

目 录

第1章 绪论	1
1.1 城市排水管网系统	1
1.1.1 城市排水管网系统的作用	1
1.1.2 城市排水管网系统的分类	1
1.1.3 城市排水管网的规划与设计	2
1.2 城市排水管网的平面布置形式	4
1.2.1 影响因素	4
1.2.2 定线原则	5
1.2.3 平面布置形式	6
1.3 排水管网的高程布置	7
1.3.1 控制点及泵站的设置地点	7
1.3.2 最小埋深	7
1.3.3 最大埋深	8
1.3.4 跌水	8
1.4 排水管道断面形式与常用管渠材料	9
1.4.1 常用管渠的断面形式	9
1.4.2 常用的管渠材料	10
1.5 常用附属构筑物	11
1.5.1 雨水口、连接暗井、溢流井	11
1.5.2 检查井、跌水井、水封井	12
1.5.3 倒虹管	12
1.5.4 中途泵站	12
1.5.5 防潮门、闸门	12
1.5.6 出水口	13
第2章 排水管道水力学	14
2.1 排水管道水流特点	14
2.1.1 水质特点	14
2.1.2 水流特点	14
2.1.3 重力流	14
2.1.4 压力流	15
2.2 管道水力学	15
2.2.1 圆管的优点	15
2.2.2 满管流水头损失	15
2.2.3 阻力方程	16
2.2.4 非圆形过水断面	19
2.2.5 非满管均匀流	19

2.2.6 管道中的临界水深和水跃	21
2.3 明渠水力学	24
2.3.1 排水渠道	24
2.3.2 水流分类	24
2.3.3 渠道过水断面	27
2.3.4 非规则断面渠道非均匀流计算	29
2.3.5 非恒定流	32
2.3.6 渠道稳定性	32
2.3.7 摩阻损失	33
2.4 压力流管道	34
2.5 非恒定流水力学	35
2.5.1 非恒定流的特性	35
2.5.2 坡面流水力学	35
2.5.3 非恒定流	39
2.6 动床(泥砂)水力学基础	46
2.6.1 概述	46
2.6.2 固体杂质的起动条件	47
2.6.3 挟砂水流及其特性	49
2.6.4 水流的挟砂能力	50
第3章 污水管网系统设计与计算	53
3.1 概述	53
3.1.1 设计内容	53
3.1.2 设计资料	53
3.1.3 设计方案	54
3.2 设计流量	55
3.2.1 生活污水	55
3.2.2 工业废水	57
3.2.3 城市污水设计流量	57
3.3 设计变量	58
3.3.1 设计充满度	58
3.3.2 设计流速	59
3.3.3 最小设计坡度	60
3.3.4 最小管径	61
3.3.5 污水管道的埋设深度	61
3.3.6 污水管渠的衔接	66
3.4 水力计算方法	67
3.4.1 划分设计管段	67
3.4.2 设计管段的设计流量	67
3.4.3 污水管渠的水力计算方法	68
3.5 设计计算实例	75
3.5.1 我国的设计计算方法	75
3.5.2 国外设计方法简介	79
第4章 降雨和径流	88

4.1 基本概念	88
4.1.1 水文循环	88
4.1.2 雨量分析	89
4.1.3 降雨的空间分布与时间分布	90
4.2 设计暴雨	94
4.2.1 暴雨强度公式	94
4.2.2 取样方法	95
4.2.3 频率分析计算	97
4.2.4 公式推求方法	106
4.2.5 芝加哥合成暴雨过程线	115
4.2.6 英国《洪水研究报告》推荐的降雨过程线	116
4.3 径流损失	118
4.3.1 截留和损失	118
4.3.2 估计损失的 SCS 法	119
4.4 径流	122
4.4.1 地表径流	122
4.4.2 管网汇流	124
第 5 章 雨水管渠的常规设计方法	126
5.1 概述	126
5.2 推理公式法	126
5.2.1 推理公式法	126
5.2.2 阶段法	130
5.3 推理公式法的改进	132
5.3.1 时间-面积曲线和等流时线法	132
5.3.2 切线法和改进切线法	133
5.3.3 沃林福特程序	135
5.4 我国的设计方法	140
5.4.1 雨水管渠系统平面布置特点	140
5.4.2 计算设计流量的方法	141
5.4.3 设计计算步骤	144
5.4.4 设计计算实例	145
5.5 径流调节	149
5.5.1 调节水池常用的布置形式	149
5.5.2 调节池容积 V 的计算	149
5.5.3 校核调节池的放空时间	150
第 6 章 排水管渠优化设计	151
6.1 基本概念	151
6.1.1 优化设计及优化设计方法	151
6.1.2 约束条件和可行空间	152
6.1.3 目标函数	152
6.2 水力计算过程的优化设计方法	152
6.2.1 管网系统布置形式的描述	152
6.2.2 费用函数	153

6.2.3 优化设计的基本数学模型	159
6.2.4 求解方法简介	162
6.3 调试法	163
6.3.1 单管段的最优管径	163
6.3.2 多管段的最优管径计算	163
6.3.3 含分枝管段的最优管径计算	165
6.4 动态规划及拟差动态规划法	166
6.4.1 基本概念	166
6.4.2 动态规划方法应用示例	169
6.4.3 拟差动态规划法应用示例	170
6.5 排水管渠系统平面布置优化方法	173
6.5.1 最佳排水分区的确定	173
6.5.2 管网定线的优化	173
第7章 运动波理论与方法	174
7.1 基本概念	174
7.1.1 概述	174
7.1.2 运动方程	174
7.1.3 运动波方程	175
7.2 地表漫流过程解析解法	176
7.2.1 地表漫流方程的解	176
7.2.2 入渗的影响	179
7.2.3 河流-流域模型	180
7.2.4 典型降雨强度-历时关系的解	180
7.2.5 暴雨强度-历时关系和汇水时间的解	181
7.2.6 举例	185
7.3 降雨对地表径流的影响	186
7.3.1 运动波法的特点	186
7.3.2 暴雨分布对径流的影响	186
7.3.3 通用方程组	187
7.3.4 非均匀和非恒定暴雨输入的数值解	188
7.3.5 有关暴雨分布结果汇总	193
7.3.6 二维模型	193
7.4 雨水管道汇流计算	194
7.4.1 非满流管道分析	194
7.4.2 设计应用	195
第8章 城市雨水径流模拟模型	197
8.1 概述	197
8.1.1 经验方法	197
8.1.2 宏观方法	197
8.1.3 微观方法	197
8.1.4 模拟	198
8.2 城市雨水径流模拟模型简介	198
8.2.1 洪峰流量叠加法	198

8.2.2	流量过程线时间滞后相加法	199
8.2.3	芝加哥流量过程线法 (CHIM)	200
8.2.4	公路研究所法 (TRRL)	203
8.2.5	伊利诺城市排水区域模拟模型 (ILLUDAS)	206
8.2.6	雨水管理模型 (SWMM)	207
8.2.7	伊利诺雨水管道系统模拟模型 (ISS)	208
8.2.8	辛辛那提大学城市径流模型 (UCURM)	211
8.2.9	其他模型	212
8.3	我国的城市降雨径流模型	212
8.3.1	城市雨水管道计算模型 (SSCM)	212
8.3.2	城市雨水径流模型 (CSYJM)	216
8.4	城市径流模型比较	219
8.4.1	城市径流模型比较	219
8.4.2	水力学设计模型的选择	220
第9章	排水管渠系统风险性分析	222
9.1	概述	222
9.1.1	确定设计流量中的不确定性	222
9.1.2	设计过程的不确定性	222
9.1.3	使用过程中的不确定性	222
9.1.4	安全系数	222
9.2	可靠性计算基础	223
9.2.1	概率分布	223
9.2.2	样本分析	226
9.2.3	可信区间	227
9.2.4	一次二阶矩法	228
9.3	雨水管网可靠性计算	229
9.3.1	雨水道设计风险-安全系数曲线的使用	229
9.3.2	计算风险度的公式	231
9.3.3	风险-安全系数曲线推求	232
第10章	旧合流制排水系统改造	238
10.1	合流制排水系统	238
10.1.1	概述	238
10.1.2	合流制排水系统的布置特点	238
10.1.3	设计流量	239
10.1.4	水力计算	240
10.1.5	截流式合流制的运行特点	241
10.2	合流制排水系统对环境的影响	241
10.2.1	水质特点	241
10.2.2	对受纳水体的影响	242
10.2.3	对污水处理厂运行管理的影响	242
10.3	旧合流制改造途径	242
10.3.1	改合流制为分流制	242
10.3.2	改合流制为截流式合流制	243

10.3.3 对溢流混合污水进行适当处理	243
10.3.4 修建全部处理的污水处理厂	243
10.3.5 合流制与分流制的衔接	243
10.4 对溢流污水的管理	244
10.4.1 应加强对溢流水量的调查研究	244
10.4.2 加强对溢流水质的管理	245
10.4.3 溢流污水管理新技术简介	245
第 11 章 屋面与道路排水设计	246
11.1 屋面排水	246
11.1.1 概述	246
11.1.2 排水沟容积	247
11.1.3 平屋面	248
11.1.4 落水管	248
11.2 道路排水	249
11.2.1 概述	249
11.2.2 路面	250
11.2.3 边沟水流	251
11.2.4 旁侧入流	252
11.2.5 高速公路泻水槽	252
11.2.6 立交道路排水	253
11.3 雨水口	254
11.3.1 雨水口型式	254
11.3.2 侧流堰	255
11.3.3 边石雨水口	256
11.3.4 边沟雨水口	257
11.3.5 雨水口进水量计算	259
第 12 章 城市防洪与内河设计计算	263
12.1 城市防洪	263
12.1.1 概述	263
12.1.2 设计洪峰流量	263
12.1.3 设计标准	264
12.1.4 规划设计要点	264
12.2 城市内河（桥梁）水力计算	265
12.2.1 概述	265
12.2.2 通过桥墩空隙的水流	266
12.2.3 水面曲线	267
12.2.4 水位跌落	270
12.2.5 最大回水距离	272
12.2.6 复合结构	272
12.2.7 桥墩的阻水作用	272
12.2.8 过水桥面	274
12.2.9 溢流引起的侵蚀	274
12.3 涵洞水力计算方法	274

12.3.1 设计方法	274
12.3.2 水面曲线	276
12.3.3 入口设计	277
12.3.4 出口控制	280
12.3.5 优化设计	281
第 13 章 城市排水对受纳水体的影响	283
13.1 概述	283
13.2 城市排水量对受纳水体的影响	284
13.2.1 城市化对径流量的影响	284
13.2.2 减小下游洪峰流量的措施	284
13.3 城市排水水质对受纳水体的影响	285
13.3.1 城市排水水质	285
13.3.2 城市地区水质模型	291
13.3.3 改善受纳水体水质的途径	298
13.4 城市排水系统管理技术	300
13.4.1 清通与养护管理	300
13.4.2 优化控制调度与指挥决策系统	301
13.4.3 技术档案资料的计算机管理技术	302
13.4.4 城市地区暴雨径流雨水的水质水量管理技术	303
主要参考文献	308
符号	310
缩写词说明	313
主题词索引	314
光盘主要内容	320

Contents

Chapter 1 Introduction	1
1.1 Urban Sewerage System	1
1.2 Alignment Layout of Urban Sewerage System	4
1.3 Elevation layout of Urban Sewerage System	7
1.4 Sections and Materials of Sewer Conduits	9
1.5 Structures of Sewer Conduits	11
Chapter 2 Hydraulics of Sewerages	14
2.1 Flow Characteristics of Sewerages	14
2.2 Hydraulics of Sewer Conduits	15
2.3 hydraulics of Open Channels	24
2.4 Pressurized Sewer Conduits	34
2.5 Unsteady Flow Hydraulics	35
2.6 Basis of Silt Hydraulics	46
Chapter 3 Design and Calculation of Sanitary Sewer Systems	53
3.1 Introduction	53
3.2 Design Flow Rates	55
3.3 Design Variables	58
3.4 Hydraulic Design Methods	67
3.5 Examples	75
Chapter 4 Rainfall and Runoff	88
4.1 Basic Concepts	88
4.2 Design Storms	94
4.3 Abstractions and Losses	118
4.4 Runoff	122
Chapter 5 Standard Methods of Storm sewerage Design	126
5.1 Introductions	126
5.2 Rational Method	126
5.3 Improvement of Rational Method	132
5.4 Design Methods	140
5.5 Detention and Retention Ponds	149
Chapter 6 Optimization Design of Sewerage System	151
6.1 Basic Concepts	151
6.2 Optimization Design of Hydraulic Design	152
6.3 Debugging Methods	163
6.4 Dynamic Programming and Discrete Differential Dynamic Programming	166
6.5 Optimization Design Methods of Sewerage System Layout	173

Chapter 7 Kinematic Flow Theory and Method	174
7.1 Basic Concepts	174
7.2 Overland Flow Simulations	176
7.3 Numerical Solutions of Kinematic Wave Equations	186
7.4 Storm Sewer Flow Calculation	194
Chapter 8 Urban Storm Runoff Simulation Models	197
8.1 Introductions	197
8.2 Urban Storm Runoff Simulation Models	198
8.3 Chinese Urban Storm Runoff Simulation Models	212
8.4 Comparison of Urban Storm Runoff Simulation Models	219
Chapter 9 Analysis of Uncertainties and Risks in Urban Sewerage System	222
9.1 Introductions	222
9.2 Basis of Reliability Calculations	223
9.3 Storm Sewer Reliability Calculations	229
Chapter 10 Remaking of Combined Sewer System	238
10.1 Combined Sewer System	238
10.2 Effects on Combined Sewer System to Environment	241
10.3 Remaking Methods of Combined Sewer System	242
10.4 Management of Combined Sewer Overflow	244
Chapter 11 Roof and Road Drainage System Design	246
11.1 Roof Drainage System	246
11.2 Road Drainage System	249
11.3 Storm Sewer Inlets	254
Chapter 12 Flood Control Works and Inland River Design Calculation in Urban Areas	263
12.1 Flood Control Works in Urban Areas	263
12.2 Design Calculation of Bridge on Urban Inland River	265
12.3 Methods of Culvert Design Calculation	274
Chapter 13 Effects on Urban Drainage to Reception Water	283
13.1 General	283
13.2 Effects on Urban Drainage Quantity to Reception Water	284
13.3 Effects on Urban Drainage Quality to Reception Water	285
13.4 Management Technology of Urban Sewerage System	300
References	308
Symbols	310
Abbreviations	313
Subject Index	314
Subject of CD	320

第1章 绪 论

人类社会在创造文明的同时产生了城市。近年来，由于经济的高速发展，全球加快了城市化的进程。随着城市化进程的发展和大都市的出现，人口密度不断增加，城市开发规划范围不断扩大。由于社会财富不断向城市集中，城市生产力不断增大，人类在世界上创造了一种新的生态系统——人工城市生态系统，从而建立了新的能量流动和物质循环体系。

在城市居民的生活中，每天都产生大量的污物和污水，如果不及时排除就会影响人们的正常生活。在工业、企业生产中，几乎没有一种工业不用水，生产中每时每刻都产生废水，不及时排除就会影响正常生产。城市区域不透水地表比例很大，从而破坏了原有的自然降雨径流过程，使径流量变大，如果不及时排除降雨和融雪产生的径流，不仅会给城市的生产和生活带来不便，而且可能造成洪、涝灾害，引起严重后果。为此，城市必须采用排水管网系统收集、输送生活与生产过程中产生的污水和降雨的径流。城市排水管网系统包括污水管网、雨水管网、合流制管网以及城市内河与排洪设施。

1.1 城市排水管网系统

1.1.1 城市排水管网系统的作用

城市排水管网系统是收集、输送城市产生的生活污水、工业废水和降水的一整套工程设施。它包括地下管道、暗渠与地表的明渠以及城市的内河及防洪设施。

城市排水管网系统的作用就是及时可靠地排除城市区域内产生的生活污水、工业废水和降水，使城市免受污水之害和免受暴雨积水之害，从而给城市创造一个舒适安全的生存和生产环境，使城市生态系统的能量流动和物质循环正常进行，维持生态平衡，保证可持续发展。

1.1.2 城市排水管网系统的分类

(1) 排水系统的体制

城市和工业企业的生活污水、工业废水和降水的收集与排除方式称为排水系统的体制。排水系统的体制包括分流制与合流制。合流制是将生活污水、工业废水与降水混合在同一套管网系统内排除的排水系统；分流制包括污水管网和雨水管网，即将生活污水和工业废水用一套或一套以上的管网系统，而雨水用另一套管网系统排除的排水系统。

合理地选择排水系统的体制是城市和工业企业排水系统规划设计的重要问题。它不仅从根本上影响排水系统的设计、施工与维护管理，而且对城市和工业企业的规划和环境保护有重大影响，同时也影响排水系统的工程总投资及运行与维护管理费用。通常应在满足环境保护要求的基础上，根据当地条件，通过技术经济比较来确定排水系统的体制。

由于城市排水对下游水体造成的污染和破坏与排水体制有关，为了更好地保护环境，一般新建的排水系统均应考虑采用分流制。只有在附近有水量充沛的河流或近海而发展又

受到限制的小城镇地区,或街道较窄、地下设施较多、修建污水和雨水两条管线有困难的地区,以及雨水稀少和雨、污水要求全部处理的地区,才考虑选用合流制排水系统。

在一个城市中,有时是混合排水系统,即既有合流制又有分流制的排水系统。混合排水系统通常是在只有合流制排水系统的城市中,扩建部分采用了分流制而出现的。在大城市中,因各区域的自然条件以及修建条件有很大差别,可以因地制宜地在各区域选用不同的排水体制,但应注意不同排水体制管网之间的连接问题。

(2) 分流制排水系统

分流制排水系统根据排除雨水方式的不同,又分为完全分流制和不完全分流制。完全分流制排水系统具有完整的污水排水系统和雨水排水系统。不完全分流制只有污水排水系统,未建雨水管道系统。雨水沿自然地面、街道边沟、沟渠等原有雨水渠道系统排泄,或者在原有渠道排水能力不足之处修建部分雨水管道,待城市进一步发展或有资金时再修建雨水排水系统,逐步改造成完全分流制排水系统。

1) 城市污水管网

城市污水管网包括收集和输送城市生活污水和工业废水的管道系统。它由室内污水管道系统和设备、室外污水管道系统和附属构筑物、污水提升泵站及压力管道、排入水体的出水口等组成。

2) 工业废水排水系统

工业废水排水系统由车间内部的管道系统和设备、厂区管道系统及附属构筑物、必要的污水处理系统、污水泵站及压力管道或接入城市排水系统的管网组成。工业废水的水质十分复杂,应根据水质、处理和回收利用等条件分质收集、处理和排放,并应注意水质对管材的影响。

3) 雨水排水系统

排除降雨径流和融雪径流的管渠系统称为雨水排水系统。雨水排水系统由房屋的雨水收集和排放系统、道路排水系统、街坊或厂区的雨水收集与管渠系统、街道雨水管渠系统、出水口及排洪沟等组成。

(3) 合流制排水系统

合流制排水管网系统是将生活污水、工业废水和雨水混合在同一个管渠系统内排除的管网系统。它有直接排入水体的旧合流制、截流式合流制和全处理式合流制3种形式。

将城市的混合污水不经任何处理,直接就近排入水体的排水方式称为旧合流制或直排式合流制。国内外老城区的合流制排水系统均属此类。由于污水对环境造成的污染越来越严重,必须对污水进行适当处理才能减轻城市对环境造成的污染和破坏,为此产生了截流式合流制。截流式合流制是在旧合流制基础上,修建沿河截流干管,在城市下游建污水处理厂,并在适当位置上设置溢流井。这种系统可以保证晴天的污水全部进入污水处理厂处理,雨天一部分污水得到处理。在降雨量较小或对水体水质要求较高地区,可以采用全处理式合流制,将生活污水、工业废水和降水全部送到污水处理厂处理后再排放。这种方式对环境水质的影响最小,但对污水处理厂的要求较高,并且投资较大。

1.1.3 城市排水管网的规划与设计

(1) 确定合理的排水系统

文明社会在不断地发展城市系统。城市基础设施的便利、大规模的交通系统和发达的

贸易,在刺激人口的集中,从而导致污染、天然田野和河流的消失等。为此人们必须建立人工城市生态系统,建立新的物质和能量流动体系,以保证其平衡。修建城市排水系统是维持城市的生存和可持续发展以及保护环境的重要工程措施。工程师应根据我国不同地区的实际状况,在花费最少费用的情况下,确定合理的排水系统,解决这类问题。

污水排水系统包括污水管网和污水处理设施。污水管网是收集和输送城市污水的工程设施,污水处理设施是净化城市污水的工程系统。合理地设计这一系统可以保证城市必要的生存环境和可持续发展。

雨水和合流制排水系统设计都与流域特性有关。如:流量过程线、土壤类型和覆盖、气候(降雨和蒸发部分)、可接受的风险和洪水的影响等。径流过程的调节使降雨和径流之间的关系变得十分复杂。城市排水与水利科学家研究的水文系统有很大差别。

污染控制是排水管网的主要任务之一。收集和输送城市污水、收集和输送冲洗街道的污水、拒绝污染物大量排放、控制排水量及对径流雨水进行适当处理都能有效地控制污染。而城市污水必须通过城市污水处理厂处理达标后才能排放则更为重要。

流量控制是排水管网的另一主要任务。减少排水量可以节省排水管网的投资,并可以减轻对受纳水体的污染和流量冲击,而径流量控制则比较难以实现。雨水调节、地下水回灌、提供粗糙地表以便延缓水流速度以及不与不透水地表直接连接等都是常用的调节径流量方法。这些方法在很多国家还没有使用,最近美国和欧洲已经要求使用这些方法,我国正在进行这方面的研究工作。

城市排水科学近年来已得到广泛的关注。有的西方发达国家,已经通过立法要求工程师仔细地考虑排水过程。在美国和世界各地已经建立了一些研究组织,他们研究和开发了一些数学模型,以便模拟城市排水过程。这有利于工程师确定合理的城市排水系统,以便创造保证城市可持续发展的环境。

在进行排水系统设计时,还应考虑以下因素:与邻近区域内的污水与污泥处理和处置协调的问题;与邻近区域及区域内的给水系统、洪水和雨水的排除系统相协调的问题;适当改造原有排水工程设施,充分发挥其工程效能的问题和对接入城市排水管网的工业废水水质的限制。

(2) 选定排水系统的体制

合理地选择排水系统的体制,是排水工程师在规划 and 设计时要面对的重要问题。它的选择不仅从根本上影响排水系统的设计、施工和维护管理,而且影响排水系统工程的总投资和维护管理费。通常,排水系统体制的选择应满足环境保护的需要,根据当地条件,通过技术经济比较来确定。环境保护和保证城市可持续发展则是选择排水体制时所要考虑的主要问题。

从环境保护方面来看,如果采用全处理式合流制,从控制和防止水体的污染来看效果较好,但这时主干管尺寸很大,污水厂容量也增加很多,建设费用也相应地增高。采用截流式合流制时,雨天有部分混合污水通过溢流井直接排入水体,对环境的影响较大。目前,国际上对这一部分污水的水质、水量控制和处理途径的研究十分活跃。实践证明,采用截流式合流制的城市,随着建设的发展,河流的污染日益严重,甚至达到不能容忍的程度。分流制可以将城市污水全部送至污水厂进行处理,但初降雨水径流未加处理直接排入水体,这是它的缺点。近年来,国内外对雨水径流的水质调查发现,雨水径流特别是初降雨

水径流对水体的污染相当严重。分流制虽然具有这一缺点,但它比较灵活,比较容易适应社会发展的需要,一般又能符合城市卫生的要求,所以是城市排水系统体制发展的方向。

从造价方面来看,合流制排水管道的造价比完全分流制一般要低20%~40%。可是,合流制的污水厂却比分流制的造价要高。从总造价来看完全分流制比合流制高。从初期投资来看,不完全分流制因初期只建污水排水系统,因而可节省初期投资费用。此外,又可缩短施工期,发挥工程效益也快。而合流制和完全分流制的初期投资均比不完全分流制要大。

从维护管理方面来看,晴天时污水在合流制管道中只是部分流,雨天时可达满管流,因而晴天时合流制管内流速较低,易于产生沉淀。晴天和雨天时流入污水厂的水量变化很大,增加了合流制排水系统污水厂运行管理中的复杂性。而分流制系统可以保持管内的流速,不致发生沉淀。同时,流入污水厂的水量和水质比合流制变化小得多,污水厂的运行易于控制。

混合排水系统的优缺点介于合流制和分流制排水系统两者之间。

总之,排水系统体制的选择是一项很复杂很重要的工作。应根据城镇及工业企业的规划、环境保护的要求、污水利用情况、原有排水设施、水质、水量、地形、气候和水体等条件,从全局出发,在满足环境保护的前提下,通过技术经济比较,综合考虑确定。由于截流式合流制对水体可能造成污染,危害环境,所以新建的排水系统一般应采用分流制。

(3) 规划与设计排水系统

排水管网是现代化城市和工业企业不可缺少的一项重要设施,是城市和工业企业基本建设的一个重要组成部分,同时也是控制水污染、改善和保护环境的重要工程措施。

排水管网的设计主要面对那些需要新建、改建或扩建排水工程的城市、工业企业和工业区。它的主要任务是规划设计收集和输送雨、污水的一整套工程设施和构筑物。

排水管网的规划与设计是在区域规划以及城市和工业企业的总体规划基础上进行的。因此,排水管网规划与设计的有关基础资料,应以区域规划以及城市和工业企业的规划与设计方案为依据。排水管网的规划规模、设计期限,应根据区域规划以及城市和工业企业规划方案的设计规模和设计期限而定。排水区界是指排水系统设置的边界,它决定于区域、城市和工业企业规划的建筑界限。

排水管网的设计一般分阶段进行。大型的排水工程,在工程技术上一般比较复杂,可按三阶段设计,即初步设计、技术设计及施工图设计。

对于一般工程项目,可按初步设计(或扩大初步设计)及施工图两个阶段进行。两阶段设计的初步设计或扩大初步设计是三阶段设计的初步设计和技术设计两个内容的综合。有些工程项目在技术上比较简单,可按一阶段设计,即直接编制施工图设计。所以,设计阶段的划分,应按工程性质的不同区别对待。

1.2 城市排水管网的平面布置形式

1.2.1 影响因素

(1) 城市规划

一般城市的规划范围就是排水管网系统的服务范围;规划人口数影响污水管网的设计标准;城市的铺砌程度影响雨水径流量的大小;规划的道路是管网定线的可能路径。所以

城市规划是城市排水管网系统平面布置最重要的依据，排水管网规划必须与城市总体规划一致，并作为城市总体规划的一个重要组成部分。

(2) 地形

在一定条件下，地形是影响管道定线的主要因素。定线时应充分利用地形，使管道的走向符合地形趋势，一般宜顺坡排水。在整个排水区域较低的地方，例如集水线或河岸低处敷设主干管及干管，这样便于支管接入，而横支管的坡度尽可能与地面坡度一致。在地形平坦地区，应避免小流量的横支管长距离平行等高线敷设，注意让其尽早接入干管。要注意干管与等高线垂直，主干管与等高线平行。由于主干管管径较大，保持最小流速所需坡度小，因此与等高线平行较合理。当地形向河道的坡度很大时，主干管与等高线垂直，干管与等高线平行。这种布置虽然主干管的坡度较大，但设置跌水井的总数量减少，而使干管的水力条件得到改善。有时，由于地形的原因还可以按不同的排水流域布置成几个独立的排水系统。

(3) 污水处理厂及出水口位置

污水处理厂与出水口的位置决定了排水管网总的走向，所有管线都应朝出水口方向铺设并组成枝状管网。有一个出水口或一个污水处理厂就有一个独立的排水管网系统。

(4) 水文地质条件

排水管网应尽量敷设在水文地质条件好的街道下面，最好埋设在地下水位以上。如果不能保证在地下水位以上铺管时，在施工时应注意地下水的影响和向管内渗水的问题。

(5) 道路宽度

管道定线时还需要考虑街道宽度及交通情况。排水干管一般不宜敷设在交通繁忙而狭窄的街道下。若街道宽度超过 40m 时，为了减少连接支管的数目和减少与其他地下管线的交叉，可考虑设置两条平行的排水管道。

(6) 地下管线及构筑物的位置

在现代化城市和工厂的街道下，有各种地下设施：各种管道——给水管、污水管、雨水管、煤气管、供热管等；各种电缆电线——电话电缆、民用电线、动力电缆、有线电视电缆、电车电缆等；各种隧道——人行横道、地下铁道、防空隧道、工业隧道等。设计排水管道在街道横断面上的位置（平面位置和垂直位置）时，应与各种地下设施的位置联系起来综合考虑，并应符合室外排水设计规范的有关规定要求。

由于排水管道是重力流，管道（尤其是干管）的埋设深度较其他种类的管道大，并且有很多连接支管。如果位置安排不当造成和其他管道交叉，就会增加排管上的困难，所以在管道综合时，通常是首先考虑排水管道在平面和垂直方向上的位置。

1.2.2 定线原则

在总体规划图上确定排水管网的位置和走向，称为排水管网系统的定线。正确的定线是合理、经济的设计排水管网的先决条件，是排水管网系统设计的重要环节。管网定线一般按主干管、干管、支管顺序依次进行。定线应遵循的主要原则是：尽可能地在管线较短和埋深较小的情况下，让最大区域的雨、污水能自流排出。为了实现这一原则，在定线时必须很好地研究各种条件，因地制宜地利用其有利因素而避免不利因素。定线时通常考虑的几个因素是：地形和竖向规划、排水体制和线路数目、污水厂和出水口位置、水文地质条件、道路宽度、地下管线及构筑物的位置、工业企业和产生大量污水的建筑物的分布情

况等。

1.2.3 平面布置形式

(1) 正交式

在地势向水体适当倾斜的地区，干管以最短距离沿与水体垂直相交的方向布置，这种布置也称正交布置。正交布置的干管长度短、管径小，因此较为经济。在现代城市中，这种布置形式仅用于排除雨水。如图 1.1 所示。

(2) 截流式

沿河岸敷设主干管，将各干管的污水截流送至污水厂，这种布置形式称截流式布置，所以截流式是正交式发展的结果。截流式布置对减轻水体污染、改善和保护环境有重大作用。它适用于分流制污水排水系统、区域排水系统和截流式合流制排水系统。如图 1.2 所示。



图 1.1 正交式排水系统

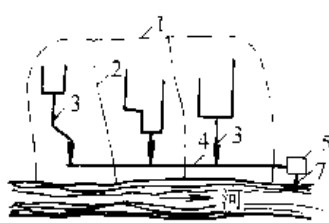


图 1.2 截流式排水系统

(3) 平行式

在地势向河流方向有较大倾斜的地区，为了避免因干管坡度及管内流速过大，使管道受到严重冲刷，可使干管与等高线及河道基本上平行、主干管与等高线及河道成一定斜角敷设，这种布置也称平行式布置。其优点是减少跌水井数量，降低工程总造价。如图 1.3 所示。

(4) 分区式

在地势高低相差很大的地区，当雨、污水不能靠重力流至污水厂或出水口时，可采用分区布置形式。可分别在高地区和低地区敷设独立的管道系统。高地区的雨、污水靠重力流直接流入污水厂或出水口，而低地区的污水用水泵抽送至高地区干管或污水厂，低区雨水用泵站排入水体。这种布置只能用于个别阶梯地形或起伏很大的地区，它的优点是能充分利用地形排水，节省能源。如果将高地区的雨、污水排至低地区，然后再用水泵一起抽送至污水厂或出水口则是不经济的。如图 1.4 所示。

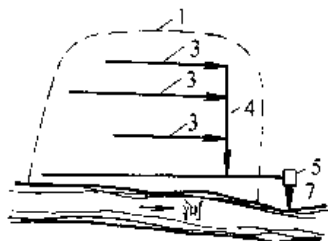


图 1.3 平行式排水系统

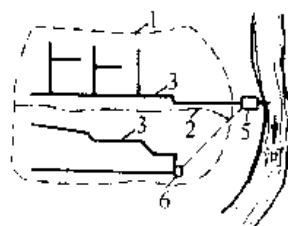


图 1.4 分区式排水系统

(5) 分散式

城市周围有河流，或城市中央部分地势高、地势向周围倾斜的地区，各排水流域的干管常采用辐射状分散布置，各排水流域具有独立的排水系统。这种布置具有干管长度短、管径小、管道埋深较浅、便于雨水排放等优点，但污水厂和泵站的数量将增多。

(6) 小区

小区内排水管网的平面布置形式主要与建筑物的分布和道路规划情况有关。应注意把管道敷设在较低的一边，在地势较平时可在小区四周或内部多设管道以便能方便接管。另外管道在相接时最好能锐角接入以保证良好的水流条件。

值得注意的是一个城市的地形是非常复杂的，加之城市竖向规划的限制，在平面布置时很难只用上述某一种形式进行布置，而必须根据实际条件灵活掌握。

光盘中给出了部分规划设计实例，可供参考。

1.3 排水管网的高程布置

1.3.1 控制点及泵站的设置地点

(1) 控制点

在排水区域内，对管道系统的埋深起控制作用的地点称为控制点。各条管道的起点一般是这条管道的控制点，这些控制点中离出水口最远的一点，通常是整个系统的控制点。具有相当深度的工厂排出口或某些低洼地区的管道起点，也可能是整个管道系统的控制点。这些控制点的管道埋深，影响整个排水管道系统的埋深。

确定控制点的标高，一方面应根据城市的竖向规划，保证排水区域内各点的雨、污水都能够排出，并考虑发展，在埋深上适当留有余地。另一方面，不能因照顾个别控制点而增加整个管道系统的埋深。对此通常采取一些工程措施，例如，加强管材强度，填土提高地面高程以保证最小覆土厚度，设置泵站提高管道高程等方法，减少控制点管道的埋深，从而减小整个管道系统的埋深，降低工程造价。

(2) 泵站

当超过最大埋深时，应设置泵站来提高下游管道的位置，这种泵站称为中途泵站。

地形复杂的城市，有些地区地势较低，往往需要将这里的雨、污水抽升到地势较高地区的管道中去。此外，一些高层建筑的地下室、地铁或其他地下建筑的污水也需用泵抽升送入管道系统。这种抽升局部地区雨、污水的泵站称为局部泵站。

污水厂中的构筑物一般都建在地面上，而污水主干管终端的埋深都较大，因此由管道送来的污水常用泵提升送到处理构筑物，这种泵站称为终端泵站或总泵站。

在区域排水系统上设置的泵站，称区域泵站。

确定泵站设置的具体位置时，要考虑环境卫生、地质、电源和施工条件等因素，并应征询卫生主管部门的意见。

1.3.2 最小埋深

排水管道的最小覆土厚度，应满足下述要求：

(1) 必须防止管道内的污水冰冻和因土壤冰冻膨胀而损坏管道

污水在管道中冰冻的可能性与土壤的冰冻深度、污水水温、流量及管道坡度等因素有关。

土壤的冰冻深度首先和当地的气温有关,我国东北和西北地区土壤冰冻很深,如海拉尔市土壤最大冰冻深度达3.4m。此外,土壤冰冻深度也受土壤性质的影响,例如,大孔性土壤的冰冻深度一般较大,砂质土壤的冰冻深度约为大孔性土壤的80%,粘土的冰冻深度约为大孔性土壤的70%。设计时采用的土壤冰冻深度指多年平均值,而不是最大值。另一方面,由于生活污水本身温度较高,即使在冬天,污水温度也不低于4~10℃,很多工业废水的温度也较高。此外,污水管道按一定的坡度敷设,管内污水具有一定流速,经常保持一定的流量不断地流动。这样,污水在管道内不会结冻,管道周围的泥土有一个融土环。因此没有必要把整个污水管道都埋在土壤冰冻线以下。

《室外排水设计规范》规定:无保温措施的生活污水管道或水温和它接近的工业废水管道,管底可埋设在冰冻线以上0.15m,并应保证管顶最小覆土厚度;有保温措施或水温较高的管道,管底在冰冻线以上的距离可以加大,其数值应根据该地区或条件相似地区的经验确定,并应保证管顶最小覆土厚度。

(2) 必须防止管壁因地面荷载而受到破坏

为了防止管道因地面荷载而受到损坏,管顶需要有一定厚度的覆土。这一覆土厚度值取决于管材的强度、地面荷载的大小以及荷载的传递方式(与路面种类及覆土情况有关)等因素。《室外排水设计规范》规定,在车行道下,管顶最小覆土厚度一般不小于0.7m。在管道保证不受外部荷载损坏时,最小覆土厚度可适当减少。

(3) 必须满足管道在衔接上的要求

在气候温暖的平坦地区,管道的最小覆土厚度一般取决于连接管在衔接上的要求,因此,它受室内污水出户管或雨水口连接管埋深的控制。街道污水管必须能承接街坊污水管,而街坊污水管又必须承接房屋污水出户管。从安装技术上讲,房屋污水出户管的最小埋深,通常采用0.55~0.65m。所以街坊或庭院污水管起端的最小埋深也应有0.55~0.65m。雨水连接管可以浅一点,视具体条件而定。

1.3.3 最大埋深

雨、污水在管道中靠重力从高处流向低处。当管道的坡度大于地面坡度时,管道的埋深就愈来愈大,尤其在地形平坦的地区更为突出。埋深愈大,则造价愈高,施工期也愈长。管道埋深允许的最大值称为最大允许埋深。该值的确定应根据技术经济指标及施工方法而定,一般在干燥土壤中,最大埋深不超过7~8m;在有多水、流砂、石灰岩地层中,不超过5m。

1.3.4 跌水

当管道的埋深小于最小埋深或必须降低管道标高之处,可以设置跌水井来实现。管道跌水水头为1~2m时,宜设跌水井;跌水水头大于2m时,必须设跌水井。管道转弯处不宜设跌水井。跌水井的进水管管径不大于200mm时,一次跌水高度不得大于6m;管径为300~400mm时,一次跌水高度不宜大于4m。跌水方式一般可采用竖管式或矩形竖槽式。管径大于400mm时,一次跌水高度及跌水方式应按水力计算确定。在设置跌水井处应注意消能以防止下游造成冲刷。

在地面坡度突然变陡的地方,为了防止下游埋深小于最小埋深,也可以选择采用陡坡管,其管径可比上游管径小50~100mm的管径范围,这比设置跌水井要节省投资。

1.4 排水管渠断面形式与常用管渠材料

1.4.1 常用管渠的断面形式

排水管渠的横断面形式必须满足静力学、水力学、经济上和养护管理上的要求。在静力学方面，管道必须有较大的稳定性，在承受各种荷载时是稳定和坚固的。在水力学方面，管道断面应具有最大的排水能力，并在一定的流速下不产生沉淀物。在经济方面，管道造价应该是最低的。在养护方面，管道断面应便于冲洗和疏通，没有淤积。

常用管渠断面形式有圆形、半椭圆形、马蹄形、矩形、梯形和蛋形等，如图 1.5 所示。

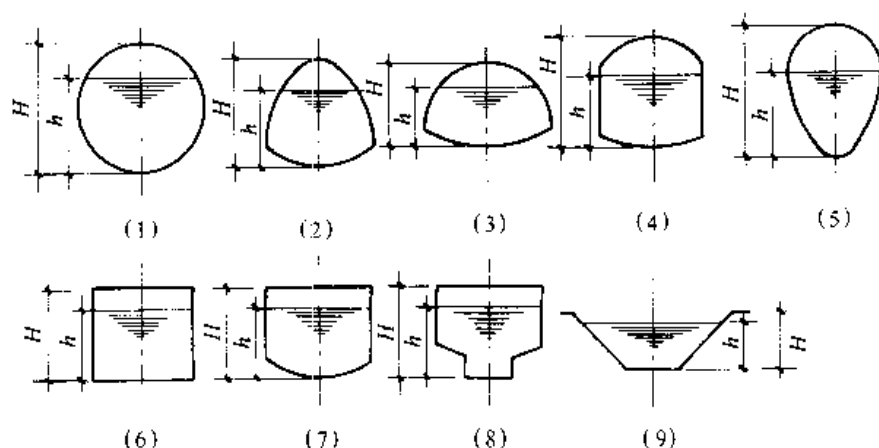


图 1.5 常用排水管渠断面形式

- (1) 圆形；(2) 半椭圆形；(3) 马蹄形；(4) 拱顶矩形；(5) 蛋形；
(6) 矩形；(7) 弧形流槽的矩形；(8) 带低流槽的矩形；(9) 梯形

圆形断面有较好的水力性能，在一定的坡度下，指定的断面面积具有最大的水力半径，因此流速大，流量也大。此外，圆形管便于预制，使用材料经济，对外力的抵抗力较强。若挖土的形式与管道相称时，能获得较高的稳定性，在运输和施工养护方面也较方便，因此是最常用的一种断面形式。

半椭圆形断面，在土压力和活荷载较大时，可以更好地分配管壁压力，因而可减小管壁厚度。在污水流量无大变化及管道直径大于 2m 时，采用此种形式的断面较为合适。

马蹄形断面的高度小于宽度。在地质条件较差或地形平坦、受河水位限制时，需要尽量减少管道埋深以降低造价，可采用此种形式的断面。由于马蹄形断面的下部较大，对于排除流量无大变化的大流量污水，较为适宜。马蹄形管的稳定性与回填土的坚实度有关，回填土坚实，稳定度大，回填土松软，则两侧底部的管壁易产生裂缝。

蛋形断面，由于底部较小，从理论上讲，在小流量时可以维持较大的流速，因而能减小淤积。但实际养护经验表明，这种断面的冲洗和疏通工作比较困难。

矩形断面可以就地浇制或砌筑，并按需要将深度增加，以增大排水量。某些工业企业的污水管道、路面狭窄地区的排水管道以及排洪沟常采用这种断面形式。

不少地区在矩形断面的基础上，将渠道底部用细石混凝土或水泥砂浆做成弧形流槽，

以改善水力条件,也可在矩形渠道内做低流槽。这种组合的矩形断面是为合流制管道设计的,晴天时污水在小矩形槽内流动,以保持一定的充满度和流速,使之能够免除产生淤积或减轻淤积程度。

梯形断面适用于明渠,它的边坡决定于土壤性质和铺砌材料。

1.4.2 常用的管渠材料

(1) 对管渠材料的要求

排水管渠必须具有足够的强度,以承受外部的荷载和内部的水压。外部荷载包括土壤的重量——静荷载,以及由于车辆运行所造成的动荷载。压力管及倒虹管一般要考虑内部水压。自流管道发生淤塞时或雨水管渠系统的检查井内充水时,也可能引起内部水压。此外,为了保证排水管道在运输和施工中不致破裂,也必须使管道具有足够的强度。

排水管渠应具有能抵抗污水中杂质的冲刷和磨损的能力。也应具有抗腐蚀的性能,以免在污水或地下水的浸蚀作用(酸、碱或其他)下很快损坏。

排水管渠必须不透水,以防止污水渗出或地下水渗入。因为污水从管渠渗出至土壤,将污染地下水或邻近水体,或者破坏管道及附近房屋的基础。地下水渗入管渠,不但降低管渠的排水能力,而且将增大污水泵站及处理构筑物的负荷。

排水管渠的内壁应整齐光滑,使水流阻力尽量减小。

排水管渠应就地取材,并考虑到预制管件及快速施工的可能,以便尽量节省管渠的造价及运输和施工的费用。

(2) 常用排水管道的材料及制品

1) 混凝土管和钢筋混凝土管

混凝土管和钢筋混凝土管适用于排除雨水、污水,分为混凝土管、轻型钢筋混凝土管和重型钢筋混凝土管3种。它们可以在专门的工厂预制,也可以在现场浇制。管口通常有承插式、企口式、平口式。如图1.6所示。

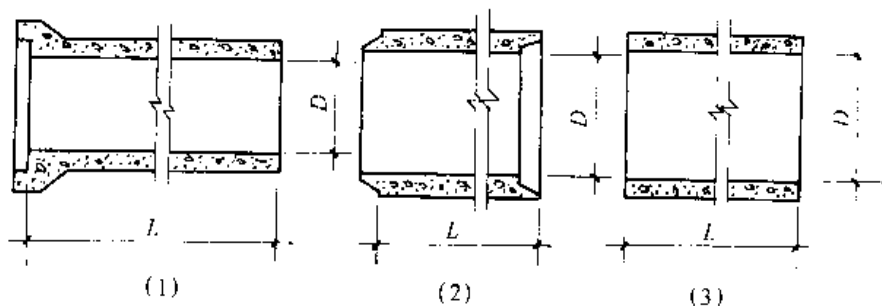


图1.6 混凝土管和钢筋混凝土管

(1) 承插式; (2) 企口式; (3) 平口式

2) 陶土管

陶土管是由塑性粘土制成的。为了防止在焙烧过程中产生裂缝,通常加入耐火粘土及石英砂,经过研细、调和、制坯、烘干、焙烧等过程制成。根据需要可制成无釉、单面釉、双面釉的陶土管。若采用耐酸粘土和耐酸填充物,还可以制成特种耐酸陶土管。

陶土管一般制成圆形断面,有承插式和平口式两种形式,如图1.7所示。

3) 聚氯乙烯塑胶硬质管

近年来聚氯乙烯塑胶硬质管(PVC管)已经在排水工程中得到了广泛的应用。PVC

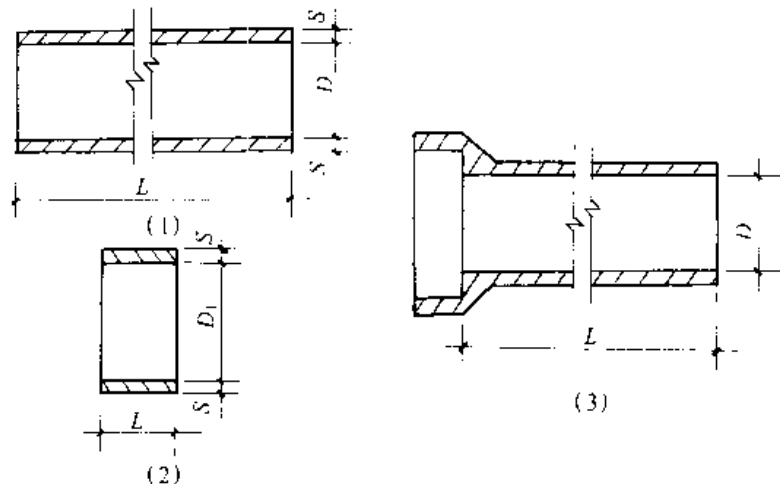


图 1.7 陶土管

(1) 直管; (2) 管箍; (3) 承插管

管材较轻, 因此搬运、装卸、施工便利, 可以节省施工费用; PVC 管具有优异的耐酸、耐碱、耐腐蚀性, 对于酸性、碱性和有腐蚀性废水甚为适合; PVC 管管壁光滑, 其曼宁粗糙系数为 0.009, 与其他管材相比水力条件较好; PVC 管也适用于污水处理厂的各种配管工程和中水工程。

在经过技术经济比较, 采用 PVC 管不比钢筋混凝土管道费用高很多时, 应推荐使用 PVC 管。

4) 大型排水渠道

排水管道的预制管管径一般小于 2m, 当管道设计断面大于 1.5m 时, 也可以在现场建造排水渠道。建造大型排水渠道常用的建筑材料有砖、石、陶土块、混凝土块、钢筋混凝土块和钢筋混凝土等。采用钢筋混凝土时, 要在施工现场支模浇制, 采用其他几种材料时, 在施工现场主要是铺砌或安装。在多数情况下, 建造大型排水渠道, 常采用两种以上材料。

1.5 常用附属构筑物

1.5.1 雨水口、连接暗井、溢流井

雨水口是在雨水管渠或合流管渠上收集雨水的构筑物。街道路面上的雨水首先经雨水口通过连接管流入排水管渠。

雨水口的设置位置, 应能保证迅速有效地收集地面雨水。一般应设在交叉路口、路侧边沟的一定距离处以及没有道路边石的低洼地区, 以防止雨水漫过道路或造成道路及低洼地区积水而妨碍交通。雨水口的形式和数量通常应按汇水面积所产生的径流量和雨水口的泄水能力确定 (一般平算雨水口可以排泄 15~20L/s 的地面径流量)。雨水口设置的间距还要考虑道路纵坡和路边石的高度。道路上雨水口的间距一般为 25~50m (视汇水面积大小而定), 在低洼和易积水的地段, 应根据需要适当增加雨水口的数量。

雨水口以连接管与街道排水管渠的检查井相连。当排水管直径大于 800mm 时, 也可在连接管与排水管连接处不另设检查井, 而设连接暗井。连接管的最小管径为 200mm,

坡度一般为0.01,长度不宜超过25m,接在同一连接管上的雨水口一般不宜超过3个。

在截流式合流制管渠系统中,通常在合流管渠与截流干管的交汇处设置溢流井。溢流井分为截流槽式、溢流堰式和跳越堰式三类。

1.5.2 检查井、跌水井、水封井

检查井通常设在管渠交汇、转弯、管渠尺寸或坡度改变、跌水等处,以及相隔一定距离的直线管渠段上。检查井在直线管渠段上的最大间距,一般可按规范规定采用。

跌水井是设有消能设施的检查井。目前常用的跌水井有两种形式:竖管式(或矩形竖槽式)和溢流堰式。前者适用于直径等于或小于400mm的管道,后者适用于400mm以上的管道。当上、下游管底标高落差小于1m时,一般只将检查井底部做成斜坡,不采用专门的跌水措施。

水封井是设有水封的检查井。当工业废水能产生引起爆炸或火灾的气体时,在排水管道上必须设置水封井,以确保可燃气体不排到下游管网中。水封井应设在产生易燃易爆气体的生产装置、储罐区、原料储运场地、成品仓库、容器洗涤车间等处的废水排出口和适当距离的干管上。水封井不宜设在车行道和人行道众多的地段,并应适当远离产生明火的地点。水封井的水封深度一般为0.25m,井上宜设通风管,井下宜设沉泥槽。

1.5.3 倒虹管

排水管渠遇到河流、山涧、洼地或地下构筑物等障碍物时,不能按原有的坡度埋设,而是按下凹的折线方式从障碍物下通过,这种管道称为倒虹管。倒虹吸管由进水井、下行管、平行管、上行管和出水井等组成。

确定倒虹管的路线时,应尽可能与障碍物正交通过,以缩短倒虹管的长度,并应选择在河床和河岸较稳定不易被水冲刷的地段及埋深较小的部位敷设。

1.5.4 中途泵站

在排水管网中,为了提高下游管道的标高而设置的提升泵站称为中途泵站。中途泵站一般应设在设计管段接近或达到设计最大埋深和需要提高下游管道标高的地方,具体设置位置一般应考虑环境卫生、工程地质、电源和施工条件,并应征询有关主管部门的意见。

在城市排水管网中,中途泵站是较大的建筑物,其建筑投资和设备投资较大,而且需要经常的运行管理费。所以,在选择城市排水管网设计方案时,应尽量少设或不设中途泵站。

1.5.5 防潮门、闸门

临海城市的排水管渠往往受潮汐的影响,为防止涨潮时潮水倒灌,在排水管渠出水口上游的适当位置上应设置装有防潮门或平板闸门的检查井。临河城市的排水管渠,为防止高水位时河水倒灌,也可以采用防潮门或平板闸门。

防潮门一般采用铁制,其座口部略带倾斜,倾斜度一般为1:10~1:20。当排水管渠中无水时,防潮门靠自重密闭。当上游排水管渠来水时,水流顶开防潮门排入水体。涨潮时,防潮门靠下游潮水压力密闭,使潮水不会倒灌入排水管渠。

设置了防潮门或平板闸门的检查井井口应高出最高潮水位或最高河水位,或者井口用螺栓和盖板密封,以免潮水或河水从井口倒灌至市区。为使防潮门工作可靠有效,必须加强维护管理,经常清除防潮门座口上的杂物。

平板闸门要求有专人管理。

1.5.6 出水口

排水管渠排入水体的出水口的位置和形式,应根据水质、下游用水情况、水体的水位变化幅度、水流方向、波浪情况、地形变迁和主导风向等因素确定。出水口与水体岸边连接处应采取防冲、加固等措施,一般用浆砌石做护墙和铺底。在受冻胀影响的地区,出水口考虑用耐冻胀材料砌筑,其基础必须设置在冰冻线以下。

为使污水与受纳水体混合较好,排水管渠出水口一般采用淹没式,其位置除考虑上述因素外,还应取得当地卫生主管部门的同意。如果需要污水与水体水流充分混合,则出水口可长距离伸入水体分散排出,此时应设置标志,并取得航运管理部门的同意。特殊的排海口,因为投资很大,应根据试验确定其位置和设计参数。雨水管渠出水口可以采用非淹没式,其管底标高最好在水体最高水位以上,一般在常水位以上,以免倒灌。当出口标高比水体水面高出太多时,应考虑设置单级或多级跌水。

常用的有淹没式出水口、江心分散式出水口、一字式出水口和八字式出水口。

第2章 排水管渠水力学

2.1 排水管渠水流特点

2.1.1 水质特点

排水管渠中流动的雨水、污水或合流制混合污水都含有一定数量的杂质。雨水中无机颗粒较多，污水中有机成分较多。相对密度小的物质漂浮在水面并随水漂流；较重的分布在水流断面上并呈悬浮状态流动。油类物质有可能沾附于管渠壁上，而影响其粗糙度。在流速小于自净流速时，大的固体颗粒会沉淀于管渠底部，并可能造成淤积。管渠中还可能进入杂物而造成堵塞。

排水管渠中流动的水不是清水，因此与水力学研究的流动状态有一定差别，但在排水管渠设计时，一般按清水考虑，即采用一般的水力学计算方法，之后再根据实际水流特点对设计参数进行限制。所以在进行水力计算时可以按单相清水考虑来选用水力学计算公式。

2.1.2 水流特点

排水管网的雨、污水由支管流入干管，由干管流入主干管，再由主干管排入水体或进入污水处理厂。管渠系统由小到大，分布类似河流，呈树枝状。管渠内的流量也由小到大。

由于用户排水的随机性造成污水管网中的排水水量随机变化，污水管网中的水流一般是非恒定非均匀流。另外，污水管网中的流量又有一定统计规律，使用排水设备的人多时，排水量就大，反之就小。污水管网服务的用户越多，污水量波动的程度就越小。工程上一般用变化系数表示流量的不均匀性，并把最大日最大时平均秒流量作为设计流量。在一定时段内，可以近似按恒定均匀流计算。

雨水管网中的流量具有骤涨骤落的特点，属于非恒定非均匀流。由于非恒定流计算相当复杂，因此我国以往均按恒定均匀流进行水力计算。近年来由于计算机的普及，国内外已经开始采用非恒定流模拟技术计算雨水管网的汇水过程，这可以使计算结果更接近实际。

合流制管网在不下雨时与污水管网类似；在降雨过程中与雨水管网类似。

2.1.3 重力流

排水管网中的水流一般靠管渠两端水面高差从高向低处流动，即无压重力流。污水管网一般按非满流设计，除超负荷运行条件外均为重力流。雨水管网按满流设计，根据管道的水力特点，在接近满流时的排水过流能力大于满流流量，因此按满流设计实际可能有两个工作点，并且不稳定。目前所选定的设计状态为满管重力流。当流量小于满流流量时可认为是非满管重力流，当流量大于满流流量时为满管压力流。明渠都是重力流。

重力流水力计算时一般按均匀流考虑。这样，水面坡度等于管渠底坡。在管道转弯及检查井内产生的水头损失，在工程设计时可不考虑或按沿程损失的一定比例计算。

在非恒定流模拟计算时，有均匀流和非均匀流两种情况。在急流条件下 ($Fr > 1$)，上

游为控制条件；在缓流条件下 ($Fr < 1$) 上、下游均是控制条件。

2.1.4 压力流

在降雨强度超过设计暴雨强度和污水量超过设计条件时，雨水（或合流制）管网和污水管网内可能形成压力流。在排水泵站的压力管道和倒虹管内一般为压力流。压力流的水头为上下游水位之差，水力坡度为水头与管长的比，而与管道底坡无关。水力计算方法与给水管网类似，也可以采用曼宁公式计算。

2.2 管道水力学

2.2.1 圆管的优点

在许多情况下，用圆管输送雨、污水比较方便。它们结构强度高，与其他类型暗渠相比圆管的水力特性令人满意，也便于机械化生产和运输。

污水、雨水和合流制污水都可以用圆形管道排除，污水用封闭的管道对健康有利。污水管道很少设计成满流，而雨水管道按满流设计。水力坡度线理论上平行管道底坡，检查井不能溢流。

2.2.2 满管流水头损失

表示每单位重量流体只有的能量称为水头。它由标高水头、压力水头和流速水头组成。根据伯努利 (Bernoulli) 方程，对于理想流体，一个断面的总能量等于另一个断面的总能量：

$$Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} \quad (2.1)$$

式中 v ——断面平均流速；

$v^2/2g$ ——流速水头（长度单位）；

g ——重力加速度；

p ——压力；

p/γ ——压力水头（长度单位）；

γ ——流体单位重量；

Z ——选择参考面以上标高。

如果在断面 1 和 2 之间由于阻力和紊流产生水头损失，那么就应在方程 (2.1) 的右边加上 h （水头损失）。严格地说，流速水头还应乘以一个系数以考虑流速在管道过水断面上的变化。对于紊流，动能修正系数平均值为 1.06，对于层流为 2.0，应用于水流的伯努利方程适用于恒定流，即在任一点流速都不随时间变化。设水流是一维和满流，流体不可压缩。

特定的总能量水头线和水力坡度线示于图 2.1。对于多数实际条件下，流速水头与其他水头相比要小，可以忽略它。

固定尺寸管道的过流量或能力由两端间的总水头差控制，这个水头由阻力和其他紊流损失所消耗。在拐弯、连接、管径改变和在检查井等处的水头损失通常比沿程阻力损失小。重力流或有自由液面的排水管道以阻力坡降铺设。同时应考虑断面改变，这样断面的水头损失按流速水头的一定比例计算。

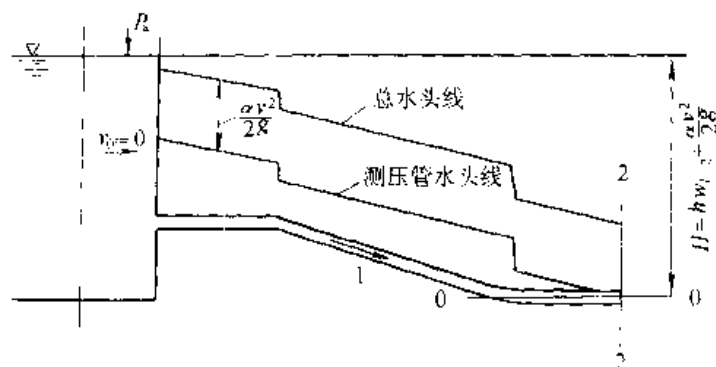


图 2.1 沿管线的水头线图

$$h_1 = K_1 \frac{v_1^2}{2g} \quad (2.2)$$

其中

$$K_1 = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \quad (2.3)$$

突然从面积 A_1 扩大到 A_2 。

2.2.3 阻力方程

(1) 达西-魏兹巴赫方程 (Darcy-Weisbach)

在给排水工程中,经常采用以管径和流量为参数的计算阻力水头损失经验公式。这些公式(如海森-威廉公式)在推求它们的范围之内可以应用,但不能无限制地外推。继 Reynolds, Van Kerman 和其他人对紊流的研究之后,边界层理论的发展给出了管道流速范围的水头损失关系。达西-魏兹巴赫阻力方程就是来源于这种研究的一个方程:

$$S = \lambda \frac{v^2}{2gD} \quad (2.4)$$

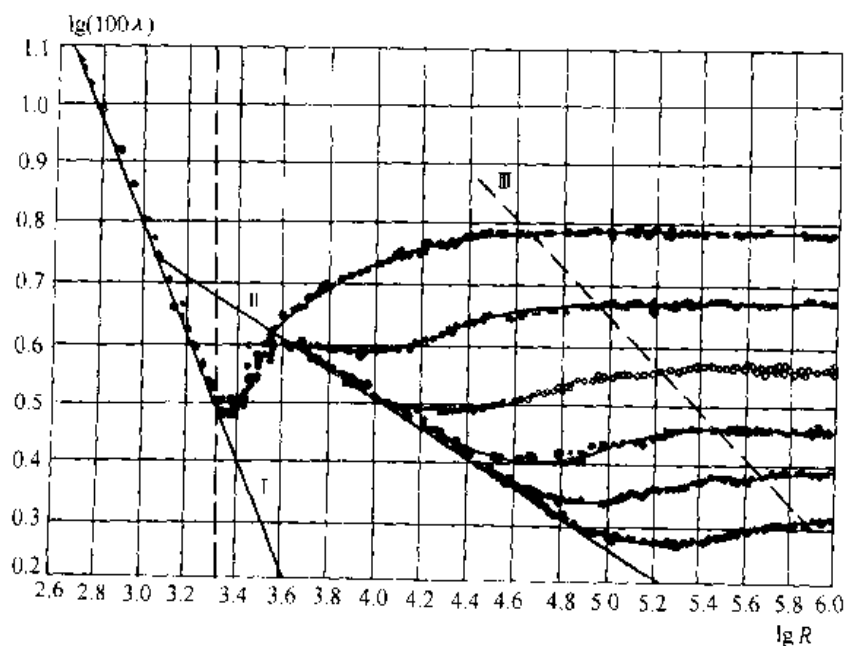


图 2.2 阻力系数与雷诺数和对粗糙的关系

这个方程与相应的莫迪图(图 2.2)或阻力系数 λ (在美国用 f) 的柯烈勃洛克-怀特 (Colebrook-White) 公式一起,是估算管道中水头损失的最合理方法,正在逐渐被接

受。\$S\$ 为水头损失坡度，\$D\$ 为管道内径。对于非圆形管道或非满流管道，\$D\$ 可由 \$4R\$ 代替，\$R\$ 为水力半径 \$A/P\$，\$A\$ 为过水断面面积，\$P\$ 为湿周。

达西阻力系数由胡泊-淮特方程给出：

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left[\frac{k}{3.7D} + \frac{2.5}{Re \sqrt{\lambda}} \right] \quad (2.5)$$

根据达西阻力系数 \$\lambda\$、雷诺数 \$Re\$ 和相对粗糙 \$k/D\$ 之间的复杂关系，可以用水头损失图表示，如图 2.3 所示。\$k\$ 为边界粗糙的计量，称为 Nikuradse 粗糙度（见表 2.1）。雷诺数为

$$Re = vD/\nu \quad (2.6)$$

或对于非满流管道

$$Re = 4vR/\nu \quad (2.7)$$

其中 \$\nu\$ 为流体的运动粘度（kinematic viscosity）。

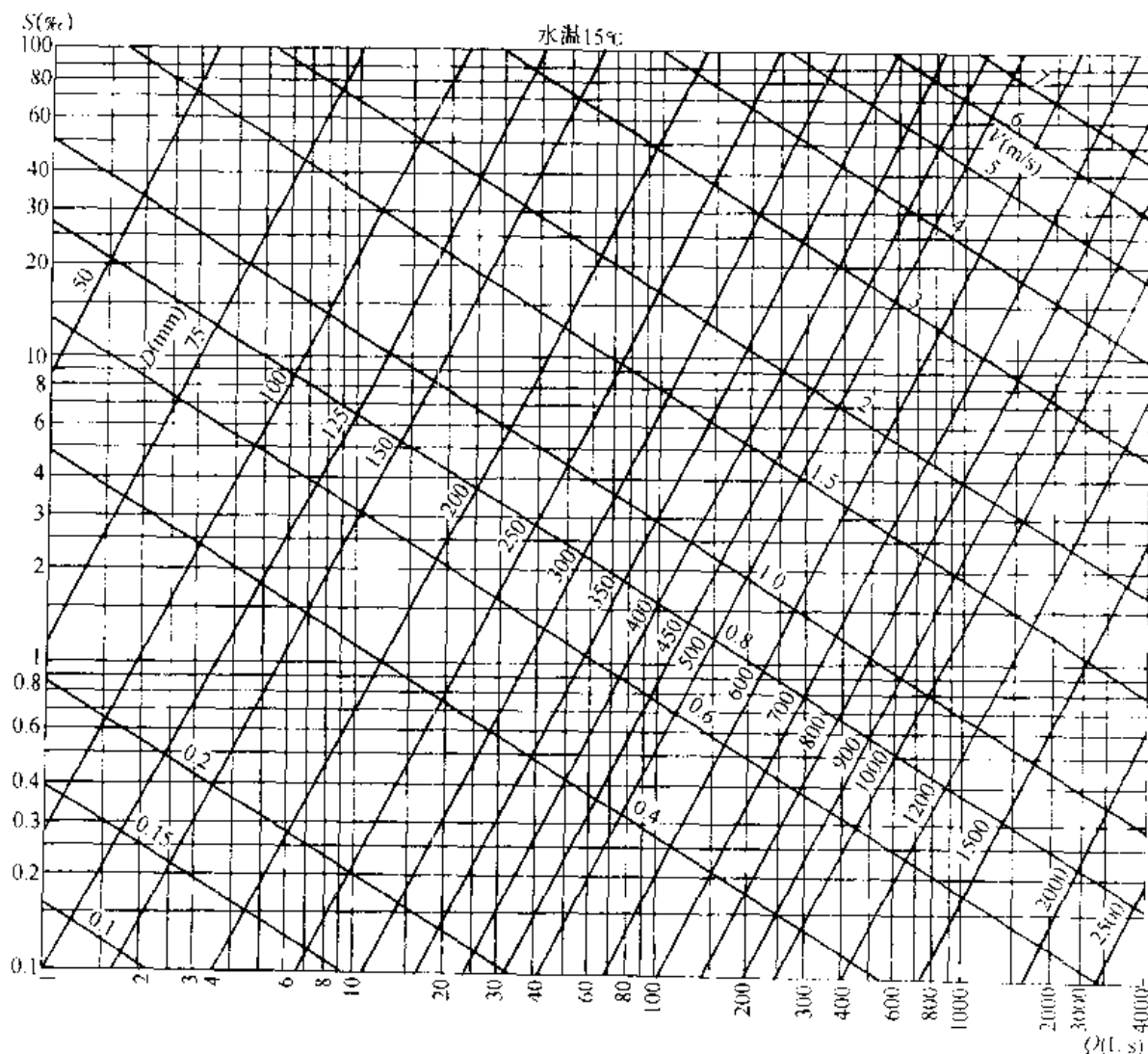


图 2.3 满流、\$k=0.6\text{mm}\$ 的阻力损失图

管材的 Nikuradse 粗糙度

表 2.1

面 层 材 料	光 滑	平 均	粗 糙
玻璃, 拉成的材料	0	0.003	0.006
钢、PVC 或 AC	0.015	0.03	0.06
有覆盖的钢	0.03	0.06	0.15
镀锌管、陶土管	0.06	0.15	0.3
铸铁或水泥衬里	0.15	0.3	0.6
预应力混凝土或木管	0.3	0.6	1.5
铆固的钢管	1.5	3	6
脏的污水管道, 结瘤的给水主管线	6	15	30
无衬里的石头、土渠	60	150	300

注: K 值以 mm 计。新的、干净的表面, 否则应用其他数据。

(2) 海森-威廉 (Hazen-Williams) 公式

尽管达西-魏兹巴赫公式可靠并简单, 但除非在莫迪图的紊流粗糙区, 该公式对任一所给的管段和阻力坡度并不能直接给出流量。海森-威廉公式和曼宁 (Manning) 公式等公式之所以流行, 主要是因为它们能直接解出流量。这些公式的适用条件需要澄清, 公式还有特定的单位, 无单位 (因次) 表示方式会受欢迎。

海森-威廉公式广泛用于给水工程实践中, 公式为:

$$v = K_w C_w D^{0.63} S^{0.54} \quad (2.8)$$

其中 K_w 为系数, SI 制时为 0.354, 英制时为 0.550。 C_w 为海森-威廉系数 (见表 2.2)。海森-威廉公式可以写成下面无因次形式:

$$v = 0.044 C_w (Re/C_w)^{0.075} \sqrt{gDS} \quad (2.9)$$

海森-威廉 (Hazen-Williams) 阻力系数 C

表 2.2

管 道 种 类	条 件			
	新 的	使用 25 年	使用 50 年	严重腐蚀
PVC	150	140	140	130
光滑混凝土、AC	150	130	120	100
钢、沥青衬里、镀锌	150	130	100	60
铸铁	130	110	90	50
铆固钢管, 玻璃化的陶土管, 木管	120	80	45	

海森-威廉系数 C_w 是 λ 和 Re 的函数, 其值可以点在莫迪图上 (见图 2.2)。根据图 2.2 会发现, 恒定的海森-威廉系数与胡泊-淮特公式仅在过渡区一致。在完全紊流区, 对不光滑的管段, 实际上会把 Re 数减少很多。因此, 对于高 Re 数和粗糙管段要小心使用海森-威廉公式。

(3) 曼宁 (Manning) 公式

曼宁公式被广泛用于计算明渠流的水头损失和非满流排水管道的水头损失。公式为:

$$v = K_n \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (2.10)$$

其中 K_n 为单位换算系数, SI 制中为 1, 英制时为 1.486。

斯垂柯勒 (Strickler) 在曼宁系数 n 和边界粗糙 k 的有效尺度之间推荐如下关系:

$$n = 0.13 K_n k^{1/6} / \sqrt{g} \quad (2.11)$$

这样

$$v = 7.7 (R/k)^{1/6} \sqrt{SRg} \quad (2.12)$$

即曼宁粗糙系数仅与边界粗糙 k 有关。

因此, 曼宁公式适用于粗糙边界的紊流。尽管它有限制条件, 但它比达西公式较易使用, 并已使用广泛。在表 2.3 中给出了 n 的典型值。 n 和 k 之间的关系在表 2.4 中给出。事实上, 斯垂柯勒公式与达西公式类似, 用较简单的 λ 的 $1/6$ 次幂代替胡泊-淮特的对数函数。

曼宁系数 n 和粗糙 k 的关系

曼宁的 n 值		$(n = 0.13 K_n k^{1/6} \sqrt{g})$		
表 2.3		表 2.4		
表面类型	n 值	n	k (m)	k (ft)
平玻璃	0.010	0.01	0.0002	0.0006
混凝土, 镀锌或内涂钢管	0.011	0.012	0.0006	0.0019
铸铁管	0.012	0.015	0.0022	0.0072
沾泥的或沾油的排水管	0.013	0.02	0.012	0.039
铸钢钢管, 陶土管	0.015	0.025	0.048	0.156
粗糙混凝土管	0.018	0.03	0.142	0.466
		0.04	0.80	2.625
		0.05	3.05	10.00

2.2.4 非圆形过水断面

管道内部若承受压力, 圆形管道一般是最经济的。圆形单位过水断面有最小的周长, 因此需要最少的壁面材料, 并且容易制造, 但在很多情况下, 还应选用非圆形断面。

椭圆或马蹄形经常用于污水管道或雨水管道。它们有与圆形管道不同的强度和水力特性, 垂直放置的椭圆形管道 (主轴竖向) 当低流量部分充满时, 有较小的湿周, 相应的流速比圆管大, 这有助于冲洗管道。竖直放置椭圆管上的竖向负荷比相同过水断面的圆形管道小, 因为曲率在顶部陡, 所以强度大。

在竖向负荷小或清通受限制地区, 有时使用水平放置的椭圆 (主轴水平) 管。在部分充满时, 它们在小水深条件下可排出相当高的流量, 在高度受限制时这可能是一个优点。

平底拱形在小流量部分充满时有与水平椭圆管类似的水力特性, 拱形通常是开隧道最常用的形状。

圆管的过水断面形状并不一定是圆形, 在非满流时, 它可能是弓形或圆形去掉弓形的部分, 应用达西公式时, 在公式和 Re 数中用 $4R$ 代替 D 。

2.2.5 非满管均匀流

多数的满管阻力公式都可以用于非满流。对于管道在水深 y 条件下工作时, 水流的过水断面面积为:

$$A = \frac{D^2}{4} \arccos \left(1 - \frac{2y}{D} \right) - \left(\frac{D}{2} - y \right) \sqrt{yD - y^2} \quad (2.13)$$

$$\text{湿周为} \quad P = D \arccos \left(1 - \frac{2y}{D} \right) \quad (2.14)$$

使用这些公式, 可以作出曲线以表示水深、过水断面和水力半径与满流值之比的无因次关系, 即: A/A_f 、 R/R_f 与 y/D 关系, 如图 2.4 所示。

在曲线上所表示的是均匀流的流速比 v/v_f 和流量比 Q/Q_f 与 y/D 的关系。对非均匀流, 在假设 $Q/Q_f = 1$ 的条件下, 可以表示阻力坡度比 S_f/S 与 y/D 的关系。这些线是在假设的阻力损失公式基础上作出的, 如果曼宁公式使用与水深无关的粗糙系数 n , 那么

它们的关系如图 2.4 所示。事实上, 如果使用斯垂柯勒对 n 的近似, 那么 n 与水深无关而仅与边界粗糙有关。如果采用达西 - 魏兹巴赫公式, 假设阻力系数 λ 与水深无关, 也可以作出类似的关系。虽然已知阻力系数 λ 随 Re 数变化, 特别是浅水深和较低的 Re 数的情况下, v/v_f , Q/Q_f 和 y/D 之间的关系不唯一。除非使用变 λ 值, 即: λ 是两个变量 k/R 和 Re 数的函数。因此, 每一种情况都应用不同的线。

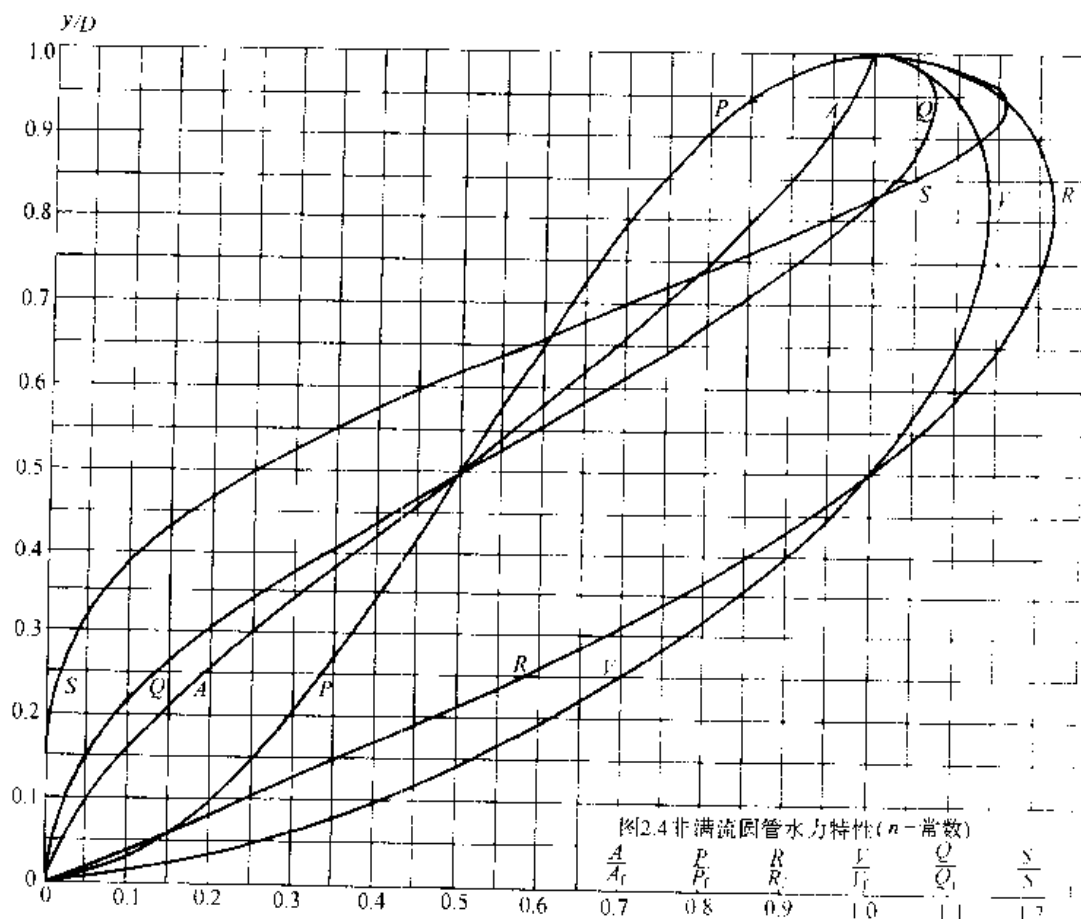


图 2.4 非满流圆管水力特性

Camp 完成了确定 n 和 λ 随水深变化的试验。他的曲线由 ASCE 发表, 必须牢记, 由于上面介绍的原因, 这些关系并不与柯烈勃洛克 - 怀特公式完全一致。

使用图 2.3 和图 2.4, 给出五个变量 Q 、 D 、 S 、 v 和 y 中的任意三个, 都可以确定其他的两个。同时给出了满流水流条件, Q_f 称为满流流量, v_f 为满流流速。现在假设流量、管径和坡度 (Q 、 D 和 S) 已知, 要确定 y/D 和 v 。从图 2.3 上读出 Q_f 和 v_f , 用 Q/Q_f 从图 2.4 上读出 y/D 。从图 2.4 还能读出 v/v_f , 已知 v_f , 计算 v 。

已知 $Q = 50\text{L/s}$, $S = 0.0028$ 和 $y/D = 0.25$, 找出需要的管径 D 和相应的流速 v 。

根据图 2.4, $Q/Q_f = 0.135$, 因此 $Q_f = 370\text{L/s}$, 根据图 2.3, $D = 600\text{mm}$, $v_f = 1.7\text{m/s}$ 。从图 2.4 中有, $v/v_f = 0.7$, 因此 $v = 1.19\text{m/s}$ 。在图 2.4 中给出了一个有趣的事实: 如果水深在管径的 82% 和 100% 之间时, 非满流流量比满管流流量还大。原因就是随着管道充满最后部分, 湿周迅速增加而面积增加很小。然而, 这个附加的增量并不可靠, 因为稍有扰动就可能引起管道满流。

2.2.6 管道中的临界水深和水跃

在满流和非满流圆形排水管道中, 把伯努利能量方程应用于水流。这样, 对无摩阻或能量损失时, 有:

$$z + y + \frac{v^2}{2g} = \text{常数} \quad (2.15)$$

或

$$z + y + \frac{Q^2}{2gA^3} = \text{常数} \quad (2.16)$$

其中 z 为管底标高, y 为水深, v 为平均流速。根据这个方程, 比能在某个水深 y_c 达到最小, 称为临界水深。可将能量方程对水深求导数, 并令微分方程为零, 以隐含的形式导出。于是:

$$Q_c = \left(\frac{gA_c^3}{B_c} \right)^{1/2} \quad (2.17)$$

或无因次数表示:

$$\frac{Q_c}{(gD^5)^{1/2}} = \frac{\left(\frac{A_c}{D^2} \right)^{3/2}}{\left(\frac{B_c}{D} \right)^{1/2}} \quad (2.18)$$

面积 A 和水面宽度 B 都是水深 y 的函数, 于是:

$$\frac{A}{D^2} = \frac{1}{4} \arccos \left(1 - \frac{2y}{D} \right) - \left(\frac{1}{2} - \frac{y}{D} \right) \left(\frac{y}{D} - \frac{y^2}{D^2} \right)^{1/2} \quad (2.19)$$

$$\frac{B}{D} = 2 \left(\frac{y}{D} - \frac{y^2}{D^2} \right)^{1/2} \quad (2.20)$$

使用这些关系, A/D^2 、 B/D 和相应的 $Q_c/(gD^5)^{1/2}$ 值在表 2.5 中作为 y/D 的函数给出。

在圆形渠道中随临界水深值变化的流量

表 2.5

y/D	A/D^2	B/D	$\bar{y}/D$	$Q_c/(gD^5)^{1/2}$
0.00	0.0000	0.0000	0.000	0.000
0.05	0.0147	0.4359	0.017	2.699×10^{-2}
0.10	0.0409	0.6000	0.039	10.68×10^{-2}
0.15	0.0739	0.7141	0.061	23.77×10^{-2}
0.20	0.1118	0.8000	0.082	41.80×10^{-2}
0.25	0.1535	0.8660	0.103	64.64×10^{-2}
0.30	0.1982	0.9165	0.122	92.18×10^{-2}
0.35	0.2450	0.9539	0.146	124.16×10^{-2}
0.40	0.2934	0.9798	0.168	160.55×10^{-2}
0.45	0.3428	0.9950	0.190	201.18×10^{-2}
0.50	0.3927	1.0000	0.212	246.11×10^{-2}
0.55	0.4426	0.9950	0.236	295.17×10^{-2}
0.60	0.4920	0.9798	0.260	348.63×10^{-2}
0.65	0.5404	0.9539	0.284	406.76×10^{-2}
0.70	0.5872	0.9165	0.310	470.00×10^{-2}
0.75	0.6318	0.8660	0.336	539.68×10^{-2}
0.80	0.6736	0.8000	0.364	618.09×10^{-2}
0.85	0.7115	0.7141	0.393	710.22×10^{-2}
0.90	0.7445	0.6000	0.424	892.29×10^{-2}
0.95	0.7707	0.4359	0.459	1001.8×10^{-2}
1.00	0.7854	0.0000	0.5000	

Diskin 指出, 下面的经验公式在 y/D 为 0.05 到 0.85 之间时适合于 y_c/D 和

$Q/(gD^5)^{1/2}$ 之间的关系:

$$\frac{y_c}{D} = \left[1.05 \frac{Q}{(gD^5)^{1/2}} \right]^{0.513} \quad (2.21)$$

相应于临界水深的最小比能为

$$H_{\min} = y_c + \frac{A_c}{2B_c} \quad (2.22)$$

这可以根据前面表中所列的 A/D^2 和 B/D 与 y/D 的函数关系计算。一般无论水深是否为临界水深, 水深和比能之间的关系都能根据下式, 以无量纲形式给出:

$$\frac{E}{D} = \frac{y}{D} + \frac{Q^2}{2 \left(\frac{A}{D^2} \right)^2} \quad (2.23)$$

应注意高比能时, 管道在缓流条件下可能会满流。在这种情况下, 参数 y/D 表示水深加上压力水头, 图 2.5 中 $y/D=1$ 以上的线以 45° 角向上伸展。

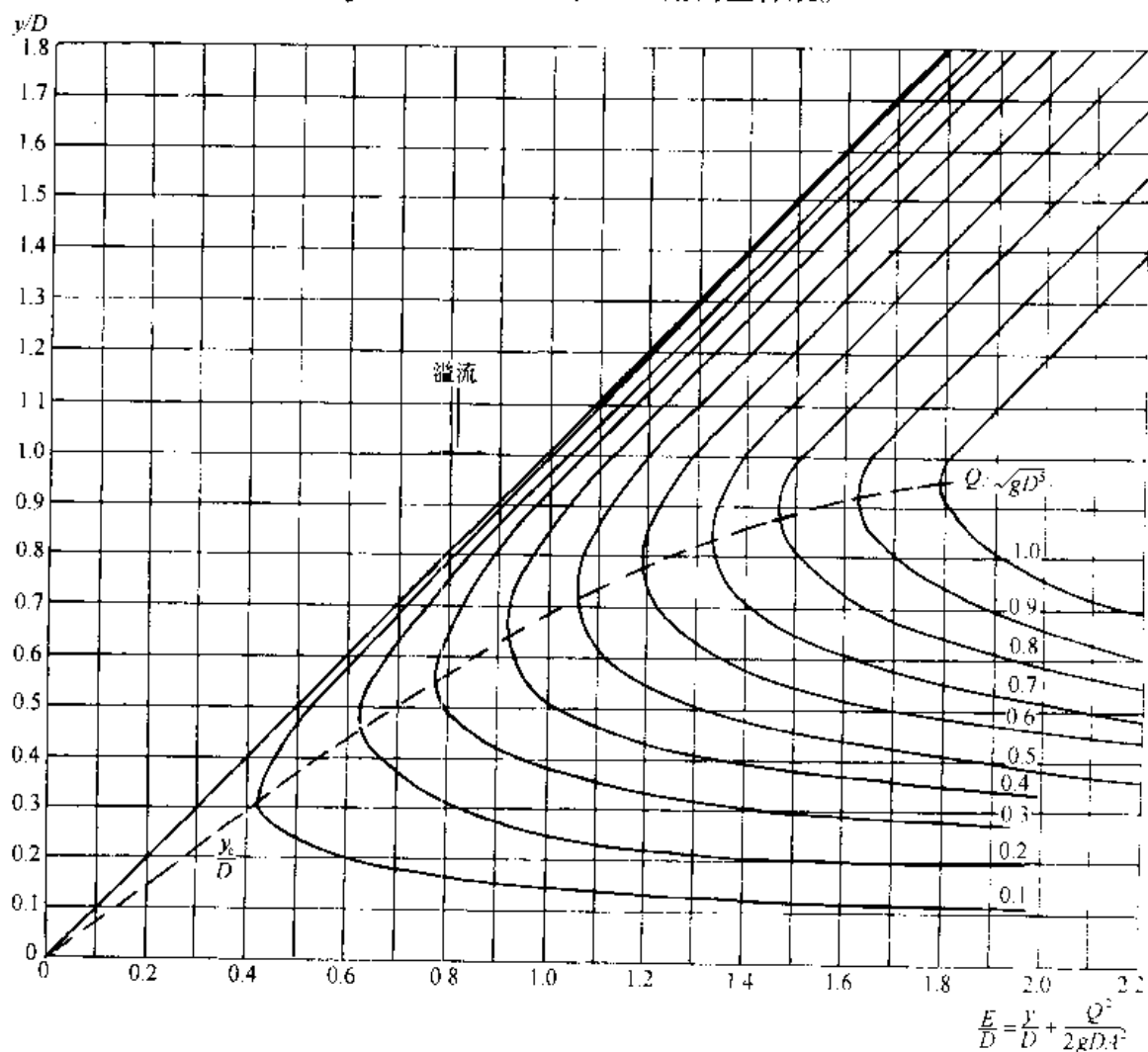


图 2.5 圆管的比能函数

水流的比动量同样以无量纲参数计算。单位重量水的总动量为:

$$M = \frac{Q^2}{gA} + A\bar{y} \quad (2.24)$$

或以无量纲参数表示为:

$$\frac{M}{D^3} = \frac{Q^2}{gD^5} \frac{D^2}{A} + \frac{A}{D^2} \frac{\bar{y}}{D} \quad (2.25)$$

其中 $\bar{y}$ 为水面到断面形心的距离, 是 y/D 的函数, $\bar{y}/D$ 可数值求解, 并在表 2.5 中给出, 它可以表示成

$$A\bar{y} = \frac{D^3}{24} \left[3\sin\left(\frac{\theta}{2}\right) - \sin^3\left(\frac{\theta}{2}\right) - 3\left(\frac{\theta}{2}\right)\cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \right] \quad (2.26)$$

$$\text{其中} \quad \cos\theta = 1 - 2y/D \quad (2.27)$$

在图 2.6 中绘出了无量纲比动量函数。在许多情况下, 连续水深会超过管道直径, 在这种情况下, 管道会变成满流并有压, 相应的比动量为:

$$\frac{M}{D^3} = \frac{Q^2}{gD^5} \frac{4}{\pi} + \frac{\pi}{4} \frac{\bar{y}}{D} \quad (2.28)$$

其中 $\bar{y}$ 为管道中心线以上压力水头。在图 2.6 中绘出了有限范围的值。

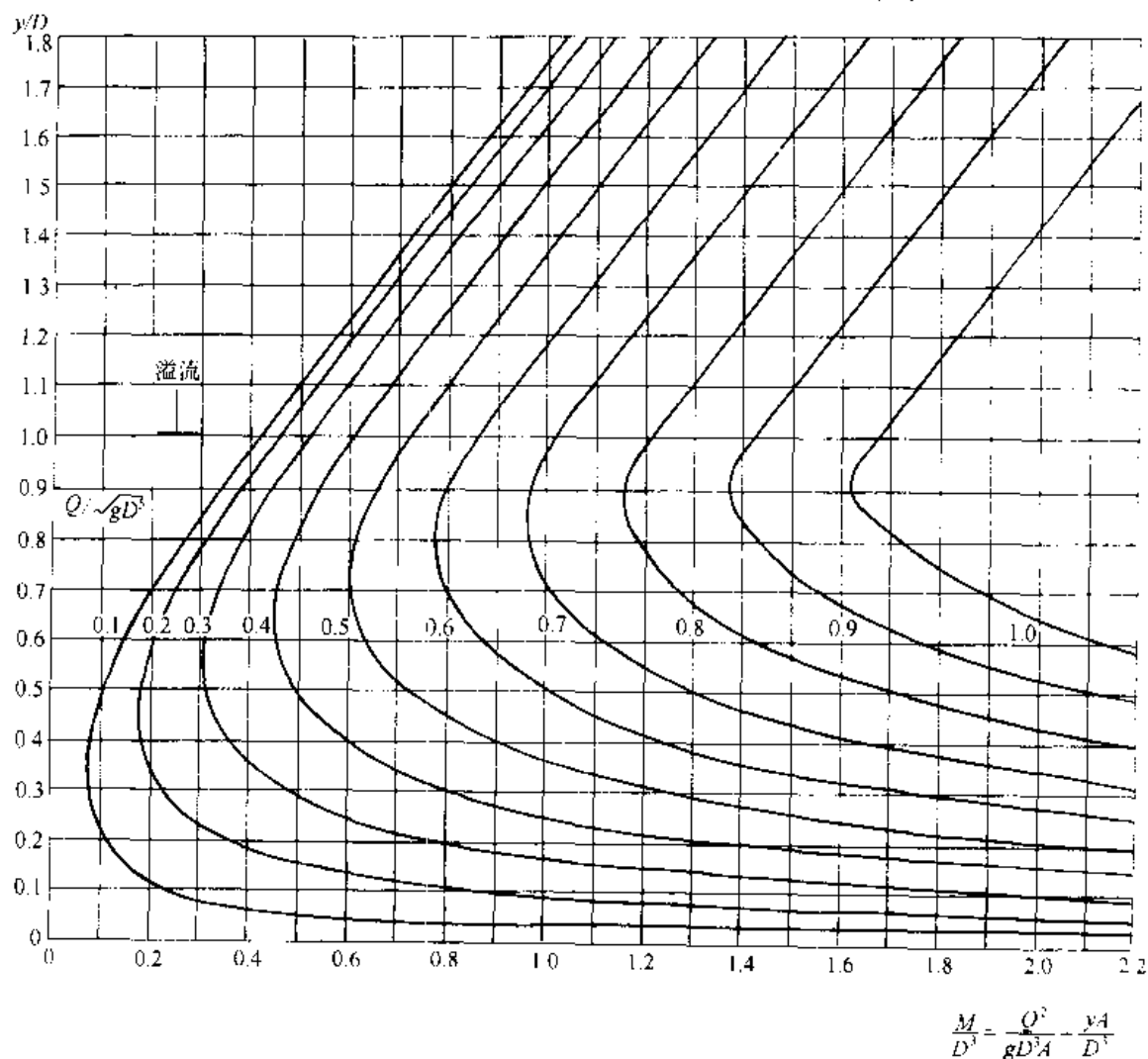


图 2.6 圆管的比动量函数

在管道中的水跃可以吸入空气, 这可引起附加的麻烦。空气类似于从溶解状态释放,

小泡沫会升到管顶,产生非满流压力状态。无论空气在管内顶面以泡沫形式或以核的形式存在,水头损失都会增大。进入的空气所占的量对低压系统能达到25%。

在矩形渠道中自由水跃进空气量可根据经验公式确定。最近关于管道中水跃的试验表明,这个公式对进入空气量估计不足。公式形式如下:

$$\frac{Q_a}{Q_w} = 0.03(Fr - 1) \quad (2.29)$$

其中 Q_a 为进气量, Fr 为上游弗劳德数,很多专家建议用水力学方法去除空气。

因为空气在溶解以前迅速地到达水跃的下游,流量的总体积为 $Q + Q_a$,阻力损失是总流量的函数。在下游空气再以重力形式在检查井或以压力形式在空气阀释放出来。事实上,由于它产生水头损失,进入空气在许多情况下限制了管道的输水能力。

2.3 明渠水力学

2.3.1 排水渠道

在上地不太贵而且在设计阶段空间也允许的地方,明渠可以提供—个经济的排水方法,在不能造成环境污染,也不影响交通与市容之处,基本上可以代替暗管。由于明渠比暗管有较小的湿周,因此明渠阻力损失小,相应地需要较小的过水断面面积。洪水渠道的安全系数通常比管道的大,在渠道中—个小的水位增加就能相当大地增加排水能力(流量近似与水深的5/3次方成正比),而管道的排水能力仅与水头的平方根成正比。暗管的检查井如果溢流,过量的地表水流与暴雨—起会产生比设计暴雨更严重的后果。

明渠的缺点是易于进入杂物而造成堵塞,宽渠或深渠有时很危险。明渠由于沉积和植物生长还要求定期维护。

综上所述,明渠比暗管更经济。在远郊区,明渠可能是较好的排水方法,但应注意采取—定的保护措施以避免发生侵蚀。

2.3.2 水流分类

在渠道中水流的深度将取决于流量、坡度、过水断面形状和边界粗糙程度。在水深和流速也随时间和空间改变或由于流量的变化、渠道平面和剖面非均衡变化而引起水深变化时,假设排水渠道为恒定均匀流有时是不安全的,实际的水深可能比均匀流条件所计算出的值要大。分析不同类型水流的方法随环境和计算目的而改变。在某些情况下可以使用能量原理,在另—些情况下可能用动量原理。

排水渠道内水流的分类和水面曲线的绘制方法在排水工程设计阶段和运行管理过程中都具有十分重要的意义,因此,有必要对水流的分类方法和水面曲线的绘制方法进行简单介绍。

均匀流——水流在空间没有变化,即沿规则形状渠道水深不变的水流。

恒定流——不随时间变化的水流。

—维流动——流动是—个方向的(沿管渠轴线),并且横向和竖向流速分量可以忽略。因此,根据这个假设,水深迅速改变时不包括在此分析方法之内,还假设横断面平均流速是可以表示的。并且可用静水压力水头表示断面压力。

非恒定流意味着流速和水深随时间有相当大的变化。这可能是无规律的大浪或是波的

形式，如果水流是非均匀的，它沿管长变化。它可能逐渐变化，如由此引起的回水，或迅速变化，如水跃。

均匀流意味着沿渠道均衡不变。这样，如果渠道有一个坡度，由阻力消耗的能量应等于沿长度方向渠底标高的降落量。渠道越陡，能量坡度就越大。对于任何渠道断面和流量，为了增加能量损失，流速必须增加，而水深必须减少，平衡水深称为正常水深。

水流剖面水面曲线的标准分类方法如图 2.7 所示。

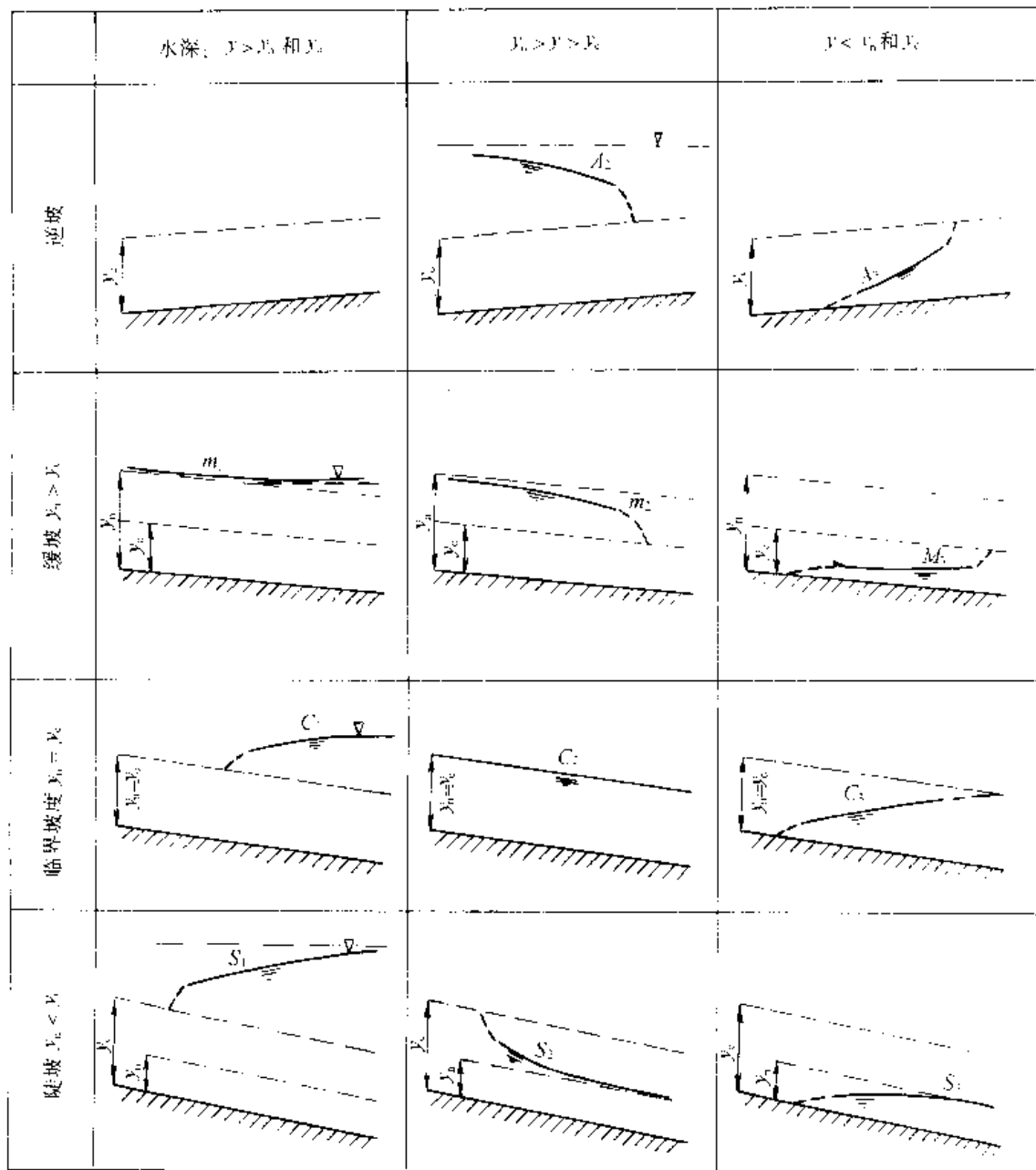


图 2.7 逐渐变化水面曲线的分类

如果弗劳德 (Froude) 数为

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gy}} \quad (2.30)$$

对于矩形渠道， Fr 比 1 大时，称水流为急流，那时流速比波速快，并且在改变平面形状时水位可能猛烈变化；如果 Fr 小于 1，称为缓流。当水深为临界水深时，单位重量

水的能量最小。这个水深可由能量公式决定：

$$E = z + \frac{p}{\rho} + \frac{v^2}{2g} \quad (2.31)$$

式中 z ——参考平面以上渠底标高；

p ——压力，（在明渠中）等于 $\bar{y}\gamma$ ；

$\bar{y}$ ——形心水深；

γ ——水的单位重量；

v ——流速；

g ——重力加速度；

E ——比能，即单位能量，与 z 项无关，尽管也与流量和横断面有关，但它仅取决于水深的位置特性。

对上式取微分，并令它等于零，则临界水深 y_c 可由下式给出：

$$y_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3} \quad (2.32)$$

在矩形渠道中水流的比动量为：

$$M = \frac{q^2}{gy} + \frac{y^2}{2} \quad (2.33)$$

其中 q 为单宽流量。

在动量迅速改变的情况下，水头损失较大，但必须有横过平衡分界面的动量平衡。当急流变到缓流时会发生不连续，称为水跃。采用这一概念，就能证明水跃前后的连续水深之间的关系为：

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \sqrt{1 + (8Fr_1^2 - 1)} \quad (2.34)$$

水跃的位置通常仅由回水计算确定，从已知缓流控制断面的上游和急流的下游开始。在假设两个连续水深等于从其他端计算的水深之处产生水跃，并能考虑水跃的长度。

在水跃处的能量损失由比较两端的比能确定。事实上，虽然有两个交替的水深（称为共轭水深），但是对于任何能量水平都只有一个比能。

水深和比能之间的关系在图 2.8b 中绘出，图 2.8c 中绘出动量函数的类似关系。

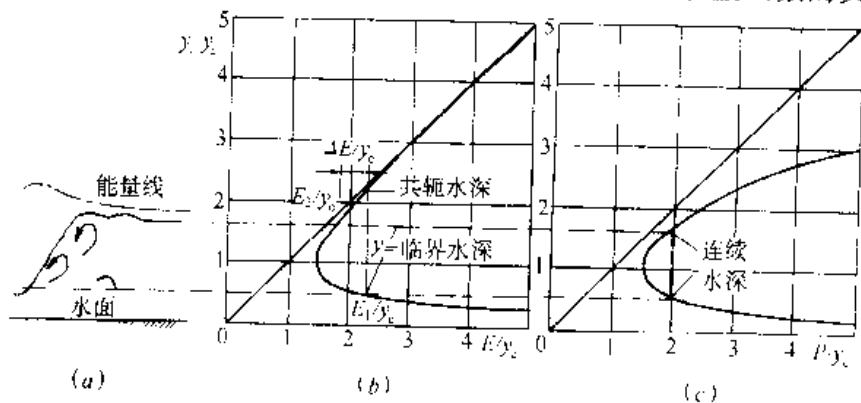


图 2.8 矩形渠道的比能和比动量函数

(a) 水深；(b) 无因次比能；(c) 无因次比动量

2.3.3 渠道过水断面

(1) 简单断面

简单断面可以根据最优断面确定设计渠道的横断面形状。湿周越大则阻力越大。过水断面越小一般就越经济。如果湿周最小就能输送最大流量。如果湿周最小，对任何流量都能获得最小过水断面，在图 2.9 中汇总了各种渠道形状的几何特性。

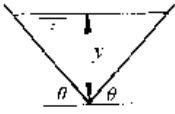
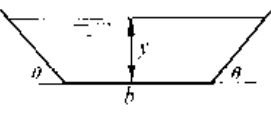
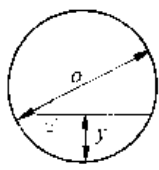
形状	过水断面面积 A	湿周 P
	by	$b + 2y$
	$y^2/\tan\theta$	$2y/\sin\theta$
	$by^2/\tan\theta$	$b + 2y/\sin\theta$
	$\frac{D^2}{4} \arccos\left(1 - 2\frac{y}{D}\right) - (D - 2y)\sqrt{yD - y^2}$	$D \arccos(r - 2y/D) + (D - 2y)\sqrt{yD - y^2}$
	$\frac{2}{3}by$	$\frac{b}{2} \left[\sqrt{1 + 16y^2/b^2} + (b/4y) \ln(4y/b + \sqrt{1 + 16y^2/b^2}) \right] + (b + 8y^2/3b \text{ or } ysb/4)$

图 2.9 渠道断面的几何特点

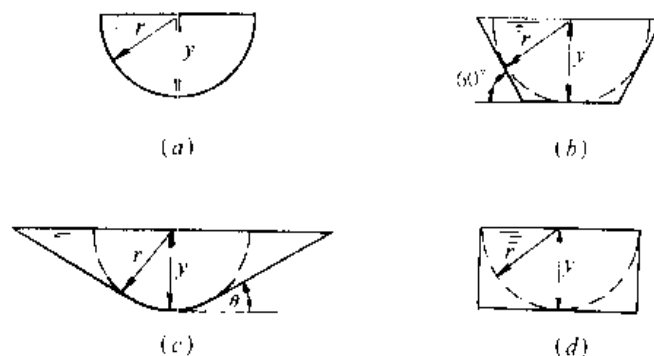


图 2.10 最小水力半径的渠道形状

(a) 半圆形；(b) 半六边形；(c) 梯形；(d) 矩形

对所给水力半径的最优形状或最小面积是半圆形，这可以由表达式对湿周求微分来证明，最优的梯形是其中能放下一个半圆形的梯形，即底宽为 $b = 2y/3^{1/2}$ (图 2.10b)。对应的边坡为与水平成 60° ，从结构上讲不可能不做护坡处理。一般硬粘土中的浅渠尽量做

成1:1坡度,接近无凝聚力的材料坡度减小。1:1.5为砂粘土,细砂或沃土(腐殖土)的边坡达1:3(垂直:水平)。边坡变平还有利于施工并能保持渠道稳定。

在建成区,土地的价值很高,从而必须修建深矩形渠道,两边必须用钢筋混凝土墙或砂袋支撑。

(2) 复合断面

在如图2.11复杂断面上的流速分布是不能均匀的,流速与水力半径和粗糙系数的比有关,因此洪水在浅断面上的流速要小得多。高流速和流量核心将发生在最深断面

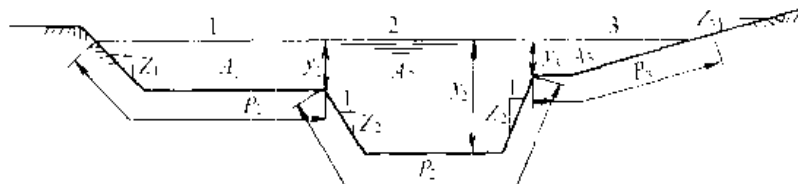


图2.11 复合过水断面渠道

由于河边部位断面与主断面相比较小,作为一种近似,可以作为一个断面计算水力半径和过水断面面积,把这个断面按正常水位分成一些子断面就更精确。

在简单过水断面的情况下,流量与过水断面有如下关系:

$$Q = \frac{A^{5/3} S^{1/2}}{n P^{2/3}} \quad (2.35)$$

式中 S ——坡度;

n ——粗糙系数;

A ——为过水断面面积;

P ——湿周。

对于更复杂的断面形状,可以像图2.11那样把面积分成小块。每一块过水断面 A_i 和湿周 P_i 都能用水深 y_i 来计算,如果已知水面标高,那么用公式(2.35)能计算每一断面的流速和流量。总流量是分别各流量的和。

已知流量要计算水面标高的地方,解就更复杂,建立了用每一断面的流量表示水深的公式。用每一断面的水深 y_i 表示过水断面 A_i 和湿周 P_i ,由于水面标高对各断面都一样,所有水深都能用最深断面的水深表示。由于流量对这个值最敏感,因此应特别注意这个水深。这样,对每一个断面,有

$$Q_i = \frac{A_i^{5/3} S^{1/2}}{n_i P_i^{2/3}} \quad (2.36)$$

$$= \frac{f_i(y_i) S^{1/2}}{n_i} \quad (2.37)$$

其中函数 $f_i(y_i) = A_i^{5/3} / P_i^{2/3}$ 与几何形状和水深有关。

这样,对于梯形断面,有 $(by + y^2/\tan\theta)^{5/3} / (b + 2y/\sin\theta)^{2/3}$, 则 $Q = \sum Q_i$, $f_i(y_i) = f(y_m)$, 其中 Q 为总流量,而 y_m 为最深断面的水深。因此

$$Q = S^{1/2} \sum f(y_m) / n_i \quad (2.38)$$

这个公式将是一个长代数表达式,如果已知流量 Q ,则可用试算法,或用作出 Q 与 y_m 的图进行图解法,或用进一步近似来求这个公式。

不同的断面要保持相同的流速和相应的相同能量线是不可能的。断面总水头线作为一个总体可能取为水面以上 $\alpha v_m^2/2g$, 其中 v_m 为平均流速 Q/A , 能量系数 α 由下式定义

$$\alpha = \frac{\sum v_j^3 A_j}{(v_m^3 \sum A_j)} \quad (2.39)$$

(3) 变化粗糙度

渠道在横断面上有变化的粗糙度时, 仍然可以计算平均速度而不用实际把过水断面划分成小块。例如, 如果一个渠道有 m 块子断面, 有湿周 P_j 和曼宁粗糙系数 n_j , 那么, 相当的平均粗糙系数可计算如下:

$$n = \left[\frac{P_1 n_1^{1.5} + P_2 n_2^{1.5} + \dots + P_m n_m^{1.5}}{P} \right]^{2/3} \quad (2.40)$$

这个公式基于每个断面都有相同的平均流速, 并假设总横断面面积可由各子块面积求和来推出。这样, 这个公式实际上只能应用于只有一个主断面而没有滞洪浅滩的渠道, 它不能用于复合断面渠道。类似地, 可获得加权平均流速分布系数。

2.3.4 非规则断面渠道非均匀流计算

均匀流渠道的正常水深计算, 可以用曼宁公式等阻力方程直接完成, 对于复杂断面, 计算过程可能很复杂, 但仍可获得唯一的解。在人工渠道的情况下, 例如为收集和排放雨水建造的渠道, 可能采用不变的过水断面形状和坡度。在这种情况下, 假设均匀流是可以接受的, 确定水深的方法较简单。

在排水量、过水断面形状和底坡沿渠道变化的地方, 对过水断面假设均匀流可导致错误。一个断面的条件可能影响上游断面的参数, 例如: 如果有一个障碍物或水库, 它会向上游回水相当大的距离; 自由跌落或瀑布可以拉下水面高度, 并且这个影响还会传向它的上游。这是假设缓流 (弗劳德数小于 1 或水深比临界水深大) 的情况, 在急流条件下 ($Fr > 1$) 受上游条件控制。

设计者必须知道沿排洪渠道的水深变化, 以便确定有适当超高的人工设计渠道渠深对于自然渠道, 就必须确定洪水水面以便进行流域管理策略。

在明渠中计算水位的方法见表 2.6。

在实际问题中, 包括河道, 过水断面在预先定义的地点要进行实测。这样, 计算应从一个断面向下一个断面进行, 在缓流条件下, 向上游进行计算, 以便确定每一断面的水位。在实际应用中, 最受欢迎的计算方法是标准步长法, 它是数值方法, 适合于编制计算机程序。

这个方法在连接过水断面时用两种方法计算能量线。水面标高最初进行估计, 比较由此产生的两个能量线后再详细计算。一个能量水头是简单地假设水位加上流速水头, 我们定义为 H_e ; 另一个由在下游断面能量高度加上根据两断面的平均阻力坡度的阻力水头损失和可能发生的旋涡损失而获得, 定义为 H_f 。接着估计水面标高或阶段长度, 可根据下面的近似方法确定, 注意消除 H_e 和 H_f 之间的差别

$$\text{则} \quad H_{2e} = Z_2 + y_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} \quad (2.41)$$

$$\text{及} \quad H_{2f} = H_1 + \Delta x \left[\frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \right] \quad (2.42)$$

其中下标 1 为先前断面, 2 为当前断面, α 为能量系数。

在明渠中计算水位的方法汇总

表 2.6

方 法	公 式	限 制 条 件
1. 直接求解水深阻力方程	$Q = \frac{S^{1/2} A^{5/3}}{n P^{2/3}}$ $A, P = f(y)$	矩形渠道的均匀流
2. 直接步长法 计算水深达到预先选定数字的距离	$\Delta x = \frac{\Delta E}{S_0 - S_f}$ $S_f = (nQ)^2 P^{4/3} A^{10/3}$ $E = y + \frac{Q^2}{2gA^3} = \Delta y(1 - F^2)$ $Fr^2 = \frac{Q^2 B}{gA^3}$	均匀渠道, 即过水断面和坡度不变。所确定的过水断面需要插值
3. 直接积分法 Bress ($m = n = 3$) Bakhmeteff Chow	$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 \left(1 - \left(\frac{y_0}{y} \right)^n \right)}{1 - \left(\frac{y_c}{y} \right)^m}$ $S_0 x = y - y_0 \left[1 - \left(\frac{y_c}{y_0} \right)^3 \right] \Phi$ $\frac{S_0 dx}{dy} = 1 - \frac{1 - \beta}{1 - \left(\frac{y}{y_0} \right)^n}$ $\beta = \frac{F^2 S_0}{S_f}$ $x = \frac{y_0}{S_0} \left\{ u - F(u, n) + \left(\frac{y_c}{y_0} \right)^m \frac{J}{n} F(v, j) \right\} + A_1$	均匀渠道 需要 Bress Φ 函数表 需要列表
4. 图解法: 根据距离确定水深 Grimm Ezra Escoffier	根据 y 画 E 与 u $u = E - \frac{1}{2} S_f \Delta x$ $h_2 + F(h_2) = h_1 + F(h_1)$ $F(h) = \frac{\alpha v^2}{2g} + \frac{S_f \Delta x}{2}$ $Q = KS_w^{1/2}$ $\Delta h = \frac{S_0 + S_{f2}}{2} \Delta x$	 仅需要阶段流量关系, 但是不准确。
5. 标准步长法 单渠道 复合断面	$H_{2c} = y_2 + z_2 + \frac{v_2^2}{2g}$ $H_{2f} = H_1 + \frac{(S_{f1} + S_{f2}) \Delta X}{2}$ $H_2 = y_2 + z_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g}$ $\alpha = \frac{(\sum A_i)^2}{(\sum K_i)^3} \sum \frac{(K_i)^3}{(A_i)^2}$ $K = \frac{AR^{2/3}}{n}$	由下式加速计算 $\Delta y_2 = \frac{H_{2f} - H_{2c}}{1 - \alpha F_2^2 + \frac{3S_{f2}\Delta x}{2R_2}}$ 在桥处 $\frac{\Delta y}{y_3} = KF_3^2 (K + SF_3^2 - 0.6)(r + 15r^4)$ $K = 0.9 - 1.25$ $r = \text{桥墩宽} / \text{间距}$

$$\alpha = \frac{\sum (v_i^3 A_i)}{v_m^3 \sum A_i} \quad (2.43)$$

对于简单断面近似为 1。

这样, 如果

$$\Delta H = H_c - H_f \quad (2.44)$$

于是

$$\frac{dH}{dy} = \frac{d}{dy} \left(y_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} - \frac{\Delta x S_{f2}}{2} \right) \quad (2.45)$$

$$= 1 - \frac{Q^2 B}{g A^3} - \frac{\Delta x}{2} \frac{dS_f}{dy_2} \quad (2.46)$$

$$\approx 1 - x Fr_2^2 + \frac{3 S_{f2} \Delta x}{2 R_2} \quad (2.47)$$

$$\text{则} \quad \Delta y_2 = \frac{H_{2f} - H_{2e}}{1 - x Fr_2^2 + 3 S_{f2} \frac{\Delta x}{2 R_2}} \quad (2.48)$$

这样, 对 y 的第二次近似可由对原来的估计值加上 Δy_2 而获得, 除非水面坡度很陡, 一般采用这种修正即可以得到满意的结果。

在阻力损失有附加旋涡损失之处, 例如由拐弯或断面扩大引起的旋涡, 就会有附加的水头损失

$$h_s = \frac{K_s \alpha v^2}{2g} \quad (2.49)$$

在计算 H_f 时可以把这个损失加到阻力损失之中。如后面要介绍的那样, 在桥和暗渠中的类似损失也应加上, 这样, 由桥柱结构引起的水头损失可根据亚耐尔 (Yarnell) 公式估算

$$\frac{\Delta y}{y_3} = K_c Fr_3 (K_c + 5 Fr_3 - 0.6) (r + 15 r^4) \quad (2.50)$$

式中 y_3 ——下游水深;

Δy ——通过桥水深增加量;

Fr ——弗劳德数, $Fr^2 = Q^2 B / (g A^3)$;

r ——桥柱总宽度与柱间距离的比值;

K_c ——结构系数, 从圆形前部桥墩的 0.9 到前部方形的桥墩的 1.25。

对于复合断面, 通过断面的均匀流速假设可能不会令人满意, 在这种情况下, 过水断面必须分解, 并且做如下处理:

$$\text{定义} \quad K = \frac{A}{n} R^{2/3} \quad (2.51)$$

$$\text{于是} \quad Q = K S_f^{1/2} \quad (2.52)$$

河(渠)道每一个子断面的计算阻力坡度 S_{fi} 为:

$$\frac{v_1 A_1}{K_1} = \frac{Q_1}{K_1} = \frac{Q_2}{K_2} \dots = \frac{\sum Q_i}{\sum K_i} = \frac{v_m \sum A_i}{\sum K_i} \quad (2.53)$$

式中下标 m 表示平均值, i 对应子断面 i 的值。那么

$$\alpha = \frac{\sum (v_i^3 A_i)}{v_m^3 \sum A_i} \quad (2.54)$$

$$= \sum \left(\frac{K_i^3}{A_i^2} \right) \frac{(\sum A_i)^2}{(\sum K_i)^3} \quad (2.55)$$

2.3.5 非恒定流

如果流量或水深在任一点都随时间变化,则水流是非恒定流。在许多水流缓慢变化的情况下,运动的恒定状态方程仍然可以利用。假设能应用恒定状态阻力方程和流量—水深关系。这样,时间和空间的加速度可以忽略。许多洪水演算方法是在这个条件下建立的,特别是运动波方程。一般仅在连续性方程中考虑动力条件,目前很少有排水工程师采用更复杂的计算方法。

在大浪和波动条件下水动力学力是非常重要的。大浪能由流量的迅速变化引起,如关闭渠道闸门,反波浪涌会以公式(2.56)近似波的速度向上游传播,其中 y 为水深, g 为重力加速度, v 为初始流速。要预报和分析波比计算浪涌更复杂,这是由于在垂直方向的水质点运动不能再忽略了,波可由产生浪涌的相同扰动条件引起。在浪涌前迅速的竖向加速度可以引起水面振动。

$$c = \sqrt{gy} - v \quad (2.56)$$

一般最关心水面上风的作用所引起的波,波高取决于风速和波产生的距离。在渠中允许波高从0.1m变到0.5m。

断面波或斜立波可由渠中陡弯引起,特别是水流处于急流状态。在急流条件下,应特别小心设计拐弯处的平稳过渡以考虑高流速水头和离心力。

2.3.6 渠道稳定性

在天然渠道和河流中,侵蚀和沉积一直发生直到它们达到稳定。底坡、河流弯曲回路、过水断面面积、形状和河底形式在不断地进行调整,直到它们与流量、势能和渠底的沉淀负荷达到平衡。渠道的自然形状会被建桥结构、修筑河坝和其他结构所改变。

城市化会影响这些平衡,洪水会变得更人,除非修建调节池,否则由于洪水会改变渠道也会影响河流,使侵蚀问题加重。

由线性渠道代替天然河流能使下游的洪水更严重。增加的水力坡度和较光滑的周边将导致较高的流速和较快的汇水时间,不透水混凝土结构或沥青衬里也会增大流量。

石头衬砌是一个经济的衬里方案,适当地设计就能防止下面的土壤冲刷,可以保持自然河渠的粗糙,不会影响汇水时间。

堆石边坡的费用比混凝土或沥青的费用少得多。由于填石仅需要一个薄层,特别是需要分层过滤之处,使用填石有一些附加的优点:

- 1) 填石是单位体积衬砌材料中较经济的一种;
- 2) 如果衬砌损坏它容易修理;
- 3) 它易于变形,因此不能因地面下沉或额外荷载而象混凝土或沥青那样大量损坏;
- 4) 它是可渗水的,因此没有土壤反向压力引起衬砌破碎的危险;
- 5) 由于它是天然材料,填石一般容易获得,在许多情况下,它是挖掘工作的废料;
- 6) 它在美学上令人满意,特别是石笼堆墙和沉床。填石与环境可以混为一体,随着时间的增长会越来越美;
- 7) 由于它并不阻止天然植物的生长或包括鱼类的生存,它在环境方面是可以接受的;
- 8) 岩石的重量和粗糙有利于保持河坝和衬砌本身的稳定性;
- 9) 岩石耐用并且耐风化。

填石的缺点通常能够弥补,例如它能提供比混凝土粗糙的表面,有利于渗水。对于任

何流量, 渠道过水断面面积都较大, 在许多情况下, 需要有消耗过剩能量的措施。增加的渠道阻力损失可以节省平整流域的费用和其他人工消能设施的费用。在渠道突然下降之处, 可以采用有堆石的跌水或阶梯。

应选择岩石的大小和级配以保证达到设计标准。需要牢记的因素有:

- 1) 阻力系数或渠道粗糙度;
- 2) 渠道衬砌对渠底和河坝侵蚀的阻碍;
- 3) 使用适当的滤层以防止渠底材料的侵蚀。

渠道粗糙度和衬砌侵蚀性有关, 临界水深与岩石大小有关。事实上, 石头尺寸越大, 阻力系数也越大, 并且速度也越低。这样, 任一特定流量的过水断面面积取决于衬砌特性, 衬砌越粗糙, 过水断面面积就越大, 因此大石头不容易侵蚀。实际上, 可以求得两个限制条件的共同解, 并确定一个优化石头尺寸。

2.3.7 摩阻损失

确定渠道中阻力损失的最流行公式为曼宁公式, 这个公式适用于正常温度下的均匀流, 这个关系与衬砌粗糙有关:

$$v = \frac{K}{n} \left(\frac{A}{P} \right)^{2/3} S^{1/2} \quad (2.57)$$

式中 K ——系数, SI 制时 $K=1$, 英制时 $K=1.486$;

v ——平均流速;

n ——曼宁粗糙系数;

A ——为过水断面面积;

P ——湿周;

S ——能量坡度。

曼宁公式有两个缺点: 公式的形式与所用的单位有关, 确定粗糙系数 n 还需要经验数据。这个公式优于达西—魏兹巴赫和谢才等公式的特点是粗糙系数 n 对任何渠道都是唯一值, 而且与水深无关。

斯垂柯勒用称为边界粗糙的经验阻力系数把曼宁公式进一步趋于合理化, 类似于 Nikuradse 粗糙系数。颗粒特性的绝对计量, 如水道周界的石头, 斯垂柯勒公式为:

$$v = 7.7 \left(\frac{R}{k} \right)^{1/6} (RSg)^{1/2} \quad (2.58)$$

式中 R ——水力半径, $R=A/P$;

k ——粗糙的计量。

k 可以用散落在渠底上的石头的统计平均石头尺寸 d 近似表示。在手工铺砌填石衬砌时, 粗糙变小并可近似由 nd 表示, 其中 n 为填石的孔隙率 (孔隙与总体积的比值)。由于 k 为 $1/6$ 次幂方, 因此计算的流量值对 k 值并不特别敏感。以毫米计的粗糙度 k 和恒定均匀流直渠道中可接受的曼宁粗糙系数 n 值列于表 2.7。

在石头尺寸变化较大时, 应用重量平均石头尺寸。

接近渠底, 流速比平均过水断面流速低。在岩石孔隙间的能量损失坡度与渠道中的相应的流速可以根据公式计算:

$$S = \frac{K_f v_v^2}{gd} \quad (2.59)$$

渠道铺砌的粗糙系数

表 2.7

表面特性	曼宁的 n	粗糙 k (mm)
沉床	0.016	4
用手工选择的石头沉床	0.022	40
机械放置采石场石头沉床	0.025	90
石笼, 用采石场石头机械填充	0.027	125
大鹅卵石衬砌	0.03	180

其中 v_v 为石头孔隙流速。 K_f 为阻力系数, 可根据公式给出:

$$K_f = \frac{800\nu}{vd} + K_r \quad (2.60)$$

式中 ν ——水的运动粘度 (大约 $1.1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$);

K_r ——紊动阻力系数, 与石头形状和粗糙有关, K_r 值从光滑的大理石为 1 到尖角石头的 4, 碎石的平均值为 3。

渠道中流速和岩石孔隙流速之间的相互关系在紊流情况下是可以估算的, 对于有一层石头的宽渠道, 估算 S 值并令 $k = d$, $R = y$, 则

$$\frac{v_v}{v} \approx 0.075 \left(\frac{d}{y} \right)^{2/3} \quad (2.61)$$

这样, 如果已知河床床底材料的冲刷流速 (参见表 2.8), 可以选择河床上的填石尺寸 d 以保证 v_v 在冲刷速度之下。而且, 水深 y 也受铺砌于河床之上的石头尺寸的影响。

根据颗粒的临界冲刷流速

表 2.8

材料	颗粒尺寸 (mm)	冲刷流速	
		(m/s)	(ft/s)
细粘土	0.01	0.17	0.5
细砂	0.1	0.24	0.75
中砂	1.0	0.55	1.5
卵石	10	1.0	3
小圆石	100	3.0	10

2.4 压力流管道

当管道的测压管水头超过管道管顶标高时, 管道内水流呈压力流动状态, 称为压力管道。压力管道的能量 (水力) 坡度不再平行于底坡。

根据伯努利方程, 有:

$$Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_w \quad (2.62)$$

式中下标 1 为上游, 2 为下游。

$$\left(Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} \right) - \left(Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} \right) = \Delta H \quad (2.63)$$

ΔH ——测压管水头差

$$\text{则} \quad \Delta H + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_w \quad (2.64)$$

当设计管段管径不变, 中间又没有流量流入和流出时

$$Q_1 = Q_2 \quad (2.65)$$

根据连续性方程有

$$v_1 = v_2 \quad (2.66)$$

因此

$$\Delta H = h_w \quad (2.67)$$

管段两端测压管水头差等于水头损失, 即总水头(能量)线坡度等于水力坡度。

$$\frac{\Delta H}{L} = \frac{h_w}{L} = S_i \quad (2.68)$$

总水头线坡度可以根据地形和上游积水深度及下游水位确定。应注意低洼地区溢流水位的影响。

当计算精度要求较高时, 还应考虑局部水头损失的影响。

2.5 非恒定流水力学

2.5.1 非恒定流的特性

非恒定流的基本特征是其水力要素如流速、流量、过水断面、水位或水深等都是时间 t 和位置 x 的函数。对于一维流动, 可表示为:

$$v = v(x, t) \quad (2.69)$$

$$A = A(x, t) \quad (2.70)$$

$$Q = Q(x, t) \quad (2.71)$$

$$Z = Z(x, t) \quad (2.72)$$

或

$$H = H(x, t) \quad (2.73)$$

排水管渠非恒定流动与压力管道的非恒定流动一样, 也是一种波动现象。

2.5.2 坡面流水力学

(1) 坡面流的水力特征

坡面流水深一般很小, 受降雨影响显著, 流动边界条件复杂, 因此与传统的明渠水流相比, 具有许多特有的水力特性:

1) 坡面流在流动过程中, 一方面得到降雨的补给, 另一方面又消耗于土壤的入渗。不论降雨或入渗, 在时间和空间上都是变化的。因此, 坡面流往往为非恒定非均匀流, 即使无入渗的路面或机场上的水流, 由于降雨的影响也是如此。

2) 在道路路面顶部接近分水线处, 坡面流水深很小, 水流雷诺数处在传统的明渠层流流态范围内; 随着流程增加, 水深增大, 雷诺数可逐渐增大至紊流区内的值; 由于受不规则地形的影响及降雨的扰动, 水流结构将会完全处于紊流状态。

3) 由于坡度沿程变化较大, 加之局部地形起伏的影响, 使水深可低于也可高于或由低于转向高于(或相反)临界水深; 水流可为缓流、可为急流或由缓流变为急流(或相反), 在急流向缓流转变处会有水跃发生。

4) 流量不符合恒定均匀流假设, 而且可能产生滚波或常称为“雨波”、“径流浪”的现象。

5) 因坡面流水深很小, 边界粗糙和微地形变化都会对流动特性产生显著作用, 使流动特性发生重大变化。

6) 因水层很薄, 雨滴对水面的打击会增强水流紊动, 加大水流阻力 (其阻力增加量可称为“雨滴附加阻力”), 并影响其他水力特征, 这些影响又随水深、坡度等因素而变。

坡面流的水力特性决定于许多因素, 例如降水 (或融雪、融冰) 强度和历时、土壤性质或种类 (表现在入渗能力上)、前期水分条件、植被密度和类型, 以及地貌特性和边界稳定性条件。

因此, 坡面流具有复杂的动力特性, 要从理论上对坡面流中的变量给予精确的定义, 或用普通水力学的方法来计算坡面流及其特征值都会遇到很多困难。为了解决生产实践中提出的各种问题, 不得不在普通水力学的理论基础上寻求新的研究途径, 或采用一定的简化处理方法 (如忽略某些因素或假定某些因素不变等) 对坡面流进行定量描述和模拟。

(2) 坡面流的基本方程

坡面流是三维、非均匀、非恒定的沿程变量流, 显然, 要对坡面流作完善的理论描述存在着一定的难度。即使能够建立起完整模拟坡面流的基本方程式, 由于问题之复杂以及数学上的困难, 使得人们几乎不可能求出能用于解决实际问题的解。

最简单的坡面流流量公式是由均匀流公式推得的形式:

$$q = Ky^n \quad (2.74)$$

式中 q 为单宽流量; y 为水深; K 和 n 为常数。不论是层流或是紊流都可用 (2.74) 式表示, 其水流紊动程度用 n 反映, 紊流时 n 为 $5/3$, 层流时 n 为 3 , 对于混合流则为 $5/3$ 与 3 之间。在平衡条件下, 分水线以下距离 x 处流量应为

$$q = xq^* \quad (2.75)$$

式中 q^* 为单位面积上的净入流率。将 (2.74) 式和 (2.75) 式联合可得坡面流的运动方程:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{q^*}{Kn} \left(\frac{q^*}{K} x \right)^{\frac{1-n}{n}} \quad (2.76)$$

式中 K 值决定于坡面特性、坡度、水流类型及粘滞性 (在层流情况下要考虑), (2.76) 式只适用于 K 和 x 都不太大的条件。

一般情况下应采用流量沿程增加的空间变量流的基本微分方程式及连续方程式联合求解, 其中水流运动方程为

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{2\beta Q q^*}{gA^2}}{1 - \frac{\beta Q^2}{gA^2 R}} \quad (2.77)$$

式中 y 为水深; x 为距离; S_0 为地表坡度; S_f 为能量坡或阻力坡度; Q 为流量; q^* 为单位长度入流量 (净雨量); A 为过水断面面积; R 为水力半径 (水深); β 为动量系数 (流速分布不均匀系数)。当 $q^* = 0$ 时, 上式即为恒定渐变流基本微分方程式。水流连续方程为

$$\frac{dQ}{dx} = q^* \quad (2.78)$$

Yen 等根据动量原理得出了有降雨情况下的一维坡面流运动方程:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_1 + \frac{q^*}{gA}(U \cos \varphi - 2\beta v)}{\cos \theta - \beta \frac{v^2}{gy}} \quad (2.79)$$

式中 θ 为水流床面坡度； φ 为雨滴终速 U 与水面之间的夹角； v 为平均流速；其他同前。此式的适用条件是压力符合静水压力分布，表面张力不计，以及动量系数 β 沿程不变。

随着计算技术的发展，最近的趋势转向数学模拟方法。此时，通常采用描述明渠流的浅水波方程，其推导过程详见 7.1。

(3) 坡面流阻力公式

阻力函数是反映流体宏观整体平均特性的一个重要参数，目前，对传统的明渠水流阻力问题的研究已取得不少成果。然而，在求解坡面流的问题中，阻力规律基本上仍是一个未知数。通过试验研究发现，坡面流阻力规律并不完全相同于传统明渠水流，但是，产生这种不同的机理是什么，到目前为止还没有弄清，加上其复杂的动力特性，更谈不上完全服从上述坡面流的阻力规律了。为了解决实际问题，作为一种近似，一般仍用二维明渠的阻力概念和表达方法，即

$$\frac{\tau}{\rho v^2} = \frac{f}{8} = \frac{g}{C^2} = \frac{gn^2}{y^{1/3}} \quad (2.80)$$

式中 f 为达西—魏兹巴赫阻力系数； C 为谢才系数； n 为曼宁糙率系数。可根据试验资料确定其各种阻力系数，或是通过经验回归，将其与降雨的因子联系起来。

Yong 在光滑床面的试验研究表明，在有降雨情况下，当雷诺数 $Re < 2000$ 时，降雨明显使水流阻力增大，而且对于同一个降雨强度来说，在 $Re < 2000$ 范围内，阻力的增值（雨滴附加阻力）与 Re 无关，为一常数；当 $Re \geq 2000$ 时，降雨影响很快减小，以至可以忽略。

后来，通过试验进一步验证了上述结论，并把 $Re < 900$ 时的达西—魏兹巴赫水流阻力系数 f 表示为无降雨下的阻力系数 f_0 与降雨增加的阻力系数 f_R 之和，即

$$f = f_0 + f_R \quad (2.81)$$

通过回归分析得到

$$f_R = \frac{19.144I^{0.407}}{Re} \quad (2.82)$$

式中 I 为雨强 (mm/min)。 f_0 取用光滑矩形水槽层流的表达式：

$$f_0 = \frac{24}{Re} \quad (2.83)$$

$Re > 2000$ 时，阻力系数 f 表示为

$$f = 1.048f_e \quad (2.84)$$

式中 f_e 为相同流量和 Re 下无降雨时的阻力系数。

$900 > Re > 2000$ 时，作为近似估算，采用内插的方法得到：

$$f = 0.0392 \left(\frac{Re}{2000} \right)^{-1.252 \ln(0.68 + 0.54L^{0.407})} \quad (2.85)$$

由野外小区试验资料给出了一个考虑粗糙床面的阻力公式：

$$f = 298.18 \frac{\left(\frac{v_*}{v}\right)^{2.24} \left(\frac{qLx}{I}\right)^{0.9}}{\left(\frac{h}{GRI}\right)^{0.75}} \quad (2.86)$$

式中 v_* 、 v 分别表示剪切流速和平均流速； q 为单宽流量； I 为雨强； Lx 为水流方向的降雨长度； h 为水深； GRI 表示颗粒糙度，与水深 h 单位相同。

另外，由野外小区实测洪水资料用迭代适线方法得出了不同地表情况下的一些曼宁糙率系数 n ，例如在水泥或沥青面上 $n = 0.011$ ，遭受侵蚀的裸露粘壤地表上 $n = 0.02$ ，天然放牧场 $n = 0.13$ ，刈割放牧地 $n = 0.1$ ，蓝草草地 $n = 0.45$ 。

阻力函数与流速分布的垂线平均（或断面平均）值即平均流速密切相关，平均流速表达式的差异表现为有不同的阻力系数。对现有的主要坡面流平均流速公式加以整理，都可化为如下形式：

$$v = Kq^n S_0^m \quad (2.87)$$

式中 q 为单宽流量； S_0 为底坡。如果将式 (2.87) 中的 K 视为反映阻力系数指标，从表 2.9 中可以看出，对于不同的研究者其 K 的形式及大小是不同的。之所以出现这些差异，除了他们的试验条件不一致、流态不同外，也反映出了坡面流的复杂性。

不同研究者的采用系数 K 对照表

表 2.9

研究者	K	说明
波德维欣斯卡娅 (1948)	10	
林平 (1958)	$\left(\frac{1}{N_0}\right)^{3/5}$	N_0 反映糙率及地表截流影响系数
普罗托季亚科诺夫 (1930)	$0.05\left(\frac{I}{L}\right)^{1/2}$	L 为坡长
徐在庸等 (1962)	3.0	草地情况
	7.5	光地情况
P. Y. Lien (1989)	$8g/m\nu$	层状片流情况， ν 为水的运动粘度， m 为表面糙度参数
	$\left(\frac{8g}{0.22}\right)^{1/3} \gamma^{0.083}$	光壁紊流情况，式中 γ 为水的重度
	$\left(\frac{1}{n}\right)^{3/5}$	糙壁紊流情况
	$\left(\frac{8g}{f}\right)^{1/3}$	紊流平方区情况

对坡面流阻力公式的参数选择还存在着异议，有人认为式 (2.80) 中 3 个阻力系数 C 、 n 、 f 并非都适宜表达坡面流的阻力， f 比 n 和 C 更适于描述地表水流的阻力。也有人则认为 n 和 C 更好。在现有研究方法下，究竟用哪个系数作为坡面流阻力的指标最好，是一个值得研究的问题。

(4) 地表漫流模拟方法简介

在城市排水管网中，雨水管网包括地表漫流过程。地表径流的出流流量过程线是雨水管网系统的人流。地表径流系统直接受降雨、地表条件和雨水口布置等许多自然条件和人

为因素的影响, 是较难模拟的, 也是用非恒定流理论模拟计算雨水管网系统的关键。

目前, 可应用的模拟地表漫流过程的方法有:

1) 三角形过程线

采用推理公式法, 根据汇水时间计算地表漫流最大流量, 以二倍汇水时间为底, 最大流量为顶, 可作出一等腰三角形, 这就是最简单的地表漫流流量过程线, 在国外用得较多。

2) 等流时线法

根据合成设计降雨过程线和等流时线法, 可以采用数值计算方法或积分法, 求得地表漫流流量过程线。

3) 瞬时单位线法

根据瞬时单位线理论, 结合观测到的瞬时单位线参数 N 与 K , 结合实测降雨过程线或合成设计降雨过程线, 采用数值计算方法可求得地表漫流流量过程线。

4) 运动波法

采用运动波理论, 对地表漫流过程进行模拟计算, 可求得地表漫流流量过程线。

以上四种方法均可求得随时间变化的地表漫流 (或雨水口入流) 流量过程线, 具体计算方法参见后面章节。

2.5.3 非恒定流

(1) 管网非恒定流方程式

1) 连续性方程

在排水管道中, 任取一微分段 dx 。在流段内, 设初瞬时 t_1 时水面线为 $a-a$, 经过 dt 以后, 末瞬时 t_2 瞬时水面为 $b-b$ 。设 t_1 时刻上游断面流量为 Q , 过水断面为 A ; 下游断面为 $Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx$ 和 $A + \frac{\partial A}{\partial x} dx$ 。则 t_2 时刻上游断面为 $Q + \frac{\partial Q}{\partial t} dt$, $A + \frac{\partial A}{\partial t} dt$; 下游断面为 $Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx + \frac{\partial}{\partial t} \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx \right) dt$, $A + \frac{\partial A}{\partial x} dx + \frac{\partial}{\partial t} \left(A + \frac{\partial A}{\partial x} dx \right) dt$ 。

液体视不可压缩、无空隙, 根据质量守恒定律, 在 dt 时段内, 经入流断面流入和经出流断面流出的水量差应等于水体体积的增量。则

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} \left(Q + Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx \right) dt - \frac{1}{2} \left[\left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx \right) + Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx + \frac{\partial}{\partial t} \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx \right) dt \right] dt \\ &= \frac{1}{2} \left[\left(A + \frac{\partial A}{\partial t} dt \right) + A + \frac{\partial A}{\partial x} dx + \frac{\partial}{\partial t} \left(A + \frac{\partial A}{\partial x} dx \right) dt \right] dx - \frac{1}{2} \left(A + A + \frac{\partial A}{\partial x} dx \right) dx \end{aligned} \quad (2.88)$$

$$\text{即} \quad -\frac{\partial Q}{\partial x} dx dt - \frac{1}{2} \frac{\partial^2 Q}{\partial x \partial t} dx dt^2 = \frac{\partial A}{\partial t} dt dx + \frac{1}{2} \frac{\partial^2 A}{\partial x \partial t} dt dx^2 \quad (2.89)$$

同除以 $dx dt$, 并忽略高阶微量后, 有

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.90)$$

当有侧流流入时, 则

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (2.91)$$

2) 能量方程

排水管道内水流为非恒定流时仍然遵循能量守恒原理, 在排水管道非恒定流的渐变段中, 任取一微分流段 dx , 设入流断面初瞬时水位为 z , 断面平均流速为 v , 相应时刻出流断面水位 $z + \frac{\partial z}{\partial x} dx$, 断面平均流速 $v + \frac{\partial v}{\partial x} dx$; 末瞬时入流断面水位 $z + \frac{\partial z}{\partial t} dt$, 断面平均流速 $v + \frac{\partial v}{\partial t} dt$, 出流断面水位 $z + \frac{\partial z}{\partial x} dx + \frac{\partial}{\partial t} \left(z + \frac{\partial z}{\partial x} dx \right) dt$, 出流断面平均流速 $v + \frac{\partial v}{\partial x} dx + \frac{\partial}{\partial t} \left(v + \frac{\partial v}{\partial x} dx \right) dt$ 。上下游断面能量差转化为两部分: 其一为摩擦阻力做功 $dh_f = S_f dx$; 另一部分由水流加速度力做功 $F dx = m dh_a$, 即 $dh_a = \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} dx$, 则对微分段建立能量方程式:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} \left(z + z + \frac{\partial z}{\partial t} dt \right) + \frac{p_s}{\gamma} + \frac{1}{2} \left(\frac{av^2}{2g} + \frac{av^2}{2g} + \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{av^2}{2g} \right) dt \right) \\ &= \frac{1}{2} \left(z + \frac{\partial z}{\partial x} dx + z + \frac{\partial z}{\partial x} dx + \frac{\partial}{\partial t} \left(z + \frac{\partial z}{\partial x} dx \right) dt + \frac{p_s}{\gamma} + \frac{1}{2} \left(\frac{av^2}{2g} \right. \right. \\ & \quad \left. \left. + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{av^2}{2g} \right) dx + \frac{av^2}{2g} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{av^2}{2g} \right) dx + \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{av^2}{2g} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{av^2}{2g} \right) dx \right) dt \right) + dh_f + dh_a \right. \\ & \quad \left. \text{整理上式得} \right. \\ & \frac{\partial z}{\partial x} dx + \frac{1}{2} \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial t} dx dt + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{av^2}{2g} \right) dx + \frac{1}{2} \frac{\partial^2}{\partial x \partial t} \left(\frac{av^2}{2g} \right) dx dt + S_f dx + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} dx = 0 \end{aligned} \quad (2.92)$$

略去二阶微量, 同除以 dx , 有

$$\frac{\partial z}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{av^2}{2g} \right) + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + S_f = 0 \quad (2.93)$$

以 $v = Q/A$ 代入上式有

$$\frac{\partial z}{\partial x} + \frac{a}{g} \frac{Q}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q}{A} \right) + \frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Q}{A} \right) + S_f = 0 \quad (2.94)$$

由于 $z = z_0 + h$, 所以 $\frac{\partial z}{\partial x} = \frac{\partial z_0}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x}$, 考虑到 $\frac{\partial z_0}{\partial x} = -S_0$ 为管道底坡,

则
$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{a}{g} \frac{Q}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q}{A} \right) + \frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Q}{A} \right) + S_f - S_0 = 0 \quad (2.95)$$

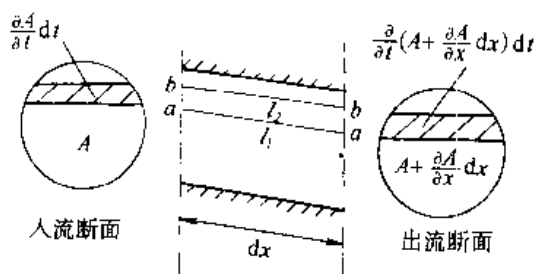


图 2.12 连续性方程计算简图

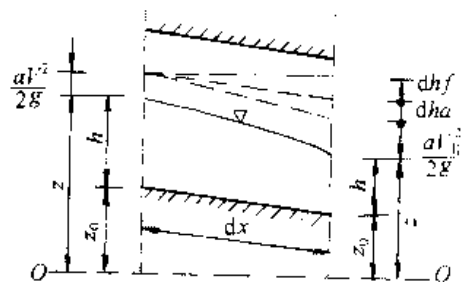


图 2.13 能量方程计算简图

3) 圣维南方程组 (Saint Venant equations)

联立连续方程和能量方程即为著名的圣维南方程组:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.90)$$

$$\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{Q}{gA} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q}{A} \right) + \frac{\partial h}{\partial x} - (S_0 - S_f) = 0 \quad (2.95)$$

式中 A ——过水断面面积 (m^2);

Q ——流量 (m^3/s);

t ——时间 (s);

x ——沿水流方向管道的长度 (m);

g ——重力加速度, SI 制;

h ——水深 (m);

S_0 ——管道底坡;

S_f ——阻力坡降。

当联立偏微分方程 (2.90) 式和 (2.95) 式求解时, 其解为圣维南方程组全解, 国外称为动力波解 (dynamic wave)。

当 (2.95) 式忽略 $\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t}$ 项后与 (2.90) 式联立

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.90)$$

$$\frac{Q}{gA} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q}{A} \right) + \frac{\partial h}{\partial x} - (S_0 - S_f) = 0 \quad (2.96)$$

其解称为准恒定动力波解 (quasi-steady dynamic wave)。

当再忽略 $\frac{Q}{gA} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q}{A} \right)$ 项时, 与 (2.90) 式联立

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.90)$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} - (S_0 - S_f) = 0 \quad (2.97)$$

其解称为扩散波解 (diffusion wave)。

当取

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.90)$$

$$S_0 - S_f = 0 \quad (2.98)$$

联立求解时, 称为运动波解 (kinematic wave)。

4) 阻力坡度 S_f

非恒定流的阻力坡度 S_f 的求定方法目前还没有理论研究结果, 一般均采用恒定均匀流阻力坡度公式近似计算。目前国际上通用的公式有:

曼宁公式 (Manning's formula)

$$S_f = n^2 v^2 R^{-\frac{4}{3}} = n^2 Q^2 A^{-2} R^{\frac{4}{3}} \quad (2.99)$$

式中 n ——曼宁粗糙系数, 对于混凝土管道, 取 $n = 0.013$;

R ——水力半径。

达西—魏兹巴赫公式 (Darcy-Weisbach formula)

$$S_f = \frac{f}{8gR} v^2 = \frac{f}{8gR} \frac{Q^2}{A^2} \quad (2.100)$$

式中 f ——魏兹巴赫阻力系数。

我国排水设计规范建议使用曼宁公式,因此在计算非恒定流时,也推荐采用曼宁公式。

5) 非恒定压力流方程

在压力流条件下,过水断面恒等于圆管断面面积 A_0 ,故连续方程(2.90)积分后,有

$$Q = A_0 v \quad (2.101)$$

在压力流条件下,对(2.93)式进行积分,得

$$Z_1 - K_1 \frac{v^2}{2g} = Z_2 + K_2 \frac{v^2}{2g} + L \left(S_f + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \right) \quad (2.102)$$

式中 Z_1, Z_2 ——分别为上下游检查井处的水位标高(m);

K_1, K_2 ——分别为入口和出口损失系数。

(2) 排水管网水力初始条件和边界条件

1) 初始条件

一般雨水管道只有在降雨时管道内才有水流动,无论是设计还是模拟,在 $t=0$ 时,各管段的入口和出口流量均为零。即

$$Q_{t=0} = 0 \quad (2.103)$$

$$v_{t=0} = 0 \quad (2.104)$$

$$h_{t=0} = 0 \quad (2.105)$$

在进行数值计算时,如果选用向前差分格式,则应假设一个初始量,这个初始量必须大于零,但可以很小。对于合流制管道,可选一已知污水旱流流量作为初始条件。

2) 边界条件

一段排水管道有两个边界条件,在管段上游端称为入流条件,也叫第一边界条件;在管段下游端的称为出流条件,也叫第二边界条件。在急流条件下,水流受上游边界条件限制而与下游边界条件无关;在缓流条件下,水流同时受上下游边界条件的影响。一般情况下,排水管网中水流均为缓流状态,因此应同时考虑上下游边界条件的影响。

上游边界条件首先要考虑入流过程线

$$Q_{x=0} = Q(t) \quad (2.106)$$

雨水管网最上游的边界条件为雨水口流量过程线,以后各段的入流条件应考虑上段的出流过程线与该段雨水口流量过程线的叠加,其次应考虑水位和判定流态。污水管道可根据实测或设计入流过程线计算。根据水位、流态和水力条件,雨水管道可有四种入流状态,见表2.10,而污水则只有1和2两种状态。

管道入流条件

表 2.10

状 态	水 力 条 件	对水流的影响
1	非淹没入流, 缓流	同时受上下游条件影响
2	非淹没入流, 急流	只受上游边界条件影响
3	淹没入流, 有气核	与流态有关
4	淹没入流, 有水核	同时受上下游条件影响

雨水管道的出流条件主要与下游水位有关，也分为四种情况，见表 2.11，污水管道只有 2 和 4 两种情况。

管道出流条件

表 2.11

状 态	水 力 条 件	对水流的影响
1	非淹没出流，自由降落	出口为临界水深，出口控制
2	非淹没出流，连续	急流时受上游控制，缓流时受下游控制
3	非淹没出流，水跃	受上游控制
4	淹没出流	经常受下游控制，也能同时受上下游影响

3) 连接条件

排水管网由设计管段组成，每一个设计管段由两个检查井之间坡度、管径不变，无侧向入流的管道组成。每两个设计管段之间都由检查井或连接暗井连接，因此，管网内除了最上游的检查井以外，均是管网的连接点。在连接点的连接条件与水力计算方法，计算过程有很大关系。

就水力学方面而言，一个连接点可施加 3 个主要影响。首先，它可以提供一个蓄水空间；其次，它消耗由所连接管道流入水流的动能；最后，它对所连接的上游管道施加回水影响，管道连接点的精确水力学描述还有待于研究。

就数学方面而言，连接点水力条件通常用连续方程表示，有时以能量方程为辅助条件。

根据连接点蓄水量和流量的相对大小及是否为压力流，连接点可以分为节点型和水库型两类。

节点型连接点

当连接点的蓄水能力可以忽略不计，并且流入、流出管段均为重力流时，该连接点为节点型，可以把它抽象为单一的汇流点，其连续性方程为

$$\sum_{i=1}^n Q_i + Q_j = 0 \quad (2.107)$$

能量方程为

$$h_i + z_i = h_0 + z_0 \quad (2.108)$$

式中 Q_i ——第 j 个连接点，第 i 个连接管段的流量，流入为正，流出为负，对应时刻相加；

n ——连接管段个数；

Q_j ——第 j 个连接点直接流入、流出的流量，流入为正、流出为负；

h_i, z_i ——第 i 个连接管段的水深和管内底相对标高；

h_0, z_0 ——第 j 个连接点的水深和井底的相对标高。

水库型连接点

连接点与流量相比有相当大的蓄水能力或管道处于压力流状态，均为水库型连接点，水库型连接点的蓄水能力和蓄水影响不能忽略，其连续性方程为

$$\sum_{i=1}^n Q_i + Q_j = \frac{ds}{dt} \quad (2.109)$$

其中 s 为连接点蓄水量。

水库型连接点应考虑连接点的能量损失, 如入口和出口损失等, 其损失量的大小可根据具体条件和水力学基础理论求定。

(3) 求解方法及设计模型

求解排水管道非恒定流偏微分方程组的方法有三类: 特征线法、显式差分格式法和隐式差分格式法。

1) 特征线法

根据连续方程, 可以写成以下形式:

$$B \frac{\partial h}{\partial t} + Bv \frac{\partial h}{\partial x} + A \frac{\partial v}{\partial x} = 0 \quad (2.110)$$

式中 B ——水面宽度 (m);

h ——水深 (m);

v ——过水断面平均流速 (m/s)。

根据方程式 (2.95), 有

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(S_0 - S_f) \quad (2.111)$$

把 (2.110) 式乘以 φ 后与 (2.111) 式相加, 则

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + \varphi \left(B \frac{\partial h}{\partial t} + Bv \frac{\partial h}{\partial x} + A \frac{\partial v}{\partial x} \right) = g(S_0 - S_f)$$

$$\text{或} \quad \frac{\partial v}{\partial t} + (v + \varphi A) \frac{\partial v}{\partial x} + \varphi B \left[\frac{\partial h}{\partial t} + \left(v + \frac{g}{\varphi B} \right) \frac{\partial h}{\partial x} \right] = g(S_0 - S_f) \quad (2.112)$$

$$\begin{aligned} \text{如果} \quad \frac{\partial v}{\partial t} + (v + \varphi A) \frac{\partial v}{\partial x} &= \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial v}{\partial x} \frac{dx}{dt} = \frac{dv}{dt} \\ \frac{\partial h}{\partial t} + \left(v + \frac{g}{\varphi B} \right) \frac{\partial h}{\partial x} &= \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} \frac{dx}{dt} = \frac{dh}{dt} \end{aligned} \quad (2.113)$$

$$\text{解得} \quad \frac{dx}{dt} = v + \varphi A = v + \frac{g}{\varphi B} \quad (2.114)$$

$$\varphi = \pm \sqrt{\frac{g}{AB}} \quad (2.115)$$

从而求出特征线方程

$$\begin{aligned} dv + \left(g \frac{B}{A} \right)^{1/2} dh + g(S_f - S_0)dt &= 0 \\ dx &= \left[\left(v + g \frac{A}{B} \right)^{1/2} \right] dt \end{aligned} \quad (2.116)$$

$$\begin{aligned} \text{和} \quad dv - \left(g \frac{B}{A} \right)^{1/2} dh + g(S_f - S_0)dt &= 0 \\ dx &= \left[v - \left(g \frac{A}{B} \right)^{1/2} \right] dt \end{aligned} \quad (2.117)$$

方程式 (2.116) 称为向前特征线, 或顺特征线; 方程 (2.117) 称为向后特征线, 或逆特征线。通过特征方程, 把一对偏微分方程变为两对常微分方程, 给求解带来很大的方便, 但是, 对于排水管网还是不能求得解析解, 只能用数值计算方法求解。

2) 显式差分格式法

这种方法就是用偏差商代替偏导数,把偏微分方程组化为差分方程组,在自变量域 $x-t$ 平面上做差分网格,求网格上各结点近似数值解。

扩散法

以 Y 代表水深或流速, Y_m^n 的上角标表示时间、下角标表示断面位置, Y 对时间的偏差商表示为

$$\frac{\Delta Y}{\Delta t} = \frac{Y_{m+1}^n - \left[\alpha Y_m^n + \frac{1-\alpha}{2} (Y_{m+1}^n + Y_{m-1}^n) \right]}{\Delta t} \quad (2.118)$$

对距离的偏差商表示为中心偏差商

$$\frac{\Delta Y}{\Delta x} = \frac{(Y_{m+1}^n - Y_{m-1}^n)}{2\Delta x} \quad (2.119)$$

阻力项采用 n 时刻 $m+1$ 和 $m-1$ 两断面的平均值,用曼宁公式时,有

$$S_f = \frac{\bar{v}^2}{C^2 \bar{R}} = \bar{n}^2 \bar{v}^2 \bar{R}^{-4/3} \quad (2.120)$$

以上三式代入方程式 (2.111) 和 (2.112), 根据初始条件和边界条件,在一定条件下可求出内结点的近似数值解。

扩散法差分方程稳定的一般条件为

$$|\lambda^{\pm}| \frac{\Delta t}{\Delta x} \leq 1 \quad (2.121)$$

其中 $\lambda^{\pm} = v \pm \sqrt{gA/B}$

α 的取值根据经验确定,有人建议取 $\alpha = 0.1$ 。

蛙步法

对时间和距离都用中心偏差商

$$\frac{\Delta Y}{\Delta t} = \frac{Y_m^{n+1} - Y_m^{n-1}}{2\Delta t} \quad (2.122)$$

$$\frac{\Delta Y}{\Delta x} = \frac{Y_{m+1}^n - Y_{m-1}^n}{2\Delta x} \quad (2.123)$$

阻力项离散化为

$$S_f = (n^2 v R^{-4/3})_m^n [\alpha v_m^{n+1} + (1-\alpha) v_m^{n-1}] \quad (2.124)$$

其中 $0 < \alpha < 1$ 。

以上三式代入方程式 (2.111) 和 (2.112), 可根据 $n, n-1$ 时刻的已知值求 $n+1$ 时刻的未知值。

3) 隐式差分格式法

采用隐式差分格式,其差分网格的距离步长可以不是等距离的;对于排水管网可取设计管段的长度,即 $\Delta x = L$ 。时间步长一般取等间距的,可根据精度要求确定。

$$\frac{\Delta Y}{\Delta x} = \theta \frac{(Y_m^{n+1} - Y_m^{n-1})}{L} + (1-\theta) \frac{(Y_{m+1}^n - Y_m^n)}{L} \quad (2.125)$$

$$\frac{\Delta Y}{\Delta t} = \frac{(Y_{m+1}^{n+1} - Y_{m+1}^n + Y_m^{n+1} - Y_m^n)}{2\Delta t} \quad (2.126)$$

其中 θ 为权系数,当 $1/2 \leq \theta \leq 1$ 时格式是稳定的。

把上两式代入方程式 (2.111) 和 (2.112), 对于有 M 个设计管段的一条雨水管道,

可以建立 $2(M-1)$ 个差分方程, 再加上上下游边界条件, 共有 $2M$ 个差分方程, 未知量个数也是 $2M$ 个, 联立后可用求解非线性方程组的方法求解。

对于大型管网, 并且划分的时段数很多时, 这种方法要求计算机内存量非常大。

4) 雨水管道水力学设计模型简介

国内外用于雨水管道水力学设计的部分模型汇总于表 2.12。

雨水管道水力学设计模型汇总 (引自颜本琦, 1982)

表 2.12

模 型	管道系统输入	管道水力学	连接点水力学	回水影响	设计连续性	输 出
推理公式	洪峰流量	恒定均匀流	无	无	从上游开始	管径、流量、坡度
水文过程线时滞法	雨水口流量过程线	流量过程线时间滞后叠加, 无演算	连续方程	无	随水流向下游	管径、坡度、流量
芝加哥流量过程线法	雨水口流量过程线	蓄水演算或时间影响, 无演算	连续方程	无	随水流向下游	管径、坡度、流量
TRRL	雨水口流量过程线	流动时间滞后的水库演算	连续方程	无	随水流向下游	管径、坡度和流域径流流量过程线
ILLUDAS	雨水口流量过程线	流动时间滞后的水库演算	连续方程	无	随水流向下游	管径、坡度和设计流量过程线
运动波	雨水口流量过程线	非线性运动波演算	连续方程	仅考虑上游	随水流向下游	管径、坡度和流量过程线水深
EPA SWMM	雨水口流量过程线	改进非线性运动波演算	连续方程	上游和部分下游	随水流向下游	管径、坡度、设计流量过程线和流速
ISS	雨水口流量过程线	动力波演算 (圣维南方程全解)	连续方程和运动方程	上游和下游	Y 型单元串联	管径、坡度、流量、水深和流速过程线

2.6 动床 (泥砂) 水力学基础

2.6.1 概述

(1) 基本概念

在管渠中流动的是清水, 管渠边壁在水流作用下不变形时, 称为定床。当管渠中流动的是挟带泥沙及有机杂质的浑水, 并且管渠边壁在水流作用下可以变形时, 称为动床。

在水流作用下, 组成管渠的材料被水流冲起带走的现象叫冲刷, 能造成冲刷的最小流速叫最大允许流速。当含有杂质的水流不能带走所含杂质, 而使一部分固体颗粒沉积于管渠底部的现象叫淤积。保证排水管渠不形成淤积的最小流速叫自净流速。

(2) 固体杂质的主要特性

1) 重度

排水管渠中杂质的重度, 以 γ_s 表示, 指固体颗粒实体单位体积的重量。一个固体颗粒的重量等于重度乘以体积, 因而重度是影响颗粒运动的主要特性之一, 重度越小越容易被水流带走。

2) 粒径

杂质颗粒直径(简称粒径)是颗粒大小的量度。杂质颗粒并非球形, 所谓粒径从理论上定义为与颗粒具有相同体积的球体直径, 这个粒径叫等容粒径。

3) 沉速

放入静水中的颗粒, 在重力作用下会下沉。颗粒在水中运动可引起阻力。当阻力与重力达到平衡时颗粒将匀速下沉, 这个速度叫沉速。

设 v 为颗粒沉速, d 为粒径, μ 为动力粘度, ν 为运动粘度, 则层流阶段 ($Re = vd/\nu < 0.5$)

$$v = \frac{(\rho_s - \rho)gd^2}{18\mu} \quad (2.127)$$

紊流阶段 ($Re > 1000$)

$$v = \sqrt{\left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho}\right)gd} \quad (2.128)$$

和

$$v = \sqrt{\frac{4}{3c_D} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho}\right)gd} \quad (2.129)$$

式中 ρ_s, ρ ——分别为固体杂质颗粒与水的密度 (kg/m^3);

g ——重力加速度 (m/s^2);

c_D ——随流动状态变化的阻力系数, 见图 2.14。

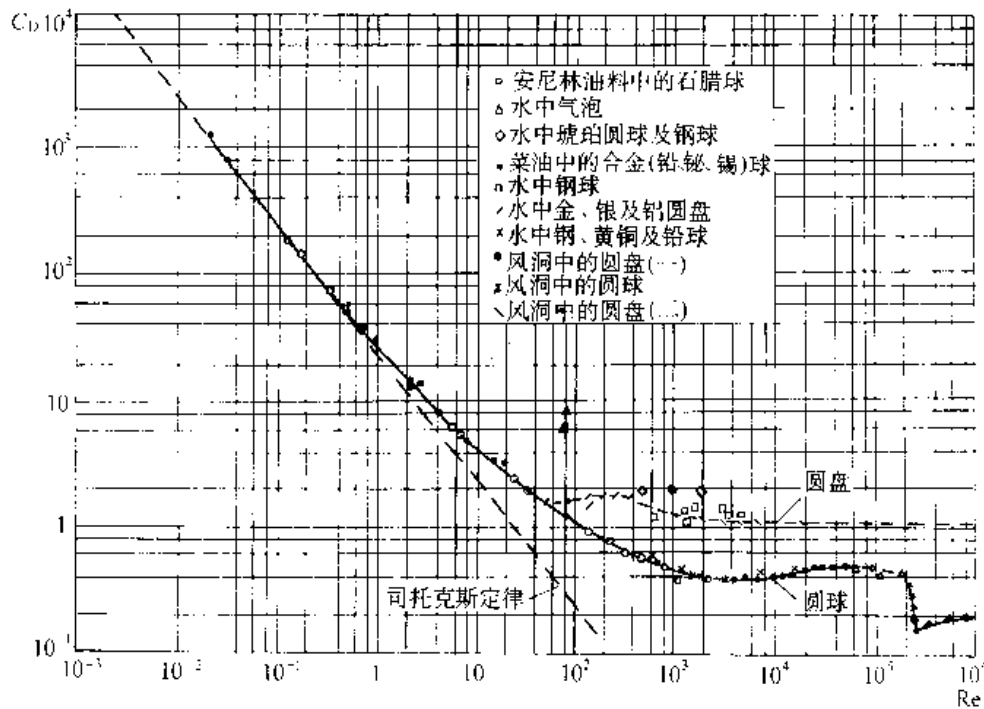


图 2.14 $c_D \sim Re$ 实验关系曲线

2.6.2 固体杂质的起动条件

(1) 杂质颗粒受力分析

1) 重力

设杂质颗粒粒径为 d , 颗粒重度为 γ_s , 在水中所受重力为

$$G = \alpha_1 d^3 (\gamma_s - \gamma) \quad (2.130)$$

其中 γ 为水的重度; α_1 为颗粒形状系数, 球形 $\alpha_1 = \pi/6$ 。

2) 水流推移力

水流作用于固体杂质颗粒顺水流方向的分力称为推移力 (也叫拖拽力)。

$$F_x = C_x \alpha_2 d^2 \frac{\rho u_d^2}{2} \quad (2.131)$$

式中 C_x ——系数;

α_2 ——颗粒形状系数, $\alpha_2 d^2$ 为垂直于水流方向的投影面积;

u_d ——作用于颗粒的流速。

3) 水流上举力

根据儒可夫斯基的升力理论, 当水流绕固体颗粒流动时, 水流对颗粒垂直向上的作用力, 称为上举力。

$$F_z = C_z \alpha_2 d^2 \frac{\rho u_d^2}{2} \quad (2.132)$$

其中 C_z 为上举力系数, 由实验确定。

4) 杂质颗粒间的反力和摩擦力

当管渠底部已沉积固体杂质颗粒时, 固体杂质颗粒间互相有接触, 周围颗粒通过接触面对所研究的颗粒施加反力 (沿接触面法线方向) 和摩擦力 (沿接触面切线方向)。该力难以定量描述。

5) 杂质颗粒间的分子力

排水管渠中固体杂质可以分为两大类: 一类叫非粘性泥砂, 即分子力不起明显作用的颗粒。雨水管渠中杂质多属此类。

另一类叫粘性泥砂, 颗粒间分子力作用不容忽视, 在流动过程中颗粒能粘附在一起, 污水管网和合流管网中杂质有一部分属于此类。

6) 边界渗流的影响

当明渠边壁为渗水材料时, 可能向渠外或渠内渗水, 它将影响明渠边界的稳定性。

(2) 起动条件

1) 临界推移力

固体杂质颗粒起始运动时的表面切应力称为临界推移力。

早在 1936 年西尔兹 (Shields) 从颗粒平衡条件出发得出了均匀泥砂非粘性颗粒临界推移力的基本关系式为:

$$\frac{I_c}{(\gamma_s - \gamma)d} = \frac{2\alpha_1}{a} \frac{1}{f\left(\frac{v_* d}{\nu}\right)} = \varphi\left(\frac{v_* d}{\nu}\right) \quad (2.133)$$

式中 $\frac{v_* d}{\nu}$ ——边界雷诺数, $\frac{v_* d}{\nu} = Re_*$;

v_* ——动力流速, $v_* = \sqrt{\tau_0/\rho}$;

α ——比例系数;

φ ——实验函数关系, 见图 (2.15)

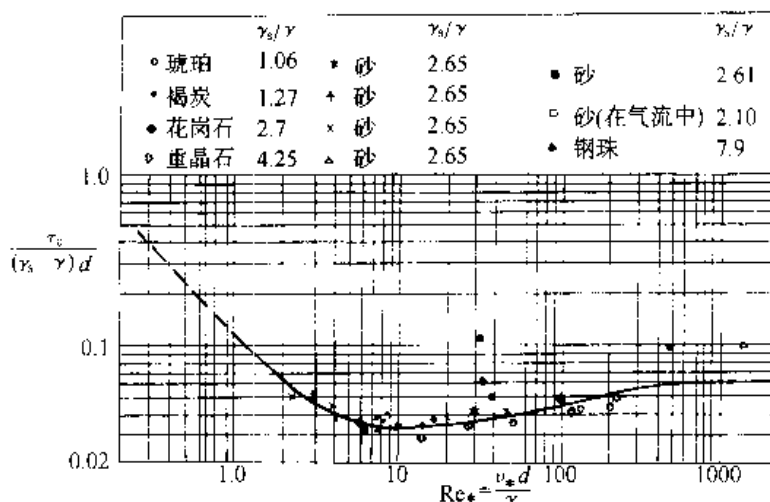


图 2.15 临界推移力与 Re_* 关系曲线

2) 起动流速

颗粒起动时的水流平均流速称为起动流速。

窦国仁 1960 年提出了包括颗粒间粘结力的起动流速公式为:

$$\frac{v_0^2}{g} = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} d \left(6.24 + 41.6 \frac{h}{h_a} \right) + \left(111 + 740 \frac{h}{h_a} \right) \frac{h_a \delta}{d} \quad (2.134)$$

式中 h ——水深 (m);

h_a ——大气压强 (mH₂O);

δ ——水分子厚度, $\delta = 3 \times 10^{-8}$ cm。

排水管渠中固体杂质颗粒, 在起动后作滚动、滑动或短距离的跳跃运动。基本上不开管渠底部或在距底面 (2~3) d 高度内运动时, 称为推移质。如果悬浮在水中, 随水流向下游运动时, 则称为悬移质。

2.6.3 挟砂水流及其特性

挟带悬移质的水流称为挟砂水流。挟砂水流中既有液相的水, 又有固相的杂质, 所以挟砂水流为固、液两相流。

(1) 杂质的悬浮

排水管渠中杂质颗粒有的相对密度大于 1, 为什么可以悬浮在水中而不下沉呢? 这主要是由紊动和扩散造成的。因此, 挟砂水流都是紊流。紊流垂直方向上的脉动流速不断把下层水流中的杂质带到上层。另一方面, 重力又不断把上层杂质沉到下层。杂质颗粒的悬浮就是这两种作用下的产物。

(2) 杂质浓度的分布

挟砂水流最基本的参数之一是挟砂浓度。一般用 SS 或含砂量 S 表示, 单位为单位体积含固体颗粒的重量。另外, 还有体积比浓度 (S_v) 和重量比浓度 (S_G)。三者关系如下:

$$S_v = \frac{S}{\gamma_s} \times 100\% \quad (2.135)$$

$$S_G = \frac{S}{\left[\gamma - \frac{\gamma S}{\gamma_s} \right] + S} \times 100(\%) \quad (2.136)$$

平衡输砂条件下, 含固体杂质浓度 S_v 在水深方向的分布可由下式表示:

$$\frac{S_v}{S_{va}} = \left(\left[\frac{h-Z}{Z} \right] \left[\frac{a}{h-a} \right] \right)^{\frac{\beta v}{k v_*}} \quad (2.137)$$

式中 S_{va} 、 S_v ——分别为已知的与待求的体积含砂浓度;

h ——水深;

Z ——距管渠底部的高度;

a ——已知含砂浓度点的高度值;

v ——颗粒沉速;

β ——比例系数;

k ——卡门系数;

v_* ——动力流速。

(3) 含杂质水流的特性

1) 对卡门常数 k 的影响

清水水流的卡门常数为 $k=0.4$ 。含杂质后 $k<0.4$, k 值减少的程度与含砂杂质量有关:

$$k = 0.4(1 - 0.95 S_v) \quad (2.138)$$

k 值减小意味着流速梯度 dv/dz 增大。

2) 对紊动的影响

一般认为污水含有的固体杂质对紊动有抑制作用。

3) 对粘度的影响

水流挟带杂质后, 其粘度将受杂质的影响而改变, 进而将影响水流的某些特征及其挟砂能力。爱因斯坦 (H.A.Einstein) 曾以糖溶液为对象对该问题作了分析, 在假定这些糖分子相互不影响时, 按纳维埃·司托克斯 (N.Stokes) 方程算出增加的阻力, 得

$$\mu = \mu_0(1 + 2.5 S_v) \quad (2.139)$$

式中 μ_0 ——不含杂质时水的动力粘度;

S_v ——体积比浓度。该公式在 $S_v<2\%$ 时也得到验证。城市排水管网中的雨、污水的固体杂质浓度很少超过 2% , 可以参考使用, 但应注意杂质间分子力的影响。

2.6.4 水流的挟砂能力

在一定条件下, 水流所能挟带的泥砂等固体杂质数量叫挟砂能力。如果水流挟带的泥砂量超过了水流的挟砂能力, 则发生淤积。若水流的挟砂量低于挟砂能力, 就会发生冲刷。

(1) 推移质输砂率

单位时间内通过某一单位断面的推移质数量称为推移质输砂率。

爱因斯坦按照推移质运动的物理图形, 运用概率理论, 经过数理推导和实验室资料验

证, 得出理论公式:

$$\Phi = \frac{q_b}{\rho_s g} \left(\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \right)^{1/2} \left(\frac{1}{gd^3} \right)^{1/2} \quad (2.140)$$

式中 q_b ——为单位时间内通过单位宽度的推移质输砂率, 以重量计。

因为输砂率与水流条件有关, 水流条件可用一个水流强度参数 Ψ 表示:

$$\Psi = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \frac{d}{R' S_f} \quad (2.141)$$

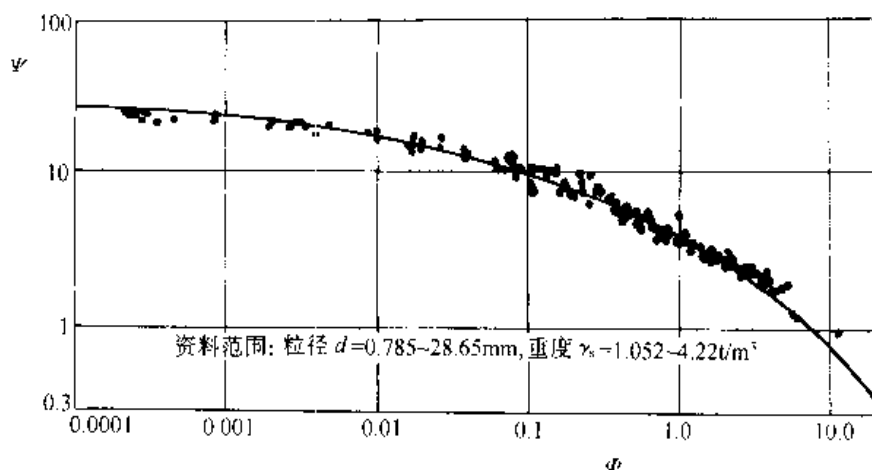


图 2.16 Ψ 与 Φ 关系曲线

其中 S_f 为水力坡度; R' 为输砂区水力半径。

上述两个参数间的函数关系为:

$$1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-\beta_* \psi - \frac{1}{\eta_0}}^{\beta_* \psi - \frac{1}{\eta_0}} e^{-t^2} dt = \frac{A_* \Phi}{1 + A_* \Phi} \quad (2.142)$$

其中 A_* , β_* 及 η_0 均为常数。公式 (2.142) 与实验资料的比较如图 2.16 所示。

(2) 悬移质输砂率

设在单位时间内通过高程 Z 处的悬移质输砂率为 $\gamma_s S_v v_x dZ$, 沿排水管渠垂线积分可得悬移质单宽输砂率公式:

$$q_s = q_b \left[2.303 \lg \left(30.2 \frac{hx}{k_s} \right) I_1 + I_2 \right] \quad (2.143)$$

式中 q_b ——推移质单宽输砂率;

h ——水深;

x ——随 k_s/δ_0 而变化的系数, δ_0 为粘性底层计算厚度, $\delta_0 = 11.6 \frac{\nu}{v_*}$, k_s 为粗糙高度 (cm);

I_1, I_2 ——分别为两个积分值。

$$I_1 = 0.216 \frac{A^{\xi-1}}{(1-A)^{\xi}} \int_A^1 \left(\frac{1-Z}{Z} \right)^{\xi} dZ \quad (2.144)$$

$$I_2 = 0.216 \frac{A^{\xi-1}}{(1-A)^{\xi}} \int_A^1 \left(\frac{1-Z}{Z} \right)^{\xi} \ln Z dZ \quad (2.145)$$

式中 A ——系数, $A = \frac{a}{h}$, a 以下为推移质运动;

ξ ——系数, $\xi = \frac{v}{\beta k v_*}$, v 为颗粒沉速, β 为比例系数, k 为卡门常数, v_* 为动量流速, $v_* = \tau_0 / \rho$ 。

公式 (2.143) 为爱因斯坦悬移质 (床砂质部分) 输砂公式。如果把推移质也包括在内, 则总输砂率为:

$$q_T = q_s + q_b = q_b \left[1 + 2.303 \lg \left(30.2 \frac{h x}{k_s} \right) I_1 + I_2 \right] \quad (2.146)$$

最小临界流速可以用下式计算

$$v_{\min} = \frac{1}{n} R^{1/6} \sqrt{\varphi \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) k} \quad (2.147)$$

式中 $v_{\min}$ ——砂粒被连续推移的最小临界流速 (m/s);

n ——曼宁的 n 值 ($\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$);

R ——水力半径 (m);

ρ_s, ρ ——砂粒与水的密度 (kg/m^3);

k ——砂粒的平均粒径 (m);

φ ——砂粒的形状系数, $\varphi = 0.03 \sim 0.06$, 平均为 0.05。

在工程中一般根据规范规定的最大最小流速来考虑排水管渠的冲刷和淤积问题。规范规定的最大最小流速是根据实验和调查获得的经验数据。

第3章 污水管网系统设计与计算

3.1 概 述

3.1.1 设计内容

污水管网系统是收集和输送城镇或工业企业产生的污水的管道及其附属构筑物。根据批准的当地城镇和工业企业总体规划及排水工程总体规划进行工程设计。设计的主要内容
包括确定设计方案,在适当比例的总体布置图上,划分排水流域,布置管道系统;根据设计人口数、污水量标准,计算污水设计流量;进行污水管道水力计算,确定管道断面尺寸、设计坡度、埋设深度等设计参数;确定污水管道在道路横断面上的位置;绘制管道平面图和纵剖面图;计算工程量,编制工程概、预算等文件。

3.1.2 设计资料

规划设计必须以可靠的资料为依据。设计人员接受设计任务后,需作一系列的准备工作。一般应先了解和研究设计任务书和批准文件的内容,弄清关于本工程的范围和要求,然后赴现场踏勘,分析、核实、收集、补充有关的基础资料。进行污水管道系统设计时,通常需要有以下几方面的资料:

(1) 有关明确任务的资料

了解城市和工业企业的总体规划及排水工程总体规划的主要内容。需要掌握与设计任务有关的资料,如城镇设计人口规模,各类建筑用地的分布,主要公共建筑、车站、港口、立交工程、主要桥梁的位置及道路系统的情况,给水、排水、防洪、电力供应等公共设施的情况,排水系统的设计规模,各集中排水点的位置、高程及排放特点,污水水质,出水口和污水处理厂的位置、高程,河流或其他水体的位置、等级、航运及渔业情况,以及农田灌溉及环境保护要求等。

(2) 有关自然因素方面的资料

地形图:初步设计阶段需要设计地区和周围25~30km范围的总地形图,要求比例尺为1:10000~1:25000,图上等高线间距1~2m;或带地形、地物、河流、风玫瑰的地区总体布置图,比例尺1:5000~1:10000,图上等高线间距1~2m。施工图设计阶段需要设计地区的总平面图,城镇可采用比例尺1:5000~1:10000,工厂可采用比例尺1:500~1:2000,图上等高线间距为0.5~2m。

气象资料:包括气温、湿度、风向、气压、当地暴雨强度公式或当地的降雨量记录等。

水文水质资料:包括河流的流量、流速、水位、水面比降、洪水情况、水温、含砂量及水质分析与细菌化验资料等。

地质资料:包括土壤性质、土壤冰冻深度、土壤承载力、地下水位及地下水有无腐蚀性、地震等级等。

(3) 有关工程情况的资料

包括道路等级、路面宽度及材料,地面建筑物和地铁、人防工程等地下建筑的位置,给水、排水、电力电讯电缆、煤气等各种地下管线的位置,本地区建筑材料、管道制品、机械设备、电力供应、施工力量等方面的情况。

污水管道系统设计所需的资料范围比较广泛,其中有些资料虽然可由有关单位提供。但为了取得准确可靠的设计基础资料,设计人员必须深入实际对原始资料进行详细分析、核实和必要的补充。

3.1.3 设计方案

在掌握了较为完整可靠的设计基础资料后,设计人员根据工程的要求和特点,对工程中一些原则性的、涉及面较广的问题提出各种解决办法,这样就构成了不同的设计方案。这些方案除满足相同的工程要求外,在技术经济上是互相补充、互相独立的。因此必须对各设计方案深入分析其利弊和产生的各种影响。分析时,对一些带方针政策性的问题,必须从社会及国民经济发展的总体利益出发考虑。比如,城镇的生活污水与工业废水是分开处理还是合并处理的问题;城市污水是分散成若干个污水厂还是集中成一个大污水厂进行处理的问题;城市排水管网建设与改造中体制的选择问题;污水处理程度和污水排放标准问题;设计期限的划分与相互结合的问题等。由于这一些问题涉及面广,且有很强的方针政策性,因此应从社会的总体经济效益、环境效益、社会效益综合考虑。此外,还应从各方案内部与外部的各种自然的、技术的、经济的和社会方面的联系与影响出发,综合考虑它们的利与弊。进行方案比较与评价的一般步骤为:

(1) 建立方案的技术经济数学模型

建立主要技术经济指标与各种技术经济参数、各种参变量之间的函数关系,也就是通常所说的目标函数及相应的约束条件方程。目前,由于排水工程技术问题的复杂性,基础技术经济资料匮乏等原因,建立技术经济数学模型多数情况下较为困难,同时在实际工作中对已建立的数学模型也存在应用上的局限性与适用性。这样,在缺少合适的数学模型的情况下,可以凭经验选择合适的参数。

(2) 解技术经济数学模型

求解技术经济数学模型这一过程为优化计算的过程。从技术经济角度讲,首先必须选择有代表意义的主要技术经济指标为评价目标;其次正确选择适宜的技术经济参数,以便在最好的技术经济条件下进行优选。由于实际工程的复杂性,有时解技术经济数学模型并不一定完全依靠数学优化方法,而是采用各种近似计算方法,如图解法、列表法等。

(3) 方案的技术经济评价

根据技术经济评价原则和方法,在同等深度下计算出各方案的工程量、投资以及其他技术经济指标,然后进行各方案的技术经济评价。

(4) 综合评价与决策

在上述分析评价的基础上,对各设计方案的技术经济、方针政策、社会效益、环境效益等作出总的评价与决策,以确定最佳方案。综合评价的项目或指标,应根据工程项目的具体情况确定。

以上所述进行方案比较与评价的步骤只反映了技术经济分析的一般过程。实际上各步之间有时是相互联系的,有时根据问题的性质或者受条件限制时,不一定非要依次逐步进

行,而是可以适当省略或者是采取其他方法。比如,可省略建立数学模型与优化计算步骤,根据经验选择适宜的参数。

经过评价与比较后所确定的最佳方案即为最终的设计方案。

3.2 设计流量

污水管网的设计流量包括生活污水和工业废水,一般按最大日最大时的平均秒流量计算,在无详细调查资料时,一般取最大流量之和。

3.2.1 生活污水

生活污水包括居住区生活污水、商业区及公共建筑生活污水和工业企业生活污水及淋浴污水。

(1) 居住区生活污水

居住区生活污水设计流量按下式计算:

$$Q_1 = \frac{n \cdot N \cdot K_z}{24 \times 3600} \quad (3.1)$$

式中 Q_1 ——居住区生活污水设计流量 (L/s);

n ——居住区生活污水量标准 (L/(d·人)),欧洲的典型值为 200 (L/(d·人)),美国的典型值为 250~450 (L/(d·人)),我国一般按《室外排水设计规范》推荐参数选用;

N ——设计人口数,可以按人口增长 S 曲线预测近期或远期的规划人口数,在我国一般按规划部门根据统计资料提供的参数选用;

K_z ——总变化系数,是最大日最大时污水量与平均日平均时污水量的比值,可以按下式计算:

$$K_z = \frac{2.7}{Q^{0.11}} \quad (3.2)$$

其中 Q 为平均日平均时污水流量 (L/s),在使用公式 (3.2) 时注意 K_z 不宜小于 1.3,也不宜大于 2.3。

居住区生活污水量与给水量有着密切的关系,一般为同一周期给水量的 60%~80%,特殊条件下可能小于 50%。某地区调查的结果见图 3.1。

生活污水量标准与给水量标准、室内卫生设备情况、气候、居住条件、生活水平、生活习惯及其他地方条件等许多因素有关,专家研究发现每人每天排水量与个人财产有很好的相关关系。

生活污水量的最大流量和最小流量与平均日流量的比值随排水系统的服务人口数而变化。服务人口越多,其比值越接近于 1。

(2) 公共建筑生活污水

公共建筑生活污水的计算公式与公式 (3.1) 类似:

$$Q_2 = \frac{S \cdot N \cdot K_h}{24 \times 3600} \quad (3.3)$$

式中 Q_2 ——公共建筑生活污水设计流量 (L/s);

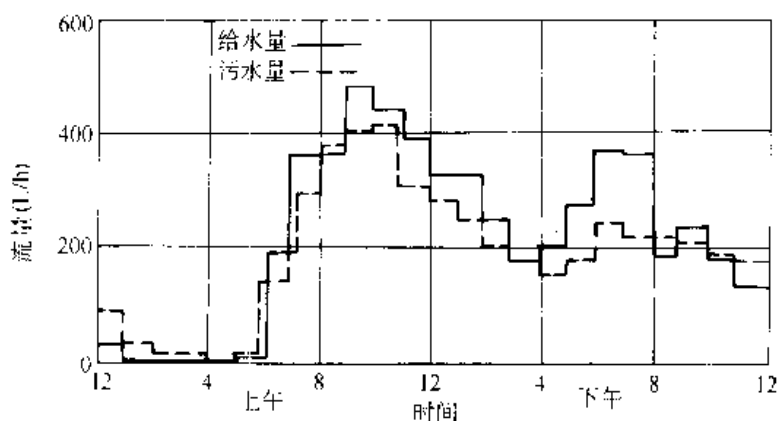


图 3.1 用水量与排水量调查曲线

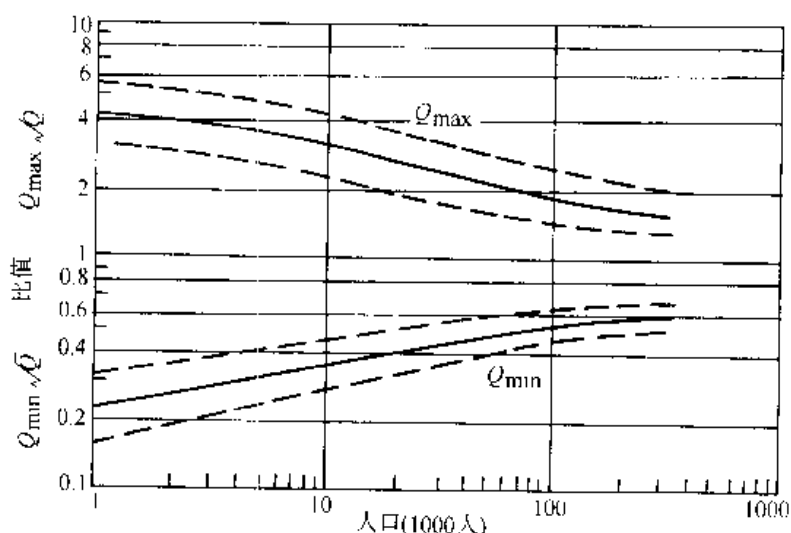


图 3.2 最大流量和最小流量与平均日流量的典型比值关系

S ——公共建筑生活污水量标准 ($L/(d \cdot \text{人})$), 一般按《室内给水排水和热水供应设计规范》推荐的参数选用。排水量大的建筑也可以通过调查或参考相近建筑选用;

K_h ——时变化系数, 是最大日最大时与该日平均时污水量的比值。

(3) 工业企业生活污水及淋浴污水

工业企业生活污水及淋浴污水的设计流量按下式计算:

$$Q_3 = \frac{A_1 B_1 K_1 + A_2 B_2 K_2}{3600 T} + \frac{C_1 D_1 + C_2 D_2}{3600} \quad (3.4)$$

式中 Q_3 ——工业企业生活污水及淋浴污水设计流量 (L/s);

A_1 ——一般车间最大班职工人数 (人);

A_2 ——热车间最大班职工人数 (人);

B_1 ——一般车间职工生活污水量标准, 为 $25 (L/(人 \cdot \text{班}))$;

B_2 ——热车间职工生活污水量标准, 为 $35 (L/(人 \cdot \text{班}))$;

K_1 ——一般车间生活污水量时变化系数, 以 3.0 计;

K_2 ——热车间生活污水量时变化系数, 以 2.5 计;

C_1 ——一般车间最大班使用淋浴的职工人数 (人);

C_2 ——热车间最大班使用淋浴的职工人数 (人);

D_1 ——一般车间的淋浴污水量标准, 规定为 40 (L/ (人·班));

D_2 ——高温、污染严重车间的淋浴污水量标准, 规定为 60 (L/ (人·班));

T ——每班工作时数 (h)。

淋浴时间以 60min 计。

3.2.2 工业废水

工业废水设计流量按下式计算:

$$Q_4 = \frac{m \cdot M \cdot K_z}{3600 T} \quad (3.5)$$

式中 Q_4 ——工业废水设计流量 (L/s);

m ——生产过程中每单位产品的废水量标准 (L/单位产品);

M ——产品的平均日产量;

T ——每日生产时数 (h);

K_z ——总变化系数。

工业废水量标准是指生产单位产品或加工单位数量原料所排出的平均水量。现有工业企业的废水量标准可根据实测现有车间的废水量而求得。在设计新建工业企业时, 可参考与其生产工艺过程相似的已有工业企业的数据来确定。当工业废水量标准的资料有时不易取得时, 可用工业用水量标准 (生产每单位产品的平均用水量), 作为依据估计废水量。各工厂的工业废水量标准有很大差别。当生产过程中采用循环给水系统时, 废水量较直流给水系统时会有显著降低。因而, 工业废水量取决于生产种类、生产过程、单位产品用水量以及给水系统等等。为了消除污染和节约用水, 《污水综合排放标准》(GB 8979—88) 对部分行业最高允许排水定额作了规定, 工厂应改革生产工艺, 做到不排或少排废水。

3.2.3 城市污水设计流量

城市生活污水设计流量按下式计算:

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 \quad (3.6)$$

当公共建筑生活污水不要求另行计算时, 该流量可包括在居住区生活污水之中。

上述确定污水总设计流量的方法, 是假定排出的各种污水, 都在同一时间内出现最大流量的, 污水管道设计采用这种简单累加方法来计算流量。但在设计污水泵站和污水厂时, 如果也采用各项污水最大时流量之和作为设计依据, 将很不经济。因为各种污水最大时流量同时发生的可能性较少, 各种污水流量汇合时, 可能互相调节, 而使流量高峰降低, 这样就必须考虑各种污水流量的逐时变化。也就是说, 要知道一天中各种污水每小时的流量, 然后将相同小时的各种流量相加, 求出一日中流量的逐时变化, 取最大时流量作为总设计流量。按这种综合流量计算法求得的最大污水量, 作为污水泵站和污水厂处理构筑物的设计流量, 是比较经济合理的。当缺乏污水量逐时变化资料时, 一般采用公式 (3.6) 计算设计流量。在实际工程设计中, 在公式 (3.6) 计算设计流量的基础上, 有时还要再加上 10%~20% 的地下水渗入量。

3.3 设计变量

污水由支管流入干管，由干管流入主干管，由主干管流入污水处理厂，管道由小到大，分布类似河流，呈树枝状，与给水管道的环状网情况完全不同。污水在管道中，一般是靠管道两端的水面高差从高向低处流动。在大多数情况，管道内部是不承受压力的，即靠重力流动。

污水的流动情况与清水的流动略有不同，但总的说来，污水中水分一般在 99% 以上，所含悬浮物质极少，因此可假定污水的流动服从一般水流流动的规律，并假定管道内水流是均匀流。

在污水管道中实测流速的结果表明管内的流速是有变化的。这主要是因为管道中流量的变化造成的；管道交汇处产生回水，造成上游部分流速减小；管道跌水造成以下部分流速增加；管道转弯处及检查井内有水头损失而引起流速减小；管道的接缝和管道内可能产生沉淀，使管壁具有不同的粗糙度而引起流速的变化；管道坡度的不同也引起流速的变化，等等。但在直线管段上，当流量没有很大变化又无沉淀物时，管内污水的流动状态可接近均匀流。所以，虽然污水管网中实际的污水水流属于多相、非恒定、非均匀流，但在进行设计计算时为了简化计算过程，一般均假设为单相、恒定均匀流，采用清水的有关公式进行计算，故对有关设计变量要有一定约束条件。

3.3.1 设计充满度

在设计流量下，污水在管道中的水深 h 和管道直径 D 的比值称为设计充满度（或水深比），如图 3.3 所示。

当 $\frac{h}{D} = 1$ 时称为满流； $\frac{h}{D} < 1$ 时称为非满流。

我国《室外排水设计规范》规定，污水管道应按非满流进行设计，其最大设计充满度如表 3.1 所示。

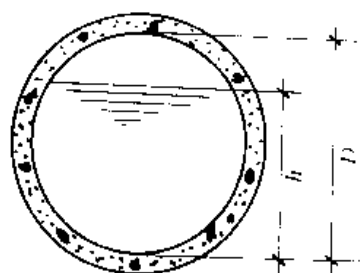


图 3.3 充满度示意图

关于最大充满度的有关规定

表 3.1

管径 (D) 或暗渠高 (H) (mm)	最大设计充满度 ($\frac{h}{D}$ 或 $\frac{h}{H}$)
200~300	0.60
350~450	0.70
500~900	0.75
≥ 1000	0.80

这样规定的原因是：

(1) 为了安全

污水流量时刻在变化，很难精确计算，而且雨水或地下水可能通过检查井盖或管道接口渗入污水管道。因此，有必要保留一部分管道断面，为未预见水量的增长留有余地，避免污水溢出妨碍环境卫生，同时使渗入的地下水顺利流泄。

(2) 有利通风

污水管道内沉积的污泥可能解析出一些有害气体。此外，污水中如含有汽油、苯、石油等易燃液体时，可能形成爆炸性气体。故需留出适当的空间，以利管道的通风，排除有害气体。

(3) 水力条件

管道部分充满时，管道内水流速度在一定条件下比满流时大一些。例如， $\frac{h}{D} = 0.813$ 时，流速 v 达到最大值，而当 $\frac{h}{D} = 1$ 和 $\frac{h}{D} = 0.5$ 时的流速相等。 $\frac{h}{D} = 0.95$ 时，流量 Q 达到最大值，然后降低，而 $\frac{h}{D} = 1$ 时的流量比 $\frac{h}{D} = 0.5$ 时的流量大一倍。

国外很多国家规定按满流设计，但是在计算设计流量时应考虑雨水和地下水渗入的影响，一般采用加上一个附加流量或乘以一个系数来进行修正，详细计算过程参见 3.5。

3.3.2 设计流速

与设计流量和设计充满度相应的污水平均流速叫设计流速。污水的流速较小时，污水中所含杂质可能下沉，产生淤积；当污水流速增大时，可能产生冲刷现象，甚至损坏管道。为了防止管道中产生淤积或冲刷，设计流速不宜过小或过大，应在最大和最小允许流速范围之内。

最小允许流速是保证管道内不致发生淤积的流速。这一最低的限值既与污水中所含悬浮物的成分和粒度有关。又与管道的水力半径、管壁的粗糙系数有关。从实际运行情况看，流速是防止管道中污水所含悬浮物沉淀的重要因素，但不是唯一的因素。引起污水中悬浮物沉淀的决定因素是充满度，即水深。国外很多专家认为最小允许流速为 $0.6 \sim 0.75 \text{ m/s}$ ，我国根据试验结果和运行经验确定污水管道的最小允许流速为 0.6 m/s 。含有金属、矿物固体或重油杂质的生产污水管道，其最小允许流速宜适当加大，其值要根据试验或调查研究决定。

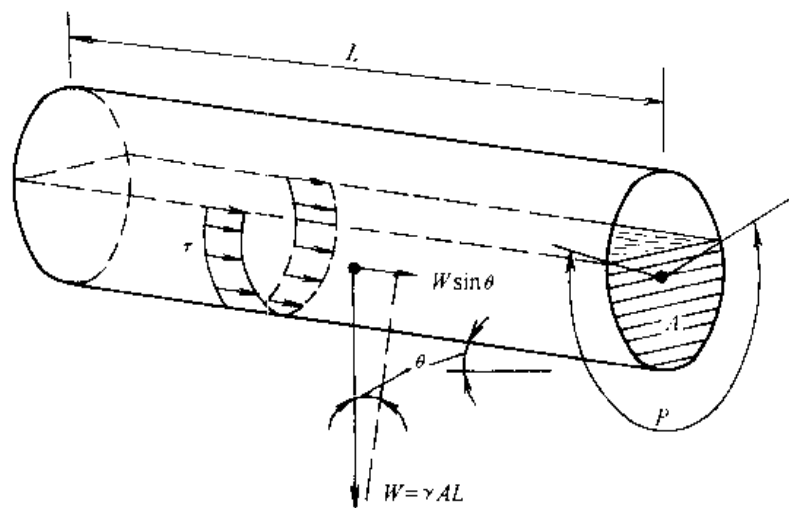


图 3.4 拖曳应力定义图

对于如图 3.4 所示的非满流管道，有：

$$\tau Pl = \gamma l A s \quad (3.7)$$

式中 τ ——水流对管壁的剪切力；

P ——湿周；

l ——管道长度；

γ ——污水的单位重力；

A ——过水断面面积;

s ——近似为非满流管道底坡, $s = \sin\theta \approx \tan\theta$, 则:

$$\tau = \gamma R s \quad (3.8)$$

其中 R 为非满流污水管道的水力半径, $R = \frac{A}{P}$ 。

对于满管流:

$$\tau = \gamma R_f S \quad (3.9)$$

其中 R_f 和 S 分别为满管流的水力半径和管底坡度。

当 τ 为自净冲刷作用为主的动力时, 非满流和满流条件下应有相同的冲刷力 τ , 则

$$R s = R_f S \quad (3.10)$$

根据曼宁公式, 在自净流速条件下

$$v_f = \frac{1}{N} R_f^{2/3} S^{1/2} \quad (3.11)$$

$$v_c = \frac{1}{n} R^{2/3} s^{1/2} \quad (3.12)$$

式中 v_f , v_c ——分别为满流和非满流条件下的自净流速;

N , n ——分别为满流和非满流条件下的粗糙系数;

R_f , R ——分别为满流和非满流条件下的水力半径;

S , s ——分别为满流和非满流条件下的水力坡度, 当为恒定均匀流时与管道底坡相同。

于是

$$\frac{v_c}{v_f} = \frac{N}{n} \left(\frac{R}{R_f} \right)^{2/3} \left(\frac{s}{S} \right)^{1/2} \quad (3.13)$$

把 (3.10) 式代入后, 有

$$\frac{v_c}{v_f} = \frac{N}{n} \left(\frac{R}{R_f} \right)^{2/3} \left(\frac{R_f}{R} \right)^{1/2} = \frac{N}{n} \left(\frac{R}{R_f} \right)^{1/6} \quad (3.14)$$

则

$$\frac{q_c}{Q_c} = \frac{A v_c}{A_f v_f} = \frac{N}{n} \frac{A}{A_f} \left(\frac{R}{R_f} \right)^{1/6} \quad (3.15)$$

在试验过程中, 满流的自净流速比较容易测定, 根据上述关系即可以求出不同充满度条件下的最小自净流速, 见表 3.2。

最大允许流速是保证管道不被冲刷损坏的流速。该值与管道材料有关, 通常, 金属管道的最大允许流速为 10m/s, 非金属管的最大允许流速为 5m/s。然而, 据国内一些城市污水管道长期运行的情况说明, 超过上述最高限值, 并未发现冲刷管道的现象。

3.3.3 最小设计坡度

在均匀流情况下, 水力坡度等于水面坡度, 也等于管底坡度。从曼宁公式可以看出, 流速和坡度间存在一定的关系。相应于最小允许流速的坡度, 为最小设计坡度。最小设计坡度是保证管道不发生淤积时的坡度。

最小设计坡度也与水力半径有关, 而水力半径是过水断面面积与湿周的比值。所以不同管径的污水管道, 由于水力半径不同应有不同的最小设计坡度; 相同直径的管道因充满

度不同, 其水力半径不同, 也应有不同的最小设计坡度。但是, 通常对同一直径的管道只规定一个最小坡度, 以满流或半满流时的最小坡度作为最小设计坡度。目前我国采用的街坊内污水管道的最小管径为 200mm, 相应的最小坡度为 0.004。街道下为 300mm, 相应的最小坡度为 0.0022, 规范规定为 0.003。若管径增大, 相应于该管径的最小坡度小于 0.003, 如 400mm 最小坡度为 0.0015。

非满流自净流速 v_c 及相同坡度条件下满流流速 v_f

表 3.2

q/Q	k/D	v_c (m/s)					
		0.6		0.7		0.75	
		v_c	v_f	v_c	v_f	v_c	v_f
0.40	0.50	0.49	0.60	0.57	0.70	0.61	0.75
0.35	0.47	0.47	0.60	0.55	0.71	0.59	0.76
0.30	0.43	0.46	0.62	0.54	0.73	0.58	0.78
0.25	0.39	0.46	0.65	0.53	0.75	0.57	0.81
0.20	0.35	0.45	0.678	0.52	0.79	0.56	0.85
0.15	0.31	0.44	0.72	0.51	0.84	0.55	0.89
0.10	0.26	0.43	0.77	0.50	0.90	0.54	0.97

3.3.4 最小管径

在污水管道系统的上游部分, 设计污水流量很小, 若根据流量计算, 则管径会很小。根据养护经验证明, 管径过小极易堵塞, 比如 150mm 支管的堵塞次数, 有时达到 200mm 支管堵塞次数的 2 倍, 使养护管道的费用增加。而 200mm 与 150mm 管道在同样埋深下, 施工费用相差不多。此外, 采用较大的管径, 可选用较小的坡度, 使管道埋深小。因此, 为了养护工作的方便, 常规定一个允许的最小管径。按计算所得的管径, 如果小于最小管径, 则采用规定的最小管径, 而不采用算得的管径。街坊和厂区污水管道的最小管径为 200mm, 街道下为 300mm。

当污水管道系统上游管段的计算设计流量小于最小管径在最小设计坡度、充满度等于 0.5 时可以通过的流量时, 这个管段可以不进行水力计算, 而直接采用最小管径和相应的最小坡度作为设计参数。这种在进行水力计算时可以不进行计算而直接选取最小管径和最小坡度的管段称为不计算管段。在这些管段中, 为了养护方便, 当有适当的冲洗水源时, 可考虑设置冲洗井。

3.3.5 污水管道的埋设深度

通常污水管网占污水工程总投资的 50% ~ 75%, 而构成污水管道造价的挖填沟槽、沟槽支撑、排除地下水、管道基础、管道铺设各部分所占造价的比重, 与管道的埋设深度及开槽支撑方式有很大关系。总的来说, 管道埋深愈大, 造价愈高, 施工期愈长。因此在设计时应尽量减小管道系统的埋深。

(1) 寒冷地区污水管道浅埋

在寒冷地区, 防止排水管道冻坏是确定最小埋深的关键因素。孟昭鲁教授和曲祥瑞教授等研究发现: 同一地区, 大孔性土、砂质土冻深较大, 粘性土较沙质土冻深小, 沼泽地冻深更小, 带有塔头草的沼泽地比一般土壤冻层可减少约 1/2。地面覆盖草皮可减小冻层

深；阴面、城市郊区可使冻层加深。土层中温度变化受地表层温度的影响。地表层温度直接随太阳辐射的热能而变化，因此，地面温度变化幅度比较大。土壤是不良导热体，所以地面下土温随着上层增厚而受地面气温的影响变化幅度越来越小。例如，图 3.5 中海拉尔市冻层深为 -3.4m，最冷月份平均地表面温度为 -28.5℃，在地层深 -2.4m 处土温年变化幅度已经很小，最低土温只有 -2℃。图 3.5 中几个城市冻层内温度沿深度的变化情况比较近似，受地面温度影响的规律性十分明显。因此，根据图 3.5 中的曲线，可以得出任意冻层深 x 的负温 t_x 与最冷平均月地面负温和最大冻层深 h 的关系式：

$$t_x = t_{\text{地面}}(1 - h_x/h)^n \tag{3.16}$$

- 式中 t_x ——冻层内任意深度负温 (℃)；
 $t_{\text{地面}}$ ——最冷的平均月地温 (℃)；
 h_x ——冻层内任意深度 (m)；
 h ——冻层最大深度 (m)；
 n ——随土质而变的指数 (见表 3.3)。

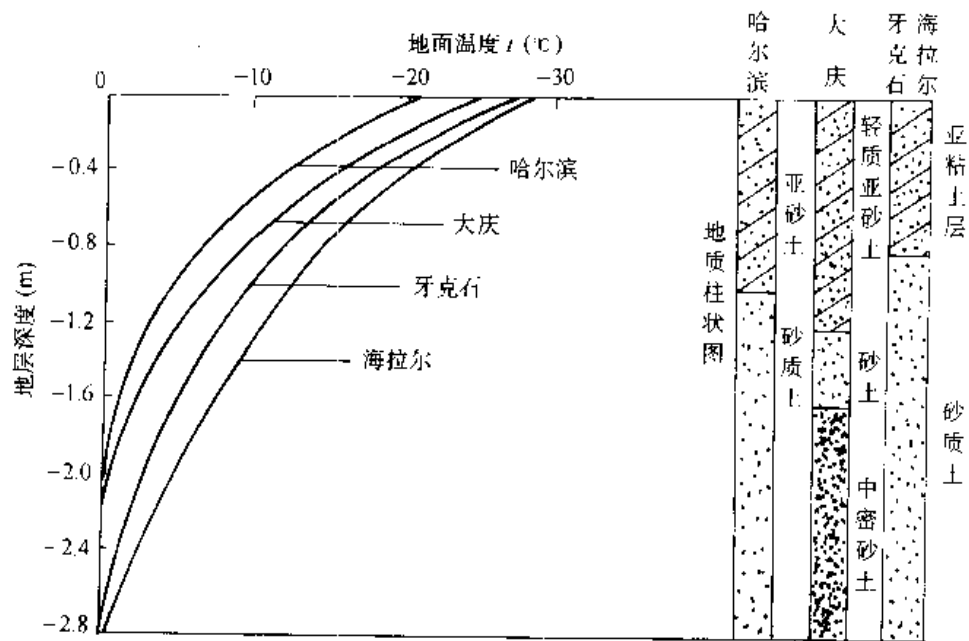


图 3.5 地面负温与地下沿深度负温变化图

(3.16) 式可以在缺少实测资料的地方使用。一般城镇都有已测出的最大冻层深 h 值，再测得最冷月平均负温 $t_{\text{地面}}$ 值，即可用公式 (3.16) 求得冻层内任意深度负温 t_x 值。

不同土质 n 值				表 3.3
土 质	粘质土	亚粘土	亚砂土	砂土
指 数				
n	2.4~2.5	2.3	2.1~2.2	1.9~2

中国市政工程东北设计研究院和哈尔滨建筑大学，多年来在我国东北寒冷地区，对污水水温及污水管渠在冻土层内通过时的污水水温变化进行了大量的调查和实测研究，得出如下结论：

1) 东北寒冷地区城镇冬季生活污水水温在 $4\sim 15^{\circ}\text{C}$ 之间。以地表水作为给水水源所排出的生活污水水温在 $4\sim 10^{\circ}\text{C}$ 之间；以地下水作为水源排出的生活污水水温在 $8\sim 15^{\circ}\text{C}$ 之间。

2) 污水管渠在冻土层内通过时，管中流过的污水水温下降情况，经过实测验证得出：当污水管道充满度小于或等于 0.7 时，可采用传热学热流量公式计算

$$R = \frac{\ln\left(\frac{4H}{d_1}\right)}{2\pi\lambda_{\text{冻}}} \quad (3.17)$$

$$Q_{\text{热}} = \Delta t \cdot \pi D \cdot L / R \quad (3.18)$$

$$\Delta T = Q_{\text{热}} / qc \quad (3.19)$$

式中 R ——冻土热阻 ($\text{m}\cdot\text{K}/\text{W}$)；

$Q_{\text{热}}$ ——污水流向冻土的热负荷 (W)；

ΔT ——污水温水降的温度 (K)；

H ——地面至污水充满度 1/2 处的高度 (见图 3.6)；

d_1 ——污水的当量直径 (m)， $d_1 = \sqrt{\Lambda/0.785}$ ， Λ 为污水过水断面面积；

L ——管道长度 (m)；

Δt ——污水与土的温差 (K)；

Q ——污水量 (m^3/h)；

c ——污水比热 ($\text{kJ}/(\text{m}^3\cdot\text{K})$)；

$\lambda_{\text{冻}}$ ——冻土热系数 ($\text{W}/(\text{m}\cdot\text{K})$)。

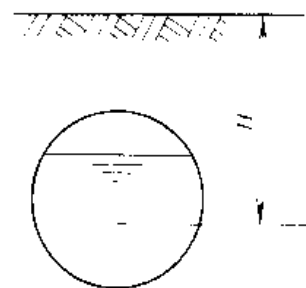


图 3.6 计算高度示意图

当污水管渠充满度大于或等于 0.75 时，可采用满流降温

公式计算：

$$t_2 = (t_1 - t_{\text{地}}) e^{-\lambda\pi D/(G\cdot c\cdot L)} + t_{\text{地}} \quad (3.20)$$

式中 t_2 ——管渠中终点水温 (K)；

t_1 ——管渠中起点水温 (K)；

$t_{\text{地}}$ ——管渠轴线处冻土温 (K)；

λ ——管渠至冻土传热系数 ($\text{W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$)，一般土壤 (亚粘土、亚砂土、砂土等) 取 3.5；

c ——污水的比热 ($\text{kJ}/(\text{kg}\cdot\text{K})$)；

G ——污水的重量流量 (kg/s)；

D ——管外径 (m)；

L ——管渠长度 (m)。

3) 出户管及起始端污水支管容易发生冰冻。原因是污水流量小，管道坡度小于规范规定坡度，管道中容易产生沉积堵塞而发生冰冻。许多实践经验证明，减少污水支管埋深，加大污水管坡度，能使容易冰冻的污水支管不发生冰冻。

4) 污水管渠浅埋在冻土层内，往往会因土壤冻胀，而使管渠破坏。因此，污水管渠埋深必须避开有严重破坏能力的冻胀层或对冻胀层加以处理。

土壤产生冻胀与土、水、负温三者有关。亚粘土、亚砂土冻结时,土壤中水分向冻结面迁移,使冻结水量增加,土壤体积增大;粘土层能使水分迁移受阻,所以冻胀量较小;粗砂和砂砾层冰冻时,重力水向下流走,使变成冰的水量减少,因此,不具有冻胀性。

由于冻胀性较强的土层冻结时水分向上冻结面迁移,因此,土层冻胀有随深度增加而逐渐减小的规律性(见图3.7),约在冻层深度2/3处,冻胀现象基本消失。因此,污水管渠顶部埋在2/3冻层线上,可以避免冻胀的危害或受冻胀影响已很小。

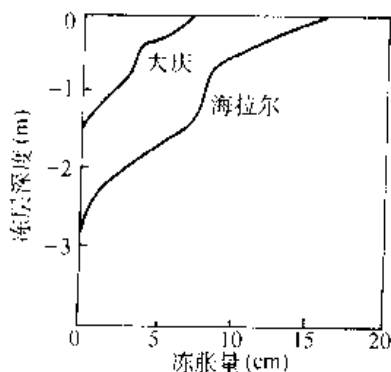


图 3.7 冻层内冻胀随深度变化图

当无法避免污水管渠通过冻胀严重的地区时,应该采取切断水分通路、换填土质及排除地下水等办法处理。具体措施是:

夯实沟槽底面原土,以密实粉质土壤在冻结时阻止水分向冻结面转移(夯实可使粉质土类毛细上升高度减低二至五倍)。大型管渠应该在夯实的原土内,打入短桩(长度约为冻土层二倍),挤实土层(挤实土压力能达到 $1.9 \times 10^5 \text{ Pa}$ (2 kg/cm^2))时,可切断水分向冻结面转移效果更好。在夯实的原土上填入粗砂或砂砾层厚15~20cm;管渠两侧填入非冻胀土质(煤渣等)30~60cm,还应该设置排地下水设备,以减少水分来源。

总之,污水管渠埋在冻层内能否冻结,与管渠埋在冻层内的温度、管渠内的污水温度、管渠的坡度及流速和管渠内的污水流量大小有关。地温和污水水温各地区有其规律性,容易经过实测掌握,管渠坡度及污水流速可以严格按规范要求设计和施工,而管渠中的污水流量变化幅度较大,则很难确切掌握。因此,污水流量大小就成为分析污水能否在管内冻结的重要因素。具有流量大而稳定的大管渠,冻土层内温度变化对管渠中流动污水降温影响很小,不会出现冻结情况;对流量小而变化大的小管径污水管道,冻土层内的温度变化,对管中污水影响比较明显。在这种情况下,加大或保证规范规定坡度,不使管道中产生沉积淤塞,就成为污水能否在管道中冻结的主要因素。

《室外排水设计规范》规定:无保温措施的生活污水管道或水温和它接近的工业废水管道,管底可埋设在冰冻线以上0.15m,并应保证管顶最小覆土厚度;有保温措施或水温较高的管道,管底在冰冻线以上的距离可以加大,其数值应根据该地区或条件相似地区的经验确定,并应保证管顶最小覆土厚度。应该指出,现行规范规定是粗糙和保守的,它既没有区别污水流量(以管径代表)大小的影响,也没有提出管道坡度和管道养护对污水冻结的重要性。国外规范规定:污水管道最小埋深,应根据当地的养护经验采用。无养护资料时,管底最小埋深在最低冰冻线以上的数值采用如下:管径小于500mm,为0.3m;管径大于500mm,为0.5m,但管顶最小覆土厚度不得小于0.7m。流量恒定(微变)的干管最小埋深应按热工及静力学进行计算。

(2) 增加管道抗荷载能力减小埋深

为了保证管壁不受地面荷重破坏,管顶需要有一定厚度的覆土。这一覆土厚度值与管材的强度、地面荷载的大小及管顶覆土种类等因素有关。《室外排水设计规范》规定,在车行道下,管顶最小覆土厚度一般不小于0.7m。在管道保证不受地面荷载损坏时,最小覆土厚度可适当减少。

(3) 减小出户管埋深

最小埋深必须满足街坊内管道与街道下管道衔接上的要求。街道污水管道必须能承接街坊污水管，而街坊污水管又必须承接房屋出户污水管，因此，街道污水管埋深受到出户污水管埋深的控制。在气候温暖的地区，房屋出户管的最小埋深，通常采用 0.55 ~ 0.65m；在寒冷地区，按《室外排水设计规范》规定计算，最小埋深过大。哈尔滨建筑大学经过调查分析认为，应该采用减小埋深而增大出户管坡度的办法解决。管径 $D = 150\text{mm}$ 用 1% 坡度； $D = 200\text{mm}$ 用 7‰ 坡度。寒冷地区可将污水出户管顶浅埋至最大冰冻厚度 1/3 处。

街道污水管起始端埋深，可根据污水出户管埋深，按下式计算决定（见图 3.8）：

$$H = h + S \cdot L + Z_1 - Z_2 + \Delta \quad (3.21)$$

式中 H ——街道污水管最小埋深 (m)；
 h ——街坊内最远处污水管的最小埋深 (m)；
 i ——街坊内污水管和连接支管坡度；
 L ——街坊内污水管和连接支管总长度 (m)；
 Z_1 ——街道污水管检查井处地面标高 (m)；
 Z_2 ——街坊内最远处出户管检查井处标高 (m)；
 Δ ——连接支管与街道管道管内底高差 (m)。

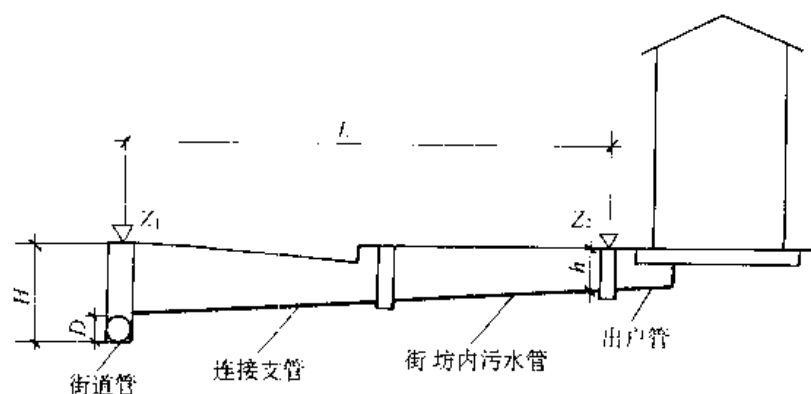


图 3.8 街道污水管最小埋深示意图

对每一个具体管道，从上述三个不同因素出发，可以得到三个不同的管底埋深或管顶覆土厚度值。在这三个数值中的最大值，就是这一管道的允许最小埋深或最小覆土厚度。

在污水排水区域内，对管渠系统的埋深起控制作用的地点称为控制点。各条管渠的起点大都是这些管渠的控制点。离最后出水口最远的起始点，一般情况是整个管渠系统的控制点。个别低洼地区管道或大工厂较深的排出口，也可能成为整个管渠系统的控制点。这些个别控制点，通常可采用一些特别措施解决，例如，管渠加固；地面填土以保证最小覆土厚度；设置泵站提高管位等方法，减小控制点管渠埋深，从而减小整个管渠系统的埋深，降低工程造价。

污水管渠中污水依靠重力流动，当管渠的坡度大于地面坡度时，管渠的埋深就愈来愈大，尤其在地形平坦的地区更为突出。埋深愈大，则工程造价愈高，当地下水位高时更是如此，并且给管渠施工带来困难。因此，必须根据技术经济指标及施工方法定出管渠埋深允许的最大值，该值称为最大允许埋深。在一般比较干燥土壤中，最大允许埋深不超过 7

~8m; 在地下水、流砂、石灰岩地层中, 不超过5m。当超过最大允许埋深时, 应设置泵站以提高管渠的位置。

3.3.6 污水管渠的衔接

污水管渠系统中的检查井是疏通维护管渠的设施, 也是管渠的衔接设施。一般在管渠尺寸、坡度、高程、方向发生变化及管渠相交汇时, 必须设置检查井以满足结构和维护管理上的需要。检查井上、下游管段必须有较好的衔接, 以保证管渠顺利运行。当设置检查井只是为了解决管渠尺寸、坡度、方向发生变化及疏通维护上需要时, 管渠衔接通常有管顶平接和水面平接两种, 如图3.9所示。

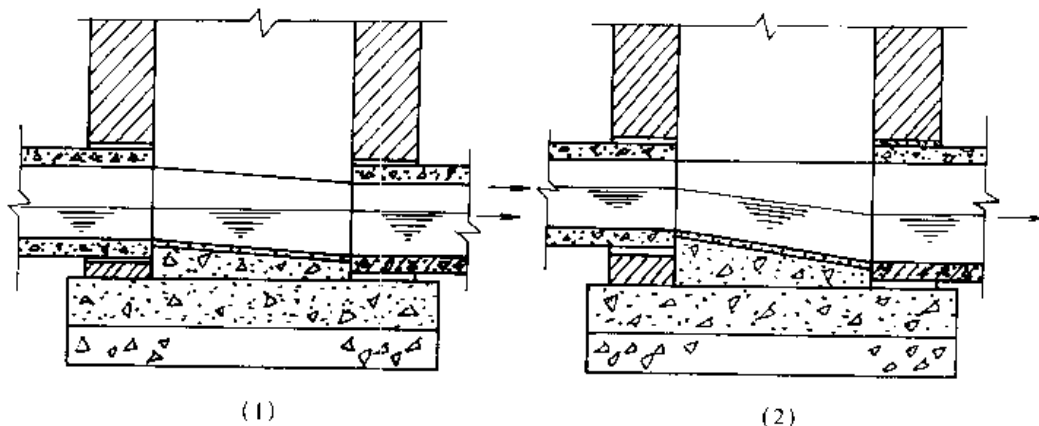


图3.9 检查井衔接污水管渠方式

管顶平接是在水力计算中使上、下游管段的管渠顶标高相同。管顶平接一般在规划设计中采用, 它避免了管渠上、下游较多的无必要的充满度连接计算。水面平接是指上、下游管段的计算污水充满度标高相同。水面平接一般在相同尺寸管渠或地形平坦及地下水位高地区的管渠技术设计中采用, 其优点是能适当减少下游管渠的埋深。但由于小管道水面变化较大, 管渠中上、下游可能发生回水现象。在管渠技术设计水力计算中, 两种衔接方法要因地制宜采用, 但无论采用哪种衔接方法, 管渠下游水面标高都不得高于上游水面标高。

在地形坡度较大地区, 管渠坡度小于地面坡度, 当管渠埋深达到最小允许埋深时, 必须加大下游管渠埋深, 这时上、下游管渠采用跌水井衔接 (见图3.10) 或陡坡管连接。在地形平坦地区, 管渠坡度大于地面坡度, 当管渠埋深达到允许最大埋深时, 必须减小下游管渠埋深, 这时上、下游管渠采用提升泵站衔接 (见图3.11)。

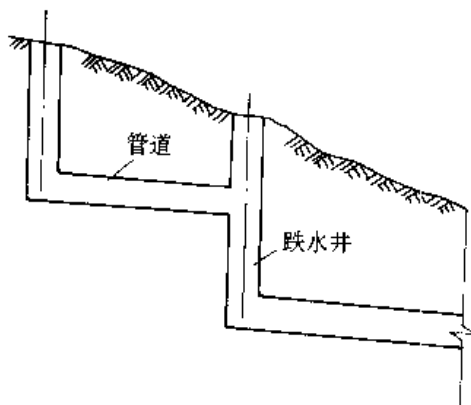


图3.10 跌水井衔接管渠方法

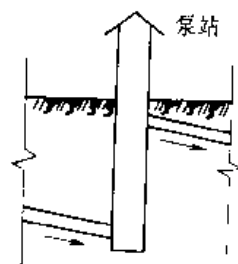


图3.11 泵站衔接管渠方法

旁侧支管与干渠交汇处应建交汇检查井衔接管渠。支管接入干渠的转弯角度，与下游管渠的夹角一般应大于 90° ，以防止在上游管渠中产生回水。支管接入交汇检查井时，应避免与干渠底有较大落差，若落差不足 1m ，可在支管上设斜坡；若落差大于 1m 以上，可在支管上设跌水井跌落后再接入交汇井，以保证干渠有良好的水力条件。

污水明渠与地下管渠衔接时，采用跌水井连接；地下暗渠与明渠衔接时，需要在暗渠末端设排出口，再接入明渠。

3.4 水力计算方法

在污水管渠的平面布置完成和污水流量及设计数据确定后，即可进行管渠的水力计算。水力计算的目的是根据管渠的定线划分设计管段，确定设计管段的设计流量并计算各管段采用的管渠尺寸、坡度和标高，为绘施工图及统计工程量、编制工程概算准备条件。

3.4.1 划分设计管段

两个检查井之间的管段采用的设计流量不变，且采用相同的管渠尺寸和坡度时，称为设计管段。并非所有两检查井之间管段都是设计管段，因为在直线管段上，为了清通管渠，需要在一定距离处设置检查井。根据管渠布置图，凡是预计有流量接入及坡度改变的检查井均为设计管段的起迄点，为了便于计算，设计管段的起迄点应编上号码（见图 3.12），然后计算每一设计管段的设计流量。

3.4.2 设计管段的设计流量

每一设计管段的污水设计流量可包括下列几种流量，如图 3.12 所示。

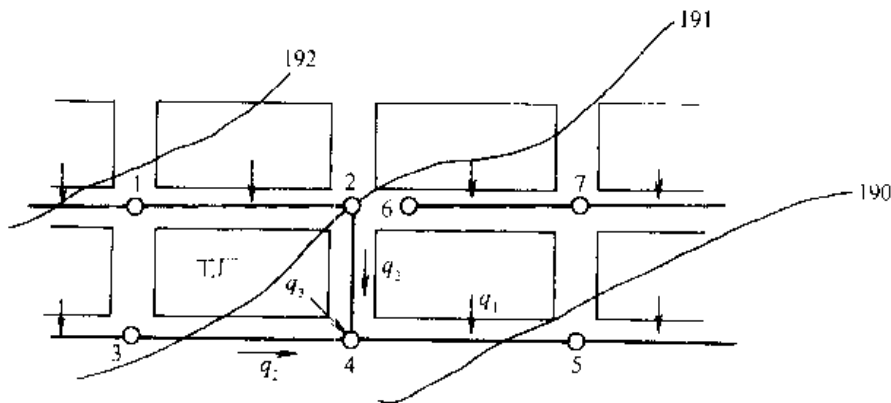


图 3.12 设计管段的设计流量

- (1) 从街坊流入设计管段的本段污水流量 q_1 ；
- (2) 从上游管段和旁侧管段流入设计管段的转输污水流量 q_2 ；
- (3) 从工业企业或其他产生大量污水的建物流来的集中污水流量 q_3 。

对于某一设计管段而言，本段污水流量 q_1 是沿街坊变化的，即从管段起点的零增加到终点的全部流量。但为了安全和计算方便，通常假定本段污水流量集中在起点进入设计管段，而且流量不变。只有本段流量的设计管段，流量可用下式计算：

$$q_1 = A \cdot q_0 \cdot K_z \quad (3.22)$$

式中 q_1 ——设计管段的本段设计流量 (L/s)；

A ——设计管段的本段街坊服务面积 (10^4m^2)；

K_z ——本段生活污水量总变化系数；

q_0 ——单位面积的平均流量，即比流量 ($L/(s \cdot 10^4 m^2)$)。可用下式求得：

$$q_0 = n \cdot N / 86400 \quad (3.23)$$

式中 n ——污水量标准 ($L/(d \cdot 人)$)；

N ——人口密度 ($人/10^4 m^2$)。

具有本段街坊污水流量 q_1 (汇水面积 A_1)、转输居住区污水流量 q_2 (汇水面积 A_2) 和集中流量 q_3 的设计管段总流量 Q 可用下式计算：

$$Q = A \cdot q_0 \cdot K_z + q_3 \quad (3.24)$$

式中 A 、 q_0 、 K_z ——包括本段街坊面积 A_1 和各上游居住区 A_2 的总服务面积、比流量和总变化系数。

上述计算在规划设计时，只计算干管和主干管的设计管段。在技术设计时，应计算全部管渠的设计管段。

3.4.3 污水管渠的水力计算方法

确定设计流量之后，即可由上游管段开始，进行各设计管段的水力计算。在污水管渠的水力计算中，污水设计流量通常是已知数值，而要求确定管渠的尺寸和坡度。我国排水设计规范规定，污水管渠按非满流进行计算。因此，所选择的管渠断面尺寸，必须要在规定的设计充满度和设计流速的情况下，能够排泄设计流量。管渠坡度的确定应参考地面坡度和保证自净流速的最小坡度。一方面要使管渠尽可能与地面坡度平行，以减少管渠埋深；同时也必须保证设计流速，使管渠不发生淤积和冲刷。

在技术设计计算中，应首先考虑“不计算管段”。由于街坊污水支管最小管径规定为 200mm，应先计算最小管径所能排泄的排水面积或污水量，当设计管段的服务面积或污水量小于最小管径所能排泄的排水面积或污水量时，就可以不必计算管径，而采用最小管径，这样就可以减少支管的计算工作量。例如：在地形坡度不大的地区，按规范规定采用最小管径为 200mm 混凝土管，最小坡度采用 0.004，当充满度为 0.5 时，计算可以通过 9.2L/s 污水流量。因此，凡街坊内设计管段的设计流量小于 9.2L/s，无必要再计算，可直接采用 200mm 管径和 0.004 的坡度。在街道下，当设计流量小于 21.6L/s 时，可以直接选用 300mm 管径和 0.003 坡度。

在需要进行水力计算时，采用曼宁公式进行计算：

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (3.25)$$

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2} \quad (3.26)$$

式中 Q ——流量 (m^3/s)；

A ——过水断面面积 (m^2)；

v ——流速 (m/s)；

R ——水力半径 (m)；

S ——水力坡度 (渠底坡降)；

n ——渠壁粗糙系数 (见表 3.4)。

排水管渠粗糙系数表

表 3.4

管渠种类	n 值	管渠种类	n 值
陶土管	0.013	浆砌砖渠道	0.015
混凝土、钢筋混凝土管	0.013~0.014	浆砌块石渠道	0.017
石棉水泥管	0.012	干砌块石渠道	0.020~0.025
铸铁管	0.013	土明渠	0.025~0.030
钢管	0.012	木槽	0.012~0.014
水泥砂浆抹面渠道	0.013~0.014		

在设计管段具体计算中, 已知设计流量 Q 及管渠粗糙系数 n , 需要求管渠断面尺寸、水力半径 R 、充满度 h/Q 、管渠坡度 S 和流速 v 。由于计算中未知数较多, 使用前述水力计算的基本公式计算比较复杂。为了简化管渠的水力计算, 常采用水力计算图表进行计算。

非满流圆形管道的水力计算可以用水力计算图进行。水力计算图的粗糙系数 $n=0.014$, 每张图适用于一种管径, 管径从 200mm 至 1000mm。附图中包括有六个水力因素: 管径 D 、粗糙系数 n 、充满度 h/D 、水力坡度 S 、流速 v 和流量 Q 。对每一张图讲, D 和 n 是固定的已知数, 图上的曲线表示 Q 、 v 、 S 、 h/D 之间的关系, 如图 3.13 所示。这四个因素中, 一般 Q 是已知数, 再知道一个就可以查出其他两个。现举例说明这些图的用法。

【实例 3.1】 已知 $n=0.014$ 、 $D=300\text{mm}$ 、 $Q=30\text{L/s}$ 、 $S=0.004$, 求 v 和 h/D 。

【解】 采用水力计算图, $D=300\text{mm}$ 、 $n=0.014$ 为固定已知数。图上有四组线条: 横坐标上竖线条表流量 Q , 纵坐标上横线条表示坡度 S , 从左向右下倾的斜线表示流速 v , 从右向左下倾的斜线表示充满度 h/D 。

先在横坐标找出代表 $Q=30\text{L/s}$ 的那条竖线, 再从纵坐标上找到 $S=0.004$ 的横线, 两条线相交于一点, 从这一点的位置可估计得出:

流速 $v=0.82\text{m/s}$;

充满度 $h/D=0.52$ 。

【实例 3.2】 已知 $Q=48\text{L/s}$ 、 $S=0.0005$, 水力计算按满足规范要求条件求管径 D 。

【解】 水力计算图上虚斜线是规范对充满度 h/D 的最大要求限值; 规范对流速 v 的要求是大于或等于 0.6m/s 。

先选择 $D=350\text{mm}$ 的水力计算图。找出 $Q=48\text{L/s}$ 和 $S=0.0005$ 的交点位置, 估计得出:

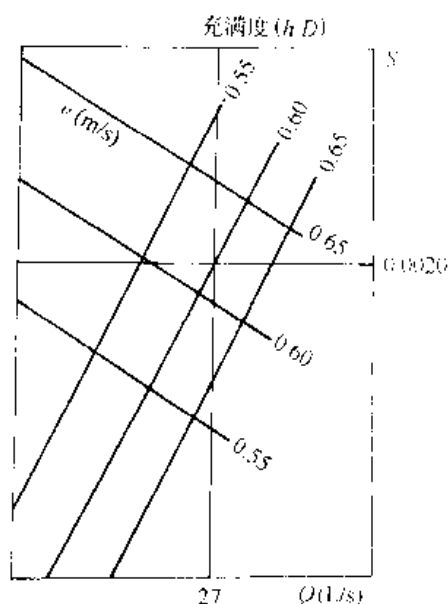


图 3.13 圆形管道水力计算示意图

充满度 $h/D = 0.82$ (不满足规范要求);

流速 $v = 0.620\text{m/s}$ (满足规范要求)。

再选用附图 5 查得:

充满度 $h/D = 0.58$;

流速 $v = 0.64\text{m/s}$ 。

以上两项数值均满足规范要求, 故选用 $D = 400\text{mm}$ 的混凝土管。

也可以采用水力计算表进行计算, 表 3.5 为摘录的圆形管 ($n = 0.014$) $D = 300\text{mm}$ 水力计算表的部分数据。

圆形管道 $D = 300\text{mm}$

表 3.5

h/D	$S\%$									
	2.5		3		4		5		6	
	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v
0.10	0.94	0.25	1.03	0.28	1.19	0.32	1.33	0.36	1.45	0.39
0.15	2.18	0.33	2.39	0.36	2.76	0.42	3.09	0.46	3.38	0.51
0.20	3.93	0.39	4.31	0.43	4.97	0.49	5.56	0.55	6.09	0.61
0.25	6.15	0.45	6.74	0.49	7.78	0.56	8.70	0.63	9.53	0.69
0.30	8.79	0.49	9.63	0.54	11.12	0.62	12.43	0.70	13.62	0.76
0.35	11.81	0.54	12.93	0.59	14.93	0.68	16.96	0.75	18.29	0.83
0.40	15.13	0.57	16.57	0.63	19.14	0.72	24.40	0.81	23.44	0.89
0.45	18.70	0.61	20.49	0.66	23.65	0.77	26.45	0.86	28.97	0.94
0.50	22.45	0.64	24.59	0.70	28.39	0.80	31.75	0.90	34.78	0.98
0.55	26.30	0.66	28.81	0.72	33.26	0.84	37.19	0.93	40.74	1.20
0.60	30.16	0.68	33.04	0.75	38.15	0.86	42.66	0.96	46.73	1.06
0.65	33.96	0.70	37.20	0.76	42.96	0.88	48.03	0.99	52.61	1.08
0.70	37.59	0.71	41.18	0.78	47.55	0.90	53.16	1.01	58.23	1.10
0.75	40.94	0.72	44.85	0.79	51.79	0.91	57.90	1.02	63.42	1.12
0.80	43.89	0.72	48.07	0.79	55.51	0.92	62.06	1.02	67.99	1.12
0.85	46.26	0.72	50.68	0.79	58.52	0.91	65.43	1.02	71.67	1.12
0.90	47.85	0.71	52.42	0.78	60.53	0.90	67.67	1.01	74.13	1.11
0.95	48.24	0.70	52.85	0.76	61.02	0.88	68.22	0.98	74.74	1.08
1.00	44.90	0.64	49.18	0.70	56.79	0.80	63.49	0.90	69.55	0.98

每一张表的管径 D 和粗糙系数 n 是固定已知的, 表中 Q 、 v 、 S 、 h/D 四个因素, 知道其中任意两个便可求出另外两个, 表中没有的可以用内插法求出。

上述两种图和表水力计算方法, 一个管径有一张图或表。因而存在图、表过多、适用范围小、内插计算复杂等缺点。根据前述水力计算基本公式:

$$Q = A \cdot v$$

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (\text{式中符号同前})$$

把满流时的几何参数, $R = D/4$ 、 $A = \pi D^2/4$ 代入上面两式, 得满流 (圆管) 计算式:

$$v_0 = \frac{1}{n_0} \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} S^{1/2} \quad (3.27)$$

$$Q_0 = \frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{1}{n_0} \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} S^{1/2} \quad (3.28)$$

把非满流时的几何参数

$$\begin{cases} A = D^2/8 \cdot (\alpha - \sin\alpha) \\ P = D/2 \cdot \alpha \\ R = D/4 \cdot (\frac{\alpha - \sin\alpha}{\alpha}) \\ \alpha = 4 \arcsin \sqrt{h/D} \end{cases} \quad (3.29)$$

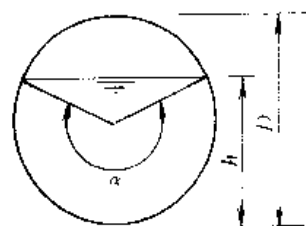


图 3.14 圆形管道
几何断面示意图

代入上面 (3.25) 式和 (3.26) 式, 其中: P 为湿周 (m); α 为充满角 (见图 3.14, 用弧度表示), 代入水力计算基本公式, 得非满流计算式:

$$v = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{\alpha - \sin\alpha}{\alpha}\right)^{2/3} S^{1/2} \quad (3.30)$$

$$Q = \frac{D^2}{8} (\alpha - \sin\alpha) \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \left(\frac{\alpha - \sin\alpha}{\alpha}\right)^{2/3} S^{1/2} \quad (3.31)$$

分别取非满流和满流的流量和流速的比:

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{\frac{D^2}{8} (\alpha - \sin\alpha) \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \left(\frac{\alpha - \sin\alpha}{\alpha}\right)^{2/3} S^{1/2}}{\frac{\pi D^2}{4} \frac{1}{n_0} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} S^{1/2}} \quad (3.32)$$

$$\frac{v}{v_0} = \frac{\frac{1}{n} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} S^{1/2} \left(\frac{\alpha - \sin\alpha}{\alpha}\right)^{2/3}}{\frac{1}{n_0} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} S^{1/2}} \quad (3.33)$$

当 D 和 S 在满流和非满流均相同时, 则上两式可以化简成下面的形式:

$$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{n_0}{n}\right) \frac{1}{2\pi} (\alpha - \sin\alpha)^{5/3} \alpha^{-2/3} \quad (3.34)$$

$$\frac{v}{v_0} = \left(\frac{n_0}{n}\right) \left(1 - \frac{\sin\alpha}{\alpha}\right)^{2/3} \quad (3.35)$$

根据规范: 满流管道的水力计算图 (用在雨水、合流管道) $n_0 = 0.013$; 非满流管道 (用在污水管道) $n = 0.014$ 。则: $\frac{n_0}{n} = \frac{0.013}{0.014} = 0.9285714$ (常数), 在 (3.34) 和 (3.35) 式中, $(1 - \frac{\sin\alpha}{\alpha})^{2/3}$ 和 $\frac{1}{2\pi} (\alpha - \sin\alpha)^{5/3} \alpha^{-2/3}$ 是水力特性曲线的数学表达式。对 (3.34) 和 (3.35) 式分别取对数, 得:

$$\lg Q - \lg Q_0 = \lg\left(\frac{n_0}{n}\right) + \lg\left(\frac{1}{2\pi} (\alpha - \sin\alpha)^{5/3} \alpha^{-2/3}\right) \quad (3.36)$$

$$\lg v - \lg v_0 = \lg\left(\frac{n_0}{n}\right) + \frac{2}{3} \lg\left(1 - \frac{\sin\alpha}{\alpha}\right) \quad (3.37)$$

令:

$$a = \lg Q - \lg Q_0 = \lg\left(\frac{n_0}{n}\right) + \lg\left(\frac{1}{2\pi} (\alpha - \sin\alpha)^{5/3} \alpha^{-2/3}\right) \quad (3.38)$$

$$b = \lg v - \lg v_0 = \lg\left(\frac{n_0}{n}\right) + \frac{2}{3} \lg\left(1 - \frac{\sin\alpha}{\alpha}\right) \quad (3.39)$$

上两式中 a 和 b 都是充满度 h/D 的函数。因此, 绘出 a 和 b 两条辅助曲线, 结合满流水力计算图, 即可以进行非满流污水管道计算。

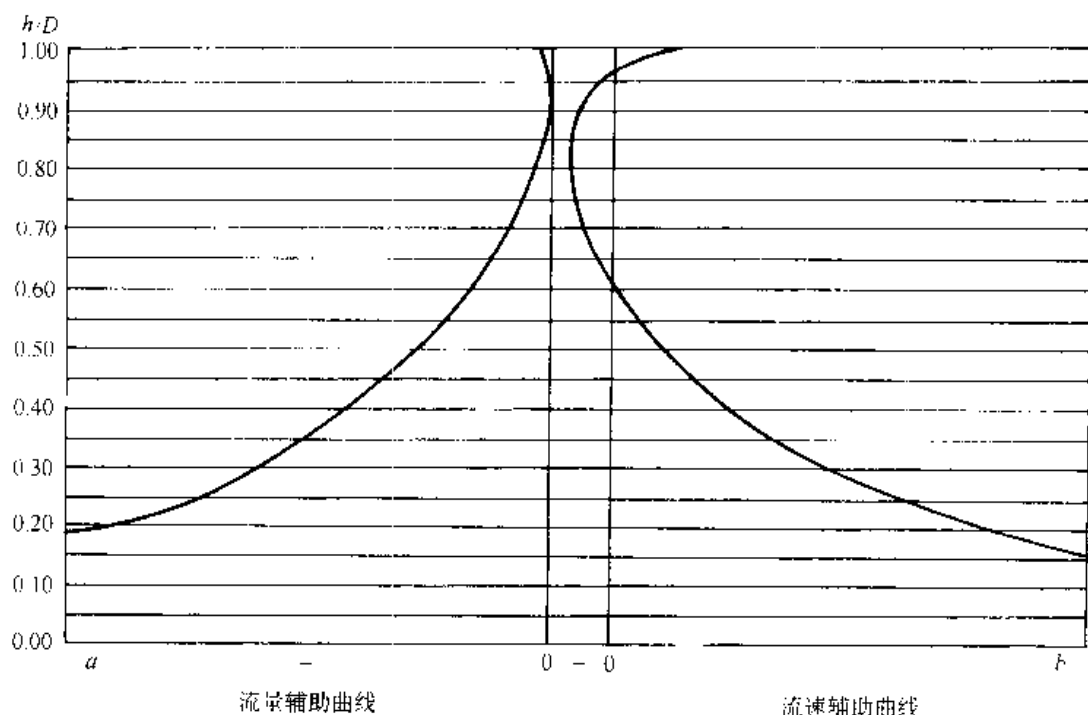


图 3.15 污水管道水力计算辅助曲线图 (n 为常数)

辅助曲线图 (见图 3.15) 中, a 的比尺与 $\lg Q$ 的比尺相同, b 的比尺与 $\lg v$ 的比尺相同。 a 、 b 是非满流计算 ($n=0.014$) 对满流计算 ($n_0=0.013$) 的修正值, 是有方向的。当 $a>0$ 时, $Q>Q_0$; $a<0$ 时, $Q<Q_0$ 。 $b>0$ 时, $v>v_0$; $b<0$ 时, $v<v_0$ 。

污水管道 (非满流) 的水力计算可采用一张满流水力计算图 (见图 3.16), 结合辅助曲线图 3.15 进行。下面介绍一下计算方法:

【实例 3.3】 已知污水管道的管径 D 、坡度 S 、充满度 h/D , 校核计算其流量 Q 及流速 v 。

首先在满流 ($n=0.013$) 计算图 3.16 上找出 S 与 D 的交点求出 Q_0 , 再根据已知的 h/D 在辅助曲线图 3.15 上量取修正值, 在图 3.16 上求出实际流量 Q 。

同样, 在 S 与 D 的交点可求得 v_0 , 根据 h/D 量取修正值 $\pm b$, 沿横坐标上用 $\pm b$ 求得 v 。

例如已知 $D=500\text{mm}$ 、 $S=2.5\%$ 和 $h/D=0.65$, 校核其流量 Q 及流速 v 。

用图 3.16 根据 S 和 D 求得 $Q_0=190\text{L/s}$, 根据 $h/D=0.65$ 量出辅助图 3.15 上 a 值进行修正 (沿图 3.16 横坐标向左), 求得 $Q=133\text{L/s}$ 。

同理, 求得 $v_0=0.965\text{m/s}$, 用修正值 $+b$ (沿横坐标向右), 求得 $v=0.985\text{m/s}$ 。

【实例 3.4】 已知设计流量 Q 、地形参考坡度 S_0 , 求设计参数 D 、 S 、 h/D 、 v 等数值。

先按规范要求, 取一个充满度 h/D , 再根据 h/D 在图 3.15 上量得修正值 $+a$ 求得 Q_0 。根据求得的 Q_0 和 S 即可在满流 3.16 图上求得 D 和 S 。如果求得的 S 值与地形参考坡度 S_0 相差很大, 则可另取一个充满度进行试算或者根据 D 与 S 的交点去求充满度 h/D 。

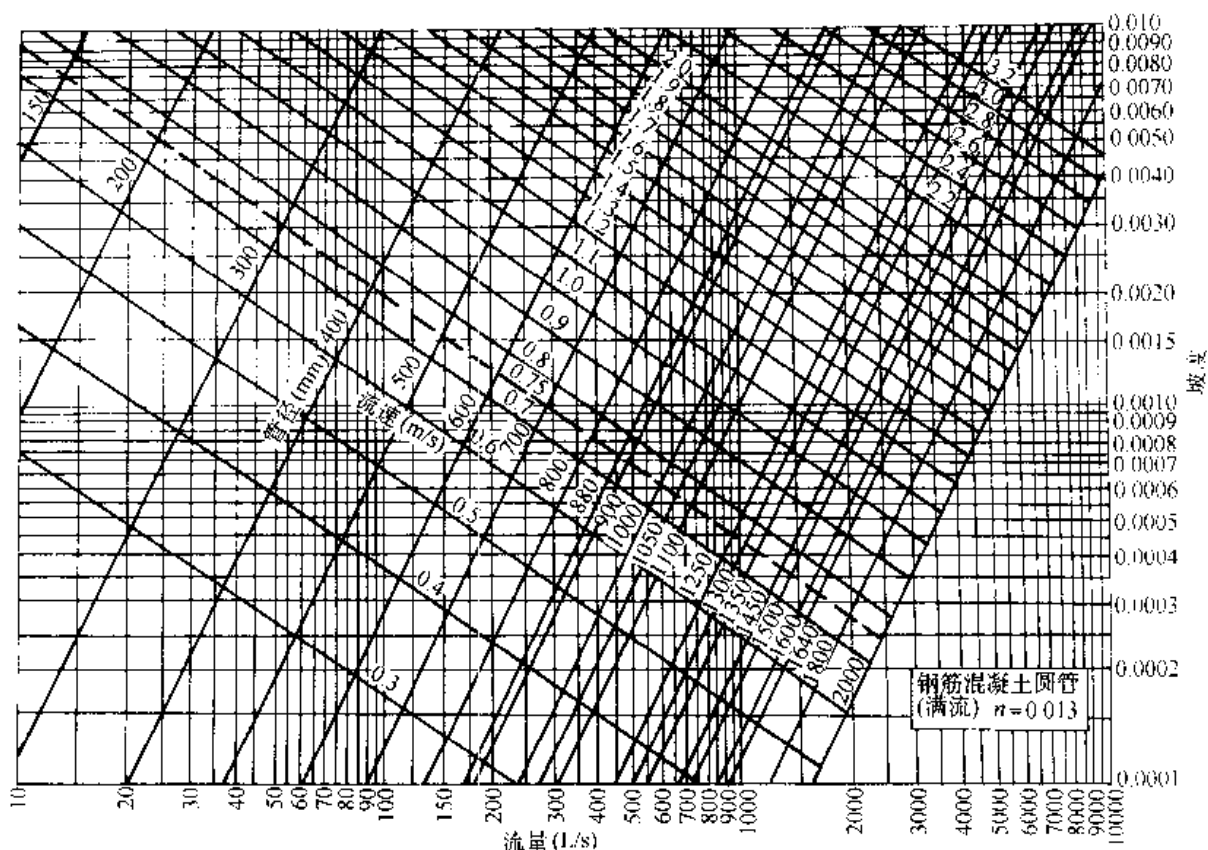


图 3.16 水力计算图

值。

若 D 、 S 和 h/D 确定后，可以按前述的方法求得流速 v 。

例如已知设计污水量 $Q = 800 \text{ L/s}$ ，地形参考坡度 $S_0 = 5\text{‰}$ ，试选用 D 、 S 、 h/D 、 v 数值。

按规范取 $h/D = 0.75$ ，在图 3.15 的 $h/D \sim a$ 曲线上量取修正值 $+a$ ，修正后在图 3.16 上得： $Q_0 = 950 \text{ L/s}$ ，在图上找出 Q_0 与 S 的交点，这个点距 $D = 800 \text{ mm}$ 的网线很近，取用 $D = 800 \text{ mm}$ ，这时可以采用下面两种方法求得 S 和 h/D 。

1) 取 $S = S_0 = 5\text{‰}$ ，在图 3.16 上找出 S 与 D 的交点得到 Q_0 ，再量取 Q 与 Q_0 的坐标差距，在图 3.15 $h/D \sim a$ 曲线上反求出充满度 $h/D = 0.755$ 。

根据 $h/D = 0.755$ 量取修正值 $+b$ 修正后得：

$$v = 1.96 \text{ m/s}$$

2) 取 $h/D = 0.75$ ，在 Q_0 与 D 的交点求出 $S = 5.1\text{‰}$ ，再根据 $h/D = 0.75$ 在 3.15 图上量取修正值 $+b$ ，修正后得 $v = 1.985 \text{ m/s}$ 。

按我国《室外排水设计规范》规定，排水管道水力计算采用曼宁公式计算，并且规定粗糙系数 n 值按不变常数使用。但经 Yornell、Wood、Wileox 和 Camp 等学者在实验中发现，当水深 (h/D) 比满流小时 n 值增大， n 值是随水深而变化的。日本土木学会编《水力公式集》(1971 年版) 中已绘出了圆管公式的 n 值变化曲线及水力特性曲线 (见图 3.17)。

根据 n 值随充满度发生变化，结合图 3.18 圆管水力特性曲线，可以制成污水管道水力计算辅助图 (见图 3.17)，可以在水力计算中使用。

使用 n 值为变数的辅助图 (图 3.18) 结合图 3.16 计算污水管道, 其计算方法同前所述。例如按前面计算实例 4 数据, 以 n 为变值, 用图 3.18, 可求得如下设计数值:

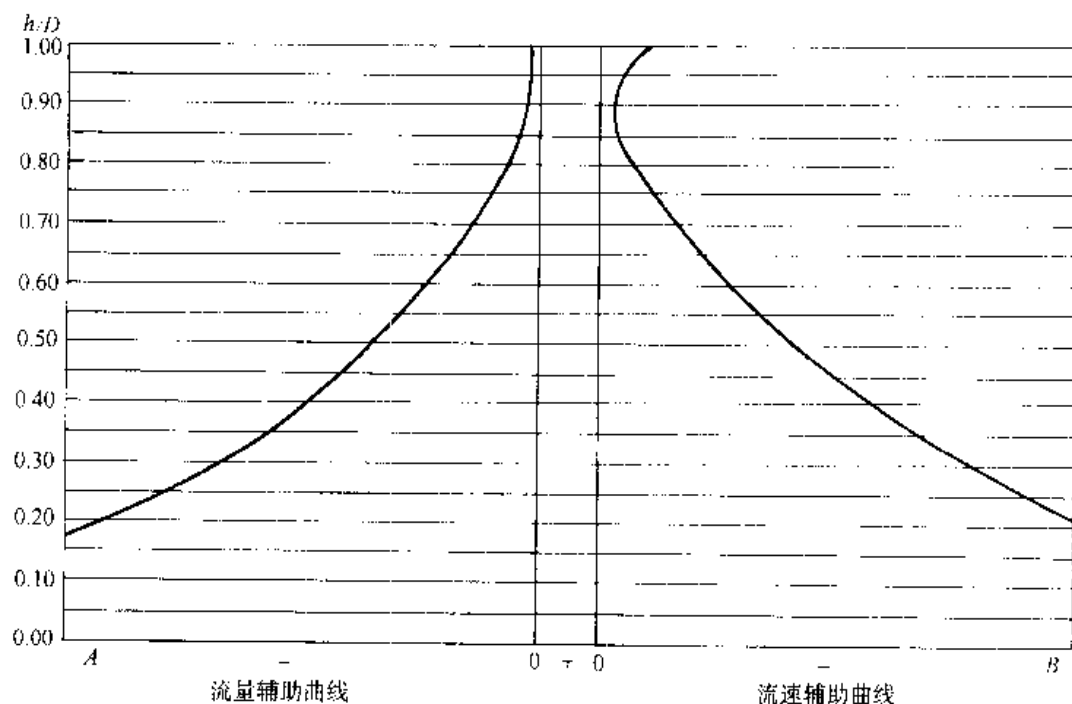


图 3.17 污水管道水力计算辅助曲线图 (n 为变数)

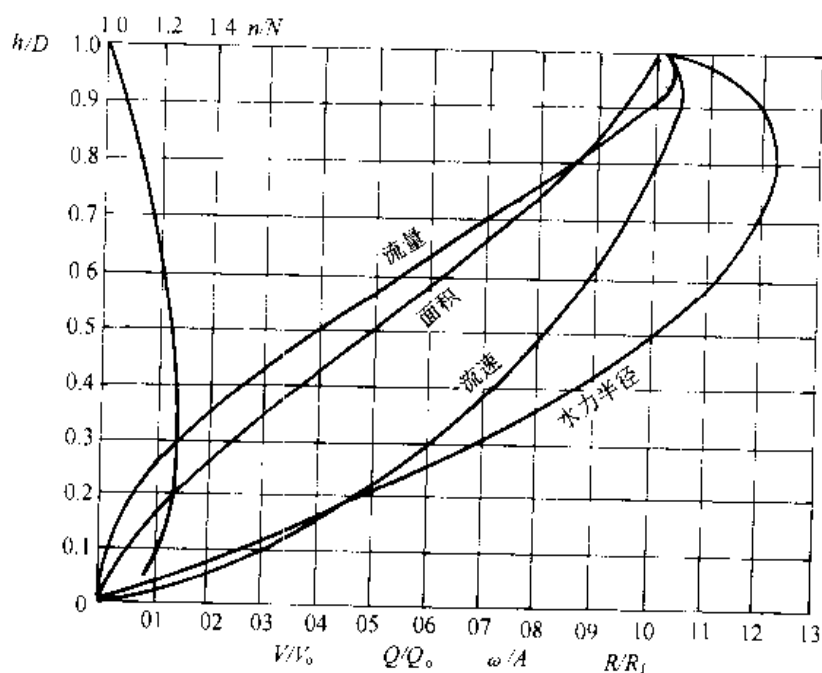


图 3.18 辅助曲线
计 算 结 果

表 3.6

	D (mm)	S (‰)	h/D	Q (L/s)	v (m/s)
$S = 5‰$	900	5	0.67	800	1.76
$h/D = 0.75$	800	6.1	0.75	800	1.975

上面计算数值, 更符合实际情况。

3.5 设计计算实例

3.5.1 我国的设计计算方法

已知某城镇居住区街坊人口密度为 350 人/ 10^4m^2 ，污水量标准为 120L/(人·d)；火车站和公共浴室的设计污水量分别为 3L/s 和 4L/s；工厂甲和工厂乙的工业废水设计流量分别为 25L/s 与 6L/s。生活污水和经过局部处理后的工业废水全部送至污水厂处理。工厂甲废水排出口的管底埋深为 2m。

(1) 在街坊平面图上布置污水管道

从街坊平面图可知该区地势自北向南倾斜，坡度较小，无明显分水线，可划分为一个排水流域。街道支管布置在街坊地势较低一侧，干管基本上与等高线垂直，主干管布置在市区南面河岸低处，基本与等高线平行。整个管道系统呈截流式形式布置，如图 3.19 所示。

(2) 街坊编号并计算其面积

可以按区或按排水系统对排水流域上的街坊进行编号，按规划图上各街坊的平面范围计算其汇水面积，并列入表 3.7 中。用箭头标出各街坊污水排出的方向。

街 坊 面 积

表 3.7

街坊编号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
街坊面积 (10^4m^2)	1.21	1.70	2.08	1.98	2.20	2.20	1.43	2.21	1.96	2.04	2.40
街坊编号	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
街坊面积 (10^4m^2)	2.40	1.21	2.28	1.45	1.70	2.00	1.80	1.66	1.23	1.53	1.71
街坊编号	23	24	25	26	27						
街坊面积 (10^4m^2)	1.80	2.20	1.38	2.04	2.40						

(3) 划分设计管段，计算设计流量

将各干管和主干管中有本段流量进入的点（一般定为街坊两端）、集中流量及旁侧支管进入的点，作为设计管段的起迄点的检查井，并编上号码。本例中主干管为 1~7，可划分为 1~2、2~3、3~4、4~5、5~6、6~7 等 6 个设计管段，干管为 8~2、11~4 和 16~6，其余为支管。

各设计管段的设计流量应列表进行计算。在初步设计中只计算干管和主干管的设计流量，如表 3.8 所示。

根据居住区人口密度 350 人/ 10^4m^2 和污水量标准 120L/(人·d)，计算每 10^4m^2 街坊面积的生活污水平均流量（也称为比流量）为：

$$q_0 = \frac{350 \times 120}{86400} = 0.486 \text{ (L/(s} \cdot 10^4\text{m}^2))$$

有 4 个集中流量，在检查井 1、5、11、13 分别进入管道，相应的设计流量分别为 25、6、3 和 4 (L/s)。

设计流量应根据管网定线图进行计算，设计管段 1~2 为主干管的起始管段，只有工厂甲的集中流量（经处理后排出的工业废水）25L/s 流入，故设计流量为 25L/s。

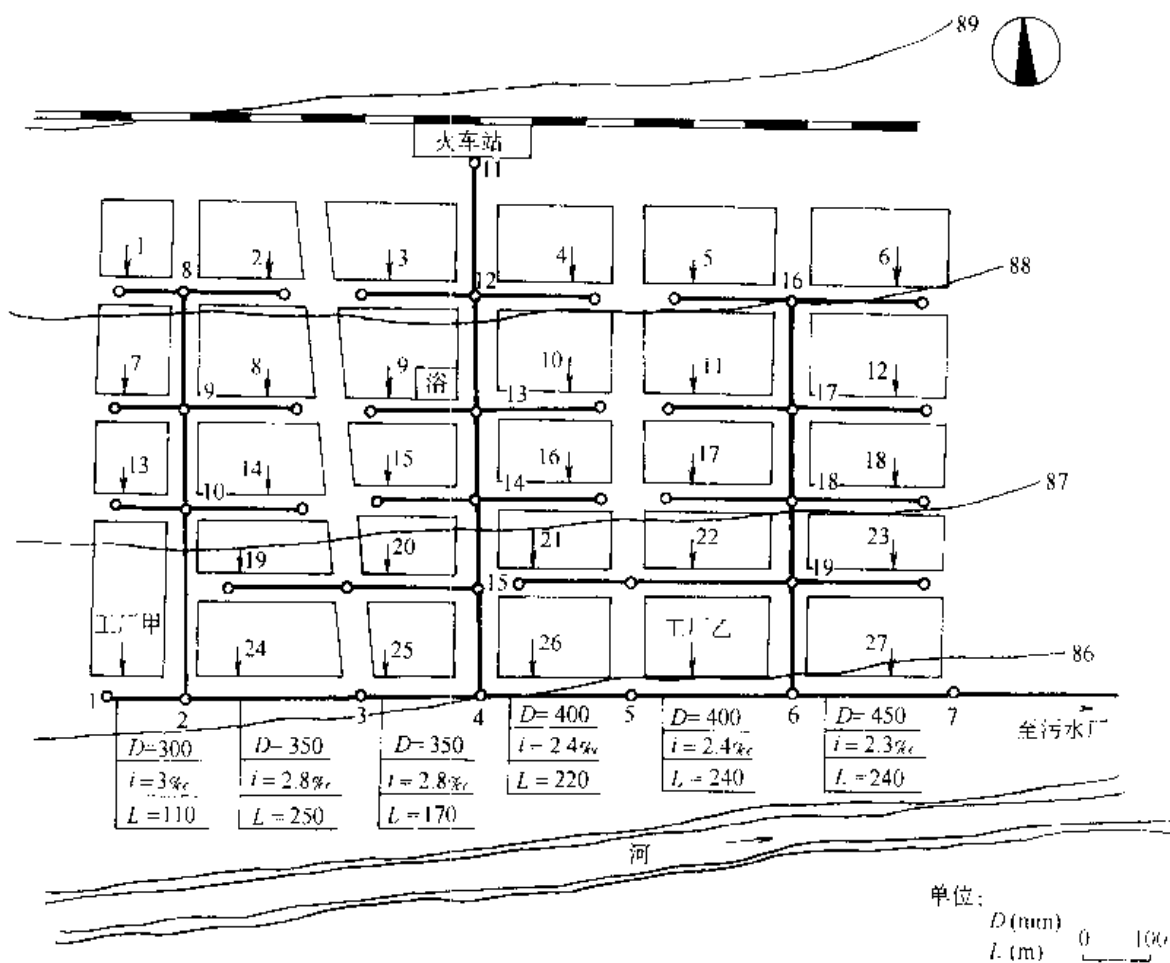


图 3.19 某城镇区污水管道平面布置 (初步设计)

设计管段 2~3 除接纳街坊 24 排入的本段污水流量外, 还转输管段 1~2 的集中流量 25L/s 和管段 8~2 的生活污水。街坊 24 的汇水面积为 $2.2 \times 10^4 \text{m}^2$ (见街坊面积表), 故本段流量 $q_1 = q_0 \cdot A = 0.486 \times 2.2 = 1.07 \text{L/s}$; 管段 8~9~10~2 流来的生活污水平均流量, 其值为 $q_2 = q_0 \cdot A = 0.486 \times (1.21 + 1.7 + 1.43 + 2.21 + 1.21 + 2.28) = 0.486 \times 10.04 = 4.88 \text{L/s}$ 。居住区生活污水合计平均流量为 $q_1 + q_2 = 1.07 + 4.88 = 5.95 \text{L/s}$ 。根据公式 (3.2) 计算得总变化系数 $K_s = 2.2$ 。则该管段的生活污水设计流量 $Q_1 = 5.95 \times 2.2 = 13.09 \text{L/s}$ 。总计设计流量 $Q = 13.09 + 25 = 38.09 \text{L/s}$ 。

其余管段的设计流量计算方法相同。

(4) 水力计算

水力计算从上游管段开始依次向下游管段进行, 一般列表进行计算, 主干管各设计管段的水力计算过程如表 3.9 所示。

1) 从管道平面布置图上量出每一设计管段的长度, 列入表 3.9 第 2 项。

2) 将各设计管段的设计流量列入表中第 3 项。设计管段起点检查井处的地面标高列入表中第 10、11 项。

3) 计算每一设计管段的地面坡度 $\left[\text{地面坡度} = \frac{\text{地面高差}}{\text{距离}} \right]$, 作为确定管道坡度时参考。例如, 管段 1~2 的地面坡度 $= \frac{86.20 - 86.10}{110} = 0.0009$ 。

污水干管设计流量计算表

表 3.8

居住区生活污水量 Q_1									集中流量		设计 流量 (L/s)
管段	本 段 流 量				转输流量	合计平均	总变化	生活污水	本段	转输	
编号	街坊 编号	街坊面积 (10^4m^2)	比流量 q_0 ($\text{L/s}\cdot 10^4\text{m}^2$)	流量 q_1 (L/s)	q_2 (L/s)	流量 (L/s)	系数 K_z	设计流量 Q_1 (L/s)			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1~2	—	—	—	—	—	—	—	—	25.00	—	25.00
8~9	—	—	—	—	1.41	1.41	2.3	3.24	—	—	3.24
9~10	—	—	—	—	3.18	3.18	2.3	7.31	—	—	7.31
10~2	—	—	—	—	4.88	4.88	2.3	11.23	—	—	11.23
2~3	24	2.20	0.486	1.07	4.88	5.95	2.2	13.09	—	25.00	38.09
3~4	25	1.38	0.486	0.67	5.95	6.62	2.2	14.56	—	25.00	39.56
11~12	—	—	—	—	—	—	—	—	3.00	—	3.00
12~13	—	—	—	—	1.97	1.97	2.3	4.53	—	3.00	7.53
13~14	—	—	—	—	3.91	3.91	2.3	8.99	4.00	3.00	15.99
14~15	—	—	—	—	5.44	5.44	2.2	11.97	—	7.00	18.97
15~4	—	—	—	—	6.85	6.85	2.2	15.07	—	7.00	22.07
4~5	26	2.04	0.486	0.99	13.47	14.46	2.0	28.92	—	32.00	60.92
5~6	—	—	—	—	14.46	14.46	2.0	28.92	6.00	32.00	66.92
16~17	—	—	—	—	2.14	2.14	2.3	4.92	—	—	4.92
17~18	—	—	—	—	4.47	4.47	2.3	10.28	—	—	10.28
18~19	—	—	—	—	6.32	6.32	2.2	13.90	—	—	13.90
19~6	—	—	—	—	8.77	8.77	2.1	18.42	—	—	18.42
6~7	27	2.40	0.486	1.17	23.23	24.40	1.9	46.36	—	38.00	84.36

4) 确定起始管段的管径以及设计流速 v ，设计坡度 S ，设计充满度 h/D 。首先拟采用最小管径 300mm，查附图 3。在这张计算图中，管径 D 和管道粗糙系数 n 为已知，其余 4 个水力因素只要知道 2 个即可求出另外 2 个。现已知设计流量，另 1 个可根据水力计算设计数据的规定设定。本例中由于下游管段的地面坡度很小，为不使整个管道系统的埋深过大，宜采用最小设计坡度为设定数据。相应于 300mm 管径的最小设计坡度为 0.003。当 $Q = 25\text{L/s}$ 、 $S = 0.003$ 时，查计算图得 $v = 0.7\text{m/s}$ （大于最小设计流速 0.6m/s ）， $h/D = 0.51$ （小于最大设计充满度 0.55），计算数据符合规范要求。将所确定的管径 D 、坡度 S 、流速 v 、充满度 h/D 分别列入表 3.9 的第 4、5、6、7 项。也可采用其他的水力计算方法计算上述过程。

5) 确定其他管段的管径 D 、设计流速 h/D 和管道坡度 S 。通常随着设计流量的增加，下一个管段的管径一般会增大一级或两级，或者保持不变，这样便可根据流量的变化情况确定管径。然后可根据设计流速随着设计流量的增大而逐段增大或保持不变的规律设

定设计流速。根据 Q 和 v 即可在特定 D 的那张水力计算图中查出相应的 h/D 和 S 值, 若 h/D 和 S 值符合设计规范的要求, 说明水力计算合理, 将计算结果填入表 3.9 相应的项中。在水力计算中, 由于 Q 、 v 、 h/D 、 S 、 D 各水力因素之间存在相互制约的关系, 因此在查水力计算图时实际存在一个试算过程。

污水主干管水力计算表

表 3.9

管段 编号	管道 长度 L (m)	设计 流量 Q (L/s)	管径 D (mm)	坡度 S	流速 v (m/s)	充满度		降落 量 $S \cdot L$ (m)	标 高 (m)						埋设深度 (m)	
						$\frac{h}{D}$	h (m)		地 面		水 面		管内底		上端	下端
									上端	下端	上端	下端	上端	下端		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1~2	110	25.00	300	0.0030	0.70	0.51	0.153	0.330	86.20	86.10	84.353	84.023	84.200	83.870	2.00	2.23
2~3	250	38.09	350	0.0028	0.75	0.52	0.182	0.700	86.10	86.05	84.002	83.302	83.820	83.120	2.28	2.93
3~4	170	39.56	350	0.0028	0.75	0.53	0.186	0.476	86.05	86.00	83.302	82.826	83.116	82.640	2.93	3.36
4~5	220	60.92	400	0.0024	0.80	0.58	0.232	0.528	86.00	85.90	82.822	82.294	82.590	82.062	3.41	3.84
5~6	240	66.92	400	0.0024	0.82	0.62	0.248	0.576	85.90	85.80	82.294	81.718	82.046	81.470	3.85	4.33
6~7	240	84.36	450	0.0023	0.85	0.60	0.270	0.552	85.80	85.70	81.690	81.138	81.420	80.868	4.38	4.83

注: 管内底标高计算至小数后 3 位, 埋设深度计算至小数后 2 位。

6) 计算各管段上端、下端的水面、管底标高及其埋设深度。

根据设计管段长度和管道坡度计算降落量。如管段 1~2 的降落量为 $S \cdot L = 0.003 \times 110 = 0.33\text{m}$, 列入表中第 9 项。

根据管径和充满度求管段的水深。如管段 1~2 的水深为 $h = D \cdot h/D = 0.3 \times 0.51 = 0.153\text{m}$, 列入表中第 8 项。

根据控制点确定管网系统的埋深。本例中离污水厂最远的干管起点有 8、11、16 及工厂出水口 1 点, 这些点都可能成为管道系统的控制点。8、11、16 三点的埋深可用最小覆土厚度的限值确定, 因北至南地面坡度约 0.0035, 可取干管坡度与地面坡度近似, 因此干管埋深不会增加太多。整个管线上又无个别低洼点, 故 8、11、16 三点的埋深不能控制整个管网系统的埋设深度。对管网埋深起决定作用的控制点为 1 点。

1 点是主干管的起始点, 一般应按确定最小埋深的三个途径分别计算起点埋深, 由于 1 点的埋设深度受工厂排出口埋深的控制, 埋深为 2.0m, 将该值列入表中第 16 项。

求设计管段上、下端的管内底标高, 水面标高及埋设深度。1 点的管内底标高等于 1 点的地面标高减 1 点的埋深, 为 $86.200 - 2.000 = 84.200\text{m}$, 列入表中第 14 项。

2 点的管内底标高等于 1 点管内底标高减降落量, 为 $84.200 - 0.330 = 83.870\text{m}$, 列入表中第 15 项。

2 点的埋设深度等于 2 点的地面标高减 2 点的管内底标高, 为 $86.100 - 83.870 = 2.230\text{m}$, 列入表中第 17 项。

管段上下端水面标高等于相应点的管内底标高加水深。如管段 1~2 中 1 点的水面标高为 $84.200 + 0.153 = 84.353\text{m}$, 列入表中第 12 项。2 点的水面标高为 $83.870 + 0.153 = 84.023\text{m}$ 列入表中第 13 项。

根据管段在检查井处采用的衔接方法, 可确定下游管段的管内底标高。例如, 管段 1

~2 与 2~3 的管径不同, 首先考虑采用管顶平接。即管段 1~2 中的 2 点与 2~3 中的 2 点的管顶标高应相同。所以管段 2~3 中的 2 点的管内底标高为 $83.870 + 0.300 - 0.350 = 83.820\text{m}$ 。求出 2 点的管内底标高后, 按照前面讲的方法即可求出 3 点的管内底标高, 2、3 点的水面标高及埋设深度。采用管顶平接时, 应检查各检查井上下游的水面标高, 若下游水面标高高于上游水面标高时, 则应改用水面平接。又如管段 2~3 与 3~4 管径相同, 可采用水面平接。即管段 2~3 与 3~4 中的 3 点的水面标高相同。然后用 3 点的水面标高减去降落量, 求得 4 点的水面标高。将 3、4 点的水面标高减去水深求出相应点的管底标高。进一步求出 3、4 点的埋深。

7) 进行排水管网水力计算时, 应注意的问题:

必须细致研究管道系统的控制点, 以便确定管网系统的埋深。这些控制点常位于本区的最远或最低处, 它们的埋深控制该地区污水管道的最小埋深。各条管道的起点、低洼地区的个别街坊和污水出口较深的工业企业或公共建筑都是研究控制点的对象。

必须细致研究管道敷设坡度与管线经过地段的地面坡度之间的关系, 以便尽量减少工程投资。使确定的管道坡度, 在保证最小设计流速的前提下, 又不使管道的埋深过大, 以及便于支管的接入。

水力计算自上游依次向下游逐段进行, 一般情况下, 随着设计流量逐段增加, 设计流速也应相应增加, 如流量保持不变, 流速不应减小。只有当坡度大的管道接到坡度小的管道时, 下游管段的流速已大于 1m/s (陶土管) 或 1.2m/s (混凝土、钢筋混凝土管道) 的情况下, 设计流速才允许减小。设计流量逐段增加, 设计管径也应逐段增大, 但当坡度小的管道接到坡度大的管道时, 管径可以减小, 但缩小的范围不得超过 $50 \sim 100\text{mm}$ 。

在地面坡度太大的地区, 为了减小管内水流速度, 防止管壁被冲刷, 管道坡度应小于地面坡度。这就有可能使下游管段的覆土厚度无法满足最小限值的要求, 甚至超出地面, 因此在适当的点可设置跌水井, 管段之间采用跌水连接或采用陡坡管道。

水流通过检查井时, 有局部水头损失。为了尽量降低这项损失, 检查井底部在直线管道上要严格采用直线, 在管道转弯处要采用匀称的曲线。通常直线检查井可不考虑局部损失。在应考虑局部水头损失之处, 可以按水力学的基本公式和有关参数进行计算。

在旁侧管与干管的连接点上, 要考虑干管的已定埋深是否可以允许旁侧管接入。同时为避免旁侧管和干管产生逆水和回水以及防止在干管中产生沉积、堵塞, 旁侧管中的设计流速不应大于干管中的设计流速。若支管的管位较高时, 应在支管接入干管前进行跌水处理。

(5) 绘制管道平面图和纵剖面图

在水力计算结束后, 应将计算所得的管径、坡度等数据标注在图 3.19 上, 该图即是本例题的管道平面图。

在进行水力计算的同时, 应绘制主干管的纵剖面图, 以便检查管网系统的埋深是否合理。本例题主干管的纵剖面图如图 3.20 所示。

3.5.2 国外设计方法简介

由于涉外工程逐年增多, 简单介绍一下国外的污水管网设计方法, 有利于同国外接轨和参与竞争。

(1) 常规设计方法

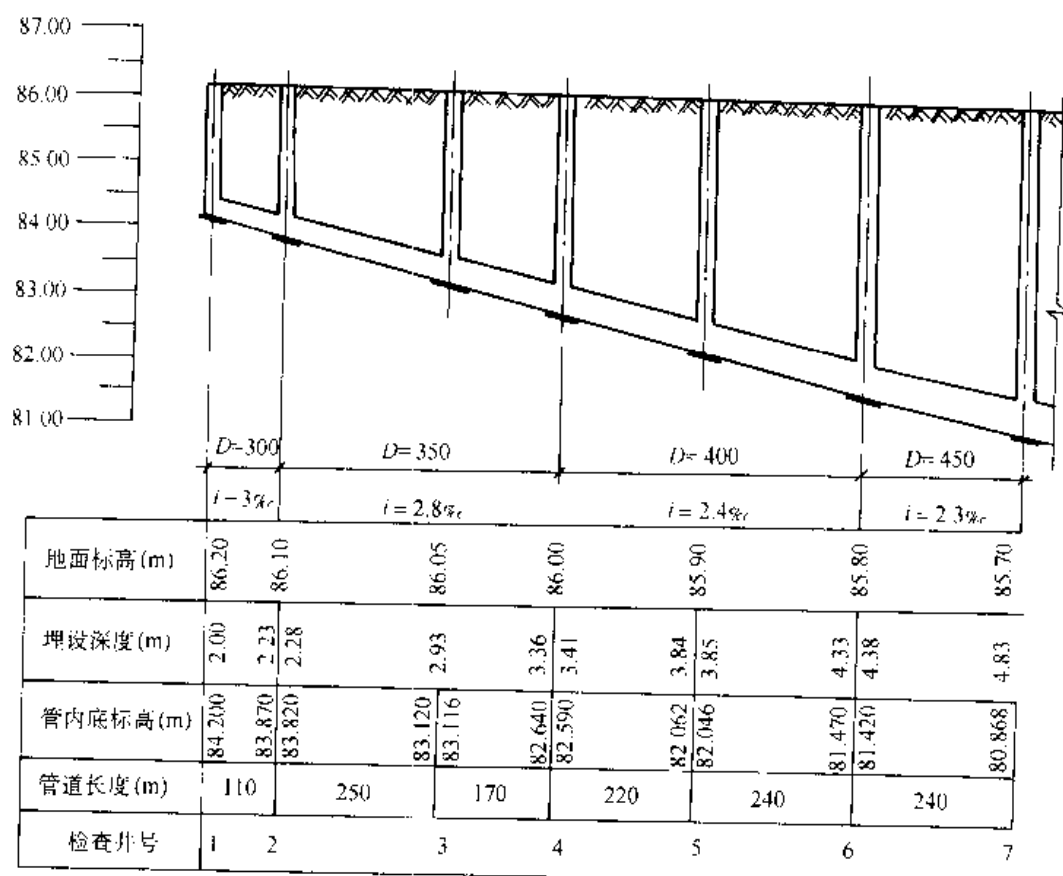


图 3.20 设计实例的纵剖面图

一般根据设计期限终期估算设计流量, 主干管、泵站、污水处理厂和溢流管一般取 25~50 年, 支管等取完全开发后的条件进行设计。

很多国家采用给水量估算排水量, 一般为给水量的 60%~80%。这样计算得到的污水量称为旱季平均日污水量。可以根据图 3.2 的曲线确定最大和最小污水量。最小流量 $Q_{\min}$ 用于考虑自净流速。最大流量 Q_d 再乘以一个考虑地下水与雨水渗入的系数 f , 可折算成设计流量 Q_w , 也称为雨季最大流量。

$$Q_w = fQ_d \quad (3.40)$$

式中 f 为与人口密度或设计管径有关的系数, 人口密度小于 75 人/ 10^4m^2 时为 $f \geq 3$ 时, 大于 250 人/ 10^4m^2 时为 $f \leq 2$; 或者考虑地下水的渗入量后再根据不同管径考虑留有一定泄水能力。渗入量的典型值为 0.8L/(s· 10^4m^2), 0.5L/(s·km), 2.5L/(s·m·km) (其中 m 为管径的值)。

一般按满流设计, 也有限制过水断面面积 ω 与管道断面之比的, 对于小管取 $\omega/A = 0.5$, 其他取 0.75。

下面以一个实例简单说明设计计算过程。

【实例 3.5】 如图 3.21 所示的一个小区的排水系统, 对 1~9 管段进行设计。

已知: 人口密度 50 人/ 10^4m^2 ; 平均给水量为 500L/(d·人)。

1) 设计流量

取污水量系数为 0.6, 则平均旱季流量 (污水量标准) 为:

$$Q_{av} = 0.6 \times 500 = 300\text{L}/(\text{d} \cdot \text{人})$$

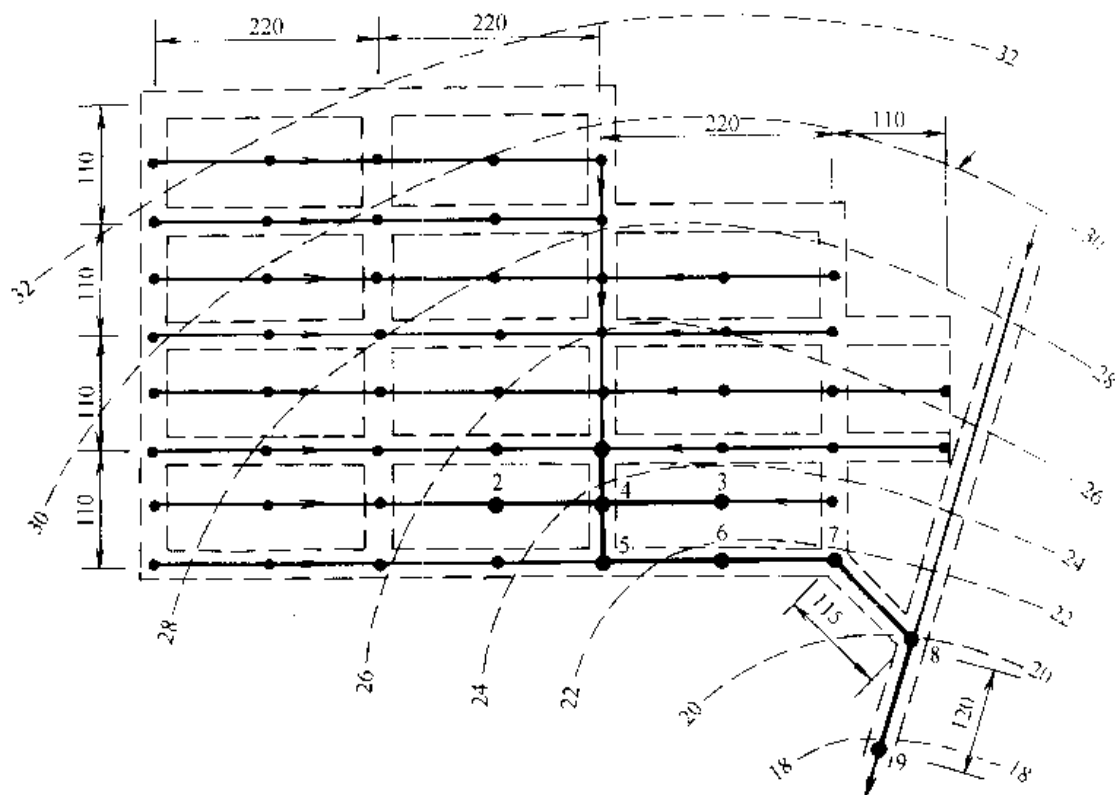


图 3.21 某生活区排水管网布置图

取最大旱季流量为 2 倍的平均流量:

$$Q_d = 2Q_{av} = 600 \text{ L/(d} \cdot \text{人)} = \frac{600}{24 \times 3600} = \frac{1}{144} \text{ L/(s} \cdot \text{人)}$$

估算入渗量为:

$$Q_i = \frac{0.72 \text{ (L/s} \cdot 10^4 \text{ m}^2\text{)}}{50 \text{ (人/} 10^4 \text{ m}^2\text{)}} = \frac{1}{69} \text{ L/(s} \cdot \text{人)}$$

最大雨季流量:

$$Q_w = Q_d + Q_i = \frac{1}{144} + \frac{1}{69} = \frac{1}{46.7} \text{ L/(s} \cdot \text{人)}$$

取最大雨季流量 Q_w 的过水面积不超过管道断面的 0.75, 即 $\omega/A \leq 0.75$, 根据图 3.17, 当 $\omega/A = 0.75$ 时, $Q_w/Q_d = 0.71$ 。则满流设计流量为:

$$Q_o = Q_f = \frac{Q_w}{0.71} = \frac{1}{46.7 \times 0.71} = \frac{1}{33} \text{ L/(s} \cdot \text{人)}$$

可以根据满流流量 Q_f 进行水力计算。

2) 设计变量的有关规定

取最小流速为满管自净流速 $v_{\min} = 0.6 \text{ m/s}$ 。

按满管进行设计, $n \approx 0.013$, $k = 1.5 \text{ mm}$ 。

在车行道下的最小埋深为 1.4m, 其他为 0.75m。

服务人口少于 50 人时, 最小管径 150mm 对应的最小坡度为 1%, 50 人到 100 人为 0.9%。

检查井的水头损失按 0.03m 估算。

3) 水力计算

从规划图上量得1~4管段管长为55m, 汇水面积为 $20.57 \times 10^4 \text{m}^2$, 则设计人口数为 $50 \times 20.57 = 1028$ 人, 则 $Q_d = 1028 \times \frac{1}{144} = 7.1 \text{L/s}$, $Q_i = 1028 \times \frac{1}{69} = 14.9 \text{L/s}$, $Q_w = 1028 \times \frac{1}{46.7} = 22.0 \text{L/s}$, $Q_f = 1028 \times \frac{1}{33} = 31.4 \text{L/s}$ 。

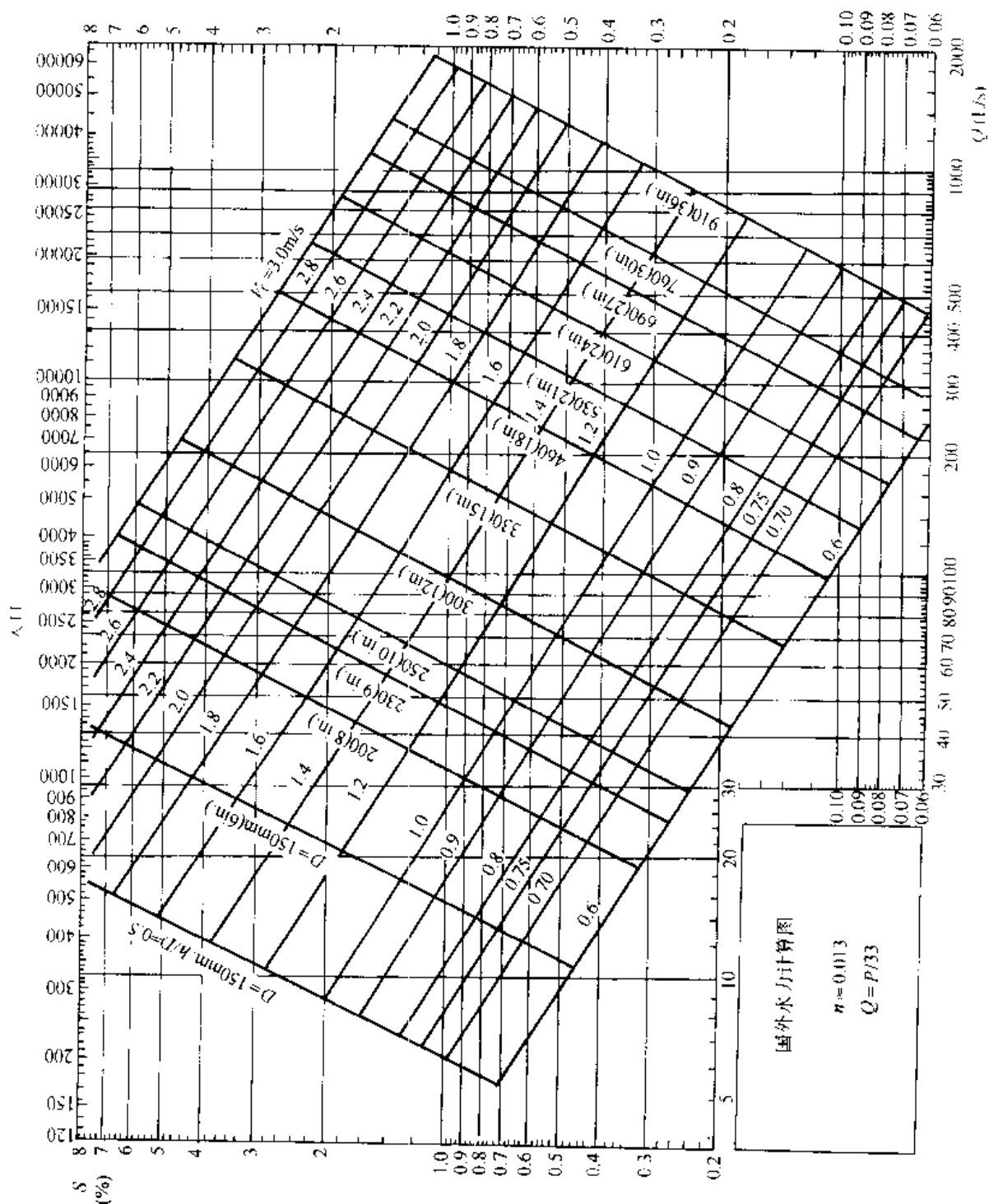


图 3.22 国外用的水力计算图

污水管道水力计算表

表 3.10

管段 编号	管长	汇水面积	设计人口	Q_d (L/s)	Q_1 (L/s)	Q_w (L/s)	Q_f (L/s)	地面标高		Δ (m)
								上游 (m)	下游 (m)	
1~4	55	20.57	1028	7.1	14.8	21.9	30.9	24.62	23.85	0.77
2~4	110	2.42	121	0.8	1.7	2.6	3.6	25.1	23.85	1.25
3~4	110	1.21	60	0.4	0.9	1.3	1.8	23.64	23.85	0.21
4~5	55	24.2	1210	8.4	17.4	25.8	36.4	23.85	22.61	1.24
5~6	110	27.23	1361	9.5	19.6	29	40.9	22.61	21.63	0.98
6~7	110	27.83	1391	9.7	20	29.7	41.8	21.63	21.55	0.08
7~8	115	27.83	1391	9.7	20	29.7	41.8	21.55	19.8	1.75
8~9	120	118.78	5939	41.2	85.5	126.8	178.5	19.8	17.91	1.89
D (mm)	V (m/s)	Q (L/s)	S (%)	降雨量 (mm)	管内底标高		埋 深		平均 埋深 (m)	
					上 游 (m)	下 游 (m)	上 游 (m)	下 游 (m)		
230	0.76	32	0.44	0.24	22.05	21.81	2.57	2.04	2.31	
150	1.03	19	1.43	1.57	23.87	22.30	1.23	1.55	1.39	
150	0.82	15	0.9	0.99	21.21	20.22	2.43	3.63	3.03	
230	0.88	37	0.57	0.32	20.11	19.79	3.74	2.82	3.28	
230	1.01	42	0.78	0.86	19.76	18.90	2.85	2.73	2.79	
230	1.06	44	0.85	0.94	18.87	17.93	2.76	3.62	3.19	
230	1.06	44	0.85	0.98	17.90	16.92	3.65	2.88	3.26	
280	1.6	182	1	1.2	16.74	15.54	3.06	2.37	2.72	

注：1.2~4 管段的坡度由其下游端最小覆土厚度确定。

2.3~4 管段的坡度根据最小设计入口的指南确定。

3. 所有的设计管段中，湍流流速都比非满流流量 Q_d 要求的自净流速大。

上游地面标高为 24.62m，下游为 23.85m，地面降落量为 $\Delta = 24.62 - 23.85 = 0.77\text{m}$ 。

在图 3.12 上根据 $Q_t = 31.4\text{L/s}$ 查得：

$D = 200\text{mm}$ ， $v = 1.0\text{m/s}$ ， $S = 0.89\%$ ；

$D = 230\text{mm}$ ， $v = 0.76\text{m/s}$ ， $S = 0.44\%$ ；

$D = 250\text{mm}$ ， $v = 0.6\text{m/s}$ ， $S = 0.28\%$ 。

取 $D = 230\text{mm}$ 作为设计管径，则降落量为 $SI = 0.44\% \times 55 = 0.24\text{m}$ 。上游管段进入 1[#] 检查井的最低标高为 22.15m，取 1[#] 检查井处管内底标高为 22.05，则下游管内底标高为 $22.05 - 0.24 = 21.81\text{m}$ 。上、下游埋深分别为 2.57m 和 2.04m，平均为 2.31m。

2[#]、3[#] 和 5[#] 检查井的进口管内底标高分别为 23.89m、21.21m 和 19.76m。从 Pamina Parade 大街进入 8[#] 检查井的旱季和雨季流量分别为 31.5L/s 和 96.5L/s，进入 8[#] 检查井的管内底标高为 19.13m。根据以上数据并参照 1~4 管段的计算，得表 3.10。

1~4、2~4 和 3~4 三个管段的上游管内底标高。

$20.22 - 0.03 - (0.230 - 0.15) = 20.11\text{m}$

其中 0.03m 为 4° 检查井的水头损失, $0.230-0.150$ 为管径差。

(2) 真空和压力式排水管网

在特殊条件下，很难采用重力排水，为了解决这一难题，美国联邦政府补助城市 3/4 的新系统的建设费用，开发了真空式与压力式下水道。80 年代建设了示范工程。华盛顿州建设的大型真空式下水道系统，排水户达 12000 户，真空阀井达 4000 座。

日本于1987年开始研究这两种下水道系统,并较快地实现了实用化。到1994年日本有55个压力式下水道系统,87个城区与村镇采用了真空式下水道系统。日本水道协会修订的《下水设施计划与设计指针》1994年版亦收入了真空式与压力式下水道。

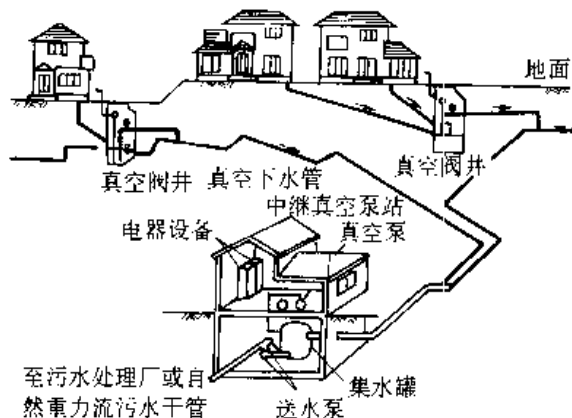


图 3.23 真空下水道系统

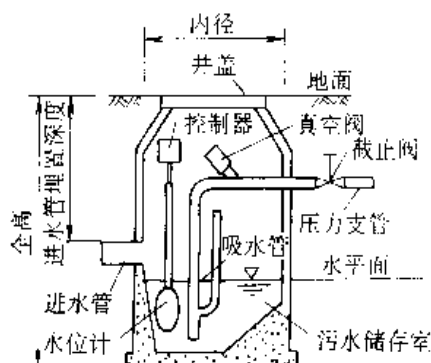


图 3.24 真空阀井单元装置构造

1) 真空式下水道

真空式下水道是以真空吸力同时输送污水和空气的污水收集系统。如图 3.23 所示它由真空阀井、中继泵站和真空管道组成。三个要素不能独立发挥作用,而是三位一体才能发挥下水道的功能,所以统称为真空式下水道系统。

真空阀井

真空阀井由污水贮存室、真空阀和控制箱组成。如图 3.24 所示, 各排水户污水通过重力流管道流入真空阀井, 当污水达到一定量时, 控制器指令真空阀开动, 在真空状态下, 污水与空气按一定比例沿真空管路被吸引到中继真空泵站。进而被压送到重力流干管或污水处理厂。真空阀井在道路上设置时, 其标准直径为 900mm, 在庭院内设置时多应用口径 50mm 真空阀和内径 450mm 的阀井, 按真空阀井的型号不同可接纳 1~8 户的污水。一个真空阀吸引污水的流量为 30~120L/min。

中继真空泵站

如图 3.25 所示, 中继真空泵站由产生真空的真空泵保持真空度和收贮污水的真空罐、压送污水到污水处理厂或重力流干管以及控

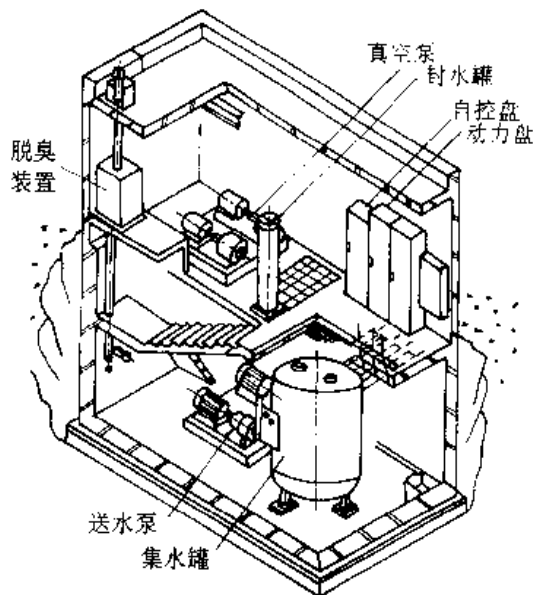


图 3.25 中继真空泵站构造图

制装置组成。中继泵站的机组设计流量按最大小时流量考虑，气液比为 3:1。它应置于适中位置，以其为中心，放射状敷设真空下水道，并与各街坊真空阀井相接。

真空下水管道

如图 3.26 所示，真空下水管道由许多水平管段和很短的上管段所构成的齿状纵断结构。水平管段以 $>2\text{‰}$ 的坡度顺水流方向铺设。设计时按最大小时流量计算水头损失。真空水头损失有静态真空损失与动态真空损失。在水流静止状态下的静真空损失 (ΔP_{static}) 为所有上升管的高度 (H) 减去管内径之和，其计算式如下：

$$\Delta P_{\text{static}} = \sum (H - D)$$

设计流量下的动真空损失 ($\Delta P_{\text{dynamic}}$) 为全部上升管高度的 0.5 倍与水平管段摩擦损失之和：

$$\Delta P_{\text{dynamic}} = 0.5 \sum H + 2.75 \sum 10.666 C^{1.85} D^{-4.87} Q^{1.85} L \quad (3.41)$$

式中 C ——流速系数；

Q ——设计流量；

L ——管道长度。

静真空损失与动真空损失都必须小于 3.5mAq 。

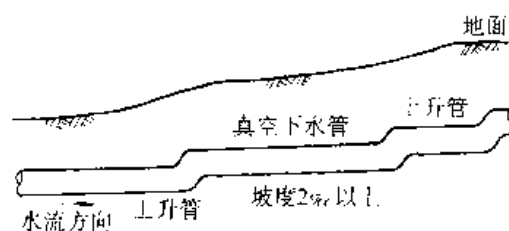


图 3.26 真空下水道的纵断构造

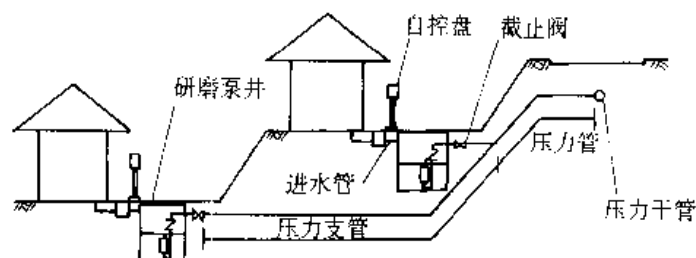


图 3.27 压力式下水道系统概图

真空下水道系统设计运行中，真空管漏气与真空破坏是系统设计运行最基本点。轻微漏气在地面上很难发现，需要经长时间运行，才可能得知系统漏气。此时可调节真空管道上的区间阀和检修口，来查找发生漏气的部位。在设计上要应用气密性好的管材，并保证施工质量。

2) 压力式下水道

压力式下水道系统是以压力输送污水的系统，如图 3.27 所示，由研磨潜水泵井、压力支管与压力干管组成。

研磨潜水泵井单元装置的结构见图 3.28 井内有贮水室、研磨潜水泵（带有破碎机的小型潜水泵，英文缩写 GP）、逆止阀、截止阀、进水管、吊装设备、水位计等，井上设有电气与自控设备，统称为研磨潜水泵井单元装置或研磨潜水泵井。泵井由钢筋混凝土或玻璃钢制成，并设井盖和人孔。按不同型号可供 1、3 和 5 户使用。

研磨潜水泵的功率有 0.75kW、1.2kW、1.5kW、2.2kW 和 3.7kW 等 5 种。出水口

口径 32~50mm, 流量 30~300L/min, 扬程 10~30m。研磨潜水泵的特性曲线见图 3.29。

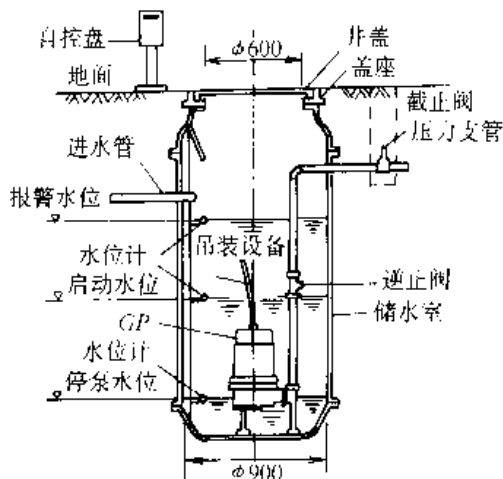


图 3.28 研磨泵井单元装置

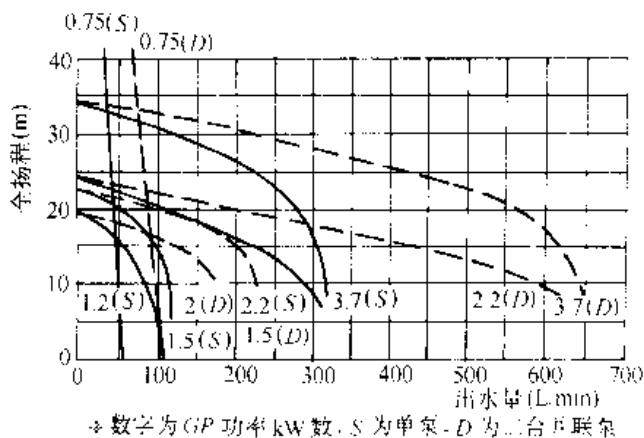


图 3.29 GP 特性曲线

贮水室容量应能贮存 2.5min 设计流量，能应付最大流量峰值与水泵压送水量之差，能容纳由于突然停电或更换水泵等事故状态流入的污水量。

电气控制盘设置在地下泵井附近不妨碍交通且显眼的地方，当机组发生故障时，控制盘上的报警器或闪烁灯报警。用户或行人就会及时向维护公司报告，及时更换研磨泵或进行检修。

压力下水道系统可分为以下几种型式，全部用压力管道，直送到污水处理厂（见图 3.30 (c)）；压力流与重力流相结合（见图 3.30 (b)）；由于地形等要求设有中途加压泵站（见图 3.30 (a)）；此外还有其他的组合型式。采用何种型式、管线走向以及管径尺寸等都要经过经济技术比较来确定。一般而言，路线要最短、埋置深度尽可能浅，以节省建设费用。压力管的最小设计流速取 0.6m/s。

3) 真空式下水道与压力式下水道的特点与适用范围

真空及压力式下水道与自然重力流相比，最突出的特点是少受或不受地形限制，可减少埋置深度。并且在拐弯与管道联接处可不设检查井，可缩短工期和施工费用。其次由于管道具有很高的气密性或具有内压，几乎杜绝了地下水的渗入，减少了系统的水量负荷。因此它们特别适用于下列情况：地形平坦或起伏多、穿越山谷、河川的地区；局部低洼地区；地下水位高或地质条件差，开挖深掘困难地区；地下构筑物多，管网密集、施工难度高，赔偿费用多的地区；人文景观与自然保护区；人口密度低、建筑物稀少地区；资金不足，特别需要分期逐步完善下水管网的地区。

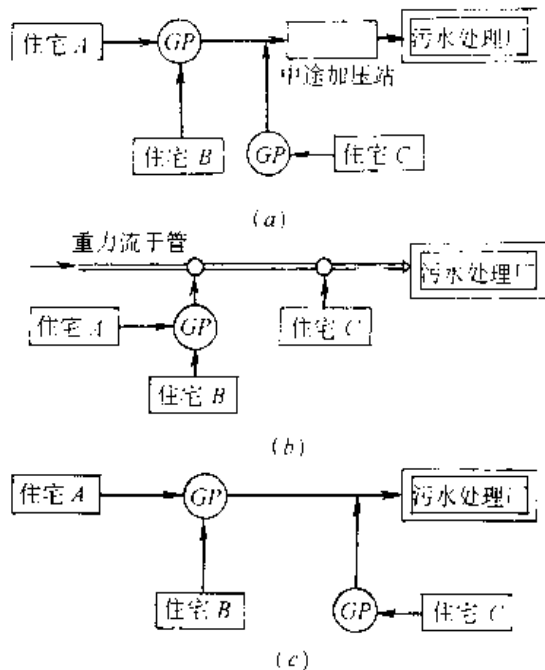


图 3.30 系统流程图

两个系统的不同点是受地形制约的程度不同，由于真空高度的限制，真空下水道更适用于地形较平坦起伏小的地区；而压力下水道不受地形的限制。在维护上述压力式下水道时，由于研磨泵的作用，杂物都已粉碎，无堵塞之患。真空式下水道则特别要防止杂物混入以防真空阀、真空管的堵塞。真空式下水道要求用气密性好的管材，并严格要求施工质量，不能发生真空漏气。压力式水道每个研磨井处都需有动力电源，而真空式只需在中继真空泵站处需要电源。

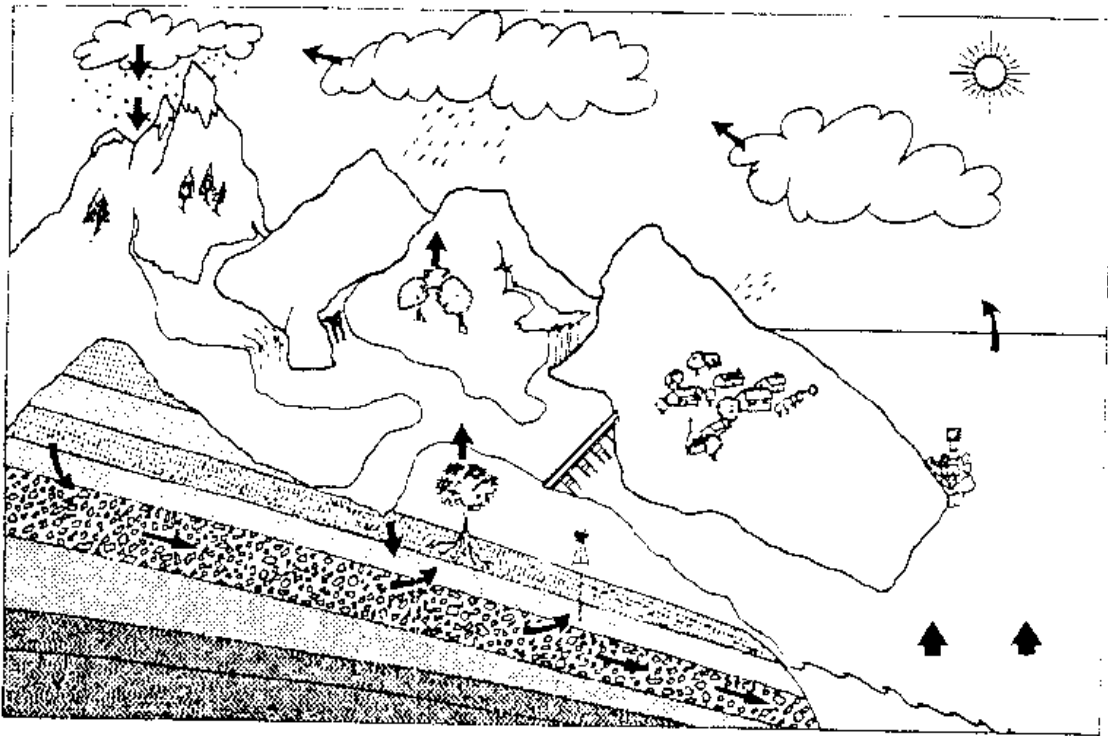
到目前为止自然重力流仍占排水管网的绝对主导地位。这不仅是由于其维护方便、运行安全可靠，同时也由于在人口密集的大中城市，其管网的建设费用也较低所致。但在中小城市或村镇由于人口密度低，建筑物稀少或因地形、地物原因敷设重力流干管有困难，如仍然采用重力流就会大大增加建设费用。因此排水工程师的任务是如何因地、因时制宜地选用其中某种污水输送系统或其相互结合的排水方式，以达到建设费用最省，维护最方便的目的。

第4章 降雨和径流

4.1 基本概念

4.1.1 水文循环

降雨、损失、径流和蒸发构成了水文循环的基本量。为了理解径流过程，必须重视影响该过程的因素。以雨、雪、冰雹或表面液化（霜、露等）形成的降水并不能全部流入到雨水管渠，降雨的相当部分不是蒸发就是被土壤吸收或滞留在降雨区地表。因此，产流率不仅取决于降雨强度，而且还与地表地形和水深-流量关系有关。



4.1 水文循环

降雨在时间上并不均匀。降雨强度随时间和流域的空间变化。风可以把水面蒸发和由地表或植物叶面散发的水分带走，风可使云通过流域。如果水蒸气形成云的温度低于露点，就会产生降雨。降雨伴随着冷凝，上升空气可以引起冷却作用。降雨可以由冷锋引起（锋面或台风雨）或由热流引起（对流雨）。后者产生雷雨，其降雨强度很大，但经常是短历时的，一般是几分钟到几个小时。雪、雨加雪（霰）和冰雹也能产生径流。除雪及低温含盐雪水的排除非常重要，应该予以重视。

影响太阳辐射和大气运动的变量很多。这一过程工程师可以在雷达或卫星云图上看到。但是，工程师在设计阶段根本无法知道将通过设计的雨水管网的最大流量是多少。设

计者仅能根据过去的资料估算相近的流量。

降到地面的相当部分降雨都渗入地下。事实上，地球上全部淡水的 98%（包括冰川）是地下水。这部分水通过含水层慢慢地向低处的河流、湖泊或海洋流去，在干旱期，地下水位渐渐地降低。随着降雨充满含水层，地下水位再上升。植物吸收地下水，其大部分由蒸腾作用而损失。

4.1.2 雨量分析

(1) 雨量分析的几个主要因素

1) 降雨量

降雨量是指降雨深度，用 H 表示。单位以 mm 计。它是推求城市暴雨强度公式的原始资料和重要依据，来源于自记雨量记录。在以自记雨量记录纸为原始资料时，推求工作中可以制作专用尺，不仅可以提高取样速度，并且保证了取样精度。有条件时，可以利用气象部门用计算机采集的数据。

2) 降雨历时

降雨历时是指连续降雨时段内的平均降雨量，可以指全部降雨时间，也可以指其中个别的连续时段，用 t 表示。在城市暴雨强度公式推求中的降雨历时指的是后者，即 5min、10min、15min、20min、30min、45min、60min、90min、120min 等 9 个不同的历时，特大城市可以到 180min。

3) 暴雨强度

暴雨强度是指某一时段内的平均降雨量，用 i 表示，即

$$i = \frac{H}{t} \quad (4.1)$$

暴雨强度是描述暴雨的重要指标，强度越大，雨越猛烈。它是推求城市暴雨强度公式的直接依据。

4) 暴雨强度的频率

暴雨强度的频率是指等于或超过某指定暴雨强度值出现的次数与观测资料总项数之比。其中有经验频率和理论频率之分，在水文统计中，常采用以下公式来计算经验频率。

$$P_n = \frac{m}{n+1} \cdot 100\% \quad (4.2)$$

式中 m ——出现的次数（序号）；

n ——资料的总项数。

5) 暴雨强度的重现期

重现期是指等于或超过它的暴雨强度出现一次的平均间隔时间，单位以年表示。水文统计中采用公式 (4.3) 来计算 T ：

$$T = \frac{N+1}{m} \quad (4.3)$$

式中 N 为统计资料的年数。

各种表示降雨强度-历时-频率 (IDF) (intensity duration frequency) 和深度-历时-频率 (DDF) 关系的公式，将在后面更为详细地说明。所讨论的各种 IDF 和 DDF 之间的关系，都属于点降雨的统计概念，点雨量即在一个单独的雨量器中观测的降雨。这些资料

足以对暴雨特性作出以下的概括:

当暴雨历时增加时, 对任何给定的频率而言, 平均降雨强度减小;

当暴雨出现的频率减少时, 对于任何给定的历时, 平均降雨强度增加;

暴雨笼罩面积越大, 与暴雨范围内最大点降雨强度相比较, 其平均降雨强度就越低。

与所观察到的最大强度有关的面平均降雨强度的减少, 可以利用降雨深度-面积-历时 (DAD) 关系或称为时面深关系进行单独暴雨事件的分析。然而, 要求得到考虑空间分布的面雨量时, 就需同一频率的点面 (比例) 关系。这个比值称为面雨量化算比 (ARF)。尽管两者显然用于不同目的, 但容易与降雨的 DAD 关系混淆。此外, 许多设计洪水估计方法需要一种单独的、具有代表性的面降雨量输入, 所以常常需要对来自几个雨量器记录求平均值。

4.1.3 降雨的空间分布与时间分布

在降雨的历史记录很少时, 经常假设降雨强度是均匀的, 即降雨过程线 (降雨强度与时间的关系图) 是平顶的。事实上, 暴雨可以从毛毛雨开始, 随时间不断增加, 然后再降低。在这种情况下, 定义暴雨历时或强度是困难的。暴雨强度用国际单位制表示为 m/s 或更实用为 mm/h 或 mm/min 。这样, 暴雨的起点和终点与“强度”一样是主观定义的。因此, 用平均降雨强度的数据应慎重使用。

实践证明降雨段会受城市的影响。地面辐射、空气污染和风速都与农村环境有差别。

Bell 对全世界范围的暴雨进行的分析表明, 总降雨量、降雨历时和频率之间有相似的关系。在不同降雨历时条件下强调要画出总降雨量而不是强度, 因为平均强度会导致错误。降雨强度在一场暴雨期间变化非常大。在计算频率时选择部分降雨系列而不是年降雨系列。也就是说在进行频率分析时, 一些年含有多场高强度的暴雨, 而其他年份一场也没有。

Bell 分析了美国、澳大利亚、南非和其他国家的降雨数据。这些数据分布在 5min 到 2h 的降雨历时和 2 年到 100 年的重现期内。每一次降雨深度可用下式表示, 并且具有显著的准确性:

$$P_T^1 = (0.21 \ln T + 0.52) (0.54 t^{0.25} - 0.50) P_{10}^{60} \quad (4.4)$$

式中 P_T^1 为降雨历时为 t min, 重现期超过 T 年的降雨深度; P_{10}^{60} 是重现期为 10 年的 1h 降雨量, P 的单位为 in 或 mm, 要求单位一致。这样, 在已知任一历时和重现期的降雨量条件下, 其他历时和重现期的降雨量可以通过计算求得。Bell 采用的 P_{10}^{60} 可以根据下面的经验公式获得:

$$P_{10}^{60} = 0.27 M N^{0.33} \quad (0 < M < 50) \quad (4.5a)$$

$$\text{和} \quad P_{10}^{60} = 0.97 M^{0.67} N^{0.33} \quad (50 < M < 115) \quad (4.5b)$$

式中 P_{10}^{60} ——60min、重现期为 10a 的降雨量, mm;

M ——最大年观测日降雨量的平均值, mm;

N ——平均年降雨天数 ($1 < N < 80$)。

在一般情况下, 降雨历时越短, 降雨强度就越大。在印度有短历时降雨强度高达 30mm/min 的记录, 而 30mm/h 的连续降雨则是欧洲的典型条件。

降雨强度与历时的关系是工程师非常感兴趣的问题。如果降雨历时影响降雨强度, 那么它就一定要选择降雨历时。对于一个流域不同重现期的强度和历时之间的关系通常可以

由图 4.2 形式绘出。由于强度意味着均匀强度，而实际降雨没有均匀降雨的情况，这就会导致错误。如图 4.3 所示的总降雨深度，可能是较好的纵坐标。

为了确定所选择频率的强度，将如后面介绍的那样，分别进行频率分析。工程师经常关心超过某一特定强度降雨频率。他们要面对一定的超负荷风险来设计排水系统。降雨资料被排队，并且用专门的数值表示降雨的平均重现周期或重现期。用如皮尔逊Ⅲ型分布或指数分布的假设概率分布由内插和外推法建立频率分布。

(1) 空间分布

降雨强度在整个流域上是变化的，特别是对流型暴雨。暴雨不仅有中心，并且可以用等雨量线表示，同时降雨也可以在流域上运动。强度空间变化和暴雨运动对洪峰径流量的影响在第 7 章中介绍。

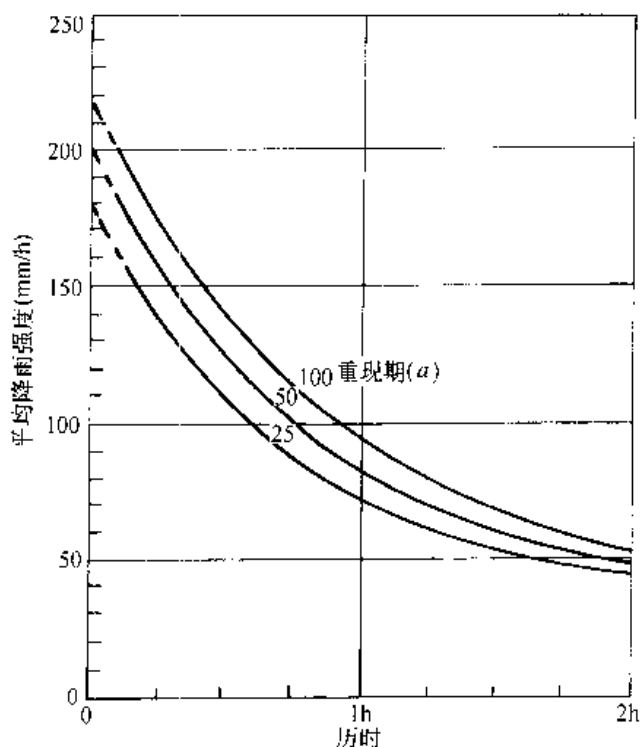


图 4.2 平均降雨强度-历时-频率关系

为了估算大面积上的平均降雨量，可以采用流域上所有雨量计的加权平均法。泰森 (Thiessen) 推荐把流域分成多边形的方法 (图 4.4)。多边形的每一个内边都在两个雨量计的中间，并且用垂直连线连接它们。这样，围绕每一个雨量计形成的多边形就作为不相关降雨范围的面积。

另一方法就是在排水流域上画等值线。于是，用等值线之间的面积乘以等值线之间的平均降雨量就能获得总降雨体积。

对于小的城市面积，如屋顶和停车场等，可以假设整个流域上的降雨强度均匀，并且降雨的运动可以忽略。对于相当大的流域，当所使用的数据用一个孤立的雨量计观测时，可以应用修正法减少流域的平均降雨强度。英国由洪水指导委员会推荐的图 4.5 可以作为流域面积和降雨历时的函数来修正点降雨强度。这些系数还随气候、季节和地形变化而变化。

由于大多数现有的降雨径流模型都需要有代表性的降雨过程线作为输入。在集水面积

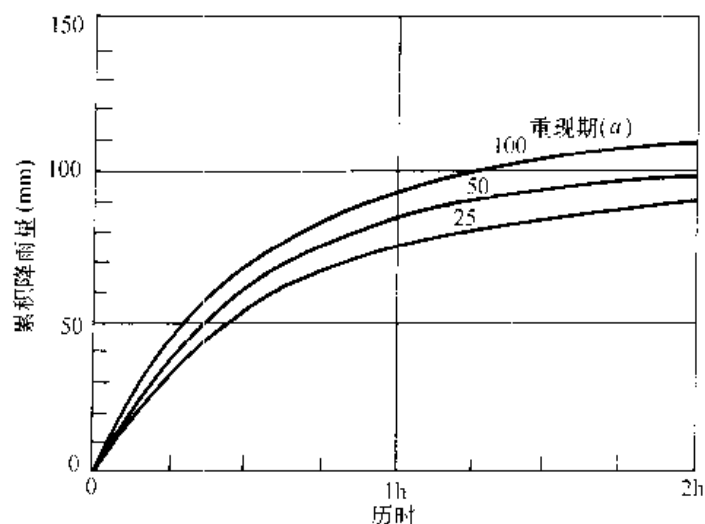


图 4.3 水深-历时-频率关系

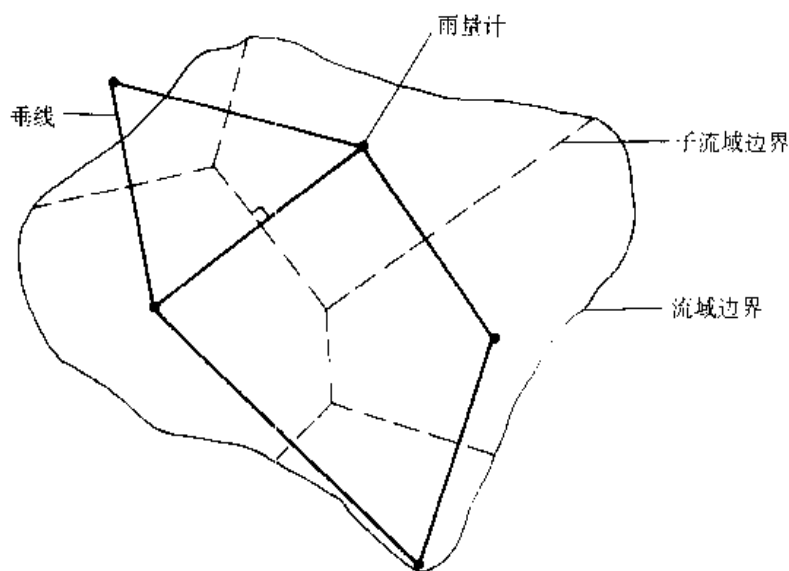


图 4.4 求流域平均降雨的多边形

大，有 3 个或更多的雨量计位于集水面积内或其周围时，就出现了如何根据这些资料编制适当的雨量过程图的问题。多年来广泛使用的确定某一地区平均降雨量的方法有 3 种：算术平均法、泰森法和等雨量线图法。

在这三种方法中，把流域内测得的降雨量求算术平均无疑是最简单的，然而这种方法只适合于地形较为平坦，雨量站均匀分布并且各测站的观测值与平均值相差不大的地区。在雨量计分布不均匀的地区，可用泰森法获得一系列权重因子。等雨量线即是降雨量的等值线，是在地图上表示每一地点的降雨观测值和插补值，这种方法提供了更多的灵活性，通常被认为是最精确的方法。然而，等雨量线法既费力又费时，特别是在多暴雨的地区更是如此。某些作者已在探索应用计算机程序作等雨量线图的可能性，后者涉及到面拟合技术的应用，该技术中，降雨以 x 、 y 坐标的数学形式来定义。

给定降雨量观测值，可以导出一系列给定资料求解计算系数的基本方程。给定这些系数，就可计算任一点的降雨量并且可用解析法或数值积分来确定平均降雨量。特别值得注

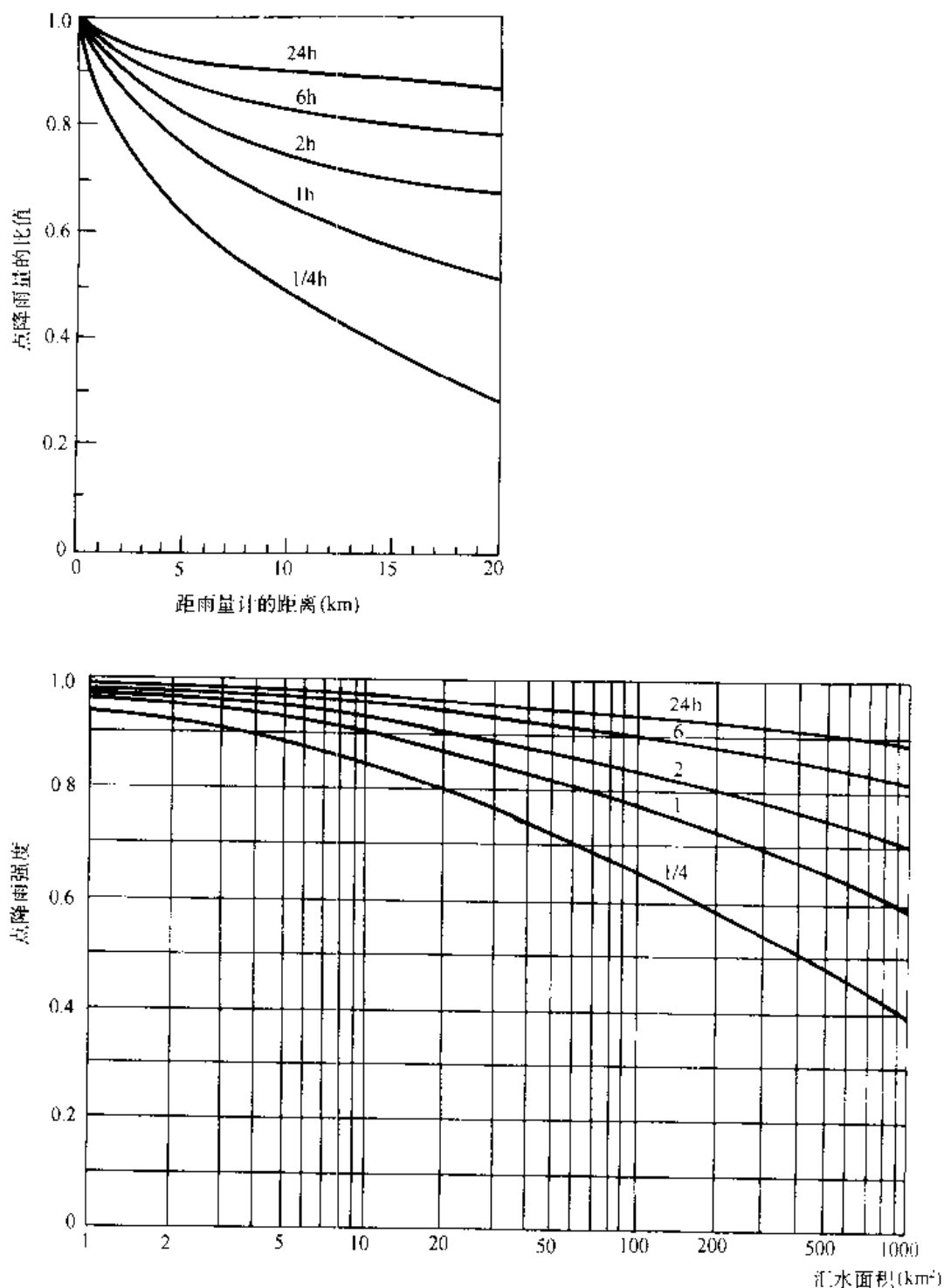


图 4.5 非点降雨减少系数

意的是两种适合于不规则雨量站网布置的数值方法：趋势面分析和多元二次曲面分析。

(2) 时间分布

假设降雨具有均匀强度有以下不足之处：

1) 均匀强度暴雨形成的洪峰径流量可能比平均强度相同（但实际上强度随时间变化）的暴雨形成的洪峰径流量要小，尤其雨峰在降雨历时末端时更是如此。

2) 由于有初始损失、前期雨和暴雨开始阶段的降雨可能用来充填洼地和其他损失。

基于这种原因,这一时期形成雨峰的暴雨可能产生比雨峰在后部的暴雨小的洪峰径流量。

3) 无论如何,在采用了暴雨强度-历时关系后,对每一个不同大小的流域必须采用不同的暴雨历时设计雨水管道。设计降雨历时应等于均匀降雨在流域上产生任一所选择频率的最大径流量的汇水时间。

排水管网中流量的变化是降雨强度随时间以及空间变化的反映。排水工程同样也需要暴雨时间分布的资料。为了考虑这样的时间分布,可应用3种不同的方法:

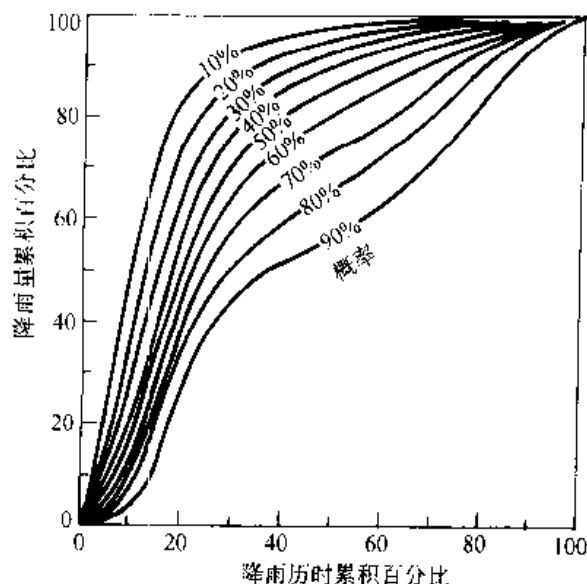


图 4.6 第一个四分位暴雨的分布 (引自 Huff, 1967)

通过对降雨 IDF 关系进行积分;

从自记雨量计暴雨记录的代表性时间变化中提取;

用简单的几何图形作为时间分布的近似。

Huff 对美国暴雨资料的分析结果表明,暴雨的高雨量部分发生在暴雨的前部。他把降雨历时按四分位填入雨阵来对暴雨进行分类。图 4.6 绘出了“第一个四分位”内暴雨的降雨量分布。

进一步研究表明,雨阵区别极大,90%的可能性意味着90%的暴雨将比一般暴雨的分布更猛烈(大),即在降雨历时的第一个1/4时段内有较大比例的降雨发生。

4.2 设计暴雨

在进行城市雨水排水系统设计时,首先要选定设计暴雨。设计暴雨可以由暴雨强度公式或设计暴雨过程线表示。

4.2.1 暴雨强度公式

选用暴雨强度公式的数学形式是一个比较关键的问题。不同的地区气候不同,降雨差异很大,降雨分布规律适合于哪一种曲线,这需要在大量的统计分析的基础上总结出来。许多学者对降雨强度公式的形式作了研究,各国都制定了适合于本国国情的公式形式,比如:

$$\text{美国:} \quad i = \frac{a}{(t+b)^c} \quad (4.6)$$

$$\text{前苏联:} \quad i = \frac{a}{t^n} \quad (4.7)$$

$$\text{日本:} \quad i = \frac{a}{(t+b)} \quad (4.8)$$

目前在雨水管渠设计中所用的暴雨强度公式,绝大多数是包含有频率参数的公式。美国偏于用

$$a = A_1 T^m \quad (4.9)$$

前苏联和我国偏于用

$$a = A_1 + B \lg T = A_1 (1 + C \lg T) \quad (4.10)$$

我国的暴雨强度公式较多采用

$$i = \frac{a}{(t+b)^c} \quad (4.6)$$

$$\text{或} \quad i = \frac{A_1 (1 + C \lg T)}{(t+b)^c} \quad (4.6')$$

这种公式形式比较适合我国的国情,对我国暴雨规律配合较好,对于历时频率的适应范围也广泛。式中参数 a 随重现期增大而增大,参数 b 值在一定范围内变化对公式的精度影响不大,因此,有些学者推荐使用一种简化的方法,即令 b 固定为一个常数(通常 $b=10$),这样会使公式的3个参数(c, b, a)变为两个(c, a),从而使计算简化。但是因公式参数的减少会使公式的拟合程度变差,降低公式的拟合精度。这种方法只适用于手工计算中,可减少工作量,而对于用计算机进行拟合已无多大意义。因此,建议使用3个参数的暴雨公式,用计算机进行曲线拟合,以得到较高的精度。

4.2.2 取样方法

编制暴雨强度公式所用的资料是具有自记雨量记录的气象站所积累的资料。雨量资料的选取必须符合规范的有关规定。

(1) 取样的有关规定

根据《室外排水设计规范》(GBJ 14-87, 97年版)规定:

1) 资料年数应大于10年

各地降雨的丰水年和枯水年的一个循环平均约是10年。暴雨强度公式要求自记雨量资料能够反映当地的暴雨强度规律,10年记录是最低要求,并且必须是连续10年。统计资料年限越长,其暴雨强度公式就越能反映当地的暴雨强度规律。

2) 选取站点的条件

记录最长的一个固定观测点,其位置接近城镇地理中心或略偏上游。

3) 选取降雨子样的个数应根据最低计算重现期确定

最低计算重现期为0.25年时,则平均每年每个历时选取4个最大值。最低计算重现期为0.33年时,则平均每年每个历时选取3个最大值。由于任何一场被选取的降雨不一定9个历时的强度值都被选取。因而实际选取的降雨场数总要多于平均每年3~4场。

4) 取样方法的有关规定

由于我国目前多数城市的雨量资料年数不长。为了能够选得较多的雨样,又能体现一

定的独立性以便于统计,规定采用多个子样法,每年每个历时选取6~8个最大值,每场雨取9个历时:5、10、15、20、30、45、60、90、120min,然后不论年次将每个历时的子样按大小次序排列,再从中选出资料的3~4倍的最大值,作为统计的基础资料。

(2) 选样方法

自记雨量资料统计降雨强度的选样方法,在实用水文中有以下3种方法:

1) 年最大值法

从每年各历时的暴雨强度资料中选用最大的一组雨量,在 N 年资料中选用 N 组最大值。用这样的选样方法不论大雨或小雨年,每年都有一组资料被选入,它意味着一年发生一次的年频率。按极值理论,当资料年份很长时,它近似于全部资料系列,按此选出的资料独立性最强,资料的收集也较其他方法容易,对于推定高重现期的强度优点较多。

2) 年超大值法

将全部资料(N 年)的降雨分别不同历时按大小顺序排列选出最大的 S 组雨量,平均每年可选用多组,但是大雨年选入资料较多,小雨年往往没有选入,该选样方法是从大量资料中考虑它的发生次数,它发生的机会是平均期待值。

3) 超定量法

选取观测年限(N)中特定值以上的所有资料,资料个数与记录年数无关,它的资料序列前面最大的 $(3\sim4)N$ 个观测值,组成年超大值法的样本。它适合于年资料不太长的情况,但统计工作量也较大。

综合比较传统的3种选样方法,年最大值是从每年实测最大雨量资料中取一个最大值组成样本系列。 N 年实测资料可得 N 个最大值。而超大值法是将 N 年实测最大值按大到小排列从首项开始取 S 个最大降雨量组成样本系列。若平均每年选 m 个子样,则样本总数 $S = mN$ 个。此法所取样本总数 S 视需要而定,一般取 $S = (3\sim5)N$,即 $m = 3\sim5$ 。超定量法是先规定一个“标准值”,凡是实测降雨量超过标准值的实测资料都选入组成样本。选择标准值各地不同,这样 N 年实测降雨资料也可选得 S 个,若平均每年选得 m 个,则 N 年中的样本容量有 $S = mN$ 个。

显然,超定量法所得样本不会和超大值法完全相同。同时,由于定量标准值影响,每年可能取得一定数量的样本也可能有些年份的最大降雨量因小于定量标准而未被选入。但是超定量法和超大值法的共同点都是一年取多个样本,独立性较差,所得累积频率为次频率。年最大值法选样资料独立性强,有条件时应推广使用。

(3) 选样的步骤及注意要点

自记雨量计记录纸上,可以确定出降雨的起讫时间,雨量大小,降雨强度的变化过程等。自记雨量计记录曲线是一条累积雨量曲线,纵坐标表示累积雨量 H ,横坐标表示时间 t ,曲线的斜率表示降雨强度,曲线最陡处表示降雨强度最大,曲线水平延伸时,表示无雨。

1) 获得降雨资料的途径

搜集雨量资料首先必须征求当地气象部门的同意,由气象部门提供自记雨量计记录,获取资料有以下四种途径:

由气象部门按照规定的选样方法(如年最大值法)为暴雨公式编制单位提供整理好的资料;

由专业编制人员亲自到气象部门去搜集降雨资料, 进行选样, 这种方法最好, 但耗时较长;

有复印条件的单位可复印, 按年次大值法挑选的降雨曲线, 并标明降雨的年月日, 防止遗漏;

气象部门用硫酸纸描制的最大降雨曲线, 提供给暴雨公式编制单位。

2) 降雨资料的审查

要求记录的降雨自记曲线完整, 没有曲线中断、虹吸时间过长等误差和笔尖墨水使线位不准等缺欠, 当曲线虽有一些小的缺欠, 但能够根据已知数据用适当方法插补或调整时, 也可采用。如缺陷较多较大又无法调整时, 应弃置不用。

因仪器损坏造成的曲线反常则该场雨放弃不用。

3) 选样方法

制作专用取样尺。可以用一块约 $10 \times 15\text{cm}$ 的透明塑料硬片, 参照自记雨量记录纸的刻度, 横坐标刻出九个历时对应的宽度, 纵标刻出降雨量 H , 共分 10 格, 每格对应 1mm 降雨。

用专用取样尺摘取各时段的最大降雨量, 首先可采用最简单的目估统计法, 由记录曲线上目估出最陡的几段, 然后累计每一段的总降雨量, 再从中选出最大值。首先取 5min 最大降雨量, 再用同样方法可取出其他历时的最大降雨量。

4) 降雨资料统计注意要点

在选样中要特别注意短历时降雨强度应不小于长历时降雨强度, 即 $i_5 \geq i_{10} \geq i_{15} \geq i_{20} \geq \dots \geq i_{120}$ 。

当自记雨量下落曲线不垂直于水平刻度时, 应把取样尺纵坐标与虹吸下落线平行, 来量取最大降雨量, 这样可减小误差。

有些曲线由于虹吸过程的影响或受外界因素干扰, 曲线顶峰小于或大于 10.00mm, 起点不等于 0.00mm 时, 应进行分析, 或是按实际曲线量取, 或是作适当延长。

在降雨自记曲线上选取 5、10、15、20、30、45、60、90、120min 等 9 个规定历时的最大降雨量, 即找出该历时长内降雨曲线最陡的部分进行统计, 然后除以历时, 得出相应历时的最大强度。

有时一场雨的实际降雨总历时小于暴雨公式所规定的统计历时, 特别是 45、60、90、120min 这几个较长历时。这种情况下统计上规定: 大于实际降雨总历时的各时段降雨强度仍由总降雨量除以各时段而求得。

4.2.3 频率分析计算

暴雨公式的编制, 需由多年自记雨量资料通过频率计算, 以推测未来暴雨强度的变化规律, 据此推求暴雨公式。暴雨公式的精度决定于基础资料的可靠性及统计方法的合理性。

根据自记雨量资料统计暴雨强度的频率分布规律, 是预测暴雨的依据, 它决定着所用频率-强度-历时关系表 (IDF 表) 的可靠性。因为单个观测值充满着偶然性, 同一经验频率的不同历时的观测值并不真正是同频率的, 即使低重现期的观测值, 其可能偏差也往往达 10% ~ 20%。可见观测值如不进行概率计算, 推求公式所用的基础资料的可靠性就缺乏保证, 只有多年系列资料才具有必然性, 因此必须以系列实测资料统计样本规律做为总

体规律。再由所得的频率-强度-历时关系推求暴雨公式。

(1) 频率分析方法

在编制暴雨强度公式时,我国目前采用3种经验方法:

第1种:用经验频率曲线调整,即直接用经验频率曲线对暴雨资料进行调整,而后选取某几个重现期调整后的强度来推求暴雨公式。该方法简单,但误差较大,本书不推荐这种方法。

第2种:用皮尔逊Ⅲ型曲线对暴雨资料进行调整,而后选取某几个重现期的调整后的强度来推求暴雨公式。

第3种:用负指数分布曲线(威布尔分布的一种特例),对暴雨资料进行调整。

在推求暴雨公式时,可以根据基础资料画出直方图(横坐标代表暴雨强度,纵坐标代表在某一强度区间范围内出现的暴雨场数占总场数的比值),由直方图可以直观地看出基础资料分布密度函数的分布形态是呈乙形还是铃形,从而确定选用哪一种统计方法。

(2) 皮尔逊Ⅲ型分布

1) 皮尔逊Ⅲ型分布

各类随机事件的概率密度分布都有它的共性,水文现象也不例外。1895年,英国生物学家皮尔逊(Person)根据对多年经验资料的统计分析,得皮尔逊Ⅲ型曲线的数学方程式如下:

$$f(x) = \frac{(x-a)^{\gamma-1} e^{-(x-a)/\beta}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} \quad (4.11)$$

式中 $\Gamma(\gamma)$ 为 Γ 函数

$$\Gamma(\gamma) = \int_0^{\infty} x^{\gamma-1} e^{-x} dx \quad (4.12)$$

其中

$$\gamma = 4/C_s^2 \quad (4.13)$$

$$\beta = x C_v C_s / 2 \quad (4.14)$$

$$\alpha = x(1 - 2C_v/C_s) \quad (4.15)$$

式中 $\bar{x}$, C_v , C_s 分别为均值,变差系数和离差系数,可以由极大似然法,矩法或适线法求得。

若已知皮尔逊Ⅲ型频率密度曲线,则理论累积频率曲线可以求得:

$$\begin{aligned} P(X \geq X_p) &= F(X) \\ &= \int_{X_p}^{\infty} f(x) dx \\ &= \int_{X_p}^{\infty} \frac{(x-a)^{\gamma-1} e^{-(x-a)/\beta}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} dx \\ &= \int_{X_p}^{\infty} \frac{\left(\frac{x-a}{\beta}\right)^{\gamma-1} e^{-(x-a)/\beta}}{\beta \Gamma(\gamma)} dx \end{aligned} \quad (4.16)$$

设 $(x-a)/\beta = t$ 则 $t_p = (x_p - a)/\beta$, $dx = \beta dt$

因为 $\Gamma(\gamma)$ 与 x 无关,所以

$$P = \int_{t_p}^{\infty} \frac{t^{\gamma-1} e^{-t}}{\Gamma(\gamma)} dt \quad (4.17)$$

则

$$P = 1 - \int_0^{t_p} \frac{t^{\gamma-1} e^{-t}}{\Gamma(\gamma)} dt \quad (4.18)$$

$$P' = \int_0^{t_p} \frac{t^{\gamma-1} e^{-t}}{\Gamma(\gamma)} dt \quad (4.19)$$

公式 (4.19) 是著名的不完全伽玛函数, 可由数学方法算出, 所以 ($P=1-P'$) 理论频率可求得。

如果由基础资料画出的直方图呈铃形分布规律, 那么就可以采用皮尔逊Ⅲ型曲线。

2) 矩法

设 x 为由总体随机变数 X 抽出的一个样本。当 $n \rightarrow \infty$ 时, 样本的分布 $F_n(x)$ 将趋近于总体的分布 $F(X)$, 因此, 样本的各阶矩也必然相应地趋向于总体的各阶矩。参数估计的矩法, 就是根据这个性质, 采用样本分布函数的相应数字特征去估计总体的同一种数字特征。具体来说, 对于常用的 3 个数字特征 EX , C_v , C_s , 采用的估计量如下。

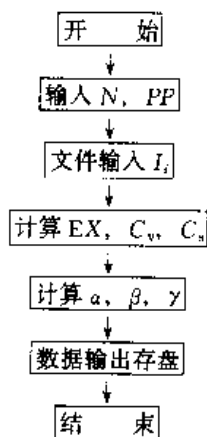


图 4.7 矩法求皮尔逊Ⅲ型分布参数程序框图

对于 EX , 采用样本分布的数学期望 $\bar{x} = 1/n \sum x_i$ 作为估计量。于是当有了一个具体样本 x 时, 就假定

$$x = \frac{1}{n} \sum x_i \quad (4.20)$$

对于 $C_v = \sigma/EX$, 采用样本的变差系数作为估计量, 即令

$$C_v = \frac{S}{\bar{x}} = \frac{\sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (x_i - \bar{x})^2}}{\bar{x}} \quad (4.21)$$

因此常采用

$$C_v = \frac{1}{\bar{x}} \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{\sum (k_i - 1)^2}{n-1}} \quad (4.21)$$

作为 C_v 的估计量。其中 S 为样本的方差, $k_i = \frac{x_i}{\bar{x}}$ 称为模比系数。

对于 C_s , 采用样本的偏态系数作为估计量。由于

$$C_s = \frac{\mu_3}{\sigma_3} = \frac{\mu_3}{(\mu_2)^{3/2}} \quad (4.23)$$

所以习惯上常令

$$C_s = \frac{n \sum (k_i - 1)^3}{(n-1)(n-2) C_v^3} \quad (4.24)$$

式中 μ_2, μ_3 分别为二阶与三阶中心矩。

矩法估计的优点是使用简便, 且计算公式与总体分布无关。其缺点有二:

其一为除对 EX 的估计外, 一般 EU 要小于待估参数 u_0 , 不满足不偏性。

其二为有效率较低, 也即抽样误差较大, 特别是对三阶矩求 C_s 更是如此。但对于包含两参数的分布, 矩法实际上是很好的方法。

3) 适线法

设所研究的随机变数为 X , 通过观测有了一个样本, 将这个样本按大小重新排列, 得到

$$x_1 \geq x_2 \geq \dots \geq x_i \geq \dots \geq x_n \quad (4.25)$$

然后采用下式计算经验频率

$$p_n = \frac{m}{n+1} 100\% \quad (4.2)$$

对每一 x_i , 求出一个 $p_{n,i}$, 并将 $(x_i, p_{n,i})$ 这 n 对数值点在机率格纸上, 称为经验点据。当根据某种理由把分布函数的型式确定以后, 假设一组参数值 $(u_1, u_2, u_3)_1$, 就可通过积分

$$p = G(x) = P\{X \geq x\} = \int_x^\infty f(x; u_1, u_2, u_3) dx \quad (4.26)$$

求出 $p = G(x)$ 的关系。这个积分一般都有制成的表格可查, 不需进行积分。把 $p = G(x)$ 的关系也画在上述机率格纸上, 这样画出的曲线通常叫做理论曲线。检查这条曲线与经验点据的配合情况, 如配合不好, 就再假设另一组参数 $(u_1, u_2, u_3)_2$, 重画一条理论曲线。如仍符合不好, 就再重新假设, 直到曲线与点据拟合良好为止。

适线法本来是一种图解方法。为了采用计算机计算, 必须用解析形式表达出来。

采用某种经验频率公式, 对每一 x_i 都规定一个 $p_{n,i}$ 与之对应, 将各对数值 $(x_i, p_{n,i})$, $i=1, 2, \dots, n$, 逐个点绘在机率格纸上, 共得 n 个经验点据。先由 (4.20) 式算出 $\bar{x}$ 。由于数学期望的这个估计具有不偏性而且方差最小, 因此不需要通过适线法来确定。再假定一组 C_v, C_s , 就可以求出相应于这一组 $\bar{x}, C_v, C_s$ 的频率曲线

$$p = G(x; \bar{x}, C_v, C_s) \quad (4.27)$$

求出这条曲线与经验点据的纵向离差 Δx 及横向离差 $\Delta p_{n,i}$, 这里

$$\Delta x_i = x_i - x(p_{n,i}) \quad (4.28)$$

其中 $x(p_{n,i})$ 为满足下式的 x 值

$$\int_{x(p_{n,i})}^\infty f(x; \bar{x}, C_v, C_s) dx = p_{n,i} \quad (4.29)$$

$$\Delta p_i = p_i - p(x_i), i=1, 2, \dots, n \quad (4.30)$$

式中

$$\begin{aligned} p(x_i) &= \int_{x_i}^\infty f(x; \bar{x}, C_v, C_s) dx \\ &= G(x_i; \bar{x}, C_v, C_s) \end{aligned} \quad (4.31)$$

Δp_i 相当于在均匀分格的格纸上点据与曲线的横向离差, 也可采用在海森机率格纸上点据与曲线的横向离差, 记为 $\Delta p_{n,i}$ 。

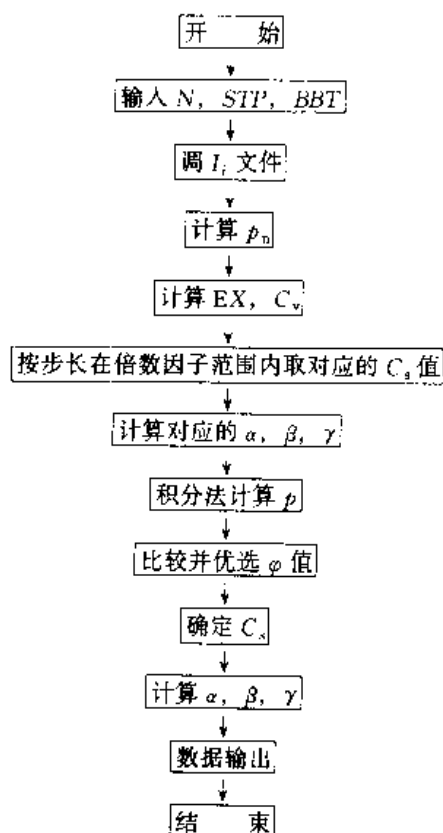


图 4.8 适线法求皮尔逊Ⅲ型分布参数程序框图

适线准则

作为拟合曲线与经验点据间离差的量度, 可有多种不同指标, 如 $\varphi_1 = \sum \Delta x_i^2$, $\varphi_2 = \sum |\Delta x_i|$, $\varphi_3 = \sum |\Delta x_i|^{1/2}$, $\varphi_4 = \sum \Delta p_i^2$, $\varphi_5 = \sum |\Delta p_i|$, $\varphi_6 = \sum (\Delta p_i')^2$, $\varphi_7 = \sum |\Delta p_i'|$, $\varphi_8 = \sum |\Delta x_i \Delta p_i|$ 等。取不同的指标达到最小来求解 C_v 、 C_s 就构成不同的适线准则。如根据 $\varphi_1 = \sum \Delta x_i^2 = \min$ 来求解 C_v 、 C_s , 就称为 φ_1 准则, 余类推。一般对于同一样本, 不同的准则, 所得的结果也不相同。根据经验, 采用 φ_8 准则不如 φ_1 准则, 对以上准则所作的计算比较发现 φ_1 准则和 φ_4 准则较好。

经验频率公式

适线法中使用的经验频率公式, 有很多种类, 对于简单样本来说, 经验频率公式的一般形式为

$$p_n = \frac{m-b}{n+c} \quad (4.32)$$

为了使上式所确定的 n 个 p_n , 对于 $p=50\%$ 能成为对称的, 可以证明 b , c 必须满足 $2b+c=1$ 。于是 (4.32) 式可写成

$$p_n = \frac{m-b}{n+1-2b} \quad (4.33)$$

又由 b 的 3 种取值情况, 使 (4.33) 式有 3 种变形, 当 $b=0$ 时称为 Weibull 公式。

一种适线准则结合一种绘点位置公式, 就构成一种适线方法。于是上述的 7 种准则, 3 种公式就可组合成 21 种不同的适线方法, 实践证明, φ_4-W 适线方法较好。

4) 极大似然法 (简记为 M-L 法)

基本概念

设总体随机变数 X 的分布密度为 $f(x; u_1^0, \dots, u_k^0)$, 其中 $u_1^0, \dots, u_k^0$ 为 k 个未知参数 (对水文常用的曲线, 一般 $k=3$)。设 x 为 X 的一个样本, 由样本各项的独立性, 易知 X 的联合分布密度为

$$\begin{aligned} L(x; u_1^0, \dots, u_k^0) &= f(x; u_1^0, \dots, u_k^0) \\ &= \prod_{i=1}^n f(x_i; u_1^0, \dots, u_k^0) \end{aligned} \quad (4.34)$$

于是 n 元随机变数 X 落在某点 x 的邻域内的概率为

$$\begin{aligned} dp &= f(x; u_1^0, u_2^0, \dots, u_k^0) dx \\ &= \prod_{i=1}^n f(x_i; u_1^0, \dots, u_k^0) dx_i \end{aligned} \quad (4.35)$$

对于一种确定的线型, f 的函数形式是确定的, 所以对于一个确定的具体样本 x 及其邻域 $dx_1 \dots dx_n$ 来说, dp 就只是 $u_1^0, u_2^0, \dots, u_k^0$ 的函数, 就是说诸 u_j^0 ($j=1 \sim k$) 不同, 则 $dp = \prod_{i=1}^n f(x_i; u_1^0, \dots, u_k^0) dx_i$ 就会具有不同的数值。

现假设通过观测得到了一个具体样本 x , 对此 x 若 $f(x; u_1^0, \dots, u_k^0)$ 在某一组特定的 $u_1, \dots, u_k$ 处达到极大, 则根据实际推断原理, 假定 $u_1^0 = u_1, \dots, u_k^0 = u_k$ 应该是合理的。因为, 对于两个概率不同的事件, 在一次试验之前, 假定概率大的事件要发生, 反之概率小的事件不发生, 一般来说应该是合理的。同样, 两个概率不同的事件, 如果在一次试验之后, 事件甲发生了而事件乙没有发生, 那么假定甲的概率比乙的概率要大, 一般来说也应该是合理的。极大似然法就是根据这种想法。寻找使 $\prod_{i=1}^n f(x_i)$ 达到极大值的一组 $u_1, u_2, \dots, u_k$ 来估计 $u_1^0, u_2^0, \dots, u_k^0$, 即假定 $u_j^0 = u_j, j=1 \sim k$ 。

在求解使 $\prod_{i=1}^n f(x_i)$ 达到极大值的 $u_1, u_2, \dots, u_k$ 时, 一般使用下列 k 个联立方程求解:

$$\frac{\partial L}{\partial u_j^0} = 0, \quad j=1 \sim k \quad (4.36)$$

对于 u_j^0 使用上式的条件为: $f(x; u_1^0, \dots, u_j^0, \dots, u_k^0)$ 的变域与 u_j^0 无关, 或对 u_j^0 的任何数值, $f(x_j; u_1^0, \dots, u_j^0, \dots, u_k^0)$ 在其两个端点的函数皆为 0。在使用 M-L 法时, 应注意这一条件。在可用 (4.36) 式求解时, 由于对数函数的单调性, 可知当 L 达到极大值时, $\ln L$ 也达到极大, 故也可根据

$$\frac{\partial \ln L}{\partial u_j^0} = 0 \quad (j=1 \sim k) \quad (4.37)$$

求解。这样做的好处是因为

$$\ln L = \ln\left(\prod_{i=1}^n f(x_i)\right) = \sum_{i=1}^n \ln f(x_i) \quad (4.38)$$

所以

$$\frac{\partial \ln L}{\partial u_j^0} = \sum_{i=1}^n \frac{\partial \ln f(x_i)}{\partial u_j^0} = 0 (j = 1 \sim k) \quad (4.39)$$

于是, 似然方程就可化简。

极大似然法所得结果的性质

可以证明, 当存在一个有效估计量时, 似然方程就有一个等于有效估计量的唯一解; 当存在一个充分估计量时, 则似然方程的任一解都是该充分估计量的函数; 当 $n \rightarrow \infty$ 时, M-L 法的解, 依概率收敛于真值, 且这解是渐近正态和渐近有效的。极大似然法的重要性主要表现在这里。

这个方法的缺点是, 在实际使用时, 计算比较繁复, 对计算的精确度要求较高, 而且对某些分布 (如 P-III 型) 似然方程有时无解。

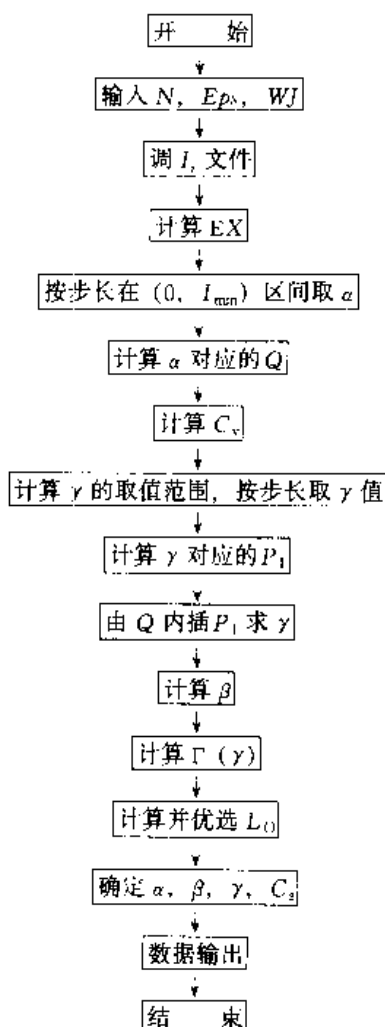


图 4.9 极大似然法求皮尔逊 III 型分布参数程序框图

似然方程推导

设总体分布为皮尔逊 III 型分布, 即

$$f(x) = \frac{1}{(\beta \Gamma(\gamma))} \left(\frac{x-a}{\beta} \right)^{\gamma-1} \exp \left\{ -\frac{x-a}{\beta} \right\} \quad (4.40)$$

其中 α, β, γ 为 3 个参数, 它们与 3 个统计参数 EX, C_v, C_s 的关系如下

$$EX = \beta\gamma + \alpha \quad (4.41)$$

$$C_v = \frac{\sqrt{\gamma}}{\left(\gamma + \frac{\alpha}{\beta}\right)} \quad (4.42)$$

$$C_s = \frac{2}{\sqrt{\gamma}} \quad (4.43)$$

因为

$$\begin{aligned} \ln L &= \sum_{i=1}^n \ln f(x_i) \\ &= -\sum_{i=1}^n \frac{x_i - \alpha}{\beta} - n\gamma \ln \beta - n \ln \Gamma(\gamma) + (\gamma - 1) \sum_{i=1}^n \ln(x_i - \alpha) \end{aligned} \quad (4.44)$$

由 $\frac{\partial \ln L}{\partial \beta} = 0$, 有

$$EX = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = \bar{x} \quad (4.45)$$

这与矩法对 EX 的估计相同。

由 $\frac{\partial \ln L}{\partial \gamma} = 0$, 有

$$\frac{\Gamma'(\gamma)}{\Gamma(\gamma)} - \ln \gamma = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \alpha) - \ln(\bar{x} - \alpha) \quad (4.46)$$

由于参数 α 不满足使用 (4.36) 式的条件, 这时可以在 $[0, x_{\min})$ 区间内优选求解。其中使 $\ln(L)$ 达到最大值的一组 α, β, γ 为最优解。在有了一个样本后, 可先由 (4.45) 式算出 $\bar{x}$, 再在 $[0, x_{\min})$ ($x_{\min}$ 为样本中的最小值) 范围内假定 α 值, 由 (4.46) 式可解 γ 值, 由 (4.41) 式可解得 β , 进而可求出 L 或 $\ln L$ 。在 $[0, x_{\min})$ 中, 假定不同的 α , 求出 L 或 $\ln L$ 极大值所对应的 α, β, γ , 即为极大似然法的解。当 α 在 $(0, x_{\min})$ 中 $\ln L$ 无局部极大时, 表示似然方程无解, 虽然一般地说, α 也可在 $(-\infty, 0)$ 的范围内优选, 但在水文统计中, 由于水文变量的物理性质, 一般必须 $\alpha \geq 0$ 。至于 $\alpha < x_{\min}$, 是由于当 $\alpha = x_{\min}$ 时, (4.46) 式右端为 $-\infty$, 相应的 $\gamma = 0$, 由 (4.42) (4.43) 式, $C_s = \infty, C_v = (1/2)(1 - \alpha/EX)$, 于是这组“解”无意义。事实上, 对于 P-III 型曲线, 当 $\alpha = x_{\min}$ 时, 如 $\gamma < 1$ (也即 $C_s > 2$, 则无论 β 取何值均有 $L \rightarrow \infty$, 所以极大似然法的解不应包括这种情况, 即 $\alpha = x_{\min}$ 。

在实际计算中, 有时利用模比系数 $k_i = x_i/\bar{x}$ 以代替 x_i , 这时 (4.46) 式右端可写成

$$\begin{aligned} &\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i - \alpha) - \ln(\bar{x} - \alpha) \\ &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(k_i - \alpha') - \ln(1 - \alpha') \end{aligned} \quad (4.47)$$

其中 $\alpha' = \frac{\alpha}{\bar{x}}$

$$\begin{aligned} \ln L &= n \{ (\gamma - 1)(\Psi(\gamma) - \ln \gamma) - \ln 2\Gamma(\gamma) + \gamma(\ln \gamma - 1) + \ln b \} \\ &\quad - n \ln \bar{x} = n \{ L1(\gamma) + \ln b \} - n \ln \bar{x} \end{aligned}$$

其中

$$\Psi(\gamma) = \frac{\Gamma'(\gamma)}{\Gamma(\gamma)} \quad (4.48)$$

$$b = \frac{C_s}{C_v} = \frac{2}{\left(1 - \frac{\alpha}{x}\right)} \quad (4.49)$$

$$L1(\gamma) = (\gamma - 1)\Psi(\gamma) - \ln \gamma - \ln 2\Gamma(\gamma) + \gamma(\ln \gamma - 1) \quad (4.50)$$

由于 $\bar{x}$ 对于一个确定的样本为常数, 故要求 $\ln L$ 最大, 可只求使

$$L' = L1(\gamma) + \ln b \quad (4.51)$$

达到最大即可。

(3) 负指数分布

负指数分布也称为威布尔 (Weibull) 分布, 它是可靠性理论的基础, 是瑞典科学家 Waloddi Weibull 于 1939 年首先提出的, 其数学表达式如下:

$$W(x; \alpha, \beta, \delta) = \left(\frac{\alpha}{\beta}\right)(x - \delta)^{\alpha-1} \exp\left[-\frac{(x - \delta)^\alpha}{\beta}\right] \quad x \geq \delta \quad (4.52)$$

当 $\alpha = 1$ 时

$$W(x; 1, \beta, \delta) = \left(\frac{1}{\beta}\right)e^{-(x-\delta)/\beta} \quad x \geq \delta \quad (4.53)$$

上式即为负指数分布公式。如果由基础资料画出的直方图呈乙字形分布, 那么可以采用负指数分布曲线对统计基础资料进行频率分析。其数学形式可简写为:

$$f(i) = ae^{-a(i-b)} \quad i \geq b \quad (4.54)$$

其中 a, b 是统计参数。

若已知负指数分布密度曲线, 则理论累积频率曲线可以求得:

$$\begin{aligned} p(i > i_p) &= F(i) \\ &= \int_{i_p}^{\infty} f(i) di \\ &= 1 - \int_0^{i_p} ae^{-a(i-b)} di \\ &= e^{-a(i_p-b)} \end{aligned} \quad (4.55)$$

两边取对数:

$$\ln p = -a(i_p - b) \quad (4.56)$$

得

$$i_p = b - \frac{\ln p}{a} \quad (4.57)$$

令 $a' = 1/a$, 所以

$$i_p = b - a' \ln p \quad (4.58)$$

用最小二乘法求参数 a', b

设

$$M = \sum [i_p - (b - a' \ln p)]^2 \quad (4.59)$$

令

$$\frac{\partial M}{\partial a'} = 0 \quad (4.60)$$

有

$$\begin{aligned} 2 \sum [(i_p - (b - a' \ln p)) \ln p] &= 0 \\ \sum (i_p \ln p) - b \sum \ln p + a' \sum (\ln p)^2 &= 0 \end{aligned} \quad (4.61)$$

令

$$\frac{\partial M}{\partial b} = 0 \quad (4.62)$$

有

$$2 \sum [i_p - (b - a' \ln p)](-1) = 0$$

$$\sum i_p - \sum b + a' \sum \ln p = 0 \quad (4.63)$$

联立式 (4.61) 和式 (4.63) 得:

$$a' = \frac{n \sum (i_p \ln p) - \sum \ln p \sum i_p}{n (\sum \ln p)^2 - \sum (\ln p)^2} \quad (4.64)$$

$$b = \frac{\sum i_p + a' \sum \ln p}{n} \quad (4.65)$$

化成均值形式:

$$a' = \frac{(\overline{i_p \ln p}) - \overline{i_p} \overline{\ln p}}{(\overline{\ln p})^2 - (\overline{\ln p})^2} \quad (4.66)$$

$$b = \overline{i_p} + a' \overline{\ln p} \quad (4.67)$$

把 a' , b 代入公式 (4.58) 得指数分布公式如下:

$$i_p = b - a' \ln p \quad (4.68)$$

式中 $p = N / ((n+1) T)$

N ——统计资料年数;

n ——统计资料组数;

T ——重现期。

所以:

$$\begin{aligned} i_p &= b - a' \ln \left[\frac{N}{(n+1) T} \right] \\ &= b - a' \ln \left[\frac{N}{n+1} \right] + a' \ln T \\ &= b - a' \ln \left[\frac{N}{n+1} \right] + a' \ln 10 \lg T \end{aligned} \quad (4.69)$$

令

$$b_1 = b - a' \ln \left[\frac{N}{n+1} \right]$$

$$a_1 = a' \ln 10$$

则

$$i_p = b_1 + a_1 \lg T \quad (4.70)$$

4.2.4 公式推求方法

(1) 北京法

1) 公式理论

北京法即北京规划院编写的设计手册提出的方法, 是规范推荐的一种手算方法, 其原理如下:

先用图解法调整 b 值, 作为暴雨强度公式中参数 b 的粗略值, 在编制计算机软件时, 采用 0.618 法确定 b 值。

然后用最小二乘法求得另外的参数 A 、 B 、 c , 以求得总公式和分公式。

2) 编制单一重现期的分公式

求 b 值

先给定 b 值范围 $[0, 20]$, 用黄金分割法搜索参数 b , 以绝对离差平方和最小为拟合准则。

求参数 c

采用最小二乘法公式如下:

$$c = \frac{\sum \lg i \sum \lg(t+b) - m \sum \lg i \lg(t+b)}{m \sum \lg^2(t+b) - (\sum \lg(t+b))^2} \quad (4.71)$$

式中 i ——暴雨强度统计值;

m ——降雨历时总项数。

求 a 值

$$\lg a = \frac{\sum \lg i + c \sum \lg(t+b)}{m} \quad (4.72)$$

由此得出分公式各参数。

3) 编制统一重现期的总公式

求 b 值

同分公式

求 A_1 值

$$A_1 = \frac{\sum A \sum \lg^2 T - \sum A \lg T \sum \lg T}{r \sum \lg^2 T - (\sum \lg T)^2} \quad (4.73)$$

式中 A ——分公式的 A 值;

r ——计算重现期个数。

求 C 值

$$B = \frac{\sum A - r \times A_1}{\sum \lg T} \quad (4.74)$$

$$C = \frac{B}{A_1} \quad (4.75)$$

得总公式

$$i = \frac{A_1 (1 + C \lg T)}{(t+b)^c} \quad (4.61)$$

误差计算

分公式误差可由下式计算:

$$E(\text{绝}) = \sqrt{\frac{\sum \Delta^2}{m}} = \sqrt{\frac{\sum (i_{\text{表}} - i)^2}{m}} \quad (4.76)$$

$$F(\text{相}) = \frac{\sqrt{\frac{\sum (i_{\text{表}} - i)^2}{m}}}{\bar{i}_j} \times 100\% \quad (4.77)$$

式中 $i_{\text{表}}$ —— $T-i-t$ 表中降雨强度值;

i ——公式计算的降雨强度值;

$\bar{i}_j$ ——每一个重现期 $i_{\text{表}}$ 均值。

总分式误差为各个分公式误差的平均值。

(2) 北京简化法

北京简化法是在北京法的基础上提出的, 即省略选择 b 值的过程。邓培德等学者发现, 一般情况下, 在暴雨公式推求过程中 b 值常接近于 10, 且 b 在一定范围内变化对公

式的精度影响不大, 所以取 b 值为 10, 这样简化了计算过程, 节省了计算时间。此法的缺点是牺牲了部分精度。其计算过程与北京法相同, 这里不再赘述。

(3) 南京法 (CRA)

张思让等根据暴雨强度公式

$$i = \frac{A_1 (1 + C \lg T)}{(t + b)^c} \quad (4.6')$$

的图形性质, 介绍了一种简化的方法。先用“三点法”定出 c 的近似值, 而后再用最小二乘法求得参数 A , B , 此方法合理, 计算误差较小。

1) 理论依据

根据式 (4.6') 可以整理成 (4.78) 式, 它在以 $\lg T$ 为横轴, i 为纵轴的坐标纸上绘图得一直线。

$$\begin{aligned} i &= \frac{A_1 (1 + C \lg T)}{(t + b)^c} \\ &= \frac{A_1}{(t + B)^c} (1 + C \lg T) \\ &= E (1 + C \lg T) \\ &= E + F \lg T \end{aligned} \quad (4.78)$$

当 $i = 0$ 时可得公共交点 T_0 , 则 $T_0 (\lg T_0 = -1/C)$ 从降雨资料统计分析将得 $i - T$ 对应值可以得到对应各历时一组线性式

$$i = E + F \lg T \quad (T = 0.25, 0.33, 1, 2, \dots, 100) \quad (4.78')$$

但这组线性式并不具备共同辐射点, 为此用均方根方法求其 P_0 位置, 可得出公式

$$C = \sqrt{\frac{\sum F^2}{\sum E^2}} \quad (4.79)$$

式中

$$E = \frac{m \sum i \lg T - \sum i \sum \lg T}{m \sum \lg^2 T - (\sum \lg T)^2} \quad (4.80)$$

$$F = \frac{\sum i - E \sum \lg T}{m} \quad (4.81)$$

式中 i ——降雨强度;
 T ——重现期;
 m ——重现期个数。

然后得一组对应各历时具有公共辐射点的线性式:

$$i = K (1 + C \lg T) \quad (4.82)$$

$$\text{式中} \quad K = \frac{E + F}{1 + C} \quad (4.83)$$

使 (4.82) 式与 (4.6') 式有良好的拟合, 从而得参数 c 、 b 、 a 。

2) 推导过程

求 c 值

由于具有公共辐射点一组线性式有 9 个 ($t = 5, 10 \dots 120$) 而参数只有 c 、 b 、 a 3 个, 因此在 9 个线性式中, 取 3 点 ($t = 5, t = 30, t = 120$) 求解公式如下:

$$\left(\frac{i_1}{i_d}\right)^{1/c} (t_r - t_1) - \left(\frac{i_1}{i_r}\right)^{1/c} (t_d - t_1) = t_r - t_d \quad (4.84)$$

式中下标首项为 1, 中间项为 d , 末项为 r 表示如下:

$$\begin{aligned} t_1 &= 5 & t_d &= 30 & t_r &= 120 \\ i_1 &= i_5 & i_d &= i_{30} & i_r &= i_{120} \end{aligned}$$

得公式:

$$115 \left(\frac{i_5}{i_{30}}\right)^{1/c} - 25 \left(\frac{i_5}{i_{120}}\right)^{1/c} = 90 \quad (4.85)$$

此方程为一元一次方程, 解方程可得 c 值, 解方程的过程通过用计算机试算来完成, c 的初值取 0.4, 取步长为 0.001, c 值很快就能得出。

求分公式时, i_5 , i_{30} , 和 i_{120} 分别为 $T-i-t$ 表中某一重现期的暴雨强度值; 而求总分公式时, 它们可分别采用 $\bar{i}_5$, $\bar{i}_{30}$ 和 $\bar{i}_{120}$ 。也可以用各分公式的 $\bar{c}$ 作为总公式的 c 。

求 b 、 a 值

求分公式的 b 与 a 值有直接法与间接法两种。

直接法可以采用 (4.86) 和 (4.87) 式求解。先用 (4.86) 式试算求出 b , 后用 (4.87) 解出 a 。

$$\frac{\sum \frac{i}{(t+b)^c} \sum \frac{1}{(t+b)^{2c+1}}}{\sum \frac{i}{(t+b)^{c+1}} \sum \frac{1}{(t+b)^b}} = 1 \quad (4.86)$$

$$a = \frac{\sum \frac{i}{(t+b)^c}}{\sum \frac{1}{(t+b)^{2c}}} \quad (4.87)$$

间接法可以用以下两式求出 b 与 a :

$$b = \frac{\sum (i^{\frac{2}{c}+2} t^2) \sum i^{\frac{1}{c}+2} - \sum (i^{\frac{1}{c}+2} t) \sum (i^{\frac{2}{c}-2} t)}{\sum (i^{\frac{1}{c}-2} t) \sum i^{\frac{2}{c}+2} - \sum (i^{\frac{2}{c}+2} t) \sum i^{\frac{1}{c}-2}} \quad (4.88)$$

$$a = \left[\frac{\sum (i^{\frac{2}{c}-2} t^2) \sum i^{\frac{2}{c}+2} - (\sum (i^{\frac{2}{c}+2} t)^2)}{\sum (i^{\frac{1}{c}+2} t) \sum i^{\frac{2}{c}+2} - \sum (i^{\frac{2}{c}+2} t) \sum i^{\frac{1}{c}+2}} \right]^c \quad (4.89)$$

对于总公式, 可以用分公式 b 值的平均值 $\bar{b}$ 作为总公式的 b 值, 或以 b 为初值, 优化出对应误差最小的 b 值。

根据公式 (4.6'), 有

$$\begin{aligned} i &= \frac{A_1(1 + C \lg T)}{(t+b)^c} \\ &= \frac{A_1 + B \lg T}{(t+b)^c} \end{aligned} \quad (4.90)$$

$$= \frac{a}{(t+b)^c} \quad (4.91)$$

$$\text{则} \quad a = A_1 + B \lg T \quad (4.92)$$

$$\text{则} \quad A_1 = \frac{\sum \lg T \sum a \lg T - \sum (\lg T)^2 \sum a}{(\sum \lg T)^2 - n \sum (\lg T)^2} \quad (4.93)$$

$$B = \frac{\sum \lg T \sum a - m \sum a \lg T}{(\sum \lg T)^2 - m \sum (\lg T)^2} \quad (4.94)$$

$$C = \frac{B}{A_1} \quad (4.95)$$

式中 a ——各分公式计算值;

m ——计算重现期个数。

(4) 直接拟合法

此法是编制暴雨公式确定参数的最基本的方法, 即在一个三维空间内直接寻优, 确定最佳参数。在三维空间建立三维坐标分别是 c , b , a , 空间曲面上只有一点误差最小, 通过拟合的方法, 经过反复寻找即可以找到最优参数。如利用南京法的计算结果再进一步拟合, 结果更好。先固定参数 A_1 , b , c , C 范围再给定步长, 进行搜索计算, 直到找出对应误差最小的一组参数为止。

(5) 曲面最小二乘法

采用曲面最小二乘法寻求暴雨公式中的参数 A_1 、 C 、 b 、 c 的最优值, 可以用推导出的求最优值的方程式求解, 该方法必须采用计算机进行计算。对于 (4.6') 式这种类型的总公式, i 是 T 和 t 的二元函数, 所以它表示一个空间的曲面, 曲面上的点表示 i 的计算值。曲面最小二乘法的原理如下所述: 各观测点与曲面的偏差平方和的值如果最小, 则此曲面是最好的曲面。即:

$$H = \sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^m (D_{k,j})^2 = \min \quad (4.96)$$

式中 k ——重现期 T 的第 k 个点;

j ——降雨历时的第 j 个点;

n ——重现期 T 的个数;

m ——降雨历时的个数;

$D_{k,j}$ ——第 k 个重现期、第 j 个降雨历时的降雨强度计算值与观测值之差;

$$\begin{aligned} D_{k,j} &= i'_{k,j} - i_{k,j} \\ &= \frac{A_1 (1 + C \lg T_k)}{(t_j + b)^c} - i_{k,j} \end{aligned} \quad (4.97)$$

将 (4.97) 式代入 (4.96) 式, 可得:

$$H = \sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^m \left[\frac{A_1 (1 + C \lg T_k)}{(t_j + b)^c} - i_{k,j} \right]^2 = \text{最小值} \quad (4.98)$$

式中 H 是 A_1 、 C 、 b 、 c 的泛函, 当此泛函取得极小值时, 所得到的 A_1 、 C 、 b 、 c 的值即为总公式的最优参数值。根据变分法, A_1 、 C 、 b 、 c 的最优值由下列微分方程式确定:

$$\frac{\partial H}{\partial A_1} = 0 \quad (4.99)$$

$$\frac{\partial H}{\partial C} = 0 \quad (4.100)$$

$$\frac{\partial H}{\partial b} = 0 \quad (4.101)$$

$$\frac{\partial H}{\partial c} = 0 \quad (4.102)$$

即:

$$\sum \sum \left[\frac{A_1 (1 + C \lg T)}{(t+b)^c} - i \right] \frac{1 + C \lg T}{(t+b)^c} = 0 \quad (4.103)$$

$$\sum \sum \left[\frac{A_1 (1 + C \lg T)}{(t+b)^c} - i \right] \frac{A_1 \lg T}{(t+b)^c} = 0 \quad (4.104)$$

$$\sum \sum \left[\frac{A_1 (1 + C \lg T)}{(t+b)^c} - i \right] \frac{(1 + C \lg T) A_1}{(t+b)^{c+1}} = 0 \quad (4.105)$$

$$\sum \sum \left[\frac{A_1 (1 + C \lg T)}{(t+b)^c} - i \right] \frac{(1 + C \lg T) \ln(t+b) A_1}{(t+b)^c} = 0 \quad (4.106)$$

在 (4.103) ~ (4.106) 式中, 未知数都包含在二重和号内, 求解困难, 下面进行一些变换, 使之简化。

$$A_1 \sum \sum \frac{(1 + C \lg T)^2}{(t+b)^{2c}} - \sum \sum i \frac{(1 + C \lg T)}{(t+b)^c} = 0 \quad (4.107)$$

$$A_1 \sum \sum \frac{\lg T (1 + C \lg T)}{(t+b)^{2c}} - \sum \sum i \frac{\lg T}{(t+b)^c} = 0 \quad (4.108)$$

$$A_1 \sum \sum \frac{(1 + C \lg T)^2}{(t+b)^{2c+1}} - \sum \sum i \frac{(1 + C \lg T)}{(t+b)^{c+1}} = 0 \quad (4.109)$$

$$A_1 \sum \sum \frac{\ln(t+b) (1 + C \lg T)^2}{(t+b)^{2c}} - \sum \sum i \frac{\ln(t+b) (1 + C \lg T)}{(t+b)^c} = 0 \quad (4.110)$$

从 (4.107) - (4.110) 式将 A_1 解出, 并根据 A_1 相等的条件, 可得到以下的连等式:

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{\sum \sum i \frac{1 + C \lg T}{(t+b)^c}}{\sum \sum \frac{(1 + C \lg T)^2}{(t+b)^{2c}}} \\ &= \frac{\sum \sum i \frac{\lg T}{(t+b)^c}}{\sum \sum \frac{\lg T (1 + C \lg T)}{(t+b)^{2c}}} \\ &= \frac{\sum \sum i \frac{1 + C \lg T}{(t+b)^{c+1}}}{\sum \sum \frac{(1 + C \lg T)^2}{(t+b)^{2c+1}}} \\ &= \frac{\sum \sum i \frac{\ln(t+b) (1 + C \lg T)}{(t+b)^c}}{\sum \sum \frac{\ln(t+b) (1 + C \lg T)^2}{(t+b)^{2c}}} \end{aligned} \quad (4.111)$$

此连等式如果不看前面的 A_1 , 就是一个三元方程组, 其中未知数 A_1 已被消去。对

于二重和号, 有如下性质:

$$\sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^m a_k \cdot b_j = \sum_{k=1}^n a_k \sum_{j=1}^m b_j \quad (4.112)$$

利用这一性质, 可以对方程组 (4.111) 继续简化。取 (4.111) 式中的前两式相等, 由于分母中都可分解出 $\sum_{j=1}^m \frac{1}{(t+b)^{2c}}$ 项, 因此该项可以消去, 这时等式变为:

$$\frac{\sum_k \sum_i i \frac{1 + C \lg T}{(t+b)^c}}{\sum_k (1 + C \lg T)^2} = \frac{\sum_k \sum_i i \frac{\lg T}{(t+b)^c}}{\sum_k \lg T (1 + C \lg T)} \quad (4.113)$$

现令:

$$\begin{aligned} u_1 &= \sum_k \lg T_k & u_2 &= \sum_k \lg^2 T_k \\ V_1 &= \sum_k \sum_j \frac{i_{k,j}}{(t_j+b)^c} & V_2 &= \sum_j \frac{1}{(t_j+b)^{2c}} \\ V_3 &= \sum_j \frac{\ln(t_j+b)}{(t_j+b)^{2c}} & V_4 &= \sum_k \sum_j i_{k,j} \frac{i_{k,j}}{(t_j+b)^{c+1}} \\ V_5 &= \sum_j \frac{1}{(t_j+b)^{2c+1}} \end{aligned} \quad (4.114)$$

$$W_1 = \sum_k \sum_j \frac{i_{k,j} \lg T_k}{(t_j+b)^c}$$

$$W_2 = \sum_k \sum_j \frac{i_{k,j} \ln(t_j+b)}{(t_j+b)^c}$$

$$W_3 = \sum_k \sum_j \frac{i_{k,j} \lg T_k \ln(t_j+b)}{(t_j+b)^c}$$

$$W_4 = \sum_k \sum_j \frac{i_{k,j} \lg T_k}{(t_j+b)^{c+1}}$$

则 C 可以表示为:

$$C = \frac{u_1 V_1 - c W_1}{u_1 W_1 - u_2 V_1} \quad (4.115)$$

取 (4.111) 式的 1、4 两式相等, 并从分母中消去 $\sum_k (1 + C \lg T)^2$ 项, 可得:

$$\frac{\sum_k \sum_i i \frac{1 + C \lg T}{(t+b)^c}}{\sum_j \frac{1}{(t+b)^{2c}}} = \frac{\sum_k \sum_i i \frac{\ln(t+b)(1 + C \lg T)}{(t+b)^c}}{\sum_j \frac{\ln(t+b)}{(t+b)^{2c}}} \quad (4.116)$$

经简化和整理, 可解出 C :

$$C = \frac{V_2 W_2 - V_1 V_3}{V_3 W_1 - V_2 W_3} \quad (4.117)$$

取式的 1、3 两式相等, 并从分母中消去 $\sum_k (1 + C \lg T)^2$ 项, 可得:

$$\frac{\sum_k \sum_i i \frac{1 + C \lg T}{(t+b)^c}}{\sum_j \frac{1}{(t+b)^{2c}}} = \frac{\sum_k \sum_i i \frac{1 + C \lg T}{(t+b)^{c+1}}}{\sum_j \frac{1}{(t+b)^{2c+1}}} \quad (4.118)$$

经简化和整理, 从中解出 C :

$$C = \frac{V_2 V_4 - V_1 V_5}{V_5 W_1 - V_2 W_4} \quad (4.119)$$

由 (4.115)、(4.117) 式相等以及 (4.115)、(4.119) 式相等可得:

$$\frac{u_1 V_1 - c W_1}{u_1 W_1 - u_2 V_1} = \frac{V_2 W_2 - V_1 V_3}{V_3 W_1 - V_2 W_3} \quad (4.120)$$

$$\frac{u_1 V_1 - c W_1}{u_1 W_1 - u_2 V_1} = \frac{V_2 V_4 - V_1 V_5}{V_5 W_1 - V_2 W_4} \quad (4.121)$$

(4.120)、(4.121) 式可以改写为:

$$F_1(c, b) = (u_1 V_1 - c W_1)(V_3 W_1 - V_2 W_3) - (u_1 W_1 - u_2 V_1)(V_2 W_2 - V_1 V_3) \quad (4.122)$$

$$F_2(c, b) = (u_1 V_1 - c W_1)(V_5 W_1 - V_2 W_4) - (u_1 W_1 - u_2 V_1)(V_2 V_4 - V_1 V_5) \quad (4.123)$$

(4.122)、(4.123) 式是以 c 、 b 为未知数的二元方程组, 从中解出 c 、 b 值之后, 再由 (4.115) 式求出 C , 由 (4.111) 式求出 Λ_1 , 则总公式的 4 个参数就全部解出, 所得到的结果即为最优值。

由于 (4.122)、(4.123) 式是二元超越方程组, 而且未知数 c 、 b 都包含在二重和号内, 无法求出关于 c 、 b 的显式解析式。它可以采用“对角线法”求解。

“对角线法”的几何意义如下: 以 c 为横坐标, b 为纵坐标, 建立平面直角坐标系, $F_1(c, b) = 0$ 和 $F_2(c, b) = 0$ 是第 I 象限内的两条曲线, 两曲线交点 $R(c, b)$ 的横、纵坐标即表示待求的 c 、 b 值。给定 c 的两个初值 c_1 和 c_2 。初值 c_1 和 c_2 应力求接近曲线交点的横坐标 c 值, 它们可以采用以下几种方法之一确定:

1) 根据已有近似公式的 c 值, 适当地扩大范围, 下限取为 c_1 , 上限取为 c_2 ;

2) 任意给定一组 c 值, 由方程组 (4.122)、(4.123) 可以算出相对于 F_1 和 F_2 的两组 b 值, 这两组对应的 b 值之差符号改变处的两个 c 值, 即作为 c_1 和 c_2 。利用方程组 (4.122)、(4.123), 由 c_2 可求出 A 点和 B 点的纵坐标 b_1 和 b_3 , 由 c_1 可求出 C 点和 D 点的纵坐标 b_2 和 b_4 。

如果 $(b_1 - b_3)(b_2 - b_4) > 0$, 则说明 c_1 和 c_2 在交点的同侧, 需要重新选择 c_1 和 c_2 的值; 反之, 则说明 c_1 和 c_2 分别在交点的异侧。这时 A 、 B 、 C 、 D 4 点组成一个梯形, 以梯形对角线交点作为结果的第一次近似值。设交点的横坐标为 c_3 , 则由三角形相似可得下式:

$$\frac{b_1 - b_3}{b_4 - b_2} = \frac{c_3 - c_1}{c_2 - c_3} \quad (4.124)$$

从中可以解出 c_3 :

$$c_3 = \frac{c_2(b_1 - b_3) - c_1(b_2 - b_4)}{b_1 - b_2 - b_3 + b_4} \quad (4.125)$$

由 c_3 再求出 E 、 F 点的纵坐标 b_5 、 b_6 。如果 $(b_5 - b_6)(b_2 - b_4) < 0$, 则以 $EFCD$ 为梯形, 求其对角线交点, 作为第二次近似值; 反之, 则以 $ABEF$ 为梯形, 求其对角线交点, 作为第二次近似值。以此类推, 直至精度满足要求为止。

在“对角线法”寻优过程中可采用“弦截法”求 b ，方法如下：

1) 取两个不同点 b_1 、 b_2 ，如果 $f(b_1)$ 与 $f(b_2)$ 符号相反，则 (b_1, b_2) 区间内必有一个根。如果 $f(b_1)$ 与 $f(b_2)$ 符号相同，则应改变 b_1 、 b_2 ，直到 $f(b_1)$ 与 $f(b_2)$ 异号为止。应该注意 b_1 与 b_2 的值不要相差太大，以保证 (b_1, b_2) 区间内只有一个根。

2) 连接 $f(b_1)$ 与 $f(b_2)$ 两点，此弦交 b 轴于 b_3 。 b_3 点的坐标可用下式求出：

$$b_3 = \frac{b_1 f(b_2) - b_2 f(b_1)}{f(b_2) - f(b_1)} \quad (4.126)$$

再由 b_3 求出 $f(b_3)$ 。

3) 若 $f(b_3)$ 与 $f(b_1)$ 同符号，则根必在 (b_3, b_2) 区间内，此时将 b_3 作为新的 b_1 。如果 $f(b_3)$ 与 $f(b_2)$ 同符号，则表示根在 (b_1, b_3) 区间内，将 b_3 作为新的 b_2 。

4) 重复2)和3)，直到 $|f(b_3)| < \varepsilon$ 为止，其中 ε 为一个很小的数。此时可认为 $f(b_3) \approx 0$ 。

(6) 同济大学法

根据 $T-i-t$ 表求暴雨强度公式

$$i = \frac{a}{(t+b)^c} \quad (4.6)$$

中参数 a 、 b 、 c 的过程相当于曲线拟合，可以通过解超定非线性方程组而求得。

经过推导得

$$A\Delta C + B = 0 \quad (4.127)$$

式中 A 、 ΔC 和 B 分别为矩阵。

$$A = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{bmatrix} \quad (4.128)$$

其中

$$a_{11} = \sum_{j=1}^m \left[\frac{-1}{(t_j + b_0)^{c_0}} \right]^2 \quad (4.129)$$

$$a_{22} = \sum_{j=1}^m \left[\frac{c_0 a_0}{(t_j + b_0)^{c_0 + 1}} \right]^2 \quad (4.130)$$

$$a_{33} = \sum_{j=1}^m \left[\frac{a_0 \ln(t_j + b_0)}{(t_j + b_0)^{c_0}} \right]^2 \quad (4.131)$$

$$a_{12} = a_{21} = - \sum_{j=1}^m \frac{c_0 a_0}{(t_j + b_0)^{2c_0 + 1}} \quad (4.132)$$

$$a_{13} = a_{31} = - \sum_{j=1}^m \frac{a_0 \ln(t_j + b_0)}{(t_j + b_0)^{2c_0}} \quad (4.133)$$

$$a_{23} = a_{32} = \sum_{j=1}^m \frac{a_0^2 c_0 \ln(t_j + b_0)}{(t_j + b_0)^{2c_0 + 1}} \quad (4.134)$$

式中 a_0 、 b_0 、 c_0 ——分别为公式(4.6)中参数 a 、 b 、 c 的初值；

t_j ——第 j 个历时；

m ——计算历时个数。

$$\Delta C^T = [\Delta a, \Delta b, \Delta c] \quad (4.135)$$

$$B^T = [b_1, b_2, b_3] \quad (4.136)$$

$$\text{式中 } b_1 = \sum_{j=1}^m \frac{-1}{(t_j + b_0)^{c_0}} \left[i_j - \frac{a_0}{(t_j + b_0)^{c_0}} \right] \quad (4.137)$$

$$b_2 = \sum_{j=1}^m \frac{c_0 a_0}{(t_j + b_0)^{c_0 + 1}} \left[i_j - \frac{a_0}{(t_j + b_0)^{c_0}} \right] \quad (4.138)$$

$$b_3 = \sum_{j=1}^m \frac{a_0 \ln(t_j + b_0)}{(t_j + b_0)^{c_0}} \left(i_j - \frac{a_0}{(t_j + b_0)^{c_0}} \right) \quad (4.139)$$

式中 i_j —— $T-i-t$ 表中某一重现期第 j 历时的暴雨强度值。

求分公式参数时, 给定初值 a_0 、 b_0 、 c_0 , 可用 (4.127) 式求出修正值 Δa 、 Δb 、 Δc , 经修正初值后再代入 (4.127) 式求出第二次修正值, 重复以上过程直至修正小于规定误差为止。

$$\text{即: } C = C_0 + \Delta C \quad (4.140)$$

$$|\Delta C| < \varepsilon \quad (4.141)$$

为了加快迭代收敛速度和放宽对初值的要求, 可以引入步长因子 ω 以提高算法效果。

$$C = C_0 + \omega \Delta C \quad (4.142)$$

为了保证 (4.127) 式在线性化时出现病态不影响求解过程, 可通过加阻尼因子的方法解决。

$$(A + \mu I_n) \Delta C + B = 0 \quad (4.143)$$

式中 μ ——阻尼因子;

I_n —— n 阶单位矩阵。

求出各分公式后, 可以用各分公式参数的平均值 $\bar{b}$ 和 $\bar{c}$ 作为总公式的参数 b 和 c , 之后对各分公式的 a 用最小二乘法 (4.93)、(4.94)、(4.95) 和 (4.92) 式, 求出总公式的 a 。

也可以用每一历时各个重现期暴雨强度的平均值 $\bar{i}$ 代替 i_j , 用 (4.127) 式求出总公式的 b 和 c , 求 a 方法同上。

(7) 各种方法选取最优参数分析

本章叙述了六种推求暴雨公式方法的基本原理, 各种方法也各有其特点, 结果误差也不同。

从总公式误差上看, 直接拟合法误差最小, 南京法的误差较小, 北京法次之, 北京简化法误差最大。

从单一重现期来看, 这几种方法都能满足要求, 其误差情况与总公式类似, 这里不再赘述。

从计算时间方面来看, 南京法用时最少, 北京法和北京简化法次之, 而拟合法所用机时最长。

4.2.5 芝加哥合成暴雨过程线

Keifer 和 Chu 为了在芝加哥进行雨水管网系统研究, 提出了一种合成雨量过程线。他们推荐用与均匀降雨相同平均强度的暴雨生成雨量过程线, 并且在所选择的时间内造峰, 造峰之前的湿度条件与产生最大径流强度有关。雨量过程线的形状对任何暴雨历时的降雨均适用, 只是平均强度不同。

根据历时与平均暴雨强度的经验关系（对任何所选择的频率），有：

$$i = \frac{a}{(b + t_d)^c} \quad (4.144)$$

式中 i ——历时 t_d 的平均暴雨强度；

a 、 b 、 c ——常数。

历时为 t_d 的暴雨总降雨量为：

$$H = i \cdot t_d = \frac{at_d}{(b + t_d)^c} \quad (4.145)$$

则 t 时刻的瞬时降雨强度为：

$$i = \frac{dH}{dt} = \frac{a[(1-c)t + b]}{(t + b)^{c+1}} \quad (4.146)$$

这是与降雨平均强度相同的瞬时降雨量过程线，其雨峰在暴雨的开始阶段，然而这有点脱离现实。

可以重新修正雨量过程线使之在降雨开始后其历时的某一比例 r 处形成雨峰。当降雨历时为：

$$t = t_b + t_a \quad (4.147)$$

其中 t_b 为峰前降雨历时， t_a 为峰后降雨历时。则

$$t = \frac{t_b}{r} = \frac{t_a}{1-r} \quad (4.148)$$

分别代入 (4.146) 式，有

$$i_b = \frac{a \left[\frac{(1-c)t_b}{r} + b \right]}{\left[\left(\frac{t_b}{r} \right) + b \right]^{c+1}} \quad (4.149)$$

$$i_a = \frac{a \left[\frac{(1-c)t_a}{1-r} + b \right]}{\left[\frac{t_a}{1-r} + b \right]^{c+1}} \quad (4.150)$$

这就获得了在时刻 rt 形成雨峰的合成雨量过程线。雨量过程线与强度历时曲线一样，对任一降雨历时都具有相同的平均强度。图 4.10 画出了所产生的雨量过程线的形状。要使用的 r 值必须由所考虑地区的前期湿度条件决定。在芝加哥应用的 r 值为 0.375。

该技术的价值在于仅需要一个雨量过程线就可以获得排水系统任一点的设计流量。只要已知应用雨量过程线之处的汇水时间，根据公式 (4.149) 和 (4.150) 就能正确地求得平均强度值。降雨过程线被定义为非均匀过程，但要想在所有情况下都能表示真实雨阵却是不可靠的。

4.2.6 英国《洪水研究报告》推荐的降雨过程线

随着 60 年代初期暴雨排水设计方法的改进，需要一系列更有代表性的暴雨分布图。从 Cardinton 降雨实验得出的结果被用来构造一系列设计暴雨分布以代替现在称为“运输和道路研究实验所水文过程线方法”。这些分布图通过将纵坐标表示为峰值的比值，然后对各次暴雨资料的无因次纵坐标求平均，这种合成的分布曲线，稍有不对称，King 对这

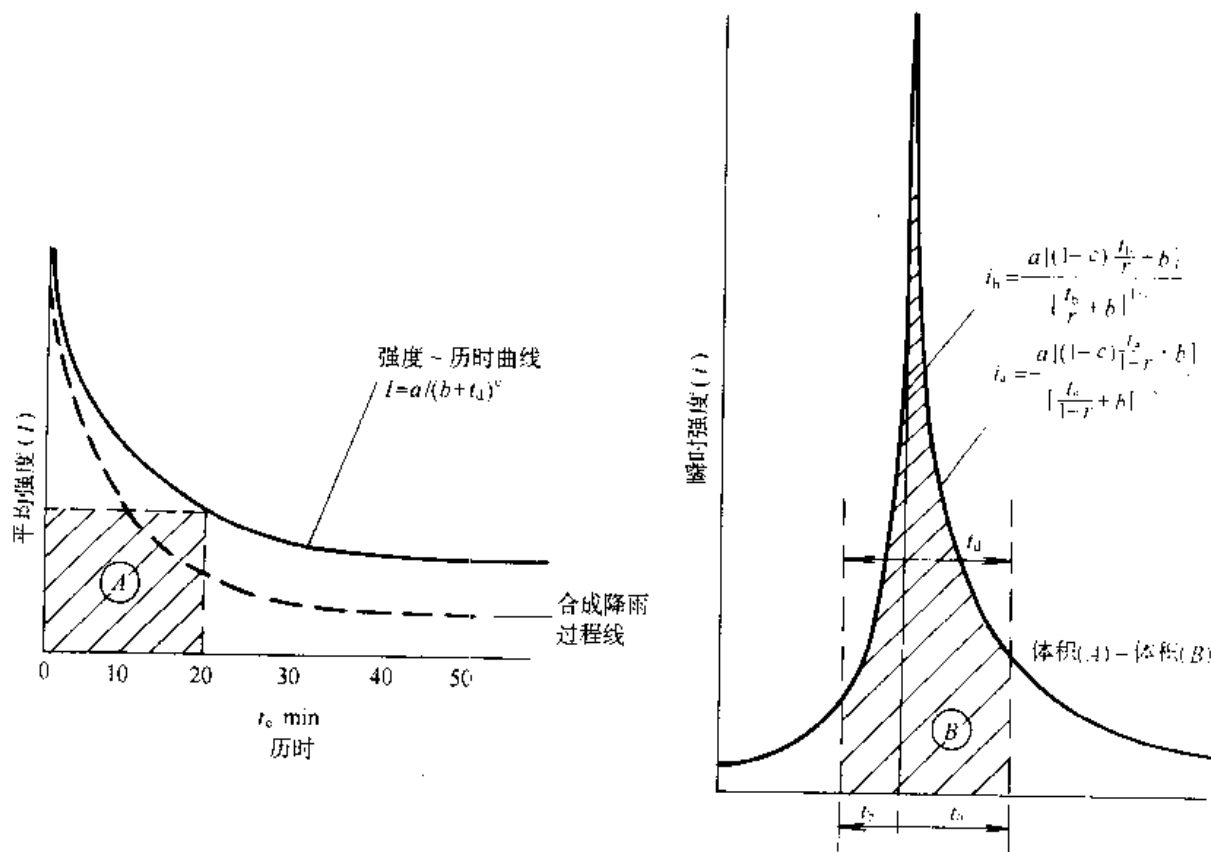


图 4.10 芝加哥设计暴雨过程线

些分布曲线拟合成了两个方程式:

$$i = K \exp\left\{\frac{-t^{0.75}}{4}\right\} \quad (4.151)$$

$$i = K \exp\left\{\frac{-t}{7}\right\} \quad (4.152)$$

式中 i ——由峰轴起算的时间 t (min) 的瞬时降雨强度;

K ——取决于重现期的常数。

《洪水研究报告》不同百分比峰值的暴雨分布图如图 4.11 和图 4.12 所示。各种情况下, 这些分布均可与道路简编第 35 辑第二版中给出的“运输和道路研究所”流量过程线法作出的新的设计暴雨分布图相对比。后者可作为《洪水研究报告》中分布图的简化, 并且不计历时峰度的变化。结果, 有可能引起分布图形状的显著变化, 如图 4.11 和图 4.12 所示。因此, 这些简化的分布图只能用于初步设计计算而不能用在调节池的设计等库容影响很重要之处。

从降雨记录中提取有代表性的降雨时间分布的复杂性, 促使一些人去寻求基于几何图形的更简单的设计雨量过程线图, 例如颜本琦和周文德提出了三角形暴雨分布图。他们指出, 一旦暴雨历时和平均强度给定以后, 只要确定了雨量过程线面积的一阶矩, 其面积形状即可确定。然而, 这种近似法的效果又依赖于使用该分布图的洪水计算方法和选择其他主要设计变量的方式。

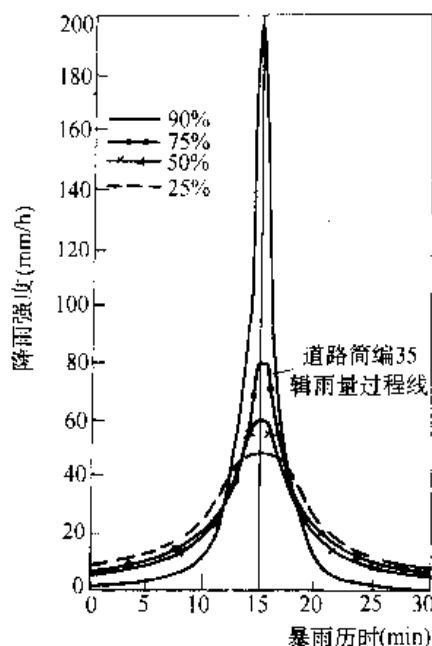


图 4.11 《洪水研究报告》暴雨分布图
($t_d = 30\text{min}$, $T = 1\text{a}$)

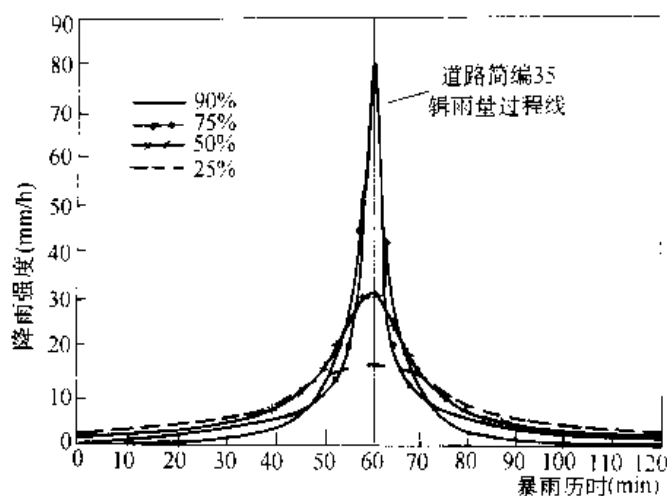


图 4.12 《洪水研究报告》暴雨分布图
($t_d = 120\text{min}$, $T = 1\text{a}$)

4.3 径流损失

4.3.1 截留和损失

到达地面雨水的相当部分并不产生径流。损失过程可以是不可逆损失，如蒸发或蒸腾；也可以返回到河流，如地下水；也可以储存在洼地或地表。如果要估计完整的降雨径流过程，就必须正确地模拟损失函数。

(1) 蒸发和蒸腾

蒸发包括水的汽化和从径流表面或水坑表面的损失。蒸发主要取决于暴露表面的面积与状况，也与温度、阳光辐射、风、大气压力和水中的杂质量有关。平均年蒸发量从寒冷潮湿地区的 200mm 到热带干燥地区的 2000mm。高峰蒸发率可达 0.3mm/h。表面的蒸发速度还取决于地表的形式和性质，如铺砌地表、多孔渗水地表或植被地表。流域某一区域的蒸腾损失与相同地区自由表面的蒸发损失经常有相同的数量级。

虽然蒸发率与降雨强度相比很小（如小雨也可能超过 10mm/h），但是蒸发过程连续发生，所以对大流域或长汇水时间的流域，总的损失可能非常大。

应该特别注意在解释蒸发器蒸发量的数值时，湖面蒸发量仅为相似条件蒸发器蒸发量的 65%~80%。这是由辐射影响和温度差别造成的。

(2) 截留

降雨的一部分将保留在植物和其他表面之上。所保留水的最大值取决于表面张力和所暴露的表面面积。虽然截留量与降雨历时有关，但是一般将其包括在初始损失之中。树的截留量可以从 2mm 到 10mm。

(3) 洼地蓄水

多数的天然地表都将截留一部分雨水。最大可能蓄水量取决于地表性质，光滑的平水

泥地面在产生径流前只能保持 1mm 的水，而耕地则可以保持数 mm 的水。这样保持的水最终可以蒸发或渗入地下。蓄水坑可以渐渐地放出所蓄的水到径流中，这类似于有蓄水深度和出流率之间关系的蓄水演算。洼地蓄水如果能全部排出，则类似于人工调节池；若有暂时蓄水，则类似于蓄水池。对于短历时暴雨，蓄水池和调节池对洪峰的影响相同。实际上，在许多情况下区分它们之间的差别是困难的。

总的洼地蓄水损失对于草坪可高达 10mm 或甚至已经观测到了在植物密集地区有可以高达 25mm 的记录。有报告说 (Hicks, 1944)，对于砂地通常使用 5mm，草坪 4mm，粘土地 3mm，其变化范围在铺砌区的 1mm 到公园的 10mm 之间。

(4) 渗水

降落在渗水地表或流经渗水地表的雨水，其渗水速度率受表面透水能力和土壤孔隙率控制。初始渗水速率取决于土壤含水量。由于孔隙被充满与地下水位上升，在降雨过程中渗水速率将随时间而减少。渗水速率的衰减可由霍顿 (Horton) 公式表示：

$$f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \quad (4.153)$$

式中 f —— t 时刻渗水速率；

k ——衰减系数；

f_c ——平衡渗水能力；

f_0 ——初始渗水能力。

f_c 可由 1h 渗水速率近似代替，其值为：粘土 0.2~2.0mm/h，砂质粘土 2~10mm/h 和砂土 12~25mm/h。植被可以使这些值增加许多倍，耕种的砂土地该值可能达到 200mm/h。 f_0 的值在从裸露的粘土的 200mm/h 到耕种的砂壤土的 900mm/h 之间变化。

对衰减渗水过程的简化可以近似采用不变常数损失的假设。该假设对于大流域和长降雨历时或几乎不渗水的深孔土壤是合理的。恒定渗水速率一般用 μ 表示。它可以由计算降雨过程的平均损失来确定。对于随时间变化的降雨输入，这可能是很复杂的。一种较好的近似方法就是先扣除初损，然后再用平均损失率。

实际上，降雨、损失、流域调节和退水等之间的关系是很复杂的。从降雨中扣除损失就可以得一以净降雨过程线或净降雨速率作为输入，在整个流域上叠加，并且演算，就可以产生输出流量过程线。在有地下水渗入时，流量过程线中一定要加上地下水的影响。

4.3.2 估计损失的 SCS 法

地表滞蓄水量和渗水量主要是土壤类型和覆盖特性的函数。美国土壤保护局 (SCS) 划定了很宽范围的土壤类型，并且根据下面的原则把土壤类型划归成 CN 值。

在降雨开始之后，地下蓄水渐渐增加，直到变成饱和状态为止。这时，净降雨强度 (径流) 变得与降雨强度相等 (参见图 4.13)。于是，随着蓄水达到饱和，降雨的径流比例不断增加。如果它们成比例增加，则：

$$Q/H = S/S_s \quad (4.154)$$

式中 Q ——径流量；

H ——降雨量；

S ——流域进入地下的蓄水量；

S_s ——饱和蓄水量。

以上单位均为 mm 或深度单位。

流特性曲线系数 (前期湿度条件 Z, 初损为 $0.2S_p$)

(引自 Wanielista, 1978)

表 4.1

土 地 用 途	水文学土壤分类			
	A	B	C	D
耕作用地				
没有资源保护处理	72	81	88	91
有资源保护处理	62	71	78	81
牧场或放牧用地				
条件差	68	79	86	89
条件好	39	61	74	80
牧草种植地				
条件好	30	58	71	78
树林或森林用地				
细砂, 覆盖差, 没有护根	45	66	77	83
覆盖好	25	55	70	77
空地, 草坪, 公园高尔夫球场, 墓地等				
条件好, 草覆盖 75% 或更多	39	61	74	80
条件一般, 草覆盖 50%	49	69	79	84
商业区 (85% 面积不透水)	89	92	94	95
工业区 (72% 面积不透水)	81	88	91	93
居住区				
占地面积 (m^2)	不透水百分比			
< 500	65			
1000	40			
1500	30			
2000	25			
4000	20			
铺砌停车场, 屋顶, 机动车道等	98	98	98	98
街道和公路				
有凸面和雨水道的铺砌路面	98	98	98	98
卵石或炉灰铺砌路面	76	85	89	91
土路	72	82	87	89
都市条件				
裸露地表	77	86	91	94
花园和种植区的小路	72	81	88	91
好的草地 (透水地表占 75% 以上)	39	61	74	80
较好的草地 (透水地表占 50% ~ 75%)	49	69	79	84
较差的草地 (透水地表在 50% 以下)	68	79	86	89
较好的树林	36	60	73	79

SCS 水文学土壤分类

表 4.2

土壤类型	描 述
A	可能的最低径流, 包括带有一点淤泥和粘土的深砂层, 有很深的透水卵石
B	可能产生中等较低径流, 多数为砂土但比 A 浅, 这种土壤在湿了以后也具有平均渗水速率以上的值
C	可能产生中等较高径流, 上层浅并且含有相当数量的粘土和胶质物质, 但比 D 组低, 在饱和以后具有比平均渗水速率低的值
D	可能的最高径流量, 多数为高膨胀百分比的粘土, 这类土还包括接近地表几乎不透水的次水平层的浅土层

CN 调整值

表 4.3

含水条件 2 的 CN 值 (平均值)	条件 1 干土但没有到枯点	条件 3 前期湿度条件高
100	100	100
98	87	98
90	78	96
85	70	94
80	63	91
75	57	88
70	51	85
65	45	82
60	40	78
55	35	74
50	31	70
45	26	65
40	22	60
35	18	55
30	15	50

都市流域不透水区域的径流 CN 值

(湿度条件 2)

表 4.4

不透水面积百分数	CN 值
100	98
90	97.5
80	97
70	96.5
60	96
55	95
50	94
45	93
40	92.5
35	91
<30	91

此处假设 S 为均匀渗水量 f 加上蒸发量 E 再加上蒸腾量 T 。

$$\text{则} \quad S = H - Q \quad (4.155)$$

$$\text{因此} \quad \frac{Q}{H} = \frac{H - Q}{S_s} \quad (4.156)$$

$$\text{或} \quad Q = \frac{H^2}{H + S_s} \quad (4.157)$$

SCS 根据很宽范围的土壤类型估算初始损失 IA 为 $0.2S_s$ 。由其他学者建议的数值要比这个值小。使用 SCS 值, 再考虑初损就能得到:

$$Q = \frac{(H - 0.2S_s)^2}{H + 0.8S_s} \quad (4.158)$$

如果 $H < 0.2S_s$, 则

$$Q = 0 \quad (4.159)$$

SCS 对不同的土壤类型确定了 CN 值 (曲线编号), 最大土壤蓄水量为 (用 mm 表示):

$$S_s = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (4.160)$$

因此
$$CN = \frac{25400}{S_s + 254} \quad (\text{SI 制}) \quad (4.161)$$

不同地表覆盖的 CN 值列于表 4.1 中。不同种类的土壤有不同的曲线数, 如表 4.2 中一组 A、B、C、D 表示。还有前期土壤湿度调整值 (表 4.3) 和都市流域不透水面积百分数 (表 4.4)。

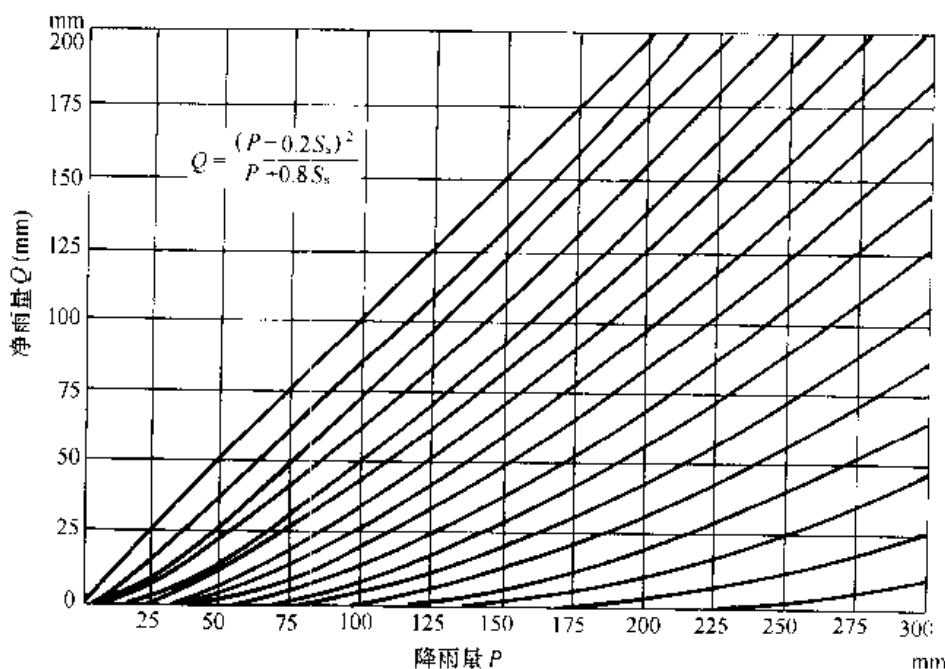


图 4.13 根据 CN 值确定的净雨量

4.4 径 流

4.4.1 地表径流

(1) 产流过程

当降雨开始时, 部分雨量被植物枝叶和建筑物截留, 超过截留量的雨水落于地面与屋面之上, 部分雨量汇集在低洼地区形成积水。截留量与洼地蓄水量之和称为初始损失。超过初始损失的雨量一部分在透水地表上渗入地下, 剩余部分产生地表径流。地表径流雨水从上游流向下游, 最后通过道路边沟流入雨水口, 进入地下管网系统或进入明渠排水系统。

(2) 流量过程线

随着暴雨而产生的流域出流量不断增加, 达到洪峰流量后接着退水。流量与时间的关系绘成图就得到了流量过程线。流量过程线的形状是许多因素的函数, 包括降雨特性和流域地形特点。上升段是净雨率或径流的函数。初期会有洼地蓄水和渗透损失, 应从降雨输

入中减去。随着暴雨的继续,这部分损失则会变小。由于最初流量过程线呈指数增长,因此流量也不断增加。在某些情况下,流域最远点的径流也会流达出水口,并且径流平衡状态是明显的。当降雨停止时,流量过程线将开始降落。径流会渐渐地减少。不断地地表损失会使出流量很快减少到零。另一方面,地下水位会升高到一定程度,含水层向下游段补水。

邻近流域会向共有的下游段供水。那么,这些流量会对同一河渠起作用。在连接点,由回水造成的蓄水影响常被忽略。事实上,假设要合成流量过程线在同一时刻任一点都可以直接相加,以生成新的流量过程线。接着可以把这个流量过程线向下游演算,同时考虑渠道蓄水影响和系统要考虑的排水特性,就可以得到一个新的流量过程线。

流量过程线理论可以在很大程度上用来估算以地区为基础的径流量。理论的应用基础为流域的降雨-径流关系是线性的。这样,与一定历时 2cm 净雨相应的流量过程线的纵坐标假设等于相同历时 1cm 净雨产生的流量过程线纵坐标的 2 倍。实际上,单位流量过程线是构成同一流域上任何降雨的流量过程线的原始基础。通常,单位线是单位历时的(例如 1h)降雨的反应。那么,2h 单位线就等于两个接着的单位线纵坐标的和,一个单位线滞后于另一个 1h,除以 2 以后可以得到 2h 与 1cm 降雨的单位流量过程线。

不断地滞后相加 1h 流量过程线的方法就能获得一组无限历时降雨的流量曲线。产生的曲线被称为“S 曲线”(图 4.14)。

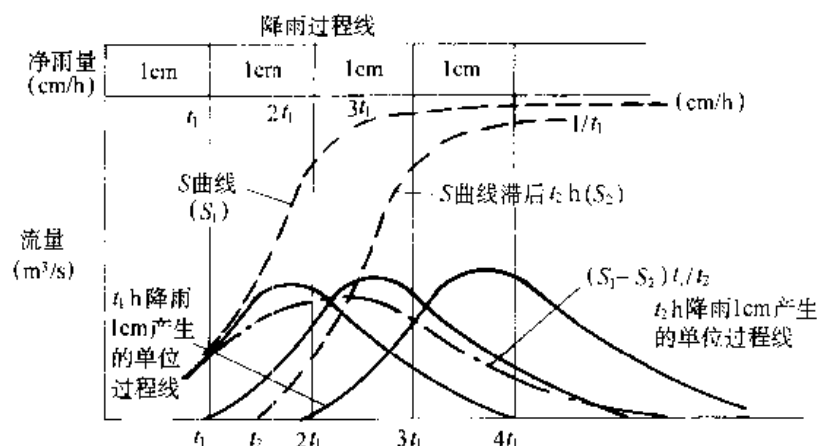


图 4.14 由单位线派生的 S 曲线

为了获得 M 小时降雨的流量过程线,可以把两个 S 曲线的纵坐标相减而得到,其中一个滞后于另一个 Mh 。为了获得 Mh 与 Ncm 降雨的流量过程线,产生的差值应乘以 N/M 。

这一方法不适合于小流域。临界降雨历时一般都比 1h 小,并且在 S 曲线相减和乘以 N/M 时误差可能被放大,摆动 S 曲线甚至会产生负的流量过程线纵坐标,线性假设不再适用。实际上,任何流域单一的单位过程线的一般概念为总体简化。考虑到农村流域的不确定性和不可知性,这种(单位线)技术经常采用。但是,如果应用到都市系统就能导致错误,这是由于没有考虑到铺砌,建筑、运河或蓄水的影响。

(3) 雨水口流量过程线

雨水口流域的大小、形状、地表复盖种类等特性在不同地区是不同的,在同一个排水系统内也有一定差别。北京百万庄小区部分雨水口流域特性见表 4.5。

雨水口流域特性表

表 4.5

汇水面积 观测井号 地表种类 (m ²)	44	52	48	49	50	51	备 注
屋面	449	412	2338	837	1019	1008	
沥青路面	291	0	1428	465	201	314	
混凝土地面	727	54	1114	271	172	156	
绿地	640	352	1283	265	280	121	
土地面	103	399	501	85	0	395	
焦渣地面	81	76	84	82	758	375	
草地花畦	148	69	2203	180	415	964	
砖地	0	0	0	100	100	0	
合计总面积	2439	1362	8951	2285	2765	3333	

雨水口流域具有汇水面积小（一般不超过 10^4m^2 ）、地表覆盖种类复杂和流域边界不明显等特点。

可以采用第5章介绍的方法求雨水口流域的流量过程线。Yen 等推荐用推理公式法求过程线最大流量，并假设为底边为二倍汇水时面的三角形。

采用瞬时单位线法可以得到满意的结果。当假设雨水口流域为线性系统时，每一个单位时段的降雨就相当于给线性汇水系统施加一个脉冲，通过 n 个线性水库后流入雨水口，则可以用下式表示瞬时单位线

$$U(0, t) = \frac{1}{k\Gamma(n)} \left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} e^{-\frac{t}{k}} \quad (4.162)$$

式中 $\Gamma(n)$ ——伽马函数；

n ——相当于水库数或调节次数；

k ——相当于流域汇水时间的参数，(min)。

参数 n 和 k 反映了流域对瞬时入流的反应，决定了 n 和 k 则瞬间单位线可求。 n 和 k 与流域特性和降雨过程有关，可用下式求得：

$$n = \frac{(M_Q - M_I)^2}{N_Q - N_I} \quad (4.163)$$

$$k = \frac{N_Q - N_I}{M_Q - M_I} \quad (4.164)$$

式中 M_Q, M_I ——分别为实测流量过程线和降雨过程线的一阶原点矩；

N_Q, N_I ——分别为实测流量过程和降雨过程的二阶中心矩。

根据北京百万庄观测小区降雨径流资料获得的一组参数为

$$\begin{cases} n = 0.9308 \\ k = 9.8564 \end{cases}$$

适用于汇水流域面积小于 $2 \times 10^4\text{m}^2$ ，地面坡度为 $0.0015 \sim 0.005$ 和不透水地表占 50% 左右的城市雨水口流域。

瞬时单位线可以通过 S 曲线法转换成雨水口单位过程线。

4.4.2 管网汇流

城市排水管网是人工的降雨径流排水系统。与天然河网相比其边界条件和初始条件具

有可知性。另外，由于一般降雨都具有有限的降雨历时，且降雨强度在时程上的分布是不均匀的，所以其入流是非恒定流，并且具有突涨突落的特点。管网的汇水过程一般为非恒定非均匀流，但有时也可以简化为恒定均匀流进行计算。管网内的水流一般为重力流，在水量过大时也可以转变为压力流。

当地面汇流计算结束后，管网的入流即为已知。一般不考虑雨水在管网内的渗漏损失。管网内的水流从上游向下游汇集，从出水口排入受纳水体。

管网汇流的计算机模拟方法详见第7章和第8章。

第5章 雨水管渠的常规设计方法

5.1 概 述

雨水管渠设计过程的主要步骤就是估算排水管渠断面的尺寸。为了进行这项工作，工程师需要估算雨水管渠的排水量。本章介绍的方法是确定设计流量进行雨水管网设计的基本方法。应用设计地区可提供的降雨资料，工程师就能选择降雨强度，并且可以把它转换成特定流域的径流率。

这里介绍的方法基于一定的限定假设条件，主要的是假设任何流域在设计条件下产生的径流流到流域出口都具有唯一的汇水时间，这一方法最后成为所谓的推理公式法。不管它的限定条件，这个方法一般能给出合理的答案。在特定条件下的推理公式法应用简单，并且容易理解公式所包含的内涵。虽然在西方发达国家它仅能用于初步设计，但技术设计和施工图设计中接着用更复杂的方法和计算机模型进行模拟计算经常是可行的。

5.2 推理公式法

5.2.1 推理公式法

推理公式由爱尔兰工程师 Mulvaney 1851 年推荐，Kuich Ling 1889 年第一次用于美国，劳依德-达维斯 1905 年用于英格兰。劳依德-达维斯 (Lloyd - Davies) 把这一方程和净雨的经验方程式一起使用，以构成流域面积和径流率之间的关系。推理公式为：

$$Q = CiA \quad (5.1)$$

式中 Q ——流量；

i ——降雨强度；

A ——流域面积。

都用适合的（不矛盾的）单位。

这样，如果 A 为 m^2 和 i 为 m/s ，那么 Q 就是 m^3/s 。 C 为无量纲系数，通常比 1 小。因此， C 一般定义为洪峰径流强度与产生洪峰径流的降雨强度的比值。根据流域特性选择的 C 值列于表 5.1。

虽然 C 可以表示成径流体积与降雨体积之比，一般称为洪量径流系数，但不能直接应用于推理公式。 C 为假设流域水力平衡时，特定重现期的洪峰径流强度与同重现期平均降雨强度的比，一般称为洪峰径流系数。

可以从流域的简单矩形模型获得流量过程线形状（图 5.1）。

如果雨不断的下，那么径流最后等于净雨率乘以流量平衡的流域面积。最初，径流随汇水面积的不断增加而增加，这样在任何时刻 t ，汇水流域的长度为 x ，则径流率为

$CiAx/L$, L 为流域总长度。

推理公式系数 C

表 5.1

城市流域	C	地 表	C
城市	0.7~0.9	沥青铺砌	0.7~0.9
郊区商业区	0.5~0.7	屋顶	0.7~0.9
工业区	0.5~0.9	粘土草坪: 坡度 $>7\%$	0.25~0.35
居住区	0.6~0.7	2~7%	0.18~0.22
住宅用地	0.4~0.6	$<2\%$	0.13~0.17
别墅式平房	0.3~0.5	砂土草坪: 坡度 $>7\%$	0.15~0.2
		2~7%	0.10~0.15
公园、墓地	0.1~0.3	$<2\%$	0.05~0.10

重现期修正系数

重 现 期	系 数
2~10	1.0
10~25	1.1
25~50	1.2
50~100	1.25

农村流域 (小于 10km^2) 修正系数

地表覆盖	基本系数	修正条件	修正值: 加或减
土地面	0.4	坡度 $<5\%$	0.05
草地	0.35	坡度 $>10\%$	+0.05
耕地	0.30	重现期 $<20\text{a}$	-0.05
树林	0.18	重现期 $>50\text{a}$	+0.05
		平均降雨量 $<600\text{mm}$	0.03
		平均降雨量 $>900\text{mm}$	+0.03

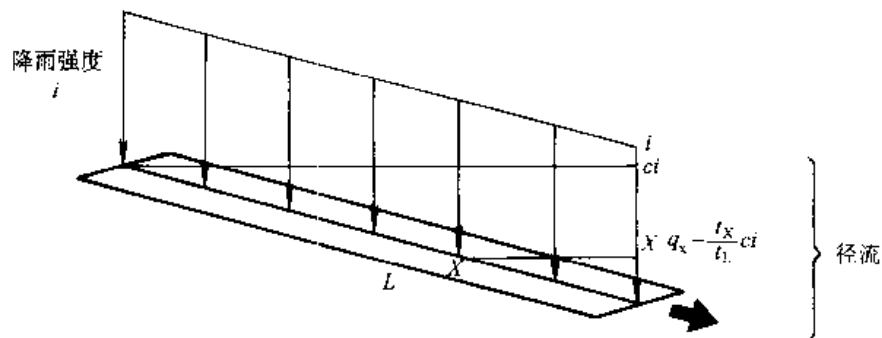


图 5.1 简单流域降雨分布和流出示意图

如果汇水时间与流量无关时, 则:

$$\frac{x}{L} = \frac{t_x}{t_l} \quad (5.2)$$

式中 t_x ——长度为 x 的流域汇水时间。

这样流量过程线就会象图 5.2 所示线性增加, 直到全部面积参与汇流 (全面汇流)。在降雨停止后, 径流会减小。 t_x 为降雨历时, 那么假设流速恒定, 则流量过程线的后部在经过 t_c 之后就会再降落, $t_c = t_l =$ 流域汇水时间。

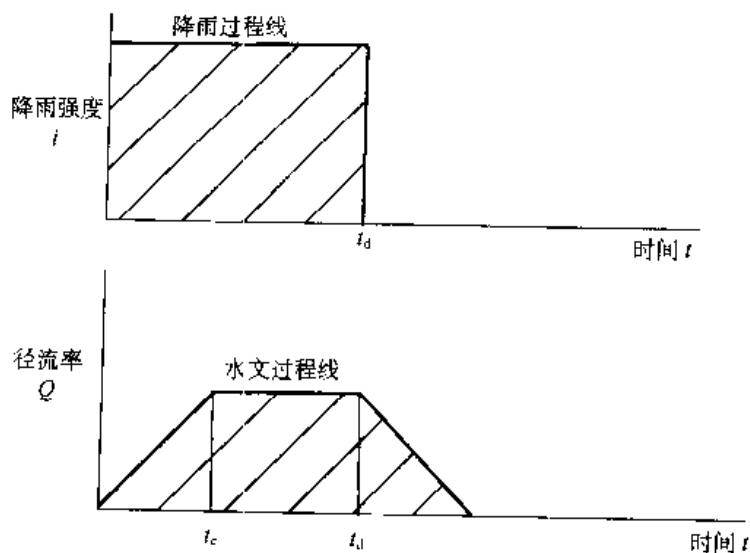


图 5.2 降雨和径流与时间关系图

如果降雨在 t_c 时停止, 那么流量过程线就是一个底为 $2t_c$ 的三角形 (图 5.3)。这样, 三角形流量过程线中的面积就是 $CiAt_c$ 。这就表示 C 为径流量与降雨量的比, 即洪峰径流率与降雨率的比。

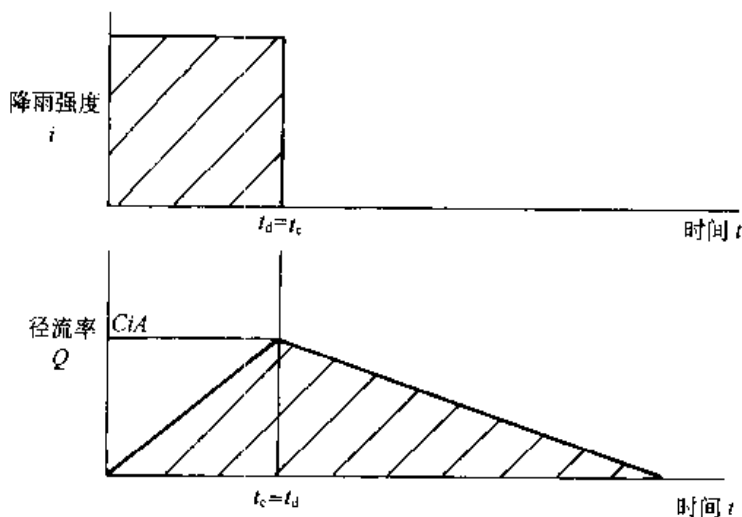


图 5.3 设计暴雨的降雨与径流

然而, 一般可以接受的概念为流量过程线尾部降落的历时超过 t_c 并且有时甚至超过 $2t_c$, 那么, C 就绝对不是体积的比了。较长的退水段意味着要承认地表汇流随着水深减小而减小, 所以推理公式不尽合理。

计算出水口的流量 Q 时,一般假设降雨的重现期和径流的重现期相同。

C 包括由地表蓄水造成的初始损失和在径流过程中的渗水损失。这就意味着要考虑整个流域的径流流到出水口的径流过程的水动力学。使用公式要选择一场已知频率的暴雨和计算相应的径流,这样在决定 C 时,应考虑流域的前期湿度条件、暴雨的时空分布和流量过程线的形状等因素。不同的 C 值应用于不同的暴雨,表 5.1 列出的 C 值可以应用于重现期为 10 年的典型的设计暴雨。这样 10 年重现期的径流率可根据给出的 C 值和 10 年重现期的设计暴雨计算。

推理公式不能考虑暴雨时空分布的变化。在强度历时关系中所使用的暴雨有效历时可以不是总的暴雨历时。降雨强度在暴雨期间可以变化。并且均匀强度设计暴雨的历时可以仅是总降雨的一段。然而,设计暴雨强度发生在暴雨的开始段或末尾段将影响前期湿度条件,也就影响 C 值。

如果损失与强度无关,那么 C 在理论上就会随强度增加而增加。一旦初期雨阵(段)被用来充满初期损失,随着径流平衡的产生并且径流对总降雨量的比在较大降雨时就会增加。

Rossmiller 推荐了下面的经验公式,以便根据各种变量估算 C 值:

$$C = 7.7 \times 10^{-7} (\text{CN})^3 R^{0.5} (0.01 \text{CN})^{-6S^{0.2}} (0.001 \text{CN})^{1.48(0.15-i)} \left(\frac{IM+1}{2} \right)^{0.7} \quad (5.3)$$

式中 R ——重现期(年);

S ——地面坡度(百分比);

i ——降雨强度;

IM ——不透水流域面积比;

CN ——SCS 曲线数。

那么,对于任何所选择的暴雨重现期,降雨强度都随降雨历时而减小,相反暴雨历时短则强度增加,在某种意义上,一般可用下面形式的公式表示:

$$i = \frac{a}{(b + t_d)^c} \quad (5.4)$$

式中 i ——平均降雨强度;

t_d ——降雨历时;

a 、 b 、 c ——常数。

因此,可以导致产生最大径流率的暴雨历时应尽量短,但是这要以达到全面汇流为条件,也就是在产生最大径流强度时有:

$$t_c = t_d \quad (5.5)$$

有许多估算流域汇水时间的经验方法,目前使用较多的公式列于表 5.2。

每个公式可应用于专门类型的地表条件,并且要避免使用不适合的公式。公式中常数的值也要给出。在包括复合面积的地方,汇水时间可以由累加一系列划分为小面积的汇水时间来估算。在把推理公式应用于复合流域的地方,公式可写成:

$$Q_p = i \sum_{j=1}^m C_j a_j \quad (5.6)$$

和

$$A = \sum_{j=1}^m a_j \quad (5.7)$$

地表漫流汇水时间公式

表 5.2

名 称	求 t_e 的公式	条件 (备注)
Kerby	$3.03 \left[\frac{rL^{1.5}}{H^{0.5}} \right]^{0.476}$	$L < 0.4\text{km}$ $r = 0.02$ (光滑的铺砌地表) 0.10 (压实的土地面) 0.30 (破草地或粗糙地面) 0.40 (均匀草地) 0.80 (密草地, 树林)
SCS	$\left[\frac{0.87L^3}{H} \right]^{0.385}$	
Williams	$\frac{0.96L^{1.2}}{H^{0.2}A^{0.1}}$	
Izzard	$\frac{(0.024i^{0.33} + 878k/i^{0.67}) L^{0.67}}{(CH^{0.5})^{0.67}}$	$iL < 3.8$ C = 推理公式系数 $k = 0.007$ (光滑沥青路面) 0.012 (混凝土铺砌) 0.046 (封闭的修剪草坪) 0.060 (茂密兰草地)
Airport	$\frac{3.64 (1.1 - C) L^{0.83}}{H^{0.33}}$	C = 推理公式系数
Kinematic	$\frac{58n^{0.6}L^{0.9}}{i_e^{0.4}H^{0.3}}$	n = 曼宁粗糙系数

注: 表中 A 为面积 (km^2); H 为高程差 (m); i 为降雨强度 (mm/h); 下标 e 表示净降雨 (径流) 强度; L 为流域长度 (km); t_e 为汇水时间 (h)。

5.2.2 阶段法

虽然推理公式法可以给出流域出口的设计流量, 但是它并不能给出足够的资料设计流域内分散的雨水管道。

通过考虑计算流量时通过每一排水管渠的流动时间, 英国的劳依德-达维斯提出了阶段法。虽然早期的应用忽略渗水地表的径流, 而只考虑不渗水地表的径流, 对于一般流域, 可以对每一个小块流域采用对应的径流系数来计算径流量。

推理公式法采用的基本假设与水动力学原理相违背, 因为它根据满流流动时间估计确定汇水时间。事实上在汇流初期, 流量比最大流量时小, 流速相应地也会比满管状态低。即使某一断面发生设计流量, 其上游管段也不会满流。另一方面, 在达到平衡前, 水流根本不需要流过整个排水系统长度。但由于波的传播速度比水流流速要大, 所以系统的作用时间可能比水流时间快, 这又削弱了计算汇水时间误差的影响。劳依德-达维斯阶段法给出了可以满足工程精度的结果, 这就是目前城市排水所采用的推理公式法。虽然已经发现对大于 600mm 的管径该方法会给出过大的洪峰流量, 但要改进这个方法, 则需要更复杂的数学方法 (如运动波法)。推理公式法应用相当简单, 可以用系列方法确定管渠的尺寸, 可以用表格的形式给出计算过程, 计算从上游管渠一直到下游管渠采用如下形式的降雨强度-历时关系:

$$i = \frac{a}{b + t_d} \quad (5.8)$$

根据其他实际资料, 推求的重现期为 5 年的暴雨强度公式为:

$$i = \frac{0.052}{(630 + t_d)} \quad (5.9)$$

式中 i 设计暴雨强度 (mm/s);

t_d ——暴雨历时 (s)。

【实例 1】用图 5.4 所示条件和 (5.9) 式设计雨水管道, 在表 5.3 中给出了计算过程。

计算步骤如下 (序号见表 5.3 的有关栏目):

1) 从每一支管上端开始, 在规划图上给每一设计管段标注序号 (编号)。在这个例子的流域中, 有三个层次的管段。

2) 根据等高线图和子流域计算每一管段的汇水面积, 如果入流沿管道长度进入管道, 那么可以简单地把它看作是从管段起点进入。若入流量沿管段长度进入时, 则设计暴雨历时会与管径有关。在这种情况下, 就一定要通过试算才能确定管径。

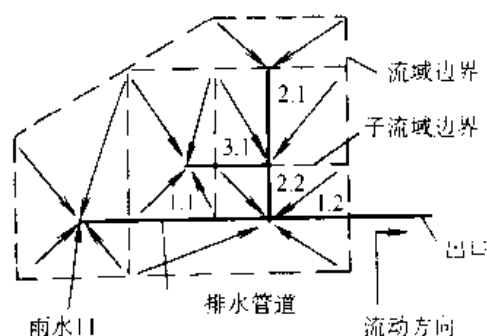


图 5.4 阶段法计算流域示意图

分部法计算结果

表 5.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
N_0	A	C	CA	ΣCA	L	S	t_c	i	Q	D	V	t_2
	(m^2)		(m^2)	(m^2)	(m)	(‰)	(s)	($10^{-6}m/s$)	($\frac{m^3}{s}$)	(mm)	($\frac{m}{s}$)	(s)
1-1	15000	0.5	7500	7500	180	10	180	64	0.480	480	2.7	67
2-1	5000	0.5	2500	2500	90	20	120	69	0.173	250	2.7	33
3-1	8000	0.7	5600	5600	80	10	120	69	0.389	440	2.5	30
2-2	7000	0.6	4200	12300	50	8	153	66	0.817	620	2.8	18
1-2	14000	0.3	4200	24000	100	2.5	247	59	1.417	950	1.9	53

注: $i = 0.052 / (630 + t_c)$, $Q = i \Sigma CA$, $t_2 = L / V$ 。

3) 必须估算每一汇水面积的径流比, C 与推理公式的 C 类似。

4) 有效汇水面积为 CA 。

5) 把该管段以上的有效汇水面积相加。

6) 根据规划图量测管段长度。

7) 根据等高线估算地面坡度, 在地面反坡或小管径时, 可以根据最小自净流速确定最小坡度, 在这种情况下可能需要试算。

8) 上游管段的汇水时间为进口时间。对于城市流域它变动在 2~4min 之内, 但对于地表漫流可能大一点。在此时则必须根据推理公式或运动波法来估算。对于下游管段, 需

要比较上游承接的支管（可供选择的支流）并选择产生最大汇水时间的支管，这样对于管段 2.2 沿 2.1 向下的汇水时间为 153s (120 + 33)，而沿 1.1 向下的汇水时间为 180s。

9) 假设降雨强度符合 $i = a / (b + t_d)$ 关系式，其中 a 和 b 为常数， i 的单位为 m/s 或 mm/min， t_d 为降雨历时，并假设等于最大径流时的汇水时间（传播时间）。

10) 用 i 乘以总有效汇水面积 ΣCA 估算洪峰流量。

11) 可以根据流速与水头损失关系曲线来选择管径，还可以根据 12) 步求出流速。由于所列出的管径为标准的市售管径尺寸，所以可能与满管流管径不同。此时，可以选择最接近的较大的标准管径，而管段可以是非满流。从理论上讲，流速会有差别，但经常保守地采用满流流速。

12) 设计流量对应的流速能够根据管径曲线图或计算得到。

13) 汇水时间的增量可以通过用管段长度除以确定的流速而得到，这个增量与先前管段的汇水时间相加就可以获得相接的下一个管段的汇水时间。

5.3 推理公式法的改进

5.3.1 时间-面积曲线和等流时线法

如果假设传播时间与降雨强度无关，则流域上的每一点都有流向出水口或排放点唯一的传播时间，可以象图 5.5 所描绘的那样，在流域地图上画出等流时线。

此处的等流时线（isochrone）

为传播时间相同的线，对于简单的规划，等流时线可以是等距离的线。在包括水道和地表漫流的地方，流经水道的水流速度通常比地表漫流要快的多，因此等流时线在水道处可以表示成异常点。

根据设计的目的，从出水口沿着管道向上游画等流时线，并画出每一个排水管，到达十字路口后，在十字路口相遇的每一支管上，等流时线可能是相互关联的等流时线。根据相等传播时间和相交点，设计者可以估算等流时线。这样直到整个流域都被划成时间区。

于是，可以画出流到流域出口的汇水面积与时间的关系图。随着时间增加，越来越多的径流从新的上游流域到达出水口，直

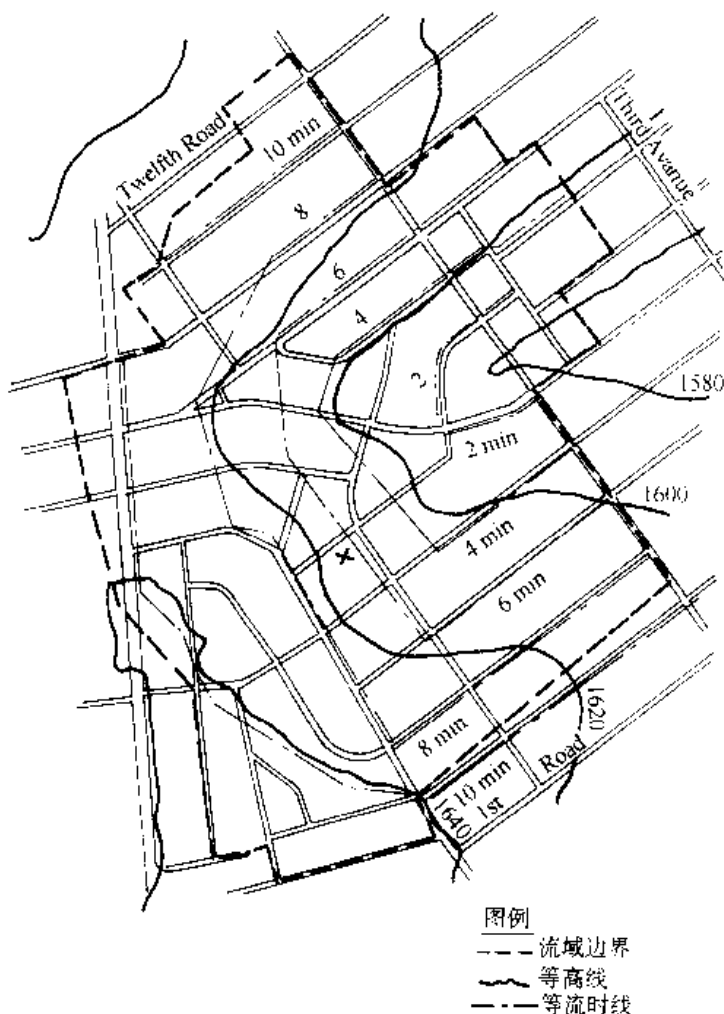


图 5.5 有等流时线的规划图

到整个流域全面汇流。时间面积图可以表示在整个暴雨过程中汇水面积的增长率，它可以是一族面积曲线。如果用面积乘以净雨强度，就可以获得一族表示流量的曲线。

曲线的波动与流量成比例。然而，暴雨强度也影响径流率，并且是降雨历时的函数。但是与时间-面积图一起考虑降雨强度-历时关系是必要的。这就是所谓的切线法。

5.3.2 切线法和改进切线法

阶段法假设整个流域全面汇流。由于流域外边缘面积可能不对汇水面积产生有效影响，而传到下游流域的时间都要加上这部分汇水时间，因此计算的流量值可能偏小。

对时间-面积图应用切线法将在表 5.4 中作为一个例子加以说明。这个例题如图 5.6 所示。在做时间-面积图前，必须按劳依德-达维斯计算表格进行计算。

图 5.7 给出了各种汇水面积在时间轴上从开始汇流时起到全面积汇流的最大值。这样，汇于管段 1.2 的面积将最先到达出水口。从这部分面积产生的流量将从 $t = 17\text{s}$ 时开始，这就是到下游管段的传播时间。每一管段的计算时间就是它的输入时间（或地表漫流汇水时间）。如果入流通过了管道的全部长度，出流就会马上开始，并在 $t_e + t_1$ 处绘出，其中 t_e 为入流时间， t_1 为那一管段的传播时间。对于整个排水系统，每一个汇水面积都可以绘出这样的图，在到入水口的传播时间处开始绘制。每一汇水水文过程线（或在此处为面积增长图）在它的入流时间处开始为上升曲线，然后变成水平，这意味着子流域达到全面汇流。每一条线都滞后到计算断面的传播时间。总的面积图在相同的时间点上为各小面积图的和（线 OMNPQRST）。

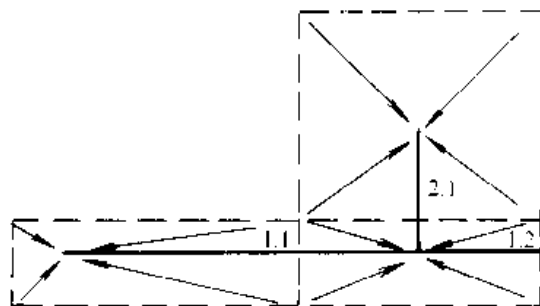


图 5.6 切线法的流域示意图

切线法举例数据

表 5.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
No	A	C	CA	ΣCA	L	S	t_e	t_c	i	Q	D	V	t_2
	(m^2)		(m^2)	(m^2)	(m)	(%)	(s)	(s)	(10^{-6}m/s)	($\frac{\text{m}^3}{\text{s}}$)	(mm)	($\frac{\text{m}}{\text{s}}$)	(s)
1-1	4000	0.3	1200	1200	200	5	140	140	217	0.261	430	1.7	117
2-1	12000	0.4	4800	4800	50	10	120	120	238	1.140	670	3.2	16
1-2	3000	0.5	1500	7500	50	8	120	257	144	1.081	690	2.9	17

注： $i = 0.05 / (90 + t)$ ，Q， t_2 同上。

在侧面汇水（2.1 管段）到达时，面积图的这一部分要比其他处陡，洪峰流量在面积曲线最陡上升部分的时间段产生而不一定是流域全面汇流。暴雨历时越短强度就越大，这可能比抵消忽略曲线较平部分面积减少的影响还要大得多。假设暴雨强度-历时关系为：

$$i = \frac{a}{b + t_d} \quad (5.8)$$

在不考虑径流损失时有：

$$Q = iA = \frac{aA}{b + t_d} \quad (5.10)$$

则:

$$\frac{Q}{a} = \frac{A}{b + t_d} \quad (5.11)$$

这样, 流量 Q 正比于 A 与 $(b + t_d)$ 的斜率。在图 5.7 中, 在 $A=0$ 轴上从 $-b$ 画一与面积图外部相切的线, 该线将平行于全流域汇流的斜率。如果切线与曲线交点的横坐标值小于全流域汇水时间, 则部分面积的径流就可能产生洪峰流量。

为了找出最大的径流量, 必须找出可能最陡的切线。在原来时间-面积线向左移距离 b 开始画另一个时间面积曲线 (线 $D'N'P'Q'R'S'T'$ 图 5.7)。再从切于这一曲线的下弯点和原来曲线上弯点 (线 $N'R$) 作一直线, 这表示最大径流将发生在降雨历时 $t_d = t_R - t_N - b = 154 - (-54) - 90 = 118s$ 。相应的汇水面积为 $\Delta A = A_R - A_N = 6450 - 200 = 6250m^2$, 于是径流量为 $Q = \Delta A a / (b + t_d) = 6250 \times 0.05 / (90 + 118) = 1.50m^3/s$ 。

另一种方法: 不是画一个切线, 而是需要在时间轴上作间距 b 的两条平行线, 对于最大流量, 左线应切于前面介绍的曲线上弯部。右下面的线应切于面积时间曲线的下弯部, 为了找出产生最大斜率的切点, 保持右手线切于曲线的下弯部, 并且从水平逐渐地增加坡度直到左边间距 b 的平行线也切于曲线的上弯部, 这就可以获得最大斜率。相应的流量等于线的坡度乘以 a , 即 $a\Delta A / (b + t_d)$, 式中 ΔA 为两切点间的汇水面积, 也就是垂直距离, 并且设计暴雨历时 t_d 为两相同点间的水平距离。

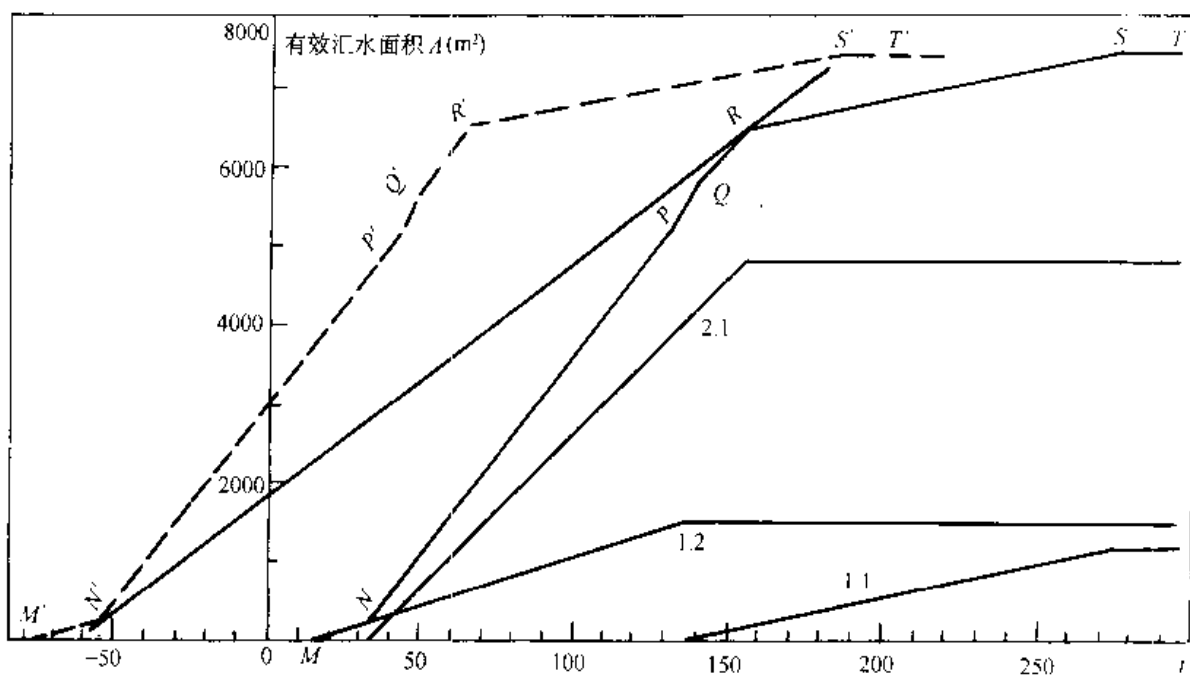


图 5.7 时间-面积图和切线法

暴雨强度-历时关系不是前面所建议的形式时, 也可以采用修正切线法。对于更一般形式公式:

$$i = \frac{a}{(b + t_d)^c} \quad (5.12)$$

这种形式的公式产生弯曲的切线曲线。Escrib 推荐准备透明的覆盖物, 在其上绘出等于径流的一些切线曲线。这种方法太浪费时间不推荐采用。进一步的努力很少是有价值的, 如果必要, 可以采用数值解法。

对所有的流域,切线法通常是费时的,并不推荐使用,设计的调查可以决定是否远离市区的面积对径流起作用。

Escrutt 认为对小流域,修正的推理公式法可以得出合理的结果。他推荐在英格兰历时小于 15min 时,采用与降雨历时无关的暴雨强度。这样,对于英格兰重现期为 3 年的暴雨,他建议用 25mm/h 的暴雨强度。这就免去了汇水时间计算的必要。当需要用数值法求切线法临界汇水面积时,必须用试算法。一旦估算了排水系统所有点的传播时间,就可以选择设计暴雨强度。 C_i 乘以任何两等流时线间距 t_c 之间的汇水面积,即可获得径流量。对于不同等流时线和不同暴雨历时重复这一过程,于是就可以根据计算结果选定最不利的暴雨。

5.3.3 沃林福特程序

用于城市雨水排水系统设计与分析的沃林福特程序 (Wallingford procedure) 是由英国水力学研究所、水文学会和气象局于 1974~1981 年在英国提出的,并以国家水资源委员会—环境部雨水管理系统水利设计工作小组整理协作研究方案的结果为基础。程序由四部分组成:

(1) 沃林福特推理公式法:这是推理公式法的一种修正形式,可以用于初步设计或汇水面积为 150 (10^4m^2) 以下流域的技术设计。方法有适用于手算和计算机计算两种形式,后一形式包括模拟雨水溢流井。

(2) 沃林福特过程线法:以计算机计算为基础,分别模拟地面和地面以下径流过程。它可用于设计和模拟这两类情况,并且可以考虑到雨水溢流以及在管线上和不在管线上调节池及泵站的影响。

(3) 沃林福特优化方法:它以计算机计算为基础,采用离散型动态规划技术来获得与最小工程造价有关的管径、埋深和坡度。

(4) 沃林福特模拟程序:以计算机计算为基础的方法,可以用来检验超载条件下,现有系统和计划设计系统的运行情况,亦可以考虑到暴雨溢流口、排水系统在管线上与不在线上调节池和泵站的影响。

这些方法尽管并未包括污水流量,但对于分流制和合流制排水系统均可使用。它们不考虑可能汇入城市排水管网的天然流域径流量,并且没有水质模拟的内容。尽管如此,从设计方面来看,沃林福特程序仍可为选择管道及辅助设施的水力和经济计算提供最省时省力的工具。

为了不同情况下的设计需要,可借助流程图选择最佳设计方法。对于新建排水系统的设计,修正推理公式法、过程线法和优化法都可以采用。如果采用优化法,径流计算可应用修正推理公式法。因此,除非对坡度的优化结果实质上已经改变了集水时间,从这些方法中得出的流量估计值应该是相近的。如果排水管道在纵剖面上的位置受到其他地下设施的限制,优化方法则不适用。

如果无须对管径、埋深和坡度进行优化,则设计者可采用修正推理公式法或过程线方法。修正推理公式法仅能估计洪峰流量,而过程线方法可得出洪水过程线。两种方法都能够考虑现有的辅助设施。

修正推理公式法、过程线方法或模拟程序均可以用于分析现有排水系统 (见图 5.8)。如前所述,推理公式法仅可用于估计洪峰流量。模拟程序在模拟地表的径流时采用与过程

线方法相同的计算方法,在不超负荷时,两种方法的管道径流演算是相同的。因此,在不超负荷的管道系统中,采用这两种方法结果相似。

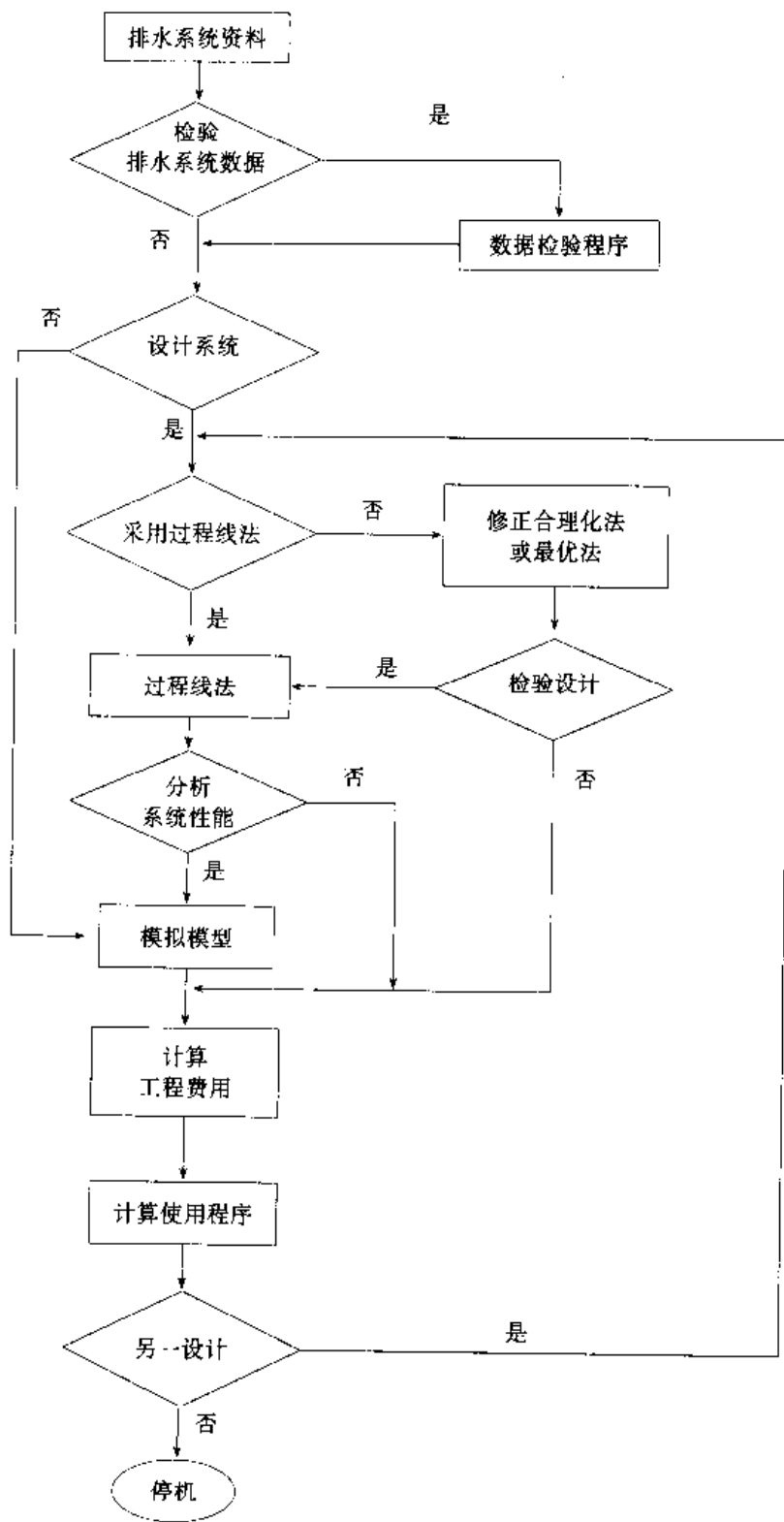


图 5.8 沃林福特程序框图

对于新建排水系统设计和现有系统模拟,在不同研究阶段采用不同方法可能更为适当。修正推理公式法可为设计和分析提供流域信息的初步评价。对于一个新建排水系统,

最优化方法可用来确定管道尺寸、埋深和坡度，然后利用过程线方法加以检验。过程线方法也可以用于检验现存排水系统的超载问题。最后，模拟程序既可以在发生比原定设计暴雨更稀遇事件时完成对于排水系统设计方案的评判，又可更详细地检验现存排水系统的超载范围。

(1) 沃林福特推理公式

在这一方法中，推理公式可写成如下形式：

$$Q_p = C_v C_r i A \quad (5.13)$$

式中 C_v 是洪量径流系数； C_r 是考虑非线性历时~面积曲线形状和集流时间内降雨强度变化情况的演算系数； Q 、 i 和 A 如前述定义。如果考虑全部集水面积， C_v 可由下式计算：

$$C_v = \frac{PR}{100} \quad (5.14)$$

式中 PR 为径流百分数，由下式得出

$$PR = 0.829IMP + 25.0SOIL + 0.078UCWI - 20.7 \quad (5.15)$$

在 (5.15) 中， IMP 是汇水流域不透水面积百分比； $SOIL$ 为土壤指标，在英国它们可以从水文学会公布发行的水文图中查得； $UCWI$ 为前期湿度指标，若用于设计目的，可从它与年平均雨量的关系式中得出。如果仅考虑不透水面积，则

$$C_r = \frac{PR}{IMP} \quad (5.16)$$

对于设计目的，建议采用 $C_r = 1.3$ 。

集流时间可以看成由管内流行时间（满管流速）与地面集水时间之和。地面集水时间随设计重现期以及流域大小和坡度而变，对于 5 年一遇事件为 3~6min；对于年最大暴雨为 4~8min。较小较陡的流域，以采用较小数值为宜。

(2) 沃林福特过程线方法

这一方法得以发展的部分原因是为了回答 TRRL 方法所固有的关于下列几个方面的简化问题：

- 1) 将地面阶段径流状态用一个地面集水时间来代表；
- 2) 假定 100% 径流都是来自铺砌表面，透水面积不产生径流；
- 3) 仅仅考虑管道系统蓄水库容计算，而不考虑地表蓄水的削减作用；
- 4) 假定暴雨过程产生同一重现期的洪峰流量。

其中第 4) 点是一个对几乎所有洪水估计方法都普遍存在的问题。在沃林福特过程线方法中，采用了一组稳定的设计输入以维持洪峰流量重现期和相应设计暴雨重现期之间的关系。选择稳定的设计输入可以应用 Packman 与 Kidd 所提出的一种方法，这一方法涉及实测与计算洪峰流量频率分布之间的比较，第 1) 至 3) 点可以通过分别模拟地面和地面以下管网径流过程来修正。

如图 5.9 所示，在过程线方法中的地面模型由几部分组成。对于设计目的，模型输入采用具有年夏季降雨中峰值的标准夏季暴雨过程。先假设降雨历时为 15min，随后对 30、60 和 120min 的更长历时重复这一计算。各种情况下，总降雨深 H (mm) 是指相应于每一历时并符合所估计洪峰流量重现期的降雨深度。

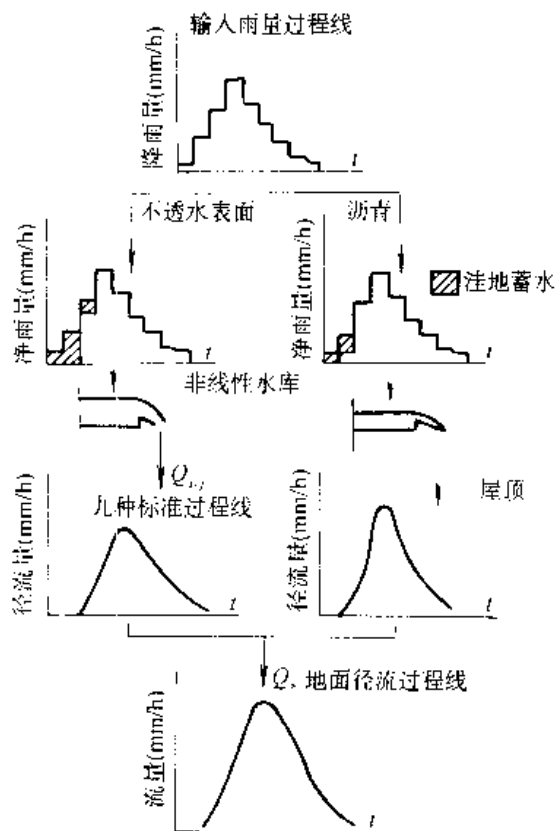


图 5.9 沃林福特过程线法—地面阶段的径流

进行每一管段的子汇水区域的损失估计，首先是利用 (5.15) 式计算整个集水区域径流百分比，然后分配在每个子区域的铺砌表面、沥青屋顶和透水面积上。通过观测发现来自小汇水面积内不透水表面的径流百分比平均为 70%。因此，如果在一个子区域内，由 (5.15) 式估计出来的 PR 值小于不透水面积比的 70%，则假定透水面积不提供暴雨径流，因而有

$$PR_{\text{透水}} = 0; PR_{\text{铺砌}} = PR_{\text{屋顶}} = \frac{100PR}{IMP} \quad (5.17)$$

式中下标透水、铺砌和屋顶分别代表透水面积、屋顶和铺砌表面的情况。然而，如果 PR 超过不透水面积比的 70%，则超额量均匀地分配到全部表面积：

$$PR_{\text{透水}} = PR - 0.7IMP$$

$$PR_{\text{铺砌}} = PR_{\text{屋顶}} = 70 + PR_{\text{透水}} \quad (5.18)$$

每一子区域取得合适的径流百分比后，从暴雨过程扣除洼地蓄水的初损 DS (mm) 和下渗持续损失，得出有效降雨分配过程。对于铺砌面积和透水面积

$$DS_{\text{透水}} = DS_{\text{铺砌}} = 0.71SLOPE^{-0.48} \quad (5.19)$$

式中 $SLOPE$ 是子区域平均地面坡度 (%)。实际中，可通过给予每一子区域如下表所列的 3 个概括性选择范围，以避免对坡度进行繁琐的量测。

地面坡度取值		表 5.5
类 型	坡度范围	采用值
平缓	< 2%	1.25%
中等	2% ~ 3.5%	2.75%
陡岭	> 3.5%	4.0%

对于沥青屋顶, 建议采用 $DS_{\text{屋顶}} = 0.4\text{mm}$ 。

一旦把洼地蓄水从暴雨初始时期扣去, 就可以通过折算汇流面积的方法把剩余损失均匀地分配到其余全部降雨历时内。在子区域内实际铺砌面积用 $AREA_{\text{铺砌}}$ 表示, 其汇水面积 $AR_{\text{铺砌}}$ 由下式得出:

$$AR_{\text{铺砌}} = AREA_{\text{铺砌}} \left(\frac{PR_{\text{铺砌}}}{100} \right) \left[\frac{P}{P - DS_{\text{铺砌}}} \right] \quad (5.20)$$

对于 $AR_{\text{透水}}$ 和 $AR_{\text{屋顶}}$ 计算亦采用与之类似的关系式。

随后, 由于地表蓄量造成的削减可以通过非线性水库方法模拟, 其蓄量 S 与出流流量 Q 满足:

$$S = K - Q^{2/3} \quad (5.21)$$

式中 K 为库容常数。选用具有铺砌和不透水表面两种情况的流域资料, 得出 K 的计算式:

$$K = 0.051 SLOPE^{-0.123} PAPG^{0.123} \quad (5.22)$$

式中 $PAPG$ 为平均每一雨水口控制的铺砌面积。如果确定了每一子区域雨水口数目, 可以直接推算出 $PAPG$ 。否则, 通过下表给出的子汇水区域三个概括性选择范围, 可以得出每一子区域的特征值 (见表 5.6)。

子汇水面积取值

表 5.6

类 型	面积范围	采用值
小	$< 200\text{m}^2$	125m^2
中	$200 \sim 400\text{m}^2$	300m^2
大	$> 400\text{m}^2$	600m^2

从式 (5.22) 计算出的 K 值可用于有效汇水面积为铺砌与不透水面积之和 $AR_{\text{透水}} + AR_{\text{铺砌}}$ 。对于沥青屋顶, 推荐采用 $K = 0.04$ 。

对于具有如式 (5.21) 所定义那样简单的削减模型, 即使包含几个子区域, 其计算量也较多。因此, 可以用以上两表中给出的 $SLOPE$ 和 $PAPG$ 三种数值所定义的九种“标准”子区域途径来简化计算。首先是计算九种标准子区域各自的径流过程线, 然后, 每一实际子区域由其中一种标准子区域来代表。倘若需要, 也可以对屋顶过程线进行归纳。由 $AR_{\text{屋顶}}$ 乘屋顶过程线纵高与 $(AR_{\text{铺砌}} + AR_{\text{透水}})$ 乘标准过程线纵高之和, 便得出雨水口流量过程线:

$$Q_2 = \frac{[Q_{\text{屋顶}} AR_{\text{屋顶}} + Q_{\text{pp}} (AR_{\text{铺砌}} + AR_{\text{透水}})]}{3600} \quad (5.23)$$

式中 $Q_{\text{屋顶}}$ 和 Q_{pp} , 分别为屋顶过程线和标准过程线纵高 (mm/h); Q_2 是雨水口流量过程线纵高 (L/s)。然后, 对由式 (5.23) 得出的每一子区域径流过程线通过串联的管道网进行演算, 这可用马斯京根-孔奇方法。采用 4 种标准降雨时段进行计算后, 取流量最大计算值作为每一管段的设计值。

在无法获得足够资料模拟每一子区域和管段径流的地面与地面以下状态,或搜集一个较大汇水区域资料的代价过高时,可采用一种简化子区域模型,在该模型中,计算雨水口过程线的方法适用于 $60 (10^4 \text{m}^2)$ 以下面积的子区域而不是各管段。如图 5.10 所示,计算出的子区域过程线被分成 N 等份,并平均分配给“等效管道”的 N 段,这 N 个管段是一个每段具有相同长度和坡度,并且自下而上按顺序逐段减小的管道系统,分段数取决于等效管道中径流传播时间。模型需要输入的资料包括通过的子区域主管长度、管道平均坡度、出流管直径与坡度。在无法获得出流管详细资料时,例如在设计应用中,可采用修正推理公式法来估算管道尺寸。通过利用排水子区域模型,有效地减少了资料输入,可把具有 100 个管道序列的网络减少到仅仅 4 个等效管道。如同前述,可用马斯京根-孔奇方法对通过等效管道作流量演算。

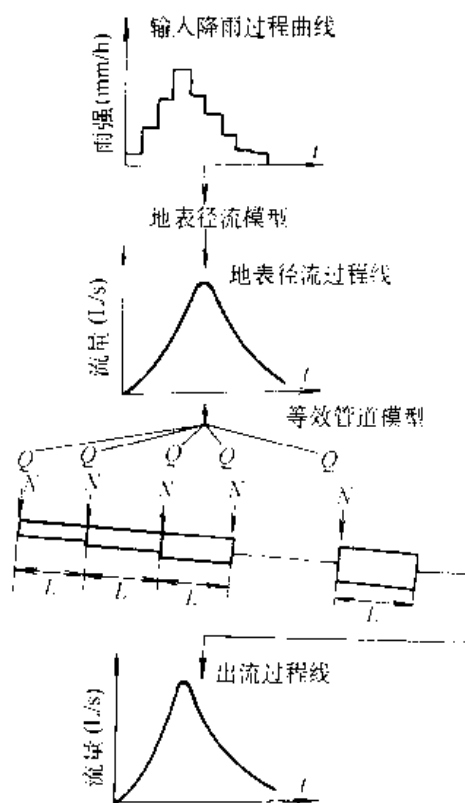


图 5.10 沃林福特过程线
方法 排水子区域模型

5.4 我国的设计方法

5.4.1 雨水管渠系统平面布置特点

(1) 利用地形排水

雨水管渠应尽量利用自然地形坡度以最短的距离靠重力流排入附近的池塘、河流、湖泊等水体中。

一般情况下,当地形坡度较大时,雨水干管宜布置在地形洼处或溪谷线上。当地形平坦时,雨水干管宜布置在排水流域的中间,以便尽可能扩大重力流排除雨水的范围。

当管道排入池塘或小河时,由于出水口的构造比较简单,造价不高。就近排放,管线较短,管径也较小,埋深也较小,造价较低,施工方便。因此雨水干管的平面布置宜采用分散出水口式的管道布置形式,这在技术上、经济上都是合理的。

但当河流的水位变化很大,管道出口离常水位较远时,出水口的构造就比较复杂,造价较高,就不宜采用过多的出水口。这时宜采用集中出水口式的管道布置形式。

当地形平坦,且地面平均标高低于河流的洪水位标高时,需要将管道适当集中,在出水口前设雨水泵站,经抽升后排入水体。应尽可能使通过雨水泵站的流量减少到最小,以节省泵站的工程造价和经常运转费用,有条件时应进行可靠性校核。

(2) 雨水管道布置应与城市规划相协调

应根据建筑物的分布、道路布置及街坊内部的地形、出水口位置等布置雨水管道,使雨水以最短距离排入街道低侧的雨水口进入管道。

雨水管道应平行道路敷设,且宜布置在人行道或绿化带下,而不宜布置在快车道下,以免在维修管道时影响交通或管道被压坏。若道路宽度大于40m时,可考虑在道路两侧分别设置雨水管道。

雨水干管的平面和竖向布置应考虑与其他地下构筑物(包括各种管线及地下建筑物等)在相交处相互协调,排水管道与其他各种管线(构筑物)在竖向布置上要求的最小净距见规范有关规定。在有池塘、洼地的地方,可考虑雨水的调蓄。在有连接条件的地方,应考虑两个管道系统之间的连接,以便提高系统的可靠性。

(3) 雨水口的布置原则

为便于行人越过街道和机动车辆识别运行路线,雨水不能漫过路口。因此一般在街道交叉路口的汇水点、低洼处应设置雨水口。此外,在道路上一定距离处也应设置雨水口,其间距一般为30~80m,容易产生积水的区域应适当加密和增加雨水口的数量。

(4) 有条件时应尽量采用明渠排水

在城郊或新建工业区、建筑密度较低的地区和交通量较小的地方,可考虑采用明渠,以节省工程费用,降低造价。

在城市市区或工厂内由于建筑密度较高,交通量较大,采用明渠虽可降低工程造价,但会给生产和生活带来许多不便,使道路的立面和横断面设计受到限制,桥涵费用也要增加。若管理养护不善,明渠容易淤积,孳生蚊蝇影响环境卫生,所以一般应采用暗管。

应尽可能采用道路边沟排水。在每条雨水干管的起端,通常就可以利用道路边沟排除雨水,减少暗管约100~200m长度。这对降低整个管渠工程造价很有意义。

当管道与明渠连接时,应注意管道内水流的流速大,会产生冲刷的问题。一般应采取设置挡土的端墙,连接处的土明渠应加铺砌;铺砌高度不低于设计超高,铺砌长度自管道末端算起3~10m。如需要跌水,当落差为0.3~2m时,需作45°斜坡,斜坡应加铺砌,当落差大于2m时,应按水工构筑物设计。

明渠接入暗管时,除应采取上述措施防止冲刷外,尚应设置格栅,防止进入杂物堵塞管道,栅条间距采用100~150mm。

如需跌水,在跌水前3~5m处即需进行铺砌。

(5) 排洪沟设计

在进行城市雨水排水系统设计时,应考虑不允许规划范围以外的雨、洪水进入市区。许多工厂或居住区傍山建设,雨季时若有人量洪水流入市区,会威胁工厂和居住区的安全。因此,对于靠近山麓建设的工厂和居住区,除在厂区和居住区设雨水管道外,尚应考虑在设计地区周围或超过设计区设置排洪沟,以拦截从分水岭以内排泄下来的洪水,引入附近水体,保证工厂和居住区的安全。

5.4.2 计算设计流量的方法

我国室外排水设计规范规定,采用推理公式法(也称为极限强度法)计算设计流量:

$$Q = CAq \quad (5.24)$$

式中 Q ——设计雨水量(L/s);

C ——径流系数;

A ——汇水面积(10^4m^2);

q ——设计暴雨强度 [$\text{L}/(\text{s}\cdot 10^4\text{m}^2)$]。

(1) 径流系数

规范规定的径流系数值见表 5.7, 并采用各类汇水面积加权平均值作为设计径流系数。在设计中也可以采用区域综合径流系数, 一般市区的综合径流系数 $C=0.4\sim 0.8$, 郊区的 $C=0.3\sim 0.6$ 。

径 流 系 数

表 5.7

地 面 种 类	C 值
各种屋面、混凝土和沥青路面	0.9
大块石铺砌路面和沥青	
表面处理的碎石路面	0.6
级配碎石路面	0.45
丁砌砖石和碎石路面	0.40
非铺砌土路	0.30
公园和绿地	0.15

(2) 设计暴雨强度 q 的确定1) 设计重现期 T

推理公式法假设设计流量的重现期等于设计暴雨的重现期。暴雨强度随着重现期的不同而不同。在雨水管渠设计中, 若选用较高的设计重现期, 计算所得设计暴雨强度大, 管渠的断面相应大, 对防止地面积水是有利的, 但经济上则因管渠设计断面的增大而增加了工程造价; 若选用较低的设计重现期, 管渠断面可相应减小, 这样虽然可以降低工程造价, 但可能会发生排水不畅, 导致产生地面积水, 严重时将会给生产生活带来损失。因此, 必须结合我国国情, 从技术和经济方面统一考虑。

雨水管渠设计重现期的选用, 应根据汇水面积的地区建设性质 (广场、干道、厂区、居住区)、地形特点、汇水面积和气象特点等因素确定, 一般选用 $1\sim 3a$ 。对于重要干道、立交道路的重要部分, 重要地区或短期积水即能引起较严重损失的地区, 宜采用较高的设计重现期, 一般选用 $2\sim 5a$, 并应和道路设计协调。在同一个排水系统中可采用同一个设计重现期或不同的设计重现期。

2) 集水时间 (设计降雨历时) t_c 的求定

前面已经说明, 当 $t_c = t_d$ 时, 将发生最大雨水流量。所以设计中通常用汇水面积最远点雨水流到设计断面时的集水时间作为设计降雨历时。

对管道的某一设计断面来说, 集水时间 t_c 由两部分组成: 从汇水面积最远点流到第 1 个雨水口的地面集水时间 t_1 和从雨水口流到设计断面的管内雨水流行时间 t_2 。可用公式表述如下:

$$t_c = t_1 + mt_2 \quad (5.25)$$

式中 m ——折减系数, 管道采用 2, 明渠采用 1.2。

地面集水时间 t_1 的确定

在实际应用中可以选用表 5.2 介绍的公式计算地面汇水时, 要准确地计算 t_1 值是困难的, 故一般不进行计算, 而采用经验数值。根据《室外排水设计规范》规定: 地面集水

时间视距离长短和地形坡度而定,一般采用 $t_1 = 5 \sim 15 \text{min}$ 。在设计工作中,应结合具体条件恰当地选定。如 t_1 选用过大,将会造成排水不畅,以致使管道上游地面经常积水;选用过小,又将使雨水管渠尺寸加大而增加工程造价。

按照经验,一般在建筑密度较大、地形较陡、雨水口分布较密的地区,或街坊内设置有雨水暗管,宜采用较小的 t_1 值,可取 $t_1 = 5 \sim 8 \text{min}$ 左右。而在建筑密度较小、汇水面积较大、地形较平坦、雨水口布置较稀疏的地区,宜采用较大值,一般可取 $t_1 = 10 \sim 15 \text{min}$ 。起点井上游地面流行距离以不超过 $120 \sim 150 \text{m}$ 为宜。

管渠内雨水流行时间 t_2 的求定

t_2 是指雨水在管渠内的流行时间,即:

$$t_2 = \frac{\sum L_i}{60 v_i} \quad (5.26)$$

式中 L_i ——各管段的长度 (m);

v_i ——各管段满流时的水流速度 (m/s)。

由此,设计暴雨强度公式便可写成下列型式:

$$q = \frac{167 A_1 (1 + C \lg T)}{(t_1 + m t_2 + b)^c} \quad (5.27)$$

或当 $b = 0$,

$$q = \frac{167 A_1 (1 + C \lg T)}{(t_1 + m t_2)^c} \quad (5.28)$$

或当 $c = 1$,

$$q = \frac{167 A_1 (1 + C \lg T)}{t_1 + m t_2 + b}$$

式中 q ——设计暴雨强度 ($\text{L}/(\text{s} \cdot 10^4 \text{m}^2)$);

T ——设计重现期 (a);

t_1 ——地面集水时间 (min);

t_2 ——管渠内雨水流行时间 (min);

m ——折减系数;

A_1 、 C 、 b 、 c ——地方参数。

折减系数 m

雨水管道按满流进行设计,当降雨历时等于集流时间时,设计断面的雨水流量才达到最大值。因此,雨水管渠中的水流并非一开始就达到设计状况,而是随着降雨历时的增长才能逐渐形成满流,其流速也是逐渐增大到设计流速的。这样就出现了按满流的设计流速计算所得的雨水流行时间小于管道内实际的雨水流行时间的情况。如果 t_c 值过小,会引起降雨强度过大,计算出的管道断面偏大,造成投资增加。前苏联的苏林教授对列宁格勒的雨水道进行了观测,发现大多数雨水管道中雨水流行时间比按最大流量计算的流行时间大 20%。建议用大于 1 (1.2) 的系数乘以用满流时的流速算出管内雨水流行时间 t_2 。

当任一管段发生设计流量时,其他管段都不是满流 (特别是上游管段),所以可设想利用此上游管段存在的空隙容量,使一部分水量暂时贮存在此空间内,而起到调蓄管段内最大流量的作用。从而可以降低其高峰流量,减小管渠断面尺寸,降低工程造价。

然而这种调蓄作用, 只有在该管段内水流处于压力流条件下, 才可能实现。因为只有处于压力流管段的水位高于其上游管段未满流时的水位足够大时, 才能在此水位差作用下形成回水, 迫使水流逐渐向上游管段空隙处流动而充满其空隙。由于这种水流回水造成的滞流状态, 使管道内实际流速低于设计流速, 也就是使管内的实际水流时间 t_2 增大。为了利用这一原因产生的管道调蓄能力, 可用大于 1 的系数乘以用满流时流速算得的管内流行时间 t_2 。根据前苏联列宁格勒公用事业研究院的空隙容量计算理论, 该系数为 1.67。它的假设条件是: 暴雨强度公式采用 $i = A/t^c$; 上式中 $c = 0.67$; 暴雨强度为先大后小和先小后大的雨各占 50%。

综上所述, 折减系数 m 实际是苏林系数与管道调蓄利用系数两者的乘积。我国的高等院校和设计科研单位对该值进行了多年的研究, 指出按照我国大多数地区采用的暴雨强度公式 $i = A_1 (1 + C \lg T) / (t + b)^c$ 及相应的各参数值, m 值为一变数, 其变化范围为 1.8~2.2。同时也指出空隙容量的利用与地形、坡度有密切关系, 坡度过大地区, 不能利用管道空隙容量。为了使计算简便, 我国《室外排水设计规范》建议折减系数为: 暗管 $m = 2$, 明渠 $m = 1.2$ 。在陡坡地区, 暗管的 $m = 1.2 \sim 2$ 。在其他国家, 如美国和日本该值为 1, 前苏联该值随暴雨公式中指数 c 变化, 变化范围为 2.0~2.8, 当地面坡度大于 0.03 时, 该系数的值一律采用 1.2。

5.4.3 设计计算步骤

(1) 划分排水流域及管道定线

根据城市总体规划图或工厂总平面布置图, 按地形的实际分水线划分成几个排水流域。当地形平坦, 无明显分水线时, 排水流域的划分可以按城市主要街道的汇水面积拟定。

结合建筑物分布及雨水口分布, 充分利用各排水流域内的自然地形布置管道, 使雨水以最短距离按重力流就近排入水体。在总平面图上绘出各流域的干管和支管的具体平面位置。

(2) 划分设计管段

根据管道的具体位置, 在管道转弯处、管径或坡度改变处、有支管接入处或两条以上管道交汇处, 以及超过一定距离的直线管段上都应设置检查井。把两个检查井之间流量没有变化且预计管径和坡度也没有变化的管段定为设计管段, 并从管段上游往下游按顺序进行检查井的编号。

(3) 划分并计算各设计管段的汇水面积

各设计管段汇水面积的划分应结合地形坡度、汇水面积的大小以及雨水管道布置等情况而划定。地形较平坦时, 可按就近排入附近雨水管道的原则划分汇水面积; 地形坡度较大时, 应按地面雨水径流的水流方向划分汇水面积。并将每块面积进行编号, 计算其面积的数值注明在图中。

(4) 确定各排水流域的平均径流系数值。

若城市中各区域内建筑分布情况差异不大时, 可采用统一的平均径流系数值。

(5) 确定设计重现期 T 、地面集水时间 t_1 及管道起点的埋深。

管道起点埋深应考虑当地冰冻深度及支管的接入标高等条件。

(6) 求单位面积径流量

q_0 是暴雨强度 q 与径流系数 C 的乘积。

只要求得各管段的管内雨水流行时间 t_2 , 就可求出相应于该管段的 q_0 值。在西方国

家一般用有效汇水面积 AC 代替这一步。

(7) 列表进行雨水干管及支管的水力计算, 以求得各管段的设计流量。并确定出各管段所需的管长、坡度、流速、管底标高及管道埋深等值。

(8) 绘制雨水管道平面图及纵剖面图。

5.4.4 设计计算实例

【实例 5.2】 某城区排水系统规划如图 5.11 所示, 试进行该雨水排水系统的水力计算。

已知城市暴雨强度公式为

$$q = \frac{2928.3(1 + 0.95\lg T)}{(t_1 + mt_2 + 11.77)^{0.88}} \quad (\text{L}/(\text{s} \cdot 10^4 \text{m}^2)) \quad (5.29)$$

城市综合径流系数取 $C = 0.62$, 河流常水位为 58m, 最高洪水位 (50 年一遇) 为 61mm, 设计重现期取 $T = 1a$ 。

【解】 根据该规划区的条件和管网定线情况, 采用 $t_1 = 10\text{min}$, $m = 2$ (暗管排水), 汇水面积和管道长度均从规划图中量取, 具体计算过程详见表 5.8。根据水力计算结果, 管道系统终点管内底标高为 59.005m, 在常水位以上, 但在洪水位以下。为了保证城市在暴雨期间排水的可靠性, 拟在 8~9 管段终点设提升泵站, 提升水头为 2m。1~9 设计计算结果不变, 9~10 管段的埋深提高 2m, 终点管内底标高为 61.000m, 在洪水位以上。根据水力计算结果绘制的管网纵剖面图见图 5.12。

管段 11~6、14~7、17~8 和 20~9 的水力计算结果满足系统接管上的要求, 不影响主干管的埋深。

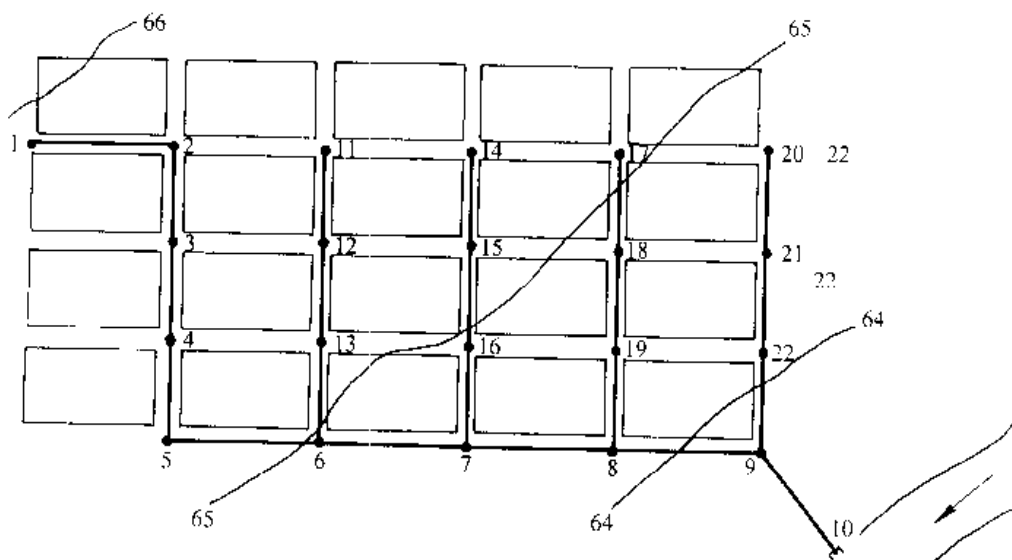


图 5.11 某市区雨水管道平面布置图 (初步设计)

【实例 5.3】 上述管网系统的提升泵站处设有溢流口与管段 9~10 相连接, 其管内底标高为 61.680m, 试校核在泵站不工作条件下, 管网系统的排水能力。

【解】 在泵站不工作条件下, 管网系统必须经过溢流口向河流排水, 溢流口内底标高高于 8~9 管段下游端 2m, 所以, 管网系统只能在压力流条件下工作。本例可以作为压力流条件下水力计算方法的参考。

雨水干管水力计算表

表 5.8

设计 管段 编号	管长 L (m)	汇水面积 A (10^4m^2)	管内雨水流行时间 (min)		单位面积径流量 q_0 ($\text{L}/(\text{s}\cdot 10^4\text{m}^2)$)	设计流量 Q (L/s)	管径 D (mm)	水力坡度 S (‰)	流速 v (m/s)	管道输水能力 Q' (L/s)	坡降 $S\cdot L$ (m)	设计地面标高 (m)		设计管内底标高 (m)		埋 深 (m)	
			$t_2=\sum\frac{L}{v}$	$\frac{L}{v}$								起点	终点	起点	终点	起点	终点
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1~2	330	1.485	0	5.73	123.21	182.97	500	2.5	0.96	189	0.825	65.800	65.600	64.300	63.475	1.50	2.125
2~3	180	7.425	5.73	2.38	84.92	630.54	800	2.3	1.26	634	0.414	65.600	65.500	63.175	62.761	2.425	2.739
3~4	180	13.365	8.11	2.78	75.48	1008.84	1100	1.1	1.08	1025	0.198	65.500	65.250	62.461	62.263	3.039	2.987
4~5	180	19.305	10.89	2.83	66.93	1292.18	1250	0.9	1.06	1300	0.162	65.250	65.050	62.133	61.951	3.137	3.099
5~6	330	23.76	13.72	4.70	60.11	1428.23	1250	1.1	1.17	1440	0.363	65.050	64.800	61.951	61.588	3.099	3.212
6~7	330	47.52	18.42	3.96	51.54	2449.19	1500	1.2	1.39	2448	0.396	64.800	64.400	61.338	60.942	3.412	3.458
7~8	330	71.28	22.38	3.29	46.10	3286.04	1600	1.6	1.67	3350	0.528	64.400	64.050	60.842	60.314	3.558	3.736
8~9	330	95.04	25.67	3.37	42.43	4032.44	1800	1.3	1.63	4140	0.429	64.050	63.900	60.114	59.685	3.936	4.215
9~10	400	118.8	29.04	3.58	39.26	4664.18	1800	1.7	1.86	4737	0.68	63.90	63.500	61.680	61.000	2.220	2.500

压力流条件下雨水干管水力计算表

表 5.9

设计 管段 编号	管长 L (m)	汇水面积 A (10^4m^2)	管内雨水流行时间 (min)		单位面积径流量 q_0 ($\text{L}/(\text{s}\cdot 10^4\text{m}^2)$)	设计流量 Q (L/s)	管径 D (mm)	水力坡度 S (‰)	流速 v (m/s)	管道输水能力 Q' (L/s)	坡降 $S\cdot L$ (m)	设计地面标高 (m)		设计管内水压标高 (m)	
			$t_2=\sum\frac{L}{v}$									起点	终点	起点	终点
			$t_2=\sum\frac{L}{v}$	$\frac{L}{v}$											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1~2	333	1.485	0	8.21	87.97	130.64	500	1.2	0.67	131.0	0.396	65.800	65.600	64.800	64.304
2~3	180	7.425	8.21	3.80	53.65	398.34	800	0.9	0.79	397	0.162	65.600	65.500	64.304	64.242
3~4	180	13.365	12.01	4.62	45.73	611.17	1100	0.4	0.65	618	0.072	65.500	65.250	64.242	64.172
4~5	180	19.305	16.63	4.92	38.90	750.96	1250	0.3	0.61	753	0.054	65.250	65.050	64.172	64.116
5~6	330	23.76	21.55	7.75	33.66	799.69	1250	0.4	0.71	869	0.132	65.050	64.800	64.116	63.984
6~7	330	47.52	29.30	6.88	27.87	1324.54	1500	0.4	0.8	1413	0.132	64.800	64.400	63.984	63.852
7~8	330	71.28	36.18	5.91	24.25	1728.86	1600	0.5	0.93	1877	0.165	64.400	64.050	63.852	63.687
8~9	330	95.04	42.09	7.05	21.86	2077.26	1800	0.3	0.78	1990	0.099	64.050	63.900	63.687	63.588
9~10	400	118.8	49.14		19.58	2326.22	1800								

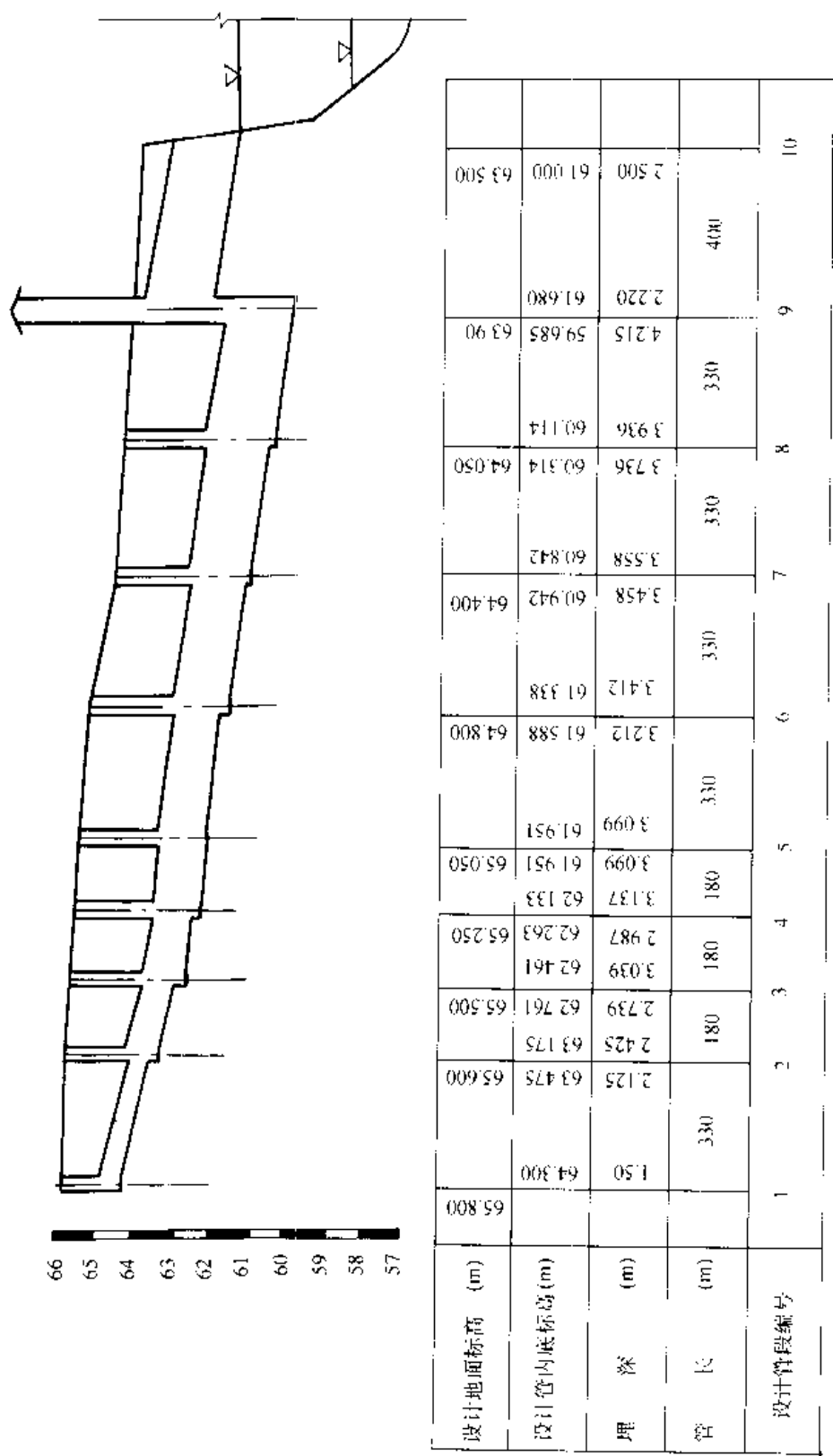


图 5.12 某市区雨水管道纵剖面 (初步设计)

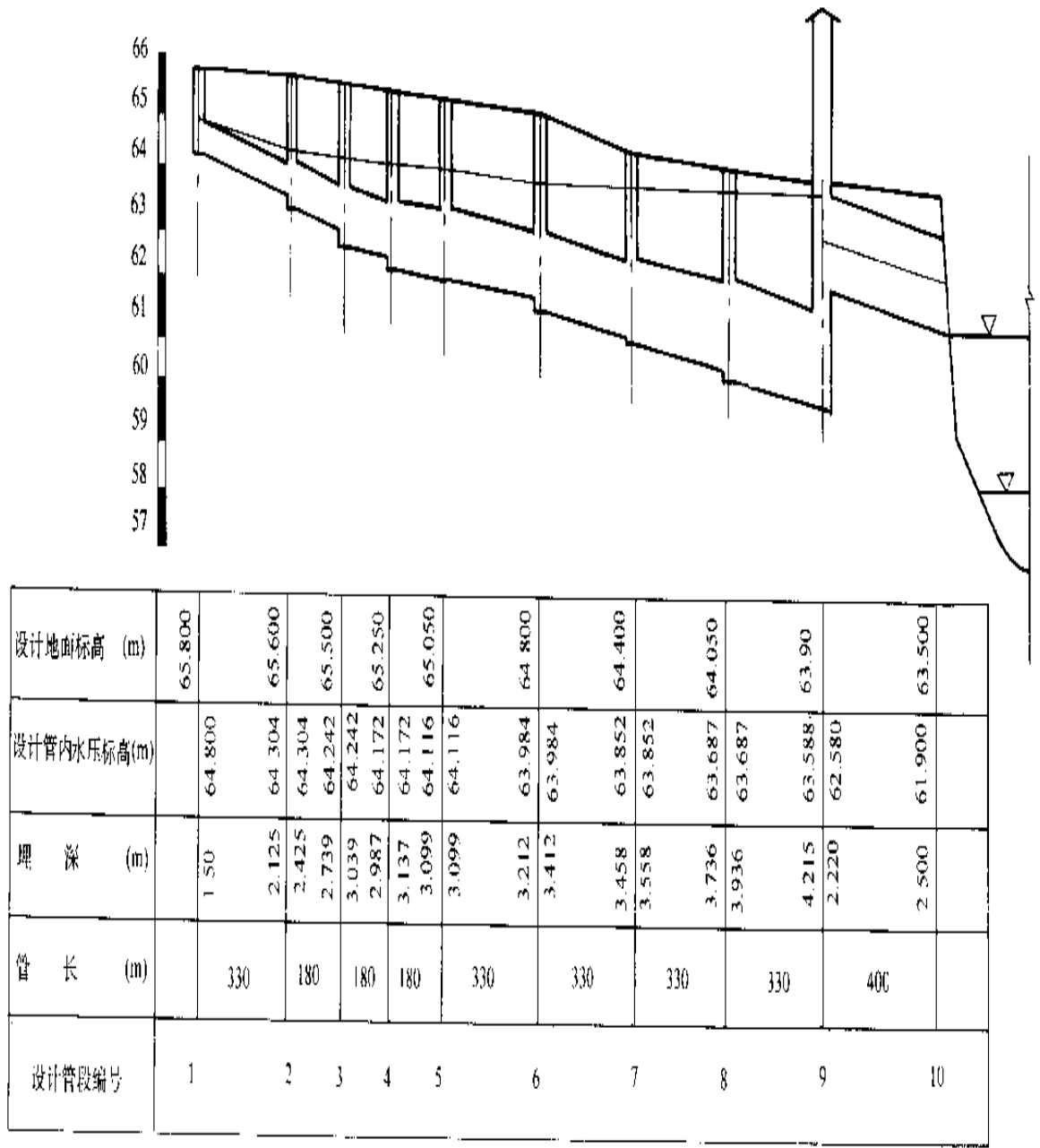


图 5.13 某市区雨水管道纵剖面图（压力流）

雨水管网系统经常出现压力流,在特殊情况下,也可以在设计过程中考虑压力流排水。压力流条件下的水力坡度与管道底坡无关,仅与上、下游水位差有关。

管段 1~9 水力计算总的水面降落量为 3.315m,在满流条件下,1~2 管段起端管顶至溢流口(设 9~10 管段也为满流)的水位差为 1.320m,小于 3.315m,不能正常排出 $T=1a$ 的降水。

现考虑 $T=0.5a$ 的条件下,系统的排水过程,水力计算过程详见表 5.9。

根据表 5.9,1~9 管段终点水面标高为 63.588m,高于溢流口底标高(61.680m) 1.908m。在 $T=0.5a$ 条件下,流入泵站的设计流量为 2326L/s,与 9~10 管段的满流过流能力 4737L/s 之比为 $Q/Q_0 \approx 0.5$,查图 2.4,9~10 管段的充满度为 $h/D=0.5$,则溢流口水位标高为 $61.680 + 1.800 \times 0.5 = 62.580m$,与 1~9 管段终点的水面标高差为 $63.588 - 62.580 = 1.008m$,如果再加上各检查井处的局部水头损失(进口和出口),也可以安全地排水。

当 1~2 管段起端水位达到地面时,系统为不发生溢流的极限条件,其上、下游水位差最大, $65.800 - 63.480 = 2.320m$,也小于 3.315m。所以该系统在泵站不工作时,管网处于压力流排水状态,管网不能排除 $T=1a$ 的雨水,但可以安全排除 $T=0.5a$ 的雨水,根据表 5.9 绘制的纵剖面图见图 5.13。

5.5 径流调节

利用管道本身的空隙容量调节流量是有限的。如果在城市雨水管道设计中利用一些天然洼地和池塘作为调节池,把雨水径流的高峰流量暂存其内,待最大流量下降后,再从调节池中将水慢慢地排出,这样就可以极大地降低下游雨水干管的尺寸,对降低工程造价和提高系统排水的可靠性很有意义。

此外,当需要设置雨水泵站时,在泵站前如若设置调节池,则可降低装机容量,减少泵站的造价。

如若没有可供利用的天然洼地、谷地或池塘作调节池,亦可采用人工修建的调节池。

5.5.1 调节水池常用的布置形式

一般常用溢流堰式或底部流槽式的调节池。

(1) 溢流堰式调节水池

调节池通常设置在干管一侧,有进水管和出水管。进水管较高,其管顶一般与池内最高水位相平;出水管较低,其管底一般与池内最低水位相平。

(2) 底部流槽式调节池

雨水从池上游干管进入调节池后,当进水量小于出水量时,雨水经设在池最底部的渐缩断面流槽全部流入下游干管而排走。池内流槽深度等于池下游干管的直径。当进水量大于出水量时,池内逐渐被高峰时的多余水量所充满,池内水位逐渐上升,直到进水量减少至小于池下游干管的通过能力 Q_3 时,池内水位才逐渐下降,至排空为止。

5.5.2 调节池容积 V 的计算

调节池内最高水位与最低水位之间的容积为有效调节容积 V 。通常可以绘制调节池处流量过程线求定 V 。设计断面处的流量过程线,取决于降雨过程中的强度的变化过程、

汇水面积的特征及径流系数等因素。

根据前苏联的研究,建议用下式计算调节池容积:

$$V = (1 - \alpha)^{1.5} \cdot Q_{\max} \cdot t_c \quad (5.30)$$

式中 V ——调节池容积 (m^3);

$Q_{\max}$ ——调节池上游干管的设计流量 (m^3/s);

t_c ——相应于 $Q_{\max}$ 时的设计降雨历时 (s);

α ——下游干管设计流量的降低程度系数。

若调节池下游干管无本段汇水面积的雨水进入时,显然,其设计流量为 $Q = \alpha Q_{\max}$ 。

若调节池下游干管接受本段汇水面积的雨水进入时,则其设计流量为

$$Q = \alpha Q_{\max} + Q' \quad (5.31)$$

式中 Q' ——调节池下游干管汇水面积上的雨水设计流量,其汇水时间应从 $t_2 = 0$ 开始计算。

5.5.3 校核调节池的放空时间

放空时间 t 应按照水力学中变水头下的非稳定出流进行计算。一般考虑放空时间不得超过 24h。按此原则确定池出水管管径 D 。

为方便计算,一般可按照调节池容积的大小在下述范围内先估算池出水管 D 值,即当调节池容积 $V = 500 \sim 1000 \text{m}^3$ 时,建议选用 $D = 150 \sim 250 \text{mm}$;当调节池容积 $V = 1000 \sim 2000 \text{m}^3$ 时,建议选用 $D = 200 \sim 300 \text{mm}$ 。

然后按调节池放空时间的要求校核选用的池出水管 D 是否满足。

第6章 排水管渠优化设计

随着计算机的普及和优化理论的不断完善,如何在排水管渠系统设计中应用优化设计方法已成为市政工程设计中十分关注的课题。在传统的排水管网设计方法中,设计者虽然能根据经验进行初步的优化选择,并尽量使设计达到技术上先进、经济上合理,但其技术经济分析一般都只考虑几个不同布置形式的方案比较,而不考虑同一布置形式下,不同设计参数组合的方案比较。这样就会造成排水管渠的设计因设计者而异,所需投资也不尽相同,要想从根本上解决这一问题则只能通过计算机进行优化设计。

发达国家的排水管网普及率已经达到很高的水平,如:伦敦、巴黎、莫斯科等城市排水管道普及率接近100%,日本东京为97%。我国1985年的普及率为52.8%,特大城市为60%,与发达国家有很大差距。为了不断地提高人民的物质生活水平和保护环境,我国还将建设大量的排水管渠,而用优化设计方法进行排水管渠设计一般可节省投资5%~20%左右,因此很有必要研究和推广优化设计方法。

排水管渠的优化设计一般涉及三方面的内容:

一个城市的最佳排水分区数量和集水范围的确定;

最佳管线布置形式的确定;

管线布置形式给定条件下,不同管径、坡度组合的优化。

应该指出,排水管网系统优化设计所涉及的知识范围十分广泛,加之目前对某些问题的研究还不十分成熟,因此本章所涉及的只是目前比较成熟、应用较多的部分,有些内容还有待于不断完善和补充。

6.1 基本概念

6.1.1 优化设计及优化设计方法

广义而言,所谓“最优化”就是从完成某一任务的所有可能方案中选出最好的方案。因此对各种事物,只要存在不同的解决办法,就存在最优化问题。

“排水管网系统优化设计”就是在满足规范要求的条件下,使排水管网的某种性能指标(如环境效益、社会效益或经济效益等)为最佳。也就是在所有可用方案中,按某一标准找出最优的方案。

传统的设计方法也可以看成是一种极简单的优化设计方法,它很难达到总体的最优解。而优化设计方法是从总体出发,从全局考虑问题,从而可以获得全局最优解。如在进行水力计算时,优化设计方法可以从整个系统来考虑问题,求得的最优解一般可比传统法节省投资5%~15%左右。求出最优方案后,如有必要,还可根据工程经验对方案进行必要的校核和修改。

优化设计建立于现代优化计算技术基础之上,只有借助于计算机才能完成设计计算工

作。排水管网系统的设计除了大量的计算工作以外,还包括施工图设计,施工图可以用 AutoCAD 等计算机软件绘制。

6.1.2 约束条件和可行空间

排水管网系统的设计方案由一系列设计参数组成,如:管径、坡度、埋深等。在进行设计时,有些参数是根据工程要求事先给定而不能改变的,如规划区域面积和雨水管网的设计重现期等,这些在设计中保持不变的参数称为预定参数。另一些参数则随设计方案的变更而改变,如管线走向、管径等,这些代表设计方案,而在设计中又可以调整、变化的基本参数称为设计变量。一个设计方案如有 N 个设计变量,则这 N 个设计变量可以组成一个 N 维的设计空间或设计变量集合。如管径是一个设计变量,从原则上讲,管径可以取大于零的所有实数,则实数域即为管径的取值范围。设计空间的每一个点都表示一个设计方案。

很明显,设计方案必须满足一定的设计要求,也就是说并非设计空间的每一个点都代表一个可行的设计方案。一个可行的设计方案必须满足一系列条件,这些条件即为约束条件。满足约束条件的设计空间称为可行空间,用 Ω 表示。

约束条件一般用约束方程表示,有时也用集合的形式给出,约束方程又分为等式约束和不等式约束两种。

6.1.3 目标函数

确定了可行域或可行空间后,问题即演变为在可行方案中找出最佳的设计方案。在评比设计方案的优劣时,必须有一个评比的标准,那就是要求最优方案在满足所有的约束条件下,能使排水管网系统的某种属性(约定的性能指标)为最佳。这个约定的性能指标自然是设计变量的函数,因而称为目标函数或评价函数,用 $W(\bar{x})$ 表示(其中 $\bar{x}$ 为设计变量向量)。

求最优解的过程即转变为求目标函数的极大值或极小值,一般目标函数都表示成费用,因此常用极小值,即:

$$W(\bar{x}^*) = \min W(\bar{x}) \quad (6.1)$$

式中 $\bar{x}^*$ 表示对应最优解的设计向量。当求极大值时(如环境效益等)可用加负号的方法转换为求极小值。

单变量函数的极值可以通过求导的方法求解,多变量、有约束条件的极值问题一般不能用很简单的方法求得,但大部分都可以用运筹学中的方法加以解决。

6.2 水力计算过程的优化设计方法

在管网系统的布置形式已定的条件下,设计计算过程也就是水力计算过程,采用优化设计方法进行设计不仅可以节省投资,而且还可以减少设计者的劳动强度。

6.2.1 管网系统布置形式的描述

优化设计方法一般都需要借助于计算机,为此必需把管网系统的布置形式用计算机可以理解的形式加以描述,这样才能使计算机的计算过程得以实现。

一个排水管网系统(污水管网系统、雨水管网系统和合流制管网系统)包括很多设计管段、检查井、中途提升泵站、跌水井、倒虹管、雨水口或室内用水排水口等,假设每一

个设计管段的起点为“点”，两点之间的设计管段为“线”，检查井、泵站等均设在“点”上，这样一个管网系统就可以用一系列的“点”和“线”加以描述。

(1) 等节点线法

从排水管网的出水口或污水处理厂向上游依次作等节点线，并且对每一节点进行编号，之后从上游向下游对等节点线进行编号，即为计算次序，编号方法见图 6.1。

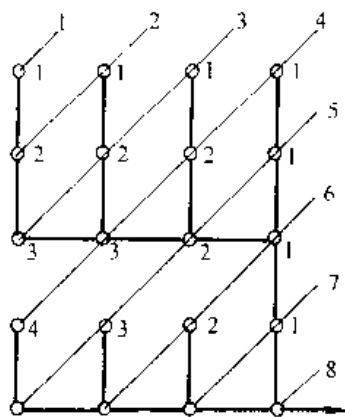


图 6.1 等节点线法示意图

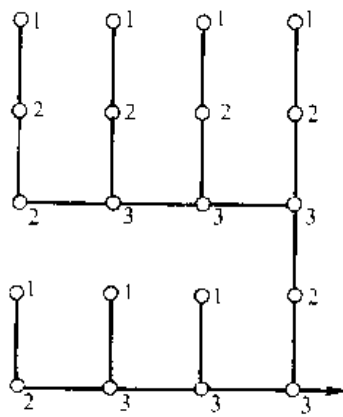


图 6.2 节点编号法示意图

这种编号方法的优点是：

- 1) 规定计算次序的负担可由计算机来代替；
- 2) 根据一个简单的输入清单计算机就可以迅速地构成一个管网系统；
- 3) 任何多水平枝状管网都能很容易地描述；
- 4) 管网布置的改变，如增加管段和检查井时，仅用编号的方法即可解决，而且增加新的检查井仅导致输入清单很小的改变。

(2) 节点编号法

这种方法是把节点分成几种类型，用以描述管网的布置形式。

管网的起点为第一类节点，其特点是没有上游设计管段。中间连接点为第二类节点，其特点是没有旁侧管接入。有一个旁侧管接入的为第三类节点，其检查井类似于三通。有两个旁侧支管接入的为第四类节点，其检查井类似于四通，其余类推。编号方法见图 6.2。

其计算次序为：选择一根流量最大或管线最长的管线为主干线，其余管线均为支线，从主干线的起点向下游进行计算；如遇有支线接入时，即从支线的起点进行计算，到接入主干线后再依次向下游计算。

这种方法在输入原始数据的同时输入一个节点类型矩阵，计算机就会完成描述管网的工作。

这一方法除具有等节点线法的优点外，还有适合于在 PC 机上进行计算等优点。

6.2.2 费用函数

在很多情况下，目标函数都表示费用，为此先介绍费用函数。

费用函数依据给水排水工程技术经济指标、概算指标或预算定额推求。根据设计的要求和不同的设计阶段选用。

费用函数可以表示成 3 种不同的形式：矩阵、总投资和年折算费用。

(1) 矩阵形式的费用函数

一般的技术经济指标或经济指标都是以表格的形式给出的, 这些表格都可以整理成矩阵的形式, 如表 6.1。

排水管网的费用矩阵

表 6.1

$H \backslash D$	D_1	D_2	...	D_{m-1}	D_m
H_1	$C_{1,1}^1$	$C_{1,2}^1$	...	$C_{1,m-1}^1$	$C_{1,n}^1$
H_2	$C_{2,1}^2$	$C_{2,2}^2$	...	$C_{2,m-1}^2$	$C_{2,n}^2$
...	...	...	...	...	...
H_{n-1}	$C_{n-1,1}^2$	$C_{n-1,2}^2$	...	$C_{n-1,m-1}^2$	$C_{n-1,n}^2$
H_n	$C_{n,1}^2$	$C_{n,2}^2$	...	$C_{n,m-1}^2$	$C_{n,n}^2$
管道材料费	C_1^1	C_2^1	...	C_{m-1}^1	C_n^1
运行费	C_1^3	C_2^3	...	C_{m-1}^3	C_n^3

即可整理成矩阵:

$$\begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & \cdots & C_{1m} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ C_{n1} & C_{n2} & \cdots & C_{nm} \end{bmatrix}$$

把矩阵输入计算机后, 可以根据要求, 按阶段函数取值或内插取值。

这种方法比较简单, 省去了推求费用函数式的过程, 但优化过程则要遇到很多麻烦。

(2) 函数形式的费用函数

排水管网分为重力流管网和设有提升泵站的管网, 它们的费用函数是不同的。

重力流排水管网的费用应包括建设费用和维护管理费用。提升泵站的费用应包括泵站的基建费用和运行管理费。由于管道的基建费用是根据各地的施工经验总结得出的, 所以该费用中包括的因素就十分复杂, 采用的费用函数应该具有以下特点:

- 1) 能比较好地描述实际情况, 与实际资料的拟合差最小;
- 2) 费用函数中各参数都能通过一定的数学方法求得;
- 3) 形式简单, 便于应用。

应对实际资料进行分析, 如作图观察分布情况或其他的方法, 正确地选用函数形式, 之后再求参数, 获得实用的费用函数。

下面介绍几个实例说明费用函数的推求方法:

【实例 6.1】总投资费用函数的推求

根据给排水工程技术经济指标, 首先在坐标纸上作图。

由图 6.3 和图 6.4 可见排水管网的投资与管径和埋深均为指数函数形式分布。类似的曲线可以作出一族, 经过分析后决定采用如下形式的费用函数:

$$C = C_0 + AH^B \quad (6.2)$$

经整理可写成如下的形式:

$$\ln(C - C_0) = \ln A + B \ln H \quad (6.3)$$

可以通过线性回归方法求出参数 A 和 B , C_0 要通过试算求出, 其原则是对应误差最小的一组参数 C_0 、 A 、 B 即为所求。

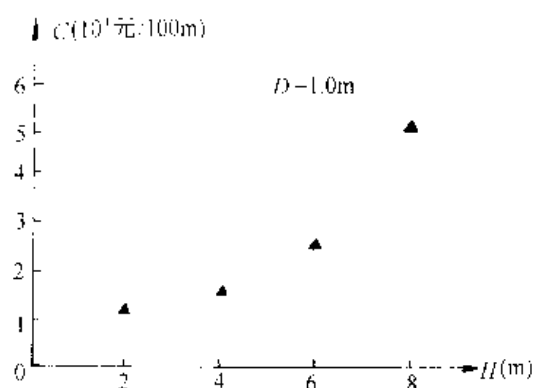


图 6.3 造价与埋深关系图

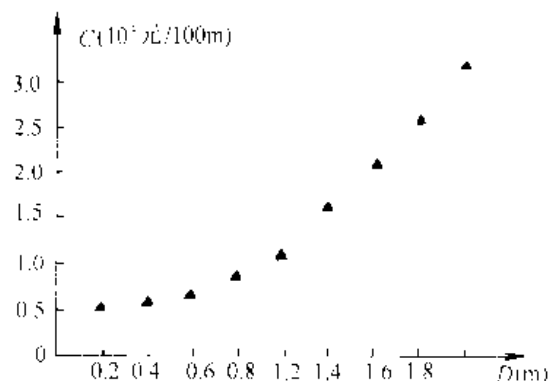
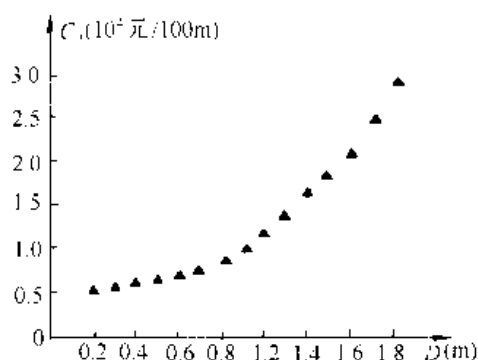
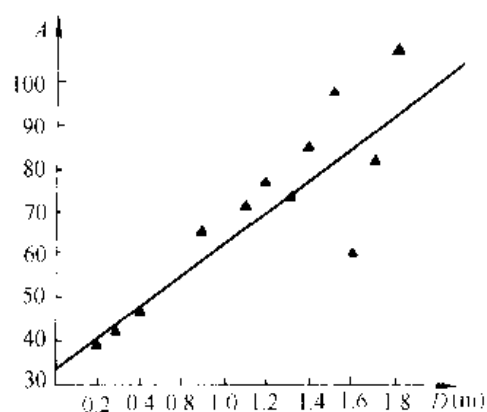


图 6.4 造价与管径关系图

通过以上方法可以求出一族参数 C_0 、 A 、 B ， C_0 与 D 的关系如图 6.5 所示。

C_0 与 D 很有规律， A 与 D 的关系就不明显，但 B 值变化不大。为了整理成统一的公式，可以求出各管径对应 B 值的均值 $\bar{B}$ ，之后用 $\bar{B}$ 和 C_0 再求 A 值。

$$A = \frac{C - C_0}{H^{\bar{B}}} \quad (6.4)$$

图 6.5 参数 C_0 与管径 D 关系图图 6.6 参数 A 与管径 D 关系图

求得的 A 值与 D 的关系见图 6.6。

根据 C_0 与 D 和 A 与 D 的分布情况，可以采用如下的函数形式进行拟合：

$$C_0 = Y_0 + A_1 D^{B_1} \quad (6.5)$$

$$A = A_2 + B_2 D \quad (6.6)$$

式中各参数都可以用一元回归方法求得。最后费用函数的形式为：

$$C = (Y_0 + A_1 D^{B_1}) + (A_2 + B_2 D) H^{\bar{B}} \quad (6.7)$$

根据一组实际资料推求的费用函数为：

$$C = (5207 + 7649.12 D^{2.3489}) + (33.58 + 3687 D) H^{3.0157} \quad (6.8)$$

式中 D 、 H 以 m 计， C 以元/100m 计。

求出费用函数后还应进行误差分析，其计算值与实际值的偏差到目前为止还没有一个统一的规定值，但应尽量小。上面公式的计算值与实际值的比较见图 6.7，其偏差大部分均小于 $\pm 10\%$ 。

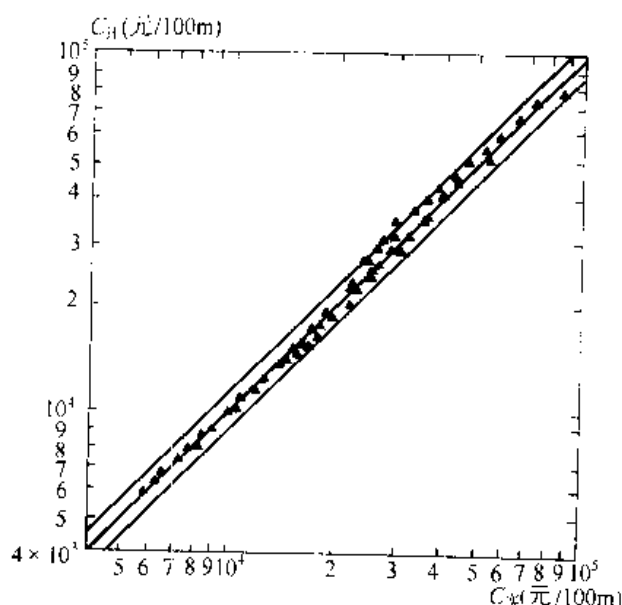


图 6.7 实际值与计算值比较图

【实例 6.2】 年折算费用函数的推求

单位长度管道的建设费用由两部分构成：管道材料费 (C^1) 和管道埋设费 (C^2)。根据一些实际资料的分析， C^1 和 C^2 可以分别表示为：

$$C^1 = k_1' + k_2'D^{k_3} \quad (6.9)$$

$$C^2 = K + MD \quad (6.10)$$

参数 K 和 M 又可以表示成管道埋设深度 H 的函数：

$$K = k_4' + k_4'H^{k_5} \quad (6.11)$$

$$M = k_6' + k_7'H^{k_8} \quad (6.12)$$

管道的年管理费用可以表示为管径的线性函数：

$$C^3 = k_9D \quad (6.13)$$

综合以上各式，可以写出单位管长的年折算费用公式为：

$$\begin{aligned} C_1 &= \frac{1}{T}(C^1 + C^2) + C^3 = \frac{1}{T}(k_1' + k_1' + k_2'D^{k_3} + k_4'H^{k_5} + k_6'D + k_7'DH^{k_8}) + k_9D \\ &= k_1 + k_2D^{k_3} + k_4H^{k_5} + k_6D + k_7DH^{k_8} \end{aligned} \quad (6.14)$$

式中 T ——投资偿还期 (a)；

D ——管径 (m)；

H ——管道的平均埋深 (m)；

C_1 ——单位管长的年折算费用 (万元/km)。

其中 $k_1 = (k_1' + k_1') / T$

$$k_2 = k_2' / T$$

$$k_4 = k_4' / T$$

$$k_6 = k_6' / T + k_9$$

$$k_7 = k_7' / T$$

通过线性回归对 k_9 进行估值，不存在困难。对 k_1' 、 k_2' 和 k_3' 可以通过下述步骤进行

估计。把管材费用写成如下形式:

$$C_i^1 = k_1 + k_2 D_i^{k_3} \quad (6.15)$$

$$\ln[C_i^1 - k_1] = \ln k_2 + k_3 \ln D_i \quad (6.16)$$

每给出一个 k_1 值, 就可以通过线性回归求出 $\ln k_2$ 和 k_3 值。最佳的 k_1 值可以使公式计算的费用与实际的费用之间的偏差最小时的 k_1 即为所求。

求 k_1 的方法很多, 可以用试算法求解, 还可以用如 0.618 法的搜索法求解, 下面介绍一种梯度法 (最速下降法) 求解 k_1 的方法:

设 k_1 的一个初始值为 $(k_1)^0$, 应使

$$Z_1 = \sum_{i=1}^m \{ [\ln C_i^1 - (k_1)^0] - [\ln k_2 + k_3 \ln D_i] \}^2 \rightarrow \min \quad (6.17)$$

由 $\frac{\partial Z_1}{\partial (\ln k_2)} = 0$, 有

$$\ln k_2 = \frac{\sum_{i=1}^m [C_i^1 - (k_1)^0] - k_3 \sum_{i=1}^m \ln D_i}{m} \quad (6.18)$$

由 $\frac{\partial Z_1}{\partial k_3} = 0$, 有

$$\sum_{i=1}^m \ln D_i \{ \ln [C_i^1 - (k_1)^0] - [\ln k_2 + k_3 \ln D_i] \} = 0 \quad (6.19)$$

整理得

$$k_3 = \frac{\sum_{i=1}^m \{ \ln D_i \ln [C_i^1 - (k_1)^0] \} - \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \ln D_i \sum_{i=1}^m \ln [C_i^1 - (k_1)^0]}{\sum_{i=1}^m (\ln D_i)^2 - \frac{1}{m} (\sum_{i=1}^m \ln D_i)^2} \quad (6.20)$$

每给一个 k_1 值都可以通过上式求出 k_3 和 $\ln k_2$, 可以通过梯度法来不断地修正 $(k_1)^0$ 。此时的目标为:

$$Z = \sum_{i=1}^m [C_i^1 - (k_1 - k_2 D_i^{k_3})]^2 \quad (6.21)$$

$$\frac{\partial Z}{\partial k_1} = -2 \sum_{i=1}^m [C_i^1 - (k_1 - k_2 D_i^{k_3})] \quad (6.22)$$

$$(k_1)^1 = (k_1)^0 - \rho Z_0 / \left(\frac{\partial Z}{\partial k_1} \right) \bigg|_{k_1 = (k_1)^0} \quad (6.23)$$

其中 ρ 为步长, 确定 ρ 的方法很多, 最简单的就是定步长迭代法。可取 $\rho < 1$ 的常数, 迭代计算到两次目标之差小于规定的数值为止。其计算框图见图 6.8。

对于 k_1 , k_4 , k_5 , k_6 , k_7 和 k_8 , 可以先通过线性回归求出各种埋深条件下的 K 和 M , 然后再建立 K 和 H 与 M 和 H 的关系, 求出上述参数。

根据一组实际资料, 采用上述方法推求的一组参数为:

$$k_1 = 0.1814, \quad k_2 = 3.2463, \quad k_3 = 2.4266$$

$$k_4 = -2.0638, \quad k_5 = 1.6425, \quad k_6 = 1.0$$

$$k_7 = 3.5124, \quad k_8 = 1.2272, \quad k_9 = 1.0$$

取投资偿还期 $T = 10$ 年, 则年折算费用的费用函数为:

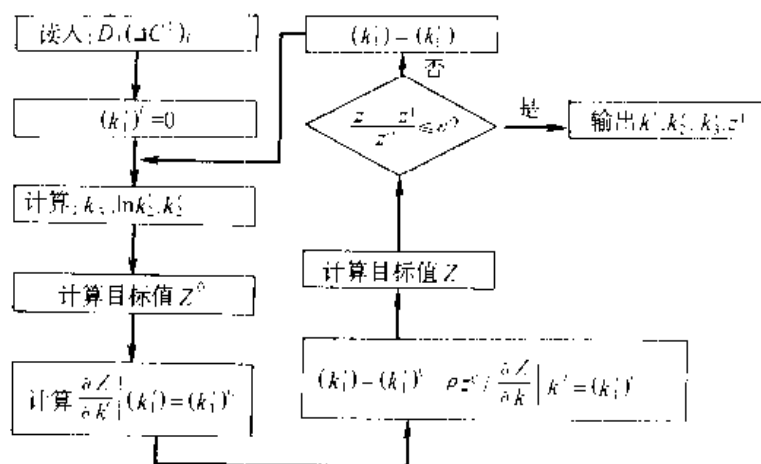


图 6-8 费用函数计算框图

$$C_1 = -0.18824 + 0.32463D^{2.4266} + 0.6425H + 0.35124D - 0.12272DH \quad (6.24)$$

由于投资中没有年维护管理费用, 上式也可写成总投资形式的费用函数

$$C_1 = -1.8824 + 3.2463D^{2.4266} + 6.425H - 3.5124D + 1.2272DH \quad (6.25)$$

根据总投资的费用函数和费用矩阵的实际值分析偏差如图 6.9, 其中绝大部分点据的偏差均小于 $\pm 10\%$ 。

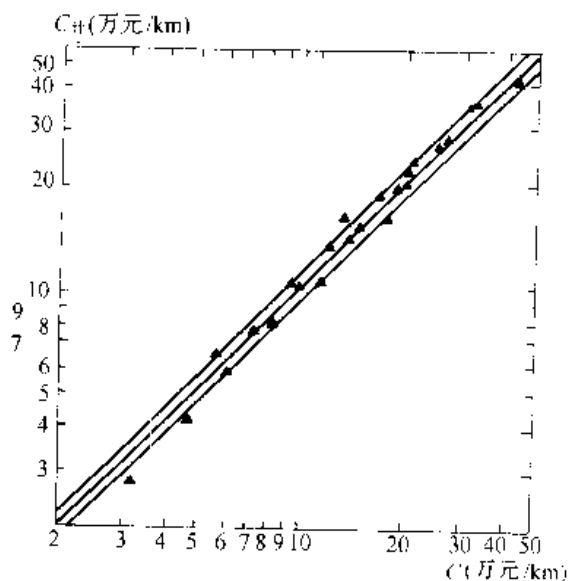


图 6.9 计算值与实际值比较

【实例 6.3】排水管网系统构筑物和提升泵站费用函数的推求

排水管网系统的构筑物有检查井、跌水井、倒虹管、出水口和提升泵站等, 它们的材料费和施工费均可在有关的定额和指标中查到。在能收集到的资料很充分时, 可以建立函数形式的费用函数, 否则可采用矩阵形式费用函数, 其方法与以上两例类似, 在此不再赘述。

应该注意的是提升泵站的运行费, 设运行动力费为 Y , 则:

$$Y = 2.724 \times 10^{-6} \alpha \beta V H_0 \quad (6.26)$$

式中 α ——泵站效率系数的倒数;

β ——电费 (元/kWh);

V ——年提升水量 (m^3/a), 污水泵站 V 取年平均污水量; 雨水泵站取 $V = CAH_r$, 其中 C 为径流系数, F 为汇水面积 (m^2), H_r 为年平均降雨量 (m); 合流制泵站取污水流量和雨水流量之和进行计算。

H_0 ——提升水头 (m)。

(3) 应注意的问题

随着优化技术的普及, 发表的费用函数愈来愈多, 其函数形式也有很多种, 如:

$$C = KD^\alpha H^\beta \quad (6.27)$$

$$C = K_1 + K_2 D^{1/2} + K_3 KH^2 \quad (6.28)$$

$$C = K_1 + K_2 D^\alpha + K_3 H^\beta + K_4 H^\gamma D \quad (6.29)$$

在使用时, 应特别注意公式的精度, 同时还应注意以下两点:

1) 地区性

一般工程的基建费都与地区条件和材料的来源有关, 不能不加分析地随意使用现有的费用函数, 只能使用当地的费用函数。

2) 时间性

由于市场价格在不断地变动, 因此费用函数也在变化, 应以现行的定额或指标来推求费用函数, 尽量使其接近实际。

6.2.3 优化设计的基本数学模型

优化设计的基本数学模型包括目标函数和约束条件。就水力计算阶段来说, 污水管网、雨水管网和合流制管网的目标函数是相同的, 而约束条件则有一定的差别。

(1) 目标函数的建立

1) 重力流系统

在初步设计阶段, 只需了解管网的总投资, 可以采用较简单的目标函数。

$$\begin{aligned} F &= \min W(\bar{x}) \\ &= \min \left\{ \sum_{i=1}^m C_{1,i} L_i \right\} \end{aligned} \quad (6.30)$$

当考虑用年折算费用时, 可用以下形式的目标函数:

$$\begin{aligned} F &= \min W(\bar{x}) \\ &= \min \left\{ \sum_{i=1}^m (1 + e_1 T) C_{1,i} L_i \right\} \end{aligned} \quad (6.31)$$

式中 e_1 ——管网的年折旧率;

T ——投资偿还期 (a)。

在技术设计或施工图设计阶段, 需要考虑管网的构筑物费用, 其目标函数的形式为:

$$\begin{aligned} F &= \min W(\bar{x}) \\ &= \min \left\{ \sum_{i=1}^m C_{1,i} L_i + \sum_{j=1}^N C_{2,j} \right\} \end{aligned} \quad (6.32)$$

式中 F 为最优解, $F = W(\bar{x}^*)$ (元); $C_{1,i}$ 为第 i 管段的费用, $C_{1,i} = f(D_i, H_i)$ (元/100m); L_i 为第 i 管段的管长 (100m); m 为设计管段数; $C_{2,j}$ 为第 j 个构筑物 (如检查井) 的费用; N 为构筑物的个数。

年折算费用的目标函数为:

$$F = \min W(\bar{x})$$

$$= \min \left\{ \sum_{i=1}^m (1 + e_1 T) C_{1,i} L_i + \sum_{j=1}^N (1 + e_2 T) C_{2,j} \right\} \quad (6.33)$$

式中 e_2 为构筑物的年折旧率。

2) 设有提升泵站的管网系统

需要设置提升泵站时, 应在目标函数中增加泵站的基建费用和运行管理费, 如果管网的目标函数用 F_1 或 $W_1(\bar{x})$ 表示而泵站的目标函数用 F_2 或 $W_2(\bar{x})$ 表示时, 其泵站的年折算费用目标函数为:

$$F_2 = \min W_2(\bar{x})$$

$$= \min \left\{ \sum_{k=1}^j [(1 + e_3 T) C_{3,k} + Y_k] \right\} \quad (6.34)$$

式中 e_3 为泵站的年折旧及维修率; $C_{3,k}$ 为第 k 个泵站的基建年折算费用 (元); Y_k 为第 k 个泵站的运行动力费 (元)。

当提升泵站设置的位置靠近管网的上游时, 泵站的费用 F_2 变小, 而管网的费用由于下游大管径部分的埋深增加而 F_1 变大, 所以有提升泵站的排水管网优化问题是一个多目标优化问题, 其目标函数为:

$$F = \min [F_1 + F_2] \quad (6.35)$$

(2) 约束条件

在进行排水管网水力计算时, 要满足水力学和设计规范方面对设计参数的有关规定, 它们可以概括成如下的约束条件:

1) 污水管道

对管径的要求

管径对污水管道水力计算的约束反映在两个方面, 其一是规定了最小管径 (即可选管径的下限), 具体规定是: 街坊或厂区内为 200mm, 街道下面为 300mm。其二是管径的递增或递减方式。由于管道规格的限制, 在计算过程中, 管径的递增或递减是非连续非均匀的; 当管径小于 500mm 时, 管径的递增或递减以 50mm 为一级, 当管径大于 500mm 时, 则以 100mm 为一级递增或递减。即:

$$D_i \geq D_{\min}$$

$$D_i \in \Omega_D$$

$$D_{i+1} \geq D_i - (0.05 \sim 0.10) \quad (D_i = 0.2 \sim 0.5\text{m})$$

$$D_{i+1} \geq D_i - (0.1 \sim 0.02) \quad (D_i \geq 0.6\text{m})$$

对流量的要求

在确定管径时, 应避免小流量选大管径, 故应明确各种管径对应的最小流速和所能通过的最小流量, 详见表 6.2。当管段设计流量小于某一管径的最小流量时, 只能选小一级的管径。但当管段设计流量小于 9.20L/s 时, 在街坊内其管径只能选 200mm。

对流速的要求

管段的设计流速介于最小流速 (0.6m/s) 和最大流速 (5m/s) 之间。在程序设计中最大流速不宜过高, 应根据地形而定, 地形坡度大时可取高值, 反之取低值。

$$\text{即: } v_{\min} \leq v \leq v_{\max}$$

$$v_i \leq v_{i+1} \quad (v < 1.2\text{m/s})$$

$D \sim Q_{\min}$ 的关系

表 6.2

D (mm)	$Q_{\min}$ (L/s)	D (mm)	$Q_{\min}$ (L/s)	D (mm)	$Q_{\min}$ (L/s)	D (mm)	$Q_{\min}$ (L/s)
200	9.20	450	47.73	900	205.88	1800	1193.34
250	15.12	500	59.00	1000	248.91	2000	1580.47
300	21.06	600	85.52	1200	404.75	2200	2037.84
350	30.29	700	115.74	1400	610.54	2400	2570.04
400	37.45	800	150.38	1600	871.68	2600	3181.55

充满度的要求

为适应污水流量的变化及利于管道通风, 污水管道按非满流计算, 各种管径相应的最大设计充满度见有关规定, 这为设计规定了充满度的上限值。为合理利用管道断面, 减少投资, 应考虑确定一个最小充满度为设计的下限值, 各种管径的最小充满度建议不宜小于 0.25。以最大和最小充满度为约束条件, 选用设计充满度, 可以选择最佳管径, 达到优化的目的。

$$\text{即: } (H/D)_{\min} \leq H/D \leq (H/D)_{\max}$$

对坡度的要求

规范只规定了最小管径的最小设计坡度, 实际上各种管径都有对应的最小设计坡度, 详见表 6.3。为保证管道的运行和维护管理, 也应考虑确定各种管径的最大设计坡度。最大设计坡度为: 各种管径的管道, 当其充满度达到最大值, 且流速接近和小于最大流速时所对应的坡度见表 6.4。在平坦地区, 污水管道的水力坡度应用最小设计坡度约束, 而地形坡度大的地区则应用最大设计坡度约束。

$$\text{即: } S_i > 0$$

$$S_i \geq S_{\min} \quad (D_i = D_{\min})$$

$$S_i \leq S_{\max}$$

 $D \sim S_{\min}$ 的关系

表 6.3

D (mm)	$S_{\min}$ (‰)	D (mm)	$S_{\min}$ (‰)	D (mm)	$S_{\min}$ (‰)
200	4.0	600	0.9	1600	0.5
250	3.0	700	0.725	1800	0.5
300	2.2	800	0.6	2000	0.5
350	2.0	900	0.6	2200	0.5
400	1.5	1000	0.5	2400	0.5
450	1.3	1200	0.5	≥ 2600	0.5
500	1.13	1400	0.5		

 $D \sim S_{\max}$ 的关系

表 6.4

D (mm)	$S_{\max}$ (‰)	D (mm)	$S_{\max}$ (‰)	D (mm)	$S_{\max}$ (‰)
200	100	600	25	1600	12
250	70	700	25	1800	11
300	50	800	25	2000	9.5
350	50	900	25	2200	8.5
400	50	1000	20	2400	7.5
450	50	1200	18	2600	6.5
500	30	1400	15		

对埋深的要求

有关埋深的约束可从三方面考虑：管道起点的最小埋深，根据地面荷载、土壤冰冻深度和支管衔接要求确定；管道最大埋深值，根据管道通过地区的地质条件设定，当管道计算埋深达到或超过该值时，应设中途泵站，提升后的管道埋深仍按最小埋深考虑；当管道坡度小于地面坡度时，为保证下游管段的最小覆土厚度和减少上游管段的埋深，应采用跌水连接，即设跌水井。

$$\text{即：} H_{\min} \leq H \leq H_{\max}$$

连接形式

污水管道在检查井处的连接方式，一般有水面平接和管顶平接两种。无论采用哪种方式连接，均不应出现下游管段上端的水面、管底标高高于上游管段下端的水面、管底标高，且应尽量减少下游管段的埋深，这在高程计算部分是重要的约束条件之一。

$$\text{即：} Z_{2,i} \geq Z_{1,i+1}$$

$$\text{或 } E_{2,i} \geq E_{1,i+1}$$

在设提升泵站和跌水井时不受此约束。

2) 雨水管道

管径 D 的要求

最小管径为 300mm，即为可选管径的下限。当管径小于 500mm，管径的递增或递减以 50mm 为一级，当管径大于 500mm 时，以 100mm 为一级，与污水管道类似。

对流量 Q 的要求

假定设计流量均从管段起端进入。当设计降雨历时很长，计算中若出现下游管段设计流量小于上一管段流量时，仍采用上一管段的设计流量。

对充满度 h/D 的要求

设计充满度 $h/D = 1$ ，即按满流设计。

对流速 v 的要求

最小设计流速 0.75m/s，最大设计流速的规定同污水管道，设计流速介于最小和最大流速之间。

$$\text{即：} v_{\min} \leq v \leq v_{\max}$$

对坡度的要求

相应于最小管径 300mm 的最小设计坡度为 0.003。管径增大，坡度相应减小。当管道坡度小于地面坡度时设跌水井。

$$\text{即：} S \geq S_{\min} > 0$$

连接方式

采用管顶平连接。

埋深 H

规定同污水管道。

除常规的符号外。 Ω_D 为标准管径集合的要求， $Z_{1,i}$ 和 $Z_{2,i}$ 分别为第 i 管段上下游管顶标高。 $E_{1,i}$ 和 $E_{2,i}$ 分别为第 i 管段上下游水面标高。

6.2.4 求解方法简介

由于目标函数中费用函数一般均为非线性函数，而且在约束条件中又有管径必取值于

标准管径集合, 所以水力计算过程的优化模型属于非线性整数规划问题。这类问题的求解过程是比较复杂的, 不能用比较简单的求极值方法或单纯形法求解。在忽略对管径的约束时, 可用非线性规划模型求解, 但据国外经验, 其解不稳定而且占用机时和容量均较大, 这里不作介绍, 如有兴趣可参阅有关文献。

现在常用的方法有调试法或枚举法、动态规划法、拟差动态规划法、可行坡度法和用图论求解的方法。

6.3 调 试 法

6.3.1 单管段的最优管径

单管段是指流量 Q 和地面坡度 i_0 都不发生变化的管段 (设计管段), 单管段的计算任务就是选择适当的管径 D 和管道坡度 i , 使管段的费用最小。如果把管径 D 作为决策变量, 那么每选定一个 D , 就可以确定一个相应的 i 和相应的管段费用 C 。

因为管径 D 是离散值, 且等级不多, 采用列点枚举法选择最优管径 D^* , 既可以避免采用复杂的非线性迭代技术, 又可以准确地选出管径。由于管径等级不多, 用列点枚举法的计算很快能得到结果。

单管段最优管径计算程序如图 6.10 所示。在计算开始时, 置费用 C_0 为一个大数 MAX, 它应大于估计的可能最大费用。

6.3.2 多管段的最优管径计算

多管段系指一条排水管线可以分成若干段, 每一段具有不同的设计流量或不同的地面坡降, 因此, 各管段就可能具有不同的计算参数 (见图 6.11)。这时的问题就是要确定一个最优的管径组合 $\vec{D}^*$, 使得各个管段的费用之和为最小。

在多管段重力流管道中, 每一段的起点埋深不再是常数 H_0 , 而是前一段的终点埋深的函数。所以, 上游每一个管段的设计参数发生变化, 都会影响到下游每一个管段, 也就影响整个系统的费用。

多管段系统的最优管径可以从一组初始可行解开始, 用坐标轮换法寻求最优解。

初始解可以这样来选定。从上游开始对每一个管段都做为一个独立部分用列点枚举法求出最优管径, 它的目标只是各管段自身的费用最低, 但要注意的是各管段起点的埋深, 应等于其上游管段的终点埋深。

以初始可行解及其相应的系统总费用为基础, 寻求全局最优解。寻优从最上游的管段开始, 仍用列点枚举法改变该管段的管径 (其他管段的管径保持不变), 计算相应管段及其下游段的相应坡度和费用, 算出新的系统总费用, 找出总费用中最小的解作为当前最优解 (若管径改变后的费用都大于原来的费用, 则保持原先的解作为最优解)。这项计算从最上游推至最下游, 经过一个循环得到解的总费用与上一次循环的总费用之差小于允许迭代误差时, 计算结束, 输出最优解与最低费用, 否则重新开始循环计算。

用列点枚举法和坐标轮换法进行计算的速度很快, 优化效果也是很好的。有的文献报导, 优化计算较传统设计可以节省建设费用的 5% ~ 30%。

【实例 6.4】 对图 6.12 所示的三段排水管道系统进行最优设计, 采用的费用函数为式 (6.25)。

图中各量的单位为, 流量 Q (m^3/s), 管长 L (km)。

第一步对各管段进行独立最优化。

用列点枚举法得到 $D_1 = 0.25\text{m}$; $D_2 = 0.35\text{m}$; $D_3 = 0.40\text{m}$; $C = 8.7748$ 万元。计算自上游向下游进行, 采用管顶平接, 上游管段的终点管顶标高, 即为下游管段的起点管顶标高。

第二步对管段 1~2 进行调整。因为 $D_1 = 0.25\text{m}$, 已经是独立最优解, 若缩小 D_1 , 不仅增加第一段的费用, 且由于坡度增大, 终点埋深增加, 至使下游管段的费用都会增加, 所以 D_1 不可能缩小。

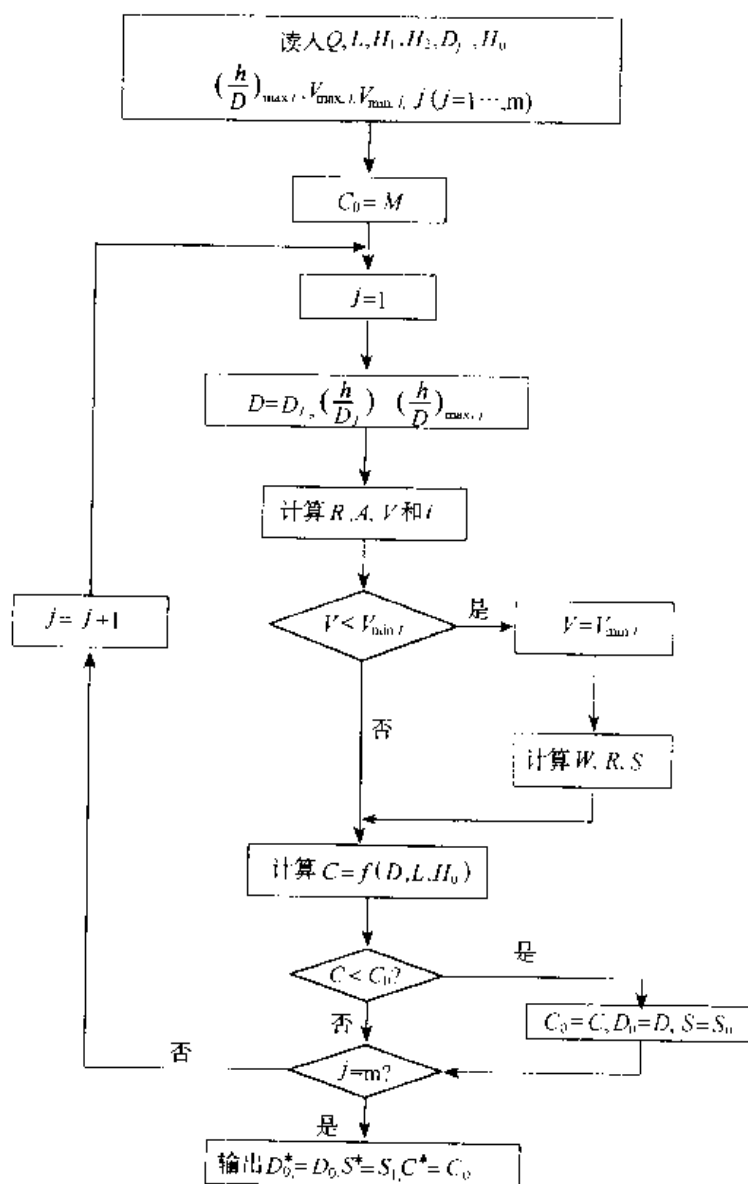


图 6.10 最优排水管径计算流程图

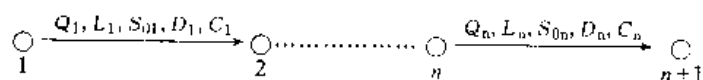


图 6.11 多管段排水管道

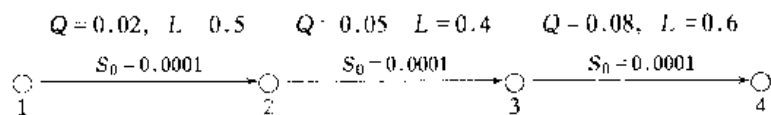


图 6.12 多管段排水管道计算实例

当 D_1 由 0.25m 增大到 0.30m 时, 虽然这一段的费用由 1.3318 万元增加到 1.4566 万元, 但由于坡度减小, 第二、三段的埋深缩小, 总费用还是由 8.7748 万元降到 8.6888 万元。若 D_1 由 0.30m 接着增大到 0.35m, 则总费用不再出现改进, 反而有所上升。因此保持 $D_1 = 0.30\text{m}$ 为当前最优值。

第三步调整管段 2~3, 得 D_2 的当前最优值为 0.35m。

第四步调整管段 3~4, 得 D_3 的当前最优值为 0.40m。

若第三步、第四步调整时 D_2 、 D_3 之一发生了变化, 则还需返回第二步, 由第一段开始第二次调整。本例中 D_2 、 D_3 均没有变化, 所以得最优解为:

$D_1^* = 0.30\text{m}$; $S_1 = 0.0032$; $v_1 = 0.70\text{m/s}$

$D_2^* = 0.35\text{m}$; $S_2 = 0.0020$; $v_2 = 0.71\text{m/s}$

$D_3^* = 0.40\text{m}$; $S_3 = 0.0022$; $v_3 = 0.84\text{m/s}$

总费用 $C^* = 8.6888$ 万元。

在上述各项计算中, 都满足排水管道设计的各项约束, 如最大流速、最小流速和最大允许充满度等。

6.3.3 含分枝管段的最优管径计算

如图 6.13 所示为一含分支管段的排水输送系统。这种系统除具有多管段系统的特征外, 一个重要的问题在于如何处理排水系统的汇流点 (如节点 3 和节点 4)。

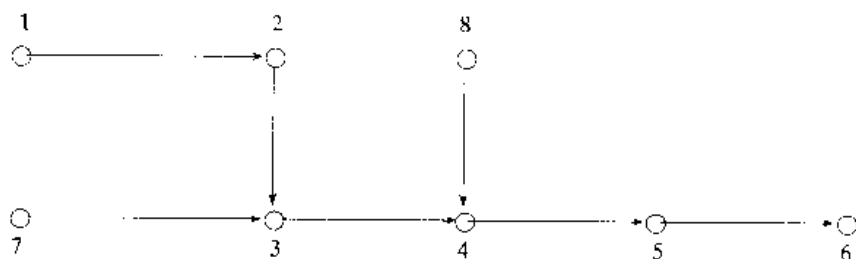


图 6.13 含分枝管段的排水系统

对于图 6.13 中的管段 3~4 和 4~5 来说, 其上游管段不是一个, 而是两个, 显然, 3~4、4~5 的起点埋深应分别等于各自上游管段末端埋深中的较大者。假定 2~3 的终点埋深比 7~3 的终点埋深大, 则 3~4 的起点埋深应取为 2~3 的终点埋深, 在埋深方面与 7~3 不复发生关系, 也就是说, 7~3 在整个系统中是一个独立管段, 可以独立进行优化。同样, 若 3~4 的终点埋深较 8~4 大, 则 8~4 就是一个独立管段。由此看来, 可以把一个比较复杂的系统化简成若干个多管段或单管段的系统。因此, 分解独立管段或独立系统是解决含分支的排水系统的关键。

计算还是从上游管段开始, 按独立管段逐步向下游推移, 至汇流点处中止, 然后从该汇流点的另一上游管段开始向下游计算, 至同一汇流点时中止。比较汇流点上游两次 (或

多次)得到的终点埋深和汇水时间,取其中较大者作为该汇流点下游管段的起点埋深和计算汇水时间,继续下游管段的计算。

由于每一次调整时,管道埋深都可能发生变化,需要校核汇流点处的埋深;若汇流点上游终点的相对埋深发生变化,则应对上游管段重新计算,原来的独立管段有可能变为非独立管段,而原来的非独立管段则有可能变为独立管段。

经过分解,一个复杂的含分支的排水管网系统可分解为若干个多管段或单管段的排水子系统,它们的计算方法与本节6.3.1和6.3.2所述的求解技术相同。

6.4 动态规划及拟差动态规划法

动态规划(dynamic programming)是运筹学的一个分支,它是解决多阶段决策过程最优化的一种方法,由美国数学家 R. Bellman 等人于 50 年代提出。

动态规划在工程技术、经济、工业生产及军事等部门中都有广泛的应用,并且获得了显著的效果。许多问题利用动态规划的方法处理常常比用线性规划或非线性规划更有效,特别对于离散型问题,由于解析数学无法施展其技,而动态规划方法则成为解决它的一个非常有用的工具。

Merrit 及 Bogan, Argama, Walh 和 Brown 以及 Mays 和 Yen 等学者首先把动态规划方法用于求解排水管网优化计算。在我国 80 年代起也有人在这方面作了很多工作,并取得了很好的效果。

作为动态规划方法的进一步改进,拟差动态规划(discrete differential dynamic programming)方法由 Mays 和 Yen 首先用于求解排水管网的优化问题,从而使求解排水管网优化问题更为简单。

6.4.1 基本概念

(1) 排水管网的水力计算过程

多阶段决策问题是指这样一类活动的过程:由于它的特殊性,可将过程划分为若干个相互联系的阶段,在它的每一个阶段都需要作出决策,并且每个阶段的决策确定后,常影响下个阶段的决策,从而影响整个活动的路线。各个阶段所确定的决策构成一个决策序列,通常称为一个策略。由于每一阶段的决策一般不只一个,所以就有一个策略集合。每一个策略都会有一个效果,目标就是在允许选择的策略中选一个效果最好的,即达到了最优化。

排水管网的水力计算过程是从上游向下游逐个设计管段地向下游进行计算,每一个设计管段的设计参数 D 的确定都要进行决策,整个管网系统的设计管径 D 和设计坡度 S (或埋深 H) 构成一个策略,所有的可行设计参数构成一个策略集合。这样排水管网的水力计算过程就构成了一个多阶段决策问题,所以可以采用动态规划的方法求其最优解

(2) 动态规划模型

把一个实际问题抽象为一个动态规划模型是用动态规划方法求解问题的关键。构成动态规划模型应符合以下条件:

- 1) 正确选择状态变量,使它能描述过程的状态,又要满足无后效性;
- 2) 确定决策变量及每阶段的允许决策集合;

3) 写出状态转移方程, 它应表明由 k 阶段到 $k+1$ 阶段状态转移规律;

4) 列出目标函数, 它应满足递推关系。

根据以上要求, 建立排水管网的动态规划模型如下:

1) 阶段 (stage)

排水管网的平面布置一般为树枝状, 进行水力计算时, 首先要划分设计管段, 每一个设计管段可以作为一个阶段, 其设计管段的编号即为阶段的编号; 每一个枝又可以看成为一个子系统, 当有支管接入时, 根据流量的大小确定主干线, 支管应满足连接的要求。这样, 一个管网系统可以分为 K 个子和系统和 M 个阶段。

2) 状态 (state)

描述过程状态的变量称为状态变量, 取设计管顶标高为状态变量。它能够用来描述受控过程的演变特征, 满足无后效性并具有可知性。

3) 决策 (decision)

决策就是某阶段状态给定后, 从该状态演变到下一阶段某状态的选择。描述决策的变量称为决策变量, 取设计管段的坡度为决策变量, 选择最佳的坡降以使管网系统的造价最低。

4) 策略 (policy)

由第一阶段到终点为止的过程称为问题的全过程, 由每一阶段的决策可构成一个决策序列即为全过程策略或策略, 所有可行的决策构成一个可行策略集合。求优过程就是在可行策略集合中寻求最优策略的过程。

5) 状态转移方程

第 i 阶段上游与下游状态变化的关系为:

$$Z_{2,i} = Z_{1,i} - S_i L_i \quad (6.36)$$

式中 $Z_{1,i}$, $Z_{2,i}$ ——分别为第 i 个设计管段上、下游管顶标高 (m);

S_i , L_i ——分别为第 i 个设计管段的设计坡度和管长。

第 i 阶段向第 $i+1$ 阶段转移的关系为:

$$Z_{1,i+1} = Z_{2,i} + \Delta_i \quad (6.37)$$

其中 Δ_i 为与设计管段之间连接形式有关的参数:

管顶平接: $\Delta_i = 0$;

设跌水井: $\Delta_i = -H$, H 为跌水高度;

设泵站时: $\Delta_i = H$, H 为泵站提升高度。

6) 动态规划递推方程式

动态规划的递推方程式有两种: 即逆序法和顺序法。

逆序解法

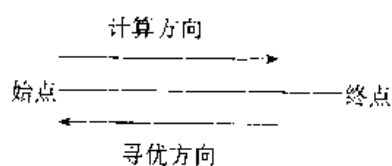


图 6.14 逆序解法示意图

如图 6.14 所示寻优方向与计算方向相反, 要求全部计算后再从终点向始点寻优。

由于把所有的可行策略全求出后再寻优, 对于解排水管网的问题来说要求计算机的存储量非常大, 所以一般都采用顺序解法。

顺序解法

如图 6.15 所示寻优方向与计算方向一致, 从始点向终点依次进行。

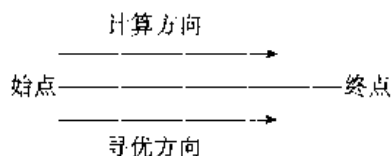


图 6.15 顺序解法示意图

顺序解法的递推方程式

$$\begin{cases} F_{i,k} = \min \{ C_{i,k} L_i + F_{i-1,k} \} \\ S_j \in \Omega_{i,k}^* \\ F_{0,k} = 0 \end{cases} \quad (6.38)$$

式中 Ω^* ——可行坡度集合, 即允许决策集合;

S_j ——决策变量, 即设计坡度;

$C_{i,k} L_i$ ——第 i 阶段第 k 个决策的费用 (元), 即单位管长的费用函数与管长的乘积。

【实例 6.5】 用动态规划法对图 6.16 所示的问题进行寻优过程计算。

已知动态规划问题分为 3 个阶段, 各状态点与费用如下:

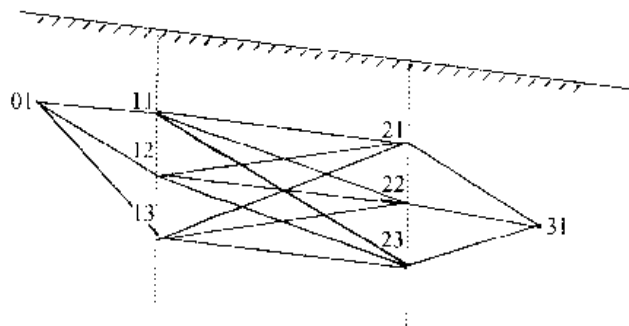


图 6.16 动态规划寻优过程

状态点为:

$$\begin{bmatrix} H_{01} & H_{11} & H_{21} & H_{31} \\ 0 & H_{12} & H_{22} & 0 \\ 0 & H_{13} & H_{23} & 0 \end{bmatrix}$$

各阶段的费用为:

$$\begin{bmatrix} C_{01-11} \\ C_{01-12} \\ C_{01-13} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 2 \\ 3 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} C_{11 \sim 21} & C_{12 \sim 21} & C_{13 \sim 21} \\ C_{11 \sim 22} & C_{12 \sim 22} & C_{13 \sim 22} \\ C_{11 \sim 23} & C_{12 \sim 23} & C_{13 \sim 23} \\ C_{21 \sim 31} & C_{22 \sim 31} & C_{23 \sim 31} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5 & 7 & 9 \\ 4 & 6 & 10 \\ 8 & 9 & 11 \end{bmatrix}$$

$$[C_{21 \sim 31} \quad C_{22 \sim 31} \quad C_{23 \sim 31}]^T = [2, 1, 3]^T$$

寻优过程:

$$F_{0i} = 0$$

$$F_{11} = 1, \quad F_{12} = 2, \quad F_{13} = 3,$$

$$F_{21} = \min \begin{cases} 5+1 \\ 7+2 \\ 9+3 \end{cases} = 6$$

$$F_{22} = \min \begin{cases} 4+1 \\ 6+2 \\ 10+3 \end{cases} = 5$$

$$F_{23} = \min \begin{cases} 8+1 \\ 9+2 \\ 11+3 \end{cases} = 9$$

$$F_{31} = 2 + 6 = 8$$

$$F_{33} = 1 + 5 = 6$$

$$F_{32} = 3 + 9 = 12$$

最佳路线为 01~11~22~31, 最佳费用为 6 万元。

(3) 辅助方程

水力计算还需要一些辅助方程, 可以根据有关知识建立。

6.4.2 动态规划方法应用示例

除前面介绍的约束条件外, 还应建立以下的辅助方程:

$$H_i = \frac{(E_{1i} - Z_{1i}) + (E_{2i} - Z_{2i})}{2} + D_i \quad (6.39)$$

$$\begin{cases} D_{\max i, k} = \sqrt{\frac{4Q_{i, k}}{\pi v_{\min}}} \\ D_{\min i, k} = \sqrt{\frac{4Q_{i, k}}{\pi v_{\max}}} \\ D_{\min i, k} \leq D_{i, k, j} \leq D_{\max i, k} \\ D_{i, k, j} \geq D_{i-1, k}^1 \end{cases} \quad (6.40)$$

$$S_j = \sqrt{\frac{0.0331 Q_{i, k}}{D_{i, k, j}^{5/2}}} \quad (6.41)$$

式中

H_i ——第 i 阶段的平均埋深 (m);

E_{1i}, E_{2i} ——第 i 阶段上、下游地面标高 (m);

Z_{1i}, Z_{2i} ——第 i 阶段上、下游管顶标高 (m);

$Q_{i, k}$ ——第 i 阶段第 k 个状态的设计流量 (m/s);

$D_{\max i, k}, D_{\min i, k}$ ——第 i 阶段第 k 个状态的最大、最小管径约束 (m);

$D_{i,k,j}$ ——第 i 阶段、第 k 个状态可行的管径集合中, 第 j 个管径 (m);

S_j ——根据满流流量和参变量管径求出的可行坡度。

当终点设提升泵站时, 对终点的约束为埋深越小越好。

根据最大、最小埋深可以确定埋深的可行空间。由于管径只能为离散值, 又应取值于标准管径集合, 所以根据式 (6.41) 可以确定可行埋深空间内的状态点。

根据动态规划的基本解题特点和雨水管网的实际要求, 计算程序的框图见图 6.17

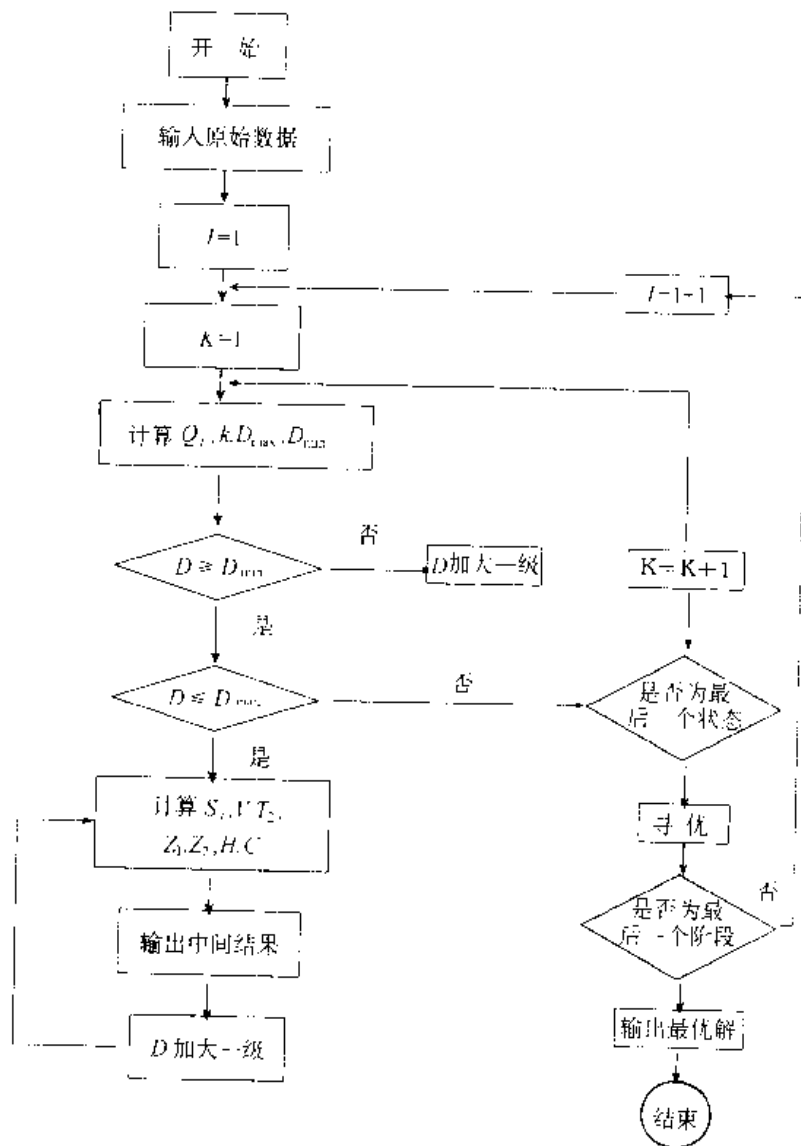


图 6-17 动态规划计算框图

根据框图编制的计算程序和《排水工程 (上册)》雨水管网例题的数据, 输出的最终结果如表 6.5 所示。

6.4.3 拟差动态规划法应用示例

拟差动态规划就是在埋设深度的可行空间, 每次取一定数量的埋设深度状态点 $H_{i,j}$ 和一个初始轨迹, 应用动态规划法求出一组准优解; 用所求得的解代替原始轨迹和缩小状态点的间距后再用动态规划法求解, 这样一直计算到两次结果变化小于规定的误差限值时为止, 所求的解即为拟差动态规划求得的最优解。

雨水管网优化设计结果

表 6.5

K	Q	D	S	v	T	F	H_1	H_2	费用
1	75.67	.35	2.7	.787	3.18	1.69	12.73	12.319	8181
2	132.36	.45	2.2	.833	5.18	4.07	12.219	12.000	13912
3	188.14	.5	2.5	.959	6.92	6.67	11.59	11.698	19890
4	272.92	.6	2	.966	9.33	10.72	11.95	11.318	28629
5	411.87	.8	1	.82	11.37	18.24	11.11	11.020	35447
6	416.38	.8	1.1	.829	13.38	20.11	11.02	10.920	42393
7	440.73	.8	1	.877	15.66	22.94	10.92	10.785	50925
8	531.15	.9	.9	.853	18.65	29.83	10.685	10.554	62539
9	509.1	.9	.8	.801	21.15	31.22	10.554	10.458	72050
10	597.62	.9	1.1	.94	23.81	39.12	10.458	10.293	84318
11	635.6	.9	1.2	1	26.31	44.31	10.293	10.106	97135

注：费用函数为式 (6.8)，各符号及单位为：流量 Q (L/s)；管径 D (m)；坡度 S (‰)；流速 v (m/s)；汇水时间 T (min)；汇水面积 F (10^4m^2)；起点、终点管顶标高 H_1 , H_2 (m)；费用 (元)。传统方法的费用为 108420 元，终点设计管底标高为 9.136m。优化方法比传统方法可节省 11285 元，占原投资的 10.4%

(1) 应注意的问题

1) 埋深可行空间的确定方法

根据当地条件确定 $H_{\max}$ 和 $H_{\min}$ 之后，即可确定埋深的可行空间见图 6.18。其中 $H_{\min}$ 可根据规范确定， $H_{\max}$ 可根据排水口或施工条件确定。

2) 初始轨迹的确定方法

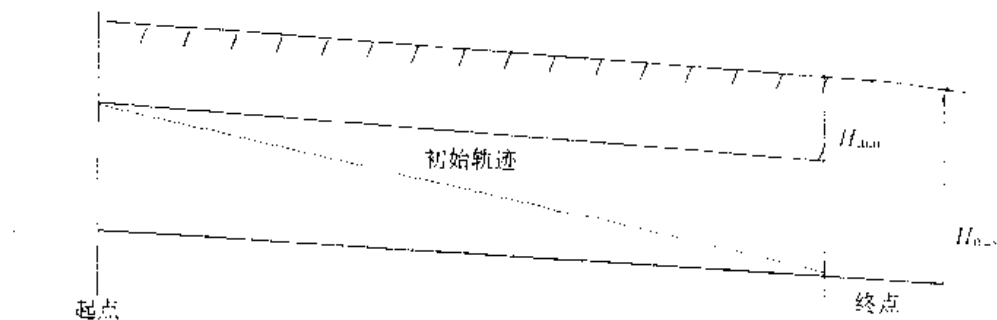


图 6.18 可行空间示意图

由始点的高程位置向终点的高程位置连一直线。该直线即为初始轨迹，它可由以下的方程来描述：

$$\begin{aligned} Z_{2,i}^0 &= Z_{1,i}^0 - \bar{S}L_i \\ Z_{1,i+1}^0 &= Z_{2,i}^0 \quad (i=1, 2, 3, \dots, n) \end{aligned} \quad (6.42)$$

式中 $\bar{S}$ ——平均坡度。初始轨迹和状态高程点均为管顶标高。

3) 状态点的确定

根据国内外的经验，状态点一般取 9~15 个，取的状态点多可以增加精度，但计算时间要增加。离散状态点可由下式确定：

$$\Omega_{i,k} = \begin{cases} Z_{j,i}^0 + \text{INT}(\frac{T_0}{2})\Delta H \\ Z_{j,i}^0 + \text{INT}(\frac{T_0}{2} - 1)\Delta H \\ \dots\dots\dots \\ Z_{j,i}^0 \\ Z_{j,i}^0 - \Delta H \\ \dots\dots\dots \\ Z_{j,i}^0 - \text{INT}(T_0 - \frac{T_0}{2})\Delta H \end{cases} \quad (6.43)$$

其中 T_0 为状态点数减 1, INT 表示取整, ΔH 为离散点的间距, 确定的方法为:

$$\Delta H = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{T_0} \quad (6.44)$$

(2) 计算框图

根据拟差动态规划的基本原理和排水管网优化设计的数学模型, 可以给出如图 6.19 所示计算框图。

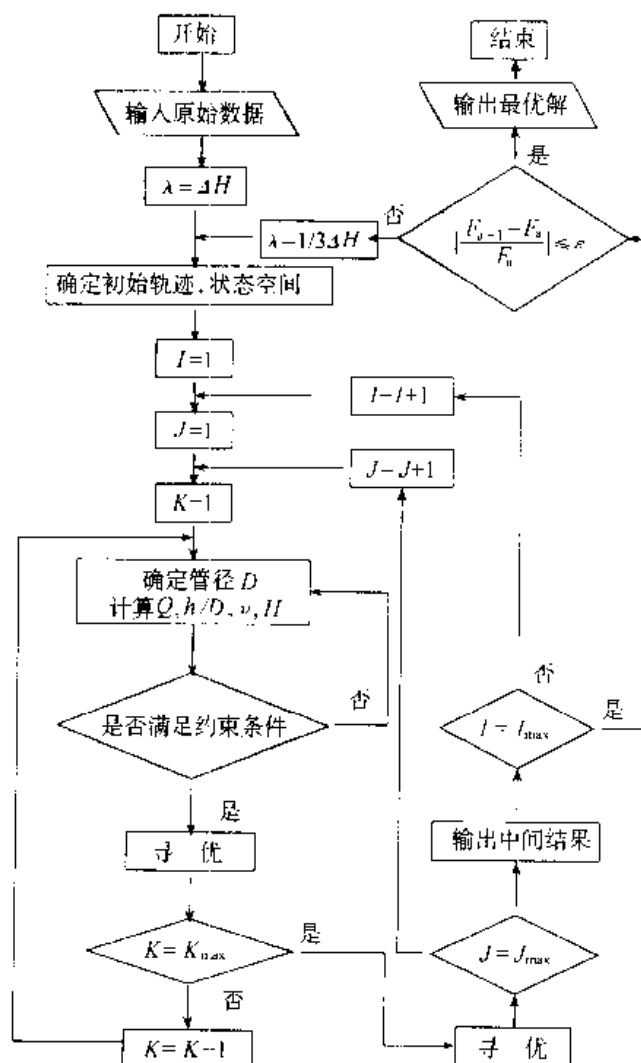


图 6.19 拟差动态规划程序框图

根据图 6.19 的框图可编制拟差动态规划法计算排水管网最优设计参数的计算程序,该程序可以求非满流条件下的最优解。对于雨水和合流制管网在放松了满流约束后也可以用该程序计算。

6.5 排水管渠系统平面布置优化方法

排水管渠系统平面布置包括排水分区和管网定线,这一部分由于与系统外的很多因素关系密切,优化方法到目前为止还很不成熟,本节只简单介绍一些概念。

6.5.1 最佳排水分区的确定

一个城市排水系统的平面布置形式与地形、竖向规划、污水厂的位置或雨水出水口的位置、土壤条件、河流情况等很多因素有关。一个城市的排水系统一般都分为几个区,即几个子系统。每个子系统自成体系。最佳排水分区的问题就是在一定的条件下,选择系统的个数和范围从而使整个系统的效益最佳。

(1) 新规划区的最佳排水分区

新规划区的排水管网和污水处理厂或雨水出水口可以同时考虑,这给决策带来很大的方便。在考虑问题时应注意:

- 1) 污水处理厂或雨水排放口的数量直接影响排水管渠系统的造价;
- 2) 污水处理厂的数量会影响处理厂的运行管理费和环境效益;
- 3) 要考虑到将来发展的各种可能。

(2) 改建、扩建区的最佳排水分区

把改建和扩建的排水系统并入原有系统,还是自成体系的决策,以及在修建污水处理厂时,对原管网系统改造方法的决策,与现有的排水分区和排水体制关系极大。

最佳排水分区的决策方法,目前只限于方案比较阶段的论证,还没有建立起很系统的数学模型和求解方法。

6.5.2 管网定线的优化

管网定线的优化问题就是在一定的排水分区条件下,确定排水管网的走向和总长度,使整个管网系统的投资最小,这一问题与当地条件和水力计算优化过程有关。由于水力计算过程优化方法的发展和地理信息系统的应用,对定线的优化有很大的推动。

国外在 70 年代就开始对这一问题进行研究,我国在 80 年代也有人对此进行探讨。一般采用 Dijkstra 法和 Prim 法来进行优化。但由于排水面积的划分和权函数的确定等还存在一定的问题,还有待于今后研究。

第7章 运动波理论与方法

7.1 基本概念

7.1.1 概 述

通常,在实践中用于设计雨水管网系统的水文学方法包括推理公式法和其他的等流时线法,即假设流域上每一点都有到出水口唯一的传播时间。这些方法不考虑系统的调蓄作用和流量随时间的变化。调蓄作用可以发生在植物、屋顶和墙的表面,地表、洼地和渠道中,蓄水可以是永久的或暂时的。推理公式法和等流时线法不考虑水流深度和流量的关系及流域表面阻力的影响,都假设整个流域为均匀流,渠道里的汇水时间可通过恒定流流速求得,不考虑系统的水动力学方面的影响。事实上,流域上任一点水流的深度都随时间渐渐增加,水深向流域下游也渐渐地增加。因此,水流为非恒定非均匀流,故平衡时间只是暴雨强度的函数而与向流域下游传播时间无关。运动波法在简化条件下可以考虑这些因素,它还要考虑流域坡度、粗糙和下渗的影响。

根据流量关系,流量和流速均与水深有关。事实上,即使假设为恒定流,在某些情况下,水深~流量关系也会产生错误。为了真实描述整个系统水流条件,需要考虑动量和能量平衡。然而,称之为圣·维南方程的运动全微分方程,在多数情况下十分复杂,并难以求解析解。在许多情况下,一维圣·维南方程组可被简化。

7.1.2 运动方程

描述一维重力流的微分方程可以根据考虑连续性和运动平衡而导出。在此作如下假设:

- (1) 水流为一维,即一个方向流动,因此,垂直于水流方向的加速度可以忽略;
- (2) 任一水深的水压均为静水压力;
- (3) 任一过水断面的水深均为常数,即渠道是矩形的;
- (4) 侧向入流传给水流的动量可以忽略不计;
- (5) 流体为不可压缩的;
- (6) 均匀流阻力方程可以用于非均匀流和渐变流;
- (7) 渠底坡度很小,因此 $\theta = \text{tg} \theta = \sin \theta = S_0$;
- (8) 任一过水断面上流速均为常数。

入流与出流再加上蓄水增量平衡,由公式(2.91),有:

$$\frac{\partial Q}{\partial X} + \frac{\partial A}{\partial t} = q_i \quad (7.1)$$

式中 Q ——流量;

A ——过水断面面积;

q_i —— x 方向单位长度的侧向入流量;

t ——时间。

在第 2 章已经介绍了用能量方程推求管道运动方程的过程,本章简单介绍用动量方程推求渠道与坡面流的运动方程。

通过列出微元体对不平衡力与加速度和动量改变的平衡,可以获得动量平衡方程式,如图 7.1 所示。

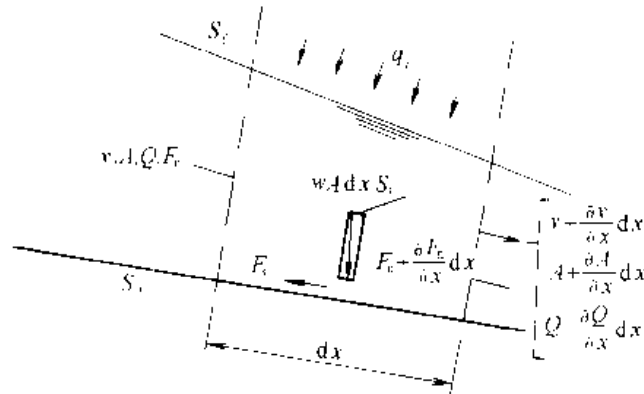


图 7.1 水流方向上的动量平衡

这样,由于 $F_n = \gamma \bar{y} A$ 和 $F_s = \gamma A S_f dx$, 有:

$$\frac{\partial(\gamma \bar{y} A)}{\partial x} dx + \gamma A S_f dx - \gamma A S_0 dx = -\frac{\gamma}{g} \frac{\partial(Av^2)}{\partial x} dx - \frac{\gamma A}{g} \frac{\partial v}{\partial t} dx - \frac{\gamma q_i v}{g} dx \quad (7.2)$$

重新整理后,有:

$$g \frac{\partial(\bar{y} A)}{\partial x} + \frac{\partial(Av^2)}{\partial x} + A \frac{\partial v}{\partial t} = \Lambda g (S_0 - S_f) - q_i v \quad (7.3)$$

如果渠道是矩形的,并且水流近似为均匀流,即可简化为:

$$g \frac{\partial y}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial t} = g(S_0 - S_f) - q_i \frac{v}{A} \quad (7.4)$$

方程 (7.1) 和 (7.4) 是圣·维南 (St·Venant, 1848) 首次发表的,明渠的各种非恒定流均可以用数值法求解。加速度和动量改变项在某些情况下并无多大影响,此时方程式可以简化。

在以上方程式中, F 为力, y 是水深, $\bar{y}$ 为质心水深, S_0 为底坡, S_f 是摩阻坡降, g 为重力加速度, γ 为流体的单位重量, v 是流速。

7.1.3 运动波方程

在许多情况下的地表漫流,甚至是明渠流,动量的改变和加速度项都可以省略。事实上,这等价于假设能量线(水力坡降)平行于底坡,即

$$S_f = S_0 = S \quad (7.5)$$

这个公式适用于地表漫流情况。在超过 100m 的距离时,地面可能降落 1m 的数量级,而相同距离水深的差别只具有 1mm 的数量级,相应的流速水头的差别可能具有 10mm 的数量级。水面坡降与地面坡降差别很小时,方程式可以简化。重新导出的简化方程称为运动波方程,它相当于假设非恒定均匀流。

根据曼宁公式:

$$v = K_n \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (2.10)$$

和斯垂克勒公式:

$$n = 0.13 K_n k^{1/6} / \sqrt{g} \quad (2.11)$$

有

$$v = 7.7 \left(\frac{R}{k} \right)^{1/6} \sqrt{SRg} \quad (2.12)$$

对于单宽渠道, 有 $R = y$, $\Lambda = y$, 则

$$\begin{aligned} q &= \Lambda v \\ &= y \frac{7.7 y^{1/6}}{k^{1/6}} \sqrt{Sgy^{1/2}} \\ &= \frac{7.7 \sqrt{Sg}}{k^{1/6}} y^{5/3} \end{aligned} \quad (7.6)$$

$$= Zy^n \quad (7.7)$$

式中 n 为动力系数, 该式可以适用于多数的摩阻坡度方程。

连续性方程用单宽流量表示时, 有

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = i_e \quad (7.8)$$

式中 i_e ——净雨强度, $i_e = i - f$;

i ——降雨强度;

f ——损失率。

公式 (7.7) 与 (7.8) 组成地表漫流单宽流量表示的运动波方程。

7.2 地表漫流过程解析解法

7.2.1 地表漫流方程的解

一般可以获得地表漫流和某些时候管道流两个方程 (7.7) 和 (7.8) 的解。可以用计算机求数值解, 许多计算机模型均基于这些方程的简化而不是更精确的微分方程。但在水流或坡度可产生回水和急变时, 则必须采用稍复杂的方程, 如扩散波方程。

Woolhiser 和 Liggett 用运动波方程和复杂的方程分析了地表漫流水文过程线的上升段。他们的结果表明, 运动波方程在 $gh/v^2 > 10$ 时具有合理的精度 (h 为流域长度方向的高程差, v 为流域末端的平衡水流速度)。

运动波法的价值在于获得解析解的可能性。Wooding 和其他学者导出了描述不同情况地表漫流和明渠流的水文过程线形状和汇水时间的表达式。

地表漫流时求方程的解析解可以采用特征线法。这方法包括用全微分代替偏微分, 沿着称为 x 与 t 的特征线积分。

在净雨强度 i_e 恒定不变时, 方程 (7.7) 和 (7.8) 可以导出一些有用的关系。有

$$q = Zy^n \quad (7.7)$$

$$\text{则} \quad y = \left(\frac{q}{Z} \right)^{1/n} \quad (7.9)$$

$$\text{由于} \quad \frac{dx}{dt} = \frac{dq}{dy} \quad (7.10)$$

$$= nZy^{n-1} \quad (7.11)$$

$$= nq^{1-1/n}Z^{1/n} \quad (7.12)$$

即考虑想象波以 $dx/dt = nZy^{n-1}$ 的速度传向流域下游, 则全微分为

$$\frac{dy}{dt} = \frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial y}{\partial x} \frac{dx}{dt} \quad (7.13)$$

$$= \left(i_e - \frac{\partial q}{\partial x} \right) + \frac{q^{1/n-1}}{nZ^{1/n}} \frac{\partial q}{\partial x} nq^{1-1/n}Z^{1/n} \quad (7.14)$$

$$= i_e \quad (7.15)$$

即: 水流以 $dx/dt = nZy^{n-1}$ 的速度向流域下游传播时, 水流的深度以净雨强度的速度增加。

由于

$$\frac{dy}{dt} = i_e \quad (7.15)$$

$$\text{积分得} \quad y = i_e t \quad (7.16)$$

$$\text{则} \quad \frac{dx}{dt} = nZ(i_e t)^{n-1} \quad (7.17)$$

$$\text{积分} \quad x = Zi_e^{n-1} t^n \quad (7.18)$$

降雨开始时在流域上游产生径流并向流域下游流动, 直到 $x = L$ 时为止 (流域长度), 并在下面公式给出的时间到达 $x = L$ 处:

$$t_c = \left(\frac{L}{Zi_e^{n-1}} \right)^{1/n} \quad (7.19)$$

$$\text{于是} \quad q = Zy^n \quad (7.20)$$

$$= Z(i_e t)^n \quad (7.21)$$

$$= \frac{Zi_e^n L}{Zi_e^{n-1}} \quad (7.22)$$

$$= Li_e \quad (7.23)$$

这样, 流出量等于此时在这点的输入, 并且在此时之后必达平衡。于是 t_c 为流域的汇水时间。这里要注意它不是出水口最终平衡速度的函数, 但与沿着流域产生的流量有关。事实上, 任一点的传播速度都是 nv 。此处水流速度为

$$v = \frac{q}{y} \quad (7.24)$$

$$= Zy^{n-1} \quad (7.25)$$

波速和水流速度之间的关系可以通过比较 (7.11) 和 (7.25) 而得到。

由此可知, 平衡传播时间比汇水时间大 n 倍 (曼宁公式中为 1.67)。由于最终采用了

较低的暴雨强度值, 对于最大洪峰径流量, 假设传播时间等于暴雨历时可能并不安全。

汇水时间、滞水时间、平衡时间和传播时间等概念之间有时会混淆, 本书采用如下定义:

平衡时间为从暴雨开始到计算流量点达到平衡流条件的时间。对于一个平面, 可表示为:

$$t_v = \left(\frac{Li_e^{1-n}}{Z} \right)^{1/n} \quad (7.19)$$

传播时间 t_r 为考虑一滴水从流域最远部分开始到计算流量点的流动时间: 水的流速随时间、空间变化, 通常要假设恒定流和流速沿纵向变化, 它等于入流时间 (从地表或屋面) 加上雨水管道内的流动时间。对于平面可表示成:

$$t_e = \frac{1}{n} t_r \quad (7.26)$$

汇水时间 t_c 此处定义为考虑水流在计算流量点处变成稳定状态的时间, 因此它等于平衡时间。

滞水时间 t_L 为 50% 降雨和 50% 径流之间的时间差。对于平面流可表示成:

$$t_L = \frac{n}{n+1} t_e \quad (7.27)$$

暴雨历时 t_d 为从暴雨开始到结束的时间。

流域出口处流量可以通过如下条件获得:

在到达出水口, 对于出水口有:

$$\frac{\partial q}{\partial x} = 0 \quad (7.28)$$

这是因为每一点的水深均以净雨强度 i_e 的速度均匀增长, 而不受上游边界的影响。于是

$$y = i_e t \quad (7.16)$$

根据式 (7.6) 有

$$q = Z(i_e t)^n \quad (7.21)$$

如果降雨在 t_c 或 t_e 以后的某一时刻 t_d 停止, 则降落段水文过程线的表达式可以推导如下:

由于在降雨停止前任一点的平衡有:

$$q = x i_e \quad (7.29)$$

其中 x 为到流域上端点的距离。于是, 根据式 (7.6) 有

$$x = \frac{Z y^n}{i_e} \quad (7.30)$$

在降雨停止后, $dy/dx = 0$, 并且地表的雨水会以恒定的流速 $dx/dt = n Z y^{n-1}$ 向流域下游流动。于是

$$x = x_0 + \frac{dx}{dt} (t - t_d) \quad (7.31)$$

$$= \frac{Z y^n}{i_e} + n Z y^{n-1} (t - t_d) \quad (7.32)$$

在流域的末端点有 $x = L$ ，因此，流量可由隐函数关系给出：

$$L = \frac{q}{i_e} + nq^{1-1/n}Z^{1/n}(t - t_d) \quad (7.33)$$

三种情况下的流量过程线的上升段和下降段的形状如图 7.2 所示。为了比较的目的，假设降雨量不变但降雨历时变化。这样，在 $t_c = (L / (Zi_e^{n-1}))^{1/n}$ 前停止的暴雨不会达到特定的平衡（全面积汇流）。在降雨停止前，上升段将符合方程式 (7.21)。对于更长历时的降雨，在 t_c 后系统将达到平衡，直到上游流域边界的影响到达出水口以前，由于水深在流域的长度内是相同的，所以流量将保持恒定，之后，流量过程线将降落。当 $t_d = 0$ 时的情况为瞬时流量过程线的结果。对于降雨历时等于汇水时间的特殊情况，降落段紧接着上升段。

如果降雨在 $t = t_c$ 前停止，特定的平衡条件就不会发生，并且在如图 7.2 所示的较早阶段就会降落。

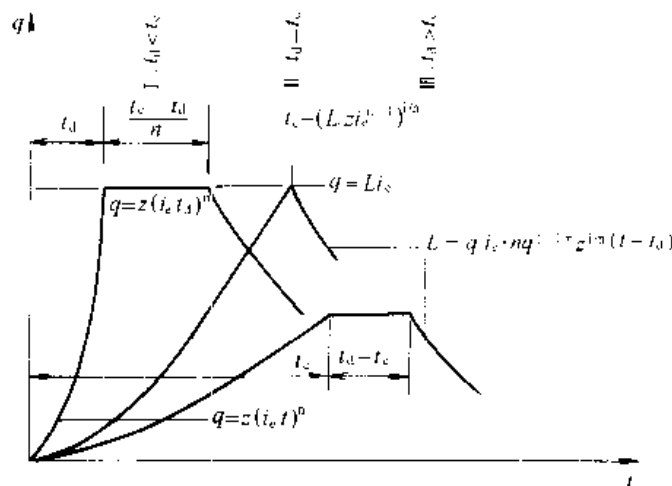


图 7.2 相同净雨量同降雨历时的出流流量过程线形状图

7.2.2 入渗的影响

虽然前面的分析考虑了降雨期间的损失，但是，它假设当降雨停止时均匀损失停止。事实上，入渗在地表有水期间内连续发生。当动力系数近似取 $n = 2$ 时，Wooding 给出了不同情况水文过程线的解析解。当降雨历时比汇水时间大时，上升段和平衡流量如前所述。降雨停止后，有：

$$y = y_0 - f(t - t_d) \quad (7.34)$$

与式 (7.33) 类似，可以写成

$$yL = (i - f)^{1/2} [i(t - t_d)^2 + t_c^2(i - f)]^{1/2} - i(t - t_d) \quad (7.35)$$

出流停止时刻为

$$t = t_d + \frac{t_c(i - f)}{(if)^{1/2}} \quad (7.36)$$

当暴雨历时比汇水历时小的时候，降落段将有两个部分。在上游边界影响到达出水口以前，初始水流深度将均匀减少，然后尾部将按指数规律减少。产生的不同流量过程线形状如图 7.3 所示。

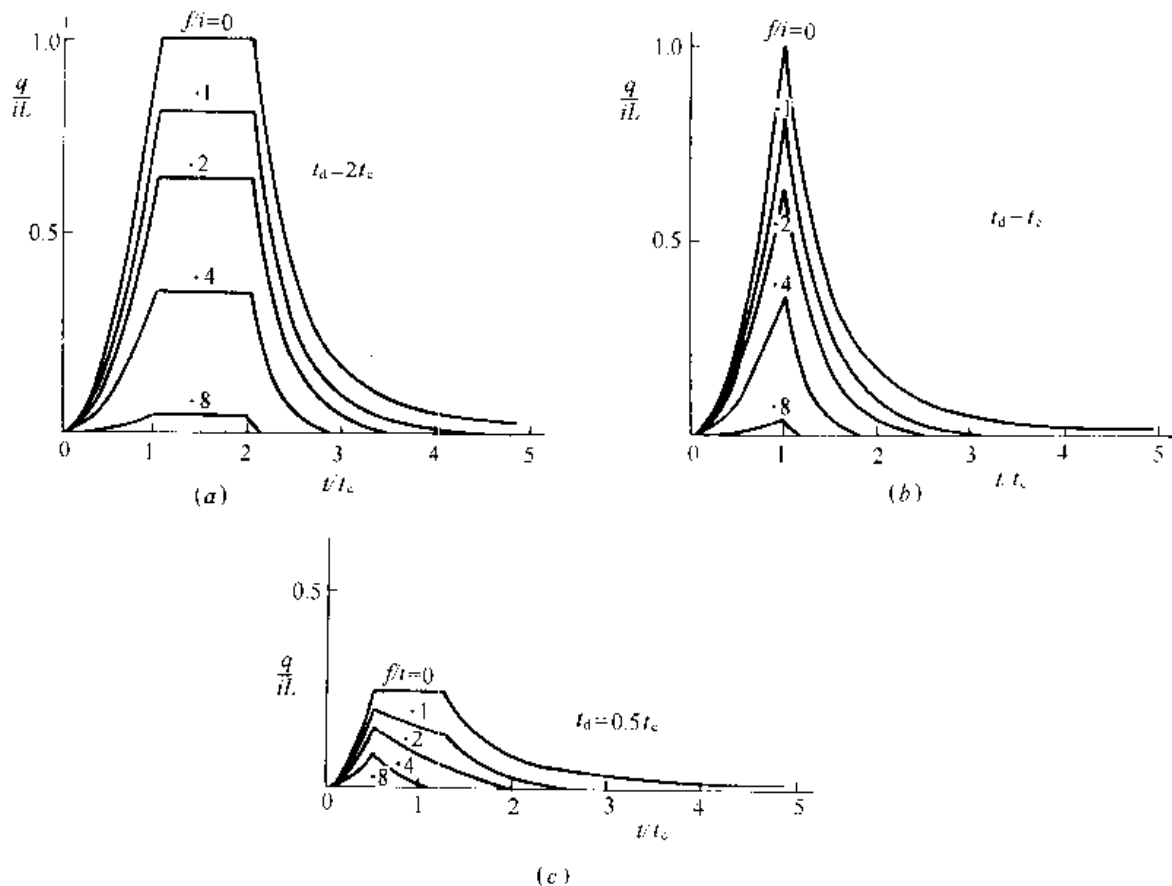


图 7.3 渗水率对流域出流量的影响

7.2.3 河流-流域模型

宽度上均匀流的平面假设很少是实际情况, 流域通常坡向中部渠道。由于地表漫流实际上有向出水口的分量, 并不正好垂直于溪流, 所以这是一个简化模型。

在地表漫流的情况下, 地表漫流时间可以忽略 (即小纵向坡度的细长流域) 可把渠道看成是单位长度渠道等于单位长度流域净雨的流域。在特殊情况下, 地表漫流时间不能忽略, 并且径流关系变得比地表漫流更复杂。

在不能求出解析解时, 可以用数值解法求溪流或渠道的水文过程线。

单位均匀入流的溪流或渠道的汇水时间 t_c 与地表漫流汇水时间 t_0 的比被定义为 T 。

流出率可表示成均匀净雨强度 i_e 与总流域面积 A_c 的函数。时间称为流域地表漫流汇水时间 t_0 , 参数为暴雨历时 t_d 与 t_0 的比。

7.2.4 典型降雨强度-历时关系的解

为了研究降雨强度与降雨历时和重现期的关系, Bell 等许多研究人员分析了全世界各地气象站的降雨资料。结果的形式随分析方法和所选择的数学分布而变化。但是, 对所选择的任何重现期, 通常平均降雨强度都随降雨历时的增加而减小。这就导致了对于任何重现期、流域面积与洪峰径流量之间的非线性关系。任一流域的汇水时间或造峰时间主要是流域大小的函数。因此, 在其他因素保持不变时, 流域越大, 产生最大径流所需要的降雨历时就越长。

为了估算流域的汇水时间和洪峰径流量之间的关系, 可以与降雨分布方程联立求解运动波方程, 但必须假设矩形流域和均匀降雨分布才能求解析解。对于非均匀和随时间变化

的降雨就必须采用数值计算技术。

对运动波法进行研究的吸引力在于所有变量都可以实际测量, 不需要经验系数。虽然计算阻力坡降时采用了近似方程, 但坡度、粗糙度和流域长度均为可测量的物理量。尽管渗水速度和初始损失很难精确估算, 但可以参考 SCS 方法。

最近的研究成果能应用于均匀下渗和有初始地表蓄水的情况, 这些损失的综合表现近似于随时间的递减损失。

t_e 称为流域汇水时间, 它显然是流域特性及净雨率 i_e 的函数。因此, 对任一地点和重现期, 必须把汇水时间表示成净雨率及降雨历时的函数。可以假设降雨在时间和空间上均匀, 但不能假设损失也是如此。因为初期蓄水可能吸收一些降雨, 下渗会随时间和前期条件变化。

在下面的分析中, 采用了两个非常简单的损失模型以给出矩形流域的汇水时间和径流的关系。一个模型假设所有的损失都发生在降雨的初始阶段, 作为流域蓄水。另一个模型假设在整个降雨历时内均匀损失。两个损失的结合可以是两个极限值的内插, 作出补充曲线。

7.2.5 暴雨强度-历时关系和汇水时间的解

对任一地区和任一重现期, 暴雨历时和强度间都存在统计关系。全世界的暴雨资料表明, 在一个合理的精度内, 暴雨强度可以表示成如下形式的公式:

$$i = \frac{a}{(b + t_d)^c} \quad (7.37)$$

式中的 a 、 b 、 c 为地方参数。在某些情况下, c 可以近似取 1。这样, 在许多情况下, 就可能用下式近似表示这一关系:

$$i = \frac{a}{b + t_d} \quad (7.38)$$

式中 t_d ——暴雨历时;

a ——地区和重现期的函数。

劳依德-达维斯曾指出, 如果暴雨持续时间与其达到平衡条件的时间一样长时, 将发生最大洪峰流量。较长历时的暴雨会有较小的强度, 而较短历时暴雨又不能达到全面汇流的平衡条件。现在认识到并不总是如此。反常形状流域的最大洪峰流量能产生于部分流域汇流。虽然研究限制为矩形流域, 也可能产生部分面积汇流。有初始蓄水损失时, 还可以在暴雨历时超过流域最大洪峰流量的理论汇水时间时产生最大洪峰流量。在这种情况下, 汇水时间要从径流开始时计量。无论是否有初损发生, 根据汇水时间和如式 (7.37) 的暴雨强度关系的方程求解设计暴雨历时 t_d 和洪峰径流量 i_{cp} 是可能的。损失的总深度定义为 S , 与 ti 单位相同, i 为降雨强度, t 为时间。以下设下标 i 为初始损失而 u 为均匀损失率。

(1) 均匀损失

对于整个暴雨历时上均匀损失:

$$i_e = i - f \quad (7.39)$$

$$= i - \frac{S_u}{t_d} \quad (7.40)$$

一般情况下, 如果

$$i = \frac{a}{(b + t_d)^c} \quad (7.37)$$

和

$$t_c = \left(\frac{L}{Z i_e^{n-1}} \right)^{1/n} \quad (7.19)$$

于是, 把式 (7.37) 代入式 (7.39) 并把式 (7.39) 代入式 (7.19), 就会获得设计暴雨历时的隐函数表达式:

$$t_d = \left[\frac{L}{Z \left(\frac{a}{(b + t_d)^c} - f \right)^{n-1}} \right]^{1/n} \quad (7.41)$$

如果采用曼宁-斯垂克勒流量方程, 动力系数 $n=5/3$, 并且取 c 为 1, 则:

$$t_d = \frac{\left(\frac{Lk^{1/6}}{7.7 \sqrt{S_g}} \right)^{3/5}}{\left(\frac{a}{b + t_d} - \frac{S_u}{t_d} \right)^{2/3}} \quad (7.42)$$

$$= \frac{F}{\left(\frac{1}{(b + t_d)} - \frac{U}{t_d} \right)^{2/3}} \quad (7.43)$$

式中

$$F = \left(\frac{Lk^{1/6}}{7.7 \sqrt{S_g} \cdot a^{2/3}} \right)^{3/5} \quad (7.44)$$

$$U = \frac{S_u}{a} \quad (7.45)$$

其中 F 为流域阻滞系数, U 为下渗系数。

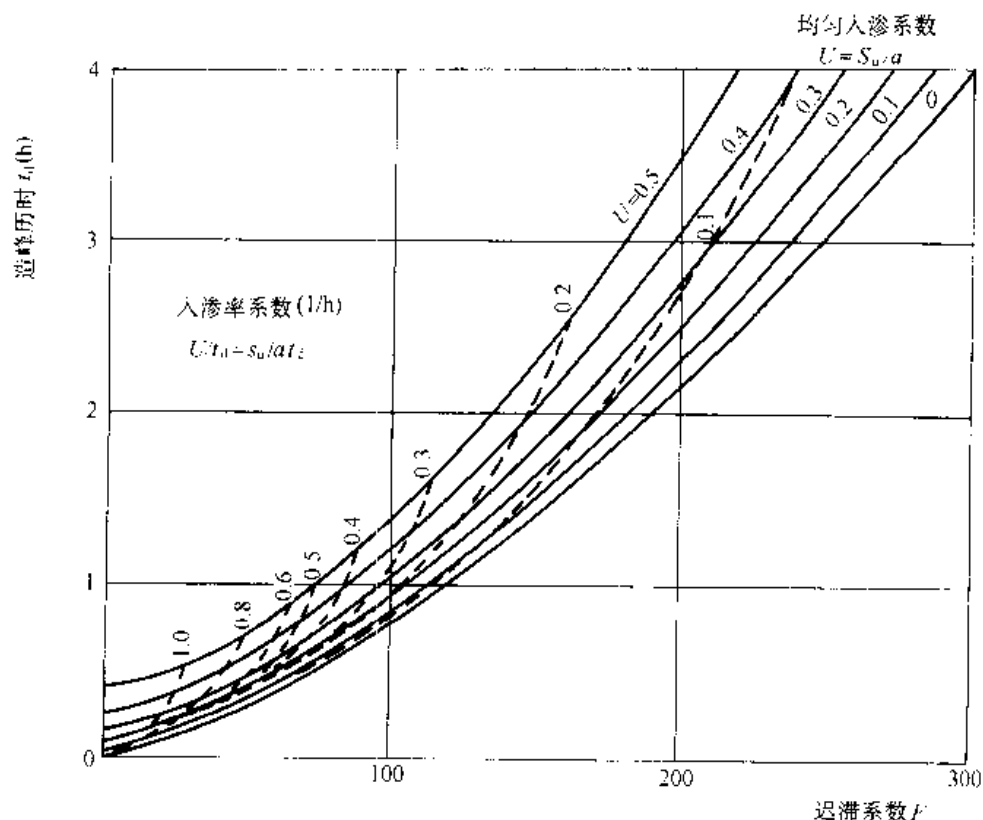
方程式 (7.43) 不能直接求解 t_d 或洪峰径流率, 因此对于不同的 b 把 F 作为 t_c 和 U 的函数求解。在图 7.4 中给出了结果, 已知流域特性, 即: 长度 L , 绝对粗糙 k , 坡度 S , 暴雨特性 a 和均匀入渗损失 S_u , 就能读出汇水时间 t_c , 如果不知道暴雨历时, 估算 S_u 可能是很困难的。在许多情况下, 已知入渗率 $f = S_u/t_d$ 而不是总损失量, 因此, 在估计汇水时间时, 图 7.4 上用虚线表示的入渗率系数 (S_u/t_d) 就更有用。一旦确定了 f 和 t_d , S_u 就可以估算了。现在最大暴雨径流率就可以根据下面的公式估算:

$$i_{ep} = \frac{a}{b + t_d} - \frac{S_u}{t_d} \quad (7.46)$$

根据图 7.4 估算 t_d (此时 $t_d = t_c$), 再以无因次形式可把上式绘于图 7.6 中, 下标 e 表示净雨, p 表示相应的洪峰径流率。这时将会发现, 除非没有损失, 否则小而平的流域并不会产生单位面积最大径流量, 用 U 表示实际损失时, 对于用 F 表示的某些形状流域就有可能导致产生单位面积较高径流率。这是因为对于任何 U , 损失率都随 F 和 t_c 的增加减少, 这种影响在小降雨强度时就更突出。另一方面, 对于短历时暴雨, 损失率必须高才能产生一定的 U , 因此径流率也受影响。

(2) 初始损失

如果全部降雨在开始阶段都被吸收或都被用来充填洼地蓄水, 在蓄水充满前就不会产生径流。如果蓄水或损失体积为单位面积上 S_i , 并且假设均匀入渗率 $f=0$, 于是, 径流

图 7.4 均匀损失的设计暴雨历时 ($b = 0.4h$)

发生前的时间为:

$$t_i = \frac{S_i}{i} \quad (7.47)$$

对于洪峰径流时间为:

$$\begin{aligned} t_c &= t_d - t_i \\ &= \frac{\left(\frac{Lk^{1/6}}{7.7 \sqrt{Sg}} \right)^{3/5}}{\left(\frac{a}{b + t_d} \right)^{2/3}} \end{aligned} \quad (7.48)$$

所以

$$t_d = F(b + t_d)^{2/3} + I(b + t_d) \quad (7.49)$$

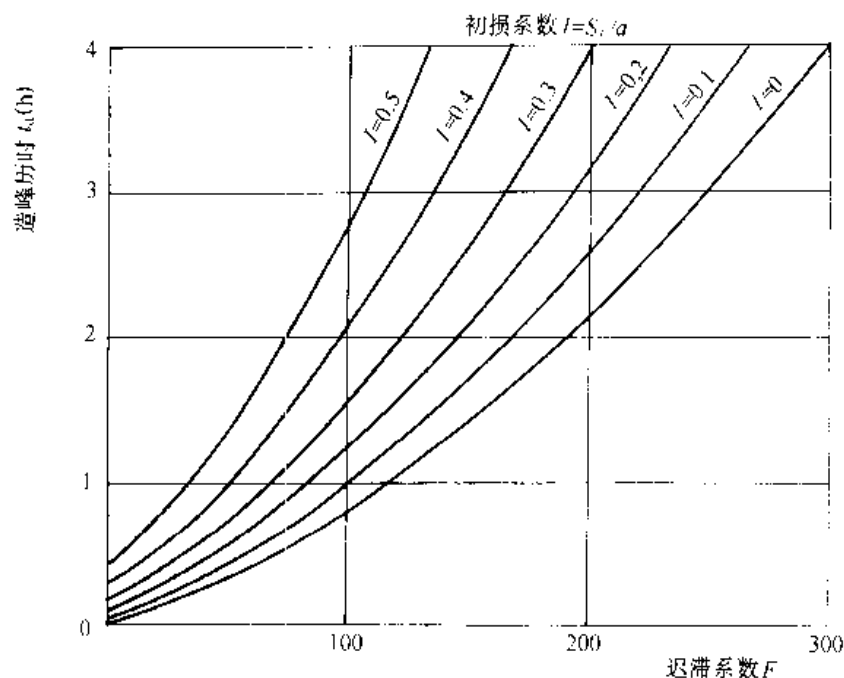
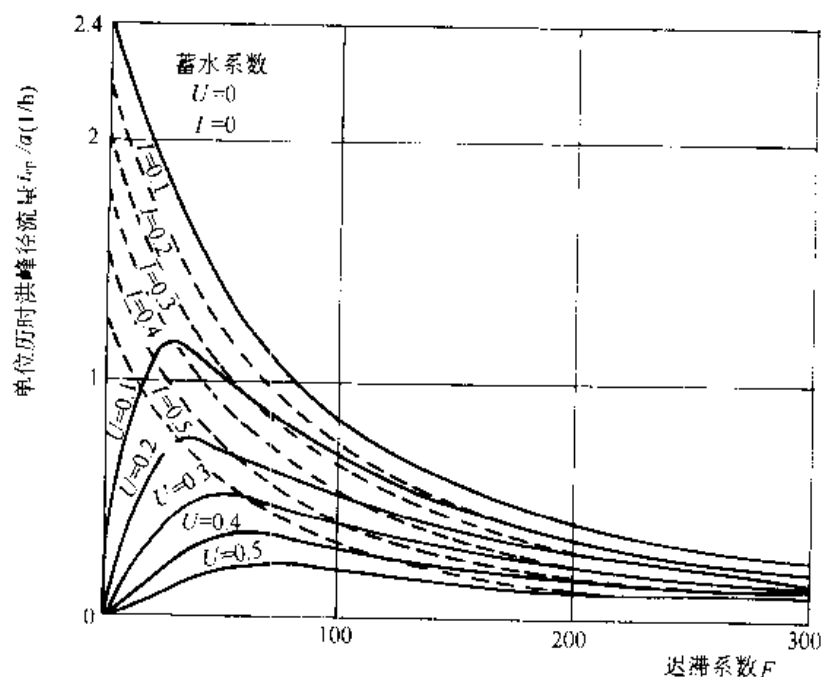
式中 I 为初始蓄水系数, $I = \frac{S_i}{a}$ 。

把 F 作为随 t_d 和 I 变化的参数求解方程, 各种 I 的变量值的结果列于图 7.5。其洪峰暴雨历时明显地比均匀损失的大。

根据图 7.6 还会发现, 初始损失的洪峰径流率比均匀损失的大。对于没有损失的情况, 两种理论产生相等的结果; 而随着损失增加, 结果分离。因此, 第二种状况的单位面积洪峰径流量在最小、最平和最陡流域上都会发生。

对于包含有初始蓄水和均匀下渗结合的损失情况, 可内插图 7.6 获得。注意每一条特定损失线都是假设另一种形式损失为零的条件下画出的。

(3) 地表损失

图 7.5 初损的设计暴雨历时 ($b = 0.4h$)图 7.6 洪峰径流量 ($b = 0.4h$)

要从降雨中扣除的损失包括植物和屋顶的截留、蒸发、洼地蓄水和下渗。滞留的损失可以分成初始蓄水和与时间有关的下渗。

损失关系实际上是许多变量的函数，包括前期湿润条件和地表覆盖种类。下渗与时间有关，Horton、Holton 和其他学者推荐采用衰减指数曲线。典型下渗在 1h 内从初始的大约 50mm/h 的下渗率减少到 10mm/h。对于损失率，尤其是最终损失率，粗糙的砂子要比粘土高得多。

随时间衰减的损失率可以近似表示成初损加上暴雨期间的均匀损失。在美国所采用的

初损和均匀损失值列于表 7.1。平均损失率是 30min 历时暴雨的平均值，初损包括 10min 快速下渗量或饱和量。

对于耕作的土地和其他特别吸水的地表，可包括高达 10mm 或更高的附加初损。必须考虑从不渗水覆盖面积所减少的损失（铺砌地表或屋顶）。在获得更适当的数据前，应该小心使用这些数据。

初损和均匀损失率 表 7.1

地表特性	初损 (mm)		均匀下渗率 (mm/h)
	地表蓄水	下渗	
铺砌地表	1	—	0
粘土	5	20	2~5
沃土	5	30	5~15
砂土	5	40	15~25
茂密植物	12	—	

(4) 粗糙度

曼宁·斯垂克勒阻力方程是齐次方程。由于在公式中包括绝对粗糙度作为变量，它减少了曼宁公式的经验性。事实上，由于它是 $1/6$ 次幂，粗糙对阻力的影响并不明显。这样，在选择 k 时的任何不准确都能被公式所掩盖。由于容易过高估计 k 值，因此阻力方程倾向于预测出太快的水流汇水时间，这能引起粗糙表面上水流路径变曲。实际上曼宁公式的最初形式和斯垂克勒对粗糙的近似绝对没有想到要用于地表漫流，此处水流深度与粗糙度 (k) 和雷诺数 (Re) 相比具有 1000 的数量级。表 7.2 可用于选择地表粗糙度 k 。

排水路径的长度和坡度比粗糙更影响汇水时间。径流在天然地面上沿着曲折路径前进，因此沿着水流方向的地面坡度比净坡度小。从屋顶产生的径流也有相似的滞后 (2min~5min)。在估计阻滞系数 F 时要考虑这些影响。

地表粗糙度 表 7.2

地 表 特 性	绝对粗糙度 k (mm)
混凝土雨水管道	0.5
混凝土铺砌地表	1.0
碎石	5.0
草皮地表	20
草地	50
耕作农田	150
卵石和碎石地表	500
茂密植物	1000

7.2.6 举例

本例介绍了设计曲线的使用方法，以便确定设计暴雨历时、洪峰径流系数和渠道化的影响。在方程中要使用一致的单位。

【实例 7.1】 根据宽 500m，长 2000m，具有 $1/500$ 均匀纵向坡度，有效绝对粗糙度为 10mm 的流域，计算 20a 一遇的洪峰径流量。入渗率 f 为 20mm/h。在例题中忽略地表漫流时间。该点站的 20a 一遇暴雨系数 $a = 90\text{mm}$ ，时间系数 $b = 0.4h$ 。

阻滞系数为：

$$\begin{aligned}
 F &= \left[\frac{Lk^{1/6}}{7.7 \sqrt{S_g a^{2/3}}} \right]^{3/5} \\
 &= \left[\frac{2000 \times 0.01^{1/6}}{7.7 \times \sqrt{\frac{9.8}{500} \times 0.09^{2/3}}} \right]^{3/5} \\
 &= 151 s^{0.6}
 \end{aligned}$$

另外, 因为 $U = S_u/a$ 和 $f = S_u/t_d$, 所以 $U/t_d = f/a$ 。对于总损失的均匀入渗率系数 $U/t_d = 20/90 = 0.222$ (1/h), 在图 7.4 上内插求得暴雨历时等于 2.2h, $U = 0.48$ 。并根据图 7.6 求得 $i_{ep}/a = 0.16$ (1/h)。故洪峰净径流率为 $i_{ep} = 0.16 \times 90 = 14.4 \text{ mm/h}$ 洪峰径流量为:

$$\frac{14.4 \times 500 \times 2000}{3600 \times 1000} = 4.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

推理公式的 C 值为

$$C = \frac{i_{ep}}{i_{ep} + \frac{S_u}{t_d}} = \frac{14.4}{14.4 + 20} = 0.42$$

7.3 降雨对地表径流的影响

7.3.1 运动波法的特点

运动波法有一些比其他方法好的优点:

- (1) 由于水动力学的力被忽略, 所以数学方法比包括复杂的水动力学方程简单;
- (2) 用运动方程描述流动过程相当简单并便于理解;
- (3) 能够模拟降雨期间流域上水深逐渐增加的过程, 而这种水动力学影响的修正等其他等流时线法无法做到的。等流时线法仅对恒定流使用阻力方程, 而根本不考虑连续性的影响;
- (4) 可以考虑暴雨强度变化对流域汇水时间的影响, 这是等流时线法不能考虑的情况;
- (5) 在特定情况下, 方程具有解析解;
- (6) 对非矩形流域、变化地形、暴雨和损失的时空变化、地表漫流与管道流动相结合等情况, 适合用数值解法, 并且简单可行。

很多专家已经把运动波方程用于流域模型。

7.3.2 暴雨分布对径流的影响

许多水文学研究者均在时空方面做了流域为矩形和均匀降雨分布的假设。数值模拟模型, 如 SWMM (地表漫流部分) 和解析解模型, 都是基于矩形流域假设。对于特定重现期降雨, 高低不平和非二维流域能够增加径流量, 形心靠近出口的流域能比长矩形流域或形心远离出水口的流域产生更大的径流量。类似情况下, 集中于流域出口的暴雨比均匀分布于流域之上的暴雨产生更大的径流量。

切线法设计能够考虑非均匀暴雨分布的影响。但这种技术基于向流域下游均匀流动并且流域汇水时间也难精确估算, 因此很难计算准确。流域上暴雨的实际动力学汇水时间必

须根据运动方程预测,在许多情况下,运动波方程能近似地做到这一点。运动波方程在均匀变化的平缓流域和均匀降雨的多数情况下能有解析解。对于非矩形流域和非均匀降雨过程线,则必须采用精确的水动力方程式,并用数值方法求解。

借助于运动波方程能证明流域形状和降雨过程线的变化如何影响流量过程线和有效汇水时间。

7.3.3 通用方程组

基本运动方程有
连续性方程

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = i_e \quad (7.8)$$

动力平衡

$$q = Zy^m \quad (7.7)$$

或

$$q = \frac{7.7 \sqrt{Sg}}{k^{1/6}} y^{5/3} \quad (7.6)$$

根据 (7.7) 式,有

$$y = \left(\frac{q}{Z} \right)^{1/n} \quad (7.50)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial y}{\partial t} &= \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{q}{Z} \right)^{1/n} \\ &= \frac{1}{nZ^{1/n} q^{1-1/n}} \frac{\partial q}{\partial t} \end{aligned} \quad (7.51)$$

$$= \frac{0.6}{q^{0.4} \left[\frac{7.7 \sqrt{Sg}}{k^{1/6}} \right]^{0.6}} \frac{\partial q}{\partial t} \quad (7.52)$$

代入 (7.8) 式,有

$$\frac{1}{nZ^{1/n} q^{1-1/n}} \cdot \frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = i_e \quad (7.53)$$

或

$$\frac{0.6}{q^{0.4} \left[\frac{7.7 \sqrt{Sg}}{k^{1/6}} \right]^{0.6}} \cdot \frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = i_e \quad (7.54)$$

把下面各式代入方程,可以把方程变成无因次的形式:

$$P = \frac{q}{L \cdot i_{ea}} \quad (7.55)$$

$$I = \frac{i_e}{i_{ea}} \quad (7.56)$$

$$X = \frac{x}{L} \quad (7.57)$$

$$\begin{aligned} T &= \left(\frac{Z \cdot i_{ea}^{n-1}}{L} \right)^{1/n} \cdot t \\ &= 7.7^{0.6} (Sg)^{0.3} i_{ea}^{0.4} \cdot \frac{t}{L^{0.6} k^{0.1}} \end{aligned} \quad (7.58)$$

式中 i_{ca} ——流域上时间和空间的平均净雨强度;

L ——水流方向流域的长度;

则 (7.53) 式可以变成

$$\frac{1}{nP^{1-1/n}} \frac{\partial P}{\partial T} + \frac{\partial P}{\partial x} = I \quad (7.59)$$

$$\begin{aligned} \text{则} \quad \frac{\partial P}{\partial T} &= nP^{1-1/n} \left\{ I - \frac{\partial P}{\partial X} \right\} \\ &= 1.67P^{0.4} \left\{ I - \frac{\partial P}{\partial X} \right\} \end{aligned} \quad (7.60)$$

上式称为标准化通用方程, 式中 P 为峰值和平均净雨强度的比, 三角形分布时 $P = i_{cp}/i_{ca} = 2$ 。还可以证明:

$$T = \frac{t}{t_c} \quad (7.61)$$

式中 t_c 为均匀净雨条件下矩形平面流域的平衡时间或汇水时间。在这种情况下, 运动波方程有解析解。在流域出口流量过程线的上升段可以用下式表示:

$$\begin{aligned} P &= T^n \\ &= T^{5/3} \end{aligned} \quad (7.62)$$

$$\text{则} \quad q = i_{ca} L \left(\frac{t}{t_c} \right)^{5/3} \quad (7.63)$$

$$\text{式中} \quad t_c = \left(\frac{L}{Z \cdot i_{ca}^n} \right)^{n-1} \quad (7.64)$$

$$= \frac{L^{0.6} k^{0.1}}{7.7^{0.6} (Sg)^{0.3} i_{ca}^{0.4}} \quad (7.65)$$

当降雨历时 t_d 等于汇水时间 t_c 时, 可以把上式写成:

$$T = 1 + \frac{1-P}{nP^{1-1/n}} \quad (7.66)$$

$$= 1 + \frac{1-P}{\frac{5}{3}P^{0.4}} \quad (7.67)$$

根据 (7.62) 和 (7.67) 在图 7.8 中画出了流量过程线的上升和下降段。在降雨时空都不均匀时, 需要数值解。

7.3.4 非均匀和非恒定暴雨输入的数值解

可以反复使用向后直接有限差分求解技术求解方程式 (7.60)。采用 $\Delta X = 0.05$ 可以获得可以接受的精度, 并且当 $\Delta T = \Delta X$ 时, 可以给出稳定的解。方程的有限差分形式为:

$$P(X_i, T_j) = P(X_i, T_{j-1}) + 1.67 \Delta T P(X_i, T_{j-1})^{0.4} \left\{ I - \frac{P(X_i, T_{j-1}) - P(X_{i-1}, T_{j-1})}{\Delta X} \right\} \quad (7.68)$$

在 $T=0$ 时, (7.68) 的这个显式差分形式就能给出 $P(X)$ 的零增量, 因此可以采用中心直接显式-隐式数值形式。即:

$$P(X_i, T_2) = 0 + 1.67 I \Delta T \frac{[P(X_i, T_1) + P(X_i, T_2)]^{0.4}}{2} \quad (7.69)$$

$$\therefore P(X_i, T_2) = \left(\frac{1.67 I \Delta T}{2} \right)^{5/3} \quad (7.70)$$

这种形式的公式通常可用于研究两种特殊情况：

(1) 随时间变化的净雨强度

用在水流方向上有一定坡度的矩形平面流域，分析不同情况的非恒定降雨输入，假设净雨均匀地分布于流域之上，但净雨强度允许随时间变化。降雨历时等于在均匀净雨条件下矩形流域的汇水时间，该净雨强度等于非均匀条件下的平均值。假设三角形降雨过程线，具有随时间变化的雨峰，在降雨的开始到降雨的结束之间变化，即 $F = t_p/t_c = 0 \sim 1$ ，式中 t_d 为降雨历时， t_p 为雨峰历时（参见图 7.7）。

这种情况可以看成是扣除损失、下渗等情况后的净雨过程。另一方面，也可以考虑下渗的衰减率。有线性衰减损失的矩形暴雨过程线在某些情况下就可以近似成雨峰在降雨结束时的三角形净雨过程线。

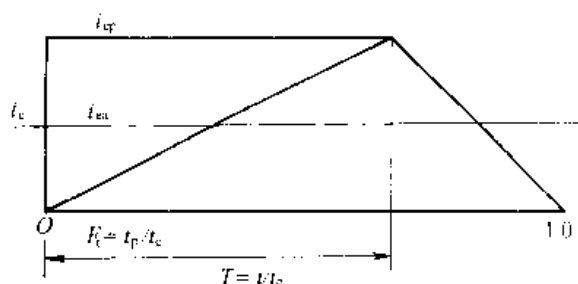


图 7.7 随时间变化的净雨过程线

在流域出口产生的径流流量过程线绘于图 7.8。由图可见雨峰相对时间 F_1

从 0 变到 1，流域的有效汇水时间也相应增加，即，形成径流流量过程线的峰值的时间也增加。洪峰径流量也会增加，雨峰位置越靠后，其洪峰径流量也越大。但它总比雨峰净雨强度要小，在三角形分布时，雨峰净雨强度为单位宽度上 $2i_{cm}L$ 。实际上，最不利的降雨分布为雨峰位置在降雨的末端，此时洪峰流量为单位宽度上 $1.4i_{cm}L$ 。

为了方便比较，在图 7.8 中，矩形降雨分布的径流流量过程线用虚线表示，同时也给出了降雨历时超过了流域正常汇水时间的流量过程线的上升段。此处假设降雨强度随时间线性变化并在降雨末端达到最大值 ($t_p = t_d$)。

如果降雨强度在等于流域汇水时间 t_c 的期间内恒定，那么洪峰径流量就会发生在暴雨的末端，并且等于单位宽度上 $i_{cm}L$ ， i_{cm} 为平均净雨强度。一般可以认为这是对于任何重现期的最不利降雨。这样，也可以选择设计暴雨历时。在非恒定降雨（强度随时间变化）的情况下，直接求解产生最大洪峰径流量的暴雨历时是困难的。根据图 7.8 雨峰在末端时 ($F_1 = 1$)，洪峰径流量发生在 $t = t_c$ 时刻，暴雨历时等于 t_c 时，将产生最大洪峰径流量，反之，雨峰在开始时 ($F_1 = 0$)，最大洪峰流量发生在 $t = t_c$ 之前。因此，较短历时的暴雨可能产生最大洪峰径流量。如果雨峰发生在末端，并且暴雨历时比 t_c 长，可能产生更大的洪峰流量。

根据图 7.8 可以明显地发现，暴雨历时等于 t_c 的最不利暴雨是雨峰在末端的暴雨 ($F_1 = 1$)。随时间衰减的入渗损失对于均匀降雨能有相同的效果，矩形降雨过程线能够简化成最大净雨强度在末端的三角形净雨过程线。在这种情况下，洪峰径流量比均匀损失率情况大 40%。

(2) 随空间变化净雨强度输入

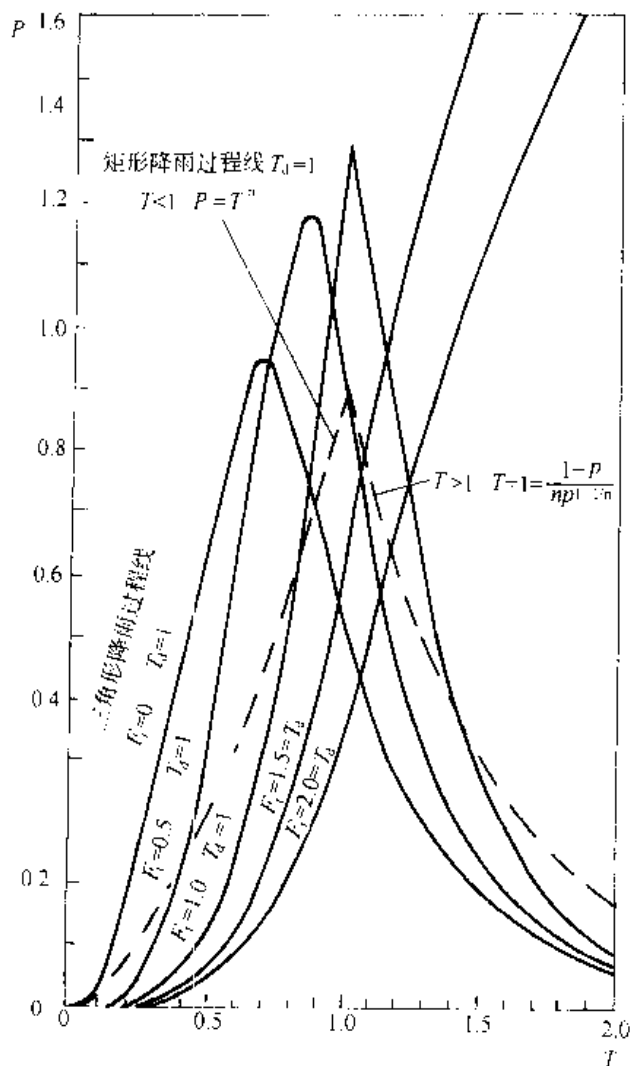


图 7.8 降雨随时间三角形分布时的径流流量过程线

$$F_t = t_p / t_d, \quad t_d = t_c,$$

t_p 为净雨雨峰历时, t_d 为降雨历时,

t_c 为矩形分布时的汇水时间。

考虑降雨沿矩形平面流域长度向下游移动, 并具有恒定强度。假设净雨强度为雨峰在流域长度方向某处的三角形分布, 在 0 和 1 之间由 $F_x = x_p/L$ 定义 (图 7.9) 产生的流量过程线的上升段绘于图 7.10 中。

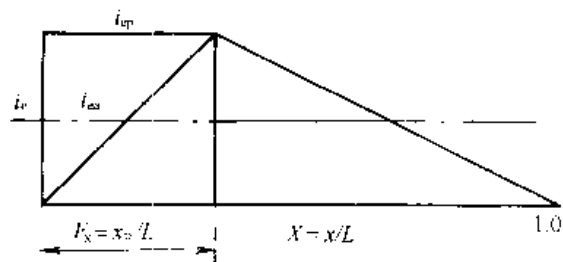


图 7.9 沿流域长度变化的净雨

在所有情况下, 流量过程线的洪峰都靠近均匀降雨强度的汇水时间 (在图 7.10 中虚

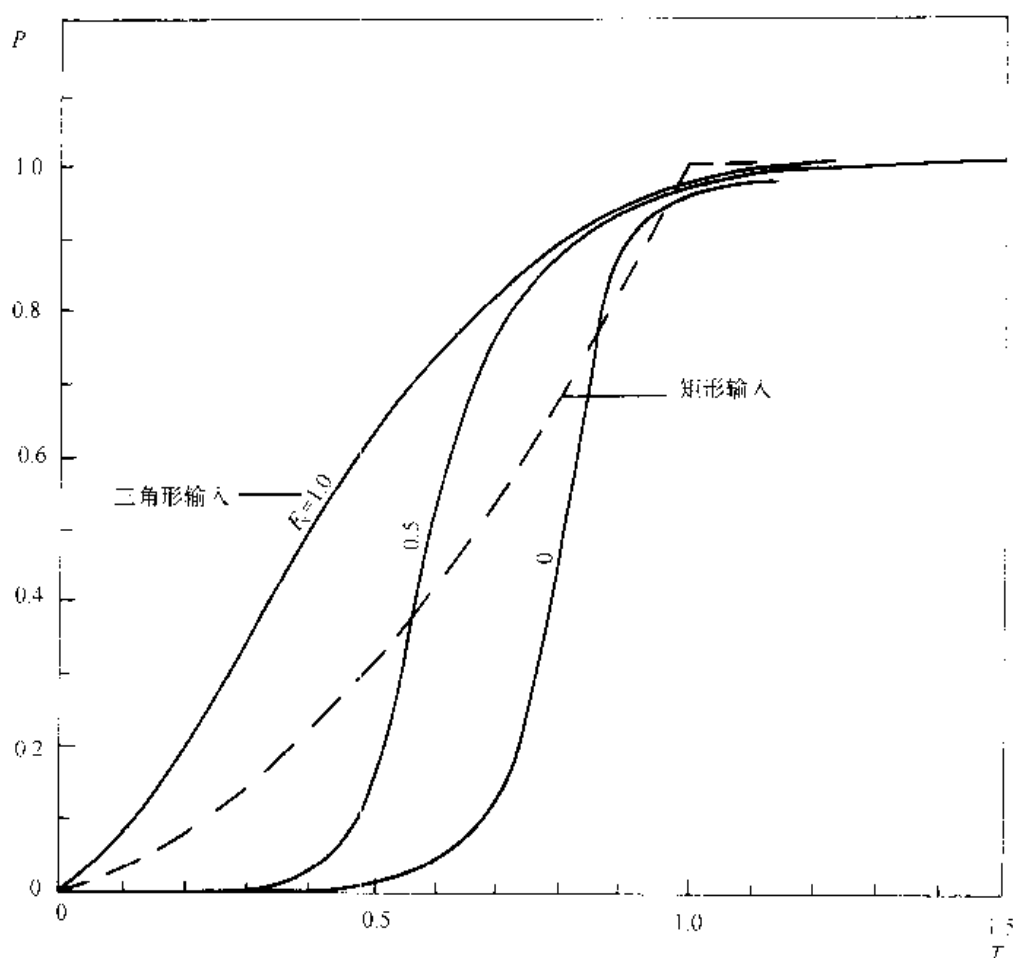


图 7.10 沿水流方向三角形分布降雨的上升流量过程线

$Fx = x_p/L$, x_p 为输入雨峰的距离, L 为流域长度。

线表示的是在时间、空间均为均匀的降雨的结果)。雨峰在流域出口处 ($F_x = 1$) 的降雨条件下, 流量过程线上升最快, 而雨峰在流域始端时就慢得多 ($F_x = 0$)。因此, 如果它的重心靠近流域出口, 比流域正常汇水时间短的历时的降雨就可能产生较高的洪峰径流量。

相同的结果可以应用于流域宽度沿流域长度从零变到在某处达到最大之后在流域末端再变成零的情况。假如侧向流动时间可以忽略, 沿宽度为 w 的汇水渠道的任一点 X 的有效净雨输入为 $i_e = i_{cu} W / w$, 其中 i_{cu} 为均匀降雨强度, W 为流域宽度。平均净雨强度为 $i_{ea} = i_{cu} W_{max} / 2w$ 。 i_e 和 i_{ea} 的值可分别采用 i_e 和 i_{ea} 之处对应的渠道单宽流量。如果侧向流动时间很长, 则必须进行修正。近似的修正方法是把实际的雨峰位置向流域上游移动侧向流动的距离。

在流域出口较宽的三角形或梯形流域会产生比矩形流域上升更快的流量过程线。这样, 比流域汇水时间短的暴雨历时可能产生最大洪峰径流量。要计算与所选择暴雨历时相应的洪峰径流强度, 在图 7.10 上用试算法可以求得产生最大洪峰径流量的暴雨历时。

(3) 综合变量输入

图 7.11 可应用于降雨强度向矩形流域出口线性增加, 并且随时间也线性增加的暴雨。

图中 i_{ea} 发生在流域中部, 等于均匀降雨的汇水时间的一半时的净雨率。这时会发现, 降雨历时为 t_e 暴雨的洪峰径流量为平均净雨强度与流域面积之积的 1.65 倍, 这比向流域下游随时间分布增加的暴雨的结果还高。

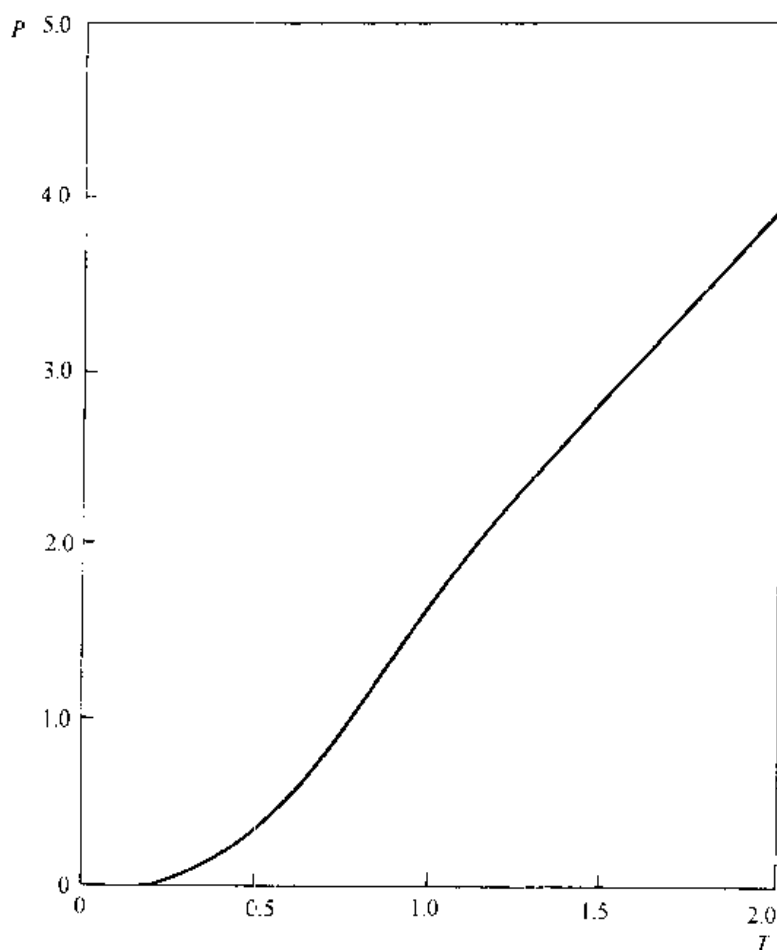


图 7.11 降雨随时间均匀增加, 并向矩形流域出口均匀增加时的上升段流量过程线
 i_{ea} 发生在 $X=0.5$, $T=0.5$ 之处

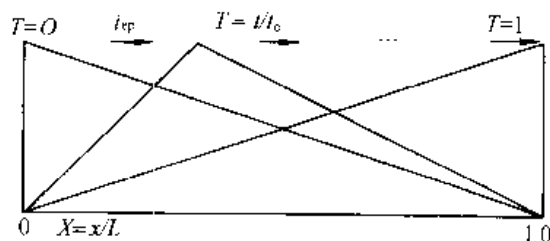


图 7.12 沿流域移动的暴雨

图 7.13 给出了矩形流域移动暴雨的流量过程线。对于这两种情况, 向流域下游的暴雨分布为三角形。假设三角形的雨峰以 L/t_e 的速度向流域上游或下游运动 (参见图 7.12), 但暴雨仅局限于其降雨历时所对应的流域之上。暴雨历时为 t_e 向流域下游运动的暴雨比向流域上游运动的暴雨产生的洪峰径流强度大。

在图 7.13 中示出了向矩形流域上游或下游运动的暴雨产生的流量过程线。该暴雨产

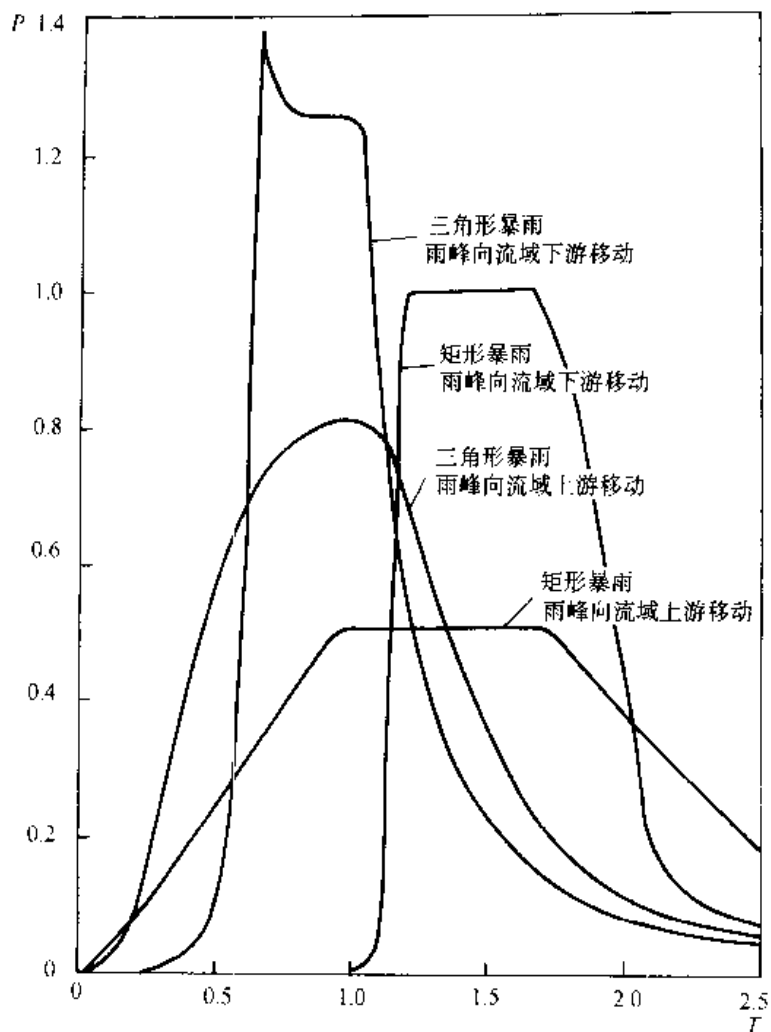


图 7.13 历时为 t_c 的移动暴雨产生的流量过程线

生的净雨均匀地分布于降雨面积之上, 并且降雨横跨整个流域宽度, 但具有长度方向的限度。暴雨路径的长度假设等于流域的长度。暴雨的前部向流域上游或下游运动, 从流域的一端开始沿着流域连续移动, 一直到越过流域为止。

7.3.5 有关暴雨分布结果汇总

无论在时间还是在空间, 非均匀降雨分布的影响通常都增加流域的洪峰径流量。为了描述这一影响和产生通用的设计曲线, 可采用运动波方程式的数值解法分析简单的三角形暴雨分布。

雨峰靠近降雨历时末端的暴雨, 可以产生比相同平均强度均匀降雨高 40% 的洪峰径流量, 这可以表示具有衰减渗水率的情况。集中于靠近流域出口处的降雨, 可以产生比远在流域上游均匀分布暴雨更大的径流量。与此相似, 面积的形心靠近流域出口的流域可以产生比矩形流域大的洪峰径流量。

向流域下游运动的暴雨能产生比向上游运动、相同强度暴雨更大的洪峰径流量。

均匀降雨强度和均匀分布的假设仅能给出任一选定重现期降雨的平均值, 这意味着超过特定径流强度的概率可能比孤立雨量计记录的统计分析结果要大。

7.3.6 二维模型

假设径流一维流过矩形流域经常是不精确的。许多流域有二维地形变化, 小山和洼地

能引起径流改变方向。象运动波所假设的那样,流动在所有的时间都垂直于等高线。另外,流动路线受侧向流影响,也能导致流量在洼地汇集,从而影响汇水时间。这样,对于大流域希望采用二维分析。

运动波方程可以迅速地适用于二维的情况。连续性方程:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = i_e \quad (7.71)$$

在 x 方向和 y 方向有两个流量因素,于是两个排水水深方程为:

$$q_x = \frac{1}{q_1} (\alpha_x y^n)^2 \quad (7.72)$$

$$q_y = \frac{1}{q_1} (\alpha_y y^n)^2 \quad (7.73)$$

其中 $q_1 = \sqrt{q_x^2 + q_y^2}$, $\alpha_x = 7.7 \sqrt{g S_{0x}} / k^{1/6}$ (α_y 与之类似), 在曼宁-斯垂克勒公式中 $m = 5/3$ 。方程组可以用一定时间增量的 x - z 网格图用数值法求解。Coanstantinides 发现向后中心显式差分法能用最少的时间算出满意的结果。

可以在二维模型中考虑变化地表粗糙损失、渠道化和降雨的时空分布等情况,在流域地表条件不连续之处,如市区的各种不同的地表条件下,可以使用如 SWMM 或 ILLUDAS 等有效简化模型。

7.4 雨水管道汇流计算

7.4.1 非满流管道分析

部分充满圆管道中的水流模拟比地表漫流还要复杂。然而,相同基础的运动方程还可以应用。对于圆形管道采用极坐标代替直角坐标有时较方便。假设系统包含有与管道雨水口相连的地表漫流流域。

(1) 地表漫流

在分析排入每一个雨水口的流域上的水流时,一般假设子流域是矩形的,其宽度为该流域排入的管道的长度。这种简化主要是要把资料准备减少到最少,相关的输入行可以迅速地变化以满足子流域宽度,流域单宽过水断面面积为 y 。平面的汇水时间可以采用曼宁-斯垂克勒阻力坡度方程估算:

$$t_c = \left[\frac{L k^{1/6}}{7.7 \sqrt{S_g} \cdot i_e^{2/3}} \right]^{-3/5} \quad (7.65)$$

(2) 非满流圆管的运动波方程

采用以下形式的运动波方程:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (7.74)$$

$$S_0 = S_f \quad (7.75)$$

其中 q 为单位长度入流量。

采用曼宁-斯垂克勒公式估算阻力坡度,有

$$Q = \frac{7.7 \sqrt{S_g} A^{5/3}}{k^{1/6} P^{2/3}} \quad (7.76)$$

在检查井处没有考虑水头损失, 这部分损失通常包括在管道坡度之内。

可以采用第2章介绍的方法求解管道的运动波方程。下面介绍一种用圆心角为变量的计算方法, 详细计算过程参见第8章。

非满流圆管的过水断面面积为

$$A = \frac{D^2}{4} \left[\frac{\theta}{2} - \cos \left[\frac{\theta}{2} \right] \sin \left[\frac{\theta}{2} \right] \right] \quad (7.77)$$

$$P = \frac{D\theta}{2} \quad (7.78)$$

其中 P 为湿周, θ 为圆心角。

这样, 以 θ 为变量, 则连续性方程变为

$$\frac{D^2}{8} \left[1 + \sin^2 \left[\frac{\theta}{2} \right] - \cos^2 \left[\frac{\theta}{2} \right] \right] \cdot \frac{\partial \theta}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (7.79)$$

写成有限差分形式, Δt 时间后的 θ 为

$$\theta_2 = \theta_1 + \frac{(q - \Delta Q / \Delta x) 8 \Delta t}{\left[D^2 \left(1 + \sin^2 \left[\frac{\theta}{2} \right] - \cos^2 \left[\frac{\theta}{2} \right] \right) \right]} \quad (7.80)$$

对于新的 θ , 有

$$Q = \frac{7.7 \sqrt{S_g}}{k^{1/6}} \cdot \frac{D^2}{4} \left[\frac{\theta}{2} - \cos \frac{\theta}{2} \sin \frac{\theta}{2} \right] \left\{ \frac{D}{4} \left[1 - \frac{\cos \frac{\theta}{2} \sin \frac{\theta}{2}}{\frac{\theta}{2}} \right] \right\}^{2/3} \quad (7.81)$$

为了模拟管道中流量和水深的变化, 后面两个公式可以用在后续的时间间隔相连点上。

在设计中一般不考虑超负荷条件。如果把管道设计成在设计条件下正好满流流动, 那么对于相同重现期任何其他的降雨历时, 它会变成非满流。一段管道的上游坡度越大, 它的汇水时间或平衡时间就越短。设计暴雨历时将等于流达下游管段的汇水时间。任何下游管段都会有较长的汇水时间和相应较低的暴雨强度。当较下游管道达到其设计能力并满流运行时, 其上游管道则为非满流运行。

前面的公式可以用于计算排水管网设计方案中每一管段内流动状态。工程师在计算前必须预先定线、划分子流域面积、确定雨水口和进水算的位置。

运动波方程还可以根据需要整理成其他的计算形式和差分格式, 在第8章将进行具体介绍。

7.4.2 设计应用

必须模拟地表漫流和上游管段的流动才能确定下游特定管段的尺寸。这样的分析仅能用数字计算机采用流量方程的数值解来完成。对于数值解稳定性的最大时间间隔限制, 意味着要进行多次重复计算, 直到每一管段达到设计平衡水流条件为止。另外, 对于每一管段也应检查不同暴雨历时的影响。为了减少计算机计算时间, 要采用简单和有效的计算过程。运动方程的运动波形式可以用于解决这一问题, 整个程序的特点是简化了数据输入和减少了计算费用。

因此, 某些精度可能明显地降低, 但是降雨过程的预先假设可能影响更大。如果必要, 可以用更复杂的分析方法进行敏感性分析和精度分析。

模拟计算从上游管段开始, 管段的管径是已知的。在设计中也可以采用相同的分析过

程,即管径的选择。从排水系统的上游开始,可以成功地确定管道的尺寸,这样每一个要设计的管段即被定义。必须考虑不同历时的暴雨强度和流量,以便确定下一管段产生最大流量的设计暴雨。

假设设计暴雨重现期是预先选定的,强度~历时关系假设为如下形式:

$$i_e = \frac{a}{(b + t_d)^c} \quad (7.82)$$

要选择在系统的下游端产生最大洪峰流量的暴雨,这个流量可以确定下游管道尺寸。这样从一个管段向下一个管段进行直到整个管网。应当注意,管道定线和管道坡度是预先选定的。

若考虑采用动态规划进行坡度优化则应考虑计算费用,其他的优化技术也可以用于设计计算。

第 8 章 城市雨水径流模拟模型

8.1 概 述

随着城市化的发展,城市的雨水排水系统已由原来的沟渠变为复杂的边沟、渠道和地上、地下管渠网。由于这一系统的复杂性不断增加并且对排水的要求也越来越高,因此必须对这一系统的水文学和水力学特性有更全面的理解。基于城市排水系统设计与管理经验,人们对其认识也在不断深入,很多学者在这一领域做出了突出的贡献。

可用于估计城市排水区域和其他小流域的暴雨径流过程的方法一般分为经验方法、宏观方法、微观方法和连续模拟方法。

8.1.1 经验方法

关于城市降雨径流的最早期报告是对伦敦 Sevoy 大街排水管道中 1857 年 6 月 20 日暴雨的研究。75min 降雨 25.4mm,产生 $0.0237\text{m}^3/(\text{s}\cdot 10^4\text{m}^2)$ 的最大流量。这为根据降雨量推算径流量提供了依据。Bidder、Hawksley 和 Bazalgette 在研究中发现,在城市区域大约一半的降雨可以变成径流。这就是最早的经验方法,也是现代城市水文模型的前驱。

8.1.2 宏观方法

继早期经验方法之后,经验公式变为确定径流量的基本方式,多数第二代近似方法是宏观方法。它们具有以下特征:

把整个排水区域作为一个单元;

仅在最下游出水口估计流量;

假设降雨在排水流域上均匀分布。

推理公式法是这一方法的最重要例子。它是在 4 年降雨资料和从两块空地估算的 1 年径流资料基础上提出来的,径流量用 5 条明渠进行计量。至今推理公式法已经使用近百年,虽然很多人对这一方法提出了批评,但它仍然是城市雨水排水设计的标准方法,而且其公式形式也一直没有变化,这主要是由于该法简单。

宏观方法的第二个例子是由 Leroy K. Shermar 于 1932 年提出的单位过程线法。单位线是在任一单位时间内,由均匀降雨在排水流域上产生一个单位(长度单位)径流的流量过程线。一旦确定了单位过程线,就能根据任何大小和历时的降雨产生流量过程线。由于实测资料的缺乏,原来单位线概念主要应用于河流流域,现在已开始应用于城市和小流域排水网络。瞬时单位过程线很适用于城市和小流域的排水计算。瞬时单位过程线是排水流域对瞬时施加的有效降雨的反应,可望在城市排水中得到应用,瞬时单位线的概念是 J.E. Nash 提出的。

8.1.3 微观方法

微观方法具有从输入(降雨)到输出(径流)对所有物理现象进行定量化的特征。通

常包括以下步骤:

- 确定设计暴雨;
- 从设计暴雨中扣除损失以产生净雨强度;
- 由地表漫流方程确定边沟入流和特定渠道的流量;
- 通过边沟或支渠向主渠进行演算;
- 通过排水系统(管道、渠道或河流)向下游演算;
- 确定系统出水流量过程线。

这一方法的精度受计算损失的方法、演算采用的水文学或水力学原理和简化计算所采用的假设条件的有效性影响。如果每一步产生的误差较小并且不积累,则径流预测是有效的。Tholin 和 Keifer 于 1960 年提出的芝加哥水文过程线法是微观方法的一个例子。

过去多数微观方法仅涉及独立降雨事件,随着计算机的普及和发展,这一方法趋向于连续模拟。

8.1.4 模拟

可以采用模拟模型对城市和小流域进行分析。水文系统可以由物理模型、相似模型或数值模型进行模拟。现在开发较多的是数学的数值模型,较有影响的是英国的 RRI 和美国 EPA 的 SWMM。

城市和小流域径流产生的水质问题越来越被人们所重视。径流水质随季节和地理区域而改变,城市和乡村不同,城市间由于生活习惯的差别使径流水质也有差别。目前许多降雨径流模拟模型均包括有水质模型。

8.2 城市雨水径流模拟模型简介

城市雨水径流模拟模型一般包括三类:

- 设计模型;
- 径流过程模拟模型;
- 径流水质模拟模型。

根据模型开发的目的,有的模型很简单,只包括一种;有的则很复杂,可包括全部的功能。

8.2.1 洪峰流量叠加法

这种方法可以认为是恒定流无时间滞后的翻版。在这个方法中,设计雨水管道从最上游管段开始,接着一个管段一个管段地向下游进行,输入流量是洪峰流量,根本不需要流量过程线和进行演算。为了确定管道内的设计流量,所有上游管段的洪峰流量和直接地表入流到与该管段上游端连接的检查井或连接井的流量简单地加在一起以获得该管段的设计流量。例如:如果从两个上游管段流到某检查井的洪峰流量分别为 Q_{p1} 和 Q_{p2} , Q_j 是直接进入检查井的入流量,于是,检查井出流的下游管段的设计流量 Q_{p3} 为:

$$Q_{p3} = Q_{p1} + Q_{p2} + Q_j \quad (8.1)$$

由于确定了洪峰流量,于是所需要的管径就能由曼宁公式、海森-威廉公式或达西-魏兹巴赫公式计算。

在所有的水力学设计模型中,这种方法是最简单的,也是最不准确的,无论波的传播

时间还是波的衰减都不考虑。由于这个方法忽略了不同的管段和雨水口可能在不同时刻发生洪峰流量,因此,它趋向于确定过大的下游管段设计流量,除了非常小的流域外,它不适合于实际使用。

8.2.2 流量过程线时间滞后相加法

流量过程线时间滞后法是水文演算法,入流过程线由管内流行时间 t_2 无变形地移动产生管段出流过程线。检查井处的上游管段出流过程线以相应的时间线性地与检查井直接入流过程线相加,产生下游管段的入流过程线,如图 8.1 所示,管道 1 的管内流行时间为 15min,因此,它把如图 8.1(a)所示的入流过程线用 15min 平移产生如图 8.1(b)所示的管道出流过程线。类似的,因为管道 2 的管内流行时间为 10min,故管道 2 的入流过程线用 10min 平移产生它的出流过程线。由于没有直接地表入流进入管段 1、2、3 的连接点,并假设连接点蓄水可忽略,在图 8.1(b)的两个流量过程线合并(叠加)产生管道 3 的设计流量过程线。例如,在 $t = 40\text{min}$ 时,在图 8.1(b)中管道 1 的出流为 70L/s (这与图 8.1(a)中 $t = 25\text{min}$ 管道 1 的入流量相同),并且管道 2 的出流为 16.7L/s (与管道 2 的 30min 的入流量相同),因此管道 3 的入流量为 76.7L/s 。如图 8.1(c)所示,在下游管段(管道 3)的入流过程线计算后,就可以确定管段的洪峰流量。管道 3 的设计流量为 $Q_p = 100\text{L/s}$,位于 45min 处,于是就能用公式计算管道管径,计算方法用简图示于图 8.1。

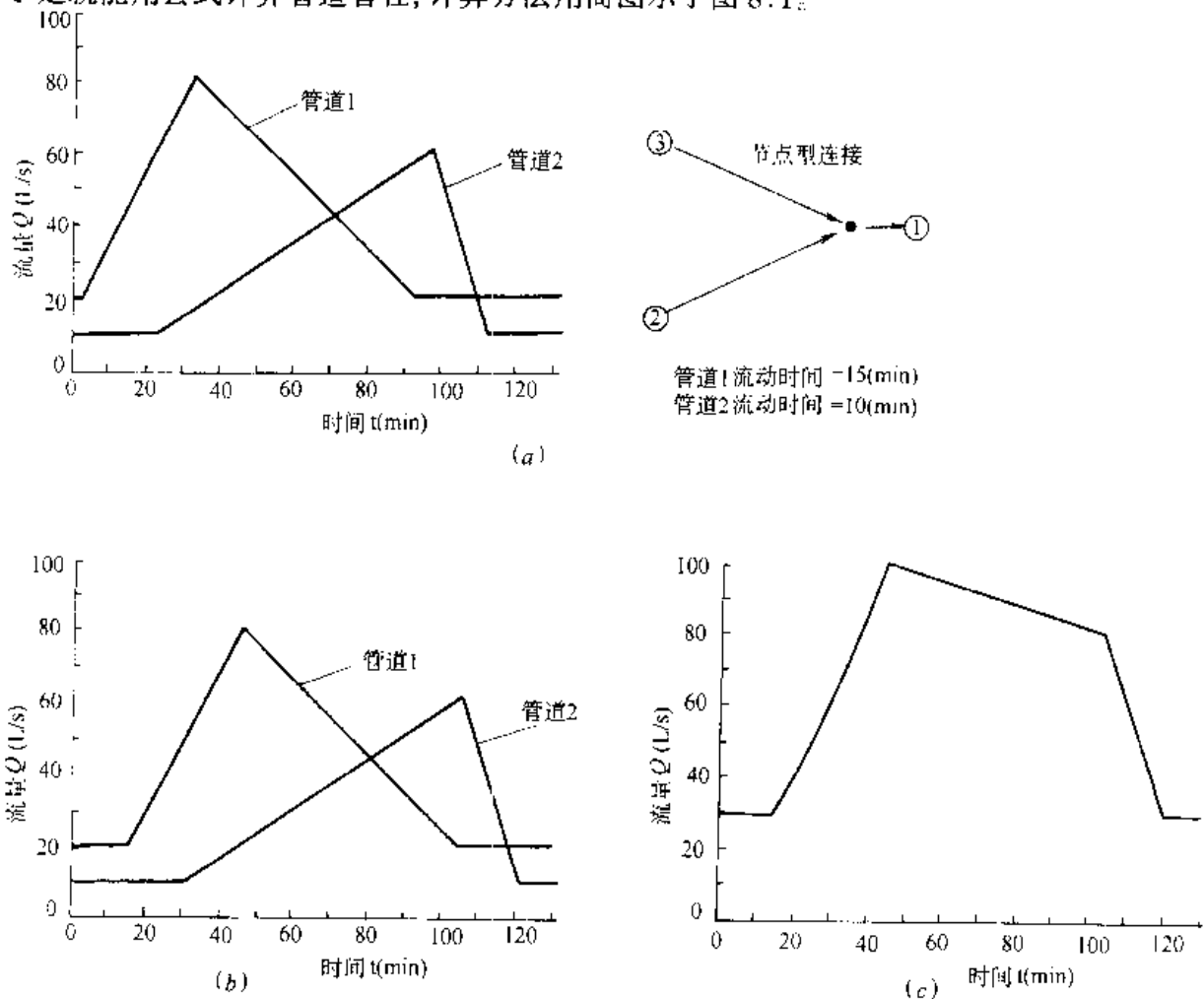


图 8.1 恒定流时间滞后法流量过程线的叠加图

(a)管网入流过程线;(b)管道出流过程线;(c)管道 3 出流过程线

用于平移流量过程线的管内流行时间 t_2 可由下式估算。

$$t_2 = L/v \quad (8.2)$$

式中 L ——管长；

v ——流速，与计算 v 的方法有关，流量过程线时间滞后法有 4 种不同的计算排水管道内流速的方法。

方法 1 采用市售标准管径 d_n ，由满管流连续方程，有

$$v = \frac{4Q_p}{\pi d_n^2} \quad (8.3)$$

方法 2 假设在市售尺寸的管道中正好为满管重力流，采用恒定均匀流公式，如曼宁公式：

$$v = \frac{0.399}{n} d_n^{2/3} S_0^{1/2} \quad (8.4)$$

式中 d_n ——市售管道管径，m；

S_0 ——坡度，无因次；

v ——管内流速，m/s。

采用达西—魏兹巴赫公式：

$$v = \left(\frac{2g}{f} d_n S_0 \right)^{1/2} \quad (8.5)$$

方法 3 假设在市售管径管道中水流为非满管恒定均匀流，由曼宁公式有：

$$v = \frac{K_n}{0.520} \frac{d_n^{2/3}}{n} \left(1 - \frac{\sin \Phi}{\Phi} \right)^{2/3} S_0^{1/2} \quad (8.6)$$

式中 K_n ——系数，英制时 $K_n = 1.486$ ，SI 制时 $K_n = 1$ 。

方法 4 采用计算管径 d_r ，有

$$v = \frac{4Q_p}{\pi d_r^2} \quad (8.7)$$

方法 3 一般比方法 2 给出的流速高，方法 2 依次比方法 4 和方法 1 高。然而，因为实际工程采用的是市售管径的尺寸，从实践的观点看，方法 1 的公式 (8.3) 更适合。因为它计算简单、能给出比其他方法较小的 v 值，并且它更接近管道内洪水计量流速。

在这个方法中，由于管道内水流的连续性关系没有直接考虑，因此没有包括管道水流的演算，并且不考虑管道水流的非恒定非均匀性。此外，流量过程线平移只考虑了管道水流的流行时间，而没有注意波的衰减。然而，如果用数字计算机在 $x-t$ 网格上进行计算时，由于采用不变的时间增量 Δt ，洪峰流量可能不发生在网格的节点上，这可能产生数字衰减。

这个方法可以与推理公式法很好地结合，可以用推理公式法设计上游支管，之后再用量过程线滞后相加法设计干管和主干管。

8.2.3 芝加哥流量过程线法 (CHM)

(1) 概述

早在 1950 年，芝加哥市公共工程局就开始了雨水管道设计水文过程线法的研究。最早的研究致力于开发指导芝加哥市许多新设计雨水管道的最佳水力学计算方法。这些研究结果于 1960 年发表，并为公众所接受。

从那时起近 25 年所进行的研究是 Keifer 和他的助手们（伊利诺芝加哥学院）开发的

雨水管道设计程序。

修正芝加哥水文过程线法雨水管道设计程序基本上可用于城市排水区域。新建雨水管道系统的设计可以用它，现有系统扩建和改建也可以用它。用作输入的设计暴雨可以是有史以来的实际暴雨或合成暴雨并能选择任何希望的频率。程序还能处理有两个不同频率成分组成的系统的设计，例如：雨水管道用 5 年频率设计，而调节池如果需要可设计成接纳 100 年频率的暴雨。另外，还能把程序应用于模拟所选择历史暴雨径流水文过程线。程序的最后部分计算系统造价。

(2) 程序介绍

1) 程序结构

修正芝加哥水文过程线法雨水管道设计程序由 1 个主程序和 6 个子程序组成。6 个子程序用于计算如下问题：

合成暴雨；
净雨；
地表漫流演算；
边沟演算；
雨水管道演算；
调节池演算。

所有水文学系统特性参数和技术经济数据在主程序中读入，子程序计算结果返到主程序，通过主程序产生全部输出数据，程序流程图示于图 8.2。

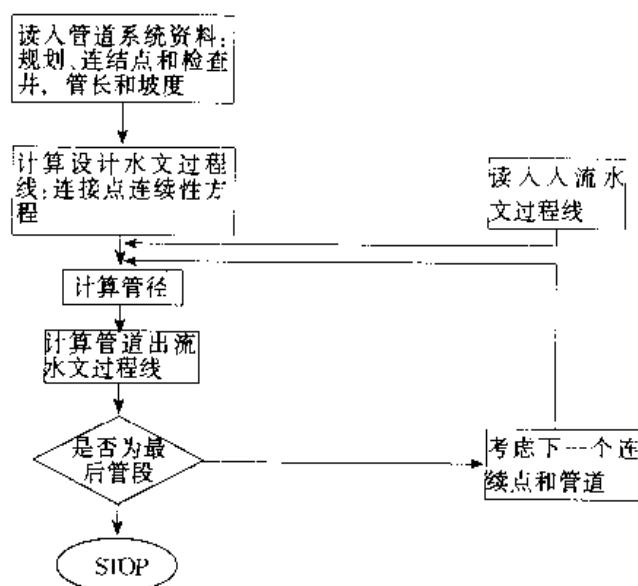


图 8.2 用水文学或运动波演算法设计雨水管道的流程图

2) 理论假设和限制条件

为了简化计算并减少工程设计费用，一个重要的假设就是忽略渗水率的恢复，即在不降雨期间潜在损失率并不增加。因为做了这项假设，程序仅能应用于单场降雨分析。

在模拟的过程中，整个排水流域被分成子排水流域，它把暴雨径流排入假设的雨水口。每一个子排水流域进一步分成渗水和不渗水面积。假设所有被划分的渗水面积的排水特性对整个系统都相同。

由排水面积引起的暴雨衰减,对于不同历时和频率的暴雨假设都遵循在芝加哥地区观测的基本经验关系。因此,程序能应用于中等尺度排水面积,但由于忽略了设计暴雨衰减的影响,从而造成了精度降低。

3) 计算方法

下面主要介绍程序中采用的基本方程和计算过程。

设计暴雨

当采用合成暴雨作为设计暴雨时,那么对于任何所希望的暴雨频率,根据暴雨强度公式都能生成合成暴雨,当时采用了如下形式的方程式:

$$i_{ave} = \frac{a}{t_d^c + b} \quad (8.8)$$

式中 i_{ave} ——平均降雨强度;

t_d ——暴雨历时;

a 、 b 、 c ——常数。

为了计算合成暴雨,使用了暴雨雨峰系数。这个系数是常数,并定义为对任何假设暴雨历时,从降雨开始到雨峰的时间间隔与总降雨历时的比值,并给出了无量纲的典型合成暴雨分布图,根据芝加哥的暴雨分析,雨峰系数 r 为 $3/8$ 。

系数 a 、 b 、 c 和 r 为描述合成暴雨特性的参数。

也可以采用目前通用的 $i = \frac{a}{(t+b)^c}$ 形式的暴雨强度公式,其计算过程见 8.3.1 节。

净雨

为了计算渗水地表面积上的净雨,要从降雨中减去土壤的渗水能力。渗水区域的渗水能力由霍顿公式中初始的和最终的渗水能力和衰减系数关系计算。计算下渗能力的一般方程为

$$f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \quad (8.9)$$

式中 f ——下渗能力;

k ——衰减系数;

t ——时间,下标 c 和 0 表示最终的和初始的阶段。

如果降雨强度小于下渗能力,则净雨强度设为零,并取与降雨相同的时间间隔。

地表漫流和水文过程线

计算地表漫流的方法对于渗水和不渗水面积是相同的。假设当净雨达到所给的平均蓄水深度 200% 的深度时,所有的洼地蓄水被充满,地表漫流用正弦曲线关系近似。

地表漫流流量过程线由在坡地上演算地表漫流来计算。地表漫流计算的一般公式为:

$$H = K_0 q_L^{1/3} \quad (8.10)$$

$$\frac{dH}{dt} + q_L = r \quad (8.11)$$

式中 H ——地表漫流平均水深;

q_L ——地表漫流末端的出流率;

r ——地表漫流提供率,即净雨强度;

K_0 ——由地表特性决定的演算常数。

演算常数 K_0 的值建议用 Izzard 公式计算:

$$K_0 = 0.342 \left[\frac{L}{S_0} \right]^{1/3} (0.002 + C) \quad (8.12)$$

其中, L 和 S 分别为坡地的长度和坡度, C 为 Izzard 粗糙系数。

雨水口流量过程线

雨水口流量过程线由从透水和不透水面积的地表漫流流量过程线通过道路边沟汇流来计算。应注意地表漫流流量过程线被表示成单位径流率, 因此在计算时应乘以排水面积。在边沟中有效蓄水量有限, 因此应以不大于 15min 的时间间隔进行计算, 以使边沟演算计算稳定。

设计流量过程线和下游末端流量过程线演算

所给定管段的设计流量过程线可由本段雨水口流量过程线和与该管段连接的所有上游管段的流量过程线相加来计算。用设计流量过程线的峰值乘以该管段汇水面积的降雨强度衰减系数, 以获得设计流量。根据设计流量和所选定的水力坡度进行水力计算, 以便确定排水管道的市售管径尺寸。

下游端流量过程线由演算该管段上游端的设计流量过程线来计算。由方程式 (8.13) 进行洪水演算:

$$Q_2 = I_{ave} \cdot e^{-\frac{\Delta t}{k}} (I_{ave} - Q_1) \quad (8.13)$$

式中 Q_1, Q_2 ——分别为时间步长 1 和 2 的流出量;

I_{ave} ——时间步长 1 和 2 间平均入流量;

k ——演算常数;

Δt ——时间步长 1 和 2 间的时间间隔。

调节池出流过程线

调节池出流过程线由通过调节池演算入流过程线来计算。可由下式计算调节池出流过程线:

$$Q_2 = 2I_{ave} - Q_1 - 2 \left[\frac{f(Q_2) - f(Q_1)}{\Delta t} \right] \quad (8.14)$$

式中 $f(Q_1), f(Q_2)$ ——分别是对应 Q_1 和 Q_2 的蓄水量。

8.2.4 公路研究所法 (TRRL)

英国公路研究所根据时间-面积径流演算方法提出了一种城市径流模型 (TRRL), 这是一种恒定流流量过程线演算方法, 该模型在美国称为 RRL 法。这一方法认为只有与雨水排水系统直接连接的不透水地表产生径流, 因此忽略全部透水地表和不与排水系统直接连接的不透水地表面积。实践证明 RRL 模型估算的洪峰流量和径流量偏低, 其流程图见图 8.3, 雨水口流量过程线的计算方法见图 8.4。

开发这一模型的目的是要计算管道系统中的暴雨径流率, 后来增加了计算管道尺寸部分。管道入流过程线是上游管段出流过程线与本段雨水口流量过程线的叠加。令 $ds/dt = 0$, 有

$$\Sigma Q_i + Q_j = Q_0 \quad (8.15)$$

对于洪峰流量, 用达西-魏兹巴赫公式计算管径。

用下式计算流速, 可求出管内流行时间 t_2 , 由 t_2 平移入流流量过程线可得到下游流

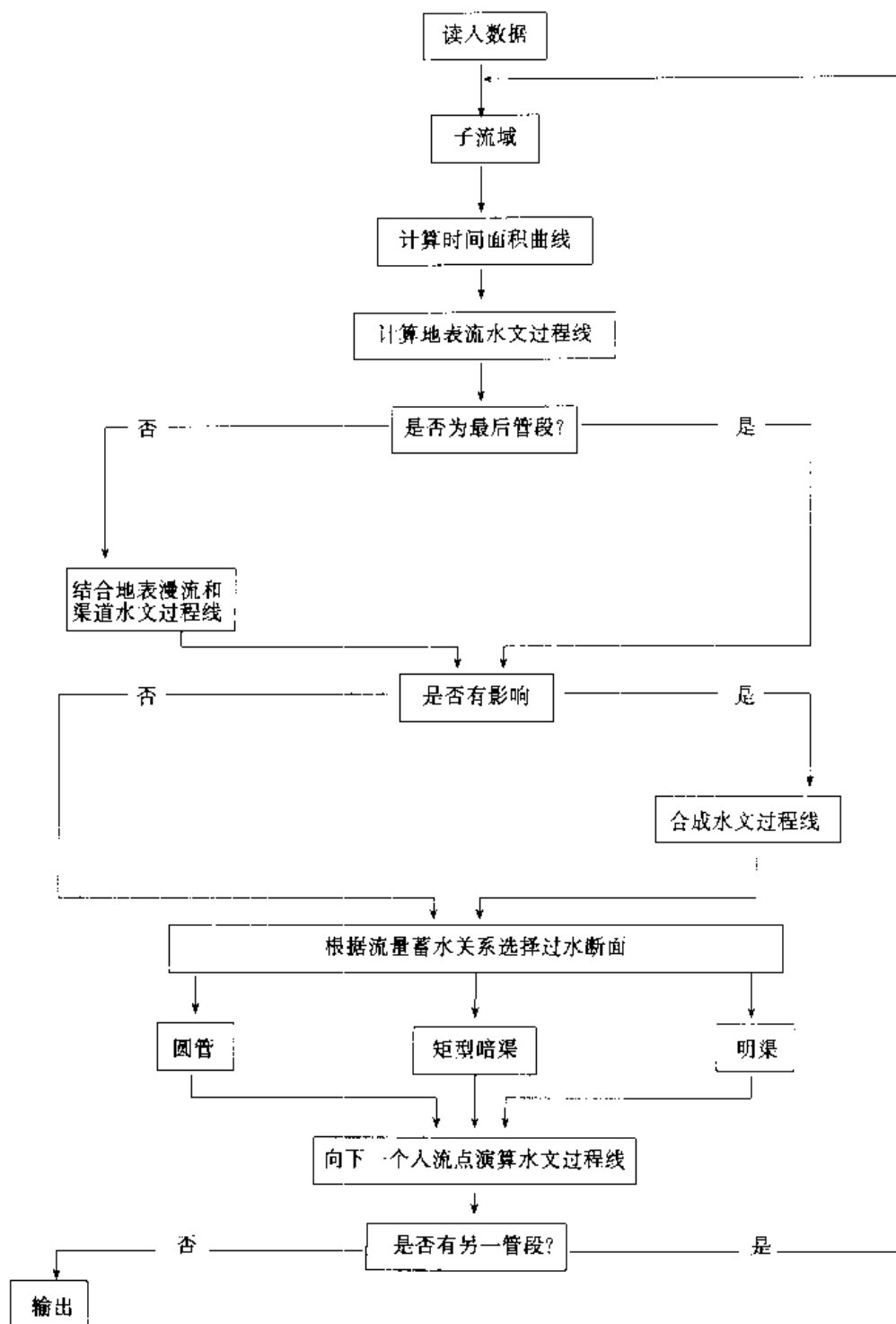


图 8-3 TRRI法计算流程图

量过程线。

$$v = \left(\frac{2g}{f} S_0 d \right)^{1/2} \quad (8.16)$$

式中 f 可由下式求出:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \lg \left(\frac{k}{14.8R} + \frac{0.89\nu}{R \sqrt{gRS_0}} \right) \quad (8.17)$$

其中 k 为当量管道粗糙度; ν 为运动粘度; R 为水力半径, 满流时为 $d/4$ 。应用蓄水演算技术进行修正后, 可以把下游流量过程线转化为出流过程线。蓄水-流量关系为

$$I_1 + I_2 - Q_1 + \frac{2s_1}{\Delta t} = Q_2 + \frac{2s_2}{\Delta t} \quad (8.18)$$

式中 I ——管段入流率；

Q ——管段出流率；

s ——管内蓄水量；

t ——时间，下标 1 和 2 分别表示时间段 Δt 始、末对应的量， $\Delta t = t_2 - t_1$ ；

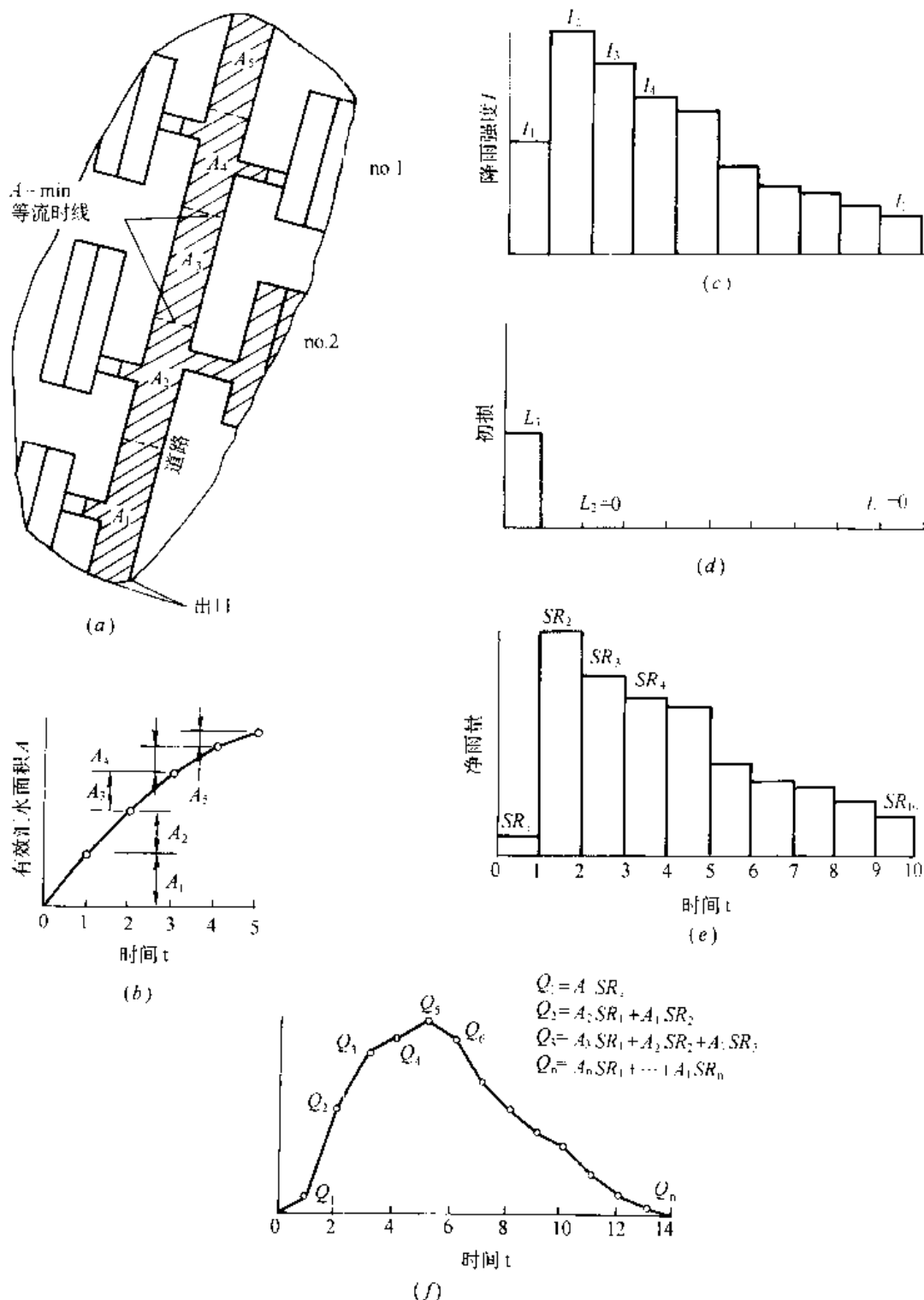


图 8.4 计算雨水口流量过程线简图

(a) 汇水流域；(b) 汇水面积增长曲线；(c) 降雨；(d) 损失；(e) 净雨量；(f) 流量过程线

TRRL 模拟程序主要包括五个部分:

- (1) 把流域分成 n 个子流域, 并估算长度、坡度和粗糙系数;
- (2) 计算地面径流速度, 在地图上画出等流时线, 并作出时间-面积曲线;
- (3) 从降雨过程线中扣除损失, 生成净雨过程线, 与时间-面积曲线合成出口流量过程线;
- (4) 应用蓄水方程对出口流量过程线进行水库蓄水演算, 产生排水管渠入口流量过程线;
- (5) 将管渠系统入流过程线通过管渠系统用蓄水方程演算, 产生流域总的径流过程线。

Stall 和 Ferstrief 对 TRRL 法的研究发现:

- (1) TRRL 提供了一种计算从城市流域铺砌地表部分产生径流的准确方法;
- (2) TRRL 法在以下条件下可以适当地表示城市流域的径流:
 - 1) 流域面积小于 5 平方英里 (12.95km^2);
 - 2) 直接与排水系统连接的铺砌地表面积至少为流域面积的 15 %;
 - 3) 要考虑的暴雨事件的频率不大于 20 年。
- (3) TRRL 法不能用于所有流域, 在渗水面积上可以产生径流和下列情况发生时, TRRL 法不适用:
 - 1) 直接与排水系统连接的不透水地表面积小于 15 %;
 - 2) 要考虑的降雨事件大于 20 年;
 - 3) 流域绿地有陡坡, 并且土壤密实, 不考虑前期湿润条件;
 - 4) 流域绿地有陡坡, 中等密实土壤, 前期湿度条件中等;
 - 5) 流域绿地中等坡度, 中等密实土壤, 前期湿度条件高。
- (4) 由于只考虑铺砌地表的径流, 其边界条件比河流流域的边界条件容易获得, 可以准确地应用水力学公式。

TRRL 还应增加考虑渗水地表以及不直接与排水系统连接的铺砌地表径流的影响等, 以提高程序的适用性。这导致产生了 ILLUDAS 法。

在后来的方法中用所记录的径流过程线的退水部分建立蓄水-流量关系, 并用非满流管道流量的达西—魏兹巴赫公式近似这种关系。

$$Q = A \left(\frac{8gRS_f}{f} \right)^{1/2} \quad (8.19)$$

在求解公式 (8.19) 时, 建议在水力半径和过流面积的值之间用线性插值以避免相互关联求解消耗时间。

从演算的观点看, TRRL 法基本上是线性运动波演算。它假设管道水流在瞬间是恒定均匀的, 它允许某瞬时流量过程线变形和流量衰减, 但是它不考虑回水影响和管道蓄水。由于已知雨水的流量过程线, TRRL 方法的雨水管道设计部分可通过小型计算机或可编程计算器进行。雨水管道设计概念在图 8.2 中概要地进行了总结, 对于所有的水文演算和线性与非线性运动波水力学演算方法基本上是相同的。

8.2.5 伊利诺城市排水区域模拟模型 (ILLUDAS)

ILLUDAS 是可以考虑渗水地区地表径流的 TRRL 修正方法。这种修正主要在英国较

小降雨强度条件下,对排水屋顶的不同部分,以及在美国和英国的渗水地区进行的,也对管道流动演算进行了改变。管道的入流过程线,用连接点连续性关系公式 8.31 以及 TRRL 方法获得,接着对洪峰流量用曼宁公式 (8.4) 计算管径。于是入流过程线用连续性方程、曼宁公式和蓄水流量关系一起通过管道进行演算,以代替 TRRL 法中达西—魏兹巴赫公式。

演算的结果是管道出流过程线,雨水管道设计概念与 TRRL 法相同。从水力学上讲,它是线性运动波近似,与 TRRL 法相同。

8.2.6 雨水管理模型 (SWMM)

EPA 的 SWMM 是一个内容相当广泛的城市暴雨径流量和水质预报模拟模型。在后来的一个 SWMM 修改本中,包括了水力学设计模块。

对于在 SWMM 汇流部分所考虑的管道流动演算,采用了修正非线性运动波近似。计算水文过程线的流程图示于图 8.2,使用连续性方程 (2.90) 和曼宁公式 (8.20),其中假设用阻力坡度 S_f 代替 S_0 ,并假设水流在每一时间段内恒定。以有限差分商数表示连续方程,取 $\Delta x = L$ (管长),即:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.90)$$

$$Q = \frac{K_n}{n} S_0^{1/2} A R^{2/3} \quad (8.20)$$

$$\frac{(1 - w_1)(A_D - A_A) + w_1(A_C - A_B)}{\Delta t} + \frac{(1 - w_x)(Q_B - Q_A) + w_x(Q_C + Q_D)}{L} = 0 \quad (8.21)$$

其中 Q 为流量, A 为过水断面面积,时间偏导数为下游点 w_x 的加权平均值,空间偏导数为 Δt 末端 w_x 的加权平均值。方程式 (8.21) 分别由满管流面积和流量即 A_f 和 Q_f 标准化,假设恒定均匀流并采用曼宁公式,对于圆管可以求出表示 Q/Q_f 和 A/A_f 关系的单位曲线,用这个无量纲的曲线代替曼宁公式和方程 (8.21) 的标准化形式 (仅对 A 和 Q),于是用已知的初始条件和上游边界条件利用四点有限差分格式得到数值解。

由于求解不需要下游边界条件,当水流是缓流时,SWMM 不能考虑下游的回水影响,但无论如何它改进了解的精度,产生了一个近似解。虽然 $Q/Q_f \sim A/A_f$ 曲线是在假设恒定流条件下推求的,但是在求解时,阻力坡度采用圣·维南方程式的准动力波近似公式,只省略了圣·维南方程式的当地加速度项,因此,使用阻力坡度 S_f 的曼宁公式可以精确地计算出 Q_f 。 Q_f 的阻力坡度为:

$$S_f = S_0 - \frac{h_A - h_D}{L} + \frac{v_A^2 - v_D^2}{2gL} \quad (8.22)$$

使用方程 (8.22) 的结果估算 Q_f ,可以部分地考虑下游回水影响。然而,由于没有真正地考虑下游边界条件,在 SWMM 中声明,有较大的下游蓄水和回水影响严重的设施时,假设水面从蓄水设施起水平回水直到管道转向为止。当管道坡度较陡时,水流可能处于高速急流状态,洪水可以不进行演算直接通过管道。如果希望回水影响小,并且管道是圆形断面,边沟流演算方法也可以用于管道作为一种近似模拟计算方法。在管道内不考虑水跃或跌水。

在 SWMM 中,有明显蓄水能力的大连接井和蓄水构筑物称为蓄水设施,相当于有连接点蓄水的情况(即: $ds/dt \neq 0$),在蓄水设施演算中仅用了连续方程。除了有堰和孔口出流的情况外,不考虑动力方程。小连接井在连续性方程中,用 $ds/dt = 0$ 处理成点连接点。

在 SWMM 的雨水管道设计部分,首先假设小管径以使其达到满管流,然后增加管道尺寸重复计算直到产生重力流。管道直径增量为 75mm (3 英寸),产生重力流的这一最小管径作为设计雨水管道尺寸,沿着支状网不断向下游进行设计,就象运动波模型一样。

SWMM 可以用于模拟城市雨水管网和合流制管网系统的水量与水质。模型由五个子程序组成,每一部分都有其专门的功能,其计算结果都存入数据存储空间,以便其他程序块需要时可以调入。

模型的主程序称为执行程序块。在开始运行和计算结束时要运行这一部分,它还可以完成全部的与其他程序块之间的连接工作。

径流程序块用曼宁公式对均匀降雨演算地表漫流过程,通过边沟和支管汇入到排水干管,再从出水口排到接纳水体。这个程序块还能给出与时间有关的污染过程线 (Pollutograph)。

传输程序块可以确定旱流水质和水量,确定计算系统的入渗损失和水质。通过演算合流制旱流流量和入渗流量,可以计算两个对比方案的蓄水池的占地、投资、运行和管理费用。

确定水质的程序块包括在蓄水程序块之中。蓄水程序块允许用户定义或选择一定截流倍数的污水处理设施。根据需要,它还可以模拟污水通过被选择处理流程的水文过程线和污染过程线的变化。

接纳水体程序块中模拟排水系统排出的雨、污水对接纳水体水力学和水质的影响。它把接纳水体作为由渠道连接的节点网络。管网水流的水力学由接纳水体程序块模拟。

每一块子流域的面积、坡度、宽度和连接方式必须由用户定义,对于透水和不透水部分的曼宁粗糙系数可由用户提供或由程序分别给定缺省值 0.25 和 0.013。

SWMM 是事件模拟模型,它用 Horton 入渗方程计算流域入渗损失,需要输入最大、最小入渗率和衰减系数。如果不能得到 Horton 方程参数,用户可以定义 ASCE 的标准入渗曲线,或由程序给出缺省值 $f_0 = 76.2\text{mm/h}$ (3.00in/h), $f_c = 6.4\text{mm/h}$ (0.25in/h) 和 $k = 0.0381\text{mm/s}$ (0.0015in/s)。

城市雨水排水系统用曼宁公式和连续性方程进行模型化。梯形边沟和圆管的水力半径由过水断面和水深计算。当入流量大于输水能力时,程序将溢流量储存于管道的上端,在把蓄水排完前一直为满流。

模型中必要的输入是地表面积、子流域的宽度、地表坡度、曼宁粗糙系数、入渗率和蓄滞水深。边沟的资料为长度、曼宁粗糙系数、纵向坡度、管道的管径和边沟过水断面尺寸。

8.2.7 伊利诺雨水管道系统模拟模型 (ISS)

ISS 模型是一个高精度的模拟和设计模型,它考虑了管道中非恒定流和回水影响以及连接点和检查井的影响。这里仅介绍设计部分。其框图见图 8.5。

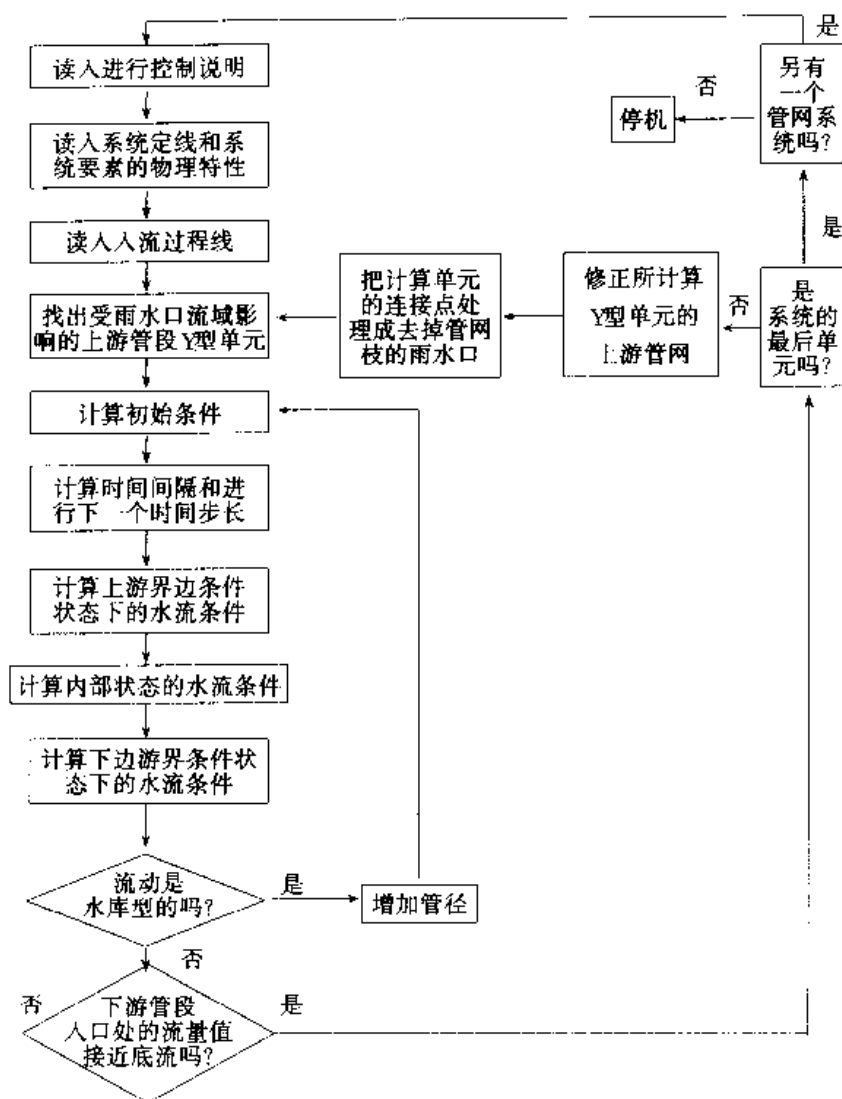


图 8.5 ISS 模型计算流程图

重力流雨水管道随时间变化的雨水径流，可以用圣·维南方程在数学上描述：

$$B \frac{\partial h}{\partial t} + Bv \frac{\partial h}{\partial x} + A \frac{\partial v}{\partial x} = 0 \quad (8.23)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(S_0 - S_f) \quad (8.24)$$

其中 A 、 B 和 h 分别为管道水流方向上的过水断面面积、水面宽度和水深， $v = Q/A$ 为平均流速； x 为沿管长方向的距离； t 为时间； S_0 为管道坡度； S_f 为水流的阻力坡度。方程 8.23 是一个简化的连续方程。方程 (8.23) 和方程 (8.24) 能被转变成一系列特征线方程。

$$dv + \left(\frac{gB}{A}\right)^{1/2} dh + g(S_f - S_0)dt = 0 \quad (8.25)$$

$$dx = [v + \left(\frac{gA}{B}\right)^{1/2}]dt \quad (8.26)$$

$$dv - \left(\frac{gB}{A}\right)^{1/2} dh + g(S_f - S_0)dt = 0 \quad (8.27)$$

$$dx = [v - (\frac{KA}{B})^{1/2}] dt \quad (8.28)$$

符号与以前定义相同。方程 (8.25) 和 (8.26) 称为向前特征线, 而方程 (8.27) 和 (8.28) 称为向后特征线。在 ISS 模型中, 方程 (8.25~8.28) 由一阶隐式有限差分方程格式求解。 S_f 的值可用达西—魏兹巴赫公式或曼宁公式估算。在 ISS 模型中, 使用达西—魏兹巴赫公式, 并用摩台图给出魏兹巴赫阻力系数 f 的值。

在用方程 (8.25~8.28) 求解管道中流动状态时, 需要下游边界条件, 它从下游连接点向上游返回回水影响。因此, 需要连接点动力方程加上连接点连续关系, 这个连接点的附加方程通过考虑连接点水面连续性来提供, 这样, 对于忽略蓄水点型连接点有:

$$Z_1 + h_1 = Z_2 + h_2 = Z_3 + h_3 \quad (8.29)$$

其中 Z 为参考平面以上管内底的标高, h 为流入或流出连接管道的水流深度, 下标与公式 (8.29) 定义相同, 对有大量蓄水的水库型连接点, 有:

$$Z_1 + h_1 = Z_2 + h_2 = Z_3 + h_3 + v_3^2/2g \quad (8.30)$$

对于以上两种类型的连接点, 如果入流管道有产生水流自由跌落的跌水, 在那个管道出口端的水深就等于相应于瞬时流量的临界水深。

目前, ISS 模型考虑连接点或检查井仅连接三个管段的直接回水影响。对于有多于三个连接管段的连接点或检查井, 多余的管道 (应选定连接点回水影响小的管道) 被处理成直接入流。

方程式 (8.25) ~ (8.28) 应用于每一个管道再与连接点或检查井的连续性方程 (8.31) 和式 (8.29) 或式 (8.30) 结合就能在大容量的高速数字计算机上用相应的初始条件和边界条件求数值解。

$$Q_1 + Q_2 + Q_j - Q_3 = \frac{ds}{dt} \quad (8.31)$$

式中 Q_j ——检查井直接入流;

s ——检查井蓄水量。

为了避免在整个系统每一时间步长花费昂贵的费用求出瞬时解, 在 ISS 模型中采用连续重复分割技术。雨水管道系统被分成一些相互重叠的 Y 型段, 每一个 Y 型段都是由与它连接的所有管道和连接点一起组成。这样, 除了最上游和最下游管段, 每一个 (内部的) 管段都属于两个 Y 型段, 一次作为下游管段, 一次作为上游管段, 即: “重叠”。方程式 (8.25) ~ (8.28) 与相应的连接点方程一起, 首先用于求最上游 Y 型段的数值解。如果 Y 型段下游管段的下游端边界条件未知, 向前差分用作近似代替。对于 Y 型段的全部管段和连接点, 每一个时间步长 Δt 都能获得模拟数值解, 不断重复直到完成整个径流过程。由于 Y 型段的下游边界条件是假设的, 下游管道的解不要, 然而得到了上游管道的解。于是向下游继续计算相连的下游 Y 型段。这个新 Y 型段的上游管段就是上次每一个 Y 型段的下游管段, 它们的解已经得到了。这个过程向下游不断重复, 直到求解完整个雨水管道系统。对于系统的最后一个 Y 型段, 采用它的下游端指定的边界条件 (系统出口), 这样就完成了整个系统的数值解。

ISS 模型在系统的出口还能设置调节和控制装置, 并能用流动方程的下面四种形式之一在数学上加以描述:

阶段-时间关系, $h = f_1(t)$, 关于排入海洋、湖泊或大河的情况;

流速-水深关系, $v = f_2(h)$, 作为一个溢流池;

流量-水深关系, $Q = f_3(h)$, 当作一个闸门;

流量-时间关系, $Q = f_4(t)$, 关于由泵或其他排放装置控制所表示的出流率。

这些出流控制设施不仅提供了一种考虑经常用于雨水管道系统的不同形式的调节装置, 而且还提供了把一个大型雨水管道系统分解成较小的相互联系、容易管理和分析计算的子系统。

ISS 模型与需要解偏微分方程数值解的 SWMM 和非线性运动波模型类似, 不允许有干床, 即不允许采用零水深和零流速作为初始条件, 因为它能造成计算奇点。假设一个小的但可忽略的初始底流就能成功地开始计算。目前, ISS 模型仅考虑圆形管道, 不能计算超负荷(压力流)情况, 也不能处理急流滚波(近似 $Fr > 2$)。它既不能适当地模拟水跃, 也不能模拟跌水($Fr = 1$)。然而, 根据水力学的观点, 它是能适当地模拟水流的唯一的现有雨水管道的水力学设计模型, 它能考虑上、下游回水影响, 并在逆向流发生时自动地进行计算。

在 ISS 模型的设计部分, 管径由最大水流深度确定, 而不是象所有其他模型用最大流量。在图 8.5 中给出了 ISS 模型的流程框图, 雨水管道系统管径设计的基本过程如下:

1) 连接雨水口的最上游管段和管径, 最初用恒定均匀满管流的达西-魏兹巴赫公式近似计算, 所计算的管径接着由最接近、较小的可获得市售管道管径代替。

2) 雨水口设计入流过程线通过上游管道, 假设等于满管恒定均匀流恒定不变的传播速度, 分别用线性运动波近似进行演算, 求出下游端连接点的入流量。对这些入流量和直接入流量 Q_i 求和, 可得到从连接点进入管道的洪峰入流量的一个估计值。

3) 用所估算的洪峰入流量, 计算其管径的第一次近似值如第一步所述。

4) 对于估算的管径, 已知的人流过程线通过 Y 型段由特征方程 (8.27) 和 (8.28) 的数值解进行演算。如果在 Y 型段的入流管段中水流最大水深没有降落在 $0.8D$ 到 $1.0D$ 之间的范围内, 或在出流管道的水流变成压力流, 则选择下一个较大或较小市售管道管径, 并在这一步重新求其数值解。如果入流管段中的最大水深因为市售管道管径的不连续不能控制在 $0.8D$ 到 $1.0D$ 之间, 则可以选择最接近但又小于 $0.8D$ 水深的可接受市售管道尺寸。并对所有其他上游段重复这一过程(步骤 1~4)。

5) 对上游所有 Y 型段所计算的管径和连接点入流过程线, 应用重复分段法, 将上游 Y 型段的入流管段截去, 这些段的连接点被处理成剪过枝雨水管网的雨水口。将由第三步近似计算的连接上游段的出流管段变成新的 Y 型段的入流管段。先前 Y 型段连接点的出流过程线变成新段的入流过程线。

6) 重复第 2) 到第 5) 步, 直到最后的 Y 型段, 这个最后段的管道管径根据已知的下游边界条件由完全相同的过程来确定。

ISS 模型计算程序的计算结果不仅包括了管道尺寸, 而且还包括在特定时间段、在管道的出口和其他特定位置处的流量、流速和水深。

8.2.8 辛辛那提大学城市径流模型 (UCURM)

辛辛那提 (Cincinnati) 大学城市径流模型 (UCURM) 是由辛辛那提大学土木系水资源教研室研究开发的。程序由三部分组成:

- 1) MAIN, 包括入渗和洼地蓄水以及两个子程序;
- 2) GUTFL, 边沟流;
- 3) DIROU, 管道演算。

它类似于 EPA 的 SWMM, 把流域分成子流域, 并把子流域产生的流量从地表演算到边沟和排水管道。降雨作为降雨过程线读入, 入渗和洼地蓄水相加后从降雨中扣除以产生径流, 把地表漫流通过边沟系统演算到雨水口和管网, 从管网最上端开始, 分别计算相连接管道的流量以产生出口流量。

通过管网系统, 由流达下一个检查井所需流动时间的迟滞水文过程线和在管网末端累加来演算入流流量。用曼宁公式求管道中的流速和相应的滞后时间。该模型可以很好地模拟汇水过程, 其流程见图 8.6。

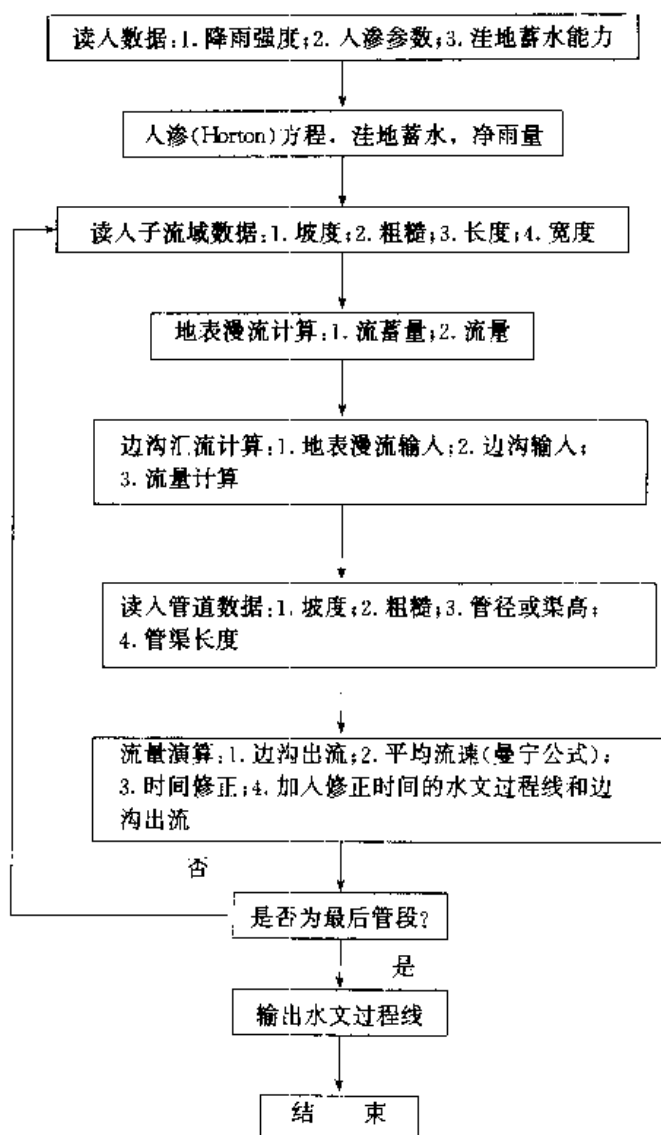


图 8.6 UCURM 模型流程图

8.2.9 其他模型

(1) 雨水径流模型 (STORM)

为了研究城市雨水径流侵蚀和处理途径, 美国工程师协会 (ASCE, 1974) 开发了 STORM, 模型假设在模拟过程中 SS、BOD、N 和 P 并不衰减。

(2) 水力公司模拟模型 (HYDROSIN)

美国水力公司最近开发了一个原来用于非城市区域的径流模型的程序, 使之能用于城市排水区域。它采用经验与理论相结合的流域演算模型, 不能进行连续模拟。这个程序没有发表。

另外还有 LAVRENSON (澳)、CAREPAS (法)、QQS (德)、RATIONAL (俄) 和 WFP (英) 以及众多的水质模型。

8.3 我国的城市降雨径流模型

国外在城市降雨径流模型研究方面非常活跃, 发表了很多研究成果, 并每两年召开一次城市排水方面的研讨会。我国在这方面起步较晚, 除引进消化国外模型外, 正在积极研究本国的城市水文模型。

8.3.1 城市雨水管道计算模型 (SSCM)

城市雨水管道计算模型 (简称 SSCM), 是我国第一个完整的雨水管道径流计算和设计模型。它由暴雨、地面产流、地面汇流、管网汇流和雨水管道设计等子模型组成, 主要用于城市雨水管道系统的设计和校核, 也可作为城市雨洪模拟模型, 用于城市雨洪的控制和雨水污染防治等。

(1) 计算理论及方法

城市雨水径流过程如图 8.7 所示。该模型根据城市降雨径流的基本规律, 模拟地面及雨水管渠中的水流运动过程, 得到各点的流量过程线及洪峰流量、径流总量等, 从而可以进行雨水管道系统的设计校核。模型分为三部分, 即暴雨计算、雨水径流模拟、雨水管道系统设计和校核。

1) 暴雨计算

雨水管道设计和校核中, 一般采用设计暴雨计算设计流量。完整的设计暴雨, 应包括一定历时内的暴雨总量及其时空分布。城市汇水面积一般较小, 空间变化常常忽略, 但暴雨强度的时程变化即使在较短历时内也是非常明显的, 对洪峰流量及流量过程线都有显著影响。推理公式中假设雨强均匀, 是造成误差的主要原因, 因此模型中采用变雨强过程。在分析比较了国内、外多种设计暴雨时程分配方法的基础上, 认为 Keifer 和 Chu 提出的方法效果较好, 计算方便, 可在模型中采用。该法的雨强过程直接由暴雨强度公式产生, 如图 3.10 所示。

若暴雨强度公式为 $i = a / (t + b)^c$, 则雨强过程为:

$$\text{峰前 } i = \frac{a}{(t_1/r + b)^c} \left[1 - \frac{ct_1}{t_1 + rb} \right] \quad (8.32)$$

$$\text{峰后 } i = \frac{a}{[t_2/(1-r) + b]^c} \left[1 - \frac{ct_2}{t_2 + (1-r)b} \right] \quad (8.33)$$

式中 i ——历时 t 内的平均雨强;

a 、 c 、 b ——暴雨公式的参数;

i ——瞬时雨强;

t_1 、 t_2 ——峰前和峰后的时间;

r ——雨峰相对位置 (峰前历时与总历时之比)。

雨峰相对位置 r 应根据当地降雨过程资料统计, 可取多场降雨的平均值:

$$r = \frac{1}{m} \sum_{j=1}^m \frac{t_j}{T_j} \quad (8.34)$$

式中 t ——峰前历时;

T ——总历时;

m ——所统计的降雨场数。最好有 10 年以上自记雨量资料, 每年选取较大的 3~5 场暴雨, 建议在推求城市暴雨强度公式时完成选样工作。

国内、外大量资料表明, 各地的 r 值一般在 0.3~0.5 之间。若当地无雨量资料可供统计, 可借用邻近地区的值或选用 0.4 左右的经验值, 一般不会引起显著误差。

模型也可采用实际降雨过程或其他降雨过程, 以适应模型的不同应用。

2) 雨水径流模拟

地面产流计算

首先根据管网布置和地形情况, 划分各个节点所对应的汇水子区域面积, 每个子区域分为透水区和不透水区两部分。不透水区的降雨损失有填洼、缝隙下渗等, 产流采用变径流系数法, 也可采用美国土壤保持局 (SCS) 的方法; 透水区的损失主要为入渗量, 采用霍顿下渗公式来计算。最后得出各个子区域的净雨过程。

地面汇流计算

每个子区域的径流过程通过地面汇流计算转化为地面入流过程。计算中采用面积-时间曲线法 (等流时线法), 考虑到坡面汇流的非线性的特点, 采用一种随雨强而变的变动面积-时间曲线法。

管网汇流计算

在回水影响不严重, 精度要求不高的管网计算中, 流量过程在管渠中的传播可采用简单的过程线漂移法 (流量过程线滞后叠加法); 当精度要求较高时, 可采用明渠非恒定流计算方法 (扩散波法)。模型中不考虑压力流, 也不考虑环状管网。

上述雨水径流模拟方法, 经北京百万庄小区 11 年实测降雨径流资料的检验, 证明精度较高, 不但明显优于推理公式, 也优于美国 ILLUDAS 模型, 计算也较方便。

3) 雨水管道系统设计和校核

模型可根据前面计算的设计流量, 确定各段管渠的尺寸和坡度及高程、埋设深度、覆土厚度等, 可设计圆管, 也可设计梯形或矩形渠道。设计时预先布置雨水管渠, 规划各段底坡, 梯形和矩形渠道还需给出底宽和边坡系数, 由模型确定合适的管径或沟深, 并检查流速、底坡、埋深等是否符合规范要求。若预先规划的底坡等不合适, 可以进行调整。

模型中没有直接考虑调节池设计, 但可以给出流量过程线, 可以方便地计算出调节池

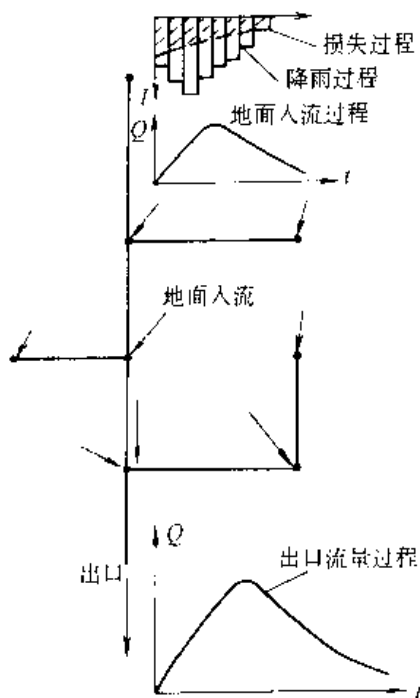


图 8.7 径流过程示意图

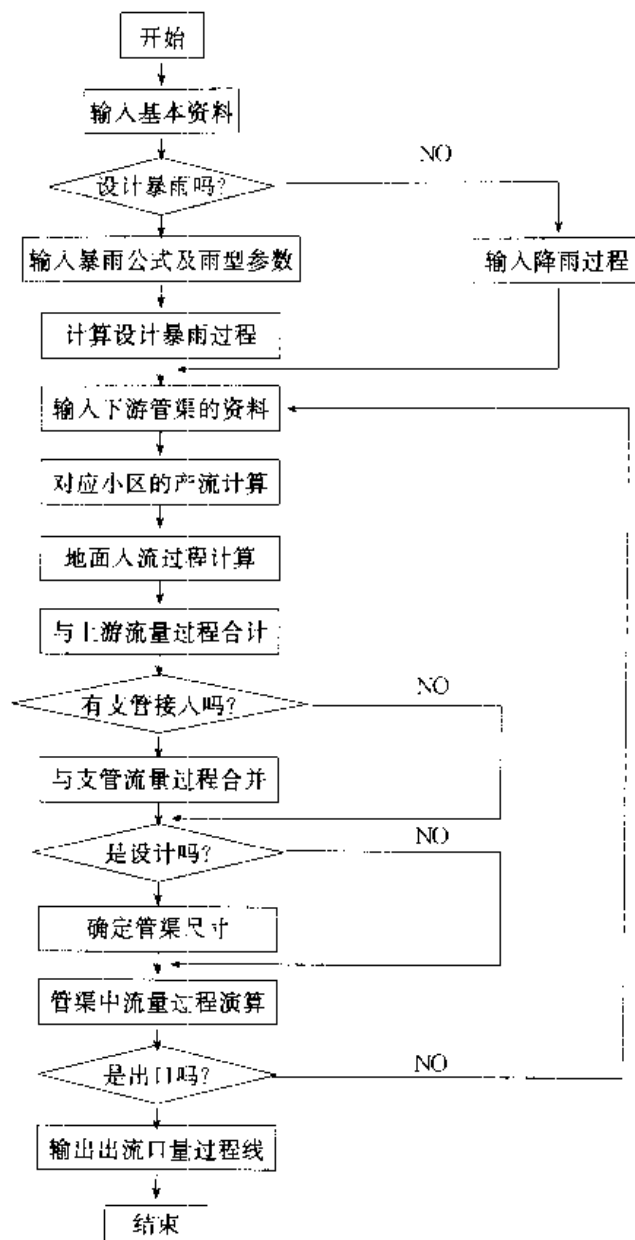


图 8.8 SSCM模型计算框图

的设计容积。

对已建的雨水管道系统，模型可校核各段管渠的输水能力是否符合要求，若输水能力不足，模型将估算溢流量的大小。

(2) 计算框图及输入输出

模型的计算工作全部由计算机完成。计算从上游管渠开始，依次向下进行，有支管汇入时，先计算支管，详见计算框图 8.8。

计算程序由 FORTRAN 语言编写，可在 IBM-PC 系列及兼容机上运行。模型的输入、输出、提示、报错等都采用中文，其中输入采用“菜单”格式，操作十分方便。

需要输入的资料包括：

暴雨资料：若为设计暴雨，应输入暴雨公式的参数，降雨总历时、雨型参数等；若为实际暴雨，输入雨量过程。

管网资料：管段总数、各管段的编号、长度、坡度等，已建管网还应输入管渠尺寸。

汇水区特性资料：各段管渠所对应的汇水子区面积、不透水区比例、地面汇流长度、

坡度等。

产、汇流参数：地表填洼量、土壤下渗类别、地面和管渠粗糙率等。

管渠设计所需资料：地面标高、埋深要求等。

模型的输出包括：

各段管渠的水文水力要素：最大流量、输水能力、流速、水深、地面入流量、管渠的径流总量等。根据需要，可打印出流量过程。

设计成果：各段管渠的长度、断面尺寸、坡度、沟底高程、埋设深度、覆土厚度等。

输入、输出从上游管渠开始，直至出口。

8.3.2 城市雨水径流模型 (CSYJM)

城市雨水径流模型（简称 CSYJM）根据城市雨水径流的特点，把径流过程分为地表径流和管内汇流两个阶段。降雨经过地面径流从雨水口进入雨水管网，模型可以计算出雨水口流量过程线，并作为管网的输入。在管网各雨水口输入已知的条件下，采用非线性运动波演算管网的汇流过程。该模型可以作为设计、模拟和排水管网工况分析的有用工具。

(1) 降雨

可以采用实测降雨过程线和上面介绍的合成设计降雨过程线作为输入。该模型没有均匀降雨的假设，可以根据计算精度确定计算时段长度。

(2) 扣损

该模型允许用户选择扣损方法，包括加权平均径流系数、变径流系数、初损后损方法和 Horton 入渗方程法，并介绍了实测入渗率的方法。

(3) 净雨过程线

根据降雨过程线和所选定的扣损方法，模型可以计算出净雨过程线。当入渗率大于降雨强度时，模型假设净雨强度为零。

(4) 雨水口流量过程线

根据北京百万庄小区 11 年的降雨径流观测资料，研究发现采用瞬时单位线模拟汇水面积小于 10^5m^2 的城市区域地表条件下的地表出流过程与实际观测值十分接近。因此模型选用瞬时单位线法生成雨水口流量过程线。可根据典型区域的实测降雨径流资料计算瞬时单位线参数 n 与 k 。在无当地瞬时单位线参数时，模型建议 $n = 0.7 \sim 1.0$ ， $k = 7.0 \sim 15.0 \text{min}$ 。该模型也可以选择等流时线法计算雨水口量过程线。

(5) 管网汇流

模型采用非线性运动波演算方法模拟管网汇流过程。

1) 非线性运动波方程

城市雨水管网内的水流应视为非恒定流，可以根据明渠非恒定流偏微分方程组（又称圣·维南方程组）计算水力学参数。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (2.91)$$

$$\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{gA} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + \frac{\partial h}{\partial x} - (S_0 - S_f) = 0 \quad (2.95)$$

对于城市雨水管道只有节点入流而无旁侧入流，所以 $q = 0$ 。则连续性方程 (2.91) 可写成

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.90)$$

当忽略方程式 (2.95) 中的时间加速度项和位置加速度项后, 可写成

$$S_0 - S_f = 0 \quad (8.35)$$

联立式 (2.90)、式 (8.35) 的求解过程, 国外一般称为运动波解。

把 (8.35) 代入曼宁公式, 有

$$Q = \frac{1}{n} S_0^{1/2} A R^{2/3} \quad (8.36)$$

联立 (2.90)、(8.36) 两式, 一般条件下也很难求得解析解, 通常采用数值解法。

2) 圆形管道非线性运动波偏微分方程

雨水管道在实际输送雨水径流时, 大部分时间处于非满流状态, 对于部分充满管道, 有

$$A = \frac{D^2}{8} (\theta - \sin \theta) \quad (8.37)$$

$$R = \frac{D}{4} (1 - \frac{\sin \theta}{\theta}) \quad (8.38)$$

$$B = D \sin \frac{\theta}{2} \quad (8.39)$$

$$h = \frac{D}{2} (1 - \cos \frac{\theta}{2}) \quad (8.40)$$

$$\theta = 2 \arccos (1 - \frac{2h}{D}) \quad (8.41)$$

$$Q = \frac{0.0495}{n} D^{8/3} S_0^{1/2} (1 - \frac{\sin \theta}{\theta})^{2/3} (\theta - \sin \theta) \quad (8.42)$$

式中 D ——管径 (m);

A ——过水断面面积 (m^2);

R ——水力半径 (m);

B ——水面宽度 (m);

θ ——圆心角。

取水深为参变量, 根据式 (2.90) 有

$$\frac{\partial A}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad (8.43)$$

$$\text{令} \begin{cases} B(h) = \frac{\partial A}{\partial h} \\ G(h) = \frac{\partial Q}{\partial h} \end{cases} \quad (8.44)$$

$$(8.45)$$

$$\text{有} \begin{cases} B(h) = D \sin \frac{\theta}{2} \\ G(h) = \frac{0.1323}{n} D^{5/3} S_0^{1/2} (1 - \frac{\sin \theta}{\theta})^{2/3} [5 \sin \frac{\theta}{2} - \frac{D}{\sin(\theta/2)} (1 - \frac{\sin \theta}{\theta})] \end{cases} \quad (8.46)$$

$$(8.47)$$

则 (8.43) 式可写成

$$B(h) \frac{\partial h}{\partial t} + G(h) \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad (8.48)$$

联立式 (8.48)、式 (8.42) 即组成非线性运动波偏微分方程组。该方程组可以用数值计算方法求解。

3) 非线性运动波有限差分解法

根据雨水管网的特点, 已知上游边界条件 $h_{1,j}$ ($j=1, 2, \dots$), 初始条件 $h_{i,1} = \Delta h$ ($i=1, 2, \dots$), 设 $\Delta x = L$ (设计管段长度), 采用四点非中心隐式有限差分格式, 则可根据 $h_{i,j}$, $h_{i,j+1}$, $h_{i+1,j}$ 推求 $h_{i+1,j+1}$ 。

$$\text{令} \begin{cases} \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{2\Delta t} (h_{i,j+1} + h_{i+1,j+1} - h_{i,j} - h_{i+1,j}) \\ \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{1}{\Delta x} (h_{i+1,j+1} - h_{i,j-1}) \end{cases} \quad (8.49)$$

$$(8.50)$$

$$\begin{cases} B = 0.5(B_{i,j+1} + B_{i+1,j+1}) \\ G = 0.5(G_{i,j+1} + G_{i+1,j+1}) \end{cases} \quad (8.51)$$

$$(8.52)$$

根据式 (8.48) 可写出四点非中心隐式有限差分格式

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2\Delta t} [(B_{i,j+1} + B_{i+1,j+1})(h_{i,j+1} + h_{i+1,j+1} - h_{i,j} - h_{i+1,j})] \\ & + \frac{1}{\Delta x} [(G_{i,j+1} + G_{i+1,j+1})(h_{i+1,j+1} - h_{i,j-1})] = 0 \end{aligned} \quad (8.53)$$

根据式 (8.53), 采用牛顿迭代逼近法求解 $h_{i+1,j+1}$, 把 h 代入式 (8.41) 求得 θ 后, 代式 (8.42) 计算出 $Q(t)$ 的值。

4) 牛顿迭代逼近技术求解有限差分方程

根据牛顿迭代逼近法, 有

$$x_{n+1} = x_n - \frac{f(x_n)}{f'(x_n)} \quad (8.54)$$

$$\begin{aligned} \text{设 } f(h_{i+1,j+1}) &= \frac{1}{2\Delta t} [(B_{i,j+1} + B_{i+1,j+1})(h_{i,j+1} - h_{i+1,j+1} \\ & - h_{i,j} - h_{i+1,j})] + \frac{1}{L} [(G_{i,j+1} + G_{i+1,j+1})(h_{i+1,j+1} - h_{i,j-1})] \end{aligned} \quad (8.55)$$

$$\begin{aligned} \text{则 } f'(h_{i+1,j+1}) &= \frac{1}{2\Delta t} [(h_{i,j+1} + h_{i+1,j+1} - h_{i,j} - h_{i+1,j})B'_{i+1,j+1} \\ & + (B_{i,j+1}, B_{i+1,j+1})] + \frac{1}{L} [(h_{i+1,j+1} - h_{i,j-1})G'_{i+1,j+1} \\ & + (G_{i,j+1} + G_{i+1,j+1})] \end{aligned} \quad (8.56)$$

考虑到

$$B'(h) = \frac{\partial}{\partial h} [B(h)] = (D - 2h)(Dh - h^2)^{-1/2} \quad (8.57)$$

$$G'(h) = \frac{\partial}{\partial h} [G(h)] = \frac{0.1323}{n} S_0^{1/2} D^{5/3} (1 - \theta^{-1} \sin \theta)^{2/3}$$

$$\begin{aligned} & \left\{ \frac{2}{3} (1 - \theta^{-1} \sin \theta)^{-1} (\theta^{-2} \sin \theta - \theta^{-1} \cos \theta) \left[5 \sin \frac{\theta}{2} + D \sin^{-1} \right. \right. \\ & \left. \frac{\theta}{2} (\theta^{-1} \sin \theta - 1) \theta + \left[\frac{5}{2} \cos \frac{\theta}{2} - \frac{D}{2} \sin^{-2} \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2} (\theta^{-1} \sin \theta \right. \right. \\ & \left. \left. - 1) + D \sin^{-1} \frac{\theta}{2} (\theta^{-1} \cos \theta - \theta^{-2} \sin \theta) \right] \right\} \theta' \end{aligned} \quad (8.58)$$

$$\cos \theta = 2 \left(1 - \frac{2h}{D} \right)^2 - 1 \quad (8.59)$$

$$\theta' = \frac{\partial}{\partial h} \left[2 \arccos \left(1 - \frac{2h}{D} \right) \right] = \frac{2}{\sqrt{Dh - h^2}} \quad (8.60)$$

设 $\sin \theta = x_1$, $1 - \theta^{-1} \sin \theta = x_2$, $\sin \frac{\theta}{2} = y_1$ 则

$$B'_{i+1,j+1} = (D - 2h_{i+1,j+1})(Dh_{i+1,j+1} - h_{i+1,j+1}^2)^{-1/2} \quad (8.61)$$

$$\begin{aligned} G'_{i+1,j+1} &= \frac{0.1323}{n} S_0^{1/2} D^{5/3} \frac{x_2^{2/3}}{\sqrt{Dh_{i+1,j+1} - h_{i+1,j+1}^2}} \left\{ \frac{2}{3} x_2^{-1} \right. \\ & \left[\theta^{-2} x_1 - \theta^{-1} \left[2 \left(1 - \frac{2h_{i+1,j+1}}{D} \right)^2 - 1 \right] (5y_1 - Dy_1^{-1} x_2) \right. \\ & \left. \left. + \left[\frac{5}{2} \left(1 - \frac{2h_{i+1,j+1}}{D} \right) \right] + \frac{D}{2} y_1^{-2} x_2 \left(1 - \frac{2h_{i+1,j+1}}{D} \right) \right. \right. \\ & \left. \left. + Dy_1^{-1} (\theta^{-1} (2(1 - \frac{2h_{i+1,j+1}}{D})^2 - 1) - \theta^{-2} x_1) \right] \right\} \end{aligned} \quad (8.62)$$

其中 x_1 , x_2 , y_1 和 θ 均为 $h_{i+1,j+1}$ 的函数。

$$\left\{ \begin{aligned} & h_{i+1,j+1}^{(1)} = h_{i+1,j} \end{aligned} \right. \quad (8.63)$$

$$\left\{ \begin{aligned} & h_{i+1,j+1}^{(n+1)} = h_{i+1,j+1}^{(n)} - \frac{f(h_{i+1,j+1}^{(n)})}{f'(h_{i+1,j+1}^{(n)})} \end{aligned} \right. \quad (8.64)$$

并确定一个计算精度, 即可根据 $h_{i,j}$ 、 $h_{i-1,j}$ 、 $h_{i,j-1}$ 、式 (8.63) 和式 (8.64) 求解 $h_{i+1,j+1}$ 。

8.4 城市径流模型比较

在城市径流模型中, 开发较早并有一定影响的是 TRRL, 应用最广的是 SWMM。

8.4.1 城市径流模型比较

Heeps 和 Mein 把 TRRL、SWMM 和 UCURM 应用于澳大利亚的两个城市流域, 模拟计算了 20 场暴雨事件并发现:

流域划分程度对每一模型预测的洪峰流量有相当大的影响。对于划分较好的流域, TRRL 和 SWMM 给出较低的洪峰流量, UCURM 给出较高的洪峰流量。

UCURM 有几个缺点, 主要是当降雨强度降到入渗能力以下时完全归于洼地蓄水,

而洼地蓄水并不能由入渗耗尽；使用降雨瞬时强度能产生雨量误差。

SWMM 是功能最佳的模型，但要求的计算机内存要大，并且计算时间较长。

TRRL 在预测透水地表所占比例相当大时的暴雨径流很差，但能很好完成其他条件下的径流预测，其结果能证明 Stell 和 Terstriep 的结论。

使用非连续模型的主要问题是前期湿润条件的预测。这一问题由使用其参数不可能预测的 Horton 公式进一步变差。

Marsaler 对美国 3 个流域 12 场暴雨事件的研究结果表明：

非校正确定性城市径流模型，如 TRRL、SWMM 和 UCURM 在典型的城市小流域的模拟结果与径流观测资料非常一致。

平均有 60% 的模拟计算洪峰流量在 20% 的观测值误差之内。模拟计算的造峰时间和径流量有相似的分布。对模型进一步校正可以进一步改善观测值与计算值之间的一致性。

当用统计方法比较全部模拟计算和观测的水文过程线时，发现 SWMM 吻合最好，TRRL 居中，UCURM 最差。

TRRL 的主要优点是简单，可以手工计算。SWMM 更实用并且用途更广，它一直在不断地改进。

SWMM 有最优越的演算结构，当研究较大流域时，流量演算的精确性变得相当重要。

8.4.2 水力学设计模型的选择

特定设计项目最合适设计方法的选择取决于一些参数，包括项目的大小、所要求的精度、计算设备可用性和计算费用。通常，越复杂的方法就越能给出更可靠的设计，但是要花费相当高的费用。然而，对于不连续的市售管径管道，也可能用较简单的方法。与较复杂的方法相比，可以用较少的计算机机时和费用作出与之类似的设计。Yen 和 Sevy 发表了雨水管网设计的研究报告，提供了一些关于现有雨水管道水力学设计模型之间定量比较的见解。

推理公式法可能是现有雨水管道设计方法中最直接最简单的方法，但是它在选择系数时需要大量的人工判断和经验以提供合理的结果。由于它过分简化了雨水管道设计的水文现象。因此它已经面对大量的批评。然而，用推理公式法作出的不令人满意的雨水管道设计经常是使用方法不当，而不是方法本身的缺欠。

在一个不算小的雨水管网系统中（多于 30 个管段或面积大于 $50 \times 10^4 \text{m}^2$ ），上游管段因为它们有相当短的汇水时间，采用比下游管段高的设计降雨强度，仅有推理公式法直接考虑这种随着设计过程向下游进行降雨强度的变化，不应该用流量过程线时间滞后法设计上游管段。模拟方法不能直接地考虑在设计中降雨强度变化。

用水文学演算和线性运动波演算的雨水管道设计模型通常能产生类似的设计。这部分是由市售管径的不连续和由它的演算可靠性引起的。在许多情况下，当不需要高精度水力学方法时，用公式 (8.3) 计算管内流行时间的流量过程或时间滞后法会提供令人满意的设计。流量过程线时间滞后法的其他三个方法在计算方面更复杂，并且在设计方面没有改进，因此不推荐使用。对于同一个系统输入流量过程线，芝加哥流量过程线法，TRRL 法和 ILLUDAS 法对于雨水管道设计与流量过程线时间滞后法无明显改进而且还更复杂。仅考虑雨水管道设计部分，不需数字计算机也能完成这些方法的计算。

非线性运动波、SWMM 和 ISS 模型都需要用数字计算机求数值解。如果需要中等水

力学精度，并且下游回水影响不严重，可以用前两个模型。如果水力学精度要求高或下游回水影响严重，应采用 ISS 模型。

对用相同入流过程线和约束条件的雨水管网的设计计算相对计算费用而言，如果公式 (8.3) 的流量过程线时间滞后法的计算机费用为一个单位时，ILLUDAS、Chicago 和 TR-RL 法的费用在 2 到 5 个单位数量级，非线性运动波和 SWMM（仅雨水管道设计部分）是 10 个单位数量级，ISS 为 50 个单位数量级。明显地，这个费用比较会随所使用的计算机类型、雨水管网的物理特性和许多其他因素而变化。例如，一个有实际经验的工程师可能会掌握整个 SWMM 程序，而不是只特别准备雨水管道设计输送块的孤立部分。因此，上面的比较是基于有限的目前可得到的信息，还应做更多的研究以提供更全面的推荐意见。

第9章 排水管渠系统风险性分析

9.1 概 述

在确定排水管渠系统投资标准时，应进行技术经济评价和风险性分析，投资决策部门或投资者要平衡提高投资标准获得的效益与降低投资标准可能造成的经济损失和给社会造成的危害。对于一般工程设计都要考虑一定的安全限度，因此都有安全系数，而排水管渠系统设计一般都没有安全系数，这样就存在一定的风险或可靠性问题。

9.1.1 确定设计流量中的不确定性

城市污水设计流量与设计人口和污水量标准及工业企业排水量有关，设计期限终期的污水流量很难精确计算，存在很多不确定因素。

城市区域内很少有雨水管网的水文观测资料，因此很难按水文方法确定设计流量的频率。很多求设计雨水流量的方法都是基于城市雨水设计流量与降雨同频率的假设来确定设计流量的标准。在计算设计流量过程中也存在很多不确定因素。这些因素包括：

设计流量与降雨不一定是同频率；

计算设计流量方法的不确定性；

城市发展的不确定性。

9.1.2 设计过程的不确定性

由于存在估算设计流量的不确定性、水力计算过程的不确定性和管材与附属构筑物结构尺寸与水力条件的不确定性，设计者很难知道在何时会发生他所计算出的设计流量。他只能应用可靠性理论估计在使用过程中的风险。

9.1.3 使用过程中的不确定性

在排水管网使用过程中，可能造成淤积，也可能有杂物进入造成堵塞，清通与养护对管网的正常使用有相当大的影响。另外，在排水管网使用年限内还有可能因地震或其他因素造成结构的破坏。

9.1.4 安全系数

任何设计或结构一般都要有一定的安全限度，这与超过系统设计能力的风险是不同的。根据经济方面的考虑，可以使用人口预测理论预测规划区内设计人口数或后面介绍的概率理论来选择一定重现期的一场暴雨，目前仅考虑估算设计数据上限的安全限度。

至于结构，如管道、检查井、路边石或边沟雨水口等，根据结构规范，在设计过程中按照惯例估算关于强度的安全系数。这样，设计强度可能是所给定钢的强度的50%或混凝土抗压强度的30%。水力计算一般很少有这种限度。可以根据波高公式计算自由边界，并没有任意附加深度。在进行坝或堰的安全性计算时，允许合理地提高负荷条件和减小阻力系数。除了按高重现期水文事件设计外，给排水工程师也应该考虑应用安

全系数。

采用能够对排水系统进行水文学和水力学分析的数学模型，可以消除设计工程师对安全的错误感觉。有影响的研究和由计算机进行的计算，可以指出合理的安全限度，但是在输入数据、程序假设或在输出的说明中，它们可能是未知数。对于工程设计负有责任的工程师，要考虑对失败事例承担的责任和其影响，因此要考虑有一定的安全限度。

在美国不断增加对排水工程师不利的法律，已经促使排水工程师重视设计中预防措施必要性，这可能会导致极端的保守主义和增加大量的投资，并不一定要求设备或结构工程师必须进行设计的费用与失败和损失之间的平衡，但是对于有责任的领导或保险业者的确要进行这方面的平衡。

存在几个投资相近的设计方案时，选择风险最小的设计方案是明智之举。对于预防洪水来说，明渠一般比暗渠有更高的安全限度。这是因为随着渠道水位增加，其过流能力可以迅速地增加。

邻近的低洼停车场和公园，即使没有设计成调节池，也可以在紧急条件下用作调节池，因此，排水系统应与城市总体规划统一考虑。

9.2 可靠性计算基础

9.2.1 概率分布

虽然降雨和径流在某种程度上是随机的，但是，它们也有由气候和环境所造成的限制，甚至遵循某种规律。降雨或暴雨强度一般遵循随均值和偏差变化的分布模式。任何所选择暴雨历时的总降雨量均与图 9.1 所示的概率相关。

降雨比径流服从更独特的概率分布。径流或溪流量可以用分布曲线描述，但没有数学表达式能精确描述径流分布，或考虑如下因素的降雨和径流间的关系，如：前期土壤湿润条件、不同的流量源（地下水，地表径流，非天然的流量）、改变土地用途、流域的蓄水—流量关系、复杂地形等，所有这些均导致一个非线性的降雨径流关系。

已经有很多学者试图用各种数学近似关系拟合洪水流量分布和城市污水流量。瞬时径流有某种频率分布（例如，图 9.2），它可能符合某种数学函数关系。排水工程师主要对流量的上限值感兴趣。描述数学的或其他分布的参数表述如下。

在表达式中，采用如下术语：

等差中项或算术平均值：总体的均值用 μ 表示，样本的用 $\bar{x}$ 。

$$\text{总体均值: } \mu = \int x dp \quad (9.1)$$

$$\text{样本均值: } \bar{x} = \sum \frac{x}{N} \quad (9.2)$$

其中 x 为变量， N 为观测次数， p 为 x 的期望值（可能性）。

中值：变量的中间值，它把频率分布分成相等的两部分。

众值：最经常发生（发生频率最大）的变量值。

标准差：变化程度的计量值。方差是标准差的平方。

总体的标准差：

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (x - \mu)^2}{N}} \quad (9.3)$$

样本的估算值

$$S = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{(N - 1)}} \quad (9.4)$$

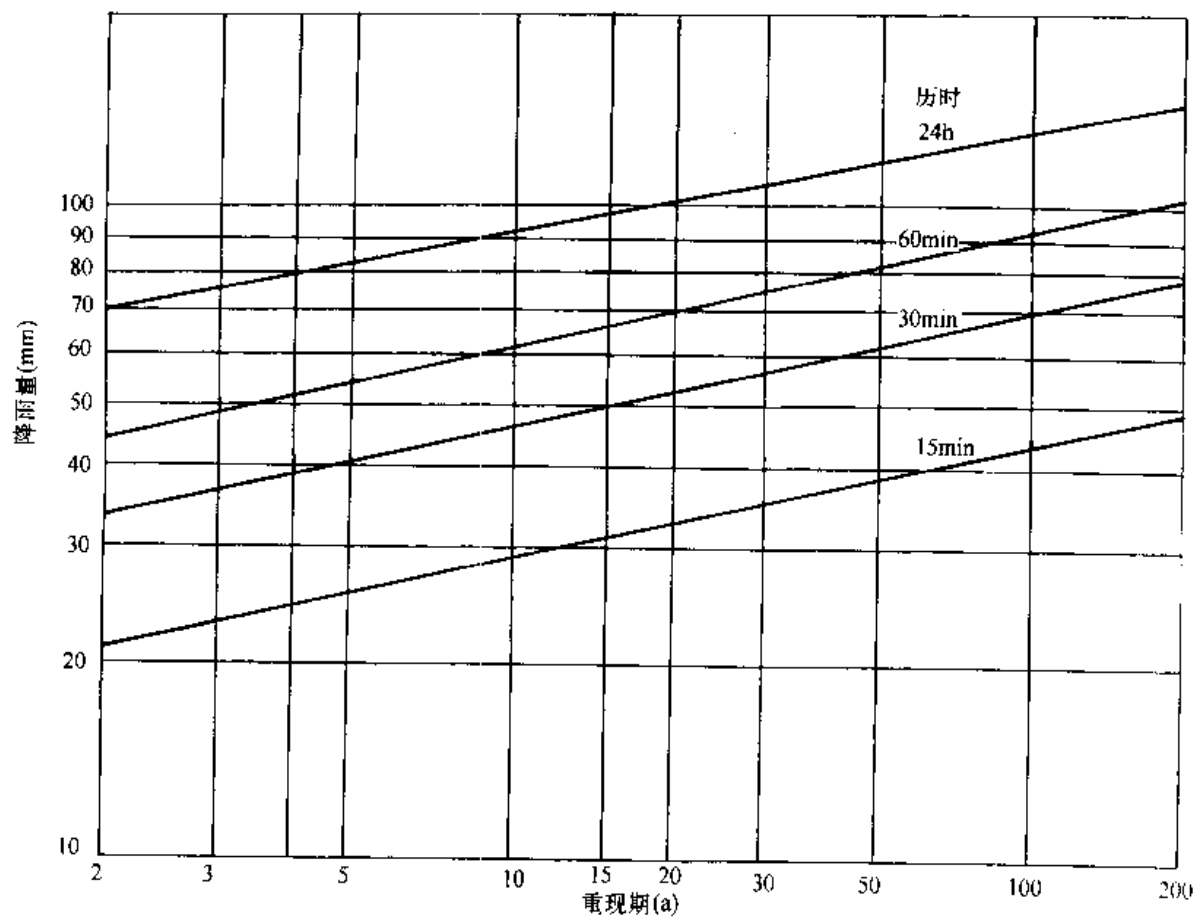


图 9.1 降雨深度-历时-频率关系图

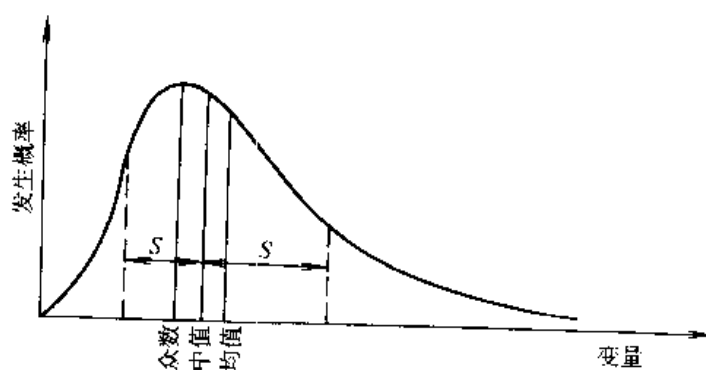


图 9.2 概率分布

离差:

总体的离差

$$\alpha = \frac{1}{N} (x - \mu)^3 \quad (9.5)$$

样本的估算值

$$\alpha = \frac{N}{(N-1)(N-2)} \sum (x - \bar{x})^3 \quad (9.6)$$

图 9.3 中的概率分布在水文分析中经常使用。

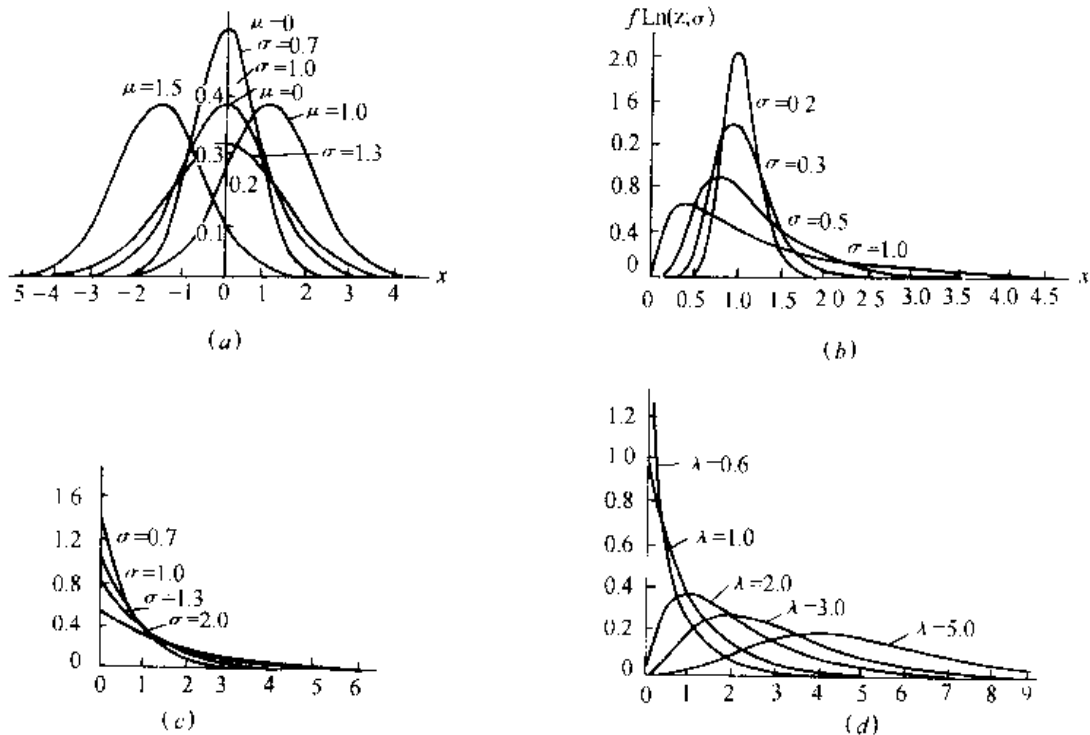


图 9.3 各种数学概率分布的形状

(a) 正态分布; (b) 对数正态分布; (c) 指数分布; (d) 伽玛分布

正态分布表示关于均值完全随机数的分布, 它是对称的铃形分布, 曲线下面积等于 1。对数正态分布表示变量对数值的类似分布。

Γ 分布有一个离差并通过零, 它可用于旱流流量分析, 特别是估算水库能力。

皮尔逊分布 (I、II 和 III 型) 是由皮尔逊 (Kearl Pearson) (1930) 发明的, 实际上可以适合于任何分布并且有指数型式。也可以使用对数皮尔逊分布。

极值分布 (I、II 和 III 型) 是 Fisher Fippet (1928) 发现的, 许多分布的极值在样本增加时, 随点的数量趋向于极限指数形式, 它们适合描述上极值方程。耿贝尔 (Gumbel) (1941) 首次把 I 型极值理论应用于洪水。他的工作成果是现在水文极值分析的标准方法。

这种分布具有如下形式:

$$P = 1 - e^{-e^{-y}} \quad (9.7)$$

其中 P 是等于或超过某一洪水值的概率, e 是自然对数的底, y 是概率的一种数学函数, 产生于耿贝尔理论, 随重现期 T 的函数变化的极值方程为:

$$X = \bar{x} - \frac{\sqrt{s}}{\pi} \{0.5772 + \ln(-\ln(1 - \frac{1}{T}))\} \quad (9.8)$$

耿贝尔仔细地研究了实测洪峰流量与其发生重现期的关系, 以便画出流量随概率或它的倒数——重现期变化的直线 (例如, 图 9.4); 或者可以把变量画到对数坐标上 (图

9.1)。这种分布与对数皮尔逊Ⅲ型分布经常应用于洪水水文。

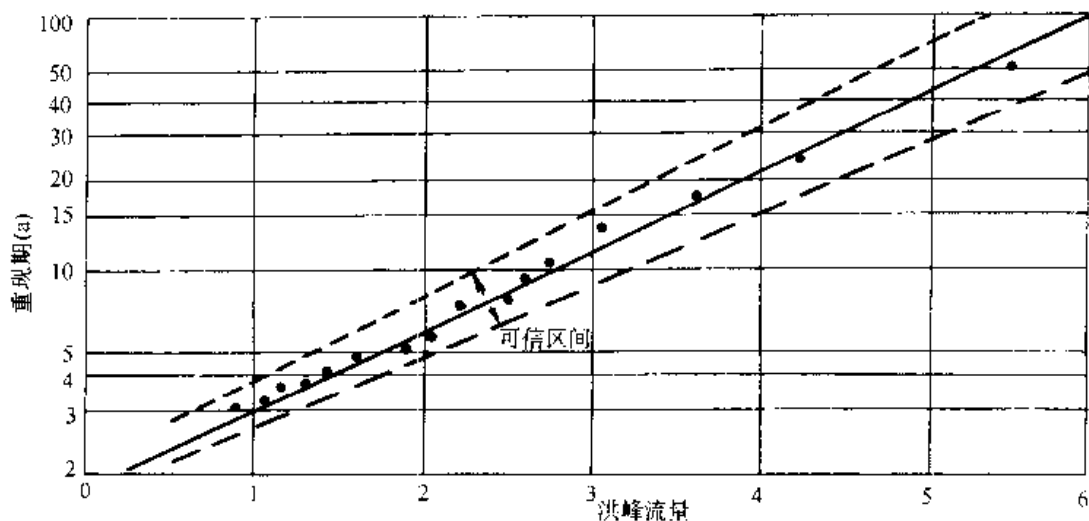


图 9.4 洪峰流量的频率分布

9.2.2 样本分析

若流量资料可以获得或能被合成, 那么极值流量分布就能用下面的程序进行分析。记录资料通常以年代次序产生, 以形成一个完整的有确定的每一天、或每月、每年洪峰流量的历时系列。记录资料应分成若干年 (以湿润季节开始的水文年更通用)。应挑选年最大值并排队, 每一年轻选一个最大洪峰流量。如果年洪峰流量以从大到小的次序重新排队, 我们就可以得到一个超过极值分布 (图 9.5 (b))。这样就有了所谓的年部分系列。如果包括了记录资料的每一场洪水记录, 我们就有了一个完整系列。差别仅在于低重现期部分, 部分系列比年系列给出较低的重现期。对于重现期大于 10 年时, 两种系列实际上可以给出相同的结果。

水文年中等于或超过某一流量的概率是它发生的频率间隔。这样, 等于或超过 50 年一次的洪水就具有 2% 的可能性。在水文分析中, 经常用频率、重现间隔或重现期表示, 而不用概率。这样

$$P(X \geq x) = \frac{1}{T} \quad (9.9)$$

因此, 年最大洪水 X 比 x 小的概率为:

$$P(X < x) = 1 - \frac{1}{T} \quad (9.10)$$

式中 T 是大小为 x 的洪水的重现期。

已经采用不同方法根据排列后的样本来估算 T 。一旦样本以下降次序排列, 重现期 T 就可以根据韦泊 (Weibull) 公式估算:

$$T = \frac{N+1}{m} \quad (9.11)$$

其中 N 为事件数 (或记录年限), m 是从最高值的 1 排列的次序。一些估算重现期的公式和相应的整理方法列于表 9.1。

根据观测值和所计算的重现期, 可以在图 9.4 所示的适当图纸上绘出一条平滑曲线。

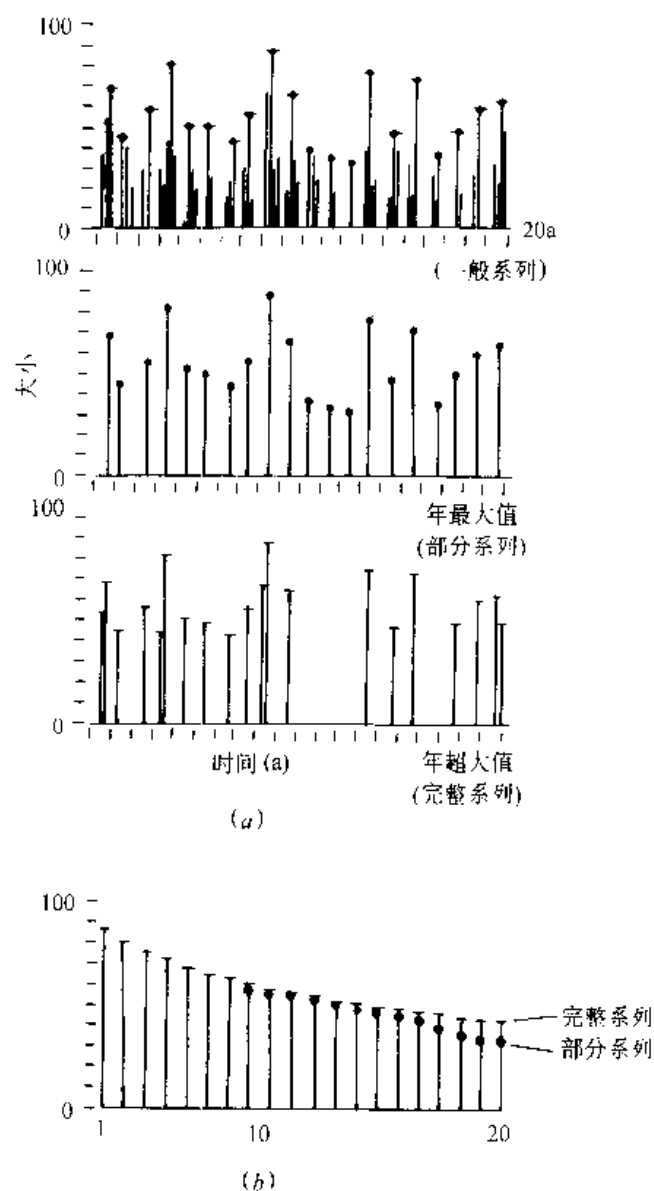


图 9.5 水文资料系列
(a) 发生次序排列; (b) 大小次序排列

计算重现期 T 的公式

表 9.1

公式	T	分布	$N=50, m=1$ 的 T
California (1923)	N/m	正态或皮尔逊	50
Weibull (1939)	$(N+1)/m$	正态或皮尔逊	51
Hazen (1930)	$2N/(2m-1)$	正态或皮尔逊	100
Blom (1958)	$(N+0.25)/(m-0.375)$	正态	80.4
Beard (1962)	$(N+0.4)/(m-0.3)$	皮尔逊	72
Gringorten (1963)	$(N+0.12)/(m-0.44)$	指数, 极值 I	89.5

注: Gringorten 公式中的常数实际上随记录长度稍有变化。

9.2.3 可信区间

仅在记录无限长时才能给出有非常低的最小值和特别高的最大值的真实分布。任何有限历时的历史记录仅能近似表示真实分布。所以记录越短, 表示真实分布的可信性就越

小。事实上,关于真实均值的一些样本均值的变化服从均值为 μ 和变差为 σ^2/N 的正态分布。

获得资料真实分布每一边的可能限度可以用术语可信极限来表示。在如图9.4所表示的极值图上所画的可信边界的上、下线。带的宽度取决于可接受的可信程度和资料的分散及稀疏情况。

根据资料的趋势,在正态分布情况下能够估计可信区间。这样,就有68%的可能性样本的均值会在总体均值的 $\pm\sigma/\sqrt{N}$ 之内。对于不同的 C ,关于均值 $F(C)$ 落在一定范围之内的可能性在表9.2中给出。

对于其他的画线位置,区间宽度随系数 G 一致变化。这个系数取决于总体分布,记录资料长度和重现期,可以推断 G 值主要与重现期 T 有关,表9.2中的值可用于20年以上的资料。这样,通过所给点画出线的可信带宽度可用下式近似表达:

$$BW = F(C) \cdot G(T) \cdot \frac{S}{\sqrt{N}} \quad (9.12)$$

可信区间系数

表 9.2

可信度 $F(C)$	$C(\%)$ 均值	95	90	80	68
		2.0	1.7	1.3	1
重现期 $G(T)$	$T(a)$	2	10	100	1000
		1.0	1.5	2.2	2.7

作为一个近似解,线的上边带宽为 $0.6BW$,下边带宽为 $0.4BW$ 。例如,对于20年洪峰流量带有标准差为 $200\text{m}^3/\text{s}$ 的一个样本,所画的大约100年的值90%可信带宽度为:

$$BW = 1.7 \times 2.2 \times 200 / \sqrt{20} = 168\text{m}^3/\text{s}$$

对于低于均值的点,带宽也可以进行计算,而排水工程师通常对这些点不感兴趣。

9.2.4 一次二阶矩法

把随机变量用它们的一阶矩和二阶矩表示的同时,把极限状态方程的数学表达式在某些点处线性化,即可以进行可靠度计算。

设有极限方程

$$g(X) = 0 \quad (9.13)$$

式中 $X = x_1, x_2, \dots, x_n$ 表示荷载效应和抗力的 n 个随机变量。线性化后变成

$$Z = g(x^*) + \sum_{i=1}^n (x_i - x_i^*) \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)_{x^*} \quad (9.14)$$

其中 x^* 为线性化点。

令设计点(线性化点) x^* 等于均值点 $\bar{x}$,并假设变量 x_i 在统计上都是相互独立的,那么 Z 的均值和标准差可近似取:

$$Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n) = g(X) \quad (9.15)$$

$$\sigma_z = \left[\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)_{x^*}^2 \sigma_{x_i}^2 \right]^{1/2} \quad (9.16)$$

则安全指标 β 可由下式计算

$$\beta = \frac{Z}{\sigma_z} \quad (9.17)$$

或变差系数

$$\Omega_z = \frac{\sigma_z}{Z} = \frac{1}{\beta} \quad (9.18)$$

排水管网的可靠性可借用以上理论进行计算。

9.3 雨水管网可靠性计算

工程设计不可避免地要面对不确定性和风险问题。雨水管渠设计也不例外。在雨水管渠设计中的不确定性包括水文学和水力学不确定性, 由结构和材料引起的不确定性和费用函数的不确定性。为了在设计雨水管道中使用概率理论, 对于设计区域可以做出风险-安全系数曲线。本节首先介绍设计风险-安全系数曲线的用途, 然后介绍建立这些曲线的过程。

9.3.1 雨水道设计风险-安全系数曲线的使用

某市不同设计重现期典型的风险-安全系数曲线示于图 9.6 和图 9.7。风险定义为暴雨径流量 Q_t 超过管网输水能力 Q_c 的事件, 因此管网不能完成它的任务。安全系数定义

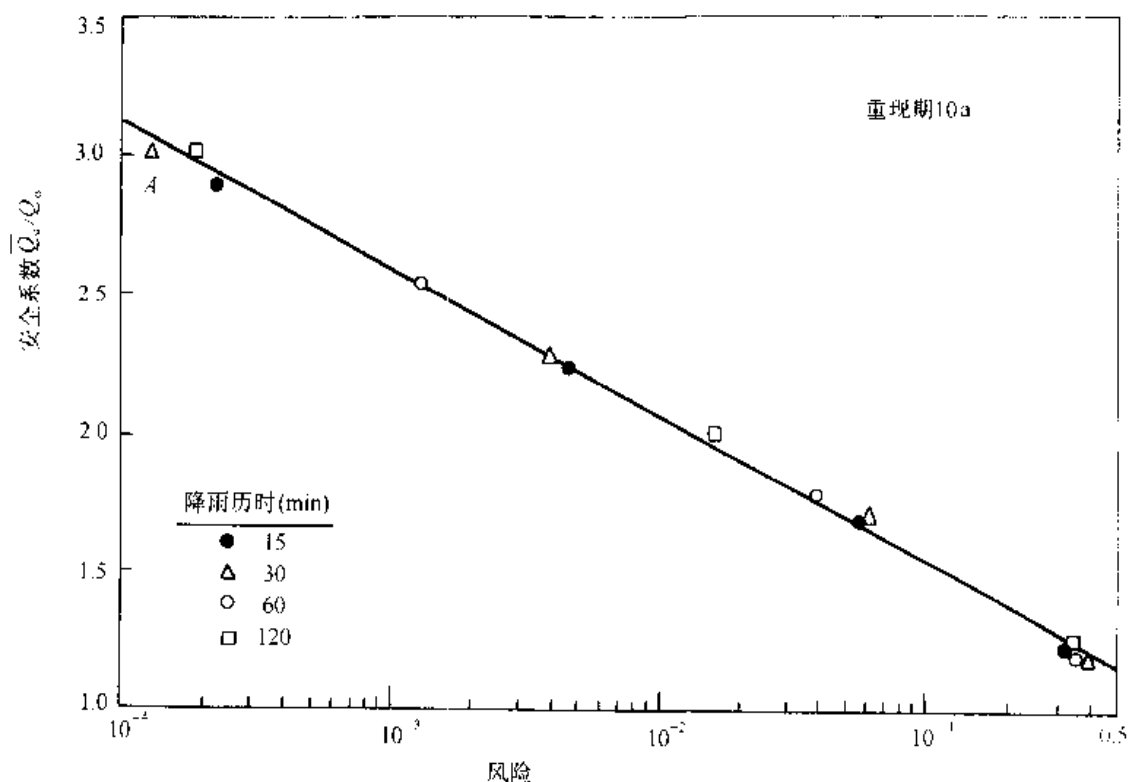


图 9.6 某市十年重现期的安全系数-风险曲线

为管道输水能力期望值与设计流量的比值, 即:

$$SF = \frac{\bar{Q}_c}{Q_0} \quad (9.19)$$

式中 $\bar{Q}_c$ 中一横杠表示由不确定性引起的随机变量 Q_c 的期望值。 Q_0 值是由推理公式法和其他的水文学或水力学方法确定的管道应输送的设计流量。在使用设计风险-安全系数曲线时, 工程师不必再任意地确定设计重现期。控制参数就是对项目所希望的服务年限找出失效机会, 即风险性 (危机率) 的保护水平。重现期变成一个中间参变量, 可以选择它等

于所期望的值。事实上,安全系数在设计中也是一个中间参变量。这一点最好由例子描述。

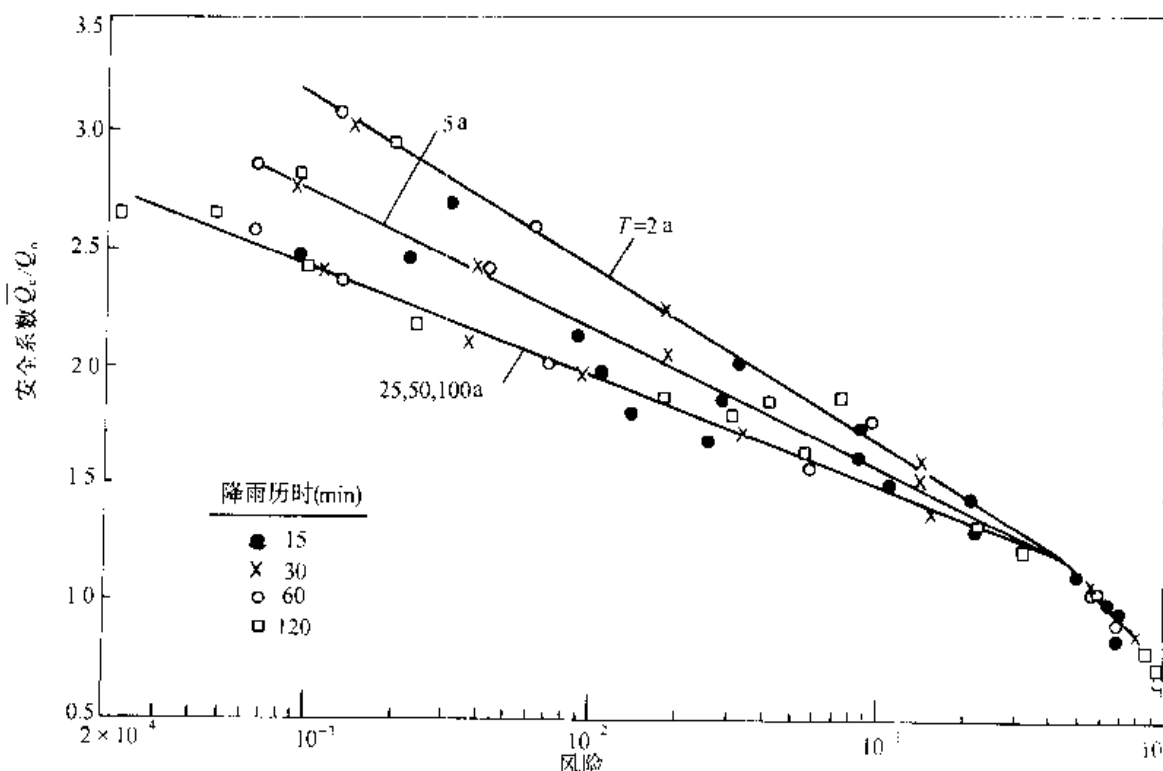


图 9.7 某市雨水管网设计安全系数-风险关系曲线

【实例 9.1】 应用雨水管网设计安全系数-风险关系曲线计算设计流量的风险度

假设在该地区的 40468m^2 面积上设计排除雨水的管道。流域长度等于 329.2m 、平均地表坡度 0.001 。 40468m^2 的面积包括近似 40% 径流系数等于 0.85 的屋顶, 40% 径流系数等于 0.8 的人行道和车行道及 20% 径流系数等于 0.825 的铺砌街道。这样,平均径流系数值为 0.825 。这一地区降雨历时为 10min 到 120min 重现期为 1a 到 100a 的降雨强度公式为:

$$i = \frac{50.8 T^{0.175}}{(27 + t_d)} \quad (9.20)$$

其中 i 的单位为 (mm/min) , 历时 t_d 用 min , 重现期 T 为 a 。

在图 9.6 中给出的 10a 风险-安全系数曲线, 风险等于 0.02 时, 所需要的安全系数是 1.9 。因此, 根据公式 (9.19), 管道输水能力为 $Q_c = 1.9Q_0$ 。为了象通常习惯方法那样根据推理公式确定 Q_0 , 首先必须确定假设等于汇水时间的降雨历时。采用 Kerby 公式、汇水时间求的值为:

取 $r = 0.04$

$$\begin{aligned} t_d &= 3.03 \times \left[\frac{rL^{1.5}}{H^{0.5}} \right]^{0.467} \\ &= 3.03 \times \left[\frac{0.04 \times 0.3292^{1.5}}{0.3292^{0.5}} \right]^{0.467} \\ &= 0.4\text{h} \\ &= 24\text{min} \end{aligned}$$

因此, 根据公式 (9.20), 用 $T = 10a$, $t_d = 24\text{min}$, $i_0 = 1.49\text{mm/min}$, $C = 0.825$, $A = 40468\text{m}^2$, 计算 Q_0 为:

$$Q_0 = Ci_0A = 0.829\text{m}^3/\text{s}$$

故 $Q_c = SF \times Q_0 = 1.9 \times 0.829 = 1.575\text{m}^3/\text{s}$

因为在非恒定管道流动水力学模型化时有误差, Q_c 应由模型化误差系数 λ_m 进行修正, 这将在后面讨论。Yen 等研究发现, $\lambda_m = 1.1$ 。因此, 设计流量

$$Q_c = Q_0/\lambda_m = 1.575/1.1 = 1.432\text{m}^3/\text{s}$$

假设混凝土管道由污物引起的粗糙系数 $n = 0.013$ 。根据曼宁公式

$$Q_c = \frac{0.311}{n} d^{8/3} S^{1/2} \quad (9.21)$$

计算所需要的管径为: $d = 0.54\text{m}$ 。于是采用 0.60m 的市售管径, 在公式 (9.21) 中, Q_c 为 m^3/s , d 为 m , S 无量纲。

假设铺设 0.6m 管径的管道, 应该用 50 年重现期的风险度 (危机率) 代替 10 年重现期对应的风险度。危机率比一般设计 2% 的风险度要高, 可根据下式计算:

$$(SF)_a/(SF)_b = (Q_c/Q_0)_a/(Q_c/Q_0)_b = Q_{0b}/Q_{0a} \quad (9.22)$$

这样 $(SF)_{50} = (SF)_{10} [(Q_0)_{10}/(Q_0)_{50}] = 1.9 [(i_0)_{10}/(i_0)_{50}] = 1.43$

由于 $SF = 1.43$, 根据图 9.7 中 50a 的曲线, 对于 50a 的风险度为 0.12。

9.3.2 计算风险度的公式

根据可靠性理论和用一阶分析, 风险度能被计算成:

$$Risk = \Phi \left[\frac{\ln \frac{\bar{Q}_L}{Q_c}}{(\Omega_{Q_L}^2 + \Omega_{Q_c}^2)^{1/2}} \right] \quad (9.23)$$

式中 $\bar{Q}_L$ ——由降雨引起的雨水管道洪峰流量或负荷;

Q_c ——雨水管道输水能力;

Ω ——变差系数, 它等于标准偏差除以变量的平均值;

Φ ——表示标准正态分布的累加值; Φ 的值可以在标准的统计学文献中查到。

使用曼宁公式, Q_c 由下式计算

$$Q_c = \lambda_m \frac{0.3117}{n} d^{8/3} S^{1/2} \quad (9.24)$$

式中 n ——曼宁粗糙系数;

S ——管道坡度;

d ——管径 (m);

λ_m ——因为管道水流实际上是瞬变流引起的 ($\lambda_m = 1.1$) 模型化修正系数。

变差系数 Ω_{Q_c} , 可由下式计算:

$$\Omega_{Q_c}^2 = \Omega_m^2 + \Omega_n^2 + \frac{1}{4} \Omega_S^2 + 7.1 \Omega_D^2 \quad (9.25)$$

其中 Ω_m , Ω_n , Ω_S 和 Ω_D 分别为 λ_m , n , S 和 D 的变差系数。

使用推理公式, $\bar{Q}_L$ 可由下式计算:

$$\overline{Q_L} = \overline{\lambda_L} \overline{C} \overline{i_T} \overline{A} \quad (9.26)$$

式中 $\overline{Q_L}$ ——平均供峰流量, m^3/s ;

C ——径流系数;

A ——流域面积;

i_T —— T 年重现期的最大平均降雨强度 (mm/min);

$\overline{\lambda_L}$ ——推理公式模型化误差的修正系数。

Ω_{Q_L} 的值由下式计算:

$$\Omega_{Q_L}^2 = \Omega_L^2 + \Omega_C^2 + \Omega_i^2 + \Omega_A^2 \quad (9.27)$$

其中 Ω_L , Ω_C , Ω_i 和 Ω_A 分别为 λ_L , C , i 和 A 的变差系数。

9.3.3 风险-安全系数曲线推求

为了描述推求风险-安全系数曲线计算过程, 以前面介绍的排水流域为例, 用推理公式计算设计流量, 用曼宁公式计算输水能力。

(1) 降雨强度的不确定性

降雨强度的不确定性随降雨的重现期 T 和历时 t_d 及排水流域的位置和大小而变化。我国城市都用城市暴雨强度公式表示降雨强度、历时和重现期间的关系。该公式可以从当地城市建设主管部门或有关设计手册中查到。作为例子考虑的计算取 $T = 10\text{a}$, $t_d = 30\text{min}$ 。

在美国多数地区, 点降雨强度 i 可表示成:

$$i = \frac{aT^m}{b + t_d^k} \quad (9.28)$$

式中 a 、 b ——系数;

m 、 k ——指数系数。

公式 (9.28) 表示了年最大降雨强度 i_d 的频率分布, 对于所研究的流域从 10min 到 2h 降雨历时和 1a 到 100a 重现期的参数为 $a = 50.8$, $b = 27$, $n = 0.175$, $k = 1$, 因此

$$i = \frac{50.8T^{0.175}}{27 + t_d} \quad (9.29)$$

其中 i 为 (mm/min), T 为 a, t_d 为 min。

1) 设计过程的影响

为了估算所期望的最大排水量 Q_L (公式 (9.26)), 首先必须估算特定降雨历时在管道全部服务年限内的最大降雨强度 i_T , 在公式 (9.28) 中, $0.5 > m > 0$ 时所表示 i 分布的方差为:

$$\text{Var}(i_a) = \frac{m^2}{1-2m} \left(\frac{1}{1-m} - \frac{a}{b + t_d^k} \right)^2 \quad (9.29)$$

由于根据有限数据获得公式 (9.28), 强度分布由有限长度记录引起的不确定性为:

$$\overline{i_T} = \frac{a}{b + t_d^k} \left(T^m + \frac{0.45}{\sqrt{1-2m}} - \frac{m}{1-m} \right) \quad (9.30)$$

i_T 的变差系数 (仅考虑设计重现期的影响):

$$\delta_{iT} = \left[\left(\frac{1}{m} - 1 \right) \sqrt{1 - 2mT^m} + 0.45 \right]^{-1} \quad (9.31)$$

根据公式 (9.20), $m = 0.175$ 、 $k = 1$ 、 $a = 50.8$ 和 $b = 27$, 把这些值代入公式 (9.30) 和 (9.31) 对应 $T = 10a$ 、 $t_d = 30\text{min}$, 得出 $i_T = 1.44\text{mm/min}$ 和 $\delta_{iT} = 0.160$ 。

2) 历时的影响

在推理公式中, 假设降雨有与设计地区上游排水面积汇水时间相等的历时, 对历时的这种假设未必正确, 可以考虑这种假设在公式中产生的误差。即使忽略汇水时间假设的这种时间误差, 仍然存在历时的预测误差, 对于由公式 (9.28) 所描述的降雨强度关系:

$$\bar{i}_s = \frac{a}{(1 - m)(b + t_d^k)} \quad (9.32)$$

历时 t_d 的误差对降雨强度的影响, 可通过对 i_s 的一阶分析获得, 并且由系数 (i_s/i_t) 调整, 计算变差系数 δ_{id} :

$$\delta_{id} = k \left(1 - \frac{b}{b + t_d^k} \right) \delta_d \frac{\bar{i}_s}{\bar{i}_t} \quad (9.33)$$

其中 δ_d 为历时的变差系数。对于所研究的流域:

$$\delta_{id} = \left(1 - \frac{27}{27 + t_d} \right) \delta_d \frac{\bar{i}_s}{\bar{i}_t} = \frac{t_d \delta_d}{27 + t_d} \frac{\bar{i}_s}{\bar{i}_t} \quad (9.34)$$

假设所估计的历时推测误差 $S_d = 12.5\%$, 并且对于 $t_d = 30\text{min}$, δ_{id} 的计算值为 0.049。

3) 面积的影响

对于所给重现期和历时, 平均降雨强度随面积的增加而趋于减小, 对于象例子中讨论的小汇水面积。影响相当小, 假设误差为: $\delta_{iA} = 0.001$

4) 有限降雨记录的影响

因为只能获得有限数量年限的降雨记录以整理城市暴雨强度公式, 统计不确定性存在于统计计算过程中。这些不确定性对总体不确定性的作用主要来源于城市暴雨强度公式或图表中给出的强度 i_a 。 i_a 的统计不确定性 (由变差系数计量) 近似等于 δ_{ia}/N , 其中 N 为记录的年数, δ_{ia} 为 i_a 的变差系数, 由有限记录引起的 i_T 的相应不确定性可由下式的确定:

$$\delta_{iT} = \frac{\delta_{ia}}{N} \cdot \frac{i_a}{i_T} = \frac{\sqrt{\text{Var}(i_a)}}{\sqrt{N} \cdot \sqrt{i_T}} \quad (9.35)$$

根据公式 (9.20), $\text{Var}(i_a) = 0.055 (\text{mm/min})^2$ 。因此, 对于 50a 记录, $N = 50$, 则 $\delta_{iT} = \sqrt{0.055} / (\sqrt{50} \times 1.44) = 0.023$ 。

5) 由观测仪器、数据读写和内插误差造成的影响

实例的有效信息对于由这些误差造成的不确定性的详细概率分析是不充分的。因此, 在这组数据中的不确定性主观地估算为 $\delta_{ie} = 0.054$ 。

6) 降雨强度总的不确定性

这由变差系数给出:

$$\Omega_i = (\delta_{i1}^2 + \delta_{id}^2 + \delta_{ir}^2 + \delta_{iA}^2 + \delta_{ic}^2)^{1/2} \quad (9.36)$$

因此, 对于本例 $T=10a$ 和 $t_d=30\text{min}$, 则: $\Omega_i=0.177$ 。

(2) 设计流量的不确定性

如方程式 (9.26) 和式 (9.27) 所示, 除了降雨强度外, 还有影响设计流量不确定性的其他因素。

1) 径流系数

在推理公式中, 加权平均径流系数 C 可以用下式计算:

$$C = \sum \alpha_j \cdot c_j \quad (9.37)$$

式中 α_j ——加权系数, $\alpha_j = \frac{a_j}{A}$;

A ——排水流域总面积;

a_j ——径流系数为 c_j 的子流域面积。

在估计 C 的不确定性时, 需要考虑两个系数 c_j 和 α_j , 有 3 种可能途径。第 1 种考虑 α_j 没有不确定性, 因此, C 中不确定性仅来自于 c_j 。可以由认真确定子流域面积来实现, 例如典型城市街坊, 这是较好的途径。第 2 种考虑 c_j 没有不确定性, 因此 α_j 是唯一的影响因素。这种假设非常不现实, 因为 C 非常难于精确确定, 即使特定地区的 C 也与降雨强度和时间的有关。另外, 对于特定地区 C 的值也与季节变化和土地的交替使用而变化。第 3 种是考虑 c_j 和 α_j 两者都有不确定性, 这是最一般的情况。因为, 实际上流域经常被划分成透水、半透水和不透水面积的一定百分比, 或更实际地划分成屋面和建筑、道路、车行道、小路、草地、树林等面积的百分比。面积百分比和每一种地表所采用的 C 都存在不确定性。由于第 3 种情况适合于多数场合, 故本例中采用这种方法。于是, 对公式 9.37 应用一阶分析:

$$\bar{C} = \sum \bar{c}_j \bar{\alpha}_j \quad (9.38)$$

$$\Omega_c = \frac{1}{\bar{C}} [\sum \bar{c}_j^2 \bar{\alpha}_j^2 (\delta_{c_j}^2 + \delta_{\alpha_j}^2)]^{1/2} \quad (9.39)$$

虽然 α_j 的和为 1, 它们有时是相关的, 此处简单地假设所有的 α_j 之间不相关。 α_j 间相关性影响随 j 减小而变大的情况除外。假设所考虑的排水流域是高度开发地区, 包括 40% 屋面, 20% 沥青路面和 40% 的车行道和人行道。与 Ω_c 有关的不确定性成分分析汇总于表 9.3。 λ_j 的预测误差主观并保守地假设为 0.10。根据表 9.3 和公式 (9.38) 及 (9.39), 得 $\bar{C}=0.825$ 和 $\Omega_c=0.071$ 。

2) 排水流域面积

估算排水面积 A 的误差主要有两个来源: 确定排水流域边界的不确定性和计算面积的误差。通常根据地图确定面积。为了获得关于这种预测误差大小的概念, 34 名工科院校的学生被请来调查了 40468m^2 排水面积, 然后根据地图确定面积。发现变差系数的平均测定误差为 $\delta_{A1}=0.045$ 。因此, 对每个人进行不相关预测的估计不确定性的变差系数近似为 $\delta_{A1}/\sqrt{N}$ 。采用 $\delta_{A1}=0.050$, 并且假设在本例中由一个工程师估算面积, 则变差系数的预测误差为: $0.050/\sqrt{1}=0.050$ 。由于地图精度相应的不确定性一般很小, 并且假设有 0.001 的变差系数。于是, 对于 $A=40468\text{m}^2$, $\Omega_A = (0.050^2 + 0.001^2)^{1/2} = 0.050$ 。

径流系数的误差组成

表 9.3

项 目 \ 地 表	车行道和人行道	屋面	街道
C_j	0.40	0.40	0.20
$\sigma \delta_{C_j}$	0.10	0.10	0.10
C_j	0.75~0.85	0.75~0.95	0.70~0.95
$\pm \bar{C}_j$	0.800	0.850	0.825
Ω_{C_j}	0.036	0.068	0.087
$\pm \pm \bar{C}_j$ 预测误差	0.012	0.023	0.029
$\sigma \delta_{C_j}$	0.038	0.072	0.092

* 根据标准文献获得;

* * $\delta_{C_j}^2 = \Omega_{C_j} \cdot (\text{预测误差})^2$;

± 假设在分布范围上均匀分布 (Yen 等 1976)

± ± 假设在 3 个范围中都均匀变化。

3) 模型的不确定性

考虑用推理公式模型化降雨径流关系的不确定性修正系数是相当难以精确估计的。众所周知推理公式是一个近似公式,即使 C 、 i 和 A 的值都能精确地确定,因为包括在地表径流现象中的非线性影响,推理公式也仅能近似地预测洪峰径流率。推理公式过大或过小估算洪峰径流率取决于所考虑的条件。对于小排水面积,初步估计值为 $\lambda_L = 1.0$ 和 $\Omega_L = 0.15$ 。

4) 设计流量的不确定性

用上面介绍的方法计算的 λ_L 、 C 、 i 和 A 的平均值和变差系数,设计流量总的不确定性 Ω_{QL} 能用公式 (9.27) 计算。对应的 $\bar{Q}_L$ 能用公式 (9.26) 计算。并且:

$$Q_0 = \bar{C} \bar{i}_0 \bar{A} \quad (9.40)$$

对于所考虑的流域,10a 重现期和 30min 历时, Q_0 、 $\bar{Q}_L$ 和 Ω_{QL} 的计算值分别为 $0.736\text{m}^3/\text{s}$ 、 $0.796\text{m}^3/\text{s}$ 和 0.248 。

(3) 雨水管网输水能力不确定性分析

因为雨水管网中水流是非恒定非均匀流,除非与实际阻力坡度和初始条件、上游和下游条件一起用圣·维南方程组求解,否则不可能精确地确定管道的输水能力。使用曼宁公式,估算管道输水能力的误差由公式 (9.25) 表示。与不确定性有关的四个参数估算如下:

1) 管道粗糙系数的影响

曼宁粗糙系数的不确定性主要来自于管道壁上的泥、管道尺寸和与表面粗糙有关量的变化。假设管径实际尺寸的偏差对 n 值的影响可以忽略。对于多数的混凝土管道, n 值的范围为 $0.013 \sim 0.017$ 。假设 n 在这个范围内为三角形分布,平均值为 0.015 ,给出的公式求得变差系数为 $\Omega_n = 0.0553$ 。

2) 管径的影响

管道直径不确定性有两个主要来源,一个是管道的制造公差,另一是由于沉淀造成的断面减少,传统上认为是阻力系数改变,故不考虑。排水管道的公差取决于材料和制造过

程。假设 $\pm 0.025\text{m}$ 的公差在 1.5m 的管道范围内均匀分布, 则平均管径 $\bar{D} = 1.5\text{m}$;

$$\Omega_d = 0.578 \times (61 - 59) / (61 + 59) = 0.0098$$

Ω_d 的值对不同的尺寸和材料的管道是变化的。然而, 由于这个值相当小, 可以认为 $\Omega_d = 0.010$ 能满意地表示其他条件的 Ω_d 值。

3) 管道坡度的影响

管道坡度的不确定性主要来自于管道不直、扭曲及沉降, 对于小管道更严重。对于平均坡度为 0.1% 的流域, 假设有 $1/6$ 的误差, 并且在这个范围内为对称三角形分布, 当 $S = 0.001$ 时, 误差为 $\Omega_S = 0.068$ 。

4) 公式误差的影响

城市雨水径流是非恒定和非均匀流, 因此, 使用曼宁公式会产生附加不确定性。Yen 和 Sevuk 关于雨水管道设计结果的统计分析表明 $\bar{\lambda}_m = 1.1$ 。假设从 0.8 到 1.4 三角形分布, 最大频数在 1.1 , 给出 $\Omega_m = 0.11$ 。

5) 管道输出能力总的不确定性

对于 1.5m 直径的混凝土管道, 用所估算的 λ_m 、 S 、 d 和 n 的平均值和变差系数, 管道输水能力和相应的总不确定性能用公式 (9.24) 和 (9.25) 计算, 分别为 $\bar{Q}_c = 2.226\text{m}^3/\text{s}$ 和 $\Omega_{Q_c} = 0.130$ 。

(4) 风险-安全系数曲线

对于本例, 在 30min 历时、 1.5m 混凝土管道和 10a 设计重现期条件下, 估算的 Q_0 、 $\bar{Q}_L$ 、 $\bar{Q}_c$ 、 Ω_{Q_L} 、 Ω_{Q_c} 的值为 $0.736\text{m}^3/\text{s}$ 、 $0.796\text{m}^3/\text{s}$ 、 $2.226\text{m}^3/\text{s}$ 、 0.248 和 0.130 , 根据公式 (9.23) 有:

$$\begin{aligned} Risk &= \Phi \left[\frac{\ln \frac{0.796}{2.226}}{(0.248^2 + 0.130^2)^{1/2}} \right] \\ &= \Phi(-3.674) \\ &= 0.00012 \end{aligned} \quad (9.41)$$

根据公式 (9.19), 相应的安全系数为:

$$SF = \frac{2.226}{0.736} = 3.02$$

这一组值构成了图 9.6 中所示的风险-安全系数曲线的一个点。

为了得到风险-安全系数曲线的其他点, 首先对于不同管径重复以上过程, 保持其他条件不变。相应地, Q_c 和 Ω_{Q_c} 将改变, 产生了如图 9.6 中三角形所示的一组点; 对于不同历时, 如 60min , 再重复整个过程, 保证设计过程不变, 产生了另一组点, 在图 9.6 中用空心圆圈表示。由于历时的影响表现很小, 所给设计过程的风险-安全系数关系可由图 9.6 中用实线所示的单一曲线表示, 它可以表示成:

$$Risk = \exp(a - \beta \cdot SF) \quad (9.42)$$

其中 a 、 β 为系数。

可以重复这个过程, 并且可以建立不同设计过程的曲线, 在图 9.6 中, 示出了 $T = 2\text{a}$ 、 5a 、 25a 、 50a 和 100a 这样的略图, 建议所包括的重复计算过程最好在数字计算机上

进行。

应该注意，在标准水文学参考文献中仅考虑所计算的水文学风险，其实在公式(9.23)中所考虑的风险是包括了水文风险的设计风险。

应当指出，排水管网系统的可靠性计算包括的内涵相当广泛，本章所介绍的内容仅为其中的一小部分，该理论的完善与应用还有待于今后进一步的工作。

第 10 章 旧合流制排水系统改造

10.1 合流制排水系统

10.1.1 概述

城市生活污水、工业废水与降水用同一套管网系统排除的排水方式称为合流制排水系统。合流制排水系统又分为，不经过任何处理直接排入受纳水体的直排式；建有截流干管，将晴天的旱流流量送至污水处理厂处理，雨天有一部分混合污水进行处理，另一部分溢流至水体的截流式；在污水处理厂附近建有大的蓄水池（库），把合流管渠混合污水全部进行处理的全部处理式。

全世界大城市旧的排水系统一般均为合流制排水系统。我国城市的老城区也是合流制排水系统，而且多为直排式合流制。这种旧合流制排水系统对环境影响非常大，必须加以改造。

10.1.2 合流制排水系统的布置特点

合流制排水系统的上游管道均为污水管道，当地面径流雨水必须引入地下管道时才设为合流制管道。由于有三种类型的合流制排水管渠，所以其布置形式也不尽相同。

(1) 直排式

直排式合流制是最古老的合流制，其布置特点与雨水管网类似，即在埋深较小和管线较短的情况下，就近排入水体。这种合流制出水口多且分散，是必须进行改造又较难改造的旧合流制排水系统。

(2) 截流式

常用的截流式合流制管渠系统，是在临河的截流管上设置溢流井。晴天时，截流管以非满流将生活污水和工业废水送往污水厂处理。雨天时，随着雨水量的增加，截流管以非满流或满流将生活污水、工业废水和雨水的混合污水送往污水厂处理。当雨水径流量继续增加到混合污水量超过截流管的设计输水能力时，溢流井开始溢流，并随雨水径流量的增加，溢流量增大。

合流制管渠系统因在同一管渠内排除所有的污水，所以管线单一，管渠的总长度减少。但合流制截流管、提升泵站以及污水厂都较分流制大，截流管的埋深也因为同时排除生活污水和工业废水而要求比单设的雨水管渠的埋深大。

合流制管渠系统采用截流式时，其布置特点是：

1) 管渠的布置应使所有服务面积上的生活污水、工业废水和雨水都能合理地排入管渠，并能以可能的最短距离排向水体。

2) 沿水体岸边布置与水体平行的截流干管，在截流干管的适当位置上设置溢流井，使超过截流干管设计输水能力的那部分混合污水能顺利地通过溢流井就近排入水体。

3) 必须合理地确定溢流井的数目和位置, 以便尽可能减少对水体的污染、减少截流干管的尺寸和缩短排入渠道的长度。

从对水体的污染情况看, 合流制管渠系统中的初降雨水虽被截留处理。但溢流的混合污水总比一般雨水脏, 为改善水体卫生, 保护环境, 溢流井的数目宜少, 且其位置应尽可能设置在水体的下游。从经济上讲, 为了减小截流干管的尺寸, 溢流井的数目多一点好, 这可使混合污水早一点溢入水体, 降低截流干管下游的设计流量。但是, 溢流井过多, 会增加溢流井和排入水体的渠道的造价, 特别在溢流井离水体较远、施工条件困难时更是如此。当溢流井的溢流堰口标高低于水体最高水位时, 需在排放渠道上设置防潮门、闸门或排涝泵站。为减少泵站造价和便于管理, 溢流井应适当集中, 不宜过多。

4) 在合流制管渠系统的上游排水区域内, 如果雨水可沿地面的街道边沟排泄, 则该区域可只设置污水管道。只有当雨水不能沿地面排泄时, 才考虑布置合流管渠。

目前, 我国许多城市的旧城区多采用合流制, 而在新建区和工业区则一般多采用分流制, 特别是当生产污水中含有有毒物质, 其浓度又超过允许的卫生标准时, 则必须采用分流制; 或者必须预先对这种污水单独进行处理到符合要求后, 再排入合流制管渠系统。

(3) 雨污水全部处理

在干旱地区, 降水量很少, 或对水体水质标准要求很高的地区, 可以修建合流制管道将全部雨污水送至污水处理厂, 在污水处理厂前部设一大型调节池, 有的城市在地下修建大调节水库, 将全部污水经过处理后再排至水体。这类合流制系统的布置形式除了调节池以外, 均与污水管网类似。

10.1.3 设计流量

合流制排水系统的设计流量按降雨条件下进行计算, 即合流制排水设计流量为雨水设计流量与污水平均流量之和。对于截流式合流管道按以下公式计算。

(1) 第一个溢流井上游管渠的设计流量

如图 10.1 所示, 溢流井上游管渠的合流总设计流量为:

$$Q = Q_s + Q_g + Q_y - Q_h + Q_y \quad (10.1)$$

式中 Q ——合流管道总设计流量 (L/s);

Q_s ——平均日生活污水流量 (L/s);

Q_g ——最大生产班内的平均日工业废水流量 (L/s);

Q_y ——雨水设计流量 (L/s);

Q_h ——溢流井以前的旱流污水流量 (L/s);

其中

$$Q_h = Q_s + Q_g \quad (10.2)$$

在实际进行水力计算中, 当生活污水与工业废水量之和比雨水设计流量小得很多, 例如有人认为, 生活污水量与工业废水量之和小于雨水设计流量的 5% 时, 其流量一般可以忽略不计, 因为它们的加入与否往往不影响管径和管道坡度。即使生活污水量和工业废水量较大, 也没有必要把三部分设计流量之和作为合流管渠的设计流量, 因为这三部分设计流量同时发生的可能性很小。所以, 一般以雨水的设计流量 (Q_y)、生活污水的平均流量 (Q_s)、工业废水量大班的平均流量 (Q_g) 之和作为合流管渠的设计流量。居住区生活污水的平均流量, 总变化系数采用 1; 对于工业企业内生活污水量和淋浴污水量而言, 采用

最大班的平均秒流量, 即时变化系数采用1。

在公式(10.2)中, $Q_s + Q_g$ 为晴天的城市污水流量, 有时称为早流流量 Q_h , 由于 Q_h 相对较小, 因此按 Q 设计计算所得的管径、坡度和流速, 应用晴天的早流流量 Q_h 进行校核, 检查管道在输送早流流量时是否满足不淤的最小流速要求。

全部处理和直排式的设计流量可由公式(10.1)计算。

(2) 溢流井下游管渠的设计流量

合流制排水管渠在截流干管上设置了溢流井后, 对截流干管的水流情况影响很大。不从溢流井泄出的雨水量, 通常按早流流量 Q_h 的指定倍数, 该指定倍数称为截流倍数 n_0 , 如果流到溢流井的雨水流量超过 $n_0 Q_h$, 则超过的水量由溢流井泄出, 并经排放渠道泄入水体。

这样, 溢流井下游管渠的雨水设计流量即为:

$$Q_y = n_0 Q_h + Q'_y \quad (10.3)$$

式中 n_0 ——截流倍数, 溢流时所截流的雨水与早流流量之比;

Q'_y ——溢流井下游排水面积上的雨水设计流量, 按新的排水面积的集水时间计算。即从溢流(或调节池等可以对流量进行调蓄作用的构筑物)开始按 $t_2 = 0$ 进行计算。

溢流井下游管渠的设计流量是上述雨水设计流量与生活污水平均流量及工业废水最大班平均流量之和, 即:

$$\begin{aligned} Q &= n_0 Q_h + Q'_y + Q_h + Q'_h \\ &= (n_0 + 1) Q_h + Q'_y + Q'_h \end{aligned} \quad (10.4)$$

式中 Q'_h ——溢流井下游排水面积上的早流流量, 即生活污水平均流量与工业废水最大班平均流量之和。

为节约投资和减少水体的污染, 往往不在每条合流管渠与截流干管的交汇点处都设置溢流井。

10.1.4 水力计算

合流制排水管渠一般按满流设计。水力计算的设计数据, 包括设计流速、最小坡度和最小管径等, 基本上和雨水管渠的相同。

(1) 溢流井上游合流管渠的计算

溢流井上游合流管渠的计算与雨水管渠的计算基本相同, 只是它的设计流量要包括雨水、生活污水和工业废水。合流管渠的雨水设计重现期一般应比同一条件雨水管渠的设计重现期适当提高, 有的专家认为可提高10%~25%。因为虽然合流管渠中混合污水从检查井溢出街道的可能性不大, 但合流管渠泛滥时溢出的混合污水比雨水管渠泛滥时溢出的雨水所造成的损失要大些。为了防止出现这种情况, 合流管渠的设计重现期和允许的积水程度一般均需从严掌握。

(2) 截流干管和溢流井的计算

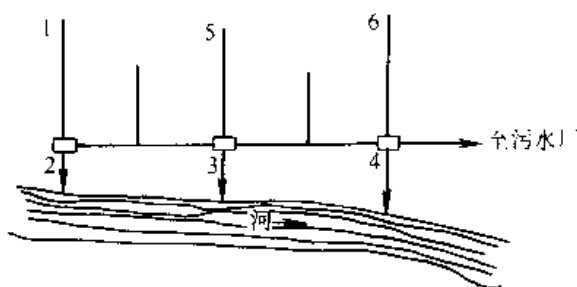


图 10.1 设有溢流井的合流管渠

对于截流干管和溢流井的计算,主要是要合理地确定所采用的截流倍数 n_0 。根据 n_0 值,可按(10.4)式决定截流干管的设计流量和通过溢流井泄入水体的流量,然后即可进行截流干管和溢流井的水力计算。从环境保护的角度出发,为使水体少受污染,应采用较大的截流倍数。但从经济上考虑,截流倍数过大,会增加截流干管、提升泵站以及污水厂的造价。同时造成进入污水厂的污水水质和水量在晴天和雨天的差别甚大,给运行管理带来相当大的困难。为使整个合流管渠排水系统的造价合理和便于运行管理,不宜采用过大的截流倍数。通常,截流倍数 n_0 应根据旱流污水的水质和水量以及总变化系数、水体的卫生要求、水文、气象条件等因素确定。我国《室外排水设计规范》规定采用1~5,并规定采用的截流倍数必须经当地卫生主管部门的同意。在工作实践中,我国多数城市一般都采用截流倍数 $n_0=3$ 。美国、日本及西欧各国,多采用截流倍数 $n_0=3\sim 5$;前苏联则按排放条件的不同来规定 n_0 值,如表10.1所示。目前,由于人们越来越关心水体的保护,采用的 n_0 值有逐渐增大的趋势,例如美国对于供游泳和游览的河段,采用的 n_0 值甚至高达30以上。

不同排放条件下的 n_0 值 表 10.1

排 放 条 件	n_0
在居住区排入大河流	1~2
在居住区内排入小河流	3~5
在区域泵站和总泵站前及排水总管的端部,根据居住区内水体的不同特性	0.5~2
在处理构筑物前根据不同的处理方法与不同构筑的组成	0.5~1
工厂区	1~3

(3) 晴天旱流情况校核

关于晴天旱流流量的校核,应使旱流时的流速能满足污水管渠最小流速的要求。当不能满足这一要求时,可修改设计管段的管径和坡度。应当指出,由于合流管渠中旱流流量相对较小,特别是上游管段,旱流校核时往往不易满足最小流速的要求。此时可在管渠底设低流槽以保证旱流时的流速,或者加强养护管理,利用雨天流量冲洗管渠,以防淤塞。

10.1.5 截流式合流制的运行特点

晴天时,管网系统在非满流条件下运行,一般充满度较小,流速也较小。在不设底流槽条件下,均有大量固体颗粒沉积于管底,全部污水均送至城市污水处理厂进行处理。在降雨初期或下小雨时,管网内流量未超过截流干管和污水厂的处理能力,上游管网在非满流条件下运行,截流干管在非满流或满流条件下运行,全部雨污水可送到污水处理厂处理。在大雨时,超过截流干管输水能力时,溢流井开始向水体溢流混合污水,此时对环境可能造成危害。在雨停之后,管网内流量小于截流干管的输水能力时,全部污水流至污水厂,溢流井不再溢流。

在降雨时由于送至污水处理厂的污水水质、水量均在变化,对污水厂的运行管理有一定影响。

10.2 合流制排水系统对环境的影响

10.2.1 水质特点

合流制管网中污水的水质是变化的。在晴天时管网中只有城市污水,其水质受城市的

功能和工业废水所占比重影响；雨天时受雨水的稀释比影响。值得注意的是由于雨水的流入，不仅带入了径流冲刷的污染物，而且还把一部分沉积于管渠底部的污染物质也冲刷起来进入了混合污水之中。所以雨水不仅是稀释污水，也有可能使混合污水的水质比原有污水还差，国内外均有过有关报道。

10.2.2 对受纳水体的影响

直接排放式合流制对受纳水体造成的污染已经达到了不能容忍的程度，国内外均有模拟计算对水质影响的数学模型，其计算结果和实测资料均证明了这一点，必须加以改造：

截流式合流制可以把初降雨水送至污水处理厂处理，这对水体保护有一定优越性，但排出大量的溢流混合污水可能造成受纳水体的污染，应加以注意。

全部处理式合流制可以对受纳水体达到保护的任何水平，从环保方面对水体的影响最小。

10.2.3 对污水处理厂运行管理的影响

由于合流制污水处理厂的水质水量不断变化，不仅设计流量要比分流制污水处理厂要大，而且还会给运行管理带来一定困难。合流制污水处理厂处理的水量和处理程度都应该用生态环境经济学的方法科学选定。

10.3 旧合流制改造途径

城市排水管网系统一般随城市的发展而相应地发展。最初，城市往往用合流制明渠直接排除雨水和少量污水至附近水体。随着工业的发展和人口的增加与集中，为保证市区的卫生条件，便把明渠改为暗管渠，污水仍基本上直接排入附近水体，也就是说，大多数的大城市，旧的排水管渠系统一般都采用直排式的合流排水管渠系统。据有关资料介绍，日本有70%左右、英国有67%左右的城市采用合流制排水管渠系统。我国绝大多数的大城市也采用这种系统。但随着社会与城市的进一步发展，直接排入水体的污水量迅速增加，已经造成水体的严重污染，为保护水体，理所当然地提出了对城市已建旧合流制排水管渠系统的改造问题。我国大部分城市均面临着修建城市污水处理厂的问题，故旧合流制改造的任务相当大。

10.3.1 改合流制为分流制

将合流制改为分流制可以完全杜绝溢流混合污水对水体的污染，因而是个比较彻底的改造方法。这种方法由于雨、污水分流，需处理的污水量将相对减少，污水在成分上的变化也相对较小，所以污水厂的运行管理较易控制。通常，在具有下列条件时，可考虑将合流制改造为分流制：

住房内部有完善的卫生设备，便于将生活污水与雨水分流；

工厂内部可清浊分流，便于将符合要求的生产污水接入城市污水管道系统，将工厂处理达到要求后的生产废水接入城市雨水管渠系统，或可将其循环使用；

城市街道的横断面有足够的位置，允许设置由于改成分流制而增建的污水管道，并且不致于对城市的交通造成过大的影响。

一般地说，住房内部的卫生设备目前已日趋完善，将生活污水与雨水分流比较易于做到；但工厂内的清浊分流，因已建车间内工艺设备的平面位置与竖向布置比较固定而不太

容易做到；至于城市街道横断面的大小，则往往由于旧城市（区）的街道比较窄，加之年代已久，地下管线较多，交通也较频繁，常使改建工程的施工极为困难。例如，美国芝加哥市区，若将合流制全部改为分流制，据称需投资 22 亿美元，为重修因新建污水管道所破坏的道路需延续几年到十几年。

10.3.2 改合流制为截流式合流制

由于将合流制改为分流制往往由于投资大、施工困难等原因而较难在短期内做到，所以目前旧合流制排水管渠系统的改造多采用保留合流制，修建合流管渠截流干管，即改造成截流式合流制排水管渠系统。这种系统的运行情况已如前述。但是，截流式合流制排水管渠系统并没有杜绝污水对水体的污染。溢流的混合污水不仅含有部分城市污水，而且夹带有晴天沉积在管底的污物。据调查，1953—1954 年由伦敦溢流入泰晤士河的混合污水的 BOD_5 （五日生化需氧量）平均浓度竟高达 221mg/L，而进入污水厂的污水的 BOD_5 也只有 239—281mg/L。可见，溢流混合污水的污染程度仍然是相当严重的，它足以对水体造成局部或整体污染。

10.3.3 对溢流混合污水进行适当处理

由于从截流式合流制排水管渠系统溢流的混合污水直接排入水体仍会造成污染，其污染程度随工业与城市的进一步发展而日益严重，为了保护水体，可对溢流的混合污水进行适当的处理。处理措施包括细筛滤、沉淀，有时还通过投氯消毒后再排入水体。也可增设蓄水池或地下人工水库，将溢流的混合污水储存起来，待暴雨过后再将它抽送入截流干管进污水厂处理后排放。这样做能较彻底解决溢流混合污水对水体的污染。

10.3.4 修建全部处理的污水处理厂

在降雨量较小或对环境质量要求特别高的城市，对旧合流制系统改造时可以不改变旧合流制排水系统的管渠系统，而是通过修建大的污水处理厂和蓄水水库，将全部雨污混合污水均进行处理的途径来进行改造。这种方法在近年逐渐为人们所认识。它可以从根本上解决城市点污染源和面污染源对环境的污染问题。而且可以不进行管网系统的大型改造，但它要求污水处理厂的投资大，且运行管理水平要求较高，同时还应注意蓄水水库的管理和污染问题。

10.3.5 合流制与分流制的衔接

一个城市根据不同的情况可能采用多种排水体制。这样，在一个城市中就可能有分流制与合流制并存的情况。在这种情况下，存在两种管渠系统的连接方式问题。当合流制排水管渠系统中，雨天的混合污水能全部经污水厂进行二级处理时，这两种管渠系统的连接方式比较灵活。当合流管渠中雨天的混合污水不能全部经污水厂进行二级处理时，也就是当污水厂的二级处理设备的能力有限，或者合流管渠系统中没有储存雨天混合污水的设施，而在雨天必须从污水厂二级处理设备之前溢流部分混合污水进入水体时，两种管渠系统之间就必须采用图 10.2 所示的 (a)、(b) 方式连接，而不能采用 (c)、(d) 方式连接。(a)、(b) 连接方式是合流管渠中的混合污水先溢流，然后再与分流制的污水管道系统连接，两种管渠系统一经汇流后，汇流的全部污水都将通过污水厂二级处理后再行排放。(c)、(d) 连接方式则或是在管道上，或是在初次沉淀池中，两种管渠系统先汇流，然后再从管道上或从初次沉淀池后溢流出部分混合污水进入水体，这无疑会造成溢流混合污水更大程度的污染。因为在合流管渠中已被生活污水和工业废水污染了的混合污水，又

进一步受到分流制排水管网系统中生活污水和工业废水的污染。为了保护水体,这样的连接方式是不允许的。

应当指出,城市旧合流制排水管网系统的改造是一项很复杂的工作。对于我国来说,这不仅是因为城市排水管网系统在随城市发展而进行修建的过程中,管网材料和技术条件等先后都有差别,而且因为解放前半封建半殖民地社会的性质造成了排水管网系统的不合理性。在我国某些城市中,各帝国主义国家和反动统治阶级,根据他们各自的需要和条件,各自为政地修建排水管网,这就给城市旧排水管网系统的改造更增加了不少困难。因此,排水管网系统的改造必须根据当地的具体情况,与城市规划相结合,在确保水体免受污染的条件下,充分发挥原有管渠系统的作用,使改造方案既有利于保护环境,又经济合理地切实可行。

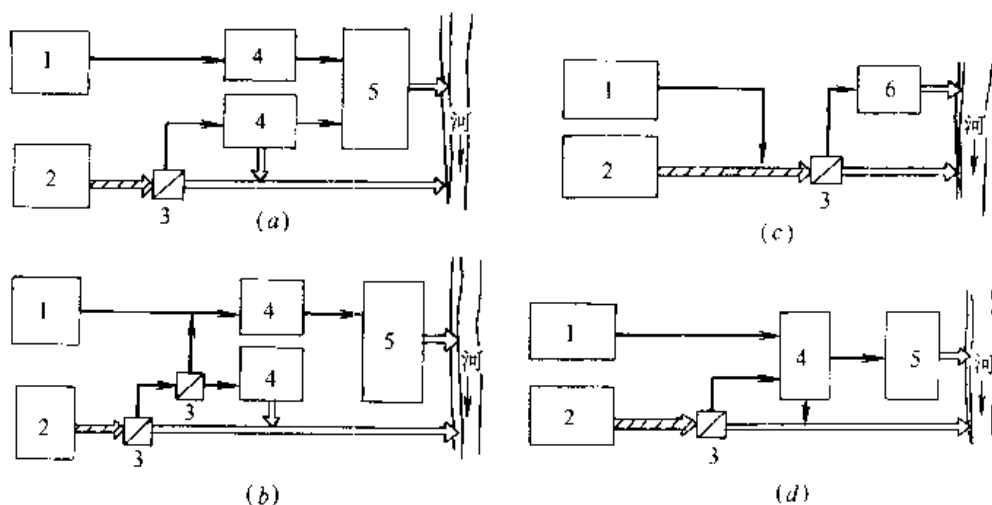


图 10.2 合流制与分流制排水系统的连接方式

1—分流区域; 2—合流区域; 3—溢流井

4—初次沉淀池; 5—曝气池与二次沉淀池; 6—污水厂

10.4 对溢流污水的管理

我国对合流制溢流污水传统的管理方式是直接排入水体。实践证明,不对合流制溢流污水进行科学的管理,很难达到水环境管理目标。发达国家非常注意对合流制溢流污水进行科学管理方面的研究,并注意在立法方面加强管理。德国早在 60 年代就建立了合流制溢流污水设计指南,并于 1992 年进行了修订(ATV, 1992)。并有水法(State Water Laws)对合流制溢流污水进行科学管理进行约束。从 80 年代起,美国就把对合流制溢流污水进行处理作为流域科学的管理的一部分,出版了规划与设计手册。并制定有净水行动(the Clean Water Act)和国家环保署执行条例。

对合流制溢流污水进行科学的管理包括工程和非工程措施。工程措施是对合流制溢流污水的水量进行控制和对水质进行处理的科学管理方法,非工程措施包括对公众进行环保教育和对点污染源进行科学管理等。

10.4.1 应加强对溢流水量的调查研究

合流制溢流污水的水量受时间和空间的影响,是非常难以控制的随机变量。采用推理

公式法进行合流管渠系统设计时,我们只知道在设计条件下进入污水处理厂的设计流量和溢流的最大流量。进入污水处理厂的设计流量与旱流流量 Q_b 和截流倍数 n_0 有关。我国《室外排水设计规范》(GBJ 14-87)规定采用 $n_0 = 1 \sim 5$,美国、日本及西欧各国多采用 $n_0 = 3 \sim 5$ 。

合流制溢流污水处理水量和处理程度与合流制溢流污水的水质和受纳水体的水质目标有关,而且与处理设施是串联(online)还是并联(off-line)在管网系统中有关。合流制溢流污水处理设施的设计与调节池的设计有相同之处,又有很大差别。在确定设计流量时,都可以用推理公式法或流量过程线法,并且流量过程线法优于推理公式法。在进行调节池的设计时,可以接受超设计标准的水量,但是溢流污水处理设施则有困难。流量过大对溢流污水处理设施的处理效果会有很大影响。因此,应注意超设计标准水量的排除问题。

10.4.2 加强对溢流水质的管理

目前,对溢流水质管理的主要方式是进行处理。溢流污水的水质受很多因素影响,包括城市的环境卫生状况、城市污水的水质情况和城市排水管网的清通与养护质量等,而且随降雨量和降雨过程变化。因此,溢流污水处理工艺一般采用沉淀和过滤等物理处理方法。当系统中有大的污水调节水库时,可以考虑生物处理方法,以便去除水中的有机物质。

也可以采用其他措施改善溢流污水水质,达到对溢流水质进行管理的目的。有条件时,应考虑对初期径流雨水的处理。不收集不与合流管渠直接连接的铺砌地表的径流,可以减少溢流水量和溢流污水处理成本。

设计溢流污水处理设施时,应根据连续水质模型对当前条件 and 设计条件进行计算,要考虑浓度、流量、历时、频率等因素,并结合受纳水体的水质标准确定处理工艺。设计过程中,应考虑整个系统的优化控制管理。可以参考 ATV-AG 1.4.3 (1996)介绍的雨水处理工艺选择方法。

10.4.3 溢流污水管理新技术简介

近年来,世界上对合流制溢流污水管理方面进行了大量的研究。研究集中在集中处理和非集中处理、处理设施是串联还是并联在管网系统中、最佳工艺选择方法、污染物处理技术和溢流污水水质水量模型等。

第 11 章 屋面与道路排水设计

11.1 屋面排水

11.1.1 概述

由于屋顶排水设施排水能力选用不当，对建筑物中堆放的货物和装置可能造成损坏，因此，应特别注意建筑物的防水和建筑雨水排水系统的设计与施工质量问题。雨水渗入建筑物内会造成不便和要进行重新装修，这将影响建筑物的使用并会造成不应有的损失。

经常有高强度降雨之处，应有令人满意的确定屋檐边沟的方法。因此，尽管建筑物上的过量雨水会被安全地排除干净，有时边沟也会周期性地满流。然而，对内排水系统，边沟或平屋顶都应考虑功能失效可能造成的影响。结构部件的尺寸通常根据经济、水文学和水力学等方面全面考虑进行设计。坡面屋顶钢框架建筑，一般有和屋顶不是一个整体的边沟，因此，满流会导致边沟的溢流。另一方面，混凝土建筑通常用平的或小坡度的屋顶，要防止在防水层或不适当积水之处水通过裂缝渗入的问题。

在美国有时强制房产所有者建造屋顶蓄水池，以便减少现有街道雨水收集系统的超载问题。平屋顶防止水分渗入的费用很高，并且耐久防护很难，因此一般不推荐采用建屋顶水池（图 11.1）来减小洪峰流量的方案。

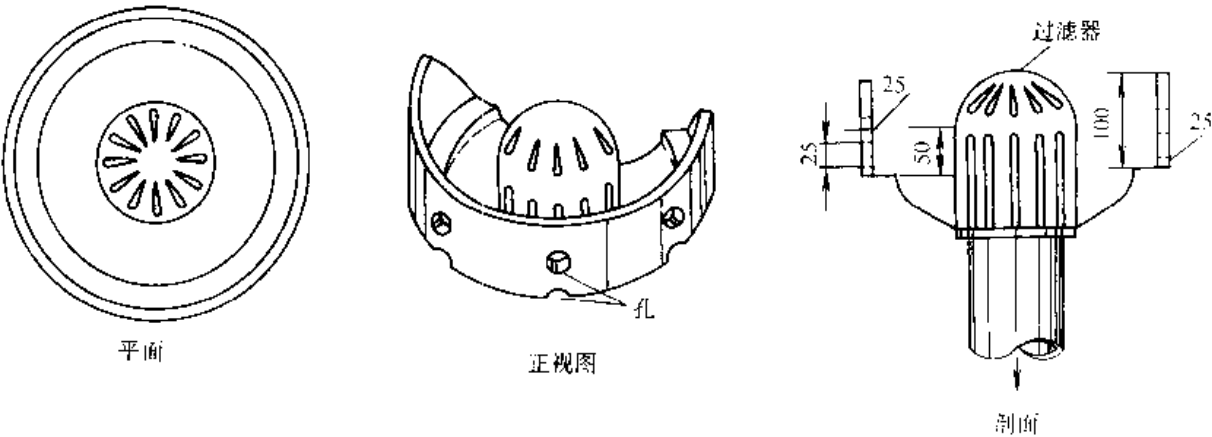


图 11.1 平屋顶的雨水调节漏斗

在安装时，有时为了美学的要求，而在钢筋混凝土建筑的圆柱中间放置竖直管道。这导致一定的困难，即，竖管的排水能力经常取决于其进水口的设计，在圆柱顶部梁或板需要一定配筋比来保证漏斗的强度。因此，可以参考美国放置柱内管道的经验。

在大建筑物中，可以用内排水方式直接把雨水排到地下的大型管渠之中。对于大钢框架工业建筑，可以采用另一个研究结果，即：在屋顶边沟上以一定间隔设置出水口，并用悬吊闭合坡度的耐冲刷渠或集水管道收集流量，在建筑物的四周排放。

11.1.2 排水沟容积

(1) 矩形边沟的优化宽度

沟槽的深度一般由结构所限制，如横梁的尺寸，或其他方面的条件。但是，可以进行一端自由出流条件下的水平矩形边沟尺寸的优化。

如果忽略阻力的影响，应用动量原理，则水平边沟上游端的最大水深 y 就是 3 倍临界水深 h_c （即： $y_c = \sqrt{3}h_c = 1.73h_c$ ）。这个理论关系与边沟长度无关。

当包括摩阻时，类似于对侧渠溢洪道所做的分析表明，对于一般长度边沟范围内的最大水深变化于大约 1.8 到 2.1 倍的临界水深之间。

在 CP308 (BSI, 1974) 中，推荐设计使用 2 倍于临界水深的值。如果最大水深与临界水深的比可以作为常数，那么可以简单把宽度为 w 的平金属板加工成矩形的水平边沟，取水流的深度 y 是边沟宽度 b 的 3/4 ($y = 3/4b$) 时，可达最优。任何其他比例都意味着边沟的能力比所用优化结果小。为了设施的养护，矩形渠道的宽度应大于 300mm，相应的流量小于 $0.035\text{m}^3/\text{s}$ 时就不必保证优化比例。

如果用一个长条金属板以这种方式加工成矩形边沟，即水流的深度是宽度的 1/2，对于空间变化的水流，最大流量则比优化比例边沟的排水量小大约 5%。

(2) 排水沟坡度

有坡度的边沟比水平边沟排水量大，除非是很陡的边沟，一般把增加的排水量作为最大安全范围。摩太 (Martin) 发表了一张图，表示当排水渠道的坡度为 2° 时，排水能力就能增加 1 倍。如果水流变成急流，那么就特别小心。

采用大容量计算机对从 3m 到 25m 水平边沟中水流进行计算分析，建立了边沟长度对最大水深的影响关系。使用动量方程，发现可用下面的经验公式精确地表示排水量：

矩形边沟：

$$QL^{0.05} = 1.429(yb^{0.67})^{1.614} \quad (11.1)$$

式中 Q ——排水量 (m^3/s)；

y ——最大水流深度 (m)；

b ——边沟宽度 (m)；

L ——边沟长度 (m)。

梯形边沟：

$$Q = 0.697 \frac{(A\theta^{0.25})}{b^{0.09}} \quad (11.2)$$

式中 A ——边沟的过水断面面积 (m^2)；

b ——底宽 (m)；

θ ——以弧度表示的边沟边坡与水平面之间的夹角。

对于梯形边沟，包括考虑超高在内的最大水深可以用接近临界水深的 2.3 倍的值。

半圆形边沟：考虑到长度的影响，澳大利亚建筑研究所公式可修正如下：

$$Q = 2.26 \times \frac{0.8433A^{1.25}}{L^{0.47}} \quad (11.3)$$

符号意义同前。

(3) 汇水箱

在边沟可能自由排入箱形汇水装置之处, 箱的深度可以根据便于确定下游管道尺寸的目的进行选择。汇水箱至少与最大边沟宽度一样宽, 长度应防止水流射出汇水箱。质点离开水平边沟流动水平距离 m 可根据公式 $m = 2\sqrt{hy}$ 给出, 其中 y 为出口的水深, h 为质点垂直降落高度。

如果假设射流不撞到箱的对面, 那么箱体就会变得非常长, 荷载就会达几百公斤或更多。因此建议对于大型建筑物引进调节板来限制箱的尺寸, 但撞击力一定应符合结构设计的要求。非对称布置下游管道以防止产生旋涡并减小其影响的重要性值得注意。出流箱应做成溢流堰。

11.1.3 平屋面

平屋顶应有稍坡向上游表面的坡度以便把水排入排水管或出口, 推荐采用最小蓄水形式以限制水通过防水层渗入建筑物。屋顶水深主要取决于溢流点的临界水深, 这样就可以计算出边沟的下凹量。对于 20mm 的最大水深, 临界水深可能是 13.3mm。下游管道和它进水口的设计必须考虑屋顶上可能的水深, 这些方面要分别处理。

11.1.4 落水管

澳大利亚的研究发现, 与边沟连接的竖管优化尺寸可由这样的经验公式给出, 即落水管的过水断面面积可以取边沟过水断面面积的一半。由于在实践中已经发现这是令人满意的, 所以推荐应用这个公式。然而, 由于这个公式假设要有一定深度的雨水水头, 为了避免边沟的上游端满流, 因此, 在应用这个公式时必须谨慎。英国规范特别强调进水口的设计, 并指出一旦水能有效地进入落水管, 就可以减小落水管的尺寸。

对服务于平屋顶没有边沟的落水管, 摩太测得有效流速可达到 1.78m/s, 并绘制了一个列线图 (图 11.2), 它给出了对于各种降雨强度下游管段所服务的屋顶面积。因此, 必须注意下游管段的排水能力一般由入口条件控制。而且设计者应避免当产生的水没有保证以设计流量进入竖管时, 根据列线图选择落水管尺寸造成的错误。设计时可能会强调竖管不能满流。事实上, 当水在竖直段达到其最大流速时, 管道仅为 1/4 充满。这样, 就可以减小竖管尺寸并可以避免由气体影响造成的噪声和振动。

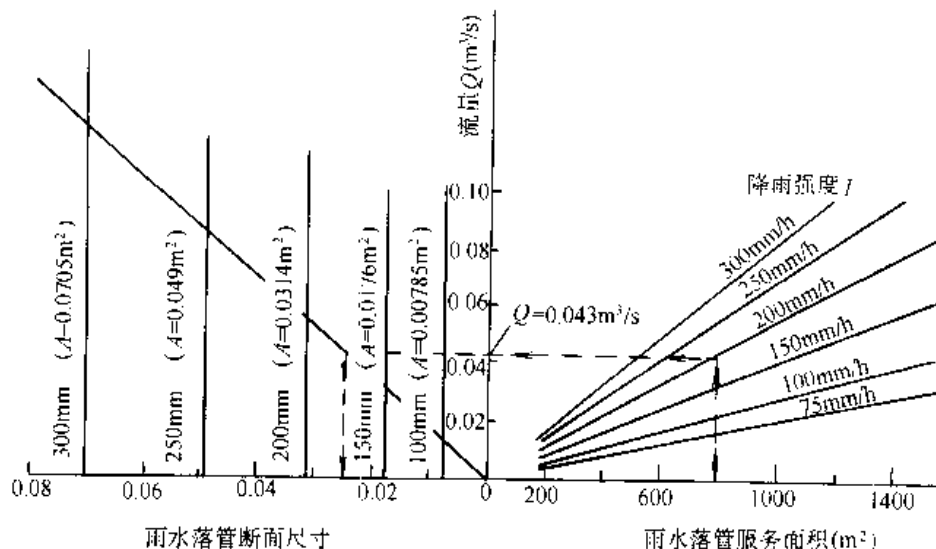


图 11.2 雨水落管计算图

道森 (Dawson) 和卡林斯克 (Kalinske) 指出, 对于白铁落水管, 在下落大约 3 至 6m 即可达到最大流速。对于高层建筑在地表处的水流速度并不比二层楼房的大, 在实际落水管测定的最大流速为 7m/s 左右。因此, 摩太假设一般用满管流速 1.78m/s 确定竖管尺寸

还可以根据图 11.2 选择与边沟连接的竖管尺寸, 并且所设计的入口要有足够的强度以保证水进入而不会引起其他损坏。

落水管的入口条件:

对于与平屋顶或边沟连接的管段, 在较低流量时, 可以采用堰公式计算 (即: 堰顶溢流水头小于直径的 1/3):

$$Q = K_1 h^{3/2} \quad (11.4)$$

对于较高的水头, 可以应用孔口公式:

$$Q = K_2 h^{1/2} \quad (11.5)$$

式中 Q ——流量 (m^3/s);

h ——水头高度 (m);

K_1 、 K_2 ——分别为相应的常数。

如果使用锥形出口, 那么对于管道入口, 孔口方程的基线就在屋顶或边沟标高以下, 如果使用保护格栅, 对于它的存在应注意。

如果下游管段由水平的矩形边沟连接, 那么在出口处边沟中的水深就不应超过上游端深度的 80%。设计推荐控制出口端水深不超过边沟有效水深 50%。另一方面, 如果竖管直接与平屋顶连接, 流入水头就要限制在大约 25mm 以内, 这严格地限制了入流量。

在锥形出口中的格栅可作为小流量的控制条件, 并作为大流量的障碍物。通常, 格栅的开口面积为整个面积的 75%, 水头损失可近似地取为在每一收缩断面速度水头的一半。总有效面积大约为上面提到的总面积的 75% 到 60%。这样通过格栅的水头损失可由下面的公式近似表示:

$$h = 0.5 \left| \frac{Q}{0.6 \times 0.75 \times A_1} \right|^2 \frac{1}{2g} \quad (11.6)$$

其中 Q 为流量, 以 m^3/s 计; A_1 为格栅面积, 以 m^2 计。

11.2 道路排水

11.2.1 概述

尽管道路覆盖地表仅占相当小的比例, 但是道路排水却是排水工程师的职责中最重要的一项。公路运输的兴起已经使管理部门认识到了公路设计的重要性。从排水的观点出发, 较差的几何高程设计无论是排除直接降落在路面的雨水或是输送排除流过路面的雨水都会带来困难。路面上的水会对交通安全产生严重的威胁, 中断交通会使商业受到严重影响, 也会给行人造成不便。

11.2.2 路面

路面的水深直接影响交通安全。当刹车时,除了车轮与制动器或路面接触外,还有一层水,开车和加速也受影响。湿路面的摩擦系数比干路面的低,在下雨时,这些影响不能避免。然而,工程师能控制路面的水深,以降低不利影响。

飞溅的水影响能见度和乘客的舒适感,噪声有害于驾驶。虽然在轮胎与路的接触面设计方面已进行了改进以减少刹车距离,但这些设计仅能增加干路上的摇曳阻力。路面以一定方式影响刹车阻力,好的路面应粗糙并且干得快。铺设一个透水层,使水可以通过上层渗走;另一种方法就是做成上弧形路面或斜坡,这样可以减少路面积水。后者可能不方便并且危险,特别是在边缘处或在弧形最陡处。

影响路面上最大允许水深的因素有:

车辆速度;

轮胎与路面接触面设计;

车辆重量;

轮胎的材料;

路面材料;

道路的横向坡度;

路面上如油或垃圾等沉淀物;

水流速度。

小于1mm的水深很少能产生水面滑行,但是在1mm到2mm之间的水层就能相当大地影响对路面的摩擦力。更深时,如能见度等其他因素就限制了驾驶速度。水深大于5mm时,驾驶就有危险了。当积水深超过汽车排气管高度时,可能造成汽车熄火。

在湿路面上,70km/h速度的停车距离,在新轮胎条件下,从粗糙沥青路面上的60m到光滑沥青路面的120m;在光滑的轮胎条件下,从80m到160m。这些距离大约是干路面刹车距离的2倍。在淹水条件下,停车距离可能要长得多。应注意在湿路面上的摩擦阻力系数随速度增加而下降,对平的湿沥青路面,从20km/h的0.6到45km/h的0.1。

道路的横断面图可以假设一定的允许水深来计算。除了靠近路边石的边沟中流动之外,可以设计弧形路面以便在路面上产生均匀水深。考虑图11.3所画出的道路。假设雨水沿道路横向排到一边,即:在路中央有凸出分水线。假设降雨强度均匀而没有损失(可以选择使用净雨强度),并且假设水深已达到平衡水

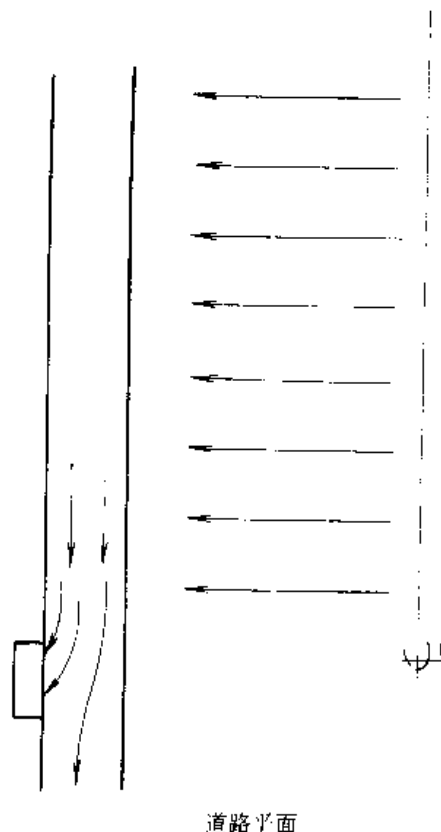
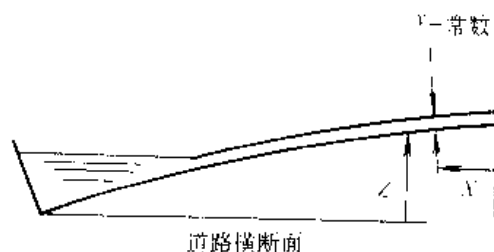


图 11.3 道路排水

深而且所有点均相同。考虑 1m 宽横跨道路的一条。每单位宽度的流量为:

$$q = ix \quad (11.7)$$

其中 i 为降雨强度而 x 为从中间分水点开始的距离。根据曼宁公式:

$$q = \frac{7.7g^{1/2}}{k^{1/6}} \cdot y^{5/3} \cdot S^{1/2} \quad (11.8)$$

式中 S ——横向降落坡度;

k ——相对粗糙度;

g ——重力加速度;

y ——水流深度。

依据允许水深 y , 对横向坡度求解:

$$dz/dx = S = 0.0169 \frac{i^2 x^2 k^{1/3}}{gy^{10/3}} \quad (11.9)$$

对 x 积分上式, 我们得到路面从顶点横向降落的表达式:

$$z = 0.0056 \frac{i^2 x^3 k^{1/3}}{gy^{10/3}} \quad (11.10)$$

这样, 如果粗糙度为 $k = 10\text{mm}$, $g = 9.8\text{m/s}^2$, 允许水深 $y = 1\text{mm}$, 设计降雨强度 $i = 100\text{mm/h}$, 于是

$$z = \frac{0.95x^3}{10^3} = 9.5 \times 10^{-4} x^3 \quad (11.11)$$

对于路宽 6m, $x = 3\text{m}$, 顶点必须高出 $z = 25\text{mm}$ 。

11.2.3 边沟水流

侧向流过路面的水可以流入农村或流入侧向壕沟, 或收入路侧的排水管渠。后者可能建成梯形沟渠, 在路旁运行, 或建在横向坡度路面和靠近竖向路边石之间。这些水会沿路面流动直到由雨水口转入地下排水管道。因此, 道路的纵向坡度和横向坡度都影响边沟水流

在三角形渠道中排水量可根据曼宁公式计算, 可以表示成与水深有关的表达式:

$$Q = \frac{KA}{n} R^{2/3} S_0^{1/2} \quad (11.12)$$

式中 S_0 ——纵向坡度。

$$R = \frac{A}{P} \quad (11.13)$$

$$A = y^2/2 \cdot (1/S_1 + 1/S_2) \quad (11.14)$$

$$P = y \sqrt{1 + 1/S_1^2} + y \sqrt{1 + 1/S_2^2} \quad (11.15)$$

$$\text{对于紊流:} \quad n = 0.13 K k^{1/6} \sqrt{g} \quad (11.16)$$

式中 y ——三角型渠道的水深;

S_1, S_2 ——分别为渠道侧向坡度;

k ——相对粗糙度。

对于一边为垂直路边石, 另一边为道路横向坡度 S_c 的渠道, 流量方程变为:

$$Q = 0.32 y^{8/3} S_0^{1/2} / (S_c n) \quad (11.17)$$

另一方面, 如果把边沟处理成许多条, 每一条都有 $A/P = y$, 那么在宽度方向积分就有:

$$Q = 0.375y^{8/3}S_0^{1/2}/(S_c n) \quad (11.18)$$

此处忽略了雨水流出道路时的纵向动量，在任一点的排水量都是从排水面积汇入那一点的径流量。另外，由于通常包括有限的面积，假设处于平衡条件，设计流量就是相应于所选重现期的最大降雨强度。

11.2.4 旁侧入流

沿着渠道长度方向，对入流渠道进行纵剖面分析必须用动量原理进行。由于入流与渠道中水的混合，所以有能量损失。假设新增流量在纵向没有动量，可以写成：

$$M = Q^2/(gA) + Ay = \text{常数} \quad (11.19)$$

如果有渠道底坡和坡面阻力，则有：

$$dM/dx = A(S_0 - S_f) \quad (11.20)$$

这个方程必须用数值方法求解，从已知的控制点开始。如果渠道很陡，则会存在在某点变为急流的问题。此时，必须确定临界流断面。

11.2.5 高速公路泻水槽

公路在堤坝上时，雨水将从侧向自然流出。除非有保护措施，否则径流可能侵蚀堤坝、冲走植物和土壤。一般要建侧向边沟收集流量，以适当的间隔排下堤坝。

侧向输送流量的方式通常是系统能力的限制条件。在图 11.4 中示出的输送类型现在使用广泛。

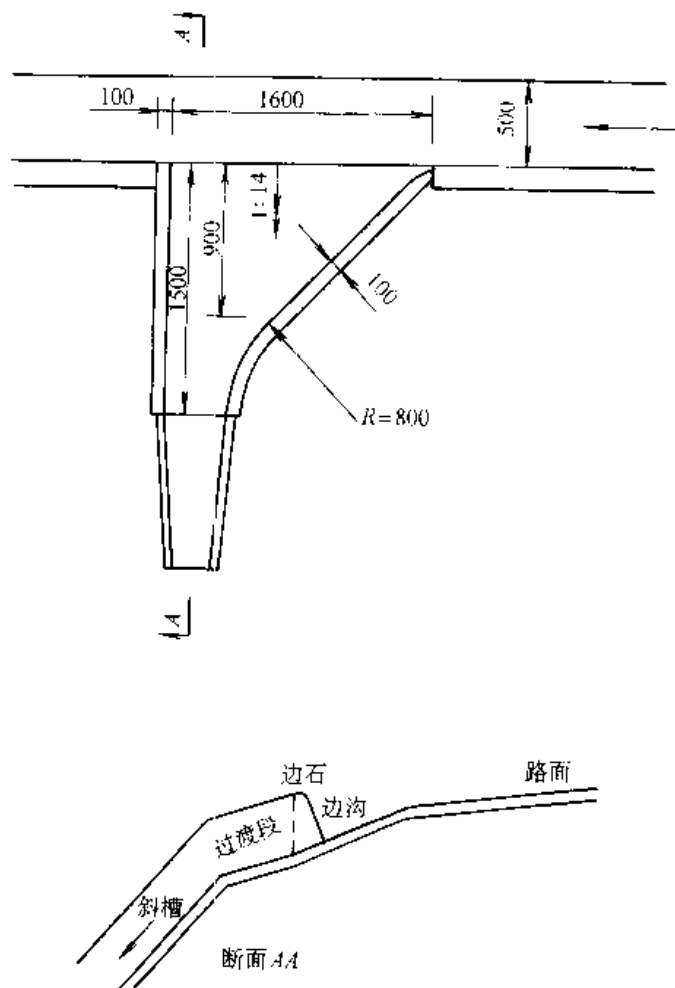


图 11.4 典型高速公路边沟过渡图

斜槽本身可由预制混凝土构件制成。由于流下斜槽的水流是急流并易于产生冲刷, 所以应特别注意基础的坚固性, 除非提供一些消能措施。图 11.5 表明, 横向跌落在排水效率方面起相当大的作用。

我国的高速公路发展很快, 在路面排水的设计与施工方面还存在一定问题, 尚有待于完善。

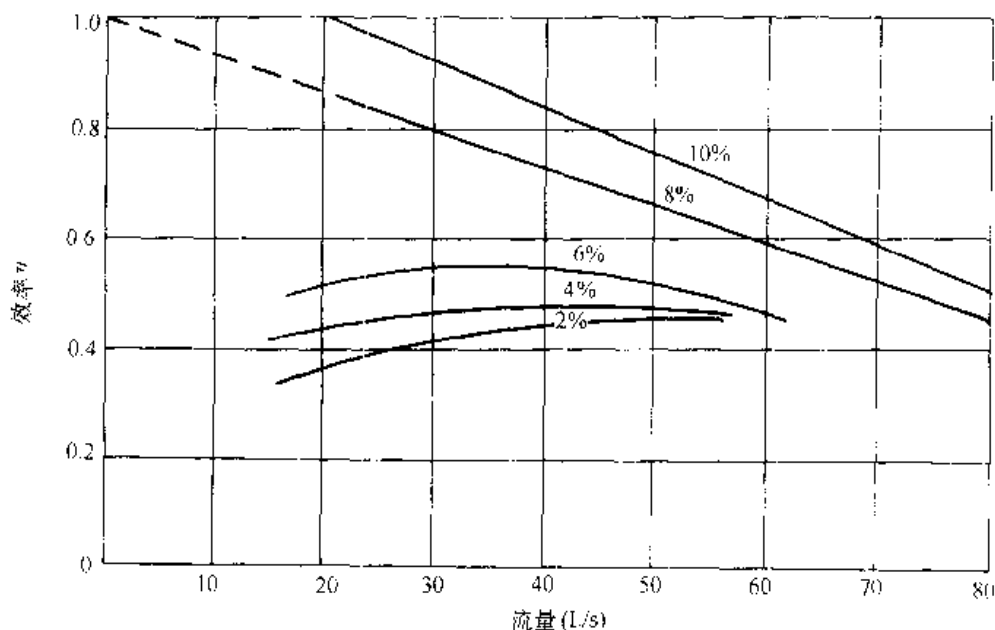


图 11.5 斜槽恒定 1% 纵向坡度和变化横向坡度的排水效率曲线图

11.2.6 立交道路排水

随着国民经济的飞速发展, 全国各地修建的公路、铁路立交工程逐日增多。立交工程一般都设在交通繁忙的主要干道上。车辆多, 速度快。而立交工程中位于下层道路的最低点, 往往比周围干道约低 2~3m, 形成盆地。道路纵坡很大, 立交工程范围内的雨水很快就能汇集至立交最低点, 极易造成严重的积水。若不及时排除雨水, 便会影响交通, 甚至造成事故。

立交道路排水主要解决降雨形成的地面径流和必须排除的地下水。雨水设计流量的计算公式同一般雨水管渠, 当需要排除的地下水时, 还应包括排除的地下水量。与一般道路排水相比, 设计时应考虑下述因素:

(1) 要尽量缩小汇水面积, 以便减少设计流量

立交桥的类别和型式较多, 每座立交桥的组成部分也不完全相同。但其汇水面积一般均包括引道、坡道、匝道、跨线桥、绿地以及建筑红线以内的适当面积 (约 10m 左右)。在进行规划设计划分汇水面积时, 如果条件许可, 应尽量将属于立交范围的一部分面积划归附近其他的排水系统; 或采取分散排放的原则, 将地面高的雨水接入较高的排水系统, 自流排出; 地面低的排水系统, 若不能自流排出, 设置排水泵站提升。这样可避免所有雨水都汇集到最低点造成排泄不畅而积水。

(2) 注意排除地下水

当立交工程最低点低于地下水位时,为保证路基经常处于干燥状态,使其具有足够的强度和稳定性,需要采取必要的措施排除地下水。另外,若地下水渗出路路面,不仅影响道路的寿命,而且影响交通,在冬季结冰还可能造成事故。通常可埋设渗渠或花管,来汇集地下水,使其自流排入附近排水干管或河湖。若高程不允许自流排出时,则应设泵站抽升,必要时打井排水。

(3) 应取较高的排水设计标准

由于立交道路在交通上的特殊性,为保证交通不受影响,畅通无阻,排水设计标准应高于一般道路。根据各地经验,暴雨强度的设计重现期一般采用 $1\sim 5a$ 。交通繁忙、汇水面积大的取高限,反之取低限。同一立交工程的不同部位可采用不同的重现期。地面集水时间取 $5\sim 10\text{min}$ 。由于地面坡度大,管内流行的时间不宜乘折减系数2。径流系数 C 值根据地面种类分别计算。

(4) 在便于拦截径流之处设置雨水口

立交的雨水口一般沿坡道两侧对称布置,越接近最低点,雨水口布置越密集,并往往从单算或双算增加到8算或10算。面积较大的立交桥,除坡道外,在引道、匝道、绿地中,都应在适当距离和位置设置一些雨水口。位于最高点的跨线桥,为不使雨水径流距离过长而影响交通,通常由泄水孔将雨水排入立管,再引入下层的雨水口或检查井中。

(5) 管道布置及断面选择

立交工程排水管道的布置,应与其他市政管道综合考虑,并应避开立交工程结构。若无法避开时,应从结构上加固,如加设柔性接口,或改用铸铁管等,以解决承载力和不均匀下沉问题。此外,立交工程的交通量大,排水管道的维护管理较困难。一般可将管道断面适当加大,起点最小断面不小于 400mm ,以下各段的设计断面均应加大一级。

11.3 雨水口

11.3.1 雨水口型式

道路上的雨水将流到由路边石限制的边缘,进入一边为道路的上弧形而另一边为路边石形成的三角形渠道。水在一定间隔就会被雨水口截断而导入地下的雨水管道。雨水口的服务面积和大小都取决于设计径流量。雨水口的详细设计随不同城市的标准和规定变化。根据实际应用方面的需要与经验考虑选择雨水口的形式。其外形如图11.6所示。

竖向雨水口放到路边石之中,称为边石雨水口,对交通没有影响,但水力学方面的效率较低,除非有特殊的措施横向截流水流。水平格栅,称为边沟雨水口,设在道上易于被重货车损坏。边沟雨水口的纵向坡度比开孔比更重要,但对自行车交通会有危险。小孔也易于被道上杂物或草坪剪下的植物堵塞。

通常,朝向雨水口的横向跌水应尽量陡,在雨水口处向下凹可以增加有效性。由于雨水口对进口流量的限制,少量雨水会流到下一个雨水口。

雨水口的井筒和连通管的布置形式可参阅有关教材与手册。

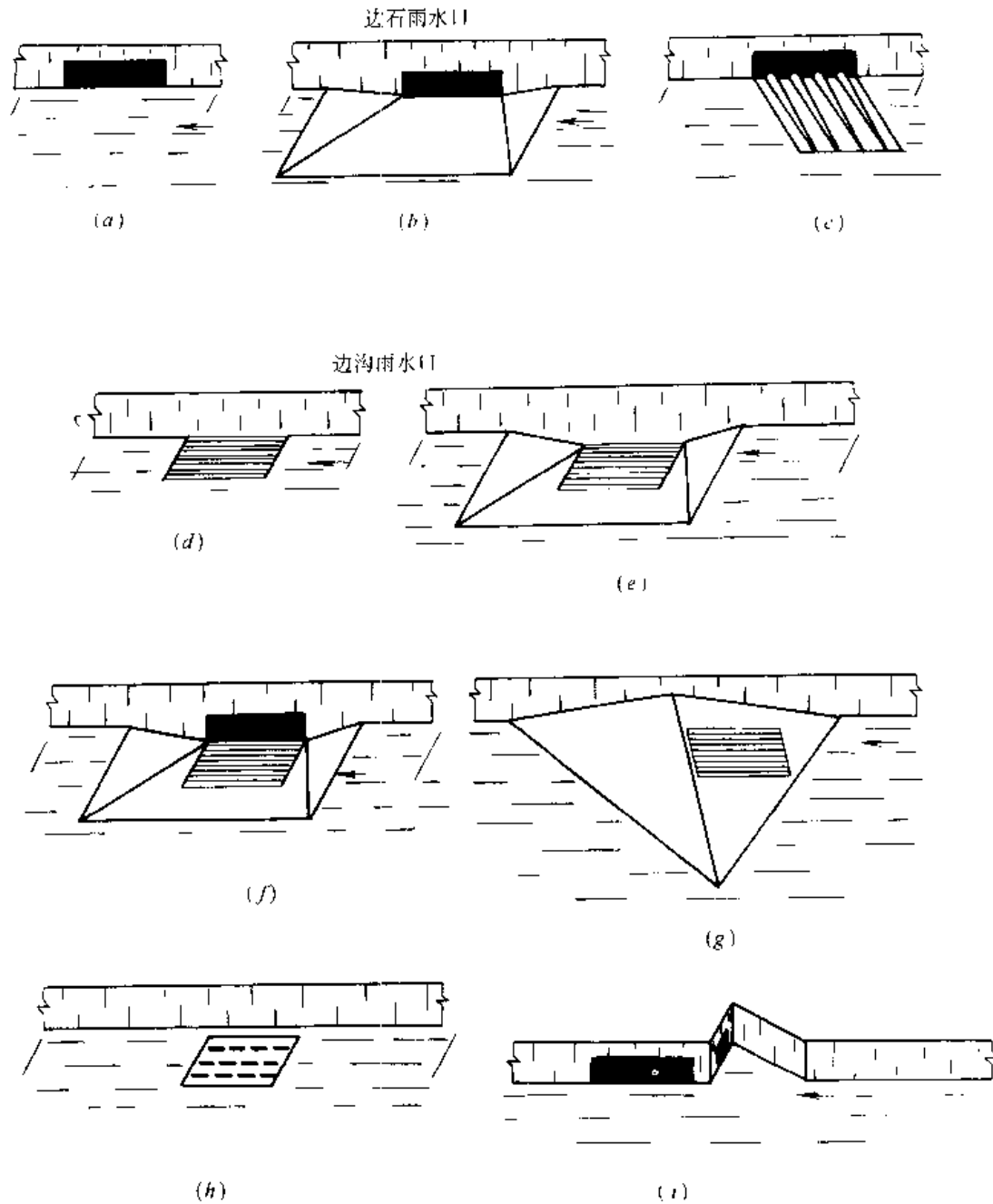


图 11.6 边石和边沟雨水口

(a) 不降低; (b) 降低; (c) 转向雨水口; (d) 不降低; (e) 降低;
 (f) 联合雨水口; (g) 倾斜雨水口; (h) 格栅雨水口; (i) 凹入边石雨水口

11.3.2 侧流堰

在横向流出渠道时, 动量沿长度损失, 必须用能量原理进行分析。在渠道中水的比能或单位质量的能量假设保持不变, 因此可写出:

$$dE/dx = S_0 - S_f \quad (11.21)$$

而

$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^2} + z_1 \quad (11.22)$$

因此, 可以表示成:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{2Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx}}{1 - F^2} \quad (11.23)$$

式中 $F^2 = Q^2 B / g A^3$, B 为渠道宽度, Q 为流量, A 为水流的过水断面面积, y 为水深, x 为纵向长度, S_0 为底坡, S_f 为阻力坡降, dQ/dx 可由下式近似给出:

$$-dQ/dx = C_1 \sqrt{2g}(y - H)^{3/2} \quad (11.24)$$

其中 H 为堰高, 如果在右边采用波峰点水深而不是 E , 则 C_1 大约为 0.51。在主渠道中的排水量为:

$$Q = by \sqrt{2g}(E - y) \quad (11.25)$$

其中 b 为宽度。后面三个方程对于沿侧流堰任一点 x 出流量 dQ/dx 和出流率及水深可以求数值解。在 $S_0 = S_f = 0$ 时, 可能有解析解。

$$\frac{xC_1}{b} = \frac{2E - 3H}{E - H} \sqrt{\frac{E - y}{y - H}} - 3 \arcsin \sqrt{\frac{E - y}{y - H}} + \text{常数} \quad (11.26)$$

11.3.3 边石雨水口

边石雨水口, 即嵌入边石上的一个长孔, 尽管它的水力效率低, 但在许多城市和市中心比边沟雨水口更受欢迎。在多数情况下, 它需要比边沟雨水口还要大的孔。它们不易受交通损坏的影响, 并且不容易堵塞。

雨水口的效率以测定所截留水量的多少来定量。除了进水口或孔的大小外, 还有许多方法可以改进水流的侧向截留。这包括比一般道路更陡的横向降落、下凹或在路面上采用对角线改道肋板。

流入边石雨水口流量的水力学分析是困难的。由 John Hopkins 大学所作的研究为半经验公式。他们把基本变量变成大量的无因次参数, 对于没有边沟凹坑的平矩形边石雨水口:

$$Q / (Ly \sqrt{yg}) = f(v / \sqrt{gy}, q / Q, \theta) \quad (11.27)$$

根据试验, 可以写成:

$$Q / (Ly_0 \sqrt{y_0 g}) = K(\theta) \quad (11.28)$$

对于 $\lg \theta = 12$ 时, $K = 0.23$, $\lg \theta = 24$ 和 48 时 $K = 0.20$ 。

式中 Q ——通过雨水口分离的流量;

L ——接受流量 Q 的雨水口长度;

v ——沿道路方向的流速;

q ——越过雨水口流向下流的流量;

θ ——道路横向坡度与垂直方向的夹角。

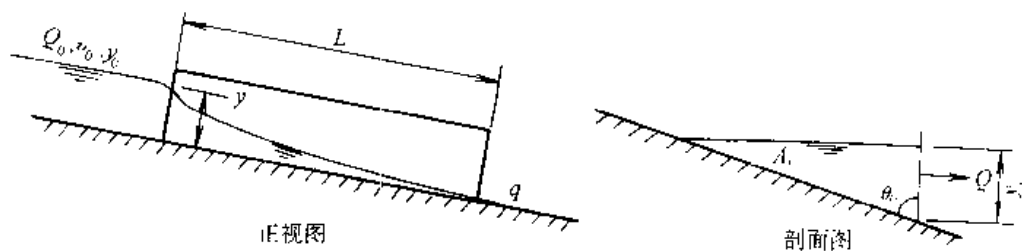


图 11.7 未压低路面边石雨水口示意图

压低处的水流深度 y 和相应的流速可以使用伯努利方程建立能量平衡方程求解:

$$v_0^2/2g + y_0 + Z_0 = v^2/2g + y + Z + S_f L_1 \quad (11.29)$$

假设压低处上游的正常水深为 y_0 。 Z 为标高, S_f 为 L_1 长度上阻力损失斜坡。可以推出, 入流量可由下面方程估算:

$$Q/(L y \sqrt{y g}) = K + C \quad (11.30)$$

其中 K 可由 (11.28) 计算:

$$C = 0.45/1.12 v^2 \cdot L / (g \cdot y \cdot a \cdot \lg \theta) \quad (11.31)$$

式中 a ——边沟压低量 (参见图 11.8)。

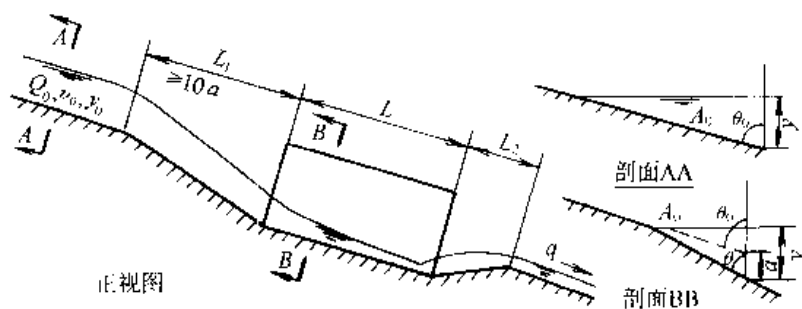


图 11.8 压低路面的边沟雨水口示意图

兹瓦本 (Zwamborn) 使用模型和原型研究, 对边沟流动、雨水口排水能力和优化边沟下压量建立经验方程。用谢才方程把流量表示为坡度等参数的函数, 对于模型试验, 能忽略粗糙。把边沟水流的曲线表示为道路横向降落量和纵向坡度的函数。根据试验, y 沿长度线性减小, 并可由经验确定。由自由跌水方程开始 $Q/L = kg^{1/2} y^{3/2}$, 沿堰长 L 积分, 其中水深由 y_0 线性下降到零, 可得到类似的方程:

$$Q/L = 0.33 y^{1.25} \quad (11.32)$$

其中系数可通过经验确定。兹瓦本还推荐侧向雨水口应下降 60mm 以产生增加雨水口排水能力的效果。当收集部分流量时, 得到方程:

$$Q'/Q = 1 - (1 - L'/L)^{5/2} \quad (11.33)$$

式中 L' 为汇集流量 Q' 的实际雨水口长度, L 为汇集全部流量 Q 所需要的雨水口长度。

然而, 对于下凹式雨水口可截留的流量, 推荐使用方程:

$$Q/L = 1.66 y^{3/2} \quad (11.34)$$

费伯斯 (Forbes) 后来推荐采用降落 75mm 高度和 300mm 降落宽度的标准。

兹瓦本发现做成 100mm 宽, 50mm 深和 50mm 以 45°分开到大于边石 500mm 宽的沟, 可以增加边沟能力 20%, 但它们可能被损坏和被堵塞。

Forbes 注意到 Zwamborn 的结果仅是在 0.9m 长的雨水口上试验结果得出的, 对于较陡的坡度它们的使用就要受到限制。采用近似条件, 可以分析接近雨水口的流段。考虑前述过水断面, 在水流方向求解模拟曼宁方程, 在侧向使用堰方程, 分步使用连续性方程, 这些可在计算机上完成。对所计算的结果还应引入一个 0.48 的修正系数。

11.3.4 边沟雨水口

(1) 雨水口流量系数

水流沿长度方向从杆式格栅井算上流过时,流出的流速水头等于比能。研究发现,底坡在 0.2 至 0 之间的雨水口的流量系数变化在 0.44 到 0.5 之间。对于孔口式格栅,水流流速水头等于其上部的水深。当底坡从 0.2 到 0 时,相应的流量系数从 0.75 变到 0.8。

(2) 边沟入流

虽然路面上水平雨水口在不设路边石时具有吸引力,但它们有一些缺点,如杆或孔式格栅要防止车辆掉到雨水井中,雨水口过水能力由格栅或杆的影响而减小。特别是纵向的杆,它在水力学方面效率最高,但是对自行车有危险,除非孔隙宽小于 25mm。还有杆或格栅时常有堵塞的情况。

格栅或杆易于在大荷载下被破坏。象竖直的边石雨水口一样,边沟雨水口易于受急流影响。最有效的系统显然是侧向不受约束的顺道路方向的杆。

完全截留边沟雨水口所需格栅的长度可用自由跌水理论估算。如果达到水深 y_0 ,边沟单位宽度流量为 q ,那么,离开边沟上游边缘的水面轨迹可由方程给出:

$$\begin{aligned} y &= gt^2/2 \\ \text{则} \quad t &= \sqrt{2y/g} \end{aligned} \quad (11.35)$$

$$x = vt = qt/y = \sqrt{2q^2/gy} \quad (11.36)$$

即:收集单位宽度流量 q 的边沟格栅长度为 $L_0 = (2q^2/gy_0)^{1/2}$ 其中 y_0 为边沟水深。

这个方程由 John Hopkins 大学推出,可以应用于 $a/b > 1$ 之处,其中 a 为缝隙宽度, b 为杆宽。

如果纵向平坡边沟为缓流时,格栅顶部水深可以假设为临界水深。则

$$y_0 = (q^2/g)^{1/3} \quad (11.37)$$

$$\text{其中} \quad L_0 = 2y_c \quad (11.38)$$

根据式 (11.36) 绘制水面曲线 (是转向抛物线), 其中 y 为水面标高在距离 x 上的降落量, 还可以估计斜坡格栅所需雨水口长度。如果格栅稍微抬起 (与水面成 $5 \sim 10^\circ$ 的角), 收水能力就能显著增加, 或需要较短的格栅长度。

如果有跳跃层, 即没有截留全部流量, 可采用孔口公式估算雨水口能力。单宽入流量为

$$q = C_c L \frac{a}{(a+b)} \sqrt{2gy} \quad (11.39)$$

式中 C_c ——收缩系数, 方形为 0.6, 圆形杆格栅近似为 1.0;

y ——水深。

如果水深在雨水口长度方向上变化, 那么就必须积分这个方程以获得总入流量。因此, 可能水面曲线的数量很多。下游水深依次取决于流量, 因此难以求解这个方程, 故求助于试验。

横向布杆在相当大程度上增加所需雨水口的长度。

对于变宽度边沟水流 ($W_0 \gg W$, 其中 W 是格栅宽度, W_0 为边沟宽度), 那么对完全截留水流的流出部分为:

$$\frac{L}{V_0} \sqrt{\frac{g}{y_0 - \frac{W}{\tan \theta}}} = 1.2 \tan \theta \quad (11.40)$$

如果雨水口长度比它小时 (即: $L < L'$), 滞水量为

$$q_2 = \frac{1}{4} (L_1 - L_2) \sqrt{g} (y_0 - \frac{W}{\lg \theta})^{3/2} \quad (11.41)$$

在杆或孔格栅井算情况下，流量系数相当低，其开口宽度的孔收缩大约为 0.6。

(3) 跌水

从道路进入到雨水口的水跌水进入排水管道。采用合理的入口跌水结构，能用最小阻力输送设计流量。跌水近似自由降落，因此，雨水口边缘长度是限制流量的条件。事实上，竖直跌水可能会有收缩而不限制输水能力。跌落雨水能吸入空气，在排水管下部给水曝气，这个作用能减小排水管的输水能力。增加的流量在排水管中也有水头损失，损失可用动量原理估算。

设空气排出装置减小水头损失还没有广泛使用，这主要是由于结构复杂。螺旋形跌水、斜槽和逐渐变小的跌水有应用的可能性。

11.3.5 雨水口进水量计算

(1) 计算公式

图 11.9 为我国某定型雨水口井算的尺寸图。图 11.10 为雨水口及道路边沟的纵剖面图。以此作为计算依据。设边沟流量为 Q_0 、流速为 v_0 、水深为 y_0 、雨水口盖上缘水深为 y_e ，如雨水口能截纳全部流量 Q_0 时，在雨水口盖下缘水深必为零。设盖上水面降落线为一直线。今在离盖口下缘距离为 x 的一点取高为 y_x 、宽为 dx 的微小水体，则全部流量公式可写为：

$$Q_0 = \int l_0 \mu \sum s \sqrt{2gy_x} dx \quad (11.42)$$

式中 μ ——流量系数；

s ——进水缝隙的宽度（见图 11.9）。

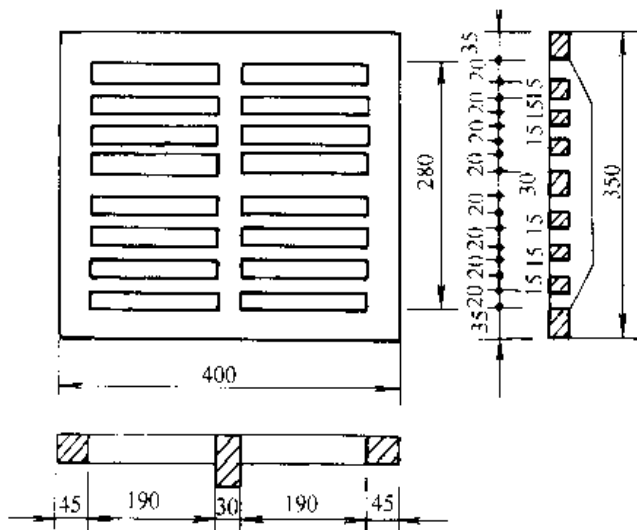


图 11.9 雨水口井算尺寸图

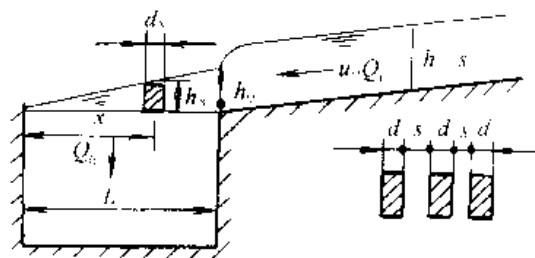


图 11.10 雨水口及道路边沟纵剖面图

令 P 为铁盖的空隙比，则 $P = s / (s + d)$ ， d 为两条进水缝隙间不能进水部分的宽度。因 $y_x = y_e / L_x$ ，代入 (11.42) 式并积分，得：

$$Q_0 = \frac{2}{3} \mu P b L \sqrt{2gy_e} \quad (11.43)$$

式中 μ ——流量系数,可采用孔口流量系数 $\mu = 0.60 \sim 0.62$ 计算;
 P ——格栅空隙比,由图 11.9 可知 $P = 8 \times 20 / (8 \times 20 + 120) = 0.57$;
 b ——格栅最边缘二条缝隙的间距,由图 11.9 可知 $b = 280\text{mm}$;
 L ——缝隙的有效进水长度,由图知 $L = 380\text{mm}$ 。

将上述各已知数代入 (11.36) 式,得:

$$Q_0 = 0.107 y_c^{1/2} \quad (11.44)$$

上式即为这种定型雨水口进水量的实用计算式。雨水口盖上缘的临界水深 y_c 可采用 $y_c = 0.67 y_0$ 。

道路边沟的设计水深应按各地具体情况选定,可采用 $y_0 = 4 \sim 10\text{cm}$, 根据式 (11.44) 可得相应的雨水口进水量为 $17.5 \sim 27.7\text{L/s}$ 。

(2) 雨水口布置的水力计算

已知雨水口的进水量后,即可计算每一雨水口能承担的汇水面积或雨水入流量。

【实例 11.1】 本计算采用设计重现期 $T = 1\text{a}$ 的我国某市暴雨强度公式:

$$i = \frac{17.53}{(t + 13.5)^{0.79}} \quad (11.45)$$

式中 t ——降雨历时 (min)。

雨水径流量用推理公式计算:

$$Q_r = CAq = 167CAi \quad (11.46)$$

式中 Q_r ——设计流量 (L/s);

A ——汇水面积 (10^4m^2);

q ——降雨强度 ($\text{L}/(\text{s} \cdot 10^4\text{m}^2)$);

C ——径流系数。

设 $C = 0.8$, 始端集水时间 $t = 10\text{min}$, 由式 (11.40) 得:

$$i = \frac{17.53}{(t + 13.5)^{0.79}} = 1.45\text{mm/min} \quad (11.47)$$

$$\text{故 } Q_r = 167CAi = 167 \times 0.8 \times A \times 1.45 = 193.72A \quad (11.48)$$

当道路边沟水深为 $y_0 = 4 \sim 10\text{cm}$ 时,已知每个雨水口的进水量为 $17.5 \sim 27.7\text{L/s}$, 代入 (11.48) 式即得 $A = 0.09 \sim 0.143 (10^4\text{m}^2) = 900 \sim 1430\text{m}^2$ 。

以上为排水系统始端雨水口布置时需要核算的每个雨水口能负担的汇水面积。下面将讨论相邻两个雨水口的容许最大间距。这一问题与路面纵坡、宽度及街坊纵深布置有关,牵涉因素较多,必须根据具体情况计算。

现设某路纵坡为 $S = 0.002$, 路面宽度为 18m , 人行道宽 5m , 绿化带宽 1m , 街坊纵深 20m 以内的雨水汇集到人行道上后进入雨水口。已知检查井间距为 50m , 校核该雨水口的间距是否恰当。

全部汇水面积为:

$$A = 20 \times 50 + 15 \times 50 = 1750\text{m}^2 = 0.175 \times 10^4\text{m}^2。$$

混凝土人行道及沥青路面的径流系数采用 0.9 , 街坊屋面及地面径流系数采用 0.8 , 则平均径流系数为 0.843 。在计算时尚需知道集水时间。这一时间与边沟水流速度有关。在不知道水流速度时可先选定一个水深及流速,然后再进行核算。

$$\text{因} \quad y_1 - y_2 = \Delta y$$

$$\text{故} \quad \Delta y_w = \Delta y + v_1^2/2g - v_2^2/2g \quad (11.49)$$

现设 $y_1 = 7\text{cm}$ (上游最大水深), $y_2 = 6\text{cm}$, 根据式 (9.48) 可计算雨水口的进水量为

$$Q'_c = 0.161 \times 0.67 \times 0.06 = 32.3\text{L/s}$$

经计算, 当 $y_1 = 7\text{cm}$ 及 $y_2 = 6\text{cm}$ 时, 其相应的断面积分别为 $A_1 = 0.143\text{m}^2$, $A_2 = 0.108\text{m}^2$, 流速为 $v_1 = Q_c/2A_1 = 0.11\text{m/s}$, $v_2 = Q'_c/2A_2 = 0.15\text{m/s}$ 。按谢才公式, $v = C\sqrt{RI} = C\sqrt{R\Delta y_w/L}$, 移项得:

$$\Delta y_w = \frac{v_m^2 L}{C_m^2 R_m} \quad (11.50)$$

式中下标 m 均表示平均数, 代入得

$\Delta y_w = (0.11 + 0.15/2)^2 / (41.7^2 \times 0.034) L = 0.0006L$ 将上述计算结果代入式 (11.49) 中

$$\begin{aligned} 0.0006L &= 0.01 + 0.11^2 / (2 \times 9.81) - 0.15^2 / (2 \times 9.81) \\ &= 0.0094 \end{aligned}$$

故 $L = 0.0094/0.0006 = 15.6\text{m}$ 。采用 16m 作为设计依据。

确定了距离后, 尚须核算径流量。由式 (11.47) 知

$$Q_r = 193.72A$$

$$\text{由于 } Q_r = Q'_c/2 = 16.2\text{L/s}$$

$$\text{故 } A = 16.2/193.72 = 0.084 \times 10^4\text{m}^2。$$

如果街道及街坊汇水面积纵深为 50m 时, 则当雨水口上游 $L = 16\text{m}$ 时, 全部汇水面积为 $50 \times 16 = 800\text{m}^2 = 0.08 \times 10^4\text{m}^2$, 雨水口能承受全部径流量, 雨水口间距可以取 $2L = 32\text{m}$ 。

第 12 章 城市防洪与内河设计计算

在天然河流岸边冲积平原兴建城市,有利于城市的发展,但需沿河修建防洪堤坝,以防洪水之害。修建于山区或丘陵地区的城市或工业企业,必须修建排洪沟以排除城市排水区域以外的雨、洪水。城市的内河要修建大量的过河桥涵以便于城市交通,在修建桥梁后对河水水位有一定影响,必须保证其通水能力。排水管渠排入河流,要通过堤坝时,过堤坝的涵洞应认真进行计算。这些都是本章要讨论的内容。

12.1 城市防洪

12.1.1 概述

城市防洪工程的任务就是保证在暴雨和产生较大洪峰流量时城市免受洪水灾害的破坏。随着城市人口的不断增加和投资的不断加大,防洪工程的重要性无论多么强调都不过分。为了确保防洪工程的可靠性,应注意以下问题:

(1) 重点保护城市

沿河岸一侧兴建的城市或两岸发展不均衡时,应确保城市一侧的安全。城市一侧的设防标准应高于另一侧。

(2) 保证城市内河的通水能力

有内河通过城市时,应保证城市内河的通水能力,以确保在洪水时不会溢出河槽或堤坝。为此应进行较详细的内河设计与计算。沿海城市应注意潮汐的影响。

(3) 与城市规划和排水工程设计保持一致

城市防洪堤坝可以与道路规划一致,山区城镇排洪沟应与排水工程统一考虑。

12.1.2 设计洪峰流量

对于大汇水流域的洪峰流量计算一般由水利部门负责,已超出本书的研究范畴。对于小流域洪峰流量的计算一般有 3 种方法:

(1) 洪水调查法

主要是深入现场,勘查洪水位的痕迹,推出它发生的频率,选择和测量河槽断面,按公式 (12.1) 计算流速,然后按公式 (12.2) 推求设计洪峰流量:

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (12.1)$$

$$Q = Av \quad (12.2)$$

式中 n ——河槽的粗糙系数;

R ——河槽的过水断面与湿周之比,即水力半径;

S ——水面比降,可用河底平均比降代替;

A ——河槽断面面积。

(2) 推理公式法

我国水利科学研究院水文研究所提出的推理公式已得到广泛采用,其公式如下:

$$Q = 0.278 C \frac{S}{\tau^n} F \quad (12.3)$$

式中 Q ——设计洪峰流量 (m^3/s);

C ——洪峰径流系数;

S ——暴雨雨力,即与设计重现期相应的最大的1h降雨量 (mm/h);

τ ——流域的集流时间 (h);

n ——暴雨强度衰减指数;

F ——流域面积 (km^2)。

此公式适用于流域面积为 $40 \sim 50 \text{km}^2$ 的地区。

(3) 地区性经验公式法

该法使用方便,计算简单,但地区性很强。相邻地区采用时,必须注意各地区的具体条件是否一致,否则不宜套用。地区经验公式可参阅各省(区)水文手册。

下面仅介绍应用最普遍的以流域面积 F 为参数的经验公式:

$$Q = KF^n \quad (12.4)$$

式中 Q ——设计洪峰流量 (m^3/s);

F ——流域面积 (km^2);

K 、 n ——随地区及洪水频率而变化的系数和指数。

对于以上三种方法,应特别重视洪水调查法。在此法的基础上,再结合其他方法进行。对于山区城镇有人建议推理公式较可靠。

12.1.3 设计标准

防洪工程的设计标准,一般均以洪峰流量计算的设计频率表示。采用的设计标准应根据工厂性质、规模大小、受淹后损失和修复难易等因素综合考虑确定。一般常用设计重现期为 $10\text{a} \sim 100\text{a}$ 。表 12.1 为我国目前常采用的排洪工程设计标准,可供参考。

排洪工程设计标准

表 12.1

级 别	工程情况及企业性质	频率 (%)	重现期 (a)
I	1. 大型工业企业 2. 对排洪有特殊要求的中型工业企业	1	100
II	1. 中型工业企业,在受淹后损失较大,但能在短期内修复 2. 对排洪有特殊要求的小型工业企业	2	50
III	中小型工业企业	5	20

12.1.4 规划设计要点

(1) 合理利用地形坡度排水

山城的地形总是从上游坡向下游低洼处或主河道,如果使设计的重力流管渠走向尽量与地面坡度一致,可减少埋深,降低挖方。

山洪沟或雨水明渠上游的沟槽底坡较大，有时甚至十分陡峭，传统方法要设计大量的消力槛、消力池进行消能。实践证明，一场雨洪过后上述工程便会淤积失效。如充分利用原有沟底坡，减少挖方和过水断面，采用混凝土急流槽，或者用混凝土进行护底、两侧衬砌、渠底适当栽毛石加糙消能，亦可适当增设些跌水。某一工程近二十年的行洪使用实践证明，如此处理的山洪沟渠基本无损。

(2) 充分利用人工湖防洪排涝

可以在防洪区上游河道适当位置处修建水库，利用水库库容拦蓄洪水或滞蓄洪水，以减轻或消除洪水灾害，或在流域内建造人工调节池（湖）蓄存雨水。调节池可以建在非常规用地地区，如公园、矿区再造耕地或停车场。在公园可以用洼地蓄水，降雨之后再排掉或者不再排入排水系统而允许这部分水渗入地下或蒸发掉（称之为干池）。也可以用与渠道相连的调节池或人工湖中蓄存（归类于湿池）。

把排水管渠直接接入调节池时，所有初期雨水在合流制管渠溢流和雨水流到下游管渠之前都会进入调节池。在这种情况下，末端堰的布置可以产生由调节池决定水流路线的效果。这样，除了调节池之外，池子的上游水道就可作为调节系统，调节池（detention）是暂时蓄存径流的池子，而蓄水池（retention）为包括蒸发和渗水塘的永久设施，也就是储存的水永远不再返回到管渠系统了。调节池经常设在河（渠）上或控制区域的出口，河流外边的池子一般在所控制区域的入口。

调节池可以设在渠道之外，并且从排水系统中分水。调节池可以修建无限制的入口，如跌水进入调节池。这种情况在发生超概率（极端事件）暴雨时，调节池对洪峰流量也不会有多大影响。也可以把入口设计成在排水管道一定流量之上时才向渠外的调节池分流的系统。这样的分流设施可以是渠道上的侧堰，分流的流量可以随渠道内的流量增加而增加，这种系统可以削减洪峰流量。

蓄水池可以设在流域的出口，经常需要大尺寸的池子。蓄水池还可以沿排水渠设置，或设在排水系统的排水渠上。有时不需要大体积的池子，种植密集的植物、耕作土地或修建的梯田都可以起到消减洪峰的作用。

(3) 修建防洪堤

修建防洪堤目的在于增加两岸高程，提高河槽安全泻洪能力。在城市防洪堤的规划设计中，应注意堤坎的定线与冲刷问题，并应严格按照水工构筑物的有关规范标准执行

(4) 设排洪沟排除汇水范围以外的雨洪水

排洪沟的设计涉及面广，影响因素复杂。因此应深入现场，根据总体规划布置、山区自然流域划分范围、山坡地形及地貌条件、原有天然排洪沟情况、洪水走向、洪水冲刷情况、当地工程地质及水文地质条件、当地气象条件等各种因素综合考虑，合理布置排洪沟。

12.2 城市内河（桥梁）水力计算

12.2.1 概述

很多城市有内河通过市区，城市内河具有美化城市和排洪防涝的功能。在城市排水工程和防洪工程总体规划中，都包括有城市内河规划和设计的内容，并具有非常重要的作

用。在进行城市内河规划和设计时,除了进行断面设计、绿化美学设计外,应慎重考虑在城市内河上修建桥梁对排水能力的影响。

很多城市利用城市内河或明渠排除城市区域内暴雨产生的径流,为了城市交通的要求,要修建桥梁以便于交通横过水道。单孔桥并不影响渠内的水流。经济和结构上的限制通常使得桥跨度小于最大流量时水面宽度。宽度和桥孔高度经常对桥上游水流造成回水影响,产生的回水对上游和低洼地区的城市排水会造成影响。桥孔的大小与淹没范围之间的综合平衡应经过技术经济分析确定。

洪水漫过桥面和随之对交通的严重危害所能造成的损失难以评价,由于这种原因,此时工程技术人员应比处理纯工程问题更谨慎,象设计涵洞一样,良好的水力设计可以使回水影响减至最小,桥堤和桥墩最好建成流线型。

在有几座桥的情况下,控制点一般在渠道收缩段面的起始处,使水流成流线型能增加开孔的过水能力。

宽度局部减小能产生比平均流速还高的流速。因此会导致产生冲刷。

通过桥墩之后,水流再扩展到渠道的整个断面,水流从中心线以 5° 到 6° 的角度向两边扩展。桥基下游边有死水区和耗能的环流。通过桥墩的能量损失是下游流速水头差的函数。在缓流时,水位受下游的条件控制。如果下游有一段长的均匀渠道,水深可能是正常水深。图12.1表示了两个邻近桥墩间的水流模型。

美国交通部对过桥水流水力学已进行了大量研究。研究以模型试验和野外数据检验的形式进行。研究结果以设计曲线的方式表示,以便估算通过桥的水头损失和水面标高。

12.2.2 通过桥墩空隙的水流

通过两个相邻桥墩形成的梯形断面的流速服从下面形式的关系:

$$v = C \sqrt{2g(y_1 - y_2)} \quad (12.5)$$

$$\text{流量} \quad Q = CA_2 \sqrt{2g(y_1 - y_2)} \quad (12.6)$$

式中 y_1, y_2 ——分别为空隙上游和空隙处的水深。

在发生淹没时,可以把 y_2 看作下游水深或空隙间河床水位以上的 y_3 。Naylar 研究发现系数 C 的值从0.75变到1.09,平均值为0.9。通过空隙为急流的情况下, y_2 可由临界水深 y_c 代替。

梯形断面的临界水深由下式给出:

$$\frac{y_c}{y_1} = 0.4 (1 - 1.5P + \sqrt{1 + 2P + 2.25P^2}) \quad (12.7)$$

其中 $P = b_0 \tan \theta / 2y_1$, b_0 为在空隙处控制断面的底宽。 y_c/y_1 的值在较宽空隙的0.67和三角形空隙的0.80之间变化。这样,三角形空隙自由出流时

$$Q = 0.26 \sqrt{\frac{2gy_1^{5/2}}{\tan \theta}} \quad (12.8)$$

对于三角形空隙,通过计算确定能保持河稳定的颗粒直径或填石护坡的稳定性是可能的。根据公式(12.5)和(12.8)消去 v 和 y_1 ,比较稳定石头尺寸 d 的表达式,得到 θ 与 d 和 Q 之间的关系

$$\frac{(\tan \theta)^{2/5}}{\cos \theta \sqrt{\tan^2 \varphi - \tan^2 \theta}} = \frac{8.25dg^{1/5}(S-1)}{Q^{2/5}} \quad (12.9)$$

公式可以由试算法或叠代法求解。

12.2.3 水面曲线

通过桥梁水道可以有三种形式,相应的水面线在图 12.1 中作了介绍:

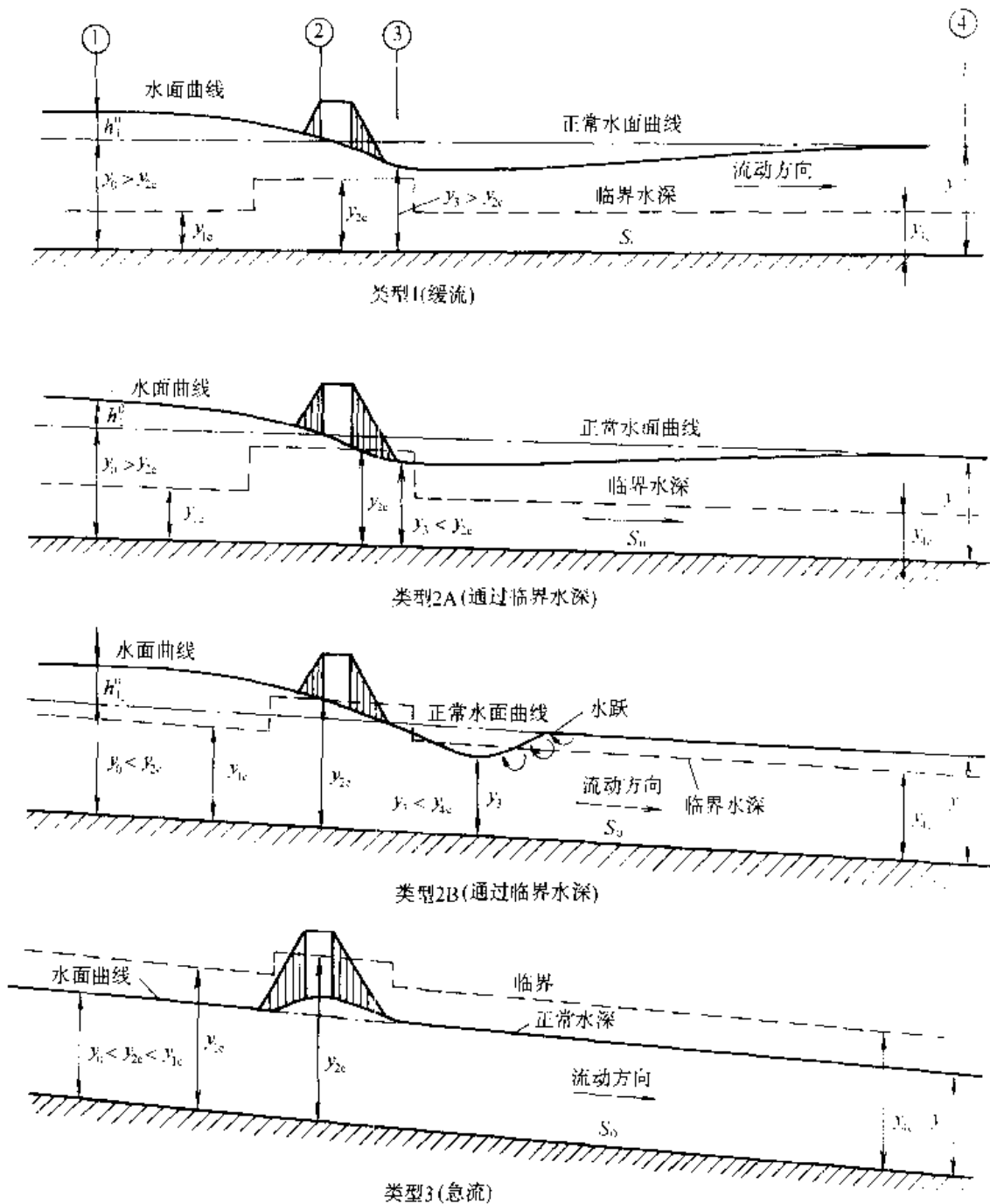


图 12.1 通过桥墩的水流断面图

如果每一个断面水面都在临界水深之上,水流就是缓流(1型水流)。在实践中经常遇到这种情况,计算过程通常参照这种形式的水流;

在收缩处水深可以通过临界水深。在此条件下,上游水深与下游条件无关。如果在收缩处水深通过临界水深,但不低于下游临界水深,称为 2A 型水流。如果水深降到下游临界水深之下,就称为 2B 型水流。在这种情况下,如果下游水深在临界水深之上时,桥墩下游会产生水跃。

如果渠中的正常水流是急流, 在收缩断面的水位会如图 12.1 中 (3 型水流) 所示那样升高。会发生水面的波动, 并且波动在上、下游都可能发生。通常不会产生回水。

在渠道中由收缩产生的回水影响可以根据能量平衡进行分析。以下分析是针对直渠道、坡度均匀、桥垂直于水流方向的情况。假设水流是恒定流和缓流。没有桥的收缩, 摩阻能量损失与河底高程下降一致。由收缩产生的附加水头损失称为 h_b , 并且假设由下面的经验公式给出:

$$h_b = \frac{K a_2 v_2^2}{2g} \quad (12.10)$$

式中 v_2 ——进水断面 2 (收缩断面) 的平均流速;

h_b ——河流断面的正常水深, 其流速能量系数可以通过断面积分求得:

$$\alpha = \frac{\sum q_i v_i^2}{Q v^2} \quad (12.11)$$

式中 Q ——总流量;

v ——断面平均流速, 这样:

$$h_b = y_1 - y_4 = \frac{a_4 v_4^2}{2g} - \frac{a_1 v_1^2}{2g} + \frac{K a_2 v_2^2}{2g} \quad (12.12)$$

由于断面 1 与断面 4 通常相同, $a_1 = a_4$, 并且根据连续性有 $A_1 v_1 = A_2 v_2 = A_4 v_4$, 则:

$$h_b = \frac{K a_2 v_2^2}{2g} + \frac{a_4 \left(\frac{A_2}{A_4} \right)^2 v_2^2}{2g} - \frac{a_1 \left(\frac{A_2}{A_1} \right)^2 v_2^2}{2g} \quad (12.13)$$

应该注意 $y_1 - y_4$ 并不是水位差, 它表示产生的桥上游水位。另外, 包含有由正常水流产生的摩阻水头损失。

垂直于均匀收缩水流的回水水头损失系数 K_b 可以从图 12.2 中读出。此处 M 为桥孔比

$$M = \frac{Q_b}{Q_a + Q_b + Q_c} \quad (12.14)$$

式中 Q_b ——没有桥时与桥孔宽相同断面通过的流量。

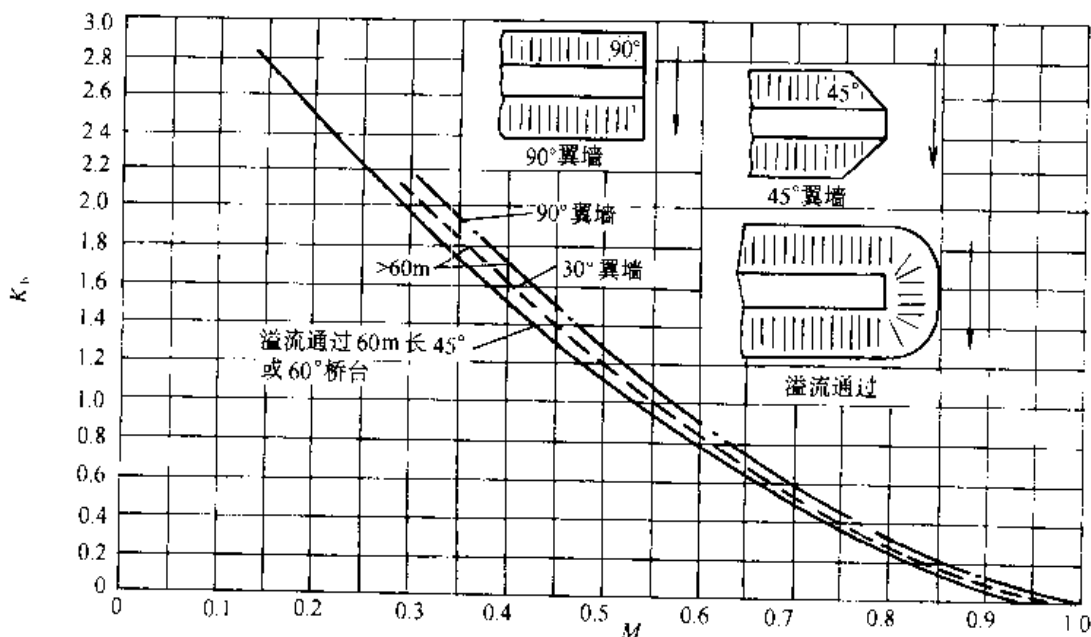


图 12.2 回水系数基本曲线 (缓流)

由于在 h_b 没确定前 A 无法知道, 所以必须根据下式先估算 h_b :

$$h_b = \frac{K a_2 v_2^2}{2g} \quad (12.10)$$

于是在式 (12.13) 中 A 的值就能确定了。回水水头损失受以下因素影响:

在收缩处桥墩的数量、尺寸、形状和朝向;

河流断面桥的偏心率;

相对于河流方向桥的斜交程度。

对 K 的这些影响在图 12.2~图 12.5 中给出。这样, K 应为

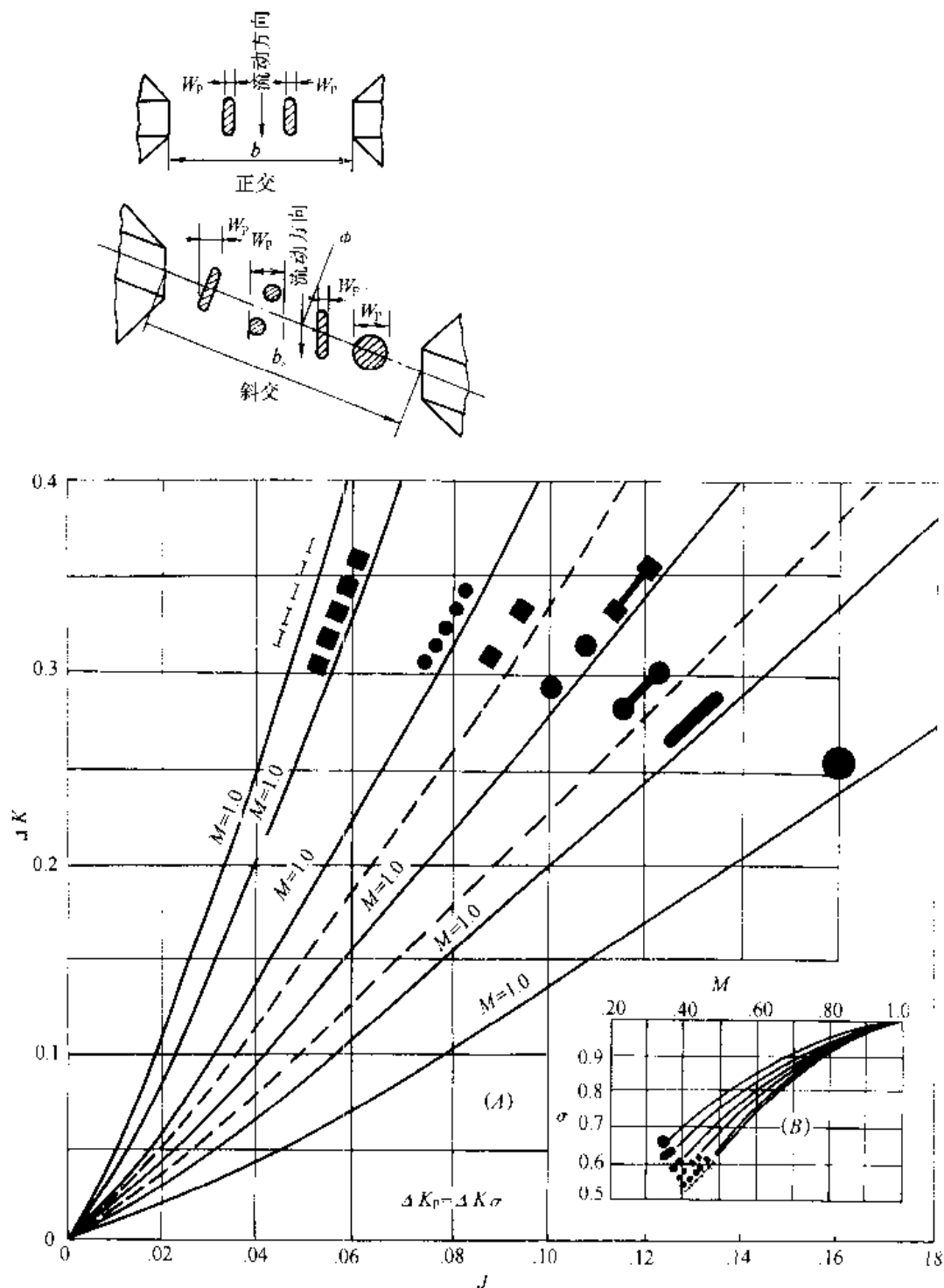


图 12.3 桥墩回水系数的增量

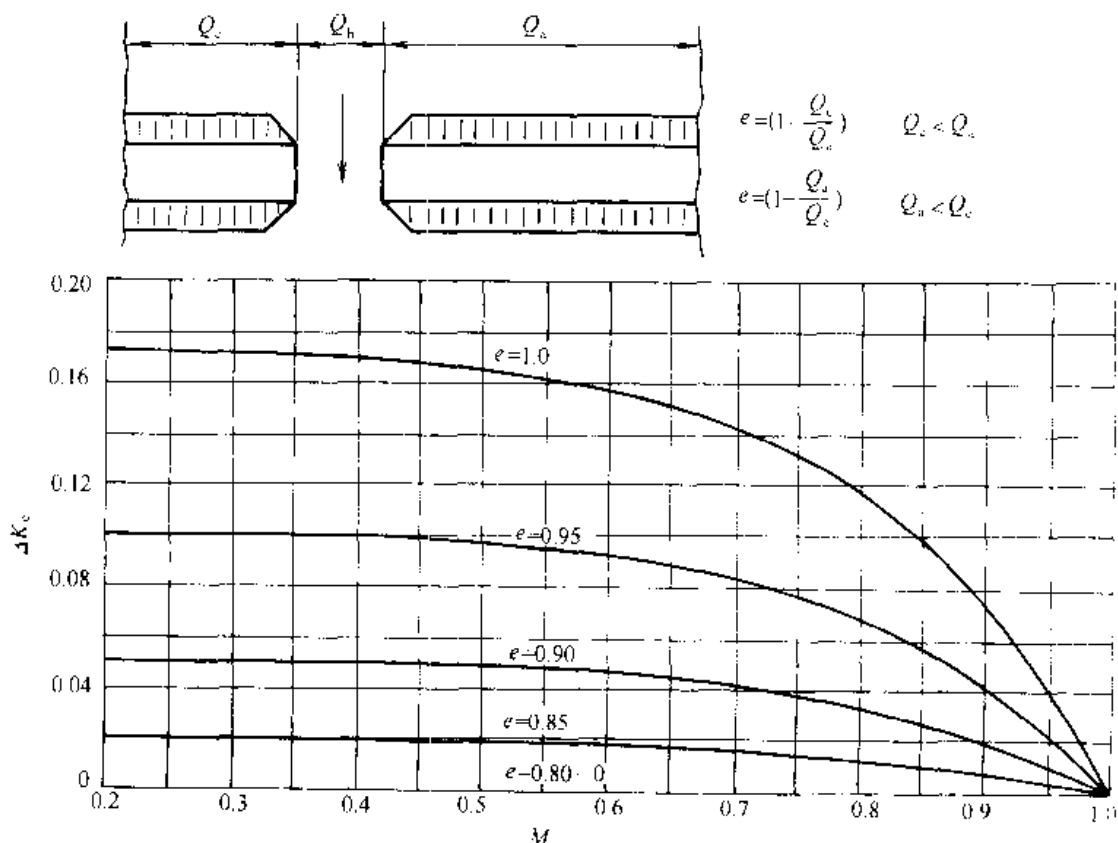


图 12.4 偏心率回水影响系数的增量

$$K = K_b + \Delta K_p + \Delta K_e + \Delta K_s \quad (12.15)$$

式中 K ——桥墩造成的回水影响系数；

K_b ——垂直于均匀收缩水流的回水水头损失系数；

ΔK_p ——由收缩处桥墩的数量、尺寸、形状和朝向产生的回水水头损失系数增量；

ΔK_e ——河流断面桥的偏心率产生的回水水头损失系数增量；

ΔK_s ——相对于河流方向桥的斜交程度产生的回水水头损失系数增量。

在斜交的情况下，要用桥孔的设计宽度而不是桥孔总宽度来确定 M 。

必须注意，这些结果并不是基于一维流的假设。侧向流能相当大地增加回水影响。

12.2.4 水位跌落

坝的上、下游水位差与回水不同。受限制处水位难于从理论上计算，可以用模型实验估计它，图 12.6 给出了实验数据的结果，使用这个曲线，可以计算收缩率 M 和不同水位比 D_b ，其中 $D_b = h_b / (h_b + h_3)$ ，可以用前面所计算的正常断面的回水 h_b ，计算水位跌落量 h_3 。

$$h_3 = h_b \left(\frac{1}{D_b} - 1 \right) \quad (12.16)$$

收缩断面下游水位是 h_3 ，小于正常水位。可以发现桥墩时虽然回水 h_b 增加， h_3 仍保持与无桥墩收缩一样。

在偏心或斜交情况下，在 h_b 上再加上附加回水 Δh_e 或 Δh_s 可以确定 h_3 ：

$$h_3 = (h_b + \Delta h_e) \left(\frac{1}{D_b} - 1 \right)$$

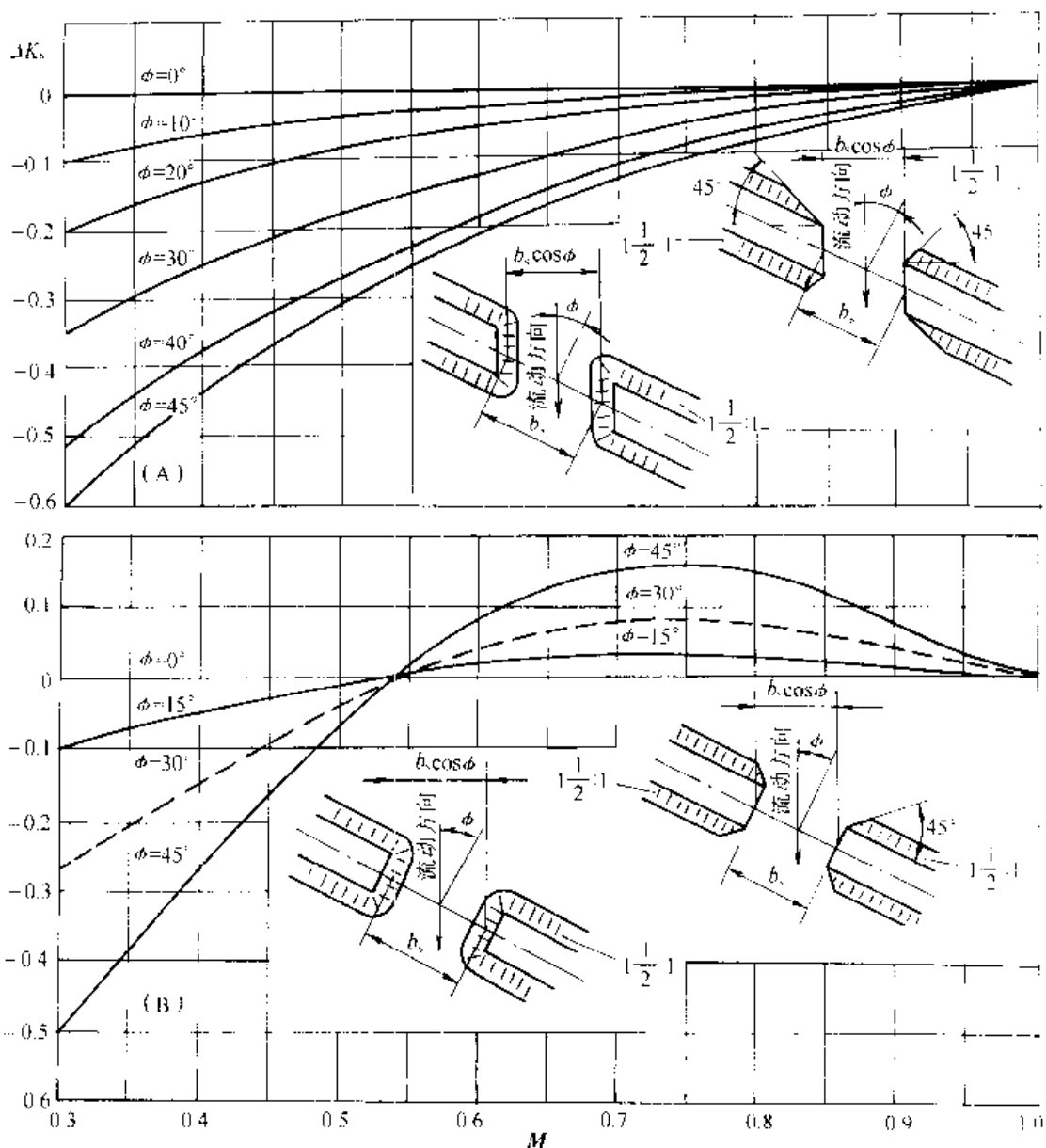


图 12.5 斜交对回水系数的增量

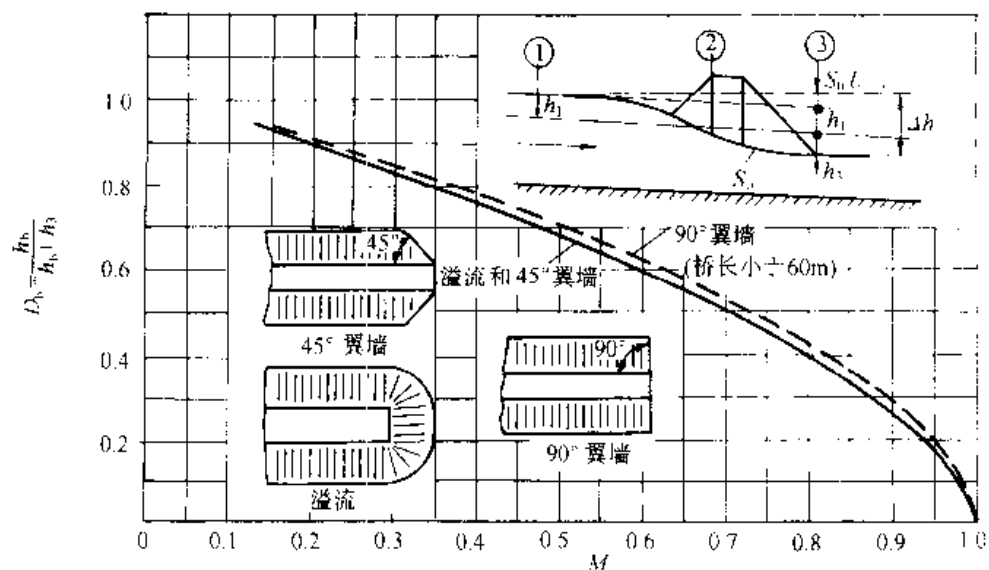


图 12.6 不同水位比基本曲线

$$\text{或} \quad h_3 = (h_b + \Delta h_s) \left(\frac{1}{D_b} - 1 \right) \quad (12.17)$$

其中 D_b 的确定如前所述。

那么, 通过桥堤总水位差为

$$\Delta h = h_3 + h_1 + S_0 L_{1-3} \quad (12.18)$$

式中 h_1 为沿着桥墩或偏心度的总回水高度, S_0 为河底坡, L_{1-3} 为从断面 1 到断面 3 的距离。

12.2.5 最大回水距离

可以计算从桥堤上游面上的吃水线到最大回水点的距离:

$$L = \frac{5b\Delta h}{y} \quad (12.19)$$

式中 b ——吃水线处桥孔宽度;

Δh ——通过桥孔水位落差。其中

$$\frac{y}{b} = \frac{A_2}{b} \quad (12.20)$$

由于 Δh 是 L 的函数, 应首先估算 L , 接着计算 Δh , 再计算 L 。

12.2.6 复合结构

在两座桥相距很近时, 回水影响并不是分别回水影响的和。两座桥距离越近, 产生的影响就越接近一座桥的结果。对于两座相同结构形式的桥之间的距离为沿水流方向水位线处河道宽度的 3~10 倍时, 其回水增加 30%~50%。

为了确定复杂桥梁桥墩之处的水位, 在水力学实验室建立系统模型是明智之举。在桥下可能冲刷河床之处, 由于通过收缩断面减小了流速, 能减小回水影响, 这有助于在可能产生冲刷之处减小冲刷。除了陡堤坝和圆的桥墩外, 潜流也能对基础引起很大损坏。

12.2.7 桥墩的阻水作用

虽然引堤对河宽起主要收缩作用, 桥墩也可以产生附加回水影响。桥墩之间的水流收缩加重了阻水作用。

垂直于水流方向桥墩的回水影响由亚那尔 (Yarnell) 和林 (Lin) 等进行了详细的调查, 采用的参数是在下游断面的弗劳德数 $Fr = v / \sqrt{gy}$ 和桥墩宽度与桥的跨度比 R 。虽然通过桥墩水深为临界水深, 但是研究结果还是只应用于缓流。这些成果可用以下公式表示:

$$\frac{\Delta y}{y_3} = K Fr_3^2 (K + 5 Fr_3^2 - 0.6) (R + 15 R^4) \quad (12.21)$$

式中 K 可以根据表 12.2 由桥墩形状确定。这些数据是桥墩的长宽比为 4 时的结果, 对于较长的桥墩 K 值略有减小。在这种情况下, 由于摩擦阻力减小, 所以冲刷桥面板的侧向力也减小。

桥墩形状系数 K

表 12.2

形状	K
半圆形墩端和墩尾	0.9
透镜形墩端和墩尾	0.9
有连接隔板的 一对桶形桥墩	0.95
没有隔板的 一对桶形桥墩	1.05
90° 三角形墩端和墩尾	1.05
方形墩端和墩尾	1.25

在过水桥下面的水流条件类似于通过入口控制的暗渠。水位也可能超过桥堤和桥, 这类似于宽顶堰的情况。

由于不知道临界水深发生的位置, 象桥堤这样的宽顶堰上水深-流量关系比尖顶堰更难于分析, 并有计算能量损失的问题。宽顶堰上水流的水力学可以用动量原理并忽略阻力损失进行研究, 将图 12.7 中断面 1 和 2 之间水体的力并转变成动量:

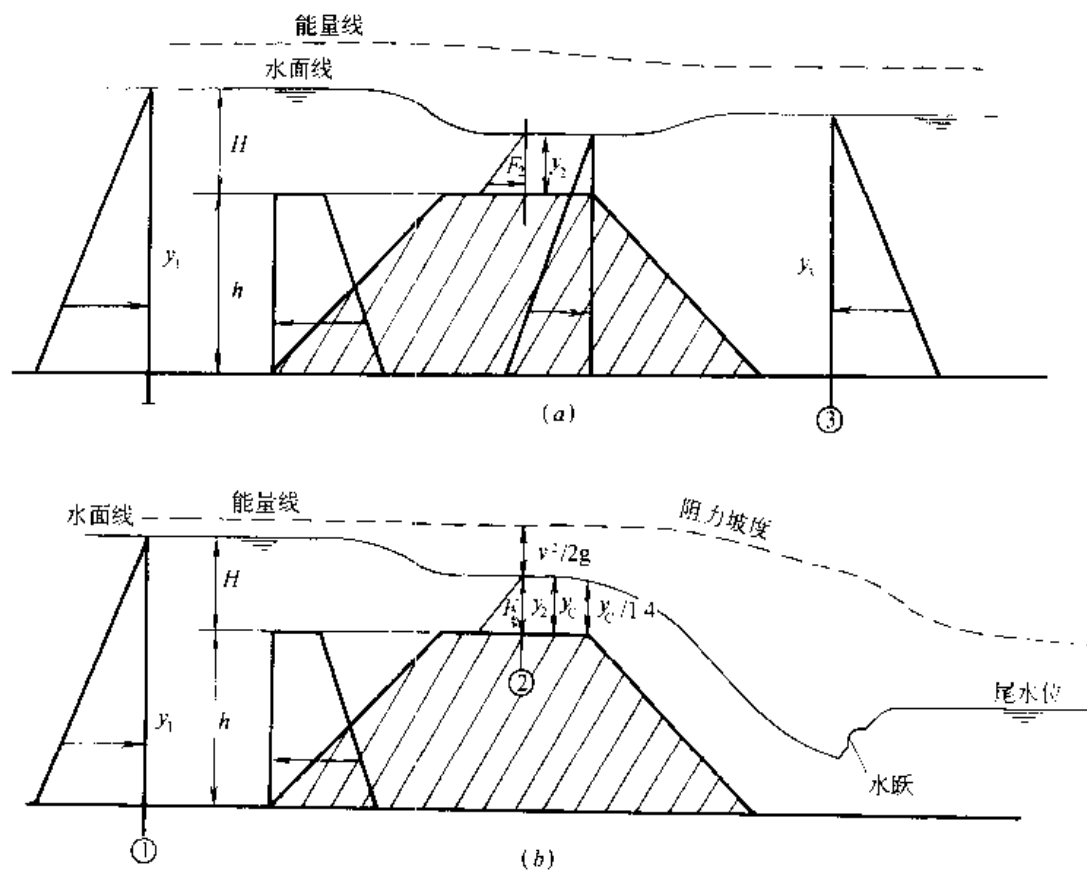


图 12.7 宽顶堰水流
(a) 淹没出流; (b) 自由出流

$$\frac{wy_1^2}{2} - \frac{wy_2^2}{2} - wh \left(y_1 - \frac{h}{2} \right) = \left(\frac{wq}{g} \right) \left(\frac{q}{y_2} - \frac{q}{y_1} \right) \quad (12.22)$$

求解单宽流量 q :

$$q = \sqrt{\frac{[y_1^2 - y_2^2 - h(2y_1 - h)]}{2(y_1 - y_2)}} \sqrt{gy_1 y_2} \quad (12.23)$$

经验证明

$$y_2 \approx \frac{y_1 - h}{2} \quad (12.24)$$

并且

$$Q = 0.612 \sqrt{g} \left(\frac{y_1}{y_1 + h} \right)^{1/2} (y_1 - h)^{3/2} \quad (12.25)$$

或

$$q = C \sqrt{gH^3} \quad (12.26)$$

式中 $H = y_1 - h$ 。 h 的最大范围从 0 到 y_1 , C 从 0.612 变到 0.432。根据调查发现从低潜坝的 0.54 到高潜坝或堰的 0.47。

前面的理论适用于堰或尾水接近堰上临界水深的潜坝。如果尾水位比临界水深低, 潜坝上水深就会下降直到达到临界水深。在此阶段, 水流的比能 $y + v^2/2g$ 最小, 临界水深由下式给出:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (12.27)$$

当尾水下降到潜坝上临界水深以下时, 它就不再影响潜坝的水流条件。实际上, 自由跌落的临界水深发生在堰顶稍上游 (大约 $3y_c$) 的地方。由于非平行流的影响, 堰顶水深比 y_c 小。自由跌落堰顶水深为 $y_c/1.4$, 因此堰顶水深 y_0 时的流量为:

$$Q = 1.65 \sqrt{g y_0^{3/2}} \quad (12.28)$$

12.2.8 过水桥面

如果上游水位上升到桥的拱腹, 水流条件就会改变。如水位达到桥面以上, 可能产生孔口流而代替自由出流。于是流量与水头的平方根成正比而不是水头的 $3/2$ 幂。在这种情况下, 为了达到比自由表面流量时还大的流量, 上游水位就要大大地提高, 很有可能淹没道路。如果这种形式的水流条件发生, 也会产生其他的问题。漂浮物可能造成上层结构的损坏, 桥孔可能更容易被漂浮残骸所堵塞。

在上层结构的下面还可能产生浮力 (向上的力)。

12.2.9 溢流引起的侵蚀

为了避免坝顶过流产生侵蚀, 可以估算堤坝的允许最大过流速度。坝顶冲刷流速可由下式估算:

$$d = \frac{0.25 v_2}{g (s-1) \cos \theta (\operatorname{tg} \varphi - \operatorname{tg} \theta)} \quad (12.29)$$

式中 d ——侵蚀颗粒尺寸。

对于水平坝顶, φ 等于 35° , 坝上允许流速为:

$$v_2 = 1.6 \sqrt{dg (s-1)} \quad (12.30)$$

12.3 涵洞水力计算方法

12.3.1 设计方法

涵洞为在堤坝下输送雨、污水的建筑物, 在公路或堤坝下面输送雨、污水的涵洞设计已经是大量研究的主题, 无论是入口还是出口与控制点有关的难题不断出现。为了重视这个问题, 在设计过程中就要了解涵洞。因此, 必须考虑经济 and 风险两个方面。

(1) 经济设计

修建涵洞的费用比相同长度渠道的费用要高得多, 涵洞必须设计和建造成能承受高的土压力和载荷的结构, 它包括竖向的和水平的荷载, 结构必须能防止侵蚀堤坝和提供排水的通道。单位长度涵洞的费用与过水断面面积和形状有关, 涵洞的过水断面面积一般比洪水渠道的过水断面小, 以便减少涵洞的费用。

由于涵洞有封闭的顶部, 因此涵洞有比明渠大的湿周。通过涵洞的水头损失和平均能量坡度也比明渠陡, 如果渠底为缓坡, 加大通过涵洞水流水力坡度的唯一方式就是提高上

游水位。进入暗渠的入口条件能控制通过暗渠的流量。如果渠道为急坡，涵洞可以平坡修建，因此，水位会朝着水流末端降落并可能达到临界水深。此时为出口条件控制。

在河流和渠道中，涵洞更有可能发生出口控制。入口控制类似于穿过流域的堤坝，该坝向涵洞收集雨、污水。流量在入口收缩而在出口为自由出流。

(2) 风险

进入涵洞入口的上游水位不能无限制地增加。由于河流中水深增加和渠道的回水影响，水可能上升到渠道堤坝以上并引起周围地区发生水灾，这在社会和经济方面的后果都是严重的。

道路工程师可能更关心涵洞能否把堤坝另一侧的洪水倒灌入市区，水位上升到堤坝上游一侧以上就可能有下列影响：

- 1) 堤坝整体或两侧的稳定性；
- 2) 在涵洞上的荷载；
- 3) 如果有严重的漫顶就会有土堤的冲刷甚至冲毁土堤；
- 4) 交通中断；
- 5) 对生命和车辆有危险；
- 6) 上游区被淹；
- 7) 侵蚀下游渠道。

因此涵洞过水断面面积和水力特性是重要的，在水位上升的后果能够用经济方法评价之处，就能对涵洞的造价和能造成的损失进行平衡。应该选择涵洞的造价和由洪水造成的损失之和总费用最小的方案。涵洞的工程造价应折现到与经济损失和所选择的最小造价系统相同的时间。相应的涵洞会排放一定的设计洪水流量而不能漫过堤坝，但也有被一些较大洪水破坏的危险。

能够根据水文分析建立和估计超过设计洪水的概率。洪水造成的费用损失应乘以在任一年洪水发生的概率来计算洪水平均经济费用。在比较中，任意一年一次、两次或多次洪水的可能费用应按比例相加。

(3) 控制原则

如果水力设施可以限制水流流量，则称其为可控制水流。否则，流量就会超过现有上、下游水流条件。对于忽略雍水蓄水量的特定河流，可以通过控制断面调节水流直到入流等于出流。

根据水流是急流或缓流，可以从上游或下游控制水流，相对于水力反馈的水流流速就能说明水流是急流或缓流。这样，如果水流为急流，水的流速就比波的速度快，因此波就不能传向上游，控制就不受下游影响。下游控制或收缩会产生象水跃形式的立波。上游控制会均匀地影响下游水深。另一方面，如果流速是缓流流速，波就能以比水的流动速度还快的速度传向上游，因此，对下游水流的任何控制都会产生回水，直到达到控制的上游平衡线为止，下游水流的水深为正常水深。

当弗劳德数 $Fr = v / \sqrt{gy}$ 比 1 大时，就会发生急流水深，也就是 $v > \sqrt{gy}$ ，其中 $\sqrt{gy}$ 为浅水波速。如果 Fr 小于 1，水流就是缓流。

涵洞和明渠的相对坡度和几何形状都证明，控制断面在涵洞之内时，能通过设计来改变控制断面位置，事实上，如果能将入口控制改为出口控制，对于任何出口尺寸，上游被

淹的可能性都可以减至最小。

12.3.2 水面曲线

在图 12.8 和图 12.9 中给出了相应于控制断面的几种不同水面线。在入口控制的情况下, 尾水位会相当低, 因此会全程或非全程部分充满, 水深在入口为临界水深的情况下, 底坡可能是急坡 (状况 A)。如果有一个入口顶尖, 会发生上游水位比入口内侧高的情况, 涵洞内的水位达不到尖顶。在这种情况下, 对于低的尾水位, 会是状况 B。对于这种入口, 由陡的下游坡度或高的上游水位 H , 都会在涵洞内产生临界水深, 因此产生高的流速和大的收缩。对于高的尾水位, 可能发生水跃如状况 C。很明显, 若要状况 C 稳定, 水跃上游涵洞顶部就一定要设排气孔。茨斯科 (Kainske) 和伯里司 (Bliss) 指出, 水跃会以 $0.006Q (Fr_1 - 1)^{1.4}$ 的速率吸入空气, 其中 Q 为水流量, Fr_1 为上游弗劳德数 $Fr_1 = v_1 / \sqrt{gy_1}$ 。如果没有排气孔, 水跃会向上游移动并产生负压, 可能在入口产生不稳定。

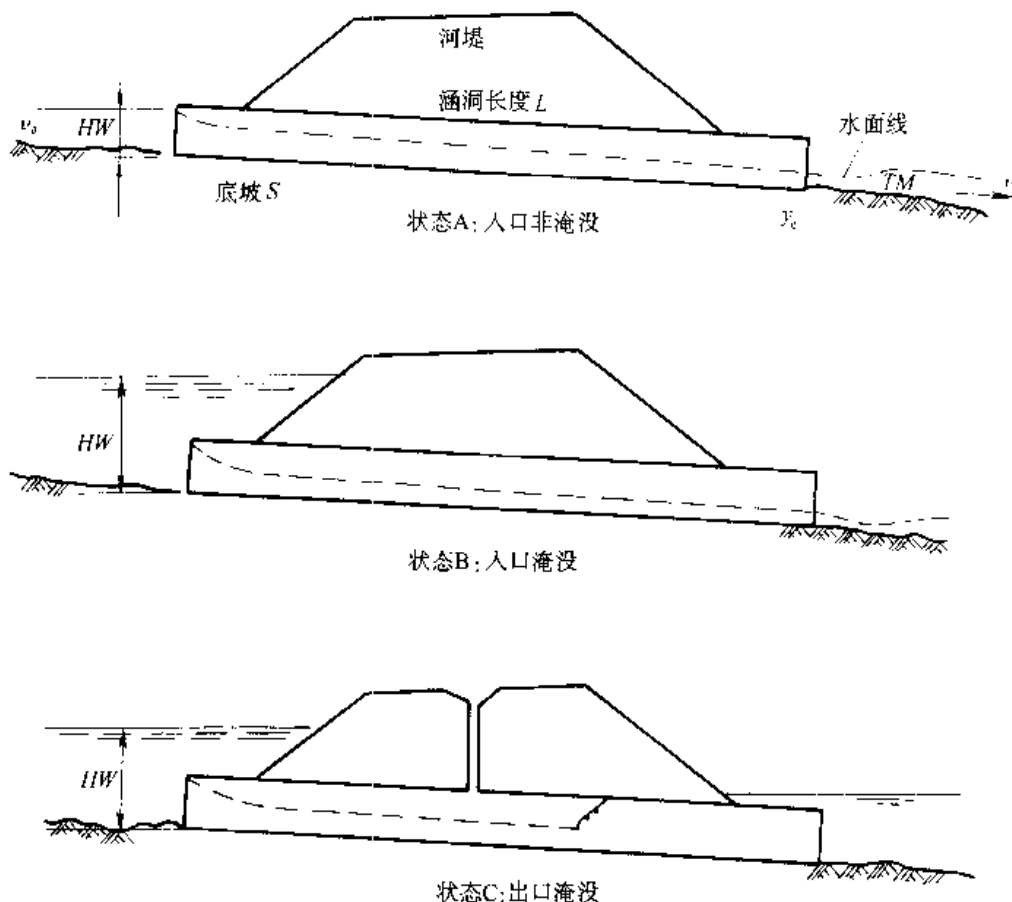


图 12.8 描述入口控制条件的暗渠纵断图

在入口控制情况下, 除了入口外的洞身尺寸都可以减小而不影响排水量。相反, 如果改进入口条件, 对于任何特定上游水位, 涵洞的排水能力都能增加。

对于下游水位提高以致于完全淹没了涵洞的情况, 排水量由入口和出口水位差控制。这是一种形式的出口控制 (状况 D)。

假设减小过水面积, 直到它限制流量或增加了上游水位, 控制就会转变为洞口控制 (这可以归类为状况 E 形式的出口控制)。

后两种情况相当于压力流, 水头下降等于涵洞中的阻力。坡度可能是缓坡或急坡。对

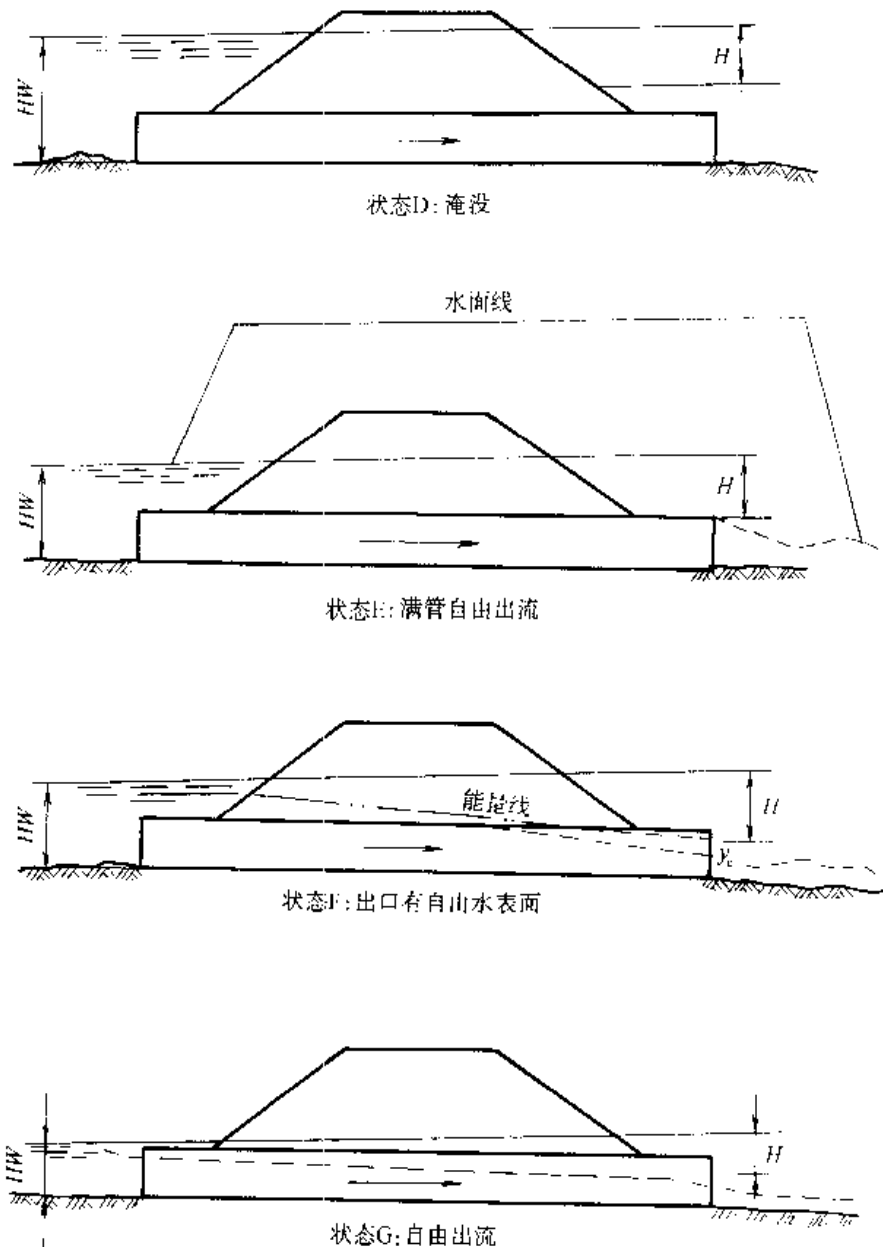


图 12.9 描述出口控制条件的暗渠纵断面图

于相当长的暗渠，仅入口端淹没，出口端可能有自由表面，这种状况 F 仅在低下游水位和缓坡时发生。在某些水平底坡和大横断面涵洞的特殊条件下，流量可能在整个长度上有自由表面并且为缓流，这就是状况 G 所描述的情况。

12.3.3 入口设计

如果过水断面面积完全被利用或过水断面最小，就会出现满流或接近满流。在低尾水位或陡坡时，控制经常入口。在入口设计时必须小心谨慎以保证水流的最小收缩。目标就是保证绕过入口边使水流分离达到最小，即尽可能大地充满暗渠过水断面，这样流量系数最大。

用陡坡、跌水入口、翼墙、导板或合理的斜边可以使入口条件得到改进。进口上部的形状最重要，下部和侧面则显得不太重要。这是由于流动是水平的，遇到斜坡度入口，会使流量收缩并降低流量系数。

在直线断面上,可采取逐渐收缩方法,圆形边对水平斜面没有改进。有一种成形的预制混凝土入口适用于小尺寸的圆形涵洞。由于能够提供渐变段,在渠端上游铺设管道较好。

图12.10描述了几种可能的入口布置形式。第一种最简单的改进是在缓坡堤坝情况下,在暗渠入口上部加一个竖直的胸墙,这可以消除凹角。第二步是做成斜的入口顶部,倾斜至少为暗渠高度的10%,与暗渠轴线成 33° 到 45° ,在斜交涵洞的情况下,尖入口端也可倾斜,这可以增加过流量20%。

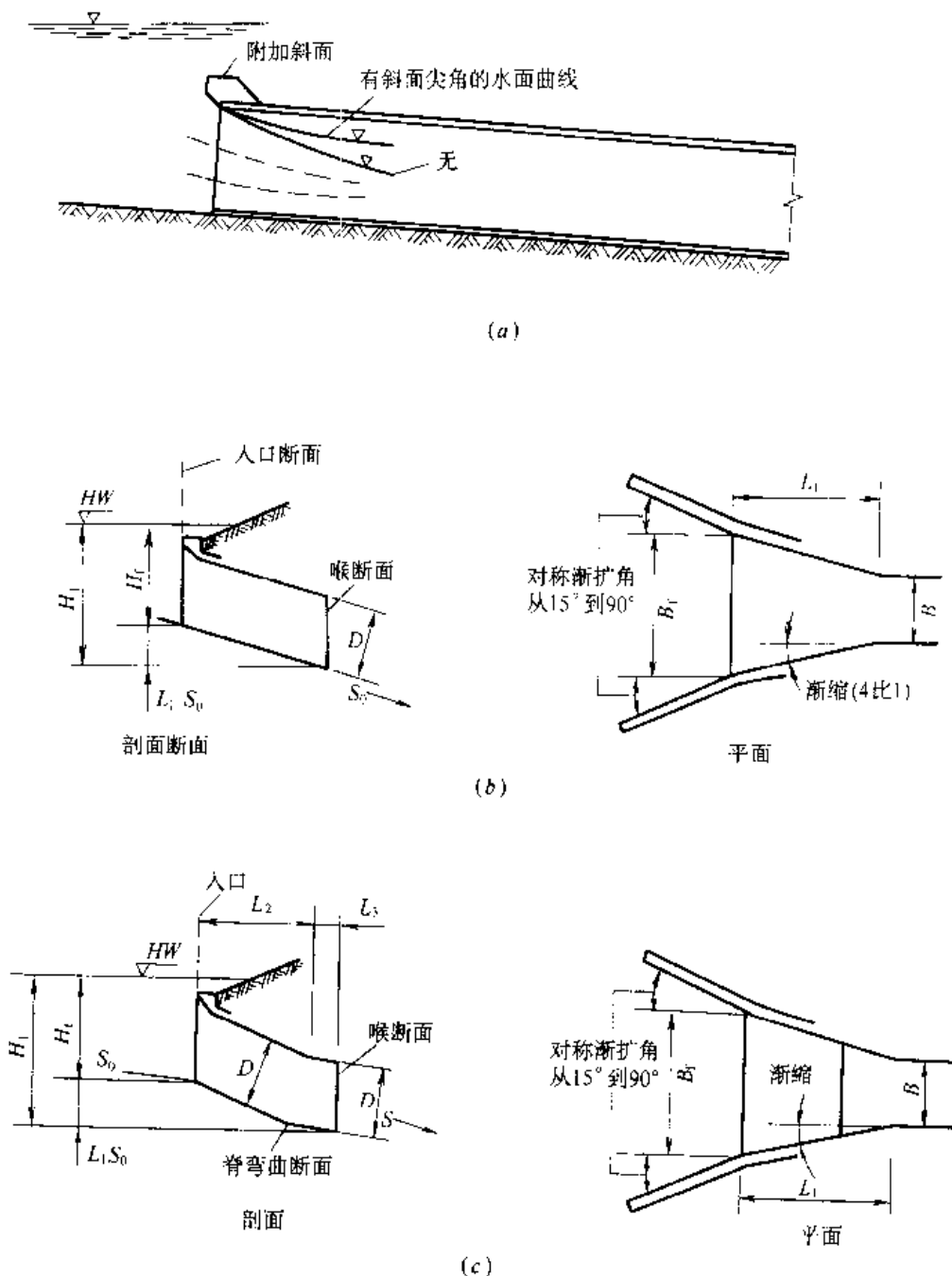


图12.10 入口详图

(a) 斜顶入口; (b) 侧锥形入口; (c) 坡锥形入口

第二种改进的角度为渐减的入口侧边(图12.10(b)). 45° 的渐缩角(角度以暗渠轴线测量)可以获得最佳的水力效率和合理的入口长度,这可以比方角入口增加流量25%

~40%。相应的侧向渐减一般为斜顶面或跌水进口，以保证侧面高度不是控制点。

坡度渐减断面（图 12.10 (c)）是改进的第三种方法。这种形式的设计能增加涵洞水头以及入口的渐减角度，可能增加 100% 的流量。有许多种可能的侧面和渐减组合，必须由试验确定入口内控制断面的位置。

(1) 箱形暗渠的入流控制方程

箱形涵洞的控制断面位置取决于入口类型。在设计时，如用翼墙、斜坡渐减或跌水入口，在控制断面一端必须由上游水位确定，相应断面的水流形式将取决于顶面（暗渠顶部）是否淹没或有无自由水面。

如果入口控制是由跌水或入口窄引起的，并且水流为自由入流，那么，在入口的水深就是临界水深，并且出现堰流，这在 H/D 小于 1.2 时发生。这样：

$$Q = C_b B g^{1/2} \left(\frac{2H}{3} \right)^{3/2} \quad (12.31)$$

式中 B ——宽度；

H ——管道内底或有效堰宽之上的上游水位，但在多数情况下进口流速可忽略。

C_b ——流量系数， C_b 值列于表 12.3。

暗渠的流量系数

表 12.3

控制点	水流条件	系数	箱形侧面		圆形涵洞
			侧向渐缩	坡面渐缩	
顶部	非淹没	C_b	0.92	0.92	
面部	非淹没	C_b	0.77	0.92	
15°~26°	翼墙加顶部斜坡	C_b	0.59	0.59	方边 0.57
26°~90°	翼墙，没有斜坡	C_b	0.84	0.64	方边 0.79
26°~45°	翼墙有顶部斜坡	C_b	0.64	0.64	斜边 0.65
45°~90°	有顶部和侧面斜坡	C_b	0.86	0.70	斜边 0.83
弯曲部分	非淹没	C_b			
	淹没	C_b	0.8	0.8	
	淹没	C_b	0.87	0.87	
喉部	非淹没	C_b	1.00	1.00	
	淹没	C_b	0.94	0.93	0.89
	淹没	C_b	0.95	0.96	0.89

在水达到顶面之处，暗渠成为一个孔口。根据下面形式的方程，排水量与水头有关。

$$Q = C_e B D [2g (H - C_b D)]^{1/2} \quad (12.32)$$

这意味着在控制断面和上游水位之间忽略了水头损失，这是堰顶控制或面控制的情况。对于喉部或头部控制，堰顶和面相当宽，避免分离可以减小摩阻。

(2) 复合矩形涵洞

为了选择翼墙的需要，一组平行的矩形涵洞可以处理成忽略分水墙的单个涵洞。因

此, 分水墙的前端应有斜坡, 实际条件可能限制在非常宽的一组涵洞内进行侧向渐缩。

(3) 圆形涵洞

圆形横断面有比矩形好的水力特性。水头损失小, 结构抗力象拱一样好。如果在入口要形成满流, 对于这种形状的任一过水断面都需要有较高的水头。因此, 入口通常为矩形, 接着变为圆形 (参见图 12.11)。

在矩形断面入口之处, 流量控制方程类似于箱形断面的公式, 在圆形断面时, 控制的类型一般类似于矩形断面, 类似的方程可应用于淹没流的情况。如果 H/D 大于 1.25, 入口通常是淹没的。

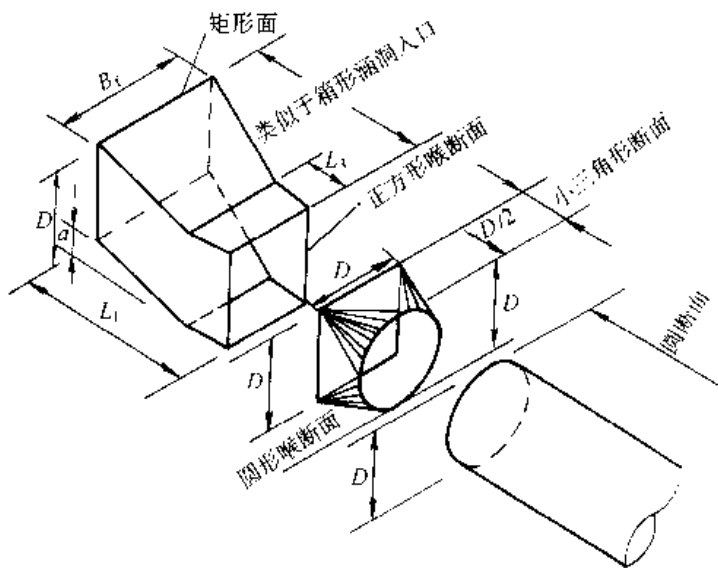


图 12.11 坡形渐缩入口渐变为圆管

对于有自由表面的水流, 控制断面将发生在临界水深之处。对于圆管难以直接推导临界水深的表达式。为了推求圆形断面的这种关系, 可以使用最小比能原理, 对所有形状断面, 有:

$$\frac{A_c^3}{B} = \frac{Q^2}{g} \quad (12.33)$$

式中 A_c ——在临界水深处的过水断面面积;

B ——水面宽度;

Q ——流量。

由于临界水深 y_c 为直径 D 的函数, 这个表达式不能直接求解, 而必须用数值计算方法求解。流量和临界比能 E_c 之间的关系, 在 E_c/D 小于 0.8 的范围内可近似地由下式表示:

$$Q = 0.48 C_b g^{1/2} D^{5/2} \left(\frac{E_c}{D} \right)^{1.9} \quad (12.34)$$

虽然 C_b 对坡度是敏感的, 作为一种近似, 也可以选用箱形暗渠的流量系数 $C_{b,s}$ 。由于非矩形涵洞计算任何特定水深时的比能或流量有困难, 可以参考部分满流圆管的无因次计算图。

对于淹没入口, 流量方程为孔口方程:

$$Q = C_c A [2g (H - C_h D)]^{1/2} \quad (12.35)$$

在入口上用导板和旋涡消除器, 会对圆形暗渠的入口过流能力有相当大的改进。

12.3.4 出口控制

出口可能是自由出流, 在这种情况下, 出口处涵洞的水深将为临界水深或淹没出流, 尾水深在涵洞临界水深之上, 但在涵洞内顶面之下时, 在有自由表面出流的情况下, 就能用直接步长法确定涵洞内满流的位置。

在涵洞为满流的情况下，涵洞的沿程水头损失可以根据摩阻方程确定，如达西—魏兹巴赫公式：

$$S_f = \frac{f}{4R} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (12.36)$$

式中 R ——水力半径 A/P ；

f ——阻力系数，对于多数涵洞，这是完全紊流系数，并可从摩台列线图中获得。

也可以采用曼宁阻力公式。

入口的水头损失可用下式计算

$$h_l = \frac{K_e v^2}{2g} \quad (12.37)$$

式中 K_e ——系数， K_e 可根据表 12.4 确定。

入口损失系数

表 12.4

构筑物 and 入口设计类型	系数 K_e
管道	
土堤的突出部分，承接	0.2
土堤的突出部分，方形切口端	0.5
胸墙或胸墙和翼墙	
管道或圆形空口端	0.2
方形边	0.5
适合土坡的棒形	0.7
适合于土坡的端部分	0.5
斜端，33.7° 或 45° 斜坡	0.2
侧面或斜坡渐缩入口	0.2
土堤的金属管道突出部分，没有头墙	0.9
钢筋混凝土箱形断面	
平行于堤坝的头墙，没有翼墙，三边方形	0.5
三边有 1/12 半径的圆形或三边斜坡	0.2
翼墙 30° 到 75° 斜坡，在顶部方形边	0.4
顶部 1/12 半径圆边内顶或斜顶部	0.2
在顶部翼墙与内侧有方形边或 10° 到 25° 圆边	0.5
平行的翼墙（侧面伸展），顶部方形	0.7
侧向或顶部渐缩入口	0.2

注：出口控制，满流或部分满流入口水头损失， $h_e = K_e v^2 / 2g$ 。

12.3.5 优化设计

作为涵洞每一段面上游水位的函数，流量特性将随水流的不同类型而变化。这样，入口处水流一般为孔口流（ Q 正比于 $H^{1/2}$ ），洞内控制与此类似（ Q 正比于 $H^{1/2}$ ），而出口控制可能是堰流（ Q 正比于 $H^{3/2}$ ）。在不同的上游水位条件下，可以控制流量的断面也不同。在普通坐标纸上绘制每一断面的流量特性，将会发现，在较低上游水位时，入口条件限制过流量，而在高水位时，出口条件限制过流量。

优化设计是对所给定的最大上游允许水位及入口和出口条件给出最大的设计流量。对于不同的入口条件能绘出入口控制曲线。根据上游水位和洞口尺寸就能从曲线确定入口条

件 (参见图 12.12)。

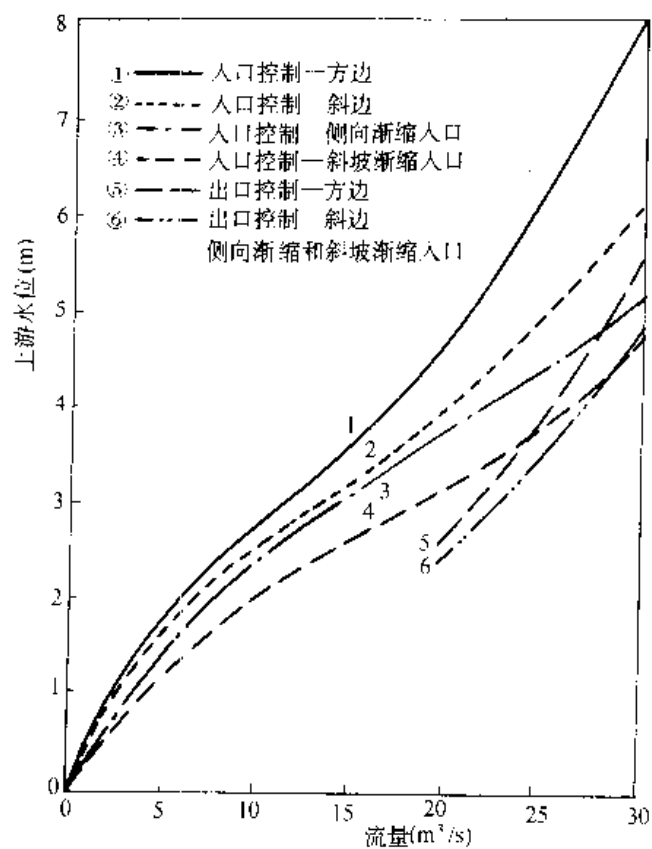


图 12.12 控制断面的暗渠工作曲线

第 13 章 城市排水对受纳水体的影响

13.1 概 述

城市排水对受纳水体的水量和水质均有较大影响。由于城市化的影响，城市地区不透水地表不断增加，使城市流域径流量增加并且洪峰提前，对下游的防洪工程有较大影响。污水管网排水水质一般比较稳定，它直接受污水处理厂排放标准的影响，是较易控制的。雨水管网中水质随空间和时间变化，影响因素很多，较难模拟与控制，因此也是近年来市政工程师与环境工程师研究的重点，目前已建立了很多水质模型，其中影响最大的就是 SWMM 模型。合流制管网的水质特点更复杂，更难准确描述。本章的目的旨在介绍一些较成熟的水质水量模型，以便在设计阶段对所设计地区受纳水体的影响进行科学的预测，进而采取一定工程措施使其对环境的影响和破坏达到最小程度。

即使是使用现代化的取样和分析方法，对水体质量的全面评价仍是一项庞大的工作。在自然环境状态下，水质总是受地理、水文和地形等方面因素的综合影响，还与地球化学和生物化学的各种过程有关。客观评价城市地区因人类活动而引起的水质变化，可以预先推测这些区域的未来环境情况，对于人的受纳水体，还应包括从上游排放点进入并经充分混合的污水。在试图对受纳水体或排放污水的化学成分、浓度和物理性质规定其最大（或最小）容许数量时，水质标准可以被理解为“自然”状态的上下限。

1960 年以前水质资料为数极少，说明当时社会和专业人员对水质问题的关心是很有限的。城市水质问题引起科学上的兴趣只是近年来的事情。19 世纪后期，世界上城市径流的论文主要是以合流制和分流制排水系统的优劣争论为特点。在那时候大多数的居民和城市所排放的生活和工业废水都不经处理就直接排放到附近的河流中，对于水质这个问题考虑得很少。

由于建立了污水排放标准，这不仅刺激了水质问题的研究和发展，并且也引起了对那些不在地方政府直接控制下污染源的注意。为了方便，汇水面积内污染物的来源通常归纳为点源或非点源两种。

对河流而言，前者指那些集中排放到河流的污染源，例如雨水排水口和合流或污水排水口。与点源的性质相反，非点源污染物的来源是分布在整个面积上，例如泥沙和农业化学制品。非点源污染主要是来自集水区内的地表径流，因而，由非点源所引起的任何水质问题都与排水区内主要土地利用方式有密切关系。

对城市区域而言，点源是指排入城市污水管网和合流管网的工业废水的排水点，面源则是指排入城市雨水管网和合流管网的雨水径流。

13.2 城市排水量对受纳水体的影响

13.2.1 城市化对径流量的影响

城市兴建初期, 树木、农作物、草地等面积逐步减少, 房屋、街道逐步发展, 排水管道逐步形成网络。这一阶段, 地区的人渗量减小, 地下水补给量相应减小, 干旱期河流基流量也相应减小, 截留量和蒸发量减小, 而降雨和径流量增大。

城市发展阶段中, 工业区、商业区和居民区全面发展, 各种建筑物、街道、广场等不透水面积增大, 雨水排水管网构成完善体系, 河道得到整治。由于不透水地表的人渗量为零, 使径流总量增大; 不透水地表的糙率小, 使得雨水汇流速度增快, 从而使洪峰出现时间提前; 各街区的雨洪径流几乎同时排入河道, 又使得洪峰流量增大。例如, 北京市 80 年代的城市化程度比 50 年代末高得多, 1959 年 8 月 6 日 (No. 590806) 和 1983 年 8 月 4 日 (No. 830804) 发生的两次降雨的雨量相近及雨型相似, 但后者的洪峰大得多 (见表 13.1)。再如, 四川省成都市峨眉山保宁小区的峨嵋径流实验

站的小流域雨洪观测点, 汇水面积 1.43km^2 。1964 年起西南交通大学在这里建校, 开始了城市化的进程, 现在不透水面积已达全流域面积的 25% 以上。图 13.1 对比了应用 1960 年及 1984 年雨洪资料分析出的无因次单位过程线。由此图可看出城市化所产生的洪峰增大, 洪峰出现时间提前的特征。

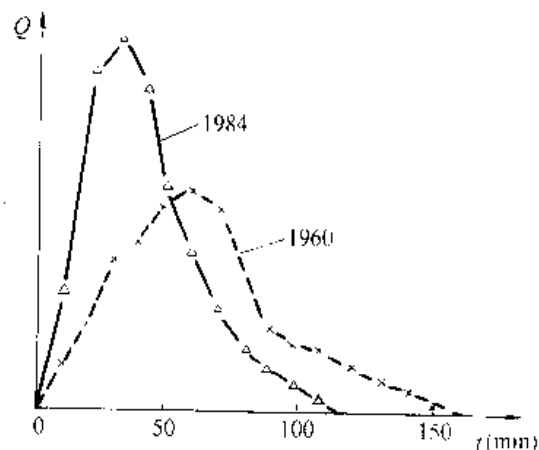


图 13.1 保宁小区无因次单位线比较

(引自: 吴学鹏, 都市化小流域的暴雨洪水综述, 铁道部科学研究院西南研究所)

北京两次雨洪过程的比较

表 13.1

编 号	总雨量 (mm)	最大 1h 雨量 (mm)	洪峰流量 (m^3/s)
No. 590806	103.3	39.4	202
No. 830804	97.0	38.4	398

由于城市地表状况变化较快, 而城市区域的空间及时间尺度都很小, 雨洪径流过程对地表状况变化的影响十分敏感。另一方面, 城市化是一个不断发展的过程, 水及其环境都处于动态变化过程之中。因此, 要定量描述城市化对径流过程水量的变化, 并对未来的径流变化趋势进行预测, 就必须考虑各种因素的影响及其相互作用, 从而需要采用有物理基础的分散性模拟模型, 同时还需要详尽的观测资料进行检验。

13.2.2 减小下游洪峰流量的措施

(1) 节约用水

城市的开发使人口和生产力向城市集中, 从而使城市的用水量逐年增加, 并同时向城

市的下游排放大量的污（废）水。由于供水水源的限制和尽量减小下游洪峰流量的考虑，应注意节约用水，努力增加城市用水的回用率，提高水的利用率。这不仅可以减小下游洪峰流量，而且对城市和人类的持续发展有利。

(2) 积极植树增加绿地面积

在城市区域植树和增加绿地面积，不仅可以美化环境，而且在减小城市区域径流量和削减洪峰流量方面有很大的作用，同时还可以改善径流水质。

(3) 充分利用城市水面蓄水

每一个城市都有很多水面，其中大部分为景观用地。在城市公园中的水面，可以设计成削减城市雨水洪峰径流量的调节池。在条件允许时，可以把该类调节池设计成漫岸方式运行以增大调节容积。但是，一定要注意水质方面的问题，决不能污染环境。

(4) 控制不透水地表面积

城市区域径流量增大的主要原因之一就是不透水地表面积的比例不断增大，虽然不透水地表给城市带来了许多方便，但是由于它不仅增加城市径流量，而且减小地下水的补给量，因此应尽量增加城市区域的透水地表面积。为了达到地表能够渗水又不影响城市的便利，可以采用透水方砖铺砌和透水沥青路面技术，但应注意结构方面的约束条件。

(5) 修建渗水雨水管网

日本采用带孔的混凝土管道作为雨水管网的管材，同时在检查井的底部填卵石而不封底，整个雨水管网系统均可以向地下渗水。用这种方法不仅可以增加地下水的补给量，而且可以削减雨水管网的输送水量，从而可以减小洪峰径流量和雨水管网的断面尺寸。但是径流水质对地下水的影响和该系统的堵塞等问题尚需进行进一步研究。

13.3 城市排水水质对受纳水体的影响

13.3.1 城市排水水质

(1) 水质特征

河道中溶解氧与有机质的降解之间的关系，对水体的水质有很大的影响，因此水中有机成分长期以来一直被认为是水质评价的准则。溶解氧（DO）和温度经常用来作为水体的一般卫生学指标，然而，由于天然水体中有机质的成分差别很大，水质评价常间接地使用生物化学需氧量（BOD）检测方法，即在标准条件下测定微生物新陈代谢作用所消耗的氧量。这种检测方法通常需要一个标准时段（5d 或 28d），BOD 检测给出了细菌能降解的有机质数量。为了确定有机物总量，还有化学需氧量（COD）和总有机碳（TOC）。

第二类广泛应用的水质标准是包括细菌在内的固体含量。对溶解固体（DS）和悬浮固体（SS）要加以区别，前者根据它们通过一种 $45\mu\text{m}$ 滤纸的能力来辨别。溶解固体只有在高海拔环境特征下才对生物发生影响，与悬浮固体不一样，溶解固体不会改变水体的外观。悬浮固体可以影响混浊度和色度，在生活污水和工业废水中还要耗氧，因此 SS 是比 DS 更重要的水质指标。

悬浮固体的重要性有两个方面。首先，高含量 SS 会改变植物、无脊椎动物和脊椎动物群落的结构和生长。研究发现，当 SS 浓度超过 2000mg/L 就会引起成龄鱼死亡，沉降的泥沙覆盖了重要的产卵场后，还会产生间接的影响。其次，SS 对重金属是一种吸附剂，

诸如铅、镉、汞、有机汞和碳氢化合物等均可以被吸附。在城市河流的底泥中潜存着这些物质的浓度很高，悬浮固体还是这些物质的输送媒介物。

第三类重要的水质标准是营养素的含量。由于它对藻类生长有重要作用，所以在对富营养化作用控制时，应注意这类指标。目前特别注意的是氮和磷等无机盐，它们是化肥和洗涤剂的主要组成部分。营养素负荷有多种表达方式，总凯氏氮（TKN）是有机氮和表示等效氮的氮素总和，还有氨态氮、硝酸盐氮和亚硝酸盐氮，总磷（TP）和等效磷（包括偏磷酸盐和正磷酸盐等）的总磷酸盐等。

在各种不同形式的氮中，科学家特别关心硝酸盐氮，研究表明它使婴儿患高铁血红蛋白症。世界卫生组织欧洲饮用水标准对等效氮的硝酸盐氮浓度值规定不得超 11.3mg/L。然而，在最近 20 年的时间里英国河流氮的含量已增大 70%，以致在英国内地和东南部某些地区也有平均浓度值超过这个界限的情况。在某些河流硝酸盐氮的浓度呈季节性变化，甚至在冬季也有超过平均值的现象。

随着工业废水排放量的增加，有大量毒物质排入环境，又需要另一些水质标准。普通水生物毒素有重金属，如铅、锌、镉、铜、镍和汞，杀虫剂和除草剂，如 DDT 也要特别注意。因为汽车燃料使用了铅，重金属中的铅也非常引人注目，铅是从车辆的排气装置中以 0.6g/km 至 0.02g/km 的排放率排放出来。在街道两旁的尘埃里，其含量可达到 24g Pb/m²，它对水质的影响取决于排水系统的水文情况、接纳水体中的浓度和径流及接纳水体中铅的化学形态。

在编制水质标准时，还应考虑温度、pH、混浊度和电导率等理化指标。温度特别重要，因为它对水生动物的生理作用有影响，当温度增加时，水中所保持的氧量就要减少。并且当温度升高后，吸附在固体颗粒表面的营养素会变成易于被微生物利用的溶解形式的速率增加。清除河道两旁植物能增加水温 6~9℃，这种办法是消灭适于低温种属微生物的最佳方式。

以上项目并不是包括全部表示水质特征的标准。例如微生物的性质特别重要，因为高含量的细菌病原微生物对公共卫生有危害。但是它们与城市径流的关系不明显。最近十年里因分析技术灵敏度的显著增加，可以检出水中非常低的污染物浓度。然而，在分析时，由于工业所产生的有机物各不相同，这些化合物的许多成分都可能排放到水生环境中，所以困难依然存在。由于没有两种分析方法能从同一水源中取得同样一种成分，所以有的专家提出了一种在取样程序中估计“未发现”成分数目的建议。

现代对水体中潜在污染物的认识，有助于提出取样要求。然而，如何来改进取样技术仍有许多工作要做。如果在暴雨的全过程内定时采取具有代表性的水样，水质在时间上的可靠资料当然也就能够得到保证。不过，通过手工方法，包括野外人员的简单手选取样，总带有不可靠性，特别是在正常工作日以外发生的大事件更是如此。有的专家主张用自动取样设备，但其设备经费和日常运转费用及其随后的分析费用都不可低估。后者取决于成分的性质和数量，重金属和农药的分析特别费钱，因而不能把与监测布置无关的水质指标都包括在内。

相反，另外一些专家认为，城市排水管网一般情况的许多通用的信息可以去收集而不必花钱去测量和分析，有些作者介绍一种专用于河流生物卫生学的河道监测方法，用诸如能够很快地对栖息地的变化作出反应的大型无脊椎动物为指标；另外还注意到一些因素，

如河床的侵蚀、阻碍水流和渠道堵塞，以及那些能指示污水泛滥存在的气味，还有因建筑施工与SS负荷的增大有关系的混浊度。

对于泥沙，它既能除去溶质中的重金属和有机物质，又能作为它们的输送媒介。然而，在天然河流里，泥沙的运动是一个极为复杂的过程。总输送的负荷是由滚动着或跳跃着并且不间断地接触着河床而运动的推移质负荷，和靠紊动而离开河床处于悬浮状态的悬移质负荷所组成。而在源点，总负荷包括推移质负荷（其中有一部分悬移质）和冲刷负荷，即那些粒径小于河床的稳定粒径，实际上是永远悬浮着的泥沙。悬移质浓度的变化与水深及离岸边距离有关，在横断面的任意一点上还随时间有脉动。为了得到可靠的悬移质（即悬浮固体）负荷估计值，要求用多点取样方法，然而这类技术难于在水质研究中应用。需要研究的是适宜的采样器和最有效的取样方法。

从个别城市流域产生的暴雨径流，即使没有生活污水或工业废水排入这个系统，也含有相当高的污染物浓度。从大气到降雨中的物质和从废物垃圾场或工业区渗出的物质都可能是污染物。另外还有从工厂和商业区排出的污水，这可能是有意的或无意的排入了雨水管道，这种形式的污染称为点源，而自然流入的称为非点源。动物粪便、公园肥料、土壤侵蚀、汽车（油和轮胎上的橡胶）、城市垃圾和腐烂的植物都是已知的污染源。一般并不考虑在雨水中的硫、氮和悬浮固体。由交通和工业烟雾可以引起酸雨，它可以使从自然流域产生的径流也经常被污染。肥料和腐烂植物物质经常是农业区的污染源，从土壤中滤溶出的盐可以是富矿区的污染源。

由排入雨水引起的河流污染负荷和污染物的量能在很宽的范围变化，降雨强度会影响传输率，由于雨滴的冲击和径流的冲刷会带出地表的污染物。事实上，许多污染模型假设通过暴雨污染物洗出量为指数衰减率，美国国家环保局（EPA）指出12.5mm的降雨深度会去除路面90%的颗粒。

表13.2给出了从各种污染源所获得的测定参数的一般范围，不能采用这些值作为任何特定流域的代表，它们仅能表明污染确实发生和污染程度能在较宽范围变化。

城市径流水质特点

表 13.2

污染物	低	中	高
BOD (mg/L)	10	30	500
SS (mg/L)	20	200	10000
大肠杆菌 (个/100mL)	50	10000	10×10^5
总氯化物 (mg/L)	10	200	10000
总溶解固体 (mg/L)	300	1000	10000
pH	5.3	7	8.7
N (mg/L)	1	3	100
磷酸盐 (mg/L)	0.1	1	50
酚 (mg/L)	0	0.2	
油 (mg/L)	0	110	
铅 (mg/L)	0	2	

注：引自参考文献3。

总氮可能由有机氮、氨态氮、亚硝酸盐和硝酸盐组成。有机氮和氨态氮被氧化成亚硝酸盐，再氧化成硝酸盐，接着由生物还原成氮，这称为脱氮过程，并且可自然发生。在废

水处理构筑物中,这一过程可以得到加强。磷酸盐也是植物营养物,在有硝酸盐存在时,能促进水生杂草和藻类的生长,并称为富营养化。在温暖的气候条件下,藻类的形成在特定条件下是令人讨厌的。最近的研究发现,有的藻类对人类有害,如果用该类水体作为城市生活饮用水水源,则应特别注意。

在废水中的一部分有机物可以通过生物化学过程氧化,以便把它变成无害物质,这包括植物、粪便和某些工业废水,例如,造纸和屠宰场废水的净化。需氧量用 mg/L 计量,称为生物化学需氧量 (BOD),要确定 BOD 是一个很慢的实验,经常用 5 天或 20 天的值来表示最终 BOD。由于测定 BOD 的困难,许多研究者喜欢用化学需氧量 (COD) 或总有机碳 (TOC) 作为需氧量的代表。

溶解氧 (DO)、电导 (经常用来表示溶解盐浓度)、浊度 (代表 SS)、色度、温度、pH 值和粪便大肠杆菌与粪便连续状球菌最大可能数 (MPN) 都是有意义的指标。

水质在水的许多用途中是有影响的,农业能接受植物营养物质而不能接受高的含盐量;对于生活给水,大肠杆菌数、色度和气味与其他大多数因素一样重要。对于其它的用途,经常应用类似的标准,所制定的标准各国不同,表 13.3 给出了一些可接受的限制。

河流水质因素的限制

表 13.3

参数	名称	限制	单位	原因
溶解氧	DO	5 最小	mg/L	水生物
温度	T	30 最大	℃	生物
氢离子	pH	6~9	酸~碱	
大肠杆菌	MPN	10000 最大	个/100mL	疾病
总溶解固体	TDS	1000 最大	mg/L	农业
氯化物	Cl	250 最大	mg/L	农业
滴滴涕	DDT	0.04 最大	mg/L	健康
酚		0.001 最大	mg/L	味
悬浮物	SS	100 最大	mg/L	颜色
硝酸盐氮	N	0.9 最大	mg/L	富营养化

注:引自参考文献 3。

(2) 水质的时空变化

城市地区内影响水质的因素概括地示于图 13.2。降落在城市的雨水污染成分因地区不同而有所不同。旱季污水和雨季降水中的污染物包括下列部分:雨季降水中含有的溶解物质;旱季降水中的水溶性物质;旱季或雨季降水中的非水溶性物质。

上述旱季或雨季降水中的非水溶性物质通常可不计,而平时使用的采样器测到是三种成分的混合体。用一种特殊设计的雨量器,可以由单站取得中小流域有意义的降雨化学成分资料。

即使适用的采样装置很有限,也能够指明大气污染源是许多河流大部分污染物的来源。在城市地区降雨的一项重要特征是 COD 和营养素的含量。因为街道垃圾中小质点物质只有小部分在打扫街道时被清除,由于它们易于被风吹扬起来,象重金属这一类成分在

未开发地区也时常能被检测出来。

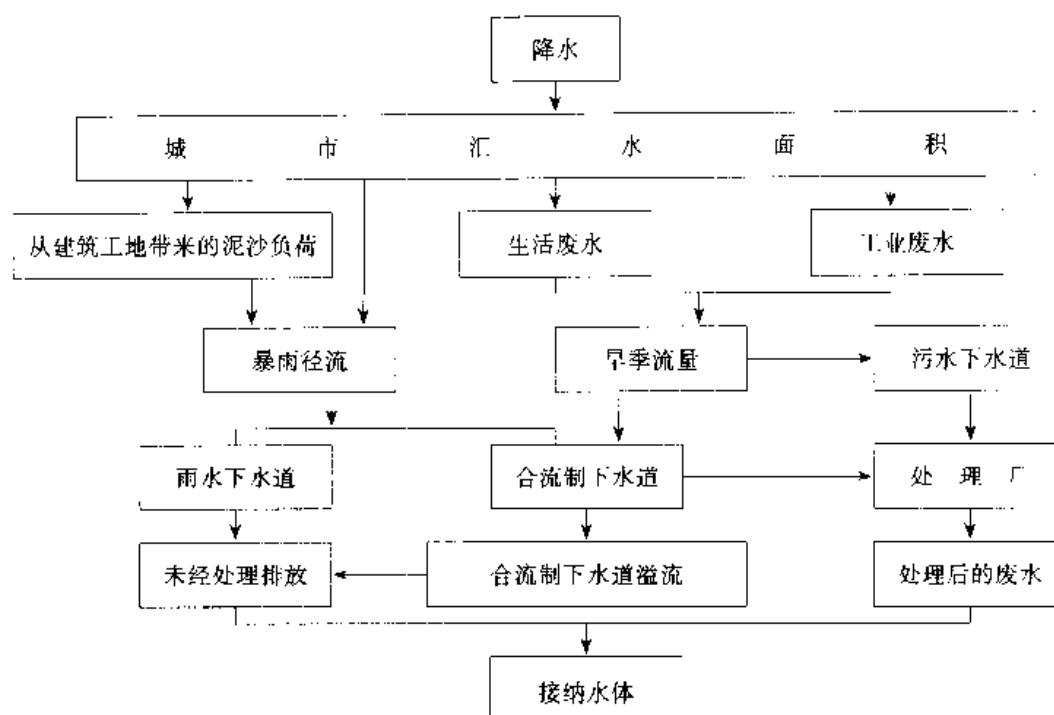


图 13.2 城市地区的水质影响因素

在确定降水负荷的数量和季节性变化时，气候也起一定作用。例如在委内瑞拉的一个研究中年总负荷的 15% 在雨季开始的两周内被冲出。这种情况还会导致酸雨，使降水中的 pH 值小于 5.7。可惜的是，在我国多数地区仍然很少注意到城市汇流区域的水质问题，因而这种效应对径流影响意义尚有待于评估。

水质的污染和净化发生在水循环的陆相中（见图 13.2），暴雨径流可能包括有种类很多的污染物，其范围从有机废物到营养素、细菌、悬浮固体和重金属。地表径流包含街道上的典型污染物，如花园废物、化肥、杀虫剂、动物废物、油和洗涤剂、轮胎和车辆排气的残留物、化学除冰剂及混杂的污泥以及马路上的杂物。在多数发展中的城市地区使水质降级的主要污染源是来自市区施工的泥沙负荷。此外，作为城市“旱流流量”的生活和工业污染源也带来污染负荷。

污染物由旱流流量和暴雨径流的途径进入水体，它们对接纳水体的最终影响，主要取决于排水系统及其特性。一些旧城镇的排水系统都是合流制，也就是说污水和暴雨径流两者都排入同一管道系统中。在晴天时，排水系统的污水在排入受纳水体之前已经处理，但在较大暴雨之后，通常能造成径流量过大以致不能都在污水厂处理，大部分未经处理的雨污水流向附近的排水管道再排到出水口。后者当管道系统中的流量超过 $n_0 + 1$ 倍旱流流量时才开始溢流。

分流排水系统的含义是让污水和暴雨雨水由各自独立的管道系统分别输送，以避免合流制系统中雨水溢流口产生的公害。两种管道系统与住宅相联接所增加的费用是靠减去污水厂雨水储蓄池的节支来弥补。此外，晴天流量只含很少的砂砾，且流量变化不大，暴雨雨水直接排到最近的水体而不进行处理。

对英国东南部一个 $247 \times 10^4 \text{m}^2$ 的住宅区分流制下水道的暴雨径流作过的研究发现, 经过 12 个月取得了大约 700 个水样, 区域的暴雨径流中 BOD 和 SS 负荷将分别达到径流和晴天流量的皇家委员会希望的处理标准 (BOD 为 20mg/L , SS 为 30mg/L) 的 40% 和 50%。在辛辛那提对一个 $11 \times 10^4 \text{m}^2$ 的城市住宅和商业区分流制排水管网的一项类似研究, 也证明了城市径流与生活污水相比, 在 SS 年负荷上是不利的。

为了说明在城市地区水质成分的变化, 从 14 个不同的城市地区取得了有关 BOD、SS、TP 和 TN 的年负荷率列于表 13.4 中。

在表 13.4 中所列的汇水面积资料, 是从许多国家大量的住宅区、商业区和住宅与商业混合发展区的样本里采集到的。在表 13.4 中引用的有关四项污染物最明显的负荷率特征是变化范围大。这些变化的比率可以用所测到的单次降雨资料用外推负荷方法来计算年负荷。

表 13.4 中 SS 和 BOD 的最高负荷率是高架公路某一段的资料。这些数字与冬季加了除冰盐类和每周通过 40 万辆汽车所产生的污染有关。一般地说, 公路段的负荷率都比商业区或商业及居住混合区高些。一个正在建造地区的数字是例外的, 因为汇水区仍有 74% 为森林覆盖, 对侵蚀提供有效控制, 这些数字也就特别有意义。商业和住宅混合区可以产生比单纯住宅区更高的负荷率。土地利用方式的程度可以用汽车数量表示, 或者说被公路覆盖的面积对污染程度具有显著影响。对这些论据的支持, 可以从进入污水管道以前的雨水边沟暴雨径流水质研究取得。

不同城市区域的 BOD、SS、TP 和 TN 负荷率的对比

表 13.4

来 源	地区 (土地利用)	面积 (10^4m^2)	负 荷 率 ($\text{kg}/(10^4 \text{m}^2 \cdot \text{a})$)			
			BOD	SS	TP	TN
Wilkinson (1956)	奥克斯海, 英国 (居住)	247	4.6	115	—	—
Weibel 等 (1964)	辛辛那提, 美国 (居住/商业)	11	37	818	—	10
Bryan (1972)	杜海姆, 美国 (居住/商业)	432	94	—	—	—
Sookrnlund 和 Lehtinen (1973)	斯德哥尔摩, 瑞典 (道路交叉点)	3.3	100	1185	0.2	5.1
	(居住)	25	14	173	0.04	1.4
	(商业)	25	43	620	0.16	3.5
Hedley 和 Lockley (1975)	伯明翰, 英国 (公路)	3.6	172	6289	—	—
Randall (1977)	马斯萨那斯, 美国 (居住)	80	—	560	0.82	2.9
	(商业)	1680	11.5	1787	1.37	5.5
Roberts 等 (1977)	苏黎世, 瑞士 (居住)	9	25	159	0.59	4.9
Cordery (1977)	悉尼, 澳大利亚 (居住)	132	35	320	—	—
Wanielista 等 (1977)	奥兰多, 美国 (居住)	6.5	75	195	—	1.8
	(商业)	11.4	50	338	—	4.0
Bedient 等 (1978)	休斯敦, 美国 (在建造 的居住区)	8744	—	2676	0.75	—

由 10 个城市不同土地利用方式的资料证明, 商业区 SS 平均浓度值通常比居住区要高, 但居住区 BOD 的平均浓度值有比商业区更高一些的趋势。SS 的浓度峰值不受前期干旱时间长短的影响, 原因是由于经常清扫道路。沥青路面的污染负荷比混凝土约大 80%, 当车行道条件恶化时, 负荷量会增大到 250%。

表 13.4 中的 TN 和 TP 数据与在英国大奥塞河流域有关的城市排水系统的负荷率研究中提出的磷为 $0.9\text{kg}/(10^4\text{m}^2\cdot\text{a})$, 氮为 $9.5\text{kg}/(10^4\text{m}^2\cdot\text{a})$ 相近。

虽然表 13.4 所汇集的资料不能回答非点源污染特性的全部问题, 但它足以引起我们对水质管理重要性的认识。把城市暴雨径流的水样与污水处理厂污水排放的水样成分相比较, 结果展示了令人满意的一致程度, 城市径流比处理过的污水 SS 负荷要大 2~6 倍, 甚至更高, BOD 稍微小一些, 而 TP 和 TN 数量显然更小。这些发现进一步表明, 只对点源排放加以控制来改善水质的作法是错误的。

虽然这些讨论主要是放在城市土地利用上, 但农业非点源的潜在污染也不可忽视。农业地区可能会导致与城市居住区同样多的有机污染, 农业排水系统中磷和氮的年负荷率可与城市径流的年负荷率相当。

表 13.5 是由 14 个参考文献的资料编制的, BOD、SS、TN 和 TP 年负荷率的对比从四种不同的土地利用方式中取得。虽然这项成果的变化范围与表 13.4 相当, 这些资料还表明耕地和为数较少的牧场可能是 SS 和营养素的重要污染源。从控制污染的观点出发, 对于耕作地区的水质监测, 应当同城市汇水区一样重要。

不同土地利用方式年负荷率 ($\text{kg}/(10^4\text{m}^2\cdot\text{a})$)

表 13.5

土地利用	统计数	BOD	SS	P	TN
城市	平均	75	723~4794	1.0~5.0	5.2~18
牧场	平均	1	840*	0.3	5.3
	范围	6~17	11.8~840	0.24~0.66	2.5~8.5
耕地	平均	18	4200*	1.05	26
	范围	4~31	286~4200	0.18~1.62	15~37
林地	平均	5	98	0.1	3.1
	范围	4~7	45~432	0.01~0.86	2.4~5.1

* 一个样品中只有两个数值时取大数。

13.3.2 城市地区水质模型

水质模型是一组用以描述发生在水体中的物理、化学和生物过程的数学表达式。对一组已知的点源和非点源及其特定的水文特性, 这种模型在预定排水系统的横断面上能按时提供由水质参数值组成的一组输出值。因为每条河系都有其本身的特殊水文特征和本身特有的污染问题, 水质模型种类也很多。此外, 由于包括对水体自净过程中的物理、化学和生物机制综合描述的困难, 以致许多模型都缺乏通用性。适用于估计点源排放影响的模型对于长远规划目的是不必要的, 但针对污染问题的水质模型则是必不可少的。

在作应用计划时, 附加数学式说明应当包括于水质模型之内, 以便对管理方案和最小或最大化的管理目标作出评价。这些模型已超出了本书论述的范围, 本书仅限于城市地区的水质模拟, 它是由 3 个部分组成的:

1) 城市排水污染负荷的估计;

- 2) 降雨径流负荷的估计;
- 3) 接纳水体水质变化的描述。

城市污水的污染负荷与污水处理率和处理程度有关, 较容易控制。

不管暴雨径流和合流溢流污水污染物负荷模型在内容和形式间有多么大的差异, 大多数的模型还是依照一套共同的基本假定, 其中最经常的假设是:

- 1) 一个城市汇水区地表上固体物质的沉积量是前次暴雨发生或者最近一次清扫道路的滞后时间的函数;
- 2) 特殊污染物的负荷能够从已知的比值即所谓“能量系数”或“效率系数”由固体物质总负荷量来估算。

上面的1)项假定仍有争论, 但在没有更好的选择时还得继续应用。能量系数的应用同样有争论, 因其应用意味着污染物是稳定的、不发生化学反应的。但对于不溶解的或部分溶解的污染物例如重金属、大部分的营养素形式和有机质等这些方法还是合理的。

(1) 水污染物负荷的估算方法

讨论由城市排水产生的污染物负荷估算方法时, 有3种不同的详细程度:

1) 平均年城市排水负荷法, 假设不论雨季还是旱季始终都是连续过程。与点源排放量相比, 仍能表示与地表径流有关的合适量度;

2) 暴雨污染负荷法, 这里只计及从一场暴雨到另一场暴雨所发生的变化;

3) 暴雨过程负荷法, 这里只考虑在一场单独暴雨中的瞬时水质状态。

有四种不同类型的模型以满足上述一项或多项要求:

- 1) 零阶法, 或称做经验方法。
- 2) 直接法。
- 3) 统计法。
- 4) 图示法。

上述各种方法简述如下。

1) 零阶(或经验)法

这是上述方法中最简单的一种方法。包括排水区内各类土地利用方式面积上的各种水质成分的单位负荷率, 它们可以通过区域水质监测系统的资料进行估算。在缺乏这类资料时, 也可从已刊布的资料中引用与其水文特征和土地利用方式相类似的资料作为参证。在表13.4和表13.5中, 列出了相同的土地利用条件但其负荷率变化很大, 因此, 在不同排水区域之间借用水质资料是困难的。这种方法能在可行性研究阶段使用, 可以给出可靠的成果。

2) 直接法

直接法是基于假定一个给定汇水面积上的某种污染物平均排放量和平均浓度值都是独立变量, 从其乘积估算出平均负荷。平均浓度值又可从刊布的资料中取得。另一种办法是其数值可以用定时取样结果作为流量加权浓度值或者应用方法3)所提供的回归方法进行估算。

3) 统计法

这种方法是传统统计方法的应用, 例如对水质数据用多元线性回归分析(MLRA)或者判别分析。多元线性回归分析所用的因变量是由总降雨负荷或各种污染物的平均浓度等

组成, 自变量包括气候、土地利用、地形和季节等特征。“暴雨总动态变量”可解释为在一个给定汇水面积内暴雨之间的变异, 而“瞬时流量动态变量”与一场特定暴雨内部的差异有关。

4) 图示法

图示法大致可分为两大类:

第一类为通用土壤侵蚀方程 (USLE), 是预报泥砂负荷的负荷函数, 从而利用能量系数得到其他水质成分的负荷;

第二类为模拟法, 是粉尘和污泥的累积模型, 并考虑降雨和清扫道路除尘对暴雨时的瞬时效果。

通用土壤侵蚀方程的实质是变量的换算, 即将那些影响土壤侵蚀量变成数值, 再把所有的数值相乘, 就得出单位面积上的年土壤侵蚀量。通用土壤侵蚀方程的结构可用图解形式示于图 13.3。通用土壤侵蚀方程可以写成如下形式:

$$E = R \cdot KS \cdot LS \cdot CM \cdot P \quad (13.1)$$

式中 E ——单位面积泥砂负荷量;

R ——降雨侵蚀指标值, 此值用暴雨动量乘降雨历时内最大 30min 降雨强度得到;

KS ——土壤侵蚀系数;

LS ——长度和坡度的系数, CM 为耕地管理系数, 是比较土壤的流失量与耕作过的裸露休耕地土壤流失量;

P ——水土保持实用系数, 用来比较土壤流失量与一块沿最陡坡度往返犁耕田地上流失量关系的系数。

方程 (13.1) 只考虑耕地上雨后溅起的泥浆、片状和沟状冲刷的土壤侵蚀, 没有计及沟渠的冲刷或者河岸的坍塌, 所以, 应用通用土壤侵蚀方程在小汇水面积所得到的土壤侵蚀量一般偏小。

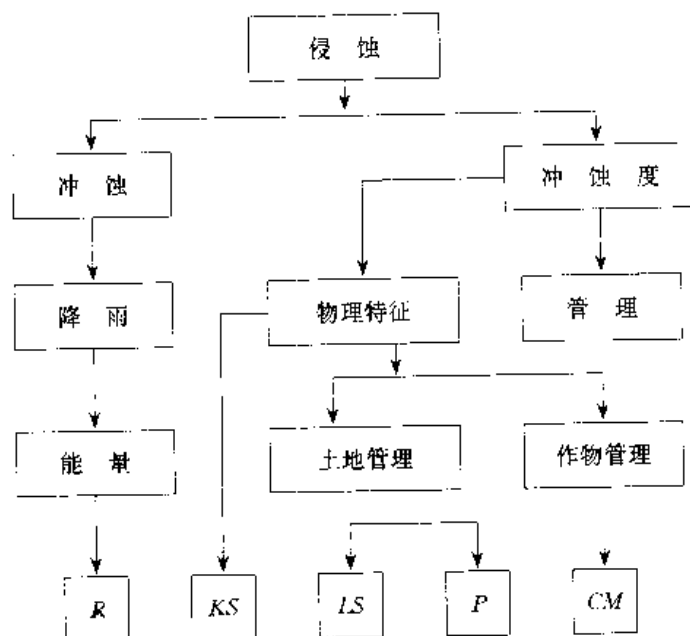


图 13.3 土壤侵蚀模型结构

另外, 模拟法基本上取决于总固体的沉积和去除表达式的率定, 典型的模式包括:

$$S = K_1[1 - \exp(-K_2 t)] \quad (13.2)$$

$$S = K_3 t / (1 + K_4 t) \quad (13.3)$$

式中 S ——为单位长度道路的总固体负荷；

t ——离最近一次降雨或最后一次清扫道路的时间；

K_i ——待定系数， $i = 1, 2, 3, 4$

因为方程 (13.2) 和 (13.3) 的突变峰值可能不足以代表开发程度不高地区的负荷，模型的另一模式可以写为

$$\ln S_j = a_0 + a_1 S_{j-1} + a_2 T_j + a_3 Q_j \quad (13.4)$$

式中 S_j —— j 时段的负荷；

T_j ——暴雨开始时算起的时间；

Q_j ——是 j 时段的流量。

方程 (13.2) 和 (13.3) 形式的一般表达式已被广泛地应用于城市非点源污染管理模型 (MUNP) 中。根据土地利用方式 (单独的和组合的住宅区、商业区和工业区)、路面种类和状况、交通量和人口数量可推出一套泥沙沉积的方程式，更进一步推出径流及街道清扫去除 6 种粒径土壤百分数表达式。

(2) 城市水质模型

上述估算暴雨径流负荷的各种办法仅提供城市水质模型需要的一种成分。由于汇水面积内流量时间系列的模拟是估算降雨径流中洗污染物的首要条件，这类模型实际上可被看作是确定性的水文模型的扩展形式。有时模型还可扩展到考虑受纳水体的全部水质或地表径流水的处理，或两者兼而有之。

1) SWMM 和 STORM 模型简介

在已知的著名水质模型中，具有这种特性的模型是雨水管理模型 (SWMM) 和蓄水、处理、溢流径流模型 (STORM)。这两类模型中，STORM 显然更为简单，然而与 SWMM 只能进行单场暴雨模型相比，它能进行连续事件全过程模拟。这两类模拟的水质成分差别不大。

SWMM 的整个结构已在前面章节做了简要的介绍。一本关于污染物负荷估算方法综合描述模型的书已由 Proctor 及 Redfern 公司和 James F. Maclarn 公司出版。其中提供了 STORM 模型更为详细的内容。

在 SWMM 内，每个支流汇水区地表上灰尘和污泥沉积量起始数量的估算值，假定是前期晴天日数和清扫道路次数与效率的函数。灰尘和污泥中的各类污染物数量则由支流汇水区的土地利用情况来确定，每个时段内每种被冲洗掉的地面污染物数量假定与剩余数量成比例，并引入一项指数衰减函数，清除率与雨水流量和指数函数的指数值有关。SWMM 关于 SS 负荷估算部分给出了两种可选择的方法：第一种方法应用一项利用因子，这项因子是径流率的函数，以便计算排水量比 18mm/h 当量值还小时的低固体排除率。第二种方法包括一项经验方程式，SS 的排除量表示成时段起始时刻剩余量与暴雨起始时刻初始量的比值之函数，这个方程式还加上一个“排除系数”，其数值大约在 5h 后随时间减少，还要作与 SS 相联系的 BOD 负荷修正量，其数值按 SS 重量增大 5% 考虑。

计算出从地面上清除的污染物负荷以后，还要考虑雨水溢流井或雨水井。固体通过后

者的比例要根据沉淀速度决定,即只有当颗粒沉降速度比规定的临界流速值大时才被截留。溶解性污染物的排除量则是根据入流量的沉积量与雨水井中的溶液的截留量之比值的指数函数方法来估算。还要加上在排水系统中污染物的冲刷沉积衰减量修正。此外,固体沉积量是按前期暴雨之后的天数来计算的,因此,SWMM只能处理单独暴雨过程。当试图将模拟扩充到整个时段内污染物的沉淀和冲刷资料时,应用这种方法会使费用太高。然而,只有简单水文学成分的STORM,在这方面却方便且经济。

STORM是将一个雨量计记录的降雨量,用点面换算关系折算化成每个时间步长内汇水面积的平均雨深作为输入量。超过洼地调蓄量的降水量以径流系数的方式转换成直接径流。在雨后,洼地蓄水以蒸发形式消耗掉。透水的与不透水的汇水面积应分别考虑,对融雪要作出修正,但不作直接径流演算。水质演算大体上与SWMM相同。STORM可以同时考虑模拟蓄水和径流处理的各种组合影响,其结果以所要讨论的雨水溢流表示。未达到规定处理率之前不得蓄水。当蓄水库蓄满,多余部分溢流到受纳水体。相反,当径流率下降到处理率以下时,多余的能力用来放空蓄水库。溢流时污染物负荷是根据物质平衡原理确定的,包括径流和蓄水中的质量以及处理时的损耗。

STORM和SWMM两模型的计算机程序都没有专利权,并且对可能的用户也容易取得。有关SWMM的使用者已建立组织,那里的做法就象证券交易所把有关的信息和经验进行交换,我国已经引入了SWMM模型。由于这两类模型是互相补充的,STORM模型可作为设计用的一种筛选模型使用,然后再用SWMM来详细分析。

2) 受纳水体的富营养化

水体中藻类的生长就健康和外观方面是令人讨厌的。可以把藻类作为高营养负荷的结果,如果磷浓度超过 0.1mg/L 并且氮水平在 10mg/L 以上,就要产生问题,停留时间、温度、含磷有机物质和细胞活性也对藻类的形成有影响。

叶绿素经常用于指示富营养化的水平,叶绿素大于 100mg/L 通常是富营养化了,而小于 10mg/L 表示贫营养水平(在营养水平以下),中间阶段定义为中等营养。

水库经常分层,热层形成湖面温水层,位于次温水层之上,由混合能产生水体温度倒置,风也能对混合起作用,一般氧的浓度从水面到水体减少,而这能由混合而倒置。

3) 沉淀侵蚀

流域中土壤侵蚀,为面侵蚀或冲沟侵蚀,是一个复杂的现象。对这个过程的研究产生了数学模型。

由降雨分离的沉淀物量取决于降雨的动能,并能用下面形式的公式近似表示:

$$D_r = S_{dr} A_s I^2 \quad (13.5)$$

式中 A_s ——土地表面面积;

I ——降雨强度;

S_{dr} ——取决于土壤类型和地表条件的常数。

由地表漫流分离的渣假设与流速的平均成正比,它依次与坡度和流量的三次方根成正比:

$$D_l = S_{dl} A_s S^{2/3} Q^{2/3} \quad (13.6)$$

式中 S ——地表坡度;

Q ——流量;

S_{df} ——常数。

考虑到不透水地表覆盖,上面公式要乘以 $(1 - IMP)$, 其中 IMP 是不透水面积的比例。由降雨引起的沉渣输送外力为:

$$T_r = S_{tr} SI \quad (13.7)$$

由地表漫流产生的沉渣输送能力为:

$$T_f = S_{tr} S^{5/3} Q^{5/3} \quad (13.8)$$

这样,所提供的全部常数都能确定,计算过程就是要估计由降雨和地表漫流引起的侵蚀率。输送率随式(13.5)加上式(13.6)所计算的值而增加,直到达到式(13.7)或式(13.8)所表示的极限为止。

预测土壤侵蚀率有经验公式,虽然原来是对农田推导的,但是现在已经采用它来处理其他有关侵蚀损失问题。这个公式称为通用土壤侵蚀方程(USLE)。

(3) 受纳水体的水质模型

通常,受纳水体信息的时间尺度比城市化汇水面积的时间尺度要长得多,因而模拟水质变化经常假定为稳定状态。此外,为把合适的数字表达形式处理成为公式表达形式,通常用微分方程式描述因时间 t 和污染源下游 x 距离处污染物浓度 C 的变化,其二维形式为

$$\frac{\partial C}{\partial t} - \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(D_L A \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} (CQ) \pm \sum_K S_K = 0 \quad (13.9)$$

式中 Q ——下游的流量;

A —— x 点处的横断面面积;

D_L ——扩散系数,

S_K ——是污染物的点源(或汇)。

方程式(13.9)说明浓度随时间的变化是因纵向扩散作用(第二项)和对流作用(第三项)再加上一些源或减去一些源(汇)的变化。这些单项的相对重要性主要取决于所考虑的污染物是不可降解的还是可降解的。在多数实际情况下,这个特征与系统中相对于衰减剩余物质的时间长度有关。对于不可降解的污染物,浓度的降低仅仅在于稀释,在单点源排放时,方程(13.9)中的第四项就成为零。对可降解成分浓度增减的反应作用通常认为是一阶形式,此时反应率与污染物浓度成正比。而方程式(13.9)中的第四项则以 KC 给出,这里 K 是变化率系数。在这两种情况中,扩散项只在感潮河段才考虑。

由于氧对水生物和植物的生存有着根本性的意义,在水质模拟研究中氧总是首先考虑的指标。天然河系水体的溶解氧(DO)通常都接近于饱和。污染物排入水体后使水体受到好氧菌的分解,如果供氧量不足,会使接纳水体及其分解方式变成厌氧性的。因BOD所进行的耗氧过程和地表水从大气中及绿色植物光合作用中呼吸氧气所形成的复氧作用的相互作用,产生了DO随时间的变化,称为溶解氧的下垂曲线。这个下垂曲线的数学描述于1952年由斯垂特和菲利普斯在钱亥俄河水污染研究中首次提出。

若BOD负荷以 L 表示,水流中对于饱和状态的DO亏损量为 D ,描述这两个过程的微分方程可写成

$$\frac{dL}{dt} = -k_1 L \quad (13.10)$$

$$\frac{dD}{dt} = k_1 L - k_2 D \quad (13.11)$$

式中 k_1 和 k_2 分别为耗氧系数和复氧系数。方程的解为

$$L = L_0 \exp(-k_1 t) \quad (13.12)$$

$$D = D_0 \exp(-k_2 t) + KL_0 [\exp(-k_1 t) - \exp(-k_2 t)] \quad (13.13)$$

式中 L_0 和 D_0 是污染物排放点处的 BOD 负荷和 DO 亏损量, $K = k_1/(k_2 - k_1)$

方程 (13.12) 和 (13.13) 称为斯垂特-菲利普斯方程, 它们严格适用于当 DO 浓度还没有下降到零的时候; 降到零时生物化学反应也将从好氧菌分解转化成厌氧菌分解。DO 下垂曲线由方程式 (13.13) 来表示。特别令人感兴趣的是亏损临界点的数值 D_c 及其发生的时间 t_c , 这可令 dD/dt 等于零来计算:

$$D_c = (k_1 L_0 / k_2) \exp(-k_1 t_c) \quad (13.14)$$

$$t_c = (k_2 - k_1)^{-1} \ln \{ (k_2 / k_1) [1 - (D_0 / L_0 K)] \} \quad (13.15)$$

基于斯垂特-菲利普斯方程可引伸出一些附加过程的修正值, 例如有来自河床的沉积和冲刷作用的 BOD 排除量和附加量, 因光合作用所产生的氧和呼吸作用所消耗的氧量。此外, 因 BOD 是由几个成分构成的, 其中每一个均有各自不同的衰减形式, 所以 BOD 负荷可分解成为独立的部分, 而碳质和氮质成分是最经常考虑的形式。

斯垂特-菲利普斯方程为受纳水体现在普遍使用的大部分水质模型提供了基础。河段较短时, 预报 DO 可以很容易地使用诺模图或用微型计算机。然而, 对大的河网地区和更加复杂的问题, 就一定要求助于更大型的计算机和更加全面的程序, 如 QUAL2 或 UBRODO 等来完成。并入 SWMM 中的 RECEIV 模型只有在最主要的输送机理是平流时才可使用。

尽管与水质变量有关的采样和监测的误差以及变量在时间和空间之间变化是复杂的, 人们仍旧过分地信赖以方程 (13.9) 为根据的确定性模拟方法。实际上, 这样的模型只提供用平均值来表示的水质预报, 而忽视了平均值因概率分布造成的不确定性。可以采用统计方法确定其不确定性, 用于考虑无法预知的水质变化时间系列的修正量。这类模型的更简单形式是以污染物浓度为因变量, 流量或流量的转换值为自变量而求得。

当方程中引入扩散、对流、源和汇等项时, 有

$$\frac{\partial L}{\partial t} = E \frac{\partial^2 L}{\partial x^2} - U \frac{\partial L}{\partial x} - K_1 L + S \quad (13.16)$$

和

$$\frac{\partial D}{\partial t} = E \frac{\partial^2 D}{\partial x^2} - U \frac{\partial D}{\partial x} + K_1 L - K_2 D - P \quad (13.17)$$

式中 E ——纵向分散系数;

U ——在 x 方向的流速;

S ——BOD 的净源;

P ——氧的净源, 都是单位体积单位时间的量。

分散或扩散通常是由紊动引起的, 忽略分子扩散, 在自然紊流中, 纵向混合通常忽略, 意味着塞状流, 这两方程称为一对 BOD-DO 方程组。如果河流耗尽氧时, 第一个方程 (13.16) 就不再有效并必须由下式代替:

$$K_1 L = K_3 D - P \quad (13.18)$$

这决定了氧消耗速率等于氧进入速度。

复氧系数 K_2 (1/d) 是温度的函数, 近似由下面公式表示:

$$K_2(T) = K_2(20^\circ\text{C})1.024^{(T-20)} \quad (13.19)$$

$$\text{其中} \quad K_2(20^\circ\text{C}) = 3.9 U^{0.5} / H^{1.5} \quad (13.20)$$

式中 T ——摄氏度;

U ——水的流速 (m/s);

H ——水深 (m)。

饱和溶解氧浓度, C_s 可由下面水在 760mmHg 条件下的经验关系获得

$$C_s = 14.562 - 0.41022T + 0.00799T^2 - 0.00077774T^3 \quad (13.21)$$

衰减系数 K_1 随温度的变化可根据下面的经验公式得到

$$K_1(T) = K_1(20^\circ\text{C})1.047^{(T-20)} \quad (13.22)$$

其中 $K_1(20^\circ\text{C})$ 必须现场确定。每天 0.1 是典型的实验室值。虽然 1.0 更典型, 但根据河流实验得到的值已有高达每天 20 的。

线性衰减假设是这一过程的总体简化, 这一过程发生在河流, 有许多种作用。但实验室 BOD 实验表现有两种主要的氧消耗作用, 最初, 氧由含碳有机物消耗 (化合), 氧消耗量逐渐增加; 在后一阶段, 含氮物质消耗氧起着重要作用。

一条河流中需氧量和溶解氧之间的相互关系为假设把 BOD 排入初始饱和溶解氧的河流, 在加入点的下游, 溶解氧迅速降低, 这会引起由亏氧而产生的复氧过程。因此, 由于再下游 BOD 耗尽, DO 会再增加, 氧的输入率再次超过消耗率。

13.3.3 改善受纳水体水质的途径

(1) 点污染源治理

点污染源包括工业企业废水与城市生活污水, 它们可以通过工业企业污水处理站与城市污水处理厂的治理与污染综合治理等途径得到治理。

(2) 面污染源治理

城市地区面污染源主要是指降雨径流污染。该污染源主要由雨水管理系统与合流制改造工程来解决。

(3) 雨水水质管理途径与方法

对城市径流雨水水质进行管理, 可以达到污染控制的目的。冲洗街道、拒绝接受大排污量、排水量控制及径流水处理都可能改善环境水质。表 13.6 列出了一些城市径流雨水水质管理途径与方法的实例。

雨水管理实例

表 13.6

用 途	方 法	原 理
减低洪峰流量	暴雨监测	洪水预报
	调节池储存	洪水演算
	渠道储存	洪水演算
	砂砾石地表	迟滞作用
	屋顶储存	演算和迟滞
	不与不透水地表直接连接	渗水、减小洪峰
	洪峰储存	演算和迟滞

续表

用 途	方 法	原 理
径流量减少	调节池储存 分洪 渗水路面 流域回灌 低洼湿地滞水 多孔铺砌地表 沿等高线挖沟	流量的转移 流量减少和转移 渗透 增加地下水 迟滞流动, 渗水 渗水 渗水
洪水的规定	保险 在易发生洪水之处建控制设施 洪水警报	赔偿 限制破坏程度 分洪
侵蚀控制	植物 砌石 覆盖物 肥料 沉淀池塘 沉淀物去除 加网	固定减少侵蚀 流量控制 径流控制 促进植物生长 引起沉淀 池塘再生 固定碎石
污染控制	街道清扫 街道吸尘 街道冲洗 街道除冰 收集第一次冲洗水 残渣去除 储存 好氧 化学法 粉碎 气浮 立法	去除固体物质 去除细小颗粒 全部去除 去除冰 多数污染成份可收集到 避免污染 沉淀 生物化学氧化 中和、沉淀 打碎大的固体物 去除浮渣、乳浊液、油 强化执行标准

许多减小设计流量的控制方法在设计阶段就必须统一考虑。这包括迟滞汇水时间的方法、收集部分径流量的方法、结合地表明渠减少多余径流量的方法和增加流域渗水能力等方法。

城市暴雨径流雨水管理是一个技术组合, 其共同目标在于减轻城市径流的量和质所产生的不良后果。这种技术可大致分成两大类: 工程措施和非工程措施, 较为广泛应用的实际措施如表 13.6 所示。城市地区可以同时选用其中的某些措施, 但是必须注意控制洪水对城市地区水体水质发生的不利影响。同样, 改善城市径流和接纳水体的水质也不得妨碍排水系统和排洪工程的功能。

当城市化引起设计洪水的变化过大时, 可以考虑采用调节池(平衡水库)。实际上, 调节池是一项试图补偿因建设城市而损失的天然蓄水能力的工程措施。因为沟渠化把洪水集中在一处, 而调节池可以把部分洪水滞蓄在这个地区。远景规划应保证调节池能减小下游的洪水而不会变得更严重。

调节池的优点是靠沉淀除去颗粒状物质。污染物负荷的大部分易于为大量的中小暴雨输送, 而主要的洪灾却是来自不常见的大暴雨。设计所谓双重目的调节池可以取得延缓和削减洪峰流量以及对污染物提供更长的滞留时间和获得更高的沉砂效率。

调节池的主要作用是把入流量的洪峰降低,并把径流量作时间过程的再分配。与之不同的回灌水库是将雨水过程线的全部水量拦蓄于库底下方的含水层内。因而这样的水库限制于库底有比较好的透水层,且地下水位足够低的区域之内。回灌水库除了增加地下水储量以外,还可以大量节约排水管网的费用。纽约长岛是一个很好的实例,该处回灌水库的优势得到彻底利用。这种水库的数量从1950年的14座增加到1960年的700座左右,到1974年多于2200座。这种水库的露天井深度为3.0~4.6m,面积在400~121000m²。回灌水库对区域水的平衡产生了良好的影响。

其他有关调节暴雨径流量的工程性措施,如屋顶水库和透水路面,大多限于局部应用。在平屋顶上的蓄水层可能还有一薄卵石层,使房屋设计负荷量明显地增加,在与其他措施相比较时显得不经济。汽车停车场用透水路面是为了促使雨水就地下渗,但这种方法如同回灌水库一样受到类似的限制。

通常,非工程性雨水管理方法包括计划和发展城市时应注意的某些要素。在规划新城市发展布局上就应注意现有地形的利用。在一个完整的排水地区,河流蜿蜒流过从分水线分出的支脉间的自然洪泛区。这些山脊与谷底之间的坡地通常排水较好,并为城市发展提供可供选择的地点,但应该避免侵占底部洪泛平原,这可使防洪工程的费用降低。为了舒适的环境和娱乐活动的目的也需要具备开阔的场地,而位于洪泛平原的这些开阔场地既能美化环境又能为特大洪水保留通道。

表13.6中所列的城市水质管理技术措施,对污染源的处理似乎是最明显的工程性措施,但也是十分不灵活的方法。因为这些措施不能适应径流强度的急剧变化。与此相反,平衡池和回灌水库就能控制洪水流量并为水中泥沙的沉淀提供机会。水质管理中非工程措施主要是防止灰尘和污泥进入排水管网。不幸的是,用机械清扫道路细颗粒的马路污泥效果较差,而污泥却是可能污染量的最大部分。

在城市径流中有一种值得注意的污染物,这就是为了清除积雪而被散布的除冰盐。要对除冰盐中一些添加剂加以注意,这些添加剂因光化学作用可能产生氰化物,从而产生了附加毒物的问题。一个城市汇水区内,在使用除冰盐之后大约7个月内径流中还有微量盐类

13.4 城市排水系统管理技术

由于社会的进步和对城市生存环境条件与受纳水体环境的重视,近年来在城市排水系统科学化管理方面应用了很多新技术。

很多城市都已经建设了完善的城市排水系统,可以通过对城市排水系统的科学化管理,减小城市排水系统对环境与受纳水体的影响。常用的技术有对管网系统进行科学的清通与养护管理;对管网系统进行科学的优化控制调度与指挥决策系统;技术档案资料的计算机管理与城市地区暴雨径流雨水的水质水量管理等。

13.4.1 清通与养护管理

城市排水管网系统在运行过程中会有一些固体杂质沉淀,沉淀物质的种类和数量与污水水质和管内污水流速有关。我国很多城市的排水泵站采用高水位运行,使排水管网处于压力流状态,造成流速变小,沉淀物增多,增加了清通与养护管理工作量。

传统的清通与养护管理方法是用人工清污,人工清污方法不仅劳动强度大,工作进度

慢,而且工作环境差,也不卫生。在沉淀物硬化或有树根等特殊情况下,很难达到清通效果,造成排水不畅。

从美国引进的比百的美业士公司生产的伐克多(VACTOR)牌系列管道清污车和阿科泰克(AQUATECH)公司生产的系列喷射清洗真空清污车,清污性能非常好。带有高压水的清污车可以配有专用喷嘴和树根切割器,在处理硬化的沉淀物和树根等特殊情况方面效果很好。我国北京和上海等20多个城市先后引进了管道清污车,使用效果良好,符合市政养护工作的要求。

排水管网清通机器人,能对排水管网中堵塞和树根等特殊情况进行处理。

城市排水管网检测设备,可以通过电视摄像机了解到管道内沉淀、堵塞、杂物和破损情况。从而免除了人工检测的辛苦和不安全因素。

国外还有很多城市排水管网清通与养护管理方面的先进经验与设备,有待于我们进一步引进、消化和吸收,以便不断地改进和提高我们在城市排水管网清通与养护管理方面的水平。

13.4.2 优化控制调度与指挥决策系统

我国很多城市的排水系统中都建有提升泵站,提升泵站与排水管网和各提升泵站之间在运行过程中相互都有影响。如果泵站在高水位条件下运行,可以节省泵站的动力费,但要增加管网的维护管理费。在大暴雨时,如果上游泵站提升水量大于下游泵站或管网的排水能力,则可能造成下游管网的溢流和积水。

我国城市暴雨灾害的经济损失是十分严重。如果能科学的预测预报城市暴雨灾害的范围和程度及进行灾情评价,就能指导减灾工程的投资,实现防灾与减灾的目的,减少经济损失和社会不安定因素,其投资效益极高。

实现城市排水系统优化控制调度,应解决的关键问题包括以下四个方面:

(1) 城市雨水径流模型的研究

该模型应能真实地反映城市雨水径流的特点,并应具有一定的精度,应能描述不同重现期条件下的降雨径流规律。

(2) 城市排水系统非恒定流模拟技术的研究

日前在国际上应用较广的非恒定流模拟计算方法为运动波法,少数模型采用扩散波法,一项最新的研究首先采用运动波法求出初始解,再用扩散波法求精确近似解逐步逼近,该方法数值计算过程简单,节省计算机内存和机时,同时可以达到扩散波解的精度,并可以用于探索实时模拟的途径。

(3) 调查市区暴雨(洪涝)积水区,绘制风险图

城市暴雨灾害风险图是在已经建立城市防洪和排水系统基础资料数据库的基础上,应用城市排水系统非恒定流模拟技术和风险分析理论绘制而成的,进行市区暴雨灾害风险图绘制方法研究,应用暴雨(洪涝)灾害风险图指导城市防洪排涝和泵站的科学优化调度。

(4) 建立城市暴雨灾害预测及灾情评价方法

对城市暴雨灾害进行科学的预测预报和对灾情进行科学的评价,可以作为有关部门采取防灾减灾措施的参考资料。

利用地理信息系统建立城市矢量化电子地图和市政排水平面布置图,有利于城市排水系统的科学化管理。

地理信息系统是近两年推广使用的软件系统,有非常广泛的应用前景。城市地理信息

非常复杂,而且地形、地貌随着时间在变化,仅沈阳市市区就有1:5000航测图2000余张,绘制能反映排水系统现状的电子地图的工作量非常大。

城市排水指挥决策系统一般为有指挥中心的计算机网络系统。

城市排水泵站微机网络管理系统由中心控制主机、泵站控制计算机、泵站排水系统模拟板、信号转换与控制单板机、信号采集系统和水泵控制系统等六部分组成。泵站内部由网络连接,各泵站与中心控制主机可以通过有线电话网连接,也可以通过无线电微波传输。建立有线和无线两套系统可以提高系统的可靠性,确保系统的安全运行。

该系统根据信号采集系统获得的实测进水流量和水位信号,通过单板机传输给泵站控制计算机,通过计算机判断开泵台数,经中心控制室或泵站确认后,可将此命令传给水泵控制单板机,控制水泵工作,同时将水泵的电耗和排水量等信号反馈给泵站控制计算机,从而完成泵站的自动控制过程。

所测定的水位、进水流量、开泵台数、电耗和排水量等信息不仅可以在计算机上显示、统计和报表,而且可以显示在泵站排水系统模拟板上。如果投资允许,还可以通过电视摄像机将泵站的工作情况用电视信号传输给中心控制室,从而可以实现多媒体控制网络。

泵站控制计算机在控制管理泵站工作的同时,实时向中心控制室主机传输信号,主机可以随时显示泵站的工作情况;中心控制室也可以通过主机向泵站下达指挥调度指令,进而实现全系统自动控制和微机网络管理。

如果条件允许,还可以建立包括气象、水利、交通和城建等部门的信息采集、转换、传送和模拟计算的多媒体信息网络系统,用以预测预报和实时测报城市暴雨(洪涝)灾害,并以图和报警方式及时为有关部门进行防灾和减灾提供准确资料,扩大多媒体信息网络系统的应用领域,提高城市暴雨(洪涝)灾害的防灾减灾现代化水平,填补这一领域的空白,使我国的城市管理水平和暴雨灾害的防灾减灾水平达到世界先进水平。

应用多媒体网络技术,排水系统模拟技术和城市暴雨灾害风险图建立城市暴雨灾害预测预报和实时测报系统的关键在于建立信息采集、转换、传送系统和完成各种接口技术,各种信息通过计算机处理后,以动态风险图的形式传向各职能部门,以便作为有关部门采取防灾减灾措施的参考资料。

13.4.3 技术档案资料的计算机管理技术

技术档案资料的计算机管理技术,属于市政工程、档案管理和计算机应用三个学科的交叉点。改变传统的手工查阅档案管理方式,使我国在技术档案资料的计算机管理方面赶上或超过世界先进水平。

在国家自然科学基金项目“城市排水系统非恒定流模拟与风险分析技术研究”(59678047)的资助下,研制开发了“沈阳市市政排水设施档案管理系统”。开发该软件系统和数据库资料的第一个目的是为“城市排水管网非恒定流模拟系统”的系统提供基础资料,可以为模拟计算提供流域资料(包括管段汇水面积、径流系数、地面高程、道路坡度、洼地、调节池、泵站和出水口等)和管网特性资料(包括有:管段编号、系统编号、管长、管径或渠道段面尺寸、埋深、地面标高、管内底标高、出水口标高等)。

开发该软件系统的第二个目的是根据我国现代化大城市的特点和现代化管理的需要,坚持以理论研究为主和便于推广应用的原则,充分考虑了我国城市排水系统管理部门在科学化管理方面的需要。努力实现城市排水设施技术档案资料的计算机管理。该系统在技术

档案的科学化管理和办公自动化方面有如下功能:

(1) 建立城市市区城市排水管网技术档案数据库

用 FOXPRO 编制的数据库软件系统可以完成城市排水系统数据档案资料管理工作, 具有建档、查询、修改、浏览、统计、报表、绘图、维护等功能。

(2) 建立城市市区城市排水管网工程图纸数值化档案数据库

根据城市排水管网工程图纸的特点和城市内市政排水管网普查结果, 建立了城市市区排水管网工程图纸数值化档案数据库。并用 AUTOLISP 语言编制了绘图程序, 可以根据数据库的资料, 在 CAD 平台上自动绘制出管网的平面图、纵剖面图和横剖面图, 并可以用绘图机输出标准 2 号图纸。

(3) 城市排水管网工程图纸档案管理功能

特殊路段和地区的城市排水管网工程图纸很难数值化时, 可以采用扫描和矢量化途径, 以图的形式进行保存。

(4) 城市排水管网系统图上查询功能

在 CAD 平台上, 建立了图与数据库互访关系, 可以完成城市排水管网系统图上查询功能。

(5) 城市排水管网系统功能图

在城市电子地图的基础上, 可以根据需要绘制各种城市排水管网系统功能图, 为工程方案论证和科学化管理服务。

“沈阳市市政排水设施档案管理系统”包括两大模块, 即图纸管理模块和数据库管理模块。

图纸管理模块包括扫描矢量化系统、地理信息系统和 ACAD 绘图系统。

扫描矢量化系统可以将现有工程图纸进行扫描矢量化, 以最小字节存入硬盘

地理信息系统可以将城市的地图录入到计算机内, 并可以转换成 CAD 的图。在 CAD 系统下, 可以建立图与数据库互访的功能, 在地图上可以直接查阅各个排水管段的管长、管径和埋深等信息。

自动绘图系统可以用数据库中的数据, 利用程序自动绘制出排水管网的平面图、纵剖面图和所在街道的横断面图, 从而实现了工程图纸的数据化保存。

数据库管理模块可以对六个主要的数据库进行建档、查询、修改、浏览、统计、报表、维护等操作, 并具有良好的界面。

数据库操作系统可以进行大量数据的游览和录入工作。

数据转换部分可以用来选择用数据库中的数据资料恢复竣工图纸的资料, 进行数据库和 CAD 的数据传递。

水力计算部分是为模拟计算预留的接口。

该软件具有研究起点高、技术水平高、实现目标高等特点, 功能强大, 适应能力强, 操作简单方便易学。而且预留非恒定流模拟与多媒体网格减灾系统接口。使用这一技术可以把城市排水管网系统的科技档案技术资料保存好和管理好。在城市的现代化管理和科学化管理方面具有实际意义和推广价值, 应用领域广泛。

13.4.4 城市地区暴雨径流雨水的水质水量管理技术

(1) 减少城市区域暴雨径流对环境的影响

为了排除城市的降水而建造又大又直的管(渠)道,就水力学观点而言或许是成功的。但在最近10年有一个相反的认识正在形成,即这类工程有可能会对该地区的物理和生物环境产生影响。对城市区域暴雨径流对环境的有害影响,必须从城市化引起的水流规律和径流水质变化开始。

一般说来,绝大部分的植被遭破坏以及大范围的地貌被重新改造往往与建筑道路有关。因城市化带来悬浮泥砂的增加可能使下游渠系发生重大变化,由于城市开发前的原河道太小而不能挟带过量的负荷,这些新的沉淀物质会沉积下来。在科罗拉多一个城市化小汇水区所作的研究表明,其洪积面积会增大270%。当城市继续发展时,不渗透面积增加,泥砂的产生量会逐渐减少。随着洪峰和径流量的增大,又会对河道沉积产生冲刷。由于城市化带来了水流规律的变化,满槽流量将会较经常地发生,河槽因它而扩大。这种扩大破坏了河流的外观和娱乐价值,并因此而增加了工程维修费用。

排水工程师们对城市化带来的渠系变化通常都能作出很有效的预测。通过调整渠道的定线、坡降和横断面,可以增大渠道的过水能力。并且还通过衬砌和抛石护坡来降低边坡的冲刷和稳定渠道。要注意沟渠化会导致水质降低以及对河道的物理环境和生物产生反的作用。

图13.4表明用环境观点提出的4种十分重要的沟渠化后果,即植被的破坏、河槽的疏浚、弯道的裁直和深潭及浅滩的破坏。在调节河流作用方面,岸边植物发挥了特别重要的作用。斩伐植物,河水温度会增加,其结果会使河流保持溶解氧的能力降低,或是水生生物群落结构发生变化。使适宜低温条件的种属难以存活。

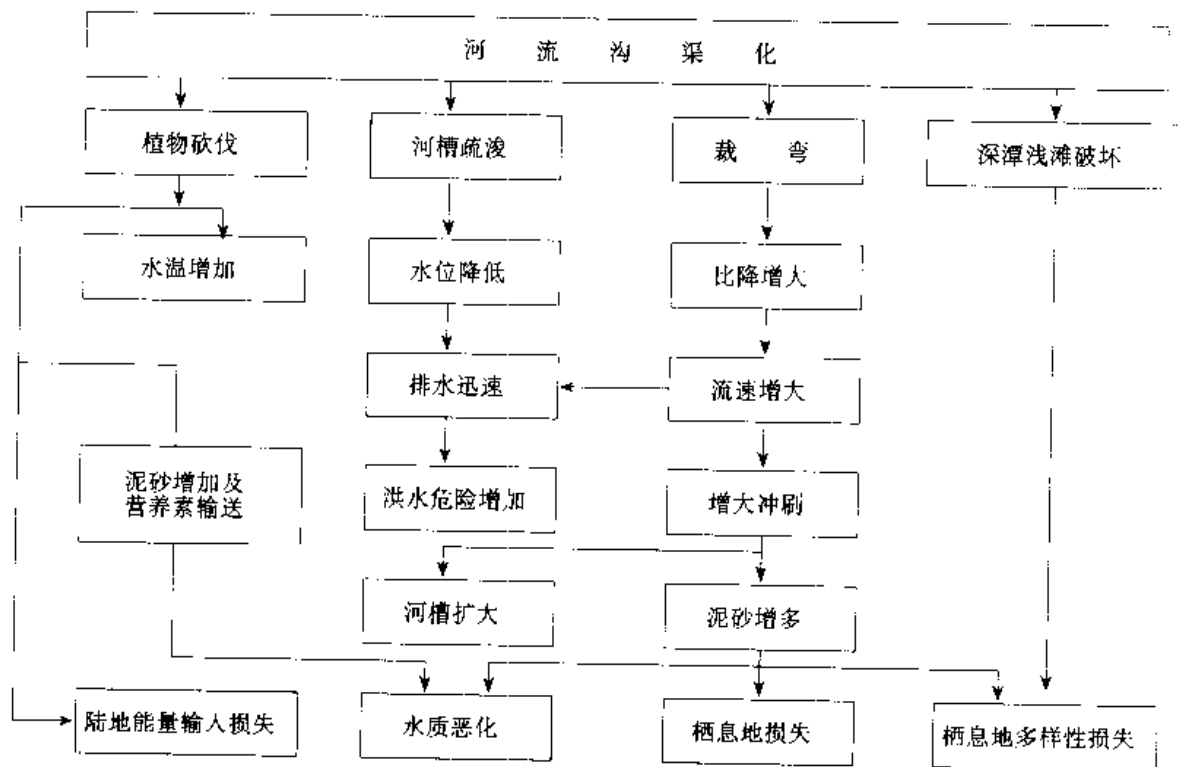


图13.4 沟渠化对河流和物理环境生物群的影响

(2) 修建调节池

调节池可以按位于城市排水管网的相对位置(即“河上型”或“河外型”)和降雨之

后有无蓄水量（即“湿型”、“干型”和“湿干混合型”）来分类。其定义归纳于表 13.7

调节池的分类

表 13.7

池 型	说 明
河 上 型	所有流量都通过储水区
河 外 型	小流量时不向储水区分洪
干 型	降雨之后储水区无水
湿 型	降雨之后储水区有水
湿干混合型	降雨之后，有部分储水区有水，另一部分没有水

一座河外型池比一座河上型池所需要的库容要小得多（因而淹没土地也少些）。但是如果河外型池是靠重力排水，在入口和出口之间要有较大的落差，如果落差不够，池深就要减小而面积要加大。

1) 调节池的设计程序

设计调节池的步骤以流程表示于图 13.5。为了方便起见，这个程序可看作是由 4 个部分组成：原始资料的分析（1~4 步）；洪水过程线的推求（5~14 步）；调节池的设计（15~16 步）；以及校核设计（17~20 步）。

第一阶段的四个步骤试图以最少的资料收集使设计者对城市化后的水文特征作一初步评估。把城市化前后各种重现期的流量换算成为水位，以使用漫岸频率来表示变化的后果。如果经过整治后渠道的过水断面能安全泄洪，就不需作储洪池讨论（第 4 步）。但如需要进行调节池设计，另外还要收集资料，其中包括更大范围的地形测量，以便确定池址、洪水冲击地区及冲击滩地之用。

图 13.5 中的程序建立在使用单位线的基础之上。对于未经观测过的城市化汇水区，推荐用模拟计算的方法。这种方法按不透水面积所占的百分比作为城市发展范围的指标度量，在第 6 步中应予以特别注意。在第 11 步和第 12 步中把城市化前后的设计洪水过程线都求出后，在决定临界暴雨历时步骤 14 以前，还要考虑到现有滩地所受到的影响、或者说由于占用了上游洪泛平原而可能减少的河槽调蓄容量。

在大多数实际应用时，设计者要面临在许多方案内对池的尺寸和控制建筑物的结构等作出选择。对于河上型池，快速演算法可用于选择方案，这种方法灵活而经济。每种可能选择都必须用有限差分演算法估计。

图 13.5 中所包含的方法，可以同时计算水池的容积大小及出水口控制的布置与尺寸。如果产流面积的增长率为均匀的，且暴雨历时 t_d 超过了汇水区集流时间 t_c ，则入流过程线具有梯形形状，洪峰流量 Q 由推理公式计算。假设恒定出流量 q ，则需要的库容 S 就是图 13.6 阴影线面积。

$$S = Qt_d - q(t_d - t_c) + q^2 t_c / Q \quad (13.23)$$

计算出的 Q 与平均降雨强度成正比，雨强是 t_d 的函数，因此必须用迭代技术来求解方程式 (13.23) 中的 S 。计算库容的另一种技术是应用汇水区的时间~面积图解法求入流过程线。

当池的尺寸和外形以及控制建筑物由第 16 步确定之后，接着要进行一套校核计算，选定一些暴雨通过演算看其实际情况如何。因为河外型池是属于控制入口的结构物，短时

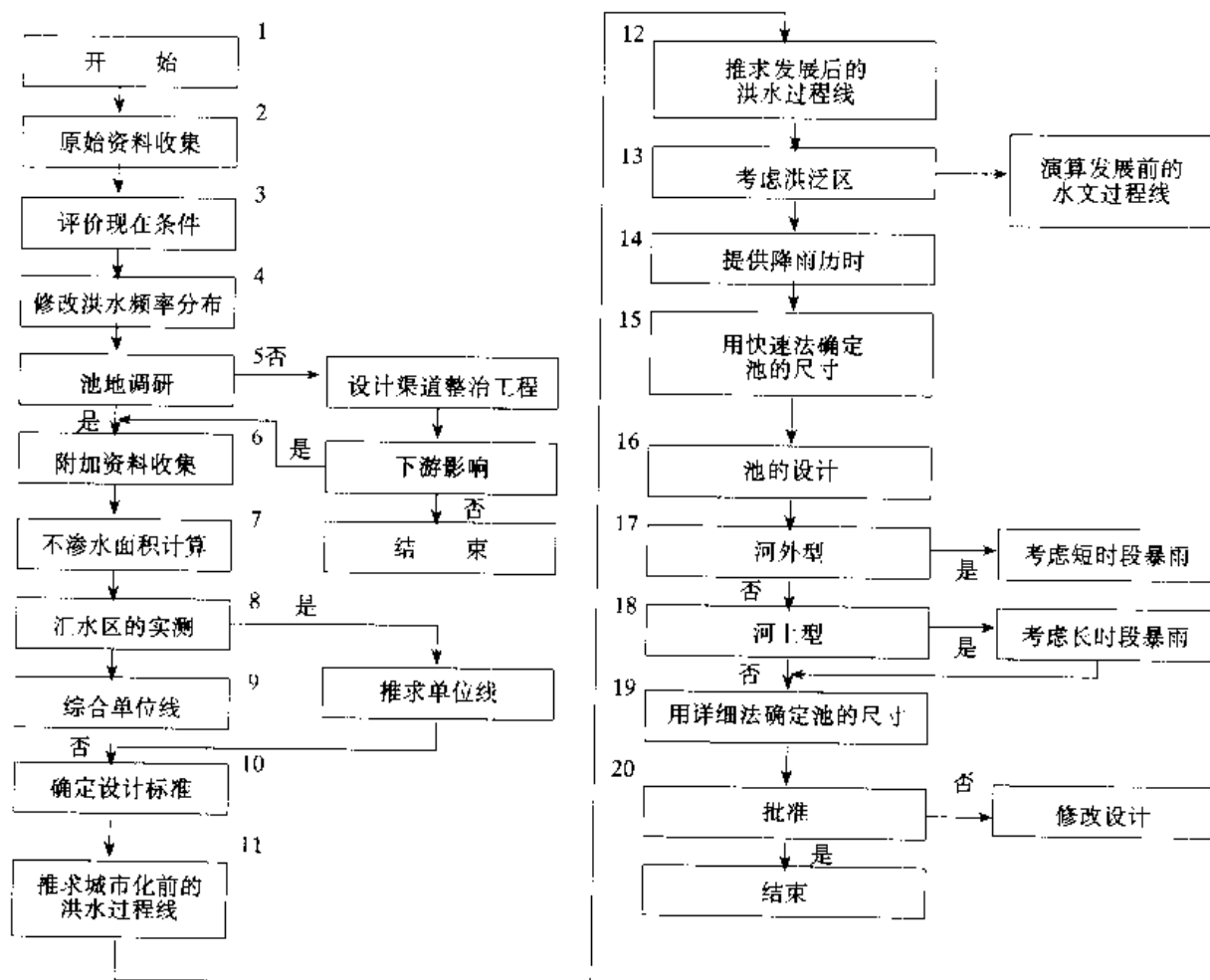


图 13.5 大型调节池设计程序

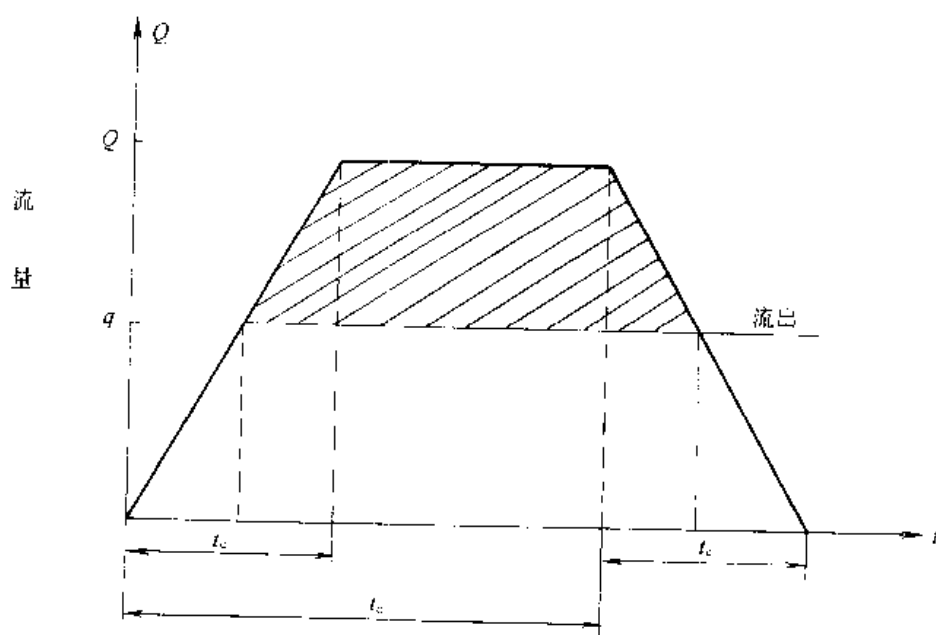


图 13.6 推理公式法假设的理想调节池过程线

段暴雨可产生洪峰流量使进口结构物超载。与此相反,河上型池会使短时段暴雨入流过程过度平坦化,因为它属于出口控制结构物,所以在长历时暴雨中,还会出现入流量和出流量相近,池水位趋于稳定现象。这种现象可以通过加入库容、或控制出水口、或两者兼用来避免。如这些措施仍不够用,就要把调节池从河上型改变成河外型。到第19步用完全洪水演算法进行校核,设计程序终止。

2) 多池系统

由于调节池对入流过程线的洪峰具有延滞和削减作用,一个削减的城市发展后的洪水过程线与下游支流上的洪水过程线相遇并加强的可能性不能忽视。这在建池以前并不能发生。在下游某点的洪峰削减量用一个水池比各为一半库容的两个串联水池更大。类似的,两个串联水池比各有1/3库容的3个串联水池更有效。除了具有更大的水力效力外,一座大型调节池通常比数座较小的调节池具有更大的娱乐活动潜力。单个水池对紧接着的下游河道具有最大的影响。不过当汇水面积增大后这些影响会急剧地减小,而梯级水池能把水池之间的河道洪峰都削减下来。

3) 对水质的影响

当水流进入调节池后,流速显著减低以致于携带的泥砂在池里或在回水影响河段里沉积下来。除非有清除泥砂的设施,否则泥沙最终将侵占水库的有效库容。因为大多数污染物,如营养素和重金属都是与泥砂有关,如果对这些物质不加以改善,它在水中的滞留对维护城市地区河流下游的水质会有重大的影响。在城市发展的初期阶段天然植物被破坏并伴随水土流失,这时建造调节池的副作用就显得特别突出。

调节池的拦砂能力可以用拦砂率 TE 来表示, TE 定义为泥砂沉积量与泥砂总输入量的比值。拦砂率基本上取决于泥砂颗粒的沉降速度,而沉降速度又与一些因素如颗粒大小和形状,粘滞性和水的化学成分,以及流过调节池的流量等有关。而这个流量又是入流量、有效库容和出流量的函数。因为这些关系的复杂性, TE 通常是根据经验法估算

$$TE = |119.6(S/I)/[0.012 + 1.02(S/I)]| - 22.0 \quad (13.24)$$

式中 TE ——拦砂率,以百分比表示;

S, I ——分别为库容和年平均入流量,单位一致。

对于方程(13.24)的相关关系,因城市化而引起的泥砂量增加还应作必要的修正。也可以根据降雨和径流等对泥砂冲刷和输送的关系建立模拟方法。在城市处于发展阶段,专用于控制泥砂的水池可以根据表面负荷的概念进行设计,令平均粒径的泥砂沉速为流过水池的水流速度,表面负荷为洪峰流量和池表面积的比值。

我国在城市排水的水质水量管理方面已经取得了很多经验,沈阳市和大连开发区已经采用计算机进行排水系统管理。但与发达国家相比还有很大差距,在城市排水系统管理科学化和城市暴雨减灾方面还有很多课题有待于研究。

主要参考文献

- 1 D. Stephenson. Stormwater Hydrology and Drainage. Elsevier Science Publishing Company. 1981
- 2 Warren Viessman, Sr. Introduction to Hydrology, second Edition. Harper and Row Publishers Inc
- 3 M. J. 霍尔著. 城市水文学. 詹道江等译. 河海大学出版社, 1989
- 4 周玉文. 城市雨水道设计理论的研究——暴雨及地面径流: [学位论文]. 哈尔滨: 哈尔滨建筑工程学院, 1984
- 5 北京市市政设计院主编. 给水排水设计手册 (第5册). 北京: 中国建筑工业出版社, 1986
- 6 华东水利学院主编. 水文学的概率统计基础. 北京: 水利出版社, 1981
- 7 长江流域规划办公室主编. 水文预报方法. 北京: 水利出版社, 1982
- 8 清华大学水力学教研组编. 水力学. 北京: 人民教育出版社, 1982
- 9 李芳英. 城镇防洪. 北京: 中国建筑工程工业出版社, 1983
- 10 周玉文. 关于城市雨水径流模型的研究. 全国环境科学研究生学术讨论会论文, 第60号, 1986
- 11 周玉文. 重力流雨水管道优化设计. 沈阳建筑工程学院学报, No. 3 & No. 4, 1987
- 12 孟昭鲁, 周玉文. 雨水道变径流系数的推求. 给水排水, Vol. 18, No. 6, 1992
- 13 周玉文. 城市雨水管网水力学计算方法. 沈阳建筑工程学院学报, No. 2, No. 3, 1994
- 14 周玉文等. 城市雨水口流域降雨径流等流时线法模拟模型. 沈阳建筑工程学院学报, No. 3, 1995
- 15 周玉文等. 城市雨水管网系统地面径流损失规律研究. 沈阳建筑工程学院学报, No. 2, 1995
- 16 周玉文等. 城市雨水管网非线性运动波法模拟技术. 给水排水, Vol. 21, No. 4, 1995
- 17 周玉文等. 牛顿迭代逼近法求解雨水管道非线性运动波方程技术. 沈阳建筑工程学院学报, No. 2, 1995
- 18 周玉文等. 特殊情况下雨水管道设计流量的确定方法. 沈阳建筑工程学院学报, No. 4, 1995
- 19 周玉文等. 瞬时单位线法推求雨水管网入流流量过程线的试验研究. 给水排水, Vol. 21, No. 3, 1995
- 20 米元生, 金光炎著. 城市水文学. 北京: 中国科学技术出版社, 1991
- 21 岑国平, 詹道江等. 城市雨水管道计算模型. 中国给水排水, Vol. 9, No. 1, 1993
- 22 张景国. 雨水管道系统统计的一个新方法. 给水排水, Vol. 9, No. 1, 1983
- 23 陈家琦, 张恭肃. 推理公式的应用与改进. 水文, No. 1, 1983
- 24 北京市市政设计院主编. 给水排水设计手册 (第五册). 北京: 中国建筑工业出版社, 1986
- 25 A. M. 库尔诺夫等著. 给水排水系统水力计算手册. 郭连起译. 北京: 中国建筑工业出版社, 1983
- 26 Yen B. C. Storm Sewer System Design. Illinois: Dept. Civ. Engng. Univ. of Illinois. (pp282) 1978
- 27 沈晋等. 环境水文学. 合肥: 安徽科学技术出版社, 1992
- 28 D Barnes 等. Water and Wastewater Engineering Systems. London: The Pitman Press, 1981
- 29 John W. Clark 等. Water Supply and Pollution Control. London: Harper & Row Publishers, 1977
- 30 孙慧修主编. 排水工程 (上册). 北京: 中国建筑工业出版社, 1996
- 31 杨维娟, 戴镇生. 新兴的真空式和压力式下水道. 给水排水, Vol. 22, No. 6, 1996
- 32 Vladimir Novotny 等著. 城市排水和污水处理手册. 俞亚明等译. 北京: 中国建筑工业出版社, 1992

- 33 上田虎一郎. 下水管道ぎよの計書と設計計算. 现代理工学出版株式会社, 昭和 48 年
- 34 周玉文, 赵洪宾. 城市雨水径流模型研究, 中国给水排水, Vol. 13, No. 4, 1997
- 35 周玉文, 赵洪宾等. 瞬时单位线法求雨水管网系统流量过程线的数值计算方法. 哈尔滨建筑大学学报, Vol. 29, No. 5, 1997
- 36 周玉文等. 沈阳市市政排水设施档案管理系统. 给水排水, Vol. 23, No. 5, 1997
- 37 周玉文等. 极大似然法求皮尔逊Ⅲ型分布参数. 给水排水, Vol. 23, No. 6, 1997
- 38 曹韵霞, 张恭肃. 城市防洪排水的研究. 水利水电科学研究院水资源所, 1997
- 39 John B. Stall & Michael L. Terstriep. Storm Sewer Design—An Evaluation of the RRL Method. EPA-R2-72-068, 1972.
- 40 中国市政工程东北设计院主编. 给水排水设计手册 (第 7 册). 北京: 中国建筑工业出版社, 1986
- 41 周玉文. 城市排水系统非恒定流模拟技术研究; [学位论文]. 哈尔滨: 哈尔滨建筑大学, 1998
- 42 W. F. Geiger. Combined Sewer Overflow Treatment—Knowledge or Speculation. IAWQ 19th Biennial International Conference. Vancouver, CANADA, 1998

符 号

a	暴雨公式参数, 指数分布参数	D_2	热车间淋浴污水量标准
	流速系数, 已知含沙浓度点的高度	D_f	地表漫流分离的渣
A	面积, 分公式系数, 费用函数的系数, 矩阵	D_L	扩散系数
A_1	一般车间最大班职工人数, 暴雨公式参数	D_S	初损
A_2	热车间最大班职工人数	D_r	降雨分离的沉淀物
A_c	临界水深对应的过水断面面积	e_1	排水管道年折旧率
A_f	管道满流的过水断面面积	e_2	构筑物年折旧率
$AR_{\text{铺砌}}$	铺砌地表实际汇水面积	e_3	泵站的年折旧及维修率
$AREA_{\text{铺砌}}$	铺砌地表面面积	E	单位面积泥沙负荷量, 纵向分散系数
A_s	土地表面面积		比能, 公式参数, 蒸发量, 地面标高
b	暴雨公式参数, 指数分布参数, 宽度	f	入渗率, 损失率, 达西—魏兹巴赫阻力系数
b_0	暴雨公式参数初值	f_0	初始入渗率
B	水面宽度, 费用函数的系数, 矩阵	f_c	平衡入渗率
B_1	一般车间职工生活污水量标准	f_e	阻力系数
B_2	热车间职工生活污水量标准	f_r	降雨增加的阻力系数
B_c	临界水深对应的水面宽度	F	公式参数, 流域面积
BW	可信带宽度		累积入渗量, 流域阻滞系数
c	暴雨公式参数, 波速	F_0	力
C	谢才系数, 径流系数, 污水比热	F_s	力
	污染物浓度, 费用, Izzard 粗糙系数	F_t	雨峰相对时间
C_1	一般车间最大班淋浴人数	F_x	力
C_2	热车间最大班淋浴人数	F_z	上举力
C_{10}	与流态有关的阻力系数	g	重力加速度, 污水量
CM	耕地管理系数	G	重力, 污水的重量流量, 区间带宽
C_r	演算系数	h	水深, 冻层最大深度, 污水管最小埋深
C_s	离差系数	h_0	水深
C_w	海森—威廉系数	h_a	水深, 水流加速度水头损失, 大气压强
C_v	变差系数, 洪峰径流系数	h_c	临界水深
C_x	系数	h_i	深度
C_z	上举力系数	h_s	由旋涡产生的附加水头损失
d	洼地总蓄水量	h_w	水头损失
d_1	污水当量直径	h_x	水深, 冻层内深度
D	管径, DO 亏损量	II	水头损失, 高程差, 降雨量, 地表漫流
D_1	一般车间淋浴污水量标准		平均水深, 地面至污水充满度 1/2 处

	的高度, 街道污水管最小埋深, 埋深	m	单位产品废水量标准, 重现
H_e	旋涡损失		期个数, 序号, 水平流动距离
H_f	水头损失	M	设计管段数, 产品的平均日产量
H_T	年平均降雨量		最大年观测日降雨量的平均值, 动量
i	暴雨强度, 街坊内污水管道的坡度	M_I	实测降雨过程线的一阶原点矩
i_e	峰后暴雨强度值	M_Q	实测流量过程线的一阶原点矩
i_b	峰前暴雨强度值	n	曼宁粗糙系数, 连接管段数, 污水
i_e	净雨强度		量标准, 地表漫流方程的指数
i_{ep}	洪峰径流量		资料总项数, 瞬时单位线参数
i_{eu}	平均净雨强度	N	统计资料年数, 瞬时单位线参数
i_p	暴雨峰值强度		人口密度, 设计人口数, 满流
I	降雨强度, 相对暴雨强度		曼宁粗糙系数, 平均年降雨天数
	初始蓄水系数, 年平均入流量	N_0	反映粗糙及地表截流影响的系数
I_1	积分值	N_I	实测降雨过程线的二阶中心矩
I_2	积分值	N_Q	实测流量过程线的二阶中心矩
I_e	初始损失	p	压力
k	费用函数的系数与指数, 入渗方	p_a	大气压强
	程衰减指数, 沙粒的平均粒径, 卡门	P	湿周, 雨峰值和平均净雨强度的
	常数, 边界粗糙度, 瞬时单位线参数		比值, 概率, 格栅孔隙比, 氧的
k_s	粗糙高度		净源, 水土保持实用系数
K	瞬时单位线参数, 单位换算系数	q	出流量, 设计暴雨强度, 单宽流量
	库容常数, 系数		单位长度入流流量, 净雨量
K_0	由地表特性决定的演算常数	q_0	单位面积径流量
K_1	常数	q_1	本段流量
K_2	常数	q_2	转输流量
K_c	桥墩结构系数	q_3	集中流量
K_d	日变化系数	q_b	推移质单宽输沙率
K_f	孔隙流阻力系数, 阻力系数	q_s	悬移质单宽输沙率
K_h	时变化系数	q_t	总输沙率
K_i	模比系数, 待定系数	q_v	单位长度入流量
K_n	曼宁公式单位换算系数	Q	流量
KS	土壤侵蚀系数	$\overline{Q}$	平均流量
K_1	紊动阻力系数	Q_0	设计流量
K_w	海森—威廉公式单位换算系数	Q_a	进气量
K_x	总变化系数	Q_c	管道输水能力
K_{Σ}	总变化系数	$\overline{Q_c}$	管道输水能力的平均值
l	长度	Q_b	旱流流量, 满流流量
L	长度, BOD 负荷, 边沟长度	Q_k	工业废水设计流量
L_i	管段长度	Q_L	降雨引起的管道洪峰流量
LS	长度和坡度系数	Q_r	雨水设计流量
L_x	水流方向降雨长度	Q_s	生活污水设计流量

Q_w	水量	v_s	动量流速
$Q_{\text{热}}$	污水流向冻土的热负荷	V	调节池容积, 流速, 年提升水量
r	半径, 雨峰系数, 桥墩宽度与桥跨度的比	V_c	非满流调件下的自净流速
R	水力半径, 冻土热阻, 降雨侵蚀指标值	V_f	满流调件下的自净流速
R_f	满流水力半径	w	渠道宽度, 流速
$Risk$	风险	w_x	加权系数
s	水库型连接点蓄水量	W	流域宽度
S	公共建筑生活污水量标准, 含沙量	x	长度
	水力坡度, 坡度, 单位长度道路的总固体负荷	X	距离
	BOD 的净源, 调节池库容	y	水深
S_g	管道坡度	y	水面到形心的距离
S_{ef}	常数	y_c	临界水深
S_{dr}	取决于土壤类型和地表调件的常数	z	高度上的座标, 相对座标
S_f	水力坡度		管底标高, 距渠道底部的标高
SF	安全系数	Z	相对座标, 管底标高, 距渠道
S_G	重量比浓度		底部的标高, 地表漫流方程系数
S_i	单位面积上的蓄水或损失水量	Z_1	标高
S_k	污染物的点源	Z_2	标高
S_v	体积比浓度	α	系数
S_{va}	已知体积比浓度	α_i	加权系数
t	时间	β	电费
t_1	地面汇水时间, 管渠终点水温	δ	误差, 变差系数
t_2	管内流行时间, 管渠起点水温	ΔH	测压管水头差
t_c	汇水时间	ΔP	压力损失
t_d	降雨历时	Δt	时间步长, 污水与冻土的温差
t_i	管段传播时间	Δx	长度步长
t_p	净雨峰历时	φ	角度
t_x	冻层内负温值	Φ	正态分布的积分函数值
$t_{\text{地}}$	管渠轴线处的冻土温度	γ	重度, 水的体积重量
$t_{\text{地面}}$	最冷月平均日地温	γ_s	固体颗粒体体积重量
T	设计重现期, 投资偿还期, 每班工作	μ	动力粘滞系数, 流量系数
	时间, 每日生产时数, 时间, 相对汇水时间	ν	运动粘滞系数
T_0	高程点数	ρ	水的密度
u	水的流速	ρ_s	固体颗粒密度
u_d	作用于颗粒的流速	θ	角度
U	下渗系数, X 方向的流速	σ	方差
v	流速, 颗粒沉速	τ	汇水时间, 剪切力
$\bar{v}$	平均流速	τ_c	汇水时间
v_i	满流流速	ω_x	加权系数
v_m	平均流速	Ω	变差系数
		λ_m	模型化误差系数

缩写词说明

ASEC	美国工程师协会	MPN	最大可能数
BOD	生物化学需(耗)氧量	MUNP	城市非点源污染管理模型
CHM	芝加哥流量过程线法	PR	径流百分数
CN	CSC 曲线数	Re	雷诺数
COD	化学需氧量	SLORE	坡度
CSC	美国土壤保护局	SOLL	土壤指标
CSYJM	城市雨水径流模型	SS	悬浮固体
DDF	雨深历时频率关系	SSCM	城市雨水管道计算模型
DO	溶解氧	STORM	雨水径流模型
DS	溶解固体	SWMM	雨水管理模型
EPA	美国国家环境保护署	TKN	总凯氏氮
Fr	弗劳德数	TN	总氮
GRI	颗粒粗糙度	TP	总磷
HYDROSIN	水力公司模拟模型	TRRL	公路研究所模型
IDF	强度历时频率关系	UCWI	前期湿度指标
ILLUDAS	依利诺城市排水区域模拟模型	UCURM	辛辛那堤大学城市径流模型
IMP	不透水面积百分比		

主题词索引

SCS 法	119	产流	122
Γ 分布	225	超负荷	14
安全系数	222	超载	246
暗渠	1	潮汐	263
坝	266	沉速	47
保护环境	1, 151	城市	1
暴雨	212	城市防洪	263
暴雨历时	178	城市规划	4
暴雨强度	89	城市化	1, 284
暴雨强度公式	95	城市内河	1
暴雨衰减	202	城市排水管网系统	1
北京法	106	冲刷	46
北京简化法	107	出水口	5, 13
本段污水流量	67	初步设计	4
比动量	26	初始轨迹	170
边沟	247	初始损失	122
边沟雨水口	254	初始条件	42
边界层理论	16	传播时间	132, 178
边界条件	42	大肠杆菌	288
边石雨水口	254	单纯形法	163
变差系数	98, 229	单管段	163
标高水头	15	单宽流量	26
标准差	223	单位过程线法	197
波速	177	单位面积径流量	144
伯努利方程	15	单位线	197
不等式约束	152	倒虹管	12
不计算管段	61	等差中项	223
不可压缩	15, 174	等节点线法	153
不确定性	222	等式约束	152
不完全分流制	2	等雨量线图法	92
不完全伽玛函数	199	地表径流	122
部分流域汇流	185	地表漫流	38, 176
策略	167, 168	地面产流	212
策略集合	167	地面汇流	212
差动态规划法	163, 166	地面集水时间	142

地球化学	283	格栅	258
地形	5	工程设施	1
点源	283	管长	145
跌水	8, 199	管道	1, 15
跌水井	12, 43	管道埋深	145
定床	46	管道水力学	15
定线	5	管底标高	145
动床	46	管内雨水流行时间	142
动力波解	41	管渠材料	10
动力粘滞系数	47	管渠底坡	14
动量	174	管网汇流	212
动量原理	252	规划方案	4
动态规划	163, 166	规划人口	4
端墙	141	规划设计	55
断面形式	9	涵	266, 274
对数正态分布	225	旱流量	239
多管段	163	合流制	1, 2
多阶段决策	166	合流制管网	1
二维地形	193	合流制排水系统	238
二维分析	193	恒定均匀流	14, 25
二维模型	193	恒定流	24
方案	4	宏观方法	197
防潮门	12	洪涝灾害	1
非点源	283	洪量径流系数	126, 137
非恒定	14	花管	254
非恒定流	14, 25	化学需氧量(COD)	285
非均匀流	174	缓流	15, 266
非满流	14	回水	268
非线性规划	166	回用率	285
非线性函数	162	汇水时间	126, 128, 177
非线性整数规划	163	混合制排水系统	2
废水	1	基本建设	4
费用函数	154	极大似然法	98
分流制	1	极限强度法	141
分区布置	6	极限状态	228
分支管段	165	极值	163
风险	222	极值分布	225
风险性分析	222	急流	14, 25, 266
弗劳德数	24	集水时间	137, 142
负指数分布曲线	98	集中污水流量	67
富营养化	286	计算机	151
概率分布	223	技术经济	1
概算指标	154	技术经济评价	222

技术经济指标	154	扩建	2
技术设计	4	扩散波解	41, 45
加速度	174	雷诺数	17
检查井	12, 43	离差	224
建筑界限	4	离差系数	98
渐变流	174	理论累积频率曲线	98
降雨	88	理论频率	89
降雨历时	89	理想流体	15
降雨量	89, 128	利用率	285
降雨率	126	粒径	47
阶段	167	连接暗井	11, 43
节点编号法	153	连续模型	197
节约用水	284	临界水深	21, 24, 247, 267
截流倍数	240	临界推移力	48
截流式	2, 6, 238	流量过程线	122
截留	118, 122	流速	145
经济	246	流速水头	15
经验方法	197	路边石	251
经验频率	89	落水管	248
经验频率曲线	98	埋设深度	53
精度分析	195	满流	14
净雨强度	202	满流流量	20
径流	1, 88, 122, 197	满流流速	20
径流过程	88	枚举法	163
径流量	1, 128, 189	敏感性分析	195
径流率	126	明渠	1, 14, 141
径流系数	141	模拟	197
静水压力	174	模拟技术	14
局部泵站	7	模拟模型	198
矩法	98	模型	197
决策	167, 168, 169	摩擦系数	250
决策序列	167	目标函数	152
均匀	14	内排水系统	246
均匀流	24	南京法	108
均匀损失	184	能量流动	1
均值	98	能量线	175
可靠性	222	逆序解法	167
可信区间	227	排洪沟	141
可行空间	152	排洪设施	1
可行坡度法	163	排水管网	1
空间分布	90	排水管网普及率	151
孔隙流速	34	排水流域	53
控制条件	15, 25	排水区	4

排水系统的体制	1, 4	设计期限	4
皮尔逊Ⅲ型曲线	99	设计人口数	53
皮尔逊分布	225	设计重现期	142
频率	89	渗渠	254
频率密度曲线	98	渗水	119
平衡	177	升力理论	48
平面图	53, 145	生产力	1
平屋面	246, 248	生态环境经济学	242
平行式布置	6	生态系统	1
评价函数	152	生物化学	283
坡度	145	生物化学需氧量	285
坡面流	35	圣·维南方程组	40
起动流速	49	施工图设计	4
浅滩	266	时间分布	90
强度	254	市政工程	151
桥	265	试算法	28
桥墩	269	适线	98
切线法	133	受纳水体	283
区域泵站	7	输水能力	15
曲面最小二乘法	110	数值解	186, 188
渠底坡度	174	数值模型	198
全处理式合流制	2	水力半径	206
全局最优解	151	水力计算	53
人工城市生态系统	1	水力坡降	175
人口密度	1	水力学	246
溶解固体	285	水面坡度	14
溶解氧	285	水头	15
入渗	179	水头损失	14
上举力	48	水文过程线	176, 178
设计暴雨	94, 96, 208	水文学	246
设计变量	152	水跃	23, 207
设计超高	141	水质	14
设计充满度	58	水质模型	198
设计断面	142	水质特征	285
设计方案	152	顺序解法	168
设计规模	4	瞬时单位线	124, 197
设计降雨历时	142	速度	177
设计径流系数	142	算术平均法	92
设计空间	152	算术平均值	223
设计流量	53, 238	随机性	14
设计流速	59	损失	88
设计模型	198	损失率	184
设计坡度	53	调试法	163

泰森法	92	样本分析	226
特征线法	44, 176	样本均值	223
梯度法	157	一维	15
同济大学法	114	一维流动	24
投资标准	222	一维重力流	174
投资回收率	243	溢流井	11, 43, 238
图论	163	溢流堰	248
推移力	48	隐式差分格式法	45
推移质	49	营养素	286
洼地蓄水	118, 122	优化宽度	247
蛙步法	45	优化设计	151
完全分流制	2	淤积	46
微分方程	174	雨水	197
微观方法	197	雨水管网	1
微生物	286	雨水口	11, 43, 254
维护管理费	1	雨水口流量过程线	123
紊流	15	雨水口流域	124
稳定性	254	预算定额	154
沃林福特程序	135	圆管	15
污染	1	约束方程	152
污水	1	约束条件	152
污水处理厂	5, 242	运筹学	152, 166
污水管网	1	运动波解	41
污水量标准	53	运动方程	174
污物	1	运动粘滞系数	17
屋顶	246	藻类	286
屋顶蓄水池	246	噪声	248
物理模型	198	折减系数	142
物质循环	1	振动	248
显式差分格式法	44	蒸发	88, 120
线性规划	166	蒸腾	89, 120
相似模型	198	正常水深	25
向后中心显式差分	194	正交布置	6
挟砂水流	49	正态分布	225
新陈代谢	285	芝加哥合成暴雨过程线	115
蓄水	184	直接拟合法	110
蓄水水库	243	直排式	238
悬多质	49	滞水时间	178
悬浮固体	285	中途泵站	7
循环使用	242	中值	223
压力流	14, 34	终点泵站	7
压力水头	15	众值	223
沿程损失	14	重度	46

重金属	285	总体均值	223
重力流	14	总投资	1
重现期	89	总有机碳(TOC)	288
柱状管网	5	纵剖面图	53, 145
转输污水流量	67	阻力	15
状态	167	最大可能数(MPN)	288
状态转移方程	167	最大埋深	8
准恒定动力波解	41	最大允许流速	46
准优解	170	最小管径	61
自净流速	46	最小埋深	7
自然降雨径流过程	1	最小设计坡度	60
综合径流系数	142	最优化	151
总体规划	53	坐标轮换法	163

《排水管网理论与计算》光盘主要内容

《排水管网理论与计算》附光盘 1 张, 以多媒体方式表述有关内容, 使读者能更方便、更直观地阅读本书。

本光盘包括三方面内容

第一部分 城市排水管网设计、管理与计算方法

第二部分 有关水力计算的软件

第三部分 新型 PVC 塑料排水管和安装、施工方法

在“城市排水管网设计、管理与计算方法”中介绍了 6 个与《排水管网理论与计算》有关的计算机程序, 每个程序都包括原理、用 VB 编制的计算程序源码和运行程序以及计算实例; 介绍了小城镇、中等城市、大城市和生活小区的给排水规划图实例; 并介绍了“城市暴雨强度公式推求系统”、“沈阳市市政排水设施档案管理系统”和“城市排水管网非恒定流模拟系统”等 3 个实用软件包的基本功能、水平和可以推广应用的范围, 并给出了演示程序。

在“有关水力计算的软件”系统中, 给出了钢筋混凝土圆管(满流和非满流)、矩形断面暗渠(满流和非满流)、梯形断面暗渠、马蹄形断面暗渠等水力计算图和水力计算表。

在“新型 PVC 塑料排水管和安装、施工方法”部分包括一段以建筑用 PVC 塑料排水管道为例, 介绍了 PVC 排水管的安装施工方法及注意事项。

本光盘的使用方法参阅光盘中 readme. doc 或 readme. html。

本光盘的制作人员名单

总 监 制 刘慈慰

总 策 划 程佛根

主 编 周玉文 赵洪宾 李 田

责任编辑 俞辉群

光盘制作 俞辉群

光盘测试 徐剑波 王 辉

图片及文字处理 魏 鹏

