌系统的管道结构示意图。

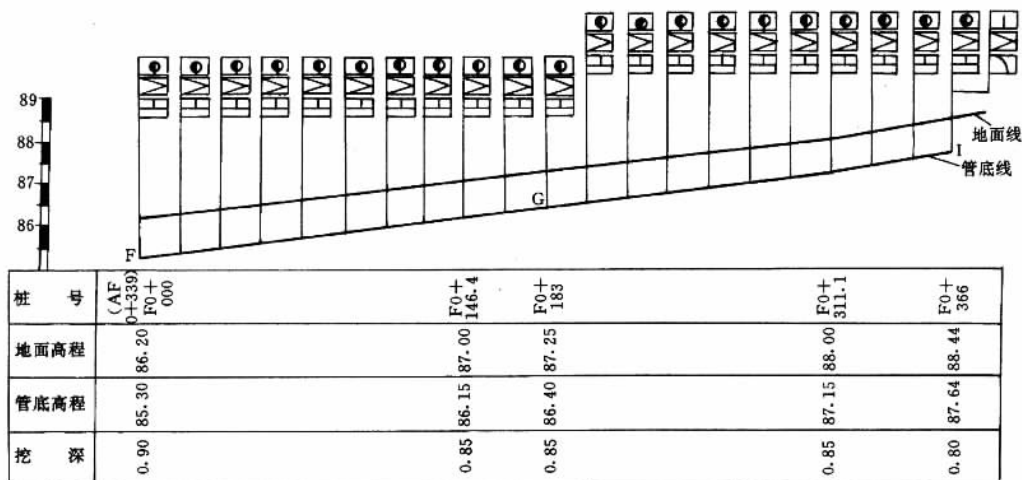
7. 管道系统各控制点的压力计算

(1) 支管入口压力水头。本设计中因最大水头差产生在支管首末端喷头间，所以应该用末端喷头入口压力作为计算基础。因花生株高为 0.5m 以上，故竖管选用内径为 φ25mm，长度为 0.75m 的铝质厚壁管。根据国家标准 GBJ85-85，末端喷头的工作水头以设计压力的 90% 计，支管入口与末端的地形高差最大为 0.22m，喷头的工作水头以竖



桩号	0+000	0+039 (AB AFO +000)	AF 0+198	AF 0+339
地面高程	83.50	86.12	86.16	86.20
管底高程	83.50	85.27	85.3	85.30
挖深	0	0.85	0.86	0.9

图 5-68 干管 AF 纵剖面图



桩号	(AF+0+339) F0+000	F0+146.4	F0+183	F0+311.1	F0+366
地面高程	86.20	87.00	87.25	88.00	88.44
管底高程	85.30	86.15	86.40	87.15	87.64
挖深	0.90	0.85	0.85	0.85	0.80

图 5-69 配水干管 FI 纵剖面图

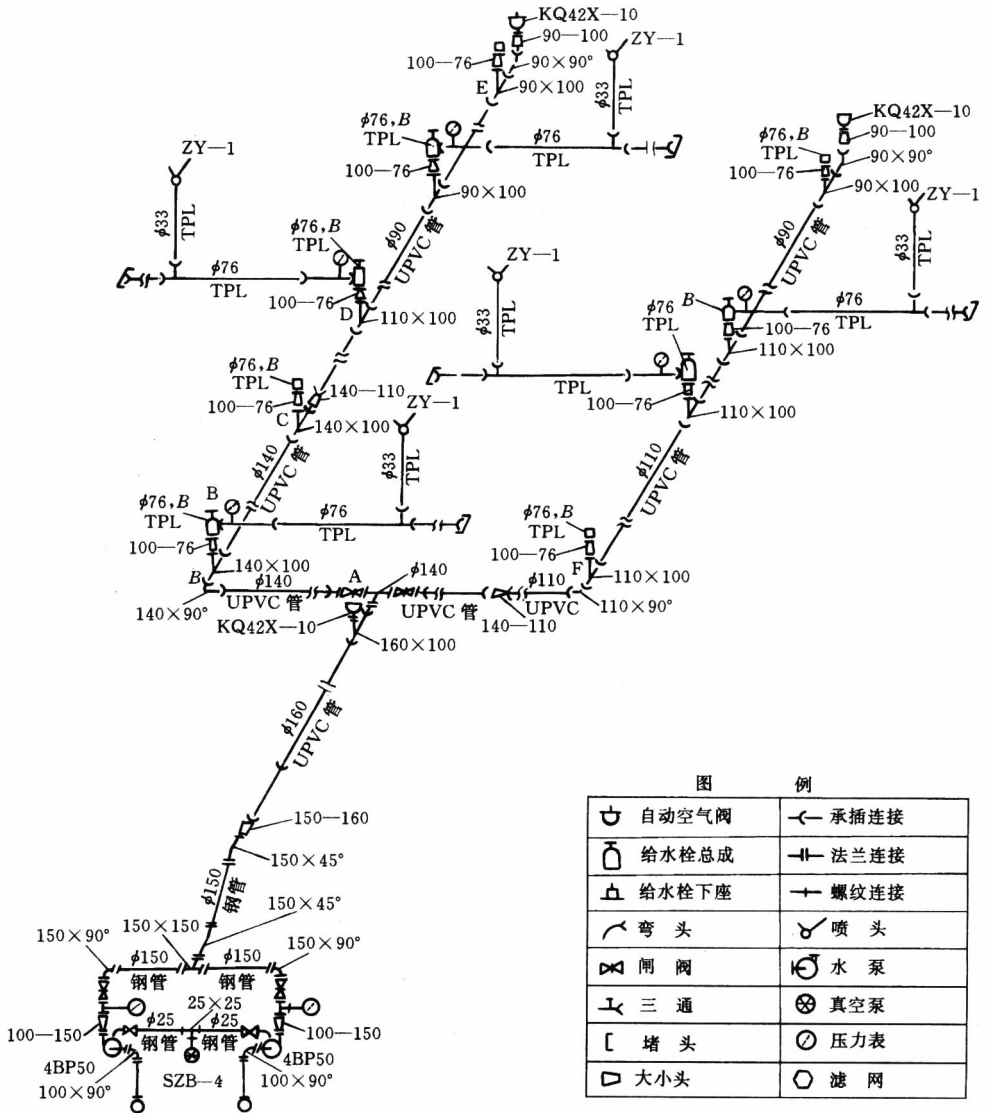


图 5-70 管道结构示意图

管上距喷头进口 0.2m 处的压力水头计，因此，支管入口的压力水头为

$$\begin{aligned}
 H_{支} = & 0.9 \times 35 + (0.75 - 0.2) + 0.22 + (0.861 \times 10^5 \times 0.55 \times 3^{1.74} / 25^{4.74}) \\
 & + (0.861 \times 10^5 \times 168 \times 30^{1.74} / 73^{4.74} \times 0.386) \\
 & + (0.948 \times 10^5 \times 3 \times 30^{1.77} / 73^{4.77}) = 35.5 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

即支管入口的压力水头需保证有 35.5m。

(2) 干管配水段入口压力水头。一干管配水段入口在 B 点，其压力水头  $H_B$  是 DE

段支管的入口压力水头  $H$  支加上此入口到 B 点的全部水头损失  $h_w$ ，如果 DE 段支管入口点高于 B 点，则再加上两者的高程差，反之减去高程差。由于在不同轮灌组中 DE 段支管的位置不一样，CD、BC 段的支管位置也不同，因此造成了从 DE 段支管入口到 B 点的总水头损失和高程差均不一样，现将逐一计算的结果列于表 5-73。

表 5-73

轮灌顺序	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
管 段	一 干 配 水 段																			
入口流量 ( $m^3/h$ )	90																			
支管入口流量 ( $m^3/h$ )	38.5																			
$\sum h_f$ (m)	7.85	8.09	8.33	8.57	8.81	9.25	9.01	10.34	9.63	10.01	10.1	9.86	9.62	9.38	9.14	8.89	8.57	8.22	8.01	7.85
$\sum h_j$ (m)	1.57	1.62	1.67	1.71	1.76	1.85	1.8	2.0	1.93	2	2.2	1.97	1.92	1.88	1.83	1.78	1.71	1.64	1.6	1.57
高程差 (m)	1.93	2.07	2.21	2.35	2.49	2.63	2.79	2.9	3.3	3.6	3.6	3.67	2.9	2.78	2.63	2.49	2.35	2.21	2.07	1.93
管段入口水头 (m)	46.85	47.28	47.71	48.13	48.56	49.23	49.09	50.74	50.36	51.11	51.40	50.63	49.94	49.54	49.10	48.66	48.31	47.57	47.18	46.85
管 段	二 干 配 水 段																			
入口流量 ( $m^3/h$ )	60																			
支管入口流量 ( $m^3/h$ )	35.5																			
$\sum h_f$ (m)	6.10	5.97	6.01	6.05	6.73	6.73	6.09	6.72	6.81	6.86	6.52	7.14	7.09	7.05	7.01	6.97	6.89	6.85	6.84	6.1
$\sum h_j$ (m)	1.22	1.19	1.2	1.21	1.35	1.35	1.3	1.35	1.36	1.37	1.3	1.4	1.4	1.41	1.42	1.39	1.38	1.37	1.36	1.2
高度差 (m)	1.25	1.25	1.36	1.47	1.58	1.69	1.78	1.92	2.07	2.22	2.37	2.37	2.22	2.07	1.92	1.78	1.69	1.58	1.47	1.36
管段入口水头 (m)	44.07	43.91	44.07	44.23	45.16	45.27	44.67	45.49	45.74	45.95	45.69	46.41	46.21	46.03	45.85	45.64	45.46	45.30	45.17	44.16

二干管配水段入口在 F 点，其压力水头的计算方法与一干管配水段相同，其计算结果也一并列表 5-73 中，以便于比较。

(3) 干管入口压力水头。一、二干管入口均在 A 点，两干管在 A 点后分别设有控制闸阀，因此，A 处所需的压力水头，可由一干和二干分别算出，即分别算出 AB 段和 AF 段在不同轮灌组中的水头损失，以及与相应轮灌组中  $H_B$  和  $H_F$  的和  $H_{A1}$  和  $H_{A2}$ ，比较同一轮灌组时  $H_{A1}$  和  $H_{A2}$  的值，可取其大者为 A 点的压力水头，也可通过改变一方的管径，使二者的值近乎相等作为 A 点的压力水头。通过技术经济比较，决定将 AF 管段前 198m 的管径改用  $\phi 140\text{mm}$ ，后段不变，此时，经计算，取其最大值 53.2m 作为 A 点的压力水头。

(4) 主干管入口压力水头。主干管入口接水泵出口，其所需压力水头为

$$H_M = H_A + \Delta Z + \sum h_f + \sum h_j。设水泵的安装高程  $Z_p = 82.5\text{m}$ ，因 A 处高程  $Z_A =$$$



86.1m, 所以  $\Delta Z = 3.6\text{m}$ , 又计算得 A 点至泵出口的  $\sum h_f = 0.64\text{m}$ ,  $\sum h_j = 0.89\text{m}$ , 因此

$$H_M = 53.2 + 3.6 + 0.64 + 0.89 = 58.33\text{m}$$

### 8. 喷灌系统的设计流量和设计扬程

喷灌系统的设计流量和设计扬程是选择水泵的依据。

(1) 设计扬程。是在主干管入口所需压力水头的基础上, 再考虑水泵吸水管的水头损失以及水源水位与水泵基准面的高程差得到的。水源水位为 78.9m; 根据  $H_M + (82.5 - 78.9)$  的数值和主干管的流量, 所选水泵进口直径基本是在 100 ~ 150mm 之间, 通常水泵吸水管的管径一般比泵进口大一级, 则吸水管的管径基本是 150 ~ 200mm。吸水管的长度按 4m 计算, 设其有一个 90°弯头和一个偏心渐缩管, 则根据设计扬程的计算公式

$$H = H_M + \sum h_f + \sum h_j + \Delta Z$$

当水泵口径为 100mm 时  $H = 58.33 + 0.52 + 1.44 + 3.6 = 63.9\text{m}$

当水泵口径为 150mm 时  $H = 58.33 + 0.25 - 1.15 + 3.6 = 63.3\text{m}$

(2) 设计流量。  $Q = 50 \times 3 / 0.95 = 158 \text{ (m}^3/\text{h)}$ 。

(3) 水泵及动力机的选配。根据设计流量和设计扬程选择两台 IS100 - 65 - 250A 单吸悬臂离心泵, 其性能如表 5 - 74 所示。

表 5 - 74 水泵性能表

泵 型 号	流量 (m <sup>3</sup> /h)	扬程 (m)	转速 (r/min)	功率 (kW)		效率 (%)	允许吸上 真空高度 (m)
				轴功率	配套功率		
IS100 - 65 - 250A	58	66	2900		30	71	5.8
	90	61					
	112	56					

选择两台 Y200L<sub>1</sub> - 2 型电动机与之配套, 其功率为 30kW, 转速 2900r/min。

### 9. 设备投资预算和技术经济分析

进行主要设备投资预算和技术经济分析 (略)。

## 第八节 机组式喷灌系统设计

自 1917 年美国研制出第一代喷灌机, 到现在的 80 多年时间里喷灌机的种类和推广使用面积都有了很大的发展。我国于 1976 年开始研制适合我国的喷灌机, 并先后从国外引进了一些大、中型喷灌机, 如中心支轴式、平移式、双悬臂式、卷盘式等。目前, 在我国用得最多的是轻、小型喷灌机。随着我国“两高一优”农业的发展, 中型喷灌机, 如卷盘式喷灌的用量也迅速增加。大型喷灌机仅用于大型农场或草原喷灌。本章将分别叙述以喷灌机为主体的喷灌系统的设计。

## 一、轻小型喷灌机组系统设计

对于轻、小型喷灌机组，一般地说，在地块较小、水源比较分散或坡度较大的地方，可采用手提式或手抬式喷灌机组，在面积较大、种植作物单一、水源充足，以及地面比较平坦的地方，可采用手推式小型喷灌机或拖拉机配套的小型喷灌机组。

### （一）机组台数的确定

#### 1. 单台机组的控制面积

单台机组的控制面积可按下式计算：

$$A_0 = \frac{TtQ}{0.667m} \quad (5-126)$$

式中  $A_0$  为单台喷灌机组的控制面积，亩； $T$  为灌水周期，d； $t$  为喷灌机组每天净喷灌时间，一般可按 8~10h 计算； $Q$  为喷灌机组流量， $m^3/h$ ，根据喷头的喷水量计算得到，如为单喷头机组，即为喷头的喷水量； $m$  为灌水定额，mm。

#### 2. 机组台数

喷灌面积上所需喷灌机组的台数按下式计算：

$$n = \frac{A}{A_0} \quad (5-127)$$

式中  $n$  为机组台数，计算值不是整数时，取大于该值的整数； $A$  为设计喷灌面积， $m^2$ 。

### （二）喷洒方式和喷头组合形式

#### 1. 全圆喷洒

多喷头作业的定喷机组式喷灌系统的喷洒方式多采用全圆喷洒，喷头的布置与管道式喷灌系统相同，一般在风向多变的情况下，采用正方形布置，在有稳定主风向的情况下，采用矩形或等腰三角形布置。

#### 2. 扇形喷洒

单喷头作业的定喷机组式喷灌系统的喷洒方式有时采用扇形喷洒。作业时，喷灌机如为单向控制，喷头最好顺风向喷洒。喷灌机如为双向控制，则喷头应垂直风向喷洒。喷洒扇形中心角一般可采用  $270^\circ$ ，以便给机组的移动留出一条干燥的退路，对于多喷头作业的定喷机组式喷灌系统，在灌溉季节风向稳定且有条件顺风喷洒的情况下，亦可采用扇形喷洒。在地块边缘有道路、房屋等不应喷洒时，则需在田边布置喷头作  $180^\circ$  或  $90^\circ$  的扇形喷洒。

#### 3. 喷头组合形式

一般在管道式喷灌系统中，除了位于地块边缘的喷头作扇形喷洒外，其余均采用全圆喷洒。在移动机组式系统中，为了避免喷湿机行道，给机组移动带来困难，一般都尽

可能采用扇形喷洒方式。

扇形喷洒矩形组合和扇形喷洒等腰三角形组合常用于定喷机组式系统，扇形中心角常取  $\alpha = 240^\circ \sim 270^\circ$ ，其在无风情况下的布置间距理论计算值分别为  $a = R$ ， $b = 1.73R$ ， $S = 1.73R^2$  和  $a = R$ ， $b = 1.865R$ ， $S = 1.865R^2$ ，实际应用时也要根据组合均匀度和风速予以缩小，扇形喷洒的喷头组合形式示意图如图 5-71。

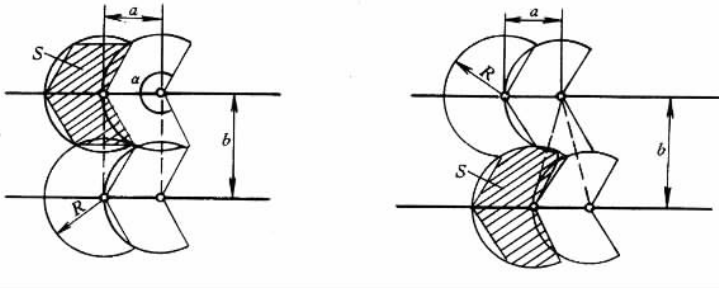


图 5-71 扇形喷洒与喷头组合形式示意图

$R$  - 喷头射程； $a$  - 喷头间距； $b$  - 支管间距； $S$  - 喷头有效控制面积； $\alpha$  - 扇形中心角

### (三) 田间布置

对于不同的机组形式，可考虑不同的布置方式，如直联式单喷头机组，它的喷头是与水泵直连的，机组整个进入田间操作，因此就需要按喷点间距布置集水井（工作池），并用渠道或暗管输水，将各工作池串通，同时布置机行道，以备机组出入，如果是管引式（喷头与水泵间以管道连接）机组，则需按喷头间距  $a$ 、支管间距  $b$  布置支管位置及干管（或渠道）位置，并在干管或渠道上按支管间距布置给水栓或机组工作池，在一般情况下应尽可能使支管顺耕作方向布置，在坡地、梯田、支管应顺等高线布置。

#### 1. 直联式单喷头机组

一般骑渠或柑田间渠道工作渠移动，田间渠道顺耕作方向布置，如图 5-72 所示。喷灌机在  $A_1$  点位置喷洒后至  $A_2$  点再进行喷洒，直至第一条渠道喷完后再移至下一条渠道。田间渠道的长度约 100~300m，最好是喷头间距的倍数，渠道上每隔一个喷头间距设置一个供喷灌机取水的工作池，喷头间距和工作渠的间距应根据工作条件，按喷头喷洒组合后能确保一定均匀度的原则来确定。

#### 2. 管引式单喷头机组

可沿田间渠道两边作业，如图 5-73 所示。如机组移至位置  $A_1$ ，喷头由管道引出至  $B_1$  点进行扇形喷洒，当  $B_1$  点喷完后，退至  $B_2$  点喷洒，待此条管道位置各喷点依次喷完后，再将喷头连同管道移至  $C_1$ 、 $C_2$  各喷点进行喷洒。当取水点  $A_1$  两边都喷洒完毕后，机组移至  $A_2$  点，再重复上述方式进行喷洒。

#### 3. 管引式多喷头机组

田间布置如图 5-74、图 5-75 和图 5-76 所示，支管移动间距  $b$  的确定和管道式

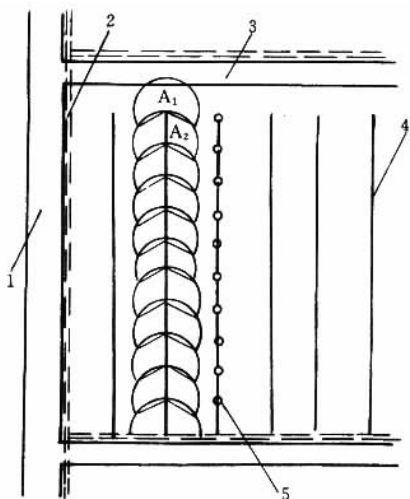


图 5-72 直联式单喷头机组田间布置示意图

1-道路; 2-输水渠; 3-田间路; 4-工作渠; 5-工作池

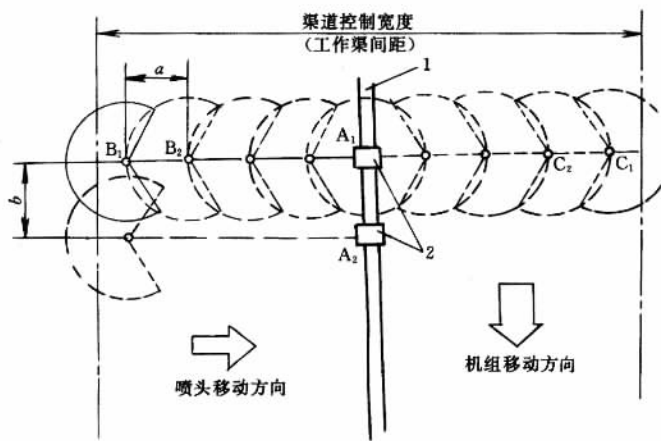


图 5-73 管引式单喷头机组田间布置示意图

1-工作渠; 2-机组

喷灌系统相同。

#### (四) 喷灌强度与喷灌时间

##### 1. 喷灌强度

喷灌系统工作时的组合喷灌强度，决定于喷头水力性能（喷水量与射程）、喷洒方式和布置间距等，因此当选择了喷头型号、布置间距和工作制度以后，应检验其组合后的喷灌强度，看看是否在灌区土壤允许喷灌强度的范围之内。

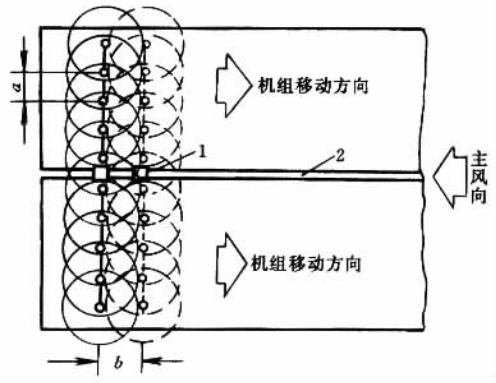


图 5-74 管引式多喷头机组田间布置形式 (一)

1 - 机组; 2 - 工作渠

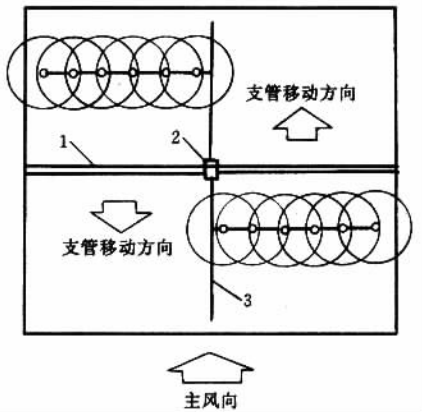


图 5-75 管引式多喷头机组田间布置形式 (二)

1 - 工作渠; 2 - 机组; 3 - 干管

在喷头的性能表中常给出喷灌强度值，我们用  $\rho_s$  表示。这一喷灌强度是指单喷头全圆喷洒的计算喷灌强度，即此时的控制面积  $S = \pi R^2$  ( $R$  为喷头射程)。但在特定的喷灌系统中，由于采用的喷洒方式与喷头组合形式不同，单喷头实际控制面积往往不是以射程为半径的圆面积，因此组合后的喷灌强度需另行计算，因有些情况下的喷头控制面积计算比较复杂，为了简化计算，我们引入一个换算系数（或称布置系数），列于下式：

$$\rho = C_\rho \rho_s \tag{5-128}$$

式中  $\rho$  为喷灌系统的组合喷灌强度； $\rho_s$  为喷头性能规格中给出的喷灌强度； $C_\rho$  为换算系数，以射程为半径的全圆面积与实际喷头控制面积之比值，故与喷洒方式、同时工作的喷头布置等因素有关。

欲求某种喷洒方式的组合喷灌强度，只要知道了换算系数  $C_\rho$  值，再从喷头性能表

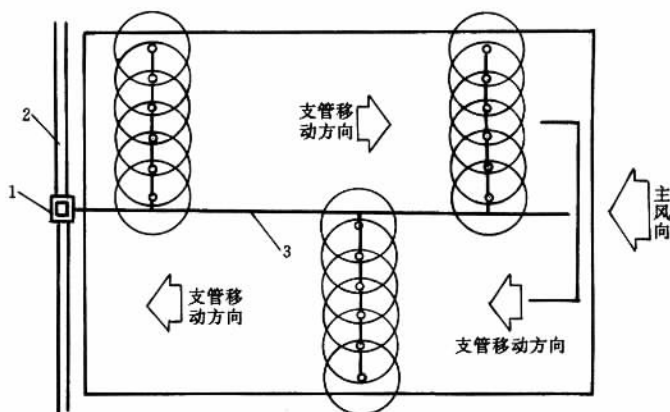


图 5-74 管引式多喷头机组田间布置形式 (三)

1 - 机组; 2 - 工作渠; 3 - 干管

中查得其喷灌强度，两者相乘即得。

(1) 对于单喷头喷洒。在定喷机组式喷灌系统中，一般都是单喷头喷洒，其中又分全圆和扇形喷洒两种，其换算系数取决于扇形中心角  $\alpha$  的大小，表 5-75 中列出几种扇形中心角的  $C_p$  值。

表 5-75 单喷头喷洒时的  $C_p$  值

扇形中心角 $\alpha$	$C_p$
360° (全圆喷洒)	1.0
300°	1.2
270°	1.34
240°	1.5
180°	2.0

(2) 对于单行多喷头喷洒。在管引式多喷头机组情况下，其组合喷灌强度取决于喷头布置间距  $a$ 。设  $a = K_a R$ ，则  $K_a = \frac{a}{R}$ ，为喷头间距与射程之比值，可知  $C_p$  为  $K_a$  的函数。图 5-77 中绘出了单行多喷头全圆喷洒时  $K_a$  与  $C_p$  的关系曲线，只要计算出  $K_a$ ，便可从曲线上查得  $C_p$  值。

位于地块边界的支管上的喷头常作 180° 扇形喷洒，显然此时的喷灌强度为全圆喷洒时的一倍，故从图 5-77 曲线中查出  $C_p$  后加倍，即为单行多头 180° 扇形喷洒时的换算系数值。

## 2. 喷灌时间

喷灌时间是指为了达到既定的灌水定额，喷头在每个位置上所需连续喷洒的时间，

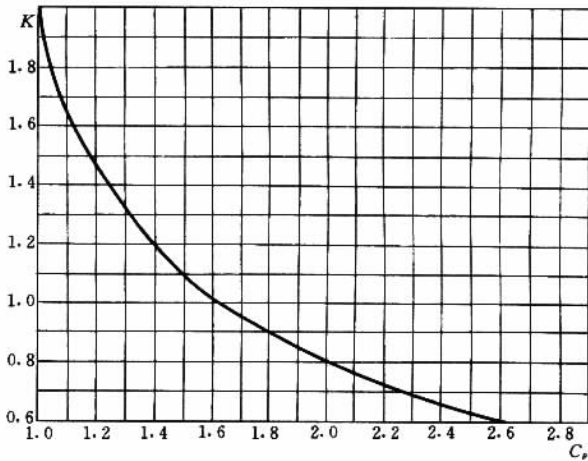


图 5-77 单行多喷头全圆喷洒时  $K_a \sim C_p$  关系曲线

可按下列式计算：

$$t = \frac{mS}{1000Q_p} \tag{5-129}$$

式中  $t$  为喷灌时间，h； $m$  为设计灌水定额，mm； $S$  为喷头有效控制面积， $m^2$ ； $q$  为喷头流量， $m^3/h$ 。

### （五）田间工程设计

轻、小型机组式喷灌系统除水源外都是可移动的，所以其田间工程设计主要是设计输水明渠或暗管，确定工作池尺寸以及布置机行道等。

#### 1. 明渠

输水明渠的设计流量应根据自其中取水的喷灌机的喷水量，并考虑输水损失确定，如果渠道还兼作田间排水用，则还应考虑排水流量的要求，输水明渠最好加以衬砌或采用其他的防渗措施，以减少输水损失，提高水的利用系数。

渠道是不加衬砌的土渠时，一般都做成梯形断面，其断面边坡系数视土质而定，通常为 1:1 ~ 1:1.5，对砂性土壤，边坡应缓些，粘重土壤则可陡些，混凝土或砖石衬砌渠道可采用矩形断面。如用预制混凝土构件衬砌，则可做成 U 形断面，以改善受力情况并增大输水能力。

#### 2. 暗管

暗管的埋设深度应考虑机耕和冬季防冻，因此至少为 0.6m，并宜埋设于本地冻土层深度以下，定喷机组式系统的输水暗管，一般是低压管道，可采用混凝土管或缸瓦管，亦可因地制宜采用其他管材，在确保安全运行的前提下降低造价，暗管的断面尺寸计算方法与一般输水管道相同。为防止堵塞，暗管从明渠引水时，进口应设置拦污栅。

#### 3. 工作池

工作池是喷灌机组的取水点，由于水泵吸水要求有一定的水深，所以机组从明渠或暗管吸水时，一般都应设置集水的水池。目前我国大量的定喷机组是轻、小型，所用的水泵流量都不太大。因此，工作池中的水深只要保持在 50cm 左右就可以，如果明渠或暗管内的水深超过此值，亦可不设工作池。对于大、中型的定喷机组，工作池的尺寸应按水泵进水池的有关规定设计。若暗管的直径较大，为了便于清除来自暗管中的泥沙、污物和探测管内是否损坏等情况，工作池应能容得人上下。有条件时，暗管上的工作池最好能加盖。

工作池一般可用砖砌，或用大口径混凝土管护壁，如图 5-78 所示，对于暗管上的工作池，常因地形关系而使池顶部高出地面，此时最好适当调整纵坡，使池顶高程降低，以免妨碍作业。

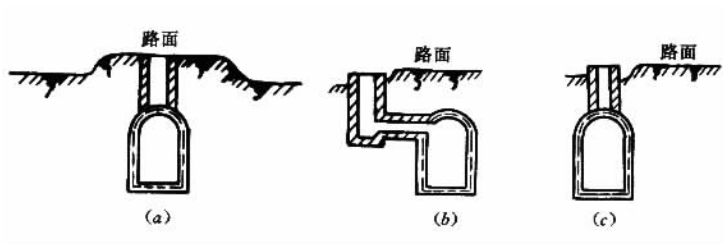


图 5-78 工作池与机行道的相对位置示意图

#### 4. 机行道

沿着农渠或输水暗管一侧，应设机行道，如果为直联式单喷头机组，还应沿着工作渠或工作暗管一侧布置机行道。机行道的宽度应大于机组的宽度，以确保机组能方便地移动。地下输水暗管一般多与机行道结合，下面是暗管，上面是机行道，这时工作池与机行道可采用以下几种布置方式。

- (1) 使池口与路面齐平，池口加盖，盖上留通气孔，见图 5-78 (a)。
- (2) 使工作池设置在路边，用一根小管与暗的顶部连接，见图 5-78 (b)。
- (3) 在设置工作池的地方，把该段暗管拐向路的一侧，见图 5-78 (c)。

## 二、卷盘式喷灌机系统设计

### (一) 机组选型

机型的选择，应综合分析下列诸因素后确定：

- (1) 设计灌溉面积大小，地形及田块形状。
- (2) 作物种类及其根系深度、高峰需水量。
- (3) 土壤性质及其持水能力。
- (4) 水源来水情况。
- (5) 泵的扬程或给水栓处提供的压力。



(6) 风的情况。

## (二) 估算系统总流量 $Q$

$$Q = \frac{0.667 ET_a A}{t\eta} \quad (5-130)$$

式中  $Q$  为系统总流量,  $m^3/h$ ;  $A$  为系统控制的总灌溉面积, 亩;  $ET_a$  为高峰期日需水量,  $mm/d$ ;  $t$  为机组一日内净工作小时数,  $h$ ;  $\eta$  为喷洒水利用系数。

## (三) 选择喷头

(1) 一个喷头的流量等于或大于系统总流量, 则只需一台机组, 否则就要多台机组。

(2) 校核其喷灌强度, 应不超过土壤允许喷灌强度, 扇形喷洒时, 应注意喷灌强度增大。从横向喷洒均匀考虑, 扇形角以  $270^\circ$  为好。

卷盘式喷灌机运行过程中, 喷头车一方面在自走动力驱动下匀速向后移动, 另一方面喷头以  $240^\circ \sim 300^\circ$  的扇形角向前边喷洒边旋转。这样, 喷头喷洒的湿润外周的轨迹就是两种运动合成所形成的有缺口圆螺旋形的重叠区域。如图 5-79 所示, 喷头车由  $O$  点开始移动喷洒, 喷头由  $O$  移至  $D$ , 湿润区为  $ABCD$ , 然后快速反转至  $DE$ , 此短暂时间内, 喷头车后退移动距离很小, 可以忽略。喷头开始第二次正转, 所形成的湿润周为  $DEFC_1D_1D$ , 喷头车由  $D$  移至  $D_1$ ,  $DD_1 = 20D = 21$ , 如此循环, 即构成了纵向移动喷洒水量重叠区域。

卷盘式喷灌机的平均喷灌强度可由下式计算:

$$\rho_p = \frac{1000q \cdot 360}{\pi R^2} \cdot \frac{K}{\beta} = 114650 \frac{KQ_p}{\beta R^2} \quad (5-131)$$

式中  $\rho_p$  为平均喷灌强度,  $mm/h$ ;  $q$  为喷头喷水量,  $m^3/h$ ;  $R$  为喷头射程,  $m$ ;  $\beta$  为扇形喷洒角,  $240^\circ \sim 300^\circ$ ;  $K$  为重叠系数,  $K = 1.1 \sim 1.5$ , 按运行速度的快慢选取。

(3) 选择喷头的仰角。风速较大时, 应选用低仰角喷头。

(4) 对于高压喷头还应选择喷嘴的形式——环形或锥形, 前者雾化好, 喷枪近处水量分布好, 后者射程远, 对有风条件下的喷洒有利。

## (四) 田间布置

钢索牵引卷盘式喷灌机系统的田间布置如下:

(1) 将田块分成长条形地块, 其最大长度为管长  $L$  的 2 倍, 可达 402m, 钢索长度为 462m, 锚固在田块的一端, 而给水栓布置在中央, 或距地块另一端为管长  $L$  处, 对于不规则的地块, 亦可分成长度不等的条田来灌溉。几种布置参见图 5-80。

(2) 在喷灌机及软管拖移路线上留 2.4~3.6m 宽的通道, 其上可以种植低矮的饲料作物。

(3) 要考虑风向和地面坡度, 条田的轴线应垂直主风向。虽然这种机型能用于  $11^\circ$

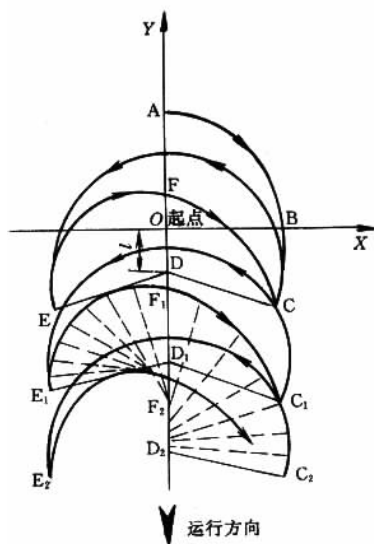


图 5-79 绞盘式喷灌机纵向移动  
洒水水量重叠区示意图

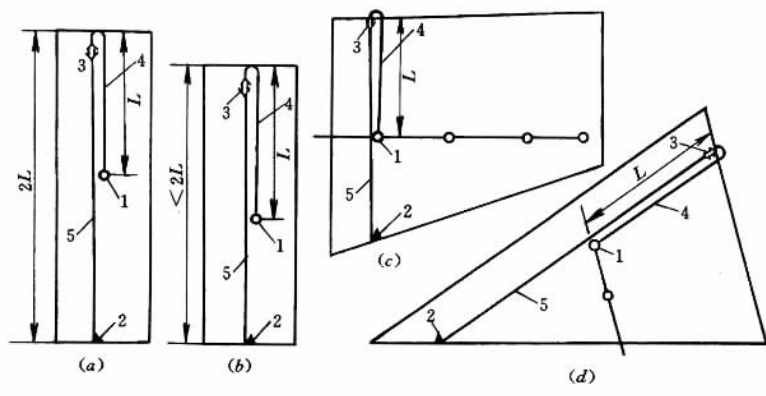


图 5-80 钢索牵引卷盘式喷灌机田间布置图

(a) 田块长等于软管长的 2 倍；(b) 田块长小于软管长的 2 倍；(c)、(d) 田块形状不规则  
1 - 给水栓；2 - 锚定；3 - 卷盘机；4 - 供水软管；5 - 钢索

的地面坡度，但最好避免在拖移路线上有明显的坡度。

(4) 为了横向灌水均匀，条田间的湿润范围要搭接一部分，条田轴线之间的距离与风速及喷头的湿润直径有关。Big Boss 公司的建议如表 5-76。

表 5-76 条形田块轴线的间距

单位：m

风速 (m/s) 倍数 *	> 4.5		2 ~ 4.5		< 2		无风
	0.5	0.55	0.6	0.65	0.7	0.75	0.8
61.0	30	34	37	40	43	46	49
76.2	38	42	46	49	53	57	61
91.4	46	50	55	59	64	69	73
106.7	53	59	64	69	75	80	85
121.9	61	67	73	79	85	91	98
137.2	69	76	82	89	96	103	110
152.4	76	84	91	99	107	114	122
167.6	84	92	101	109	117	126	134
182.9	91	101	110	119	128		

\* 指条形田块轴线间距占喷洒直径的倍数。

软管牵引卷盘式喷灌机系统的田间布置与钢索牵引卷盘式喷灌机略有区别，即条田长度等于管长。卷盘车在给水管附近，喷头车拉至田块另一端，然后开始工作，如图 5-81，由于喷头车有高架，可调节轮距使轮子在垄沟内行进，故对于矮秆作物可不必要专门预留通道，如浇灌高秆作物，则通道处可种矮秆作物。

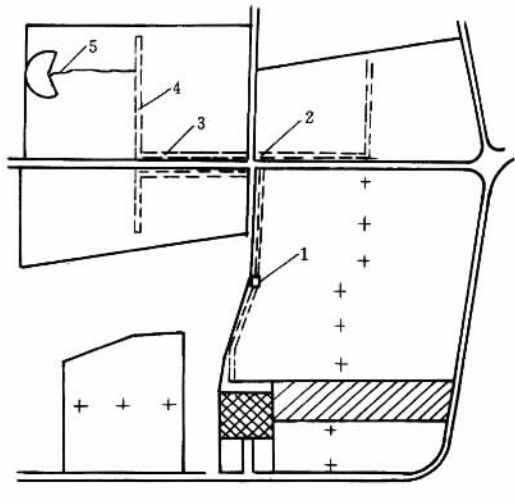


图 5-81 软管牵引卷盘式喷灌机田间布置图

1-泵站；2-控制阀；3-固定管；4-给水栓；5-卷盘机

## (五) 轮灌设计

### 1. 确定机组牵引速度

$$v = \frac{1000}{Bm} \quad (5-132)$$

式中  $v$  为机组牵引速度, m/h;  $q$  为机组的流量,  $m^3/h$ ;  $B$  为条形地块轴线的间距, m;  $m$  为灌水定额, mm。

### 2. 一条条田所需的灌水时间

$$t_1 = \frac{L}{v} \quad (5-133)$$

式中  $t_1$  为一条条田所需灌水时间, h;  $L$  为条田长度, m; 其余符号同前。

### 3. 轮灌周期

$$T = \frac{m}{ET_a} \eta \quad (5-134)$$

式中  $T$  为轮灌周期, d; 其余符号同前。

### 4. 一台机组所担负的条田数目

$$n = \frac{tT}{t_1} \quad (5-135)$$

式中  $n$  为一台机组所担负的条田数目; 其余符号同前。

求出一台机组所担负的条田数,  $n$  后, 即可算出其担负的灌溉面积。

不同牵引速度, 不同条田轴线间距的灌溉面积和所需喷灌时间如表 5-77。不同喷头流量, 条田轴线间距和牵引速度时的灌水量见表 5-78。

表 5-77 不同拖移速度和条田轴线间距的灌溉面积和所需喷灌时间

拖移速度 (m/h)	条田轴线间距 (m)								条田长 402m 需要喷灌时间 (h)
	50	60	70	80	90	100	110	120	
	单位时间灌溉面积 (亩/h)								
7	0.53	0.63	0.74	0.84	0.95	1.05	1.16	1.26	57.43
9	0.68	0.81	0.95	1.08	1.22	1.35	1.49	1.62	44.67
18	1.35	1.62	1.89	2.16	2.43	2.70	2.97	3.24	22.33
36	2.70	3.24	3.78	4.32	4.86	5.40	5.94	6.48	
72	5.40	6.48	7.56	8.64	9.72	10.80	11.88	12.96	5.58
108	8.10	9.72	11.34	12.96	14.58	16.20	17.82	19.44	3.72
144	10.80	12.96	15.12	17.28	19.44	21.60	23.76	25.92	2.79
180	13.50	16.20	18.90	21.60	24.30	27.00	29.70	32.40	2.23
条田长 402m 时的 灌溉面积 (亩)	30.15	36.18	42.21	48.24	54.27	60.30	66.33	72.36	

表 5-78 不同喷头流量，条田轴线间距和拖移速度的灌水量

单位：mm

喷头流量 (m <sup>3</sup> /h)	轴线间距 (m)	拖 移 速 度 (m/h)								
		7	9	18	36	54	72	108	144	180
		灌 水 量								
20	40	71	56	28	14	9	7	5	3	3
	45	63	49	25	12	8	6	4	3	2
	50	57	44	22	11	7	6	4	3	2
	55	52	40	20	10	7	5	3	3	2
25	40	89	69	35	17	12	9	6	4	3
	45	79	62	31	15	10	8	5	4	3
	50	71	56	28	14	9	7	5	3	3
	55	65	51	25	13	8	6	4	3	3
30	45	95	74	37	19	12	9	6	5	4
	50	86	67	33	17	11	8	6	4	3
	55	78	61	30	15	10	8	5	4	3
	60	71	56	28	14	9	7	5	3	3
45	45	111	86	43	22	14	11	7	5	4
	50	100	78	39	19	13	10	6	5	4
	55	91	71	35	18	12	9	6	4	4
	60	83	65	32	16	11	8	5	4	3
40	50	114	89	44	22	15	11	7	6	4
	55	104	81	40	20	13	10	7	5	4
	60	95	74	37	19	12	9	6	5	4
	65	88	68	34	17	11	9	6	3	3
45	55	117	91	45	23	15	11	8	6	5
	60	107	83	42	21	14	10	7	5	4
	65	99	77	38	19	13	10	6	5	4
	70	92	71	36	18	12	9	6	4	4
50	55	130	101	51	25	17	13	8	6	5
	60	119	93	46	23	15	12	8	6	5
	65	110	85	43	21	14	11	7	5	4
	70	102	79	40	20	13	10	7	5	4
55	55	143	111	56	28	19	14	9	7	6
	60	131	102	51	25	17	13	8	6	5
	65	121	94	47	24	16	12	8	6	5
	70	112	87	44	22	15	11	7	5	4
60	60	143	111	56	28	19	14	9	7	6
	65	132	103	51	26	17	13	9	6	5
	70	122	95	48	24	16	12	8	6	5
	75	114	89	44	22	15	11	7	6	5

续表

喷头流量 (m <sup>3</sup> /h)	轴线间距 (m)	拖 移 速 度 (m/h)								
		7	9	18	36	54	72	108	144	180
		灌 水 量								
65	60	155	120	60	30	20	15	10	8	6
	65	143	111	56	28	19	14	9	7	6
	70	133	103	52	26	17	13	9	6	5
	75	124	96	48	24	16	12	8	6	5
70	60	167	130	65	32	22	16	11	8	6
	65	154	120	60	30	20	15	10	7	6
	70	143	111	56	28	19	14	9	7	6
	75	133	104	52	26	17	13	9	6	5
80	65	176	137	68	34	23	17	11	9	7
	70	163	127	63	32	21	16	11	8	6
	75	152	119	59	30	20	15	10	7	6
	80	143	111	56	28	19	14	9	7	6
90	65	198	154	77	38	26	19	13	10	8
	70	184	143	71	36	24	18	12	9	7
	75	171	133	67	33	22	17	11	8	7
	80	161	125	63	31	21	16	10	8	6
100	65	220	171	85	43	28	21	14	11	9
	70	204	159	79	40	26	20	13	10	8
	75	190	148	74	37	25	19	12	9	7
	80	179	139	69	35	23	17	12	9	7
110	70	224	175	87	44	29	22	15	11	9
	75	210	164	81	41	27	20	14	10	8
	80	196	153	76	38	25	19	13	10	8
	85	185	144	72	36	24	18	12	9	7
120	70	245	190	95	48	32	24	16	12	10
	75	229	178	89	44	30	22	15	11	9
	80	214	167	83	42	28	21	14	10	8
	85	202	157	78	39	26	20	13	10	8

### 5. 所需机组的台数

设计灌溉面积内，需要机组的台数，可从总条田数除以一台机组可担负的条田数  $n$  而得。如条田长度不一时，则在轮灌排序后，再确定所需机组台数。

### 三、大型喷灌机系统设计

#### (一) 中心支轴式喷灌机

##### 1. 田间工程布置

中心支轴式喷灌机田间工程的特点是供水非常集中，就是要在中心支轴处供 400 ~ 1000 亩的喷灌用水，供水的方式一般有三种。

(1) 抽取地下水。在中心支轴附近打井，每台喷灌机自备水泵机组，抽取地下水喷灌。这要求在灌区内有丰富的浅层地下水资源，而且要求较大的单井出水量，每台中心支轴式喷灌机要求供水流量为 50 ~ 100L/s，因此单井正常出水量不应小于此值。当然如小于此值，也可以考虑由几个井汇流供水。这种供水方式比较机动，每台机组自成独立系统，不相互干扰，田间工程量相对也比较小一些，但如采用深井泵则水泵无法移动。

(2) 由高压管网供水。在田间布置地下高压管网将有压水送到每一台中心支轴式喷灌机的中心支轴处，这样在中心支轴处就不再需要自备加压的水泵机组，而要求供水点能完全满足喷灌机对水压力与流量的要求，压力一般应达到 150 ~ 600kPa。这种供水系统可以从地面水源取水，而不受地下水储量的限制。

(3) 由低压管网供水，是介于前两种之间的一种供水方式，即借助低压将水通过管网输送到每一台中心支轴式喷灌机的中心支轴处，再由每台喷灌机自备的水泵机组加压。这时对管网的抗压强度要求较低，但增加了每一台喷灌机上的水泵机组，这种形式水泵机组一般是随喷灌机转移。

中心支轴式喷灌机在田间工程的布置方式如图 5-82 和图 5-83 所示。其湿润圆应当相切，一般不能重叠，只有末端喷枪的湿润范围可以重叠，以喷灌管道长度为半径画出的圆形绝不可重叠，否则运行过程中两台相邻的喷灌机就可能相撞。中心支轴配置方式有方形和三角形两种。圆圈内的耕地为可灌到的面积，圆圈外的面积为时针式喷灌机灌不到的面积。对于方形配制灌不到的面积占 21.46%。三角形配制时灌不到的面积占 9.33%，如果要利用这一部分面积，则要另外安装移动式或固定式喷灌系统来灌溉，当然也可以考虑采用带有角臂的中心支轴式喷灌机来覆盖这一部分地角的面积。

##### 2. 有关参数的确定

###### (1) 确定湿润圆半径 $R$ (m) 及相应湿润圆面积 $A$ (亩)

在确定  $R$  时，一般不必担心机组是否能组合成这一长度。如美国有标准跨度与长跨度两类桁架共 5 种：前者长为 32、38.4、44.8m；后者长为 51.8、56.4m，末端悬臂尚有 6.1、9.1、12.8、19.2、25.9m 等 56 种。再加上可附加末端大喷头，一般可组合各种长度。我国生产的机组，桁架跨度一般为 40m。

###### (2) 确定灌水临界期作物需水量 $ET_a$ (mm/d) 和喷洒水利用系数 $\eta$

###### (3) 确定支管需要总流量 $Q_0$

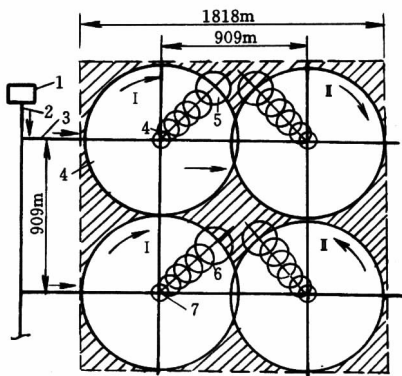


图 5-82 时针式喷灌机方形配置时的田间工程布置

1—泵站；2—干管；3—支管；4—中射程喷头；5—末端远射程喷头；  
6—自走塔架；7—中心支轴，给水栓

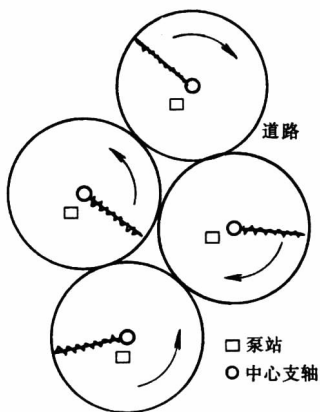


图 5-83 时针式喷灌机三角形配置时的田间工程布置

$$Q_0 = \frac{0.0278 E F_a A}{\eta} \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad (5-136)$$

式(5-136)是按24小时连续工作时计算的流量，一般中心支轴式喷灌机的入机流量为 $90 \sim 340 \text{m}^3/\text{h}$ 。

(4) 确定转一圈的最短时间  $t_1$

$$t_1 = \frac{2\pi R_L}{60 v_{\max}} \quad (\text{h}) \quad (5-137)$$

式中  $R_L$  为末端塔架至中心支轴的距离，m； $v_{\max}$  为末端塔架最大前进速度，在机组性能说明书中有规定，m/min。

(5) 按  $v_{\max}$  转一圈的最小净灌水深度  $h_j$



$$h_j = \frac{ET_a t_1}{24} \quad (\text{mm}) \quad (5-138)$$

此时百分率时间继电器的读数是 100%，当其读数为 0% ~ 100% 之间的任一数  $x\%$  时，

$$h_j = \frac{ET_a t_1}{24x} \quad (\text{mm}) \quad (5-139)$$

相应末端塔架前进速度  $v_x$  为

$$v_x = v_{\max} x \quad (\text{m/min}) \quad (5-140)$$

(6) 喷灌强度的限制

这种机型的特点是离中心支轴愈远的喷头所担负的灌溉面积愈大，要求出流量愈大，喷灌强度愈大，另一方面，为了充分发挥机组的效率，亦希望喷灌强度大些，旋转快些。因此，在设计中常以离中心支轴最远的末端喷头的喷灌强度为控制数值，允许土壤表面局部积水成洼，但以不产生径流为限。土壤表面允许积水深可参见表 5-79。

表 5-79 土壤表面允许积水深  $\beta^c$  值

地面坡度 (%)	$\beta^c$ (mm)
0 ~ 1	12
1 ~ 3	8
3 ~ 5	5

形成土壤表面积水的过程可由图 5-87 来说明，对于距中心支轴最远的某一点来说，该点喷头射程为  $r_L$ ，喷灌机通过该点所需时间为  $t = \frac{r_L}{v}$ ， $v$  是该点喷灌机的行进速度。假定该点处喷灌机轨迹的切线方向水量分布为椭圆形曲线，则此曲线与该点土壤入渗曲线间所夹阴影部分即为地面积水深。

喷灌强度  $\rho_L$  愈大、 $t$  愈大，则转一圈的灌水量（灌水定额）亦愈大，积水亦愈多，因此在机组水力性能已定的条件下，必定有一个适当的  $t$ ，使积水控制在允许值内。

(7) 确定运行的最小速度  $v_{\min}$ 。

当土壤透水性大时， $v_{\min}$  可由机组本身的性能确定。但百分率时间继电器在 0% ~ 10% 范围内运行不可靠，所以至少应调至略大于 10% 运行，此时即是机组的  $v_{\min}$ 。

当土壤粘重时，由允许地面积水深的数值来确定  $v_{\min}$ ，其方法如下：

1) 末端喷头的最大喷灌强度  $\rho_{\max}$ 。

$$\rho_{\max} = \frac{1273 Q_0}{Rr} \quad (\text{mm/h}) \quad (5-141)$$

式中  $r$  为末端喷头射程， $m$ ；其余符号同前。

上式是假设末端喷头沿圆形轨迹切线方向的水量分布呈椭圆形，其中间的最大喷灌强度为  $\rho_{\max}$ ，即图 5-84 中的  $\rho_L$  值。

2) 以土壤表面允许积水深的数值为控制数值，求距中心轴  $R$  处通过某一地面标记

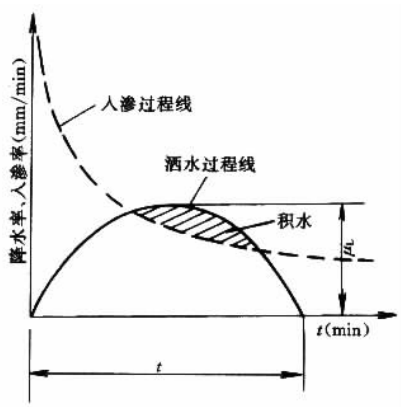


图 5-84 土壤面积水过程示意图

点（椭圆形曲线通过该点）所需的时间  $t$ ，此即该点最长的受水时间，超过这一时间，积水深即超过允许值，形成径流。

允许最长受水时间  $t$  根据具备的资料情况按以下方法推求：

当有系统的试验资料时，以  $\rho_{\max}$  为纵坐标， $t$  为横坐标，在双对数纸上画出允许积水深为不同常数的一组线，使用时，可由  $\rho_{\max}$  通过相应某一允许积水深的线，直接查得  $t$  值。

当无上述试验资料时，必须具有土壤入渗过程线（如图 5-82），并将末端喷头沿运行轨迹切线方向的水量分布图（假定为椭圆形）亦画在该图上，取不同  $t$  时，椭圆与入渗曲线所割的阴影面积亦不同，可进行试算，当阴面积值接近土壤表面允许积水深时， $t$  即为所求。

阴影面积（地表积水量）可分时段累加而得，土壤入渗过程线常可用下式表示：

$$I = Kt^{-b} \quad (5-142)$$

式中  $I$  为入渗率，mm/h； $t$  为入渗时间，h； $K$ 、 $b$  为特性系数和指数，与土壤种类有关：

3) 末端塔架运行的最小速度  $v_{\min}$

$$v_{\min} = \frac{2r}{60t} \quad (\text{m/min}) \quad (5-143)$$

以  $v_{\min}$  运行一圈相应所需时间  $t_2$  为

$$t_2 = \frac{2\pi R_L}{60v_{\min}} = \frac{\pi R_L t}{r} \quad (\text{h}) \quad (5-144)$$

喷灌机运行一圈的时间可在  $t_1 \sim t_2$  内调节， $t_2$  相应的灌水深  $h_j$  为

$$h_j = \frac{ET_a t_2}{24} \quad (\text{mm}) \quad (5-145)$$

(8) 灌水周期  $T$

灌水周期可按下式计算

$$T = \frac{m_j}{ET_a} \quad (5-146)$$

式中  $m_j$  为净灌水定额, mm;  $ET_a$  为灌水临界期作物需水量, mm/d。

### 3. 中心支轴式喷灌系统的水力计算

从系统设计的角度看, 必须求出中心支轴处的压力和流量, 以便选配泵和动力, 另外还必须知道喷头及水量分布状况是否满足设计要求。

#### 1) 支管流量分布

$$Q = Q_0 \left(1 - \frac{r^2}{R^2}\right) \quad (5-147)$$

式中  $r$  为支管上某一点离中心支轴的距离, m;  $R$  为湿润圆半径, m;  $Q_0$  为进入支管的总流量,  $m^3/h$ ;  $Q$  为  $r$  点处的流量,  $m^3/h$ 。支管上流量分布图 5-85。

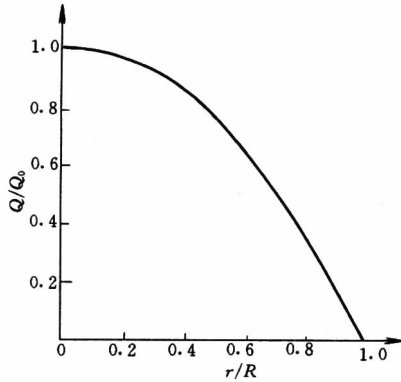


图 5-85 支管上流量分布图

#### 2) 中心支轴处需要的最小压力水头 $h_0$

$$\frac{h_0 - h_R}{h_m} = F \quad (5-148)$$

式中  $h_R$  为支管末端需要的压力水头, m;  $h_m$  为支管上无喷头出流, 通过全部流量时的水头损失值, m。

此式分子是支管上有喷头出流量首尾压差, 所以  $F$  实际上是多口系数, 中心支轴式喷灌机上喷头数目多, 所以  $F$  值接近常数 0.538 (钢管)。

#### 3) 支管上的压力分布 (为简便计, 设流量指数 $m=2$ )

$$H = \frac{h_r - h_R}{h_0 - h_R} = 1 - \frac{15}{8} \left( X - \frac{2X^3}{3} + \frac{X^5}{5} \right) = 1 - 1.875X + 125X^3 - 0.375X^5 \quad (5-149)$$

式中  $H$  为压力分布系数;  $h_r$  为  $r$  点的压力水头, m;  $X$  为距离比,  $X = r/R$ 。

压力分布如图 5-86, 只要知道喷头位置  $r$ , 计算  $X$ , 便可从图中查得  $H$ , 再按上式求出该点压力水头  $h_r$ ,  $H$  值亦可由表 5-80 查出。

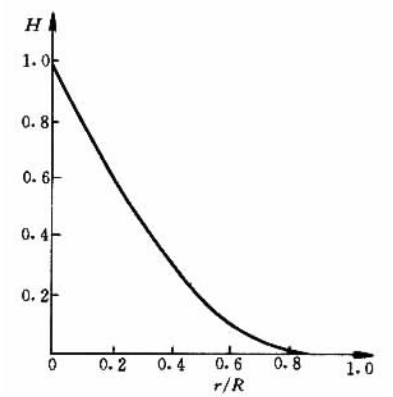


图 5-86 支管上压力分布图

表 5-80 中心支轴式喷灌机压力分布

$X = \frac{r}{R}$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$H$	1	0.82	0.63	0.47	0.32	0.21	0.11	0.05	0.01	0.0	0.0

4) 消能孔板孔径  $d$  的确定。中心支轴附近约  $1/3$  支管长度上的喷头，出流量小，要求压力小，但支管内压力大，故常需在装喷头的竖管上装一孔板，消除其多余的压力，孔板孔径可按下式计算：

$$d = 8.9357 \frac{q^{0.5}}{\mu^{0.5} \Delta h^{0.25}} \quad (\text{mm}) \quad (5-150)$$

式中  $q$  为该处喷头流量， $\text{m}^3/\text{h}$ ； $\mu$  为孔板的流量系数，一般为  $0.6 \sim 0.65$ ； $\Delta h$  为欲消除的多余压力水头， $\text{m}$ 。

## (二) 平移式喷灌机系统设计

### 1. 田间工程布置

田间工程的布置与滚移动喷灌机的田间工程布置相似，只是由于平移式喷灌机规模更大些，平移式喷灌机的喷灌管道的最大长度一般为  $400\text{m}$  左右，单向行程可达  $2000 \sim 3000\text{m}$ ，单机控制面积可达  $3000$  亩左右。所以田间供水明渠或给水栓的间距更大一些。如果考虑到作物的轮灌周期，单向行程不宜过长，双向行走时间不应超过最大的灌水间隔时间。由于大型平移式喷灌机的喷水量很大，而且又是边行走边喷灌，为了保证吸水滤网有足够的淹没深度，一般要求供水渠道有足够的深度，为了减少工程量也可以考虑在渠道中设置多处挡水建筑物，以抬高供水段的水位。供水明渠一般要用混凝土衬砌，有的还要加装拦污设备，保证水中不含杂草与污物。对于带软管的机组还应考虑留出软管拖道。为了保证整个平移机组能准确的平直移动，一般还要在地面上安装导向索或开导向沟。

## 2. 有关参数的确定

当田块大小已确定时，有关参数的确定。

- (1) 求灌水临界期需水量  $ET_a$ 。
- (2) 求系统总流量  $Q_0$ ，按式 (5-136)。
- (3) 确定灌一次水的最短时间  $t_1$

$$t_1 = \frac{L}{60v_{\max}} \quad (\text{h}) \quad (5-151)$$

式中  $L$  为地块长度，m； $v_{\max}$  为机组最大行速，m/min。

- (4) 计算最小净灌水深  $h_j$

$$h_j = \frac{ET_a t_1}{24x} \quad (\text{mm}) \quad (5-152)$$

式中  $x$  为百分率时间继电器读数。

(5) 确定喷灌强度。在机长确定后，喷灌强度决定了该机控制灌溉面积的能力，喷灌强度  $\rho$  由下式确定：

$$\rho = \frac{1000Q_0}{2rB} \quad (\text{mm/h}) \quad (5-153)$$

式中  $Q_0$  为喷灌机流量， $\text{m}^3/\text{h}$ ； $r$  为喷头射程，m； $B$  为喷幅宽度（即沿平移式喷灌机长度方向的湿润宽度），m。

当选定喷头后， $r$  即已确定，将土壤允许喷灌强度  $[\rho]$  代入上式，则可反求出机组最大流量值：

$$Q_{\max} = \frac{2r [\rho]}{1000} B \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad (5-154)$$

当土壤较粘重时，亦可根据允许积水深确定田块长度，其原理与中心支轴式喷灌机相同。

- (6) 确定最小行进速度  $v_{\min}$ 。其步骤如下：

- 1) 求出最大喷灌强度  $\rho_{\max}$ 。

假定垂直支管方向的降水分布呈椭圆形时

$$\rho_{\max} = \frac{636.62 Q_0}{Br} \quad (\text{mm/h}) \quad (5-155)$$

式中  $Q_0$  为喷灌机流量， $\text{m}^3/\text{h}$ ； $B$  为田块宽度，m； $r$  为喷头射程，m。

- 2) 求通过某点所需时间  $t$ （方法同中心支轴式喷灌机）。

- 3) 求最小行进速度  $v_{\min}$

$$v_{\min} = \frac{2r}{60t} \quad (\text{m/min}) \quad (5-156)$$

则灌一次水最长时间  $t_2$

$$t_2 = \frac{L}{60v_{\min}} \quad (\text{h}) \quad (5-157)$$

相应的 
$$h_j = \frac{ET_a t_2}{24} \quad (\text{mm}) \quad (5-158)$$

(7) 灌水周期  $T$  (方法同中心轴式喷灌机)。

### 3. 平移式喷灌系统的水力计算

#### (1) 支管流量的分布

$$Q = Q_0 \left(1 - \frac{b}{B}\right) \quad (5-159)$$

式中  $b$  为支管中任一点与支管起点的距离, m;  $Q$  为  $b$  处支管中的流量,  $\text{m}^3/\text{h}$ ;  $B$  为喷幅宽度, m;  $Q_0$  为机组总流量,  $\text{m}^3/\text{h}$ 。

此分布呈直线关系 (如图 5-87)。

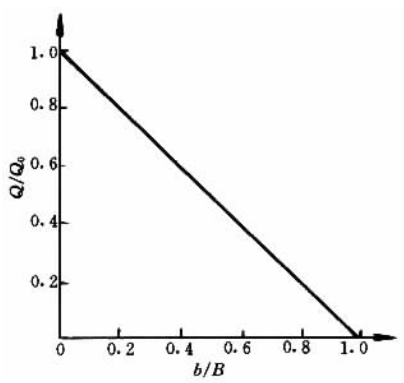


图 5-87 平移支管流量分布图

#### (2) 支管需要的最小压力水头 $h_0$ (m)

$$\frac{h_0 - h_b}{h_m} = F \quad (5-160)$$

式中  $h_b$  为支管上任一点处 (距支管起点的距离为  $b$ ) 的压力水头, m; 其余符号同式 5-149。

此式中  $F$  值由于流量分布规律与中心支轴式不同, 所以数值亦不同, 平移式  $F = 0.3448$ 。

#### (3) 支管上的压力分布

$$H = \frac{h_b - h_B}{h_0 - h_B} = 1 - 3X + 3X^2 - X^3 \quad (5-161)$$

式中  $h_B$  为支管末端需要的压力水头, m;  $X$  为距离比,  $X = b/B$ 。

其分布规律如图 5-88 及表 5-81 所示。

表 5-81 平移支管压力分布

$X$	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
$H$	1	0.512	0.216	0.064	0.008	0

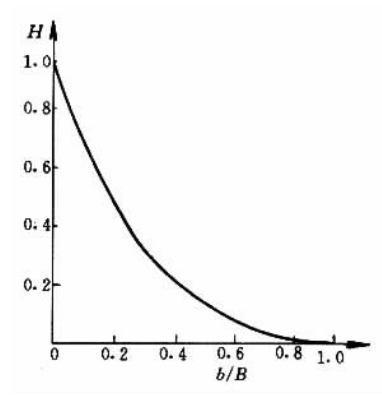


图 5-88 平移支管压力分布栏

将图 5-88 与图 5-86 作一比较，可发现平移式喷灌机在管前部的水头损失的比例大于中心支轴式。从起点到管长的 20% 处，已损失一半水头。

实际上支管各点压力，流量均不等，各喷头出流量有差别。在设计中有两种处理方法：

其一，为使各喷头出流均匀，最末一个喷头按设计喷头工作压力工作，则前面各喷头的压力均超过设计工作压力，为保持喷头流量一致，应加消能设施。

其二，为减少各喷头出流量不一致性，而维持支管总出流量保持不变，即总出流量等于喷头设计流量和喷头数目的乘积，则管首压力水头  $h_0$  按式 (5-162) 确定 (见图 5-89)。

$$h_0 = h_p + 2/3 h_f \tag{5-162}$$

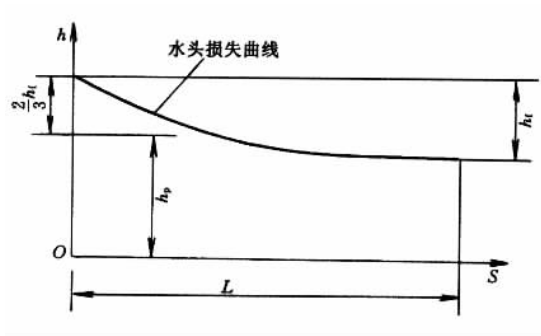


图 5-89 平移支管管首压力确定

## 第六章 滴灌工程规划设计

### 第一节 滴灌工程概述

#### 一、膜下滴灌简介

膜下滴灌是把工程节水——滴灌和农艺节水——覆膜栽培两项技术集成的一项崭新的农业节水技术，从而产生了一系列新的功能，它是干旱绿洲农业现代化的一项具有可控性、基础性和战略性的关键技术。

膜下滴灌这一关键技术是把滴灌带（毛管）铺于地膜之下，同时嫁接其他有关技术和管道输水技术以及水资源可持续利用的供水技术，构成大田膜下滴灌系统工程。具体说是在传统灌溉的斗口设供水站，水源可用渠水、井水等，包括泥沙过滤系统、电力系统和施肥、量测装置等，用塑料干、支管代替斗、农、毛渠，用滴灌带代替沟、畦、漫灌，以膜下滴灌为主，兼用秸秆等覆盖技术和其他灌溉技术，如微喷、微喷带、渗灌、地下灌、涌泉灌、管灌等，以适应各种作物和乔木、灌木、人工草地的灌水要求。

天业滴灌系统是在新疆生产建设兵团农八师石河子市大田膜下滴灌栽培技术创新的基础上，引进、消化、改造了国外滴灌带生产设备后，以生产一次性可回收塑料滴灌带为主形成的大田滴灌系统，使用时播种、覆膜、铺带一次完成。滴灌带直径 16mm，壁厚 0.2mm，每米重 12 ~ 13g，滴头流量 1.0 ~ 3.6L/h，滴头间距 10cm、20cm、30cm、40cm 不等，铺设长度在滴头间距 30cm 时播种棉花 75m 左右，一个灌水小区 1.33 ~ 2hm<sup>2</sup>（20 ~ 30 亩）。

通过大田试验显示出：滴灌具有明显的节水效果；同时，膜下滴灌有显著的压盐作用，可能解决旱区绿洲农田次生盐渍化（以下简称盐化）难题；一年使用一次的薄壁型滴灌带便于机械化铺设，并解决多年使用滴灌带出现的堵塞和塑料老化等问题，当年由生产厂家回收造粒又不需要冬季储存，还可降低投入；地产化是降低投入最有效的方式。

天业集团 1997 年秋着手地产化，开始引进设备，1998 年形成了生产能力，从而促进了 1999 年石河子垦区示范推广膜下滴灌面积近 2 000hm<sup>2</sup>（3 万亩）；2000 年达到 1.7 万 hm<sup>2</sup>（25 万亩），其中农八师 0.8 万 hm<sup>2</sup>；2001 年达到 5.2 万 hm<sup>2</sup>（78 万亩），其中农八师为 2 万 hm<sup>2</sup>；2002 年达到 11.3 万 hm<sup>2</sup>，其中农八师近 5.3 万 hm<sup>2</sup>。兵团从 20 世纪 70 年代末开始至今，全兵团推广了喷灌 8.1 万 hm<sup>2</sup>（122 万亩）。目前，旱区喷灌正在改为



滴灌。实践表明喷灌不是旱区节水灌溉的关键技术。几年来，天业滴灌系统不断改进，塑料管件的价格不断降低（表 6-1）。这样，天业滴灌系统解决了大田膜下滴灌的技术可靠性和经济可行性。

表 6-1 天业塑料滴灌管件价格降低过程

内容		年份						说 明	
		1996	1997	1998	1999	2001	2003		
天业引进设备			—						
天业仿制改造设备				—					
绿源毛管大田试验		—	—	—	—				
莱芜毛管大田试验				—					
天业产品大田应用					—	—			
井水滴灌棉花每 667 m <sup>2</sup> 投入与年费用 (元)	以色列产品	毛管投入	1 200	内镶式滴灌管 $\phi 16\text{mm}$ ，壁厚 0.6mm，1.5 元/m，10 年折旧，七通连接一管两行棉花，每 667m <sup>2</sup> 用 800m			谈判索价 27 000 元/hm <sup>2</sup> ，未采用		
		毛管年费用	120						
	北京绿源产品	毛管投入	800	内镶式滴灌管，1 元/m，5 年折旧					
		毛管年费用	160						
	出东莱芜产品	毛管投入			480	单翼迷宫式滴灌带 $\phi 16\text{mm}$ ，壁厚 0.17mm，0.6 元/m，使用一年，其余同上			
		毛管年费用			480				
	天业产品	投入				500			滴灌带同莱芜，0.2 元/m，使用一年，其余同上。干支管 340 元，10 年折旧
		年费用				194			
		投入					300		七通改辅管，一带四行棉花，每 667m <sup>2</sup> 用 500m 0.2 元/m 干支管 200 元，10 年折旧
		年费用					120		
		投入					250	210	辅管改插管，支管变薄，干支管 150 元，10 年折旧 2003 年毛管以旧换新，0.12 元/m
		年费用					115	74	

说明：不含井泵和电力系统投入，滴灌带（管）通称毛管

到 2000 年, 通过试验研究又解决了应用河水膜下滴灌技术难题, 并在农八师 144 团、农二师 30 团进行改进示范。2002 年, 农八师 133 团、142 团等对河水膜下滴灌又有新的发展和完善。

## 二、膜下滴灌的突出优点是“三性”

膜下滴灌有许多优点, 在旱区绿洲是一项节水农业的关键技术。其突出的优点为可控性、基础性和战略性。

1. 可控性关键技术 可控性主要表现在 3 个方面, 即淋盐丰产、节水抑盐和自动化灌水。

(1) 淋盐优质高产 滴灌带铺设在膜下, 不仅减少了水分的棵间蒸发, 而且水滴进入土壤后使盐分溶解, 并向左右下方扩散, 一直把盐分淋洗到湿润峰的边缘。而湿润峰中心部分则形成了一个淡化区。据实测, 滴头流量为 2.5L/h, 灌水定额为  $0.066\text{m}^3/\text{hm}^2$  ( $13\text{m}^3/\text{亩}$ ) 时, 湿润峰半径约 42cm, 淡化区半径约 35cm, 淡化区的根系总量占总根量的 90%。

膜下滴灌不但能使可溶性肥分随水滴施入土壤, 而且还可以定时定量地满足植株的水肥需求, 使水、肥、盐、光、热、气优化耦合, 使作物的光能利用率趋于最大。按照最大光能利用率—净光能利用率—净初级产量—到最大经济产量的转化规律, 达到淋盐丰产(提高质量、增加产量)的目的。

在光合作用理想状态下, 最大总光能利用率可达 10%, 全生育期平均可达到 5%。净光能利用率如果为 4%, 可以计算出最大净初级产量(以根茎叶花果实的干物质重量计), 如石河子垦区 4 月中旬到 10 月中旬生长期平均到达地面的太阳有效辐射能为  $16 \times 10^8 \text{J}/\text{m}^2$ , 则最大净初级产量为  $16 \times 10^8 \times 0.04/1.8 \times 10^7 = 3.5\text{kg}/\text{m}^2$ 。根据石河子大学作物高产研究中心试验, 皮棉与干物质重量比为 1:5.5, 每  $667\text{m}^2$  产 100kg 皮棉, 干物质重为  $0.15 \times 5.5 = 0.825\text{kg}/\text{m}^2$ , 则净光能利用率接近 1%; 苜蓿每公顷产干草约 4500kg (300kg/亩) (未计根)。可见, 石河子垦区两种主要作物的净光能利用率接近 1%, 如达到 4% 最大值还可翻两番。经济产量丰产空间也可能会翻两番。

膜下滴灌是把水肥直接灌到作物主根区, 作物主根区上有地膜覆盖, 下有湿润峰, 杜绝了水分渗漏, 抑制了强烈蒸发, 水肥基本上在这个相对封闭的空间运移。生产实践上, 灌水量从田间持水量到枯萎点都是有效的, 可以任意控制, 可溶性肥料和植保药剂生长素等都可随水滴入。这种可控性使水肥盐光热气优化耦合, 能逐步提高作物的光能利用率, 不断提高丰产水平, 最大光能利用率是其丰产的上限。

(2) 节水抑盐 农八师炮台水土改良试验站用水表值班测读的数据表明, 在农八师中部具有代表性的 121 团试验田里, 熟地棉花膜下滴灌全生育期灌水量不超过  $3000\text{m}^3/\text{hm}^2$  ( $200\text{m}^3/\text{亩}$ ), 比垦区传统灌溉平均  $6000\text{m}^3/\text{hm}^2$  ( $400\text{m}^3/\text{亩}$ ) 节水一半。根据中国工程院山仑院士研究, 黄土高原上旱作作物需水量中, 棵间蒸发占 45%, 而植株有效用水量(蒸腾、蒸发、化合)为 55%。石河子垦区棉花需水量 500mm ( $330\text{m}^3/\text{亩}$ ), 其

中棵间蒸发量约为  $150\text{m}^3$ ，有效用水量  $180\text{m}^3$ 。膜下滴灌节水  $200\text{m}^3$ ，可以认为杜绝了斗口以下斗农毛渠和田间的深层渗漏约  $1\ 050\text{m}^3/\text{hm}^2$  ( $70\text{m}^3/\text{亩}$ )；抑制了强烈的棵间蒸发量  $130\text{m}^3$ ，占传统灌溉棵间蒸发量  $150\text{m}^3$  的 87%。每  $667\text{m}^2$  耗水量  $200\text{m}^3$  中，除满足  $180\text{m}^3$  有效用水量外，还有  $20\text{m}^3$  的棵间蒸发。这样，基本上可以说明传统灌溉与膜下滴灌斗口以下灌溉水的来龙去脉。当然，这些数据还需在石河子垦区进一步进行实地试验验证。

棵间蒸发不仅是旱区绿洲农田的无效蒸发，更是有害蒸发。因为，它是土壤次生盐渍化的动力，即水分蒸发后，盐分留在耕层。形成盐化的另一个条件是灌溉水的不断下渗，浅层地下水位升高到接近临界深度，含盐的潜水不断向耕层运移，成为盐化的来源。

膜下滴灌抑制了强烈的棵间蒸发，不但节水而且抑制了盐化的动力，同时杜绝了田间渗漏；若干年后，浅层地下水位可下降到  $3\sim 5\text{m}$  以内，基本上可以根治绿洲农田盐化这一世界性的难题。可以说膜下滴灌一举三得：节水、抑盐、杜绝田间渗漏。

盐化是绿洲农田“三化一污”的主导因素。“三化一污”是土壤耕层盐化、土壤肥力退化、沙化及农药化肥地膜残留污染的总称。这是一个演替过程。以石河子垦区为例，1950年开始垦殖，1959年耕地达到  $16\text{万 hm}^2$  (240万亩)，一直维持到90年代。在垦殖初期，由于人口少，地下水位深，又推行草田轮作，重视植树造林，农田净产出高，“三化一污”现象较轻，绿洲生态持续演替，农业和以农业为基础的垦区国民经济持续快速发展，1959—1972年国民生产总值年均增长 8.5%。到70年代初始，地下水位上升到局部出现盐化的深度，并逐渐扩大，农田净产出开始降低，同时，由于人口不断增长，草田面积逐年减少，化肥农药地膜用量逐年增加，形成了“三化一污”，这是绿洲农田生态恶化演替的典型表现，从而使垦区国民经济低速增长，1972—1993年的21年间，垦区国民经济生产总值年均增速只有 4%。1993—2000年，由于棉花总产年均增长 20%，使国民生产总值年均增长 12%，但并没有改变垦区绿洲生态脆弱的状况。棉花占耕地面积 80%以上，生物单一性和农业结构刚性更增加了绿洲农田生态的脆弱性。2001年连遭风旱病虫和低温灾害，致使棉花减产 50%以上。实践证明不根治“三化一污”为典型表现的垦区生态恶化演替状态，国民经济就不可能稳定持续高速增长，只能处于低速徘徊状态。

膜下滴灌的节水抑盐具有明显的生态效益，是根治“三化一污”的关键技术。

(3) 自动化灌水 以膜下滴灌为基础，嫁接集成有节水农业技术，构成田间滴灌系统工程，一个河水系统的规模约  $100\text{hm}^2$  (1 500亩)左右，可进行集约化、规模化、社会化经营。滴灌还可自动化灌水，为农业智能化管理提供基础，并集成有关高新技术，可实现绿洲农业现代化、社会化。

膜下滴灌兼有经济、生态、社会等综合效益。经济效益是现实效益，生态效益是长期经济效益，社会效益是远期经济效益。膜下滴灌的效益与时俱进，应用的时间越长，越能体现其综合效益，不仅利于当代，还有利于子孙后代。

2. 基础性关键技术 以膜下滴灌为基础可集成嫁接诸多适用技术和高新技术，构

成田间滴灌系统工程、绿洲节水灌溉系统工程、绿洲生态系统工程、绿洲农业现代化系统工程。

(1) 田间滴灌系统工程 田间滴灌系统工程的构成包括三项主要内容。

①田间灌溉以膜下滴灌为主,集成秸秆等覆盖技术、其他微灌技术(微喷、微喷带、涌泉灌、渗灌、地下微灌等)和管灌(用于水稻等),能适应各种作物和乔木、灌木、人工草地的灌水需求。这样,田间滴灌系统是以滴灌为主集成了各种灌溉技术,并不是惟一的膜下滴灌。田间灌溉水的利用率可提高到 95%。

②嫁接塑料管道技术实现田间输水配水管道化,管道输水利用率可提高到 95%。

③在传统灌溉的斗口设供水站并打井,地上水与地下水互补利用,可以克服单独使用水资源的弊病。这样构成的田间滴灌系统工程,能使不种水稻的旱作作物灌溉水利用系数提高到 0.9。

田间滴灌系统工程建成后,可初步解决田间盐化问题,并比传统灌溉斗口灌水量节水一半以上。

(2) 绿洲节水灌溉系统工程 以田间滴灌系统为基础,建设山区水库,与平原水库联合调节河道径流,引水口到斗口的渠道防渗技术必须慎重选择,以使绿洲非灌溉面积上的地下水位保持在 3~5m 为宜,这样可维持自然植被,如芨芨草、红柳、胡杨等。绿洲节灌系统工程建成后,绿洲农田盐化可以根治,还能进一步节水。从引水口到斗口的渠系利用系数如果提高到 0.85,则绿洲节灌系统工程的灌溉水利用系数可达  $0.85 \times 0.9 = 0.765$ 。

(3) 绿洲生态系统工程 在绿洲节水灌溉系统工程根治盐化基础上治理“三化一污”问题,不能用节约的水扩大农田面积,必须种草种树进行绿洲生态建设。推行草田轮作,可根治土壤肥力退化问题,并可发展农区草业和农区畜牧业。种树建设绿洲三级防风林网:在绿洲边缘建设乔灌草立体防风林带,并建设路渠林和田间林带网格,把风沙危害降低到最小限度。土壤肥力提高以后,在农田净产出逐步提高的基础上,不断降低化肥和农药的用量,进而达到国际绿色安全标准,同时,可治理地膜残留问题。

绿洲林田草牧复合农业生态工程建设,能使绿洲生态恶化演替状态彻底转变到良性演替状态,地愈种盐越少土越肥。农业经济发展就会由低速徘徊转变为持续高速增长,能为实现农业现代化奠定良好的生态基础与经济基础。

(4) 绿洲农业现代化系统工程 农业现代化的实现必须建立在绿洲生态系统工程的基础上。农业现代化是一个复杂的系统工程。旱区绿洲农业现代化有许多内容:如产权明晰化、灌溉微灌化、农业生态化、产品绿色化、生产机械化自动化、管理信息化智能化、农产品加工高(档次)深(层次)化、科农工贸一体化、分配三(劳动者、企业家、国家)有利。

农八师 142 团张志凌团长认为膜下滴灌是绿洲农业现代化的高速公路,形象地说明了它的基础性意义。

3. 战略性关键技术 旱区绿洲农业现代化战略可分四步走:第一步,以膜下滴灌技术为主,集成有关灌溉工程技术,构成满足各种作物、乔木、灌木灌水要求的田间滴

灌系统工程。第二步,以田间膜下滴灌系统工程为基础,嫁接渠道防渗技术与山间平原水库工程构成绿洲节水灌溉系统工程。第三步,以绿洲节灌系统工程为基础建设绿洲林田草牧复合农业生态系统工程,并调整农业产业结构。第四步,在绿洲生态系统工程基础上建设绿洲农业现代化系统工程,并调整绿洲经济结构。

按照上述思路,以河流流域形成的绿洲为单元进行绿洲节水生态农业总体规划,主要包括:田间滴灌系统工程、绿洲节灌系统工程、绿洲林田草牧复合农业生态系统工程。绿洲农业现代化可以以后再规划实施。

为落实温家宝副总理对节水灌溉的重要批示,应首先抓紧规划、完善政策。

目前,兵团已在两个垦区进行了节水生态建设总体规划,以全面推广田间滴灌系统工程,进行生态建设。石河子垦区水资源 12 亿  $\text{m}^3$ ,目前灌溉面积 18 万  $\text{hm}^2$ ,其中农田 16 万  $\text{hm}^2$  (240 万亩),人工林地 2 万  $\text{hm}^2$ 。田间滴灌系统工程建成后,农田 16 万  $\text{hm}^2$  不变,可种苜蓿 8 万  $\text{hm}^2$ ,芨芨草 6.7 万  $\text{hm}^2$ ,林地扩大到 6 万  $\text{hm}^2$ ,总投资 66 亿元。阿克苏垦区水资源 30 亿  $\text{m}^3$ ,目前灌溉面积 16 万  $\text{hm}^2$  (240 万亩),其中农田 14 万  $\text{hm}^2$  (210 万亩),人工林地和果园 2 万  $\text{hm}^2$  (30 万亩),田间滴灌系统工程建成后,14 万  $\text{hm}^2$  农田面积不变,可种苜蓿 5.3 万  $\text{hm}^2$ ,林地果园达到 7.3 万  $\text{hm}^2$ ,总投资 60 亿元。

阿克苏垦区给塔里木河输水 2.3 亿  $\text{m}^3$ ,按传统的节水工程进行渠道防渗和水库改造,投入 9.5 亿元,节水每立方米投入 4.1 元。如果按照上述规划,首先,建设田间滴灌系统工程,每 667 $\text{m}^2$  投入 500 元,总投入 12 亿元,可节水 8.2 亿立方米,节水每立方米投入 1.5 元。满足向塔河输水后,还可进行垦区生态建设。从这些规划来看,节水灌溉投资政策要完善,应向田间滴灌系统工程倾斜。

如果抓紧实现石河子垦区生态规划,在生态持续演替的基础上,农业经济将在 50 年内翻三至四番,其中灌溉面积一番,光能利用率两番,绿色产品一番。进一步实现农业现代化再翻一番,以现代节水生态农业为核心产业,调整产业结构,再翻一番。加上抓紧人口计划生育和提高素质,到 21 世纪中叶,国民生产总值可能翻五至六番,年均增长 7%~8.4%。石河子垦区在 20 世纪 60 年代已达到 8.5%,说明这个速度是可能的。这样,石河子垦区就可能在 2050 年实现邓小平同志提出的经济发展第三步战略目标。

综上所述,膜下滴灌是一项战略性关键技术,它不但能彻底解决农业、农村(场)、农民(工)三农难题,而且能推动农业现代化的发展。

4. 小结 大田膜下滴灌集成系统技术(以下简称膜下滴灌)是农八师石河子市通过多年探索和大田试验的一项创新技术。膜下滴灌是工程节水(滴灌、管道输水配水、水资源合理开发利用)与农艺节水(覆膜栽培)集成的一项田间滴灌系统工程技术,这个集成的协同结果,派生了一系列的作用、功能、效益,对旱区绿洲节水生态农业来说是一项关键技术(表 6-2)。

膜下滴灌操作简单,但意义十分重大。它不仅是节水农业 4 个节水(管理、工程、农艺、生理)技术开发的可控性平台,还是节水农业四个系统工程(田间滴灌、绿洲节灌、绿洲生态、绿洲农业现代化)嫁接集成的基础性平台,也是把绿洲农业推向现代化的一项战略性技术。膜下滴灌不只是一项节水灌溉技术,而是旱区绿洲节水农业的一项

具有可控性、基础性、战略性的关键技术，不仅能彻底解决绿洲“三农”难题，还可实现绿洲农业现代化。不但在旱区可全面推广，其优质高产的可控性、治理盐化、大幅节水还可以在全国有关地域应用。

表 6-2

关键技术 突出优点		作用	淋析盐碱		抑制棵间蒸发 杜绝田间渗漏		经营方式变革			
							集约化	规模化	社会化	
效果		形成膜下 淡化区	节水抑盐		节约成本	节水 种草种树	调整 农业结构			
可控性	功能	水肥盐光 热气优化耦 合，净光能 利用率翻两 番，优质高 产	提高 灌溉保 证率， 增强抗 旱能力， 减少旱 灾损失	降低 地下水 位根治 田间盐 化	水肥机劳 基本投入可 降低一半	草田轮作 发展农区草 业、畜牧业 建设防风林 网	一产业劳 力向二产业 转移			
	效益	经济	社会	生态	经济	生态，经济	社会			
基础性	功能	建设田间滴灌系统工程				建设绿洲节灌系统工程建 设绿洲林田草牧复合农业生 态系统工程，根治“三化一 污”		灌水自动 化、生产机 械化自动化、 管理智能化		
	效益	经济、生态				农业持续高速增长		社会		
战略性	功能	第一步， 建设田间滴 灌系统工程	第二步，建设绿 洲节灌系统工程			第三步，建设绿洲 林田草物农业生态系 统工程	第四步， 节水生态农 业现代化			
	效益	50年内产量翻两番				50年内附加值翻3~4番		50年内附 加值翻五至 六番		

### 三、存在问题与建议

1. 存在问题 目前，膜下滴灌技术存在的主要问题，一是实践问题，二是深层问题。

(1) 实践问题 主要是田间滴灌系统需要优化，淋盐抑盐需要规范化，有效需水量需要进一步试验以及其他问题。

①系统优化。田间膜下滴灌需要集成有关灌水技术，形成以田间膜下滴灌为主的灌

溉系统，以适应各种作物和乔木、灌木的灌水需要。

田间灌溉系统工程的规模要经济，井水系统可以出水量控制其规模。河水系统的控制面积目前大小不等，则需要在实践中进一步研究。

目前，灌水小区面积多为  $1.3 \sim 2.0\text{hm}^2$  (20 ~ 30 亩)，实践证明该面积太小，需进一步增大。因此，多大面积的灌水小区最为合适，需进一步进行实验研究。

目前，已有多个团场已在实践中圆满解决了河水过滤问题。西北农林科技大学林性粹教授主持了几种滴灌灌水器的泥沙堵塞试验。在相同的泥沙含量情况下，天业集团生产的边缝式滴灌带灌水器流道尺寸大，用 100 目筛孔还没有堵塞，而内镶式、雨鸟的滴灌带则要用 170 目筛网。并提出设计田间滴灌过滤系统的原则：按照滴灌带的泥沙通过能力设计过滤器，过滤器可标准化、系列化，便于工业生产和安装使用；蓄水池、沉砂池可按河水、库水、渠水的泥沙含量及泥沙粒径设计，充分利用林带和地形，不作价格昂贵的标准设计，以改变过去的过滤—过滤—再过滤为通过—通过—再通过的设计思路。

②压盐规范化。膜下滴灌有抑盐淋盐的压盐作用。实践上也成功的改造了总盐含量平均为  $25\text{g/kg}$  的  $13.3\text{hm}^2$  (200 亩) 盐化地。但对水盐运移规律、盐分积累过程和分布，不同盐分盐量盐化土的改造方式还未深入试验研究，需要通过试验室、小试、中试和大田试验研究，提出一个切实可行的盐化治理规程。

③有效需水量试验。传统灌溉需水量中包括棵间蒸发需水量和通过植株的有效需水量。实际上，不同地区膜下滴灌的有效需水量是不同的，需要进行试验。通过试验，不仅能为膜下滴灌技术的推广应用提供基础数据，也是绿洲节水生态农业规划最重要的基本资料。

膜下滴灌有效需水量概念提出后，以传统灌溉需水量作分子计算的灌溉水的利用系数应改为灌溉水的有效利用系数，分子是膜下滴灌的有效需水量。有效利用水量只有传统灌溉作物需水量的 0.55。所以，膜下滴灌的灌溉水的有效利用系数也就只有原来的 0.55。

例如石河子垦区每公顷灌溉水量为  $7\ 500\text{m}^3$ ，作物需水量为  $500\text{mm}$  ( $330\text{m}^3/\text{亩}$ )，灌溉水利用系数 0.66，有效利用系数为  $0.66 \times 0.55 = 0.36$ 。

新疆 1999 年每公顷灌溉水量为  $11\ 400\text{m}^3$ ，作物需水量以  $500\text{mm}$  计，灌溉水的利用系数为 0.44，有效利用系数只有  $0.44 \times 0.55 = 0.24$ 。

如果全疆全部建成绿洲节水灌溉系统工程，传统灌溉原斗口以下田间滴灌系统工程的灌溉水有效利用系数可达 0.9；若引水口到斗口的渠系利用系数提高到 0.85，则绿洲灌溉水有效利用系数为  $0.9 \times 0.85 = 0.76$ 。这样，新疆灌溉水有效利用系数将由 0.24 提高到 0.76，生态建设种草种树的面积可增加大约两倍。以 1999 年灌溉面积约 400 万  $\text{hm}^2$  为基数，则绿洲灌溉总面积可能增加到 1 200 万  $\text{hm}^2$  (1.8 亿亩)。

④其他问题。田间滴灌系统工程，4 年内在兵团大田推广了 11.3 万  $\text{hm}^2$ ，充分说明了它的发展实力。但它是一个新生事物，为了切实贯彻温家宝副总理的批示精神，有效地推广膜下滴灌技术，应在试验示范总结经验教训的基础上，尽快制订产品标准与设计

标准、施工规程、灌溉制度、栽培模式，并建立服务体系和规范市场秩序。

(2) 深层问题 科技部中国农村技术开发中心 2001 年 12 月的研究报告《中国节水农业发展战略》，从研究方向上一针见血地指出，中国节水农业的重点在北方，北方的重点在田间，田间的重点在棵间无效蒸发。而在西北干旱地区，棵间蒸发不仅是无效的而且是有害的盐化动力。膜下滴灌正好抑制了 80% 以上的棵间蒸发。2002 年 6 月 5 日，国家计委召开座谈会，落实国务院领导批示，推广应用节水灌溉关键技术，而膜下滴灌正是旱区绿洲农田节水灌溉的可控性、基础性和战略性的关键技术。前不久科技部提出的《现代节水农业技术体系及新产品研究与开发》重大专项可行性报告中，提出了管理节水、工程节水、农艺节水和生理节水等科学概念，并按应用基础、产品开发、大田示范三个层次设置课题，实行产学研、官学产两个三结合，可以预计，我国节水农业科技和示范推广不久将有重大突破。

科技是第一生产力，要转化成生产力——产品，必须有一个工程示范过程，把各种旧技术、新技术或适用技术、高新技术嫁接、集成起来形成系统工程。为了加速科技成果向现实生产力的转化，科技部成立了各行各业的工程（技术研究）中心，主要任务是集成、嫁接各种技术，以形成系统工程并进行示范，然后再推广形成生产力。由于人力人才是科技的生产力，教育是人力人才的生产力，从生产力角度讲，“科教兴国”就是一条生产力链，即：教育（人力人才）→科技（第一生产力）→技术集成（系统工程）→生产力（产品）。在这个链上，人力人才、科技成果、系统工程可以说都是中间生产力，企业生产力——产品是最终生产力。

而节水农业又是一条产品（产业）链，这条产业链基本由节水器材（产品）→节水灌溉（水）→节水农业（农产品）构成，在这里，节水器材、水可以说是中间产业（产品），农业是最终产业。

这样，节水农业是一个网络，简化如下表：

节 水 农 业		
节水器材	节水灌溉	节水农业
人力人才	人力人才	人力人才
科技成果 (第一生产力)	科技成果 (第一生产力)	科技成果 (第一生产力)
工程示范 (企业技术中心)	工程示范 (工程中心)	工程示范 (技术推广站)
节水器材产品	水	农产品
中间产品	中间产品	最终产品

在此，利用这个网络，可讨论节水农业的深层问题。

①体制改革。由节水农业网络可以看出，如此复杂的节水农业系统工程，没有节水农业工程中心，目前只有行业工程中心（节水器材行业的企业技术中心、节水灌溉行业



的工程中心、农业行业的农业技术推广站)。建议科技部把节水灌溉工程中心提升为节水农业工程中心。目前,科技部已把《现代节水农业技术体系及新产品研究与开发》列为“十五”重大专项,把节水灌溉和节水农业中的技术问题进行系统研究与开发。

从产业链来看,水业要实现从计划体制向市场体制过渡,必须实现节水器材市场化,农业也要从农民个体的自给经济向现代化农业企业的商品经济过渡。

②技术开发。节水农业有两类技术开发,一类是农业节水,一类是节水农业。农业节水分管理体制节水和工程技术节水,工程技术节水分工程节水(节水对象是渠道水库的渗漏和蒸发)、农艺节水(节水对象是棵间蒸发,旱区半旱区约占田间需水量的45%)、生理节水(节水对象是植株蒸腾,约占田间需水量的45%)、光合节水(利用光合机理人工制造光合产物,不用绿色植物的光合作用,光合产物化合用水占田间需水量小于1%)。

节水农业的目的是农产品的优质高产高效。在改善农田生态环境和提高农产品质量的基础上提高产量,增加收入。节水农业涉及农田生态环境丰产机理和市场动态,都应进行深入研究。

③经济效益。节水农业有节水器材效益、水的利用效率和效益、水的生产效率和效益,这都是中间效益,最终目标是提高农户和农业企业的经济效益。只有这样,节水农业网络才能形成良性循环,节水器材产业、水产业才有持续的经济效益,才能进行以提高水价为中心的水管体制改革,生产力链才能持续发展。这是节水农业网络上所有主体(行政管理、科研、工程中心、企业)都应深思的问题。

④总体规划。节水农业是一个复杂的网络系统工程,涉及生态环境、市场经济和社会体制,必须进行总体规划。由诸多灌溉技术集成的田间节水灌溉系统工程是大小流域或绿洲节灌系统工程的基础,流域或绿洲节灌系统工程是农业生态系统工程的基础,农业系统工程是农业可持续发展的基础,可持续发展的农业是农业现代化系统工程的基础。这些都要立足本地域的情况和经济、生态、社会综合效益,按照经济社会发展目标进行总体规划。

2. 建议 由于膜下滴灌的突出优点能够在干旱地区充分地展现出来,所以可在旱区绿洲农田全面推广。

在我国半干旱湿润特别缺水又容易形成旱灾的地域,应在大田试验的基础上逐步推广,以提高灌溉保证率、增强抗旱能力、减少旱灾损失。

在我国北方特别缺水的大中城市的城郊农田可以推广,以解决城市缺水问题。

膜下滴灌的淋盐抑盐压盐功能可在我国北方次生盐渍化严重的地区推广。

膜下滴灌对植物生长的可控性不仅能提高农产品的产量,还能提高质量,可在全国特种经济作物地区推广。

## 第二节 滴灌系统的组成及规划设计

### 一、膜下滴灌系统的组成

天业膜下滴灌系统一般由水源工程、首部枢纽、输配水管网、滴头及控制、量测和保护装置等组成，如图 6-1 所示。

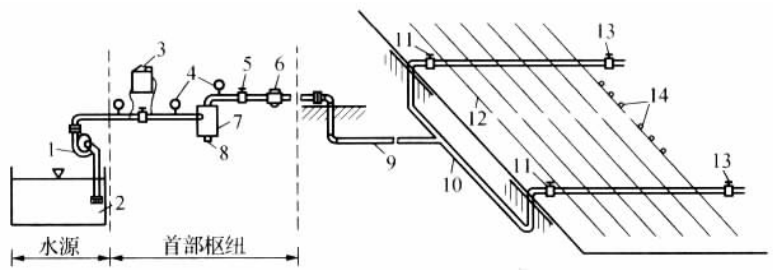


图 6-1 膜下滴灌系统示意图

1. 水泵 2. 蓄水池 3. 施肥罐 4. 压力表 5. 控制阀 6. 水表 7. 过滤器  
8. 排沙阀 9. 干管 10. 分干管 11. 球阀 12. 毛管 13. 放空阀 14. 滴头

1. 水源工程 滴灌系统的水源可以是机井、泉水、水库、渠道、江河、湖泊、池塘等，但水质必须符合灌溉水质的要求。滴灌系统的水源工程一般是指：为从水源取水进行滴灌而修建的拦水、引水、蓄水、提水和沉淀工程，以及相应的输配电工程。

2. 首部枢纽 滴灌系统的首部枢纽包括动力机、水泵、施肥（药）装置、过滤设施和安全保护及量测控制设备。其作用是从水源取水加压并注入肥料（农药）经过滤后按时按量输送进管网，担负着整个系统的驱动、量测和调控任务，是全系统的控制调配中心。

滴灌常用的水泵有潜水泵、离心泵、深井泵、管道泵等，水泵的作用是将水流加压至系统所需压力并将其输送到输水管网。动力机可以是电动机、柴油机等。如果水源的自然水头（水塔、高位水池、压力给水管）满足滴灌系统压力要求，则可省去水泵和动力。

过滤设备是将水流过滤，防止各种污物进入滴灌系统堵塞滴头或在系统中形成沉淀。过滤设备有拦污栅、离心过滤器、砂石过滤器、筛网过滤器、叠片过滤器等。当水源为河流和水库等水质较差的水源时，需建沉淀池。各种过滤设备可以在首部枢纽中单独使用，也可以根据水源水质情况组合使用。

施肥装置的作用是使易溶于水并适于根施的肥料、农药、除草剂、化控药品等在施肥罐内充分溶解，然后再通过滴灌系统输送到作物根部。

流量、压力测量仪表用于管道中的流量及压力测量，一般有压力表、水表等。安全保护装置用来保证系统在规定压力范围内工作，消除管路中的气阻和真空等，一般有控制器、传感器、电磁阀、水动阀、空气阀等。调节控制装置一般包括各种阀门，如闸阀、球阀、蝶阀等，其作用是控制和调节滴灌系统的流量和压力。

3. 输配水管网 输配水管网的作用是将首部枢纽处理过的水按照要求输送分配到每个灌水单元和滴头，包括干管、支管、毛管及所需的连接管件和控制、调节设备。由于滴灌系统的大小及管网布置不同，管网的等级划分也有所不同。

4. 滴头 滴头是滴灌系统中最关键的部件，是直接向作物施水肥的设备。其作用是利用滴头的微小流道或孔眼消能减压，使水流变为水滴均匀地施入作物根区土壤中。

## 二、膜下滴灌系统设备

滴灌设备一般包括滴头、毛管、支管、干管、过滤器、施肥罐、水泵、管道附件等。各部分又包含有不同规格和型号，天业滴灌系统设备如图 6-2 所示。

1. 滴头 滴灌系统的水流经各级管道进入毛管，经过滴头流道的消能减压及其调节作用，均匀、稳定地分配到田间，满足作物生长对水分的需要。滴头是滴灌系统中最重要设备，其性能、质量的好坏将直接影响到滴灌系统工作的可靠性及灌水质量的优劣。天业膜下滴灌系统常用的滴头有 3 种，单翼迷宫式、内镶式和压力补偿式滴头。其中单翼迷宫式为一次性薄壁塑料滴灌带，内镶式可为滴灌带或滴灌管，压力补偿式滴头一般安装在滴灌管上，可根据需要在流水线上安装，也可在施工现场安装。几种滴头的基本要求、质量及其检测标准和规格如下所述。

### (1) 基本要求

① 出流量小、均匀、稳定，对压力变化的敏感性小。滴灌是一种局部灌溉，要求地表不产生径流，因此滴头流量要小。一般情况下滴头流量随系统压力变化而改变，为保证滴头流量均匀稳定，要求滴头具有一定的调节能力，在滴头压力变化时引起的流量变化较小。

② 抗堵塞性能好。抗堵塞性能好的滴头，不但能够保证系统运行的可靠性，而且可以简化过滤装置结构，降低水质处理所需的高昂费用。

③ 结构简单，便于制造、铺设和安装。

④ 价格低廉。滴灌带占滴灌系统总投资的 30% ~ 40% 左右。滴灌产品的用户是农民，中国农村经济相对落后，农业产值较低，农民的经济承受能力较弱，因此只有开发价格低廉，农民用的起的产品才有推广前景。

⑤ 制造精度高。滴头灌水均匀度除受系统压力影响外，还受制造精度的影响。如果制造偏差大，无论采用哪种措施，都很难保证滴头出水的均匀性。

### (2) 质量及其检测标准

① 一次性塑料薄壁滴灌带。一次性塑料薄壁滴灌带应符合中华人民共和国轻工行业标准，QB/T 2517—2001。



图 6-2 天业滴灌系统设备示意图

一次性塑料滴灌带是一种以高分子聚合物为基本材料，经济出吹塑并通过真空模具成型的带有滴头的塑料节水灌溉器材。本标准采用的检验方法，大部分采用了国际先进的试验方法，其中规格尺寸的测量、耐拉力性能、流量均匀性、耐静水压试验参考了 ISO 9261—1991《农业灌溉设备、滴灌管技术规范和试验方法》和 SL/T 67.2—1994《微灌灌水器—微灌管、微灌带》。一次性可回收塑料滴灌带主要用于农业灌溉、园林绿化、林业、草业等的节水工程及建筑矿业等。按额定工作压力分为四类，见表 6-3。滴灌带内径应符合表 6-4，滴灌带公称壁厚应符合表 6-5，每卷段数和每段长度应符合表 6-6 要求。

表 6-3 滴灌带(管)压力等级分类表

类 别	1	2	3	4
额定工作压力 (MPa)	0.1	0.12	0.14	0.16

表 6-4 公称内径及极限偏差表 (mm)

公 称 内 径	12	16	18	20
极限偏差	±0.46	±0.50	±0.54	±0.60

表 6-5 公称壁厚及极限偏差 (mm)

公称壁厚	0.16	0.18	0.20	0.22	0.24
极限偏差	+0.04	+0.06	+0.06	+0.08	+0.08
	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02

表 6-6 每卷段数和每段长度

项 目	每卷段数 (段)	每段长度 (m)
指标	≤2	≥200

## a. 引用标准:

GB/T 2918—1998 塑料试样状态调节和试验的标准环境

GB/T 17188—1997 农业灌溉设备、滴灌管、技术规范 and 试验方法

SL/T 67.2—1994 微灌灌水器—微灌管、微灌带

b. 滴灌带还应符合如下一些指标要求。滴灌带一般为黑色, 滴灌带平均壁厚偏差 ±12%, 滴头间距偏差 ±5%。

拉伸性能: 滴灌带应能承受 130N 拉力不破裂。试验后标线间的距离相对于试验前距离的变化应不大于 5%。

滴灌带的滴头流量偏差系数  $C_v \leq 0.1$ , 滴头的平均流量相对于额定流量的偏差应不大于 10%。

c. 耐静水压试验。滴灌带不破裂、不渗漏。取 5 段滴灌带, 每段至少含有 5 个出水口。将滴灌带与供水装置连接, 堵上末端, 向滴灌带内充水, 彻底排气后逐渐加大水压至 1.2 倍额定工作压力, 保持 60min。试验过程压力波动不大于 2%。

②压力补偿式滴灌管。应符合国际标准 ISO 9261—1991 标准, 具体见表 6-7。

表 6-7 压力补偿式滴头及滴灌管质量标准

序号	项 目	指 标
1	滴灌管内径偏差	±0.3

续表

序号	项 目	指 标
2	壁厚偏差	$\geq 10\%$
3	滴头间距偏差	$\pm 5\%$
4	滴头流量	4L/h, 6L/h, 8L/h
5	工作压力范围	50 ~ 500kPa
6	耐静水压试验	无破裂, 无渗透
7	耐拔拉试验	无扯碎或拉裂现象
8	接头与滴灌管的耐拔拉试验	接头不脱
9	聚乙烯滴灌管耐固相应力开裂性能	符合 ISO 8796 标准的规定
10	变异系数 $CV \leq \pm 5\%$	产品属于 A 类
11	变异系数 $\pm 5\% < CV \leq \pm 10\%$	产品属于 B 类
12	平均流量相对于额定流量的偏差	
	$CV \leq \pm 5\%$	产品属于 A 类
	$\pm 5\% < CV \leq \pm 10\%$	产品属于 B 类

### (3) 规格型号

①单翼迷宫式滴灌带。该产品为薄壁型一年一次性使用产品, 只使用一个灌溉季节, 使用期满后, 天业作为废料进行有偿回收, 以免造成土地污染和原料浪费。该产品滴头与滴灌带连成一体, 结构简单, 制造、铺设安装方便。天业生产的滴灌带产品形式如图 6-3 所示, 技术规格见表 6-8。

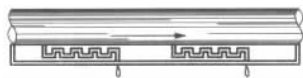


图 6-3 单翼迷宫式滴灌带示意图

②内镶式滴灌带(管)。内镶式滴灌带形式如图 6-4 所示, 技术规格如下:



图 6-4 内镶式滴灌带(管)示意图

规格 200-2.5、300-2.5、400-2.5、500-2.5, 内径 16mm, 壁厚 0.18mm, 滴孔间距 200mm、300mm、400mm、500mm, 公称流量 2.5L/h, 滴头工作压力 0.1MPa, 滴头流量  $Q$  (L/h) 与压力  $H$  (kPa) 的关系式为:  $Q = 0.230 3H^{0.5182}$ 。

③管上式滴头及滴灌管。管上式滴头及滴灌管形式如图 6-5 所示, 滴灌管内径 16mm, 壁厚 1.0mm, 滴头公称流量 2L/h、4L/h、6L/h、8L/h, 滴头工作压力 0.05 ~

0.5MPa。滴灌管也可采用  $\phi 20$ 、 $\phi 25$ 、 $\phi 32$  等国标 PE 管。

表 6-8 单翼迷宫式滴灌带技术规格表

规格	内径 (mm)	壁厚 (mm)	滴孔间距 (mm)	公称流量 (L/h)	滴头工作压力 (MPa)	滴头流量计算公式 $Q$ (L/h), $H$ (m)
200-2.5	16	0.18	200	2.5	0.05 ~ 0.1	$Q = 0.638H^{0.582}$
300-1.8	16	0.18	300	1.8	0.05 ~ 0.1	$Q = 0.411H^{0.615}$
300-2.1				2.1		$Q = 0.502H^{0.607}$
300-2.4				2.4		$Q = 0.592H^{0.594}$
300-2.6				2.6		$Q = 0.653H^{0.600}$
300-2.8				2.8		$Q = 0.717H^{0.589}$
300-3.2				3.2		$Q = 0.780H^{0.596}$
400-1.8	16	0.18	400	1.8	0.05 ~ 0.1	$Q = 0.415H^{0.634}$
400-2.5				2.5		$Q = 0.641H^{0.607}$



图 6-5 管上式滴头及滴灌管示意图

2. 输配水管道 滴灌系统的输配水管道一般有干管、支管、毛管组成，其作用是为各级管道输送所需流量。目前滴灌所用管道大都为塑料管，其基本要求、规格、质量、检测标准如下所述。

(1) 基本要求

①能承受一定的水压力。滴灌各级管网均为压力管网，必须能承受一定的压力才能保证安全输水与配水。

②抗老化性能强。滴灌管网中，干管、支管使用年限一般都很长，因此要求具有较强的抗老化性能，以保证管道长期安全、可靠地运行。

③规格型号多样化、系列化。为满足各种滴灌系统的不同供水要求，滴灌工程中往往需要各种规格型号的滴灌管材。必须有多种规格、多种型号、系列化的产品供用户选用。

④规格尺寸与公差必须符合技术标准。各种管道必须按照有关部门的技术标准要求进行生产。

⑤价格低廉。滴灌管道在滴灌工程中所占比重较大，应力求选择满足滴灌工程要求且价格便宜的管道。

⑥便于运输和施工安装。各种管道均应按规定制成一定长度，以便于运输及安装和

减少连接管件用量，节省投资。

## (2) 质量及其检测标准

①低密度聚乙烯管。滴灌用低密度聚乙烯管应符合中华人民共和国国家标准 GB 6674—86 和行业标准 SL/T 96.2—1994。

a. 适用范围：标准规定了以低密度聚乙烯树脂为主要原料，挤出成型，主要用于输送灌溉用水的低密度聚乙烯管的基本参数、技术条件和检验规则。

b. 引用标准：下列标准所包括的条文，通过在本标准中引用而构成本标准的条文。在标准出版时，所示版本均为有效。

GB 4217—84 热塑性塑料管材的公称外径和公称压力

SG 80—75 聚乙烯管材

GB 13018—91 聚乙烯 (PE) 管材 外径和壁厚极限偏差

c. 分类与规格：滴灌用低密度聚乙烯管公称压力等级一般分为 0.25MPa、0.4MPa；管材规格用  $de$  (公称外径, mm)  $\times e$  (公称壁厚, mm) /  $p$  (公称压力, MPa) 表示。

d. 技术要求：低密度聚乙烯管规格及尺寸公差符合表 6-9 的要求，管材的性能指标应符合表 6-10 的要求。

表 6-9 低密度聚乙烯管规格及尺寸公差表

公称外径 (mm)	压力等级 (MPa)	
	0.25	0.4
$6_0^{+0.3}$		$0.5_0^{+0.3}$
$8_0^{+0.3}$		$0.6_0^{+0.3}$
$10_0^{+0.3}$	$0.5_0^{+0.3}$	$0.8_0^{+0.3}$
$12_0^{+0.3}$	$0.6_0^{+0.3}$	$0.9_0^{+0.3}$
$16_0^{+0.3}$	$0.8_0^{+0.3}$	$1.2_0^{+0.3}$
$20_0^{+0.3}$	$1.0_0^{+0.3}$	$2.0_0^{+0.4}$
$25_0^{+0.3}$	$1.2_0^{+0.4}$	$2.0_0^{+0.4}$
$32_0^{+0.3}$	$1.6_0^{+0.4}$	$2.0_0^{+0.4}$
$40_0^{+0.4}$	$1.9_0^{+0.4}$	$2.4_0^{+0.5}$
$50_0^{+0.5}$	$2.4_0^{+0.5}$	$3.0_0^{+0.5}$
$63_0^{+0.6}$	$3.0_0^{+0.5}$	$3.8_0^{+0.6}$
$75_0^{+0.7}$	$3.6_0^{+0.6}$	$4.5_0^{+0.7}$
$90_0^{+0.9}$	$4.3_0^{+0.7}$	$5.3_0^{+0.8}$



表 6-10 管材的性能指标表

指标名称	指标
拉伸强度 (MPa)	≥9.6
断裂伸长率 (%)	≥200
20℃水压试验 (瞬时爆破压力)	≥3 倍工作压力

e. 低密度聚乙烯管材还应符合如下要求：滴灌用低密度聚乙烯管颜色一般为黑色或本色，也可由供需双方协商确定。管一般为卷盘，每卷重量为 30~50kg，每卷允许断头数不超过一个。内外壁应光滑、平整、清洁，没有划痕，不允许有气泡、裂口、分解变色线及显著的沟纹、凹陷、杂质等。两端应切割平整，并与管的轴线垂直，同一截面的壁厚偏差不得超过 14%。

②硬聚氯乙烯 (PVC-U) 管材。滴灌用硬聚氯乙烯 (PVC-U) 管材，应符合中华人民共和国国家标准 GB/T 10002.1—1996、JB/T 5152—91 产品标准和行业标准 SL/T 96.1—1994。

a. 适用范围：标准规定了以聚氯乙烯树脂为主要原料，挤出成型，主要应用于埋在地下，输送灌溉用水的硬聚氯乙烯管的基本参数、技术条件和检验规则。

b. 分类与规格：滴灌用硬聚氯乙烯 (PVC-U) 管材公称压力等级一般为 0.25MPa、0.4MPa、0.60MPa、1.0MPa；管材规格用  $de$  (公称外径, mm) ×  $e$  (公称壁厚, mm) /  $p$  (公称压力, MPa) 表示。

c. 技术要求：硬聚氯乙烯 (PVC-U) 管材的公称直径、壁厚及公差见表 6-11，管材的物理机械性能及弯曲度应符合表 6-12 和 6-13 要求。

表 6-11 硬聚氯乙烯管材公称直径、壁厚及公差

公称外径	压力等级 (MPa)			
	0.25	0.4	0.6	1.00
20 <sub>0</sub> <sup>+0.3</sup>			0.7 <sub>0</sub> <sup>+0.3</sup>	1.0 <sub>0</sub> <sup>+0.3</sup>
25 <sub>0</sub> <sup>+0.3</sup>		0.5 <sub>0</sub> <sup>+0.3</sup>	0.8 <sub>0</sub> <sup>+0.3</sup>	1.2 <sub>0</sub> <sup>+0.4</sup>
32 <sub>0</sub> <sup>+0.3</sup>		0.7 <sub>0</sub> <sup>+0.3</sup>	1.0 <sub>0</sub> <sup>+0.3</sup>	1.6 <sub>0</sub> <sup>+0.4</sup>
40 <sub>0</sub> <sup>+0.3</sup>	0.5 <sub>0</sub> <sup>+0.3</sup>	0.8 <sub>0</sub> <sup>+0.3</sup>	1.3 <sub>0</sub> <sup>+0.4</sup>	1.9 <sub>0</sub> <sup>+0.4</sup>
50 <sub>0</sub> <sup>+0.3</sup>	0.7 <sub>0</sub> <sup>+0.3</sup>	1.0 <sub>0</sub> <sup>+0.3</sup>	1.6 <sub>0</sub> <sup>+0.4</sup>	2.4 <sub>0</sub> <sup>+0.5</sup>
63 <sub>0</sub> <sup>+0.3</sup>	0.8 <sub>0</sub> <sup>+0.3</sup>	1.4 <sub>0</sub> <sup>+0.4</sup>	2.0 <sub>0</sub> <sup>+0.4</sup>	3.0 <sub>0</sub> <sup>+0.5</sup>
75 <sub>0</sub> <sup>+0.3</sup>	1.0 <sub>0</sub> <sup>+0.3</sup>	1.7 <sub>0</sub> <sup>+0.4</sup>	2.2 <sub>0</sub> <sup>+0.5</sup>	3.6 <sub>0</sub> <sup>+0.6</sup>
90 <sub>0</sub> <sup>+0.3</sup>	1.2 <sub>0</sub> <sup>+0.4</sup>	2.0 <sub>0</sub> <sup>+0.4</sup>	2.7 <sub>0</sub> <sup>+0.5</sup>	4.3 <sub>0</sub> <sup>+0.7</sup>
110 <sub>0</sub> <sup>+0.4</sup>	1.4 <sub>0</sub> <sup>+0.4</sup>	2.5 <sub>0</sub> <sup>+0.5</sup>	3.2 <sub>0</sub> <sup>+0.6</sup>	4.8 <sub>0</sub> <sup>+0.8</sup>
125 <sub>0</sub> <sup>+0.4</sup>	1.6 <sub>0</sub> <sup>+0.4</sup>	2.9 <sub>0</sub> <sup>+0.6</sup>	3.7 <sub>0</sub> <sup>+0.6</sup>	5.4 <sub>0</sub> <sup>+0.9</sup>

续表

公称外径	压力等级 (MPa)			
	0.25	0.4	0.6	1.00
160 <sub>0</sub> <sup>+0.5</sup>	2.0 <sub>0</sub> <sup>+0.4</sup>	3.7 <sub>0</sub> <sup>+0.7</sup>	4.7 <sub>0</sub> <sup>+0.8</sup>	7.0 <sub>0</sub> <sup>+1.1</sup>
200 <sub>0</sub> <sup>+0.6</sup>	2.5 <sub>0</sub> <sup>+0.5</sup>	4.6 <sub>0</sub> <sup>+0.8</sup>	5.9 <sub>0</sub> <sup>+0.9</sup>	8.7 <sub>0</sub> <sup>+1.4</sup>
225 <sub>0</sub> <sup>+0.7</sup>	2.8 <sub>0</sub> <sup>+0.5</sup>	5.2 <sub>0</sub> <sup>+0.9</sup>	6.6 <sub>0</sub> <sup>+1.0</sup>	9.8 <sub>0</sub> <sup>+1.5</sup>
250 <sub>0</sub> <sup>+0.8</sup>	3.1 <sub>0</sub> <sup>+0.6</sup>	6.8 <sub>0</sub> <sup>+1.2</sup>	7.3 <sub>0</sub> <sup>+1.1</sup>	10.9 <sub>0</sub> <sup>+1.7</sup>
315 <sub>0</sub> <sup>+1.0</sup>			9.2 <sub>0</sub> <sup>+1.4</sup>	13.7 <sub>0</sub> <sup>+2.1</sup>
400 <sub>0</sub> <sup>+1.2</sup>			10.6 <sub>0</sub> <sup>+1.6</sup>	15.3 <sub>0</sub> <sup>+2.3</sup>
450 <sub>0</sub> <sup>+1.4</sup>			12.4 <sub>0</sub> <sup>+1.8</sup>	

表 6-12 管材的物理力学性能指标

指标名称	指 标	试验方法
密度 (kg/m <sup>3</sup> )	1 350 ~ 1 460	GB 1033
维卡软化点	≥80℃	
液压试验 (20℃, 2MPa)	不破裂, 不渗漏	GB 6111
落锤冲击试验 (0℃)	≤45%	GB 6112
纵向回缩率	≤45%	
扁平试验 (压至 50%)	无裂纹, 不破裂	GB 9647

表 6-13 管的弯曲度

管材外径 (mm)	≤32	40 ~ 200	≥225
弯曲度 (%)	不规定	≤1.0	40.5

注：弯曲度指同方向弯曲，不允许呈 S 形弯曲

d. 硬聚氯乙烯 (PVC-U) 管材还应符合如下一些要求：颜色一般为灰色，长度一般为 4m、6m、8m、12m，也可由供需双方协商确定。管材内外壁应光滑平整，不允许有气泡、裂口、分解变色线及明显的波纹杂质颜色不均等。管的内外壁应光滑、平整、清洁，没有划痕，不允许有气泡、裂口、分解变色线及显著的颜色不均、沟纹、凹陷、杂质等。两端应切割平整，并与管的轴线垂直，同一截面的壁厚偏差不得超过 14%。

③ 纳米材料改性 PE 输水软管。新疆天业 (集团) 有限公司企业产品标准 Q/SSZ 0219—2000，本标准适用以聚乙烯树脂为主要原料，加入纳米材料改性母料，经挤出、真空定径制成各种规格的输水软管。

a. 技术要求：产品一般为黑色，其他颜色可与用户协商决定。每卷净重不小于 9kg，每卷段数不超过两段，每段净重不小于 4kg。纳米材料改性 PE 输水软管内、外壁应光滑、无明显伤痕，色泽均匀，不允许有 1mm 以上的晶点，晶点不能聚集成群。壁厚及极限偏差应符合表 6-14 的规定，公称外径和极限偏差应符合表 6-15 的规定，物理性能指标应符合表 6-16 的规定。

表 6-14 壁厚及极限偏差表

公称外径 (mm)	壁厚 (mm)	壁厚偏差 (mm)
63	0.9	+ 0.09 - 0.05
75	1.1 ~ 1.2	+ 0.09 - 0.05

表 6-15 公称外径和极限偏差表

公称外径	63 (mm)	75 (mm)
极限偏差	± 1	± 1

表 6-16 物理性能指标表

指标名称	指 标
拉伸强度 (MPa)	≥ 20
断裂伸长率 (%)	≥ 350
爆破压力 (MPa)	> 0.3
20℃ 水压试验 (耐静水压)	0.20MPa 的压力下，保持 1h，不破裂，不渗漏

b. 引用标准：

GD/T 2918—1998 塑料试样状态调节和试验的标准环境

GB/T 8804.2—88 热塑性塑料管材拉伸性能试验方法聚乙烯管材拉伸性能的测定。

(3) 规格型号 天业滴灌系统干管一般采用 PVC 管，支管、辅助支管一般选用 PE 管或薄壁 PE 管。

①干管。干管为滴灌系统输送全部灌溉水量。根据滴灌系统灌溉面积可采用一级或两级干管系统，一级干管系统只有一条主干管。两级干管系统由一条主干管和若干条分干管组成。干管均采用天业生产的给水用 UPVC 管，管长一般为 10m，一端扩口，两管采用承插方式连接，胶圈止水。该产品已通过国家 ISO 9002 质量体系认证，现将天业滴灌系统常用的 UPVC 管规格摘录于表 6-17。

表 6-17 UPVC 管技术规格表

外 径	工作压力等级 (MPa)					
	0.4		0.6		1	
	壁厚及 公差	近似重量 kg/m	壁厚及 公差	近似重量 kg/m	壁厚及 公差	近似重量 kg/m
63	1.4 <sup>+0.4</sup> <sub>0</sub>	0.53	2.0 <sup>+0.4</sup> <sub>0</sub>	0.62	3.0 <sup>+0.5</sup> <sub>0</sub>	0.93
75	1.7 <sup>+0.4</sup> <sub>0</sub>	0.68	2.2 <sup>+0.5</sup> <sub>0</sub>	0.85	3.6 <sup>+0.6</sup> <sub>0</sub>	1.32
90	2.0 <sup>+0.4</sup> <sub>0</sub>	0.85	2.7 <sup>+0.5</sup> <sub>0</sub>	1.27	4.3 <sup>+0.7</sup> <sub>0</sub>	1.79
110	2.5 <sup>+0.5</sup> <sub>0</sub>	1.37	3.2 <sup>+0.6</sup> <sub>0</sub>	1.70	4.8 <sup>+0.8</sup> <sub>0</sub>	2.45
125	2.9 <sup>+0.6</sup> <sub>0</sub>	1.88	3.7 <sup>+0.6</sup> <sub>0</sub>	2.30	5.4 <sup>+0.9</sup> <sub>0</sub>	3.13
160	3.7 <sup>+0.7</sup> <sub>0</sub>	2.95	4.7 <sup>+0.8</sup> <sub>0</sub>	3.60	7.0 <sup>+1.1</sup> <sub>0</sub>	5.20
200	4.6 <sup>+0.8</sup> <sub>0</sub>	4.53	5.9 <sup>+0.9</sup> <sub>0</sub>	5.53	8.7 <sup>+1.4</sup> <sub>0</sub>	8.10
225	5.2 <sup>+0.8</sup> <sub>0</sub>	5.45	6.6 <sup>+0.9</sup> <sub>0</sub>	6.96	9.8 <sup>+1.4</sup> <sub>0</sub>	10.18
250	6.8 <sup>+1.2</sup> <sub>0</sub>	7.89	7.3 <sup>+1.1</sup> <sub>0</sub>	8.53	10.9 <sup>+1.7</sup> <sub>0</sub>	12.89

②支管、辅管。支管和辅管在滴灌系统中起控制滴灌带适宜长度、划分轮灌区的作用。天业滴灌系统中的支管和辅管均采用天业生产的 PE 黑管，现将其规格摘录于表 6-18 和表 6-19，其中表 6-18 为厚壁支管系统，即支管和辅管均采用国标厚壁 PE 管，表 6-19 为薄壁支管系统，支管采用企标薄壁 PE 管，辅管采用国标厚壁 PE 管。

表 6-18 厚壁 PE 管技术规格表

规格 (mm)	壁厚 (mm)	公称压力 (MPa)	理论重量 (kg/m)
φ32	1.6	0.25	0.162
φ40	2.4	0.4	0.290
φ63	3.8	0.4	0.720
φ75	4.5	0.4	1.000

表 6-19 薄壁 PE 管技术规格表

规格 (mm)	壁厚 (mm)	运行压力 (MPa)	理论重量 (kg/m)
φ63	0.9	≤0.25	0.190
φ75	1.1	≤0.25	0.255
φ90	1.6	≤0.25	0.410

3. 首部控制枢纽 首部控制枢纽由水泵、施肥罐、过滤装置及各种控制和量测设备组成，如压力调节阀门、流量控制阀门、水表、压力表、排气阀、逆止阀等组成。

(1) 水泵 水泵的作用是将水流加压至系统所需压力并将其输送到输水管网。滴灌系统所需要的水泵型号根据滴灌系统的设计流量和系统总扬程确定。当水源为河流和水库，且水质较差时，需建沉淀池，一般选用离心泵。水源为机井时，一般选用潜水泵。

(2) 过滤设备 过滤设备是将水流过滤，防止各种污物进入滴灌系统堵塞滴头或在系统中形成沉淀。过滤设备有沉淀池、拦污栅、离心过滤器、砂石过滤器、筛网过滤器、叠片过滤器等，各种过滤器可以在首部枢纽中单独使用，也可以根据水源水质情况组合使用。其技术要求和规格型号如下。

①技术要求。

a. 罐体几何形状和尺寸偏差应符合下列规定：罐体圆柱度误差  $\leq 5\text{mm}$ ，罐体端面倾斜度  $\leq 1.5\text{mm}$ ，罐体长度偏差每米  $\leq 2\text{mm}$ 。

b. 封头几何尺寸和尺寸偏差应符合 JB 3—2932 的有关规定。封头的圆度误差  $\leq 3\text{mm}$ ，封头的端面倾斜度  $\leq 1.5\text{mm}$ ，封头的高度偏差上偏差不大于  $+10\text{mm}$ ，下偏差不大于  $3\text{mm}$ 。

c. 罐体或接管法兰螺栓孔不应和罐体中心线重合，而应对称地分布在它的两侧，罐体上接管法兰平面应垂直于接管中心线，其倾斜度不大于接管口径的 2%。

d. 过滤器外表面不应有明显锤击的凹坑凸包，接口焊缝必须打磨平整。

e. 焊缝对接处的边缘偏差应符合 JB 3—2932 的有关规定。

f. 过滤器试验压力为 1.5 倍工作压力。水压试验应符合 SLJ201 规定的程序。

g. 滤砂效果：大于额定滤网孔径的杂物不允许通过。

②规格型号。现将常用的过滤器技术规格摘录于表 6-20、表 6-21、表 6-22、表 6-23 和表 6-24。

表 6-20 砂石过滤器技术规格

规格型号	SS-50	SS-80	SS-100	SS-125	SS-150
罐体直径 (mm)	500	750	900	1 200	15 100
连接方式	Dg50 锥管螺纹	Dg80 法兰	Dg100 法兰	Dg125 法兰	Dg150 法兰
流量 (m <sup>3</sup> /h)	8~15	15~30	30~40	40~80	80~130
进出口内径 (mm)	50	80	100	125	150
进出口流速 (m/s)	1.13~2.13	0.83~1.66	1.06~1.42	0.9~1.81	1.26~2.04
灌溉面积 (hm <sup>2</sup> )	2.4~4.5	9.1~18.2	18.2~24.3	24.3~48.5	48.5~78.8

注：表中 SS-50 为单罐运行，其余为双罐运行。

表 6-21 离心过滤器技术规格

规格型号	LX-25	LX-50	LX-80	LX-100	LX-125	LX-150
外型尺寸 (mm)	420×250 ×550	500×300 ×830	800×500 ×1 320	950×600 ×1 700	1 350×1 000 ×2 400	1 400×1 000 ×2 600

续表

规格型号	LX-25	LX-50	LX-80	LX-100	LX-125	LX-150
流量 (m <sup>3</sup> /h)	1~8	5~20	10~40	30~70	60~120	80~160
连接方式	Dg50 锥管螺纹	Dg50 锥管螺纹	Dg80 法兰	Dg100 法兰	Dg150 法兰	Dg150 法兰
重量 (kg)	9	21	51	90	180	225

表 6-22 筛网过滤器技术规格

规格型号	WS-160×50	WS-160×080	WS-200×100
罐体直径 (mm)	160	160	200
连接方式	Dg50 锥管螺纹	Dg80 法兰	Dg110 法兰
流量 (m <sup>3</sup> /h)	5~20	10~40	20~80
进出口直径 (mm)	50	80	100

表 6-23 组合过滤系统技术参数

	规格型号	级别	类 型	件数	流量 (m <sup>3</sup> /h)	外型尺寸 (mm)
离心 + 筛网	LWS-200	第一级	LX-720×200×100	1	180~240	1 760×1 200×2 995
		第二级	WS-200×100	4		
	LWS-150	第一级	LX-530×150×100	1	80~180	1 560×900×2 500
		第二级	WS-200×100	3		
	LWS-100	第一级	LX-400×100×80	1	30~80	1 260×600×1 950
		第二级	WS-160×80	2		
	LWS-80	第一级	LX-250×80×80	1	10~40	1 150×250×1 330
		第二级	WS-160×80	1		
	LWS-50	第一级	LX-200×50×50	1	5~20	1 090×200×1 300
		第二级	WS-160×50	1		

表 6-24 离心、砂石组合过滤器技术参数

规格型号	流量 (m <sup>3</sup> /h)	罐体直径 (mm)	进出口直径 (mm)	灌溉面积 (hm <sup>2</sup> )
LS-100	38~76	420	100	23.3~46.7

(3) 施肥罐 施肥罐的作用是使易溶于水并适于根施的肥料、农药、化控药品等在

施肥罐内充分溶解，然后再通过滴灌系统输送到作物根部，表 6-25 为常用施肥罐规格表。

表 6-25 施肥罐技术规格表

施肥罐容量 (L)	10	30	50	100	150
施肥时间 (min)	10~20	20~50	30~50	50~100	120~150
适用条件	大棚		大田		

4. 管道附件 滴灌系统管道附件分为管材连接件和控制件两种。管材连接件简称管件，管件的作用是按照滴灌设计和地形地貌的要求将管道连成一定的网络形状，控制件的作用是控制和量测管道系统水流的流量和压力大小，如阀门、压力表、流量表等。天业滴灌系统常用的管道附件及其标准如下。

(1) 质量要求 管件一般为白色、灰色或黑色，也可根据供需双方协商确定其他颜色，但管件不应是透光的。管件表面应光滑，不允许有裂纹、气泡、脱皮和严重的冷斑、明显的杂质以及色泽不均、分解变色等缺陷。物理性能、力学性能应符合表 6-26 和表 7-27。

表 6-26 管件物理性能表

性能	指标	试验方法
密度	1 350 ~ 1 460kg/m <sup>2</sup>	GB 1033
维卡软化温度	≥72℃	GB 8802
吸水性	≤40g/m <sup>2</sup>	GB 9645
烘箱试验	均无任何起泡或拼缝线开裂现象	GB 8803

表 6-27 管件力学性能表

性能	指标	试验方法
坠落试验	全部试样无破裂	GB 8801
液压试验	不渗漏	

(2) 规格型号

①干管附件。

a. 90°弯头：φ90、φ110、φ160、φ200、φ250

b. 正三通：φ90、φ110、φ160、φ200、φ250

c. 管箍：φ90、φ110、φ160、φ200、φ250

d. 异径三通：φ110×63×110、φ160×90×160、φ160×110×160、φ200×110×200、φ200×160×200、φ250×160×250

e. 异径接头：φ90×63、φ110×63、φ110×90、φ160×110、φ200×160、φ250×200

f. 平承法兰:  $\phi 90$ 、 $\phi 110$ 、 $\phi 160$ 、 $\phi 200$

g. 管堵:  $\phi 63$ 、 $\phi 110$ 、 $\phi 160$

h. 蝶阀:  $\phi 90$ 、 $\phi 110$ 、 $\phi 160$ 、 $\phi 200$ 、 $\phi 250$

②支管与干管连接的管件。天业滴灌系统的干管为埋管,支管为地面铺设,干管通过增接口上安装出地管(出地管为 $\phi 63$ 或 $\phi 75$ PVC管,两头粘外丝)与支管连接,其主要管件有以下几种:

a. 增接口:  $\phi 110 \times 63$ 、 $\phi 110 \times 75$ 、 $\phi 160 \times 63$ 、 $\phi 160 \times 75$ 、 $\phi 200 \times 63$ 、 $\phi 200 \times 75$

b. 外丝:  $\phi 50$ 、 $\phi 63$ 、 $\phi 75$

c. PVC球阀:  $\phi 1''$ 、 $\phi 1.5''$ 、 $\phi 2''$ 、 $\phi 2.5''$

d. 三通

Ⅰ. 中心阳螺纹快接三通(与厚壁支管连接):  $\phi 63 \times 2'' \times 63$ 、 $\phi 75 \times 2.5'' \times 75$

Ⅱ. 中心阳螺纹承插三通(与薄壁支管连接):  $\phi 63 \times 2'' \times 63$ 、 $\phi 75 \times 2.5'' \times 75$

Ⅲ. 中心阴纹三通:  $2''_{\text{阳}} \times 2''_{\text{阴}} \times 2''_{\text{阳}}$ 、 $2.5''_{\text{阳}} \times 2.5''_{\text{阴}} \times 2.5''_{\text{阳}}$

e. 阳螺纹快接直通(与厚壁支管连接):  $\phi 63 \times 2''$ 、 $\phi 75 \times 2.5''$

f. 阳螺纹承插直通(与薄壁支管连接):  $\phi 63 \times 2''$ 、 $\phi 75 \times 2.5''$

g. 弹簧卡:  $\phi 32$ 、 $\phi 40$ 、 $\phi 63$ 、 $\phi 75$

h. 快接直通(厚壁支管用):  $\phi 32$ 、 $\phi 40$ 、 $\phi 63$ 、 $\phi 75$

i. 堵头(厚壁支管用):  $\phi 63$ 、 $\phi 75$

③支管与辅管的连接件。

a. 鞍座(厚壁支管用):  $\phi 63 \times 1''_{\text{阳}}$ 、 $\phi 75 \times 1.5''_{\text{阳}}$

b. 中心阳螺纹承插三通(薄壁支管和辅管用):  $\phi 63 \times 1'' \times 63$ 、 $\phi 75 \times 1.5'' \times 75$

c. 中心阳螺纹快接三通(厚壁支管和辅管用):  $\phi 32 \times 1'' \times 32$ 、 $\phi 40 \times 1.5'' \times 40$

④辅管与毛管连接。

a. 按扣三通:  $\phi 16 \times 16 \times 16$

b. 堵头(厚壁辅管用):  $\phi 32$ 、 $\phi 40$

### 三、膜下滴灌系统的规划设计

1. 滴灌系统规划原则与内容 规划是滴灌系统设计的前提,它制约着滴灌工程投资、效益和运行管理等多方面指标,关系到整个滴灌工程的质量优劣及其合理性,是决定滴灌工程成败的重要工作之一。因此,一个滴灌工程在实施之前应进行细致的研究和精心的规划。

#### (1) 规划的基本原则

①滴灌工程的规划应与农田基本建设规划相结合。因此,必须与当地农业区划、农业发展规划、水利规划及农田基本建设规划相适应,特别是应与低压管道输水灌溉等灌水技术相结合统筹安排。综合考虑与规划区域内沟、渠、林、路、输电线路、水源等布置的关系,考虑多目标综合利用,充分发挥已有水利工程的作用。



②近期需要与远景发展规划相结合。根据当前经济状况和今后农业发展的需要,把近期安排与长远发展规划结合起来,讲求实效,量力而行。根据人力、物力和财力,做出分期开发计划。

③滴灌工程规划应综合考虑工程的经济、社会和生态效益。滴灌工程的最终用户是农民,目前我国农村经济相对落后,能否为农民带来实效应是滴灌工程建设的基本出发点。同时,为了水资源的可持续利用和农业的可持续发展,滴灌工程的社会和生态效益也是至关重要的。因此,充分发挥滴灌技术节水、节支、增效、节约劳力,提高劳动生产率,减轻农民的劳动强度,增加农产品产量,改善产品品质等优势,把滴灌的经济效益、社会效益和生态效益很好地结合起来,使滴灌工程的综合效益最大,是滴灌工程规划的目标。

## (2) 规划的内容

①勘测收集基本资料。

②论证工程的必要性和可行性。

③确定工程的控制范围和规模。

④选择适当的取水方式。根据水源条件,选择引水到高位水池、提水到高位水池、机井直接加压、地面蓄水池配机泵加压等滴灌取水方式。

⑤滴灌系统选型。要根据当地自然条件和经济条件,因地制宜地从技术可行性和经济合理性方面选择系统形式、灌水器类型。

⑥工程布置。在综合分析水源加压形式、地块形状、土壤质地、作物种植密度、种植方向、地面坡度等因素的基础上,确定滴灌系统的总体布置方案。

⑦做出工程概算。

## (3) 资料的收集

①地理位置与地形资料。该部分资料应包括系统所在地区经纬度、海拔高度、自然地理特征、总体灌区图、地形图,图(比例尺一般用 $1/1\ 000 \sim 1/5\ 000$ )上应标明灌区内水源、电源、动力、道路等主要工程的地理位置。

②土地与工程地质资料。包括土壤类别及容重、土层厚度、土壤 pH、田间持水量、饱和含水量、永久凋萎系数、渗透系数、土壤结构、含盐量(总盐与成分)及肥力(有机质含量、肥分)等情况和氮、磷、钾含量、地下水埋深和矿化度。

③水文与气象资料。包括年降水量及分配情况,多年平均蒸发量、月蒸发量、平均气温、最高气温、最低气温、湿度、风速、风向、无霜期,日照时间、平均积温、冻土层深度等。

④农作物资料。收集灌区种植作物的种类、种植比例、株行距、种植方向、日最大耗水量、生长期、种植面积、原有的高产农业技术措施、产量及灌溉制度等。

⑤水源与动力情况。河流、水库、机井等均可作为滴灌水源,但滴灌对水质要求很高,选择滴灌水源时,首先应分析水源种类(井、河、库、渠)、可供水量及年内分配、水资源的可开发程度,并对水质进行分析,以了解水源的泥砂、污物、水生物、含盐量、悬浮物情况和 pH 大小,以便针对水源的水质情况,采取相应的过滤措施,防止滴

灌系统堵塞。其次必须调查水源平、枯、丰不同水文年的水量及机井的动静水位、现有动力、电力及水利机械设备等情况，以确定滴灌规模。

⑥社会经济状况及农业发展规划方面的基本资料。

## 2. 滴灌系统的布置

(1) 控制面积的确定 设计时应该首先进行水量平衡计算，以确定合理的控制面积。水源为机井时，应根据机井出流量确定最大可能的控制面积。水源为河、塘、水渠时，应同时考虑水源水量和经济两方面的因素确定最佳控制面积，目前渠水滴灌工程一个首部控制的灌溉面积一般为  $66.7 \sim 133.3 \text{hm}^2$  (1 000 ~ 2 000 亩)，根据以往设计经验，较为经济的控制面积为  $66.7 \text{hm}^2$  (1 000 亩)，最好不要超过  $100 \text{hm}^2$  (1 500 亩)，而且大多数是灌溉单一作物。

①在水源供水流量稳定且无调蓄能力时，可用下式确定滴灌面积：

$$A = \frac{\eta Q t}{10 I_a}$$

式中  $A$ ——可灌面积 ( $\text{hm}^2$ )；

$Q$ ——可供流量 ( $\text{m}^3/\text{h}$ )；

$I_a$ ——设计供水强度， $I_a = E_a - P_0$  ( $\text{mm}/\text{d}$ )；

$E_a$ ——设计耗水强度 ( $\text{mm}/\text{d}$ )；

$P_0$ ——有效降雨量 ( $\text{mm}/\text{d}$ )；

$t$ ——水源每日供水时数 ( $\text{h}/\text{d}$ )；

$\eta$ ——灌溉水利用系数。

②在水源有调蓄能力且调蓄容积已定时，可按按下式确定滴灌面积：

$$A = \frac{\eta K V}{10 \sum I_i T_i}$$

式中  $K$ ——塘坝复蓄系数， $K = 1.0 \sim 1.4$ ；

$\eta$ ——蓄水利用系数， $\eta = 0.6 \sim 0.7$ ；

$V$ ——蓄水工程容积 ( $\text{m}^3$ )；

$I_i$ ——灌溉季节各月的毛供水强度 ( $\text{mm}/\text{d}$ )；

$T_i$ ——灌溉季节各月的供水天数 ( $\text{d}$ )。

(2) 总体布置 规划阶段工程布置主要是确定灌区具体位置、面积、范围及分区界限；确定水源位置，对沉淀池、泵站、首部等工程进行总体布局；合理布设主干管线。地形状况和水源在灌区中的位置对管道系统布置影响很大，一般应将首部枢纽与水源工程布置在一起。天业滴灌系统根据水源位置及系统规模大小，其管道一般分为四级或五级，即：干管、支管、(辅管)、毛管或主干管、分干管、支管、(辅管)、毛管。分干管布置在条田中间，支管垂直于种植方向，与分干管呈鱼骨式布置，辅管与支管平行布置，毛管垂直于辅管两侧呈鱼骨式布置，毛管与作物种植方向一致。干管埋入地下  $\geq 80 \text{cm}$ ，在管道起伏的高处、顺坡管道上端阀门的下游、逆止阀的上游均应设置进排气阀，管道末端设排水闸阀，可将余水排入渗井或排水渠。支管、辅管和毛管铺设于地

面，支管通过出地管与干管相连，毛管铺在地膜下与播种同步进行。

①灌区范围的确定。根据工程建设方的要求和行政区划及土地的具体情况，结合滴灌技术的特点，选定滴灌工程的位置，并确定滴灌面积、范围及灌区的界限。

②水源工程的布置。沉淀池、泵站、蓄水池、首部枢纽等统称为滴灌水源工程。在布置水源工程时，一个重要的影响因素是水源的位置和地形。当有几个可用的水源时，应根据水源的水量、水位、水质以及滴灌过程的用水要求进行综合考虑。通常在满足滴灌水量、水质需要的条件下，优先选择距灌区最近的水源，以便减少输水干管的投资。在平原地区利用井水作为滴灌的水源时，应尽可能地将井打在灌区中心。蓄水和供水建筑物的位置应根据地形地质条件确定，必须有便于蓄水的地形和稳固的地质条件，并尽可能使输水距离短。在有条件的地区尽可能利用地形落差发展自压滴灌。为了节省能源可以一级或多级提水灌溉，并应经过技术经济比较确定。在需建沉淀池的灌区，可以与蓄水池结合修建。

③系统首部枢纽和输水干管的布置。系统首部枢纽通常与水源工程布置在一起，但若水源工程距离灌区较远，也可单独布置在灌区附近或灌区中间，以便于操作和管理。

### (3) 管网的布置

①滴灌管网布置应遵循下列原则。

a. 符合滴灌工程总体要求，井灌区的管网宜以单井控制灌溉面积作为一个完整系统。渠灌区应根据作物布局、地形条件，地块形状等分区布置，尽量将压力接近的地块分在同一个系统。

b. 规划时首先确定出地管、给水栓的位置。给水栓的位置应当考虑到耕作方便和灌水均匀。给水栓纵向的间距一般在 100 ~ 150m 之间；横向间距一般按 200 ~ 300m 布置；使管道总长度短，管道顺直，水头损失小，总造价低而管理运用方便，少穿越其他障碍物。

c. 输配水地埋固定管道应尽可能布设在坚实的基础上，尽量避开填方区以及可能发生滑坡或受山洪威胁的地带。若管道因地形条件限制，必须铺设在松软地基或有可能发生不均匀沉陷的地段，则应对管道地基进行处理。

d. 据水源和灌溉田块情况，输配水管网，一般输配水管道沿地势较高位置布置，支管垂直于作物种植行布置，毛管顺作物种植行布置。在平原地区可采用环状管网或树状管网，其各级管道应尽量采取两侧分水的布置形式；在山区丘陵地区宜采用树状管网，其主要管道应尽量沿山脊布置，以尽量减少管道起伏。地形复杂需要采用改变管道纵坡布置时，管道最大纵坡不宜超过 1:1.5，而且应小于或等于土壤的内摩擦角，并在其拐弯处或直管段超过 30m 时设置镇墩。固定管道的转弯角度应大于 90°。埋设深度一般应在冻土层深度以下，若入冬前能保证放空管内积水，则可适当浅埋。

e. 输配水管网的进口设计流量和设计压力，应根据灌溉管道系统所需要的设计流量和大多数配水管道进口所需要的设计压力确定。若局部地区供水压力不足，而提高全系统压力又不经济，应采取增压措施，若部分地区供水压力过高，则可结合地形条件和供水压力要求，设置压力分区，采取减压措施，或采取不同等级的管材和不同压力要求

的灌水方法，布置成不同的灌溉系统。在进行各级管道水力计算时，应同时验算各级管道产生水锤的可能性以及水锤压力的大小值，以便采取水锤防护措施。特别是在管道纵向拐弯处，应检查是否可能产生真空，导致管道破坏，应在管道规定压力中预留 2~3m 水头的余压。

f. 输配水管网各级管道进口必须设置节制阀；分水口较多的配水管道，每隔 3~5 个分水口设置一个节制阀。管道最低处应设置退水泄水阀，各用水单位都应安设独立的配水口和闸阀，并应设置压力和流量装置，在水泵出口闸法的下游，压力池放水阀的下游以及可能产生水锤负压或水柱分离的管道处，应安装进气阀；在管道的驼峰处或管道最高处应安装排气阀，在水泵逆止阀的下游或闸阀的上游管道处应安装防止水锤的防护装置。

g. 管网布置尽量平行与沟、渠、路、林带，顺田间生产路和地边布置，以利耕作和管理。

h. 尽量利用地形落差实施重力输水。

i. 避免干扰输油、输气管道及电讯线路等。

i. 应尽可能发挥输配水管网综合利用的功能，把农田灌溉与农村供水以及水产、环境美化相结合，使输配水管网的效益达到最高。

②管网规划布置步骤。

a. 根据地形条件分析确定管网类型。

b. 确定给水栓和出地管的适宜位置。

c. 按管道总长度最短原则，确定管网中各级管道的走向与长度。

d. 在纵断面图上标注各级管道桩号、高程、给水装置、保护设施、连接管件及附属建筑物的位置。

e. 对各级管道、管件、给水装置等，列表分类统计。

③管网布置。管网布置之前，首先根据适宜的地块长度和给水栓供水方式确定给水栓间距，然后根据经济分析结果将给水栓连接而形成管网。一般滴灌系统输水管网采用固定式管网，其布置形式主要采用树状管网，依据水源的种类和位置以及管网类型不同，其布置形式有如下几种。

水源位于田块一侧，树状管网一般呈“一”形、“T”形、和“L”形。这三种布置形式主要适用于控制面积较小的井灌灌区，一般控制面积为 10~33.3hm<sup>2</sup>（150~500 亩），如图 6-6、图 6-7。

水源位于田块一侧，控制面积较大，一般为 40~100hm<sup>2</sup>（600~1500 亩）。地块成方形或长方形，作物种植方向与灌水方向相同或不相同时可布置成梳齿形或丰字形，如图 6-8 所示。

水源位于田块中心，控制面积较大时，常采用“工”字形和长“一”字形树枝状管网布置形式如图 6-9、图 6-10 所示。

### 3. 系统设计参数的确定

#### (1) 基本参数

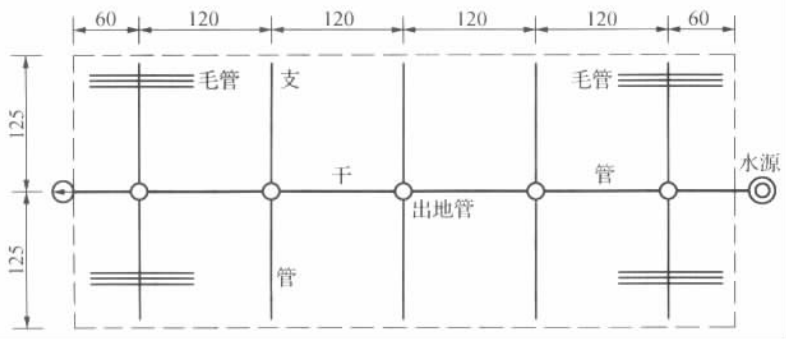


图 6-6 “一”字形布置

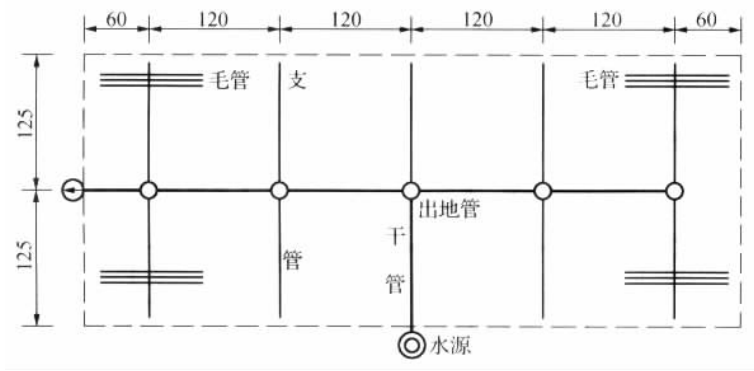


图 6-7 “T”形布置

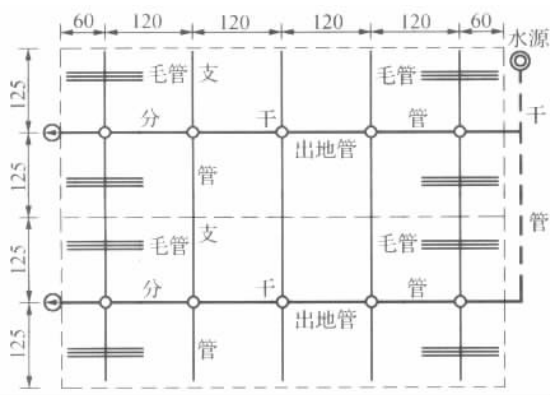


图 6-8 梳齿形布置

- ①设计保证率。应根据自然条件和经济条件确定，滴灌不应低于 85%。
- ②灌溉水的利用率应不低于 0.90。
- ③设计系统的日工作小时应根据不同水源和农业技术条件确定，一般不宜大于

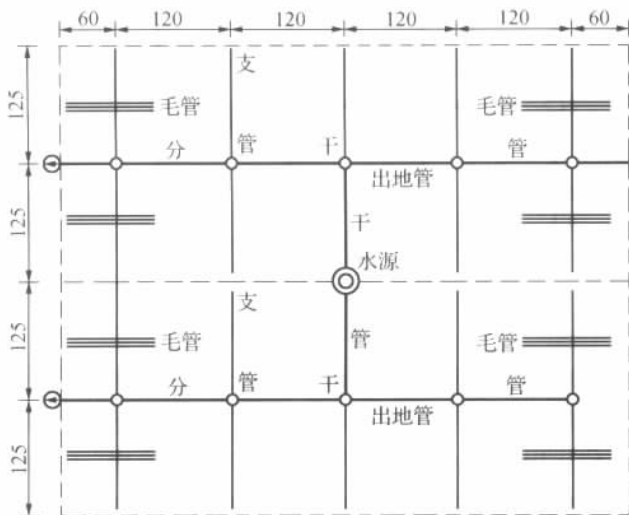


图 6-9 “工”形布置

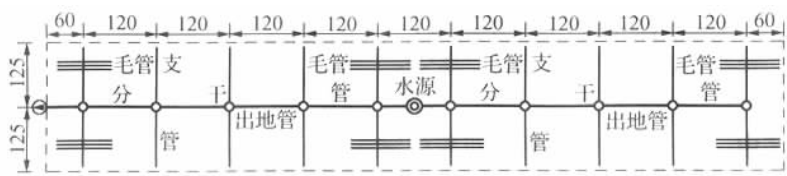


图 6-10 长“一”形布置

20h。

④滴头设计工作水头应取所选滴头的额定工作水头，或由滴头压力与流量关系曲线确定。灌水器的工作水头越高，灌水均匀度越高，但系统的运行费用越大。灌水器的设计工作水头应根据地形和所选用的灌水器的水力性能决定。单翼迷宫式滴灌带的工作压力最好在 0.05 ~ 0.1MPa 之间。

⑤滴灌设计土壤湿润比（ $P$ ） 设计土壤湿润比是指被湿润土体体积与计划土壤湿润层总土体体积的比值。湿润比的大小取决于作物、滴头流量、灌水量、滴头间距和毛管间距、土壤理化特性及地面坡度等因素。由于滴灌为点源三维入渗，数学模型复杂，且有很多近似假设，求解比较困难，最好通过田间试验确定。在工程规划设计时，湿润比常以地面以下 20 ~ 30cm 处的平均湿润面积与作物种植面积的百分比近似的表示。

a. 毛管为单行直线布置时，其湿润比可按下式计算：

$$P = \frac{0.785 D_w^2}{S_e \times S_l} \times 100\%$$

式中  $P$ ——地表以下 30cm 处湿润面积占作物种植面积的比（%）；

$D_w$ ——土壤水分水平扩散直径或湿润带宽度（m），它的大小取决于土壤质地、滴

头流量和灌水量大小；

$S_t$ ——毛管间距 (m)；

$S_e$ ——滴头间距 (m)。

b. 毛管、滴头绕树布置时：

$$P = \frac{nS_e S_w}{S_t S_r} \times 100\%$$

式中  $n$ ——一株果树下布置的滴头数；

$S_e$ ——滴头间距 (m)；

$S_w$ ——湿润带宽度 (m)；

$S_t$ ——果树株距 (m)；

$S_r$ ——果树行距 (m)。

⑥设计耗水强度 ( $E_a$ )。应采用作物耗水强度峰值，并应由当地试验资料确定，无实测资料时，对粮、棉、油等大田作物采用膜下滴灌时，根据本地情况  $E_a$  可在 3 ~ 6mm/d 之间选取。

⑦计划土壤湿润层深度 ( $Z$ )。不同作物不同生育阶段的计划湿润层深度不一样，根据各地的经验，各种作物的适宜土壤湿润层深度为：蔬菜 0.2 ~ 0.3m，大田作物 0.3 ~ 0.6m，果树 1.0 ~ 1.2m。一般而言，常规灌溉条件下上述作物的根系深度大于上述经验值，但其绝大多数的毛根分布于此深度内，因此没有必要根据主根深度来确定滴灌条件下的湿润深度。根据石河子垦区 6 年来对棉花根系发育情况的观测，沟灌棉花的主根深度一般都大于 60cm，但滴灌与沟灌棉花的毛根，有 80% 以上分布在地表下 30cm 土层以内，并且在此土层内滴灌比沟灌棉花的根系发生量高 25% ~ 35%。几年来的生产实践也证明，该垦区棉花的湿润层深度设计为 40cm 是可行的。

## (2) 灌溉制度

①设计灌水定额。应根据当地试验资料按下面公式之一计算

$$m = 0.1 \gamma Z P (\theta_{\max} - \theta_{\min}) / \eta$$

或 
$$m = 0.1 Z P (\theta'_{\max} - \theta'_{\min}) / \eta$$

式中  $m$ ——设计灌水定额 mm；

$\gamma$ ——土壤容重  $g/cm^3$ ，可根据表 6-28 选用；

$Z$ ——计划土壤湿润层深度 (m)；

$P$ ——湿润比 (%)；

$\theta_{\max}$ 、 $\theta_{\min}$ ——适宜土壤含水率上、下限 (占干土重的百分比)， $\theta_{\max}$  可取田间持水率的 90%， $\theta_{\min}$  可取田间持水率的 60%，可根据表 6-28 选用；

$\theta'_{\max}$ 、 $\theta'_{\min}$ ——适宜土壤含水率上、下限 (占土壤体积百分比)， $\theta'_{\max}$  可取田间持水率的 90%， $\theta'_{\min}$  可取田间持水率的 60%，可根据表 6-28 选用；

$\eta$ ——灌溉水利用系数。

上式求得的灌水定额为作物需水高峰期的值。

表 6-28 不同土壤的物理特性表

土壤质地	容重 ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	田间持水量		凋萎系数	
		重量 (%)	体积 (%)	重量 (%)	体积 (%)
沙土	1.45 ~ 1.80	16 ~ 20	26 ~ 32		
沙壤土	1.36 ~ 1.54	22 ~ 30	32 ~ 40	4 ~ 6	5 ~ 9
轻壤土	1.40 ~ 1.52	22 ~ 28	30 ~ 36	4 ~ 9	6 ~ 12
中壤土	1.40 ~ 1.55	22 ~ 28	30 ~ 35	6 ~ 10	8 ~ 15
重壤土	1.38 ~ 1.54	22 ~ 28	32 ~ 42	6 ~ 13	9 ~ 18
轻黏土	1.35 ~ 1.44	28 ~ 32	40 ~ 45	15	20
中黏土	1.30 ~ 1.45	25 ~ 35	35 ~ 45	12 ~ 17	17 ~ 24
重黏土	1.32 ~ 1.40	30 ~ 35	40 ~ 50		

②设计灌水周期。可按下式计算

$$T = (m/Ea) \eta$$

式中  $T$ ——设计灌水周期 (d);

$Ea$ ——设计耗水强度 (mm/d)。

按上式求得值为作物需水高峰期的灌水周期。

③一次灌水延续时间。

$$t = m \cdot Se \cdot Sr / (q_d \eta_d)$$

式中  $t$ ——一次灌水延续时间 (h);

$q_d$ ——设计滴头流量 (L/h)。

④灌水次数与灌水总量。灌水总量应由当地灌溉试验资料确定, 无试验资料时, 可根据当地的气象资料按彭曼法计算, 计算出总需水量后, 应根据作物各生育期的需水量确定不同时期的灌水定额及灌水周期, 确定总的灌水次数, 合理分配灌溉水量。

⑤盐碱地滴灌灌水定额。干旱半干旱地区特定的地质成因, 导致原生盐碱地广泛分布。浅层地下水矿化度高是次生盐碱化的物质基础, 强烈的蒸发为盐碱上移提供了动力条件, 水分蒸发, 盐碱在地表积累。采用膜下滴灌技术, 不仅可大大减少棵间蒸发, 抑制盐分上移, 而且在滴头湿润范围内形成一个较好的水盐环境, 有利于作物生长发育。

膜下滴灌水盐运移有两个过程: 一是滴水时, 耕作层盐分随水向周边迁移。滴灌是一个点源空间三维入渗, 土壤盐分也在水分溶解携带下向周边迁移, 这一过程是表土盐分淋洗脱盐过程。另一过程是停止滴水后, 土壤水分主要是在土壤势梯度、植物蒸腾、土壤蒸发作用下的再分布, 盐分也将随水而迁移, 在表土集盐。由于覆膜, 阻断了土壤水分与大气的直接联系, 从而抑制了土壤水的蒸发, 不仅增加了作物对水分的利用量, 而且也抑制或减缓了返盐过程, 滴灌灌水周期较短, 地表返盐现象较弱, 是盐碱地应用滴灌能够获得较高产量的基本原因。

盐碱地的灌溉制度包括灌水延续时间、滴水量、滴头流量、灌水定额、灌水周期和



灌溉定额，不仅取决于作物需水量，也取决于作物的耐盐度。一般以土壤饱和溶液的电导率进行盐分控制，各种作物适宜的电导率见表 6-29。

表 6-29 各种作物适宜的电导率表

作物	Ece (ds/m)
棉花	7.7
甜菜	7.0
大豆	5.0
桃	1.7
番茄	2.5
玉米	1.7
辣椒	1.5
蔬菜	2.0
葡萄	1.5
苹果	1.7
石榴	2.7

(3) 滴灌灌水均匀度

①滴灌均匀系数。水利部行业标准《微灌工程技术规范》规定，灌水器设计允许流量偏差率  $q_v$  应不大于 20%，设计灌水均匀度不应低于 0.95。

②灌水小区允许水头偏差。滴头工作水头偏差率  $h_v$ ，与流量偏差率  $q_v$  之间的关系可用下式表示：

$$h_v = \frac{q_v}{x} (1 + 0.12 \frac{1-x}{x} q_v)$$

式中  $x$ ——滴头流态指数。

灌水小区允许水头偏差按下式计算：

$$[\Delta H] = h_v \times h_d$$

式中  $[\Delta H]$ ——灌水小区允许水头偏差 (m)；

$h_d$ ——设计滴头工作水头 (m)。

4. 滴灌系统设计 滴灌系统的设计是以滴灌工程总体规划为基础进行的，其内容包括系统的布置，系统及各级管道设计流量的确定，管网的水力计算，以及泵站、沉淀池、首部的设计等，写出设计说明书，提出工程材料、设备及预算清单、施工和运行管理要求。

滴灌系统的布置通常是在地形图上作初步的布置，然后将初步布置方案带到实地与实际地形做对照，并进行必要的修正。滴灌系统的布置所用的地形图比例一般为 1/500 ~ 1/1 000。在灌区很小的情况下也可以在实际地形上进行布置，但应绘制滴灌系统布

置示意图。

由于首部枢纽的位置一般已在规划阶段确定，因此设计阶段主要是进行管网的布置。

(1) 滴头的选择 滴头选择是否恰当，直接影响工程的投资和灌水质量。设计人员应熟悉各种灌水器的性能和适用条件，考虑以下因素选择适宜的灌水器。

①作物种类和种植模式。不同的作物对灌水的要求不同，相同作物不同的种植模式对灌水的要求也不同。如条播作物，要求沿带状湿润土壤，湿润比高，可选用线源滴头；而对于果树等高大的林木，株、行距大，一棵树需要绕树湿润土壤，可用点源滴头。作物不同的株行距种植模式，对滴头流量、间距等的要求也不同。

②土壤性质。土壤质地对滴灌入渗的影响很大，对于沙土，可选用大流量的滴头，以增大土壤水的横向扩散范围。对于黏性土壤应用流量小的滴头，以免造成地面径流。

③工作压力及范围。任何滴头都有其适宜的工作压力和范围，应尽可能选用工作压力小、范围大的滴头，以减少能耗提高系统的适应性。

④流量压力关系。滴头流量对压力变化的敏感程度直接影响灌水的质量和水的利用率，应尽可能选用流态指数小的滴头。

⑤灌水器的制造精度。滴灌的均匀度与灌水器的精度密切相关，在许多情况下，灌水器的制造偏差所引起的流量变化，超过水力学引起的流量变化，应选用制造偏差系数小的滴头。

⑥对温度变化的敏感性。灌水器流量对水温反应的敏感程度取决于两个因素：灌水器的流态，层流型灌水器的流量随水温的变化而变化，而紊流型灌水器的流量受水温的影响小，因此在温度变化大的地区，宜选用紊流型灌水器。灌水器的某些零件的尺寸和性能易受水温的影响，例如压力补偿滴头所用的人造橡胶片的弹性，可能随水温而变化，从而影响滴头的流量。

⑦对堵塞、淤积、沉淀的敏感性。抗堵塞能力差的滴头，要求高精度的过滤系统，往往造成滴灌系统的造价及能耗大幅度增加，甚至会导致滴灌工程的报废。实践证明，单翼迷宫式薄壁非复用型滴灌带，抗堵塞能力较强，也避免了滴灌带重复使用造成的堵塞累加问题。

⑧成本与价格。一个滴灌系统有成千上万的灌水器，其价格的高低对工程投资的影响很大。设计时，应尽可能选择价格低廉的灌水器。目前天业公司生产的单翼迷宫式滴灌带，以价格低廉，大量推广使用。

## (2) 滴头的布置

①单行毛管直线布置。毛管顺作物行向布置，一行作物布置一条毛管，滴头安装在毛管上。这种布置方式适用于窄行密植作物和幼树。对于幼树，一棵树安装2~3个单口出水口滴头。对于窄行密植作物，可沿毛管等间距安装滴头。这种情形也可使用多孔毛管作灌水器，有时一条毛管控制若干行作物（图6-11）。

②双行毛管平行布置。当滴灌高大作物时，可采用双行毛管平行布置的形式，沿树行两侧布置两条毛管，每株树两边各安装2~4个滴头。这种布置形式使用的毛管数量

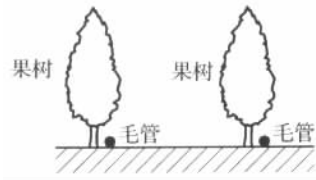


图 6-11 单行毛管直线布置图



较多 (图 6-12)。

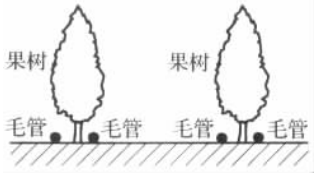


图 6-12 双行毛管平行布置

③单行毛管环状布置。当滴灌成龄果树时，可沿一行树布置一条输水毛管，围绕每一棵树布置一条环状灌水，其上安装 5~6 个单出水口滴头。这种布置形式由于增加了环状管，使毛管总长度大大增加，因而增加了工程费用 (图 6-13)。

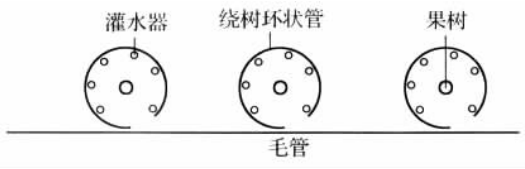


图 6-13 单行毛管环状布置

以上各种布置方式中毛管均沿作物行向布置，在山丘区一般采用等高种植，故毛管是沿等高线布置的。对于果树，滴头 (或滴水点) 与树干的距离通常为树冠半径的  $2/3$ 。

毛管的长度直接影响灌水的均匀度和工程费用，毛管长度越大，支管间距越大，支管数量越少。工程投资越少，但灌水均匀度降低。因此，布置的毛管长度应控制在允许的最大长度以内，而允许的最大毛管长度应满足设计均匀的要求，并由水力计算确定。

④大田作物滴灌毛管的布置形式。大田棉花、番茄膜下滴灌毛管的布置形式，经过新疆各地不断的实践和探索，已形成一膜两管四行 (一幅地膜布置两条滴灌带种植四行作物)、一膜一管四行、机械采棉等布置方式。在种植模式上也作了大量的实验，在不同宽度地膜上进行试验，地膜的宽度从 0.7~2.3m 膜宽都作了试验，试验结果都很成功。几种大田膜下滴灌作物种植模式及毛管布置形式如图 6-14、图 6-15、图 6-16 所示。

(3) 系统工作制度及设计流量的确定

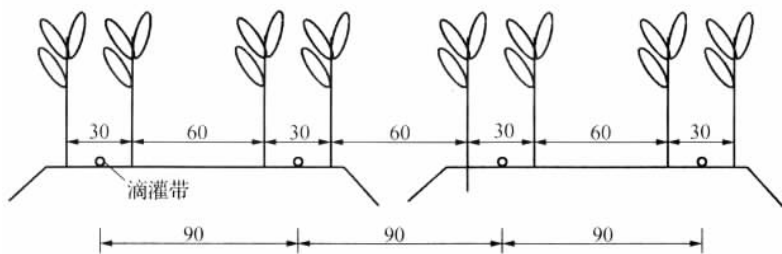


图 6-14 一膜两管四行布置图 (单位: cm)

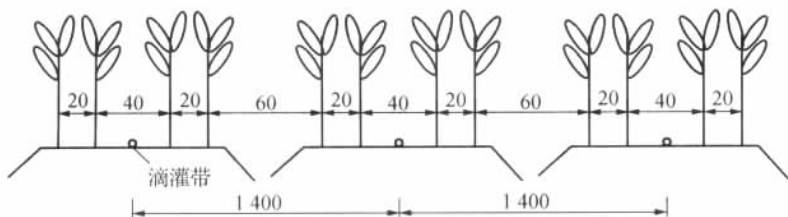


图 6-15 一膜一管四行布置图 (单位: cm)

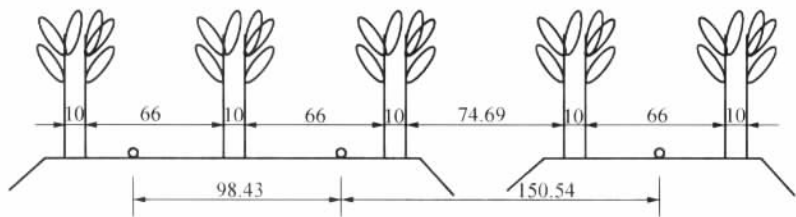


图 6-16 机械采棉毛管布置图 (单位: cm)

①系统工作制度。滴灌系统的工作制度通常分为续灌、轮灌和随机供水三种情况。不同的工作制度要求系统的流量不同,因而工程费用也不同,在确定工作制度时,应根据作物种类,水源条件和经济状况等因素做出合理选择。

a. 续灌 续灌是对系统内全部管道同时供水,灌溉面积内所有作物同时灌水的一种工作制度。它的优点是每株作物都能得到适时灌水,灌溉供水时间短,有利于其他农事活动的安排。缺点是干管流量大,增加工程的投资和运行管理费用;设备的利用率低,在水源流量小的地区,可能缩小灌溉面积。因此,在灌溉面积小的灌区,种植单一的作物时可采用续灌的工作制度。

b. 轮灌 较大的滴灌系统为了减少工程投资,提高设备利用率,增加灌溉面积,通常采用轮灌的工作制度。一般是将干管、支管分成若干组,由于干管轮流向支管供水,支管轮流向辅管或同时向毛管供水,一条支管(辅管)所控制的面积为一个灌水小区,由若干个小区构成一个轮灌组。

c. 划分轮灌组的原则 轮灌组的数目根据水源流量和各级管道的经济管径、输水能力和作物的需水要求确定，同时使水源的水量与计划灌溉的面积相协调，一般可由下式计算：

$$N \leq CT/t$$

式中  $N$ ——轮灌组的数目，以个表示；

$C$ ——系统一天的运行小时数，一般  $C$  为 18~22h；

$T$ ——灌水时间间隔（周期）(d)；

$t$ ——一次灌水延续时间 (h)。

实践表明，轮灌组过多，会造成运行管理不便和各农户的用水矛盾，按上式计算的  $N$  值为允许的最多轮灌组数，设计时应根据具体情况确定合理的轮灌组数目。

划分轮灌组时，应使每个轮灌组的面积和流量尽量接近，以使系统工作稳定，水泵高效率运行，减少能耗。

轮灌组的划分应照顾农业生产责任制和田间管理的要求。一个轮灌组包括若干片责任地，尽可能减少农民之间的用水矛盾，并使灌水与其他农业技术措施得到较好的配合。

轮灌组的控制范围宜集中连片，顺序最好是由下而上或由上而下分组轮灌，以方便系统的运行管理。有时，为了减少输水干管的流量，也可采用插花操作的方法划分轮灌组。

## ② 设计流量的确定。

a. 毛管设计流量 毛管的流量等于毛管上各滴头流量之和即：

$$Q_{\text{毛}} = \sum_{i=1}^n q_i \approx N_d q_d$$

式中  $Q_{\text{毛}}$ ——单侧毛管的总流量；

$N_d$ ——毛管滴头个数；

$q_d$ ——滴头设计流量。

b. 辅管的设计流量 辅管的流量等于辅管上各毛管的流量和，若辅管两侧毛管长度相同，辅管流量可按下式近似计算：

$$Q_{\text{辅}} = 2N_{\text{毛}} Q_{\text{毛}}$$

式中  $N_{\text{毛}}$ ——辅管上单侧毛管条数。

c. 支管的设计流量 支管的设计流量为支管上一次开启的辅管流量之和。

$$Q_{\text{支}} = N_{\text{辅}} Q_{\text{辅}} \quad \text{或} \quad Q_{\text{支}} = 2N_{\text{毛}} Q_{\text{毛}}$$

式中  $N_{\text{辅}}$ ——支管上同时工作的辅管数目。

d. 干管的设计流量 该干管上各支管流量之和最大的一组，当干管较长时，应逐段取不同的设计流量。

$$Q_{\text{干}} = N_{\text{支}} Q_{\text{支}}$$

式中  $N_{\text{支}}$ ——干管上同时工作的支管数目。

## (4) 管网水力计算及设计

## ①毛管设计。

a. 滴灌带的选型 毛管的设计, 就是选择滴灌带型号, 确定其长度, 计算水头损失。应根据不同的土壤性质、作物种类, 在表 6-18 中选择合理型号的滴灌带。不同类型土壤, 其水的垂直入渗能力和横向扩散能力不同, 沙性土壤应选择滴头流量大, 间距小的滴灌带, 黏性土壤应选择滴头流量小, 间距大的滴灌带。地形高差大的农田和果树宜选用管上式(补偿滴头)滴灌管。

## b. 水平毛管极限滴头个数的确定

$$N_m = INT \left[ \frac{5.446 (\Delta h_2) d^{4.75}}{kSq_d^{1.75}} \right]^{0.364}$$

式中  $N_m$ ——毛管的极限分流孔数;

$[\Delta h_2]$ ——毛管的允许水头差,  $[\Delta h_2] = \beta_2 [\Delta h_2]$ ,  $\beta_2$  应经过技术经济比较确定, 对于平地  $\beta_2$  可取 0.55 (m);

$[\Delta h]$ ——灌水小区允许水头差 (m);

$d$ ——毛管内径 (mm);

$k$ ——水头损失扩大系数, 一般为 1.1~1.2;

$q_d$ ——滴头设计流量 (L/h)。

c. 均匀坡毛管极限滴头个数的确定。坡地铺设的毛管极限滴头个数计算比较复杂, 可参照《微灌工程技术规范》附录 C 所介绍的方法及公式进行计算确定。

d. 确定毛管极限长度 ( $L_m$ )

$$L_m = N_m \times S_e$$

根据毛管极限长度及条田的实际情况可确定毛管的实际铺设长度。

e. 确定毛管的沿程水头损失  $h_{毛}$  (多孔管)

$$h_{毛} = \frac{fSq_d^m}{d^b} \left[ \frac{(N+0.48)^{m+1}}{m+1} - N^m \left( 1 - \frac{S_0}{S_e} \right) \right]$$

式中  $f$ 、 $m$ 、 $b$ ——分别为摩阻系数, 流量指数和管径系数, 可由表 6-30 查得;

$N$ ——出水孔个数;

$S_0$ ——进口至首孔的间距 (m)。

f. 确定毛管局部水头损失。当参数缺乏时, 毛管局部水头损失可按沿程水头损失的 10%~20% 计算。

## ②辅管、支管设计。

a. 辅管、支管的选型。天业滴灌系统常用支管和辅管规格已在前面表 6-17 和表 6-18 中列出, 可根据条田宽度和地形坡度等因素, 选择合理的支管和辅管规格。一般对于坡度较小的条田, 可选用薄壁支管和辅管, 对于坡度较大的条田, 可选用厚壁支管和辅管。

b. 确定经济管径。辅管的长度和管径应根据其水头损失来确定, 辅管水头损失与毛管水头损失之和不应大于灌水小区允许水头差。支管的长度根据条田宽度确定, 其管径应根据辅管所需压力进行经济技术比较确定。也可根据经济流速  $V = 1.0 \sim 1.5$  (m/s)

来确定经济管径，或根据经济水力坡度  $I = 0.03 \sim 0.06$  用下式计算：

$$D = 10.88 \times \frac{Q^{0.37}}{I^{0.27}}$$

式中  $D$ ——管内径 (mm)；

$Q$ ——管设计流量 ( $\text{m}^3/\text{h}$ )；

$I$ ——经济水力坡度， $I = 0.03 \sim 0.06$ 。

c. 支管、辅管沿程水头损失的计算。对于有辅助支管的滴灌系统，支管沿程水头损失计算至最后一个给水阀，当只开一条或两条辅管时，其沿程水头损失计算公式为：

$$h_{\text{支}} = \frac{fQ^m}{d^b}L$$

支管的铺设长度  $L$ ，在系统分析的基础上，用线性规划或动态规划的方法确定支管的水头损失  $h_{\text{支}}$ ，然后反推算出管长  $L$ 。

式中  $f$ 、 $m$ 、 $b$  的值可由表 6-30 中查得。

表 6-30 管道沿程水头损失计算系数、指数表

管 材		$f$	$m$	$b$	
硬塑料管		0.464	1.77	4.77	
微灌用 聚乙烯管	$d > 8\text{mm}$	0.505	1.75	4.75	
	$D \leq 8\text{mm}$	$Re > 2\ 320$	0.595	1.69	4.69
		$Re \leq 2\ 320$	1.75	1	4

当支管上开启的辅管条数  $\geq 3$  或无辅管时，支管应按多孔管计算。辅管为多孔管，其沿程水头损失的计算方法与毛管相同。

d. 支管局部水头损失。当参数缺乏时，局部水头损失可按沿程水头损失的 5% ~ 10% 计算。

f. 薄壁支管水头损失计算。薄壁软管目前还没有统一的国家标准，其沿程阻力系数和沿程水头损失不仅取决于雷诺数、流量及管径，而且明显受工作压力影响，此外还与软管铺设地面的平整程度及软管的顺直状况等有关。在工程设计中，软管沿程水头损失通常采用塑料硬管计算公式计算后再乘以一个系数，该系数根据软管布置的顺直程度及地面的平整程度取 1.1 ~ 1.5。

③ 干管的设计。干管的设计任务是按最不利的管线从下而上，自远而近计算水头损失及向各个支管输送的流量和支管的工作压力，来选择干管各管段长度、管径和公称压力。干管水头损失的计算公式与支管相同，其各管段管径应根据运行费用和一次性投资，进行技术经济比较确定。也可按支管经济管径的计算方法进行确定。

a. 干管的沿程和局部水头损失计算。干管的作用是将灌溉水输送并分配给支管。其水力计算按两个阶段进行，首先按最不利的轮灌组从下而上计算水头损失，以确定各段干管的直径和干管进口水头。由于干管上的分水口间距大，以分水口分段，自下而上

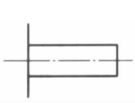
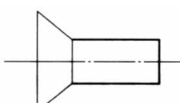




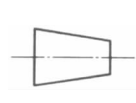
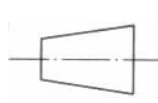

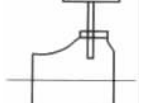




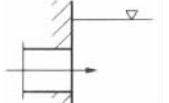
逐段按沿程无分流管计算水头损失。干管局部损失可根据各个部件类型的局部水头损失逐个计算，待系统水泵型号选定、确定干管入口的工作水头后，再由上而下逐段计算其他轮管组工作条件下支管分水口处的干管压力。

$$\text{沿程水损} \quad h_{\text{干}} = \frac{fQ^m}{d^6}L$$

$$\text{局部水损} \quad h_{\text{干}} = \frac{\sum \zeta v^2}{2g}$$

式中  $\zeta$  为局部水头损失系数，可由表 6-31 查得。

表 6-31 局部水头损失系数表

直角状进口	喇叭状进口	滤网	滤网带底阀	90°弯头（焊接）
				
0.5	0.2	2~3	5~8	0.2~0.3 (加 5%)
45°弯头（焊接）	渐细接头	渐粗接头	逆止阀	闸阀全开
				
0.1~0.15 加 (50%)	0.1	0.25	1.7	0.1~0.5
直流三通	折流三通	分流三通	直流分支三通	出口
				
0.1	1.5	1.5	0.1~1.5	0.1

b. 水锤压力验算与防护。滴灌专用 PVC 管材可不进行水锤压力验算。其他管材当关阀历时大于 20 倍水锤相长时，也可不验算关阀水锤。直接水锤的压力水头增加值应按下式计算：

$$\Delta H = C\Delta V/g$$



$$C = \frac{1435}{\sqrt{1 + \frac{2100(D-e)}{E_s e}}}$$

式中  $\Delta H$ ——直接水锤的压力水头增加值 (m);

$C$ ——水锤波在管中的传播速度 (m/s);

$g$ ——重力加速度 ( $m/s^2$ );

$D$ ——管道外径 (mm);

$e$ ——管壁厚度 (mm);

$E_s$ ——管材的弹性模量 (MPa), 聚氯乙烯管为  $E_s = 250 \sim 300\text{MPa}$ , 高密度聚乙烯管为  $E_s = 750 \sim 850\text{MPa}$ , 低密度聚乙烯管为  $E_s = 180 \sim 210\text{MPa}$ 。

当计入水锤后的管道工作压力不大于塑料管道 1.5 倍允许压力或超过其他管材的试验压力时, 应采取水锤防护措施。

#### (5) 首部枢纽设计

①水源过滤及施肥设备选型。应根据水源水质和滴头抗堵塞能力选择过滤设备型号, 由于流道设计上的差异, 各种灌水器对水质的要求不同。根据天业技术中心的试验, 几种常用滴灌带对水源的物理过滤精度要求如下:

单翼迷宫式滴灌带  $\geq 120$  目

内镶式滴头  $\geq 200$  目

压力补偿式滴头 (锥型阀芯)  $\geq 180$  目

不同的水质处理方式也不同, 一般而言, 井水较清澈, 用一级筛网过滤器即可, 若有涌砂现象, 可加一级离心过滤器。含有水藻、鱼卵、漂浮物的地表水, 一般选用砂石过滤器 + 筛网过滤器的两级过滤方式。含有较多泥沙的地表水除配置过滤器外, 还应修建沉淀池。化学堵塞是比较难处理的, 特别是硬质水, 在高温条件下钙、镁离子会吸附、沉积在流道内, 造成堵塞, 处理费用较高。一般大田使用的滴灌带最好选用薄壁型的一年一次性使用产品, 一方面初期一次性工程造价低, 另一方面避免多次重复使用累积形成的长期沉积、沉淀堵塞问题, 同时也避免重复使用, 接头太多而造成的机械铺设困难。

若已知灌溉水中各种污物的含量, 则可根据以下条件选配过滤设备:

a. 当灌溉水中无机物含量小于  $10\text{mg/kg}$  或粒径小于  $80\mu\text{m}$  时, 宜选用砂石过滤器或筛网过滤器。

b. 灌溉水中无机物含量在  $10 \sim 100\text{mg/kg}$  之间, 或粒径在  $80 \sim 500\mu\text{m}$  之间时, 宜先选用离心过滤器或筛网过滤器作初级处理, 然后再选用砂石过滤器。

c. 灌溉水中无机物含量大于  $100\text{mg/kg}$  或粒径大于  $500\mu\text{m}$  时, 应使用沉淀池 (见沉淀池设计) 或离心过滤器作初级处理, 然后再选用筛网或砂石过滤器。

d. 灌溉水中有机污物含量小于  $10\text{mg/kg}$  时, 可用砂石过滤器或筛网过滤器。

f. 灌溉水中有机污物含量大于  $100\text{mg/kg}$ , 应选用初级拦污筛作第一级处理, 再选用筛网或砂石过滤器。

根据上述原则选择过滤设备类型后,再根据系统流量,即可在表 6-20 至表 6-24 中选择过滤设备的型号。

②施肥罐选择。根据设计流量和灌溉面积的大小,灌溉作物所需肥料和化学药物的性质,在表 6-25 中选择合适的施肥罐。

(6)水泵选型及动力配套 滴灌系统所需要的水泵型号应根据滴灌系统的设计流量和系统总扬程确定。滴灌系统设计流量等于同时工作的毛管流量之和,即:

$$Q_{\text{总}} = \sum_{i=1}^n Q_{\text{毛}}$$

系统的总扬程可由下式确定:

$$H_{\text{总}} = H_{\text{滴}} + \sum \Delta h_i + \sum \Delta h + \Delta Z$$

式中  $H_{\text{总}}$ ——系统总扬程 (m);

$H_{\text{滴}}$ ——滴头工作压力 (m);

$\sum \Delta h_i$ ——水泵、阀门、施肥罐、过滤器、监控仪表的局部水头损失之和 (m);

$\sum \Delta h$ ——设计参考点至干管进口处各级管道水头损失之和 (m);

$\Delta Z$ ——设计参考点高程与水源水面高程之差 (m)。

根据计算出的滴灌系统设计流量和扬程,查选定的水泵生产厂家的水泵技术参数表,选出合适的水泵及配套动力。

(7)沉淀池设计 随着微灌技术在新疆的推广,渠水利用越来越引起人们的重视。渠水中含有两类容易堵塞灌水器的杂质:一类是藻类、水生物和漂浮物;另一类是悬浮泥沙。当水中泥沙含量大于过滤器的处理能力时,使用筛网过滤器和介质过滤器将因频繁的冲洗而不能正常工作,此时需借助沉淀池对灌溉水进行初级沉淀处理。沉淀池的主要目的是去除水中大量的泥沙,是给水工程常用的设施,设计方法比较完善,用于滴灌的关键是恰当的选用水质指标,使沉淀池处理后的水质达到滴灌对悬浮泥沙含量的要求,沉淀池的设计主要有以下一些内容。

#### ①微灌用水水质。

a. 悬浮泥沙粒径标准 大量观测资料表明,七、八个悬浮固体颗粒就可能在灌水器流道口形成一个弧形堆积带,从而引起堵塞。要防止这种弧形堆积带的形成,必须全部滤除大于  $1/7 \sim 1/10$  灌水器出口直径的颗粒。微喷头的喷嘴直径  $0.6 \sim 2.0\text{mm}$ ,滴灌带的滴孔直径  $0.5 \sim 0.9\text{mm}$ 。为了有效防止灌水器堵塞,按最小灌水器出口直径  $0.5\text{mm}$  的  $1/10$  来计算,滤出的泥沙颗粒应不大于  $0.05\text{mm}$ 。

b. 悬浮泥沙浓度标准 含有粒径小于  $0.05\text{mm}$  泥沙的水流进入微灌管道系统,就粒径而言虽然不致产生灌水器堵塞,但停灌期间却可在管道内产生沉积物,第二次灌水时,这些沉积物可能形成团块涌向灌水器,从而发生堵塞。因此有必要用实验方法建立悬浮物浓度与堵塞程度的关系(表 6-32)。《微灌工程技术规范》(SL 103—95)规定,当水中无机物为  $10 \sim 100\text{mg/L}$  时,可直接选用过滤器进行处理。当浓度大于  $100\text{mg/L}$  时可用沉淀池进行初级过滤。

表 6-32 微灌用水悬浮物浓度与堵塞程度

等 级	悬浮物浓度 (mg/L)	堵塞程度
0	< 10	轻 微
1	10 ~ 20	
2	20 ~ 30	轻 微
3	30 ~ 40	
4	40 ~ 50	
5	50 ~ 60	中 度
6	60 ~ 80	
7	80 ~ 100	
8	100 ~ 120	严 重
9	120 ~ 140	
10	> 140	

综合上述两点可以认为：渠水经沉淀池处理后，所含悬浮泥沙粒径应不大于 0.05mm，浓度不大于 100mg/L。

②设计参数选用。

a. 表面负荷率 ( $Q/A$ ) 根据前述渠水泥沙中极细沙比例大的特点，沉淀池的表面负荷率宜选择较小值，以利提高沉淀效率。表面负荷率应根据渠水水质情况和不同的微灌系统对沉淀水的要求采用，建议采用  $Q/A = 0.2 \sim 2.0\text{mm/s}$ 。

b. 水平流速 ( $v$ ) 在沉淀池中，增大水平流速，一方面提高了雷诺数  $R_{ed}$  而不利于泥沙颗粒下沉，但另一方面却提高了弗劳德数  $F_r$  而增加了水流的稳定性，利于提高沉淀效果。沉淀池的水平流速宜取  $v = 10 \sim 25\text{mm/s}$ 。

c. 停留时间 (T)。沉淀池的停留时间应考虑原水水质和沉淀水质要求，并根据沉淀池运行经验，采用  $T = 1 \sim 3\text{h}$ 。

d. 池的长宽比。一般认为，沉淀池沉淀区的长度和宽度之比不得小于 4。若计算得出沉淀池的宽度较大时，应进行分格每格宽度宜为 3 ~ 8m，最大不超过 15m。

e. 沉淀池的长深比。沉淀池沉淀区长度与深度之比不得小于 10。

③沉淀池设计计算。

a. 沉淀池表面积。沉淀池表面负荷率为：

$$u_0 = \frac{Q}{A}$$

在选定出表面负荷率  $u_0$  (m/s)、产水量  $Q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) 两参数后，即可按上式算出沉淀池表面积  $A$  ( $\text{m}^2$ )：

$$A = \frac{Q}{u_0}$$

## b. 沉淀池长度

$$L = 3.6vT$$

式中  $L$ ——沉淀池长度 (m);  
 $v$ ——水平流速 (mm/s);  
 $T$ ——停留时间 (h)。

## c. 沉淀池宽度

$$B = \frac{A}{L}$$

式中  $B$ ——沉淀池宽度 (m);  
 $A$ ——沉淀池表面积 (m<sup>2</sup>);  
 $L$ ——沉淀池长度 (m)。

## d. 沉淀池有效水深 (沉淀池水深)

$$H_1 = \frac{QT}{BL}$$

式中  $H_1$ ——沉淀池有效水深 (m);  
 $Q$ ——产水量 (m<sup>3</sup>/h);  
 $T$ ——停留时间 (h);  
 $B$ ——沉淀池宽度 (m);  
 $L$ ——沉淀池长度 (m)。

e. 溢流堰高度 若堰顶厚度 (即沿流向堰顶的长度) 为  $\sigma$ ,  $H$  为堰上水头, 当  $\sigma < 0.67H$  时, 溢流可按薄壁堰计算。

自由出流的矩形薄壁堰的溢流量公式为:

$$Q = m_0 b \sqrt{2gH}^{3/2}$$

$$m_0 = 0.403 + 0.053 \frac{H}{a'} + \frac{0.0007}{H}$$

式中  $Q$ ——溢流流量即产水量 (m<sup>3</sup>/s);  
 $b$ ——溢流堰开度, 应取沉淀池开度 (m);  
 $H$ ——堰上水头 (m);  
 $g$ ——重力加速度 9.81 (m/s<sup>2</sup>);  
 $m_0$ ——流量系数;  
 $a'$ ——上游堰高 (m)。

f. 存泥区深度 在一个微灌周期内, 沉淀池下沉泥沙的容积即存泥区容积按下式计算:

$$V = 1.2 \times 86\,400 QCPT / \gamma$$

式中  $Q$ ——产水量即流量 (m<sup>3</sup>/s);  
 $C$ ——原水即渠水所含泥沙的浓度 (kg/m<sup>3</sup>);  
 $P$ ——沉淀池的沉淀系数 (%);

$T$ ——微灌的灌水周期 (d);

$\gamma$ ——泥沙容重, 可采用  $1\ 780\ (\text{kg}/\text{m}^3)$ 。

沉淀池存泥区深度为:

$$H_2 = \frac{V}{BL}$$

式中  $H_2$ ——沉淀池存泥区的深度 (m);

$V$ ——沉淀池存泥区的容积 ( $\text{m}^3$ );

$B$ ——沉淀池宽度 (m);

$L$ ——沉淀池长度 (m)。

g. 放空排泥管直径 沉淀池在工作一个设计灌水周期后, 需将水放空, 以便人工清除存泥区的泥沙。放空排泥管的内径按变水头放空容器公式计算。即:

$$d = \sqrt{\frac{0.7BLH_1^{0.5}}{T}}$$

式中  $d$ ——沉淀池的放空排泥管内径 (m);

$B$ ——沉淀池深度 (m);

$L$ ——沉淀池长度 (m);

$H_1$ ——沉淀池有效水深 (m);

$T$ ——放空时间, 一般采用沉淀池停留时间 (s)。

#### ④水力条件复核。

a. 水流紊动性复核 沉淀池水流的紊动性用雷诺数  $R_e$  判别。

$$R_e = \frac{vR}{\gamma}$$

式中  $R_e$ ——雷诺数;

$v$ ——水平流速 (m/s);

$R$ ——水力半径 (m);

$\gamma$ ——水的运动黏性系数, 水温  $20^\circ\text{C}$  时为  $1.01 \times 10^6\ (\text{m}^2/\text{s})$ 。

一般认为, 在明渠水流中,  $R_e > 500$  时水流呈紊流状态。沉淀池中水流  $R_e$  一般为  $4\ 000 \sim 15\ 000$ , 属紊流状态。此时水流除水平流速外, 尚有上、下、左、右的脉动分速, 且伴有小的涡流体, 这些情况都不利于颗粒的沉淀。但在一定程度上可使浊度不同的水流混合, 减弱分层流动现象。不过, 通常要求降低  $R_e$  以利颗粒沉降。降低  $R_e$  的有效措施是减小水力半径  $R$ 。池中纵向分格可以达到这一目的。

b. 水流稳定性复核 异重流是进入较静而具有重度差异的一股水流。异重流重于池内水体者, 将下沉并以较高流速沿低部绕道前进; 异重流轻于水体者, 将沿水面前进至出水口。重度差异可能是由悬浮固体浓度、水温等的不同造成。若池内水平流速相当高, 异重流将与池中水流汇合, 影响流态甚微。这样的沉淀池具有稳定的流态。若异重在整个池内保持着, 则具有不稳定的流态。

水流稳定性以弗劳德数  $F_r$  判别。该值反映推动水流的惯性力与重力两者之间的对

比关系。

$$F_r = v^2 / Rg$$

式中  $F_r$ ——弗劳德数；

$R$ ——水力半径 (m)；

$v$ ——水平流速 (m/s)；

$g$ ——重力加速度  $9.8 \text{ (m/s}^2\text{)}$ 。

$F_r$  增大, 表明惯性力作用相对增加, 重力作用相对减小, 水流相对密度差、温度差、异重流及风浪等影响抵抗能力强, 使沉淀池中的流态保持稳定, 沉淀池  $F_r$  宜大于  $10^{-5}$ 。增大  $F_r$  的有效措施是减小水力半径  $R$ , 通常将池纵向分格来达到这一目的。

⑤沉淀池的构造。沉淀池分为进水区、沉淀区、存泥区和出水区四部分。

a. 进水区 进水区的作用是使水流均匀的分布在整個进水截面上, 并尽量减少扰动。为使梯形断面渠道与矩形断面沉淀池平顺衔接, 在沉淀池进水区需要设置渐变段。渐变段可采用扭曲面形式, 其长度应小于沉淀池水深 (沉淀区水深  $H_1$  与存泥区水深  $H_2$  之和) 的 4 倍。具体如图 6-25, 149 团棉花膜下滴灌沉淀池设计图。再者, 在沉淀区末端应设置穿孔墙, 以便将水流均匀分布于整个截面上。穿孔墙溢流率一般可采用小于  $500\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{d}$ 。洞口流速不宜大于  $0.15 \sim 0.2\text{m/s}$ 。为保证穿孔墙的结构, 洞口总面积不宜过大。洞口断面形状宜沿水流方向渐次扩大, 以减弱进口的射流。拦污栅格应设置在穿孔样上游侧。

b. 沉淀区 沉淀区的长度  $L$  决定于水流速  $v$  和停留时间  $T$ , 即  $L = 3.6vT$ 。沉淀区的宽度  $B$  决定于流量  $Q$ , 有效水深  $H_1$  和流速  $v$ , 即  $B = Q/H_1v$ 。沉淀区的有效水深  $H_1$  一般大于  $1.0\text{m}$ 。其大小取决于流量  $Q$ , 停留时间  $T$ , 沉淀区的长度  $L$  和宽度  $B$ , 即  $H_1 = QT/(BL)$ 。沉淀区的长、宽、深之间相互联系, 应综合研究决定, 还应核算表面负荷率。沉淀区高度  $H_3$  等于沉淀区深度  $H_1$  与存泥区深度  $H_2$  以及安全超高  $\Delta$  之和, 即  $H_3 = H_1 + H_2 + \Delta$ 。  $\Delta$  值应小于  $0.25\text{m}$ 。

c. 出水区 为使沉淀后的水在出水区均匀流出, 一般采用溢流堰溢流, 溢流堰的溢流口可适当高于  $500\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{d}$  [国家室外给水设计规范 (GB J13—86) 标准]。

d. 存泥区 存泥区深度  $H_2$  按公式计算确定, 可采用人工排泥方式, 也可设置排沙孔排除泥沙。存泥区表面的高程应稍高出附近渠底, 并设置泄水管 (带闸门), 以便放空池中积水后进到人工排泥工作。

(8) 附属工程设计 滴灌系统的附属工程主要有减压阀、排气阀、逆止阀、镇墩、排水井等。

进排气阀一般设置在滴灌系统管网的高处, 或局部高处, 首部应在过滤器顶部和下游管上各设一个, 其作用为在系统开启管道充水时排除空气, 系统关闭管道排水时向管网中补气, 以防止负压产生, 系统运行是排除水中夹带的空气, 以免形成气阻。

排气阀的选用, 目前可按“四比一”法进行, 即排气阀全开直径不小于排气管道内径的  $1/4$ , 如  $100\text{mm}$  内径的管道上应安装内径为  $25\text{mm}$  的排气阀。另外在干、支管末端

和管道最低位置应该安装排水阀。

镇墩是指用混凝土、浆砌石等砌体定位管道，借以承受管中由于水流方向改变等原因引起的推力，以及直管中由于自重和温度变形产生的推、拉力。三通、弯头、变径接头、堵头、闸门等管件处也需要设置镇墩。镇墩设置要考虑传递力的大小和方向，并使之安全地传递给地基。

(9) 天业滴管系统模式及其系统连接图 目前天业常用滴灌系统有以下 6 种模式：

① 薄壁支管 + 按扣三通 + 毛管模式。支管选用纳米改性低压输水软管，工作压力等级为 0.25MPa，出地管与支管用承插方式连接，弹簧卡锁紧，支管与毛管用按扣三通直接连接。毛管需要单向铺设时可用旁通与支管连接。一个灌水小区控制面积大，控制球阀少，安装、运行简便。但出地管多影响田间耕地等机车作业。

② 厚壁支管（双阀）+ 辅管 + 毛管模式。支管与辅管为国标管，其中支管选用  $\phi 63$ PE 厚壁管，辅管选用  $\phi 32$  的 PE 管，工作压力等级为 0.4MPa，出地管与支管，支管与辅管用快接方式连接，干管两侧支管均安装球阀，可分别独立控制运行，辅管与毛管用按扣三通连接。流量分散，干、支管管径小，系统造价低。划分灌水小区方便，但一个灌水小区控制面积小，控制球阀多，运行操作相对烦琐。

③ 薄壁支管（双阀）+ 辅管 + 毛管模式。支管与辅管为非国标管，其中支管选用  $\phi 63$ mm 改性低压输水软管，辅管选用  $\phi 32$  的 PE 管，工作压力等级为 0.25MPa，出地管与支管，支管与辅管用承插方式连接，弹簧卡锁紧，辅管与毛管用按扣三通连接。由于支管采用低压输水软管，辅管和收管方便，系统造价低。干管两侧支管均安装球阀，可分别独立控制运行。划分灌溉小区方便，但一个灌水小区控制面积小，控制球阀多，运行操作相对烦琐。

④ 厚壁支管（单阀）+ 辅管 + 毛管模式。该模式与模式二相似，区别在于出地管上安装球阀，干管两侧的支管必须同时起闭，运行方便但缺少灵活性。

⑤ 薄壁支管（单阀）+ 辅管 + 毛管模式。该模式与模式三相似，区别在于出地管上安装球阀，干管两侧的支管必须同时起闭，运行方便但缺少灵活性。

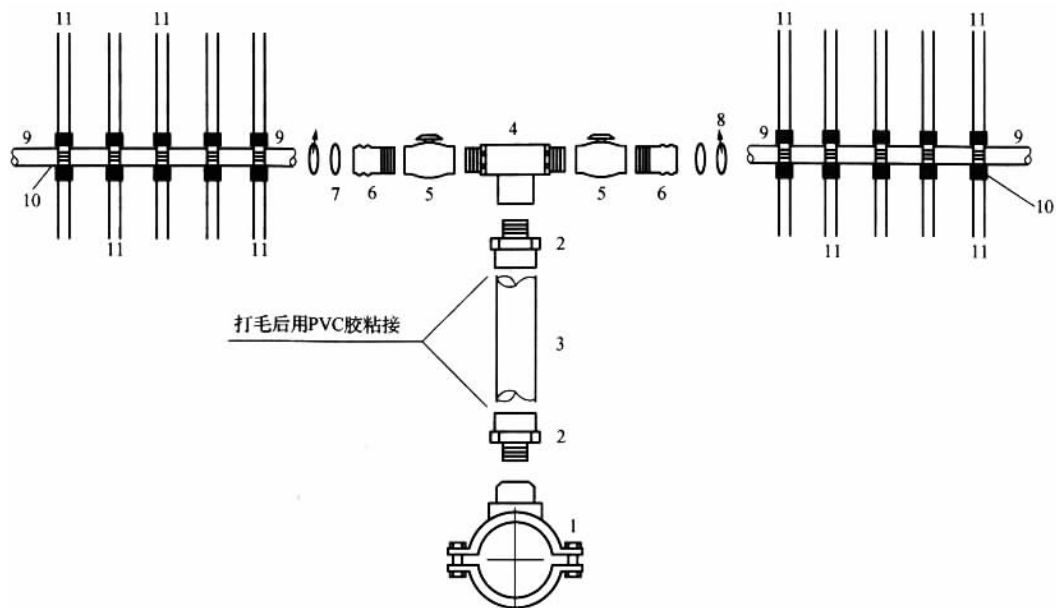
⑥ 大流量压力补偿式滴灌。用承插旁通与输水管道连接，安装方便，可地面铺设，也可埋地使用，补偿性能好，适应高差显著的山地和需要长距离铺设滴灌管的工程，适用于荒山绿化、果树、林木等。工作压力等级 0.05 ~ 0.5MPa。

⑦ 小农户膜下滴灌模式。该系统是由小四轮拖拉机作为动力，首部装置放在小四轮拖拉机上，支管与毛管固定在田间，一条支管为一个灌水小区。系统结构为：渠水—集水池—拖拉机移动首部—支管—毛管，拖拉机移动按小区轮灌。

小农户膜下滴灌系统是新疆天业集团公司针对广大小农户所承包的耕地面积小、无电源的情况而开发的一套膜下滴灌系统，适用于  $13.3\text{hm}^2$ （200 亩）以下的小块农田。无需架设输变电路，具有一次性投入低，结构简单，易于操作的特点，农户只要经过简单讲解、辅导即可自行施工、安装、运行；该系统即具备了大田模式的优点，又利用了闲置的小四轮拖拉机解决电源问题，有较广泛的推广价值。

各系统模式的连接方式如图 6-17、图 6-18、图 6-19、图 6-20、图 6-21 所示，

过滤器的结构如图 6-22、图 6-23 所示。



- 说明：
1. 增接口
  2. 外丝：2.5"（或 2"）
  3. PVC 出地管（ $\phi 75$  或  $\phi 63$ ）
  4. 三通：2.5"阳  $\times$  2.5"阴  $\times$  2.5"阳 或 2"阳  $\times$  2"阴  $\times$  2"阳
  5. PVC 球阀  $\phi 2.5$ "（或 2"）
  6. 阳纹承插直通： $\phi 75 \times 2.5$ "（或  $63 \times 2$ "）
  7. 钢卡： $\phi 75$ （或 63）
  8. 矩形胶圈： $\phi 75$ （或 63）
  9. PE 薄壁管： $\phi 75$ （或 63）
  10. 按扣三通： $\phi 16$
  11. 滴灌带： $\phi 16$

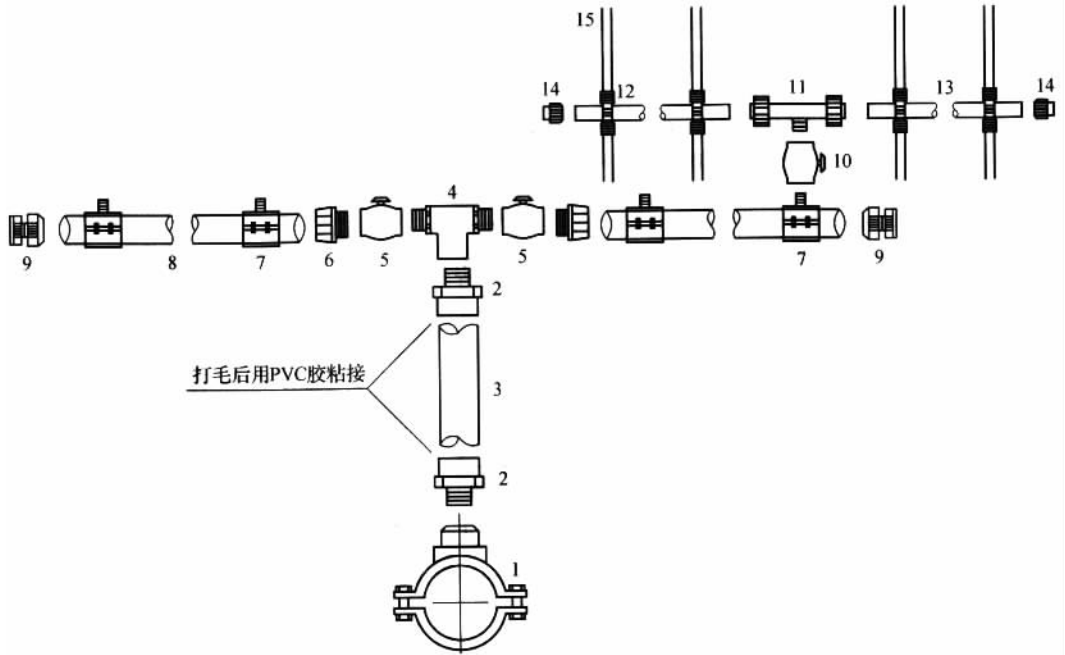
图 6-17 薄壁支管 + 毛管系统连接图

## 四、设计实例

1.149 团棉花膜下滴灌设计实例 该项目区位于准噶尔盆地古尔班通古特沙漠南缘，新疆生产建设兵团农业第八师 149 团良种连，60 年代中期，该团场的条田、林带、交通均已初具规模，农、林、牧、工、副全面发展大大改变了沙漠的自然生态环境，建立了较为合理的人工生态系统，使万古荒原变成绿洲，成为石河子地区的粮棉生产基地之一。

### (1) 基本资料





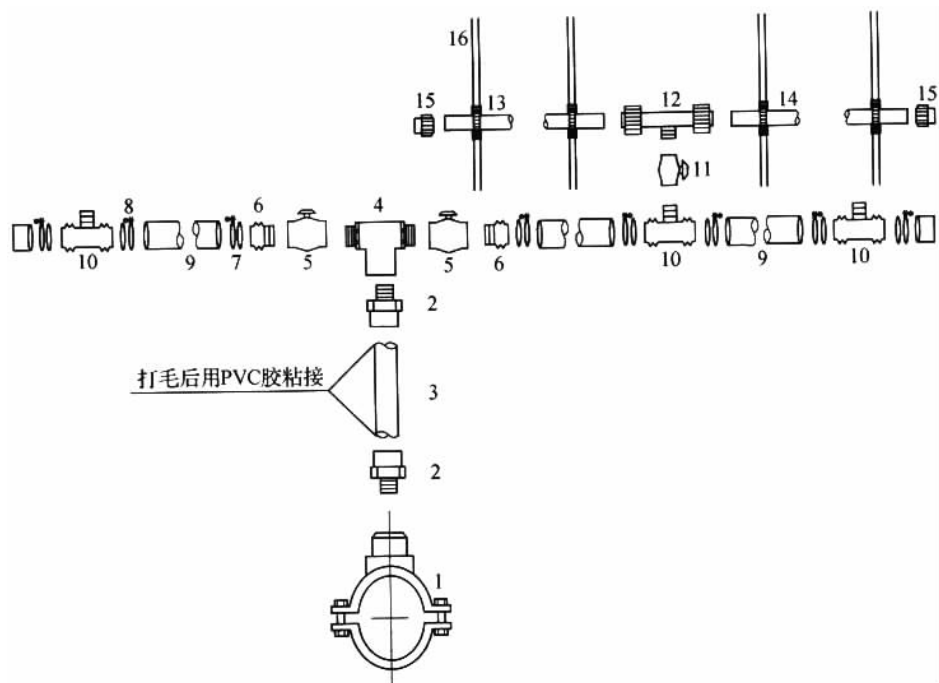
- 说明：
1. 增接口
  2. 外丝：2.5"（或 2"）
  3. PVC 出地管： $\phi 75$ （或  $\phi 63$ ）
  4. 三通：2.5"阳  $\times$  2.5"阴  $\times$  2.5"阳（或 2"阳  $\times$  2"阴  $\times$  2"阳）
  5. PVC 球阀：2.5"（或 2"）
  6. 阳纹直通： $\phi 75 \times 2.5'$ （或  $\phi 63 \times 2''$ ）
  7. 阳纹鞍座： $\phi 75 \times 1.5'$ （或  $\phi 63 \times 1''$ ）
  8. PE 厚壁管： $\phi 75$ （或  $\phi 63$ ）
  9. 堵头： $\phi 75$ （或  $\phi 63$ ）
  10. PVC 球阀：1.5"（或 1"）
  11. 中心阳纹三通： $\phi 40 \times 1.5'$ 阳  $\times$  40（或  $\phi 32 \times 1'$ 阳  $\times$  32）
  12. 按扣三通： $\phi 16$
  13. PE 管： $\phi 40$ （或  $\phi 32$ ）
  14. 堵头： $\phi 40$ （或  $\phi 32$ ）
  15. 滴灌带： $\phi 16$

图 6-18 厚壁支管（双阀）+ 辅管 + 毛管系统连接图

①规划区地形。南北长度为 735m，东西长度为 1295m，总面积 67.2 hm<sup>2</sup>（1 008 亩），地形东高西低，南高北低，海拔 337 ~ 359.7m，地势较平坦，地面坡降为 0.6‰。

②水源。整个规划以渠水为水源，以七支渠为主，该水源中泥沙含量较多，悬浮泥沙含量：4801mg/L，平均粒径：0.041mm。

③土壤。土壤次生盐渍化较为严重，滴灌地土质为重黏土。土壤肥力总的状况是：



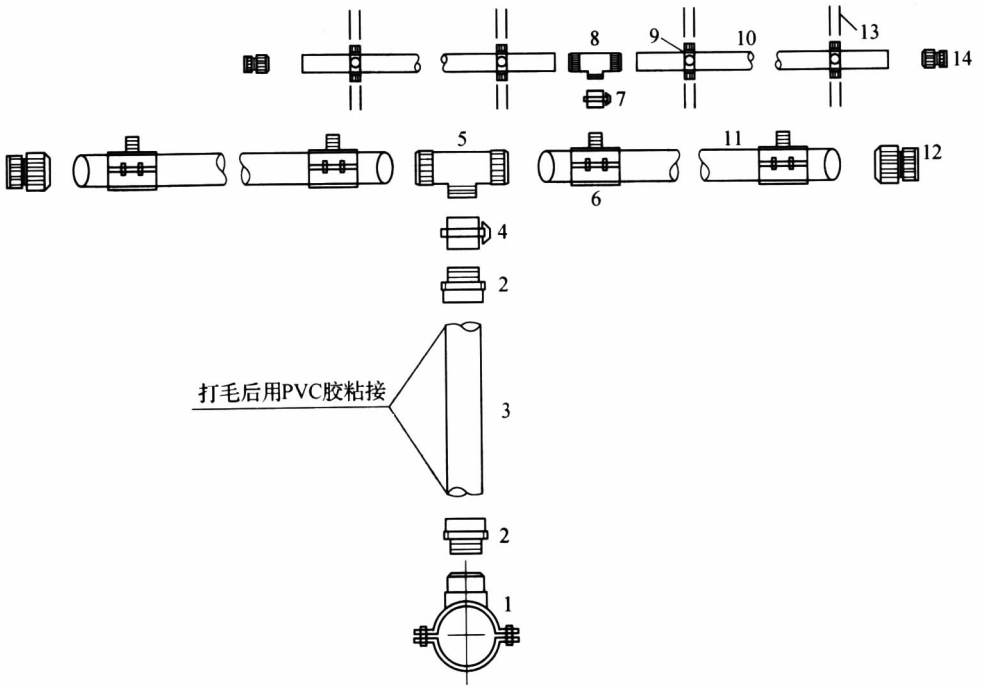
- 说明:
1. 增接口
  2. 外丝: 2.5" (或 2")
  3. PVC 出地管:  $\phi 75$  (或  $\phi 63$ )
  4. 三通:  $2.5''_{\text{阳}} \times 2.5''_{\text{阴}} \times 2.5''_{\text{阳}}$   $2''_{\text{阳}} \times 2''_{\text{阴}} \times 2''_{\text{阴}}$
  5. PVC 球阀: 2.5" (或 2")
  6. 阳纹承插直通:  $\phi 75 \times 2.5''$  (或  $\phi 63 \times 2''$ )
  7. 止纹胶圈:  $\phi 75$  (或  $\phi 63$ )
  8. 钢卡:  $\phi 75$  (或  $\phi 63$ )
  9. PE 薄壁管:  $\phi 75$  (或  $\phi 63$ )
  10. 中心阳纹承插三通:  $\phi 75 \times 1.5'' \times 75$  (或  $\phi 63 \times 1'' \times 63$ )
  11. PVC 球阀: 1.5" (1")
  12. 中心阳纹三通:  $\phi 40 \times 1.5'' \times 40$  (或  $\phi 32 \times 1'' \times 32$ )
  13. 按扣三通:  $\phi 16$
  14. PE 管:  $\phi 40$  (或  $\phi 32$ )
  15. 堵头:  $\phi 40$  (或  $\phi 32$ )
  16. 滴灌带:  $\phi 16$

图 6-19 薄壁支管(双阀)+辅管+毛管系统连接图

富钾、缺磷、缺氮、有机质少。

④气象资料。根据当地气象站多年资料, 本区气象情况如下:

气温: 多年平均  $5.9^{\circ}\text{C}$ , 月平均最高为  $25.4^{\circ}\text{C}$ , 发生在 7 月; 月平均最低  $-19^{\circ}\text{C}$ ,



- 说明：
1. 增接口
  2. 外丝：2.5"（或 2"）
  3. PVC 管： $\phi 75$ （或  $\phi 63$ ）
  4. PVC 球阀：2.5"（或 2"）
  5. 中心阳纹三通： $\phi 75 \times 2.5" \times 75$ （或  $\phi 63 \times 2" \times 63$ ）
  6. 阳纹鞍座： $\phi 75 \times 1.5"$ （或  $\phi 63 \times 1"$ ）
  7. PVC 球阀：1.5"（或  $\phi 63 \times 1"$ ）
  8. 中心阳纹三通： $\phi 40 \times 1.5" \times 40$ （或  $\phi 32 \times 1" \times 32$ ）
  9. 按扣三通： $\phi 16$
  10. PE 管： $\phi 40$ （或  $\phi 32$ ）
  11. PE 厚壁管： $\phi 75$ （或  $\phi 63$ ）
  12. 堵头： $\phi 75$ （或  $\phi 63$ ）
  13. 滴灌带： $\phi 16$
  14. 堵头： $\phi 40$ （或  $\phi 32$ ）

图 6-20 厚壁支管（单阀）+ 辅管 + 毛管系统连接图

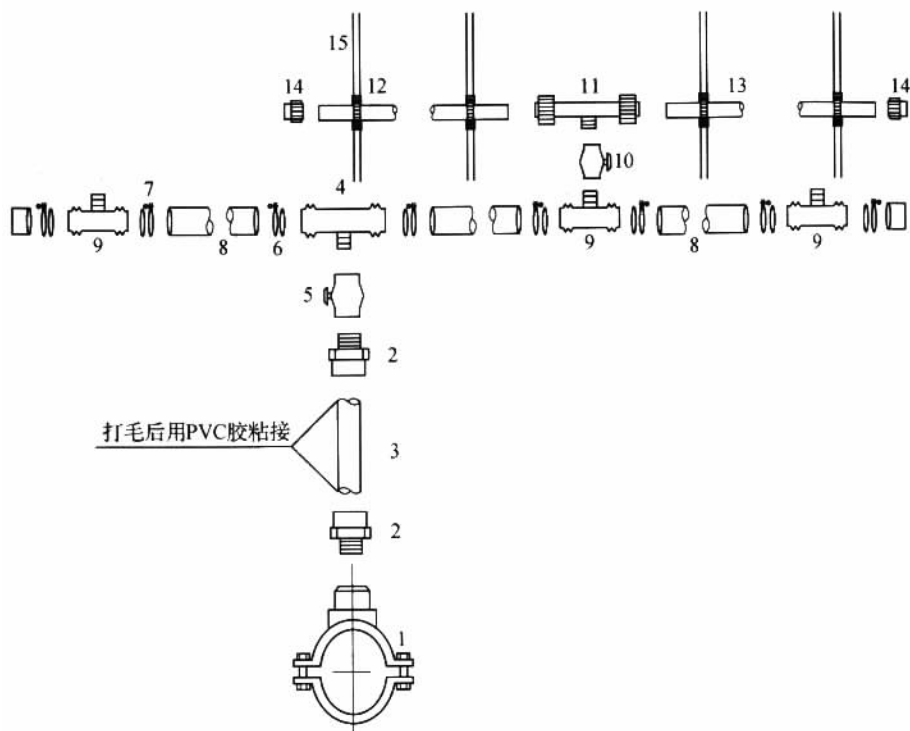
发生在 1 月。

降雨量：多年平均 145.2mm

蒸发量：多年平均 1942.1mm

风速风向：多年平均 2.9m/s，最大风速 23m/s，风向多为西北和东南。

最大冻土深 1.46m，出现在 1 月。

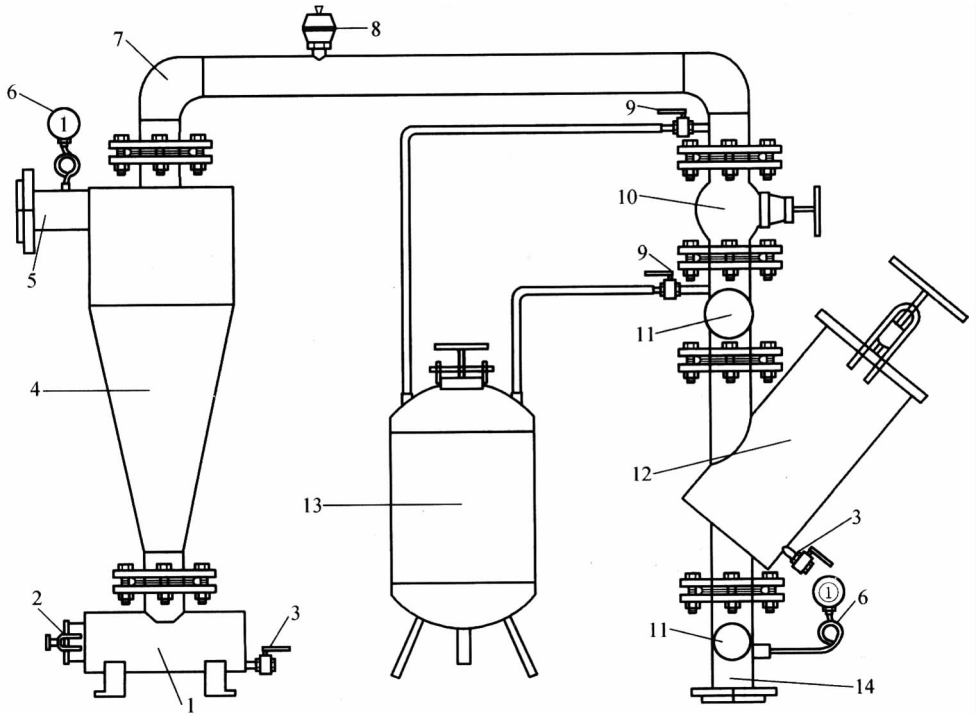


- 说明：
1. 增接口
  2. 外丝：2.5"（或 2"）
  3. PVC 出地管： $\phi 75$ （或  $\phi 63$ ）
  4. 中心阳纹承插三通： $\phi 75 \times 2.5''_{\text{阳}} \times 75$ （或  $63 \times 2''_{\text{阴}} \times 63$ ）
  5. PVC 球阀：2.5"（或 2"）
  6. 矩形胶圈： $\phi 75$ （或  $\phi 63$ ）
  7. 钢卡： $\phi 75$ （或  $\phi 63$ ）
  8. PE 薄壁管： $\phi 75$ （或  $\phi 63$ ）
  9. 中心阳纹承插三通： $\phi 75 \times 1.5'' \times 75$ （或  $\phi 63 \times 1'' \times 63$ ）
  10. PVC 球阀：1.5"（或 1"）
  11. 中心阳纹三通： $\phi 40 \times 1.5'' \times 40$ （或  $\phi 32 \times 1'' \times 32$ ）
  12. 按扣三通： $\phi 16$
  13. PE 管： $\phi 40$ （或  $\phi 32$ ）
  14. 堵头： $\phi 40$ （或  $\phi 32$ ）
  15. 滴灌带： $\phi 16$

图 6-21 薄壁支管（单阀）+ 辅管 + 毛管系统连接图

⑤作物。种植作物为棉花，行距为  $20\text{cm} \times 40\text{cm} \times 20\text{cm} \times 55\text{cm}$ ，株距为  $10\text{cm}$ ，滴灌模式为一膜一管四行。

(2) 水量平衡计算 项目区规划面积  $67.2\text{hm}^2$ （1008 亩），由下式可计算出系统所



- 说明：
- |           |           |
|-----------|-----------|
| 1. 集砂罐    | 2. 排砂口    |
| 3. 清洗口    | 4. 离心过滤器  |
| 5. 进水口    | 6. 压力表    |
| 7. 弯管     | 8. 排气阀    |
| 9. 施肥口    | 10. 闸阀    |
| 11. 多通连接管 | 12. 网式过滤器 |
| 13. 施肥罐   | 14. 出水口   |

图 6-22 离心 + 网式过滤器结构图

需流量：

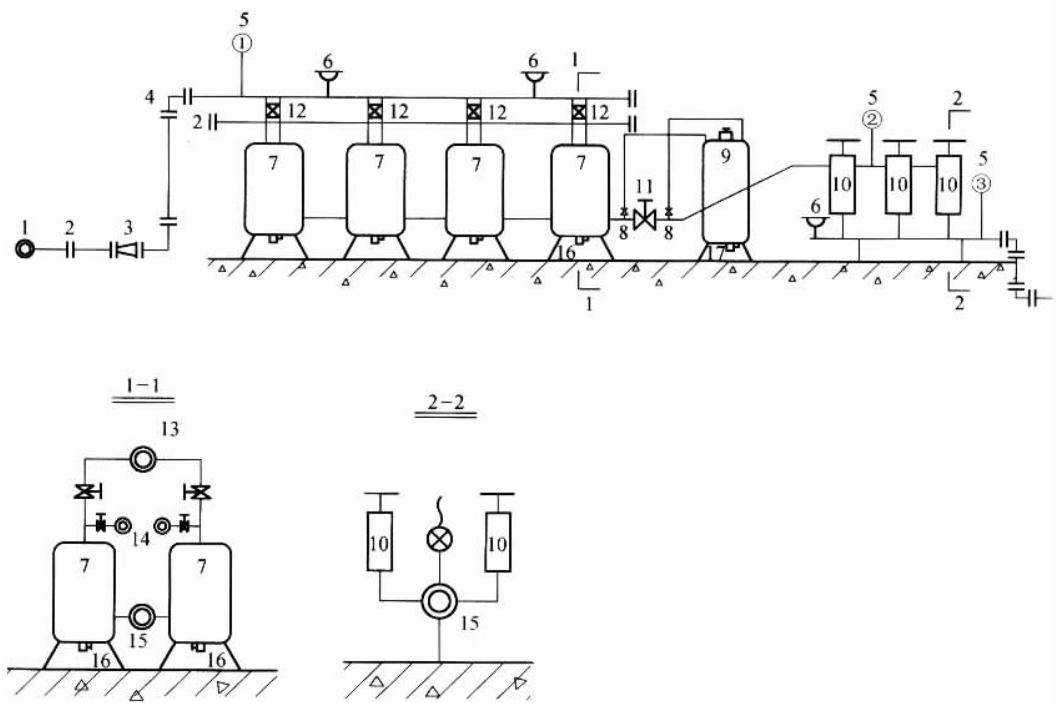
$$Q = \frac{10I_a A}{\eta t} = \frac{10 \times 4.5 \times 67.2}{0.9 \times 22} = 152.7 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

经计算系统所需流量为 152.7m<sup>3</sup>/h，取 160m<sup>3</sup>/h 作为系统设计流量。

(3) 管网系统的构成及平面布置 整个项目区按一个滴灌系统进行规划设计，其系统结构为：水源（渠水）→加压提水设备（水泵）→首部装置（包括沉淀池、过滤器、施肥设施等）→主干管→分干管→薄壁支管→按扣三通→毛管（滴管带），平面布置如图 6-24。(4) 设计参数与灌溉制度

①基本参数。

- a. 设计保证率：不低于 85%
- b. 田间灌溉水的利用率：95%



- 说明:
- |               |           |
|---------------|-----------|
| 1. 水泵         | 2. 单法兰    |
| 3. 逆止阀        | 4. 单法兰弯管  |
| 5. 压力表 0~1MPa | 6. 排气阀    |
| 7. 砂石过滤器      | 8. 球阀 1"  |
| 9. 施肥罐 300L   | 10. 网式过滤器 |
| 11. 闸阀        | 12. 蝶阀    |
| 13. 进水管       | 14. 排砂管   |
| 15. 出水管       | 16. 排污阀   |
| 17. 排水阀       |           |

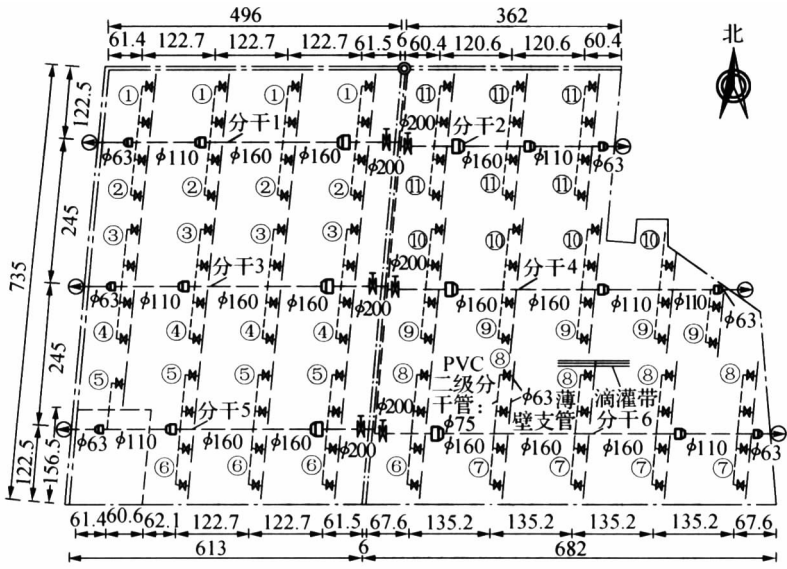
图 6-23 砂石 + 网式过滤器结构图

- c. 设计系统的日工作小时数: 18~22h  
 d. 滴灌设计土壤湿润比 ( $P$ ): 50%  
 e. 设计耗水强度 ( $Ea$ ): 4.5mm/d  
 ②灌溉制度。

a. 设计灌水定额: 根据资料计算如下

$$\begin{aligned}
 m &= 0.1\gamma zP (\theta_{\max} - \theta_{\min}) / \eta \\
 &= 0.1 \times 1.50 \times 0.4 \times 50 \times 10 / 0.9 \\
 &= 33\text{mm} = 330\text{m}^3/\text{hm}^2 \quad (22\text{m}^3/\text{亩})
 \end{aligned}$$

式中  $m$ ——设计灌水定额 (mm);



图例

主管管	----	异径接头	D	分干管	----
排水井	⊖	支管	——	地界	----
沉淀池	●	DN200 闸阀	⌞	滴灌带	——

- 说明：
1. 图中尺寸以米计，管径以毫米计。
  2. 项目区地势东高西低，南高北低。
  3. 设计流量为 160m<sup>3</sup>/h，控制总面积为 67.2hm<sup>2</sup>。
  4. 土质为重黏土。
  5. 种植作物为棉花，行距 20×40×20×55，一膜一管四行，毛管选用：16-300-2.1L/h。

图 6-24 149 团棉花膜下滴灌平面布置图

$\gamma$ ——土壤容重 ( $g/cm^3$ )；

$z$ ——计划土壤湿润层深度 (m)；

$P$ ——湿润比 (%)；

$\theta_{max}$ 、 $\theta_{min}$ ——适宜土壤含水率上、下限 (占干土重的百分比)；

$\eta$ ——灌溉水利用系数。

此灌水定额为作物需水高峰期的值。

b. 设计灌水周期：

$$T = (m/Ea) \cdot \eta$$

$$= (33/4.5) \times 0.9 = 6.6 \text{ (d)}$$

式中  $T$ ——设计灌水周期 (d)；

$Ea$ ——设计耗水强度 (mm/d)。

此值为作物需水高峰期的灌水周期。

c. 一次灌水延续时间

$$\begin{aligned}
 t &= m \cdot Se \cdot Sr / q_d \\
 &= 33 \times 0.3 \times 0.9 / 1.8 \\
 &= 4.95 \text{ (h)}
 \end{aligned}$$

式中  $t$ ——一次灌水延续时间 (h);

$q_d$ ——设计滴头流量 (L/h)。

#### d. 轮灌组数目的确定

$$N \leq CT/t = (6.6 \times 22) / 6.36 = 23, \text{ 根据实际情况取 } N = 22 \text{ 组。}$$

式中  $N$ ——轮管组的数目, 以组表示。

$C$ ——系统一天的运行小时数, 取 22h。

e. 轮灌组的划分及运行。根据滴灌系统的布置, 为保证系统持续稳定的压力, 分散水流, 降低管道水头损失, 因此将系统划分 11 个轮灌区。详见表 6-33 及平面布置图 6-24。

表 6-33 轮灌区划分表

分干 1	分干 2	分干 3	分干 4	分干 5	分干 6
第①、②区	第③、④区	第⑤、⑥区	第⑦、⑧区	第⑨、⑩区	第⑪区
注: ①、②……⑪等为轮灌区号					

根据轮灌区的划分, 同一轮灌区内一条支管上同时工作一个球阀, 各支管上工作的球阀均位于支管上相同位置。

#### ③滴灌灌水均匀度。

a. 滴灌均匀系数 水利部行业标准《微灌工程技术规范》规定, 灌水器设计允许流量偏差率  $q_v$  应不大于 20%, 设计灌水均匀度不应低于 0.95。

#### b. 灌水小区允许水头偏差率

$$h_v = \frac{q_v}{x} \left( 1 + 0.12 \frac{1-x}{x} q_v \right)$$

滴头工作水头偏差率

$$\begin{aligned}
 h_v &= 0.2/0.615 \times [1 + 0.12 \times (1 - 0.615) \times 0.2/0.615] \\
 &= 0.33
 \end{aligned}$$

式中  $x$ ——滴头流态指数。

灌水小区允许水头偏差按下式计算:

$$\begin{aligned}
 [\Delta H] &= h_v \times h_d \\
 &= 0.33 \times 10 \\
 &= 3.3 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

式中  $[\Delta H]$ ——灌水小区允许水头偏差 (m);

$h_d$ ——设计滴头工作水头 (m)。

(5) 系统水力计算 按最不利的轮灌组计算水头损失。



①毛管设计。

a. 滴灌带的选型 根据有关设计资料, 毛管选用天业生产的单翼迷宫压边式  $\Phi 16 \times 300-2.1$ , 其流量方程为:  $q_d = 0.502H^{0.607}$ , 相应的工作水头为:  $H = 10.2\text{m}$ 。

b. 毛管极限孔数的计算:

$$\begin{aligned} N_m &= INT \left[ \frac{5.446 (\Delta h_2) d^{4.75}}{kSq_d^{1.75}} \right]^{0.364} \\ &= INT [5.446 \times (3.35 \times 0.55) \times 16^{4.75} / (1.15 \times 0.3 \times 2.1^{1.75})]^{0.364} \\ &= 256 \end{aligned}$$

式中  $N_m$ ——毛管的极限分流孔数;

$[\Delta h_2]$ ——毛管的允许水头差,  $[\Delta h_2] = \beta_2 [\Delta h]$ , 对于平地  $\beta_2$  可取 0.55 (m);

$[\Delta h]$ ——灌水小区允许水头差 (m);

$d$ ——毛管内径 (mm);

$k$ ——水头损失扩大系数, 一般为 1.1~1.2;

$q_d$ ——滴头设计流量 (L/h)。

c. 极限长度:  $L_m = N_m \times S_e = 256 \times 0.3 = 76.8\text{m} > 67.6\text{m}$ , 实际铺设长度满足要求。

d. 毛管的水头损失  $h_{\text{毛}}$  (多孔管):

$$\begin{aligned} h_{\text{毛}} &= k \frac{fSq_d^m}{d^b} \left[ \frac{(N + 0.48)^{m+1}}{m + 1} - N^m \left( 1 - \frac{S_0}{S_e} \right) \right] \\ &= 0.505 \times 0.3 \times 2.1^{1.75} \times [225.48^{2.75} / 2.75 - 225^{1.75} (1 - 0.15/0.3)] / 16^{4.75} \times 1.1 \\ &= 1.143\text{m} \end{aligned}$$

式中  $f$ 、 $m$ 、 $b$ ——分别为摩阻系数, 流量指数和管径系数;

$N$ ——出水孔个数;

$S_0$ ——进口至首孔的间距 (m)。

②支管的设计。

a. 支管的选型 选用  $\phi 63\text{PE}$  薄壁支管直接带毛管。

b. 支管水头损失计算 根据毛管间距可推算出, 一根支管带 45 条毛管, 这样支管为多孔管, 沿程水头。

$$h_{\text{支}} = \frac{kfSq_d^{1.75}}{d^b} \left[ \frac{(N + 0.48)^{m+1}}{m + 1} - N^m \left( 1 - \frac{S_0}{S_e} \right) \right] = 0.794\text{m}$$

损失的计算方法与毛管相同。

③干管的水力计算。

a. 最远距离二级分干管水头损失计算:

$$\begin{aligned} h_{\text{二级分干}} &= K \times f \times Q^m \times L / d^b \\ &= 1.08 \times 0.505 \times 42\ 525^{1.75} \times 122 / 71.6^{4.75} \\ &= 3.818\text{m} \end{aligned}$$

b. 一级分干管及干管直径的选择和各灌水区最不利情况下各段干管的水头损失计算:

第一段

$$Q_{\text{干}} = 160\text{m}^3/\text{h} \quad L = 850\text{m} \quad D = 200 \text{ (} D \text{ 为外径)}$$

$$\begin{aligned} h_{\text{干}} &= K \times f \times Q^m L / d^b \\ &= 1.08 \times 0.464 \times 160\,000^{1.77} \times 850 / 190.8^{4.77} \\ &= 9.169\text{m} \end{aligned}$$

第二段

$$Q_{\text{干}} = 120\text{m}^3/\text{h} \quad L = 138\text{m} \quad D = 160 \text{ (} D \text{ 为外径)}$$

$$\begin{aligned} h_{\text{干}} &= K \times f \times Q^m L / d^b \\ &= 1.08 \times 0.464 \times 120\,000^{1.77} \times 138 / 152.6^{4.77} \\ &= 2.579\text{m} \end{aligned}$$

第三段

$$Q_{\text{干}} = 80\text{m}^3/\text{h} \quad L = 138\text{m} \quad D = 160 \text{ (} D \text{ 为外径)}$$

$$\begin{aligned} h_{\text{干}} &= K \times f \times Q^m L / d^b \\ &= 1.08 \times 0.464 \times 80\,000^{1.77} \times 138 / 152.6^{4.77} \\ &= 1.267\text{m} \end{aligned}$$

第四段

$$Q_{\text{干}} = 40\text{m}^3/\text{h} \quad L = 138\text{m} \quad D = 110 \text{ (} D \text{ 为外径)}$$

$$\begin{aligned} h_{\text{干}} &= K \times f \times Q^m L / d^b \\ &= 1.08 \times 0.464 \times 40\,000^{1.77} \times 138 / 105^{4.77} \\ &= 2.210\text{m} \end{aligned}$$

管网在最不利情况下总水头损失为 36.998m，具体见表 6-34。

表 6-34 管网水头损失计算表

管段名 \ 分项		管外径 (mm)	管内径 (mm)	管段长 (m)	流量 (m <sup>3</sup> /h)	沿程水损 (m)	局部水损 (m)	总水损 (m)
主干管		200	190.8	643	160	6.422	0.514	6.936
一级分干	第一段	200	190.8	207	160	2.067	0.166	2.233
	第二段	160	152.6	138	120	2.404	0.193	2.597
	第三段	160	152.6	138	80	1.173	0.094	1.267
	第四段	110	102.6	138	40	2.046	0.164	2.210
二级分干		75	71.6	120	42.525	3.636	0.182	3.818
支管		63	61.2	124	0.945	0.835	0.041	0.794
毛管			16	67.6	2.4	1.058	0.085	1.143
毛管工作 压力 (m)		10						

续表

管段名 \ 分项	管外径 (mm)	管内径 (mm)	管段长 (m)	流量 (m <sup>3</sup> /h)	沿程水损 (m)	局部水损 (m)	总水损 (m)
首部水损 (m)	6						
系统总水损 (m)	36.998						

(6) 滴灌系统首部的设计选型 滴灌系统首部的设计主要包括：水源过滤设备的选型及施肥罐的选型。

①水源过滤设备选型。因水经水源引水工程及沉淀池的过滤后基本能满足滴灌要求，故首部选用一组网式过滤器即可，网式过滤器的选择根据其过流量（系统的设计流量）确定，本系统设计流量为 160m<sup>3</sup>/h，因此选用过流能力大于该值的网式过滤器即可。

②施肥罐选择。施肥罐的选型一般根据滴灌地的规划面积选择，面积大的选用较大容积的，面积小的选用较小容积的。本系统规划面积为 67.2hm<sup>2</sup>（1 008 亩），应选用施肥罐为 200L。

③水泵与动力选型。

a. 泵的选型的原则。首先本系统的水源形式为渠水，因此该滴灌工程所选水泵必须为离心泵。应优先选用国优与部优产品以及获得国家生产许可证的产品与节能产品。

其次，所选水泵，其流量与扬程均与滴灌系统设计流量和设计水头基本一致，使水泵保持在高效率区工作。

最后，所选水泵工作稳定，便于操作、维修。并尽可能型号一致，便于管理和零件配换。

b. 水泵扬程  $H_{\text{扬}} = \text{首部水损} + \text{最不利情况下总水损} + \text{毛管正常工作压力} + \text{安全富裕度}$

水泵流量  $Q_{\text{泵}}$  根据滴灌系统设计流量选定。

据以上最不利情况下的水力计算，系统正常工作所需总水损为 36.998m（取 37m），所需总流量为 160m<sup>3</sup>/h，因此所选水泵型号为：

125 ~ 200 (I) B，其配套电机功率为 30kW。

(7) 沉淀池的设计计算

①设计流量： $Q = 160/3\ 600 = 0.044\text{m}^3/\text{s}$

②设计参数选用：表面负荷率  $Q/A = 0.3\text{mm}/\text{s} = 0.000\ 3\text{m}/\text{s}$

沉淀停留时间  $T = 1.25\text{h}$

沉淀池水平流速  $v = 10\text{mm}/\text{s}$

③沉淀池计算：

沉淀池表面积为  $A = Q/Q/A = 0.044/0.000\ 3 = 148\text{m}^2$

沉淀池长度  $L = 3.6vt = 3.6 \times 10 \times 1.25 = 45\text{m}$

沉淀池宽度  $B = A/L = 148/45 = 3.3\text{m}$

沉淀池有效深度  $H_1 = QT/BL = 160 \times 1.25 / (3.3 \times 45) = 1.35\text{m}$

沉淀区进口设置穿孔墙，穿孔墙上的洞口流速采用  $0.15\text{m/s}$ ，则洞口总面积为  $0.05/0.15 = 0.33\text{m}^2$ ，每个洞口尺寸定为  $24\text{cm} \times 6\text{cm}$ ，这样洞口数为  $0.33 / (0.24 \times 0.06) = 23$  个孔。

④沉淀池水力条件复核：

水流截面  $\omega = BH_1 = 3.3 \times 1.35 = 4.5\text{m}^2$

水流湿周  $X = B + 2H_1 = 3.3 + 2 \times 1.35 = 6.0\text{m}$

水力半径  $R = \omega/X = 4.5/6.0 = 0.74\text{m}$

雷诺数  $Re = vR/\nu = 0.01 \times 0.74/1.01 \times 10^{-6} = 7327 > 500$ ，为紊流状态。

佛劳德数  $Fr = v^2/Rg = 0.01^2/0.74 \times 9.81 = 1.4 \times 10^{-5} > 10^{-5}$  满足水流稳定性条件。

⑤沉淀池放空时间  $0.5\text{h}$ ，放空排水管直径：

$d = (0.7BLH_1^{0.5}/T)^{0.05} = (0.7 \times 3.3 \times 45 \times 1.35^{0.5}/0.5 \times 3600)^{0.05} = 0.259\text{m}$

(圆管截面积  $0.059\text{m}^2$ ) 采用  $\phi 120\text{mm}$  孔 5 个。

⑥溢流堰槛高度。沉淀池末端设置溢流堰，按矩形薄壁溢流堰自由出流计算，确定上游堰高  $a = 1.15\text{m}$ ，薄壁溢流堰的最大堰顶厚度(沿水流方向长度)为  $\delta < 0.67 \times 0.2 = 0.134\text{m}$ ，采用  $12\text{cm}$ 。沉淀池具体尺寸如图 6-25 所示。

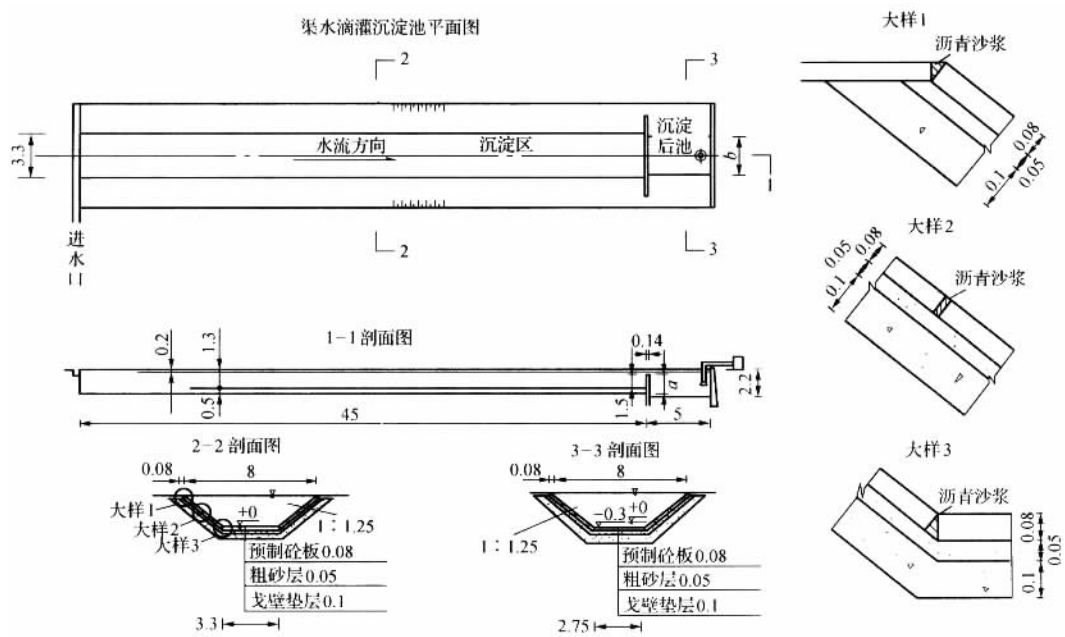


图 6-25 149 团棉花膜下滴灌沉淀池设计图

(8) 材料、设备用量及工程预算 设备、材料用量及工程预算见表 6-35 所示。

表 6-35 149 团良种连滴灌工程投资预算表

编号	工程及费用名称	投资 (万元)	备 注
一	水利工程		
1	滴灌配套材料及设备	50.48	
二	临时工程	0.504 8	以材料及设备费的 1% 计
三	其他费用		
1	建设管理费	1.01	以材料及设备费的 2% 计
2	生产准备费	0.252 4	以材料及设备费的 0.5% 计
3	勘测设计费	2.019 2	以材料及设备费的 4% 计
4	安装费	3.024	以 450 元/hm <sup>2</sup> (30 元/亩计)
5	土方费	3.818	以 10 元/方计
6	运费	1.514	以材料及设备费的 3% 计
7	其他		
a	预算定额编制管理费	0.076	以材料及设备费的 0.15% 计
b	工程质量监督检测费	0.126	以材料及设备费的 0.25% 计
四	预备费	0.505	以材料及设备费的 1% 计
五	总投资	63.309 4	
六	综合投资: 9 421.05 元/hm <sup>2</sup> (628.07 元/亩)		

### 2.143 团番茄膜下滴灌工程设计实例

(1) 概述 工程项目区位于农八师 143 团 14 连 15 号地。条田长 1 126m, 宽 440m, 面积 49.3hm<sup>2</sup> (740 亩)。土质为沙壤土, 水源为井水抽水通过 U 型渠道至系统首部的蓄水池蓄水, 从而向系统供水。种植作物为番茄, 滴灌模式采用膜下滴灌一膜二管四行的形式, 种植模式宽窄行 30cm × 66cm × 30cm × 66cm, 滴灌带间距 0.96m。

#### (2) 基本资料

①水源资料。项目区地下水按其埋藏形态多为承压水, 又可分为浅层承压水, 中层承压水和深层承压水。项目区水质由新疆水环境检测中心测定, 结果如下:

悬浮泥沙含量: 4 801mg/L, 粒径小于 0.005mm 占 19.3% (黏土), 粒径小于 0.01mm 占 31.2% (细泥土、黏土), 粒径小于 0.05mm 占 78.7% (粗细泥土、黏土), 粒径小于 0.1mm 占 91.5% (极细沙、粗细泥沙、黏土), 粒径小于 0.5mm 占 100% (中、细沙, 粗细泥土, 黏土)。平均粒径: 0.041mm。

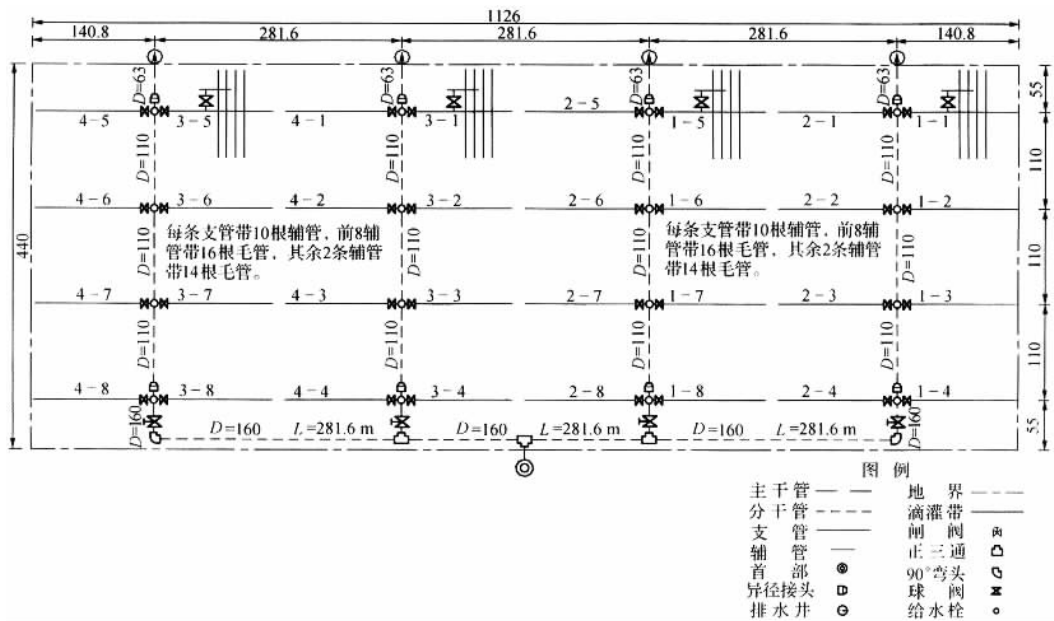
②气象资料。项目区属典型的内陆大陆性气候。冬冷夏热, 温差较大, 冬夏两季长, 春秋两季不明显。气候干燥, 风日较多, 光照充足, 热量丰富。多年平均气温为

6.7℃, 1月最冷, 平均气温 -16℃, 7月最热, 平均气温 25.2℃。

③作物资料。该项目区种植作物为番茄, 品种为 87-5, 种植行距 30cm、株距 35cm。

### (3) 滴灌系统规划布置

①系统布置。干管沿条田地边长边布置, 干管与支管呈梳状布置, 支管与毛管呈鱼骨状布置。系统结构为水泵—网式过滤器(施肥罐)—主干管—分干管—支管—辅管—毛管, 具体如图 6-26 所示。



- 说明:
1. 图中长度单位以米计, 管径单位以毫米计。
  2. 灌区面积为 49.3 hm<sup>2</sup>, 地势南高北低, 土质沙壤土。
  3. 设计流量为 130m<sup>3</sup>/h, 设计扬程为 35 m。
  4. 种植作物为棉花, 种植模式为 11cm × 30cm × 55cm × 11cm × 30cm, 膜宽 1.4m。滴灌模式为一膜二管四行, 滴灌带间距 0.96m。毛管选用单翼迷宫式滴灌带, 型号为: 16-300-2.4。
  5. 图中 1-1、1-2 等为轮灌制度编号, 前面的数字为轮灌组号, 后面的数字为该组的支管序号。

图 6-26 143 团番茄膜下滴灌平面布置图

### ②设计参数取值。

- a. 作物日耗水强度:  $E = 4\text{mm/d}$ ;
- b. 设计灌水定额:

$$\begin{aligned}
 m &= 0.1/\gamma zP (\theta_{\max} - \theta_{\min}) / \eta \\
 &= 0.1 \times 1.34 \times 0.5 \times 40 \times (31 - 21) / 0.9 = 29.8\text{mm} \\
 &= 298.5\text{m}^3/\text{hm}^2 \quad (19.9\text{m}^3/\text{亩})
 \end{aligned}$$

③水量平衡计算:

$$\begin{aligned} Q &= 10A I_a / \eta t \\ &= 10 \times 49.3 \times 4 / (0.9 \times 22) \\ &= 100 \text{ (m}^3/\text{h)}, \text{ 取 } 130 \text{ (m}^3/\text{h)} \end{aligned}$$

式中  $Q$ ——滴灌地所需水量 ( $\text{m}^3/\text{h}$ );

$A$ ——土地面积 ( $\text{hm}^2$ );

$I_a$ ——作物耗水强度;

$\eta$ ——水利用系数;

$t$ ——水泵及滴灌系统的工作小时数, 一般取 15~22h。

(4) 系统水力计算

①干管、分干管水力计算:

计算公式为:  $h_{f干} = kfQ^m / d^b L$

$$H_{f1} = 0.464 \times [130\ 000^{1.77} / (160 - 3.7 \times 2)^{4.77}] \times 140.8 = 2.83\text{m}$$

$$H_{f2} = 0.464 \times [65\ 000^{1.77} / (160 - 3.7 \times 2)^{4.77}] \times 336.6 = 1.98\text{m}$$

$$H_{f3} = 0.464 \times [48\ 750^{1.77} / (110 - 2.5 \times 2)^{4.77}] \times 110 = 2.32\text{m}$$

$$H_{f4} = 0.464 \times [32\ 500^{1.77} / (110 - 2.5 \times 2)^{4.77}] \times 110 = 1.13\text{m}$$

$$H_{f5} = 0.464 \times [16\ 250^{1.77} / (110 - 2.5 \times 2)^{4.77}] \times 110 = 0.33\text{m}$$

②支管水头损失计算。支管选用  $D = 63$  防老化薄壁 PE 管, 壁厚 0.8mm, 运行压力 0.25MPa, 长度为 140.8 米, 一条支管设 10 条辅管, 每次运行一条辅管, 支管流量为  $16.25\text{m}^3/\text{h}$ 。支管为多孔管, 其水头损失按下式计算:

$$\begin{aligned} h_{f支} &= kfQ^m / d^b L \\ &= 1.08 \times 0.505 \times [16\ 250^{1.75} / (63 - 0.8 \times 2)^{4.75}] \times 140.8 \\ &= 5.76\text{m} \end{aligned}$$

③辅管水头损失计算。辅管选用  $D = 32$  防老化 PE 管, 壁厚 1.6mm, 长度 14 米。

$$\begin{aligned} H_{辅} &= k (fSq_d^m / d^b) [ (N + 0.48)^{m+1} / (m + 1) - N^m (1 - S_0 / S_e) ] \\ &= 1.27\text{m} \end{aligned}$$

式中  $k = 1.08$ ,  $f = 0.505$ ,  $m = 1.75$ ,  $b = 4.75$

$D$ ——辅管管径选用  $D = 32$  的 PE 管, 壁厚 1.6mm

$S$ ——分流孔间距, 取 0.96m

$S_0$ ——多孔管进口至首口的距离

$N$ ——分流孔总数, 取值为 8

$q_d$ ——单孔设计流量

④毛管水头损失计算 毛管选用天业生产的单翼迷宫式滴灌带, 内径 16mm,  $s = 0.3\text{m}$ ,  $q = 2.4\text{L/h}$ ,  $l = 55\text{m}$ 。

$$\begin{aligned} H_f &= k (fSq_d^m / d^b) [ (N + 0.48)^{m+1} / (m + 1) - N^m (1 - S_0 / S_e) ] \\ &= 0.9\text{m} \end{aligned}$$

式中  $k = 1.05$ ,  $f = 0.505$ ,  $m = 1.75$ ,  $b = 4.75$ 。

(5) 首部设计

① 选用 4" 网式过滤器，水头损失小于 8.5m。

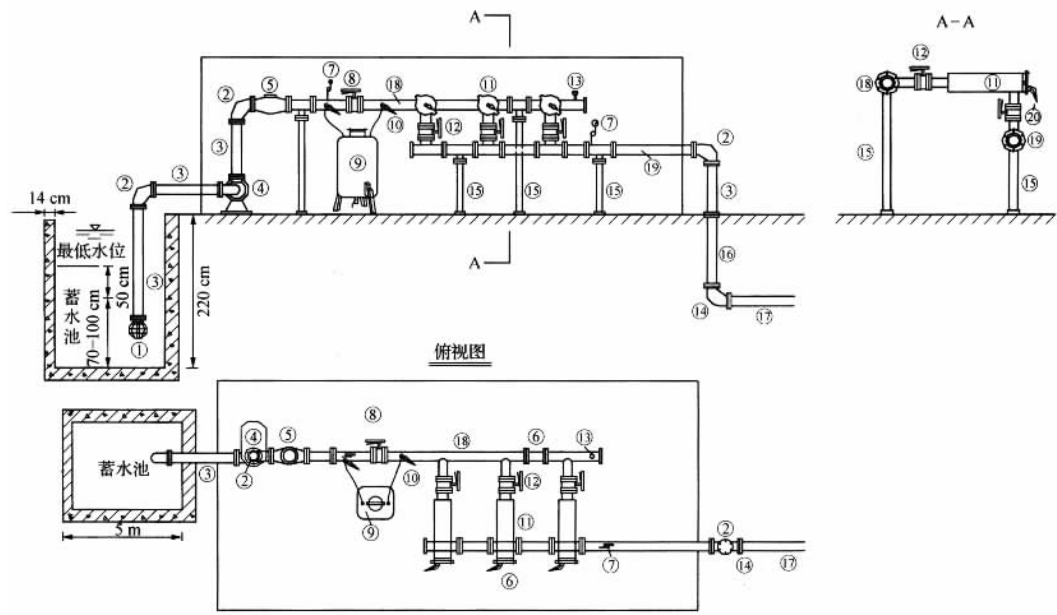
② 滴头工作压力为 10m。

③ 系统所需工作压力：

$$H = 2.83 + 1.98 + 2.32 + 1.13 + 0.33 + 5.76 + 1.27 + 0.9 + 8.5 + 10 = 35\text{m}$$

④ 水泵选用流量为  $130\text{m}^3/\text{h}$ ，扬程 35m。

首部结构如图 6-27 所示。



说明：

- |               |                      |
|---------------|----------------------|
| 1. 莲蓬头        | 11. 4"网式过滤器          |
| 2. 90°双盘钢制弯头  | 12. 进水闸阀：4"          |
| 3. 双盘钢制直管     | 13. 排气阀              |
| 4. 离心泵        | 14. 90°PVC 弯头：φ200   |
| 5. 逆止阀        | 15. 支撑架（钢管）：DN80     |
| 6. 直冲洗阀       | 16. PVC 双盘直管：φ200    |
| 7. 压力表        | 17. 单盘 PVC 管：φ200    |
| 8. 闸阀及配套法兰：8" | 18. 过滤器进水管（铁件）：DN200 |
| 9. 施肥罐        | 19. 过滤器出水管（铁件）：DN200 |
| 10. 施肥阀       | 20. 出水闸阀：4"          |

图 6-27 143 团番茄膜下滴灌首部结构图

(6) 运行方案 一次开 8 条支管，每条支管开 1 条辅管作为一个轮灌组，一个轮灌组每次共开 8 条辅管，共分 40 个轮灌组。



每个轮灌组的灌水延续时间为  $t = m \cdot S_e \cdot S_r / (\eta \cdot q_d) = (29.8 \times 0.3 \times 0.96) / 2.4 = 3.6$  小时:

灌水周期:  $T = (m/E_a) \eta = (29.8/4) \times 0.9 = 6.7$  天, 取 7 天为灌水周期。

每日完成灌水组数:  $n = t_{\text{日}}/t = 22/3.6 = 6$  组。

灌水时间的最后确定应根据具体的轮灌方案计算, 轮灌方案详见平面布置图。

(7) 材料、设备用量及工程预算 设备、材料用量及工程预算见表 6-36。

表 6-36 143 团 19 连 11 号地滴灌工程投资预算表

编号	工程及费用名称	投资 (万元)	备 注
一	水利工程		
1	滴灌配套材料及设备	13.85	
二	临时工程	0.138 5	以材料及设备费的 1% 计
三	其他费用		
1	建设管理费	0.277	以材料及设备费的 2% 计
2	生产准备费	0.069 25	以材料及设备费的 0.5% 计
3	勘测设计费	0.554	以材料及设备费的 4% 计
4	安装费	1.8	以 450 元/hm <sup>2</sup> (30 元/亩) 计
5	土方费	1.248	以 10 元/方计
6	运费	0.415 5	以材料及设备费的 3% 计
7	其他		
	预算定额编制管理费	0.021	以材料及设备费的 0.15% 计
	工程质量监督检查费	0.035	以材料及设备费的 0.25% 计
四	预备费	0.138 5	以材料及设备费的 1% 计
五	总投资	18.55	
六	综合投资: 4 635 元/hm <sup>2</sup> (309 元/亩)		

### 3. 塔吉克斯坦考特玛农场棉花膜下滴灌系统规划设计

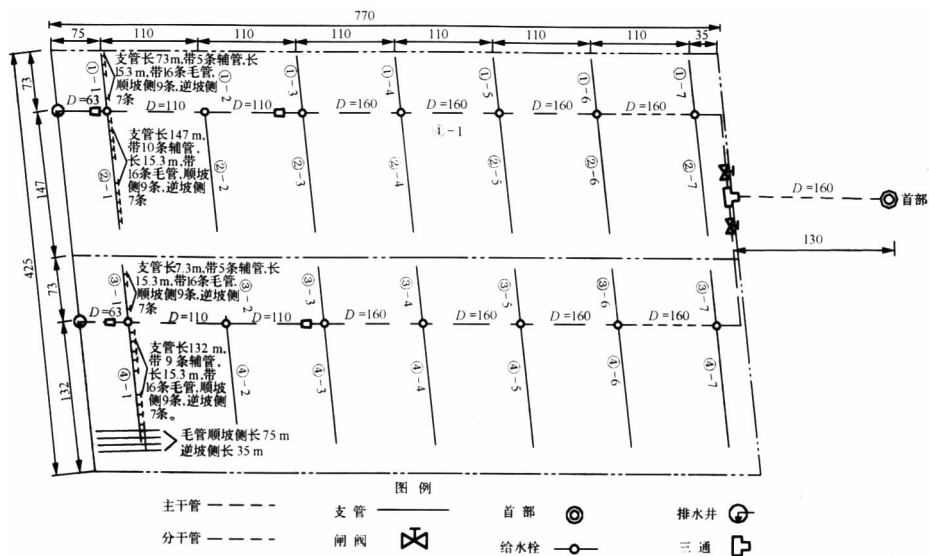
#### (1) 基本资料

①地理位置及项目区地形。考特玛地块位于塔吉克斯坦列宁那巴德州加富洛夫区巴巴洛夫农庄, 胡江巴济尔干渠旁, 海拔 800m。地形尺寸详见平面布置图 6-28, 面积 32hm<sup>2</sup>, (480 亩)。总体地势东高西低、南低北高; 坡降: 东西 1.0%, 南北 1.5%。

②农业气象资料。根据当地气象站资料, 该项目区多年平均降雨量 120~298mm, 且多集中于冬春两季; 播种季节风大风多, 不利于地膜播种, 常年多东南风, 最高风速 8~12m/s (8 级以上); 该区日照充足, 大于 5℃ 积温 4 500~5 000℃, 大于 10℃ 积温 3 800~4 000℃; 该地区无霜期在 200~220 天之间, 初霜日一般出现在 10 月中、下旬, 历年终霜日一般在次年 3 月下旬, 常有倒春寒天气, 极少有冰雹。

③水源资料。该地用井水灌溉, 水源水质符合农田灌溉水质的要求。

④土壤状况。土壤质地为中壤土, 容重 1.5g/cm<sup>3</sup>, 盐碱含量不大, 未见较大的盐碱斑 (已秋翻), 土层 25~30cm 左右, 石头多, 石块和沙砾占耕作层 20%~70% 左右, 东



- 说明:
1. 图中长度单位以米计, 管径单位以毫米计。
  2. 此地块规划面积为  $32\text{hm}^2$ , 种植作物为棉花。
  3. 毛管选用规格为  $\phi 16 \times 300 \times 1.8$  L/h, 毛管间距为 0.9m。
  4. 水源为井水, 水泵型号选用 250QJ80-80/4, 流量  $80\text{m}^3/\text{h}$ , 扬程 80m。
  5. 排水井设在分干管末端。
  6. 在三通、变径接头、弯头、闸阀处必须设镇墩。
  7. ①-1、②-1 等为轮灌制度编号, ①、② 等为轮灌区号, 后面的数值为该轮灌区支管的序号。

图 6-28 考特玛滴灌工程平面布置图

南面多, 西北面较少。土地十分贫瘠, 由于多年整地不佳, 地面起伏很大, 杂草很多, 且是多年生杂草为主, 土壤养分详见表 6-37 (塔方提供)。

表 6-37 塔吉克斯坦考特玛农场土壤养分表

名称 \ 项目	土壤含量 (mg/kg)	施入量 (mg/hm <sup>2</sup> )	有效量 (mg/hm <sup>2</sup> )	总需求量 (mg/hm <sup>2</sup> )
N	5~15	—	280~300	800~1100
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	20~25	100~150	100~150	600~950
K <sub>2</sub> O	15~20	50~100	50~100	90

塔方施肥量决策方法: 每增加  $500\text{kg}/\text{hm}^2$  ( $33.3\text{kg}/\text{亩}$ ) 产量, 增施 N 为  $80\sim 90\text{kg}/\text{hm}^2$  ( $5.3\sim 6\text{kg}/\text{亩}$ ), P<sub>2</sub>O<sub>5</sub> 为  $50\text{kg}/\text{公顷}$  ( $3.3\text{kg}/\text{亩}$ ), K<sub>2</sub>O 为  $50\text{kg}/\text{hm}^2$  ( $3.3\text{kg}/\text{亩}$ )。

⑤作物资料。该项目区种植作物为棉花, 品种为当地常规品种 Φ-3, 棉籽千粒重  $110\sim 120\text{g}$ , 播种期 4 月 5 日至 4 月 15 日, 播种量  $120\text{kg}/\text{hm}^2$ 。棉花主要根系活动层深度

为 25~65cm, 种植作物为棉花, 种植模式采用行距 30cm×60cm, 株距 10~12cm。

(2) 水量平衡计算 机井出水量为 80m<sup>3</sup>/h, 该流量在满足项目区作物的最大耗水期灌水时的灌溉面积:

$$A = \eta Q t / 10 I a$$

$$= 0.9 \times 80 \times 22 / (10 \times 4.5) = 35.2 \text{ hm}^2 \text{ 大于 } 32 \text{ hm}^2, \text{ 能满足灌溉要求。}$$

(3) 管网系统的构成 水源→加压提水设备(水泵)→首部装置(含过滤器、施肥设施等)→主干管→分干管→厚支管→辅管→毛管(滴管带), 具体如图 6-28 所示。

(4) 设计参数与灌溉制度

①基本参数。

- a. 设计保证率: 不低于 85%
- b. 灌溉水的利用率: 0.90
- c. 设计系统的日工作小时数: 22h。
- d. 滴灌设计土壤湿润比 ( $P$ ): 50%
- e. 设计耗水强度 ( $E_a$ ): 4.5mm/d

②灌溉制度。

a. 设计灌水定额

根据资料计算如下:

$$m = 0.1 \times \gamma \times z \times P \times (\theta_{\max} - \theta_{\min}) / \eta$$

$$= 0.1 \times 1.50 \times 0.4 \times 50 \times 10 / 0.9$$

$$= 33 \text{ mm}$$

$$= 330 \text{ m}^3 / \text{hm}^2 \text{ (} 22 \text{ m}^3 / \text{亩)}$$

此灌水定额为作物需水高峰期的值。

b. 设计灌水周期:

$$T = (m / E_a) \times \eta$$

$$= (33 / 4.5) \times 0.9$$

$$= 6.6 \text{ (天)}$$

取灌水周期为 7 天

c. 一次灌水延续时间

$$t = m \cdot S_e \cdot S_r / q_d$$

$$= 33 \times 0.3 \times 0.9 / 1.8$$

$$= 4.95 \text{ (小时)}$$

d. 轮灌组数目的确定

$$N \leqslant CT / t = (7 \times 22) / 4.95 = 31$$

根据实际情况取  $N = 28$  组。

e. 轮灌组的划分及运行 根据滴灌系统的布置, 为保证系统持续稳定的压力, 分散水流, 降低管道水头损失, 因此将系统划分 4 个轮灌区。运行时, 一次开一条分干单侧支管同时打开, 每条支管只打开一条辅管, 同时打开的辅管为一个轮灌组, 共 28 组。

详见平面布置图 6-28。

### ③滴灌灌水均匀度。

a. 滴灌均匀系数 水利部行业标准《微灌工程技术规范》规定，灌水器设计允许流量偏差率  $q_v$  应不大于 20%，设计灌水均匀度不应低于 0.95。

b. 灌水小区允许水头偏差 滴头工作水头偏差率  $h_v$ ：

$$\begin{aligned} h_v &= \frac{q_v}{x} \left( 1 + 0.12 \frac{1-x}{x} q_v \right) \\ &= 0.2/0.615 \times [1 + 0.12 \times (1 - 0.615) \times 0.2/0.615] \\ &= 0.33 \end{aligned}$$

式中  $x$ ——滴头流态指数。

c. 灌水小区允许水头偏差按下式计算：

$$\begin{aligned} [\Delta H] &= h_v \times h_d \\ &= 0.33 \times 10 \\ &= 3.3 \text{ (m)} \end{aligned}$$

式中  $[\Delta H]$ ——灌水小区允许水头偏差 (m)；

$h_d$ ——设计滴头工作水头 (m)。

(5) 系统水力计算 按最不利的轮灌组计算水头损失。

#### ①毛管设计。

a. 滴灌带的选型 根据有关设计资料，毛管选用天业生产的单翼迷宫式滴灌带  $\phi 16 \times 300 - 1.8$ ，其流量方程为： $q_d = 0.411H^{0.615}$ ，相应的滴灌带工作水头为： $H = 11\text{m}$ 。

b. 毛管极限滴头个数的确定 根据该项目区地势特点，应按均匀地形坡毛管的极限孔数计算方法计算。经计算：

逆坡  $N_m = 117 >$  设计滴头孔数  $N = 116$ ，满足要求；

顺坡  $N_m = 261 >$  设计滴头孔数  $N = 250$ ，满足要求。

c. 极限长度：

逆坡  $L_m = N_m \times Se = 117 \times 0.3 = 35.1\text{m} >$  逆坡实际铺设长度 35m；

顺坡  $L_m = N_m \times Se = 261 \times 0.3 = 78.3\text{m} >$  顺坡实际铺设长度 75m。

d. 毛管的水头损失  $h_{\text{毛}}$  (多孔管)

$$h_{\text{毛}} = \frac{kfSq_d^m}{d^b} \left[ \frac{(N + 0.48)^{m+1}}{m+1} - N^m \left( 1 - \frac{S_0}{S_e} \right) \right] - LJ$$

经计算顺坡  $h_{\text{毛}} = 0.52\text{m}$ ，逆坡  $h_{\text{毛}} = 0.50\text{m}$ ，均小于  $[\Delta h_2]$ ，满足毛管水头偏差要求。

#### ②辅管的沿程损失计算。

$$\begin{aligned} h_{\text{付}} &= \frac{kfSq_d^m}{d^b} \left[ \frac{(N + 0.48)^{m+1}}{m+1} - N^m \left( 1 - \frac{S_0}{S_e} \right) \right] \\ &= \frac{1.1 \times 0.505 \times 0.9 \times 658.8^{1.75}}{28.8^{4.75}} \left[ \frac{(9 + 0.48)^{2.75}}{2.75} - 9^{1.75} \left( 1 - \frac{0.45}{0.9} \right) \right] \end{aligned}$$

$$= 0.77\text{m}$$

$$h_{\text{付}} + h_{\text{毛}} = 0.77 + 0.52 = 1.29\text{m} < 3.3\text{m}$$

满足灌水小区均匀度要求。

③支管的设计。支管水头损失计算：

$$h_{\text{支}} = \frac{kfQ^m}{d^b}L - JL$$

根据项目区地势特点沿支管方向坡降为 1.5%，顺坡方向的支管长为 147m，而逆坡方向的支管长为 73m。经计算支管水头损失（计算至支管末端付管）4.3m。

④干管的设计。各级干管设计流量根据机井流量及运行方案确定。流量确定后，根据经济流速或经济水力坡度预选管径，然后计算系统各部分水头损失，校核各管段承压能力，最后确定干管实选管径。

干管水头损失按最不利组合计算，计算公式如下：

$$h_{\text{干}} = K \times f \times Q^m L / d^b$$

经计算干管总水头损失 10.7m

(6) 系统首部的的设计选型 滴灌系统首部的的设计包括：水泵、水源过滤设备及施肥罐的选型。

①水源过滤设备选型。水源为井水，水质良好适于农田灌溉，所含杂质主要为砂粒，首部选用一组“离心+网式”过滤器即可，其型号选择应根据其过流量（系统的设计流量）确定，本系统设计流量为  $80\text{m}^3/\text{h}$ ，因此选用过流能力大于等于该值的“离心+网式”过滤器即可。

②施肥罐选择。施肥罐的选型一般根据滴灌地的规划面积即系统流量选择，面积大的选用较大容积的，面积小的选用较小容积的。本系统规划面积为  $32\text{hm}^2$ （480 亩），应选用施肥罐为 100L。

③水泵与动力选型。

a. 选型的原则 首先本系统的水源为井水，因此该滴灌工程所选水泵最好为潜水泵。应优先选用国优与部优产品以及获得国家生产许可证的产品与节能产品。

其次，所选水泵，其流量与扬程均与滴灌系统设计流量和设计水头基本一致，使水泵保持在高效率区工作。

最后，所选水泵工作稳定，便于操作、维修。并尽可能型号一致，便于管理和零件配换。

b. 扬程

$$\begin{aligned} H_{\text{扬}} &= \text{系统总扬程} + \text{井水动水位} + \Delta Z (\text{高差}) + \text{安全富裕度} \\ &= 33 + 49 - 7 + 5 = 80\text{m} \end{aligned}$$

c. 流量  $Q_{\text{泵}}$  根据滴灌系统设计流量选定。

据以上最不利情况下的水力计算，系统正常工作所需总扬程为 80m，所需总流量为  $80\text{m}^3/\text{h}$ ，因此所选水泵型号为：250QJ80—80/4，其配套电机功率为 30kW。

由于运行为对称运行，所以其他灌水小区所需水泵扬程与上述计算相同。即：所有

灌水小区正常运行时，水泵工作均处于高效状态。

(7) 材料、设备用量及投资预算 本滴灌系统设备用量及投资预算详见表 6-38。在表 6-38 中，对易耗材料增加 5% 损耗量，滴灌带增加 10% 损耗量。

表 6-38 考特玛滴灌工程投资预算表

编号	工程及费用名称	费用 (万元)	备注
一	水利工程		
1	滴灌配套材料及设备	22.36	
二	临时工程	0.223 6	以材料及设备费的 1% 计
三	其他费用		
1	建设管理费	4.472	以材料及设备费的 2% 计
2	生产准备费	0.111 8	以材料及设备费的 0.5% 计
3	勘测设计费	0.894 4	以材料及设备费的 4% 计
4	安装费	1.513 6	
5	土方费	0.868 6	
6	运费	0.670 8	以材料及设备费的 3% 计
7	其他		
a	预算定额编制管理费	0.034 4	以材料及设备费的 0.15% 计
b	工程质量监督检测费	0.060 2	以材料及设备费的 0.25% 计
四	预备费	0.223 6	以材料及设备费的 1% 计
五	总投资	27.494 2	
六	综合投资：8 592.6 元/hm <sup>2</sup> (572.84 元/亩)。		

#### 4. 新疆天业小农户膜下滴灌系统设计实例

(1) 基本资料 项目区位于石河子市区南边石河子乡努尔巴克村，由村民仇辉春承包自主耕种。其地理位置为东经 84°58' ~ 86°30'，北纬 43°27' ~ 45°40'，海拔高程约 535m。土质为沙壤土，条田长 540m，宽 105m，共 5.7 hm<sup>2</sup> (85 亩)，实际耕种面积 5.5hm<sup>2</sup> (82 亩)。总的地势呈南高北低、东高西低，自然坡度均为 1%。条田南北为田间机动路，东西与别家耕地相邻；条田的东边已建一条土渠，土渠与供水斗渠相连，水源玛管处从玛河调水经渠道供给，从玛河入渠口至条田约 5km，水量充足；无电源。

(2) 作物资料 该条田 2001 年种植作物为棉花，本年度种植加工番茄，品种选定 87-5，种植模式行距为：40 ~ 100cm，株距为 28cm，每 667m<sup>2</sup> 保苗株数 3200 株。

(3) 气象条件 由于受温带天气系统和北冰洋天气系统影响，干旱少雨，蒸发强烈，冬冷夏热，光照充足。多年平均气温 6.6℃，极端最高气温 43.1℃，极端最低气温 -42.8℃，年降雨量约 150mm，蒸发量约为 1 700mm，无霜期 160 ~ 170 天，日照 2 840 ~ 2 750h。可满足棉花、番茄等多种农作物生长的需要。

(4) 系统选型 该条田面积只有 5.7hm<sup>2</sup> (85 亩)，为农户自主耕种，并且没有电源，已不具备大田固定式滴灌系统的条件，且大田固定式滴灌系统一次性投资较高，农户一次很难承担，而该条田已有其灌水渠道，该农户家自购的一台小四轮拖拉机的闲置

率又较高。综合上述因素,该条田十分适合《天业小农户膜下滴灌系统》。天业小农户膜下滴灌系统是新疆天业集团公司针对广大小农户所承包的耕地面积小、无电源的情况而开发的一套膜下滴灌系统。适用于  $13.3\text{hm}^2$  (200 亩) 以下的小块农田,具有一次性投入低,结构简单,易于操作的特点,农产只要经过简单讲解、辅导即可自行施工、安装、运行;该系统即具备了大田模式的优点,又利用了闲置的小四轮拖拉机解决电源问题,有较广泛的推广价值。

该系统是由小四轮拖拉机作为动力,首部装置放在小四轮拖拉机上,支管与毛管固定在田间,一条支管为一个灌水小区。系统结构为:渠水—集水池—拖拉机移动首部—支管—毛管,拖拉机移动按小区轮灌。本系统支管采用  $\phi 75$  薄壁 PE 管,毛管采用天业生产的  $\phi 16 \times 300 - 1.8\text{L/h}$  单翼迷宫式滴灌带。

(5) 水源分析及水源工程规划 项目区为渠水滴灌,水中泥沙含量较多,因此水质处理的重点是在洪水期考虑泥砂沉淀问题。由于本项目为小农户滴灌系统,面积较小,对沉淀过滤池只作简单处理。即利用地块东边的原农渠加铺农膜作为引水渠,由于地形坡度较大,中间打多处拦水坝,使水流平稳,在每条支管头端建一集水池供水泵取水,并在农渠的南头加宽加深作为沉淀过滤池,沉淀过滤池长 50m,宽 1m,不作任何处理,只利用自生水草的作用,使泥沙能够达到初步沉淀;设多处拦污栅,使用 120 目网式过滤器过滤,以达到滴灌水质要求。

#### (6) 系统的设计

① 本滴灌系统基本参数的取值。

- a. 设计保证率: 不低于 85%
- b. 灌溉水的利用率: 0.90
- c. 设计系统的日工作小时数: 20h。
- d. 滴灌设计土壤湿润比 ( $P$ ): 40%
- e. 设计耗水强度 ( $Ea$ ):  $4\text{mm/d}$

$$\begin{aligned} \text{② 灌水定额。} m &= 0.1 \gamma z P (\theta_{\max} - \theta_{\min}) / \eta \\ &= 0.1 \times 1.35 \times 0.4 \times 40 \times 10 / 0.9 = 24\text{mm} \\ &= 240\text{m}^3 / \text{hm}^2 \quad (16\text{m}^3 / \text{亩}) \end{aligned}$$

$$\text{③ 灌水周期。} T = (m / Ea) \times \eta = (24 / 4) \times 0.9 = 5.4 \text{ (天)}$$

④ 一次灌水延续时间。(滴灌带型号为  $\phi 16 \times 300 - 1.8\text{L/h}$ )

$$t = (m \times Se \times Sr) / q_d = 24 \times 0.3 \times 1.4 / 1.8 = 5.6 \text{ (h)}$$

⑤ 水量平衡计算。

$$\begin{aligned} A &= \eta Q t / 10 Ea = 0.9 \times 50 \times 20 \div (10 \times 4) \\ &= 22.5\text{hm}^2 \quad (337.5 \text{ 亩}) \end{aligned}$$

考虑到供水条件和人力因素,并结合农户耕作习惯,一次灌水尽量控制在两天一夜以内,所以系统流量取  $50\text{m}^3/\text{h}$ 。

⑥ 各级管道设计流量的确定。

$$\text{a. 毛管流量: } Q_{\text{毛}} = Nd \times q_d = 225 \times 1.8 = 405 \text{ L/h}$$

b. 支管的设计流量:

$$\begin{aligned} Q_{支} &= N_{毛} \times 2Q_{毛} = 72 \times 405 \times 2 \\ &= 58\,320\text{L/h} \end{aligned}$$

实际在水力计算时各级管道所用数据为实际流量,即用总流量  $50\text{m}^3/\text{h}$ ,按轮灌组分到各级管道及毛管中。

⑦系统各部分的设计及相应水力计算。

a. 毛管的水头损失  $h_{毛}$  (多孔管) 顺坡毛管长  $82\text{m}$ , 逆坡毛管长  $53\text{m}$ 。

$$\text{顺坡 } H_{毛} = 1.05 \times 0.505 \times 0.3 \times 1.8^{1.75} \div 15.64^{4.75} \times \{(273 + 0.48)^{2.75} \div 2.75 - 273^{1.75} \times 0.5\} - 82 \times 0.01 = 0.9\text{m}$$

$$\text{逆坡 } H_{毛} = 1.05 \times 0.505 \times 0.3 \times 1.8^{1.75} \div 15.64^{4.75} \times \{(176 + 0.48)^{2.75} \div 2.75 - 176^{1.75} \times 0.5\} + 53 \times 0.01 = 1.04\text{m}$$

b. 支管的水头损失 (多孔管)

$$H_{支} = 1.08 \times 0.505 \times 1.4 \times 810^{1.75} \div 73.2^{4.75} \times \{(72 + 0.48)^{2.75} \div 2.75 - 72^{1.75} \times 0.5\} = 6.08 - 1.05 = 5.04\text{m}$$

c. 首部的水头损失为  $5\text{m}$

d. 毛管的工作压力为  $8\text{m}$

因此,管网在最不利情况下总水头损失为

$$H = 1.04 + 5.04 + 5 + 8 = 19.08 = 20\text{m}$$

⑧水泵的选型。本系统的水源为渠水,动力为小四轮拖拉机,功率为  $11\text{kW}$ ;因此所选水泵必须为农用泵。扬程为  $20\text{m}$ ;流量为  $50\text{m}^3/\text{h}$ 。

(7) 材料、设备用量 本滴灌系统所需材料及设备用量详见表 6-39。

表 6-39 努尔巴克村小农户膜下滴灌材料表

材料名称	规格型号	单位	材料用量	每 $667\text{m}^2$ 用量	备注
PE 管	$\Phi 75 \times 0.9$	m	440	5.18	
按扣三通	$\Phi 16$	个	300	3.53	
滴灌	$\Phi 16$	m	40 500	476	
直通	$\Phi 16$	个	40	0.47	
承插直通	$\Phi 75$	个	10	0.12	
矩形胶圈	$\Phi 75$	个	20	0.24	
钢卡	$\Phi 75$	个	20	0.24	
施肥罐	50L	套	1		
网式过滤器	4"	套	1		
水泵		台	1		农用泵

## 5. 大棚蔬菜滴灌设计



(1) 基本情况 延安某山区有标准蔬菜大棚若干个，大致有 3 种标准棚，3 种棚长分别是 40m、60m、120m，宽均为 8m，棚内有 1m 的走道。每个棚内均为供水管，管径为 32mm，水质较好。土质大多为中壤土。种植作物为各种蔬菜，其种植模式不尽相同。

(2) 简单设计过程

①基本设计参数的取值。

作物日耗水强度  $E = 4\text{mm/d}$ ;

设计灌水定额:

$$m = 0.1 \gamma z P (\theta_{\max} - \theta_{\min}) / \eta$$

$$= 0.1 \times 1.36 \times 0.2 \times 70 \times 10 / 0.9 = 21.2\text{mm}$$

灌水周期:

$$T = (m / Ea) \eta = (21.2 / 4) \times 0.9 = 4.8 \text{天}$$

灌水时间: 应根据具体的轮灌方案计算。

②水量平衡计算。因为大棚的面积都较小，最大的不足  $0.1\text{hm}^2$  (1.5 亩)，所需最大的水量仅为  $0.2\text{m}^3/\text{h}$  左右，水管的出水量完全可以满足要求。

③滴灌系统管道规划布置。

a. 毛管的布置 毛管铺设应顺着种植行向，长度以种植行的长度为主，根据实地情况定。

b. 滴灌支管布置应垂直于毛管，见平面布置图 6-29，首部结构如图 6-30 所示。

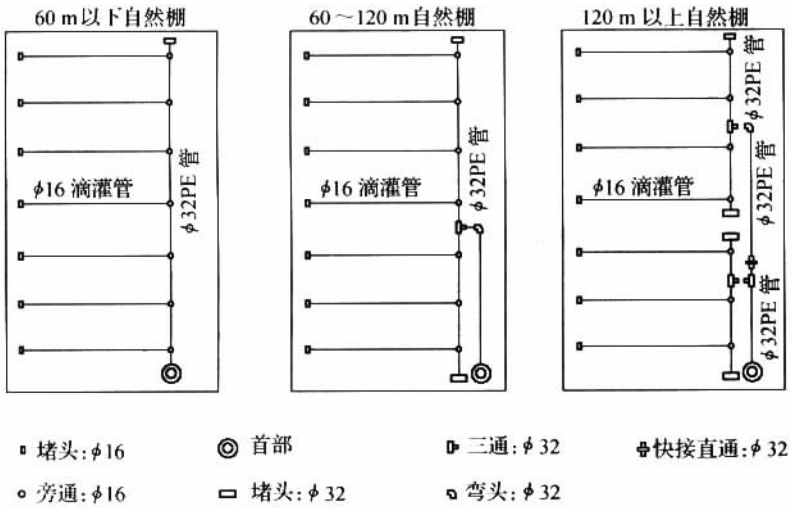


图 6-29 大棚蔬菜滴灌平面布置图

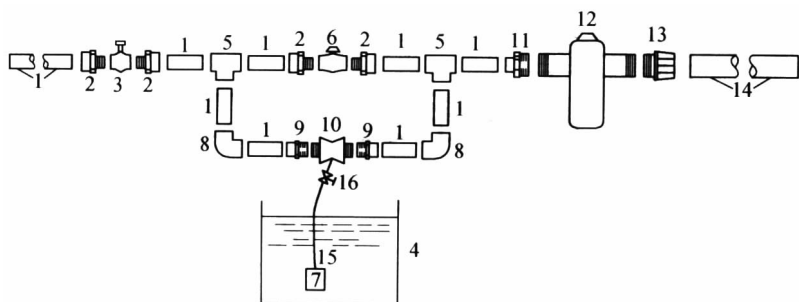


图 6-30 大棚蔬菜滴灌首部布置图

- |                          |                                  |
|--------------------------|----------------------------------|
| 1. PVC 管: $\phi 25$      | 9. PVC 内丝: $\phi 25$             |
| 2. 外丝: $\phi 25$         | 10. 文丘里施肥器: $\phi 25$ (进出口径)     |
| 3. 闸阀: DN20              | 11. 异径内丝: $\phi 25 \times 1''$   |
| 4. 肥料桶                   | 12. 过滤器: 1"                      |
| 5. PVC 三通: $\phi 25$     | 13. 阴纹快接直通: $\phi 32 \times 1''$ |
| 6. PVC 球阀: $\phi 25$     | 14. PE 管: $\phi 32$              |
| 7. 过滤网                   | 15. 吸肥管: $\phi 8$                |
| 8. 90° PVC 弯头: $\phi 25$ | 16. 施肥阀: $\phi 8$                |

# 第四篇

## 雨水集蓄工程 规划设计

# 第一章 雨水集蓄工程规则

## 第一节 雨水集蓄工程概述

### 一、雨水资源的开发利用

#### (一) 雨水资源化及其类型

雨水资源的利用有广义和狭义之分。从广义上讲,只是利用雨水的活动都可以称为雨水利用。如兴建水库、塘坝和灌溉系统等开发利用地表水的活动,打井开采地下水的活动以及人工增雨措施等活动。而狭义的雨水利用是指直接利用雨水的活动,如利用一定的集雨面收集雨水用于生活、农业生产和城市环境卫生等。本书所述及的雨水利用是指狭义上的利用。

根据供水的目的不同,目前我国雨水利用可分为如下三类(李丽娟等,1996)。

(1)为解决生活用水和庭院经济用水的雨水利用工程。主要分布在干旱的西北黄土高原地区,地表漏水性极强的西南石灰岩山区,淡水资源缺乏的海岛地区以及缺乏优质饮用水的滨海地区(如高氟病区)。

(2)为农业生产需要而修建的雨水利用工程。主要分布在北方的黄土高原和华北平原地区的旱作农业区。如修筑梯田、挖掘鱼鳞坑、深耕、覆盖、粮草轮作、窑窖蓄水灌溉等工程措施、农业措施和生物措施。

(3)为缓解城市及周围地区的水环境问题而修建的雨洪利用工程。主要是利用城市雨洪弃水回灌地下水或用于卫生、环境绿化、消防和维持水体景观等(本书不作介绍)。

#### (二) 雨水资源开发利用的意义

水是人类赖以生存的不可替代的生命资源,也是社会发展的重要经济资源。地球上70%的面积是海洋,因而水资源总量中97.5%是不可能直接利用的海水,淡水资源只占2.5%,而可以直接利用的河流、湖泊和水库的淡水资源,仅为淡水资源总量的0.26%。随着社会和经济的发展,人类对水资源的需求量日益增长。其中农业用水占淡水用水总量的70%,工业用水占20%,生活用水占7%,且需求量仍在上升。工业和城市的发展,排污量大增,又导致水源的污染。森林等植被的破坏,失去生态平衡,也会造成雨

量减少,地下水的补充量减少。目前,世界上大约有 90 个国家,40% 的人口出现缺水危机,因此引起世界许多国家的关注,联合国于 1997 年初发出淡水资源短缺的警报:“缺水问题将严重制约下世纪的经济和社会发展,并可能导致国家间的冲突。”

我国水资源总量为 28000 亿  $\text{m}^3$ ,居世界第 6 位,人均占有量 2300 $\text{m}^3$ ,仅为世界人均占有量的 1/4,居世界第 109 位,被列为世界 13 个贫水国之一。我国 660 多个城市中,缺水城市达 300 多个,其中严重缺水城市 108 个。据统计,全国城市目前日缺水量达 1600 万  $\text{m}^3$ ,每年因缺水损失工业产值 1200 多亿元。全国农村每年缺水约 300 亿  $\text{m}^3$ ,有 5000 多万人和 2.5 亿头牲畜饮水困难。特别是进入 90 年代以来,干旱日益严重,全国每年受旱面积达 2000 多万  $\text{hm}^2$ ,因干旱粮食减产达 150 亿  $\text{kg}$  左右。面对水资源的紧缺局面,解决的办法是开源节流。首先要保护现有的水源,采取行之有效的措施节约水资源。如农业上实施节水灌溉技术,工业上治理水污染并利用废水,国家调节供水政策,提高水价等。在开源方面实施南水北调工程,但工程量大,工期长、耗资大。而充分开发雨水资源则是切实可行的办法。目前我国对天然降雨的利用率只有 10%,与国外利用率高的国家相比,可利用的潜力很大。我国降水量在 250mm 以上的地区很广,且降雨集中在 6~9 月,荒坡山地、路面、场院和屋顶等设施为聚集雨水创造了有利条件,这些地方都可以进行雨水的开发利用。

## 二、雨水集蓄工程的组成

雨水集蓄工程是指对降雨进行收集、汇流、存储和进行节水灌溉的一套系统。一般由集雨系统、输水系统、蓄水系统和灌溉系统组成。

### (一) 集雨系统

集雨系统主要是指收集雨水的集雨场地。首先应考虑具有一定产流面积的地方作为集雨场,没有天然条件的地方,则需人工修建集雨场。为了提高集流效率,减少渗漏损失,要用不透水物质或防渗材料对集雨场表面进行防渗处理。

### (二) 输水系统

输水系统是指输水沟(渠)和截流沟。其作用是将集雨场上的来水汇集起来,引入沉沙池,而后流入蓄水系统。要根据各地的地形条件、防渗材料的种类以及经济条件等,因地制宜地进行规划布置。

### (三) 蓄水系统

蓄水系统包括储水体及其附属设施。其作用是存储雨水。

#### 1. 储水体

各地群众在实践中创造出不同的存储形式,西北、华北黄土高原一带,主要是建水窖(窑)和蓄水池。用于生活用水和用于农业灌溉的形式基本一样。一般用于生活和庭

院灌溉的，为了取水方便，多建于家庭和场院附近，蓄水容积相对较小，提水设备是以人力为主（手压泵）。用于农田灌溉的多建于田边和地头，容积相对较大，提水设备有用动力的（微型电泵），也有人工的（手压泵）。窖（窑）和蓄水池按使用的建筑材料可分为土窖、砖石窖、混凝土薄壳窖和水窑等。土窖施工方便，造价低、但容量小，对土质要求较高。砖石窖较坚固耐用，容量也较大，但造价较高，施工难度较大。混凝土薄壳窖防渗性能好，寿命长，容量大，但造价较高。水窑为卧式全封闭的结构类型，容量大（80~200m<sup>3</sup>），长度不受限制，施工较方便，但窑底防渗处理要求高。各地应根据地形地貌特征、经济条件、施工技术和当地材料来选型。

## 2. 主要附属设施

（1）沉沙池。其作用是沉降进窖（窑）水流中的泥沙含量。一般建于水窖（窑）进口处2~3m远的地方，以防渗水造成窖壁坍塌，池深0.6~1.0m，长宽比可考虑2:1，具体尺寸由进窖水量和水中含沙量而定。

（2）拦污栅与进水暗管（渠）。拦污栅作用是拦截水流中的杂物，如树叶、杂草等飘浮物和砖石块等，设在沉沙池的进口。进水暗管（渠）作用是将沉沙池与窖体（蓄水池）连通，使沉淀后的水流顺利流入窖（池）中，其过水断面应根据最大进流量来确定。

（3）消力设施。为了减轻进窖（窑）水流对窖底的冲刷，要在进水暗管（渠）的下方窖（窑）底上设置消力设施，根据进窖流量的大小，选用消力池或消力筐或设石板（混凝土板块）。

（4）窖口井台。其作用是保证取水口不致坍塌损坏，同时防止污物进窖。窖台一般高出地面0.3~0.6m，平时要加盖封闭，取水时可安装提水设备。

## （四）灌溉系统

灌溉系统包括首部提水设备、输水管道和田间的灌水器节水灌溉设备，是实现雨水高效利用的最终措施。由于各地地形条件、雨水资源量、灌溉的作物和经济条件的不同，可选择适宜的节水灌溉形式。常见的形式有滴灌、渗灌、坐水种、注射灌、膜下穴灌与细流沟灌等技术。

# 三、雨水集蓄利用的发展与展望

## （一）国内外发展概况

雨水利用是一项古老的实用技术，远在公元前2000多年的中东地区，就有收集雨水用于生活和灌溉。在阿富汗、伊朗、巴基斯坦和中国的新疆，2000多年前就建造了坎儿井用于灌溉。约1500年前以色列的纳巴泰人利用年降雨量仅100mm的雨水资源，在沙漠中种出了庄稼。在墨西哥、秘鲁和南美的安弟斯山山坡上，1000多年前就建造起来能灌能排的雨养梯田。几百年前印第安人就收集雨水种植玉米、南瓜和甜瓜。上世

纪中期,以色列制订了“沙漠花园”计划,实施多种形式的雨水集蓄工程,在沙漠上种出了庄稼,产生了巨大的经济效益。80年代以来,雨水集流系统得到迅速发展,在一些多雨的国家也得到发展,雨水利用范围也从生活用水向城市用水和农业用水发展。如东南亚的尼泊尔、菲律宾、印度和泰国,非洲的肯尼亚、博茨瓦纳、纳米比亚,坦桑尼亚和马里等国。工业发达国家,如日本、澳大利亚、美国、新加坡、法国、瑞典等国都在开发利用雨水。特别是联合国1981~1990年的“国际饮水及卫生十年”计划的实施,使雨水利用的现代化技术得到迅速发展和推广。1982年6月在美国夏威夷召开了第一届雨水集流利用的国际会议,成立了国际雨水集流系统协会。1995年6月在中国北京召开了第七届雨水集流系统协会,进一步推动了雨水的开发利用。

我国雨水集蓄工程也有着悠久的历史,早在2500年前,安徽寿县就修建了大型平原水库,拦蓄雨水,用于农田灌溉。秦汉时期,在汉水流域的丘陵地区修建了库塘,对雨水进行拦蓄和调节。在西北黄土高原等干旱半干旱山区和塬区人民在同干旱作斗争的过程中,创造了许多雨水利用技术,如土窖、大口井、坎儿井和蓄水塘等设施外,还改进了修筑梯田、沟筑土坝、粮草轮作等就地蓄雨措施,发挥了很大的作用。但由于社会历史的原因,这些措施并未得到迅速的发展,仍未摆脱农业生产“靠天吃饭”的局面。解放后,特别是80年代以来,由于北方干旱日益严重,水资源日益紧缺,在国际雨水集流事业的推动下,国家重视了这方面的研究。从80年代就开始了雨水利用技术和水资源持续发展问题的研究。“七五”期间北京开展了城市雨洪利用技术研究。80年代末以来,各地发展较迅速,如甘肃省实施的“121”雨水集流工程[每户建 $100\text{m}^2$ 左右的雨水集流场,打2眼水窖,发展 $0.067\text{hm}^2$ (1亩)左右庭院经济],内蒙古实施的“112”集雨节水灌溉工程[一户建一眼旱井或水窖,采用坐水种和滴灌技术,发展 $0.134\text{hm}^2$ (2亩)抗旱保收田],宁夏的“窖水蓄流工程”,陕西的“甘露工程”,还有山西、河南、河北等省(区)雨水集蓄工程。这些有效的雨水集蓄措施的研究和应用,取得一批成果,产生了明显的经济效益、社会效益和生态效益,展现出强大的生命力。

## (二) 我国雨水集蓄利用发展中存在的问题

现代雨水集蓄利用是近几年在干旱半干旱地区涌现出的一件崭新事物,虽取得不少成绩,但还有许多问题需要探索、研究和加以解决,归纳起来,主要有以下几点。

(1) 对雨水集蓄工程的重要性认识不足。进入90年代以来,北方干旱日益严重,水资源日趋紧张,解决的办法习惯于拦截地表径流(如修水库)和开采地下水(如打井),或者寄希望于跨流域调水,而对当地雨水资源开发认识不足,未把它当作解决缺水的一个重要途径,对水环境效益的认识更淡漠。不仅雨水较少的地区应当重视,雨水较多的地区也应当重视,事实上雨水越多的地区越适合开发利用,应当充分认识到这一点。

(2) 发展的不平衡。目前,雨水集蓄工程在黄土高原地区的甘肃、宁夏、山西、陕西,华北平原的河北、河南等省(区)发展较快。西南地区的贵州、四川、云南也有少量发展,其他地区尚未广泛开展。即使同一省份发展也不平衡。

(3) 综合性系统化的研究不够。过去开展了不少研究,但大都是单项的研究。雨水集蓄工程是包括雨水的引导、聚集、存储净化和高效利用等方面。因此,要达到高产高效优质的目的,必须对雨水的聚集、存储、节水灌溉技术、农业栽培技术和管理技术进行综合研究,使之形成一个技术体系,并进行推广。

(4) 缺乏统一的标准和规范。甘肃省已于 1997 年 5 月发布了地方标准《甘肃省雨水集蓄利用工程技术标准》。其他有的省尚处于试验、示范阶段,有的省已在小面积推广,有的省还未开展,缺乏科学的分析和指导,也影响了发展速度和工程质量。因此各地应根据当地情况,通过试验、示范和推广应用,总结出地方标准,进而制订全国的标准,更好地指导雨水集蓄工程的发展。

### (三) 雨水集蓄工程技术的发展前景广阔

我国是一个水资源不丰富的国家,每公顷可耕地占有量只有世界平均的 1/2,而北方地区又远低于全国水平。干旱缺水已成为工农业生产发展的制约因素,特别是西北地区的陕、甘、宁、青、新等省(区)及内蒙古西部,土地辽阔,总面积占全国的 40%,但水资源不足全国的 10%,多数地区年降雨量在 400mm 以下,且降雨年内分配不均,多集中在 6~9 月,且以暴雨形式出现,造成水土流失。但这些地区却是我国重要的农牧业区,光热条件好,可供开发的耕地和草地资源潜力很大,而干旱缺水是制约这里土地和草地资源优势发挥的主要因素,相当部分耕地是没有灌溉就没有农业的地方,这里又是老少边穷地区,群众生活较贫困。南方地区虽降雨较多,但降雨分配不均,再加上地形坡度大,径流很快流入沟底,不易取用,季节性干旱几乎每年出现。西南地区石灰岩山区分布广,岩溶发育,裂隙多,漏水严重,雨水虽多,但山高水低,很难利用。沿海诸岛屿,虽然雨量丰富,但由于其面积小,河流短,雨后径流很快流入大海,再加上土层薄地下水也很缺乏,生产生活用水都十分困难。滨海地区地表水污染严重,地下水多为咸水,淡水资源也十分缺乏。上述这些地区,由于地形条件和经济条件的限制,兴建骨干水利工程不但投资大,工期长,施工难度大,而且难以全面解决灌溉问题。因此,如何充分利用当地降雨资源,发展灌溉,提高作物产量,脱贫致富,不但是当地迫切需要解决的问题,也是我国农业生产中一个带战略性的问题。

我国是一个农业大国,广大的农村,上亿个农户,房前屋后庭院面积达 340 多万  $\text{hm}^2$ 。由于雨水集蓄工程一般规模小,分布较散,不会造成不利的环境影响,且有利于生态保护。因此,凡有效降雨在 250mm 以上的地区,都可开发雨水资源,除解决生活用水外,实施节水灌溉,秋水春用,变被动抗旱为主动抗旱,这是我国 21 世纪水资源可持续利用的一个有效途径,开发利用前景十分广阔。

## 第二节 雨水集蓄工程规划

规划是雨水集蓄工程系统设计的前提,它关系到该工程的兴建技术上是否可行,经



济上是否合理，特别是对面积较大且又集中的雨水集蓄系统，更应给予充分的重视。

## 一、雨水集蓄工程规划的任务和原则

### （一）规划的主要任务

- （1）搜集基本资料。
- （2）根据当地的自然条件和社会经济状况，论证兴建雨水集蓄工程的必要性与可行性。
- （3）根据当地雨水资源状况和生产、生活用水需要进行来用水分析计算，进而确定工程的规模。
- （4）根据地形、作物种植和集雨材料等情况合理布置集雨场、蓄水设施和输配水网系统，并绘出平面布置图，提出工程概算。

### （二）规划的主要原则

- （1）综合考虑。尽量将农田灌溉、水土保持、庭院经济和生活供水统一考虑。达到充分利用雨水资源和节省投资的目的。
- （2）重视效益发挥。在温饱问题已经解决了的较贫困地区，发展雨水集蓄应向“两高一优”农业方面发展，以获得最大的经济、社会和生态效益。
- （3）考虑当前农村生产责任制。根据当地情况，一家一套独立的雨水集蓄系统和数家联合的系统相结合。对大的集雨场和灌溉系统，实行统一规划和管理，以节省投资。
- （4）远近结合。雨水集蓄是水资源可持续利用的一个重要方面，因此，既要照顾当前的利益，又要考虑长远的发展，要统一规划，分期实施，先试点后推广。

## 二、基本资料的搜集

为了做好雨水集蓄工程规划设计与施工，首先应做好基本资料的搜集。主要包括：地理地形、水文气象、集流面性质与面积、灌溉作物种类与面积，已建集雨、蓄水设施，动力设备情况和发展规划等。若兼有生活供水任务，还应搜集人口、牲畜等资料。

### （一）地理地形资料

地理地形资料包括雨水集蓄工程所处的位置、高程、地形高差。一般面积较小的工程不需要地形图，对面积大，地形较复杂的集雨场和灌溉地段，要有地形图，一般要求1/500。

### （二）水文气象资料

降雨资料是搜集当地的多年平均降雨量（保证率为50%、75%、95%），一般从当

地或附近的气象站（或雨量站）搜集，资料年限不少于 10 年。当地资料不具备时可按有关公式进行估算。

气象资料包括多年平均蒸发、温度、湿度、风速、日照、无霜期及冻土深度等。

### （三）集流设施资料

对当地适宜作集流面的庭院、场院、公路、乡村道路、屋顶面及天然坡地等的面积进行量测。对工程控制范围内已建的集雨和蓄水设施进行调查。

### （四）作物资料

对灌溉的作物种类、面积及当地灌溉情况等资料进行调查搜集。

### （五）土壤资料

对工程控制范围内的土壤质地、容重、田间最大持水量、渗透系数、酸碱度及有机质含量等资料进行搜集，以便更好地进行集雨场和节水灌溉技术设计。

### （六）其他资料

对当地的社会经济状况、建筑材料、道路交通、能源供应，以及农业发展规划等资料尽量调查搜集。

## 三、雨水集蓄工程规划

### （一）来用水分析计算

来用水分析计算的任务是根据当地可供雨水资源量和农田灌溉及生活用水的要求，进行分析和平衡计算，进而确定雨水集蓄工程的规模。

#### 1. 年集水量的计算

全年单位集水面积上可集水量按式（1-1）计算。

$$W = E_y R_p / 1000 \quad (1-1)$$

$$R_p = K P_p \quad (1-2)$$

$$P_p = K_p P_0 \quad (1-3)$$

式中  $W$  为保证率等于  $P$  的年份单位集水面积全年可集水量， $\text{m}^3/\text{m}^2$ ； $E_y$  为某种材料集流面的全年集流效率，以小数点表示，由于集雨材料的类型，各地的降水量及其保证率的不同，全年的集流效率也不同，要选用当地的实测值，若资料缺乏，可参考类似地区选用，表 1-1 列出了甘肃和宁夏两省（区）推荐值，供参考； $R_p$  为保证率等于  $P$  的全年降雨量， $\text{mm}$ ，可从水文气象部门查得，对雨水集蓄来说， $P$  一般取 50%（平水年）和 75%（中等干旱年），也可按式（1-1）和式（1-3）计算； $P_p$  为保证率  $P$  的年降

水量, mm;  $P_0$  为多年平均降水量, mm, 由气象资料确定;  $K_p$  为根据保证率及  $C_v$  (离差系数) 值确定的系数, 用小数表示, 可从水文气象部门查得;  $K$  为全年降雨量与降水量之比值, 用小数表示, 可根据气象资料确定。

2. 用水量的计算

用水量包括灌溉用水量和生活用水量。在庭院种植和近村地带的蓄雨设施, 往往灌溉和生活用水要同时考虑。在远离村庄地带的蓄雨设施, 一般只考虑灌溉用水。

表 1-1 不同材料集流场在不同降水量及保证率情况下全年集流效率表

多年平均 降水量 (mm)	保证率 (%)	集 流 效 率 (%)								
		混凝土	塑膜 覆砂	水泥土	水泥瓦	机瓦	青瓦	黄土 夯实	沥青 路面	自然 土坡
400~500	50	80	46	53	75	50	40	25	68	8
	75	79	45	25	74	48	38	23	67	7
	95	76	36	41	69	39	31	19	65	6
300~400	50	80	46	52	75	49	40	26	68	8
	75	78	41	46	72	42	34	21	66	7
	95	75	34	40	67	37	29	17	64	5
200~300	50	78	41	47	71	41	34	20	66	6
	75	75	34	40	66	34	28	17	64	5
	95	73	28	33	62	30	24	13	62	4

(1) 灌溉用水量

雨水积蓄的作物种植要突出“两高一优”的模式, 合理确定粮食、林果、瓜类和蔬菜等作物的种植比例, 以充分发挥水的效益。农业灌溉应采用适宜的节水灌溉方法, 在节水灌溉的前提下, 按非充分灌溉 (限额灌溉) 的原理进行分析计算。计算所需的作物需水量或灌溉制度资料, 要用当地的试验值, 降雨量资料由当地气象站或雨量站搜集。若当地资料缺乏, 可搜集类似地区的资料, 分析选用。

单位面积年灌溉用水量可按式 (1-4) 进行计算。

$$M_d = (N - 10P_e - W_s) / \eta \tag{1-4}$$

式中  $M_d$  为非充分灌溉条件下年灌溉定额,  $m^3/hm^2$ ;  $N$  为灌溉作物的全年需水量,  $m^3/hm^2$ ;  $P_e$  为作物生育期的有效降雨量, mm, 可采用同期的降雨量值乘以有效系数而得。该系数对不同地区, 不同作物则不同, 如甘肃和宁夏两省 (区) 建议夏作物取 0.7~0.8, 秋作物取 0.8~0.9;  $W_s$  为播种前土壤中的有效储水量, 根据实测资料确定, 缺乏实测资料时, 可按 (0.15~0.25)  $N$  作粗略估计;  $\eta$  为水的利用系数, 若采用滴灌等节水灌溉技术,  $\eta$  可取 0.9。

式 (1-4) 中的  $N$  值若是地面灌溉条件下的试验数值, 应用在节水灌溉条件下, 其  $M_d$  值应乘以一个系数, 根据所采用的灌溉方式不同来选用。若采用滴灌或膜下灌

时，甘肃和宁夏两省（区）建议取 0.5~0.8。

单位面积上的年灌溉用水量也可根据灌水定额和灌水次数进行估算，即用水量 = 各次灌水定额 × 灌水次数。表 1-2 列出了甘肃和宁夏两省区集雨灌溉作物的灌水次数和灌水定额供参考。

### (2) 生活用水量

生活用水主要指人及牲畜、家禽的饮水量。规划时要考虑未来 10 年内能达到的人口数及牲畜、家禽数。并按不同保证率年份的用水定额进行计算。各地的定额标准可能不一样，表 1-3 介绍甘肃和宁夏两省（区）人畜饮用水定额，供参考。

表 1-2 甘肃和宁夏两省（区）各种作物的灌水次数与灌水定额

项 目		粮 食 作 物		果 树	蔬 菜 瓜 果
		夏作物	秋作物		
灌水次数	年降雨量 300mm	3~4	3~4	4~5	8~9
	年降雨量 400mm	2~3	2~3	3~4	6~8
	年降雨量 500mm	2~3	1~2	2~3	5~6
灌水定额 ( $\text{m}^3/\text{hm}^2$ )	滴灌、膜孔灌	150~225	150~225	120~225	150~225
	点浇、注水灌	75~150	75~150	75~120	75~150

表 1-3 人畜饮用水定额

保证率	人畜饮用水定额		
	人 [ $\text{kg}/(\text{人}\cdot\text{天})$ ]	大牲畜 [ $\text{kg}/(\text{头}\cdot\text{天})$ ]	小牲畜 [ $\text{kg}/(\text{头或只}\cdot\text{天})$ ]
50%	10	30	3~5
95%	6	20	2~3

### (3) 来水平衡计算

根据前已求得的集水量（来水）和灌溉用水量以及生活用水量，进行平衡计算，确定工程的规模，包括集雨面积，灌溉面积和蓄水容积。工程各类材料集流面应满足灌溉和生活用水要求，即符合式（1-5）。计算时应对典型保证率年份分别计算相应的集流面积，选用其中最大值进行设计。

$$W_p \leq S_{p1} F_{p1} + S_{p2} F_{p2} + \cdots + S_{pn} F_{pn} \quad (1-5)$$

式中  $W_p$  为保证率等于  $P$  的年份需用水量， $\text{m}^3$ ，即灌溉用水量与生活用水量之和， $S_{p1}$ 、 $S_{p2}$ 、 $S_{pn}$  为保证率等于  $P$  的年份不同集雨材料的集流面积， $\text{m}^2$ ； $F_{p1}$ 、 $F_{p2}$ 、 $F_{pn}$  为保证率等于  $P$  的年份不同集雨材料单位集水面积上可集水量， $\text{m}^3/\text{m}^2$ 。

蓄水设施的总容积可按式（1-6）计算。

$$V = aW_{\max} \quad (1-6)$$

式中  $V$  为蓄水设施总容积,  $\text{m}^3$ ;  $a$  为容积系数, 一般取 0.8;  $W_{\max}$  为不同保证率年份用水量中的最大值,  $\text{m}^3$ , 其中生活用水量可按平水年考虑。

## (二) 总体规划

在对基本资料进行分析, 来用水平衡计算的基础上, 就可以进行雨水集蓄工程的集流场规划、蓄水系统规划、灌溉系统规划, 以及投资预算、效益分析和实施措施等总体规划。

### (1) 集流场规划

广大农村都有公路或乡间道路通过, 不少农村, 特别是山区农村房前屋后一般都有场院或一些山坡地等, 应充分利用这些现有的条件, 作为集流面, 进行集雨场规划。若现有集雨场面积小等条件不具备时, 应规划修建人工防渗集流面。若规划结合小流域治理, 利用荒山坡作为集流面时, 要按一定的间距规划截流沟和输水沟, 把水引入蓄水设施或就地修建谷坊塘坝拦蓄雨洪。用于解决庭院种植灌溉和生活用水的集雨场, 首先利用现有的瓦屋面作集雨场, 若屋面为草泥时, 考虑改建为瓦屋面(如混凝土瓦), 若屋面面积不足时, 则规划在院内修建集雨场作为补充。有条件的地方, 尽量将集雨场规划于高处, 以便能自压灌溉。

### 2. 蓄水系统规划

蓄水设施可分为蓄水窖、蓄水池和塘坝等类型, 要根据当地的地形、土质、集流方式及用途进行规划布置。用于大田灌溉的蓄水设施要根据地形条件确定位置, 一般应选择比灌溉地块高 10m 左右的地方, 以便实行自压灌溉。用于解决庭院经济和生活用水相结合的蓄水设施, 一般应选择在庭院内地形较低的地方, 以取水方便。为安全起见, 所有的蓄水设施位置必须避开填方或易滑坡的地段, 设施的外壁距崖坎或根系发达的树木的距离不小于 5m, 根据式(1-6)计算的总容积规划一个或数个蓄水设施, 两个蓄水设施的距离应不少于 4m。公路两旁的蓄水设施应符合公路部门的排水、绿化、养护等有关规定。蓄水设施的主要附属设施如沉沙池、输水渠(管)等, 应统一规划考虑。

现列举宁夏常见的一些地形地貌条件下如何合理布局窖群, 供参考。

#### (1) 梁峁地形布窖

1) 地形特点。梁峁起伏, 地处水土侵蚀源头, 地面较平整, 植被较好, 鞍部地形处常是乡村道路交会点。梁峁多修成水平梯田或为天然草地, 冲沟较少。

2) 适宜窖点。沿梁顶多为交通道路, 路面是收集雨水的理想场地。窖点应根据地形和农田在道路两侧合理布局。宁夏海原县冯川村利用梁顶公路(沥青路面)鞍部处的集水沟收集路面径流, 在半山坡打窖蓄水, 自流灌溉坡脚下的农田(见图 1-1)。

#### (2) 山前壕掌地带

1) 地形特点。后山为山丘地形, 坡面冲沟较多, 多为荒坡草地, 坡面大, 为扇形汇流; 在沟口汇流后又随地形扩散, 形成山前台地(或为壕掌地), 汇流低洼处多为田

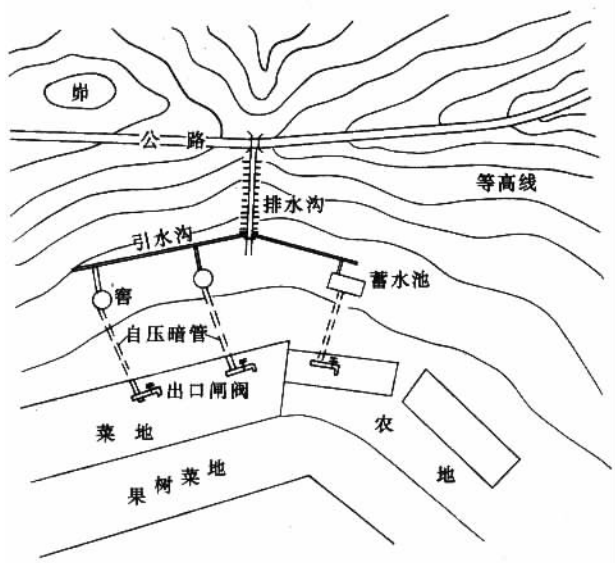


图 1-1 冯川村公路集流(沥青路)窖灌示意图

问路或牧羊道，路壕两侧为农田。

2) 窖群布局。该地形径流条件好，沟壕汇流量大，一般含沙量较大。窖群应沿路壕两侧布置，分段建引洪渠收集径流入窖（见图 1-2），同时建好引水入窖前的沉沙设施，水窖蓄满后及时封堵进水口。宁夏固原县七营乡倪壕村节水灌溉示范点就是利用山前沟壕集水，实行窖水节灌。

### (3) 缓坡地带

1) 地形特点。多为山前坡脚台地、塬地、壕塬地，地势较平坦。黄土丘陵区多被沟壑切割，下切侵蚀严重，沟道宽深。缓坡地为农业耕作区，农草间作。

2) 窖群布置。本地域多为蓄满产流（即降水雨强小于下垫面下渗强度，下垫面入渗土壤饱和后才产流）。田间路面为主要集水场所。窖群宜布设在田间路两侧的农田内，水窖数量的多少要根据路面产流、田面蓄满产流的水量多少合理布局，避免过密布置。

### (4) 沿路地带

各地农村均有省、地、县以及乡村各级道路经过，沿途有各种地形地貌，如梁、岭、坡、川等，要充分利用路面的集水条件结合地形情况，因地制宜布设窖群。水窖的位置应选在路界外的农田内，修建好引水渠、沉沙池等配套设施（见图 1-3）。

### (5) 庭院附近

山区农户多分散居住，房舍为平台地，旁边建有麦场，房前多有菜地、农地。可充分利用庭院地面、麦场、屋顶作为集水场地，在院内打窖解决吃水的同时发展庭院经济，也可在庭院外打窖灌溉附近的农田。甘肃省推广的“121”工程就是一个成功的范例。

## 3. 灌溉系统规划

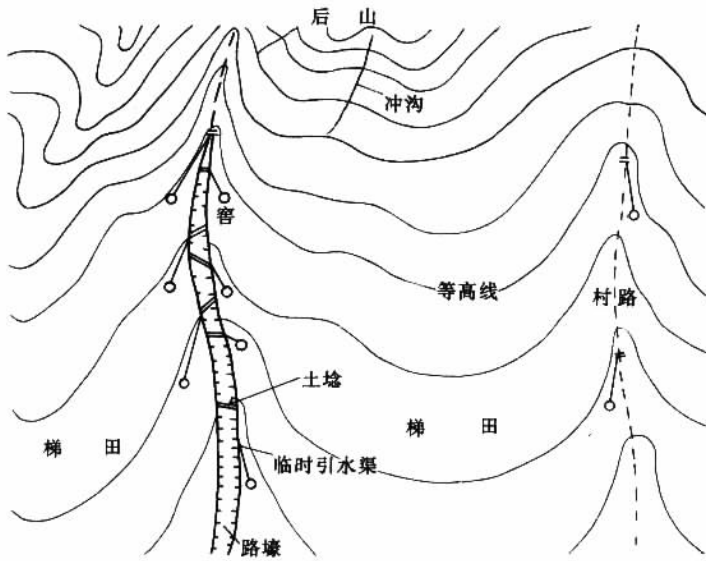


图 1-2 倪壕村山前沟壕集水示意图

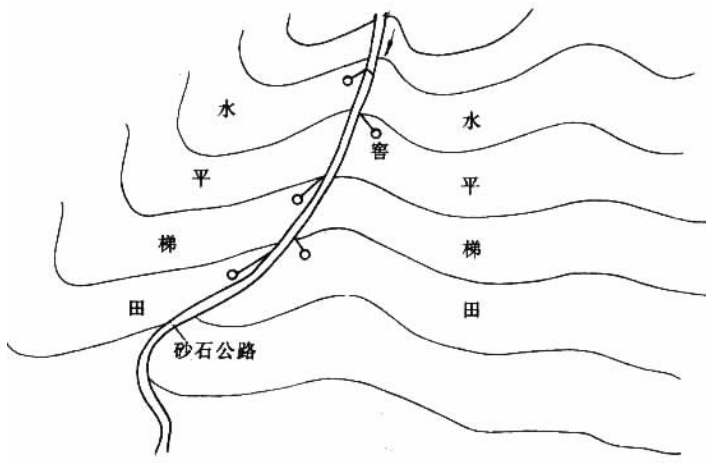


图 1-3 程儿山公路及坡面集流示意图

雨水集蓄系统规划的任务是确定灌溉地段具体范围，选择节水灌溉方法和类型，系统的首部枢纽和田间管网布置等。

(1) 确定灌溉范围。根据水量平衡计算结果规划的集雨场和蓄水设施，确定单个或整个系统控制的范围，并在平面图上标出界线，以便进行管网布置。

(2) 灌溉方法的选定。雨水集蓄应采用适宜的节水灌溉方法。如滴灌、渗灌、注水灌和坐水种等。具体采用哪一种方法，要根据当地的灌溉水源、作物、地形和经济条件等来确定。

(3) 灌溉类型的选定。为了节省投资,有条件的地方,首先应考虑自压灌溉方式,没有自压条件的地方,才考虑人工手压泵或微型电泵提水。对于滴灌,根据所控制的面积和作物种类等选用固定式、半固定式和移动式的类型。在灌水期间整套系统(包括首部枢纽、管网和灌水器)都固定于地表或部分固定于地表下的系统为固定式。这种类型安装施工方便,灌水效率高,也便于实现自动化,但其投资较大。灌水期间首部枢纽、主管道固定不动,只有支、毛管(或毛管)和灌水器(滴头)移动的系统为半固定式类型。与固定式相比降低了投资,但增加了移动工作量。在灌水期间,整套系统不固定或首部枢纽固定,管网和灌水器移动的系统为移动式系统,此种系统投资最省,但移动劳动强度大,特别是密植的高秆作物在缺乏移动机具时,移动更困难。就目前经济状况,普遍采用的是移动式和半固定式。

(4) 首部枢纽布置。对于面积较大的雨水集蓄系统,其首部枢纽应包括提水设备、动力设备、过滤设备、控制和量测设备等。一般集中布置在水源附近的房子中,对于面积较小的系统,特别是移动式系统,可不建房。在规划时应将机泵、施肥器、过滤器、闸阀、进排气阀等部件按运行要求布置好。

(5) 田间管网布置。对滴灌等节水灌溉方法,田间管网的布置影响到投资大小、施工难易和管理方便与否,因此较大的灌溉系统往往有2~3种管网布置方案进行技术经济比较后确定,并在平面图或地形图上绘出管网。对选用的灌水器类型及其布置方式都应加以说明。

#### 4. 投资预算

较大的工程应分别列出集雨场、蓄水系统与附属设施、首部枢纽、管网系统(含灌水器)的材料费、施工费、运输费、勘测设计费和不可预见费等几项,算出工程的总投资和单位面积投资。若灌溉和生活用水结合的工程,应按用水量进行投资分摊。

#### 5. 效益分析

对工程建成投入运行后所能产生的经济、社会和生态效益进行分析,进而证明工程建设的必要性。经济效益主要是对工程的投资、年费用,增产效益进行分析计算。规划阶段一般用静态分析法计算,对较大的系统可同时用静态法和动态法进行计算。社会效益是指工程建成后对当地脱贫致富和精神文明建设等方面的内容。生态效益是指对当地生态环境影响,如对缓解用水矛盾,减少水土流失,环境卫生条件改善等方面的内容。

#### 6. 实施措施

对较大的工程,为了保证工程的顺利实施,要根据当地具体情况提出具体的实施措施。一般包括组织施工领导班子和施工技术力量,具体施工安排,材料供应,安全和质量控制等内容。



## 第二章 雨水集流场设计

### 第一节 影响集流效率的主要因素

#### 一、降雨特性对集流效率的影响

全年降雨量的多少及雨强的大小影响到集流效率。随着降雨量和雨强的增加，集流效率也增加。在多年平均降雨量越小的地区，说明该地区越是干旱，小雨量、小雨强的降雨过程也就多，全年的集流效率也就越低。也就是说，愈是干旱的年份（保证率愈高），全年的集流效率也就愈低。

#### 二、集流面材料对集流效率的影响

雨水集流的防渗材料有很多种，各地试验结果表明以混凝土和水泥瓦的效率最高，可达 70% ~ 80%。这是因为这类材料吸水率低，在较小的雨量和雨强下即能产生径流。而土料防渗效率差，一般在 30% 以下。各种防渗材料集流效率大小依次为混凝土、水泥瓦、机瓦、塑膜覆沙（或覆土）、青瓦、三七灰土、原状土夯实、原状土。同一种防渗材料在不同地方全年集流效率亦有差别，这主要是各地施工质量差别所造成。

#### 三、集流面坡度对集流效率的影响

一般来讲，集流面坡度较大，其集流效率也较大。因为坡度较大时可增加流速，可减少降雨过程中坡面水流的厚度，降雨停止后坡面上的滞留水也减少，因而可提高集流效率。下垫面材料相同，不同坡度对集流效率的影响差别也较大。据甘肃试验，榆中集流场坡度为 1/50，混凝土面集流效率仅 40% ~ 50%，而西峰集流场坡度为 1/9，集流效率达 68% ~ 80%。西峰试验原土夯实全年效率可达 19% ~ 30%，而榆中试验，在一般雨量下，不产生径流，在每次降雨达到 10mm 以上时，才能产流，效率也仅为 10% ~ 15%。因此，为了提高集流效率，集流场纵坡应不小于 1/10。

## 四、集流面前期含水量对集流效率的影响

前次降雨造成集流面含水量高时,本次降雨集流效率就高。下垫面材料不同这种影响差别也较大,特别是土质集流面,前期含水量对集流效率的影响更明显。据甘肃西峰试验,原土夯实地块在前期土壤饱和度达95%时,集流效率达80%以上。混凝土面集流面则影响较小。

### 第二节 集流场位置与集流面材料的选择

利用当地条件集蓄雨水进行作物灌溉时,首先应考虑现有的集流面,如沥青公路路面、乡村道路、场院和天然坡地等。现有的集流面面积小,不能满足集水量要求时,则需修建人工防渗集流面来补充。防渗材料有很多种,如混凝土、瓦(水泥瓦、机瓦、青瓦)、天然坡面夯实,塑料薄膜、片(块)石衬砌等,要本着因地制宜、就地取材、集流效率高和工程造价低的原则选用。

若当地砂石料丰富,运输距离较近时,可优先采用混凝土和水泥瓦集流面。因这类材料吸水率低,渗水速度慢,渗透系数小,在较小的雨量和雨强下即能产生径流,在全年不同降水量水平下,效率比较稳定,可达70%~80%,而且寿命长,集水成本低,施工简单,干净卫生。混合土(三七灰土)因渗透速度和渗透系数都较大,受雨强和前期土壤含水率影响也较大,故集流面形成的径流相对较少。原状土夯实比混合土集流面形成的径流又少,这是因为土壤表面的抗蚀能力较弱,固结程度差,促使土壤下渗速度加快,下渗量增大,因而地表径流就相应减少。效率一般在30%以下,所需集流面积较大,且随着年降雨水平的不同,年效率不稳定,差别较大。

若当地人均耕地较多,可采用土地轮休的办法,用塑膜覆盖部分耕地作为集流面,第二年该集流面转为耕地,再选另一块耕地作为集流面,这种材料集流效率较高,但塑膜寿命短。

在有条件的地方,可结合小流域治理,利用荒山坡地作为集流面,并按设计要求修建截流沟和输水沟,把水引入蓄水设施。

### 第三节 截流输水工程的设计

由于地形条件和集雨场位置、防渗材料的不同,其规划布置也不相同。

对于因地形条件限制离蓄水设施较远的集雨场,考虑长期使用,应规划建成定型的土渠。若经济条件允许,可建成U形或矩形的素混凝土渠。

利用公路、道路作为集流场且具有路边排水沟的,截流输水沟渠,可从路边排水沟

的出口处连接修到蓄水设施。路边排水沟及输水沟渠应进行防渗处理，蓄水季节应注意经常清除杂物和浮土。

利用山坡地作为集流场时，可依地势每隔 20~30m 沿等高线布置截流沟，避免雨水在坡面上漫流距离过长而造成水量损失。截流沟可采用土渠，坡度宜为 1/30~1/50。截流沟应与输水沟连接。输水沟宜垂直等高线布置，并采用矩形或 U 形素混凝土渠或用砖（石）砌成。

利用已经进行混凝土硬化防渗处理的小面积庭院或坡面，可将集流面规划成一个坡向，使雨水集中流向沉沙池的入水口。若汇集的雨水较干净，也可直接流入蓄水设施，可不另设输水渠。

## 第四节 集流面的设计

### 一、降雨资料的收集与计算

当地降雨量的多少关系到集流场面积大小的确定和工程造价问题。由于各地自然地理和气象条件的不同，降雨量差别也较大。因此需根据当地资料来计算分析才符合实际。降雨资料主要从当地水文气象部门搜集，若只有降水资料，可根据公式（1-2）和式（1-3）计算。

### 二、灌溉用水量的确定

尽量搜集当地或类似地区不同作物的灌溉用水量资料，若资料缺乏可参考公式（1-4）进行估算。用水保证率按  $P = 75\%$  设计。

### 三、集流场面积的确定

由集水量推求集流面积公式为

$$S = 1000W/P_p E_p \quad (2-1)$$

式中  $S$  为集流场面积， $m^2$ ； $W$  为年蓄水量， $m^3$ ，可按式（1-1）~式（1-3）计算，也可查表 2-1 选用； $P_p$  为用水保证率  $P$  时的降水量， $mm$ ； $E_p$  为用水保证率等于  $P$  时的集流效率，当地试验资料缺乏时可参考表 1-1 选用。

### 四、集流面的设计

集流面材料有很多种，设计要求不同。

表 2-1 宁夏不同材料集水场在不同降水量及保证率情况下全年集水量表

多年平均 年降水量 (mm)	保证率 (%)	集水量 ( $\text{m}^3/100\text{m}^2$ )						
		混凝土	水泥土	机瓦	青瓦	黄土 夯实	沥青 路面	自然 土坡
400 ~ 500	50	40	26.5	25	20	12.4	34	4
	75	39.5	22.5	24	19	11.5	33.5	3.5
	95	38	20.5	19.5	15.5	9.5	32.5	3.0
300 ~ 400	50	32	20.8	19.6	16	10.4	27.2	3.2
	75	31.2	18.4	16.8	13.6	8.4	26.4	2.8
	95	30	16	14.8	11.6	6.8	25.6	2.0
200 ~ 300	50	23.4	14.1	12.3	10.2	6	19.8	1.8
	75	22.5	12	10.2	8.4	5.1	19.2	1.5
	95	21.9	9.9	9	7.2	3.9	18.6	1.2

### 1. 混凝土集流面

施工前应对地基进行洒水翻夯处理，翻夯厚度以 30cm 为宜，夯实后的干容重不小于  $1.5\text{t}/\text{m}^3$ 。没有特殊荷载要求的可直接在地基上铺浇混凝土，若有特殊荷载要求，如碾压场、拖拉机或汽车行驶等，则应按特殊要求进行设计。砂石料丰富地区，可将河卵石、小块石砸入土基内，使其露出地面 2cm，然后再浇混凝土。集流面宜采用横向坡度  $1/10 \sim 1/50$ ，纵向坡度  $1/50 \sim 1/100$ 。一般用 C14 混凝土分块现浇，并留有伸缩缝，厚度 3 ~ 6cm。砂石料含泥量不大于 4%，并不得用矿化度大于  $2\text{g}/\text{L}$  的水拌和。分块尺寸以  $1.5\text{m} \times 1.5\text{m}$  或  $2\text{m} \times 2\text{m}$  为宜，缝宽 1 ~ 1.5cm，缝间填塞浸油沥青砂浆牛皮纸，3 毡 2 油沥青油毡、水泥砂浆、细石混凝土或红胶泥等。在兼有人畜饮水用的集流面，其缝间不得用浸油沥青材料。伸缩缝深度应与混凝土深度一致。表 2-2 列出了混凝土材料配合比及用量，供参考。在混凝土面初凝后，要覆盖麦草、草袋等物洒水养护 7 天以上，炎热夏季施工时，每天洒水不得少于 4 次。

表 2-2  $1\text{m}^3$  混凝土材料用量

混凝土 强度等级	水泥 标号	水 灰 比	配 合 比			水 泥 (kg)	粗砂		石子		水 (kg)	备注
			水 泥	砂	石 子		kg	$\text{m}^3$	kg	$\text{m}^3$		
C14	325	0.60	1	2.87	4.13	286	835	0.56	1191	0.70	170	卵石
	425	0.65	1	3.20	4.42	262	864	0.58	1181	0.69	170	
C14	325	0.60	1	2.87	4.13	315	904	0.62	1301	0.77	187	碎石
	425	0.65	1	3.20	4.42	288	922	0.64	1273	0.76	187	

注 甘肃水利水电建筑工程预算定额 (1990)，水泥为普通硅酸盐水泥，砂石料最大粒径 20mm。

## 2. 瓦集流面

瓦有水泥瓦、机瓦、青瓦等种类。水泥瓦的集流效率要比机瓦和青瓦高出 1.5~2 倍,故应尽量采用水泥瓦做集流面。用于庭院灌溉和生活用水的要与建房结合起来,按建房要求进行设计施工。一般水泥瓦屋面坡度比为 1/4,也可模拟屋面修建斜土坡,铺水泥瓦作为集流面,瓦与瓦间应搭接良好。

## 3. 片(块)石衬砌集流面

利用片(块)石衬砌坡面作为集流面时,应根据片(块)石的大小和形状采用不同的衬砌方法。片(块)石尺寸较大,形状较规则,可以水平铺垫,铺垫时要对地基进行翻夯处理,翻夯厚度以 30cm 为宜,夯实后干容重不小于  $1.5\text{t}/\text{m}^3$ 。若尺寸较小,形状不规则,可采用竖向按次序砸入地基的方法,厚度不小于 5cm。

## 4. 土质集流面

利用农村土质道路作为集流面的,要进行平整,一般纵向坡度沿地形走向,横向倾向于路边排水沟。利用荒山坡地作集流面的,要对原土进行洒水翻夯深 30cm,夯实后干容重不小于  $1.5\text{t}/\text{m}^3$ 。

## 5. 塑膜防渗集流面

该集流面可分为裸露式和埋藏式两种。裸露式是直接将塑料薄膜铺设在修整完好的地面上,在塑膜四周及接缝可搭接 10cm,用恒温熨斗焊接或搭接 30cm 后折叠止水。埋藏式可用草泥或细沙等覆盖于薄膜上,厚度以 4~5cm 为宜。草泥应抹匀压实拍光,细沙应摊铺均匀。塑膜集流面的土基要求铲除杂草、整平,适当拍实或夯实,其程度以人踩不落陷为准。表面适当部位用砖块、石块或木条等压实。

## 第三章 雨水集蓄水源工程的结构设计

### 第一节 水源工程位置的选择

#### 一、窖（窑）

北方干旱地区，特别是西北黄土丘陵区地形复杂，梁、峁、塬、台、坡等地貌交错，草地、荒坡、沟谷、道路以及庭院等均有收集天然降水的地形条件。选择窖（窑）位置应按照因地制宜的原则，综合考虑窖址的集流、灌溉和建窖土质三方面条件。即选择降水后能形成地表径流且有一定集水面积；水窖应选在灌溉农田附近，引水、取水都比较方便的位置，山区要充分利用地形高差大的特点多建自流灌溉窖；同时窖址应选择土质条件好的地方，避免在山洪沟边、陡坡、陷穴等地点打窖。不同土质条件的地区要选择与之相适应的窖型结构，如土质夯实的黄土、红土地区可布设水泥砂浆薄壁窖，而土质较疏松的轻质土（如砂壤土）地区则布置混凝土盖窖或素混凝土盖窖为宜。

#### 二、蓄水池

蓄水池按其结构形式和作用可分为涝池、普通蓄水池和调压蓄水池等。

##### 1. 涝池

在黄土丘陵区，群众利用地形条件在土质较好、有一定集流面积的低洼地修建的季节性简易蓄水设施。在干旱风沙区，一些地方由于降水入渗形成浅层地下水，群众开挖长几十米、宽数米的涝池，提取地下水发展农田灌溉。

##### 2. 普通蓄水池

蓄水池一般是用人工材料修建的具有防渗作用，用于调节和蓄存径流的蓄水设施。根据其地形和土质条件可修建在地上或地下，其结构形式有圆形、矩形等。蓄水池水深一般为2~4m，防渗措施也因其要求不同而异，最简易的是水泥砂浆面防渗。蓄水池的选址分以下两种情况。

(1) 有小股泉水露地表，可在水源附近选择适宜地点修建蓄水池，起到长蓄短灌的作用。其容积大小视来水量和灌溉面积而定。

(2) 在一些地质条件较差、不宜打窖的地方，可采用蓄水池代替水窖，选址应考虑

地形和施工条件。

另外一些引水工程（包括人畜饮水工程和灌溉引调水工程），为了调剂用水，可在田间地头修建蓄水池，在用水紧缺时使用。

### 3. 调压蓄水池

在降雨量多的地方，为了满足低压管道输水灌溉，喷、微灌所需要的水头而修建的蓄水池。选址应尽量利用地形高差的特点，设在较高的位置实现自压灌溉。

## 三、土井

土井一般指简易人工井，包括土圆井、大口井等。它是开采利用浅层地下水，解决干旱地区人畜饮水和抗旱灌溉的小型水源工程。

适宜打井的位置，一般在地下水埋藏较浅的山前洪积扇，河漫滩及一级阶地，干枯河床和古河道地段，山区基岩裂隙水、溶洞水及铁、锰和侵蚀性二氧化碳高含量的地区。

## 第二节 容积设计

### 一、水窖容积的确定

按照技术、经济合理的原则确定水窖的容积是集水工程建设的一个重要方面。影响水窖容积的主要因素有地形土质条件，按照不同用途要求当地经济水平和技术能力选择窖型结构。

#### 1. 根据地形土质条件确定水窖容积

水窖作为农村的地下集水建筑物，其容积大小受当地地形和土质条件影响和制约。当地土质条件好，土壤质地密实，如红土、黄土区，开挖水窖容积可适当大一些；而土质较差的地区，如砂土、黄绵土等，如窖容积大，则容易产生塌方，一些地方因土质条件甚至不宜建窖。

#### 2. 按照不同的用途要求选择的窖型结构和容积

如主要用于解决人畜饮水的窖大都采用传统土窖，有瓶式窖、坛式窖等，其容积一般为  $20 \sim 40\text{m}^3$ 。宁夏山区群众流传着“丈二三头停”、“丈五三头停”，即这类窖的主要容积尺寸，要求窖口口径小（ $60\text{cm}$  左右），窖脖长，其尺寸为：地面距水面一丈五，水面到窖底一丈五，水面附近的中腰直径一丈五（即丈五三头停），见图 3-12。

用于农田灌溉的水窖一般要求容积较大，窖身和窖口通常采取加固措施，以防止土体坍塌。如改进型水泥薄壁窖、盖窖、钢筋混凝土窖，水窖容积一般为  $50\text{m}^3$ 、 $60\text{m}^3$  和  $100\text{m}^3$  左右。窑窖一般适用于土质条件好的自然崖面或可作人工剖理的崖面，先开挖窑

洞，窑顶作防潮处理，然后在窑内开挖蓄水池。这种在窑内建蓄水池或窑的群众俗称为窑窖。窑窖的容积根据土质情况和集流面的大小确定，容积一般为  $60 \sim 100\text{m}^3$ ，个别容积可达  $200\text{m}^3$ 。

水窖容积的确定除考虑上述因素外，还受当地经济水平和投入能力的制约。水窖容积和结构的不同，其建窖造价差异很大。各地使用的建筑材料（水泥、石子、砂、红胶泥等）因运距远近不等其价格不同，不同结构形式的窖其材料用量差别也很大。在西北黄土高原区，一般修建一眼蓄水量为  $50\text{m}^3$  的水泥砂浆薄壁窖需投入 800 元左右； $60\text{m}^3$  的盖窖需 1200 ~ 1500 元左右。修建水窖时既要考虑适宜的窖型结构、容积大小和使用寿命的长短，又要根据当地和农户的经济状况，国家、地方可能的投入统筹考虑。根据土质条件和适宜的建窖类型，可参考表 3-1 确定建窖容积。

表 3-1 不同土质的适宜建窖类型

土 质 条 件	适宜建窖类型	建窖容积 ( $\text{m}^3$ )
土质条件好，质地密实的红土、黄土区	传统土窖	30 ~ 40
	改进型水泥薄壁窖	40 ~ 50
	窑 窖	60 ~ 80
土质条件一般的壤质土区	混凝土盖碗窖	50 ~ 60
	钢筋混凝土窖	50 ~ 60
土壤质地松散的砂质土区	不宜建窖，宜修建蓄水池	100

## 二、蓄水池容积确定

### （一）确定蓄水池容积的原则

确定蓄水池容积时：第一，考虑的是可能收集、贮存水量的多少，是属于临时或季节性蓄水还是常年蓄水，蓄水池的主要用途和蓄水量要求；第二，要调查、掌握当地的地形、土质情况（收集 1/500 ~ 1/200 大比例尺地形图，地质剖面图）；第三要结合当地经济水平和可能投入与技术要求参数全面衡量，综合分析；第四，选用多种形式进行对比、筛选，按投入产出比（或单方水投入）确定最佳容积。

### （二）蓄水池容积的计算

蓄水池因用途、结构不同有多种多样：①按形状、结构可分为圆形池、方形池、矩形池等。②按建筑材料、结构可分为土池、砖池、混凝土池和钢筋混凝土池等。③按用途作用可分为涝池（涝坝、平塘）、普通蓄水池（农用蓄水池）、调压蓄水池等。

#### 1. 涝池



涝池形状多样, 随地形条件而异, 有矩形池、平底圆池、锅底圆池等。涝池的容积一般为  $100 \sim 200\text{m}^3$ , 最小不小于  $50\text{m}^3$ 。其容积计算如下。

(1) 矩形池容积为

$$V = (H + h) \frac{F + f}{2} \quad (3-1)$$

(2) 平底圆池容积为

$$V = \frac{\pi}{2} (R^2 + r^2) (H + h) \quad (3-2)$$

(3) 锅底圆池, 参照其形状近似计算其容积。

上述式中  $V$  为总容积,  $\text{m}^3$ ;  $H$  为水深,  $\text{m}$ ;  $h$  为超高,  $\text{m}$ ;  $F$  为池上口面积,  $\text{m}^2$ ;  $f$  为池底面积,  $\text{m}^2$ ;  $R$  为池上口半径,  $\text{m}$ ;  $r$  为池底半径,  $\text{m}$ 。

在计算实际最大蓄水量时, 要减去超高部分。

## 2. 普通蓄水池

主要用于小型农业灌溉或兼作人畜饮用水。蓄水池根据用途、结构等不同, 其容积一般为  $50 \sim 100\text{m}^3$ , 特殊情况蓄水量可达  $200\text{m}^3$ 。按其结构、作用不同一般可分为两大类, 即开敞式和封闭式类型。

(1) 开敞式蓄水池。是季节性蓄水池, 它不具备防冻、防蒸发功效。农用蓄水池只是在作物生长期起补充调节作用, 即在灌水前引入外来水蓄存, 灌水时放水灌溉, 或将井、泉水长蓄短灌。开敞式蓄水池一般根据来水量和用水量, 选定蓄水容积, 其变化幅度较大。就其结构形状可分为圆形和矩形两种。蓄水量一般  $50 \sim 100\text{m}^3$ 。

1) 开敞式圆形蓄水池。根据当地建筑材料情况可选用砖砌池、浆砌石池、混凝土池等。池内采取防渗措施。主要规格尺寸: 直径  $4 \sim 5\text{m}$ , 水深  $3 \sim 4\text{m}$ , 蓄水量  $40 \sim 70\text{m}^3$ 。

2) 开敞式矩形池。其结构受力条件不如圆形好, 需加固侧墙, 工程量相对较大, 但施工简易, 适应性强, 常被采用。主要规格尺寸: 长  $4 \sim 8\text{m}$ , 宽  $3 \sim 4\text{m}$ , 深  $3 \sim 3.5\text{m}$ 。蓄水量  $50 \sim 100\text{m}^3$ 。

(2) 封闭式蓄水池。池顶增加了封闭设施, 具有防冻、防蒸发功效。可常年蓄水, 也可季节性蓄水。可用于农业节水灌溉, 也可用于干旱地区的人畜饮水工程。但工程造价相对较大。根据当地建筑材料情况选用结构形式。

1) 梁板式圆形池。它又可分为拱板式和梁板式两种。但其蓄水池结构尺寸是相同的。主要规格尺寸: 直径  $3 \sim 4\text{m}$ , 深  $3 \sim 4\text{m}$ , 蓄水量  $25 \sim 45\text{m}^3$ 。

2) 盖板式矩形池。顶部选用混凝土空心板, 再加保温层防冻, 冬季寒冷期较长的西北地区生活用水工程普遍采用。主要规格尺寸: 池长  $8 \sim 20\text{m}$ , 池宽  $3\text{m}$ , 深  $3 \sim 4\text{m}$ , 蓄水量  $80 \sim 200\text{m}^3$ 。

3) 盖板式钢筋混凝土矩形池。主要用于特殊工程之用, 其结构多为钢筋混凝土矩形、圆形池, 蓄水量可根据需要确定。一般在  $200\text{m}^3$  左右。宁夏固原县西塬自压喷灌压力池长  $25\text{m}$ , 宽  $7.2\text{m}$ , 深  $3.7\text{m}$  的钢筋混凝土结构, 蓄水量可达  $500\text{m}^3$ , 既可蓄水调压,

又兼有沉沙作用，为自压喷灌提供可靠水源。

调压蓄水池的结构形式和普通蓄水池一样。只要选好地势，形成自压水头，就可达到调压目的。其蓄水量根据用水需求选定。

表 3-2、表 3-3 列出了宁夏水窖和蓄水池的主要尺寸和容积表，供参考。

表 3-2 水窖主要尺寸表

项目名称	容积 (m <sup>3</sup> )	窖深 (m)			各部尺寸 (m)				窖底厚 (cm)			窖壁厚 (cm)	混凝土拱盖厚 (cm)	窖盖厚 (cm)
		合计	水窖	旱窖	底径	中径	上口径	窖口高	红胶泥	砂浆	或混凝土	水泥砂浆		
水泥砂浆薄壁窖	40	6.5~7.0	4.0	2.5~3.0	3.0	4.0	0.8~1.1	0.3	30	3	10	1.5×2 (1.0×3)	—	8
	50	7.0~7.5	4.8	2.5~3.0	3.2~3.4	4.0	0.8~1.1	0.3	30	3	10	1.5×2 (1.0×3)	—	8
混凝土盖碗窖	50	6.5	5.0	1.4~1.5	3.2	4.0	1.0	0.3	30	3	10	1.5×2 (1.0×3)	6	8
	60	6.7	5.2	1.4~1.5	3.5	4.2	1.0	0.3	30	3	10	1.5×2 (1.0×3)	6	8
素混凝土肋拱盖碗窖	50	6.5	5.0	1.5	3.2	4.0	1.0	0.3	30	3	10	1.5×2 (1.0×3)	6 12~14	8
	60	6.7	5.2	1.5	3.5	4.2	1.0	0.3	30	3	10	1.5×2 (1.0×3)	6 12~14	8
砖拱窖	40	5.7~6.2	4.0~4.5	1.7	3.0	4.0	0.8	0.25	30	3	10	1.5×2 (1.0×3)	15	8
	50	6.7	5.0	1.7	3.2	4.0	0.8	0.25	30	3	10	1.5×2 (1.0×3)	15	8
崖窑窖	60	6	3.0	1.4	3.0	4.0	0.8	0.3	30	3	10	1.5×2 (1.0×3)	见图 3-9	8
	80	8	3.5	1.4	3.2	4.2	0.8	0.3	30	3	10	1.5×2 (1.0×3)	见图 3-9	8
传统土窖	30	6.5~7.4	3.8	3.6	2.6~2.8	3.6	0.6	0.3	30	—	—	红胶泥 4cm	—	木盖
	40	8.0	4	4	3.0	4.0	0.6	0.3	30	—	—	红胶泥 4cm	—	木盖

表 3-3 蓄水池规格、容积表

名称 尺寸 类型	矩 形 池				圆 形 池			超高 (m)	备 注
	池长 (m)	池宽 (m)	池深 (m)	(容积) (m <sup>3</sup> )	直径 (m)	池深 (m)	容积 (m <sup>3</sup> )		
开 敞 式	4.0	3.0	3.0	36	3.0	3.0	21	0.3	计算蓄水量时， 要减去超高部分
	4.0	3.5	3.5	49	3.5	3.5	34	0.3	
	4.0	4.0	4.0	64	4.0	3.0	38	0.3	
	5.0	4.0	3.0	60	4.0	3.5	44	0.3	
	6.0	4.0	3.0	72	5.0	3.0	59	0.3	
	8.0	4.0	3.0	96	5.0	3.5	69	0.3	
	8.0	4.0	3.5	112	5.0	4.0	78	0.3	
封 闭 式	6.0	3.0	3.0	54	3.0	3.0	21	0.3	
	8.0	3.0	3.5	84	3.0	3.5	24	0.3	
	8.0	3.0	4.0	96	3.0	4.0	28	0.3	
	10.0	3.0	3.0	90	3.5	3.5	34	0.3	
	10.0	3.0	3.5	105	4.0	3.0	38	0.3	
	15.0	3.0	3.5	157	4.0	3.5	44	0.3	
	20.0	3.0	3.5	210	4.0	4.0	50	0.3	

### 第三节 结构设计

#### 一、窖（窑）

##### （一）窖（窑）常用的结构形式

水窖按其修建的结构不同可分为传统型土窖、改进型水泥薄壁窖、盖碗窖、窑窖、钢筋混凝土窖等。按采用的防渗材料不同又可分为胶泥窖、水泥砂浆抹面窖、混凝土和钢筋混凝土窖、土工膜防渗窖等。由于各地的土质条件、建筑材料及经济条件不同，可因地制宜选用不同结构的窖形。

在建窖中，对用于农田灌溉水窖与人畜饮水窖在结构要求上有所不同。根据黄土高原群众多年的经验，人饮窖要求窖水温度尽可能不受地表和气温的影响，窖深一般要达到 6~8m，保持窖水不会变质，长期使用。而灌溉水窖则不受深度的限制。

## (二) 适合当前农村生产的几种窖形结构

### 1. 水泥砂浆薄壁窖

水泥砂浆薄壁窖（见图 3-1）窖型是由传统的人饮窖经多次改进、筛选成型。

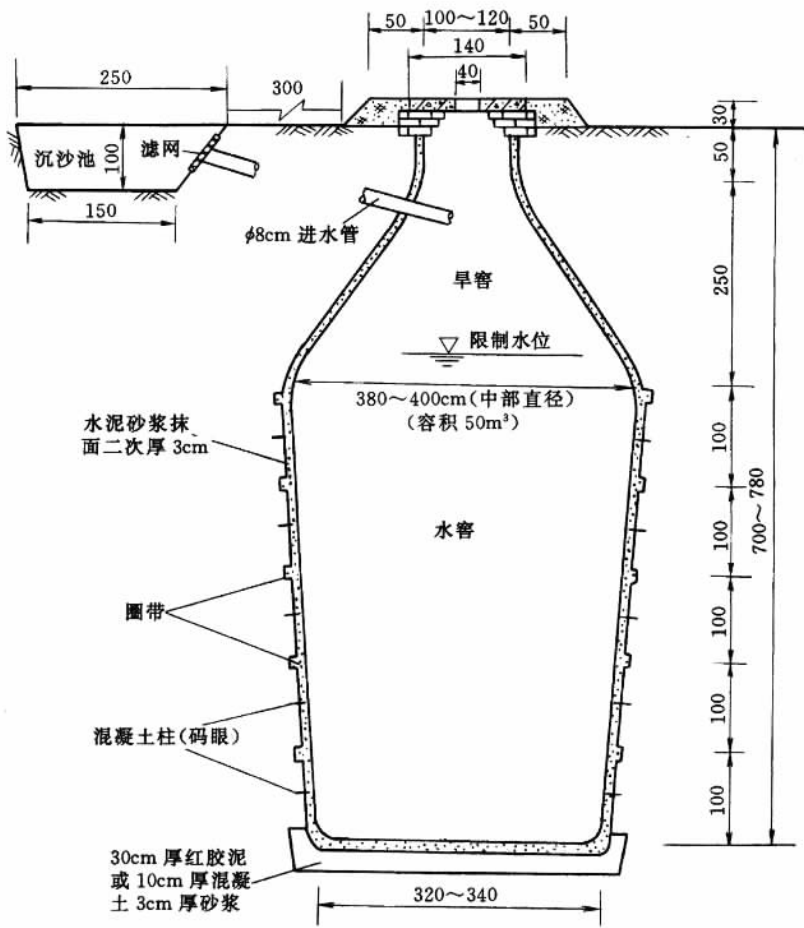


图 3-1 水泥砂浆薄壁窖（单位：cm）

(1) 窖体组成。窖体结构包括水窖、旱窖、窖口和窖盖三部分。水窖位于窖体下部，是主体部位，也是蓄水的位置所在，形似水缸；旱窖位于水窖上部，由窖口经窖脖子（窖筒）向下逐渐呈圆弧形扩展，至中部直径（缸口）后与水窖部分吻接。这种倒坡结构，受土壤力学结构的制约，其设计结构尺寸是否合理直接关系到水窖的稳定与安全；窖口和窖盖是起稳定上部结构的作用，防止来水冲刷，并连结提水灌溉设施。

(2) 结构特点。

1) 结构形状。水泥砂浆薄壁窖近似“坛式酒瓶”。缩短了旱窖部分长度，由传统人饮窖的 4~5m 缩减为 3m 左右，加大了水窖中部直径和蓄水深度。将窖口尺寸由传统土

窖的 0.5~0.6m 扩大到 0.8~1.0m, 减轻了上部土体重量, 便于施工开挖取土。

2) 防渗处理。分窖壁防渗和窖底防渗两部分。为了使防渗层与窖体土层紧密结合并防止防渗砂浆整体脱落, 沿中径以下的水窖部分每隔 1.0m, 在窖壁上沿等高线挖一条宽 5cm、深 8cm 的圈带, 在两圈带中间, 每隔 30cm 打混凝土柱(码眼), 品字形布设, 以增加防渗砂浆与窖壁连续和整体性。

窖底结构以反坡形式受力最好, 即窖底呈圆弧形, 中间低 0.2~0.3m, 边角亦加固成圆弧形。在处理窖底时, 首先要对窖底原状土轻轻夯实, 增强土壤的密实程度, 防止底部发生不均匀沉陷。窖底防渗可根据当地材料情况因地制宜选用。一般可分为两种: ①胶泥防渗, 可就地取材, 是传统土窖的防渗形式。首先要将红胶泥打碎过筛、浸泡拌捣成面团状, 然后分 2 层夯实, 厚度 30~40cm, 最后用水泥砂浆墁一层, 作加固处理。②混凝土防渗。在处理好的窖底土体上浇筑 C19 混凝土, 厚度 10~15cm。

(3) 适用范围。此窖型适宜土质比较密实的红、黄土地区, 对于土质疏松的砂壤土地区和土壤含水量过大地区不宜采用。

(4) 主要技术指标。窖深 7~7.8m, 其中水窖深 4.5~4.8m, 底径 3~3.4m, 中径 3.8~4.2m, 旱窖深(含窖脖子) 2.5~3.0m, 窖口径 0.8~1.1m。窖体由窖口以下 50~80cm 处圆弧形向下扩展至水窖中径部位, 窖台高 30cm。蓄水量 40~50m<sup>3</sup>。

(5) 附属设施。包括进水渠, 沉沙池(坑)、拦污栅、进水管(槽)、窖口窖台等。有条件的地方还要设溢流口、排水渠等。

## 2. 混凝土盖碗窖

混凝土盖碗窖(图 3-2)形状类似盖碗茶具, 故取名盖碗窖。此窖型避免了因传统窖型窖脖子过深, 带来打窖取土、提水灌溉及清淤等困难。适宜于土质比较松散的黄土和砂壤土地区, 适应性强。

(1) 窖体组成。窖体包括水窖、窖盖与窖台两部分。

1) 水窖部分。结构与水泥砂浆薄壁窖基本相同, 只是增大了中径尺寸和水窖深度, 增加了蓄水量。

2) 混凝土帽盖。为薄壳型钢筋混凝土拱盖, 在修整好的土模上现浇成型, 施工简便。帽盖上布设圈梁、进水管、窖口和窖台。混凝土帽盖布设少量钢筋铅丝, 形同蜘蛛网状(见图 3-3)。

(2) 结构特点。

1) 帽盖为拱式薄壳型。矢高 1.4~1.5m, 球台直径为 4.5m。矢高与球台直径的比值(即矢跨比)为 0.31~0.33。壁厚 6cm, 为整体浇筑, 铅丝网起连结加固作用, 质量可靠。

2) 圈梁与帽盖为一整体, 紧扣在窖壁四周土体上, 稳定性好。

3) 帽盖在土模上现浇, 施工简便, 质量有保证。

4) 帽盖以下水窖为水缸形, 没有旱窖的倒坡土体部分, 窖体稳定性好, 避免了窖体内土体塌方和施工不安全因素。

(3) 适用范围。此窖型适宜于土质比较松软的黄土和砂壤土地区。打窖取土, 提

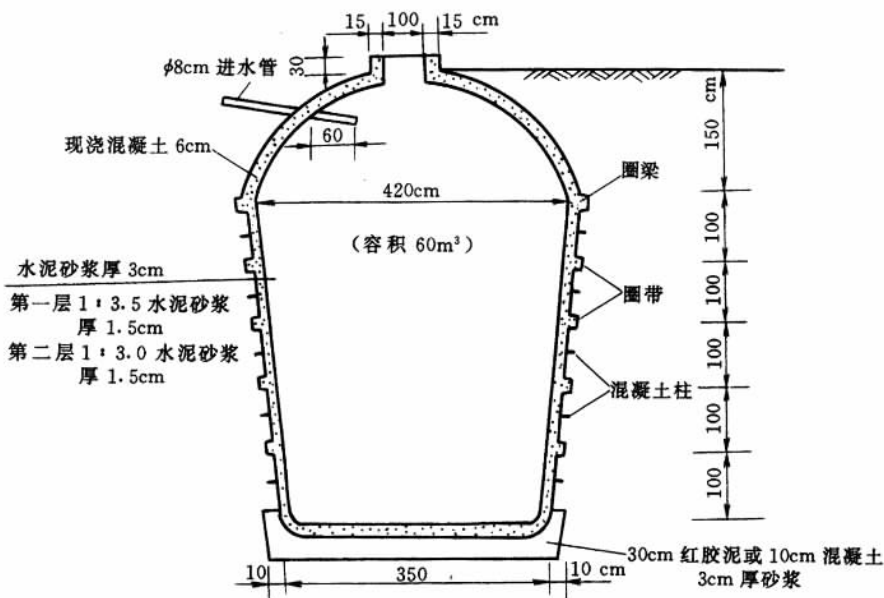


图 3-2 混凝土盖碗窖

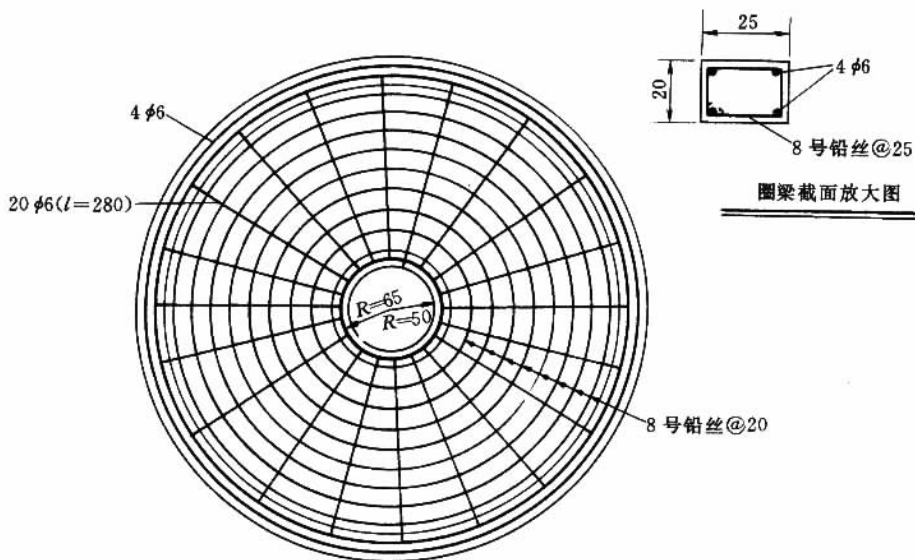


图 3-3 混凝土帽盖窖铅丝网平面图 (单位: cm)

水灌溉和清淤等都比较方便, 质量可靠, 使用寿命长, 但投资较高, 经济欠发达地区农

户推广使用仍有一定难度。

(4) 主要技术指标。窖深 6.5m (不含窖底防渗部分厚度)。其中窖深 5 ~ 5.5m, 底径 3.2 ~ 3.4m, 中径 4.2m, 帽盖高 (即旱窖部分) 1.4 ~ 1.5m, 窖口径 1.0m。蓄水量 60m<sup>3</sup>。

(5) 附属设施, 与水泥砂浆薄壁窖相同。

### 3. 素混凝土肋拱盖碗窖

(1) 窖体组成。窖体包括水窖、窖盖和窖台两部分。

1) 水窖部分结构尺寸与混凝土盖碗窖完全一样。

2) 混凝土帽盖, 其结构尺寸也与混凝土盖碗窖相同, 不同之处是将原来的钢筋混凝土帽盖改进为素混凝土肋拱帽盖, 省掉了 30kg 钢筋和 20kg 铅丝。适应性更强, 便于普遍推广。

(2) 结构特点。

①帽盖为拱式薄壳型, 混凝土厚度为 6cm。②在修整好的半球状土模表面上由窖口向圈梁辐射形均匀开挖 8 条宽 10cm、深 6 ~ 8cm 的小槽, 窖口外沿同样挖一条环形槽, 帽盖混凝土浇筑后, 拱肋与混凝土壳盖形成一整体, 肋槽部分混凝土厚度由拱壳的 6cm 增加到 12 ~ 14cm, 即成为混凝土肋拱, 起到替代钢筋的作用 (见图 3-4 和图 3-5)。

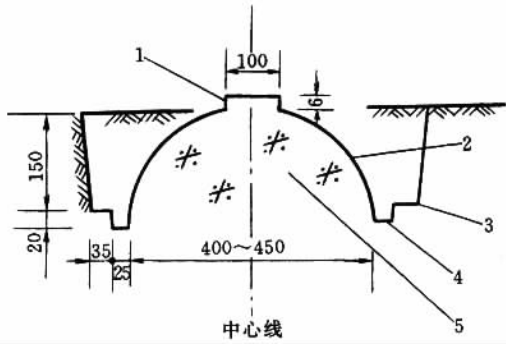


图 3-4 混凝土窖盖半球状示意图 (单位: cm)

1—中心土盘; 2—窖盖内缘; 3—工作平台;

4—圈梁槽; 5—半球状土膜

(3) 适用范围、主要技术指标、附属设施与混凝土盖碗窖相同。

### 4. 混凝土拱底顶盖圆柱形水窖

该窖型是甘肃省常见的一种形式 (见图 3-6), 主要由混凝土现浇弧形顶盖、水泥砂浆抹面窖壁、三七灰土翻夯窖基、混凝土现浇弧形窖底、混凝土预制圆柱形窖颈和进水管等部分组成, 其技术数据见表 3-4。

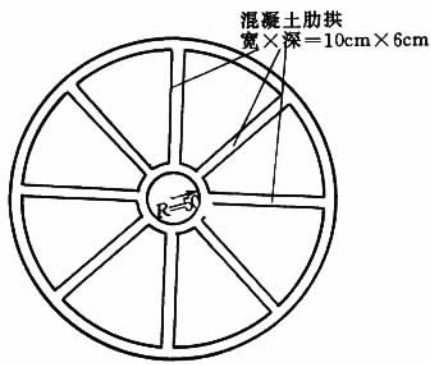


图 3-5 素混凝土肋拱帽盖平面图

表 3-4 圆柱形水窖技术数据表

容积 ( $\text{m}^3$ )	直径 (m)	壁厚 (cm)	窖深 (m)	挖方 ( $\text{m}^3$ )	填方 ( $\text{m}^3$ )	混凝土 ( $\text{m}^3$ )	砂浆 ( $\text{m}^3$ )	水泥 (t)	砂 ( $\text{m}^3$ )	石子 ( $\text{m}^3$ )	水 ( $\text{m}^3$ )
15	2.2	3.0	3.90	20.5	3.60	1.12	0.82	0.63	1.60	0.78	0.9
20	2.4	3.0	4.40	26.8	4.60	1.29	1.01	0.75	1.89	0.90	0.9
25	2.6	3.0	4.70	32.9	5.27	1.47	1.16	0.85	2.16	1.03	1.1
30	3.0	3.0	4.20	37.9	5.2	1.70	1.22	0.93	2.27	1.19	1.4

### 5. 混凝土球形窖

该窖型为甘肃省的一种形式(见图 3-7), 主要由现浇混凝土上半球壳、水泥砂浆抹面下半球壳、两半球接合部圈梁、窖颈和进水管等部分组成, 其技术数据见表 3-5。

表 3-5 球形水窖技术数据表

容 积 ( $\text{m}^3$ )	直径 (m)	壁厚 (cm)	挖方 ( $\text{m}^3$ )	填方 ( $\text{m}^3$ )	混凝土 ( $\text{m}^3$ )	砂浆 ( $\text{m}^3$ )	水泥 (t)	砂 ( $\text{m}^3$ )	石子 ( $\text{m}^3$ )	水 ( $\text{m}^3$ )
15	3.1	4.0	33.3	16.9	1.60	0.15	0.58	0.85	1.07	0.9
20	3.4	4.0	42.3	20.5	1.87	0.19	0.69	1.01	1.24	0.9
25	3.6	4.0	51.0	22.6	2.13	0.21	0.78	1.15	1.41	1.0
30	3.9	4.0	59.6	23.5	2.36	0.24	0.86	1.28	1.56	1.2

### 6. 砖拱窖

这种窖型是为了就地取材, 减少工程造价而设计的一种窖型, 适用当地烧砖的地区。

(1) 窖体组成。窖体包括水窖、窖盖与窖口两部分。

1) 水窖部分结构尺寸与混凝土盖碗窖相同。

2) 窖盖, 属盖碗窖的一种形式, 为砖砌拱盖。矢高 1.74m, 窖口直径 0.8m, 球体



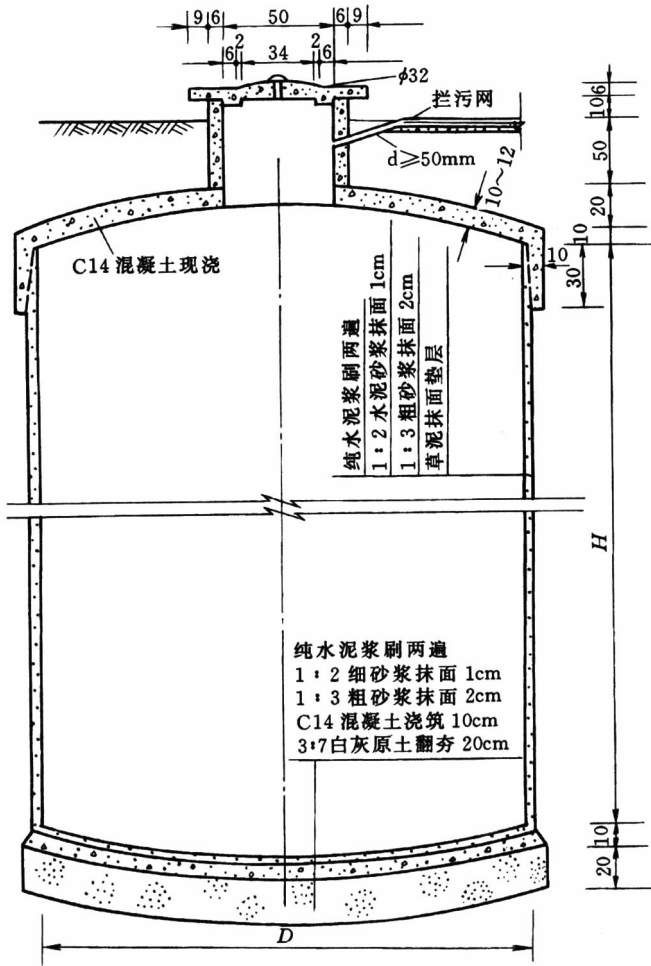


图 3-6 混凝土顶盖水泥砂浆抹面剖面图 (单位: cm)

直径 4.5m。窖盖用砖错位压茬分层砌筑 (见图 3-8)。

(2) 结构特点。

1) 窖盖为砖砌拱盖, 可就地取材, 适应性较强。

2) 施工技术简易、灵活。一般泥瓦工即可进行施工, 既可在土模表面自下而上分层砌筑, 又可在大开挖窖体土方后再分层砌筑窖盖。

(3) 适用范围和主要技术指标与混凝土盖碗窖基本相同。

7. 窑窖

窑窖按其所在的地形和位置可分为平窑窖和崖窑窖两类。平窑窖一般在地势较高的平台上修建, 其结构形式与封闭式蓄水池相同 (参阅封闭式蓄水池)。将坡、面、路壕雨水引入窑窖内, 再抽水 (或自流) 浇灌台下农田。崖窑窖是利用土质条件好的自然崖

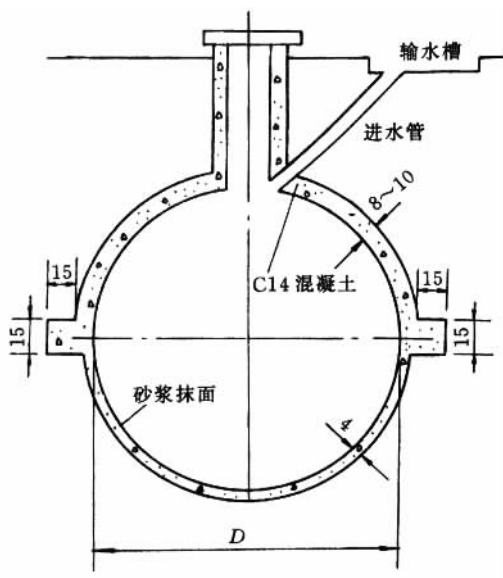


图 3-7 混凝土球形窖剖面图 (单位: cm)

面或可作人工剖理的崖面,先挖窖,然后在窖内建窖。俗称窖窖(见图 3-9)。

(1) 窖窖组成。包括土窖、窖池两大主体。附属部分有窖口封闭墙,进水管(或取水管)、溢流管等。

1) 土窖:根据土质情况、来水量多少和蓄水灌溉要求确定尺寸大小,窖宽控制在 4~4.5m 左右,窖深 6~10m,窖窖拱顶矢跨比不超过 1:3,由窖口向里面开挖施工。整修窖顶后用草泥或水泥砂浆进行处理。当拱顶土质较差时,要设置一定数量的拱肋,用 C19 混凝土浇筑,以提高土拱强度。

2) 窖池:在土窖下部开挖,形似水窖,唯深度稍浅,窖池深 3~3.5m,池体挖成后再进行防渗处理。

3) 附属部分:进、出水管根据地形条件布置,可在窖顶上面开挖布置,也可在侧墙脚埋设安装,最后在墙外填土夯实,增加侧墙强度和保温防冻。

(2) 结构特点。1) 充分利用自然崖面土体结构,力学性质稳定可靠。

2) 施工条件好,工作面大,可采用小型车辆运输,施工进度快。

3) 蓄水量大,也可根据需要修建较大容量的窖窖。

4) 受地形条件限制,只能因地制宜推广。

(3) 主要技术指标。为了保持窖窖的稳定与安全,窖上崖面土体厚度应大于 3m。窖深 6~10m,矢高 1.4m,跨度 4.2m,池深 3~3.5m,池底 3~3.2m,容积分别为 60、80、100m<sup>3</sup>。

图 3-10 为甘肃省水泥砂浆抹面窖窖示意图,它是由工作窖(取土、进水、取水用)和蓄水窖洞两部分组成。工作窖宽度及高度宜为 1.5m,蓄水窖宽度和高度宜取为 3m。工作窖及盛水窖为抛物线状,其轮廓尺寸按表 3-6 确定,蓄水深 2m 为宜,单位

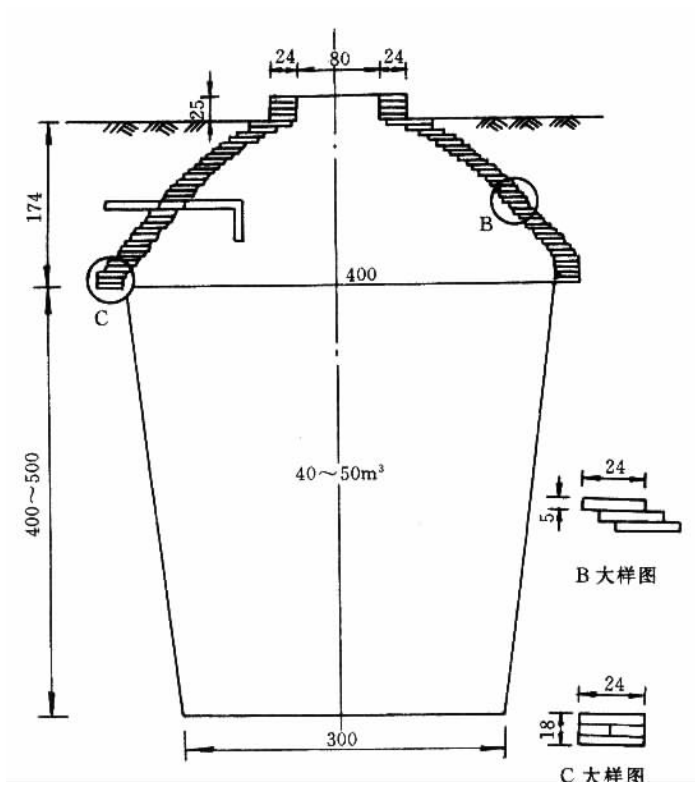


图 3-8 砖拱窖剖面图 (单位: cm)

长度窖深蓄水量约  $4.7\text{m}^3$ ，根据蓄水总量推求窖窖深度  $L$ 。

表 3-6 甘肃窖窖轮廓尺寸表

单位: m

工作窖	开挖高 $X_1$	0.5	0.75	1.0	1.2	1.4	1.5					
	宽度 $b_1$	0.87	1.06	1.22	1.34	1.45	1.5					
蓄水窖	开挖高 $X_2$	0.5	0.75	1.0	1.2	1.4	1.5	1.7	2.0	2.5	2.7	3.0
	宽度 $b_2$	1.22	1.5	1.73	1.9	2.05	2.12	2.26	2.45	2.74	2.85	3.0

注 本表中符号见图 3-10。

图 3-11 为河南省西部推广的一种旱地土水窖断面图。该土水窖上部为拱形，下部为梯形状。实践证明，这种形状的水窖四壁受力状况和稳定性都较好。窖体断面的几何尺寸见表 3-7。土水窖的宽度依土质状况而定，对渗透性小的粘土，其最大宽度的窖体均在地面以下，所以蓄水深度和窖长一般应根据地形、土质、施工难易程度等确定。

表 3-7 旱地水窖几何尺寸规格

类型	窖口直径 $d$ (m)	窖筒深 $h$ (m)	矢高 $f$ (m)	上口宽 $b_1$ (m)	下底宽 $b_2$ (m)	蓄水深 $H$ (m)	窖长 $L$ (m)	蓄水容积 $V$ ( $m^3$ )
I	0.45	1.5	0.7	2.0	1.44	2.8	5	24.0
							8	38.0
							10	48.0
II	0.45	1.5	1.0	3.0	2.50	2.5	5	34.0
							8	55.0
							10	68.0
III	0.45	1.5	1.3	4.0	3.46	2.7	5	50.0
							8	80.0
							10	100.0

## 8. 土窖

传统式土窖因各地土质不同，窖型样式较多，归纳起来主要有两大类，瓶式窖和坛式窖。其区别在于：瓶式窖脖子小而长，窖深而蓄水量小；坛式窖脖子相对短而肚子大，蓄水量多。当前除个别山区群众还习惯修建瓶式窖用来解决生活用水外，现在主要多采用坛式土窖（见图 3-12）。传统土窖因防渗材料不同又分为红胶泥防渗和水泥砂浆防渗两种。

(1) 窖体组成。窖体由水窖、旱窖、窖口与窖盖三部分组成。

(2) 结构特点。

1) 结构形状。传统土窖符合“丈二三头停”窖型规格，即旱窖深（含窖脖子），水窖深，缸口尺寸（中径）都是 4m。

2) 旱窖部分为原状土体，不作防渗处理，也不能蓄水。

3) 水窖部分采用红胶泥防渗或水泥砂浆防渗。①红胶泥防渗。在水窖部分的窖壁上布设码眼，用拌和好的红胶泥锤实，码眼水平间距 2.5cm，垂直间距 22cm，品字形布设。码眼成外小内大的台柱形，深 10cm，外口径 7cm，内径 12cm，以利于胶泥与窖壁的稳固结合。窖底用 30cm 红胶泥夯实防渗。窖壁红胶泥防渗层厚度必须保证在 3cm 以上。②水泥砂浆抹面防渗与水泥砂浆薄壁窖相同，不同之处就是旱窖部分不做防渗处理。

(3) 适用范围。土窖适宜于土质密实的红、黄土地区。红胶泥防渗土窖更适合干旱山区人畜饮用。

(4) 主要技术指标。土窖的口径 80~120cm，窖深 8.0m，其中水窖深 4.0m，旱窖（含窖脖子）深 4m，中径 4m，底径 3~3.2m，蓄水量 40m<sup>3</sup>。但大部分土窖结构尺寸均小于标准尺寸，口径只有 60cm 左右，水窖深和缸口尺寸均较小，蓄水量也只有 15~25m<sup>3</sup>，个别窖容量达 40m<sup>3</sup>。

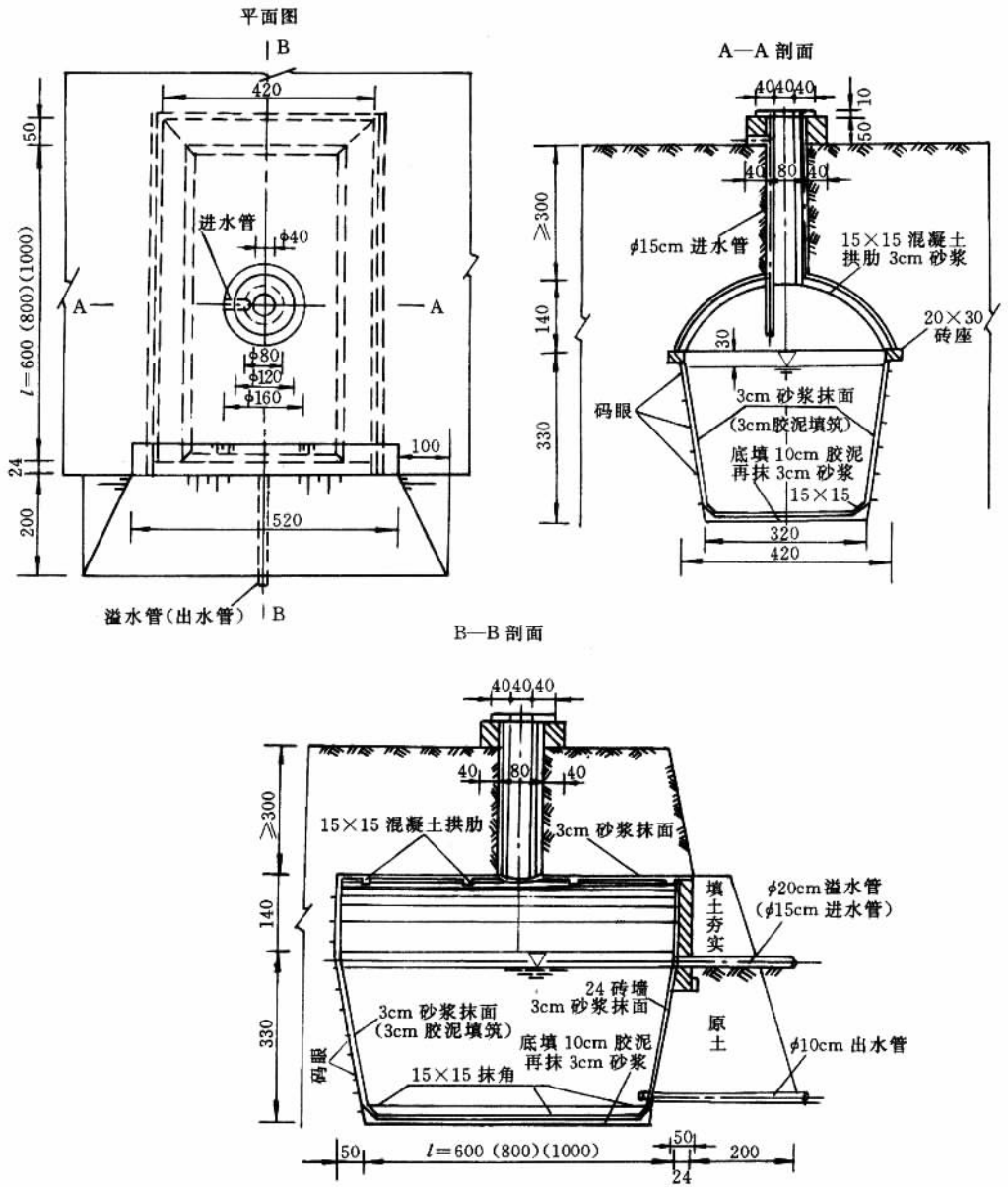


图 3-9 宁夏崖窑窖结构图 (单位: cm)

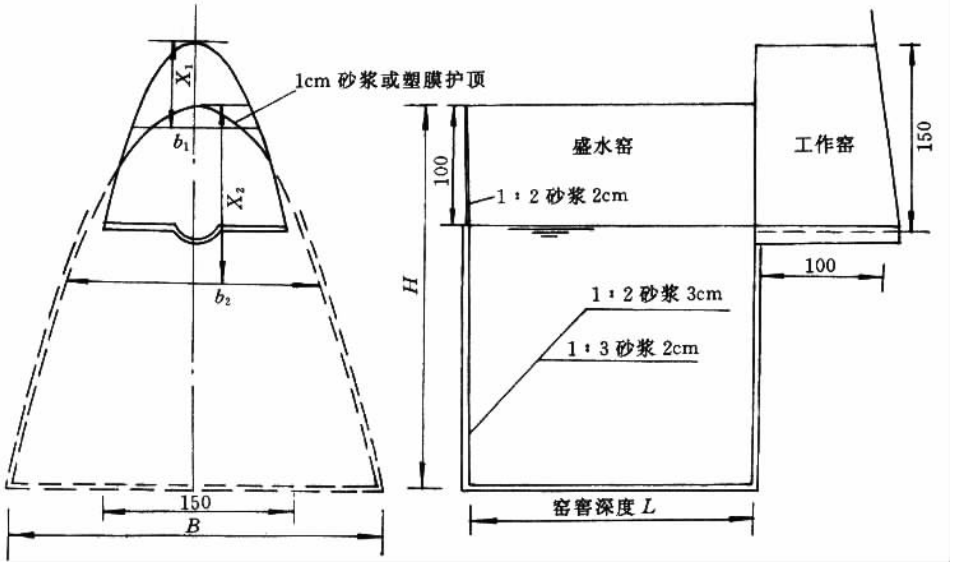


图 3-10 甘肃水泥砂浆抹面窑窑示意图 (单位: cm)

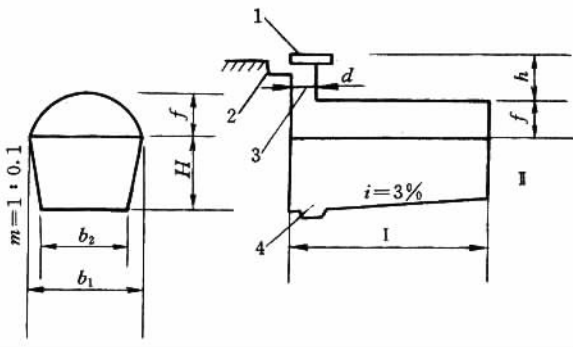


图 3-11 土水窑窑体断面的形状和几何尺寸

1—窑台; 2—沉沙地; 3—窑筒; 4—消力

## 二、蓄水池

### (一) 涝池

涝池包括矩形池、平底圆池、锅底圆池等, 因其结构简单, 技术要求不高, 故予以省略。

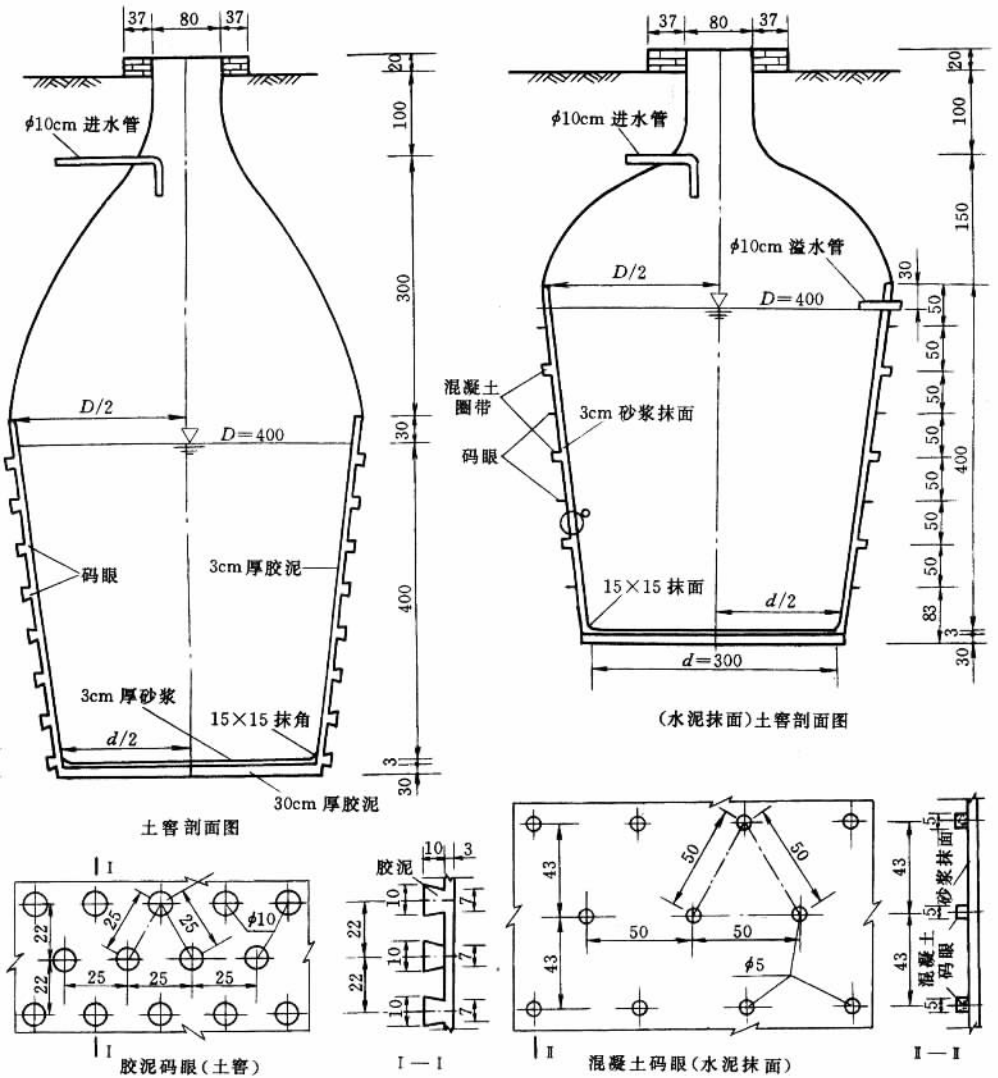


图 3-12 土窖结构图 (单位: cm)

## (二) 普通蓄水池

普通蓄水池按其结构作用不同分为开敞式和封闭式两大类, 按其形状特点又可分为圆形和矩形两种。

### 1. 开敞式圆形蓄水池

开敞式圆形蓄水池 (图 3-13), 因建筑材料不同有砖砌池、浆砌石池、混凝土池等。

(1) 池体组成。圆形蓄水池由池底、池墙两部分组成。附属设施有沉沙池、拦污

栅、进水管、出水管等。

1) 池底用浆砌石和混凝土浇筑,底部原状土夯实后,用75号水泥砂浆砌石,并灌浆处理,厚40cm,再在其上浇筑10cm厚C19混凝土。

2) 池墙有浆砌石、砌砖和混凝土三种形式,可根据当地建筑材料选用。①浆砌石池墙。当整个蓄水池位于地面以上或地下埋深很小时采用。池墙高4m,墙基扩大基础,池墙厚30~60cm,用75号水泥砂浆砌石,池墙内壁用100号水泥砂浆墁壁防渗,厚3cm,并添加防渗剂(粉)。②砖砌池墙。当蓄水池位于地面以下或大部分池体位于地面以下时采用。用“24”砖砌墙,墙内壁同样用100号水泥砂浆墁壁防渗。技术措施同浆砌石墙。③混凝土池墙。和砖砌池墙地形条件相同,混凝土墙厚度10~15cm,池塘内墙用稀释水泥浆作防渗处理。

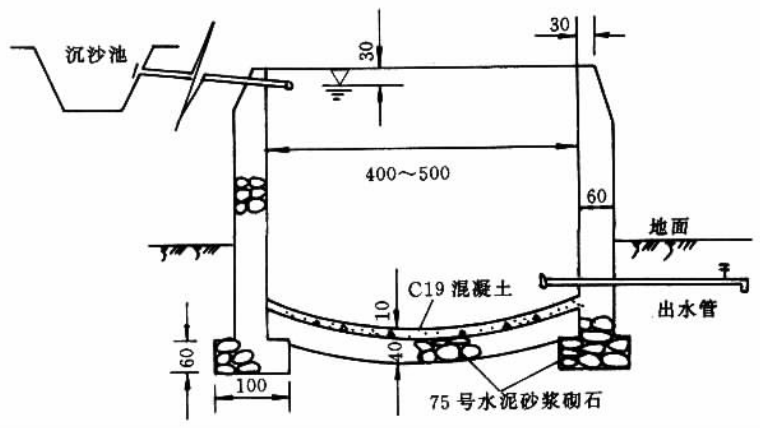


图3-13 开敞式圆形蓄水池立面图(单位:cm)

沉沙池离蓄水池前3m处修建,使来水入蓄水池时有沉淀泥砂作用,沿来水方向长方形布置,长2~3m,宽1~2m,深1.0m,池底比进水管(槽)低0.5m。

拦污栅。拦污栅是为了防止杂草入池,用8号铅丝编制1cm方格网片,安装于进水管(槽)前端。

进水管。进水管多采用 $\phi 8 \sim 10$ cm塑料硬管,前端位于沉沙池底以上0.5m处,末端埋设池墙顶以下0.3m处,并伸入池内。

出水管。出水管埋设在池底以上0.5m处的池墙内, $\phi 5$ cm钢管,并安装闸阀,外接输水软管伸入田间。

(2) 结构特点。①圆池结构受力条件好,在相同蓄水量条件下建筑材料最省,投资最少。②开敞式圆形池因不设顶盖,可修建较大容积的蓄水池,充分发挥多蓄水多灌地的作用。

## 2. 开敞式矩形蓄水池

开敞式矩形蓄水池(图3-14)因地形和建筑材料不同有砖砌式、浆砌石式和混凝土式三种。



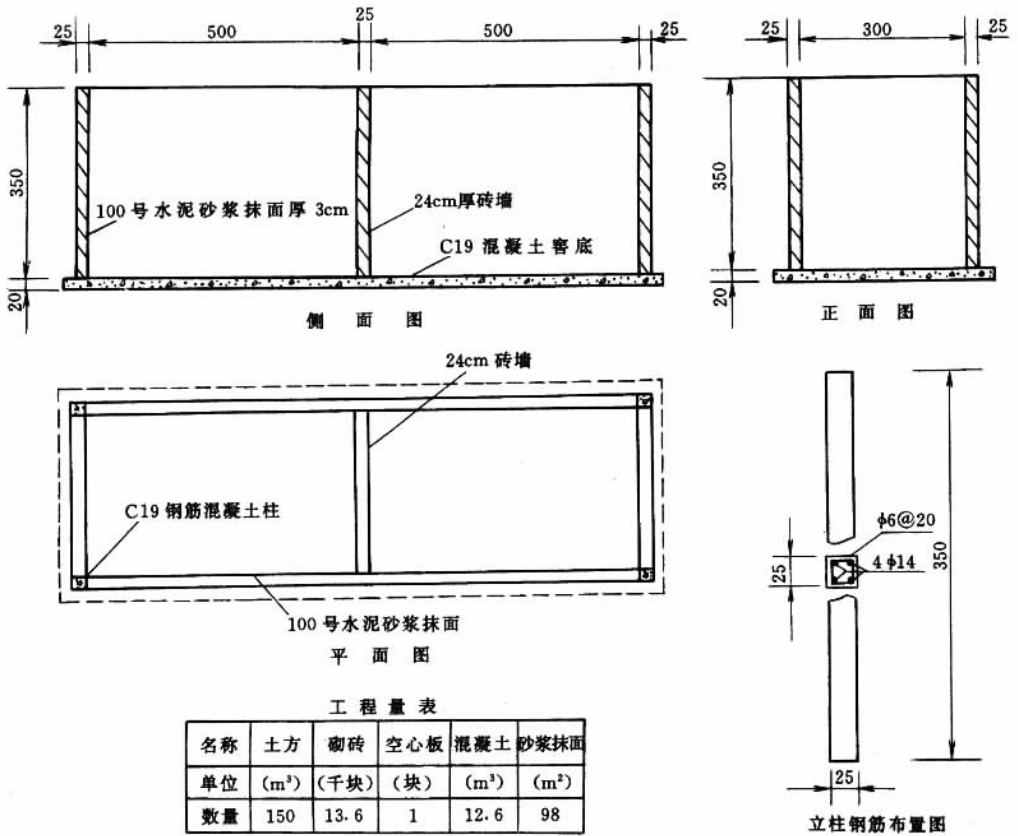


图 3-14 开敞式矩形蓄水池结构图 (单位: cm)

(1) 矩形蓄水池的池体组成、附属设施、墙体结构与圆形蓄水池基本相同, 不同的只是根据地形条件将圆形变为矩形罢了。

(2) 结构特点。

1) 开敞式矩形蓄水池当蓄水量在 60m<sup>3</sup> 以内时, 其形状近似正方形布设, 当蓄水量再增大时, 因受山区地形条件的限制, 蓄水池长宽比逐渐增大 (平原地区除外)。

2) 矩形蓄水池结构不如圆形池受力条件好, 拐角处是薄弱处, 需采取防范加固措施。蓄水池长宽比超过 3 时, 在中间需布设隔墙, 以防侧压力过大边墙失去稳定性。

3. 封闭式圆形蓄水池

封闭式圆形蓄水池 (图 3-15) 的结构特点如下:

(1) 封闭式圆形蓄水池增设了顶盖结构部分, 增加了防冻保温功效, 工程结构较复杂, 投资加大, 所以蓄水容积受到限制, 一般蓄水量为 25~45m<sup>3</sup>。

(2) 池顶多采用薄壳型混凝土拱板或肋拱板, 以减轻荷重和节省投资。

(3) 池体大部分结构布设在地面以下, 可减少工程量, 因此要合理选定地势较高的

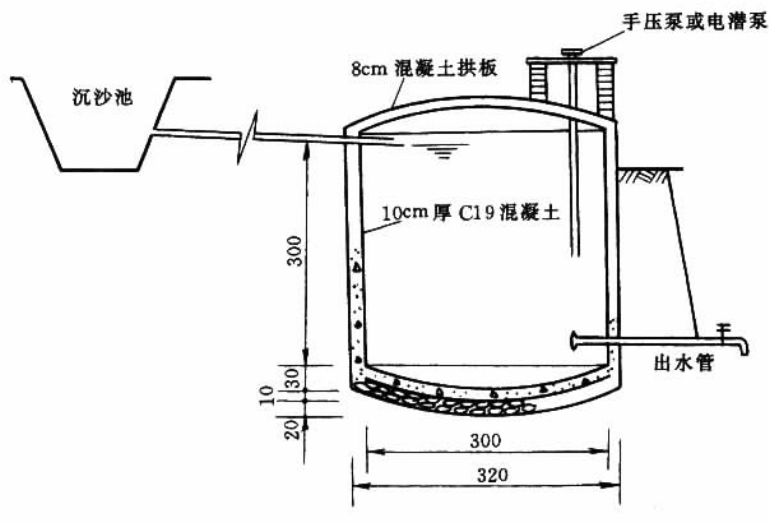


图 3-15 封闭式圆形蓄水池剖面图 (单位: cm)

有利地形。

图 3-16 为甘肃省封闭式圆柱形混凝土蓄水池示意图, 其技术数据见表 3-8。

表 3-8 甘肃省圆柱形蓄水池技术数据表

容积 ( $\text{m}^3$ )	直径 (m)	壁厚 (cm)	窖深 (m)	挖方 ( $\text{m}^3$ )	填方 ( $\text{m}^3$ )	混凝土 ( $\text{m}^3$ )	水泥 (T)	砂 ( $\text{m}^3$ )	石子 ( $\text{m}^3$ )	水 ( $\text{m}^3$ )
15	2.5	10	3.1	24.9	4.22	3.72	0.84	1.99	3.20	1.0
20	2.5	10	4.1	29.8	4.22	4.52	1.03	2.43	3.90	1.5
25	3.0	10	3.6	39.0	6.84	5.16	1.17	2.77	4.44	1.7
30	3.0	10	4.3	44.6	6.84	5.85	1.33	3.14	5.03	2.0

#### 4. 封闭式矩形蓄水池

图 3-17 为封闭式矩形蓄水池示意图。

封闭式矩形蓄水池的结构特点如下:

(1) 矩形蓄水池适应性强, 可根据地形、蓄水量要求采用不同的规格尺寸和结构形式, 蓄水量变化幅度大。

(2) 可就地取材, 选用当地最经济的墙体结构材料, 并以此确定墙体类型 (砖、浆砌石、混凝土等)。

(3) 池体顶盖多采用混凝土空心板或肋拱板。池宽以 3m 左右为宜, 可降低工程费用。

(4) 池体大部分构体要布设在地面以下, 可减少工程量。

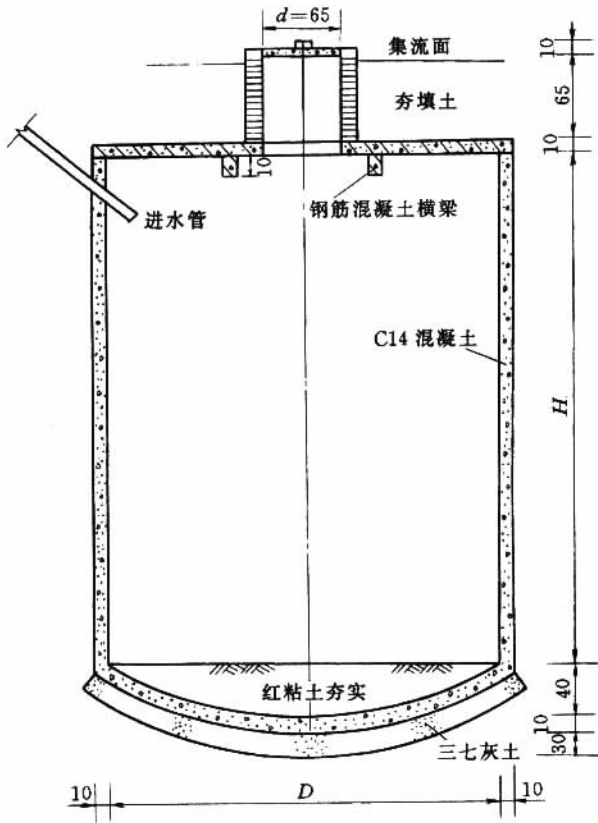


图 3-16 甘肃圆柱形混凝土蓄水池示意图 (单位: cm)

(5) 保温防冻层厚度设计, 要根据当地气候情况和最大冻土层深度确定, 保证池水不发生结冰和冻胀破坏。

(6) 蓄水池长宽比超过 3 时, 要在中间布设隔墙, 以防侧墙压力过大边墙失去稳定性, 这样将一池分二, 在隔墙上部留水口, 可有效地沉淀泥沙。

### (三) 调压蓄水池

调压蓄水池是为了满足输水管灌(滴、渗灌)和微喷灌所需水头而特设的蓄水池。形成压力水头有不同途径: ①在地势较高处修建蓄水池, 利用地面落差用管道输水即可达到设计所需水头, 实现压力管道输水灌溉或微喷灌。②修建高水位的水塔, 抽水入塔池, 形成压力水头。③利用抽水机泵加压, 满足管道输水灌溉和微喷灌需要。后两种方法投资大, 不宜普遍推广。第一种方法投资最省, 山区可因地制宜推广应用。因此, 在山区只要是选好地形修建普通蓄水池就可实现调压目的, 不必再多花投资修建调压蓄水池工程。本节予以省略。

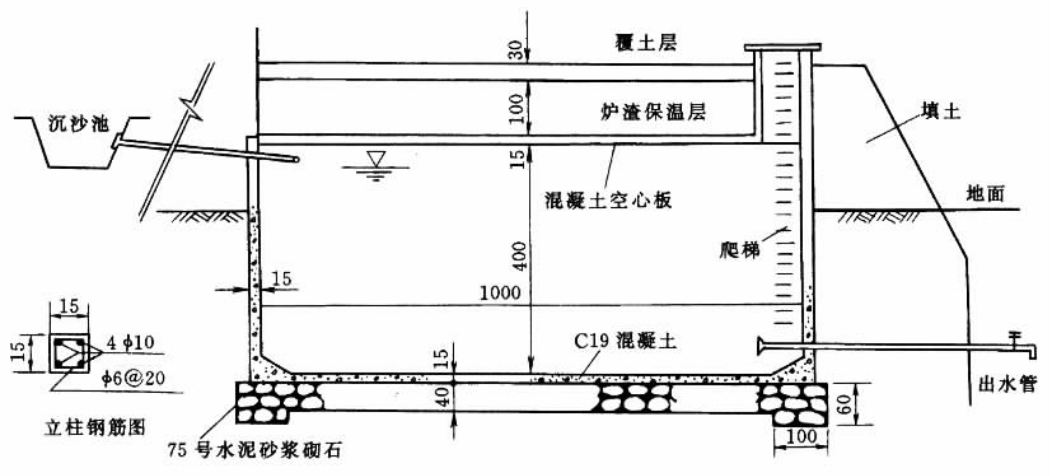


图 3-17 封闭式矩形蓄水池侧面图 (单位: cm)

### 三、土井

#### 1. 土井类型

土井一般分为土圆井和大口井两种形式。土圆井结构形式一般为开口直径在 1.0m 左右的圆筒形。大口井为开口较大的圆筒形、阶梯形和缩径形结构, 上面开口大, 下面底径小。大口井要根据水文地质和工程地质条件、施工方法、建筑材料等因素选型。

#### 2. 结构设计

(1) 井径、井深确定。井径要根据地质条件、便利施工的原则确定。土圆井多为人工加简易机械开挖施工, 以便利人员上下施工为出发点、井径一般为 80~100cm。

大口井井径在 200cm 以下, 但井口开挖口径要根据地下水埋深、土质情况、施工机具等决定。

井深要根据岩性、地下水埋深、蓄水层厚度、水位变化幅度及施工条件等因素确定。第四系砂砾浅水层透水性好, 井深较浅, 但各地地质情况不同, 宁南山区井深一般为 6~10m。浅层基岩裂隙及岩溶地下水区, 井深应设在中度或弱风化带中, 最深不超过 20m。

(2) 进水结构设计, 土圆井、大口井, 其进水结构要设在动水位以下, 顶端与最高水位齐平。进水方式有井底进水、井壁进水和井底井壁同时进水三种形式。

1) 井底进水结构。井底设反滤层进水, (井底为卵石层不设反滤层) 一般布设 2~5 层, 总厚度 1.0m 左右。反滤层粒径由下往上加大, 上层粒径为下层粒径的 3~5 倍, 井壁管紧扣在反滤层卵石基础上, 形成井池。

2) 井壁进水结构。进水结构要根据地质情况和含水层厚度, 含水量等情况选定。当含水层颗粒适中(粗砂或含有砾石)厚度较大时, 可采用水平孔进水方式; 当含水层

颗粒较小（细砂）时，必须采用斜孔进水方式，以防细沙堵塞水道；当含水层为卵石时，可采用  $\phi 25 \sim 50\text{mm}$  的不填滤料的水平圆形或锥形（里大外小）的进水孔。

进水结构形式有砖（片石）干砌、无砂混凝土管和混凝土多孔管等。土圆井多采用砖石干砌和无砂混凝土管，根据当地建筑材料情况选用。大口井多采用分片预制的混凝土管和钢筋混凝土多孔管。

滤水管与井壁空隙之间要填充滤料，形成良好的进水条件，严防用粘土填塞。

（3）井台、顶盖。为便于机泵安装、维护、管理使用，土圆井要设井台、井盖。其规格标准按水窖形式设置，大口井可根据井口实际大小预制安装钢筋混凝土井盖。

## 第四章 雨水集蓄工程的配套设施设计

为了充分发挥雨水集蓄工程的效益，配套设施的建设是不可缺少的。如为集蓄干净的水，需要配套拦污及沉淀、过滤设施；为充分蓄纳雨水及保护水源，需要建设输水及排水设施；此外为了更好地利用水源，需要配套机泵等等。

### 第一节 水源的净化设施

#### 一、沉沙池

沉沙池主要用于减少径流中的泥沙含量，一般建于离蓄水池或水窑 2~3m 处，其具体尺寸依径流量而定。

沉沙池是根据水流从进入沉沙池开始，水流所挟带的设计标准粒径以上的泥沙，流到池出口时正好沉到池底来设计的。设沉沙池长、宽、深分别由  $L$ 、 $B$ 、 $h$  表示，则标准粒径泥沙的沉降时间为

$$t_c = h/v_c \quad (4-1)$$

$$v_c = 0.563 D_c^2 (\gamma - 1)$$

式中  $v_c$  为设计标准粒径的沉速，m/s； $D_c$  为设计标准粒径，mm； $\gamma$  为泥沙颗粒密度； $h$  为沉沙池水深，m。

同时设引水流量（汇流流量）为  $Q$  ( $m^3/s$ )，则泥沙颗粒的水平运移速度为

$$v = \frac{Q}{Bh} \quad (4-2)$$

故在池长  $L$  范围内的运行时间为

$$t_L = L/v = BhL/Q \quad (4-3)$$

由设计条件得  $t_c = t_L$ ，则由式 (4-1) 和式 (4-3) 可解得

$$L = \frac{Q}{Bv_c} \quad (4-4)$$

根据目前已有的经验，池深 0.6~0.8m、长宽比 2:1 比较适宜，故沉沙池的设计尺寸为

$$\left. \begin{aligned} h &= 0.6 \sim 0.8\text{m} \\ L &= \sqrt{2Q/v_c} \\ B &= \frac{1}{2}L \end{aligned} \right\} \quad (4-5)$$

如某集雨工程，设计径流量  $Q = 0.00115\text{m}^3/\text{s}$ ，需要将粒径大于  $0.05\text{mm}$  的泥沙沉淀，泥沙颗粒密度  $\gamma = 2.67$ ，故有：

$$\text{标准粒径沉速 } v_c = 0.563 \times 0.05^2 (2.67 - 1) = 2.35 \times 10^{-3} \text{m/s};$$

$$\text{沉沙池长度 } L = \sqrt{2 \times 0.0015 / 2.35 \times 10^{-3}} = 0.989\text{m} \approx 1.0\text{m};$$

$$\text{沉沙池宽度 } L = 1/2L \approx 0.5\text{m};$$

$$\text{沉沙池深度 } h = 0.6 \sim 0.8\text{m}.$$

此外，在泥沙含量较大时，为更充分发挥沉沙池的功能，在沉沙池内可用单砖垒砌斜墙，如图 4-1 所示。这样一方面可延长水在池内的流动时间，有利于泥沙下沉，另一方面可连接沉沙池和水窖或蓄水池取水口位置，使正面取水变成侧面取水，更有利于避免泥沙进入窖或蓄水池。

沉沙池的池底需要有一定的坡度（下倾）并预留排沙孔。

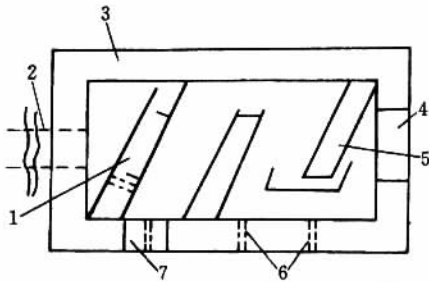


图 4-1 斜墙沉沙池示意图

- 1—出水口；2—水窖进水口；3—池帮；4—进水口；
- 5—斜墙；6—排沙孔；7—溢水口

沉沙池的进水口、出水口、溢水口的相对高程通常为：进水口底高于池底  $0.1 \sim 0.15\text{m}$ 、出水口底高于进水口底  $0.15\text{m}$ ，溢水口底低于沉沙池顶  $0.1 \sim 0.15\text{m}$ 。

## 二、过滤池

对水质要求高时，可建过滤池，过滤池尺寸及滤料可根据来水量及滤料的导水性能确定，图 4-2 及图 4-3 分别为山东长岛路面集流和四川成都市龙泉驿区坡面集流两种形式的过滤池。

过滤池施工时，其底部先预埋一根输水管，输水管与蓄水池或窖窖相连，滤料一般采用卵石及粗砂，中砂自下而上顺序铺垫，各层厚度应均匀，同时为便于定期更换滤料，各滤料层之间可采用聚乙烯塑料密网或金属网隔开。此外，为避免平时杂质进入过滤池，在非使用时期，过滤池顶应用预制混凝土板盖住。

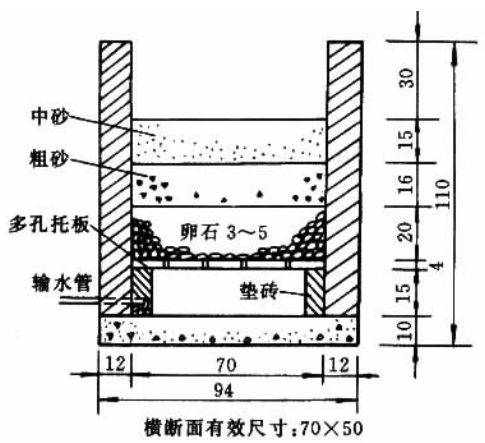


图 4-2 过滤池断面图 (单位: cm)

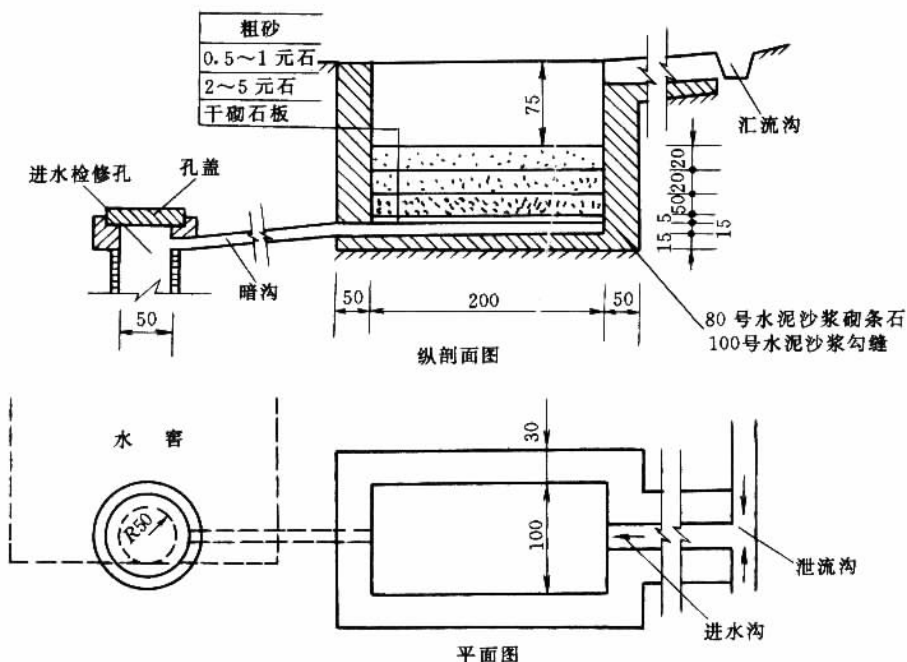


图 4-3 过滤池结构图 (单位: cm)

### 三、拦污栅

在沉沙池、过滤池的水流入口处均应设置拦污栅，以拦截汇流中的大体积杂物，如枯枝残叶、杂草和其他较大的漂浮物。拦污栅构造简单，可在铁板或薄钢板及其他板材



上直接呈梅花状打孔（圆孔、方孔均可），如图 4-4 所示。亦可直接采用筛网制成，如图 4-5 所示。但无论采用何种形式，其孔径必须满足一定的要求，一般不大于  $10\text{mm} \times 10\text{mm}$ 。

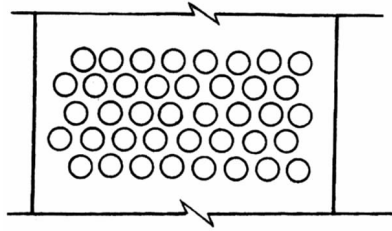


图 4-4 梅花状孔拦污栅示意图

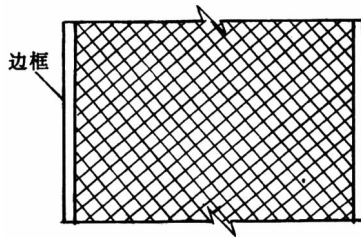


图 4-5 筛网拦污栅示意图

## 第二节 水源的输水与排水系统

汇集的雨水通过输水系统进入沉沙池或过滤池，而后流入蓄水池或窑窖中。输水一般采用引水沟（渠），在引水沟（渠）需长期固定使用时，应建成定型土渠并加以衬砌，其断面形式可以是 U 形、半圆形、梯形和矩形，断面尺寸根据集流量及沟（渠）底坡等因素确定。

由明渠均匀流方程得

$$Q = AC \sqrt{Ri} \tag{4-6}$$

$$R = A/\chi;$$

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

式中  $Q$  为沟（渠）通过流量， $\text{m}^3/\text{s}$ ； $A$  为过水断面面积， $\text{m}^2$ ； $i$  为水力坡降； $R$  为水力半径  $\text{m}$ ， $\chi$  为润周， $\text{m}$ ； $C$  为谢才系数（采用满宁公式）； $n$  为糙率。

采用巴甫洛夫斯基公式计算时

$$C = \frac{1}{n} R^y$$

$$y = 2.5 \sqrt{n} - 0.13 - 0.75 \sqrt{R} (\sqrt{n} - 0.1)$$

表 4-1、表 4-2 分别为几种情况的  $n$  值。此外不同断面形式的过水断面各因素值计算如表 4-3 所示。

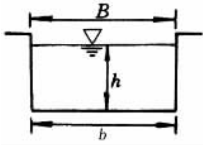
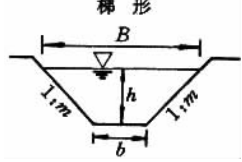
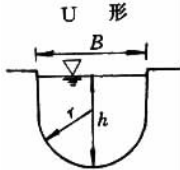
表 4-1 岩质土渠道糙率  $n$  值

渠床表面状况	$n$	渠床表面状况	$n$
修整加工好的表面	0.02 ~ 0.025	中等加工, 有凸起现象	0.04 ~ 0.045
中等加工, 无凸起现象	0.03 ~ 0.035		

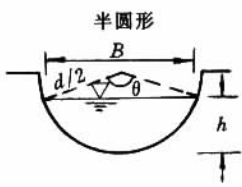
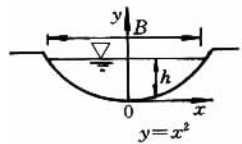
表 4-2 护面渠道的糙率  $n$  值

护面形式	$n$	护面形式	$n$
修正好的混凝土护面	0.012 ~ 0.014	水泥砂浆抹面的毛石护面	0.017 ~ 0.030
粗糙的混凝土护面	0.015 ~ 0.017	沥青材料覆盖层护面	0.013 ~ 0.016
装配组合的钢筋混凝土槽护面	0.012 ~ 0.015	草皮渠床护面	0.030 ~ 0.035
平石护面	0.013 ~ 0.017		

表 4-3 几种引水渠断面水力因素计算表

断面形式	$A$	$\chi$	$R$	$B$
矩形 	$bh$	$b + 2h$	$\frac{bh}{b + 2h}$	$b$
梯形 	$(b + mh) h$	$b + 2h \sqrt{1 + m^2}$	$\frac{(b + mh) h}{b + 2h \sqrt{1 + m^2}}$	$b + 2mh$
U 形 	$\frac{1}{2} \pi r^2 + 2r(h - r)$	$\pi r + 2(h - r)$	$\frac{r}{2} \left[ 1 + \frac{2(h - r)}{\pi r + 2(h - r)} \right]$	$2r$

续表

断面形式	A	$\chi$	R	B
 <p>半圆形</p>	$\frac{d^2}{8} (\theta - \sin\theta)$	$\frac{d}{2} \theta$	$\frac{d}{4} \left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta}\right)$	$2\sqrt{h(d-h)}$
 <p>抛物线形</p>	$\frac{2}{3} Bh$	$\sqrt{(1+4h)h} + \frac{1}{2} \ln(2\sqrt{h} + \sqrt{1+4h})$	$\frac{4}{3} h^{1.5} [\frac{1}{\sqrt{(1+4h)h}} + \frac{1}{2} \ln(2 + \sqrt{h} + \sqrt{1+4h})]$	$2\sqrt{h}$

注 圆形断面中有如下关系式  $\cos \frac{\theta}{2} = 1 - \frac{2h}{d}$ 。

将上述各因素值代入式(4-6)即可求解所需的断面尺寸。如某集雨工程设计流量为  $0.012\text{m}^3/\text{s}$ ，渠道坡度  $i = 0.010$ ，拟采用矩形混凝土衬砌渠道，设计宽深比  $b:h = 2:1$ ，采用满宁公式计算  $C$  值，则

$$Q = bh \frac{1}{n} \left( \frac{bh}{b+2h} \right)^{\frac{1}{6}} \sqrt{\left( \frac{bh}{b+2h} \right) i}$$

将  $h = \frac{b}{2}$  代入并整理得

$$Q = \frac{b^2}{2n} \left( \frac{b}{4} \right)^{2/3} \sqrt{i}$$

取  $n = 0.014$ ，并将  $Q = 0.012\text{m}^3/\text{s}$   $i = 0.010$  代入解得

$$b = 0.167\text{m} \quad \text{取 } b = 18\text{cm}$$

同时考虑超高取  $h = \frac{b}{2} + \Delta h = 16\text{cm}$ 。

除引水系统外，集雨工程均应设排水设施，设置排水设施有两方面的意义：①对窑窖区而言，当水窑内蓄水达到最高水位时应停止向窑内进水，以避免水位过高出现渗水、防渗层剥落和坍塌等不良后果，对于灌溉用水窖可利用沉沙池设计水位高程控制窑内水位，即沉沙池的设计最高水位与窑内最高水位相等，当窑内水位达最高时，水流经沉沙池溢水口流入排水系统。对于蓄水池等水源而言，其排水系统也起到排泄溢流量的作用。②对蓄水池等而言，设置排水系统能在必要时泄空池水，便于维修、清理和维护等。

排水沟渠的断面尺寸可根据所需排水流量的大小及排水沟渠底纵坡，采用前述式(4-6)计算。若采用暗管有压排水，则其断面尺寸根据有压流的有关计算公式计算。

此外，无论引水渠还是排水渠，由于顺坡而建，渠底坡一般较大，因此水力计算时要校核水流流速，以保证渠道不受冲刷，对于采用土渠时，不冲流速的校核尤为重要。

粘性土质渠槽的不冲流速可参照表 4-4 选取。对于岩石和人工护面的渠槽可参照表 4-5 选取。

表 4-4 粘性土质渠槽的不冲流速

土壤名称	不冲流速 (m/s)	备 注
轻壤土	0.60~0.80	①土壤干容重 $\gamma = 1.3 \sim 1.7\text{g/cm}^3$ ; ②表中数据为水力半径 $R = 1.0\text{m}$ 的情况, 当 $R \neq 1.0$ 时, 表中所列数据乘以 $R^\alpha$ 即不冲流速。对疏松的壤土及粘土 $\alpha = 1/3 \sim 1/4$ , 对中等密实的砂壤土、壤土及粘土 $\alpha = 1/4 \sim 1/5$
中壤土	0.65~0.85	
重壤土	0.70~1.00	
粘 土	0.75~0.95	

表 4-5 岩石和人工护面渠槽的不冲流速

单位: m/s

岩 性	水 深 (m)	
	0.4	1.0
砾岩、泥灰岩、页岩	2.0	2.5
石灰岩、致密的砾岩、砂岩、白云石灰岩	3.0	3.5
白云砂岩、致密的石灰岩、硅质石灰岩、大理岩	4.0	5.0
花岗岩、辉绿岩、玄武岩、安山岩、石英岩、斑岩	15	18
抗压强度为 11MPa 的混凝土护面	5.0	6.0
抗压强度为 14MPa 的混凝土护面	6.0	7.0
抗压强度为 17MPa 的混凝土护面	6.5	8.0
抗压强度为 11MPa 的混凝土槽 (光滑)	10	12
抗压强度为 14MPa 的混凝土槽 (光滑)	12	14
抗压强度为 17MPa 的混凝土槽 (光滑)	13	16

如前例, 引水渠采用抗压强度为 11MPa 的混凝土护面, 矩形断面, 宽 18cm, 设计引水流量  $Q = 0.012\text{m}^3/\text{s}$ , 试校核不冲流速 ( $n = 0.014$ ,  $i = 0.01$ )

1. 计算渠道水深  $h$ 

设水深为  $h$ , 采用满宁式 (4-6) 计算  $C$  值, 则水力半径  $R$  及  $C$  值如下:

$$R = \frac{bh}{b+2h} = \frac{0.18h}{0.18+2h}$$

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} = \frac{1}{0.014} \left( \frac{0.18h}{0.18+2h} \right)^{\frac{1}{6}}$$

代入可得

$$Q = 0.18h \frac{1}{0.014} \left( \frac{0.18h}{0.18+2h} \right)^{\frac{2}{3}} \sqrt{0.01}$$

将  $Q = 0.012\text{m}^3/\text{s}$  代入, 可解得水深  $h \approx 0.08\text{m}$ 。

## 2. 校核不冲流速

由表 4-5 查得抗压强度为 11MPa 的混凝土护面渠的不冲流速  $v' = 5.0\text{m/s}$ , 而断面实际流速  $v = \frac{Q}{bh} = \frac{0.012}{0.18 \times 0.08} = 0.833\text{m/s} < v'$  故满足不冲流速要求。

# 第三节 水源机泵及配套设备

集蓄的雨水, 在有条件的地方可实现自流灌溉, 但绝大多数窑、窖等蓄水设施位于地势较低处, 因此需通过配套机泵来实现灌溉。

## 一、水源机泵的选型

水泵机组的选型主要由系统所需要的流量及扬程确定。流量根据灌溉系统的面积、灌溉定额、灌水周期及灌水历时等确定, 扬程则根据系统的管网布置、供水流量、系统工作压力等来确定, 不同的灌溉系统其确定方法有所差异。

### (一) 流量的确定

设灌溉面积为  $S$  ( $\text{hm}^2$ ), 每次所需的灌水定额为  $M$  ( $\text{m}^3/\text{hm}^2$ ), 设计灌水周期为  $T$  (d), 每天灌水历时为  $t$  (h), 灌溉水利用率为  $\eta$ , 则系统所需的供水流量为

$$Q = \frac{SM}{Tt\eta} \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad (4-7)$$

$$S = \frac{V_0}{M}\eta$$

式中  $S$  为灌溉面积;  $V_0$  为水源的允许灌溉用水量, 对能连续复蓄的系统, 为水源的有效容积, 对一年一蓄或复蓄次数少的系统, 由灌溉计划确定;  $\eta$  为灌溉水利用率, 对于滴灌系统其  $\eta = 0.90 \sim 0.95$ , 喷灌系统  $\eta = 0.7 \sim 0.9$ 。

对于窑窖等灌溉系统, 有时系统配套所需的流量比式 (4-7) 计算得大, 则此时可根据实际配置情况 (如同时灌水的滴头数等灌水器流量) 来确定, 相应的灌水周期将缩短。

由上式还可看出不同灌溉方式具有不同的灌溉水利用率, 灌溉水利用率越高所能灌溉的面积越大, 故在干旱缺水的雨水集蓄区, 应优先发展高效率的灌水方式。

### (二) 扬程的确定

水泵扬程为其所需工作压力、地形高差及各级管道水力损失之和, 即

$$H_p = H_0 + \Delta Z + \sum h_f \quad (4-8)$$

式中  $H_p$  为水泵扬程, m;  $H_0$  为灌溉系统所需工作压力, m;  $\Delta Z$  为参考点距水源水面的高差, m;  $\sum h_f$  为各级管道水力损失总和, m, 包括沿程水头损失和局部水头损失。不同管材的沿程水头损失可参照表 4-6 给出的计算式进行计算。

表 4-6 沿程水头损失公式中的  $f$ 、 $m$ 、 $b$  值

管道种类	$h_f = f \frac{LQ^m}{d^b}$			
	$f$ ( $Q$ 以 $\text{m}^3/\text{s}$ , $d$ 以 $\text{m}$ 计)	$f$ ( $Q$ 以 $\text{m}^3/\text{s}$ , $d$ 以 $\text{mm}$ 计)	$m$	$b$
塑料硬管	0.000915	$0.948 \times 10^5$	1.77	4.77
铝管或铝合金管	0.000800	$0.861 \times 10^5$	1.74	4.74
石棉水泥管	0.000118	$1.455 \times 10^5$	1.85	4.89
旧钢管旧铸铁管	0.001790	$6.25 \times 10^5$	1.90	5.10
钢筋混凝土管:				
$n = 0.013$	0.001740	$1.312 \times 10^6$	2.00	5.33
$n = 0.014$	0.002010	$1.516 \times 10^6$	2.00	5.33
$n = 0.015$	0.002320	$1.749 \times 10^6$	2.00	5.33
$n = 0.017$	0.002970	$2.240 \times 10^6$	2.00	5.33

上述计算式适用于管道无分流的情况, 雨水集蓄系统当采用喷、微灌时, 其喷灌支管和微灌支、毛管为沿程多口出流管道, 沿程流量逐渐减少, 其水头损失计算通常可用多口系数  $F$  来进行修正, 即

$$h'_f = Fh_f \quad (4-9)$$

为计算方便,  $F$  一般查表选用。

局部损失为各种管件、控制件及各种辅助装置等处产生的水头损失, 设计时与沿程损失一并考虑。喷、微灌系统局部损失一般占沿程损失的 10% ~ 20%, 因此简单计算可将沿程水头损失值  $h_f$  乘以一个加大系数  $K$  作为局部损失与沿程损失之和, 即

$$H_f = Kh_f \quad (4-10)$$

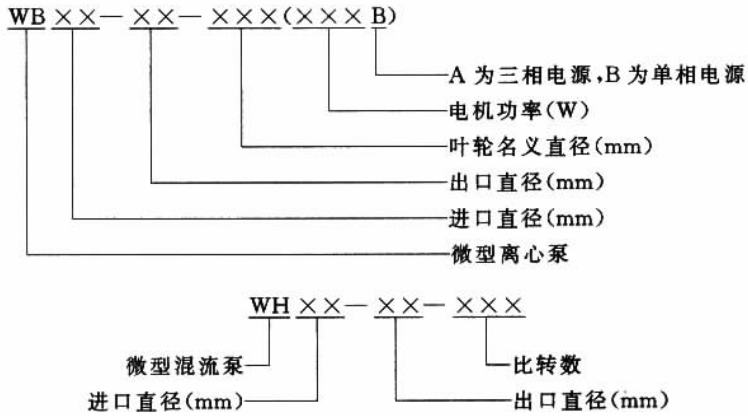
式中  $H_f$  为水头损失, 包括沿程损失和局部损失;  $K$  为加大系数,  $K = 1.05 \sim 1.3$ , 一般可取  $K = 1.1 \sim 1.2$ 。

### (三) 机组选型

根据前述计算的水泵流量、扬程, 即可选择合适的水泵机组。雨水集蓄一般为小水源或微型水源, 下表列出了部分小型及微型机组包括手压泵的产品型号及性能, 供选型时参考, 其他型号泵可参照《水泵产品样本》选择。

#### 1. 微型水泵

微型水泵主要有微型离心泵和微型混流泵，其泵型意义如下：



主要泵型的主要技术参数如表 4-7 所示。

表 4-7 微型泵主要技术性能参数

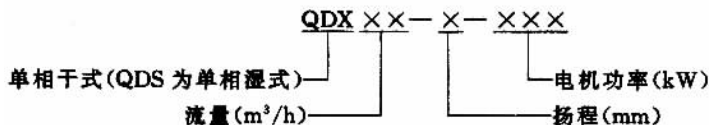
型 号	流量 $Q$ ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	扬程 $H$ (m)	转速 $n$ ( $\text{r}/\text{min}$ )	效率 $\eta$ (%)	配用功率 $P$ (W)	吸上高度 $H_s$ (m)
25DB—35	1.26	18.0	2850		220	6.0
40BZ—12D	5.0	12.0	2900		370	7.0
WB40—40—80 (180B)	4.0	6.0	2800	56	180	7.0
WB40—40—70 (250B)	10.0	4.0	2800	62	250	5.5
WB40—40—80 (250B)	6.0	6.0	2800	64	250	6.5
WB40—40—90 (250B)	4.0	10.0	2800	58	250	6.5
WB40—40—85 (370B)	8.0	8.0	2800	70	370	7.5
WB40—40—95 (370B)	6.0	10.0	2800	64	370	6.5
WB40—40—95 (550A)	10.0	10.0	2800	68	550	7.0
WB40—40—105 (550A)	8.0	12.0	2800	65	550	6.0
WB40—40—95 (550B)	10.0	10.0	2800	68	550	7.0
WB40—40—105 (550B)	8.0	12.0	2800	65	550	6.0
WB40—40—100 (750A)	12.0	10.0	2800	70	750	7.5
WB40—40—105 (750A)	12.0	12.0	2800	68	750	7.0
WB40—40—120 (750A)	8.0	16.0	2800	58	750	7.0
WB40—40—120 (1100A)	12.0	16.0	2800	64	1100	7.0
WB40—40—125 (1100A)	8.0	20.0	2800	52	1100	7.0
WB40—32—85 (180B)	3.0	8.0	2800	55	180	6.5
WB40—32—85 (250B)	5.0	8.0	2800	55	250	6.5
WH50—40—350	12.5	2.5	2800	60	180	

续表

型 号	流量 $Q$ ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	扬程 $H$ ( $\text{m}$ )	转速 $n$ ( $\text{r}/\text{min}$ )	效率 $\eta$ (%)	配用功率 $P$ (W)	吸上高度 $H_s$ (m)
WH50—40—250	12.5	3.0	2800	60	250	
WH65—50—500	25.0	2.5	2800	64	370	
WH65—50—350	25.0	3.5	2800	64	550	
WH65—50—250	25.0	5.0	2800	64	750	
WH65—50—180	25.0	8.0	2800	64	1100	

## 2. 单相潜水电泵

单相潜水电泵分为干式泵型 (QDX 型) 和湿式泵型 (QDS) 两种, QDX 型泵装有自动保护装置, 能确保电机安全运行。其使用条件为电泵潜入水下深度 0.5 ~ 5m; 水温不超过 40℃; 水中所含固体杂质的体积比不超过 0.1%, 粘度不大于 0.2mm, pH 值 6.5 ~ 8; 电源为 50Hz、220V 单相交流电源。适用范围为流量  $Q = 1.5 \sim 25\text{m}^3/\text{h}$ , 扬程  $H = 3 \sim 30\text{m}$ , 电机功率  $P = 0.18 \sim 0.75\text{kW}$ 。其型号意义如下:



其性能参数如表 4-8 所示。

表 4-8 QDK、QDS 型单相潜水电泵主要技术性能参数

型 号	流量 $Q$ ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	扬程 $H$ ( $\text{m}$ )	转速 $n$ ( $\text{r}/\text{min}$ )	配用功率 $P$ (kW)	重量 (kg)
QDX3—8—0.18	3.0	8.0	2850	0.81	10.0
QDX3.6—5—0.18	3.6	6.0			
QDK6—5—0.18	6.0	5.0			
QDX10—3.5—0.18	10.0	3.5			
QDX1.5—12—0.25	1.5	12.0	2850	0.25	17.0
QDX6—7—0.25	6.0	7.0			
QDX3—10—0.25	3.0	10.0			
QDX10—4.5—0.25	10.0	4.5			
QDX8—5—0.25	8.0	5.0			
QDX5—7—0.25	5.0	7.0			
QDX3—12—0.25	3.0	12.0			
QDX3—10—0.25	3.0	10.0			

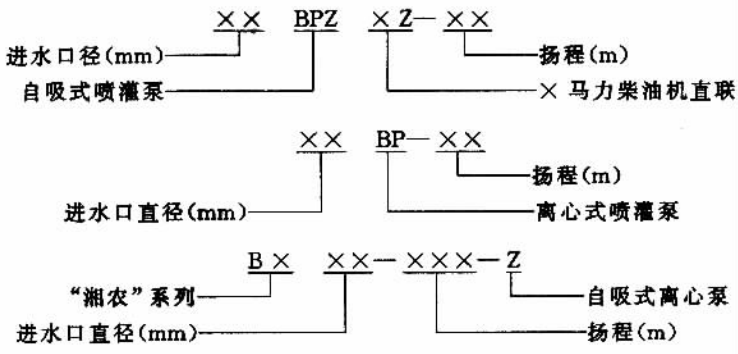


续表

型 号	流量 $Q$ ( $m^3/h$ )	扬程 $H$ ( $m$ )	转速 $n$ ( $r/min$ )	配用功率 $P$ ( $kW$ )	重量 ( $kg$ )
QDK3—15—0.37	3.0	15.0	2850	0.37	
QDX6—10—0.37	6.0	10.0			
QDX10—7—0.37	10.0	7.0			
QDX15—5—0.37	15.0	5.0			
QDX25—3—0.37	25.0	3.0			
QDX3—20—0.55	3.0	20.0	2920	0.55	23.0
QDX3—22—0.55	3.0	22.0			
QDX4—20—0.55	4.0	20.0			
QDX6—15—0.55	6.0	15.0			
QDX10—10—0.55	10.0	10.0			
QDX10—12—0.55	10.0	12.0			
QDX15—7—0.55	15.0	7.0			
QDX25—4.5—0.55	25.0	4.5			
QDX8—18—0.75	8.0	18.0	2850	0.75	19.5
QDX1.5—32—0.75	1.5	32.0			
QDS3—30—0.75	3.0	30.0			
QDS6—20—0.75	6.0	20.0			
QDS8—16—0.75	8.0	16.0			
QDS15—10—0.75	15.0	10.0			

### 3. 喷灌泵

喷灌泵有自吸式离心泵和普通离心泵两种，具有扬程高、效率高等特点，能满足各种喷灌机的要求。自吸泵首次启动时加少量引水即可连续频繁启动。其型号意义如下：



几种小型喷灌泵的主要性能参数如表 4-9 所示。

表 4-9 喷灌泵主要规格及技术性能参数

水泵型号	流量 (m <sup>3</sup> /h)	扬程 (m)	转速 (r/min)	效率 (%)	配用功率 [hp (kW)]	吸上高度 (m)	5m 高度自 吸时间 (s)	泵重量 (kg)
50BPZ <sub>5Z</sub> -20	20	20	2400	65	3	7.2	60	30
50BPZ <sub>4Z</sub> -35	15	35	2600	58	4	7.2	80	30
50BPZ <sub>5Z</sub> -45	15	45	3000	58	5	7.2	80	30
50BPZ <sub>6Z</sub> -45	20	45	3000	60	6	6.8	80	30
50BPZ <sub>5Z</sub> -35	20	35	3000	63	5	7.0	60	30
50BPZ-45	15	45	3000	55	5	6	70	43
50BPZ-35	15	35	2900	56	4	7.5	60	
50BPZ-20	18	20	2400	53	3	7.5		
50BPZ-40	18	40	3000	58	5	6	120	
50BPZ-38	20	38	2900	60	5	6	120	
BX50-31	20	31.9	2950	67	5 (4)	7.2		24
BX50-45Z	15	45	3000	56.5	5 (4)	7.2	80	30

#### 4. 手动高压提水泵

目前国内不少生产厂家制造,但其主要结构和工作原理基本相同,通过手压活塞上下运动,产生吸水、压水作用,表 4-10 列出了 RB1.5 型手压泵的主要技术参数。

表 4-10 手动高压泵主要技术参数

泵型	流量 (m <sup>3</sup> /h)	扬程 (m)	吸程 (m)	活塞直径 (mm)	活塞行程 (mm)	往返次数 (次/min)	进、出水管直径 (mm)	泵重 (kg)
RB1.5	1.5	15	7	86	120	40	25	15

## 二、配套设备

泵机组配套设备包括电器控制设备,流量压力调节设施,流量压力监测设备及进排气、充水设备。

### 1. 电器控制设备

由于雨水集蓄系统多为小型或微型系统,故电器控制设备比较简单,一般由电压表、电流表、电度表、控制开关和过流(过压)保护器等组成,对于功率小于 15kW 的机组,通常直接启动,对于大于 15kW 的机组,则应考虑采用降压启动。

### 2. 流量压力调节设施及监测设备

通常采用闸阀对系统所需流量压力进行调节,压力由标准压力表进行监测,流量一

般采用家用自来水表测量。

### 3. 进排气设备及充水设备

进排气设备为在水泵启动时排净水管中集存的气体或在停泵时由大气吸进气体，以保护管网而设置的，一般在水泵出口安装自动进排气阀。充水设备仅是对离心泵而言，每次启动前需对进水管进行充水直至水淹没泵轴线以上，泵机组方能启动工作，小型泵站进水管口一般安装底阀，以便充水，有条件的可采用真空泵或手压泵抽真空进行充水。

# 第五篇

## 井灌井排规划设计

# 第一章 地下水资源评价

井灌是利用各种类型的水井提取地下水进行农田灌溉的一种方式，是解决干旱、半干旱地区地表水源不足的一条重要途径。同时，井灌还能起到控制和降低地下水位、防治盐碱和改良土壤的作用。本章主要介绍地下水资源的评价、单井设计、井灌区规划及竖井排水等方面的理论和方法。

## 第一节 地下水资源的特点

地下水资源与其他资源相比，有许多特点，最基本的特点是可恢复性、调蓄性和转化性。

### （一）可恢复性

地下水资源不像其他资源，它在开采后能得到补给，具有可恢复性，合理开采不会造成资源枯竭，但开采过量，又得不到相应的补给，就会出现亏损。所以，保持地下水资源开采与补给的相对平衡是合理开发利用地下水应遵循的基本原则。

### （二）调蓄性

地下水可利用含水层进行调蓄，在补给季节（或丰水年）把多余的水储存在含水层中，在非补给季节（或枯水年）动用储存量以满足生产与生活的需要。利用地下水资源的调蓄性，在枯水季节（或年份）可适当加大开采量，以满足用水需要，到丰水季节（或年份）则多余的水量予以回补。“以丰补枯”是充分开发利用地下水的合理性原则。

### （三）转化性

地下水与地表水在一定条件下可相互转化。例如，当河道水位高于沿岸的地下水位时，河道水补给地下水；相反，当沿岸地下水位高于河道水位时，则地下水补给河水。认识地下水资源的转化性，可以避免水资源开发利用上的绝对化，如大量开采地下水使河（泉）水断流，破坏生态平衡。转化性是开发利用地下水和地表水资源的适度性原则。

## 第二节 地下水资源的分类

目前地下水资源的分类方法较多，下面仅介绍以水均衡为基础的分类法。

一个均衡单元在某均衡时段内，地下水补给量（ $V_{\text{补}}$ ）、排泄量（ $V_{\text{排}}$ ）和储存量的改变（ $\pm \Delta V$ ）间的关系可表达为：

$$V_{\text{补}} - V_{\text{排}} = \pm \Delta V \quad (1-1)$$

因此，地下水资源可分为：补给量、排泄量和储存量三类。

### （一）补给量

补给量是指某时段内进入某一单元含水层或含水岩体的重力水体积，它又分为天然补给量、人工补给量和开采补给量。天然补给量是指天然状态下进入某一含水层的水量（平原区主要是降水入渗补给、地表水渗漏和邻区地下来流；山丘区主要是大气降水入渗补给）；人工补给量是指人工引水入渗补给地下水的水量；开采补给量是指开采条件下，除天然补给量之外，额外获得的补给量。例如，开采引起水位下降，降落漏斗扩展到邻近的地表水体（河流、湖泊、水库等），使原来补给地下水的地表水渗漏补给量增大（如顶托渗漏变为自由渗漏等）。在计算地下水补给量时，首先计算未抽水条件下的补给量，然后再估算开采条件下可能获得的额外补给量。一个水源地有多少地下水可供利用，首先取决于补给量。所以计算补给量是地下水资源数量评价的核心内容。

### （二）排泄量

排泄量是指某时段内从某一单元含水层或含水岩体中排泄出去的重力水体积。排泄量可分为天然排泄量和人工开采量两类。天然排泄量有潜水蒸发、补给地表水体（河、沟、湖、库等）、侧向径流进入邻区等；人工开采量是从取水建筑物中取出来的地下水量，人工开采量反映了取水建筑物的取水能力，它是一个实际开采值。

### （三）储存量

储存量是指储存在含水层内的重力水体积，该量可分为容积储存量和弹性储存量。容积储存量是指潜水含水层中所容纳的重力水体积，可用下式计算

$$V_{\text{容}} = \mu V \quad (1-2)$$

式中  $V_{\text{容}}$ ——潜水含水层中的容积储存量， $\text{m}^3$ ；

$\mu$ ——给水度，以小数计；

$V$ ——计算区潜水含水层的体积， $\text{m}^3$ 。

弹性储存量是指将承压含水层的水头降至含水层顶板以上某一位置时，由于含水层的弹性压缩和水体积弹性膨胀所释放的水量，可用下式计算

$$V_{\text{弹}} = \mu^* \Delta_s A \quad (1-3)$$

式中  $V_{\text{弹}}$ ——承压含水层的弹性储存量,  $\text{m}^3$ ;

$\mu^*$ ——承压含水层的弹性释水(贮水)系数, 无因次;

$\Delta_s$ ——承压水位降低值,  $\text{m}$ ;

$A$ ——计算区承压含水层的面积,  $\text{m}^2$ 。

由于地下水位是随时变化的, 所以储存量也随时增减。天然条件下, 在补给期, 补给量大于排泄量, 多余的水量便在含水层中储存起来; 在非补给期, 地下水消耗大于补给, 则动用储存量来满足消耗。在人工开采条件下, 如开采量大于补给量, 就要动用储存量, 以支付不足; 当补给量大于开采量时, 多余的水变为储存量。总之, 储存量起着调节作用。

### 第三节 地下水资源评价的主要任务

地下水资源评价就是对一个地区地下水资源的质量、数量、时空分布特征和开发利用的技术要求做出科学的定量分析, 并评价其开采价值, 它是地下水资源合理开发与科学管理的基础。地下水资源评价的主要任务包括水质评价和水量评价。

#### (一) 水质评价

对水质的要求是随其用途的不同而不同的。因此, 必须根据用水部门对水质的要求, 进行水质分析, 评价其可用性并提出开采区水质监测与防护措施。用于灌溉的地下水应符合《农田灌溉水质标准》(GB 5084—92)。

#### (二) 水量评价

水量评价的任务是通过计算, 分析不同的资源量, 而后确定允许开采量, 并对能否满足用水部门需要以及有多大保证率做出科学评价。目前, 常用的区域大面积浅层地下水资源分析计算方法有: 区域均衡法、非稳定流计算法和相关分析法。均衡法是以一定均衡区或均衡段作为一个整体进行分析计算的方法, 实质上是用“水量守恒”原理分析计算地下水允许开采量的通用性方法, 也是计算地下水允许开采量的其他许多方法的指导思想。它具有概念清楚、方法简便等优点, 是目前生产实践中应用最广的一种方法。

### 第四节 区域均衡法

#### (一) 基本原理

对一个均衡区的含水层来说, 在任一时段  $\Delta t$  内的补给量和消耗量之差, 恒等于含

水层中水体积的变化量。据此，可建立如下水均衡方程式

$$Q_{\text{补}} - Q_{\text{消}} = \pm \mu A \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (\text{潜水}) \quad (1-4)$$

$$Q_{\text{补}} - Q_{\text{消}} = \pm \mu^* A \frac{\Delta H}{\Delta t} \quad (\text{承压水}) \quad (1-5)$$

式中  $Q_{\text{补}}$ ——各种补给的总量， $\text{m}^3/\text{a}$ ；

$Q_{\text{消}}$ ——各种消耗的总量， $\text{m}^3/\text{a}$ ；

$\mu$ ——给水度，以小数计；

$\mu^*$ ——弹性释水（贮水）系数，无因次；

$A$ ——均衡区的面积， $\text{m}^2$ ；

$\Delta h$ ——均衡期  $\Delta t$  内的潜水位变化， $\text{m}$ ；

$\Delta H$ ——均衡期  $\Delta t$  内承压水头的变化， $\text{m}$ ；

$\Delta t$ ——均衡期， $\text{a}$ 。

地下水在人工开采以前，在天然补给和消耗的作用下，形成一个不稳定的天然流场。雨季补给量大于消耗量，含水层内储存量增加、水位上升；雨季过后（特别是旱季）消耗量大于补给量，储存量减少，水位下降。补给与消耗总是这样不平衡地发展着，但这种不平衡的发展过程具有一定的周期性（年周期和多年周期），从一个周期来看，这段时间的总补给量和总消耗量是接近相等的，否则，要么含水层中的水被逐步疏干，要么水会储满含水层而溢出地表，形成泉、沼泽等。所以，在天然条件下地下水的补给和消耗总是处在动平衡状态。人工开采等于增加了一个地下水消耗项，它改变了地下水的天然补给和消耗条件，使地下水运动发生变化，即在天然流场上叠加了一个人工流场。人工开采在破坏原来补给与消耗之间天然动平衡的同时，建立新的开采状态的动平衡。人工开采形成降落漏斗，使天然流场发生变化，令天然消耗量减小而天然补给量增大。因此，开采状态下的水均衡方程式（1-4）可改写为

$$(Q_{\text{补}} + \Delta Q_{\text{补}}) - (Q_{\text{消}} - \Delta Q_{\text{消}}) - Q_{\text{开}} = -\mu A \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (1-6)$$

式中  $Q_{\text{补}}$ ——开采前的天然补给总量， $\text{m}^3/\text{a}$ ；

$\Delta Q_{\text{补}}$ ——开采时的补给总量， $\text{m}^3/\text{a}$ ；

$Q_{\text{消}}$ ——开采前的天然消耗总量， $\text{m}^3/\text{a}$ ；

$\Delta Q_{\text{消}}$ ——开采时天然消耗量的减少量总值， $\text{m}^3/\text{a}$ ；

$Q_{\text{开}}$ ——人工开采量， $\text{m}^3/\text{a}$ ；

$\mu$ ——含水层的给水度，以小数计；

$A$ ——开采时引起水位下降的面积， $\text{m}^2/\text{a}$ ；

$\Delta h$ ——在  $\Delta t$  时段，开采影响范围内的平均水位下降值， $\text{m}$ ；

$\Delta t$ ——开采的时段， $\text{a}$ 。

由于开采前的天然补给总量与消耗总量在一个周期内是接近相等的，即  $Q_{\text{补}} \approx Q_{\text{消}}$ ，所以式（1-6）可简化为：



$$Q_{\text{开}} = \Delta Q_{\text{补}} + \Delta Q_{\text{消}} + \mu A \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (1-7)$$

式(1-7)表明开采量是由下列三部分组成的:

(1) 增加的补给总量 ( $\Delta Q_{\text{补}}$ ), 也就是由于开采而夺取的额外补给总量, 可称为开采补给量。

(2) 减少的消耗量总值 ( $\Delta Q_{\text{消}}$ )。如由于开采而引起的蒸发消耗减少、泉流量减小甚至消失、侧向流出减少等, 这部分水量实质上是取水建筑物截取的天然消耗量的总值, 可称为开采截取量, 它的最大极限等于天然消耗总量, 即接近于天然补给总量。

(3) 可动用的储存量 ( $\mu A \frac{\Delta h}{\Delta t}$ ), 是含水层中永久储存量所提供的一部分。

开采量中  $\Delta Q_{\text{补}}$  只能合理地夺取, 不能影响已建水源地的开采和已经开采含水层的水量, 地表水的补给增量也应考虑是否允许利用。开采量中的  $\Delta Q_{\text{消}}$  应尽可能地截取, 但也应考虑已经被利用的天然消耗量, 例如天然消耗量中的泉水如果已经被利用, 由于增加开采量而使泉的流量可能减少甚至枯竭, 就是不允许的。截取天然消耗量的多少与取水建筑物的种类、布置地点、布置方案及开采强度有关, 只有选择最佳开采方案才能最大限度地截取, 开采截取量的最大极限就是天然消耗总量, 接近于天然补给总量。开采量中可动用的储存量应慎重确定, 首先要看永久储量是否足够大, 再看所用抽水设备的最大允许降深是多少, 然后算出从天然低水位至最大允许降深动水位这段含水层中的储存量, 按需要的开采年数 ( $T$ ) 平均分配到每年的开采量中, 作为允许开采量的一个组成部分。若用  $\mu A \frac{S_{\text{max}}}{T}$  表示慎重确定的可动用储存量, 其  $S_{\text{max}}$  为最大允许降深 (m), 即天然低水位至最大允许降深动水位这段含水层的厚度;  $T$  为开采年限 (a); 用  $\Delta Q_{\text{允补}}$  来表示合理的开采夺取量; 用  $\Delta Q_{\text{允消}}$  来表示合理的开采截取量; 当开采量为允许开采量时, 式(1-7)就可改写为允许开采量的计算公式, 即

$$Q_{\text{允开}} = \Delta Q_{\text{允补}} + \Delta Q_{\text{允消}} + \mu A \frac{S_{\text{max}}}{T} \quad (1-8)$$

通常将式(1-8)表示的开采动态称为合理的消耗型开采动态, 因为这种开采动态类型要消耗永久储量。当不消耗永久储量时,  $S_{\text{max}} = 0$ , 式(1-8)变为

$$Q_{\text{允开}} = \Delta Q_{\text{允补}} + \Delta Q_{\text{允消}} \quad (1-9)$$

式(1-9)表示的开采动态通常称为稳定型开采动态。

## (二) 计算步骤

(1) 划分均衡区、确定均衡期、建立均衡方程式。因为各个均衡要素是随区域的水文地质条件不同而变化的, 当计算面积较大时, 不同地方的均衡要素差别较大。所以, 应将均衡要素大体一致的地区划为一个小区, 将全部计算面积划分为若干小区。在平衡地区多以一独立水文地质单元为一均衡区。均衡期一般取1年。分析各均衡小区在均衡期内的均衡要素, 建立相应的均衡方程式。

(2) 测定各个均衡小区和各个均衡要素。

(3) 计算和评价允许开采量。将各均衡要素代入均衡方程式，计算各均衡小区的允许开采量；将各均衡小区的允许开采量相加即得全区的允许开采量。对已求出的允许开采量应指明其灌溉保证率，这样就可对所求允许开采量予以评价。

用水均衡法求地下水允许开采量，概念明确，易于理解；但要正确列出均衡方程式并把各个均衡要素准确测出却并非易事。因此，深入调查研究，全面掌握资料，具体地区具体分析，略去次要因素、抓住主要因素，就成为列均衡方程式的关键，而要把各均衡要素准确测出，还需要改进测试方法、提高观测质量才能做到。

【例】宁夏银北引黄灌区总面积为 4 355km<sup>2</sup>，现有渠灌面积 260 万亩，宜垦荒地 265 万亩。灌区地面平缓（从南到北，坡降为 1/6 000~1/10 000；由西向东，无明显坡降），粉砂遍布，春季灌第一次水前潜水埋深不足 1.8m 的耕地占总耕地的 58%，灌溉期间潜水埋深仅 0.8m 左右，潜水年平均埋深 1.60m，潜水含水层上部以细砂和粉细砂为主，给水度  $\mu = 0.0575$ 。因此，明沟排水困难，土壤盐渍化较为严重。现准备在银北开荒 100 万亩，改造中、低产田 100 万亩。如利用潜水发展井灌 100 万亩（每亩年用水量 570m<sup>3</sup>），降低潜水位，改造中、低产田，试用表 1-1 提供的潜水年均衡计算表求潜水年开采量并估算井灌的土壤改良效果。

表 1-1 宁夏银北灌区潜水年均衡计算表

灌水补给（排泄）量	补给量（亿 m <sup>3</sup> /a）					排泄量（亿 m <sup>3</sup> /a）			
	总计	渠系渗漏	田间灌溉水渗漏	降雨入渗	其他	总计	垂直蒸发	水平排泄	其他
	11.144 7	6.914 0	1.621 8	1.113 6	1.495 3	11.352 5	8.414 4	1.794 2	1.143 9
各补给（排泄）项占补给（排泄）总量的百分比	100	62.04	14.55	9.99	13.42	100	74.12	15.80	10.08

解 (1) 利用公式 (1-6) 计算年开采量，不动用潜水层的永久储存量， $\Delta h = 0$ ，则

$$(11.144 7 + \Delta Q_{补}) - (11.352 5 - \Delta Q_{消}) - Q_{开} = 0$$

$$Q_{开} = -0.207 8 + \Delta Q_{补} + \Delta Q_{消}$$

为消除土壤盐渍化，令  $\Delta Q_{消}$  等于垂直蒸发，则

$$Q_{开} = -0.207 8 + 8.414 4 + \Delta Q_{补} = 8.206 6 + \Delta Q_{补}$$

即

$$8.206 6 < Q_{开} = 8.206 6 + \Delta Q_{补}$$

100 万亩井灌区需水 5.7 亿 m<sup>3</sup>/a，小于 8.206 6 亿 m<sup>3</sup>/a，所以潜水资源足够而且有余。

(2) 估算井灌的土壤改良效果。

均衡区面积为 4 355 × 10<sup>6</sup> m<sup>2</sup>，潜水层上部给水度为 0.057 5，井灌年用水量为 5.7 亿 m<sup>3</sup>。则井灌引起的潜水位下降为

$$\Delta h = \frac{Q_{\text{井}}}{\mu A} = \frac{5.7 \times 10^8}{0.0575 \times 4355 \times 10^6} = 2.276(\text{m})$$

即可将潜水位由年平均埋深 1.6m 增至 3.876m，井灌使潜水蒸发为零，这样土壤盐渍化将根本消除。

## 第二章 单井设计

### 第一节 井型选择

井是开发利用地下水使用最广泛的取集水建筑物。由于地下水埋藏条件、补给条件、开采条件和当地的经济技术条件的不同，用以取集地下水的工程也就多种多样。按不同的分类方法，水井可分为多种类型。

#### (一) 按水井的构造分类

##### 1. 管井

通常将直径较小、深度较大和井壁采用各种管子加固的井型称为管井。这种井型须采用专用机械施工和机泵抽水，故群众习惯上称为机井，如图 2-1 所示。管井是使用范围最广泛的井型，可适用于开采浅、中、深层地下水，深度可由几十米到几百米以上，井壁管和滤水管多采用钢管、铸铁管、石棉水泥管、混凝土管和塑料管等。管井采用钻机施工，具有成井快、质量好、出水量大、投资省等优点，在条件允许的情况下尽可能采用管井。

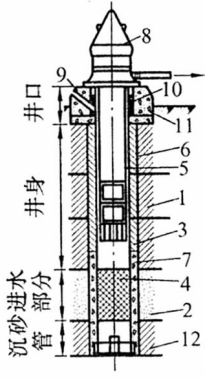


图 2-1 管井示意图

- 1—非含水层；2—含水层；3—井壁管；4—滤水管；5—泵管；6—封闭物；7—滤料；
- 8—水泵；9—水位观测孔；10—护管；11—泵座；12—不透水层

##### 2. 筒井

筒井一般是由人工或机械开挖，井深较浅，井径较大，用于开采浅层地下水的一种常用井型。因其形状类似圆筒而得名，因其口大，常称筒井。井深一般为 10~20m，深的达 50~60m，直径一般为 1~2.5m，也有直径达 10m 以上的。筒井多用预制混凝土管、钢筋混凝土管或用砖石材料圈砌，故也叫砖井、石井等。筒井由井头、井筒、进水部分和沉砂部分组成，如图 2-2 所示。筒井具有出水量大、施工简单、就地取材、检修容易、使用年限长等优点，但由于潜水位变化较大，对一些井深较浅的筒井会影响其单井出水量，另外由于筒井的井径较大，造井所用的材料和劳力也较多。它主要适用于埋藏较浅的潜水、浅层承压水丰富、上部水质为淡水的地区。

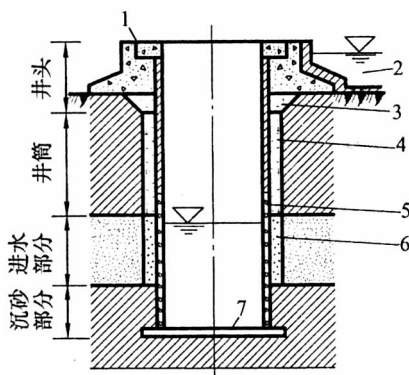


图 2-2 筒井示意图

1—井台；2—出水池；3—截墙；4—护衬井壁；  
5—透水井壁；6—滤料；7—井盘

### 3. 筒管井

筒管井是在筒井底部打管井，是筒井和管井结合使用的一种形式。筒管井施工容易、投资少、便于取水。它适用于浅层水贫乏、深层水丰富的地区，在旧筒井地下水下降、出水量减少时也可将其底部打成管井，增加井的出水量，或者在筒井施工继续开挖有困难时，用钻机施工，打成管井，如图 2-3 所示。

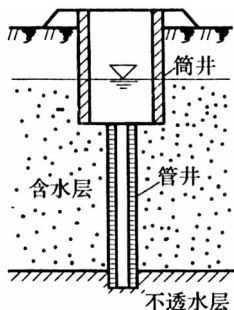


图 2-3 筒管井示意图

#### 4. 辐射井

辐射井是由垂直集水井和若干水平集水管（孔）联合构成的一种井型，如图 2-4 所示。因其水平集水管呈辐射状，故将这种井称为辐射井。集水井不需要直接从含水层中取水，因此井壁和井底一般都是密封的，主要是施工时用做安装集水管的工作场所和成井后汇集辐射管的来水，同时便于安装机泵。辐射管是用以引取地下水的主要设备，均设有条孔，地下水可渗入各条孔，集中于集水井中；辐射管一般高出集水井底 1m 左右，以防止淤积堵塞辐射管口；辐射管一般沿集水井四周均匀布设，数目为 3~10 根，其长度根据要求的水量和土质而定，一般 3m 左右。辐射井主要适用于含水层埋深浅、厚度薄、富水性强、有补给来源的砂砾含水层；裂隙发育、厚度大的含水层；富水性弱的砂层或粘土裂隙含水层；透水性较差、单井出水量较小的地区。

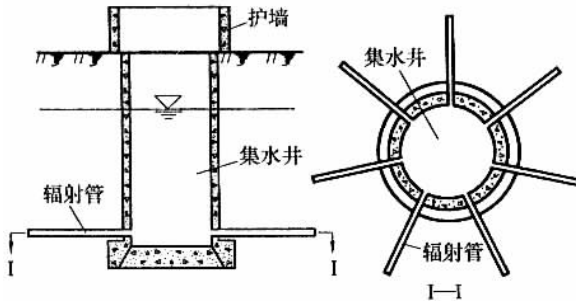


图 2-4 辐射井示意图

此外，其他井型还有坎儿井、真空井等。各种井的适用条件如表 2-1。

表 2-1 各种井型及其适用条件

名称	结构要点	适用条件
管井	直径 0.5m 以下的井	浅层或深层地下水富水性较好
筒井	直径 0.5m 以上的浅井	浅层地下水丰富
真空井	井管与水泵进水管密封连接	地层以上为有裂隙或块状粘土，透水性好，其下为砂层，深度不超过 10m
辐射井	在筒井中向四周打横管	潜水不丰富，上部土层透水性差，下有薄砂层
虹吸井	由一眼抽水主井和 1~4 眼供水副井组成，副井的水用虹吸管送到主井	潜水不丰富，单井出水量不能满足开泵的要求
大骨料井	管材为 $\Phi 65 \sim 75\text{cm}$ 无砂混凝土管，洗井前进行填料，再边填边洗加入骨料	含水层为薄砂层，其顶板为一定厚度呈透镜体的粘土

#### (二) 按井底坐落位置分类

水井根据凿入开采含水层的深度不同，可分为完整井和非完整井两种。

### 1. 非完整井

当井的进水部分只穿过含水层的部分厚度时则称为非完整井。如井底坐落在第一个含水层内以提取潜水的水井称为潜水非完整井。如井底坐落在第一个含水层以下的各个含水层内，则称为承压非完整井。地下水不仅可从井壁或井底汇入，也可从井壁井底同时汇入。

### 2. 完整井

井穿过所开采含水层的全部厚度，并达到不透水层隔水底板时称为完整井。在完整井的条件下，地下水仅通过井壁汇入井中。如井底坐落在第一个隔水层上以提取潜水的井称为潜水完整井；如井底坐落在第二个或以下各个隔水层上以提取层间承压水的井，则称为承压完整井；以提取潜水和承压水的井称为潜水承压完整井。

## 第二节 机井设计

管井因水文地质条件、施工方法、配套水泵和用途等不同，其结构型式也相异。但大体上可分为：井口、井身、进水部分和沉砂管四个部分。

### （一）井口

通常将管井上端接近地表的一部分称为井口，可密封置于户外或与机电设备同设在一个泵房内。

井口不是管井的主要结构部分，但设计施工不当，不仅会给管理工作带来不便，同时还会影响整个井的质量和寿命，因此设计时应注意以下几点：

（1）管井出口处的井管应与水泵连接紧密。通常井管口需露出泵房地板或地表 30~50cm，以便加套一短节直径略大于井管外径的护管，护管宜用钢管和铸铁管。

（2）井头要有足够的坚固性和稳定性。通常在井口周围半径不小于 1.0~1.5m 将原土挖掉并分层夯实回填粘性土或灰土，然后再在其上按要求浇筑混凝土泵座。

（3）在井管的封盖法兰盘上或在泵座的一侧，应预留  $\Phi 30 \sim 50\text{mm}$  的孔眼，以便观测井中静、动水位的变化，孔眼要有专制的盖帽保护，以防杂物掉入被卡死失效。

### （二）井身

安装在隔水层、咸水层、流沙层、淤泥层或者不拟开采含水层处的实管称为井身，起支撑井孔壁和防止坍塌的作用。井身是不要求进水的，在一般松散地层中，应采用密实井管加固。如果井身部分的岩层是坚固稳定的基岩或其他岩层，也可不用井管加固，但如果有要求隔离有害的和计划开采的含水层时，则仍需井管严密封闭。井身部分是安装水泵和泵管的处所，为了保证井泵的顺利安装和正常工作，要求其轴线要相当端直。井身的长度通常所占的比例较大，故在设计和施工时不容忽视。

井管的类型很多，主要根据井深进行选用。当井深不大时，可采用造价较低的水泥

管、石棉水泥管、塑料管和铸铁管；当井深较大时，则应采用强度较大的钢管或玻璃钢管。可参考表 2-2 选用。

表 2-2 各种管材适宜深度

管材类型	钢管	铸铁管	钢筋混凝土管	混凝土管
适宜深度 (m)	> 400	200 ~ 400	100 ~ 200	≤ 100

井管的直径主要是根据机井的设计出水量和要选用的抽水设备来确定的，一般要求金属井管的直径应大于水泵吸水管最小外径 50mm，水泥井管的直径应大于水泵吸水管最小外径 100mm。各种井深、钻孔直径、井管直径与井管类型的配合关系如表 2-3 所示。

表 2-3 井深、孔径、管径与井管类型配合表

井深 (m)	井孔直径 (mm)	井管直径 (mm)	井管类型
< 60	> 500	200、250、300	砖瓦管、混凝土管、铸铁管
60 ~ 300	400 ~ 500	200、250、300	混凝土管、塑料管、铸铁管、钢管
300 ~ 450	400 ~ 500	200、250	铸铁管、钢管
> 450	250 ~ 350	150、200	钢管

### (三) 进水部分

进水部分是指安装在所开采含水层处的透水管，又叫滤水管，主要起滤水和阻砂作用，它是管井的心脏，结构是否合理，对整个井来说是至关重要的，它直接影响管井的质量和使用寿命。除在坚固的裂隙岩层处，一般对松散含水层，甚至对破碎的和易溶解成洞穴的坚固含水层，均须装设各种形式的滤水管。

#### 1. 滤水管设计基本要求

滤水管的结构要求：一方面能使地下水从含水层经滤水管流入井内时受到的阻力最小，即要有高的透水性；另一方面又要求在抽水时能有效地拦截含水层中的细砂粒，以防随水进入井内，即要有很强的拦砂能力。因此，设计时一定要按所开采含水层的特性，确定其合理的结构。

滤水管设计的基本要求大致有以下几点，供设计时参考。

(1) 防止产生涌砂。滤水管孔隙的大小、必须根据含水层的颗粒大小合理确定，这是防止产生涌砂的首要条件。

(2) 滤水管的结构要能有效地防止机械和化学堵塞。

(3) 滤水管要具有适宜含水层的最大可能的透水性和最小的阻力，其进水孔眼或通道要尽可能地均匀分布。

(4) 滤水管要具有合理的强度和耐久性，以防在施工和管理中损坏。

(5) 制作滤水管的材料，要具有抗腐蚀和抗锈结的能力。

(6) 滤水管在满足上述要求的情况下，其结构要简单、易于制作，而且造价要尽可



能的低廉。

上述条件既是互相联系的，又是相互制约的，因此在设计时，绝不能孤立地从某一方面考虑，而必须全面综合审慎对待，才能达到合理。

## 2. 滤水管的类型及选择

管井滤水管的类型十分繁多，概括起来大致可分为不填砾和填砾两大类。

### 1) 不填砾类

这类滤水管主要适用于粗砂、砾石以上的粗颗粒松散含水层和基岩破碎带及含泥砂石灰岩溶洞等含水层，有以下几种常用类型。

(1) 圆孔式滤水管。这种滤水管是最古老而又简单的一种形式，如图 2-5 (a) 所示，其孔眼根据不同管材可用不同方法制成，孔眼的大小，主要按所开采含水层的颗粒粒径而定，一般可用下式计算

$$t \leq \beta d_{50} \quad (2-1)$$

式中  $t$ ——进水孔眼的直径，mm；

$d_{50}$ ——含水层取样标准筛分时，累积过筛量占 50% 的颗粒直径，mm；

$\beta$ ——换算比例系数，与含水层的颗粒粒度有关，对较小粒度的均匀含水层可取 2.5~3，而对粗粒度和非均匀含水层可取 3~4。

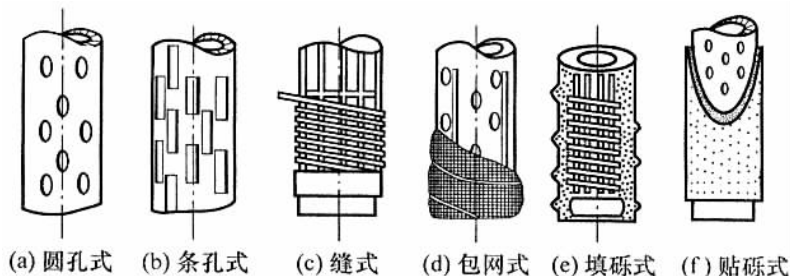


图 2-5 滤水管类型示意图

进水孔眼在管壁上的布置形式，通常采用相互交错的梅花形，如图 2-6，进水孔眼的相互位置，还可以分为等腰三角形和等边三角形两种。

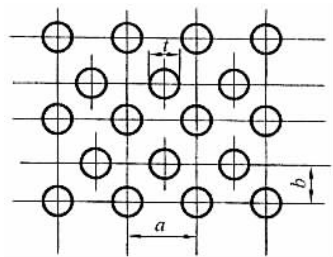


图 2-6 进水孔眼布置图

等腰三角形

$$\text{水平孔距} \quad a = (3 \sim 5)t \quad (2-2)$$

$$\text{垂直孔距} \quad b = 0.667a \quad (2-3)$$

等边三角形

$$\text{水平孔距} \quad a = (3 \sim 5)t \quad (2-4)$$

$$\text{垂直孔距} \quad b = 0.866a \quad (2-5)$$

经初步计算,选定孔眼布置的水平与垂直孔距后,还应按对不同管材所要求的开孔率再加以调整,并使其孔距基本为整数以便于加工。所谓的开孔率是指单位长度滤水管孔眼的有效总面积与管壁外表面积之比的百分数,一般钢管为 30% 左右,铸铁管为 15% ~ 25% (塑料管、玻璃钢管与铸铁管相近),石棉水泥管为 8% ~ 12%,混凝土管为 5% ~ 8%。

孔眼为圆形的开孔率为

$$A = \frac{n_1 n_2 d^2}{4DL} \quad (2-6)$$

式中  $A$ ——滤水管壁上圆孔的开孔率 (%) ;

$n_1$ ——滤水管圆周上孔眼的行数;

$n_2$ ——滤水管每行的孔眼数;

$d$ ——孔眼直径, cm;

$D$ ——滤水管的外径, cm;

$L$ ——滤水管工作部分的长度, cm。

圆形孔眼的优点是易于加工,对脆性材料较为适宜。其缺点主要是易堵塞且进水阻力较大,当开孔率增大后,对滤水管强度影响较大。目前,直接使用逐渐减少。

(2) 条孔式滤水管。这种滤水管进水孔眼的几何形状呈细长矩形,多用于金属类井管冲压、烧割或用楔形金属杆条和支撑环焊接组成,如图 2-5 (b) 所示。条孔滤水管根据条孔在滤水管上的布置形式不同,还可以分为垂直和水平条孔,垂直条孔稳定细颗粒能力相对较差,故多用水平条孔,但水平条孔相对阻力略大。条孔的宽度(或缝宽)可用下式估算

$$t \leq (1.5 \sim 2)d_{50} \quad (2-7)$$

式中  $t$ ——条孔宽度, mm;

其余符号含义同前。

条孔式滤水管的开孔率较大,可达 30% ~ 40%,因而进水阻力较小,不易机械堵塞,目前在生产上已逐渐推广使用。

(3) 缝式滤水管。条孔式滤水管比圆孔式有很多优点,但加工须有专门的设备,且冲压对滤水管强度影响较大,对脆性非金属管,尤其水泥类井管,要加工成规则而又均匀的条孔较为困难。鉴于此原因,如在易于加工的圆孔式滤水管外周缠绕各种金属和非金属线材,用以构成合适的进水缝,一般将这种型式的滤水管称为缝式滤水管,如图 2-5 (c) 所示。一般在花管的外周点焊  $\Phi 6 \sim 8\text{mm}$  纵向垫条,其间距 50 ~ 70mm。然后再在垫条上缠绕  $\Phi 2 \sim 3\text{mm}$  的镀锌铁丝、铜丝,为防止缠丝松散脱落,用锡焊将缠丝与垫

条固定在一起。镀锌铁丝其使用寿命较短，甚至 2~3 年就有破坏的；铜丝虽较耐久，但造价高，且易使滤水管遭到电化学腐蚀，因此垫条和缠丝都应采用无毒、耐久而价廉的非金属材料，建议垫条采用塑料、玻璃钢条，缠丝采用玻璃纤维增强聚乙烯丝，或其他非金属高强线材。近些年来，我国试验和发展了一种编竹笼形缝式滤水器，用竹笼代替垫条和缠丝，其结构一般视圆孔花管的直径大小，纵条（或径条）约 7mm × 7mm 计 11~17 根，保持间距 50~60mm；横篦（纬条）为 2~3mm，按设计缝宽手工编织而成。

(4) 包网式滤水管。在细颗粒砂层的含水层中，穿孔式滤水管若直接使用，会在抽水时产生大量的涌砂，如在其外周垫条并包裹以各种材料，如铜丝、镀锌细铁丝和尼龙丝等，编织成网子或天然棕网，即所谓的包网式滤水管，如图 2-5 (d) 所示。

包网式滤水管的使用历史比较悠久，制作容易。但孔眼易被堵塞，因而进水阻力也大，在水下耐久性差，目前已很少使用。

## 2) 填砾类

(1) 填砾滤水管。天然砂砾石是一种良好的滤水材料，将滤料均匀填于上述各种滤水管与含水层的井孔间隙内，构成一定厚度的砂砾石外罩，便成为填砾滤水管，此时滤料成为滤水管的重要组成部分，对滤水效果起决定作用，如图 2-5 (e) 所示。填砾滤水管是机井建设中的一大改革，它不仅增大了滤水管的透水性，使管井的单位出水量显著增加，同时也降低了滤水阻力，涌砂量减少，减少了机械和化学堵塞，对细颗粒含水层也可有效地开采。尽管对一些粗颗粒含水层，从理论上讲是不需要填滤料的，但在生产上为了安全可靠，大都采用填砾滤水管。

(2) 多孔混凝土滤水管。填砾滤水管通过生产验证，是一种比较好的滤水管类型，但要将其砂砾石滤料施工围填至理想的均匀密实状态，有时难以完全做到，特别对细颗粒的含水层和井的深度愈大时，其难度也就相应增大。鉴于上述原因，在良好的天然砂砾石中，掺加适量高标号的水泥作为胶结剂，制作成的滤水管，即为多孔混凝土滤水管。它一方面具有填砾滤水管透水性强的优点，同时又减去了填砾滤水管复杂的骨架管，从而大大降低了滤水管的造价，同时又克服了填砾滤水管围填滤料施工质量难以保证的缺点。

(3) 贴砾滤水管。将砂石滤料用一定剂量的树脂等高强胶结剂拌和均匀，并紧贴（粘）在骨架管的外周，便成为贴砾滤水管，如图 2-5 (f) 所示。这种滤水管实质上为多孔混凝土滤水管的另一种使用方式，它可将多孔混凝土的厚度减薄至 15~20mm，可用于深度很大和钻孔直径较小的井中，特别适用于该种情况的粉细砂含水层，可减少扩孔和围填滤料的费用。

## 3. 滤水管设计

(1) 滤水管直径。滤水管口径大小，对机井的出水量影响极大。在潜水含水层中，机井出水量的增加与滤水管直径增加的半数成正比；在承压含水层中，出水量与滤水管直径的增加略成直线关系。在松散岩层中，滤水管的内径一般不得小于 200mm，但滤水管直径大于 400mm 以后，出水量增加不明显。

滤水管的直径可用下式计算

$$d = \frac{Q}{\pi L v_c} \tag{2-8}$$

式中  $d$ ——滤水管的外径，m，对于填砾滤水管即为井的开孔直径；

$Q$ ——钻孔出水量， $m^3/d$ ；

$L$ ——滤水管进水部分的长度，m；

$v_c$ ——含水层的允许渗流速度， $m/d$ ， $v_c = 65 \sqrt[3]{K}$ ；

$K$ ——含水层的渗透系数， $m/d$ 。

(2) 滤水管长度。滤水管长度关系到机井的建设投资和出水量，应根据含水层的厚度和颗粒组成、出水量大小及滤水管直径而定。当含水层厚度小于 10m 时，其长度应与含水层厚度相等；当含水层厚度很大时，其长度可取含水层厚度的 3/4。每节滤水管长一般不超过 20~30m。滤水管的长度也可用下式计算

$$L = \frac{\alpha Q}{d} \tag{2-9}$$

式中  $L$ ——滤水管设计长度，m；

$\alpha$ ——经验系数，按表 2-4 取值；

$Q$ ——机井设计出水量， $m^3/h$ ；

$d$ ——滤水管的外径，mm。

表 2-4 不同含水层的  $\alpha$  值

含水层岩性	渗透系数 $K$ (m/d)	$\alpha$ 值	含水层岩性	渗透系数 $K$ (m/d)	$\alpha$ 值
粉细砂	2~5	90	砾石	30~70	30
中砂	5~15	60	砾卵石	70~150	20
粗砂	15~30	50			

#### 4. 滤料设计

填砾滤水管的砾石是滤水管的重要组成部分，如何正确选用滤料以及合理的填砾厚度是设计填砾滤水管的关键。

(1) 填砾位置和高度。填砾的位置和高度应根据滤水管的位置和长度来确定，要求所有滤水管的周围都必须填砾料。承压井第一个含水层上部的填砾高度应高出含水层顶板 8~12m，以防止洗井、抽水后砾料下沉（下沉率一般为 1/10）露出滤水管；填砾还应低于滤水管下端 2~3m，防止因填砾错位而露出滤水管。两段滤水管之间的隔水层也应填砾。当填砾高度小于 15m 时，可将隔水层 5 等分，上部的 1/5 填上层规格砾，下部的 4/5 填下层规格砾。当隔水层厚度超过 15m 时，其超过部分填杂砾。但在一个规划区内，浅、深层水分层开采时，深井的上部应该封闭。

(2) 滤料粒径。滤料是密切配合含水层而起拦砂透水的作用，是决定管井质量的关键部位，因此，选择滤料粒径大小应遵循一个最基本的原则：所选的滤料，既要使在强力洗井或除砂的条件下，能将井孔周围含水层中的额定部分的较细粒砂和泥质等滤出，又能保证在正常工作条件下，不会产生任何涌砂。所选配的滤料并不要求将含水层中大小颗粒全部拦住，而只希望拦住其中较大颗粒的一部分，这一部分留于滤料层之外，形

成一层天然滤料层或滤料与含水层之间的缓冲过渡层，一般将设计冲出额定部分的最大颗粒粒径称为含水层的标准颗粒粒径。在选滤料时，滤料粒径可参考表 2-5，一般可按式进行计算

$$D_b = Md_b \quad (2-10)$$

式中  $D_b$ ——滤料标准颗粒粒径，mm；

$d_b$ ——含水层标准颗粒粒径，mm；

$M$ ——倍比系数，以 8~10 为最佳，均匀含水层取小值，非均匀含水层取大值。

表 2-5 滤料规格

(单位: mm)

含水层	含水层砂的粒径	规格滤料	混合滤料
粉砂	0.05~0.1	0.75~1.5	1.0~2.0
细砂	0.1~0.25	1.0~2.5	1.0~3.0
中砂	0.25~0.50	2.0~5.0	1.0~5.0
粗砂	0.5~2.0	4.0~7.0	1.0~7.0

(3) 滤料围填厚度。滤料围填厚度过薄，围填质量就难保证，会出现疏密不均和若干“空白点”现象。若井管在井孔中同心度不够，可能使回填滤料厚薄不一，难以保证有效厚度。如果过厚，会造成洗井困难，对井的单位出水量增加不显著，同时造成不必要的浪费。建议滤料围填厚度对于粉细砂含水层可选取 150~200mm，对于粗砂以上的粗粒含水层，可选取 100~150mm。根据试验和实践经验，一般滤料围填厚度不小于 100mm，最厚可达 250mm，平均厚一般为 100~150mm。

(4) 滤料的质量。滤料的质量不仅取决于选取的粒度和围填厚度，还与其几何形状和成分有关。一般应尽量选取磨圆度高的砾石和卵石，而不宜采用碎石和石屑作为滤料，因圆球形滤料形成孔隙直径较大，孔隙率高，透水性较强，滤水效果较好。滤料质地一般以石英为最佳，泥灰岩等不宜作为滤料。

## 5. 封闭止水

封闭止水是为了使取水层与有害的或不良的含水层隔离开来，以免互相串通使井的水质恶化。臭淤泥层上下 3~5m 封闭，咸水层上下 5~10m 封闭。井口附近也应封闭，厚度不小于 3m，以防止地表水渗入污染井水。自流井的井口应根据压力水头确定封闭深度，一般采用承压水头与土粒容重的比值。封闭料可用含砂量不大于 5%、直径 25~35mm 的半干粘土球，或用水泥浆、水泥砂浆，后者多在封闭高压含水层时采用。

## (四) 沉砂管

管井最下部装设的一段不透水的井管称为沉砂管。其用途是在使用和管理过程中，沉淀井中泥砂，以备定期清淤。沉砂管长度一般按含水层颗粒大小和厚度而定，如管井所开采含水层的颗粒较细、厚度较大时，可取长些，反之可取短些。一般含水层厚在 30m 以上且为细粒时，其沉砂管长度不应小于 5m。若含水层较薄，为了增大井的出水

量,应尽量将沉砂管设在含水层底板的不透水层内,不要因装设沉砂管而减少了滤水管长度。

沉砂管的下面为底盘和导向木塞,施工时起托住井管和导正管子的作用,下完井管后即为井底。

## 第三节 成井工艺

成井工艺流程主要有:钻进—清孔—下管—回填滤料及封闭—洗井及抽水试验—竣工验收。

### (一) 钻进

井孔钻进的方法很多,有冲击钻进、回转钻进以及反循环钻进和空气钻进等,但在农用管井施工中,目前普遍使用的方法多为冲击钻进和回转钻进。冲击式钻机设备施工方法简单,在松散岩层中工效高。回转钻进适用于颗粒较细的松散岩层,易于被群众掌握。

在钻孔前要平整夯实地,准备好水源,为保护孔口不坍塌,在开钻前要下入护筒,护筒一般由铁板制成,其直径比开孔钻头大 50~100mm,长度一般为 1.5~3m。钻井机械按规程进行安装,做到安全可靠、易于操作。

钻孔过程要严格按钻机的钻进技术规程操作,以免引起井壁坍塌,损坏机件。具体钻机安装和钻进技术规程可参考《水利工程施工》教材有关章节。

### (二) 清孔

下管是成井工艺中一道关键工序。为避免井管断落、错位、扭斜等事故的发生,下管前先要进行井孔的处理。钻孔结束后,用直眼钻头疏孔,直眼钻头一般比终孔直径小 30~50mm,长度不小于 4m。疏孔应一次到井底,为下管扫清障碍,使井孔圆直,上下畅通,一般要求倾斜度不超过 1.5°。疏孔结束后要进行冲孔,用泥浆冲洗液逐渐稀释,以冲掉井壁上的厚泥皮,利于地下水进入井内。下管前还要对井孔、井壁管、沉淀管、滤水管等的规格质量严格把关,各种偏差要在允许范围内,符合设计标准。

### (三) 井管连接

由于制管和运输要求,一般井管多制成 1~4m 的短管,因此在安装时须将每一节短管牢固连接,并保证形成一根端直的整体管柱。如果连接处发生松脱、错口、张裂等情况,就会影响成井的质量,严重的会造成涌砂、漏砾、污水侵入,或使井泵难于顺利装入井内,从而使井成为病井或废井。

混凝土井管接头常采用粘接和焊接两种。供焊接连接的混凝土管,须在预制时在其纵向钢筋的端头处,焊有与井管外径相一致,且宽为 40~50mm 短节钢管或 4~6 根扁

钢片，连接时先在下面井管口涂以沥青或其他粘结材料，再将上面管口对正粘合在一起，然后用短节圆钢或扁钢焊于上下管口预埋短管或扁钢上，便可牢固连接。对于未预埋短节钢管或扁钢的混凝土井管和难于预埋钢件的石棉水泥井管则适于采用粘接。粘接时先在两节井管搭接处涂一层沥青粘结，井管外壁接缝处可用涂有沥青的布包一周，搭接长度不小于 30cm，井管外壁用 4~6 根钢筋或竹片竖向捆扎，如图 2-7 所示。井管底座应平整，与井管接触处可涂一层沥青，并用涂有沥青的布包 1~2 层。

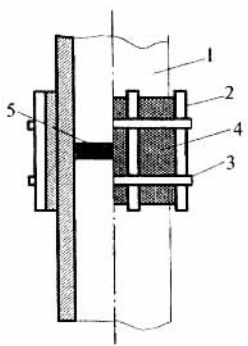


图 2-7 沥青粘结井管接头示意图

1—井管；2—毛竹片；3—铅丝；4—沥青布；5—粘层



一般钢管和塑料管采用焊接和管箍丝扣连接。铸铁管和其他金属管以及玻璃钢管均可采用管箍丝扣连接。

#### (四) 下管

井管安装，简称下管，是管井施工中最关键的一道工序，常见的下管方法有钻杆托盘下管法和悬吊下管法两种。

##### 1. 钻杆托盘下管法

该法适用于非金属管材建造的深井，使用较为普遍。钻杆托盘下管法如图 2-8 所示。其主要的设备为托盘、钻杆、井架及起重设备。托盘如图 2-9 所示。

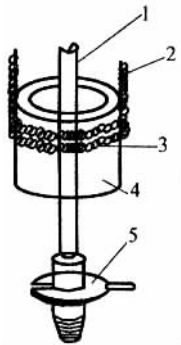


图 2-8 钻杆托盘下管法示意图

1—钻杆；2—大绳；3—大绳套；4—井管；5—圆形垫叉



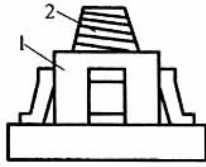


图 2-9 托盘示意图  
1—托盘；2—反丝扣接头

钻杆托盘下管法的方法步骤为：

第一步：将第一根带反丝接箍的钻杆与托盘中心的反丝锥接头连接好，然后将井管吊起套于钻杆上，徐徐落下，使托盘与井管端正连接在一起。

第二步：把装好井管的第二根钻杆吊起后放入井内，用垫叉在井口枕木或垫轨上将钻杆上端卡住，另用提引器吊起另一根钻杆。

第三步：将第二根钻杆对准第一根钻杆上端接头，然后用另一套起吊设备，单独将套在第二根钻杆上的井管提高一段距离，拿去垫叉，对接好两根钻杆。再将全部的钻杆提起，并使两根井管在井口接好之后，即将接好的井管全部下入井内。第二根钻杆上端接头再用垫叉卡在井口枕木上，去掉提引器，准备提吊第三根钻杆上的井管，如此循环直至下完井管。

待全部井管下完及管外回填已有一定的高度且使井管在井孔中稳定后，按正扣方向用人力转动钻杆，使之与托盘脱离，然后将钻杆逐根提出井外。

## 2. 悬吊下管法

其主要设备有：管卡、钢丝绳套、井架和起重设备。该法适用于钻机钻进，并且是由金属管材和其他能承受拉力的管材建造的深井。悬吊下管法如图 2-10 所示。其步骤较为简单，首先用管卡将底端设有木塞的第一根井管在箍下边夹紧，并将钢丝绳套套在管卡的两侧，通过滑车将井管提起下入孔内，使管卡轻轻落在井口垫木上，随后取下第一根井管上的钢丝绳套。用同样的方法起吊第二根井管，并将第二根井管的下端外丝扣与第一根井管上端的内丝扣对正，并用绳索或链钳上紧丝扣，然后将井管稍稍吊起，卸开第一根井管上端的管卡，向井孔下入第二根井管，按此方法直至将井管全部安装完毕。

## （五）回填滤料及封闭止水

回填滤料是成井工艺中的主要环节，直接影响井的质量和使用寿命。滤料规格必须满足设计要求，并清洗干净。投放滤料前应检查井管是否对中，并设法固定，井内泥浆比重应控制在 1.05 左右，按设计要求在井管周围缓慢均匀投放，以免冲击井管，使管子产生偏移，不论井孔深浅，填料必须一次填满，以免大小颗粒发生离析现象。

管外封闭通常都是与回填滤料同时进行或交替进行的。按设计要求，在井管周围均匀投放粘土球或水泥浆进行封闭，以达到隔离止水的目的。



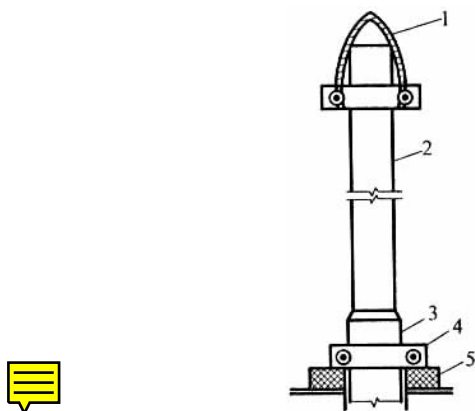


图 2-10 悬吊下管法示意图

1—钢丝绳套；2—井管；3—管箍；4—铁夹板；5—方木

## （六）洗井

下管、填砾、封闭后应立即洗井。通过洗井可以洗掉井底内的泥砂、井壁上的泥皮以及井孔附近含水层中的细颗粒物质，以增加井孔周围含水层的透水性和井的出水量。洗井的方法很多，常见的有：水泵洗井、活塞洗井、空压机洗井、 $\text{CO}_2$  洗井和焦磷酸钠洗井等几种。由于井管的材质不同，选择洗井的方法也不相同，在钢管及铸铁管井中洗井可任意选择洗井方法，而在水泥管井洗井中，由于水泥管性脆、强度低，加上其内径较大，多年来一直沿用单一的水泵洗井。水泵洗井即在钻孔、下管、填料等工序完成后，下泵进行大流量抽水，抽至水泵出清水为止。其成败的关键在于泥皮的厚薄和泵的吸力。当泥皮难以破坏时，含水层的水被隔离，从而导致井不出水，也就是平常所说的“干井”。

活塞洗井是一种设备简单、效果显著的洗井方法，可缩短洗井时间，降低洗井费用，提高洗井效率，保证洗井质量，因此得到广泛使用。

活塞洗井原理如图 2-11 所示。当活塞上提时，活塞下部形成负压，含水层中的地下水急速向井内流动，可冲破泥皮并将含水层中的细颗粒带入井内。当活塞下降时，又可将井中水从滤水管处压出，以冲击泥皮和含水层。如此反复升降活塞，即可在短时间内将孔壁泥皮全部破坏，并将渗入到含水层中的泥浆冲洗出来，最后用抽砂筒或空压机将井底淤积物掏出或冲出井外。

在使用活塞洗井中，要注意不能使用直径过大的活塞，防止因活塞过紧难以升降或卡死在井管中，特别是对木制活塞更要注意。此外，升降速度不能过快，一般应控制在  $0.5 \sim 1.0\text{m/s}$ 。对每一个含水层来说，活塞洗井的时间不能太长，不能追求水清砂净，以防止因冲洗时间过长而使井孔产生涌砂坍塌的现象。

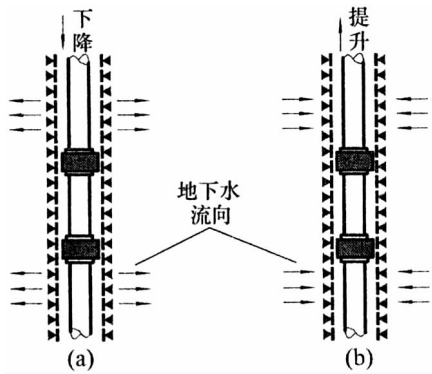


图 2-11 活塞洗井原理示意图

### (七) 验收

成井工艺的最后阶段就是质量验收。管井竣工后要全面进行质量鉴定，基本符合设计标准时，才能交付使用。验收的主要项目有：①井斜度，对于安装深井泵的井不超过 $1^\circ$ ，对安装潜水泵的井不得超过 $2^\circ$ 。②滤水管安装位置必须与含水层位置相对应，其深度偏差不能超过 $0.5 \sim 1.0\text{m}$ 。③井的出水量不应低于设计出水量。④滤料及封闭材料除其质量符合要求外，围填数量与设计数量不能相差太大，一般要求填入数量不能少于计算数量的 $95\%$ 。⑤在粗砂、砾石、卵石含水层中，其含砂量应小于 $1/5\ 000$ 。在细砂、中砂含水层中其含砂量应小于 $1/5\ 000 \sim 1/10\ 000$ 。⑥水质符合设计用水对象的要求。

## 第三章 水井出水量计算

水井的出水量对水井的结构设计、井灌区规划、水文地质参数的确定和地下水资源的评价等都是十分重要的。但因影响水井出水量的因素很多，而且也比较复杂，计算方法又因计算阶段、水文地质条件、井型和采用井流理论的不同而差异较大。

一般在勘察或规划初期，多采用解析法所得理论公式估算水井的出水量，在设计或管理阶段，常采用按抽水试验所得的经验公式确定井的出水量，或对解析法的估算结果予以验证。两种计算方法各有其优缺点，也各有其适用条件，在使用时宜相互补充。

由于水井还可分为独立的单井和互有干扰的井群，其计算方法也不同。

### 第一节 管井单井出水量计算

#### (一) 完整井的出水量计算

##### 1. 潜水完整井

1863年，法国水力学家裘布依为推导单井（完整井）稳定井流建立了计算模型，如图3-1(a)，假设水井位于一个四周均为等深水体的圆岛中心，该圆岛正圆、均质、等厚且各向同性，水位与不透水层底板呈水平状，在抽取地下水时，供水边界水位不变，可以保证无限供给定流量，服从达西渗流定律和连续性定律，并按对称井壁进水且无阻力地汇入井内。水井在未抽水前，井中水位与外界水位相同称静水位，当抽水后，静水位被破坏，而逐渐下降，某一抽水时刻的运动水位称动水位，于是水井中形成水头差，含水层中的水便在此水头差作用下径向汇入井内，从而在水井周围形成以井孔轴心为对称轴的降落漏斗，当降落漏斗扩展到供水边界时，抽水流量与边界供给流量相等，降落漏斗和井中动水位保持不变，达到稳定状态。

在公式推导时，忽略渗流速度的垂直分量，把复杂的三维井流问题，近似简化成二维井流来分析，推导出潜水完整井出水量计算公式为

$$Q_0 = \pi K \frac{H^2 - h_0^2}{\ln \frac{R}{r_0}} \quad (3-1)$$

式中  $Q_0$ ——水井的出水量， $\text{m}^3/\text{h}$  或  $\text{m}^3/\text{d}$ ；

$H$ ——含水层厚度或供水边界稳定水头高度， $\text{m}$ ；

$K$ ——含水层的渗透系数， $\text{m}/\text{h}$  或  $\text{m}/\text{d}$ ；

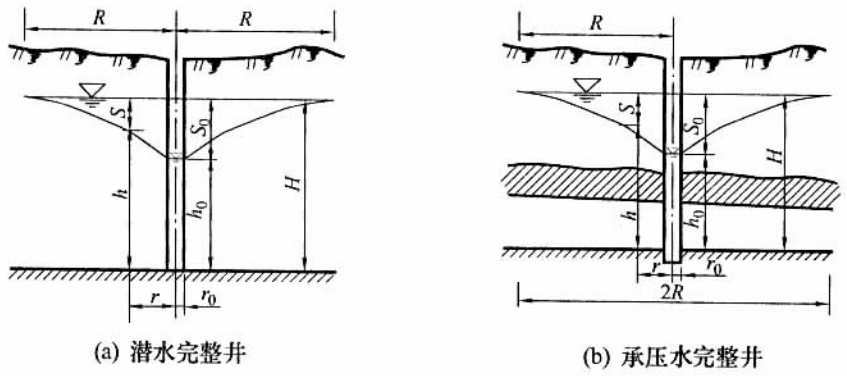


图 3-1 完整井计算示意图

$h_0$ ——井中稳定动水位下的井水深度，m；

$R$ ——井的供水半径，m；

$r_0$ ——井的半径，m。

式中  $h_0 = H - S_0$  ( $S_0$  为动、静水位的高差)，则  $H^2 - h_0^2 = (2H - S_0) S_0$ ，同时把自然对数换成常用对数后，公式 (3-1) 可改成

$$Q_0 = 1.364K \frac{(2H - S_0) S_0}{\lg \frac{R}{r_0}} \quad (3-2)$$

由式 (3-1) 可得出降落曲线的表达式

$$h^2 = H^2 - \frac{Q_0}{\pi K} \ln \frac{R}{r} \quad (3-3)$$

## 2. 承压水完整井

对于承压水完整井，裘布依建立了与潜水完整井相类似的稳定井流模型，如图 3-1 (b) 所示。假设承压含水层的顶、底板呈水平且不透水，水流呈水平辐射状汇入井中，其余假设条件与潜水含水层相同。其出水量公式为

$$Q_0 = 2.73KM \frac{H - h_0}{\lg \frac{R}{r_0}} \quad (3-4)$$

如引入  $S_0 = H - h_0$ ，则公式 (3-4) 可改写为

$$Q_0 = 2.73KM \frac{S_0}{\lg \frac{R}{r_0}} \quad (3-5)$$

由式 (3-4) 可得出水压降落曲线的表达式为

$$h = H - \frac{Q_0}{2\pi KM} \ln \frac{R}{r} \quad (3-6)$$

式中  $M$ ——承压含水层的厚度，m；

其余符号意义同前。

### (二) 非完整井出水量的计算

我国目前钻井设备和技术已相当发达，所以在实践中一般多建成完整井，只有在特殊情况下，除少数筒井外，才有可能建成非完整井，对于管井很少建成非完整井，管井非完整井，因井径较小，故一般只采用井壁进水方式。

对于井壁进水的非完整井，福熙海默通过试验提出如下计算公式：

潜水非完整井（见图 3-2）

$$Q_{\text{非潜}} = C_1 Q_{\text{完潜}} \quad (3-7)$$

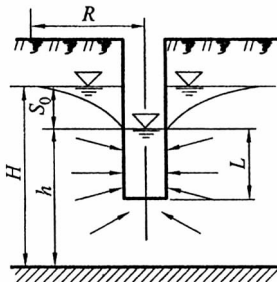


图 3-2 潜水非完整井计算示意图

承压水非完整井（见图 3-3）

$$Q_{\text{非承}} = C_2 Q_{\text{完承}} \quad (3-8)$$

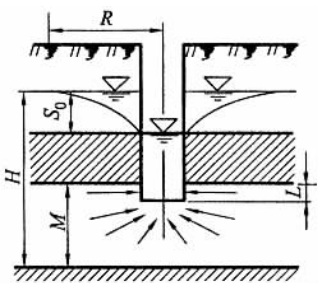


图 3-3 承压水非完整井计算示意图

式中  $Q_{\text{完潜}}$ 、 $Q_{\text{完承}}$ ——在相同条件下潜水完整井、承压水完整井的出水量， $\text{m}^3/\text{d}$ ；

$Q_{\text{非潜}}$ 、 $Q_{\text{非承}}$ ——潜水非完整井、承压水非完整井出水量， $\text{m}^3/\text{d}$ ；

$C_1$ 、 $C_2$ ——潜水非完整井、承压水非完整井出水量折减系数，可查图 3-4。

$$C_1 = \sqrt{\frac{L}{h}} \times \sqrt[4]{\frac{2h-L}{h}} \quad (3-9)$$

$$C_2 = \sqrt{\frac{L}{M}} \times \sqrt[4]{\frac{2M-L}{M}} \quad (3-10)$$

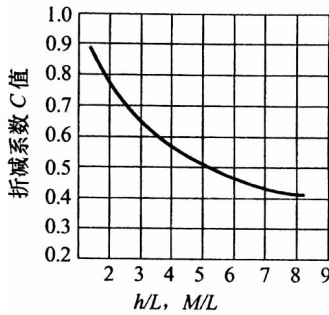


图 3-4 折减系数  $C_1$  和  $C_2$  计算值

式中  $L$ ——水井滤水管伸入含水层或井壁进水的长度，m；

$M$ ——承压含水层的厚度，m；

$h$ ——潜水非完整井中动水位至不透水层底板的高度，m。

【例】某井灌区自均质承压含水层取水，承压含水层厚度为 20m，中砂，渗透系数  $K = 12\text{m/d}$ ，管井半径  $r_0$  为 300mm，影响半径  $R$  为 300m，井中稳定水位下的井水深度  $h_0$  为 35m，稳定水头高度  $H$  为 40m。单井灌溉面积为 120 亩，某次灌水定额为  $40\text{m}^3/\text{亩}$ ，渠系水利用系数 0.9，轮灌周期为 10 天。求：

- (1) 当进水部分穿过全部含水层时井的出水量。
- (2) 当进水部分伸入承压含水层 10m 时井的出水量，此时井能否满足灌溉要求。

解 (1) 当进水部分穿过全部含水层时井的出水量，按公式 (3-4) 计算。

$$Q_0 = 2.73 \times 12 \times 20 \times \frac{40 - 35}{\lg \frac{300}{0.3}} = 1\,092 (\text{m}^3/\text{d})$$

(2) 当进水部分伸入承压含水层 10m 时，为非完整井，按式 (3-4) 和式 (3-8) 计算井出水量。

$$Q_{\text{非承}} = 0.77 \times 1\,092 = 840.8 (\text{m}^3/\text{d}) \quad (C_2 \text{ 查图 3-4 为 } 0.77)$$

$$\text{灌溉用水量 } W_{\text{毛}} = \frac{120 \times 40}{0.9} = 5\,333 (\text{m}^3)$$

$Q_{\text{非承}} \times 10 = 8\,408 (\text{m}^3) > 5\,333\text{m}^3$ ，故此时井能满足灌溉用水的要求。

## 第二节 井群出水量计算

在灌溉、排水和供水中，常因单井的出水量不能满足需要，需在同一地区的同一含水层布设两眼或更多的井，各井之间的间距小于影响半径，在共同抽水时，各井因水力互有联系而干扰，通常将这样一些在干扰条件下工作的水井称为井群或井组。

井群出水量计算方法较多，下面介绍一种适用性较广的方法——流量削减法。

流量削减法是根据抽水试验资料提出来的，故也称抽水试验法，其适用范围广，不论潜水与承压水含水层，完整井与非完整井均可选用计算，而且不受井群平面布置形式的限制。

如图 3-5 所示，两眼干扰井，1# 井单独抽水时出水量为  $Q_1$ ，其单位出水量  $q_1$  为

$$q_1 = \frac{Q_1}{S_{01}} \quad (3-11)$$

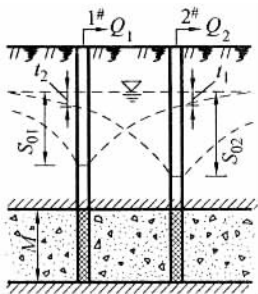


图 3-5 两眼条件相同的承压完整井井群抽水示意图

当两眼井同时抽水时，若设降深不变，1# 井出水量为  $Q'_1$ ，则单位出水量  $q'_1$  为

$$q'_1 = \frac{Q'_1}{S_{01}} \quad (3-12)$$

由于 1# 井受 2# 井的抽水干扰，故  $Q'_1 < Q_1$ ， $q'_1 < q_1$ ，于是有  $\frac{q_1 - q'_1}{q_1} = 1 - \frac{q'_1}{q_1} = \alpha_1$ ， $\alpha_1$  为 1# 井的出水量削减系数或流量削减系数，为一无量纲值。由此得出

$$q'_1 = q_1(1 - \alpha_1) \quad (3-13)$$

同理可得 2# 井在共同抽水时的单位出水量

$$q'_2 = q_2(1 - \alpha_2) \quad (3-14)$$

各单井的出水量应为

$$Q'_1 = S_{01} q'_1 = S_{01} q_1(1 - \alpha_1) \quad (3-15)$$

$$Q'_2 = S_{02} q'_2 = S_{02} q_2(1 - \alpha_2) \quad (3-16)$$

式中  $S_{01}$ 、 $S_{02}$ ——1#、2# 井在单独抽水时的抽水降深，m；

$\alpha_1$ 、 $\alpha_2$ ——1#、2# 井的出水量削减系数；

$q'_1$ ——在共同抽水时 1# 井的单位出水量， $\text{m}^3 / (\text{h} \cdot \text{m})$ ；

$q'_2$ ——在共同抽水时 2# 井的单位出水量， $\text{m}^3 / (\text{h} \cdot \text{m})$ ；

$q_1$ 、 $q_2$ ——1#、2# 井单独抽水时的单位出水量， $\text{m}^3 / (\text{h} \cdot \text{m})$ 。

此法的关键，在于如何求得流量削减系数  $\alpha$  值。此值与井的间距成反比，井的间距愈小， $\alpha$  值愈大，表明干扰程度愈大。为了简化计算，在抽水降深不大时，可近似计算为

$$\alpha_1 = \frac{t_2}{S_{01} + t_2} \tag{3-17}$$

$$\alpha_2 = \frac{t_1}{S_{02} + t_1} \tag{3-18}$$

式中  $t_1$ 、 $t_2$ ——1# 井对 2# 井和 2# 井对 1# 井在抽水时的水位削减值，m。

若井群中某井同时受多个井干扰时，则该井干扰出水量为

$$Q' = S_0 q' = S_0 q_i (1 - \Sigma\alpha) \tag{3-19}$$

式中  $\Sigma\alpha$ ——对某计算井的总流量削减系数。

【例】某一井群有三眼井，间距相等各 200m，并为直线排列，如图 3-6 所示，每

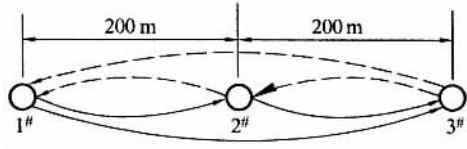


图 3-6 三眼井群计算示意图

个井抽水试验资料见表 3-1，求该井群在同时抽水时的总出水量。

表 3-1 抽水试验资料

井号	单井抽水时出水量 ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	抽水降深 $S_0$ (m)	单位出水量 $q = \frac{Q}{S_0}$ ( $\text{m}^3 / (\text{h}\cdot\text{m})$ )	水位削减值 $t$ (m)
1	36.72	3.0	12.24	$t_2 = 0.89, t_3 = 0.40$
2	40.32	3.5	11.52	$t_1 = 0.63, t_3 = 0.89$
3	57.60	4.0	14.40	$t_1 = 0.28, t_2 = 0.63$

计算结果见表 3-2。

表 3-2 井群在同时抽水时出水量计算表

井号	井间距 (m)	一侧流量削减值 $\alpha$		另一侧流量削减值 $\alpha$		$\Sigma\alpha$	$q$ ( $\text{m}^3 / (\text{h}\cdot\text{m})$ )	$q'$ ( $\text{m}^3 / (\text{h}\cdot\text{m})$ )	$Q'$ ( $\text{m}^3/\text{h}$ )
		$\alpha_{200}$	$\alpha_{400}$	$\alpha_{200}$	$\alpha_{400}$				
1	200	0.229	0.118			0.347	12.24	7.99	23.97
2	200	0.152		0.203		0.355	11.52	7.43	26.01
3	200			0.136	0.065	0.201	14.40	11.51	46.04

$$Q' = 96.02\text{m}^3/\text{h}$$

从计算可知该井群出水量为  $96.02\text{m}^3/\text{h}$ ，三眼井单独出水量总和  $134.64\text{m}^3/\text{h}$ ，两者相差  $38.62\text{m}^3/\text{h}$ ，即减少了 28.68%。



## 第四章 井灌区规划

井灌区规划应在农业区域规划和区域综合利用各种水资源规划的前提下进行，规划一定要建立在可靠的地下水资源评价的基础上，并对区内各用水对象对水质和水量的要求调查清楚，然后针对主要规划任务进行全面综合规划，通过对方案的经济效益分析，从中选出最优方案。

井灌区规划按其主要任务不同可分为：①计划发展的新井灌区；②对旧井灌区的改建规划；③井渠结合的井灌区；④防渍涝和治碱等综合治理的井灌区。

### 第一节 井灌区规划原则

根据我国北方各地多年井灌规划的经验，在规划时，可参考下列基本规划原则：

- (1) 充分利用当地地表水，合理开采与涵养地下水。
- (2) 以浅层潜水开发利用为主，严格控制开采深层承压水。
- (3) 集中与分散开采相结合，在有良好含水层和补给来源充沛的地区，可集中开采；补给来源有限的地区，宜分散开采。
- (4) 规划区新井规划应在基本井的基础上合理布置，即新旧井结合布置。
- (5) 灌溉用水应符合《农田灌溉水质标准》。
- (6) 规划中应考虑布设管理与监测地下水位的观测网。

### 第二节 井灌区规划

井灌区规划是在综合分析归纳区内各种基本资料的基础上，根据规划原则，结合规划任务的需要所得出来的成果。

通常井灌区规划需要的基本资料，主要包括以下几个方面：

- (1) 自然地理概况。主要包括地理和地貌特征；地表水的分布和特征；规划区总面积和耕地面积特点；土壤的类别、性质和分布情况。
- (2) 水文和气候。主要包括历年降雨量和蒸发量；地表水体的水文变化；历年旱涝灾害；历年气温和霜期；冰冻层深度等情况。
- (3) 地质与水文地质条件。主要包括地质构造和地层岩性特征；地下水的补给、径流和排泄条件；地下水水质评价；地下水的动态；主要的水文地质参数；地下水资源评

价和可开采量评价；环境水文地质情况等。

(4) 农业生产情况。用水对象的用水情况和水利现状，主要包括农作物的种类、种植面积、复种指数和单位面积的产量等；农业生产需水量和其他用水对象对水质的要求与需水量；当地和附近灌溉、排水等经验；现有渠灌和井灌的情况等。

(5) 社会经济和技术经济条件。主要包括专业和技术设备、能源供应、建筑材料等情况。

(6) 一般对井灌区规划所需的图件和图表，最基本的有：①第四纪地质地貌图；②水文地质分区图（附各区典型钻孔柱状图和主要地质剖面图）；③典型年和季节地下水等水位线或等埋深线图；④承压水等水压线图；⑤分区典型观测孔潜水动态图；⑥分区抽水试验和有关水文地质参数汇总表。

### （一）井型选择

井型选择主要根据当地水文地质条件和技术经济条件、计划开采含水层的位置和埋深来定。具体的井型选定可参考上一节的有关知识来确定。

### （二）井位与井网布置

井位的选定与井网的布置，对灌溉效益和抽水成本有着直接影响，除首先考虑地质条件外，还应考虑以下几个问题：

(1) 结合地形条件，便于自流灌溉。地形平坦时，井位尽量布置在田块的中心，以减少渠道输水损失和缩短灌水时间。地形单向倾斜或起伏不平时，井位可设在灌溉田块地势较高的一端，以利于灌水和减少渠道的填方量。

(2) 考虑含水层分布和地下水流向，减少井群抽水干扰。在地形平坦、地下水力坡度较小时，应按网格状布置。

沿河地段，含水层呈平行河道的带状分布，井位应按直线布置，如图 4-1 (a) 所示。

在地下水力坡度较大的地区，井网应垂直地下水流向交错布置，如图 4-1 (b) 所示。对于井渠双灌区，井要和渠道平行相间布置。

(3) 考虑渠、沟、路、林、电的综合规划，做到占地少，利于交通、机耕和管理，输电线最短。

(4) 在原有井灌区布井，应优先考虑旧井的改造利用，不要轻易废除旧井，以免造成

### （三）单井灌溉面积确定

在大面积水文地质条件差异不大，地下水补给比较充足，地下水资源比较丰富，地下水能满足作物需水要求，地下水降深在一定时间内达到相对平衡时，灌区各分区或不同作物布置区的单井灌溉面积，可按式估算

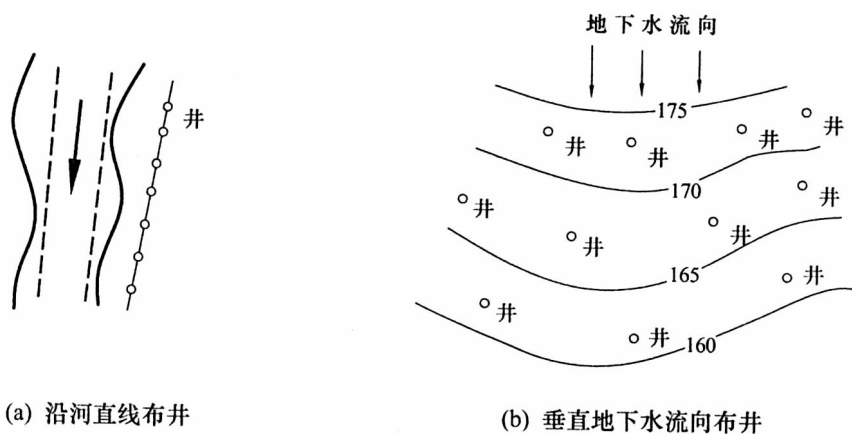


图 4-1 井群布置示意图

$$A = \frac{Q T t \eta (1 - \alpha)}{m} \quad (4-1)$$

式中  $A$ ——单井灌溉面积，亩；

$Q$ ——单井的设计出水量， $\text{m}^3/\text{h}$ ；

$t$ ——每天抽水时间， $\text{h}$ ，一般可用 16~20h；

$T$ ——平均轮灌天数（抽水天数）， $\text{d}$ ，如以伏天抗旱为标准，可取 7~10d；

$m$ ——灌水定额， $\text{m}^3/\text{亩}$ ；

$\alpha$ ——井群干扰抽水时的出水量削减系数，北方旱作地区一般采用 0.1~0.3；

$\eta$ ——灌溉水利用系数，井灌区不宜低于 0.9。

#### (四) 井距的确定

在井灌区规划中，井距是一个重要的技术指标。井距过小，便会引起机井之间的强烈干扰，不仅增加了投资，而且不能充分发挥机井的灌溉效益；井距过大，会使作物灌溉得不到充分保证。影响井距的因素很多，主要决定于单井出水量、单井灌溉面积和机井的影响半径，还与地形、地面建筑物、灌区的渠系分布与综合治理的要求等有关。

##### 1. 井距初选

在大面积水文地质条件差异不大，地下水的补给比较充足，地下水资源比较丰富，地下水利用量与补给量基本平衡的情况下，机井之间一般不受干扰或干扰较小，井的间距主要取决于井的出水量和所灌溉的面积。

若按正方形网状布置，此时有

$$D = \sqrt{667A} \quad (4-2)$$

若按梅花形网状布置，如图 4-2 所示，此时单井所控制的灌溉面积应为  $A = Db =$

$$\frac{\sqrt{3}}{2} D^2, \quad b = \frac{\sqrt{3}}{2} D, \quad \text{则井距为}$$

$$D = \sqrt{770A} \quad (4-3)$$

式中  $D$ ——井的间距, m;  
 $b$ ——井的排距, m。

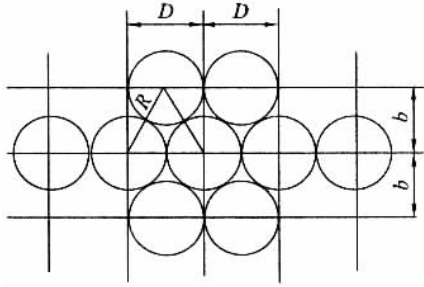


图 4-2 梅花形网状布井示意图

若将单井灌溉面积转化为面积相等的圆形灌溉面积, 则可得到单井的灌溉半径

$$R = \sqrt{\frac{667A}{\pi}} = 14.57\sqrt{A} \quad (4-4)$$

式中  $R$ ——单井灌溉半径, m。

从上面有关公式可以看出: 在井出水量一定的情况下, 井距和单井灌溉面积主要取决于灌水定额, 而灌水定额又与土地平整、灌水技术有着十分密切的联系, 因此为了扩大单井灌溉面积, 加大井距, 减少井数, 降低造价, 必须大力搞好土地平整, 尽量减少渠道的渗漏损失和采用先进的节水灌水技术。

在地下水补给量不能满足灌溉用地的地区, 应根据含水层允许开采模数(单位面积允许开采量)和每眼井的出水量来确定单位面积上的井数和井距, 按平均受益的原则, 大面积内均匀布井, 此时每平方公里的井数可用下式估算

$$N = \frac{\epsilon}{QTt} \quad (4-5)$$

式中  $N$ ——每平方公里井的数目, 眼/ $\text{km}^2$ ;

$\epsilon$ ——开采模数,  $\text{m}^3 / (\text{km}^2 \cdot \text{a})$ ;

$Q$ ——单井出水量,  $\text{m}^3 / \text{h}$ ;

$t$ ——井每天抽水时间, h/d;

$T$ ——井每年抽水的天数, d/a。

单井灌溉面积  $A$  (亩/眼) 为

$$A = \frac{1\,500}{N} \quad (4-6)$$

正方形布井, 井的间距  $D$  (m) 为

$$D = 1\,000\sqrt{\frac{1}{N}} \quad (4-7)$$

【例】某井灌区采用正方形布井, 单井山水量  $40\text{m}^3/\text{h}$ , 每天抽水 16h, 每年抽水时

间 100d, 地下水开采模数为  $5 \times 10^5 \text{ m}^3 / (\text{km}^2 \cdot \text{a})$ , 试求每平方公里的布井数、单井灌溉面积和井距。

$$\text{解 每平方公里布井数 } N = \frac{5 \times 10^5}{40 \times 100 \times 16} = 7.8 \text{ (眼/km}^2) \approx 8 \text{ 眼/km}^2$$

$$\text{单井灌溉面积 } A = \frac{1\ 500}{8} = 187.5 \text{ (亩/眼)}$$

$$\text{井距 } D = 1\ 000 \sqrt{\frac{1}{8}} = 354 \text{ (m)}$$

## 2. 井距的校核

(1) 当  $D > 2R_0$  ( $R_0$  为井的影响半径) 时, 表明某种井型之间没有干扰, 可按计算值布置井网;

(2) 当  $2R_0 > D > R_0$  时, 表明机井之间存在一定程度的干扰, 影响有限, 可暂时忽略不计;

(3) 当  $D < R_0$  时, 表明机井之间干扰较大, 需重新计算单井灌溉面积和井距。

## (五) 井灌区规划布置

井灌区渠系规划布置, 一般与渠灌区的田间系统基本相似。由于机井的出水量通常较小, 且大小又不均匀, 单井的灌溉面积也难完全相等, 各井独立一套渠系, 所以又不能与渠灌区的田间系统完全相同。

目前, 北方地区的井灌区, 方田多控制在 200 ~ 400 亩, 少数也有达 500 亩的。条田多为 30 ~ 60 亩, 条田长度要视当地农业机械的类型, 中型不宜小于 300 ~ 400m, 小型可降至 200m 左右, 条田宽度也要适应农业机具和灌水技术的要求。

按各地经验, 如当单井灌溉面积在 200 亩以下者, 渠道系统多采用两级渠道, 即相当于渠灌区的农、毛渠。而当单井灌溉面积为 200 ~ 500 亩, 甚至更大时, 则宜采用三级渠道, 即相当于渠灌区的斗、农、毛渠。

当灌区地形坡度比较平缓, 在  $1/300 \sim 1/1\ 000$  时, 一般多采用纵向布置形式 (最末一级固定渠道走向与灌水方向一致)。如地面相当平坦, 为了减少输水渠道, 宜采用双向输水和灌水。当灌区地形坡度较陡, 甚至达  $1/300$  以上时, 则多用横向布置形式 (最末一级固定渠道走向与灌水方向垂直)。

在平原井灌区应用低压管道灌溉系统比较普遍, 其基本固定管网布置可根据水井位置、浇灌面积、田块形状、地面坡度、作物种植方向等条件确定 (详见节水灌溉部分的内容)。

## 第五章 竖井排水

近年来，我国北方在地下水埋深较浅，水质又符合灌溉要求的许多地区，结合井灌进行排水，不仅提供了大量的灌溉水源，同时对降低地下水位和除涝治碱也起到了重要的作用。实践证明，井灌井排是综合治理旱、涝、碱的重要措施，在我国北方易旱易碱地区，具有广阔的前景。

通过井排除地下水，降低地下水位的措施，叫竖井排水。

### 第一节 竖井排水的作用

#### （一）降低地下水位，防止土壤返盐

在井灌井排或竖井排水过程中，由于水井自地下水含水层中吸取了一定的水量，在水井附近和井灌井排地区内地下水位将随水量的排出而不断降低。地下水降低值一般包括两部分：一部分由于水井（或井群）长期抽水，地下水补给不及，消耗一部分地下水储量，在抽水区内外产生一个地下水位下降漏斗，如图 5-1 实线所示，称为静水位降深。另一部分是由于地下水向水井汇集过程中发生水头损失而产生的，距抽水井愈近，其数值愈大，在水井附近达到最大值，此值一般在 3~6m 以上。在水井抽水过程中形成的总水位降深称为动水位降深。

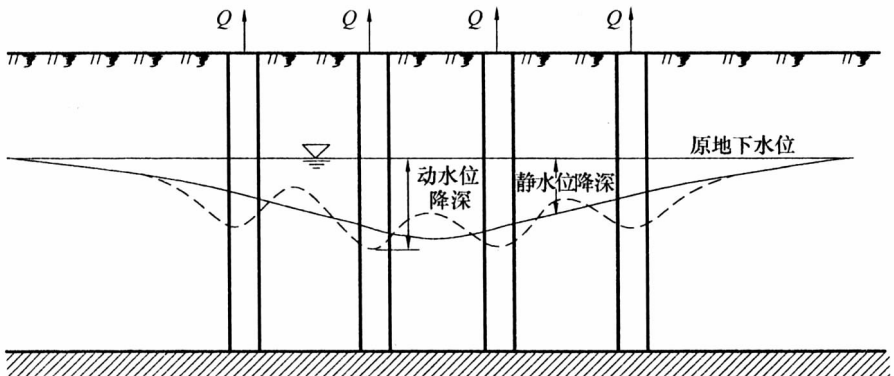


图 5-1 井群抽水过程中的静水位降深和动水位降深

由于水井的排水作用，增加了地下水人工排泄。地下水位显著降低，有效地增加了

地下水埋深，减少了地下水的蒸发，因而可以防止土壤返盐。

## （二）腾空地下库容用以除涝防渍

干旱季节，结合井灌抽取地下水，降低地下水位，不仅可以防止土壤返盐，同时由于开发利用地下水，使汛前地下水位达到年内最低值，这样就可以腾空含水层中的土壤容积，供汛期储蓄入渗雨水之用。地下水位的降低，可以增加土壤蓄水能力和降雨入渗速度。由于降雨时大量雨水渗入地下，因而可以防止田面积水形成淹涝和地下水位过高造成土壤过湿，达到除涝防渍的目的。同时还可以增加地下水提供的灌溉水量。

## （三）促进土壤脱盐和地下水淡化

竖井排水在水井影响范围内形成较深的地下水位下降漏斗。地下水位的下降，可以增加田面水的入渗速度，因而为土壤脱盐创造了有利的条件。在有灌溉水源的情况下，利用淡水压盐可以取得良好的效果。在地下咸水地区，如有地面淡水补给或沟渠侧渗补给，则随着含盐地下水的不断排除，地下水将逐步淡化。近年来，在我国北方的一些地区开展了抽咸补淡的试点工作，取得了一定的成效。实践证明，在抽排咸水水量较大、能够保证地下水位下降一定深度、并有淡水及时补给的情况下，一般都可以得到较好的淡化效果。

竖井排水除可形成较大降深、有效地控制地下水位外，还具有减少田间排水系统和土地平整的土方量，不需要开挖大量明沟，占地少和便于机耕，同时在有条件地区可以与人工补给相结合，改善地下水水质。但竖井排水需消耗能源，运行管理费用较高，且需要有适宜的水文地质条件，在地表水透水系数过小或下部承压水压力过高时，均难以达到预期的排水效果。

## 第二节 竖井排水的分类及其适用条件

（1）抽水井。在因降水和灌溉入渗补给引起潜水位过高和土壤过湿的情况下，应在潜水含水层中打井抽水以降低潜水位。其适宜的水文地质条件是：①浅层地质条件为透水性较好的单一构造；②浅层地质条件为成层构造。要求：表层土透水性较好，或为厚度较小的弱透水层；含水层富水性较好，若为承压含水层，承压水位不宜过高于潜水位；隔水层的越流补给系数较大，抽水时能形成向下越流补给。此外，在受邻近地区的地下水侧向补给而引起局部地带沼泽化和盐碱化时，可在地区来水方向的边界上打井抽水，以断绝其补给来源。

（2）减压井（自流井）。当承压水头较高并越层补给潜水，使地下水位过高时，可凿井入承压含水层内，自流排水以减少承压水对表层的越流补给，降低潜水位。

（3）吸水井（倒灌井）。当排水地区离容泄区较远，而在潜水底部的隔水层下又有透水性良好、厚度较大的砂砾层或溶洞存在，且水位低于潜水位时，可打井穿透隔水

层，使潜水通过水井向下排泄，这类井称为吸水井。

### 第三节 抽水井的规划

#### (一) 合理的井型结构和井深

为了使水井起到灌溉、除涝、防渍、治碱、防止土壤次生碱化和淡化地下水的作  
用，每一个水井必须有较大的出水量。为了增加降雨和渗水的入渗量，提高压盐的效  
率，在保证水井能抽出较多水量的同时，还应使潜水位有较大的降深，为此，在水井设  
计中必须根据各地不同的水文地质条件，选取合理的井深和井型结构。

在浅层有较好的砂层或虽无良好的砂层，但土壤透水性较好（如裂隙土等）的情况  
下可打浅机井或真空井，井管自上而下全部采用滤水管，在这种情况下，一般可以保证  
有一定的出水量和潜水位降深。

砂层埋藏在地表以下一定深度，但砂层以上无明显的隔水层时，为了使单井保持一  
定的出水量，水井可打至含水砂层，以保证形成一定的潜水降深和浅层地下库容，促使  
土壤脱盐和地下水的淡化。

当上部土层透水性较差，且在相当深度内又无良好的砂层时，必须选用适当的井型  
结构。

各种井型及其适用条件可参考表 5-1。

表 5-1 井函数  $W(u)$  数值表

$u$	$N \times 10^{-8}$	$N \times 10^{-7}$	$N \times 10^{-6}$	$N \times 10^{-5}$	$N \times 10^{-4}$	$N \times 10^{-3}$	$N \times 10^{-2}$	$N \times 10^{-1}$	$N$
1.0	17.843 5	15.540 9	13.238 3	10.935 7	8.633 2	6.331 5	4.037 9	1.822 9	0.219 4
1.1	17.748 2	15.445 6	13.143 0	10.840 4	8.537 9	6.236 3	3.943 6	1.737 1	0.186 0
1.2	17.661 1	15.358 6	13.056 0	10.753 4	8.450 9	6.149 4	3.857 6	1.659 5	0.158 4
1.3	17.581 1	15.278 5	12.975 9	10.673 4	8.370 9	6.069 5	3.778 5	1.588 9	0.135 5
1.4	17.507 0	15.204 4	12.901 8	10.599 3	8.296 8	5.995 5	3.705 4	1.524 1	0.116 2
1.5	17.438 0	15.135 4	12.802 8	10.530 3	8.227 8	5.926 6	3.637 4	1.464 5	0.100 0
1.6	17.373 5	15.070 9	12.768 3	10.465 7	8.163 4	5.862 1	3.573 9	1.409 2	0.086 31
1.7	17.312 8	15.010 3	12.707 7	10.405 1	8.102 7	5.801 6	3.514 3	1.357 8	0.074 85
1.8	17.255 7	14.953 1	12.650 5	10.341 9	8.045 5	5.744 6	3.458 1	1.308 9	0.064 71
1.9	17.201 6	14.899 0	12.596 4	10.293 9	7.991 5	5.690 6	3.405 0	1.264 3	0.056 21
2.0	17.150 3	14.847 7	12.545 1	10.242 6	7.940 2	5.639 4	3.354 7	1.222 7	0.048 90
3.0	16.744 9	14.442 3	12.139 7	9.837 1	7.534 8	5.234 9	2.959 1	0.905 7	0.013 05
4.0	16.457 2	14.154 6	11.852 0	9.549 5	7.247 2	4.948 2	2.681 3	0.702 4	0.003 779



续表

$\begin{matrix} u \\ N \end{matrix}$	$N \times 10^{-8}$	$N \times 10^{-7}$	$N \times 10^{-6}$	$N \times 10^{-5}$	$N \times 10^{-4}$	$N \times 10^{-3}$	$N \times 10^{-2}$	$N \times 10^{-1}$	$N$
5.0	16.234 0	13.931 4	11.628 9	9.326 3	7.024 2	4.726 1	2.467 9	0.559 8	0.001 148
6.0	16.031 7	13.749 1	11.446 5	9.144 0	6.842 0	4.544 8	2.295 3	0.454 4	0.000 360 1
7.0	15.897 6	13.595 0	11.292 4	8.989 9	6.687 9	4.391 6	2.160 8	0.373 8	0.000 115 5
8.0	15.764 0	13.461 4	11.171 4	8.856 3	6.554 5	4.259 1	2.026 9	0.310 6	0.000 037 67
9.0	15.646 2	13.343 7	11.052 3	8.738 6	6.436 8	4.142 3	1.918 7	0.260 2	0.000 012 45

注：表中  $u$  值按式 (5-2) 计算，再将计算出的  $u$  进行科学计数，即将  $u$  表示成  $N \times 10^{-n}$ ，其中： $1 \leq N < 10$ ， $n$  为自然数。如计算出  $u = 0.001 1$ ，可将其表示为  $1.1 \times 10^{-3}$ ，这里  $N = 1.1$ ，查表 5-1 可得  $W(u) = 6.236 3$ 。

## (二) 抽水井的规划布置

担负排水任务的水井，其规划布局应视地区自然特点、水利条件和水井的任务而定。在有地面水灌溉水源并实行井渠结合的地区，井灌井排的任务是保证灌溉用水，控制地下水位，除涝防渗，并防止土壤次生盐碱化。在这种情况下，井距一方面决定于单井出水量所能控制的灌溉面积，另一方面也决定于单井控制地下水位的的要求。在利用竖井单纯排水地区，井的间距则主要决定于控制地下水位的的要求。

竖井在平面上一般多按等边三角形或正方形布置，由单井的有效控制面积可求得单井灌溉半径和井距。井渠结合地区水井应结合灌溉渠系进行布置。

在局部地区进行竖井排水时，在相同的间距和单井抽水量情况下，对降低地下水的作用不如大面积井排显著。且在水井抽水停止后，由于外区补给，地下水位将较快地回升。局部竖井排水情况下，在初步拟定井距和布井方案后，地下水的动水位降深  $S$  可根据单井非稳定流计算公式——泰斯公式进行计算。

对于承压含水层，泰斯公式的表达式为

$$S = h_0 - h = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (5-1)$$

$$u = \frac{r^2}{4at} \quad (5-2)$$

式中  $S$ ——抽水降深，m；

$h_0$ ——原始水位，m；

$h$ ——计算点在计算时间的水位，m；

$r$ ——计算点至抽水井中心的距离，m；

$T$ ——承压含水层的导水系数， $m^2/d$ ， $T = KM$ ， $K$  为承压含水层的渗透系数 ( $m/d$ )， $M$  为承压含水层厚度 (m)；

$a$ ——压力传导系数， $a = \frac{T}{\mu_c}$ ， $\mu_c$  为承压含水层给水度；

$t$ ——计算时间 (自开始抽水时算起)，d；

$Q$ ——抽水流量,  $\text{m}^3/\text{d}$ ;

$W(u)$ ——井函数, 设函数展开是一收敛级数, 则  $W(u) = -0.5772 - \ln u - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^n u^{2n}}{n \cdot n!}$ ,  $W(u)$  可查表 5-1 得出。

若为井群抽水, 则抽水降深可用下式计算

$$S = \sum_{i=1}^n S_i = \sum_{i=1}^n \frac{Q_i}{4\pi T} W(u_i) \quad (5-3)$$

式中  $S_i$ ——第  $i$  口井抽水时引起的水位降深,  $\text{m}$ ;

$Q_i$ ——第  $i$  口井的抽水流量,  $\text{m}^3/\text{s}$ ;

其余符号意义同前。

**【例】**有一凿于宽阔的承压含水层中的完整井, 井径  $0.305\text{m}$ , 出水量为  $2700\text{m}^3/\text{d}$ , 含水层厚度  $M = 30\text{m}$ , 渗透系数  $K = 41\text{m}/\text{d}$ , 给水度  $\mu_e = 0.00025$ 。试求  $t = 4\text{h} = 1.67 \times 10^{-1}\text{d}$ , 距井中心距离  $r = 60\text{m}$  处的水位降深。

解

$$T = KM = 41 \times 30 = 1230(\text{m}^2/\text{d})$$

$$u = \frac{r^2}{4at} = \frac{r^2 \mu_e}{4KMt} = \frac{60^2 \times 0.00025}{4 \times 1230 \times 1.67 \times 10^{-1}} = 1.1 \times 10^{-3}$$

由表 (5-1) 查得  $W(u) = 6.2363$ , 从而得到  $r = 60\text{m}$  处的水位降深:

$$S = \frac{Q}{4\pi T} W(u) = \frac{2700}{4 \times 3.1416 \times 1230} \times 6.2363 = 1.09(\text{m})$$

对于潜水含水层中井群抽水降深可用下式计算:

(1) 如计算点的水位降深为  $S < 0.1H_0$  ( $H_0$  为潜水含水层厚度), 当抽水时间较长时, 则计算点的水位降深的计算公式与式 (5-3) 相同, 惟其式中的  $T = KH_0$ 。

$$S = \frac{1}{4\pi KH_0} \sum_{i=1}^n Q_i W(u_i) \quad (5-4)$$

(2) 如计算点的水位降深为  $0.1H_0 < S < 0.3H_0$  时, 则泰斯公式中的  $M$  必须使用抽水时潜水层厚度的平均值, 即式中的  $T = KH_p$ , 其中

$$H_p = \frac{H_0 + H}{2} \quad (5-5)$$

式中  $H = H_0 - S$ 。

故得潜水井计算公式

$$S = H_0 - H = \frac{Q}{4\pi K \left( \frac{H_0 + H}{2} \right)} W(u) \quad (5-6)$$

从而可得计算点的水位降深

$$S = H_0 - \sqrt{H_0^2 - \frac{1}{2\pi K} \sum_{i=1}^n Q_i W(u_i)} \quad (5-7)$$

根据式(5-3)、式(5-4)、式(5-7)即可计算出在要求时间  $t$  内水位下降深度  $S$ 。如符合要求,则拟定的方案可作为备选方案之一,再通过多种方案比较,选定最优方案。

大面积均匀布井排水时,每个单井控制面积相同,在这一面积内各点地下水位降深大小仅与出水量和含水层水文地质参数  $T$ 、 $\mu$  有关,因此,每个井控制区可单独考虑。

在水井成等边三角形布置时,单井有效控制半径  $R = \frac{L}{\sqrt{3}}$  ( $L$  为井的间距)。成方形布置

时,  $R = \frac{L}{\sqrt{2}}$ 。在水井抽水时间较长 ( $\frac{at}{R^2} > 0.4$ ) 时,任一点(与抽水井中心距离为  $r$ ) 地下水

水位降深可用下式计算

$$S = \frac{\varepsilon t}{\mu} + \frac{Q}{2\pi T} \left( 0.5 \frac{r^2}{R^2} - 0.75 + \ln \frac{R}{r} \right) \quad (5-8)$$

式中  $Q$ ——井的抽水流量,  $\text{m}^3/\text{s}$ ;

$\varepsilon$ ——单位面积的平均开采强度,  $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m}^2)$ ,  $\varepsilon = \frac{Q}{\pi R^2}$ ;

其余符号意义同前。

在  $r = R$  处,即两井中间一点,  $\frac{r}{R} = 1$ ,  $\ln \frac{R}{r} = 0$ , 有

$$S = \frac{\varepsilon t}{\mu} - \frac{Q}{8\pi T} = \frac{Qt}{\mu\pi R^2} - \frac{Q}{8\pi T} \quad (5-9)$$

式(5-8)可改写成

$$\left. \begin{aligned} S &= S_1 + S_2 \\ S_1 &= \frac{\varepsilon t}{\mu} \\ S_2 &= \frac{Q}{2\pi T} \left( 0.5 \frac{r^2}{R^2} - 0.75 + \ln \frac{R}{r} \right) \end{aligned} \right\} \quad (5-10)$$

式中  $S_1$ ——在无侧向补给情况下因井排而引起的平均水位降深或静水位降深;

$S_2$ ——由于水量向抽水井汇集引起的动水位与平均水位的差值。

在  $r = r_w$  ( $r_w$  为井半径) 处,即在抽水井内,由于  $0.5 \left( \frac{r_w}{R} \right)^2 \approx 0$

$$S = \frac{\varepsilon t}{\mu} + \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{0.473R}{r_w} \quad (5-11)$$

当井距一定时,式(5-11)可用来确定地下水降深,也可根据允许的期限  $t$  和要

求的水位降深确定井距,如以  $\frac{Qt}{\mu\pi R^2} = S + \frac{Q}{8\pi T}$  两井中间一点水位降深为依据,则由式

(5-9) 有

$$R = \sqrt{\frac{Qt}{\mu\pi \left( S + \frac{Q}{8\pi T} \right)}} \quad (5-12)$$

竖井成等边三角形布置时井距  $L = \sqrt{3}R$ ，成正方形布置时井距  $L = \sqrt{2}R$ 。

【例】井灌井排地区水井自均质含水层抽水，并在大面积内呈梅花形均匀布井，若根据灌溉要求选定井距为 346m，并已知含水层导水系数  $T = 150\text{m}^2/\text{d}$ ，土层的给水度  $\mu = 0.05$ ，单井出水量  $Q = 30\text{m}^3/\text{h}$ ，水井的半径  $r_w = 0.2\text{m}$ ，试求抽水 10d 后单井控制范围内的平均水位降深、最大降深和最小降深。

解 首先计算含水层的压力传导水系数  $a = \frac{T}{\mu} = 3\,000\text{m}^2/\text{d}$ 。单井控制面积的有效半径  $R = \frac{L}{\sqrt{3}} \approx 200\text{m}$ 。

在  $t = 10\text{d}$  时， $\frac{at}{R^2} = \frac{3\,000 \times 10}{40\,000} = 0.75 > 0.4$

地下水位降深可用公式 (5-10) 计算：

在  $t = 10\text{d}$  时，平均水位降深为

$$S_1 = \frac{\varepsilon t}{\mu} = \frac{Qt}{\mu\pi R^2} = \frac{30 \times 24 \times 10}{0.05 \times \pi \times 40\,000} = 1.15 \text{ (m)}$$

在井孔附近 ( $r = r_w = 0.2\text{m}$ ) 水位最大降深为

$$S = S_1 + S_2 = 1.15 + \frac{30 \times 24}{2 \times \pi \times 150} \ln \frac{0.473 \times 200}{0.2} = 1.15 + 4.71 = 5.86 \text{ (m)}$$

在两井中间 ( $r = 200\text{m}$ ) 水位最小降深为

$$S = S_1 - \frac{Q}{8\pi T} = 1.15 - \frac{30 \times 24}{8 \times \pi \times 150} = 1.15 - 0.19 = 0.96 \text{ (m)}$$

若利用竖井排水，单井出水量  $Q = 30\text{m}^3/\text{h}$ ，要求在 20d 内水位下降 2.10m，试求井距。由公式可得

$$L = \sqrt{3}R = \sqrt{\frac{3 \times 30 \times 24 \times 20}{0.15 \times \pi \times \left(2.1 + \frac{30}{8 \times \pi \times 150}\right)}} = 361 \text{ (m)}$$

# 第六篇

## 田间排水工程规划

# 第一章 农田渍涝原因和排水标准

农田渍涝是指农田发生的渍害和涝灾。农业生产中，渍涝灾害是较常发生而且受灾范围较广，对农作物危害较大的一类自然灾害，因而是农田排水所要研究解决的主要问题。农田渍涝灾害两者的成灾原因，对作物的危害，治理中的排水标准和采用的治理方法，有其相似之处，也有不同的地方，下面分别进行论述。

## 第一节 农田受涝及除涝标准

### 1. 农田受涝原因及其危害

因当地降雨过多，地面径流不能及时排出而形成田面积水，使农作物受淹，称为涝或内涝，农作物由于受涝而造成的减产或失收则称之为涝灾。

促成涝灾的原因很多，既有自然因素，也有人为因素，其中降雨量集中，地形平坦低洼，天然排水条件差，人工排水措施不健全等是发生涝灾的主要原因。

作物生长过程中要求土层中的水、肥、气、热具有适当的比例，以满足作物根系呼吸、新陈代谢以及养分和热量等方面的需求。但在田面积水的情况下，由于水分的入渗，作物根系层中的土层含水量大量增加，土壤孔隙中的空气被排出，造成根系呼吸所需之氧气减少，水、肥、气、热的关系失调，当田面淹水时间较长，土壤含水量达到饱和时，土壤孔隙中的空气全被挤出，作物在缺氧或无氧条件下进行呼吸时产生的乙醇，可使作物中毒而死亡。作物受淹的成灾程度，与作物的淹水时间和淹水深度密切相关，其规律是，淹水时间越长，淹水深度越深，作物的受灾程度越大，直至作物淹死失收。因此，作物的允许淹水历时和淹水深度是农田排水规划的重要依据，农田排水工程应能在作物允许的耐淹限度内，把某一设计标准下的暴雨产生的地面径流及时排出，免使作物受涝成灾。

作物受涝的减产情况以及作物允许的淹水历时和淹水深度，与作物的种类及其生育阶段等因素有关。棉花、小麦、春谷的耐淹能力较差，一般在田面积水 10cm 的情况下，淹水一天就会引起减产，受淹 6~7d 以上将会导致死亡。粮食（旱）作物在地面积水深度为 10~15cm 时，允许的淹水时间一般不能超过 2~3d。农田排水规划中常以主要作物的允许淹水时间作为排水历时，进行排水设计流量的计算。从作物的生育阶段来看，耐淹能力随作物的生长发育而有所加强。作物的允许淹水时间还与当时的气候条件有关，一般情况是气温较高的晴天作物耐淹时间较短，气温较低的阴天，允许淹水时间可以长些。对于不同淹水历时和淹水深度条件下引起的作物减产情况，目前还较缺乏系统的调

查试验资料。表 1-1 所示的几种作物允许的淹水深度和淹水历时资料，可作为农田排水规划参考，水稻虽宜于水田中生长，但若田面水层长期过深，则不利于水稻的生长，会引起减产甚至死亡。江苏里下河地区，在水稻分蘖期进行过淹水深度和淹水时间的调查试验，淹水程度对水稻产量影响如图 1-1 所示。

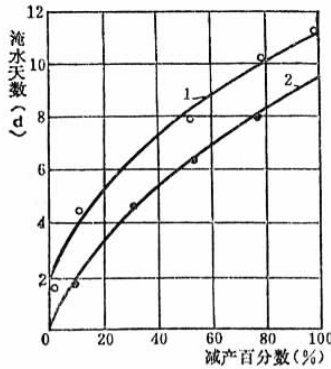


图 1-1 淹水天数和深度对水稻产量的影响  
1—地面水深为 0.3m；2—地面水深为 0.5m

表 1-1 几种作物的耐淹能力

作物种类	生育期	淹水深度 (cm)	允许淹水历时 (d)
棉花	开花结铃期	5~10	1~2
玉米	抽雄期	8~12	1~1.5
	孕穗灌浆期	8~12	2
	成熟期	10~15	2~3
小麦	分蘖~成熟	10	1
春谷	孕穗期	10~15	1~2
	成熟期	10~15	2~3
高粱	孕穗期	10~15	6~7
	灌浆期	15~20	8~10
	乳熟期	15~20	15~20
大豆	开花期	7~10	2~3
水稻	返青期	3~5	1~3
	分蘖末期	0	1~3
	拔节孕穗期	15~22	1~3
	乳熟期	3~6	1~3

农田受涝成灾的灾情，常用受涝面积的大小和作物受灾减产的程度两种指标进行表示，但还没有统一规定的标准，各地用法不一，采用受涝面积作指标时，是以成灾农田

面积数或成灾面积所占的百分数表示灾情的轻重；以作物减产程度作指标时，则用作物因灾减产的成数作为灾情轻重的衡量依据。以作物减产程度作灾情指标时，有分为三级表示的，也有按二级表示的。分三级表示时，一般以减产一至三成成为轻灾，四至七成成为重灾，八成以上为特重灾；分二级表示时，则常以减产四成或四成以下为轻灾，五成或五成以上为重灾。减产成数是以正常情况下的估计产量为依据的。

江苏省气象台以成灾面积百分数为依据拟定的涝年（3月至11月）标准为：受涝面积20%以上为重涝年，20%以下为轻涝年。此外，还有以连续降雨日数、降雨总量和一日最大降雨量为指标，分别拟定出本省的春涝、夏涝、秋涝的灾情标准。

河南省人民胜利渠灌区按减产成数制定的涝级为：减产成数大于五成为大涝，减产三至五成为中涝，减产三成以下为小涝。

## 2. 除涝标准

除涝的根本措施是修建完善的农田排水工程，及时排除暴雨后田面形成的地面径流，使作物免遭涝灾之害。但降雨量各年均不相同，有些年份大小相差悬殊，究竟应按哪一年份的降雨量作为排水工程的设计依据，才较符合经济合理的要求，这关系到除涝设计标准的合理选定问题。除涝设计标准决定着除涝工程的规模、投资费用和经济效益等一系列问题。设计标准定得高，工程抗御涝灾的能力当然就大，但相应的工程规模也大，使工程的投资、管理费用和工程占地等也随之增加。由于这种因果关系，使得采用过高的设计标准未必能使工程的经济效益显著，因为这种高标准下的除涝设计流量出现的机会不多，按此流量设计的工程设施的利用率不高，可能造成资金设备的积压和管理维护费用的提高，浪费大量的人力和财力；反之，如果采用过低的设计标准，会使工程规模过小，这虽使工程投资和管理费用随之减少，但工程抵御涝灾的能力有限，作用不大，同样也将造成人力物力的浪费。因此，除涝设计标准通常应根据国民经济发展的要求和工农业生产的需要，结合财力物力的可能条件以及工程的重要性等因素进行全面分析，切合实际地确定。

除涝设计标准是指规定的排水设施的除涝能力，即某一设计频率下的定时段雨量所产生的地面积水，应在某一时间内排除，使作物不受涝成灾。它包含降雨量大小和排水时间长短两方面的内容，常用重现期表示。中国各地目前大多采用设计频率为20%~10%的暴雨，即重现期为5~10年一遇的暴雨作为除涝设计标准。对于条件较好或有特殊需求的地区，可视情况适当提高标准；反之，条件较差或工程难度大的地区，可适当降低标准或采用分期提高的办法拟定标准。设计暴雨历时和排除时间应根据排水区的具体条件，如作物种类、耐淹历时、排水区面积大小等因素而定。旱作物一般采用1~3d暴雨在1~3d内排完；水稻一般采用1~3d暴雨在3~5d内排至耐淹水深。对于具有蓄涝容积的排水系统，应考虑采用较长历时的暴雨。在各地长期治水的实践中，根据各自地区的具体情况，有采用10年一遇3d暴雨不成灾，日雨150mm或日雨200mm不成灾等作为除涝设计标准；另外还有采用某一涝灾较为严重的实际年份的暴雨，作为除涝设计暴雨的所谓典型年法，以及选用排水区内某一暴雨中心点的暴雨量作为除涝设计暴雨量的所谓定雨量法等进行除涝标准的确定。总之，除涝标准应按具体条件，根据工程的



经济效益进行论证分析确定。对于单纯用于除涝的排水工程，一般没有经济效益，而用工程的减灾效能确定工程经济效益；对于进行综合经营和综合利用的排水工程，则应根据综合收益和减灾效果，共同分析确定排水工程的经济效益。表 1-2 为部分省市机电排涝采用的设计标准。

表 1-2 部分省市机电排涝设计标准调查统计表

地 区		设计重现期	设计暴雨和排涝天数
湖北省	平原湖区	10 年	1d 暴雨 3d 排至作物耐淹深度或 3d 暴雨 5d 排至作物耐淹深度
湖南省	洞庭湖区	10 年	3d 暴雨 3d 排至作物耐淹深度
广东省	珠江三角洲	10 年	24h 暴雨 2d 排至作物耐淹深度
广西		10~ 年	1d 暴雨 3d 排至作物允许耐淹深度
安徽省	巢湖、芜湖、安庆地区 水网圩区	5~ 10 年	黄秧期日雨量 200~ 250mm, 2d 排出 (不考虑田间滞蓄)
浙江省	杭、嘉、湖地区	5~ 10 年	3d 暴雨 4d 排至作物耐淹深度
上海市			1d 雨 200mm 不受涝
辽宁省	平原区	5 年	3d 暴雨 3d 排出
河北省	白洋淀	5 年	1d 暴雨 (114mm) 3d 排出

## 第二节 渍害及排渍标准

### 1. 渍害产生的原因

渍害是指作物根系活动层中的土壤含水量过大，长期超过作物正常生长的允许限度，使土层中的水、肥、气、热关系失调，生态环境恶化，导致作物生长发育受到抑制的一种灾害现象。渍害轻则造成作物减产，重则可能导致作物死亡失收。

农田渍害产生的原因很多，各地不尽一样，既有不利的自然因素，如降雨量多，降雨时间长，地下水补给来源大，水位高，地势低平，排水不畅，土质粘重透水性小等；也有不合理的人类活动因素，如灌溉用水量过大，水分大量补给地下水，使地下水位上升过高，长期超过作物允许的高度，或由于蓄水不当，造成水量下渗补给，使地下水位大幅度升高等。纯由自然因素引起的渍害称为原生渍害，而由不当的人类活动因素引起的渍害则称作次生渍害。通常，渍害的发生大都是在多种因素综合作用下形成的。长江中、下游地区的三麦和棉花等作物较常发生渍害，究其原因，主要是由于连续降雨时间长，雨量多，地势低平排水出流条件差，地下水位长期过高，近地表有透水性很弱的犁底层或粘土层，形成上层滞水，使作物根系层的土壤含水量长期超出作物允许的数值而形成。

渍害常与洪、涝、土壤盐碱化等灾害相伴发生，对作物危害的性质和产生的原因也与涝灾很相似，都是由于农田水分过多所造成的。但渍害地面一般不出现积水现象，只是土壤含水量过大，严重的有时也可能达到饱和，对作物的伤害不如涝灾来得明显和快速，所以往往不被重视，对作物造成很大危害。防治渍害的有效措施是进行田间排水，根据渍害产生的原因，防渍田内排水工程应能有效地控制地下水位，使地下水位经常控制在适合作物生长的深度范围内，排除根系层中过多的土壤水分，使土层保持适宜的含水率，为作物生长创造良好的条件。

## 2. 排渍标准

排渍标准以适宜的地下水埋深，即耐渍深度表示。地下水埋深标准应以满足作物正常生长需要为依据，它是确定田间排水沟道深度和间距的主要资料，按这种地下水埋深要求修建的田间排水工程，能把地下水位经常控制在作物正常生长允许的深度以下。作物对地下水埋深的要求，随作物种类和生育阶段以及自然条件、土质等因素而变化，不是一个固定的数值。在相同的自然条件下，不同的作物或同一作物不同的生育阶段，其植株和根系的发育情况是不同的，对水分的需求也不一样，因而对地下水埋深的要求也有差别。不论何种作物，一般规律是播种和幼苗期因根系很浅，地下水位允许高一些，随着作物的生长发育，根系逐渐增长，地下水埋深也要求相应增大。例如在播种和幼苗期，小麦要求地下水埋深为 0.5m 左右，而棉花要求地下水埋深在 0.5 ~ 0.8m 之间较为适宜；随着植株的生长和根系的发育，小麦要求的地下水埋深逐渐增大到 1.0m 以上，棉花则要求地下水埋深加大到 1.5m 左右为宜。国外一些试验资料也充分表明，地下水埋深与作物的产量关系密切，如表 1-3 所示。表中的数值表明，不同作物达到高产时要求的地下水埋深是不同的，除马铃薯和豌豆外，一般都是在地下水位较深的情况下获得的。因此，有些国外资料认为，地下水埋深保持在地面以下 1.5m 时，作物能获得最高产量。江苏省苏州地区对春季地下水位的埋深与三麦产量的关系进行了一系列调查试验，从所得的资料中发现，地下水埋深长期在 0.2m 以内时，麦类作物颗粒无收；地下水埋深从 0.2m 降到 0.5m，每亩可产 100kg 左右，从 0.5m 降到 0.8m 可增产 50kg 左右；从 0.8m 降到 1.2m 可增产 30kg 左右；从 1.2m 降到 1.5m 时，增产效果不明显，说明埋深在 1.2m 以下时，地下水位已不是影响麦类产量的主要因素，因此，1.2m 的地下水埋深便可作为这一地区麦类防渍的水位控制标准。通过上述资料说明，地下水位与麦类的产量关系非常密切，降低麦田地下水位对减除渍害和提高麦类产量十分必要。地下水位对棉花等作物产量的影响同样十分明显，在一定的埋深范围内是影响产量的主要因素。渍害发生的机率也较高，据江苏省的调查统计，麦类受渍的机率在 30% 以上，棉花受渍的机率在 40% 左右。中国南方各省，由于受自然条件的影响，渍害较为普遍，受渍农田的面积较大。据不完全统计，不同程度的受渍低产农田约有 1 亿亩，防治的任务很艰巨，意义很重大。

防治渍害的农田排水标准，取决于作物忍受过多土壤水分的耐渍能力，应根据当地的气象、水文、地形、土质、水文地质，作物种类等条件，本着经济合理的原则进行确定。

表 1-3 地下水位与几种作物产量的关系

作物	年数	下列地下水埋深 (cm) 时的相对产量 (%)					100% 时的产量 (kg/hm <sup>2</sup> )
		40	60	90	120	150	
冬小麦	6	58	77	89	95	100	4600
大麦	5	58	80	89	95	100	4100
豌豆	4	50	90	100	100	100	2750
甜菜	2	71	84	92	97	100	40500
马铃薯	1	90	100	95	92	96	26000

表 1-4 小麦、棉花耐渍能力

作物	小麦				棉花		
	播种出苗	分蘖越冬	返青	拔节至成熟	播种出苗	幼苗现蕾	花铃吐絮
地下水埋深 (m)	0.5	0.6~0.8	0.8~1.0	1.0~1.2	0.5~0.8	1.0~1.5	1.5

根据江苏省苏州市等地的试验调查资料统计分析，小麦和棉花的耐渍能力见表 1-4，可用作防渍排水规划参考。

防渍田间排水工程，在作物生长期要能经常把地下水位控制在适宜深度以下，降雨后地面入渗增大，地下水位在降雨入渗补给下允许升高到适宜埋深以上，但田间排水工程应能在不影响作物生长的时间内，使升高的水位逐步回降至适宜埋深范围内。表 1-5 为中国一些地区几种作物采用的防渍临界深度以及雨后短期内允许的地下水埋深值，可供防渍田间排水工程规划设计参考。按表中棉花的防渍要求，生长期内地下水埋深应经常控制在 110~150cm 范围内，雨后允许水位有一定程度的上升，但为使棉花生长不受影响，雨后 24h 内田面积水应排除，4d 内地下水埋深回降至 40~50cm，7d 内回降至 70cm。田间排水工程应能满足这些要求，才能使棉花免遭渍害。

表 1-5 几种作物的防渍临界深度

作物	防渍临界深度 (cm)	雨后短期允许的地下水埋深 (cm)	雨后降至允许埋深的相应时间 (d)	备注
小麦	100~120	80	15	生长前期
		100	8	生长后期
玉米	120~150	40~50	3~4	孕穗至灌浆
棉花	110~150	40~50	3~4	开花结铃期
		70	7	
高粱	80~100	30~40	12~15	开花期

续表

作物	防渍临界深度 (cm)	雨后短期允许的 地下水埋深 (cm)	雨后降至允许埋深 的相应时间 (d)	备注
甘 薯	90 ~ 110	50 ~ 60	7 ~ 8	
大 豆		30 ~ 40	10 ~ 12	开花期
水 稻	40 ~ 60			
蔬 菜	60 ~ 90			

## 第二章 田间排水工程的类型和作用

田间排水工程（又称田间排水网）是指未级固定排水沟道（农沟）控制的田块范围内所有田间排水设施（明沟或暗管）的总称。通常把农沟也包括在其中一起研究。田间排水工程是灌区农田排水的基础，也是农田排水理论研究的对象。田间排水工程与灌区各级骨干排水沟道及其建筑物组成完整的排水系统，完成灌区的除涝、防渍、防治土壤盐碱化等各种排水任务。田间排水工程的主要任务在于汇集田间过多的地面或地下水，向骨干沟道输送，然后再排到容泄区，起到调节农田水分状况，改善土壤肥力和改良土壤的作用，为作物创造良好的生长条件。

### 第一节 田间排水工程的类型

中国各地的自然气象条件差别很大，地形、土壤、水文地质以及作物种植等条件各不相同，因此对农田排水的要求各地区也不一样。农田排水规划的任务就是要根据不同的排水条件和存在的不同排水问题，采用适当的排水方式，满足农田不同类型的排水要求。

按排水时水流流动的方向，田间排水可分为水平排水和垂直排水两大类。其中水平排水又分为明沟排水和暗管排水两种，两者各有特点，使用广泛。明沟排水是根据农田排水的要求，在田面开挖一定深度和适当间距的沟道进行的排水。明沟排水是一种历史最为悠久，应用最为广泛，目前世界各地采用最多的排水方式。明沟的断面容易适应排水流量变化的需求，所以能满足各种类型的田间排水需要，特别是骨干排水沟道，过水流量大，更多采用明沟排水。除此之外，明沟还具有降低地下水位效果好，施工开挖简易、工程投资较省等优点；但也存在工程占地大、桥涵等交叉建筑物多，影响田间农机作业、沟坡易坍塌、维修养护费工等缺点。暗管排水是在田面以下，满足排水要求和管道使用安全的深度内，埋设各种材料制成的管道，或修筑不同形式的暗沟进行的排水。暗管排水的优点在于排除地下水和控制稻田渗漏水方面的效果好，地下水位降得深、降得快，不需占用耕地，有利于田间交通和农机作业，便于机械化施工，可以节省大量养护清淤的劳力和费用；但各种管材需用量大，一次投资费用较大，施工技术要求较高，管道一旦淤塞或损坏，进行清淤或维修均较困难。目前国外使用暗管排水较为普遍，有些工业发达国家有用暗管取代田间明沟排水的趋势。近年来中国不少地区对暗管排水问题进行了大量的研究试验，并取得了一定的进展，据江苏、浙江两省和上海市的统计，暗管排水面积已达几百万亩，排水效果良好，增产效益显著，为进一步发展暗管排水积

累了经验。随着工农业生产的发展，暗管将会在农田排水中得到更广泛的应用。

垂直排水也叫竖井排水，是通过修建各种类型的水井，利用提水装置从井中抽取地下水，达到降低地下水位的排水目的。竖井排水的历史较短，本世纪初才开始采用。竖井排水的效果受排水区地下水文条件的影响较大，且技术复杂，修建和管理运行费用较高，故远不如水平排水使用广泛，一般是在地下水位高，矿化度大，排水出流条件差，用水平排水方式难以解决排水问题时才考虑采用。巴基斯坦在印度河平原，为了控制地下水位进行盐碱地改良，修建了规模较大的群井排水系统。竖井排水能把地下水位降得较深，对控制地下水位和防治土壤盐碱化的效果一般较好。如果地下水水质符合灌溉要求，还可把抽出的地下水用于农田灌溉，以灌代排，提高井排的经济效益；对于水质较差，不符合灌溉水质标准的地下水，在地面灌溉水源缺乏的地区，可考虑与地面淡水混合灌溉或用咸、淡水进行间隔灌溉，以解决灌溉水源不足的问题。竖井排水的主要问题是工程结构复杂，竖井排的修建和管理较困难，且费用较大，需要消耗大量能源，运行成本高。对于局部地区小面积的井排，降低地下水位的速度虽然明显加快，但一般不能长时间地保持，这是因为抽排区的水位降低后，水力坡度增大，邻近地区的地下水会加速向抽排区补给，使降低后的地下水位会较快的回升。特别是当地面和地下径流对抽排区的补给条件较好时，地下水位回升更快，抽排效果更易消失。为了经常维持降低地下水位的的要求，必须增加开机抽排的次数，使运行费用增加。这是进行排水规划确定排水方案时需要研讨的问题。

从农田排水所要解决的灾害类型而言，田间排水一般可分为及时排除雨后田面积水的除涝排水和控制地下水位的防渍及防治土壤盐碱化的排水两种类型。不同类型的田间排水工程起着各自不同的作用，但在很多情况下，各种灾害是相伴发生的，因此，田间排水工程要考虑满足各种排水的综合要求。

## 第二节 田间排水工程的作用

完整配套的田间排水工程，是保证农业增产不可缺少的措施，其重要性已在生产实践中逐步得到认识。在灌区开发中重灌轻排或只灌不排，把灌溉与排水相互依存的内在联系分割开来的现象，也已逐步得到纠正。实践证明，没有排水设施的灌区，其灌溉增产效益是难以长期维持的，而没有田间排水网的排水系统是不完善的排水系统，不可能有效地完成各种排水任务。不少灌区在开灌初期，因为解决了作物干旱缺水的矛盾，产量成倍增长，灌溉增产效益很显著，但由于有灌无排或排水设施不完善，起不到应有的排水作用，加之用水管理水平低，灌水技术落后等原因，使灌溉水大量渗入地下补给了地下水，造成灌区地下水位逐年上升，使作物生长条件恶化，产量不能进一步提高，有的还造成土壤盐碱化，酿成农业生产的一大祸害。这些事实充分说明，灌溉和排水是确保农作物正常生长的两项重要农田水利措施，两者不能取代，各起各的作用，共同促使作物长期丰产。对于沼泽地、盐碱地和海涂的开发，更离不开排水，只有在具备良好排

水措施的前提下，这些土地才能进行开发利用。

农田排水工程的作用，在于通过排除雨后田面积水和作物根系层内过多的土壤水分，对农田水分状况进行调节，使之有利于农作物的生长。不同类型的田间排水工程，担负的排水任务不一样，因此在规划设计中的要求也有区别。

### 1. 除涝田间排水工程

主要是用于排除造成涝灾的雨后田面径流。规划的基本要求是沟道断面具有足够的过水能力，对设计暴雨下产生的田面径流，能在作物允许的淹水历时内及时排除，保证作物免受涝灾。

### 2. 防渍田间排水工程

其作用主要在于有效地控制地下水位，解决土壤过湿的问题，因此沟（管）道要有足够的深度和适宜的间距，使地下水位能经常控制在作物防渍要求的深度以下，降低过大的土壤含水率，调节土壤中的水气状况，使土壤的结构、通气和温热条件得到改善，加速有机质的分解和养分的供给，削弱还原作用，减少土壤中的有毒物质和作物的病害，为作物生长发育创造良好的生态条件。

### 3. 防治土壤盐碱化的田间排水工程

土壤中含有过大的可溶性盐分，会对作物根系造成毒害，或因土壤溶液浓度过大使作物吸水困难而造成生理缺水现象，恶化作物根系生长的生态环境，危害作物的生长发育。土壤中的盐分随土壤水分的运动而运动，在蒸发耗水的情况下，含盐的地下水或土壤水，受土壤毛细管作用上升到表土层，在蒸发作用下，水分散发到大气中，盐分则留在土壤表层，使表层土壤含盐量增加；在降雨或灌溉时，表土层盐分遇水溶解，随入渗水向下层移动，使土壤表层盐分减少。在某一时段内土壤表层积盐或脱盐，取决于蒸发积累和入渗淋洗的盐分数量。因此，减少表层土壤水分的蒸发，增加含盐水分的排除，是促使土壤脱盐，防治土壤盐碱化的有效途径。

土壤表层水分的蒸发强度，除与耕作管理条件有关外，地下水埋深和气象条件是重要的影响因素。地下水位越高，通过土壤毛细管作用上升到表层的水分就越多，表土的蒸发强度便越大，盐分的积累也越多。干旱季节，空气干燥，土壤蒸发和作物蒸腾量大，表土的积盐量也随之增大。

降雨或灌水时，土层的入渗水量也受地下水埋深的影响。地下水位越高，地下水位以上土层的含水量越大，水的入渗速度和土壤孔隙中可能滞蓄的水量即入渗总量便越小，随入渗水量淋洗到深层的盐分也就越少，土壤淋洗脱盐的效果便越差。

由于地下水的埋深是影响土壤积盐或脱盐的重要因素，因此进行田间排水是防治土地盐碱化的有效措施。为达到防治改良盐碱地的目的，盐碱化地区的田间排水工程必须具有控制地下水位和使因某种原因上升的地下水位迅速回降的效能，使地下水位经常维持在不致引起土壤发生盐碱化的深度以下，这种使土壤不致引起盐碱化的地下水埋藏深度称为临界深度。地下水临界深度是盐碱化地区用于确定田间排水沟深度的主要依据，直接影响工程费用和防治效果。根据地下水位动态资料，还可用临界深度进行农田盐害预报。因此，正确地选定地下水临界深度具有重要意义。临界深度的数值受土壤质地、

地下水矿化度、气象条件、作物种类、灌溉条件、农业技术措施等许多因素的影响，在不同的条件下其值不一样，例如，轻质土的毛管输水能力比粘土强，在地下水埋深和其他条件相同的条件下，输送到表层的水分较多，故蒸发强度比粘质土大，积累的盐分也较粘质土多，更易发生盐碱化，为此，轻质土的临界深度一般就比粘质土的大。临界深度取值的一般规律是，土壤质地轻、地下水矿化度高。蒸发量大、灌溉条件差、耕作粗放、土壤肥力低、作物根系层深度大且耐盐性差等条件下，临界深度的取值应大些；反之，取值可小些。由于临界深度受到诸多因素的复杂影响，其值一般应通过实地调查和观测试验的方法进行确定。表 2-1 为中国北方一些省区采用的临界深度值，可供参考。

表 2-1 中国北方若干省区地下水临界深度表

地 区	地下水矿化度 (g/L)	土 壤 质 地	临界深度 (m)	
河南省人民胜利渠灌区	< 2	砂壤轻壤	1.9 ~ 2.1	
	2 ~ 5		2.1 ~ 2.3	
	< 2	中 壤	1.5 ~ 1.7	
	1.5 ~ 1.7		1.7 ~ 1.9	
河北省深县龙治河流域	< 2	粘质土 (包括土层 中上部夹有厚粘土层)	1.0 ~ 1.2	
	2 ~ 5		1.2 ~ 1.4	
	1 ~ 3	轻壤土	1.8 ~ 2.1	
	3 ~ 5		2.1 ~ 2.3	
	5 ~ 10		2.3 ~ 2.6	
	> 10		2.6 ~ 2.8	
	山东省打渔张灌区	1 ~ 3	中位中层胶泥	1.5 ~ 1.8
		3 ~ 5		1.8 ~ 2.0
5 ~ 10		2.1 ~ 2.2		
> 10		2.2 ~ 2.4		
陕西省人民引洛渠灌区	19 ~ 25	粉砂壤土	2.0 ~ 2.4	
	10 ~ 11	粘 土	1.0 ~ 1.2	
新疆生产建设兵团 沙井子土壤改良综合 试验站	< 10	粘 土	1.3 ~ 1.6	
	10 左右	壤 土	1.8 ~ 2.0	
	10 左右	有粘质夹层	1.5 ~ 1.7	
	10 左右	砂壤、轻壤	> 20	
	> 2.0	有博粘质夹层 有厚粘质夹层 有粘质夹层	1.8 ~ 2.2 1.6 ~ 1.8 2.4 ~ 2.65	
黄河内蒙古灌区	3 ~ 5	轻砂壤	1.8	
	5 ~ 7		2.0	
	7 ~ 9		2.2	
	10		2.3	



续表

地 区	地下水矿化度 (g/L)	土 壤 质 地	临界深度 (m)
黄河内蒙古灌区	3~5	粘质或间粘	1.1
	5~7		1.2
	7~9		1.3
	10		1.35

田间排水工程除具有上述作用外,还具有调控稻田渗漏量以及为田间耕作和交通运输创造良好条件的作用。水稻是喜温好湿的作物,生长期中要求田面经常保持一定深度的水层,可以在土壤含水量达到饱和的条件下生长。但为使土壤中水分流动交换,排除有害物质,增强根系的呼吸,改善生长条件,也需要进行田间排水以保持稻田适量的渗漏。国内外对稻田的适宜渗漏量问题进行过大量研究,提出了各种试验成果。如江西省水利科学研究所对旱稻提出的适宜渗漏量为:生长前期 8mm/d,中、后期 14mm/d;江苏省水利科学研究所刘晚稻提出的适宜渗漏量是:前期为 10mm/d,中期大于 10mm/d,后期小于 10mm/d;国外有些试验资料中提出的适宜渗漏量值还更大。但生产实践中考虑到水源问题,在计算用水量时一般达不到这种渗漏标准。在水稻生长过程中为协调稻田根层水、肥、热的矛盾而进行的落干晒田,以及水稻收割后为便于田间机耕作业,也要求修建完善的田间排水网,及时排除田面水层和土层中的水分。一般履带式拖拉机要求地下水埋深最小为 0.4~0.5m,轮式拖拉机则要求最小埋深为 0.5m。有些农业机械化程度高的国家,为保证机械耕作和田间运输能高效率地进行,常以满足收割期间,田间机械耕作及交通运输方便所要求的地下水埋深作为田间排水设计的依据。

综合以上所述,田间排水工程的作用是多方面的,在消除涝、渍、盐碱灾害,保证农业丰收等方面起着非常重要的作用,各地应针对农业生产中存在的具体排水问题,采用相应的田间排水措施,促进农业生产的稳定发展。

## 第三章 田间排水工程规划

田间排水工程规划的主要任务,是根据农业生产中存在的灾害威胁,明确农田对排水要求的基础上,对田间排水网进行合理的布置,满足农田的排水要求。田间排水网分为明沟排水网和暗管排水网两种,也有由明沟和暗管混合组成的田间排水网,共同完成田间排水任务,现对其布置分述如下。

### 第一节 明沟排水网布置

明沟排水网目前在中国广泛采用。由于各地区的自然条件不同,明沟排水网(又称墒网)的组成和布置有很大差异。北方和南方,旱作和水稻的田间排水网的形式均不同,一般应根据地形和土质条件,排水条件以及灌溉网的布置等因素,因地制宜地进行合理布置,以便达到加速地表水的排除和减少水量的入渗。

就旱作区而言,在土壤透水性较好的旱作地区,一般只需开挖一些浅明沟(毛沟)与末级排水沟连通即可满足田间排水要求;在土质粘重或水旱轮作地区,由于土壤透水性较弱,浅明沟不能及时有效地排除根系层中过多的土壤水分,而需要采用较密的深沟与浅沟组成的排水网,才能满足田间排水的要求。图3-1是江苏省一些地区常用的明沟排水网布置形式,实践证明这样布置的沟网能较好地满足田间排水要求。它是在种植旱作期间,沿田块的长边方向每隔3~4m开挖一条浅沟,称为埝沟;沿田埂开挖一圈浅沟,叫做围沟,埝沟与田沟相通,沟深均为0.3~0.4m,根据土质情况和排水需要,也有将某些埝沟挖成沟深为0.6~0.7m的深沟,叫做深竖沟,垂直深竖沟再开挖2~3条沟深亦为0.6~0.7m的深沟,叫做横沟或腰沟。上述各种墒沟的宽度视土质而定,江苏省在土质粘重的耕地里开挖的宽度只有10~15cm,沟壁直立,开挖简单。排水时,田面径流沿埝沟、围沟汇入横沟再流到竖沟,最后排入农沟。

田间排水网为临时性田间工程,一般是每年开挖一次,要求实用省工。

### 第二节 暗管排水网布置

由于明沟排水网存在开挖工程量大,占地多,不利于田间机械操作以及明沟沟坡易塌、断面易淤等缺点,因此,各种类型的暗管排水近年来在中国已逐步得到重视和推广,其中江苏、浙江两省和上海市使用较为普遍,据统计,其面积已达几百万亩。60

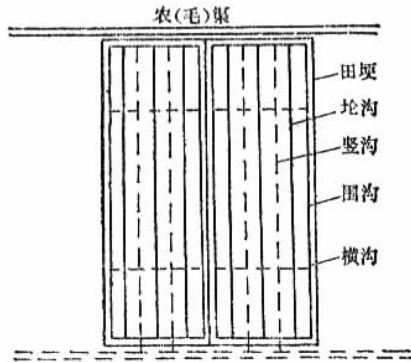


图 3-1 田间沟网示意图

年代以来，暗管排水在国外发展很快，1966 年美国的暗管排水面积已达到 1.4 亿亩，占总排水面积的 18%；英国达到 5100 万亩，占总排水面积的 78%；苏联 1975 年的暗管排水面积达到 7350 万亩，占总排水面积的 55%；其他如捷克、波兰等国的暗管排水面积也已占总排水面积的 70% 以上；埃及已把农田地下排水作为国策来推行；日本水稻田的排水主要采用暗管，将暗管排水作为增产措施列为国家奖励政策。

暗管排水所以能快速发展，主要原因在于暗管排水能节省大量劳力，不占耕地，便于田间机械化作业，可以埋得深，埋得密，能迅速有效地控制地下水水位和稻田渗漏量，可以改良土壤和提高稻田的落干晒田效果，便于机械化施工，经济效益高。一次投资大，需用大量各种管材，是影响当前普遍采用暗管排水的主要原因。

在已有的排水系统内铺设暗管时，应尽量利用原有的排水工程，一般不应打乱；在新建的排水区布设排水暗管时，也应与整体排水系统的规划布置紧密结合。暗管的排水性能，与地形有密切关系，沿地面坡度方向布置，有利于较快的排除地下水；垂直地面坡度方向布置时，能有效的拦截地下水，排水效率较高。

中国目前常用的暗管一般有以下几种：

### 1. 鼠道

排水鼠道是由拖拉机或其他牵引机具带动鼠道犁，在田面以下一定深度土层内挤压而成的没有衬砌的管状排水通道。其形似鼠穴而得名，鼠道犁及鼠道断面如图 3-2 所示。鼠道直径一般为 5~10cm，间距受土质、洞深和排水量等因素影响，常在 2~5m 之间，深度视排水标准、作物需要的适宜地下水水位和施工设备而定，但应大于 0.4m，否则在农业机械操作时易被压塌。鼠道的特点是几乎不用任何材料，施工快，造价低，排水效果显著，但易受损坏，一般情况下能使用 5 年以上。

鼠道排水适宜在粘土或粘壤土地区采用。为使鼠道便于施工成型和维持较长的有效使用期，除要求土壤具有较好的塑性和稳定性之外，还要求土壤有较好的均质性，如果土层中夹杂有砂土等不稳定的土质，那么鼠道可能很快会在这些不稳定的土质处发生坍塌，造成坍塌处以上的鼠道排水失效。

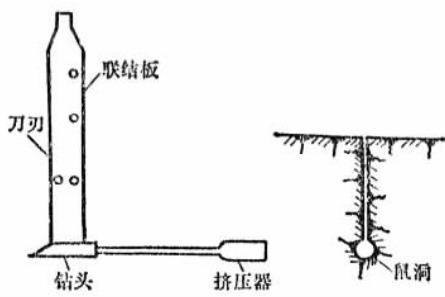


图 3-2 鼠道犁

鼠道应有连续且平缓的坡降，不应有突变，因为鼠道犁在施工时只能平行于地面作业，不能调整入土深度，所以要求地形具有较均一的坡度，起伏不平的地形不便于鼠道的施工。由于受施工设备性能的限制，鼠道深度目前一般只能打到田面以下 0.6~0.8m 左右，因此控制地下水位的作用受到限制，一般多用于排除地表入渗水和表层多余土壤水。水分主要是通过鼠道施工时在鼠道周围形成的土壤裂隙流入鼠道，因此，鼠道排水对降雨在地表产生的高峰水量反应迅速，出流量明显受地表水量的影响，雨停后，鼠道出流随之变小，以至停止，其排水特性与地面排水系统相似。鼠道中汇集的水一般是排入明沟，与鼠道出口衔接的明沟水位应低于鼠道出口 5~10cm。为防护鼠道出口处沟坡不受冲刷破坏，常在鼠道出口埋设一段 2m 左右的瓦管或其他材料的管子，若在管子出口安装控制设备，则对鼠道排水可进行调控，使地下水位和稻田渗漏量得到一定的控制。也有用暗管作为鼠道的集水道，汇集并排出由鼠道输来的水量，其结合形式如图 3-3 所示。这种排水网要先铺设暗管，其高程一般比鼠道低 0.2~0.3m，管沟回填砂砾等滤料，回填的滤料高度应稍高于鼠道顶部的设计高程，然后在与暗管大致垂直的方向进行鼠道的施工，使鼠道穿入滤料，排水时，水由鼠道进入滤料层，再由此导入暗管排出。这种结合形式可以避免鼠道在明沟出口处易受损坏的弱点和节省明沟的占地。

鼠道的布置一方面应考虑能使水量快速排除，另一方面应尽量能与原有的沟管结合。一般在条田长度与集水沟管垂直时，鼠道应沿条田长度方向布置；当集水沟管沿条田长度方向布置时，鼠道则应沿条田宽度方向布置。为了适应土层排水的需要，提高排水效果，鼠道有布置成双层的，其结构形式可以是同一垂直剖面上布置成深度不同的上下两层，也有采用深浅两层鼠道相间布置。上下两层鼠道可以平行布置，也可以相互垂直，但其出口必须与明沟或暗管妥善连接，保证水流通畅。据一些试验观测资料表明，双层鼠道排出的流量，较一般鼠道排水系统高 25%~73%，说明双层鼠道具有排水效率较高的优点。

此外，根据地形条件的不同，鼠道还可以布置成单向排水和双向排水两种型式。

对于稳定性不好，透水性差的细颗粒土壤，可采用填砾鼠道进行排水。填砾鼠道由一系列挖深约 0.5m，间距为 2m 左右，用砾石填充的沟槽组成。这种排水方法旨在破坏浅部结构差的弱透水层，增加土壤的透水性，提供密度较大的稳定排水沟槽，迅速排除

过多的土壤水或地下水。适用于土壤稳定性和透水性差，不能采用一般鼠道排水的农田。

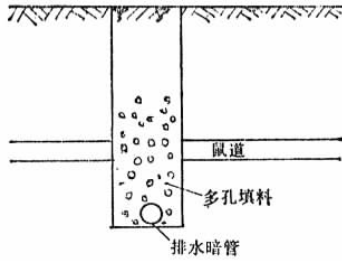


图 3-3 鼠道和排水暗管的连接

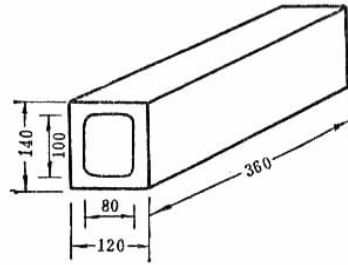


图 3-4 瓦管 (单位: mm)

## 2. 瓦管

瓦管是使用最普遍的暗管之一。它的主要特点是，能就地取材，便于加工，能抵抗化学侵蚀，在土壤中不变质，适宜于小直径的管道。常用的瓦管形式和尺寸如图 3-4 所示。

瓦管（包括其他材料的管道）的埋深和间距，主要取决于农田控制地下水水位的要求。防渍地区的埋深主要根据作物要求的适宜地下水埋深的最大值确定；防治盐碱化地区，主要根据地下水临界深度进行确定。管道的埋深和间距相互影响，在达到同一排水深度要求下，埋深大，间距可大些；反之，埋深小，间距也相应小些。埋深和间距一般通过调查试验的方法进行确定，不同种类作物要求的暗管埋深大致如表 3-1 所示，其中轻质土取较大值，粘质土取较小值。江苏省受渍农田采用的埋深为 1.2~1.5m，相应的间距在粘壤土地区为 15m 左右，暗管的比降采用 1/1000，其平面布置图和纵断面图如图 3-5 所示。

通常在每一田块的中间埋设一条暗管，管的出口端与排水明沟相连，使汇集的地下水排入明沟；管的另一端距灌溉渠道 5~6m，加大渠中下渗水流的渗径，以防渠水通过暗管流失，为防止泥沙进入管道而淤塞，管端应封闭，管外壁应设滤层。暗管出口端应

修建筑物或对沟坡进行局部护砌，以防止水流冲刷沟坡，此外，在管的出口段 4~5m 长度内，一般不填滤料，而用粘土或灰土夯实，以防管道周围形成水流通路致使明沟边坡坍塌。暗管出口端的建筑物可修成凹槽式，如图 3-5 所示；也可采用长管式，即在明沟坡面的暗管出口端上接一长管，把水导入明沟，避免沟坡受冲刷。若在暗管出口端装上简易的控制设备，通过控制管口的开启度，可以调控地下水水位和土壤水分以及稻田渗漏量。

表 3-1 田间排水暗管埋设深度

(单位: m)

作物种类	防渍地区	防治盐碱化地区
浅根类旱作物	0.9~1.2	1.6~2.2
深根类旱作物	1.2~1.6	1.8~2.5
牧草	0.8~1.1	1.5~1.8
果树	1.6~2.0	2.2~2.6

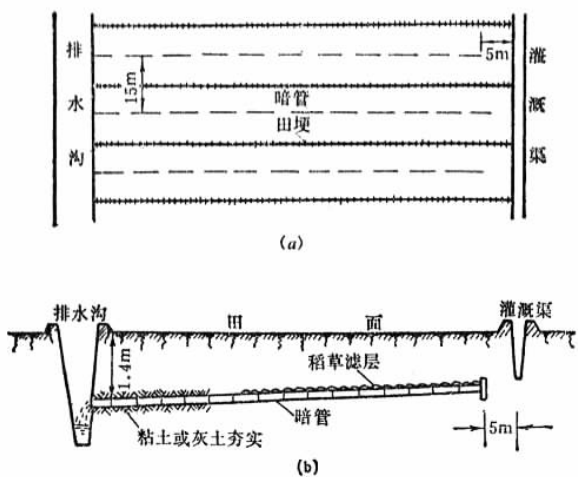


图 3-5 田间排水暗管布置  
(a) 平面布置图; (b) 纵断面图



图 3-6 凹槽式暗管出水口示意图



### 3. 灰土暗管

江苏省苏州地区广为采用的灰土暗管，造价低，投资少，效果好，制作与施工较方便。灰土管一般制成内圆（直径8cm）、外方（13×13cm）长为24.5cm的管段，顶部开有孔径为1.2cm的透水孔眼，间距为10cm，呈梅花形布置。灰土管的材料为石灰和粘土，其体积比为2:8或3:7，灰土管的布置和埋设与瓦管相同。

### 4. 塑料管

塑料暗管排水，60年代初已在国外开始使用，现在使用非常广泛。近年来，中国也积极研制和推广塑料暗管排水，已研制成主要技术性能接近国际先进水平的光滑硬塑料管和波纹塑料管，为发展塑料暗管排水提供了条件。光滑硬塑料管主要是聚氯乙烯管和聚乙烯管。一般聚氯乙烯管效果较好，但性脆，特别在低温条件下使用时，较容易损坏。波纹塑料管是现在使用较多的管材，它比光滑塑料管用省，抗压强度高，挠性好，适应性强；缺点是水流阻力大，通过相同的流量，其管径要比光滑管大25%。

光滑管的管壁上设有纵向的进水缝，缝宽为1~1.4mm，缝长为4~5mm；波纹管则在波纹的谷底打有大量的进水小孔。为了防止管道淤塞，埋设管道时必须在管道周围包填滤料。对滤料的要求是防淤效果好，使用年限长，使用方便，成本低。上海市使用砻糠作滤料，效果较好，费用较省。上海市采用的暗管间距为10~20m，暗管埋深为0.9~1.2m，暗管坡度为1‰~3‰，暗管出口控制用“沪暗Ⅰ型塑料球阀”，效果较好。塑料暗管使用年限估计可达20年。

随着塑料工业和管道施工机械的发展，塑料暗管排水将会得到广泛使用，新技术也将不断产生。

### 5. 土暗沟

土暗沟也是一种不需任何材料便可在田间修建的排水暗沟，如图3-7所示。其施工方法是在水稻收割后稻田土层还较湿润时，沿耕作方向按间距4~8m，先开挖宽0.3~0.4m，深0.15~0.2m的方形沟槽，开挖出的垡块应规整完好，放置在沟旁，再用一种特制的宽6~7cm，长40cm左右的开沟铁锹，在已开挖好的方形沟槽中间，开挖深约35~40cm，宽约7~10cm的深沟，然后将沟旁垡块盖在深沟上面，稻茬向下，上面覆盖碎土用脚踩实。土暗沟适用于粘土地区，排水效果较好，一般使用1~2年。

### 6. 深线沟

深线沟是水稻地区解决麦田排水的一项简易有效的排水措施。水稻田是采用水中耕耙的方法进行耕作的，在这种耕作方法下，土壤在水中被碾成泥浆。所以，长期种稻的农田中，在地面以下15~20cm深处形成一个厚约10cm、透水性很弱的土层，叫做犁底层。它阻止水量往下渗漏，使入渗的降雨量积留在耕作层中，造成土壤含水量过大，影响三麦正常生长，是三麦低产的重要原因。上海郊区在总结鼠道排水经验的基础上，采用了深线沟这种排水措施，有效地排除了稻田犁底层以上的滞水，促进了三麦的生产。它的施工方法是用50马力（1马力=0.735kW）的拖拉机带动两个叫做深线犁的刀片，于秋播耕翻前在农田土层内拉出深0.3~0.4m，宽1cm左右，间距为0.5~1.0m的缝隙，此即为深线沟。它划破了犁底层，为上层滞水提供了出流通道。汇入深线沟的水

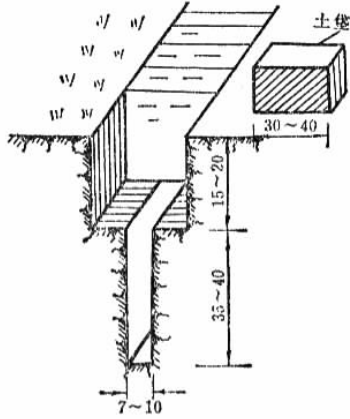


图 3-7 土暗沟 (单位: cm)

量，再流进与深线沟垂直的田间明沟（即横沟，其间距一般为 15m，深度为 0.5m），然后经格田边上的隔水沟（围沟）排入农沟。由于深线沟的深度较浅，只能排除土壤上层滞水而不能控制地下水位。



## 第四章 田间排水沟的沟深和间距计算

田间排水沟的沟深和间距之间有着非常密切的关系，相互影响，合理地分析确定沟深和间距是田间排水规划的主要任务之一，具有重要的实际意义。田间排水工程中，除采用明沟排水之外，还常采用暗管排水。采用暗管排水时，要确定暗管的埋深和间距。暗管在排水中所起的作用及其所处的工作条件，与相应的明沟类似，并无什么根本的区别，因此，暗管的埋深和间距的确定，一般可采用明沟沟深和间距的计算方法进行计算，只需将某些对应的数据（如沟底宽和管径）作些代换。农沟是最末一级固定排水沟道，也是田间排水工程的组成部分，沟深和间距应能满足田间排水的要求，因此田间排水沟的计算主要是合理确定农沟沟深和间距。排水任务不同的田间排水，对沟深、间距的要求不尽一样。下面分别对除涝田间排水和控制地下水位的田间排水的沟深和间距的分析计算问题作一介绍。

### 第一节 除涝田间排水沟

降雨后，除涝田间排水沟应能在作物允许的淹水历时内，及时排除由设计暴雨产生的田间多余径流量，保证作物免遭涝渍灾害。下面对与除涝田间排水有关的大田蓄水能力和田面降雨径流过程以及排水沟间距的确定问题，分别进行叙述。

#### （一）大田蓄水能力

降雨时，田块内部产生的地面径流，将由田块内部的灌水沟、畦田等田间工程拦蓄一部分，从而不同程度的减轻了排水强度和渍涝水量。旱作田块土层本身由于降雨的入渗，也具有拦蓄雨水的能力，表现在土壤含水量的增大和补给地下水使水位升高所需的水量。但为防止因地下水水位升得过高而造成作物受渍，对雨后地下水位的升高值有一定的限制，应以作物要求的适宜埋深为准，因此，田块土层内部拦蓄雨水的能力有一定的限度。通常把旱作田块土层内部这种有限度的拦蓄雨水的能力称为大田蓄水能力。大田拦蓄的水量由两部分组成，即原地下水位以上土层的含水率由降雨前的平均含水率增大到田间持水率所需的水量，以及由于降雨入渗补给地下水，使地下水位上升到允许的高度所需的水量。大田蓄水能力可用下式计算：

$$V = HA (\beta_{\max} - \beta_0) + H_1 A (1 - \beta_{\max}) \quad (4-1)$$

$$\text{或} \quad V = HA (\beta_{\max} - \beta_0) + \mu H_1$$

式中  $V$ ——大田蓄水能力 (m)；

$H$ ——降雨前地下水埋深 (m);

$\beta_{\max}$ ——地下水位以上土壤平均最大持水率, 以占土壤孔隙的百分数计;

$\beta_0$ ——降雨前地下水位以上土层平均含水率, 以占土壤孔隙的百分数计;

$H_1$ ——根据作物防渍要求, 降雨后地下水位允许上升高度 (m);

$A$ ——土壤空隙率, 以占土壤体积百分数计;

$\mu$ ——给水度,  $\mu = A(1 - \beta_{\max})$ 。

一般情况下, 当降雨后渗入土层中的水量超过大田蓄水能力时, 就应该修建排水系统, 将过多的雨水及时排出田块, 以免作物遭受渍涝灾害。

## (二) 田面降雨径流过程

为了理解排水沟的排水作用和合理规划布置除涝排水沟网, 对降雨时田面径流的形成过程作一分析。

旱作区, 降雨时如果降雨强度超过了土壤的入渗速度, 田面将产生水层, 由于田面具有一定的坡度, 水层将沿田面的坡度方向流动。田块首端集水汇流面积小, 所以水层厚度小, 随着集水面积的增大, 水层厚度也增大。显然, 距离田块首端愈远, 形成的水层厚度愈大。在地面坡降和作物覆盖等条件相同的情况下, 田块愈长, 田块末端淹水的深度便愈大, 降雨停止后排除这一田面积水所需的时间也愈久, 即田面淹水历时也愈长, 这对作物的生长极为不利。为使作物生长不受影响, 就必须开挖田间排水沟, 缩短集流长度, 以便减少淹水深度和淹水时间, 使田面积水在作物允许的耐淹深度和耐淹时间内及时排除, 使作物免遭涝灾。排水沟间距的大小, 直接影响到田面淹水深度的大小和淹水时间的长短。图 4-1 为排水沟对降雨时形成的田面水层所起到的调节作用示意图, 从图中可以看出, 增修了中间的排水沟之后, 排水沟的间距减小了, 田面的淹水深度和淹水历时也随之减小。山东齐河县对田间排水沟的调控作用做过观测试验, 观测是在降雨量 116mm, 降雨历时为 4h, 土质为重壤和粘土条件下, 在垂直农沟的方向上布置不同间距排水沟进行的, 田间排水沟的深度为 0.8~1.0m, 测得的地面淹水时间见表 4-1, 表中数字表明, 排水沟的间距对田面淹水时间的影响是很大的。田间排水沟缩短田面淹水时间的结果, 也减少了地面水渗入土层的数量, 有利于防止农田渍害的产生。

表 4-1 沟距与田面淹水时间关系表

田间排水沟间距 (m)	30	50	100	400
田面淹水时间 (h)	3~4	5~6	10~12	72~96

## (三) 田间排水沟间距

田间排水沟间距一般是指排水系统中末级固定排水沟的间距。从排水的效果上来说, 排水沟的间距越小, 排水效能越好, 但这样势必把田块分割得过小, 占地过多, 工程量较大, 且不利于机械操作; 反之, 如果排水沟间距过大, 则排水效果差, 难以达到

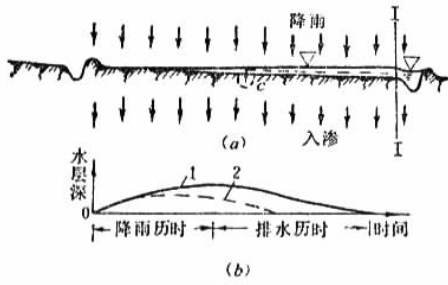


图 4-1 排水沟对田面水层调控作用示意图  
 1—开挖排水沟以前，I - I 断面处的排水过程线；2—开挖排水沟以后，I - I 断面处的排水过程线



保证作物正常生长的除涝排水要求。因此，合理地确定排水沟的间距是除涝排水规划的重要内容。排水沟的间距与降雨时的田面水层形成过程以及作物的允许淹水深度和淹水历时有密切关系，同时还受到机耕和灌溉等其他方面要求的制约。

作物的允许淹水历时是排水沟规划设计的重要资料，要求排水沟能在作物的耐淹历时将田面积水及时排除，一般把耐淹历时作为排水历时。但为了防止作物受渍，作物的允许淹水历时还需用大田蓄水能力加以校核，使设计的排水沟能同时满足作物不受涝、渍两害。根据大田蓄水能力和土壤的入渗特性，可以算得作物不致受渍的相应的允许淹水历时，如果算得的这个历时小于作物的允许淹水历时，说明在作物的耐淹历时会因入渗水量过多而使作物受渍。在这种情况下，计算排水沟间距时，应采用根据大田蓄水能力算得的允许淹水历时作为排水历时；反之，可按作物的耐淹历时作为排水历时进行沟距确定和排水流量计算。

土壤的渗吸速度（水在未饱和土壤中的入渗速度）与土质和入渗时间有关。在同一土质条件下，土壤渗吸速度变化过程的规律是：入渗开始时其值较大，随着入渗时间的增长而逐渐减小，至某一时间后土壤渗吸速度接近一个常数，其值与饱和条件下的土壤渗透系数基本相等。通过试验，可以求得土壤渗吸速度和在某一入渗时段  $t$  内土壤总渗吸水量的计算公式为

$$\omega_t = K_t = \frac{K_1}{t^\alpha} \tag{4-2}$$

$$H_t = \frac{K_1}{1-\alpha} t^{1-\alpha} \tag{4-3}$$

式中  $\omega_t$ ——土壤渗吸速度，常用土壤渗吸系数  $K_t$  来表示；

$K_1$ ——第一个单位时间末的土壤渗吸系数；

$H_t$ —— $t$  时间内土壤的总渗吸水量，以水层深度表示；

$\alpha$ ——指数，其值与土壤性质及土壤初始含水率有关，可通过试验求得，一般为 0.3~0.8。一般是土壤质地轻，土壤的初始含水率大， $\alpha$  值较小，即渗吸

速度在时间上的变化较缓；反之，则  $\alpha$  值较大，渗吸速度随时间的变化较快。

根据上述公式以及按实际条件算得的大田蓄水能力  $V$ ，便可对允许淹水历时（即排水历时）进行校核。现设降雨历时为  $t$ ，根据实际调查或实验得到的降雨停止后允许的淹水历时为  $T$ ，为使作物不受渍，则在时间  $(t + T)$  内渗入田间的总水量  $H_{(t+T)}$  应不超过大田蓄水能力  $V$ ，即

$$H_{(t+T)} = \frac{K_1}{1-\alpha} (t+T)^{1-\alpha} \leq V \quad (4-4)$$

如果  $H_{(t+T)} > V$ ，说明田面积水虽在允许淹水历时内已排除，但在此期间渗入土层中的水量过多，使地下水位上升高度超过允许值，不能满足防渍要求，会造成作物受渍，在地下水位较高的地区，应特别注意这种情况的发生。这时应将大田蓄水能力  $V$  值代替  $H_{(t+T)}$  值代入公式 (4-4)，反求出  $T$  作为设计排水历时，即

$$T = \left[ \frac{V(1-\alpha)}{K_1} \right]^{\frac{1}{1-\alpha}} - t \quad (4-5)$$

从以上的叙述可以看出，田面降雨径流形成过程、作物的允许淹水历时、土质和大田蓄水能力等因素影响着田间排水沟的间距，而且这些因素之间的关系又非常复杂，因此，还没有比较完善的理论公式用于沟距计算。此外，田间排水沟间距除应满足除涝排水要求外，还要考虑机耕、灌溉等其他方面的要求，应进行全面分析确定。因此，在生产实践中一般还是根据定点试验资料，结合行之有效的实际经验进行沟距的确定。中国北方地区的农沟间距多在 150~200m 之间，毛沟间距为 30~50m 左右。南方地区雨量较大，末级固定排水沟间距一般为 100~200m。沟深视排水流量而定，一般为 0.8~1.0m 左右，兼有控制下水位要求的沟深，则应根据防渍或防盐的需求而定。表 4-2 和表 4-3 为天津、河北、江苏、安徽等省市采用的数值，可供参考。

表 4-2 天津、河北地区田间排水沟规格

沟名	间距 (m)	沟深 (m)	底宽 (m)
农沟	200~400	2~3	1~2
毛沟	30~50	1~1.5	0.5

表 4-3 江苏、安徽末级排水沟规格

地区	间距 (m)	沟深 (m)	底宽 (m)
徐淮平原	100~200	2	1~2
南通、太湖平原	200	2	1
安徽固镇	150	1.5	1

## 第二节 控制地下水位的田间排水沟

地下水位高是产生渍害的主要原因，对地下水矿化度较大的灌区而言，高地下水位也是产生土壤盐碱化的重要原因。为了防止渍害和盐害的产生，在地下水位较高的灌区，必须修建用于控制地下水位为目的的田间排水沟，使地下水位能经常控制在适宜深度或临界深度以下。

### (一) 排水沟（或暗管）对地下水位的调控作用

引起地下水位上升的水量主要来自降雨、稻田渗漏或不合理的灌溉、盐碱地冲洗、河渠渗漏等几个方面。其中降雨是最为普遍的原田。

降雨时田面入渗的水量，一部分存蓄在原地下水位以上的土层中，另一部分则通过土层补给地下水，使地下水位上升。在没有田间排水设施的情况下，雨停后地下水位的回降主要依靠地下水的蒸发，回降速度取决于蒸发强度。由于蒸发强度随地下水位的下降而减弱，因此，地下水的回降速度也随地下水位下降而减小。当地下水降到一定深度后，蒸发作用很微弱，水位回降速度也非常缓慢。在有田间排水设施的条件下，降雨入渗水量的一部分将通过排水沟排走，减少了对地下水的补给，从而使地下水位的升高值也较无排水设施时为小；雨停后地下水位的回降深度和速度，由于排水沟的排水作用，也较无排水设施时为大。图 4-2 为无田间排水和有田间排水条件下，降雨时地下水位升高和雨停后地下水位回降过程的示意图，其中实线表示无排水条件情况，虚线表示有排水条件情况。

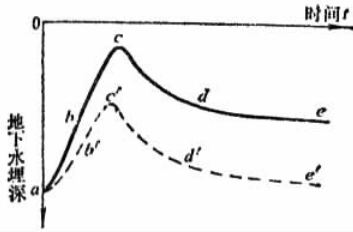


图 4-2 地下水位升降过程示意图

排水沟对地下水位的调控作用随距排水沟的远近而变化。从图 4-3 中可以看出，愈靠近排水沟，地下水位降得愈低，调控作用愈显著；而距排水沟最远的两沟中间地点的水位最高，说明排水沟对远处的调控作用较弱。图 4-3 中的水平线表示排水沟修建前，地下水位在降雨时和雨停后的升降情况；曲线表示排水沟修建后，在排水沟的调控作用下，两沟之间地下水位的上升和下降过程。对比之下可以看出，田间排水沟能在降雨入渗时减小地下水位的上升高度，雨停后能迅速使地下水位降低。田间排水沟对地下水位调控作用的效果，取决于沟深、沟距的大小。

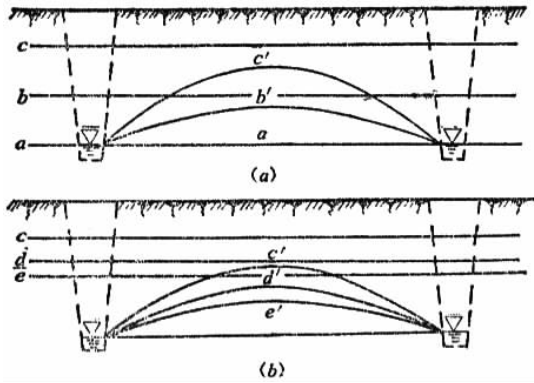


图 4-3 排水沟对地下水位的调控作用示意图  
(a) 地下水位上升过程；(b) 地下水位下降过程

## (二) 排水沟深度的确定

必须了解，沟深和间距之间的关系非常密切，共同影响着排水沟对地下水位的调控作用。在一定的条件下，要达到某一排水要求，可以通过不同的沟深和沟距组合来满足。在排水标准已定时，沟深大，沟距可大些；沟深小，沟距也应小些，它们之间的这种关系可从图 4-4 中看出。在沟深相同的条件下，间距的大小直接影响排水效率，即间距小，地下水水位下降速度快，在一定时间内下降的深度也大，排水效率高；反之，间距大，则地下水水位下降速度和一定时间内的下降值均较小，排水效率低，而在间距已定的情况下，则沟深成为影响排水效果的主要因素，即沟深大，地下水水位下降的速度和深度均较大，排水效果好；反之，排水效果较差。可见，沟深和间距对排水效果互为影响，关系密切，不宜孤立进行确定，而应根据排水地区的土质、水文地质、排水要求等具体条件，对两者经过分析比较之后进行确定。合理地确定沟深和沟距，对提高排水效果，节省工程量和工程占地，方便工程维护管理，提高机耕效率等方面均有重要意义。

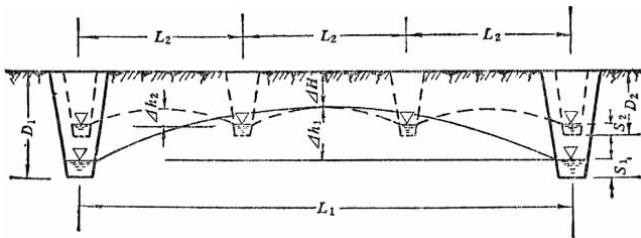


图 4-4 沟深和沟距对地下水位的调控作用示意图

在控制地下水位的田间排水网的规划中，一般是根据作物正常生长对地下水埋深的要求或防治盐碱地的需要，结合土质情况考虑沟坡的稳定和施工管理等条件，首先初步确定末级固定沟道（一般为农沟）的沟深，然后再确定相应的沟距。

如图 4-4 所示，末级固定排水沟的沟深可用式 (4-6) 计算。

$$D = \Delta H + \Delta h_1 + S \tag{4-6}$$

式中  $D$ ——沟深 (或暗管埋深)；

$\Delta H$ ——作物要求的地下水埋深 (m)，可根据防渍或防盐的要求以及土质条件等进行确定 (防渍时，为满足防渍要求的适宜深度的最大值；用于防盐时，则为临界深度)；

$\Delta h_1$ ——两沟 (或两暗管) 之间的中间点地下水深度为  $\Delta H$  时，中间点的地下水位与沟中 (或管中) 水位的差值，一般不小于 0.2~0.3m (土质粘、沟距大时，取大值)；

$S$ ——排地下水时排水沟中的日常水深，一般可取 0.1~0.2m；对于排水暗管，可以认为是管子的外半径。

在式 (4-6) 中， $\Delta H$  值对沟深的影响最大，排水沟的排水效果和经济合理性主要取决于  $\Delta H$  值的合理选定。

中国南方各省水田区的农沟深度一般为 0.8~1.5m，旱作区的沟深则大多在 1.5~2.0m 之间。

### (三) 沟距的计算

田间排水沟的间距，除与沟深关系密切，互相影响之外，还受到土壤性质、地下水含水层厚度、排水时水在土层中的流动状态等许多因素错综复杂的影响。一般规律是，当排水深度一定时，若土壤渗透系数和含水层厚度较大，而土壤给水度较小时，排水沟间距可大些；反之，当土质粘重、透水性差，含水层厚度较小，土壤给水度较大时，排水沟间距应小些。

由于影响田间排水沟间距的因素较为复杂，所以沟距目前还不能用公式精确计算，一般大都采用排水试验资料和生产实践经验，结合公式计算的方法进行分析确定。表 4-4 中之数值，是根据某些地区在不同土质和沟深时的旱作物排水试验资料，通过分析得到的符合控制地下水水位要求的排水沟间距的大致范围，可供参考。

表 4-4 控制地下水位的田间排水沟间距 (m)

沟 深 (m)	砂性土壤块状粘土	轻砂壤土	中 壤	重 壤	粘 土
1.0~1.2	150	120~150	65	35	30
1.5~1.7	250	200~250	120	70	60
2.0~2.2	400	300~400	180	120	100

对于南方稻田区的农沟间距，随土质的不同，一般为 60~100~200m 之间。

盐碱化地区田间排水沟的深度和间距，不仅要能有效地控制降低地下水位，而且还要能满足冲洗排盐的要求，使冲洗后上升的地下水位能在要求的时间内降至防止返盐的安全深度以下，以达到改良利用盐碱地的目的。在防盐地区，对地下水位回降时间一般允许长一些，因此，只要沟深能按临界深度的要求设计，沟的间距可比盐改地区适当的

大一些。表 4-12 所列数值可供黄淮海平原地区参考。

表 4-5 末级排水沟的沟深和间距

排水沟	粘 质 土				轻 质 土			
	1.2	1.4	1.6	1.8	2.1	2.3	2.5	3.0
沟 深 (m)	160~200	220~260	280~320	340~380	300~340	360~400	420~470	580~630
间 距 (m)								

由于合理地确定田间排水沟间距对于排水效果和经济效益具有重要意义，所以尽管其影响因素错综复杂，国内外还是对田间排水问题进行了广泛研究，并推导了一些不同条件下沟距的计算公式，在缺乏试验和实践资料的地区，常被用来估算排水沟的间距。更多的情况是把计算结果与试验调查资料结合起来分析确定田间排水沟的间距。

排水沟间距计算公式一般都是根据渗流力学原理（达西定律）和水量平衡原理，并对复杂的计算条件作些必要的简化后，推导得出的理论公式；也有通过整理分析大量试验资料后得到的经验公式。影响田间地下排水的因素很多，在不同的排水条件下，计算公式有所不同。例如，地下水不透水层的埋深不同，入沟的渗流状态便不一样，其计算方法也有区别；再如，排水时地下水的入沟流动是恒定流还是非恒定流，其计算方法也不一样。下面分别按不透水层的埋深和地下水入沟水流状态不同的条件下，对排水沟间距的有关计算公式进行介绍。

### 1. 不透水层埋深较浅时的计算方法

下面先对地下水运动的基本方程式进行推导，然后按恒定流和非恒定流的水流条件，求解基本方程，推求田间排水沟的有关计算公式。

#### (1) 地下水运动基本方程

推导示意图如图 4-5 所示。推导中采用直角座标，原点设在排水沟中心线上的水面处。设降雨时地面入渗强度  $\epsilon$  为均匀分布，土质为均质各向同性（即渗透系数  $K$  为常数），地下水运动为非恒定流。取距原点为  $x$  和  $x + dx$  的 I - I、II - II 两个断面之间的地段  $dx$  进行水量平衡分析，如图 4-5 所示。设通过 I - I 断面单位宽度（沿沟长方向）的流量为  $q$ ，则通过 II - II 断面的单宽流量应为  $q + \frac{\partial q}{\partial x} dx$ 。在  $dt$  时间内，从  $dx$  地段内流走的总水量为  $\left[ q - \left( q + \frac{\partial q}{\partial x} dx \right) \right] dt = - \frac{\partial q}{\partial x} dx dt$ ，渗入  $dx$  地段土壤中的总水量为  $\omega dx dt$ ，由于入渗补给，地下水位自  $H$  上升到  $H + \frac{\partial H}{\partial t} dt$ 。在地下水位升高  $\frac{\partial H}{\partial t} dt$  时，土壤中存蓄的水量为  $\mu \frac{\partial H}{\partial t} dx dt$ （ $\mu$  为未饱和土壤的孔隙率）。根据水量平衡原理，在  $dt$  时段内， $dx$  地段增加的水量应与地下水位升高所需的水量相等，即

$$\epsilon dx dt - \frac{\partial q}{\partial x} dx dt = \mu \frac{\partial H}{\partial t} dx dt$$

整理后可得：



$$-\frac{1}{\mu} \frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\varepsilon}{\mu} = \frac{\partial H}{\partial t} \quad (4-7)$$

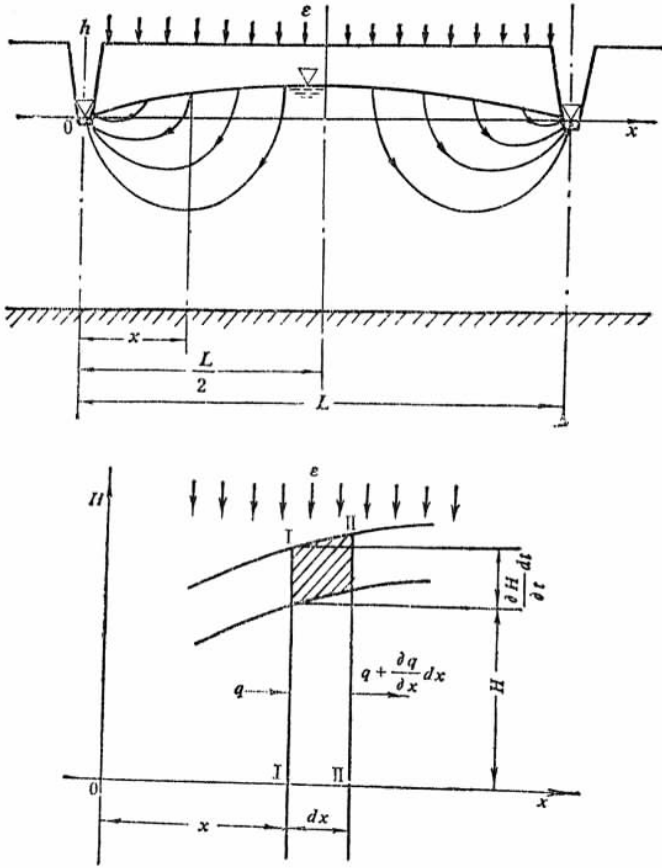


图 4-5 不透水层在有限深度时的排水示意图

根据达西定律，通过任一断面的单宽流量为

$$q = -KHj = -KH \frac{\partial H}{\partial x}$$

则

$$\frac{\partial q}{\partial x} = -\frac{\partial \left( KH \frac{\partial H}{\partial x} \right)}{\partial x} = -K \frac{\partial \left( H \frac{\partial H}{\partial x} \right)}{\partial x}$$

代入 (4-7) 式得

$$\frac{K}{\mu} \cdot \frac{\partial \left( H \frac{\partial H}{\partial x} \right)}{\partial x} + \frac{\varepsilon}{\mu} = \frac{\partial H}{\partial t} \quad (4-8)$$

一般情况下，降雨入渗过程中，地下水位的的变化值远较地下水深  $H$  为小，故式中  $H$  用平均水深  $\bar{H}$  代替，其误差不会太大，这样式 4-8 可改写成：

$$\frac{K\bar{H}}{\mu} \cdot \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\varepsilon}{\mu} = \frac{\partial H}{\partial t}$$

令  $a = K\bar{H}/\mu$ ，便可得到均匀入渗及均质土壤条件下地下水非恒定流流动时的一般方程式，即地下水运动基本方程式为：

$$a \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\varepsilon}{\mu} = \frac{\partial H}{\partial t} \quad (4-9)$$

式中  $a$ ——水位传导系数，代表土壤和水文地质特性。

### (2) 恒定流条件下的计算公式

地下水为恒定流时，水力要素（水位、流量、流速、水力坡降等）不随时间变化，这只能在渗入土层的水量和从土层排出的水量两者相等时才能出现，可说是非恒定流中的一个特例，其计算方法远较非恒定流简单。在雨季长时间降雨后，降雨入渗补给地下水的水量可能与排水沟排出的水量达到平衡，使地下水位趋于稳定，即不随时间而变化。在这种情况下，排水沟间距可按恒定流公式进行计算。

由于在恒定流情况下，地下水位不随时间变化（即  $\partial H/\partial t = 0$ ），而只随流程而改变，故公式（4-9）可改写成如下的形式：

$$\frac{K\bar{H}}{\mu} \times \frac{d^2 H}{dX^2} + \frac{\varepsilon}{\mu} = 0 \quad (4-10)$$

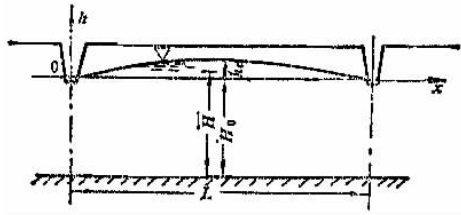


图 4-6 排水沟间距计算示意图

计算简图如图 4-6 所示。设排水沟间距为  $L$ ，排地下水时沟中水位一般变化不大，可近似作为定水位看待。现以沟内水位为基准面，沟水位以上的水位高程以  $h$  表示，地下水位以下水深以  $H$  表示，设不透水层为水平，则基准面至不透水层的深度  $H_0$  为常数，故  $h = H - H_0$ ， $d^2 h/dx^2 = d^2 H/dx^2$ ，即  $h$  沿流程的变化可以代表  $H$  沿流程的变化，式（4-10）可写成：

$$\frac{K\bar{H}}{\mu} \times \frac{d^2 h}{dx^2} + \frac{\varepsilon}{\mu} = 0$$

移项后可得到：

$$\frac{d^2 h}{dx^2} = \frac{d}{dx} \left( \frac{dh}{dx} \right) = - \frac{\varepsilon}{K\bar{H}}$$

进行积分可得

$$\left( \frac{dh}{dx} \right) = - \frac{\varepsilon}{K\bar{H}} x + c_1$$

分离变量再次积分则得:

$$h = -\frac{\epsilon}{K\bar{H}}\frac{x^2}{2} + c_1x + c_2 \quad (4-11)$$

从图 4-14 可以看出, 边界条件为:  $x=0$  时,  $h=0$ ;  $x=L$  时,  $h=0$ 。

根据边界条件可求得积分常数  $c_1$  和  $c_2$  即

$$x=0, h=0 \text{ 时, } c_2=0$$

$$x=L, h=0 \text{ 时, } -\frac{\epsilon}{K\bar{H}}\frac{L^2}{2} + c_1L = 0, c_1 = \frac{\epsilon L}{2K\bar{H}}$$

将求得的  $c_1, c_2$  代入式 (4-11), 则

$$h = -\frac{\epsilon x^2}{2K\bar{H}} + \frac{\epsilon Lx}{2K\bar{H}}$$

设两排水沟间的中点, 即  $x=L/2$  处, 地下水位上升值为  $h_c$ , 则

$$h_c = -\frac{\epsilon L^2}{4K\bar{H}} + \frac{\epsilon L^2}{2K\bar{H}} = \frac{\epsilon L^2}{8K\bar{H}} \quad (4-12)$$

因为  $\bar{H} = H_0 + \frac{h_c}{2} = \frac{2H_0 + h_c}{2}$ , 代入式 (4-12) 后便可得到恒定流条件下, 控制地下水位的田间排水沟的间距计算公式为:

$$L = \sqrt{\frac{8h_cK\left(\frac{2H_0 + h_c}{2}\right)}{\epsilon}} = \sqrt{\frac{4K(h_c^2 + 2H_0h_c)}{\epsilon}} \quad (4-13)$$

从公式结构中, 清楚地表明了影响排水沟间距的各因素之间存在的关系。

在恒定流条件下, 单位面积内降雨入渗强度  $\epsilon$  (补给量), 应与相应的排水流量  $q$  相等, 故式 (4-13) 可改写成如下形式:

$$q = \epsilon = \frac{8KH_0h_c}{L_2} + \frac{4KH_c^2}{L_2^2} \quad (4-14)$$

式 (4-14) 表明, 入沟流量由两部分组成, 等号右边第一项表示排水沟水位以下的入沟流量, 与沟水位以下的含水层厚度  $H_0$  有关, 同时还表明是排水沟沟底修建在不透水层上的完整排水沟的入沟流量, 其值较大; 第二项表示排水沟水位以上部分的入沟流量, 其值与  $h_c$  有关, 数量较小。实际上透水层厚度一般均大于沟深, 排水沟大都修成沟深小于透水层厚度的非完整沟, 地下水流入沟道时流线发生急剧收缩, 所以在用于计算非完整沟间距时, 需对透水层厚度进行一定的修正。此外, 在公式的推导过程中, 还假定地下水入沟水流的流线是水平向平行地流入排水沟的, 在非完整沟情况下, 只有在离排水沟较远, 即地下水的水力坡度较平缓之处是近似正确的, 但靠近入沟处的流线急剧收缩, 不再是水平流, 而成为辐向流了。辐向水流的流线比水平流的流线长, 因而产生更大的水头损失, 即产生所谓超额阻力。由于非完整沟辐向水流引起的超额阻力的作用, 在其他条件相同的情况下, 两排水沟之间的中点处的地下水位, 将比按水平流考虑时的地下水位为高, 即考虑了辐向水流影响之后, 沟距应小些才能达到要求的地下水

位埋深。为解决非完整沟辐向水流急剧收缩的影响，常将公式中透水层厚度乘以非完整沟修正系数  $\alpha$ ，作为透水层的有效厚度进行沟距计算，因此公式变为：

$$L = \sqrt{\frac{4K (h_c^2 + 2h_c H_0) d}{\epsilon}} \quad (4-15)$$

$$\text{式中 } \alpha = \frac{1}{1 + \frac{8 \bar{H}}{\pi L} \ln \frac{2 \bar{H}}{\pi D}}$$

$\alpha$ ——非完整沟修正系数；

$D$ ——采用明沟时为沟内日常水面宽度，采用暗管时为暗管直径。

从非完整沟修正系数的计算式和公式（4-15）中可以看出，排水沟间距  $L$  与系数  $\alpha$  有关，而  $\alpha$  又是  $L$  的函数，因此不能用公式（4-15）直接求得  $L$ ，而需先假设一个  $L$  进行试算，直至假设的  $L$  与算得的  $L$  基本相等时，以其作为间距的设计值。

现将  $\bar{H} = H_0 + \frac{h_c}{2}$  代入公式（4-15），可得

$$\begin{aligned} \epsilon L^2 &= 8Kh_c H \alpha \\ L^2 &= \frac{Kh_c}{\epsilon} \cdot \frac{8 \bar{H}}{1 + \frac{8 \bar{H}}{\pi L} \ln \frac{2 \bar{H}}{\pi D}} \\ &= \frac{Kh_c}{\epsilon} \cdot \frac{1}{\frac{1}{8 \bar{H}} + \frac{1}{\pi L} \ln \frac{2 \bar{H}}{\pi D}} \\ \frac{L^2}{8 \bar{H}} + \frac{1}{\pi} \ln \frac{2 \bar{H}}{\pi D} - \frac{Kh_c}{\epsilon} &= 0 \end{aligned}$$

求解上式可得非完整排水沟间距的计算公式为：

$$L = \sqrt{\left( \frac{4 \bar{H}}{\pi} \ln \frac{2 \bar{H}}{\pi D} \right)^2 + 8 \bar{H} \frac{Kh_c}{\epsilon} - \frac{4 \bar{H}}{\pi} \ln \frac{2 \bar{H}}{\pi D}} \quad (4-16)$$

式（4-16）为考虑了透水层修正之后的沟距计算公式，可用于直接计算非完整排水沟的间距，无需进行试算。

**【例】** 某旱作排水区，为使作物正常生长，要求在雨季长期降雨期间，两排水沟中间点的地下水位控制在地面以下 0.4m 处，已知排水沟深为 1.2m，沟内水深为 0.2m，水面宽度  $D = 0.4\text{m}$ ，沟内日常水位到不透水层的深度  $H_0 = 5\text{m}$ ，降雨入渗补给强度  $\epsilon = 0.02\text{m/d}$ ，土壤为均质各向同性，渗透系数  $K = 1\text{m/d}$ ，计算示意图见图 4-7。满足上述排水要求的排水沟间距应多大？

解：排水沟为非完整排水沟，主要用于控制地下水位，入沟水流状态可近似地看作恒定流，故可用公式（4-16）进行计算。已知  $H_0 = 5\text{m}$ ，沟内日常水位至地面距离为  $1.2 - 0.2 = 1.0\text{m}$ ， $h_c = 1.0 - 0.4 = 0.6\text{m}$ ， $K = 1\text{m/d}$ ， $\epsilon = 0.02\text{m/d}$ ，将这些数据代入公式（4-16）可算得排水沟间距为

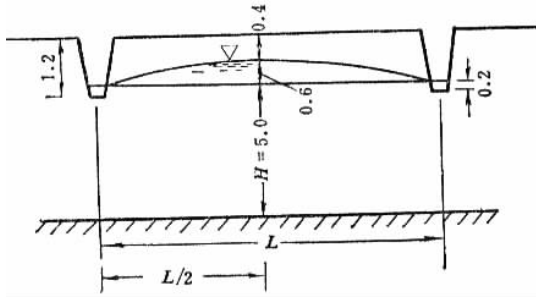


图 4-7 排水沟间距计算示意图 (单位: m)

$$L = \sqrt{\left( \frac{4 \times 5.3}{\pi} \ln \frac{2 \times 5.3}{\pi \times 0.4} \right)^2 + 8 \times 5.3 \frac{1 \times 0.6}{0.02}} - \frac{4 \times 5.3}{\pi} \ln \frac{2 \times 5.3}{\pi \times 0.4} = 38.46 - 14.39 = 24.07\text{m}$$

用本例资料由公式 (4-13) 可算得完整排水沟情况下的沟距为 35.7m。说明考虑了超额阻力后的非完整排水沟的沟距要求短一些, 才能满足排水要求。

在恒定流条件下的排水沟间距计算公式还有其他一些形式, 例如范贝尔斯在不考虑排水沟日常水位以上那部分入沟水流以及  $H_0 < L/2$  的条件下, 提出了以下的沟距计算公式:

$$L = L_0 - C \tag{4-17}$$

式中  $L_0 = \sqrt{\frac{8KH_0 h_c}{\epsilon}}$ , 为没有考虑辐向水流阻力的非完整沟的间距;

$C = H_0 \ln \frac{H_0}{u}$ , 为辐向水流阻力改正系数;

$u = b + 2S \sqrt{1 + m^2}$ , 为排水沟排除日常流量时的湿周,  $b$  为排水沟底宽,  $S$  为沟中日常水深,  $m$  为排水沟断面边坡系数。

现根据本例资料, 在沟底宽  $b = 0.3\text{m}$ , 边坡系数  $m = 1$  时, 用式 (4-17) 可算得沟距  $L = 25.9\text{m}$ , 与用式 (4-16) 算得的沟距值较为接近。

### (3) 非恒定流条件下的计算公式

当降雨过程中入渗补给地下水的水量大于排水沟排出的水量时, 地下水位将因此而上升; 降雨停止后, 入渗补给也停止, 地下水位不再上升。在排水沟的排除和地面蒸发消耗双重作用下, 雨停后地下水位开始回降, 在回降过程中, 地下水位是随时间而变化的 (除此之外, 水位的下降还是位置等因素的函数), 即地下水的入沟流动属于非恒定流, 在这种情况下, 排水沟间距应按非恒定流公式进行计算。

非恒定流计算公式仍可根据地下水运动基本方程式 (4-9) 进行求解推导得到, 但其推导过程远较恒定流时繁杂, 计算示意图如图 4-16 所示。回降之前的地下水位被认为是水平的 (与沟中水位齐平), 现取降雨前沟内水面为基准面, 沟水位以上的水位高

程为  $h$ ，其他符号的含义见图 4-8。降雨停止后，入渗停止，即  $\varepsilon = 0$ ，此时公式 (4-9) 可写成：

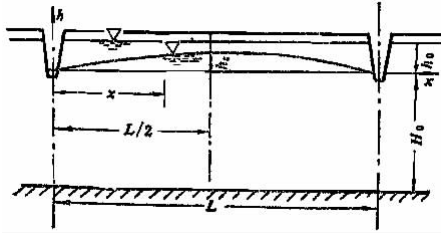


图 4-8 排水沟间距计算示意图

$\alpha \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{\partial h}{\partial t}$ ，解此方程的定解条件为：

初始条件： $h(x, t)_{t=0} = h_0$

边界条件： $h(x, t)_{x=0} = 0$

$h(x, t)_{x=L} = 0$

张蔚榛教授由此定解条件解方程求得

$$h = h_0 [1 - (S)'] \tag{4-18}$$

$$\text{系数 } (S)' = 1 - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 \cos \left[ (1 - \bar{x}) \frac{(2n-1)\pi}{2} \right]}{\frac{(2n-1)\pi}{2}} e^{-(\frac{2n-1}{2})^2 \bar{t}} \tag{4-19}$$

式中  $\bar{t} = \frac{t}{L^2}$ ,  $\bar{x} = \frac{x}{L}$ ,  $a = \frac{K \bar{H}}{\mu}$ 。

当  $\bar{t} > 0.3$  时，级数只需取第一项，即  $n = 1$ 。此时，两排水沟中间一点的水位值  $h = h_c$ ， $\bar{x} = 1$ ，将  $\bar{x} = 1$  代入式 4-19，得

$$(S)' = 1 - \frac{4}{\pi} \cdot e^{-(\frac{\pi}{2})^2 \bar{t}}$$

$$h_c = h_0 [1 - (S)'] = h_0 \frac{4}{\pi} e^{-(\frac{\pi}{2})^2 \bar{t}}$$

$$\frac{\pi h_c}{4 h_0} = e^{-(\frac{\pi}{2})^2 \bar{t}}$$

取对数，可得  $-\left(\frac{\pi}{2}\right)^2 \bar{t} = \ln \frac{\pi h_c}{4 h_0}$

$$\left(\frac{\pi}{2}\right)^2 \bar{t} = \ln \frac{4 h_c}{\pi h_0}$$

$$\left(\frac{\pi}{2}\right)^2 \frac{t}{L^2} = \ln \frac{4 h_c}{\pi h_0}$$

$$\frac{\pi^2 ta}{L^2} = \frac{\pi^2 tK \bar{H}}{\mu L^2} = \ln \frac{4h_0}{\pi h_c}$$

最后可得非恒定流时排水沟间距的计算公式为：

$$L = \pi \sqrt{\frac{k \bar{H} t}{\mu \ln \frac{4h_0}{\pi h_c}}} \quad (4-20)$$

防渍、防盐或盐碱地改良地区控制地下水位的排水沟，应能把连续降雨或冲洗灌水之后大幅度上升的地下水位，在规定的时间内  $t$ ，使两沟之间中间点的水位降至要求的某一深度以下时，其沟距可用式（4-20）进行计算。

公式（4-20）也是在完整沟条件下推出的，所以也需要用修正系数  $\alpha$  对含水层厚度进行修正。因为恒定流和非恒定流的流径是相似的，所以修正系数  $\alpha$  仍可用前述恒定流中介绍的方法求算。

在修正系数  $\alpha$  的计算式中包含间距  $L$ ，因此用式（4-20）不能直接求得间距  $L$ ，需用迭代法进行求解。在用迭代法试算过程中，可先用式（4-20）算得的  $L$  值作为初设值进行迭代计算，一般经过几次迭代之后便能得到满意的结果。现以下例说明迭代法的计算过程。

**【例】** 如图4-9所示，已知排水沟深1.8m，沟内水深0.2m，水面宽度0.4m，沟水位在地面以下1.6m处，不透水层埋深11.6m。长期降雨后，地下水位几乎上升至地面，为了满足农作物生长要求，降雨停止后，排水沟应使地下水位迅速回降。具体要求是：雨停4d后，水位下降0.4m；7d后下降0.7m，10d后下降1.0m。经测定， $K = 1\text{m/d}$ ， $\mu = 0.05$ ，计算符合上述排水要求的排水沟间距。

解：要求降雨停止后某一时间内地下水位回降至某一深度的问题，属于非恒定流问题，因为地下水位随时间而变，故排水沟间距可用公式（7-20）进行计算。由于不透水层埋深远大于地下水位的变化值，可近似采用沟水位至不透水层深度  $H_0$  代替  $\bar{H}$ ，即令  $\bar{H} = 10\text{m}$ ，这样算得的结果还偏于安全。

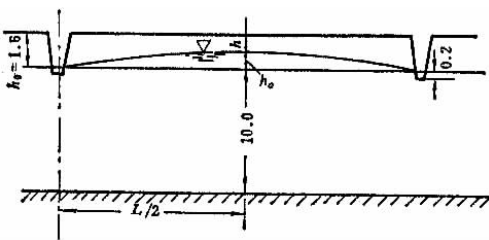


图4-9 排水沟间距计算示意图（单位：m）

降雨停止4d后，要求地下水位降至地面以下0.4m，即  $h_c = 1.6 - 0.4 = 1.2\text{m}$ ，把各已知数据代入公式（4-20），可算得完整排水沟情况下的间距为

$$L = \pi \sqrt{\frac{K \bar{H} t}{\mu \ln \frac{4h_0}{\pi h_c}}} = \pi \sqrt{\frac{1 \times 10 \times 4}{0.05 \ln \frac{4 \times 1.6}{\pi \times 1.2}}} = 122\text{m}$$

以求得的 122m 作为间距的初设值，用于计算修正系数  $\alpha$ ，即

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{8 \bar{H}}{\pi L} \ln \frac{2 \bar{H}}{\pi D}} = \frac{1}{1 + \frac{8 \times 10}{\pi \times 122} \ln \frac{2 \times 10}{\pi \times 0.4}} = 0.634$$

以求得的  $\alpha$  系数 0.634 乘以  $\bar{H}$ ，作为透水层的有效厚度替代  $\bar{H}$ ，可求得第一次迭代的排水沟间距为

$$L = \pi \sqrt{\frac{\alpha K \bar{H} t}{\mu \ln \frac{4h_0}{\pi h_c}}} = 122 \sqrt{\alpha} = 97.12\text{m}$$

此值与初设值 122m 相差较大，还需用第一次迭代求得的  $L$  值作为假设值再次进行迭代，可求得  $\alpha = 0.5795$ ，相应的  $L = 92.8\text{m}$ ，仍与原设值 97.12m 相差较多，还需继续进行迭代，最后可求得满足要求的  $\alpha = 0.564$ ， $L = 91.2\text{m}$ ，以此作为雨停 4d 后要求的排水沟间距值。用同样的迭代计算方法步骤，可求得雨停 7d 后，满足排水要求的  $\alpha = 0.586$ ， $L = 99.8\text{m}$ ；雨停 10d 后，满足排水要求的  $\alpha = 0.579$ ， $L = 96.7\text{m}$ 。为使排水沟能全面满足雨后控制地下水位的的要求，采用算得的三种间距中的最小值，即  $L = 91\text{m}$  作为排水沟间距的设计值。

## 2. 不透水层位于无限深度时的间距计算方法

当地下水不透水层埋深很大（一般认为接近或大于排水沟间距）时，流向排水沟或暗管的地下水为非渐变流，除水平流速外，还有垂直流速不能忽略，排水沟或排水管之间地段内的地下水流线如图 4-10 所示。

在均匀入渗强度为  $\epsilon$ ，排水沟入沟水流为恒定流的情况下，排水沟或排水暗管的间距  $L$  可用下式计算：

$$L = \frac{K\pi h_c}{\epsilon \ln \frac{2L}{\pi d}} \quad (4-21)$$

式中  $K$ ——渗透系数；

$h_c$ ——两沟（管）中间点处的地下水位与沟（管）中日常水位之差；

$\alpha$ ——明沟水面宽度或暗管直径。

当降雨入渗时地下水位上升，降雨停止后地下水位回降的情况下，入沟水流状态为非恒定流。在非恒定流条件下，排水沟或暗管的间距可用式（4-22）计算。

$$L = \eta \frac{KT}{\ln \frac{H_1}{H_2}} \quad (4-22)$$

$$\eta = \frac{\pi}{\phi \mu \frac{2L}{\pi \alpha}}$$



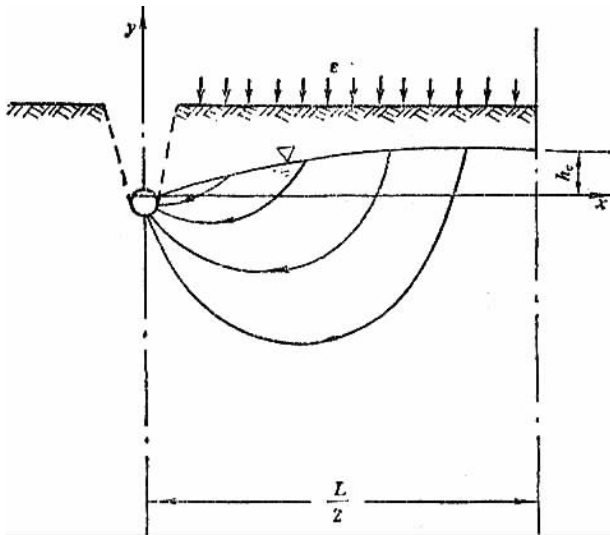


图 4-10 不透水层在无限深度时的排水示意图

式中  $\varphi$ ——系数，与浸润线形状有关，一般为 0.7~0.8；

$H_1$ ——降雨入渗停止时（即  $t = 0$  时）的地下水位；

$H_2$ ——在规定的时间内  $T$  内（即  $t = T$  时）应达到的回降水位。

其余符号同前。

式（4-21）、（4-22）均不能直接算得排水沟间距  $L$ ，需要先假设一个  $L$  值代入进行试算，当算得的  $L$  值与假设的  $L$  值相等或相近时，即为所求。

田间排水沟间距的计算公式，除了上面介绍的之外，还有其他一些形式，这是由于所考虑的计算因素各有侧重之故，例如当假定水位开始回降时，两排水沟间的地下水位不是水平，而是呈四次抛物线形的曲线时，所得的计算公式便略有差别。但重要的是在计算时要有准确可靠的计算参数资料（如土壤渗透系数和含水层厚度等），才能取得较为符合实际的成果。

# 第七篇

## 排水沟道系统 规划设计

# 第一章 排水沟道系统布置

灌区排水沟道系统的规划，不仅关系到排水工程的投资费用和排水效能，而且还影响着灌溉渠道系统的规划布置。因此，排水沟道系统的规划，一般应与灌溉渠道系统的规划同时进行，根据灌区的自然条件和作物种植以及灾害情况等因素，全面分析灌排各自的需求，协调两者存在的矛盾，尽可能使灌溉和排水以及其他综合利用方面的要求，得到合理的满足，发挥工程的最大效益。

## 第一节 排水沟道系统的组成和作用

排水沟道系统是由各级固定排水沟道以及修建在沟道上的各种建筑物所组成。全灌区完整的排水系统则由各级固定排水沟道、田间排水工程和排水承泄区等几部分组成。对于自流排水条件差，需要采用提水排水的灌区，排水系统的组成还包括排水抽水站所属的建筑物。排水沟道系统的分级常与灌溉渠道系统相对应，一般分为干、支、斗、农四级固定沟道，其中干、支两级沟道控制全灌区的排水面积，是灌区的骨干排水沟道，规划布置合理与否，将影响全灌区的排水效果。因此，正确地选定干、支两级沟道的线路，是灌区排水规划的重要内容。在排水系统运行过程中，田间排水网汇集的地面径流和地下水，首先排入最末一级固定沟道，然后逐级输送，最后排入承泄区。灌区的排水出口，视地形情况和承泄区的水位条件，可设一个或多个。自流排水条件较好时，一般只设一个干沟出口排入承泄区；当自流排水条件较差或由于地形原因，为了减轻低地的排水压力或减少工程量，也可按地形条件采用高水高排，低水低排，分片排水的原则，把灌区分成几个排水小区，自成系统，分设几个排水出口排入承泄区。排水干沟的出口一般应设闸控制，以防汛期高水位时外水倒灌，造成淹涝灾害。对于有通航任务的干沟出口，一般应修船闸控制。

由于各地的自然气象条件不同，存在的排水问题各异，因此，沟道的排水任务和所起的作用也不尽一样。一般来说，排水沟道担负着排除和滞蓄涝水、控制地下水位、交通运输、水产养殖、引水灌溉等各项任务。大多数情况下，排水沟不只起单一的作用，其中排除涝水和控制地下水位通常是排水沟道的主要任务。在排水沟道的规划设计中一般是以满足主要排水要求为依据，兼顾其他方面的需求，充分进行综合利用。

进行排水沟道的规划时，首先应通过实地勘测和调查访问等方式，收集排水规划设计所需的地形、土壤、水文气象、水文地质、作物灾情以及社会经济等各种基本资料。掌握全面可靠的资料才能进行正确合理的规划。在分析研究各种资料的基础上确定排水

任务和排水标准,拟定规划布置应遵循的主要原则,然后进行沟道的规划布置。为使规划布置成果经济合理,一般应对规划布置方案进行定性的或定量的、局部的或全面的方案比较,从中选定最优规划方案。

## 第二节 规划布置原则

排水沟道的规划布置直接影响工程投资、排水效益、工程安全和管理养护等多方面的问题。只有规划方案的合理,才有可能做到工程设计的正确,实现预期的排水任务。对规划布置方案应全面分析比较,慎重确定,力求做到经济合理,效益显著,安全可靠,管理方便。因此,在进行排水沟道的规划布置时,应紧密结合排水地区的具体条件充分考虑生产实践中总结出来的下列原则。①为了获得自流排水的良好控制条件,排水沟应布置在其所控制排水范围内的低洼处,以便及时排除排水区内的多余水量。②尽量利用原有的排水工程,不打乱天然的排水出路,对于较大的骨干沟道,排水任务重,工程量大,应尽可能利用天然排水河沟,这对节省工程投资,减少工程占地,排水安全等方面均有好处。对于不符合排水要求的河段,可根据情况进行必要的改造,如裁弯取直、拓宽加深,加固堤防、部分改造等。③排水容泄区为河流时,干沟出口应选在河床稳定且水位较低的地点,以便排水通畅,安全可靠。④在不影响排水基本要求的前提下,排水沟可进行适当的综合利用,充分发挥工程效益。一般沿海平原的排水系统应排灌分开,不宜灌排合一,以便加速土壤的脱盐和改善灌溉水质。沿江滨湖地势较低,河湖水位接近地面,自流排水条件较差的地区,为了避免引水灌溉时占用排水沟的滞蓄容积,增加排水的困难,也不宜灌排合一,而应排灌两套系统分开。⑤平原坡地的排水要因地制宜,采取高低分片,高水高排,低水低排,防止高水低流,加重低地排水负担,增加排水困难。⑥排水沟道规划应与灌溉渠道规划、道路规划、土地利用规划等同时进行,全面考虑,保证重点需要,照顾一般要求,力求彼此协调,各得其所,少占耕地,减少交叉建筑物,方便管理,节省投资。

在排水沟道的实际规划布置中,上述规划布置原则往往难以全部得到满足,应根据具体情况分清主次,使主要方面满足要求,次要方面尽量兼顾。

## 第三节 排水沟道系统布置

排水沟道的布置,受到地形、水文、土质、容泄区等自然条件以及行政区划和现有工程状况等因素的影响。布置时一般是根据地形、地势和容泄区的位置等条件先进行干沟线路的布置,然后再进行其他各级沟道的布置。在各种影响因素中,地形条件对沟道布置的影响最大。因此,常按地形条件把灌区分为山区丘陵灌区、平原灌区和圩垸灌区等三种基本类型。在这些地形条件不同的灌区中,排水沟道的规划布置,各具有一定的

特点。

山区丘陵区的地形特点是地形起伏较大，地面坡度较陡，冲沟明显，耕地被分割成面积较小的地块，排水条件较好，冲沟和河溪是天然的排水出路，因此，在这类地形的灌区中，一般总是把河溪或天然冲沟作为排水干沟或支沟。这样布置的排水沟道，顺应了原有的排水条件，不打乱天然的排水出路，只要修建必要的交叉建筑物和对河沟进行适当的整治，便可以进行顺畅的排水，节省大量的工程投资，获得良好的排水效果。在这类地形中，除了考虑灌区内的排水外，为了防止降雨时山洪对渠道安全造成威胁，常需沿盘山渠道一侧布置山坡截流沟或其他渠道防洪措施保护渠道的安全。这类地区的排水主要应解决由暴雨产生的山洪和涝水所造成的灾害。

平原灌区的地形特点是地面坡度平缓，河沟较多，地下水位较高，常有涝渍和盐碱威胁，排水出路有时不大顺畅，控制地下水位是这类地区排水的突出问题。在这类地区中，干、支沟布置时，除应尽量利用原有河沟外，规划布置新沟道时，由于地形平坦，一般有较多的布置方案可供比较选择。照顾行政区划和选择有利的排水出口，常是这类地区排水沟道规划布置时应着重考虑的因素。应本着工程经济合理、效益显著、综合利用、管理方便的原则，通过方案比较，择优选定布置方案。

圩垸灌区分布在沿江、沿湖和滨海三角洲地区，其地形特点是平坦低洼，河湖港汊多，形成密集的水网，汛期外河水位常高于两岸农田，为防止江河洪水侵袭，在耕地四周修筑堤防，形成独立的灌排区域，叫做圩垸。汛期外河水位高时，圩区内部降雨产生的径流难于排出，存在外洪内涝的威胁，地下水位经常较高，作物受渍是常见的灾害，防涝和控制地下水位是这类地区排水的主要任务。圩内的农田水利工程应以排水沟道的合理布置为基础进行考虑，在排水出路较困难的情况下，为尽量创造自流排水条件，应实行高低分开，分片排水，高水自排，坡水抢排，低水抽排的原则。为了增加圩内的滞蓄能力，加速田间排水，减少排涝强度和提水设备的容量，规划时应考虑留有一定的河沟和内湖面积，一般应占总排水面积的5%~10%。干、支两级骨干沟道应尽量利用原有河道，当河道断面不能满足排水要求时，应按排涝标准下所应通过的排水流量对河道断面进行加宽浚深，或作必要的裁弯取直；新开骨干沟道的布置应充分考虑地形条件和行政区划等因素，力求做到工程节省、便于使用和管理。

规划布置干沟时，可按实际情况把整个排水区（或灌区）规划成一个独立排水系统，只设一条干沟一个出水口集中排入承泄区；也可把整个排水区（灌区）规划成几个排水单元，各单元分别建立各自的排水系统排入承泄区。采用哪种布置形式以及排水单元小区如何划分，一般应根据地形、天然河沟的分布、承泄区的水位以及排水面积大小等条件，进行分析比较择优确定。

斗、农沟的布置，一般应密切结合区内微地形、灌溉、机耕、行政区划、田间交通等各方面的要求，相互照顾，紧密协调。斗、农沟和斗、农渠一般有灌排相间和灌排相邻两种布置形式，地形平坦地区常采用前一形式，一面坡的地形则常用后一布置形式。有控制地下水位要求的灌区，布置农沟时，其间距必须满足控制地下水位的要求。

## 第二章 排水承泄区

承纳或宣泄从排水区排出的水量的承泄区是排水系统的重要组成部分，因而也是排水规划的重要内容。承泄区关系到排水系统的排水效能和应采取的排水方式。承泄区一方面要有足够的容积或泄水能力，另一方面要有符合灌区自流排水要求的水位条件。河流、湖泊、溪涧、洼地、海洋等均可用作排水承泄区，其中河流和湖泊最常采用。

### 第一节 承泄区应满足的要求和处理措施

为使排水通畅，消除涝渍灾害，承泄区一般应满足下列要求：①平时排除日常流量和汛期排除设计排涝流量时，承泄区的水位均要求低于干沟出口处相应的日常水位和设计除涝水位，以保证干沟排水通畅，不致造成排水系统的壅水和淹没现象。②汛期，承泄区的输水能力或容蓄能力，应能满足宣泄或容纳从排水区排出的全部设计排涝水量。③承泄区在汛期高水位季节，若不可避免地使排水系统产生局部壅水，引起排水区部分淹水时，其淹水历时和淹水深度应在作物允许的范围之内。

但在实际应用中，承泄区的汛期水位经常满足不了排水区自流排水的要求，造成排水系统局部壅水和排水区局部淹没的现象时有发生，特别是一些地势低平，排水条件较差的圩垸和平原地区更是常见。当出现这种排水不畅情况时，一般应按具体情况采用下列某一措施，解决排水中存在的问题。①当承泄区洪水历时较短，或承泄区洪水和排水区设计排涝流量不在同一时间出现时，可在干沟出口处建闸控制。洪水期关闸挡洪，防止外河洪水进入排水区，洪水过后及时开闸排出区内的涝水。②洪水顶托时间长，且影响的排水面积较大时，除在干沟出口建闸防止洪水倒灌外，还需修建抽水站在关闸期间进行抽排，洪水过后再开闸自排。为提高抽水站的利用率，一般是修成灌排两用的抽水站。③洪水顶托造成的回水距离不长时，可在沟道回水区内的两侧修建回水堤，使排水区的上游大部分地区仍可自流排水，而回水堤附近的局部受淹低地，可视情况进行抽排或用作临时滞涝区。④地形条件许可时，可将干沟的出口向下游移到适宜的地点，使排水区的涝水能在承泄区水位较低的地方自流排入承泄区。

### 第二节 承泄区设计水位

承泄区设计水位也称为排水系统的设计外水位，包括汛期排涝期间的设计高水位和

平时排除日常流量时的设计低水位。承泄区的这两种设计水位是排水系统规划设计的重要资料，是选定排水方式和排水干沟出口位置的主要依据，必须在充分收集各种有关资料的基础上，进行全面分析论证确定。

承泄区的设计水位受到承泄区本身的承泄能力和排水区面积的大小以及干沟出口位置等诸多因素的影响。确定时考虑的因素不尽相同，但在一般情况下，承泄区汛期高水位，可用历年排水最紧张时期（排水临界期）的旬或月的平均高水位系列，进行频率分析计算，从中选取相应于排涝设计标准下的水位，作为排涝期间承泄区的设计高水位；在采用某一涝灾较为严重的实际年份作为排涝设计典型年时，也可采用同年份排水临界期的外河旬或月的平均高水位作为承泄区的设计高水位。

排除日常流量期间的承泄区设计低水位，也可用频率分析方法求得。对于枯水季节水位较稳定的大江大河，一般可用历年平均低水位系列资料的平均值作为设计低水位值。

承泄区的设计水位，直接影响排水系统的除涝和控制地下水位的效能，以及排水方式的选定，因而关系到排水工程的投资费用和经济效益，应通过调查研究和综合分析论证的方法审慎确定。

### 第三节 承泄区的整治

承泄区的水位过高，是造成排水区排水困难，不能自流排水的主要原因。因此，采用适当的工程措施，设法降低承泄区的水位是承泄区整治的主要目的。常用的整治措施有以下几种：

#### 1. 疏浚河道

扩大河道的行洪断面，以达到降低水位的目的。为保证河岸堤防的安全，疏浚时河堤内侧应留有足够宽度的滩地。

#### 2. 退堤拓宽

扩大河道的泄洪断面，可使河道水位相应降低。退堤一般以一侧退后新建，一侧不动仍用旧堤为宜，以节省工程量，确定退堤侧时，一般以挖压农田和房屋拆迁尽量少为原则。

#### 3. 裁弯取直

当承泄区河道过于弯曲，泄水不畅时，可考虑采取裁弯取直措施，缩短河道流程，如图 8-1 所示。河道流程缩短后，底坡变陡，流速加大，可使本河段及上游一定范围内河段的水位降低。裁弯取直后组成的新河槽，要求在整体上形成一条平顺的曲线，以免造成上游发生冲刷，下游发生淤积。裁弯取直措施通常只用于流速较小的中、小河流。

#### 4. 加大河道泄流能力

调蓄容积不足的湖泊洼地承泄区，可以整治湖泊的出流河道，加大河道的泄流能

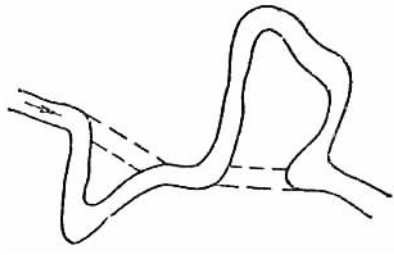


图 2-1 裁弯取直示意图

力，降低湖泊水位。若调蓄能力不足是由于湖泊的过度围垦造成，则应采取退田还湖的措施，恢复湖泊原有调蓄容积。

### 5. 分流减河

在承泄区河段的上游适宜地点修建减流或分流河道，减小通过承泄河段的流量，降低河段的水位，如图 2-2 所示。其中减流是在承泄河流上游开挖一条新河，将部分流量通过减河泄入湖泊、洼地、海洋或别的江河中，以降低承泄河段的水位；分流也是在承泄河段上游开挖一条新河，分泄上游的部分来水，但其分泄的水量绕过承泄河段之后仍汇入原河道。

### 6. 清除河道行洪障碍

拆除违章建筑、禁止阻碍泄洪的河滩种植养殖，恢复河道泄洪能力，满足排水要求。

承泄区整治的各种措施，有其各自的适用条件，应因地制宜择优选用。可以采用单一措施，也可采用多种综合措施，但要注意上下游统一规划，避免只顾局部而造成其他河段的不良影响。

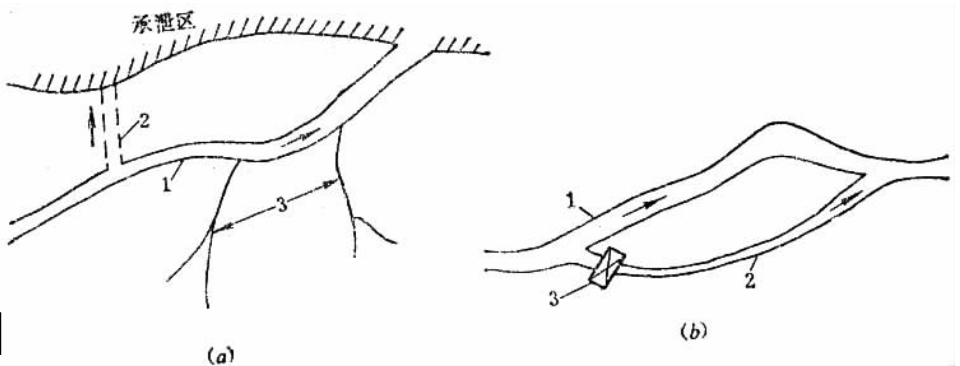


图 2-2 减河和分流示意图

(a) 减河；1—河流；2—减河；3—支流 (b) 分流；1—承泄区河段；2—分流道；3—水闸





## 第三章 排水沟道的设计流量

排水沟道在使用过程中，汛期一般要排除由暴雨产生的地面径流量，即所谓排涝流量，平时则要经常排泄由于控制地下水位而从土壤内渗出的地下水流量，常称为日常流量或排渍流量。前者数量较大，且随各年的暴雨量不同而有很大变化，故在生产实践中，常以某一排涝设计标准下的暴雨产生的地面径流量作为排水沟道的设计排涝流量，用于排水沟道断面和排水建筑物的设计；后者的数值较小且较稳定，一般用来确定排水沟的沟底高程和排渍水位，也可用以校核沟道断面的允许最小流速。

除涝设计标准问题已在有关内容中讲述，计算设计排涝流量前，应根据排水区的具体情况，切合实际地定出除涝设计标准。

### 第一节 设计排涝流量（又称最大设计流量）

设计排涝流量可用实测的流量资料或暴雨资料进行推求。但在现实情况中，因水文测站较少，故流量资料特别是长系列的流量资料较缺；同时流量资料受人类活动的影响较大，同样标准的暴雨，在某一工程修建前和修建后形成的流量可能相差很大。由于客观上存在的这些原因，使得采用流量资料推求排涝设计流量比较困难，而雨量测站数量较多，分布较广，一般情况下雨量资料较容易取得，且资料不受人类活动因素的影响，所以，设计排涝流量一般多采用暴雨资料进行推求。下面介绍生产中普遍采用的两种计算方法。

#### （一）地区排涝模数经验公式法

单位排涝面积上的排涝流量称为排涝模数。在设计排涝流量的计算中，通常是设法先求得除涝设计标准下的排涝模数，然后用它乘以排水沟控制的排涝面积便可求得该排水沟的设计排涝流量。

排涝模数受到很多因素的影响。设计暴雨、排涝面积的大小和形状、地面坡度和地面覆盖、作物组成、土壤性质、水文地质条件、排水沟配套情况和排水沟比降等都是影响排涝模数的因素。在众多因素影响下，要想得到精确的排涝模数计算公式较为困难。因此，一般多采用分析实测资料的办法，推求排涝模数的经验计算公式。平原地区根据实测暴雨径流资料分析得到的排涝模数经验公式为：

$$q = KR^m F^n \quad (3-1)$$

式中  $q$ ——设计排涝模数 [ $\text{m}^3 / (\text{s} \cdot \text{km}^2)$ ];

$F$ ——排水沟道控制的排涝面积 ( $\text{km}^2$ );

$R$ ——设计径流深 ( $\text{mm}$ );

$K$ ——综合系数, 与排水沟网的配套程度、排水沟坡度、降雨历时及流域形状等因素有关;

$m$ ——峰量指数, 反映洪峰与洪量的关系;

$n$ ——递减指数, 反映排水模数与面积的关系。

公式(3-1)为排涝模数的通用表达式, 式中较全面地反映了各主要因素对排涝模数的影响。首先反映了随着排涝面积的增大, 排水面积内的自然调蓄作用将增强, 使排涝模数减小; 其次考虑了设计径流深及一次径流过程的峰量关系对排涝模数的影响; 此外, 净雨历时、流域形状、地面坡度、沟网的调节程度等因素对排涝模数的影响则反映在综合系数  $K$  中。由于综合系数  $K$  受到较多因素的复杂影响, 使得  $K$  值的变动幅度较大, 一般规律是, 当暴雨中心的位置偏于流域上游、净雨历时长、地面坡度小、流域形状系数小(即流域形状狭长)、沟网调节能力大时,  $K$  值小; 反之则大。下面对公式 3-1 中有关系数和径流深的确定问题作一介绍。

### 1. 设计径流深 $R$

可用水文学中介绍的方法进行推求。一般是先求得设计标准下的暴雨  $P$ , 再根据设计暴雨推求径流深(净雨)  $R$ 。设计降雨历时、暴雨的大小及其分布均与除涝面积的大小有关。据中国华北平原地区实测资料分析表明, 对于  $100 \sim 500\text{km}^2$  的排水面积, 洪峰流量主要由 1d 暴雨形成; 而  $500 \sim 5000\text{km}^2$  的排水面积, 洪峰流量一般则由 3d 暴雨形成。所以在上述两种排水面积情况下推求设计排涝流量, 应分别采用 1d 和 3d 作为设计降雨历时。除涝面积较小时, 一般可用点雨量代表面雨量进行计算, 但当除涝面积较大时, 由于降雨量分布不均, 除涝排水面积上的平均面雨量和点雨量的差别较大, 故不能用点雨量代替面雨量, 而需用点面关系换算系数把点雨量换算成面雨量后进行计算。

设计暴雨可用典型年法或频率法进行推算。典型年法是采用排涝地区内实际发生的涝灾较为严重的某个年份作为典型年, 以这一年的某次最大暴雨作为设计暴雨, 对整个排水地区来说, 该次暴雨的实际平均面雨量即为设计面雨量; 对排水区内各支流而言, 需将暴雨中心移到该支流的控制面积内。典型年法的优点是除涝标准的概念明确, 不受资料系列长短的影响, 计算工作较为简便; 缺点是不易选定具有代表性的典型年, 且频率概念不明确。

频率法根据资料占有情况一般有两种计算方法。一种是当排水区内有足够多的测站和较长的降雨资料时, 用各年最大的一次平均降雨量, 直接进行面雨量的频率计算, 求出设计标准的暴雨量, 这是较为合理的方法, 但常受到测站分布和资料系列的限制, 一般在流域面积较大的骨干排水河道设计中采用。另一种方法是利用流域内某一水文站的各年最大一次点雨量或流域内水文站最大平均点雨量资料进行频率分析, 求出设计标准的点雨量, 然后用相应的点面换算系数, 间接求出设计面雨量。表 3-1 为淮北平原地区不同除涝标准时, 除涝面积与 3d 设计暴雨量关系表。

表 3-1 淮北平原地区不同除涝标准的 3d 设计暴雨与除涝面积关系表

3d 暴雨量 (mm) \ 除涝面积 (km <sup>2</sup> ) \ 除涝标准	100	500	1000	2000	3000	4000	5000
3 年一遇	135	130	126	121	118	115	113
5 年一遇	166	157	152	145	140	136	134
10 年一遇	207	195	185	174	166	161	158
20 年一遇	248	232	219	204	195	189	184

求得设计暴雨后,便可进一步计算设计径流深(即净雨深) $R_0$ 。计算方法一般有降雨径流相关图法和暴雨扣损法两种。水田区的净雨深常按暴雨扣损法计算,而旱作区则一般采用以前期影响雨量 $P_a$ 为参数的降雨径流相关图,即 $P + P_a \sim R$ 关系曲线进行计算。前期影响雨量 $P_a$ 是反映排水区发生暴雨之前土壤的干湿情况,对次降雨径流深的值有影响,各地的水文图集集中均有关于 $P_a$ 的计算方法。对于小汇水面积上的径流深,也可用设计暴雨 $P$ 乘以径流系数 $\alpha$ ,即 $R = \alpha P$ 求得。径流系数是指一次暴雨量与该次暴雨所产生的径流深的比值,即 $\alpha = R/P$ ,可通过实测得到,也有把前期影响雨量 $P_a$ 考虑进去计算的,即 $\alpha = R/(P + P_a)$ ,径流系数随除涝标准以及排水系统的修建和配套程度等因素而异,应注意具体条件采用恰当的数值。

各地经过多年资料的积累和分析,一般都备有次降雨径流关系曲线和暴雨径流系数关系表等资料,以供设计时查用。如淮北平原地区,除涝标准为3~5年一遇时,前期影响雨量 $P_a$ 采用45mm;10~20年一遇时采用 $P_a = 55$ mm,次降雨径流关系如表3-2所示。江苏省太湖流域的 $P \sim \alpha$ 值、湖北省湖区的 $P + P_a \sim \alpha$ 值如表3-3、表3-4所示

表 3-2 淮北平原地区次降雨径流关系表

地 区 \ $P + P_a$ (mm)	50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300
1. 沿淮各支流区	12.0	19.8	28.9	40.7	56.0	74.0	95.0	120.0	145.0	170.0	195.0
2. 泉河沈邱以上	12.0	18.0	25.5	36.0	50.0	68.0	87.6	110.0	135.0	160.0	185.0
3. 浍河临渔黄口以上	8.0	13.2	21.0	31.0	45.0	61.2	80.5	102.0	125.0	150.0	175.0
4. 黑茨河省界以上	5.5	10.2	16.5	26.9	40.0	55.5	73.0	93.0	116.0	140.0	165.0
5. 王引河省界以上	5.5	10.0	15.7	25.5	37.5	52.5	69.5	89.5	111.5	135.0	160.0

续表

地 区	$R$ (mm)		$P + P_a$ (mm)									
	50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	
6. 沱河永城以上	5.0	9.0	15.0	24.3	35.8	49.5	66.0	86.0	107.5	131.0	155.0	
7. 惠济河、涡河省 界以上	5.0	8.5	14.0	21.0	31.5	45.0	59.0	76.0	96.0	117.0	140.0	

表 3-3 江苏省太湖流域  $P \sim \alpha$  关系表

$P$ (mm)	60	70	80	100	120	140	200	250
$\alpha$	0.37	0.43	0.45	0.50	0.55	0.55	0.59	0.66

表 3-4 湖北省湖区  $P + P_a \sim \alpha$  关系表

$P + P_a$ (mm)	100	150	200	250	300	400
$\alpha$	0.27	0.40	0.50	0.60	0.67	0.75

### 2. 峰量指数 $m$

峰量指数反映一次降雨中洪峰与洪量的关系，可用排水地区内各水文测站的实测资料求得。所需资料包括各测站控制的汇水面积  $F$  及其平均坡度  $I_p$ ，各次暴雨产生的径流深  $R$  及其相应的实测最大流量  $Q_{\max}$  等。由资料可算出相应的排水模数  $q_{\max} = Q_{\max}/F$ 。根据各站的  $F$  值、 $R$  值和算得的  $q_{\max}$  值，以  $q_{\max}$  为纵坐标， $R$  为横坐标在双对数格纸上点绘出不同  $F$  情况下的  $q_{\max} \sim R \sim F$  线，如图 3-1 所示。

在通用的排水率经验公式  $q_{\max} = KR^m F^n$  中，设  $B = KF^n$  则公式可写成

$$q_{\max} = BR^m$$

取对数则成为

$\log q_{\max} = \log B + m \log R$  其中  $\log B$  表示图 3-3 中不同  $F$  值的直线在纵坐标上的截距，而各直线的斜率即为  $m$  值， $m = \tan \alpha$ ， $\alpha$  为各直线与横坐标的夹角。

### 3. 综合系数 $K$ 和递减指数 $n$

在图 3-1 中可以量得不同面积  $F$  的直线在纵坐标上的截距  $B$ ，以  $B$  为纵坐标， $F$  为横坐标，在双对数格纸上点绘  $F \sim B$  关系线，如图 3-2 所示，因为  $B = KF^n$ ，取对数可得：

$$\log B = \log K + n \log F$$

同理，直线在纵坐标上的截距即为  $\log K$ ，直线的斜率即为  $n$ ，按斜率的含义， $n = \tan \beta$ ，从图 3-2 可以看出  $n$  为负斜率，说明排水模数  $q$  随排水面积的增大而减少。

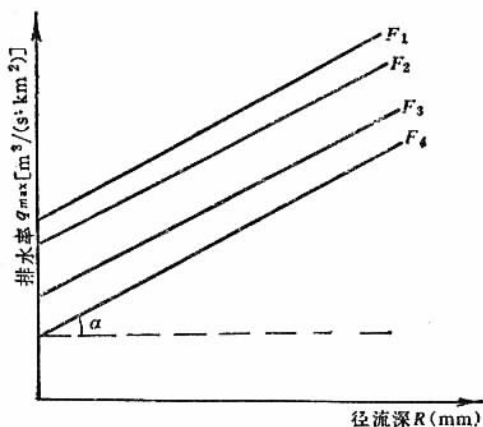


图 3-1 峰量指数  $m$  计算示意图

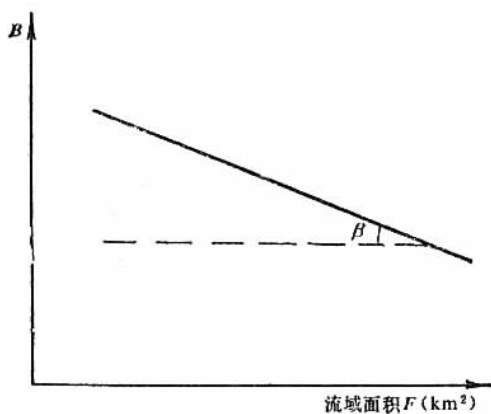


图 3-2 综合系数  $K$  和递减指数  $n$  计算示意图

表 3-5 地区排涝模数公式中的  $K$ 、 $m$ 、 $n$  值表

流域或地区		适用范围 ( $\text{km}^2$ )	$K$	$m$	$n$	设计暴雨天数
淮北平原地区		500 ~ 5000	0.026	1.0	-0.25	3
河南省东部及沙颍河平原区			0.030	1.0	-0.25	1
山东省沂沭泗地区	湖西地区	2000 ~ 7000	0.031	1.0	-0.25	3
	鲁北区	100 ~ 500	0.031	1.0	-0.25	1
河北省平原区		> 1500	0.058	0.92	-0.33	3
		100 ~ 1500	0.032	0.92	-0.25	3
		100 以下	0.04	0.72	-0.33	3

续表

流域或地区	适用范围 (km <sup>2</sup> )	<i>K</i>	<i>m</i>	<i>n</i>	设计暴雨天数
湖北省平原湖区	≤500	0.0135	1.0	-0.201	3
	>500	0.017	1.0	-0.238	3

表 3-6 华北平原地区排涝模数公式  $q = KRF^{-0.25}$  中的 *K* 值

情况	地面坡度	流域形状系数 $f = \frac{F}{L^2}$	净雨历时 (h)	瞬时洪峰 $K_{瞬}$	日平均洪峰 $K_{日平均}$
一次峰量关系	$\frac{1}{4000} \sim \frac{1}{10000}$	0.1 ~ 0.4	6	0.04	0.035
	$\frac{1}{2000} \sim \frac{1}{4000}$	0.1 ~ 0.4	6	0.05	0.038
	$\frac{1}{500} \sim \frac{1}{2000}$	0.1 ~ 0.4	6	0.06	0.040
	$\frac{1}{2000} \sim \frac{1}{4000}$	> 0.6	6	0.06	0.040
一次峰量关系	$\frac{1}{4000} \sim \frac{1}{10000}$	0.1 ~ 0.4	24	0.031	0.029
	$\frac{1}{2000} \sim \frac{1}{4000}$	0.1 ~ 0.4	24	0.039	0.032
	$\frac{1}{500} \sim \frac{1}{2000}$	0.1 ~ 0.4	24	0.047	0.036
	$\frac{1}{2000} \sim \frac{1}{4000}$	> 0.6	24	0.047	0.036
按设计雨型	$\frac{1}{4000} \sim \frac{1}{10000}$	0.1 ~ 0.4		0.028	0.026
洪峰复合后	$\frac{1}{2000} \sim \frac{1}{4000}$	0.1 ~ 0.4		0.032	0.030
3d 净雨与	$\frac{1}{500} \sim \frac{1}{2000}$	0.1 ~ 0.4		0.036	0.033
洪峰关系	$\frac{1}{2000} \sim \frac{1}{4000}$	> 0.6		0.036	0.033

排水区的面积可以从地形图中量得，因此根据有关实测资料一经求得 *R*、*K*、*m*、*n* 等值后，该排水区的排水率计算公式便已确定。由于有关系数和指数是根据实测资料进行分析确定的，所以求得的公式是经验公式。一般适用于汇水面积较大的除涝排水沟的流量计算。

表 3-5 为几个省区采用的排涝模数公式中的参数表，可供参考。表 3-6 为华北平原地区排涝模数公式  $q = KRF^{-0.25}$  中的 *K* 值表，排涝时用  $K_{日平均}$ ，排洪时用  $K_{瞬}$ ，各省一般也制定了适合本省的 *K* 值，如表 3-7 为山东省采用的 *K* 值表。

表 3-7 山东省采用的  $K$  值表

地 区	湖 东	邳 苍	大 沽 河	五 沽 河	胶 莱 河
$K_{\text{日平均}}$		0.031	0.033	0.037	0.033
$K_{\text{瞬时}}$	0.055		0.046	0.054	0.046

【例】淮北平原沱河永城以上地区某排水沟，设计断面处控制排涝面积  $500\text{km}^2$ ，经分析研究，采用 10 年一遇的除涝设计标准。计算该断面的设计排涝模数和设计排涝流量。

解：由于排水沟设计断面处控制的排涝面积较大，故排涝模数可用地区排涝模数经验公式进行计算，且采用 3d 暴雨进行设计较为适宜。根据给定的除涝设计标准和控制的除涝面积，可从表 3-1 中查得 3d 设计暴雨  $P = 195\text{mm}$ ；淮北地区 10 年一遇的前期影响雨量  $P_e = 55\text{mm}$ ，则  $P + P_e = 250\text{mm}$ ，据此可从表 3-2 中查得设计净雨深  $R = 107.5\text{mm}$ ，再从表 3-5 中可查得排水模数经验公式中的各项参数为： $K = 0.026$ ， $m = 1.0$ ， $n = -0.25$ ，将确定的各值代入经验公式，则设计排涝模数为：

$$q = 0.026 \times 107.5 \times 500^{-0.25} = 0.592\text{m}^3 / (\text{s} \cdot \text{km}^2)$$

控制断面处的设计排涝流量为：

$$Q = qF = 0.592 \times 500 = 296\text{m}^3 / \text{s}$$

对于山丘区的排水流量，一般是用设计洪峰流量经验公式计算。通常各省区均根据本地的具体条件，统计分析了适用于本地区的经验公式，以供查用，这里不作介绍。

## (二) 平均排除法

平均排除法是计算排涝流量的另一种常用方法。此法要求排水沟道把所控制排水面积内的设计径流深（净雨深）在规定的排水时间内排出，以此求得的排涝模数作为排水沟设计排涝流量计算的依据。计算式为：

$$q = \frac{R}{86.4t} \quad (3-2)$$

$$\text{或} \quad Q = \frac{RF}{86.4t} \quad (3-3)$$

$$\text{水田} \quad R = P - h_{\text{田蓄}} - E$$

$$\text{旱田} \quad R = \alpha P$$

式中  $q$ ——设计排涝模数 [ $\text{m}^3 (\text{s} \cdot \text{km}^2)$ ]

$Q$ ——设计排涝流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )；

$R$ ——设计径流深 (mm)；

$t$ ——根据作物允许耐淹历时确定的排涝时间 (d)；

$\alpha$ ——径流系数；

$h_{\text{田蓄}}$ ——水田滞蓄水深 (mm)，可用水稻允许淹水深与降雨前田面水深的差值，一般为 30~50mm；

$E$ ——在  $t$  时间内的水田田间耗水量 (mm),  $E = e \cdot t$ ,  $e$  为日耗水量;

$F$ ——排涝面积 ( $\text{km}^2$ );

$P$ ——设计降雨量 (mm)。

当确定径流系数有困难时, 旱田的径流深也可用  $R = P - H_t$  进行估算 (没考虑蒸腾耗水等),  $H_t$  为  $t$  时间内的入渗水量。当  $H_t$  大于大田蓄水能力时, 为满足防渍要求, 应该用大田蓄水能力反求得的时间作为排水历时。

排水区内既有旱地又有水田且各占相当比例时, 可先按式 (3-2) 分别计算旱地和水田的排涝模数, 然后以旱地和水田的面积比例, 求算排涝模数的加权平均值作为设计排涝模数, 或求出径流深的加权平均值, 再代入式 (3-2) 计算设计排涝模数。

平均排除法的概念比较明确, 计算也较简单, 但求得的排涝模数或排涝流量是一个平均值。对于河网的调节能力较好的水网圩区和抽水排水地区, 不论排水面积大小, 一般还是比较适用的。但对于排水区内的排水沟网调蓄能力较差的地区 (如有些坡水区等), 用平均排除法求得的排水流量可能偏小, 因而在排水过程中出现峰值时, 可能有部分水量漫出排水沟使田面短时积水。所以平均排除法一般多用于控制面积较小的排水沟的排涝流量计算, 这是因为较小的排水沟, 在淹水历时和淹水深度不超过作物允许耐淹条件下, 沟内水流短时间内漫出沟槽造成部分淹没是允许的。公式中没有考虑排水面积对排涝模数的影响, 因此, 没能反映出排水面积越大, 排涝模数越小这一规律。当排水面积较大时, 涝水汇流时间可能超过公式中规定的排水时间 (一般最大为 3~5d), 这对作物正常生长而言是不允许的, 说明此法不宜用于控制面积较大的排水沟的流量计算。此外, 对于连通滞涝湖泊的排水沟设计流量一般也不宜用此法计算, 因为这类排水沟的设计排涝流量将按湖泊调蓄以后的流量进行确定, 其值远比按公式 3-3 计算的流量为小。

**【例 3-2】**某排水干沟控制排水面积  $20\text{km}^2$ , 其中耕地占 80%, 村庄、林地、道路等非耕地占 20%, 耕地中水稻田面积占 70%, 旱田占 30%, 排水标准为 1d 暴雨 150mm, 2d 排出, 水稻田在排水期间的滞蓄水深  $h_{\text{田蓄}} = 30\text{mm}$ , 排水期间水稻田田间耗水量为  $5\text{mm/d}$ , 地面径流系数  $\alpha = 0.8$ 。要求计算设计排涝模数和干沟出口断面处的设计排涝流量。

解: 干沟控制的排水面积不大, 可用平均排除法进行计算。排水区内水田和旱田各占相当的比例, 应按各自面积所占的比例, 求出排涝模数的加权平均值作为排涝模数的设计值, 也可先求出降雨深的加权平均值作为设计降雨深, 再代入公式 (3-2) 进行设计排涝模数的计算。计算中可把非耕地面积按旱田考虑, 进行降雨深计算。

水田面积  $F_{\text{水}} = 20 \times 0.8 \times 0.7 = 11.2\text{km}^2$ ;

旱田面积  $F_{\text{旱}} = 20 - 11.2 = 8.8\text{km}^2$ ;

水田产流深  $R_{\text{水}} = P - h_{\text{田蓄}} - E = 150 - 30 - 5 \times 2 = 110\text{mm}$ ;

旱田产流深  $R_{\text{旱}} = \alpha P = 0.8 \times 150 = 120\text{mm}$

设计径流深  $R = \frac{R_{\text{水}} F_{\text{水}} + R_{\text{旱}} F_{\text{旱}}}{F} = \frac{110 \times 11.2 + 120 \times 8.8}{20} = 114.4\text{mm}$ ;



$$\text{设计排涝模数} \quad q = \frac{114.4}{86.4 \times 2} = 0.662 \text{m}^3 / (\text{s} \cdot \text{km}^2);$$

$$\text{设计排涝流量} \quad Q = qF = 0.662 \times 20 = 13.24 \text{m}^3 / \text{s}。$$

## 第二节 排渍流量（又称日常流量）

排渍流量是指非降雨期间为控制地下水水位而经常排泄的地下水流量。它不是降雨期间或降雨后某一时期的地下水高峰排水流量，而是一个经常性的比较稳定的较小数值。单位面积上的排渍流量称为地下水排水模数或排渍模数，计算单位也是  $\text{m}^3 / (\text{s} \cdot \text{km}^2)$ 。地下水排水模数的值与当地的气象条件（降雨、蒸发）、土质条件、水文地质条件和排水沟的密度等因素有关。由于各因素之间的关系复杂，其值目前还难于用公式进行精确计算，而是根据实测资料分析确定。表 3-8 是根据某些地区的资料分析确定的由降雨产生的排渍模数。在降雨持续时间长、土壤透水性强、排水沟网较密的地区，排渍模数较大，可选表中的较大值；反之选较小值。日本采用的排渍模数为  $10 \sim 20 \text{mm/d}$ 。

表 3-8 各种土质设计排渍模数表

土 质	设计排渍模数 $\text{m}^3 / (\text{s} \cdot \text{km}^2)$
轻砂壤土	0.03 ~ 0.04
中 壤	0.02 ~ 0.05
重壤、粘土	0.01 ~ 0.02

表 3-9 冲洗洗盐情况下实测排渍模数表

末级排水沟规格		排水沟密度 ( $\text{m}/\text{亩}$ )	排渍模数 $\text{m}^3 / (\text{s} \cdot \text{km}^2)$
沟距 (m)	沟深 (m)		
110	0.7	29.00	0.103
150	1.0	8.43	0.052
150	1.0	4.23	0.021

盐碱土改良地区，由于冲洗而产生的地下水排水模数，其值一般较大，表 3-9 为山东省打渔张灌区在冲洗洗盐时实测的地下水排水模数。预防土壤次生盐碱化地区的强烈返盐季节，当地下水位控制在临界深度以下时，地下水排水模数一般较小。河南省人民胜利渠引黄灌区在这种情况下测得的排水模数有时在  $0.002 \sim 0.005 \text{m}^3 / (\text{s} \cdot \text{km}^2)$  以下，远比冲洗改良区的排渍模数为小。

将确定的排渍模数乘以排水沟控制的排水面积，即可求得排水沟的排渍流量。

# 第四章 排水沟道的设计水位

排水沟道的断面，一方面要能安全顺畅地通过排涝设计流量，另一方面又要满足除涝、防渍、防盐、通航、养殖等方面提出的水位要求，使排水沟达到除害兴利的目的。与排涝设计流量和排渍流量相对应，排水沟道的水位也分为排涝设计水位和排渍水位两种，各有其特定的作用，确定这两种水位是排水沟道设计的重要内容，也是沟道断面设计的基本依据。

## 第一节 排渍水位（又称日常水位）

日常水位是排水沟排泄日常流量时沟中需要经常维持的水位。日常水位通常是由作物防渍或防止土壤盐碱化的要求进行确定，兼顾通航等其他方面的需要。

末级固定排水沟（一般为农沟）的日常水位，根据农田对降低地下水位的要求，其值应为沟道的地面高程减去地面至沟水面的深度  $D_{农}$ ，如图 4-1 所示。 $D_{农}$  的大小可参照相关内容介绍的数据和方法确定。为使水流畅通，各级沟道需有一定的坡降，这将产生水流的沿程水头损失，此外，水流在流动过程中因通过建筑物等原因，还将产生局部水头损失，因此，斗、支、干沟的水位将逐级降低，如图 4-2 所示。各级排水沟出口处的水位可用式（4-1）求得。

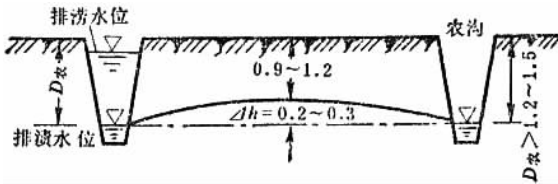


图 4-1 排渍水位与地下水位控制之关系（单位：m）

$$Z_{排渍} = A_0 - D_{农} - \sum Li - \sum \Delta Z \tag{4-1}$$

- 式中  $Z_{排渍}$  ——某级排水沟沟口的排渍水位（m）；  
 $A_0$  ——排水沟控制范围内最远低洼处的地面高程（m）；  
 $D_{农}$  ——农沟排渍水位至地面的高度（m）；  
 $L$  ——各级沟道的计算长度（m）；  
 $i$  ——各级沟道的水面比降；  
 $\Delta Z$  ——排水流程上的各种局部水头损失。过闸水头损失一般为 0.05 ~ 0.1m；

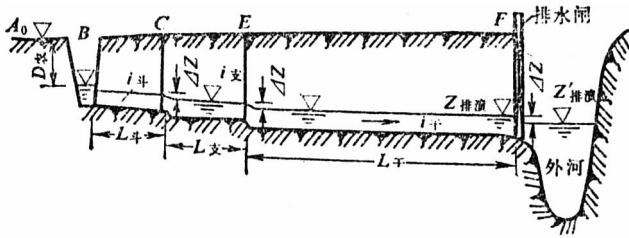


图 4-2 干、支、斗、农排水沟排渍水位关系图

上、下级沟道的排渍水位衔接落差可取  $0.1 \sim 0.2\text{m}$ 。

为使排渍流量能自流顺畅排出，不发生壅水现象，按式（4-1）求得的干沟出口处的排渍水位应略高于排渍期间容泄区（外河）的水位，对于出流条件较差的平原地区，一般需要通过调整各级沟道的比降和过建筑物的局部水头损失，进行反复推求，才能得以满足。当容泄区的水位较高，无法实现自排要求时，则应采用抽水措施进行抽排，使各级沟道能经常维持排渍水位，满足农田对控制地下水位的的要求，且为滞涝准备蓄水容积。

## 第二节 排涝水位（又称最高水位）

排涝水位是指排水沟通过设计排涝流量时的沟中水位。当排水沟有滞涝任务时，则满足滞涝要求的沟中水位也可作为排涝水位。各级沟道的排涝水位仍可按式（4-1）推算，但这时式中的  $D_{农}$  应是排涝水位到地面的距离，一般取值为  $0.2 \sim 0.3\text{m}$ ，自流排水条件较差的地区，必要时沟水位也可考虑与地面齐平，即  $D_{农}$  取值为零。

汛期的外河（容泄区）水位，直接影响排涝水位的确定，是排水沟道设计的重要资料。为了减少排水的管理费用，推求排涝水位时应尽量争取能自流排水。

当外河汛期水位较低，即排水条件较好时，各级沟道排涝水位的推算较简单，可按公式（4-1）从末级固定沟道逐级推算至干沟出口，只要推得的干沟沟口排涝水位高出外河水位一定高度，涝水便能自流排出；也可根据外河水位确定一个能自排的干沟出口排涝水位，从这个水位开始，逐级推出符合自排要求的支、斗沟等各级沟道的排涝水位。

当外河汛期水位较高，经反复推算干沟出口水位仍稍低于外河水位时，沟水位经过自动调整的结果，将引起干沟部分沟段乃至部分支沟产生壅水现象，使水流成为非均匀流。在这种情况下，壅水段的排涝水位应按壅水水位线设计。壅水水位线可按水力学中的分段求和法求得，壅水后的水位高程可能高于两岸农田，为使两岸耕地不受淹，一般应修堤束水，其断面形式如图 4-3 所示。

当外河汛期水位很高，且持续时间很长，根本无法进行自流排水的地区，干沟出口处必须修闸控制外水倒灌。在没有抽排设施的情况下，涝水只能靠排水沟网的容积滞

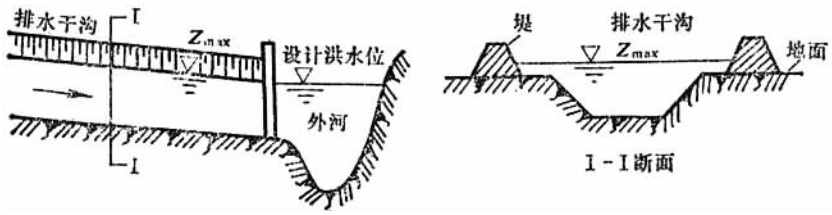


图 4-3 排水出口壅水时的干沟断面示意图

蓄，在这种情况下，排涝水位应满足滞涝要求，一般以低于地面 0.2~0.3m 为宜，部分地区最高只能与地面齐平，否则会发生涝渍灾害；在有抽排条件时，排涝水位可以超出地面一定高度，沟道两岸一般亦需筑堤，要求涝水在规定时间内排至安全深度，当外河水位下降到适于自排时，再开闸排水。

## 第五章 排水沟道纵横断面设计

在进行排水沟道断面设计之前, 沟道的排涝设计流量和排渍流量及其相应的水位已确定, 沟道的综合利用要求也已根据需求和可能确定下来, 因此沟道断面设计的主要任务是用水力学方法计算符合排水及其他综合利用要求的横断面尺寸(水深和底宽)以及设计符合上述要求, 包括排涝、排渍水位线和沟底线等内容的纵断面图。两者在设计时应相互配合着进行, 以期协调两者在设计中可能出现的矛盾。下面分别介绍横断面和纵断面设计的基本方法和步骤。

### 第一节 横断面设计

排水沟断面通常是按明渠均匀流公式进行计算。但当外河水位顶托或沟道进行反向引水灌溉发生壅水现象时, 沟道的水流呈非均匀流动, 这时需按非均匀流公式推算沟道水面线, 确定沟道断面和堤顶高程, 同时检验是否满足灌溉引水的有关要求。

一般情况下横断面是按排涝设计流量进行设计, 用通航等其他要求进行校核, 使设计的水深和底宽能满足各方面的要求。

横断面水力计算的方法在渠道设计中已进行过介绍, 这里不再重述。下面仅就断面计算因素的选用及断面校核等有关问题进行介绍。

#### (一) 断面计算因素的选用

断面计算因素主要包括沟道比降( $i$ )、糙率( $n$ )和边坡系数( $m$ )。沟道比降( $i$ )对沟道水位、流速以及工程量的影响很大, 选定时应考虑沟道沿线的地形和土质以及容泄区的水位等条件。为了避免开挖太深, 减少工程量, 沟道比降应与实际地面坡度相近; 为使沟道在排水过程中不发生冲刷和淤积, 比降应选用适宜, 使流速维持在不冲不淤范围内, 参看表5-1。就土质而言, 轻质土的比降应缓些, 粘质土可陡些; 在外河水位较高的地区, 为使沟道能自流排水, 应选用较缓的比降。此外, 连接内湖与排水闸的沟道, 其比降应主要考虑内湖与外河水位的情况进行选定; 连接抽水站的沟道比降, 应注意抽水机安装高程的限制; 对于灌排两用有反向输水灌溉任务的沟道, 其比降宜较平缓, 某些结合灌溉、通航和滞涝的综合利用沟道, 还有采用平底的情况。为便于施工, 同一沟道最好采用一种比降, 尽可能少变化。

表 5-1 不冲流速表

土壤类别	不冲流速 (m/s)	土壤类别	不冲流速 (m/s)
淤土	0.2	粗砂土 ( $d = 1 \sim 2\text{mm}$ )	0.6 ~ 0.75
重粘壤土	0.75 ~ 1.25	中砂土 ( $d = 0.5\text{mm}$ )	0.4 ~ 0.6
中粘壤土	0.65 ~ 1.00	细砂土 ( $d = 0.05 \sim 0.1\text{mm}$ )	0.25
轻粘壤土	0.6 ~ 0.9		

一般说来，平原地区干沟比降可选 1/10000 左右；支沟 1/6000 左右；斗沟 1/3000 左右。

糙率 ( $n$ )，一般选用比相应级别的灌溉渠道稍大的数值，这是因为排水沟道通水后，经常积水，清淤维护较困难，易长杂草，使糙率增大，一般取值范围为 0.025 ~ 0.03。

边坡系数 ( $m$ )，与沟道土质和沟深有关。土质轻、深度大时，边坡系数应大些。由于地下水在坡面排出时的渗透压力，降雨时坡面径流的冲刷，沟内积水时的波浪浸蚀等原因，沟坡容易坍塌，因此，排水沟的边坡应比灌溉渠道的边坡缓些。表 5-2 中的边坡系数可供选用。

表 5-2 排水沟道的边坡系数

土质	挖深 (m)			
	4 ~ 5	3 ~ 4	1.5 ~ 3	< 1.5
边坡系数				
砂壤土	$\geq 4$	3 ~ 4	2.5 ~ 3	2
壤土	$\geq 3$	2.5 ~ 3	2 ~ 2.5	1.5
粘土	$\geq 2$	2	1.5	1

## (二) 排水沟断面校核

按设计除涝流量经过横断面水力计算确定了排水沟水深  $h$  及底宽  $b$  之后，便可根据已定的底宽  $b$  值求得沟道在通过排渍流量时的排渍水深  $h_{\text{渍}}$ 。如果排水沟兼有通航、养殖、滞涝或引水灌溉等方面的要求，那么，还需根据各自的要求对排渍水深和底宽进行校核，验算断面能否满足综合利用的要求。

### 1. 养殖校核

水产养殖要求沟道经常保持一定的水深，其值一般应大于 1.0m。所以，只要排渍

水深能达到这个深度，一般便能满足养殖的需求。否则，沟道应按养殖要求适当增加深度。

## 2. 通航校核

平原地区，特别是水网圩区，水上运输是发展工农业生产的主要交通运输手段，因此，干、支两级排水沟道通常都有通航任务，这时，排水沟道的排渍水深和底宽应满足船只的通航要求，即排水沟在排泄日常流量时，应保持一定的水深和水面宽度。通航水深（ $h_{\text{航}}$ ）是船只的吃水深度与富余深度之和；而吃水深度与船只的吨位有关，富余水深是船底至沟底的深度，一般为  $0.2 \sim 0.3\text{m}$ 。排渍水深也可根据求得的排涝水深（ $h$ ）、排涝水位  $Z_{\text{涝}}$  和控制地下水位的排渍水位  $Z_{\text{渍}}$  求得，即  $h_{\text{渍}} = h - (Z_{\text{涝}} - Z_{\text{渍}})$ 。如图 5-1 所示。

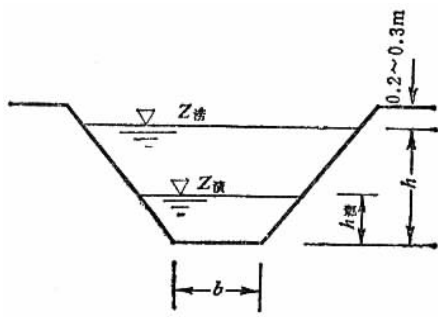


图 5-1 排渍水深计算示意图

通航要求的水面宽度（ $B_{\text{航}}$ ）在船只对开的情况下，应为  $B_{\text{航}} = 2d + 3c$ ， $d$  为船只宽度（ $\text{m}$ ）， $c$  为船只对开时两船之间以及船只与沟岸的距离，一般可采用  $c = 0.2d$ ，而排渍时的沟道水面宽  $B_{\text{渍}} = b + 2mh_{\text{渍}}$ ， $m$  为排水沟道的边坡系数。满足通航的条件是  $h_{\text{渍}} \geq h_{\text{航}}$ ， $B_{\text{渍}} \geq B_{\text{航}}$ 。若按排涝流量设计的断面校核不满足通航要求时，应对沟道断面加宽加深。在排涝流量与排渍流量相差很大，即排涝水深与排渍水深相差悬殊时，可以采用复式断面解决存在的矛盾。通航  $50 \sim 100\text{t}$  及  $50\text{t}$  以下船只的干、支沟道要求的通航水深和底宽可参考表 5-3。对于大型通航河沟的通航要求，应按有关航运规范确定。

表 5-3 通航与养殖要求的水深和底宽

沟 名	通航要求 (m)		养殖要求 (m)
	水 深	底 宽	
干 沟	1.0~2.0	5~15	1.0~1.5
支 沟	0.8~1.0	2~4	1.0~1.5
斗 沟	0.5~0.8	1~2	—

## 3. 滞涝校核

平原水网圩区，汛期外河水位一般较高，圩内涝水无法自流排出，为了防止外水倒

灌，必须关闸挡水。在关闭期间，除了利用抽水设施提水抢排部分涝水之外，大量的涝水需靠圩垸内部的排水沟以及湖泊洼地和田间工程暂时滞蓄，以便由抽水设施逐渐抽排或在外河水位下降后开闸自排。因此，要求排水沟具有适当的滞涝容积存蓄涝水，保证田间作物不致积涝成灾。如果略去由于蒸发和渗漏消耗的部分水量，根据水量平衡原理，可用下式求得排水沟的滞涝水量为：

$$h_{\text{沟蓄}} = P - h_{\text{田蓄}} - h_{\text{湖蓄}} - h_{\text{抽排}} \tag{5-1}$$

式中  $P$ ——按除涝标准确定的设计降雨量 (mm)；

$h_{\text{沟蓄}}$ ——排水沟道滞蓄的水量 (mm)；

$h_{\text{田蓄}}$ ——田间滞蓄水量 (mm)，水田区可用水稻耐淹深度与田面水层下限之差值，一般可取 30~50mm，对于旱田可用大田蓄水能力确定；

$h_{\text{湖蓄}}$ ——湖泊洼地蓄水量，可根据圩垸内部现有的或规划的湖泊蓄水面积及蓄水深度确定，为了统一式中的单位，应把蓄水量折算成全部排水面积上的平均水层深度 (mm)；

$h_{\text{抽排}}$ ——抽水设施在暴雨期间抢排的水量，应折算为全部排水面积上的平均水层深度 (mm)，由抽排能力确定。此值大，所需沟道滞蓄容积则小，但要增加抽排设施投资和运行费用，根据湖南、湖北及江苏等省的经验，汛期平原圩区抽排水量约占设计降雨量的 25%~35% 左右为宜。

由公式 (5-1) 算得的沟道滞蓄水量 (mm)，乘以全部排水面积，便可得到以体积表示的滞蓄水量，以  $W_{\text{沟蓄}}$  表示。按排涝设计流量确定的沟道断面的实际滞涝总容积  $V_{\text{滞}}$ ，参考图 5-2 所示情况，可用式 (5-2) 求得。

$$V_{\text{滞}} = \sum bhl \tag{5-2}$$

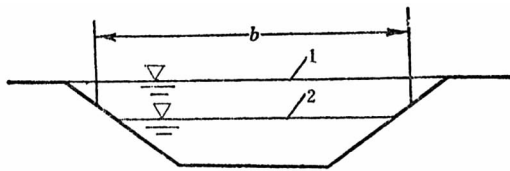


图 5-2 沟道滞涝容积计算示意图  
1 - 最高滞涝水位；2 - 汛前预降水位

式中  $b$ ——各级沟道的平均滞涝水面宽度 (m)；

$h$ ——各级沟道的滞涝水深 (m)，为最大滞涝水位 (最高与地面齐平) 与排渍水位 (或汛前预降水位) 的差值，一般为 0.8~1.0m；

$l$ ——各级滞涝沟道的长度 (m)。

如果  $V_{\text{滞}} \geq W_{\text{沟蓄}}$ ，说明沟道断面能满足设计条件下的滞涝要求；反之，说明沟道容积不足，需采取措施，使之满足滞涝要求。可供采取的措施一般有：适当增加抽排水量，减少沟蓄水量；适当增加各沟道的平均滞涝水面宽度 (增大边坡系数，增加底宽或采用复式断面) 或沟深；适当增加沟道的密度，直至沟道滞涝容积满足滞涝要求为止。



## 4. 引水灌溉校核

由于灌溉水源条件等某些原因,有些排水沟道是灌排两用的,即正向排水,反向引水灌溉。在这种情况下,按排涝设计流量确定的沟道断面尺寸,需用反向引水灌溉的要求进行校核。当排水沟道进行反向引水灌溉时,水流一般在倒坡或平坡条件下作非均匀流动,所以需按非均匀流公式计算排水沟引水灌溉时的水面曲线,以便校核排水沟在输水距离和水位、流速等方面是否满足灌溉引水的要求,如不符合,则应适当调整排水沟的断面要素,使灌溉引水要求得以满足。

当沟道为平坡或倒坡引水时,从水力学可知,排水沟的水面曲线为上端水平、下端与临界水深水面线垂直,水深大于临界水深,但深度沿程减小,形状为上凸的降水曲线,如图 5-3 所示。

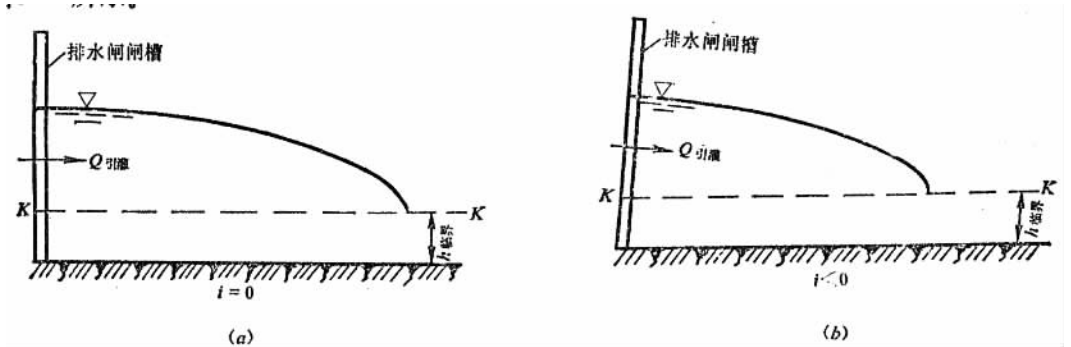


图 5-3 平坡或倒坡引水时的水面线

计算时,应先算出沟道的临界水深以判断水面曲线的线型。临界水深可用图解法求得(参看水力学教材),也可用公式进行近似计算。

渠道断面为矩形时,临界水深  $h_{\text{临}}$  计算公式为

$$h_{\text{临}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} \quad (5-3)$$

式中  $Q$ ——灌溉引水流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

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

$b$ ——沟道底宽 (m);

$\alpha$ ——流速水头修正系数;

$g$ ——重力加速度,  $9.8\text{m}/\text{s}^2$ 。

排水沟道过水断面一般为梯形,其临界水深  $h_{\text{临}}$  可按式 (5-4) 进行近似计算

$$h'_{\text{临}} = \left(1 - \frac{\sigma_n}{3} + 0.105\sigma_n^2\right) h_{\text{临}} \quad (5-4)$$

即

$$h'_{\text{临}} = f(\sigma_n) h_{\text{临}} \quad (5-5)$$

$$\sigma_n = \frac{mh_{\text{临}}}{b} \quad (5-6)$$

式中  $h_{\text{临}}$ ——由式 (5-3) 求得的矩形沟道的临界水深;  
 $m$ ——梯形断面边坡系数;  
 $b$ ——梯形沟道底宽;  
 $f(\sigma_n)$  值可从表 5-4 中查用。

表 5-4  $f(\sigma_n)$  数值表

$\sigma_n$	$f(\sigma_n)$	$\sigma_n$	$f(\sigma_n)$	$\sigma_n$	$f(\sigma_n)$	$\sigma_n$	$f(\sigma_n)$	$\sigma_n$	$f(\sigma_n)$
0.12	0.961	0.27	0.917	0.42	0.878	0.64	0.831	0.94	0.780
0.13	0.958	0.28	0.914	0.43	0.876	0.66	0.827	0.96	0.777
0.14	0.955	0.29	0.911	0.44	0.874	0.68	0.824	0.98	0.774
0.15	0.952	0.30	0.909	0.45	0.871	0.70	0.820	1.00	0.771
0.16	0.949	0.31	0.906	0.46	0.869	0.72	0.816	1.05	0.763
0.17	0.946	0.32	0.903	0.47	0.867	0.74	0.813	1.10	0.757
0.18	0.943	0.33	0.901	0.48	0.865	0.76	0.809	1.15	0.750
0.19	0.940	0.34	0.898	0.49	0.862	0.78	0.805	1.20	0.744
0.20	0.937	0.35	0.895	0.50	0.860	0.80	0.802	1.25	0.737
0.21	0.934	0.36	0.893	0.52	0.856	0.82	0.799	1.30	0.731
0.22	0.931	0.37	0.891	0.54	0.852	0.84	0.796	1.35	0.726
0.23	0.923	0.38	0.888	0.56	0.848	0.86	0.793	1.40	0.721
0.24	0.925	0.39	0.886	0.58	0.843	0.88	0.789		
0.25	0.922	0.40	0.883	0.60	0.839	0.90	0.786		
0.26	0.920	0.41	0.881	0.62	0.835	0.92	0.783		

根据上述降水曲线的特点，可用灌溉引水要求的水深  $h$  与按式 5-5 求得的临界水深  $h'_{\text{临}}$  进行比较判断，若  $h > h'_{\text{临}}$ ，则说明引水灌溉时的水面曲线为降水曲线，便可进一步校核输水距离和流速是否满足灌溉引水要求。

水面曲线可用水力学中介绍的分段求和法进行计算。分段求和法应用的基本方程式为

$$i\Delta l + h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + h_w \tag{5-7}$$

或写成

$$\Delta l = \frac{\Delta\theta}{i - J} \tag{5-8}$$

式中

$$\Delta\theta = \theta_2 - \theta_1 = \left( h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} \right) - \left( h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} \right)$$

$a_1$ 、 $a_2$ ——分别为 1-1 断面和 2-2 断面的比能，参看图 5-4

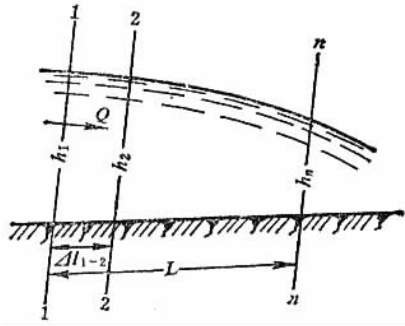


图 5-4 用分段求和法推算倒坡沟道水面线

$\Delta a$ ——两断面比能差；

$\Delta l$ ——两断面间的距离；

$h_w$ —— $\Delta l$  流程内的水流能量损失，当  $\Delta l$  很小，过水断面变化不大时，可认为等于水流沿程水头损失，即  $h_w = h_{沿} = \frac{\bar{v}^2}{C^2 R} \Delta l = \bar{J} \Delta l$ ；

$h_1$ 、 $h_2$ ——1-1 断面及 2-2 断面的水深；

$v_1$ 、 $v_2$ ——1-1 断面及 2-2 断面上的流速；

$\alpha$ ——流速水头修正系数，一般采用 1.1；

$i$ ——排水沟底比降；

$\bar{J}$ —— $\Delta l$  段内的平均水力坡降；

$C$ ——谢才系数；

$\bar{v}$ —— $\Delta l$  段内平均流速；

$\bar{R}$ —— $\Delta l$  段内平均水力半径；

$g$ ——重力加速度， $9.8\text{m/s}^2$ 。

水面线推算的大致步骤是先求出反向引水的临界水深，判断水面曲线的线型，然后根据精度和灌溉引水要求，对排水沟进行分段，参看图 5-4，分的小段越多，计算精度越高；沟道断面要素和起始断面（即 1-1 断面）的水深  $h_1$  是已知的，可根据沟道水深的变化情况，假定 2-2 断面的水深  $h_2$ ，把这些数值代入方程（5-8）便可求得两断面间的距离  $\Delta l_{1-2}$ ；用前段的  $h_2$  作为下一段的起始断面水深  $h_1$ ，再假设一个  $h_2$ ，又可求得第二和第三断面间的距离  $\Delta l_{2-3}$ ；如此反复计算，便可求得  $\Delta l_{n-1-n}$  并点绘出水面曲线，从而可对灌溉引水要求进行校核。下面举例说明校核计算过程。

【例】排水沟根据排涝设计流量确定的断面尺寸及采用的计算参数为：底宽  $b = 4\text{m}$ ，土质为中壤土，取边坡系数  $m = 2$ ，糙率  $n = 0.025$ ；沟底比降  $i = \frac{1}{10000}$ 。由于灌溉的需要，排水沟有反向引水灌溉的任务，经研究确定，需从排水沟出口处引进灌溉流量  $Q$

= 5m<sup>3</sup>/s。沟口断面水深  $h = 2\text{m}$ ，引水时底坡  $i = -1/10000$ ，按灌溉要求，需把水反向引到 3km 处，且水深不能小于 1.0m。校核排水沟道断面是否满足灌溉引水要求。

解：求灌溉引水时的临界水深  $h_{\text{临}}$

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{5}{4} = 1.25 \text{ [m}^3/\text{(s}\cdot\text{m)]}$$

$$h_{\text{临}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{0.1754} = 0.56\text{m}$$

$$\sigma_n = \frac{mh_{\text{临}}}{b} = \frac{2 \times 0.56}{4} = 0.28$$

查表 5-4 得  $f(\sigma_n) = 0.914$ 。

故梯形断面的  $h'_{\text{临}} = f(\sigma_n) h_{\text{临}} = 0.914 \times 0.56 = 0.51\text{m}$ 。

由于起始引水断面水深和灌溉引水要求的最小水深均大于求得的  $h'_{\text{临}}$ ，故知水面曲线为降水曲线，其下端控制水深为  $h'_{\text{临}} = 0.51\text{m}$ ，现用分段求和法列表计算水面曲线，计算过程及成果见表 5-5。

表 5-5 水面曲线计算表

$h$ (m)	$\omega$ (m <sup>2</sup> )	$x$ (m)	$R$ (m)	$v$ (m/s)	$\frac{\alpha v^2}{2g}$ (m)	$R^{4/3}$	$h + \frac{\alpha v^2}{2g}$ (m)	$J = \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}}$	$\bar{J}$	$i - \bar{J}$	$\Delta l$ (m)	累计距离 (m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
2.0	16.0	12.95	1.235	0.312	0.0054	1.324	2.005	0.000046				
1.8	13.7	12.06	1.135	0.365	0.0075	1.184	1.808	0.00007	0.000058	-0.00016	1230	1230
1.6	11.5	11.16	1.030	0.435	0.0106	1.040	1.610	0.00011	0.000090	-0.00019	1040	2270
1.4	9.5	10.26	0.926	0.526	0.0155	0.903	1.416	0.00019	0.000150	-0.00025	776	3046

从表 5-5 中可以看到，计算中假设了三个水深，算得了相应的三段距离，累计输水距离达到 3046m 时，断面水深为 1.4m，超过了灌溉引水要求的水深 1.0m，且此时流速为 0.526m/s，小于允许不冲流速 (0.65 ~ 0.85m/s)。经校核，排水沟断面能满足引水灌溉的要求。

在排水沟道的横断面设计中，斗、农沟的数量较多，且通过的排涝设计流量较小，所以一般不逐一进行断面设计，而选择若干条有代表性的典型沟道，设计出典型断面尺寸，用于其他斗、农沟道。

对于干、支沟，一般是选择流量变化较大的断面（即下级沟道汇入前和汇入后的断面）、干沟汇入外河的出口断面以及比降改变处的断面进行水力计算，确定其断面尺寸。对于较短的沟道，在其底坡和土质等条件大致相同时，一般只需在出口处设计一个断面。

由于排水沟道的工作特点是排除地面水和地下水，线路一般布置在排水区的最低处，故其横断面结构形式，一般是全挖方断面，如图 5-5 所示，但当沟道通过局部洼地或受外河水位顶托而壅水时，为防止水流漫溢淹没农田，需在沟岸筑堤挡水，使断面

成为又挖又填的形式。对于某些较大的排水干沟，在排涝设计流量与排渍流量相差很大时，为了满足排除涝水和地下水的综合要求和减少工程投资，断面可设计成图 5-6 所示的复式断面。

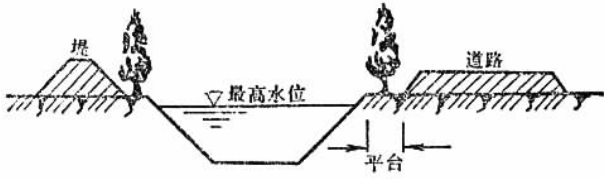


图 5-5 全挖方的排水沟

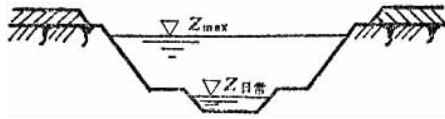


图 5-6 复式断面排水沟

修建排水沟挖出的土方，尽可能用于筑路、修堤或填高农田田面等各种用途，不能任意乱堆在沟岸，以免被雨水冲入沟中淤塞沟道，减小过水断面。沟堤或弃土堆一般距沟边不能小于 1.0m。沟堤应比地面或最高沟水位高出 0.5~0.8m，堤顶宽一般可取 0.5~1.0m，兼作道路时，宽度应按交通要求确定。

## 第二节 纵断面设计

纵断面设计的主要内容是确定沟道的设计水位线、排渍水位线和沟底线，并为沟道上的建筑物提供水位和沟底高程，以及断面要素等设计资料。

为使地下水位能得到有效的控制，设计的沟道纵断面在排除日常流量时，不应出现壅水现象，这就要求上、下级沟道排渍水位的衔接以及于沟出口水位与外河水位衔接，应有一定的水面落差 ( $\Delta Z$ )，其值一般取 0.1~0.2m，见图 5-7。在通过排涝设计流量时，沟道之间可能会出现短时间的壅水，这种现象往往难于避免，是可以允许的，但在设计中，应尽量使沟道的最高水位低于两侧地面 0.2~0.3m，此外还应注意，下级沟道的沟底不能低于上级沟道的沟底，例如，支沟沟底不能低于干沟的沟底。

排水沟纵断面设计图的形式如图 5-8 所示，绘制的方法步骤，一般是根据沟道线路的定线测量资料，选用适当的纵横比例尺，以高程为纵坐标，距离（以桩号表示）为横坐标，点绘出沟道的地面高程线；其次是根据沟道控制地下水位的要求及选定的沟道比降绘出排渍水位线；然后用排渍或通航、养殖等要求的水深，从排渍水位线向下定出沟底高程，并绘出沟底线；最后，用排涝设计水深或蓄涝要求的水深，从沟底往上量绘排涝设计水位线。但由此确定的设计水位线应符合设计要求，不能超出地面造成淹没，

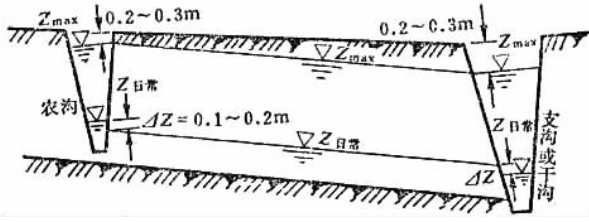


图 5-7 上下级排水沟之间沟底与水位衔接示意图

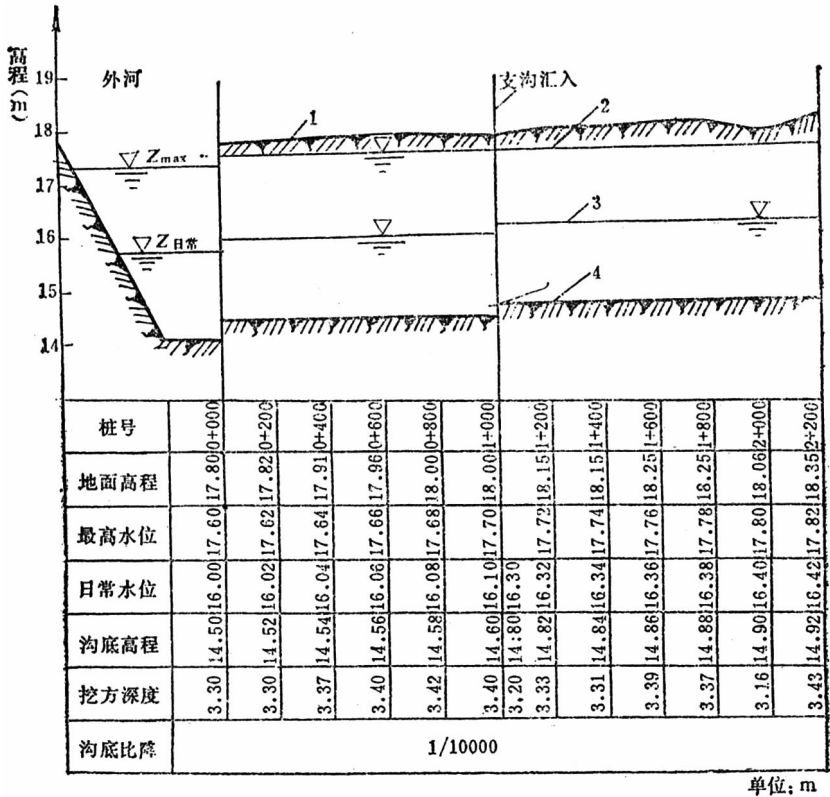


图 5-8 排水干沟纵断面示意图

1—地面线；2—最高水位线；3—日常水位线；4—沟底线

否则应进行调整，直至满足要求为止。也可由排涝要求推得的水位值及沟道比降，绘出设计排涝水位线，以设计排涝水深或蓄涝水深为间距，向下作设计水位线的平行线，即沟底线，以排渍水深或通航、养殖要求的水深为间距，从沟底线往上作平行线，即得排渍水位线。同样，由此确定的排渍水位线，要符合控制地下水水位的需求。在均匀流情况下，各设计水位线及沟底线之间相互平行。若沟段有壅水现象需要筑堤挡水时，还应从排涝设计水位线（或壅水线）往上加一定的超高，定出堤顶线。在纵断面设计图中还应

将下级沟道位置和沟道上建筑物的位置，以及容泄区的水位等表示出来。排水沟道纵断面图的形式和内容与灌溉渠道的相似，也要求在图中标明必要的桩号及其相应的地面高程、设计水位、排渍水位、沟底高程、沟道比降以及挖填深度等各项数据，但为了便于从干沟出口处起算桩距，一般将水位线和沟底线绘成由右向左倾斜。这是与灌溉渠道纵断面在形式上的主要不同点。

排水沟道的纵横断面图是进行施工放样和土方工程量计算的主要依据。

# 第八篇

## 节水灌溉工程 规划设计



# 第一章 规划设计的基本资料

为使节水灌溉规划设计经济合理，切实可行，首先必须对规划区进行基本资料的调查、收集和整理工作。基本资料是节水灌溉工程规划设计的基础，只有基本资料准确、齐全、可靠，才有可能做出正确、合理、符合实际的规划设计。

## 第一节 资料的分类

节水灌溉工程规划设计所需基本资料可分为三大类，即自然条件资料、生产状况资料和社会经济状况资料。

### 一、自然条件资料

自然条件资料主要包括规划区的地理位置、地形地貌、气象、地质及水文地质、水源、土壤资料等。

#### 1. 地理位置资料

地理位置资料包括规划区所处的经纬度、海拔高程及“四至”，即东南西北与哪个地区相邻，规划区的范围和规划的幅员面积等。

#### 2. 地形与地貌资料

地形资料包括规划区所处的高程变化、地形高差、地面坡向及坡度变化等。地貌资料包括规划区的外貌、外观等。地形与地貌资料是进行节水灌溉工程规划设计布置的基础和依据，也是节水灌溉系统所需系统压力计算、渠道设计和管道设计的必需资料。

#### 3. 气象资料

气象资料包括规划区降水、蒸发、气温、湿度、日照、风向风速、积温、无霜期、冻土层、气象灾害等与灌溉密切相关的农业气象资料。气象资料是确定作物需水量和制定灌溉制度的基本依据。所需气象资料可到邻近的气象台、站收集。蒸发量一般采用 $E_{601}$ 值，若系 $E_{20}$ 时，要按当地气象台、站确定的系数换算。

#### 4. 河流、湖泊、泉水资料

河流、湖泊、泉水资料包括规划区涉及的河流、湖泊、泉水等的名称、长度、流域面积、来水量（多年平均、频率年），汛期、枯期来水量的峰量值等。

#### 5. 地质与水文地质资料

地质资料包括规划区地层岩性、地质构造。水文地质资料包括规划区地下水埋深，

年变化情况（高水位、低水位时间）、矿化度、pH值、水化学成分、水质评价等。地质资料主要向地矿部门收集，收集的主要材料是已有的地质报告、地质图等。水文地质资料主要向地矿、城建、环保及水利部门收集。收集的主要材料包括综合水文地质调查报告、农用供水水文地质情况及有关水文地质图件，以及地下水动态长观资料和水质资料。

## 6. 水源及水文资料

水源资料包括为规划区提供水源的水库、河流、渠道、塘堰、井泉等的逐年供水能力，年水量、水位的变化情况，水质、水温、泥沙含量变化情况，特别是在灌溉季节的供水、用水情况。同时包括取水点的水文资料，即取水点的年来水系列及年内旬或月分配资料。对于没有现成观测资料的小水源，需根据水源特点进行调查或测量并取样化验。对某些水源还需进行必要的产流条件调查，以分析来水的变化规律。

在所收集资料的基础上，经过分析计算，取得用于节水灌溉系统规划设计依据的水量和水位，经与灌溉用水量平衡分析计算，确定节水灌溉面积及系统所需设计压力与设计流量，或确定是否需要规划蓄、提、引水工程及其规模。水源资料是进行规划设计的前提。当同一水源向几个部门供水时，应调查了解各用水部门的用水情况，以确定水源对节水灌溉系统的供水能力。水源资料可向当地水利部门收集。水文资料可在水文站收集或使用当地的水文手册。

## 7. 土壤与植被资料

土壤资料包括规划区土质情况、土壤类型分布、土层厚度、冻土层深度、土壤质地、土壤容重、土壤田间持水量、土壤入渗速度、凋萎系数、土壤温度、土壤含盐量、盐渍化及次生盐碱化状况等。植被资料包括规划区森林覆盖度等。土壤资料是确定作物灌溉制度和灌溉用水量的基础数据。冻土层深度是西北低温寒冷地区埋管管道和渠道设计的基础数据。土壤资料从当地农业部门收集，可收集的资料有土壤普查资料等。

# 二、生产条件状况资料

生产条件状况资料包括规划区的水利工程现状资料、灌溉工程及节水灌溉工程现状资料、农业生产现状资料、动力资料、当地材料及设备生产供应情况资料、用水状况及水资源管理资料等。

## 1. 水利工程现状资料

水利工程现状资料包括收集现有的各种类型的水利工程数量、特征、效益、现状及管理情况，如引水、蓄水、提水、输水和机井等工程的类别、名称、位置、容量、配套和效益等现状工程情况。在规划设计时应考虑充分利用现有的水利设施，确保有可靠的水源并尽可能减少投资；应了解设施规模，完成或完善程度、建设时间、投资、运行情况、能源条件、改建或扩建理由，有无可调用的闲置设备、器材等；特别应收集农村人畜饮水工程的有关资料，规划时注意保护其水源。

## 2. 灌溉及节水灌溉工程现状资料

(1) 灌溉工程现状资料。灌溉工程现状资料包括灌溉发展情况、灌溉面积、配套情况、名称、位置、管理体制及运行机制现状、存在的问题等。灌溉面积包括已建灌溉工程面积, 历年有效灌溉面积、实灌面积, 包括各种作物的灌溉面积、次数和灌溉水量、各种作物产量。灌区配套情况: 渠系配套情况(包括各级渠系的长度、流量、条数), 建筑物配套情况(名称、数量、过水能力)、量水测水设施等。机井配套情况: 井数、可使用数、配套动力、抽水机型号、装机容量、单井涌水量、总出水量、动水位、静水位、灌溉面积等。

(2) 节水灌溉工程现状资料。节水灌溉工程现状资料包括节水灌溉面积、节水灌溉工程面积(其中的渠道防渗灌溉面积、管道输水灌溉面积、喷灌面积、微灌面积)、建成年代及投资、建后体制及效益、名称、位置; 向水利部门收集资料, 包括已建或再建的节水灌溉项目资料。

### 3. 农业生产资料

农业生产资料包括土地资源面积, 耕地面积, 作物资料, 各种主要作物单位面积产量, 粮食产量, 受旱、涝、碱、虫、干热风、低温霜冻的灾害情况和减产情况, 农、林、牧、渔在农业结构中所占的比例、现状和发展计划、产值等。同时还应收集规划区能反映现状和规划实施后的作物产量与农业措施。

作物资料包括规划区作物的种类、播种面积、复种指数、品种、种植面积及比例、分布位置、灌水日期、生育期、各生育阶段及天数、生长季节、需水量、主要根系活动层深度, 以及当地灌溉试验资料等。作物资料是确定灌溉制度和灌溉用水量的主要依据, 也是确定水源工程及整个规划工程规模的主要依据。农业生产资料是规划前与规划后进行经济效益比较分析的基本资料, 向当地农业部门、水利部门及灌溉试验站收集。

### 4. 动力资料

动力资料包括现有的动力、电力及水利机械设备情况(如电动机、变压器、柴油机), 电网供电情况以及动力设备价格、电费与柴油价格等。农业用电占全年总供电能力的比例, 是规划后能否提供动力保证的依据。要了解当地现在拥有的动力及机械设备(拖拉机、柴油机、电动机、变压器、汽油机等)的数量、规格及使用情况, 了解输变电线路和变压器数量、容量及现有动力装机容量, 以供所选工程类型时参考。

### 5. 材料及设备供应资料

当地材料和设备生产供应资料包括水泥、砂、石、建筑材料、喷灌设备、微灌设备、管材、管件、防渗材料等的规格、型号、性能、价格以及当地的生产供应情况, 以供规划时选择和进行投资估算。

### 6. 用水状况及水资源管理资料

用水状况资料包括工业用水量、生活用水量、农业用水量及生态用水量情况。其中, 工业用水为取用的新水量, 不包括企业内部的重复利用量; 生活用水包括城镇居民用水, 公共用水和农村居民、牲畜用水; 农业用水包括农田灌溉用水和林牧渔业用水。

同时还应收集各种用水指标, 如当地人均综合用水量、万元国内生产总值 GDP(当年价)用水量, 城镇人均生活用水量、农村人均生活用水量(含牲畜用水), 万元工业

产值（当年价，含火电）用水量、万元工业增加值（当年价）用水量，农田灌溉亩均用水量等用水指标。

水资源管理资料包括水资源费征收情况、水价情况、水费征收情况等，用以进行节水规划前和规划后的效益分析。

用水状况资料向城建部门、自来水公司及水利部门收集，水资源管理资料向水利部门收集。

### 三、社会经济状况资料

社会经济状况资料包括规划区的行政区划资料、经济条件资料、交通情况资料及有关发展规划及相关文件资料等。

#### 1. 规划区的行政区划资料

规划区的行政区划资料包括规划区所属的省（自治区、直辖市）、县（市）的名称，幅员面积，所管辖县（区）、乡（镇）、村（街道委员会）的数量、总人口、农业与非农业人口、外业劳力、现村内常年劳力，从事农业生产的劳力数量及文化素质等。

节水灌溉规划应考虑将来实施后便于管理，因此应了解现行的行政区划界线，生产管理制度，尽量使今后节水灌溉工程的管理和生产管理范围相一致。

行政区划资料向统计部门收集。

#### 2. 经济条件资料

经济条件资料包括当地工农业生产水平，乡镇企业发展、工矿企业生产状况，工农业生产总值，农业生产总值，现有耕地、荒地、草场及森林的分布和面积，森林覆盖率，牲畜状况，养殖业概况，缺水地区的范围与缺水程度，产品价格，经营管理水平，组织管理机构的体制及人员配备情况等，是在选择系统类型时必须考虑的因素。对国民经济总产值、人均年收入和生产管理体制进行调查，以对投资的规模、能力、今后的管理和发展做出正确的评估。工农业生产水平、乡镇工业情况以及支援农业基本建设的能力、经营管理的水平、劳动力价格等因素，都是选择系统类型时必须考虑的因素。

经济条件资料向经济部门、农业部门、畜牧业部门收集。

#### 3. 交通情况资料

交通情况资料包括陆路及水路分布、运输能力及价格，以进行投资效益计算。

#### 4. 有关发展规划及相关文件资料

节水灌溉是整个国民经济发展的一部分，在进行节水灌溉规划时，必须了解本县（市）、镇、村的建设发展规划，了解本地近期和远景的经济发展规划，也应了解本地区、本省以及全国节水灌溉发展规划，了解其对本地节水灌溉发展的倾向性意见。在进行节水灌溉规划设计时，主要收集下面与节水灌溉发展有关的规划及文件资料。

（1）有关批准文件。主要包括立项申请的批件、可行性研究报告的批件、有关工程项目资金筹措承诺文件和环保单位的审批评估文件、有关部委要求的文件等。

（2）有关行业发展规划。主要包括所在地区的五年、十年中长期国民经济发展计划

和规划、水利发展规划、水资源功能发展区划、农业发展规划及区划、节水灌溉发展规划、水土保持规划、退耕还林还草规划、城镇国民经济发展规划等有关规划。在做本地节水灌溉规划时，同时可参考《全国地下水资源开发利用规划》、《全国水资源综合规划》、《全国节水灌溉发展规划》等，以了解全国规划对当地发展的指导性意见。

(3) 有关标准、规范。与节水灌溉工程有关的国家和行业标准、规范，如 SL207—98《节水灌溉技术规范》、GBJ85—85《喷灌工程技术规范》、SL103—95《微灌工程技术规范》、SL/T153—95《低压管道输水灌溉工程技术规划（井灌部分）》、SL18—91《渠道防渗工程技术规范》等。

(4) 相关材料。主要包括作物生产资料、土壤普查实测资料、不同作物灌溉制度资料、灌溉成本、用水定额等与节水灌溉发展相关的资料。

## 第二节 地形与地貌资料

### 一、地形资料

地形是确定灌溉可行性，选定灌水方法，估算建筑物的数量、类型以及土地平整工程量的重要因素。通常规划设计灌溉系统时需要对照灌溉工程规划区地处海拔高程、地面坡度、地形变化等做详细的调查和勘察，地形资料一般用地形图反映。对于雨水积蓄利用工程，一般可不要求地形图，但应有集流面、蓄水设施及灌溉土地之间的相对高差资料。

#### 1. 地形图比例

规划设计要收集与之相适应比例的地形图，如无近期制作的与规划设计要求一致的比例尺的地形图，则需尽快测量绘制。一般规划所用的地形图比例尺多为 1/10000 ~ 1/100000，设计所用的地形图比例尺多为 1/2000 ~ 1/10000。

当节水灌溉面积在 3333hm<sup>2</sup>（含）以上时，规划用地形图比例尺宜在 1/100000 以上；

当节水灌溉面积在 667 ~ 3333hm<sup>2</sup> 时，规划用地形图比例尺宜在 1/10000 ~ 1/100000；

当节水灌溉面积在 333 ~ 667hm<sup>2</sup> 时，规划用设计地形图比例尺宜在 1/5000 ~ 1/10000；

当节水灌溉面积小于 333hm<sup>2</sup>（含）时，规划用设计地形图比例尺宜在 1/2000 ~ 1/5000；

当节水灌溉工程在技术设计阶段，设计用地形图宜采用 1/1000 ~ 1/2000，以便具体布置节水灌溉工程的管系和渠系并进行设计计算。

另外，还应有建筑物地址地形图（在必要的时候，应具有建筑物，如泵站等地址的地形图）和规划设计平面图，若规划设计区面积较小，且地势平坦，可只测绘 1/500 ~

1/1000 的平面图，图上标有典型田块地面高程和水源水位高程等数据。

地形资料复杂时宜采用较大的比例尺，若采用较小的比例尺应加测必要的工程控制点高程；地形平坦时可采用较小的比例尺。小比例尺的地形图，如 1/100000 的地形图可向本省、地区、县测绘局购取；大比例尺地形图需由水利部门进行实地踏勘、测绘。

### 2. 地形图应标出的内容

地形图上一般应标出规划区范围的边界线，现有的水源、高程、电源、动力线、高低压输电线路、变电站、村庄、道路、河流、水库、塘坝（堰）、沟渠、湖泊、车站、学校、医院、已建主要水利工程和主要地物等的位置，从地形图上能对规划区有一个较完整清晰的认识。在平坦地区，平面地形图上应有田块的地面高程，作为与水源水位比较，确定节水灌溉系统所需压力及布置田间管道和渠道的依据。

## 二、地貌资料

地貌特征包括山谷、丘陵、高原、台地、平原、沟壑、交接洼地、山前冲积扇（裙）、盆地、沼泽、湿地、沙漠、石漠等。要收集不同地貌单元的面积，占总幅员面积的比例，有关描述该地区地貌特征的资料。

按照地表的外观及绝对高度划分，我国陆地地貌分为山地、高原、平原、洼地四类，详见表 1-1。

表 1-1 按地质划分的陆地地貌类型表

类型	名称	绝对高度 (m)	相对高度 (m)	坡度 (°)	备注
山地	极高山	> 5000	> 1000	> 25	其界线大致与现代冰川和雪线相等
	高山	3500 ~ 5000	> 1000	> 25	高山与中山的界线（3500m），主要考虑到剥蚀作用的性质差别。在此线以上寒冻风化作用强烈，因此形成陡峭的山坡和粗大的堆积物。此外，在我国西北地区，此线也为森林的上限
			500 ~ 1000		
			100 ~ 500		
	中山	1000 ~ 3500	> 1000	10 ~ 25	
			500 ~ 1000		
			100 ~ 500		
	低山	500 ~ 1000	500 ~ 1000	5 ~ 10	低山与中山的界限（1000m），主要考虑我国东部的山地多在 1000m 以下，受强烈的流水侵蚀剧烈切割，地表零乱破碎
			100 ~ 500		
	丘陵	< 500	< 100		丘陵与低山的差别不在于绝对高度的大小，而在于相对高度和形态上的不同

续表

类型	名称	绝对高度 (m)	相对高度 (m)	坡度 (°)	备注
高原		> 600			
平原	高平原	200 ~ 600			
	平原	0 ~ 200			
洼地		海面以下			

### 第三节 气象资料

气象资料包括规划区的降水、蒸发、气温、湿度、日照、积温、无霜期、风速风向、冻土深度、历年早期、持续干旱天数及其他气象灾害等气候资料。

气象资料收集要有主次之分，最主要的资料有气温、降水、蒸发三项。一般先收集多年平均值和极值，以及极值产生的年、月、日。然后根据任务内容再收集必要的资料，如多年系列年总资料，或多年系列月总资料、月均资料，旬总资料、旬均资料，候总资料、候均资料，甚至逐年最大日资料、最小日资料等。

当解决季节性缺水的灌溉时，需收集重要作物生长期降水量资料，根据灌水保证率的频率水平年的降水量、蒸发量（月或旬）资料，同时要收集连续干旱发生的天数、年代。若制定灌溉制度，则需收集多年平均的月或旬降水量、蒸发量以及灌水保证率频率年的发生值。

#### 一、气候

要收集规划区的气候带、气候特征，如干旱半干旱季风型气候、大陆性气候、湿润季风型亚热带气候等。影响气候分区的主要因素是温度、雨量。按温度划分，将气候分为热带、亚热带、温带、寒带等气候区；按雨量和降水成因分为热带雨林气候、湿润季风型亚热带气候、半干旱温带气候。具体气象分区见表 1-2。

表 1-2 我国雨量分区特征表

分区	年降水量 (mm)	年径流深 (mm)	气候特点	主要作物	常遇灾害	所属地区
丰水区	> 1600	> 900	十分湿润，大致相当于热带和亚热带常绿林带	盛产水稻、热带和亚热带经济作物	多遇夏旱和秋旱	包括东南和华南沿海，珠江和浙、闽、台诸河流域

续表

分区	年降水量 (mm)	年径流深 (mm)	气候特点	主要作物	常遇灾害	所属地区
多水区	800~1600	200~900	气候湿润,大致相当于落叶和常绿阔叶混合林带	是我国水稻、冬小麦、棉花、油菜等作物以及柑橘、茶叶等经济林果主要产区	多春旱和秋旱	包括秦岭—淮河以南长江中下游及云贵川和广西地区
过渡区	400~800	50~200	气候半湿润半干旱,相当于落叶阔叶林和森林草原带	是我国小麦、棉花和其他旱作物以及苹果等经济林果的主要产区	干旱是丰产的最大威胁	包括黄淮海平原,东北大部,山西和陕西大部,四川西北部和西藏东部
少水区	200~400	10~50	气候干燥,相当于草原和半荒漠地带	是我国半农半牧区和主要牧区	蒸发强烈、干旱严重	包括东北西部,内蒙古、甘肃、宁夏、新疆西部和北部
干旱区	<200	<10	我国最干燥的地区	灌溉在农业生产上占据极其重要的地位	水源奇缺	包括内蒙古、宁夏、甘肃的沙漠,青海的柴达木盆地,新疆的塔里木和准噶尔盆地

## 二、气温

由于太阳的照射与地面烘烤而形成的大气温度的高低称为气温。气温直接影响作物生长所需的灌水量及灌溉系统的设计,低温会使大部分作物的生长速度放慢或受到抑制;高温时蒸发和蒸腾速度较快,土壤水分消耗也很快。

生长季节的长短和生长期内温度的高低决定着种植哪些作物可以获得很好的收入。灌溉有可能延长某些作物的生长期,也可以控制白天的高温,避免果实产量减少、质量下降。当计算作物需水量时,应选用日或旬或月多年平均气温、平均最低气温、平均最高气温;应了解年最高气温、年最低气温、极端最高气温、极端最低气温(温度及发生年、月、日)、最热月的月平均最高温度、最冷月的月平均最低温度等,以确定作物适宜的种植季节和气温。



### 三、降水

#### 1. 降水资料

降水资料包括规划区历年的年平均降水量、月平均降水量、旬平均降水量、季节降水量特征（占年降水量的百分比）。

当进行排频计算选用设计典型水文年的不同保证率（如  $P = 50\%$ 、 $75\%$ 、 $90\%$ ）时，需选用历年的年平均降水量和月平均降水量。历年降水系列资料原则上应不少于 10 年，系列越长越好，最好在 20 年以上，可收集实测资料并进行统计分析计算。当实测资料不具备或不充分时可根据当地降水量等值线图进行查算。

当进行作物需水量计算时，需选用当地作物全生育期内的逐日、逐旬或逐月降水量，还要考虑历年最大降水量及发生的日期、一日最大降水量、无效降水量（即一般小于 5mm 的降水量）。

#### 2. 降水对灌溉的影响

作物生长季节的降水量，特别是降水量的分布，影响着灌溉所需的灌水量和灌水次数。生长季节降水较多的地区，可能只需少量的灌溉水，而降水充足且分布均匀的年份，可能根本就不需要灌溉；降水少的地区，春、夏季降水少，所需灌溉用水量最大，灌溉系统规划设计时必须做到能够提供作物高产所需的水量。过量的降水或是高强度的降水可能会产生地面径流，导致土壤侵蚀，必须进行排水。

#### 3. 降雨等级

降雨等级见表 1-3。

表 1-3 降雨等级表

降雨等级	现象描述	降雨量范围 (mm)	
		一天内总量	半天内总量
小雨	雨能使地面潮湿，但不泥泞	1.0~10.0	0.2~5.0
中雨	雨降到屋顶上有淅淅声，凹地积水	10.0~25.0	5.1~15.0
大雨	降雨如倾盆，落地回溅，平地积水	25.0~50.0	15.1~30.0
暴雨	降雨比大雨还猛，能造成山洪	50.0~100.0	30.1~70.0
大暴雨	降雨比暴雨还大或时间长，造成洪涝灾害	100.0~200.0	70.1~140.0
特大暴雨	降雨比大暴雨还大，造成洪涝灾害	>200.0	>140.0

### 四、蒸发

水在常温下由液态变为气态的过程称为蒸发。根据蒸发性质的不同，可分为水面蒸发、土面蒸发、叶面蒸发（亦称蒸腾）三种蒸发。蒸发量以水层厚度（mm）表示。通

常所说蒸发是由水面蒸发折算而得。

### 1. 水面蒸发

水面蒸发是指一个地区自地表水体表面蒸发的水分。一般气象站所记录的蒸发资料仅是水面蒸发值，它不代表一个地区的真实蒸发量。实际蒸发量的大小与水面面积有关，水面面积越大，单位面积蒸发量越小；反之则大。气象站以前多用直径为  $\phi 20\text{cm}$  或  $\phi 80\text{cm}$  的蒸发皿值，通常  $E_{80} = 0.8E_{20}$ ，现在则用  $E_{601}$  蒸发皿，其面积远较自然水体蒸发面积小。

大面积水体的水面蒸发量  $E_h$  是由蒸发器观测的蒸发量  $E_m$  计算求得，即

$$E_h = kE_m$$

式中  $k$ ——折算系数，应按当地气象台站所确定的系数加以换算。当缺乏资料时，可参考表 1-4 的折算系数进行换算。

表 1-4 蒸发皿多年平均月、年折算系数  $k$  成果表

月 项目	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	年	变 域	
														$K_{\text{日}}$	$k_{\text{年}}$
$E_{601}$ (mm)	1.04	0.96	0.92	0.87	0.94	0.94	0.99	1.00	1.03	1.07	1.10	1.07	0.99	0.87 ~ 1.10	0.91 ~ 1.04
$\phi_{80(1)}$ (cm)	1.02	0.92	0.86	0.82	0.84	0.86	0.91	0.93	0.98	1.08	1.09	1.09	0.94	0.82 ~ 1.09	0.86 ~ 1.01
$\phi_{80(2)}$ (cm)	1.12	0.99	0.88	0.82	0.82	0.83	0.93	0.95	1.02	1.18	1.21	1.19	0.96	0.82 ~ 1.21	0.91 ~ 1.03
$\phi_{20}$ (cm)	0.89	0.86	0.73	0.66	0.71	0.71	0.78	0.81	0.89	0.99	1.00	0.97	0.82	0.66 ~ 1.00	0.78 ~ 0.85

### 2. 土面蒸发

土面蒸发是指土壤水汽化进入大气的过程。

### 3. 叶面蒸发

一定时段内某种植物通过叶面散失的汽化水量，称叶面蒸发，又称蒸腾（蒸散）。其量的多少与植物种类有关。

蒸发资料包括规划区的多年平均蒸发量、月蒸发量、最大日水面蒸发量、历年最大蒸发量及发生的日期。

在当地缺乏作物需水量资料时，可利用水面蒸发量资料估算作物需水量。历年蒸发量可按旬或月统计。

## 五、湿度

空气的湿度是指大气中水汽的含量。表示方法有绝对湿度和相对湿度两种。

绝对湿度( $e$ ): 某一时刻空气中水汽的含量。当采用重量单位时，以  $\text{g}/\text{m}^3$  表示；

当采用压力单位时，以 Pa 表示。

相对湿度 ( $N$ ): 空气的绝对湿度与同一时刻 (同一温度) 的饱和水汽含量之比。

$$N = e/G \times 100\%$$

当计算作物需水量时，需选用典型年的逐日、逐旬、逐月相对湿度或平均水汽压。

饱和水汽量 ( $G$ ): 某一温度下空气中可能容纳的水汽的数量，用重量或压力单位表示。用重量单位时，称饱和水汽含量；用压力表示时，称饱和水汽压力 ( $P$ )。

不同温度下的饱和水汽含量见表 1-5。

表 1-5 不同温度下的饱和水汽含量

$t$ (°C)	-30	-20	-10	0	10	20	30
$p$ (mm)	0.4	1.0	2.2	4.6	9.2	17.5	31.9
$G$ (g/m <sup>3</sup> )	0.5	1.1	2.4	4.8	9.4	17.3	30.4

饱和差 ( $d$ ): 一定温度下空气中水汽的饱和容量和当时空气中实际水汽含量之差称为饱和差。其表达式为

$$d = P - e$$

## 六、风

### 1. 风向

风向即风吹来的方向。风向共分 16 个方位，以拉丁文缩写字母表示，如图 1-1 所示，无风则以“C”表示。

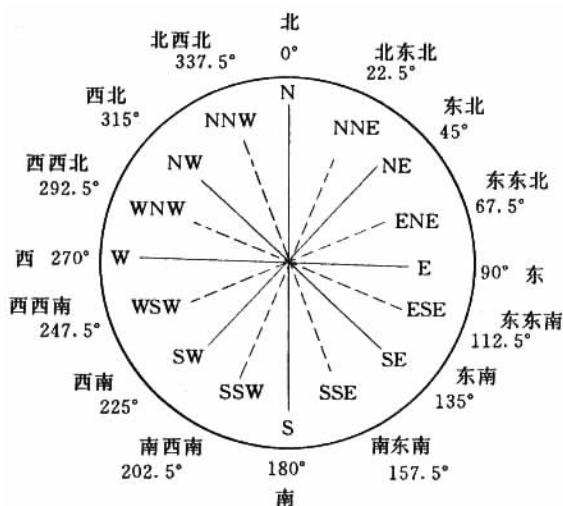


图 1-1 风向 16 位图

风向是选择节水灌溉工程类型必须考虑的因素之一，如喷灌对风向的要求较高。要

了解当地主要灌溉季节风向的变化情况，是否存在主风向，是什么风向，需到当地气象台站收集历年主要灌溉季节风向资料并作统计分析。统计时可将相差 180° 的两个风向放在一起作为同一方向处理。统计结果若某一风向出现的机会明显多于其他风向（如某一风向出现频率为 75% 以上），则可确认为主风向；若不存在这样的风向时，即认为风向多变。

## 2. 风速

单位时间内风行的距离称为风速，一般以 m/s 表示。根据风对地面上物体所造成的征象，将风的大小分成 12 级，叫做风力等级，以 0~12 级数字记载。由于风力等级超过 3 级时对喷灌和微喷灌均匀度影响很大，在规划设计时要考虑风速的影响。表 1-6 列出了 0~6 级的风力等级。

表 1-6 0~6 级风力等级表

风力等级	陆地地面物体的象征	相当风速 (m/s)
0	静，炊烟直上，树叶不动	0.0~0.2
1	烟能表示风向，但风向标不能转动	0.3~1.5
2	脸上感觉有微风，树叶微响，风向标能转动	1.6~3.3
3	树叶及微枝摇动不息，旌旗展开	3.4~5.4
4	能吹起地面尘土和纸张，树的小枝摇动	5.5~7.9
5	小树摇动，内陆的水面起小波	8.0~10.7
6	大树枝摇动，电线呼呼有声，举伞困难	10.8~13.8

注 表中风速均指距地面 10m 高的风速。

风向风速资料是确定喷灌和微喷灌系统布置的必需资料。应收集当地气象台站历年风速测定资料，包括灌溉季节的平均风速、最大风速、主风向等。

当计算作物需水量时，应选用 2m 高处旬或月平均风速、白天平均风速和夜晚平均风速，若系其他高度处测得的风速，则应进行换算。换算式为

$$v_2 = v_z (2/Z)^{0.2}$$

式中  $v_2$ ——2m 高处的风速，m/s；

$v_z$ ——Zm 高处的风速，m/s；

Z—— $v_z$  的测量高度，m。

## 七、其他

### 1. 日照

阳光照射在地面上的时间长短称为日照。

当计算作物需水量时，选用按日或旬或月统计日照小时数后按日或旬或月天数平均，要了解月平均日照、月平均日照占全年日照百分率，以确定适宜的种植作物和灌溉

方式，如日照很低的地区选用大棚微灌时就应慎重。

## 2. 冻土深度

冻土深度是指温度在  $0^{\circ}\text{C}$  或  $0^{\circ}\text{C}$  以下，因冻结而含冰的各种土层深度。按保持时间可分多年冻土（或称永久冻土）和季节冻土。我国多年冻土主要分布在东北北部山区、西北高山和青藏高原。

冻土层的资料包括历年冻土层深度资料，如冰冻期、冻土平均深度、最大冻土深度。

地理位置对地表土层季节冻结深度有很大影响。部分地区冻土深度见表 1-7。

表 1-7 部分地区冻土深度表

地区名称	最大冻土深度 (m)	地区名称	最大冻土深度 (m)	地区名称	最大冻土深度 (m)	地区名称	最大冻土深度 (m)
北 京	0.69	锦 州	1.13	太 原	0.74	拉 萨	0.26
上 海	0.08	大 连	0.93	郑 州	0.18	西 安	0.24
海拉尔	2.20	张家口	1.32	济 南	0.44	兰 州	1.03
齐齐哈尔	2.25	唐 山	0.73	青 岛	0.42	银 川	1.00
哈尔滨	1.94	石家庄	0.52	徐 州	0.24	西 宁	1.30
长 春	1.69	呼和浩特	1.20	杭 州	0.05	乌鲁木齐	1.33
沈 阳	1.39	大 同	1.79	长 沙	0.04		

## 3. 积温

积温是作物在其他生活因子得到满足的情况下，完成生长发育周期所要求的日平均温度的总和。一般包括年平均积温、大于  $0^{\circ}\text{C}$  的积温和大于  $10^{\circ}\text{C}$  的积温。

## 4. 无霜期

指露地植物没有受到霜降影响的首、尾时间。要收集年平均无霜期天数、始霜期和终霜期的日期，以确定灌溉时间。

## 5. 气象灾害

一般多指旱涝灾害，以及给生活、生产带来巨大损失的灾害。要了解旱涝灾害多年发生的系列资料，如出现的频率、灾害面积及变化规律、历年干旱时间及持续天数、其他气象灾害（包括冰雹、暴雨、干旱风、沙尘暴）等。

## 第四节 地质及水文地质资料

### 一、地质资料

地质资料主要收集规划区内裸露于地表及地下的地质年代,地层的断代情况,地质构造运动发生的年代、名称,地质构造特点,岩石的种类、生成原因、年代、结构、成分、物理特性,以及表层风化、内部破碎程度等。如表层岩石是造山运动形成的,还是火山喷发形成的;是河流冲击形成的,还是湖相沉积或海相沉积形成的;或是高温高压形成的变质岩等。要描述名称、年代、形成的原因、特征等。

要注意规划区内是否有地质灾害,如大孔隙黄土塌陷区、地质构造断裂带、地震多发地带及泥石流灾害多发地带,要收集地质灾害地带的灾害等级,如地震区的地震等级、烈度等级等。

在近代河流冲积、沉积物地区,主要收集其颗粒级配、理化性质等与灌溉有关的资料,在规划区内要注意收集地下埋藏的古河道位置,以便供地下水开发时使用。

地质对工程的选址影响很大,若工程选在泥石流地段,则会造成土体滑坡,工程塌陷;若工程选在震区,则会造成工程的倒塌;若工程选在大孔隙土壤地带,会形成地下空洞,造成工程塌方;若工程选在软基上,会使地面下沉,形成断裂。

### 二、水文地质资料

#### (一) 资料的收集

收集与灌溉有关的水文地质资料主要包括规划区内地下水是否能开发使用,可供使用的水量,如何才能开发,用什么办法。因此,要收集蓄水量、地下水径流量、可利用量等。

对已开发利用地下水的地区要收集地下水储量、可开发量、已开发量、年采用量、多年地下水位变化情况(从哪年到哪年降低多少、年均降低数)、超采情况、超采程度、严重性、年可供灌溉水量。

要收集地下水的化学成分及其含量,判别其是否可饮用和可灌溉。

单井涌水量,静水位、动水位变化情况,含水层深度、含水层地质情况,是确定井灌地区井区规模的依据。

#### (二) 主要类型地下水及其特征

地下水的类型是根据其不同的因子来分类的。按不同的方法有不同类型的地下水。

##### 1. 按存在条件划分

地下水按其存在的条件划分, 有上层滞水、潜水、承压水、孔隙水、裂隙水、喀斯特水(岩溶水)。主要类型地下水及其特征见表 1-8。

表 1-8 主要类型地下水及其特征

地下水类型	主要特征
上层滞水	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 贮存于包气带中局部隔水层或弱透水层上面的重力水;</li> <li>2. 具自由水面分布范围不大;</li> <li>3. 受季节影响明显, 水位变幅大, 动态不稳定;</li> <li>4. 补给区与分布区一致;</li> <li>5. 易受污染</li> </ol>
潜水	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 无压、具自由水面, 成井后静水位与初见水位一致或基本一致;</li> <li>2. 补给区与分布区一致;</li> <li>3. 地下水排泄径流通畅区以水平排泄为主, 径流滞缓区以垂直排泄区为主, 埋藏浅的两者并存;</li> <li>4. 动态随季节变化;</li> <li>5. 易受污染</li> </ol>
承压水	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 承压含水层顶板承受静水压力, 无自由水面, 成井后静止水位高于初见水位;</li> <li>2. 补给区与分布区不一致;</li> <li>3. 受气候因素影响不明显, 动态较稳定;</li> <li>4. 地下水排泄以水平排泄为主;</li> <li>5. 不易受污染</li> </ol>
孔隙水	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 包气带中局部隔水层分布区形成上层滞水;</li> <li>2. 各类松散堆积物分布区形成孔隙水, 富水性随岩性而异, 埋深受地貌及径流条件控制, 也受基底构造影响;</li> <li>3. 在沉积相变的影响和制约下, 可形成自流水;</li> <li>4. 水质变化不定</li> </ol>
裂隙水	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 随裂隙成因的不同, 形成面状裂隙水、层间裂隙水及脉状裂隙水各自的特征;</li> <li>2. 除面状裂隙水外, 分布上不够均匀, 主要受构造条件的控制, 既可形成裂隙潜水, 也可形成裂隙承压水;</li> <li>3. 富水性随断裂的力学性质不同而不同, 富水部位也受断裂性质的影响;</li> <li>4. 水质较好</li> </ol>
喀斯特水 (岩溶水)	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 埋藏于可溶性岩层中, 根据埋藏条件不同分为裸露型、覆盖型和埋藏型;</li> <li>2. 空间分布极不均匀, 受地质构造及可溶性岩性控制;</li> <li>3. 岩溶发育区形成集水的贯入式补给;</li> <li>4. 孤立水流和统一的地下水面并存, 层流和紊流并存, 有压流和无压流并存, 明流和潜流交替出现;</li> <li>5. 集中大流量排泄, 多表现为喀斯特大泉;</li> <li>6. 除埋藏型和覆盖型外, 动态变化受气候影响明显变幅大;</li> <li>7. 水质好, 矿化度低</li> </ol>

2. 按温度划分

地下水按其温度划分，有热水、温水和冷水。

3. 按化学成分划分

地下水按矿化度划分为淡水、微碱水和咸水；按化学成分划分为碳酸盐水、重碳酸盐水、硫酸盐水、碱化盐水和氯化物盐水等。

4. 按埋藏深度划分

地下水按其埋藏深度划分，有深层水和浅层水。

(三) 地下水物理性质和化学特性

1. 物理性质

(1) 温度。埋藏深度不同的地下水，具有不同的温度变化规律。地下水温度随深度增大而增高。埋深 3~5m，具有昼夜变化规律；埋深 5~50m，具有年变化规律；埋深大于 50m，其变化规律决定于地热增温率，即温度每升高 1℃所需增加的深度。通常，冷水常是钙质的，热水常是钠质的。

(2) 颜色。地下水一般是无色的，但有时由于某种离子含量较多，或者富集悬浮物和胶体物质，则可显示出各种各样的颜色，见表 1-9。

表 1-9 地下水颜色与其中存在物质的关系

水中物质	地下水颜色	水中物质	地下水颜色
含硫化氢	翠绿色	含锰的化合物	暗红色
含低铁	浅绿灰色	含粘土	无荧光的淡黄色
含高铁	黄褐饴或锈色	含腐质酸	暗或黑黄灰色（带荧光）
含硫细菌	红色	含悬浮物质	决定于悬浮物颜色

(3) 透明度。地下水的透明度取决于其中的固定与胶体悬浮物的含量。按透明度将地下水分为 4 级：透明的、微浊的、混浊的、极浊的，见表 1-10。

表 1-10 地下水透明度的分级表

分级	鉴定特征
透明的	无悬浮物及胶体，60cm 水深可见 3mm 粗线
微浊的	有少量悬浮物，大于 30cm 水深可见 3mm 粗线
混浊的	有较多的悬浮物，半透明状，小于 30cm 水深可见 3mm 粗线
极浊的	有大量悬浮物或胶体，似乳状，水很浅也不能看见 3mm 粗线

(4) 嗅。地下水通常是无气味的，但当其中含有某些离子或某种气体时，则出现特殊的气味。气味的强弱与温度有关，一般在低温下不易判别，加热到 40℃时气味最显著。



当有铁腥气味（墨水气味）时，多含亚铁盐；当有臭鸡蛋味时，多含硫化氢气体；当有腐草气味时，多含腐殖质；当有特殊的鱼腥臭味或霉臭气味时，含腐蚀性细菌。

(5) 味感。纯水是无味的。地下水的味感取决于其中所含的物质成分，见表 1-11。

表 1-11 地下水味感与所含物质的关系

所含物质	氯化钠	硫酸钠	氯化镁及硫酸镁	大量有机质	铁盐	硫化氢与碳酸气同时存在	二氧化碳及适量重碳酸钙和重碳酸镁
味感	咸	涩	苦	甜	涩	酸	爽口

## 2. 化学特性

(1) 地下水的酸碱性。地下水的酸碱性主要取决于水的  $H^+$  浓度，即 pH 值大小。

当  $pH < 5$  时，为强酸性；当  $pH = 5 \sim 7$  之间时，为弱酸性；当  $pH = 7$  时，为中性；当  $pH = 7 \sim 9$  之间时，为弱碱性；当  $pH > 9$  时，为强碱性。

(2) 地下水的矿化度。地下水的矿化度主要取决于水中所含  $Ca^{2+}$ 、 $Mg^{2+}$  的总量，即矿化度决定了水的咸淡。

如黄淮海平原地下水，当矿化度不大于  $2g/L$  时，为淡水；当矿化度在  $2 \sim 5g/L$  时，为微咸水；当矿化度大于  $5g/L$  时，为咸水。

# 第五节 水源及水文资料

## 一、水源类型

供给灌溉的供水水源可分为地表水源、地下水源和其他水源三大类。在进行节水灌溉规划设计时，首先要确定水源的类型，然后分析其供水量、水位和水质等是否符合节水灌溉工程的需要。

### (一) 地表水源

地表水源包括从河流中引出和抽取的水，从湖泊、水库、渠道中抽取的水或从其他地表水源获得的水。

#### 1. 河流和溪流

一般情况下，河水既是灌溉可用的最经济水源，也是最不可靠的水源。通常大的河流和溪流，即永久性河流经常是良好的水源。而主要依赖当地降水的较小河流，在干旱期间往往流量最小，而此时的需水量却最大，则水源可靠性差。

有些河流水位变化幅度可能很大，应分析确定最高和最低水位及枯水流量。有些小

河流可能存在断流问题，应分析上、下游用水情况及近期内可能兴建的工程情况，以确定可靠的引水时段。

规划时应收集的基本资料包括河流的名称，年总径流量，灌溉季节的径流量、流量，历年洪、枯水位，最大、最小流量出现的时间、持续时间，洪、枯河水含沙量，可用于灌溉的年径流量。

溪流的地表水源受降水分布的影响很大，溪水流量变化大，汛期洪水泥沙含量较大，一般没有实测系列资料，来水来沙过程需通过调查分析确定。

## 2. 湖泊和水库

天然湖泊是灌溉的良好水源。但是，从湖中抽取用于灌溉的水量是受限制的。为确定流域产水量，要了解降水和径流过程。

收集的规划资料包括湖泊、水库的名称、位置、数量、流域面积、蓄水量、可供水量、用水量以及利用蓄水的灌溉面积。

## 3. 沟渠水

沟渠水指的是灌溉后渠道中退下的灌溉尾水，还包括排水沟渠的排退雨涝水。从沟渠水中取水，由于规划设计的节水灌溉系统可能存在作物组成和灌溉制度的不同，在供水时段上会存在一定矛盾。因此，需要分析了解渠道的工作制度，即渠道的供水计划情况、保证程度、渠道中流量及水位变化，以便确定规划系统相应保证率的可靠供水时段。渠水中泥沙含量高时也应分析其含沙量。

## 4. 塘、坝

地表水源在山区、丘陵地区以及黄土高原上的塬面较为丰富。水源以降水后的地面产流为主，由地面径流产生的。供水分析主要研究产流条件及产流规律，以及工程条件对来水的调节控制能力，确定设计典型年可供水量。要了解塘、坝的灌溉面积或容积、集水面积等。

# （二）地下水源

地下水源是以地下水为主进行灌溉的水源。地下水既可利用承压井从多孔岩层中抽取获得，也可能从天然喷泉或渗流区的水流中获得。地下水源主要包括井水、泉水等。

## 1. 井水

水井是地下水源的主要取水水源。水井出水量和动水位一般依据成井后抽水试验及以往使用情况进行确定，但作为可供水量的设计依据，需分析其补给源和区域性开采对水井出水量的影响。同时还应确定供电保证率或柴油机日允许运行时间及各种故障的影响，最后才能确定月或旬的来水量。

## 2. 泉水

小泉出水量一般都受降水的影响，年内年际都可能有变化，但有滞后性，应依据降水和出水量调查资料分析确定典型年来水流量过程或分月、分旬来水量。

### (三) 其他水源

其他水源主要指污水处理回用水、微咸水和集雨工程积蓄水等。

#### 1. 污水处理回用

城市、生活污水和工矿企业污水经过水处理后达到排放标准，但又未达到饮用水标准的水可用来灌溉。这些水源的可用水量通常很小，只够在处理点附近用于小面积的灌溉，但大城市的污水经过处理后可作为灌溉水的重要水源。

在任何情况下排泄的生活用水和工业污水的回归水必须经过分析，以确定是否对作物和土壤带来有害影响，经过处理并达到灌溉水质标准要求的污水才可作为灌溉水的水源。

严禁使用污水浇灌生食的蔬菜和瓜果。

#### 2. 微咸水利用

利用微咸水灌溉，要从水质和所灌作物的耐盐能力来判断能否用于灌溉，除依据灌溉水质标准外，还应考虑灌溉系数、钠吸附比、盐度、碱度与矿化度和综合危害系数等指标。作物的耐盐力，通常采用土壤含盐量、含氯量和土壤溶液浓度三项指标衡量。具体指标参见表 1-12。在我国西北、华北一些地区，淡水资源不足而有大量的微咸水资源可以开发利用于灌溉。

表 1-12 小麦、棉花、玉米各生育期耐盐极限指标

作物	生育期	土层深度 (cm)	生长正常			生长受抑制			死苗		
			Cl 含量 (%)	含盐量 (%)	土壤溶液浓度 (g/L)	Cl 含量 (%)	含盐量 (%)	土壤溶液浓度 (g/L)	Cl 含量 (%)	含盐量 (%)	土壤溶液浓度 (g/L)
小麦	冬前	2~5	<0.04	<0.04	<20	0.04~0.14	0.40~0.60	20~40	>0.14	>0.60	>40
	返青	5~10	<0.04	<0.25	<10	0.04~0.12	0.25~0.50	10~25	>12	>0.50	>25
	拔节	5~20	<0.05	<0.04	<20	0.05~0.12	0.40~0.60	20~40	>0.12	>0.60	>40
棉花	出苗	2~5	<0.07	<0.04	<20	0.07~0.17	0.40~0.70	20~50	>0.17	>0.70	>50
	苗期	5~10	<0.07	<0.40	<20	0.07~0.17	0.40~0.70	20~50	>0.14	>0.70	>50
	“小雨死苗”	5~10	<0.15	<0.80	<40	0.15~0.30	0.80~1.00	40~60	>0.30	>1.00	>60
玉米	4~8片叶龄苗期	0~20	<0.05	<0.05		0.05~0.10	0.30~0.45		>0.10	>0.45	

#### 3. 集雨工程

集雨工程是指对降水进行收集、汇流、存贮和进行节水灌溉的一套系统，其中，贮水体主要是建水窖（窑）和蓄水池。集雨工程多在西北、华北黄土高原一带，要求年降

水量在 250mm 以上。

## 二、水质

灌溉水质是水的化学、物理性状和水中含有固体物质的成分及数量，主要收集的资料包括主要供水水源地的名称、水源质量级别、水质指数和主要超标项目等。

对灌溉水质的要求主要有以下几方面。

### 1. 水温

农作物生长期灌溉用水，水温应与土壤温度相近才适于作物生长，应尽量避免灌溉水温与土壤温度相差过大。一般春秋季节灌溉水温不宜低于 10~15℃；夏季水温不宜低于 15~20℃，以免对作物生长不利。一般井泉水及水库底层水温偏低，不宜直接用来灌溉水稻等作物，可通过抽取水库表层水、晾晒井泉水等措施，提高灌溉水温。

### 2. 杂质含量

灌溉水中杂质含量超过一定限度，会有害于作物生长，影响产量和产品质量，或使作物中毒死亡。为保证灌溉作物生长良好，应对灌溉水源水质进行杂质含量分析，主要考虑以下几方面：①悬浮物总量；②悬浮物的有机物总量；③水的 pH 值；④水的硬度，钙、镁的含量决定了水的硬度；⑤铁离子和镁离子的含量；⑥其他含量，如盐分、钾、铁、锰、硼、碳酸氢根、氯化物、硫酸根、硫化物等。

灌溉水质的要求应符合 GB 5084—92《农田灌溉水质标准》的要求，见表 1-13。

表 1-13 农田灌溉水质标准

单位：mg/L

序号	水质含量标准值（最大值）	水 作	旱 作	蔬 菜
1	生化需氧量（BOD <sub>5</sub> ）	80	150	80
2	化学需氧量（COD <sub>Cr</sub> ）	200	300	150
3	悬浮物	150	200	100
4	阴离子表面活性剂（LAS）	5.0	8.0	5.0
5	凯氏氮	12	30	30
6	总磷（以 P 计）	5.0	10	10
7	水温（℃）	35		
8	pH 值	5.5~8.5		
9	含盐量	1000（非盐碱土地区） 2000（盐碱土地区） 有条件的地区可以适当放宽		
10	氯化物	250		

续表

序号	水质含量标准值 (最大值)	水 作	旱 作	蔬 菜
11	硫化物	1.0		
12	总汞	0.001		
13	总镉	0.005		
14	总砷	0.05	0.1	0.05
15	铬 (六价)	0.1		
16	总铅	0.1		
17	总铜	1.0		
18	总锌	2.0		
19	总硒	0.02		
20	氟化物	2.0 (高氟区) 3.0 (一般地区)		
21	氰化物	0.5		
22	石油类	5.0	10	1.0
23	挥发酚	1.0		
24	苯	2.5		
25	三氯乙醛	1.0	0.5	0.5
26	丙烯醛	0.5		
27	硼	1.0 (对硼敏感作物, 如: 马铃薯、笋瓜、韭菜、洋葱、柑橘等) 2.0 (对硼耐受性较强的作物, 如小麦、玉米、青椒、小白菜、葱等) 3.0 (对硼耐受性强的作物, 如: 水稻、萝卜、油菜、甘蓝等)		
28	粪大肠菌群数 (个/L)	10000		
29	蛔虫卵数 (个/L)	2		

对于灌溉用水中所含盐分, 常因成分不同, 对作物影响差异很大, 如钙盐类对作物影响较小, 而钠盐类则对作物危害较大, 其中苏打 ( $\text{Na}_2\text{CO}_3$ ) 危害尤甚, 即使同样是钠盐类, 因酸根不同, 对作物影响也不相同。如  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  的含量大于  $1\text{g/L}$ ,  $\text{NaCl}$  的含量大于  $2\text{g/L}$ ,  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  的含量大于  $5\text{g/L}$  时, 才对作物产生不利影响。地下水往往不是同一种盐类, 而是几种盐类同时并存, 必须根据灌区实测资料确定灌溉用水水质。

在以下地区, 全盐量水质标准可以适当放宽。

(1) 具有一定的水利灌排工程设施, 能保证一定的排水和地下水径流条件的地区。

(2) 有一定淡水资源, 能满足冲洗土体中盐分的地区。

(3) 当表 1-13 规定的水质标准不能满足当地环境保护需要时, 省、自治区、直辖市人民政府可以补充本标准中未规定的项目, 作为地方补充标准, 并报国务院环境保护行政主管部门备案。

### 3. 水质分类

(1) 地表水质量分类。地表水质量划分为以下 5 类:

I 类 主要适用于源头水、国家自然保护区;

II 类 主要适用于集中式生活饮用水地表水源地一级保护区、珍稀水生生物栖息地、鱼虾类产卵场、仔稚幼鱼的索饵场等;

III 类 主要适用于集中式生活饮用水地表水源地二级保护区、鱼虾类越冬场、洄游通道、水产养殖区等渔业水域及游泳区;

IV 类 主要适用于一般工业用水区及人体非直接接触的娱乐用水区;

V 类 主要适用于农业用水区及一般景观要求水域。

(2) 地下水质量分类。地下水质量划分为 5 类:

I 类 主要反映地下水化学组分的天然低背景含量, 适用于各种用途;

II 类 主要反映地下水化学组分的天然背景含量, 适用于各种用途;

III 类 以人体健康基准值为依据, 主要适用于集中式生活饮用水水源及工业、农业用水;

IV 类 以农业和工业用水要求为依据, 除适用于农业和部分工业用水外, 适当处理后可作生活饮用水;

V 类 不宜饮用, 其他用水可根据使用目的选用。

## 三、水文资料

水文资料主要是了解水源的条件, 首先了解当地河流、渠塘、井泉历史水量、水温、水位及水质(含盐量、沙量、污染情况等)变化的情况。对于地下水井泉等还应了解含水层的地质情况和地下水补给情况, 对于需要排水的地区还应了解可以作为容泄区的河流的水位资料。

水文资料包括取水点年来水系列及年内旬或月分配资料; 相应泥沙含量及粒径组成资料; 水化学类型、元素含量和总量以及水温变化资料。

一些小水源往往没有现成的观测资料, 需根据水源特点进行访问调查或进行必要的测量和取样化验。对某些水源还需进行必要的产流条件调查, 以分析来水的变化规律, 如水井可了解其水文地质条件、成井工艺及供电保证率等。

### (一) 河川径流

对于大河流, 需要的水文资料主要有典型年的流量过程线、典型年的水位过程线、

洪峰流量、最高水位、水位流量关系曲线、历年最高洪水位、设计频率的洪水位及洪峰流量、年内输沙量的分配，以及河水中推移质和悬移质的空间分布等。

对于小河流及小型水库，需要的水文资料包括典型年逐月或逐旬径流量、水位库容曲线、设计和校核频率的洪水流量过程线、年输沙总量等。

## （二）地方径流

地方径流指的是由于降水在当地产生的地表径流。

降水除损耗外，在重力作用下沿地面或地下运动，形成地表径流和地下径流。地表径流常用流量、径流总量、径流深度、径流系数、径流模数及径流变化率等特征值表示。规划设计时需要的资料一般为：集水面积、降水量、径流系数、年径流量、年径流的年内分配、设计频率的洪水流量过程线及侵蚀模数等。

## （三）地下径流

必须首先确定地下水资源的可采量及设计开采量，或单井出水量及动水位。为确定设计开采量，应收集规划区的地质情况和水文地质资料（如典型年的季节潜水位、观测孔潜水动态、典型钻孔柱状图和抽水实验资料等）。

## （四）径流特征值

地表径流常用特征值见表 1-14。

表 1-14 径流特征值

名称	定义	符号	单位	计算公式	符号说明
流量	单位时间内通过河流某一过水断面的水量	$Q$	$\text{m}^3/\text{s}$	$Q = vF$	$F$ ——过水断面面积， $\text{m}^2$ ； $v$ ——过水断面上的平均流速， $\text{m}/\text{s}$ ；
径流总量	某时段内通过河流某一过水断面的总水量	$W$	$\text{m}^3$	$W = QT$	$F_i$ ——流域面积， $\text{km}^2$ ；
径流深度	某时段内径流总量均匀分布于过水断面以上的整个流域面积上所得到的水层厚度	$y$	$\text{mm}$	$y = W/F_i \times 10^3$	$X$ ——降水量， $\text{mm}$ ； $M_i$ ——某年的径流模数； $M_0$ ——多年平均径流模数；
径流模数（径流率）	单位面积上平均产生的流量	$M_s$	$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$	$M_s = Q/F_i \times 10^3$	$y$ ——径流深度， $\text{mm}$

续表

名称	定义	符号	单位	计算公式	符号说明
径流系数	某时段内的径流深度与同一时段内的降水量之比	$d_s$	% (或小数)	$d_s = y/X$	
径流变率 (模比系数)	某时段内的径流特征值与该时段的多年平均值之比	$K_i$	% (或小数)	$K_i = M_i/M_0$	

## 第六节 土壤与植被资料

### 一、土壤资料

土壤资料包括土壤类型、分布、土壤质地、容重、田间最大持水量、土壤渗吸速度、饱和含水量、土壤孔隙率、土壤孔隙度、永久凋萎系数、渗透系数、入渗速度、土壤结构、土层厚度、酸碱度和土壤肥力等。对于盐碱地，还应包括土壤盐分组成、含盐量、盐渍化及次生盐碱化状况、地下水埋深和水矿化度等。

规划范围内土壤有明显分区时，应按与地形图相同的比例填图。

土壤与土不相同，应注意区分。

#### (一) 土的分类与野外鉴别

##### 1. 土的分类和定名标准

土分为碎石土类、砂土类、粘土、亚粘土和轻亚粘土 5 类，详见表 1-15。

表 1-15 土的分类和定名标准

分类		定名标准
碎石土类	漂石	圆形及亚圆形为主，粒径大于 200mm 的颗粒超过全重的 50%
	块石	棱角形为主，粒径大于 200mm 的颗粒超过全重的 50%
	卵石	圆形及亚圆形为主，粒径大于 20mm 的颗粒超过全重的 50%
	碎石	棱角形为主，粒径大于 30mm 的颗粒超过全重的 50%
	圆砾	圆形及亚圆形为主，粒径大于 2mm 的颗粒超过全重的 50%
	角砾	棱角形为主，粒径大于 2mm 的颗粒超过全重的 50%



续表

分 类		定名标准
砂土类	砾砂	粒径小于 2mm 的颗粒占全重的 25% ~ 50%
	粗砂	粒径大于 0.5mm 的颗粒超过全重的 50%
	中砂	粒径大于 0.25mm 的颗粒超过全重的 50%
	细砂	粒径大于 0.1mm 的颗粒超过全重的 75%
	粉砂	粒径大于 0.1mm 的颗粒不超过全重的 75%
粘土		塑性指数大于 17
亚粘土		塑性指数 10 ~ 17
轻亚粘土		塑性指数 8 ~ 10

## 2. 土的野外定名方法

野外临时作业时，土的定名可采用一般常用的经验方法。土的野外定名分为粘土、亚粘土（砂粘土）、亚砂土（粘砂土）、黄土及黄土质砂土、泥炭、淤泥、耕土、人工土 8 种。土的野外定名方法见表 1-16。

表 1-16 土的野外定名方法表

名 称	鉴定方法
粘土	手搓时无砂粒感觉，能搓成直径小于 0.5mm 的长条，用刀切割有显著的平滑面；干燥后强度很大
亚粘土（砂粘土）	手搓时微有砂粒感觉，但仍以粘土为主；能搓成 0.5 ~ 3mm 粗的短土条，用刀切割开始有光滑闪光面；干燥后强度较大
亚砂土（粘砂土）	手搓时有多量砂粒感觉，能搓成 3mm 粗的短条，有时也很难搓成条，饱和时有水渗出，容易压碎；干燥后也能成块，但松散易碎，在水中易分解
黄土及黄土质砂土	手搓时感觉不出有砂粒，如面粉似的块状，易分解，大孔隙，肉眼可见
泥炭	手搓时腐烂厉害的泥炭从手指中挤出，腐烂较轻的泥炭则挤出的较少，手不污染；干燥时体积缩减厉害
淤泥	形状和颗粒很腐烂的泥炭，但含有矿物质，具有特殊气味和颜色，干燥后很硬
耕土	带有植物根茎的表土
人工土	含有建筑垃圾、破碎瓦块及其他杂物的表土

## （二）土壤质地

土壤由固态、液态、气态三相组成。土壤固相颗粒是组成土壤的物质基础，土壤颗粒的组成决定着土壤的物理、化学和生物特性，与植物生长发育所需的水分、空气、热量及养分的关系十分密切。

土壤质地是不同土壤颗粒组成的反映，既体现了肥力和耕作特性，又体现了土壤的

持水能力和入渗能力。通过土壤颗粒分析，测定土壤的颗粒组成，可以确定土壤质地。

### 1. 土壤质地分类

目前，通常将土壤质地分为砂土、砂壤土、壤土、壤粘土和粘土 5 类，见表 1-17。

表 1-17 土壤质地分类及颗粒组成

单位：%

土壤质地分类 \ 颗粒组成	砂粒 (1~0.05mm)	粗粉粒 (0.05~0.1mm)	粘粒 (<0.001mm)
砂土			< 30
砂壤土		> 40	< 30
壤土	> 50	< 40	< 30
壤粘土			30~40
粘土			> 40

注 砂粒大于 50%，粘粒大于 50%，亦属壤土。

### 2. 土壤质地确定方法

规划区的土壤质地可以通过以下途径确定。

(1) 采集规划区土样，委托农业、水利科研单位或院校在实验室通过颗粒分析测定土壤质地。

(2) 向当地农业、水利部门调查，收集以往土壤质地测定资料，从中分析确定规划区土壤质地。

(3) 通过现场简易方法大致判断确定土壤质地。现场判断主要有干测和湿测两种指测法，干测和湿测可相互补充，但以湿测为主。湿测时取小块土样（比算盘珠略大），拣掉土样内的植物根和结核体（如铁子、石灰结核），加水充分湿润、调匀（湿度以挤不出水为宜），再揉成条或圈环。指测法的各项判别指标见表 1-18。

表 1-18 指测法鉴定土壤质地指标

质地类型	在手掌中研磨时的感觉	用放大镜或肉眼观察的情况	干燥时状态	湿润时状态	揉成小细条时的状态
砂土	砂砾感觉	几乎完全由砂砾组成	土粒分散不成团	流砂，不成团	不能揉成细条
砂壤土	不均质，主要是砂砾的感觉，也有细土粒的感觉	主要是砂砾，也有粒细的土粒	用手指轻压或稍用力能碎裂干土块	无可塑性	揉成细条易裂成小段或小瓣
壤土	感觉到砂质和粘质土粒大致相同	还能见到砂砾	用手指难于破坏干土块	可塑	能揉成完整的细条，在其弯曲成圆环时裂开成小瓣

续表

质地类型	在手掌中研磨时的感觉	用放大镜或肉眼观察的情况	干燥时状态	湿润时状态	揉成小细条时的状态
壤粘土	感到有少量砂砾	主要有粉粒和粘粒, 砂粒几乎没有	不可能用手指压碎干土块	可塑性良好	易揉成细条, 但在圈成圆环时有裂痕
粘土	很细的均质土, 难于磨成粉末	均质细粉末, 没有砂砾	形成坚硬的土块, 用锤击仍难使其粉碎	可塑性良好, 呈粘糊体	揉成的细条易圈成圆环, 不产生裂痕

### (三) 土壤容重

土壤容重是指未破坏自然结构的情况下, 单位体积的干土重量, 单位为  $\text{gf}/\text{cm}^3$ 。干土重量是指  $105 \sim 110^\circ\text{C}$  条件下的烘干土重。土壤容重的大小随土壤质地、结构和土壤有机质含量的不同而异。

土壤容重受土壤质地、结构、土壤中有机质的含量和土壤含水量等的影响。一般砂土的孔隙粗大, 但数目较少, 总的孔隙容积较小, 所以容重较大; 粘土的总孔隙容积较大, 所以容重较小; 壤土则介于两者之间。土壤的团粒结构良好, 或者比较疏松, 则容重减小。

我国砂质土壤的容重在  $1.4 \sim 1.7\text{g}/\text{cm}^3$ , 粘质土壤容重在  $1.1 \sim 1.6\text{g}/\text{cm}^3$ ; 有机质多, 结构良好的耕作层, 容重多为  $1.0 \sim 1.2\text{g}/\text{cm}^3$ 。

土壤容重有条件时应实测确定。无实测资料时可参考表 1-19 确定。

### (四) 土壤田间持水量

#### 1. 概念

在自然条件下, 若地下水位较深, 当土壤充分灌溉后 (或下透雨后), 设法防止土面蒸发, 等到土体内过剩水分 (重力水) 下渗完以后, 湿润土层的水分就达到平衡, 这时测得的土壤含水量 (干土重的百分数) 就是土壤田间持水量。

当土壤含水量达到土壤田间持水量时, 若再继续灌溉, 灌溉水不能使上层土壤的储水量超过田间持水量, 而只能增加土壤的湿润深度, 将会造成深层渗漏。因此, 土壤田间持水量是灌溉后土壤有效含水量的上限。

一般农作物的适宜土壤含水量应保持在土壤田间持水量的  $60\% \sim 100\%$ , 如土壤含水量低于土壤田间持水量的  $60\%$  时, 则需要灌溉。因此, 土壤田间持水量是确定灌水量和判断是否需要灌溉的一个主要依据。

#### 2. 土壤田间持水量的参考值

土壤田间持水量的大小主要取决于土壤质地、结构、孔隙状况、松紧状况、耕作条件及有机质含量等。

表 1-19 我国部分地区土壤容重参考值

土壤类型	质地	容重 (g/cm <sup>3</sup> )	地区	土壤类型	质地	容重 (g/cm <sup>3</sup> )	地区
黑土和 草甸土	砂 土	1.22 ~ 1.42	华北	华北地区 盐土	砂 土	1.42 ~ 1.62	华北
	壤 土	1.03 ~ 1.39			砂壤土	1.43 ~ 1.56	
	壤粘土	1.19 ~ 1.34			壤 土	1.43 ~ 1.56	
					壤粘土	1.35 ~ 1.40	
粘 土	1.26 ~ 1.38						
黄绵土 垆 土 蝼 土	砂壤土	0.95 ~ 1.28	黄河中 游地区	淮北平原 土壤	砂 土	1.35 ~ 1.57	淮北平原
	壤 土	1.00 ~ 1.30			砂壤土	1.32 ~ 1.53	
	壤粘土	1.10 ~ 1.40			壤 土	1.20 ~ 1.52	
					壤粘土	1.18 ~ 1.55	
粘 土	1.16 ~ 1.43						
华北平原 非盐土	砂 土	1.45 ~ 1.60	华北地区	结壤	壤 土	1.20 ~ 1.40	华南地区
	砂壤土	1.36 ~ 1.54			壤粘土	1.20 ~ 1.50	
	壤 土	1.40 ~ 1.55					
	壤粘土	1.35 ~ 1.54			粘 土	1.20 ~ 1.50	
	粘 土	1.30 ~ 1.45					

由于土壤田间持水量受土壤性状的影响，加上土壤水分的不断运动，测定条件差异又较大，所以测得数值往往出入较大。即使是同一土壤，同时测定几个点，测得的数值也不相同。为了力求数值尽量确切可靠，如条件许可，应就地测定。如无实测资料，可参考表 1-20 和表 1-21 确定。

### (五) 土壤入渗能力

#### 1. 土壤入渗能力

土壤入渗能力以土壤入渗速度，即单位时间入渗的水层厚度表示。土壤入渗速度与土壤质地、结构状况、孔隙率、耕作状况及土壤原始含水量等因素密切相关。在灌溉过程中，土壤入渗速度是变化的。

#### 2. 土壤入渗速度参考值

土壤入渗开始时由于土壤比较干燥，吸水很快，随着土壤水分的增加，入渗速度逐渐减少，总的趋势是开始快，之后逐渐减慢，最后入渗速度趋向一个稳定数值，称为土壤稳定入渗速度。土壤稳定入渗速度参考值见表 1-23。

表 1-20 我国部分地区土壤田间持水量的参考值  
(重量百分比)

土壤类型	质地	田间持水量	地区	土壤类型	质地	田间持水量	地区
黄绵土 垆土 螻土	砂壤土	18~20	黄河中 游地区	红壤	壤土	23~28	华南 地区
	壤土	20~22			壤粘土	32~36	
	壤粘土	22~24			粘土	32~37	
华北地区 非盐土	砂土	16~22	华北 平原	淮北地区 土壤	砂土	16~27	淮北 平原
	砂壤土	22~30			砂壤土	22~35	
	壤土	22~28			壤土	21~31	
	壤粘土	22~32			壤粘土	22~36	
	粘土	25~35			粘土	28~35	
华北地区 盐土	砂土	28~34	华北 平原		砂壤土	28~34	
	砂壤土	28~34			壤土	26~30	
	壤土	26~30			壤粘土	28~32	
	壤粘土	28~32			粘土	33~45	
	粘土	33~45					

表 1-21 我国不同土壤质地田间持水量参考值

土壤质地	砂土	砂壤土	壤土	壤粘土	粘土
田间持水量(重量百分比)	8~16	12~22	20~28	22~28	23~30

注 田间持水量(体积百分比) = 田间持水量(重量百分比) ÷ 土壤容重

### 3. 适宜土壤含水量

几种主要农作物适宜土壤含水量见表 1-22。

表 1-22 农作物主要根系活动层深度和适宜土壤含水量

作物	各生育期主要根系活动层深度						适宜土壤含水量 (%)		
	生育期	深度 (cm)	生育期	深度 (cm)	生育期	深度 (cm)			生育期
冬小麦	苗期— 越冬	20~30	返青— 拔节	30~40	拔节— 孕穗	40	孕穗— 灌浆	40~50	70~80
春小麦	苗期	20~30	拔节— 孕穗	30~40	孕穗— 灌浆	40~50			80~90
玉米	苗期— 拔节	30	拔节— 抽穗	40	抽穗— 灌浆	50~60			苗期—拔节 60~70, 后期 80~90



续表

作物	各生育期主要根系活动层深度								适宜土壤含水量 (%)
	生育期	深度 (cm)	生育期	深度 (cm)	生育期	深度 (cm)	生育期	深度 (cm)	
葡萄	壮龄果园	40~50							70~90
蔬菜	生长前期	20~30	生长后期	30~40					80~90
苜蓿	二年生	40~50							70~90

表 1-23 各类土壤质地的稳定入渗速度

土壤质地	入渗速度 (mm/h)
砂土	20
砂壤土	15
壤土	12
壤粘土	10
粘土	8

## (六) 盐碱土

灌溉水中所含的盐分在灌溉土壤中积累, 可能引起土壤性质的改变。在干旱地区, 作物基本上由灌溉水进行灌溉, 盐分积累现象严重。经常需要定期的超量灌水(淋洗)来控制、减少或去掉根区土壤中的盐分。在湿润地区, 降水通过土体形成的渗漏可淋洗掉大部分可溶性盐。

对盐碱地要进行特别的灌溉规划。例如, 选种植哪些作物、施多少肥料、土壤是否需要淋洗和施用改良剂等必须考虑。

盐碱土常见于干旱地区, 但在使用微咸水进行灌溉的地方, 也会出现土壤的积盐现象。在湿润地区, 如果用微咸水灌溉, 土壤中可能积盐。而由于降水和灌溉影响不大, 积盐现象一般仅见于土壤顶层。在降水多的地区, 如果土壤排水条件较好, 降水会将盐分从根区淋洗掉。

微咸水用于灌溉, 取决于其盐分浓度、降水、灌水次数、作物的耐盐度及土壤盐度等。应当确定灌溉水的含盐量, 检查土壤的积盐情况, 并了解规划区域内可以种植的耐盐作物。

## 二、植被资料

土壤植被好坏是反映灌溉作物生存条件、环境的参考证据。植被的种类直接反映它生存的条件, 特别是气候条件和土壤条件。当气候条件适宜时, 土壤条件就成为影响其

植被种类不同的因素；当土壤条件适宜时，气候条件又成为影响其植被种类不同的因素；当气候、土壤条件都适宜时，土壤中的水分含量又成为影响其植被种类不同的因素。

植被资料的收集主要是收集已有的植被图，一般土壤调查报告中会提供。如找不到资料，可到现场实地调查其植被种类、各种植被的比例关系、植被覆盖度等。

## 第七节 作物与灌溉制度资料

### 一、作物资料

#### （一）作物种植情况

规划区内种植作物应了解种类、品种、耕作层深度、生长季节、种植比例、种植面积、种植分布图及轮作倒茬计划等，对于果树还应收集树种、树龄、密度、走向和株行距等。

同时还应了解原有的高产、稳产农业技术措施及产量等。

#### （二）作物生育期

一般情况下，各种作物的正常生长季节是整个无霜期，或从春季的最后一次寒霜到此后一个限定时期的结束。

规划时，要了解规划区内作物的全生育期和各生育阶段的天数、起止日期，也就是播种、收获和生长日期的资料。

#### （三）作物主要根系活动层深度

作物主要根系活动层深度指的是根量占总根量 80% ~ 90% 的土层深度，也就是土壤的主要耗水层的深度，是确定灌水计划湿润层深度的依据。

作物主要根系活动层深度随着作物的成长和根系的发育而增加，并受到土壤质地、紧实度、孔隙度、水分状况、耕作管理水平等条件的影响。各类作物各生育阶段的主要根系活动层深度可参考表 1-22。

#### （四）作物茎秆（树干）高度

节水灌溉工程设计中，要考虑灌溉作物的高度，如喷灌和微喷灌系统布置要考虑作物茎秆（树干）的高度。各类作物在灌溉时期最大茎秆高度参考值见表 1-24。



表 1-24 作物茎秆（树干）高度

作物名称	小麦	玉米	黑麦	大麦	燕麦	向日葵	亚麻	大麻
茎秆（树干）高度（cm）	70~110	190~210	100~165	50~90	40~80	180~200	55~56	130~240
作物名称	甘蔗	茶树	甜菜	胡萝卜	甘蓝	西红柿	黄瓜	菜豆
茎秆（树干）高度（cm）	180~220	60~100	20~40	20~30	25~40	50~70	100~150	70~90
作物名称	柑橘	苹果	桃树	枇杷	木耳架	棉花		
茎秆（树干）高度（cm）	200~400	200~400	300	400~600	100~120	120~150		

## 二、灌溉制度资料

作物灌溉制度是确定节水灌溉工程设计流量的主要依据，包括灌水定额、灌水次数、灌水日期和灌溉定额。

灌溉制度受气候特征、土壤特性、作物种植及农业生产水平等方面因素的影响，各地差异很大。为进行灌溉制度设计，需要收集与灌溉制度设计有关的灌溉农业资料，包括主要作物需水量试验结果资料、主要作物各生长阶段所占全生育期的比例及灌水经验等。

## 第二章 区域水土资源平衡及评价

### 第一节 概 述

#### 一、区域水土资源平衡及评价的目的与任务

区域水土资源平衡及评价包括水资源和土地资源两个方面的平衡与评价内容。水资源评价的主要任务包括水资源数量、质量、时空分布特征和开发利用条件等方面的评价。一方面要采取适宜的方法计算确定区域内不同水文年份的水资源总量、水资源可利用量及水利工程可供水量，另一方面要通过典型调查或专题论证分析，确定区域内的工业、农业、城乡生活、生态环境等不同行业需水量，通过区域内水资源供需平衡分析，提出不同水文年份区域水资源合理开发利用的建议和必要的工程技术、管理和法律等保障措施。

土地资源评价包括土地数量的计算和土地质量的鉴定、分类、评级和估价等。此处重点介绍水资源评价与供需平衡分析，对于土地资源评价仅从土地数量上介绍水土资源搭配及其相互影响。

区域水土资源的平衡及评价分析的根本目的是弄清所研究区域内可开发利用的水资源量和经济社会发展对土地资源提出的要求以及可供使用的各种土地资源情况，分析二者的搭配情况，以确定适宜的区域经济发展格局、规模和水土资源利用策略，保障水资源的可持续利用，充分发挥农业土地资源生产潜力，达到人口、资源、环境与社会的健康协调和可持续发展。

通常所说的水资源指逐年可以得到恢复和更新的淡水量，即陆地上由大气补给地表、地下动态水量。区域水资源主要指大气降水、地表水、地下水、土壤水，“四水”可以转化。但从区域内全社会各行业可以使用的水资源量之角度而言，回归水、微咸水、净化处理后的污水、淡化后的海水均可作为进行工农业生产生活及维护生态环境等的用水量，亦属于分配的资源量。

区域土地资源，指由地形、土壤、气候、水文、植被等各种自然因素长期作用以及人类活动影响所形成的耕地、园地、林地、草地、城镇和交通生产用地、水域及未利用土地等不同地类构成的综合体。

区域内的水资源与土地资源都是有限的自然资源，二者相辅相成且又相互制约，水

资源是土地资源发挥最大生产优势的基本条件之一。水资源的开发利用与水环境生态系统的保护状况密切相关,如农业灌溉水平、工业生产废水排放达标率、城乡居民生活饮用水安全性、维系基本生态系统功能的水资源需求的满足程度等,将会导致区域水资源的利用走上良性或恶性循环两种截然不同的方向,直接或间接地影响到区域内水资源利用的可持续性。另一方面,土地资源的利用程度也将影响水资源利用的效率及其可持续性。

## 二、区域水土资源平衡及评价的基本原则

### (一) 区域水资源平衡与评价

区域水资源平衡与评价要遵循以下原则。

#### 1. 可持续发展原则

客观分析水资源总量、时空分布、可利用量和水资源承载能力,同时分析水资源供水能力和实际利用量,供需平衡或有余,努力做到与人口、资源、生态环境的相互协调,保障水资源可持续利用。进行水资源评价时,应考虑水量与水质的关系,保持水生态环境系统良性循环所必须满足的水环境目标和水资源开发利用方式、利用程度、利用效率等均要求符合可持续性原则。

#### 2. 高效利用原则

进行水资源评价时,应全面分析水资源利用率的现状和节水潜力,将农业节水放在优先位置。特别注意提高天然降水的利用率,重视灌溉水的重复利用,同时结合选育作物品种,以提高作物的水分生产率。集成工程节水措施与非工程措施、水利措施与农业措施、现代技术与传统经验,实现水资源高效利用。

#### 3. 效益优先、兼顾公平原则

水资源的开发利用要坚持效益优先,即要分析和评价投入产出比,努力降低用水成本和发挥有限水资源的最大效益。要保证水权分配的科学性、合理性和公正性,协调不同用水目标之间的矛盾。在先生活、后生产的前提下,处理好经济效益、社会效益、生态环境效益之间的关系,兼顾国家、集体和个人,农业、工业、生活和生态各方面的利益。同时,要采取有效的机制,调动各方面的节水积极性。

#### 4. 计划性原则

经济社会发展要与水资源开发利用统筹规划,以水资源承载能力为基础,实行有计划的用水管理,以供定需,总量控制,定额用水,目标管理。

#### 5. 因地制宜原则

我国各地自然条件和社会条件差异很大,水资源开发利用和农业节水发展模式不可能相同,更不能盲目照搬国外模式。在总结当地高效用水经验和找准主要矛盾的基础上,立足当前,着眼长远,讲求实效,根据当地自然条件、经济社会发展水平和管理水平,客观、科学地进行水资源评价。

## 6. 优化配置原则

要优化调配多种水源，通过田间合理灌排和工程措施，充分利用天然降水；通过工程措施和优化调度，高效使用地表水；在井灌区通过区域合理布局，在采补平衡的原则下，合理开采地下水；在灌溉试验的基础上，安全使用劣质水。一方面要大力推广渠道防渗、管道输水技术，平整土地，提高田间灌溉管理水平；另一方面要发展“长藤结瓜”、“大、中、小，蓄、引、提”相结合的灌溉系统。

## 7. 动态性原则

自然界中以各种形式存在的水在一定条件下可以相互转化，如地表水与地下水的转化，降水与土壤水的转变等。在人类活动干预情况下，上述转化演变的更快、更剧烈。在水资源总量减少、水资源利用量与利用程度大幅度提高的情况下，水文循环系统的规律必然发生改变；在地下水位下降、渠道输水损失减少、田间深层渗漏减少的情况下，地下水补给量必然减少。因此，在进行水资源评价时，必须运用动态的观点对地表水和地下水作全面的分析计算。

## （二）区域土地资源平衡与评价

区域土地资源的平衡与评价所包含的内容甚多，对于土地资源数量和质量的的评价也要遵循合理开发、效益最优、可持续利用、因地制宜等基本原则。对于与水资源利用和农业节水发展相关的区域土地资源的平衡与评价，关键是考虑水土资源一致性。依据土壤普查和土地利用规划，分析土地功能分区及其水资源需求情况。在水资源相对丰富的地区，要注意分析土地后备资源和水土资源在空间上的一致性；在水资源紧缺的地区，要特别注意避免灌溉规模过大，以水资源的可持续利用促进土地资源的效益发挥。

# 第二节 区域水资源状况和可供水量分析

区域水资源状况包括水资源量 and 水质两方面，其中，水资源量主要指大气降水、地表水、地下水、土壤水。虽然从水资源的有效性而言，土壤水资源评价十分重要，但土壤水均由其他水资源转化而成；灌溉回归水利用和污水净化处理回用是提高水资源利用效率和缓解水资源供需矛盾的重要手段，但不属于新水水资源；微咸水利用一般要以一定的淡水资源为基础；海水淡化则主要取决于经济条件和用水目的。因此，从水资源量的角度分析，此处仅讨论大气降水、地表水和地下水。

## 一、水资源量状况

### （一）降水

大气降水是陆地上各种形态水资源总的补给来源，降水量的多少反映了水资源的丰

枯情况,其计算主要根据实测降水资料统计分析,确定降水量的多年平均值、变差系数、偏态系数等特征值。特征值的分析计算方法一般有矩法、三点法及图解适线法等。根据各种年份降水量的模比系数,即可得到不同频率水文年份的年降水量及各月降水分配过程。有效降水量与降水量、雨强、降水历时、地形、土质、前期土壤含水量、作物种类及生育阶段、农业耕作技术等有关,一般根据水量平衡法推求有效降水利用量。

### 1. 矩法

具有连续且足够长度(一般要求在30年以上)的降水观测资料时,降水量的各种统计参数计算公式如下:

$$\bar{P} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P_i \quad (2-1)$$

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left( \frac{P_i}{\bar{P}} - 1 \right)^2}{n-1}} \quad (2-2)$$

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (K_i - 1)^3}{(n-3) C_v^3} \quad (2-3)$$

$$K_i = \frac{P_i}{\bar{P}} \quad (2-4)$$

式中  $\bar{P}$ ——多年平均年降水量, mm;

$P_i$ ——第  $i$  年降水量, mm;

$C_v$ ——变差系数;

$C_s$ ——偏态系数;

$K_i$ ——第  $i$  年的降水模比系数;

$n$ ——样本数量。

### 2. 三点法

在频率格纸上通过实际观测点群中心,目估确定并绘出一条光滑的经验频率曲线,从其上读取对称的三点,频率为  $p_1$ 、 $p_2$ 、 $p_3$ ,相应的降水量为  $P_1$ 、 $P_2$ 、 $P_3$ ,再利用下列公式计算,得到该理论频率曲线参数。

$$S = \frac{(P_{p_1} + P_{p_3} - 2P_{p_2})}{(P_{p_1} - P_{p_3})} \quad (2-5)$$

$$\sigma = \frac{(P_{p_1} - P_{p_3})}{(\Phi_{p_1} - \Phi_{p_3})} \quad (2-6)$$

$$\bar{P} = P_{p_2} - \sigma \Phi_{p_2} \quad (2-7)$$

式中  $S$ ——偏度系数,  $S = f(p, C_s)$ ;

$\Phi_{p_1}$ ——对应频率  $p_1$  的离均系数。

$C_s$  值可以通过查表得到;  $p_2$  一般取为 50%,  $p_1$  与  $p_3$  对应为丰水、枯水年。

### 3. 图解适线法

该方法主要过程是先计算经验频率，点绘出年降水量的经验频率曲线，再用矩法或三点法求出  $P$ 、 $C_v$  为初始参数，假定不同的  $C_s$  值，通过查皮尔逊—Ⅲ型曲线的模比系数  $K_p$  值表，得到不同的理论频率曲线，与经验频率曲线整体最接近的曲线对应的  $P$ 、 $C_v$ 、 $C_s$  就是所求统计参数。经验频率计算公式为

$$p = \frac{i}{n+1} \times 100\% \quad (2-8)$$

式中  $p$ ——经验频率，%；  
 $n$ ——年降水量资料长度，年；  
 $i$ ——年降水量从大到小排序号， $i = 1, 2, \dots, n$ 。

根据式 (2-8) 的计算结果，不同频率年逐月降水量计算公式为

$$P_p = K_p \bar{P} \quad (2-9)$$

式中  $P_p$ ——频率为  $p$  的年或月降水量，mm；  
 $K_p$ ——频率  $p$  的年或逐月降水模比系数；  
 $\bar{P}$ ——多年平均年或月降水量，mm。

#### 4. 有效降水量

降水的有效性与降水强度、降水历时、次降水量、雨前土壤含水量、地形地貌、土壤质地与结构、作物种类与生长阶段、农技措施等多种因素有关，各项参数的拟定计算比较复杂，实践中可采用系数法确定有效降水量，即

$$P_e = \alpha P \quad (2-10)$$

式中  $P_e$ ——次有效降水量，mm；  
 $P$ ——次降水量，mm；  
 $\alpha$ ——有效降水系数。

$\alpha$  值可根据实验得到，或近似取值为

$$\alpha = \begin{cases} 0.7 \sim 0.6 & (P > 50\text{mm}) \\ 1.0 \sim 0.8 & (50\text{mm} \geq P \geq 5\text{mm}) \\ 0 & (P < 5\text{mm}) \end{cases} \quad (2-11)$$

### (二) 地表水

地表水指地球表面覆盖的液态及固态水体，包括河流、湖泊、冰川、海洋及沼泽等，狭义的地表水指年复一年可以更新的水量，即河川径流量。河川径流量的分析计算方法有代表站法、等值线法及降水径流相关法等。在进行典型径流年内分配计算时，要选择年水量或供水期水量与设计频率相应时段水量相等，并对工程设计不利的分配年份作为分配典型。若缺乏径流资料，可采取水文比拟法，或直接查算当地水文手册、水文图集得到典型年径流分配成果。

值得指出的是，地表水的分析一般只针对当地地表水资源进行，而不对过境水资源进行评价，区域水资源评价亦不包括过境水。对于过境水的利用，以水行政主管部门批准的取水计划为依据。

### 1. 代表站法

在规划区域内选择能够控制整个区域、实测径流资料较长,且具有足够的精度的代表站,把代表站的年径流量按面积比或综合修正移用到规划区域,从而推算出设计多年平均径流量及不同频率的年径流量,即

$$W_s = \frac{F_s}{F_d} W_d \quad (2-12)$$

式中  $W_s$ ——设计站年径流量;  
 $F_s$ ——设计站控制径流面积;  
 $W_d$ ——代表站年径流量;  
 $F_d$ ——代表站控制径流面积。

当规划区内缺乏实测年降水、径流量资料时,可直接借用与设计区域自然地理条件相似的典型流域之年径流系列进行设计年径流量推算,即

$$W_s = \frac{\bar{R}_s}{\bar{R}_d} R_d F_s \quad (2-13)$$

式中  $\bar{R}_s$ ——规划区域内的多年平均年径流深, mm;  
 $\bar{R}_d$ ——典型流域的多年平均年径流深, mm;  
 $R_d$ ——所选择典型流域某一年的径流深, mm。

### 2. 等值线法

等值线法主要用于缺乏实测资料地区多年平均和不同频率径流量的推求。在包括规划区域在内的较大范围面积的多年平均径流量等值线图上,先用求积仪量算规划区域内相邻两条等值线间的面积  $F_i$ ,然后计算相应于  $F_i$  的平均年径流深  $\bar{R}_i$ ,即用相邻两条等值线值的平均值代替,再由此计算出规划区域的多年平均年径流深  $\bar{R}$  及多年平均年径流量,即

$$\bar{R} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^m (\bar{R}_i n_i) \quad (2-14)$$

$$\bar{W}_s = \bar{R} F_s \times 10^{-5} \quad (2-15)$$

式中  $N$ ——等值线图上计算区域面积的求积仪读数总数;  
 $m$ ——等值线图上的分块数;  
 $\bar{W}_s$ ——规划区域的多年平均年径流量, 亿  $\text{m}^3$ ;  
 $F_s$ ——规划区域的总土地面积,  $\text{km}^2$ 。

### 3. 降水径流相关法

在代表流域内,选择具有充足实测年降水和径流系列的代表站,统计分析其年降水与径流深的相关关系,当规划区域与该代表站的下垫面因素及产汇流条件相似的情况下,可以根据规划区域设计站的年降水量查代表站之降水径流相关图,得到设计站的年径流深,乘以控制径流面积,即得到年径流量。该方法在降水丰沛、植被覆盖率高的地区具有较好的关系,而在干旱、半干旱地区,因受到蒸发、渗漏等的影响,需要作一定

的修正。

### (三) 地下水

地下水指储存于地下岩石或土壤孔隙中的水，地下水资源量是指降水、地表水体（含河道、湖库、渠系和灌溉田间）入渗补给地下含水层的动态水量。地下水资源评价即是根据水文地质勘测资料，通过技术经济分析确定合理的地下水允许开采量，避免地下水超采。地下水资源评价的主要特征参数有给水度、降水入渗补给系数、潜水蒸发系数、灌溉入渗补给系数、渠系入渗补给系数、渗透系数等。由于地下水资源量的计算方法很多，如分项计算法、水量均衡法、数值计算法等，且各地补给条件差异较大，实践中应仔细阅读当地地下水资源评价专门报告，参阅地下水开发利用方面的文献资料，并特别注意补给条件的变化趋势。此处仅介绍地下水资源量包含的主要内容和一般方法。

虽然地下水资源评价包括对深层承压水的分析计算，但由于承压水补给困难，一般不作为主要开采的水源，即在进行区域水量平衡分析时，不包含深层承压水。

#### 1. 平原区地下水资源量

(1) 降雨入渗补给量。降雨入渗补给量指当地降水渗入土壤后，在重力作用下补给地下水的水量，即

$$U_p = FP\alpha \tag{2-16}$$

式中  $U_p$ ——降水入渗补给量；

$P$ ——多年平均年降水量；

$F$ ——计算分区的面积；

$\alpha$ ——多年平均年降水入渗补给系数。

(2) 山前侧渗补给量。山前侧渗补给量按下式计算：

$$U_k = kIH L \tag{2-17}$$

式中  $U_k$ ——山前侧渗补给量；

$k$ ——含水层渗透系数；

$I$ ——地下水力坡度；

$H$ ——水层平均厚度；

$L$ ——计算剖面长度。

(3) 河道渗漏补给量。当河道水位高于两岸地下水位时，河水可以通过侧向渗漏补给地下水，补给量计算公式为

$$U_r = Q \left( \frac{Q_1 - Q_2}{Q_1} \times 100\% \right) \tag{2-18}$$

式中  $U_r$ ——河道渗漏补给量；

$Q$ ——河道多年平均年径流量；

$Q_1$ 、 $Q_2$ ——河段上、下游测站年径流量。

(4) 渠系渗漏补给量。灌溉渠道在输配水过程中渗漏损失的水量，在重力作用下对地下水的补给量按下式计算：



$$U_c = Q_{引} (1 - \eta_{渠}) \quad (2-19)$$

式中  $U_c$ ——渠系渗漏补给量;

$Q_{引}$ ——渠首引水量;

$\eta_{渠}$ ——渠系水利用系数。

(5) 渠区域灌溉田间入渗补给量。在灌溉过程中, 渠区域灌溉田间的深层渗漏对地下水的补给量按下式计算:

$$U_f = \beta W_{灌} \quad (2-20)$$

式中  $U_f$ ——田间灌溉入渗补给量;

$W_{灌}$ ——实灌溉用水量;

$\beta$ ——灌溉入渗系数, 一般取 0.1~0.2。

(6) 井灌回归补给量。井区域田间灌溉水下渗对地下水的补给量, 可用井灌回归系数与实际开采量相乘得到, 即

$$U_w = \varphi W_{采} \quad (2-21)$$

式中  $U_w$ ——降水入渗补给量;

$W_{采}$ ——地下水实际开采量;

$\varphi$ ——井区域灌溉回归水系数。

(7) 湖库闸渗漏补给量。湖泊、水库、塘堰、闸坝等水体渗漏对地下水的补给量, 可用水量平衡法求得, 计算公式为

$$U_l = W_{库始} - W_{库末} + W_{入库} - W_{供水} - W_{弃水} - W_{蒸发} \quad (2-22)$$

式中  $U_l$ ——湖库闸坝渗漏补给量;

$W_{库始}$ ——计算时段开始水库存水量;

$W_{库末}$ ——计算时段末水库存水量;

$W_{入库}$ ——计算时段内进入水库的总水量;

$W_{供水}$ ——计算时段内水库的各种供水量;

$W_{弃水}$ ——计算时段内弃水量;

$W_{蒸发}$ ——计算时段内水库的蒸发损失量。

(8) 平原区地下水资源总量。根据上述各分项结果, 可得到平原区地下水资源总量。其中, 井区域的灌溉水源为本区域内的地下水, 其回归水量可作为地下水补给的一部分, 但不能作为计算区域地下水资源总量的一个项目, 因此, 平原区地下水资源总量为

$$U_{平原} = U_p + U_k + U_r + U_c + U_f + U_l \quad (2-23)$$

式中  $U_{平原}$ ——平原区地下水资源总量。

## 2. 山丘区地下水资源量

山丘区地下水资源量可通过排泄法计算得到, 排泄量包括河川基流量、河床潜流量、山前侧向流出量、山前泉水流出量、潜水蒸发量及地下水开采消耗量等。

河川基流量  $W_{川}$  是山区地下水排泄的主要方式, 可根据河川径流过程线, 采取基流分割法计算得到; 河床潜流量  $W_{床}$  只有在控制断面以上径流区分布有较厚松散沉积物时需要计算; 山前侧向流出量  $W_{侧}$  可采用平原区山前侧渗补给量计算方法推求到; 在有不泄入河道的泉水时需要计算山前泉水流出量  $W_{泉}$ ; 潜水蒸发量  $W_{潜蒸}$  亦可采取平原区潜水蒸发计算方法求得, 其中, 潜水蒸发系数应依据试验资料; 地下水开采量  $W_{采}$  计算方法与平原区完全一样。上述各项排泄之和即为山丘区地下水资源量, 即

$$W_{山} = W_{川} + W_{床} + W_{侧} + W_{泉} + W_{采} + W_{潜蒸} \quad (2-24)$$

式中  $W_{山}$ ——山丘区地下水资源量。

### 3. 区域地下水资源总量

根据以上计算所得平原区及山丘区地下水资源量之和, 扣除二者重复量, 即得到区域地下水资源总量。重复部分为山前侧渗补给量和山丘区的河川基流对平原区地下水补给量。其中山前侧渗补给量即平原区地下水资源量计算的相应分项, 山地河川基流对平原地下水的补给量可通过下式简化计算得到, 即

$$U_{rg} = U_r K_g \quad (2-25)$$

式中  $U_{rg}$ ——山地河川基流对平原区地下水的补给量;

$K_g$ ——平原区之上游山区的基流与径流量的比值。

## (四) 水资源总量

将以上各项水资源量成果汇总, 扣除地表水与地下水资源量之间的重复利用量, 即得到规划区域内的水资源总量。

## 二、水质状况评价

### 1. 灌溉用水水质

灌溉用水水质评价的主要内容是, 采取不同的方法科学评价水源水质对灌溉需求的满足程度, 方法有矿化度指标法、灌溉系数法、残余碳酸钙评价法、河南水文地质队经验法及综合危害系数法等, 农田灌溉水质评价主要依照 GB5084—92《农田灌溉水质标准》执行。

### 2. 生活用水水质

对于城市集中供水水源地及农村人饮水源的评价, 按照 GB3838—2002《地表水环境质量标准》及 GB/T14848—93《地下水质量标准》执行。其中地表水源地水质评价项目包括溶解氧、pH 值等 24 个基本项目及“集中式生活饮用水地表水源地补充的项目”5 个。地下水水质评价项目有矿化度、总硬度等 7 个必选项和氟化物、氯化物等反映实际情况的增选项目。一般而言, 地面水为Ⅲ类以内水质的水体就达到生活取水水质要求。

### 3. 生产用水水质

生产用水的水质评价主要根据不同行业生产工艺对水质的要求, 按照 GB3838—

2002《地表水环境质量标准》、GB/T1484—93《地下水质量标准》及 GB5084—92《农田灌溉水质标准》等执行。

#### 4. 生态环境用水水质

生态环境用水水质评价包含对水体的纳污能力和自净能力评价、改善区域生态环境的用水（如生态调水）水质评价以及生态建设用水（如生态林草灌溉）水质评价等。污水排放要达到国家和地方规定的排放标准；生态环境用水以不对水源地和受水区生态环境造成新的破坏为原则；生态林草灌溉的水质评价还应参照 GB5084—92《农田灌溉水质标准》执行。

### 三、水资源利用现状

#### 1. 供水设施调查

供水基础设施调查主要是对现状基准年规划区域供水基础设施的数量和供水能力进行调查统计，可按取水水源的不同划分为地表水、地下水及其他水源工程三类。区域内的市政、厂矿、农场供水工程均应纳入调查统计范围。供水能力是指现状条件下相应供水保证率的可供水量与取水水源的来水状况、取水水源和供水对象的相对位置关系、供水对象的需水特性（用水结构、用水时间和用水量）、供水工程的规模和运行调度方式等。来水状况指水源的补给状况，与当地及相关地区的降水和其他气象因素、地形、植被、土壤结构等自然条件有关。

地表水源工程分为蓄水工程、引水工程和提水工程。蓄水工程指水库、塘坝等，按大、中、小型水库和塘坝分别统计；引水工程指从河道、湖泊等地表水体自流引水的工程（不包括从蓄水工程中引水的工程），亦按大、中、小型规模分别统计；提水工程指利用扬水泵站从河道、湖泊等地表水体提水的工程（不包括从蓄水工程中提水的工程），按大、中、小型规模分别统计。各类水利工程的等级划分参照 SL252—2000《水利水电工程等级划分及洪水标准》执行。

地下水源工程指利用地下水的水井工程，按浅层地下水和深层承压水分别统计。浅层地下水指埋藏相对较浅，与当地降水、地表水体有直接补排关系，具有自由水位的潜水和与当地潜水有紧密水力联系的潜水——半承压水。深层承压水指埋藏相对较深，且与当地浅层地下水水力联系微弱，充满在两个隔水层之间的含水层中的地下水。

其他水源工程包括集雨工程、污水处理回用工程、海水利用、微咸水利用等。集雨工程指用人工收集储存屋顶、场院、道路等集雨场所产生径流的微型蓄水工程，包括水窖、水柜等。污水处理回用工程指城市污水集中处理厂处理后的回用设施，要统计其座数、污水处理能力和回用量。

#### 2. 供水量调查

供水量指各种水源工程为用户提供的包括用水输水损失在内的供水量，即毛供水量。对于长距离输水的地表水源工程，其农业供水从受水口开始计算输水损失，城市供水从水厂开始计算输水损失，水源取水口至受水口（或水厂）之间的输水损失另行统

计,称为非用水输水损失。在受水区内,按取水水源分为地表水源供水量、地下水源供水量和其他水源供水量等3种类型统计。

地表水源供水量按蓄、引、提3种形式统计,并且要避免供水量重复统计。从水库、塘坝引水或提水,均为蓄水工程供水量;从河道中自流引水的,无论有无闸门节制,均属引水工程供水量;利用扬水站从河流、湖泊中直接取水的,属于提水工程供水量。跨区域调水量是指跨水资源三级区以上流域之间的调配水量,计入引水工程类,但要单列。地表水源供水量应以实测引水量或提水量作为统计数据,无实测水量资料时可根据灌溉面积、工业产值、实际毛用水定额等资料进行估算。

地下水源供水量指水井工程的开采量,按浅层水(含潜水一半承压水)和深层承压水分别统计。城市地下水源供水量应以自来水厂的计量资料为主要依据,同时要调查统计自备井的开采量。缺乏计量资料的农用井开采量可根据配套机电井数和调查确定的单井出水量(或单井灌溉面积、单井耗电量等资料)估算开采量,但应进行分析和平衡校验。如:单井灌溉面积乘以实际灌溉毛用水定额可估算出单井出水量,同时可用单井耗电(油)量与开采单位水量所需电(油)量的乘积进行分析、校验。实际灌溉毛用水定额(即综合毛灌溉定额),是指调查区实际灌溉每亩田地的年综合毛用水量(含输水损失在内)。

其他水源供水量包括污水处理回用、集雨工程等供水量。对未经处理的污水也需要调查统计,要求单列,不计入总供水量中。海水利用包括一定条件下的海水直接利用量和经过一定的物理化学处理后,达到一定标准的海水淡化处理供水量。

### 3. 用水量调查

用水量指分配给用户的包括输水损失在内的毛用水量。按用户特性主要包括农业用水、工业用水、生活用水和生态环境用水四大类,并按城乡分别进行统计。

农业用水包括农田灌溉和林牧渔等用水。农田灌溉是用水大户,应考虑灌溉定额的差别,按作物种类或土地类型,对井区域和渠区域用水分别统计。林牧渔用水指林果灌溉(含果树、苗圃、经济林等)、草场灌溉(含人工牧草和饲料基地)和鱼塘补水,其用水特点不同,应分别统计。农田灌溉用水量较大,如果具有水田、水浇地(旱田)和菜地的灌溉取水过程线,可根据该过程线分别计算用水量;否则,可根据当地的作物灌溉定额、有效灌溉面积及灌溉水利用系数分别进行估算。林果灌溉、草场灌溉用水量可参照农田灌溉用水量统计办法执行。鱼塘补水应结合当地降水量、水面蒸发量等气象特点,养殖鱼类及其生长期进行估算。

各工业行业的万元产值取水量差别较大,在调查统计中,对于有用水计量设备的工矿企业,以实测水量作为统计依据,没有计量资料的可根据产值和实际毛用水定额估算用水量,必要时,可进行用水量试验。工业用水量按新水量计,不包括企业内部的重重复利用量。实际分析计算过程中,可将工业划分为高耗水工业、一般工业、电力工业、建筑业进行分项调查、分析和统计。

生活用水按城镇生活用水和农村生活用水分别统计。城镇生活用水(居民住宅用水,服务业、餐饮业、运输业、邮电业等公共用水)由自来水厂供水的,可采用自来水

厂的计量水量进行计算；其他水源供水的以供水设备计量之供水量计算。农村生活用水除居民生活用水外，还包括牲畜用水在内，可根据当时当地的人均生活用水量、各种牲畜（按牛马、猪羊等大小分类）头均用水量指标和人、畜年鉴统计数量进行估算。

生态环境用水目前主要指生态林草灌溉用水、控制水体污染的河湖补水、维持河道一定流量的生态用水以及保持某一区域生态需要的供水等。除引进水厂的部分外，其他供水可根据实际情况进行统计。

城市供用水统计的地域范围为建成区，即城市建筑基本连片、公共设施基本完善的地区（主要指自来水供水能力覆盖的区域，不包括远郊区和市辖区），包括已建成的工业园区、经济开发区、机场等。由于建成区范围逐年扩大，须注明统计年份的土地面积和人口。

#### 4. 水资源开发利用程度分析

水资源开发利用程度指区域内各类水利工程控制、可以供人类利用的水资源量占区域自产水资源总量的比重。地表水资源开发率指地表水资源供水量占地表水资源量的百分比；平原区浅层地下水开发率指实际开采量占地下水总补给量的百分比。为了真实反映流域内自产地表水的控制利用情况，过境水的利用量、跨流域调水量（调出为正，调入为负）以及深层承压水的开采量等应分别计算。

$$u_r = \frac{W_r + W_c + W_p + W_b + W_o}{R_r} \quad (2-26)$$

$$u_g = \frac{W_w}{R_g} \quad (2-27)$$

式中  $u_r$ 、 $u_g$ ——地表水及地下水资源开发利用率；

$W_r$ ——蓄水工程供水量；

$W_c$ ——引水工程供水量；

$W_p$ ——提水工程供水量；

$W_b$ ——调水工程供水量；

$W_o$ ——其他工程供水量；

$W_w$ ——机电井工程供水量；

$R_r$ ——地表水资源量；

$R_g$ ——地下水资源量。

#### 5. 水资源开发利用存在的问题

通过调查分析规划区域内的水利工程供水组成结构、控制来水能力、供水可靠程度、调度灵活性、供水保证率以及工程运行管理情况，客观分析用水效率、水量损失、水价、水费征收、管理体制与机制等方面的问题，以指导水资源利用规划和今后更科学地开发、利用、保护和管理水资源。

如果已经出现由于过量开采地下水带来的地下水位持续下降或由于地面水过度开发利用带来河道断流、纳污自净能力降低、水环境质量恶化等问题，水资源评价必须尽可

能进行定量分析，并提出解决这些问题的方法和技术路线。

## 四、水资源可利用量分析

水资源可利用量分为地表水和地下水可利用量，扣除二者重复部分，即为水资源可利用总量。将此总量再加上水行政主管部门批准的对过境水的取水量，即为区域可利用的水资源总量。

### 1. 地表水资源可利用量

地表水资源可利用量是指在经济合理、技术可行，同时应满足最小生态需水和必要的河道内用水需求的前提下，通过各种工程措施调节控制可供河道外一次性利用的，但不包括回归水重复利用等的最大水量。

地表水可利用量包括未来所有规划工程在内的各项工程措施可控制、可持续利用的最大水量，在特定的技术经济条件下具有数量上的相对极限性。地表水可利用量一般指中远期、不确定为某一具体水平年的水量，具有时间的不确定性，需要通过各种工程设施调节控制可供利用的水资源，但不是指具体明确的工程方案所计算的可利用量。此外，地表水可利用量要考虑未来发展对水资源的宏观需求，从经济、技术和生态环境的角度，研究水资源的承载能力，估算水资源开发利用的潜力，但又不同于对未来各水平年进行需水预测的水资源供需分析。

根据各流域水系的特点以及水资源条件，可采用不同的方法估算地表水资源可利用量。如在水资源紧缺及生态环境脆弱的地区，优先满足最小生态需水的要求，采用先扣除最小生态需水量，并合理考虑汛期下泄的洪水；在水资源较丰沛的地区，其上游及支流重点考虑工程的调蓄能力，下游及干流主要考虑满足最小生态环境要求的河道内用水；对于国际河流，应根据有关国际协议及国际通用的规则，结合现状水资源利用的实际情况进行估算。

在估算地表水资源可利用量时，应注意以下3方面的问题。

(1) 必须考虑地表水资源的合理开发，即要保证地表水资源在自然界的水文循环中能够继续得到再生和补充，不致显著地影响到生态环境。将地表水资源开发利用程度控制在适度的可利用量范围之内，既能对经济社会的发展起促进和保障作用，又能维系良好生态环境。

(2) 确定的地表水资源可利用量是最大可利用水量。所谓最大可利用水量是指根据水资源条件、工程和非工程措施以及生态环境条件，可被一次性合理开发利用的最大水量。地表水资源量应小于河川径流量。

(3) 伴随着经济社会的发展和科学技术水平的提高，人类开发利用地表水资源的手段和措施不断增多，河道内用水需求以及生态环境对地表水资源开发利用的要求也会不断变化，因此，地表水资源可利用量在不同时期将会有所变化。

### 2. 地下水资源可利用量

地下水可开采量是指在经济合理、技术可行，同时保持水循环稳定、不引起生态环

境恶化和水质恶化条件下可持续利用的最大开采量,地下水资源可利用量并不是指所有浅层地下水量,而与地下水的水质和地下水补给量密切相关。如果现状地下水位变化于一个合理的范围,则降水、地表水体(含河道、湖库、渠系和灌溉田间)入渗补给地下含水层的动态水量可以作为地下水资源可利用量或地下水可开采量。如果现状地下水位低于适宜的地下水埋深,地下水可开采利用量应从动态补给水量中减去逐年用于补充地下水水位的水量。如果地面植被可直接吸收、利用地下水,地下水可开采量应从动态补给水量中减去植被已利用的水量。

地下水可开采量评价的地域范围为目前已经开采和有开采前景的地区。

## 五、水利工程可供水量

### 1. 基本要求

水资源开发利用要统筹安排河道内、河道外用水以及生活、生产、生态环境用水。水资源开发利用潜力是指通过对现有工程的加固配套和更新改造、新建工程的投入运行和非工程措施的实施后,分别以地表和地下水可供水量以及其他水源可能的供水形式,与现状条件相比所能提高的供水能力。

供水预测中的供水能力是指区域(或供水系统)供水能力。区域供水能力为区域内所有供水工程组成的供水系统,依据系统来水条件、工程状况、需水要求及相应的运用调度方式和规则,在不同保证率条件下提供不同用户的供水量。可供水量估算要充分考虑技术经济因素、水质状况、对生态环境的影响以及开发不同水源的有利和不利条件,预测不同水资源开发利用模式下可能的供水量,并进行技术经济比较,拟定水资源开发利用方案。

以大、中型水利工程为重点逐个进行分析统计,小型水利工程按计算分区统计,各类水利工程开发利用潜力按计算分区汇总。供水预测要充分吸收和利用有关专业规划以及流域、区域规划(如各地的地下水开发利用规划、污水治理再利用规划、雨水集蓄利用规划,以及各流域规划与区域水资源综合规划等)的成果,并根据具体规划要求和新的情况变化,对成果做适当调整。

### 2. 地表水供水量分析

地表水可供水量计算,要以各河系各类供水工程以及各供水区所组成的供水系统为调算主体,进行自上游到下游、先支流后干流逐级调算。一般而言,大、中型水库等骨干水源工程应采用长系列进行调节或典型年法计算,得出不同水平年、不同保证率的可供水量,确定其供水范围、供水目标、供水用户及其优先度、控制条件等,供水资源配置时进行方案比选。其他小型水利工程可采用简化方法计算,如小型水库及塘坝工程可采用兴利库容乘复蓄系数法估算,复蓄系数可通过对不同地区各类工程进行分类,采用典型调查方法,参照邻近及类似地区的成果分析确定。一般而言,复蓄系数丰水地区比干旱地区大,小(2)型水库及塘坝比小(1)型水库大,丰水年比枯水年大。

$$V_{t+1} = V_t + W_{t, \text{入库}} - W_{t, \text{生产}} - W_{t, \text{生活}} - W_{t, \text{生态}} - W_{t, \text{调}} - W_{t, \text{损}} - W_{t, \text{弃}} \quad (2-28)$$

式中  $V_t$ 、 $V_{t+1}$ ——第  $t$ 、 $t+1$  时段水库库容；

$W_{t, \text{入库}}$ ——时段入库径流量；

$W_{t, \text{生产}}$ ——时段生产供水量，包括工业、灌溉、林牧渔、航运、发电等；

$W_{t, \text{生活}}$ ——时段生活供水量，包括城镇居民、农村人畜；

$W_{t, \text{生态}}$ ——时段生态环境供水量，包括河道内及河道外生态环境供水；

$W_{t, \text{调}}$ ——时段跨流域调出水量；

$W_{t, \text{损}}$ ——时段水库蒸发、渗漏损失水量；

$W_{t, \text{弃}}$ ——时段水库弃水量。

由于塘坝容积小，难以区分出总库容中的兴利库容部分，且供水量相对值和绝对值都很小，故可采用总库容代替。小型水库及塘坝供水量计算的复蓄系数法为

$$W_{\text{水库}} = V_{\text{兴}} \alpha \quad (2-29)$$

$$W_{\text{塘坝}} = V_{\text{总}} \alpha \quad (2-30)$$

式中  $W_{\text{水库}}$ 、 $W_{\text{塘坝}}$ ——小型水库及塘坝的供水量；

$V_{\text{兴}}$ ——小型水库的兴利库容；

$V_{\text{总}}$ ——塘坝的总库容；

$\alpha$ ——复蓄系数，可根据水库或塘坝库区径流情况及水文频率取值。

引提水工程根据取水口的径流量、引提水工程的能力以及用户需水要求计算可供水量。引水工程的引水能力与进水口水位及引水渠道的过水能力有关；提水工程的提水能力则与设备能力、开机时间等有关。引提水工程可供水量可用下式计算：

$$W_{\text{可供}} = \sum_{i=1}^t \min(Q_i, H_i, X_i) \quad (2-31)$$

式中  $W_{\text{可供}}$ ——可供水量；

$Q_i$ ——第  $i$  时段取水口的可引流量；

$H_i$ ——第  $i$  时段工程的引提水能力；

$X_i$ ——第  $i$  时段用户的需水量；

$i$ ——计算时段数， $i = 1, 2, \dots, t$ 。

规划工程要考虑与现有工程的联系，与现有工程组成新的供水系统，按照新的供水系统进行可供水量计算。对于双水源或多水源用户，联合调算要避免重复计算供水量。

在跨区域或跨国境的河流水系上布设新的供水工程，要符合流域规划，充分考虑对下游和对岸水量及供水工程的影响。根据统筹兼顾上下游、左右岸各方利益的原则，合理布局新增水资源开发利用工程。对于各方有争议的工程，未经流域规划确定，不能将该工程新增的可供水量列入计算成果中。

可供水量计算应预测不同规划水平年工程状况的变化，既要考虑现有工程更新改造和续建配套后新增的供水量，又要估计工程老化、水库淤积和因上游用水增加造成的来水量减少等对工程供水能力的影响。要收集病险水库加固改造、区域工程续建配套、在建及规划大型水源工程和重要中型水源工程、规划和扩建的跨区域调水工程及其他中小



型供水工程等的有关资料,按照规划工程的设计文件,统计工程供水规模、范围、对象和主要技术经济指标等,逐个分析工程的作用,分析工程建成后增加的供水能力以及单方水投资和成本等指标。有条件的地区应将新建骨干工程与现有工程所组成的供水系统,进行长系列调算,计算可供水量的增加量,并相应提出对下游可能产生的影响。

### 3. 地下水供水量分析

以矿化度不大于 2g/L 的浅层地下水资源可开采量作为地下水可供水量估算的依据。采用以浅层地下水资源可开采量成果确定地下水可供水量时,要考虑相应水平年由于地表水开发利用方式和节水措施的变化所引起的地下水补给条件的变化,相应调整区域内的地下水资源可开采量,并以调整后的地下水资源可开采量作为地下水可供水量估算的依据。

要求结合地下水实际开采情况、地下水资源可开采量以及地下水位动态特征,综合分析确定具有地下水开发利用潜力的分布范围和开发利用潜力的数量,提出现状基础上增加地下水供水的地域和可供水量。

地下水可供水量与当地地下水资源可开采量、机井提水能力、开采范围和用户的需水量等有关。地下水可供水量计算公式为

$$W_{\text{可供}} = \sum_{i=1}^t \min (H_i, W_i, X_i) \quad (2-32)$$

式中  $W_{\text{可供}}$ ——地下水可供水量;

$H_i$ ——第  $i$  时段的机电井提水能力;

$W_i$ ——第  $i$  时段地下水资源可利用量;

$X_i$ ——第  $i$  时段用户的需水量;

$i$ ——计算时段数,  $i = 1, 2, \dots, t$ 。

当地地下水资源可开采量是指布井区范围内的浅层地下水资源可开采量。根据地下水资源评价绘制的浅层地下水资源可开采量模数分区图以及划定的规划水平年布井区范围,估算在现状条件下,规划水平年供水范围内的地下水资源可开采量。考虑规划水平年与现状条件相比,地下水计算参数(渠系渗漏补给系数、渠灌田间入渗补给系数、可开采系数等)的变化,对上述可开采量成果进行修正。

地表水和地下水之间存在着复杂的转换关系,有些地区地下水的开发利用,将增加地表水向地下水的补给量(如山前区侧向补给、傍河河川径流补给)。这些地区只有在地下水开采量超过当地地下水资源可开采量与增加的地表水补给量之和时,才为超采地下水。

在供水预测中,各地应充分考虑当地政府已经和将要采取的措施,对于近期无其他替代水源的一般超采区(或压采、限采区),在保持地下水环境不再继续恶化或逐步有所改善的前提下,近期可适当开采一定数量的地下水。

划定地下水供水区和确定地下水供水量后,在现有地下水利用工程的基础上,提出对现有地下水利用工程的更新改造、续建配套以及规划地下水利用工程的规划成果。

### 4. 实际供水量

水利工程实际供水量指在现有水利设施运行状况之下，考虑受灌排沟渠配套程度、水库及渠系调度管理、工程维护及用水户采取的灌溉排水与农艺措施等方面的客观因素影响后的水利工程供水量。对于工程配套、整体管理水平比较高的水源工程，实际供水量接近于工程设计供水量（即可供水量）；而年久失修、管理不善、田间工程不配套的水利工程，实际供水量比设计可供水量小。

水利工程实际供水量可以从各地水行政主管部门每年发布的水资源公报及水利统计年鉴（或年报），或者是通过实际水源工程的供放水记录，分析得到规划区域内的水利工程实际供水量。

### 5. 供水水质调查

根据地表水取水口、地下水开采井的水质监测资料及其供水量，分别统计供给生活、工业、农业不同水质类别的供水量。其中的农村生活用水和中小型区域用水可按“符合”或“不符合”各自的水质要求进行统计。

## 第三节 用水定额及需水量分析

### 一、主要用水定额分析

#### （一）工业生产用水定额

##### 1. 产值定额法

工业产值定额法是根据区域内现状的工业生产统计资料及产业结构调整、总产值及增加值的发展规划目标，结合当地工艺技术及用水情况，分析各工业行业的万元工业产值、工业增加值需水定额及整个城区工业产值综合用水定额。规划水平年需要考虑在可能的技术革新及循环水利用率提高等工业节水措施后，工业万元产值需水定额具有逐渐下降的趋势，由此拟定得到各水平年的工业生产需水定额的预测成果。

该方法的重点是调查掌握现状基准年规划区域内城镇的工业行业门类和分布，各工业行业的总产值、增加值、新水利用量、水的重复利用率等情况进行调查归类，经合理性分析，拟定各行业的万元工业产值用水定额、增加值用水定额，主要资料来源是各区域统计局发布的年度国民经济与社会发展统计年鉴、经贸委的工业生产统计报表及环保部门的年度工业“三废报表”等。由于在同一个行业内因企业经营等方面的原因，增加值会存在差异性，故可以根据该行业的工业增加值占行业总产值的比例（即工业增加值率）把单位增加值用水定额计算出来。按照区域内工业产值的构成分析，得到工业产值综合用水定额，计算公式为

$$W_{z,i} = \frac{W_{p,i}}{\beta_i} \quad (2-33)$$

$$W_a = \frac{\sum_{i=1}^n W_{z,i} A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (2-34)$$

式中  $W_{p,i}$ 、 $W_{z,i}$ ——第  $i$  个行业的工业万元产值和增加值用水定额， $m^3/万元$ ；

$A_i$ ——第  $i$  个行业的工业总产值，万元；

$W_a$ ——区域内所有工业行业万元产值综合用水定额， $m^3/万元$ ；

$\beta_i$ ——第  $i$  个行业的工业增加值率， $\%$ 。

## 2. 产品定额法

产值定额法预测分析工业生产需水量中，存在不同年份产品产值波动的因素，带来用水定额的时间差异性。产品定额法则正好弥补上述弊端。黑龙江省节约用水办公室在多年调查研究的基础上，率先在全国推出关于全社会各行业生产用水定额的地方标准《黑龙江省行业用水定额标准》（地方推荐性标准），计算方法也与产值定额法相似，仅将定额变化为各行业生产单位产品所需用的水量，因此，只要预测各水平年的各种工业企业的产品产量，相应的生产需水量即可得到。

由于目前国际、国内在工业生产预测上都是采用总产值递增率法，很难预测出规划水平年各种工业详细的产品数量，故在生产实践中较难以推广使用。

## 3. 弹性系数法

根据各水平年的工业产值增长率，在综合分析区域内工业用水现状的基础上，拟定工业生产需水量相对于产值增长速度的弹性系数，从而可得工业生产需水量的递增率及生产需水量，即

$$\eta_w = \eta_g \mu \quad (2-35)$$

$$W_g = W_x (1 + \eta_w)^n \quad (2-36)$$

式中  $\eta_w$ 、 $\eta_g$ ——工业生产需水量和工业总产值的平均增长率（即年递增率）；

$\mu$ ——需水弹性系数，取值范围 0.3 ~ 0.5，发达地区取高值，落后地区取低值；

$n$ ——规划期跨度，年；

$W_g$ 、 $W_x$ ——规划水平年和现状基准年的工业生产需水量。

需要说明的是，该方法中的需水弹性系数变化范围仅 0.2，即表示了最发达国家和最落后国家之间工业生产需水量增长的差异，实际工作中难以较为准确地选择合适的需水弹性系数。因此，使用中也受到一定的限制。

## （二）城镇生活用水定额

根据区域城镇发展的规划成果，需要调查城镇自来水水价、供水普及率、城镇居民生活用水定额、公共用水量占城镇自来水供水的百分率，分析城镇用水当量人口、城镇生活节水规划及措施效果，综合分析得到城镇居民生活总需水量预测成果。

供水当量人口指计算城镇生活需水过程中，作为用水人口的计算值，一般采取城镇

常住人口按人数计算，暂住人口按该部分人口的 60% 计算，流动人口按其 30% 计算。自来水普及率指城镇自来水供水管网覆盖范围占整个城镇区域的百分率，反映出城镇居民生活用水的质量和保证程度，主要与城镇发展建设有关，目前大中城市的自来水供水普及率已达到 100%，即城市建成区及城市发展延伸到的乡镇居民全部由自来水供水。居民生活用水定额一般指每个城镇人口一天内各项生活的总用水量，主要与城镇的气候特征、居民生活水平、生活习惯、城市水文化氛围等有关，大城市普遍高于小城镇，南方城市高于北方城市，夏季用水大于冬季。缺水城市由于节水意识加强以及各种节水器具的普及使用，生活用水定额较低。城镇生活公共用水指消防、街道清洗、公共场所其他用水等，用城镇生活用水总量的百分比计算，通常占 30% 左右。不同城市规模的居民生活用水定额可参考表 2-1，也可参见 GB 230—95《室内给水设计规范》。

表 2-1 不同规模城市居民生活用水定额范围表

单位：L/（人·d）

城市规模	特大城市及大城市	中等城市	小城市	城镇
居民生活用水定额	120 ~ 150	100 ~ 120	80 ~ 100	60 ~ 80

### （三）农村人畜生活用水定额

根据规划区域总人口预测成果，减去城镇人口，即得到农村人口。通过调查供水设施状况，分析拟定农村居民生活用水定额和农村牲畜饮水定额，再利用农村牲畜头数预测结果，可以计算得到农村人畜饮水总需水量。由于农村居民生活、卫生条件与城镇居民存在较大差距，因而同一个区域内的农村居民生活用水定额远低于城镇生活用水定额，年内季节性差异更小。家养牲畜的饮水定额则基本上取为常数，各个水平年间变化可以忽略。一般来说，农村居民生活用水定额为 40 ~ 60L/（人·d），牲畜饮水定额为 20 ~ 25L/（头·d）。

### （四）农业灌溉用水定额

调查收集规划区内的气象、物候、土壤、作物等基础资料，在充分考虑可能的农业节水措施前提下，分析主要农作物蒸发蒸腾量、灌溉制度、灌溉用水定额及灌溉需水量。

## 二、各行业需水量分析

### （一）国民经济发展预测

区域社会经济发展预测主要是通过对现有社会经济统计资料的分析，采取一定的数学方法对各规划水平年的各种经济社会发展指标进行预测，作为计算全社会各行业需水量预测的基础。需要进行预测分析的社会经济指标分为参数型和成果数量型两大类，参

数型指标主要有：人口自然增长率、城市（镇）化率、农村牲畜饲养率、工业经济增长率、工业增加值率、三产业的增长率、农田有效灌溉程度等。成果数值型指标有：总人口、城市（镇）人口、农村人口、农村饲养牲畜、工业总产值、工业增加值、第三产业产值、土地变更等。

参数型发展指标的预测工作主要是建立在对现状基准年各项社会经济指标的统计分析基础之上，再结合地方政府批准实施的国民经济与社会发展五年计划及十年规划纲要对该项指标的指导性意见，并认真听取当地行业主管部门的指导性意见之后综合分析确定。土地变更指国土资源主管部门根据各个规划水平年整个区域内城镇发展、工业、交通、水利等行业的建设占用部分耕地后，为维持本地区人均占有耕地、食物等水平，进行土地平衡分析的过程，即成为土地变更。

## （二）设计标准

根据规划任务、目标、项目实施对地方经济社会发展的重要性等多方面因素，分析拟定项目的规划设计水平年、工程等级、灌溉设计保证率和防洪排涝标准等。

项目规划设计水平年主要根据项目的复杂程度、对地方经济社会发展的重要性的影响程度、工程投资等因素而定，一般大中型水利规划设计项目的设计水平年为从基准年开始的10年为一个阶段，即近期、中期、远期水平年，或只有一个设计水平年；小型水利规划设计则只有一个达标年份，不再分几个水平年实现规划目标。工程等级依照SL252—2000《水利水电工程等级划分及洪水标准》确定规划设计工程的等级。灌溉设计保证率参照GB50288—99《灌溉与排水工程设计规范》以及SL207—98《节水灌溉工程规范》确定。防洪排涝标准主要根据GB50201—94《防洪标准》等规范，根据保护区面积大小、城市或城镇重要程度、淹没损失等确定。

## （三）工业生产需水量

目前，工业产值的预测一般采用工业经济平均增长率推算。工业经济增长率是衡量一个地区工业经济增长速度最直接的指标，短期（10年以内）内的工业经济增长率可以直接从当地政府批准实施的国民经济与社会发展五年计划及十年规划纲要中获取，中长期（10~15年）的发展指标主要依靠对上述规划文件的分析研究，并考虑区域大环境下的可能发展速度拟定。利用规划区域内各水平年的工业总产值预测结果，乘以该水平年的工业产值综合需水定额，即得到工业生产需水量。

## （四）城镇生活用水量

城镇化率是反映一个区域的城市化水平的主要指标，当地政府、计划、城建部门对此都有详细的发展构想及实施意见（即详细的规划报告），可以据此拟定规划设计水平年的城镇化率指标。区域总人口的自然增长率预测要结合地方政府制定的国民经济与社会发展“五年计划”和十年规划纲要及当地计划生育部门对人口增长控制的要求而定。暂住人口、流动人口的比例又要根据地方公安户籍管理部门的登记情况以及交通等部门

的意见分析确定。

主要人口增长率等发展指标经过分析预测拟定后，总人口的预测可以根据人口自然增长率计算出常住人口，根据暂住及流动人口占常住人口的百分比得到这两部分人数，三者之和为总人口规模。不同水平年城镇总人口乘以该水平年城镇居民生活用水定额，即得城镇生活需水量。

### （五）农村人畜生活用水量

根据区域人口预测结果，当忽略外来人口对整个规划区域内人口结构的影响时，可以利用总人口减去城镇人口，即为农村人口数。农村饲养牲畜对区域规划具有影响的是大小牲畜的饮水量，一般将家禽的饮水量忽略不计。除单独规划建设的畜牧场可以参照规划成果拟定牲畜头数外，家养的大小牲畜主要根据现状水平年每个农村人口平均饲养的头数估算确定。现状水平年的农村人均饲养牲畜头数可以根据农村经济调查获得，在节水灌溉工程规划设计中，由于规划期较短，除具有发展规划外，可忽略各水平年农村人均饲养牲畜数的变化。由农村用水人口数、农村牲畜饲养量，乘以农村居民生活用水定额、牲畜饮水定额，即得农村人畜用水量。

### （六）农业灌溉需水量

#### 1. 耕地面积核实

耕地面积核实的工作内容是根据当地土地部门制定的土地利用现状调查、总体规划及基本农业保护区规划等相关土地利用规划成果，结合各规划水平年内城镇发展、水利工程及公路等基础设施建设、林业规划等国民经济与社会发展对非生产用地的需求，进行土地利用的平衡分析，得到各水平年的耕地变更结果。

农田有效灌溉程度是反映一个区域内的耕地旱涝保收程度、抵御自然灾害能力的重要指标，是耕地中由水利工程控制并保证供水的面积占总耕地的比例。现状基准年的农田有效灌溉程度主要根据各区域水行政主管部门完成的年度水利水电统计年鉴（或年报）查得，也可结合区域实际调查分析得到。规划水平年的指标则根据当地水利发展五年计划及中长期发展规划成果中获得。

#### 2. 作物种植结构

区域内作物组成、各种作物的种植比例等资料，可以从规划区近3~5年的国民经济与社会发展统计年鉴（年报）或者是农业综合统计年报上，得到各种作物的种植面积和产量，再依据规划区内的耕地情况，可以分析得到作物的种植比例及复种指数。

#### 3. 农业灌溉需水量

根据规划区内各种作物灌溉制度的拟定成果，利用各规划水平年的作物种植结构，即可得到规划区的农业灌溉综合净需水定额。考虑灌溉水利用系数，即可得灌溉毛需水定额，再乘以灌溉面积，即得到包括输配水过程中蒸发渗漏损失在内的农业灌溉毛需水量。

### （七）其他农业需水量

在农业用水中，林牧渔业用水占有一定比重。对于鱼塘补水用水量，可以根据调查结果和发展规划拟定需水预测成果，也可以根据鱼塘水面蒸发和渗漏量计算得到；林业灌溉主要是苗圃和移栽期的灌溉需水量，除我国西北干旱地区在树苗移栽后一段时期仍需要人工浇灌补充生长需水外，其他地区均可以不考虑。林业灌溉需水量也可以参照果树灌溉制度拟定方法确定。牧业用水量在扣除牲畜饮水量后，根据调查结果和发展规划确定。

### （八）生态环境需水量

生态环境用水定额的确定尚无成熟的理论与方法，对于区域水土资源评价，一般指保证区域生态环境不再恶化并逐步改善而需要的水资源量，即保护、恢复和改善三方面的生态环境需水量，包括水土保持、林业生态工程建设、维持河流水沙平衡、保护和维持河流生态系统的生态基流、城市生态用水等多方面。对于地下水超采区，应包括回补地下水所需水量；对于地面水环境恶化地区，应包括改善地面水质所需用水量；对于已经出现土地沙化、荒漠化等生态退化的地区，应包括恢复植被等所需用水量。

水土保持综合治理措施包括工程、生物、农艺等各种措施，可以根据各种单项措施的定额及治理面积加权平均得到水土保持措施综合需水定额及其需水量，如目前黄土高原水土流失治理的生态环境综合用水定额为 6mm。林业生态工程生态环境需水主要指林业生态工程、天然林保护工程、各种防护林的用水量，可根据不同典型区域植被类型耗水特性，结合降水补给土壤水分的实际可利用量，或实测各种类型植被减少河川径流的资料，确定其生态用水定额及其需水量。维持河流水沙平衡主要集中在黄河流域的多沙河流上。维持河流生态系统的生态基流主要指防止海水倒灌需要的最少入海水量、冲淤保港、河道蒸发损失、维持河道系统动植物等自然生态等需求的水量，可根据实际情况分项确定。城市绿地用水可根据城市绿地面积及林草灌溉定额确定，控制水体污染的河湖补水可通过城市污水净化及排放要求确定。回补地下水超采区用水量主要根据超采区范围及地下水正常水位计算出回灌补水水量。

利用以上各项生态环境措施对应的需水量，根据不同性质的规划区域采取一项或多项生态环境治理措施，综合分析可得生态环境需水量。

## 第四节 水土资源平衡及评价

### 一、水土资源状况及评价

#### (一) 土地资源分类及适宜性评价

土地资源评价参照国土资源部门的专业报告进行，根据需要可包括土地类型评价、土地利用类型评价、土地质量评价、土地潜力分析及土地适宜性评价。对于节水灌溉规划，主要根据土地资源分类、分布及其适宜性，分析各子区域的需水量，进而分析与水资源的匹配。我国土地利用分类时采取了三个层次类型表示，见表 2-2，同时还需要绘制土地利用现状（或规划）图，以简明表现出已利用及未利用的各种地类分布状况。

表 2-2 土地利用分类系统表

一级地类	二级地类	三级地类
耕地	灌溉水田	平田，梯田
	非灌溉水田	
	水浇地	
	旱地	平旱地，梯地，坡地，轮歇地
	菜地	

#### (二) 基准年水资源供需分析

基准年水资源供需分析中要特别注意认真分析现状水资源开发、利用的合理性，不同用水产所需要的用水保证程度及其影响，不同用水户的用水优先度。

基准年水资源供需分析的目的是摸清水资源开发利用在现状条件下存在的主要问题，分析水资源供需结构、利用效率和工程布局的合理性，提出水资源供需分析中的供水满足程度、余缺水量、缺水程度、缺水性质、缺水原因及其影响、水环境状况等指标。缺水程度可用缺水率（缺水量与需水量的比值，用百分比表示）表示。通过分析计算分区内挖潜增供、治污、节水和外调水边际成本的关系，明确缺水性质（资源型、工程型或水质型缺水）和缺水原因，确定解决缺水措施的顺序，为水资源配置方案生成提供基础信息。

基准年水资源供需分析要扣除现状供水中不合理开发的水量部分（如地下水超采量、未处理污水直接利用量和不符合水质要求的供水量以及超过分水指标的引水量等），并按不同频率的来水和需水进行供需分析。所以，基准年供需分析不等同于简单描述已



发生的供需现状，其最主要的特征是现状供水中不合理的部分要扣除以及对应不同频率计算来水和需水。基准年不同频率的需水过程可以根据现状年的社会经济发展状况和工农业生产规模，采用现状相应于不同降水频率的需水定额加以计算确定。

### （三）规划水平年水资源供需分析

以计算分区为单元，按区域水量平衡原理，对流域或区域内水资源的供、用、耗、排水等进行长系列调算或典型年分析，并概化出水资源系统网络图，以反映出各计算分区中各主要因素的水力联系，得出不同水平年各分区的相关指标。供需分析计算一般应采用2~3次供需分析的方法，各项需水量、地表水资源量、地下水资源量，供、用、耗、排水量和污水处理再利用、微咸水、海水利用等要按计算分区统计列出，并提供流域（或区域）主要控制节点的相应成果；跨流域调水要明确供水范围及可供水量。

进行不同方案的水资源供需分析，应选择合适的供需计算方法。模拟模型具有直观易懂、仿真性强等优点，尤其适合构建输入—输出式的系统响应结构；数学规划模型（优化模型）的运用取决于研究范围的具体情况、以往的工作基础、人员素质和资料条件，同时要考虑计算成果对客观条件扰动的灵敏度。采用模型计算时，应利用已有资料对模型进行拟定。无论采用何种分析计算方法，均要对水资源供需分析的计算成果进行合理性和精度检验。

在进行供需分析时，要注意水量水质的统一配置，结合供需分析逐步生成方案。供需分析成果中的各项指标应能够反映各规划水平年不同方案的水资源供需状况、水资源开发利用程度及结构、与水相关的生态环境状况、供水有效性及风险、各类人均和单位面积耕地平均指标以及相应的投资规模等。同时编绘出相应的成果图，以清晰地反映出各规划水平年不同方案人均水资源占有量、需求量、利用量、缺水量和亩均水资源利用量、地下水位变化及水环境变化等情况。

针对过去水资源开发利用中存在的问题，2002年颁布执行的《中华人民共和国水法》明确规定，开发、利用、节约、保护水资源和防治水害，应当全面规划、统筹兼顾、标本兼治、综合利用、讲求效益，发挥水资源的多种功能，协调好生活、生产经营和生态环境用水。开发、利用水资源，应当首先满足城乡居民生活用水，并兼顾农业、工业、生态环境用水以及航运等需要。

在生态脆弱地区，生态环境用水应优先保证，否则，可持续发展失去基础。对于已经出现土地沙化、荒漠化等生态退化或地下水超采的地区（如西北内陆河地区、黄淮海平原地下水超采区），基准年水资源供需分析中的基本出发点是生态环境用水量不低于现状水平，并保证局部有所增加。生态环境用水量的增加应以不引起新的生态环境问题为前提，而应通过压缩生产规模（特别是灌溉规模）和用水量、水资源时空优化配置等手段逐步实现。

《中华人民共和国水法》明确规定，国家对用水实行总量控制和定额管理相结合的制度。因此，水资源供需分析要坚持“以供定需”的原则。在水资源供需不平衡，需水大于供水时，一方面要积极开源，另一方面要以可供水量为基础压缩用水量。主要采取

以下措施。

### 1. 提高水的有效利用率

通过硬件措施的改造和软件措施的完善，促进各行业提高水的利用率。由于农业是用水大户，且用水效率不高，应结合流域综合治理、大型区域以节水为中心的技术改造等项目的实施，通过调整骨干渠系、渠道衬砌、管道输水，提高输水效率，减少输水损失；通过灌溉田间工程配套、土地整理，减少配水和灌水过程中的损失，并为节水灌溉技术的实施创造条件。

### 2. 提高水的重复利用率

在水资源总量不足、经济能力有限的条件下，提高灌溉水的重复利用率尤为重要。通过发展“长藤结瓜”、“大、中、小，蓄、引、提”灌溉系统、合理布局、井渠结合，充分发挥区域内部各种中、小型工程的作用，减少弃水，使上游漏水能被下游利用，使高处渗水能被低处利用；通过建立有效机制，提高区域管理局和农民充分利用各种水源的积极性。

### 3. 调整经济结构和用水结构

对于工业，应压缩高耗水、高污染的产业；对于农业，主要是调整种植结构，压缩高耗水作物，发展节水的饲料作物和经济作物，努力建立“粮、经、饲”三元种植结构。

### 4. 压缩灌溉规模

我国西北、华北、东北许多地区的灌溉规模过大，但简单的压缩种植面积和灌溉面积是不现实的。在保障农民收入增加和农村经济发展的同时，实现灌溉用水总量明显减少，应结合农业结构的调整进行。农业结构调整不是简单地以“种植比例”为标志的，要按照“品质优，效益高”的要求，建设高效节水现代农业园区，协调农产品生产、加工、流通与经营，在显著提高水分生产率和土地生产率的前提下，才能压缩种植面积和灌溉面积，实现“面积调小，水耗调低”。

调整种植结构，不仅可以使总耗水量降低，还可削减用水高峰，使耗水与供水在时间上、空间上相一致。此外，在水资源紧缺地区，必须压缩高耗水作物种植面积，发展高效节水农业。

## 二、水土资源的综合评价

通过对规划区域内水资源状况及其开发利用情况、土地资源、国民经济与社会发展对水土资源的需求等方面的深入分析，区域水土资源综合评价需要阐明区域水土资源的现状、开发利用情况、供需矛盾、存在问题、解决思路等，以揭示规划区域内今后可行的水资源开发方式，实现以水资源的可持续利用支撑国民经济与社会的可持续发展。主要内容如下。

### 1. 区域水资源情况

需要说明规划区域内的水资源条件及主要指标，如人均占有水资源量、单位面积耕

地平均占有水资源、水资源的时空分布规律、评价区域的水资源丰缺特性等，明确区域水资源存在方式。

### 2. 区域水资源开发利用情况

阐明区域内的水资源开发方式，用水效率，缺水形式、程度、范围，指出现状水资源开发利用中存在的问题及改进措施。

### 3. 区域土地资源情况

综合评价规划区域内的土地资源基本类型、土地利用分类及在区域内的分布情况，对社会经济发展的支撑作用以及今后的土地利用规划、土地变更等。

对于水资源紧缺地区，要特别注意控制灌溉土地的面积；相反，对于土地资源紧缺地区，在进行灌溉规划和水资源利用规划时，要注意分析土地后备资源。评价土地适宜性时，应根据地面坡度、土层厚度、土壤结构、土壤质地等，分析规划区土地是否适宜发展种植业，做到宜农则农，宜草则草。评价土地质量时，要分析是否需要增加生态环境用水量，如增加水土保持用水量等。

### 4. 区域国民经济与社会发展对水土资源的需求

根据区域经济社会发展的规划以及社会各行业发展对水资源的需求，论证规划期的需水变化情况、用水效率、节水潜力、供水满足程度以及水土资源对经济社会的制约等。

### 5. 区域水土资源供需平衡分析

根据分区水土资源平衡分析结果，评价区域水资源与光、热、土地等自然资源的匹配情况和利用效果，水利工程对社会发展需水的保证供给程度，缺水量、缺水时间、缺水形式、今后水资源开发利用方向以及对区域发展用水的规划思路。

### 6. 推荐方案与建议

依据水资源配置提出的推荐方案，统筹考虑水资源的开发、利用、治理、配置、节约与保护，研究提出水资源开发利用总体布局、实施方案与保障措施。总体布局要工程措施与非工程措施紧密结合，因地制宜，大中小工程相结合，努力提高用水效率。坚持充分利用降水，高效利用地表水，合理开采地下水，安全使用劣质水。虽然灌溉回归水、净化处理的污水、微咸水等不属于新水水资源，但提高灌溉回归水利用率和劣质水利用是减少新水利用量的重要措施，水资源评价应积极推荐。

## 三、水资源供需平衡分析实例

下面以某区域水资源供需平衡为例进行分析。

### (一) 计算分区

根据某区域的地理、地貌、水文特点，可将全区域划分为5个水资源平衡计算区。Ⅰ区为西北山地水保区（1.25万 $\text{hm}^2$ ），Ⅱ区为东南山地水保区（0.40万 $\text{hm}^2$ ），Ⅲ区为北部丘陵区（1.86万 $\text{hm}^2$ ），Ⅳ区为北岸平原区（3.08万 $\text{hm}^2$ ），Ⅴ区为南岸平原区

(0.79 万  $\text{hm}^2$ )。

### (二) 水资源总量计算

该区域自产可利用地表水资源量、地下水资源量和当地水资源可利用总量计算结果见表 2-3~表 2-5。其中，多年平均地下水和地表水重复计算量为  $1498\text{m}^3$ 。

表 2-3 当地地表水资源可利用量计算结果

单位: 万  $\text{m}^3$

分区 水平年	I	II	III	IV	V	合计
$p = 20\%$	3131	1017	4755	7712	2081	18696
$P = 50\%$	1853	602	2814	4564	1232	11065
$p = 75\%$	1108	360	1682	2728	736	6614
多年平均	2130	692	3235	5246	1416	12719

表 2-4 当地地下水资源量计算结果

单位: 万  $\text{m}^3$

分区 水平年	I	II	III	IV	V	合计
$P = 20\%$	1054	365	2886	8539	2024	14868
$P = 50\%$	812	279	2248	6581	1595	11515
$P = 75\%$	646	218	1802	5162	1091	8919
多年平均	836	287	2317	6761	1635	11836

表 2-5 当地水资源可利用总量计算结果

单位: 万  $\text{m}^3$

分区 水平年	I	II	III	IV	V	合计
$P = 20\%$	3975	1292	7221	15621	3770	31879
$P = 50\%$	2455	821	4572	10825	2409	21082
$P = 75\%$	1594	571	3004	7388	1710	14267
多年平均	2766	919	5112	11467	2793	23057

### (三) 水利工程供水能力

当地地下水利用能力已经大于地下水可开采量，局部已经出现地下水超采现象，但

地面水的利用能力有限，如表 2-6 所示。现状年当地总水资源供水能力如表 2-7 所示。

表 2-6 当地地表水工程供水能力

单位：万 m<sup>3</sup>

分区 水平年	I	II	III	IV	V	合计
$P = 20\%$	504.8	417.3	690.4	138.8	255.5	2006.8
$P = 50\%$	487.6	399.6	622.1	116.1	230.7	1856.1
$P = 75\%$	453.0	345.2	565.5	94.3	215.0	1673.0
多年平均	488.5	410.3	645.2	119.2	235.6	1898.8

表 2-7 现状年当地总水资源工程供水能力

单位：万 m<sup>3</sup>

分区 水平年	I	II	III	IV	V	合计
$P = 20\%$	1558.8	782.3	3576.4	8677.8	2279.5	16874.8
$P = 50\%$	1299.6	678.6	2870.1	6697.1	1825.7	13371.1
$P = 75\%$	1099.0	563.2	2367.5	5256.3	1306.0	10592.0
多年平均	1324.5	697.3	2962.2	6880.2	1870.6	13734.8

#### (四) 各行业需水量计算

现状年国民经济各行业以及生态环境需水量计算结果如表 2-8 所示，规划水平年需水量计算结果如表 2-9 所示。其中，规划水平年需水量计算基于国民经济发展规划、农业发展规划以及农业节水规划。

表 2-8 现状年需水量计算结果

单位：万 m<sup>3</sup>

分区 水平年	I	II	III	IV	V	合计
$P = 20\%$	261.55	115.18	1164.12	2677.27	459.26	4677.38
$P = 50\%$	515.14	222.89	4105.33	5627.65	962.49	11433.50
$P = 75\%$	673.55	322.18	6290.80	7404.39	1464.64	16155.56

表 2-9 规划水平年需水量计算结果

单位: 万 m<sup>3</sup>

分区 水平年	I	II	III	IV	V	合计
$P = 20\%$	274.34	123.79	1647.41	2123.81	184.3	4353.65
$P = 50\%$	540.58	246.75	2651.02	3866.75	376.88	7681.98
$P = 75\%$	807.64	343.29	3646.89	5596.89	769.63	11164.34

### (五) 水资源供需平衡分析

#### 1. 现状年水资源供需平衡分析

现状年水资源一次供需平衡计算结果如表 2-10 所示。从表中可以看出, 该区域在  $P = 75\%$  时, 当地水资源总量不足。由于地形条件的限制, 各区之间不能跨区调配水资源, 因此, 即使在  $P = 50\%$  时, 仍然存在区域性缺水。

表 2-10 现状年水资源一次供需平衡计算结果

单位: 万 m<sup>3</sup>

分区 水平年	I	II	III	IV	V	合计
$P = 20\%$	1297.2	667.1	2412.3	6000.5	1820.2	12197.4
$P = 50\%$	784.5	455.7	- 1235.2	1069.4	863.2	1937.6
$P = 75\%$	425.4	241.0	- 3923.3	- 2148.1	- 158.6	- 5563.6

注 正值表示余水, 负值表示缺水。

从表 2-3 和表 2-6 也可以看出, 该区域当地地表水的利用率不高, 水利工程供水能力不足, 也表现为工程型缺水。另一方面, 该区域尚有较丰富的过境水量, 如表 2-11 所示。由于过境河流的取水条件较好, 已形成了稳定的水利工程供水能力。根据上级水行政主管部门的规定, 该区域  $P = 20\%$  时, 可利用过境水量的 10%;  $P = 50\%$  和  $P = 75\%$  时, 可利用过境水量的 15%。区域内各分区之间, 在过境水利用总量控制, 且取水量不超过来水量 40% 的条件下, 尽可能保证 III 区的取水。过境水可利用量及各区分配如表 2-12 所示。考虑可利用的过境水量后, 现状年水资源二次供需平衡计算结果如表 2-13 所示。

现状年水资源二次供需平衡计算结果表明, 在  $P = 75\%$  时, III 区仍然缺水。事实上, 该区长期存在地下水超采现象, 每年的地下水超采量约 150 万 ~ 200 万 m<sup>3</sup>, 该区农民每年利用灌溉回归水和生活污水约 150 万 ~ 200 万 m<sup>3</sup>。因此, 平衡分析结果与实际相符。

表 2-11 入(过)境水量

单位: 万 m<sup>3</sup>

分区 水平年	I	II	III	IV	V	合计
$P = 20\%$	1136	1007	16772	88243	15126	122284
$P = 50\%$	681	596	13986	50138	8927	74328
$P = 75\%$	418	349	12351	28730	5235	47083
多年平均	773	685	14607	56832	10290	83187

表 2-12 过境水可利用量及其分配

单位: 万 m<sup>3</sup>

分区 水平年	I	II	III	IV	V	合计
$P = 20\%$	113.6	100.7	1677.2	8824.3	1512.6	12228.4
$P = 50\%$	68.1	59.6	5115.0	5013.8	892.7	11149.2
$P = 75\%$	41.8	34.9	3589.3	2873.0	523.5	7062.5

表 2-13 现状年水资源二次供需平衡计算结果

单位: 万 m<sup>3</sup>

分区 水平年	I	II	III	IV	V	合计
$P = 20\%$	1410.8	767.8	4089.5	14824.8	3332.8	24425.7
$P = 50\%$	852.6	515.3	3879.8	6083.2	1755.9	13086.8
$P = 75\%$	467.2	275.9	-334.0	724.9	364.9	1498.9

注 1. III区每年的地下水超采量约 150 万 ~ 200 万 m<sup>3</sup>, 该区农民每年利用灌溉回归水和生活污水约 150 万 ~ 200 万 m<sup>3</sup>。

2. 正值表示余水, 负值表示缺水。

## 2. 规划水平年水资源供需平衡分析

针对该区域资源型缺水、工程型缺水的问题, 同时面对可用水量增加有限的现实, 该区域将农业节水的重点放在 III、IV、V 区, 结合种植结构调整、退耕还林(主要在 III 区), 使规划水平年需水量显著降低, 见表 2-9。在规划实施期内, 立足于现有水利工程的除险加固和田间工程配套, 因此, 规划水平年水资源供需平衡分析中不考虑水利工程的供水能力增加。但是, 由于 III 区长期存在地下水超采现象, 该区的需水量计算中, 考虑了每年回补一定地下水, 其中,  $P = 20\%$  时, 地下水回补用水量 300 万 m<sup>3</sup>;  $P =$

50%时，地下水回补用水量 200 万 m<sup>3</sup>； $P = 75\%$ 时，地下水回补用水量 100 万 m<sup>3</sup>。规划水平年水资源供需平衡计算结果如表 2-14 所示。

表 2-14 规划水平年水资源供需平衡计算结果

单位：万 m<sup>3</sup>

分区 水平年	I	II	III	IV	V	合计
$P = 20\%$	1398.1	759.2	3306.2	15378.3	3607.8	24449.6
$P = 50\%$	827.1	491.4	5134.1	7844.1	2341.5	16638.2
$P = 75\%$	333.2	254.8	2209.9	2532.4	1059.9	6390.2

注 正值表示余水，负值表示缺水。

由表 2-14 可见，规划水平年各区、不同水文年份都能满足水资源供需平衡有余的要求。



## 第三章 节水灌溉工程规划

### 第一节 规划的原则、内容和成果要求

#### 一、规划原则

##### 1. 与当地经济发展规划、农业发展规划、节水灌溉发展规划协调一致

节水灌溉工程规划应在调查灌区自然、社会经济条件和水土资源利用现状的基础上,根据农业生产对灌溉的要求和旱、涝、洪、渍、碱综合治理的原则,进行总体规划。规划时要与当地已有的经济发展规划、农业发展规划、节水灌溉发展规划协调一致。

##### 2. 合理利用水资源,地下水和地表水合理开发、联合运用

规划时对水资源的开发利用,应在符合流域水利规划和保护生态环境原则的基础上,根据当地具体条件分别采取地表水、地下水并用,蓄、引、提相结合,渠、沟、井、塘、库联合运用,以及其他合理方式,充分利用当地水资源(包括降水、回归水、微咸水、经过水质处理的污水),提高水的利用率和利用效益。

##### 3. 与全社会节水及农业综合节水措施配套实施

规划时选用的节水灌溉措施应综合考虑灌区内农田、林带、牧草地、水产、工矿企业、居民点等的用水要求,采取的节水工程技术措施应与这些用水可能采取的节水措施相协调。节水灌溉工程只有与节水农艺措施、节水管理措施相结合,才能全面实现农业高效用水。为此,规划的节水灌溉工程应能紧密和栽培、耕作、覆盖、施肥、选育品种以及施用化学制剂等节水增产的农艺技术措施相配套。

##### 4. 经济效益、社会效益、环境效益综合考虑

节水灌溉规划在重视经济效益的同时要兼顾考虑社会效益和环境效益。节水灌溉的经济效益主要体现在节水、节能、省工、省地、增产、增效等方面;社会效益主要表现在缓解农业与工业、城市生活争水矛盾,节水灌溉工程兼顾向当地乡镇工业和人畜饮水供水等;环境效益表现为保护水资源,控制地下水位下降,防止超采地下水,减少灌溉定额,防止化肥、农药对地下水的污染等。这些都要在规划时综合考虑,以寻求建成的节水灌溉工程总体效益最高。

##### 5. 各种节水灌溉类型科学选择、合理布局

我国地域辽阔，各地自然条件、社会经济条件差异很大，山区、丘陵、平原、高原、南方、北方、气候、土壤、作物等各不相同，而且节水灌溉工程类型很多，各个类型的灌溉形式又有多种，各有其优缺点和适用条件。因此，在规划选型和确定灌溉形式时，应强调因地制宜的原则，在充分考虑当地自然条件和农村社会经济水平的基础上，经过方案比较，选取适宜的节水灌溉工程类型和技术形式，并根据当地的需要和可能，将近期发展和远景规划相结合，进行合理布局。切忌不顾条件盲目照搬外地经验、一味追求高标准的做法。

## 二、规划依据

节水灌溉工程属水利工程的一部分，原则上应遵循水利工程的建设程序。但是，工程规模不同，其规划依据也有一定的区别。节水灌溉工程规划的主要依据有三项：一是工程项目的有关批文、合同；二是有关法律、法规和技术标准；三是工程项目区的基本资料。这三项依据中的第一项，可根据工程规模的不同进行适当的简化。第二、三项内容无论何种规模的节水灌溉工程，都必须严格执行。

### 1. 工程项目有关审批文件、合同

水利工程的基本建设程序为：根据资源条件和国民经济长远发展规划，进行流域或河段规划，提出建设项目建议书；进行可行性和项目评估，编制设计任务书；任务书批准后，进行勘测设计；初步设计经过审批，项目列入国家基本建设年度计划；进行施工准备和设备订货；开工报告批准后正式施工；建成后进行验收投产。因此规划阶段的主要审批文件包括项目建议书和可行性研究报告。

(1) 项目建议书：是在流域规划的基础上，由主管部门提出的建设项目的轮廓设想，主要从宏观上衡量分析项目建设的必要性和可能性，即分析其建设条件是否具备，是否值得投入资金和人力，进行可行性研究。按国家规定，大中型项目的项目建议书由国家发展和改革委员会审批。

(2) 可行性研究：是研究兴建或扩建某个建设项目在技术上是否可行，经济上效益是否显著，财务上能否赢利；建设中要动用多少人力、物力和资金；建设工期多长，如何筹集建设资金等重要问题。因此，可行性研究是进行项目决策的重要依据。按规定，可行性研究报告先由主管部门的计划部门预审，上报国家发展和改革委员会，国家发展和改革委员会委托工程咨询单位或组织专家进行评估，提出评估报告作为项目决策的主要依据。水利建设项目涉及到许多部门的利益，可行性研究阶段应积极与有关部门及时协商或通过主管部门协调，取得协议，列入报告。

规划阶段依据的合同，主要是主管部门根据工程建设计划任务书通过招标确定规划单位后，签订的工程规划合同书。

对于一般的小型节水灌溉工程，其立项依据可以适当简化，主要根据项目建议书和当地政府部门的批准文件即可立项，并作为工程规划的依据。

### 2. 有关法律、法规、技术标准

节水灌溉工程规划时应遵守国家及所在省、地（市）、县的有关法律、法规。比较重要的有《中华人民共和国建筑法》、《中华人民共和国产品质量法》、《中华人民共和国水法》等。有关的技术标准很多，与节水灌溉工程关系比较密切的有：SL207—98《节水灌溉技术规范》、GB185—85《喷灌工程技术规范》、SD148—85《喷灌工程技术管理规程》、SL103—95《微灌工程技术规范》、SL/T153—95《低压管道输水灌溉工程技术规范（井灌部分）》、SL18—91《渠道防渗工程技术规范》、SL23—91《渠系工程抗冻胀设计规范》、SD188—86《农用机井技术规范》、GB5084—92《农田灌溉水质标准》、GB50288—99《灌溉与排水工程设计规范》等。

### 3. 工程项目区基本资料

节水灌溉工程项目的规划，需要收集工程项目的自然条件、生产条件和社会经济等方面的原始资料。自然条件资料包括：地形资料、土壤资料、作物资料、水源资料和气候资料等。生产条件资料包括：水利工程现状、生产现状，灌溉规划、农业发展规划和水利规划，动力和机械设备、当地材料和设备生产供应情况等。社会经济资料包括：项目区的行政区划，经济条件，交通条件，市、镇、村的发展规划等。

## 三、规划内容

### 1. 勘测收集基本资料

通过勘测、调查和试验等手段，收集灌区自然条件、社会经济条件、已有灌溉试验资料、现有工程设施，以及有关灌溉区划、农业区划、水利规划等基本资料，作为工程规划的依据。对收集到的资料和试验成果应进行必要的核实和分析，做到选用数据切实可靠。

### 2. 水量平衡和灌溉用水量分析

根据节水灌溉工程和其他用水单位的需水要求和水源供水能力，进行水量平衡计算和分析，确定节水灌溉工程的规模。在进行水量平衡计算时，必须首先考虑生态用水，在灌区水源兼顾工业、城市生活用水的情况下，应先保证工业和城市生活用水。因此，要根据水源情况，遵循保证重点、照顾一般的原则，统筹兼顾，合理安排。灌溉用水量是指为满足作物正常生长需要，由水源向灌区提供的水量。在进行灌溉用水量分析时，要综合考虑节水灌溉工程面积，作物种植情况，土壤、水文地质和气象条件等因素。

### 3. 水源工程规划

(1) 选择取水方式及取水位置。节水灌溉工程的取水方式有自河道取水的无坝引水、有坝引水、提水取水 and 水库取水，利用当地地面径流的塘坝和小水库，打井提取地下水，以及截取地下潜流等类型，需根据水源类型及地形、地质等具体条件选择。

(2) 选择蓄水工程的类型、数量与位置。蓄水工程有小水库、塘坝、蓄水池和大口井等类型，其形式、数量与位置应根据水源类型、地块分布、地形地貌、地质条件，以及施工、管理等因素合理规划，做到既经济，又安全可靠。

(3) 蓄水工程容积的确定。根据设计标准满足灌溉用水要求，并尽量节省工程量的

原则，通过来水和用水的水量平衡计算，确定蓄水工程容积。

#### 4. 节水灌溉类型选择

根据灌区自然和社会经济条件，因地制宜地选择节水灌溉类型，并常需对可能选择的几种类型从技术和经济上加以分析比较，择优选定。

#### 5. 工程规划布置和总体布局

在综合分析水源位置、地块形状、耕作方向、地形、地质、气象，以及现有排水、道路、林带和供电系统等因素的基础上，作出节水灌溉工程规划布置，绘出规划布置图，以求有利于工程达到安全可靠、投资较低和方便运行管理的目的。为了寻求最优的布置方案，常需进行多方案的比较。

#### 6. 投资概算和效益分析

对主要材料和设备的用量和投资造价以及工程运行费用作出估算，面上的工程和设备可以典型地块的计算结果为指标，扩大概算出全灌区的数值。对工程建成后的增产、增收效益及主要经济指标作出分析计算。

#### 7. 工程实施方案和项目管理机构

根据灌区的工程规模，选用的节水灌溉技术、工程投资筹集等情况进行综合研究，制定工程的实施方案。实施方案包括资金筹措计划、项目总体实施计划和分期实施计划。为确保工程项目能按计划实施，必须成立相应的项目管理机构，包括项目建设期的组织领导、技术和质量保障机构、能源和材料设备供应机构、生活保障机构等；项目建成后的组织管理机构、人员编制、管理设施、量水设施、试验观测设施、通信调度设施以及水费管理制度等。

## 四、规划成果

### 1. 工程规划书

(1) 灌区基本情况：简要阐明灌区的自然条件、生产条件和社会经济条件。

(2) 节水灌溉可行性分析：根据自然、生产和社会经济条件从技术和经济两方面对节水灌溉的必要性和可能性作出论证。必要时对不同灌溉方式作出方案比较。

(3) 节水灌溉类型的选择：从技术和经济上论证所选系统的合理性，必要时对可供选择的几种类型作出方案比较。

(4) 水源分析及水源工程规划：阐明设计标准的选定，水源来水量和节水灌溉用水量的计算方法与成果，以及水源工程的规划方案。

(5) 节水灌溉工程的规划布置：阐明规划布置的原则，对骨干管（渠）道的位置、走向以及枢纽工程的布置作出必要的说明。

(6) 投资概算及效益分析：列出工程投资概算的方法和成果，以及对工程建成后可能获得的效益的分析预计结果。

### 2. 规划布置图

在地形图上绘出灌区的边界线，压力分区线，水源工程、泵站等主要建筑物和骨干

管(渠)道的初步布置。为使图幅大小适用,所用地形图比例尺:灌区面积 $333\text{hm}^2$ 以下者宜为 $1/2000\sim 1/5000$ ;  $333\text{hm}^2$ 以上者可为 $1/5000\sim 1/10000$ 。

### 3. 主要材料设备和工程概算书

列出各种设备和建筑材料的规格型号及用量清单,对主要材料和设备的用量和投资造价以及工程运行费用作出估算,面上的工程和设备以典型地块的计算结果为指标,扩大概算出全灌区的数值。工程概算书包括编制依据和投资估算两部分。编制依据内容包括:定额及取费标准,基础单价(人工工资、材料预算价格、其他直接费、计划利润、税金),金属结构,机电设备及安装工程费用,临时工程费用,预备费,其他费用等。投资估算包括:总投资,骨干工程投资,田间配套工程投资;分年度投资表,骨干工程分年度投资表,田间配套工程分年度投资表。

## 第二节 节水灌溉工程类型的选择和布局

### 一、节水灌溉工程类型

#### 1. 节水灌溉工程的分类

节水灌溉工程是用尽可能少的水投入,取得尽可能多的农作物产出的一种灌溉工程模式,目的是提高水的利用率和水分生产率。节水灌溉工程按其采用的主要节水工程措施分为:渠道防渗工程、低压管道输水工程、喷灌工程、微灌工程、集雨灌溉工程和田间节水地面灌溉工程。节水灌溉工程应符合 SL207—98《节水灌溉技术规范》的要求。

#### 2. 节水灌溉工程的组成

节水灌溉工程通常由水源工程、首部控制工程(枢纽)、输配水工程和田间灌溉工程4部分组成。

(1) 水源工程:河流、湖泊、水库、塘堰、沟渠、井泉、窑窖等,只要水质符合灌溉要求,均可作为灌溉水源。为了充分利用各种水源进行灌溉,一般都需要修建蓄水、引水或提水工程,以及相应的输配电工程。

(2) 首部控制工程:为了从水源取水,并对流量、压力等进行控制,需在首部修建控制工程。根据不同类型节水灌溉工程的要求,设置闸门、水泵机组、控制阀门及仪表、过滤设备、施肥设备、安全保护设备等。

(3) 输配水工程:包括各级渠道、输水管道以及设置在其上的闸门、灌排建筑物、出水口、给水栓等。

(4) 田间灌溉工程:包括毛渠、沟、畦、格田,多孔阀管,喷灌、微灌的支管和喷头或灌水器等。

#### 3. 节水灌溉工程的规模

我国的节水灌溉工程规模差别很大,按控制面积来看,有灌溉面积达到几十万公顷

的大型灌溉工程，有控制面积只有几公顷的微灌工程。按列入工程投资计划来看，有列入国家基本建设计划的，有列入省（自治区、直辖市）、地（市）、县建设计划的，有单纯集体投资的，有单纯个人投资的；按管理权限来看，有省（自治区、直辖市）管辖的，有地（市）、县管辖的，也有集体或个人管辖的。

## 二、各种节水灌溉工程的特点和适用性

### （一）渠道防渗工程

渠道防渗工程就是为减少由渠道输水时渗入渠床而流失水量所采取的各种工程技术措施。常用土料、水泥石、石料、膜料、混凝土和沥青混凝土等材料建立渠道防渗层，以达到防渗的目的。

（1）土料防渗：是在渠床表面建立一层压实的土料防渗层，通常采用素土、粘砂混合土、灰土、三合土、四合土等土料。土料防渗能就地取材，造价低，施工简便，但抗冻和耐久性较差，适用于气候温暖地区的中、小型渠道防渗。

（2）水泥石防渗：水泥石是水泥和粘土的混合物，一般有压实干硬性水泥石和浇筑塑性水泥石两种防渗方法。水泥石防渗有造价较低，施工较简易等优点，但抗冻性较差，适用于气候温暖地区，附近有壤土和砂壤土料的中、小渠道防渗。

（3）砌石防渗：是用浆砌料石、块石、卵石、石板，以及干砌卵石挂淤进行防渗。具有抗冲性能好、施工简易、耐久性强的优点，但一般防渗能力较难保证，需劳力多，适用于盛产石料地区的大、中、小型渠道防渗。

（4）膜料防渗：是用塑料薄膜、沥青玻璃纤维布或油毡等作为防渗层，再在其上设置保护层的防渗方法。具有防渗效果好、适应变形能力强、材料重量轻、运输方便、造价较低以及施工简单等优点，是当前渠道防渗的发展趋势，适用于各种类型渠道的防渗。

（5）混凝土防渗：是目前国内外最广泛采用的一种渠道防渗方法，具有防渗效果好、耐久性好、糙率小、强度高、便于管理等优点。适用于各种地形、气候和运行条件的大、中、小型渠道防渗。

（6）沥青混凝土防渗：是以沥青为胶结剂，与矿粉、矿物骨料（碎石或砾石和砂）经过加热、拌和、压实而成的防渗材料进行渠道防渗。具有防渗效果好、适应变形能力强、不易老化、造价较低、容易修补等优点，但施工工艺要求严格，植物易穿透，适用于各种类型渠道的防渗。

### （二）低压管道输水工程

低压管道输水是以管道代替明渠，采用较低的工作压力将灌溉水输送到田间的一种工程形式。其特点是输水时所需压力较低，出水口流量较大，不易发生堵塞。因此，它具有输水效率高、节能、节省渠道占地、省工、成本低等优点，当前特别适合在井灌区

推广应用。随着大口径低压管道输水技术的成熟，它也是今后我国渠灌区进行技术改造的一个带方向性的节水工程措施。低压管道输水工程可分为移动式、半固定式和固定式3种。

(1) 移动式：除水源外，管道及分水设备都可移动，机泵有的固定，有的也可移动，管道多采用软管，简便易行，一次性投资低，多在井灌区临时抗旱时应用，但劳动强度大，管道易破损。

(2) 半固定式：管道系统的一部分固定，另一部分可移动，一般是干管或干、支管为固定地埋管，由分水口连接移动软管输水入田间。这种形式介于移动式和固定式之间，比移动式劳动强度低，但比固定式管理难度大。

(3) 固定式：管道系统中的各级管道及分水设施均埋入地下，给水栓或分水口直接分水进入田间沟、畦，没有软管连接。这种形式一次性投资大，但运行管理方便，灌水均匀。

### (三) 田间节水地面灌溉工程

田间节水地面灌溉工程是目前应用最广泛、最主要的节水灌溉工程技术，包括平整土地、沟灌、畦灌、格田灌、波涌灌和田间间管灌等。田间节水地面灌溉工程简单，投资少，易于实施。对于传统的田间地面灌溉工程，因其灌溉时水量浪费较大，需要进行以节水为目标的改进，使之节约灌溉用水。

(1) 平地：平整土地是农田基本建设的一项重要内容，它也是实施田间节水地面灌溉、节约灌溉用水的先决条件。灌溉土地的平整应以符合地面灌水技术要求、便利耕作以及适应土地连片后的经营为主，在机耕地区还应满足机耕要求。土地平整方法包括常规土地平整措施和激光控制平地技术。常规平地是采用人工平地或用推土机、铲运机和刮平机平地；激光控制平地是利用激光辐射在田面上方形成的平面作为操平的控制标准，使用液压控制系统自动地、敏捷地控制平地铲的升降，实施土地的精平作业。

(2) 畦灌：是在平整过的土地上，用田埂将其分隔成一系列狭长的地块，即畦田。水从输水垅沟或直接从毛渠引入畦田后，形成薄水层沿畦田坡度方向流动，在流动过程中逐渐湿润土壤。对传统的畦灌进行节水改造，主要是划小畦块，实行小畦灌溉。畦灌适用于小麦、谷子等窄行距播种或撒播的粮食作物及牧草等。

(3) 沟灌：是在平整过的土地上，沿作物种植方向，根据一定的间距，开挖出条条带有坡度的小沟，灌水时水沿着小沟流动，在流动的过程中湿润作物根层的土壤。对传统沟灌的节水改造主要是缩短沟长或实行隔沟灌、分段沟灌。沟灌适用于棉花、玉米等作物。

(4) 格田灌：是在平整过的土地上，由渠埂、沟埂和田埂围成的单一田块称为格田，一般修成长方形。灌溉时，水流进入格田形成一定深度的水层，供给作物生长需水。对格田灌进行节水改造主要是格田田面高差应小于  $\pm 3\text{cm}$ ，以达到均匀浅灌的要求，提高灌水效率和灌水质量。格田灌适用于水稻灌溉。

(5) 波涌灌：波涌灌溉是利用安设在沟畦首端可以自控开关的阀门，向沟畦实施间

歇性的供水，使在沟畦中产生波涌，加快水流的推进速度，缩短沟畦首尾段渗水的时间差，使土壤得到均匀湿润。由于这种灌水方法的水是时断时续，水流形似波涌推进，所以称为波涌灌溉或称为间歇灌溉。在波涌灌供水过程中，入地水流不是一次连续推进到沟（畦）末端，而是分阶段地由首端推进至末端，因间歇供水与停水现象的交替发生，使得土壤表层边界条件发生变化，田间表面形成阻渗的致密层，降低了土壤入渗率，减少了田面糙率，从而减少了深层渗漏，加快了地表水流推进速度，有利于提高田间灌溉效率和灌水均匀度。因而波涌灌具有省水、节能、增产的优点。波涌灌适宜在砂壤土和中壤土的沟（畦）灌溉中应用，但需要开发出成本低廉、使用方便的波涌阀控制设备，才有推广应用的前景。

（6）田间闸管灌：田间闸管是一条可以在田间移动的输水和放水管道，沿管道一侧带有许多小型闸门，水通过这些闸门进入沟（畦）。闸门的间距可与沟（畦）间距一致，并且闸门开度可以随意调节，用以控制进入沟（畦）的流量。根据使用材料的不同，可将田间闸管分为柔性闸管系统和硬闸管系统。其中柔性闸管系统有时也称作地面软管，可采用塑料、橡胶或帆布等材料制成，具有造价低、易于应用等优点，但使用寿命相对较短；硬闸管系统采用抗老化 PVC 或铝合金等材料，配有快速接头，可根据沟（畦）条件在田间组装使用。与柔性闸管系统相比，硬闸管使用寿命长，但造价相对较高。闸管灌溉即是运用闸管替代田间土毛渠将灌溉水输送到田间，并通过其上的闸阀控制，向沟（畦）配水进行灌溉。闸管灌具有投资少、见效快、施工方便、使用简单的优点，特别适合在井灌区与低压管道输水灌溉配套使用。

#### （四）喷灌工程

喷灌是将灌溉水通过由喷灌设备组成的喷灌系统（或喷灌机具），形成具有一定压力的水，由喷头喷射到空中，形成水滴状态，洒落在土壤和作物表面，为作物生长提供必要水分的工程技术。喷灌具有节水、增产、省工、提高耕地利用率、适应性强的优点。但受风的影响大，蒸发损失大，能耗较大，并有可能出现土壤底层湿润不足等问题。

喷灌系统的类型很多，从规划设计方法这一角度出发可对喷灌系统作如下分类：

首先按系统的设备组成的特点，可分为管道式喷灌系统和机组式喷灌系统。水源、喷灌泵与各喷头间由一级或数级压力管道连接，且这些管道和机、泵需由设计者自行选配，这样的喷灌系统称为管道式系统；使用厂家成套生产的喷灌机（组）的喷灌系统，称为机组式系统。管道式喷灌系统根据管道的可移程度，又分为固定管道式、半固定管道式和移动管道式系统；若按获得压力的方式，又可分为机压式和自压式喷灌系统。机组式喷灌系统按其喷洒特征又分为定喷机组式和行喷机组式系统。

##### 1. 固定管道式喷灌系统

水泵与动力机构成固定的泵站，各级管道多埋入地下（也有固定于地面的），喷头装在固定于支管的竖管上，亦即各系统组成部分在整个灌溉季节，甚至常年固定不动，但喷头亦可装卸轮灌于竖管之间。



固定管道式喷灌系统运行操作方便，易于管理，生产效率高，工程占地少，且便于实行自动化控制。其主要缺点是设备利用率低，耗材多。固定管道式灌溉系统适用于灌水次数频繁、经济价值较高的蔬菜和经济作物，以及城市园林、花卉、绿地的喷灌。

## 2. 移动管道式喷灌系统

一个可以移动的水泵及动力机组，配有一定数量的可移动管道，并带有多个喷头工作，亦即整个喷灌系统除水源及水源工程以外，从水泵与动力机，各级管道，直到喷头都可以拆卸移动，轮流使用于不同地块。

移动管道式喷灌系统设备利用率高，设备用量与投资造价较低。缺点是机、泵、管等设备的拆装搬移劳动强度较大，生产效率较低，有时还会损伤作物；设备的维修、保养工作量较大；供水渠道及沿渠的机行道路要占去一定的耕地面积。移动管道式喷灌系统适用于各种作物，但当喷灌高秆密植作物，灌溉地块的土质粘重或地形复杂的情况下，将给设备的拆装移动带来困难。

## 3. 半固定管道式喷灌系统

泵站和干管固定不动，支管和喷头是可移动的。与固定管道式系统相比，由于支管可以移动并重复使用，减少了用量，降低了投资；与移动管道式系统相比，则由于机、泵、干管不移动，方便了运行操作，提高了生产效率。因此，半固定管道式喷灌系统的设备用量、投资造价和管理运行条件均介于固定管道式喷灌系统与移动管道式喷灌系统之间，是值得推荐和重点发展的形式。

## 4. 定喷机组式喷灌系统

在田间布设一定规格的输水明渠或暗管，每隔一定距离设置供抽水用的工作池，喷灌机沿渠（管）移动，在每个预定的抽水点（工作池）处作定点喷洒。根据所用的机组不同又可分为以下两种系统：

(1) 使用单喷头机组的系统。这种系统形式简单，施工方便，使用灵活，一套机组反复使用，设备简单，投资小，动力还可综合利用。其缺点是机具移动频繁，劳动强度大，管理不便，喷灌质量不易保证，田间工程占地多。适用于喷洒质量要求不高、灌水次数不多的地方或临时抗旱性的喷灌。对于解决山丘地区零星、分散耕地的灌溉，也是一种较好的形式。

(2) 使用多喷头机组的系统。这种喷灌系统除在设计方法上与移动管道式喷灌系统不同外，其优缺点与适用条件均与后者相同。

## 5. 行喷机组式喷灌系统

在田间按一定规格修建供水设施，喷灌机在连续移动过程中进行喷洒灌溉。行喷机组式喷灌系统机械化、自动化程度高，运行操作方便，工作效率高，节省操作管理人员，喷洒时受风的影响小，均匀度较高，但一般耗能较多，一次性投资较高，维修保养需较高的技术水平。行喷机组式灌溉系统一般适用于土地开阔连片，地形平坦，田间障碍物少，以及经济条件、技术力量较强的地方。但由于行喷式喷灌机类型多样，规模各异，故其优缺点与适用条件不尽相同，在采用时应根据拟选机型的规格与性能作出具体分析。

## （五）微灌工程

微灌是按照作物需水要求，通过低压管道系统与安装在末级管道上的特制灌水器，将水和作物生长所需养分以较小的流量，均匀、准确地直接输送到作物根部附近的土壤表面或土层中，是一种局部灌溉的工程技术。微灌按所用的设备及出流形式分为滴灌、微喷灌、小管出流灌和渗灌 4 种。

（1）滴灌：是利用安装在末级管道（称为毛管）上的滴头，或与毛管制成一体的滴灌带将压力水以水滴状湿润土壤，在灌水器流量较大时，形成连续细小的水流湿润土壤。通常将毛管和灌水器放在地面，也可以把毛管和灌水器埋入地面以下 30 ~ 40cm。前者称为地表滴灌，后者称为地下滴灌。滴灌灌水器的流量为 2 ~ 12L/h。

（2）微喷灌：是利用直接安装在毛管上，或与毛管连接的微喷头将压力水以喷洒状湿润土壤。微喷头有固定式和旋转式两种。前者喷射范围小、水滴小；后者喷射范围较大，水滴也大些，故安装的间距也大。微喷头的流量通常为 20 ~ 250L/h。

（3）小管出流灌：是利用小塑料管与毛管连接作为灌水器，以细流（射流）状局部湿润作物附近土壤，小管灌水器的流量为 80 ~ 250L/h。对于高大果树通常围绕树干修一条渗水小沟，以分散水流，均匀湿润果树周围土壤。

（4）渗灌：是利用一种特别的渗水毛管埋入地表以下 30 ~ 40cm，压力水通过渗水毛管管壁的毛细孔以渗流的形式湿润其周围土壤。由于它减少土壤表面蒸发，是用水量最省的一种微灌技术。渗灌毛管的流量为 2 ~ 3L/（h·m）。

微灌的特点是灌水流量小，一次灌水延续时间较长，灌水周期短，需要的工作压力较低，能够较精确地控制灌水量，能把水和养分直接输送到作物根部附近的土壤中去。其优点是省水、节能、节省劳动力、灌水均匀、增产、对土壤和地形的适应性强。缺点是一次性投资大，易引起堵塞，可能引起盐分积累。

根据微灌工程配水管道在灌水季节中是否移动，可以将微灌系统分成以下 3 类。

（1）固定式微灌系统：在整个灌水季节，系统各个组成部分都是固定不动的。干管、支管一般埋在地下，根据条件，毛管有的埋入地下，有的放在地表或悬挂在离地面一定高度的支架上。这种系统主要用于宽行大间距果园灌溉，也可用于条播作物灌溉，因其投资较高，一般应用于经济价值较高的经济作物。

（2）半固定式微灌系统：首部枢纽及干、支管是固定的，毛管连同其上的灌水器可以移动。根据设计要求，一条毛管可以在多个位置工作。

（3）移动式微灌系统：系统的各组成部分都可以移动，在灌溉周期内按计划移动安装在灌区内不同的位置进行灌溉。

半固定式和移动式微灌系统提高了微灌设备的利用率，降低了单位面积微灌的投资，常用于大田作物，但操作管理比较麻烦，仅适合在干旱缺水而又经济条件较差的地区使用。

## （六）集雨灌溉工程

集雨灌溉工程是指采取人工措施，高效收集雨水，加以蓄存和调节用于灌溉的微型水利工程。一般由集雨系统、输水系统、蓄水系统和灌溉系统组成。集雨系统主要是指收集雨水的集雨场地，为了提高集流效率，减少渗漏损失，要用不透水物质或防渗材料对集流场表面进行防渗处理。输水系统是指输水沟（渠）和截流沟。蓄水系统包括储水体及其附属设施，储水体主要是建水窖（窖）、水柜和蓄水池；附属设施主要包括沉沙池、拦污栅与进水暗管（渠）、消力设施、窖口井台。灌溉系统包括首部提水设备、输水管道和田间的灌水器等节水灌溉设备。集雨灌溉工程适宜年有效降雨量在 250mm 以上的地区，应用于发展庭院经济和小面积农田灌溉。

## 三、节水灌溉工程类型选择和方案比较

### （一）节水灌溉工程类型选择的一般原则

节水灌溉的工程形式有很多种，每种工程形式都有它的优缺点和适应条件，至于选择何种工程形式，要因地制宜进行分析和确定。在确定工程形式时，要综合考虑区域内的自然情况（包括地形、土壤、水资源等情况）、经济条件、种植结构、生产力发展水平等，从投资、效益、管理水平等方面进行综合考虑，才能选择出适合当地具体情况的节水灌溉工程形式。如自流灌区宜发展渠道防渗，田间宜发展平地与改进的沟（畦）灌溉工程技术；井灌区宜发展低压管道输水，田间宜采用短沟、小畦灌溉，有条件的可采用闸管灌或波涌灌；而喷灌发展的重点地区是水资源紧缺地区、经济作物区、高扬程提水和深井灌区、有条件发展自压喷灌的丘陵山区、发展地面灌溉困难地区、土地集中作物种植连片地区；微灌适宜在经济作物、果园、菜地、温室大棚中应用。

### （二）各种节水灌溉形式的优缺点

在确定工程形式时，必须对不同的节水灌溉形式的优、缺点和适应条件有一个比较全面的了解。下面对几种主要的节水灌溉工程形式的优、缺点和适应条件进行简单的介绍，以便在选择节水灌溉工程形式时参考。

#### 1. 喷灌工程的优缺点及适应条件

优点：①可以精确地控制灌水定额，以便充分地利用天然降水；②可以调节田间小气候，有利于作物的生长；③适应地形起伏的能力强；④节省耕地；⑤观赏效果好。

缺点：①工程投资高、能耗大、运行费用高；②技术比较复杂，有一定的难度；③管理运用比较麻烦。

适应条件：①经济作物和经济条件好的地区；②地下水埋深比较大的地区或高扬程灌区；③土层比较薄和地面起伏比较大的地区；④水资源特别紧缺的地区。

#### 2. 微灌工程的优缺点及适应条件

优点：①省水，因属局部灌溉，一般比地面灌溉省水  $1/3 \sim 1/2$ ，比喷灌省水  $15\% \sim 25\%$ ；②节能，因采用低压运行，一般工作压力仅为  $50 \sim 150\text{kPa}$ ，能耗比喷灌低得多；③灌水均匀，灌水均匀度可达  $80\% \sim 90\%$ ；④对土壤和地形的适应性强；⑤节省耕地和劳力。

缺点：①易引起堵塞，对水质要求较严，一般均应经过水质过滤和处理；②可能会限制作物根系的发展；③工程投资较高；④技术比较复杂，对管理运用要求较高。

适应条件：①经济作物、蔬菜、果树、园林的灌溉；②经济条件好的地区；③水资源特别紧缺的地区。

### 3. 低压管道灌溉工程的优缺点及适应条件

优点：①工程投资低，便于在大田作物中大面积推广应用；②节地、节能效果比较好，运行费用低；③对地形的起伏也有一定的适应能力；④工程运用和管理简单、方便。

缺点：①田间出水口对耕作有一定的影响；②只解决了输水过程的节水问题，如不配合采用田间节水措施，则田间的节水效果和灌水的均匀度较差。

适应条件：①地下水埋深比较小的平原井灌区；②适合于大田农作物灌溉；③适合我国的生产力水平，经济条件一般的井灌区和引水灌区。

### 4. 渠道衬砌工程的优缺点及适应条件

优点：①工程技术上比较简单，投资低，便于大面积推广应用；②衬砌材料可以因地制宜，一般以混凝土 U 形断面为主，也可以采用砖砌、塑料防渗膜衬砌等；③管理、运行比较方便；④便于渠、沟、路、林的统一规划。

缺点：①占地多，浪费土地资源；②适应地形变化的能力差。

适应条件：①地形起伏变化小、控制面积较大的引水灌区；②含沙量高的灌区，如引黄灌区等。

## （三）节水灌溉工程技术模式

根据不同的区域特点，将各种适宜的节水灌溉工程组装并有机集成和配套农艺节水措施、管理节水措施，形成节水灌溉工程技术模式，以便充分提高灌溉水的利用率和农田水分利用效率。节水灌溉工程类型选择时必须考虑需要形成的工程技术模式。我国幅员广阔，各地自然条件、经济条件和管理水平都差别较大，必须按照各种工程技术的适宜范围，按经济规律办事，因地制宜地选择最佳的工程模式。

（1）新建井灌区节水增效灌溉工程技术模式。合理布井，采用先进的成井工艺提高机井质量，配套小型移动式喷灌机等节水灌溉设施。

（2）华北井灌区节水改造模式。采用低压管道输水（对于蔬菜、果园、经济作物、极度缺水地区的粮食作物也可采用喷灌、微灌）、田间平地，划小畦块实行小畦灌溉，并与非充灌溉及覆盖保墒等农艺节水措施结合，在维持地下水采补平衡的基础上，以水定面积发展灌溉。

（3）北方渠灌区田间工程节水改造模式。对斗、农渠进行防渗衬砌，平整土地，重

新确定沟渠规格,采用小畦灌、沟灌、长畦短灌和波涌灌等先进的地面灌水技术,并通过开展非充分灌溉、水稻控制灌溉、降低土壤计划湿润层深度和采用覆盖保墒等农业综合节水技术,实现渠灌区全方位节水。

(4) 北方井渠结合灌区节水灌溉工程技术模式。开展地面水与地下水在时间上及空间上的联合调度。渠灌部分进行适度防渗输水渠道,井灌部分采用管道输水;田间采取长畦改短实施小畦灌溉及覆盖、化学节水、节水灌溉制度等农艺和管理节水措施,实现水资源的优化调度和农业高效用水。

(5) 水利富民集雨节灌模式。节灌工程与农业节水措施的紧密结合,即建设雨水集流工程[包括集流面、水窖(池)、输水管(沟)]和等高耕种开挖鱼鳞坑拦蓄雨水、深耕蓄水保墒、覆盖抑制蒸腾保蓄、调整农作物布局的适水种植、增施肥料提高水肥利用率、坡地粮草轮作、粮草带状间作和草(灌木)间作减少雨水径流等农业蓄雨利用技术措施相结合,田间采用小畦灌、点灌或滴灌。

(6) 南方小型机电提水灌区节水改造模式。对泵站合理布局,进行节能更新改造;对输水土渠改造为低压输水管道或衬砌渠道;对田间水稻灌区实现格田化,采用水稻节水灌溉制度,蔬菜灌区采用喷灌或滴灌。

(7) 城郊农业节水灌溉工程技术模式。大田粮食作物建设喷灌、管灌工程,发展喷灌、小畦灌,蔬菜、果园及经济作物发展微灌和喷灌,灌溉用水管理实施自动化控制。

(8) 节水抗旱灌溉工程技术模式。选用适宜当地的各种节水灌溉技术如坐水种、软管灌溉、轻小型移动式喷灌机组等和平整土地、修建梯田、植树种草培肥土壤、覆盖保墒、合理耕作、采取节水灌溉制度相结合。

#### (四) 节水灌溉工程方案比较

##### 1. 工程方案的拟定

规划节水灌溉工程时,为充分发挥工程节水增产的效益和节省投资,应进行多方案比较,一般拟定供比较的方案应不少于3个。在拟定节水灌溉工程方案时,要综合考虑区域内的自然情况(包括地形、土壤、水资源等情况)、经济条件、种植结构、生产力发展水平等,从投资、效益、管理水平等方面进行综合考虑。拟定的节水灌溉工程方案,还应符合当地农业区划和农田水利规划的要求,并应与农村发展规划相协调。工程方案不但要选择可能采用的节水灌溉工程措施,还应考虑能与优良的农作物品种和先进的栽培技术以及管理措施很好地结合,形成节水高效的工程技术模式。

##### 2. 工程方案的比较和确定

在对初拟的节水灌溉工程方案作比较时,不但对选择何种类型的节水灌溉工程应作多方案比较,而且对一种类型而不同形式的节水灌溉工程也应做多方案比较,如在井灌区规划节水灌溉工程时,可选择是否采用低压管道输水灌溉、喷灌和微灌3种类型进行方案比较,如果比较结果采用喷灌适宜,则可进一步对是否选择固定式、半固定式和移动式喷灌进行方案比较。进行方案比较时,一般用投资为约束条件,节水、增产和增效为目标,采用数学分析方法来确定最佳方案。在比较确定方案时,还应征求当地农民群

众的意见。只有尊重科学，按经济规律办事，坚持因地制宜的原则，确定的节水灌溉工程方案才能充分发挥其节水、增产、增效的效益。

## 第三节 节水灌溉工程设计标准

### 一、设计标准的概念

我国灌溉规划中常采用灌溉保证率法确定灌溉设计标准。节水灌溉工程设计保证率应根据自然条件和经济条件确定。灌溉用水量得到保证的年份称为保证年，在一个既定的时期内，保证年在总年数中所占的比例称为灌溉用水保证率。在农田水利工程设计中，灌溉用水保证率时常是给定的数值，称之为设计保证率。设计保证率可因各地自然条件、经济条件的不同而有所不同，就全国范围来讲，在 50% ~ 95% 之间。由于自然和经济条件的关系，一般在南方采用值较高，在北方采用值较低；在水资源丰富的地区采用值较高，水资源紧缺地区采用值较低；在自流灌区采用值较高，扬水灌区采用值较低；在作物经济价值较高地区采用值较高，作物经济价值不高地区采用值较低；在近期计划中采用值较低，在远景规划中采用值较高。国家质量技术监督局和建设部联合发布的 GB50288—99《灌溉与排水工程设计规范》中规定灌溉设计保证率应根据水文气象、水土资源、作物组成、灌区规模、灌水方法及经济效益等因素，按表 3-1 确定。

表 3-1 灌溉设计保证率

灌水方法	地 区	作物种类	灌溉设计保证率 (%)
地面灌溉	干旱地区 或水资源紧缺地区	以旱作为主	50 ~ 75
		以水稻为主	70 ~ 80
	半干旱、半湿润地区 或水资源不稳定地区	以旱作为主	70 ~ 80
		以水稻为主	75 ~ 85
	湿润地区 或水资源丰富地区	以旱作为主	75 ~ 85
		以水稻为主	80 ~ 95
喷灌、微灌	各类地区	各类作物	85 ~ 95

对于节水灌溉工程，丰水地区或作物经济价值较高时，可取较高值；缺水地区或作物经济价值较低时，可取较低值。

### 二、设计代表年

通常是在以往的年份中选出符合设计保证率的某一年，作为设计代表年，并以此作

为规划水源工程的依据。设计代表年的选择，视掌握资料的情况，有按气象资料选择、按来水量资料选择、按用水量资料选择和按来水用水综合选择代表年等几种方法。

### 三、设计代表年的选择方法

#### (一) 按气象资料选择

##### 1. 用降水量资料

以灌区多年降水量资料组成系列，进行频率计算，推求符合设计保证率的降水量，并按照年降水量与其相近而其降水分布又对灌溉不利的原则，选择实际年份作为设计代表年。根据实际计算经验，可以选5个设计代表年，即降雨量频率为5%者为湿润年，25%者为中等湿润年，50%者为中等年，75%者为中等干旱年，95%者为干旱年。当灌区作物单一或存在主要作物时，如用年降水量计算，可能出现作物生长期降水频率与设计保证率不符的情况，故宜用主要作物灌水临界期的降水量进行频率计算，并据此选择设计代表年。

##### 2. 用蒸发量资料

用灌区年水面蒸发量（或主要作物灌水临界期的水面蒸发量）系列，以递增次序排列，进行频率计算，选择频率和设计保证率相同（或相近）的年份为设计代表年。

##### 3. 用蒸发量与降水量的差值

用年水面蒸发量与年降水量的差值（或主要作物灌水临界期两者的差值）组成系列，以递增次序排列，进行频率计算，并选择设计代表年。

#### (二) 按来水量资料选择

以水源的来水量组成系列，进行频率计算，按频率和设计保证率相同（或相近）的年份选择设计代表年。采用此法时，应注意根据不同的水源类型对其供水量资料作认真分析，排除人为影响因素，以避免因没有考虑现状用水情况而造成的误差。

#### (三) 按用水量资料选择

利用本地区的灌溉试验与生产实践资料或利用水文气象资料推求历年作物需水量，并通过频率计算选择符合设计保证率的代表年。此法需要较长系列的灌溉试验或调查资料，一般不易获得，且对所得资料应作分析修正，以建立在同一基础上。如用气象资料推算历年作物需水量，则计算工作量较大。

#### (四) 按来水用水综合选择代表年

用来水和用水的差值或用调节后的蓄水容积组成系列进行频率计算，并选择设计代表年。此法反映了灌溉设计保证率的真实涵义，但所需资料甚多，计算工作量甚大，有条件的大面积灌区可考虑采用。

## 第四节 灌溉用水量和灌溉制度

### 一、作物需水量

#### (一) 作物需水量的概念

作物需水量是指作物在正常生长的情况下，供应植株蒸腾和棵间土壤蒸发所需的水量，故亦称为作物腾发量。对于水稻田，必要的农田水分消耗除了蒸发蒸腾外，还包括适当的渗漏量。通常把水稻蒸发蒸腾量与稻田渗漏量之和称为水稻田耗水量。它是制定作物灌溉制度、计算灌溉用水量的重要依据。

#### (二) 作物需水量计算方法

作物需水量受气候条件，土壤性质、肥力和含水量等土壤条件，作物种类、品种特性和生育阶段等作物条件，以及灌溉、排水和农业技术措施等众多因素的影响，各地相差悬殊，有条件时应根据当地或邻近地区的灌溉试验确定。

##### 1. 计算内容和步骤

(1) 计算参考作物腾发量 ( $E_{oi}$ )：参考作物腾发量的定义是：“一种开阔草地上的腾发速度，此草地系由高度为 8~15cm、高矮均匀、生长正常的青草完全覆盖着，而不缺水分。”用参考作物腾发量来体现气候对作物需水量的影响。在收集和评价有关气象资料的基础上，用改进彭曼公式计算参考作物腾发量。

(2) 确定作物系数 ( $K_c$ )：作物系数是作物腾发量与参考作物腾发量的比值，用以体现作物特性对需水量的影响。根据作物种类、种植或播种时间、生育阶段以及常遇的气候条件，选定作物各生育阶段或各时段的作物系数值。

(3) 计算作物腾发量 (需水量) ( $ET_{ci}$ )：按  $ET_{ci} = K_c E_{oi}$  计算作物腾发量。以上计算可以 30 天或 10 天为一个时段，利用各时段内的日平均气象资料来计算  $E_{oi}$ ，再计算各时段的  $ET_{ci}$ ，表示时段内的平均值。在灌溉工程规划时，当已选定设计代表年后，可计算该年作物生长期或灌溉临界期各时段的  $ET_{ci}$  值。

##### 2. 参考作物腾发量的计算

联合国粮农组织推荐了计算作物腾发量的几种方法，系经过深入研究和大量验证后确定的方法，适用地区较广。只要具备一般的气象资料与作物方面的资料，依靠给出的图表，便可计算，值得我们在节水灌溉工程规划设计中采用。现介绍国际上用得较多，计算成果又较可靠的彭曼法。

彭曼方法是一种较好的计算作物腾发量的方法，即使利用普通的气象资料，仍可能



计算出参考作物蒸发蒸腾量。彭曼公式的框架不是经验的而是理论的，它在能量平衡法的基础上，引用干燥力（Drying Power）的概念，经过简捷的推导，得到了一个用普通气象资料就可计算参考作物蒸发蒸腾量的公式。几经修正，目前国内外最通用的是采用联合国粮农组织（FAO）1992年推荐的修正彭曼（Penman—Monteith）公式，即

$$ET_0 = \frac{0.408\Delta (R_n - G) + \gamma \frac{900}{T + 273} v_2 (e_a - e_d)}{\Delta + \gamma (1 + 0.34v_2)} \quad (3-1)$$

$$\Delta = \frac{4098 e_a}{(T + 237.3)^2} \quad (3-2)$$

$$e_a = 0.611 \exp\left(\frac{17.27T}{T + 237.3}\right) \quad (3-3)$$

$$R_n = R_{ns} - R_{nl} \quad (3-4)$$

$$R_{ns} = 0.77 (0.19 + 0.38n/N) R_a \quad (3-5)$$

$$W_s = \arccos(-\tan\phi \tan\delta) \quad (3-6)$$

$$\delta = 0.409 \sin(0.0172J - 1.39) \quad (3-7)$$

$$R_a = 37.6 d_r (W_s \sin\phi \sin\delta + \cos\phi \cos\delta \sin W_s) \quad (3-8)$$

$$d_r = 1 + 0.033 \cos(0.0172J) \quad (3-9)$$

$$R_{nl} = 2.45 \times 10^9 (0.9n/N + 0.1) (0.34 - 0.14 \sqrt{e_d}) (T_{kx}^4 + T_{kn}^4) \quad (3-10)$$

$$e_d = \frac{e_d(T_{\min}) + e_d(T_{\max})}{2} = \frac{1}{2} e_a(T_{\min}) \frac{RH_{\max}}{100} + \frac{1}{2} e_a(T_{\max}) \frac{RH_{\min}}{100} \quad (3-11)$$

式中  $ET_0$ ——参考作物蒸发蒸腾量，mm/d；

$\Delta$ ——温度—饱和水汽压关系曲线上在  $T$  处的切线斜率，kPa/°C；

$G$ ——土壤热通量，MJ/(m<sup>2</sup>·d)；

$v_2$ ——2m 高处风速，m/s；

$T$ ——平均气温，°C；

$e_a$ ——饱和水汽压，kPa；

$R_n$ ——净辐射，MJ/(m<sup>2</sup>·d)；

$R_{ns}$ ——净短波辐射，MJ/(m<sup>2</sup>·d)；

$R_{nl}$ ——净长波辐射，MJ/(m<sup>2</sup>·d)；

$n$ ——实际日照时数，h；

$N$ ——最大可能日照时数， $N = 7.64 W_s$ ，h；

$W_s$ ——日照时数角，rad；

$\phi$ ——地理纬度，rad；

$\delta$ ——日倾角，rad；

$J$ ——日序数（1月1日为1，逐日累加）；

$R_a$ ——大气边缘太阳辐射，MJ/(m<sup>2</sup>·d)；

$d_r$ ——日地相对距离；

$e_d$ ——实际水汽压，kPa；

$RH_{\max}$ ——日最大相对湿度，%；

$T_{\min}$ ——日最低气温，℃；

$e_{a(T_{\min})}$ —— $T_{\min}$ 时的饱和水汽压，kPa，可将  $T_{\min}$  代入式 (3-3) 求得；

$e_{d(T_{\min})}$ —— $T_{\min}$ 时的实际水汽压，kPa；

$RH_{\min}$ ——日最小相对湿度，%；

$T_{\max}$ ——日最高气温，℃；

$e_{a(T_{\max})}$ —— $T_{\max}$ 时的饱和水汽压，kPa，可将  $T_{\max}$  代入式 (3-3) 求得；

$e_{d(T_{\max})}$ —— $T_{\max}$ 时的实际水汽压，kPa。

若资料不符合式 (3-11) 的要求或计算较长时间的  $ET_0$ ，也可采用式 (3-12) 计算  $e_d$ ，即

$$e_d = RH_{\text{mean}} \left/ \left[ \frac{50}{e_{d(T_{\min})}} - \frac{50}{e_{a(T_{\max})}} \right] \right. \quad (3-12)$$

$$RH_{\text{mean}} = \frac{RH_{\max} + RH_{\min}}{2} \quad (3-13)$$

式中  $RH_{\text{mean}}$ ——平均相对湿度，%。

在最低气温等于或十分接近露点温度时，也可采用式 (3-14) 计算  $e_d$ ，即

$$e_d = 0.611 \exp \left( \frac{17.27 T_{\min}}{T_{\min} + 237.3} \right) \quad (3-14)$$

值得指出的是，国内外许多学者认为，采用式 (3-11) 逐日计算  $e_d$  最佳，而采用他方法计算  $e_d$  出现较大误差。

最高、最低绝对温度（单位为 K）为

$$T_{kx} = T_{\max} + 273 \quad (3-15)$$

$$T_{kn} = T_{\min} + 273 \quad (3-16)$$

对于逐日估算  $ET_0$ ，则第  $d$  日土壤热通量为

$$G = 0.38 (T_d - T_{d-1}) \quad (3-17)$$

对于分月估算  $ET_0$ ，则第  $m$  月土壤热通量为

$$G = 0.14 (T_m - T_{m-1}) \quad (3-18)$$

式中  $T_d$ 、 $T_{d-1}$ ——第  $d$ 、 $d-1$  日气温，℃；

$T_m$ 、 $T_{m-1}$ ——第  $m$ 、 $m-1$  月平均气温，℃。

在式 (3-1) 中，湿度表示常数  $\gamma$ （单位为 kPa/℃）为

$$\gamma = 0.00163 P / \lambda \quad (3-19)$$

$$P = 101.3 \left( \frac{293 - 0.0063 Z}{293} \right)^{5.26} \quad (3-20)$$

$$\lambda = 2.501 - (2.361 \times 10^{-3}) T \quad (3-21)$$

式中  $P$ ——气压, kPa;

$Z$ ——计算地点海拔高程, m;

$\lambda$ ——潜热, MJ/kg。

在计算中, 2m 高处的风速为

$$v_2 = 4.87 v_h / \ln(67.8h - 5.42) \quad (3-22)$$

式中  $h$ ——风标高度, m;

$v_h$ ——实际风速, m/s。

根据式(3-1)~式(3-22)来计算参考作物蒸发蒸腾量, 其计算程序十分简便, 只需输入常规气象资料和地理纬度、海拔高程等基本资料。

### 3. 作物系数 $K_c$

(1) 作物系数计算方法。作物系数  $K_c$  是计算作物需水量的重要参数。它反映了作物本身的生物学特性、产量水平、土壤耕作条件等对作物需水量的影响。 $K_c$  值根据各月田间实测需水量和相同阶段的气象因素计算出参考作物蒸发蒸腾量求得, 即

$$K_{ci} = ET_{ci} / ET_{oi} \quad (3-23)$$

式中  $K_{ci}$ ——某种作物第  $i$  月的作物系数;

$ET_{ci}$ ——相应月份的实测需水量;

$ET_{oi}$ ——由彭曼公式计算的相应月份的参考作物蒸发蒸腾量。

由此亦可由全生育期  $ET_c$  与  $ET_0$  确定全生育期的作物系数  $K_c$ 。

从以上过程可知, 作物系数  $K_c$  的准确性在很大程度上取决于实测作物需水量的精度。为了提供各地较准确的作物系数  $K_c$  值, 至少应该有 3 年以上的实测资料。

作物系数在全生育期的变化与作物种类  $K$ 、品种  $V$ 、生育期  $\varphi$  和生长状况  $G$  有关。对于同类作物, 且品种相同时,  $K_c$  在一定程度上能用作物的群体动态指标表示。据分析  $K_{ci}$  与叶面积指数  $L_{Afi}$  具有密切的线性关系, 即

$$K_{ci} = a_1 L_{Afi} + b_1 \quad (3-24)$$

式中  $K_{ci}$ ——作物系数值;

$L_{Afi}$ ——叶面积指数;

$a_1$ 、 $b_1$ ——实测资料回归求得的经验系数值。

由我国五站的试验资料分析得到的  $a_1$ 、 $b_1$  值如表 3-2 所示。

表 3-2 我国五站作物生育期内的  $a_1$  与  $b_1$  值

站名	$K_c$ 经验公式中的系数		相关系数 $R$	显著水平 $a$	备注
	$a_1$	$b_1$			
西北农大	0.22	0.18	0.9129	0.01	冬小麦
武威	0.19	0.14	0.9421	0.01	春小麦

续表

站名	$K_c$ 经验公式中的系数		相关系数 $R$	显著水平 $\alpha$	备注
	$a_1$	$b_1$			
新乡	0.15	0.24	0.9553	0.01	冬小麦
扶风	0.21	0.19	0.9238	0.01	冬小麦
福建	1.00	0.15	0.9200	0.01	水稻

(2) 作物系数的选择。影响作物系数  $K_c$  值的主要因素是作物种类、播种（或种植）时间、发育阶段、全生长期长短以及常遇气候条件。

1) 大田作物与蔬菜：全生长期内作物系数的变化可概化为如图 3-1 所示折线。作出这一变化过程线，即可确定任何时段的  $K_c$  值。

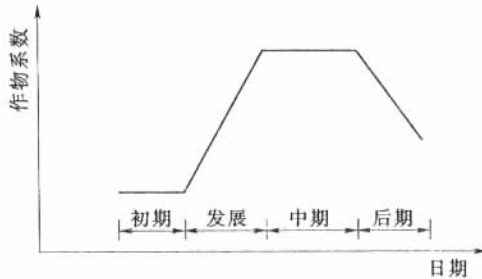


图 3-1 作物系数变化示意图

图 3-1 所示  $K_c$  值过程线绘制步骤如下：

第一步，确定作物全生育期和各生长阶段的天数及起止日期；

第二步，确定生长初期的  $K_c$  值，并绘成水平线；

第三步，确定生长中期的  $K_c$  值，并绘成水平线；

第四步，初期末尾和中期起始点间用直线连接，表示发展期的  $K_c$  值变化；

第五步，确定收割或完熟时的  $K_c$  值，点绘在生长期末尾，并将其与中期末尾点用直线连接，是为生长后期的  $K_c$  值变化线。

① 生长阶段的划分。将作物全生长期划分为初期、发展期、中期和后期 4 个阶段，其划分标准如下。

初期：包括出芽期和生长前期，此时期内地表未被作物覆盖或被少许覆盖（覆盖率小于 10%）；

发展期：从初期末到地表开始完全覆盖（覆盖率达 70% ~ 80%）；

中期：从地表完全覆盖到开始成熟，开始成熟的标志是叶子变色（豆类）或落叶（棉花），对于一年生作物，此阶段应包括开花期；

后期：从开始成熟到完全成熟或收割。

生长阶段的划分，应根据当地或气候条件相似地区的生产实践和试验资料确定。表

3-3 列出了部分作物各生长阶段的大致天数，供参考。

②生长初期的  $K_c$  值。预计灌水和有效降雨的平均间隔天数，根据已计算的  $E_0$  值，从图 3-2 中查取  $K_c$ 。

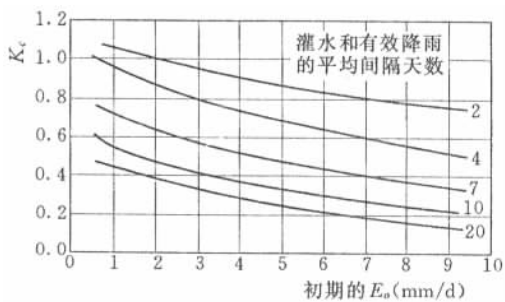


图 3-2 生长初期内的平均  $K_c$  值与  $E_0$  值的关系

③生长中期和完熟时的  $K_c$  值。根据相对湿度和风速条件，从表 3-4 查取  $K_c$ 。当最小湿度介于 20% 和 70% 之间时可内插。

2) 果树：部分果树的  $K_c$  值列于表 3-5 ~ 表 3-9，供参考。

表 3-3 部分作物生长阶段天数

单位：d

作物	生长阶段			
	初期	发展期	中期	后期
小麦	15 ~ 20	25 ~ 30	50 ~ 65	30 ~ 40
玉米	15 ~ 30	30 ~ 45	30 ~ 45	10 ~ 30
高粱	20 ~ 25	30 ~ 40	40 ~ 45	20 ~ 30
棉花	20 ~ 30	40 ~ 50	50 ~ 60	40 ~ 55
大豆	20 ~ 25	25 ~ 35	45 ~ 65	20 ~ 30
花生	15 ~ 35	30 ~ 45	30 ~ 50	20 ~ 30
甘蔗	10 ~ 30	150 ~ 350	70 ~ 200	50 ~ 70
甜菜	25 ~ 30	35 ~ 60	50 ~ 70	30 ~ 50
烟草	10	20 ~ 30	30 ~ 35	30 ~ 40
菜豆(鲜)	15 ~ 20	15 ~ 20	20 ~ 30	5 ~ 20
菜豆(干)	15 ~ 20	15 ~ 20	25 ~ 45	20 ~ 25
豌豆(鲜)	10 ~ 25	25 ~ 30	25 ~ 30	5 ~ 10
豌豆(干)	10 ~ 25	25 ~ 30	25 ~ 30	20 ~ 30
马铃薯	20 ~ 30	30 ~ 40	30 ~ 60	20 ~ 35

续表

作物	生长阶段			
	初期	发展期	中期	后期
甘蓝	20~30	30~35	20~30	10~20
番茄	10~15	20~30	30~40	30~40
洋葱	15~20	25~35	25~45	35~45
西瓜	10~20	15~20	35~50	10~15

表 3-4 部分作物在生长中期和完熟时的  $K_c$  值

湿度		$H_{min} > 70\%$				$H_{min} < 20\%$			
风速 (m/s)		0~5		5~8		0~5		5~8	
作物	生长阶段	Ⅲ	Ⅳ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅲ	Ⅳ
	小麦、大麦、燕麦		1.05	0.25	1.1	0.25	1.15	0.2	1.2
玉米		1.05	0.55	1.1	0.55	1.15	0.6	1.2	0.6
甜玉米		1.05	0.95	1.1	1.0	1.15	1.05	1.2	1.1
高粱		1.0	0.5	1.05	0.5	1.1	0.55	1.15	0.55
粟		1.0	0.3	1.05	0.3	1.1	0.25	1.2	0.25
谷类		1.05	0.3	1.1	0.3	1.15	0.25	1.2	0.25
棉花		1.05	0.65	1.15	0.65	1.2	0.65	1.25	0.7
亚麻		1.0	0.25	1.05	0.25	1.1	0.2	1.15	0.2
大豆		1.0	0.45	1.05	0.45	1.1	0.45	1.15	0.45
花生		0.95	0.55	1.0	0.55	1.05	0.6	1.1	0.6
向日葵		1.05	0.4	1.1	0.4	1.15	0.35	1.2	0.35
甜菜		1.05	0.6	1.1	0.6	1.15	0.6	1.2	0.6
甘蔗		1.05	0.6	1.1	0.6	1.15	0.7	1.2	0.7
薯类		1.05	0.7	1.1	0.7	1.15	0.75	1.2	0.75
菜豆(鲜)		0.95	0.85	0.95	0.85	1.0	0.9	1.05	0.9
菜豆(干)		1.05	0.3	1.1	0.3	1.15	0.25	1.2	0.25
豌豆(鲜)		1.05	0.95	1.1	1.0	1.15	1.05	1.2	1.1
扁豆		1.05	0.3	1.1	0.3	1.15	0.25	1.2	0.25

续表

湿度		$H_{\min} > 70\%$				$H_{\min} < 20\%$			
风速 (m/s)		0~5		5~8		0~5		5~8	
作物	生长阶段	Ⅲ	Ⅳ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅲ	Ⅳ
	十字花科植物 (甘蓝等)		0.95	0.8	1.0	0.85	1.05	0.9	1.1
番茄		1.05	0.6	1.1	0.6	1.15	0.65	1.2	0.65
茄子		0.95	0.8	1.0	0.85	1.05	0.85	1.1	0.9
萝卜		0.8	0.75	0.8	0.75	0.85	0.8	0.9	0.85
胡萝卜		1.0	0.7	1.05	0.75	1.1	0.8	1.15	0.85
莴苣		0.95	0.9	0.95	0.9	1.0	0.9	1.05	1.0
黄瓜		0.9	0.7	0.9	0.7	0.95	0.75	1.0	0.8
洋葱		0.95	0.75	0.95	0.75	1.05	0.8	1.1	0.85
菠菜		0.95	0.9	0.95	0.9	1.0	0.95	1.05	1.0
芹菜		1.0	0.9	1.05	0.95	1.1	1.0	1.15	1.05
辣椒(鲜)		0.95	0.8	1.0	0.85	1.05	0.85	1.1	0.9
南瓜		0.9	0.7	0.9	0.7	0.95	0.75	1.0	0.8
甜瓜		0.95	0.65	0.95	0.65	1.0	0.75	1.05	0.75

注 生长阶段Ⅲ表示中期,Ⅳ表示后期末尾(完熟时)。

表 3-5 落叶果树及坚果作物的  $K_c$  值(有地面覆盖物)

月 份	3	4	5	6	7	8	9	10	11
苹果、樱桃	冬季有严重的霜冻,地面覆盖从4月份计起								
湿润,风力轻微到中等		0.5	0.75	1.0	1.1	1.1	1.1	0.85	
湿润,风大		0.5	0.75	1.1	1.2	1.2	1.15	0.9	
干燥,风力轻微到中等		0.45	0.85	1.15	1.25	1.25	1.2	0.95	
干燥,风大		0.45	0.85	1.2	1.35	1.35	1.25	1.0	
桃、杏、梨、李	冬季有严重的霜冻,地面覆盖从4月份计起								
湿润,风力轻微到中等		0.5	0.7	0.9	1.0	1.0	0.95	0.75	
湿润,风大		0.5	0.7	1.0	1.05	1.1	1.0	0.8	
干燥,风力轻微到中等		0.45	0.8	1.05	1.15	1.15	1.1	0.85	
干燥,风大		0.45	0.8	1.1	1.2	1.2	1.15	0.9	

续表

月 份	3	4	5	6	7	8	9	10	11
苹果、樱桃、核桃	冬季有轻微霜冻，地面覆盖物不休眠								
湿润，风力轻微到中等	0.8	0.9	1.0	1.1	1.1	1.1	1.05	0.85	0.8
湿润，风大	0.8	0.95	1.1	1.15	1.2	1.2	1.15	0.9	0.8
干燥，风力轻微到中等	0.85	1.0	1.15	1.25	1.25	1.25	1.2	0.95	0.85
干燥，风大	0.85	1.05	1.2	1.35	1.35	1.35	1.25	1.0	0.85
桃、杏、梨、李、桃仁、山核桃	冬季有轻微霜冻，地面覆盖物不休眠								
湿润，风力轻微到中等	0.8	0.85	0.9	1.0	1.0	1.0	0.95	0.8	0.8
湿润，风大	0.8	0.9	0.95	1.0	1.1	1.1	1.0	0.85	0.8
干燥，风力轻微到中等	0.85	0.95	1.05	1.15	1.15	1.15	1.1	0.9	0.85
干燥，风大	0.85	1.0	1.1	1.2	1.2	1.2	1.15	0.95	0.85

表 3-6 落叶果树及坚果作物的  $K_c$  值（无地面覆盖物，地面翻耕，无杂草）

月 份	3	4	5	6	7	8	9	10	11
苹果、樱桃	冬季有严重的霜冻，地面覆盖从 4 月份计起								
湿润，风力轻微到中等		0.45	0.55	0.75	0.85	0.85	0.8	0.6	
湿润，风大		0.45	0.55	0.8	0.9	0.9	0.85	0.65	
干燥，风力轻微到中等		0.4	0.6	0.85	1.0	1.0	0.95	0.7	
干燥，风大		0.4	0.65	0.9	1.05	1.05	1.0	0.75	
桃、杏、梨、李	冬季有严重的霜冻，地面覆盖从 4 月份计起								
湿润，风力轻微到中等		0.45	0.5	0.65	0.75	0.75	0.7	0.55	
湿润，风大		0.45	0.55	0.7	0.8	0.8	0.75	0.6	
干燥，风力轻微到中等		0.4	0.55	0.75	0.9	0.9	0.7	0.65	
干燥，风大		0.4	0.6	0.8	0.95	0.95	0.9	0.65	
苹果、樱桃、核桃	冬季有轻微霜冻，地面覆盖物不休眠								
湿润，风力轻微到中等	0.6	0.7	0.8	0.85	0.85	0.8	0.8	0.75	0.65
湿润，风大	0.6	0.75	0.85	0.9	0.9	0.85	0.8	0.8	0.7
干燥，风力轻微到中等	0.5	0.75	0.95	1.0	1.0	0.95	0.9	0.85	0.7
干燥，风大	0.5	0.8	1.0	1.05	1.05	1.0	0.95	0.9	0.75



续表

月 份	3	4	5	6	7	8	9	10	11
桃、杏、梨、李、桃仁、山核桃	冬季有轻微霜冻, 地面覆盖物不休眠								
湿润, 风力轻微到中等	0.55	0.7	0.75	0.8	0.8	0.7	0.7	0.65	0.55
湿润, 风大	0.55	0.7	0.75	0.8	0.8	0.8	0.75	0.7	0.6
干燥, 风力轻微到中等	0.5	0.7	0.85	0.9	0.9	0.9	0.8	0.75	0.65
干燥, 风大	0.5	0.75	0.9	0.95	0.95	0.95	0.85	0.8	0.7

表 3-7 柑橘的  $K_c$  值

月份 地面状况	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
地面覆盖率约 70%												
地面干净	0.75	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.65	0.70	0.70	0.70
地面有杂草	0.90	0.90	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
地面覆盖率约 50%												
地面干净	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.60	0.60
地面有杂草	0.90	0.90	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
地面覆盖率约 20%												
地面干净	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50
地面有杂草	1.00	1.00	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95

表 3-8 香蕉的  $K_c$  值

月份 气候条件	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
潮湿, 风力 轻微到中等	1.00	0.80	0.75	0.70	0.70	0.75	0.90	1.05	1.05	1.05	1.00	1.00
潮湿, 风大	1.05	0.80	0.75	0.70	0.70	0.80	0.95	1.10	1.10	1.10	1.05	1.05
干燥, 风力 轻微到中等	1.10	0.70	0.75	0.70	0.75	0.85	1.05	1.20	1.20	1.20	1.15	1.15
干燥, 风大	1.15	0.70	0.75	0.70	0.75	0.90	1.10	1.25	1.25	1.25	1.20	1.20

表 3-9 葡萄的  $K_c$  值

月份 气候条件	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
有严重霜冻地区的成年葡萄园，5月初开始生长，9月中旬收摘，生长中期地面覆盖率为 40% ~ 50%												
潮湿，风力 轻微到中等					0.50	0.65	0.75	0.80	0.75	0.65		
潮湿，风大					0.50	0.70	0.80	0.85	0.80	0.60		
干燥，风力 轻微到中等					0.45	0.70	0.85	0.90	0.85	0.70		
干燥，风大					0.50	0.75	0.90	0.95	0.90	0.75		
有轻微霜冻地区的成年葡萄园，4月初开始生长，8月末或9月初收摘，生长中期地面覆盖率为 30% ~ 35%												
潮湿，风力 轻微到中等				0.50	0.55	0.60	0.60	0.60	0.60	0.50	0.40	
潮湿，风大				0.50	0.55	0.65	0.65	0.65	0.65	0.55	0.40	
干燥，风力 轻微到中等				0.45	0.60	0.70	0.70	0.70	0.70	0.65	0.35	
干燥，风大				0.45	0.65	0.75	0.75	0.75	0.75	0.65	0.35	
干热地区的成年葡萄园，2月末或3月初开始生长，7月后半月收摘，生长中期覆盖率为 30% ~ 50%												
干燥，风力 轻微到中等			0.25	0.45	0.60	0.70	0.70	0.65	0.55	0.45	0.35	
干燥，风大			0.25	0.45	0.65	0.75	0.75	0.70	0.55	0.45	0.35	

注 葡萄园的地面条件是：干净，无杂草，灌水次数少，地面经常保持干燥。

### (三) 主要作物的需水量

由于我国耕地面积辽阔，因气候、地理等环境条件以及农业栽培技术的不同，形成了作物需水量的极大地区差异。这种差异不仅表现在同一品种作物的地区变化，就是在同一地区不同品种的需水量也有很大不同。确定作物需水量的可靠方法是根据实测资料，为此应认真收集本地或邻近地区以往的灌溉试验资料，从中分析确定符合设计年的作物需水量值。在缺乏实测资料的地区，可根据影响作物需水量的主要因素，采用上述的彭曼公式进行估算。由于计算作物需水量比较麻烦，表 3-10 列出了我国部分省（自治区、直辖市）主要农作物的需水量，可供规划时计算设计灌水定额和灌水周期参考。

表 3-10 主要作物灌水临界期平均日需水量  $E_p$ 

作物	地区	$E_p$ (mm/d)
冬小麦	北 京	5.5~6.5
	河 北	5.0
	陕西关中	3.2~4.2
	云 南	3.5~5
春小麦	吉 林	5.0~6.6
	新 疆	3.0~4.0
	青 海	4.0
春玉米	陕西关中	6.0~7.0
夏玉米	吉 林	6.0~6.5
	辽 宁	5.0~7.0
	内 蒙 古	5.0~7.0
	山 东	5.5~6.7
谷 子	吉 林	5.0~6.0
高 粱	吉 林	6.0~7.0
棉 花	湖 北	4.0~5.5
油 菜	陕西关中	2.7~3.2
花 生	山 东	4.8~5.2
大 豆	吉 林	5.0~6.0
甜 菜	黑龙江	4.0~5.0
甘 蔗	广 东	6.45
茶 园	浙 江	6.0~7.0
烟 草	河 南	5.0~6.0
柑 橘	浙 江	5.5
春黄瓜	北 京	9.9

## 二、设计灌溉制度

### (一) 灌溉制度的概念

农作物的灌溉制度是指播前及全生育期内的灌水次数、灌水日期、灌水定额和灌溉

定额。设计灌溉制度是指符合设计标准的代表年的灌溉制度，它是确定灌区设计流量和用水量的依据。

## (二) 设计灌溉制度的拟定方法

在灌区规划设计中，常采用以下 3 种方法来确定灌溉制度。

### 1. 总结群众节水丰产灌水经验

根据当地或邻近地区群众积累的多年节水灌溉的经验，深入调查符合设计要求的干旱年份的灌水次数、灌水时间和灌水定额等数据，据此分析确定设计灌溉制度。

### 2. 利用灌溉试验资料

多年来各地进行了大量灌溉田间试验，积累了可观的资料。在认真分析试验条件的基础上，可以作为制定设计灌溉制度的主要依据。

### 3. 用水量平衡计算方法

利用农田水量平衡原理，经分析计算制定灌溉制度。当参与计算的各因子数据准确时，计算结果较为可靠。

## (三) 按水量平衡原理制定灌溉制度

### 1. 制定旱作物生育期灌溉制度

在作物生育期内的任一时段  $t_1$  土壤计划湿润层  $H$  内储水量的变化可用下列水量平衡方程式表示

$$W_t - W_0 = W_T + P_0 + K + M - E \quad (3-25)$$

式中  $W_0$ ， $W_t$ ——时段初和时段末的土壤计划湿润层内的贮水量；

$W_T$ ——由于计划湿润层增大而增加的水量（如无变化则无此项）；

$P_0$ ——保存于土壤计划湿润层内的有效雨量；

$K$ ——时段  $t$  内的地下水补给量（ $K = kt$ ， $k$  为时段内平均每昼夜地下水补给量）；

$M$ ——时段  $t$  内的灌溉水量；

$E$ ——时段  $t$  内的作物田间需水量（ $E = E_p t$ ， $E_p$  为时段内平均每昼夜的作物田间需水量）。

(1) 土壤计划湿润层深度 ( $H$ )。计划湿润层深度是指对作物进行灌溉时，计划调节控制土壤水分状况的土层深度。它随作物根系发育而增大，但一般蔬菜不超过 0.4m，大田作物不超过 0.6m，果树不超过 1.0m。

(2) 由于计划湿润层增大而增加的水量 ( $W_T$ )。由于计划湿润层增大，可利用一部分深层土壤的原有贮水量。

$$W_T = 10 (H_2 - H_1) \gamma \beta = 10 (H_2 - H_1) \beta' \quad (3-26)$$

式中  $W_T$ ——由于计划湿润层增大而增加的水量，mm；

$H_1$ ——计算时段初计划湿润层深度，m；

$H_2$ ——计算时段末计划湿润层深度, m;

$\gamma$ ——土壤干容重,  $t/m^3$ ;

$\beta$ 、 $\beta'$ ——( $H_2 - H_1$ ) 深度的土层中的平均含水量, 分别以占干土重和占土体积的百分比计。

(3) 有效降雨量 ( $P_0$ )。有效降雨量是指保存在土壤计划湿润层内可被作物利用的降雨量, 其值为降雨总量减去径流量和渗入计划层以下的渗漏量。可先估算出降雨入渗量, 再在参与水量平衡计算中减去超过计划湿润层土壤允许最大贮水量的深层渗漏量。

降雨入渗量可用降雨入渗系数表示

$$P_s = \alpha P \quad (3-27)$$

式中  $P_s$ ——降雨入渗量, mm;

$P$ ——一次降雨量, mm;

$\alpha$ ——降雨入渗系数, 其值与一次降雨量、降雨强度、降雨延续时间、土壤性质、地面覆盖及地形等因素有关, 一般应根据当地实测资料确定, 表 3-11 中数值供参考。

表 3-11 降雨入渗系数

$P$ (mm)	5	5~50	50~100	100~150	150~200
$\alpha$	0	1.0	0.8	0.75	0.70

(4) 地下水补给量 ( $K$ )。地下水补给量是指地下水借土壤毛细管作用上升至作物根系吸水层内而被作物利用的水量, 其大小与地下水埋深、土壤性质、作物需水强度和计划湿润层含水量等有关, 一般认为当地下水埋深超过 3.5m 时, 补给量可忽略不计。 $K$  值应根据当地或条件类似地区的试验和调查资料估算。

利用上述方程式逐时进行水量平衡计算 (可采用图解法或列表法进行, 计算时段一般取为 5 天或 1 旬), 并使计划湿润层内的土壤贮水量始终保持在作物允许的最大贮水量 ( $W_{\max}$ ) 和最小贮水量 ( $W_{\min}$ ) 之间, 便可定出每次灌水的时间和定额。 $W_{\max}$  和  $W_{\min}$  按式 (3-28) 和式 (3-29) 计算。

$$W_{\max} = 10H\gamma\beta_{\max} = 10H\beta'_{\max} \quad (3-28)$$

$$W_{\min} = 10H\gamma\beta_{\min} = 10H\beta'_{\min} \quad (3-29)$$

式中  $\beta_{\max}$ 、 $\beta'_{\max}$ ——以占干土重百分比和占土体积百分比表示的允许的土壤最大含水量, 一般采用土壤田间持水量;

$\beta_{\min}$ 、 $\beta'_{\min}$ ——上述两种百分比所表示的允许的土壤最小含水量, 一般取为土壤田间持水量的 0.6 倍;

其余符号意义同前。

## 2. 制定水稻生育期灌溉制度

计算确定水稻生育期灌溉制度, 首先应通过调查或试验拟定水稻生育期内淹灌、湿润灌和晒田时间以及淹灌水深上、下限, 然后分别按不同条件, 分时段进行演算。淹灌

条件下, 水稻生育期某一阶段内灌水次数、灌水时间及灌水定额, 可按式(3-30)通过逐时段(日或候)的水量平衡演算拟定。

$$h_2 = h_1 + p - ET - F - C \quad (3-30)$$

式中  $h_2$ ——时段末田面水层深度, 不小于允许水深下限  $h_{\min}$ , mm;

$h_1$ ——时段初田面水层深度, 不大于允许水深上限  $h_{\max}$ , mm;

$p$ ——时段内降水量, mm;

$F$ ——时段内稻田适宜渗漏量, mm;

$C$ ——时段内稻田排水量, mm。

按式(3-30)逐时段向后演算, 至  $h_2$  下降到  $h_{\min}$  时, 即为灌水时间, 灌水定额  $M = h_{\max} - h_{\min}$ ;  $h_2$  超过  $h_{\max}$  时, 即为排水时间, 排水量  $C = h_2 - h_{\max}$ 。灌水或排水后, 以  $h_1 = h_{\max}$  为新的起点, 继续向后演算, 直至阶段结束转入落干为止, 从而拟定出本阶段内灌水次数、灌水时间及灌水定额。

水稻湿润灌期间的灌水次数、灌水时间及灌水定额, 可按旱作物办法用式(3-25)拟定。将淹灌与湿润灌各阶段灌水定额相加, 即为水稻生育期灌溉定额。

### 三、设计灌水定额和灌水周期的确定

#### (一) 设计灌水定额和灌水周期的概念

当灌区种植单一作物, 不存在几种作物同时灌水, 且水源的状况无需进行多日以上的调蓄时, 为了计算节水灌溉工程的设计流量, 并不需要定出完整的灌溉制度, 而只需确定某一次典型的灌水定额和灌水周期, 称之为设计灌水定额和设计灌水周期。作物的灌水定额和周期随年份和生育阶段不同而有所变化, 为了确保工程的设计标准, 应使设计灌水定额和周期符合设计代表年的灌水临界期(作物需水强烈、计划湿润层大)的情况。

设计灌水定额和设计灌水周期应根据当地或气候相似地区的灌溉试验资料, 以及群众的丰产灌水经验, 加以认真分析总结确定。在具备必要的基本资料时也可通过计算确定。

#### (二) 设计灌水定额的计算

$$m = 0.1\gamma H (\beta_1 - \beta_2) \quad (3-31)$$

$$\text{或} \quad m = 0.1H (\beta'_1 - \beta'_2) \quad (3-32)$$

式中  $m$ ——设计灌水定额, mm;

$\gamma$ ——土壤干容重,  $\text{g}/\text{cm}^3$ ;

$H$ ——计划湿润层深度(一般大田作物可取为 40~60cm, 蔬菜 20~30cm, 果树 80~100cm), cm;

$\beta_1$ 、 $\beta'_1$ ——以干土重百分比和以土体积百分比表示的适宜土壤含水量上限，一般取为田间持水量的 80% ~ 100%；

$\beta_2$ 、 $\beta'_2$ ——以干土重百分比和以土体积百分比表示的适宜土壤含水量下限，一般取为田间持水量的 60% ~ 80%。

灌水定额除以水层深度 (mm) 表示外，还常以单位面积的水体积 ( $\text{m}^3/\text{hm}^2$ ) 表示，两者的关系是： $1\text{mm} = 10\text{m}^3/\text{hm}^2$ 。

### (三) 设计灌水周期的计算

$$T = \frac{m}{E_p} \quad (3-33)$$

式中  $T$ ——设计灌水周期，d；

$m$ ——设计灌水定额，mm；

$E_p$ ——作物日需水量，mm/d，取符合设计保证率的代表年灌水临界期的平均日需水量。

## 四、灌溉用水量及灌溉设计流量

### (一) 灌溉用水量及灌溉设计流量的概念

灌溉用水量是指为满足作物正常生长需要，由水源向灌区提供的水量。它取决于灌溉的面积、作物种植情况、土壤、水文地质和气象条件等因素。灌溉设计流量是指为满足灌溉面积上用水量的需要，在单位时间内应向灌区供应的水量。它取决于灌溉定额、同时灌溉的面积、灌水周期和每日灌溉的时数。

### (二) 设计年用水量的计算

#### 1. 直接推算法

对于某种作物的某次灌水，其用水量可按式 (3-34) 和式 (3-35) 计算

$$W_j = mA \quad (3-34)$$

$$W_m = \frac{W_j}{\eta_c} \quad (3-35)$$

式中  $W_j$ ——净灌溉用水量， $\text{m}^3$ ；

$W_m$ ——毛灌溉用水量，即要求水源供给的水量， $\text{m}^3$ ；

$m$ ——灌水定额， $\text{m}^3/\text{hm}^2$ ；

$A$ ——该作物的灌溉面积， $\text{hm}^2$ ；

$\eta_c$ ——灌溉水利用系数 (大型灌区不应低于 0.50，中型灌区不应低于 0.60，小型灌区不应低于 0.70，井灌区不应低于 0.80，喷灌区、微喷灌区不应低于 0.85，滴灌区不应低于 0.90)。

在某种作物设计灌溉制度确定以后，可按式（3-34）和式（3-35）算出各次灌水的用水量，也就确定了该作物在年内的灌溉用水量过程。当灌区种植多种作物时，任一时段内的灌溉用水量，是该时段内各种作物用水量之和，按此可推算出设计代表年灌区灌溉用水量过程。灌区面积不大，作物种类不多时，一般采用直接推算法。

### 2. 综合灌水定额法

当灌区作物种类较多时，可采用综合灌水定额法推求用水过程。某一时段内的净灌溉用水量按式（3-36）计算

$$W_j = m_c A \tag{3-36}$$

$$m_c = a_1 m_1 + a_2 m_2 + a_3 m_3 + \dots \tag{3-37}$$

式中  $m_c$ ——某时段内灌区综合灌水定额， $m^3/hm^2$ ；  
 $m_1$ 、 $m_2$ 、 $m_3$ ——各种作物在该时段内的灌水定额， $m^3/hm^2$ ；  
 $a_1$ 、 $a_2$ 、 $a_3$ ——各种作物灌溉面积占全灌区灌溉面积的比值；  
 其余符号意义同前。

同理，按式（3-35）计算毛用水量。

## （三）设计流量的计算

### 1. 单一作物时

当灌区只种植一种作物时，根据设计灌水定额和设计灌水周期按式（3-38）和式（3-39）计算设计流量

$$Q_j = \frac{mA}{Tt} \tag{3-38}$$

$$Q_m = \frac{Q_j}{\eta_c} \tag{3-39}$$

式中  $Q_j$ 、 $Q_m$ ——灌溉系统设计净流量和毛流量， $m^3/h$ ；  
 $m$ ——设计灌水定额， $m^3/hm^2$ ；  
 $A$ ——灌溉面积， $hm^2$ ；  
 $T$ ——设计灌水周期，即灌水延续天数， $d$ ；  
 $t$ ——每日净灌水时间， $h$ ；  
 $\eta_c$ ——灌溉水利用系数，取值同前。

### 2. 多种作物时

当灌区内种植多种作物，且不同作物的灌水时间有可能重合时，一般应通过绘制灌水率图来推求设计流量和流量过程。

单位灌溉面积上净灌溉用水流量称为灌水率（或灌水模数），某种作物某次灌水的灌水率按下式计算：

$$q = \frac{am}{0.36Tt} \tag{3-40}$$

式中  $q$ ——灌水率， $L \cdot s^{-1}/10^3 hm^2$ ；



$a$ ——该种作物的种植面积占灌区总面积的百分数；

其余符号意义同前。

按式(3-40)可计算设计代表年的各种作物各次灌水的灌水率,再按其灌水时间依次绘于一张图上,称为灌水率图。初步绘制的灌水率图应作必要修正,使其变化较为平稳和连续。修正时,要以不影响作物需水要求为原则,尽量保持主要作物关键用水期的各次灌水不动或稍有移动(前后移动不超过3d)。对于喷灌和微灌,为了提高加压水泵的效率,灌水率的最大值和最小值应尽量接近。

灌水率图确定后,灌区的设计流量一般按最大灌水率计算,当最大灌水率延续时间很短时,也可用次大值计算,这一灌水率称为设计灌水率。

$$Q_j = qA \quad (3-41)$$

式中  $q$ ——设计灌水率；

其余符号同前。

若按式(3-41)计算灌水率图每一时段的流量,则可得到设计代表年灌区灌溉用水流量过程。

### 3. 按随机用水计算设计流量

当采用管道输水的节水灌溉工程控制面积较大,灌区内用水单位较多,作物的种类较多时,各用水单位和各种作物需要灌水的时间和用水量的任意性较大,难以执行统一编制的轮灌制度。在这种情况下,可将管网上的各种取水口的启闭看成是一个个独立的随机事件,按随机用水推求各级管道的设计流量,其公式为

$$Q = \sum_{i=1}^j n_i p_i q_i + U \sqrt{\sum_{i=1}^j n_i p_i p'_i q_i^2} \quad (3-42)$$

式中  $Q$ ——管道的设计流量,  $\text{m}^3/\text{h}$ ；

$n_i$ ——某一等级取水口的数目；

$p_i$ ——某一等级取水口的开启几率；

$p'_i$ ——某一等级取水口的不开启几率  $p'_i = 1 - p_i$ ；

$q_i$ ——某一等级取水口的标准流量,  $\text{m}^3/\text{h}$ ；

$U$ ——正态分布函数中的自变量；

$j$ ——取水口等级数目。

(1) 取水口开启几率  $p$ 。表示取水口的开启时间占整个灌水时间的比例,可按取水口控制面积内需要的水量与取水口可提供的水量的比值计算,即

$$p = \frac{0.0445 E_p A}{n q t_r} \quad (3-43)$$

式中  $E_p$ ——作物日需水量,  $\text{mm}$ ；

$A$ ——取水口控制面积,  $\text{hm}^2$ ；

$n$ ——取水口数目；

$q$ ——取水口标准流量,  $\text{m}^3/\text{h}$ ；

$t_r$ ——日灌溉工作时间,  $\text{h}$ 。

为了保持取水的随意性，管网中每一等级取水口的开启几率均应小于 1，即给水栓可供水量应大于其控制面积要求的水量。 $p$  愈小，随机性愈大，但管网流量亦随之增大，故在设计中一般  $p$  以定为 0.75 左右为宜。

(2) 正态分布函数中的自变量  $U$ 。根据正态分布规律可写出

$$p(x_i \leq X) = \phi\left(\frac{X - np}{\sqrt{npq}}\right) = \phi(U) \tag{3-44}$$

式中  $X$ ——灌溉时取水口可能开启的数目；

$p(x_i \leq X)$ ——取水口开启数小于或等于  $X$  个的累积概率。

累积概率  $p$  表示同时开启的取水口不超过某一数目（或流量不超过某一数值）出现的机会，反映了其保证程度，称为设计流量保证率。在规划设计中，应根据灌区规模大小，所设置的取水口多少，作物对水分的敏感程度，以及整个工程的重要程度等，合理地确定设计流量保证率  $p$ 。管网愈大，取水口愈多， $p$  值可愈小，但一般以不低于 80% 为宜；当取水口数目  $n \leq 5$  时，取  $p = 100\%$ ，此时  $Q = nq$ 。

$U$  值可根据  $p$  值从标准正态分布函数值表 3-12 中查取。

表 3-12 自变量  $U$  值表

设计流量保证率 $p$ (%)	70	80	85	90	95	99	99.9	99.9997
$U$	0.525	0.842	1.033	1.282	1.645	2.37	3.09	4.5

## 第五节 水源分析与水利计算

### 一、水源工程的分类

为灌溉提供水源所修建的工程称作水源工程，水源工程包括地表水源工程和地下水源工程两大类。地表水源工程可分为引水工程、提水工程、蓄水工程、集蓄雨水工程和劣质水利用工程；地下水源工程可分为机井、大口井、渗渠、引泉池。

### 二、地表水源工程

#### 1. 引水工程

引水工程是从水源自流取水灌溉农田的水利工程设施。根据河流量、水位和灌区高程的不同，可分为无坝引水和有坝引水两类。无坝引水枢纽是指当河道的水位和流量能满足取水要求，无需建坝抬高水位的引水枢纽。一般由进水闸、冲沙闸和导流堤组成。有坝引水枢纽是当河流水源虽较丰富，但水位不能满足灌溉要求时，则需在河道上

修建壅水建筑物（坝或水闸），抬高水位，以便引水灌溉。有坝引水枢纽主要由拦河坝、进水闸、冲沙闸、防洪堤等建筑物组成。引水枢纽工程等别应根据引水流量的大小，按表 3-13 确定。

表 3-13 引水枢纽工程分等指标

单位： $\text{m}^3/\text{s}$ 

工程等别	I	II	III	IV	V
规模	大（1）型	大（2）型	中型	小（1）型	小（2）型
引水流量	> 200	200 ~ 50	50 ~ 10	10 ~ 2	< 2

引水枢纽的规划布置应适应河流水位涨落变化，满足灌溉用水要求；进入渠道的灌溉水含沙量少；引水枢纽的建筑物结构简单，干渠引水段较短，造价低，且便于施工和管理；所在位置地质条件良好，河岸坚固，河床和主流稳定，土质密实均匀，承载能力强。

## 2. 提水工程

利用提水机具把水从低处提升到高处或输送到远处灌溉农田的水利工程设施。一般由水泵、动力设备、输水管道、进水闸、引水渠、前池、进水池、出水池、泵房和泄水渠等组成。高扬程泵站还应设有水锤消除器等防护设施；从多泥沙水源中提水的提水工程要设沉沙池。提水枢纽工程等别应根据单站装机流量或单站装机功率的大小，按表 3-14 确定。当提水枢纽工程按单站装机流量和单机装机功率分属两个不同工程等别时，应按其中较高的等别确定。

表 3-14 提水枢纽工程分等指标

工程等别	I	II	III	IV	V
规模	大（1）型	大（2）型	中型	小（1）型	小（2）型
单站装机流量（ $\text{m}^3/\text{s}$ ）	> 200	200 ~ 50	50 ~ 10	10 ~ 2	< 2
单站装机功率（MW）	30	30 ~ 10	10 ~ 1	1 ~ 0.1	< 0.1

从河道取水的灌溉泵站站址选择和总体布置，应根据地形、地质、水源、动力源等条件确定，并应满足防洪、防冲、防淤和防污要求。取水口应选在主流稳定后靠岸、能保证取水的河段。取水建筑物设计应考虑河床变化的影响，并与河道整治工程相适应。高扬程提水灌溉工程，应根据灌区地形、分区、提蓄结合等因素确定一级或多级设站。多级设站时，可结合行政区划与管理要求等，按整个提水灌溉工程动力机装机功率最小的原则确定各级站址。泵房应选择在岩土坚实的和抗渗性能良好的天然地基上。

## 3. 蓄水工程

调蓄河水及地面径流以灌溉农田的水利工程设施，包括水库和塘堰。当河川径流与灌溉用水在时间和水量分配上不相适应时，就需要选择适当地点修筑水库、塘堰和水坝等蓄水工程。蓄水枢纽工程一般由水坝、泄水建筑物和取水建筑物等组成。蓄水枢纽工

程等别应根据总蓄水容积的大小，按表 3-15 确定。

表 3-15 蓄水枢纽工程分等指标

工程等别	I	II	III	IV	V
规模	大(1)型	大(2)型	中型	小(1)型	小(2)型
总蓄水容积(亿 m <sup>3</sup> )	>10	10~1	1~0.1	0.1~0.01	<0.01

有综合利用要求的灌溉供水水库工程，应以灌区灌溉设计标准和总体设计要求为依据，在满足灌溉供水的前提下，应兼顾国民经济其他有关部门的供水要求。大、中型灌溉供水水库工程规模，应根据灌区灌溉设计保证率、水资源的可利用条件、灌溉用水量和其他用水量等，经调节计算进行技术经济比较确定。

#### 4. 集蓄雨水工程

集蓄雨水工程包括集流工程和蓄水工程两部分。集流工程由集流面、汇流沟和输水渠组成。当集流面较宽时，宜修建截流沟拦截降雨径流并引入汇流沟。集流面选址时，应尽量避免粪坑、垃圾场等污染源。半干旱地区无植被的土类集流面及沥青公路不宜作为人饮工程集流面。应尽量利用透水性较低的现有人工设施或自然坡面作为集流面，并视需要改造或新建截流、汇流沟。为灌溉而修建的集流面宜尽可能布置在高于灌溉地块的位置。蓄水工程可分为蓄水窖、蓄水池和塘堰等类型，形式的选择应根据地形、土质、用途、建筑材料和社会经济因素确定。蓄水工程位置应避开填方或易滑坡地段。利用公路路面集流时，蓄水工程位置应符合公路的有关技术要求。利用天然土坡、土路、场院集流时，应在蓄水工程进口前修建沉沙池。

### 三、地下水工程

修建地下水工程，开发利用地下水，应优先开采浅层水，严格控制开采深层水。在有良好含水层和补给来源充沛的地区，可集中开采；补给来源有限的地区，宜分散开采。在长期超采引起地下水位持续下降的地区，应采取回补措施或限量开采；对已造成不良后果的地区，应停止开采。滨海平原地区，应注意防止海水入侵。地下水工程主要包括机井、大口井、渗渠和引泉池。

#### 1. 机井

机井是利用机械设备提水的管井。农用机井应在具有必要的水文地质资料和地下水资源评价的基础上，进行规划和设计。地下水水力坡度较陡的地区，应沿等水位线交错布井；地下水水力坡度平缓的地区，应按梅花形或方格形布井。地下水水量丰富的地区，可集中布井，地下水较贫乏的地区，可分散布井。地面坡度较陡或起伏不平的地区，井位应布设在高处；地面坡度较平缓的地区，井位宜居中布置。沿河地带，可平行河流布井；湖塘地带，可沿湖塘周边布井。

机井工程包括管井、抽水机具、输变电设备、井台、井房和出水池。管井包括井

口、井壁管、过滤器和沉淀管。井用水泵应按地下水位的埋深选择水泵类型，水泵扬程应根据水井设计动水位的埋深和输水要求选定，应使流量、扬程在水泵高效区对应的范围之内；安装深度必须满足水泵的最小淹没深度，不发生气蚀和超载运行。动力机配套应根据能源条件合理选配，动力机功率应根据水泵的轴功率，且在动力机的额定功率之内合理选配。井台应高出井口地面，其高度应能防止雨水、污水流入井内。井房的结构尺寸，应便于机泵安装、管理和维修，并考虑通风采光。出水池一般采取矩形正向出流形式；水泵出水口，一般应采用淹没式出流。

## 2. 大口井

大口井的井径较大，通常为 2~8m。大口井适用于地下水补给丰富，含水层渗透性良好，地下水埋藏浅的山前洪积扇、河漫滩及一级阶地、干枯河床和古河道地段；基岩裂隙或喀斯特发育，地下水埋藏浅，且补给丰富的地段。浅层地下水中，铁、锰和侵蚀性二氧化碳的含量较高时，一般也适宜采用大口井取水。

大口井的结构包括井筒、井口和进水部分。井筒是大口井的主体，一般为圆形、截头圆锥形和阶梯圆筒形等；井口是大口井露出地表面的部分，一般高出地面 0.5m，并在井周围设宽 1.5m 的不透水散水坡，与泵站合建的大口井，井口内装设有水泵机组；进水部分有井壁进水孔、透水井壁和井底反滤层三种形式。当含水层厚度为 5~10m 时，一般采用完整式大口井；含水层厚度大于 10m 时，均采用非完整式井；当井的出水量较大，且含水层较厚或水位抽降较大时，一般采用与泵站合建，大口井泵站做成半地下式，以减少吸水高度；当大口井设在河漫滩或低洼地区时，须考虑采取不受洪水冲刷和淹没的措施。

## 3. 渗渠

渗渠是修建在河滩或河床下的暗渠（管），通过渠（管）壁上的渗水孔采取地下水的一种水源工程形式。渗渠的构造一般包括集水管渠、进水孔、人工反滤层、集水井、检查井。渗渠的布置方式有平行河流布置、垂直河流布置、垂直与平行组合布置三种方式。第一种方式适用于含水层较厚、潜水充沛、河床较稳定、水质较好的情况。第二种方式，当设于河滩下时，适用于岸边地下水补给来源较差，而河床下含水层较厚、透水性良好，且潜流比较丰富的情况；当设于河床下时，适用于河流水浅，冬季结冰收集地面水困难，且河床含水层较薄，透水性较差的情况。第三种方式适用于地下水与潜流水都比较丰富，含水层较厚的情况。选择渗渠位置时，应选择在水力条件良好的河段，如靠近主流、水流较急、有一定冲刷力的凹岸；设在含水层较厚并无不透水夹层的地带；设在河床稳定、河水较清、水位变化较小的河段。

## 4. 引泉池

在有丰富泉水资源的山区和半山区，修建集蓄和引用泉水的引泉池，直接用作灌溉水源。引泉池应在泉水出流附近选择适宜地点修建，根据其地形和土质条件可修建在地上、地下或半挖半填。其形式有圆形、矩形等。其容积大小视泉水量和灌溉面积而定，水深一般 2~4m。

## 四、劣质水利用工程

劣质水利用工程包括污水（城镇生活污水、工业污水）处理工程、微咸水和灌溉回归水利用工程。

污水必须经过处理才能用于农田灌溉。污水处理所需的程度应根据污水中所含污染物质的种类、性质和对水质的要求等因素来确定，通常可分为：预备处理或初级处理、一级处理、二级处理和三级处理等四个等级。如把前两个级别合并，通称为一级处理，则划分为三个等级，三级处理也称为高级处理，见表 3-16。

表 3-16 各种处理方法、对象和处理程度的分级

处理方方	处 理 对 象	处 理 程 度
筛滤法 格栅 筛网 筛滤 磨碎 均化法 均衡池 混合 中和池	漂浮物、粗大固体物或纤维状物      水质不均，水量起伏  调节 pH 值	预备处理或初步处理 （可独立分级，也可和一级处理合并）
重力分离法 沉砂池 初次沉淀池 上浮池 隔油池 澄清池 混凝澄清池 曝气法 预曝气 自然絮凝 生物絮凝 氧化作用 增氧	较粗大无机颗粒，如砂粒、煤渣 悬浮固体 除油，也可用于分离浮固体 除油        细小颗粒、胶体颗粒   还原物 腐化物	一级处理           二级处理
物理法 活性污泥法 生物膜法 二次沉淀池	胶体性和溶解性有机物 胶体性和溶解性有机物 悬浮固体	三级处理或高级处理

续表

处理方方	处 理 对 象	处 理 程 度
溶气上浮	胶体性和悬浮性物质	
化学法		
化学氧化	胶体性和悬浮性物质，还有消毒灭菌作用	
生物法		
好氧生物脱氮	胶体性和溶解性有机物	
厌氧生物脱氮	氮化合物和部分有机物	
化学、物理法		
氨吹脱		
混凝沉淀		
过滤	分散性细小颗粒、去除磷化合物	
活性炭吸附	微小颗粒物	
电渗析	难降解有机物、除臭、除味、除色	
离子交换	无机盐类	
反渗透	离子污染、氨、磷	
臭氧氧化（消毒）	溶解性盐类和有机物	
土地处理系统	去除有机物、除色、去除致病菌和病毒 悬浮固体、氮、磷、致病菌、病毒、有机物	

### 1. 城镇生活废水利用工程

生活废水是人们在生活过程中排弃的污水，主要包括粪便水和各种洗涤水，一般生活废水量为  $0.11 \sim 0.12\text{m}^3 / (\text{人} \cdot \text{d})$ 。生活废水中对水体影响较大的污染物所含有的固形物多为无毒物质，分无机物和有机物两种。这些污染物易产生富营养化，易产生恶臭物质，含有对人体有害的多种寄生病原微生物和洗涤剂。如不经过净化处理直接排放出去，势必造成水源及环境污染。用作农田灌溉的生活废水是经过二级处理过的低浓度生活废水，应防止浓度过高的生活污水或未经处理的生活废水灌入农田。可以根据作物生长季节调整生活污水处理的深度。在作物的生长时期，污水脱磷不脱氮，既保证作物对营养物质的需要，也可以降低处理费用；非作物生长期，污水既脱磷又脱氮，保证达到排放标准，不产生富营养化，引起二次污染。城镇生活废水利用工程主要是采取相应的工程技术措施，对生活废水进行无害化处理。一般一级处理是由格栅、沉砂池和初次沉淀池组成，其作用是除去污水中的固体污染物；二级处理一般采用生物处理方法，主要作用是去除污水中呈胶体和溶解状态的有机污染物。

### 2. 工业废水利用工程

工矿企业排放的废水污染物繁多，成分复杂，含有多种重金属元素、有害的无机物或有机化合物、病原生物等，不能用于直接灌溉农田。必须经过严格净化处理达到灌溉水质标准，才能用于灌溉非直接食用的农作物。对于含有致病微生物的工业废水，还要辅以必要的消毒处理。工业废水用于回灌地下水前，必须进行相应处理，使回灌水的水质优于当地的地下水水质。要达到人工回灌水的水质指标，工业废水在回灌前必须进行三级处理，并达到饮用水的水质要求。工业污废水利用工程主要是采取相应的工程技术

措施，对污水进行处理，使其达到农田灌溉用水的要求。污水处理的工程技术基本上可归结为物理法、化学法和生物法 3 种。属物理法的有格栅、筛网、筛滤、均化、混合、凝聚、沉淀、上浮、过滤、离心、电磁分离、蒸发、结晶等。属化学法和物理化学法的有化学沉淀、气相传输、吸附、氧化、萃取、汽提、吹脱、氧化还原、中和、离子交换以及膜技术（反渗透、超滤、电渗析等）。属生物法的有好氧性悬浮生长型处理过程，如活性污泥法及其改进方法、曝气塘、生物稳定塘、好氧污泥消化等；好氧性固着生长型处理过程，如生物滤池、生物转盘、生物转筒、生物接触氧化床、生物流化床等；还有缺氧性悬浮生长型和固着生长型处理过程以及厌氧性与兼氧性悬浮生长型及固着生长型处理过程等。

### 3. 微咸水利用工程

微咸水灌溉时，可根据土壤积盐状况，农作物不同生育期耐盐能力，直接利用微咸水或咸淡水掺混使用。但应特别注意掌握灌水时间、灌水量、灌水次数，同时与农业耕作栽培措施密切配合，防止土壤盐碱化。微咸水利用工程一般包括微咸水和淡水的取水工程、掺混工程（水池）和灌溉工程。

### 4. 灌溉回归水利用工程

灌区渠系和田间渗漏水、退水、跑水产生的回归水，可收集起来重复利用或作为下游灌区的灌溉水源。但使用回归水之前，要化验确认其水质是否符合灌溉水质标准。灌溉回归水利用工程一般包括集水工程（沟或水池）、引水（提水）工程和灌溉工程。

## 五、不同水源的联合运用

水资源总源于天然降水，降水产生地表径流，入渗地下形成土壤水和地下水。通过对地表水、土壤水、地下水的合理调控，最大限度地使天然降水转化为可用的灌溉水资源，这是合理调控水资源的目标和出发点。在井灌区和井渠结合灌区，实现这个目标的关键是采用适宜的技术措施，调控地下水埋深在适宜的动态范围，见表 3-17。这样能够减少潜水蒸发，增大降雨入渗，减少径流损失。调控的基本途径是井渠结合，地表水、地下水联合运用。

表 3-17 华北平原地下水适宜动态埋深

单位：m

旱季	2~3
雨季前	4~6
雨季	0.5~1

### 1. 拦蓄降雨径流及汛后河水回补地下水源

在靠井灌而没有固定渠灌水源的地区，要把汛期多余的降雨径流及汛后河水回灌地下水补源。具体做法是：①汛期雨季来临前多用地下水灌溉，腾出地下水库容，等到雨



季到来时,大量降雨径流可以回补地下水;②汛期用井灌,汛后引河补源;③非灌溉季节引水蓄存于沟、渠、坑、塘回补地下水。

## 2. 井渠结合,联合运用水资源

在有条件开发地下水的河水灌区,要井渠并用,优化调度和联合运用水资源。调度的核心是在稳定地下水位的前提下,确定在引进一定的地表水量的条件下所能开采的地下水量;或确定在开采一定地下水量的条件下应引进的地表水量。

井渠结合灌区的多水源优化调度与联合运用,不但与水资源条件有关,而且与井和渠的布局、作物种植结构、灌溉方法等密切相关,直接影响灌区的灌溉规模和灌溉效益,需要进行多方案比较来确定。可从以下几方面进行考虑:①从高效利用井渠结合灌区的地上水和地下水出发,灌区内渠灌的固定渠道不需要全部防渗;②从灌区外输水进入灌区的干渠一般应进行防渗处理;③灌区内哪一级或哪一部分固定渠道需要防渗,必须对渠道防渗可减少的渗漏水量所需要的投入,与利用井灌可重复利用的渠灌渗漏水量所需的投入,进行周密的技术经济比较后确定;④从高效重复利用灌区渠灌渗漏水、保护灌区水环境的生态平衡出发,针对目前井渠结合灌区下游地下水大幅度下降的现状,应在灌区上游多打井,利用地下水发展井灌;灌区下游多用渠水灌溉,少打井少用地下水,以稳定灌区的地下水位。

## 六、水源的供水能力

作为节水灌溉工程的水源,可有河川径流、当地地面径流、地下水以及已建成的水利工程供水等不同类型。因水源类型以及掌握资料情况不同,水源水量的计算方法也不同。

### (一) 河川径流

当灌区从河道引水时,为了进行工程的规划设计,需推求与设计保证率相同频率的年或时段(作物生育期、灌水临界期等)径流量及其时程分配。

#### 1. 年或时段径流量计算

(1) 具有较长系列径流资料时。当取水断面或邻近有水文测站,并记录有较长系列(一般至少20年左右)的径流资料时,可通过频率计算推求符合设计频率的年或时段径流量(频率计算的方法参见《水工设计手册》或有关水文学书籍)。

(2) 径流资料较少时。当径流观测年限较短或有缺测年份,无足够代表性时,应通过相关分析插补延长年径流系列,再进行频率计算。常用的插补延长方法如下:

1) 径流量相关法:用上、下游站或邻近流域测站的径流量资料作为参证变量与本站径流量建立相关关系,以插补延长本站径流量。

2) 降雨径流相关法:用本流域降雨量与径流量建立相关关系,从而插补延长径流量系列。

相关分析的具体方法参见有关水工设计手册或有关水文学书籍。

(3) 无实测径流资料时。当本流域缺乏径流资料时, 为了估算设计年或时段径流量, 可采用以下两种方法:

1) 水文比拟法: 将上、下游测站或邻近相似流域的径流资料通过按面积内插或换算的办法移用到设计流域来, 计算公式为

$$W = W_i + \frac{F - F_1}{F_2 - F_1} (W_2 - W_1) \quad (3-45)$$

或 
$$W = \frac{F}{F'} W' \quad (3-46)$$

式中  $W$ ——设计流域的径流量;

$W_1$ 、 $W_2$ 、 $W'$ ——上游站、下游站和参证站的径流量;

$F$ ——设计流域的面积;

$F_1$ 、 $F_2$ 、 $F'$ ——上游站、下游站和参证站的流域面积。

采用式(3-35)和式(3-36)可直接换算出设计频率的径流量, 也可换算出径流量的多年平均值, 并移用参证流域的变差系数  $C_v$  和偏态系数  $C_s$  值, 从而再推求设计频率的径流量。

水文比拟法的出发点是流域径流形成条件的相似性, 故使用前应认真分析论证参证流域与设计流域在气象和自然地理条件等方面的相似性。

2) 等值线图法: 我国各省区大多编印有《水文手册》或《水文图集》, 其中绘有年径流等值线图。这些等值线图大致有两类: 一类是年径流(一般用径流深表示)统计参数均值和  $C_v$  的等值线图, 以及  $C_s/C_v$  的数值分区表; 另一类是多种频率( $P = 10\%$ 、 $20\%$ 、 $50\%$ 、 $80\%$ 、 $90\%$ )的年径流设计值的等值线图。使用前者时先查出三个统计参数, 再计算设计频率的年径流量; 使用后者可直接查出某个设计频率的年径流量。

等值线图的使用方法是: 首先圈出设计流域的轮廓, 其次定出流域面积的重心(沿不同方向作出大致将面积等分为二的若干直线, 取其交点作为流域重心), 最后查出重心处的径流深数值(重心介于两条等值线之间时用直线内插求算)。

## 2. 径流时程分配计算

求得符合设计标准  $P$  的年或时段径流量  $W_p$  (或平均流量  $Q_p$ ) 后, 还要进一步推求它在时程上的分配过程(也称年内分配)。常以月(或旬)为时程单位, 推求各月(或旬)的径流量(或平均流量)。为了计算设计年内分配过程, 在具有径流资料时, 通常是从实测资料中选取某一年作为典型年, 并对其年内分配过程加以缩放。

### (1) 典型年的选择原则:

1) 典型年的年或时段径流量, 应与设计值相近;

2) 典型年的径流分配过程对工程设计偏于不利(如枯水期长, 枯水期内水量分配不均等)。

(2) 缩放方法。一般可采用同倍比法, 即首先计算设计年(或时段)径流量与典型年(或时段)径流量的比值作为缩放系数( $k = W_p/W_d$ ), 然后用缩放系数  $k$  去乘典型年的各月(或旬)径流量, 即得出设计年径流年内分配过程。

当缺乏实测径流资料时,可从邻近相似流域选取典型年进行缩放,或采用地区性《水文手册》中所提供的相似流域各月径流的分配比例,计算出设计年的各月径流量。

需要指出的是,使用等值线图分析计算水源时,应注意地区条件。我国的水文等值线图,大多是在20世纪70年代后期编制的,现在相当多的地区实际情况与当时的情况变化很大,主要是地下水埋深的变化。如果情况差异较大,则不能用此法进行计算。

## (二) 当地地面径流

拦蓄当地地面径流作为灌溉水源时,通常无实测径流资料可循,只能利用各地水文手册提供的经验图表、公式或各地从生产实践中总结出来的经验数据,以及通过实地调查了解,估算出多年平均的来水量。有时需同时采用多种方法估算,以便互相对照、修正,得出较为符合实际的数值。下面是估算多年平均年径流量的一些方法。

### 1. 单位面积产水量法

$$W_0 = w_0 F \quad (3-47)$$

式中  $W_0$ ——多年平均年径流量,  $\text{m}^3$  或万  $\text{m}^3$ ;

$w_0$ ——多年平均单位面积产水量,(不少省、市在总结以往的径流资料和经验的基础上,分区给出这一数值。例如据陕西省资料,陕北为  $450\text{m}^3/\text{hm}^2$ ,关中  $1050\text{m}^3/\text{hm}^2$ ,陕南  $1500\text{m}^3/\text{hm}^2$ ;重庆市为  $4500\text{m}^3/\text{hm}^2$ ),  $\text{m}^3/\text{hm}^2$  或万  $\text{m}^3/\text{km}^2$ ;

$F$ ——集水面积,有地形图时可从图上量得,无图时可通过实地访问与必要的勘测,估算来水范围的平均长度和宽度,进而估算出集水面积,  $\text{hm}^2$  或  $\text{km}^2$ 。

有些省、市还分区给出不同频率的年产水量值,则可估算出符合某一频率的年径流量。例如山东省某县给出  $P = 50\%$  和  $P = 75\%$  的年产水量。

### 2. 径流深等值线法

$$W_0 = 1000h_0 F \quad (3-48)$$

式中  $h_0$ ——多年平均年径流深,根据集水面积所在位置从地区性水文手册的等值线图上查取,  $\text{mm}$ ;

$W_0$  和  $F$  的意义同式(3-47),单位分别为  $\text{m}^3$  和  $\text{km}^2$ 。

由于有关水文手册上的径流深等值线图主要是根据中等流域的资料绘制的,集水面积愈小,查得之径流深一般偏低,应辅于实地调查加以分析修正。

### 3. 年雨量乘径流系数法

$$W_0 = 1000CP_0 F \quad (3-49)$$

式中  $P_0$ ——多年平均年降雨量,可向附近气象站、水文站查询,也可由《水文手册》中的年降雨量等值线图查得,  $\text{mm}$ ;

$C$ ——年径流系数,为年径流深与年降雨量之比,其值可由《水文手册》中查得,也可根据附近流域的实际观测资料确定;

其余符号意义同前。

#### 4. 实地调查

对于本地区或条件相似的邻近地区现有利用当地地面径流的蓄水工程（如小水库、塘堰等）的容积、集水面积和多年运行过程中的复蓄情况加以调查了解，按式（3-50）估算单位面积产水量。

$$w = \frac{Vn}{F} \quad (3-50)$$

式中  $V$ ——蓄水工程容积， $m^3$ ；

$n$ ——年内的复蓄次数（不同地区、不同年份均不一致，例如对于孤立的塘堰，湖北省丰水年为 1.5~2.0，平均年 1.2~1.5，干旱年 0.5~1.0，可经调查获得）；

其余符号意义同前。

### （三）地下水

利用地下水作为灌溉水源时，应首先收集已有的水文地质资料（如含水层的埋藏深度，含水层的岩性、厚度、层次结构、出水率，咸淡水分层和水质条件等），以及地下水开发利用规划的资料，以了解本地区地下水储量及其开采条件等。一般规模不大的灌区，其水源常是单井或很少几个井，在进行规划设计时，主要应掌握井的出水量以及确定合理的井距。

#### 1. 机井出水量估算

根据具备的条件，机井出水量可采用以下几种方法估算。

（1）按理论公式计算。较为简单的是按稳定渗流公式计算井的出水量，各种井的计算公式如下。

1) 潜水完整井，如图 3-3 所示，其出水量为

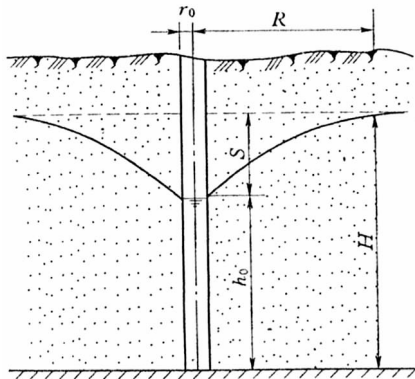


图 3-3 潜水完整井

$$Q = 1.364K \frac{(2H - S) S}{\lg \frac{R}{r_0}} \quad (3-51)$$

式中  $Q$ ——井的出水量,  $\text{m}^3/\text{d}$ ;

$K$ ——渗透系数 (根据试验资料确定, 表 3-18 中数值供无实测资料时参考),  $\text{m}/\text{d}$ ;

$H$ ——含水层厚度,  $\text{m}$ ;

$S$ ——井中水位降深 (采用离心泵抽水时, 一般可取 4~6m),  $\text{m}$ ;

$R$ ——影响半径 (无实际观测资料时可用经验公式估算, 其中之一是  $R = 2S\sqrt{HK}$ ),  $\text{m}$ ;

$r_0$ ——井的半径,  $\text{m}$ 。

表 3-18 渗透系数经验数值

岩性	$K$ (m/d)	岩性	$K$ (m/d)
重亚粘土	< 0.05	中粒砂	5 ~ 20
轻亚粘土	0.05 ~ 0.1	粗粒砂	20 ~ 50
亚粘土	0.1 ~ 0.5	粗砂夹砾石	50 ~ 100
黄土	0.25 ~ 0.5	砾石	100 ~ 500
粉土质砂	0.5 ~ 1.0	漂砾石	20 ~ 150
细粒砂	1 ~ 5	漂石	500 ~ 1000

2) 承压完整井, 如图 3-4 所示, 其出水量为

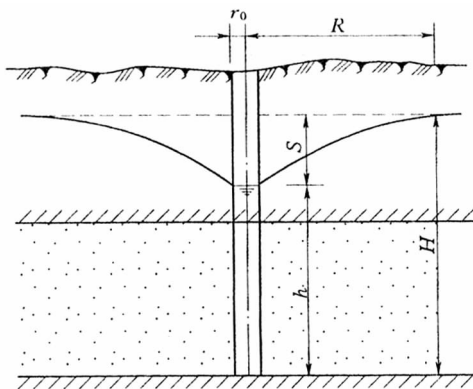


图 3-4 承压完整井

$$Q = 2.73K \frac{MS}{\lg \frac{R}{r_0}} \quad (3-52)$$

式中  $M$ ——承压含水层厚度,  $\text{m}$ ;

其余符号意义同前。

3) 潜水非完整井，如图 3-5 所示，其出水量为

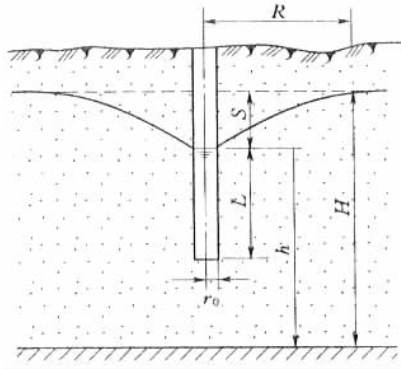


图 3-5 潜水非完整井

$$Q' = Q \sqrt{\frac{L}{h}} \sqrt{\frac{2h-L}{h}} = 1.364 \frac{KS (2H - S)}{\lg R - \lg r_0} \sqrt{\frac{L}{h}} \sqrt{\frac{2h-L}{h}} \quad (3-53)$$

式中  $Q'$ ——非完整井出水量， $m^3/d$ ；

$Q$ ——完整井出水量， $m^3/d$ ；

$L$ ——滤水管长度或井的进水部分长度， $m$ ；

$h$ ——动水位至不透水层的距离， $m$ ；

其余符号意义同前。

4) 承压非完整井，如图 3-6 所示，其出水量为

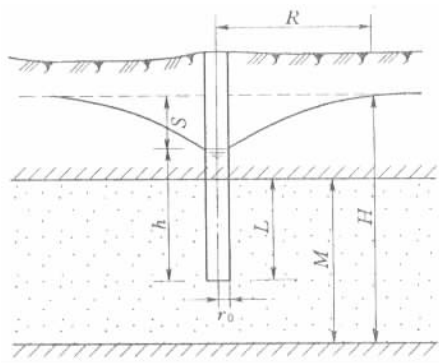


图 3-6 承压非完整井

$$Q' = Q \sqrt{\frac{L}{M}} \sqrt{\frac{2M-L}{M}} = 2.73 \frac{KMS}{\lg R - \lg r_0} \sqrt{\frac{L}{M}} \sqrt{\frac{2M-L}{M}} \quad (3-54)$$

式中符号意义同前。

非完整井的出水量也可写成

$$Q' = BQ \quad (3-55)$$

式中  $B$ ——非完整性修正系数，可根据  $\frac{h}{r}$  或  $\frac{M}{r}$  从表 3-19 查得。

表 3-19 井的非完整性修正系数  $B$  值

$\frac{h}{L}$ 或 $\frac{M}{L}$	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0
$B$	0.88	0.78	0.71	0.66	0.57	0.52	0.47	0.41	0.37

(2) 按砂层出水率计算。当已知含水砂层厚度、质地及其出水率时，可按以下公式计算机井的出水量。此法也可用来根据所要求的单井出水量反求井深。

1) 单一砂层时

$$Q = MqS \quad (3-56)$$

式中  $Q$ ——单井出水量， $\text{m}^3/\text{h}$ ；

$M$ ——含水砂层厚度， $\text{m}$ ；

$q$ ——含水砂层的出水率，即每米砂层在水位降深  $1\text{m}$  时的出水量（根据试验资料确定，表 3-20 中数值供参考）， $\text{m}^3/(\text{h}\cdot\text{m}\cdot\text{m})$ ；

$S$ ——计划抽水降深（一般采用  $4\sim 6\text{m}$ ）， $\text{m}$ 。

表 3-20 各种砂层的出水率

单位： $\text{m}^3/(\text{h}\cdot\text{m}\cdot\text{m})$

砂层名称	粉砂	细砂	中砂	粗砂	砾石
粒径 (mm)	0.05~0.1	0.1~0.25	0.25~0.5	0.5~2.0	>2.0
河北省的出水率 (井径 200mm)	0.12~0.15	0.19~0.23	0.3~0.48	0.41~0.62	
河南省的出水率 (井径 700mm)		0.6	1.0	1.4	5.0

2) 多种砂层时

$$Q = M_1 q_1 S + M_2 q_2 S + \cdots + M_i q_i S \quad (3-57)$$

式中  $M_1$ 、 $M_2$ 、 $\cdots$ 、 $M_i$  和  $q_1$ 、 $q_2$ 、 $\cdots$ 、 $q_i$  相应为各砂层的厚度和出水率。

表 3-21 是根据山东省资料列出的一般降深情况下的每米砂层出水量，表中数值乘以取水砂层厚度即得单井出水量，在粗略估算时可供参考。

表 3-21 山东省一般降深情况下的每米砂层出水量

砂层名称	砾石	粗砂	中砂	细砂 (包括粉砂)
粒径 (mm)	>2.0	2.0~0.5	0.5~0.25	0.25~0.05
每米厚度出水量 ( $\text{m}^3\text{h}^{-1}/\text{m}$ )	>35	30~20	20~10	9~3

(3) 由抽水试验确定。前面介绍的计算出水量公式，当实际的计算条件与公式的推导前提不符或计算参数不准时，计算结果将出现较大误差，而通过抽水试验确定出水量能获得较满意的结果。

根据抽水试验资料，可以绘制出水量（ $Q$ ）与水位降深（ $S$ ）的关系曲线，继而求出曲线的方程式，即经验公式。由得出的经验公式，可计算设计降深时的出水量，也可根据确定的出水量预测相应的水位降深值。

通过抽水试验可获得可靠的机井出水量数值，但测试和计算工作量较大。关于抽水试验时的具体技术要求， $Q-S$  关系曲线类型的差别和回归方程的建立方法等，请参看有关工具书。

(4) 用类比法估计。在缺乏资料的地方，可以通过调查周围已成机井的井深、出水量及相应的水位降深等数值，从而估计出所规划机井的应有深度和预计出水量。

## 2. 机井间距的确定

水井的平面布置应根据水文地质条件、地下水资源状况，并结合地形、提水机械和作物布局等情况确定，以确保在任何时间灌溉工作都能正常进行，在多年运用中取水条件不恶化。

机井间距是机井合理布局的主要环节，下面是几种确定井距的简单方法。

(1) 单井灌溉面积法。在地下水补给比较充足，地下水资源比较丰富，开采量与补给量基本平衡的情况下，井的间距可根据井的出水量及其所能灌溉的面积来计算，计算公式如下。

$$\text{方形布井时} \quad D = \sqrt{\frac{10000QTt\eta_c}{m}} \quad (3-58)$$

$$\text{梅花形布井时} \quad D = \sqrt{\frac{11550QTt\eta_c}{m}} \quad (3-59)$$

式中  $D$ ——机井间距， $m$ ；

$Q$ ——有井群干扰抽水时的单井出水量， $m^3/h$ ；

$T$ ——整个控制面积上灌溉一次所需时间， $d$ ；

$t$ ——每天纯灌溉时间， $h$ ；

$m$ ——灌水定额， $m^3/hm^2$

$\eta_c$ ——管（渠）系水的利用系数。

(2) 开采模数法。在地下水补给量不能满足灌溉用水需要的地区，计划开采量应等于地下水可开采资源，以保持地下水水量的均衡，则可按下列公式计算机井密度和井距（方形布置）。

$$N = \frac{\epsilon}{QT_y t} \quad (3-60)$$

$$D = 1000 \sqrt{\frac{QT_y t}{\epsilon}} \quad (3-61)$$

式中  $N$ ——机井密度，即每平方公里平均井数；



$\varepsilon$ ——允许开采模数，即单位面积年允许开采量， $\text{m}^3/(\text{km}^2 \cdot \text{年})$ ；

$T_y$ ——机井每年工作时间， $\text{d}$ ；

其余符号意义同前。

#### (四) 由已建成的工程供水

当灌区是由已建成的水利工程（水库、渠道等）有控制地供水时，应调查收集该工程历年向各用水单位供水的流量资料，以及今后的供水规划，经分析计算，推求符合设计标准的年份可向本灌区提供的水量和流量，以便确定灌溉用水量是否有保障，是否需要再调节。

## 七、水量平衡分析

### (一) 不同条件下的水量平衡计算

水量平衡计算的任务是确定工程规模，如灌溉面积、蓄水工程的规模大小等。下面按不同水源条件分述水量平衡计算的方法。

#### 1. 井、泉类水源

(1) 井水。一般深井出流比较稳定，平衡计算的目的主要是确定灌区面积，或校核水井出水量是否满足灌溉用水要求。井水可灌面积为

$$A = \frac{Q_j t}{10E_{a\max}} \quad (3-62)$$

式中  $A$ ——井水可灌面积， $\text{hm}^2$

$Q_j$ ——水井的出水流量， $\text{m}^3/\text{h}$ ；

$E_{a\max}$ ——月平均作物耗水量峰值， $\text{mm}/\text{d}$ ；

$t$ ——水井每天抽水时数（抗旱期间使用柴油机抽水，每天工作可按 16h，电动机抽水每天工作可按 20h）， $\text{h}$ 。

当  $A \geq A_{\text{计}}$ （ $A_{\text{计}}$  为计划灌溉面积）时，则  $A_{\text{计}}$  为确定的设计灌溉面积；当  $A < A_{\text{计}}$  时，则  $A$  为设计灌溉面积，这时应重新调整发展灌溉的范围。

(2) 泉水。由于山泉流量小，一般必须经过调蓄才能满足灌溉用水要求。水量平衡计算的任务是确定可灌面积和蓄水池容积。山泉可灌面积为

$$A = \frac{2.4Q_q}{I_g} \quad (3-63)$$

式中  $A$ ——山泉可灌面积， $\text{hm}^2$ ；

$Q_q$ ——可供灌溉的泉水流量， $\text{m}^3/\text{h}$ ；

$I_g$ ——灌溉季节毛用水强度， $\text{mm}/\text{d}$ 。

(3) 溪流。由于溪水流量变化大，水量平衡计算任务主要是确定可灌面积。计算时可选择供水临界期的流量和灌溉水量作为确定可灌面积的依据。供水临界期是指溪水水

量小而用水量大的时期。计算方法可按井水或泉水的计算方法进行。

## 2. 塘、坝类水源

由于此类水源是由地面径流产生的，水量平衡计算的任务主要是确定灌溉面积或塘、坝的容积。若塘、坝的集流面积足够大，当塘、坝的容积已确定时，可灌面积为

$$A = \frac{\eta KV}{10 \sum I_{gi} T_i} \quad (3-64)$$

式中  $A$ ——塘、坝可灌面积， $\text{hm}^2$ ；

$V$ ——塘、坝蓄水容积， $\text{m}^3$ ；

$K$ ——塘、坝复蓄系数， $K = 1.0 \sim 1.5$ （北方取 1.0，南方取 1.5）；

$\eta$ ——考虑蒸发和渗漏损失后的蓄水有效利用系数，取  $\eta = 0.6 \sim 0.7$ ；

$I_{gi}$ ——灌溉季节每个月的毛供水强度， $\text{mm/d}$ ；

$T_i$ ——灌溉季节每个月的毛供水天数。

当灌溉面积已定，则塘坝调蓄容积为

$$V = \frac{10A \sum I_{gi} T_i}{\eta k} \quad (3-65)$$

式中  $A$ ——计划灌溉面积， $\text{hm}^2$ ；

其余符号意义同前。

为了保证塘坝的灌溉能力，应根据典型年降雨量对塘坝的蓄水情况进行校核，即

$$V \leq \frac{1000 \eta \alpha p A_r}{k} \quad (3-66)$$

式中  $\alpha$ ——径流系数；

$p$ ——设计典型年降雨量， $\text{mm}$ ；

$A_r$ ——塘、坝集雨面积， $\text{km}^2$ ；

其余符号意义同前。

## 3. 河、渠类水源

(1) 无坝引水。当河道枯水位及相应的枯水径流能满足自流引灌灌区的要求时，可直接自河岸建闸引水灌溉。

计算这类工程的水量平衡时，应在分析引水闸（渠道）所在河段的历年水位和径流特性的基础上，提出设计水位过程线和可能提供的径流过程线，供研究确定引灌的范围。

当引灌渠道具有 15 年以上水文资料时，可采用时历法进行水量平衡计算，一般以旬为单位时段，由此求得保证率和灌溉面积的关系曲线，然后由设计保证率求得灌溉面积。

当设计保证率和灌溉面积不能同时满足灌区要求时，可研究降低设计保证率和采用其他补偿措施的可能性；若控制灌区的高程不够，应研究将引水渠首上移的可能性和合理性。

当引水渠首处水文资料不足或要求作简化计算时，可采用典型年法进行水量平衡计

算。典型年的选择,应考虑来水和用水的不利组合,即采用来水量和用水量接近设计保证率的各年份分别进行水量平衡计算,选用偏安全的设计值。

若灌区用水量接近固定值,则水量平衡主要决定于引水河段的水位和径流过程,可采用每年灌溉用水期最小旬平均径流量进行频率计算,由相应设计保证率的径流量及水位确定可引灌的水量,并求得相应的保证灌溉面积。

引水渠首的建筑物尺寸,由相应设计保证率年份的灌溉用水期的旬平均最低水位和旬平均最大引水量决定。

(2) 闸坝壅水。当引水河段天然枯水位不能满足设计灌区自流引灌要求时,可兴建拦河闸或低滚水坝壅水,以抬高河水位。这类工程一般无调节能力。前者在汛期,部分或全部开启闸门泄洪,在枯水期关闸壅水;后者堰顶一般不设闸门,丰、枯水期均自流泄流。

此类工程的引灌流量由天然来水量决定,引水高程由灌溉用水期拦河闸、坝壅水高程决定。一般应绘制壅水高程和控灌面积关系曲线,通过综合分析比较,拟定闸、坝顶高程和灌溉面积。

## (二) 水源调蓄能力和调蓄工程计算

当水源设计来水流量始终等于或大于灌溉设计用水量时,天然的来水过程即可满足灌溉要求,一般不需要修建蓄水工程。当来水流量有时小于用水量,而一定时段内的来水总量等于或大于用水总量时,为了满足灌溉用水要求,就必须规划一定规模的蓄水工程对来水量加以调蓄,使其与灌溉用水要求相适应。因此,蓄水工程的容积需根据来水和用水的平衡关系确定。下面是不同情况下蓄水容积的计算方法。

### 1. 通过调节计算确定容积

在掌握水源来水流量的情况下(如井灌区,经测试计算水井出水量为已知;山区,利用泉水灌溉,其流量稳定不变;水源为河川径流,而已算得设计年的径流过程;利用原有水利工程,而供水流量为已知等),便可通过调节计算确定蓄水工程容积。调节周期可长可短,例如一日、多日、一个季节、一年等,应视水源来水流量与灌溉用水流量的对比关系,本着既保证灌溉用水要求又尽量节省工程量的原则来确定。以下为几种调节的计算方法。

(1) 日调节。当来水流量小于用水量,而昼夜来水量可满足灌溉日用水量时,可按日调节确定蓄水容积。

#### 1) 计算灌溉用水量

$$Q_g = \frac{mA}{T\eta} > Q_L \quad (3-67)$$

式中  $Q_g$ ——灌溉用水量,  $\text{m}^3/\text{h}$ ;

$m$ ——设计灌水定额,  $\text{m}^3/\text{hm}^2$ ;

$A$ ——灌溉面积,  $\text{hm}^2$

$T$ ——灌水延续时间, d;

$t$ ——每日纯灌溉时数, h;

$\eta$ ——输水系统水的利用系数;

$Q_L$ ——水源稳定流量,  $\text{m}^3/\text{h}$ 。

因灌溉用水流量大于水源稳定流量, 需建蓄水池调蓄水量。

2) 计算每日来水量

$$W_L = 24Q_L \quad (3-68)$$

3) 计算每日用水量

$$W_g = Q_g t \quad (3-69)$$

4) 计算蓄水池容积

$$V = (1 + \beta) (Q_g - Q_L) t \quad (3-70)$$

式中  $V$ ——蓄水池容积,  $\text{m}^3$ ;

$\beta$ ——考虑蓄水时因蒸发和渗漏的损失系数, 根据地质和防渗处理情况可估为有效容积的 10% ~ 20%;

其余符号意义同前。

(2) 多日调节。当 1d 的用水量超过了昼夜来水量, 日调节已不能满足, 考虑利用灌水间隔时间蓄水。

1) 计算轮灌周期期间的来水量为

$$W_L = 24T_L Q_L \quad (3-71)$$

2) 计算一次灌水用水量为

$$W_t = \frac{mA}{\eta} \quad (3-72)$$

上二式中  $W_L$ ——轮灌周期期间的来水量,  $\text{m}^3$ ;

$T_L$ ——轮灌周期时间, d;

$W_t$ ——一次灌水用水量,  $\text{m}^3$ ;

其余符号意义同前。

当来水量大于用水量, 可以用一个轮灌期为调节周期。

3) 计算蓄水池容积

$$V = (W_t - 24Q_L T) (1 + \beta) \quad (3-73)$$

式中符号意义同前。

(3) 年调节。年调节计算是将一年内来水有盈余的月份的余水蓄存起来, 以供水量不足月份的用水。现举例说明年调节的计算方法。

有一喷灌区面积  $280\text{hm}^2$ , 其中小麦  $180\text{hm}^2$ , 玉米  $100\text{hm}^2$ 。水源为一河流, 经水文计算已求得设计典型年的各月来水量如表 3-24 第 (2) 栏所示。试计算蓄水工程容积。

1) 确定作物的设计灌溉制度, 见表 3-22。

表 3-22 农作物设计喷灌灌溉制度

小 麦					玉 米				
灌水次序	月份	生育阶段	灌水定额 ( $\text{m}^3/\text{hm}^2$ )	灌溉定额 ( $\text{m}^3/\text{hm}^2$ )	灌水次数	月份	生育阶段	灌水定额 ( $\text{m}^3/\text{hm}^2$ )	灌水定额 ( $\text{m}^3/\text{hm}^2$ )
1	11	越冬	600	2325	1	5	苗期	300	1875
2	3	返青	300		2	6	拔节	375	
3	4	拔节	375		3	7	穗花	450	
4	5	抽穗	375		4	7	灌浆	450	
5	5	灌浆	375		5	8	乳熟	300	
6	6	乳熟	300						

2) 计算喷灌用水量, 见表 3-23。

表 3-23 农作物设计喷灌用水量计算

项目 月份	小 麦				玉 米				合计净 用水量 ( $\text{m}^3$ )	合计毛 用水量 ( $\text{m}^3$ )
	灌水 次数	灌水定额 ( $\text{m}^3/\text{亩}$ )	面积 (亩)	净用水量 ( $\text{m}^3$ )	灌水 次数	灌水定额 ( $\text{m}^3/\text{亩}$ )	面积 (亩)	净用水量 ( $\text{m}^3$ )		
11	1	40	2700	108000					108000	113700
3	1	20	2700	54000					54000	56800
4	1	25	2700	67500					67500	71100
5	2	50	2700	135000	1	20	1500	30000	165000	173700
6	1	20	2100	54000	1	25	1500	37500	91500	96300
7					2	60	1500	90000	90000	94700
8					1	20	1500	30000	30000	31600
全年		155		418500		125		187500	606000	637900

注 采用管道式喷灌系统, 取  $\eta_c = 0.95$ 。

因有些月份的用水量超过来水量, 而年喷灌用水总量 ( $63.79 \text{ 万 m}^3$ ) 小于年来水总量 ( $71.24 \text{ 万 m}^3$ ), 故可进行年调节。

3) 年调节计算。年调节计算就是逐时段 (月份) 进行水量平衡计算, 常用列表计算法见表 3-24, 其方法步骤如下:

表 3-24 年调节计算表

月份	来水量 $W_L$ (万 $m^3$ )	用水量 $W_Y$ (万 $m^3$ )	$W_L - W_Y$ ( $m^3$ )		月末容积 $V$ (万 $m^3$ )	泄量 $C$ (万 $m^3$ )
			+	-		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
8	28.72	3.16	25.56		25.56	
9	8.26		8.26		30.76	3.06
10	4.39		4.39		30.76	4.39
11	1.84	11.37		9.53	21.23	
12	1.25		1.25		22.48	
1	0.72		0.72		23.20	
2	2.96		2.96		26.16	
3	4.74	5.68		0.94	25.22	
4	4.21	7.11		2.9	22.32	
5	2.9	17.37		14.47	7.85	
6	3.83	9.63		5.8	2.05	
7	7.42	9.47		2.05	0	
总计	71.24	63.79	43.14	35.69		7.45

①因从 8~10 月份为蓄水期，而从 11 月~次年 7 月基本为供水期，故选定从头年 8 月~次年 7 月为一个调节年度。

②将各月来水量与用水量分别填入表中 (2)、(3) 栏。

③计算各月来水量与用水量的差值 ( $W_L - W_Y$ )，正值为来水盈余，填入第 (4) 栏，负值为来水不足，填入第 (5) 栏。(4)、(5) 两栏总计的差值等于 (2)、(3) 两栏总计的差值，证明计算无误。

④第 (6) 栏为所要推求的月末蓄水量，其计算可按以下顺序：先从供水期结束的月份开始，逆时程推算供水期各月的月末蓄水量，然后顺时程计算蓄水期各月的月末蓄水量。本例中供水期在 7 月份结束，自 8 月起来水有余可蓄存，则 7 月末库水量应正好用完，即蓄水量为 0。因 7 月缺水 2.05 万  $m^3$  需水库提供，故 6 月末的蓄水量应为 2.05 万  $m^3$ 。6 月份又缺水 5.8 万  $m^3$ ，则 5 月末应有蓄水量  $2.05 + 5.8 = 7.85$  (万  $m^3$ )，依此类推，一直推到 2 月末蓄水量为 26.16 万  $m^3$ 。因 2 月份有余水 2.96 万  $m^3$ ，则 1 月末需蓄水  $26.16 - 2.96 = 23.2$  (万  $m^3$ )，同理，12 月末和 11 月末分别为 22.48 万  $m^3$  和 21.23 万  $m^3$ 。11 月份又缺水 9.53 万  $m^3$ ，故供水期开始的 10 月末应有蓄水量  $21.23 + 9.53 = 30.76$  (万  $m^3$ )。然后从蓄水期开始的 8 月起顺序推算蓄水期各月末的蓄水量。已知 7 月末的蓄水量为 0，而 8 月份有余水 25.56 万  $m^3$  可存入水库，则 8 月末的蓄水量便是 25.56 万  $m^3$ ，9 月份又余水 8.26 万  $m^3$ ，则 9 月末可蓄水  $25.56 + 8.26 = 33.82$  (万  $m^3$ )。但从上面

计算可知, 供水期要求的最大蓄水量为  $30.76 \text{ 万 m}^3$ , 故 9 月末的蓄水量定为  $30.76 \text{ 万 m}^3$ , 而该月有  $33.82 - 30.76 = 3.06$  (万  $\text{m}^3$ ) 的废弃泄水。已知 10 月末需蓄水仍为  $30.76 \text{ 万 m}^3$ , 故 10 月份的  $4.39 \text{ 万 m}^3$  余水全部废泄。

作为计算的校核, 总计泄水量应与来水总量和用水总量的差值相等。

4) 由以上计算结果可知, 全年各月末要求的蓄水量最大值为  $30.76 \text{ 万 m}^3$ , 这就是水库应有的有效库容 (兴利库容), 再考虑一定数量的垫底库容以及因蒸发和渗漏的损失水量 (根据库区地质情况一般可取为有效库容的  $10\% \sim 20\%$ ), 便可求得水库的总容积 (此处未考虑防洪问题)。

## 2. 用经验公式估算容积

当水源为小河流或当地地面径流时, 常因无法掌握实际的来水过程, 因而不具备进行调节计算的条件, 一般可采用经验公式估算蓄水工程容积。

### (1) 按来水量计算容积

$$V = KW_0 \quad (3-74)$$

式中  $V$ ——蓄水工程容积,  $\text{m}^3$ ;

$W_0$ ——多年平均年来水量,  $\text{m}^3$ ;

$K$ ——调节系数, 根据经验  $K = 0.3 \sim 1.0$  (在雨量较丰, 沟道中经常有水的地方取小值; 在干旱少雨, 沟道时常断流的地方取较大值; 对于集水面积小, 平常无水, 仅汛期大雨才有雨水汇集时取最大值)。

### (2) 按用水量计算容积

$$V = \frac{KW}{(1-\rho)} \quad (3-75)$$

式中  $W$ ——年灌溉用水量,  $\text{m}^3$ ;

$\rho$ ——库塘渗漏、蒸发损失水量的百分数, 一般小型库塘可按  $10\% \sim 20\%$  考虑; 其余符号意义同式 (3-74)。

库塘容积的确定, 应比较上述两种计算结果, 取其中的较小者。当用水量小于来水量时, 一般应按用水量确定容积, 来水大于用水不多时, 亦可按来水设计; 若来水量小于用水量时, 按来水量设计, 再根据来水量规划灌溉面积, 其计算式为

$$A = \frac{W_0 (1-\rho)}{E} \quad (3-76)$$

式中  $A$ ——可灌面积,  $\text{hm}^2$ ;

$E$ ——毛灌溉定额, 即单位面积一年灌溉总用水量,  $\text{m}^3/\text{hm}^2$ ;  
其余符号意义同前。

## (三) 解决不平衡的其他方式

当对水源来水进行调节仍不能解决来水和灌溉用水的水量平衡时, 可从以下 3 个方面着手进行解决。

### 1. 调整灌溉用水制度

在不影响农作物生长和发育、不降低灌溉面积上总产量的原则下，适当地改变其用水制度，使之尽可能地与水源状况相适应，从而减轻和解决来水和用水之间的矛盾。具体的措施如下。

(1) 适当地改变作物的灌溉制度，采用非充分灌溉制度。非充分灌溉制度是在水源不足或水量有限的条件下，把有限的水量在作物间或作物生育期内进行最优分配，确保各种作物水分敏感期的用水，减少对水分非敏感期的供水，此时所寻求的不是单产最高，而是全灌区总产值最大。在非充分灌溉条件下，对于小麦、玉米连作区，可以减少小麦苗期的灌水量，在黄河流域地区一般可减少  $750\text{m}^3/\text{hm}^2$ 。玉米灌水次数少，不宜采用非充分灌溉。棉花可在苗期或絮期减少灌水量，一般可减少  $750\text{m}^3/\text{hm}^2$ 。水稻可在分蘖期减少灌溉水量或不灌。非充分灌溉制度应通过灌溉试验来拟定。采用非充分灌溉后，单产会有所降低。因此，在水资源紧缺地区经过充分论证比较，采取非充分灌溉在适当降低单产水平下扩大灌溉面积，使灌区总产得到提高，其投入产出是合算的话，则可采用非充分灌溉制度进行灌区规划。

(2) 采用更节水的灌溉技术，改善作物栽培技术及耕作制度，以求适当地减少灌溉定额。

(3) 更换作物品种，使各种作物综合的灌溉用水制度尽量接近天然水源状况。

(4) 改变作物种植比例，使改变作物组成后的灌溉用水制度与天然水源状况更加协调。

2. 充分利用当地降水的地面径流，弥补灌溉水源的不足

在灌区内部修建塘、库、池等蓄水设施，以拦蓄当地降水产生的地面径流进行灌溉，减轻灌溉用水与水源来水之间的矛盾。

3. 压缩灌溉面积，发展雨养农业

通过上述两种方法仍不能解决来水和用水之间的矛盾，则应压缩灌区的灌溉面积，将部分原规划的灌溉面积不灌溉而发展雨养农业，以使重新规划的灌区达到来水和用水平衡。

## 第六节 工程总体布局

### 一、工程规划设计阶段的划分、工程布置图与工程分区

#### 1. 工程规划设计阶段的划分

规划时，节水灌溉工程根据其规划的面积大小，可分为两个或一个阶段进行。

对于平原区灌溉面积大于  $100\text{hm}^2$ ，山丘区灌溉面积大于  $50\text{hm}^2$  的喷灌、微喷灌等节水灌溉工程，宜分为规划（项目建议书或可行性研究）、设计两个阶段进行；面积小的工程可合为一个（设计）阶段进行，见表 3-25。对于一般的地面灌节水灌溉工程的规



划设计阶段划分,可参照有关水利工程规划设计的相关规定。

表 3-25 工程规划设计阶段的划分

工程规模	地形	灌溉面积 (hm <sup>2</sup> )	规划设计步骤
大	平原区	> 100	分成规划、设计两阶段进行
	山丘区	> 50	
小	平原区	< 100	合成一个设计阶段进行
	山丘区	< 50	

## 2. 工程布置图

对于灌溉面积在 333hm<sup>2</sup> (含) 以上的喷灌、微灌工程布置宜绘制在不小于 1/5000 的地形图上,面积小于 333hm<sup>2</sup> 的宜绘制在 1/2000 ~ 1/5000 的地形图上,见表 3-26。对于一般的地面灌节水灌溉工程的工程布置图要求,可参照有关水利工程规划设计的相关规定。

表 3-26 工程布置图分级

工程规模	灌溉面积 (hm <sup>2</sup> )	工程布置采用的地形图比例
大	≥ 333	> 1/5000
小	< 333	1/2000 ~ 1/5000

## 3. 工程的分区

节水灌溉工程采用有压输水灌溉时,当灌溉系统中压力变化较大时,应划分压力区域,并分区进行设计。进行压力分区时,应考虑以下原则:

(1) 各压力区的设计水头应与灌水器的工作压力相适应;在同一压力区内,应选取用同一工作参数的灌水器。

(2) 压力分区不宜过多,每区控制面积不宜过小,并需与灌溉作业区协调,面积较大的灌区,以分 2~3 个区为宜。

(3) 应尽量利用各区内的剩余水头,抵偿输水干管的水头损失。

(4) 干管中水流的流速应有限制,以保证系统的安全。

## 二、工程布局的一般原则

### (一) 首部枢纽

(1) 灌溉系统首部枢纽通常与水源工程布置在一起,但若水源工程距灌区较远,也可单独布置在灌区附近或灌区中间,以便操作和管理。

(2) 当有几个可用的水源时,应根据水源的水量、水位、水质以及灌溉工程的用水要求进行综合考虑。通常在满足灌溉水量、水质需求的条件下,选择距灌区最近的水

源，以便减少输水工程的投资。在平原地区利用井水作为灌溉水源时，应尽可能地将井打在灌区中心，并在其上修建井房，内部安装机泵、压力流量控制及电气设备。

(3) 首部枢纽及与其相连的蓄水和供水建筑物的位置，应根据地形地质条件确定，必须有稳固的地质条件，并尽可能使输水距离最短。在需建沉淀池的灌区，可以与蓄水池结合修建。

(4) 规模较大的首部枢纽，除应按有关标准合理布设泵房、闸门以及附属建筑物外，还应布设管理人员专用的工作及生活用房和其他设施，并与周围环境相协调。

## (二) 输配水工程

### 1. 渠系

(1) 灌溉渠道应依干渠、支渠、斗渠、农渠顺序设置固定渠道。2万 hm<sup>2</sup> 以上的灌区必要时可增设总干渠、分干渠、分支渠或分斗渠，灌溉面积较小的灌区可减少渠道级数。灌溉渠道系统不宜越级设置渠道。

(2) 灌溉渠道的级别应根据灌溉流量的大小，按表 3-27 确定。

表 3-27 灌排渠沟工程分级指标

单位：m<sup>3</sup>/s

工程级别	1	2	3	4	5
灌溉流量	> 300	300 ~ 100	100 ~ 20	20 ~ 5	< 5
引水流量	> 500	500 ~ 200	200 ~ 50	50 ~ 10	< 10

对灌排结合的渠道工程，当按灌溉和排水流量分属两个不同工程级别时，应按其中较高的级别确定。

(3) 水闸、渡槽、倒虹吸、涵洞、跌水与陡坡等灌溉渠系建筑物的级别，应根据过水流量的大小，按表 3-28 确定。

表 3-28 灌溉渠道建筑物分级指标

单位：m<sup>3</sup>/s

工程级别	1	2	3	4	5
过水流量	> 300	300 ~ 100	100 ~ 20	20 ~ 5	< 5

在防洪堤上修建的灌溉渠系建筑物，其级别不得低于防洪堤的级别。倒虹吸、涵洞等渠系建筑物与公路或铁路交叉布置时，其级别不得低于公路或铁路的级别。

(4) 灌溉渠系布置应符合灌区总体设计和灌溉标准要求，并应符合以下规定：

1) 各级渠道应选择在各自控制范围内地势较高的地带。干渠、支渠宜沿等高线或分水岭布置，斗渠宜与等高线交叉布置。

2) 渠线应避免通过风化破碎的岩层，可能产生滑坡及其他地质条件不良的地段。

3) 渠线宜短而直，并应有利于机耕，避免深挖、高填和穿越村庄。

4) 4级及4级以上土渠的弯道曲率半径应大于该弯道段水面宽度的5倍;受条件限制不能满足上述要求时,应采取防护措施。石渠或刚性衬砌渠道的弯道曲率半径可适当减少,但不应小于水面宽度的2.5倍。

5) 渠系布置应兼顾行政区划,每个乡、村应有独立的配水口。

6) 自流灌区范围内的局部高地,经论证可实行提水灌溉。

7) 井渠结合灌区不宜在同一地块上布置自流与提水两套灌溉渠道系统。

8) 干渠上主要建筑物及重要渠段的上游,应设置泄水渠、闸;干渠、支渠和位置重要的斗渠末端应有退水设施。

9) 对渠道沿线山(塬)洪,应予以截导,防止进入灌溉渠道。必须引洪入渠时,应校核渠道的泄洪能力,并应设置排洪闸、溢洪堰等安全设施。

(5) “长藤结瓜”式灌溉渠系的布置,除应符合上述规定外,尚应符合下列规定:

1) 渠道不宜直接穿过库、塘、堰。

2) 渠道布置应便于发挥库、塘、堰的调节与反调节作用。

3) 库、塘、堰的布置宜满足自流灌溉的需要,必要时也可设泵站或流动抽水机组向渠道补水。

## 2. 管网

(1) 管道应短而直,水头损失小、总费用省和管理运用方便。

(2) 各用水单位应设置独立的配水口。配水口的位置、给水栓的型式和规格尺寸,必须与相应的灌溉方法和移动管道连接方式一致。

(3) 管道应布置在坚实的地基上,避开填方区和可能产生滑坡或受山洪威胁的地带。

(4) 地形复杂处可采用变管坡布置。管道中心线敷设最大纵坡不宜大于1:1.5,倾角应小于或等于土壤内摩擦角。

(5) 固定管道宜埋在地下,易损管材必须埋在地下。埋深应不小于60cm,并应在冻土层以下。

(6) 铺设在地面上直径大于100mm的固定管道,应在拐弯处设置镇墩。镇墩尺寸应通过计算确定,基底深度应置于冻土层以下不小于30cm。

(7) 各级管道进口必须设置节制闸,分水口较多的输配水管道,每隔3~5个分水口应设置一个节制闸;管道最低处应设置排水阀。

## (三) 田间工程

(1) 平原地区斗渠、斗沟以下各级渠沟宜相互垂直。斗渠长度宜为1000~3000m,间距宜为400~800m;末级固定渠道(农渠)长度宜为400~800m,间距宜为100~200m,并应与农机具宽度相适应。

(2) 末级固定渠道与排水沟(农沟),可根据地形条件采取平行相间布置或平行相邻布置。地形复杂地区可因地制宜布设。

(3) 旱作物临时渠道与排水沟可采用纵向或横向布置。灌水沟畦坡度小于1/400

时,宜选用横向布置;大于1/400时,宜选用纵向布置。

(4) 水稻区的格田长边宜沿等高线布置。每块格田均应在渠沟上设置进排水口。如受地形条件限制必须布置串灌串排格田时,其串联数量不得超过3块。

(5) 田间道路与林带的布置应与灌排渠沟相结合,其结合形式可因地制宜选用。田间道路宜为单车道,人力车道或畜力车道路面宽1~2m,机动车道路面宽2~3m,路面宜高出地面0.2~0.4m。斗渠、农渠外坡及田间道路旁宜两侧或一侧植树1~2行。

#### (四) 灌排建筑物

灌排建筑物主要包括水闸、渡槽、倒虹吸、涵洞、隧洞、跌水与陡坡、量水设施等。

(1) 灌排建筑物的位置应根据工程的规模、作用、运行特点和灌区总体布置的要求,选在地形条件适宜和地质条件良好的地点。附属工程的布置应满足灌排系统水位、流量、泥沙处理、施工、运行、管理的要求,适应交通、航运和群众生产生活的需要,并宜采用联合建筑的形式。附属工程的结构型式应根据工程特点、作用和运行要求,结合建筑材料来源和施工条件等因地制宜选定。

(2) 在灌溉渠道轮灌组分界处或渠道断面变化较大的地点应设节制闸;在临近分水闸或节制闸的渠道下游,可根据需要设节制闸。在分水渠道的进口处应设分水闸。在渠道流经的重要城镇、工矿区或重要建筑物的上游,在傍山(塬近)渠道有排泄坡水任务的地段,以及当干渠上泄水区段超过一定长度时,均应设泄水闸。在干、支渠末端应设退水闸。在排水沟出口段应设泄水闸。

(3) 渠道跨越河流、渠沟、洼地、道路,采用其他类型建筑物不适宜时,可选用渡槽。渡槽轴线应短而直,进、出口应与上、下游渠道平顺连接。渡槽进、出口应设渐变段,渐变段长度可分别取渠道与渡槽水面宽度差值的1.5~2倍和2.5~3倍。1~3级渡槽进口前的渠道一侧,应设泄水闸或溢流堰。

(4) 渠道穿越河流、渠沟、洼地、道路,采用其他类型建筑物不适宜时,可选用倒虹吸。倒虹吸宜设在地形较缓处,应避免通过可能产生滑坡、崩塌及其他地质条件不良的地段。倒虹吸轴线在平面上的投影宜为直线,并宜与河流、渠沟、道路中心线正交,进出口应与上、下游渠道平顺连接。倒虹吸进、出口应设渐变段,其长度可分别取上、下游渠道设计水深的3~5倍和4~6倍。1~3级倒虹吸进口渐变段宜为封闭式,出口应设闸门控制,出口渐变段可结合设置消力池,其下游渠道应护砌3~5m长度;进口前的渠道一侧,应设泄水闸或溢流堰。

(5) 填方渠道跨越沟溪、洼地、道路、渠道或穿越填方道路时可在渠下或路下设置涵洞。涵洞轴线宜短而直,并宜与沟溪、道路中心线正交,进、出口应与上、下游渠道平顺连接。涵洞进、出口应以圆锥形护坡、扭曲面护坡、八字墙、曲线形翼墙或走廊式翼墙与上、下游渠道连接。出口流速过大时,应有消能防冲设施。

(6) 1~3级渠道傍山岭(塬)布置长度超过直穿山岭(塬)的5倍,且山岭(塬)地质条件较好时,经技术经济比较可选用隧洞。隧洞宜选在沿线地质构造简单、岩体坚

硬完整、上覆岩土层厚度大、水文地质条件有利及施工方便的地区。进、出口洞脸应避免设在可能产生山崩、滑坡及其他地质条件不良的地段。隧洞轴线宜短而直，必须布置转弯时，转弯段弯曲半径不得小于5倍洞径（或洞宽），转角不宜大于 $60^\circ$ 。转弯段两端应设置长度不小于5倍洞径（或洞宽）的直线段。灌溉隧洞进、出口宜设开敞式渐变段，并应与上、下游渠道平顺连接。出口渐变段可结合设置消力池。

(7) 渠道（排水沟）经过陡峻的地段时，可设置跌水或陡坡。跌水或陡坡的形式应根据跌差和地形、地质条件确定。跌差小于或等于5m时，可采用单级跌水或单级陡坡；跌差大于5m，采用单级跌水或单级陡坡不经济时，可采用多级跌水或多级陡坡。跌口前应设与上游渠道（排水沟）连接的收缩段或扩散段。

(8) 灌溉渠道的引水、分水、泄水、退水处和排水沟出口处均应设量水设施，并宜与灌排建筑物结合布置。有条件时可采用自记量水设备。666.7 $\text{hm}^2$ 以上灌区的干渠、支渠和干沟、支沟，可利用直线段上的灌排建筑物量水，并设相应的测流设施。5级渠道可根据流量、比降、水流含沙量等不同情况，选用三角形量水堰、梯形量水堰、量水喷嘴、巴歇尔量水槽、水跃量水槽或无喉道量水槽等。灌溉管道量水装置（仪表）可根据需要与量测精度要求，选用分流式、孔板式、文丘里式、旋翼式、旋杯式、滑片式、超声波式或电磁式等。

## （五）附属工程设施

附属工程设施包括生产生活用房、试验站、通信系统和必需的交通运输工具等。

### 1. 生产生活用房

生产生活用房设置应符合下列要求：

(1) 灌区运行调度指挥中心，应设在管辖范围内位置适中、靠近城镇、通信迅速、交通便利的地方。

(2) 机具设备维修车间、物资材料仓库和试验站管理用房，可根据实际需要确定。

(3) 办公用房、职工宿舍和生活服务用房的建筑面积应按规定的人员编制定额核定，其建筑标准可参照当地普通公用建筑的标准确定。

(4) 施工用房宜与管理用房相结合。

### 2. 试验站

试验站设置应符合下列要求：

(1) 应根据国家现行有关标准的规定，设置必要的试验室（场），配备必需的仪器仪表和交通运输工具等。

(2) 试验场的位置和面积应根据试验任务确定。试验场应具有代表性，其位置不宜靠近河流、湖泊、铁路、公路和高大建筑物。试验田的边缘与障碍物的水平距离应大于障碍物高度的5倍。

(3) 试验场应有充足的水源和独立、完整的灌排系统。

### 3. 通信系统

通信系统的设置应符合下列要求：

(1) 通信系统的功能包括：传输各种水文气象、工程运行的检测数据；传输管理部门对工程运行的各种控制、调度指令；重要设施运行状态的监控以及行政业务管理通信和对外联系等。

(2) 根据管理范围、信息量、精度要求，以及管理水平和资金等条件，可选用实线通信、载波通信或无线短波通信。

(3) 中央控制室或总机交换台的位置宜接近负荷中心。有线通信线路宜避免与铁路、公路、河流、电力线路交叉，且不宜穿越繁华市区。

### 三、各类节水灌溉工程的布局

节水灌溉工程的总体布局应根据旱、涝、洪、渍、碱综合治理，山、水、田、林、路、村统一规划，以及水土资源合理利用的原则，对水源工程、灌排渠（管）系、灌排建筑物、道路、林带、居民点、输电线路、通信线路、管理设施等进行合理布置。对于各种类型的节水灌溉工程在布局时应根据各自的特点，重点考虑以下一些原则。

#### 1. 渠道防渗工程的布局

土壤渗漏量大、渠系水利用系数达不到表 3-29 要求，以及水资源紧缺地区或有特殊要求的渠道，均应进行防渗衬砌。

表 3-29 渠系水利用系数

灌区面积 (hm <sup>2</sup> )	> 20000	20000 ~ 666.7	< 666.7
渠系水利用系数	0.55	0.65	0.75

渠道衬砌结构的基底应坚实稳定。衬砌渠段应避开湿陷性黄土、膨胀性土和可溶性盐含量大的土壤，以及裂隙、断层、滑坡体、溶洞或地下水位较高的地区，否则应首先采取工程处理措施。

#### 2. 灌溉管道系统的布局

(1) 管网系统。可根据地形、水源和用户用水情况，采用环形管网或树枝状管网。

(2) 管道布置。应短而直，水头损失小，总费用省和管理运用方便。管网压力分布差异较大时，可结合地形条件进行压力分区，采用不同压力等级的管材和不同的灌溉形式。应根据水力特性，在管道相应位置设进、排气阀或水锤防护装置，设置压力、流量计量装置。

(3) 管道基础。应布置在坚实的地基上，避开填方区和可能产生滑坡或受山洪威胁的地带。固定管道宜埋在地下，易损管材必须埋在地下。铺设在松软地基或有可能发生不均匀沉降地段的刚性管道，应对管基进行处理。

#### 3. 田间工程的布局

(1) 旱作灌水沟的长度、比降和入畦流量可按表 3-30 确定，灌水沟间距应与采取的沟灌作物行距一致。

表 3-30 灌水沟要素

土壤透水性 (m/h)	沟长 (m)	沟底比降	入沟流量 (L/s)
强 (>0.15)	50~100	>1/200	0.7~1.0
	40~60	1/200~1/500	0.7~1.0
	30~40	<1/500	1.0~1.5
中 (0.10~0.15)	70~100	>1/200	0.4~0.6
	60~90	1/200~1/500	0.6~0.8
	40~80	<1/500	0.6~1.0
弱 (<0.10)	90~150	>1/200	0.2~0.4
	80~100	1/200~1/500	0.3~0.5
	60~80	<1/500	0.4~0.6

(2) 旱作灌水畦长度、比降和单宽流量可按表 3-31 确定。畦田不应有横坡，宽度应为农业机具宽度的整倍数，且不宜大于 4m。

表 3-31 灌水畦要素

土壤透水性 (m/h)	畦长 (m)	畦田比降	单宽流量 [L/(s·m)]
强 (>0.15)	50~100	>1/200	3~6
	40~60	1/200~1/500	5~6
	30~40	<1/500	5~8
中 (0.10~0.15)	70~100	>1/200	3~5
	60~90	1/200~1/500	3~6
	40~80	<1/500	5~7
弱 (<0.10)	90~150	>1/200	3~4
	80~100	1/200~1/500	3~4
	60~80	<1/500	4~5

(3) 采用长畦分段灌、波涌灌或水平畦田灌时，灌水沟畦要素应通过试验或采用试验与理论计算相结合的方法确定。

(4) 平原水稻灌区格田的长度宜取 60~120m，宽度宜取 20~40m；山区、丘陵区水稻灌区可根据地形、土地平整及耕作条件等适当调整。

#### 4. 喷灌工程的布局

(1) 自河道取水的喷灌泵站，应满足防淤积、防洪水和防冲刷的要求。泵站的前池或进水池内应设拦污栅，并应具有良好的水流条件。泵站的出水池，水流应平顺，与输水渠应采用渐变段连接。

(2) 喷灌机行道应根据喷灌机的类型在工作渠旁设置。对于平移式喷灌机,其机行道的路面应平直、无横向坡度。喷灌系统中的暗渠或暗管在交叉、分支及地形突变处,应设置配水井,其尺寸应能满足清淤、检修要求;在水泵抽水处应设置工作井,其尺寸应能满足清淤、检修及水泵正常吸水要求。

(3) 控制面积  $100\text{hm}^2$  以上的管道式喷灌系统,宜按输配水系统和用户系统两个层次分别进行布局。

(4) 管道式喷灌输配水系统可分为总干管、干管和分干管三级,形成树枝状管网。输配水系统的布置,应连接每一个配水点,并使管道总长度最短。

(5) 管道式喷灌系统的用户系统的喷灌面积必须连片,且不宜小于  $5\text{hm}^2$ ,系统内各点工作压力差应在喷头允许压差范围内。配水点位置的确定,应有利于缩短输配水管网长度及田间喷灌设备的布置和运行。如用户系统范围内地形变化悬殊或面积超过  $20\text{hm}^2$ ,也可设置多个配水点,形成多个用户系统。

(6) 固定管道应根据地形、地基和直径、材质等条件来确定其敷设坡度以及对管基的处理。管道的纵剖面应力求平顺,减少折点;有起伏时应避免产生负压。固定管道的末端及变坡、转弯和分叉处宜设镇墩。当温度变化较大时,宜设伸缩装置。

(7) 在各级管道的首端应设进水阀或分水阀。在连接地埋管和地面移动管的出地管上,应设给水栓。当管道过长或压力过大时,应在适当位置设置节制阀。在地埋管道的阀门处应建阀门井。

(8) 在管道起伏的高处应设排气装置;对自压喷灌系统,在进水阀后的干管上应设通气管,其高度应高出水源水面高程。在管道起伏的低处及管道末端应设泄水装置。

(9) 在垄作田内,应使支管与作物种植方向一致。在丘陵山区,应使支管沿等高线布置。在可能的条件下,支管宜垂直主风向。

## 5. 微灌工程的布局

(1) 微灌管网应根据水源位置、地形、地块等情况分级,一般应由干管、支管和毛管三级组成。灌溉面积大的可增设总干管、分干管或分支管,面积小的也可只设支、毛管两级。

(2) 管网布置应使管道总长度短,少穿越其他障碍物。输配水管道沿地势较高位置布置,支管垂直于作物种植行布置,毛管顺作物种植行布置。管道的纵剖面应力求平顺。移动式管道应根据作物种植方向、机耕等要求铺设,避免横穿道路。

(3) 支管以上各级管道的首端宜设控制阀,在地埋管道的阀门处应设阀门井。在管道起伏的高处、顺坡管道上端阀门的下游、逆止阀的上游,均应设进、排气阀。在干、支管的末端应设冲洗排水阀。

(4) 在直径大于  $50\text{mm}$  的管道末端、变坡、转弯、分岔和阀门处,应设固定墩。当地面坡度大于  $20\%$  或管径大于  $65\text{mm}$  时,宜每隔一定距离增设固定墩。

(5) 管道埋深应根据土壤冻层深度、地面荷载和机耕要求确定。干、支管理深应不小于  $50\text{cm}$ ,毛管理深不宜小于  $30\text{cm}$ 。

## 6. 集雨灌溉工程的布局



(1) 集雨灌溉工程应与集流工程、蓄水工程以及供水和节水灌溉设施统一布置，用于生产的集雨灌溉工程宜与农业措施相结合。

(2) 集流工程的集流能力应与蓄水工程容量相一致，不得布置集流量不足或没有水源的蓄水工程。

(3) 充分利用公路、乡间道路、房前屋后的场院作为集流面，修建集流工程，若现有集雨场面积等条件不具备足够的集流能力时，应修建人工防渗集流面。有条件的地方，尽量将集雨场布置在高处，以便能自压灌溉。

(4) 蓄水工程一般应选择在与灌溉地块高 10m 左右的地方，以便实行自压灌溉。为安全起见，所有蓄水设施位置必须避开填方或易滑坡地段，设施的外壁距崖坎或根系发达的树木的距离不应小于 5m，两个蓄水设施的距离应不少于 4m。公路两旁的蓄水设施应符合公路部门的排水、绿化、养护等有关规定。

(5) 节水灌溉设施应根据自然条件和作物种植要求进行布置，对旱作物可采用点灌、注水灌、坐水种、膜上穴灌、地膜沟灌、滴灌、微喷灌、小型移动式喷灌等，不得使用漫灌方法。对水稻田可采用控制灌溉。

## 四、规划总体布置图

(1) 规划总体布置图应绘在地形图上，地形图上应显示有市、县、乡、村、河流、铁路、公路的位置和名称，行政区界，原有灌排工程设施等。

(2) 为使图幅大小适用，所用地形图比例尺如下：灌区面积  $333\text{hm}^2$  以下者宜为  $1/2000 \sim 1/5000$ ； $333\text{hm}^2$  以上者可为  $1/5000 \sim 1/10000$ 。

(3) 图中应绘出规划灌区的边界线，压力分区线，水源工程、首部枢纽等主要建筑物，附属工程设施，供电线路和骨干管（渠）道的初步布置。

(4) 图中应绘有详细的图例，并标明该图的比例尺。

# 第七节 节水灌溉工程规划实例

## 一、实例 1

### (一) 基本情况

华北某灌区，范围属华北平原一部分，地貌类型可分为山麓平原、倾斜平原和冲积平原三个较大的地貌单元。多年平均年降水量为 507.2mm，降水量年内分配不均，多集中在夏季，占全年降水量的 70% 左右。年蒸发量为 1000 ~ 1200mm，年平均气温 12 ~ 13℃。适宜种植冬小麦、玉米、棉花等多种作物。土壤类型复杂多样，砂质、壤质、粘

质土壤交错分布,层状结构较为明显。目前该灌区耕地利用率已基本达到100%,不同区域农作物种植复种指数已达到180%~185%。该灌区现有串联水库2座,原设计灌溉面积16.67万 $\text{hm}^2$ ,总干渠首设计流量 $100\text{m}^3/\text{s}$ ,1959年实灌面积13万 $\text{hm}^2$ 。根据该灌区发展需要,确定进行以节水为目标的技术改造,改建为节水灌溉工程,并进行工程规划。

## (二) 规划的目标与依据

### 1. 规划的目标

以现有水利工程和水资源状况为基础,针对该地区水资源供需矛盾尖锐、农田灌溉用水日益紧缺的现状,着眼于实现农业现代化,以节水高效为中心,规划节水灌溉工程。通过水量平衡和地表水、地下水联合优化调度,采用节水灌溉工程技术和现代管理措施,提高农田灌溉用水的利用率和利用效率。

### 2. 规划的依据

(1) 法律、法规、政策和规范:《中华人民共和国水法》,《中华人民共和国水污染防治法》,《水利产业政策》,《水利国有资产监督管理暂行办法》,《占用农业灌溉水源、灌排工程设施补偿办法》,SD14—84《灌溉排水渠系设计规范》,GB50288—99《灌溉与排水工程设计规范》,SL18—2004《渠道防渗工程技术规范》,SL207—98《节水灌溉技术规范》,SL278—2002《水利水电工程水文计算规范》,SDJ302—88《水利水电工程环境影响评价规范》,SL72—94《水利建设项目经济评价规范》,DL5020—93《水利水电工程可行性研究报告编写规程》。

(2) 有关文件及资料:主管部门审批建设该节水灌溉工程的有关文件;有关灌区所在地的自然条件资料,生产条件资料,社会经济资料。

## (三) 节水灌溉方案选择

### 1. 发展节水灌溉的必要性

该地区20世纪60年代以来,曾在推广平整土地、小畦灌溉、计划用水等方面取得过一定成绩。但近年来由于气候变化、工业和城市用水急剧增加,水库供给灌溉用水量明显减少,加之输水渠道大部分为土渠,输水渗漏大,总干渠、干渠、分干渠和支渠四级渠系水利用系数平均为0.55,田间水利用系数平均为0.69,灌溉水利用系数仅0.38。因此必须发展节水灌溉,提高灌溉用水的利用率。

### 2. 节水灌溉方案总体要求

(1) 针对大型地表水灌区的特点,重点采取渠道防渗、工程配套、小畦灌溉及沟灌。

(2) 对于水资源条件差,没有节水措施又具备发展潜力的区域,通过节水灌溉扩大灌溉面积,提高灌溉保证率。

(3) 在节水灌溉技术措施上,由单一工程节水措施向工程措施、农业措施和管理措施相结合的综合措施转变。

(4) 在发展布局上, 从零散布点、局部节水向集中边片、规模建设发展。

(5) 节水灌溉与旱地农业协调发展, 在缺乏灌溉水源条件的地方, 积极发展雨养农业。

(6) 调整作物种植结构, 充分利用降雨, 提高农业产出效益。

### 3. 节水灌溉方案选择

(1) 渠系工程节水。渠道防渗是目前地表水灌区应用最为广泛和最有效的渠系节水工程措施。常用的有混凝土衬砌、塑料薄膜防渗和混合材料防渗等。经技术经济比较决定采用混凝土衬砌。衬砌的重点是骨干渠道, 先衬砌干渠, 然后从支渠到斗渠逐级进行。

(2) 田间工程节水。采取在平整土地基础上建设高标准的水田工程。按照不同地形、土壤质地和斗、农渠长度、间距, 确定水田的布置。水田从农渠或毛渠两侧引水入水田, 水田田面坡度  $0.001 \sim 0.003$ , 长度一般  $30 \sim 50\text{m}$ , 单宽流量  $3 \sim 5\text{L}/(\text{s}\cdot\text{m})$ , 水田宽度应满足机耕要求, 一般  $3\text{m}$  左右。

(3) 农业技术节水和管理节水。采取以下措施:

1) 采用节水灌溉制度。

2) 采用调整作物种植结构、耕作栽培技术、保墒技术、选用良种、合理施肥等。

3) 进行灌溉预报、计划用水、合理拟定水价等。

### (四) 节水灌溉工程设计标准

#### 1. 规划的水平年

工程规划采用 2015 年为规划的水平年, 规划工程要与社会经济发展要求相适应。其中灌区总干渠规划, 要适当考虑与南水北调中线工程实施后的输水工程相结合。

#### 2. 工程设计标准

根据规范要求, 结合灌区所处地理位置和水资源状况, 灌溉工程渠灌设计保证率采用  $P = 50\%$ ; 实施地表水、地下水联合运用措施后, 设计保证率可提高到  $P = 75\%$ 。

#### 3. 规划目标

灌区规划目标如表 3-32 所示。

表 3-32 灌区规划目标

规划水平年	灌溉水利用系数	渠系水利用系数	田间水利用系数
现状	0.38	0.48	0.80
2005 年	0.46	0.54	0.85
2015 年	0.60	0.67	0.90

### (五) 灌溉用水量和灌溉制度

#### 1. 作物需水量

采用时历年法计算分区不同作物的需水量。

(1) 计算作物的潜在蒸腾、蒸发量。采用国际通用的彭曼法，依据代表灌区东、西二区具有连续气象观测资料的两个气象站的 6 项气象因子，计算作物的潜在蒸腾、蒸发量。采用修正的彭曼公式 (3-1) 进行计算。

(2) 确定作物系数。采用该省灌溉试验提供的有关作物系数，见表 3-33。

表 3-33 灌区农作物的作物系数表

月份 作物	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
优质小麦	0.52	0.52	0.86	1.14	1.00	0.65				0.55	0.58	0.52
特种玉米						0.72	0.84	1.02	1.08			
棉花等				0.53	0.53	0.66	1.04	0.81	0.70	0.80		

(3) 计算作物需水量。作物需水量为

$$E_{lci} = K_{ci} K_{toi} T_i \tag{3-77}$$

式中  $E_{lci}$  ——作物需水量，mm；

$K_{ci}$  ——作物系数；

$K_{toi}$  ——作物潜在蒸腾、蒸发量，mm；

$T_i$  ——计算时段内作物生长天数，d。

(4) 计算灌溉需水量。按农作物需水量，根据历年逐时段作物有效降雨量和地下水补给量，按式 (3-25) 进行水平衡计算，由优化的作物种植结构求得灌区历年综合灌溉需水量，见表 3-34。

表 3-34 灌区综合灌溉需水量表

单位：m<sup>3</sup>/亩

月份 年份	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	合计
1957	0.1	1.2	14.8	30.3	70.7	9.2	19.5	35.8	14.6	70.8	2.3	1.8	270.7
1958	1.7	5.7	17.8	55.0	44.3	26.5	0.0	17.4	9.7	38.6	2.8	0.0	219.5
1959	3.5	3.5	13.7	58.0	52.7	10.8	0.0	0.0	0.0	3.0	3.4	0.0	148.7
1960	1.0	7.1	20.0	65.6	59.7	14.0	5.2	9.5	0.0	14.6	0.0	1.6	198.2
1961	3.5	6.4	17.4	61.0	81.1	16.4	4.8	26.0	0.5	35.3	0.0	0.7	253.1
1962	1.9	0.4	27.1	62.1	97.9	23.5	0.5	12.8	8.4	32.2	0.0	1.5	268.2
1963	4.9	5.9	17.2	24.8	8.8	20.9	17.2	0.0	4.2	28.6	2.5	1.2	136.2
1964	0.0	0.1	11.4	0.0	16.0	25.9	0.0	1.5	0.0	15.0	3.7	1.5	75.1

续表

月份 年份	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	合计
1965	2.1	3.3	22.6	34.5	78.0	25.1	57.6	29.2	9.4	102.2	0.0	1.1	365.0
1966	3.9	4.9	16.2	57.8	78.1	14.2	0.6	0.0	6.7	6.8	2.3	3.9	195.5
1967	4.2	2.3	20.8	44.1	83.6	2.9	5.8	0.0	0.4	4.7	0.0	3.0	171.7
1968	3.6	6.4	27.2	65.7	82.6	37.4	53.2	23.2	10.6	97.9	0.0	0.2	407.9
1969	3.4	2.1	12.1	36.2	60.6	17.7	0.0	0.0	0.2	12.5	0.5	2.6	148.1
1970	3.8	2.9	19.6	50.9	50.0	21.6	0.8	0.9	4.3	14.2	4.2	3.5	176.8
1971	4.4	6.0	13.2	52.1	74.5	7.1	2.9	41.3	0.0	41.1	0.0	0.5	243.1
1972	0.0	0.8	19.2	61.2	68.2	34.1	1.0	41.8	8.3	63.1	1.0	2.9	301.6
1973	0.0	3.0	23.5	53.4	62.3	0.3	0.5	0.0	1.9	0.6	4.3	3.7	153.5
1974	2.5	3.4	21.7	52.1	63.4	25.4	0.0	0.0	4.7	17.9	3.1	0.0	194.1
1975	0.6	5.5	24.1	44.3	51.2	21.5	16.3	41.6	0.2	66.3	4.7	0.0	276.4
1976	4.3	0.0	16.7	38.0	63.8	12.5	0.0	0.0	0.0	9.5	0.0	2.7	147.6
1977	3.3	7.0	26.4	43.5	0.0	3.5	0.0	35.6	11.6	43.2	0.0	0.0	174.1
1978	3.1	0.7	14.5	59.8	53.5	11.5	0.8	0.0	0.2	0.2	3.1	0.0	147.5
1979	0.9	0.0	12.8	18.4	62.5	8.2	0.2	30.2	9.6	36.6	2.8	0.0	182.3
1980	2.6	4.5	12.4	31.2	57.8	3.5	49.1	0.0	1.2	47.9	6.0	1.7	217.7
1981	0.8	3.8	18.4	48.3	63.1	18.9	0.0	0.0	11.3	20.3	2.2	1.8	188.7
1982	2.6	0.0	18.7	49.4	62.6	18.5	0.0	6.3	0.4	16.9	0.0	2.1	177.1
1983	2.6	4.6	13.1	29.5	29.8	22.6	18.6	37.1	0.1	63.3	2.3	2.6	226.2
1984	2.5	5.0	18.5	38.9	37.8	13.7	35.7	0.0	0.0	42.5	1.1	0.0	195.8
1985	1.1	4.0	12.8	47.3	22.6	20.7	0.0	0.0	0.0	10.8	2.2	0.0	121.5
1986	2.3	3.0	10.6	42.9	48.3	9.9	30.4	0.0	1.0	27.4	3.2	0.0	178.9
1987	1.1	3.8	18.0	36.7	40.0	9.6	32.2	0.0	7.7	43.2	0.0	2.3	194.6
1988	3.0	6.0	15.9	43.4	27.3	13.4	0.0	7.4	7.2	25.4	5.7	2.6	157.4
1989	1.3	6.2	17.0	31.6	47.6	17.6	0.7	47.9	23.0	78.7	2.6	0.1	274.1
1990	0.0	0.0	0.3	23.5	25.1	1.2	0.0	1.6	19.9	20.3	0.0	1.9	93.9
1991	3.4	5.0	0.0	16.6	28.0	11.6	0.1	8.2	15.8	31.0	2.4	0.0	122.2
1992	2.5	5.8	13.8	44.7	40.0	10.0	17.9	0.0	25.1	42.5	1.8	2.1	206.2
1993	1.8	5.6	18.0	39.8	47.1	7.5	0.0	35.5	16.2	51.6	0.0	2.2	225.4

续表

月份 年份	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	合计
1994	4.2	4.5	18.6	33.8	40.5	7.4	0.5	10.0	30.3	40.4	0.0	0.0	190.1
1995	2.9	5.5	15.4	37.4	40.9	1.6	0.0	0.0	10.3	9.6	4.7	1.7	130.0
1996	3.0	5.6	17.5	33.2	45.8	4.9	0.0	0.0	22.5	20.8	0.0	0.0	153.3

注 1. 种植结构为优质小麦 74%，特种玉米（含其他作物）77%，棉花等经济作物 23%。40 年平均综合灌溉需水量为 297mm，折合 2965.5m<sup>3</sup>/hm<sup>2</sup>。

2.1 亩 = 0.0667hm<sup>2</sup>。

## 2. 灌溉制度设计

(1) 灌溉定额。根据 GB50288—99《灌溉与排水工程设计规范》和水源条件，以及节水灌溉工程对灌溉保证率的要求，确定灌区的渠灌灌溉保证率为 50%。参照该省有关灌溉试验站节水灌溉条件下的灌溉经验，以长系列作物需水和历年作物生育期有效降雨量计算为依据，分别选择灌区降雨接近 50% 的不同典型年，进行灌溉需水量分析，确定灌溉定额，见表 3-35。

(2) 灌水次数及灌水时间。按照灌区供水条件和管理习惯，将灌溉定额分解为若干次灌水，一般春季灌溉 2~3 次，9 月份灌溉 1 次，见表 3-35。

表 3-35 灌溉制度设计表 (P = 50%)

作物名称	作物组成 (%)	生育阶段	灌水次数	灌水定额 (m <sup>3</sup> /hm <sup>2</sup> )	灌溉定额 (m <sup>3</sup> /hm <sup>2</sup> )	平均灌水时间 (月·日)	综合灌水定额 (m <sup>3</sup> /hm <sup>2</sup> )
优质小麦	82	播前	1	675	2625	9.15	553.5
		返青拔节	2	1050		3.15	861.0
		拔节灌浆	3	900		4.20	738.0
特种玉米	84	播前	1	600	600	6.5	504.0
棉纺作物	16	播前	1	525	525	4.10	84.0
合计	182						2740.5

(3) 灌水率。灌水延续时间根据灌区工程布局、不同作物生育期需水状况及群众灌水习惯等综合确定，见表 3-36。选用控制性灌水率为 5.46m<sup>3</sup>/(s·万 hm<sup>2</sup>)。灌区控制性设计灌水率见图 3-7。

## (六) 水源分析和水利计算

### 1. 供水分析

根据该省有关灌区的两个供水水库流域开发利用规划等资料，结合历年上游用水情况，进行用水预测，用以推算两个水库不同水平年的入库径流，进行了两个水库联合调

度兴利计算，并考虑了工业、生活用水情况，综合计算分析，确定 2005 年可供灌溉用水量： $P = 50\%$  时，为 6.28 亿  $m^3$ ； $P = 75\%$  时，为 4.80 亿  $m^3$ 。2015 年可供灌溉用水量： $P = 50\%$  时，为 5.96 亿  $m^3$ ； $P = 75\%$  时，为 4.50 亿  $m^3$ 。

表 3-36 设计灌水率表 ( $P = 50\%$ )

作物名称	生育阶段	加权平均 灌水定额 ( $m^3/hm^2$ )	灌水时间		灌水延续天数 (d)	灌水率 [ $m^3/(s \cdot 万 hm^2)$ ]
			起 (月.日)	止 (月.日)		
优质小麦	播前	565.5	9.10	9.21	12	5.454
	返青拔节	855	3.12	3.30	18.5	5.349
	拔节灌浆	720	4.10	4.27	18	4.727
特种玉米	播前	495	6.1	6.11	11	5.208
棉纺作物	播前	91.5	4.10	4.22	15	0.707

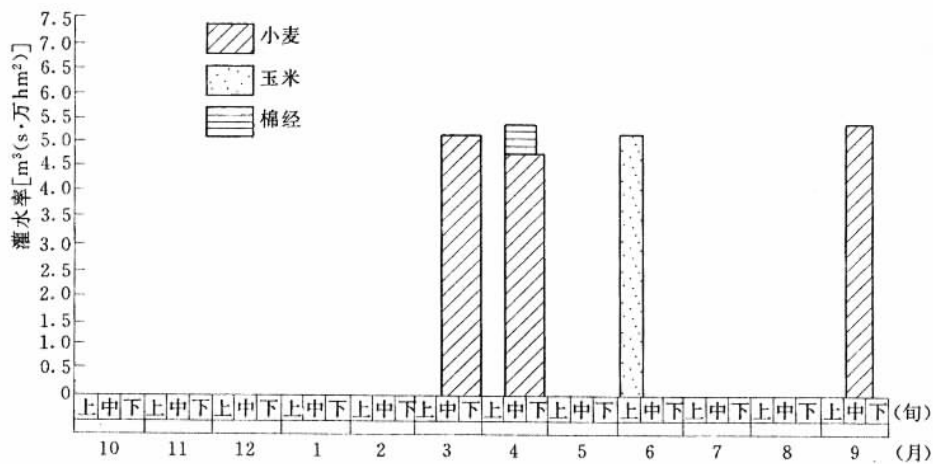


图 3-7 灌区设计灌水率图

## 2. 确定灌区的灌溉规模

根据预测 2015 年  $P = 50\%$  时的可供灌溉水量为 5.96 亿  $m^3$ ，并按照表 3-38 在节水条件下计算得出的综合灌溉定额，确定设计综合净灌溉定额  $2700m^3/hm^2$ ，又根据灌区规划的目标，灌溉水利用系数定为 0.60，确定灌区 2015 年灌溉面积为  $(5.96 亿 m^3 \times 0.6) / 2700m^3/hm^2 = 13.24 万 hm^2$ 。

## (七) 工程总体布局

### 1. 灌区范围确定

根据计算确定灌区的灌溉规模，并结合灌区现状与有关部门对拟定灌区范围的意

见,按照:①以水土资源平衡为基础,在设计水平年灌溉水源有保证;②目前灌溉骨干工程基本配套或有一定基础;③当地社会经济条件较好,群众有发展渠灌的积极性等原则。确定灌区的范围为:在基本维持原灌区近年实际控制范围的前提下,对不合理的地段进行调整。

## 2. 渠首工程

总干渠首引水工程为位于第2号水库副坝北端的发电洞和输水洞,为综合利用水力资源,一般结合发电洞引水灌溉。发电洞为2孔,进口高程104.0m,洞径尺寸3.5m×3.5m,闸门为平板钢闸门;输水洞为1孔,进口底高程103.0m,洞径尺寸4.5m×4.5m。最大泄量分别为120m<sup>3</sup>/s和110m<sup>3</sup>/s。

## 3. 渠系工程

(1)总干渠工程。灌区布设总干渠1条,渠首为第2号水库发电洞和输水洞出口。石家庄市以西渠段沿滹沱河右岸向东偏南方向延伸,在石家庄市西田庄村分为小运河(南支渠)和北干渠两支,于石家庄市北郊桃园村汇流;石家庄市以东渠段位于沧石公路北侧,其走向基本是东西向,与沧石公路平行;总干渠输水段终止于深州市大田庄村大田南干进水口;以下段为总干渠退水渠,长14.08km,输水渠段长134.234km。总干渠沿线途经鹿泉市、石家庄市郊区、正定、藁城、晋州、辛集、深州、武强等8个县(市)。根据《南水北调中线工程河北省配套工程初步规划》,为避免重复建设,经方案比较,总干渠仅按满足本灌区输水要求,采取总干上段衬砌,下段土渠工程方案,先满足本灌区要求,今后全线防渗衬砌与南水北调工程同步实施。总干渠衬砌43.18km。

### (2)干渠和分干渠工程。

1)干渠。灌区内共布置8条干渠;总长度为136.11km,全部采用混凝土衬砌。

2)分干渠。共布置分干渠29条,总长度301.74km,全部采用混凝土衬砌。

3)支渠。共布置支渠257条,总长度870.29km,全部采用混凝土衬砌,宜采用容易施工的抛物线形标准断面。

4)渠系建筑物。渠系建筑物总体布置应满足:①较好发挥渠系输水、分水、量水、泄水、排水、防洪等功能;②能保证渠系正常运行,尽可能采用枢纽式布置;③在安全运行、便于管理的前提下,类型和数量尽量少;④使流态稳定、水头损失小,能控制较大自流灌溉面积;⑤尽量利用现有建筑物。为此,灌区共布置分干渠以上渠系建筑物1043座,分为节制闸、分水闸、跌水、渡槽、倒虹吸、涵管、桥梁等。

## 4. 排水工程

灌区范围内的骨干排水沟系已基本形成,但需进一步修建完善。规划的5条排水干沟为:邵村沟,全长25.2km;小西河,全长24.3km;龙治河,全长62.7km;天平沟,全长64.17km;汪洋沟,全长90.2km。各排水骨干河沟均配有排水支沟,但斗、农沟不完备,需要修建完善。

## 5. 田间工程

(1)灌溉田间工程。在不同类型区内选择有代表性地块,分析研究其田间工程模式和进行典型区设计,推求出万亩技术经济指标,为灌区规划计算田间工程量提供可靠依



据。

1) 典型区选择。根据所选典型区的自然条件、工程现状、灌溉模式在每个灌溉分区内具有较强代表性的原则,选择了5个典型区,即西—1区、西—2区、东—1区、东—2区、东—3区。

2) 典型区工程总体布置。

①渠(沟)系布置:参照有关规范要求,并结合灌区西北高、东南低的地形特点,要实施“方田化”,上下级渠(沟)道一般呈互相垂直、单向控制的布置形式,斗渠平均间距500m左右,农渠间距一般250~300m,斗渠长度1250~1700m左右。灌溉渠道与排水沟道一般为相邻布置。

②道路、井带及居民点布置:一般在斗渠与灌水方向相反的一侧配套田间道路,路宽5m,路面高于地面0.3~0.5m左右;农渠在与灌水方向相反的一侧配套田间机耕路,路宽3.5m,路面高于地面0.3m左右或与田面齐平。在斗渠两侧布置林带,株距2m。在渠井双灌区,一般机井应布置在方田一侧且成行布置,井位邻近斗渠或农渠,机井密度按所在区域水文地质条件确定。现有居民点布局基本合理,不再进行调整。

(2) 排水田间工程。

1) 典型区选择。根据所选典型区自然条件、工程现状、治理模式在每个排水类型区内具有较强代表性的原则,选择了3个典型区。

2) 沟系布置。Ⅰ区仅布置干、支沟,不设斗、农沟,支沟全长11km;Ⅱ区以斗沟满足排涝和防渍要求为控制条件,不设农沟,支沟全长24.7km,在支沟以下按排水要求和乡、村地界合理布置斗沟;Ⅲ区地面坡度小,地下水排泄条件差,且地下水埋深小,矿化度高,需按干、支、斗、农沟四级布置,支沟全长8.45km。排水沟系布置应与灌区的灌溉渠系相结合,沟、渠、路、林合理布局。

## (八) 投资概算和效益分析

### 1. 工程量估算

通过对骨干渠道工程、排水工程的初步设计以及灌、排田间典型工程设计,估算出灌区节水改造工程量如下。

(1) 骨干渠道工程量。填方1283.26万 $m^3$ ,挖方386.82万 $m^3$ ,混凝土83.27万 $m^3$ 。

(2) 渠系建筑物工程量。土方45.35万 $m^3$ ,砌石7.27万 $m^3$ ,混凝土4.39万 $m^3$ 。

(3) 骨干排水沟工程量。土方205.38万 $m^3$ ,砌石1.68万 $m^3$ ,混凝土1.8万 $m^3$ ,钢材1741.46t,水泥6652.46t,木材3329.92 $m^3$ 。

(4) 田间配套灌溉工程工程量。土方2277.26万 $m^3$ ,砌石12.19万 $m^3$ ,混凝土32.33万 $m^3$ ,钢材3651t,水泥33647t,木材11269 $m^3$ 。

(5) 田间配套排水工程工程量。土方871.97万 $m^3$ ,砌石0.86万 $m^3$ ,混凝土0.38万 $m^3$ 。钢材289.78t,水泥2639.74t,木材1012.87 $m^3$ 。

### 2. 投资估算

根据有关定额取费标准,确定人工工资、材料预算价格、其他直接费用,计划利

润、税金等基础单价，金属结构、机电设备及安装工程费用，临时工程费用，其他费用，预备费等编制投资依据，进行投资估算，见表 3-37。

表 3-37 灌区工程投资估算表

单位：元

项 目	骨干工程	田间工程	总投资
建筑工程	487097314	208259909	695357223
金属结构	24354866	10412995	34767861
临时工程	35801653	15307103	51108756
其他费用	125305784	53574862	178880646
基本预备费	54725383	23398001	78123384
合计	727284999	310952870	1038237870

### 3. 工程经济评价

计算价格取 1999 年上半年水平，财务分析采用市场价格，经济评价原则上采用影子价格。工程建设期为 10 年，正常运行期取 30 年，经济计算期为 40 年。以开工第一年初为资金折算基准点，投入、产出均发生在年末，社会折现率取 12%。财务分析及供水成本按有、无项目分别计算，经济评价按增量计算。计算结果见表 3-38。

表 3-38 国民经济效益费用流量表

单位：万元

序 号	项 目	合 计
1	效益流量 <i>B</i>	585167.8
1.1	灌溉效益	574112.8
1.2	回收固定资产余值	10236
1.3	回收流动资金	819
2	费用流量 <i>C</i>	171748.5
2.1	固定资产投资	102355
2.2	流动资金	819
2.3	年运行费	68574.5
3	净效益流量	413419.2

## (九) 工程实施方案和项目管理机构

### 1. 工程实施方案

(1) 资金筹措计划。采取争取国家扶持、地方匹配和群众投资、投劳等多方筹措资金的办法，分别制定骨干工程、田间工程、通信工程及量水设施的资金筹措方案。

(2) 项目分期实施计划。分两期进行, 第一期 2000~2003 年, 对灌区总干渠、1 干、4 干、军干及大部分分干、支渠渠系和建筑物及相应田间灌溉工程和相应区域排水工程进行改造和配套。第二期工程 2003~2008 年, 对其余部分工程进行改造和配套。

## 2. 管理机构

(1) 管理范围。支渠分水口及以上各级建筑物、生活及工作用房属灌区管理局固定资产; 斗渠及以下工程、土地使用权归地方和农户所有。管理职责包括: 灌溉管理、经营管理、工程维护和运用管理。

(2) 机构设置。灌区管理设管理局, 内设 7 个科室。下按渠系结合行政区划设管理所、配水站、工程队等 11 个直属单位, 另辖 3 个县属管理所。灌区管理局直属部分群管组织设立灌溉站 33 个, 组建用水户协会 7 个。在经营机制上, 实行管理局统一经营、统一核算。对直属单位实行“定收入, 定支出, 按收入提成, 超收节支奖励, 节余留用, 亏损自负”的全面目标管理办法。

(3) 量水设施。灌区测流站网自总干渠首至斗渠口逐级布设, 构成灌区三级测站体系。其中一级测站 11 处, 共 22 个测流断面, 分布在总干渠或干渠的各配水枢纽, 负责各干渠的水量调度与平衡。二级测站 28 处, 共 36 个测流断面, 主要分布在干渠、分干渠上, 负责管理所(站)内部各灌溉站间的水量调度与平衡。一、二级测站采用渠系建筑物量水与断面流速法测量相结合的方法。三级测站设在支、斗渠口, 共 2249 处, 负责向支、斗渠配水, 并为按水量征费提供依据。测量方法采用特设量水设施。

(4) 水费制度。改革现行水价, 逐步实现按成本核收水费。核定水价要将供水成本与群众承受能力有机结合, 采用“小步快走”的办法, 逐步实现按成本价格供水。为适应市场经济的需要, 逐步改革现行的财务管理体制, 变“一级核算, 两级管理”为“两级核算, 两级管理”, 以便明晰所有权与经营权, 加大各单位的责任, 调动各方面的积极性。

(5) 自动化管理。在保证安全、可靠、及时和准确以及对未来发展需要的前提下, 考虑设计安装计算机自动化管理系统。系统采用类似集散型控制系统(DDC), 通过集中显示操作管理, 控制相对分散, 提高系统可靠性, 以新的控制方法、智能化仪表、专家系统、多媒体技术和局域网络等新技术为灌区管理提供过程控制自动化与信息管理的管控一体化的综合集成系统。

## (十) 灌区总体布置图

灌区总体布置如图 3-8 所示。

## 二、实例 2

### (一) 基本情况

豫南某县 2000 年申请到一项国家级节水灌溉示范项目, 按计划拟发展 200hm<sup>2</sup> 节水灌溉工程, 现对其工程进行规划。

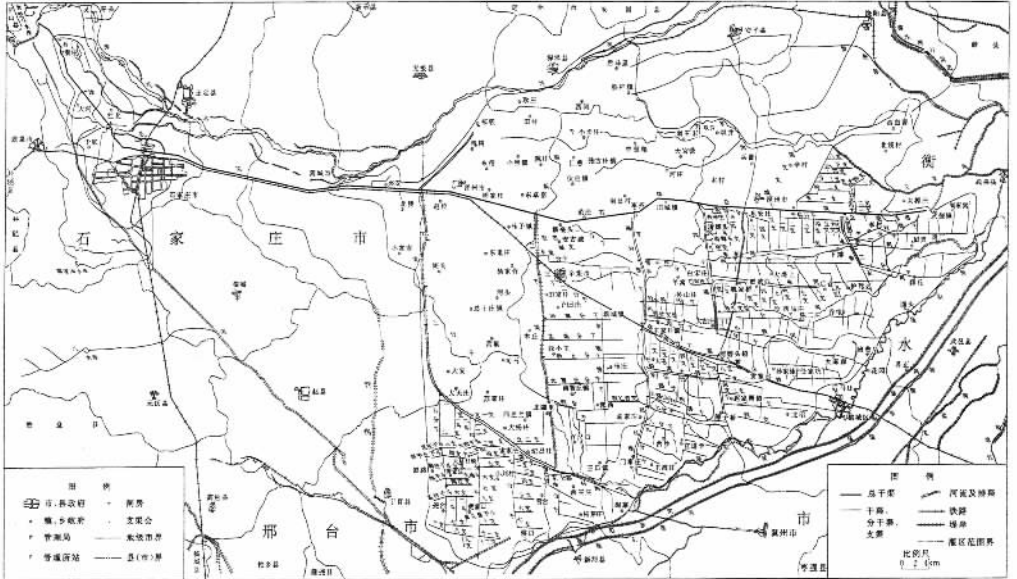


图 3-8 灌区总体布置图

### 1. 自然地理情况

该县总面积 2512.4km<sup>2</sup>，山、岗、平原均有，山区面积 441.33km<sup>2</sup>，占 17.6%；岗丘区面积 977.94km<sup>2</sup>，占 38.9%；平原区面积 1093.13km<sup>2</sup>，占 43.5%。

全县辖 20 个乡镇，503 个行政村，总人口 128 万人，其中农业人口 116.7 万人，农业劳动力 46 万人，耕地 13.29 万 hm<sup>2</sup>，人均耕地 0.114hm<sup>2</sup>，是典型的农业大县。根据县统计资料，2000 年全县作物播种面积 23.95 万 hm<sup>2</sup>，复种指数 1.80，粮经比例 5:5，农业总产值 37.6 亿元，财政收入 1.99 亿元，农民人均年纯收入 1976 元。

### 2. 水文、水资源及自然灾害

该县地处北亚热带向暖温带过渡区，属大陆性季风型气候，季风进退与四季变化明显。根据县水文气象资料，多年平均年降水量 890mm，水面年蒸发量 1793mm，年均日照 2187.3h，无霜期 233d，极端最高气温 41.4℃、最低气温 -14.1℃，平均气温 15.2℃。冬季最大冻土深 0.4m。

由于受季风影响，降水在时间和区域上分布不均，一年中的降水多集中在 6~8 月，汛期雨量占年降水量的 64% 左右，在区域内具有东多西少的特点。

该县多年平均水资源总量为 70955 万 m<sup>3</sup>，由于地处桐柏山近山前，地形高差大，拦蓄工程少，汛期降水大部分径流排出县外，可利用水资源量多年平均为 45174 万 m<sup>3</sup>，人均 352m<sup>3</sup>，每公顷平均 3390m<sup>3</sup>。特别是 20 世纪 90 年代以来，连年持续干旱，造成水库蓄水量减少、塘堰坝干涸，区内河流长时间断流，已成为季节性河流。因为地表水奇缺，不得不大规模发展机电井，开采地下水，致使全县地下水水位逐年下降，已经形成

三个地下水漏斗区。在漏斗区，工业与农业争水，城市供水与农业、生活供水的矛盾越来越尖锐。造成越早越采、机井越打越深、水资源越来越短缺的严重局面。为缓解水资源紧缺的局面，保证农业和社会经济的可持续发展，必须大力发展节水灌溉。

由于降水年际、年内时空分布不均，导致该县水旱灾害交替发生，大雨大灾，小雨小灾，无雨旱灾。干旱常发生在春、初夏、伏天、秋冬，以伏秋旱对农业的危害最大。据统计，1974~2000年的27年间，只有6年丰水年，旱灾发生39次，最严重的16次，平均每年受灾面积5万 $\text{hm}^2$ ，成灾2.67万 $\text{hm}^2$ 。1997~2000年，连续4年6季严重干旱，造成大面积减产。旱灾成为制约该县农业和农村经济发展的主要因素。涝灾在新中国成立后共发生22次，其中以1956年、1965年、1975年、1984年最为严重，年均受灾面积5.33万 $\text{hm}^2$ ，成灾3.33万 $\text{hm}^2$ 。

### 3. 项目区情况

节水项目区位于县城西北15km的一个乡镇，涉及三个行政村，区内现有耕地766.67 $\text{hm}^2$ ，总人口6712人，大小牲畜762头。项目区内粮食作物以种植小麦、玉米、大豆、红薯为主。经济作物以西瓜、棉花、油料为主。近年来，已发展了一定数量的大白桃、大蒜，复种指数为1.75。

项目区为岗丘地区，地形复杂，西高东低，最大高程（指黄海高程，下同）113.9m，最低点为108m。惟一的灌溉水源为开采利用地下水。现有可利用机井18眼，每眼井出水量为40~50 $\text{m}^3/\text{h}$ 。受单井控制面积和井位不均衡因素的影响，规划设计时拟新打部分机井。

项目区内土壤类型为黄棕土类和砂姜黑土类土壤，属于粘土类。雨季土壤水分不易下渗，通透性差，耕层浅。平时土壤表层水分蒸发较快，易发生龟裂，不耐干旱，露风跑墒，土壤干容重1.49 $\text{g}/\text{cm}^3$ 。

项目区地理位置优越，交通运输便利。区内生产道路已成网格形布置，纵3横6，部分已成砂土公路，可满足工程建设和工程运行的需要。

## （二）规划的目标与依据

### 1. 规划目标

根据国家发展和改革委员会和水利部关于建设节水重点县项目区的具体要求，按照国家发展和改革委员会、水利部制定的《节水重点县项目管理办法》的有关规定，结合当地政府和群众意见，确定本项目区工程的建设目标如下。

（1）要充分体现对经济增长的拉动作用，按照“节水、增产”的总体要求，本着集中连片的建设原则，要求项目区建设不少于200 $\text{hm}^2$ 。

（2）项目区节水工程形式以先进、成熟的节水技术为主，以增产增效和提高灌溉水的利用率为目标。项目区完成后，确实能达到节水、节能、省地、省工、降低灌溉成本、增产增收的目的。

（3）节水灌溉工程形式要有利于工程管理、有利于调整作物种植结构，通过实施节水灌溉，粮食作物和经济作物的单产和总产有较大的提高，经济效益明显。

(4) 节水增效示范项目区的建设，确能带动周边地区节水灌溉的发展，推动科技兴农工作的开展。

## 2. 规划依据

(1) 有关政策、法规和规范。本节水项目属国家级节水增效示范工程，根据节水增效项目区工程建设目标和项目区选择原则，依据 GBJ85—85《喷灌工程技术规范》、SL/T153—95《低压管道输水灌溉工程技术规范》，结合当地水利区划和农业区划及当地政府、群众对发展节水灌溉的要求，对项目区进行规划。

(2) 有关文件及资料。当地水资源区划、农业“十五”发展规划、当地水文水资源勘探等方面的资料均为本项目的规划依据。

## (三) 节水灌溉工程形式的选择

根据作物种植情况，项目区北部 120hm<sup>2</sup> 范围是当地小麦、蔬菜生产基地，经济效益较好，选择半固定喷灌，不仅可以节约灌溉用水，而且可以改善作物品质，提高经济效益。南部 100hm<sup>2</sup> 为大白桃种植区，选择低压管道输水灌溉既可降低灌溉成本，又可满足灌水要求。共计发展节水灌溉面积 220hm<sup>2</sup>。

## (四) 水资源平衡分析

### 1. 项目区可供水量

地下水是项目区惟一的可利用水资源，区域面积 4.0km<sup>2</sup>，采用《该县地下水资源勘察与开发利用》计算成果。地下水开采模数 21 万 m<sup>3</sup> / (km<sup>2</sup>·年)，项目区地下水年可开采量：84.0 万 m<sup>3</sup>。

### 2. 项目区需水量

(1) 灌溉用水量。该节水工程因无特殊要求，则灌溉设计保证率按一般灌区的设计保证率确定，即  $P = 75\%$ 。

项目区距某灌区灌溉试验站很近，该站有长期的灌溉试验资料和成果，本次规划采用该站的试验资料，结合本工程特点，喷灌工程区种植小麦、套种蔬菜。低压管灌工程区为大白桃果树、间种花生、蔬菜的实际情况，分析项目区主要作物在一般干旱年 ( $P = 75\%$ ) 的灌溉制度如表 3-39 所示。

表 3-39 项目区主要作物灌溉制度 ( $P = 75\%$ )

作物	灌水次数	生育阶段	灌水定额 (m <sup>3</sup> /hm <sup>2</sup> )	灌溉定额 (m <sup>3</sup> /hm <sup>2</sup> )
小麦	3	播种或冬灌	450	1350
		返青或拔节	450	
		灌浆成熟	450	
花生	2	前期	300	600
		后期	300	

续表

作物	灌水次数	生育阶段	灌水定额 ( $\text{m}^3/\text{hm}^2$ )	灌溉定额 ( $\text{m}^3/\text{hm}^2$ )
蔬菜	8		300	2400
果树	2		300	600

根据规划, 管灌区  $100\text{hm}^2$  种植大白桃, 间种花生  $33.3\text{hm}^2$ 、蔬菜  $33.3\text{hm}^2$ 。喷灌区  $120\text{hm}^2$ , 种植小麦  $120\text{hm}^2$ 、蔬菜  $100\text{hm}^2$ 。复种指数 1.75。项目区灌溉用水量为  $64.7$  万  $\text{m}^3$ , 见表 3-40。

表 3-40 主要作物灌溉用水量 ( $P = 75\%$ )

作物	合计	喷灌		管灌		
		小麦	蔬菜	大白桃	花生	蔬菜
净灌溉定额 ( $\text{m}^3/\text{hm}^2$ )		1350	2400	600	600	2400
灌溉水利用系数		0.9	0.9	0.8	0.8	0.8
毛灌溉定额 ( $\text{m}^3/\text{hm}^2$ )		1500	2667	750	750	3000
面积 ( $\text{hm}^2$ )	386.6	120	100	100	33.3	33.3
用水量 (万 $\text{m}^3$ )	64.7	18	26.7	7.5	2.5	10

由以上分析得知, 规划节水工程区在一般干旱年 ( $P = 75\%$ ) 时, 年农业灌溉用水量为  $64.7$  万  $\text{m}^3$ 。

(2) 生活用水。项目区总人口 6712 人, 大、小牲畜 762 头, 按每人每日需水 50L, 每头牲畜每日需水 50L, 年生活用水量  $13.6$  万  $\text{m}^3$ 。

(3) 项目区年总用水量。项目区年总用水量为农业及生活用水量之和, 总计为  $78.3$  万  $\text{m}^3$ 。

### 3. 供需平衡分析

项目区在一般干旱年 ( $P = 75\%$ ) 时, 年总用水量为  $78.3$  万  $\text{m}^3$ , 仍小于年可开采量  $84.0$  万  $\text{m}^3$ , 满足工程建设的需水量要求。

## (五) 工程规划

### 1. 规划原则及标准

工程规划布局总的原则是: 结合示范区实际地形, 因地制宜进行规划, 以达到节约投资、少占耕地、运行费低、管理方便、经济效益高的目的; 项目区以机井为水源, 以单井控制面积为单位进行工程规划; 每座机井建泵房, 用于安装水泵及管网首部控制设备。

(1) 低压管道工程规划。依据 SL/T153—95《低压管道输水灌溉工程技术规范》, 管网设计采用以下主要技术参数。管网水利用系数应不低于 0.95。低压管道输水灌溉试验区, 应做到田间工程配套齐全, 灌水方法合理, 灌水定额适当。其田间水利用系数

应不低于 0.85，灌溉水利用系数应不低于 0.80。灌区土壤主要为粘壤土，地面坡降小，根据 SL/T153—95，设计灌水方式为畦灌，畦长小于 100m 左右，入畦单宽流量取  $4 \sim 5L/(s \cdot m)$ ，设计畦宽 2.1m，则入畦流量合  $30.2 \sim 37.8m^3/h$ 。

项目区低压管灌面积  $100hm^2$ ，规划利用机井 14 眼，其中需新打机井 2 眼。平均单井控制面积  $7.1hm^2$ ，最大控制面积  $8.7hm^2$ ，最小控制面积  $4hm^2$ 。

低压管道输水灌溉泵房为砖混结构，建筑面积  $12m^2$ 。采用 PVC 管输水，出水口为给水栓并采取保护措施，地面配置部分移动软管。

(2) 半固定喷灌工程规划。半固定式喷灌工程区建设设备库房一座，用于存放移动管道和喷头设备。半固定式喷灌区原有机井 6 眼，规划机井 15 眼，需新打机井 9 眼。半固定式喷灌工程面积合计  $120hm^2$ ，平均单井控制面积  $8hm^2$ ，单井最大控制面积  $10hm^2$ ，单井最小控制面积  $6hm^2$ 。半固定式喷灌工程规划结果见项目区工程平面布置图。

半固定喷灌工程采用中厚 PVC 管作为埋地管道，铝合金管道作为移动管道，出水口为给水栓，并采取保护措施。泵房为砖混结构，建筑面积  $12m^2$ 。

## 2. 工程总体布局

(1) 水源情况。项目区为岗丘地区，地形复杂，西高东低，最大高程 113.9m，最低点高程为 108m。惟一的灌溉水源为开采利用地下水。现有可利用机井 18 眼，每眼井出水量为  $40 \sim 50m^3/h$ 。受单井控制面积和井位的不均衡因素的影响，根据规划需新打部分机井。

(2) 工程布局。根据作物种植情况，项目区北部 120m 范围是当地小麦、蔬菜生产基地，经济效益较好，选择半固定喷灌，不仅可以节约灌溉用水，而且可以改善作物品质，提高经济效益。南部  $100hm^2$  为大白桃种植区，选择低压管道输水灌溉既可降低灌溉成本，又可满足灌水要求。共计发展节水灌溉面积  $220hm^2$ 。

1) 道路、交通。项目区交通条件方便，生产路路况较好，田间生产路稍加整修即可满足工程需要。

2) 排水设施及环境绿化。项目区为岗丘区，排水通畅。项目区绿化建议与当地林业部门协作，组织实施沟渠路边绿化工程，改善示范区环境。

3) 电力供应。考虑到项目区工程的兴建，动力增加，需新增部分电力设施。预计需增加 100kVA 变压器 3 台，其中半固定式喷灌工程区 2 台，低压管灌工程区 1 台，另架设部分新的低压线路。

4) 水源、泵房、设备库房。项目区以机井为水源，每座机井建泵房，用于安装管网首部枢纽。半固定式喷灌工程区建设设备库房一座，用于存放移动管道和喷头设备。

5) 管网布置。根据示范区实际地形及作物种植情况，为便于节水工程的运行和管理，支管以垂直地形等高线，毛管以平等地形等高线布置。

工程布置见节水增效工程规划布置图 3-9。

## (六) 投资估算

### 1. 编制依据



(1) 河南省水利厅豫水计字(1995)第126号文颁发的《河南省水利基本建设工程设计概(估)算费用构成及计算标准》(以下简称《标准》)。

(2) 河南省水利厅豫水计字(1995)第126号文颁发的《河南省水利水电建筑工程预算定额》上、下册。

(3) 中华人民共和国水利部水建(1993)63号文颁发的《中小型水利水电设备安装工程预算定额》。

(4) 中华人民共和国国家经济贸易委员会国经贸电[1999]740号文批准的《水利水电工程量计算规定》。

(5) GBJ85—85《喷灌工程技术规范》。

(6) 水利部 SL72—94《水利建设项目经济评价规范》。

(7) 原国家计划委员会、建设部《建设项目经济评价方法与参数》(第二版)(以下简称《方法与参数》)。

## 2. 费用计算标准

(1) 建筑工程: 新打机井11眼, 井深60m, 每米150元, 计每眼井9000元。机井房(12m<sup>2</sup>)29间, 每间6000元, 共计174000元。库房70m<sup>2</sup>, 按每平方米500元计算, 共计35000元。出水口护砌及混凝土支墩工程共计941.38元。

(2) 机电设备及安装工程: 工程所需材料按市场价计算, 安装费用取材料费用的10%。由此算得半固定喷灌工程73.68万元, 低压管灌工程47.60万元。

(3) 临时工程费用取建筑工程和机电设备安装工程的2.2%, 共计2.56万元。

(4) 其他费用: 前期工作费取建筑工程和机电设备及安装的5%, 共计8.08万元; 设计费及监理费共取5万元; 科学试验费取建筑工程和机电设备安装费的1%, 计1.62万元; 税金取建筑工程和机电设备安装费的3%, 计4.85万元; 其他费用取建筑工程和机电设备安装费的5%, 计8.08万元, 工程预备费取建筑工程和机电设备安装费的5%, 计8.08万元。

该县桐寨铺镇节水增效示范项目区工程总投资204.76万元, 其中建筑工程45.23万元, 机电设备及安装工程116.28万元, 临时工程2.56万元, 其他费用32.61万元。

本工程总灌溉面积220hm<sup>2</sup>, 总投资204.76万元, 平均41.36元/hm<sup>2</sup>。半固定式田间工程投资73.68万元, 平均27.29元/hm<sup>2</sup>, 低压管灌工程投资47.60万元, 平均21.16元/hm<sup>2</sup>。

## (七) 经济效益分析

### 1. 基础数据

(1) 灌区控制规模和投产过程。灌区控制规模为220hm<sup>2</sup>, 其中低压管道100hm<sup>2</sup>, 半固定式喷灌120hm<sup>2</sup>。项目区工程当年投资, 当年完工, 当年受益, 不计施工期投资利息。

(2) 灌区农作物的组成。根据灌区水资源、气候条件、土壤情况及当地耕作习惯, 按照发展“两高一优”农业的要求, 该灌区农业作物以种植优质小麦、蔬菜、花生和大

白桃为主，各种作物的种植面积见表 3-41。

表 3-41 农作物种植比例

农作物名称	大白桃	蔬菜	花生	小麦
种植百分比 (%)	45	61	15	55
种植面积 (hm <sup>2</sup> )	100	133.3	33.3	120

(3) 计算期及社会折现率。计算基准年为 2003 年，分析期为工程使用寿命 20 年，项目区工程当年投资，当年完工，当年受益，不计施工期投资利息。社会折现率取 7%。

(4) 分摊系数的确定。灌溉农业的增产是农业技术措施和水利技术措施综合作用的结果。因此，农业增产效益必须合理分摊。根据 SL72—94 规定，在北方干旱少雨的地区，灌溉效益分摊系数为 0.4~0.6。本项目区位于北亚热带向暖温带过渡区，属大陆性季风型气候，季风进退与四季变化明显，农业生产与灌溉密切相关，因此水利分摊系数粮食作物取 0.5、经济作物取 0.4。

### 2. 工程投资及年运行费计算

(1) 项目区工程投资。包括机井工程和相应的配套工程达到设计要求所需的全部建设费用。其中包括凿井工程、机泵提水设备、高压输电线路、变配电设备、控制设备和管理站及泵房、出水池护砌、镇墩等建设费用。根据投资概算，工程总投资为 204.76 万元。由于工程较小，经济计算时不进行投资调整。

(2) 年运行费计算。年运行费是指项目区工程设施投入生产后在正常运行期间每年需要支出的经常性费用。它包括年运行管理费（能源消耗费、设备及工程年维修养护费、职工工资及福利费、行政管理费）和大修理费。耗电量根据年用水量和水泵的加权平均出水量求出灌水时间，再乘以水泵的加权平均功率计算出年耗电量。计费基数取用：工程大修费用及年维修费用计费基数为工程总投资；管理费用计费基数为 15 人；能源费用计费基数为年耗电量。工程大修费用费率为 0.02；年维修费用费率为 0.8%；管理费用费率为每人年补助性工资 0.50 万元；能源费用费率为当地供电价格按照 0.70 元/(kW·h) 计算。根据 SL72—94 规定，按供水成本计算，得年运行费用 30.33 万元，详见表 3-42 和表 3-43。

表 3-42 年用电量计算表

项 目 名 称	半固定喷灌		低压管灌			合计
	小麦	蔬菜	大白桃	花生	蔬菜	
毛灌水定额 (m <sup>3</sup> /hm <sup>2</sup> )	1500	2667	750	750	3000	
种植面积 (hm <sup>2</sup> )	120	100	100	33.3	33.3	
用水量 (万 m <sup>3</sup> )	18.0	26.7	7.5	2.5	10.0	
水泵出水量 (m <sup>3</sup> /h)	40.0	33.6	40	40	40	

续表

项 目 名 称	半固定喷灌		低压管灌			合计
	小麦	蔬菜	大白桃	花生	蔬菜	
水泵功率 (kW)	15.9	15.9	9.2	9.2	9.2	
耗电量 (kW·h)	7.2	12.6	1.7	0.6	2.3	24.42

表 3-43 工程年运行费

费用名称	工程大修费用	年维修费用	管理费用	能源费用	合计
计费基数 (万元)	204.76	204.76	15	24.42	
计费率 (%)	2	0.8	50	70	
费用 (万元)	4.10	1.64	7.50	17.09	30.33

### 3. 效益计算

(1) 灌溉增产效益计算。项目区工程兴建, 使水资源条件与水利条件得以改善, 经分析测算, 与项目实施前相比有如下变化:

- 1) 作物单位面积产量的提高。
- 2) 作物种植结构、比例发生变化, 趋向优化。
- 3) 作物的复种指数提高。

这些变化必将产生灌溉效益。本项目区灌溉增产效益是利用分摊系数法进行计算的。即在求出改善灌溉条件下较无改善灌溉条件下农作物的灌溉增产量, 进而求出农产品的增产值, 乘以灌溉效益分摊系数, 即得灌溉增产效益, 其计算公式为

$$B = \sum_{j=1}^n \epsilon_j A_j (y_j - y_j^0) \quad C_j = \sum_{j=1}^n \epsilon_j A_j \Delta y_j C_j \quad (3-78)$$

式中  $B$ ——灌区农业灌溉效益;

$A_j$ ——灌区  $j$  种作物的灌溉面积;

$\epsilon_j$ ——第  $j$  种作物的灌溉效益分摊系数;

$y_j^0$ 、 $y_j$ ——改善灌溉条件前、后第  $j$  种作物的单位面积产量;

$\Delta y_j$ ——第  $j$  种作物的单位面积灌溉增产量;

$C_j$ ——第  $j$  种作物的农产品价格;

$n$ ——灌区作物的种类数。

项目实施后, 项目区将种植小麦 120hm<sup>2</sup>, 蔬菜 133.3hm<sup>2</sup>, 花生 33.3hm<sup>2</sup>, 大白桃 100hm<sup>2</sup>。增产效益: 半固定喷灌区小麦每公顷增产按 2250kg, 价格按 1.00 元/kg, 蔬菜每公顷新增产值按 4500 元计算; 低压管灌区大白桃每公顷新增产值按 4500 元, 蔬菜每公顷新增产值按 3750 元, 花生每公顷新增产值按 3000 元计算。则新增产值半固定喷灌区为: 小麦 27.00 万元, 蔬菜 45.00 万元; 低压管灌区大白桃 45.00 万元, 蔬菜 12.50 万元, 花生 10.00 万元。水利分摊效益为

$$B_1 = (27.0 + 10.0) \times 0.5 + (45.0 + 12.5 + 45.0) \times 0.4 = 59.50 \text{ (万元)}$$

(2) 节地效益。项目实施后，与土渠灌溉相比，按照 120hm<sup>2</sup> 半固定喷灌区节约土地 7% 计算为 8.4hm<sup>2</sup>，100hm<sup>2</sup> 低压管灌区节约土地 3% 计算为 3hm<sup>2</sup>，按每公顷平均产值 1.65 万元计算，新增水利分摊效益

$$B_2 = (126 + 45) \times 0.11 \times 0.5 = 9.41 \text{ (万元)}$$

(3) 省工效益计算。项目实施后，半固定喷灌区每公顷次可以省工 30 个，低压管灌区每公顷次可以省工 15 个，初步拟定每年灌水小麦 3 次，蔬菜 8 次，大白桃 2 次，花生 2 次。半固定喷灌工程可以省工 3.48 万个，低压管灌区可以省工 0.8 万个，劳动力日工资按 10 元计算，则可以产生水利分摊效益

$$B_3 = (3.48 + 0.8) \times 10 \times 0.5 = 21.40 \text{ (万元)}$$

则水利分摊总效益

$$B = B_1 + B_2 + B_3 = 59.50 + 9.41 + 21.40 = 90.31 \text{ (万元)}$$

#### 4. 国民经济评价

本项目区利用动态分析法计算投资回收期 ( $P_t$ )、净效益现值 ( $P_0$ )、经济效益费用比 ( $R_0$ ) 和财务内部收益率 (FIRR) 等几项经济指标，来评价项目区工程的经济效益。国民经济净现值计算见表 3-44。

表 3-44 国民经济净现值现金流量折算

年份	工程投资 (万元)	复利 系数	工程投资现值 $K_0$ (万元)	年终效益 (万元)	年终运行费 (万元)	复利 系数	年终效益现值 $B_0$ (万元)	年终运行费现值 $C_0$ (万元)
2003	204.76	1.000	204.76	90.31	30.33	0.935	84.40	28.34
2004				90.31	30.33	0.873	78.88	26.49
2005				90.31	30.33	0.816	73.72	24.75
2006				90.31	30.33	0.763	68.89	23.13
2007				90.31	30.33	0.713	64.39	21.62
2008				90.31	30.33	0.666	60.17	20.21
2009				90.31	30.33	0.623	56.24	18.88
2010				90.31	30.33	0.582	52.56	17.65
2011				90.31	30.33	0.544	49.12	16.49
2012				90.31	30.33	0.508	45.91	15.42
2013				90.31	30.33	0.475	42.90	14.41
2014				90.31	30.33	0.444	40.10	13.46
2015				90.31	30.33	0.415	37.47	12.58
2016				90.31	30.33	0.388	35.02	11.76
2017				90.31	30.33	0.362	32.73	10.99
2018				90.31	30.33	0.339	30.59	10.27

续表

年份	工程投资 (万元)	复利 系数	工程投资现值 $K_0$ (万元)	年终效益 (万元)	年终运行费 (万元)	复利 系数	年终效益现值 $B_0$ (万元)	年终运行费现值 $C_0$ (万元)
2019				90.31	30.33	0.317	28.59	9.60
2020				90.31	30.33	0.296	26.72	8.97
2021				90.31	30.33	0.277	24.97	8.39
2022				90.31	30.33	0.258	23.34	7.84
合计			204.76				956.69	321.27

(1) 净效益现值 ( $P_0$ )

$$P_0 = B_0 - K_0 - C_0 \quad (3-79)$$

式中  $P_0$ ——折算到基准年的净效益;

$B_0$ ——折算到基准年的总效益;

$K_0$ ——折算到基准年的投资;

$C_0$ ——折算到基准年的年总运行费。

经计算, 得  $P_0 = 956.69 - 204.76 - 321.27 = 403.66$  (万元)

(2) 经济效益费用比 ( $R_0$ )

$$R_0 = \frac{B_0}{K_0 + C_0} \quad (3-80)$$

$$R_0 = \frac{956.69}{204.76 + 321.27} = 1.82 \quad (3-81)$$

(3) 投资回收期 ( $P_t$ )。投资回收年限是指项目区工程投资从建成到获得回收的年限, 即工程建成投入运行后, 各年累计折算净效益现值和累计折算投资现值相等的年限。投资回收期  $P_t$  应以项目的净现金流量累计等于零时所需要的时间 (以年计) 表示。从建设开始年起算, 其表达式为

$$\sum_{t=1}^{P_t} (C_t - C_0)_t = 0 \quad (3-82)$$

式中  $P_t$ ——投资回收期, 年。

根据表 3-45 算出投资回收年限为 4.04 年。

表 3-45 投资回收年限计算

年份	现金流出量现值 $C_0$ (万元)	年终毛效益 $B_t$ (万元)	年终运行费 $C_t$ (万元)	年现金流入量 (万元)	复利系数	年现金流入量 现值 $C_t$ (万元)	累计年现金流量 $t$ (万元)
2003	204.76	90.31	30.33	59.98	0.935	56.06	-148.70
2004		90.31	30.33	59.98	0.873	52.39	-96.31
2005		90.31	30.33	59.98	0.816	48.96	-47.35
2006		90.31	30.33	59.98	0.763	45.76	-1.59

续表

年份	现金流出量现值 $C_0$ (万元)	年终毛效益 $B_t$ (万元)	年终运行费 $C_t$ (万元)	年现金流入量 (万元)	复利系数	年现金流入量 现值 $C_t$ (万元)	累计年现金流量 $I$ (万元)
2007		90.31	30.33	59.98	0.713	42.76	41.17
2008		90.31	30.33	59.98	0.666	39.97	81.14
2009		90.31	30.33	59.98	0.623	37.35	118.49

## (八) 工程实施和项目管理

项目区工程建设实行分级管理, 要明确各级项目分管人员责任, 切实落实项目管理责任制, 项目区要成立项目领导小组, 市(县)水利局、计划委员会联合成立项目办公室。

### 1. 成立项目领导小组

项目领导小组的主要职责是全面负责项目规划、年度计划的审定, 资金的筹措、各部门间关系的协调及项目实施中的组织领导工作。项目领导小组由县政府、县计划委员会、县水利局和项目所在乡镇的有关单位组成, 主管农业的副县长任组长。

### 2. 成立项目领导小组办公室

项目办公室的主要职责是负责项目规划和年度计划的编制、工程设计、财务管理、组织施工、施工管理、质量监督、检查验收、工程预决算、项目总结、工程管理及管理制度的建立。项目领导小组办公室设在县水利局。

### 3. 项目管理

有关单位与水利部门要密切配合、相互支持, 共同搞好节水增效示范项目区的建设与管理。积极筹措资金, 监督资金的使用与管理; 水利部门负责项目区工程的规划设计、建设与管理; 各部门共同负责工程的检查验收、跟踪问效等工作。

### 4. 项目实施

示范项目区的工程施工和管理按国家或水利部制定的有关技术标准和规范执行, 工程建设要与先进的农业科学技术相结合, 整个示范区建设标准高、质量好, 能够起到示范样板作用。

### 5. 信息反馈与管理

建立项目区的信息反馈和检查监督机制。项目区单位要建立健全项目区档案, 每季度向上级有关部门报一次工程进展情况, 年终写出书面总结, 逐级上报。项目工程完成后, 项目区单位先自验; 而后市(地)有关单位、水利部门组织初验; 初验合格后, 把竣工报告和验收申请报告报送上级、申请示范项目工程的最终验收。

## (九) 工程规划布置图

该节水增效示范项目工程平面布置如图 3-9 所示。

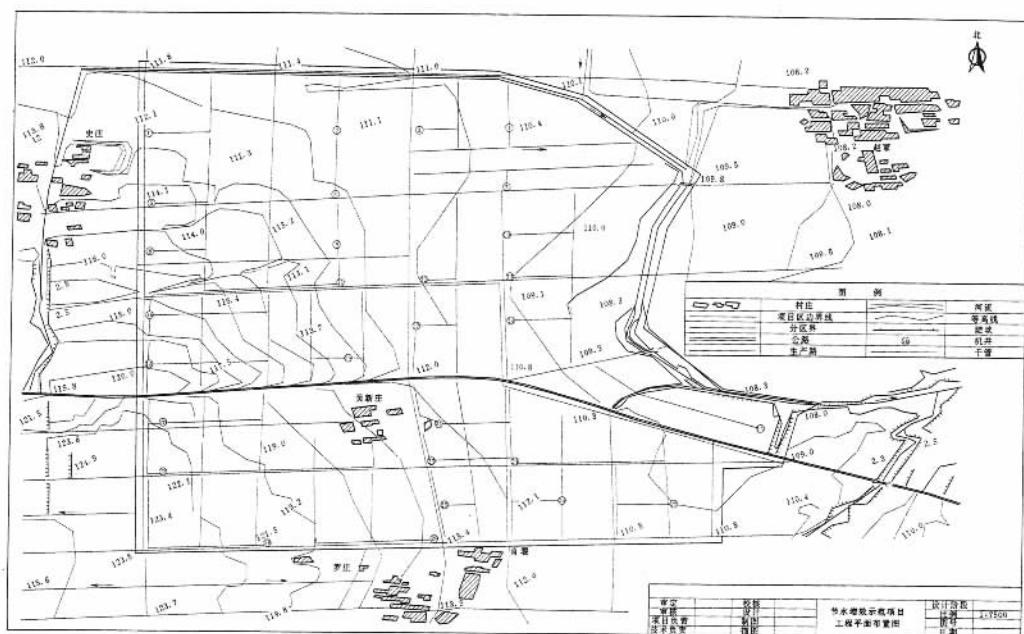


图 3-9 节水增效示范项目工程规划布置图

## 第四章 节水灌溉工程设计

### 第一节 节水灌溉工程设计的原则和主要内容

#### 一、节水灌溉工程设计的原则

##### 1. 节水灌溉工程设计应与节水灌溉工程规划一致

节水灌溉工程规划批准之后，即作为设计的依据。规划中所确定的工程投资规模、节水灌溉类型的选择、主要设计参数、灌溉制度、水源工程等主要内容，在设计中与规划应保持一致。工程设计的任务是将规划的内容进一步具体化，如在设计中发现规划有不合理之处，特别是对投资规模、节水灌溉类型等有大的方案改变，必须报项目审批单位重新修改审批后方可进行设计，不能擅自改动规划中的主要内容。

##### 2. 节水灌溉工程设计要严格按照节水灌溉有关规范、标准进行

节水灌溉有关规范、标准是技术上的法律、法规，是经过大量的工程实践和科学试验总结出来的，在进行节水灌溉工程设计时必须严格按照有关规范、标准进行。所有技术参数选取、计算公式选用应遵照规范和标准的规定，在设计中如遇到与规范、标准不一致之处，应修改设计使之符合。而另一方面标准反映的是一定时代的技术水平和技术要求，如在设计中发现标准不能适应新技术发展或标准有不完善之处，应在设计中加以说明，并在标准的修订中提出相应的修改意见。

3. 节水灌溉工程设计要根据实际情况，因地制宜，在保证工程质量的前提下，既要满足使用要求，同时应尽量降低成本

任何一种节水灌溉类型或形式都有一定的优点和缺点，都有其适用条件，不能轻易否定某种类型或形式，也不能不顾客观情况强行推行某种节水灌溉技术。设计中应坚持质量第一的原则，在满足使用要求和工程质量的前提下尽量降低工程成本。要注意反对盲目追求高标准而导致投资过高使农民无法承受和片面强调降低投资致使工程质量下降的两种倾向。为了保证工程质量，设计中选用的材料设备应有正式的生产许可证以及有关部门的产品检测报告。

##### 4. 节水灌溉工程设计应达到满足施工需要的深度要求

工程设计的目的是为工程项目实施服务的，其深度应达到满足施工要求的深度。在规划阶段主要是原则方案，具体如何实施尚未涉及，例如对分区（或小区）可以只给 1



~2个典型设计,材料设备也可以只给主要和大宗的材料设备,而工程设计应对所有分区进行设计,对所有的地理管线应在图上标出,以便施工放线,对所有材料设备的型号、规格和数量应尽量详细给出,以便采购,等等。

## 二、节水灌溉工程设计的主要内容

节水灌溉工程设计主要包括三部分内容,即设计说明书、设计图纸和设计预算书。当工程规模较小时,可以将设计说明书和预算书合并,工程规模很小甚至可以将三部分合并为一个文件。工程设计是工程建设项目中的一个重要阶段,又是设计单位提供给建设单位、施工单位及监理单位的项目实施阶段的重要技术文件,其包含的三个部分应完整、准确、统一,又各具有不同的作用。

### (一) 设计说明书

设计说明书反映设计者对工程的构思和最终形成产品的技术要求,也是解读设计图纸的文字说明和审查预算书是否合理的依据。一般情况下,设计说明书应包含以下主要内容。

#### 1. 基本资料

工程设计的基本资料和规划所需要的基本资料大体相同,但应较规划的资料更全面、详尽、具体,必要时应对某些资料进行专题收集和调研。如设计中拟采用修正彭曼法进行作物需水量的计算,则应组织专人到水利、农业、气象等部门收集相关的资料。

主要的资料包括:节水灌溉工程区域边界、地形(等高线间距不大于2m的1/500~1/2000地形图)、降雨量、冻土层深度、风速风向、土壤田间持水量、土壤容重、作物耗水量、灌水临界期、水源位置、水量、流量、动力及现有设备等。

#### 2. 设计依据

工程设计依据包括以下内容。

- (1) 国家有关法律、法规,技术标准、规范、规程等。
- (2) 工程建设项目有关的申报、审批文件。
- (3) 工程建设项目可研报告、工程规划、设计委托合同等技术文件。
- (4) 工程基本资料,包括地形图等。
- (5) 建设单位和用户对工程建设的要求和设计有参考价值的建议及意见。

#### 3. 节水灌溉系统选型和布局

该部分和规划的要求基本一致,应明确系统选型方案,如是多种类型的综合性工程,则应说明各种类型的选用依据、规模、位置、投资和水源水量配置。

#### 4. 灌溉制度和灌溉用水量

该部分内容在规划中已有较详细的论述,可以直接引用于此。

#### 5. 水源分析和水源工程设计

在规划阶段除进行水量平衡分析外,有时还需要进行水资源平衡分析,而在设计阶

段则一般只做水量平衡分析，重点在论证水源水量是否满足工程的要求。

水源分析包括对水源的总水量及在某个时段内总供水量、可供水的流量（包括引水流量、提水流量和已建成的供水系统流量等）和水质等进行评价，评价标准是某个时段内总供水量是否满足作物在该时段内的总需水量，供水流量是否满足系统可能出现的最大流量，水质是否满足农田灌溉水质要求。

当有多水源供水时，应考虑采用其中某一水源是否能满足工程需水要求，是否需要优选；如需两个以上水源供水，是否可以同时供水，同时供水能力如何；如不能完全同时供水，如何合理调配和互补；是否以一个水源为主，另一个作为补充或备用水源等。

水源工程的规划和布局在规划阶段已有论述。设计阶段如需要则应提供更详细的水源工程技术设计，并达到满足施工要求的程度。

#### 6. 系统分区、分级、出水口和灌水器的布置

在规划阶段已进行了工程的分级、分区，设计阶段分级、分区和规划阶段原则是相同的，不同的是设计阶段将分区划分更细致，如微灌要划分到小区，喷灌要做到轮灌编组等。

系统分区可以按以下几种方式划分：

(1) 按照选用节水灌溉不同类型或形式划分。如划分为喷灌区、微灌区、管道输水灌溉区，还可以进一步划分，如半固定管道式喷灌区、固定式管道喷灌区、滴灌区等。

(2) 按照地块的归属或作业的管理权限划分，如以 1 队、2 队或  $\times \times$  村等划分。

(3) 按照不同的种植作物划分。如果林区、大棚蔬菜区、花卉区等。

(4) 按照地块的形状和各小地块的相邻关系划分。这种划分主要是为了便于编制轮灌组和管理方便。

(5) 按照系统内压力不同划分。如自压灌溉划分为高压区、中压区和低压区，以适应不同的节水灌溉类型和不同工作压力的灌水器。

(6) 根据水源不同进行划分。如井灌区分为 1 号、2 号，南方山丘区按照蓄水池和水塘划分控制面积等。

(7) 同时考虑以上某几种方式，综合分区。如大田按村队分区，其他按果林、花卉等划分。

系统的分区、分级层次不宜过多，小工程可以只分 1 级，即和轮灌编组吻合，大中型节水灌溉工程可以分 2~3 级，不同层次分区划分一般应采用不同方式，分区、分级一定要做到科学、合理、清晰、明确，便于运行管理。

设计阶段和规划阶段最大的不同是要给出出水口和灌水器的布置。由于实际施工和设计存在一定的误差，所以节水灌溉的设计一般并不是给出每一个出水口或灌水器的确切位置，其实际位置应当根据田间的地块、畦沟位置和作物（如果树）的位置进行调整。但在设计中必须给出出水口和灌水器的布置间距，并确定每个出水口或灌水器的流量，以此可确定系统总出水口数或灌水器数，并根据系统总流量和轮灌编组确定同时开启的出水口或灌水器数目，并由此进行末级或小区的渠道、管道设计和相应的水力计算。

## 7. 渠系、管系布置, 渠道断面尺寸和管径确定

对渠系、管系进行布置, 确定各级渠道或管道的位置、方向、长度、间距, 并通过水力计算, 初步确定渠道断面尺寸和管道直径。

布置的方法可以由下至上, 即先布置末级渠道, 然后再逐级向上, 一直布置到干渠或干管。亦可由上至下先布置干渠、干管, 然后再逐级向下直至末级渠道、管道。一般地形平坦地区可采用前一种方法, 而地形复杂、起伏较大、地块又支离破碎的地区适宜采用后一种方法。

## 8. 系统工作制度制定

系统工作制度与灌溉制度是不同的, 灌溉制度是制定灌水时间和灌水量, 而系统工作制度是为了在规定时间内完成规定的灌水量, 系统各部分如何运转操作。系统工作制度的内容如下。

(1) 轮灌周期。轮灌周期既是灌溉制度的内容, 也是系统工作制度中的一项, 是规定系统完成一个轮次灌溉的限定时间。轮灌周期是在规划阶段根据灌水定额和日耗水量计算出, 或者根据典型年灌溉计划的编制加以确定, 对于需要浅浇勤灌的作物(如大棚蔬菜、运动场草坪等), 也可根据经验或实际需要直接确定。如果是根据灌水定额计算出的, 由于灌水定额是假定了土壤中可能允许的一次最大灌水量, 则最后确定的轮灌周期只能小于或等于计算值, 而不能超过计算值。按照规划确定了灌水周期, 在进行系统工作制度时, 就必须保证在周期限定的时间内完成全部灌溉任务。反之若实际总工作时间远小于轮灌周期, 则说明系统能力超强, 未能充分利用, 应修改设计, 适当减小系统能力。

(2) 出水口开启时间或灌水器在一个位置工作的时间  $t$ 。在一个轮灌周期内, 出水口或灌水器不是常开的, 满足出水口或灌水器所控制面积内的作物在一个周期内的水分需求, 一般只需开启一个周期时间的几分之一。计算公式为

$$t = mA/q \quad (4-1)$$

式中  $t$ ——出水口开启时间或灌水器在一个位置工作的时间;

$m$ ——灌水定额;

$A$ ——出水口或灌水器在一个位置的控制面积;

$q$ ——出水口或灌水器流量。

式(4-1)未给出单位, 主要考虑微灌灌水器的流量单位有时选用 L/h, 而其他一般采用  $m^3/h$ , 灌水定额可用 mm, 也可用  $m^3/hm^2$ , 因而在用式(4-1)时要注意加换算系数。如灌水定额用  $m^3/hm^2$ , 面积用  $hm^2$ , 流量用  $m^3/h$ , 则换算系数为 1, 直接用式(4-1)计算出  $t$ , 单位为 h。

(3) 日工作时间  $t_{日}$ 。日工作时间的制定既要考虑在系统能力确定的情况下尽量扩大控制面积, 同时又要考虑工程设备的维护、检修, 管理人员的安排、运行管理的方便以及客观环境允许的条件。

地面灌溉日工作时间可以定的较大, 只要留出维护检修时间即可。喷灌则应按照 GB85—85《喷灌工程技术规范》的规定, 一般在 10~20h 为宜, 同时要避开风力在三级

风以上的情况。对于微灌，果树、经济作物和露地蔬菜一般在 8~16h，而保护地蔬菜由于有些灌溉用水是随机的，因此，日工作时间可定的小些，但也不宜低于 4h。

(4) 1 日内出水口开启个数和灌水器工作位置数。1 日内出水口开启个数和灌水器工作位置数（由于灌水器可能是移动的，因而是工作位置数）为

$$n = t_{\text{日}} / t \quad (4-2)$$

式中  $n$ ——1 日内出水口开启个数或灌水器工作位置数；

其他符号意义同前。

计算的  $n$  值一般应为整数，否则可适当调整日工作时间。目的主要是为了运行管理的方便，特殊情况（如地面灌和  $t$  值较大的微灌）可以是非整数，如是，则应在设计中运行操作的具体方法加以说明。

(5) 同时开启的出水口数和同时工作的灌水器数。根据系统总（净）流量和出水口流量可以计算同时开启的出水口数。根据全系统中出水口总数和轮灌周期及 1 日开启出水口个数也可以计算同时开启的出水口数。同样，同时工作的灌水器数也可以用两种方法算出，计算公式为

$$n_p = \frac{N}{nt} \quad (4-3)$$

式中  $n_p$ ——同时开启的出水口个数或同时工作的灌水器数；

$N$ ——全系统出水口总数或灌水器布置位置总数；

其他符号意义同前。

$$n_p = \frac{Q}{q} \quad (4-4)$$

式中  $Q$ ——全系统净流量；

$q$ ——出水口流量或灌水器流量。

在设计中用两个公式计算出结果应当吻合，故也可用后一公式对前一公式的计算结果进行校核。

(6) 轮灌方案。根据前面的计算结果编排具体的轮灌方案，轮灌方案应做到科学、合理、简单、可行，最好在制订方案前明确轮灌的原则。方案应给出轮灌分区、分组，每个轮灌组开几个小区、几个出水口或几条支管、几条毛管，轮灌的顺序和时间安排。对于喷灌和微灌，在地形和压力变化时，为了充分发挥水泵等设备的效率，可在灌溉近处、低处时多开灌水器，灌远处、高处时少开灌水器，应在轮灌方案中明确说明。

## 9. 系统结构设计

系统结构指由水源至出水口或灌水器的工程建筑物、渠道、管道，以及配套设备的位置、高程、连接方式等。系统结构设计的主要内容如下。

(1) 水源工程和首部枢纽，包括取水工程、泵站、过滤站或过滤器组、施肥装置、控制设备等。

(2) 各级渠道和管道的布置和连接，其分级和连接方式应与轮灌方案一致，并确定渠道形式、断面尺寸、坡降，管道埋深、开挖深度。

(3) 各类渠系建筑物位置、结构和渠道衔接方式, 包括进水闸、分水闸、节制闸、斗门、跌水、倒虹吸、渡槽、涵洞、涵管、泄水闸、各种量水设施; 管道系统中各种阀门(逆止阀、闸阀、球阀、截止阀、安全阀、空气阀、减压阀、排水阀)和阀门井、主要管件与设施(三通、弯头、异径管以及镇墩、支墩)、喷灌和微灌的出地管和田间枢纽、末级管道和灌水器的连接方式。

系统结构设计的成果除文字说明外, 还应在设计图纸中反映。

#### 10. 水力计算、系统设计流量和设计扬程

水力计算的内容包括渠道水力计算和管道水力计算, 对各级渠道过流量和断面尺寸的计算, 渠道坡降计算, 各级管道的流量、水头损失和压力计算, 通过计算对前面初步确定的渠系、管系布置、渠道断面尺寸和管径(包括管材选择)、系统工作制度、系统结构设计等进行校核, 如出现不合理时应反馈至前面的步骤重新修改设计。水力计算的具体方法将在后面针对不同类型的节水灌溉工程分别介绍。

水力计算最后成果应给出系统设计流量和设计扬程, 为系统选择水泵和动力机提供依据。对于各种不同类型的灌溉工程, 系统的设计扬程可以有很多的计算公式, 从理论上可以用一个统一的公式来表达, 即

$$H = H_1 + H_2 + H_3 \quad (4-5)$$

式中  $H$ ——系统设计扬程;

$H_1$ ——水源最低水位至计算典型点(对喷灌应加竖管高)地面高程差;

$H_2$ ——由水源至田间出水口(包括各种渠系建筑物)的总坡降或由水源至灌水器(包括各种阀门、设备)的总水头损失;

$H_3$ ——出水口要求的水头或灌水器的工作压力水头。

#### 11. 泵站和首部枢纽设计

泵站设计是根据水力计算结果合理选择水泵(包括水泵的类型、型号, 配套动力机功率、型号)并进行泵站工程设计。具体方法参见有关规范和设计手册。

首部枢纽设计主要包括过滤站(或过滤器组)设计, 施肥装置设计, 安全保护和自动控制系统设计。设计中应注意以下问题:

(1) 过滤站(或过滤器组)是否采用、过滤的级别、过滤流量应根据选用的节水灌溉类型、灌水器的类型、水源水质情况、作物对水质要求、系统的流量等因素合理确定。一般按渠道防渗、管道输水、喷灌、微喷灌、滴灌的顺序对水质的要求逐步提高, 对同样要求过滤的情况, 按地下水、水库水、湖泊水、江河水需过滤的负担逐步加大。另外对于微灌除首部过滤, 很多情况在田间出地后还应考虑二级过滤。

(2) 是否需要加施肥装置, 应根据节水灌溉类型、作物种类、土壤肥力等因素确定。一般渠道防渗不加, 管道输水灌溉也较少使用, 喷灌和微灌则多数要加, 选用何种施肥装置, 如施肥阀、施肥泵、文丘里施肥器等, 也应结合设计工程的实际情况合理选用, 原则是简单、价廉、效果好、水头损失小。对于微灌也有的不在首部设施肥装置, 而在田间枢纽的适当位置加施肥阀, 这也应根据具体情况确定。

(3) 安全防护和自动控制系统主要针对管道式系统的灌溉。一般对于规模较大的工

程、地形高差起伏大的工程、采用自压灌溉的工程，应尤其注意安全防护，包括系统减压、消除水锤、排气补气等。是否安装自动控制系统应根据工程性质确定，目前使用较多的情况包括高尔夫球场、运动场、公园绿地、苗圃、花卉、大面积的经济作物、果园、中心支轴及平移式大型喷灌机组等，而在大田粮食作物、小面积的果树、经济作物等较少采用。

## 12. 材料设备用量

列出所需要的材料设备用量，包括名称、型号、规格、单位、数量，为了给预算提供方便，可以加单价。详细程度应当细到每一个管件和每项附属材料及配件（如生料带、胶水等）。但对于有些材料，由于选用的厂家可能发生变化，则所用的管件、配件材料也难以确定，如塑料管厂家生产管件种类、规格、型号不完全相同，管道的连接形式有粘接、套管连接、焊接等多种，故可将主要材料列出，而附属件综合列为一项。

材料设备用量中应将设计计算用量和备用量分别列清。

## 13. 施工和运行管理要点

从设计者的角度出发，为了使施工后的产品更符合设计意图，使运行管理能够按设计要求去运作，应在设计中明确施工和运行管理要点。特别是具有与其他工程不同特点的工程，带有技术创新的工程，与科研项目相结合的工程以及探索新的管理体制、机制的工程，更应加以特殊说明。

## 14. 技术经济分析

对较大规模的节水灌溉工程，应进行技术经济分析，主要是分析其经济效益并计算相应的技术经济指标。一般喷灌工程都要进行技术经济分析。

经济分析主要采用还本年限  $T$ 、效益费用比  $R$ 、内部收益率  $I$  三个标准。

技术经济分析应注意考虑时间因素，考虑工程项目可持续发展。分析时应注意各部分的相关性、合理性和一致性，如采用动态法考虑年利率时，则所有因素都应注意是否有相同或类似的问题，又如考虑增产增收时应考虑合理分摊的问题等。

## （二）设计图纸

提交的设计图纸应包括系统平面布置图、渠道纵断面图、渠道横断面图、管道纵断面图、管道系统结构示意图、工程建筑物设计图、渠道（管道）结点大样图和零配件单件加工图等。

### 1. 系统平面布置图

系统平面布置图绘在比例尺不小于 1/2000 的地形图上。图中应示出灌区边界及内部分区线和分区标志，水源及水源工程的位置，泵站及输电线路的位置和走向，各级渠道或管道及出水口喷点的位置（当末级管道、出水口和喷点数量较多时，可以画出部分示意），各类渠系建筑物、闸阀、给水栓以及其他附属设施的位置，并且还应标明渠道或管道的名称及编号。

### 2. 渠道或管道纵断面图

绘出各级渠道或管道的纵断面图，喷灌、微灌应给至支管一级，其中固定支管一般

可仅绘 1~2 条作典型。管道纵断面图应绘出地面线、管底线, 标出各种管件, 如阀门、三通、四通、异径管等和镇墩的位置, 底栏应包括桩号、地面高程、挖深、纵坡和管径等栏目。渠道纵断面线应绘出地面线、水面线、渠底线, 标出进水闸、节制闸、分水口以及各种建筑物的位置, 底栏应包括桩号、地面高程、水面高程、渠道高程、挖深、纵坡等栏目。纵断面图的纵横比例尺一般不同, 比例尺的选择以图幅大小适中、图面清晰为原则。还应绘出渠道典型断面的横断面图, 图上标明各部位尺寸和水面线。

### 3. 管道系统结构示意图

以透视图形式绘出固定管道系统的结构示意, 标出各段管道的材质、长度、管径以及各种管件的规格型号。绘制管道系统结构示意图时, 应该与系统的平面布置以及固定管道纵断面互相核对, 无误后再进行下一步工作。

### 4. 工程建筑物设计图

工程建筑物设计图包括泵站平面图、立面图、电器主接线图, 以及蓄水池、工作池、阀门井、镇墩和渠系建筑物的设计图。

### 5. 大样图

对于重要的节点和重复量大的节点, 应综合给出节点大样图, 如斗门、喷灌竖管喷头、微灌出地管和田间枢纽等, 明确这些部位的连接方式。

### 6. 加工图

如果需要现场加工某些零部件, 应给出这些零部件的加工图。

## (三) 预算书

按水利水电工程概预算的标准编制概预算书。

## 第二节 管道和渠道的水力计算

### 一、管道水力计算

#### (一) 水头损失计算

##### 1. 沿程水头损失

管道沿程水头损失即管路摩擦损失水头, 它发生在管道均匀流的直线段, 是由于水流与管道内壁摩擦而消耗的机械能。

管道的沿程水头损失为

$$h_f = f \frac{Q^m}{d^b} L \quad (4-6)$$

式中  $h_f$ ——沿程水头损失, m;

- $L$ ——管长, m;
- $Q$ ——体积流量,  $\text{m}^3/\text{h}$ ;
- $m$ ——流量指数;
- $f$ ——管道摩阻系数;
- $d$ ——管道内径, mm;
- $b$ ——管径指数。

式(4-6)参数  $f$ 、 $m$ 、 $b$  可由试验得出, 也可参考表 4-1 取用。

表 4-1  $f$ 、 $m$ 、 $b$  值表

管 材 种 类		$f(Q:\text{m}^3/\text{s}, d:\text{m})$	$f(Q:\text{m}^3/\text{h}, d:\text{mm})$	$m$	$b$
混凝土及 当地材料管	糙率为 0.013	0.00174	$1.312 \times 10^6$	2.00	5.33
	糙率为 0.014	0.00201	$1.516 \times 10^6$	2.00	5.33
	糙率为 0.015	0.00232	$1.749 \times 10^6$	2.00	5.33
旧钢管、旧铸铁管		0.00179	$6.250 \times 10^5$	1.90	5.10
石棉水泥管		0.00118	$1.455 \times 10^5$	1.85	4.89
硬塑料管		0.000915	$0.948 \times 10^5$	1.77	4.77
铝质管及铝合金管		0.000800	$0.861 \times 10^5$	1.74	4.74

地面移动软管, 由于软管壁薄、质软, 并具有一定的弹性, 输水性能与一般硬管不同。过水断面随充水压力而变化, 其沿程阻力系数和沿程水头损失不仅取决于雷诺数、流量及管径, 而且明显受工作压力影响, 此外还与软管铺设地面的平整程度及软管的顺直状况等有关。在工程设计中, 地面软管沿程水头损失通常采用塑料硬管计算公式计算后乘以一个系数, 该系数根据软管布置的顺直程度及铺设地面的平整程度取 1.1~1.5。

### 2. 局部水头损失

管道的局部水头损失产生在水流边界突然发生变化, 即均匀流被破坏的流段, 由于水流边界突然变形促使水流运动状态紊乱, 从而引起水流内部摩擦而消耗机械能。例如断面的突然扩大或缩小, 断面的逐渐变大或收缩, 水流通过弯头、三通、四通等管件, 及水流通过各种闸阀、逆止阀、底阀、滤网等。

局部水头损失一般以流速水头乘以局部损失系数来表示, 见式(4-7)。管道系统的总局部水头损失等于管道上各局部水头损失之和。在实际工程设计中, 为简化局部水头损失的计算, 通常取沿程水头损失的 10%~15%。

$$h_j = \zeta \frac{v^2}{2g} \tag{4-7}$$

式中  $h_j$ ——局部水头损失, m;

$\zeta$ ——局部损失系数;



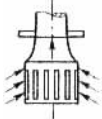

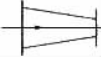
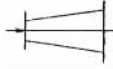





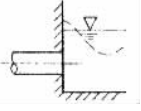
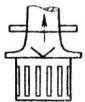

$v$ ——管内流速,  $\text{m}/\text{s}$ ;

$g$ ——重力加速度,  $g = 9.81\text{m}/\text{s}^2$ 。



局部损失系数  $\zeta$  可参考表 4-2 取用, 也可通过试验得出。

表 4-2 局部损失系数  $\zeta$  表

直角状进口	喇叭状进口	滤网	90°弯头	渐细接头	渐粗接头		
							
0.5	0.2	2~3 (大型—小型)	0.2~0.3 焊接件加 50%	0.1	0.25		
逆止阀	直流三通	折流三通	分流三通	直流分支三通	出口		
							
0.7	0.1	1.5	1.5	0.1~1.5	1		
滤网(带底阀)	吸水管直径 $d$ (mm)	40	50	75	100	125	150
	$g$	12	10	8	7	6.05	6
	吸水管直径 $d$ (mm)	200	250	300	400	500	750
	$g$	5.2	4.5	3.7	3	2.5	1.6
闸阀全开	全开时(即 $\frac{a}{d} = 1$ )						
	$d$ (mm)	15	20~50	80	100	150	
	$g$	1.5	0.5	0.4	0.2	0.1	
	$d$ (mm)	200~250	300~450	500~800	900~1000		
	$g$	0.08	0.07	0.06	0.05		

### 3. 多孔出流管水头损失计算

等间距、等流量分流的管道称作多孔出流管(简称多孔管)。由于多孔管的流量沿流程逐段递减, 计算沿程水头损失时应分段进行, 逐段计算两出口之间管道沿程水头损失, 叠加后即为该管段的沿程水头损失, 计算起来很麻烦。为了简化计算, 通常依据管道最大流量, 先计算沿程流量不变(不考虑分流)时的沿程水头损失  $h_f$ , 再乘以一个小于 1 的折减系数(多孔系数)  $F$ , 即得多孔管的沿程水头损失为

$$H_f = Fh_f \quad (4-8)$$

多孔系数  $F$  与出流孔数目、孔口位置及流量指数有关, 一般计算公式为

$$F = \frac{NF_1 + x - 1}{N + x - 1} \quad (4-9)$$

$$F_1 = \frac{1}{m+1} + \frac{1}{2N} + \frac{\sqrt{m-1}}{6N^2} \quad (4-10)$$

式中  $m$ ——所采用的沿程水头损失计算公式中的流量指数；

$N$ ——管上出水口总数；

$x$ ——第一个出水口到管道进口距离  $l_1$  与出水口间距  $l$  的比值，即  $x = l_1 / l$ ；

$F_1$ —— $x = 1$  时的多孔系数。

表 4-3、表 4-4 列出了常用铝质管及铝合金管、硬塑料管（流量指数  $m$  分别为 1.74 和 1.77）不同出口数目对应的多孔系数。

表 4-3 铝质管及铝合金管（流量指数  $m = 1.74$ ）的多孔系数

出水口数目 $N$	多 口 系 数		出水口数目 $N$	多 口 系 数	
	$F_1 (X=1)$	$F_{0.5} (X=0.5)$		$F_1 (X=1)$	$F_{0.5} (X=0.5)$
2	0.651	0.534	16	0.396	0.377
3	0.548	0.457	17	0.394	0.376
4	0.499	0.427	18	0.393	0.376
5	0.471	0.412	19	0.391	0.375
6	0.452	0.402	20	0.391	0.375
7	0.439	0.396	22	0.388	0.374
8	0.430	0.392	24	0.386	0.373
9	0.422	0.388	26	0.384	0.372
10	0.417	0.386	28	0.383	0.372
11	0.412	0.384	30	0.381	0.371
12	0.408	0.382	35	0.379	0.370
13	0.404	0.380	40	0.378	0.370
14	0.401	0.379	50	0.375	0.369
15	0.399	0.378	100	0.370	0.367
			> 100	0.365	0.365

#### 4. 串联管道与并联管道水力计算

(1) 串联管道。由管径不同的管段依次连接而成的管道，称为串联管道。串联管道内的流量可以是沿程不变的；也可以是沿程每隔一定距离有流量分出，从而各段有不同的流量。因为各管段的流量、直径不同，所以各管段的流速也不同。这时，整个管道的总水头损失等于各管段水头损失之和。

表 4-4 硬塑料管（流量指数  $m = 1.77$ ）的多孔系数

出水口数目 $N$	多 口 系 数		出水口数目 $N$	多 口 系 数	
	$F_1 (X=1)$	$F_{0.5} (X=0.5)$		$F_1 (X=1)$	$F_{0.5} (X=0.5)$
2	0.648	0.530	16	0.393	0.373
3	0.544	0.453	17	0.390	0.372
4	0.495	0.423	18	0.389	0.372
5	0.467	0.408	19	0.388	0.371

续表

出水口数目 $N$	多口系数		出水口数目 $N$	多口系数	
	$F_1 (X=1)$	$F_{0.5} (X=0.5)$		$F_1 (X=1)$	$F_{0.5} (X=0.5)$
6	0.448	0.398	20	0.387	0.371
7	0.435	0.392	22	0.384	0.370
8	0.425	0.387	24	0.382	0.369
9	0.418	0.384	26	0.380	0.368
10	0.413	0.382	28	0.379	0.368
11	0.407	0.379	30	0.378	0.367
12	0.404	0.378	35	0.375	0.366
13	0.400	0.376	40	0.374	0.366
14	0.397	0.375	50	0.371	0.365
15	0.395	0.374	100	0.366	0.363
			> 100	0.361	0.361

$$h_w = \sum_{i=1}^n h_{wi} = \sum_{i=1}^n (h_{fi} + h_{ji}) \quad (4-11)$$

式中  $h_w$ ——串联管道总水头损失, m;

$h_{wi}$ ——串联管道各管段的水损失, m;

$n$ ——串联管道管段数。

(2) 并联管道。凡是两条或两条以上的管道从同一点分叉而又在另一点汇合所组成的管道称为并联管道。在汇合点, 管道的流量等于各分支管道流量之和, 而各分支管道的水头则相等。因此, 按下列公式计算水头损失。

$$\left. \begin{aligned} h_w &= h_{w1} = h_{w2} = h_{w3} = \cdots \\ Q &= Q_1 + Q_2 + Q_3 + \cdots \end{aligned} \right\} \quad (4-12)$$

式中  $Q_1$ 、 $Q_2$ 、 $Q_3$ 、 $\cdots$ ——各分支管道的流量;

其余符号意义同前。

### 5. 丘陵区自流管灌的水力计算

丘陵区自流管灌的管道工作压力通常受静水压力控制。因此, 除进行上述水力计算外, 尚需按静水压力进行校核。

#### (二) 水锤计算

在低压管道系统中, 由于压力较小, 管内流速不大, 一般情况下水击压力不会太高。因此, 在低压管道中, 只要严格按照操作规程, 并配齐安全保护装置, 可不进行水击压力计算。但对于规模较大的低压管道输水灌溉工程, 应该进行水锤压力计算。

### 1. 水击波传播速度

$$C = \frac{1435}{\sqrt{1 + \frac{Kd}{Ee}}} = \frac{1435}{\sqrt{1 + \alpha \frac{d}{e}}} \quad (4-13)$$

式中  $C$ ——均质圆形管 ( $e/d < 1/20$ ) 水击波传播速度, m/s;

$d$ ——管径, m;

$e$ ——管壁厚度, m;

$K$ ——水的体积弹性模数, Pa, 随水温和水压的增加而增大, 25 个大气压以下的水温 10℃ 时的  $K = 2.06 \times 10^9$  Pa;

$\alpha$ ——水的弹性系数与管材弹性系数之比, 即  $\alpha = K/E$ ;

$E$ ——管材纵向弹性模数, Pa。

不同管材的  $\alpha$ 、 $E$  值见表 4-5。

表 4-5 水的弹性系数和管材弹性系数之比 ( $\alpha$ ) 值表

管 材	钢 管	球墨铸铁管	铸 铁 管	混 凝 土 管	钢 筋 混 凝 土 管	钢 丝 网 水 泥 管
$E (\times 10^9 \text{ Pa})$	206	151	108	20.6	20.6	20.6
$K/E = \alpha$	0.01	0.014	0.02	0.10	0.10	0.10
管 材	石 棉 水 泥 管	聚 氯 乙 烯 管	硬 聚 乙 烯 管	聚 丙 烯 管	灰 土 管	玻 璃 钢 复 合 管
$E (\times 10^9 \text{ Pa})$	32.4	2.8 ~ 3	1.4 ~ 2	7.84	5.88	14.7
$K/E = \alpha$	0.06	0.74 ~ 0.69	1.47 ~ 1.03	26276	0.35	0.14

### 2. 水击类型的判断

(1) 水击相时。水击波在管路中往返一次所需的时间, 即水击相时。可按式 (4-14) 计算。

$$T_i = \frac{2L}{c} \quad (4-14)$$

式中  $T_i$ ——水击相时, s;

$L$ ——计算管段管长, m;

$c$ ——水击波传播速度, m/s。

(2) 水击类型的判断。根据阀门关闭历时与水击相时, 可确定水击类型。当阀门关闭历时等于或小于一个水击相时, 瞬时关阀所产生的水击为直接水击; 而当阀门关闭历时大于一个水击相时, 瞬时关阀所产生的水击则为间接水击。

### 3. 水击水头计算

(1) 直接水击 (阀门关闭历时  $T_s \leq T_i$ ) 水头为

$$H_d = \frac{cv_0}{g} = \frac{2Lv_0}{gT_i} \quad (4-15)$$

(2) 间接水击 ( $T_s > T_i$ ) 水头为

$$H_i = \frac{2Lv_0}{g(T_i + T_s)} \quad (4-16)$$

上二式中  $H_d$ ——直接水击水头, m;

$H_i$ ——间接水击水头 (关阀为正, 开阀为负), m;

$T_i$ ——水击相时, s;

$T_s$ ——阀门关闭历时, s;

$v_0$ ——阀门前水的流速, m/s;

$g$ ——重力加速度,  $9.81\text{m/s}^2$ 。

#### 4. 几种情况下阀前压力水头计算

(1) 瞬时完全关闭管道末端 (下游) 阀门时, 在阀前产生的最大压力水头为

$$H_{\max} = H_{\text{静}} + \frac{cv_0}{g} = H_{\text{静}} + \frac{2Lv_0}{gT_i} \quad (4-17)$$

(2) 瞬时部分关闭管道末端 (下游) 阀门时, 在阀前产生的最大压力水头为

$$H_{\max} = H_{\text{静}} + \frac{c(v_0 - v_t)}{g} = H_{\text{静}} + \frac{2L(v_0 - v_t)}{gT_i} \quad (4-18)$$

式中  $v_t$ ——瞬时部分关闭阀门后管内产生的流速, m/s;

$H_{\text{静}}$ ——阀门前的静水头, m。

(3) 缓慢关闭自压或恒压管道末端 (下游) 阀门时, 在阀前产生的最大压力水头为

$$H_{\max} = H_{\text{静}} + \frac{H_{\text{静}} T_b}{2 T_s} \left[ \frac{T_b}{T_s} + \sqrt{4 + \left( \frac{T_b}{T_s} \right)^2} \right] \quad (4-19)$$

式中  $T_b$ ——管道中水柱惯性时间常数,  $T_b = \frac{Lv_0}{gH_0}$ ;

$H_0$ ——水泵正常工作时的水泵扬程, m。

(4) 瞬时关闭水泵出口 (即管道始端) 处的阀门时, 阀后产生的压力水头为

$$\text{最小水头: } H_{\min} = H_0 - \frac{cv_0}{g} \quad (4-20)$$

最大水头: 若  $H_{\min} > -10\text{m}$ , 则

$$H_{\max} = H_0 + \frac{cv_0}{g} \quad (4-21)$$

若  $H_{\min} < -10\text{m}$ , 则

$$H_{\max} = 2H_0 + 10 + \frac{c}{g} \frac{v_1}{\sqrt{1 + \frac{h_{\text{损}}}{H_0 + 10} \left( \frac{v_1}{v_0} \right)^2}} \quad (4-22)$$

$$v_1 = v_0 - \frac{g}{c} (H_0 + h_{\text{损}} + 10)$$

式中  $h_{\text{损}}$ ——管路水头损失, m。

(5) 缓慢关闭水泵出口 (即管道始端) 处的阀门时, 阀后产生的压力水头为

$$H_{\min} = H_0 - \frac{H_0 T_b}{2 T_s} \left[ \frac{T_b}{T_s} + \sqrt{4 + \left( \frac{T_b}{T_s} \right)^2} \right] \quad (4-23)$$

式中符号意义同前。

### 5. 防止水击压力的措施

在井灌区低压管道系统中，只要在设计和管理中采取有效防护措施，可不进行水击力计算。但在渠灌区，由于输水流量大，管网比井灌区复杂得多，设计时，必须进行水压力计算和分析。

水击压力计算公式表明：影响水击压力的主要因素有阀门启闭时间、管道长度和管内流速，因此，可针对以上因素在管道工程设计和运行管理中采取以下措施来避免和减小水击危害。

(1) 操作运行中应缓慢启闭阀门，以延长阀门启闭时间，从而避免产生直接水击并可降低间接水击压力。

(2) 由于水击压力与管内流速成正比，因此在设计中应控制管内流速不超过最大流速限制范围。

(3) 由于水击压力与管道长度成正比，因此在设计中可隔一定距离设置具有自由水面的调压井或安装安全阀、进排气阀，以缩短管道长度并削减水击压力。

## 二、渠系水力计算

渠系水流运动存在着均匀流和非均匀流两种常见流态，一般灌溉渠道按均匀流计算。但在实际运行管理中，由于水流受多种因素的影响，渠道中水的流态常为非均匀流。因此，本节分明渠均匀流水力计算和明渠非均匀渐变流水力计算两部分分别予以介绍。

### (一) 明渠均匀流的水力计算

#### 1. 计算公式

明渠均匀流水力计算的基本公式有两个，其一为连续方程式，即

$$Q = Av = \text{常数} \quad (4-24)$$

式中  $Q$ ——渠道过流量， $\text{m}^3/\text{s}$ ；

$A$ ——过水断面面积， $\text{m}^2$ ；

$v$ ——渠道断面平均流速， $\text{m}/\text{s}$ 。

另一则为均匀流的动力方程式，亦即谢才公式

$$v = C \sqrt{RJ} \quad (4-25)$$

式中  $C$ ——谢才系数；

$R$ ——水力半径， $\text{m}$ ；

$J$ ——水力坡降，均匀流水力坡降与渠底坡度相等，即  $J = i$ 。

根据连续方程和谢才公式，可得到计算明渠均匀流的流量公式

$$Q = AC \sqrt{Ri} = K\sqrt{i} \quad (4-26)$$

式中  $K$ ——流量模数，它综合反映明渠断面形状、尺寸和糙率程度对过水能力的影响， $\text{m}^3/\text{s}$ 。

## 2. 相关参数的确定

(1) 粗糙系数。在应用谢才公式时，需根据实际情况确定合理的谢才系数  $C$  值。而  $C$  是粗糙系数  $n$  和水力半径  $R$  的函数，但  $C$  值主要取决明渠表面的粗糙程度。在渠道设计中如果  $n$  值选用过小，则当通过设计流量时，就会因渠道断面尺寸不足，过水能力达不到设计要求，形成淤积或发生漫溢造成事故。反之，如果  $n$  值选用过大，不仅因为断面尺寸偏大，增加工程量造成浪费，还会形成冲刷。所以，在渠道水力计算时，合理确定  $n$  值是一个重要问题。

粗糙系数不仅与渠道表面材料粗糙突起的高度、形状及分布的不规则性有关，同时与流量大小、施工质量以及渠道建成后的运行管理情况有关。因此，选择粗糙系数，应结合实际情况全面地加以考虑。初步设计时，可参考表 4-6 选取。

表 4-6 渠道的粗糙系数  $n$  值

渠槽类型及情况	最小值	正常值	最大值
一、敷面或衬砌渠道，其材料为			
1. 金属			
(1) 光滑钢表面			
1) 不油漆的	0.011	0.012	0.014
2) 油漆的	0.012	0.013	0.017
(2) 皱纹的	0.021	0.025	0.030
2. 非金属			
(1) 水泥			
1) 净水泥表面	0.010	0.011	0.013
2) 灰浆	0.011	0.013	0.015
(2) 木材			
1) 未处理，表面刨光	0.010	0.012	0.014
2) 用木馏油处理，表面刨光	0.011	0.012	0.015
3) 表面未刨光	0.011	0.013	0.015
4) 用狭木条拼成的木板	0.012	0.015	0.018
5) 铺满焦油纸	0.010	0.014	0.017
(3) 混凝土			
1) 用刮泥刀作平	0.011	0.013	0.015
2) 用板刮平	0.013	0.015	0.016
3) 磨光，底部有卵石	0.015	0.017	0.020
4) 喷浆，表面良好	0.016	0.019	0.023
5) 喷浆，表面波纹	0.018	0.022	0.025
6) 在开凿良好的岩石上喷浆	0.017	0.020	
7) 在开凿不好的岩石上喷浆	0.022	0.027	

续表

渠 槽 类 型 及 情 况	最小值	正常值	最大值
(4) 用板刮平的混凝土底, 边壁为			
1) 灰浆中嵌有排列整齐的石块	0.015	0.017	0.020
2) 灰浆中嵌有排列不规则的石块	0.017	0.020	0.024
3) 粉饰的水泥块石圪工	0.016	0.020	0.024
4) 水泥块石圪工	0.020	0.025	0.030
5) 干砌块石	0.020	0.030	0.035
(5) 卵石底, 边壁为			
1) 用模板浇注的混凝土	0.017	0.020	0.025
2) 灰浆中嵌乱石块	0.020	0.023	0.026
3) 干砌块石	0.023	0.033	0.036
(6) 砖			
1) 加釉的	0.011	0.013	0.015
2) 在水泥灰浆中	0.012	0.015	0.018
(7) 圪工			
1) 浆砌块石	0.017	0.025	0.030
2) 干砌块石	0.023	0.032	0.035
(8) 修整的方石	0.013	0.015	0.017
(9) 沥青			
1) 光滑	0.013	0.013	
2) 粗糙	0.016	0.016	
(10) 槽内有植物生长	0.030	0.033	0.050
二、开凿或挖掘而不敷面的渠道			
1. 渠线顺直, 断面均匀的土渠			
(1) 清洁, 最近完成	0.016	0.018	0.020
(2) 清洁, 经过风雨侵蚀	0.018	0.022	0.025
(3) 清洁, 底部有卵石	0.022	0.025	0.030
(4) 有牧草和杂草	0.022	0.027	0.033
2. 渠线弯曲, 断面变化的土渠			
(1) 没有种植	0.023	0.025	0.030
(2) 有牧草和一些杂草	0.025	0.030	0.033
(3) 有茂密的杂草或有水生植物	0.030	0.035	0.040
(4) 土底, 碎石边壁	0.028	0.030	0.035
(5) 块石底, 边壁为杂草	0.025	0.035	0.040
(6) 圆石底, 边壁清洁	0.030	0.040	0.050
3. 用挖土机开凿或挖掘的渠道			
(1) 没有植物	0.025	0.028	0.033
(2) 渠岸有稀疏的小树	0.035	0.050	0.060
4. 石渠			
(1) 光滑而均匀	0.025	0.035	0.040
(2) 参差不齐而不规则	0.035	0.040	0.050



续表

渠 槽 类 型 及 情 况	最小值	正常值	最大值
5. 没有维护的渠道, 有杂草和小树			
(1) 有与水深相等高度的浓密杂草	0.050	0.080	0.120
(2) 底部清洁, 两侧壁有小树	0.040	0.050	0.080
(3) 在最高水位时, 两侧壁有小树	0.045	0.070	0.110
(4) 高水位时, 有稠密的小树	0.080	0.100	0.140

(2) 水力最佳断面及实用经济断面。当  $i$ 、 $n$ 、 $A$  一定时, 具有最大输水能力或具有最小湿周的过水断面称为水力最佳断面。其充分必要条件是:  $A = \text{常数}$  及  $\chi = \text{最小值}$ , 或  $dA/dh = 0$ ;  $d\chi/dh = 0$ 。

对于常用的梯形断面, 在已知  $m$  的情况下, 可推导出水力最佳断面的底宽与水深比、断面面积和水力半径, 分别为

$$\beta_m = \frac{b_m}{h_m} = 2(\sqrt{1+m^2} - m) = f(m) \quad (4-27)$$

$$A = 2(2\sqrt{1+m^2} - m)h_m \quad (4-28)$$

$$R_m = \frac{A}{\chi} = \frac{h_m}{2} \quad (4-29)$$

由此可见, 在任何边坡系数  $m$  的情况下, 梯形水力最佳断面的水力半径为水深的一半。

对于矩形断面,  $m = 0$ , 则  $b_m = 2h_m$ , 即矩形水力最佳断面的底宽为其水深的 2 倍。

(3) 允许流速。为防止渠道在运行过程中产生冲刷或淤积, 保证渠道的稳定和过水能力, 在设计时必须使渠道断面平均流速  $v$  控制在既不使渠道冲刷又不使渠道淤积的允许范围内。这样的流速称为允许流速或不冲不淤流速, 即设计渠道的流速  $v$  应满足

$$v' > v > v'' \quad (4-30)$$

式中  $v'$ ——不冲刷的允许流速 (最大流速);

$v''$ ——不淤积的允许流速 (最小流速)。

$v'$ 、 $v''$  是根据渠道土质和渠道的使用要求由经验决定, 表 4-7 ~ 表 4-10 所列各值可供设计参考。

表 4-7 粘性土渠道允许不冲流速

土 质	允许不冲流速 (m/s)
轻壤土	0.60 ~ 0.80
中壤土	0.65 ~ 0.85
重壤土	0.70 ~ 0.95
粘 土	0.75 ~ 1.00

注 表中所列允许不冲流速值为水力半径  $R = 1.0\text{m}$  时的情况。当  $R \neq 1.0\text{m}$  时, 表中所列数值应乘以  $R^\alpha$ , 指数  $\alpha$  值可按下列情况采用;

① 疏松的壤土、粘土  $\alpha = 1/3 \sim 1/4$ ;

② 中等密实和密实的壤土、粘土  $\alpha = 1/4 \sim 1/5$ 。

表 4-8 非粘性土渠道允许不冲流速

单位: m/s

土 质	水深 (m)	0.4	1.0	2.0	≥3.0
	粒径 (mm)				
淤 泥	0.005 ~ 0.05	0.12 ~ 0.17	0.15 ~ 0.21	0.17 ~ 0.24	0.19 ~ 0.26
细 砂	0.05 ~ 0.25	0.17 ~ 0.27	0.21 ~ 0.32	0.24 ~ 0.37	0.26 ~ 0.40
中 砂	0.25 ~ 1.0	0.27 ~ 0.47	0.32 ~ 0.57	0.37 ~ 0.65	0.40 ~ 0.70
粗 砂	1.0 ~ 2.5	0.47 ~ 0.53	0.57 ~ 0.65	0.65 ~ 0.75	0.70 ~ 0.80
细砾石	2.5 ~ 5.0	0.53 ~ 0.65	0.65 ~ 0.80	0.75 ~ 0.90	0.80 ~ 0.95
中砾石	5 ~ 10	0.65 ~ 0.80	0.80 ~ 1.00	0.90 ~ 1.10	0.95 ~ 1.20
大砾石	10 ~ 15	0.80 ~ 0.95	1.0 ~ 1.2	1.1 ~ 1.3	1.2 ~ 1.4
小卵石	15 ~ 25	0.95 ~ 1.2	1.2 ~ 1.4	1.3 ~ 1.6	1.4 ~ 1.8
中卵石	25 ~ 40	1.2 ~ 1.5	1.4 ~ 1.8	1.6 ~ 2.1	1.8 ~ 2.2
大卵石	40 ~ 75	1.5 ~ 2.0	1.8 ~ 2.4	2.1 ~ 2.8	2.2 ~ 3.0
小漂石	75 ~ 100	2.0 ~ 2.3	2.4 ~ 2.8	2.8 ~ 3.2	3.0 ~ 3.4
中漂石	100 ~ 150	2.3 ~ 2.8	2.8 ~ 3.4	3.2 ~ 3.9	3.4 ~ 4.2
大漂石	150 ~ 200	2.8 ~ 3.2	3.4 ~ 3.9	3.9 ~ 4.5	4.2 ~ 4.9
顽 石	> 200	> 3.2	> 3.9	> 4.5	> 4.9

注 表中所列允许不冲流速值为水力半径  $R = 1.0\text{m}$  时的情况。当  $R \neq 1.0\text{m}$  时, 表中所列数值应乘以  $R^\alpha$ , 指数  $\alpha$  值可采用  $\alpha = 1/3 \sim 1/5$ 。

表 4-9 石渠允许不冲流速

单位: m/s

岩 性	水 深 (m)	0.4	1.0	2.0	3.0
砾岩、泥灰岩、页岩		2.0	2.5	3.0	3.5
石灰岩、致密的砾岩、砂岩、白云石灰岩		3.0	3.5	4.0	4.5
白云砂岩、致密的石灰岩、硅质石灰岩、大理岩		4.0	5.0	5.5	6.0
花岗岩、辉绿岩、玄武岩、安山岩、石英岩、斑岩		15	18	20	22

表 4-10 防渗衬砌渠道允许不冲流速

防渗衬砌结构类别		允许不冲流速 (m/s)	
土 料	粘土、粘砂混合土	0.75 ~ 1.00	
	灰土、三合土、四合土	< 1.00	
水泥土	现场填筑	< 2.5	
	预制铺砌	< 2.0	
砌 石	干砌卵石（挂淤）		2.5 ~ 4.0
	浆砌块石	单 层	2.5 ~ 4.0
		双 层	3.5 ~ 5.0
	浆砌料石		4.0 ~ 6.0
	浆砌石板		< 2.5
膜 料 (土料保护层)	砂壤土、轻壤土		< 0.45
	中壤土		< 0.60
	重壤土		< 0.65
	粘 土		< 0.70
	砂砾料		< 0.90
沥青混凝土	现场浇筑	< 3.0	
	预制铺砌	< 2.0	
混凝土	现场浇筑	< 8.0	
	预制铺砌	< 5.0	
	喷射法施工	< 10.0	

注 表中土料类和膜料类（土料保护层）防渗衬砌结构允许不冲流速值为水力半径  $R = 1.0\text{m}$  时的情况。当  $R \neq 1.0\text{m}$  时，表中所列数值应乘以  $R^\alpha$ ，指数  $\alpha$  值可按下列情况采用：①疏松的土料或土料保护层  $\alpha = 1/3 \sim 1/4$ ；②中等密实和密实的土料或土料保护层  $\alpha = 1/4 \sim 1/5$ 。

渠道不淤流速  $v''$ ，应根据当地水流含沙情况由经验公式计算确定；对于一般灌溉渠道，为了防止渠中杂草丛生， $v''$  值一般取  $0.5\text{m/s}$  左右。

### 3. 工程实践中的明渠均匀流水力计算问题

水利工程中，梯形断面的渠道应用最广，其各水力要素间存在着下列函数关系

$$Q = AC \sqrt{Ri} = f(m, b, h, i, n) \quad (4-31)$$

实际工程中，边坡系数  $m$  及粗糙系数  $n$  是根据渠道护面材料的种类，用经验法确定。因此，梯形渠道均匀流的水力计算，实际上是根据渠道所担负的任务、施工条件、地形及地质状况等，预先选定  $Q$ 、 $b$ 、 $h$ 、 $i$  四个变量中的三个，然后，应用基本公式求

另一个变量。据此，工程实践中所提出的明渠均匀流的水力计算问题，可分为两大类：一类是对已成渠道进行校核性的水力计算；另一类是按既定的要求和技术条件，设计新渠道的水力计算。

(1) 对已成渠道进行校核性的水力计算。水利工程中，经常需要校核已成渠道的输水能力是否满足要求，并绘制水深—流量关系曲线以便于运行管理。有时则要求校核在某一水深时，流速是否满足不冲、不淤的限制。另外，还需要在已建渠道中测定粗糙系数，以便积累资料，供以后设计时参考。

1) 输水能力、水深—流量关系、校核流速的计算步骤：

- 计算不同水深下渠道断面的水力要素（断面面积、湿周、水力半径）；
- 根据糙率值和水力半径，计算谢才系数；
- 计算流量和流速；
- 绘制水深—流量关系曲线或进行流速校核。

2) 粗糙系数的计算步骤：

- 计算测定水深下渠道断面的水力要素；
- 根据式（4-25）计算谢才系数  $C$ ；
- 根据式  $C = \frac{1}{n}R^{1/6}$  计算粗糙系数  $n$ 。

(2) 设计新渠道时的水力计算。

1) 已知渠道的设计流量  $Q$ 、底坡  $i$ 、底宽  $b$ 、边坡系数  $m$  和粗糙系数  $n$ ，求水深  $h$ 。

对梯形断面： $A = (b + mh)h$ ， $\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$ ， $R = A/\chi$ ， $C = \frac{1}{n}R^{1/6}$  代入式（4-26）中，得

$$Q = (b + mh)h \frac{1}{n} \left[ \frac{(b + mh)h}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}} \right]^{y + \frac{1}{2}} \sqrt{i} \quad (4-32)$$

式（4-32）中， $Q$ 、 $b$ 、 $m$ 、 $n$ 、 $i$  为已知数，仅  $h$  为未知数，但由于该式为一高阶隐函数方程，直接求解  $h$  比较困难，通常采用试算—图解法求解。

试算—图解法的计算步骤为：先假设一系列  $h$  值，代入式（4-32）中，计算出相应的  $Q$  值，并绘制成  $h - Q$  曲线，然后根据已知流量，在此曲线上即可查出要求的  $h$  值。

2) 已知渠道的设计流量  $Q$ 、底坡  $i$ 、水深  $h$ 、边坡系数  $m$  和粗糙系数  $n$ ，求渠底宽度  $b$ 。

这一类问题的计算方法与求水深  $h$  的方法类似，亦采取试算—图解法求解。

3) 已知渠道的设计流量  $Q$ 、水深  $h$ 、底宽  $b$ 、边坡系数  $m$  和粗糙系数  $n$ ，求底坡  $i$ 。

这一类问题，相当于根据其他技术要求，拟定了渠道的断面形状、尺寸及护面情况，而计算底坡。利用谢才公式可直接求解，即

$$i = \frac{Q^2}{C^2 A^2 R} \quad (4-33)$$

4) 已知渠道的设计流量  $Q$ 、渠道允许流速  $v'$ 、底坡  $i$ 、边坡系数  $m$  和粗糙系数  $n$ ，试设计渠道断面尺寸。

这类问题的水力计算步骤为：

- 令渠中流速等于允许流速，由连续方程求所需过水断面面积  $A$ ；
- 由谢才公式求渠道的水力半径  $R$ ；
- 根据  $A$  和  $R$  求渠道的湿周  $\chi$ ；
- 根据断面水力要素  $\chi$  和  $A$  的关系式，求解水深  $h$  和底宽  $b$ 。

(3) 断面周界上粗糙度不同的明渠均匀流的水力计算。对于粗糙系数沿湿周变化的渠道，可把各部分湿周上的不同粗糙系数通过一个综合粗糙系数来反映，其水力计算方法同上。

综合粗糙系数  $n$  值的计算式如下：

当  $n_{\max}/n_{\min} > 1.5 \sim 2$  时

$$n = \left( \frac{\chi_1 n_1^{1.5} + \chi_2 n_2^{1.5} + \dots + \chi_m n_m^{1.5}}{\chi_1 + \chi_2 + \dots + \chi_m} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (4-34)$$

当  $n_{\max}/n_{\min} < 1.5 \sim 2$  时

$$n = \frac{\chi_1 n_1 + \chi_2 n_2 + \dots + \chi_m n_m}{\chi_1 + \chi_2 + \dots + \chi_m} \quad (4-35)$$

式中  $n_{\max}$ 、 $n_{\min}$ ——同一区段粗糙系数中的最大值和最小值；

$\chi_1$ 、 $\chi_2$ 、 $\dots$ 、 $\chi_m$ ——相应粗糙系数为  $n_1$ 、 $n_2$ 、 $\dots$ 、 $n_m$  的湿周。

(4) 复式断面明渠均匀流的水力计算。由于复式断面的水力要素与水深为非连续函数关系，因此不能直接采用上述方法计算，而是先将复式断面划分成几个部分，以使每一部分的湿周不致因水深的略微变化而产生急剧的增加。下面以图 4-1 所示的复式断面为例，说明其计算方法。

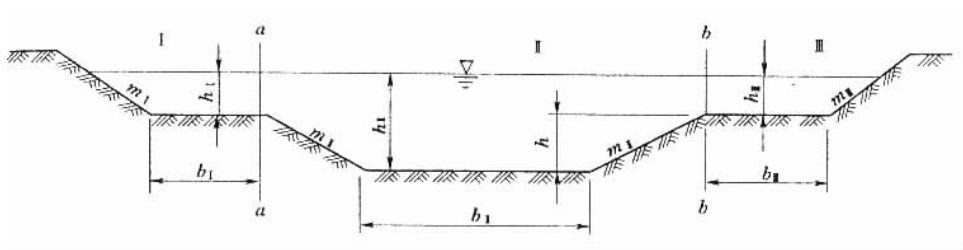


图 4-1 复式断面渠道

- 1) 用  $a-a$  及  $b-b$  铅垂线将图 4-1 所示的复式断面分为 I、II 及 III 三个部分；
- 2) 计算各部分的断面面积为

$$A_I = A_{III} = \left( b_I + \frac{m_I h_I}{2} \right) h_I$$

$$A_{\text{II}} = (b_{\text{II}} + m_{\text{II}} h') h' + (b_{\text{II}} + 2m_{\text{II}} h') h_{\text{I}}$$

3) 计算各部分的湿周为

$$\chi_{\text{I}} = \chi_{\text{III}} = b_{\text{I}} + h_{\text{I}} \sqrt{1 + m_{\text{I}}^2}$$

$$\chi_{\text{II}} = b_{\text{II}} + 2h' \sqrt{1 + m_{\text{II}}^2}$$

4) 计算各部分的水力半径为

$$R_{\text{I}} = R_{\text{III}} = A_{\text{I}} / \chi_{\text{I}}$$

$$R_{\text{II}} = A_{\text{II}} / \chi_{\text{II}}$$

5) 计算各部分的流量为

$$Q_{\text{I}} = Q_{\text{III}} = A_{\text{I}} C_{\text{I}} \sqrt{R_{\text{I}}^i}$$

$$Q_{\text{II}} = A_{\text{II}} C_{\text{II}} \sqrt{R_{\text{II}}^i}$$

通过复式断面的流量应为通过各部分流量的总和，即  $Q = Q_{\text{I}} + Q_{\text{II}} + Q_{\text{III}}$ 。

复式过水断面的平均流速为： $v = Q / (A_{\text{I}} + A_{\text{II}} + A_{\text{III}})$ 。

## (二) 明渠非均匀渐变流的水力计算

明渠渐变流的水力计算问题，归纳起来可分为三种类型：一是明渠水面线的计算；二是明渠流量的计算；三是明渠粗糙系数的计算。

### 1. 明渠渐变流水面曲线计算

(1) 计算公式。对人工明渠一般采用式(4-36)进行计算。

$$\frac{dE_s}{ds} = i - \frac{Q^2}{K^2} \tag{4-36}$$

$$\frac{dE_s}{ds} = i - \frac{v^2}{C^2 R}$$

$$\frac{Q^2}{K^2} = \frac{v^2}{C^2 R} = J$$

$$E_s = h + \frac{\alpha Q^2}{2gA^2}$$

$$K = AC\sqrt{R}$$

$$R = A/\chi$$

式中  $E_s$ ——断面比能，m；

$s$ ——流程，m；

其余符合意义同前。

在式(4-36)中涉及的因素有  $Q$ 、 $A$ 、 $h$ 、 $R$ 、 $i$ 、 $s$  等，其中  $Q$ 、 $i$  是几个独立的事先确定的因素，而  $A$ 、 $h$ 、 $R$ 、 $s$  是彼此相关的因素。式(4-36)为一阶微分方程，直接求解很困难。实践中是把式(4-36)中  $K$  或  $v$ 、 $C$ 、 $R$  等值都用计算流段上、下游断面的平均值代替，同时认为断面比能在有限长的流段内成线性变化，而将式(4-36)中微分改写成差分形式，并稍作调整，式(4-36)就变成了如下形式：

$$\Delta s = \frac{\Delta E_s}{i - J} = \frac{E_{sd} - E_{su}}{i - J} \quad (4-37)$$

式中  $E_{su}$  及  $E_{sd}$  ——流段上游断面及下游断面的比能。

$J = \frac{Q^2}{K^2} = \frac{\bar{v}^2}{C^2 R}$  中, 各水力要素的平均值, 可以用几何平均值或算数平均值代替。如

对  $K$  值, 可以采用以下几种形式的公式计算:

$$\text{算数平均值:} \quad \bar{K}^2 = \frac{1}{2} (K_u^2 + K_d^2)$$

$$\text{几何平均值:} \quad \bar{K}^2 = K_u K_d$$

$$\frac{1}{\bar{K}^2} = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{K_u^2} + \frac{1}{K_d^2} \right) = \frac{K_u^2 + K_d^2}{2K_u^2 K_d^2}$$

$$\bar{K} = \bar{A} \bar{C} \sqrt{R}$$

(2) 计算方法。式 (4-37) 具体计算时有两种作法。

1) 把明渠划分成若干计算流段, 对每一个计算流段, 在已知流段长  $\Delta s$  及某一断面水深 (上游断面或下游断面) 的情况下, 求解另一断面水深, 这样往往需要经过几次反复试算, 使之达到方程式 (4-36) 两边相等为止。

2) 在已知一断面水深的情况下, 假定另一断面水深, 代入方程 (4-37) 中, 计算相应的流段长  $\Delta s$ , 这样逐段计算下去, 便可得到水面曲线。

第一种方法只适应非棱柱体明渠, 对棱柱体明渠, 两种方法都可采用。

## 2. 明渠流量的计算

在明渠或天然河道中, 往往已知水面曲线、渠道断面形式、尺寸以及粗糙系数等, 需要计算明渠中通过的流量, 这时一般采用微分方程式 (4-38) 求解。

$$-\frac{dz}{ds} = (\alpha + \zeta) \frac{d}{ds} \frac{Q^2}{2gA^2} + \frac{Q^2}{K^2} \quad (4-38)$$

式 (4-38) 系一阶微分方程式, 在实用上常常把它改写成差分方程, 把其余的变量都用流段平均要素代替, 于是得到

$$-\frac{\Delta z}{\Delta s} = \frac{(\alpha + \zeta) Q^2}{2g} \frac{1}{\Delta s} \Delta \left( \frac{1}{A^2} \right) + \frac{Q^2}{K^2} \quad (4-39)$$

从式 (4-39) 中得出流量为

$$Q = \sqrt{\frac{Z_u - Z_d}{\frac{\alpha + \zeta}{2g} \left( \frac{1}{A_d^2} - \frac{1}{A_u^2} \right) + \frac{\Delta s}{K^2}}} \quad (4-40)$$

式中  $Z_u$  ——上游断面水位;

$Z_d$  ——下游断面水位;

$A_u$  ——上游过水断面面积;

$A_d$  ——下游过水断面面积;

$\alpha$  ——流速修正系数, 流速分布愈均匀,  $\alpha$  愈接近于 1;

$\zeta$ ——损失系数。

### 3. 明渠粗糙系数的计算

对于具有显著非均匀流特征的水流，按照非均匀流来计算粗糙系数。采用曼宁公式，由式（4-40）整理，得到

$$n = \frac{\bar{A} \bar{R}^{2/3}}{Q} \left[ \frac{Z_u - Z_d}{\Delta s} - (\alpha + \zeta) \frac{Q^2}{2g\Delta s} \left( \frac{1}{A_d^2} - \frac{1}{A_u^2} \right) \right]^{1/2} \quad (4-41)$$

式中  $n$ ——明渠粗糙系数；

其他符号意义同前。

## 第三节 泵站工程设计

水源工程包括水源和取（提）水工程，是节水灌溉工程的重要部分。水源按其存在形式可分为地表水源和地下水源两大类，地表水源包括江、河、湖、水库、坑塘等，地下水源的主要利用形式为机井。针对我国目前节水灌溉工程的发展现状，本节主要叙述小型水源工程的设计。

### 一、泵站布置与水泵选择

#### （一）站址选择

（1）由河流、湖泊、渠道取水的泵站，其站址应选择在有利于控制灌区，使输水系统布置比较经济的地点。泵站取水口应选择在主流稳定靠岸，能保证引水的河段（直流段或弯道的凹岸）。当引水口位于凹岸时，应特别注意其稳定性，如果河岸不够稳定，又无适当的地方选择取水口，则应采取相应的措施，确保取水口位置的稳定和能引入足够的流量供应泵站。

（2）直接从水库取水的泵站，站址应根据灌溉与水库的相对位置和水库水位变化情况，选择在岸坡稳定、靠近灌区、取水方便的地点。至于是从库区内取水还是坝后取水，应根据技术可靠性和经济合理性等诸方面情况，经分析论证后确定。

#### （二）泵站布置形式

（1）由河流取水的泵站，当河岸边坡较缓时，宜采用引水式布置，并应在引渠渠首设置进水闸；当河岸边坡较陡时，宜采用岸边式布置，其进水建筑物前缘宜与岸边齐平或稍向水源凸出。

由渠道取水的泵站，宜在取水口下游侧的渠道上设节制闸。

由湖泊取水的泵站，应根据湖岸边地形、水位变化幅度等，采用引水式或岸边式布置。一般说来，湖岸坡度较缓或湖水位变化幅度较大时，宜采用引水式；当湖岸坡度较



陡且湖水位变化幅度较小时,可采用岸边式。

由水库内取水的泵站,可根据水库岸边地形、水位变化幅度及农作物对水温的要求等确定泵房形式。当库岸坡度较缓、水位变化幅度较大时,可采用引水式固定泵房;当库岸坡度较陡、水位变化幅度不大时,可建岸边式固定泵房或竖井式泵房;当水库水位变化较大时,可采用浮船式泵房;当水位变化幅度很大时,可采用缆车式泵房或潜没式固定泵房。

(2) 从多泥沙河流上取水的泵站,当具备自流引水沉沙、冲沙条件时,应在引渠上布置沉沙、冲沙或清淤设施,当不具备自流引水沉沙、冲沙条件时,可在岸边设低扬程泵站,布置沉沙、冲沙及其他排沙设施。

(3) 紧靠山坡、溪沟修建的泵站,应设置排泄山洪和防止局部滑坡、滚石等的工程措施。

### (三) 水泵的选择

#### 1. 水泵流量

水泵的出水量应满足田间系统最大需水量的要求。

#### 2. 水泵扬程

水泵扬程是指用“m水柱”表示的水泵出口压力和入口压力之差。

(1) 总扬程用式(4-42)表示为

$$H = h_w + P + Z \quad (4-42)$$

式中  $H$ ——总扬程, m;

$h_w$ ——总水头损失, 它包括沿程损失和局部损失之和, m;

$P$ ——灌水器要求的工作水头, m;

$Z$ ——处于最不利条件下的灌水器与进水池水位的高差, m。

所选水泵的扬程应不小于由式(4-42)给出的总扬程。

(2) 水泵安装高程。水泵允许吸程应不小于实际吸程。离心泵的有效吸上高度按式(4-43)计算, 即

$$H_{\text{吸}} = H_s - 10 + \frac{P_0}{\gamma} - \frac{v_1^2}{2g} - h_w - \frac{P_{\text{汽}}}{\gamma} \quad (4-43)$$

式中  $H_{\text{吸}}$ ——有效吸上高度, m;

$H_s$ ——水泵允许吸上真空高度, m, 由生产企业提供或由水泵样本中查得;

$\frac{P_0}{\gamma}$ ——装置水泵处的大气压力水头, m, 见表4-11;

$\frac{v_1^2}{2g}$ ——水泵进口处流速水头, m;

$h_w$ ——吸水管路中的水头损失, m;

$\frac{P_{\text{汽}}}{\gamma}$ ——在工作水温下的水蒸气压力水头, m, 见表4-12。

表 4-11 视海拔而定的大气压力水头

海拔 (m)	-600	0	100	200	300	400	500	600	700
$\frac{P_0}{\gamma}$ (m 水柱)	11.3	10.3	10.2	10.1	10.0	9.8	9.7	9.6	9.5
海拔 (m)	800	900	1000	1500	2000	3000	4000	5000	
$\frac{P_0}{\gamma}$ (m 水柱)	9.4	9.3	9.2	8.6	8.1	7.2	6.3	5.5	

表 4-12 依温度而定的饱和水蒸汽压力水头

水温 (°C)	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$\frac{P_{汽}}{\gamma}$ (m 水柱)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	2.02	3.17	4.82	7.14	10.88

卧式离心泵的安装高程是

$$\nabla = \nabla_{集} + H_{吸} \tag{4-44}$$

式中  $\nabla$ ——卧式离心泵安装高程, m;

$\nabla_{集}$ ——集水池最低设计水位, m。

## 二、机房设计

### (一) 机房形式的选择

#### 1. 分基型

分基型机房的特点是进水池修建在机房外边, 进水池三边护砌, 一边(临引水渠边)开敞。其护砌工程主要是保护机房基础的稳固, 防止四周土坡的塌方。而靠近机房一侧的护砌工程, 有的做成挡土墙式, 见图 4-2; 有的做成护坡式, 见图 4-3。前者工程量较大, 但引水条件较好。

分基型机房只有在水源水位变化幅度小于所选水泵的有效吸上高度时才可选用。采用分基型机房时, 水泵的安装高程总是高于水源水位的。

分基型机房的优点是设备基础与机房基础分开, 可以避免相互影响。它主要适用于安装卧式水泵。当水源水位变幅较大时, 也可采用这种机房形式, 条件是开挖引水渠将机房设在挖方中, 在引水渠首采用闸门控制水位。

#### 2. 干室型

当水源水位变幅较大, 超过水泵的有效吸上高度时, 不宜采用分基型机房, 可以采用干室型机房。它的结构特点是: 为了避免在洪水时外水渗透入机房, 它的四周墙壁和底板用混凝土或钢筋混凝土建成一个不透水的整体, 形成一个干燥的地下室, 而机组则

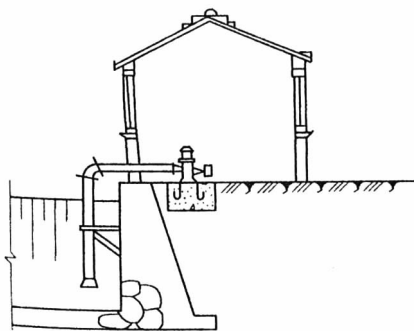


图 4-2 挡土墙式

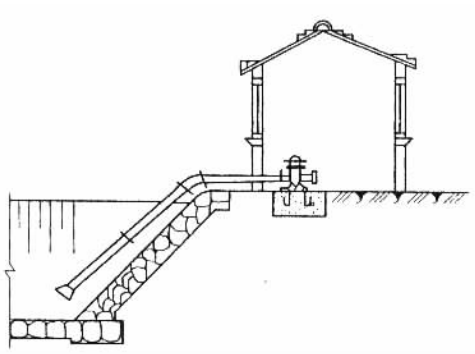


图 4-3 护坡式

安装在地下室，如图 4-4 所示。

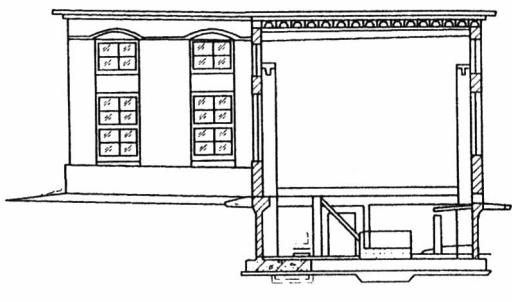


图 4-4 干室型机房（长方形）

干室型机房内可以安装卧式水泵机组，也可安装立式水泵机组。为了检修方便，在水泵的出水管或进水管上均需装闸阀。管路穿墙处要妥善处理。

在机房高度较大的情况下，为了充分利用空间，往往修筑上层楼板，而将立式电动机或者配电设备安装在楼板上，有利电气设备的防潮。由于设有地下室，机房的通风和

防潮问题在设计时需要注意。在自然通风不能满足散热要求时，应该采用机械通风。机房的墙壁和底板要满足防渗要求。室内要设置排水沟和集水井，以便将废水排到室外。

### (二) 机房布置与尺寸确定

#### 1. 机组的布置

机组的布置关系到机房尺寸的确定问题，因此既要考虑安装管理和检修设备的方便，又要考虑合乎经济的要求，一般有如下几种布置形式：

(1) 一列式布置。使各机组轴线位于同一直线上成单行排列。这种布置的优点是简单方便，机房跨度小。既适用于卧式机组，也适用于立式机组，如图 4-5 (a) 所示。

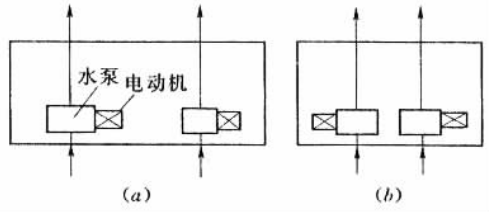


图 4-5 一列式布置

一列式布置适用于机组不多的情况，若水泵较大，机组数目仅 2 台，又遇到进水池是深挖时，可以考虑将水泵放在中间，电动机放在两边，如图 4-5 (b) 所示，以减少进水池的宽度。

(2) 从水泵样本上可知，Sh 型（或 S 型）双吸卧式离心泵从传动方向看，水泵是逆时针方向旋转的。从水泵进水口向出水口方向看，联轴器在水泵的右边。因此图 4-5 (a) 所示的布置情况是合适的。但为了满足交错排列布置的要求，如图 4-5 (b) 的布置情况时，则一部分水泵的旋转方向和联轴器的位置与样本要求的一样。而另一部分水泵，从进水口向出水口方向看，联轴器却在左边；从传动方向看，水泵又是顺时针方向旋转，恰与样本要求的相反。这一点在水泵定货时必须加以说明，才能满足交错排列布置的要求。

(3) 各机组轴线互相平行的单行布置。当采用悬臂式 IS 型（或 IB 型）水泵时，可采用这种布置，如图 4-6 所示。

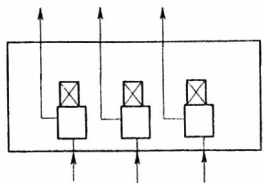


图 4-6 轴线互相平行的单行布置



#### 2. 管路的布置

管路布置得合理与否，也是排灌站设计中一个重要问题，它不仅影响到工程投资，而且还会影响到建成后运行费用和管理方便等问题。

#### (1) 吸水管路的布置：

1) 吸水管的口径应大于或等于水泵进口，决不能小于水泵进口，否则会增大水头损失。一般以进水管流速来设计管径的大小，吸水管进口流速可控制在  $0.8 \sim 1.0\text{m/s}$ ，而管内流速可控制在  $1.0 \sim 1.4\text{m/s}$  范围内为宜。

2) 水泵进口应尽可能避免直接安装弯管，否则水流进入叶轮时，流速分布不均匀，影响水泵效率和气蚀性能，对于双面进水的叶轮还会增大轴向推力，使轴承发热。为了避免上述缺点，最好在水泵进口及弯管之间安装一节偏心异径管，以调整管中流速（直管也有一定的作用）。它的长度可以是水泵进口直径的  $3 \sim 5$  倍。吸水管的进口如能做成圆锥形（不同于一般的喇叭口）而不是圆柱形（没有喇叭口），可以大大减少水头损失。试验证明，圆柱形吸水管的阻力系数要比圆锥形的大 4 倍多，同时悬空高度也要大些。这种圆锥形吸水管的圆锥中心角为  $8^\circ \sim 16^\circ$ ，长度为  $4 \sim 7 (D/d)$ 。其中  $d$  为吸水管管径， $D$  为吸水管进口直径，一般采用  $D = (1.2 \sim 1.5) d$ ，如图 4-7 所示。

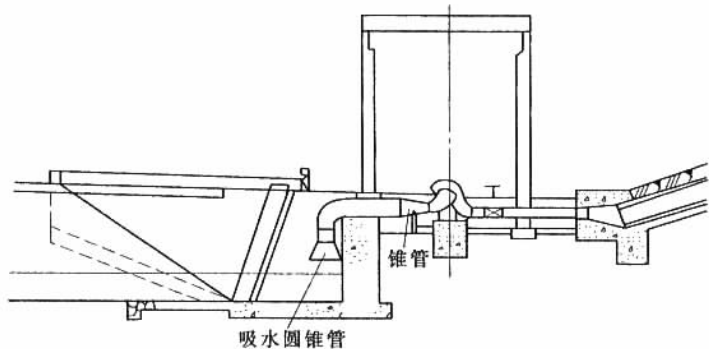


图 4-7 吸水管的安装

3) 吸水管路尽量要短，其长度以不大于  $25\text{m}$  为宜，弯头愈少愈好，以减少管路阻力损失。吸水管应当有不小于  $5\%$  的坡度向着水泵稍微上升，使吸水管内水中逸出的空气能够随水自由地流向水泵，避免造成水泵的振动和减小流量，如图 4-8 所示。图 4-9 系吸水管几种连接的形式。

4) 吸水管要有牢固的支承，可用支墩、支架和吊架，避免管子的重量及外力传给水泵而造成法兰和泵轴的损坏。

5) 吸水管的接头要求很严格，不允许漏气。

6) 吸水管的进口应安装如上所述的圆锥管或喇叭口，如图 4-7 所示。对于小型水泵，在吸水高度不大的情况下，采用底阀装置可便于引水，在底阀下端应附有滤网，以防杂物进入。其进水面积应比进水管截面积大  $4 \sim 5$  倍，底阀应时常清理，并便于装拆。对于超过  $300\text{mm}$  直径的吸水管路，可不要采用底阀装置。

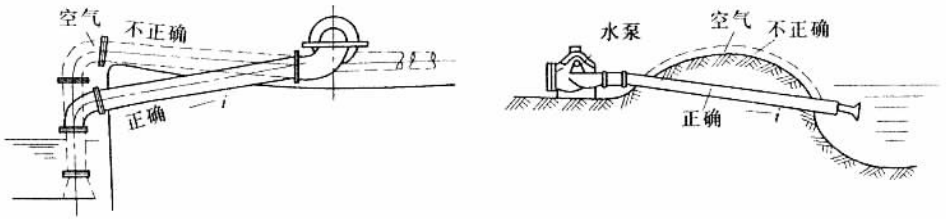


图 4-8 吸水管布置图

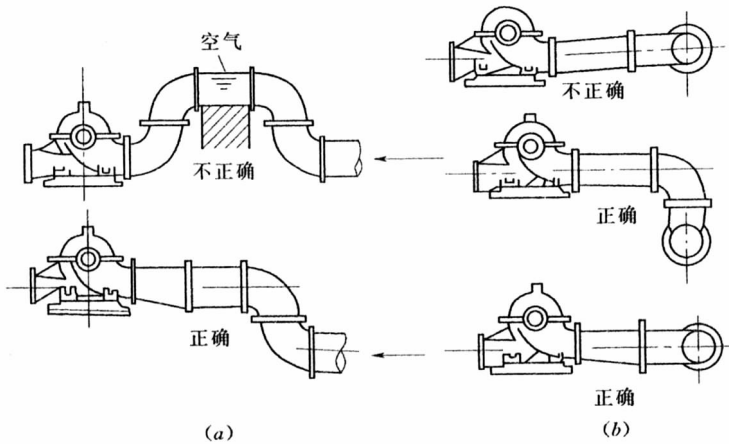


图 4-9 吸水管连接图

(2) 压力水管的布置:

1) 压力水管的连接, 要求不漏水, 对于抽真空引水的水泵还要求不漏气。

2) 支承点要牢固。铺设在斜坡上的压力水管, 其最大坡度最好不超过天然土壤的摩擦角。在平面或立面上转弯处要设置镇墩。在选用钢管与铸铁管时, 需要设置支墩。支墩基础要牢固, 最好设置在老土上, 而不宜建在填土上。

3) 在选用钢管时, 两个镇墩之间要设置伸缩接头, 以减少管中温度应力和便于管路拆装。

4) 压力水管力求短而直, 尽量避免转弯, 管径不应小于水泵出口直径。压力水管内流速控制在 1.5 ~ 2.5m/s 之间, 并用渐扩管与水泵出口相连接, 锥度以 8° ~ 10°, 长度  $L = (6 \sim 7) (D_1 / D_2)$  为宜。其中  $D_1$  为压力水管直径,  $D_2$  为水泵出口直径。

5) 离心泵压力水管中一般需装置闸阀, 以便启动、调节及检修设备之用。

3. 机房尺寸的确定

(1) 机房宽度和长度。主要根据机电设备的布置来确定。机房宽度应当由水泵进、出水侧阀门和管路配件的尺寸, 穿墙套管的安装间隙, 走道和配电盘的位置来确定。最小宽度不宜小于 4.5m。机房的长度, 考虑机组的长度 (沿机房长度方向), 它们之间的距离, 检修间的位置等因素来决定。同时还要考虑水泵吸水管与进水池宽度的要求, 使

它们互相适应。为了减少工程量,进水池宽度也可小于机房长度。对于安装立式水泵的湿室型机房的平面尺寸,务使水泵层与电机层的布置相适应,如不相适应时(一般电机层比水泵层要宽),则在结构上进行处理(如增加悬臂)。表4-13分别列出了机电设备间的间距,可供确定机房尺寸时的参考。

表4-13 机房内部设备间间距

单位: cm

机组流量 (L/s)	< 500	500 ~ 1500	> 1500
设备顶端与墙间	70	100	120
设备与设备顶端间	80 ~ 100	100 ~ 120	120 ~ 150
设备与墙间	100	125	150
平行设备之间	100 ~ 120	120 ~ 150	150 ~ 200
高压或立式电动机组间	150	150 ~ 175	200

- 注 1. 当机组流量在 500L/s 以下,而功率大于 50kW 时,机组间的过道应不小于 1m。  
 2. 机组与配电盘之间的过道不应小于 1.2m,一般取 1.5m。  
 3. 当机组台数较多,并需装设排水泵或真空泵时,可在机房的一端另外增加 2.0~2.5m 的空间。如机房较宽,也可布置在主机组之间靠墙的空地上。  
 4. 当卧式水泵采用皮带传动时,机组间距主要取决于水泵和动力机的外侧主动皮带的距离,以及操作人员的走道和部件的检修范围(取 0.8~1.0m)。

(2) 机房高度。指进口处地坪或平台至室内屋顶梁底的距离。在没有吊车起重设备的情况下,以不小于 4.0m 为宜,辅助机房高度不小于 3m,配电间高度为 4.2~4.4m。在有吊车设备时,应通过计算确定。下面分别介绍各类型机房高度的计算。

1) 分基型机房高度的确定。分基型机房立面尺寸如图 4-10 右半部所示。

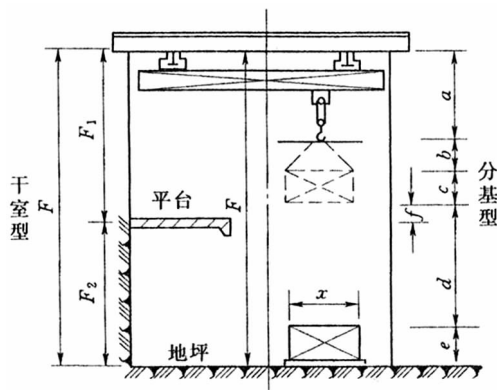


图4-10 机房立面尺寸示意图

分基型机房高度的计算公式为

$$F = a + b + c + d + e \quad (4-45)$$

式中  $F$ ——机房高度, m;

- $a$ ——屋面梁底到起重钩中心距离，即起重设备与屋面梁之间的距离（包括起重吊车轨道的高度，起重设备在绳索绕紧状态下的高度）， $m$ ；
- $b$ ——起重绳的垂直长度（对于水泵为  $0.85x$ ，对于电动机为  $1.2x$ ， $x$  为起重部件宽度）， $m$ ；
- $c$ ——最大一台水泵或电动机的高度， $m$ ；
- $d$ ——吊起部件底部和最高一台机组顶部的距离，一般不小于  $0.5m$ ；
- $e$ ——最高一台水泵或电动机顶端至室内地坪的高度（当汽车可以进入机房，利用吊车装卸设备时， $e$  也为汽车车厢底板到室内地坪的高度， $m$ ，设计时应选用其中的大者。

2) 干室型机房高度的确定。干室型机房立面尺寸如图 4-10 左半部所示。

$$F = F_1 + F_2 \quad (4-46)$$

$$F_1 = a + b + c + f \quad (4-47)$$

式中  $F_1$ ——机房地面以上的高度， $m$ ；

$F_2$ ——机房地下室部分的高度，其值由设计洪水位确定， $m$ ；

$f$ ——吊起物底部与机房进口处室内地坪或平台的距离，一般不小于  $0.2m$ ；其余符号意义同前。

### 三、进水建筑物的设计

#### （一）前池的设计

前池是引水渠与进水池或机房之间连接的建筑物，它具有平顺扩散水流的作用。前池主要有两种形式：

(1) 一种是侧面进水的前池，即引渠中水流方向和进水池中的水流方向成垂直或成一定的角度。采用这种侧面进水的前池，如果机房过分靠近引水渠并且缩窄过甚，往往会造成很大的水面坡降，增加水头损失，降低水泵效率。引水渠的流速一般控制在  $0.5 \sim 0.6m/s$  为宜，最大不要超过  $1m/s$ ，并且在引渠与前池连接处加设流线形的导流墩，以便改善进水条件。

(2) 另一种是正面进水的前池，即引水渠中的水流方向与进水池中的水流方向一致。采用这种形式的前池与引水渠衔接是一个渐变的梯形扩散段。为了使前池有一个良好的进水条件，应当考虑到当地的地形、地质及施工技术等要求来确定前池的形式和尺寸。

##### 1. 前池扩散角 $\alpha$ 的确定

根据排灌站前池中水流一般为缓流的特点，前池扩散角  $\alpha$  按下列情况确定：

(1) 当引水渠中水流平均流速为  $0.5 \sim 0.7m/s$  时， $\alpha = 45^\circ \sim 40^\circ$ 。

(2) 当引水渠中水流平均流速为  $0.7 \sim 1.0m/s$  时， $\alpha = 40^\circ \sim 20^\circ$ 。

(3) 在特殊情况下，为了缩短前池的长度， $\alpha$  值也可以增大到  $60^\circ$ 。



## 2. 前池长度 $L$ 的确定

当引水渠渠底宽度  $b$  和进水池宽度  $B$  已定后, 可根据已经选定的前池扩散角  $\alpha$ , 求出前池的长度  $L$  为

$$L = \frac{\frac{1}{2}(B - b)}{\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}} \quad (4-48)$$

在  $B/b < 4$  的情况下, 前池内有可能避免死水和回流的出现, 此时前池的长度将较为经济合理。

## 3. 前池底坡 $i$ 的确定

当引水渠末端的渠底高程高于进水池底的高程  $\Delta H$  时, 前池的池底往往做成斜坡形式, 它的底坡  $i$  为

$$i = \frac{\Delta H}{L} \quad (4-49)$$

试验证明, 底坡  $i$  也会影响池中流态和工程量的大小, 一般认为:  $i = 0.2 \sim 0.3$  是比较合适的, 有时也可做成复式底坡。同时在底坡坡脚与吸水管中心线之间至少应保持良好的  $4D_{\text{进}}$  的距离, 以便使水流平顺地进入管口 ( $D_{\text{进}}$  为吸水管进口直径)。

## 4. 边坡系数 $m$ 和岸墩翼墙形式的确定

边坡系数  $m$  和引水渠的边坡系数一样和土质、挖深等因素有关。前池的翼墙可以做成直立的, 也可以做成倾斜的, 还可以做成弧形的。试验结果表明, 岸墩翼墙的内壁与主流方向的夹角  $\beta = 45^\circ$  的直立翼墙, 可为进水池提供较好的水流条件。

## (二) 进水池的设计

流入进水池中的水流应力求通畅, 速度小而均匀, 不允许有漩涡产生。因为漩涡是影响水泵吸水性能的主要因素。为了避免在水泵吸水管周围产生漩涡以防空气进入水泵和减小水流进入吸水管的损失, 因此对进水池的形状、大小、吸水管口至池底的最小距离, 吸水管的淹没深度, 进水池的宽度, 吸水管间的距离及其与进水池墙壁的距离和吸水管在进水池中的位置和形式等都应有合理的布置与相适应的尺寸。

### 1. 进水池最小宽度的确定

当吸水管的进水口以下至池底间所形成的圆柱表面积等于进口面积  $\frac{\pi D^2}{4}$  时, 如果将其展开, 使进水高为  $D/4$  时, 则进水宽度应为  $\pi D$ , 实际上采用进水池宽度  $B = (2 \sim 3) D$  ( $D$  为进口直径), 以池中流速控制在  $0.3\text{m/s}$  左右来确定, 如图 4-11 所示。

### 2. 进水池长度的确定

进水池的长度, 一般应当满足从管口中心至进水池进口的距离不小于  $4D$  ( $D$  为进口直径) 的要求。

### 3. 吸水管进口至池底的最小距离——悬空高 ( $h_1$ ) 的确定

为了保证水流进入吸水管时流速和压力的分布均匀, 一般采用  $h_1 = (0.5 \sim 0.7) D$

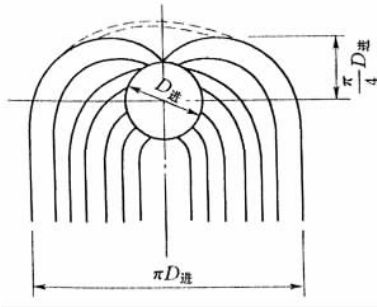


图 4-11 吸水管展开图

( $D$  为进口直径)。对于小管径可采用较大的倍数，对大管径可采用较小的倍数，见图 4-12。

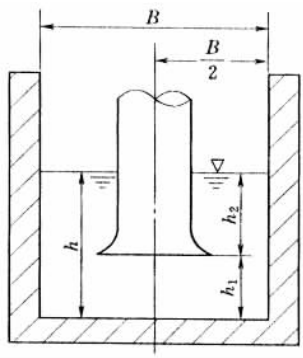


图 4-12 吸水管在进水池中的位置图



#### 4. 吸水管的最小淹没深度 $h_2$ 的确定

为了防止水泵吸水时在吸水管周围形成漩涡，使空气进入水泵，一般选用  $h_2 = (0.5 \sim 1.0) D$  ( $D$  为进口直径)，但其最小淹没深度在任何情况下不应小于 0.4m。

如果由于某种原因不能满足吸水管最小淹没深度的要求，当管径较小时，可在管口装置防止产生漩涡的隔板，见图 4-13。当管径较大时，则在管子周围漂放木板来消除漩涡。

#### 5. 进水池中吸水管之间和吸水管距进水池壁间距离的确定

当吸水管有单独的进水池时，不论其管径大小，则其进水口管壁与池壁间的距离采用  $l = D$ 。如几个吸水管共有个进水池时，当小管径时仍采用  $l = D$ 。而两根吸水管进口边缘间的距离，一般选用  $S = (1.0 \sim 1.5) D$  ( $D$  为进口直径)。

#### 6. 进水池后墙形式及管口至后墙距离的确定

进水池水下部分的后墙形式及管口至后墙距离的大小对水泵的工作都有一定的影响。从图 4-14 可以看出，半圆形后墙图 4-14 (b) 的水力阻力系数  $\zeta$  最大，非对称涡形图 4-14 (d) 的水力阻力系数  $\zeta$  最小，但施工不方便。为了改善图 4-14 (a)、

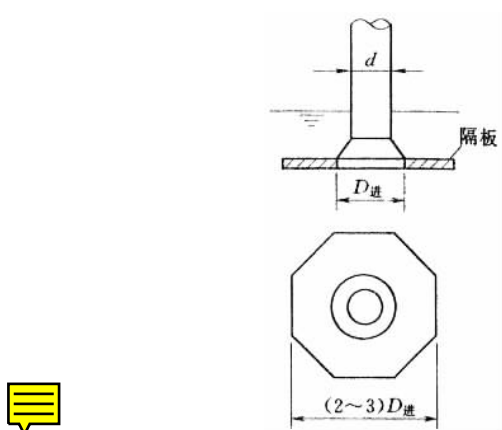


图 4-13 隔板装置示意图

(b) 二者的水流条件，可以在进水池中加设隔板，如图 4-15 所示。图 4-15 中 (a)、(c) 比 (b)、(d) 效果更好些。至于管口中心至后墙的距离  $T$  的大小，一般以靠近后墙（即  $T=0.5D$  时）为好，可以保证机组运行时有较高的效率。

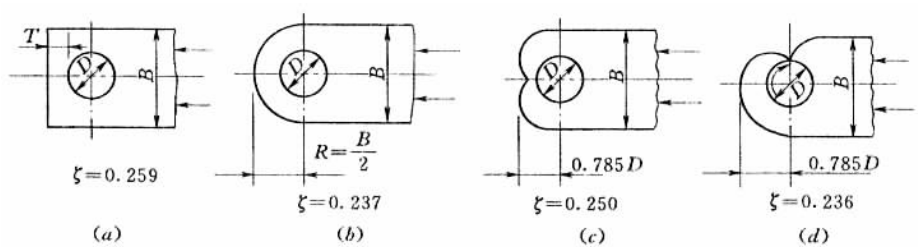


图 4-14 进水池后墙的形式

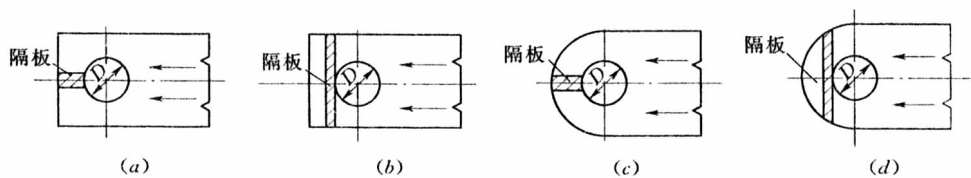


图 4-15 进水池中的隔板位置

## 四、地基与基础设计

### (一) 地基稳定

机房因地基问题而遭受破坏，有如下几种情况：

(1) 地基发生过大沉陷或较大的不均匀沉陷，使机房产生裂缝以致倾塌。

(2) 外荷载超过地基最大承载能力，使地基发生深层局部滑动或深层整体滑动（稳定问题）。

(3) 由于外荷载作用使建筑物沿基底接触面滑动或绕基脚倾复。

在泵站中，有时天然地基不能满足建筑物的要求时，应采取一定的工程措施对天然地基进行处理。处理的目的是：增大地基的稳定性；减小地基的沉陷；防止渗流对地基的破坏等。

## (二) 机组基础设计

机组基础是为了固定机组的相对位置，避免不均匀沉陷，同时承受机组的重量和运转中的振动力，保证机组安全运行。因此机组基础要坚实牢固，并具备一定的基础面积以及足够的重量和刚性。

### 1. 机组基础的重量

机组基础一般用 C7.5 或 C10 混凝土浇注而成，基础尺寸通常由水泵厂或柴油机厂提供，也可通过计算确定。机组基础的平面尺寸比机组底座四周大出 8~10cm，底座尺寸可在水泵或柴油机样本中查阅。基础体积和重量的确定可参考表 4-14 和表 4-15。

表 4-14 机座基础体积和重量表

机械形式	混凝土基础体积 (以 m <sup>3</sup> /kW 计)	基础重量 (以 kg/kW 计)
电动机和离心泵功率 不大的立式柴油机	0.08 ~ 0.27	163 ~ 540
单缸的立式柴油机	0.68	1360
双缸的立式柴油机	0.54	1100
三缸的立式柴油机	0.41	815
四缸的立式柴油机	0.34	680

表 4-15 电动机带动的水泵机座重量表

电动机功率 <i>N</i>	机座块体重量 (t/kW)
<i>N</i> < 150kW	0.23 ~ 0.75
<i>N</i> > 150kW	0.23 ~ 0.50

知道了基础的体积和已确定的基础面积，可算出基础高度。一般基础面要比地面高出 5~10cm。

水泵和动力机用皮带传动时，水泵和动力机基础也可以分开。确定基础重量和体积，可按下式计算

$$W = \frac{P}{f} \tag{4-50}$$

$$P = 4500 \times \frac{N}{dn} \quad (4-51)$$

式中  $W$ ——基础重量, kg;  
 $P$ ——皮带拉力, kg;  
 $N$ ——水泵所需最大功率, kW;  
 $n$ ——水泵转速, r/min;  
 $d$ ——水泵皮带轮直径, m;  
 $f$ ——基础与土壤间的摩擦系数。

寒冷地区基础深度应大于土壤冰冻层深度。

机组和基础的全部重量对土壤的压力不允许超过土壤的安全载重量。

## 2. 机组基础的稳定

作用于机座上的力如图 4-16 所示,  $G_1$  为机座自重,  $G_2$  为机组重量;  $R$  为电机的扰力(惯性力), 其计算式为

$$R = \frac{4q}{g} e (2\pi n)^2 \quad (4-52)$$

$$e = \frac{60}{20 + n^2}$$

式中  $q$ ——电机转子重,  $q = 0.4 \times$  电机自重;  
 $g$ ——重力加速度,  $g = 9.81 \text{m/s}^2$ ;  
 $n$ ——转子旋转数,  $\text{s}^{-1}$ ;  
 $e$ ——旋转轴的偏心距, mm。

图 4-16 中,  $M$  为电机的扰力矩, 其计算式为

$$M = Rh \quad (4-53)$$

因短路扭矩产生的水平推力  $P_H$  为

$$P_H = \frac{M_k}{h} \quad (4-54)$$

式中  $M_k$ ——电机短路时的扭矩。

阻止绕  $O$  点转动的抗倾安全系数  $K_q$  为

$$K_q = \frac{G_1 x_1 + G_2 x_2}{M + M_k} \geq 1.2 \sim 1.3 \quad (4-55)$$

阻止沿  $OB$  线滑动的抗滑安全系数  $K_h$  为

$$K_h = \frac{(G_1 + G_2)f}{R + P_H} \geq 1.2 \sim 1.3 \quad (4-56)$$

式中  $f$ ——圬工与土壤摩擦系数。

## 3. 机组基础的振幅

当设计机组基础时, 基础和机组的总重心与基底面积的形心必须力求位于同一垂直线上; 位于基础上为不同类型的结构时, 基础及机组的总重心按传至基础上结构的重量求算; 如土的计算强度等于或小于  $0.15 \text{MPa}$  时, 则偏心值不得大于上重心偏差方向一面

基底边长（如图 4-16 中之  $a$ ）的 3%，而当土的计算强度大于 0.15MPa 时，则不得大于 5%。

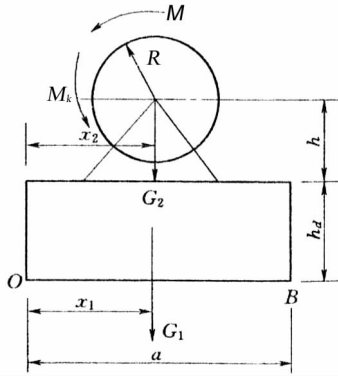


图 4-16 机座受力简图

对于转数等于及小于 1000r/min 的动力机基础，需要进行机组基础的振动计算。振动计算的内容包括：

(1) 考虑到动力机扰力的垂直分力的影响所产生的基座垂直振动的振幅，可按下式计算：

$$A_z = \frac{P_z}{C_z F - m\omega^2} \quad (4-57)$$

(2) 考虑到与基础高度  $h_d$  起对比关系的基底尺寸  $a$ （对卧式机组取活塞滑动方向，对立式机组取垂直于主轴方向），以确定机组基础上边缘的水平振动振幅，可按下式计算：

$$A_x = \frac{P_x}{C_x F - m\omega^2} \quad (4-58)$$

$$m = \frac{G_1 + G_2}{9.81}$$

$$C_x = (0.5 \sim 0.7) C_z$$

（适用于  $a > 3h_d$  时）

式中  $P_x$ 、 $P_z$ ——动力机的扰力（ $P_x = P_z = R$ ），t；

$F$ ——基础面积， $m^2$ ；

$m$ ——动力机、水泵及其基座的质量， $t \cdot s^2/m$ ；

$\omega$ ——动力机回转角频率（ $\omega = 0.105n$ ）， $s^{-1}$ ；

$C_z$ ——天然地基弹性均匀压缩系数，一般由土工试验确定，当无试验资料时，可参考表 4-16。

$C_x$ ——天然地基弹性均匀剪切系数。

表 4-16 天然地基弹性均匀压缩系数

土的计算强度 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	$C_2$ ( $\text{t}/\text{m}^3$ )
1	2000
2	4000
3	5000
4	6000
5	7000

动力基础振动振幅的计算值，不应超过表 4-17 的规定。

表 4-17 动力基础振动振幅的允许值

转数 $n$ (r/min)	> 750	500 ~ 750	200 ~ 500	< 200
最大振动振幅值 (mm)	0.10	0.15	0.20	0.25

## 第四节 渠道防渗工程设计

### 一、防渗材料和方法

目前我国各地采用的渠道防渗形式有土料防渗、水泥石防渗、砌石防渗、膜料防渗、沥青混凝土防渗、混凝土防渗、土壤固化剂固土防渗等，其中膜料防渗和混凝土防渗近年来最为常用，土壤固化剂固土防渗尚处于试验研究阶段。

选择渠道防渗形式应贯彻因地制宜、就地取材的原则，根据当地的气候、地形、土质、地下水位等自然条件，渠道大小、输水方式、防渗标准、耐久性等工程要求，土地利用、材料来源、劳力、能源及机械设备等社会经济因素，参照表 4-18，结合当地实践经验，通过技术经济比较后确定。

表 4-18 常见渠道防渗形式的主要特性

防渗形式		主要原材料	允许最大渗漏量 [ $\text{m}^3 / (\text{m}^2 \cdot \text{d})$ ]	使用年限	适用条件
土料	粘性土 粘砂混合土	粘质土、 砂、石、 石灰等	0.07 ~ 0.17	5 ~ 15	就地取材，施工简便，造价低，但抗冻性、耐久性较差，工程量大，质量不易保证，可用于气候温和地区的中、小型渠道
	灰土 三合土 四合土			10 ~ 25	

续表

防渗形式		主要原材料	允许最大渗漏量 [m <sup>3</sup> / (m <sup>2</sup> ·d)]	使用年限	适用条件
水泥土	干硬性水泥土 塑性水泥土	壤土、砂壤土、水泥等	0.06 ~ 0.17	8 ~ 30	就地取材, 施工较简便, 造价较低, 但抗冻性较差, 可用于气候温和地区, 附近有壤土或砂壤土的渠道
石料	干砌卵石 (挂淤)	卵石、块石、料石、石板、水泥、砂等	0.20 ~ 0.40	25 ~ 40	抗冻、抗冲、抗磨和耐久性好, 施工简便, 但防渗效果一般不易保证, 可用于石料来源丰富、有抗冻、抗冲、耐磨要求的渠道
	浆砌块石 浆砌卵石 浆砌料石 浆砌石板		0.09 ~ 0.25		
沥青混凝土	现场浇筑 预制铺砌	沥青、砂、石、矿粉等	0.04 ~ 0.14	20 ~ 30	防渗效果好, 适应地基变形能力较强, 造价与混凝土防渗衬砌结构相近, 可用于有冻害地区, 且沥青料来源有保证的各级渠道衬砌
埋铺式膜料	土料保护层 刚性保护层	膜料、土料、砂、石、水泥等	0.04 ~ 0.08	20 ~ 30	防渗效果好, 质轻, 运输量小, 当采用土料保护层时, 造价较低, 但占地多, 允许流速小, 可用于中、小型渠道; 采用刚性保护层时, 造价较高, 可用于各级渠道衬砌
混凝土	现场浇筑	砂、石、水泥、速凝剂等	0.04 ~ 0.14	30 ~ 50	防渗效果、抗冲性和耐久性好, 可用于各类地区和各种运用条件下的各级渠道; 喷射法施工宜用于岩基、风化岩基以及山丘区渠道
	预制铺砌		0.06 ~ 0.17	20 ~ 30	
	喷射法施工		0.05 ~ 0.16	25 ~ 35	

## (一) 混凝土防渗

### 1. 混凝土防渗的特点

混凝土防渗一般能减少渗漏损失 90% ~ 95%, 防渗效果好; 使用年限一般可达 20 年以上, 耐久性好; 糙率小, 一般为 0.014 ~ 0.017, 可减少沿程水头损失; 允许流速一般为 3 ~ 5m/s, 防冲性能好, 坡降较陡时可节省连接建筑物, 缩小渠道断面, 减少土方工程量和占地面积; 强度高, 能防止动、植物穿透或其他外力的破坏, 便手管理; 适应性强, 适用于各种地形、气候和运行条件的大、中、小渠道。但混凝土防渗适应变形的能力差; 在缺乏砂、石料的地区, 造价较高。

混凝土防渗采用的结构型式有板型、槽型和管型等, 其中板型和槽型结构最为常用, 按截面形状不同可分为等厚板、楔形板、肋梁板、门形板、空心板、弧形渠槽和 U 形渠槽等, 等厚板适用于无特殊地基要求的各种渠道, 楔形、肋梁、门形、空心板、弧形渠槽多用于有防冻胀要求的渠道, U 形渠槽多用于小型渠道。

混凝土衬砌渠道的施工方式有现场浇筑混凝土、喷射混凝土和预制混凝土构件装配, 现场浇筑混凝土的优点是衬砌接缝少, 造价较低; 喷射混凝土具有强度高, 厚度薄, 抗渗、抗冻性好等优点, 但需专用的机械设备; 预制装配法的优点是受气候条件的影响小, 混凝土质量易保证, 能减少施工与行水的矛盾, 预制混凝土板和 U 形渠槽应用最为普遍,

### 2. 混凝土的组成材料



(1) 水泥。混凝土防渗所用的水泥，主要决定于工程环境条件，必要时应对水泥的矿物组成提出专门要求，有抗冻要求的混凝土防渗工程，优先选用硅酸盐水泥或普通硅酸盐水泥；无抗冻要求的工程，可选用矿渣硅酸盐水泥、粉煤灰硅酸盐水泥或火山灰硅酸盐水泥；当环境水对混凝土有硫酸盐侵蚀时，应优先选用抗硫酸盐水泥或高铝水泥。

选用的水泥标号应与混凝土设计强度等级相适应，对于低强度等级混凝土，当其强度等级与水泥标号不相适应时，应在施工现场掺用适量的活性混合材料，借以调整；用于勾缝的砂浆和有抗冻要求的混凝土，宜采用 325 号或 425 号的普通硅酸盐水泥。

选用水泥可参照表 4-19，水泥的品质应符合国家现行水泥标准的规定。运至工地上的水泥，应有生产厂家的品质试验报告，工地试验室应进行复验。

表 4-19 常用水泥主要性能及适用范围

性 能	硅酸盐水泥	普通硅酸盐水泥	矿渣硅酸盐水泥	火山灰质硅酸盐水泥	粉煤灰硅酸盐水泥
凝结时间	快	较 快	较 慢		
水化热	高		低		
抗溶出性侵蚀	差		好		
强 度	早期强度高		早期强度低		
抗硫酸盐侵蚀	差		较强	SiO <sub>2</sub> 多时强， Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> 多时差	好
抗冻性	好		较差		
干 缩	小		大		较小
保水性	较好		差	好	
需水性	小		较大		
适用范围	预应力钢筋混凝土；有抗冻融要求的混凝土；有抗冲耐磨要求的混凝土		有耐热要求的混凝土；温暖地区的混凝土	温暖地区的混凝土	喷射混凝土；温暖地区的混凝土
不宜使用部位	环境水中有硫酸盐侵蚀的混凝土		不采取措施不宜用于有抗冻融要求的混凝土		

(2) 骨料。在混凝土中，骨料用量占 80% 以上，骨料的质量对混凝土和水泥用量的影响很大，应重视骨料的选择。应按照就地取材、优质经济的原则，选用天然骨料或人工骨料，有条件的地方，宜采用石灰岩质骨料。

骨料应质地坚硬、清洁、无裂纹、级配良好，骨料中不应有粘土团块，含泥量不宜超过 1%~3%；骨料中有活性颗粒时，应进行专门试验论证，以防止发生碱—骨料反应；细骨料的细度模数宜为 2.4~2.8；粗骨料的粒径不得大于混凝土板厚度的 1/3~1/2，抗压强度应大于混凝土强度的 1.5 倍，级配应尽可能使其空隙率小，以节约水泥，提高混凝土的抗渗性。

(3) 水。混凝土拌和和养护用水，水质不纯会影响水泥硬化及混凝土强度，并对钢筋产生锈蚀作用。凡适于饮用的水，均可用于拌和和养护混凝土；未经处理的工业污水和沼泽水，不应用以拌和和养护混凝土；清洁的海水，可作为素混凝土的拌和用水，但

将减小长期强度的增长、降低耐久性且易出现粉化等现象，钢筋混凝土不宜使用海水拌和。

对拌和和养护混凝土的水质有怀疑时，应进行砂浆强度试验，如果用该水制成的砂浆低于用饮用水制成的砂浆的抗压强度 90%，则这种水不宜用以拌和和养护混凝土。

(4) 活性混合材。为改善混凝土的性能，合理降低水泥用量，宜在混凝土中掺入适量的活性混合材，如粉煤灰、粒状高炉矿渣、粘土、黄土等，其最优掺量应通过试验确定。

粉煤灰是最常见的活性混合材，其品质指标应符合表 4-20 的要求。

表 4-20 粉煤灰的技术要求

项 目 技术指标	45 $\mu\text{m}$ 方孔筛筛余量 (%)	烧失量 (%)	含水量 (%)	三氧化硫含量 (%)	需水量比 (%)
I 级	$\leq 12$	$\leq 5$	$\leq 1.0$	$\leq 3.0$	$\leq 95$
II 级	$\leq 20$	$\leq 8$	$\leq 1.0$	$\leq 3.0$	$\leq 105$

注 三氧化硫含量为水泥和粉煤灰总量的百分数。

黄土或粘土作混合材时应符合以下要求：

- 1) 黄土或粘土和水制成的膏浆用冲洗法过筛，须全部通过孔径为 0.6mm 的筛；在 4900 孔/cm<sup>2</sup> 筛上的筛余量应小于 35%（以干重计）。
- 2) 分散性应不小于拌制混凝土用的水泥的分散性。
- 3) 硫酸盐和硫化物折算为三氧化硫的含量，不应超过 3%（以干重计）。
- 4) 有机质含量，用比色试验法检定，溶液的颜色应浅于标准色，如深于标准色，应配成砂浆，进行强度对比试验予以论证。
- 5) 可溶性盐类应通过浸渍过滤试验，证明可溶性盐类甚微。
- 6) 标准稠度的水泥黄土浆与水泥净浆的初凝时间相比，前者不应快于后者 1 倍。

(5) 外加剂。为改善混凝土性能，提高混凝土的质量，合理降低水泥用量，可在混凝土中掺加适量的外加剂，拌制混凝土或水泥砂浆常用的外加剂品种有减水剂、引气剂、缓凝剂、速凝剂、早强剂及复合剂等。选择外加剂时，应根据混凝土的性能要求、施工需要及工程所处的环境条件，结合混凝土的原材料及配合比等因素，经试验后确定外加剂品种及掺量，外加剂的品质应符合 DL/T 5100—1999《水工混凝土外加剂技术规程》的规定。

### 3. 混凝土标号及配合比设计

(1) 基本要求。混凝土的设计标号不应低于表 4-21 中的数值，严寒和寒冷地区的冬季过水渠道，抗冻标号应比表 4-21 内数值提高一级；渠道流速大于 3m/s，或水流中挟带较多推移质泥沙时，混凝土的强度不应低于 15MPa。

大、中型渠道混凝土的配合比，应按 DL/T 5150—2001《水工混凝土试验规程》进行试验确定；小型渠道混凝土的配合比，可参照当地类似工程的经验采用。选择混凝土的配合比时，应根据其工程环境条件，分别满足强度、抗渗、抗冻、抗侵蚀和易性的

设计要求，并采取措施合理降低水泥用量。

表 4-21 混凝土标号的最小允许值

渠道设计流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	标号种类	严寒地区 ( $T < -10^\circ\text{C}$ )	寒冷地区 ( $-10^\circ\text{C} \leq T \leq -3^\circ\text{C}$ )	温和地区 ( $T > -3^\circ\text{C}$ )
< 2	强度等级 C	10	10	10
	抗冻标号 F	50	50	
	抗渗标号 W	4	4	4
2 ~ 20	强度等级 C	15	15	10
	抗冻标号 F	100	50	50
	抗渗标号 W	6	6	6
> 20	强度等级 C	20	15	10
	抗冻标号 F	200	150	50
	抗渗标号 W	6	6	6

注  $T$  为最冷月月平均气温。

混凝土配合比设计应遵循如下原则：

1) 水灰比，在满足和易性的条件下，力求单位用水量最小。

2) 根据混凝土防渗结构的断面和钢筋的稠密程度以及施工设备等情况，在满足和易性的条件下，选择尽可能大的石子粒径和最多用量，但石料最大粒径不得大于防渗层厚度的  $1/3 \sim 1/2$ 。

3) 应选择空隙率较小的砂石级配，同时也要考虑料场的天然级配，尽量减少弃方。

4) 优先考虑采用优质、经济的粉煤灰混合材和外加剂等。

(2) 配制强度的确定。为使混凝土具有足够的保证率，须使其配制强度高于设计强度，混凝土的配制强度为

$$R_p = \frac{R_0}{1 - tC_v} \quad (4-59)$$

式中  $R_p$ ——混凝土的配制强度，MPa；

$R_0$ ——混凝土的设计强度，MPa；

$t$ ——保证率系数，可按表 4-22 取值；

$C_v$ ——离差系数，可按表 4-23 取值。

表 4-22 保证率和保证率系数的关系

保证率 $P$ (%)	80	85	90	95
保证率系数 $t$	0.84	1.04	1.28	1.63

表 4-23 离差系数  $C_v$  值

混凝土设计强度等级	< C15	C20 ~ C25	> C30
$C_v$	0.20	0.18	0.15

(3) 水灰比的确定。混凝土的水灰比，系指骨料在饱和面干状态下的用水量与胶凝材料用量的比值，宜通过试验确定，最后选定的水灰比应满足配制强度、设计抗渗和抗冻标号的要求，且不超过表 4-24 中最大允许值。

表 4-24 水灰比最大允许值

运行情况	严寒地区	寒冷地区	温暖地区
一般情况	0.50	0.55	0.60
受水流冲刷部位	0.45	0.50	0.50

(4) 砂率和用水量的确定。混凝土的砂率和用水量应满足和易性和坍落度要求，宜通过试拌确定；混凝土的坍落度，可参照表 4-25 确定，并尽可能采用小的坍落度。

表 4-25 不同浇筑部位混凝土的坍落度

单位：cm

混凝土类别	部 位		机械捣固	人工捣固
素混凝土	渠 底		1~3	3~5
	渠坡	有外模板	1~3	3~5
		无外模板	1~2	
钢筋混凝土	渠 底		2~4	3~5
	渠坡	有外模板	2~4	5~7
		无外模板	1~3	

(5) 水泥用量的确定。水泥用量应根据最后确定的水灰比和用水量确定，且大、中型渠道的混凝土，其胶凝材料的最小用量不宜少于 225kg/m<sup>3</sup>，严寒地区不宜少于 275kg/m<sup>3</sup>。人工捣固时，上述数值还应增加 25kg/m<sup>3</sup>；当掺用外加剂时，可减少 25kg/m<sup>3</sup>。强度低于 10MPa 的混凝土，可不受此限制。

(6) 水、砂、石用量的确定。混凝土用水量一般可参照表 4-26 确定，当用火山灰水泥时，用水量宜增加 15~20kg/m<sup>3</sup>；用细砂时，用水量宜增加 5~10kg/m<sup>3</sup>；用碎石时，用水量宜增加 10~20kg/m<sup>3</sup>；用减水剂时，用水量宜增加 10~20kg/m<sup>3</sup>。

表 4-26 混凝土的用水量

单位：kg/m<sup>3</sup>

坍落度 (cm)	石料最大粒径 (mm)	20	40	80
	1~3		155~165	135~145
3~5		160~170	140~150	115~125
5~7		165~175	145~155	120~130

混凝土的砂率一般可参照表 4-27 确定。

表 4-27 混凝土的砂率

石料最大粒径 (mm)	水灰比	砂率 (%)	
		碎石	卵石
40	0.4	26 ~ 32	24 ~ 30
40	0.5	30 ~ 35	28 ~ 33
40	0.6	33 ~ 38	31 ~ 36

用已确定的用水量、水泥用量和砂率，根据“绝对体积法”计算  $1\text{m}^3$  混凝土中的砂、石用量。

(7) 通过试配调整混凝土的配合比。混凝土的配合比初步计算出来以后，还需通过试配进行调整，即用施工时所用的原材料拌以少量混凝土进行试验，以验证其和易性、坍落度、密度和强度是否符合要求。经过调整，适当增减用水量、水泥用量、砂率和水灰比，以确定施工配合比。

(8) 掺粉煤灰混凝土配合比设计。以基准混凝土（未掺粉煤灰的混凝土）配合比为基础，按等稠度、等强度等级原则，用超量取代法（即指粉煤灰掺量大于所取代的水泥量）进行调整。大、中型渠道混凝土的粉煤灰掺量应按 DL/T 505—1996《水工混凝土掺用粉煤灰技术规范》通过试验确定，小型渠道混凝土的粉煤灰掺量可按粉煤灰与水泥总重的 30% 左右取值。

(9) 细砂、特细砂混凝土配合比设计。细砂、特细砂混凝土应具有低砂率、低流动性等特点，测定其和易性应采用工作度（坍落度已不能准确反映其真实情况），因此，设计时，要求水泥用量较中、粗砂混凝土适当增加，并严格控制水灰比，必要时适量掺加塑化剂；砂率较中砂混凝土减少 15% ~ 30%；采用低流态或半干硬性混凝土时，坍落度不大于 3cm，工作度不大于 30s。

(10) 喷射混凝土配合比设计。喷射混凝土配合比设计，除应满足混凝土设计标号外，尚应满足粘附性好、回弹量少、粉尘少、不发生管道堵塞等要求，因此，喷射混凝土的最佳配合比应经试拌、试喷来确定。

喷射混凝土宜用中、粗砂，粗骨料的粒径不宜大于 15mm，并不得大于喷射系统输料管最小断面直径的  $1/3 \sim 2/5$ ；为了能够最大限度地吸收二次喷射时的冲击能，应适当提高砂率，一般可为 45% ~ 55%，砂的含水率为 5% ~ 7%。

喷射混凝土水泥用量过少，回弹量大，初期强度增长缓慢；水泥用量过多，会产生大量粉尘，恶化施工条件，混凝土收缩量增大，且不经济，因此，喷射混凝土宜用普通硅酸盐水泥，水泥用量以  $375 \sim 400\text{kg}/\text{m}^3$  为宜。

喷射混凝土的水灰比取决于喷射物要求的稠度，与水泥净浆标准稠度需水量、砂率、砂的粒径、细粉掺和料及外加剂种类与掺量有关。在不掺减水剂的情况下，喷射混凝土的水灰比一般为 0.40 ~ 0.50，以喷射物不出现干斑、不流淌、色泽均匀为宜。

喷射混凝土的水泥、砂、石的重量比宜为 1: (2~2.5) : (2~2.5); 配制低标号混凝土时, 可掺用 20%~40% 的粉煤灰; 速凝剂掺量一般为水泥用量的 2%~4%。

#### 4. 混凝土防渗结构设计

混凝土防渗采用的结构形式, 如图 4-17 所示。

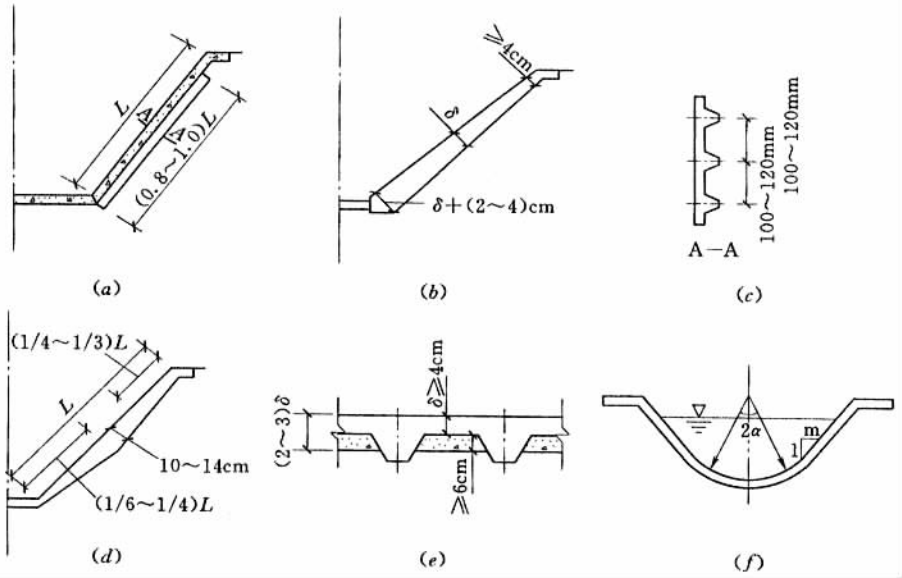


图 4-17 混凝土防渗结构型式

- (a) 等厚板; (b) 楔形板; (c) 肋梁板; (d) 中部加厚板;  
(e) 门形板; (f) 弧形渠槽

(1) 等厚板。等厚板因施工简便, 质量容易控制, 造价较低, 所以得到了普遍应用。

等厚板的厚度, 与工程环境及施工条件、渠道大小及重要性等有关, 目前尚无适当的计算方法, 一般根据经验选用。渠道流速小于 3m/s 时, 梯形渠道混凝土等厚板的最小厚度可参照表 4-29 选取; 流速为 3~4m/s 时, 最小厚度宜为 10cm; 流速为 4~5m/s 时, 最小厚度宜为 12cm; 水流中含有砾石类推移质时, 渠底板的最小厚度宜为 12cm; 超高部分的厚度适当减小, 但不应小于 4cm。现浇混凝土, 当地基吸浆严重时, 可铺一层很薄的塑膜以防漏浆或将表 4-28 中的数值加大 2cm 左右。

表 4-28 混凝土防渗层的最小厚度

单位: cm

地区 渠道设计流量 (m <sup>3</sup> /s)	温 和 地 区			寒 冷 地 区		
	钢筋混凝土	素混凝土	喷射混凝土	钢筋混凝土	素混凝土	喷射混凝土
< 2		4	4		6	5

续表

地区 渠道设计流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	温 和 地 区			寒 冷 地 区		
	钢筋混凝土	素混凝土	喷射混凝土	钢筋混凝土	素混凝土	喷射混凝土
2 ~ 20	7	6	5	8	8	7
> 20	7	8	7	9	10	8

应根据地基稳定性和施工条件选定板块尺寸，现场浇筑的混凝土板单块尺寸以 3 ~ 5m 为宜；预制混凝土板的尺寸，根据安装、搬运条件确定，人工施工时，一般不宜超过 1m。

(2) 楔形板。楔形板是在等厚板的基础上，为了使其承载能力更加合理而改进的结构形式，主要用于渠坡现浇法施工。其优点是较等厚板承载能力强，施工亦较方便；缺点是混凝土方量有所增加。为了减少工程量，渠道的阴、阳坡可以区别对待，一般阴坡冻胀量大，板的厚度可大些。

(3) 肋梁板。在楔形板下，每隔 1m 左右，增加肋梁，肋高为板厚的 2 ~ 3 倍，就成为肋梁板，实践证明，肋梁板较楔形板承载能力强。

肋梁板一般采用现浇法施工。肋梁板的厚度，较等厚板可适当减小，但不应小于 4cm。为了节省投资，渠道不同部位亦应区别对待，阳坡肋梁板的厚度可以小些，或在阳坡不加肋梁，仍用楔形板衬砌。肋梁板的主要优点是抗冻胀破坏性能好，裂缝少。缺点是施工中增加了挖梁槽的工序，特别是肋梁的浇筑，如不注意，往往粗骨料集中，砂浆不足，振捣不实，致使肋梁疏松，强度不够，作用降低。所以，施工中必须注意控制质量。另外，渠道阳坡温差大，而肋梁板的肋梁嵌入地基，不利于混凝土板因温度变化而自由伸缩，也有可能因温度应力而产生裂缝。

(4) 中部加厚板。采用中部加厚板的意图，是增强裂缝经常发生部位（如厚混凝土板）的承载能力，一般采用现浇法施工的渠道阴坡，阳坡仍可采用楔形板。实践证明，中部加厚板对防止冻胀破坏是有效的。加厚的部位，因工程环境条件不同而异。

(5) 丕形板。丕形板是利用板下的密闭空间起保温作用，可以减轻冻胀；同时板与土基脱离接触，可削弱基土冻胀所产生的变形；四周的板肋如前述肋梁的作用，增加了抗冻胀的能力。但这种板施工较复杂，安砌时，接缝要处理好，否则板肋基础可能因渗水而不稳定。门形板板厚较等厚板可适当减小，但不应小于 4cm；肋高宜为板厚的 2 ~ 3 倍；肋的间距以 1m 左右为宜。

(6) 空心板。空心板是起保温、增强作用的一种板型，与房建部门用的空心楼板相似，但配筋很少，或者不配筋。板的厚度为 12cm 左右，可以预制或现浇。但这种板需用小粒径骨料，造价稍高，使用时必须注意密封板孔，以防漏水漏气，这样才能发挥应有的效能。

(7) 弧形、U 形渠槽。弧形、U 形渠槽具有良好的力学、水力学性能，抗外力性能佳，占地少，防渗效果显著，目前在我国已广泛应用。

(8) 伸缩缝。混凝土防渗结构应设置伸缩缝，现浇钢筋混凝土纵缝间距宜为 8m，

横缝间距宜为 4~8m；现浇素混凝土纵缝间距宜为 5m，横缝间距宜为 3~5m；预制素混凝土铺砌纵缝间距宜为 8m，横缝间距宜为 6~8m。缝形可采用矩形、梯形全缝或矩形、梯形半缝，如图 4-18 所示；缝宽应根据缝的间距、气温、填缝材料和施工要求等因素确定，一般可为 20~30mm；缝内填充粘结力强、变形性能大，在当地最高气温下不流淌、最低气温下仍具柔性的止水材料，如沥青砂浆、焦油塑料胶泥、塑料止水带等。

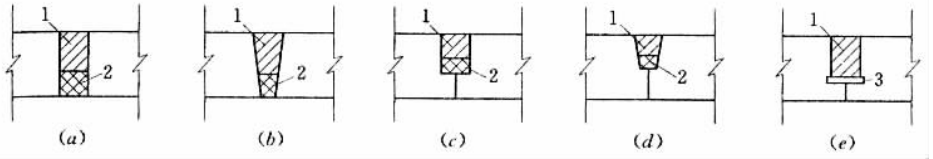


图 4-18 混凝土伸缩缝结构

(a) 矩形缝；(b) 梯形缝；(c) 矩形半缝；(d) 梯形半缝；(e) 塑料止水带

1—沥青砂浆；2—焦油塑料胶泥；3—塑料止水带

## (二) 膜料防渗

### 1. 膜料防渗的特点

膜料防渗是利用不透水的土工膜来减小或防止渠道渗漏损失的技术措施。土工膜具有薄型、连续、柔软的特性，防渗性能好，一般可减少渗漏损失 90%~95%；适应变形的能力强；耐腐蚀性强，不受酸、碱和土壤微生物的侵蚀；质轻，运输便利；施工简便，群众易掌握，工期短；造价低。但土工膜在太阳光紫外线照射下，很容易老化，性能下降，因此膜料防渗一般采用埋铺式。

### 2. 防渗膜料的选择

防渗膜料的基本材料是聚合物和沥青，种类很多，按材料性质可分为塑料类、橡胶类、沥青和环氧树脂类等；按结构可分为不加强土工膜（如塑料薄膜、直喷式土工膜）、加强土工膜（如在玻璃纤维布上涂上沥青玛蹄脂压制而成的沥青玻璃纤维布油毡）、复合型土工膜（如单面复合土工膜、双面复合土工膜）。目前我国渠道防渗工程普遍采用聚乙烯和聚氯乙烯塑料薄膜，其次是沥青玻璃纤维布油毡和复合土工膜。

塑膜的变形性能好、质轻、运输量小，一般宜优先选用。聚氯乙烯膜的抗拉强度较聚乙烯膜高，抗植物穿透能力较强，在芦苇等植物丛生地区，宜优先选用聚氯乙烯膜；聚乙烯膜耐低温、抗老化性能较聚氯乙烯膜好，在寒冷和严寒地区，可优先选用聚乙烯膜。中、小渠道宜选用厚度为 0.18~0.22mm 的深色塑膜，大型渠道宜选用厚度为 0.3~0.6mm 的深色塑膜；对湿陷性土基、分散性土基、膨胀性土基、盐胀性土基和冻胀性土基应结合基土处理情况采用 0.2~0.6mm 的深色塑膜，比一般土基采用的防渗塑膜适当加厚。塑膜太薄时易为外力破坏、易老化、寿命短；深色塑膜的透明度差，较浅色膜的吸热量大，有利于抑制膜下的芦苇及其他杂草生长和防止冻害，所以，塑膜颜色以深色为佳。

沥青玻璃纤维布油毡，抗拉强度较塑膜大，施工中不易受外力破坏，虽然伸长率较



塑膜小,但实践证明,能满足一般工程要求,中、小渠道防渗可选用。机制油毡的玻璃纤维布有无碱、有碱、中碱及抗碱之分,如玻璃成分中含有碱金属,遇水后易溶解,会使其强度和耐久性降低。为提高油毡抗老化能力,保证工程寿命,应选用无碱或中碱(碱金属含量小于12%)的玻璃纤维布机制的油毡,其厚度宜为0.60~0.65mm。

复合土工膜具有防渗和平面导水的综合功能,抗拉强度较高,抗穿透和抗老化等性能好,可不设过渡层,但价格较高,适用于地质及水文地质条件差、基土冻胀性较大或标准较高的渠道防渗工程。根据工程具体条件可选用单面复合或双面复合土工膜,如用塑膜复合无纺布而成的复合土工膜,其厚度一般为1~3mm。

渠道防渗用聚乙烯、聚氯乙烯及其改性塑膜的物理力学性能应符合表4-29的要求。

表4-29 塑膜的技术要求

技术项目	聚乙烯	聚氯乙烯
密度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	$\geq 900$	1250 ~ 1350
抗拉强度 (MPa)	$\geq 12$	$\geq 15$ (纵), $\geq 13$ (横)
断裂伸长率 (%)	$\geq 300$	$\geq 220$ (纵), $\geq 200$ (横)
撕裂强度 (N/mm)	$\geq 40$	$\geq 40$
渗透系数 ( $\text{cm}/\text{s}$ )	$< 10^{-11}$	$< 10^{-11}$
低温弯折性	-	-20℃无裂纹
-70℃低温冲击脆性化性能	通过	-

渠道防渗用沥青玻璃纤维布油毡的性能除应符合表4-30的要求外,还应厚度均匀、无漏涂、划痕、折裂、气泡及针孔,在0~40℃气温下易于展开。

表4-30 沥青玻璃纤维布油毡的技术要求

项 目	技术指标
单位面积涂盖材料重量 ( $\text{g}/\text{m}^2$ )	$\geq 500$
不透水性(动水压发法,保持15min)(MPa)	$\geq 0.3$
吸水性(24h, $18 \pm 2^\circ\text{C}$ )( $\text{g}/100\text{cm}^2$ )	$\leq 0.1$
耐热度(80℃,加热5h)	涂盖无滑动,不起泡
抗剥离性(剥离面积)	$\leq 2/3$
柔度(0℃下,绕直径20mm圆棒)	无裂纹
拉力( $18 \pm 2^\circ\text{C}$ 下的纵向拉力)( $\text{kg}/2.5\text{cm}$ )	$\geq 54.0$

### 3. 埋铺式膜料防渗结构设计

为保证膜料发挥应有的防渗效果，并延长其使用寿命，膜料防渗应采用埋铺式，埋铺式膜料防渗结构一般包括膜料防渗层、过渡层和保护层，如图 4-19 所示。

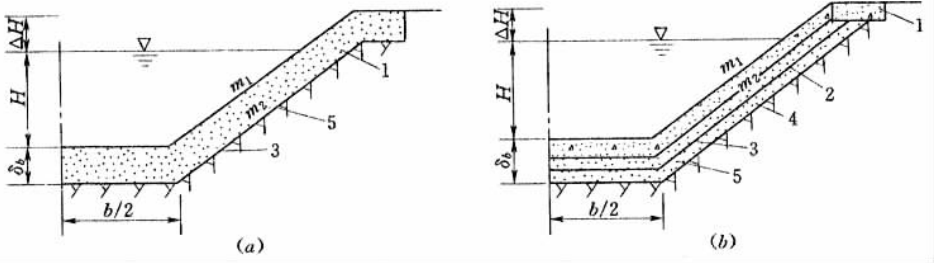


图 4-19 埋铺式膜料防渗结构

(a) 无过渡层的防渗体；(b) 有过渡层的防渗体

- 1—水泥素土、土或混凝土、石料、砂砾石保护层；2—过渡层；3—膜料防渗层；  
4—过渡层（土渠基时不设此层）；5—土渠基或岩石、砂砾石渠基

(1) 过渡层。过渡层作用是保护膜料不被渠基和保护层损伤，因此分膜下过渡层和膜上过渡层。土渠基一般可不设膜下过渡层，岩石和砂砾石渠基应设膜下过渡层；采用粘性土、灰土、水泥石作保护层时一般不设膜上过渡层，采用砂砾石、石料、现浇碎石混凝土或预制混凝土板作保护层时应设膜上过渡层；采用复合土工膜作防渗层时，土工织物侧一般不设过渡层。

作过渡层的材料很多，各地可因地制宜选用。水泥石、灰土和水泥砂浆，具有一定的强度和整体性，宜用作膜上过渡层，但水泥石和灰土的抗冻性较差，因此，在温暖地区膜上过渡层可选用灰土或水泥石，在寒冷和严寒地区膜上过渡层可选用砂浆；土或砂用作膜上过渡层，虽然造价低，但在砌缝较多的情况下，往往会被水流冲走或淘空，导致刚性保护层整体性破坏，或表面凹凸不平，因此，采用土或砂料作膜上过渡层，应采取防止淘刷的措施。膜下过渡层一般宜采用粉砂、细砂等透水材料，以排除透过土工膜的水和地基内部的渗流水。

作过渡层的材料中最大粒径宜小于 5mm，且不应含有钙质结核、树根等可能刺破防渗膜料的尖状物质。

过渡层的厚度可按表 4-31 选用。

表 4-31 过渡层的厚度

过渡层材料	厚度 (cm)
灰土、塑性水泥石、砂浆	2~3
土、砂	3~5

(2) 保护层。土、水泥石、砂砾、石料和混凝土等都可作膜料防渗的保护层。

1) 土保护层。土保护层厚度应根据渠道流量大小、保护层土质情况，按表 4-32

选用，也可按下列公式计算：

$$\text{温和地区：} \quad \delta = h/12 + 25.4 \quad (4-60)$$

$$\text{寒冷或严寒地区：} \quad \delta = h/10 + 35.0 \quad (4-61)$$

式中  $\delta$ ——土保护层厚度，cm；

$h$ ——渠道水深，cm。

表 4-32 土保护层的厚度

单位：cm

渠道设计流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	< 2	2 ~ 5	5 ~ 20	> 20
保护层土质				
砂壤土、轻壤土	45 ~ 50	50 ~ 60	60 ~ 70	70 ~ 75
中壤土	40 ~ 45	45 ~ 55	55 ~ 60	60 ~ 65
重壤土、粘土	35 ~ 40	40 ~ 50	50 ~ 55	55 ~ 60

土保护层的设计干密度，应通过试验确定。无试验条件时，压实法施工，砂壤土和壤土的干密度不小于  $1.5\text{g}/\text{cm}^3$ ；采用浸水泡湿法施工时，其干密度宜为  $1.40 \sim 1.45\text{g}/\text{cm}^3$ 。

为保证土保护层的稳定性，土保护层防渗膜料的边坡设计应符合表 4-33 的要求。

表 4-33 土保护层膜料防渗的最小边坡系数

渠道设计流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	< 2	2 ~ 5	5 ~ 20	> 20
保护层土质类别				
粘土、重壤土、中壤土	1.50	1.50 ~ 1.75	1.75 ~ 2.00	2.25
轻壤土	1.50	1.75 ~ 2.00	2.00 ~ 2.25	2.50
砂壤土	1.75	2.00 ~ 2.25	2.25 ~ 2.50	2.75

2) 刚性材料保护层。水泥土、石料、混凝土保护层均属于刚性材料保护层，其主要作用是保护防渗膜料，可不考虑其本身的防渗作用，故较相同材料防渗层的厚度小，不同刚性材料保护层的厚度可按表 4-34 选用。

表 4-34 刚性材料保护层的厚度

保护层材料	水泥土	块石、卵石	砂砾石	石板	混凝土	
					现浇	预制
保护层厚度 (mm)	40 ~ 60	200 ~ 300	250 ~ 400	$\geq 30$	40 ~ 100	40 ~ 80

为充分发挥各种材料保护层的抗冲耐磨能力，降低工程造价，可在渠底、渠坡或不同渠段，采用具有不同抗冲耐磨能力、不同材料的组合式保护层。例如，采用砌石渠底、混凝土渠坡的组合式保护层，以满足抗冲耐磨要求，保证工程安全，延长使用寿命。

命，降低维修费用；温暖地区输推移质水流的渠道，可采用砌石或混凝土渠底和水泥土渠坡的组合式保护层；在弯道凹岸或渠水位变化区，可局部或全部采用砂砾料保护层与土保护层的绢合式。

刚性材料保护层防渗膜料的边坡设计应符合表 4-35 的要求。

表 4-35 刚性材料保护层膜料防渗的最小边坡系数

渠道设计水深 (m)	< 1		1~2		2~3		> 3	
	挖方	填方	挖方	填方	挖方	填方	挖方	填方
稍胶结的卵石	0.75		1.00		1.25		1.50	
夹砂的卵石或砂土	1.00		1.25		1.50		1.75	
粘上、重壤土、中壤土	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.25	1.50	1.50
轻壤土	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.25	1.50	1.50
砂壤土	1.25	1.25	1.25	1.50	1.50	1.50	1.75	1.75

(3) 铺膜范围及基槽断面形式。膜料防渗层铺膜范围，有全铺式、半铺式和底铺式三种，一般多采用全铺式，渠坡铺膜高度可与渠道正常水位齐平或高于正常水位；半铺式和底铺式适用于宽浅式渠道，或渠坡有树木的改建渠道。

为增加土保护层边坡的稳定性，土渠基铺膜基槽断面应根据土基稳定性、防渗、防冻要求与施工条件选定，目前经常采用有梯形、弧底梯形、弧形坡脚梯形等断面形式。

(4) 防渗结构与建筑物的连接。防渗结构与渠系建筑物的连接是否正确，将直接影响渠道防渗效果和工程使用寿命，防渗结构与渠系建筑物连接不佳，会导致渠水渗漏，冲走过滤层材料，引起保护层塌陷，表面凸凹不平，甚至整体下滑。

膜料防渗结构应按图 4-20 所示，用粘结剂将膜料与建筑物粘牢。

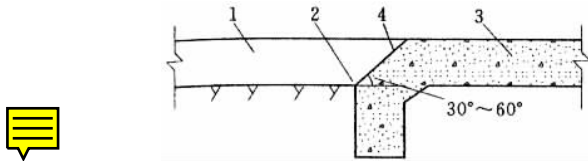


图 4-20 膜料与建筑物的连接

1—保护层；2—膜料防渗层；3—建筑物；  
4—膜料与建筑物粘结点

土保护层与跌水、闸、桥连接时，应在建筑物上、下游改用石料、水泥土、混凝土保护层，以防流速、流态变化及波浪淘刷等影响，引起边坡滑塌等事故。

水泥土、石料和混凝土保护层与建筑物连接处应设置伸缩缝。

(5) 膜层顶部宜按图 4-21 铺设。

(6) 膜料剪裁下料。成卷膜料应根据铺膜基槽断面尺寸大小、铺设方法、施工进度、接缝方式等剪裁下料。纵向铺膜时，要按基槽断面尺寸计算所需膜料的幅数，剪裁

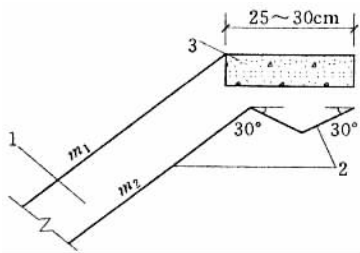


图 4-21 膜层顶部铺设结构

1—保护层；2—膜料防渗层；3—封顶板

的长度应以其大块膜料便于搬运和铺设为宜，且尽可能当天铺膜当天覆盖；横向铺膜时，以铺设基槽断面的长度为一幅。由于膜料具有一定的伸缩性，并考虑到温度变化和施工时不能拉得太紧等因素，剪裁时，一般应比基槽实际轮廓长 5%。

(7) 膜料接缝。膜料接缝常采用搭接法、焊接法和粘接法。搭接法主要用于小型的膜料防渗渠道，或大块膜料施工中的现场连接，搭接宽度一般为 20cm，层间要洁净，而且要上游一幅压下游一幅，并使缝口吻合紧密。

焊接法，可用专用焊接机焊接，也可用电熨斗焊接，焊接宽度一般为 5~6cm，焊接面必须干净。

粘接法，一般由薄膜厂家提供或市场购置粘接剂，粘接宽度一般为 15~20cm，粘接面必须干净。

### (三) 其他防渗

#### 1. 土料防渗

土料防渗是以粘性土、粘砂混合土、灰土、三合土、四合土等为材料的防渗措施，有较好的防渗效果，易就地取材，技术简单、易掌握，造价低、投资少，但允许流速较低，一般可为 0.75~1.0m/s，抗冻性差，适用于无冻害地区流速较低的渠道。

##### (1) 土料防渗对原材料的质量要求。

1) 土料。选用的土料一般为颗粒级配良好的粘质土和黄土，无论选用何种土料都必须清除含有机质多的表层土和草皮、树根等杂物。选用土料时，一般要进行颗粒分析、塑性指数、最大干密度、最优含水量、渗透系数的测定等，必要时还要测定有机质和硫酸盐的含量。

土料中粘粒含量多，胶结力强，活性高，防渗层的强度和防渗性能好，一般要求粘粒含量应大于 20%。

对于素土和粘砂混合土防渗层，土料的塑性指数应大于 10，土的塑性指数与土的颗粒组成有密切的关系，塑性指数愈高，颗粒愈细，防渗性能愈好；灰土、三合土防渗层，土料的塑性指数可降低一些，但应大于 7，因为塑性太低，粘粒含量少，影响石灰与土的结合力。

土料中有机质的含量，对素土和粘砂混合土防渗层应控制其小于 3%，对灰土、三合土防渗层应控制其小于 1%。有机质含量影响土的密实度和土料的防渗性能，也影响土的强度，特别是灰土和三合土，土中的有机质会延缓或阻止石灰与土粒间的结合和固结，影响灰土的强度，甚至使灰土、三合土内部形成许多发丝状裂缝，降低其防渗能力。

2) 石灰。应采用煅烧适度、色白质纯的新鲜生石灰或贝灰，生石灰中的氧化钙和氧化镁的总含量（按干重计）不应小于 75%，贝灰中氧化钙含量不得低于 45%。

石灰中的活性氧化物在灰土和三合土中起主要的胶凝固结作用，活性氧化物含量的多少是石灰质量好坏的一个控制性指标；石灰中的活性氧化物随存放时间的增长而减少，试验表明，煅烧石灰露天堆放半个月，活性氧化物可降低 30% 左右，因此应选用新鲜石灰，随到随用，施工全过程（包括水化、拌和、闷料、铺料和夯压）最好不要超过半个月。

3) 砂石和掺和料。砂在灰土中起骨架作用，可降低其孔隙率，减少灰土的干缩，提高灰土的强度。因此宜选用天然级配的粗、中粒的河砂或山砂，且河砂的含泥量应不大于 3%，山砂的含泥量应不大于 15%；极细砂或含泥量高的砂，掺加后会降低胶凝作用和胶结能力，不宜采用。

掺入三合土、四合土或粘砂混合土中的卵石或碎石，粒径不宜过大，一般以 10~20mm 为宜。

有关试验表明，在土料中掺加水泥、工业废渣等掺和料可提高灰土的早期强度和土稳定性，所以对于施工期短、用水紧迫、渠道要提前通水的土料防渗工程，掺加适量的掺和料是有利的。

## (2) 土料防渗配合比设计要求。

### 1) 土料防渗配合比设计试验步骤和要求：

首先应通过试验，确定粘性土、不同配合比混合土料的夯实最大干容重和最优含水量。

然后按不同粘性土和不同配合比混合土料的最大干容重、最优含水量制备试样，进行强度和渗透试验，根据试验结果，选用强度最高及渗透系数最小的配合比作为设计配合比，且渗透系数不应大于  $1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 。

对粘性土和粘砂混合土，还要进行泡水试验，如果发现试件崩解或呈浑浊液，应改换粘性土或重新调整其配合比。

### 2) 小型工程或五条件进行试验时，土料防渗的配合比可按以下要求确定：

粘砂混合土中，高液限粘质土与砂石总重之比宜为 1:1。

灰土的配合比应根据石灰的质量、土的性质及工程要求选定，一般可以采用石灰：土 = 1:3~1:9。石灰用量应根据石灰储放期的长短适量增减，其变动范围可控制在  $\pm 10\%$  以内。

三合土的配合比一般采用石灰：土砂总重 = 1:4~1:9，其中土重一般为土砂总重的 30%~60%；高液限粘质土，土重不宜超过土砂总重的 50%。

四合土的配合比可在三合土配合比设计的基础上，再掺加 25% ~ 35% 的卵石或碎石。

(3) 土料防渗的最优含水量。土中含水量对土料防渗的质量影响很大，过大或过小均不易获得密实度较大的混合土，配制不同的混合土最优含水量不同，因此土料防渗一般应进行最优含水量试验。

五条试验时，灰土的最优含水量可采用 20% ~ 30%；三合土、四合土的最优含水量可采用 15% ~ 20%；粘性土和粘砂混合土的最优含水量可参照表 4-36 选用，或控制在塑限含水量的土 4% 范围内。

表 4-36 粘性土、粘砂混合土的最优含水量

土 质	最优含水量 (%)
低液限粘质土	12 ~ 15
中液限粘质土	15 ~ 25
高液限粘质土	23 ~ 28
黄 土	15 ~ 19

(4) 土料防渗层厚度。土料防渗层的厚度应根据防渗要求通过试验确定，中小型渠道可参照表 4-37 确定。

表 4-37 土料防渗层的厚度

单位: mm

土料种类 \ 部位	部 位		
	渠 底	渠 坡	侧 墙
高液限粘质土	200 ~ 400	200 ~ 400	
中液限粘质土	300 ~ 400	300 ~ 600	
灰 土	100 ~ 200	100 ~ 200	
三合土	100 ~ 200	100 ~ 200	200 ~ 300
四合土	150 ~ 200	150 ~ 250	200 ~ 400

(5) 增加土料防渗层强度的方法。根据渠道流量的大小，分别采用 1:4 ~ 1:5 的水泥砂浆、1:3:8 的水泥石灰砂浆或 1:1 的贝灰砂浆抹面，抹面厚度 5 ~ 10mm。在灰土、三合土和四合土表面，涂刷一层 1:10 ~ 1:15 的硫酸亚铁溶液。

(6) 土料防渗施工要求。原材料应进行粉碎加工，粘性土粒径不应大于 20mm，石灰粒径不应大于 5mm。

混合土应按设计配合比称量，均匀拌和。

灰土、三合土施工宜先渠坡后渠底，粘性土、粘砂混合土宜先渠底后渠坡；施工时，应边铺料边夯实，不得漏夯，压实干密度应达到设计干密度的 95% ~ 98%，防渗

层厚度超过 150mm 时，应分层铺筑，层间应刨毛洒水；夯实厚度应略大于设计厚度，以便修整。

## 2. 水泥土防渗

水泥土为土料、水泥和水拌和而成的材料，因其靠水泥与土料的胶结而硬化，故类似混凝土，但水泥土的早期强度及抗冻性较差，因而，水泥土防渗宜用于气候温和的无冻害地区。

(1) 水泥土防渗对原材料的质量要求。

1) 土料。粘粒含量宜为 8% ~ 12%，砂粒含量宜为 50% ~ 80%，有机质含量不超过 2%，水溶盐总含量（重量计）不大于 2.5%，硫酸盐含量不超过 0.5%，碳酸钠含量不超过 0.005%，氯盐含量不超过 2%，不得含有树根、杂草、淤泥等杂物，pH 值为 4 ~ 10；土料应级配良好，当粘粒含量少于 5% 时应掺入粘土，当砂、砾少于 50% 时宜掺入砂、砾料；岩石风化料的最大粒径不得超过 50mm 和衬砌厚度的 1/2，且不含直径大于 5mm 的土团。

2) 水泥。一般水工混凝土使用的水泥均可用以拌制水泥土，常用的水泥标号为 325 号、425 号；有抗冻和抗冲刷要求的渠道，宜使用硅酸盐或普通硅酸盐水泥。

(2) 水泥土防渗的技术要求。影响水泥土强度、抗冻性及抗渗性的主要因素是土料、水泥掺量和干容重，根据有关试验资料，增加土料中粗粒含量可提高水泥土的强度和抗冻性，增加土料中粘粒含量可提高水泥土的抗渗性能，因此土料中要含有一定数量的粘粒，但含量不能过多；水泥掺量越多，水泥固结土粒的能力越强，水泥土的抗压强度越高，抗冻性能越好，但对细粒土来说，水泥掺量与水泥土抗渗性的关系不很密切，因此，水泥土中的水泥掺量很少超过 20%，否则不经济；干硬性水泥土未经夯压密实是一种处于松散状态的混合物，完全不具有强度塑性水泥土，如不经拍抹擗压，强度也很低，因此水泥土需要夯压密实，才能保证水泥土具有应有的强度，且随着干密度增大，抗冻和抗渗性能也相应提高。

气候温和地区，水泥土的抗冻标号不宜低于 F12，渗透系数不应大于  $1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ ，最小干容重允许值见表 4-38，最小抗压强度允许值见表 4-39。

表 4-38 水泥土最小干容重允许值

单位：g/cm<sup>3</sup>

土壤类型 水泥土种类	土壤类型			
	砾土	砂土	壤土	风化页岩渣
干硬性水泥土	1.9	1.8	1.7	1.8
塑性水泥土	1.7	1.5	1.4	1.5

(3) 水泥土配合比。水泥土防渗因施工方法不同分为干硬性水泥土和塑性水泥土两种，配合比设计应根据渠道特征、气候条件及所选用的土料、水泥的性质、施工工艺，在满足设计技术要求下，经济合理地确定水泥土中水泥、土料及水的比例。



表 4-39 水泥土最小抗压强度允许值

水泥土种类	渠道运行条件	28d 抗压强度 (MPa)
干硬性水泥土	常年输水	2.5
	季节性输水	4.5
塑性水泥土	常年输水	2.0
	季节性输水	3.5

设计水泥土配合比时,水泥土的强度应按施工时的配制强度设计,水泥土的配制强度可按设计强度的 1.2~1.25 倍取值。

水泥土配合比,一般应通过试验确定,小型工程或无条件进行试验时,亦可根据经验选用。

水泥土的最优含水量,当土料为细粒土时,干硬性水泥土的含水量宜为 12%~16%,塑性水泥土的含水量宜为 25%~35%;当土料为微含细粒土砂或风化页岩渣时,塑性水泥土的含水量宜为 20%~30%。

水泥土中水泥掺量常随土料中粉粒 ( $d = 0.05 \sim 0.005\text{mm}$ ) 和粘粒 ( $d < 0.005\text{mm}$ ) 含量的增加而加大,级配良好的碎石、砾石、粗砂或细砂,不论是否带有微量塑性粉土和粘土,其所需的水泥量不大于土料重的 5%;级配不良、颗粒均一、略带非塑性粉土的砂,典型的滩砂或沙漠流砂,其所需的水泥量为土料重的 9%;其余的砂土,一般为 7%。无塑性或塑性中等的粘质土料,水泥掺量均为 10%,塑性粘土水泥掺量则在 13% 以上。

(4) 水泥土防渗层的厚度及结构设计。水泥土防渗层的厚度,宜采用 8~10cm;小型渠道不应小于 5cm。

水泥土预制板的尺寸,应根据制板机、压实功能、运输条件和渠道断面尺寸等因素确定,但每块的重量不宜超过 50kg。

因水泥土的抗冻性较差,故对耐久性要求高的明渠水泥土防渗层,宜用塑性水泥土铺筑,表面用水泥砂浆、混凝土预制板、石板等材料作保护层。此种防渗层结构,水泥土的水泥掺量可以适当减少,但水泥土 28d 的抗压强度不应低于 1.5MPa。

### 3. 砌石防渗

砌石防渗按结构形式分为护面式和挡土墙式,按材料及砌筑方法分为浆砌料石、浆砌块石、浆砌石板等,具有较强的抗冲、耐磨、抗冻性能和稳定渠道的作用,但施工用工多、劳动强度大、土石方工程量大,因此适用于能就地取材的沿山渠道和石料丰富地区,其他地区应通过技术经济比较确定。

(1) 砌石防渗对石料的质量要求。石料应坚硬,无裂纹,且洁净。

料石应外形方正,六面子整,表面凸凹不大于 10mm,厚度不小于 20cm。

块石应上下面大致平整,无尖角薄边,块重不小于 20kg,厚度不小于 20cm。

选用卵石时,以矩形的最好,其后依次为椭圆形、锥形、扁平形,卵石的长径一般

应大于 20cm。

石板应选用矩形的，表面平整且厚度不小于 30mm。

(2) 砌石防治层的厚度。挡土墙式防渗层的厚度应根据具体情况通过结构受力计算确定。

护面式防渗层的厚度，浆砌料石宜采用 150 ~ 250mm，浆砌块石宜采用 200 ~ 300mm，浆砌石板不宜小于 30mm，浆砌卵石一般为 150 ~ 300mm。

(3) 砌石防渗的技术要求。砌石防渗，宜采用水泥砂浆、水泥石灰混合砂浆或细粒混凝土浆砌，用水泥砂浆勾缝。砌筑砂浆的抗压强度一般为 5.0 ~ 7.5MPa，勾缝砂浆的抗压强度一般为 10 ~ 15MPa，有抗冻要求的工程应采用较高强度的砂浆。

浆砌石料砌筑前应冲洗干净并洒水湿润，浆砌块石应花砌、大面朝外、错缝交接，并选择较大、较规整的块石砌在渠底和渠坡下部；浆砌石应坐浆饱满，随铺浆随砌石，每层铺砂浆厚宜为 30 ~ 50mm。

浆砌石勾缝宜在砌筑砂浆初凝前进行；勾缝应自上而下用砂浆填充、压实和抹光；浆砌卵石宜勾凹缝，其他宜勾平缝。

护面式浆砌石防渗，一般不设置伸缩缝。软基上挡土墙式浆砌石防渗体宜设沉降缝，缝距 10 ~ 15m。砌石防渗层与建筑物的连接处，应按伸缩缝处理。

(4) 提高防渗效果和防止渠基淘刷的措施。干砌卵石防渗渠道，可在砌体下面设置砂砾石垫层或铺设复合土工膜料层。

浆砌石板防渗层下，可铺一层厚度 20 ~ 30mm 的砂料或低标号砂浆作垫层。

对防渗要求高的大、中型渠道，可在砌石层下加铺粘土、三合土、塑性水泥土或塑膜层。

#### 4. 沥青混凝土防渗

沥青混凝土是以沥青为胶结剂，与矿粉、矿物骨料（碎石、砾石或砂）经过加热、拌和、压实而成的防渗材料，具有一定的柔性和粘附性，有一定的自愈能力和适应变形能力，防渗抗冻胀效果好，但存在施工工艺要求严格、高温下施工等不足。

(1) 沥青混凝土防渗对原材料的质量要求。石油沥青应符合表 4-40 的要求。

表 4-40 石油沥青的技术要求

实验项目	标 号			
	A-100 甲	A-100 乙	A-60 甲	A-60 乙
针入度 (25℃, 100g, 5s) (1/10mm)	90 ~ 120	80 ~ 120	50 ~ 80	40 ~ 80
延度 (25℃, 5cm/min) (cm)	> 90	> 60	> 70	> 40
软化点 (环球法) (℃)	42 ~ 52	42 ~ 52	45 ~ 55	45 ~ 55
溶解度 (三氯乙烯) (%)	> 99.0	> 99.0	> 99.0	> 99.0
闪点 (COC) (℃)	≥ 230	≥ 230	≥ 230	≥ 230
蒸发损失实验 (163℃, 5h)	质量损失 (%)	≤ 1	≤ 1	≤ 1
	针入度比 (%)	≥ 65	≥ 65	≥ 70

沥青混凝土所用的矿粉，应采用由碱性岩石加工的粉状材料，也可采用硅酸盐水泥

或滑石粉等。矿粉质量应符合表 4-41 的要求。

表 4-41 矿粉的技术要求

项 目	细度（在下列孔径下的通过百分率）			含水率 （%）	亲水系数	泥土及有机质含量 （%）
	0.600（mm）	0.150（mm）	0.074（mm）			
技术指标	100	>90	>70	<0.5	≤1.0	不允许

沥青混凝土所用的矿物骨料，应采用碱性碎石，并符合表 4-42 的要求。

表 4-42 矿物骨料技术要求

项 目	技 术 指 标	项 目	技 术 指 标
坚固性（%）（硫酸钠法）	<12.0	针片状颗粒（%）	≤10
吸水率（%）	≤3.0	含泥量（%）	≤0.5
表观密度（g/cm <sup>3</sup> ）	≥2.5	有机质含量	无
超逊径（%）（原孔筛）	超径小于 5；逊径小于 10	与沥青的粘附性	>4 级

(2) 沥青混凝土防渗的技术要求。防渗层沥青混凝土：孔隙率不应大于 4%，渗透系数不大于  $1 \times 10^{-7}$  cm/s，斜坡流淌值小于 0.80cm，水稳定系数大于 0.90，低温下不得开裂。

整平胶结层沥青混凝土：渗透系数不大于  $1 \times 10^{-3}$  cm/s，热稳定系数小于 4.50。

(3) 沥青混凝土的配合比。沥青混凝土的配合比应根据技术要求，经过室内试验和现场铺筑试验确定，也可参照 SLJ01—88《土石坝沥青混凝土面板和心墙设计准则》选用。一般防渗层沥青含量为 6%~9%，整平胶结层沥青含量为 4%~6%；防渗层石料最大粒径不得超过压实厚度的 1/3~1/2，整平胶结层石料最大粒径不得超过压实厚度的 1/2。

(4) 沥青混凝土防渗结构。沥青混凝土防渗结构一般封闭层、防渗层和整平胶结层，土渠基可不设整平胶结层，岩石渠基一般应设整平胶结层。

封闭层一般用沥青玛蹄脂涂刷，厚度可为 2~3mm，沥青玛蹄脂的配合比应满足高温下不流淌、低温下不脆裂。

沥青混凝土防渗层一般为等厚断面，中、小渠道厚度一般可为 50~60mm，大型渠道厚度可为 80~100mm；有抗冻要求的地区，渠坡防渗层可采用上薄下厚的断面，坡顶厚度可为 50~60mm，坡底厚度可为 80~100mm。

(5) 沥青混凝土铺筑要求。沥青混凝土铺筑全过程温度控制应符合表 4-43 的要求，混合料应均匀摊铺，压实宜采用振动压实，可先静压 1~2 遍，再振动压实，压实过程中应严格控制压实温度和遍数，并防止漏压，压实系数可为 1.2~1.5。沥青混凝土防渗层应连续铺筑，尽量减少冷接缝。

表 4-43 防渗层施工温度控制标准

施工项目	沥青脱水及加热	粗细骨料加热	混合料拌和	摊 铺	开始压实	终止压实
温度控制标准 (°C)	160 ± 10	170 ~ 190	160 ~ 180	130 ~ 150	120 ~ 140	85 ~ 120

注 整平胶结层压实温度可较防渗层降低 20°C。

## 二、渠道防渗工程的冻害防治

### (一) 冻害及原因

#### 1. 冻害主要类型

(1) 衬砌材料的冻融破坏。渠道衬砌材料具有一定的吸水性，又经常处在有水的环境中，因此材料内总是含有一定的水分，这些水分在负温下冻结成冰，体积发生膨胀，正温下融化，经过多个冻融化循环和应力的反复作用，最终导致材料的冻融破坏。对这类破坏的防治措施，主要是选择适宜的工程材料，改善材料性质，改进施工工艺等。

(2) 渠道基土冻融对防渗结构的破坏。由于渠道水的渗漏，地下水和其他水源补给，渠道基土中含水量比较高，在冬季负温作用下，土壤中的水分发生冻结而造成土体膨胀，使混凝土衬砌开裂、隆起而折断；在春季消融时又造成渠床表土层过湿，使土体失去强度和稳定性，导致衬砌体的滑塌，该种冻害是渠道防渗工程的主要冻害。

#### 2. 混凝土防渗冻胀破坏形式

混凝土属于刚性衬砌材料，虽具有较高的抗压强度，但抗拉强度较低、较薄，适应拉伸变形或不均匀变形的能力较差，在冻胀力或热应力的作用下，容易破坏，破坏形式如下。

(1) 鼓胀及裂缝。在冬季，混凝土衬砌板与渠床基土冻结成一个整体，承受着冻结力，冻胀力，以及混凝土板本身收缩的拉应力等，当这些应力值大于混凝土板在低温下的极限应力时，板体就发生破坏。冻胀裂缝，多出现在在渠坡坡脚以上 1/4 ~ 3/4 坡长范围内和渠底中部；当冬季渠道积水或行水时，一般出现在水面附近的渠坡上；当缝间止水材料不能适应低温变形时，将在分缝处发生开裂。

冻胀裂缝宽度与基土的冻胀性及其不均匀程度有关，基土冻胀性弱，裂缝小；基土冻胀性强，裂缝宽，而且将发展成其他形式更严重的破坏。温度裂缝和拉裂缝一般呈发缝状，但这些裂缝，往往都与土的冻胀同时发生，因而缝宽亦随之扩大，特别是其中的纵向裂缝常常成为冻胀缝。

不论上述哪种形式的裂缝，一旦出现，就难于或不可能在基土融化时完全复原。甚至由于裂缝块间相互挤顶而留下宽缝或局部挤碎。裂缝的出现，不但造成渠道漏水，而且由于泥沙通过裂缝被带入板下，污染垫层，加剧土的冻胀。在逐年冻融循环作用下，裂缝宽度和冻胀累积发展，导致衬砌体破坏愈来愈严重。

(2) 隆起架空。在地下水位较高的渠段，渠床基土距地下水近，冻胀量大，而渠顶

冻胀小,造成混凝土衬砌板大幅度隆起、架空,这种现象,一般出现在坡脚或水面以上0.5~1.5m坡长处和渠底中部,有时顺坡向上形成数个台阶状。

(3) 滑塌。渠道衬砌的冻融滑塌有两种形式:

1) 由于冻胀隆起、架空,使得坡脚支承受破坏,衬砌板垫层失去稳定平衡,基土融化时,上部板块顺坡向下滑移、错位,互相穿插、迭叠。

2) 渠坡基土融化期的大面积滑坡,渠坡滑塌,导致坡脚混凝土板被推开,上部衬砌板塌落下滑。

4) 整体上抬。较小渠道,基土的冻胀不均匀性较小,尤其是在弱冻胀地区和衬砌整体性较好时,如小型混凝土U形渠槽可能发生整体上抬。整体上抬的渠道衬砌体,融化期亦可能由于不均匀沉陷和不能恢复原位,以及通水时受水流作用导致裂缝和淘刷、错位和塌陷等破坏,在逐年反复冻融作用下,特别是在衬砌整体性较好的情况下,这些破坏变得愈加严重。

### 3. 膜料防渗冻胀破坏形式

埋铺式膜料防渗结构的冻害主要表现在膜料的保护层上,土料保护层常因逐年冻融剥蚀变薄,渠道由规则的梯形,变成宽U形,甚至膜料外露而遭到破坏;混凝土等刚性保护层,一般效果较好,但在强冻胀性土区,也可能出现类似于前述混凝土防渗的冻害形式。

### 4. 冻害的原因

(1) 渠床的冻结特征。渠道断面本身固有的凹槽形式和坡面朝向不同,造成了断面上各部位的日照、风情和表面温度状况有很大差别,从而决定了断面上各点的冻结深度和过程很不均匀,而且,这种不均匀性与断面形式、尺寸有关。

南北走向的渠道,总体来说,阴、阳两坡受日照和风作用的条件差别不很大。两坡的冻结规律大致相同。但由于坡顶为二向冻结,受风的作用较大,含水量亦较小,故表现为渠坡上部冻深最大,渠底冻深最小,阴坡冻深略大于阳坡。

东西走向的渠道,阴、阳两坡的冻深和冻结情况则差别很大,阴坡开始冻结日期比阳坡早,冻结深度亦较大。在同一坡面上阴坡上部,冻深亦较大,阳坡上部,除受风的作用较大外,日照亦比渠底强烈,但由于渠顶受两向冻结作用,故上部冻结深度,仍比渠底大,总的结果是阳坡坡底的冻深最小,阴坡上部冻深最大。

(2) 渠床的水分特征。渠床冬季的地下水位高低,主要取决于渠床所在位置的水文地质条件,同时也与衬砌的防渗好坏、渠道停水时间和有无冬灌等直接相关,可大致分为如下几种情况:

1) 地下水位深,在临界距离以下。此时,断面上各点的冻胀量取决于土中含水量的高低,一般只在渠底和坡下部发生轻微冻胀或无冻胀,对衬砌体的破坏作用不大。

2) 地下水位在渠底以下,但小于临界距离。此时渠底将有较大的冻胀,并沿渠坡向上,冻胀量从大到小。

3) 地下水位高于渠底,渠内冬季积水,或渠道冬季行水。当渠内有一定水深时,由于渠内水的结冰保温作用,渠底冻胀较小,甚至渠底不冻而无冻胀现象,两坡则由于

土的含水量较高和水分迁移的补给水源充足，特别是在水（冰）面以上的一定范围内冻胀量最大。

4) 渠顶有大量外水补给，冬灌田间渗水和降雨等，特别是穿山渠道，在地下水位接近坡顶的情况下，渠坡上部冻胀量将大于下部，或上下冻胀量分布比较均匀，但此时渠底一般有一定深度的积水，故渠底冻胀量最小或如上述原因不发生冻胀。

(3) 渠道的变形特征。渠道断面上各点的不均匀冻胀，是渠道冻融期变形的基本特征，是衬砌破坏的基本原因。渠底衬砌板的冻胀变形受边坡的约束，冻胀变形一般为中部大于两端，由此造成沿渠底中心线裂缝，隆起破坏。渠坡冻胀变形线稍呈弯曲，且弯曲线的拐点位于距坡脚不远处，在这种情况下，如果衬砌板与土间不存在冻结力，上部板将向上抬翘起，但当衬砌板与土间存在冻结力，衬砌板受约束不能翘起，或衬砌板的抗弯强度小于悬臂端的弯矩时，将在冻胀变形量最大处发生折断，如果渠道衬砌为预制板，则将在此处出现开缝。

(4) 渠床的土质条件。当渠床为粗砂、砾石等粗颗粒土，且地下水位较低时，冻胀量一般很小，如果衬砌结构适应不均匀冻胀变形能力较强，则不会出现冻害。当地下水位较高时，砂质渠床的衬砌仍会出现冻胀破坏。

当渠床为细粒土，特别是粉质土时，在渠床土含水量较大，且有地下水补给时，就会产生很大的冻胀量，如果采用混凝土或浆砌石等适应变形能力弱的刚性衬砌，往往会产生冻胀破坏。

冻结过程中的水分积聚和冻胀与土质密切相关，通常可认为与土的粉粘粒含量成正比。当渠道土基为非均质而由许多土壤层次组成时，渠道横断面不同部位的土壤性质各异，因而增大了渠道冻胀的不均匀性，当断面较深而各土层土质相差较大时，这种影响可能是不小的。

(5) 人为因素。渠道防渗衬砌工程会由于施工和管理不善而加重冻害破坏，如抗冻胀换基材料不符合质量要求或在铺设过程中掺混了冻胀性土料；填方质量不善引起沉陷裂缝或施工不当引起收缩裂缝，加大了渗漏，从而加重了冻胀破坏；防渗层施工未严格按施工工艺要求（如混凝土密实度不够，预制板勾缝质量差，膜料破损未予修补等），防渗效能不好，使冻胀加剧；排水设施堵塞失效，造成土层中壅水或长期滞水等。

渠道停水过迟，土壤中水分不及时排除即开始冻结；开始放水的时间太早，基土还在冻结状态下，极易引起水面线附近部位的强烈冻胀，或在冻结期放水后又停水，常引起滑塌破坏；对冻胀裂缝不及时修补，造成裂缝年复一年地扩大，变形累积，以致破坏。

渠道防渗衬砌工程能否长时期安全高效能地运行而不受冻胀的破坏，在很大程度上取决于施工质量和管理水平。没有高标准的施工质量，再好的防渗衬砌设计也不能达到预期目的。没有科学的管理措施，一条建设十分完善的渠道，也可能在较短时期内受到破坏。

## (二) 防冻胀设计

### 1. 防冻胀设计一般要求

为防御渠道防渗工程受基土冻胀作用的破坏, 季节冻土地区标准冻深大于 10cm 的衬砌渠道, 应进行防冻胀设计。

防冻胀设计中应贯彻因地制宜、安全可靠、经济合理和实用美观的原则。

渠道防渗工程的防冻胀设计应按下列步骤进行:

1) 调查、收集防渗衬砌渠道沿线的土质、地下水位、冻深和已有工程运行等资料, 按土质、地下水深度和渠道走向基本相同的原则, 划分不同的渠段。

2) 在各渠段选择 1~2 个具有代表性的横断面, 通过计算或必要的试验观测, 确定断面上各代表性计算点(如渠底、坡脚、坡中、坡顶)的设计冻深和冻胀量, 判定地基土的冻胀性类别。

3) 根据渠道各部位的冻深和冻胀量, 选择适宜的渠道断面形式、衬砌材料与结构。

4) 验算渠道各部位的冻胀位移量, 确定必要的防冻胀措施。

5) 提出施工工艺和管理运用方面的防冻胀要求。

6) 根据渠槽开挖后的土质、水分情况及时修正设计。

### 2. 设计冻深和冻胀量的确定

(1) 标准冻深。系指气象台(站)多年实测最大冻深的平均值。工程地点的标准冻深, 直接采用气温条件相近的邻近气象台(站)的标准冻深值, 该气象台(站)的冻深资料系列不宜短于 20 年。

(2) 设计冻深。系指工程地点冻结深度的设计取值, 按下式计算:

$$H_d = K_p K_d K_z H_0 \quad (4-62)$$

$$K_d = \sqrt{1 - \frac{(\sum Q_{\beta x} - \sum Q) \alpha_s}{24 I_0 \beta}}$$

$$K_z = \frac{1 + \alpha e^{-Z_{wo}}}{1 - \alpha e^{-Z_{wi}}}$$

式中  $H_d$ ——设计冻深, m;

$H_0$ ——标准冻深, m;

$K_p$ ——冻深年际变化的频率模比系数, 可根据  $H_0$  由图 4-22 查得, 设计过流能力大于  $20\text{m}^3/\text{s}$  的渠道按频率为 5% 的曲线查取, 设计过流能力小于  $20\text{m}^3/\text{s}$  的渠道按频率为 10% 的曲线查取;

$K_d$ ——日照及遮阳程度影响系数, 依据渠道计算断面的轴线走向、断面形状以及所在地点的经纬度、海拔高度、地形条件等因素, 采用气候学计算方法确定, 阳坡可为 0.65~1.0, 渠底可为 1.0~1.2, 阴坡可为 1.2~1.5, 近南北走向的渠道, 阳坡取大值, 其他情况取小值; 近东西走向的渠道, 阳坡取小值, 其他情况取大值; 纬度和海拔较高时, 取较大值;

$I_0$ ——负气温指数,  $^{\circ}\text{C}\cdot\text{d}$ ;

$K_z$ ——地下水位影响系数，可根据地下水位深度和土质确定，地下水位深度可取当地冻结期内地下水水位至计算点距离的平均值；

$\beta$ ——放热系数， $\text{kJ}/(\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot \text{°C})$ ，根据平均风速确定；

$\alpha_s$ ——吸收系数，可用 0.65；

$\sum Q_{\beta z}$ ——冻结期渠道各部位的太阳总辐射量， $\text{kJ}/\text{m}^2$ ；

$\sum Q$ ——冻结期水平地面的太阳总辐射量， $\text{kJ}/\text{m}^2$ 。

$Z_{wo}$ ——邻近气象台（站）的地下水位深度（粘土、重、中壤土： $Z_{wo} > 3.0\text{m}$ 时，取  $Z_{wo} = 3.0\text{m}$ ；轻、砂壤土： $Z_{wo} > 2.5\text{m}$ 时，取  $Z_{wo} = 2.5\text{m}$ ；砂： $Z_{wo} > 2.0\text{m}$ 时，取  $Z_{wo} = 2.0\text{m}$ ）；

$Z_{wi}$ ——计算点的地下水位深度， $\text{m}$ ；

$\alpha$ ——系数，粘土、重、中壤土为 0.79，轻、砂壤土为 0.63，砂为 0.42。

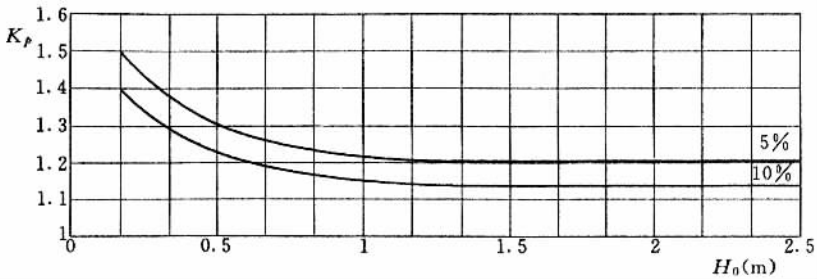


图 4-22  $K_p$  与  $H_0$  的关系曲线

(3) 冻胀量。冻胀量指年冻结周期内天然状态下冻结前地表至冻结期内地表法线方向的最大差值。设计过流能力大于  $20\text{m}^3/\text{s}$  的渠道，其冻胀量应通过现场试验测定；当实测存在困难或设计过流能力较小时，可用下列方法计算冻胀量。

1) 当已知工程设计冻深  $H_d$  或冻结指数的多年平均值  $I_0$  时，冻胀量可用下列公式计算：

粘性土：
$$h = 45\alpha_p\alpha_\rho e^{-0.64(0.017H_d-2.3)^2-0.7Z} \tag{4-63}$$

砂类土：
$$h = \alpha_p\alpha_\rho \left[ 22.5e^{-0.16\left(\frac{I_0}{265}-4.53\right)^2} - 10.7Z \right] \tag{4-64}$$

(适用于  $I_0 \leq 2200\text{°C} \cdot \text{d}$ )

式中  $h$ ——冻胀量， $\text{cm}$ ；

$Z$ ——始冻期的地下水位深度（10年平均值）， $\text{m}$ ；

$\alpha_p$ ——荷载修正系数 ( $\alpha_p = e^{-\beta P_i}$ ， $P_i$  为计算地点上地基的荷载强度， $\text{kPa}$ ； $\beta$  为与土的干密度  $\rho_d$  有关的系数，按表 4-44 选用)；

$\alpha_\rho$ ——土体密度修正系数 [当地下水位对冻深无影响时， $\alpha_\rho = 4.78 - 2.7\rho_d$ ；当地下水位对冻深有影响时， $\alpha_\rho = e^{-5(\rho_d-1.35)}$ ]。



表 4-44  $\beta$  与  $\rho_d$  关系表 (当  $\rho_d \leq 1350\text{kg}/\text{cm}^3$  时,  $\rho_d$  按  $1350\text{kg}/\text{cm}^3$  取值)

$\rho_d$ ( $\text{kg}/\text{cm}^3$ )	1350	1400	1450	1500	1550	1600	1650	1700	1750
$\beta$	0.034	0.025	0.018	0.014	0.010	0.007	0.005	0.004	0.003

2) 当已知工程地点冻结期内下水位动态时, 冻胀量可用下列公式计算:

$$h = \frac{\alpha_p f H_d}{100} \quad (4-65)$$

式中  $f$ ——土的平均冻胀强度, %。

土的平均冻胀强度  $f$ , 按冻结期内地下水位至冻结层下限的平均距离  $Z_p$  值大小分为地下水浅埋 ( $Z_p \leq Z_0$ )、地下水深埋 ( $Z_p \geq Z_0 + 0.5$ ) 和地下水浅埋到深埋过渡 ( $Z_0 \leq Z_p \leq Z_0 + 0.5$ ) 三种情况。

$Z_0$  为地下水对冻结层无显著影响时的临界深度, 根据不同土质, 按表 4-45 确定。

表 4-45  $Z_0$  值 表

土 质	粘土和粉质粘土	重、中壤土	轻、砂壤土	砂土
$Z_0$ (m)	2.0	1.5	1.0	0.5

当地下水浅埋时:

$$f = \alpha_1 e^{-\beta_1 Z_p} \quad (4-66)$$

式中的  $\alpha_1$ 、 $\beta_1$  按表 4-46 取用。

表 4-46  $\alpha_1$ 、 $\beta_1$  值表

土 质	$Z_p$ (m)	$\alpha_1$	$\beta_1$	土 质	$Z_p$ (m)	$\alpha_1$	$\beta_1$
粘土和粉质粘土	$0 \leq Z_p \leq 1.0$	40~30	1.25	重、中壤土	$0 \leq Z_p \leq 2.5$	30~19	1.10
	$1.0 \leq Z_p \leq 2.5$	27~21	0.85	轻、砂壤土	$0 \leq Z_p \leq 1.5$	19~14	1.20

当地下水深埋时:

$$f = \alpha_2 (\omega - \beta_2 \omega_p) \quad (4-67)$$

式中  $\alpha_2$ ——取值范围为 0.4~0.5, 粘粒含量高的土取大值;

$\beta_2$ ——取值范围为 0.7~0.9, 粉粒含量高的土取小值;

$\omega$ ——始冻期设计冻深范围内土的平均重量含水量, %;

$\omega_p$ ——土的塑限含水量, %。

当地下水属浅埋到深埋的过渡情况时,  $f$  应按式 (4-66) 和式 (4-67) 分别计算, 取其中大值。

### 3. 土的冻胀性类别

粗粒土中粒径小于 0.05mm 的土粒重量占土样总重量 6% 及以下时, 为非冻胀性土; 细粒土以及粒径小于 0.05mm 的土料重量超过土样总重量 6% 的粗粒土, 为冻胀性土。

渠道基土的冻胀性工程分类，以其在具体工程条件下可能产生的冻胀量大小为判定指标，由弱至强划分为表 4-47 中的 5 个类别，同一工程中不同部位的土可能有不同的冻胀性类别。

表 4-47 渠道基土的冻胀性工程分类

冻胀性类别	I	II	III	IV	V
冻胀量 $h$ (mm)	$h \leq 20$	$20 < h \leq 50$	$50 < h \leq 120$	$120 < h \leq 220$	$h > 220$

#### 4. 防渗衬砌结构抗冻胀稳定性要求

防渗衬砌结构抗冻胀稳定性可用表 4-48 所列的衬砌结构允许法向位移值为控制指标。

表 4-48 渠道防渗衬砌结构的允许位移值

单位：mm

断面形式	混凝土	砌石	沥青混凝土	断面形式	混凝土	砌石	沥青混凝土
梯形断面	5 ~ 10	10 ~ 30	30 ~ 50	弧形坡脚梯形断面	10 ~ 30	20 ~ 50	40 ~ 60
弧形断面	10 ~ 20	20 ~ 40	40 ~ 60	整体式 U 形槽或矩形槽	20 ~ 50	30 ~ 60	
弧形底梯形断面	10 ~ 30	20 ~ 50	40 ~ 60	分离挡墙式矩形断面 (底板)	40 ~ 50	50 ~ 60	70 ~ 80

防渗衬砌结构的冻胀位移值可按渠道基土的冻胀量确定。当该位移值大于允许值时，应根据需要和具体条件，选用一种或多种适宜的防冻胀措施。同一断面的不同部位可采用不同的措施。

对于地下水位高于渠底、渠底有积水（冰）或有旁渗水补给的渠道，确定其设计冻深时，在水（冰）面或旁渗水逸出点以上 1.0m 范围内的边坡，按地下水深度  $Z_{wi} = 0$  计算。确定其冻胀量时，在该点以上 0.5m 范围内的边坡，按地下水深度  $Z_{wi} = 0$  计算。

### （三）防治冻害的措施

根据冻害成因分析，防渗工程是否产生冻胀破坏，其破坏程度如何，取决于土冻结时水分迁移和冻胀作用，而这些作用又和当时当地的土质、土的含水量、负温度及工程结构等因素有关。防治衬砌工程的冻害，要针对产生冻胀的因素，根据工程具体条件从渠系规划布置、渠床处理、排水、保温、衬砌的结构型式、材料、施工质量、管理维修等方面着手，全面考虑。

#### 1. 回避冻胀法

回避冻胀是在渠道衬砌工程的规划设计中，注意避开出现较大冻胀量的自然条件，或者在冻胀性土地区，注意避开冻胀对渠道衬砌工程的作用。

(1) 避开较大冻胀的自然条件。规划设计时，应尽可能避开粘土、粉质土壤、松软土层、淤土地带、沼泽和高地下水位的地段，选择透水性较强不易产生冻胀的地段或地下水位埋藏较深的地段，将渠底冻结层控制在地下毛管水补给高度以上。

尽量使渠线走在地形较高的脊梁地带，避免渠道两侧有增面水（露水或灌排水）入渠。

在有坡面旁渗水和地面回归水入渠的渠段，尽量做到渠路、沟相结合，或者专设排水设施。

沿渠道外两侧应规划布置林带，最好是多种柳树，因柳树根须发达，密集伸向水源，可以改善渠床土基，有利于防冻害。

(2) 埋入措施。将渠道作成管或涵埋设在冻结深度以下的措施，可以免受冻胀力、热作用力等的作用，是一种可靠的防冻胀措施，它基本上不占地，易于适应地形条件，水量损失最小，管理养护方便，适用于地形起伏甚不规则的地区。

(3) 置槽措施。置槽可避免侧壁与土接触以回避冻胀，常被用于中小型填方渠道上，是一种价廉的防治措施。

(4) 架空渠槽。用桩、墩等构筑物支撑渠槽，使其与基土脱离，避开冻胀性基土对渠槽的直接破坏作用，但必须保证桩、墩等不被冻拔，此法形似渡槽，占地少，易于适应各种地形条件，不受水头和流量大小的限制，管理养护方便，但造价较高。

## 2. 削减冻胀法

当估算渠道最大冻胀变形值较大，且渠床在冻胀融沉的反复作用下，可能产生冻胀累积或后遗性变形情况时，可采用适宜的削减冻胀的措施，将渠床基土的最大冻胀量削减到衬砌结构允许变位范围内。

(1) 置换法。置换法是在冻结深度内将衬砌板下的冻胀性土换成非冻胀性材料（纯净的砂砾、砂卵石及中、粗砂）的一种方法，通常又称铺设砂砾石垫层。砂砾石垫层不仅本身无冻胀，而且能排除渗水和阻止下卧层水分向表层冻结区迁移，所以砂砾石垫层能有效地减少冻胀，防止冻害现象的发生。为完成消除冻胀影响，可将冻结深度全部置换，但用砂砾石置换后，冻结深度会比原地基扩大（因砂砾石的导热系数比一般土大），若置换到冻不到的深度，工程量必然增加很多，因此，当冻结深度较大时，应根据冻胀强度沿冻深的分布状况（如上大下小或上大下无，上小下大或上无下大，上下两端小、中部偏大或上下均匀）和衬砌结构的允许变位值，计算渠床各部位的置换深度，确定置换断面。

渠床各部位的置换深度可按下列公式计算：

1) 当冻胀强度沿冻层分布是上大下小或上大下无时

$$Z_1 = H_d - \sqrt{\frac{h_0 H_d}{f}} \quad (4-68)$$

2) 当冻胀强度沿冻层分布是上下均匀或上下两端小、中部偏大时

$$Z_1 = \frac{f H_d - h_0}{f} \quad (4-69)$$

3) 当冻胀强度沿冻层分布是上小下大或上无下大时

$$Z_1 = \sqrt{H_d^2 - \frac{h_0 H_d}{f}} \quad (4-70)$$

式中  $Z_1$ ——渠床某部位的置换深度，cm；

$H_d$ ——渠床某部位的设计冻深，cm；

$h_0$ ——衬砌体的允许冻胀变形值，cm；

$f$ ——渠道某部位冻土层的平均冻胀强度，%。

置换层的砂砾料应纯净，粉粘粒含量一般不宜大于 3% ~ 5%，且需有畅通的排水设施相结合才能发挥应有的效果，特别是置换层有饱水条件冻结时，必须保证冻结期置换层有排水出路。若衬砌缝漏水或旁渗水的含泥量足以能污染置换层时，应在置换层外围设置一层土工膜或加一层砂反滤层保护。

(2) 隔热保温。将隔热保温材料（如炉渣、石蜡渣、沥青草、泡沫水泥、蛭石粉、玻璃纤维、聚苯乙烯泡沫板等）布设在衬砌体背后及地表面，以减轻或消除寒冷因素，并可减少置换深度，隔断下层土的水分补给，从而减轻或消除渠床的冻深和冻胀。

目前采用较多的隔热保温材料是聚苯乙烯泡沫塑料，具有自重轻、强度高、吸水性低、隔热性好、运输和施工方便等优点。用作渠道防冻胀的聚苯乙烯泡沫塑料质量应符合表 4-49 的要求，其厚度可根据基土土质、含水、设计冻深或冻结指数，通过热工计算加以确定，对中小型渠道，聚苯乙烯泡沫板的厚度可按设计置换深度的 1/10 ~ 1/15 取用，冻胀量大的部位取大值，冻胀量小于允许变形值的部位可不设泡沫板；保温板的铺设范围应与衬砌体的冻害破坏部位相一致，重点应在地下水位以下及其以上毛细管强烈上升带范围，冻胀量小于允许变形值的部位可不设隔热层。

表 4-49 聚苯乙烯泡沫塑料板物理力学性能

密度 ( $\text{kg/m}^3$ )	吸水性 ( $\text{g/m}^2$ )	压缩强度 (压缩 50%) (kPa)	弯曲强度 (kPa)	-40 ~ 70℃时 尺寸稳定性 (%)	导热系数 [ $\text{W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ ]
$\leq 20$	< 80	$\geq 150$	$\geq 180$	$\pm 0.5$	$\leq 0.04$
20 ~ 35		$\geq 200$	$\geq 220$		

由于聚苯乙烯泡沫板保温措施成本较高，从其性能上看，适用于强冻胀大中型渠道上，尤其适用于地下水位高于渠底冻深范围且排水困难的渠道。聚苯乙烯泡沫板露天易老化，用在渠道防冻胀中要有保护层，保护层一般可采用混凝土板和浆砌石。

(3) 压实。压实法可使土的干密度增加，孔隙率降低，透水性减弱，密度较高的压实土冻结时，具有阻碍水分迁移、聚集，从而削减甚至消除冻胀的能力，据此，可以通过渠床的压实处理，来达到防止冻害的目的，试验证明，当土的饱和度一定时，土的冻胀性随干密度的增加而下降。

压实处理法，有渠床原状土压实和翻松土压实两种，前者所能达到的深度较浅，一般在 0.3m 以内，不宜在严寒地区应用；后者可分层回填，逐层压实，可达较大压实厚。压实处理的渠床，应先清除淤泥条草，然后再行碾压，为确保工程质量，应随时抽碾压土样，现场测定干密度。

压实措施尤其对地下水影响较大的渠道有效，地下水位高的渠道，多为强冻胀破

坏, 滑塌严重, 渠坡需要整修, 整修时对填土进行夯实是非常必要的, 如果能在基土中掺入一定量石灰, 压实效果更好, 防冻胀效果好。

(4) 防渗(隔水)、排水, 当土中的含水量大于起始冻胀含水量, 才明显地出现冻胀现象, 因此, 防止渠水和渠堤上的地表水入渗、隔断水分对冻层的补给, 以及排除地下水, 是防止地基土冻胀的根本措施。

### 3. 优化结构法

所谓优化结构法, 就是在设计渠道断面和衬砌结构时采用合理的形式和尺寸, 使其具有削减、适应或回避冻胀的能力。

圆弧形底梯形断面和 U 形渠道已在许多试验和工程中证明对防止冻胀有效, 圆弧形底梯形断面适用于大中型渠道, 虽然冻胀量与梯形断面相差不大, 但变形分布要均匀得多, 消融后的残余变形小, 稳定性强; U 形断面适用于小型支斗渠, 冻胀变形中为整体变位, 且变位较均匀, 尤其是在斗渠改建中, 可采用预制混凝土 U 形渠槽, 施工简便, 同时, 有专用的成型设备, 生产效率很高。

预制混凝土板衬砌采用宽缝结构, 填缝容易, 质量易保证; 错缝安装, 有利于提高板缝间的结合力、分散冻胀力, 提高结构的整体稳定性和抗冻胀能力。宽缝结构、错缝安装一般用于大中型渠道上, 这种结构已在宁夏、北京等地大量采用。宽缝结构缝宽一般采用与板厚一致, 使填缝体为一方形体, 宽度多为 5~8cm, 回填采用一级配掺有微膨胀剂的 C15 混凝土, 提高缝本身的结构强度, 补偿混凝土收缩, 这样砌缝不易开裂和脱落, 提高防渗性能。

### 4. 加强运行管理

冬季不行水渠道, 应在基土冻结前停水; 冬季行水渠道, 在负温期宜连续行水, 并保持在最低设计水位以上运行。

每年应进行一次衬砌体的裂缝修补, 使砌块缝间填料保持原设计状态, 衬砌体的封顶应保持完好, 不允许有外水流入衬砌体背后。

应及时维修各种排水设施, 保证排水畅通; 冬季不行水渠道, 应在停水后及时排除渠内和两侧排水沟内的积水。

## 第五节 低压管道输水灌溉工程设计

### 一、管网系统布置

管网系统布置是管道输水工程设计的关键内容之一。一般管网工程投资占管道系统总投资的 70% 以上。管网系统布置的合理与否, 对工程投资、运行和管理维护都有直接的影响, 因此, 应从技术、经济和运行管理等方面, 对管网系统的布置方案应进行充分、科学的论证比较, 选择最佳的方案。

## （一）管网系统布置的原则

（1）井灌区的管网一般以单个井为单元进行布置。在井群统一管理调度情况下，也可采用多井汇流管网系统，但应进行充分的技术经济论证。渠灌区应根据地形条件、地块形状及水源位置和作物布局、灌溉要求等分区布置管网。

（2）应根据水源位置（机井位置或管网入口位置）、地块形状、种植方向及原有工程配套等因素，通过比较，确定采用树状管网或环状管网。

（3）管网布置应满足地面灌水技术指标的要求，在平原区，各级管道尽可能采用双向供水。

（4）管网布置应力求控制面积大，且管线平顺，减少折点和起伏。若管线布置有起伏时，应避免管道内产生负压。

（5）管网布置应紧密结合水源位置、道路、林带、灌溉明渠和排水沟以及供电线路等，统筹安排，以适应机耕和农业技术措施的要求，避免干扰输油、输气管道及电信线路等。

（6）管网布置时应尽量利用现有的水利工程，如穿路倒虹吸和涵管等。

（7）管道级数，应根据系统灌溉面积（或流量）和经济条件等因素确定。井灌区旱作物区，当系统流量小于  $30\text{m}^3/\text{h}$  时，可采用一级固定管道；系统流量在  $30 \sim 60\text{m}^3/\text{h}$  时，可采用干管（输水）、支管（配水）两级固定管道；系统流量大于  $60\text{m}^3/\text{h}$ ，可采用两级或多级固定管道。渠灌区，目前主要在支渠以下采用低压管道输水灌溉技术，其管网级数一般为斗管、分管、引管三级。

对于渗透性强的砂质土灌区，末级还应增设地面移动管道。在梯田上，地面移动管道应布置在同一级梯田上，以便移动和摆放。

（8）管线布置应与地形坡度相适应。如在平坦地形，为充分利用地面坡降，干（支）管应尽量垂直等高线布置；若在山丘区，地面坡度较陡时，干（支）管布置应平行等高线，以防水头压力过大而需增加减压措施。田间最末一级管道，其布置走向应与作物种植方向和耕作方向一致，移动软管或田间垄沟垂直于作物种植行。

（9）给水栓和出水口的间距应根据生产管理体制、灌溉方法及灌溉计划确定，间距宜为  $50 \sim 100\text{m}$ ，单口灌溉面积宜为  $0.25 \sim 0.6\text{hm}^2$ ，单向浇地取较小值，双向浇地取较大值。在山丘区梯田中，应考虑在每个台地中设置给水栓，以便于灌溉管理。

（10）在已确定给水栓位置的前提下，力求管道总长度最短，管径最小。

（11）充分考虑管路中量水、控制和安全保护装置的适宜位置。渠灌区、丘陵自压灌区、河网提水灌区的取水工程根据需要可设置进水闸、分水闸、拦污栅、沉砂池。

## （二）管网规划布置的步骤

根据管网布置原则，按以下步骤进行管网规划布置：

（1）根据地形条件分析确定管网形式。

（2）确定给水栓的适宜位置。

(3) 按管道总长度最短原则, 确定管网中各级管道的走向与长度。

(4) 在纵断面图上标注各级管道桩号、高程、给水装置、保护设施、连接管件及附属建筑物的位置。

(5) 对各级管道、管件、给水装置等, 列表分类统计。

### (三) 管网布置形式

#### 1. 井灌区管网典型布置形式

井灌区管网典型布置形式常见以下几种, 如图 4-23~图 4-30 所示。

(1) 机井位于地块一侧, 控制面积较大且地块近似成方形, 可布置成图 4-23、图 4-24、图 4-25 所示的形式。这些布置形式适合于井出水量  $60 \sim 100\text{m}^3/\text{h}$ 、控制面积  $10 \sim 20\text{hm}^2$ 、地块长宽比约等于 1 的情况。

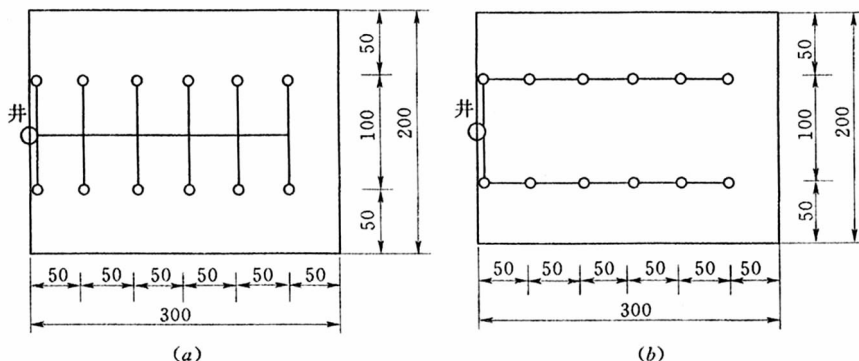


图 4-23 给水栓向一侧分水示意图 (一) (单位: m)

(a) 圭字形布置; (b)  $\pi$  形布置

(2) 机井位于地块一侧, 地块呈长条形, 可布置成“一”字形、L形、T形, 如图 4-26~图 4-28 所示。这些布置形式适合于井出水量  $20 \sim 40\text{m}^3/\text{h}$ 、控制面积  $3 \sim 7\text{hm}^2$ 、地块长宽比不大于 3 的情况。

(3) 机井位于地块中心时, 常采用图 4-29 所示的 H 形布置形式。这些布置形式适合于井出水量  $40 \sim 60\text{m}^3/\text{h}$ 、控制面积  $7 \sim 10\text{hm}^2$ 、地块长宽比不大于 2 的情况。当地块长宽比大于 2 时, 宜采用图 4-30 所示的长“一”字形布置形式。

#### 2. 渠灌区管网典型布置形式

渠灌区管灌系统主要采用树枝状管网, 影响其具体布置的因素有: 水源位置及其与管灌区的相对位置, 控制范围和面积大小及其形状, 作物种植方式、耕作方向和作物布局, 地形坡度、起伏和地貌等条件。

根据地形特点, 以下介绍三种典型渠灌区管灌系统输水配水树枝状管网的布置形式。

(1) 图 4-31 为梯田管灌系统树枝状管网的布置形式。由于管灌区地形坡度陡, 因此布置干管沿地形坡度走向, 即干管垂直等高线布置。这样干管可双向布置支管, 支管

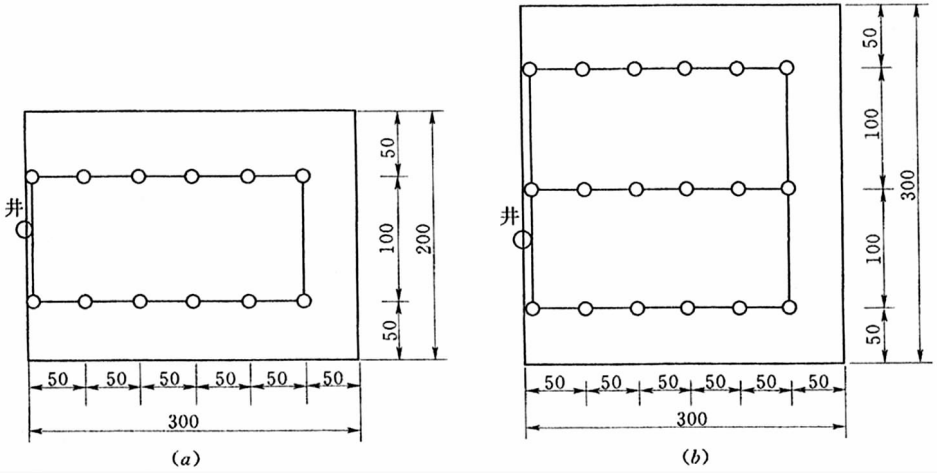


图 4-24 给水栓向一侧分水示意图 (二) (单位: m)  
 (a) 单环形布置; (b) 双环形布置

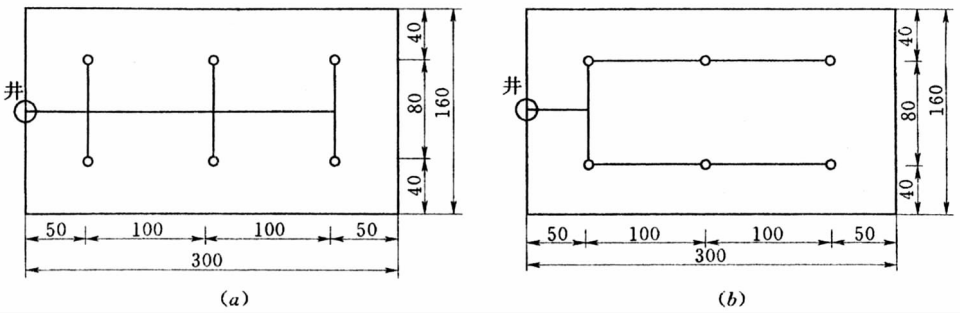


图 4-25 给水栓向两侧分水示意图 (单位: m)  
 (a) 圭字形布置; (b) π形布置

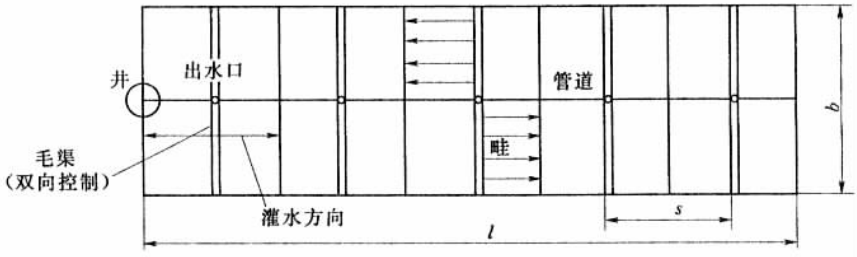


图 4-26 “一”字形布置

均沿梯田地块方向, 平行等高线布置。每块梯田布置一条支管, 各自独立由干管引水。支管上的给水栓或出水口只能单向向输水垄沟或闸孔管输水, 对畦、沟则可双向进行灌



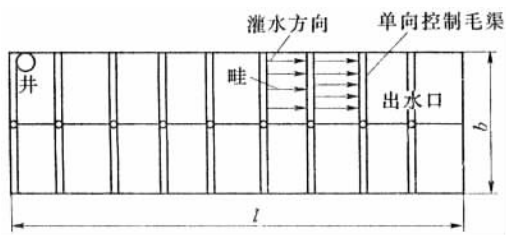


图 4-27 L形布置

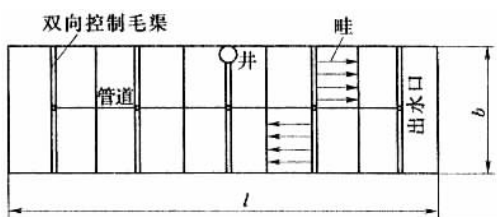


图 4-28 T形布置

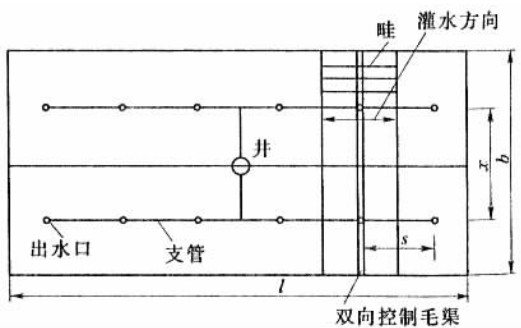


图 4-29 H形布置

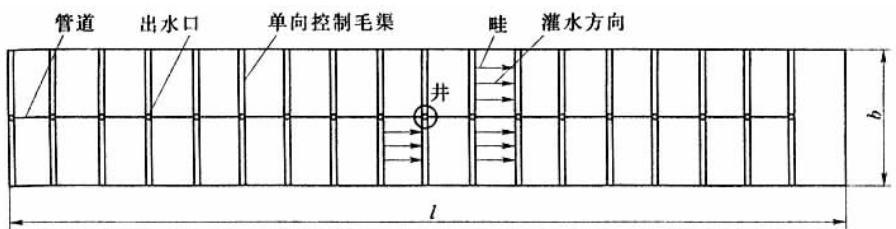


图 4-30 长“一”字形布置

溉。

(2) 图 4-32 为山丘区提水渠灌区管灌系统呈辐射树枝状管网的布置形式。该管灌区地形起伏, 坡度陡, 水源位置低, 故需建泵站提水加压, 经干管 (为泵站压力水管)、

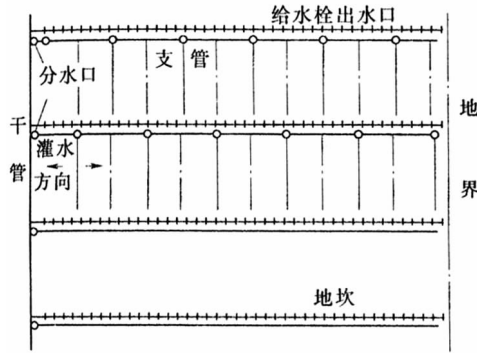


图 4-31 梯田管灌区布置

支管输水，由于干管实际上是泵站的扬水压力管道，因此必须垂直等高线布置，以使管线最短。支管平行于等高线布置，但要注意，既要使管线布置顺直，少弯折，也要考虑尽量减少土方量，减轻管线挖填强度，同时因地形起伏，故布置斗管以辐射状由支管给水栓分出，并沿山脊线垂直等高线走向。斗管上布置出水口给水栓，其平行等高线双向配水或灌水浇地。

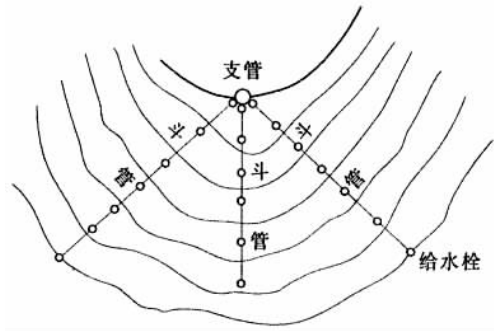


图 4-32 山丘区管灌辐射树枝状管网布置

(3) 图 4-33 为平坦地形，管灌区控制面积大，并有均一坡度情况下的典型树枝状管网布置形式，其管网由三级地理暗管组成，即斗管、分管和引管。田间灌水可采用输水垄沟或地面移动软管，由引管引水。由于该类管灌区地形既有纵向坡度，又有横向坡度，而且地形坡度总趋势纵横均为单一比较均匀地向下游的坡向，因此管网只能单向输水和配水。

管网田间灌水系统（给水栓以下的田间沟渠或配水闸管）的布置与运用。

### 3. 丘陵区管网的布置

(1) 对于谷深坡平、耕地相对集中、相对高差在 50m 以内水低田高的山丘，可利用管道逆坡远距离输水灌溉。该灌溉系统由水源、机泵、管路系统、田间工程 4 部分组成，工作压力一般在 0.2~0.4MPa 之间，灌溉面积的确定要遵循“以供水能力确定面

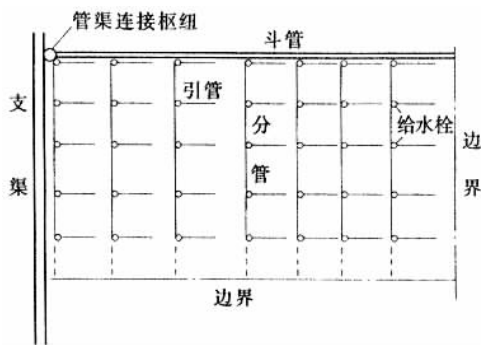


图 4-33 典型树枝状管网布置

积”的原则。管网布置形式有树枝形、马鞍形、鱼骨形等。干管较长，一般在 1000m 左右，垂直于等高线布置；支管沿等高线布置。

(2) 丘陵区自流管道输水灌溉系统。自渠道取水时，干管（一级管）尽量沿山脊或中间高顺坡布置，支管（二级管）尽量沿等高线布置；直接自水库、引水坝取水的，干管尽量沿等高线布置，支管尽量沿山脊或中间高布置。支管间距一般为 100~200m。

#### 4. 河网提水灌区管网的布置

河网提水灌区管灌系统的泵站大多位于河、沟、渠的一边，这就决定了河网提水灌区管灌系统主要有以下两种布置形式。

(1) 梳齿式。如图 4-34 (a) 所示，干管沿河（沟）岸布置，支管垂直于干管排列，形成二级管网。

(2) 鱼骨式。如图 4-34 (b) 所示，干管垂直河（沟）岸，支管垂直于干管，沿河沟方向布置。

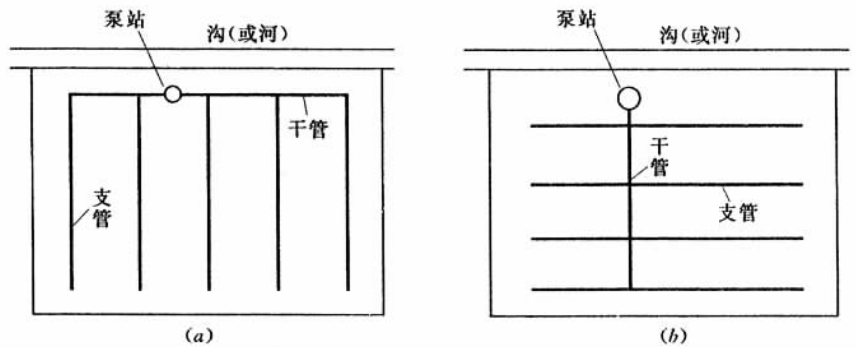


图 4-34 河网提水灌区管网布置示意图

(a) 梳齿式；(b) 鱼骨式

## 二、工程设计

### (一) 灌溉制度与工作制度

#### 1. 设计灌水定额 $m$

管网设计中, 采用作物生育期内各次灌水量中最大一次作为设计灌水定额, 对于种植不同作物的灌区, 通常采用设计时段内主要作物的最大灌水定额作为设计灌水定额。

灌水定额应根据当地灌溉试验资料确定, 无资料的地区可参考邻近地区的试验资料确定, 也可按式(4-71)计算。

$$m = 1000\gamma_s h(\beta_1 - \beta_2) \quad (4-71)$$

式中  $m$ ——灌水定额,  $\text{m}^3/\text{hm}^2$ ;

$\gamma_s$ ——计划湿润层土壤干容重,  $\text{kN}/\text{m}^3$ ;

$h$ ——土壤计划湿润层深度,  $\text{m}$ ;

$\beta_1$ ——适宜含水量(重量百分比)上限, %, 可取田间持水量的 85% ~ 95%;

$\beta_2$ ——适宜含水量(重量百分比)下限, %, 可取田间持水量的 60% ~ 65%。

小麦、棉花和玉米不同生育期灌水湿润层深度和适宜含水率可参考表 4-50 选取。

表 4-50 土壤计划湿润层深度和适宜含水率

冬小麦			棉花			玉米		
生育阶段	湿润层深度 $H$ (cm)	适宜含水率 (%)	生育阶段	湿润层深度 $H$ (cm)	适宜含水率 (%)	生育阶段	湿润层深度 $H$ (cm)	适宜含水率 (%)
出苗	30~40	45~60	幼苗	30~40	55~70	幼苗	40	55
三叶	30~40	45~60	现蕾	40~60	60~70	拔节	40	65~70
分蘖	40~50	45~60	开花	60~80	70~80	孕穗	50~60	70~80
拔节	50~60	45~60	吐絮	60~80	50~70	抽穗	50~80	70
抽穗	50~80	60~75				开花	60~80	
扬花	60~100	60~75				灌浆		
成熟	60~100	60~75				成熟		

注 田间适宜含水率以田间持水率的百分比计。

#### 2. 设计灌水周期 $T$

根据灌水临界期内作物最大日需水量值, 按式(4-72)计算理论灌水周期。因为实际灌水中可能出现停水, 故设计灌水周期应小于理论灌水周期。

$$T_{理} = \frac{m}{E_d}$$

$$T < T_{理} \quad (4-72)$$

式中  $T_{理}$ ——理论灌水周期,  $\text{d}$ ;

$T$ ——设计灌水周期,  $\text{d}$ ;

$E_d$ ——区内作物最大日需水量, mm/d。

控制区内种植不同作物时, 如果采用不同作物灌水周期中的最短周期作为灌水周期, 这样容易造成管网系统流量过大。因此, 种植不同作物时, 可按式(4-73)计算理论灌水周期。

$$T_{理} = \frac{mA}{\sum(E_{di}A_i)} \quad (4-73)$$

式中  $E_{di}$ ——设计时段内第  $i$  种作物的最大日需水量, mm/d;

$A$ ——设计灌溉总面积,  $hm^2$ ;

$A_i$ ——第  $i$  种作物的灌溉面积,  $hm^2$ 。

### 3. 轮灌制度

一般灌溉系统有续灌、轮灌和随机灌溉三种方式, 管灌系统除在地形平坦且引水流量和系统容量足够大时采用续灌方式外, 多采用轮灌制度。系统同时只有一个出水口出流时, 为集中轮灌; 有两个或两个以上的出水口出流时, 为分组轮灌。

(1) 轮灌组数计算。系统轮灌组数目可根据管网系统的设计流量、每个出水口的设计出水量及整个系统的出水口个数, 按式(4-74)计算。当整个系统各出水口流量接近时, 式(4-74)可简化为式(4-75)。

$$N = \text{int}(\sum q_i / Q_{设}) \quad (4-74)$$

$$N = \text{int}(nq / Q_{设}) \quad (4-75)$$

式中  $N$ ——轮灌组数;

$q_i$ ——第  $i$  个出水口设计流量,  $m^3/h$ ;

$n$ ——系统出水口总数;

$Q_{设}$ ——管网系统设计流量,  $m^3/h$ 。

#### (2) 编组原则:

1) 每个轮灌组内工作的管道应尽量集中, 以便于控制和管理。

2) 各个轮灌组的总流量尽量接近, 离水源较远的轮灌组总流量可小些, 但变动幅度不能太大。

3) 地形地貌变化较大时, 可将高程相近地块的管道分在同一轮灌组, 同组内压力应大致相同, 偏差不宜超过 20%。

4) 各个轮灌组灌水时间总和不能大于灌水周期。

5) 同一轮灌组内作物种类和种植方向应力求相同, 以方便灌溉和田间管理。

6) 轮灌组的编组运行方式要有一定规律, 以利于提高管道利用率并减少运行费用。

## (二) 流量计算

### 1. 管灌系统的设计流量

灌溉系统的设计流量应满足需水高峰期多种作物同时灌水的要求, 可由灌水率图确定。

灌水率是指单位管灌面积上的净灌水流量, 单种作物某次灌水的灌水率可按式(4

- 76) 计算。

$$q_i = \frac{\alpha_i m_i}{0.36 T_i t} \quad (4-76)$$

式中  $q_i$ ——第  $i$  种作物的灌水率,  $L/s \cdot 10^3 \text{hm}^2$ ;

$\alpha_i$ ——灌水高峰期第  $i$  种作物的种植比例, %;

$m_i$ ——灌水高峰期第  $i$  种作物的灌水定额,  $\text{m}^3/\text{hm}^2$ ;

$T_i$ ——灌水高峰期第  $i$  种作物的一次灌水延续时间, d;

$t$ ——系统日工作小时数, h。

按式(4-76)计算设计代表年各种作物各次灌水的灌水率,并按各自的灌水时间绘制灌水率图。对灌水率图进行修正,然后选取其中灌水连续时间最长,而灌水率又最大者为设计灌水率,则管灌系统的设计流量为

$$Q_0 = \frac{Aq}{\eta} \quad (4-77)$$

管灌系统的设计流量亦可按式(4-78)计算确定,即

$$Q_0 = \sum_1^e \left( \frac{\alpha_i m_i}{T_i} \right) \frac{A}{t\eta} \quad (4-78)$$

式中  $Q_0$ ——灌溉系统设计流量,  $\text{m}^3/\text{h}$ ;

$A$ ——设计灌溉面积,  $\text{hm}^2$ ;

$t$ ——系统日工作小时数, h/d;

$\eta$ ——灌溉水利用系数;

$e$ ——灌水高峰期同时灌水的作物种类;

其余符号意义同前。

## 2. 树状管网各级管道流量计算

(1) 续灌方式。因为整个系统出水口同时出流,所以管网中上一级管道流量等于其下一级各管道流量之和。支管各管段设计流量按其控制的出水口个数及各出水口设计流量推算;同样,干管各管段设计流量按其控制的支管条数及各支管入口流量推算。

$$Q_{\text{支}i} = \sum_{j=1}^N q_j \quad (4-79)$$

式中  $Q_{\text{支}i}$ ——第  $i$  条支管入口流量,  $\text{m}^3/\text{h}$ ;

$q_j$ ——第  $i$  条支管第  $j$  个出水口流量,  $\text{m}^3/\text{h}$ ;

$N$ ——第  $i$  条支管控制的出水口总数。

$$Q_{\text{干}i} = \sum_{j=1}^M Q_{\text{支}j} \quad (4-80)$$

式中  $Q_{\text{干}i}$ ——第  $i$  段干管流量,  $\text{m}^3/\text{h}$ ;

$M$ ——第  $i$  段干管控制的支管条数;

$Q_{\text{支}j}$ ——第  $i$  段干管第  $j$  条支管入口流量,  $\text{m}^3/\text{h}$ 。

(2) 轮灌方式。管网或上一级管道的设计流量等于轮灌组中的最大设计流量值,亦

即等于各轮灌组中同时工作的下一级设计流量之和的最大值，仍可采用式(4-77)和式(4-78)推算。若上一级管道较长，且由其上分出的下一级管道条数较多，则其本身沿管长的流量差异就很大，此时需分段计算其设计流量。

对于单井出水量小于  $60\text{m}^3/\text{h}$  的井灌区，通常按开启一个出水口的集中轮灌方式运行，此时各条管道的流量均等于井的出水量；同时开启的出水口个数超过 2 小时，按轮灌组计算各级管道流量。

### 3. 环状管网管道流量计算

环状管网管道各管段的流量与各节点的流量均有联系，流向任何一节点的流量不止一条管段。在管径未确定的情况下，到任一节点的水流方向有多种组合，不可能像树状网一样得到每一管段惟一的流量值。因此，应根据质量守恒定律进行流量分配，即流向任一节点的流量必须等于流出该节点的流量。计算公式为

$$Q_i + \sum q_{ij} = 0 \quad (4-81)$$

式中  $Q_i$ ——节点  $i$  的节点流量， $\text{m}^3/\text{h}$ ；

$q_{ij}$ ——连接节点  $i$  的第  $j$  管段流量（流入节点的流量为正，流出为负）。

单井单环网管道设计流量为

$$Q = Q_0/2 \quad (4-82)$$

### (三) 管径计算

管道系统各管段的直径，应通过技术经济计算确定；在初估管径时，可按表 4-51 选择管内流速，按式(4-83)计算。

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} \quad (4-83)$$

式中  $D$ ——管道直径，mm；

$v$ ——管内流速，m/s；

$Q$ ——计算管段的设计流量， $\text{m}^3/\text{h}$ 。

表 4-51 管道流速表

管 材	混凝土管	石棉水泥管	水泥砂土管	硬塑料管	移动软管
流速 (m/s)	0.5~1.0	0.7~1.3	0.4~0.8	1.0~1.5	0.5~1.2

### (四) 水泵扬程计算与水泵选型

#### 1. 管道系统工作水头计算

管道系统最大和最小工作水头，应分别按式(4-84)和式(4-85)确定。

$$H_{\max} = Z_2 - Z_0 + \Delta Z_2 + \sum h_{f2} + \sum h_{j2} \quad (4-84)$$

$$H_{\min} = Z_1 - Z_0 + \Delta Z_1 + \sum h_{f1} + \sum h_{j1} \quad (4-85)$$

式中  $H_{\max}$ ——管道系统最大工作水头，m；

$H_{\min}$ ——管道系统最小工作水头, m;

$Z_0$ ——管道系统进口高程, m;

$Z_1$ ——参考点 1 的地面高程, m, 在平原地区, 参考点 1 一般为距水源最近的出水口;

$Z_2$ ——参考点 2 的地面高程, m, 在平原地区, 参考点 2 一般为距水源最远的出水口;

$\Delta Z_1$ ——参考点 1 出水口中心线与地面的高差, m, 出水口中心线高程应为所控制的田间最高地面高程加 0.15m;

$\Delta Z_2$ ——参考点 2 出水口中心线与地面的高差, m;

$\sum h_{j1}$ ——管道系统进口至参考点 1 出水口的管路沿程水头损失, m;

$\sum h_{j1}$ ——管道系统进口至参考点 1 出水口的管路局部水头损失, m;

$\sum h_{j2}$ ——管道系统进口至参考点 2 出水口的管路沿程水头损失, m;

$\sum h_{j2}$ ——管道系统进口至参考点 2 出水口的管路局部水头损失, m。

对于地形比较复杂的灌区, 或同时开启的给水栓(或出水口)多于 1 个的管道灌溉系统, 参考点 1、2 应通过计算比较确定。

## 2. 管道系统设计工作水头计算

设计工作水头宜按最大和最小工作水头的平均值近似取用, 采用式(4-86)计算确定。

$$H_0 = \frac{H_{\max} + H_{\min}}{2} \quad (4-86)$$

式中  $H_0$ ——管道系统设计工作水头, m。

## 3. 水泵扬程计算

灌溉系统水泵的设计扬程, 应按式(4-87)计算确定。

$$H_p = H_0 + Z_0 - Z_d + \sum h_{j0} + \sum h_{j0} \quad (4-87)$$

式中  $H_p$ ——灌溉系统水泵的设计扬程, m;

$Z_d$ ——泵站前池水位或机井动水位, m;

$\sum h_{j0}$ ——水泵吸水管进口至管道系统进口之间的管道沿程水头损失, m;

$\sum h_{j0}$ ——水泵吸水管进口至管道系统进口之间的管道局部水头损失, m。

水泵运行的扬程(流量)范围, 应通过水泵工作点计算确定, 并使其位于水泵高效区内。

## 4. 水泵选型

根据以上计算的水泵扬程和管灌系统设计流量选取水泵, 然后根据水泵的流量—扬程曲线和管道系统的流量—水头损失曲线校核水泵工作点。

为保证所选机泵在高效区运行, 对于按轮灌组运行的管网系统, 可根据不同轮灌组的流量和扬程进行比较, 选择水泵。若控制面积大且各轮灌组流量与扬程差别很大时, 可选择两台或多台水泵分别对应各轮灌组提水灌溉。



低压管道输水灌溉工程的新配水泵，宜选用国家公布的节能型产品，水泵的型号除要满足系统设计流量和扬程外，还应考虑水源的形式。通常，对水位埋深较浅且变幅不大的水源，可选择离心泵，流量较大的可选双吸离心泵或混流泵；对于水位埋深较大，不能选用离心泵的浅井水源，如果扬程不大，可选单级潜水电泵，流量较小的可考虑选单相电机潜水泵；对于水位埋深较大、扬程较大的水源（如深井），可选用多级潜水电泵。

### 三、管材及管道附属设施

#### （一）管材

管材和附属设施是管道输水灌溉系统的重要组成部分，其投资约占工程总投资的70%~80%，选择合适的管材和附属设施，不仅可以减少工程造价，也是提高工程质量，使之长久发挥效益的保障。

##### 1. 技术要求

（1）能承受设计要求的工作压力。管材允许工作压力应为管道最大正常工作压力的1.4倍。当管道可能产生较大水击压力时，管材的允许工作压力应不小于水击时的最大压力。

（2）管壁要均匀一致，壁厚误差应不大于5%。

（3）地埋暗管在农业机具和车辆等外荷载的作用下管材的径向变形率不得大于5%。

（4）满足运输和施工的要求，能承受一定的局部沉陷应力。

（5）管材内壁光滑，内外壁无可见裂缝，耐土壤化学侵蚀，耐老化，使用寿命满足设计年限要求。

（6）管材与管材、管材与管件连接方便，连接处应满足工作压力、抗弯折、抗渗漏、强度、刚度及安全等方面的要求。

（7）移动管道要轻便，易快速拆卸，耐碰撞，耐摩擦，不易被扎破及抗老化性能好等。

（8）当输送的水流有特殊要求时，还应考虑对管材的特殊需要。如灌溉与饮水结合的管道，要符合输送饮用水的要求。

##### 2. 选择方法

在满足设计要求的前提下综合考虑以下积极因素进行管材选择：①管材管件的价格；②施工费用，包括运输费用、当地劳动力价值、施工辅助材料及施工设备费用；③工程的使用年限；④工程维修费用等。

在经济条件较好的地区，固定管道可选择价格相对较高但施工、安装方便及运行可靠的硬PVC管；移动管道可选择涂塑软管。在经济条件较差的地区，可选择价格低廉的管材。如固定管可选素混凝土管、水泥砂土管等地方管材；移动管道可选择塑料薄膜

软管,在水泥、砂石料可就地取材的地方,选择就地生产的素混凝土管较经济。在缺乏或远离砂石料的地方,选择塑料管则可能是经济的。另外,选择管材还要考虑应用条件及施工环境的特殊要求。在管道有可能出现较大不均匀沉陷的地方,不宜选择刚性连接的素混凝土管,可选择柔性较好的塑料硬管;在丘陵和砾石较多的山前平原,管沟开挖回填较难控制,可选择外刚度较高的双壁波纹 PVC 管,不宜选择薄壁 PVC 管;在跨沟、过路的地方,可选择钢管、铸铁管;在矿渣、炉渣堆积的工矿区附近,可利用矿渣、炉渣就地生产水泥预制管,这样,既发展了节水灌溉,又有利于环境保护;对将来可能发展喷灌的地区,应选择承压能力较高的管材,便于发展喷灌时利用;对于山区果园灌溉,将来可能发展微灌的地方,可部分选择 PE 管材。

总之,管材选择要遵循经济实用、因地制宜、就地取材、减少运输、方便施工的原则。同时还应考虑生产厂家的生产能力和信誉,以避免不必要的纠纷。

### 3. 井灌区管材的选择

目前井灌区低压管道输水工程所用管材,主要有塑料管、预制素混凝土管以及现场连续浇筑混凝土管等。

(1) 塑料管。硬塑料管具有性能质量稳定、重量轻、易搬运、内壁光滑、耐腐蚀、能适应一定的不均匀沉陷、施工安装方便等优点,埋在地下寿命至少 20 年以上,是一种值得提倡采用的管材。井灌区低压管道输水灌溉工程常用的硬塑料管有普通聚氯乙烯(PVC)管、聚乙烯(PE)管、聚丙烯(PP)管、双壁波纹管 and 加筋聚氯乙烯管等。硬塑料管各地都有成品出售,一般每节长 4~6m,根据需要也可适当加长。产品规格可参考有关资料。

目前,国内生产的可用于管道输水灌溉的 PVC 管材种类较多,应根据当地条件选择。使用压力和口径较大时,选用加筋 PVC 管通常比普通 PVC 管更经济。当压力较低时,导致管道破坏的因素往往不是内水压力,而是外刚度不足,此时选用双壁波纹管较适宜,施工条件好,管沟挖填能严格控制,亦可选用薄壁 PVC 管。在地形复杂、施工条件较差的丘陵区,应选用压力稍高、外刚度较大的管材。

聚乙烯(PE)管材由于不含有毒的氯,更适于输送饮用水,因而在与饮水相结合的管道输水灌溉工程中,可优先选用 PE 管材。另外,PE 管材由于耐低温性能优于硬聚氯乙烯(PVC-U),且质地较软,因此在高寒地区低压输水中应用较多。

聚丙烯管材是以聚丙烯树脂为基料,加入其他材料,挤出成型而制成的性能良好的共聚改性管材。这种管材的性能、适用条件与高密度聚乙烯混合炭黑(HDPE)管类似。

(2) 水泥类预制管。水泥类预制管种类很多,用于井灌区的主要为素水泥预制管材,它是用立式制管机作为主要制管工具,以砂、土、石屑、炉渣等作为主要配料挤压而成的。常用的有水泥砂管、水泥砂土管、水泥土管、水泥石屑管、水泥炉渣管等,其规格见表 4-52,技术标准参见水利部标准 SL/T 98-1994。这类管材水泥用量少,在有原材料来源的地方,可就地生产,因此造价低廉,但施工安装中管道接头多,施工速度慢,劳动强度大,安装技术要求高,接头处质量不易保证,容易漏水。

表 4-52 水泥预制管材的规格

管 材	规 格 (mm)			重 量 (kg)	管口型式
	内径及公差	壁厚及公差	长度及公差		
水泥砂土管	135 ± 2	27 ± 2	980 ± 5	26.8	平口型
	150 ± 2	25 ± 2	980 ± 5	26.8	
	200 ± 3	30 ± 3	980 ± 5	42.3	
	250 ± 3	35 ± 3	980 ± 5	76.0	
水泥砂管	150 ± 2	30 ± 2	1000 ± 5	35.2	子母口型
	200 ± 3	30 ± 2	1000 ± 5	50.0	
	250 ± 3	30 ± 3	1000 ± 5	65.0	
水泥土管	200 ± 3	30 ± 3	1000 ± 5	45.0	平口型
	200 ± 3	35 ± 3	1000 ± 5	52.0	
	250 ± 3	35 ± 3	1000 ± 5	63.0	
	250 ± 3	40 ± 3	1000 ± 5	73.0	
水泥石屑管	150 ± 2	20 ± 2	1000 ± 5	24.5	子母口型
	200 ± 2	30 ± 2	1000 ± 5	43.9	
	300 ± 3	40 ± 3	1000 ± 5	83.3	
水泥炉渣管	150 ± 2	35 ± 2	1000 ± 5	35.0	平口型
	220 ± 3	40 ± 3	1000 ± 5	59.0	
薄壁混凝土管	150 ± 2	20 ± 2	1000 ± 5	43.0	楔口型

(3) 现场连续浇筑混凝土管。现场连续浇筑混凝土管是在施工现场挖好的沟里直接浇筑成型的混凝土管。这种方法无接头处理工序，无运输、搬运损坏等问题，但非专业施工队伍现场浇筑时，其质量难以控制。

#### 4. 渠灌区大口径管材的选择

渠灌区由于具有控制面积大、输水流量大、输配水系统层次多、地形复杂、线路长、管网水压力分布复杂等特点，因此在管材选择上要充分考虑其特点。其中，中小口径的管材选择与井灌区基本一致；大口径管材和管件国内目前主要以各类预制管为主，如自应力钢筋混凝土管和预应力钢筋混凝土管、石棉水泥管、素混凝土管、钢丝网水泥管等；部分使用塑料管，如双壁波纹管、大口径双壁螺旋塑料管、HDPE 螺旋管等。

(1) 自应力钢筋混凝土管和预应力钢筋混凝土管具有良好的抗渗性和耐久性，连接形式采用橡胶圈密封的承插子母口，施工安装比较简单。因受其材料力学性能和制造工艺的限制，自应力钢筋混凝土管适用于较小的管径（最大 800mm），预应力钢筋混凝土管适用于较大的管径（最大 2000mm）。有关两种管材的规格及技术指标参见国标 GB 4084—83 和 GB 5695—850

(2) 石棉水泥管以石棉和水泥为原料经制管机制成。与其他水泥混凝土管相比，石棉水泥管具有重量轻、耐腐蚀、承压能力高、便于搬运和铺设、内外壁光滑、切削钻孔加工容易、施工简单等优点，但抗冲击、抗碰撞能力差，价格稍高。目前生产的石棉水泥管承压能力较高，管径一般小于 500mm，主要用于喷灌系统。因此，在渠灌区可利用其具有较高的承压能力的优点，用于输水压力较高的管段。同时，应与生产厂家协商，

通过改变配方,适当降低承压能力,从而使价格降低。

(3) 大口径素混凝土管主要特点是价格低廉、承压低,因此在渠灌区输水压力低、地形平坦的管段以及平原河网提水灌区可优先选用。钢丝网水泥管在管体中因加入了钢丝网骨架,其承压能力比素混凝土管要高,或相同压力下壁厚减薄,管体重量比素混凝土管小,因此在渠灌区具有一定的应用价值。

(4) 硬聚氯乙烯双壁波纹管材按压力等级分为无压、0.20MPa、0.40MPa三个级别,在管道输水灌溉系统主要采用0.20MPa和0.40MPa两个系列,目前最大管径可达1000mm。

(5) 大口径双壁螺旋塑料管以高密度聚乙烯树脂为主要原料,经挤出缠绕成型。根据使用要求,其性能特点为,满足低压输水并具备足够的刚度以适应埋地运行。在国内,大口径双壁螺旋塑料管的规格已形成系列,最大管径可达600mm,完全可以满足渠灌区输水的需要。

(6) 大口径肋式卷绕管是用聚氯乙烯或高密度聚乙烯混合。炭黑采用热压法形成带T形肋的板材,然后在卷管机上制成螺旋管,通过快速锁定机械连接方式和机械焊接,并用粘合剂加固成形的塑料螺旋管。按板带材的不同宽度,可卷制成不同直径的管材。宽度较小的,适用于卷制小口径的管材;宽度较大的,适用于卷制较大口径的管材。

此外,渠灌区也可考虑采用夹砂玻璃钢管、钢管和铸铁管,但需进行详细的技术经济论证。

## 5. 地面移动管道的选择

地面移动管道通常采用轻便柔软易于盘卷的软管。软管按其生产材料可分为聚氯乙烯塑料软管、涂胶软管、橡胶管、橡塑管等。低压管道输水灌溉系统中用得最多的是聚氯乙烯塑料软管和涂塑软管。

聚乙烯塑料软管也称聚乙烯薄膜塑料软管,现在低压管道输水灌溉系统中应用的聚乙烯塑料软管主要是线性低密度聚乙烯塑料软管(LLDPE塑料软管)。LLDPE塑料软管是以LLDPE树脂为主体,加入适量的其他高分子材料,经吹塑成型制得的。其力学性能指标一般要求:①拉伸强度(纵、横向)不小于20MPa;②断裂伸长率不小于600%;③直角撕裂强度(纵向、横向)不小于10MPa;④折边横拉强度不小于20MPa。

涂塑软管是用锦纶纱、维纶纱或其他强度较高的材料织成管坯,内外壁或内壁涂敷聚氯乙烯(PVC)或其他塑料制成。根据管坯材料的不同,涂塑软管分为锦纶塑料软管、维纶塑料软管等种类。涂塑软管将锦(维)纶管坯的耐压强度高、塑料内外壁的不透水性及水力性能好的特点结合在一起,大大提高了管材的工作压力,使用寿命可达3~4年。选择时要求管材壁厚均匀,表面光滑平整,没有断线、抽筋、松筋、内外槽、脱胶、气孔和涂层夹杂质等缺陷。

## (二) 管道附属设施

管道附属设施是指管道安全运行并实施科学管理的装置,包括给水装置、保护装置和量测设施等。

## 1. 给水装置

给水装置是连接三通、立管、给水栓（或出水口）的统称。通常所说的给水装置一般是指出水口或给水栓。出水口是指把地下管道系统的水引出地面进行灌溉的放水口，它一般不能连接地面移动软管；能与地面移动软管连接的出水口称给水栓。给水栓各地有定型产品，可根据需要选用，也有自行制造的。给水栓要坚固耐用、密封性能好、不漏水、软管安装拆卸方便等。

(1) 给水装置分类。给水装置有多种分类方法，按阀体结构分为移动式、半固定式、固定式三类：

1) 移动式给水装置也称分体移动式给水装置，它由上、下栓体两大部分组成。其特点是：①止水密封部分在下栓体内，下栓体固定在地下管道的立管上，下栓体配有保护盖外露在地表面或地下保护池内；②系统运行时不需停机就能启闭给水栓、更换灌水点；③上栓体移动式使用，同一管道系统只需配 2~3 个上栓体，投资较省；④上栓体的作用是控制给水、出水方向。如 GY 系列给水栓。

2) 半固定式给水装置的特点是：①一般情况下，止水、密封、控制、给水于一体，有时密封面也设在立管上；②栓体与立管螺纹连接或法兰连接，非灌溉期可以卸下室内保存；③同一灌溉系统计划同时工作的出水口必须在开机运行前安装好栓体，否则更换灌水点时需停机；④同一灌溉系统也可按轮灌组配备，通过停机而轮换使用，不需每个出水口配一套，与固定式给水装置相比投资较省。如螺杆活阀式给水栓、LG 型系列给水栓、球阀半固定式给水栓等。

3) 固定式给水装置也称整体固定式给水装置，其特点是：①止水密封、控制给水于一体；②栓体一般通过立管与地下管道系统牢固地结合在一起，不能拆卸；③同一系统的每一个出水口必须安装一套给水装置，投资相对较大。如丝盖式出水口、地上混凝土式给水栓、自动升降式给水栓等。有些固定式给水装置经改型后（如加法兰等），可成为半固定式给水装置，如轻唧筒式给水栓、杠杆压盖型给水栓等。

(2) 给水装置的选用原则：

1) 应选用经过专家鉴定并定型生产的给水装置。

2) 根据设计出水量和工作压力，选择的规格应在适宜流量范围内，且局部水头损失小。

3) 密封压力满足低压管道输水灌溉系统设计的要求。

4) 在低压管道输水灌溉系统中，给水装置用量大，使用频率高，长期置于田间，因此在选用时还要考虑耐腐蚀、操作灵活、运行管理方便等因素。

5) 根据是否与地面软管连接来选择给水栓或出水口；根据保护难易程度选择移动式、半固定式或固定式。

(3) 定型给水装置的选用。经过十几年的研究开发与应用，目前我国定型给水装置较多，表 4-53 中列出使用较广泛的几种，通过简单的性能参数及特点的介绍、比较，并结合插图，以方便读者选用。

表 4-53 常用给水装置的主要性能参数及特点

型号名称	公称直径 (mm)	公称压力 (MPa)	局部阻力 系数	主要特点	图号
G1Y1—H/L II型、G1Y3—H/L III型平板阀移动式给水栓	75, 90, 110, 125, 160	0.25 0.40	1.52~2.02	移动式, 旋紧锁口连接, 平板阀内外力结合止水, 地上保护, 适用于多种管材	图 4-35 (a)、(b)
G1Y—H/L IV型平板阀移动式给水栓	75	0.60 1.00	5.76	螺纹式外力结合止水, 可调控流量, 其特点同 II、III型	图 4-35 (c)
G2Y1—G型平板阀移动式给水栓	进/出口 直径 80, 100, 150	0.20	1.50~2.00	移动式, 倒钩连接装置, 平板阀外力止水, 地上保护, 适用于多种管材	图 4-36
G1Y5—S型球阀移动式给水栓	110	0.20	A型: 1.23	移动式, 快速接头式连接, 浮阀内力止水, 地上保护, 适用于塑料管材	图 4-37
G2Y5—H型球阀移动式给水栓	110	0.20		移动式, 快速接头式连接, 浮阀内力止水, 地上保护, 多用于塑料管材	图 4-38
G3Y5—H型球阀移动式给水栓	200/100	0.20	1.53	移动式, 丝连接, 浮阀内力止水, 地上保护, 适用于混凝土管道系统	图 4-39
G2Y5—S/H型球阀移动式给水栓	75, 100, 125, 160	0.15	Φ160 时 为 3.47	移动式, 浮阀内力止水, 地上保护, 集多功能于一体, 适用于混凝土管材	图 4-40
G2Y2—H型平板阀移动式给水栓	75	0.05 0.10		移动式, 橡胶活舌内力止水, 地上保护, 多适用于塑料管材	图 4-41
G3B1—H型平板阀半固定式给水栓	63	0.25	1.175	半固定式, 平板阀外力止水, 地上保护, 适用于塑料管材	图 4-42
G2B1—H(G)型平板阀半固定式给水栓	A型: 50~160 B型: 110	0.25	A型: 1.0~1.8	半固定式, 平板阀外力止水, 阀瓣与操作杆利用活节连接, 不磨损密封垫圈, 地上保护, 多用于塑料管材	图 4-43
G2B3—H型平板阀半固定式给水栓	100/75 100/100 125/100		0.20	半固定式, 利用弹力和内水压力止水, 地上保护, 可双向分水, 多用于塑料管材	图 4-44

续表

型号名称	公称直径 (mm)	公称压力 (MPa)	局部阻力 系数	主要特点	图号
G2B7—H 型丝堵 半固定式出水口	75, 90, 110, 125		0.20	半固定式, 丝堵外力止水, 地上保护, 适用于压力、流量 较小的塑料管道系统	图 4-45
CTG7—N 型丝盖 固定式出水口	100	0.20	0.4	固定式, 平板阀外力止水, 地上保护, 适用于压力、流量 较小的水泥预制管道	图 4-46
C2G7—S/N 型丝 盖固定式出水口	75, 90, 110, 125	0.20		固定式, 丝盖外力止水, 地 上保护, 适用于压力、流量较 小的塑料管道系统	图 4-47
G2G1—S 型平板阀 固定式给水栓	75	0.05	1.938	固定式, 平板阀外力止水, 地下保护, 适用于塑料管材	图 4-48
C2G7—S 型丝盖固 定式出水口	90, 110	0.05		固定式, 丝盖外力止水, 地 下保护, 适用于塑料管材、压 力较小的管道系统	图 4-49
C2G1—N 型平板 阀固定式出水口	114			固定式, 平板阀外力止水, 地上保护, 适用于压力、流量 较小的塑料管道系统	图 4-50
G2G1—G 型平板 阀固定式给水栓	160			固定式, 平板阀外力止水, 集节制闸、三通、给水于一体, 适用于丘陵梯田塑料管道系统	图 4-51 和 4-52
C1G1—S 型双向堵 头固定式出水口	63, 75, 90, 110, 125			固定式, 用密封胶垫与壳内 摩擦力止水, 地上保护, 适用 于压力、流量较小的塑料管道 系统	图 4-53

## 2. 安全保护装置

管道输水灌溉系统的安全保护装置主要有进(排)气阀、安全阀、调压阀、逆止阀、泄水阀等。主要作用分别是破坏管道真空, 排除管内空气, 减少输水阻力, 超压保护, 调节压力, 防止管道内的水回流入水源而引起水泵高速反转。

(1) 进(排)气阀。进(排)气阀按阀瓣结构分为球阀式、平板式进(排)气阀两大类。其工作原理是管道充水时, 管内气体从进(排)气口排出, 球(平板)阀靠水的浮力上升, 在内水压力作用下封闭进(排)气口, 使进(排)气阀密封而不渗漏, 排气

过程完毕。管道停止供水时，球（平板）阀因虹吸作用和自重而下落，离开球（平板）口，空气进入管道，破坏了管道真空或使管道水的回流中断，避免了管道真空破坏或因管内水的回流引起的机泵高速反转。

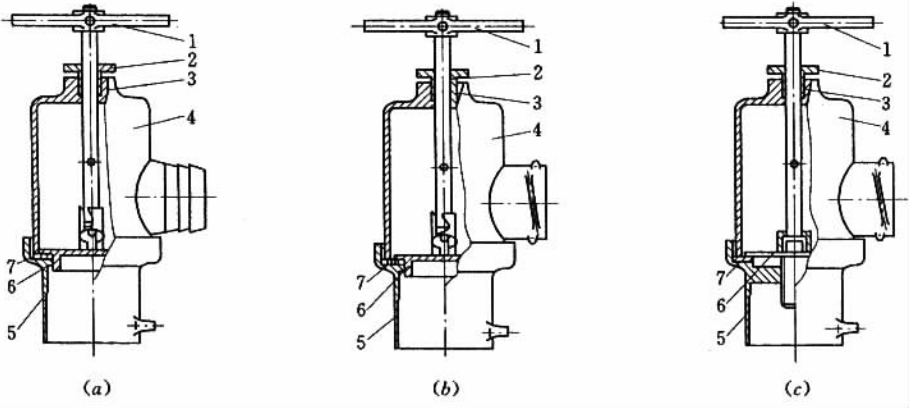


图 4-35 G1Y1、G1Y3—H/L 型平板阀移动式给水栓

(a) G1Y1—H/LⅡ型, (b) G1Y3—H/LⅢ型, (c) G1Y3—H/LⅣ型

1—阀杆; 2—填料压盖; 3—填料; 4—上栓壳; 5—下栓壳; 6—阀瓣; 7—密封胶垫

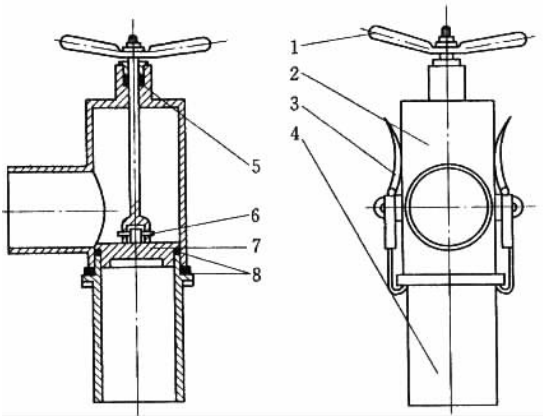


图 4-36 G2Y1—G 型平板阀移动式给水栓

1—阀杆; 2—上栓壳; 3—连接装置; 4—下栓壳; 5—填料; 6—销钉; 7—阀瓣; 8—密封胶垫

几种进（排）气阀见图 4-54 ~ 图 4-58。

进（排）气阀可按式（4-88）计算选择，一般安装在顺坡布置的管道系统首部、逆坡布置的管道系统尾部、管道系统的凸起处、管道朝水流方向下折及超过 10°的弯坡处。

$$d_0 = 1.05 D_0 \left( \frac{v}{v_0} \right)^{1/2} \tag{4-88}$$



式中  $d_0$ ——进（排）气阀通气孔直径，mm；

$D_0$ ——被保护管道内径，mm；

$v$ ——被保护管道内水流速度，m/s；

$v_0$ ——进（排）气阀排出空气流速，m/s，计算时可取  $v_0 = 45\text{m/s}$ 。

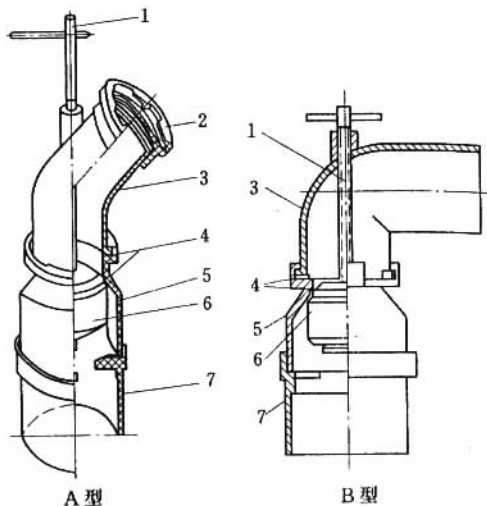


图 4-37 G1Y5—S 型球阀移动式给水栓

1—操作杆；2—快速接头；3—上栓壳；4—密封胶圈（垫）；5—下栓壳；6—浮子；7—连接管

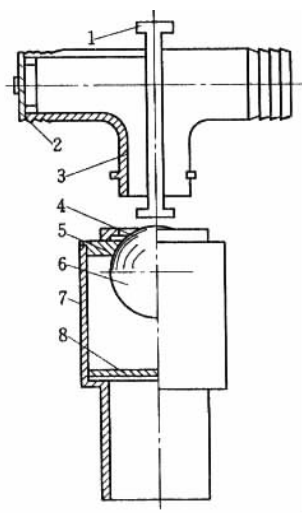


图 4-38 G2Y5—H 型球阀移动式给水栓

1—推球杆；2—堵盖；3—取水三通；4—取水（进、排气）口；  
5—顶盖；6—球阀；7—栓壳；8—球栅

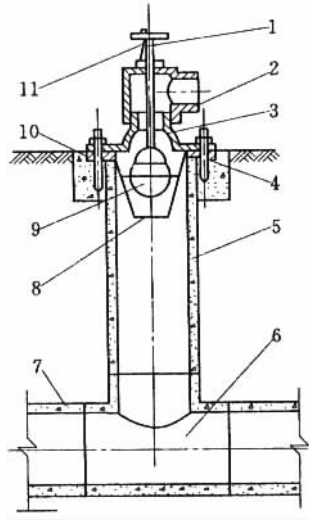


图 4-39 G3Y5—H 型球阀移动式给水栓

1—操作杆；2—上栓壳；3—下栓壳；4—预埋螺栓；5—立管；6—三通；  
7—地下管道；8—球篮；9—球阀；10—底盘；11—固定挂钩

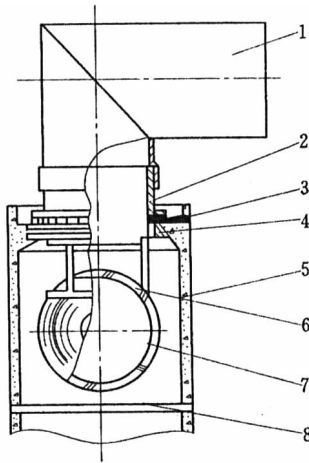


图 4-40 G2Y5—S/H 型球阀移动式给水栓

1—出水弯管；2—连接管；3—密封胶垫；4—密封口环；5—球室；6—推球支架；  
7—球阀；8—拦球栅

(2) 安全阀。安全阀是一种压力释放装置，安装在管路较低处，起超压保护作用。低压管道灌溉系统中常用的安全阀按其结构形式可分为弹簧式、杠杆重锤式。

安全阀的工作原理是将弹簧力或重锤的重量加载于阀瓣上来控制、调节开启压力（即整定压力）。在管道系统压力小于整定压力时，安全阀密封可靠，无渗漏现象；当管道系统压力升高并超过整定压力时，阀门则立即自动开启排水，使压力下降；当管道系

统压力降低到整定压力以下时，阀门及时关闭并密封如初。

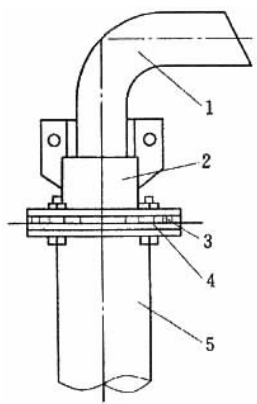


图 4-41 G2Y2—H 型系列平板阀移动式给水栓  
1—上栓体；2—插座；3—密封胶垫；4—橡胶活舌；5—立管

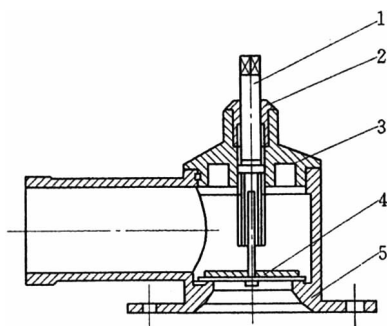


图 4-42 G3B1—H 型平板阀移动式给水栓  
1—螺杆；2—填料压盖；3—顶盖；4—阀瓣；5—栓壳

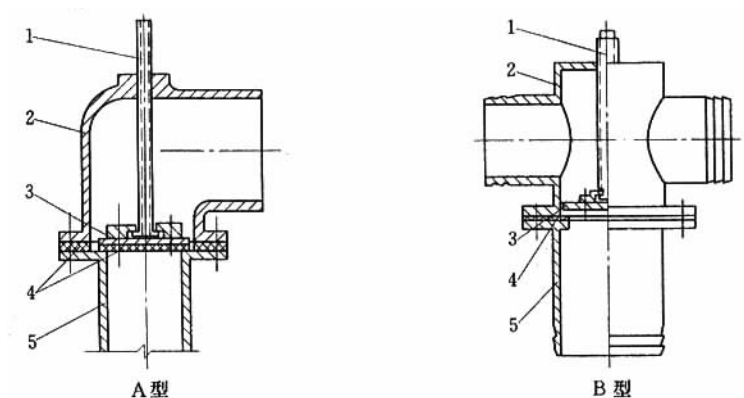


图 4-43 G2B1—H (G) 型平板阀半固定式给水栓  
1—操作杆；2—栓壳；3—阀瓣；4—密封胶垫；5—法兰管

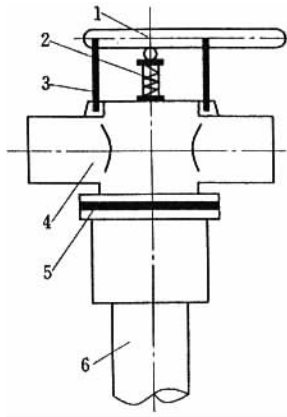


图 4-44 G2B3-H 型平板阀半固定式给水栓

1—操作杆；2—弹簧；3—固定挂钩；4—栓壳；5—密封胶垫；6—法兰立管

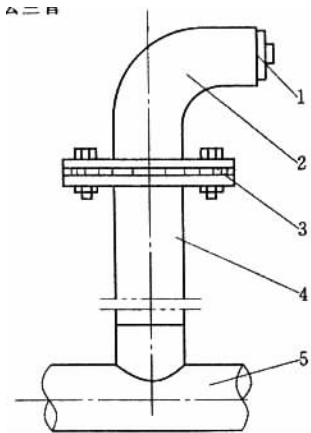


图 4-45 C2B7-H 型丝堵半固定式出水口

1—丝堵；2—弯头；3—密封胶垫；4—法兰立管；5—地下管道

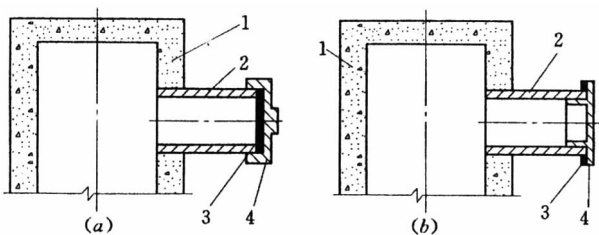


图 4-46 C7G7-N 型丝盖固定式出水口

(a) 外丝盖式；(b) 内丝盖式

1—混凝土立管；2—出水横管；3—密封胶垫；4—止水盖

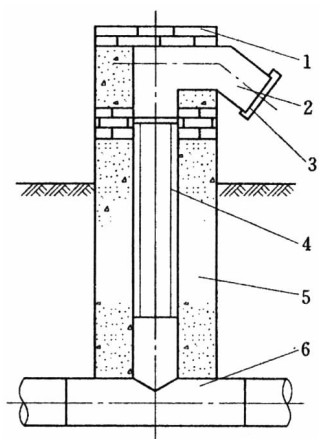


图 4-47 C2G7—S/N 型丝盖固定式出水口

1—砌砖；2—放水管；3—丝盖；4—立管；5—混凝土固定墩；6—硬 PVC 三通

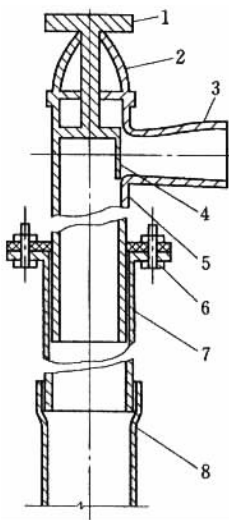


图 4-48 G2G1—S 型平板阀固定式给水栓

1—开关手轮；2—冲土帽；3—出水嘴；4—阀门；5—升降管；

6—双层橡胶圈；7—外套管；8—立管

安全阀在选用时，应根据所保护管路的设计工作压力确定安全阀的公称压力。由计算出的定压值决定其调压范围，根据管道最大流量计算出安全阀的排水口直径，并在安装前校订好阀门的开启压力。弹簧式、杠杆重锤式安全阀均适用于低压管道灌溉系统。

安全阀一般铅垂安装在管道系统的首部，操作者容易观察到，并便于检查、维修，也可安装在管道系统中任何需要保护的位置。图 4-59、图 4-60 是两种常见的安全阀。

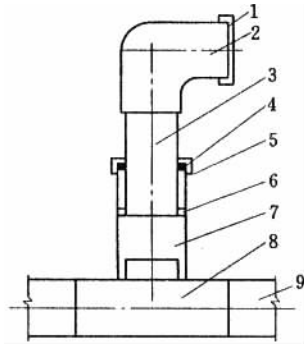


图 4-49 C2G7—S 型丝盖固定式出水口

1—出水口盖；2—出水弯头；3—升降立管；4—密封胶垫；5—管箍；6—限制环；  
7—固定套管；8—连接三通；9—地下管道

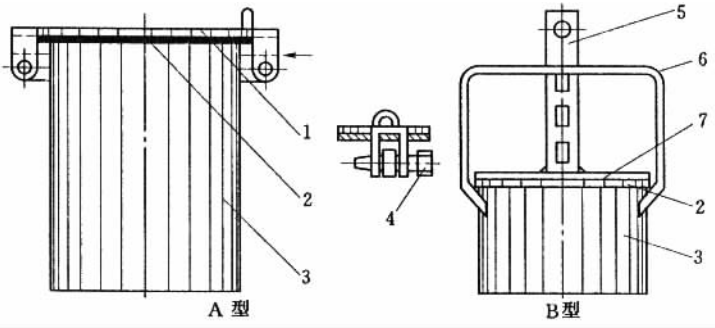


图 4-50 C2G1—N 型平板阀固定式出水口

1—顶盖；2—密封胶垫；3—外壳；4—销钉；5—操作杆；6—支撑框架；7—阀瓣

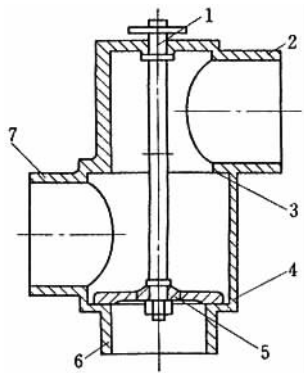


图 4-51 C2G1—G 型平板阀固定式给水栓

1—操作杆；2—出水口；3—上密封面；4—下密封面；5—阀瓣；  
6—下游管道出水口；7—上游管道进水口

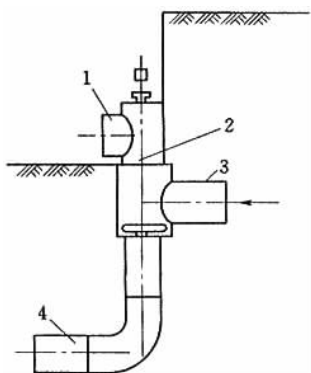


图 4-52 C2G1—G 型平板阀固定式给水栓安装示意图

1—出水口；2—阀杆；3—进水口（接上游管道）；4—接下流的管道

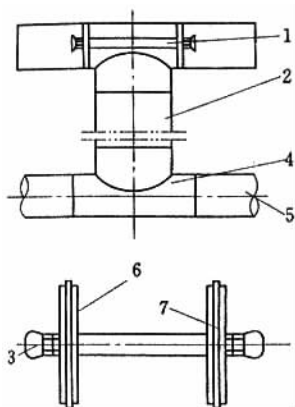


图 4-53 C1G1—S 型双向堵头固定式出水口

1—双向堵头；2—立管；3—把手；4—三通；5—地下管道；6—压板；7—密封胶垫

(3) 调压管。调压管又称调压塔、水泵塔、调压进（排）气井，其结构型式见图 4-61。其作用是当管内压力超过管道的强度时，调压管自动放水，从而保护管道安全。可代替进（排）气阀、安全阀和止回阀。调压管（塔）有 2 个水平进、出口和 1 个溢流口，进口与水泵上水管出口相接，出口与地下管道系统的进水口相连，溢流口与大气相通。

调压管（塔）设计时应注意以下几个问题：

1) 调压管（塔）溢流水位应不大于系统管道的公称压力。

2) 为使调压管（塔）起到进气、止回水作用，调压管（塔）的进水口应设在出水口之上。

3) 调压管（塔）的内径应不小于地下管道的内径。为减小调压管（塔）的体积，其横断面可以在进水口以上处开始缩小，但当系统最大设计流量从溢流口排放时，在缩小断面处的平均流速不应大于  $3.05\text{m/s}$ 。

- 4) 水源含沙量较大时，调压管（塔）底部应设沉沙池。
- 5) 调压管（塔）的进水口前应装设拦污栅，防止污物进入管道。

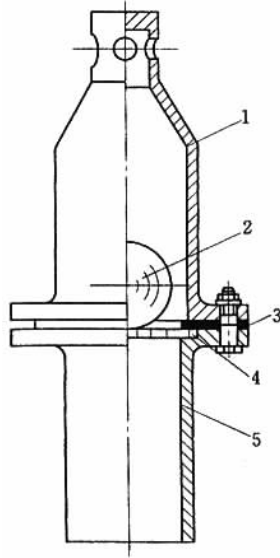


图 4-54 JP1Q-H/G 型球阀式进（排）气阀  
1—阀室；2—球阀；3—密封胶垫；4—球算；5—阀座管

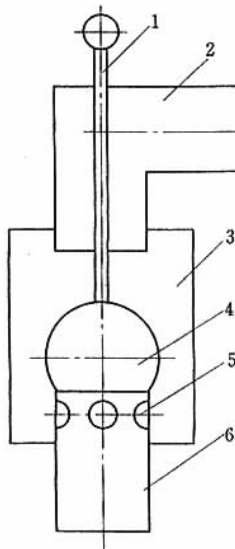


图 4-55 JP1Q-H 型球阀式进（排）气阀  
1—取水操作杆；2—进（排）气口，出水弯头；3—阀壳；  
4—球阀；5—进（排）气孔；6—连接管



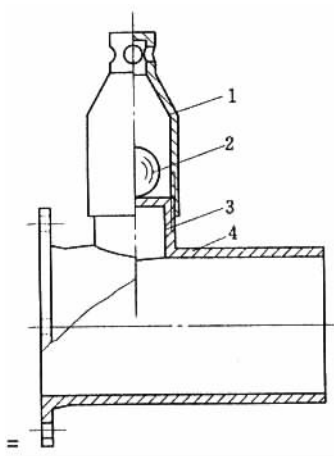


图 4-56 JP3Q—H/G 型球阀式进（排）气阀  
1—阀室；2—球阀；3—球算管；4—法兰管

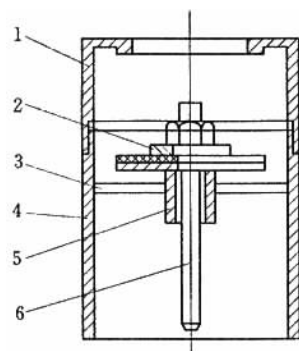


图 4-57 JPIP—G 型球阀式进（排）气阀  
1—上阀壳；2—阀瓣；3—支架；4—下阀壳；5—导向套；6—阀杆

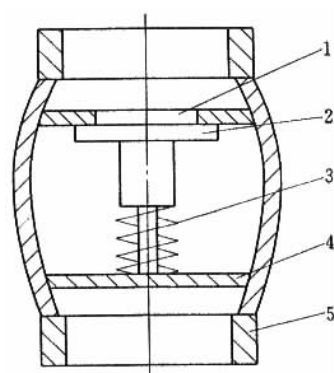


图 4-58 J4P—H 型平板阀外力止水进气阀  
1—进（排）气口；2—阀瓣；3—弹簧；4—弹簧支座；5—阀壳

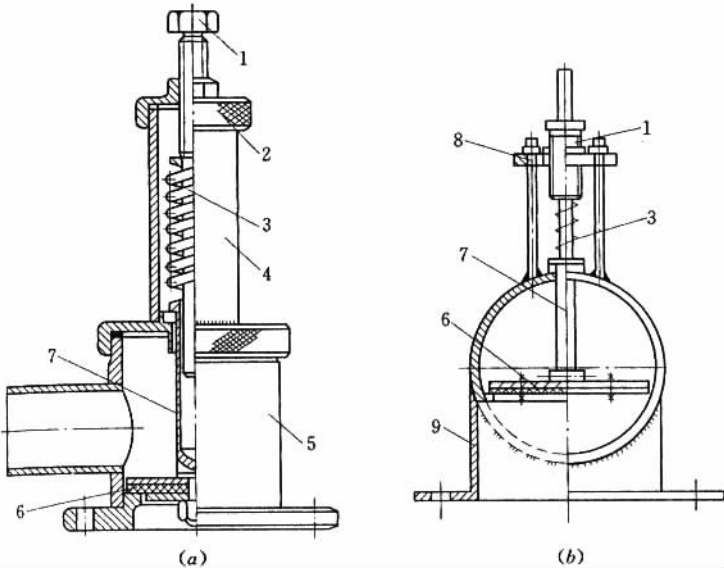


图 4-59 A3T-G 型弹簧式安全阀

(a) A 型; (b) B 型

- 1—调压螺栓; 2—阀盖; 3—弹簧; 4—弹簧室壳; 5—阀室壳; 6—阀瓣;  
7—导向套; 8—弹簧支架; 9—法兰管

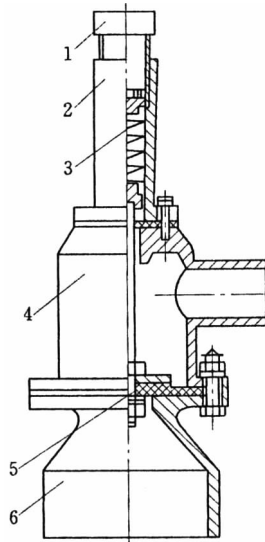


图 4-60 A1T-G 型弹簧式安全阀

- 1—调压螺栓; 2—弹簧室壳; 3—弹簧; 4—阀瓣室; 5—阀瓣; 6—阀座管

(4) 分(取)水控制装置。管道灌溉系统中常用的分(取)水控制装置主要有闸阀、截止阀以及结合低压管道系统特点研制的一些专用控制装置等。闸阀和截止阀大部

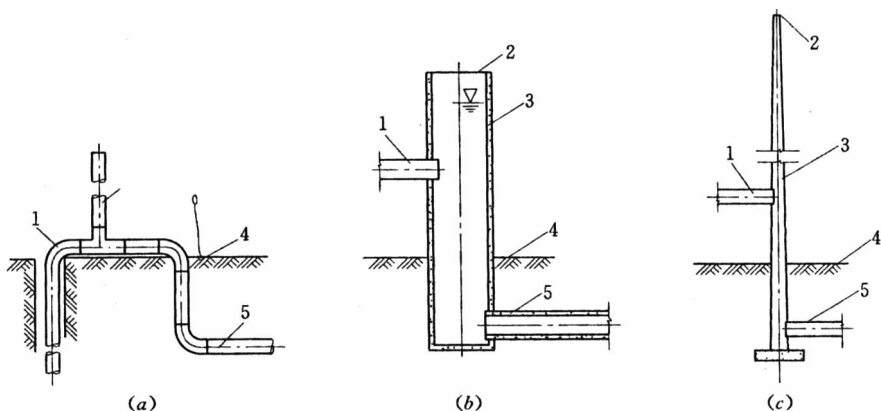


图 4-61 调压管(塔)的结构示意图

(a) 调压管; (b) 调压进(排)气井; (c) 水泵塔

1—水泵上水管; 2—溢流口; 3—调压管(调压进、排气井, 水泵塔); 4—地面; 5—地下管道

分是工业通用产品。管道输水灌溉系统常用的工业阀门主要是公称压力不大于 1.6MPa 的闸阀和截止阀, 主要作用是接通或截断管道中的水流。

(5) 计量设备。为实现计划用水, 按量计征水费, 促进节约用水, 在管道输水系统中安装量水设备。我国目前还没有专用的农用水表, 在管道输水灌溉系统中通常采用工业与民用水表、流量计、流速仪、电磁流量计等进行量水。井灌区常用的量水设备为水表, 水表可以累计用水量, 量水精度可以满足计量需求, 且牢固耐用, 便于维修。在选用水表时, 应遵循以下原则:

- 1) 根据管道的流量, 参考厂家提供的水表流量—水头损失曲线进行选择, 尽可能使水表经常使用流量接近公称流量。
- 2) 用于管道灌溉系统的水表一般安装在野外田间, 因此选用湿式水表较好。
- 3) 水平安装时, 选用旋翼式或水平螺翼式水表。
- 4) 非水平安装时, 宜选用水平螺翼式水表。

## 四、设计实例

### 实例 1 (井灌区低压管道输水灌溉工程设计实例)

#### (一) 自然概况

某自然村位于山前平原, 有 835 户共 3760 人, 耕地 238.86  $\text{hm}^2$ , 以井灌为主。近年来, 随着工农业用水量的不断增加, 地下水位逐年下降, 灌溉用水日益紧张。为节约用水, 保证增产, 根据当地条件和群众要求, 兴建低压管道输水灌溉试区。

试区共有机井 11 眼, 单井涌水量为 48~125  $\text{m}^3/\text{h}$ 。农作物以小麦、玉米为主, 辅以林果和蔬菜。土壤质地为中壤土, 容重  $\gamma_d = 1.47 \text{g}/\text{cm}^3$ , 田间持水率  $\beta = 22.5$  (重量百

分比), 土壤最大冻深为 0.5m, 日最大蒸发量为 5.5mm, 多年平均年降水量 357mm, 当保证率为 80% 时, 年降雨 560mm。据分析, 小麦全生育期需水 357mm, 合  $3570\text{m}^3/\text{hm}^2$ , 生育期内降雨 120.7mm, 合  $1207.5\text{m}^3/\text{hm}^2$ , 尚缺  $2362.5\text{m}^3/\text{hm}^2$ , 需补充灌溉。

## (二) 设计依据

SL 207—98 《节水灌溉技术规范》

SL/T 153—95 《低压管道输水灌溉工程技术规范 (井灌部分)》

## (三) 设计参数的确定

### 1. 设计净灌水定额

试区种植作物为一年两季, 小麦是需水量大的作物; 玉米生长期正逢雨季, 适时灌水即可满足; 蔬菜灌水次数多, 但定额小。因此, 设计时以小麦需水量最高的灌浆期确定灌水定额。

$$m = 0.1\gamma_d H\beta (\beta_1 - \beta_2)$$

式中  $m$ ——设计灌溉定额, mm;

$\gamma_d$ ——土壤干容重,  $\text{g}/\text{cm}^3$ ;

$H$ ——土壤湿润层深, cm;

$\beta$ ——田间持水率;

$\beta_1$ 、 $\beta_2$ ——以干土重百分率表示的适宜土壤含水量的上限和下限, %。

取  $H = 60\text{cm}$ ,  $\beta_1 = 95\%$ ,  $\beta_2 = 65\%$ , 则设计净灌水定额为

$$m = 0.1 \times 1.47 \times 60 \times 22.5 \times (95\% - 65\%) = 59.53 \text{ (mm)}$$

或  $m = 595.35 \text{ m}^3/\text{hm}^2$

根据小麦全生育期需补充的灌水大小和设计灌水定额, 需灌水 4 次。按当地灌水经验, 分为返青水、拔节水、抽穗水和灌浆水。玉米生育期一般灌溉 2 次即可。

### 2. 设计灌水周期

$$T = m/E_p$$

式中  $T$ ——设计灌水周期, d;

$E_p$ ——作物日需水量, mm, 根据小麦需水规律, 其需水高峰在灌浆期, 此时  $E_p = 5.5\text{mm}/\text{d}$ 。

则  $T = m/E_p = 59.53/5.5 = 10.82 \text{ (d)}$

取  $T = 10\text{d}$ 。

### 3. 设计灌水流量

$$Q = \frac{0.667mA}{\eta Tt}$$

式中  $Q$ ——设计灌水流量,  $\text{m}^3/\text{h}$ ;

$\eta$ ——灌溉水利用系数,  $\eta = 0.95 \times 0.85 = 0.81$ ;

$A$ ——灌溉面积, 亩;

$t$ ——1d 灌溉时间, h, 取  $t = 13\text{h}$ 。

计算结果见表 4-54。

表 4-54 设计流量计算结果表

分区	机井编号	井出水量 ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	$A$ ( $\text{hm}^2$ )	$T$ (h)	$t$ (h)	$Q$ ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	流量取值 ( $\text{m}^3/\text{h}$ )
一	1	74	25.2	10	13	142.5	74
	2	48.8	10.0	10	13	56.6	48.8
二	3	68.3	15.7	10	13	88.6	68.3
	5	125.0	27.7	10	14	156.5	125.0
三	7	72	23.7	10	14	134.2	72
四	10	75.4	18.9	10	14	107.1	75.4

计算结果表明, 设计流量小于单井出水量, 故采用单井出水量为设计流量。

#### (四) 管路系统布置

按照村队地片, 分区管理, 适当考虑双井汇流, 远距离送水并能独立使用的原则, 根据当地的地形、种植条件进行管网布置。各机井管网布置见图 4-62, 管网规划布置结果见表 4-55。

表 4-55 试区管网工程量统计表

分区	机井编号	井出水量 ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	控制面积 ( $\text{hm}^2$ )	干管		支管		出水口		控水箱 (个)
				条数	长度 (m)	条数	长度 (m)	条数	长度 (m)	
一	1	74	25.2	1	790	12	1600	52	35~40	3
	2	48.8	10.0							3
二	3	68.3	15.7	1	172	3	300	8	50~70	6
	5	125.0	27.7	2	1050	4	1436			
三	7	72	23.7	1	813	5	489	13	35~40	3
四	10	75.4	18.9	1	420	7	670	14	40~50	
合计	6	—	121.2	6	3245	31	4495	103	—	15

#### (五) 管材与管径选择

当地劳动力紧张, 工值较高, 故施工量不宜过大; 试区地形较复杂, 水泵扬程较高, 压力波动大, 要求管材耐压能力较强, 所以大部分管材选用聚氯乙烯管 (PVC 硬管), 小部分地形平缓的地段选用混凝土管材。

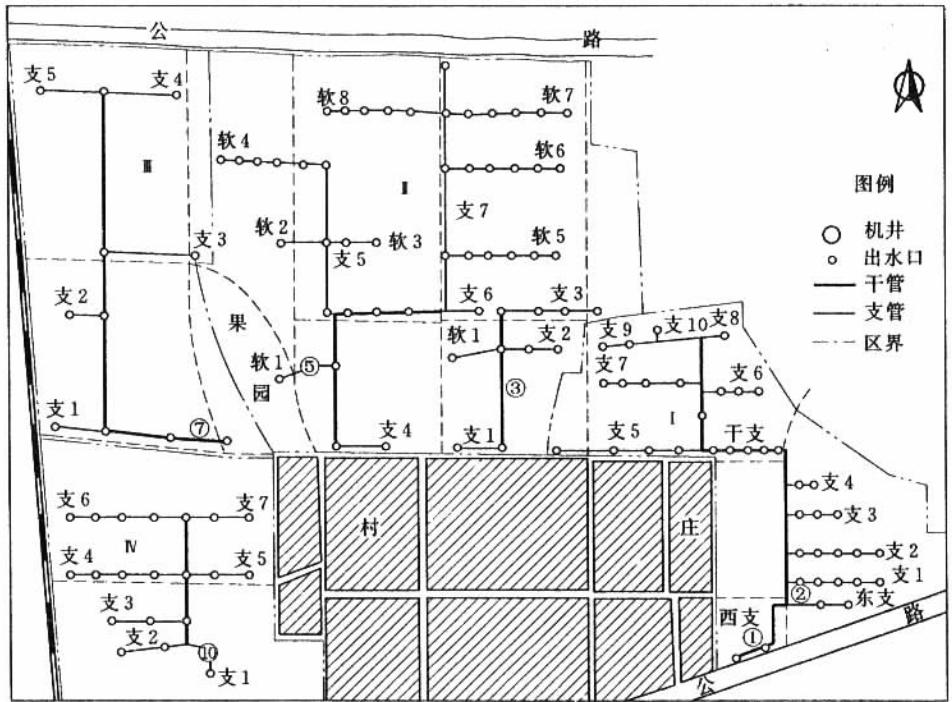


图 4-62 某村半固定式管道灌溉工程平面布置图

确定管材后，按管材的投资与运行管理费之和最小为目标函数确定经济管径。其中年运行管理费为

$$F = \frac{9.8ETQh_f}{1000\eta}$$

式中  $F$ ——克服百米管道损失所需年运行管理费，元；

$Q$ ——管道流量，L/s；

$h_f$ ——百米沿程水头损失，m；

$T$ ——年运行时间，h，按一次灌水延续 10d，年灌水 6 次，共计 780h；

$E$ ——电价，以 0.12 元/(kW·h) 计。

参照当地塑料厂家生产的管材情况，计算管材投资与运行管理费之和，并通过比较选择适宜的管径，见表 4-56。

表 4-56 各井配套管路管材管径选择情况表

井号	管材	管壁厚 (mm)	管径 (mm)		正常工作压力 (MPa)	爆破压力 (MPa)	备注
			干管	支管			
1、2	PVC	5.0	160	110	0.045	1.0~1.2	塑料厂生产
3	PVC	2.5	120	110	0.050	≥0.8	塑料厂生产

续表

井号	管 材	管壁厚 (mm)	管径 (mm)		正常工作压力 (MPa)	爆破压力 (MPa)	备 注
			干管	支管			
5	PVC	2.5	2×120	120	0.055	≥0.8	塑料厂生产
7	混凝土	50.0	250	250	0.020	0.25~0.4	现浇
10	PVC	2.5	120	120	0.035	≥0.8	塑料厂生产

### (六) 管道水力计算

管网沿程水头损失与局部水头损失计算方法详见第六章第二节，计算结果见表 4-57。

表 4-57 管网水头损失计算表

井号	干 管				支 管				沿程水头 损失 $\sum h_f$ (m)	局部水头 损失 $\sum h_j$ (m)
	管径 (mm)	流量 (m <sup>3</sup> /h)	管长 (m)	水头损失 (m)	管径 (mm)	流量 (m <sup>3</sup> /h)	管长 (m)	水头损失 (m)		
1	100	74.0	140	5.60	—	—	—	—	—	—
	150	123.0	1	1.95	100	37.0	230	3.01	13.13	1.70
2	150	48.8		2.57	—	—	—	—	5.58	1.36
3	115	68.3	2	2.73	115	68.4	160	3.36	6.10	1.23
5	2×115	125.0	530	5.51	115	62.0	50	0.90	6.41	1.61
7	250	72.0	813	0.80	250	72.0	78	0.10	0.90	1.88
	115	75.4	140	3.50	—	—	—	—	—	—
10	2×90	37.7	220	1.10	115	37.7	150	1.20	5.80	1.89

### (七) 设计扬程计算与水泵选型

水泵设计扬程由管路系统的水头损失、机井动水位、至试区内供水最高点的高差等确定。计算公式如下，计算结果见表 4-58。

表 4-58 水泵的设计扬程计算表

井号	$H_m + H_p$	$\sum h_f$	$\sum h_j$	$\Delta Z$	$h_g$	$H_{\text{扬}}$
1	50.63	13.13	1.70	-5.60	0.1	59.96
2	50.16	5.58	1.36	-4.30	0.1	52.90
3	35.30	6.10	1.23	-2.10	0.1	40.60
5	35.50	6.41	1.61	-1.98	0.1	41.64

续表

井号	$H_m + H_p$	$\sum h_f$	$\sum h_j$	$\Delta Z$	$h_g$	$H_{扬}$
7	45.56	0.90	1.88	-2.12	0.1	46.32
10	47.60	5.80	1.89	-1.31	0.1	54.08

$$H_{扬} = H_m + \sum h_f + \sum h_j + h_g + \Delta Z + h_p$$

式中  $H_{扬}$ ——水泵的设计扬程，m；

$H_m$ ——动水位，m；

$\sum h_f$ ——计算管线沿程水头损失，m；

$\sum h_j$ ——计算管线局部水头损失，m；

$h_g$ ——设计控制点给水栓工作水头，一般取0.1m；

$\Delta Z$ ——设计控制点与管网入口地面高程之差（顺坡为正，逆坡为负），m；

$h_p$ ——泵管水头损失，m。

按照设计流量、设计扬程进行水泵选型。根据水泵工作性能，6眼机井选配水泵型号及性能情况见表4-59。经水泵工况校核，各井管道运行时水泵均处在高效区工作。

表4-59 配套井泵性能情况表

井号	泵型号	额定流量 ( $m^3/h$ )	额定扬程 (m)	转速 (r/min)	水泵效率 (%)	电机功率 (kW)	水泵外径 (mm)
1	200QJ80—55	80	55	2850	73	22	184
2	丰产480	56	64	2900	68	22	150
3	200QJ80—44	80	44	2850	73	13	184
5	10JD140×12	140	60	1460	72	40	220
7	8JD80×15	80	60	1460	70	22	185
10	200QJ80—50	80	50	2850	73	18.5	184

### (八) 主要设备、材料及土建投资预算

工程投资预算可按表4-60和表4-61的格式进行分项计算。

表4-60 主要设备、材料投资预算

设备、材料名称	单位	规格型号	数量	单价 (元)	合价 (元)	备注



表 4-61 管灌工程预算项目表

序号	项 目	金额 (元)	所占比例 (%)	备 注
1	设备、材料			
2	土 建			
3	不可预见费			
合 计				

## 实例 2 (渠灌区低压管道输水灌溉工程设计实例)

## (一) 概述

某试区的地下水埋深大, 土壤为中壤土, 地形坡度为 1/100 左右。作物以小麦和玉米为主, 年产量为 7500kg/hm<sup>2</sup>。灌区涉及 2 个自然村、977 户、4196 口人, 其中劳力为 2189 人, 人均耕地仅 0.07hm<sup>2</sup>, 人均年收入为 300 元左右。

该灌区有如下两个特点: 一是水少地多, 实行节水灌溉尤为重要和紧迫; 二是地形坡度大, 由于工程不配套, 斗渠已被冲刷成一个很大的沟道, 占用了大量土地。

## (二) 试区与灌溉参数的确定

## 1. 试区的确定

某试区原斗渠控制 330.1hm<sup>2</sup> 耕地, 选取上游的 63.4hm<sup>2</sup> 耕地作为自流低压管网输水灌溉试区, 考虑到今后的发展, 斗渠按 330.1hm<sup>2</sup> 灌溉面积设计。

## 2. 灌溉参数

(1) 灌溉定额。根据该试区多年实测数据和多年灌水经验, 初步确定灌水定额为:  $m = 810\text{m}^3/\text{hm}^2$ , 渠系水利用系数为 0.72, 确定毛灌水定额为 1125m<sup>3</sup>/hm<sup>2</sup>。

(2) 轮灌周期。根据该灌区多年的水量分配资料, 干渠分配给斗渠的轮灌期为 7d。斗渠控制灌溉面积 330.1hm<sup>2</sup>, 将要修建的低压管网输水灌溉区为 63.4hm<sup>2</sup>, 另 266.7hm<sup>2</sup> 为渠道输水灌溉。根据面积, 确定低压管网输水灌溉区的轮灌周期为 1.5d, 渠道输水灌溉区的轮灌周期为 5.5d。

(3) 作物种植比例。主要作物冬小麦的种植比例为  $r = 0.95$ 。

## (三) 管网系统的布置

根据试区行政区划, 结合原有的渠道、地形坡度及耕作方向, 确定采用 3 级管道, 即斗管、分管、引管。斗管 1 条, 分管 4 条, 引管 24 条。由于地形向东南方向倾斜, 从出水口出来的水只能单向输水灌溉, 出水口间距不宜太大, 出水口间距定为 40 ~ 50m。

管网系统及出水口的布置如图 4-63 所示, 各级管道的埋深大于 80cm。

## 1. 斗管长度

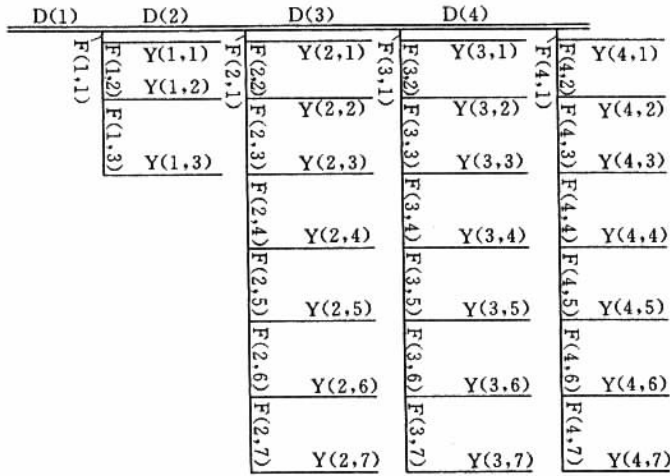


图 4-63 管网系统及出水口的布置

D—斗管；F—分管；Y—引管；Y(1, 1)—1 分管上的 1 引管

- (1) 进水口至 1 分管间  $L_{D(1)} = 27.0\text{m}$ 。
- (2) 1 分管至 2 分管间  $L_{D(2)} = 262.0\text{m}$ 。
- (3) 2 分管至 3 分管间  $L_{D(3)} = 221.0\text{m}$ 。
- (4) 3 分管至 4 分管间  $L_{D(4)} = 200.0\text{m}$ 。

2. 分管长度

管网系统各段分管长度见表 4-62。

表 4-62 各段分管长度  $L_F(i, f)$

单位：m

$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6	7	$\Sigma$
1	4.0	96.0	154.0	0.0	0.0	0.0	0.0	254.0
2	4.0	185.0	181.0	145.0	145.0	139.0	100.0	908.0
3	4.0	147.0	155.0	148.0	148.0	148.0	128.0	878.0

3. 引管长度

管网系统各引管长度见表 4-63。

4. 引管末端出水口地面高程

各引管末端出水口地面高程见表 4-64。

表 4-63 各引管长度  $L_y(i, j)$ 

单位: m

$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6	7	$\Sigma$
1	200.0	200.0	180.0	0.0	0.0	0.0	0.0	580.0
2	200.0	180.0	180.0	180.0	180.0	180.0	180.0	1280.0
3	200.0	160.0	160.0	135.0	135.0	135.0	120.0	1045.0
4	200.0	180.0	160.0	160.0	135.0	120.0	80.0	1035.0

表 4-64 各引管末端出水口地面高  $H_B(i, j)$ 

单位: m

$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6	7
1	561.25	560.27	560.80				
2	560.20	558.70	557.06	555.42	554.46	552.73	551.77
3	557.43	556.26	554.86	554.13	552.90	551.75	550.77

## 5. 引水管的出水口个数、间距及控制面积

各引水管的出水口个数、间距及控制面积见表 4-65。

表 4-65 各引水管的出水口个数、间距及控制面积

引水管号	出水口个数	出水口间距 (m)	面积 ( $\text{hm}^2$ )
Y(1, 1)	6	40	2.07
Y(1, 2)	6	40	3.37
Y(1, 3)	5	45	2.95
Y(2, 1)	6	40	3.52
Y(2, 2)	5	45	3.48
Y(2, 3)	5	45	3.42
Y(2, 4)	5	45	3.18
Y(2, 5)	5	45	3.31
Y(2, 6)	5	45	2.81
Y(2, 7)	5	45	2.33
Y(3, 1)	5	45	2.87

续表

引水管号	出水口个数	出水口间距 (m)	面积 (hm <sup>2</sup> )
Y (3, 2)	5	40	2.83
Y (3, 3)	5	40	2.80
Y (3, 4)	4	45	2.62
Y (3, 5)	4	45	2.51
Y (3, 6)	4	45	1.88
Y (3, 7)	4	40	1.75
Y (4, 1)	5	45	2.86
Y (4, 2)	5	45	2.54
Y (4, 3)	5	40	2.89
Y (4, 4)	5	40	1.98
Y (4, 5)	4	45	2.51
Y (4, 6)	4	40	0.96
Y (4, 7)	2	80	1.64
∑	114		63.38

#### (四) 管材、管径的选择

##### 1. 管材选择

当地有水泥厂、白灰厂，且水泥、白灰、石料比较便宜。斗管选用素混凝土管。为了对比试验，1分管及其引管选用石棉水泥管，2、3、4分管及其上的引管选用素混凝土管或根据试验选定。

##### 2. 管径选择

(1) 斗管的管径。由于自流低压管网输水没有能耗问题，最优的管径是过流量能满足设计要求的情况下的最小管径。由于斗管不但为上游的 63.4hm<sup>2</sup> 管网输水灌溉试区供水，还为下游 266.7hm<sup>2</sup> 渠道输水灌溉区供水，所以斗管管径应由满足下游 266.7hm<sup>2</sup> 渠道输水灌溉区的设计流量来确定。

1) 设计流量。设计流量的计算公式为

$$Q_{\text{设}} = \frac{rm_{\text{毛}}S}{86400T}$$

式中  $Q_{\text{设}}$ ——设计流量，m<sup>3</sup>/s；

$r$ ——小麦种植比例， $r = 0.95$ ；

$m_{\text{毛}}$ ——毛灌水定额,  $\text{m}^3/\text{hm}^2$ ,  $m_{\text{毛}} = 1125\text{m}^3/\text{hm}$ ;

$S$ ——灌溉面积,  $\text{hm}^2$ ,  $S = 266.7\text{hm}^2$ ;

$T$ ——轮灌周期,  $\text{d}$ ,  $T = 5.5\text{d}$ 。

则  $Q_{\text{设}} = 0.95 \times 1125 \times 266.7 / 86400 \times 5.5 = 0.6 \text{ (m}^3/\text{s)}$

2) 斗管过流量的计算公式为

$$Q_{\text{供}} = \mu_c \omega \sqrt{2gZ_0}$$

$$\mu_c = \frac{1}{\sqrt{\lambda \frac{L}{D} + \sum \xi + 1}}$$

$$\omega = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$\lambda = \frac{8g}{C^2}$$

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

其中

式中  $Q_{\text{供}}$ ——斗管过流量,  $\text{m}^3/\text{s}$ ;

$\mu_c$ ——流量系数;

$\lambda$ ——沿程损失系数;

$C$ ——谢才系数;

$n$ ——糙率系数, 混凝土管为 0.014;

$R$ ——水力半径,  $\text{m}$ ;

$\omega$ ——过水断面面积,  $\text{m}^2$ ;

$Z_0$ ——进水口水位与出水口管轴高程差,  $\text{m}$ ;

$D$ ——斗管内径,  $\text{m}$ ;

$L$ ——斗管长度,  $\text{m}$ ;

$\sum \xi$ ——局部阻力系数之和。

假定  $D = 0.60\text{m}$ , 则

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} = \frac{1}{0.014} \left( \frac{0.6}{4} \right)^{1/6} = 52.07$$

$$\lambda = 8g/c^2 = 0.02895$$

$$\sum \xi = 5.24$$

$$L = 710\text{m}$$

$$\mu_c = \frac{1}{\sqrt{\lambda \frac{L}{D} + \sum \xi + 1}} = 0.1647$$

$$Z_0 = 566.00 - 556.50 = 9.5 \text{ (m)}$$

$$\omega = \pi D^2 / 4 = 0.2826 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$Q_{\text{供}} = 0.607 \text{ m}^3/\text{s}$$

可见， $Q_{供} = Q_{设}$ ，斗管选择内径为 0.6m 是合适的。

(2) 分管及引管管径的确定。分管及引管管径选择的原则也是选择过流量能满足各出水口设计需要流量的最小管径。这需要假定不同管径进行水力计算，这类水力计算属于复杂的树状管网水力计算问题，只能通过计算机来求解。

1) 出水口需要流量计算。低压管网输水灌溉区的总需水流量为

$$Q_{管网} = \frac{rm_{田}S_{管网}}{86400T\eta_{管网}}$$

式中  $Q_{管网}$ ——管网灌溉需要流量， $m^3/s$ ；

$r$ ——小麦种植比例， $r = 0.95$ ；

$m_{田}$ ——净灌水定额， $m^3/亩$ ， $m_{田} = 810 m^3/hm^2$ ；

$S_{管网}$ ——管网灌溉区面积， $hm^2$ ， $S = 63.4hm^2$ ；

$T$ ——轮灌周期， $d$ ， $T = 1.5d$ ；

$\eta_{管网}$ ——管网水利用系数， $\eta_{管网} = 0.9$ 。

则  $Q_{管网} = 0.95 \times 810 \times 63.4 / 86400 \times 1.5 \times 0.9 = 0.418 (m^3/s)$

假定每个引管开一个出水口，共 24 条引管，同时开 24 个出水口，则每个出水口的需要流量为

$$Q_{出水口} = Q_{管网} / 24 = 0.0174 (m^3/s) = 63m^3/h$$

2) 分管管径。通过多个方案的试算比较，分管、引管的管径选择如表 4-66 所示。

表 4-66 分管管径  $D_{F(i,j)}$

单位：m

$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6	7
1	0.25	0.25	0.25				
2	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.25	0.25
3	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.25	0.25
4	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.25	0.15

3) 引管及出水竖管的管径。引管及出水竖管的管径均选为 0.15m。

### (五) 进、出水建筑物设计

#### 1. 进水建筑物

进水建筑物为连接干渠与斗管的建筑物。现有一座长  $L = 12.5m$ ，宽  $b = 1.0m$ ，高  $h = 1.72m$  的涵洞，通过改造，它可以作为斗管的进水建筑物。改造后，在闸门全开时，涵洞的过流量应大于或等于斗管的设计流量。

涵洞的过流量计算公式为

$$Q_{\text{进}} = mbH \sqrt{2gH}$$

式中  $Q_{\text{进}}$ ——涵洞进水流量,  $\text{m}^3/\text{s}$ ;

$m$ ——流量系数;

$b$ ——涵洞宽度,  $\text{m}$ ;

$H$ ——进水口前压力水头,  $\text{m}$ 。

根据《灌区量水工作手册》查得  $m = 0.310$ ; 进水口前设计压力水头为  $0.5\text{m}$ ; 干渠渠底高程为  $565.70\text{m}$ 。由此得:

$$Q_{\text{进}} = 0.310 \times 1.0 \times 0.5 \times (2 \times 9.81 \times 0.5)^{0.5} = 0.486 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

可见,  $Q_{\text{进}} < Q_{\text{供}}$ , 进水流量不能满足管网需水要求, 需通过措施来加大  $Q_{\text{进}}$ 。由  $Q_{\text{进}}$  计算公式可知, 增大涵洞宽度  $b$ , 或增加进水口前压力水头  $H$  均可增大  $Q_{\text{进}}$ , 增加  $H$  的办法是将涵洞底部及进水口前干渠底部挖深, 这比增加涵洞宽度  $b$  容易。增加挖深  $0.1\text{m}$ , 即  $H = 0.6\text{m}$ , 则

$$Q_{\text{进}} = 0.310 \times 1.0 \times 0.6 \times (2 \times 9.81 \times 0.6)^{0.5} = 0.638 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

此时,  $Q_{\text{进}} > Q_{\text{供}}$ , 进水流量满足要求。故将涵洞及进水口前的西干渠底部挖到  $565.60\text{m}$  高程。

## 2. 出水建筑物

出水建筑物的设计略。

## (六) 水力计算

### 1. 参数确定

(1) 糙率  $n$ 。斗管和 2、3、4 分管及其上的引管为混凝土管, 糙率为  $0.014$ ; 1 分管及上的引管、出水竖管为石棉水泥管, 其糙率为  $0.012$ 。

(2) 局部阻力系数  $\xi$ 。斗管上有 4 个减压池, 水从减压池流入管道的  $\xi_1 = 0.50$ , 水从管道流入减压池的  $\xi_2 = 1.0$ 。分管上有闸门与三通, 闸门全开时  $\xi_3 = 0.07$ , 三通的  $\xi_4 = 1.75$ 。

### 2. 计算公式

沿程水头损失采用  $h_f = 10.29n^2 Q^2 L / D^{5.33}$  计算。

局部水头损失采用  $h_j = \xi v^2 / 2g$  计算。

### 3. 计算方法

假定最远一条引管首端的压力水位, 管网中其他各点的压力水位都为定值。

约束条件: ①进水池的水位一定; ②斗渠进水口进水流量一定, 各节点的压力水位一定。

管网的水力计算是一个复杂管路的水力计算, 需通过一系列的试算, 直到满足约束条件为止。

### 4. 不同运行方案的水力计算

(1) 各分管进水闸门关闭, 水流只通过斗管。此方案为用斗管输水灌溉下游

26.67hm<sup>2</sup> 耕地，或引洪灌溉的方案，属于进水口水位为一定（566.23m）的运行方案，目的是计算斗管的最大过流量、最大流速及其测压管水头，计算结果如下：

1) 流量与流速。

$$Q = 0.60\text{m}^3/\text{s}$$

$$v = 2.11 \text{ m/s}$$

2) 减压池水位如表 4-67 所示。

表 4-67 减压池水位

单位：m

位置 \ 桩号	0+00	0+017	0+289	0+510	0+710
减压池前	566.23	565.29	562.39	559.63	557.09
减压池		565.37	562.16	559.40	556.87
减压池后		565.24	562.03	559.27	556.74

(2) 各引管最后一个出水口供水。此方案为管网输水灌溉的设计工况，同时开 24 个出水口，约束条件为斗管进水口流量一定。选定此运行方案的最大过流量为 0.480m<sup>3</sup>/s，每个出水口的平均流量为 20L/s，大于设计流量 17.41L/s。计算结果如下：

1) 流量与流速。斗管、分管、引管的流量与流速如表 4-68 ~ 表 4-72 所示。

表 4-68 斗管的流量与流速

区 段	D (1)	D (2)	D (3)	D (4)
流量 (m <sup>3</sup> /s)	0.480	0.420	0.280	0.140
流速 (m/s)	1.699	1.486	0.991	0.495

表 4-69 分管的流量  $Q_{F(i,j)}$

单位：m<sup>3</sup>/s

$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6	7
1	0.060	0.040	0.020				
2	0.140	0.124	0.107	0.089	0.068	0.045	0.021
3	0.141	0.124	0.108	0.090	0.071	0.048	0.026
4	0.140	0.122	0.105	0.087	0.068	0.045	0.021



表 4-70 分管的流速  $V_{F(i,j)}$ 

单位: m/s

$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6	7
1	1.234	0.289	0.414				
2	1.460	1.288	1.113	0.924	0.705	0.922	1.181
3	1.464	1.293	1.121	0.935	0.734	0.982	0.529
4	1.454	1.270	1.092	0.909	0.707	0.921	1.161

表 4-71 引管的流量  $Q_{Y(i,j)}$ 

单位: L/s

$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6	7
1	20.0	20.0	20.0				
2	17.0	17.0	18.0	21.0	23.0	24.0	21.0
3	16.0	17.0	18.0	19.0	21.0	22.0	26.0
4	18.0	17.0	18.0	19.0	23.0	25.0	21.0

表 4-72 引管的流速  $V_{Y(i,j)}$ 

单位: m/s

$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6	7
1	1.090	1.117	1.114				
2	0.909	0.921	0.997	1.156	1.236	1.338	1.144
3	0.902	0.910	0.977	1.064	1.228	1.217	1.425
4	0.967	0.942	0.966	1.063	1.249	1.354	1.125

2) 测压管水头。斗管、分管的测压管水头见表 4-73 和表 4-74。

表 4-73 斗管测压管水头

桩号	0+027	0+289	0+510	0+710
减压池水位 (m)	564.484	563.382	560.329	558.464

表 4-74  $F(I, J)$  段分管末端的测压管水头  $H_{F(i,j)}$

单位: m

$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6	7
1	564.370	563.853	563.640				
2	563.228	561.497	560.223	559.491	559.030	558.057	555.818
3	560.174	558.748	557.622	556.860	556.381	555.213	554.845
4	558.494	557.138	556.282	555.505	555.027	553.975	551.245

### (七) 减压池的设计

1号减压池顶的高程为 566.30m, 2、3、4号减压池顶的高程分别为其中间挡水墙顶的高程加上 0.3m 的超高, 分别为 563.882m, 560.829m, 559.146m。

## 第五章 灌区节水改造规划的编写

### 第一节 灌区改造规划编写的一般性要求

#### 一、规划编写的指导思想与原则

##### （一）指导思想

贯彻水是紧缺资源、水利工程供水是有价商品的指导思想，对大中型灌区改造，应以节水增效为中心，通过采取工程、农业及管理等多综合措施，实现灌区水资源的优化配置和高效利用，为灌区国民经济和农业的可持续发展及生态环境的改善，提供支撑与保障。

北方及水资源紧缺地区，以节水为重点；南方及水资源丰沛地区，以续建配套为主，提高灌区抵御自然灾害的综合能力。

灌区技术改造不是灌区原来面貌的简单恢复，而是在吸收当前国内外先进技术的基础上，采取的一项综合性措施。改造后的灌区面貌应该焕然一新。

##### （二）基本原则

（1）以节水增效为中心，依靠科技进步，通过采取综合措施，提高农田的灌溉保证率、灌溉水的有效利用率和农作物的水分生产效率，实现灌区水资源的可持续利用。

（2）根据区域国民经济与农业发展与生态环境对水资源的需求，在水资源允许承载的情况下，合理配置灌区内的水资源，确定灌区的合理规模和产业结构。

（3）为发展“两高一优”农业，实现农业现代化创造条件和提供保障，通过灌区改造推动农业现代化进程。

（4）灌溉与排水并重，实现山、水、田、林、路统一规划，旱、涝、风、沙、碱、渍综合治理，提高灌区抵御自然灾害的能力。

（5）特别重视对灌区管理设施的改造和灌区管理体制、运行机制的改革，逐步建立保障灌区良性运行的发展机制。

（6）坚持骨干工程与田间工程改造相结合；改善基础设施与提高管理水平相结合；水利措施、农业措施、管理措施、政策措施相结合；工程改造与灌区改革相结合；实现

建设一片，受益一片。

(7) 坚持因地制宜的原则。根据各地的自然地理条件、社会经济和技术水平，选择适宜的灌区改造措施与模式，既要注重新技术、新材料、新方法的推广应用，也要注重经济实用技术与方法的应用。

(8) 坚持量力而行，突出重点的原则。优先安排水资源严重短缺和水资源供需矛盾突出地区的灌区改造项目，在各灌区要优先安排对全局影响较大、浪费水量严重的渠系的改造。

(9) 通过各级政府的宏观管理与调控，调动社会和受益者参与灌区改造和管理的积极性。

(10) 普及灌溉供水是商品的市场意识。灌区改造时，应配套建设必要的量水设施，以便于水量的管理与量测。

## 二、规划编制的一般步骤

灌区节水改造规划编制可参照以下流程（图 5-1）。

## 三、规划报告应包含的主要内容

灌区节水改造规划报告主要内容，既要能全面真实地反映灌区现状（主要包括灌区管理现状及工程现状），使阅读者（或使用者）能够方便地查阅到有关灌区现状的各种信息或统计数据，又要能完整体现灌区改造规划编制过程、编制采用的技术思路及方法、最终规划成果。规划报告应包含以下章节及内容。

- (1) 综合说明。
- (2) 灌区现状调查。
- (3) 作物需水与灌溉制度。
- (4) 水土资源平衡分析。
- (5) 骨干工程改造规划。
- (6) 田间工程改造规划。
- (7) 环境影响分析。
- (8) 灌区管理。
- (9) 投资估算。
- (10) 效益分析。

附表：

规划成果汇总表

附图：

- (1) 灌区节水改造规划总体布置图。
- (2) 灌区节水改造规划田间工程典型区设计图。

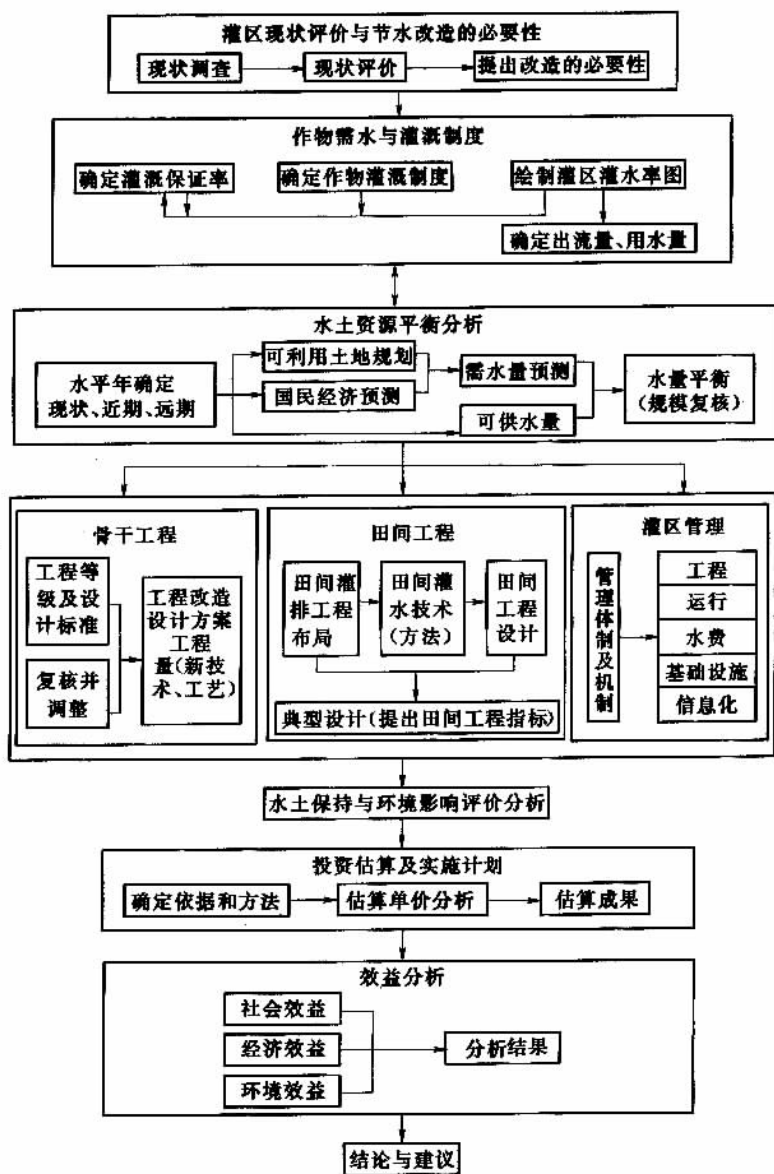


图 5-1 灌区节水改造规划编制流程图

## (3) 灌区配水直线图。



续表

渠道名称		受益地区		设计灌溉面积		现状灌溉面积		备注
干渠	支渠	县别	乡(镇)	水田	旱土	水田	旱土	
干渠 2								
累记								

## 二、自然地理

描述灌区地理位置、地形、地貌特征，海拔高程范围，土壤类型及分布，主要土壤的理化性状，如土壤容重、持水率、耕作层土壤含盐量(%)等。灌区地下水埋藏深度(m)、矿化度(g/L)等。

## 三、水文气象

(1) 调查灌区水文气象测站分布情况，收集整理水文气象系列资料。主要包括：降雨、蒸发、径流、日照、风速、气温、气压及水环境等。资料系列长度(年限)应能满足灌区改造规划的要求。

(2) 收集灌区降雨和主要水源的径流资料。

## 四、工程地质

通过现场地质调查、踏勘，必要时辅以地质勘探工作，查明灌区渠线及主要建筑物工程地质及水文地质情况，为灌区工程改造规划提供依据。

## 五、社会经济

(1) 收集灌区所在地县级统计年鉴等资料，统计灌区范围内现状水平年及其近3年各项社会经济指标：人口(城镇、农业)，人口增长率，国民经济总产值，有效灌溉面积，各种主要作物种植面积及产量，农民人均年收入等。

(2) 统计灌区水旱灾害情况，分析灌区建成前后水旱灾害变化趋势。

## 六、水源状况

调查统计灌区各类水源工程现状及其特征参数，并分类列表说明。对大中型骨干水源工程（大中型水库、泵站、引水闸坝），应分别统计其特征参数，并调查落实每处水源工程负责供水的渠道及灌溉范围；对分散于灌区内的小型水利工程，以支渠渠道为统计单元，合并统计各渠道灌溉范围内的特征参数，为灌区水量平衡分析中分区计算可供水资源量提供依据。表格参考格式如表 5-2~表 5-5。

表 5-2 ××灌区水源基本情况统计表（大、中型水库）

水库名称	坝址所在县(市)	坝型	最大坝高(m)	集雨面积(万 m <sup>2</sup> )	有效库容(万 m <sup>3</sup> )	主要功能	供水渠道
水库 1							
水库							

- 注 1. “有效库容”指水库设计用于灌溉的有效库容；  
 2. “主要功能”指水库设计时确定的主要功能，如“灌溉为主，兼顾发电、防洪等”；  
 3. 供水渠道：可以从该水库取水的所有干（支）渠，是灌区水量平衡分区的依据。

表 5-3 ××灌区水源基本情况统计表（提水泵站）

泵站名称	所在县(市)	水源名称	最低来水量(m <sup>3</sup> /s)	泵型	扬程(m)	设计提水流量(m <sup>3</sup> /s)	供水渠道
泵站 1							
泵站 2							
合计							

- 注 1. “水源名称”指泵站提水的河流或湖泊的名称。  
 2. “最低来水量”指泵站提水水源设计年份最小流量（河流）或可提水量（湖泊）。



表 5-4 ××灌区水源基本情况统计表（小型水库）

渠道名称		水库数 (处)	总有效库容 (万 m <sup>3</sup> )	总集雨面积 (万 m <sup>2</sup> )	产水量 (万 m <sup>3</sup> )	有效库容 (万 m <sup>3</sup> )	备注
干渠	支渠						
合 计							

注 “产水量”指相应设计年份值。

表 5-5 ××灌区其他小型水源工程统计表

渠道名称		山 塘		河 坝		泉 井	
干渠	支渠	处数	总塘容	处数	可引水量	处数	可引水量
合 计							

注 在北方井渠结合灌区，泉井指机井，应注明井深及单井出水量。

## 七、工程状况

### （一）工程存在的问题

分类调查骨干工程存在的问题，描述灌区渠道及渠系建筑物配套完整程度和老化破损情况，分析对灌区运行的影响；调查田间工程存在的主要问题，分析对灌区运行的影响。

### （二）工程特征参数统计

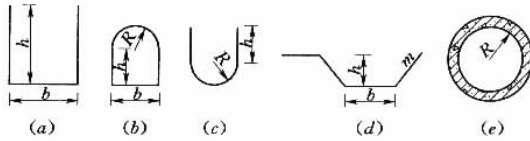
列表给出骨干工程（指干、支渠，沟及流量大于 1.0m<sup>3</sup>/s 以上斗渠渠道及其渠系建筑物，下同）各项特征参数。参考表格式样见表 5-6。

表 5-6 ××灌区骨干渠、沟及渠系建筑物工程特征参数汇总表（现状）

渠道名称				灌溉面积：设计（万亩）； 现状（万亩）				渠道水利用系数： 设计（%）；现状（%）					
桩号		长度 (m)	工程 名称	底板高程		原设计 流量 (m <sup>3</sup> /s)	纵坡	断面尺寸 (m)				糙率	存在 主要 问题
起	止			起	止			b	h	m	R		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)

填表说明：

1. 每一条干、支渠，沟及流量大于 1.0m<sup>3</sup>/s 斗渠应填写上表。
2. (1)、(2) 列，应按渠段和建筑物顺序自上游至下游连续填写，不能遗漏或间隔。
3. (4) 列，对渠道填“土渠”或“石渠”，建筑物填类别名称，如××渡槽，××隧洞等。
4. 不同断面型式，尺寸如示意图。



## 八、工程管理

- (一) 说明灌区现状管理体制、管理机构设置、管理人员配置
- (二) 叙述工程运行维护管理模式及存在的问题
- (三) 叙述灌区水费收缴情况，经营财务运行状况

## 九、节水改造的必要性

综合前面所述灌区现状调查资料，分别从灌区在当地国民经济中的地位、作用，灌区目前工程方面存在的问题、运行管理方面存在的问题，对灌区效益的制约和影响等方面，论述灌区要达到良性运行和可持续发展进行节水改造的必要性。

## 第三节 灌溉制度的确定

灌溉制度的复核与调整，是灌区节水改造规划的主要内容之一。其目的是分析、确

定灌区主要作物的灌溉制度、灌溉定额、综合灌水率，为计算不同水平年灌区灌溉需水量、计算（复核）各级渠道设计流量提供依据。

## 一、灌溉保证率的选择

灌溉保证率是灌区改造规划的设计标准。规划中，应根据灌区可供水资源状况（或初步水量平衡成果），参照 GB 50288—99《灌溉与排水工程设计规范》3.1.2 条，确定灌区灌溉保证率。摘录如下：灌溉设计保证率可根据水文气象、水土资源、作物组成、灌区规模、灌水方法及经济效益等因素，按照表 5-7 确定。

表 5-7 灌溉设计保证率

灌水方法	地 区	作物种类	灌溉设计保证率 (%)
地面灌溉	干旱地区 或水资源紧缺地区	以旱作为主	50~75
		以水稻为主	70~80
	半干旱、半湿润地区 或水资源不稳定地区	以旱作为主	70~80
		以水稻为主	75~85
地面灌溉	湿润地区或 水资源丰富地区	以旱作为主	75~85
		以水稻为主	80~95

注 1. 作物经济价值较高的地区，宜选用表中较大值；作物经济价值不高的地区，可选用表中较小值。

2. 引洪淤灌系统的灌溉设计保证率可取 30%~50%。

灌溉设计保证率可采用经验频率法按式（5-1）计算，计算系列年数不宜少于 30 年。

$$p = \frac{m}{n+1} \times 100\% \quad (5-1)$$

式中  $p$ ——灌溉设计保证率，%；

$m$ ——按设计灌溉用水量供水的年数，年；

$n$ ——计算总年数，年。

## 二、灌溉制度的确定方法

作物灌溉制度的内容，主要指作物生育期内的灌水方式、灌水次数、灌水时间、每次的灌水定额和灌溉定额。《灌溉与排水工程设计规范》规定，万亩以上灌区应采用时历年法，计算灌区各种主要作物的灌溉制度。时历年系列不少于 30 年，从接近设计灌溉保证率的 2~3 年中，按最不利的原则，选择一年作为设计典型年，将该年的灌溉制度作为设计灌溉制度。

时历年法对资料要求较高，要求具有连续 30 年以上降雨、蒸发等气象观测资料，有的灌区受资料条件限制，可能难以达到这一要求。规划中，灌溉面积较小的中型灌

区，如长系列资料收集有困难，可采用典型年法。典型年选择，一般采用灌溉期降雨量排频，按最不利原则，选择接近设计灌溉保证率的年份作为典型年。作物灌溉制度确定方法，见图 5-2 作物灌溉制度设计流程图。

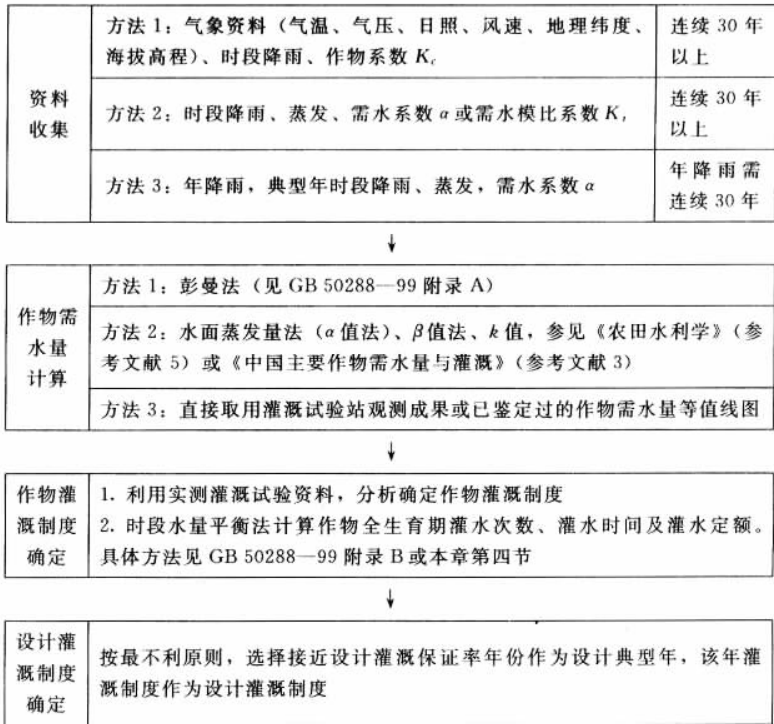


图 5-2 作物灌溉制度设计流程图

### 三、作物需水量的计算

#### （一）计算方法及适用条件

作物需水量计算，是确定作物灌溉制度的基础。其目的是确定长系列年份中作物各生育阶段实际需水量，以便通过时段水量平衡，确定作物灌溉制度。

作物需水量理论计算方法有许多种，大致可分为四类：

第一类：利用作物产量，生育期积温、日照等资料，先计算作物全生育期总需水量，然后用各生育阶段需水模比系数计算各阶段需水量；

第二类：利用蒸发资料，直接计算各生育阶段需水量；

第三类：利用气象资料，按能量平衡原理计算各生育阶段参考作物腾发量，再利用灌溉试验资料求得的作物系数与参考作物腾发量相乘，求得各生育阶段作物需水量；

第四类：直接取用灌溉试验资料或需水量等值线图成果。

规划设计中，具体采用哪种方法，主要取决于资料收集情况。一般而言，如果能收集到灌区所在地长系列气象资料，宜优先考虑采用第三类方法。因为该方法能够直接求得作物系列年各生育阶段需水量，从而为以后对灌区进行长系列的灌溉定额计算及水量平衡分析奠定基础；如果气象资料收集有困难，但能收集到灌区所在地长系列蒸发、降雨资料，也能求得需水系数  $\alpha$ ，则可采用第二类方法；第一类方法涉及的经验系数较多，任意性较大，精度难以令人满意；如果有实测长系列需水量资料，第四类方法最好，但一般灌区很难有各种主要作物长系列各生育阶段的需水量试验成果。

## (二) 常用计算方法

这里介绍几种常用的具有代表性的作物需水量计算方法。

### 1. 模比系数法

$$ET_i = K_i ET \quad (5-2)$$

式中  $ET_i$ ——第  $i$  生育阶段需水量， $m^3/\text{亩}$ ；

$k_i$ ——第  $i$  生育阶段的需水量占全生育期需水量的百分比（由灌溉试验资料分析求得），%；

$ET$ ——作物全生育期总需水量， $m^3/\text{亩}$ 。

$ET$  可利用以下几种方法计算：

#### (1) 作物产量法。

$$ET = Ky \quad (5-3)$$

式中  $k$ ——单位产量所消耗的水量（可根据试验统计资料确定）， $m^3/\text{kg}$ ；

$y$ ——灌区内作物单产， $\text{kg}/\text{亩}$ 。

#### (2) 积温法（ $\beta$ 值法）。

$$ET = \beta T \quad \text{或} \quad ET = \beta T + S \quad (5-4)$$

式中  $\beta$ ——经验系数， $\text{mm}/\text{℃}$ ；

$T$ ——作物全生育期日平均气温累积值， $\text{℃}$ ；

$S$ ——经验常数。

### 2. 需水系数法（ $\alpha$ 值法）

这是规划设计中比较常用的一种方法。

$$ET_i = \alpha E_0 \quad \text{或} \quad ET_i = \alpha E_0 + b \quad (5-5)$$

式中  $\alpha$ ——作物阶段需水系数，可由灌溉试验求得；

$E_0$ ——作物阶段水面蒸发量， $\text{mm}$ ；

$ET_i$ ——作物生育阶段需水量， $\text{mm}$ ；

$a, b$ ——经验常数。

### 3. 彭曼法

彭曼法是灌区规划设计中最常用的方法，也是 GB50288—99 重点推荐的方法。利用

它可以求得长系列作物需水量，成果精度较高。

作物阶段日平均需水量计算公式及参数为

$$ET = K_w K_c ET_0 \quad (5-6)$$

式中  $ET$ ——作物阶段日平均需水量，mm/d；

$K_w$ ——土壤水分修正系数；

$K_c$ ——作物系数（它是阶段内作物实测需水量与同一阶段由彭曼公式算出的参考作物腾发量之比，可由灌溉试验资料分析求得）；

$ET_0$ ——阶段内日平均参考作物腾发量，mm/d。

$ET_0$  的计算，通常采用联合国粮农组织推荐的彭曼—蒙特斯公式。公式为

$$ET_0 = \frac{0.408\Delta (R_n - G) + \gamma \frac{900}{273 + T} u_2 (e_a - e_d)}{\Delta + \gamma (1 + 0.34u_2)} \quad (5-7)$$

式中  $ET_0$ ——参考作物蒸发蒸腾量，mm/d；

$\Delta$ ——温度—饱和水汽压关系曲线上在  $T$  处的切线斜率，kPa/°C；

$$\Delta = \frac{4098 e_a}{(T + 237.3)^2} \quad (5-7-1)$$

$T$ ——平均气温，°C；

$e_a$ ——饱和水汽压，kPa；

$$e_a = 0.611 \exp\left(\frac{17.27T}{T + 237.3}\right) \quad (5-7-2)$$

$R_n$ ——净辐射，MJ/（m<sup>2</sup>·d）；

$$R_n = R_{ns} - R_{nl}$$

$R_{ns}$ ——净短波辐射，MJ/（m<sup>2</sup>·d）；

$R_{nl}$ ——净长波辐射，MJ/（m<sup>2</sup>·d）；

$$R_{ns} = 0.77 (0.25 + 0.5n/N) R_a$$

$n$ ——实际日照时数，h；

$N$ ——最大可能日照时数，h；

$$N = 7.46 W_s$$

$W_s$ ——日照时数角，rad；

$$W_s = \arccos(-\tan\phi \cdot \tan\delta)$$

$\phi$ ——地理纬度，rad；

$\delta$ ——日倾角（太阳磁偏角），rad；

$$\delta = 0.409 \cdot \sin(0.0172J - 1.39)$$

$J$ ——日序数（1月1日为1，逐日累加）；

$R_a$ ——大气边缘太阳辐射，MJ/（m<sup>2</sup>·d）；

$$R_a = 37.6 \cdot d_y (W_s \sin\phi \sin\delta + \cos\phi \cos\delta \sin W_s)$$

$d_y$ ——日地相对距离;

$$d_y = 1 + 0.033 \cos (0.0172J)$$

$$R_{nl} = 2.45 \times 10^{-9} (0.9n/N + 0.1) (0.34 - 0.14 \sqrt{e_d}) (T_{kx}^4 + T_{kn}^4)$$

$e_d$ ——实际水汽压, kPa;

$$e_d = \frac{e_d(T_{\min}) + e_d(T_{\max})}{2} = \frac{1}{2} e_a(T_{\min}) \frac{RH_{\max}}{100} + \frac{1}{2} e_a(T_{\max}) \frac{RH_{\min}}{100} \quad (5-7-3)$$

$RH_{\max}$ ——日最大相对湿度, %;

$T_{\min}$ ——日最低气温, °C;

$e_a(T_{\min})$ —— $T_{\min}$ 时饱和水汽压, kPa [可将  $T_{\min}$  代入式 (5-7-2) 求得];

$e_d(T_{\min})$ —— $T_{\min}$ 时实际水汽压, kPa;

$RH_{\min}$ ——日最小相对湿度, %;

$T_{\max}$ ——日最高气温, °C;

$e_a(T_{\max})$ —— $T_{\max}$ 时饱和水汽压, kPa [可将  $T_{\max}$  代入式 (5-7-2) 求得];

$e_d(T_{\max})$ —— $T_{\max}$ 时实际水汽压, kPa。

若资料不符合式 (5-7-3) 要求或计算较长时段  $ET_0$ , 也可采用下式计算  $e_d$ , 即

$$e_d = \frac{RH_{\text{mean}}}{100} \left[ \frac{e_a(T_{\min}) + e_a(T_{\max})}{2} \right] \quad (5-7-4)$$

$RH_{\text{mean}}$ ——平均相对湿度, %;

$$RH_{\text{mean}} = \frac{RH_{\max} + RH_{\min}}{2}$$

在最低气温等于或十分接近露点温度时, 也可采用下式计算  $e_d$ , 即

$$e_d = 0.611 \exp \left( \frac{17.27 T_{\min}}{T_{\min} + 237.3} \right) \quad (5-7-5)$$

$T_{kx}$ ——最高绝对温度, K;

$T_{kn}$ ——最低绝对温度, K;

$$T_{kx} = T_{\max} + 273$$

$$T_{kn} = T_{\min} + 273$$

$G$ ——土壤热通量, MJ/(m<sup>2</sup>·d);

对于逐日估算  $ET_0$ , 则第  $d$  日土壤热通量为

$$G = 0.38 (T_d - T_{d-1})$$

对于分月估算  $ET_0$ , 则第  $m$  月土壤热通量为

$$G = 0.14 (T_m - T_{m-1})$$

$T_d$ 、 $T_{d-1}$ ——分别为第  $d$ 、 $d-1$  日气温, °C;

$T_m$ 、 $T_{m-1}$ ——分别为第  $m$ 、 $m-1$  月平均气温, °C;

$\lambda$ ——湿度表常数, kPa/°C;

$$\gamma = 0.00163P/\lambda$$

$P$ ——气压, kPa;

$$p = 101.3 \left( \frac{293 - 0.0065Z}{293} \right)^{5.26}$$

$Z$ ——计算地点海拔高程, m;

$\lambda$ ——潜热, MJ·kg<sup>-1</sup>;

$$\lambda = 2.501 - (2.361 \times 10^{-3}) T$$

$u_2$ ——2m 高处风速, m/s;

$$u_2 = 4.87u_h/\ln(67.8h - 5.42)$$

$h$ ——风标高度, m;

$u_h$ ——实际风速, m/s。

参考作物蒸发蒸腾量  $ET_0$  的计算机程序十分简便, 只需输入常规气象资料, 地理纬度和海拔高程等基本资料即可。

#### 4. 直接取用观测成果法

直接取用已有灌溉试验观测成果或从已鉴定的作物需水量等值线图中选定。受资料条件限制, 一般而言, 该法难以求得长系列作物需水量成果。

## 四、灌溉制度的设计

规划设计中, 灌溉制度的确定主要有两种方法: 一种是直接采用灌溉试验资料, 另一种是应用已计算求得的作物需水量资料, 通过灌区时段水量平衡计算确定。规划中具体采用哪种方法, 视所取得的资料而定。

### (一) 根据灌溉试验资料, 确定作物灌溉制度

有些灌区, 本身设有灌溉试验站, 具有多年灌溉试验观测资料, 规划设计或运行管理中, 可利用这些资料, 直接分析求得作物灌溉制度。附录 A 中的附表 A1、附表 A2 给出了我国北方旱作灌溉制度参考值。

一般而言, 该法只能给出特定情况下的灌溉制度成果, 难以求得长系列不同条件下的灌溉制度。

### (二) 用时段水量平衡原理, 制定作物灌溉制度

当作物生育阶段需水量可以求得时, 可利用作物田间水量平衡分析方法求得灌区不同作物灌溉制度。规划设计中, 用该方法求得灌区主要作物品种长系列灌溉定额成果, 进而为灌区进行长系列水量平衡分析及灌区规模确定(或规模复核)奠定基础。

必须指出的是, 在对作物进行灌溉制度计算中, 应该充分采用当地成熟或先进的节水灌溉模式。因为不同的灌水模式(技术), 将有不同的灌溉定额结果。



## 1. 水稻灌溉制度确定

### (1) 水稻灌水方式。

水稻灌水方式是水稻灌溉制度的主要内容，对水稻灌溉定额起决定作用。规划中应在分析当地传统灌水方式的基础上，尽可能考虑采用先进节水的灌水方式。

我国地域广阔，各地灌水方式亦不尽相同。尤其是随着近几年国家大力提倡节水灌溉，各地纷纷开展水稻节水灌溉模式的科研、试验，取得了不少成功经验，形成了各具特色的水稻节水灌溉模式。下面介绍几种应用比较广泛的水稻灌溉模式。

1) 浅灌中蓄、落水晒田模式。这是一种传统的常规灌溉模式，其特点是：在水稻生育期间，除分蘖后期及灌浆—乳熟期间分别有7天左右田面落干（俗称“晒田”）外，其余均实行浅水灌溉，使田面保持适宜水层深度。

遇降雨则通过田埂拦蓄，以充分利用天然降雨，减少灌水次数及灌水定额。该模式设计水层参数可参考表5-8。

表5-8 水稻“浅灌中蓄”设计水层参数（mm）

作物名称	生育阶段											
	返青			分蘖前			分蘖后			拔节孕穗		
	$h_{\min}$	$h$	$h_{\max}$	$h_{\min}$	$h$	$h_{\max}$	$h_{\min}$	$h$	$h_{\max}$	$h_{\min}$	$h$	$h_{\max}$
早稻	5	30	50	20	50	70	20	50	80	30	60	90
中稻	10	30	50	20	50	70	30	60	90	30	60	120
双季晚稻	20	40	70	10	30	70	10	50	80	20	50	90
作物名称	生育阶段											
	抽穗扬花			乳熟			黄熟					
	$h_{\min}$	$h$	$h_{\max}$	$h_{\min}$	$h$	$h_{\max}$	$h_{\min}$	$h$	$h_{\max}$			
早稻	10	30	80	10	30	60	0	20	20			
中稻	10	30	100	10	20	60	0	0	0			
双季晚稻	10	30	50	10	20	60	0	0	0			

注  $h_{\min}$  指田面适宜水深下限。低于此水层深，即开始灌水。

$h_{\max}$  田面水深上限。高于此水层深，即田间开始排水。

2) 节水灌溉模式。下面分别介绍在湖南、浙江、广西等省（区）普通推广应用的水稻节水灌溉模式。

①“控灌中蓄”节水灌溉。控灌中蓄是湖南省研究成功并推广应用的一种灌溉模式。其特点是：对水稻实行控制灌水，即在水稻返青期保持适宜水层，其余各生育期，除稻田拦蓄天然降雨外，按土壤田间持水量实行控制灌水。技术要点见表5-9，根据其技术要点，可参考表5-10拟定设计水层参数。

表 5-9 水稻“控灌中蓄”灌溉技术要点

生育期		插秧—返青	分蘖 (插秧后 20 天)	拔节孕穗—乳熟 (插秧后 21~60 天)	蜡熟—黄熟 (插秧后 61 天~收割)
土壤含水量 下限 (%)	早稻		70.9	57.4	32.1
	晚稻		50.3	47.6	20.3
田面水层深度 (mm)	早稻	10	0	0	0
	晚稻	20~30	0	0	0
直观法测定 土壤含水量 标志(下限)	早稻		田边开小坳, 田中脚不沾泥		田边开大坳
	晚稻		田边开大坳、 田中开小坳		田边开白坳 (但叶不卷筒)
农民 习惯用语	早稻	保持 三分水		结合治虫灌 1~2 寸水 (比分蘖期用水稍干)	
	晚稻	灌六 分至一 寸水		结合治虫灌 1~2 寸水 (比分蘖期用水稍干)	

表 5-10 “控水灌溉”设计水层参数表 (mm)

作物名称	生育阶段											
	返青			分蘖前			分蘖后			拔节孕穗		
	$h_{min}$	$h$	$h_{max}$	$h_{min}$	$h$	$h_{max}$	$h_{min}$	$h$	$h_{max}$	$h_{min}$	$h$	$h_{max}$
早稻	5	30	50	0	40	70	-5	40	70	-5	40	80
中稻	10	30	60	0	40	80	-8	50	90	-5	50	100
双季晚稻	20	40	60	0	40	80	-8	50	90	-5	50	100
作物名称	生育阶段											
	抽穗扬花			乳熟			黄熟					
	$h_{min}$	$h$	$h_{max}$	$h_{min}$	$h$	$h_{max}$	$h_{min}$	$h$	$h_{max}$			
早稻	-5	40	80	-8	40	80	-8	20	20			
中稻	-5	50	100	-8	40	70	-8	30	30			
双季晚稻	-5	50	100	-8	40	70	-8	20	20			

注 表中负数,指田面已无水深,田间土壤含水率低于饱和持水率。

②“薄、浅、湿、晒”科灌方式。这是广西壮族自治区通过长期观测试验，对 19 个灌溉试验站 21 年资料进行分析研究后，得出的不同地区土壤、气候条件下水稻各生育期需水规律及灌水模式。其技术要点见表 5-11。

规划设计中，可参照表 5-11，拟定水稻各生育期水层设计参数。

表 5-11 水稻“薄、浅、湿、晒”灌溉技术要点

生育期	要 点	田间水层 (mm)	备 注
插秧	薄水插秧	15~20	
返青期	浅水返青	30~40	浅水层的掌握要因地制宜
分蘖期	前期 田间湿润管理，保持田间土壤水分处于饱和状态	3~5 天灌一次 10mm 以下的薄水层	
	后期 晒田：禾苗长势好、肥田、冷浸田、低洼田、黏性土壤→重晒（7~10 天） 高坑田、砂质土田→轻晒（5~7 天） 水源欠缺田、望天田→不晒田		重晒田：晒到田中出现 3~5mm 裂缝，田边土略有坑白，叶色退淡，呈青绿，叶片挺直如剑为宜 轻晒田：晒到田中间泥土沉实，脚踩不陷，田边呈鸡爪裂缝，叶色稍为转淡为宜
拔节孕穗期		10~20mm	地下水位较高的田块、也可采用湿润灌溉的方法
抽穗开花		5~15mm	若早稻遇高温（超过 30℃）或晚稻遇寒露风，则需加深水层（加至 33~50mm），并最好同时喷灌（利用喷农药工具）
乳熟期	湿润、保持土壤水分处于饱和状态	3~5 天灌一次 10mm 以下跑马水	
黄熟期	湿润落干（穗部勾头前保持湿润，勾头后进行落干）		遇雨应排水

③薄露灌溉模式。水稻薄露灌溉技术发源于浙江省嵊州市。所谓“薄”是指灌溉水层要薄，一般为 20mm 以下。习惯上，深灌指灌水层为 60mm 以上，浅灌为 30~60mm。所谓“露”是指田面表土要经常露出来，表层土面不要长期被水掩盖。简言之，薄露灌溉也就是灌水要薄，要适时落干露田（见表 5-12）。

表 5-12 水稻薄露灌溉具体方法

露田阶段	生育阶段	生长天数 (本田期)	要 点	备 注
前期	返青 ~ 拔节	早稻: 26 晚稻: 30 晚粳: 30	<p>1. 第一次露田的最佳时间: 移栽后的第五天, 田间已成自然落干的状况最为理想, 若田间尚有水层, 则要排水落干, 表土都要露面</p> <p>2. 复灌薄水时间: 无积水(肥力稍好的田还会呈现蜂泥)一复灌薄水一让其自然落干, 即第二次落干露田</p> <p>3. 在表土开微裂时再灌薄水, 如此一直至分蘖后期。在分蘖量已达 30 万株/亩, 或每丛分蘖已有 13~15 个, 且稻苗嫩绿, 还有分蘖长势的情况下, 要加重露田, 可露田至田四周开裂 10mm 左右, 且中间不陷足, 叶色退淡, 即所谓“重露控蘖”</p> <p>4. 拔节期仍按每次露田到开微裂再灌薄水</p>	<p>① 较淹灌容易长草, 故应使用除草剂除草。移栽后第 4~5 天施除草剂, 并保持 4~5 天的水层(若不到 4~5 天的, 自然落干亦可)</p> <p>② 若用除草剂, 则第一次露田时间要推迟 4~5 天, 露田程度可重些, 当表土开微裂时再灌薄水(与第二次露田一样)</p>
中期	孕穗 ~ 抽穗	早稻: 22 晚稻: 26 晚粳: 32	<p>1. 落干程度比前期略轻, 每次露田到田间全无积水, 土壤中略有脱水时就复灌薄水, 尽量不使表土开裂</p> <p>2. 如遇雨, 要打开田缺, 自然排水, 田间不能产生积水</p> <p>3. 若遇纹枯病, 及时用药防治, 并可加重露田</p>	
后期	乳熟 ~ 黄熟	早稻: 24 晚稻: 28 晚粳: 40	<p>1. 加重露田程度</p> <p>(1) 乳熟期: 每次灌薄水后, 落干露田到田面表土开裂 2mm 左右, 直至稻穗顶端谷粒变成淡黄色, 即进入黄熟期</p> <p>(2) 黄熟期: 落干露田再加重, 可到表土开裂 5mm 左右再灌薄水</p> <p>2. 收割前要提前断水</p> <p>(1) 气温高、天晴干燥: 早稻: 宜提前 5 天; 晚稻: 宜提前 10 天</p> <p>(2) 气温不高, 常阴雨: 早稻: 宜提前 7 天; 晚稻: 宜提前 15 天</p>	

规划中, 可结合表 5-12, 拟定水稻各生育期设计水层深度。

值得指出的是, 上述三种节水灌溉模式的共同特点是: 除返青期外, 尽量控制灌溉, 使水稻生育期田面无水层(或浅水层), 从而最大限度地减少田间水面蒸发及渗漏

损失，达到节水的目的。但这类模式对灌溉系统要求较高，要求“灌溉灵通”，而这在目前大中型灌区尚难以做到。故在拟定节水灌溉参数时，应充分考虑灌区渠系工程现状。

## (2) 水稻灌溉定额计算。

水稻灌溉定额一般为泡田定额与生育期灌水定额之和，但不包括育秧期灌水。

泡田定额可按 GB 50288—99《灌溉与排水工程设计规范》中式 3.1.5-4 计算，也可根据当地经验拟定。规划设计中，一般拟定早稻泡田定额为  $40 \sim 50\text{m}^3/\text{亩}$ ，晚稻泡田定额为  $50 \sim 70\text{m}^3/\text{亩}$ 。

水稻生育期灌水定额，通过田间逐时段（日或旬）水量平衡演算求得：

$$h_2 = h_1 + p + m - ET - F - C \quad (5-8)$$

式中  $h_2$ ——时段末田面水层深，mm（不小于允许水层下限  $h_{\min}$ ，见表 5-8 或 5-10）；

$h_1$ ——时段初田面水层深，mm（不大于允许水层上限  $h_{\max}$ ）；

$p$ ——时段内稻田拦蓄的有效雨量，mm；

$m$ ——时段内灌水量，mm（当  $h_2$  小于  $h_{\min}$  时，即为开始灌水的时间，灌水量， $m = h$ ， $h$  为设计灌水定额，分别见表 5-8 或 5-9）；

$ET$ ——时段内作物需水量，mm（见本章第三节）；

$F$ ——时段内田间渗漏量，mm；

$C$ ——时段内稻田排水量，mm（当  $h_2 > h_{\max}$  时，多余水量排出田间）。

## 2. 旱作灌溉制度设计

(1) 计算公式。播前灌水量及灌水时间可根据当地群众经验确定，灌水量亦可按式 5-9 计算。

生育期灌水时间、灌水次数、灌水量可通过逐时段（旬或候）水量平衡演算求得，见式（5-10），式（5-11）。

$$M_1 = 10^2 \gamma H (w_{\max} - w_0) \quad (5-9)$$

$$w_2 = w_1 - \frac{ET - p_0 - wk}{10^2 \gamma H} \quad (5-10)$$

$$M_2 = 10_2 \gamma H (w_{\max} - w_{\min}) \quad (5-11)$$

式中  $M_1$ 、 $M_2$ ——旱作播前及生育期灌水定额， $\text{m}^3/\text{hm}^2$ ；

$\gamma$ —— $H$  深度土层平均容重， $\text{t}/\text{m}^3$ ；

$H$ ——土壤计划湿润层深度，m（由作物根系活动层深度确定，一般采用  $0.6 \sim 1.0\text{m}$ ）；

$w_0$ —— $H$  深度土层播前土壤起始含水率，%；

$w_{\min}$ 、 $w_{\max}$ —— $H$  深度土层允许含水率下限、上限。上限一般为土壤田间持水率，%（干土重的百分比）；

$w_1$ 、 $w_2$ ——生育期时段初、末土壤  $H$  深度土层含水率，%（占干土重的百分

比);

$w_k$ ——时段内地下水补给量,  $\text{m}^3/\text{hm}^2$ ;

$ET$ ——时段内作物需水量,  $\text{m}^3/\text{hm}^2$ ;

$p_0$ ——时段内有效降雨量,  $\text{m}^3/\text{hm}^2$

以播种时为起点,按式 5-10 逐时段向后演算,直至  $w_2$  接近或低于  $w_{\min}$  时,即为灌水时间,按式 5-11 计算灌水量;然后再以  $w_{\max}$  为新起点,继续向后演算,直至收获为止,即可求得全生育期灌溉制度。

## (2) 灌水方式拟定。

由式 5-10 和式 5-11 计算生育期灌溉制度时,需事先拟定  $H$ 、 $w_{\min}$ 、 $w_{\max}$ 。事实上, $w_{\min}$  决定每次开始灌水的时间, $H$ 、 $w_{\min}$ 、 $w_{\max}$  决定每次灌水量,这三个参数共同决定了作物灌溉制度。

$H$  与作物品种有关,一般小麦、玉米的计划层较浅,棉花较深;作物生长前期较浅,后期较深。 $w_{\min}$ 、 $w_{\max}$  由灌水方式确定。具体规划中,应根据当地群众灌水习惯、节水灌溉经验和灌溉水源的保证程度合理拟定。当灌区灌溉水源有保障时,应按满足作物稳产、高产需水要求拟定灌水方式;对于缺水地区,当灌溉水源不足,需要实施非充分灌溉模式时,可考虑将  $w_{\min}$ 、 $w_{\max}$  值适当降低。

对于有冲沙、洗盐要求的灌区,在按上式计算出作物灌溉定额后,还应加上冲洗定额,冲洗定额可根据当地群众经验确定。

## 五、灌区综合设计灌水率

灌区综合设计灌水率是确定灌区渠道及渠系建筑物断面的依据。灌区综合设计灌水率由灌区内各种作物灌水率同时段叠加并经适当修正后求得。

各种作物灌水率  $q_i$  按下式计算:

$$q_{ik} = \frac{\alpha_i m_{ik}}{864 T_{ik}} \quad (5-12)$$

式中  $q_{ik}$ ——第  $i$  种作物第  $k$  次灌水的灌水率,  $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{万亩})$ ;

$\alpha_i$ ——第  $i$  种作物种植比例,其值为第  $i$  种作物灌溉面积占灌区灌溉面积之比例;

$m_{ik}$ ——第  $i$  种作物第  $k$  次灌水定额(采用本章第四节设计典型年灌溉试验资料或灌溉定额计算成果),  $\text{m}^3/\text{亩}$ ;

$T_{ik}$ ——第  $i$  种作物第  $k$  次灌水连续时间,天。

万亩以上灌区, $T_{ik}$  值可参考 GB 50288—99 中的表 3.1.7,其数值如表 5-13 所示。万亩以下灌区按表中数值适当减少。

表 5-13 万亩以上灌区作物灌水延续时间 (天)

作物	播 前	生育期
水 稻	5 ~ 15 (泡田)	3 ~ 5
冬小麦	10 ~ 20	7 ~ 10
棉 花	10 ~ 20	5 ~ 10
玉 米	7 ~ 15	5 ~ 10

以时间为横坐标, 灌水率为纵坐标, 将灌区主要作物灌水率在同一坐标系上叠加, 即得灌区初步灌水率图。

对初步灌水率图进行修正, 应使修正后的灌水率图符合下列要求:

(1) 应与水源供水能力相适应。

(2) 全年各次灌水率大小应比较均匀, 以累积 30 天以上的量大灌水率为设计灌水率, 短期的峰值不应大于设计灌水率的 120%, 最小灌水率不应小于设计灌水率的 30%。

(3) 避免经常停水, 特别应避免小于 5 天的短期停水。

(4) 提前或推迟灌水日期不得超过 3 天, 若同一种作物连续两次灌水均需变动灌水日期, 不应一次提前、一次推后。

(5) 延长或缩短灌水时间与原定时间相差不应超过 20%。

(6) 灌水定额的调整值不应超过原定额的 10%, 同一种作物不应连续两次减小灌水定额。

(7) 当上述要求不能满足时, 可适当调整作物组成。

## 第四节 水土资源平衡分析

本章阐述的主要内容有: 分析国民经济发展对灌区土地利用的影响, 从耕地资源角度论证(复核)灌区灌溉面积发展潜力; 预测灌区不同水平年的需水量及可供水量; 按优化配置原则, 对灌区进行水量供需平衡分析, 从水资源角度论证(复核)灌区灌溉面积发展潜力; 通过水土资源平衡分析结论, 论证灌区规模。

### 一、水平年的确定

水平年包括现状水平年(基准年)及规划水平年。现状水平年是指现状统计数据采用的基准年, 应尽可能采用最能真实反映工程现状的年份; 规划水平年即指实现规划目标的年份。规划水平年的确定一般应与国家经济发展规划水平相一致, 也可采用距规划编制年后 10~15 年。

## 二、灌区土地利用规划

编制灌区改造规划时，首先应收集当地政府部门国民经济发展规划等资料，分析国民经济规划建设对灌区土地利用的影响，预测规划水平年灌区耕地面积变化趋势。如公路建设、小城镇发展占用灌区耕地面积、灌溉面积等，为进行灌区水土资源平衡分析，论证灌区发展规模提供依据。规划报告中，可参照附录中表 B2—1 格式，列出灌区土地利用规划成果。

## 三、国民经济发展预测

灌区节水改造规划，应综合考虑灌区内国民经济各部门（工业、农业、城市、生态环境等）的发展对水资源的需求，使有限的水资源供给能最大限度地保障灌区内国民经济各部门平衡协调发展。国民经济预测的目的就是为规划灌区水资源在国民经济各部门的合理分配提供依据。国民经济预测的内容主要是与灌区内水资源需求有关的各项社会经济指标。

灌区国民经济发展预测，宜尽量遵循或采用当地政府综合部门已经制定的国民经济发展规划成果。

### （一）灌区农业种植结构规划

不同的种植结构，对应有不同的农业灌溉需水量。制定种植结构规划，可为预测规划水平年农业灌溉需水量、优化配置灌区水资源提供依据。

灌区种植结构规划应注意以下几点：

（1）尽量参考（采用）农业部门或宏观管理部门（如政府、发改委等）已有的农业种植结构规划成果。

（2）充分考虑灌区水资源条件，积极推行节水型农业生产布局和作物种植结构。

（3）尽量推行“两高一优”现代农业，以利于增加农民收入，提高灌区总体经济效益。

规划报告中，应规划灌区主要作物（各主要作物种植面积之和不小于灌区总播种面积的 90%）种植面积。可参照附录中表 B3—1 格式列出规划成果。

### （二）社会经济发展指标预测

除农业灌溉需水外，其他与灌区供水有关的社会经济指标有：人口、工业结构及产值、生态环境用水等。

#### 1. 人口增长预测

灌区内城镇人口预测，既要考虑人口自然增长率，更需要考虑我国现行加快小城镇建设，提高城市化率的方针政策；农村人口预测，应考虑国家计划生育政策及“农转



非”等因素。

## 2. 工业结构及产值预测

调查统计灌区基准年工业企业类型及产值，根据有关部门宏观规划成果，预测规划水平年工业发展指标。

## 3. 生态环境指标

综合灌区内城（市）镇发展等专业规划成果，预测城（市）镇生态环境指标，为预测灌区内生态环境用水提供依据。

# 四、灌区需水量预测

采用灌区现状调查的有关资料，分析计算现状水平年灌区需水量；采用预测的规划水平年的有关资料，分析计算规划水平年灌区需水量。灌区需水量可分为：①农业灌溉；②工业需水；③农村人畜饮用水；④城市生活用水；⑤生态环境用水。

## （一）灌区现状水平年用水指标统计分析及需水量分析

应统计分析灌区现状水平年农业、工业、农村人畜饮用水、城市生活及生态环境等各项用水指标及用水量，作为分析规划水平年用水指标及计算现状水平年需水量的依据。

现状水平年各项用水指标可通过灌区现状调查分析求得。

现状水平年需水量计算方法及公式同规划水平年灌区用水指标及需水量分析中的公式。

## （二）规划水平年灌区用水指标及需水量分析

### 1. 农业灌溉需水预测

#### （1）用水指标分析。

规划水平年用水指标，应分析规划措施实施后的各项用水指标的变化趋势。具体如下：

1) 作物灌溉定额  $m_i$ 。应考虑灌区推行节水灌溉技术后对  $m_i$  的影响。

2) 灌溉水利用系数  $\eta$ 。应根据灌区实行渠道防渗、渠道及建筑物改造、田间工程改造等工程措施后，确定合理的  $\eta$ 。

3) 农田冲沙、洗盐水量  $W_n$ 。我国北方某些地区，群众在非灌溉期有引水冲沙、洗盐的需求，在计算农业灌溉需水量时，应将该部分水量计入。

#### （2）农业灌溉需水量。

$$W_{np} = \sum m_{ip} A_i / \eta + W_n \quad (5-13)$$

式中  $W_{np}$ ——规划水平年某频率（ $p$ ）的农业灌溉需水量；

$A_i$ ——第  $i$  种作物规划种植面积，亩；

$m_{ip}$ ——第  $i$  种作物某频率 ( $p$ ) 的净灌溉定额,  $m^3/亩$ 。

## 2. 工业需水量预测

灌区内工业需水量  $W_G$  可根据耗水指标  $W_{gi}$  确定。

$$W_G = \sum G_i W_{gi} \quad (5-14)$$

式中  $W_G$ ——某工业企业的年耗水量,  $m^3$ ;

$G_i$ ——某工业企业的年产值, 万元;

$W_{gi}$ ——某工业企业的万元产值耗水量  $W_{gi}$  可采用相应地区水资源规划综合成果, 或通过实施调查统计求得,  $m^3/万元$ 。

## 3. 城市生活及农村人畜年饮用水预测 ( $W_R$ )

城市生活及农村人畜年饮用水可采用日用水指标预测, 即

$$W_R = 0.365 (R_{1u} \cdot K_{1r} + R_{2u} \cdot K_{2r} + \sum SC_i \cdot K_{si}) \quad (5-15)$$

式中  $R_{1u}$ 、 $R_{2u}$ ——城市、农村人口数值;

$K_{1r} + K_{2r}$ ——城市、农村人日均用水量;

$SC_i$ ——牲畜头数;

$K_{si}$ ——牲畜日耗水指标。

## 4. 生态环境用水预测

生态环境用水指为维持灌区内生态环境功能和进行生态环境建设所需要的水量。如骨干水库下游河道最低流量要求, 城市绿化、美化需水要求等, 可视具体情况确定。

# 五、灌区可供水量分析

灌区可供水资源量预测, 应根据灌区现有水利设施及规划水平年计划兴建的水利设施情况, 分类进行预测。

在我国南方灌区, 灌区供水水源往往是蓄、引、提结合, 大、中、小并举。即灌区水源工程, 除大、中型骨干水源工程 (水库、引水河坝、提水泵站等) 外, 灌区内还建有大量中小型蓄、引、提水利设施, 习惯上也称为基础水利设施, 规划中, 应充分考虑这些工程的性能和特点 (如调蓄性能、供水时效性等), 分别进行预测。

北方井渠结合灌区, 亦应区别从骨干水库供水和直接从大中型河流取水及从机井中提水等, 分别进行预测。

灌区可供水资源量分析, 还应综合考虑水行政主管部门对灌溉水资源量的调配要求。

### (一) 大中型水库可供水量计算

(1) 有实测径流资料的水库, 可直接采用入库径流系列资料。

(2) 无径流资料, 但有流域降雨量资料的, 可采用月径流系数推求, 即:

$$W_i = AR_i P_i / 10 \quad (5-16)$$

式中  $W_i$ ——第  $i$  时段入库径流, 万  $m^3$ ;  
 $P_i$ ——第  $i$  时段流域平均雨量, mm;  
 $R_i$ ——第  $i$  时段流域径流系数;  
 $A$ ——水库集雨面积,  $km^2$ 。

## (二) 小型水库及山塘可供水量分析

灌区内小型水库及山塘是主要的基础水利设施, 一般担任灌区供水的“基荷”, 是灌区的主要水源之一。

小型水库一般缺乏实测降雨、径流资料, 其入库径流系列, 可采用骨干水库径流系列, 按面积比推求。

$$W_{xi} = W_{Di} \frac{F_1 P_{xi}}{F_2 P_{Di}} \quad (5-17)$$

式中  $W_{xi}$ 、 $p_{xi}$ 、 $F_1$ ——小型水库第  $i$  时段产水量、降雨量及其集雨面积;  
 $W_{Di}$ 、 $P_{Di}$ 、 $F_2$ ——大型水库第  $i$  时段产水量、降雨量及其集雨面积。  
 山塘产水量计算可采用“复蓄次数”法推算, 即

$$W_t = KV_t \quad (5-18)$$

式中  $W_t$ ——山塘年产水量, 万  $m^3$ ;  
 $K$ ——复蓄次数, 与来水类型有关, 一般在 1~2 之间选定;  
 $V_t$ ——山塘有效容积, 万  $m^3$ 。

## (三) 河流可供水量计算

对于直接从河流上引水的灌区, 如果是无调节能力的引水河坝, 时段内河坝可供水量计算, 既要考虑时段内河坝来水量约束, 也需考虑取水口取水能力约束。从大型河流(如黄河)取水灌溉, 还要考虑流域管理机构对各河段水量分配的约束。即

$$\left. \begin{aligned} W_{hi} &= W_{ri} y \\ W_{hi} &= W_{ki} \end{aligned} \right\} \text{两者取小值} \quad (5-19)$$

式中  $W_{hi}$ ——第  $i$  时段引水河坝可供灌溉水量, 万  $m^3$ ;  
 $W_{ri}$ ——第  $i$  时段河坝产水量, 如无实测资料, 可按式(5-71)推算;  
 $W_{ki}$ ——第  $i$  时段引水河坝取水口可取水能力, 或是流域管理机构分配给灌区的水量;  
 $y$ ——灌溉期河坝来水可引用系数。

## (四) 泉、井可供水量

灌区内山泉或机井来水量, 可根据历年实际引提水记录及井、泉水水源补给环境变化等因素分析求得。平原灌区在未实施渠道防渗等措施前, 机井来水量一部分通过渠道渗漏补给, 在实施节水改造后, 机井来水量将会减少, 规划中应考虑这一因素。

## 六、灌区水量平衡分析

与新建灌区规划不同，更新改造灌区水量平衡分析的目的，是在灌区需水过程及来水过程基本确定的条件下，通过平衡分析，论证灌区供水保证程度，检验灌区规模是否适当，为灌区内水资源的优化配置提供依据。

灌区改造规划报告，应分别对现状水平年和规划水平年作水量平衡分析。采用灌区现状条件下需水量预测成果与可供水资源量分析成果，进行水量平衡计算，以便分析灌区渠系工程和水源工程现状条件下，能够达到的灌溉面积和灌溉保证率。

采用规划水平年需水量预测成果及可供水资源预测成果进行水量平衡分析，以便复核规划项目实施后灌区规模及可能达到的灌溉保证率。

### （一）水量平衡一般性原则及方法

（1）具有骨干调节水源工程的大中型灌区，应采用长系列时历法，逐时段进行灌区水量供需平衡演算，以检验不同规划水平年灌区供水保证程度。

（2）根据灌区水源结构特点，制定灌区水量平衡计算原则，尽量考虑不同水源间的优化配置，提高灌区水资源的利用率；一般而言，灌区不同水源供水优先次序是：先用调节性能较差的水，再用调节性能较好的水；先用基础水利设施水，再用骨干水源水；骨干水源与基础水利设施实行联合调度。

### （二）水量平衡计算分区及计算时段

按照前述水量平衡原则及第二章灌区水源结构特征参数调查统计成果，合理确定灌区水量平衡计算分区，特别要注意分区内各种水源是否能够实现统一调配。

根据分区内水源结构及骨干水源调节性能，确定水量平衡计算时段及计算方法。一般而言，平衡区内有大中型年（季）调节水库，且能够获得长系列分时段的来、用水资料，应采用月（旬）为时段的长系列时历年法，逐时段进行平衡计算，以确定平衡区供水保证程度；如资料条件有限，也可采用典型年法，按历年综合灌溉用水量排频，选择丰、平、枯三个典型年作平衡计算。

在分区水量平衡计算成果的基础上，应根据全灌区主要水源的特点，综合分区水量平衡的成果，作全灌区水量平衡分析。

灌区规模不大，主要灌溉水源简单，基础水利设施分布比较均衡的灌区，可不分区，只作整体水量平衡分析。

### （三）水量平衡结果分析

#### （1）灌区供水破坏的标准。

一般而言，当灌区某一计算时段可供水资源量（ $W_e$ ）小于该时段需水量（ $W_x$ ），即  $W_e < W_x$ ，则认为该时段供需不平衡，即供水破坏，一年中只要有一个时段破坏，则认

为该年供水破坏。

(2) 灌溉（供水）保证率  $P$ 。

对于采用时历年法作水量平衡分析的情况，灌溉（供水）保证率可用下式计算：

$$P = \frac{M}{N+1} \times 100\% \quad (5-20) \text{ 式中 } N \text{——水量平衡计算年数；}$$

$M$ ——计算期内供水未破坏的年数。

(3) 破坏深度。

前面供水破坏标准中，一年中只要有一个时段  $W_g < W_x$ ，则认为该年度供水被破坏了。这里有两种情况应予考虑：一是  $W_g$  小于  $W_x$  的幅度，二是一年中供水破坏的时段数。如果某年出现  $W_g$  略小于  $W_x$  且出现的时段数不多（1~2次），则可视为该年轻度破坏，如果某年出现  $W_g$  远小于  $W_x$  或  $W_g < W_x$  出现的次数很多（大于2次），则可视为该年供水中度或深度破坏了。

因此，评价灌区供水保证率，除了依照式 4-8 计算供水保证率外，还应参考供水破坏年份的破坏深度。

## 七、多灌规模复核与调整

根据本章第二节灌区土地规划成果，从可开发利用耕地资源角度论述本灌区灌溉面积（规模）恢复与发展潜力，必要时，可以调整设计灌溉范围（面积）。

根据本章第六节灌区水量平衡分析结果，从可供灌溉水资源角度，论述本灌区在现状年基础上，恢复和发展灌溉面积的潜力，必要时，可以调整设计灌溉范围（面积）或作物种植结构。

通过前述对灌区水土资源平衡分析，最终确定规划水平年灌区范围及设计灌溉面积。

## 第五节 骨干工程

骨干工程指干、支渠系（包括流量大于  $1.0\text{m}^3/\text{s}$  的斗渠）及其建筑物，是灌区节水的主要部分，应依据灌区的现状及复核后确定的灌区规模，分析骨干工程存在的问题，结合实际，按现行有关规程规范，因地制宜地进行改造，以达到灌区输水通畅，配水灵活、方便管理及节水增效的目标。

### 一、工程等级及设计标准

#### （一）工程等级及设计标准的依据

灌区续建配套与节水改造应结合工程实际，复核工程等级及设计标准。依据的主要

规范及标准是：GB 50288—99《灌溉与排水工程设计规范》；SL 252—2000《水利水电工程等级划分及洪水标准》；GB 50201—94《防洪标准》。

### (二) 枢纽工程的等别

依据规范，按灌溉工程枢纽的类型，工程等级划分见表 5-14。

### (三) 水工建筑物级别

(1) 蓄水、引水及提水枢纽工程水工建筑物级别，应根据所属枢纽工程的等别与建筑物的重要性按表 5-2 划分。

表 5-14 工程分等指标

工程等别	工程规模	蓄水枢纽工程总库容 (亿 m <sup>3</sup> )	引水枢纽工程总库容 (m <sup>3</sup> /s)	提水枢纽工程		灌溉面积 (10 万亩)	治涝面积 (10 万亩)
				单站装机流量 (m <sup>3</sup> /s)	单站装机功率 (MW)		
I	大(1)型	≥10	>200	>200	30	≥150	≥200
II	大(2)型	10~1.0	200~50	200~50	30~10	150~50	200~60
III	中型	1.0~0.10	50~10	50~10	10~1	50~5	60~15
IV	小(1)型	0.10~0.01	10~2	10~2	1~0.1	5~0.5	15~3
V	小(2)型	0.01~0.001	<2	<2	<0.1	<0.5	<3

- 注 1. 水库总库容指水库最高水位以下的净库容。  
 2. 灌溉面积和治涝面积均指设计面积。  
 3. “装机”系包括备用机组在内的全部机组，当泵站按分等指标分属两个不同等别时，其等别按其中高的等别确定，由多级或多座泵联合组成的泵站系统工程的等别，可按其系统的指标确定。

表 5-15 水工建筑物级别划分

工程等别	永久性建筑物级别		时性建筑物级别
	主要建筑物	次要建筑物	
I	1	3	4
II	2	3	4
III	3	4	5
IV	4	5	5
V	5	5	—

(2) 灌溉渠道或排水沟的级别应根据灌溉或排水流量的大小按表 5-16 确定。

表 5-16 灌排渠沟工程分级指标

工程级别	1	2	3	4	5
灌溉流量 (m <sup>3</sup> /s)	> 300	300 ~ 100	100 ~ 20	20 ~ 5	< 5
引水流量 (m <sup>3</sup> /s)	> 500	500 ~ 200	200 ~ 500	50 ~ 10	< 10

注 对灌排结合的渠道工程, 当按灌溉和排水流量分属两个不同工程级别时, 按其中较高的级别确定。

(3) 水闸、渡槽、倒虹吸、涵洞、隧洞、跌水与陡坡等灌排建筑物的级别, 应根据过水流量的大小按表 5-17 确定。

表 5-17 灌排建筑物分级指标

工程级别	1	2	3	4	5
过水流量 (m <sup>3</sup> /s)	> 300	300 ~ 100	100 ~ 20	20 ~ 5	< 5

- 注 1. 在防洪堤上修建的引水、提水工程及其他灌排建筑物, 或在挡潮堤上修建的排水工程, 其级别不得低于防洪堤或挡潮堤的级别。
2. 倒虹吸、涵洞等灌排建筑物与公路或铁路交叉布置时, 其级别不得低于公路或铁路的级别。
3. 对失事后损失巨大或影响十分严重的水利水电工程的 2~5 级主要永久性水工建筑物, 经过论证并报主管部门批准, 可提高一级; 对失事后造成损失不大的水利水电工程的 1~4 级主要永久性水工建筑物, 经过论证并报主管部门批准, 可降低一级。

#### (四) 洪水标准

永久性水工建筑物的洪水标准应按山区、丘陵区和平原、滨海区分别确定。当山区、丘陵区的永久性水工建筑物的挡水高度低于 15m, 且上下游最大水头差小于 10m 时, 其洪水标准宜按平原、滨海区标准确定; 当平原、滨海区的永久性水工建筑物的挡水高度高于 15m, 且上下游最大水头差大于 10m 时, 其洪水标准宜按山区、丘陵区标准确定。

(1) 山区、丘陵区永久性水工建筑物的洪水标准按表 5-18 确定。

表 5-18 山区、丘陵区永久性水工建筑物洪水标准 (重现期) (年)

项 目		水工建筑物级别				
		1	2	3	4	5
设计		1000 ~ 500	500 ~ 100	100 ~ 50	50 ~ 30	30 ~ 20
校核	土石坝	可能量大洪水 (PMF) 或者 10000 ~ 5000	5000 ~ 2000	2000 ~ 1000	1000 ~ 300	300 ~ 200
	混凝土坝、浆砌石坝	5000 ~ 2000	2000 ~ 1000	1000 ~ 500	500 ~ 100	200 ~ 100

(2) 平原、滨海区永久性水工建筑物洪水标准按表 5-19 确定。

(3) 其他永久性水工建筑物洪水标准按表 5-7 确定。

表 5-19 平原、滨海永久性水工建筑物洪水标准（重现期）（年）

项 目		永久性水工建筑物级别				
		1	2	3	4	5
水库工程	设计	300~100	100~50	50~20	20~10	10
	校核	2000~1000	1000~300	300~100	100~50	50~20
拦河闸	设计	100~50	50~30	30~20	20~10	10
	校核	300~200	200~100	100~50	50~30	30~20

表 5-20 其他永久性水工建筑物洪水标准（重现期）（年）

工程类别		永久性水工建筑物级别				
		1	2	3	4	5
灌溉、治涝	设计	100~50	50~30	30~20	20~10	10
泵站	设计	100	50	30	20	10
	校核	300	200	100	50	20
潮汐河口段和滨海区	设计	≥100	100~50	50~20	20~10	

注 灌溉和治涝工程永久性水工建筑物的校核洪水标准，可视具体情况和需要研究确定。

### （五）灌溉水利用系数

灌溉水利用系数按灌区的大小，种植作物的不同种类及不同的节水灌溉措施按表 5-21 确定。

表 5-21 灌溉水利用系数

灌溉型式		灌溉水利用系数	渠系水利用系数	田间水利用系数	
				水稻灌区	旱物灌区
渠道	大型灌区	> 0.50	> 0.55	> 0.95	> 0.90
	中型灌区	> 0.60	> 0.65	> 0.95	> 0.90
渠灌	小型灌区	> 0.70	> 0.75	> 0.95	> 0.90
井灌区（渠）		0.80	> 0.90		
管道输水			> 0.97		
喷、微灌区		0.85			
滴灌区		> 0.90			



## （六）排水标准

### 1. 排涝标准

排涝标准的设计暴雨重现期应根据排水区的自然条件、涝灾的严重程度及影响大小等因素，经技术经济论证确定，一般可采用5~10年一遇暴雨。设计暴雨历时和排除时间：对旱作物区一般可采用1~3日暴雨，从作物受淹起，1~3日排至田面无积水；水稻区一般可采用1~3日暴雨，3~5日排至耐淹水深。

### 2. 排渍标准

排渍标准与种植的作物种类、生长期、耐渍时间、土壤的渗漏量及盐碱程度有关，应根据具体情况确定。例如：旱田设计的排渍深度可取0.8~1.3m，水稻田设计的排渍深度可取0.4~0.6m；旱作物耐渍程度取0.3~0.6m时，耐渍时间3~4日。旱作区应在农作物生长期将地下水位控制在设计排渍深度以下，但在设计暴雨形成的地面水排除后，应在耐渍时间内将地下水位降至耐渍深度。水稻区应在晒田期内3~5日将地下水位降至设计排渍深度。对盐碱土地区，在盐碱土防治的前提下，其排水标准除满足上述要求外，还应在返盐季节前将地下水位控制在临界深度以下。

## （七）灌溉水质标准

以地面水、地下水或处理后的城市污水与工业废水作为灌溉水源时，其水质应符合现行国家标准 GB 5084—92《农田灌溉水质标准》的规定，在作物生育期内，灌溉时的灌溉水温与农田地温之差宜小于10℃；水稻田灌溉水温宜为15~35℃。

灌区内外农田、城镇及工矿企业排水入灌排渠沟的地面水和污水水质必须符合现行国家标准 GB 3838《地面水环境质量标准》和 GB 8978《污水综合排放标准》的规定；回灌地下水的水质除应符合上述规定外，还应符合现行国家标准 GB 5084《农田灌溉水质标准》的规定。

## （八）抗冻标准

我国北部及西部属季节性冻土地区，其灌区也存在冻胀问题，冻胀破坏也威胁着水工建筑物及灌溉渠系的安全和使用寿命。为此，该地区的灌区应根据各自的地理位置、气候特点，按 SL 23—91《渠系工程抗冻胀设计规范》确定季节冻土标准冻深，根据标准冻深采用相应的抗冻措施。

## （九）地震设计烈度

根据灌区或建筑物所处的位置。按 GB 18306—2001《中国地震动参数区划图》（1:400万）确定工程区地震动加速度、地震动反应谱特征周期及相应的地震基本烈度。对于大中型灌区，特别是重点建筑物处的设防动参数应经有资质的单位核定。

## 二、工程布置

对于已成灌区，因工程经过多年的运行考验，不少灌区已经对不合理的渠（沟）及建筑物进行了调整，总体布置基本合理，符合综合治理统一规划的要求，且已为当地的社会经济发展发挥了较大的作用，因此，原则上总体布置不变。但是对于其中一些不合理的布置，则应按旱、涝、洪、渍、碱综合治理，山、水、田、林、路、村统一规划，水土资源合理利用的原则，进行合理的调整。对由河道直接引水的灌区，节水改造时，在有条件的情况下，应考虑布设一定容量的调蓄工程，特别是经济作物种植比例较高的灌区，可布设调蓄池或渠井双灌。使老灌区经改造后，在达到节水目标的同时，保证灌区管理方便，运行安全可靠，使区域内的农业增产增效，促进灌区的社会经济可持续发展。

### （一）渠系调整

已成灌区的骨干灌排渠线位置，原则上不宜改变。对于在运行中的局部骨干灌排渠线段确属布置不合理的，应根据地形、地质条件，按灌排渠系田、林、路相协调的原则，统一调整，使调整后的工程灌排通畅，管理耕作便利。对于因地质条件及其他因素造成病险的骨干输排水沟渠段，可采用工程措施，有条件的地段可改线，但应充分作好技术经济论证工作，采用技术先进可靠、经济合理的方案。

### （二）渠道纵断面调整

输配水渠系的渠道纵横断面应在复核灌区规模的基础上，同时还应按渠道的运行方式、灌区的灌溉制度，各条渠道的防渗衬砌型式及输配水运行方式等因素，推算渠道的设计流量，按确定的流量作水力计算，复核渠道的纵横断面。对于骨干灌排沟渠的纵横断面一般不应作大的调整，若实测纵横断面影响渠道输水能力或恢复原设计时工程量较大、经济上不合理时，可对比降作必要的微调。渠道的横断面形式也应尽量恢复原断面形式或调整为与原断面接近的形式。按不同的流量及原渠道的横断面形式，确定出合理的横断面形式。例如设计流量  $10 \sim 100\text{m}^3/\text{s}$  的土质衬砌渠道，原设计一般为梯形，仍可采用梯形或调整为弧形坡角梯形断面；设计流量  $3 \sim 10\text{m}^3/\text{s}$  的土质衬砌渠道，原设计一般为梯形，应调整为弧形坡角梯形或弧形底梯形断面；设计流量  $1 \sim 3\text{m}^3/\text{s}$  的土质衬砌渠道，则应调整为弧形底梯形或 U 形断面；设计流量小于  $1\text{m}^3/\text{s}$  的渠道，若采用混凝土防渗衬砌，应以 U 形断面为佳。

### （三）建筑物调整

灌溉渠系上的建筑物，按功能分有：控制建筑物，如引水闸、分水闸、退水闸、节制闸、泄洪闸等；量水建筑物，如测流桥、量水堰槽、其他量水设施等；连接建筑物，如跌水、陡坡等；交叉建筑物，如渡槽、倒虹吸、涵洞、桥梁；交通建筑物，如公路

桥、生产桥等；灌排泵站、调蓄工程及其他建筑物等。各类建筑物按其用途、结构形式、建筑材料的不同可分为不同的种类，其作用都是为保证灌区的安全运行。

因此，对已成灌区进行节水改造时，首先应对每座建筑物的功能及使用安全进行复核。根据复核结果，确定是新增建筑物还是改变建筑物的形式结构。例如水闸在灌区输水渠系上布置都较多，但因受我国原电力供应的限制，有相当一部分仍是手动，这对及时进行水量调配、紧急情况下的退水等都有很多不便，为此本次节水改造时应作调整，首先考虑闸门应电动；对于因调整渠道纵横断面后，个别分水口取水有困难的，应在适当位置增设节制闸；对灌区量水建筑物满足不了按量收费要求的，应修复现有的并增设必要的量水设施；对多泥沙水源的输水渠道在跨越河沟时原采用全倒虹吸，运行过程中发生淤积，不能通过设计流量，有时甚至出现底部被淤死的现象，给运行管理造成了很大的困难，更重要的是满足不了必要的供水要求，为此可将全倒改为半倒形式，即在停水时打开倒虹底部的泄空阀，泄掉倒虹管内的泥沙，保证泥沙不在管内淤积，或者在技术经济合理的条件下，也可改为渡槽；对灌区的桥梁，一般原设计标准较低，老灌区更甚，本次节水改造应在满足耕作，便于当地群众生产、生活的前提下，统一规划，按农村发展的需求（如机械化耕作水平不断提高）及有关行业新的规范、规程，进行调整改造；对灌排泵站，首先应复核泵站的布置及功能，若确属不合理的，在经过充分论证后，可以新建，若属设备老化、效率降低等，则进行改造；对于灌区已有的调蓄水库、塘、池，应根据现状复核其功能，确定改造措施，如对水库进行除险加固，则必须对水库的现状作安全鉴定，在鉴定的基础上采用相应的除险加固措施进行改造，对有条件的灌区，根据各自的实际情况，可增设调蓄水池，保证及时灌溉。

### 三、渠首工程

渠首工程指引水闸或枢纽泵站，其供水能力，必须在复核灌区规模的基础上，进行供需水量平衡计算，重新确定用水过程后进行。改革开放后，农村经济不断发展，全国各灌区的农业产业结构在不断地调整，经济作物及林果的种植比例日趋增加，需水的要求及用水过程已发生了变化，因此进行渠首工程的改造必须用符合农村经济要求的标准，对渠首工程的引水能力和使用的安全可靠性进行复核。

#### （一）引水闸改造

我国的灌区都是历经多次改建扩建后才形成目前的规模，应该说在其基础上进行节水灌溉，一般引水能力基本能满足需水的要求，但因为工程大都运行了几十年，工程老化失修现象普遍存在，再加上河道超标准洪水对设施的破坏及泥沙淤积引起河床的变化，对引水能力均有不同程度的影响，因此应根据影响原因采取相应的措施，以保证引水能力能满足需水的要求。灌区渠首改造首先应调查分析原工程引水能力下降的原因，检测工程的老化程度，确定改造的办法。如引水闸对整体来说还能运行，只是部分构件老化有缺陷，可进行修补加固处理；对整体失效，但经过修复或部分重建，可恢复功能

且技术经济合理的，可进行改造；对整体属于失去功能的，应根据总体布局重建。

## （二）枢纽泵站改造

影响泵站供水能力的因素主要有三大方面，一是水源条件，即水源的水量、水位、可引水量是否满足要求；二是水工建筑物的布置是否合理；三是机电设备。在水源条件满足泵站要求的情况下，应对枢纽泵站水工建筑物及机电设备的老化状况和完好程度作出评定。对于机电设备可按《泵站现场测试规程》的规定进行，测试的主要参数有进出水池水位、压力、扬程、流量、功率、电流、电压、转速等，综合分析机电设备的完好程度，确定改建的项目，要求改造后的泵站在同类泵站中具有较先进的技术水平和可靠的运行性能。

## 四、渠道及渠系建筑物

渠区输水渠道的流量应按作物的灌水方式、灌溉制度、种植比例、渠道的长度、防渗措施等确定。对已成灌区渠道进行续建配套节水改造时，首先应复核、确定各级渠道合理的设计流量。在流量确定的情况下，才能进行水力计算，对渠道的纵横断面和建筑物的过流能力进行复核。按复核结果对不满足输水要求的渠道及渠系建筑物进行节水改造。

### （一）渠道

#### 1. 流量复核

对已成灌区在实施节水改造时仍应按 GB 50288—99《灌溉与排水工程设计规范》规定，计算灌区各级渠道的设计流量、加大流量和最小流量，所核定的各级渠道的流量为该渠段节水改造设计的依据，如果核定的流量与原渠段的流量比较接近时，也可用原流量作为设计流量。

#### 2. 渠道纵横断面复核

##### （1）渠道纵断面复核

1) 土渠道在进行衬砌改造前，应对原渠道渠底高程及渠堤高程进行全线测量，并根据沿渠分水口的高程合理确定渠道比降。

2) 对位于湿陷性黄土以及膨胀性土的地区，已衬砌的渠道在进行衬砌修复工作前，亦应进行渠底全线高程的测量，并依此进行纵断面复核。

3) 当渠道因分水、退水的要求分上、下或上、中、下渠段时，应进行全渠段的水面线计算，以使渠道上下游水面衔接平顺。

4) 分段渠道之间，或重要建筑物上下游应设置适当长度的渐变连接段，以利于水流的平顺过渡。

5) 改造后的渠道应复核其是否满足不冲的要求。对于渠道的不同砌护材料，其要求的允许不冲流速见表 5-22~表 5-25。

表 5-22 黏性土渠道允许不冲流速 (m/s)

土 质	允许不冲流速	土 质	允许不冲流速
轻壤土	0.60~0.80	重壤土	0.70~0.95
中壤土	0.65~0.85	黏 土	0.75~1.00

注 表中所列允许不冲流速值为水力半径  $R = 1.0\text{m}$  时的情况；当  $R \neq 1.0\text{m}$  时，表中所列数值应乘以  $R^\alpha$ 。指数  $\alpha$  值可按下列情况采用：①疏松的壤土、黏土  $\alpha = 1/3 \sim 1/4$ ；②中等密实和密实的壤土、黏土  $\alpha = 1/4 \sim 1/5$ 。

表 5-23 非黏性土渠道允许不冲流速 (m/s)

土 质	粒 径 (mm)	水 深 (mm)			
		0.4	1.0	2.0	$\geq 3.0$
淤泥	0.005~0.050	0.12~0.17	0.15~0.21	0.17~0.24	0.19~0.26
细沙	0.050~0.250	0.17~0.27	0.21~0.32	0.24~0.37	0.26~0.40
中沙	0.250~1.000	0.27~0.47	0.32~0.57	0.37~0.65	0.40~0.70
粗沙	1.000~2.500	0.47~0.53	0.57~0.65	0.65~0.75	0.70~0.80
细砾石	2.500~5.000	0.53~0.65	0.65~0.80	0.75~0.90	0.80~0.95
中砾石	5.000~10.000	0.65~0.80	0.80~1.00	0.90~1.10	0.95~1.20
大砾石	10.000~15.000	0.80~0.95	1.00~1.20	1.10~1.30	1.20~1.40
小卵石	15.000~25.000	0.95~1.20	1.20~1.40	1.30~1.60	1.40~1.80
中卵石	25.000~40.000	1.20~1.50	1.40~1.80	1.60~2.10	1.80~2.20
大卵石	40.000~75.000	1.50~2.00	1.80~2.40	2.10~2.80	2.20~3.00
小漂石	75.000~100.000	2.00~2.30	2.40~2.80	2.80~3.20	3.00~3.40
中漂石	100.000~150.000	2.30~2.80	2.80~3.40	3.20~3.90	3.40~4.20
大漂石	150.000~200.000	2.80~3.20	3.40~3.90	3.90~4.50	4.20~4.90
顽 石	>200.00	>3.20	>3.90	>4.50	>4.90

注 表中所列允许不冲流速值为水力半径  $R = 1.0\text{m}$  时的情况；当  $R \neq 1.0\text{m}$  时，表中所列数值应乘以  $R^\alpha$ ，指数值  $\alpha$  可采用  $\alpha = 1/3 \sim 1/5$ 。

表 5-24 石渠允许不冲流速 (m/s)

岩 性	水 深 (m)			
	0.4	1.0	2.0	3.0
砾岩、泥灰岩、页岩	2.0	2.5	3.0	3.5
石灰岩、致密的砾岩、砂岩、白云石灰岩	3.0	3.5	4.0	4.5
白云砂岩、致密的石灰岩、硅质石灰岩、大理岩	4.0	5.0	5.5	6.0
花岗岩、辉绿岩、玄武岩、安山岩、石英岩、斑岩	15.0	18.0	20.0	22.0

表 5-25 防渗衬砌渠道允许不冲流速

(m/s)

防渗衬砌结构类别		允许不冲流速	
土料	黏土、黏砂混合土	0.75 ~ 1.00	
	灰土、三合土、四合土	< 1.00	
水泥石	现场填筑	< 2.50	
	预制铺砌	< 2.00	
砌石	干砌卵石(挂淤)		2.50 ~ 4.00
	浆砌块石	单层	2.50 ~ 4.00
		双层	3.50 ~ 5.00
	浆砌料石		4.0 ~ 6.0
	浆砌石板		< 2.50
膜料 (土料保护层)	砂壤土、轻壤土		< 0.45
	中壤土		< 0.60
	重壤土		< 0.65
	黏土		< 0.70
	砂砾料		< 0.90
沥青混凝土	现场浇筑	< 3.00	
	预制铺砌	< 2.00	
混凝土	现场浇筑	< 8.00	
	预制铺砌	< 5.00	
	喷射法施工	< 10.00	

注 表中土料类和膜料类(土料保护层)防渗衬砌结构允许不冲流速值为水力半径  $R = 1.0\text{m}$  时的情况;当  $R \neq 1.0\text{m}$  时,表中所列数值应乘以  $R^\alpha$ 。指数  $\alpha$  值可按下列情况采用:疏松的土料或土料保护层,  $\alpha = 1/3 \sim 1/4$ ;中等密实和密实的土料或土料保护层  $\alpha = 1/4 \sim 1/5$ 。

6) 对于在多泥沙河流取水的渠道,应复核水流的挟沙能力,为运行管理提供较可靠的引水含沙量限制。如我国黄河流域浑水渠道水流挟沙能力,应分河段计算,中游地区可按沙玉清公式;中下游地区可按黄委水利科学研究院公式;下游地区可按山东水利科学研究院公式。其公式及参数见 GB 50288—99《灌溉与排水工程设计规范》中“附录 G 黄河流域浑水渠道水流挟沙能力计算”。

(2) 渠道横断面选择

1) 土质渠道。土质渠道改为衬砌渠道,其横断面形式选择,应根据渠道附近的回填土料来源,施工工期、回填土施工质量等条件,以及保证水流平顺衔接、渠道安全输水等原则确定。根据灌区近几年渠道改造工程实践,其横断面形式选择情况如下。

①设计流量  $\geq 100\text{m}^3/\text{s}$  时,渠道断面一般应采用宽浅,其断面形式选择弧形坡脚梯

形或梯形断面。

②设计流量在  $100 \sim 10\text{m}^3/\text{s}$  时, 选择弧形坡脚梯形或梯形断面。

③设计流量在  $10 \sim 3\text{m}^3/\text{s}$  时, 选择弧形坡脚梯形或弧底梯形断面。

④设计流量在  $3 \sim 1\text{m}^3/\text{s}$  时, 选择弧底梯形或 U 形断面。

⑤设计流量小于  $1.0\text{m}^3/\text{s}$  时, 选择 U 形断面。

⑥用砌石衬砌时, 渠道断面可根据实际情况分别采用矩形、梯形或 U 形断面。

应该指出, 原梯形断面的土渠道要改为 U 形混凝土衬砌断面时, 为了保证渠道的安全可靠, 必须将土渠断面全部夯填至设计水深, 开挖成 U 形渠槽后再衬砌。因此, 设计时对于设计流量大于  $1.0\text{m}^3/\text{s}$  的梯形断面的土渠道要改为 U 形断面时, 应从工程量、工期、施工质量、水力条件等多方面进行综合比较, 从弧底梯形断面、弧形坡脚梯形断面、U 形断面三者选择最优断面。

2) 石质渠道。石质渠道原设计一般为矩形断面, 在岩石比较完整的条件下尚未衬砌, 为此断面不会很规则, 经多年运行后, 应根据断面的现状确定其断面形式。一般以原断面形式为宜。

### (3) 渠道水力计算

在选定渠道断面的形状及防渗衬砌构造后, 按明渠均匀流计算渠道的水力要素, 当渠道水面衔接不平顺时, 应根据实际调整断面尺寸, 在有条件的情况下也可调整渠道的纵比降。计算渠道水力要素时, 其糙率应根据渠床的实际材料选用, 渠床糙率分别见表 5-26~表 5-28。计算公式为

表 5-26 土渠糙率

渠道流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	渠槽特征	灌溉 渠道	泄(退) 水渠道
> 20	平整顺直, 养护良好	0.0200	0.0225
	平整顺直, 养护一般	0.0225	0.0225
	渠床多石, 杂草丛生, 养护较差	0.0275	0.0275
20 ~ 1	平整顺直, 养护良好	0.0250	0.0250
	平整顺直, 养护一般	0.0225	0.0275
	渠床多石, 杂草丛生, 养护较差	0.0275	0.0300
< 1	渠床弯曲, 养护一般	0.0250	0.0275
	支渠以下的固定渠道	0.0275	0.0300
	渠床多石, 杂草丛生, 养护较差	0.0300	0.0350

$$Q = WC \sqrt{Ri} \quad (5-21)$$

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (5-22)$$

式中  $Q$ ——流量,  $\text{m}^3/\text{s}$ ;

$W$ ——过水断面面积,  $\text{m}^2$ ;

$R$ ——水力半径, m;  
 $i$ ——渠道比降;  
 $C$ ——谢才系数;  
 $n$ ——渠道糙率。

表 5-27 石渠糙率

渠槽表面的特征	糙 率
经过良好修整	0.0250
经过中等修整无凸出部分	0.0300
经过中等修整有凸出部分	0.0330
未经修整有凸出部分	0.0350 ~ 0.0450

表 5-28 防渗衬砌渠槽糙率

防渗衬砌结构类别及特征		糙 率
黏土、黏沙混合土、膨润混合土	平整顺直, 养护良好	0.0225
	平整顺直, 养护一般	0.0250
	平整顺直, 养护较差	0.0275
灰土、三合土、四合土	平整, 表面光滑	0.0140 ~ 0.0170
	平整, 表面较粗糙	0.0180 ~ 0.0200
水泥石	平整, 表面光滑	0.0140 ~ 0.0160
	平整, 表面较粗糙	0.0160 ~ 0.0180
砌 石	浆砌料石、石块	0.0150 ~ 0.0230
	浆砌块石	0.0200 ~ 0.0250
	干砌块石	0.0250 ~ 0.0330
	浆砌卵石	0.0230 ~ 0.0275
	干砌卵石, 砌工良好	0.0250 ~ 0.0325
	干砌卵石, 砌工一般	0.0275 ~ 0.0375
沥青混凝土	干砌卵石, 砌工粗糙	0.0325 ~ 0.0425
	机械现场浇筑, 表面光滑	0.0120 ~ 0.0140
	机械现场浇筑, 表面粗糙	0.0150 ~ 0.0170
	预制板砌筑	0.0160 ~ 0.0180



续表

防渗衬砌结构类别及特征		糙 率
混凝土	抹光的水泥砂浆面	0.0120 ~ 0.0130
	金属模板浇筑, 平整顺直, 表面光滑	0.0120 ~ 0.0140
	刨光木模板浇筑, 表面一般	0.0150
	表面粗糙, 缝口不齐	0.0170
	修整及养护较差	0.0180
	预制板砌筑	0.0160 ~ 0.0180
	预制渠槽	0.0120 ~ 0.0160
	平整的喷浆面	0.0150 ~ 0.0160
	不平整的喷浆面	0.0170 ~ 0.0180
波状断面的喷浆面	0.0180 ~ 0.0250	

渠道岸顶超高应符合下列规定:

1) 4、5级渠道岸顶超高可按下列公式计算确定。

$$F_b = \frac{1}{4} h_b + 0.2 \quad (5-23)$$

式中  $F_b$ ——渠道岸顶超高, m;

$h_b$ ——渠道通过加大流量时的水深, m。

2) 1~3级渠道岸顶超高应按土石坝设计要求经论证确定。

3) 渠道弯道段的曲率半径小于5倍水面宽度或平均流速大于2m/s时, 应增大弯道凹岸的顶部超高, 其增加值可按下列公式计算确定。

$$F'_b = \frac{B_b V_b^2}{2gR} \quad (5-24)$$

式中  $F'_b$ ——弯道凹岸顶部超高增加值, m;

$B_b$ ——渠道通过加大流量时的水面宽度, m;

$V_b$ ——渠道通过加大流量时的平均流速, m/s;

$g$ ——重力加速度, m/s<sup>2</sup>;

$R$ ——渠道弯道段中心线的曲率半径, m。

4) 浑水渠道岸顶超高的确定尚应考虑渠底可能产生泥沙淤积的影响。

5) 渠道衬砌超高值可采用0.3~0.8m, 5级渠道可适当减小, 但不应小于0.1m; 必须兼作行洪用的傍山(塬边)灌溉渠道, 其衬砌超高宜适当加大。

6) 结合通航的灌溉渠道, 其岸顶超高和衬砌超高还应符合航运部门的有关规定。

### 3. 渠道衬砌形式与范围确定

干、支渠道是灌区输水的主体, 对已成渠道应分析是否能保证设计输水能力、边坡稳定和水流安全通畅及满足节水的目标, 对不满足要求的采用相应的衬砌措施。

#### (1) 渠道衬砌形式

目前我国灌区的渠道水量损失较大, 并且主要是渗漏损失, 为此对渠道进行衬砌改

造是非常必要的。渠道衬砌应按目前灌区渠道断面现状、自然条件、工程地质、水文地质等因素，因地制宜进行改造，改造后的渠道不仅要达到节水目标，同时还应满足渠床稳定、减小糙率、提高挟沙能力及防冻胀等要求，应采用新材料、新技术，以取得更好的节水效果。实施节水改造的渠道横断面形式，主要有以下五种：①梯形断面；②弧形坡脚梯形断面；③弧底梯形断面；④U形断面；⑤矩形断面。

采用砌石衬砌时，渠道断面可根据实际情况分别采用矩形、梯形或U形断面。

(2) 渠道防渗衬砌结构及适用条件

渠道防渗衬砌结构及适用条件见表5-29。

表5-29 渠道防渗衬砌结构及适用条件

防渗衬砌结构类别		主要原材料	允许最大渗漏量 [m <sup>3</sup> / (m <sup>2</sup> ·d)]	使用年限	适用条件
土料	黏性土 黏砂混合土	黏性土、砂、石、石灰等	0.07 ~ 0.17	5 ~ 15	就地取材，施工简便，造价低，但抗冻性、耐久性较差，工程量、质量不易保证。可用于气候温和地区的4、5级渠道衬砌
	灰土、三合土、四合土			10 ~ 25	
水泥土	干硬性水泥石 塑性水泥石	壤土、砂壤土、水泥等	0.06 ~ 0.17	8 ~ 30	就地取材，施工简便，造价低，但抗冻性较差。可用于气候温和地区附近有壤土或沙壤土的3~5级渠道衬砌
砌石	干砌卵石 (挂淤)	卵石、块石、料石、石板、砂、水泥等	0.20 ~ 0.40	25 ~ 40	抗冻、抗冲、耐磨和耐久性好，施工简便，但防渗效果一般不易保证。可用于石料来源丰富、有抗冻、抗冲、耐磨要求的各级渠道衬砌
	浆砌块石 浆砌料石 浆砌石板				
埋铺式膜料	土料保护层 刚性保护层	膜料、土料、砂、石、水泥等	0.04 ~ 0.08	20 ~ 30	防渗效果好，重量轻、运输量小，当采用土料保护层时，造价较低，但占地多，允许流速小。可用于4、5级渠道衬砌；采用刚性保护层时，造价较高，可用于各级渠道衬砌

续表

防渗衬砌结构类别		主要原材料	允许最大渗漏量 [ $\text{m}^3 / (\text{m}^2 \cdot \text{d})$ ]	使用年限	适用条件
沥青混凝土	现场浇筑 预制铺砌	沥青、 砂、石、 矿粉等	0.04 ~ 0.14	20 ~ 30	防渗效果好, 适应地基变形能力较强, 造价与混凝土防渗衬砌结构相近。可用于有冻害地区、且沥青料来源有保证的各级渠道衬砌
混凝土	现场浇筑	砂、 石、水 泥、速 凝剂等	0.04 ~ 0.14	30 ~ 50	防渗效果、抗冲性和耐久性好。可用于各类地区和各种运用条件下的各级渠道衬砌; 喷射法施工宜用于岩基、风化岩基以及深挖方或高填方渠道衬砌
	预制铺砌		0.06 ~ 0.17	20 ~ 30	
	喷射法施工		0.05 ~ 0.16	25 ~ 35	

### (3) 渠道防渗衬砌

灌区的节水主要是如何提高渠系水利用系数, 而渠系的水量损失主要是渗漏, 其次是水面蒸发, 为此, 作为渠道防渗是灌区节水的核心。各灌区应结合各自的实际(自然、气候、地质、材料来源等), 确定经济合理的防渗材料, 以便取得很好的节水效果和社会经济效益, 特别是对水资源相对贫乏的北方地区, 才能保证有限的水资源得到合理充分的可持续利用。

目前我国灌区中渠道的防渗衬砌主要采用膜料防渗体、混凝土防渗体、板模防渗体。对板模防渗结构, 一般用刚性保护层, 保护层应满足强度、抗渗、抗冻的要求。对于混凝土的设计标号及冬季过水的渠道抗渗、抗冻标号按渠道的设计流量及所在地区的严寒程度确定, 其值不应小于混凝土标号的最小允许值, 见表 5-30。

表 5-30 混凝土标号的最小允许值

渠道设计流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	标号种类	严寒地区	寒冷地区	温和地区
< 2	强度 (C)	10	10	10
	抗冻 (F)	150	100	
	抗渗 (W)	4	4	4
2 ~ 20	强度 (C)	15	15	10
	抗冻 (F)	200	150	50
	抗渗 (W)	4	4	4

续表

渠道设计流量 (m <sup>3</sup> /s)	标号种类	严寒地区	寒冷地区	温和地区
> 20	强度 (C)	20	15	10
	抗冻 (F)	200	150	50
	抗渗 (W)	6	6	6

1) 防渗土工膜。土工膜是由聚合物或沥青制成的一种相对不透水的薄膜，根据 GB 50290—98《土工合成材料应用技术规范》规定，灌区用于渠道防渗膜料的聚乙烯膜 (PE) 不应小于 0.25mm。为了增加膜料面层摩擦系数，可采用复合土工膜 (一布一膜，布 100g/m<sup>2</sup>，膜 0.25mm 厚) 或表面加糙的土工膜 (表面加糙膜要比复合土工膜便宜)。

2) 过渡层。通常采用 M2.5 ~ M5.0 水泥砂浆过渡层，厚度 25mm 左右。

3) 混凝土板保护层。①混凝土板的设计标号。强度：C<sub>15</sub> (MPa)；抗渗：W<sub>4</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)；抗冻：F<sub>25</sub> ~ F<sub>30</sub> (最冷月平均气温在 -3 ~ 10℃)。

②混凝土防渗保护板采用预制时的最小厚度为 6m。

③混凝土板防渗保护板伸缩缝间距详见表 5-31。

表 5-31 混凝土板防渗保护板伸缩缝间距

防渗材料和施工情况	纵向伸缩间距 (m)	横向伸缩间距 (m)
素混凝土现场浇筑	5	3 ~ 5
素混凝土预制铺砌	8	6 ~ 8

在实际应用中，表中纵向伸缩缝间距一般是在渠坡与渠底的连接处，对于弧底梯形断面伸缩缝间距一般以圆弧对应的弦长不超过 4m 为宜。在挖填方的交界处，沉陷性差别较大的两种土层交界处应设伸缩缝。

④伸缩缝宽度及填充物。伸缩缝形式可采用矩形或梯形缝，缝宽一般为 1.5 ~ 2.5cm。缝内填充物材料要求韧性好，粘结力强，低温不易断裂，高温不流淌，使用寿命长，施工简单。目前具有上述特点的材料有聚氯乙烯胶泥，TST 弹性体和 806 树脂油膏。缝内下部填塞胶泥 (或油膏)，外部用水泥砂浆填平。

⑤混凝土防渗保护板。a. 分块尺寸：采用现场浇筑施工的混凝土防渗保护板可根据结构形式，施工条件，在两条伸缩缝之间进一步分块浇筑；采用预制铺砌施工的混凝土板，应根据渠道断面尺寸和便于人力搬运安装方便以及保证土工膜、过渡层不被损伤等条件，确定每块混凝土板的尺寸。b. 预制板缝宽及砌筑材料：以往预制板缝宽多为 2cm，缝隙较窄，施工中不易将缝中泥土清除，同时水泥砂浆砌筑宽度小，强度低，参考一些成功经验，建议预制板缝宽度为 4cm，缝内用小石子混凝土填塞，表面勾成平缝。

⑥封顶板。渠道边坡混凝土防渗保护板顶部应设置水平预制混凝土封顶板，一般为 6cm 厚的 C15 混凝土板，封顶板宽度应大于渠道防渗结构总厚度 15cm，其中包括封顶板

伸出渠道边坡表面 5cm。

#### 4) 衬砌渠道的冻胀防治

①一般规定：一是渠道防治冻胀的措施以适应消除、削减渠基土壤冻胀的措施为主，辅以经济实用的加强结构等抵抗冻胀措施；二是在进行渠道防渗工程设计时，对标准冻深大于 30cm 的地区，应计算渠道设计冻深和设计冻胀量，判定是否需要采取防治冻胀措施。

②防治冻胀的措施：当渠道断面上最大的设计冻胀量不大于渠道防渗工程允许的冻胀量时，可不采取防冻胀措施；梯形断面混凝土衬砌渠道允许的冻胀量为 0.5 ~ 2.0cm，对渠道断面尺寸以及混凝土板尺寸较大者取小值。

③防治冻胀的工程措施：a. 小型渠道可采用 U 形、弧形等整体防渗结构形式；b. 流量小于  $10\text{m}^3/\text{s}$  的渠道可采用弧底梯形断面；c. 流量大于  $10\text{m}^3/\text{s}$  的大中渠道；d. 可采用弧形坡脚梯形断面，采用板膜复合防渗结构；e. 采用现浇混凝土肋形板、楔形板（上薄下厚）中部加厚板或预制形或多孔空心板；f. 压实冻土范围内的渠基土壤，其压实系数不应小于 0.95。

## （二）渠系建筑物

渠系建筑物改造，应对灌区现有的建筑物分类，复核其功能及安全程度，并做出评价。由于受原建设标准及当时我国的经济能力、技术水平等各种因素的制约，造成目前大多数灌区的渠系建筑物建设标准偏低，且不完善，为此应根据复核评价报告结果，对不满足节水规划要求的进行改造；按管理运行要求对原未布设的，在进行改造时应增设。各类建筑物具体改造项目如下。

### 1. 水闸改造

#### （1）原水闸改造

水闸改造首先应复核过流能力是否满足要求的过水流量，在满足过流要求的情况下检查水闸存在的问题，应分以下几个部分：

1) 闸体的稳定性及强度的检测检查。如果整体稳定，仅有局部损坏，则只作局部修补即可；如果因种种原因造成闸体移动及不均匀沉陷，闸体倾斜裂缝时，一般应重建。

2) 闸门及启闭机械的使用情况及老化程度检查。如果闸门门体完好，启闭灵活，只是止水部位漏水，则视视漏水原因，根据实际情况，采用维修或更换止水即可；如门体损坏变形严重，启闭不灵活，在维修困难的情况下，则应更换，更换时应注意，不一定采用原设计的结构形式及启闭机，应按现行规范选用。对于输水渠道上的进水闸、分水闸、节制闸、退水闸的启闭机宜采用电动或液压，以便于灌区实现信息化管理的自动调控。

3) 与闸体连接的渐变段的检查。经多年运行，渠道水流平顺，说明渐变段的过渡形式比较合理，为此视其完整程度确定维修加固措施；由于渐变段的形式欠佳，造成水流不平顺或影响过流能力的，则应对其改造。

4) 其他。如闸房损坏、老化、管理不便等,改造时可考虑重建,重建的闸门应美观实用,便于运行管理。

## (2) 新建水闸

根据灌区多年运行及节水改造的实际,对以下几种情况应新增水闸:

1) 渠系布置调整后,分水口位置改变,应新建分水闸,并视分水流量、渠底高程及渠系的运行方式等确定是否设节制闸。

2) 对灌区范围较大的输水渠道,可在有退水条件的渠段增设退水闸。

3) 由于灌区规模的变化,设计流量减小后,在分水口位置的高程和分水流量都不变的情况下,则应增设节制闸以保证分水闸能取到需要的流量。

4) 水闸的启闭机是采用电动还是液压型式,应根据灌区实际情况及运行管理要求择优选用。

## 2. 量水建筑物改造

目前我国有不少灌区仍是按亩收费,量水设施配套不全,无法或者很难按量收费。灌区在骨干渠系、建筑物及田间工程实施节水改造后,如何将作物所需的水量输送到田间,即水量分配相当重要,而合理准确的配水,必须在各级渠道的配水点设置准确的量水设施,才能保证将灌区输配水渠道的水按照作物需要及时送到田间。目前量水设施的型式比较成熟,灌区可根据各自的实际情况及配水要求增设,达到及时准确配水的目的。对于骨干输水渠道的配水口,有条件的可设自动量测设施,并配备数据传输设备,以便灌区及时对水量进行调配管理。

## 3. 渡槽改造

渡槽是渠道跨越河流、渠沟、洼地、道路时常见的渠系建筑物,槽身横断面以矩形及U形为多,支承结构有墩式、排架式、拱式、悬吊式及斜拉式等。对于已建成的渡槽改造,首先按确定的设计流量及渡槽进出口形式、过水断面的形式和尺寸、纵比降,复核其过流能力是否满足,并查明存在的问题,针对具体问题进行改造。

复核过水能力满足设计要求,但实际过流量不满足时,应检查进口渠道的比降、渠底高程及横断面的尺寸,一般应改造渠道。若改造渠道有困难时,也可考虑加大渡槽的水深,并复核槽身、支承结构、基础的承载能力,根据复核结果,采取加固措施。

渡槽经过几十年或十几年的运行后,目前存在的主要问题及相应的改造措施有以下几种:

(1) 伸缩缝处漏水严重,主要属止水损坏或施工质量不高,改造时先用环氧砂浆修补好缝两端,再在表层采用环氧贴粘平板橡皮即可。

(2) 槽身及支承结构的钢筋混凝土构件老化,若槽身出现渗漏,应查明渗漏原因;对支承结构应测试混凝土的碳化深度,若碳化深度只是表层,可在表面进行防碳化处理,若钢筋已受到损伤,则应用新型材料进行防渗、加固、补强处理。

(3) 基础淘刷问题,一般出现在跨河、沟的为多,对河道下切洪水冲刷使基础外露的情况,除对其基础采用加固措施外,还应对本段河沟进行整治,以保证基础的安全。

对渡槽过水能力,按 GB 50288 - 99《灌溉与排水工程设计规范》中的附录 M: 渡槽

水力计算进行复核。

#### 4. 隧洞改造

隧洞是灌区常见的建筑物之一，主要是穿山（塬）或是傍山岭（塬）布置，按穿越地域的地质构造又分岩石隧洞及土隧洞，目前在灌区渠系中的隧洞多是明流隧洞。已建成的岩石洞，一般为城门洞形，岩石比较好的未衬砌；土洞洞径较大的一般为马蹄形，洞径较小的一般为城门洞形或马蹄形，断面衬砌多采用砌石或混凝土。隧洞经多年运行一般都出现了不同程度的破坏，为此，在灌区续建配套与节水改造时应对隧洞进行检查及探测，针对存在的问题进行加固处理。

对于岩石洞，在节水改造前应根据探察结果，进行稳定性分析。若属稳定性较好，但岩体裂隙节理发育、渗漏较严重时，需进行防渗衬砌；若洞身局部有变形，应分析产生变形的原因，采取相应的加固措施。

对于土洞，应对洞身各部位进行检测、探察，根据其结构分析已出现的问题或预测将来可能出现的问题，采用相应的加固处理措施。

复核隧洞的水力计算按《灌溉与排水工程设计规范》中“附录 P”的要求进行。

#### 5. 倒虹吸改造

倒虹吸是灌溉渠道穿越河流、渠沟、洼地、道路时常采用的建筑物，主要由进出口渐变段、倒虹吸管三部分组成。由于输送流量及倒虹吸管承受水压大小的不同，其结构及材料也不相同，如有钢筋混凝土现浇管、预应力钢筋混凝土管道、钢管、现浇矩形钢筋混凝土、压力箱涵等，对于流量较大的倒虹吸，按其运行要求，又有双管或三管之分。对于已建成的倒虹吸，应视其运行及检测结果进行加固及改造，改造时首先应复核过流能力是否满足规划要求（灌区节水改造中因种植结构的调整，灌溉水利用系数的提高，一般情况下流量不会增大），查明工程各部分存在的问题，针对存在问题采取相应的措施进行改造。

#### 6. 涵洞改造

涵洞是渠道与沟溪、洼地、渠道、道路等的立体交叉建筑物，按其用途除路涵外均属过水建筑物。

对于过水涵洞又分为与渠道连接及过沟溪洪水两种类型，过流能力复核时，与渠道连接的涵洞按渠道设计流量、加大流量进行，属过洪水的涵洞，按本段渠道等级相应的洪水标准确定的洪水流量进行。

经复核过流能力满足要求时，检查工程存在的问题，针对存在的问题进行维修或加固处理，经复核过流能力不满足要求时，可采用其他工程措施解决，如渠道可将上游渠道抬高壅水运行。洪水泄量不够，可在填方渠道上游的沟溪调蓄一定的洪水，对填方渠道的外边坡采用加固措施等。

对于路涵主要是满足设计标准情况下的交通要求，即涵洞的宽度及高度满足交通要求。如高度偏低，对有条件降低底板高程的，可采取必要的加固措施；对涵洞底淤积的，则应清淤，完善排水设施。

复核涵洞的过水能力按《灌溉与排水工程设计规范》中“附录 P”的要求计算。

## 7. 其他建筑物改造

### (1) 跌水改造

在灌区地形高差较大时,一般采用跌水连接,跌水的形式较多,按地面高差大小,有单级和多级之分:按建筑物的类型又可分为直立式、陡坡式、跌井等。总之,无论在骨干渠系或退水渠上,设跌水的目的都是消除水能,保证上下游水流稳定,为此要求该建筑物一是稳定性好,二是有消力池。灌区节水改造时,应针对现有跌水存在的问题,进行改造,保证灌区输水安全即可。

### (2) 桥的改造

桥是灌区耕作交通必不可少的建筑物,在灌区建成后,灌排渠沟纵横交错,农业机械到田间耕作,农民到田间生产管理,都必须跨越桥梁,因此,合理布设桥梁十分重要。随着我国社会经济的发展,耕作机具也在不断的升级换代,因此桥梁的改造应保证便于耕作、符合交通行业标准及规范要求。

## 五、排水工程

### (一) 排水标准

排水工程应根据各灌区的实际,确定工程的类别是排涝、排渍,还是盐碱地改良,按不同的类别,就当地自然、土壤、地质等条件及种植作物的类别,确定排水标准,其标准详见本章第一节相关部分。

### (二) 排水工程规模复核

新中国成立后建成的灌区,在设计时就考虑了灌排结合的总体布置方案。由于我国地域辽阔,南方水稻灌区基本是灌排工程同时建设,而北方的旱作物灌区则是先建成灌溉系统,然后根据实际需求分区、分段、分期逐步开挖排水系统(排水系统多采用明流排水,占地面积较大,在前期无水可排的情况下,工程占地影响区域内粮食生产)。新中国成立前建成的灌区,在运行改造中也根据灌区的实际情况修建了必要的排水系统,保证了灌区的良性运行。可以说原来的排水工程能满足灌区农业生产的要求。但在改革开放后,农村实行了联产承包责任制,种植的作物品种增多,种植结构发生了较大的变化。随着社会主义市场经济的发展,在我国粮食自给有余的情况下,农经作物种植比例还会进一步调整,为此需按灌区的发展及所种植作物的耐涝、耐渍要求,重新复核排水工程的规模。

### (三) 排水工程改造

排水工程经复核,若原工程规模仍满足要求时,则维持原排水系统不变,只对原布局不合理的部分进行调整。原排水工程存在的问题一般是排水干支沟淤积严重、交叉建筑物标准偏低等。为此,主要改造的项目是排水干支沟清淤,改建、增建交叉建筑物,如涵洞、桥梁等。在渠井双灌区,应合理布设井灌范围,以灌代排。对于经复核满足不



了要求的排水工程，应根据复核结果进行扩建。对于抽排泵站，应复核抽排能力，并根据排水站的现状、机电设备的运行工况及存在问题，采取相应的改造措施。对于在于支沟出口处设排水闸的排水系统，应按承泄能力及滞洪容量的现状复核排水闸的过流能力，检查工程的完好程度。根据实际确定排水闸是否改造，对需改造的排水闸提出经济合理的方案。

## 六、泵站改造

泵站改造是为了保证泵站运行的安全和质量，提高泵站的技术水平，充分发挥其经济效益、环境效益与社会效益。

泵站在水源条件满足要求的前提下，改造主要分为两大部分，即水工建筑物与机电设备。水工建筑物主要包括进水闸、流道、吸水池、泵站厂房、出水管道、出水池等。本部分均可根据运行的实际及建筑物的完好程度确定其改造部位及方案。机电设备的性能是泵站安全、高效运行的根本，而机电设备因使用年限相对较短，加之近年我国的机电设备更新换代较快，为此泵站改造的核心部分是机电设备。

### （一）泵站技术改造一般规定

（1）灌溉或排水泵站的技术改造应分别与灌区或排水区的国民经济和社会发展规划相协调。

（2）应在进行充分技术经济论证的基础上，尽可能利用、改造泵站原有的工程设施和机电设备。

（3）应深入调查研究，总结经验，科学合理地确定改造泵站的技术经济指标及技术改造方案。

（4）泵站技术改造用的机电设备，应选用符合国家或行业标准的产品。对于新研制的大、中型主泵机组，其技术性能指标应满足泵站技术改造的要求，并按 SL 140-97《水泵模型验收试验规程》或 SD 140-85《泵站现场测试规程》，由水利水电系统计量认证合格的检测机构进行测试检定。

（5）泵站技术改造应采用国内外先进适用的新技术、新工艺、新方法。

（6）进行技术改造的大、中型泵站，应根据实际运行的要求和发展规划，积极采用计算机监控技术。

（7）泵站技术改造还应符合国家与行业现行有关标准、规范、规程的规定。

### （二）泵站主要参数指标的确定

（1）改造泵站的设计流量和扬程应根据泵站的实际运行情况和发展规划，按 GB/T 50265-97《泵站设计规范》的有关规定进行复核。

（2）抽水装置效率应根据泵型、装置扬程和所抽水流的含沙量按以下规定取值：

1) 大、中型轴流泵站与混流泵站的装置效率不宜低于 65%，装置扬程低于 3m 的

泵站不宜低于 55%。

2) 离心泵站的装置效率在抽清水时不宜低于 60%，抽浑水（含沙水流）时，不宜低于 55%。

(3) 泵站能源单耗可按以下规定取值：

1) 电力排灌泵站的能源单耗，不应大于  $5\text{kW}\cdot\text{h}/(\text{kt}\cdot\text{m})$ 。

2) 机械排灌泵站的能源（柴油）单耗，不应大于  $1.35\text{kg}/(\text{kt}\cdot\text{m})$ 。

(4) 主电动机的容量，应按主泵运行的最大轴功率核配，其功率备用系数宜为 1.05 ~ 1.20。

(5) 泵站计费计量点的功率因数不应低于 0.85，达不到的应进行无功补偿。

(6) 变压器的容量应根据泵站的实际负荷和机组启动、运行调度方式重新核定。

### （三）主水泵改造

(1) 对于设备老化、运行状况不良、性能指标落后的水泵，应予淘汰，选用新产品对泵站设备进行更新改造（对主水泵的整机更换必须由具有法定资质的检测机构出具检定证书）。

(2) 原有水泵不适应泵站实际运行扬程要求时，可采用以下措施：

1) 对于各种型式的叶片泵可以更换叶轮，对于离心泵或蜗壳式混流泵可对叶轮进行车削。

2) 改变水泵转速。

(3) 对于需要改变扬程和流量的泵站，可重新设计水泵叶轮和导叶体。

(4) 对于流量和扬程变幅较大的大、中型轴流泵或混流泵站，宜将固定式或半调节叶轮改为全调节叶轮，其调节机构可采用液压调节或机械调节。

(5) 水泵产生汽蚀应区别情况，采取相应的防护措施。对因水泵设计或制造引起的汽蚀应对水泵进行技术改造。

### （四）主电动机及传动装置

(1) 主电动机绝缘材料老化，可更换线圈，恢复其性能参数。改造前、后均应对主电动机进行性能试验。

(2) 经复核确认配套主电动机的功率偏小时，应对该主电动机进行增容改造，或予以更新。

(3) 对于扬程或流量变幅较大，主机组产生强烈振动或汽蚀的泵站，可将主电动机改为变速电动机，调节主水泵转速，扩大主机组的安全运行范围。

(4) 绕线式异步电动机可采用同步化运行方式，实现无功补偿，提高供电功率因数。

(5) 以电动机为配套动力采用间接传动的机组，当更换电动机时，宜将间接传动改为直接传动，或在原有基础上调整其传动系统，使之配套合理。

(6) 以柴油机为配套动力的机组，应逐步创造条件，以齿轮减速机和液力耦合器等

类型的传动装置替换原有的皮带传动装置。

### （五）进、出水管（流）道

（1）当水泵进口直管长度不足，进水管淹没深度不足、悬空过高或吸入口流速过大等造成流态不良，导致水泵运行产生汽蚀振动、效率降低时，应按 GB/T 50265 - 97《泵站设计规范》的规定或采取其他整流、导流措施对进水管（流）道进行改造。

（2）装在进水喇叭口下的滤网，在运行中被堵塞，其杂物难以清除时，可将滤网拆除，另设拦污栅和清污装置。

（3）对于泵吸入口为负压的抽水装置，如果进水管铺设出现突高点，可设置一根小管将突高点与泵吸入口连通，避免泵运行时进水管突高点存气。

（4）对泵房外出水管道的改造设计应符合 GB/T 50265 - 97 的规定，当需要全面更换管道时，应综合考虑现场条件、存在的问题和影响老化损坏的因素，并对布置方式、管径、管材以及阀件的选择等进行论证。

（5）大型排水泵站现场浇筑的钢筋混凝土流道，由于地基沉陷造成的流道断裂，引起漏气、进气，影响堤防安全或减小水泵出水量时需要改造，改造时应对流道型式和断流方式的选择一并进行分析论证。

### （六）辅助设施

（1）对原有水环式真空泵的更新，可改为射流式真空泵。

（2）当江河水位超过虹吸式出水流道顶部高程，发生倒灌或防洪闸门漏水时，可将水环式真空泵改为空气压缩机运行，向虹吸式出水流道顶部注入压缩空气。

（3）对于带虹吸式出水流道的抽水装置，若要求在超过出水虹吸管顶部断面下缘的水位下启动时，应增设既能自动排气又能防止气水混合喷射在室内的装置。

（4）对于固定式泵站应配置安装检修用的起重设备。

（5）固定式泵站中直径在 500mm 以上的闸阀，宜改为电控或液控闸阀。

（6）采用闭阀启动的机组，若闸阀两侧压差较大，可增设直径较大的旁通管，并在旁通管上安装普通逆止阀。

（7）对扬程在 20m 以下，水泵进口直径在 300mm 以下具有正吸程的高比转数离心泵或蜗壳式混流泵抽水装置，可以取消泵出口闸阀和逆止阀，在出水管口装设拍门。

（8）安装在水泵出口的自由启闭式逆止阀，应通过水锤计算，确定是否应取消或对其进行改造。

（9）对于流道出口水流不稳定等造成的拍门破坏，应增加对拍门的约束措施，限制拍门自由振动的振幅。

（10）安装在压力水箱或敞开式竖井中的自由双节大型拍门，改造时宜更换为整体式液压控制拍门或快速闸门。

（11）虹吸式出水流道出口的快速闸门及其控制系统应根据运行特点进行简化，提高运行可靠性。

(12) 快速闸门的改造应符合以下要求:

- 1) 启门速度应符合动力机和水泵起动特性。
- 2) 闭门速度应符合机组允许反转最高转速和反转时间的规定。
- 3) 闭门冲击力,宜通过调节启闭操作系统,限制闸门接近闸门孔底板的降落速度。

(13) 真空破坏阀的改造,应符合进气量及时破坏真空、防止倒流,以及正常运行时关闭严密、防止进气的要求。

### (七) 电器设备与监控系统

(1) 泵站低压配电装置需要改造时,应选用符合国家标准新型结构低压配电屏。

(2) 泵站 6~10kV 户内配电装置宜选用轻型封闭式结构。

(3) 更换同步电动机的励磁装置,应具有自动按滑差顺极性初始过零投励并有计时投励功能,具有自动灭磁、恒功率因数、恒电流自动调节、自动/手动实现无扰动的切换。

(4) 泵站改造时应设置或完善流量、水位、压力等水力参数和电流、电压、功率与功率因数等电气参数以及轴承温度和机组振动等项目的监视测量。

### (八) 水工建筑物

(1) 对于发生漩涡、回流的进、出水池的技术改造,应符合 GB/T 50265-97 的规定,必要时改造方案应通过模型试验确定。

(2) 未建拦污、清污设施的泵站,改造时均应补建完善。

(3) 泵站钢筋混凝土结构产生的裂缝或老化破损,应及时采取补强加固措施。

(4) 泵房、中控室、配变电设备室应根据运行和管理要求进行改造。

(5) 应在原有泵站建筑物布局基础上,配备或完善必要的附属设施,改善对外交通,搞好站区绿化和站容美化。

## 七、灌区信息化建设

灌区信息化的最终目标是实现灌区管理的现代化,灌区信息化建设是提高灌区现代化管理水平、提高管理效率、降低管理成本的重要手段,在编制已成灌区节水改造规划时,灌区的信息化建设属灌区续建配套节水改造规划的一个组成部分。

灌区信息化建设应根据《全国水利信息化规划纲要》所确定的目标,结合灌区建设与管理的现状,按照“科学规划、分步实施、因地制宜、先进适用、高效可靠”的原则编制灌区信息化规划。

灌区信息化建设的主要内容有:①信息监测、采集系统;②信息的传输及计算机网络系统;③灌区综合数据库及信息处理系统;④用水管理决策支持系统;⑤水费管理系统;⑥办公自动化系统。

## 八、依据的主要规范及标准

规范及标准名称	编 号
1 《水利水电工程等级划分及洪水标准》	SL 252 - 2000
2 《防洪标准》	GB 50201 - 94
3 《灌溉与排水工程设计规范》	GB 50288 - 99
4 《水工建筑物抗震设计规范》	DL 5073 - 2000
5 《节水灌溉技术规范》	SL 207 - 98
6 《泵站设计规范》	GB/T 50265 - 97
7 《泵站技术改造规程》	SL 254 - 2000
8 《水工隧洞设计规范》	SL 279 - 2002
9 《水闸设计规范》	SL 265 - 2001
10 《渠系防渗工程技术规范》	SL 18 - 2004
11 《渠系工程抗冻胀设计规范》	SL 23 - 91
12 《喷灌工程技术规范》	GBJ 85 - 85
13 《喷灌与微灌工程技术管理规程》	SL 236 - 1999
14 《微灌工程技术规范》	SL 103 - 95
15 《低压管道输水灌溉工程技术规范》(井灌区部分)	SL/T 153 - 95
16 《水工建筑物荷载设计规范》	DL 5077 - 1997
17 《砌体结构设计规范》	GB 50003 - 2001
18 《建筑地基基础设计规范》	GB 50007 - 2003
19 《建筑地基处理技术规范》	JGJ 79 - 91
20 《湿陷性黄土地区建筑规范》	GBJ 25 - 90
21 《膨胀土地区建筑技术规范》	GBJ 112 - 87
22 《水工钢筋混凝土结构设计规范》	SDJ 20 - 78
23 《水工混凝土结构设计规范》	SL/T 191 - 96
24 《混凝土结构设计规范》	GB 50010 - 2002
25 《土工合成材料应用技术规范》	GB 50290 - 98
26 《农田排水工程技术规范》	SL/T 4 - 99
27 《农田灌溉水质标准》	GB 5084 - 92
28 《全国水利信息化规划纲要》	

随着科学技术的发展,为更好地适应工程规划设计的要求,规范、规程会不断地进行修订,因此在编制灌区节水改造规划时,应遵照执行现行的规范、规程。

## 第六节 田间工程

田间工程是灌区节水不可缺少的组成部分,灌区节水改造规划的田间工程,应根据灌区的自然条件、资源状况、种植结构及管理水平,采用经济合理、技术先进可行的节

水措施。

## 一、田间灌排工程布置

田间灌排工程主要是灌溉渠系和排水沟渠，一般的布置形式为灌排相间或灌排相邻布置。对已成灌区沟渠布置合理的，应维持现状。经运行管理仍存在问题的，应按灌区田间工程的实际情况、水文地质现状及发展趋势，调整工程的布置。对有条件的地区，也可利用管道输水。

### (一) 田间沟渠布置

平原地区斗渠、斗沟以下各级渠沟宜相互垂直，斗渠以长度 1000 ~ 3000m、间距 400 ~ 800m 为宜；农渠（末级固定渠道）长度宜为 400 ~ 800m，间距宜为 100 ~ 200m。对于地形复杂地区，可因地制宜布置。

旱作区临时渠道与排水沟在沟畦坡度小于 1/400 时，宜选用横向布置；大于 1/400 时，宜选用纵向布置。

水稻区的格田长边一般沿等高线布置，且每块格田均应在渠沟上设置进排水口，若受地形条件限制，必须串灌串排时，其串联数量不得超过三块格田。

### (二) 田块布置

对于旱作灌区，原来一般采用的是长畦、宽畦，从节水的角度考虑应采用短畦、窄畦或沟灌。灌区应根据地形、种植作物的种类及机械化耕作的程度确定畦灌还是沟灌，其畦沟的具体长度、比降应视灌区的地形、土壤的透水性确定，灌水畦要素见表 5 - 32，灌水沟要素见表 5 - 33。

表 5 - 32 灌水畦要素

土壤透水性 (m/h)	畦 长 (m)	畦田比降 (m)	单宽流量 (L/s)
强 (> 0.15)	60 ~ 100	> 1/200	3 ~ 6
	50 ~ 70	1/200 ~ 1/500	5 ~ 6
	40 ~ 60	< 1/500	5 ~ 8
中 (0.10 ~ 0.15)	80 ~ 120	> 1/200	3 ~ 5
	70 ~ 100	1/200 ~ 1/500	3 ~ 6
	50 ~ 70	< 1/500	5 ~ 7
弱 (< 0.10)	100 ~ 150	> 1/200	3 ~ 4
	80 ~ 100	1/200 ~ 1/500	3 ~ 4
	70 ~ 90	< 1/500	4 ~ 5

注 畦田不应有横坡，宽度应为农业机具宽度的整数倍，且不宜大于 4m。

表 5-33 灌水沟要素

土壤透水性 (m/h)	沟 长 (m)	沟底比降	单宽流量 (L/s)
强 (>0.15)	50~100	>1/200	0.7~1.0
	40~60	1/200~1/500	0.7~1.0
	30~40	<1/500	1.0~1.5
中 (0.10~0.15)	70~100	>1/200	0.4~0.6
	60~90	1/200~1/500	0.6~0.8
	40~80	<1/500	0.6~1.0
弱 (<0.10)	90~150	>1/200	0.2~0.4
	80~100	1/200~1/500	0.3~0.5
	60~80	<1/500	0.4~0.6

水稻灌区，在平原区的格田面积一般为 3~5 亩，长 60~120m，宽 20~40m；丘陵区的格田面积一般为 1~3 亩，长 60~80m，宽 20~30m。对特殊地区，可根据实际布设。

稻麦轮作灌区宜以格田作为土地平整的基本单元，土地平整应符合灌水沟畦对坡度的要求，且格田田面高差应不大于 3cm。

### (三) 田间道路与林带布置

田间道路与林带的布置应与灌排渠沟相结合，并应因地制宜。道路宜为单车道，路面宽度应根据耕作所使用的车辆及机具的宽度确定，路面一般高出地面 0.2~0.4m，以保证车辆、机具的通行。

风沙地区农田防护林带应按国家现行有关标准的规定，并结合灌排沟渠的实际进行布设；在非风沙地区宜在斗渠、农渠外坡及田间道路的一侧植树 1~2 行。林带与高压线路及通信线的安全距离、垂直距离应符合国家现行有关标准的规定。

## 二、田间工程措施

### (一) 田间渠道形式及建筑物改造

田间渠道上的配水、灌水、量水和必要的交通建筑物，以及斗、农沟上的交通和控制建筑物，均应配套齐全，以保证管理运行方便，计量准确，并具备方便的耕作条件。对于斗渠、农渠应选择合理的断面，可做防渗衬砌，以提高田间水利用系数。目前采用的有梯形、U形、矩形衬砌断面，其中 U形与矩形断面还有少占耕地的优点。对于渠井双灌区的斗渠、农渠是否作防渗衬砌应视地下水位变化趋势，论证采补是否平衡。若地下水位一直呈下降趋势，则应考虑在水量充沛季节加大灌水定额，增加田间渗漏量，以保证灌区水资源能持续合理利用。对田间渠道上的建筑物，如闸门、量水堰、桥等，应

按灌区的实际情况，采用定型图现场制作或预制组装，配套齐全，保证田间渠道输配水通畅，水量计量准确，机耕交通方便。

## （二）土地平整

已成灌区土地平整的程度直接影响着灌溉用水量的多少及效益的发挥，为此土地平整是灌区节水改造的重要部分。对于土地平整程度较差的地块，灌水定额大且不均匀，不能使全部作物获得生长的需水要求，造成产量不高。因此，应按灌区实际地形及土壤渗透性的强弱，规划方田，平整土地，要求沿畦长或沟长方向的比降一致，保证灌水均匀。

## 三、灌水技术

我国目前已成灌区的田间灌水方式绝大部分采用地面灌溉，约占总灌溉面积的98%以上，其次是喷微灌。为此，田间节水就是在现有田间工程的基础上，采取节水灌溉措施达到节水的目标。

对地面灌溉的旱作物以畦灌和沟灌为主，其主要节水措施是将大水漫灌或大畦灌改为小畦灌和沟灌或膜上灌溉；对水稻灌溉的主要节水措施为“控灌中蓄”或“薄、浅、湿、晒”灌溉模式。

低压管灌目前一般在井灌区或在灌区有条件（有一定地面高差及清水或含沙量较低）的区域采用。对井灌区一般宜采用单井管道系统，按单井出水量、种植作物的灌溉制度确定灌溉面积，根据地形条件布设干、支管；对于渠灌区一般在末级固定渠道上布设低压管道系统。低压管灌系统控制的畦田或灌水沟的面积及规格、适宜的流量应根据当地试验资料确定。

喷灌在灌区目前多用于经济作物（如果树、蔬菜等）的灌溉或土壤渗透性强的地区，并且必须集中连片。根据种植的作物、作物的灌溉制度、灌溉面积，选用喷头，布设喷灌系统管道。水源可为井水、也可用渠水。一般情况下管道布设分为两级，即干管及支管，可根据当地实际情况确定采用固定式或半固定式。对于由末级渠道加压取水的喷灌系统，多采用移动式。

微灌包括微喷、滴灌。微灌系统宜用于灌溉瓜果、蔬菜、茶叶、花卉、药材、食用菌等经济作物。在严重干旱缺水地区，亦可用于大田灌溉。微灌系统应充分利用储水池、水窖设施，开发当地的小水源。用水必须经过净化处理，不得含有可能堵塞管道和灌水器的物质。其系统由首部、干管、支管、毛管、灌水器及控制阀门组成。一般微灌小区之间为轮灌。

## 四、典型设计

田间节水是灌区续建配套与节水改造项目规划的重要组成部分，其规划应根据灌区



自然条件、资源状况、种植结构及管理水平,采用经济合理、技术先进可行的节水措施。田间工程规划应与节水灌溉技术相配合,并按灌区分区作出典型设计,其面积不应小于灌区面积的5%。

典型区应按灌区的实际,选择不同分区内具有代表性的区域,以保证田间工程典型设计的合理性。田间工程典型设计应包括灌、排、路、林、井、电等的布置,渠沟纵、横断面设计,建筑物选配,灌水沟畦及格田布置与土地平整等。平面布置图比例可用1/1000~1/5000,其田间工程的渠道断面、建筑物可采用各灌区实际所使用的、效果比较好的标准设计。

## 第七节 水土保持与环境的影响分析

灌区改造工程面广、量大,在建设过程中有可能造成水土流失,引起周围环境的变化,为此需进行分析和综合评价,使有利影响得到合理利用,不利影响得到减免或改善,为工程方案论证和领导部门决策提供科学依据。

### 一、水土保持

水土保持的目的是保护和合法利用水土资源,减轻水、旱、风沙灾害,改善生态环境,发展生产。为此,应对原有的水土流失成因进行分析,对新增的水土流失进行预测,拟定水土流失分区,根据水土流失的轻重程度、危害大小等确定防治重点,结合主体工程设计和当地发展规划,提出水土保持措施的总体布局,制定水土保持方案,拟定水土保持防治措施。

#### (一) 灌区改造工程中的水土流失现状分析及预测

收集当地资料 and 进行现场踏勘,分析统计项目区及周边地区原有水土流失面积、强度、形式、发展状况等,并简要进行水土流失成因分析,特别是人为因素对水土流失的影响分析,为下一步水土流失预测作充分的准备。

在对项目区新增的水土流失分时段分区进行定性、定量分析的基础上,进行汇总统计,内容包括植被损坏情况、水土保持设施面积、弃土弃渣量、新增水土流失量等。在此基础上进行综合分析,确定项目区在施工建设过程中新增水土流失数量、强度、危害及发展趋势,对预测结果进行综合分析,从而确定建设项目水土流失的防治重点。

#### (二) 保护区、监督区、治理区的划分

水土流失分区是拟定灌区水土流失防治方案、编制水土保持规划的重要依据。由于开发建设项目地形地貌变化较大,其扰动和破损地面的方式多种多样,应根据建设活动类别、建设时序、水土流失防治责任、水土流失强度等因素进行防治类型区划分,确定

防治重点、工程布局、实施时序等。

水土流失分区应根据灌区不同土壤类型、特点，参照遥感和实地调查资料，考虑气象、地形、地质、植被等因素综合划定，并以此为基础，结合对潜在水土流失规模的估计，划分预防保护区、监督区和治理区，提出相应的工作目标，拟定防治措施与管理办法。分区由大至小逐级划分，具体操作时应尽量做到：同一地区内的土壤侵蚀类型、侵蚀强度以及植被、地貌等自然条件应基本一致；同一地区内的治理方向、治理措施及土地利用方向基本相同；流域界线及行政界线基本完整。

此外，还应将影响水土流失和生产发展的主导因素作为划分的主要依据，其内容为：①在自然条件中，地形地貌、降雨、土壤（地面组成物质）及植被对水土流失和生产发展起主导作用，应引起特别重视。在地形因素中，应明确划分山区、丘陵与平原（地面坡度组成不同），在降雨因素中，应明确划分多雨区与少雨区；在地面组成物质因素中，应明确划分土类、岩石、沙地；在植被因素中，应明确划分林区、草原与无植被山丘。②在自然资源中，对水土流失和生产发展起主导作用的因素为土地资源、水资源、生物（特别是植物）资源、光热资源和矿藏资源。应明确划分这五项资源的丰富区与贫乏区。③在社会经济情况中，对水土流失和生产发展起主导作用的因素，应着重人口密度、人均土地、人均耕地、土地利用现状、农村各业生产和群众生活水平。在坚持上述分区原则的基础上，应适当照顾行政区划的完整性，同时每一类型区必须集中连片，不应有“飞地”或“插花地”。

在灌区工程改造的实施中，常按项目建设区和直接影响区界定灌区改造建设单位的水土流失防治责任范围。项目建设区是指建设单位的征地范围、租地范围和土地管辖范围，通常可分为渠道施工区、建筑物施工区、道路施工区、料场渣场区、生产生活管理区、田间工程区等。直接影响区，是指项目建设区以外、由于灌区改造建设活动而造成水土流失及其直接危害的范围。

### （三）水土保持方案与防治措施

#### 1. 水土保持方案

水土保持方案是开发建设项目总体设计的重要组成部分，是设计和实施水土保持措施的技术依据。拟定水土保持方案，同时要做到工程措施、管理措施、生物措施和耕作措施相结合，治理保护和开发利用相结合。水土保持方案的制定方法，对整个灌区和灌区改造建设项目有不同的要求。

根据国家有关水土保持法规和管理办法规定，生产建设单位应负责编制水土保持方案，而具体编制水土保持方案的单位，必须持有水行政主管部门颁发的《编制水土保持方案资格证书》。水行政主管部门负责审查建设项目环境影响评价书中的水土保持方案。

水土保持方案编制原则和目标为：方案编制的原则应符合国家对水土保持、环境保护的总体要求；水土保持方案是项目建设设计的组成部分，并为项目服务；水土保持工程必须与主体工程同时设计、同时施工、同时投入使用。项目竣工验收时，应当同时验收水土保持工程，并有水行政主管部门参加。方案的目标应满足水土流失防治要求，根

据国家水土保持的总体部署，结合工程实际，提出各阶段防治目标和具体部署。有关水土流失防治责任范围、方案编制深度和对水土流失防治进行分区、各区采取的防治措施及其布局参照 SL 204-98《开发建设项目水土保持方案技术规范》的规定进行。

灌区水土保持措施方案要通过方案比较择优选定，水土保持措施方案拟定的基本步骤为：①依据水土流失类型、程度和地区经济发展规划，提出农、林、牧、副、渔等方面生产用地的比例与位置。②提出几种最有可能实施的水土保持措施方案，如耕作措施、林草措施、工程措施以及它们之间的相互组合。③对拟定的治理措施方案进行经济比较和综合分析，确定选用方案。

对灌区改造建设项目水土保持方案的制定，要依据水土流失类型和灌区内社会经济状况拟定近期、中期、远期的治理目标与相应的治理措施布局，应与国家对基本建设的管理程序相适应，由浅而深，由轮廓到具体，便于操作，便于实施。水土保持方案的编制可分为两种情况：一种是一次性的改造项，目，由于建设期较短，方案的设计实施期限应与主体工程建设期相一致。另一种是长期建设项目，可重点对近期防治工程做设计，对远期可分类做出典型设计。

## 2. 水土流失防治措施

水土流失防治总的指导思想是：以预防为主，开发与防治并重，以开发建设促防治，以防治保开发建设，大力恢复和重建植被，采取必要的工程措施，因地制宜，因害设防，防治由于固体废弃物排放、挖损地表及深层所造成的水土资源破坏和损失及土地生产力退化（土地荒漠化），达到恢复、重建生态环境，提高土地生产力的目的。

水土保持措施主要为工程措施（如拦渣工程、护坡工程、防洪排水工程）、植物措施（如增加地区覆盖，提高林木覆盖率等）和管理措施（如加强对工业、生活污水及废弃物的管理等）。

在主沟道、支沟上建立防洪拦渣和防污拦渣工程，使坡面和沟道弃渣在“点”上得以集中拦蓄。在主河道、公路两侧建立拦渣护堤、排洪渠，使河滩弃渣在“线”上得以集中控制。在新增水土流失得以集中拦蓄控制的前提下，通过“面”上的林草植被建设和土地复垦利用措施，保护新生地表，改善生态环境，发挥植物措施的观赏性和后效性，实现水土流失防治由被动控制到开发治理的转变。

工程建设的直接影响区在总体上以基本农田建设作为突破口，保证实现粮食稳定自给，协调解决农林、农牧矛盾，为退耕还林还草打好基础；其次利用退耕地发展高标准的人工草地，建立新的牧草基地，解决因饲草饲料不足而对发展畜牧业的影响。以林业建设作为改善生态环境，防风固沙的有效措施，通过利用植物的观赏特性和季节变化，美化工程枢纽区域的环境景观，形成农、林、牧业相互依存，相互促进，使水利枢纽开发与影响区环境治理协调发展。

## 二、环境影响分析

### (一) 灌区改造对自然、生态、社会环境影响分析

灌区改造对自然、生态、社会环境影响分析的目的,是评价在灌区规划阶段,从地表水、地下水、生态需水和社会环境等角度,对灌区内多项水利工程和措施所组成的灌区近、远期规划方案,进行预估和评价,参与规划方案比选,并研究维护和改善环境的对策措施,修正、完善规划方案,使推荐的规划方案既满足经济发展的要求,又满足环境目标的要求。

灌区改造对自然、生态、社会环境影响分析一般分为环境影响识别、预估和分析几个步骤进行。“识别”是指灌区改造对生态与环境因子影响情况的判别;“预估”是指对影响程度作出的估计;“分析”是指根据影响严重程度,筛选出主要的影响因子,为研究对策和措施提供依据。环境影响分析的主要内容、范围和规划环境目标,可参照有关SL 45-92《江河流域规划环境影响评价规范》、SL 201-97《江河流域规划编制规范》和HJ/T88-2003《环境影响评价技术导则——水利水电工程》进行。若环境影响评价规划方案的实施对众多环境要素产生影响时,应识别筛选出主要的环境要素进行影响预估,对复杂且难度大的识别筛选工作,可采用相互作用矩阵法进行。对筛选出的主要环境要素,采用定量或定性分析方法,预估规划方案实施对其影响的性质和程度。对流域内的已建和规划拟建的骨干工程和面上工程,环境影响应从宏观上进行总体概念的评价,而不是对单项工程进行逐个的环境影响评价。

根据有关环保规定,对灌区改造面积大于30万亩的,应编制环境影响报告书,对其进行全面、详细的评价。对灌区改造面积小于30万亩且不涉及敏感地区的,可编制环境影响报告表,涉及敏感地区的应编制环境影响报告书。HJ/T 88-2003《环境影响评价技术导则——水利水电工程》规定了环境影响报告书和环境影响报告表的编写格式。

承担评价工作的单位应具有相应的环评资质,要根据批准的评价大纲开展工作。环境影响报告书由建设单位提出,报行业主管部门预审,主管部门提出预审意见后报负责审批的环保行政主管部门审批。

灌区改造环境影响评价的内容有:灌区概况,改造工程分析,环境现状调查,环境影响识别、预测和评价,环境保护对策措施,环境监测与管理,投资估算,环境影响经济损益分析,环境风险分析,公众参与和评价结论等。

#### 1. 灌区改造工程概况与分析

工程概况是工程分析的基础,其内容有:灌区改造规划概要,水资源供需平衡,工程地理位置,灌区改造任务、规模,灌区工程总体布置与主要建筑物,工程施工布置及进度,淹没与占地,工程投资估算,灌区管理体制与运行。

工程分析在环境影响评价中是十分重要的环节,其结果决定环境影响评价的重点和

评价专题的设置。灌区改造工程可按骨干工程和田间工程，划分为施工期和运行期两个时段进行分析，以确定工程建设和运行过程中对环境的作用因素和影响源与受环境影响的环境因子的关系，特别是对环境影响强度大、范围广、历时长或涉及敏感区的作用因素或影响源。

## 2. 灌区环境现状调查与评价

环境现状调查应搜集分析现有资料，并进行必要的调查测试工作，通常可采用下列办法：①收集资料法：搜集当地环境现状和历史统计资料，分析报告及图件；②现场调查法：到实地访问了解工程影响地区的环境现状和历史演变等情况；对环境因子的动态变化状况进行定时定点或动点的抽样测试；③遥感遥测法：大范围的环境现状调查可采用遥感、遥测等方法。

环境现状调查范围要与评价范围相适应，调查范围应为灌区改造工程影响的区域，包括渠首工程区、骨干工程区、枢纽建筑物区、田间工程及排水区等。

环境现状调查资料收集的主要内容可按以下方面进行：地形地貌与地质、气候与气象、水文泥沙、水环境、大气环境、声环境、土壤、水土流失、陆生生物与生态、水生生物与生态、社会经济现状、人群健康、景观与文物等。根据当地特殊情况和工程的特殊性，可确定相关的其他调查内容。

在环境现状调查的基础上，应根据有关标准分析和评价工程涉及区主要环境要素（水环境、大气环境、土壤环境、声环境）的现状质量及主要环境问题，说明现状水平下环境质量状况。生态环境评价应从生态完整性评价现状环境质量，并对生态评价的内容及各级生态现状评价的要求和方法提出具体规定。

完成环境现状评价后，要提出工程涉及区域的主要环境问题，这些问题主要有：洪涝灾害、水土流失、灌溉土地次生盐碱化、地质灾害、水污染、环境空气污染、噪声污染等。

## 3. 灌区环境影响识别与预测评价

环境影响识别是在工程分析和环境现状评价的基础上，通过对各种作用因素的影响范围、时段、程度等比较分析，区分有利影响与不利影响，直接影响与间接影响，暂时影响与累积影响，局部影响与区域影响，可逆影响与不可逆影响等，根据受影响程度，确定出受工程影响的重点环境要素及相关因子。环境影响识别可采用专家评判法、矩阵法和其他定性分析方法。所谓专家评判法，是指由专业技术经验丰富的专家采取评判、记分等方法进行识别。而矩阵法是按行、列排出需进行识别与筛选的环境要素及因子，工程对环境的作用因素、影响源，识别影响性质和程度。

灌区改造工程对环境的影响，应进行客观、公正、科学的预测和评价；对重点环境要素及因子应进行详细、全面的预测和评价，一般环境要素可进行局部、较简单的评价。环境要素及因子必须根据有关环境标准、环境保护目标进行评价。对于尚无环境标准的环境要素及因子，可用有无工程的变化对比、环境背景值、阈值进行评价。

## （二）环境保护措施

在灌区改造对自然、生态、社会环境影响分析的基础上，应针对因工程造成不利影响的对象、范围、时段、程度，根据环境保护目标要求，提出预防、减免、恢复、补偿、管理、科研、监测等对策措施。制定环境保护措施应进行经济技术论证，选择技术先进、经济合理、便于实施、保护和改善环境效果好的措施。对策措施包括各单项环境要素的对策措施和工程环境影响的综合对策措施。

此外，考虑人类亲水的天然习性，在人们活动频繁区域可考虑建设亲水建筑物。

# 第八节 灌区管理

灌区节水改造规划中，灌区必要的工程管理设施、灌区管理体制及运营机制改革与灌区工程改造应同步规划，以保障灌区节水改造后持续稳定地发挥效益。

## 一、灌区工程管理设施配套规划

### （一）灌区工程管理范围

编制灌区节水改造规划时，应根据灌区运行管理的需要，按照国家和当地政府有关部门的规定，确定其管理范围及工程保护范围。

灌区管理范围为灌区设计受益面积范围内的各项灌溉设施，包括灌区工程设施及运行管理设施，管理人员（机构）办公生活区。

灌区工程保护范围应包括：灌区各项工程设施、运行管理设施、通信设施、生产生活设施及其相关场地。

### （二）管理设施配套建设

管理设施主要指服务于灌区运行维护的各项设施及工具。包括：①灌区水管理信息化系统；②灌区用水计量设施；③交通、通信设施；④办公生活服务设施；⑤工程观测设施（备）、工具等。规划中应按照“精简、节约、实用”的原则，提出相应项目的建设规划。

#### 1. 灌区水管理信息化系统

编制灌区节水改造规划时，应充分考虑信息化技术的应用。对于尚未完成信息化规划的灌区，应依据《全国水利信息化规划纲要》确定的目标，结合灌区建设与管理现状，按照“科学规划、分步实施、因地制宜、先进适用、高效可靠”的原则进行灌区信息化技术部分的规划。内容应涵盖：数据采集、存储、传输、处理；灌区水量分配调度模拟优化决策；灌区管理单位的电子文档信息查询。

信息化技术规划部分的编制可参阅附录的“甘肃省景泰川电力提灌管理局信息化建设总体规划示例”。

## 2. 灌溉水量计量设施

大、中型灌区应建立或完善灌溉用水计量体系。干、支、斗渠应分级、分段设立水量计量设施。

计量设施布局应结合灌区经营（管理）机构设置并有利于水费计收结算。

## 3. 交通、通信设施

结合灌区工程改造规划，提出灌区内交通、通信设施配套改造规划。可参照以下原则进行：

灌区内各级管理机构间应做到通信畅通。大型或重要工程设施附近，应有固定通信设施，以便能随时有效地保持与各级管理部门间的通信联络。

灌区各级管理部门及大型、重要工程设施均应有专用公路与县、乡级以上固定公路相连。

## 4. 办公生活服务设施

规划中，灌区办公、生活服务用房可参照有关规定或按以下标准拟定：

- (1) 办公用房：按管理人员人均 10~15m<sup>2</sup> 计算。
- (2) 住房，文化福利设施用房，按管理人员人均 25~40m<sup>2</sup> 计算。
- (3) 仓库等生产用房，根据实际需要兴建。

## 5. 灌区工程观测设备

灌区工程观测设备，可根据工程观测需要，适量配置。

# 二、灌区管理体制改革规划

灌区节水改造规划应将灌区工程设施改造与管理体制改革并举。灌区管理体制改革的目的是通过建立适应社会主义市场经济体制的管理体制和运行机制来解决严重影响和制约灌区生产力发展的矛盾。因此，规划中必须包括灌区管理体制方案和措施。规划的改革方案应根据灌区管理体制现状存在的问题制定，内容宜包括以下几个方面。

## （一）灌区管理机构改革

根据灌区现行管理机构存在的问题，按照“精简、高效、切合实际”的原则，提出相应的改革措施，主要内容有：

(1) 单位定性与定岗定员。提出灌区管理单位性质，即纯公益性管理单位，准公益性管理单位，还是企业。

依据水利部、财政部颁布的《水利工程管理单位定岗标准（试点）》制定的灌区管理单位定岗定员标准，测算灌区管理人数。

(2) 管理职责与形式。提出灌区各级管理单位主要职责和权限，内容应包括如何对灌区骨干工程、防洪排涝工程、供水发电及田间工程进行分级管理。

(3) 提出初步的灌区管理机构调整框图。

## (二) 灌区人事劳动分配制度改革方案制定

规划中应包括灌区管理部门人事劳动分配制度改革方案。改革方案中应包括：

(1) 根据灌区性质，制定事企分开，逐步推进管养分离的实施方案。

(2) 对事业性质部分，制定具体的定员、定岗、定编方案，全面实行聘用制，按岗聘人，竞争上岗，优胜劣汰，收入与工作责任和绩效挂钩的机制。

(3) 对企业性质部分，按照管理科学的原则建立责任明确，以岗定薪、以绩效定薪，收入差距合理拉开的现代企业制度。

(4) 妥善安置分流人员措施。

(5) 制定长远的人才开发战略，逐步提高灌区工作人员的政治素质和业务素质。

(6) 制定严格的内部资金管理和主动接受政府部门审计和监督制度。

## (三) 基层管理体制改革

制定以用水户参与管理为主的灌区基层管理体制改革方案。这一管理模式在国际上已经取得成功经验，国内的实践也证明这一模式比较适合我国灌区支渠以下工程管理。因此，在规划编制过程中，应根据灌区实际情况，制定符合本灌区特点的改革方案。

方案中应包括的内容：

(1) 客观分析通过推广用水户协会将能解决的问题。

(2) 预测推广用水户协会对农民、政府、灌区及工程管理带来的效益。

(3) 制定建立用水户协会的近期规划。

(4) 制定建立规范的用水户协会的办法与实施方案。

(5) 制定配套完善改革范围内的田间灌溉工程的具体措施，以保障交给用水户协会的工程设施完善。

(6) 制定协助当地政府出台支持用水户协会的相关政策与措施。

(7) 制定用水户协会与承包、租赁、股份合作制、拍卖等改革方式配合进行的具体措施。

# 三、灌区经营机制改革规划

## (一) 水价改革方案

水价改革方案制定的目的是：维护正常的水价秩序，保障水利工程正常运营，保证合理利用和保护水资源。制定依据是：国家发改委和水利部联合发布的《水利工程供水价格管理办法》及当地政府有关灌溉水价确定与管理的规定。

水价改革方案的内容应包括：①复核成本水价测算方法与测算结果；②制定逐步实现成本水价的具体措施；③制定让农民接受、政府满意的水价宣传方案；④制定加快水



价改革的具体措施,如超定额累进加价制度,基本水价和计量水价相结合的“两部制”水价,丰枯季节水价或季节浮动水价,利于消除水费中间环节的“终端水价”制定改革措施。

## (二) 水费计收改革措施

水费计收改革措施是规划中改革的重要环节和内容,因为水费计收关系到灌区千家万户农民的利益和灌区的发展,因此,水费计收改革措施必须科学、合理并且具有可操作性。

水费计收措施中应包括:

- (1) 消除水费计收过程中搭车收费、乱加价、挪用和收取率偏低的问题的措施。
- (2) 实现农民用明白水,交明白费的具体办法。
- (3) 完善计量措施和收费制度。
- (4) 建立完善的供水量水测水设施设备,逐步实行按方计量、按合同计收水费。

## (三) 其他必要的改革方案

根据灌区实际和当地特点,规划中还可包括灌区认为必要的补充改革方案。

灌区的问题和矛盾是长期以来积累形成的,涉及面广,因此大型灌区改革是一项复杂的系统工程。因此,改革方案也应该有机结合近期目标与长远目标。无论是改革方案的制定,还是改革方案的实施,都要做到:

- (1) 改革要以提高灌区管理效率为中心,以提高灌区效益和服务效果为目的。
- (2) 改革必须正确处理好五个关系:一是政府、水管单位和农民的责、权、利的关系,重点要突出农民的利益;二是灌区社会效益、经济效益和生态效益的关系,力求协调发展;三是灌区建设和管理的关系,做到同步推进;四是改革、发展与稳定的关系,确保灌区改造顺利进行;五是长远目标与近期措施的关系,以降低改革成本。

# 四、灌区运行管理规划

编制规划时,要同时制定实施续建配套和更新改造后灌区的运行管理模式和工程维护管理方案,主要内容如下。

## (一) 灌区供水与水资源管理

制定灌区供水初步计划。供水计划中要充分反映水土资源平衡分析的成果,水资源分配方案与调度措施。

在制定水量分配调度方案时要遵守重要程度和效益优先次序的原则,依次为生活供水、城市工业生产供水、农业供水、发电供水和环境供水。

## （二）工程维修养护

规划中应包括工程维修养护方案：①工程维修养护费用应根据《水利工程维修养护定额标准（试点）》进行测算；②制定的工程维修养护计划的实施方式与方法。

工程维修养护方案可参照 2002 年 9 月 17 日国务院批准发布的《水利工程管理体制改革的意见》的精神制定，方案应充分体现的目标是最终实现水利工程的管养分离。

## （三）防洪排涝运行方案

防洪排涝是大部分大中型灌区的重要职责之一，规划报告应拟定灌区防洪排涝方案。

拟定防洪排涝运行方案应包括：①工程防洪排涝标准；②综合评估灌区工程防洪排涝能力；③常规措施和非常情况下的应急预案；④其他必要的内容。

## （四）农业节水技术的推广和应用

规划中应包括通过管理实现节水的措施和方案。内容应包括：①工程改造后如何落实田间工程中的节水灌溉技术；②改造后节水灌溉定额管理措施；③灌溉试验；④其他节水措施的应用。

# 第九节 投资估算及分期实施方案

投资估算是灌区改造工程各阶段投资控制的基础和依据，编制的静态总投资被批复后，一般不允许突破。为给项目的顺利实施提供资金保证，应较准确地确定工程投资。由于灌区改造工程周期较长，故应根据国家和当地经济发展水平与投入能力，分轻重缓急，提出工程建设的分期实施方案，并明确各分项工程投资及投资计划。

## 一、投资估算的编制依据和方法

灌区改造工程前期工作一般包括规划、项目建议书、可行性研究、初步设计等阶段。规划阶段编制的投资估算也称之为匡算，投资额度仅供参考，不作为投资控制的依据。灌区规划是以后各阶段工作的基础，由于前期工作尚未开展，无法充分列示工程项目，因此，概算人员编制投资估算时，要遵循投资合理且充分估列的原则，认真考虑各种可能的需要、价格和风险因素，合理确定工程投资，并适当留有余地。

灌区改造内容主要包括骨干工程和田间工程。骨干工程包括渠首水源工程、干支渠系及渠系建筑物，田间工程则指骨干工程以下的斗、农、毛渠及其建筑物，土地平整和喷微灌，管道灌溉等节水设施。

按照国家有关投资政策规定，中央政府对灌溉骨干工程参与投资，田间工程则由地

方匹配资金建设,因此,骨干工程投资估算依据和方法应按照国家水利部门最新的标准、规范执行。编制规划时,可参考《水利水电工程可行性研究投资估算编制办法》、《水利水电建筑工程预算定额》及《水利水电建筑工程概算定额》等规定进行。

## 二、投资估算

投资估算分骨干工程和田间工程两部分。

### (一) 骨干工程投资概(估)算

#### 1. 灌区改造工程特点

大型灌区续建配套与节水改造工程与新发展的灌区不同。新建灌区的骨干工程与引(调)水工程类似,工程建设内容不但有新建水源工程和引水渠道,往往还会有隧洞、渡槽、倒虹吸、泵站、涵闸等建筑物。而以节水为中心的灌区续建配套与节水改造,是以现有灌区为基础,主要完成渠系衬砌、完善建筑物及配套,以减少渗漏损失。有的工程为了提高引水保证率,提高水的利用效率,也会采取合渠并口、调整渠道断面等工程措施,因此,灌区改造工程虽然也可能有新建渠道,但投资比例不会太大。

#### 2. 资料收集

编制概(估)算要有工作计划和设计大纲,对基础资料的收集应是概算工作计划的一部分。水利工程是地域性较强的工程,概(估)算编制与工程所在地的地形地质条件、社会经济条件和国家对该地区有关政策等密不可分。灌区续建配套与节水改造总的来说是地面工程而非地下隐蔽工程,概(估)算编制相对简单,关键是对工程地形地貌、工程地质、工程布置等情况的了解和材料价格等资料的收集,只要掌握了这些资料,就不难编制出反映工程实际、较准确的投资概(估)算。

#### 3. 基础单价

基础单价包括人工预算单价,钢材、水、电、砂石料和混凝土材料价格,材料运输价格,施工机械台班费等,是编制工程单价的基础。

#### 4. 工程单价

灌区改造主要涉及渠道土石方开挖与回填、渠道衬砌、渠系建筑物的配套建设等内容,相对简单,一般情况下没有太复杂的工程单价。

#### 5. 项目划分

按照水利部现行规定,骨干工程项目划分为5部分:

(1) 建筑工程,包括干支、斗渠道工程、渠系建筑物、灌区供电线路、管理信息自动化系统的线路等土建部分和永久房屋建筑工程等。所列示工程项目应为永久工程或临时和永久相结合的工程。

(2) 机电设备及安装,包括灌区管理、量水、水情、通信及监测系统等设备。

(3) 金属结构设备及安装工程,包括闸门启闭设备及安装等。

(4) 临时工程,包括导流工程、临时交通工程、临时房屋建筑工程和其他临时工

程。临时工程应根据工程情况统筹考虑，避免重复建设。

(5) 独立费用，包括建设单位管理费、勘测设计费、工程监理费等有关费用。灌区改造工程一般由原管理单位作为建设单位，通常不再计列建设单位开办费和生产准备费等。灌区工程的水土保持费和环境影响补偿费，通常也列入此部分。

## (二) 田间工程投资估算编制

田间配套工程主要完成田间渠、沟、路、林、井、电的合理布局，田块调整及田间土地平整等内容。田间配套包括量水设施的配置、土地平整、进行田块调整，以及发展喷灌、滴灌和低压管道输水灌溉等节水灌溉设施。

田间工程投资估算，应根据不同类型节水设施典型区设计，采用地方标准和定额编制工程单价，推算出单位造价指标（元/亩），然后用工程量乘造价指标计算出投资。

为了合理确定田间工程单位造价指标，应选择具有代表性的典型区，且典型区的数量应满足有关规定要求。

## 三、分期实施方案

根据国家和区域经济发展水平与投入能力，分轻重缓急，提出灌区续建配套与节水改造建设分期实施方案，并明确各分项工程投资及投资计划。

对规划中需要分期建设的项目，应进行必要的分析，合理拟定近期建设的规模、可能达到的效益，明确分期安排的必要性与可行性，并重视研究近远期工程方案的结合，使近期建设不致与远期安排发生矛盾。对于过去有些工程常常只先进行主体工程，而后再逐步安排配套工程，这样的分期建设是不妥的，而主体与配套工程同步实施的方案，能使工程尽快发挥效益。

制定近期计划和远期规划方案，明确近期工程方案应达到的要求，并对下阶段的勘测、设计、科研、试验等工作提出意见。

必须指出，灌区续建配套与节水改造要坚持骨干工程与田间工程改造相结合；改善基础设施条件与提高管理水平相结合；水利措施、农业措施、管理措施与政策措施相结合；灌区改造与灌区改革相结合的原则，实现建设一片，受益一片。按照这一原则，对有条件的灌区改造工程要一次完成。

## 第十节 效益分析

大型灌区节水改造续建配套工程是一项系统工程，相关因子较多，因子之间关系复杂，但最终效益是以不同形式表现在社会、经济和环境等多个方面，规划的效益分析通常归纳为社会效益、经济效益和环境效益三项。

## 一、社会效益

大型灌区节水改造与续建配套工程属于准公益性项目，所考虑的成本是社会成本，投资收益是社会收益，很难用货币来衡量。为此，灌区改造工程社会效益分析应从加快该区域农民脱贫致富奔小康的步伐、促进当地社会文明、经济发展、社会稳定等方面进行综合性分析。对人均基本农田、粮食满足程度、人均收入、就业、环境人口容量、文盲率等指标进行定量评价。

社会效益通常包括：

- ①促进地方、乡镇工业企业的发展和国民生产总值的增长，改善农村产业结构。
- ②促进农、林、牧、副、渔业的发展，对粮食产量和农业总产值的积极影响。
- ③促进和改善水利防洪、除涝、抗旱的效益。
- ④增加国家和地方财政收入，扩大积累，繁荣地方经济，促进农村经济结构向商品化发展的作用。
- ⑤当地人均粮食、人均收入的变化。
- ⑥对改善农村劳动力结构的影响，增加能源、水源供应，扩大生产，增加就业人员，稳定社会秩序的作用。
- ⑦促进边疆少数民族地区发展生产和提高生活水平，并促进民族团结、巩固国防等。

## 二、经济效益

大型灌区节水改造续建配套项目规划阶段的经济效益分析应以国民经济评价为主，不需要进行财务评价，但应进行财务分析。

### （一）工程费用分析计算

费用计算除了包括本项目骨干工程投资外，还应将项目区受益面积的田间工程投资以及近几年来完成的骨干工程分摊给本项目区的投资列入。某些水利工程建筑物和设施，计算期超过其寿命，则需增加更新改造费用。年运行费应包括工程运行期间每年所需支出的全部运行费用，并按影子价格逐项分析。

灌区改造工程的投資一般按《灌区改造工程国民经济评价投资编制办法》和《灌区改造工程国民经济评价投资简化调整办法》的要求进行编制，并根据灌区改造工程计划，安排合理的工期和施工计划，作出分年度安排。

投资计算的要求。财务评价时采用的固定资产投资应为该建设项目规划设计文件提供的概（估）算中的静态投资；财务评价中应按政策规定和实际情况计入税金及附加和保险金。国民经济评价时采用的计算投资，应将建设项目的财务投资按其材料、设备、工资等项目所占投资比例及其各自的影子价格进行调整计算。资料不足或确定影子价格

有困难时也可按当地设备和材料的市场价计算。在国民经济评价中，税金及附加、保险费为社会内部转移，计算时不予考虑。

## （二）效益计算

灌区改造工程的效益按灌区改造后增加的直接效益与间接效益计算。直接效益主要是指灌区改造后向农林牧等各行业提供供水获得的效益，间接效益是通过该项目为国民经济其他各业带来的效益。分析时应遵循效益与费用口径一致的原则。

灌区改造工程直接效益常用计算方法有：分摊系数法、缺水损失法、扣除农业成本法。

分摊系数法。该法是一种以产量对比来计算灌溉效益的方法。灌区改造工程实施后，农业获得的总增产量，受到多种因素的影响，不仅是水利单一因素的作用，还要考虑到作物品种改良、肥料用量增加、耕作技术、植保技术改善等农业技术措施，是综合措施的结果。因此，灌区改造后农业总增产值须在水利措施和其他农业措施之间进行合理分摊，水利分摊的效益即为灌区改造工程效益。分摊系数法的关键是合理确定分摊系数，应根据调查和历史统计资料确定，也可根据灌溉试验资料或参照类似地区资料进行合理分析后确定。灌区改造实施后所增加的效益，是在农业生产诸因素也在不断进步的情况下取得的，故对增加的效益部分，水利分摊系数可经过调查分析后，在 40% ~ 90% 之间取值。

缺水损失法。该法是按灌区改造前后，发生同样频率超过灌溉保证率的旱情时，农作物减产的差值，即为改造后的效益。一般以灌区改造前后，农作物减产的系数的差值乘以灌溉面积及单位面积的正常产值计算灌溉效益。

扣除农业成本法。该法是从农业总增产值中，扣除农业生产增加成本，求农业增产的净产值作为灌区改造项目的效益；或从工程改造前后农业总产值中，分别扣除相应的农业成本，求出二者农业净产值的差值，即为灌区改造工程的效益。该法虽较简单，但需准确计算农业生产成本，而农业劳动的工资标准往往难以掌握，此外，农业生产成本中合理的报酬率也不易掌握。

灌区改造工程的间接效益可视工程的情况具体考虑，若计算间接效益，应同时考虑间接费用。

## （三）国民经济评价指标

灌区改造项目的国民经济评价以经济内部收益率（*EIRR*）为主要指标，以经济净现值（*ENPV*）及经济净现值率（*ENPVR*）为辅助指标。

（1）经济内部收益率（*EIRR*）是计算期内各年经济净效益现值累计现值等于零的折现率，是反映建设项目对促进国民经济发展的相对评价指标，其表达式为

$$\sum_{t=1}^n (B - C)_t (1 + EIRR)^{-t} = 0 \quad (5-25)$$

式中 *EIRR*——经济内部收益率；

$B$ ——年效益;

$C$ ——年费用;

$(B - C)_t$ ——第  $t$  年的 (经济) 净效益;

$t$ ——计算期各年的序号, 基准点的序号为 0;

$n$ ——计算期。

国民经济评价中求出的经济内部收益率大于或等于社会折现率 ( $i_s$ ) 时, 即认为经济评价可行。

(2) 经济净现值 ( $ENPV$ ) 应以用社会折现率 ( $i_s$ ) 将项目计算期内各年的净效益折算到计算期初的现值之和表示。其表达式为

$$ENPV = \sum_{t=1}^n (B - C)_t (1 + i_s)^{-t} \quad (5-26)$$

式中  $ENPV$ ——经济净现值;

$i_s$ ——社会折现率。

项目的经济合理性应根据经济净现值 ( $ENPV$ ) 的大小确定。当经济净现值大于或等于零 ( $ENPV \geq 0$ ) 时, 该项目在经济上是合理的。

(3) 经济效益费用比 ( $EBCR$ ) 应以项目效益现值与费用现值之比表示。其表达式为

$$EBCR = \frac{\sum_{t=1}^n B_t (1 + i_s)^{-t}}{\sum_{t=1}^n C_t (1 + i_s)^{-t}} \quad (5-27)$$

式中  $EBCR$ ——经济效益费用比;

$B_t$ ——第  $t$  年的效益;

$C_t$ ——第  $t$  年的费用。

项目的经济合理性应根据经济效益费用比 ( $EBCR$ ) 的大小确定。当经济效益费用比大于或等于 1.0 ( $EBCR \geq 1.0$ ) 时, 该项目在经济上是合理的。

国民经济评价的补充指标有: 渠系水利用系数和灌溉保证率的提高, 新增 (恢复) 灌溉面积, 改善灌溉面积, 新增粮食生产能力, 新增农业产值, 节水量, 新增引输水能力以及每亩投资额、每元投资增加农业产值、投资收益率等。

详细的计算应按照 SL 72-94 《水利建设项目经济评价规范》的规定进行。

#### (四) 财务分析

灌区改造工程财务分析, 是从财务角度, 采用财务价格, 根据国家的现行财税制度和价格体系, 分析计算灌区改造后的财务收入和支出, 考察项目盈亏情况, 分析灌区改造工程的财务可行性。与灌区改造工程国民经济分析不同的是, 财务分析是以改造后的灌区为财务核算单位, 对改造后的灌区整体进行财务分析, 确定合理的水价, 分析其财务可行性。当国民经济评价合理而无财务收入或财务收入很少时, 提出为维持工程正常运行国家应补贴的资金及有关优惠政策。

### 三、环境效益

灌区改造工程对环境影响的正效应应远大于负效应。环境效益分析应首先摸清原灌区污染源和污染现状，在定性评价的基础上，做好定量分析，对改造工程项目对环境的影响作出评价，分析项目对环境的有利与不利影响以及对不利影响所采取的相应对策，提出主要的环境评价结论。



# 第九篇

## 不同类型地区的 治理规划

# 第一章 山区丘陵地区的治理规划

中国的山区丘陵区（简称山丘区）遍布全国各地，面积很大，约占国土面积的80%左右，耕地面积约占总耕地面积的50%，是中国农业生产的重要地区。

山丘区的自然特点是地势起伏较大，地面坡度较陡，高差较大，峰谷交错、冲沟明显，耕地被分割成面积较小的地块，天然排水条件较好，但每遇暴雨，地面径流汇集迅速，水土流失严重，容易造成山洪灾害，在暴雨径流的冲刷下，山丘地区溪流较多，但流量洪枯相差很大，干旱少雨季节经常干涸断流，不能满足作物用水要求，干旱缺水现象较为普遍。

山丘地区的自然条件除了上述不利的方面之外，也存在一些有利的条件。地形剧烈起伏形成的众多峡谷，为筑坝建库，蓄水灌溉，滞洪抗灾提供了方便条件；山丘区河溪坡度较陡，有利于利用地形落差发展水力发电或水力加工；水位控制条件优越，具有易于修渠引水，发展自流灌溉或自压喷灌的良好条件；宜林宜草面积大，结合农林综合措施，开展水土保持，整治国土，有条件扩大种植面积，发展多种经营。

山丘区的治理，应根据其自然特点，本着因地制宜，全面规划，措施多样，综合治理的原则进行，充分利用有利的自然条件，发展水利，防治水害，保持水土，涵养水源，整治贫瘠土地，扩大宜耕面积，促进山丘区多种经营的发展，特别是农业生产的发展。

## 第一节 山丘区灌溉系统规划

### （一）灌溉系统的特点

山丘区的灌溉渠系一般与灌区内的大小蓄水设施相连，使遍布灌区内的渠道系统象藤，各种小型库塘蓄水设施似瓜，故常把山丘区的这类渠库塘相连的灌溉系统称为“长藤结瓜式”灌溉系统。它与一般的灌溉系统相比较，具有如下的一些特点。

（1）能较充分地利用灌溉水源和灌区内的地面径流。这是因为在非灌溉季节，可以利用渠道引取河水充灌小型水库和塘坝，而在用水紧张时期，可以利用河水和塘库蓄水同时灌田，减少水源的供水压力，提高用水保证程度；此外，傍山修建的渠道，在降雨期间还可承集一部分坡面径流，存蓄在小型塘库内。长藤结瓜式灌溉系统的这一特点充分发挥了灌区内塘库的调蓄作用，提高了塘库的复蓄次数，扩大了灌溉水源。

（2）通过盘山修建的渠道，可以把低水引上山岗，为扩大山丘区的灌溉面积和发展

多种经营创造了重要条件。

(3) 可以提高渠道单位引水流量的灌溉能力。平时引蓄在灌区内小型水库和塘坝内的水量,在用水紧张的灌溉季节,可以就近引出灌溉农田,减轻了渠道引水的数量,相应地提高了渠道单位引水流量的灌溉能力,一般可比单纯引水灌溉系统提高灌溉能力0.5~1.0倍。因此,可以缩小渠道过水断面,减少工程量,或在同样过水断面的情况下,扩大渠道控制的灌溉面积。

(4) 渠道工程采用从大中型水库取水时,由于灌区内部的塘库平时充分发挥了调蓄河川径流的作用,可以减少渠首水库的季调节库容,从而减少了水库的工程量。

## (二) 灌溉渠系布置

山丘区长藤结瓜式灌溉系统的渠系和渠系建筑物布置中应遵循的布置原则,与单纯引水的灌溉系统基本相同,主要应结合本区的具体条件,因地制宜地按灌溉效益大。工程投资少、工程使用安全、管理运用方便等原则考虑灌溉系统的规划布置。除此之外,在规划布置中,还应根据长藤结瓜式灌溉系统的特点,注意灌溉渠道与灌区内小型塘库的合理联结,通过工程蓄、引、抽有机的运转,使之充分发挥长藤结瓜式灌溉系统的优越性。

渠道与库塘的联接方式取决于两者的相对位置,不同的联接方式具有不同的调蓄作用,对灌溉渠系的水量调配计算有直接的影响。在塘库高渠道低的情况下,高塘高库只能集蓄来自本身集水面积上的地面径流,渠塘联结后,高塘能对渠道起补给水量的作用,而不能接受渠水自流补充,但在渠首水源丰枯水量相差较大的情况下,为缓解枯水季节的灌溉用水紧张状况,也可考虑在非灌溉季节从渠道抽水灌塘,以备灌溉季节之用。在塘库低渠道高的情况下,渠塘联结后,低塘可以得到高渠的自流引水补充,起到对水源的反调节作用,并可自流灌溉塘库以下的农田,但低塘低库之蓄水不能自流送回高渠灌溉高地,必要时只能采取抽水措施,将水提至高渠灌溉高处农田。当塘库高程与渠道高程相差不大时,渠道与塘库的联结一般不宜采用直穿的办法,因为这样会使塘库水位随渠水位而变,失去塘库应有的调蓄作用。同时,这种联结需等塘库充满水之后,渠道才能向下游送水,使渠道输水灌溉的时间大为延长,影响作物及时用水。

在长藤结瓜式灌溉渠道的设计流量推算中,要考虑灌区内部中小型水库的反调节作用,即在设计流量推算中,除了必须考虑一定种植制度下拟定的设计灌水率和渠道控制的灌溉面积等因素之外,还要考虑灌区内蓄水设施的调节制度。对于蓄水设施中的塘堰,由于其容积较小,抗旱能力较低,调蓄能力不大,故在推算渠道的设计流量时,一般不考虑其调蓄作用,渠道控制灌溉面积所需之灌溉水量,全部仍由渠道输送供给;对于灌区内部的中小水库,由于蓄水容积相对较大,具有一定的水量调蓄能力,故其调蓄作用应在渠道流量推算中加以考虑。在考虑了灌区内中小水库的反调节作用之后,推得的渠道设计流量比一般灌溉渠道推得的为小,从而可以减小渠道的过水断面,节省工程量。

山丘地区引洪渠道的设计流量,要按具体的引洪要求进行确定。对于有汇集山坡径

流的盘山渠道，其设计流量应包括设计标准下的入渠山坡径流；渠道上下游断面的尺寸，按入渠径流量的实际需要而定，在数量不大的情况下，可能采用同一数值。

### （三）山丘区灌溉系统的形式

山丘区地形复杂，由于渠首的取水方式以及蓄、引、提工程之间的不同结合，使得灌溉系统的形式有多种多样，根据水源的取水方式，一般有两种基本形式。一种是单一渠首取水的灌溉系统，由渠首的大型骨干水库和灌区内众多的中小型水库、塘坝以及灌溉渠系和渠系建筑物等组成。渠首骨干水库可以是年调节或多年调节水库，但一般是能满足灌溉、防洪、发电等多种需要的综合利用水库，担负着全灌区用蓄水量的调配，使灌溉系统形成由大、中、小蓄水工程联合运用的形式。另一种是多处取水多渠首的灌溉系统，它是通过专设渠道的沟通，把较小的单一渠首灌溉系统，发展成多渠首取水的较大的灌溉系统，使能调剂各区之间水量的余缺，充分发挥水资源的作用。安徽省中部的淠史杭灌区，就是通过大型输水渠道把长江和淮河水系上的5座骨干水库联结在一起，形成多渠首的灌溉系统，调剂了不同水系地区之间的水量余缺，解决了该地区农田灌溉的水源问题，使灌溉面积发展到1096万亩，同时还发展了地区之间的航运事业，促进了工农各业的发展。

## 第二节 山丘区灌溉系统水文及水量调配计算

为了增加山丘区灌区的灌溉水源，扩大灌溉面积或提高灌溉用水保证程度，一般是综合使用多种取水方式，引取各种水量，形成蓄、引、提、调相结合的灌溉系统，合理地进行水文水利和水量调配的分析计算，是山丘区灌溉系统规划设计的重要内容。

### （一）塘坝供水量的确定

塘坝供水量是指塘坝每年拦蓄的地面径流，能供灌溉作物之用的总水量，其分析计算方法一般有以下几种。

#### 1. 复蓄次数法

塘坝一年提供的灌溉水量与其有效容积的比值称作塘坝的复蓄系数。塘坝的供水量可用不同年份塘坝的复蓄次数进行估算，其算式为：

$$W = NV \quad (1-1)$$

式中  $W$ ——灌溉季节塘坝的供水量 ( $m^3$ )；

$V$ ——塘坝的有效容积，其值为总容积与养殖等需要的垫底容积之差 ( $m^3$ )；

$N$ ——塘坝复蓄次数，其值受地区和气象等因素的影响，可通过调查取得，作为粗略估算，一般可采用：一次降雨50~80mm，可蓄满半塘， $N$ 采用0.5；一次降雨大于80mm，可蓄满整塘，取 $N=1$ 。一般情况下，结瓜塘坝的 $N$ 要比孤立塘坝的 $N$ 大0.5~1.0左右。

## 2. 抗旱天数法

抗旱天数是指塘坝蓄水量，在连续不雨的情况下，能满足所辖灌溉面积内作物需水要求的天数。它综合反映了塘坝的抗旱能力，即供水量的大小。通过对干旱年份的调查，收集灌区内塘坝的抗旱天数  $t$  及作物田间耗水强度  $e$  (mm/d)，可用式 (1-2) 估算塘坝的供水量  $W$  ( $m^3$ )。

$$W = 0.667teF \quad (1-2)$$

式中的  $F$  为塘坝控制的灌溉面积 (亩)，若灌区范围较大，一般应分区进行调查计算。

## 3. 塘坝径流法

塘坝的供水量可由设计年的月降雨量和径流的关系进行估算，即：

$$W = 0.667YF\eta \quad (1-3)$$

式中  $W$ ——塘坝逐月供水量 ( $m^3$ )；

$Y$ ——逐月径流深 (mm)；

$F$ ——塘坝集水面积 (亩)；

$\eta$ ——塘坝蓄水利用系数，反映塘坝的渗漏、蒸发、弃水等水量损失情况，一般为 0.5 左右。

工程实践中在计算塘坝供水量时，一般是将几种估算方法算得的结果，通过分析比较进行确定。

## (二) 河坝引水量估算

河坝引水可以是跨流域的修渠引水，也可以是在灌区内部的小河上筑坝开渠引水。河坝引水量的数量与河坝截引面积的大小、年径流及其分配过程、引水渠的过水断面等因素有关，可用式 (1-4) 进行估算。

$$W = \frac{1}{10} Fy\eta \quad (1-4)$$

式中  $W$ ——引水渠的引水量 ( $10^4 m^3$ )；

$F$ ——河坝和引水渠拦截的集水面积 ( $km^2$ )；

$y$ ——月径流深 (mm)；

$\eta$ ——径流利用系数，与月径流的大小、河坝及引水渠集水面积、沿渠土质条件有关，一般采用 0.6~0.8；

$\frac{1}{10}$ ——单位换算系数。

如若需要河坝历年引水量系列资料，可用各年径流资料由式 (1-4) 进行逐年计算求得；对沿渠拦截的坡面径流，也可用式 (1-4) 进行估算。估算的精度主要取决于径流系数的选定。

## (三) 小型水库兴利库容及供水量估算

### 1. 小型水库兴利库容估算

小型水库的兴利库容 ( $V_{\text{兴}}$ ), 一般采用设计年的降雨资料进行估算, 其计算式为:

$$V_{\text{兴}} = \beta W_0 = \frac{1}{10} \beta \bar{y} F \quad (\text{m}^3) \quad (1-5)$$

式中  $\beta$ ——库容系数, 一般为 0.7~0.9;

$W_0$ ——多年平均年径流量 ( $10^4 \text{m}^3$ );

$\bar{y}$ ——多年平均年径流深 (mm);

$F$ ——水库的集雨面积 ( $\text{km}^2$ );

$\frac{1}{10}$ ——单位换算系数。

## 2. 小型水库供水量估算

小型水库在兴利库容已定的情况下, 其在计算年份所能提供的灌溉水量, 与灌区的水量调配方式及水库在灌区内所处的位置有关, 一般情况下, 位置低于渠道的水库, 调节水量的性能较好, 其所能提供的灌溉水量也较多。小型水库供水量的具体估算方法, 将在下面的水量调配计算中加以说明。

### (四) 灌区水量平衡及水量调配计算

山丘区灌溉系统的水量平衡调配计算方法, 按蓄、引、提工程是否形成长藤结瓜式水利系统而有所不同, 一般常用分片包干和蓄、引、提联合运用两种方法进行计算。

#### 1. 分片包干区水量平衡计算

分片包干主要是指灌区内的中、小型水库和引水、提水工程尚未形成长藤结瓜式水利系统, 按具体情况分别划定灌溉范围, 自成独立的小型灌溉系统, 单独进行水量平衡计算, 不与骨干工程联合运用, 没有反调节任务。其计算方法用下述算例进行说明。

**【例】** 灌区内某小型水库控制的灌溉面积  $A = 0.8$  万亩, 设计年 (中等干旱年) 作物综合净灌水定额和月径流量列于表 1-1 中第二、第四栏, 小型水库控制区内塘坝集雨面积为 1.0 万亩, 塘坝蓄水利用系数  $\eta_1 = 0.6$ , 灌区灌溉水利用系数  $\eta_2 = 0.7$ , 要求对分片包干的小水库灌区进行水量平衡计算, 确定水库供水过程。

解: 水量平衡过程见表 1-1。表中的综合灌水定额可由灌区作物灌溉制度和作物种植比求得; 设计年各月径流量由降雨资料提供; 塘坝供水量由公式  $W = 0.667 Y F \eta_1$  求得, 如 4 月份塘坝供水量  $W = 0.667 \times 19 \times 1.0 \times 0.6 = 7.610^4 \text{m}^3$ 。

表 1-1 分片包干水库灌区水量平衡计算表

日期		综合净灌水 定额 $m_{\text{净}}$ ( $\text{m}^3/\text{亩}$ )	灌区净灌溉 用水量 $M_{\text{净}}$ ( $10^4 \text{m}^3$ )	中等干旱年 各月径流量 (mm)	塘坝供水量 ( $10^4 \text{m}^3$ )	渠道净供 水量 ( $10^4 \text{m}^3$ )	水库供水量 ( $10^4 \text{m}^3$ )
月	旬						
(1)		(2)	(3) = (2) $\times A$ $A = 0.8$ 万亩	(4)	(5)	(6) = (3) - (5)	(7) = $\frac{(6)}{\eta_2}$

续表

日期		综合净灌 定 额 $m_{\text{净}}$ ( $\text{m}^3/\text{亩}$ )	灌区净灌溉 用水量 $M_{\text{净}}$ ( $10^4 \text{m}^3$ )	中等干旱年 各月径流量 (mm)	塘坝供水量 ( $10^4 \text{m}^3$ )	渠道净供 水 量 ( $10^4 \text{m}^3$ )	水库供水量 ( $10^4 \text{m}^3$ )
11~3月		37.5	30.0	35		30.0	42.9
4	上	6.3	5.0			5.0	7.1
	中	8.9	7.1			7.1	10.1
	下	8.9	7.1	19		7.1	10.1
5	上	62.5	50.0		11~3月 14.0	39.0	51.4
	中	12.5	10.0			10.0	14.3
	下	42.0	33.6	35		33.6	48.0
6	上	55.2	44.2		4月 7.6	36.6	52.3
	中	71.3	57.1		5月 14.0 6月 3.2	39.0	57.0
	下	36.2	29.0	8		29.0	41.4
7	上	17.1	13.7			13.7	19.6
	中	36.3	29.1			29.1	41.6
	下	66.0	52.8	38	7月 15.2	37.6	53.7
8	上	37.0	29.6			29.6	42.3
	中	40.5	32.4			32.4	46.3
	下	47.3	37.8	16	8月 6.4	31.4	44.9
8	上	40.5	32.4			32.4	46.3
	中	25.3	20.3			20.3	29.0
	下	25.0	20.0	16		20.0	28.6
8	上	15.0	12.0			12.0	17.1
	中	48.8	39.0		9月 6.4	32.6	46.6
	下	48.8	39.0	9	10月 3.6	35.4	50.6
合 计		788.9	681.2	176	70.4	560.8	801.2

在平衡计算过程中，塘坝供水量的使用，可根据灌区各月灌溉用水量的大小，采用

集中和分散相结合的原则进行合理分配，以解决灌溉用水高峰期水库供水的紧张状况，也使渠道输水较为均匀。例如 11~3 月份的水量集中在 5 月上旬双季前作泡田用水时集中使用；5、6 两个月的水量集中用于 6 月中旬单季晚稻的泡田用水，7 月份的水量集中用来解决双季后作的泡田用水。通过塘坝水量的这种调节削峰处理之后，使渠道的输水流量较为均匀，从而减小了渠道过水断面的尺寸和工程量。

由于塘坝分布在全灌区，放水时进入农田的距离短，一般不考虑渠道的输水损失，故塘坝供水量可从灌区净灌溉用水量中直接扣除。由水库供给的灌溉用水量，是通过各级渠道输送至田间，应考虑渠道的输水损失，即水库供水量是渠道净供水量和输水损失水量之和。由此逐时段进行计算，便可求得水库的供水过程，如计算表中的第 7 栏所示。

## 2. 引、蓄结合灌溉系统水量调配计算

灌区内的引、蓄、提工程结合成长藤结瓜式水利系统时，其水量调配计算原理虽然与分片包干区的基本相同，但具体的计算处理方法却有所不同。为了充分发挥长藤结瓜式水利系统的引、蓄作用，减小灌溉渠系的工程量，扩大工程效益，在水量调配计算中应尽量考虑以下原则：①在充分调蓄利用当地径流的前提下，考虑调引外区的水量；②考虑工程的综合利用，在优先满足灌溉用水的前提下，做到一水多用，先用后耗；③充分发挥渠、库、塘的调蓄作用，削减用水峰值，使渠道输水均匀，减少工程量。

现以图 1-1 所示灌区水利设施的类型和分布情况，简要说明引蓄结合灌区平衡区的划分和水量调配计算以及推求骨干水库供水过程线的方法步骤。

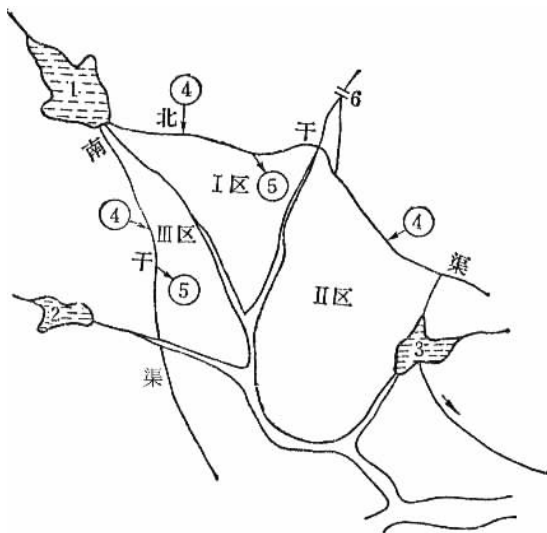


图 1-1 某灌区分片平衡示意图

1—骨干水库；2—高库；3—低库；4—低塘；5—低塘；6—引水坝

第一步，划分平衡区。平衡区主要根据灌区水利设施的分布，相对位置，以及自然地理条件等进行划分，一般不宜划分过细，如图示情况大致可将灌区划分为三个类型的



平衡区：

(1) 塘坝区（又称无库区）。本区水利设施简单，仅有塘坝等小型蓄水工程。

(2) 高库区（又称连藤区）。本区除有塘坝供水外，还有位置高于渠道的水库，它只能自行调节水量，但能通过连藤渠道连接干渠，向灌区作物或低塘供水。

(3) 低库区（又称结瓜补给区）。本区除有塘坝外，还有位置低于输水干渠的水库，这些水库既能自行蓄水灌田，又能接受干、支渠的输水进行补给，起着反调节水库的作用。

第二步，进行塘坝区（第Ⅰ区）水量调配计算。首先使用河坝（小型引水工程）和干渠拦截的坡面径流，若有余水可供低塘充蓄或作弃水处理，如水量不够，则先由低塘，后由高塘供水，如水量仍不满足用水要求，就需从骨干水库调配水量。

第三步，进行低库区（第Ⅱ区）水量调配计算。当河坝、坡面径流、低塘、高塘的水量仍不能满足本区用水要求时，先由低库调节本区河川径流供水，若低库容积较大，当地水源不足以蓄满时，平时可由骨干水库供水充蓄，发挥低库的调节作用；当低库经骨干水库供水充满后仍不满足本区的用水要求时，其不足部分在灌水时也应由骨干水库调配。骨干水库送水充蓄低库时，为减小于渠过水断面，应力求输水均匀。

第四步，进行高库区（第Ⅲ区）调配计算。当河坝、坡面径流、低塘及高塘的供水量仍不满足该区的用水要求时，则应由高库进行调配补充。高库调节后若有余水，应用于充蓄低处的塘库，不能轻易作为弃水处理。若高库不能满足本区用水，则需由渠首骨干水库进行调配。

第五步，进行全灌区水量调配计算。在进行灌区内三个分区的水量调配计算之后，按时间顺序汇总各区的缺水总和，即为渠首骨干水库的供水过程。

对于情况比较复杂，难以按以上三种典型划分水量平衡区时，可按渠系分区进行水量调配计算，其调配计算的原则和原理，与上述的分区计算相似。

灌区内有抽水灌溉工程时，在水量调配计算中，应以渠道位置为准分为高灌区和低灌区。高灌区位于渠道以上，可能由渠道或其他水源供水，若从渠道中抽水灌溉，其灌溉面积应计算在水库灌区之内；若由其他水源抽水，则抽水灌溉的面积不应计入水库灌区之中，这种情况下，抽水灌区可用相当于分片包干的调配计算方式进行计算。低灌区位于渠道末端，其水源可以是河流或湖泊，渠道也能自流控制这部分面积，因此，一般在丰水年份可由水库供水进行自流灌溉，减少抽水的动力费用，但在干旱缺水年份，为了保证上游灌区的用水，抽水灌区应从其他水源取水，以分片包干的方式从水库灌区中分出，单独进行水量平衡计算。

## 第三节 山丘区水土保持

### （一）水土流失的危害

在各种自然因素和不合理的人类活动共同作用下，地表土壤发生流失和搬移的破坏现象，通常称之为水土流失。山丘地区的自然特点是地面坡度较陡，山洪汇集快，来势迅猛，在地面植被遭到破坏的情况下，地表的保水能力大为降低，每遇暴雨，便有大量的土壤或成土母质随暴雨径流流失，通常把这种由地面水流对土壤造成的侵蚀破坏作用称为水蚀，这是水土流失的主要方面。在一定的条件下，风力也能对土壤起很大的破坏搬移作用，这种现象称之为风蚀。因此，水土流失的内容一般也包括风蚀对土壤造成的破坏现象。

水土流失对生产造成的破坏作用是多方面的，首先，使土层变薄，保水能力降低，地力减退，水旱灾害频繁出现，生态环境失去平衡，给农业生产造成很大危害；其次，随水带走的大量泥沙会引起河流、水库、塘坝和渠道的淤塞，使洪、涝、旱等自然灾害加剧，给水资源的开发利用，水利工程的建设和管理工作带来许多困难，严重的将使水利工程失效。此外，水土流失对厂矿生产、交通运输、城镇生活、水质污染等方面也会造成很大的危害。

中国水土流失面积很大且分布很广，全国水土流失面积约有5亿多亩，特别是西北黄土高原地区，黄土层深厚，坡陡土松，植被稀疏，沟壑纵横，气候干旱，暴雨集中，水土流失现象非常严重，是黄河泥沙的主要来源。南方山丘地区，植被覆盖一般较好，但由于暴雨强度大，次数频繁，在植被遭到破坏的地区，水土流失现象也较为严重，也有防止水土流失的任务。

水土保持就是针对水土流失而采取的各种防护技术措施。简要地说，它是防治水土流失，涵养水源，整治耕地，维护和提高土壤生产能力的综合措施。

### （二）造成水土流失的主要原因

造成水土流失的原因很多，且很复杂，相互制约，但可归纳为自然的和人为的两大类因素。一般认为，自然因素造成的水土流失叫正常侵蚀，人为因素造成的水土流失叫加速侵蚀。

#### 1. 自然因素

造成水土流失的自然因素包括降水、地形、土壤、植被、地质和风等各种因素。

（1）降水：包括降雨和降雪。不论降雨或融化的冰雪水，只要产生地表径流，均有可能造成水土流失。一般降雨径流与水土流失的关系更为密切，因为雨滴对土壤的冲击力和降雨径流从高处往低处流动时，对土壤产生的冲刷力，是造成水土流失的主要动力。一般在降雨强度大，降雨分布不均匀，年降雨总量大的地区，产生水土流失的危险

性也大，尤以降雨强度对水土流失的影响最为突出。在其他条件相同时，降雨强度越大，产生的地面径流就越大，对土壤产生的冲刷力便越强，水土流失现象也越严重。

(2) 地形：地形条件是产生水土流失的重要原因之一。一般规律是地面坡度愈陡，地面径流的流速便越大，对土壤产生的冲刷力也越强，水土流失现象就越严重；坡面越长，汇集的地面径流越大，水流的冲蚀能力便越强，水土流失现象也越严重。地面的坡形对水土流失也有明显的影响，一般是直线形坡面和凸形坡面，其下半部因受水流冲刷力大，土壤流失严重；凹形坡面是上部受冲，下部受淤；凸凹形坡面是又冲又淤；台阶形坡面既能增加土壤入渗水量，减少地表径流，又能降低径流速度，使水土流失大为减轻。地面坡形对水土流失的各种影响，为采用有效的水土流失治理措施，提供了可靠的依据。

(3) 土壤：土壤是地表径流冲蚀的对象。冲蚀数量的多寡，很大程度上取决于土壤的物理化学性状，如土壤的透水性、土壤质地、土壤结构、孔隙度及抗冲性能等。土壤的透水性能越好，降雨时产生的地面径流越小，水土流失现象便越轻，土壤透水性土壤的孔隙率有关，而孔隙率又取决于土壤质地、土壤结构和土壤的松散程度。无结构的粘性土壤，透水性较差，降雨时能产生较大的地面径流，水土流失量大。松散无结构的土壤，抗衡雨滴的打击和径流冲刷的能力均较差，故水土流失量也较大。

(4) 植被：覆盖在地表上的植被，对保持水土具有重要作用。覆盖率越高，水土流失越轻微。植被的水土保持作用主要表现在：可使土壤免受雨滴的打击，保护土壤结构；可以截留大量的水分，减小地面径流，减缓径流的流速，降低水流的冲蚀能力；枯枝落叶和植物根系能增加土壤的有机质，提高土壤的肥力，改善土壤结构，增加水分的入渗，减少地面径流。

此外，在一定条件下，风也是造成土壤侵蚀的自然因素。风蚀不受地形条件的影响，平原地区也能发生。风蚀的程度取决于风速以及地面的粗糙度和地面植被。

上述各种自然因素对水土流失的影响，不是孤立进行的，而是相互依存的。植被的生长，有赖于土壤和降雨条件，而生长起来的植被又使土壤的物理化学性状得到改善，减小风速，拦截径流，增加降雨入渗，影响径流的形成，减少水土流失。

根据以上所述，在开展水土保持工作时，应在全面分析各种自然因素对水土流失影响的基础上，综合地采用各种适宜的治理措施，才能取得良好的治理效果。

## 2. 人为因素

人为因素主要是指人们在自然界所进行的一切生产和生活活动，如开发利用土地和植物资源，开矿建厂，筑路和兴修水利等。它可以给人类创造财富，但不合理的人为活动则是加速水土流失，破坏生产和生态平衡的重要因素。危害较大的不合理人为活动，一般有陡坡开垦、滥伐森林、毁坏草地、顺坡耕作、烧山开荒、不合理的放牧等，其结果使植被遭受破坏，表土大量流失，生态环境失去平衡，生产遭受损失。人们在开矿筑路，兴修水利等生产建设中，地表植被要受到一定程度的破坏，如果各种废土矿渣任意倾倒，不加妥善处理，将造成水土流失，大量弃土废渣会随水注入江河、湖泊、水库、沟渠，并在其中沉降淤积，影响工程的效益，缩短工程的寿命。但合理的人为经营活

动, 不仅能创造财富, 而且能改善某些不利的自然条件和生态环境, 有效地控制水土流失, 这正是水土保持工作的根本任务。

### (三) 水土流失治理措施

造成水土流失的原因是多方面的, 这说明水土保持工作必须采取工程和农林等综合性的措施, 才能取得良好的治理效果。防治风力侵蚀, 主要靠造林种草, 削减风力, 达到防风固沙的目的; 防治水力侵蚀, 一般需要采取多种治理措施, 建立完整的防护体系, 才能取得较好的防治效果。在水力侵蚀过程中, 水是产生侵蚀的原因, 土是被侵蚀的对象, 因此, 妥善处理地面径流, 兴利除害是防治水力侵蚀的关键所在。采用的防治措施要能增加植被覆盖, 增加土壤入渗, 减少地面径流, 同时要能改变微地貌, 以形成有利于防止土壤流失的地面径流流动条件, 此外, 还要求能改善土壤结构, 增强土壤的抗冲能力。

水土保持工作面产量大、涉及农、林、牧各业的合理安排, 上下游统筹兼顾, 山、水、林、田、路统一部署等一系列问题, 要有全面的综合规划, 才能搞好水土保持工作。

#### 1. 治理原则

根据水土保持工作的多年实践经验, 在水土流失的治理中, 一般应遵循以下原则:

(1) 防治并重, 治管结合。在水土流失轻微地区, 主要应搞好防护工作, 防止水土流失现象进一步发展; 在水土流失严重地区, 要因地制宜地采取有效措施, 全力开展治理工作。水土流失治理是长期的工作, 不能指望在一二年内完成, 需要持续地进行, 在积极开展防治的同时, 对已有的水土保持设施要加强管理养护, 不断巩固提高, 扩大治理效益。

(2) 统一规划, 综合治理。在水土流失治理过程中, 应进行全面的调查研究, 弄清治理区的自然资源状况及生产发展方向, 科学地制定防治规划, 合理安排农、林、牧各业的用地, 确定治理措施和步骤。由于造成水土流失因素的复杂性, 决定了治理措施的综合性和复杂性, 即必须从上到下, 从坡到沟, 采用农林措施、工程措施和蓄水保土的耕作措施等进行综合治理, 建立群体的防护体系, 改变产生水土流失的自然条件, 才能取得稳固的治理效果。

(3) 除害兴利, 增加收益。在治理过程中, 要充分利用土地, 有计划地发展农林牧各业生产, 讲求实效, 增加收益, 使群众在治理中得到实惠, 以促进水土保持工作的长久深入开展。

#### 2. 治理措施

水土保持措施一般分为工程措施, 植物措施和农业耕作措施等几类, 现分述如下。

(1) 工程措施。主要是通过修建梯田、塘坝、谷坊等工程, 拦蓄径流和泥沙, 控制水土流失, 淤地造田。

梯田: 修筑梯田是山丘地区治理坡耕地水土流失常用的有效措施, 蓄水保土和农业增产作用非常明显。坡耕地上修筑梯田后, 改变了局部的地形和地貌, 截短了径流的流

程,一般的降雨可就地拦蓄,径流不出田,土壤和肥料不致被冲走,即使在暴雨时,也能拦蓄大部分径流,大大减轻水土流失量。坡地改梯田后,粮食增产效果显著,效益大者可提高1~3倍。南方坡种的柑橘、茶叶、胡椒等经济作物,一般也应修成梯田种植,可收到作物增产和保持水土的双重效益。

梯田的规格,即梯田的田面宽度,田坎高度和坡度,三者之间是相互关连的,具体确定时,应根据坡地的地面坡度,土层厚度,土质情况,耕作方式以及劳力和经济条件等而定。在一定的地面坡度下,田面宽度大,对机耕、灌水和管理都有利,但田坎高,平土工作量大,用工多,田坎易坍塌,管理维护较困难;反之,田面宽度小,田坎高度相应降低,土方工程量和平整土地用工随之减少,但机耕等田间作业不便,田坎占地多。梯田宽度的确定,要按具体条件,着重考虑耕作灌水方便,有利于保墒增产以及田坎坚固稳定等方面的因素。从坡面的坡度和土质以及土层厚度来看,坡度陡、土质轻、土层薄时田面宽度应小些,即坎高要小些。据陕北经验,田坎高度一般不超过3~4m,田坎的斜坡以不超过70°为宜。在石料来源丰富的地区,田坎可修成石坎,坚固耐久,且占地少(约为3%~10%);田坎修成土坎时,外坡常用1:1~1:1.5,视坎高和土质进行选定,坡面采取适当的生物措施防护,一般也很稳固,但占地较多,一般约占10%~30%。为了存蓄雨水,防止径流漫溢冲毁田坎,梯田的外侧应修高出田面0.2m,顶宽0.2m的田埂,埂上可种草防护。

梯田的灌溉排水设施和交通道路,要根据需要统一规划,以满足农田灌溉和排水以及田间生产的需要。梯田一般采用灌排合一的渠道系统,渠道修在梯田的内侧,灌溉时从垂直田块方向的渠道(一般为农渠)引水,排水时把汇集的田面径流经农渠排出。垂直等高线布置的农渠应修跌水,跌差一般视梯田的田坎高度而定,以防渠道发生冲刷。道路一般修在渠道的一侧,路面宽度按交通要求而定,路面坡度一般不大于10%。

谷坊:在水土流失的小沟谷中分段修筑的小坝称为谷坊,又称闸山沟。谷坊能拦截径流和泥沙,减缓沟底和水流的坡降,因而可以防止沟底下切和沟岸崩塌,保护下游水利工程,减轻水库和塘坝的淤积。谷坊淤成的台阶状土地,可种植林木和作物,增加可用土地面积。

谷坊的修建应就地取材,因地制宜,可用土、石、枝、梢、柳桩以及其他混合材料修筑。用泥土构筑的土谷坊,坝高一般可在1~3m之间;由石块砌筑的石谷坊,坝高一般为1~5m,其横断面如图1-2所示;枝梢谷坊的坝身用树木枝梢和泥土或块石修筑,坝高一般为1~3m,适宜于集水面积不大,沟谷坡度较陡,不便于修筑土石谷坊的冲蚀沟谷中采用;插柳谷坊是在沟底打入若干排柳桩,柳桩成树后,便可起到缓流防冲,留淤保土的作用。谷坊应稳定安全,要求坝体坚固,溢洪口大小适宜,基础坚实,坝下消力设施布设合理。

在谷坊的规划布置中,修建的顺序一般是先上游,后下游,先支沟,后干沟,层层修建,节节拦截,分段控制水土流失。也可在冲积泥沙最集中的地段先修建,淤地速度快,控制泥沙效果明显。坝的高度一般是先修低坝,逐年加高,在要害的部位应修建较大的主坝,坝址应选在沟底较缓,口小肚大,坝基坚实的地点,以便节省投资,并能拦

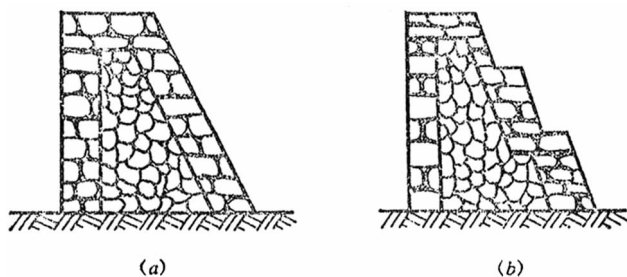


图 1-2 谷坊横断面示意图

(a) 普通块石谷坊横断面图; (b) 跌台块石谷坊横断面图

蓄较多的径流和泥沙。谷坊的间距与坝高密切相关，坝高大，间距亦大，坝的数量减少，应合理确定，力求布局均匀，经济实用。在土质沟谷中，一般以上坝的坝顶与下坝的坝顶大致水平，或在不引起冲刷的前提下，允许淤沙线有一小角度  $\alpha$  来确定谷坊的间距，如图 1-3 所示。前一情况可用式 (1-6)，后一种情况可用式 (1-7) 计算谷坊间距。

$$L = \frac{h}{i} \quad (1-6)$$

$$L = \frac{h}{i - i_c} \quad (1-7)$$

式中  $L$ ——谷坊间距 (m);  
 $h$ ——谷坊高度 (m),  
 $i$ ——河底坡度;  
 $i_c$ ——淤沙线允许坡度。

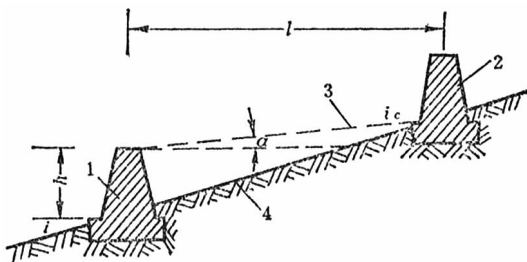


图 1-3 谷坊间距示意图

1—第一道谷坊; 2—第二道谷坊; 3—淤沙线; 4—沟底线

淤地坝：为了滞洪拦泥，淤地固沟，使受水土流失侵蚀的荒沟淤成良田而在沟谷中修建的坝称为淤地坝，淤成的可耕地叫坝地。

淤地坝一般不长期蓄水，下游也无灌溉要求。在治理区内，淤地坝的布设应进行统一规划，力求费工少，收效大，能拦蓄较多的洪水泥沙，淤出较多的坝地，同时，要考

虑淤地坝的安全生产,使各坝成为一个有机的整体,相互配合,蓄泄沟通,为减少洪水泥沙的来量,应注意沟坡兼治,上下游、干支沟全面考虑,制定治坡与治沟的统一计划,使治理区形成一个保持水土、防洪、灌溉、发展生产的完整体系。

淤地坝的坝址,宜选在容量大,沟口窄,沟底缓,淤地多的地点。淤地坝的数量与坝高密切相关,坝身高度大,间距也大,相应的数量少,密度小,一般应根据沟底比降、沟谷地形以及相邻的坝间川台应相连接的原则进行确定。拦泥落淤后形成的坝地,还受到洪水冲毁的威胁,应注意坝地的防洪,一方面要加强坡地治理,从根本上减少洪水的来源;另一方面还要因地制宜地采取坝地本身的防洪措施,如对治理区内坝系进行分类安排,采取轮淤轮种,蓄种相间的办法交替使用,加高各淤地坝等。下游坝蓄洪,上游坝耕种时,应在上游坝地内修建排洪渠,将洪水排蓄在下游坝中。在坝系已经形成,坡地治理较好的情况下,应在坝地建立固定的排水滞洪系统,使部分洪水漫地滞蓄,剩余洪水下泄排出治理区。

其他措施:为防止冲沟遭集中水流的冲刷,造成沟头往上游展延,常采用沟头防护措施,即在沟头上游某一距离内挖沟筑堤,拦截径流,使径流不能入沟或把径流引至适宜地点,通过消能设施消能后再泄入沟内。

引洪漫地也是一种水土保持措施,它是通过简易的引水设施把含有很高肥分的山洪引、入淤漫耕地或荒滩。引洪漫地措施不但可以改良土壤,增加耕地面积以及提高作物产量,还可起到拦蓄径流泥沙,削减洪峰,保持水土的作用。

## (2) 植物措施

植物措施包括造林种草、封山育林育草以及加强牧场草原管理等措施,是水土保持工作的重要组成部分,植物措施不仅能改善自然生态环境,减少地表径流,防止水土流失,减轻灾害性气候的危害程度,还能把荒山荒沟利用起来,发展多种经营,可获果品、桑柞、药材等大量土特产品,同时还可综合地解决燃料、木料、饲料和肥料等问题,增加经济收益。

植树造林:水土保持林按其目的性和营造的位置,可分为沟坡防护林,沟头沟岸护岸林,固沟护沟林等造林应因地制宜选择耐旱、耐瘠薄、适应性强、根系多、生长快的树种,乔木灌木应有机的搭配,树种尽可能多样化,以便更好地发挥保水保土和防止病虫害的作用。

种草育草:种草育草是最常采用的植物措施之一。草类生长快,覆盖地面后,既能减少地面径流,保持水土,又能增加肥料柴草和发展畜牧业,是一种费工少,见效快的水土保持措施。种草可采用草田轮作,一般情况下首先利用荒坡荒山种草,加强管理,随着农牧业生产的发展,可有计划地退耕部分坡耕地用于种草,实行草田轮作和草田带状间作等科学的耕作制度,改善治理区的生态条件,促进各业生产的发展。

封山育林:封山育林是在一定的期限以内,把一定范围的荒山荒沟封禁起来,不许到封育区砍柴、割草、放牧、垦荒,给草木创造良好的生长条件,使之自然成长起来。在地广人稀缺乏劳力的水土流失地区,大力采用这一措施,能在较短的时间内恢复植被,有效地控制水土流失,是一种省工省钱,见效快的治理措施。

### (3) 农业耕作技术措施

在水土流失地区，采用合理的农业耕作方法，可以增加地面覆盖，分散水流，减小径流速度，增加入渗水量，改变局部地形，拦蓄雨水，保墒抗旱，增加土壤肥力，起到保持水土的治理效果。各地群众在长期的生产实践中，创造了很多适合于本地区的耕作技术，对治理水土流失和发展生产发挥了显著成效。常见的耕作技术有：沿等高线方向开沟播种的等高沟垄种植；用疏生和密生作物间作、高秆和矮秆作物间作、农作物和牧草间作的横坡带状间作法；旨在增加复种指数，缩短地面裸露时间，增加地面覆盖的横坡套种、间种和混种法等。



## 第二章 南方平原圩区的治理规划

南方圩区主要是指中国南方沿江滨湖易受洪涝灾害威胁的低洼地区和受海洋潮汐影响的三角洲地区。南方圩区均属江湖冲积平原，土壤肥沃，水网密布，湖泊众多，水源充足，雨量充沛，人口密集，是中国重要的农业产区，劳动人民在长期的生产实践中，为抗御自然灾害，结合本区的特点，在江河两岸和沿湖滩地周围，筑堤防洪或挡潮，进行围垦种植，形成了具有防洪、除涝、灌溉功效的大面积水网圩区。

南方圩区的自然特点是地形平坦低洼，大部分地区的地面高程均在河湖洪枯水位之间，每到雨季汛期，圩堤外面的河湖水位，常高于圩内的田面高程，使得圩内的涝渍水量无法自流外排，农作物经常酿成涝渍灾害，特别是大水年份，圩堤还常常决口泛滥，外洪内涝给农业生产造成严重影响。圩区自流排水条件较差，地下水位经常维持在较高水平，有的低洼农田甚至常年冷浸，严重影响旱作物和水稻的正常生长，另一方面，由于年际或年内降雨不均，干旱缺水也经常威胁圩区的农业生产。因此，在水网圩区的治理规划中，洪涝灾害和干旱缺水现象是应着重考虑解决的问题。

南方圩区通过大力修堤建闸，联圩并垸，修建圩内灌排系统进行内排外引，沿河撇洪，计划围垦以及发展机电灌排事业等一系列综合防治措施，大大提高了圩区的防洪安全，减轻了洪涝威胁，扩大了耕地面积，增强了抗旱能力，使得圩区的农业生产条件有了明显的改善，成为中国农业生产的重要基地。在治理圩区水旱灾害的同时，水利灭螺，消灭血吸虫病方面也取得显著成效。

在治理水网圩区的生产实践中，各地群众创造了很多因地制宜，行之有效的治理措施，如江苏省采用的内外水分开、高低地分开、灌排系统分开、水旱作物分开、控制内河水位和地下水位的“四分开，二控制”治理方法，在发挥工程的灌排能力，减少工程投资和便于维护管理等方面，均取得了显著的治理效果。

但应指出，尚有不少圩区的洪、涝、渍、旱各灾的威胁还未得到有效解决。有些圩区由于工程不配套或管理不善，没有发挥工程的应有效益；有些地区因为无计划围垦造成的不利后果需要解决；有的圩区由于标准较低，需要提高工程抗御灾害的能力，也有由于工程年久失修或生产条件变化需要进一步改建扩建。此外，在航运、养殖等综合利用方面，随着生产的发展，也有大量工作需要完善。因此，水网圩区的规划治理工作，应在确保防洪安全的前提下，进一步搞好圩区的农田水利建设，使工程在农业生产中能做到灌、排、蓄、降（降低地下水位）自如，洪、涝、渍、旱各灾并治，促进农业生产和多种经营的全面发展。

## 第一节 圩区防洪规划

防洪规划是圩区规划治理的重要内容，是确保圩区安全，发展圩区生产的首要措施。根据圩区的具体条件，规划中一般采用下列几种措施：规划整修堤防，抵御洪水侵袭，改造旧有圩垸，联圩并垸，促使圩外水系行洪通畅；进行分洪蓄洪，治河撇洪，减小外河的洪峰和洪量，减轻圩区的防洪负担。

### （一）修建防洪堤

整修堤防是圩区防洪规划中最普遍采用的一种措施，一般包括以下几项内容：

#### 1. 确定堤防的防洪标准

堤防的防洪标准关系到堤防的工程费用和防洪效能。标准的高低取决于堤防所保护地区的重要性、历史上的洪水灾情以及政治影响等条件，可参考表 2-1 所列数值。滨海平原圩区的海堤防潮标准，以防御台风暴雨水位为依据，尚无统一的标准，以各省具体规定为准。

表 2-1 堤防防洪标准

防 护 对 象			防洪标准 [重现期 (年)]
城 镇	工 矿 区	农田面积 (万亩)	
特别重要城市	特别重要工矿区	500	> 100
重要城市	重要工矿区	100 ~ 500	50 ~ 100
中等城市	中等工矿区	30 ~ 100	20 ~ 50
一般城市	一般工矿区	30	10 ~ 20

注 ①对洪水泛滥后可能造成严重灾害的一些城市、工矿企业和重要粮棉基地，可根据本表适当提高防洪标准，成由国家作出专门规定；

②交通运输及其他部门的防洪标准可参照有关部门的规定确定；

③防洪要求较高而一时难以达到者，可采取分期提高的办法处理。

在进行防洪堤规划计算时，防洪水位可按实际年法进行确定（即采用历史上出现过的某一实际防洪水位，如长江干堤按 1954 年洪水水位标准），也可按拟定的防洪标准用频率分析方法进行计算确定。

#### 2. 确定堤顶高程和堤防间距

在按设计标准确定了堤防的设计洪水水位的情况下，堤顶高程可按式（2-1）计算。

$$Z = H + h + \Delta \quad (2-1)$$

式中  $Z$ ——堤顶高程 (m)；

$H$ ——设计洪水位 (m);

$h$ ——波浪爬高 (m), 可参考水工建筑物教材的有关规定进行拟定或计算;

$\Delta$ ——安全超高, 一般为 0.5~1.0m。

若按设计标准确定的是设计洪峰流量, 则一般需要通过河道洪水演算, 推算出控制断面处的设计洪水位之后, 再按式 (2-1) 计算。

堤防间距是指河流两岸堤防之间的距离。堤防间距与堤顶高程之间有密切的关系, 不同的堤距要求不同的堤高, 即同一设计标准下的洪水, 可用不同的堤距及相应的堤高予以满足, 但其技术经济效果不一样。堤距大, 堤高可小些, 但行洪的宽度大, 占地多; 反之, 堤距小, 行洪的占地可小些, 保护的农田面积要大些, 但堤防要高些, 其修建费用和技术要求也相应要高些。在规划中, 一般要拟定几种不同堤距和堤高的方案, 通过技术经济的分析比较, 从中确定经济合理、安全可靠的方案。

### 3. 堤防断面尺寸的确定

堤防断面一般为土质的梯形断面, 设计中主要应确定经济安全的堤顶宽度和断面边坡。堤顶宽度主要考虑堤身在高水位渗透时的稳定和交通要求, 一般取 3~5m, 兼作公路时, 应按公路规范确定。堤防边坡的选定, 应考虑建堤的土质, 堤防的高度, 断面结构, 高水位持续时间和风浪大小等因素, 一般取值在 1:2.5~1:3.0 之间。

## (二) 堵支强干, 联圩并垸

在没有经过全面规划治理的圩区, 圩子面积一般很小, 布局零乱, 很不规则; 堤身矮小, 防洪标准低; 堤线很长, 防洪任务重; 堤上建筑物多, 维修管理任务大; 渗入圩内的水量多, 增加了圩区的排涝任务。所有这些问题, 一方面造成外河水系紊乱, 汛期水流相互顶托, 行洪不畅, 增加了圩区的防洪任务; 另一方面也加重了圩内的涝渍灾害。

旧圩区存在的上述问题, 可以通过堵支强干, 联圩并垸的办法进行必要的改造, 以提高圩区抵御洪涝灾害的能力。联圩并垸措施的实质, 是通过全面的勘测规划, 把一些不影响泄洪的支流河叉, 用筑堤或建闸的办法予以堵塞, 使一些原来分散独立的小圩联成一个大圩。如图 2-1 所示, 原有 6 个小圩, 造成泄洪水系交叉紊乱, 圩堤很长。现采用联圩措施, 在 A、B、C、D、E、F 各处筑堤堵口或修建涵闸之后, 将各自独立的 6 个小圩联成一个大圩, 使部分原属小圩的外河, 变成了大圩的内河。经过联圩, 缩短了圩堤的长度, 理顺了行洪线路, 减轻了防洪负担, 增加了圩内的水面面积, 从而提高圩区的滞涝能力, 减轻涝灾威胁。由于透过圩堤渗入圩内的水量减少, 有利于控制圩内地下水位, 减轻渍害的威胁。堵塞了支流叉河之后, 干河的流量增大, 有利于冲刷河床, 防止淤积, 使干河的泄洪能力和通航条件得到改善。联圩后出现的这些变化, 对圩区的防洪除涝, 发展圩区的农业生产起着十分重要的作用。实际上, 建国后南方圩区的治水过程, 基本上就是联圩并垸, 对圩区逐步进行改造的过程。

在进行联圩并垸规划时, 应先分析原有河道的泄洪能力, 然后拟定联圩方案, 计算联圩后外河的泄洪能力, 进而提出围堤整治加固计划和设计方案等。联圩并垸势必要调整和改造圩内圩外的水系, 因而原有的泄洪、通航、生态条件和水流状况将产生一系列

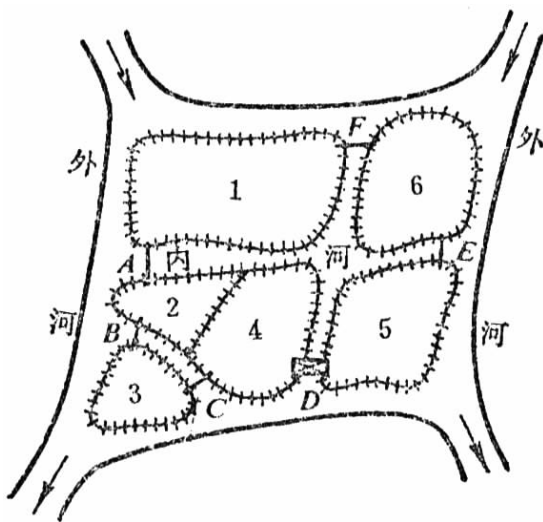


图 2-1 联圩示意图

变化，如果处理不当，会带来一些不利影响。支流叉河堵塞要适当，堵塞过多，干河的洪水位将会过分抬高，增加圩区防洪和排涝的困难；干河水流大量集中，可能会加剧河床冲刷，影响河道的稳定；联圩后航道改变和船闸等建筑物的增多，可能给交通带来不便；联圩以后，原有的闸站等建筑物和排水系统，可能会产生某些不利影响，必须进行适当调整，以解决产生的矛盾，适应新的要求。总之，联圩并垸工作，涉及的面很广，影响因素很多，不能只考虑局部工程而应作为大范围全流域综合规划的组成部分来研究。

联圩并垸的规模，应根据具体情况，因地制宜地恰当确定，应按工程投资少，经济效益大，安全可靠，管理方便等原则进行分析确定。一般是外河洪枯水位变幅小，防洪任务较小的圩区，联圩的规模宜小些，如江苏太湖流域的圩区，洪枯水位相差一般在 1.0~1.5m 之间，当地的经验认为，联圩后的圩垸面积以 3000~5000 亩为宜。外河洪枯水位变幅大，防洪任务重的圩区，一般倾向于联圩的规模宜大些，如湖南、湖北、安徽、江西等省的圩区，外河的洪枯水位差一般在 7.0m 以上，防洪任务重，修护堤防的用工多，倾向于大联圩方案，联圩后的面积一般在几万亩至十几万亩，有的甚至达到几十万亩。

在大规模的联圩中，一方面要处理好干、支流，左、右岸，上、下游之间的关系，另一方面为确保联圩后的防洪安全，应遵循先强干，后堵支的治理原则，即先加强干河的泄洪能力，再堵塞支流或修建涵闸控制，特别是对河道的入海、入江、入湖的泄洪口不能轻易堵塞。

### （三）分洪与蓄洪垦殖

分洪蓄洪是江河中下游防洪工作中，为保证大面积的防洪安全而采取的战略防洪措

施。江河中下游一般主要靠堤防保护两岸农田和城镇工矿的安全，但堤防只能防御某一设计标准的洪水，一旦江河发生超标准洪水，堤防不能承担防护任务时，就必须有计划地采取分洪蓄洪措施，利用部分圩区作为分洪蓄洪区，牺牲局部利益，以增大行洪面积或蓄洪容积，减少江河的洪峰流量，确保江河中下游沿线广大圩区的安全，最大限度地减少洪水灾害所造成的损失。

所谓蓄洪垦殖，就是在适当的地点修建水闸，把江湖分开控制，在一般年份，不让江水入湖，这时湖泊水位较低，有利于垦区除涝排水，扩大种植面积；在大水年份，利用汛前湖泊水位低，调洪容积大的有利条件，开闸引蓄超出江河安全泄量的洪水，保护江堤的防洪安全。这种既能防洪又能生产的工程措施，称为蓄洪垦殖。长江中下游平原地区，沿江两岸沟通数以千计的大小湖泊，面积可达  $3 \times 10^4 \text{ km}^2$ ，有计划地利用这些湖泊的容积，调蓄洪水，具有一定的作用。建国后，长江中下游地区利用湖泊众多的特点，先后兴建了荆江、大通湖、武湖、华阳河、白湖等一系列的蓄洪垦殖工程。

分洪蓄洪工程是战略防洪措施，其影响面很广，需要考虑的因素很多，因此，分洪蓄洪工程的规划应在河流域规划的基础上进行。一般应考虑：分洪区的位置应选在被保护地段的上游，以发挥最大的防护作用；分洪区应尽量选在地势低洼，蓄洪容积大，淹没损失小，堤防费用少的圩区，这样不仅分洪效果大，而且蓄洪淤积的结果，可以抬高原有的地面高程，改善今后的垦殖条件；在工程布局上要抓好分洪闸、分洪道和蓄洪区等主体工程规划，以及它们之间的联合运用，以充分发挥各项工程的作用。

#### （四）截流撇洪

截流撇洪是平原圩区防洪除涝的一种有效措施。它是利用修建撇洪河（沟）拦截汇入圩区的山坡或河流上游的洪水，使之直接流入外江或海洋，不再汇入圩区或湖泊的防洪工程措施。这一措施可使河流与圩垸或湖泊分开，使主、客水（即涝水和洪水）分家，从而减少了湖泊或圩区的集水面积和相应的来水量，为圩区农田排除涝水和湖滩围垦创造了有利条件。采用等高截流，高低分排的撇洪方式，可以减少圩内低地的抽排水量，从而节省了抽排设施的投资和管理费用，据南方各省有关资料的分析表明，每拦截撇去  $1 \text{ km}^2$  集水面积的来水，可相应减少圩区  $20 \sim 40 \text{ kW}$  的电排设备。有条件的撇洪河沟，还可以结合灌溉和通航进行综合利用。撇洪工程除了具有这些优越性之外，一般还具有占地少，移民少，工程所需材料少以及便于分期施工等优点。

撇洪工程主要由撇洪河（沟）及其上的溢洪和泄洪等建筑物组成。在规划设计中，首先要选定经济合理，安全可靠的撇洪河（沟）线路，在此基础上，进行河沟设计洪水水位计算，分析外河或海洋的设计水位，确定河沟的过水断面和建筑物及防洪堤的断面尺寸等。

撇洪沟的设计标准要与当地的除涝标准和工程规模相适应，一般以 10 年一遇为宜，但规模较大，位置重要的撇洪工程，设计标准可适当提高一些。撇洪河沟均以 24h 最大暴雨产生的洪峰流量作为设计依据，即要求撇洪工程在发生频率为 10 年一遇最大 24h 暴雨时，能单独或配合其他溢泄、蓄涝和机电提排等措施，保证平原圩区不成涝。为了

减少撇洪工程的规模，一般应在撇洪范围内，按实际情况，尽可能增加一些滞蓄洪水的塘库等蓄水设施，做到以撇为主，撇蓄结合。因此，撇洪沟的设计流量可按撇洪区内是否有蓄泄设施，分别用设计洪峰流量或设计洪峰流量的一部分作为撇洪沟的设计流量。当采用后一种设计流量时，表示有一部分洪峰流量通过撇洪沟上设置的溢洪堰或泄洪闸排入湖泊或圩区暂时滞蓄，或由抽排站排出。

撇洪沟的布置，根据地形条件，可采用几条沟道分散撇洪，或采用一条沟道集中撇洪。撇洪沟一般要求不受顶托的自由撇洪，但当外江水位较高，出现顶托影响时，只能利用错峰排涝或低水位排涝。撇洪沟出口一般应建闸控制，以防止汛期外水倒灌，或在干旱季节用以蓄水灌溉。

## 第二节 圩区内部灌排系统规划

圩区的农业生产，除受涝渍灾害的威胁外，也存在干旱缺水的影响，为保证作物正常生长，旱涝保收，必须在圩区内部修建完整的灌排系统。由于涝渍灾害是圩区农业生产存在的主要问题，所以在灌排系统规划布置时，一般以除涝和控制地下水位的排水为主，兼顾灌溉，灌排分开，各成系统。灌溉系统的布置一般应服从于排水系统的需要。现对圩区除涝灌溉系统规划方面的原则和经验分述如下。

### （一）高低分排，等高截流

平原圩区的地形特点是地面坡度小，地形平坦，尽管如此，也还是存在地形高差，特别是面积较大的圩区地形高差更为明显，存在着不同的自流排水条件。为尽量利用高地较好的自流排水条件，防止高地的径流往低地汇集，减轻低地的排涝负担，解决高低地之间的排水矛盾，在规划治理中采用等高截流，高水高排，低水低排，分区排水的治理原则，已成为圩区除涝的一条成功经验。如图 2-2 (a) 所示，根据外河的水位条件和圩区地形，按高低分排，分片排水的治理原则，把圩区分为高低二个排水区，在高低排水区之间的分界处，布置两条等高截流沟，即高排沟，用以承集高排区的径流，并将汇集的涝水分别在 B、C 两处建立的排水闸分散排至外河，大大减轻了低排区的排水负担。低排区的涝水，由 A 点设闸排出。图 2-2 (b) 为沿堤线 F—B—A—C—G 绘出的纵剖面图，从图中可以看出，采用高低分排后，当外河水位低于位置 1 时，高地的涝水可经高排沟从 B、C 两闸自流排出，加速了涝水排除的时间；若不进行高低分排处理，让高地径流汇集至低排区后由 A 点的低排闸外排，则需等外河水位降低到位置 2 时，涝水才能自流排出，这不仅增加了低地的排水负担，还延缓了高地涝水的排出时间。外河水位由位置 1 降至位置 2 的时间，即为延误的高地径流排出时间。

### （二）留湖滞涝，排滞结合

汛期，圩区的外河水位经常高于圩内的地面高程，此时，圩内的涝水不能由排水系

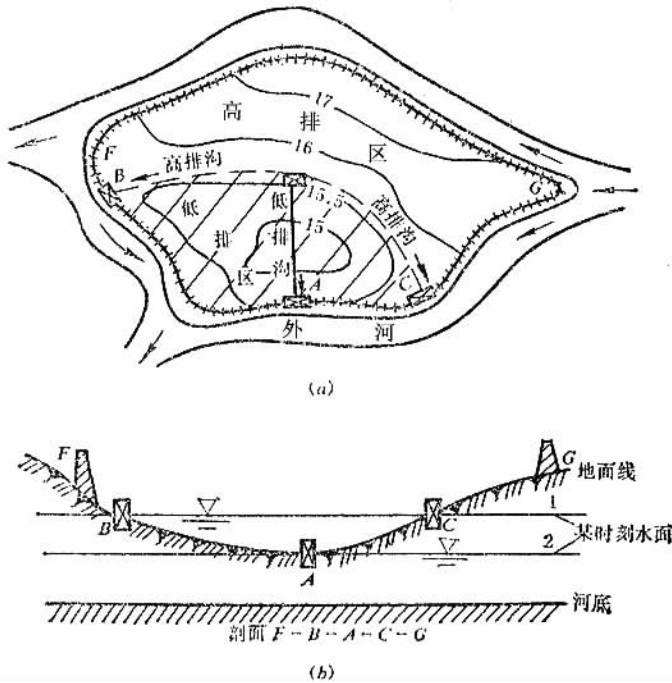


图 2-2 圩区高低分排示意图

统经排水闸自流外排，为防止外水倒灌，还需关闸挡水，为使闭闸期间圩内涝水不致淹没农田和减轻抽排负担，要求圩内留有适当的湖泊洼地以及河网水面，以滞蓄闭闸期间圩内产生的全部暴雨涝水或部分涝水，这是圩区除涝行之有效的措施。

利用圩内河湖洼地滞涝对减少抽排装机容量关系密切，作用显著，据在  $1\text{km}^2$  的排水面积内无内湖滞蓄与有内湖滞蓄（内湖水面积占排水面积的 10%，滞蓄水深为 1m）两种情况的对比估算，在达到同一除涝标准情况下，留有 10% 滞蓄容积的比不留内湖滞蓄所需抽排装机容量相差四倍之巨，对建站投资和管理运行费用影响很大。圩区内预留滞蓄容积的问题是规划中关系到经济效益的问题，预留的内湖滞蓄面积占排水面积的比例（称为水面率或湖泊率）要适当，并非越大越好，据江苏、湖南、湖北、江西等省的治理经验，圩区水面率以 10% ~ 15% 为宜；若圩区内没有湖泊，仅靠新挖河网进行滞涝时，水面率应小些，以 5% ~ 10% 较为适宜，每平方公里面积相应的土方量在  $(10 \sim 20) \times 10^4 \text{m}^3$  之间，否则，河网土方量过大，占地太多。

对原有滞涝湖泊围垦过量的圩区，为确保滞涝排水的需要，应适当退耕还湖，满足滞涝需要，或规划设置备用滞涝湖进行滞涝垦殖，即在大水年分用于蓄水滞涝，小水年份进行垦殖；也可采用开挖必要的排水河网的办法，增加圩区水面率，以满足滞涝的需要。

圩内滞涝湖泊的规划，视地形条件可以集中设置，也可分散布设。集中设置内湖可以减少单位蓄水容积所需的湖堤土方量，但湖泊面积较大，水面风浪也大，对湖堤的质

量要求较高；分散设湖可结合高低分排的需要，进行高低分蓄分排，更有利于圩区除涝，且涝水入湖距离短，排水及时，对作物生长有利，同时，高地湖泊滞留的水量，在灌水季节还可用于灌溉低地农田，做到灌排两便。

在滞涝湖泊的管理运用方面，对于抽排装机较小，不能满足全圩区涝水同时抽排时，应按“先排田，后排湖”的原则，先抢排低地农田的涝水，让高地农田的涝水先入湖滞蓄，待低田涝水排完后，再抽排湖中蓄水，腾空内湖蓄水容积，以便承纳下次暴雨涝水，排湖腾空容积的时间，取决于两次暴雨的间隔期，与作物的允许淹水历时无关，一般为7~15d左右，这就延长了圩区排除一次暴雨涝水允许的排水时间，减小了抽排的设计流量，从而降低了抽排站的装机投资。为了实现“先田后湖”的排涝方式，一般在滞涝湖泊的适当位置应建闸进行调控。

### （三）自排为主，抽排为辅

圩区地形平坦低洼，汛期的外江水位经常高于圩内地面，自流排水条件一般较差，加之圩内滞涝容积有一定限度，仅靠自流外排和河湖滞涝，一般不能解除涝灾威胁，为此需建抽排站协助排涝。但抽排站的设备投资和运行费用较高，为减轻排水成本，在规划设计中必须树立自排为主的指导思想，采取各种措施，尽可能利用和创造条件提高自排能力。在规划中应充分考虑以下几点：①在设置抽排站的同时，应修建或保留用于自流排水的涵闸；②按圩区的具体条件，分别研究确定集中建闸、分片设站或合站分闸等有利于各地自排的布置方案；③恰当处理外排与内排的关系，对外排站和内排站进行合理布设。外排站是指把圩内涝水直接抽至外江的抽水站，内排站则是将农田中的涝水抽到内河或湖中的抽水站。由内排站抽到内河或内湖的涝水，经河湖暂时滞蓄后，再由外排站抽排入外江或外湖。面积较小的圩区，一般只设外排站便能满足要求。但对面积较大的圩区，一般以内排站与外排站相结合布设的方式为宜，这样可以控制自如，有利于高地的自流抢排，增加内河或内湖的调蓄容积和不致出现大面积排水扬程增大。④通过设闸控制，尽量利用圩内河湖汛期滞涝，汛后自排，以及利用汛期外河水位短期回落的时机，进行自流抢排。对于以海洋为承泄区的圩区，则应尽量利用落潮时机进行自流抢排。

### （四）以排为主，排灌兼顾

平原圩区在注意排水除涝的同时，还要兼顾发展灌溉，两者不能偏废，以消除涝旱两害的威胁。为做到灌排自如，达到控制地下水位的目，圩区一般应修建排水和灌溉两套独立的排灌系统。但为节省建站投资和发挥工程最大效益，对抽排站的布设则应尽可能做到灌排结合，修建灌排两用抽水站。

### （五）全面规划，综合治理

在全面规划圩区排灌系统，治理旱、涝、渍害的同时，要充分利用圩区水面积大和河网纵横的优越条件，发展航运和水产养殖事业，增大经济效益，如发展鱼虾和莲藕养



殖，人工培养珍珠等。

在规划和修建排灌系统的同时，应考虑沟渠沿线植树造林和交通道路的布置，使沟、渠、路、林组成合理的完整系统，既能发挥除害兴利的作用，又能发展多种经营，便利生产和生活。此外，应结合工程的修建，考虑灭螺工作，防治水网圩区容易发生的血吸虫病。

圩区排灌沟渠的分级应视圩区面积大小和地形条件等因素，与一般灌区的要求相同，根据实际需要而定。排水沟和灌溉渠规划布置中应遵循的原则和要求，也与普通灌区相似，但对骨干排水河沟，一般要考虑滞涝、航运、养殖、灭螺或引水灌溉等综合利用要求，节省投资，充分发挥工程的最大经济效益。

### 第三节 圩区河道（网）水利计算

#### （一）计算的主要任务和基本内容

在圩区规划治理中，不论是天然河道的整治改造或人工河道（网）的新建扩建，也不论是防洪撇洪或除涝排水工程，都需要进行河道（网）的水利计算。水利计算的任务，首先是根据规划要求拟定治理措施和方案，在此基础上选定适宜的设计标准，推求设计流量和设计水位，确定河道（网）断面及有关排水闸和抽排站等工程的尺寸，为工程的结构设计和方案比较等提供必要的依据。

圩区的河道（网）有内、外之分。两者的任务和水利计算内容有区别，一般地说，外河网主要承担防洪、排涝、航运和灌溉等任务，河道过水能力由防洪要求确定，水利计算内容一般包括：根据上游和河段的区间来水进行河道洪水演算，推求各河段的设计洪水，并计算相应的设计水面线，以确定防洪堤的堤顶高程和堤距等，对于有通航任务的主河槽断面尺寸，还要考虑航运和排渍等要求。内河网主要承担排涝滞涝和控制地下水位的任务，兼顾通航和养殖；灌排两用的河网还有引水灌溉的任务。河网的布置和纵横断面设计，要满足上述各种要求。一般情况下，骨干河道的断面尺寸主要由排涝滞涝要求进行确定，而深度则主要由控制地下水位要求和船只通航所需的吃水深度进行确定。此外，圩内一般有滞蓄涝水的湖泊，内河网与外河网相交处需建排水闸连接，或修建抽排站，因此内河网水利计算应考虑河网、湖泊、排水闸和抽排站的联合运行问题。

#### （二）计算方法

圩区河道（网）水利计算方法与河道的水流特性有关，受海潮涨落影响的感潮圩区河网，其水流特性为非恒定流，流速随时间和沿程的变化较大，应按明渠非恒定流计算；不受海潮影响的一般圩区河网的水流，恒定流和非恒定流两种情况均有，但这类河道（网）非恒定流的流速，随时间和沿程的变化均较小，可以近似地看作恒定流，故这类圩区的河网常按恒定均匀流或恒定非均匀流计算。

### 1. 沿江滨湖非感潮圩区河道（网）水利计算

这类圩区的圩内地面高程常低于外河汛期水位，圩内需有一定的河网或湖泊滞涝容积，涝水经滞蓄后视具体条件，可由抽排站排除，或利用外河水位暂时回落的机会开闸抢排。河道（网）的水利计算方法与其所承担的主要任务有关，简述如下。

(1) 以排除涝水为主的河道（网）。对于河底有一定坡度，流向基本稳定，主要起输水作用的骨干河道（网），各河段的断面尺寸可按其设计排涝流量确定。设计排涝流量一般是用设计排涝模数乘以河段控制的排水面积求得。当河道与湖泊相连时，则需通过水文计算确定由斗（农）沟汇入骨干河道（网）的设计入流过程，继而进行河道洪水演算，推算各河段设计洪水过程，以推得的洪峰流量作为河道的设计流量；在求得入湖径流过程后，还需进行湖泊调节计算，以确定湖泊下游泄流河道的设计流量。当河道出口处需建排水闸控制或建抽排站排水时，河道的设计排水能力还要与闸、站的设计流量相适应。

(2) 以滞蓄涝水为主的河道（网）。对于地形平坦低洼，自流排水条件差的圩区，河网中骨干河道的底坡一般很小，甚至为平底，水流流向不定，要求河道（网）具有较大的滞蓄涝水能力，在这种情况下，可将河道（网）概化为一个等容积的湖泊，通过水文计算，确定进入河道（网）的设计洪水过程，并对湖泊进行蓄涝排涝演算，求得在设计标准下不同河网容积的滞蓄水量和相应的闸、站设计流量及工程规模。

为取得经济合理的规划成果，一般要有若干种布置方案进行水利计算，通过技术经济分析比较后择优确定。

### 2. 滨海感潮圩区河道（网）的水利计算

由于滨海圩区的排水受海潮的影响，河道水流为非恒定流，可采用法国科学家圣维南提出的明渠非恒定流微分方程组进行水利计算。

连续方程为

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial Z}{\partial t} &= 0 \\ -\frac{\partial Z}{\partial x} &= \frac{u^2}{C^2 R} + \frac{u}{g} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} \end{aligned} \right\} \quad (2-2)$$

式中  $Q$ ——河道流量；

$Z$ ——河道水位；

$u$ ——断面平均流速；

$R$ ——水力半径；

$g$ ——重力加速度；

$B$ ——水面宽；

$x$ ——流程坐标；

$t$ ——时间坐标。

圣维南方程组反映了河段中各水力要素之间的关系，是明渠非恒定流的基本方程。利用这一方程组，可在一定边界条件下求解河道（网）各指定断面的水位、流量（或水

位、流速)等。由于河网是由许多直河段通过汉口连结而成,汉口的水流状态由汉口连结方程表示,故感潮河网的水力计算主要是求解由直河段的圣维南方程,汉口连结方程和已知的边界方程所组成的联立方程组。河道上设有挡潮闸时,方程组还应包括过闸流量方程。求解圣维南方程组的方法有特征线法和差分法等。电子计算机的应用,为求解河网非恒定流方程组的方法的发展提供了条件。

## 第四节 排水闸的规划计算

通过水利计算确定排水闸的闸底高程、闸孔宽度和闸顶高程等是排水闸规划计算的主要内容。闸孔宽度与闸底高程之间关系密切,互为影响,现分述如下。

### (一) 闸底板高程确定

闸底板高程主要取决于闸的排水任务。底板高程一般与闸前排水干沟的沟底高程齐平。沟底高程根据排涝和控制地下水水位的要求确定。

### (二) 闸孔宽度确定

平原圩区排水闸一般有汛期抢排涝水和汛后排出涝水的任务。前一任务是在汛期外河水位短期回落,圩内涝水有可能自流外排时,抓紧时机开闸,尽可能快地把圩内涝水抢排出去;后一任务是在汛后将滞蓄在内湖或河网中的涝水在一定的时间内排出,使水位降低到设计高程。闸孔宽度应按上述两种排涝流量中的大者进行设计。由于汛期抢排任务时间紧迫,一般情况下,抢排流量往往大于汛后排涝流量,因此,排水闸的闸孔宽度经常是按汛期的抢排流量进行确定。

闸孔宽度的确定,还受圩内有无蓄涝湖泊或洼地的影响,现分述如下。

(1) 无蓄涝湖泊或洼地调蓄时的计算 圩内没有蓄涝湖泊(或洼地)或其蓄涝容积很小,滞蓄作用不大时,暴雨产生的全部涝水要求在规定的时间内(一般为作物允许淹水时间)内及时排出,故在外河水位高于内河水位的条件下,应采取抽水排水,而在外河水位短期回落,圩内涝水有可能自流排出时,应尽快争取抢排。闸孔宽度应根据设计暴雨所产生的排涝流量(抢排流量)和相应的闸的上下游水位进行计算确定。考虑到排水闸是永久性的建筑物,为满足工程的扩建或设计标准提高的需要,其设计标准一般应比排水沟道稍高一些。

排水闸的上游设计水位即排水干沟出口的设计排涝水位;闸的下游水位采用汛期抢排期间外江相应的水位。为了最大限度地抢排圩内涝水,一般在外江水位回降到低于闸前水位时即抓紧开闸排水,直至外江水位回涨到闸前水位不能自排时为止。可见外江水位是一个不断变化的水位,理应逐时段计算,但在工程实践中,一般常取低于闸前水位 $0.1 \sim 0.2\text{m}$ 的外江水位作为排水闸下游设计水位,能达到较好的排水要求和经济效益。

通过分析比较确定了闸底板高程以及设计排水流量和闸的上、下游水位之后,便可

按水力学方法先判定过闸水流状态，然后采用相应的公式计算闸孔宽度。

(2) 圩内有湖泊滞蓄时的计算 在圩内有较大容积的湖泊滞蓄涝水的情况下，确定排水闸的设计流量和相应的闸孔尺寸、进行蓄涝排涝演算时，需要考虑湖泊的滞蓄作用。通过这一演算，可同时确定或校核湖泊的最高蓄涝水位。

关闸期间湖泊的蓄涝过程，可根据水量平衡原理进行演算。水量平衡方程为：

$$V_{i+1} = V_i + \Delta V \quad (2-3)$$

式中  $V_i$ 、 $V_{i+1}$ ——任一时段初及时段末的内湖蓄水量；

$\Delta V$ ——在  $\Delta t$  时段内入湖水量（由农田排入湖中的水量及降落在湖内的雨量）与出湖水量（包括平衡时段内的湖面蒸发量及自湖中取用的灌溉水量和抽排水量等）之差。

按式（2-3）进行逐时段计算，便可求得内湖蓄水量的变化过程，再由内湖的水位~容积曲线，便可求得相应的湖水位过程线。由此可推出与外江水位持平的湖水位，即为内湖的最高蓄水位。随后外江水位将逐渐低于内湖水位，便可开闸排水。

开闸排水期间进行的内湖的排涝演算，目的在于确定排水闸闸孔尺寸或校核已有排水闸的排水能力进行排涝演算确定闸孔宽度时，一般是先初拟一个闸孔宽度，然后进行排涝演算，若演算结果不能满足排涝要求，则需视情况另拟一个宽度再进行演算，直到所拟的尺寸满足排涝要求为止。

排水闸开闸排水后，内湖蓄水量在  $\Delta t$  时段内的变化，若不考虑湖面蒸发损失，按水量平衡原理可列出排涝演算的基本方程为：

$$\Delta V = V_i - V_{i+1} = \frac{1}{2} (Q_i + Q_{i+1}) \Delta t - R \quad (2-4)$$

式中  $\Delta V$ —— $\Delta t$  时段内湖泊蓄水量变化值；

$V_i$ 、 $V_{i+1}$ ——时段初和时段末湖泊的蓄水量；

$\Delta t$ ——计算时段；

$Q_i$ 、 $Q_{i+1}$ ——时段初和时段末排水闸的排水流量；

$R$ ——计算时段内湖泊集水面积上由降雨产生的径流量。

为了计算方便，在实际计算过闸流量时，可先绘出内湖水位（ $Z_{内}$ ）~外河水位（ $Z_{外}$ ）~过闸流量（ $Q_i$ ）关系曲线，如图 2-3 所示。当内湖紧靠排水闸时，内湖水位即为闸前水位，外江水位则为闸后水位。曲线可按水流过闸状态的不同（堰流或孔口出流，淹没出流或自由出流等），选用相应的水力学公式进行推求。方程（2-4）中的  $V_i$ 、 $Q_i$  由时段初的条件确定，而时段末的  $V_{i+1}$  和  $Q_{i+1}$  两个待求数，可利用湖泊的水位~容积关系曲线和  $Z_{内} \sim Z_{外} \sim Q$  关系曲线进行求解。求解时常用试算法列表进行计算，演算是从开闸排水开始，逐时段往后推算。现以表 2-2 所示实例，说明排水闸的排涝演算。初选闸孔宽度为 138m，闸底板高程为 19.6m，外河水位已由水文分析计算确定，抢排期间湖泊集雨面积上的径流量  $R$  忽略不计，过闸流量按宽顶堰淹没出流公式计算，即  $Q = \epsilon \varphi B h \sqrt{2gZ_0}$ 。采用  $\epsilon = 0.86$ ， $\varphi = 0.915$ 。开始时刻，即  $t = t_0$  时， $Z_{内} = Z_{外} =$

24.88m,  $V_0 = 81800 \times 10^4 \text{ m}^3$ ,  $Q_0 = 0$ ; 当  $t = t_0 + \Delta t$  时, 外河水位  $Z_{\text{外}} = 24.85\text{m}$ , 假定内湖相应的水位  $Z'_1 = 24.86\text{mm}$ , 从  $Z_{\text{内}} \sim Z_{\text{外}} \sim Q$  关系曲线图上查得或由公式计算得相应的排水流量  $Q_1 = 252\text{m}^3/\text{S}$ , 从而可算得时段平均排水流量为  $\frac{0+Q_1}{2} = 126\text{m}^3/\text{S}$ , 排出水量则为  $\frac{Q_1}{2} \times \Delta t = 1088 \times 10^4 \text{ m}^3$ , 时段内减少的湖水量  $\Delta V_1 = \frac{Q_1}{2} \times \Delta t - R_1 = 1088 \times 10^4 \text{ m}^3$ ,  $t_1$  时段末的内湖蓄水量  $V_1 = V_0 - \Delta V_1 = 80712 \times 10^4 \text{ m}^3$ , 由  $V_1$  值从图 2-4 湖泊水位 ~ 容积关系曲线上可查出相应的湖水位, 若查得的水位值与计算中假定的  $Z'_1$  相符, 说明假定值正确,  $t_0 \sim t_1$  第一时段的计算便告完成。按此方法继续进行逐时段演算, 便可求得开闸后排水流量及湖水位的变化过程。若计算结果是湖水位过早地降至预定的水位, 说明闸孔尺寸偏大, 将使投资偏高, 不够经济合理; 反之, 若湖水位在规定的排水时间内不能降至预定的水位, 则说明初拟的闸孔尺寸偏小, 不能满足设计排涝要求。在上述两种情况下, 都必须另拟闸孔尺寸重新进行演算, 直到所拟的尺寸符合排涝要求为止。

表 2-2 排水闸排涝演算示例

日期	外江水位	内湖水位	水头差	排水流量	平均排水流量 $\bar{Q}$	排出水量	累积泄量	降雨径流量	内湖蓄水量
	(m)	(m)	(m)	( $\text{m}^3/\text{S}$ )	( $\text{m}^3/\text{S}$ )	( $10^4 \text{ m}^3$ )	( $10^4 \text{ m}^3$ )	( $10^4 \text{ m}^3$ )	( $10^4 \text{ m}^3$ )
	(1)	(2)	(3) = (2) - (1)	(4)	(5)	(6) = 8.64 × (5)	(7)	(8)	(9)
6月8日	24.88	24.88		0	126.0	1088	1088	0	81800
9日	24.85	24.86	0.01	252	428.5	3700	4788	0	80712
10日	24.73	24.78	0.06	605	681.5	5900	10688	0	77012
11日	24.58	24.68	0.10	758	809.0	6980	17668	0	71112
12日	24.38	24.52	0.14	860	912.5	7870	25538	0	64132
13日	24.20	24.39	0.19	965	935.5	8070	33608	0	56262
14日	24.05	24.23	0.18	906	830.5	7160	40768	0	48192
15日	23.95	24.03	0.13	755	377.5	3260	44028	0	41032
16日	23.98	23.98	0	0					37772

当河网有滞蓄任务时, 一般假定河网水面为水平, 并把河网近似地视为湖泊, 按上述湖泊滞蓄情况进行演算, 常把这种方法称作“平湖法”。

### (三) 闸顶高程确定

排水闸的闸顶高程与外河的防洪标准有关, 主要取决于建闸处的设计洪水位, 即  
 闸顶高程 = 设计洪水位 + 风浪高 + 安全超高。一般不得低于两侧原有堤防的堤顶高程, 必

要时还应考虑由于河道淤积和联圩等原因, 可能使河道水位抬高而适当加高闸顶高程。对于挡潮排水闸的水利计算, 其任务要求与一般排水闸基本相同, 但由于受海水潮汐的影响, 应按非恒定流理论进行演算, 同时还应考虑在关闸情况下潮汐对闸外水位壅高的影响。

## 第五节 抽排站的规划计算

抽排站的规划计算主要包括合理选定站址和确定所需装机容量两方面的内容。

站址选定要遵循工程投资少、管理使用方便、运行费用低, 排水效能高的原则, 全面考虑圩区的地形、地质、水系等自然条件和行政区划、水利设施、输电线路、交通运输等社会经济条件, 审慎分析选定。

抽排站装机容量, 取决于设计抽排流量和设计扬程, 下面分别简要叙述。

### (一) 设计排涝流量计算

圩区电排站的排涝任务不同, 其设计流量的计算方法也有区别, 现分述如下:

#### 1. 全面抢排(即排田)情况下的计算

当圩内只有分散的湖泊、河网和沟港时, 设计暴雨在圩内产生的径流量, 除田间滞蓄和湖泊、沟、港滞蓄一部分外, 其余的应由电排站在规定的排水时间内抢排出去。若不考虑抽排期间的水面蒸发量, 电排站的设计排涝流量  $Q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) 可按式(2-5)计算。

$$Q = \frac{1000 [A_{\text{水田}} (P_{\text{设}} - h_{\text{田蓄}}) + A_{\text{旱荒}} CP_{\text{设}}] - 1000^2 A_{\text{河湖}} h_{\text{河湖}}}{3600 T t} \quad (2-5)$$

式中  $A_{\text{水田}}$ ——圩内水田面积 ( $\text{km}^2$ );

$A_{\text{旱荒}}$ ——圩内旱田、道路、林地、村庄等面积 ( $\text{km}^2$ );

$A_{\text{河湖}}$ ——圩内河、港、湖泊等水面面积 ( $\text{km}^2$ );

$P_{\text{设}}$ ——设计暴雨量 (mm);

$T$ ——排水天数 (d);

$t$ ——每天开机小时数, 一般电排为 20~24h; 机排为 18~20h;

$C$ ——旱地次暴雨径流系数;

$h_{\text{田蓄}}$ ——排水临界期内稻田允许滞蓄水深 (mm), 即为该时期水稻允许淹水深度与适宜灌水深度之差值, 可通过实验确定, 一般为 30~50mm;

$h_{\text{河湖}}$ ——河网、湖泊平均滞涝水深 (m), 一般为 0.6~1.0m。

#### 2. 暴雨径流全部入湖情况下的计算

当圩区内部湖泊沟港滞蓄容积较大, 位置较低且较集中, 可以滞蓄全圩排水面积上的设计暴雨径流时, 机电抽排的任务主要是排除滞蓄在河湖中的涝水, 没有从农田抢排涝水的任务, 排湖流量即为设计排涝流量。满足一定治涝标准的排湖流量, 主要取决于

滞涝容积的大小和允许排湖时间的长短，由于不受作物允许淹水时间的限制，排湖流量一般小于相应条件下的排田流量。

排湖的排水演算可采用图解法或列表算法，两者的计算原理相同。现就内湖滞蓄容积已知时，对用图解法确定设计排涝流量的方法步骤进行说明。

首先绘制产水深度累积曲线。各时段产水深度等于各时段降雨深度与降雨径流系数的乘积。设计暴雨深度过程线一般采用排涝标准所定的设计频率（一般为 5 年一避至 10 年一遇）长历时（如 7d 至 15d 至 30d）的暴雨总量，按典型的成涝雨型进行分配求得。将求得的各时段产水深度逐日累加起来，便可绘出产水深度累积曲线，如图 2-5 中所示 OABC 线。

其次，确定内湖的起排水位和相应的起排容积所能调蓄的产水深度  $U_0$ （以 mm 计），计算公式为：

$$U_0 = \frac{V_0}{1000A} \tag{2-6}$$

式中  $V_0$ ——内湖死水位至起排水位间的调蓄容积（ $m^3$ ）；

$A$ ——总排水面积（ $km^2$ ）。

然后在曲线 OABC 上找出纵座标等于  $U_0$  的点，如图 2-5 中的 D 点（若降雨开始便起排，抽排线则应从 O 点开始绘制），再从 D 点作不同排水深度的放射线使之与累积曲线相割，其中有一放射线与 OABC 线所夹的最大垂直距离正好等于内湖容积所能调蓄的产水深度  $U$ （ $U = V_{\text{有效}}/1000A$ ，其中  $V_{\text{有效}}$  为内湖起排水位至调蓄水位间的调蓄容积，单位为  $m^3$ ）这条放射线的斜率即设计排湖流量，从起排时间  $D'$  至两线的交点 C 对应的时间  $T$ ，即图 2-5 中的  $D'T$  为排湖时间。

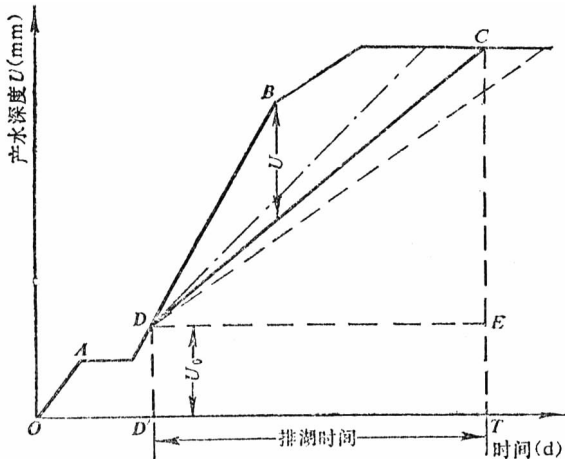


图 2-5 累积产水深度曲线

### 3. 部分暴雨径流入湖情况下的计算

在这种情况下，抽排站既有排田又有排湖的任务，其设计流量应根据排田和排湖的

流量大小而定。

(1) 排田装机容量大于排湖装机容量：这种情况是利用圩内湖泊滞蓄高地涝水，不能入湖的低地涝水先由抽排站抢排至外河，以免使作物受涝（称为排田）；待低地涝水排完之后，再将滞蓄在湖泊内的高地涝水抽排入外河（称为排湖）。若排田所需装机容量大于排湖所需之装机容量时，排田流量即为抽排设计流量。这时，抽排流量的计算，首先要确定留湖（河）面积，计算出河、湖蓄涝容积和相应高程，并据以划分自流入湖面积（高排区）和抢排面积（低排区）。具体做法是根据地形资料，先绘制内湖水位～容积关系曲线和圩田高程～面积关系曲线，然后将圩田高程～面积关系曲线转换为圩田高程～产水关系曲线（应计入湖泊本身产水量），转换后的关系曲线与湖泊水位～容积关系曲线的交点高程，即为内湖正常滞涝水位；交点高程（另加一定的输水水头损失）以上的面积为自流入湖面积，以下则为低地抢排面积，如图 2-6 所示。

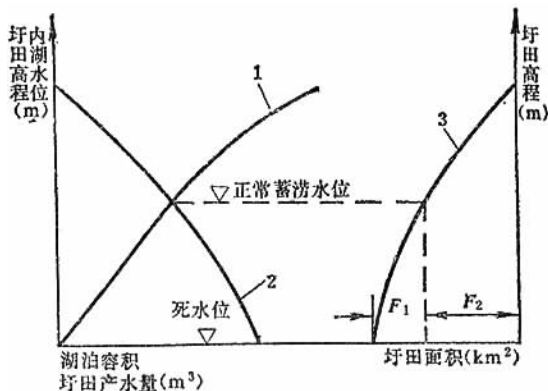


图 2-6 抢排面积和自流入湖面积图解算法

1—内湖水位～容积关系曲线； $F_1$ —抢排面积；2—圩田高程～产水量关系曲线； $F_2$ —自流入湖面积；3—圩田高程～面积关系曲线

这种图解方法确定的自流入湖面积上产生的涝水，正好能滞蓄在内湖中，抽排设计流量仍可按式 2-5 计算，但排水面积只是抢排区的面积，而不是全圩面积，式中的水田、旱地、河湖、沟港面积只在抢排区内统计得到。

(2) 排湖装机容量大于排田装机容量：圩田抢排面积较小，湖泊沟港滞蓄容积较大，且大于控制面积总产水量的 80% 以上时，排湖所需装机往往大于排田装机。此时抽排站的设计流量取决于涝水经过湖泊调蓄之后的数量。

## (二) 抽排站设计扬程确定

抽排站的任务是将圩田（或低洼排水区）内或圩内湖泊河网中存蓄的涝水，在规定的排水时间内排至外河，故决定抽排站扬程的上、下水位也称为内、外水位。抽排站的内水位，一般有设计内水位、最高内水位和最低内水位（用于控制要求的地下水水位）三种；外水位也有设计外水位和设计最高外水位之分。将设计外水位与设计内水位之高程



差,加上相应的管路输水损失,作为抽排站的设计扬程,即  $H_{\text{设扬}} = h_{\text{设外}} - h_{\text{设内}} + h_{\text{管损}}$ ;把设计最高外水位与设计内水位之差,加上相应的管路损失,作为抽排站的设计最高扬程或称校核扬程,即  $H_{\text{校扬}} = h_{\text{最高外}} - h_{\text{设内}} + h_{\text{管损}}$ 。设计扬程是选择水泵的依据,而设计最高扬程则用于校核水泵运行时是否会发生汽蚀和电机等动力设备是否造成超载。

各种内、外水位可用下述方法进行确定:

### 1. 设计内水位

即水泵工作期间经常出现的内水位,是水泵选择的必要资料。根据排田要求确定内水位时,采用一般低田(指90%~95%的田面涝水可以自流排入排水沟的农田)的地面高程,减去各级排水沟至抽排站的沿程水头损失和通过建筑物时的局部水头损失求得;按照排湖要求确定内水位时,则可用内湖或内河允许最低水位(对养鱼或植莲,一般要求有1.0~1.5m的水深)和最高滞涝水位的平均值,减去排水沟至抽排站的沿程水头损失和局部水头损失等求得。

### 2. 最高内水位

可按设计标准下的暴雨所产生的径流完全不能自流排除时,所形成的涝水位高程确定,是用于确定电机层楼板高程或机房挡水高程的依据。

### 3. 最低内水位

最低内水位是确定水泵安装高程的必要资料,一般应满足两方面的要求,即要满足汛前预降滞涝容积水位的要求,此时最低可降至调蓄容积的死水位,又要满足作物对降低地下水水位的要求,这通常可按大部分耕地的地面高程,减去作物要求的适宜地下水埋深或减去地下水临界深度(对盐碱地而言),再减去0.2~0.3m的安全深度进行确定。不论哪种要求都要考虑从起推点至前池的渠道输水的水头损失,取两者中较低的水位作为设计最低内水位。

### 4. 设计外水位

设计外水位是选择水泵的依据。一般采用排水临界期较常出现的外河水位资料进行分析,即根据历年外河水位资料,选排涝期按排涝天数平均的高水位进行频率计算,再按设计频率确定设计外水位。在排田情况下,可采用临界期设计频率(5年一遇或10年一遇)下的1d、3d或5d(与排水天数相应)的平均最高水位作为设计外水位。在排湖情况下,由于排水允许时间较长,可达7~20d,一般采用与设计暴雨同一典型年的外河水位过程作为设计外水位过程,进行排水演算。

对于受潮汐影响的外水位,原则上可按上述方法确定,但要考虑潮汐的影响,一般用相应于设计排涝天数的平均半潮位。

### 5. 设计最高外水位

设计最高外水位用于确定水泵的校核扬程。一般采用相应设计标准的年最高水位或排涝期间外河最高水位的平均值作为设计最高外水位。

按以上所述的方法求得抽排站的设计流量和设计扬程之后,便可据以选择水泵型号和所需机组台数,并进而用校核扬程检验与之配套的电动机是否出现超载现象以及水泵是否发生汽蚀等方面的问题。

## 第三章 北方平原地区的治理规划

北方平原地区通常是指淮河、秦岭以北的广大平原地区。主要包括黄淮海平原、东北平原和宁蒙河套平原；此外，河北、山西、陕西等省地势比较开阔的河谷盆地和属于西部地区的甘肃省河西走廊、青海的柴达木盆地、新疆天山南北的塔里木盆地和准噶尔盆地，一般也包括在北方平原的范围内。由此可见，泛指北方平原地区所辖的范围很大，地域辽阔，是中国主要的粮棉产地。受自然条件及其他因素的影响，这一地区的农业生产受到多种自然灾害的威胁，中、低产田占有很大的比例，特别是由于本区的降雨量小且分布不均、蒸发量大、地势平坦低洼，地下水位高且含盐量大等原因，土壤盐碱化现象很普遍，严重影响着农业生产的发展。为此，在北方平原的治理中，除应考虑一般的灌溉排水措施，以解决旱涝灾害之外，还应着重考虑灌区土壤盐碱化的防治和盐碱地的改良利用方面的问题。

下面仅就北方平原地区土壤盐碱化防治中，常用的水利措施进行介绍，其他的农田水利措施与南方平原圩区的治理基本相同。

### 第一节 概 述

盐碱土是指含有较多的可溶性盐分，致使农作物不能正常生长的土壤。盐碱地对作物的危害，一方面是由于土壤溶液浓度过高，渗透压力过大，使作物吸水困难，吸不到足够的水分；另一方面则是因为有些盐分，对作物的根系直接产生毒害或腐蚀，影响作物的正常生长，甚至造成作物的死亡。作物吸取水分是靠根毛的渗透压力，其值一般为15个 atm ( $1\text{atm} = 1.013 \times 10^5 \text{Pa}$ ) 左右，土壤溶液浓度的渗透压力必须小于此值，作物根部才能从土壤中吸取水分，两者的差值越大，作物吸水越易；反之，如果土壤溶液浓度过高，渗透压力过大，与作物根部的渗透压力差值过小时，土壤中能被作物吸取的有效水分相应减小，使作物吸水困难，得不到所需的水分，造成生理干旱而使作物枯萎或死亡。土壤溶液的渗透压力随盐类的不同而有差别。在同一浓度下，不同盐类的渗透压力不同，因此，对作物的危害也不一样。

盐碱土是一定自然条件下的产物，同时也受不恰当的人类生产活动影响而产生。通常把由于不利的自然条件而形成的盐碱土称为原生盐碱土；而把由于不合理的灌溉、缺乏完整有效的排水系统和不完善的经营管理等原因造成的盐碱土称作次生盐碱土。两者形成的原因不同，但给农业生产造成的危害是一样的。对于原生盐碱土，主要应采取各种有效措施特别是水利措施进行改良利用；对于次生盐碱土除了改良利用之外，主要还

应采用合理的灌排制度，完善的经营管理和农业技术措施，防止其产生。

根据土壤中可溶性盐类的含量和盐分的组成，一般把盐碱土分为盐土、盐化土、碱土和碱化土等几类。通常把土壤含盐量或酸碱度（pH）使作物生长受到抑制但还能生长的盐碱土分别称为盐化土和碱化土；含盐量或酸碱度高到使作物不能生长时的盐碱土则分别称为盐土和碱土。由于影响盐碱土分级的因素较复杂，中国目前尚无对盐碱土进行分级的统一标准。但有些地区根据土壤的含盐量和作物的生长情况进行了盐土和盐化土的分级，如表 3-1 所示。对于碱化土和碱土，其含盐量不一定很大，但酸碱度一般却很高，即碱性很强，对作物的危害大。因此，碱土的分级一般不用土壤含盐量的高低来表示，而常用代换性钠离子（Na<sup>+</sup>）的含量占代换性阳离子总量的百分数来进行分类，其分类的标准可参考表 3-2。

表 3-1 冀、鲁、豫内陆盐碱地分级标准

土地的盐	河 北 省		山 东 省		河 南 省	
	缺 苗	含盐量 (%) (耕层)	缺 苗	含盐量 (%) (耕层)	危 害 程 度	含盐量 (%) (耕层)
好 地	小于一至二成	0.2	无		无	<0.2
轻盐碱地	三成左右	0.2~0.4	三成左右		玉米、豆类 作物微受抑制	0.2~0.3
中盐碱地			三至五成		棉花生长受 抑制、小麦、 玉米能长八成 苗但难保苗	0.8~0.6
重盐碱地	五成左右	0.4~0.6	大于五成		棉花大麦能 长三至六成苗	0.6~1.0
盐碱荒地	盐荒地	>0.6	大片盐碱荒地		光板地	>1.0

表 3-2 碱土的分级

碱化土类别	代换性钠离子占代换性 阳离子总量的百分数	碱化土类别	代换性钠离子占代换性 阳离子总量的百分数
非碱化土	<5	强碱化土	10~20
弱碱化土	5~10	碱 土	>20

盐碱地对农业生产的危害性很大，而且面积分布很广，世界上许多国家均存在着程度不同、面积不等的盐碱地，各国都为改良利用盐碱地和防止土壤次生盐碱化的产生进行了大量的研究，但问题至今还远未得到满意的解决。中国的盐碱地面积为数不小，虽然经过长时间的大力防治，并取得了很大的成绩，但任务远未完成，盐害仍是目前一些

地区影响农业生产的重要原因，仍有大量的防治工作和科研课题需要完成。

中国的盐碱地面积主要分布在北部沿海、华北、西北和东北等地区。由于各地的气候、地形、土质、水文地质等条件的差异，其形成的原因和性质不尽相同，具有较明显的地区特点。存在于北部沿海地区的滨海盐碱土，主要是由于海潮侵袭和含盐量很高的地下盐水通过土壤毛细管作用上升到表层，水分蒸发后盐分积存在土壤或表层而形成。其特点是含盐量一般较高，且以氯化钠为主。华北平原是由黄河和海河水系的河流泛滥冲积而成，其特点是由于地势低平，排水出路不畅，特别是汛期雨量集中、低平地区常山现地面积水，使地下水位在汛期以后的较长时间内无法降低，水分蒸发后盐分积留在土层中而形成。华北地区盐碱土以涝碱为主，含盐成分则以氯化物及硫酸盐为主。西北干旱地区以旱碱为主，由于西北地区雨量稀少，气候极为干旱，蒸发量很大，大陆性气候极为显著，向地表积累的盐分得不到必要的淋洗，因此，土壤含盐量很高，地表有较厚的盐结皮，多以硫酸盐为主。东北地区以沼泽盐碱土为主，地形平坦，排水不良是其形成的重要原因。主要分布着苏打盐土和碱土，盐分组成以硫酸盐为主，这种盐碱土壤因其物理性状不良，对旱作物生长危害很大。

盐碱土的形成和土壤盐碱化的程度受到复杂的自然条件和人为因素的影响，各地的情况存在差异，因此，防治工作应因地制宜，采用多种多样的综合防治措施。尽管盐碱地产生的原因极为复杂，但普遍认为排水不良，地下水位高，地下水含盐量大，水分蒸发强烈是盐碱地形成的主要原因。如能采用合理的水利和农业等综合措施，有效地控制和改善产生盐碱地的条件，盐碱地的防治是能取得更为显著成效的。规划合理，配套完整，管理运用得当的灌溉排水工程是降低地下水位，调节土壤水分，排除土壤盐分以及减少土壤水分蒸发的重要手段，因而也是盐碱地防治的主要措施。但需要指出的是，单纯采用水利措施是难以取得或巩固盐碱地的防治效果，而必须与合理的耕作、施肥和种植等农业技术措施密切配合，否则，改良后的土壤将会再度返盐，达不到从根本上防治改良的目的。

## 第二节 灌区土壤次生盐碱化的预防

土壤次生盐碱化在旱作物灌区是较易发生的一种弊病，对作物的正常生长和农业生产的发展影响很大，防止灌区土壤次生盐碱化的产生具有重要的实际意义。

### （一）灌区土壤次生盐碱化产生的原因

土壤次生盐碱化的产生受到很多因素的影响，但地下水出流不畅，经常保持较高的水位，地下水或作物主要根系层以下的土壤含盐量大以及土壤结构差。毛细管作用强烈，土壤表层蒸发量大等因素则是造成土壤次生盐碱化的主要原因。这些原因的形成，除了不利的自然条件外，不合理的人类活动也是重要因素。从发生土壤次生盐碱化的灌区的普遍情况分析，人类活动使土壤产生次生盐碱化的因素一般包括：①灌排工程规

划布置不够合理,农田不能有效地进行灌排,特别是对农田排水重视不够,排水系统不健全,对地下水不能进行有效的控制,使水位经常维持在不适当的高度;②工程不配套,用水无计划,水量无控制,灌水量过大,产生深层渗漏补给地下水,使地下水位上升,当下层土壤可溶盐含量较高时,由于土壤盐分的溶解,还可能使地下水矿化度增大;③灌区管理不完善,工程维修养护不及时,排水系统坍塌淤积严重,失去排水效能;④土壤结构差,耕作粗放,土地不平整,灌水技术落后,灌水质量不高,土壤水分大量蒸发,此外,水稻种植区布局不合理,分散插花种植,以及平原蓄水工程位置选择不当,对周围渗水未作妥善处理,均会使附近旱作区地下水位大幅度上升,引发土壤次生盐碱化。

## (二) 灌区地下水动态及其平衡

地下水动态是指地下水的水位、水量、水质及水温等要素随时间变化的规律。前面已经指出,引起土壤次生盐碱化的原因很多,但地下水位的过分升高则是其中最根本的因素。因此,对灌区地下水动态和地下水水量平衡问题进行研究,便成为预防灌区土壤次生盐碱化和开展盐碱化预报工作的重要措施。盐随水来、盐随水去,盐量平衡取决于水量平衡。通过地下水动态的研究,一方面可以根据灌溉前的地下水动态进行灌溉后地下水动态的预报,以便采取预防地下水位不适当的上升和其他防止土壤盐碱化的措施;另一方面,根据地下水动态的观测资料,可以分析各种因素对地下水动态的影响以及灌区盐碱化产生的主要原因,并根据灌区的现状预测盐碱化可能的变化趋势,从而采取有效的预防或改良措施。

灌区地下水动态受气象、水文地质、地形、土质等一系列自然条件和工程修建、管理状况、农业技术措施等各种人类经济活动因素的影响。这些条件或因素之间的影响是错综复杂的。可能促使地下水动态朝有利的方向发展,也可能使地下水动态恶化。

灌区地下水动态通常采用地下水水量平衡的方法进行研究。平衡时段可长可短,应根据需要而定。例如,可以是多年、一年、一季或一次降雨、一次灌水期等;平衡区也可大可小,可以是整个灌区,也可以是灌区内有代表性的某一地段。将影响平衡区地下水动态的因素概括为来水量和去水量两大类,其中来水量一般包括:降水量  $P$ 、渠道渗漏损失水量  $S$ 、田间灌水量  $M$ 、流入平衡区的地面径流量  $V_{进}$  和地下径流量  $G_{进}$ ;去水量则有:蒸腾蒸发量  $E$ 、流出平衡区的地面径流量  $V_{出}$  和地下径流量  $G_{出}$ 。此外,平衡时段始末地下水位以上土层的土壤含水量分别以  $W_0$  和  $W$  表示,平衡时段末地下水位上升或下降的平均高度为  $\Delta H$ ,以  $\delta$  表示地下水位上升时土壤的未饱和孔隙率(即土壤饱和含水量与其原始含水量的差值)或水位下降时土壤的析水率。根据平衡时段内来水量与去水量的差值应等于地下水量的增减值这一水量平衡原理,可列出如下的水量平衡方程式:

$$P + S + M + V_{进} + G_{进} + W_0 - E - V_{出} - G_{出} - W = \delta \Delta H \quad (3-1)$$

在预测灌区建成进行灌溉之后的地下水动态时,一般需用较长的平衡计算时段,可以认为时段始末土壤含水量变化不大,即可设  $W$ 、 $W_0$  值相等,而  $P$ 、 $S$ 、 $M$ 、 $E$ 、 $V_{进}$ 、

$V_{\text{出}}$  等数值可根据计算观测资料确定, 如果平衡区不容许有地面水的淹没, 则  $V_{\text{进}}$ 、 $V_{\text{出}}$  为零。 $G_{\text{进}}$ 、 $G_{\text{出}}$  的数值应按其地形条件、水文地质条件和计划修建的排水系统的情况等因素进行估算, 将这些确定的数值代入式 (3-1) 便可求得平衡时段内地下水位上升或下降的数值。

对于已建成进行灌溉的灌区, 式 (3-1) 中  $P$ 、 $S$ 、 $M$ 、 $V_{\text{进}}$ 、 $V_{\text{出}}$ 、 $E$ 、 $W_0$ 、 $W$ 、 $\delta$  和  $\Delta H$  的数值可采用灌区管理中实测的资料, 而  $G_{\text{进}}$ 、 $G_{\text{出}}$  的数值一般可通过平衡区边缘地下水坡度  $i$  (可用地下水观测井实测资料求得,  $i = \Delta h / \Delta L$ )、地下水过水断面深度  $T$  和土壤渗透系数  $K$  用达西公式求得, 即通过单位周边长度的流量  $q = KT\Delta h / \Delta L$ 。

将确定的各项数据代入平衡方程式 (3-1), 算得的结果若是等号两边的数值相差不大, 则表明所定的各项平衡因素的数据是正确的。从而可根据这些数据分析确定入流与出流 (影响平衡区地下水动态的主要因素), 并拟定防止地下水位上升的适宜措施。从平衡方程式中可以看出, 为了防止地下水位上升, 一方面应加强灌溉管理, 控制灌溉用水量, 减少渠道输水损失, 充分利用降水量, 减少地下水的补给来源, 另一方面还应修建排水系统和截流沟, 增加地下水的出流和减少地下水的流入。

应该了解, 平衡方程式中各项因素采用的数值均是代表平衡计算区的平均值, 因此, 算得的地下水位变动值只能表示整个平衡计算区的平均情况, 与局部地段的实际情况可能有差别, 这是因为各因素对地下水动态影响的范围和程度有差异的缘故。

### (三) 灌区次生盐碱化的预防

灌区土壤次生盐碱化是在多种因素共同作用下发生的, 有效的预防措施也必然是综合性的, 单一的预防措施一般难以取得满意的效果。预防措施的关键是要使地下水位能经常控制在临界深度以下, 切断作物根系层盐分的主要来源。同时, 还应采取各种减少地下水补给量和地面蒸发量的有效措施。一般常用以下几种预防措施:

#### 1. 工程措施

修建完整的灌排系统是预防灌区土壤盐碱化的基础。完整配套的灌溉系统, 可以按照作物的需水要求进行适时适量的灌水, 减少因灌水无控制产生的深层渗漏水量对地下水的补给。完整有效的排水系统是容易产生盐碱化灌区不能缺少的工程措施, 经验证明, 发生土壤次生盐碱化的灌区, 大都缺乏满足排水要求的排水设施, 不能有效地控制地下水位, 使地下水位长期维持在不允许的高度而引发土壤盐碱化。排水工程应完整配套以及符合防盐排盐的排水标准, 对地下水位要能进行有效的控制, 在低洼易涝地区, 还应满足除涝排水要求。

#### 2. 管理措施

加强灌区管理是发挥灌排工程效益, 防止产生土壤盐碱化的重要保证。灌区管理工作的内容很多, 涉及的范围很广, 但从预防土壤盐碱化的要求考虑, 主要应加强工程的维修养护, 使各级灌溉渠道和排水沟道及其建筑物经常保持正常工作状态; 要求渠道渗漏水量小, 必要时应采取适当的防渗措施; 断面过水能力应符合设计要求, 不坍塌, 不冲刷, 不淤积; 排水沟断面应完整不淤塞, 经常清除各种阻水障碍物, 保证排水通畅,

满足排除地面水和控制地下水位的要求；建筑物应完好无损，有足够的过水能力，不漏水，对灌溉水量能进行有效的控制；加强用水管理，采用合理的灌水方法，提高灌水质量，做到灌水均匀，防止深层渗漏；缩短渠道输水时间，一轮灌水完毕后应及时放空渠道，防止渠道积水入渗补给地下水。

### 3. 农业技术措施

对农田进行精耕细作、合理施肥和轮作，可以改良土壤的结构，增加土壤蓄水能力，提高土壤肥力，减少土壤水分蒸发，降低土壤溶液浓度。在盐碱地的预防和改良利用中，农业技术措施和水利工程措施是相辅相成的两种主要措施。在没有灌排条件的盐碱化地区，农业技术措施和选种耐盐性较强的作物，更是改良利用盐碱地的重要措施。

此外，在灌区内有计划地植树造林，可以减小风速，增加空气湿度，减少地面蒸发量，从而减轻盐分在地表的积累，林带本身还可吸取一定数量的地下水分，起到生物排水的作用。

## 第三节 盐碱地的灌溉

盐碱化土壤由于可溶性盐分含量高，土壤溶液浓度高，渗透压力大，造成作物吸水困难或根系直接受到毒害，影响作物正常生长。因此，在盐碱土地区进行灌溉，应该根据改良和利用相结合的原则，使灌溉水量不仅满足作物的需水要求，而且还能起到降低土壤溶液浓度、改良土壤的作用。对于盐碱化程度较轻的灌区，进行合理灌溉是改良利用盐碱地的有效措施，通过灌溉水的冲洗，根系层的盐分将向深层移动或排出，改善作物的生长条件。

盐碱地的灌水量一般可以通过根系层水盐平衡进行分析。盐分随水分而去留，盐量平衡取决于水量平衡，在作物根系层中，大气降水、地面水，土壤水、地下水可以相互转化，各水体中的盐分也随其转化而转移，在平衡计算中应注意它们之间的这种关系，不宜随意假定取舍。雨水的含盐量较小，就盐量平衡而言，其盐量可以忽略不计，在无雨期间其水量也可不计。因此，在干旱地区影响旱作物根系层中盐量平衡的因素，一般主要为灌溉水、地下水以及土壤和作物的腾发量。

作物根系层的水量平衡方程可用式（3-2）表示。

$$I + P + G = E + R + \Delta W \quad (3-2)$$

式中  $I$ ——净灌水量；

$P$ ——有效降水量；

$G$ ——地下水补给量；

$E$ ——腾发量；

$R$ ——深层渗漏量；

$\Delta W$ ——土壤储水量的变化值。

式中各值均以水深计。若平衡期选在灌水后 1~2d 的期间内，土壤储水量变化很

小, 可以认为  $\Delta W = 0$ , 如果地下水埋深较大, 则地下水补给量  $G$  也可不计, 式 (3-2) 可简化为:

$$I + P = E + R \quad (3-3)$$

若平衡期内无降水, 则平衡方程式可进一步简化为:

$$I = E + R \quad (3-4)$$

假定所有盐分都是高度溶解不沉淀, 且设式 (3-4) 中各种水的含盐量分别为  $S_I$ 、 $S_E$ 、 $S_R$ , 则可写出根系层的盐量平衡方程为:

$$IS_I = ES_E + RS_R + \Delta S \quad (3-5)$$

式中  $\Delta S$  为根系层土壤含盐量的变化值, 其余符号同前。在不允许土壤盐分增加的情况下,  $\Delta S = 0$ , 作物腾发所吸取的盐量很少, 可以忽略不计, 则式 (3-5) 可简化为:

$$IS_I = RS_R$$

$$\text{即} \quad R = IS_I / S_R \quad (3-6)$$

把式 (3-6) 代入式 (3-4), 可得:

$$I = E + \frac{IS_I}{S_R}, \quad E = I \left( 1 - \frac{S_I}{S_R} \right)$$

$$\text{或} \quad I = \left( \frac{S_R}{S_R - S_I} \right) E = \alpha \cdot E \quad (3-7)$$

式中  $\alpha = \frac{S_R}{S_R - S_I}$ ——加大水量系数。

式 (3-7) 说明, 在盐碱地上灌溉, 为使根系层达到盐量平衡, 需用较大的灌水量, 使产生一定量的深层渗漏, 把一部分盐量带到根系层以下, 所需的加大灌水量  $I'$  等于产生的深层渗漏量, 其值为:

$$I' = (\alpha - 1) E = R \quad (3-9)$$

冲洗灌水效率  $E_I$  为:

$$E_I = \frac{E}{I} = \frac{1}{\alpha} \quad (3-9)$$

根系层盐量平衡方程可改写成:

$$(\alpha S_I - (\alpha - 1) S_R) E = \Delta S \quad (3-10)$$

式中等号左边第一项  $\alpha ES_I$  为灌溉总水量带入的总盐量, 第二项为深层渗漏水量带走的盐量。当要求  $\Delta S = 0$  时, 则:

$$\frac{S_R}{S_I} = \frac{\alpha}{\alpha - 1} = \beta \quad (3-11)$$

式中  $\beta$  可称为灌水时根系层的盐量平衡系数。

采用的冲洗灌水技术 (压盐灌水技术) 应能满足式 (3-11) 的要求。当实际达到的  $S_R / S_I > \beta$  时, 说明深层渗漏水量除了带走灌溉水带进根系层的全部含盐量之外, 还带走了一部分土壤中原有的含盐量, 使根系层土壤呈脱盐状态。



上述各式表达了结合灌溉水质来调控土壤盐分，达到防盐灌溉目的的基本原理，也是利用水质较差的水源进行灌溉时，如何作到不使土质变坏，以保证作物正常生长的用水指。导原则。

以上灌溉水量的推导是以渗漏水经过均匀混合为依据的，即不论孔隙大小，其下渗水量的含盐浓度是均匀相同的。但实际上大孔隙的水下渗速度快，溶解盐分的时间短，故其含盐浓度较小，而小孔隙的水下渗慢，含盐浓度大。因此，应对式(3-7)进行含盐浓度的修正，即对深层渗漏水含盐浓度  $S_R$  乘以小于 1 的淋洗效率  $n$ ，使修正后的灌水量  $I$  增大一些，其计算式改写为：

$$I = \left( \frac{nS_R}{nS_R - S_I} \right) E = \alpha' E \quad (3-12)$$

在分析计算中， $S_R$  可采用土壤饱和溶液的浓度 (ml/L)，也可用导电仪测得的饱和溶液的导电度 (mohm/cm)。适宜于作物耐盐要求的导电度相当于  $S_R = 4\text{mohm/cm}$ ， $S_I$  值一般小于此数，视灌溉水质而定。

## 第四节 盐碱土的冲洗排水改良

冲洗排水是改良利用盐碱地的重要措施。它是利用冲洗水使土壤中的可溶性盐分充分溶解，形成易于在土壤孔隙中自由移动的含盐溶液，然后从根系层土壤中排出，达到土壤脱盐的目的。

冲洗排盐的效果受到很多因素的影响，现分述如下。

### (一) 冲洗脱盐标准

冲洗脱盐标准是指冲洗后在一定深度的土层内，土壤的含盐量应降低到不致影响作物正常生长的程度。冲洗脱盐标准受到土壤中盐分组成、作物种类及其生长阶段，土质和农业技术措施等因素的影响。因此，对于不同的作物、不同的盐分组成和不同的农业技术措施等条件下，冲洗脱盐标准是不同的。就盐分组成而言，对作物危害大的盐类，其冲洗脱盐标准应高些，即冲洗后允许的土壤含盐量应低些，如滨海氯化物盐土的冲洗脱盐标准要比内陆硫酸盐土高些。对于不同的作物，由于生理特性不同，其耐盐性能不一样；对于同一种作物，在不同的生育阶段其耐盐能力也有差异，一般是随着作物的生长，其耐盐能力也逐渐提高，因此，土壤的冲洗脱盐标准应满足不危害作物幼苗的正常生长。

采用适时的精耕细作，多施有机肥料等农业技术措施，可以防止土壤返盐、改善土壤结构以及对有害盐分起抑制缓冲作用，冲洗脱盐标准也可低些。

由于各盐碱土地区的盐分组成和种植作物不同，各地的自然气候条件差异很大，因此难以采用统一的冲洗脱盐标准，而应根据各地的具体条件及试验调查成果，制定适宜于本区情况的冲洗脱盐标准。表 3-3 为中国各地试验总结出的几种主要旱作物的耐盐

能力，可供制定冲洗脱盐标准时参考。

表 3-3 部分作物的耐盐标准（干土重的百分线）

盐碱土类型	棉花		小麦		苜蓿		备注
	全盐	氯根	全盐	氯根	全盐	氯根	
氯化物盐土	0.3	0.1	0.2	0.06	< 0.2	< 0.06	①土壤含水量约 20%； ②土层深度为 1m
硫酸盐氯化物盐土	—	—	0.28	0.029	0.30	—	
氯化物硫酸盐土	0.4	0.05	0.40	—	0.30	—	
硫酸盐盐土	0.4~0.5	—	—	—	—	—	

冲洗时要求脱盐土层的深度，即所谓计划冲洗层，应根据满足作物正常生长的需要和防止土壤返盐两方面的要求而定。根系活动层较深的作物或气候干燥、蒸发强烈的地区，计划冲洗层应深些；反之，计划冲洗层可浅些。一般情况下计划冲洗层的深度多采用 1.0m，对于地下水出流条件差或土质粘重的地区，在冲洗的第一年可采用 0.6m 左右的深度，以减少冲洗定额，从而减轻冲洗排水任务和缩短冲洗时间。

## （二）冲洗脱盐过程和冲洗效率

冲洗时土壤的脱盐过程与土壤中水分的存在形式有密切关系。土壤中不同形态的土壤水在土壤孔隙中移动的能力各不相同，因此，含盐溶液排出的难易程度便不一样。土壤中的毛细管水一般较易移动，冲洗时其含盐溶液也较易从土壤中排除。为使计划冲洗层有效地脱盐，冲洗时应首先使土壤中各种形态的盐分充分转化为毛管水溶液和重力水溶液，然后从计划冲洗层中排出。根据土壤水的这一特点，第一次灌入的冲洗水量，应使计划冲洗层的土壤含水量达到最大持水量，经过一定的时间使可溶性固体盐分溶解，并使在微孔和束缚溶液中的盐分向毛管溶液扩散，然后再灌水冲洗，使土壤含水量超过最大持水能力，即使之形成重力水，将溶解在其中的盐分一起排出计划冲洗层，达到冲洗排盐，降低土壤含盐量的目的。在冲洗过程中，每次的冲洗水量均不宜过大，且每次冲洗后应经过一定的间隔时间，再进行下一次的冲洗，使土壤中的盐分能充分溶解，束缚水中的盐分能充分扩散，以提高冲洗脱盐的效果。

由于冲洗水带着溶解的盐分向下流动，因此，在冲洗初期，表层土壤首先脱盐，含盐量减少，而下层的盐分往往暂时有所增加。随着冲洗次数的增多，表层继续脱盐，且脱盐的土层厚度不断加大，盐分逐渐被冲洗到深层或排出冲洗区。从土壤溶液浓度来看，也随着冲洗次数的增多，溶液浓度逐渐减小，如图 3-1 所示。从图中可以看出，第 6 次冲洗后 72h 取样的溶液浓度比第 5 次冲洗后 48h 取样的溶液浓度大，说明冲洗后间隔时间长，盐分有较充分的溶解和扩散时间，使土壤溶液浓度增大，对提高下一次的冲洗脱盐效果有利。

随着冲洗次数的增加，土壤中的盐分逐渐减少，溶液浓度逐渐降低，冲洗脱盐效率也随之逐渐降低。这是因为每次冲洗中自由溶液带走的盐分只是上一次冲洗后土壤中余

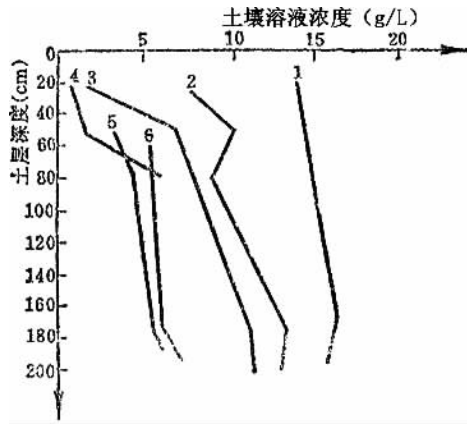


图 3-1 冲洗过程中土壤盐溶液浓度变化图  
(河南省引黄灌区)

1—第 1 次冲洗后 24h; 2—第 2 次冲洗后 24h; 3—第 3 次冲洗后 24h; 4—第 4 次冲洗后 24h; 5—第 5 次冲洗后 48h; 6—第 6 次冲洗后 72h

留盐量的一部分, 因此, 随着冲洗次数的增加, 土壤含盐量逐渐减少, 脱盐效率也相应地逐渐降低。图 3-2 为不同土质情况下, 冲洗次数与冲洗脱盐效率的关系曲线。

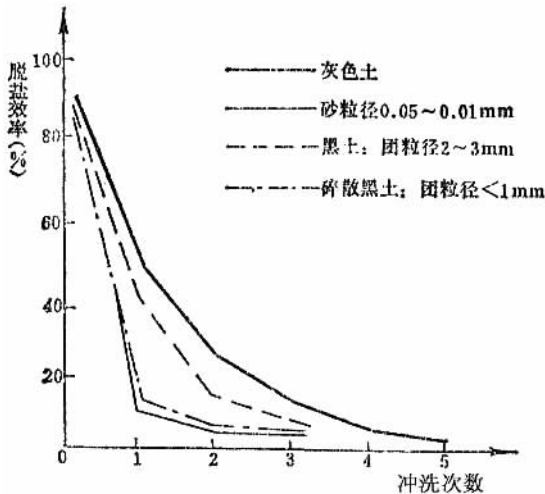


图 3-2 冲洗次数与脱盐效率关系图

冲洗脱盐效率还受土壤质地及层次分布、土壤盐分组成及其在土壤剖面上的分布、土壤含盐量的大小、水文地质条件、冲洗水质、冲洗季节以及排水条件等因素的影响。质地粘重土壤的土粒的孔隙细小, 透水性差, 水盐运动困难, 盐分不易洗除, 在相同的冲洗条件下, 其脱盐效率较轻质土为低, 从表 3-4 中的试验资料可以看出这一性质。在土壤剖面中, 若各土层的土质不同, 其冲洗脱盐效果也不一样, 使冲洗后各土层的含

盐量有较大差异，一般是粘土层因其透水性差，有隔水作用，使其本身及其以下土层的冲洗脱盐效果均较差，且由于上面土层盐溶液的进入，有时甚至造成盐分的积累，如图3-3所示。土壤的原始含盐量和盐分的溶解度较大时，在相同的冲洗条件下，其脱盐效果也较大。盐分在土壤剖面上的分布状况对冲洗效率也有明显影响，一般规律是“上重下轻”的盐分分布，其冲洗脱盐效果差些，这是因为冲洗水在土层中向下运动时，首先把表层含盐浓度大的溶液带到下层，使下层盐分有所增加，降低了整个计划冲洗层的脱盐效果，要增加冲洗次数和冲洗水量才能达到冲洗脱盐标准。因此，选择“上轻下重”的盐分分布季节进行冲洗可以提高冲洗效果。

表 3-4 不同土质的冲洗脱盐效率

土 质	脱盐率 (%)	脱氯 ( $\text{Cl}^-$ ) 率 (%)
粘 壤	6.0	28.3
中 壤	20.5	33.7
轻 壤	32.4	34.7
砂 壤	48.3	41.5

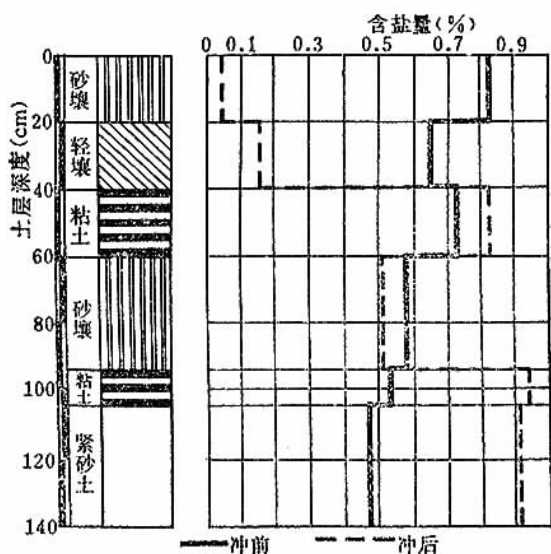


图 3-3 冲洗前后土层含盐量的变化

### (三) 冲洗定额

把单位面积计划冲洗土层中的土壤含盐量，降低到要求的冲洗脱盐标准所需的冲洗水量，称为冲洗定额，单位以  $\text{m}^3/\text{亩}$  计。前面讲到的影响冲洗效果的各种因素，集中表

现在对冲洗定额的影响上。冲洗效果好的情况下，达到同样的冲洗标准所需的冲洗定额必然小些；反之，冲洗定额要大些。影响冲洗定额的因素很多且很复杂，进行精确的计算较为困难，一般最好能根据实际的试验或调查资料进行确定，但在缺乏实际资料或资料不全的情况下，也可用公式进行估算。根据水量平衡原理，冲洗定额可用式（3-13）表示。

$$M = m_1 + m_2 + e - P \quad (3-13)$$

式中  $M$ ——冲洗定额；

$m_1$ ——冲洗前计划冲洗层内土壤含水量与最大持水量的差额；

$m_2$ ——使计划冲洗层的含盐量达到冲洗标准所需的水量；

$e$ ——冲洗期内的腾发量；

$P$ ——冲洗期内渗入土层的有效降雨量。

各项的单位均以  $m^3$ /亩计。当  $e$  与  $P$  之值相差不大时，可以忽略不计，式 3-13 可改写成：

$$M = m_1 + m_2 \quad (3-14)$$

式（3-14）说明冲洗定额主要由  $m_1$ 、 $m_2$  两部分水量组成，其中  $m_1$  是使土壤从冲洗前的含水量增加到最大持水量所需的水量， $m_2$  是为冲走计划冲洗层中过多的盐分所需的水量。 $m_1$  值的确定较为简便，可用式（3-15）计算。

$$m_1 = W - W_0 \quad (3-15)$$

式中  $W$ ——计划冲洗层的最大持水量；

$W_0$ ——冲洗开始前计划冲洗层原有含水量。

第二部分水量  $m_2$  受到各种因素的影响，精确计算较为困难，一般有以下几种近似计算方法。

### 1. 以试验资料为根据的计算方法

$$m_2 = 667H\gamma (S_0 - S) / K \quad (3-16)$$

式中  $S_0$ ——冲洗前计划冲洗层土壤含盐量（以干土重的百分数计）；

$S$ ——冲洗后允许含盐量（以干土重的百分数计）；

$\gamma$ ——土壤容重（ $kg/m^3$ ）；

$H$ ——计划冲洗层深度（ $m$ ）；

$K$ ——排盐系数，即单位冲洗水量所能冲走的盐量（ $kg/m^3$ ）。

在式（3-16）中，除排盐系数  $K$  外，其余各项的值，根据土质、作物、盐分组成等因素定出冲洗脱盐标准之后，一般是比较容易确定的。系数  $K$  表示每立方米水量具有的冲洗脱盐效率，其值受土壤质地、含盐量、盐分组成、盐分在土层中的分布状况以及地下水埋深和排水条件等许多因素的影响，一般只能通过分析试验资料获得。

### 2. 理论计算方法

影响冲洗定额的因素虽然很多且很复杂，但通过一些必要的假设简化之后，还是可以推得一些较为粗略的计算公式，用于缺乏试验资料时计算冲洗定额。

(1) 以土壤含盐量为根据的计算公式: 设冲洗前计划冲洗层土壤含盐量为  $S_0$  (以干土重的百分数计), 冲洗后要求达到的含盐量为  $S$ , 计划冲洗层的最大持水量为  $W$ , 使含盐量为  $S_0$  的土壤达到溶液的含盐浓度为  $S/W$  时所需的水量应为  $W \frac{S_0 W}{S}$ , 若土层原含水量为  $W_0$ , 则冲洗定额应为  $M = WS_0/S - W_0$ 。由于  $M = m_1 + m_2$ , 且  $m_1 = W - W_0$ , 所以:

$$m_2 = W \left( \frac{S_0}{S} - 1 \right) \quad (3-17)$$

在上式的推导过程中只考虑了含盐量这一影响因素, 且假定冲洗前土壤含盐量不论大小, 每立方米水量冲洗掉的盐分都是相同的。因此, 这种计算方法相当粗略, 当土壤含盐量大时, 计算结果一般偏高, 而含盐量小时则又偏低。

(2) 以土壤含盐浓度为根据的计算方法, 设  $S$  为计划冲洗层中的含盐量,  $W$  为土层中的含水量, 则土壤含盐溶液浓度  $\lambda = S/W\%$ , 随着冲洗次数和冲洗水量的增加, 土层中盐溶液浓度  $\lambda$  值逐渐减小。当第一次灌进水量  $m_1$  之后, 计划冲洗层使达到最大持水量, 此后每增加  $dm_2$  的冲洗水量, 便冲走  $\lambda dm_2$  的盐量。由于冲洗层中的土壤含盐量逐渐减少, 盐溶液浓度也随之减小, 其值为:

$$-d\lambda = \frac{\lambda dm_2}{W} \text{ 或 } -\frac{d\lambda}{\lambda} = \frac{dm_2}{W}$$

负号表示溶液浓度随着冲洗水量的增加而减小。

由于有第一次的冲洗灌水, 所以在第二次冲洗前土壤含水量已达到最大持水量。设  $m_2 = 0$  时, 土壤盐溶液浓度为  $\lambda_0$ ; 冲洗后土壤溶液浓度降低到要求的  $\lambda$  值时需要的冲洗水量为  $m_2$ 。用冲洗水量和土壤溶液浓度的这一变化范围对上式进行积分使可求得  $m_2$ , 即:

$$\begin{aligned} - \int_{\lambda_0}^{\lambda} \frac{d\lambda}{\lambda} &= \int_0^{m_2} \frac{dm_2}{W} \\ - (\ln \lambda - \ln \lambda_0) &= \frac{m_2}{W} \end{aligned}$$

整理后可得:

$$m_2 = -W \ln \frac{\lambda}{\lambda_0}$$

或

$$m_2 = 2.303 W \lg \frac{\lambda_0}{\lambda}$$

还可写成:

$$m_2 = 667 H \beta \times 2.303 \lg \frac{\lambda_0}{\lambda} \quad (\text{m}^3/\text{亩}) \quad (3-19)$$

式(4-19)中  $H$  为计划冲洗层深度 (m),  $\beta$  为以土壤容积百分数计的土壤最大持水率,  $\lambda_0$  及  $\lambda$  分别为计划冲洗层土壤含水量为最大持水量时, 土壤初始的和冲洗后要求达到的盐溶液浓度。

在无人工排水条件下进行盐碱土冲洗时, 由于大量冲洗水量的入渗补给, 将引起地

下水位上升。土壤含盐量越大，达到冲洗脱盐标准所需的冲洗定额也越大，地下水位的上升也越高，若地下水出流条件差，则在计划冲洗层土壤达到脱盐要求之前，地下水位可能已升高到不允许的高度，甚至可能上升至地面，这将影响冲洗的正常进行，使计划层达不到要求的脱盐标准。过高的地下水位还将容易引起土壤返盐，使冲洗效果得不到巩固，同时也将影响各种农活的正常进行。因此，在无人工排水条件下确定冲洗定额时，还应考虑地下水位允许升高的问题。

对于满足地下水位允许升高要求的冲洗定额  $M^{\max}$ ，可按大田蓄水能力的计算式（3-20）进行估算。

$$M_{\max} = H_0 (\beta_{\max} - \beta_0) + H_2 (A - \beta_{\max}) \quad (3-20)$$

式中  $H_0$ ——冲洗前地下水埋深；

$\beta_{\max}$ ——土壤平均最大持水率（以土壤体积百分数计）；

$\beta_0$ ——冲洗前地下水位以上土壤含水率（以土壤体积百分数计）；

$H_2$ ——冲洗后地下水位允许上升高度；

$A$ ——土壤孔隙率。

根据土壤脱盐要求算得的冲洗定额  $M$  如果小于公式（3-20）求得的最大允许冲洗定额  $M^{\max}$ ，说明冲洗后地下水位上升值在允许范围内。但在土壤含水量较大，地下水位较高且出流条件较差时，往往不能满足地下水位允许升高的要求，即往往  $M > M^{\max}$  在这种情况下，有效的解决办法是修建排水系统，将冲洗水量和盐分通过排水沟排除，使地下水位在冲洗过程中能控制在适宜的高度，或冲洗后地下水位能在允许的短时间内回降到安全高度，防止土壤返盐。

#### （四）冲洗季节

盐碱地的冲洗应选在能提高冲洗脱盐效率，减少冲洗水量，巩固冲洗脱盐效果的季节进行。即一般选在地下水位较低，蒸发量较小，土壤含水量较大，盐分为“上轻下重”的分布，农活较少，劳力充裕，水源充足，用水不紧张以及非冰冻的时期进行较为适宜。此外，有些盐分的溶解度受温度的影响很大，如硫酸盐的溶解度就受温度的明显影响，见表3-5。因此，冲洗一般还需选在气温较高的时期进行，特别是以硫酸盐为主的地区。但实际情况是难于同时满足上述各种要求，因为这些要求往往不能同时出现，例如地下水位低与土壤含水量大和盐分“上轻下重”的分布就不可能同时出现。所以，冲洗季节应根据当地的具体条件结合上述要求进行分析确定。综上所述，华北、西北及沿海盐碱土地区适宜的冲洗季节，一般以晚秋初冬非冰冻期为主，早春为辅。以硫酸盐为主的盐碱土地区（如新疆维吾尔自治区），夏季气温高，硫酸盐溶解度大，且为洪水期，水量充沛，故在夏季进行冲洗一般较为适宜。

#### （五）冲洗制度

通常把冲洗过程中的冲洗次数、每次冲洗的间隔时间以及分次冲洗水量等内容称为

冲洗制度。

表 3-5 不同温度下氯化钠和硫酸钠在纯水中的溶解度

盐 类	不同温度 (°C) 下的溶解度					
	- 10	0	10	20	30	40
NaCl	333	357	358	359	—	564
Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	—	48.5	89.2	189	410	483

冲洗制度与冲洗脱盐效果有密切关系。根据各地的冲洗经验, 第一次冲洗水量应使计划冲洗层由原有含水量达到最大持水量, 使这些水量在土壤孔隙中充分溶解盐分, 然后再将其余的冲洗定额分成几次进行冲洗。分次冲洗的水量一般应小于土壤最大持水量。一些灌区的试验成果表明, 分次冲洗水量较小时冲洗效果较好, 如表 3-6 所示。

表 3-6 分次冲洗水量与脱盐效果关系表

地 区	总冲洗 定 额 (m <sup>3</sup> /亩)	分次冲 洗定 额 (m <sup>3</sup> /亩)	冲 洗 次 数	1m 土层内的 平均含盐量 (%)		脱 盐 率 (%)	备 注
				冲 洗 前	冲 洗 后		
河南省引黄灌区	445	89	5	0.9922	0.4810	51.5	轻质土
西灌区	520	130	4	0.9372	0.5059	45.8	轻质土
新疆维吾尔自 治区	400	80	5	4.228	1.8384	56.5	土壤透水性较好
焉耆试验站	400	100	4	4.699	2.6106	45.05	

从脱盐效果看, 每次冲洗水量控制在计划冲洗层最大持水量的 30% ~ 40% 左右较为适宜。计划冲洗层深度为 1m 时, 不同土质的分次冲洗定额可参考以下数值: 轻质土 50 ~ 60m<sup>3</sup>/亩, 中质土 60 ~ 70m<sup>3</sup>/亩, 重质土 75 ~ 100m<sup>3</sup>/亩。在分次冲洗定额较小的情况下, 为使水量均匀入渗, 取得较好的冲洗质量, 应有平整的田面和较好的冲洗灌水技术。分次冲洗定额不应是总冲洗定额的平均分配值, 一般在冲洗初期土壤含盐量大, 分次冲洗定额应大些, 随着冲洗的进行, 土壤含盐量逐渐减小, 分次冲洗定额也应相应的小些。一般情况下分次冲洗定额不宜小于 66m<sup>3</sup>/亩。分次冲洗定额过小将使冲洗次数增加, 冲洗时间延长, 可能造成农活安排方面的不便。在土壤含盐量大的粘质土地区, 可采用较大的分次冲洗定额 (100 ~ 135m<sup>3</sup>/亩), 以使冲洗水层均匀, 取得较好的冲洗效果。

分次冲洗的间隔时间, 应根据土质, 气温、水温和地下水埋深等具体条件合理确定。间隔时间短, 盐分溶解不充分, 冲洗效果便低; 间隔时间过长, 由于水分的大量蒸发, 则可能发生土壤返盐。一般要求上次冲洗水在田面落干, 且地下水位有一定的回降后再进行下一次的冲洗。轻质土的毛细管作用强烈, 较易返盐, 其冲洗间隔时间应短



些,一般可采用 1~2d;粘质土的间隔时间可长些,一般为 3~8d。随着冲洗次数的增加,土壤含盐量减少,冲洗间隔时间可适当加长。

### (六) 冲洗技术

冲洗技术主要是指冲洗过程中采用的田间工程规格、土地平整要求、灌水排水方法以及土地的翻耕等各种有关措施。良好的冲洗技术可以提高冲洗效果,节省冲洗水量、冲洗时间和劳力。

冲洗之前应先做好土地的翻耕平整,格田的修筑,灌排工程的维修等准备工作,使冲洗能顺利进行并取得较好的冲洗质量。

### (七) 冲洗排水

对于产生在地形平坦低洼,地下水位高,排水条件困难地区的盐碱地,在没有人工排水设施条件下进行冲洗改良时,由于大量冲洗水量的入渗补给,地下水位将大幅度上升,甚至达到地面,而且水位的回降也很缓慢,盐分不能有效地排除,这对冲洗脱盐效果,防止土壤返盐以及农业耕作等都将十分不利。因此,修建完整的排水系统,加速冲洗水量的排除,有效地控制地下水位,使地下水位在要求的时间内回降到安全的高度,防止土壤返盐,是冲洗改良盐碱地的必要措施。

在盐碱地的冲洗排水中,主要应确定合理的沟深和沟距,有效地控制地下水位。关于沟深和沟距的确定方法在第七章中已进行过介绍,那些确定沟深、沟距的基本方法和计算公式,在盐碱地冲洗改良排水中均可运用,这里只对冲洗排水的某些特点和要求作些说明,以供确定沟深、沟距时参考。

盐碱地冲洗改良的田间排水沟,应使冲洗水有适宜的入渗速度,要求设计的冲洗定额能顺畅地渗入并排出冲洗地段以外,促使土壤脱盐和地下水淡化;在冲洗结束之后,应使升高的地下水位有足够的回降速度,在要求的时间内降至临界深度以下,防止土壤返盐。在冲洗排水过程中,土壤脱盐的影响范围与土质和沟深有关,在同一土质条件下,沟深越大,脱盐范围也越大,据一些盐碱地灌区的试验观测资料表明,轻质土地地区,沟深为 1.7~4.0m 时,排水沟单侧脱盐范围一般为沟深的 80~100 倍,粘质土地地区,沟深为 1.0~2.5m 时,单侧脱盐范围为沟深的 80~130 倍。说明排水沟深度和间距之间关系密切,相互影响,为了达到同一排水要求,不同的沟深要求有相应的间距,即沟深大,沟距也大;反之,沟深小,沟距也应小些。设计排水沟时,一般是先根据冲洗后对地下水位的要求、土质条件、排水出路、主要作物、施工和管理条件等,初定一个沟深,然后确定相应的沟距。

在沟深的计算式  $D = \Delta H + \Delta h + S$  中,地下水的临界深度  $\Delta H$  是对沟深、沟距以及防盐排盐效果影响最大的一项因素。因此,合理地确定  $\Delta H$  值是确定沟深的关键。临界深度的数值受到土壤质地、气候条件、地下水矿化度以及农业技术和作物种类等多种因素的影响。因此,临界深度不是一个固定的数值,应根据各地的具体条件进行确定。

土壤质地决定着土壤毛细管作用的强弱和毛管水上升的高度。土质越粘重,其孔隙

则越细，毛细水上升高度越大，但上升速度慢，且随上升高度的增加而减缓，达到最大上升高度需要很长的时间；与之相反，轻质土毛管水上升高度较低，但其上升速度快，强烈上升高度比粘质土大。实践证明，在条件相同的情况下，轻质土返盐比粘质土严重，因此在确定临界深度时，一般应以毛管水的强烈上升高度为依据。据一些灌区的测定，轻质土的毛管水强烈上升高度一般为 1.5~1.9m，粘质土在 1.2~1.6m 之间。

气象因素中的降雨和蒸发对地下水临界深度的影响也很大。蒸发量大的干旱地区，由于表层土壤水分的大量蒸发，地下水通过土壤毛细管加速对表层的补给，从而加速了土壤返盐。在多雨地区，雨水的淋洗可起到抑制土壤返盐的作用。因此在其他条件相似的情况下，干旱地区临界深度的标准应比多雨地区稍高一些。

地下水矿化度是影响临界深度的又一重要因素。地下水矿化度越高，其对土壤的积盐和对作物的危害性也越大，为使高矿化度的地下水不进入主要根系活动层，临界深度的取值应大些。

良好的农业技术措施，可以改善土壤结构，增加土壤肥力，减少土壤水分蒸发，有利于防止土壤返盐，因此，对临界深度的要求也可相应的低些。

## 第五节 盐碱地的种稻改良

水稻是喜水性作物，可以在田面长期保持水层的情况下正常生长。根据水稻生长条件的这一特点，在盐碱地上种植水稻，利用田面水层的渗漏水可以对盐碱地起到冲洗脱盐的作用。因此种稻是对盐碱地进行改良与利用相结合的有效措施，在中国已有悠久的历史。对地势低洼，土质粘重，排水不畅，水源有保证的盐碱地地区，采用种稻改良更为适宜，有些含盐量较大的盐碱地在改良利用过程中，往往首先采用种稻改良，在土壤含盐量降低到适宜旱作物生长要求后，改种旱作物，使土壤肥力得以改善。在种植旱作物期间，土壤盐分一般会有较大的积累，当含盐量影响旱作物正常生长时，再改种水稻促使土壤脱盐，这种水旱轮作的方式，也是改良利用盐碱地常用的措施。

### （一）水稻田的脱盐作用

水稻的栽培制度要求插秧之前格田必须灌水浸泡（泡田），建立田面水层进行耕耙，为水稻插秧作准备。表层土壤盐分在耕耙粉碎和泡田水量的淋洗下能快速降低，使根系活动层的含盐溶液浓度，在泡田期间降低到适应水稻幼苗生长的要求。水稻的整个生育期中，田面经常保持一定深度的水层，在渗漏水的作用下，对土壤盐分进行淋洗，使土壤溶液浓度逐渐降低，既满足水稻生长的需要，又达到了改良盐碱地的目的。

#### 1. 泡田期洗盐

盐碱地上的种稻泡田，除了满足水稻栽培要求，为插秧建立稳定的田面水层之外，还要满足冲洗脱盐的需要，使土壤含盐溶液浓度，通过泡田降至符合水稻幼苗生长的要求，其值一般为 0.2%~0.4%，因此，盐碱地的泡田定额，通常要比非盐碱地的大些，

其值随土壤含盐量和盐分组成而异；泡田时间也要长些，同时应视定额的大小进行分次灌入。一些试验资料表明，土壤含盐量大于土重的 1.5% 时，泡田洗盐定额可采用 200 ~ 250m<sup>3</sup>/亩，冲洗次数为 3 ~ 4 次；含盐量为 1.0% ~ 1.5% 时，定额为 150 ~ 200m<sup>3</sup>/亩，分 2 ~ 3 次冲洗；含盐量为 0.5% ~ 1.0% 时，定额为 100 ~ 150m<sup>3</sup>/亩，分 1 ~ 2 次灌入冲洗；当含盐量在 0.5% 以下时，只需按一般泡田要求进行泡田，定额一般为 100m<sup>3</sup>/亩。

## 2. 生长期洗盐作用

盐碱地上水稻生长期的灌溉水量，除了满足水稻生长需要的水量之外，还要满足冲洗脱盐的要求。用水量要比一般稻田为大，灌水方法与一般稻田基本相同，但为了促使土壤洗盐和防止返盐的需要，田面一般应经常保持一定深度的水层。在土质粘重，透水性很小的盐碱地上，由于表层盐分的溶解和水量的蒸发，田面水层的含盐浓度可能超过水稻生长允许的范围，在这种情况下，可采用明水排盐，将含盐浓度过高的水层，从地面通过排水沟排走，然后灌入淡水满足洗盐和水稻生长的需要。在明水排盐情况下的水稻灌溉制度，显然与一般的水稻灌溉制度有些差异，不宜只根据水量平衡原理进行确定，还应考虑明水排盐消耗的水量，其总的灌溉用水量要比普通稻田更大一些。

种稻改良盐碱地需用的水量较多，水源问题常是采用种稻改良的关键因素。但稻田灌溉对水质的要求比旱作物要低些，这主要是因为稻田田面经常保持水层，水量不断下渗，把盐分带至深层或排出区外，不致造成根系层盐分的积累，这为扩大灌溉水源创造了有利条件，可以利用含盐量较大的回归水（主要指上游灌区使用后，排出或渗漏到下游灌区再次进行利用的水量）或地下水进行稻田灌溉。种稻改良允许的灌溉水含盐量，与盐分的组成、土质，气象条件以及水稻的生育阶段等因素有关，一般允许在 1g/L 左右，在生长后期达到 4 ~ 5g/L 时，也不显著影响产量。

当回归水或地下水的矿化度超过允许值时，一般可用淡水与之混合后再进行灌溉，或用淡水与其进行交错灌溉，均可起到良好的效果。

## （二）种稻改良的排水措施

种稻改良盐碱地的效果，很大程度上取决于含盐量大的地下水的排除条件。

种稻改良地区的排水沟应能使其控制范围内的土层具有适宜的渗漏量，促使土壤脱盐起到改良土壤的作用。进行水旱轮作的改良区，为防止土壤返盐，排水沟应能在种植旱作物期间把地下水位经常控制在临界深度以下。在稻田与旱田交界处的排水沟，应能隔断稻田区的渗漏水对旱作区的补给，防止旱作区地下水迅速升高而造成土壤盐碱化。此外，进行机耕的种稻改良区还要求排水沟在水稻黄熟落干后一定的时间内，把地下水位降至适宜机械耕作的深度。

种稻改良区排水沟的上述要求，也是要通过适宜的沟深和沟距来实现。排水沟的间距愈小，排水速度和排水流量愈大，土壤的脱盐速度和效率也越高；但密度过大的排水沟，工程量和工程占地也相应增大，同时对机耕和管理养护工作均会带来一些不便。因此，种稻改良区排水沟的布置，也应根据具体条件和要求，通过全面分析进行确定。前面介绍的确定排水沟沟深和沟距的方法及有关计算公式，在种稻改良区仍然适用。根据

一些地区的实践经验，在只种植水稻的地区，因水稻生长期田面经常维持一定深度的水层，起着不断淋洗盐分的作用，故地下水位一般无需降至临界深度以下，排水沟的主要作用在于排除土层中排出的盐分和调节田面水层。在这种情况下，排水沟（一般为农沟）的深度可小些，一般可采用 1~1.5m，间距约 200~500m 之间，毛沟的深度和间距可适当减小。水旱轮作改良区，在种植旱作物期间，为防止土壤返盐，保证旱作物正常生长，地下水位应经常控制在临界深度以下，对排水沟的要求除了排除盐分之外，还要能有效地调节控制地下水位。沟深应按旱作物对临界深度的要求进行确定。

种稻改良盐碱地所用的水量较大，在无排水条件时，大量的入渗水量将使地下水位急剧升高。给相邻的旱作物种植区造成严重影响，其影响范围一般可达 200~300m。在影响范围内地下水位大幅度上升，使土壤返盐，越靠近稻改区，返盐现象越严重，危害旱作物的生长。为防止这种现象的产生，稻田应集中布置，不宜分散插花种植，同时，在稻改区周围修建有足够深度的排水沟，防止稻田渗漏对旱作区造成不利影响。

## 第六节 放淤改良盐碱地

中国北方平原地区，在长期的生产实践中，创造了利用含沙量大的河水，放淤改良涝洼、盐碱、沙荒地的成功经验。放淤改良土壤具有效果好、投资小、见效快等优点。放淤形成的淤泥层，可以改善土壤的物理性质，增加土壤养分；放淤的水量大，在大量淡水下渗的过程中，可以冲洗土壤中的可溶性盐分，淡化地下水，起到改良盐碱地的作用；放淤形成的淤泥层，可以填平坑洼低地，使原来高低不平的地形变得平坦，地面抬高，起到改造涝洼沙荒地的作用；在高于地面的地上河的堤背放淤，可以起到固堤的作用；利用落淤后的清水进行灌溉，可以减轻渠道的淤积。

放淤质量与选择的放淤季节有密切关系，一般应选在河流水量充沛，含沙量大，粘粒含量高（粒径小于 0.005mm）的季节进行。

单位放淤面积上达到计划落淤厚度所需的放淤水量称为放淤定额。其值可用式（3-21）估算。

$$M = \frac{667Hy_s}{S\eta} \quad (3-21)$$

式中  $M$ ——放淤定额（ $m^3/亩$ ）；

$H$ ——计划落淤厚度（ $m$ ）；

$\gamma_s$ ——淤泥比重（ $t/m^3$ ）；

$S$ ——放淤时河水的泥沙含量（ $t/m^3$ ）；

$\eta$ ——落淤系数， $\eta = \frac{S_{进} - S_{出}}{S_{进}}$ ；

$S_{进}$ ——淤区引进的河水泥沙含量（ $t/m^3$ ）；

$S_{出}$ ——淤区出口退水的泥沙含量（ $t/m^3$ ）。

淤区落淤厚度视放淤的目的和任务而定，一般采用 0.3~0.5m，淤泥容比重通常可按 1.25t/m<sup>3</sup> 采用，落淤系数要求不小于 0.9。

【例】北方某地拟采用放淤改良土壤，计划落淤厚度为 0.3m，淤泥比重  $\gamma_s = 1.25t/m^3$ ，引进的河水含沙量  $S = 0.03t/m^3$ ，落淤系数  $\eta = 0.9$ ，求放淤定额  $M$ 。

解：将各项已知数值代入公式 (3-21)，可求得：

$$M = \frac{667 \times 0.03 \times 1.25}{0.03 \times 0.9} = 9265m^3/\text{亩}$$

从本例中可以看出，放淤的用水量很大，放淤定额远大于盐碱地冲洗改良的冲洗定额。

为使放淤工作得以顺利进行，放淤前淤区需先修建完善的田间工程，包括放淤格田，田间灌排渠系和临时性的引水退水控制建筑物等。放淤格田的规格和布置形式，应根据地形条件、引水流量和淤区面积大小等因素恰当确定。山东省采用的放淤格田面积为 200~2000 亩不等。

放淤格田一般采用长方形的布置形式，视地形条件等具体情况，格田的长边可以垂直引水渠道，落淤后的退水泄入排水沟或下游灌溉渠道；也可采用长边平行引水渠道，退水经格田末端的出水口仍排入原引水渠道见图 3-4。

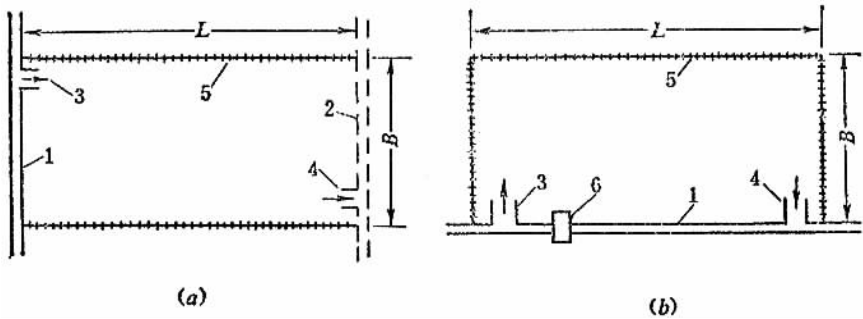


图 3-4 放淤格田布置示意图

1—渠道；2—排水沟；3—进水口；4—出水口；5—格堤；6—节制闸

淤区的引水流量应与淤区的面积相适应。若面积大，流量小，则放淤时间长，主流槽延伸困难，泥沙不能远送，造成落淤层厚薄不均；反之，若面积小，流量大，则主流槽多，占淤区面积的比例大，使沉积层的沙多泥少，放淤质量难以保证。据山东省放淤经验，以 1m<sup>3</sup>/s 流量控制 100~150 亩淤区面积较为适宜。放淤格田的规格，可用式 (3-22) 估算。

$$L = \frac{KQ}{B\omega} \tag{3-22}$$

式中  $L$ 、 $B$ ——分别为放淤格田的长度和宽度 (m)；

$Q$ ——放淤引水流量 (m<sup>3</sup>/S)；

$\omega$ ——泥沙沉降速度 (m/s)，要求粒径为 0.005mm 的粘粒，在淤区的沉降速

度为  $0.000023\text{m/S}$ ;

$K$ ——系数，一般采用 1.4。

生产实践中，放淤格田的长度主要取决于地形条件，按山东省的经验，格田长度一般为引水流量数的 100~200 倍。例如，引水流量为  $10\text{m}^3/\text{s}$  时，淤区格田长度为 1000~2000m。格田长度确定后，便可根据引水流量用式 3-22 估算格田宽度。

为使放淤时便于泥沙的运送和落淤均匀，格田内应有较大的放淤水深，一般应控制在 1.0~1.5m 左右，格田围堤的安全超高应不小于 0.5m，这样，围堤的高度应在 1.5~2.0m 之间，堤顶宽度可取 2~3m。淤区格田的进水口和出水口等控制建筑物，一般为临时性的建筑物，在水位落差较小时。可用柳稍修筑；落差较大时，出水口可用 1:3 石灰粘土修筑溢水坝，下游消力池，可用铅丝网柳条捆块石修建。

为了排除格田落淤后的退水，淤区应根据地形条件、格田宽度和田间排水对排水沟间距的要求等因素，规划完整的排水系统。排水沟的开挖应与围堤的修建结合进行，把挖沟取出的土用于修筑围堤。排水沟一般修建在围堤的外侧，以起到截渗的作用，防止与淤区相邻的地块产生盐碱化现象。

在放淤过程中，为了保证放淤质量，还需掌握泥沙的运行规律，采取各种适宜措施。由于地形条件等原因使淤区长度过大时，应设立多个引水口，按从上游到下游或自下游到上游的顺序，实行多口引水，以保证下游有足够的落淤量；为使放淤时主流能导向阻水的高地死角，延长流程，减缓流速，使落淤均匀，可开挖导流沟或修筑导流墙；为使泥沙充分沉落，低处多淤，高处少淤，可修建不同高程的进水口和出水口，采用低引高泄的方式，减缓淤区水流速度，使地面自然淤平；为使泥沙更多地沉蒋淤区，特别是含有一定养分的细粒淤泥不致从出水口泄走，淤积排水沟道，一般应采用先静后动，以清顶浑的放水方式；为使整个淤区淤平淤匀，以粘盖沙，一般可在放淤行将结束之前，采用由出水口引水倒灌回淤措施，以达到较好的落淤效果。

# 第十篇

## 相关标准规范

# 渠道防渗工程技术规范

Technique specification for seepage  
prevention engineering on canal

SL 18—2004  
替代 SL 18—91

## 1 总 则

1.0.1 为统一渠道防渗工程的技术标准，提高建设质量、管理水平和输水效率，充分发挥工程效益，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于农田灌溉、发电引水、供水等渠道防渗工程的设计、施工、测验和管理。

1.0.3 渠道防渗工程设计和施工，应严格执行国家规定的基本建设程序，并与渠道其他工程项目同步进行。

1.0.4 渠道防渗工程应贯彻因地制宜、就地取材的原则，并满足如下技术要求：

1 渠道防渗工程设计应通过工程地质勘测，查清渠基床的工程地质和水文地质条件，并掌握渠道的基本情况、收集有关技术资料，通过论证，达到技术先进、经济合理、经久耐用、运用安全、管理方便。

2 渠道防渗工程建设应满足防渗设计要求，保证施工质量。

3 渠道防渗工程宜采用先进技术进行渗漏、变形和冻胀等测验，取得工程运用成果。

4 渠道防渗工程应加强管理，保证设计使用年限，提高效益。

5 特大型防渗渠道应进行专项研究。

1.0.5 下列标准中的条款通过本标准的引用而成为本标准的条款：

《硅酸盐水泥、普通硅酸盐水泥》（GB 175—1999）

《水泥化学分析方法》（GB/T 176—1996）

《沥青防水卷材试验方法—浸涂材料含量》（GB 328.2—89）

《沥青防水卷材试验方法—不透水性》（GB 328.3—89）

《沥青防水卷材试验方法—吸水性》（GB 328.4—89）

《沥青防水卷材试验方法—耐热度》（GB 328.5—89）

《沥青防水卷材试验方法—拉力》（GB 328.6—89）

《沥青防水卷材试验方法—柔度》（GB 328.7—89）



- 《矿渣硅酸盐水泥、火山灰质硅酸盐水泥及粉煤灰硅酸盐水泥》(GB 1344—1999)
- 《水泥细度检验方法(80 $\mu\text{m}$ 筛筛析法)》(GB/T 1345—1991)
- 《水泥标准稠度用水量、凝结时间、安定性检验方法》(GB/T 1346—1989)
- 《绝热用挤塑聚苯乙烯泡沫塑料(XPS)》(GB 10801.2—2000)
- 《土工合成材料—聚乙烯土工膜》(GB/T 17643—1998)
- 《水泥胶砂强度检验方法(ISO法)》(GB/T 17671—1999)
- 《土工合成材料—聚氯乙烯土工膜》(GB/T 17688—1999)
- 《高分子防水材料》(GB 18173.1—2000)
- 《灌溉与排水工程设计规范》(GB 50288—99)
- 《降雨量观测规范》(SL 21—90)
- 《水工建筑物水泥灌浆施工技术规范》(SL 62—94)
- 《水利建设项目经济评价规范》(SL 72—94)
- 《水工建筑物抗冰冻设计规范》(SL 211—98)
- 《土工合成材料测试规程》(SL/T 235—1999)
- 《灌溉与排水工程技术管理规程》(SL/T 246—1999)
- 《土石坝沥青混凝土面板和心墙设计准则》(试行)(SLJ 01—88)
- 《土坝坝体灌浆技术规范》(SD 266—88)
- 《土石坝碾压式沥青混凝土防渗墙施工规范》(试行)(SD 220—87)
- 《水面蒸发观测规范》(SD 265—88)
- 《水工混凝土掺用粉煤灰技术规范》(DL/T 5055—1996)
- 《水工混凝土外加剂技术规程》(DL/T 5100—1999)
- 《水工混凝土施工规范》(DL/T 5144—2001)
- 《水工混凝土试验规程》(DL/T 5150—2001)
- 《水工混凝土砂石骨料试验规程》(DL/T 5151—2001)
- 《公路工程沥青及沥青混合料试验规程》(JTJ 052—2000)

1.0.6 渠道防渗工程建设和管理除应执行本标准外,还应符合国家现行有关标准的规定。

## 2 符号和代号

### 2.0.1 几何参数

$A$ ——渠道防渗面积;

$\alpha$ ——实用经济断面与水力最佳断面的过水断面面积之比;

$\alpha_i$ ——土条垂直坡面的分力与铅垂线的夹角;

$B_1$ ——渠道堤顶口宽度;

$b$ ——渠道底宽或弧形底梯形渠道的弧形底的弦长;

$b_i$ ——土条分条的宽度;

$b_0$ ——弧形底梯形渠道的水力最佳断面弧形底的弦长；

$b_1$ ——弧形坡脚梯形渠道的渠底水平段宽度；

$b_2$ ——暗渠宽度；

$d_{50}$ ——通过砂砾石重 50% 的筛孔直径；

$e_0$ ——暗渠水面以上净空高度；

$G$ ——集水管末端距渠底垫层的深度；

$g$ ——集水管首端距渠底垫层的深度；

$H_g$ ——暗渠断面总高度；

$H_1$ ——暗渠直墙段高度；

$H_3$ ——暗渠底部圆弧矢高；

$h_{i1}$ 、 $h_{i2}$ 、 $h_{i3}$ ——相应于  $r$ 、 $r'$ 、 $r_m$  的土柱高度；

$L$ ——渠道长度；

$L_f$ ——防渗渠道总长度；

$L_i$ ——土条分条的顶底斜长；

$L_1$ 、 $L_2$ ——集水管的长度；

$r$ ——渠底圆弧半径；

$r_0$ ——水力最佳断面渠底圆弧半径；

$r_1$ ——暗渠底部圆弧半径；

$r_2$ ——暗渠顶部圆弧半径；

$\sigma$ ——防渗结构厚度；

$Z_n$ ——置换深度；

$Z_w$ ——地下水位埋深；

$\theta$ ——圆弧的圆心角；

$\theta_1$ ——暗渠底部圆弧的圆心角；

$\theta_2$ ——暗渠水面宽圆弧的圆心角。

## 2.0.2 水力参数

$B$ ——渠道或暗渠的水面宽度；

$B_w$ ——静水法测验中渠段的水面宽度；

$E$ ——渠段单位长度水面蒸发量；

$e$ ——观测时段内平均水面蒸发强度；

$H$ ——渠道断面水深；

$H_0$ ——渠道水力最佳断面水深；

$H_2$ ——暗渠顶部圆弧段水深；

$h$ ——测验段水深；

$h_1$ ——测验段首端水深；

- $h_2$ ——测验段末端水深；  
 $I$ ——渠段单位长度降雨量；  
 $i$ ——渠道比降；  
 $i_g$ ——集水管底比降；  
 $K_a$ ——渠道防渗防面的渗漏量；  
 $K_r$ ——弧形底梯形渠道实用经济断面的渠底圆弧半径  $r$  与水深  $H$  之比；  
 $m$ ——渠道的边坡系数；  
 $n$ ——渠道糙率；  
 $n_1$ ——初渗阶段的观测时段数；  
 $n_2$ ——初渗阶段总加水时段数；  
 $p$ ——平均降雨强度；  
 $Q$ ——渠道设计流量；  
 $Q_d$ ——渠道末端断面流量；  
 $Q_u$ ——渠道起始断面流量；  
 $Q$ ——静水法测渗的平均渗漏强度；  
 $Q_{\max}$ ——静水法测渗的最大渗漏强度；  
 $Q_{\min}$ ——静水法测渗的最小渗漏强度；  
 $Q_1$ ——恒水位测验初渗阶段的渗漏强度；  
 $Q_{E1}$ ——恒水位测验的稳渗强度；  
 $Q_F$ ——变水位测验的稳渗强度；  
 $Q_{Ei}$ ——第  $i$  个观测时段的渗漏强度；  
 $Q_{Ej}$ ——初渗阶段第  $j$  个加水时段的渗漏强度；  
 $Q_0$ ——多分水口渠道的渠道总引水流量；  
 $q$ ——渠道渗漏损失流量；  
 $R$ ——渠道水力半径；  
 $R_i$ ——多分水口渠道各分水口的引水流量比值；  
 $W_E$ ——初渗超额量；  
 $\chi$ ——渠道湿周；  
 $\chi_0$ ——渠道水力最佳断面湿周；  
 $\bar{\chi}$ ——渠道平均湿周；  
 $\omega$ ——渠道过水断面面积；  
 $\omega_0$ ——渠道水力最佳断面的过水断面面积；  
 $\eta$ ——渠道水利用系数；  
 $\Delta h$ ——静水法测验中，观测时段水深变化量；  
 $\Delta t$ ——观测时段长度；

$\Delta t_i$ ——第  $i$  个观测时段的长度；

$\Delta t_j$ ——第  $j$  个加水时段长度；

$\Delta W_{BI}$ ——恒水位测验中，单位渠段水体变化量；

$\Delta W_{BF}$ ——变水位测验中，单位渠段水体变化量；

$\Delta W_1$ ——恒水位测验渠段单位长度稳定渗漏量；

$\Delta W_F$ ——变水位测验渠段单位长度稳定渗漏量。

### 2.0.3 作用及作用效应

$\alpha_t$ ——温度收缩系数；

$\gamma$ 、 $\gamma'$ 、 $\gamma_m$ ——土条的湿重度、浮重度和饱和重度；

$C_i$ ——滑动面、上土或土与膜料间的凝聚力；

$E_t$ ——沥青混凝土平均变形模量；

$\eta_f$ ——冻胀率；

$\epsilon$ ——渠床置换比；

$F$ ——沥青混凝土的极限抗拉强度；

$F_s$ ——边坡稳定安全系数；

$H_f$ ——冻深（冻土层厚度内的冻前土层厚度）；

$R'$ ——层间约束系数；

$\mu$ ——轴向拉伸波桑比；

$\sigma_t$ ——温度应力；

$W'_i$ ——按湿重度和浮重度计算的土条重力；

$W''_i$ ——按湿重度、饱和重度和浮重度计算的土条重力；

$Z_d$ ——设计冻深；

$\phi_i$ ——滑动面上土或土与膜料间的内摩擦角；

$\Delta h_f$ ——冻胀量；

$\Delta T$ ——沥青混凝土板面任意点的温差。

### 2.0.4 其他参数

APP——塑性体改性沥青防水卷材 [Atactic Polypropylene (APP) modified bituminous sheet materials]；

$C$ 、 $D$ ——稳渗回归系数；

$C_j$ ——渠道防渗工程建设总用工数；

$G_{JM}$ ——渠道防渗工程建设每米用工指标；

$K$ ——渠道防渗工程总投资；

$K_m$ ——单位防渗面积投资；

$L_m$ ——每米防渗渠道投资；

SBS——弹性体改性沥青防水卷材 [Styrene Butadiene Styrene (SBS) modified

bituminous sheet materials];

$T_y$ ——允许工期;

$T_s$ ——设计工期。

### 3 基本资料

#### 3.1 水文气象、地质和地形条件

3.1.1 渠道防渗工程建设,除应取得与渠道工程有关的工程总体设计资料外,还应根据地区特点、工程规模、等级要求取得水源的有关水位、流量、泥沙、水质、冰情以及工程地点的降水、蒸发、气温、负气温指数、冻融期、冻土深度、风向、风速等水文气象资料。可采用条件相似的邻近水文、气象站(台)的多年资料平均值及极值,其资料系列不宜少于 20a。

3.1.2 渠道沿线应进行必要的地质勘测,取得岩土分类、地质构造和工程地质隐患等资料,以及土的颗粒组成、含水量、干密度、孔隙率、液塑限、有机质、可溶盐、冻胀性、湿陷系数、渗透系数和抗剪强度等物理、力学、化学性质资料。对特殊地质问题应进行专题研究。

3.1.3 地下水埋深小于 5m 的渠道,应取得地下水类型、埋深、动态、流向、补给和排泄条件、水质与污染源等水文地质资料。

3.1.4 应具有下列地形图及工程布置图:

- 1 项目区总体布置图,比例尺可采用 1/25000 ~ 1/100000。
- 2 渠系平面布置图,比例尺可采用 1/5000 ~ 1/10000。
- 3 典型田间渠系布置图,比例尺可采用 1/500 ~ 1/2000。
- 4 沿渠线带状地形图,比例尺可采用 1/1000 ~ 1/2000。带状图宽度,视地形、工程规模和施工布置等条件而定。
- 5 渠道纵断面图,比例尺可采用水平 1/1000 ~ 1/25000,垂直 1/100 ~ 1/200;横断面图,比例尺可采用 1/100 ~ 1/200。横断面的间距:地形平坦区为 100m ~ 500m;地形复杂区为 20m ~ 100m。地形变化处应加测横断面。

#### 3.2 建筑材料和施工条件

3.2.1 渠道防渗工程建设,应取得工程邻近地区的水泥、石灰、砂、石、膜料、沥青等建筑材料的产源、产(储)量、质量、开采与运输条件、单价等资料。

3.2.2 渠道防渗工程建设应具备施工机械、设备、施工用水、电源、交通、通信、工期要求和技术人员、劳力供给等施工条件。

### 3.3 其他资料

3.3.1 扩建、改建工程，应对渠道渗漏情况和工程病害进行调查，取得原渠道的水力要素、渗漏量以及渠床土质和水分状况等资料。

3.3.2 应取得建设单位对工程运用的要求，搜集当地或类似已建成渠道防渗工程的设计与施工资料、管理运用经验、试验研究成果和竣工验收等资料。

## 4 防渗材料和防渗结构

### 4.1 防渗主要原材料

4.1.1 渠道防渗工程采用的土料，应符合表 4.1.1 的规定。

表 4.1.1 土料的技术要求

项 目	粘性土、粘砂 混合土防渗	灰土、三合土、 四合土防渗	膜料防渗土保 护层及过渡层	水泥土 防渗
粘粒含量 (%)	20~30	15~30	3~30	8~12
砂粒含量 (%)	10~60	10~60	10~60	50~80
塑性指数 $I_p$	10~17	7~17	1~17	—
土料最大粒径 (mm)	<5	<5	<5	<5
有机质含量 (%)	<3.0	<1.0	—	<2.0
可溶盐含量 (%)	<2.0	<2.0	<2.0	<2.5
钙质结核、树根、 草根含量	不允许	不允许	不允许	不允许
注：经过论证，采用风化砂和页岩渣配制水泥土时，可不受表中土料最大粒径的限制。				

4.1.2 石灰中氧化钙和氧化镁的总含量（按干重计）应不小于 75%；贝灰中氧化钙含量应不小于 45%。

4.1.3 砂料宜采用天然级配的天然砂或人工砂。天然砂的细度模数宜为 2.2~3.0，人工砂的细度模数宜为 2.4~2.8，人工砂饱和面干含水率宜不超过 6%。混凝土可采用中砂、粗砂，砂浆可采用中砂、细砂。在缺乏中砂、粗砂地区，渠道流速小于 3m/s 时，可采用细砂或特细砂。砂的质量应符合表 4.1.3 的规定。砂料中有活性骨料时，应进行专门试验论证。

表 4.1.3 砂料的技术要求

项 目		沥青混凝土用砂		混凝土用砂	
		天然砂	人工砂	天然砂	人工砂
含泥量 (%)	不小于 $C_{90}30$ 和有抗冻要求的混凝土	$\leq 2.0$	$\leq 2.0$	$\leq 3$	—
	$< C_{90}30$			$\leq 5$	
泥块含量		不允许	不允许	不允许	不允许
石粉含量 (%)		—	$< 5$	—	6~18
坚固性 (%)	有抗冻要求的混凝土	$\leq 10$	$\leq 10$	$\leq 8$	$\leq 8$
	无抗冻要求的混凝土	$\leq 15$	$\leq 15$	$\leq 10$	$\leq 10$
云母含量 (%)		$\leq 2$	—	$\leq 2$	$\leq 2$
表观密度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )		$\geq 2500$	$\geq 2500$	$\geq 2500$	$\geq 2500$
轻物质含量 (%)		$\leq 1$	—	$\leq 1$	—
硫化物及硫酸盐含量 (%) (折算成 $\text{SO}_3$ , 按质量计)		—	—	$\leq 1$	$\leq 1$
有机质含量		不允许	不允许	浅于标准色	不允许
水稳定等级		不小于 4 级	不小于 4 级	—	—

4.1.4 砂砾料用作膜料防渗保护层时，砂砾料的级配宜符合图 4.1.4 推荐的范围。砂砾料的最大粒径宜为 75~150mm。

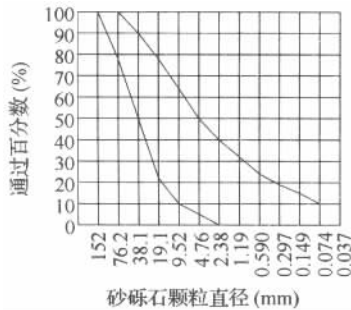


图 4.1.4 砂砾石保护层的级配



4.1.5 石料应洁净、坚硬、无裂纹，并应符合下列要求：

1 四合土防渗结构，宜采用粒径为 10~20mm 的碎石或卵石。

2 砌石防渗结构，宜采用外形方正、表面凸凹不大于 10mm 的料石；上下面平整、无尖角薄边、块重不小于 20kg 的块石；长径不小于 20cm 的卵石；矩形、表面平整、厚度不小于 30mm 的石板等。

3 混凝土防渗结构或膜料防渗的混凝土保护层，应采用最大粒径不大于混凝土板厚度的  $1/3 \sim 1/2$ （钢筋混凝土应采用不大于钢筋净间距的  $2/3$ 、板厚的  $1/4$ ）、抗压强度为混凝土强度 1.5 倍的石料。温暖地区中型、小型渠道的混凝土防渗结构，当没有合格石料时，允许采用抗压强度大于 10.0MPa 的石料、拌制抗压强度为 7.5 ~ 10.0MPa 的混凝土。当选用含有活性成分的石料时，应进行专门试验论证。其他质量技术要求应符合表 4.1.5-1 的规定。

表 4.1.5-1 粗骨料的质量技术要求

项 目		指 标	备 注
含泥量 (%)	$D_{20}$ 、 $D_{40}$ 粒径级	$\leq 1$	
	$D_{80}$ 、 $D_{150}$ ( $D_{120}$ ) 粒径级	$\leq 0.5$	
坚固性 (%)		$\leq 5$	有抗冻要求的混凝土
		$\leq 12$	无抗冻要求的混凝土
泥块含量		不允许	
硫酸盐及硫化物含量 (%)		$\leq 0.5$	折算成 $SO_3$ 按质量计
有机质含量		浅于标准色	如深于标准色，应进行混凝土强度对比试验，抗压强度比不应低于 0.95
表观密度 ( $kg/m^3$ )		$\geq 2550$	—
吸水率 (%)		$\leq 2.5$	—
针片状颗粒含量 (%)		$\leq 15$	碎石经试验论证，可以放宽到 25%
各级骨料的超、逊径含量 (%)		超径小于 5； 逊径小于 10	以原孔筛检验

4 沥青混凝土防渗结构，宜采用碱性的碎石，并符合表 4.1.5-2 的技术要求。如采用酸性石料，应作改性处理，并符合表 4.1.5-2 的规定。当用天然卵石加工碎石时，卵石的粒径宜为碎石最大粒径的 3 倍以上。若用小卵石和砾石作粗骨料，应通过试验充分论证。

表 4.1.5-2 沥青混凝土选用石料的技术要求

项 目	技术指标
坚固性 (%) (硫酸钠法)	$< 12.0$
吸水率 (%)	$\leq 3.0$
表观密度 ( $kg/m^3$ )	$\geq 2500$



续表

项 目	技术指标
超逊径 (%) (原孔筛)	超径小于 5; 逊径小于 10
针片状颗粒 (%)	≤10
含泥量 (%)	≤0.5
有机质含量	无
与沥青的粘附性	大于 4 级

4.1.6 沥青混凝土或填缝材料所用的矿粉, 应采用碱性岩石加工的粉状材料, 也可采用硅酸盐水泥或滑石粉等。矿粉的质量应符合表 4.1.6 的规定。

表 4.1.6 矿粉的技术要求

项 目	细度 (在下列孔径下通过%) (mm)			含水率 (%)	亲水系数	泥土及有机质含量 (%)
	0.600	0.150	0.074			
技术指标	100	> 90	> 70	< 0.5	≤1.0	不允许

4.1.7 水泥品质应符合 GB 175—1999 或 GB 1344—1999 的要求。

4.1.8 粉煤灰宜用作混凝土掺合料或焦油塑料胶泥的填料, 其品质应符合表 4.1.8 的规定。

表 4.1.8 粉煤灰的技术要求

项 目		45μm 方孔筛 筛余量 (%)	烧失量 (%)	含水率 (%)	三氧化硫含量 (%)	需水量比 (%)
技术 指标	I 级	≤12	≤5	≤1.0	≤3.0	≤95
	II 级	≤20	≤8	≤1.0	≤3.0	≤105

注: 三氧化硫含量为水泥和粉煤灰总重的百分数。

4.1.9 外加剂品质应每符合 DL/T 5100—1999 的规定。

4.1.10 拌和及养护用水应采用清洁水。

4.1.11 沥青混凝土可采用 60 甲或 100 甲道路石油沥青, 其品质应符合表 4.1.11 的规定。填缝材料采用的 3 号煤焦油, 其粘度为  $C_{30}^{10} 5 \sim 20s$ 。

4.1.12 渠道防渗结构采用的聚乙烯、聚氯乙烯及其改性塑膜, 其物理力学性能应符合表 4.1.12-1 的规定; 采用的沥青玻璃纤维布油毡 (简称油毡), 应厚度均匀, 无漏涂、划痕、折裂、气泡及针孔, 在气温 0~40℃ 下易于展开, 其物理力学性能应符合

表 4.1.12-2 的规定。

表 4.1.11 石油沥青的技术要求

试 验 项 目		标 号			
		A-100 甲	A-100 乙	A-60 甲	A-60 乙
针入度 (25℃, 100G, 5s) (1/10mm)		90 ~ 120	80 ~ 120	50 ~ 80	40 ~ 80
延度 (25℃, 5cm/min) (cm)		> 90	> 60	> 70	> 40
软化点 (环球法) (℃)		42 ~ 52	42 ~ 52	45 ~ 55	45 ~ 55
溶解度 (三氯乙烯) (%)		> 99.0	> 99.0	> 99.0	> 99.0
闪点 (COC) (℃)		≥ 230	≥ 230	≥ 230	≥ 230
蒸发损失 试验 (163℃, 5h)	质量损失 (%)	≤ 1	≤ 1	≤ 1	≤ 1
	针入度比 (%)	≥ 65	≥ 65	≥ 70	≥ 70

采用的复合土工膜和线性低密度聚乙烯等其他塑膜、弹性体改性沥青防水卷材 (SBS)、塑性体改性沥青防水卷材 (APP) 等多种类型的改性沥青及高分子防水卷材, 其性能应符合国家现行有关技术标准的规定。

表 4.1.12-1 塑膜的技术要求

技术项目	聚乙烯	聚氯乙烯
密度 (kg/m <sup>3</sup> )	≥ 900	1250 ~ 1350
断裂拉伸强度 (MPa)	≥ 12	纵不小于 15, 横不小于 13
断裂伸长率 (%)	≥ 300	纵不小于 220, 横不小于 200
撕裂强度 (kN/m)	≥ 40	≥ 40
渗透系数 (cm/s)	< 10 <sup>-11</sup>	< 10 <sup>-11</sup>
低温弯折性	- 35℃ 无裂纹	- 20℃ 无裂纹
- 70℃ 低温冲击脆化性能	通过	—

表 4.1.12-2 油毡的技术要求

项 目	技术指标
单位面积涂盖材料重量 (g/m <sup>2</sup> )	≥ 500
不透水性 (动水压法, 保持 15min) (MPa)	≥ 0.3

续表

项 目	技术指标
吸水性 (24h, 18℃ ± 2℃) (g/100cm <sup>2</sup> )	≤0.1
耐热度 (80℃, 加热 5h)	涂盖无滑动, 不起泡
抗剥离性 (剥离面积)	≤2/3
柔度 (0℃下, 绕直径 20mm 圆棒)	无裂纹
拉力 (18℃ ± 2℃下的纵向拉力) (kg/2.5cm)	≥54.0

4.1.13 在寒冷地区, 高分子防渗保温卷材用作渠道防渗、保温防冻材料, 其品质应符合表 4.1.13-1 的规定。聚苯乙烯泡沫塑料板用作渠基土的保温防冻材料, 其品质应符合表 4.1.13-2 的规定。也可采用膨胀珍珠岩板和矿渣棉板等, 其性能应符合国家现行的有关技术标准的规定。

表 4.1.13-1 高分子防渗保温卷材的技术要求

项 目	技术指标	
密度 (kg/m <sup>3</sup> )	40 ~ 60	
吸水率, 浸水 96h (体积百分数, %)	< 1.0	
不透水性, 30min 无渗漏 (MPa)	≥0.6	
断裂拉伸强度 (kN/m)	≥3.0 (厚度为 1cm)	
断裂伸长率 (%)	≥100	
CBR 顶破强度 (N)	≥300	
刺破强度 (N)	≥30	
压缩强度 (压缩 10%) (kPa)	≥30	
压缩恢复率 (压缩 10%) (%)	≥98	
尺寸稳定性 (%)	-40 ~ 70℃ ±1.5	
冻融 200 次循环	强度保持率 (%)	≥95
	伸长率保持率 (%)	
导热系数 [W/(m.K)]	≤0.04	

表 4.1.13-2 聚苯乙烯泡沫塑料板物理力学性能

密度 (kg/m <sup>3</sup> )	吸水率, 浸水 96h (体积百分数, %)	压缩强度 (压缩 10%) (kPa)	弯曲强度 (kPa)	尺寸稳定性 -40 ~ 70℃ (%)	导热系数 [W/(m.K)]
≥20	< 2.0	≥50	≥180	±1.5	≤0.04

## 4.2 防渗结构的技术要求

4.2.1 渠道防渗结构的厚度宜按表 4.2.1 确定。渠道水流含推移质较多且粒径较大时，宜按表列数值加厚 10% ~ 20%。

表 4.2.1 渠道防渗结构的适宜厚度

单位：cm

防 渗 结 构 类 别		厚 度
土 料	粘土（夯实）	≥30
	灰土、三合土	10 ~ 20
水 泥 土		6 ~ 10
砌 石	干砌卵石（挂淤）	10 ~ 30
	浆砌块石	20 ~ 30
	浆砌料石	15 ~ 25
	浆砌石板	> 3
埋铺式膜料 （土料保护层）	塑料薄膜	0.02 ~ 0.06
	膜料下垫层 （粘土、砂、灰土）	3 ~ 5
	膜料上土料保护层 （夯实）	40 ~ 70
沥青混凝土	现场浇筑	5 ~ 10
	预制铺砌	5 ~ 8
混凝土	现场浇筑（未配置钢筋）	6 ~ 12
	现场浇筑（配置钢筋）	6 ~ 10
	预制铺砌	4 ~ 10
	喷射法施工	4 ~ 8

4.2.2 防渗衬砌结构的允许最大渗漏量、适用条件、使用年限可按表 4.2.2 确定。

表 4.2.2 渠道防渗结构的允许最大渗漏量及适用条件

防渗衬砌 结构类别		主 要 原材料	允许最大渗 漏量 [ $\text{m}^3 /$ ( $\text{m}^2 \cdot \text{d}$ )]	使用年限 ( $a$ )	适用条件
土 料	粘性土、粘 砂混合土	粘质土、砂、 石、石灰等	0.07 ~ 0.17	5 ~ 15	就地取材，施工简便，造价低， 但抗冻性、耐久性较差，工程量大， 质量不易保证。可用于气候温和地 区的中、小型渠道防渗衬砌
	灰土、三合土 、四合土			10 ~ 25	

续表

防渗衬砌结构类别		主要原材料	允许最大渗漏量 [ $\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$ ]	使用年限 (a)	适用条件
水泥土	干硬性水泥土、塑性水泥土	壤土、砂壤土、水泥等	0.06 ~ 0.17	8 ~ 30	就地取材, 施工较简便, 造价较低, 但抗冻性较差。可用于气候温和地区, 附近有壤土或砂壤土的渠道衬砌
石料	干砌卵石 (挂淤)	卵石、块石、料石、石板、砂等	0.20 ~ 0.40	25 ~ 40	抗冻、抗冲、抗磨和耐久性好, 施工简便, 但防渗效果一般不易保证。可用于石料来源丰富、有抗冻、抗冲、耐磨要求的渠道衬砌
	浆砌块石、浆砌卵石、浆砌料石、浆砌石板		0.09 ~ 0.25		
埋铺式膜料	土料保护层、刚性保护层	膜料、土料、砂、石、水泥等	0.04 ~ 0.08	20 ~ 30	防渗效果好, 重量轻, 运输量小, 当采用土料保护层时, 造价较低, 但占地多, 允许流速小。可用于中、小型渠道衬砌; 采用刚性保护层时, 造价较高, 可用于各级渠道衬砌
沥青混凝土	现场浇筑、预制铺砌	沥青、砂、石、矿粉等	0.04 ~ 0.14	20 ~ 30	防渗效果好, 适应地基变形能力较强, 造价与混凝土防渗衬砌结构相近。可用于有冻害地区、且沥青料来源有保证的各级渠道衬砌
混凝土	现场浇筑	砂、石、水泥、速凝剂等	0.04 ~ 0.14	30 ~ 50	防渗效果、抗冲性和耐久性好。可用于各类地区和各种运用条件下的各级渠道衬砌; 喷射法施工宜用于岩基、风化岩基以及深挖方或高填方渠道衬砌
	预制铺砌		0.06 ~ 0.17	20 ~ 30	
	喷射法施工		0.05 ~ 0.16	25 ~ 35	

### 4.3 防渗结构的选定

4.3.1 防渗结构应根据当地的气候、地形、土质、地下水位等自然条件, 渠道大小、输水方式、防渗标准、耐久性等工程要求, 水资源条件、地表水和地下水结合运用情况, 土地利用、材料来源、劳力、能源及机械设备供应情况等社会经济和生态环境因

素,按照 4.2.1 条和 4.2.2 条的规定,进行技术经济论证选定。

4.3.2 选定防渗结构应贯彻因地制宜、就地取材的原则,并应满足下列要求:

- 1 防渗效果好,最大渗漏量能满足工程要求。
- 2 经久耐用,使用寿命较长。
- 3 输水能力和防淤抗冲能力高。
- 4 施工简易,质量容易保证。
- 5 管理维修方便,价格合理。

## 5 防渗渠道设计

### 5.1 一般规定

5.1.1 防渗渠道设计应根据灌区的水土平衡、水资源可持续利用的要求,通过分析计算、技术经济比较,优选合理方案,提高渠道水利用系数。

5.1.2 防渗渠道设计应做好前期的调研及资料收集工作。资料的收集按第 3 章执行。

5.1.3 防渗渠道设计应按照渠道工程级别或规模、不同设计阶段的要求,遵照包括本标准在内的国家有关标准,结合当地实际情况进行。渠道工程级别和规模的划分见表 5.1.3。

表 5.1.3 防渗渠道工程级别和规模划分标准

工程级别	1	2	3	4	5	
规模	特大型	大 型		中 型		小型
渠道设计 流量 $Q$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$Q > 300$	$300 \geq Q > 100$	$100 \geq Q > 20$	$20 \geq Q > 5$	$5 \geq Q > 2$	$Q \leq 2$

5.1.4 防渗渠道设计应符合防渗和渠基稳定的要求,并对防渗、防冻胀、防冲刷、防淤积、防盐胀、防扬压力、防腐蚀、防侵蚀和防止渠道附近土壤盐渍化等进行综合分析研究。新建的渠道选线时,宜避开分散性土、膨胀性土、盐胀性土、冻胀性土地基以及有可溶盐类、裂隙、溶洞、滑坡体和地下水位高的不良地段。

### 5.2 流量计算

5.2.1 防渗渠道设计流量的计算应按本节规定进行。加大流量和最小流量的计算应按 GB 50288—99 有关规定执行。

5.2.2 没有分水口的渠道,当不计及渠道水面蒸发损失和管理损失时,其渠道起

始断面流量应为渠道末端断面流量与渠道的渗漏损失流量之和按式 (5.2.2) 计算:

$$Q_u = Q_d + q \quad (5.2.2)$$

式中  $Q_u$ ——渠道起始断面流量,  $m^3/s$ ;

$Q_d$ ——渠道末端断面流量,  $m^3/s$ ;

$q$ ——渠道渗漏损失流量,  $m^3/s$ 。

### 5.2.3 渠道渗漏损失流量应按下列规定进行计算:

1 有类似条件的防渗渠道实测资料时, 渠道渗漏损失流量按实测资料确定的渗漏规律进行计算。

2 无实测资料时, 防渗渠道的渗漏损失流量可按式 (5.2.3-1) 进行估算; 当已知湿周时, 可按式 (5.2.3-2) 估算。

$$q = \epsilon_0 \epsilon' K Q_d^{1-m} L / 100 \quad (5.2.3-1)$$

式中  $\epsilon_0$ 、 $\epsilon'$ 、 $K$ 、 $m$ ——计算参数, 根据渠床土质特性、渠道当地的地下水埋深状况、防渗护面的类型, 按 GB 50288—99 中 3.1.9 条的规定选用;

$L$ ——渠道长度, km。

$$q = K_a \bar{\chi} L / 86.4 \quad (5.2.3-2)$$

式中  $K_a$ ——渠道防渗护面的渗漏量,  $m^3 / (m^2 \cdot d)$ , 其取值可参照表 4.2.2 的允许最大渗漏量选定, 防渗护面质量良好者取小值, 质量差者取大值;

$\bar{\chi}$ ——渠道在设计流量下的平均湿周, m。

3 部分渠段有防渗护面、部分渠段没有防渗护面的渠道, 无护面渠段的渗漏损失流量可按当地的实测资料或 GB 50288—99 规定的方法进行计算。

### 5.2.4 有多个分水口的渠道, 其流量计算可按逆向递推和正向递推两种方法进行:

1 逆向递推法。适用于已知各分水口的流量时, 求渠首流量。通过计算各渠段的渗漏损失流量, 从渠尾逆水方向逐渠段递推, 求出渠首流量。

2 正向递推法。适用于已知渠首流量及各分水口分水流量比例, 求各分水口的分水流量。渠首流量、各渠段渗漏损失流量、各分水口的分水流量应符合水量平衡条件。计算时, 从渠首顺水方向逐渠段递推, 通过试算, 求出各分水口的分水流量, 见附录 B。

## 5.3 断面形式

5.3.1 防渗明渠可供选择的断面形式有梯形、弧形底梯形、弧形坡脚梯形、复合形、U形、矩形; 无压防渗暗渠的断面形式可选用城门洞形、箱形、正反拱形和圆形。详见图 5.3.1。

5.3.2 防渗渠道断面形式的选择应结合防渗结构的选择一并进行。不同防渗结构适用的断面形式可按表 5.3.2 选定。

## 5.4 断面参数

5.4.1 防渗渠道的边坡系数, 按下列要求计算或选定:

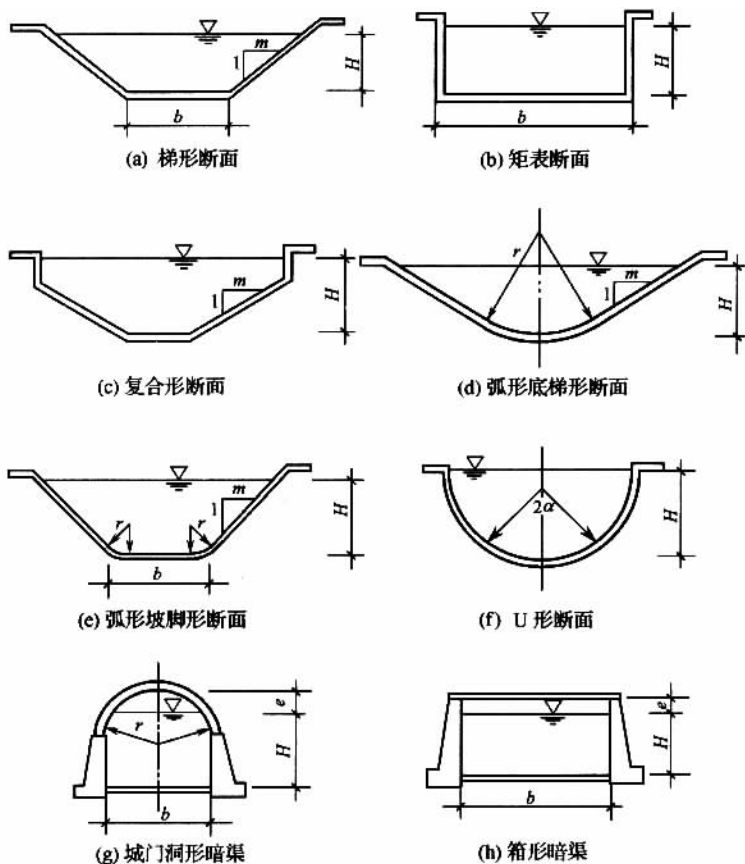


图 5.3.1 防渗渠道断面形式（一）

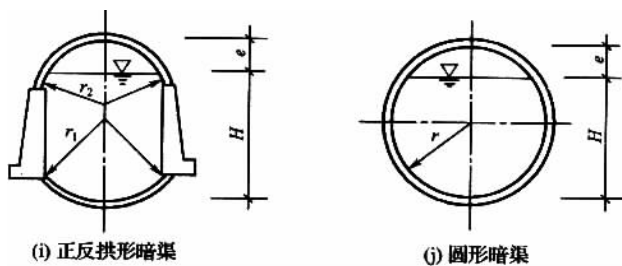


图 5.3.1 防渗渠道断面形式（二）

1 堤高超过 3m 或地质条件复杂的填方渠道，堤岸为高边坡的深挖方渠道，大型的粘性土、粘砂混合土防渗渠道的最小边坡系数，应通过边坡稳定计算确定。

2 土保护层膜料防渗渠道的最小边坡系数可按表 5.4.1-1 选定；大型、中型渠道的边坡系数宜按附录 C 通过分析计算确定。



表 5.3.2 不同防渗结构适用的断面形式

防渗结构类别	明 渠						暗 渠			
	梯形	矩形	复合形	弧形底梯形	弧形坡脚梯形	U形	城门洞形	箱形	正反拱形	圆形
粘性土	✓			✓	✓					
灰土	✓	✓	✓	✓		✓	✓		✓	
粘砂混合土	✓			✓	✓					
膨润混合土	✓		✓	✓						
三合土	✓	✓	✓	✓	✓		✓		✓	
四合土	✓	✓	✓	✓	✓		✓		✓	
塑性水泥土	✓		✓	✓	✓					
干硬性水泥土	✓	✓	✓	✓	✓		✓		✓	
料 石	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
块 石	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
卵 石	✓		✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
石 板	✓		✓	✓	✓					
土保护层膜料	✓			✓	✓					
沥青混凝土	✓			✓	✓					
混凝土	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
刚性保护层膜料	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

表 5.4.1-1 土保护层膜料防渗的最小边坡系数

保护层土质类别	渠道设计流量 (m <sup>3</sup> /s)			
	< 2	2 ~ 5	5 ~ 20	> 20
粘土、重壤土、中壤土	1.50	1.50 ~ 1.75	1.75 ~ 2.00	2.25
轻 壤 土	1.50	1.75 ~ 2.00	2.00 ~ 2.25	2.50
砂 壤 土	1.75	2.00 ~ 2.25	2.25 ~ 2.50	2.75

3 混凝土、沥青混凝土、砌石、水泥土等刚性材料防渗渠道，以及用这些材料作保护层的膜料防渗渠道的最小边坡系数，可按表 5.4.1-2 选用。

表 5.4.1-2 刚性材料防渗渠道的最小边坡系数

防渗结构类别	渠基土质类别	渠道设计水深 (m)											
		< 1			1 ~ 2			2 ~ 3			> 3		
		挖方	填方		挖方	填方		挖方	填方		挖方	填方	
		内坡	内坡	外坡	内坡	内坡	外坡	内坡	内坡	外坡	内坡	内坡	外坡
混凝土、砌石、水泥土、灰土、三合土、四合土以及上述材料作为保护层的膜料防渗	稍胶结的卵石	0.75	—	—	1.00	—	—	1.25	—	—	1.50	—	—
	夹砂的卵石或砂土	1.00	—	—	1.25	—	—	1.50	—	—	1.75	—	—
	粘土、重壤土、中壤土	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.25	1.00	1.50	1.50	1.25
	轻壤土	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.25	1.25	1.50	1.50	1.50
	砂壤土	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.75	1.75	1.50

5.4.2 防渗渠道的糙率应根据防渗结构类别、施工工艺、养护情况合理选用，并符合下列要求：

1 不同防渗结构渠道糙率可按表 5.4.2 选定。

表 5.4.2 不同材料防渗渠道糙率

防渗结构类别	防渗渠道表面特征	糙率
粘性土、粘砂混合土	平整顺直，养护良好	0.0225
	平整顺直，养护一般	0.0250
	平整顺直，养护较差	0.0275
灰土、三合土、四合土	平整，表面光滑	0.0150 ~ 0.0170
	平整，表面较粗糙	0.0180 ~ 0.0200
水泥土	平整，表面光滑	0.0140 ~ 0.0160
	平整，表面粗糙	0.0160 ~ 0.0180
砌石	浆砌料石、石板	0.0150 ~ 0.0230
	浆砌块石	0.0200 ~ 0.0300
	干砌块石	0.0300 ~ 0.0330
	浆砌卵石	0.0250 ~ 0.0275
	干砌卵石，砌工良好	0.0275 ~ 0.0325
	干砌卵石，砌工一般	0.0325 ~ 0.0375
	干砌卵石，砌工粗糙	0.0375 ~ 0.0425

续表

防渗结构类别	防渗渠道表面特征	糙 率
混凝土	抹光的水泥砂浆面	0.0120 ~ 0.0130
	金属模板浇筑, 平整顺直, 表面光滑	0.0120 ~ 0.0140
	刨光木模板浇筑, 表面一般	0.0150
	表面粗糙, 缝口不齐	0.0170
	修整及养护较差	0.0180
	预制板砌筑	0.0160 ~ 0.0180
	预制渠槽	0.0120 ~ 0.0160
	平整的喷浆面	0.0150 ~ 0.0160
	不平整的喷浆面	0.0170 ~ 0.0180
	波状断面的喷浆面	0.0180 ~ 0.0250
沥青混凝土	机械现场浇筑, 表面光滑	0.0120 ~ 0.0140
	机械现场浇筑, 表面粗糙	0.0150 ~ 0.0170
	预制板砌筑	0.0160 ~ 0.0180

2 砂砾石保护层膜料防渗渠道的糙率可按式 (5.4.2) 计算确定:

$$n = 0.028d_{50}^{0.1667} \tag{5.4.2}$$

式中  $n$ ——砂砾石保护层的糙率;

$d_{50}$ ——通过砂砾石重 50% 的筛孔直径, mm。

3 渠道护面采用几种不同材料的综合糙率, 当最大糙率与最小糙率的比值小于 1.5 时, 可按湿周加权平均计算。

4 有条件者, 宜用类似条件下的实测值予以核定。

5.4.3 埋铺式膜料防渗渠道可不设防渗层超高, 其他材料防渗层超高和渠堤超高应执行 GB 50288—99 的规定。

5.4.4 防渗渠道的允许不冲流速, 可按表 5.4.4 选用。

表 5.4.4 防渗渠道的允许不冲流速

防渗结构类别	防渗材料名称及施工情况	允许不冲流速 (m/s)
土 料	轻壤土	0.60 ~ 0.80
	中壤土	0.65 ~ 0.85
	重壤土	0.70 ~ 1.00
	粘土、粘砂混合土	0.75 ~ 0.95
	灰土、三合土、四合土	< 1.00

续表

防渗结构类别	防渗材料名称及施工情况	允许不冲流速 (m/s)
土保护层膜料	砂壤土、轻壤土	< 0.45
	中壤土	< 0.60
	重壤土	< 0.65
	粘土	< 0.70
	砂砾料	< 0.90
水泥石	现场浇筑施工	< 2.50
	预制铺砌施工	< 2.00
沥青混凝土	现场浇筑施工	< 3.00
	预制铺砌施工	< 2.00
砌石	浆砌料石	4.00 ~ 6.00
	浆砌块石	3.00 ~ 5.00
	浆砌卵石	3.00 ~ 5.00
	干砌卵石挂淤	2.50 ~ 4.00
	浆砌石板	< 2.50
混凝土	现场浇筑施工	3.00 ~ 5.00
	预制铺砌施工	< 2.50

注：表中土料防渗及土保护层膜料防渗的允许不冲流速为水力半径  $R = 1\text{m}$  时的情况。当  $R \neq 1\text{m}$  时，表中的数值应乘以  $R^\alpha$ 。砂砾石、卵石、疏松的砂壤土和粘土， $\alpha = 1/3 \sim 1/4$ ；中等密实的砂壤土、壤土和粘土， $\alpha = 1/4 \sim 1/5$ 。

5.4.5 防渗渠道的不淤流速可按适宜于当地条件的经验公式计算。黄土地区渠道的不淤流速可按 GB 50288—99 附录 G 确定。

## 5.5 断面尺寸水力计算

5.5.1 防渗渠道断面尺寸应按式 (5.5.1) 进行计算。断面尺寸确定后应校核其平均流速，满足不冲不淤要求。

$$Q = \omega \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2} \quad (5.5.1)$$

式中  $Q$ ——渠道设计流量， $\text{m}^3/\text{s}$ ；  
 $\omega$ ——过水断面面积， $\text{m}^2$ ；  
 $n$ ——渠道糙率；

$R$ ——渠道水力半径, m;

$i$ ——渠道比降。

5.5.2 梯形防渗渠道水力最佳断面及实用经济断面的水力计算, 应按 GB 50288—99 规定的方法进行。

5.5.3 弧形底梯形防渗渠道断面见图 5.5.3, 其断面尺寸的计算应按下列方法进行:

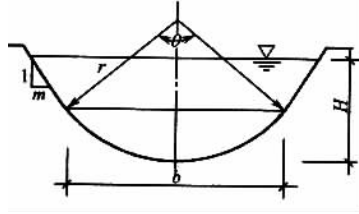


图 5.3.3 弧形底梯形断面

1 断面尺寸的各项主要指标按式 (5.5.3-1) ~ 式 (5.5.3-4) 进行计算:

$$\omega = \left( \frac{\theta}{2} + 2m - 2\sqrt{1+m^2} \right) K_r^2 H^2 + 2(\sqrt{1+m^2} - m) K_r H^2 + mH^2 \quad (5.5.3-1)$$

$$\chi = 2\left( \frac{\theta}{2} + m - \sqrt{1+m^2} \right) K_r H + 2H\sqrt{1+m^2} \quad (5.5.3-2)$$

$$K_r = r/H \quad (5.5.3-2)$$

$$b = 2r/\sqrt{1+m^2} \quad (5.5.3-3)$$

$$m = \cot \frac{\theta}{2} \quad (5.5.3-4)$$

式中  $\chi$ ——湿周, m;

$\theta$ ——渠底圆弧的圆心角, rad;

$H$ ——断面水深, m;

$r$ ——渠底圆弧半径, m;

$b$ ——弧形底的弦长, m;

$m$ ——渠道上部直线段的边坡系数。

2 水力最佳断面和实用经济断面的计算见附录 D。

5.5.4 U形防渗渠道断面见图 5.5.4, 其断面尺寸的水力计算应按式 (5.5.1)、式 (5.5.3-1) ~ 式 (5.5.3-4) 进行。 $K_r$  的取值如下:

1 渠顶以上挖深不超过 1.5m, 边坡系数  $m \leq 0.3$ , 渠线经过耕地时,  $K_r$  值可按表 5.5.4 选用。

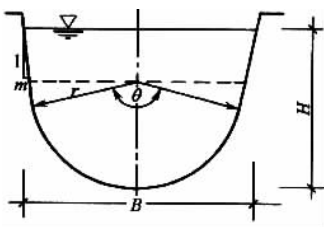


图 5.5.4 U 形断面

表 5.5.4 U 形渠道的  $K_r$  值

$m$	0	0.1	0.2	0.3	0.4
$\theta$ (°)	180	168.6	157.4	146.6	136.4
$K_r$	0.65 ~ 0.72	0.62 ~ 0.68	0.56 ~ 0.63	0.49 ~ 0.56	0.39 ~ 0.47

注：挖深大、土质好、土地价值高时取小值。

2 填方断面或渠顶以上挖深很小（接近 0）、土质差时， $K_r$  取 1.0 ~ 0.8。

5.5.5 弧形坡脚梯形防渗渠道断面见图 5.5.5，其断面的宽深比可参照梯形渠道的宽深比经过比较后确定。断面尺寸应按式 (5.5.1) 及式 (5.5.5-1) ~ 式 (5.5.5-4) 进行水力学计算：

$$\omega = (\theta + 2m - 2\sqrt{1+m^2})K_r^2 H_2 + 2(\sqrt{1+m^2} - m)K_r H_2 + mH^2 + b_1 H \quad (5.5.5-1)$$

$$\chi = 2(\theta + m - \sqrt{1+m^2})K_r H + 2H\sqrt{1+m^2} + b_1 \quad (5.5.5-2)$$

$$K_r = r/H \quad (5.5.5-3)$$

$$B = 2m(H - r) + 2r\sqrt{1+m^2} + b_1 \quad (5.5.5-4)$$

$$m = \cot\theta$$

式中  $\theta$ ——弧形坡脚的圆心角，rad；

$b_1$ ——渠底水平段宽，m；

$B$ ——水面宽，m；

$m$ ——渠道上部直线段边坡系数。

5.5.6 暗渠防渗断面中的箱形 [图 5.5.6 (a)]、城门洞形 [图 5.5.6 (b)]、正反拱形 [图 5.5.6 (c)]，其宽深比应按施工要求通过经济比较选定，宜用窄深式。水面以上的净空高度  $e_0$  为：城门洞形及正反拱形可用  $e_0 \geq \frac{1}{4} H_g$  ( $H_g$  为暗渠断面总高度)，箱形可采用  $e_0 \geq \frac{1}{6} H_g$ 。断面尺寸应通过水力计算确定。

1 城门洞形断面按式 (5.5.1) 及式 (5.5.6-1) ~ 式 (5.5.6-4) 进行计算：

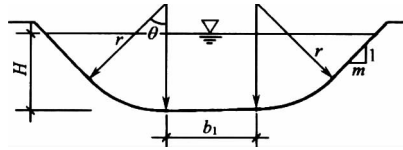


图 5.5.5 弧形坡脚梯形断面

$$\omega = H_1 b_2 + \frac{1}{2} [r_2^2 (\pi - \theta_2) + BH_2] \quad (5.5.6-1)$$

$$\chi = b_2 + 2H_1 + (\pi r_2 - r_2 \theta_2) \quad (5.5.6-2)$$

$$B = 2 \sqrt{r_2^2 - H_2^2} \quad (5.5.6-3)$$

$$\theta_2 = 2 \arctan \left[ \frac{\sqrt{r_2^2 - H_2^2}}{H_2} \right] \quad (5.5.6-4)$$

- 式中  $H_1$ ——暗渠直墙段高，m；  
 $H_2$ ——顶部圆弧段水深，m；  
 $b_2$ ——暗渠宽，m；  
 $B$ ——水面宽，m；  
 $r_2$ ——顶部圆弧半径，m；  
 $\theta_2$ ——水面宽圆弧圆心角，rad。

2 正反拱形断面应按式 (5.5.1) 及式 (5.5.6-5) ~ 式 (5.5.6-9) 进行计算：

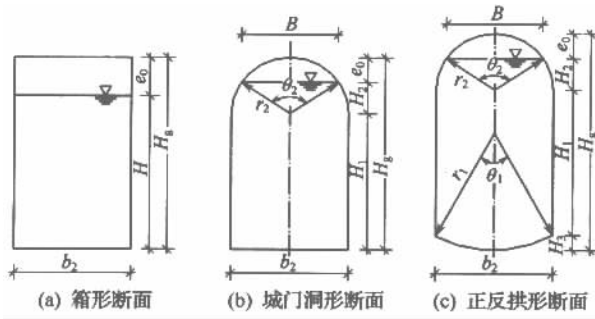


图 5.5.6 暗渠断面

$$\omega = b_2 H_1 + \frac{1}{2} [r_1^2 \theta_1 - b_2 (r_1 - H_3) + r_2^2 (\pi - \theta_2) + BH_2] \quad (5.5.6-5)$$

$$\chi = 2H_1 + r_1 \theta_1 + r_2 (\pi - \theta_2) \quad (5.5.6-6)$$

$$\theta_1 = 2 \arctan \frac{\sqrt{r_2^2 - (r_1 - H_3)^2}}{r_1 - H_3} \quad (5.5.6-7)$$

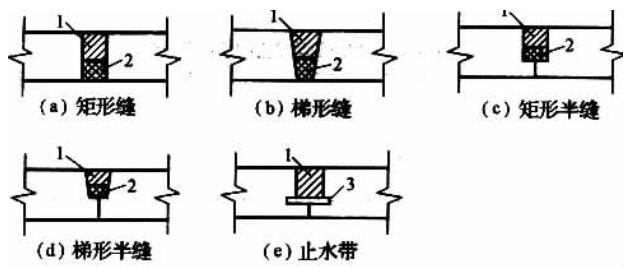
$$\theta_2 = 2 \arctan \frac{\sqrt{r_2^2 - H_2^2}}{H_2} \quad (5.5.6-8)$$

$$B = 2 \sqrt{r_2^2 - H_2^2} \tag{5.5.6-9}$$

式中  $H_3$ ——底部圆弧矢高，m；  
 $\theta_1$ ——底部圆弧圆心角，rad；  
 $r_1$ ——底部圆弧半径，m。

### 5.6 伸缩缝、砌筑缝及堤顶

5.6.1 刚性材料渠道防渗结构应设置伸缩缝。伸缩缝的间距应依据渠基情况、防渗材料和施工方式按表 5.6.1 选用；伸缩缝的形式见图 5.6.1；伸缩缝的宽度应根据缝的间距、气温变幅、填料性能和施工要求等因素，采用 2~3cm。伸缩缝宜采用粘结力强、变形性能大、耐老化、在当地最高气温下不流淌、最低气温下仍具柔性的弹塑性止水材料，如用焦油塑料胶泥填筑，或缝下部填焦油塑料胶泥、上部用沥青砂浆封盖，还可用制品型焦油塑料胶泥填筑。有特殊要求的伸缩缝宜采用高分子止水带或止水管等。伸缩缝填料的配合比和制作方法见附录 F。



1—封盖材料；2—弹塑性胶泥；3—止水带

图 5.6.1 刚性材料防渗层伸缩缝形式

表 5.6.1 防渗渠道的伸缩缝间距

防渗结构	防渗材料和施工方式	纵缝间距 (m)	横缝间距 (m)
土料	灰土，现场填筑	4~5	3~5
	三合土或四合土，现场填筑	6~8	4~6
水 泥 土	塑性水泥石，现场填筑	3~4	2~4
	干硬性水泥石，现场填筑	3~5	3~5
砌 石	浆砌石	只设置沉降缝	
沥青混凝土	沥青混凝土，现场浇筑	6~8	4~6
混 凝 土	钢筋混凝土，现场浇筑	4~8	4~8
	混凝土，现场浇筑	3~5	3~5
	混凝土，预制铺砌	4~8	6~8

注 1：膜料防渗不同材料保护层的伸缩缝间距同本表。

注 2：当渠道为软基或地基承载力明显变化时，浆砌石防渗结构宜设置沉降缝。



5.6.2 水泥石、混凝土预制板（槽）和浆砌石，应用水泥砂浆或水泥混合砂浆砌筑，水泥砂浆勾缝。混凝土 U 形槽也可用高分子止水管及其专用胶安砌，不需勾缝。浆砌石还可用细粒混凝土砌筑。砌筑和勾缝砂浆的强度等级可按表 5.6.2 选定；细粒混凝土强度等级不低于 C15，最大粒径不大于 10mm。沥青混凝土预制板宜采用沥青砂浆或沥青玛蹄脂砌筑。砌筑缝宜采用梯形或矩形缝，缝宽 1.5 ~ 2.5cm。

表 5.6.2 砂浆的强度等级

单位：MPa

防渗结构	砌筑砂浆		勾缝砂浆	
	温和地区	严寒和寒冷地区	温和地区	严寒和寒冷地区
水泥石预制板	5.0		7.5 ~ 10.0	
混凝土预制板	7.5 ~ 10.0	10.0 ~ 20.0	10.0 ~ 15.0	15.0 ~ 20.0
料石	7.5 ~ 10.0	10.0 ~ 15.0	10.0 ~ 15.0	15.0 ~ 20.0
块石	5.0 ~ 7.5	7.5 ~ 10.0	7.5 ~ 10.0	10.0 ~ 15.0
卵石	5.0 ~ 7.5	7.5 ~ 10.0	7.5 ~ 10.0	10.0 ~ 15.0
石板	7.5 ~ 10.0	10.0 ~ 15.0	10.0 ~ 15.0	15.0 ~ 20.0

5.6.3 防渗渠道在边坡防渗结构顶部应设置水平封顶板，其宽度为 15 ~ 30cm。当防渗结构下有砂砾石置换层时，封顶板宽度应大于防渗结构与置换层的水平向厚度 10cm；当防渗结构高度小于渠深时，应将封顶板嵌入渠堤。

5.6.4 防渗渠道堤顶宽度可按表 5.6.4 选用，渠堤兼做公路时，应按道路要求确定。U 形和矩形渠道，公路边缘宜距渠口边缘 0.5 ~ 1.0m。堤顶应作成向外倾斜 1/100 ~ 2/100 的斜坡。

表 5.6.4 防渗渠道的堤顶宽度

渠道设计流量 (m <sup>3</sup> /s)	< 2	2 ~ 5	5 ~ 20	> 20
堤顶宽度 (m)	0.5 ~ 1.0	1.0 ~ 2.0	2.0 ~ 2.5	2.5 ~ 4.0

## 6 渠基稳定

### 6.1 一般规定

6.1.1 当防渗渠段系湿陷性黄土、软弱土、沙土、分散性土、膨胀土、盐胀土、

冻胀土渠基,或具有裂隙、断层、滑坡体、溶(空)洞以及地下水位较高时,应采取工程措施确保渠基稳定。

6.1.2 满足渠基稳定要求,可采用适应基土变形的渠道断面和防渗结构或处理渠基,以及二者相结合的方法。

6.1.3 渠基处理方案,应根据工程要求、气象、工程地质和水文地质条件,并考虑防渗结构和渠基的共同作用、地形地貌、环境情况及对邻近工程的影响等因素,进行综合分析,经过技术经济比较确定。

6.1.4 大型渠道,应在有代表性的渠段上,对已选定的渠基处理方法,进行相应的现场试验或试验性施工,并进行必要的测试,检验设计参数和处理效果。如达不到设计要求,应查明原因,修改设计参数或调整渠基处理方法。

## 6.2 湿陷性土基

6.2.1 弱湿陷性土基和新建过沟填方渠道,宜采用适应基土变形的渠道断面和防渗结构。

6.2.2 强湿陷性土基,宜采用深翻回填渠基、设置灰土夯实层、打孔浸水重锤夯压或强力夯实等方法处理。处理深度应根据当地情况,经试验确定。

## 6.3 分散性土基

6.3.1 高、中分散性土渠床的迎水面和堤顶(或戕台),宜用灰土压实处理。灰土中掺生石灰3%~5%,处理厚度20cm,干密度应不小于 $1.60\text{g}/\text{cm}^3$ 。堤顶(戕台)灰土层上应覆盖10cm厚的非分散性土。

6.3.2 低分散性土(或中间状态土)渠道的迎水面和堤顶(或戕台),宜用土工膜防渗。迎水面与渠道膜料防渗结构应一致;堤顶膜上应覆盖40~50cm厚的当地土,并压实。

6.3.3 渠道外坡或挖方渠道戕台以上的渠坡,当坡高小于4m时,宜换土15~20cm,种植草皮;当坡高大于或等于4m时,宜设置10cm厚的混凝土格栅或土工格栅,种植草皮;并每隔1020m设置纵向、横向混凝土排水明沟系统。

## 6.4 膨胀土基

6.4.1 弱膨胀土渠道,宜采用适应基土变形的渠道断面和膜料防渗结构,堤顶膜层上应覆盖40~50cm厚的当地土,并压实。

6.4.2 在强膨胀土或裂隙多的中膨胀土上的输水渠道,其迎水面和堤顶(或戕台),宜用石灰掺量为4%~8%的灰土压实处理。其厚度为20~30cm,干密度不小于 $1.55\text{g}/\text{cm}^3$ 。堤顶(或戕台)灰土层上覆盖10cm厚的非膨胀土。

6.4.3 渠道外坡及挖方渠道戕台以上的内坡,当坡高小于4m时,宜换土20~30cm,种植草皮;当坡高大于或等于4m时,宜设置10cm厚的混凝土格栅或土工格栅,

种植草皮；并每隔 10~20m 设置纵向、横向混凝土排水明沟系统。

## 6.5 盐胀土基

6.5.1 盐渍土渠道，应测定盐渍土中易溶盐的成分和含量。氯化钠盐土，可不进行处理；碳酸钠盐土，宜采用适应基土变形的渠道断面和防渗结构；硫酸钠盐土，当硫酸钠含量大于 2% 时，应进行处理。

6.5.2 盐胀土渠道，可用砂砾石或灰土等非盐胀土置换盐胀土，也可用化学添加剂  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 、 $\text{NaCl}$ 、 $\text{CaCl}_2$ 、 $\text{BaCl}_2$  等进行化学处理，使盐胀土转化为非盐胀土。化学添加剂的最优掺量，应根据盐土中易溶盐的成分和含量，通过试验确定。盐胀土的处理深度可等于设计冻深，但堤顶（戽台）应大于 0.5m，迎水面应大于 1.0m。

6.5.3 渠道外坡或挖方渠道戽台以上的渠坡，按本标准 6.3.3 的规定执行。

## 6.6 冻胀性土基

6.6.1 渠道防渗工程环境同时具备下列 3 个条件时，应进行防冻胀设计：

- 1 土质：土中粒径小于 0.05mm 的土粒含量按重量比大于总土重的 6%。
- 2 冻深：标准冻深（邻近工程地点气温条件相近的气象站近期观测系列不短于 20 年的历年最大冻深平均值）大于 0.1m。
- 3 水分：冻结初期土的含水量大于 0.9 倍塑限含水量；或地下水位至渠底的埋深小于土的毛管水上升高度加设计冻深。

6.6.2 渠基土的设计冻深、冻胀量和冻胀性级别，应按 SL 211 中规定的方法确定。

6.6.3 当渠基土的冻胀性属 I 级、II 级时，宜按渠道大小等情况分别采用下列不同的渠道断面和防渗结构：

- 1 小型渠道采用整体式混凝土 U 形槽衬砌。
- 2 中型渠道采用弧形断面或弧形底梯形断面、板膜复合防渗结构。
- 3 大型（或宽浅）渠道采用弧形坡脚梯形断面、板膜复合防渗结构，并适当增设纵向伸缩缝，适应冻胀变形。
- 4 梯形混凝土衬砌渠道，可采用架空梁板式（预制 II 形板）或预制空心板式防渗结构。

6.6.4 当渠基土的冻胀性属 III 级、IV 级、V 级时，宜按渠道大小和形式等情况分别采用下列不同的渠道断面和防渗结构：

1 小型渠道采用地表式整体混凝土 U 形槽或矩形槽。槽底应按 6.6.5 条要求设置保温层或非冻胀性土置换层，槽侧回填土高度应小于槽深的 1/3。也可采用暗渠或暗管输水，其顶面的埋深应不小于设计冻深。

2 渠深不超过 1.5m 的宽浅渠道，宜采用矩形断面，渠岸用挡土墙式结构，渠底用平板结构，墙与板连接处设冻胀变形缝。

3 大型、中型渠道，应结合 6.6.5 条中的措施，采用 6.6.3 条中的渠道断面和防渗

结构。

4 深挖方渠道，可采用明涵或隧洞输水。

#### 6.6.5 冻胀土基处理措施应符合下列规定：

1 在防渗结构下设置保温层（如聚苯乙烯泡沫塑料板、高分子防渗保温卷材等）。保温层在强度、压缩系数、吸水率、耐久性等方面满足工程设计要求。大型渠道的保温层厚度，通过热工计算确定；中型、小型渠道，采用聚苯乙烯泡沫塑料板或高分子防渗保温卷材保温时，其厚度可取设计冻深的  $1/10 \sim 1/15$ 。

2 当地或附近有较丰富和适宜的非冻胀性土时（土中粒径小于  $0.05\text{mm}$  的土粒含量不大于总土重的  $6\%$ ），可采用非冻胀性土置换渠床冻胀性土。渠床各部位的置换深度  $Z_n$  可按表 6.6.5 取值。当置换层有被淤塞危险时，应设置反滤层或土工织物保护；当置换材料饱水时，应保证冻结期置换体有排水出路。

表 6.6.5 渠床置换比  $\epsilon$  值表

地下水位埋深 $Z_w$ (m)	土 质	置换比 $\epsilon$ (%)	
		坡面上部	坡面下部，渠底
$Z_w \geq Z_d + 2.0$	粘土，粉质粘土	50 ~ 70	70 ~ 80
$Z_w \geq Z_d + 1.5$	重、中壤土		
$Z_w \geq Z_d + 1.0$	轻壤土，砂壤土	40 ~ 50	
$Z_w$ 小于上述值	粘土，重、中壤土	60 ~ 80	80 ~ 100
	轻壤土，砂壤土	50 ~ 60	60 ~ 80

注：置换比  $\epsilon$  是防渗结构厚度  $\sigma$  与置换深度  $Z_n$  之和同设计冻深  $Z_d$  之比，用百分数 % 表示。

3 设置排水系统，降低地下水位和土中水分。设置方法可按下列不同情况分别确定：

1) 当冻结层或置换层以下不透水层或弱透水层厚度小于  $10\text{m}$  时，在渠底每隔  $10 \sim 20\text{m}$  设一眼盲井，使冻结层或置换层与透水层联通。

2) 当渠床的冻结深度内有排水出路时，在设计冻深底部设置纵向、横向暗排系统，把渠床冻结层中的重力水或渠道傍渗水排出渠外。

3) 对于冬季输水的防渗渠道，当渠侧有傍渗水补给渠床时，在最低水位以上设置反滤排水体，必要时设置逆止阀。排水口及逆止阀设在最低行水位处，将傍渗水排入渠内。

4 用压实或强夯法提高渠床土的密度，应同时满足压实度不低于  $0.98$ 、干密度不低于  $1.60\text{g}/\text{cm}^3$  且不小于天然干密度的  $1.05$  倍的要求，压实深度应不小于渠床置换深度。

## 6.7 其他情况

6.7.1 软弱土基，可采用置换法处理。换填砂砾石时，压实系数应不小于  $0.93$ ；

换填土料时，大型、中型渠道压实系数应不小于 0.95，小型渠道应不小于 0.93。

6.7.2 沙土基，宜先振动压实后开挖，挖好的渠床应立刻喷射 1cm 厚的水泥浆或涂抹 1~2cm 厚的水泥砂浆固沙层。

6.7.3 傍山、塬边渠道，可采用灌浆法填堵裂缝、孔隙和小洞穴。灌浆材料可用粘土浆或水泥粘土浆。灌浆的各项技术参数宜经过试验确定。对浅层窑洞、墓穴和大孔洞，可采用开挖回填法处理。

6.7.4 膜料、沥青混凝土防渗渠道，必要时，应在渠基土中加入灭草剂进行处理，并回填、夯实、修整成型后，方可铺砌。

6.7.5 改建的防渗渠道基土，应特别注意渠坡新土、老土的结合。填筑时，应将原渠坡挖成台阶状，再在上面夯填新土，修整成设计要求的渠道断面。

6.7.6 地下水位高于渠底的刚性材料防渗渠道和埋铺式膜料防渗渠道，应按附录 E 规定在渠基设置排水设施，并保证排水出口畅通。

## 7 防渗结构设计

### 7.1 土料防渗

7.1.1 粘性土的选用和粘砂混合土、灰土、三合土、四合土等混合土料的配合比，应按下列步骤和要求确定：

- 1 通过试验确定粘性土、不同配合比混合土料的夯实最大干密度和最优含水率。
- 2 按不同粘性土和不同配合比混合土料的最优含水率、最大干密度制备试件，进行强度和渗透试验。根据最大强度、最小渗透系数选用粘性土和确定混合土料的最优配合比。
- 3 粘性土和粘砂混合土进行泡水试验。若试验发现试体崩解或呈浑浊液时，改换粘性土或调整粘砂混合土的配合比。

7.1.2 无条件进行试验时，混合土的配合比按以下要求选定：

- 1 灰土的配合比应根据石灰的质量、土的性质和工程要求选定。可采用石灰与土之比为 3~1:9。使用时，石灰用量还应根据石灰储放期的长短适量增减，其变动范围宜控制在  $\pm 10\%$  以内。
- 2 三合土的配合比宜采用石灰与土砂总重之比为 1:4~1:9。其中，土重宜为土砂总重的 30%~60%；高液限粘质土，土重不宜超过土砂总重的 50%。
- 3 采用四合土时，可在三合土配合比的基础上加入 25%~35% 的卵石或碎石。
- 4 粘砂混合土中，高液限粘质土与砂石总重之比宜为 1:1。

7.1.3 无条件进行试验时，灰土、三合土等土料的最优含水率，按以下要求选定：

- 1 灰土可采用 20%~30%。
- 2 三合土、四合土可采用 15%~20%。
- 3 粘性土、粘砂混合土宜控制在塑限  $\pm 4\%$  范围内，并可参见表 7.1.3 选用。

表 7.1.3 粘性土、粘砂混合土的最优含水率

土 质	最优含水率 (%)
低液限粘质土	12 ~ 15
中液限粘质土	15 ~ 25
高液限粘质土	23 ~ 28
黄 土	15 ~ 19

注：土质轻的宜选用小值，土质重的宜选用大值。

7.1.4 土料防渗结构的厚度应根据防渗要求通过试验确定。中型、小型渠道可参照表 7.1.4 选用。

表 7.1.4 土料防渗结构的厚度

单位：cm

土料种类	渠 底	渠 坡	侧 墙
高液限粘质土	20 ~ 40	20 ~ 40	—
中液限粘质土	30 ~ 40	30 ~ 60	—
灰 土	10 ~ 20	10 ~ 20	—
三合土	10 ~ 20	10 ~ 20	20 ~ 30
四合土	15 ~ 20	15 ~ 20	20 ~ 40

## 7.2 水泥土防渗

7.2.1 水泥土配合比应通过试验确定，并符合下列要求：

1 气候温和地区水泥土的抗冻等级不宜低于 F12；抗压强度允许量小值应满足表 7.2.1-1 的要求；干密度允许最小值应满足表 7.2.1-2 的要求。水泥用量宜为 8% ~ 12%。

2 水泥土的渗透系数应不大于  $1 \times 10^{-6}$  cm/s。

3 水泥土的含水率应按下列方法确定：

1) 干硬性水泥土用击实法或强度试验法确定。当土料为细粒土时，水泥土的含水率宜为 12% ~ 16%。

2) 塑性水泥土按施工要求经过试验确定。当土料为微含细粒土砂和页岩风化料时，水泥土的含水率宜为 20% ~ 30%。当为细粒土时，水泥土的含水率宜为 25% ~ 35%。

表 7.2.1-1 水泥土抗压强度允许最小值

单位：MPa

水泥土种类	渠道运行条件	28d 抗压强度
干硬性水泥土	常年输水	2.5
	季节性输水	4.5

续表

水泥石种类	渠道运行条件	28d 抗压强度
塑性水泥石	常年输水	2.0
	季节性输水	3.5

表 7.2.1-2 水泥石干密度允许最小值

单位: g/cm<sup>3</sup>

水泥石种类	含砾土	砂土	壤土	风化页岩渣
干硬性水泥石	1.9	1.8	1.7	1.8
塑性水泥石	1.7	1.5	1.4	1.5

7.2.2 水泥石防渗结构的厚度, 宜采用 8~10cm; 小型渠道应不小于 5cm。水泥石预制板的尺寸, 应根据制板机、压实功能、运输条件和渠道断面尺寸等因素确定, 每块预制板的重量宜不超过 50kg。

7.2.3 耐久性要求高的明渠水泥石防渗结构, 宜用塑性水泥石铺筑, 表面用水泥砂浆、混凝土预制板、石板等材料作保护层。水泥石 28d 的抗压强度应不低于 1.5MPa。

### 7.3 砌石防渗

7.3.1 砌石防渗结构设计, 应符合下列规定:

1 浆砌料石、浆砌块石挡土墙式防渗结构的厚度, 根据使用要求确定。护面式防渗结构的厚度, 浆砌料石宜采用 15~25cm; 浆砌块石宜采用 20~30cm; 浆砌石板的厚度宜不小于 3cm (寒冷地区浆砌石板厚度宜不小于 4cm)。

2 浆砌卵石、干砌卵石挂淤护面式防渗结构的厚度, 根据使用要求和当地料源情况确定, 可采用 15~30cm。

7.3.2 防止渠基淘刷, 提高防渗效果, 宜采用下列措施:

1 干砌卵石挂淤渠道, 在砌体下面设置砂砾石垫层, 或铺设复合土工膜料层。

2 浆砌石板防渗层下, 铺设厚度为 2~3cm 的砂料, 或低标号水泥砂浆作垫层。

3 对防渗要求高的大型、中型渠道, 在砌石层下加铺粘土、三合土、塑性水泥石或塑膜层。

7.3.3 护面式浆砌石防渗结构, 可不设伸缩缝; 软基上挡土墙式浆砌石防渗结构, 宜设沉降缝, 缝距可采用 10~15m。砌石防渗层与建筑物连接处, 应按伸缩缝结构要求处理。

### 7.4 混凝土防渗

7.4.1 混凝土性能及配合比设计, 应符合下列规定:

1 大型、中型渠道防渗工程混凝土的配合比，按 DL/T 5150 - 2001 进行试验确定，其选用配合比满足强度、抗渗、抗冻和和易性的设计要求。小型渠道混凝土的配合比，可参照当地类似工程的经验采用。

2 混凝土的性能指标不低于表 7.4.1 - 1 中的数值。严寒和寒冷地区的冬季过水渠道，抗冻等级比表内数值提高一级。

表 7.4.1 - 1 混凝土性能的允许最小值

工程规模	混凝土性能	严寒地区	寒冷地区	温和地区
小 型	强度 (C)	10	10	10
	抗冻 (F)	50	50	—
	抗渗 (W)	4	4	4
中 型	强度 (C)	15	15	10
	抗冻 (F)	100	50	50
	抗渗 (W)	6	6	6
大 型	强度 (C)	20	15	10
	抗冻 (F)	200	150	50
	抗渗 (W)	6	6	6

注 1: 强度等级的单位为 MPa。

注 2: 抗冻等级的单位为冻融循环次数。

注 3: 抗渗等级的单位为 0.1MPa。

注 4: 严寒地区为最冷月平均气温低于  $-10^{\circ}\text{C}$ ；寒冷地区为最冷月平均气温不低于  $-10^{\circ}\text{C}$  但不高于  $-3^{\circ}\text{C}$ ；温和地区为最冷月平均气温高于  $-3^{\circ}\text{C}$ 。

3 渠道流速大于  $3\text{m/s}$ ，或水流中挟带推移质泥沙时，混凝土的抗压强度不低于  $15\text{MPa}$ 。

4 混凝土的水胶比，为砂石料在饱和面干状态下的单位用水量与胶凝材料的比值，其允许最大值可参照表 7.4.1 - 2 选用。

表 7.4.1 - 2 混凝土水胶比的允许最大值

运用情况	严寒地区	寒冷地区	温和地区
一般情况	0.50	0.55	0.60
受水流冲刷部位	0.45	0.50	0.50

5 混凝土的坍落度，可参照表 7.4.1 - 3 选定。



表 7.4.1-3 不同浇筑部位混凝土的坍落度

单位: cm

混凝土类别	部 位		机械捣固	人工捣固
混凝土	渠 底		1~3	3~5
	渠 坡	有外模板	1~3	3~5
		无外模板	1~2	—
钢筋混凝土	渠底		2~4	3~5
	渠 坡	有外模板	2~4	5~7
		无外模板	1~3	—

注 1: 低温季节施工时, 坍落度宜适当减小; 高温季节施工时, 宜适当增大。

注 2: 采用衬砌机施工时, 坍落度不大于 2cm。

6 大型、中型渠道所用的混凝土, 其胶凝材料的最小用量宜不少于  $225\text{kg}/\text{m}^3$ ; 严寒地区宜不少于  $275\text{kg}/\text{m}^3$ 。用人工捣固时, 增加  $25\text{kg}/\text{m}^3$ ; 当掺用外加剂时, 可减少  $25\text{kg}/\text{m}^3$ 。

7 混凝土的用水量及砂率可分别按表 7.4.1-4 及表 7.4.1-5 选用。

8 渠道防渗工程所用水泥品种以 1~2 种为宜, 并固定厂家。当混凝土有抗冻要求时, 优先选择普通硅酸盐水泥; 当环境水对混凝土有硫酸盐侵蚀时, 优先选择抗硫酸盐水泥。

表 7.4.1-4 混凝土用水量

单位:  $\text{kg}/\text{m}^3$

坍 落 度 (cm)	石料最大粒径 (mm)		
	20	40	80
1~3	155~165	135~145	110~120
3~5	160~170	140~150	115~125
5~7	165~175	145~155	120~130

注 1: 表中值适用于卵石、中砂和普通硅酸盐水泥拌制的混凝土。

注 2: 用火山灰水泥时, 用水量宜增加  $15\sim 20\text{kg}/\text{m}^3$ 。

注 3: 用细砂时, 用水量宜增加  $5\sim 10\text{kg}/\text{m}^3$ 。

注 4: 用碎石时, 用水量宜增加  $10\sim 20\text{kg}/\text{m}^3$ 。

注 5: 用减水剂时, 用水量宜减少  $10\sim 20\text{kg}/\text{m}^3$ 。

表 7.4.1-5 混凝土的砂率

石料最大粒径 (mm)	水胶比	砂 率 (%)	
		碎 石	卵 石
40	0.4	26 ~ 32	24 ~ 30
40	0.5	30 ~ 35	28 ~ 33
40	0.6	33 ~ 38	31 ~ 36

注：石料常用两级配，即粒径 5~20mm 的占 40%~45%，20~40mm 的占 55%~60%。

9 粉煤灰等掺和料的掺量，大型、中型渠道按 DL/T 5055-1996 通过试验确定；小型渠道混凝土的粉煤灰掺量，可按表 7.4.1-6 选定。

表 7.4.1-6 粉煤灰掺量

水泥等级	混凝土性能指标		粉煤灰掺量 (%)
	强度	抗冻	
32.5	C10	F50	20 ~ 40
32.5	C15	F50	30
32.5	C20	F50	25

10 混凝土根据需要掺入适量外加剂，其掺量通过试验确定。

11 设计细砂、特细砂混凝土配合比时，符合下列要求：

1) 水泥用量较中砂、粗砂混凝土宜增加 20~30kg/m<sup>3</sup>，并宜掺加塑化剂，严格控制水胶比。

2) 砂率较中砂混凝土减少 15%~30%。

3) 砂、石的允许含泥量，符合 4.1.3 条和 4.1.5 条的规定。

4) 采用低流态或半干硬性混凝土时，坍落度不大于 3cm，工作度不大于 30s。

12 喷射混凝土的配合比可参照下列要求，并通过试验确定：

1) 水泥、砂和石料的重量比，宜为水泥:砂:石子 = 1: (22.5) : (22.5)。

2) 宜采用中砂、粗砂。砂率宜为 45%~55%，砂的含水率宜为 5%~7%。

3) 石料最大粒径宜不大于 15mm。

4) 水胶比宜为 0.4~0.5。

5) 宜选用普通硅酸盐水泥，其用量为 375~400kg/m<sup>3</sup>。

6) 速凝剂的掺量宜为水泥用量的 2%~4%。

7.4.2 防渗结构设计，应符合下列规定：

1 混凝土防渗结构型式见图 7.4.2，按下列要求选定：

1) 宜采用等厚板。

2) 当渠基有较大膨胀、沉陷等变形时，除采取必要的地基处理措施外，对大型渠道宜采用楔形板、肋梁板、中部加厚板或 II 形板。

3) 小型渠道采用整体式 U 形或矩形渠槽，槽长宜不小于 1.0m。

4) 特种土基宜采用板膜复合式结构。

2 渠道流速小于 3m/s 时，梯形渠道混凝土等厚板的最小厚度，符合表 7.4.2 的规定；流速为 3~4m/s 时，最小厚度宜为 10cm；流速为 4~5m/s 时，最小厚度宜为 12cm。水流中含有砾石类推移质时，渠底板的最小厚度宜为 12cm。渠道超高部分的厚度可适当减小，但不小于 4cm。

表 7.4.2 混凝土防渗层的最小厚度

单位：cm

工程规模	温和地区			寒冷地区		
	钢筋 混凝土	混凝土	喷射 混凝土	钢筋 混凝土	混凝土	喷射 混凝土
小型		4	4		6	6
中型	7	6	5	8	8	7
大型	7	8	7	9	10	8

3 肋梁板和 II 形板的厚度，比等厚板可适当减小，但不小于 4cm。肋高宜为板厚的 2~3 倍。楔形板在坡脚处的厚度，比中部宜增加 2~4cm。中部加厚板加厚部位的厚度，宜为 10~14cm。板膜复合式结构的混凝土板厚度可适当减小，但不小于 4cm。

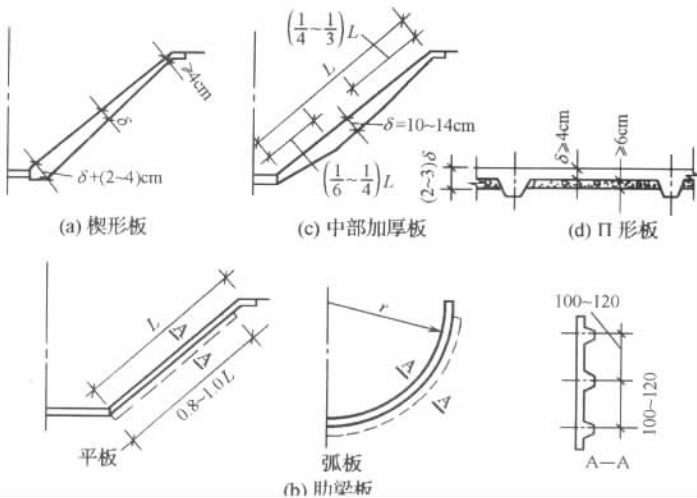


图 7.4.2 混凝土防渗结构型式

4 渠基土稳定且无外压力时，U 形渠和矩形渠防渗层的最小厚度，按表 7.4.2 选用；渠基土不稳定或存在较大外压力时，U 形渠和矩形渠宜采用钢筋混凝土结构，并根据外荷载进行结构强度、稳定性及裂缝宽度验算。

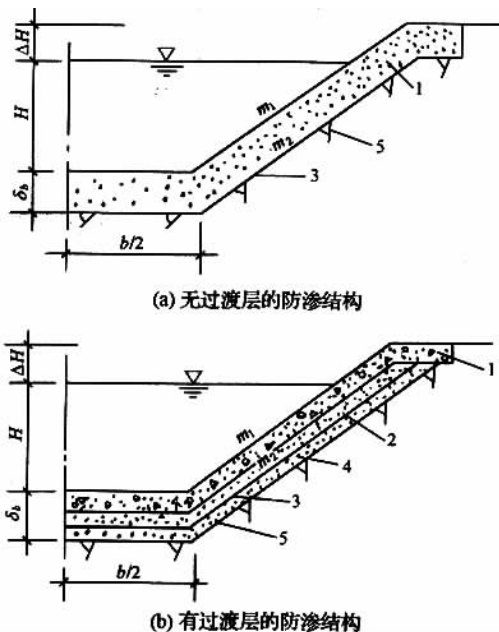
5 预制混凝土板的尺寸，根据安装、搬运条件确定。砌筑缝的形式及填筑材料可

按 5.6.2 条的规定设计。

6 钢筋混凝土无压暗渠的设计荷载，包括自重、内外水压力、垂直和水平土压力、地面活荷载和地基反力等。

## 7.5 膜料防渗

7.5.1 膜料防渗层应采用埋铺式。其结构见图 7.5.1。无过渡层的防渗结构见图 7.5.1 (a)，宜用于土渠基和用粘性土、水泥石作保护层的防渗工程；有过渡层的防渗结构见图 7.5.1 (b)，宜用于岩石、砂砾石、土渠基和用石料、砂砾石、现浇碎石混凝土或预制混凝土作保护层的防渗工程。



- 1—粘性土、水泥石、灰土或混凝土、石料、砂砾石保护层；2—膜上过渡层；  
3—膜料防渗层；4—膜下过渡层；5—土渠基或岩石、砂砾石渠基

图 7.5.1 埋铺式膜料防渗结构

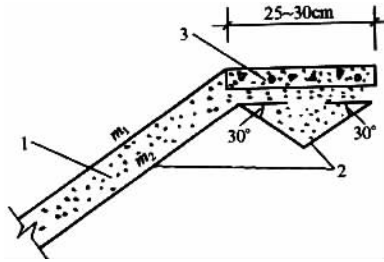
7.5.2 膜料防渗层的铺设范围，有全铺式、半铺式和底铺式三种。半铺式和底铺式可用于宽浅渠道，或渠坡有树木的改建渠道。

7.5.3 土渠基膜料防渗层铺膜基槽断面形式，应根据土基稳定性、防渗、防冻要求与施工条件合理选定，可采用梯形、弧底梯形、弧形坡脚梯形等断面形式。

7.5.4 膜层顶部，宜按图 7.5.4 铺设。

7.5.5 膜料包括土工膜、复合土工膜等，按下列原则选用：

1 在寒冷和严寒地区，可优先采用聚乙烯膜；在芦苇等穿透性植物丛生地区，可优先采用聚氯乙烯膜。



1—保护层；2—膜料防渗层；3—封顶板  
图 7.5.4 膜层顶部铺设形式

2 中型、小型渠道宜用厚度为 0.18 ~ 0.22mm 的深色塑膜，或厚度为 0.60 ~ 0.65mm 的用无碱或中碱玻璃纤维布机制的油毡。大型渠道宜用厚度为 0.3 ~ 0.6mm 的深色塑膜。

3 特种土基，应结合基土处理情况采用厚度 0.2 ~ 0.6mm 的深色塑膜。

4 有特殊要求的渠基，宜采用复合土工膜。

7.5.6 过渡层按下列要求确定：

1 过渡层材料，在温和地区可采用灰土或水泥土；在严寒和寒冷地区宜采用水泥砂浆。采用土及砂料作过渡层时，应采取防止淘刷的措施。

2 过渡层的厚度宜按表 7.5.6 选用。

表 7.5.6 过渡层的厚度

单位：cm

过渡层材料	厚度
灰土、塑性水泥土、砂浆	2 ~ 3
土、砂	3 ~ 5

7.5.7 土保护层的厚度，根据渠道流量大小和保护层土质情况，可按表 7.5.7 采用。

表 7.5.7 土保护层的厚度

单位：cm

保护层土质	渠道设计流量 (m <sup>3</sup> /s)			
	< 2	2 ~ 5	5 ~ 20	> 20
砂壤土、轻壤土	45 ~ 50	50 ~ 60	60 ~ 70	70 ~ 75
中壤土	40 ~ 45	45 ~ 55	55 ~ 60	60 ~ 65
重壤土、粘土	35 ~ 40	40 ~ 50	50 ~ 55	55 ~ 60

7.5.8 土保护层的设计干密度，应经过试验确定。无试验条件时，采用压实法施工，砂壤土和壤土的干密度应不小于  $1.50\text{g}/\text{cm}^3$ ；砂壤土、轻壤土、中壤土采用浸水泡实法施工时，其干密度宜为  $1.40 \sim 1.45\text{g}/\text{cm}^3$ 。

7.5.9 水泥石、石料、砂砾料和混凝土保护层的厚度，可按表 7.5.9 选用。在渠底、渠坡或不同渠段，可采用具有不同抗冲能力、不同材料的组合式保护层。

表 7.5.9 不同材料保护层的厚度

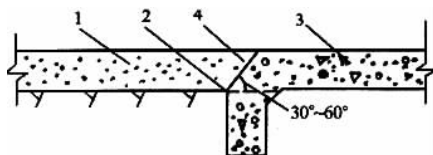
单位：cm

保护层材料	水泥石	块石、卵石	砂砾石	石板	混凝土	
					现浇	预制
保护层厚度	4~6	20~30	25~40	$\geq 3$	4~10	4~8

7.5.10 水泥石、石料、混凝土等刚性材料保护层，应分别符合 7.2 节、7.3 节、7.4 节的规定。

7.5.11 防渗结构与建筑物的连接，应符合下列要求：

1 膜料防渗层按图 7.5.11 用粘结剂与建筑物粘结牢固。



1—保护层；2—膜料防渗层；3—建筑物；4—膜料与建筑物粘结面

图 7.5.11 膜料防渗层与建筑物的连接

2 土保护层与跌水、闸、桥连接时，在建筑物上、下游改用石料、水泥石、混凝土保护层。

3 水泥石、石料和混凝土保护层与建筑物连接，按 5.6.1 条要求设置伸缩缝。

## 7.6 沥青混凝土防渗

7.6.1 沥青混凝土应满足下列技术要求：

1 防渗层沥青混凝土：

- 1) 孔隙率不大于 4%。
- 2) 渗透系数不大于  $1 \times 10^{-7}\text{cm}/\text{s}$ 。
- 3) 斜坡流淌值小于  $0.80\text{cm}$ 。
- 4) 水稳定系数大于 0.90。
- 5) 低温下不得开裂。

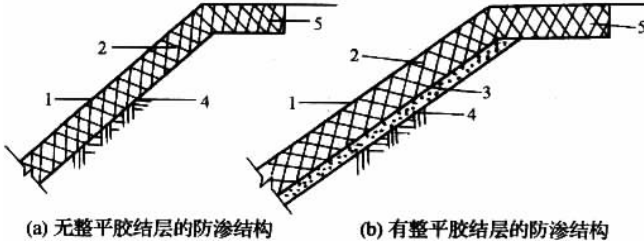
2 整平胶结层沥青混凝土：

- 1) 渗透系数不小于  $1 \times 10^{-3}\text{cm}/\text{s}$ 。

2) 热稳定系数小于 4.5。

7.6.2 沥青混凝土配合比应根据技术要求，经过室内试验和现场试铺筑确定。亦可参照 SLJ 01—88 选用。防渗层沥青含量应为 6%~9%；整平胶结层沥青含量应为 4%~6%。石料最大粒径，防渗层不得超过一次压实厚度的 1/3~1/2，整平胶结层不得超过一次压实厚度的 1/2。

7.6.3 防渗结构设计，应符合下列规定：



1—封闭层；2—防渗层；3—整平胶结层；4—土（石）渠基；5—封顶板

图 7.6.3 沥青混凝土渠道防渗结构形式

1 沥青混凝土防渗结构的构造见图 7.6.3。无整平胶结层断面宜用于土质地基；有整平胶结层断面宜用于岩石地基。

2 封闭层用沥青玛蹄脂涂刷，厚度为 2~3mm。沥青玛蹄脂配合比满足高温下不流淌、低温下不脆裂的要求。

3 沥青混凝土防渗层宜为等厚断面，其厚度宜采用 5~10cm。有抗冻要求的地区，渠坡防渗层可采用上薄下厚的断面，坡顶厚度可采用 5~6cm，坡底厚度可采用 8~10cm。

4 整平胶结层采用等厚断面，其厚度按能填平岩石基面的原则确定。

5 寒冷地区沥青混凝土防渗层的低温抗裂性能，可按式 (7.6.3-1) 及式 (7.6.3-2) 进行验算：

$$F > \sigma_t \tag{7.6.3-1}$$

$$\sigma_t = \frac{E_t}{1 - \mu} \Delta TR' \alpha_t \tag{7.6.3-2}$$

式中  $F$ ——沥青混凝土的极限抗拉强度，MPa；

$\sigma_t$ ——温度应力，MPa；

$E_t$ ——沥青混凝土平均变形模量，MPa；

$\mu$ ——轴向拉伸波桑比；

$\Delta T$ ——沥青混凝土板面任意点的温差，℃；

$R'$ ——层间约束系数，宜为 0.8；

$\alpha_t$ ——温度收缩系数。

6 当防渗层沥青混凝土不能满足低温抗裂性能的要求时，可掺用高分子聚合物材料进行改性，其掺量经过试验确定。如改性沥青混凝土仍不能满足抗裂要求时，可按

5.6.1 条的规定设置伸缩缝。

7 沥青混凝土预制板的边长宜不大于 1m；厚度宜采用 5~8cm；密度大于 2.30g/cm<sup>3</sup>。预制板宜用沥青砂浆或沥青玛蹄脂砌筑；在地基有较大变形时，也可采用焦油塑料胶泥填筑。填缝材料的配合比见附录 F。

## 8 渠道基槽施工

### 8.1 填筑和开挖

8.1.1 渠道防渗工程施工前，应进行施工组织设计，并作好如下准备工作：

1 应根据设计选好防渗材料和施工方法；做好堆料场、拌和场和预制场等施工场地的布置以及风、水、电、道路和机具设备的准备工作。

2 应对试验和施工的设备进行检测与试运转。如不符合要求，应予更换或调整。

3 应先做好永久性排水设施和必要的临时性排洪、排水设施，防止洪水等流入基槽。

8.1.2 渠道基槽应根据设计测量放线，进行挖、填和修整。并应严格控制渠道基槽断面的高程、尺寸和平整度，其偏差值应符合表 8.1.2 的要求。

表 8.1.2 渠槽断面的允许偏差值

单位：cm

项 目	土 渠	石 渠
渠底高程	± (2~3)	± (3~5)
渠道中心线	2~3	3~5
渠底宽度	+ (3~5)	+ (5~10)
堤顶高程	+ (2~3)	+ (5~10)
渠槽上口宽度	+ (4~8)	+ (5~10)
渠底及内边坡平整度 (用 2m 直尺检查)	± (2~3)	凸不大于 3 凹不大于 10
注：大型、中型渠道取大值，小型渠道取小值。		

8.1.3 新建填方渠道，填筑前应清除填筑范围内的草皮、树根、淤泥、腐殖土和污物，刨松基土表面，适当洒水湿润，然后摊铺选定的土料，分层压实。每层铺土厚度，机械压实时，应不大于 30cm；人工夯实时，应不大于 20cm。土料含水量应按最优含水量控制。小型渠道或无条件试验时，可按表 8.1.3 选用最优含水量。



表 8.1.3 土料最优含水量

单位: %

土壤名称	砂壤土	轻壤土	黄土	中壤土	重壤土	粘土
含水量	12 ~ 15	15 ~ 17	15 ~ 21	21 ~ 23	22 ~ 25	25 ~ 20

8.1.4 新建半挖半填渠道的填筑部位, 应利用挖方土料按 8.1.3 条的要求进行填筑, 达到密实、稳定。在开挖和填筑施工中, 宜避免扰动挖方基槽土的结构。

8.1.5 已建渠道改建为防渗渠道时, 其基槽的填筑, 应提前停水, 使土风干, 或采用抽排、翻晒等方法降低基土含水量。应清除杂草、泥土淤积等杂物。小型渠道, 宜将全渠填满至设计高程后, 再按设计开挖至防渗层铺设断面。大型、中型渠道, 宜采用局部填筑补齐的方法进行填筑。填筑面宽度应较设计尺寸加宽 50cm, 将原渠坡挖成台阶状, 再填筑新土, 新老土应结合紧密。

8.1.6 挖方渠槽、填方渠槽和已建渠道改建工程中将原渠槽填筑到设计高程时, 应按设计定好渠线中心桩, 测量好高程, 定好两侧开挖线。采用机械或人工开挖法施工时, 先粗略开挖至接近渠底, 再将中心桩移至渠底, 重新测量高程后挖完剩下的土方。然后每隔 5 ~ 10m 挖出标准断面, 在两个标准断面间拉紧横线, 按横线从上至下边挖边刷坡, 并用断面样板逐段检查, 反复修整, 直至符合设计要求。

8.1.7 半挖半填渠道基槽的开挖, 应先开挖基槽, 并按设计预留足够厚度的土层, 再将渠道两岸填方部分填筑至设计高程, 然后整修渠槽, 达到设计要求。

8.1.8 已建渠道改建为防渗渠道时, 采用局部填筑补齐法填筑的渠道基槽的开挖, 仅挖去填筑时加宽 50cm 的部分土体, 然后修整渠道基槽, 达到设计要求。

8.1.9 石质渠基槽宜用人工开挖。开挖时应采取微量爆破等措施, 不要造成渠基裂缝或稳定性下降。开挖好的渠道基槽, 应尺寸准确, 满足设计要求。

## 8.2 基槽处理和排水设施的施工

8.2.1 采用深翻回填法处理湿陷性土基, 应先按设计要求开挖, 然后用就地挖出的土料, 按 8.1.3 条、8.1.5 条、8.1.6 条的规定分层回填夯实, 并开挖、修整渠槽。

8.2.2 采用打孔浸水重锤夯压或强力夯实方法处理湿陷性土基, 其浸水孔布置、孔径、深度、砂砾填料及注水量应符合设计要求; 夯锤重量、夯点距、落距、击实次数, 应以夯实后渠基土干密度满足设计要求为准, 并经现场试验确定。

8.2.3 采用石灰土压实法处理湿陷性土基、分散性土基、膨胀土基、盐胀土基, 应先按设计要求开挖渠槽, 再根据石灰土设计配比和 9.1.2 条、9.1.3 条的有关规定进行配料填筑。

8.2.4 采用置换法处理盐胀土基、冻胀性土基和软弱土基, 应按设计置换断面开挖渠槽, 再按 8.1.3 条、9.5.6 条的有关规定填筑。

8.2.5 用灌浆法处理渠基, 应参照 SL 62 - 94、SD 266 - 88 的规定进行。用开挖回填法处理浅层窖洞、墓穴和大孔洞, 应按 8.1.3 条的规定施工。

8.2.6 渠基灭草处理，在开挖好的基槽表面应先按要求喷洒灭草剂，翻动掺混 2~3 遍，使灭草剂与土掺混均匀，再按 8.1.3 条的规定压实，并修整成铺膜基槽。

8.2.7 渠基排水设施按下列要求进行施工：

- 1 在验收合格的渠道基槽上，应按设计进行排水沟、集水井、集（排）水管的基槽和排水暗沟等的开挖。开挖断面应尺寸准确、平整，并控制好比降。
- 2 在沟、井、槽中，应按设计要求填好卵石或块石，并做好反滤层。
- 3 在集（排）水管基槽中安装集（排）水管，应控制好比降，做好管段之间的接头和管道周围的反滤层。
- 4 应做好排水系统中沟、井、管之间的连接，保证排水畅通。
- 5 逆止阀的安装宜与防渗层施工结合进行，应使逆止阀的周边与防渗层紧密连接，不透水。

## 9 防渗结构施工

### 9.1 土料防渗

9.1.1 土料的原材料应进行粉碎加工。加工后的粒径，粘性土应不大于 2.0cm，石灰应不大于 0.5cm。

9.1.2 混合土应按设计配比称量，其拌和应符合下列要求：

- 1 粘砂混合土宜将砂石洒水润湿后，与粉碎过筛的土拌和，再加水拌和均匀。
- 2 灰土先将石灰消解过筛，加水稀释成石灰浆，洒在粉碎过筛的土上，拌和至色泽均匀，并闷料 1~3d。如其中有见水崩解的土料，可先将土在水中崩解，然后加入消解的石灰拌和均匀。
- 3 三合土、四合土宜先拌石灰和土，然后加入砂、石干拌，最后洒水拌和均匀，并闷料 1~3d。
- 4 贝灰混合土宜干拌后过孔径为 10~12mm 的筛，然后洒水拌和均匀，闷料 24h。

9.1.3 土料防渗结构铺筑，应符合下列要求：

- 1 灰土、三合土、四合土宜按先渠坡后渠底的顺序施工；粘性土、粘砂混合土宜按先渠底后渠坡的顺序施工。
- 2 防渗结构厚度大于 15cm 时，应分层铺筑。压实时，虚土每层铺料厚度，人工夯实时，宜不大于 20cm；机械夯压时，宜不大于 30cm。层面间刨毛洒水。
- 3 边铺料边夯压，直至达到设计干密度，不漏夯。
- 4 土料防渗结构夯实后，厚度略大于设计厚度，并修整成设计的过水渠道断面。

9.1.4 增强防渗结构的表面强度，可采用下列方法：

- 1 根据渠道流量大小，分别采用 1:4~1:5 的水泥砂浆、1:3:8 的水泥石灰砂浆或 1:1 的贝灰砂浆抹面。抹面厚度宜为 0.5~1.0cm。
- 2 在灰土、三合土和四合土表面，宜涂刷一层 1:10~1:15 的硫酸亚铁溶液。

## 9.2 水泥土防渗

9.2.1 土料应风干、粉碎，并过 5mm 孔径的筛；水泥应采取防雨、防潮措施。

9.2.2 水泥土防渗结构现场铺筑，按下列步骤进行：

1 按设计配合比配料，其称量允许偏差值应符合表 10.0.5 的规定。水泥土拌料与铺筑，或装模成型的时间不应大于 60min。

2 拌和水泥土时，宜先干拌，再湿拌均匀。

3 铺筑塑性水泥土前，应先洒水润湿渠基，安设伸缩缝模板，然后按先渠坡后渠底的顺序铺筑。水泥土料应摊铺均匀，浇捣拍实。初步抹平后，宜在表面撒一层厚度为 1~2mm 的水泥，随即揉压抹光。应连续铺筑，每次拌和料从加水至铺筑宜在 1.5h 内完成。

4 铺筑干硬性水泥土，应先立模，后分层铺料夯实。每层铺料厚度宜为 10~15cm，层面间应刨毛、洒水。

5 铺设保护层的塑性水泥土，其保护层应在塑性水泥土初凝前铺设完毕。

9.2.3 水泥土预制板的生产和铺砌，按下列步骤进行：

1 按 9.2.2 的 1、2 款拌制水泥土。

2 将水泥土料装入模具中，压实后拆模，放在阴凉处静置 24h 后，洒水养护。

3 将渠基修整后，按设计要求铺砌预制板。板间应用水泥砂浆挤压、填平，并及时勾缝与养护。

## 9.3 砌石防渗

9.3.1 砌石砂浆应按设计配合比拌制均匀，随拌随用，自出料到用完，其允许间歇时间应不超过 1.5h。

9.3.2 砌石防渗结构施工时，应先洒水润湿渠基，然后在渠基或垫层上铺一层厚度 2~5cm 的低标号混合砂浆，再铺砌石料。

9.3.3 浆砌石防渗结构的施工，应符合下列要求：

1 砌筑顺序：

1) 梯形明渠，宜先砌渠底后砌渠坡。砌渠坡时，从坡脚开始，由下而上分层砌筑；U 形和弧形明渠、拱形暗渠，从渠底中线开始，向两边对称砌筑。

2) 矩形明渠，可先砌两边侧墙，后砌渠底；拱形和箱形暗渠，可先砌侧墙和渠底，后砌顶拱或加盖板。

3) 各种明渠，渠底和渠坡砌完后，及时砌好封顶石。

2 石料安放：

1) 浆砌块石花砌、大面朝外、错缝交接，并选择较大、较规整的块石砌在渠底和渠坡下部。

2) 浆砌料石和石板，在渠坡纵砌（料石或石板长边平行水流方向）；在渠底横砌

(料石或石板长边垂直水流方向)。料石错缝距离宜为料石长的  $1/2$ 。

3) 浆砌卵石, 相邻两排错开茬口, 并选择较大的卵石砌于渠底和渠坡下部, 大头朝下, 挤紧靠实。

4) 浆砌块石挡土墙式防渗结构, 先砌面石, 后砌腹石, 面石与腹石交错连接; 浆砌料石挡土墙式防渗结构, 面石中有足量的丁石与腹石相连。

### 3 石料砌筑:

1) 砌筑前洒水润湿, 石料冲洗干净。

2) 浆砌料石和块石, 干摆试放分层砌筑, 座浆饱满。每层铺水泥砂浆厚度, 料石宜为  $2 \sim 3\text{cm}$ ; 块石宜为  $3 \sim 5\text{cm}$ 。随铺浆随砌石。块石缝宽超过  $5\text{cm}$  时, 填塞小片石。

3) 卵石可采用挤浆砌筑, 也可干砌后用水泥砂浆或细砾混凝土灌缝。

4) 浆砌石板保持砌缝密实平整, 石板接缝间的不平整度不超过  $1\text{cm}$ 。

4 勾缝: 浆砌料石、块石、卵石和石板, 宜在砌筑砂浆初凝前勾缝。勾缝自上而下用砂浆充填、压实和抹光。浆砌料石、块石和石板宜勾平缝; 浆砌卵石宜勾凹缝, 缝面宜低于砌石面  $1 \sim 2\text{cm}$ 。

### 9.3.4 干砌卵石挂淤防渗结构的施工, 应符合下列要求:

#### 1 砌筑顺序:

1) 按先渠底后渠坡的顺序砌筑。

2) 砌渠底时, 平渠底宜从渠坡脚的一边砌向另一边; 弧形渠底从渠中线开始向两边砌筑。

3) 渠坡从下而上逐排砌筑。

4) 如卵石下设膜料层, 将过渡层土料铺在膜料上, 边铺膜, 边压土, 边砌石。

#### 2 砌筑:

1) 卵石长边垂直于渠底或渠坡立砌, 不前俯后仰, 左右倾斜。卵石的较宽侧面垂直于水流方向。

2) 每排卵石厚薄相近, 大头朝下, 错开茬口, 挤紧砌实。

3) 渠底两边和渠坡脚的第一排卵石, 比其他卵石大  $8 \sim 12\text{cm}$ 。

4) 卵石砌筑后, 先用小石填缝至缝深的一半, 再用片状石块卡缝。

5) 用较大的卵石水平砌筑封顶石。

## 9.4 混凝土防渗

9.4.1 应根据设计图和选定的施工方法制作稳定坚固、经济合理的模板。模板制作的允许偏差值, 应符合表 9.4.1 的规定。现浇混凝土模板安装净距, 沿渠道纵向的允许偏差值为  $\pm 10\text{mm}$ , 沿宽度方向的允许偏差值为  $\pm 30\text{mm}$ 。预制混凝土板框架模板两对角线长度差的允许偏差值为  $7\text{mm}$ 。

表 9.4.1 模板制作的允许偏差值

单位: mm

偏差名称	木模	钢模
与现浇边坡混凝土板设计斜长和表面模板设计长度相应尺寸的偏差	+ 20	+ 10
与混凝土板设计厚度和伸缩缝设计深度、宽度相应尺寸的偏差	± 3	± 2
模板面局部不平整度 (用 2m 直尺检查)	± 3	± 2
拼接的相邻两板面高度差	± 1	
拼接板的缝隙	± 1	
连接配件的孔眼位置		± 1

9.4.2 钢筋的加工、接头、安装要求和模板的其他要求,应符合 DL/T 5144—2001 的规定。

9.4.3 应按试验确定的混凝土配合比进行配料,不应擅自更改。水泥、砂、石、掺和料均应以重量计,水及外加剂可折算成体积加入。小型渠道可将砂、石用量折算成体积配料。

9.4.4 现场浇筑混凝土,宜采用分块跳仓法施工。同一浇筑块应连续浇筑。因故间歇时间超过 60~90min 时,应按 9.4.7 条的规定处理。用衬砌机浇筑时,宜连续施工。

9.4.5 混凝土应采用机械拌和。拌和时间应不少于 2min。掺用掺和料、减水剂、引气剂的混凝土及细砂、特细砂混凝土用机械拌和的时间,应较中砂、粗砂混凝土延长 1~2min。

9.4.6 混凝土应随拌、随运、随用。因故发生分离、漏浆、严重泌水和坍落度降低等问题时,应在浇筑地点重新拌和。若混凝土初凝,应按废料处理。

9.4.7 浇筑混凝土前,土渠基应先洒水浸润;在岩石渠基上浇筑混凝土,或需要与早期混凝土结合时,应将基岩或早期混凝土凿毛并刷洗干净,铺一层厚度为 1~2cm 的水泥砂浆。水泥砂浆的水胶比,应较混凝土小 0.03~0.05。

9.4.8 混凝土应采用机械振捣,并符合下列要求:

- 1 使用表面式振动器时,振板行距宜重叠 5~10cm。振捣边坡时,应上行振动,下行不振动。
- 2 使用小型插入式振捣器,或人工捣固边坡混凝土时,入仓厚度每层应不大于 25cm,并插入下层混凝土 5cm 左右。
- 3 振捣器不要直接碰撞模板、钢筋及预埋件。
- 4 使用插入式振捣器捣固时,边角部位及钢筋预埋件周围应辅以人工捣固。
- 5 机械和人工捣固的时间,应以混凝土开始泛浆时为准。
- 6 衬砌机的振动时间和行进速度,宜经过试验确定。

9.4.9 采用喷射法施工时,按下列步骤和要求进行:

- 1 先送风、水,后送干料。掺有速凝剂的干拌和料的存放时间,不应超过 20min。
- 2 喷头处的压力应控制在 0.1MPa 左右,水压应不小于 0.2MPa。
- 3 一次喷射的厚度,掺有速凝剂时,宜为 7~10cm;不掺速凝剂时,宜为 5~7cm。
- 4 分层喷射时,表面一层的水胶比宜稍大。
- 5 喷射每层混凝土的间隔时间,掺有速凝剂时,宜为 15~20min;不掺速凝剂时,应根据混凝土的初凝时间确定。
- 6 喷射作业完毕,应先将喷射机和管道中的干料清除干净,再停水、风。因故不能继续作业时,应及时将喷射机和管道中的积料清除干净。

9.4.10 现场浇筑混凝土完毕,应及时收面。细砂和特细砂混凝土还应进行二次收面。收面后,混凝土表面应密实、平整、光滑,且无石子外露。

9.4.11 混凝土预制板(槽)初凝后即可拆模。强度达到设计强度的 70% 以上时方可运输,并按设计要求和 5.6.2 条的规定砌筑。安砌应平整、稳固,砌筑缝的砂浆应填满、捣实、压平和抹光。

9.4.12 混凝土伸缩缝应按设计要求施工。采用衬砌机浇筑混凝土时,可用切缝机或人工切割半缝形的伸缩缝,并按 9.7 节的规定填充。

9.4.13 低温季节混凝土的施工方法应参照 DL/T 5144—2001 的规定进行。

9.4.14 混凝土浇筑完毕后,应及时养护。

## 9.5 膜料防渗

9.5.1 采用附录 G 的方法,根据渠道大小将膜料加工成大幅备用,也可在现场边铺边连接。

9.5.2 岩石或砂砾石基槽,宜用适宜的材料(砂浆、水泥石和砂等)整平,并铺设过渡层。

9.5.3 膜料铺设应符合下列要求:

- 1 按先下游后上游的顺序,上游幅压下游幅,接缝垂直于水流方向铺设膜层。
- 2 先将膜料下游端与已铺膜料或原建筑物焊接(或粘接)牢固,再向上游拉展铺开。
- 3 膜层不要拉得太紧,并平贴渠基,膜下空气应完全排出。
- 4 按 7.5.4 条的规定铺埋膜层顶部,并焊接好大膜、小膜幅间的连接缝。
- 5 检查并粘补已铺膜层的破孔。粘补膜超出破孔周边 10~20cm。

9.5.4 填筑过渡层或保护层的施工速度应与铺膜速度相配合,避免膜层裸露时间过长。

9.5.5 土保护层施工除应符合 9.1 节的规定外,还应满足下列要求:

- 1 填筑保护层的土料,不含石块、树根、草根等杂物。
- 2 采用压实法填筑保护层时,不应使用羊脚碾。
- 3 中型、小型渠道采用浸水泡实法填筑砂壤土、轻壤土和中壤土保护层时,一次

性填好保护层，填筑断面尺寸宜留 10% ~ 15% 的沉陷量。待反复浸水沉陷稳定后，缓慢泄水，填筑裂缝，并拍实、整修成设计断面。

9.5.6 砂砾料保护层的施工，应先铺膜面过渡层，再铺符合级配要求的砂砾料保护层，并逐层振压密实。压实度应不小于 0.93；渠道断面应符合设计要求。

9.5.7 刚性材料保护层的施工，应符合 9.2 节、9.3 节、9.4 节的有关规定。并注意铺好膜面过渡层，防止刚性材料撞破膜层。发现膜层孔洞，应立刻按 9.5.3 条 5 款的规定修补。

9.5.8 膜料铺设及过渡层、保护层施工人员应穿胶底鞋或软底鞋，谨慎施工。

## 9.6 沥青混凝土防渗

9.6.1 沥青混合料的拌制应根据选定的沥青混凝土配合比，按下列步骤进行：

- 1 沥青熔化脱水。在加热容器中，加料的数量应控制在容器的 60% ~ 70%。脱水后恒温时间不得超过 6h。在加热中，应边搅拌边清除杂质。
- 2 宜用烘干机加热骨料。当用炒盘加热骨料时，应加强搅拌，防止局部过热。
- 3 沥青混合料拌和。采用强制式搅拌机或人工拌和时，应先将骨料与矿粉拌和均匀，再倒入沥青拌和，直至不出现花白料为止。

9.6.2 现场铺筑施工，应符合下列规定：

- 1 有整平胶结层的防渗结构，可先铺筑整平胶结层，再铺筑防渗层。
- 2 沥青混合料的运输工具采取保温措施，保持沥青混合料到达摊铺现场温度不低于摊铺温度。
- 3 铺筑防渗层，按现场试验选定的摊铺厚度均匀摊铺。压实系数宜通过试验确定，可采用 1.2 ~ 1.5。沥青混合料摊铺和压实的温度控制标准见表 9.6.2。

表 9.6.2 防渗层施工温度控制标准

施工项目	沥青脱水及加热	粗细骨料加热	混合料拌和	摊 铺	开始压实	终止压实
温度控制标准 (°C)	160 ± 10	170 ~ 190	160 ~ 180	130 ~ 150	120 ~ 140	85 ~ 120

注：整平胶结层压实温度可较防渗层降低 20°C。

4 宜采用振动碾压实沥青混合料。可先静压 1 ~ 2 遍，再振动压实。压实渠道边坡时，上行振动，下行不振动。小型渠道可采用静压或平面振动器压实。按试验选定的压实温度和遍数进行压实，不漏压。

5 防渗层与建筑物连接处和机械难以压实的部位，辅以人工压实。

6 沥青混凝土防渗层连续铺筑，减少冷接缝。

7 采用双层铺筑时，结合面应干燥、洁净，并均匀涂刷一薄层热沥青或稀释沥青。其涂刷量不超过 1kg/m<sup>2</sup>。上层、下层冷接缝的位置错开。

8 施工过程中，采取适当措施，避免混合料离析和降温过大。

9.6.3 铺砌沥青混凝土预制板，应符合下列要求：

1 沥青混凝土预制板的制作宜采用钢模板。预制板振压密实、尺寸准确，六面平整光滑，无缺角、无石子外露等缺陷。

2 预制板振实后，即可拆模。降温后方可搬动，平放码垛。垛高不高于 0.50m，不要立放码垛。高温季节，码垛工作宜在早晚进行。

3 沥青混凝土预制板按 5.6.2 条的规定砌筑，做到平整稳固。

9.6.4 封闭层的涂刷，应符合下列要求：

1 在洁净、干燥的防渗层面上涂刷沥青玛蹄脂，涂层厚薄均匀。涂刷量宜为 2~3kg/m<sup>2</sup>。涂刷时，沥青玛蹄脂的温度不低于 160℃。

2 涂刷后禁止人、畜和机械通行。

9.6.5 施工中，应具备有防火设备及必备的劳保用品，防止火灾和工伤事故。

## 9.7 填充伸缩缝

9.7.1 伸缩缝填充前，应将缝内杂物、粉尘清除干净，并保持缝壁干燥。

9.7.2 伸缩缝宜用弹塑性止水材料，如焦油塑料胶泥填筑，或缝下部填焦油塑料胶泥，上部用沥青砂浆填筑。伸缩缝填料的配合比、制作及施工方法见附录 F。有特殊要求的伸缩缝，宜用高分子止水管（带）等材料，高分子止水管配用专用胶填塞入缝内，与缝壁挤紧粘牢；高分子止水带在防渗结构现场浇筑时，按设计要求浇筑于缝壁内。

9.7.3 伸缩缝填充施工中，应做到缝形整齐、尺寸合格、填充紧密、表面平整。

## 10 施工质量的控制与检查

10.0.1 大型、中型工程应设立工地质量控制和检查试验室，备好仪器设备，固定质检人员。小型工程亦应有负责质检的人员和必要的质检仪器。

10.0.2 应根据设计确定的内容和方法，编制质检工作手册，对质检人员进行必要的培训。接受培训人员应能熟练掌握质检的理论和方法。

10.0.3 渠道基槽填筑时，应控制土的含水量和干密度，使干密度满足设计要求，其离差系数应小于 0.15。开挖时应严格控制渠道基槽断面的高程尺寸和平整度。开挖好的渠道基槽，应尺寸准确、平整、密实，其断面偏差值应满足表 8.1.2 的要求。

10.0.4 大型、中型渠道防渗工程施工前，应进行试验性施工。按设计配合比称料拌和，检验配合比；进行铺筑试验，确定铺筑厚度和机具振压等的有关施工工艺参数。

10.0.5 施工过程中，对原材料应分期分批取样检验。使用材料的配合比，应随时抽检复查。施工中的各道工序，均应严格检查并验收，前一工序未验收合格，不得进行下一工序。施工中各种材料的称量偏差值，应满足表 10.0.5 的要求。



表 10.0.5 材料称量的允许偏差值

材料类别及名称	土料、水泥石、砂浆、混凝土							沥青砂浆、沥青玛蹄脂、 沥青混凝土			
	水	外加剂	石灰	土	水泥	砂	石	沥青	矿粉	细骨料	粗骨料
称量允许偏差值 (%)	± 2.0	± 1.0	± 3.0	± 5.0	± 2.0	± 3.0	± 3.0	± 10.5	± 1.0	± 2.0	± 2.0

10.0.6 对灰土、三合土、水泥石、浆砌石、砂浆、混凝土等材料的防渗工程，应分别采用洒水、盖湿草帘或喷涂塑料养护剂等方法进行养护。养护期宜为 14 ~ 28d。

10.0.7 渠道防渗工程宜在温暖季节施工。温和地区日平均气温低于 -3℃，寒冷地区日平均气温稳定在 5℃ 以下或最低气温稳定在 -3℃ 以下时，防渗工程施工应按 DL/T 5144 - 2001 规定的低温季节施工要求进行。

10.0.8 各种防渗结构在施工中，应分别控制和检查下列内容：

1 土料及水泥石防渗：

1) 加工后的土料粒径，粘性土不大于 2.0cm，石灰不大于 0.5cm。

2) 混合土的配比，其称量允许偏差符合表 10.0.5 的规定；拌和后，含水率与最优含水率的偏差值在 ± 1% 以内；夯实后，干密度不小于设计干密度，其离差系数小于 0.15。

3) 重要渠段应测验渗透系数，其值满足设计要求。

2 砌石防渗：

1) 石料的尺寸、材质应满足设计要求，对不符合设计要求的材料，不允许使用。

2) 检查砌石厚度和平整度以及砌筑质量和密实性，并按设计要求进行控制。

3) 砌筑砂浆每 100m 渠段取一组试样进行抗压试验。

3 混凝土防渗：

1) 施工前，对原材料抽样检测，其性能满足设计要求。

2) 在配合比合理的基础上，检查混凝土拌和的均匀性、坍落度、振捣的密实性。每 100m 渠段取一组试样进行混凝土强度试验，必要时进行抗渗、抗冻试验。

3) 砂石料的含水率、外加剂的配用量、混凝土的拌和时间和含气量，每台班检查一次。含气量的变化范围控制在 ± 5% 以内。

4) 钢筋架设的位置、间距、保护层厚度及各部位钢筋尺寸符合设计要求。在混凝土浇筑过程中，有专人随时检查，防止钢筋变形、错位。

5) 混凝土拆模后，检查其外观质量，发现问题及时处理。

4 膜料防渗：

1) 防渗渠道所用膜料进行检测，并应符合 4.1.12 的规定。

2) 膜料防渗工程检测渠基平整度、膜料接缝、膜料损伤等情况。如有损伤进行修补, 修补合格后再进行下一工序。

3) 控制膜层与保护层施工进度。膜层铺好后, 及时进行过渡层和保护层的施工。

#### 5 沥青混凝土防渗:

1) 防渗渠道所用的沥青材料, 其质量符合 4.1.11 的规定。

2) 沥青混凝土所用碎石、矿粉、粉煤灰的技术要求, 符合 4.1.5、4.1.6 和 4.1.8 的规定。

3) 沥青混凝土原材料加热、混合料拌和、摊铺、碾压的温度控制, 符合 9.6.2 的规定。

4) 沥青混合料的制备质量, 符合表 10.0.8 的规定。

表 10.0.8 沥青混合料制备质量标准

检测项目	取样地点	检测内容	质量标准	取样数量
原材料	拌和机 称重系统 (允许偏差)	沥青 (%)	$\pm 0.30$	每日 1 次
		粗骨料 (%)	$\pm 2$	
		细骨料 (%)	$\pm 2$	
		矿粉 (%)	$\pm 1$	
沥青混合料	出机口	外观检查	色泽均匀, 稀稠一致, 无花白料、黄烟及异常现象	每单元 5 次以上
		温度	正常 165 ~ 180℃, 盛夏最低 145℃, 冬季最低 155℃, 最高不大于 185℃	
	配合比抽样 (允许偏差)	沥青 (%)	$\pm 0.30$	每单元 1 次
		粗骨料 (%)	$\pm 5$	
		细骨料 (%)	$\pm 4$	
		矿粉 (%)	$\pm 1$	

5) 检测拌和的均匀性、摊铺厚度及压实后防渗层的密度和厚度。90% 以上的密度应达到设计密度, 最小厚度不小于设计厚度的 90%。必要时, 在现场按 SD 220—87 (试行) 中的沥青混凝土面板渗气检验方法, 每 50m 渠长测定渠底和渠坡防渗层的密实性和渗透系数各 1 次。渗透系数符合 7.6.1 条的要求。

10.0.9 从施工开始到工程竣工, 所有施工质量控制和检查的资料, 应随时记录在案、登记造册、整理归档、妥善保管。

10.0.10 渠道防渗工程竣工后, 应按有关工程验收的标准进行竣工验收。施工质量应满足设计要求, 渠道平整度和尺寸的允许偏差值应符合表 10.0.10 中的规定。最大渗漏量应满足表 4.2.2 的要求。

表 10.0.10 防渗渠道断面尺寸和防渗结构尺寸的允许偏差值

项 目		允许偏差值 (cm)	
		土基	石基
渠底高程		± (1~3)	± (1~2)
渠道中心线		± (1~3)	± (1~2)
渠底宽度		+ (2~4)	+ (3~5)
断面上口宽度		+ (3~5)	+ (4~6)
平整度		± (1~2)	± (1~2)
伸缩缝间距	现场浇筑施工	± 2	± 2
	预制铺砌施工	± 5	—
边坡防渗结构斜长度		+ (1~2)	+ (1~2)
现浇施工, 渠坡、渠底防渗结构纵向分块长度		± (0.5~1)	± (0.5~1)
现浇施工, 渠坡、渠底防渗结构横向分块长度		+ (3~5)	+ (1~6)
预制板两对角线长度差值		± 0.7	—
防渗结构厚度	现场浇筑施工	± 5%	- 5% ~ - 15%
	砌石防渗及预制铺砌施工	± (5% ~ 10%)	—
注: 大型、中型渠道取大值; 小型渠道取小值。			

## 11 渠道防渗方案技术经济比较

### 11.1 一般规定

11.1.1 渠道防渗工程应提出几种可能方案, 经技术经济比较, 合理选定。

11.1.2 渠道防渗工程方案技术经济比较应从实际出发, 重视调查研究。采用的基本资料应准确。计算内容应包括总投资、年费用和效益。

11.1.3 进行方案比较时, 除对各方案的总投资、费用和效益进行比较外, 还应对各单项技术经济指标进行综合分析。

### 11.2 方案比较

11.2.1 渠道防渗工程投资应为建成工程所需的一次或分次投入的全部建设资金。

11.2.2 费用应包括折旧费和年运行费两部分。折旧费应参照表 4.2.2 的折旧年限计算确定; 年运行费应包括维修费、管理费和其他经常性支出的费用。

11.2.3 渠道防渗效益应包括节水、节省占地、减少渠系建筑物工程量、加快输水

速度、减少土壤盐碱（渍）化、生态环境等效益。

11.2.4 方案比较可采用内部收益率法、净现值法、净年值法、效益费用比法等方法，按 SL 72—94 的规定执行。

### 11.3 技术经济指标

11.3.1 投资指标应包括下列各项：

1 单位防渗面积投资：

$$K_m = \frac{K}{A} \quad (11.3.1-1)$$

式中  $K_m$ ——单位防渗面积投资，元/ $m^2$ ；

$K$ ——渠道防渗工程总投资，元；

$A$ ——渠道防渗面积， $m^2$ 。

2 单位渠道长度投资：对不同级别的渠道分别计算。

$$L_m = \frac{K}{L_f} \quad (11.3.1-2)$$

式中  $L_m$ ——每米防渗渠道投资，元/ $m$ ；

$L_f$ ——防渗渠道总长度， $m$ 。

11.3.2 渠道防渗工程用工指标应按式（11.3.2）计算：

$$G_{JM} = \frac{G_J}{L_f} \quad (11.3.2)$$

式中  $G_{JM}$ ——渠道防渗工程建设每米用工指标， $h/m$ ；

$G_J$ ——渠道防渗工程建设总用工数， $h$ 。

11.3.3 渠道水利用系数指标应按式（11.3.3）计算：

$$\eta = \frac{Q_d}{Q_u} \quad (11.3.3)$$

式中  $\eta$ ——渠道水利用系数；

$Q_u$ ——渠道首端流量， $m^3/s$ ；

$Q_d$ ——渠道末端流量， $m^3/s$ 。

11.3.4 工期指标应符合下列要求：

$$T_y > T_s \quad (11.3.4)$$

式中  $T_y$ ——允许工期， $d$ ；

$T_s$ ——设计工期， $d$ 。

## 12 测 验

### 12.1 渗漏测验

12.1.1 渠道有以下要求时，应测验渠道的渗漏损失：

- 1 对比各种渠道的渗漏损失，论证采用防渗措施的必要性。
- 2 检验渠道防渗效果，对施工质量进行评价。
- 3 推算渠系（渠道）水利用系数。
- 4 监测渠道渗漏损失随使用时间的变化。
- 5 测验渠道从初渗到稳渗的全过程，或测验渗漏强度与水深的关系。

12.1.2 渠道渗漏损失，应采用静水法或动水法进行测验。静水法测验精度较高，单段渗漏测验的总极限相对误差为渗漏损失的  $\pm 7\%$ ，本标准规定采用静水法。

12.1.3 测验前应进行渠道调查。在调查的基础上，每类渠道可选择具有代表性、渠段顺直与完整、断面规则、具备水源与交通条件，并有暂时停水测验可能的 2~3 处测验段。

12.1.4 测验段可按附录 H.1 的要求和步骤设置。

12.1.5 观测前应按下列要求检验横隔堤和加水系统：

- 1 横隔堤。向两个渗漏平衡区注水至接近测验水位，无漏水、沉陷及裂缝。
- 2 加水系统。根据渗漏平衡区的最大渗漏强度，估计测验段的渗漏强度。加水系统的供水能力，大于测验段最大渗漏强度的 1.5 倍。

12.1.6 现场渗漏观测，宜按下列步骤进行：

- 1 向测验段注水。
- 2 恒水位观测。
- 3 变水位观测。
- 4 在恒水位、变水位观测时，同时进行降雨量和蒸发量观测。

12.1.7 测验段应按下列要求注水：

- 1 测初渗量时，尽快地连续注水。加水后水位等于测验水位加 1/2 加水前、后水位的差值。
- 2 刚停止输水的渠道，待渠道干涸、地下水位恢复正常后，方可进行初渗量测验。
- 3 向土渠测验段注水时，防止渠面冲刷。
- 4 同时向测验段及渗漏平衡区注水，并使两侧水位基本相同。

12.1.8 恒水位观测。断面规则的较大流量渠道和渗漏量大的渠道，宜采用水位下降法；对于小流量或渗漏量小的渠道，宜采用称量法。两种观测方法应分别符合各自要求：

1 水位下降法测验：

- 1) 使加水前水位和加水后水位的平均值等于测验水位。

2) 观测时段的长度, 可根据加水前、后水位差的大小确定。加水前、后水位差值, 可在 5% ~ 10% 测验水深间选用。

3) 向测验段加水。当水位已平稳, 且达到规定的加水后水位时, 方可将此时间及相应水位记入附录 H 表 H.2.9-3。随后, 待水位下降到规定的加水前水位时, 将其时间及相应水位记入同一表格中。同时, 迅速将水位加至规定的加水后水位 (该加水历时称为加水时段), 再重复作下一时段观测。

4) 观测水位应准确。水面平稳时, 3 只水尺读数相差不得超过 2mm。

## 2 称量法测验:

1) 使每个观测时段加水前、后水位的平均值等于测验水位。加水前、后水位差值, 可同于水位下降法规定值。

2) 每一观测时段的起、止水位相同, 并等于加水后水位。待水位降至加水前水位, 再迅速加水至加水后水位。准确测读加水前、后水位, 并称量每一观测时段的加水量, 记入附录 H 表 H.2.9-4。

3) 加水时间包括在各观测时段内。每次水位达到加水后水位的时间, 即为上一观测时段的结束时间, 也是本观测时段的开始时间。两观测时段间没有间隔。

12.1.9 恒水位测验时, 当连续出现 10 次以上观测时段相同, 渗漏量接近, 渗漏强度的最大值、最小值差满足式 (12.1.9) 时, 方可认为渗漏稳定, 恒水位渗漏测验完成。

$$\frac{Q_{\max} - Q_{\min}}{\bar{Q}} \times 100\% \leq 10\% \quad (12.1.9)$$

式中  $Q_{\max}$  ——同一时间连续 10 次测验的最大渗漏强度, L/ (m<sup>2</sup>·h);

$Q_{\min}$  ——同一时间连续 10 次测验的最小渗漏强度, L/ (m<sup>2</sup>·h);

$\bar{Q}$  ——同一时间连续 10 次测验的渗漏强度平均值, L/ (m<sup>2</sup>·h)。

12.1.10 变水位测验。恒水位测验结束后, 应紧接着进行变水位测验。只作变水位测验时, 应先注水至测验水位加 1/2 加水前、后水位差值处, 泡渠 2 ~ 4d, 并满足式 (12.1.9) 时, 方可进行观测。变水位观测按下列要求进行:

1 采用水位下降法时, 可用等水位降落差值测至最低水位, 也可用等时段观测。观测结果记入附录 H 表 H.2.9-7。

2 采用称量法时, 应从最高测验水位加 1/2 加水前、后水位差值处开始, 至每个欲测验水位结束, 记录各测试水位起止时间和所加水量, 同一水位应重复测验 2 ~ 3 次, 记录表格见附录 H 表 H.2.9-8。

## 12.1.11 降雨量和蒸发量观测, 应符合下列要求:

1 降雨量观测, 与渗漏量观测同步进行。观测结果记入附录 H 表 H.2.9-1。

2 渗漏量很小的渠道, 和同一时段蒸发量占蒸发与渗漏总量的 2% 以上时, 蒸发量观测与渗漏量观测同步进行。观测结果记入附录 H 表 H.2.9-2。

3 观测方法按 SL 21—90 和 SD 265—88 的要求进行。

12.1.12 测验的成果应按附录 H 的规定进行计算和整理。

## 12.2 变形测验

12.2.1 为监测渠道防渗工程的稳定性，保证运用安全，对高填方、特种土渠基、地下水位高的重要渠段，应进行变形测验。

12.2.2 变形测验，应选择有代表性的断面，在横断面上和堤顶设置固定标点，观测其垂直与水平变形值。

12.2.3 垂直与水平变形的观测基点，应设置在两岸便于观测的基岩、坚实土基或建筑物基座上，保持坚固稳定。

12.2.4 观测基点埋深宜为 60~70cm。严寒和寒冷地区，应埋入冻结线以下 1~1.5 倍冻深，并采用防冻拔措施。观测标点宜在表面布置。

12.2.5 应采用水准仪按三等水准测量法观测垂直变形值；采用经纬仪按视准线法或小角度法观测水平变形值。观测次数和时间可按需要确定。渠道防渗工程运用初期和渠水位发生骤降时，应适当增加观测次数。其观测精度应满足下列要求：

1 水准仪测垂直变形值：

1) 由水准基点引测，校测起测基点，其往返闭合差不大于  $\pm 0.36\sqrt{n} \sim \pm 0.72\sqrt{n}$  (mm) (n 为测点数)。

2) 由起测基点观测标点，其往返闭合差不大于  $\pm 0.72$

$$\sqrt{n} \sim \pm 1.4\sqrt{n} \text{ (mm)}。$$

2 视准线法测水平变形值，其观测误差不大于 2~4mm。

3 小角度法测水平变形值：

1) 望远镜照准一目标，水平度盘对经分划线重合 2 次，测微器 2 次重合读数差不超过 0.4"。

2) 一个测回中，2 个半测回小角值较差不超过 3"。

3) 同一测点，各测点小角值较差不超过 2"。

12.2.6 观测资料应作好记录，并及时分析整理。如发现问题，应及时复测。

12.2.7 应根据观测资料，绘制某一测点的垂直、水平变形值图，或绘制同一时间的某一渠道横断面上不同测点的垂直、水平变形值图。

## 12.3 冻胀测验

12.3.1 为了解渠道防渗工程冻胀防治措施的性能，监测工程安全，在严寒和寒冷地区应进行冻胀测验。

12.3.2 同一防冻措施，不同地下水位、不同渠基类型宜分别设置测验断面；不同防冻措施，也宜分别设置测验断面。

12.3.3 测验内容及其采用的仪器设备，应符合下列规定：

1 气象。按小型气象站的要求设置百叶箱、雨量器等设备，观测气温和降雨量。

2 冻深。采用冻土器或其他设备观测。

3 冻胀量。采用冻胀仪等，观测渠基的冻胀量。

4 土壤水分。在观测断面上预留可启闭的观测孔，采取土样，用烘干法等，测定土壤含水率。

5 地下水位。布设观测井，用绳测法观测。

6 渠基土质。采样在室内试验土的颗粒级配、抗剪强度等物理力学性能指标。

12.3.4 观测点的布置，应符合下列规定：

1 地温、冻深、冻胀量和水分观测点，沿渠道横断面分别设置。观测点的数量，可根据渠道断面大小确定。

2 观测设备穿过防渗层时，注意交界处的密封和夯实工作，严防渠水渗入渠基。

3 观测设施埋设垂直渠道横断面。

4 冻土器乳胶管内的水采用当地地下水。

5 宜在测验段附近设置气象观测点。

6 在渠堤外设置地下水位观测井。

12.3.5 观测工作，按下列要求进行：

1 观测前应检查校正好仪器设备。

2 观测项目应同步进行。观测时间与次数，可在全面了解和分析冻胀全过程的前提下具体确定。

3 在观测过程中，宜随时观测渠道外观的变化及裂缝等情况。

4 应作好观测记录，并及时整理分析，发现问题，及时复测纠正。

12.3.6 观测资料计算整理，应符合下列规定：

1 宜用式（12.3.6）计算冻胀率。

$$\eta_f = \frac{\Delta h_f}{H_f} \times 100\% \quad (12.3.6)$$

式中  $\eta_f$ ——冻胀率，%；

$\Delta h_f$ ——冻深为  $H_f$  时的冻胀量，cm；

$H_f$ ——冻深（冻土层厚度内的冻结前土层厚度），cm。

2 整理绘制某一观测点的冻胀量与冻深的关系曲线。

3 整理绘制某一观测点的观测时间与冻深、冻胀量、气温、含水量的关系曲线。

4 整理绘制测验段沿渠道横断面不同位置的最大冻胀量、冻胀率与相应的气温、地下水位等的关系曲线。

## 13 管 理

13.0.1 渠道防渗工程应按 10.0.10 的规定验收合格后，方可交付管理。

13.0.2 管理单位应结合渠道防渗工程的特点，按照《中华人民共和国水法》的规定和 SL/T 246—1999，制定本工程的管理细则，落实责任，认真执行。

13.0.3 渠道防渗工程正常运行期间的水位不应超过设计水位，特殊情况下不应超



过校核水位。防渗渠道，特别是土料防渗渠道和土保护层膜料防渗渠道的渠水位不宜骤涨骤落，1h 和 24h 的变幅分别不宜超过 0.15m 和 0.5m。

13.0.4 渠道防渗工程在通水前、暴雨后，应进行全面检查。针对存在的问题，制定计划，认真地进行维修。维修工作应达到下列要求：

- 1 排洪设施完好、通畅。渠堤顶无积水，雨水和融雪水不流入防渗结构背后。
- 2 防渗结构封顶板稳固、完好，周围无空穴、裂缝。
- 3 伸缩缝和砌筑缝完好，不漏水。
- 4 地下水的排水设施完好、通畅。
- 5 渠内无淤积、杂草；渠堤无陷穴、冲坑、裂缝和滑坡等。
- 6 渠堤顶和渠岸道路保持设计宽度。渠边的防护设施和标志完好。
- 7 各种观测设施完好。

13.0.5 防渗结构发生裂缝，应及时查明原因，并按下列方法处理：

- 1 土料和水泥土防渗结构，宜采用粘性土、灰土、水泥土或水泥砂浆等材料，分别回填夯实、填筑抹平或灌浆处理。
- 2 砌石防渗结构，宜凿开，用水泥砂浆填实抹平。
- 3 沥青混凝土防渗结构，小裂缝可用喷灯或红外线加热器加热缝面，用铁锤沿缝面锤击，闭合粘牢裂缝；裂缝较宽时，可先洗净缝口，加热缝面，用沥青砂浆填实抹平。
- 4 混凝土防渗结构，可参照附录 F 进行裂缝处理。

13.0.6 管理单位应坚持进行渠道防渗工程的测验。大型渠道每隔 3 ~ 5a 测验渠道渗漏量一次，对比防渗效果的变化；定期进行变形观测，发现问题，及时处理。

13.0.7 不允许在渠堤垦殖、取土、采石、放牧、堆放杂物和违章修筑建筑物；不允许向渠内倾倒垃圾、排污、抛掷砖石、擅自开口和埋管取水；渠道内坡不应植树，外坡植树距防渗结构应有一定距离；不允许人畜在土料、水泥土防渗渠道和土料、水泥土保护层膜料防渗渠道内踩踏。

13.0.8 严寒和寒冷地区渠道防渗工程的管理，还应满足以下要求：

- 1 冬季不过水渠道，宜在日平均气温稳定小于 0℃ 前停水，在日平均气温稳定超过 0℃ 后通水。冬季行水渠道，在负温期宜连续行水，并保持在冬季最低水位以上运行。与挖方渠道相邻的农田及林带，宜在气温降低至负温前 15 ~ 30d 结束灌水。
- 2 渠道防渗结构的裂缝，每年在春灌或秋灌前进行修补。
- 3 渠道内和渠堤外冬季不积水。
- 4 大型渠道防渗工程，选择不同防渗类型和自然条件的断面，按 12.3 节的规定进行冻胀观测。

13.0.9 应建立健全技术档案，对工程的设计、施工、验收、测验和管理运用的工程问题与经验等资料，均应存档备查。

## 附录 A 防渗材料性能测试方法

A.0.1 土料应测试其粘粒含量、砂粒含量、塑性指数  $I_p$ 、最大粒径、有机质含量、可溶盐含量和渗透系数等，测试方法宜按 SL 237—1999 的有关规定执行。

A.0.2 石灰中 CaO、MgO 含量的测定宜按 JTJ 057—94 的有关规定进行。

A.0.3 砂料应测试其颗粒级配、含泥量、泥块含量、表观密度、有机质含量、轻物质含量、坚固性、硫化物及硫酸盐含量等；石料应测试其颗粒级配，含泥量，泥块含量，表观密度，有机质含量，坚固性，硫化物及硫酸盐含量，针片状颗粒含量，超、逊径含量，吸水率等。测试方法宜按 DL/T 5151—2001 的规定执行。沥青混凝土用的砂、石料与沥青的粘附性试验宜按 JTJ 052—2000 的规定进行，耐久性试验宜按 DL/T 5151—2001 的有关规定进行。

A.0.4 砂砾料颗粒级配筛分试验宜按 SL 237—1999 的有关规定进行。

A.0.5 硅酸盐水泥或普通硅酸盐水泥其细度测试应按 GB/T 1345—1991 的规定进行；其烧失量、氧化镁含量、三氧化硫含量、不溶物和碱的测试应按 GB/T 176—1996 的规定进行；其标准稠度用水量、凝结时间和安定性应按 GB/T 1346—1989 的规定进行测试；强度测试应按 GB/T 17671—1999 的规定进行。

A.0.6 粉煤灰应测试细度、烧失量、含水率、三氧化硫含量、需水量比等。试验方法宜按 DL/T 5055—1996 中有关条款执行。

A.0.7 沥青应测试针入度、延度、软化点、溶解度、蒸发损失、闪点等，宜按 JTJ 052—2000 的规定进行。

A.0.8 土工膜或复合土工膜应测试其密度、断裂拉伸强度、断裂伸长率、撕裂强度、渗透系数、低温弯折性、-70℃低温冲击脆化性能等，前 5 项指标宜按 SL/T 235—1999 的规定进行测试，低温弯折性宜按 GB/T 17688—1999 的规定进行测试，-70℃低温冲击脆化性能宜按 GB/T 17643—1998 的规定进行测试。油毡应测试单位面积涂盖材料重量、不透水性、吸水性、耐热度、柔度、拉力等，宜分别按 GB 328.2—89、GB 328.3—89、GB 328.4—89、GB 328.5—89、GB 328.7—89、GB 328.6—89 的规定进行测试。

A.0.9 土料和水泥土防渗结构应测试其干密度、抗压强度、渗透系数等，测试方法宜按 SL 237—1999 的规定进行。

A.0.10 混凝土防渗结构应测试其抗压强度、抗冻等级、抗渗等级等。砂浆应测试强度指标。宜按 DL/T 5150—2001 的有关规定进行。

A.0.11 沥青砂浆、沥青混凝土应测试孔隙率、水稳定性、热稳定性、抗压强度、线收缩系数、渗透系数等，前 5 项指标宜按 JTJ052—2000 的有关规定进行，渗透系数可按 DL/T 5150—2001 的有关规定进行。

A.0.12 高分子防渗保温材料应测试的密度、拉伸强度、伸长率、CBR 顶破强度、刺破强度，可按 SL/T 235—1999 的有关规定进行应测试的吸水率、尺寸稳定性、导热系

数、压缩强度、压缩恢复率，可按 GB 10801.2—2002 的有关规定进行；应测试的不透水性，可按 GB 18173.1—2000 的有关规定进行。

A.0.13 聚苯乙烯泡沫塑料板应测试其密度、吸水率、压缩强度、弯曲强度、尺寸稳定性和导热系数等，可按 GB/T10801.2—2002 的有关规定进行。

## 附录 B 推求渠道流量的正向递推水量平衡法

### B.0.1 计算基本公式：

一条具有多个分水口的渠道（见图 B.0.1-1），被  $n$  个分水口分为  $n$  个渠段，渠首的总引水流量为  $Q_0$  已知，各分水口的引水流量为  $Q_i$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ ) 未知，仅知它们之间的相对比值，求  $Q_i$  时，应从渠首开始，顺水流方向，逐个渠段递推求解。求解时应在每个渠段满足式 (B.0.1-1)，并应在每个分水口满足式 (B.0.1-2)，达到水量平衡（见图 B.0.1-2）。

$$Q_{di} = Q_{ui} - q_i \tag{B.0.1-1}$$

$$Q_{u,i+1} = Q_{di} - Q_i \tag{B.0.1-2}$$

式中  $Q_{ui}$ ——渠段  $i$  的起始断面流量， $m^3/s$ ；

$Q_{u,i+1}$ ——渠段  $i+1$  的起始断面流量， $m^3/s$ ；

$Q_{di}$ ——渠段  $i$  的末端断面流量， $m^3/s$ ；

$q_i$ ——渠段  $i$  的渗漏损失流量， $m^3/s$ 。

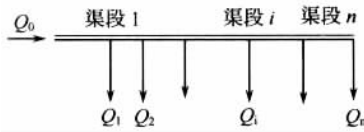


图 B.0.1-1 多分水口渠道分段图

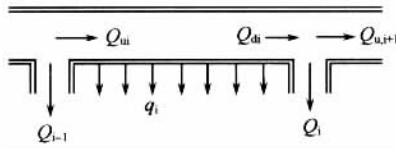


图 B.0.1-2 渠段  $i$  流量分布图

### B.0.2 计算需要的已知条件：

- 1 渠道的几何尺寸，各渠段的渗漏损失规律。
- 2 渠首的总引水流量  $Q_0$ 。
- 3 各分水口的引水流量比值， $R_i = \frac{Q_i}{Q_0}$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ )。

### B.0.3 计算步骤:

1 假定各分水口的引水流量  $Q_i$ , 使之符合由  $R_i$  确定的比值关系。

2 从渠首顺水方向逐个渠段计算渗漏损失流量  $q_i$ , 并按式 (B.0.1-1)、式 (B.0.1-2) 推算本渠段的末端断面流量  $Q_{di}$  及下一渠段的起始断面流量  $Q_{w,i+1}$ 。

3 每计算出一个  $Q_{di}$  后, 在尚未达到该渠道最末端的分水口  $n$  时, 应与  $Q$  进行比较。若  $Q_{di} > Q_i$ , 则应按步骤 2 的方法继续向下个渠段推算; 若  $Q_{di} \leq Q_i$ , 则应按式 (B.0.3-1)、式 (B.0.3-2) 进行各分水口流量的修正, 得出修正的流量系列  $Q'_i$ , 返回步骤 2, 从渠首开始重新计算。

$$DQ = Q_{di} - \sum_{i=1}^n Q_i \quad (\text{B.0.3-1})$$

$$Q'_i = Q_i + DQ \frac{R_i}{\sum_{i=1}^n R_i} \quad (\text{B.0.3-2})$$

4 当计算已达到该渠道最末端分水口, 即  $i = n$  时, 比较  $Q_{dn}$  与  $Q_n$ 。若  $\left| \frac{Q_{dn} - Q_n}{Q_n} \right| \leq E\%$  ( $E$  为规定的计算误差), 则计算结束, 计算采用的  $Q_i$  即为所求结果。若不满足规定的计算误差要求, 则应按式 (B.0.3-3) 计算出流量修正值  $DQ$ , 再按式 (B.0.3-2) 求出修正后的流量系列  $Q'_i$ , 返回渠首, 按步骤 2 重新计算。

$$DQ = Q_{dn} - Q_n \quad (\text{B.0.3-3})$$

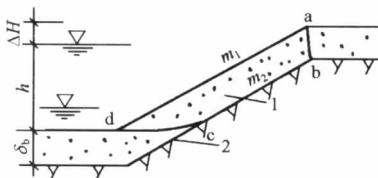
## 附录 C 膜料防渗渠道土保护层边坡稳定计算

### C.0.1 适用范围:

适用于埋铺式膜料防渗渠道土保护层边坡的稳定分析计算。

### C.0.2 计算条件:

1 土保护层失稳时, 假定沿图 C.0.2 所示的  $abcd$  线滑动, 对粘性土,  $ab$ 、 $bc$  为直线,  $cd$  为弧线; 对非粘性土,  $ab$ 、 $bc$  及  $cd$  为直线。c 点为最小安全系数时, 降落后水位的水平延长线与膜层的交点, 通过试算决定。



1—粘性土保护层; 2—膜料防渗层

图 C.0.2 土保护层失稳示意图

2 土保护层边坡稳定分析的控制时期为渠水位骤降期。

3 采用简化法计算渗透压力, 即: 最高水位以上的土重按湿重度计算; 计算滑动

力时，最高水位至骤降后的水位间的土重按饱和重度计算，骤降水位以下的土重按浮重度计算；计算抗滑力时，最高水位以下的土重均按浮重度计算。

C.0.3 计算方法：

1 计算方法：宜采用简化简布法，亦称圆弧普遍分条法，见图 C.0.3。分析计算公式见式 (C.0.3-1)、式 (C.0.3-2)：

$$F_s = \frac{\sum (C_i b_i + W'_i \tan \phi_i) \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \phi_i \tan \alpha_i / F_s}}{\sum W''_i \tan \alpha_i} \quad (\text{C.0.3-1})$$

或

$$F_s = \frac{\sum [C_i b_i + b_i (h_{i1} \gamma + h_{i2} \gamma' + h_{i3} \gamma_m) \tan \phi_i]}{\sum b_i (h_{i1} \gamma + h_{i2} \gamma_m + h_{i3} \gamma') \tan \alpha_i} \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \phi_i \tan \alpha_i / F_s} \quad (\text{C.0.3-2})$$

$$b_i = L_i \cos \alpha_i$$

- 式中
- $b_i$ ——土条分条的宽度，m；
  - $\alpha_i$ ——土条垂直坡面的分力与铅垂线的夹角，(°)；
  - $\phi_i$ ——滑动面上土或土与膜料间的内摩擦角，(°)；
  - $C_i$ ——滑动面上土或土与膜料间的凝聚力，kPa；
  - $W'_i$ ——按湿重度和浮重度计算的土条重力，kN；
  - $W''_i$ ——按湿重度、饱和重度和浮重度计算的土条重力，kN；
  - $F_s$ ——边坡稳定安全系数；
  - $L_i$ ——土条分条的顶底斜长，m；
  - $\gamma$ 、 $\gamma'$ 、 $\gamma_m$ ——土条的湿重度、浮重度和饱和重度，kN/m<sup>3</sup>；
  - $h_{i1}$ 、 $h_{i2}$ 、 $h_{i3}$ ——相应于  $\gamma$ 、 $\gamma'$ 、 $\gamma_m$  的土柱高度，m。

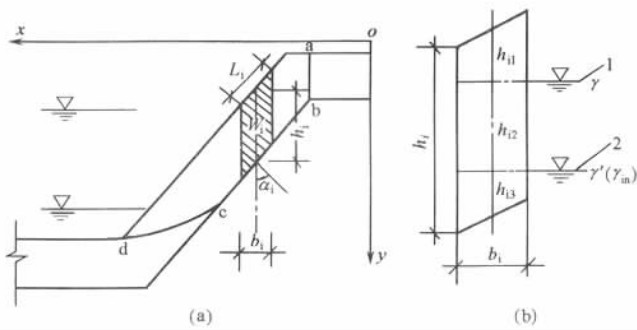


图 C.0.3 简化简布法计算图

2 计算中抗剪强度指标 ( $\phi$ 、 $C$  值) 的选用：

1)  $\phi$ 、 $C$  值的选用，应与采用有效应力法，或总应力法的计算方法相对应。即采用有效应力法简化简布法计算时，应采用有效应力情况下实测的  $\phi$ 、 $C$  值（采用直剪仪试验时，应采用饱和慢剪法测定；采用三轴仪试验时，应采用饱和不排水剪，同时测孔

隙水压力，确定有效应力下的  $\phi$ 、 $C$  值)；如采用总应力法计算时，应采用总应力下实测的  $\phi$ 、 $C$  值（用直剪仪试验时，采用饱和快剪法测定；用三轴仪试验时，采用饱和不排水剪法测定）。

2) 计算中，滑动面的  $ab$  和  $cd$  段应采用土的  $\phi$ 、 $C$  值；在  $bc$  段应采用土与膜料之间的  $\phi$ 、 $C$  值。因  $ab$  段很小，且土体在滑动前，往往先在  $ab$  处产生裂缝，所以计算时，略去  $ab$  段的抗滑力。

### 3 土与膜料之间 $\phi$ 、 $C$ 值的测定方法：

1) 用直剪仪试验。可将膜料夹在剪切面部位，在相应设计密度下，采用前述相应方法试验。

2) 用三轴仪试验。根据不同土质和不同密度可按表 C.0.3 选用膜料在试样中近似的置放夹角 ( $\alpha$ )。将膜料放入试样中，在相应密度及方法下测定  $\phi$ 、 $C$  值。因在极限平衡条件下， $\alpha = 45 + \phi/2$ ，因此，如采用近似  $\alpha$  角求得的  $\phi$  值与前式相差过大时，可改变  $\alpha$  角，重新试验和测定  $\phi$ 、 $C$  值。

表 C.0.3 膜料在三轴试验试样中的夹角  $\alpha$

单位：(°)

土壤类别	土壤干密度 ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )		
	1.35	1.5	1.7
砂壤土	52	55	56
壤土	46	47	48
粘土	45	46	47

C.0.4 膜料防渗渠道土保护层边坡稳定的最小安全系数，3级、4级、5级渠道采用 1.2.1 级、2级渠道采用 1.3。

## 附录 D 弧形底梯形渠道实用经济断面计算方法

D.0.1 弧形底梯形渠道的水力最佳断面按式 (D.0.1-1) ~ 式 (D.0.1-5) 计算：

$$H_0 = 1.542 \left( \frac{Q_n}{\sqrt{i} (\theta + 2m)} \right)^{3/8} \quad (\text{D.0.1-1})$$

$$r_0 = H_0 \quad (\text{D.0.1-2})$$

$$b_0 = \frac{2H_0}{\sqrt{1+m^2}} \quad (\text{D.0.1-3})$$

$$\omega_0 = \left( \frac{\theta}{2} + m \right) H_0^2 \quad (\text{D.0.1-4})$$

$$\chi_0 = (\theta + 2m) H_0 \quad (\text{D.0.1-5})$$

式中  $H_0$ ——水力最佳断面水深， $m$ ；

- $r_0$ ——水力最佳断面渠底圆弧半径, m;
- $b_0$ ——水力最佳断面弧形底的弦长, m;
- $\omega_0$ ——水力最佳断面的过水断面面积,  $m^2$ ;
- $\chi_0$ ——水力最佳断面湿周, m。

D.0.2 弧形底梯形渠道水力最佳断面及实用经济断面之间应符合式 (D.0.2-1) ~ 式 (D.0.2-5):

$$\alpha = \frac{\omega}{\omega_0} = \left(\frac{R_0}{R}\right)^{2/3} = \left(\frac{\omega_0 \chi}{\omega \chi_0}\right)^{2/3} = \left(\frac{1}{\alpha} \frac{\chi}{\chi_0}\right)^{2/3} \quad (D.0.2-1)$$

$$AK_r^2 + BK_r + C = 0 \quad (D.0.2-2)$$

$$A = (2m - 2\sqrt{1+m^2} + \theta)^2 - 2\alpha^4(2m + \theta) \left(\frac{\theta}{2} + 2m - \sqrt{1-m^2}\right) \quad (D.0.2-3)$$

$$B = 4\sqrt{1+m^2}(2m - 2\sqrt{1+m^2} + \theta) - 4\alpha^4(2m + \theta)(\sqrt{1-m^2} - m) \quad (D.0.2-4)$$

$$C = 4(1+m^2) - 2\alpha^4(2m + \theta)m \quad (D.0.2-5)$$

式中  $\omega$ ——实用经济断面的过水断面面积,  $m^2$ ;

$\chi$ ——实用经济断面的湿周, m;

$K_r$ ——实用经济断面的渠底圆弧半径  $r$  与水深  $H$  之比;

$\alpha$ ——实用经济断面与水力最佳断面的过水断面面积之比。

#### D.0.3 实用经济断面计算步骤:

1 在已知渠道流量  $Q$ 、渠道比降  $i$ 、糙率  $n$  的条件下, 选定渠道边坡系数  $m$ , 并计算水力最佳断面的水深  $H_0$ 、过水断面面积  $\omega_0$ 、湿周  $\chi_0$ 。

2 选择几种拟采用进行比较的  $\alpha$  值。

3 针对每种  $\alpha$  值按式 (D.0.2-1) ~ 式 (D.0.2-5) 计算出相应的渠底圆弧半径与水深之比值  $K_r = r/H$ 。

4 按式 (D.0.3-1) ~ 式 (D.0.3-5) 计算出相应于不同  $\alpha$  值的各项实用经济断面指标。

$$H = \frac{(2m + \theta) \alpha^{5/2}}{(2m - 2\sqrt{1+m^2} + \theta) K_r + 2\sqrt{1+m^2}} H_0 \quad (D.0.3-1)$$

$$r = K_r H \quad (D.0.3-2)$$

$$b = 2r/\sqrt{1+m^2} \quad (D.0.3-3)$$

$$\omega = \alpha \omega_0 \quad (D.0.3-4)$$

$$\chi = (\alpha)^{5/2} \chi_0 \quad (D.0.3-5)$$

式中  $H$ ——实用经济断面水深, m;

$r$ ——实用经济断面渠底圆弧半径, m;

$b$ ——实用经济断面弧形底的弦长，m。

5 对不同  $\alpha$  值的实用经济断面进行综合比较后确定选用方案。

D.0.4 各种不同  $\alpha$  值相应的  $K_r$ 、 $\frac{H_0}{H}$ 、 $\frac{b}{H}$ 、 $\frac{\chi}{\chi_0}$  也可由表 D.0.4-1 ~ 表 D.0.4-4 查出。

表 D.0.4-1 实用经济断面  $K_r$  值

$\alpha$	边 坡 系 数 $m$					
	0.50	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
1.01	1.555	1.904	2.146	2.436	2.776	3.166
1.02	1.832	2.365	2.734	3.176	3.693	4.287
1.03	2.063	2.757	3.235	3.809	4.479	5.248
1.04	2.271	3.114	3.694	4.388	5.200	6.132

表 D.0.4-2 水力最佳断面与实用经济断面水深比值  $H_0/H$

$\alpha$	边 坡 系 数 $m$					
	0.50	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
1.01	1.140	1.159	1.164	1.167	1.169	1.171
1.02	1.193	1.222	1.229	1.235	1.238	1.241
1.03	1.229	1.268	1.278	1.285	1.290	1.293
1.04	1.257	1.305	1.318	1.326	1.332	1.336

表 D.0.4-3 实用经济断面的  $b/H$  值

$\alpha$	边 坡 系 数 $m$					
	0.50	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
1.00	1.789	1.414	1.249	1.109	0.992	0.894
1.01	2.782	2.693	2.681	2.703	2.754	2.832
1.02	3.277	3.345	3.416	3.523	3.665	3.834
1.03	3.691	3.899	4.042	4.225	4.444	4.694
1.04	4.063	4.404	4.615	4.868	5.160	5.488



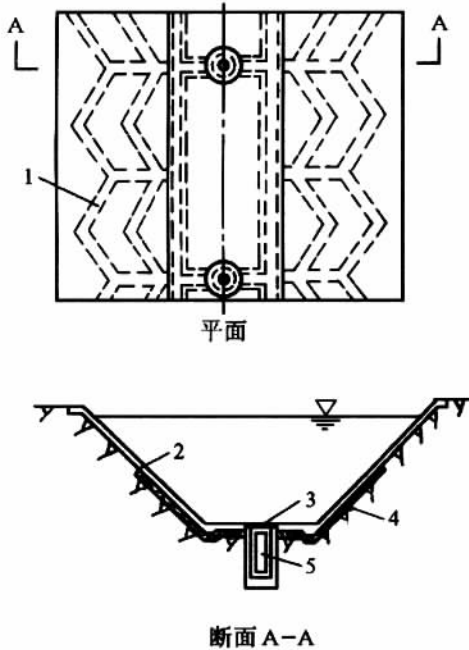
表 D.0.4-4 实用经济断面与水力最佳断面湿周比值  $\chi/\chi_0$

$\alpha$	1.00	1.01	1.02	1.03	1.04
$\chi/\chi_0$	1.000	1.025	1.050	1.077	1.103

## 附录 E 渠基的排水设施

E.0.1 当渠基未设砂、砾石置换层，且附近又无洼地时，可采取下列两种排水设施排水入渠：

1 由排水沟与渠底集水井组成的排水设施，见图 E.0.1-1。排水沟中可填砾石、碎石。集水井上设逆止阀，其周围作反滤处理。



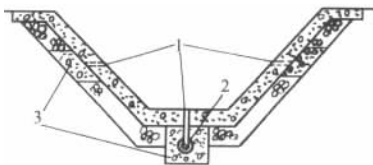
1—引水沟；2—混凝土防渗板；3—塑料逆止阀；  
4—碎石卵石过滤层；5—集水井

图 E.0.1-1 排水沟与集水井组合式排水

2 由排水管、排水沟与渠坡渠底排水阀组成的排水设施，见图 E.0.1-2。逆止阀及排水沟（管）埋设的数量，可参照表 E.0.1 选用。

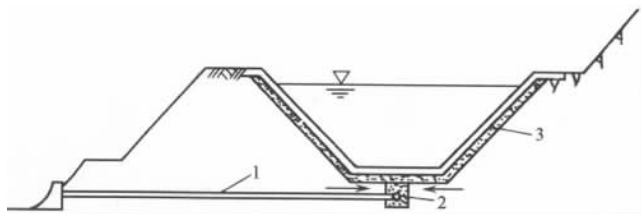
表 E.0.1 排水管及底部排水沟的设置

边坡高度 $H$ (m)	地下水高的透水性地基	地下水高的不透性地基
$H < 2.5$	设或不设底部排水沟	
$2.5 \leq H < 5.0$	设 1~2 层排水管和底部排水沟	设 1~2 层排水管
$H \geq 5.0$	设 2~3 层排水管和底部排水沟	设 2~3 层排水管及底部排水沟



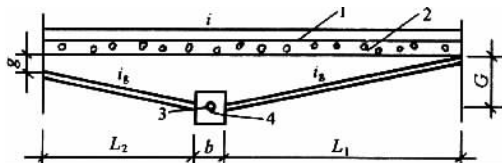
1—塑料逆止阀；2—排水沟（管）；3—滤水砂砾料  
图 E.0.1-2 排水沟（管）和排水阀组合式排水

E.0.2 当渠基设有砂砾石换填层，且附近有低洼地时，可采取纵向集水管和横向排水暗沟组成的排水设施（见图 E.0.2-1）。集水管采用带孔石棉水泥管、塑料管或混凝土管等。其管径根据排水量大小确定，但宜不小于 15cm。纵比降应不小于 0.001 ~ 0.002。集水管周围应采取反滤措施。集水管宜设置在渠底中部，或分设两边坡脚。



1—排水暗沟；2—纵向排水管；3—垫层  
图 E.0.2-1 纵横向沟（管）组合式排水

为减少横向排水沟的数量，可将纵向集水管从两个方向引向排水暗沟（见图 E.0.2-2）。



1—护面；2—垫层；3—排水暗沟；4—连接井  
图 E.0.2-2 纵向集水管与排水暗沟的连接

纵向集水管的长度可按式（E.0.2-1）和式（E.0.2-2）计算：

1 集水管与渠底比降方向相同时：

$$L_1 = \frac{G - g}{i_g - i} \tag{E.0.2-1}$$

2 集水管与渠底比降方向相反时:

$$L_2 = \frac{G - g}{i_g + i} \tag{E.0.2-2}$$

上两式中  $L_1$ 、 $L_2$ ——集水管的长度, m;

$G$ 、 $g$ ——集水管末端、首端距渠底垫层的深度, m;

$i$ ——渠底比降;

$i_g$ ——集水管底比降。

## 附录 F 伸缩缝填料和裂缝处理材料的配合比、制作及施工方法

F.0.1 刚性材料防渗结构伸缩缝填料和裂缝处理材料的配合比、制作方法见表 F.0.1。

表 F.0.1 填料和裂缝处理材料的配合比及制作方法

用途	材料名称	配合比 (重量比)	制作方法
填筑伸缩缝	沥青砂浆	沥青:水泥:砂 = 1:1:4	按配比将沥青在锅内加热至 180℃, 另一锅将水泥与砂边搅边加热至 160℃, 然后将沥青徐徐加入水泥与砂的锅内, 边倒边搅拌, 直至颜色均匀一致, 即可使用
	焦油塑料胶泥 (聚氯乙烯胶泥)	煤焦油:废聚氯乙烯薄膜:癸二酸二辛脂 (或 T50):粉煤灰 = 100:(15~20):2 (T50 为 4):30	按配比将脱水煤焦油加热至 110~120℃, 加入废聚氯乙烯薄膜碎片、癸二酸二辛脂 (或 T50), 边加边搅拌约 30min。待材料全部溶化后, 加粉煤灰继续加热搅拌, 温度达到 110℃即可使用
处理裂缝	过氯乙烯胶液涂料	过氯乙烯:轻油 = 1:5	按配比将过氯乙烯加入轻油中, 溶化 24h 即可使用
	煤焦油沥青填料	煤焦油, 30 号沥青:石棉绒:滑石粉 = 3:1:0.5:0.5 或 3:0.5:0.8:0.8	按配比将沥青加入煤焦油中, 加热至 120~130℃。待全部溶化后, 加入石棉绒和滑石粉, 搅拌均匀后, 即可使用

注 1: 煤焦油宜采用煤 3 或煤 5, 优先采用煤 3。

注 2: 制作焦油塑料胶泥所用的废聚氯乙烯薄膜, 应洗净、晾干、撕碎后再用。如制作聚氯乙烯胶泥, 仅用新鲜的聚氯乙烯粉代替废聚氯乙烯膜即可。前者价低, 宜优先选用。

注 3: 制作中应防火, 注意安全。

### F.0.2 施工方法:

#### 1 填筑伸缩缝,宜按下列步骤进行:

- 1) 清除缝内的泥土、杂物,使缝壁清洁、干燥。
- 2) 在缝壁涂刷冷底子油(沥青:柴油=1:10~3:10)。
- 3) 将制好并保持 110℃ 的焦油塑料胶泥灌入缝内,迅速用小铁铲或木棒向封壁抹压,使胶泥与缝壁充分粘结。填塞渠坡伸缩缝时,可用充水的橡胶管(管径稍大于缝宽)堵住封口,从顶部灌注。
- 4) 如缝下部为焦油塑料胶泥,上部为沥青砂浆填筑时,下部填好的填料冷却后,将制好的沥青砂浆,温度控制在 120~130℃,填入上部缝隙,填满压实。最后用热烙铁沿缝口压烙,使表面光滑平整与缝壁粘牢。

#### 2 缝宽较大渠道的裂缝处理,宜在晴天采用填筑法处理。其具体方法可按填筑伸缩缝的步骤进行。

#### 3 缝宽较大大型渠道的裂缝处理,宜在晴天按下列填塞与粘补相结合的方法处理:

- 1) 清除缝内、缝壁及缝口两边的泥土、杂物,使其清洁、干燥。
- 2) 缝壁涂刷冷底子油。
- 3) 将煤焦油沥青填料或焦油塑料胶泥填入缝内,填压密实,使表面平整光滑。
- 4) 填好缝 1~2d 后,沿缝口两边各宽 5cm 涂刷过氯乙烯涂料一层,随即沿缝口两边各宽 3~4cm 粘贴玻璃纤维布一层,再涂刷涂料一层,贴第二层玻璃纤维布。最后涂一层涂料即完成。涂料要涂刷均匀,玻璃纤维布要粘平贴紧,不能有气泡。
- 5) 如缝宽很小,可只用涂料粘贴玻璃纤维布处理。

## 附录 G 膜料接缝的方法和质量检查

### G.1 膜料接缝方法

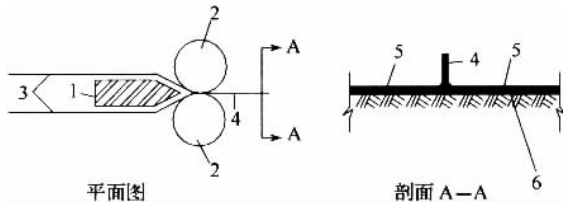
#### G.1.1 搭接法:

可用于大块膜料施工中的现场连接,或小型的膜料防渗渠道。搭接宽度 20cm。应膜层平整,层间洁净,上游一幅压下游一幅,缝口吻合紧密。

G.1.2 聚氯乙烯、氯化聚乙烯、低密度聚乙烯、高密度聚乙烯等土工膜宜用热元件焊接法,下列两种方法可供选用:

1 电热楔焊接法。电热楔夹在两层被焊土工膜之间将膜加热,热楔向前移动时,两辊轮一起向前移动将两膜压合在一起,见图 G.1.2。两膜叠合宽度约 1.5cm,焊缝宽为 1.0~1.2cm。可焊接 0.2~2mm 的聚乙烯膜或聚氯乙烯膜,焊缝抗拉强度为 12MPa 以上。焊接工效为 100m/h 左右。当膜片厚度为 0.2~1.0mm 时,可用 ZPR 型焊接机,其优点是操作简单,体积小、便于携带,价格较低。

2 电烙铁焊接法。把膜搭接 50~60mm,下垫木板或钢板,用电烙铁焊机沿缝移



1—电热楔；2—双辊轮；3—土工膜；4—已焊接的土工膜；  
5—铺设在坡面上的土工膜；6—坡面

图 G.1.2 电热楔焊接法示意图

动，机中电烙铁将膜加热熔化，滚筒随着施压，使搭接的两片膜熔接成一体。焊接温度和移动速度视被焊膜的种类和厚度而定。宜用较为先进的自动调温热焊机。

G.1.3 聚氯乙烯膜可用聚氯乙烯胶或聚胺酯类胶（铁锚 101 胶或 902 胶）进行粘接。其方法是将聚氯乙烯膜边宽 5~8cm 用砂布打毛揩净，将铁锚 101 胶的甲、乙两组胶以 10:1~10:5 调和均匀，在刷毛的膜上涂布两遍，待第一遍胶稍干，再涂第二遍胶，呈风干状态时立即粘合，用滚筒压两遍，固化 24h。

G.1.4 复合式土工膜中的聚氯乙烯膜可用 G.1.3 条的方法粘接，两面的丙纶土工布可用 LDJ 246 氯丁橡胶粘接。将土工布表面尘屑除干净，并用酒精擦拭后，涂布 LDJ 246 胶两遍，待第一遍胶稍干，再涂第二遍胶，呈风干状态时立即粘合，然后滚压两遍，固化 12h。

G.1.5 聚乙烯膜可用 KS 热熔胶粘接。方法是将胶水现场加热，膜下垫一块平木板，用一金属刮片将胶水涂抹在膜片上，然后用橡胶锤子敲击膜面，使两胶面充分结合。

G.1.6 油毡宜用热沥青或沥青玛璠脂粘接。其粘接工艺与塑膜类同。沥青玛璠脂的配合比为沥青:矿粉 = 1:1~1:1.4。

## G.2 膜料接缝的质量检查

G.2.1 外观检查。焊缝应清晰、透明（呈玻璃态），无夹渣、气泡，无漏点、熔点、焊缝跑边。粘接缝透明，无两边相通的水晕状的胶水粘结痕。

G.2.2 双焊线充气加压检测。接缝为双焊线时，可向双焊线之间的空腔充气。充气压力约为 200kPa，充气长度为 50~60m。充气后 10~20min，压力无明显下降，表明焊缝不漏气，在此气压下，焊缝未脱开，表明焊缝强度合格。如漏气脱缝，则需补焊。

G.2.3 双焊线注水加压检测。用 0.05MPa 压力水针在焊接双缝间注入彩色水，不漏为质量合格。

G.2.4 火花试验。焊接时将金属丝放在缝内或放在其背后，试验用的金属刷充高压电流（15~30kV），将此金属刷沿焊缝移动，在焊缝漏焊处，金属丝无土工膜焊接材料包裹，与空气连接，则与金属刷之间发生火花。此种试验仪器可记录发生火花的位置，以便按位置补焊。

G.2.5 超声波探测。超声波发射仪沿焊缝发射超声波，脉冲从土工膜底部反射回来，用传感器测得发射波与反射波的时差，如果焊缝有漏焊，则反射波返回快，时差缩短，仪器的荧光屏上显示反射波，借以测定时差，探明漏焊部位，以便补焊。

## 附录 H 渠道渗漏的静水法测验段设置和成果整理

### H.1 测验段的设置

H.1.1 测验段长度确定，宜考虑注水条件、渠道大小及其纵坡与渗漏情况等因素，应能代表测验渠道渗漏特性。测验段长度宜为 30 ~ 50m，渠道断面越大，测验段越长。

为使纵坡陡于 1/100 的渠道，和引洪灌溉的宽浅式渠道测验段中的水深能接近实际过水水深和实际渗漏情况，测验段长度还应满足式 (H.1.1) 的要求：

$$\frac{2(h_2 - h_1)}{h_2 + h_1} \times 100\% \leq 10\% \quad (\text{H.1.1})$$

式中  $h_1$ ——测验段首端水深，m；

$h_2$ ——测验段末端水深，m。

H.1.2 测验水位确定，应能反映渠道实际过水情况。

1 恒水位观测时，宜采用渠道设计水位。渠道流量经常偏离设计流量时，可采用经常过流水位作为测验水位。

2 变水位观测时，从渠道设计水位或经常过流水位开始，到水位降至 1/6 ~ 1/8 测验段中间水深时停测。

H.1.3 测验段整修应符合下列要求：

1 清除渠道内的淤积物、杂物及草木等。但运行多年的渠道，不影响渠道运行的淤积层，可不清除。

2 保持渠道断面、纵坡及边坡规则、平整、均匀一致。

3 渠堤顶排水良好，不允许雨水流入测验段。

H.1.4 横隔堤及渗漏平衡区，见图 H.1.4，按下列要求修建：

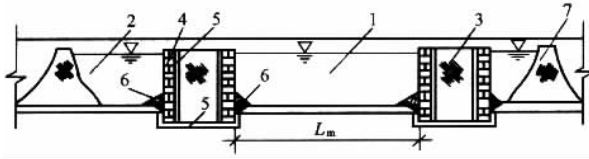
1 横隔堤应稳固、严密止水和不允许渗漏变形，邻测验段一侧表面应竖直。对砌石、混凝土等防渗渠道，横隔堤应切断防渗层，插入土基 20 ~ 40cm，并与防渗层间作止水连接。对土渠，横隔堤应插入渠底和边坡土层 30 ~ 50cm，横隔堤与土层的接缝用粘土填塞夯实。

2 横隔堤顶应高于测验水位 10 ~ 15cm。

3 横隔堤可采用双砖墙内铺塑膜，中间夯填土作夹层。夹层厚度按不发生渗漏变形的允许水头坡降确定，并不小于 1.0m。

4 渗漏平衡区外侧隔堤可用粘土夯筑，高度应高于最高测验水位。每个渗漏平衡

区的长度应不小于 5 倍测验渠道水深。



1—渗漏测验段；2—渗漏平衡区；3—横隔堤；4—砖墙；  
5—塑膜；6—止水；7—外侧隔堤

图 H.1.4 测验段纵断面图

### H.1.5 测验段测量及描述，应符合下列要求：

1 渠宽测量。将测验段由上游向下游分为 10 等份。并以测验段中间水深为准，将渠坡按水深分成几层（边坡变化的渠道，可在变坡点处增加一层）等高等距点，分别测量各高程各等距点的渠道宽度（读至毫米），求出渠道各高程的平均宽度。

2 测验段长度测量。丈量两端隔堤间相同高程对应位置点的距离（读至毫米），至少量左、中、右三点，求出各高程的平均长度。

3 绘制测验段水位和容积变化关系曲线或表格。

4 测验段描述按表 H.2.9-10 填写。

H.1.6 设置水位测量设备和称水、量水器具以及降雨、蒸发观测设备，应符合下列要求：

1 在测验段两端及中间，分别设置水位测尺、测针或其他水位测量仪器。水位测尺最小刻度至毫米，并应校核无误。

2 测验段两端的水尺，紧靠横隔堤垂直安设。测验段中间的水尺，与水平面成一定夹角倾斜安设，水尺零点一端固定在渠底上，另一端固定在横跨渠道的刚性梁上。中间水尺安设的夹角可选用  $14.5^\circ$  或  $30^\circ$ 。斜尺上水位变化数乘以 0.25 或 0.50，即为水位垂直变化数。

3 水尺的底座和固定物应稳固，保证测验期间水尺不下沉、不移位、不摆动。

4 水面不平稳，不能保证水位尺读数至毫米时，设置观测井。观测井与测验段用连通管连通，测井的面积约为  $0.1\text{m}^2$ 。连通管截面积不小于测井面积的 10%。测井水位用水位尺和测针配合测定，或采用垂直置于测验段中的水位观测筒测量。水位观测筒采用直径不小于 30cm、设有透水孔、无底的筒做成。

5 观测降雨量可用口径 20cm 的自记雨量计或雨量器。自记雨量计按仪器说明书要求安设；雨量器安设牢固，器口水平，离地面高 70cm。

6 降雨观测场和渠道测验段放在一起，或放在与测验段受雨条件相似的地方。

7 观测水面蒸发量宜采用改进后的 E-601 型蒸发器，也可用口径 80cm 带套盆的蒸发器，或口径 20cm 的蒸发皿。

8 蒸发器（皿）宜安置在测验段或渗漏平衡区漂浮水面的木筏上。具体方法按 SD 265—88 的规定执行。

## H.2 测验成果的整理

H.2.1 渠道的渗漏过程，可按渗漏强度随时间的变化划分为初渗和稳渗两个阶段。渠道充水以后到渗漏强度稳定以前的时段为初渗阶段；渗漏强度达到某一稳定值（即稳渗强度）以后的时段为稳渗阶段，见图 H.2.1。

恒水位测验，应求出设计水位或经常过流水位时的稳渗强度和初渗阶段的初渗超额量。变水位测验，应求出稳渗强度随水深的变化规律。

H.2.2 观测时段内，测验段单位长度水体的变化量计算：

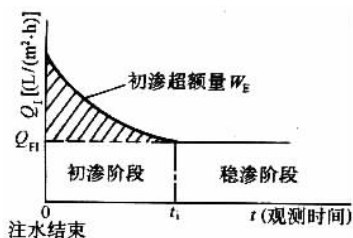


图 H.2.1 渗漏阶段划分

1 恒水位测验。如采用水位下降法进行观测时，可用式 (H.2.2-1) 计算。如采用称量法计算时，测验段各观测时段所添加的水量除以测验段长度，得出各个观测时段单位长度水体的变化量  $\Delta W_{BI}$ 。

$$\Delta W_{BI} = B_w \Delta h \quad (\text{H.2.2-1})$$

式中  $W_{BI}$ ——恒水位测验中测验段单位长度水体的变化量，L/m；

$B_w$ ——测验段的水面宽度，取渠道水面宽度的多点测量平均值，m；

$\Delta h$ ——观测时段水深变化量，即加水前、后水位差值，mm。

2 变水位测验。采用水位下降法时，可用式 (H.2.2-2) 计算。采用称量法时，计算方法同恒水位称量法。

$$\Delta W_{BF} = B_w \Delta h \quad (\text{H.2.2-2})$$

式中  $\Delta W_{BF}$ ——变水位测验中观测段单位长度水体变化量，L/m；

$B_w$ ——测验段的水面宽度，取观测时段开始和终止相应的渠道水面平均宽度，

m。

H.2.3 观测时段进入测验段的降雨量和蒸发量计算：

1 小雨渠坡不产生径流时，可按式 (H.2.3-1) 计算：

$$I = p B_w \Delta t \quad (\text{H.2.3-1})$$

式中  $I$ ——测验段单位长度的降雨量，L/m；

$p$ ——平均降雨强度，mm/h；

$\Delta t$ ——观测时段长度，h。

2 中雨和大雨时，应计入由渠坡流入的水量，可按式 (H.2.3-2) 计算：



$$I = pB\Delta t \quad (\text{H.2.3-2})$$

式中  $B$ ——测验段渠道堤顶口宽, m。

- 3 观测时段内, 测验段单位长度水面的蒸发量, 可按式 (H.2.3-3) 计算:

$$E = eB_w\Delta t \quad (\text{H.2.3-3})$$

式中  $E$ ——测验段单位长度水面蒸发量, L/m;

$e$ ——观测时段内平均水面蒸发强度, mm/h。

#### H.2.4 观测时段中测验段的渗漏量计算:

- 1 恒水位测验, 应采用式 (H.2.4-1) 计算:

$$\Delta W_1 = \Delta W_{B1} + I - E \quad (\text{H.2.4-1})$$

式中  $\Delta W_1$ ——测验段单位长度的稳定渗漏量, L/m。

- 2 变水位测验, 应采用式 (H.2.4-2) 计算:

$$\Delta W_F = \Delta W_{BF} + I - E \quad (\text{H.2.4-2})$$

式中  $\Delta W_F$ ——测验段单位长度稳定渗漏量, L/m。

#### H.2.5 恒水位测验各观测时段的渗漏强度计算:

- 1 初渗阶段时渗漏强度应采用 (H.2.5-1) 计算:

$$Q = \frac{\Delta W_1}{\chi \Delta t} \quad (\text{H.2.5-1})$$

式中  $Q_1$ ——初渗阶段各观测时段在恒水位时的渗漏强度, L/(m<sup>2</sup>·h);

$\chi$ ——测验水位相应的渠道湿周, m。

- 2 当测验段入渗稳定后, 稳渗强度应采用式 (H.2.5-2) 计算:

$$Q_{F1} = \frac{\sum_{i=1}^{10} Q_{Fi}}{10} \quad (\text{H.2.5-2})$$

式中  $Q_{F1}$ ——恒水位测验的稳渗强度, L/(m<sup>2</sup>·h);

$Q_{Fi}$ ——测验段入渗稳定后, 连续 10 次观测满足 12.1.9 条规定的第  $i$  次渗漏强度, L/(m<sup>2</sup>·h)。

#### H.2.6 变水位测验, 各观测时段的稳渗强度计算:

$$Q_F = \frac{\Delta W_F}{\chi \Delta t} \quad (\text{H.2.6})$$

式中  $Q_F$ ——测验段在不同水深时的稳渗强度, L/(m<sup>2</sup>·h);

$\bar{\chi}$ ——测验时段开始和终止时的渠道平均湿周, m。

#### H.2.7 初渗超额量的计算:

- 1 采用称量法观测时, 可按式 (H.2.7-1) 计算:

$$W_E = \sum_{i=1}^{n_1} (Q_{Fi} - Q_{F1}) \Delta t_i \quad (\text{H.2.7-1})$$

式中  $W_E$ ——初渗超额量, L/m<sup>2</sup>;

$Q_{Fi}$ ——初渗阶段第  $i$  个观测时段的渗漏强度, L/(m<sup>2</sup>·h);

$\Delta t_i$ ——第  $i$  个观测时段的长度, h;

$n_1$ ——初渗阶段的观测时段数。

2 采用水位下降法观测时, 可按式 (H.2.7-2) 计算:

$$W_E = \sum_{i=1}^{n_1} (Q_{li} - Q_{Fi}) \Delta t_i + \sum_{j=1}^{n_2} (Q_{lj} - Q_{Fj}) \Delta t_j \quad (\text{H.2.7-2})$$

式中  $Q_{lj}$ ——初渗阶段第  $j$  个加水时段的渗漏强度, 取该次加水时段前后相邻两个观测时段渗漏强度的平均值, L/(m<sup>2</sup>·h);

$\Delta t_j$ ——第  $j$  个加水时段长度, h;

$n_2$ ——初渗阶段总加水时段数。

### H.2.8 成果的回归检验:

1 测验段在各个观测时段所得出的各种稳渗强度, 和相应平均水深, 应按式 (H.2.8) 进行回归计算, 求出稳渗强度随渠道水深变化的规律。

$$Q_F = Ch^D \quad (\text{H.2.8})$$

式中  $Q_F$ ——稳渗强度值, L/(m<sup>2</sup>·h);

$h$ ——测验段水深, m;

$C$ 、 $D$ ——稳渗回归系数。

2 对渠道防渗结构形式、质量状况、几何尺寸和地质情况基本相同的渠道, 在同一时期测出不同测段的变水位测验数据, 可放在一起进行回归计算, 得出该类型渠道渗漏规律的相关关系式。

3 回归所得相关关系式, 应进行相关检验。单个测验段的测验数据回归计算的相关检验置信度可取 0.95, 相关检验如不能满足数理统计要求时, 可以研究采用分段回归, 同时对相关的合理性进行分析。不同测段的测验数据进行回归的置信度可取 0.90, 能满足相关检验要求时, 可代表该类型渠道的渗漏规律。

### H.2.9 观测记录及计算表见表 H.2.9-1 ~ H.2.9-10。

表 H.2.9-1 降雨量观测记录表  
渠名 测验段编号

日期	降雨时段			降雨量 (mm)			降雨强度 $p$ (mm/h)	备注
	起	止	时段 (h)	初测	复测	平均		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7) = [ (5) + (6) ] / 2	(8) = (7) / (4)	(9)

表 H.2.9-2 蒸发量观测记录表

渠名 测验段编号 测验日期

皿内原状水		经蒸发后 剩余水量		皿内水量差值 (mm)	观测时段 (h)	蒸发强度 $e$ (mm/h)
加水 时间	水深 (mm)	观测 时间	水深 (mm)			
(1)	(2)	(3)	(4)	(5) = (2) - (4)	(6) = (3) - (1)	(7) = (5) / (6)

观测人

表 H.2.9-3 恒水位水位下降法记录表

渠名 测验段编号 测验日期

(观测时段开始) 加水后水深				(观测时段结束) 加水前水深				水深变化量 $\Delta h$				测验水深 计算值 $h$ (mm)	每米渠长 水体变化量 $\Delta W_{BI}$ (L)
观测 时间	斜尺 (mm)	首尺 (mm)	末尺 (mm)	观测 时间	斜尺 (mm)	首尺 (mm)	末尺 (mm)	斜尺 (mm)	首尺 (mm)	末尺 (mm)	变化量 (mm)		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9) = [(2) - (6)] × K	(10) = (3) - (7)	(11) = (4) - (8)	(12)	(13) = [(2) + (6)] × K/2	(14) = (12) × 水面宽

注 1: 下一观测时段开始时间 [第 (1) 栏], 减上一观测时段结束时间 [第 (5) 栏], 即为加水时段。

注 2: 第 (12) 栏变化量计算值在水面平静时可采用 (9) 栏斜尺水位。(9) 栏中  $K$  值, 当斜尺倾角为  $14.5^\circ$  时取 0.25;  $30^\circ$  时取 0.5; 在水面波动或风天测尺差值超过 2mm 时, 采用三尺水深变化量平均值 (12) = [(11) + (9) + (10)] / 3。

注 3: 第 (13) 栏测验水深  $h$  应等于加水后水深和加水前水深平均值, 并应等于恒水位的水深。每次加水前后水深变化量应保持相等。

观测人

表 H.2.9-4 恒水位称量法记录表

渠名

测验段编号

测验日期

加水后水深				加水前水深			补加水重			加水前后水深 变化量 $\Delta h$ (mm)	测验水深 计算值 $h$ (mm)	每米渠长 水体变化量 $\Delta W_{BI}$ (kg)
观测 时间	斜尺 (mm)	首尺 (mm)	末尺 (mm)	斜尺 (mm)	首尺 (mm)	末尺 (mm)	加水 次数	每次 水重 (kg)	加水 总重 (kg)			
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11) = [(2) - (5)] × K	(12) = [(2) + (5)] × K/2	(13) = (10) 测验段长度

注 1: 第 (1) 栏每格是上一观测时段结束时间,也是本观测时段开始时间。加水时段包括在观测时段之中,加水前水深相应的时间,为加水开始时间,无需进行记录。

注 2: 第 (2) 栏中  $K$  值,当斜尺倾角为  $14.5^\circ$  取 0.25;  $30^\circ$  取 0.5。读数以斜尺为准,首尺、末尺读数供校核使用。

注 3: 第 (12) 栏测验水深计算  $h$  应等于加水后水深和加水前水深的平均值,并应与恒水位的水深相等。每次加水前后水深变化量  $\Delta h$  值,应保持相等。

观测人

表 H.2.9-5 恒水位初渗及稳渗强度计算表

渠名

测验段编号

测验日期

观测 时间	观测 时段 $\Delta t_j$ (h)	加水 时段 $\Delta t_j$ (h)	每米渠 长水体 变化量 $\Delta W_{BI}$ (L)	每米 渠长 降雨量 $I$ (L)	每米 渠长 蒸发量 $E$ (L)	每米渠长 渗漏量 $\Delta W_1 = \Delta W_{BI} + I - E$ (L)	相应 于测 验水 深的 湿周 $x$ (m)	观测时段 渗漏强度 $Q_{li}$ [L/m <sup>2</sup> .h]	加水时段 渗漏强度 $Q_{lj}$ [L/(m <sup>2</sup> .h)]
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7) = (4) + (5) - (6)	(8)	(9) = (7) / [(2) × (8)]	(10)

注 1: 第 (1) 栏对于水位下降法,应依次取自表 H.2.9-3 第 (1) 栏和第 (5) 栏;对于称量法取自表 H.2.9-4 第 (1) 栏。

注 2: 对于水位下降法,应分别按观测时段与加水时段计算。对于加水时段  $\Delta t_j$  第 (4) 栏  $\Delta W_{BI}$  无观测值。加水时段渗漏强度  $Q_{lj}$ , 取与其相邻的两次观测时段渗漏强度  $Q_{li}$  的平均值。

注 3: 第 (4) 栏  $\Delta W_{BI}$  取自表 H.2.9-3 或表 H.2.9-4; 第 (5) 栏根据表 H.2.9-1 计算得到; 第 (6) 栏根据表 H.2.9-2 计算得到

表 H.2.9-6 初渗超额量计算表

渠名 测验段编号 测验日期

观测时间	观测时段的 $Q_{Fi}$ 或加水时段的 $Q_{Fj}$ [L/(m <sup>2</sup> ·h)]	观测时段 $\Delta t_j$ 或加水时段 $\Delta t_j$ (h)	恒水位稳渗 强度 $Q_{Fi}$ [L/(m <sup>2</sup> ·h)]	单位面积初渗超额量 $W_E$ (L/m <sup>2</sup> )
(1)	(2)	(3)	(4)	(5) = [(2) - (4) × (3)]

注 1:  $Q_{Fi}$  为恒水位稳渗强度。取恒水位进入稳渗后, 连续 10 次渗漏强度的平均值。  
 注 2: 第 (2) 栏取自表 H.2.9-5 第 (9) 栏与第 (10) 栏。第 (3) 栏取自表 H.2.9-5 第 (2) 栏与第 (3) 栏。

观测人 计算人

表 H.2.9-7 变水位水位下降法记录及计算表

渠名 测验段编号 测验日期

观测时间	水尺读数				测验水深 计算值 (mm)	相应于 测验水深 计算值的 水面宽 (m)	相邻 两水深 平均值 $h$ (mm)	相邻 两水 面度 平均值 $B_w$ (m)	相邻 两水 深变 化量 $\Delta h$ (mm)	每米 渠长 水体 变化 量 $\Delta W_{BF}$ (L)	每米 渠长 降雨 量 $I$ (L)	每米 渠长 蒸发 量 $E$ (L)	每米渠长稳渗量 $\Delta W_F = \Delta W_{BF} + I - E$ (L)	观测 时段 $\Delta t$ (h)	相邻两 水深相 应的平 均湿周 $\bar{\chi}$ (m)	变水位稳渗强度 $Q_F = \Delta W_F / (\Delta \bar{\chi})$ [L/(m <sup>2</sup> ·h)]	备 注	
	斜 尺 (mm)	折算 斜尺 水深 (mm)	首尺 水深 (mm)	末尺 水深 (mm)														
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11) = (9) × (10)	(12)	(13)	(14) = (11) + (12) - (13)	(15)	(16)	(17) = (14) / [(15) × (16)]	(18)	

注 1: 每米渠长降雨量  $I$  和蒸发量  $E$  的计算见表 H.2.9-5 注 3。  
 注 2: 第 (6) 栏水深计算值在水面平静时可采用斜尺水深; 在水面波动或风天测尺差值超过 2mm 时, 采用三尺平均数。

检测人 计算人

表 H.2.9-8 变水位称量法记录及计算表

渠名

测验段编号

测验日期

观测时间	加水前（加水后）水尺读数				加水前（加水后）水深计算值 $h$ (mm)	加水前后水深平均值 $h$ (mm)	相应于水深平均值的 水面宽 $B_w$ (m)	补加水量		
	斜尺 (mm)	折算斜尺水深 (mm)	首尺水深 (mm)	末尺水深 (mm)				加水次数	每次水重 (kg)	加水总重 (kg)
(1)	(2)	(3) = (2) × $K$	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11) = (9) × (10)

注 1: 测验水位应等于加水前后水深的平均值  $h$ 。

注 2: 第 (3) 栏中的  $K$  值当斜尺倾角为 14.5°时为 0.25, 当斜尺倾角为 30°时为 0.5。

注 3: 第 (6) 栏水深计算值采用三尺平均数。

注 4: 每米渠长降雨量  $I$  和蒸发量  $E$  计算所用水面宽度应采用第 (8) 栏数值。

每米渠长水体变化量 $\Delta W_{BF}$ (kg)	每米渠长降雨量 $I$ (kg)	每米渠长蒸发量 $E$ (kg)	每米渠长稳渗量 $\Delta W_F = \Delta W_{BF} + I - E$ (kg)	观测时段 $\Delta t$ (h)	相应于水深平均值的湿周 $\chi$ (m)	变水位稳渗强度 $Q_F = \Delta W_F / (\Delta t \chi)$ [kg / (m <sup>2</sup> ·h)]
(12) = (11) / 试段长度	(13)	(14)	(15) = (12) + (13) - (14)	(16)	(17)	(18) = (15) / [(16) × (17)]

观测人

计算人

表 H.2.9-9 变水位稳渗强度曲线回归计算表

渠名

测验段编号

测验日期

序号	$h$ (m)	$T = \lg h$	$T^2$	$Q_F$ [L/(m <sup>2</sup> ·h)]	$M = \lg Q_F$	$M^2$	$MT$	$\bar{T} = \frac{\sum T}{n} \quad \bar{M} = \frac{\sum M}{n}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	
								$Q_F = Ch^D$ 式中 $C = 10^{(\bar{M} - D\bar{T})}$ $D = \frac{\sum(MT) - \frac{1}{n}\sum M\sum T}{\sum T^2 - \frac{1}{n}(\sum T)^2}$ 相关系数 $R$ $R = \frac{\sum(MT) - \frac{1}{n}\sum M\sum T}{\sqrt{[\sum T^2 - \frac{1}{n}(\sum T)^2][\sum M^2 - \frac{1}{n}(\sum M)^2]}}$
注 1: 第 (2) 栏、第 (5) 栏取自表 H.2.9-7、表 H.2.9-7、表 H.2.9-8 注 2: $n$ 为数组数, $R$ 为回归相关系数。								

表 H.2.9-10 静水法测验渠道渗漏成果汇总

测验段情况		渠道防渗情况				渠道情况		其他情况
渠名		防渗形式				流量 (m <sup>3</sup> /s)		1. 测验中有无降雨 2. 代表何类渠道 3. 测验方法 (水位下降法或称量法)
测验段号		防渗质量类别				地下水埋深 (m)		
测验时间		测验段几何尺寸				渠基土类		
测验负责人		长度 (m)	底宽 (m)	纵坡	其他说明	渠基土壤干密度 (g/cm <sup>3</sup> )		
测验人员						渠基土壤含水率 (%)		
恒水位测验水深 (m)	恒水位稳渗强度 $Q_{F1}$ [L/(m <sup>2</sup> ·h)]	单位面积初渗超额量 $W_E$ (L/m <sup>2</sup> )				稳渗强度 $Q_F$ 和 水深 $h$ 的回归关系		
测验人员对测验过程的简述:						测验段及测验段周围地貌描述:		

## 标准用词说明

执行本标准时，标准用词应遵守下表规定。

标准用词说明

标准用词	在特殊情况下的等效表述	要求严格程度
应	有必要、要求、要、只有……才允许	要求
不应	不允许、不许可、不要	
宜	推荐、建议	推荐
不宜	不推荐、不建议	
可	允许、许可、准许	允许
不必	不需要、不要求	



# 灌溉试验规范

## Irrigation experiment standard

SL 13—2004  
替代 SL 13—90

### 1 总 则

1.0.1 为满足农业节水发展要求，提高灌溉试验的科学技术水平，保证试验成果可靠、准确、实用、先进，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于以下四类试验：

- 作物及林、草蒸发蒸腾量观测试验；
- 作物及林、草灌溉制度试验；
- 作物劣态试验及灌溉效益试验；
- 灌溉方法及灌水技术试验。

对于不属于以上四类的试验研究项目，其中若有部分内容在本规范中作了规定，则应符合本规范要求。

1.0.3 灌溉试验应坚持水利与农业、田间试验与室内分析相结合的原则，其成果应有利于提高灌溉水利用率和水分生产率。

1.0.4 开展灌溉试验应同时符合以下条件：

——明确为促进农业节水、水资源优化配置与高效利用服务，为农田合理灌排，灌溉系统规划、设计、改造、管理、灌溉效益分析，劣质水安全利用，灌溉方法与灌水技术参数选择，环境保护与生态建设以及种植结构调整提供依据。

——技术上具有先进性和实用性。

——在充分收集资料与调查研究基础上，掌握国内外已有的试验成果，避免不必要的重复。

——具备必要的技术力量、资金和设备条件。

1.0.5 灌溉试验除应符合本规范规定外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

### 2 术 语

2.0.1 旱作物 upland crops

在作物生育期内，无保持水层要求的大田或设施农业条件下的粮食作物、经济作物、牧草等。

### 2.0.2 水田作物 wetland crops

在作物全生育期或某些生育阶段，需要保持一定水层要求的作物，如粮食作物、水生经济作物和水生绿肥作物等。

### 2.0.3 作物蒸发蒸腾量 crop evapotranspiration

作物棵间蒸发量与作物植株蒸腾量之和。其计量单位以水深表示，单位为 mm；或用一定时段内的日平均值表示，单位为 mm/d。

### 2.0.4 参考作物蒸发蒸腾量 reference crop evapotranspiration (简称参考蒸发蒸腾量 reference evapotranspiration)

一种假想参考作物的蒸发蒸腾速率。假想作物的高度为 0.12m，固定的叶面阻力为 70s/m，反射率为 0.23，非常类似于表面开阔、高度一致、生长旺盛、完全覆盖地面且不缺水的绿色草地蒸发蒸腾量。参考作物蒸发蒸腾量的计量单位以水深表示，单位为 mm；或用一定时段内的日平均值表示，单位为 mm/d。

### 2.0.5 灌溉制度 irrigation regime

作物播种前（或作物移栽前）及其全生育期内的灌水次数、每次的灌水时间、灌水定额以及灌溉定额。

### 2.0.6 非充分灌溉 deficit irrigation

为获得总体效益最佳而采取的不充分满足作物需水要求的灌溉模式。

### 2.0.7 作物适宜灌溉控制指标 reasonable indices of crop irrigation

作物不同生育阶段灌溉的适宜土壤含水率（或田面水层深度）的控制上、下限值，适宜土壤水分吸力范围，适宜土壤湿润层深度及土壤湿润范围，适宜作物生理生态指标和灌水定额。

### 2.0.8 作物水分生产函数 crop water production function

水分投入与作物产出之间的数学关系，包括不同阶段、不同程度缺水以及缺水历时对作物产量影响的定量关系。

### 2.0.9 作物水肥生产函数 crop yield – water and fertilizer relations

水分和肥料投入与作物产出之间的数学关系，包括不同阶段、不同程度缺水、不同程度缺水历时以及不同肥料供应量和施入方式对作物产量影响的定量关系。

### 2.0.10 作物水分生产率 crop water productivity

在一定的作物品种和耕作栽培条件下，单位水量投入所获得的产量（一般指经济产量），其值等于作物产量与作物净耗水量或蒸发蒸腾量之比，单位为  $\text{kg}/\text{m}^3$ 。

### 2.0.11 有效降雨量 effective rainfall

能用于作物生长需要的那部分降雨。对于旱地，指保存在根系吸水层内以及降雨过程中蒸发蒸腾消耗掉的雨量；对于水田，指蓄存在根系吸水层内，田面上以及降雨过程中蒸发蒸腾和渗漏消耗掉的雨量。

### 2.0.12 灌溉效益 irrigation benefit

在同样栽培条件下，灌溉与不灌溉相比所增加的作物产量或产值。

### 3 灌溉试验站网建设

#### 3.1 灌溉试验站网布设

3.1.1 建立全国灌溉试验站网体系，应经过科学的规划与论证。灌溉试验站网应布局合理、职责明确、运行稳定，基本覆盖全国主要的气候类型、江河流域、作物种类、水资源状况及生产水平区域。规划应因地制宜，在基本资料齐全和可靠的前提下进行，并作方案比较。

3.1.2 全国灌溉试验站网宜由灌溉试验总站、省级中心试验站和省级重点试验站三级站网组成。各省（自治区、直辖市）根据自然条件设1个中心试验站和若干个重点试验站。

3.1.3 省级重点试验站可设立若干基础数据采集点。基础数据采集点不纳入全国灌溉试验站网建设与管理体系统，由各省（自治区、直辖市）委托中心试验站和重点试验站组织与协调。

#### 3.2 灌溉试验站的职责与任务

3.2.1 灌溉试验总站除开展本身的灌溉试验研究外，还应负责全国灌溉试验工作发展规划，承担全国灌溉试验站网业务活动的组织与协调，对省级中心试验站和省级重点试验站进行业务指导及人员培训，承担全国灌溉试验资料的整理汇编、灌溉试验资料数据库的管理以及全国灌溉农业基础数据报告的编制等工作。

3.2.2 省级中心试验站除协助灌溉试验总站执行全国协作研究任务、开展本身的常规与专题灌溉试验研究外，还应负责全省（自治区、直辖市）灌溉试验工作发展规划的制定，统筹安排灌溉试验计划，承担全省（自治区、直辖市）灌溉试验站点业务活动的组织与协调，对基层灌溉试验站进行业务指导及人员培训，承担全省（自治区、直辖市）灌溉试验资料的整理汇编、灌溉试验资料数据库的管理等工作。

3.2.3 省级重点试验站在业务上接受灌溉试验总站和所在省（自治区、直辖市）中心试验站的指导，承担全国协作项目和所在省（自治区、直辖市）协作项目的试验研究任务，进行与灌溉农业有关的相关资料积累为目标的观测、试验与调查，开展先进灌水技术推广与示范。

#### 3.3 灌溉试验站基础设施建设

3.3.1 各级灌溉试验站应根据承担的任务，配置相应的试验设施、仪器设备和相应的资料室、办公室、理化分析室、库房及生活设施，配备具有水利、农学、土壤、农业气象等方面基础知识的研究人员。试验场应具有可靠的水电条件和完善的灌溉排水设施。三级站网应配置的设施和人员，见本规范附录A。

3.3.2 建立灌溉试验站时，应组织水利、农业等有关部门，根据试验任务和要求，深入细致地勘测、调查，作出多种方案比较，择优选定试验场地。

3.3.3 各站应有专用试验场，包括试验区 and 气象观测场。试验场内的气象、地形、地貌、土壤、水文地质和农业生产等方面的条件，应具有较好的代表性。试验场不宜靠近水库、大沟、大渠、河道、湖泊、铁路、公路、高大建筑物以及对试验有影响的工厂和污染源。试验田的周围如有房屋、围墙、树林等物障，则试验田与其距离应大于物障高度的5倍。

3.3.4 试验场区域内的地面宜平坦，试验田的土壤结构及其肥力应均匀一致。试验场建设如需平整土地，应不扰乱原有土壤结构。试验站的道路布置应满足生产、生活、田间管理和观测记载的需要。

## 4 灌溉试验设计

### 4.1 设计程序及设计书

4.1.1 开展灌溉试验前，应根据试验任务的要求，编写试验设计书。

4.1.2 灌溉试验设计书应包括以下几方面内容：

- 试验课题名称；
- 试验的时间和地点；
- 试验目的、意义及其依据；
- 试验方案设计，主要是确定试验处理和重复方法；
- 田间试区（小区或大区）规划设计，并附试区布置图；
- 主要农业技术措施；
- 试验的技术路线，观测和调查的项目与方法；
- 试验资料的统计分析方法与要求；
- 经费预算与必需的仪器设备、工具、材料计划；
- 项目负责人、试验人员（包括工人）的分工和职责。

### 4.2 试验处理与重复

4.2.1 确定灌溉试验的处理应遵循下列主要原则：

——处理应有针对性。应根据试验要求解决的问题，选择若干主要对比因素，将其划分为几个水平，组合成对比处理。

——水平划分时应注意使不同水平之间的差异和处理数目便于进行试验和成果分析。各因素的最高与最低水平以及各水平之间的差别应恰当选定。

——应结合以往进行的试验和以后可能的发展，保持试验成果的连续性和系统性。

——对研究规律或探求各因素之间定量关系的试验，可安排恶劣状态或受害水平的

处理。

——试验处理设计应有利于对试验结果进行统计学检验。

——应设置对照处理，作为比较的标准；对照处理应采用当地应用最广泛的技术措施。

4.2.2 在多因素试验条件下，对于只有2~3个因素且各因素只有2~3个水平的试验，宜采用全面试验法安排处理；试验处理数目过多时，可采用部分试验法（如正交试验法、旋转试验法和最优试验法等）安排处理。

4.2.3 除了多点的大田示范性试验以外，灌溉试验都应设置重复试区。小区试验应不少于3次重复，中间示范性试验应不少于2次重复。

4.2.4 有植物或土壤采样要求、并可能引起试验代表性发生变化的试验，重复数应适当增加。

### 4.3 试验小区布置

4.3.1 应根据试验场地总面积、土壤肥力分布状况，并结合试验的设计任务，统一规划试验小区。试验小区规划包括各项试验的试区布置，每个试区的小区排列，保护区、隔离区的布置，渠道、沟道及附属建筑物的布置，并应绘出田间规划布置平面图。

4.3.2 在同一重复试区内，各处理试验小区的形状、方向、面积应一致。每个试区的面积应根据试验项目、作物种类、试验地总面积和土壤肥力差异程度以及处理数和重复数等因素来确定。对于作物蒸发蒸腾量、灌溉制度、作物水分生产函数、劣质水安全利用、灌溉方法、灌水技术和灌溉效益试验，低矮或种植密度大的作物每个试验小区面积应大于 $60\text{m}^2$ ，植株高大或种植密度小的作物每个试验小区面积应大于 $130\text{m}^2$ ，中间示范性试验每个试区的面积宜大于 $300\text{m}^2$ 。

灌溉方法试验中若有喷灌，其试区面积应根据喷头类型和组合方式确定：采用摇臂式喷头，试区面积应大于 $300\text{m}^2$ ；采用折射式喷头，试区面积应大于 $60\text{m}^2$ 。设施农业条件下的灌溉试验，应结合温室或大棚内的小气候条件和栽培管理要求等安排试区，小区面积可适当减小。

4.3.3 对于矩形试验小区，其长边应顺着土壤差异的方向。

4.3.4 布设小区时应使同一重复试区内各处理小区之间的自然条件（土壤、地形、水文地质、前茬作物等）差异最小。

4.3.5 小区排列应有利于消减土壤差异带来的误差，宜采用随机排列、随机区组排列或拉丁方排列，不应采用顺序排列和集中排列。

4.3.6 整个试验区中与小区长边平行的两端应设保护区，每一保护区的宽度不宜小于小区宽度的一半。与小区短边方向平行的两端应设保护带，宽度宜为1~2m。保护区中应安排与相邻小区同样的处理，保护带的处理应与所在的小区相同。保护区、保护带不计入试区面积。

对于旱作，当田埂防渗条件差时，应在每两个小区之间设置1~2m宽的隔离带。喷灌试验各小区之间以及喷灌与其他灌溉方法的试区之间，应设置隔离区，其宽度的确

定应使相邻小区的喷洒水滴不发生相互交叉。隔离带及隔离区中种植与试验区内相同的作物，但不计入试验区面积。

4.3.7 试验区的灌溉渠道（管道）与排水沟道（管道）应分开布设。

## 5 作物蒸发蒸腾量试验

### 5.1 一般规定

5.1.1 逐日计算作物蒸发蒸腾量时，其日界应为北京时间 8 时整。作物蒸发蒸腾量的观测时间和阶段蒸发蒸腾量的统计及计算，应与日界的划分相一致。

5.1.2 逐日计算作物蒸发蒸腾量观测误差应不大于 0.1mm，测定蒸发蒸腾量的仪器、仪表、测具等的精度应符合此要求。

5.1.3 测定作物蒸发蒸腾量时，应同时进行常年气象观测。项目包括：日平均气温、日最高气温、日最低气温，空气相对湿度，风速、风向，降水量，日照时数，气压和水面蒸发量。有条件的站应加测辐射。

### 5.2 测定作物蒸发蒸腾量的设备

5.2.1 作物蒸发蒸腾量可用蒸渗器（包括测坑和测筒）测定；只有地下水埋深大于 2.5m（砂壤土）或 3.5m（黏土、壤土）的旱田，可在试验小区中直接测定作物蒸发蒸腾量。

5.2.2 蒸渗器应符合下列要求：

——不渗水，导热性低，耐冻，结构牢固。

——测筒形状应为圆形、正方形或矩形，测坑形状应为矩形或正方形。

——测筒内土壤表面积不宜小于  $0.36\text{m}^2$ ；密播作物的测坑内土壤表面积不宜小于  $4\text{m}^2$ ，对宽行作物宜适当加大测坑面积，树木的测坑内土壤表面面积不宜小于树冠投影面积。

——对于测坑，壁顶总面积不应超过坑内土壤表面积的 5%，坑壁地面以上部分宜采用薄壁钢板，并涂白色油漆。坑壁露出地面的高度宜为 10~15mm。

——蒸渗器内装土深度宜在 0.8~2.0m，可根据试验作物主要根系活动层深度确定。蒸渗器装土应采取按原状土分层开挖、回填灌水沉实的方法。

——蒸渗器内土层下面应设滤层。若采用砂石滤层，滤层由上至下为细砂、粗砂、碎石，厚 20cm 以上，底部应设侧向排水管，管上设可调节、控制、测定排水量的装置。滤层底板应向排水管倾斜。

——向蒸渗器内灌水的设施，应能使器内土壤湿润均匀，不破坏器内土壤结构，能调节、控制、测定灌水量。

5.2.3 蒸渗器附近不应有影响气流正常运动的障碍物，蒸渗器周围应种植与器内

同类的作物，其宽度应不小于 20m。

5.2.4 除年降水量小于 200mm 的干旱地区外，对于省级中心试验站和重点试验站，设置蒸渗器时，宜附设活动防雨棚。无雨时置放防雨棚的位置应使防雨棚与其最近蒸渗器的距离不小于防雨棚高度的 5 倍。

### 5.3 旱作物蒸发蒸腾量和地下水补给量试验

5.3.1 旱作物蒸发蒸腾量试验应在不同供水水平和不同覆盖条件下进行，林草蒸发蒸腾量试验方法及要求与旱作物试验相同。

5.3.2 一般条件下，可用取土法测定土壤含水率；对于省级以上的试验站，宜采用中子法、时域反射仪法、电测法等，并配合使用张力计法。

5.3.3 用取土法测定测坑内土壤含水率时，每次宜在坑内选定 1 个测点，分层取土，从地表至土层底止，每隔 10~20cm 一层。前后两次取土点的距离宜为 40~50cm，每次取土后应用土将取土孔回填密实。

5.3.4 在田测法试验小区内取土测定土壤含水率时，每次应选定 2~3 个测点。从地表起取土，每隔 10~20cm 一层，至耗水层深度止。前后两次取土点的距离宜为 50~100cm，每次取土后应用土将取土孔回填密实。

5.3.5 田测法试验小区的面积不宜小于 60m<sup>2</sup>，小区的边界应做隔水处理。小区内应设置测定灌水量、排水量以及地表径流量的设备。

5.3.6 在田测法试验小区内，应设置地下水位观测井。在蒸发蒸腾量测定期间，有地下水补给时应每天观测一次地下水位。

5.3.7 在小区或测坑中观测土壤含水率，应每 5~10d 观测一次；用测筒（称重式或漂浮式）观测蒸发蒸腾量，应每天观测一次。在灌水前、后，排水前、后，降水后，生育阶段转变以及试验开始（播种或栽种）和试验结束（收割、收获）时应加测。

5.3.8 用称重式测筒测定作物蒸发蒸腾量时，可按本规范 B.0.1 计算。

5.3.9 在测坑和田测法试验小区中通过测定土壤含水率确定作物蒸发蒸腾量时，可按本规范 B.0.2 计算。

5.3.10 应采用微型蒸渗仪（棵间蒸发皿）观测棵间土壤蒸发，灌水后或降水后 5d 内，宜每天定时称重换土，其他时间每 1~3d 定时称重换土。

5.3.11 若地下水埋深小于 2.5m（沙土、沙壤土）或 3.5m（壤土、黏壤土、黏土），观测旱作物蒸发蒸腾量时，应同时进行地下水补给量的观测。

5.3.12 地下水补给量可通过同时使用有底蒸渗器与无底蒸渗器（或观测小区）测定。两者中的作物、土壤以及各时期内土壤含水率等条件应相同。有底蒸渗器测出作物蒸发蒸腾量和无底蒸渗器（或观测小区）测出作物蒸发蒸腾量与地下水补给量的差值，两者相减得地下水补给量。

5.3.13 地下水补给量亦可直接测定。在有底蒸渗器中根据试验要求确定地下水位，蒸发蒸腾引起蒸渗器中地下水位下降时，向地下水位以下的含水层补水，所补充的水量即为地下水补给量。

## 5.4 水田作物蒸发蒸腾量和渗漏量试验

5.4.1 水田作物蒸发蒸腾量试验应在不同供水水平下进行,可采用蒸渗器与小区相结合的方法测定蒸发蒸腾量与渗漏量。小区测定蒸发蒸腾量与田间渗漏量之和,蒸渗器测定蒸发蒸腾量,二者之差算出渗漏量。

5.4.2 安置蒸渗器的试验小区和测定蒸发蒸腾量与渗漏量之和的田测法试验小区应分别布设。每个小区的面积不宜小于  $60\text{m}^2$ ,田测法试验小区四周应做隔水处理。田测法试验小区和蒸渗器均应设3次以上重复。

5.4.3 田面有水层时,应每日8时用水位计测定蒸渗器和小区中的水位,用容积法测定蒸渗器底排水量(渗漏量);田面无水层时,应每隔3~5d观测一次土壤含水率;灌水、降水和排水前后均应加测。

5.4.4 蒸渗器及试验小区田面有水层时,测得每天水位后,可按本规范 B.0.3 计算蒸发蒸腾量和渗漏量。

5.4.5 蒸渗器及试验小区田面无水层阶段的蒸发蒸腾量和渗漏量可用以下方法确定:

——补水法:测定蒸渗器及小区内落干前水位、落干结束第一次灌水后的水位和灌水量、落干阶段的降水量、排水量,可按本规范附录 B 公式(B.0.4-1)~公式(B.0.4-3)计算;

——土壤含水率法:测定蒸渗器及小区内计算时段始末的土壤含水率、灌水量、降水量、排水量,可按本规范附录 B 公式(B.0.4-4)~公式(B.0.4-8)计算。

## 5.5 作物系数和土壤水分修正系数的确定

5.5.1 参考作物蒸发蒸腾量( $ET_0$ )采用彭曼—蒙蒂斯(Penman—Monteith)方法计算,计算公式见本规范附录 B 公式(B.0.5-1)~公式(B.0.5-23)。

5.5.2 作物系数( $K_c$ )和土壤水分修正系数( $K_s$ )宜根据试验测定的蒸发蒸腾量和计算的参考作物蒸发蒸腾量分析确定。

5.5.3 省级中心试验站和重点试验站应分析不同年份在不同供水条件下的作物全生育期、各生育阶段、分旬和分月的作物系数和土壤水分修正系数。

## 5.6 作物蒸发蒸腾量试验成果的整理与分析

5.6.1 在试验工作结束后,应将原始观测资料进行系统整理。内容包括:

1 蒸渗器及试验小区的灌溉、排水条件和农业措施等基本条件;若安排了不同的处理,应列出各处理的情况。

2 试验作物的生育期、生长发育和生理状态的观测及考种测产的结果。

3 分别按月、旬及作物生育阶段计算、统计以下几个方面的内容:

1) 气象资料,其项目与本规范 5.1.3 相同。



2) 土壤含水率、土壤水分吸力的最高最低值及平均值, 水田田面水层深度的最高、最低值及平均值。

3) 地下水埋深的最大、最小和平均值。

4) 早作物蒸发蒸腾量的阶段总量及日平均值, 地下水补给量的阶段总量及日平均值, 地下水补给量占作物蒸发蒸腾量的百分比。

5) 水田作物蒸发蒸腾量、田间渗漏量及二者之和的各阶段总量和日平均值。

5.6.2 对当年的作物蒸发蒸腾量资料, 可从以下方面分析:

——绘制蒸发蒸腾量的日平均值在全生育期的变化过程线, 分析其变化规律;

——绘制水田作物田间渗漏量的日平均值在全生育期的变化过程线;

——如有蒸发蒸腾量昼夜观测资料, 宜针对不同的生育阶段和天气条件, 绘制蒸发蒸腾量的昼夜变化过程线, 分析其变化规律。

5.6.3 若在同一年内测定了不同处理(不同灌溉制度或不同农业措施等)的作物蒸发蒸腾量, 宜根据该年资料用数理统计法分析以下关系:

——早作物蒸发蒸腾量与土壤含水率的关系;

——水田作物蒸发蒸腾量与田间水分状况(水层、土壤含水率、落干程度等)的关系;

——作物蒸发蒸腾量与植株冠层指标(叶面积指数、株高、叶气孔阻力等)、作物产量的关系。

5.6.4 同一试验站如具有5年以上的蒸发蒸腾量试验成果, 应进行一次多年资料整编和分析; 以后每增加5年资料, 应重新进行一次多年资料分析。主要包括:

——绘制作物全生育期蒸发蒸腾量的逐年变化过程线, 分析其与水文年度、气象因素的关系;

——分别以月、旬及作物生育阶段为时段, 计算各时段的蒸发蒸腾量及水田作物田间渗漏量的多年平均值, 绘制多年平均和典型年的日平均蒸发蒸腾量以及水田作物日平均田间渗漏量在全生育期内的变化过程线, 分析其变化规律;

——将历年的各阶段蒸发蒸腾量与同阶段的气象资料进行统计分析;

——分析作物全生育期、各生育阶段、分旬和分月作物系数的年际变化规律;

——分析作物系数、土壤水分修正系数与土壤含水率、参考作物蒸发蒸腾量的关系。

## 6 灌溉制度与灌溉效益试验

### 6.1 一般规定

6.1.1 灌溉制度试验应以田间小区对比试验为主, 结合进行大区对比试验和辅助性观测。

6.1.2 在各种处理的试验小区内, 应观测以下各项资料:

——土壤含水率或田间水层深度，地下水埋深及地下水补给量，每次灌水时间及灌水量、排水时间及排水量，作物蒸发蒸腾量，田间渗漏量；

——与农田灌溉有关的土壤物理、化学性状和土壤肥力指标；

——作物生育阶段起止日期、生长形态、生理特性及产量；

——田间的气温、空气湿度、土温、水温。

观测方法应符合本规范第9章的要求。

6.1.3 灌溉制度试验应考虑当地的农业生产水平，并将当地已普遍采用的灌溉制度安排在处理之中，作为对照处理，用以衡量试验效果。

6.1.4 在试区范围内或邻近试区，应系统地观测气象资料，其项目与本规范5.1.3相同。

6.1.5 开展用咸水、肥水、污水等水源进行灌溉制度试验时，应化验灌溉水的水质，并按水质的特性来设计相应的灌溉制度处理。试验中应考察水质对土壤理化性状和作物生理、生态、产量以及产品质量的影响。

6.1.6 灌溉制度试验宜与受旱试验相配合，进行作物不同生育阶段的适宜湿润层深度、适宜土壤含水率和适宜土壤水分吸力的试验。对于滴灌、微喷灌或木本作物的灌溉，还宜进行适宜土壤湿润范围的试验。

6.1.7 结合灌溉制度试验，应开展有效降雨量的观测、统计和分析工作。

## 6.2 旱作物灌溉制度试验

6.2.1 旱作物灌溉制度试验应采用对比法，并按以下方式确定处理：

——固定灌水次数和每次灌水时期，采用不同的灌水定额；

——固定每次灌水时期及定额，采用不同的灌水次数；

——固定灌水次数和每次的灌水定额，采用不同的灌水时期；

——灌水次数、灌水时期与灌水定额均不固定；

——按不同土壤含水率下限标准，确定不同的灌溉制度；

——根据占充分供水条件下作物蒸发蒸腾量比例的不同水平，确定不同的灌溉制度；

——根据作物的不同水分生理指标，确定不同的灌溉制度；

——在集雨灌溉或极度缺水条件下，根据作物的关键需水期，确定不同的灌溉制度。

6.2.2 灌溉制度应针对所采用的灌溉方法安排不同的试验处理；有条件时应进行灌溉制度与灌溉方法的多因素试验。

6.2.3 应每隔5~10d在各小区测定土壤含水率一次，其中作物生育前期和后期观测时间可采用10d，生育盛期和浅根蔬菜类作物宜每5d观测一次；灌水前后、降水前后和生育阶段转变时应加测。土壤层次明显的，应按层次测定土壤含水率；层次不明显的，宜从地表起至主要根系活动层止，每隔10~20cm观测一层。

6.2.4 在作物每一生育阶段的起始期、中期和结束期，应对作物的地上形态指标

(包括密度、株高、叶片数与叶面积、茎节数与茎节长度、生物量等)、地下根系发育情况(包括根系长度、根系活性表面积和根干重等)和作物生理指标(如光合、蒸腾、气孔导度、叶水势和冠层温度等)进行观测,其中生理指标宜选择晴朗天气观测其日变化情况。

6.2.5 在组合种植条件下,应根据不同作物的需水特性,按本规范 6.2.1 的试验方法设计不同的灌溉处理方式,进行组合作物的灌溉制度试验。

6.2.6 组合种植条件下的灌溉制度试验,应观测各种灌溉方法下的水分垂直入渗与侧向入渗分布状况、横断面上的土壤含水率变化状况、每种组合作物的生长发育状况、组合作物的根系交错分布情况等。横断面上布设的土壤水分测点数及地上形态指标观测点数以 5 个为宜,即在灌水畦(沟)的中心线、组合作物种植的交接线、未灌作物畦(沟)的中心线及两个中心线与交接线之间的中点处各布设一个测试取样点。组合种植条件下的灌溉制度试验宜结合不同作物的适宜组合种植模式试验一起进行。

6.2.7 温室或大棚栽培条件下的灌溉制度试验,应结合温室或大棚内的小气候变化、土温控制、通风降温要求及其他栽培管理要求等设计不同灌水时间和灌水定额的对比试验,并观测分析不同灌溉方法和灌溉制度条件下的作物生长发育、产量和病虫害发生状况。

6.2.8 在有盐碱成分的土地进行旱作物灌溉制度试验时,应根据允许的土壤盐溶液浓度或土壤含盐量等指标确定灌水时间和灌水定额,并观测、分析土壤溶液浓度或土壤含盐量的时空变化及其对作物生理生态的影响。

### 6.3 水田作物灌溉制度试验

6.3.1 水稻本田期的灌溉制度试验,应根据田间水分控制方式(淹水、湿润、落干、晒田等)、田面水层深度或土壤水分控制上下限及晒田和落干的次数、时间及程度等因素安排处理,进行对比试验,确定适宜的水分控制方式、水层标准、土壤水分适宜控制指标、晒田技术及相应的灌溉制度。

6.3.2 应每天定时(8时)观测田间水层,灌水、降水及排水前后应加测,读数精度应达到 0.1mm。在晒田落干期间,土壤含水率应 5~10d 观测一次,灌水前后、降水前后和生育阶段转化时应加测,要求同本规范 6.2.3。

6.3.3 本田期水层的上下限和晒田程度应按以下标准划分为不同类别:

#### 1 水层标准

1) 湿润: 0~20cm 土层内平均土壤含水率为饱和含水率的 90% 至田面水层深度为 10mm。

2) 浅水层: 田面水层深度为 10~30mm。

3) 中水层: 田面水层深度为 30~60mm。

4) 深水层: 田面水层深度大于 60mm。

#### 2 晒田标准

1) 轻晒: 晒田末时 0~20cm 土层内平均土壤含水率不低于饱和含水率的 80%。

2) 中晒: 晒田末时 0~20cm 土层内平均土壤含水率为饱和含水率的 60%~80%。

3) 重晒: 晒田末时 0~20cm 土层内平均土壤含水率低于饱和含水率的 60%。

6.3.4 泡田用水试验应针对省水、增产的泡田技术(泡田用水与耕、耙、耖田的配合方式等)与用水定额进行。试验中应测记泡田时间、用水定额、泡田技术以及泡田期间的降水量、排水量、田面蒸发量和渗漏量。

6.3.5 秧田的灌溉制度试验,宜根据当地条件,选择 2~3 种育秧方法以及相应的灌溉制度,作不同的安排处理并进行对比试验。

6.3.6 水田生长的其他经济作物或绿肥作物的灌溉制度试验,可根据田面有无水层情况,按水稻灌溉制度试验要求进行。

## 6.4 林、果树灌溉制度试验

6.4.1 林、果树灌溉制度试验的基本方法与要求同旱作物灌溉制度试验。

6.4.2 林、果树灌溉试验的土壤含水率测定除按本规范 6.2.3 的规定外,还应在平面上沿作物行及其垂直方向每隔 50cm 观测土壤含水率至 1/2 行距和 1/2 株距处,并计算平均土壤含水率。

6.4.3 林、果树灌溉制度试验宜结合灌溉方法试验和施肥技术试验(施肥量、施肥次数、施肥方法)进行多因素试验。

## 6.5 作物适宜灌溉控制指标试验

6.5.1 应在每个试验小区内观测土壤含水率,其观测方法及要求同 6.2.3。

6.5.2 适宜土壤含水率控制上下限试验,可结合不同含水率下限标准的灌溉制度试验一并进行。旱作物各处理的土壤含水率上限应考虑下一时段能实现控制的下限,一般采用田间持水率,水田作物的灌水上限可采用一定水层深度或饱和含水率,安排 2~4 个水平。对于每个阶段,可以只针对土壤含水率下限安排 3~4 个水平(旱作物以占田间持水率百分数计,水田作物以占饱和含水率百分数计),将全生育期各阶段的不同土壤含水率上下限水平,组合成对比的处理。

6.5.3 作物水分生理指标试验,应在作物生长发育的每一个阶段设计 3~4 个不同缺水水平的处理。每 5~10d 应选择一个晴朗的天气对各观测小区作物生理指标的日变化进行测定,每小时测定一次,同时还应对作物的地上形态发育和产量进行观测。通过对所有观测结果进行综合分析,选择各生理指标的最佳测定时间及最佳控制标准。

6.5.4 对于适宜土壤水分吸力试验,应在每个试验小区内,定位观测土壤水分吸力。对于每一测位,应至少在计划湿润层上部及下部各安设一支土壤水分张力计,测定其土壤水分吸力,并据此计算计划湿润层的平均土壤水分吸力。观测土壤水分吸力的时间与观测土壤含水率的时间相同。

6.5.5 不同灌溉方法下的适宜湿润层深度与湿润区范围的试验,可结合不同的灌水定额试验一并进行,试验设计应充分考虑当地的降水分布、不同时段的水资源供给状

况、作物生育阶段、作物生育后期对土壤贮水的利用、连作或套种作物前茬灌水与后茬作物的利用等因素，安排 2~3 个灌水定额处理，进行小区对比试验。

6.5.6 试验中应观测各次灌水时间、灌水定额、灌水前后不同层次的土壤含水率（并判明有无深层渗漏量、地下水补给量）、作物生长发育（包括根系生长）性状、植株生理生态指标及产量。

6.5.7 对于木本作物的幼龄期、宽行大田作物或其他作物采用滴灌或微喷灌时，应开展适宜湿润范围试验。试验时，应以该植株主干为中心，安排不同的湿润范围，用小区对比试验法，确定适宜的湿润范围。

6.5.8 除干旱地区外，开展适宜土壤含水率及适宜土壤水分吸力试验的小区，应设置可移动的防雨设施，以控制设计处理中所确定的土壤含水率及土壤水分吸力。

6.5.9 对作物、田间小气候及土壤性状方面的调查与观测项目同本规范 6.1.2。

## 6.6 有效降雨量测定

6.6.1 每次降雨的有效雨量可按本规范 B.0.6-1 计算。其中，地表径流量宜用地表径流池测定，深层渗漏量宜用称重或其他高灵敏度蒸渗器测定。

6.6.2 一个时段内的有效雨量，可根据农田水量平衡原理，可按本规范 B.0.7 计算。

6.6.3 应根据已经取得的有效雨量资料算出降雨有效利用系数（有效降雨量与同期降雨总量之比），并探求降雨有效利用系数与各种影响因素的关系和变化规律，提出不同条件下降雨有效利用系数的参考值。

## 6.7 非充分灌溉条件下的灌溉制度试验

6.7.1 非充分灌溉制度试验应采用对比法，主要包括以下几方面的试验：

- 作物缺水敏感期与灌水关键期试验；
- 有限水量在作物不同生育阶段进行合理分配的试验；
- 作物非充分灌溉适宜控制灌水指标试验；
- 满足非充分灌溉要求的适宜灌溉方法与技术试验。

6.7.2 根据气候条件、土壤条件、农业技术措施以及供试作物的水分生理特性，设计灌水次数、每次的灌水定额、不同生育阶段灌水组合以及同一生育阶段不同时间灌水组合的多种处理，观测各处理的作物生长发育、缺水反应、复水效应、最终经济产量和产品质量，以综合分析确定作物缺水的主、次敏感时期及灌水关键时期或时间。

6.7.3 有限水量在作物不同生育阶段合理分配的试验，应按本规范 7.2 中作物水分生产函数的试验结果，探求灌溉水量有限时，获得最优作物产出的单位面积灌溉用水量、各生育阶段之间水量分配策略以及最佳灌水时间。

6.7.4 非充分灌溉控制指标的试验可按本规范 6.5.2 和 6.5.5 的方法进行。试验观测项目同本规范 6.2.3、6.2.4 和 6.5.6。

6.7.5 应针对非充分灌溉的特点,开展大田宽行作物分根区交替灌、密植作物隔畦交替灌的适宜交替方式与控制指标,稀疏作物局部灌溉方式与湿润范围,水稻节水灌溉与旱种技术等方面的试验,探求小定额灌溉条件下满足灌水均匀、灌溉水利用率高、经济、不破坏土壤结构等方面要求的灌溉方法与技术。

## 6.8 作物灌溉效益试验

6.8.1 灌溉试验站(点)可采用直接对比试验法,即选取合理灌溉与不灌溉作为相互对比的处理,两处理的土壤、农业技术措施等应相同,取得的成果是在当年气象与农业技术条件下因灌溉而增加的产量。对于省级中心试验站或重点试验站,应开展不同农业水平的灌溉增产率试验,以探明灌溉与农业技术各自的增产作用。

6.8.2 为确定不同农业技术水平下的灌溉增产率以及灌溉效益与农业效益分摊系数,宜安排以下四种处理并按本规范 B.0.8 计算:

- 一般水平农业技术措施,不灌溉;
- 一般水平农业技术措施,合理灌溉;
- 高水平农业技术措施,不灌溉;
- 高水平农业技术措施,合理灌溉。

6.8.3 为取得不同水文年度的以及多年平均的灌溉效益成果,省级中心试验站和重点试验站宜开展灌溉效益试验。试验中应选择4~6个典型年,模拟其降水或农田水分条件。可采用坑测法或筒测法进行试验。测坑、测筒应符合本规范5.2的要求。

6.8.4 在降水量(或农田获得水量)模拟试验中,利用喷灌(或其他加水方法)模拟各典型年天然降水(或农田获得水量)的情况,并应针对每一模拟的典型年条件,按本规范6.8.2中要求安排处理。

6.8.5 无条件开展降水量(或农田获得水量)模拟试验的试验站,可进行农田水分模拟试验。应按本规范7.1.3要求安排试验处理,取得各处理的作物产量;在分析、计算中,可选择3~5个典型年,根据其降水及作物蒸发蒸腾量资料,确定各典型年不灌溉条件下的农田水分情况,与试验处理的农田水分情况相比,判明各处理所相应的典型年,取得其灌溉效益成果。

# 7 作物水肥生产函数与劣质水安全利用试验

## 7.1 作物受旱试验

7.1.1 干旱、半干旱地区或灌溉水源不足地区应开展作物在不同时期缺水以及不同缺水程度对作物生长发育影响试验。

7.1.2 采用对比试验法应在蒸渗器(有底或无底)或小区中试验;对旱作物地下水埋深小于2.5m(砂土、砂壤土)或3.5m(壤土、黏壤土、黏土)时,应在有底蒸渗

器中试验。处理数较多（10个处理以上）时，宜用大型测筒（蒸渗器）试验，但其观测成果应有3个以上测坑（或小区）观测成果的检验、校核和修正。除全生育期内降水不产生地表径流的地区外，测坑和测筒应设置活动的防雨设施。

7.1.3 宜参照作物生育阶段，将全生育期划分为基本相等的4~6个阶段（作物越冬可单独作为一个阶段，其时间不受此限）。试验时，应针对作物对水分比较敏感的时段和当地易于受旱的阶段，用不同的灌水次数和灌水定额控制成不同的土壤含水率下限（对于旱作物，上限为田间持水率，对于水田作物，上限为适宜田间水层上限或饱和含水率），据此形成3~4种缺水水平，将不同阶段的各种缺水水平组合成试验处理，同时，应安排任何阶段均不缺水的处理作为对照。各处理安排3次以上重复。

7.1.4 针对各处理各重复的试验小区，应观测以下项目：

- 各阶段的灌水次数、日期、定额、土壤含水率；
- 各阶段作物生长发育状况、生育进程及主要的水分生理生态指标、产量和产品质量；
- 土壤、气象、农田小气候及有关内容。

7.1.5 应根据本规范7.1.4所列各项的观测成果，分析不同的缺水时期和缺水程度对作物生长发育及产量的影响，确定其定量关系。

## 7.2 作物水分生产函数试验

7.2.1 干旱、半干旱和灌溉水源不足地区的省级中心站、重点站应开展作物水分生产函数试验。

7.2.2 采用坑测法或筒测法进行对比试验。测坑、测筒应符合本规范5.2中的规定。

7.2.3 宜参照作物的生育阶段，按照以下情况将全生育期划分为不同阶段：

- 除越冬期或水田生长作物的苗期外，各阶段的长短（天数）不能相差悬殊；
- 宜结合作物的生育阶段划分，以便与作物生物学特性调查密切结合；
- 阶段数目适宜，一般将全生育期分为4~6个阶段。

7.2.4 应针对不同阶段的不同缺水程度安排处理，并应安排任何阶段均不缺水的处理作为对照。可以依据不同阶段、不同土壤含水率下限（对于旱作物，为占田间持水率百分数；对于水田作物，为占饱和含水率百分数）或者依据不同的灌水次数与灌水定额设计形成3~4种缺水水平，将不同阶段的各种缺水水平组合成试验处理。同时，应安排不同缺水水平下阶段间连续缺水或间隔受旱的处理。各处理安排3次以上重复，且各处理的重复次数应相等。

7.2.5 针对各处理各重复的试验小区，应观测以下项目：

- 各阶段的灌水次数、日期、定额、灌水前后土壤含水率或水层深度；
- 定期（3~5d一次，对旱作物间隔可适当长些）观测土壤含水率（或水层深度）及蒸发蒸腾量；
- 作物生育期的日期、考种、测产；

——主要的气象要素（降水、水面蒸发、气温、空气湿度、日照、风速风向）和农田小气候；

——各阶段作物生长发育性状、物候及主要的作物水分生理指标；

——土壤理化性状、农业技术措施等有关内容。

7.2.6 根据本规范 7.2.5 所列各项的观测成果，分析确定作物水分生产函数全生育期模型、分阶段模型以及模型参数变化的规律。同时探讨水分与作物产量形成各种定量关系的原因或机理。

### 7.3 作物水肥生产函数试验

7.3.1 省级中心试验站应开展作物水肥生产函数试验。一般仅针对氮肥开展本试验，其他肥料的试验可参照实施。

7.3.2 宜采用坑测法或筒测法进行对比试验。测坑、测筒应符合本规范 5.2 中的规定。

7.3.3 应按本规范 7.2.3 的要求划分生长阶段。试验中对水分因素按本规范 7.2.4 的要求设计成不同的缺水水平；施肥量因素应结合当地施肥情况，安排 2~3 个水平，同时，宜安排不施肥的对照处理；施肥方式因素应按基肥及不同阶段追肥的比例，安排 2~3 个水平；将不同阶段的各种缺水水平、施肥量以及施肥方式组合成试验处理，在处理数较多的情况下，宜采用正交法安排试验处理。各处理安排 3 次以上重复，且各处理的重复次数应相等。

7.3.4 针对各处理各重复的试验小区，应观测以下项目：

——各阶段的灌水次数、日期、定额、灌水前后土壤含水率或水层深度；

——各阶段的施肥次数、日期、施肥量；

——定期（3~5d 一次，对旱作物间隔可适当长些）观测土壤含水率（或水层深度）及蒸发蒸腾量；

——播种前以及收割后对土壤取样，测定其全氮、磷、钾养分含量；

——不同阶段对各处理植株取样，测定其氮、磷、钾养分含量；

——作物生育期的日期、考种、测产；

——主要气象要素（降水、水面蒸发、气温、空气湿度、日照、风速风向）和农田小气候；

——各阶段作物生长发育性状、物候及主要的水分生理指标；

——土壤理化性状、农业技术措施等有关内容。

7.3.5 根据本规范 7.3.4 所列各项的观测成果，分析不同供水量以及不同施肥量和施肥方式对作物生长发育及产量的影响，确定作物水肥生产函数模型。同时，根据作物蒸发蒸腾量、土壤及植株肥料养分含量，分析不同处理的水分生产率及肥料利用率。

### 7.4 作物水分生产函数试验成果的分析

7.4.1 作物水分生产函数试验工作结束后，应根据蒸发蒸腾量、灌水量及产量成



果分析适宜的作物水分生产函数模型及其参数等变化规律。作物水分生产函数的常用模型见本规范 B.0.9-1。

7.4.2 分析水分对产量的影响时，宜用相对蒸发蒸腾量与相对产量（或蒸发蒸腾量亏缺率与减产率）建立关系，见本规范附录 B 公式（B.0.9-4）~公式（B.0.9-6）。

7.4.3 省级中心试验站或重点试验站应根据作物蒸发蒸腾量及产量试验成果，探求适用于当地的新的作物水分生产函数模型。

7.4.4 结合具体模型，用数学方法得出模型中的参数后，应用数学方法检验拟合方程及其各拟合参数的显著性，只有达到显著水平（一般取  $\alpha = 0.05$  或  $0.01$ ）的模型才可以应用。

7.4.5 同一站点如具有 3 年以上的作物水分生产函数模型试验成果，应分析作物水分生产函数随时间（水文年度）的变化规律，以拓宽试验成果的使用年限。宜采用参考作物蒸发蒸腾量或其频率代表水文年度对作物水分生产函数模型中参数的影响进行分析。

7.4.6 在具有多站试验成果后，应分析作物水分生产函数随空间（地理位置）的变化规律，以拓宽试验成果的使用地域。

7.4.7 结合水分生产函数试验（或受旱试验）观测成果，宜分析以下内容：

——水分亏缺对作物生长发育状况的影响，如株高与叶面积指数及根系生长和分布等；

——水分亏缺对作物水分生理生态指标的影响，如叶水势、气孔导度、光合速率、叶组织细胞液浓度等；

——水分亏缺对作物蒸发蒸腾量的影响；

——水分亏缺对作物干物质积累和产量构成的影响。

7.4.8 作物水肥生产函数试验成果分析可按本节执行，并分析施肥因素的影响。

## 7.5 劣质水安全利用试验

7.5.1 开展微咸水和污水等劣质水安全利用试验，应按照本规范 9.3 中的规定监测水质。

7.5.2 开展微咸水灌溉试验的前期准备工作应包括如下内容：

——对试验场地的土壤和地下水状况进行系统调查，并对微咸水水源进行分析化验，进行盐分分类与分级；

——对灌溉试验区进行必要的水文地质调查，确定排水方式；

——选择有代表性的地块，划分若干  $8\text{m} \times 12.5\text{m}$  的小区，四周边用埋深  $1.5\text{m}$  的塑料布隔离侧渗，埋设土壤溶液提取仪和盐分传感器，监测土壤水盐运动。

7.5.3 微咸水灌溉试验应符合下列规定：

1 微咸水的水质指标与作物耐盐能力应从水质和所灌溉作物的耐盐能力判定。对水质的判别除依据《农田灌溉水质标准》（GB 5084）外，还可按水中含盐量的多少、盐分的种类和组成等情况，提出多种评价标准，主要有钠吸附比、盐度、碱度与矿化度、

综合危害系数等指标。

微咸水灌溉应注意水质，严格掌握作物各生育阶段的耐盐能力。衡量作物耐盐能力，可采用土壤含盐量、含氯量和土壤溶液浓度三项指标。对于苏打盐土或碱土应增加 $\text{CO}_3^{2-}$ 、 $\text{HCO}_3^-$ 或 $\text{Na}^+$ 含量及其他毒害性物质。水稻土还应考虑氧化还原电位。

2 利用微咸水灌溉，应监测灌溉水带进土壤中的盐分和土壤盐分含量变化。

7.5.4 开展污水灌溉试验应遵守以下原则：

——污水灌溉试验场地应基本平整，试区周围应筑田埂，防止污水外溢；各灌溉小区之间应有一定的保护隔离带。

——防止污染土壤、地表水、地下水和农作物，防止传播肠道传染病和寄生虫病。

——会同农业、环保，卫生等部门共同确定污水取用及弃水处理方法。

7.5.5 污水灌溉试验中，污水水样、污水灌溉土壤样本和植物样本的采集应有代表性，且不改变水样原有的化学成分和物理性质。对样本的分析化验应及时，若不能及时化验，应采取相应的保存措施，如将其放置在冰箱冷藏室内或不受光线直射的阴凉处，同时加几滴甲醛防腐剂等。

采用回顾评价法、现状评价法或影响评价法等方法对污水水质进行评价，监测、评价灌区的环境质量变化规律与发展趋势。评价的内容包括单要素评价、单项评价和综合评价。应监测与评价污水灌溉对地下水水质、地面水质、农作物产量与品质、土壤等的影响。

7.5.6 针对各处理各重复的试验小区，应观测以下项目：

——各时段的劣质水水质分析评价，灌水次数、日期、定额、土壤含水率、监测土壤、地下水中污染物和盐分迁移转化与积累；

——观测作物不同生育阶段生长发育性状，监测植株体污染物（重金属、盐分）吸收与积累，重要的水分生理指标，产量与产品品质；

——土壤、气象、农田生态环境、农田环境卫生和小气候及有关因素；

——劣质水安全利用试验应有一定的试验观测年限，具有多年持续监测土壤、地下水和作物资料，方能提出不影响农产品品质和污染农业生态环境的劣质水安全利用试验研究成果。

## 8 灌溉方法及灌水技术试验

### 8.1 灌溉方法试验

8.1.1 灌溉方法试验应根据当地自然，经济、社会条件、管理水平和作物种类安排处理，采用小区或大区对比试验法。

8.1.2 灌溉方法对比试验的主要指标是：灌水定额，灌水均匀度，灌溉水利用率；作物生长发育形态指标（包括株高、叶面积、茎节长度和茎粗等），作物产量与品质；

灌溉定额，作物蒸发蒸腾量，水分生产率；能量、材料及劳力的消耗，劳动生产率；灌溉效益，环境影响因素等。试验时，应及时观测和统计各项资料，作为对比分析的依据。

8.1.3 各试区应测定土壤含水率。测定的时间按本规范 6.2.3 执行；测定的位置和测点数：对于喷灌试区，若为固定式喷灌和微喷灌，可选 1~2 个喷头，以喷头为中心，选定两条相互垂直的测线，在每条测线上选 3~5 个有代表性的测点；若为移动式喷灌，可在一个试区内选 5~7 个有代表性的测点。对于滴灌试区，可选 2~3 个滴头，以滴头为中心，根据滴头流量的大小及土壤入渗特性，沿滴灌管线及垂直滴灌管线方向选 3~5 个有代表性的测点，选点及测定深度应包含整个湿润体。对于交替隔沟（畦）灌溉试区，应沿沟长方向在灌水湿润沟、垄上及未灌干沟布设三条测线，在每条测线的上、中、下游各选 1~3 个代表点。对于其他灌溉方法，可在每个试区内沿水流方向布设两条测线，在每条测线的上、中、下游各选 3~5 个测点。在每个测点处，从地表起每隔 10~20cm，分层测定土壤含水率，至计划湿润层深度止。

8.1.4 灌溉试验总站和有条件的省级中心试验站可试验研究新的灌溉方法、灌水工具、灌水机械以及灌水量的测控仪器等。

8.1.5 灌溉方法试验宜结合灌溉制度试验进行，试验方法与要求应同时符合本规范第 6 章规定。

## 8.2 畦灌灌水技术试验

8.2.1 畦灌灌水技术试验应针对一定的土质、灌水定额，对灌水技术要素（畦田纵坡、畦长、入畦单宽流量、入畦水头、放水时间、改水成数等）及这些要素之间的最佳组合进行对比试验。

评价畦灌技术的主要指标有：灌水后全畦土壤的湿润均匀度、灌溉水的利用率、灌水的工作效率、水流对田面的冲刷程度、作物的生长发育状况和产量。在试验时应对这些指标及时进行观测、记录和分析。

8.2.2 畦灌灌水技术试验宜选择在具有代表性的地块上进行，或直接在大田中选择试验地块。试验地块应具有良好的灌排条件及相应的量水和控制设备，并按要求进行土地平整，做好畦埂。

8.2.3 试验中应准时测记放水流量和时间、沿畦长方向不同时间的水流推进长度及田面水层深度；灌水停止后，应准确观测并记录田面水层的消退过程，观察水流对畦田土壤的冲刷状况和对作物的损伤状况。

8.2.4 应在灌水前和灌水一天后测定畦田土壤含水率的分布状况。畦田土壤含水率测点应沿畦长与畦宽方向均匀分布，能够可靠地反映畦田中土壤含水率分布情况。对于每个测点，应从地面起至计划湿润层深度（或 1m）止，每隔 10~20cm 分层测定土壤含水率。

8.2.5 在试验过程中，应按本规范 8.2.4 规定的测线、测点要求，测记水流推进过程及消退过程到达各测线断面测点位置的时间，同时，应每隔 5min 或 10min，测记不

同放水时间后各测点的田面水层深度。

8.2.6 应根据观测资料,统计分析不同单宽流量下水流推进距离与放水时间的关系,绘制水流推进过程和消退过程曲线;绘制各处理的畦田纵横断面土壤湿润等值线图;分析各个处理的灌水均匀度和其他因素。综合分析、对比每个处理的各种主要技术指标,确定各种具体条件下畦灌灌水技术要素的最佳组合。

8.2.7 在灌区范围内,若有多种土壤和地面坡度,可选择相应的典型地块,进行不同土壤、纵坡条件下的畦灌灌水技术要素试验。最后将各种条件下的灌水技术要素合理组合方式整理、绘制成各种图表,以供生产上应用。

### 8.3 沟灌灌水技术试验

8.3.1 沟灌灌水技术试验宜采用对比试验法,可分项进行或几个项目结合在一起试验,每个处理应重复2~3次。内容包括:

- 灌水沟类型、断面型式与灌溉方法试验;
- 沟灌灌水技术要素试验;
- 沟距试验。

8.3.2 在灌水沟类型、断面型式与灌溉方法试验中,根据当地具体条件(地形、土壤、作物种类等),可安排多种对比试验处理,如宽浅沟与窄深沟,沟沟灌水与隔沟灌水,细流沟灌与常流量沟灌等。

8.3.3 在沟灌灌水技术试验中,应通过对比试验探求一定土质、沟道纵坡和灌水定额下的沟长、入沟流量(相应的放水时间或改水成数)的最佳组合;或探求灌水定额、沟的纵坡、沟长、入沟流量、放水时间或改水成数之间的相互关系,确定各种条件下的最佳沟灌技术要素的组合。

8.3.4 评价沟灌灌水技术要素的主要指标以及资料的整理分析方法与畦灌技术试验的规定相同。

8.3.5 在沟距试验中,除应针对不同试验处理测定本规范8.1.2、8.2.5和8.2.6中所述指标外,还应测定沟底及两沟之间的土壤湿润范围,试验结束后,绘制沟灌土壤湿润图,确定灌水技术要素与沟距之间的合理组合。

### 8.4 格田灌水技术试验

8.4.1 水田生长作物采用格田淹灌时,其灌水技术试验应包括秧田和本田的灌水技术试验,格田之间的捧灌方式(串灌串排与分丘灌排)、田间沟渠布置和格田进水、排水建筑物等试验。

8.4.2 秧田和本田的格田灌水技术试验应与灌溉制度试验结合进行,可按本规范6.3中的规定操作。其试验方法,宜根据当地生产实践要求,采取小区对比试验法或小区对比与大田调查相结合的方法。

8.4.3 评价格田灌水技术的指标是作物生长发育和产量、灌溉定额、灌溉及其他

农事用工量、灌排沟渠及田埂占地面积等。通过对这些指标和成果进行综合分析来确定合理的灌水技术。

8.4.4 针对水田作物节水灌溉要求,开展长期无水层(保持一定的土壤湿度)或长期无水层与短期淹水相结合、水田作物覆膜旱种、鱼稻(或其他水田生长作物)共生的栽培与灌溉试验。

## 8.5 喷灌灌水技术试验

8.5.1 喷灌灌水技术应针对一定的土壤、作物、地形和喷灌设备等条件,对喷灌强度及喷头的合理布置进行田间对比试验。

8.5.2 试验中所选取的灌水技术参数应按《喷灌工程技术规范》(GBJ 85)中的要求与方法进行统计计算,并应符合该规范所规定的标准。

8.5.3 试验中还应观测不同喷头和喷头组间间距喷洒水滴的空中漂移损失,作物茎叶截留,土壤含水率,地表径流,土壤冲刷、板结和作物损伤状况,风向,风速,喷灌工作压力,漏喷面积,作物生长发育状况和产量等。

## 8.6 微灌灌水技术试验

8.6.1 微灌包括滴灌(地上滴灌、地下滴灌与膜下滴灌)、微喷灌和涌泉灌。微灌灌水技术试验应根据可供灌溉水源、气象、地形、土壤、作物种植、社会经济和生产管理水平等条件,对微灌灌溉方法及毛管和灌水器的合理布置进行田间对比试验。

8.6.2 微灌灌水技术试验一般应包括以下几项内容:

- 毛管布置方式、形式和规格试验;
- 毛管上的灌水器间距试验;
- 灌水器工作水头与出流量试验;
- 防止灌水器堵塞措施的试验。

8.6.3 试验中所选取的灌水技术参数应按《微灌工程技术规范》(SL 103)中的要求与方法进行统计计算,并应符合该规范所规定的标准。

8.6.4 滴灌毛管布置方式(固定式、移动式)、布置形式(单行、双行、绕树环状)、布置规格(毛管与作物或果树的距离)、滴头的间距、工作压力等因素均相互关联,宜根据当地的实际条件,开展单因素或多因素对比试验。

8.6.5 微喷灌灌水若是为了提高空气的相对湿度,宜开展喷头工作压力、出流量、雾化度、喷洒时间和空气相对湿度之间相互关系的试验;若是为了给土壤补水,还应观测作物茎叶截留量以及水沿茎秆流向根部的水量;若是为了同时满足上述两个要求,可通过对上述各观测结果的综合分析,确定最佳灌水时间。

8.6.6 涌泉灌应针对毛管布置方式(地下、地上),灌水器的出流量,绕树环沟产生积水的时间、积水深度与入渗过程,大田作物涌泉灌灌水器涌流沿沟、畦的推进和水分入渗过程及灌水均匀度等,进行单因素或多因素对比试验。

8.6.7 试验中应测定灌溉水质，并针对每个试验小区，测定土壤湿润深度、范围，湿润均匀程度，田间灌水量，田间水的利用率，土壤盐分分布（盐碱化土壤），作物生长发育状况及产量。

8.6.8 合理的毛管布置、灌水器间距、工作压力及流量均与微灌的灌溉制度有关，应将微灌灌水技术试验与微灌灌溉制度试验结合进行。

## 8.7 其他灌溉方法与灌水技术试验

8.7.1 控制性交替隔沟灌溉、膜上灌、管（带）低压输水灌溉、渗灌和波涌灌等灌溉方法与灌水技术试验包括以下内容：

- 灌溉方法试验；
- 灌水技术试验；
- 田块规格试验；
- 灌水控制设备与配套技术试验。

上述试验均应采用对比试验法，每个处理重复 2~3 次。

8.7.2 控制性交替隔沟灌溉试验，除应测定沟灌灌水技术试验要求的各项指标外，还应应对灌后土壤水分再分布过程，垄上作物适宜种植行数、株距，配套施肥方式，盐分运移情况及对作物生长发育影响进行测记，因地制宜地分析提出各种作物不同种植模式下的最佳灌水技术要素组合。

8.7.3 膜上灌应针对特定的土壤种类和地形坡降，对膜畦规格、入膜流量、膜上流速、畦首尾进水时差、灌水强度、灌水定额、灌水持续时间等技术要素开展多因子对比试验，灌水停止后应详细观测膜孔入渗过程、土壤水分再分布过程以及灌水均匀度等指标。

8.7.4 管（带）低压输水灌溉应针对不同的土质，根据出水口的压力、流量、土壤含水率、土壤被冲刷情况、劳动生产率、田间水的利用率等，对管道间距、埋深、出水口形式等进行田间对比试验。

8.7.5 渗灌应针对不同的土质，根据土壤湿润深度和范围、湿润均匀程度、田间灌水量、灌水持续时间、田间水的利用率、土壤盐分分布（盐碱化土壤）、作物生长发育状况及产量等，对管道间距、埋深、长度、出水孔密度、抗堵塞措施等进行田间对比试验。地下滴灌试验可参照此方法进行。

8.7.6 波涌灌灌水技术试验可按本规范 8.1~8.3 的要求进行，同时还应针对波涌灌的特点，对放水周期、间隔时间，每次放水与停水时间，每次放水的水流推进与消退过程，间歇入渗规律等进行测记与分析，对波涌灌控制阀的双向开关结构与切换方式开展专门试验研究，以便综合确定波涌灌的最佳灌水技术要素组合。

8.7.7 评价本节中灌水技术要素的主要指标以及资料的整理分析方法与畦灌和沟灌技术试验的规定相同。

## 9 土壤、作物、气象及水分条件观测

### 9.1 土壤理化性质测定

9.1.1 各级灌溉试验站均应对试验场地土壤的结构、质地及理化性质定期进行测定，测定的项目及方法应符合下列规定：

1 土壤容重和土粒比重按剖面发生层次分层取土测定。采集土样深度，旱作农田不宜小于 1m，水田不宜小于 30cm。

土壤容重可采用环刀法测定，也可采用土壤紧实度测定仪测定，若代表地点的对比分析表明两种方法结果较一致，其他地点可直接采用土壤紧实度测定仪测定。土粒比重采用比重瓶法测定。

2 土壤孔隙率及空气容量可按本规范 B.0.10 计算。

3 土壤机械组成（质地）用比重计法或比重计速测法测定，采集土样的深度与测定土壤容重相同。

4 土壤有机质和土壤养分：只测定耕层土壤。土壤有机质可用  $K_2Cr_2O_7$  容量法测定。土壤养分的测定项目和方法如下：

1) 全氮：凯氏法。

2) 水解性氮：碱解扩散法。

3) 铵态氮：先用 2mol KCl 溶液浸提法制备样品，再从蒸馏法、比色法和氨电极法中选用一种测定。

4) 硝态氮：酚二磺酸比色法。

5) 全磷：酸溶—钼锑抗比色法或碱溶—钼锑抗比色法。

6) 有效磷：石灰性土壤采用 0.5mol  $NaHCO_3$  浸提—钼锑抗比色法，酸性土壤采用 0.03mol  $NH_3F$ —0.025mol HCl 浸提—钼锑抗比色法。

7) 全钾：NaOH 熔融—火焰光度计法。

8) 速效钾：1mol  $NH_4OAc$  浸提—火焰光度计法，无火焰光度计设备时可用 1mol  $NaNO_3$  浸提—四苯硼钠比色法。

9) 土壤 pH 值：只测定耕层土壤。室内测定用电位法，室外测定用永久色阶比色法。

土壤养分的测定也可采用土壤养分测定仪测定，并与上述方法测定结果对照，若两种结果非常接近，可直接采用土壤养分测定仪测定。

不具备自己测定条件的重点试验站，土壤有机质和土壤养分的测定可委托具有通过国家或地方认可的实验室进行测定。

9.1.2 对水田作物生长田间和排水不良的旱地，应根据试验需要测定土壤的氧化还原电位（ $E_h$  值），用铂电极法测定。

9.1.3 对排水不良的旱地和有渍害的水田作物生长田间，应根据试验需要测定土壤还原性物质，测定项目及宜采用的方法如下：

- 还原性物质总量： $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$  浸提— $\text{K}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$  滴定法；
- 活性还原物质： $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$  浸提— $\text{KMnO}_4$  滴定法；
- 水溶性亚铁：邻菲啉比色法；
- 二价锰： $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$  浸提— $\text{MnO}_4^-$  比色法；
- 交换性亚铁： $\text{BaCl}_2$ — $\text{Ba}(\text{OAc})_2$  浸提—邻菲啉比色法。

9.1.4 对含有过多水溶性盐分的盐渍地，应根据试验需要，取土样测定土壤中水溶性盐分含量，测定的项目及宜采用的方法如下：

- 全盐量：重量法或电导法；
- 碳酸根和重碳酸根离子：双指示剂中和法；
- 氯离子：硝酸银滴定法；
- 硫酸根离子：EDTA 间接滴定法；
- 钙和镁离子：EDTA 络合滴定法；
- 钠和钾离子：用差减法算出，或用火焰光度法测定。

上述各项目也可采用土壤盐分监测仪测定，并与上述方法测定结果对照，若两种结果非常接近，可直接采用土壤盐分监测仪测定。

## 9.2 土壤水分特性和含水率测定

9.2.1 所有灌溉试验站在开展试验研究工作之前，均应对试验场内土壤的基本水分参数进行测定。测定的项目及适宜的测定方法如下：

- 土壤最大吸湿水量（吸湿系数）： $10\% \text{H}_2\text{SO}_4$  溶液测定法；
- 凋萎系数：可用植物生长法测定，也可用压力薄膜法或高速离心法，取压力为  $-1.5\text{MPa}$  时的土壤含水率；
- 土壤毛管断裂含水率：在灵敏度高的蒸渗器中测定，方法是测定蒸渗器中不同时刻的土壤蒸发率，绘制土壤蒸发过程线图，蒸发速率突然减小的转折点处的土壤含水率，即为毛管断裂含水率；
- 土壤毛管水上升高度：只针对地下水埋深小于  $3\sim 3.5\text{m}$  的地方进行观测，从风干土壤剖面墙壁法、整段标本法、毛管仪法、土壤水分分布曲线图法中选用一种方法测定；有条件时宜同时采用其中两种方法，并对两种方法所测结果进行分析比较，较为一致时再最后确定适宜的数值；
- 田间持水率：在田间用围框淹灌法，室内用威尔科克斯法；
- 饱和含水率：通过土壤孔隙率测定结果计算；
- 土壤水分特征曲线：压力薄膜法或高速离心法，在低吸力条件下也可用吸力平板仪法或沙性漏斗法；
- 土壤入渗速率曲线：用双环入渗法测定，也可直接用瞬时剖面法在田间原位测



定:

——土壤非饱和导水率曲线: 可通过测定土壤水分特征曲线和土壤水分扩散率来计算, 土壤水分扩散率可通过室内水平土柱法测定, 也可直接用张力入渗仪在田间原位测定。

9.2.2 对于易受渍害的农田, 应测定土壤水中溶解氧的含量, 方法宜采用碘量法或溶氧仪法。采集水样时, 水样不得与大气接触, 所采的水样, 应在当天分析完毕。

9.2.3 土壤含水率应根据试验目的、场地条件、小区安排方式、土壤含水率的测定频率、精度要求、样点数量等因素综合考虑, 在保证测定精度、尽量减少对土壤结构破坏和对作物正常生长干扰的原则下选择测定方法。

9.2.4 使用各类仪器测定土壤含水率之前, 都应对仪器的适用性进行必要的校核。校核时要以取土烘干法为基准, 其他方法在平行条件下同步测定。两种方法测定结果较为一致或具有很好的相关关系时, 这些仪器才能独立使用。仪器的校核工作应在每个生长季节开始前进行一次, 以后每隔3个月左右重新校核一次。

9.2.5 对于区域墒情监测、中间示范性试验及其他一些田间试验, 当田间小区面积相对较大时, 可以采用不定点的取土烘干法测定土壤含水率。而对于田间小区面积相对较小的田间试验和测坑, 则不允许采用取土烘干法, 而应采取中子水分仪或管式时域反射仪等定点方法测定土壤含水率。在面积较小的测筒中, 则应采取定点方法与称重法相结合测定土壤含水率。

9.2.6 采用取土烘干法测定土壤含水量时, 每个测点应取2~3个样本重复测定, 样本间距控制在10cm之内。测定结果记一位小数, 各重复样本的土壤含水率值差异不大于1% (重量比) 时, 取其算术平均值作为该测点的土壤含水率。土样采集完成后, 土壤中留下的孔洞应用细土回填密实, 并做标记, 以便下一次采土样时参考定位。在同一试验小区内前后两次采集土样点的直线距离应控制在50~100cm之内。

9.2.7 采用中子水分仪或管式时域反射仪定点监测土壤含水率时, 每次埋设导管之前, 都应以取土烘干法为基准对仪器进行率定。中子水分仪的率定应分层进行, 并特别注意土壤层次结构的变化。实际测定时, 地面20cm以下的土层可以直接使用仪器测定, 0~20cm表层土壤含水量则应用取土烘干法或针式时域反射仪探头测定。

9.2.8 灌溉试验总站和省级中心试验站宜装备土壤含水率自动测定系统, 将试验小区的土壤含水率 (或土壤水分吸力) 数据定时、自动记录下来, 并直接传送到计算机上。

### 9.3 灌溉水质测定

9.3.1 各级灌溉试验站均应了解灌溉试验使用水源的主要理化性质。水源包括地面水、地下水和污水, 但不包括医药、生物制品、化学试剂、农药、石油炼制、焦化和有机化工处理后的废水。

9.3.2 在使用污水灌溉期间, 采样点应选在灌溉进水口处。化学需氧量 (COD)、氰化物、三氯乙醛及丙烯醛的标准数值取一次测定的最高值, 其他各项标准数值均指灌

溉期间多次测定的平均值。

9.3.3 监测灌溉水质时应测定的项目及宜采用的测定方法应符合 GB 5084 的规定。

9.3.4 灌溉试验站没有条件自行测定 GB 5084 中所列出的项目时，可将采集的水样在规定的时间内送至具有相应资格的专业水质监测部门测定。

## 9.4 作物生长发育进程调查

9.4.1 灌溉试验中作物生育阶段的划分，除特殊情况外，应以有 10% 的植株出现某一阶段的特有形态特征之日为该阶段的开始日期，下一阶段开始日期的前一天为本阶段的结束日期。4 种作物生育阶段的划分参见本规范附录 C。

9.4.2 每一处理应至少在其中的一个小区内选两个有代表性的固定观察点来观察作物的生育阶段进程。窄行种植作物，每个观测点上选择一行中的连续 5~10 丛作物，并在两端插好标记进行观察；宽行种植作物选一行中的连续 5~10 株作物进行观察。平时每 5d 观察一次，临近生育阶段转变期时每 1~3d 观察一次。

9.4.3 干物质积累量一般只测地上部分的干物重。测定时应根据不同种类作物的特性，选取一定量的有代表性的植株采用烘干测重法测定。

9.4.4 农田覆盖度可用叶面积指数、冠层透光率等指标反映。叶面积指数可用取样量测法测定，也可用冠层分析仪等仪器测定。冠层透光率可用线性量子探头、冠层分析仪或激光成像仪等仪器设备测定。

9.4.5 作物根系的分布状况可用挖掘法、玻璃壁法、容器法、剖面法、根钻取样法测定，也可用根系观测系统等设备直接观测。

9.4.6 作物生育进程观测和考种项目的记载标准因作物而异，本规范附录 C 中列出了其中的 4 种作物，可供参考。

## 9.5 作物生理生态指标测定

9.5.1 开展灌溉试验时，应根据需要测定作物水分生理状况，宜测定的项目及测定方法如下：

- 叶水势：植物叶水势测定仪或热电偶式叶水势仪，也可用小液流法；
- 细胞液浓度：用手持糖量计或阿贝折射仪测定；
- 气孔导度、叶面温度：用稳态气孔计或动态气孔计测定；
- 蒸腾速率：用茎流计测定，也可用快速称重法测定；
- 光合速率：用便携式光合作用系统测定，也可用改良半叶法测定；
- 冠层温度：用多用红外测温仪测定。

9.5.2 用生理指标测定结果指导灌溉时，可根据选用的生理指标确定适宜的测定时间。如叶水势和细胞液浓度宜用早上 8 时到 9 时作物叶片上无露水时测定的值，蒸腾速率、光合速率、气孔导度和冠气温差等指标用中午 12 时到 14 时的测定值为宜。

9.5.3 试验过程中应及时记载各试验田的耕作栽培管理情况，内容包括：试验田

的前作, 原土壤肥力情况, 耕地日期、方法和深度, 表土耕作情况, 施底肥及追肥的时间、种类、数量和施用方法, 灌水量、灌水日期以及所采用的灌水技术, 播种量及播种方法, 定苗后的株(穴)行距, 每穴苗数, 中耕除草时间和方法, 病虫害和其他灾害的出现时期、防治次数、方法和效果, 以及其他采取的特殊措施和效果。

## 9.6 气象及田间小气候观测

9.6.1 各级灌溉试验站一般应设立气象观测场。气象观测场的基本条件及场内仪表的安装布置, 均应符合中国气象局编制的《地面气象观测规范》。

9.6.2 只有全部符合以下条件的灌溉试验站才可以不设气象观测场, 而直接借用邻近气象站的观测资料。

——试验站与县级以上气象站相邻, 直线距离在 5km 以内;

——邻近气象站与试验站的气象及自然地理条件基本一致;

——邻近气象站与试验站之间无山丘和开阔的水面相隔离;

——在邻近气象站中增设了 E601 型蒸发皿, 并同时观测 20cm 口径的小型蒸发皿及 E601 型蒸发皿的水面蒸发量。

9.6.3 中心试验站和重点试验站所设的气象观测场的观测项目应与县级气象站相同, 其他一般试验站气象场应观测的项目为: 干、湿球温度, 最高、最低温度, 风向、风速, 水面蒸发量, 降水量, 日照时数。灌溉试验站的气象场, 除设置 20cm 口径小型蒸发皿外, 还应设置 E601 型蒸发皿, 同时观测这两种蒸发皿的水面蒸发量。

9.6.4 灌溉试验站内气象场的常规观测时间(北京标准时间)为 8 时、14 时、20 时, 日界为 8 时。观测操作、记载表格、仪器率定及维修检验均按中国气象局颁发的《地面气象观测规范》执行。

9.6.5 灌溉试验站还应在试验区内设置雨量器和蒸发皿(E601 型), 在试验阶段观测试区降水量及水面蒸发量。

9.6.6 若根据作物灌溉试验要求进行田间小气候观测, 应观测的项目及其标准如下:

——地面以上 20cm 处、作物高度的 2/3 处(若两者高差不超过 10cm, 只观测前者)、作物冠顶层、地面以上 1.5m 处(若两者高差不超过 10cm, 只观测后者)的气温、空气湿度;

——地面以上 1.5m 处(若作物高度不小于 1.5m, 则取冠顶层处)的风向、风速;

——旱地的地表、地面以下 5、10、15、20cm 处土温, 水田 1/2 水深处的水温和田面处的泥温。

9.6.7 灌溉试验站应观测记载无霜期(包括始霜期和终霜期), 寒潮和大风、暴雨、冰雹等灾害性天气发生的时间、强度及危害程度; 北方应观测冻土深度。

9.6.8 灌溉试验总站、省级中心试验站和有条件的其他试验站应采用自动气象站实时监测各种气象因子, 为研究作物生理指标与环境因子间的关系提供方便。除特殊要求外, 自动气象站可设置为每小时记录一组数据, 并以此为基础计算各项因素的日平均

值。自动气象站的数据应及时下载、进行汇总整理。

## 9.7 灌溉、排水水量及水田作物田间水深观测

9.7.1 测定试验小区、大田或测坑中的灌溉、排水水量的方法与设备，应根据灌排水量的多少及试验所要求的量水精度进行选择。大田示范试验宜采用量水堰或水表量测，田测小区和坑测试验区宜采用水表或容积法量测，筒测试验宜采用容积法或称重法量测。

9.7.2 所选用的任何一种量水设备均需进行率定，其量水精度应符合试验要求。各种量水设备的安装、使用、管理、保养应符合有关的量水工作手册、规范及产品说明书的要求。

9.7.3 采用水表量水时，应检验试验中量测最小流量时的精度，此时的精度也应符合试验的要求。

9.7.4 水田作物试区和测坑的水层深度应采用微调测针或电测针测定，也可采用跟踪式水位传感器通过计算机自动采集，所测水深的误差应小于 0.1mm。可采用便携式测针，测针的针座不得发生沉陷或位移。在水田作物全生育期中，应每隔 1 个月左右校核测针针座的高程以及田面基准高程 1 次，晒田结束补水后和落干结束补水后也应校核。

9.7.5 对于灌、排水量，省级中心试验站宜通过电磁阀、电磁流量计、田面水位计或土壤水分下限自动监测设备，连接到计算机实现自动计量、数据采集、储存和控制，以提高试验效率和精度。

# 10 灌溉试验资料的整理与分析

## 10.1 一般规定

10.1.1 各种灌溉试验观测资料都应及时进行整理和分析。

10.1.2 各试验站负责本站有关试验资料的整理、分析、汇总以及试验报告和试验总结的编写工作。在一个站点内连续多年进行的试验项目，由所在站点对多年资料进行统一的整理、分析和汇总。

10.1.3 一个省（自治区、直辖市）内有两个以上站点同时进行的试验项目，应进行多站点资料的综合整理、分析和汇编，此项工作由省级中心试验站或重点试验站负责组织有关站点共同完成。

10.1.4 全国多个省（自治区、直辖市）联合进行的试验项目，应进行联合的资料整理、分析和汇编，此项工作由灌溉试验总站负责，会同参加工作的省级中心试验站和有关试验站点共同完成。

10.1.5 试验的原始观测记录应由观测者签名；整理、分析、汇编的资料，应由相

应的整理者、分析计算者、汇编者以及项目负责人签名。

10.1.6 每年整编后的资料应当制作电子文本，并按照一定的文件格式保存。电子文本至少应建立两套备份，并定期进行检查和更新。

10.1.7 在试验资料的整理分析过程中，除完成相应课题的特定要求外，还应对试验进行总结分析，以利于总结经验，发现问题，改进工作，提高试验水平。

## 10.2 资料的整理

10.2.1 试验的原始资料应分科目进行整理。科目的设置可参考如下方式：试验基本情况，土壤理化性状，耕作栽培情况，灌溉排水与农田水分状况，作物生长发育状况，生理生化状况，气象条件及农田小气候状况，考种测产情况等。

10.2.2 定期、连续观测的资料，如农田水分状况、气象条件及农田小气候资料等，应按旬、月、年进行统计整理（不足一句或一月的资料应注明），并按试验的一些特定要求（如按作物生育阶段或按等时间间隔）进行统计整理。

10.2.3 在整理资料之前，应先对原始观测数据进行认真的审查与校核。对明显不符合实际情况的数据或漏测的数据，应认真查找原因，然后实事求是地加以分析处理，以保证试验资料的可靠性。如果不同时间（或试验站）观测的试验数据所采用的计量单位不一致或不符合试验要求，应先进行计量单位的统一化或标准化处理，然后再整理数据。

10.2.4 对于设置了多个重复的对比试验，应先对每个重复的原始数据进行校核与审查，然后才能以处理为单元计算其平均值。

10.2.5 严禁随意更改、剔除任何原始观测记录。在数据整理过程中如发现疑问的原始资料，应采用以下办法处理：

——由于发生自然灾害、使用不正确的观测方法、观测仪器存在较大误差等原因造成的错误资料，应当舍弃不用；

——明显不合理又未找出原因的资料，在资料整理分析时可暂不采用；

——在一组资料中，如果缺测或错误的数量超过总量的  $1/3$ ，或是关键性资料缺测或有错误，则这一组资料应当全部作废；

——用直观方法不能判断正确与否的资料，可借助数理统计方法判断。

采用上述办法处理的资料，应加标记，并附说明。

10.2.6 经过核查、整理的资料，应尽快录入计算机，制作电子文件。整理后的数据应分项列成表格或绘成图表，一种因素的系列数值，应计算出平均值、标准差及变异系数。

## 10.3 资料的分析

10.3.1 对于田间对比试验的结果，应进行显著性检验，针对不同条件，可分别采用以下检验方法：

——只有两个处理： $t$  检验法或方差分析法（ $F$  检验法）；

——三个及三个以上处理：方差分析法，并用最小显著差数法或最小显著极差法进行多重比较。

10.3.2 对于其他类型的试验，在试验设计许可的情况下，也应首先对试验结果进行差异显著性检验。

10.3.3 以方差分析法或其他方法为基础，使用  $F$  分布表进行处理之间差异显著性检验时，应采用下列判别标准：

—— $F_u < F_{0.10}$ ，差异不显著；

—— $F_{0.05} > F_u \geq F_{0.10}$ ，差异较显著；

—— $F_{0.01} > F_u \geq F_{0.05}$ ，差异显著（\*）；

—— $F_u \geq F_{0.01}$ ，差异极显著（\*\*）。

$F_u$  为因素均方差与误差均方差的比值； $F_{0.1}$ 、 $F_{0.05}$  与  $F_{0.01}$  分别为  $F$  分布表中相应于  $\alpha = 0.10$ 、 $\alpha = 0.05$  和  $\alpha = 0.01$  的临界值，均根据试验设计的因素自由度  $f_1$  与误差自由度  $f_2$  查出。

10.3.4 采用相关分析法或回归分析法分析两组数据之间的定量关系时，应对求得的回归方程式进行显著性检验，并确定其适用范围和置信区间。

## 10.4 资料的整编

10.4.1 在一个试验站内，对同一个项目进行连续、多年的观测试验，积累够 5 年的观测资料后，则应以各年度整理的资料为基础，进行统一的整理汇编。以后每增加 5 年观测资料，再重新整理汇编一次。

10.4.2 多站点联合进行的连续、多年观测试验项目，应在单站资料汇编的基础上，按省（自治区、直辖市）或流域进行多点、多年资料的统一汇编。在全国范围内进行的连续、多年观测试验项目，则在各省（自治区、直辖市）或各流域资料汇编的基础上，进行全国统一汇编。常规试验项目每 5 年进行全国汇编。

10.4.3 汇编的成果，除包括各站、各年整编的基本内容外，还应对主要资料在年际间和地域上的变化规律进行分析研究。

10.4.4 成果汇编时，应对各站、各年的整编资料再进行一次复查。汇编工作的技术负责人应对汇编成果的质量承担责任。

10.4.5 汇编成果应及时刊印。刊印的成果中应注明取用资料的站名、年份、参加汇编的工作人员和技术负责人。

# 11 灌溉试验成果的管理与应用

## 11.1 试验资料的管理

11.1.1 灌溉试验研究资料的科技档案材料应包括以下方面：

- 站址基本情况资料以及所在地区的自然条件、农业生产和社会经济状况资料；
- 试验场地的规划、设计、施工和改建的资料与图纸；
- 历年各项灌溉试验的调查、观测原始记录以及计算手稿、草图、实物标本照片、录像带、幻灯片等；
- 历年各项灌溉试验研究的依据性文件（试验的报告、研究计划、任务书、委托书、协议书、合同书、论证报告、审批报告和专家意见等）、中间性文件（年度试验报告、阶段试验报告或小结等）以及成果性文件（课题试验总结、论文、成果申报书、成果鉴定书或评审意见书等）；
- 灌溉试验研究仪器和设备清单；
- 试验过程中所形成的各类电子文件；
- 其他（试验产品及其说明书、出版物等）。

11.1.2 灌溉试验研究的科技档案应实行统一管理，有专人负责。灌溉试验研究的科技档案材料的形成、积累、整理和归档应符合国家科技档案管理的有关规定。

11.1.3 牵涉到国家机密的试验研究资料，应按照《中华人民共和国保密法》的要求进行管理或使用。

11.1.4 灌溉试验研究档案材料应符合下列规定：

- 除原始观测材料允许用铅笔记录外，其余文字材料应用钢笔书写，不准用铅笔、圆珠笔或复写纸书写；纸张规格应统一，字迹应工整，图像应清晰，时间、地点、作者、数据资料等项目应填写齐全，真实可靠；
- 各类原始资料应装订成册，但不得用金属物件装订；
- 执行期少于两年的试验课题的材料，应在课题完成后归档。执行期超过两年的试验课题的材料，除在课题全部完成后归档外，还应在试验过程中每两年归档一次；
- 试验原始资料归档1份，其复制品归档1~2份；电子文本应归档2个备份。

## 11.2 试验成果的应用

11.2.1 灌溉试验研究成果应按照国家有关规定进行鉴定或评审。已通过鉴定或评审的灌溉试验研究成果，成果拥有单位应及时登记，并按国家有关奖励条例申报成果奖励或按《中华人民共和国专利法》申请专利。

11.2.2 通过鉴定或评审的灌溉试验研究成果，应在一定范围或区域内进行中间试验或生产示范，经过实践检验，证明对科学技术和生产发展有促进作用或具有经济效益、社会效益的，才可推广应用。

11.2.3 通过鉴定或评审的灌溉试验研究成果，应在适当的媒体上进行宣传介绍。原项目负责人和研究人员应编写相应的技术推广材料，对用户进行必要的技术培训，并在用户的实际应用过程中给予必要的技术协助与指导。

## 附录 A 灌溉试验站条件

### A.0.1 灌溉试验总站应配置以下基础设施与仪器设备：

- 文献查新与检索系统；
- 计算机网络系统；
- 数据库管理系统；
- 可用于试验的专用场地实际面积（包括大田和保护地）不少于  $3\text{hm}^2$ ，装备有各类灌溉排水设施；
- 电动防雨设施及一定数量的蒸渗器（测坑、测筒）；
- 能够自动记录与监测水分状况的大型蒸渗仪；
- 自动气象站；
- 土壤水分测定仪，包括中子水分仪、张力计、时域反射仪及其他常规土壤水分测定仪器；
- 作物水分生理状况测定仪器，包括光合作用仪、水势仪、气孔计、茎流仪等；
- 土壤物理状况测定仪器，包括压力膜、盐度计、深层渗漏测定仪；
- 满足养分、水质、作物品质等方面常规检测与分析的综合实验室；
- 流速仪、流量计、水位计、压力表、量水堰等量测水专用设备。

### A.0.2 省级中心试验站应配置以下基础设施与仪器设备：

- 计算机数据库管理系统。
- 可用于试验的专用场地实际面积（包括大田和保护地）不少于  $2\text{hm}^2$ ，装备有各类灌溉排水设施。
- 电动（或手动）防雨设施及一定数量的蒸渗器（测坑、测筒）；从事水田作物灌溉试验的站点，测坑群还应建设地下观测廊道，满足渗漏观测和潜水利用研究的需要。

——自动气象站。

- 土壤水分测定仪，包括中子水分仪（或 TRIME）、张力计及其他常规土壤水分测定仪器。
- 作物水分生理状况测定仪器，包括光合作用仪、叶水势仪等。
- 土壤物理状况测定仪器，包括压力膜、盐度计、渗漏测定仪。
- 可进行养分、水质、作物品质等方面常规检测与分析的综合实验室。
- 流速仪、流量计、水位计、压力表、量水堰等量测水专用设备。

### A.0.3 省级重点试验站应配备以下灌溉试验设施与仪器设备：

- 计算机数据管理系统。
- 可用于试验的专用场地实际面积（包括大田和保护地）不少于  $1\text{hm}^2$ ，装备有各类灌溉排水设施。
- 电动（或手动）防雨设施及一定数量的蒸渗器（测坑、测筒）；从事水田作物



灌溉试验的站点，测坑群还应建设地下观测廊道，满足渗漏观测和潜水利用研究的需要。

——符合中国气象局编制的《地面气象观测规范》要求的气象站。

——简易实验室：包括烘箱、电子天平、土钻、铝盒等，要求满足水分、养分、水质（盐度）等项目的检测与分析需要。

——中子水分仪或 TRIME 等土壤水分定位测定系统。

——流速仪、流量计、水位计、压力表、量水堰等量测水专用设备。

#### A.0.4 灌溉试验总站的人员配置不低于如下标准：

——站长 1 名，负责总站的全面工作，具有高级技术职称和从事多年灌溉试验工作的经历与行政管理经历；

——业务副站长 1 名，负责总站的技术工作，具有高级技术职称和从事多年灌溉试验工作的经历；

——行政副站长 1 名，负责总站的行政管理及后勤服务，具有中级以上技术职称和一定的行政管理经历，了解灌溉试验要求；

——试验研究人员 8~10 名，负责总站承担的科研项目的具体实施以及数据处理和技术服务等工作，具有本科以上学历或中级以上专业技术职称；

——辅助人员 1~2 名，具有中专以上学历或中级以上专业技术职称。

#### A.0.5 省级中心试验站的人员配置不低于如下标准：

——站长 1 名，负责中心试验站的全面工作，具有高级技术职称和从事灌溉试验工作的经历；

——总工 1 名，负责中心试验站的业务工作，具有高级技术职称和从事多年灌溉试验工作的经历；

——行政副站长 1 名，负责中心试验站的行政和后勤保障工作，具有中级以上技术职称，了解灌溉试验要求；

——研究人员 6~8 名，负责中心试验站承担的各项科研任务的具体实施和数据处理与技术服务，具有本科以上学历或初级以上专业技术职称；

——辅助人员 1~2 名，负责试验的日常管理、观测记录等工作，具有中专以上学历或初级以上专业技术职称。

#### A.0.6 省级重点试验站的人员配置不低于如下标准：

——站长 1 名，负责试验站全面工作，具有中级以上专业技术职称和从事灌溉试验工作的经历；

——业务副站长 1 名，负责灌溉试验站的业务工作，具有高级专业技术职称和从事多年灌溉试验工作的经历；

——科研人员 4~6 名，负责各项灌溉试验的实施和基础数据的采集、整理、分析，具有水利、农学或相关专业的专科以上学历或初级以上技术职称；

——实验辅助工 2~3 名，负责试验田的田间管理，协助试验数据的观测和整理。

## 附录 B 计算公式

B.0.1 用称重式测筒测定作物蒸发蒸腾量时, 蒸发蒸腾量可按公式 (B.0.1) 计算:

$$ET_{1-2} = \frac{G_1 - G_2 + G_m + G_p - G_c}{S} \quad (\text{B.0.1})$$

式中  $ET_{1-2}$ ——阶段蒸发蒸腾量, mm;

$G_1$ ——时段开始时的土壤容器总重量, kg;

$G_2$ ——时段末时的土壤容器总重量, kg;

$G_m$ ——时段内向土壤容器内的灌水量, kg;

$G_p$ ——时段内落入土壤容器内的降水量, kg;

$G_c$ ——时段内土壤容器中的土表及底层排水量之和, kg;

$S$ ——土壤容器内的水平截面积,  $\text{m}^2$ 。

B.0.2 利用测定土壤含水率来测定作物蒸发蒸腾量时, 蒸发蒸腾量可按公式 (B.0.2) 计算:

$$ET_{1-2} = 10 \sum_{i=1}^n \gamma_i H_i (W_{i1} - W_{i2}) + M + P + K - C \quad (\text{B.0.2})$$

式中  $ET_{1-2}$ ——阶段蒸发蒸腾量, mm;

$i$ ——土壤层次号数;

$n$ ——土壤层次总数目;

$\gamma_i$ ——第  $i$  层土壤干容重,  $\text{g}/\text{cm}^3$ ;

$H_i$ ——第  $i$  层土壤的厚度, cm;

$W_{i1}$ ——第  $i$  层土壤在时段始的含水率 (干土重的百分率);

$W_{i2}$ ——第  $i$  层土壤在时段末的含水率 (干土重的百分率);

$M$ ——时段内的灌水量, mm;

$P$ ——时段内的降水量, mm;

$K$ ——时段内的地下水补给量, mm, 在有底测坑条件下,  $K=0$ ;

$C$ ——时段内的排水量 (地表排水与下层排水之和), mm。

B.0.3 稻田有水层时蒸发蒸腾量和渗漏量可按公式 (B.0.3-1) ~ 公式 (B.0.3-3) 计算:

$$ET_d = h_1 - h_2 + m + p - f - c \quad (\text{B.0.3-1})$$

$$W_d = h'_1 - h'_2 + m' + p' - c' \quad (\text{B.0.3-2})$$

$$F_d = W_d - ET_d \quad (\text{B.0.3-3})$$

式中  $ET_d$ ——日蒸发蒸腾量;

$W_d$ ——日蒸发蒸腾量与田间渗漏量之和;

- $F_d$ ——日渗漏量；
- $h_1$ ——蒸渗器中第一日初的土面水位；
- $h_2$ ——蒸渗器中第二日初的土面水位；
- $m$ ——蒸渗器中第一日内的灌水量；
- $p$ ——蒸渗器中第一日内的降水量；
- $f$ ——蒸渗器中第一日内土底排水量（渗漏量）；
- $c$ ——蒸渗器中第一日内地面排水量；
- $h'_1$ ——试验小区中第一日初田面水位；
- $h'_2$ ——试验小区中第二日初田面水位；
- $m'$ ——试验小区中第一日内灌水量；
- $p'$ ——试验小区中第一日内降水量；
- $c'$ ——试验小区中第一日内排水量。

以上各项的单位均为 mm。

B.0.4 稻田无水层阶段的蒸发蒸腾量和渗漏量可按下列两种方法计算：

1 用补水法确定：

1) 无水层阶段蒸渗器的蒸发蒸腾量按公式 (B.0.4-1) 计算

$$ET_g = h_{bg} - h_{ag} - C_g + P_g + m \quad (\text{B.0.4-1})$$

式中  $ET_g$ ——落干阶段内蒸发蒸腾量；

$h_{bg}$ ——蒸渗器内落干前土面水层的水位；

$h_{ag}$ ——蒸渗器内落干结束第一次灌水后（达到水位稳定）土面水层的水位；

$C_g$ ——落干期间蒸渗器土壤容器内的土面和土底排水量之和；

$P_g$ ——落干期间的降雨量；

$m$ ——落干后向蒸渗器内第一次灌水的水量。

以上各项的单位均为 mm。

2) 无水层阶段小区的蒸发蒸腾量与渗漏量之和按公式 (B.0.4-2) 计算

$$W_g = h'_{bg} - h'_{ag} - C'_g + P'_g + m' \quad (\text{B.0.4-2})$$

式中  $W_g$ ——落干时段内蒸发蒸腾量和渗漏量之和；

$h'_{ag}$ ——落干前的小区田面水位；

$h'_{bg}$ ——落干结束第一次灌水后（达到水位稳定）小区田面水位；

$C'_g$ ——落干时段内（两次水位观测之间）小区的地面排水量；

$P'_g$ ——落干期间的降水量；

$m$ ——落干结束后小区内第一次灌水的水量。

以上各项的单位均为 mm。

3) 无水层阶段的田间渗漏量按公式 (B.0.4-3) 计算

$$F_g = W_g - ET_g \quad (\text{B.0.4-3})$$

式中  $F_g$ ——落干阶段内的田间渗漏量, mm。

## 2 用土壤含水率法确定:

1) 无水层阶段蒸渗器的蒸发蒸腾量按公式 (B.0.4-4) 或公式 (B.0.4-5) 计算

$$ET_{1-2} = 10 \sum_{i=1}^m \gamma_i H_i (W_{i1} - W_{i2}) + M + P + K - C \quad (\text{B.0.4-4})$$

$$ET_{1-2} = 10 \sum_{i=1}^m n_i H_i (\theta_{i1} - \theta_{i2}) + M + P + K - C \quad (\text{B.0.4-5})$$

式中  $ET_{1-2}$ ——蒸渗器内时段 1~2 的蒸发蒸腾量, mm;

$i$ ——土壤层次号数;

$m$ ——土壤层次总数目;

$\gamma_i$ ——第  $i$  层土壤干容重,  $\text{g}/\text{cm}^3$ ;

$H_i$ ——第  $i$  层土壤的厚度, cm;

$W_{i1}$ ——第  $i$  层土壤在时段始的含水率 (干土重的百分率);

$W_{i2}$ ——第  $i$  层土壤在时段末的含水率 (干土重的百分率);

$\theta_{i1}$ ——第  $i$  层土壤在时段始的含水率 (土壤孔隙体积的百分率);

$\theta_{i2}$ ——第  $i$  层土壤在时段末的含水率 (土壤孔隙体积的百分率);

$n_i$ ——第  $i$  层土壤的孔隙率 (土壤体积的百分率);

$M$ ——时段内的灌水量, mm;

$P$ ——时段内的降水量, mm;

$K$ ——时段内的地下水补给量, mm, 在有底测坑条件下,  $K=0$ ;

$C$ ——时段内的排水量 (地表排水与下层排水之和), mm。

2) 无水层阶段小区的蒸发蒸腾量与渗漏量之和按公式 (B.0.4-6) 或公式 (B.0.4-7) 计算

$$W_{gl-2} = 10 \sum_{i=1}^m \gamma'_i H'_i (W'_{i1} - W'_{i2}) + M' + P' + K' - C' \quad (\text{B.0.4-6})$$

$$W_{gl-2} = 10 \sum_{i=1}^m n'_i H'_i (\theta'_{i1} - \theta'_{i2}) + M' + P' + K' - C' \quad (\text{B.0.4-7})$$

式中  $W_{gl-2}$ ——小区内时段 1~2 的蒸发蒸腾量与渗漏量之和, mm;

$i$ ——小区内土壤层次号数;

$m'$ ——小区内土壤层次总数目;

$\gamma'_i$ ——小区内第  $i$  层土壤干容重,  $\text{g}/\text{cm}^3$ ;

$H'_i$ ——小区内第  $i$  层土壤的厚度, cm;

$W'_{i1}$ ——小区内第  $i$  层土壤在时段始的含水率 (干土重的百分率);

$W'_{i2}$ ——小区内第  $i$  层土壤在时段末的含水率 (干土重的百分率);

$\theta'_{i1}$ ——小区内第  $i$  层土壤在时段始的含水率 (土壤孔隙体积的百分率);

$\theta'_{i2}$ ——小区内第  $i$  层土壤在时段末的含水率 (土壤孔隙体积的百分率);

$n'_i$ ——小区内第  $i$  层土壤的孔隙率（土壤体积的百分率）；

$M'$ ——小区时段内的灌水量，mm；

$P'$ ——小区内时段的降水量，mm；

$K'$ ——小区内时段的地下水补给量，mm，在有底测坑条件下， $K' = 0$ ；

$C'$ ——小区内时段的地表排水量，mm。

3) 无水层阶段的田间渗漏量按公式 (B.0.4-8) 计算

$$F_{1-2} = W_{g1-2} - ET_{1-2} \quad (\text{B.0.4-8})$$

式中  $F_{1-2}$ ——时段 1~2 的田间渗漏量，mm。

B.0.5 参考作物蒸发蒸腾量  $ET_0$  可按彭曼—蒙蒂斯 (Penman Monteith) 公式计算：

$$ET_0 = \frac{0.408\Delta(R_n - G) + \gamma \frac{900}{T + 273} u_2 (e_a - e_d)}{\Delta + \gamma(1 + 0.34U_2)} \quad (\text{B.0.5-1})$$

$$\Delta = \frac{4098 e_a}{(T + 237.3)^2} \quad (\text{B.0.5-2})$$

$$e_a = 0.611 \exp\left(\frac{17.27T}{T + 237.3}\right) \quad (\text{B.0.5-3})$$

$$R_n = R_{ns} - R_{nl} \quad (\text{B.0.5-4})$$

$$R_{ns} = 0.77 (0.25 + 0.5n/N) R_a \quad (\text{B.0.5-5})$$

$$N = 7.64 W_s \quad (\text{B.0.5-6})$$

$$W_s = \arccos(-\tan\phi \tan\delta) \quad (\text{B.0.5-7})$$

$$\delta = 0.409 \sin(0.0172J - 1.39) \quad (\text{B.0.5-8})$$

$$R_a = 37.6 d_x (W_s \sin\phi \sin\delta + \cos\phi \cos\delta \sin W_s) \quad (\text{B.0.5-9})$$

$$d_r = 1 + 0.033 \cos\left(\frac{2\pi}{365} J\right) \quad (\text{B.0.5-10})$$

$$R_{nl} = 2.45 \times 10^{-9} (0.9n/N + 0.1) (0.34 - 0.14 \sqrt{e_d}) (T_{kx}^4 + T_{kn}^4) \quad (\text{B.0.5-11})$$

$$e_d = \frac{e_d(T_{\min}) + e_d(T_{\max})}{2} = \frac{1}{2} e_a(T_{\min}) \frac{RH_{\max}}{100} + \frac{1}{2} e_a(T_{\max}) \frac{RH_{\min}}{100} \quad (\text{B.0.5-12})$$

$$T_{kx} = T_{\max} + 273 \quad (\text{B.0.5-13})$$

$$T_{kn} = T_{\min} + 273 \quad (\text{B.0.5-14})$$

$$\gamma = 0.00163 P / \lambda \quad (\text{B.0.5-15})$$

$$P = 101.3 \left( \frac{293 - 0.0065Z}{293} \right)^{5.26} \quad (\text{B.0.5-16})$$

$$\lambda = 2.501 - (2.361 \times 10^{-3}) T \quad (\text{B.0.5-17})$$

$$u_2 = 4.87 u_h / \ln(67.8h - 5.42) \quad (\text{B.0.5-18})$$

式中  $ET_0$ ——参考作物蒸发蒸腾量，mm/d；

$\Delta$ ——温度—饱和水汽压关系曲线在  $T$  处的切线斜率, kPa/°C;

$T$ ——平均气温, °C;

$e_a$ ——饱和水汽压, kPa;

$R_n$ ——净辐射, MJ/(m<sup>2</sup>·d);

$R_{ns}$ ——净短波辐射, MJ/(m<sup>2</sup>·d);

$R_{nl}$ ——净长波辐射, MJ/(m<sup>2</sup>·d);

$n$ ——实际日照时数, h;

$N$ ——最大可能日照时数, h;

$W_s$ ——日照时数角, rad;

$\phi$ ——地理纬度, rad;

$\delta$ ——日倾角, rad;

$J$ ——日序数 (1月1日为1, 逐日累加);

$R_a$ ——大气边缘太阳辐射, MJ/(m<sup>2</sup>·d);

$d_r$ ——日地相对距离的倒数;

$e_d$ ——实际水汽压, kPa;

$RH_{\max}$ ——日最大相对湿度, %;

$T_{\min}$ ——日最低气温, °C;

$e_a(T_{\min})$ —— $T_{\min}$ 时饱和水汽压, kPa, 可将  $T_{\min}$ 代入公式 (B.0.5-3) 求得;

$e_d(T_{\min})$ —— $T_{\min}$ 时实际水汽压, kPa;

$RH_{\min}$ ——日最小相对湿度, %;

$T_{\max}$ ——日最高气温, °C;

$e_a(T_{\max})$ —— $T_{\max}$ 时饱和水汽压, kPa, 可将  $T_{\max}$ 代入公式 (B.0.5-3) 求得;

$e_d(T_{\max})$ —— $T_{\max}$ 时实际水汽压, kPa;

$T_{kx}$ ——最高绝对温度, K;

$T_{kn}$ ——最低绝对温度, K;

$G$ ——土壤热通量, MJ/(m<sup>2</sup>·d);

$\gamma$ ——湿度表常数, kPa/°C;

$P$ ——气压, kPa;

$Z$ ——计算地点海拔高程, m;

$\lambda$ ——潜热, MJ/kg;

$u_2$ ——2m 高处风速, m/s;

$h$ ——风标高度, m;

$u_h$ ——风标高度处的实际风速, m/s。

若资料不符合公式 (B.0.5-12) 要求或计算较长时段  $ET_0$ , 也可采用公式 (B.0.5-13) 计算  $e_d$ , 即

$$e_d = RH_{\text{mean}} / \left[ \frac{50}{e_a(T_{\text{min}})} + \frac{50}{e_a(T_{\text{max}})} \right] \quad (\text{B.0.5} - 19)$$

$$RH_{\text{mean}} = \frac{RH_{\text{max}} + RH_{\text{min}}}{2} \quad (\text{B.0.5} - 20)$$

式中  $RH_{\text{mean}}$  ——平均相对湿度, %。

在最低气温等于或十分接近露点温度时, 也可采用公式 (B.0.5-21) 计算  $e_d$ , 即

$$e_d = 0.611 \exp \left( \frac{17.27 T_{\text{min}}}{T_{\text{min}} + 237.3} \right) \quad (\text{B.0.5} - 21)$$

对于逐日估算  $ET_0$ , 则第  $d$  日土壤热通量为

$$G = 0.38(T_d - T_{d-1}) \quad (\text{B.0.5} - 22)$$

对于分月估算  $ET_0$ , 则第  $m$  月土壤热通量为

$$G = 0.14(T_m - T_{m-1}) \quad (\text{B.0.5} - 23)$$

式中  $T_d$ 、 $T_{d-1}$  ——第  $d$ 、 $d-1$  日气温, °C;

$T_m$ 、 $T_{m-1}$  ——第  $m$ 、 $m-1$  月气温, °C。

**B.0.6 每次降雨的有效雨量可按下列两种方法计算:**

1 测定降雨前后作物根系吸水层内土壤含水率或水田水层深度, 用公式 (B.0.6-1) ~ 公式 (B.0.6-3) 计算有效降雨量。

旱田: 
$$P_0 = 10\gamma H(W_2 - W_1) + (ET_d - K_d)t \quad (\text{B.0.6} - 1)$$

或 
$$P_0 = 10nH(\theta_2 - \theta_1) + (ET_d - K_d)t \quad (\text{B.0.6} - 2)$$

水田: 
$$P_0 = h_2 - h_1 + (ET_d + F_d)t \quad (\text{B.0.6} - 3)$$

式中  $P_0$  ——有效降雨量, mm;

$\gamma$  ——土壤干容重,  $\text{g}/\text{cm}^3$ ;

$H$  ——根系吸水层深度, cm;

$t$  ——前后两次测定土壤含水率或水层深度相隔的时间, d;

$ET_d$  ——时段内的日平均蒸发蒸腾量, mm/d;

$K_d$  —— $t$  时段内旱田日平均地下水有效补给量, mm/d;

$F_d$  —— $t$  时段内水稻田日平均渗漏量, mm/d;

$W_1$ 、 $W_2$  ——降雨前、降雨后测得的土壤含水率 (干土重百分率);

$\theta_1$ 、 $\theta_2$  ——降雨前、降雨后测得的土壤含水率 (土壤孔隙体积百分率);

$n$  ——土壤孔隙率 (土壤体积百分率);

$h_1$ 、 $h_2$  ——降雨前、降雨后测得的水田水层深度, mm, 水田

无水层时按旱田公式计算。

2 通过测定降雨产生的地表径流量及深层渗漏量用公式 (B.0.6-4) 计算旱田的有效降雨量。

$$P_0 = P - S - F \quad (\text{B.0.6} - 4)$$

式中  $P_0$  ——有效降雨量;

$P$ ——降雨量；

$S$ ——地表径流量；

$F$ ——深层渗漏量。

以上各项单位均为 mm。

B.0.7 一个时段内的有效降雨量可按公式 (B.0.7-1)、公式 (B.0.7-2) 计算：

——对于旱作农田：

$$P_0 = ET - K - M - (W_1 - W_2) \quad (\text{B.0.7-1})$$

——对于水稻田：

$$P_0 = ET + F - M - (h_1 - h_2) \quad (\text{B.0.7-2})$$

式中  $P_0$ ——计算时段内有效降雨量；

$ET$ ——计算时段内蒸发蒸腾量；

$K$ ——计算时段内旱田地下水补给量；

$F$ ——计算时段内水稻田渗漏量；

$M$ ——计算时段内灌溉定额；

$W_1$ 、 $W_2$ ——计算时段开始、结束时根系吸水层内土壤储水量；

$h_1$ 、 $h_2$ ——计算时段开始、结束时水田的田面水层深度，水田无水层时按旱作农田公式计算。

以上各项均以 mm 为单位。

B.0.8 不同农业技术水平下的灌溉增产率以及灌溉效益与农业效益分摊系数可按公式 (B.0.8-1) ~ 公式 (B.0.8-4) 计算：

$$\Delta C_{Y1} = \frac{Y_2 - Y_1}{Y_1} \times 100\% \quad (\text{B.0.8-1})$$

$$\Delta C_{Yh} = \frac{Y_4 - Y_3}{Y_3} \times 100\% \quad (\text{B.0.8-2})$$

$$k_w = \frac{(Y_2 - Y_1) + (Y_4 - Y_3)}{2(Y_4 - Y_1)} \quad (\text{B.0.8-3})$$

$$k_a = \frac{(Y_3 - Y_1) + (Y_4 - Y_2)}{2(Y_4 - Y_1)} \quad (\text{B.0.8-4})$$

式中  $\Delta C_{Y1}$ 、 $\Delta C_{Yh}$ ——一般水平农业技术措施、高水平农业技术措施条件下的灌溉增产百分率；

$k_w$ 、 $k_a$ ——灌溉效益、农业效益的分摊系数；

$Y_1$ 、 $Y_2$ 、 $Y_3$ 、 $Y_4$ ——相应于本规范 6.8.2 四种处理的作物产量（取相同单位）。

B.0.9 作物水分生产函数的常用模型如下：

1 以灌水量为自变量的全生育期作物水分生产函数。

$$Y = a_0 + b_0 W + c_0 W^2 \quad (\text{B.0.9-1})$$

式中  $Y$ ——作物产量，kg/hm<sup>2</sup> 或 t/hm<sup>2</sup>；

$W$ ——灌水量，mm；



$a_0$ 、 $b_0$ 、 $c_0$ ——经验系数。

2 以蒸发蒸腾量为自变量的全生育期作物水分生产函数包括以下两种类型：

1) 线性模型

$$Y = a_1 + b_1 ET_a \quad (\text{B.0.9 - 2})$$

2) 非线性模型

$$Y = a_2 + b_2 ET_a + c_2 ET_a^2 \quad (\text{B.0.9 - 3})$$

式中  $ET_a$ ——实际蒸发蒸腾量，mm；

$a_1$ 、 $b_1$ 、 $a_2$ 、 $b_2$ 、 $c_2$ ——经验系数。

3 相对减产量与相对亏水量的线性模型。

$$\left(1 - \frac{Y_a}{Y_m}\right) = K_y \left(1 - \frac{ET_a}{ET_m}\right) \quad (\text{B.0.9 - 4})$$

式中  $Y_a$ ——作物实际产量，kg/hm<sup>2</sup> 或 t/hm<sup>2</sup>；

$Y_m$ ——作物最大产量，kg/hm<sup>2</sup> 或 t/hm<sup>2</sup>；

$ET_m$ ——最大蒸发蒸腾量，mm；

$K_y$ ——作物产量反应系数。

4 生育阶段蒸发蒸腾量作物水分生产函数模型。

1) 乘法模型 (Jensen 模型)

$$\frac{Y_a}{Y_m} = \prod_{i=1}^n \left(\frac{ET_a}{ET_m}\right)_i^{\lambda_i} \quad (\text{B.0.9 - 5})$$

式中  $\lambda_i$ ——作物不同生长阶段缺水对产量的敏感指数 (幂指数型)， $i = 1, 2, \dots, n$ ，为阶段划分序号。

2) 加法模型 (Blank 模型)

$$\frac{Y_a}{Y_m} = \sum_{i=1}^n K_i \left(\frac{ET_a}{ET_m}\right)_i \quad (\text{B.0.9 - 6})$$

式中  $K_i$ ——作物不同生长阶段 ( $i$ ) 缺水对产量的敏感系数， $i = 1, 2, \dots, n$ ，为阶段划分序号。

B.0.10 土壤孔隙率及空气容量可按公式 (B.0.10-1) ~ 公式 (B.0.10-5) 计算：

$$\epsilon_t = \left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_s}\right) \times 100\% \quad (\text{B.0.10 - 1})$$

$$\epsilon_n = \gamma W_{wp} / \gamma_w \quad (\text{B.0.10 - 2})$$

$$\epsilon_c = \gamma (W_{cp} - W_{wp}) / \gamma_w \quad (\text{B.0.10 - 3})$$

$$\epsilon_a = \epsilon_t - \epsilon_n - \epsilon_c \quad (\text{B.0.10 - 4})$$

$$V_a = \epsilon_t - \theta \quad (\text{B.0.10 - 5})$$

式中  $\epsilon_t$ 、 $\epsilon_n$ 、 $\epsilon_c$ 、 $\epsilon_a$ ——土壤的总孔隙率、无效孔隙率、毛管孔隙率和通气孔隙率，均以占土壤体积的百分数表示；

- $V_a$ ——空气容量，以占土壤体积的百分数表示；
- $\gamma$ 、 $\gamma_s$ 、 $\gamma_w$ ——土壤干容重、土粒比重和水的容重；
- $W_{wp}$ 、 $W_{cp}$ ——凋萎系数和田间持水率，以占干土重的百分数表示；
- $\theta$ ——土壤含水率；以占土壤体积的百分数表示。

## 附录 C 水稻、冬小麦、玉米、 棉花生育性状调查

### C.1 水 稻

C.1.1 生育阶段的划分应符合下列规定：

- 1 苗期。即秧田期，实际播种到栽秧的时期。
- 2 返青期。栽秧到全区有 10% 植株的新生分蘖叶尖露出叶鞘（分蘖始期）。
- 3 分蘖前期。分蘖始期到有 80% 植株的新生分蘖露出叶鞘。
- 4 分蘖后期。有 80% 的植株出现新生分蘖到有 10% 的植株开始拔节（即拔节始期，其植株基部茎节间伸长到一定程度：早稻 1cm 以上，晚稻 2cm 以上）。
- 5 拔节孕穗期。拔节始期到有 10% 植株的稻穗抽出剑叶（抽穗始期）。
- 6 抽穗开花期。抽穗始期到有 10% 植株的稻穗中部籽粒进入乳熟（籽粒内容物充满颖壳，呈乳浆状，此时为乳熟始期）。
- 7 乳熟期。乳熟始期到有 10% 植株的稻穗中部籽粒进入黄熟（籽粒内容物浓结，呈蜡状，此时为黄熟始期）。
- 8 黄熟期。黄熟始期到有 80% 植株的谷粒变黄。
- 9 本田全生育期。从栽秧到成熟收割的时期。

C.1.2 生育动态调查内容与方法如下：

- 1 基本苗。水稻返青后成活的稻苗数（有分蘖的应包括分蘖苗）。
- 2 分蘖。通过定点观测每丛苗数，考察分蘖增减动态和最高分蘖数，开始分蘖时每隔 5d 测一次，临近分蘖高峰期至抽穗期每隔 2~3d 测一次。
- 3 株高。抽穗前为土面至每丛最高叶尖的高度，抽穗后为土面至最高穗顶（不连芒）的高度。
- 4 叶龄指数。某生育期的出叶数占主茎总叶片数之百分比。
- 5 叶面积指数。农田中叶面总面积与本农田面积之比。
- 6 干物重。应分别测定地上植株、根系及总干物重。
- 7 根系性状。包括发根数目（茎基部分蘖节处发根的数目）、根的分布以及根量（单丛根的体积、鲜重与干重）。
- 8 长相。在各主要生育阶段内，用田间定丛照相测定。

C.1.3 考种内容与方法如下：

- 1 穗长。穗节至穗尖（不连芒）的长度。
- 2 有效穗数。每穗结实粒数在 5 粒以上的稻穗数（被病、虫危害造成的白穗亦作有效穗计算）。
- 3 每穗粒数。包括实粒、空瘪粒（谷粒完全未灌浆的为空粒，灌浆充实程度不到 2/3 的为瘪粒）和已脱落的粒数。
- 4 千粒重。两次随机所取晒干扬净谷粒各 1000 粒的平均重量，换算成标准含水率（13%~14%）的千粒重，两次重量之差不得大于 3%。
- 5 产量。
  - 1) 理论产量是指按单位面积有效穗数、每穗实粒数和千粒重计算出的产量。
  - 2) 实际产量是指单打单收晒干扬净的稻谷产量。
- 6 谷草比例。稻谷和稻草干重之比。

## C.2 冬小麦

C.2.1 生育阶段的划分应符合下列规定：

- 1 发芽出苗期。从播种到有 50% 幼苗的第一片真叶露出地面 1.5~2cm 的日期。
- 2 苗期。从出苗到有 10% 植株的新生分蘖叶尖露出叶鞘。
- 3 分蘖前期。有 10% 植株的新生分蘖叶尖露出叶鞘到麦苗停止生长。
- 4 越冬期。由麦苗停止生长到 10% 植株来春叶色转为青绿。
- 5 返青期（分蘖后期）。有 10% 植株来春叶色转为青绿到有 10% 的植株开始拔节（即拔节始期，其植株基部茎节间伸长 1.5~2cm）。
- 6 拔节期。由拔节始期到有 10% 植株的剑叶（旗叶）全部露出叶鞘（叶鞘呈纺锤形）。
- 7 孕穗期。有 10% 植株的剑叶全部露出叶鞘到有 10% 植株的麦穗抽出剑叶（抽穗始期）。
- 8 抽穗开花期。由抽穗始期到有 10% 植株的麦穗中部籽粒进入乳熟（籽粒内容物呈乳浆状，此时为乳熟始期）。
- 9 乳熟期。乳熟始期到有 10% 植株的麦穗中部籽粒进入黄熟（籽粒内容物浓结，呈蜡状，此时为黄熟始期）。
- 10 黄熟期。由黄熟始期到有 80% 植株的麦粒变黄。
- 11 全生育期。由播种到成熟收割的时期。

C.2.2 生育动态调查内容与方法如下：

- 1 基本苗。齐苗后 5d 左右（分蘖前）在小区设两个固定点，每点选取 1m 行长调查基本苗；然后折算成每公顷基本苗数。
- 2 分蘖数。仍用上述试验小区的两个固定点进行调查和计算。开始分蘖时每隔 5d 测一次，临近分蘖高峰期至抽穗期每隔 2~3d 测一次。
  - 1) 冬前分蘖数：越冬前的分蘖数。
  - 2) 总分蘖数：在拔节期间分蘖数达最高峰时的分蘖数。

3) 有效分蘖数 (穗数): 在成熟前调查已成穗的分蘖数。

4) 有效分蘖率:

$$\text{有效分蘖率 (\%)} = \frac{\text{有效分蘖数}}{\text{总分蘖数}} \times 100\% \quad (\text{C.2.2})$$

3 株高。抽穗前为土面至最高叶尖的高度, 抽穗后为土面至最高穗顶 (不连芒) 的高度。

4 叶龄指数。某生育期的出叶数占主茎总叶片数之百分比。

5 叶面积指数。农田中绿叶总面积与相应农田面积之比。

6 干物重。应分别测定地上植株、根系及总干物重。

7 根系性状。包括发根数目 (茎基部分蘖节处发根的数目)、根的分布以及根量 (单丛根的体积、鲜重与干重)。

8 长相。在各主要生育阶段内, 用田间定丛照相测定。

9 倒伏。

1) 0 级——植株直立不倒;

2) 1 级——倒伏轻微, 不超过 15°;

3) 2 级——倒伏中等, 不超过 45°;

4) 3 级——倒伏严重, 超过 45°。

C.2.3 考种内容与方法如下:

1 穗长。自穗节基部量至穗尖 (不连芒) 的长度。

2 有效穗数。每穗结实粒数在 5 粒以上的穗数 (被病、虫危害造成的空穗亦作有效穗计算)。

3 每穗粒数。从样点取 20~30 个麦穗混合脱粒, 数清总粒数, 然后用穗数除总粒数。

4 千粒重。每千粒的重量, 重复三次取平均值, 以克表示。

5 产量。

1) 理论产量是指按单位面积有效穗数、每穗实粒数和干粒重计算出的产量。

2) 实际产量是指单打单收晒干扬净的实收产量。

## C.3 玉 米

C.3.1 生育阶段的划分应符合下列规定:

1 发芽出苗期。有 50% 的穴内的种子发芽出土高约 2cm 的日期 (出苗)。

2 苗期。从出苗到有 10% 植株近地面的茎秆基部能摸到茎节 (鼓包)。

3 拔节期。有 10% 植株近地面的茎秆基部能摸到茎节到 10% 植株雄穗尖端露出顶叶。

4 抽雄吐丝期。10% 植株雄穗尖端露出顶叶到 10% 植株开始灌浆 (籽粒内容物呈乳浆状) 的时期。

5 灌浆成熟期。10% 植株开始灌浆到 80% 以上植株的果穗、苞叶变黄色、籽粒硬

化时期。

6 全生育期。由播种到成熟收割的时期。

C.3.2 生育动态调查内容与方法如下：

1 株数。选取样点测定行距、株距，在折算成每公顷株数；

2 株高。选取 10~20 株进行测量，抽雄前为土面至最高叶尖的高度，抽雄后由土面量至雄穗顶端的高度；

3 农田覆盖度（叶面积系数）。测定方法同小麦；

4 空秆率（%）。小区的空秆数（包括不抽雌穗和抽雌穗而不结实的）占总秆数的百分数。

C.3.3 考种内容与方法如下：

1 单株有效穗数。小区果穗总数除以小区总株数。

2 穗长。从穗基部量至穗的顶端。

3 秃尖长。穗顶端没有结籽的长度。

4 每穗粒数。随机取几个果穗脱粒，数其粒数，取其平均值。

5 百粒重。脱粒后随机取百粒称重，重复 3~4 次，取其平均值，以克表示。

6 产量。小区收获脱粒后的籽粒风干重，并折算成 kg/hm<sup>2</sup>。

### C.4 棉 花

C.4.1 生育阶段的划分应符合下列规定：

1 发芽出苗期。从播种到有 80% 的幼苗平展出两片叶子（齐苗期）的时期。

2 苗期。齐苗期到有 10% 的棉株出现长达 3mm 三角形幼蕾（现蕾始期）。

3 蕾期。现蕾始期到有 10% 的棉株出现第一朵花（开花始期）。

4 花龄期。开花始期到有 10% 的棉株开始吐絮（吐絮始期）。

5 吐絮期。吐絮始期到收花完毕。

6 全生育期。从播种到收花完毕的时期。

C.4.2 生育动态调查内容与方法如下：

1 株数。

2 株高。自子叶节至顶部第一片展开叶片的高度。

3 其他。叶面积指数、干物重、根系性状、植株长相的考查标准可参考水稻。

4 蕾铃脱落及结铃情况。未开花而脱落的为落蕾，开花后脱落的为落铃。各种百分率按公式（C.4.2-1）~公式（C.4.2-4）计算：

$$\text{落蕾率} = \frac{\text{落蕾数}}{\text{现蕾总数}} \times 100\% \tag{C.4.2-1}$$

$$\text{落铃率} = \frac{\text{落铃数}}{\text{开花总数}} \times 100\% \tag{C.4.2-2}$$

$$\text{蕾铃脱落率} = \frac{\text{蕾铃脱落总数}}{\text{现蕾总数}} \times 100\% \tag{C.4.2-3}$$

$$\text{结铃率} = \frac{\text{结铃数}}{\text{现蕾总数}} \times 100\% \quad (\text{C.4.2-4})$$

5 三桃考查。包括三种棉桃的桃数及其所占百分率。7月15日以前成龄的为伏前桃，7月15日至8月15日成铃的为伏桃，8月15日至9月15日成铃的为秋桃。

C.4.3 考种内容与方法如下：

1 单铃重。吐絮盛期时的平均单铃重（g）。

2 霜前花百分率。霜前花（降霜前和霜后1~2d内所收）的籽棉重量占总收花籽棉重量的百分数。

3 僵瓣花百分率。僵瓣花（棉铃开裂后棉絮结团而不松开的棉花）的重量占总收花重量的百分率。

4 产量。

1) 籽棉产量是指籽棉（包括霜前花和霜后花）晒干后的重量。

2) 皮棉产量是指籽棉轧花后的皮棉（棉纤维）重量。

5 衣分。皮棉重占籽棉重的百分比。

6 纤维长度。用左右分梳法将棉桃纤维分开，其中部长度即是纤维长度。

## 标准用词说明

执行本规范时，标准用词应遵守下表规定。

标准用词说明

标准用词	在特殊情况下的等效表述	要求严格程度
应	有必要、要求、要、只有……才允许	要 求
不应	不允许、不许可、不要	
宜	推荐，建议	推 荐
不宜	不推荐、不建议	
可	允许、许可、准许	允 许
不必	不需要、不要求	