

高等学校推荐教材

泊星行 <http://rockstar.xicp.net>

建设部“九五”
重点教材

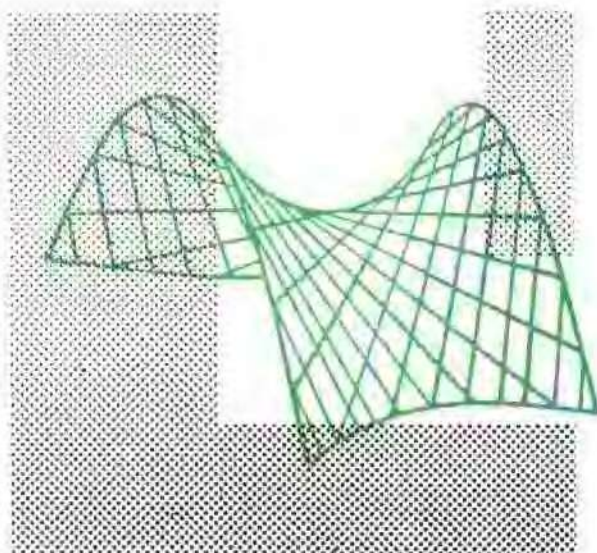
排水工程

上册

(第四版)

孙慧修 主编 顾夏声 主审
孙慧修 郝以琼 龙腾锐 编

● 中国建筑工业出版社



建设部“九五”重点教材

高等学校推荐教材

排 水 工 程

上 册

(第 四 版)

孙慧修 主编

顾夏声 主审

孙慧修 郝以琼 龙腾锐 编

ND30/11

中国建筑工业出版社

(京)新登字 035 号

图书在版编目(CIP)数据

排水工程 上册/孙慧修主编. —4版. —北京:
中国建筑工业出版社, 1999
建设部“九五”重点教材
高等学校推荐教材
ISBN 7-112-03895-2

I. 排… II. 孙… III. 排水工程-高等学校-教材
IV. TU992

中国版本图书馆 CIP 数据核字(1999)第 07660 号

责任编辑 俞辉群

建设部“九五”重点教材
高等学校推荐教材

排 水 工 程

上 册

(第 四 版)

孙慧修 主编

顾夏声 主审

孙慧修 郝以琼 龙腾锐 编

中国 建 筑 工 业 出 版 社 出 版 (北京西郊百万庄)

新华书店总店科技发行所发行

北京市彩桥印刷厂印刷

开本: 787×1092 毫米 1/16 印张: 12½ 字数: 304 千字

1999 年 12 月第四版 1999 年 12 月第九次印刷

印数: 115,416—122,415 册 定价: 15.50 元

ISBN 7-112-03895-2

TU · 3028 (9252)

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题, 可寄本社退换

(邮政编码 100037)

第 四 版 前 言

《排水工程》上册包括绪论及排水系统,主要内容有排水系统概论和污水、雨水与合流制排水管渠系统和排洪沟的规划设计与计算、排水管渠的材料、接口及基础、管渠系统上的构筑物,以及管渠系统的养护管理等。全书体现以城市排水系统为主干的特点。

有关气象资料的收集和整理、小流域暴雨洪峰流量的计算以及无自记雨量计地区雨量公式的推求等,已在《水文学》课程中讲述,故在本书雨水管渠系统一章中,对雨量公式及设计洪峰流量的计算未作推求,侧重于应用。有关排水泵站以及排水管渠施工等,已分别在《水泵及水站》和《给水排水工程施工》课程中讲述,本课程未作介绍。

《排水工程》(上册)第四版是在第三版的基础上,根据全国高等学校给水排水工程学科专业指导委员会关于教材编写要求和《排水工程》(上册)课程教学基本要求,以及排水工程技术的新发展和积累的故学经验,经过不断修改和完善编写而成,基本上反映了现代排水工程学科发展的趋势。

《排水工程》(上册)第四版增加了城市污水回用工程一节,以城市污水作为第二水源再利用,是防止水污染和解决水资源严重不足的重要方向。本版加强了雨水设计流量的论述,介绍了几种方法。对近年来我国城市排水系统向区域排水系统发展的趋势以及涌现出的新技术作了介绍。同时,对第三版中个别提法不妥之处进行了更正,并增加了部分新技术资料。规范以《室外排水规范》(GBJ14—87)及 1997 年局部修改的条文为主。计量单位以 1984 年公布的《中华人民共和国法定计量单位》为准。

本书是高等学校推荐教材和建设部“九五”重点教材。

参加本书第四版编写的有重庆建筑大学孙慧修(绪论、第 1 章、第 2 章第 7 节、第 8 节)、郝以琼(第 2、3、5 章,第 2 章第 7、8 节除外)、龙腾锐(第 4、6、7 章)。

主编 孙慧修

主审 清华大学 顾夏声

限于编者水平,书中不妥之处,请读者批评指正。

1998.7

第 三 版 前 言

排水工程(上册)包括绪论和排水系统。主要内容有排水系统概论和污水、雨水与合流排水管渠系统的规划设计及养护管理等。全书体现以城市污水为主干的特点。

排水工程(上册)第三版是在第二版基础上,根据近年来排水工程技术的新发展及教学实践经验修改编写而成的。这一版在有关章中增加了《中水系统及其设计特点》、《排水工程投资估算》、《居住小区排水系统及其设计特点》及《计算机在排水管道(污水、雨水)设计计算中的应用》等4节新内容。同时,对第二版书中提法不妥之处进行了更正,并增加了部分新技术资料。规范以《室外排水设计规范》(GBJ14—87)为准,计量单位以1984年公布的《中华人民共和国法定计量单位》为准。

参加本书第三版编写的有重庆建筑大学孙慧修(绪论、第一章、第二章第七、八节、第三章第五节)、郝以琼(第二、三、五章,但第二章第七、八节及第三章第五节除外)、龙腾锐(第四、六、七章)。

本书由重庆建筑大学孙慧修主编。

由清华大学顾夏声主审。

限于编者水平,书中不妥之处,请读者批评指正。

1993.9

第 二 版 前 言

排水工程(上册)第二版基本上是根据 1984 年制定的《排水管网工程》教学大纲的要求编写的。这一版,增加了“应用电子计算机计算污水管道”和“立体交叉道路排水”等方面的新内容,同时对第一版中提法不妥之处进行了更正,并增加了部分新资料。排水规范仍以《室外排水规范》(试行,TJ14—74)为准。书中使用的计量单位。以我国 1984 年公布的《中华人民共和国法定计量单位》为准。

参加第二版编写的有重庆建筑工程学院孙慧修(绪论、第一章)、郝以琼(第二章、第三章、第五章)、龙路锐(第四章、第六章、第七章)。本书由孙慧修主编。

本书由清华大学陶葆楷教授主审。

限于编者水平,书中不妥之处,请读者批评指正。

1986.5

第 一 版 前 言

《排水工程》是根据有关高等院校和设计院等 15 个单位参加的“教材编写大纲”会议上制定的大纲编写的。共两篇,分上、下两册出版。上册包括绪论及第一篇排水系统。下册为第二篇污水处理。全书体现以城市污水为主干的特点。

本书为《排水工程》上册,主要内容有排水系统概论和污水、雨水与合流排水管渠系统的规划设计及养护管理等。有关气象资料的收集和整理、小流域暴雨洪峰流量的计算以及无自记雨量计地区雨量公式的推求等,已在《水文学》课程中讲述,故在本书雨水管渠系统一章中,对雨量公式及设计洪峰流量的计算求作推求,侧重于应用。有关排水泵站以及排水管渠施工等,已分别在《水泵与水泵站》和《给水排水施工》课程中讲述,本课程未作介绍。

本书可作为土建类高等工科院校给水排水工程专业《排水工程》课程的试用教材,亦可供给排水专业有关工程技术人员参考。

参加本书编写的有重庆建筑工程学院孙慧修、郝以琼、龙腾锐(绪论、第一、二、四、五、六、七章)及西安冶金建筑学院夏秀清(第三章)。由孙慧修主编。

本书由清华大学陶葆楷教授、顾夏声教授和黄铭荣副教授、钱易副教授主审。

在本书编写过程中,曾得到有关兄弟院校、工厂和北京市市政工程设计院排水室等有关单位的帮助和支持,并提供了许多宝贵意见和资料,谨此表示感谢。

限于编者水平,书中不妥之处,请读者批评指正。

1979.8

目 录

绪论	1
思考题	6
第1章 排水系统概论	7
第1节 概述	7
第2节 排水系统的体制及其选择	10
第3节 排水系统的主要组成部分	13
1.3.1 城市污水排水系统的主要组成部分	13
1.3.2 工业废水排水系统的主要组成部分	15
1.3.3 雨水排水系统的主要组成部分	15
第4节 排水系统的布置形式	16
第5节 工业企业排水系统和城市排水系统的关系	18
第6节 废水的综合治理和区域排水系统	19
第7节 排水系统的规划设计原则和任务	21
思考题	22
第2章 污水管道系统的设计	23
第1节 设计资料的调查及设计方案的确定	23
2.1.1 设计资料的调查	23
2.1.2 设计方案的确定	24
第2节 污水设计流量的确定	25
2.2.1 生活污水设计流量	25
2.2.2 工业废水设计流量	27
2.2.3 地下水渗入量	28
2.2.4 城市污水设计总流量计算	28
第3节 污水管道的水力计算	32
2.3.1 污水管道中污水流动的特点	32
2.3.2 水力计算的基本公式	32
2.3.3 污水管道水力计算的设计数据	33
2.3.4 污水管道的埋设深度	35
2.3.5 污水管道水力计算的方法	37
第4节 污水管道的设计	39
2.4.1 确定排水区界,划分排水流域	39
2.4.2 管道定线和平面布置的组合	39
2.4.3 控制点的确定和泵站设置地点	42
2.4.4 设计管段及设计流量的确定	42
2.4.5 污水管道的衔接	44
2.4.6 污水管道在街道上的位置	45

第5节 污水管道的设计计算举例	46
2.5.1 在小区平面图上布置污水管道	46
2.5.2 街区编号并计算其面积	46
2.5.3 划分设计管段,计算设计流量	48
2.5.4 水力计算	49
2.5.5 绘制管道平面图和纵剖面图	51
第6节 污水管道平面图和纵剖面图的绘制	52
第7节 城市污水回用工程	54
2.7.1 概述	54
2.7.2 回用水源及其水质	54
2.7.3 回用水质标准	55
2.7.4 城市污水回用系统及其组成	57
2.7.5 安全措施和监测控制	57
第8节 排水工程投资估算	58
2.8.1 概述	58
2.8.2 枢纽工程综合技术经济指标	58
2.8.3 估算排水工程工程造价计算方法	58
2.8.4 排水工程综合指标应用实例	59
思考题	60
习 题	61
第3章 雨水管渠系统的设计	63
第1节 雨量分析与暴雨强度公式	63
3.1.1 雨量分析的几个要素	63
3.1.2 暴雨强度公式	67
第2节 雨水管渠设计流量的确定	68
3.2.1 雨水管渠设计流量计算公式	68
3.2.2 径流系数 Ψ 的确定	73
3.2.3 设计重现期 P 的确定	75
3.2.4 集水时间 t 的确定	76
3.2.5 特殊情况雨水设计流量的确定	79
3.2.6 雨水径流量的调节(雨水管渠系统上的调节池)	81
3.2.7 雨水管渠设计流量计算的其它方法	83
第3节 雨水管渠系统的设计和计算	84
3.3.1 雨水管渠系统平面布置的特点	84
3.3.2 雨水管渠水力计算的设计数据	86
3.3.3 雨水管渠水力计算的方法	87
3.3.4 雨水管渠系统的设计步骤和水力计算	90
3.3.5 雨水管渠设计计算举例	92
3.3.6 立体交叉道路排水	96
第4节 排洪沟的设计与计算	99
3.4.1 概述	99
3.4.2 设计防洪标准	100
3.4.3 设计洪峰流量的计算	101

3.4.4 排洪沟的设计要点	102
3.4.5 排洪沟的水力计算	105
3.4.6 排洪沟的设计计算示例	105
第5节 计算机在排水管道设计计算中的应用	108
3.5.1 污水管道设计程序	108
3.5.2 雨水管道设计程序	114
思考题	117
习 题	117
第4章 合流制管渠系统的设计	120
第1节 合流制管渠系统的使用条件和布置特点	120
第2节 合流制排水管渠的设计流量	121
4.2.1 第一个溢流井上游管渠的设计流量	121
4.2.2 溢流井下游管渠的设计流量	122
第3节 合流制排水管渠的水力计算要点	122
第4节 合流制排水管渠的水力计算示例	125
第5节 城市旧合流制排水管渠系统的改造	127
思考题	130
习 题	130
第5章 排水管渠的材料、接口及基础	131
第1节 排水管渠的断面及材料	131
5.1.1 管渠的断面形式	131
5.1.2 对管渠材料的要求	132
5.1.3 常用排水管渠	132
5.1.4 管渠材料的选择	136
第2节 排水管道的接口	137
第3节 排水管道的基础	139
思考题	141
第6章 排水管渠系统上的构筑物	142
第1节 雨水口、连接暗井、溢流井	142
第2节 检查井、跌水井、水封井、换气井	144
第3节 倒虹管	148
第4节 冲洗井、防潮门	149
第5节 出水口	150
第7章 排水管渠系统的管理和养护	152
第1节 管理和养护的任务	152
第2节 排水管渠的疏通	152
第3节 排水管渠的修理	157
附 录	
附录 1-1 中华人民共和国城乡建设环境保护部标准 CJ18—86 《污水排入城市下水道水质标准》	158
附录 1-2 《室外排水设计规范》GBJ14—87 规定生物处理构筑物 进水中有害物质容许浓度	159

附录 2-1 居民生活用水定额(平均日)和综合生活用水定额(平均日)	160
附录 2-2 水力计算图	161
1. 钢筋混凝土圆管(不满流 $n=0.014$)	161
计算图	
2. 钢筋混凝土圆管(满流 $n=0.013$)	173
计算图	
附录 2-3 排水管道与其它管线(构筑物)的最小净距	174
附录 2-4 北京市试行中水水质标准	175
附录 2-5 日本不同用途的水质标准	176
附录 2-6 排水工程综合指标	177
附录 2-7 排水工程万元实物指标	181
附录 3-1 暴雨强度公式的编制方法	184
附录 3-2 我国若干城市暴雨强度公式	185
附录 4 中华人民共和国法定计量单位的单位名称和单位符号对照表(限本书出现的)	189
主要参考书目	190

绪 论

在城镇,从住宅、工厂和各种公共建筑中不断地排出各种各样的污水和废弃物,需要及时妥善地排除、处理或利用。

在人们的日常生活中,盥洗、淋浴和洗涤等都要使用水,用后便成为污水。现代城镇的住宅,不仅利用卫生设备排除污水,而且随污水排走粪便和废弃物,特别是有机废弃物。生活污水含有大量腐败性的有机物以及各种细菌、病毒等致病性的微生物,也含有为植物生长所需要的氮、磷、钾等肥分,应当予以适当处理和利用。

在工业企业中,几乎没有一种工业不用水。在总用水量中,工业用水量占有相当的比例。水经生产过程使用后,绝大部分成为废水。工业废水有的被热所污染,有的则挟带着大量的污染杂质,如酚、氰、砷、有机农药、各种重金属盐类、放射性元素和某些相当稳定生物难于降解的有机合成化学物质,甚至还可能含有某些致癌物质等。这些物质多数既是有害和有毒的,但也是有用的,必须妥善处理或回收利用。

城市雨水和冰雪融水也需要及时排除,否则将积水为害,妨碍交通,甚至危及人们的生产和日常生活。

在人们生产和生活中产生的大量污水,如不加控制,任意直接排入水体(江、河、湖、海、地下水)或土壤,使水体或土壤受到污染,将破坏原有的自然环境,以致引起环境问题,甚至造成公害。因为污水中总是或多或少地含有某些有毒或有机物质,毒物过多将毒死水中或土壤中原有的生物,破坏原有的生态系统,甚至使水体成为“死水”,使土壤成为“不毛之地”。而生态系统一旦遭到破坏,就会影响自然界生物与生物、生物与环境之间的物质循环和能量转化,给自然界带来长期的、严重的危害。例如,1850年英国泰晤士河因河水水质污染造成水生生物绝迹后,曾采用了多种措施予以治理,但一直到1969年才使河水开始恢复清洁状态,重新出现了鱼群,其间竟经历了119年之久!污水中的有机物则在水中或土壤中,由于微生物的作用而进行好氧分解,消耗其中的氧气。如果有机物过多,氧的消耗速度将超过其补充速度,使水体或土壤中氧的含量逐渐降低,直至达到无氧状态。这不仅同样危害水体或土壤中原有生物的生长,而且此时有机物将在无氧状态下进行另一种性质的分解——厌氧分解,从而产生一些有毒和恶臭的气体,毒化周围环境。为保护环境避免发生上述情况,现代城市就需要建设一整套的工程设施来收集、输送、处理和处置污水,此工程设施就称之为排水工程。

因此,排水工程的基本任务是保护环境免受污染,以保进工农业生产的发展和保障人民的健康与正常生活。其主要内容包括:(1)收集各种污水并及时地将其输送至适当地点;(2)妥善处理后排放或再利用。

排水工程在我国社会主义建设中有着十分重要的作用。

从环境保护方面讲,排水工程有保护和改善环境,消除污水危害的作用。而消除污染,保护环境,是进行经济建设必不可少的条件,是保障人民健康和造福子孙后代的大事。随着

现代工业的迅速发展和城市人口的集中,污水量日益增加,成分也日趋复杂。在某些工业发达国家,因污水而引起的环境污染问题陆续出现,60年代以来,曾发生过多起轰动世界的公害事件,例如日本的“水俣病”、“骨痛病”等等。引起了舆论界的关注和广大群众的强烈反对,迫使一些国家组织和成立相应的环境保护机构,来研究和解决这一问题。目前,我国有些地方环境污染也十分严重,随着现代化建设的发展,必将更加突出起来。因此,必须随时注意经济发展过程中造成的环境污染问题,在现代化建设中,应充分发挥社会主义制度的优越性,注意研究和解决好污水的治理问题,以确保环境不受污染,这是排水工作者的重要任务。

从卫生上讲,排水工程的兴建对保障人民的健康具有深远的意义。通常,污水污染对人类健康的危害有两种方式:一种是污染后,水中含有致病微生物而引起传染病的蔓延。例如霍乱病,在历史上曾夺去千百万人的生命,而现在虽已基本绝迹,但如果排水工程设施不完善,水质受到污染,就会有传染的危险,1970年前苏联伏尔加河口重镇阿斯特拉罕爆发的霍乱病,其主要原因就是伏尔加河水质受到污染引起的。另一种是被污染的水中含有毒物质,从而引起人们急性或慢性中毒,甚至引起癌症或其它各种“公害病”。某些引起慢性中毒的毒物对人类的危害甚大,因为它们常常通过食物链而逐渐在人体内富集,开始只是在人体内形成潜在危害,不易发现,一旦爆发,不仅危及一代人,而且影响子孙后代。兴建完善的排水工程,将污水进行妥善处理,对于预防和控制各种传染病、癌症或“公害病”有着重要的作用。

从经济上讲,排水工程也具有重要意义。首先,水是非常宝贵的自然资源,它在国民经济的各部门中都是不可缺少的。虽然地球表面的70%以上被水所覆盖,但其中便于取用的淡水量仅为地球总水量的0.2%左右。许多河川的水都不同程度地被其上下游城市重复使用着。如果水体受到污染,势必降低淡水水源的使用价值。目前,一些国家和地区已出现因水源污染不能使用而引起的“水荒”,被迫不惜付出高昂的代价进行海水淡化,以取得足够数量的淡水。现代排水工程正是保护水体,防治公共水体水质污染,以充分发挥其经济数益的基本手段之一。同时,城市污水资源化,可重复利用于城市或工业,这是节约用水和解决淡水资源短缺的一种重要途径。不言而喻,这必将产生巨大的经济数益。其次,污水的妥善处置,以及雨雪水的及时排除,是保证工农业生产正常运行的必要条件之一。在某些工业发达国家,曾由于工业废水未能妥善处理,造成周围环境或水域的污染,使农作物大幅度减产甚至枯死和工厂被迫停产甚至倒闭的事例。同时,废水能否妥善处置,对工业生产新工艺的发展也有重要的影响,例如原子能工业,只有在含放射性物质的废水治理技术达到一定的生产水平之后,才能大规模地投入生产,充分发挥它的经济数益。此外,污水利用本身也有很大的经济价值,例如有控制地利用污水灌溉农田,会提高产量,节约水肥,促进农业生产;工业废水中有价值原料的回收,不仅消除了污染,而且为国家创造了财富,降低产品成本;将含有有机物的污泥发酵,不仅能更好地利用污泥做农肥,而且可得到有机化工的基本原料——甲烷,进而可制造各类化工产品等等。

总之,在实现四个现代化的过程中,排水工程作为国民经济的一个组成部分,对保护环境、促进工农业生产和保障人民的健康,具有巨大的现实意义和深远的影响。作为从事排水工作的工程技术人员,应当充分发挥排水工程在社会主义建设中的积极作用,使经济建设、城乡建设与环境建设同步规划、同步实施、同步发展,以实现经济数益、社会效益和环境效益的统一。

排水工程的建设在我国已有悠久历史,早在战国时代就有用陶土管排除污水的工程设施。我国古代一些富丽堂皇的皇城,已建有比较完整的明渠与暗渠相结合的渠道系统。例如,北京内城至今还保留有明清两代建造得很好的矩形砖渠。但是,由于长期的封建统治,我国比较完善的现代化排水系统,直到 20 世纪初才在个别城市开始建设,而且规模较小。在国外,据历史记载和考古发掘证实,早在公元前 2500 年,埃及就已建有污水沟渠,古希腊的城市也建有石砌或砖砌等各种形式的管渠系统,古罗马在公元前 6 世纪建筑了著名的“大沟渠”。19 世纪中叶以后,随着产业革命后工业的发展和人口的集中,一些西方国家的城市开始建造现代排水系统。

我国解放以后,随着城市和工业建设的发展,城市排水工程的建设有了很大的发展。为了改善人民居住区的卫生环境,解放初期,除对原有的排水管渠进行疏浚外,曾先后修建了北京龙须沟、上海肇家浜、南京秦淮河等十几处管渠工程。在其它许多城市也有计划地新建或扩建了一些排水工程。在修建排水管渠的同时,还开展了污水、污泥的处理和综合利用的科学研究工作,修建了一些城市污水厂。在一些地区,开展了城市污水灌溉农田,修建了长达 60km 的沈(阳)抚(顺)污水灌渠。有控制地进行污水灌溉不仅能提高农作物产量,而且也是利用土地处理污水的有效方法之一。近年来,又修建了黄浦江大型水底过江管道;大力开展了工业废水的治理工作,许多工业企业修建了独立的废水处理站;对官厅水库、渤海湾、鸭儿湖、白洋淀、蓟运河、淄博工业区等环境污染较为严重的河、湖、海湾和城市进行了重点治理,取得了一定的成效。“六五”期间是我国环境保护事业开创和发展以来的最好时期,经过 5 年的努力,我国的环境保护作为一项基本国策,取得了很大进展。在“七五”期间,在城市污水处理方面开展了土地处理和稳定塘处理系统,大中城市共安排治理河流(段)和湖泊 99 条(个)。城市污水处理厂的建造数量明显增加。如目前国内规模最大、处理工艺完整的天津纪庄子城市污水处理厂,以及经过处理后排入郊区灌溉的桂林中南区城市污水处理厂等均早已投产使用。经过治理的河流、湖泊水质明显好转。“八五”期间,为了解决水资源短缺和防止水污染,将污水资源化列入了国家重点科技攻关项目,在大连市春柳河污水处理厂中建成了城市污水回用示范工程。北京建造日处理规模 100 万 m^3 的全国最大的现代化城市污水处理厂的第一期工程 50 万 m^3/d 已经投产使用。“九五”期间,重视水工业技术的纵深发展和集成化方面的研究,例如“集成化的污水处理处置和利用技术”和“污泥处理处置利用技术”等重点技术发展项目。近年来,我国沿海地区的一些城市,为了充分利用海洋(江、河)大水体的稀释自净能力,将污水适当处理后排海。污水深海排放已逐渐成为世界各国沿海城市污水的主要处置方式之一。上海竹园的合流污水的排海工程、浙江宁波的长跳嘴污水排海工程等便是我国近年来建造的排海工程。总之,近十几年来,兴建和完善城市排水工程设施的速度明显加快,如 1986 年我国建有城市污水处理厂 64 座,到 1996 年达到 153 座。

1973 年,在全国第一次环境保护会议上,制定了“全面规划、合理布局、综合利用、化害为利、依靠群众、大家动手、保护环境、造福人民”的环境保护工作方针;1978 年,颁布的《中华人民共和国宪法》中第十一条规定的“国家保护环境和自然资源、防治污染和其他公害”;1984 年,在全国第二次环境保护会议上,提出的“环境保护是我国的一项基本国策”;1989 年,在全国第三次环境保护会议上,提出的“推进污染集中控制”政策;以及 1996 年,在全国第四次环境保护会议上,进一步强调落实环境保护基本国策,贯彻实施可持续发展战略等等,为排水工程的建设和发展指明了方向。为了保护环境,国家还制定了一系列法令和标

准,与排水工程有关的主要有《中华人民共和国环境保护法》、《中华人民共和国水污染防治法》、《中华人民共和国海洋环境保护法》;《工业“三废”排放试行标准》(GBJ4—73)、《工业企业设计卫生标准》(TJ36—79)、《海水水质标准》(GB3097—82)、《生活饮用水卫生标准》(GB5749—85)、《污水排入城市下水道水质标准》(CJ18—86)、《室外排水设计规范》(GBJ14—87)、《地面水环境质量标准》(GB3838—88)、《污水综合排放标准》(GB8978—1996)、《渔业水质标准》(GB11607—89)、《生活杂用水水质标准》(CJ25·1—89)、《建筑中水设计规范》(CECS30·91)、《农田灌溉水质标准》(GB5084—94)、《城市污水处理厂污水污泥排放标准》(CJ3025—93)、《城镇污水处理厂附属建筑和附属设备设计标准》(CJJ31—89)、《城市污水回用设计规范》(CECS61:94),等等。同时,在环境管理中关于基建项目明确规定了对新建、改建、扩建工程和采取技术措施增加生产能力的工程项目,实行防治污染设施与主体设施的工程同时设计、同时施工、同时投产(简称“三同时”)的政策。在党和国家的关怀下,从事排水工程的技术队伍日益壮大,许多高等和中等技术学校设置了给水排水工程专业或环境工程专业。全国很多城市和工业部门也都设置了给水排水设计和科研机构、环境保护机构、环境监测机构以及有关的各种学会等。为了加强领导,设置了全国人大环境与资源保护委员会和国家环境保护总局等组织机构。所有这些,为排水事业的发展创造了极为有利的条件。

建国以来,我国排水工程事业虽然有了相当的发展,在环境保护和污水治理方面也取得了一定的经验,但仍满足不了社会主义建设事业的需要,与工业发达国家相比,差距很大。目前,我国的城市污水和工业废水大部分未经有效处理直接排入水域,造成我国 $\frac{1}{3}$ 以上的河段受到污染,90%以上的城市水域严重污染,近50%的重点城镇水源不符合饮用水标准。据统计,对全国1200多条河流的监测表明,约有70%的河流受到不同程度的污染,其中淮河流域、松花江流域、海河流域尤为严重。我国的湖泊污染也相当严重,太湖、洞庭湖、滇池尤为突出。我国主要城市约有50%以地下水为水源,全国约有 $\frac{1}{3}$ 人口饮用地下水,但由于城市地下水受到不同程度污染,水质不断恶化。我国是一个水资源匮乏的国家,人均水资源占有量仅为世界人均占有量的 $\frac{1}{4}$ 。许多地区和城市严重缺水。水环境质量的不断恶化,必将导致水资源的进一步减少和水资源供需矛盾的加剧。我国正处于全面发展时期,城市化和工业化进程的加速将伴随需水量和污染物排放量的迅速增长,水危机不仅会长期存在,而且有迅速加剧的危险,必将制约城市和经济的发展,影响四个现代化任务的实现。因此,当前排水工作者的任务是艰巨的,应加紧做好各方面工作。

1. 应加快城市排水系统的建设。我国多数城市排水管道不成系统,有的利用街道、河道排水,影响环境卫生。有的排水能力低,致使有的城市雨后长时间积水,对生活、生产影响很大。目前,我国城市排水网普及率,按服务面积计算为64.8%左右,排水管道总长度11万km多,人均占有排水管道长度0.55m,与工业发达国家相比差距较大,如伦敦、巴黎、莫斯科等普及率为100%,东京为97%,原德意志联邦共和国为95%,人均占有排水管道长度为4m,所以应加速城市排水管道系统的建设。

我国城市污水处理能力相当低,据统计,1996年底,我国有城市666座,城市污水年排放总量为352.8亿 m^3 ,城市污水处理量为83.3亿 m^3 ,则城市污水处理率约为23.3%。该污水处理率,并未限定污水处理的深度标准,它综合计入了企业的预处理和城市市政排水系统的一级处理、简易处理及二级生物处理的所有污水量。能达二级生物处理标准的污水处

理能力仅为 537.9 万 m^3/d 。因此,能达到二级生物处理标准的城市污水处理率为 5.6% 左右。城市市政排水系统年容纳污水 208.9 亿 m^3 ,建有城市污水处理厂 153 座,日处理能力 751.2 万 m^3 ,加上分散设施的处理能力,年处理污水量 23.8 亿 m^3 ,因而城市市政排水系统的污水处理率为 11.4% 左右。所以我国城市污水处理率低,大部分城市污水未经处理直接排入江、河、湖、海,造成水体污染,这与社会的发展极不适应。近几十年来,国外许多发达国家大力发展城市排水设施并建造大量城市污水处理厂,提高污水处理率,而且许多国家采用二级生物处理,并且很多情况下提高到三级处理水平,以解决水体的富营养化问题。据统计,发达国家平均 5000~10000 人就占有一座城市污水厂,美国有 22000 多座城市污水厂。

根据国家规划,到 2010 年城市污水集中处理率应达 40%,预计需新建城市集中污水处理厂 1000 余座,所以从现在到 2010 年,我国的城市污水处理厂将以超常规的建设速度发展。相应地还要建造大量排水管渠工程,其基建投资和工程量是相当可观的,投资的筹措是一项很重要的问题。此外,我国目前城市排水管渠多为合流制,如果达到规定的要求,就必须有计划地逐渐将合流制改造为分流制。同时,将原有的城市污水处理厂一级处理扩建为二级处理。因此,城市排水系统的新建、现有排水系统的改建和扩建,以及污水厂的建设任务等,都是极其繁重的。

2. 应尽快探索经济、高效、节能、技术先进的符合我国国情的城市污水处理新工艺和新技术。首先应探索效率高、耗电低、用地省和污泥少的生物处理新工艺。利用城市污水灌溉农田进行土地处理,氧化塘、氧化沟等技术在我国已有不少实践经验,应逐步推广应用。同时,应加强污水灌溉对作物生长、地下水污染、土壤污染、环境卫生以及污物在作物中残留等问题的研究工作。

对城市污水处理所产生的污泥,应加强综合利用的研究,以解决污泥的最终处置和出路问题。

3. 应大力开展污水资源化研究。城市污水经妥善处理后可作低质用水,如用作工业冷却用水和杂用水(如厕所冲洗水、洗车水、洒水、消防用水、空调用水等)。城市污水资源化,在解决水污染的同时,也解决某些缺水地区水资源不足的问题,所以应针对性地对城市污水资源化进行试验研究,并解决在应用中存在的问题,这是开辟第二水源的重要途径。

4. 应大力加强水质监测新技术、操作管理自动化和水处理设备标准化的研究工作。国外在环境监测中已开始采用中子活化、激光、声雷达等新技术进行自动监测。英国威灵汉污水厂的运转采用了计算机程序控制,可在 24h 内随时提供完整的全厂运转记录。目前,我国在污水处理方面基本上还是人工操作,某些水处理专用机械、设备、仪器、仪表等,还没有标准化和系列化,因而与国外相比差距颇大,在这方面还要作大量工作。

5. 无害无废水工艺、闭合循环和综合利用是 60 年代控制工业污染的新技术,应积极开展研究和加以推广。近年来,我国一些工业企业努力改革工艺,采用闭路循环流程,做到少排甚至不排废水,对必须排放的废水开展综合利用等方面已取得了一些成果,既控制了污染又为国家创造了财富。但有的在生产中还处于试用阶段,有待进一步推广。对其它许多工业企业废水的经济有效的综合利用途径,还有待于研究和探索。并应不断地提高和研究水的重复利用率工作。

6. 应着手进行区域排水系统的研究工作。70 年代以来,某些国家为保护和改善环境,已从局部治理发展为区域治理,从单项治理发展为综合整治,即对区域规划、资源利用、能源

改造和有害物质净化处理等多种因素进行综合考虑,以求得整体上的最优整治方案。区域排水系统是对区域河流水质进行综合整治的重要组成部分,它运用系统工程的理论和方法及电子计算技术,从整个河流的范围出发,将区域规划、水资源的有效利用和污水治理等因素进行综合的系统分析,建立各种模拟试验和数学模式,以寻求水污染控制的设计和管理的最优化方案,这是当前应予以重视的研究方向。

应当强调指出,在发展经济的时候,必须注意环境保护。否则,酿成公害后再来抓环境保护,不仅人民遭受损失,而且要花费更多的财力、物力,这是一些工业发达国家已经产生过的教训。同时也应看到,只要注意并采取强有力的措施,控制和解决环境污染问题是不难实现的。例如,日本的环境保护走了 15 年的弯路,开始 10 年,即 1955~1965 年只追求工业发展,忽视环境保护;后 5 年,即 1966~1970 年继续高速度发展经济,终于造成了全国性的难以控制的“爆炸性”公害。在群众和社会舆论的压力下,日本政府决心解决环境污染问题,从 1970 年起,用了 5~7 年的时间,使公害问题基本得到治理和控制,环境状况有了显著改善,99.95% 的水域已达到了保护人民健康的水质标准^①。

思 考 题

1. 我国污水治理的方针是什么?
2. 排水工程的任务和作用是什么?
3. 为什么说排水工程是我国现代化建设的重要组成部分?
4. 排水工作者面临的任务是艰巨的,应如何完成这一任务?

① 1979 年 1 月 4 日《人民日报》

第1章 排水系统概论

第1节 概 述

在人类的生活和生产中,使用着大量的水。水在使用过程中受到不同程度的污染,改变了原有的化学成分和物理性质,这些水称做污水或废水。污水也包括雨水及冰雪融化水。

按照来源的不同,污水可分为生活污水、工业废水和降水3类。

1. 生活污水 是指人们日常生活中用过的水,包括从厕所、浴室、盥洗室、厨房、食堂和洗衣房等处排出的水。它来自住宅、公共场所、机关、学校、医院、商店以及工厂中的生活间部分。

生活污水是属于污染的废水,含有较多的有机物,如蛋白质、动植物脂肪、碳水化合物、尿素和氨氮等,还含有肥皂和合成洗涤剂等,以及常在粪便中出现的病原微生物,如寄生虫卵和肠系传染病菌等。这类污水需要经过处理后才能排入水体、灌溉农田、或再利用。

2. 工业废水 是指在工业生产中所排出的废水,来自车间或矿场。由于各种工厂的生产类别、工艺过程、使用的原材料以及用水成分的不同,使工业废水的水质变化很大。

工业废水按照污染程度的不同,可分为:生产废水和生产污水两类。

生产废水是指在使用过程中受到轻度沾污或水温稍有增高的水。如机器冷却水便属于这一类,通常经某些处理后即可在生产中重复使用,或直接排放水体。

生产污水是指在使用过程中受到较严重污染的水。这类水多半具有危害性。例如,有的含大量有机物,有的含氰化物、铬、汞、铅、镉等有害和有毒物质,有的含多氯联苯、合成洗涤剂等合成有机化学物质,有的含放射性物质,有的物理性状十分恶劣,等等。这类污水大都需经适当处理后才能排放,或在生产中使用。废水中的有害或有毒物质往往是宝贵的工业原料,对这种废水应尽量回收利用,为国家创造财富,同时也减轻了污水的污染。

工业废水按所含主要污染物的化学性质,可分为下列3类:

(1)主要含无机物的,包括冶金、建筑材料等工业所排出的废水。

(2)主要含有机物的,包括食品工业、炼油和石油化工工业等废水。

(3)同时含大量有机物和大量无机物的废水,包括焦化厂、化学工业中的氮肥厂、轻工业中的洗毛厂等废水。

工业废水按所含污染物的主要成分分类,如酸性废水、碱性废水、含氰废水、含铬废水、含镉废水、含汞废水、含酚废水、含醛废水、含油废水、含有机磷废水和放射性废水等。这种分类法,明确地指出了废水中主要污染物的成分。

实际上,一种工业可以排出几种不同性质的废水,而一种废水又会有不同的污染物和不同的污染效应。即便是一套生产装置排出的废水,也可能同时含有几种污染物。在不同的工业企业,虽然产品、原料和加工过程截然不同,也可能排出性质类似的废水。

3. 降水 即大气降水,包括液态降水(如雨露)和固态降水(如雪、冰雹、霜等)。前者通

常主要是指降雨。降落雨水一般比较清洁,但其形成的径流量大,若不及时排泄,则能使居住区、工厂、仓库等遭受淹没,交通受阻,积水为害,尤其山区的山洪水为害更甚。通常暴雨水为害最严重,是排水的主要对象之一。冲洗街道和消防用水等,由于其性质和雨水相似,也并入雨水。一般,雨水不需处理,可直接就近排入水体。

雨水虽然一般比较清洁,但初降雨时所形成的雨水径流会挟带着大气地面和屋面上的各种污染物质,使其受到污染,所以形成初雨径流的雨水,是雨水污染最严重的部分,应予以控制。有的国家对污染严重地区雨水径流的排放作了严格要求,如工业区、高速公路、机场等处的暴雨雨水要经过沉淀、撇油等处理后才可排放。近年来,由于大气污染严重,在某些地区和城市出现酸雨,严重时 pH 达到 3.4,因而初降雨时的雨水是酸性水。虽然雨水的径流量大,处理较困难,但近年来的研究表明,对其进行适当处理后再排放水体是有必要的。

城市污水,是指排入城镇污水排水系统的生活污水和工业废水。在合流制排水系统中,还包括生产废水和截流的雨水。城市污水实际上是一种混合污水,其性质变化很大,随着各种污水的混合比例和工业废水中污染物质的特性不同而异。在某些情况下可能是生活污水占多数,而在另一些情况下又可能是工业废水占多数。这类污水需经过处理后才能排入水体、灌溉农田,或再利用。

污水量是以 L 或 m^3 计量的。单位时间(s、h、d)的污水量称污水流量。污水中的污染物质浓度,是指单位体积污水中所含污染物质的数量,通常以 mg/L 或 g/m^3 计,用以表示污水的污染程度。生活污水量和用水量相近,而且所含污染物质的数量和成分也比较稳定。工业废水的水量和污染物质浓度差别很大,取决于工业生产性质和工艺过程。

在城市和工业企业中,应当有组织地、及时地排除上述废水和雨水,否则可能污染和破坏环境,甚至形成公害,影响生活和生产,以及威胁人民健康。排水的收集、输送、处理和排放等设施以一定方式组合成的总体,称为排水系统。排水系统通常由管道系统(或称排水管网)和污水处理系统(即污水处理厂)组成。管道系统是收集和输送废水的设施,把废水从产生处输送至污水厂或出水口,它包括排水设备、检查井、管渠、水泵站等工程设施。污水处理系统是处理和利用废水的设施,它包括城市及工业企业污水厂(站)中的各种处理构筑物及除害设施等。

污水的最终处置或者是返回到自然水体、土壤、大气;或者是经过人工处理,使其再生成为一种资源回到生产过程;或者采取隔离措施。其中关于返回到自然界的处理,因自然环境具有容纳污染物质的能力,但具有一定界限,不能超过这种界限,否则就会造成污染。环境的这种容纳界限称环境容量。图 1-1 为污水处理与处置系统的一种模式。若所排出的污水不超过河流的环境容量时,可不经处理直接排放,否则应处理后再排放。处理后的水也可以再利用。在本系统中污泥处置采用焚烧法,焚烧需要利用大气的环境容量。

根据不同的要求,经处理后的污水其最后出路有:一是排放水体;二是灌溉农田;三是重复使用。

排放水体是污水的自然归宿。水体对污水有一定的稀释与净化能力,也称污水的稀释处理法,这是最常用的一种处置方式。

灌溉农田是污水利用的一种方式,也是污水处理的一种方法,称为污水的土地处理法。

重复使用是一种合适的污水处置方式。污水的治理由通过处理后达到无害化后排放,发展到处理后重复使用,这是控制水污染、保护水资源的重要手段,也是节约用水的重要途径

径。城市污水重复使用的方式有：

(1)自然复用 一条河流往往既作给水水源,也接纳沿河城市排放的污水。流经河流下游城市的河水中,总是掺杂有上游城市排入的污水。因而地面水源中的水,在其最后排入海洋之前,实际已被多次重复使用。

(2)间接复用 将城市污水注入地下补充地下水,作为供水的间接水源,也可防止地下水位下降和地面沉降。我国已有这方面的实际应用,美国加州橙市WF-21污水厂的出水补充地下水等均是间接复用的实例。

(3)直接复用 可将城市污水直接作为城市饮用水水源、工业用水水源、杂用水水源等重复使用(或称再利用,也称回用)。城市污水经过人工处理后直接作为城市饮用水源,目前世界上仅南非某城一处,这对严重缺水地区来说,可能是必要的。近年来,我国也提倡采用中水道,而且已有不少工程实例,它是利用处理过的生活污水作冲洗厕所、洗车、园林灌溉、冷却设备补充水等杂用水。利用处理后的城市污水作为工业水源,目前日本应用较多,多半用作设备冷却水。我国在大连已经研究成功并开始使用。

将民用建筑或建筑小区使用后的各种排水,如生活污水、冷却水等,经适当处理后回用于建筑或建筑小区作为杂用水的供水系统,我国称为建筑中水。图 1-2 为单幢建筑中水系统及图 1-3 为居住小区中水系统的示意图。图 1-4 是以城市污水的处理水作工业用水和杂用水再利用(回用)系统的一种方式。

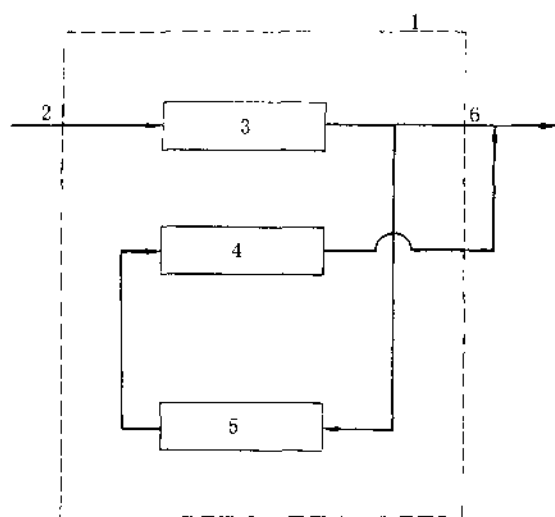


图 1-2 单幢建筑中水系统

1—建筑;2—城市给水;3—生活饮用水系统;
4—杂用水系统;5—中水处理设施;6—排入城市污水管道

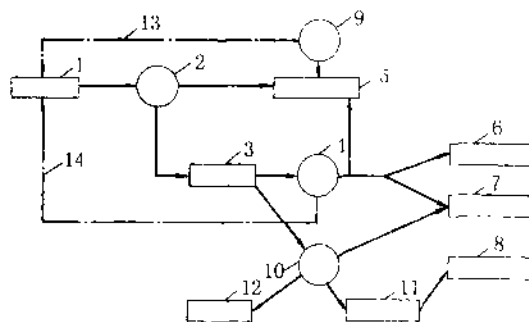


图 1-1 污水处理与处置系统

1—污水发生源;2—污水;3—污水厂;4—处理水;
5—河流环境容量;6—海洋环境容量;7—土壤环境容量;
8—大气环境容量;9—水资源;10—污泥;11—焚烧;
12—隔离(有害物质);13—用水供应;14—再利用

工业废水的循序使用和循环使用也是直接复用。某工序的废水用于其他工序,某生产过程的废水用于其他生产过程,称做循序使用。某生产工序或过程的废水,经回收处理后仍作原用,称做循环使用。习惯上称循序使用为循序给水,称循环使用为循环给水。我国工业用水重复利用率一般不到 40%,远远低于工业发达国家,如日本为 70%,前苏联为 75%~80%,不断提高水的重复利用是今后发展的必然趋势。

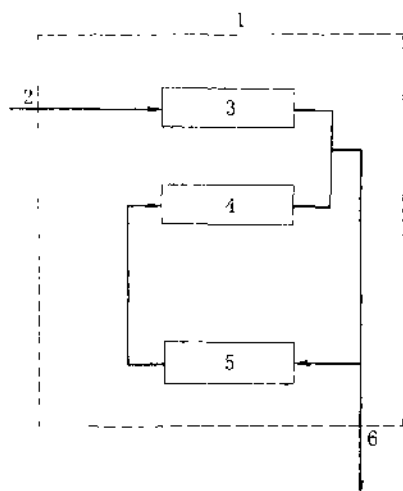


图 1-3 居住小区中水系统

1—居住小区;2—城市给水;
3—生活饮用水系统;4—杂用水系统;
5—中水处理设施;6—排水城市污水管道

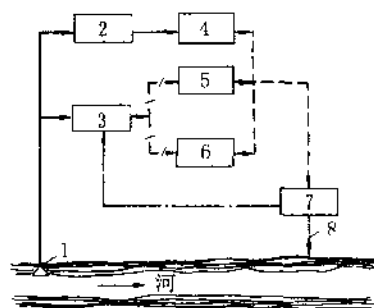


图 1-4 城市污水再利用(回用)系统

1—取水;2—给水厂;
3—再利用(或称再生)水厂;
4—生活用水;5—杂用水;
6—工业用水;7—污水处理厂;
8—出水口

第 2 节 排水系统的体制及其选择

如前所述,在城市和工业企业中通常有生活污水、工业废水和雨水。这些污水是采用一个管渠系统来排除,或是采用两个或两个以上各自独立的管渠系统来排除。污水的这种不同排除方式所形成的排水系统,称做排水系统的体制(简称排水体制)。排水系统的体制一般分为合流制和分流制两种类型。

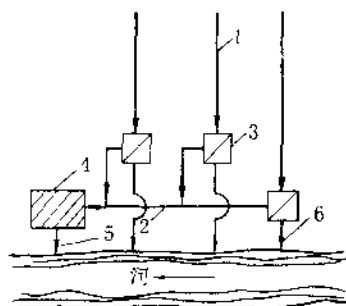


图 1-5 截流式合流制排水系统

1—合流干管;2—截流主干管;
3—溢流井;4—污水处理厂;
5—出水口;6—溢流出水口

1. 合流制排水系统 是将生活污水、工业废水和雨水混合在同一个管渠内排除的系统。最早出现的合流制排水系统,是将排除的混合污水不经处理直接就近排入水体,国内外很多老城市以往几乎都是采用这种合流制排水系统。但由于污水未经无害化处理就排放,使受纳水体遭受严重污染。现在常采用的是截流式合流制排水系统(图 1-5)。这种系统是在临河岸边建造一条截流干管,同时在合流干管与截流干管相交前或相交处设置溢流井,并在截留干管下游设置污水厂。晴天和初降雨时所有污水都排送至污水厂,经处理后排入水体,随着降雨量的增加,雨水径流也增加,当混合污水的流量超过截流干管的输水能力后,就有部分混合污水经溢流井溢出,直接排入水体。

截流式合流制排水系统较前一种方式前进了一大步,但仍有部分混合污水未经处理直接排放,成为水体的污染源而使水体遭受污染,这是它的严重缺点。国内外在改造

老城市的合流制排水系统时,通常采用这种方式。

2. 分流制排水系统 是将生活污水、工业废水和雨水分别在两个或两个以上各自独立的管渠内排除的系统(图 1-6)。排除生活污水、城市污水或工业废水的系统称污水排水系统;排除雨水的系统称雨水排水系统。

由于排除雨水方式的不同,分流制排水系统又分为完全分流制和不完全分流制两种排水系统(图 1-7)。在城市中,完全分流制排水系统具有污水排水系统和雨水排水系统 而不完全分流制只具有污水排水系统,未建雨水排水系统,雨水沿天然地面、街道边沟、水渠等原有渠道系统排泄,或者为了补充原有渠道系统输水能力的不足而修建部分雨水道,待城市进一步发展再修建雨水排水系统转变成完全分流制排水系统。

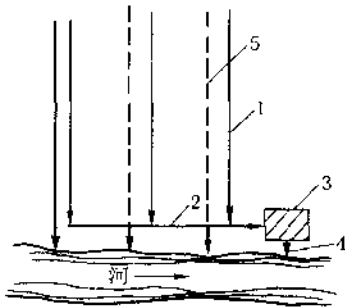


图 1-6 分流制排水系统
1—污水干管;2—污水主干管;
3—污水处理厂;4—出水口;
5—雨水干管

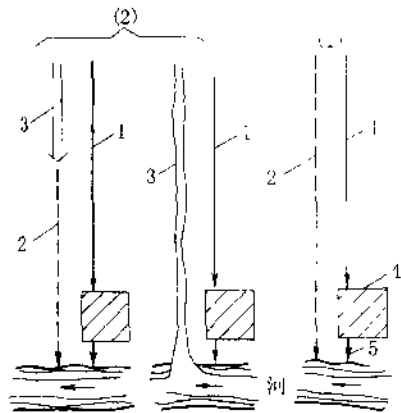


图 1-7 完全分流制及不完全分流制
(1)完全分流制;(2)不完全分流制
1—污水管道;2—雨水管渠;3—原有渠道;
4—污水厂;5—出水口

在工业企业中,一般采用分流制排水系统。然而,往往由于工业废水的成分和性质很复杂,不但与生活污水不宜混合,而且彼此之间也不宜混合,否则将造成污水和污泥处理复杂化,以及给废水重复利用和回收有用物质造成很大困难。所以,在多数情况下,采用分质分流、清污分流的几种管道系统来分别排除。但如生产污水的成分和性质同生活污水类似时,可将生活污水和生产污水用同一管道系统来排放。生产废水可直接排入雨水道,或循环使用重复利用。图 1-8 为具有循环给水系统和局部处理设施的分流制排水系统。生活污水、生产污水、雨水分别设置独立的管道系统。含有特殊污染物质的有害生产污水,不容许与生活或生产污水直接混合排放,应在车间附近设置局部处理设施。冷却废水经冷却后在生产中循环使用。如条件容许,工业企业的生活污水和生产污水应直接排入城市污水管道,而不作单独处理,如图中 12 所示。

在一座城市中,有时是混合制排水系统,即既有分流制也有合流制的排水系统。混合制排水系统一般是在具有合流制的城市需要扩建排水系统时出现的。在大城市中,因各区域的自然条件以及修建情况可能相差较大,因地制宜地在各区域采用不同的排水体制也是合理的。如美国的纽约以及我国的上海等城市便是这样形成的混合制排水系统。

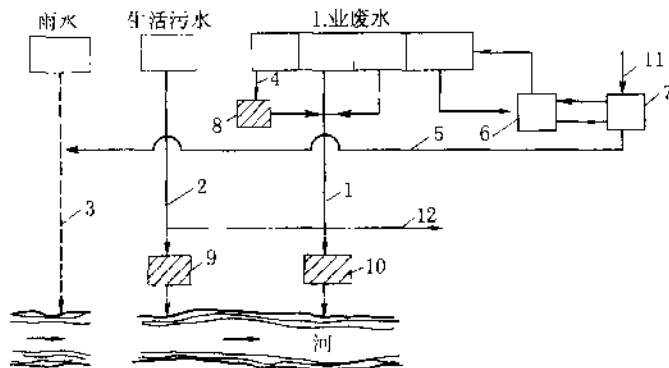


图 1-8 工业企业分流制排水系统

- 1—生产污水管道系统；2—生活污水管道系统；3—雨水管渠系统；
4—特殊污染生产污水管道系统；5—溢流水管道；6—泵站；
7—冷却构筑物；8—局部处理构筑物；9—生活污水厂；
10—生产污水厂；11—补充清水；12—排入城市污水管道

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和设计的重要问题。它不仅从根本上影响排水系统的设计、施工、维护管理,而且对城市和工业企业的规划和环境保护影响深远,同时也影响排水系统工程的总投资和初期投资费用以及维护管理费用。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,通过技术经济比较确定。而环境保护应是选择排水体制时所考虑的主要问题。下面从不同角度来进一步分析各种体制的使用情况。

从环境保护方面来看,如果采用合流制将城市生活污水、工业废水和雨水全部截流送往污水厂进行处理,然后再排放,从控制和防止水体的污染来看,是较好的;但这时截流主干管尺寸很大,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,在暴雨径流之初,原沉淀在合流管渠的污泥被大量冲起,经溢流井溢入水体,即所谓的“第一次冲刷”。同时,雨天时有部分混合污水经溢流井溢入水体。实践证明,采用截流式合流制的城市,水体仍然遭受污染,甚至达到不能容忍的程度。为了改善截流式合流制这一严重缺点,今后探讨的方向是应将雨天时溢流出的混合污水予以贮存,待晴天时再将贮存的混合污水全部送至污水厂进行处理。雨水污水贮存池可设在溢流出水口附近,或者设在污水处理厂附近,这是在溢流后设贮存池,以减轻城市水体污染的补充设施。有的是在排水系统的中、下游沿线适当地点建造调节、处理(如沉淀池等)设施,对雨水径流或雨污混合污水进行贮存调节,以减少合流管的溢流次数和水量,去除某些污染物以改善出流水质,暴雨过后再由重力流或提升,经管渠送至污水厂处理后再排放水体。或者将合流制改建成分流制排水系统等。

分流制是将城市污水全部送至污水厂进行处理。但初雨径流未加处理就直接排入水体,对城市水体也会造成污染,有时还很严重,这是它的缺点。近年来,国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,甚至提出对雨水径流也要严格控制。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,所以在国内外获得了较广泛应用。

从造价方面来看,据国外有的经验认为合流制排水管道的造价比完全分流制一般要低20%~40%,可是合流制的泵站和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可能要高。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。所以,我国过去很多新建的工业基地和居住区均采用不完全分流制排水系统。

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,雨天时才接近满管流,因而晴天时合流制管内流速较低,易于产生沉淀。但据经验,管中的沉淀物易被暴雨水流冲走,这样,合流管道的维护管理费用可以降低。但是,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。

混合制排水系统的优缺点,是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。由于综合考虑结果,我国《室外排水设计规范》规定,在新建地区排水系统一般应采用分流制。但在附近有水量充沛的河流或近海,发展又受到限制的小城镇地区;在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;或在雨水稀少,废水全部处理的地区等,采用合流制排水系统有时可能是有利和合理的。

近年来,我国的排水工作者对排水体制的规定和选择,提出了一些有益的看法。最主要的观点归纳起来有两点。一是两种排水体制的污染效应问题,有的认为合流制的污染效应与分流制持平或低下,因此认为采用合流制较合理,同时国外有先例。二是已有的合流制排水系统,是否要逐步改造为分流制排水系统问题。有的认为将合流制改造为分流,其费用高昂而且效果有限,并举出国外排水体制的构成中带有污水处理厂的合流制仍占相当高的比例等。这些问题的解决只有通过大量研究和调查以及不断的工程实践,才能逐步得出科学的论断。

第3节 排水系统的主要组成部分

排水系统是指排水的收集、输送、处理和利用,以及排放等设施以一定方式组合成的总体。下面就城市污水、工业废水、雨水等各排水系统的主要组成部分分别加以介绍。

1.3.1 城市污水排水系统的主要组成部分

城市污水包括排入城镇污水管道的生活污水和工业废水。将工业废水排入城市生活污水排水系统,就组成城市污水排水系统。

城市生活污水排水系统由下列几个主要部分组成:

1. 室内污水管道系统及设备。其作用是收集生活污水,并将其排送至室外居住小区污水管道中去。

在住宅及公共建筑内,各种卫生设备既是人们用水的容器,也是承受污水的容器,它们

又是生活污水排水系统的起端设备。生活污水从这里经水封管、支管、竖管和出户管等室内管道系统流入室外居住小区管道系统。在每一出户管与室外居住小区管道相接的连接点设检查井,供检查和疏通管道之用。

2. 室外污水管道系统。分布在地面下的依靠重力流输送污水至泵站、污水厂或水体的管道系统称室外污水管道系统。它又分为居住小区管道系统及街道管道系统。

(1)居住小区污水管道系统。敷设在居住小区内,连接建筑物出户管的污水管道系统,称居住小区污水管道系统。它分为接户管、小区支管和小区干管。接户管是指布置在建筑物周围接纳建筑物各污水出户管的污水管道。小区污水支管是指布置在居住组团内与接户管连接的污水管道,一般布置在组团内道路下。小区污水干管是指在居住小区内,接纳各居住组团内小区支管流来的污水的污水管道,一般布置小区道路或市政道路下。居住小区污水排入城市排水系统时,其水质必须符合《污水排入城市下水道水质标准》(见附录 1-1)。居住小区污水排出口的数量和位置,要取得城市市政部门同意。

(2)街道污水管道系统。敷设在街道下,用以排除居住小区管道流来的污水。在一个市区内它由城市支管、干管、主干管等组成(图 1-9)。

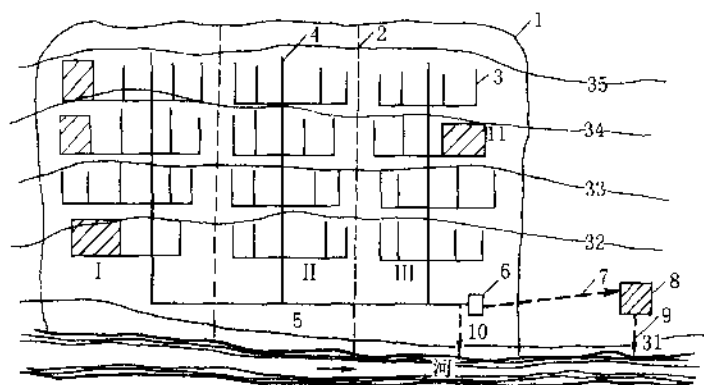


图 1-9 城市污水排水系统总平面示意图

I, II, III—排水流域

1—城市边界;2—排水流域分界线;3—支管;4—干管;

5—主干管;6—总泵站;7—压力管道;8—城市污水厂;

9—出水口;10—事故排出口;11—工厂

支管是承受居住小区干管流来的污水或集中流量排出的污水。在排水区界内,常按分水线划分成几个排水流域。在各排水流域内,干管是汇集输送由支管流来的污水,也常称流域干管。主干管是汇集输送由两个或两个以上干管流来的污水管道。市郊干管是从主干管把污水输送至总泵站、污水处理厂或通至水体出水口的管道,一般在污水管道系统设置区范围之外。

(3)管道系统上的附属构筑物。有检查井、跌水井、倒虹管,等等。

3. 污水泵站及压力管道。污水一般以重力流排除,但往往由于受到地形等条件的限制而发生困难,这时就需要设置泵站。泵站分为局部泵站、中途泵站和总泵站等。压送从泵站出来的污水至高地位自流管道或至污水厂的承压管段,称压力管道。

4. 污水厂。供处理和利用污水、污泥的一系列构筑物及附属构筑物的综合体称污水处

理厂。在城市中常称污水厂,在工厂中常称废水处理站。城市污水厂一般设置在城市河流的下游地段,并与居民点或公共建筑保持一定的卫生防护距离。若采用区域排水系统时,每个城镇就不需要单独设置污水厂,将全部污水送至区域污水厂进行统一处理。

5. 出水口及事故排出口。污水排入水体的渠道和出口称出水口,它是整个城市污水排水系统的终点设备。事故排出口是指在污水排水系统的中途,在某些易于发生故障的组成部分前面,例如在总泵站的前面,所设置的辅助性出水渠,一旦发生故障,污水就通过事故排出口直接排入水体。图 1-9 为城市污水排水系统总平面示意图。

1.3.2 工业废水排水系统的主要组成部分

在工业企业中,用管道将厂内各车间及其它排水对象所排出的不同性质的废水收集起来,送至废水回收利用和处理构筑物。经回收处理后的水可再利用或排入水体,或排入城市排水系统。若某些工业废水不经处理容许直接排入城市排水管道时,就不需设置废水处理构筑物,直接排入厂外的城市污水管道中去。

工业废水排水系统,由下列几个主要部分组成:

1. 车间内部管道系统和设备。主要用于收集各生产设备排出的工业废水,并将其排送至车间外部的厂区管道系统中去。
2. 厂区管道系统。敷设在工厂内,用以收集并输送各车间排出的工业废水的管道系统。厂区工业废水的管道系统,可根据具体情况设置若干个独立的管道系统。
3. 污水泵站及压力管道。
4. 废水处理站。是回收和处理废水与污泥的场所。

在管道系统上,同样也设置检查井等附属构筑物。在接入城市排水管道前宜设置检测设施。

1.3.3 雨水排水系统的主要组成部分

雨水排水系统,由下列几个主要部分组成:

1. 建筑物的雨水管道系统和设备。主要是收集工业、公共或大型建筑的屋面雨水,并将其排入室外的雨水管渠系统中去。
2. 居住小区或工厂雨水管渠系统。
3. 街道雨水管渠系统。
4. 排洪沟。
5. 出水口。

收集屋面的雨水用雨水斗或天沟,收集地面的雨水用雨水口。地面上的雨水经雨水口流入居住小区、厂区或街道的雨水管渠系统。雨水排水系统的室外管渠系统基本上和污水排水系统相同。同样,在雨水管渠系统也设有检查井等附属构筑物。雨水一般既不处理也不利用,直接排入水体。此外,因雨水径流较大,一般应尽量不设或少设雨水泵站,但在必要时也要设置,如上海、武汉等城市设置了雨水泵站用以抽升部分雨水。

合流制排水系统的组成与分流制相似,同样有室内排水设备、室外居住小区以及街道管道系统。住宅和公共建筑的生活污水经庭院或街坊管道流入街道管道系统。雨水经雨水口进入合流管道。在合流管道系统的截流干管处设有溢流井。

上述各排水系统的组成部分,对于每一个具体的排水系统来说并不一定都完全具备,必须结合当地条件来确定排水系统内所需要的组成部分,如图 1-10 某工业区排水系统总平面

示意图所示。

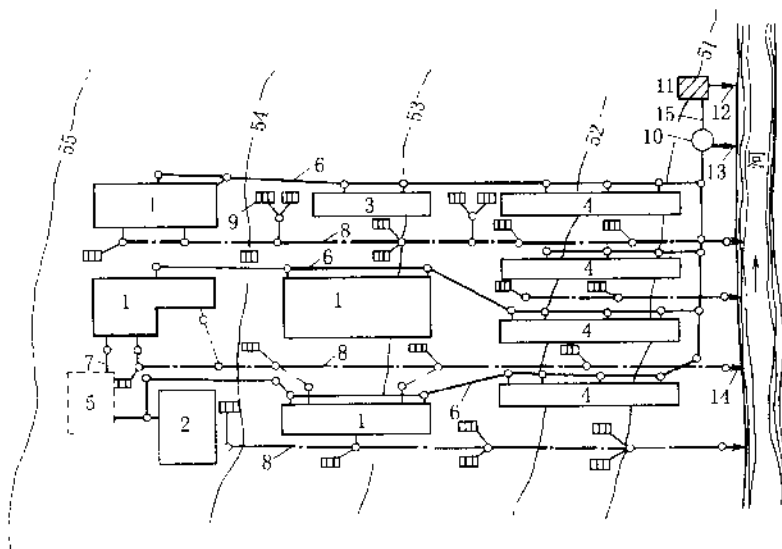


图 1-10 工业区排水系统总平面示意图

- 1—生产车间;2—办公楼;3—值班宿舍;4—职工宿舍;5—废水利用车间;
6—生产与生活污水管道;7—特殊污染生产污水管道;8—生产废水与雨水管道;
9—雨水口;10—污水泵站;11—废水处理站;12—出水口;13—事故排出口;
14—雨水出水口;15—压力管道

第 4 节 排水系统的布置形式

城市、居住区或工业企业的排水系统在平面上的布置,随着地形、竖向规划、污水厂的位置、土壤条件、河流情况,以及污水的种类和污染程度等因素而定。在工厂中,车间的位置、厂内交通运输线,以及地下设施等因素都将影响工业企业排水系统的布置。下面介绍的是考虑以地形为主要因素的几种布置形式(图 1-11)。在实际情况下,单独采用一种布置形式较少,通常是根椐当地条件,因地制宜地采用综合布置形式较多。

在地势向水体适当倾斜的地区,各排水流域的干管可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(图 1-11-(1))。正交布置的干管长度短、管径小,因而经济,污水排出也迅速。但是,由于污水未经处理就直接排放,会使水体遭受严重污染,影响环境。因此,在现代城市中,这种布置形式仅用于排除雨水。若沿河岸再敷设主干管,并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(图 1-11-(2)),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,将生活污水及工业废水经处理后排入水体;也适用于区域排水系统,区域主干管截流各城镇的污水送至区域污水厂进行处理。对于截流式合流制排水系统,因雨天有部分混合污水泄入水体,造成水体污染,这是它的严重缺点。

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(图 1-11-(3))。

在地势高低相差很大的地区,当污水不能靠重力流至污水厂时,可采用分区布置形式(图 1-11-(4))。这时,可分别在高地区和低地区敷设独立的管道系统。高地区的污水靠重力流直接流入污水厂,而低地区的污水用水泵抽送至高地区干管或污水厂。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,节省电力。如果将高地区的污水排至低地区,然后再用水泵一起抽送至污水厂是不经济的。

当城市周围有河流,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(图 1-11-(5)),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、管道埋深可能浅、便于污水灌溉等优点,但污水厂和泵站(如需要设置时)的数量将增多。在地形平坦的大城市,采用辐射状分散布置可能是比较有利的,如上海等城市便采用了这种布置形式。

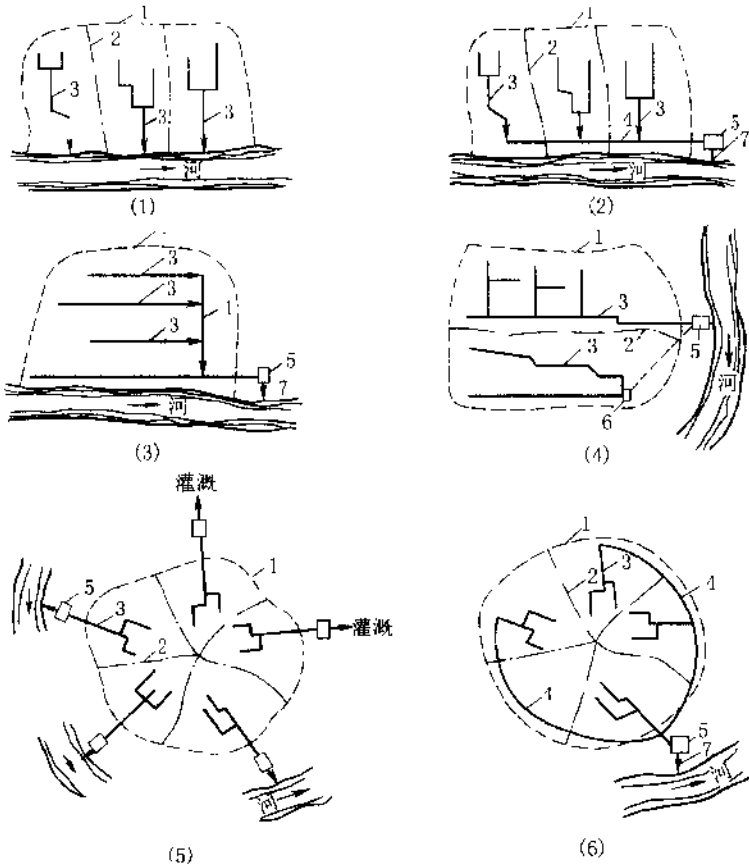


图 1-11 排水系统的布置形式

(1)正交式;(2)截流式;(3)平行式;(4)分区式;(5)分散式;(6)环绕式

1—城市边界;2—排水流域分界线;3—干管;4—主干管;

5—污水厂;6—污水泵站;7—出水口

近年来,由于建造污水厂用地不足以及建造大型污水厂的基建投资和运行管理费用也较建小型厂经济等原因,故不希望建造数量多规模小的污水厂,而倾向于建造规模大的污水厂,所以由分散式发展成环绕式布置(图 1-11-(6))。这种形式是沿四周布置主干管,将各下管的污水截流送往污水厂。

第 5 节 工业企业排水系统和城市排水系统的关系

在规划工业企业排水系统时,对于工业废水的治理,应首先从改革生产工艺和技术革新入手,力求把有害物质消除在生产过程之中,做到不排或少排废水。对于必须排出的废水,还应采取下列措施:(1)采用循环利用和重复利用系统,尽量减少废水排放量;(2)按不同水质分别回收利用废水中的有用物质,创造财富;(3)利用本厂和厂际的废水、废气、废渣,以废治废。而无废水无害生产工艺、闭合循环重复利用以及不排或少排废水,是控制污染的有效途径。

在规划工业企业排水系统时,会遇到经过回收利用后的工业废水,能否直接排入城市排水系统与城市生活污水一并排除和处理的问题。

当工业企业位于城市内,应尽量考虑将工业废水直接排入城市排水系统,利用城市排水系统统一排除和处理,这是比较经济的。但并不是所有工业废水都能直接排入城市排水系统,因为有些工业废水往往含有害和有毒物质,可能破坏排水管道、影响生活污水的处理、以及使运行管理发生困难等。所以,当解决工业废水能否直接排入城市排水系统,或者解决工业废水能否与生活污水合并排除的问题时,应考虑两者合并处理的可能性,以及对管道系统和运行管理产生的影响等问题。

总的来说,工业废水排入城市排水系统的水质,应不影响城市排水管和污水厂等的正常运行,不对养护管理人员造成危害,不影响污水处理厂出水和污泥的排放和利用为原则。建设部颁布的《污水排入城市下水道水质标准》中的一般规定:严禁排入腐蚀下水道设施的污水;严禁向城市下水道倾倒垃圾、积雪、粪便、工业废渣和排放易于凝集的堵塞下水道的物质;严禁向下水道排放剧毒物质(氰化钠、氰化钾等)、易燃、易爆物质(汽油、煤油、重油、润滑油、煤焦油、苯系物、醚类及其他有机溶剂等)和有害物质;医疗卫生、生物制品、科学研究、肉类加工等含有病原体的污水必须经过严格消毒;放射性污水向城市下水道排放,除遵守本标准外,还必须按《放射防护规定》执行;水质超过本标准的污水,不得用稀释法降低其浓度排入城市下水道。排入城市下水道的水质,其最高容许浓度必须符合《污水排入城市下水道水质标准》(见附录 1-1)。建设部颁布的这一标准适用于向城市下水道排放污水的所有单位(含个体户)的污水水质控制,当然也包括工业废水。《室外排水设计规范》中规定:当城市污水厂采用生物处理时,对抑制生物处理的有害物质浓度,不能超过规范中规定的《生物处理构筑物进水中有害物质容许浓度》的规定(见附录 1-2)。

当工业企业排出的工业废水,不能满足上述要求时,应在厂区内设置废水的局部处理除害设施,以满足排入城市排水管道所要求的条件,然后再排入城市排水管道。一般食品厂及肉类加工厂等废水,水质与生活污水相似,当工厂位于市区内或距市区较近时,可考虑将这类废水直接排入城市排水管道。

当工业企业位于城市远郊区或距离较远时,符合排入城市排水管道的工业废水,是直接排入城市排水管道或是单独设置排水系统,应根据技术经济比较确定。符合排入城市排水

管道的工业废水,单独地进行无害化处理后直接排放,一般并不经济合理。这种情况只有在工业废水对环境污染严重,而城市污水厂又由于各种原因(如投资有限等)尚未建造时,可能具有一定的必要性。目前,我国某些地区存在这种情况。

在规划工业企业排水系统时,当工业废水需要排入水体时,应符合《污水综合排放标准》、《工业企业卫生设计标准》及其他有关标准。

第 6 节 废水的综合治理和区域排水系统

城市污水和工业废水是造成水体污染的一个重要污染源。长期以来,对污水和废水多采用消极的单项治理方式,水体污染未能得到很好控制,有日益加重之势。实践证明,对废水进行综合治理并纳入水污染防治体系,才是解决水污染的重要途径。

废水综合治理应当对废水进行全面规划和综合治理。做好这一工作是与很多因素有关的,如要求有合理的生产布局和城市规划;要合理利用水体、土壤等自然环境的自净能力;严格控制废水和污染物的排放量;做好区域性综合治理及建立区域排水系统,等等。

合理的生产布局,有利于合理开发和利用自然资源。达到既保证自然资源的充分利用,并获得最优的经济效果,又能使自然资源和自然环境免受破坏,并能减少废水及污染物的排放量。合理的生产布局也有利于区域污染的综合防治。由于城市污水和工业废水主要集中于城市,所以要做好城市的总体规划。如合理的布署居住区、商业区、工业区等,使产生废水和污染物的单位尽量布置在水源的下游,同时应搞好水源保护和污水处理规划等。

各地区的水体、土壤等自然环境都不同程度地对污染具有稀释、转化、扩散、净化等能力,而污水最终出路是要排放水体或灌溉农田的,所以应当充分发挥和合理利用自然环境的自净能力。例如,由生物氧化塘、贮存湖和污水灌溉田等组成的土地处理系统便是一种节省能源和合理利用水资源的经济有效方法,它又是“城市—农村”、“作物—土壤”生态系统物质循环和能量交换的一种经济高效的系统,具有广阔发展前途。

严格控制废水及污染物的排放量。防治废水污染,不是消极处理已产生的废水,而是控制和消除产生废水的原由。如尽量做到节约用水、废水重复使用及采用闭路循环系统、发展不用水或少用水或采用无污染或少污染生产工艺等,以减少废水及污染物的排放量。

综合考虑水资源规划、水体用途、经济投资和自然净化能力,运用系统工程的方法,选择适当的污水处理措施,发展效率高、能耗小的新处理技术。

发展区域性废水及水污染综合整治系统。区域是按照地理位置、自然资源和社会经济发展情况划定的,这种规划可以在一个更大范围内统筹安排经济、社会和环境的发展关系。区域规划有利于对废水的所有污染源进行全面规划和综合整治以及水污染防治,有利于建立区域(或称流域)性排水系统。

将两个以上城镇地区的污水统一排除和处理的系统,称做区域(或流域)排水系统。这种系统是以一个大型区域污水厂代替许多分散的小型污水厂,这样,就能降低污水厂的基建和运行管理费用,而且能可靠地防止工业和人口稠密地区的地面水污染,改善和保护了环境。实践证明,生活污水和工业废水的混合处理效果以及控制的可靠性,大型区域污水厂比分散的小型污水厂要高。在工业和人口稠密的地区,将全部对象的排水问题同本地区的国民经济发展、城市建设和工业扩大、水资源综合利用以及控制水体污染的卫生技术措施等各

种因素进行综合考虑研究解决预计是经济合理的。所以,区域排水系统是由局部单项治理发展至区域综合治理,是控制水污染、改善和保护环境的新发展。要解决好区域综合治理应运用系统工程学的理论和方法以及现代计算技术,对复杂的各种因素进行系统分析,建立各种模拟试验和数学模式,寻找污染控制的设计和管理的最优化方案。

区域排水系统的干管、主干管、泵站、污水厂等,分别称为区域干管、主干管、泵站、污水厂等。图 1-12 为某地区的区域排水系统的平面示意图。全区有 6 座已建和新建的城镇,在已建的城镇中均分别建了污水厂。按区域排水系统的规划,废除了原建的各城镇污水厂,用一个区域污水厂处理全区域排出的污水,并根据需要设置了泵站。

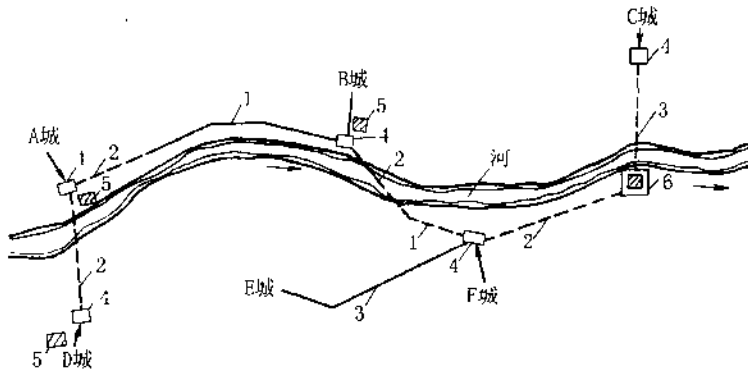


图 1-12 区域排水系统平面示意图

1—区域主干管;2—压力管道;3—新建城市污水主干管;
4—泵站;5—废除的城镇污水厂;6—区域污水厂

区域排水系统在欧美、日本等一些国家,正在推广使用。它具有:(1)污水厂数量少,处理设施大型化集中化,每单位水量的基建和运行管理费用低,因而经济;(2)污水厂占地面积小,节省土地;(3)水质、水量变化小,有利于运行管理;(4)河流等水资源利用与污水排放的体系合理化,而且可能形成统一的水资源管理体系等方面的优点。但是,它也具有:(1)当排入大量工业废水时,有可能使污水处理发生困难;(2)工程设施规模大,造成运行管理困难,而且一旦污水厂运行管理不当,对整个河流影响较大;(3)因工程设施规模大,发挥事业效益就慢等方面的缺点。

在选择排水系统方案时,是选择区域排水系统或是选择一系列局部排水系统、或者是选择连接已建的独立排水系统,应根据环境保护的要求,通过技术经济比较确定。

在确定区域排水系统方案时,应考虑下列问题:

- (1)近期和远期的全部污水量和水质;
- (2)通过采取改革生产工艺、废水部分或全部循环利用以及本厂和厂际的重复利用等措施,尽量减少工业废水的排放量;
- (3)应考虑工业废水与生活污水混合处理的可能性,以及雨水和生产废水混合排除和利用的合理性;
- (4)对用水和取水点的河水水质,应预计到当位于该点上游的全部排水对象的污水排入时所产生的后果。

第7节 排水系统的规划设计原则和任务

排水工程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措施。

排水工程的设计对象是需要新建、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、输送、处理和利用各种污水的一整套工程设施和构筑物,即排水管道系统和污水厂的规划与设计。

排水工程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,排水系统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的有关基础资料为依据。排水系统的设计规模、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。

排水工程的建设和设计必须按基本建设程序进行。为了加强基本建设的管理,坚持必要的基建程序,是保证基建工作顺利进行的重要条件。基建程序可归纳分为下列几个阶段:

(1)可行性研究阶段:可行性研究是论证基建项目在经济上、技术上等方面是否可行。如果论证可行,按照项目隶属关系,由主管部门组织计划、设计等单位,编制计划(设计)任务书。

(2)计划任务书阶段:计划任务书是确定基建项目、编制设计文件的主要依据。计划任务书按隶属关系经上级批准后,即可委托设计单位进行设计工作。

(3)设计阶段:设计单位根据上级有关部门批准的计划任务书文件进行设计工作,并编制概(预)算。

(4)组织施工阶段:建设单位采用施工招标或其他形式落实施工工作。

(5)竣工验收交付使用阶段:建设项目建成后,竣工验收交付生产使用是建筑安装施工的最后阶段。未经验收合格的工程,不能交付生产使用。

排水工程设计工作,可分为3个阶段(初步设计、技术设计和施工图设计)设计和两个阶段设计(初步设计或扩大初步设计和施工图设计)。大中型基建项目,一般采用两阶段设计,重大项目和特殊项目,根据需要,可增加技术设计阶段。

初步(扩大)设计:应明确工程规模、建设目的、投资效益、设计原则和标准、选定设计方案、拆迁、征地范围及数量、设计中存在的问题、注意事项及建议等。设计文件应包括设计说明书、图纸、主要工程数量、主要材料设备数量及工程概算。初步设计文件应能满足审批、控制工程投资和作为编制施工图设计、组织施工和生产准备的要求。对采用新工艺、新技术、新材料、新结构、引进国外新技术、新设备或采用国内科研新成果时,应在设计说明书中加以详细说明。

施工图设计:施工图应能满足施工、安装、加工及施工预算编制要求。设计文件应包括说明书、设计图纸、材料设备表、施工图预算。

上述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。

排水工程的规划与设计,应遵循下列原则:

(1)排水工程的规划应符合区域规划以及城市和工业企业的总体规划,并应与城市和工

业企业中其他单项工程建设密切配合,互相协调。如,总体规划中的设计规模、设计期限、建筑界限、功能分区布局等是排水工程规划设计的依据。又如城市和工业企业的道路规划、地下设施规划、竖向规划、人防工程规划等单项工程规划对排水工程的规划设计都有影响,要从全局观点出发,合理解决,构成有机的整体。

(2)排水工程的规划与设计,要与邻近区域内的污水和污泥的处理和处置协调。一个区域的污水系统,可能影响邻近区域,特别是影响下游区域的环境质量,故在确定规划区的处理水平的处置方案时,必须在较大区域范围内综合考虑。

根据排水规划,有几个区域同时或几乎同时修建时,应考虑合并起来处理和处置的可能性,即实现区域排水系统。因为它的经济效益可能更好,但施工期较长,实现较困难。

(3)排水工程规划与设计,应处理好污染源治理与集中处理的关系。城市污水应以点源治理与集中处理相结合,以城市集中处理为主的原则加以实施。

工业废水符合排入城市下水道标准的应直接排入城市污水排水系统,与城市污水一并处理。个别工厂或车间排放的含有有毒、有害物质的应进行局部除害处理,达到排入城市下水道标准后排入城市污水排水系统。生产废水达到排放水体标准的可就近排入水体或雨水道。

(4)城市污水是可贵的淡水资源,在规划中要考虑污水经再生后回用的方案。城市污水回用于工业用水是缺水城市解决水资源短缺和水环境污染的可行之路。

(5)如设计排水区域内尚需考虑给水和防洪问题时,污水排水工程应与给水工程协调,雨水排水工程应与防洪工程协调,以节省总投资。

(6)排水工程的设计应全面规划,按近期设计,考虑远期发展有扩建的可能。并应根据使用要求和技术经济的合理性等因素,对近期工程作出分期建设的安排。排水工程的建设费用很大,分期建设可以更好地节省初期投资,并能更快地发挥工程建设的作用。分期建设应首先建设最急需的工程设施,使它能尽早地服务于最迫切需要的地区和建筑物。

(7)对于城市和工业企业原有的排水工程在进行改建和扩建时,应从实际出发,在满足环境保护的要求下,充分利用和发挥其效能,有计划、有步骤地加以改造,使其逐步达到完善和合理化。

(8)在规划与设计排水工程时,必须认真贯彻执行国家和地方有关部门制定的现行有关标准、规范或规定。同时,也必须执行国家关于新建、改建、扩建工程,实行把防治污染设施与主体工程同时设计、同时施工、同时投产的“三同时”规定,这是控制污染发展的重要政策。

思 考 题

1. 污水分为几类,其性质特征是什么?
2. 何谓排水系统及排水体制?排水体制分几类,各类的优缺点,选择排水体制的原则是什么?
3. 排水系统主要由哪几部分组成,各部分的用途是什么?
4. 排水系统布置(图 1-11)的几种形式各有什么特点?其适用条件是什么?
5. 工业企业的废水,在什么条件下可以排入城市下水道?
6. 排水工程的规划设计,应考虑哪些问题?
7. 试述排水系统的建设程序和设计阶段。

第2章 污水管道系统的设计

污水管道系统是由收集和输送城市污水的管道及其附属构筑物组成的。它的设计是依据批准的当地城镇(地区)总体规划及排水工程总体规划进行的。设计的主要内容和深度应按照基本建设程序及有关的设计规定、规程确定。通常,污水管道系统的主要设计内容包括:

1. 设计基础数据(包括设计地区的面积、设计人口数,污水定额,防洪标准等)的确定;
2. 污水管道系统的平面布置;
3. 污水管道设计流量计算和水力计算;
4. 污水管道系统上某些附属构筑物,如污水中建泵站、倒虹管、管桥等的设计计算;
5. 污水管道在街道横断面上位置的确定;
6. 绘制污水管道系统平面图和纵剖面图。

第1节 设计资料的调查及设计方案的确

2.1.1 设计资料的调查

作好污水管道系统的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、研究设计任务书或批准文件的内容,弄清本工程的范围和要求,然后赴现场踏勘,分析、横实、收集、补充有关的基础资料。进行排水工程(包括污水管道系统)设计时,通常需要有以下几方面的基础资料。

1. 有关明确任务的资料

凡进行城镇(地区)的排水工程新建、改建和扩建工程的设计,一般需要了解与本工程有关的城镇(地区)的总体规划以及道路、交通、给水、排水、电力、电信、防洪、环保、燃气、园林绿化等各项专业工程的规划。这样可进一步明确本工程的设计范围、设计期限、设计人口数;拟用的排水体制;污水处置方式;受纳水体的位置及防治污染的要求;各类污水量定额及其主要水质指标;现有雨水、污水管道系统的走向,排出口位置和高程,存在问题;与给水、电力、电信、燃气等工程管线及其它市政设施可能的交叉;工程投资情况等。

2. 有关自然因素方面的资料

(1)地形图

进行大型排水工程设计时,在初步设计阶段要求有设计地区和周围 25~30km 范围的总地形图,比例尺为 1:10000~1:25000,等高线间距 1~2m。中小型设计,要求有设计地区总平面图,城镇可采用比例尺 1:5000~1:10000,等高线间距 1~2m;工厂可采用比例尺 1:500~1:2000,等高线间距为 0.5~2m。在施工图阶段,要求有比例尺 1:500~1:2000 的街区平面图,等高线间距 0.5~1m;设置排水管道的沿线带状地形图,比例尺 1:200~1:1000;拟建排水泵站和污水厂处,管道穿越河流、铁路等障碍物处的地形图要求更加详细,比例尺

6
a

通常采用 1:100~1:500,等高线间距 0.5~1m。另还需排出口附近河床横断面图。

(2)气象资料

包括设计地区的气温(平均气温、极端最高气温和最低气温);风向和风速;降雨量资料或当地的雨量公式;日照情况;空气湿度等。

(3)水文资料

包括接纳污水的河流的流量、流速、水位记录,水面比降,洪水情况和河水水温、水质分析化验资料,城市、工业取水及排污情况,河流利用情况及整治规划情况。

(4)地质资料

主要包括设计地区的地表组成物质及其承载力;地下水分布及其水位、水质;管道沿线的地质柱状图;当地的地震烈度资料。

3. 有关工程情况的资料

包括道路的现状和规划,如道路等级,路面宽度及材料;地面建筑物和地铁、其它地下建筑的位置和高程;给水、排水、电力、电信电缆、燃气等各种地下管线的位置;本地区建筑材料、管道制品、电力供应的情况和价格;建筑、安装单位的等级和装备情况等。

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建设单位提供,但往往不够完整,个别地方不够准确。为了取得准确可靠充分的设计基础资料,设计人员必须到现场进行实地调查踏勘,必要时还应去提供原始资料的气象、水文、勘测等部门查询。将收集到的资料进行整理分析、补充完善。

2.1.2 设计方案的确立

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了不同的解决办法,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、互相对立的。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。比如,对城镇(地区)排水工程设计方案的分析中,必然会涉及到排水体制的选择问题;接纳工业废水并进行集中处理和处置的可能性问题;污水分散处理或集中处理问题;与给水、防洪等工程协调问题;污水处理程度和污水、污泥处理工艺的选择问题;污水出水口位置与形式选择问题;设计期限的划分与相互衔接的问题等,其涉及面十分广泛且政策性强。又如,对城镇污水管道系统设计方案分析中,会涉及到污水管道的布局、走向、长度、断面尺寸、埋设深度、管道材料,与障碍物相交时采用的工程措施,中途泵站数目与位置等诸多问题。为了使确定的设计方案体现国家有关方针、政策,既技术先进,又切合实际,安全适用,具有良好的环境效益、经济效益和社会效益。因此对提出的设计方案需进行技术经济比较评价。通常,进行方案比较与评价的步骤和方法是:

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、各种参变数之间的函数关系。也就是通常所说的目标函数及相应的约束条件方程。建模的方法普遍采用传统的数理统计法。由于我国的排水工程,尤其是城市污水处理方面的建设欠账太多,有关技术经济资料匮乏,加以地区差异很大,目前国内建立的技术经济数学模型多数采用标准设计法。各地在实际工作中对已建立的数学模型存在应用上的局限性与适用性。当前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

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情况下进行优选。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. 方案的技术经济比较

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、投资以及其它技术经济指标,然后进行各方案的技术经济比较。

排水工程设计方案技术经济比较常用的方法有:逐项对比法、综合比较法、综合评分法、两两对比加权评分法等。

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它办法。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。

经过综合比较后所确定的最佳方案即为最终的设计方案。

第 2 节 污水设计流量的确定

污水管道及其附属构筑物能保证通过的污水最大流量称为污水设计流量。进行污水管道系统设计时常采用最大日最大时流量为设计流量,其单位为 L/s。合理确定设计流量是污水管道系统设计的主要内容之一,也是作好设计的关键。污水设计流量包括生活污水和工业废水两大类,现分述于下。

2.2.1 生活污水设计流量

1. 居住区生活污水设计流量按下式计算:

$$Q_1 = \frac{n \cdot N \cdot K_z}{24 \times 3600} \quad (2-1)$$

式中 Q_1 ——居住区生活污水设计流量(L/s);

n ——居住区生活污水定额(L/(cap·d));

N ——设计人口数;

K_z ——生活污水量总变化系数;

cap ——“人”的计量单位。

(1) 居住区生活污水定额

居住区生活污水定额可参考居民生活用水定额或综合生活用水定额。

1) 居民生活污水定额

居民每人每天日常生活中洗涤、冲刷、洗澡等产生的污水量(L/cap·d)。

2) 综合生活污水定额

指居民生活污水和公共设施(包括娱乐场所、宾馆、浴室、商业网点、学校和机关办公室等地方)排出污水两部分的总和($L/\text{cap}\cdot d$)。

居民生活污水定额和综合生活污水定额应根据当地采用的用水定额,结合建筑内部给排水设施水平和排水系统普及程度等因素确定。在按用水定额确定污水定额时,对给排水系统完善的地区可按用水定额的 90% 计,一般地区可按用水定额的 80% 计。设计中可根据当地用水定额确定污水定额。若当地缺少实际用水定额资料时,可根据《室外给水设计规范》(GBJ13—86)1997 年局部修订条文规定的居民生活用水定额(平均日)和综合生活用水定额(平均日)(见附录 2-1),结合当地的实际情况选用。然后根据当地建筑内部给排水设施水平和给排水系统完善程度确定居民生活污水定额和综合生活污水定额。

(2)设计人口

指污水排水系统设计期限终期的规划人口数,是计算污水设计流量的基本数据。该值是由城镇(地区)的总体规则确定的。由于城镇性质或规模不同,城市工业、仓储、交通运输、生活居住用地分别占城镇总用地的比例和指标有所不同。因此,在计算污水管道服务的设计人口时,常用人口密度与服务面积相乘得到。

人口密度表示人口分布的情况,是指住在单位面积上的人口数,以 cap/ha 表示。若人口密度所用的地区面积包括街道、公园、运动场、水体等在内时,该人口密度称做总人口密度。若所用的面积只是街区内的建筑面积时,该人口密度称做街区人口密度。在规划或初步设计时,计算污水量是根据总人口密度计算。面在技术设计或施工图设计时,一般采用街区人口密度计算。

(3)生活污水量总变化系数

由于居住区生活污水定额是平均值,因此根据设计人口和生活污水定额计算所得的是污水平均流量。而实际上流入污水管道的污水量时刻都在变化。夏季与冬季污水量不同。一日中,日间和晚间的污水量不同,日间各小时的污水量也有很大的差异。一般说来,居住区的污水量在凌晨几个小时最小,上午 6 点~8 点和下午 5 点~8 点流量较大。就是在一小时内,污水量也是有变化的,但这个变化比较小,通常值定一小时过程中流入污水管道的污水是均匀的。这种假定,一般不致影响污水排水系统设计和运转的合理性。

污水量的变化程度通常用变化系数表示。变化系数分日、时及总变化系数。

一年中最大日污水量与平均日污水量的比值称为日变化系数(K_d)。

最大日中最大时污水量与该日平均时污水量的比值称为时变化系数(K_h)。

最大日最大时污水量与平均日平均时污水量的比值称为总变化系数(K_z)。显然

$$K_z = K_d \cdot K_h$$

通常,污水管道的设计断面系根据最大日最大时污水流量确定,因此需要求出总变化系数。然而一般城市缺乏日变化系数和时变化系数的数据,要直接采用上式求总变化系数有困难。实际上,污水流量的变化情况随着人口数和污水定额的变化而定。若污水定额一定,流量变化幅度随人口数增加而减小;若人口数一定,则流量变化幅度随污水定额增加而减小。因此,在采用同一污水定额的地区,上游管道由于服务人口少,管道中出现的最大流量与平均流量的比值较大。而在下游管道中,服务人口多,来自各排水地区的污水由于流行时间不同,高峰流量得到削减,最大流量与平均流量的比值较小,流量变化幅度小于上游管道。也就是说,总变化系数与平均流量之间有一定的关系,平均流量愈大,总变化系数愈小。表

2-1 是我国《室外排水设计规范》(GBJ14—87)采用的居住区生活污水量总变化系数值。

生活污水量总变化系数								表 2-1
污水平均日流量 (L/s)	5	15	40	70	100	200	500	≥1000
总变化系数 (K_z)	2.3	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3

注:1. 当污水平均日流量为中间数值时,总变化系数用内插法求得。

2. 当居住区有实际生活污水量变化资料时,可按实际数据采用。

生活污水量总变化系数值,是我国自 1972 年起,先后在北京 19 个点进行 1 年观测,长春 4 个点进行 4 个月观测和广州 1 个点进行 2 个月观测,以及郑州、鞍山和广州的历史观测资料,共 27 个观测点的 2000 多个数据,经综合分析后得出的。同时,各地区普遍认为,当污水平均日流量大于 1000L/s 时,总变化系数至少应为 1.3。当然,居住区生活污水量总变化系数值也可按综合分析得出的总变化系数与平均流量间的关系式求得,即

$$K_z = \frac{2.7}{Q^{0.11}} \quad (2-2)$$

式中 Q ——平均日平均时污水值量(L/s)。当 $Q < 5L/s$ 时, $K_z = 2.3$; $Q > 1000L/s$ 时, $K_z = 1.3$ 。

2. 工业企业生活污水及淋浴污水的设计流量按下式计算:

$$Q_2 = \frac{A_1 B_1 K_1 + A_2 B_2 K_2}{3600 T} + \frac{C_1 D_1 + C_2 D_2}{3600} \quad (2-3)$$

式中 Q_2 ——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(cap);

A_2 ——热车间最大班职工人数(cap);

B_1 ——一般车间职工生活污水定额,以 25(L/(cap·班))计;

B_2 ——热车间职工生活污水定额,以 35(L/(cap·班))计;

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 ——一般车间最大班值用淋浴的职工人数(cap);

C_2 ——热车间最大班值用淋浴的职工人数(cap);

D_1 ——一般车间的淋浴污水定额,以 40(L/(cap·班))计;

D_2 ——高温、污染严重车间的淋浴污水定额,以 60(L/(cap·班))计;

T ——每班工作时数(h)。

淋浴时间以 60min 计。

2.2.2 工业废水设计流量

工业废水设计流量按下式计算:

$$Q_3 = \frac{m \cdot M \cdot K_z}{3600 T} \quad (2-4)$$

式中 Q_3 ——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(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。

生产单位产品或加工单位数量原料所排出的平均废水量,也称做生产过程中单位产品的废水量定额。工业企业的工业废水量随各行业类型、采用的原材料、生产工艺特点和管理水平等有很大差异。近年来,随着国家对水资源开发利用和保护的日益重视,有关部门正在制定各工业的工业用水量等规定,排水工程设计时应与之协调。《污水综合排放标准》(GB8978—1996)对矿山工业、焦化企业(煤气厂)、有色金属冶炼及金属加工、石油炼制工业、合成洗涤剂工业、合成脂肪酸工业、湿法生产纤维板工业、制糖工业、皮革工业、发酵、酿造工业、铬盐工业、硫酸工业(水洗法)、苧麻脱胶工业、粘胶纤维工业(单纯纤维)、铁路货车洗刷、电影洗片、石油沥青工业等部分行业规定了最高允许排水量或最低允许水重复利用率。在排水工程设计时,可根据工业企业的类别,生产工艺特点等情况,按有关规定选用工业废水量定额。

在不同的工业企业中,工业废水的排出情况很不一致。某些工厂的工业废水是均匀排出的,但很多工厂废水排出情况变化很大,甚至一些个别车间的废水也可能在短时间内一次排放。因而工业废水量的变化取决于工厂的性质和生产工艺过程。工业废水量的日变化一般较少,其日变化系数为1。时变化系数可实测,如表2-2列出某印染厂废水量最大一天中各小时流量的实测值。

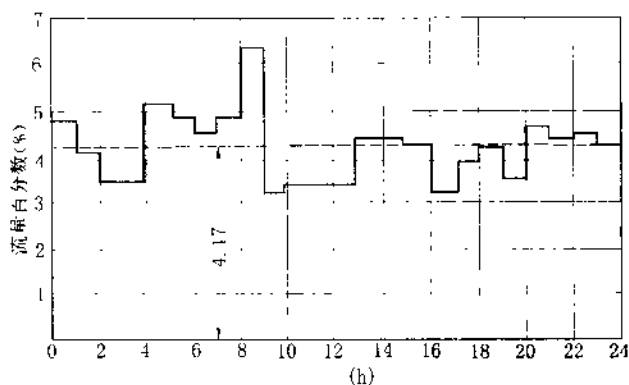


图2-1 某印染厂废水量变化

从实测资料看出,最大时废水量为 412.28m^3 ,发生在8~9h。

变化系数 $K_h = \frac{412.28}{263.81} = 1.57$ 。

以时间为横坐标,各小时流量占总流量的百分数为纵坐标,用表2-2的数据绘制成废水流量变化图,如图2-1所示。

某些工业废水量的时变化系数大致如下,可供参考用:

冶金工业 1.0~1.1; 化学工业 1.3~1.5; 纺织工业 1.5~2.0; 食品工业 1.5~2.0; 皮革工业 1.5

~2.0; 造纸工业 1.3~1.8。

2.2.3 地下水渗入量

在地下水位较高地区,因当地土质、管道及接口材料,施工质量等因素的影响,一般均存在地下水渗入现象,设计污水管道系统时宜适当考虑地下水渗入量。地下水渗入量 Q_4 一般以单位管道延长米或单位服务面积公顷计算。日本规程(指针)规定采用经验数据:每人每日最大污水量的10%~20%。

2.2.4 城市污水设计总流量计算

城市污水总的设计流量是居住区生活污水、工业企业生活污水和工业废水设计流量三部分之和。在地下水位较高地区,还应加入地下水渗入量。因此,城市污水设计总流量一般

为:

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 \quad (2-5)$$

各小时度水流量的实测值

表 2-2

时间 (h)	排 出 口			总 出 口	
	1 [#]	2 [#]	3 [#]	流量(m ³)	%
0~1	114.64	182.05	5.86	302.55	4.80
1~2	75.57	173.62	5.41	254.60	4.02
2~3	40.35	165.45	12.25	218.05	3.46
3~4	43.92	165.45	10.62	219.99	3.48
4~5	135.04	190.70	9.12	334.86	5.26
5~6	64.57	237.64	6.53	308.74	4.86
6~7	121.23	157.50	7.77	286.50	4.50
7~8	121.23	182.05	7.77	311.05	4.90
8~9	157.50	247.77	7.01	412.28	6.50
9~10	45.24	147.79	6.48	201.11	3.18
10~11	40.35	160.70	5.41	206.46	3.27
11~12	41.05	160.70	5.41	207.16	3.28
12~13	36.99	163.84	5.41	206.24	3.26
13~14	45.39	227.76	6.53	279.68	4.40
14~15	69.28	199.60	5.41	274.29	4.34
15~16	20.14	239.84	6.08	266.06	4.20
16~17	30.17	157.50	6.53	194.74	3.07
17~18	85.72	149.79	9.12	244.63	3.87
18~19	79.56	173.62	7.77	260.95	4.14
19~20	60.06	157.50	6.53	224.09	3.56
20~21	74.20	218.29	7.77	300.26	4.76
21~22	74.20	190.70	9.12	274.02	4.35
22~23	55.74	218.29	8.55	282.58	4.44
23~24	45.39	208.74	6.53	260.66	4.12
合 计	1678.07	4478.89	174.59	6331.55	100.00
平 均	69.92	186.62	7.27	263.81	4.17

上述求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。污水管道设计是采用这种简单累加法来计算流量的。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。因此,为了正确地、合理地决定污水泵站和污水厂各处理构筑物的最大污水设计流量,就必须考虑各种污水流量的逐时变化。即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。但往往由于缺乏污水量逐时变化资料而不使采用。

当设计污水管道系统时,应分别列表计算各居住区生活污水、工业废水和工厂生活污水

设计流量,然后得出污水设计流量综合表。某城镇生活污水、生产污水、工厂内生活污水及淋浴污水设计流量的计算及城镇污水总流量的综合计算见表 2-3、2-4、2-5 及表 2-6。

城镇居住区生活污水设计流量计算表

表 2-3

居住区名称	排水流域编号	居住区面积 (ha) ^②	人口密度 (cap/ha)	居民人数 (cap)	生活污水定额 (L/(cap·d))	平均污水量			总变化系数 (K_z)	设计流量	
						(m ³ /d)	(m ³ /h)	(L/s)		(m ³ /h)	(L/s)
旧城区	I	61.49	520	31964	100	3196.4	133.18	37	1.81	241.06	66.97
文教区	II	41.19	440	18436	140	2581.04	107.54	29.87	1.86	200.02	55.56
工业区	III	52.85	480	25363	120	3044.16	126.84	35.23	1.82	231.08	64.19
合计	—	155.51	—	75768	—	8821.60	367.56	102.10	1.62	595.44 ^①	165.40 ^①

①此两项合计数字不是直接总计,而是合计平均流量与相对应的总变化系数的乘积。

②1ha=10000m²。

城镇中生产污水设计流量计算表

表 2-4

工厂名称	班数	各班时数 (h)	单位产品 (t)	日产量 (t)	单位产品废水量 (m ³ /t)	平均流量			总变化系数	设计流量	
						(m ³ /d)	(m ³ /h)	(L/s)		(m ³ /h)	(L/s)
酿酒厂	3	8	酒	15	18.6	279	11.63	3.23	3	34.89	9.69
肉类加工厂	3	8	牲畜	162	15	2430	101.25	28.13	1.7	172.13	47.82
造纸厂	3	8	白纸	12	150	1800	75	20.83	1.45	108.75	30.20
皮革厂	3	8	皮革	34	75	2550	106.25	29.51	1.4	148.75	41.31
印染厂	3	8	布	36	150	5400	225	62.5	1.42	319.5	88.75
合计						12459	519.13	144.2	—	784.02	217.77

城镇污水总流量综合表

表 2-5

排水工程对象	平均日污水流量(m ³ /d)		最大时污水流量(m ³ /h)		设计流量(L/s)	
	生活污水	进入城镇污水管道的生产污水	生活污水	进入城镇污水管道的生产污水	生活污水	进入城镇污水管道的生产污水
居住区	8821.60	—	595.44	—	165.40	—
工厂	368.90	12459	87.49	784.02	24.26	217.77
合计	9190.50	12459	682.93	784.02	189.66	217.77
总计	$Q_{\text{vd}}=21649.5$		$Q_{\text{maxh}}=1466.95$		$Q_{\text{maxs}}=407.43$	

注: Q_{vd} ——平均日流量, Q_{maxh} ——最大时流量, Q_{maxs} ——最大平均流量。

表 2-6 各工厂生活污水及淋浴污水设计流量计算表

车间 名称	班数	每班 时数 (h)	生 活 污 水						淋 浴 污 水				合 计								
			职工人数	污水量 标准 (L)	日流量 (m ³)	最大班 流量 (m ³)	时变化 系数 (K _h)	最大时 流量 (m ³)	最大秒 流量 (L)	使用淋浴的 职工人数	污水量 标准 (L)	日流量 (m ³)	最大时 流 量 (m ³)	最大秒 流量 (L)	日流量 (m ³)	最大时 流 量 (m ³)	最大秒 流量 (L)				
																		日 (cap)	最大班 (cap)	日 (cap)	最大班 (cap)
啤酒厂	3	8	418 256	156 108	14.63 6.40	5.46 2.70	2.5 3.0	1.71 1.01	0.47 0.28	292 89	109 38	60 40	17.52 3.56	6.54 1.52	1.82 0.42	32.15 9.96	8.25 2.53	2.29 0.70			
肉类加 工厂	3	8	520 234	168 92	18.20 5.85	5.88 2.33	2.5 3.0	1.84 0.87	0.51 0.24	364 90	116 35	60 40	21.84 3.6	6.96 1.40	1.93 0.39	40.04 11.94	8.8 2.27	2.49 0.63			
造纸厂	3	8	440 422	150 145	15.40 10.55	5.25 3.63	2.5 3.0	1.64 1.36	0.46 0.38	300 148	105 50	60 40	18.00 5.92	6.30 2.00	1.75 0.56	33.40 16.47	7.94 3.36	2.21 0.94			
皮革厂	3	8	792 864	274 324	27.72 21.60	9.50 8.10	2.5 3.0	2.99 3.04	0.83 0.84	440 372	156 80	60 40	26.40 14.88	9.36 3.20	2.6 0.89	54.12 36.48	12.35 6.24	3.43 1.64			
印染厂	3	8	1330 1390	450 470	46.55 9.75	15.75 11.75	2.5 3.0	4.92 4.41	1.37 1.22	930 556	315 188	60 40	55.80 22.24	18.9 7.52	5.25 2.09	102.35 31.99	23.82 11.93	6.62 3.31			
合 计	—	—	—	—	176.65	70.44	—	23.79	6.6	—	—	—	189.76	63.7	17.7	368.9	187.49	24.26			

第3节 污水管道的水力计算

2.3.1 污水管道中污水流动的特点

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,与给水管网的环流贯通情况完全不同。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。

流入污水管道的污水中含有一定数量的有机物和无机物,其中比重小的漂浮在水面并随污水漂流;较重的分布在水流断面上并呈悬浮状态流动;最重的沿着管底移动或淤积在管壁上。这种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,所含悬浮物质的比例极少,因此可假定污水的流动按照一般液体流动的规律,并假定管道内水流是均匀流。

但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水流流经转变,交叉,变径,跌水等地点时水流状态发生改变,流速也就不断变化,同时流量也在变化,因此污水管道内水流不是均匀流。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。如果在设计与施工中,注意改善管道的水力条件,则可使管内水流尽可能接近均匀流。

2.3.2 水力计算的基本公式

污水管道水力计算的目的在于合理经济的选择管道断面尺寸、坡度和埋深。由于这种计算是根据水力学规律,所以称做管道的水力计算。根据前面所述,如果在设计与施工中注意改善管道的水力条件,可使管内污水的流动状态尽可能地接近均匀流(图2-2),以及变速流公式计算的复杂性和污水流动的变化不定,即使采用变速流公式计算也很难保证精确。因此,为了简化计算工作,目前在排水管道的水力计算中仍采用均匀流公式。常用的均匀流基本公式有:

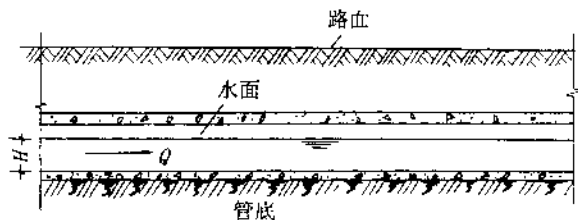


图2-2 均匀流管段示意

流量公式

$$Q = A \cdot v \quad (2-6)$$

流速公式

$$v = C \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (2-7)$$

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(过水断面面积与湿周的比值)(m);
 I ——水力坡度(等于水面坡度,也等于管底坡度);
 C ——流速系数或称谢才系数。

C 值一般按曼宁公式计算,即:

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{1}{6}} \quad (2-8)$$

将公式(2-8)代入(2-7)和(2-6),得:

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad (2-9)$$

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad (2-10)$$

式中 n ——管壁粗糙系数。该值根据管渠材料而定,见表 2-7。混凝土和钢筋混凝土污水管道的管壁粗糙系数一般采用 0.014。

排水管道粗糙系数表

表 2-7

管 渠 种 类	n 值
陶土管 铸铁管	0.013
混凝土和钢筋混凝土管、水泥砂浆抹面渠道	0.013~0.014
石棉水泥管 钢管	0.012
浆砌砖渠道	0.015
浆砌块石渠道	0.017
干砌块石渠道	0.020~0.025
土明渠(带或不带草皮)	0.025~0.030

2.3.3 污水管道水力计算的设计数据

从水力计算公式可知,设计流量与设计流速及过水断面积有关,而流速则是管壁粗糙系数、水力半径和水力坡度的函数。为了保证污水管道的正常运行,在《室外排水设计规范》(GBJ14—87)中对这些因素作了规定,在污水管道进行水力计算时应予以遵守。

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 2-3 所示。当 $\frac{h}{D} = 1$ 时称为满流; $\frac{h}{D} < 1$ 时称为不满流。

污水管道的设计有按满流和不满流两种方法。我国按不满流进行设计,其最大设计充满度的规定如表 2-8 所示。

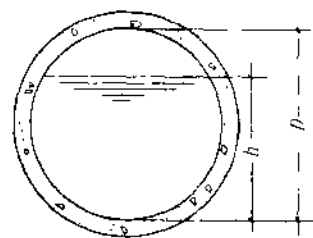


图 2-3 充满度示意

最大设计充满度

表 2-8

管径(D)或暗渠高(H)(mm)	最大设计充满度 $\left(\frac{h}{D} \text{ 或 } \frac{h}{H}\right)$
200~300	0.55
350~450	0.65
500~900	0.70
≥1000	0.75

在计算污水管道充满度时,不包括淋浴或短时间内突然增加的污水量,但当管径小于或等于 300mm 时,应按满流复核。这样规定的原因是:

(1)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。

(2)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,对防止管道爆炸有良好效果。

(3)便于管道的疏通和维护管理。

2. 设计流速

和设计流量、设计充满度相应的水流平均速度叫做设计流速。污水在管内流动缓慢时,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,应在最大和最小设计流速范围之内。

最小设计流速是保证管道内不致发生淤积的流速。这一最低的限值与污水中所含悬浮物的成分和粒度有关;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。一般小管道水量变化大,水深变小时就容易产生沉淀。大管道水量大、动量大,水深变化小,不易产生沉淀。因此不需要按管径大小分别规定最小设计流速。根据国内污水管道实际运行情况的观测数据并参考国外经验,污水管道的最小设计流速定为 0.6m/s。含有金属、矿物固体或重油杂质的生产污水管道,其最小设计流速宜适当加大,其便要根据试验或运行经验确定。

最大设计流速是保证管道不被冲刷损坏的流速。该便与管道材料有关,通常,金属管道的最大设计流速为 10m/s,非金属管道的最大设计流速为 5m/s。

3. 最小管径

一般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 支管堵塞次数的两倍,便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,因采用较大的管径,可选用较小的坡度,便管道埋深减小。因此,为了养护工作的方便,常规定一个允许的最小管径。在街区和厂区内最小管径为 200mm,在街道下为 300mm。在进行管道水力计算时,上游管段由于般务的排水面积小,因而设计流量

小,按此流量计算得出的管径小于最小管径,此时就采用最小管径值。因此,一般可根据最小管径在最小设计流速和最大充满度情况下能通过的最大流量值,从而进一步估算出设计管段服务的排水面积。若设计管段服务的排水面积小于此值,即直接采用最小管径和相应的最小坡度而不再进行水力计算。这种管段称为不计算管段。在这些管段中,当有适当的冲洗水源时,可考虑设置冲洗井。

4. 最小设计坡度

在污水管道系统设计时,通常值管值埋设坡度与设计地区的地面坡度基本一致,但管道坡度造成的流速应等于或大于最小设计流速,以防止管道内产生沉淀。这一点在地势平坦或管道走向与地面坡度相反时尤为重要。因此,将相应于管内流速为最小设计流速时的管道坡度叫做最小设计坡度。

从水力计算公式(2-9)看出,设计坡度与设计流速的平方成正比,与水力半径的 $2/3$ 次方成反比。由于水力半径是过水断面面积与湿周的比值,因此不同管径的污水管道应有不同的最小坡度。管径相同的管道,因充满度不同,其最小坡度也不同。当在给定设计充满度条件下,管径越大,相应的最小设计坡度值也就越小。所以只需规定最小管径的最小设计坡度值即可。具体规定是:管径 200mm 的最小设计坡度 0.004;管径 300mm 的最小设计坡度 0.003。

在给定管径和坡度的圆形管道中,满流与半满流运行时的流速是相等的,处于满流与半满流之间的理论流速则略大一些,而随着水深降至半满流以下,则其流速逐渐下降,详见表 2-9。故在确定最小管径的最小坡度时采用的设计充满度为 0.5。

圆形管道的水力因素

表 2-9

充满度	面 积	水 力 半 径		流 速	流 量
h/D	ω'/ω	R'/R	$(R'/R)^{1/2}$	v'/v	Q'/Q
1.00	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.90	0.949	1.190	1.030	1.123	1.065
0.80	0.856	1.214	1.033	1.139	0.976
0.70	0.746	1.183	1.029	1.119	0.835
0.60	0.625	1.110	1.018	1.072	0.671
0.50	0.500	1.000	1.000	1.000	0.500
0.40	0.374	0.856	0.974	0.902	0.337
0.30	0.253	0.635	0.939	0.777	0.196
0.20	0.144	0.485	0.886	0.618	0.080
0.10	0.052	0.255	0.796	0.403	0.021

2.3.4 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,湿土排水,管道基础,管道铺设各部分的比重,与管道的埋设深度及开槽支撑方式有很大关系。在实际工程中,同一直径的管道,采用的管材、接口和基础型式均相同,因其埋设深度不同,管道单位长度的工程费用相差较大。因此,合理地确定管道埋深对于降低工程造价是十分重要的。在土质较差、地下水位较高的地区,若能设法减小管道埋深,对于降低工

程造价尤为明显。

管道埋设深度有两个意义：

1. 覆土厚度——指管道外壁顶部到地面的距离(图 2-4)；
2. 埋设深度——指管道内壁底到地面的距离。

这两个数值都能说明管道的埋设深度。为了降低造价,缩短施工期,管道埋设深度愈小愈好。但覆土厚度应有一个最小的限值,否则就不能满足技术上的要求。这个最小限值称为最小覆土厚度。

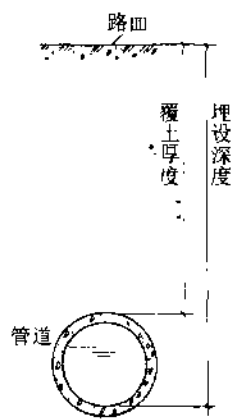


图 2-4 覆土厚度

污水管道的最小覆土厚度,一般应满足下述三个因素的要求。

1. 必须防止管道内污水冰冻和因土壤冻胀而损坏管道

我国东北、西北、华北及内蒙的部分地区气候比较寒冷,属于季节性冻土区。土壤冰冻深主要受气温和冻结期长短的影响,如海拉尔市最低气温 -28.5°C ,土壤冰冻深达 3.2m 。当然,同一城市又会因地面覆盖的土壤种类不同以及阳面还是阴面、市区还是郊区的不同,冰冻深也会有所差别。

冰冻层内污水管道埋设深度或覆土厚度,应根据流量、水温、水流情况和敷设位置等因素确定。由于污水水温较高,即使在冬季,污水温度也不会低于 4°C 。比如,根据东北几个寒冷城市冬季污水管道情况的调查资料,满州里市、齐齐哈尔市、哈尔滨市的出户污水管水温,经多年实测在 $4^{\circ}\text{C} \sim 15^{\circ}\text{C}$ 之间。齐齐哈尔市的街道污水管水温平均为 5°C ,一些测点的水温高达 $8^{\circ}\text{C} \sim 9^{\circ}\text{C}$ 。最寒冷的满州里市和海拉尔市的污水管道出口水温,在一月份实测为 $7^{\circ}\text{C} \sim 9^{\circ}\text{C}$ 。此外,污水管道按一定的坡度敷设,管内污水具有一定的流速,经常保持一定的流量不断地流动。因此,污水在管道内是不会冰冻的,管道周围的泥土也不冰冻。因此没有必要把整个污水管道都埋在土壤冰冻线以下。但如果将管道全部埋在冰冻线以上,则会因土壤冰冻膨胀可能损坏管道基础,从而损坏管道。

《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与生活污水接近的工业废水管道,管底可埋设在冰冻线以上 0.15m 。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。

2. 必须防止管壁因地面荷载而受到破坏

埋设在地面下的污水管道承受着覆盖其上的土壤静荷载和地面上车辆运行产生的动荷载。为了防止管道因外部荷载影响而损坏,首先要注意管材质量,另外必须保证管道有一定的覆土厚度。因为车辆运行对管道产生的动荷载,其垂直压力随着深度增加而向管道两侧传递,最后只有一部分集中的轮压力传递到地下管道上。从这一因素考虑并结合各地埋管经验,车行道下污水管最小覆土厚度不宜小于 0.7m 。非车行道下的污水管道若能满足管道衔接的要求以及无动荷载的影响,其最小覆土厚度值也可适当减小。

3. 必须满足街区污水连接管衔接的要求

城市住宅、公共建筑内产生的污水要能顺畅排入街道污水管网,就必须保证街道污水管网起点的埋深大于或等于街区污水管终点的埋深。而街区污水管起点的埋深又必须大于或等于建筑物污水出户管的埋深。这对于确定在气候温暖又地势平坦地区街道管网起点的最小埋深或覆土厚度是很重要的因素。从安装技术方面考虑,要使建筑物首层卫生设备的污

水能顺利排出,污水出户管的最小埋深一般采用0.5~0.7m,所以街坊污水管道起点最小埋深也应有0.6~0.7m。根据街区污水管道起点最小埋深值,可根据图2-5和(2-11)式计算出街道管网起点的最小埋设深度。

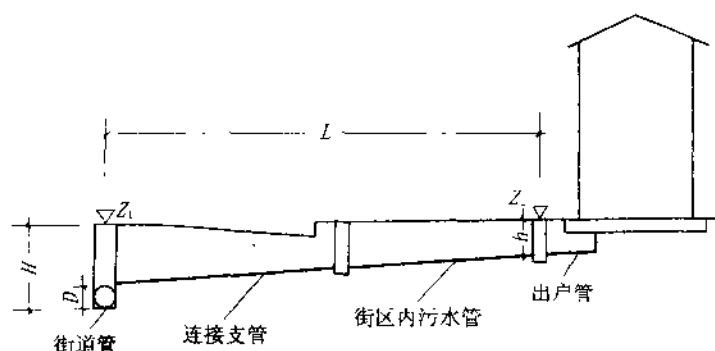


图2-5 街道污水管最小埋深示意

$$H = h + I \cdot L + Z_1 - Z_2 + \Delta h \quad (2-11)$$

式中 H ——街道污水管网起点的最小埋深(m);
 h ——街区污水管起点的最小埋深(m);
 Z_1 ——街道污水管起点检查井处地面标高(m);
 Z_2 ——街区污水管起点检查井处地面标高(m);
 I ——街区污水管和连接支管的坡度;
 L ——街区污水管和连接支管的总长度(m);
 Δh ——连接支管与街道污水管的管内底高差(m)。

对每一个具体管道,从上述三个不同的因素出发,可以得到三个不同的管底埋深或管顶覆土厚度值,这三个数值中的最大一个值就是这一管道的允许最小覆土厚度或最小埋设深度。

除考虑管道的最小埋深外,还应考虑最大埋深问题。污水在管道中依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;在多水、值砂、石灰岩地层中,一般不超过5m。

2.3.5 污水管道水力计算的方法

在进行污水管道水力计算时,通常污水设计流量为已知值,需要确定管道的断面尺寸和敷设坡度。为使水力计算获得较为满意的结果,必须认真分析设计地区的地形等条件,并充分考虑水力计算设计数据的有关规定。所选择的管道断面尺寸,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。管道坡度应参照地面坡度和最小坡度的规定确定。一方面要值管道尽可能与地面坡度平行敷设,这样可不增大埋深。但同时管道坡度又不能小于最小设计坡度的规定,以免管道内流速达不到最小设计流速而产生淤积。当然也应避免若管道坡度太大而值流速大于最大设计流速。也会导致管壁受冲刷。

在具体计算中,已知设计流量 Q 及管道粗糙系数 n ,需要求管径 D 、水力半径 R 、充满度 h/D 、管道坡度 I 和流速 v 。在两个方程式(公式 2-6、2-9)中,有 5 个未知数,因此必须先假定 3 个求其它 2 个,这样的数学计算极为复杂。为了简化计算,常采用水力计算图(见附录 2-2)。

这种将流量、管径、坡度、流速,充满度、粗糙系数各水力因素之间关系绘制成的水力计算图使用较为方便。对每一张图表而言, D 和 n 是已知数,图上的曲线表示 Q 、 v 、 I 、 h/D 之间的关系(如图 2-6 所示)。这 4 个因素中,只要知道 2 个就可以查出其它 2 个。现举例说明这些图的用法。

【例 1】 已知 $n=0.014$ 、 $D=300\text{mm}$ 、 $I=0.004$ 、 $Q=30\text{L/s}$,
求 v 和 h/D 。

【解】 采用 $D=300\text{mm}$ 的那一张图(见附录 2-2 附图 3)。

在这张图上有 4 组线条:竖线条表示流量,横线条表示水力坡度,从左向右下倾的斜线表示流速,从右向左下倾的斜线表示充满度。每条线上的数目字代表相应数量的值。

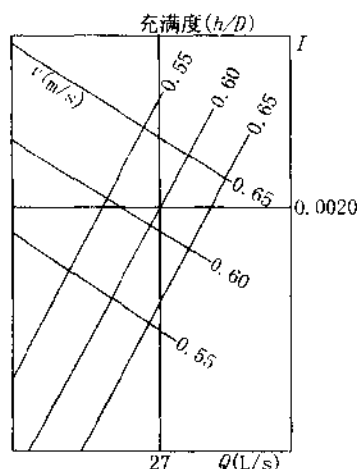


图 2-6 水力计算示意图

先在纵轴上找到 0.004,从而找出代表 $I=0.004$ 的横线。从横轴上找出代表 $Q=30\text{L/s}$ 的那条竖线,两条线相交得一点。这一点落在代表流速 v 为 0.8m/s 与 0.85m/s 两条斜线之间,估计 $v=0.82\text{m/s}$;落在 $h/D=0.5$ 与 0.55 两条斜线之间,估计 $h/D=0.52$ 。

【例 2】 已知 $n=0.014$ 、 $D=400\text{mm}$ 、 $Q=41\text{L/s}$ 、 $v=0.9\text{m/s}$,求 I 和 h/D 。

【解】 采用 $D=400\text{mm}$ 那一张图(附录 2-2 附图 5)。

找出 $Q=41\text{L/s}$ 的那条竖线和 $v=0.9\text{m/s}$ 的那条斜线。这两线的交点落在代表 $I=0.0043$ 的那条横线上, $I=0.0043$;落在 $h/D=0.35$ 与 0.4 两条斜线之间,估计 $h/D=0.39$ 。

【例 3】 已知 $n=0.014$ 、 $Q=32\text{L/s}$ 、 $D=300\text{mm}$,
 $h/D=0.55$,求 v 和 I 。

【解】 采用 $D=300\text{mm}$ 那一张图(附录 2-2 附图 3)。

在图中找出 $Q=32\text{L/s}$ 的那条竖线和 $h/D=0.55$ 的那条斜线。两线相交的交点落在 $I=0.0038$ 那条横线上, $I=0.0038$;落在 $v=0.8\text{m/s}$ 与 0.85m/s 两条斜线之间,估计 $v=0.81\text{m/s}$ 。

也可采用水力计算表进行计算。表 2-10 为摘录的圆形管道(不满流, $n=0.014$) $D=300\text{mm}$ 水力计算表的部分数据。

每一张表的管径 D 和粗糙系数 n 是已知的,表中 Q 、 v 、 h/D 、 I ,4 个因素,知道其中任意 2 个便可求出另外 2 个。

圆形断面 $D=300\text{mm}$

表 2-10

$\frac{h}{D}$	1‰									
	2.5		3.0		4.0		5.0		6.0	
	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	16.69	0.75	18.29	0.83
0.40	15.13	0.57	16.57	0.63	19.14	0.72	21.40	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	1.02
0.60	30.16	0.68	33.04	0.75	38.15	0.86	42.66	0.96	46.73	1.06
0.65	33.69	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

第 4 节 污水管道的设计

2.4.1 确定排水区界,划分排水流域

排水区界是污水排水系统设置的界限。凡是采用完善卫生设备的建筑区都应设置污水管道。它是根据城镇总体规划的设计规模决定的。

在排水区界内,根据地形及城镇(地区)的竖向规划,划分排水流域。一般在丘陵及地形起伏的地区,可按等高线划出分水线,通常分水线与流域分界线基本一致。在地形平坦无显著分水线的地区,可依据面积的大小划分,使各相邻流域的管道系统能合理分担排水面积,使干管在最大合理埋深情况下,流域内绝大部分污水能以自流方式镇入。每一个排水流域往往有 1 个或 1 个以上的干管,根据流域地势标明水流方向和污水据要抽升的地区。

某市排水流域划分情况如图 2-7 所示。该市被河流分隔为 4 个区域,根据自然地形,可划分为 4 个独立的排水流域。每个排水流域内有 1 条或 1 条以上的污水干管,Ⅰ、Ⅲ两区形成河北排水区,Ⅱ、Ⅳ两区为河南排水区,北南两区污水进入各区污水处理厂,经处理后排入河流。

2.4.2 管道定线和平面布置的组合

在城镇(地区)总平面图上确定污水管道的位置和走向,称污水管道系统的定线。正确的定线是合理的、经济的设计污水管道系统的先决条件,是污水管道系统设计的重要环节。管道定线一般按主干管、干管、支管顺序依次进行。定线应遵循的主要原则是:应尽可能地

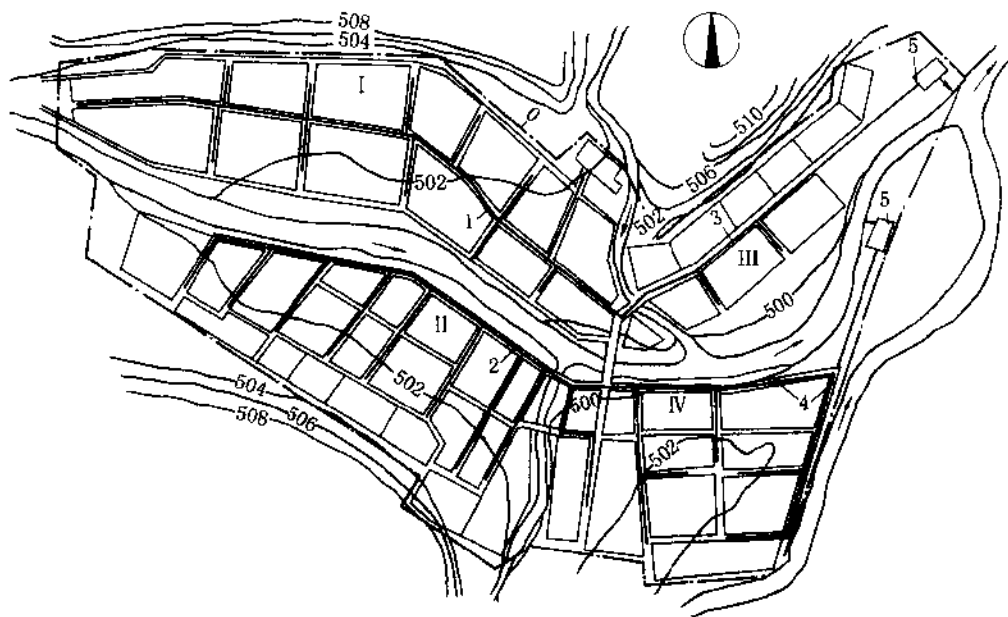


图 2-7 某市污水排水系统平面
0—排水区界；I、II、III、IV—排水流域编号；
1、2、3、4—各排水流域干管；5—污水处理厂

在管线较短和埋深较小的情况下,让最大区域的污水能自流排出。为了实现这一原则,在定线时必须很好地研究各种条件,使拟定的路线能因地制宜的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:地形和用地布局;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。

在一定条件下,地形一般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,这样使支管的污水自流接入,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于等高线敷设,让其尽早接入干管。宜使干管与等高线垂直,主干管与等高线平行敷设(如图 1-11(1))。由于主干管管径较大,保持最小流速所需坡度小,其走向与等高线平行是合理的。当地形倾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(如图 1-11(3)),这种布置虽然主干管的坡度较大,但可设置为数不多的跌水井,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布置成几个独立的排水系统。例如,由于地形中间隆起而布置成两个排水系统,或由于地面高程有较大差异而布置成高低区两个排水系统。

污水管道中的水流靠重力流动,因此管道必须具有坡度。在地形平坦地区,管线虽然不长,埋深亦会增加很快,当埋深超过一定限值时,需设泵站抽升污水。这样会使增加基建投资和常年运转管理费用,是不利的。但不建泵站而过多地增加管道埋深,不但施工困难大而且造价也很高。因此,在管道定线时需作方案比较,选择最适当的定线位置,使之既能尽量

减小埋深,又可少建泵站。

污水支管的平面布置取决于地形及街区建筑特征,并应便于用户接管排水。当街区面积不太大,街区污水管网可采用集中出水方式时,街道支管敷设在服务街区较低侧的街道下,如图 2-8(1)所示,称为低边式布置。当街区面积较大且地势平坦时,宜在街区四周的街道敷设污水支管,如图 2-8(2)所示。建筑物的污水排出管可与街道支管连接,称为周边式布置。街区已按规划确定,街区内污水管网按各建筑的需要设计,组成一个系统,再穿过其它街区并与所穿街区的污水管网相连,如图 2-8(3)所示。称为穿坊式布置。

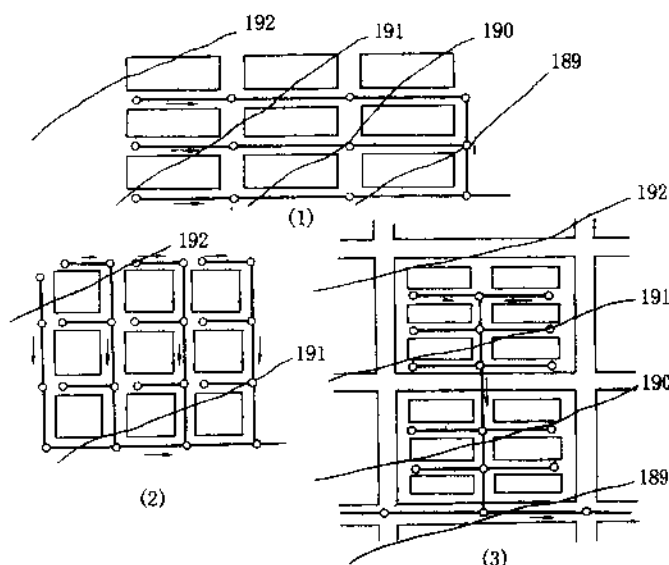


图 2-8 污水支管的布置形式

污水主干管的走向取决于污水厂和出水口的位置。因此,污水厂和出水口的数目与布设位置,将影响主干管的数目和走向。例如,在大城市或地形复杂的城市,可能要建几个污水厂分别处理与利用污水,这就需要敷设几条主干管。在小城市或地形倾向一方的城市,通常只设一个污水厂,则只需敷设一条主干管。若相邻城市联合建造区域污水厂,则需相应的建造区域污水管道系统。

采用的排水体制也影响管道定线。分流制系统一般有两个或两个以上的管道系统,定线时必须在平面和高程上互相配合。采用合流制时要确定截流干管及溢流井的正确位置。若采用混合体制,则在定线时应考虑两种体制管道的连接方式。

考虑到地质条件,地下构筑物以及其它障碍物对管道定线的影响,应将管道,特别是主干管布置在坚硬密实的土壤中,尽量避免或减少管道穿越高地,基岩浅露地带,或基质土壤不良地带。尽量避免或减少与河道、山谷、铁路及各种地下构筑物交叉。以降低施工费用,缩短工期及减少日后养护工作的困难。管道定线时,若管道必须经过高地,可采用隧洞或设提升泵站;若须经过土壤不良地段,应根据具体情况采取不同的处理措施,以保证地基与基础有足够的承载能力。当污水管道无法避开铁路、河流、地铁或其它地下建(构)筑物时,管道最好垂直穿过障碍物,并根据具体情况采用侧虹管、管桥或其它工程设施。

管道定线时还需考虑街道宽度及交通情况。污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它地下管线的交叉,可考虑设置两条平行的污水管道。

为了增大上游干管的直径,减小敷设坡度,以致能减少整个管道系统的埋深。将产生大流量污水的工厂或公共建筑物的污水排出口接入污水干管起端是有利的。

管道定线,不论在整个城市或局部地区都可能形成几个不同的市置方案。比如,常遇到由于地形或河流的影响,把城市分割成了几个天然的排水流域,此时是设计一个集中的排水系统或是设计成多个独立分散的排水系统?当管线遇到高地或其它障碍物时,是绕行或设置泵站,或设置倒虹管,还是采用其它的接施?管道埋深过大时,是设置中途泵站将管位提高或是继续增大埋深?凡此种种,在不同地区,不同城市的管道定线中都可能出现。因此应对不同的设计方案在同等条件和深度下,进行技术经济比较,选用一个最好的管道定线方案。

管道系统的方案确定后,便可组成污水管道平面布置图。在初步设计时,污水管道系统的总平面图包括干管、主干管的位置,走向和主要泵站、污水厂、出水口等的位置等。技术设计时,管道平面图应包括全部支管、干管、主干管、泵站、污水厂、出水口等的具体位置和资料。

2.4.3 控制点的确定和泵站的设置地点

在污水排水区城内,对管道系统的埋深起控制作用的地点称为控制点。如各条管道的起点大都是这条管道的控制点。这些控制点中离出水口最远的一点,通常就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,也可能成为整个管道系统的控制点。这些控制点的管道埋深,影响整个污水管道系统的埋深。

确定控制点的标高,一方面应根据城市的竖向规划,保证排水区城内各点的污水都能够排出,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。对此通常采取一些措施,例如,加强管材强度;坡土提高地面高程以保证最小覆土厚度;设置泵站提高管位等方法,减小控制点管道的埋深,从而减小整个管道系统的埋深,降低工程造价。

在排水管道系统中,由于地形条件等因素的影响,通常可能需设置中途泵站,局部泵站和终点泵站。当管道埋深接近最大埋深时,为提高下游管道的管位而设置的泵站,称为中途泵站,如图 2-9(1)。若是将低洼地区的污水抽升到地势较高地区管道中;或是将高层连筑地下室、地铁、其它地下建筑的污水抽送到附近管道系统所设置的泵站称局部泵站,如图 2-9(2)。此外,污水管道系统终点的埋深通常很大,而污水处理厂的处理后出水因受纳水体水位的限制,处理构筑物一般埋深很浅或设置在地面上,因此需设置泵站将污水抽升至第一个处理构筑物,这类泵站称为终点泵站或总泵站,如图 2-9(3)。

泵站设置的具体位置应考虑环境卫生、地质、电源和施工条件等因素,并应征询规划、环保、城建等部门的意见。

2.4.4 设计管段及设计流量的确定

1. 设计管段及其划分

两个检查井之间的管段采用的设计流量不变,且采用同样的管径和坡度,称它为设计管段。但在划分设计管段时,为了简化计算,不需要把每个检查井都作为设计管段的起点。

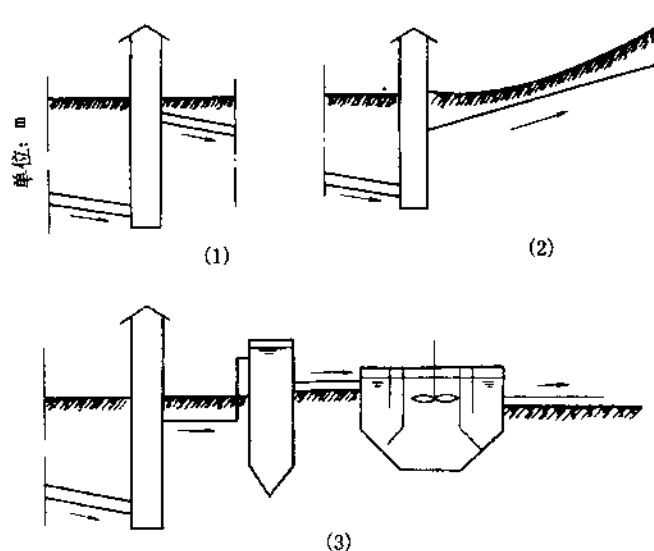


图 2-9 污水泵站的设置地点

(1)中途泵站;(2)局部泵站;(3)终点泵站

因为在直线管段上,为了疏通管道,需在一定距离处设置检查井。估计可以采用同样管径和坡度的连续管段,就可以划作一个设计管段。根据管道平面布置图,凡有集中流量进入,有旁侧管道接入的检查井均可作为设计管段的起点。设计管段的起点应编上号码。

2. 设计管段的设计流量

每一设计管段的污水设计流量可能包括以下几种流量(见图 2-10)。

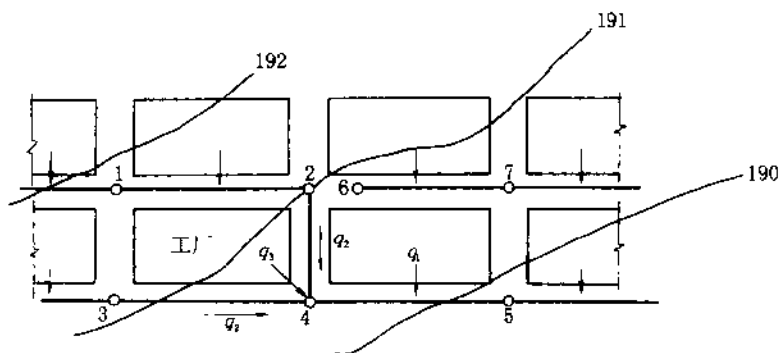


图 2-10 设计管段的设计流量

- (1)本段流量 q_1 ——是从管段沿线街坊流来的污水量;
- (2)转输流量 q_2 ——是从上游管段和旁侧管段流来的污水量;
- (3)集中流量 q_3 ——是从工业企业或其它大型公共建筑物流来的污水量。

对于某一设计管段而言,本段流量沿线是变化的,即从管段起点的零增加到终点的全部流量,但为了计算的方便,通常假定本段流量集中在起点进入设计管段。它接受本管段服务地区的全部污水流量。

本段流量可用下式计算:

$$q_1 = F \cdot q_0 \cdot K_z \quad (2-12)$$

式中 q_1 ——设计管段的本段流量(L/s);

F ——设计管段服务的街区面积(ha);

K_z ——生活污水量总变化系数;

q_0 ——单位面积的本段平均流量,即比流量(L/(s·ha))。可用下式求得:

$$q_0 = \frac{n \cdot p}{86400}$$

式中 n ——居住区生活污水定额(L/(cap·d));

p ——人口密度(cap/ha)。

从上游管段和旁侧管段流来的平均流量以及集中流量对这一管段是不变的。

初步设计时,只计算干管和主干管的流量。技术设计时,应计算全部管道的流量。

2.4.5 污水管道的衔接

污水管道在管径、坡度、高程、方向发生变化及支管接入的地方都需要设置检查井。在设计时必须考虑在检查井内上下游管道衔接时的高程关系问题。管道在衔接时应遵循两个原则:

1. 尽可能提高下游管段的高程,以减少管道埋深,降低造价;
2. 避免上游管段中形成回水而造成淤积。

管道衔接的方法,通常有水面平接和管顶平接两种。如图 2-11 所示。

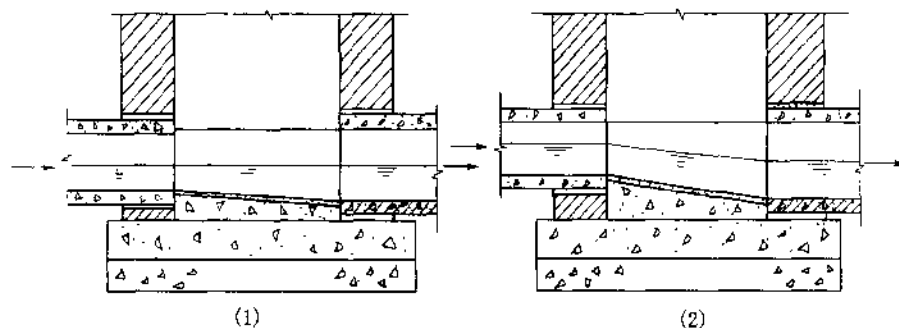


图 2-11 污水管道的衔接

(1)水面平接;(2)管顶平接

水面平接是指在水力计算中,使上游管段终端和下游管段起端在衔接的设计充满度下的水面相平,即上游管段终端与下游管段起端的水面标高相同。由于上游管段中的水面变化较大,水面平接时在上游管段内的实际水面标高有可能低于下游管段的实际水面标高,因此,在上游管段中易形成回水。

管顶平接是指在水力计算中,使上游管段终端和下游管段起端的管顶标高相同。采用管顶平接时,在上述情况下就不致于在上游管段产生回水,但下游管段的埋深将增加。这对于平坦地区或设置较深的管道,有时是不适宜的。这时为了尽可能减少埋深,而采用水面平接的方法。

无论采用哪种衔接方法,下游管段起端的水面和管底标高都不得高于上游管段终端的

水面和管底标高。

此外,当管道敷设地区的地面坡度很大时,为了调整管内流速所采用的管道坡度将会小于地面坡度。为了保证下游管段的最小覆土厚度和减少上游管段的埋深,可根据地面坡度采用跌水连接,如图 2-12 所示。

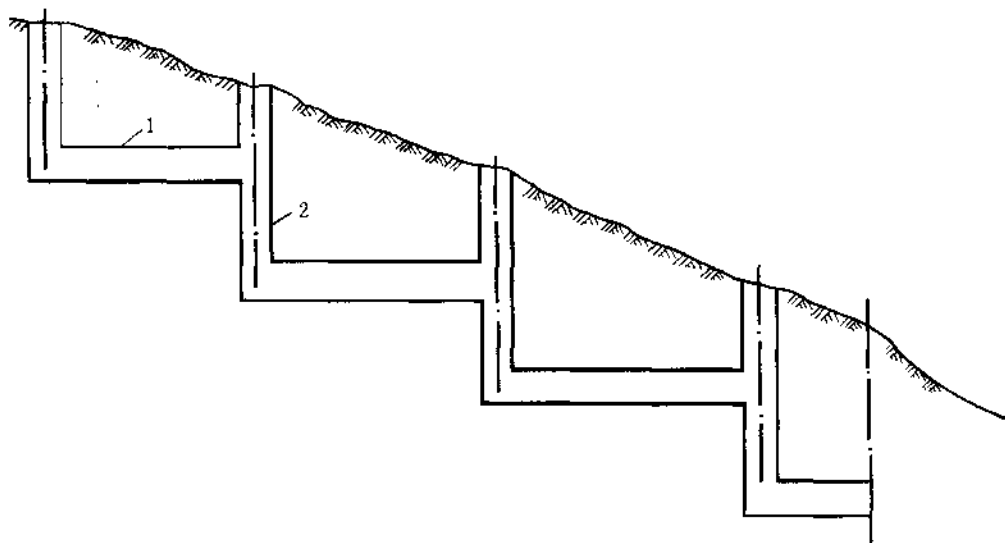


图 2-12 管段跌水连接

1—管段 2—跌水井

在旁侧管道与干管交汇处,若旁侧管道的管底标高比干管的管底标高大很多时,为保证干管有良好的水力条件,最好在旁侧管道上先设跌水井后再与干管相接。反之,若干管的管底标高高于旁侧管道的管底标高,为了保证旁侧管能接入干管,干管则在交汇处需设跌水井,增大干管的埋深。

2.4.6 污水管道在街道上的位置

在城市道路下,有许多管线工程,如给水管、污水管、煤气管、热力管、雨水管、电力电缆、电讯电缆等。在工厂的道路下,管线工程的种类会更多。此外,在道路下还可能有地铁、地下人行横道、工业用隧道等地下设施。为了合理安排其在空间的位置,必须在各单项管线工程规划的基础上,进行综合规划,统筹安排,以利施工和日后的维护管理。

由于污水管道为重力流管道,管道(尤其是干管和主干管)的埋设深度较其它管线大,且有很多连接支管,若管线位置安排不当,将会造成施工和维修的困难。加以污水管道难免渗漏、损坏,从而会对附近建筑物、构筑物的基础造成危害或污染生活饮用水。因此污水管道与建筑物间应有一定距离,当其与生活给水管道相交时,应敷设在生活给水管道下面。

进行管线综合规划时,所有地下管线应尽量布置在人行道、非机动车道和绿带下,只有在不得已时,才考虑将埋深大,修理次数较少的污水、雨水管布置在机动车道下。管线布置的顺序一般是,从建筑红线向道路中心线方向为:电力电缆——电信电缆——煤气管道——热力管道——给水管——污水管道——雨水管道。若各种管线布置发生矛盾时,处理的

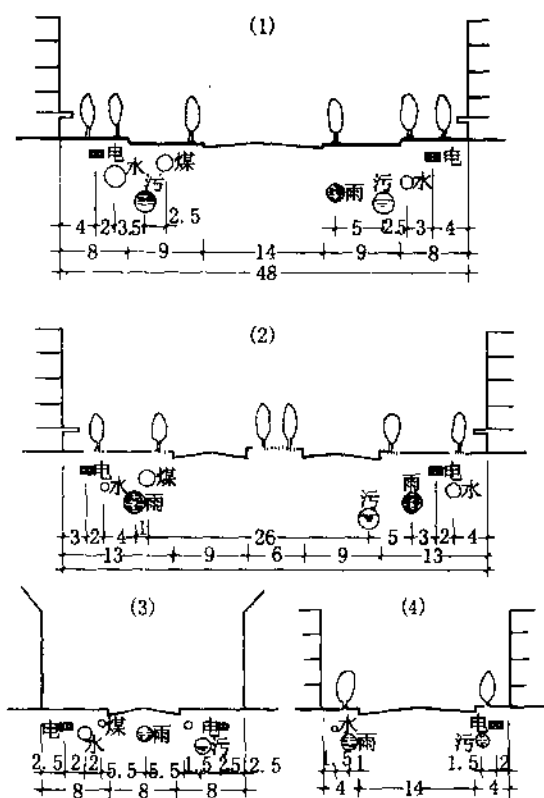


图 2-13 街道地下管线的布置

中尺寸以 m 为单位。

原则是,新建让已建的,临时让永久的,小管让大管,压力管让重力流管,可弯让不可弯的,检修次数少的让检修次数多的。

在地下设施拥挤的地区或车运检为繁忙的街道下,把污水管道与其它管线集中安置在隧道中是比较合适的,但雨水管道一般不设在隧道中,而是与隧道平行敷设。

为了方便用户检管,当路而宽度大于 40m 时,可在街道两侧各设一条污水管道。污水管道与其它地下管线或构筑物的水平和垂直最小净距,最好由城市规划部门或工业企业内部管道综合部门根据其管线类型和数量、高程、可数设管线的位置等因素制订管线综合设计确定。附录 2-3 所列排水管道与其它地下管线(构筑物)的最小净距,可供管线综合时参考。

图 2-13 的(1)、(2)、(4)为城市街道下地下管线布置的实例。图 2-13(3)为工厂街道下各种管道的位置图。图

第 5 节 污水管道的设计计算举例

图 2-14 为某市一个小区的平面图。居住区人口密度为 350cap/ha ,居民生活污水定额为 $120\text{L}/(\text{cap}\cdot\text{d})$ 。火车站和公共浴宽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 。生活污水及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 。

设计方法和步骤如下:

2.5.1 在小区平面图上布设污水管道

从小区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。街道支管布置在街区地势较低一侧的道路下,干管基本上与等高线垂直布置,主干管则沿小区南而河岸布置,基本与等高线平行。整个管道系统呈线流式形式布置,如图 2-15 所示。

2.5.2 街区编号并计算其面积

将各街区线上号码,并按各街区的平面范围计算它们的面积,列入表 2-11 中。用新头标出各街区污水排出的方向。

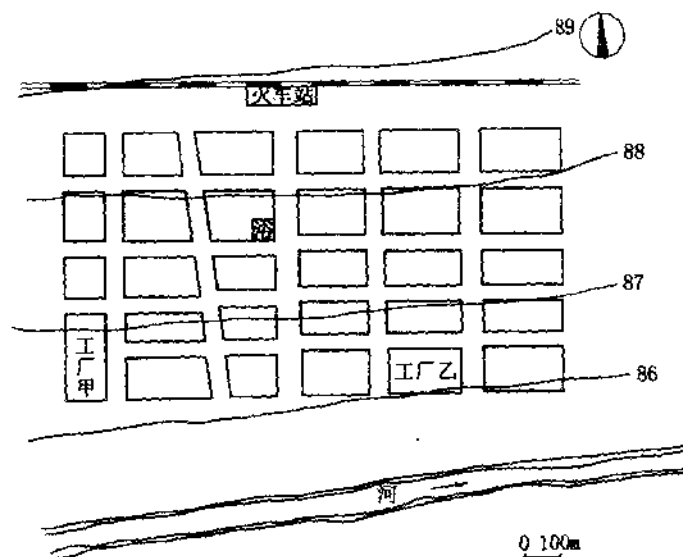


图 2-14 某市一小区平面图

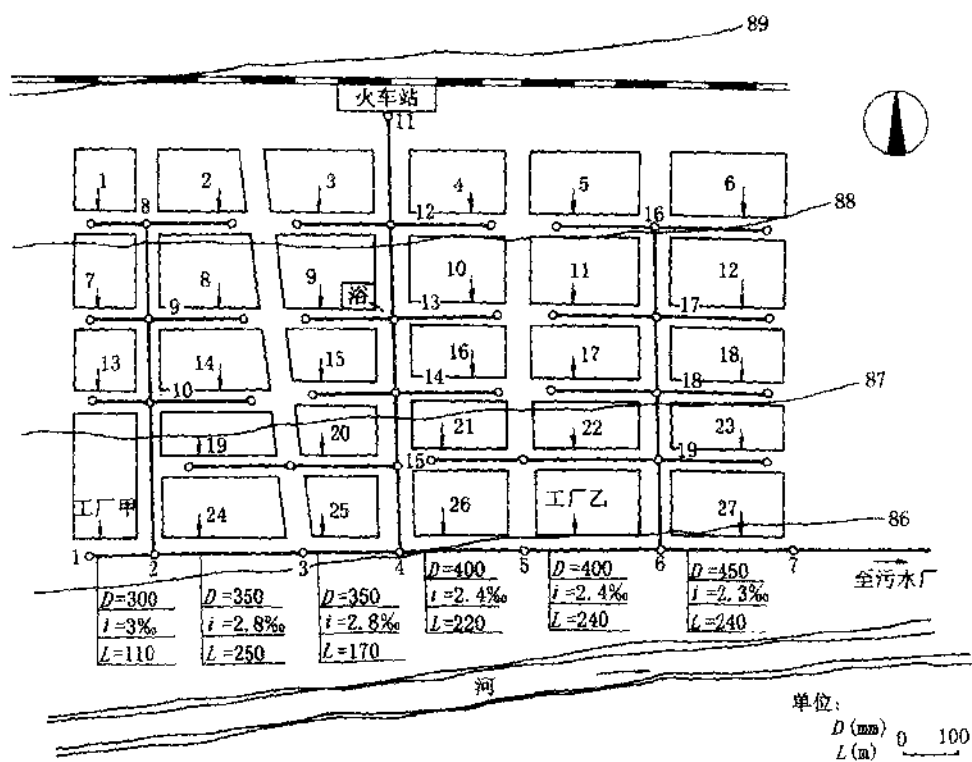


图 2-15 某小区污水管道平面布置(初步设计)

街区面积

表 2-11

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

2.5.3 划分设计管段,计算设计流量

根据设计管段的定义和划分方法,将各干管和主干管中有本段流量进入的点(一般定为街区两端)、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。例如,本例的主干管长 1200 余 m,根据设计流量变化的情况,可划分为 1~2,2~3,3~4,4~5,5~6,6~7,6 个设计管段。

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 2-12。

污水干管设计流量计算表

表 2-12

管段 编号	居住区生活污水量 Q_1								集中流量		
	本段流量				转输流量 q_2 (L/s)	合计平均 流量 (L/s)	总变化 系数 K_z	生活污水 设计流量 Q_1 (L/s)	本段 (L/s)	转输 (L/s)	设计 流量 (L/s)
	街区 编号	街区面积 (ha)	比流量 q_0 (L/(s·ha))	流量 q_1 (L/s)							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1~2	—	—	—	—	—	—	—	—	25.00	—	25.00
2~3	—	—	—	—	1.41	1.41	2.3	3.24	—	—	3.24
3~4	—	—	—	—	3.18	3.18	2.3	7.31	—	—	7.31
4~5	—	—	—	—	4.83	4.88	2.3	11.23	—	—	11.23
5~6	24	2.20	0.486	1.07	4.88	5.95	2.2	13.09	—	25.00	38.09
6~7	25	1.38	0.486	0.67	5.95	6.62	2.2	14.56	—	25.00	39.56
7~8	—	—	—	—	—	—	—	—	3.00	—	3.00
8~9	—	—	—	—	1.97	1.97	2.3	4.53	—	3.00	7.53
9~10	—	—	—	—	3.91	3.91	2.3	8.99	4.00	3.00	15.99
10~11	—	—	—	—	5.44	5.44	2.2	11.97	—	7.00	18.97
11~12	—	—	—	—	6.85	6.85	2.2	15.07	—	7.00	22.07
12~13	26	2.04	0.486	0.99	13.47	14.46	2.0	28.92	—	32.00	60.92
13~14	—	—	—	—	14.46	14.46	2.0	28.92	6.00	32.00	66.92
14~15	—	—	—	—	2.14	2.14	2.3	4.92	—	—	4.92
15~16	—	—	—	—	4.47	4.47	2.3	10.28	—	—	10.28
16~17	—	—	—	—	6.32	6.32	2.2	13.90	—	—	13.90
17~18	—	—	—	—	8.77	8.77	2.1	18.42	—	—	18.42
18~19	27	2.40	0.486	1.17	23.23	24.40	1.9	46.36	—	38.00	84.36

本例中,居住区人口密度为 350cap/ha,居民生活污水定额为 120L/(cap·d),则每 ha 街区面积的生活污水平均流量(比流量)为:

$$q_0 = \frac{350 \times 120}{86400} = 0.486 (\text{L}/(\text{s} \cdot \text{ha}))$$

本例中有 4 个集中流量,在检查井 1、5、11、13 分别进入管道,相应的设计流量为 25、6、3、4L/s。

如图 2-15 和表 2-12 所示,设计管段 1~2 为主干管的起始管段,只有集中流量(工厂甲经处理后排出的工业废水)25L/s 流入,故设计流量为 25L/s。设计管段 2~3 除转输管段 1~2 的集中流量 25L/s 外,还有本段流量 q_1 和转输流量 q_2 流入。该管段接纳街区 24 的污水,其面积为 2.2ha(见街区面积表),故本段流量 $q_1 = q_0 \cdot F = 0.486 \times 2.2 = 1.07 \text{L/s}$;该管段的转输流量是从旁侧管段 8~9~10~2 流来的生活污水平均流量,其值为 $q_2 = q_0 \cdot F = 0.486 \times (1.21 + 1.7 + 1.43 + 2.21 + 1.21 + 2.28) = 0.486 \times 10.04 = 4.88 \text{L/s}$ 。合计平均流量 $q_1 + q_2 = 1.07 + 4.88 = 5.95 \text{L/s}$ 。查表 2-1, $K_z = 2.2$ 。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。

2.5.4 水力计算

在确定设计流量后,便可以从上游管段开始依次进行主干管各设计管段的水力计算。一般常列表进行计算,如表 2-13 所示。水力计算步骤如下:

1. 从管道平面布置图上量出每一设计管段的长度,列入表 2-13 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(地面坡度 = $\frac{\text{地面高差}}{\text{距离}}$),作为确定管道坡度时参考。

例如,管段 1~2 的地面坡度 = $\frac{86.20 - 86.10}{110} = 0.0009$ 。

4. 确定起始管段的管径以及设计流速 v ,设计坡度 I ,设计充满度 h/D 。首先拟采用最小管径 300mm,即查附录 2-2 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 $Q = 25 \text{L/s}$, $I = 0.003$ 时,查表得出 $v = 0.7 \text{m/s}$ (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 I 、流速 v 、充满度 h/D 分别列入表 2-13 的第 4、5、6、7 项。

5. 确定其它管段的管径 D 、设计流速 v 、设计充满度 h/D 和管道坡度 I 。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(50mm 为一级),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 即可在确定 D 的那张水力计算图或表中查出相应的 h/D 和 I 值,若 h/D 和 I 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 2-13 相应的项中。在水力计算中,由于 Q 、 v 、 h/D 、 I 、 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或表时实际存在一个试算过程。

污水主干管水力计算表

表 2-13

管段 编号	管道 长度 L (m)	设计 流量 Q (L/s)	管径 D (mm)	坡度 i	流速 v (m/s)	充满度		降落量 $I \cdot L$ (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:

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

(2) 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。

(3) 确定管网系统的控制点。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, 因此至南地面坡度约 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主干管的埋设深度。对主干管埋深起决定作用的控制点则是 1 点。

1 点是主干管的起始点, 它的埋设深度受工厂排出口埋深的控制, 定为 2.0m, 将该值列入表中第 16 项。

(4) 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 $83.870 + 0.153 =$

84.023m 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,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。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. 进行管道水力计算时,应注意的问题:

(1) 必须细致研究管道系统的控制点。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。

(2) 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。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。

(3) 水力计算自上游依次向下游管段进行,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。只有在管道坡度由大骤然变小的情况下,设计流速才允许减小。另外,随着设计流量逐段增加,设计管径也应逐段增大,但当管道坡度骤然增大时,下游管段的管径可以减小,但缩小的范围不得超过 $50 \sim 100\text{mm}$ 。

(4) 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,管道坡度往往需要小于地面坡度。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。跌水井的构造详见第六章。

(5) 水流通过检查井时,常引起局部水头损失。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。

(6) 在旁侧管与干管的连接点处,要考虑干管的已定埋深是否允许旁侧管接入。若连接处旁侧管的埋深大于干管埋深,则需在连接处的干管上设置跌水井,以使旁侧管能接入干管。另一方面,若连接处旁侧管的管底标高比干管的管底标高高出许多,为使干管有较好的水力条件,需在连接处前的旁侧管上设置跌水井。

2.5.5 绘制管道平面图和纵剖面图

污水管道平面图和纵剖面图的绘制方法见第 6 节。本例题的设计深度仅为初步设计,因此,在水力计算结束后将计算所得的管径、坡度等数据标注在图 2-15 上,该图即是本例题的管道平面图。

在进行水力计算的同时,绘制主干管的纵剖面图,本例题主干管的纵剖面图如图 2-16 所示。

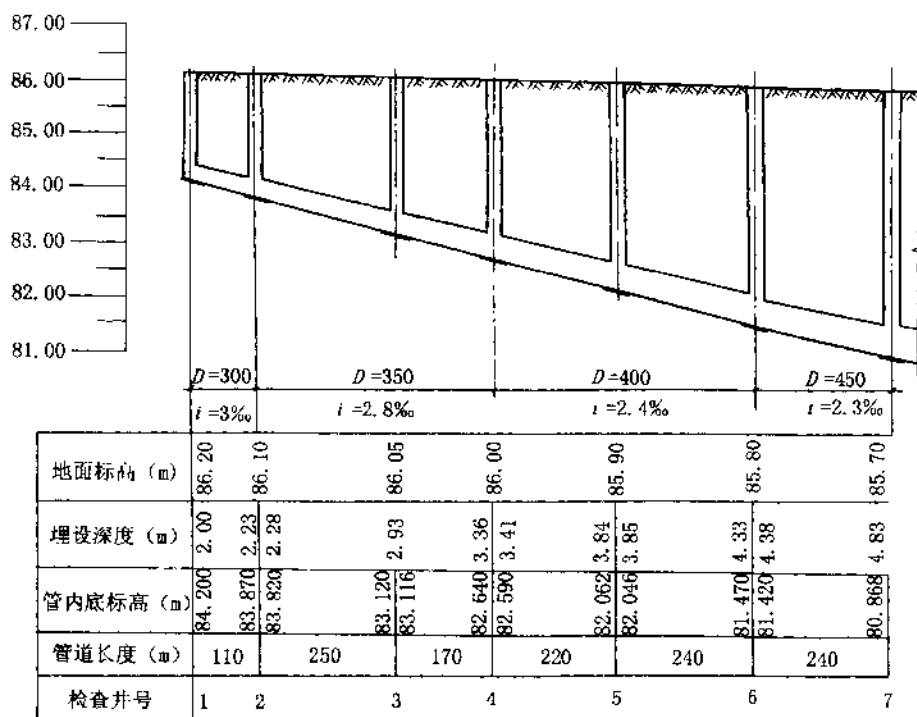


图 2-16 主干管纵剖面

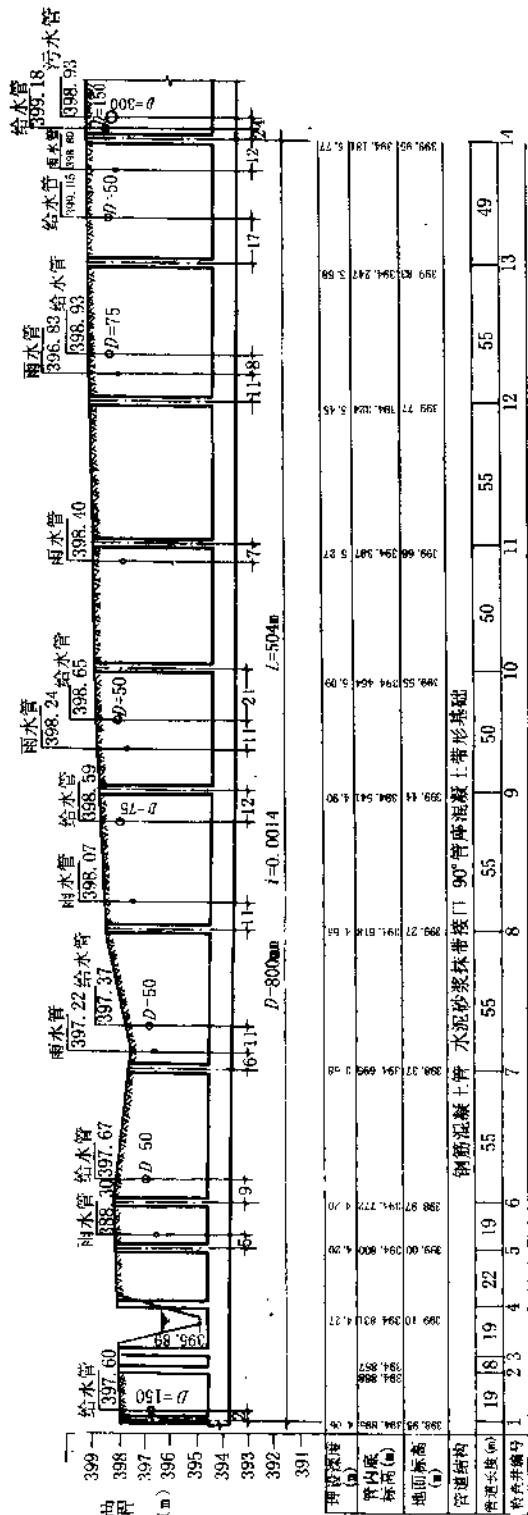
第 6 节 污水管道平面图和纵剖面图的绘制

污水管道的平面图和纵剖面图,是污水管道设计的主要图纸。根据设计阶段的不同,图纸表现的深度亦有所不同。

初步设计阶段的管道平面图就是管道总体布置图。通常采用的比例尺 1:5000~1:10000,图上有地形、地物、河流、风玫瑰或指北针等。已有和设计的污水管道用粗线条表示,在管线上画出设计管段起迄点的检查井井编上号码,标出各设计管段的服务面积,可能设置的中途泵站,倒虹管或其它的特殊构筑物,污水厂,出水口等。初步设计的管道平面图上还应将主干管各设计管段的长度、管径和坡度在图上注明。此外,图上应有管道的主要工程项目表和说明。

施工图阶段的管道平面图比例尺常用 1:1000~1:5000,图上内容基本同初步设计,而要求更为详细确切。要求标明检查井的准确位置及污水管道与其它地下管线或构筑物交叉点的具体位置、高程,居住区街坊连接管或工厂废水排出管接入污水干管或主干管的准确位置和高程。图上还应有图例、主要工程项目表和施工说明。图 2-17(1)为扩大初步设计阶段的一部分管道平面图。

污水管道的纵剖面图反映管道沿线的高程位置,它是和平面图相对应的,图上用单线条表示原地面高程线 and 设计地面高程线,用双线条表示管道高程线,用双竖线表示检查井。图中还应标出沿线支管接入处的位置、管径、高程;与其它地下管线、构筑物或障碍物交叉点的



(2)

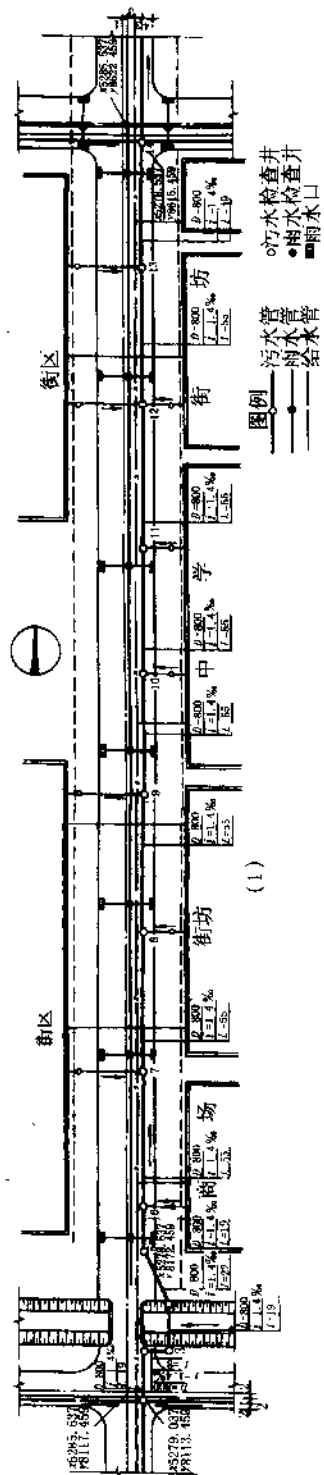


图 2-17 污水管道平、剖面(扩大初步设计)

位置和高程;沿线地质钻孔位置和地质情况等。在剖面图的下方有一表格,表中列有检查井号,管道长度,管径,坡度,地面高程,管内底高程,埋深,管道材料,接口形式,基础类型。有时也将流量、流速、充满度等数据注明。采用比例尺,一般横向 1:500~1:2000;纵向 1:50~1:200。对工程量较小,地形、地物较简单的污水管道工程亦可不绘制纵剖面图,只将管道的管径、坡度、管长、检查井的高程以及交叉点等注明在平面图上即可。图 2-17(2)为与图 2-17(1)对应的管道的纵剖面图。

第 7 节 城市污水回用工程^①

2.7.1 概 述

城市污水经处理后,达到回用要求的水质标准,面在一定范围内重复使用的供水系统,称为城市污水回用系统,或称城市污水再利用系统。

近年来,为了解决可用水资源的减少和水质的不断恶化,以及污染物排放标准的提高,提出了污水资源化问题。城市污水经处理再生后,可作为城市第二水源再利用,既可节约水资源,又使污水无害化,起到保护环境、控制水污染、缓解水资源不足的重要作用,尤其在缺水地区其作用更加明显。

城市污水经处理后的再生水(一般指污水经一级处理、二级处理和深度处理后供作回用的水。当一级处理或二级处理出水满足特定回用要求并已回用时,一级或二级处理出水也可称为再生水),可作工业用水、生活杂用水、景观河道用水、农业灌溉用水和地下水回注灌等。污水回用的最大用户是工业,因为城市用水中 80% 是工业,而工业用水中 80% 又是水质要求不高的冷却用水,据统计美国 357 个城市污水回用总量中的 40.5% 回用于工业。所以缺水城市的污水回用主要是作为工业用水,其次是市政、建筑用水及景观用水。目前我国不提倡用作与人体接触的娱乐用水和饮用水,美国环保局认为除非别无水源可用,尽可能不以再生水作为饮用水水源。

城市污水回用工程的规划和设计,应贯彻我国水污染防治法和水资源开发技术政策,以城市总体规划为依据,从全局出发,做好城市污水回用规划。应妥善处理开发天然水资源与开发污水资源的关系,提倡优先开发污水资源;妥善处理污水排放与污水回用的关系,城市新速和原有的污水处理厂都应积极发展污水回用。

本节对以工业用水、生活杂用水和景观河道用水,重点以工业用水为目标的城市污水回用工程加以介绍。

2.7.2 回用水源及其水质

排入城市排水系统的城市污水,符合下列规定的可作为回用水源。即

回用水源必须符合《污水排入城市下水道水质标准》、《生物处理构筑物进水中有害物质允许浓度》和《污水综合排放标准》的要求。

回用水源应以生活污水为主,尽量减少工业废水所占比重。

排污单位排出口污水浓度超过下列指标时,该排出口污水不宜作为回用水源。即氯化物 500mg/L;色度 100(稀释倍数);氨氮 100mg/L;总溶解固形物 1500mg/L。严禁放射性废水

① 本节内容参照《城市污水回用设计规范》(CECS61:94)编写。

作为回用水源。

回用水源的设计水质,应根据收集区域现有水质资料和规划预测资料确定。若以城市二级污水处理厂的出水作为回用水源时,其原水水质可按 $BOD_5 = 30\text{mg/L}$ 、 $SS = 30\text{mg/L}$ 、 $COD_{Cr} = 120\text{mg/L}$ 考虑。

2.7.3 回用水质标准

回用水(再生水)的水质标准,应根据回用对象的不同来确定。再生水作为工业冷却用水时,其回用水水质最高允许浓度标准,可参照表 2-14 确定。再生水用作生活杂用水时,其回用水质不应超过表 2-15 中所规定的限量,该标准适用于厕所便器冲洗、城市绿化、洗车、扫除等生活杂用水。附录 2-4 为北京市试行中水水质标准,附录 2-5 为日本不同用途的水质标准,供使用时参考。再生水用作市区景观河道用水时,其回用水质最高允许浓度,可参照表 2-16 确定。

再生水用作冷却用水的建议水质标准(CECS61:94)

表 2-14

项 目	直流冷却水	循环冷却补充水
pH 值	6.0~9.0	6.5~9.0
SS(mg/L)	30	—
浊度(度)	—	5
BOD_5 (mg/L)	30	10
COD_{Cr} (mg/L)	—	75
铁(mg/L)	—	0.3
锰(mg/L)	—	0.2
氯化物(mg/L)	300	300
总硬度(以 $CaCO_3$ 计)(mg/L)	850	450
总碱度(以 $CaCO_3$ 计)(mg/L)	500	350
总溶解固体(mg/L)	1000	1000
游离余氯(mg/L)	—	0.1~0.2
异养菌总数(个/mL)	—	5×10^5

生活杂用水水质标准(CJ25·1—89)

表 2-15

项 目	厕所便器冲洗 城市绿化	洗车,扫除
浊度 (度)	10	5
溶解性固体 (mg/L)	1200	1000
悬浮性固体 (mg/L)	10	5
色度 (度)	30	30

续表

项 目	厕所便器冲洗 城市绿化	洗车,扫除
臭	无不快感觉	无不快感觉
pH 值	6.5~9.0	6.5~9.0
BOD ₅ (mg/L)	10	10
COD _{Cr} (mg/L)	50	50
氨氮(以 N 计) (mg/L)	20	10
总硬度(以 CaCO ₃ 计) (mg/L)	450	450
氯化物 (mg/L)	350	300
阴离子合成洗涤剂 (mg/L)	1.0	0.5
铁 (mg/L)	0.4	0.4
锰 (mg/L)	0.1	0.1
游离余氯 (mg/L)	管网末端不小于 0.2	管网末端不小于 0.2
总大肠菌群 (个/L)	3	3

再生水用作市区景观河道用水的建议水质标准(CECS61:94)

表 2-16

项 目	标 准 值
pH 值	6.5~9.0
SS(mg/L)	30
臭	无不快感
BOD ₅ (mg/L)	20
COD _{Cr} (mg/L)	75
氨氮*(以 N 计)(mg/L)	夏季<10,非夏季<20
总磷*(mg/L)	夏季<2,非夏季不控制
铁(mg/L)	0.4
氯化物(mg/L)	350
总固体(mg/L)	1500
总大肠菌群数(个/L)	10000

* 允许根据河道功能做适当调整。

再生水用作生产工艺用水、锅炉用水时,其水质应达到相应的水质标准。再生水回用于多种用途时,其水质标准应按最高要求确定。向工业区多用户成片供水时,可按用水量最大

的工业冷却用水水质标准考虑。个别水质要求高的用户,可自行补充处理。

2.7.4 城市污水回用系统及其组成

图 1-4 为城市污水回用系统的图式之一。

城市污水回用系统一般由污水收集系统、再生水厂、再生水输配系统和回用水管理等部分组成。

污水收集系统:是收集输送回用原水的管道系统。污水收集一般靠城市排水管网进行,管道不宜采用明渠。排水系统可采用分流制或合流制,将回用原水从回用水源以最佳路线输送至再生水厂。

再生水厂:它是以回用为目的对污水进行再生处理的污水处理厂。其处理工艺流程,应通过试验或参考实际经验,根据回用水水质标准,通过技术经济比较确定。再生水厂一般包括深度处理或仅深度处理。深度处理是进一步去除常规二级处理不能完全去除的污水中杂质的净化过程,通常由混凝、沉淀(澄清)、过滤、活性类吸附、离子交换、反渗透、电渗析、氨吹脱、臭氧氧化、消毒等单元技术组合而成。城市污水的再生水厂可采用一级处理、二级处理、混凝沉淀(澄清)、过滤和消毒等基本工艺流程,当有试验依据或回用水水质有特殊要求时,也可采用其它工艺。再生水厂宜靠近回用水源收集区或用户集中地区,以便于原水收集和缩短输水距离。也可设在城市污水处理厂内、工业区内、或某一特定用户内。再生水厂规模应超过计划回用水量的 20% 以上。

再生水输配系统:应建成独立系统。可新建再生管道,或利用原有给水管道输送再生水;而新建给水管道、再生水输水管道应防止微生物腐蚀,一般以非金属管为宜,当采用金属管道时,应做好防腐处理。再生水的配水系统由用户自行设置。

用户的用水管理:应根据用水设施的要求确定。当用于工业冷却时,一般包括水质稳定处理、菌藻处理和进一步改善水质的其它特殊处理。当用于生活杂用或景观河道补充水时,可直接使用,不需再进一步处理。

2.7.5 安全措施和监测控制

1. 在回用水源收集系统中,对水质特殊的接入口,应设置水质监测点和控制闸门,防止不符合水质标准的工业废水排入。

2. 再生水管道严禁与饮用水给水管道连接。再生水管道必须防渗防漏,埋地时应做特殊的带状标志,明装时应涂上标志颜色。闸门井井盖应铸上“再生水”字样。再生水管道上严禁安装饮水器和水龙头,防止误饮误用。

3. 再生水管道与饮用水给水管道、排水管道平行埋设时,其水平净距不得小于 0.5m;交叉埋设时,再生水管道应位于饮用水管道下而和排水管道上面,其净距均不得小于 0.5m。

4. 污水回用必须保证供水水质稳定,水量可靠。使用再生水的用户,在老厂改造采用再生水供水系统时,应保留原新鲜水系统,当再生水系统发生故障时,仍能用新鲜水补充,以保证安全生产。

5. 再生水厂与各用户应保持通讯联系;再生水厂的主要设施应设置故障报警装置;在主要处理构筑物 and 用水设施上,宜设置取样管;在各用户的进户管应设置计量装置;再生水厂和工业用户应设水质分析室;管理操作人员应经专门培训。

第8节 排水工程投资估算^①

2.8.1 概述

排水工程编制工程概预算的目的,是以货币形式反映工程造价,它是基本建设工作中一项重要组成部分。建设项目的主管部门依此安排投资计划,合理使用建设基金,控制投资;设计单位依此促进优化设计,达到理想的经济效果;施工单位依此安排施工计划,加强经济核算,控制工程成本。关于概预算编制的具体详细内容,可参考有关专门书籍,本书不作介绍。本节主要介绍排水工程投资估算综合技术经济指标法,来估算排水工程的工程造价。

排水工程投资估算综合技术经济指标,可作为编制或审查排水工程建设项目建议书和设计任务书或可行性研究报告投资估算的依据,也可作为编制规划的参考。

排水工程综合技术经济指标,是基本建设中各项枢纽工程的综合投资指标。给出的综合指标,只适用于一般性城市排水工程项目,未考虑湿陷性黄土地区、永久性冻土地区和地质情况十分复杂等地区的特殊要求。指标中不包括修复路面和旧城市原有建筑加固措施等费用,也不适用于技术改造工程。

2.8.2 枢纽工程综合技术经济指标

枢纽工程综合指标包括直接费、施工管理费、临时设施费、劳保基金、法定利润、税金和独立费用及其他费用。指标中其它费用包括:建设单位管理费、生产单位职工培训费、科研试验费、办公及生活家具购置费、联合试运转费、勘察设计费、工器具及生产家具购置费和预备费等。其费率见《排水万元实物指标》。综合指标不包括枢纽工程的三通一平工程及土地征用安置费,租用及各项赔偿费。

综合投资指标中还包括了:设备指标、用地指标及人工、材料指标。投资指标是基本建设中的单位投资费用。

设备指标是按主要设备的功率计算(不包括备用设备)。用地指标是按生产所必需的土地面积,不包括预留远期发展及卫生防护地带用地。人工指标是指基本建设所需的实耗工日,即预算定额中规定的人工工日数。材料指标是按预算定额用量计算。

2.8.3 估算排水工程工程造价计算方法

根据综合指标估算排水工程工程造价时,其计算办法如下:

1. 排水工程综合指标:一般分为3种,(见附录2-6)。

(1)污水工程综合指标,其中分污水管道(见附录2-6-1)和污水处理厂(见附录2-6-4)。污水处理厂结构标准:构筑物及生产性建筑物为钢筋混凝土结构,辅助性建筑物及非生产性建筑物以混合结构为主、钢筋混凝土结构为辅。给水管道按金属管与非金属管综合考虑。

(2)雨水管、渠综合指标(见附录2-6-2)。

(3)排水泵站综合指标,其中分污水泵站和雨水泵站(见附录2-6-3)。

2. 指标的计算单位:污水处理厂工程指标单位以设计平均日污水量(m^3/d)计算;雨水工程以泄水面积(ha)计算;污、雨水泵站以设计最高时水量(L/s)计算;排水管、渠道工程由于长度不同时对投资影响较大,故以水量、长度综合指标计算($\text{m}^3/(\text{d}\cdot\text{km})$),各段水量不同

① 本节主要参考《给水排水工程概预算与经济评价手册》(1993年中国建筑工业出版社)编写。

时应分段计算。

3. 综合指标的数值:上限一般适用于工程地质条件较差、地形起伏变化较复杂、技术要求较高、施工条件差等情况;下限适用于工程比较简易、地质条件较好、地形变化不大、技术要求不高及施工条件较好的情况。

4. 因综合指标:系按北京市 1992 年工料预算价格及费率标准编制的,各地在选用指标时必须进行价差调整,不得直接套用。综合指标按《排水工程万元实物指标》(见附录 2-7)进行地区价差调整。

2.8.4 排水工程综合指标应用实例

【例】某污水工程污水量为 $50000\text{m}^3/\text{d}$ 。采用二级处理,工艺流程为泵房、沉砂、曝气、二沉及污泥浓缩,干化处理。标准一般。污水管道总长 20km,有中途泵站,最大时流量为 600L/s 。

管道线路地形起伏较大,地质条件较差,有穿越障碍等。所有工资和主要材料价格均按工程所在地现行标准和价格。试根据综合指标计算工程总造价。

【计算】

1. 价差系数的计算办法:按污水管道、污水泵站和污水处理厂分别计算价差调整系数。套用相应的排水工程万元实物指标计算价差调整系数,求得污水管道为 1.03(详见表 2-17)。类似污水管道计算方法,求得污水泵站为 1.05;污水处理厂为 1.04。

2. 综合指标计算如下:

污水管道:总长 20km,地形复杂,有穿越障碍物,采用污水管道综合指标(水量 $20000\sim 50000\text{m}^3/\text{d}$) $37\sim 51$ 元,取 44 元。

污水泵站: $50000\text{m}^3/\text{d}$,标准一般,最大时流量为 600L/s ,选污水泵站综合指标(流量 $300\sim 600\text{L/s}$) $2278\sim 4824$ 元,取 3551 元。

污水处理厂:污水量 $50000\text{m}^3/\text{d}$,二级处理,标准一般,根据工艺流程选二级处理综合指标(一)(水量 $20000\sim 50000\text{m}^3/\text{d}$) $683\sim 795$ 元,取 689 元。

3. 工程总投资计算如下:

污水管道工程费: $44 \times 50000 \times 20 \times 1.03 = 4532.00$ 万元。

污水泵站工程费: $3551 \times 600 \times 1.05 = 223.71$ 万元。

污水处理厂工程费: $689 \times 50000 \times 1.04 = 3582.80$ 万元。

则污水工程费合计为: $4532.00 + 223.71 + 3582.80 = 8338.51$ 万元。

由于综合指标中未包括场地准备费中的三通一平及土地征用和赔偿等费用,必须根据实际值况另行计算加入。

污水管道价差调整系数

表 2-17

序号	工料名称	单位	数量	北京 1992 年价格(市场价)		某地现行价格	
				单价(元)	合计(元)	单价(元)	合计(元)
1	土建人工	工日	94	9.82	923	6.80	639
2	安装人工	工日	36	9.92	357	6.90	248
3	水泥	t	1.65	250.00	413	321.00	530
4	钢材	t	0.15	2915.00	437	2900.00	435

续表

序号	工料名称	单位	数量	北京 1992 年价格(市场价)		某地现行价格	
				单价(元)	合计(元)	单价(元)	合计(元)
5	锯 材	m ³	0.34	880.00	299	890.50	303
6	机制标砖	千块	4.15	140.00	581	96.79	402
7	砂	m ³	7.26	57.20	415	44.39	322
8	碎(砾)石	m ³	10.24	47.03	482	73.01	748
9	块(片)石	m ³	4.32	41.00	177	44.71	193
10	铸 铁 管	t	1.65	1500.00	2475	1700.00	2805
11	铸铁管件	t	0.08	2200.00	176	2300.00	184
12	钢管及钢管件	t		3800.00	—	3800.00	
13	钢筋混凝土管	t	10.23	250.00	2558	270.00	2762
14	小 计	元			9293		9571
15	其他材料费	%	小计×1.93		179		185
16	施工机械费	%	小计×5.68		528		544
17	设备安装费	%					
18	合 计	元			10000		10300
19	间接费及其他费	%	合计×45		4500		4635
20	总 计	元			14500		14935

价差调整系数 $\frac{14935}{14500} = 1.03$

思 考 题

1. 什么叫居住区生活污水定额？其值应如何确定？
2. 什么叫污水量的日变化、时变化、总变化系数？居住区生活污水量总变化系数为什么随污水水平均日流量的增大而减小？
3. 通常采用什么方法计算城市污水设计总流量？这种计算方法有何优缺点？
4. 污水管道中的水流是否为均匀流？污水管道的水力计算为什么仍采用均匀流公式？
5. 在污水管道进行水力计算时，为什么要对设计充满度、设计流速、最小管径和最小设计坡度作出规定？是如何规定的？
6. 污水管道的覆土厚度和埋设深度是否为同一含义？污水管道设计时为什么要限定覆土厚度的最小值？
7. 污水管道定线的一般原则和方法是什么？
8. 何谓污水管道系统的控制点？通常情况下应如何确定其控制点的高程？
9. 当污水管道的埋设深度已接近最大允许埋深而管道仍需继续向前埋设时，一般应采取什么措施？
10. 什么叫设计管段？如何划分设计管段？每一设计管段的设计流量可能包括哪几部分？
11. 污水设计管段之间有哪些衔接方法？衔接时应注意些什么问题？
12. 试归纳总结污水管道水力计算的方法步骤，水力计算的目的是什么？水力计算要注意些什么问题？
13. 城市污水回用工程的意义？回用水系统的组成？

习 题

1. 某肉类联合加工厂每天宰杀活牲畜 258t, 废水量定额 $8.2\text{m}^3/\text{t}$ 活畜, 总变化系数 1.8, 三班制生产, 每班 8h。最大班职工人数 560 人, 其中在高温及污染严重车间工作的职工占总数的 50%, 使用淋浴人数按 85% 计, 其余 50% 的职工在一般车间工作, 使用淋浴人数按 40% 计。工厂居住区面积 9.5ha , 人口密度 580cap/ha , 生活污水定额 $160\text{L/cap}\cdot\text{d}$, 各种污水由管道汇集送至污水处理站, 试计算该厂的最大时污水设计流量。

2. 图 2-18 为某工厂工业废水干管平面图。图上注明各废水排出口的位置, 设计流量以及各设计管段的

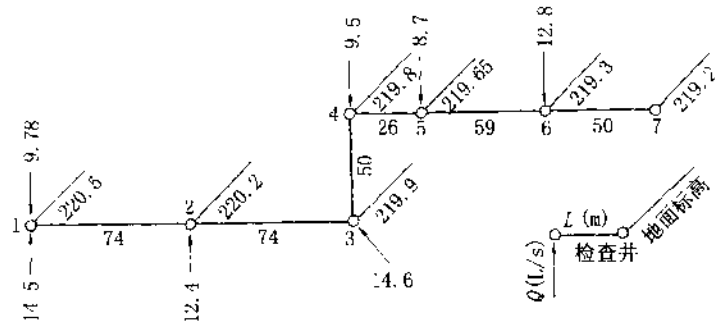


图 2-18 某工厂工业废水干管平面

的长度, 检查井处的地面标高。排出口 1 的管底标高为 218.9m , 其余各排出口的埋深均不得小于 1.6m 。该地区土壤无冰冻。要求列表进行干管的水力计算, 并将计算结果标注在平面图上。

3. 试根据图 2-19 所示的小区平面图, 布置污水管道, 并从工厂接管点至污水厂进行管段的水力计算, 绘出管道平面图和纵断面图。已知:

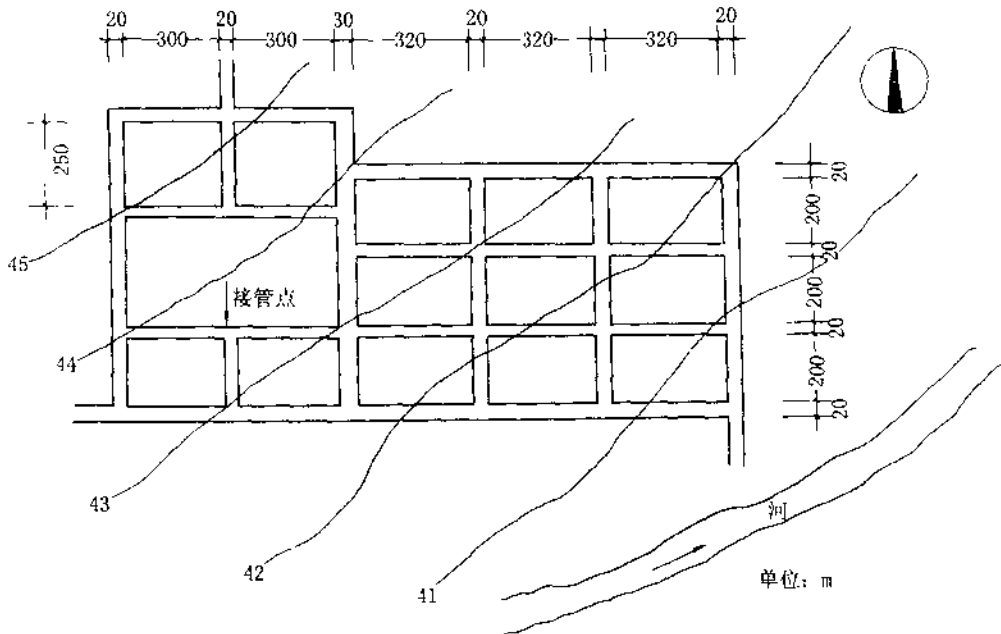


图 2-19 小区平面图

- (1)人口密度为 400cap/ha;
- (2)生活污水定额 140L/cap·d;
- (3)工厂的生活污水和淋浴污水设计流量分别为 8.24L/s 和 6.84L/s,生产污水设计流量为 26.4L/s,工厂排出口地面标高为 43.5m,管底埋深不小于 2m,土壤冰冻深为 0.8m。
- (4)沿河岸堤坝顶标高 40m。

第3章 雨水管渠系统的设计

我国地域广阔,气候差异大,年降雨量分布很不均匀,大体上从东南沿海的年平均1600mm向西北内陆递减至200mm以下。长江以南地区,雨量充沛,年降雨量均在1000mm以上。但这些地区的全年雨水总量在同一面积上也不过和全年的生活污水总量相近,而沿地面流入雨水管渠的雨水径流量仅约为降雨量的一半。但是全年雨水的绝大部分多集中在夏季降落,且常为大雨或暴雨,从而在极短时间内形成大量的地面径流,若不能及时地进行排除,便会造成巨大的危害。

雨水管渠系统是由雨水口、雨水管渠、检查井、出水口等构筑物所组成的一整套工程设施。雨水管渠系统的任务就是及时地汇集并排除暴雨形成的地面径流,防止城市居住区与工业企业受淹,以保障城市人民的生命安全和生活生产的正常秩序。

在雨水管渠系统设计中,管渠是主要的组成部分。所以合理而又经济地进行雨水管渠的设计具有很重要的意义。

雨水管渠设计的主要内容包括:

1. 确定当地暴雨强度公式;
2. 划分排水流域,进行雨水管渠的定线,确定可能设置的调节池、泵站位置;
3. 根据当地气象与地理条件,工程要求等确定设计参数;
4. 计算设计流量和进行水力计算,确定每一设计管段的断面尺寸、坡度、管底标高及埋深;
5. 绘制管渠平面图及纵剖面图。

第1节 雨量分析与暴雨强度公式

任何一场暴雨都可用自记雨量计记录中的两个基本数值(降雨量和降雨历时)表示其降雨过程。通过对降雨过程的多年(一般具有10年以上)资料的统计和分析,找出表示暴雨特征的降雨历时、暴雨强度与降雨重现期之间的相互关系,作为雨水管渠设计的依据。这就是雨量分析的目的。

3.1.1 雨量分析的几个要素

在水文学课程中,对雨量分析的诸要素如降雨量、降雨历时、暴雨强度、降雨面积、降雨重现期等已详细叙述,本课程只着重分析这些要素之间的相互关系及其应用。

1. 降雨量

降雨量是指降雨的绝对量,即降雨深度。用 H 表示,单位以mm计。也可用单位面积上的降雨体积(L/ha)表示。在研究降雨量时,很少以一场雨为对象,而常以单位时间表示,如

年平均降雨量:指多年观测所得的各年降雨量的平均值。

月平均降雨量:指多年观测所得的各月降雨量的平均值。

年最大日降雨量:指多年观测所得的一年中降雨量最大一日的绝对量。

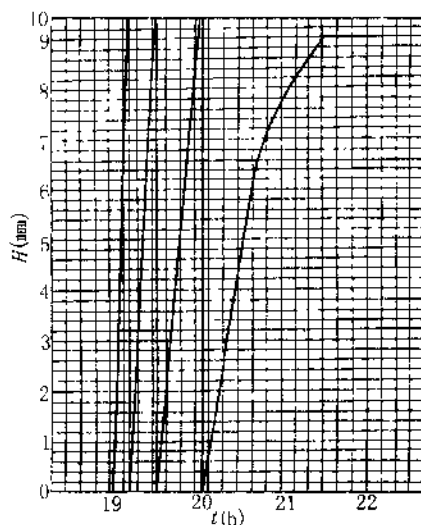


图 3-1 自记雨量记录

2. 降雨历时

是指连续降雨的时段,可以指一场雨全部降雨的时间,也可以指其中个别的连续时段。

用 t 表示,以 min 或 h 计,从自记雨量记录纸(如图 3-1 所示)上读得。

3. 暴雨强度

是指某一连续降雨时段内的平均降雨量,即单位时间的平均降雨深度,用 i 表示。

$$i = \frac{H}{t} (\text{mm/min})$$

在工程上,常用单位时间内单位面积上的降雨体积 $q(\text{L}/(\text{s} \cdot \text{ha}))$ 表示。 q 与 i 之间的换算关系是将每分钟的降雨深度换算成每公顷面积上每秒钟的降雨体积,即:

$$q = \frac{10000 \times 1000 i}{1000 \times 60} = 167 i$$

式中 q ——暴雨强度($\text{L}/(\text{s} \cdot \text{ha})$);

167 ——换算系数。

暴雨强度是描述暴雨特征的重要指标,也是决定雨水设计流量的主要因素。所以有必要研究暴雨强度与降雨历时之间的关系。在一场暴雨中,暴雨强度是随降雨历时变化的。如果所取历时长,则与这个历时对应的暴雨强度将小于短历时对应的暴雨强度。在推求暴雨强度公式时,降雨历时常采用 5、10、15、20、30、45、60、90、120min 9 个时段。另外从图 3-1 可知,自记雨量曲线实际上是降雨量累积曲线。曲线上任一点的斜率表示降雨过程中任一瞬时的强度,称为瞬时暴雨强度。由于曲线上各点的斜率是变化的,表明暴雨强度是变化的。曲线愈陡,暴雨强度愈大。因此,在分析暴雨资料时,必须选用对应各降雨历时的最陡那段曲线,即最大降雨量。但由于在各降雨历时内每个时刻的暴雨强度也是不同的,因此计算出的各历时的暴雨强度称为最大平均暴雨强度。表 3-1 所列最大平均暴雨强度是根据图 3-1 整理的结果。

4. 降雨面积和汇水面积

降雨面积是指降雨所笼罩的面积,汇水面积是指雨水管渠汇集雨水的面积。用 F 表示,以公顷或平方公里为单位(ha 或 km^2)。

任一场暴雨在降雨面积上各点的暴雨强度是不相等的,就是说,降雨是非均匀分布的。但城镇或工厂的雨水管渠或排洪沟汇水面积较小,一般小于 100km^2 ,最远点的集水时间不至超过 60min 到 120min。在这种小汇水面积上降雨不均匀分布的影响较小。因此,可假定降雨在整个小汇水面积内是均匀分布,即在降雨面积内各点的 i 相等。从而可以认为,雨量

① $1\text{ha} = 10000\text{m}^2$ 。

计所测得的点雨量资料可以代表整个小汇水面积的面雨量资料,即不考虑降雨在面积上的不均匀性。

最大平均暴雨强度

表 3-1

降雨历时 t (min)	降雨量 H (mm)	暴雨强度 i (mm/min)	所选时段	
			起	止
5	6	1.2	19:07	19:12
10	10.2	1.02	19:04	19:14
15	12.3	0.82	19:04	19:19
20	15.5	0.78	19:04	19:24
30	20.2	0.67	19:04	19:34
45	24.8	0.55	19:04	19:49
60	29.5	0.49	19:04	20:04
90	34.8	0.39	19:04	20:34
120	37.9	0.32	19:04	21:04

5. 降雨的频率和重现期

我们通常只研究自然现象的必然性规律,而概率论与数理统计学则研究自然现象的偶然规律。在一定条件下可能发生,也可能不发生,或按另外的样子发生的率情,叫做偶然事件。例如,每年夏季降雨最多这一现象几乎在大多数地方都存在,但具体到某地究竟降多大的雨,在对未来长期气象情势作出正确预报尚有困难的今天只能看成是偶然的。但是,通过大量观测知道,偶然事件也有一定的规律性,例如,通过观测可知,特大的雨和特小的雨一般出现的次数很少,即出现的可能性小。这样就可以利用以往观测的资料,用统计方法对未来的情况作出估计,找出偶然事件变化的规律,作为工程设计的依据。

(1) 暴雨强度的频率

某一大小的暴雨强度出现的可能性,和水文现象中的其它特征值一样,一般不是预知的。因此,需通过对以往大量观测资料的统计分析,计算其发生的频率去推论今后发生的可能性。某特定暴雨强度的频率是指等于或大于该值的暴雨强度出现的次数 m 与观测资料总项数 n 之比的百分数,即 $P_n = \frac{m}{n} \times 100\%$ 。

观测资料总项数 n 为降雨观测资料的年数 N 与每年选入的平均雨样数 M 的乘积。若每年只选一个雨样(年最大值法选样),则 $n = N$ 。 $P_n = \frac{m}{N} \times 100\%$, 称为年频率式。若平均每年选入 M 个雨样数(一年多次法选样),则 $n = NM$, $P_n = \frac{m}{NM} \times 100\%$ 称为次频率式。从公式可知,频率小的暴雨强度出现的可能性小,反之则大。

这一定义的基础是假定降雨观测资料年限非常长,可代表降雨的整个历史过程。但实际上是不可能的,实际上只能取得一定年限内有限的暴雨强度值,因而 n 是有限的。因此,按上而公式计算得出的暴雨强度的频率,只能反映一定时期内的经验,不能反映整个降雨的规律,故称为经验频率。从公式看出,对最末项暴雨强度来说,其频率 $P_n = 100\%$,这显然是不合理的,因为无论所取资料年限有多长,终不能代表整个降雨的历史过程,现在观测资料中的极小值,就不见得是整个历史过程的极小值。因此,水文计算常采用公式 $P_n = \frac{m}{N+1}$

$\times 100\%$ 计算年频率,用公式 $P_n = \frac{m}{NM+1} \times 100\%$ 计算次频率。如果观测资料的年限愈长,经验频率出现的误差也就愈小。

《室外排水设计规范》规定,在编制暴雨强度公式时必须具有 10 年以上自记雨量记录。在自记雨量记录纸上,按降雨历时为 5、10、15、20、30、45、60、90、120min,每年选择 6~8 场最大暴雨记录,计算暴雨强度 i 值。将历年各历时的暴雨强度按大小次序排列,并不论年次选择年数的 3~4 倍的最大值作为统计的基础资料。例如,某市有 30 年自记雨量记录。按规定,每年选择了各历时的最大暴雨强度值 6~8 个,然后将历年各历时的暴雨强度不论年次而按大小排列,最后选取了资料年数 4 倍共 120 组各历时的暴雨强度排列成表 3-2。根据公式 $P_n = \frac{m}{NM+1} \times 100\%$ 计算各强度组的经验频率。式中的 m 为各强度组的序号数,也就是等于或大于该强度组的暴雨强度出现的次数。 NM 值为参与统计的暴雨强度的序号总数,本例的序号总数 NM 为 120。

(2)暴雨强度的重现期

频率这个名词比较抽象,为了通俗起见,往往用重现期等效地代替频率一词。

某特定值暴雨强度的重现期是指等于或大于该值的暴雨强度可能出现一次的平均间隔时间,单位用年(a)表示。重现期 P 与频率互为倒数,即: $P = \frac{1}{P_n}$ 。

按年最大值法选样时,第 m 项暴雨强度组的重现期为其经验频率的倒数,即重现期 $P = \frac{1}{P_n} = \frac{N+1}{m}$ (a)。按一年多次法选样时,第 m 项暴雨强度组的重现期 $P = \frac{NM+1}{mM}$ (a)。

某市 1953~1983 年各历时暴雨强度统计表

表 3-2

序号	$i(\text{mm/min})$									经验频率 $P_n(\%)$
	5	10	15	20	30	45	60	90	120	
1	3.82	2.82	2.28	2.18	1.71	1.48	1.38	1.08	0.97	0.83
2	3.60	2.80	2.18	2.11	1.67	1.38	1.37	1.08	0.97	1.65
3	3.40	2.66	2.04	1.80	1.64	1.36	1.30	1.07	0.91	2.48
4	3.20	2.50	1.95	1.75	1.62	1.33	1.24	1.06	0.86	3.31
5	3.02	2.21	1.93	1.75	1.55	1.29	1.23	0.93	0.79	4.13
6	2.92	2.19	1.93	1.65	1.45	1.25	1.18	0.92	0.78	4.96
7	2.80	2.17	1.88	1.65	1.45	1.22	1.05	0.90	0.77	5.79
8	2.60	2.12	1.87	1.63	1.43	1.18	1.01	0.80	0.75	6.61
9	2.60	2.11	1.85	1.63	1.43	1.14	1.00	0.77	0.73	7.44
10	2.60	2.09	1.83	1.61	1.43	1.11	0.99	0.76	0.72	8.26
11	2.58	2.08	1.80	1.60	1.33	1.11	0.99	0.76	0.61	9.09
12	2.56	2.00	1.76	1.60	1.32	1.10	0.99	0.76	0.61	9.92
13	2.56	1.96	1.73	1.53	1.31	1.08	0.98	0.74	0.60	10.74
14	2.54	1.96	1.71	1.52	1.27	1.07	0.98	0.71	0.59	11.57
15	2.50	1.95	1.65	1.48	1.26	1.02	0.96	0.70	0.58	12.40

续表

$i(\text{mm}/\text{min})$ <th colspan="10"> $t(\text{min})$ </th>	$t(\text{min})$									
	5	10	15	20	30	45	60	90	120	经验频率 $P_n(\%)$
16	2.40	1.94	1.60	1.47	1.25	1.02	0.95	0.69	0.58	13.22
17	2.40	1.94	1.60	1.45	1.23	1.02	0.95	0.69	0.57	14.05
18	2.34	1.92	1.58	1.44	1.23	0.99	0.91	0.67	0.57	14.88
19	2.26	1.92	1.56	1.43	1.22	0.97	0.89	0.67	0.57	15.70
20	2.20	1.90	1.53	1.40	1.20	0.96	0.89	0.66	0.54	16.53
21	2.12	1.90	1.53	1.38	1.17	0.96	0.88	0.64	0.53	17.36
22	2.06	1.83	1.51	1.38	1.15	0.95	0.86	0.64	0.53	18.18
23	2.04	1.81	1.51	1.36	1.15	0.94	0.85	0.63	0.53	19.00
24	2.02	1.79	1.50	1.36	1.15	0.94	0.83	0.63	0.53	19.83
25	2.02	1.79	1.50	1.36	1.15	0.93	0.83	0.63	0.53	20.66
26	2.00	1.78	1.49	1.35	1.12	0.92	0.83	0.61	0.53	21.49
27	2.00	1.74	1.47	1.34	1.12	0.91	0.81	0.61	0.52	22.31
28	2.00	1.67	1.45	1.31	1.11	0.91	0.80	0.61	0.52	23.14
29	2.00	1.66	1.43	1.31	1.11	0.90	0.78	0.60	0.51	23.97
30	2.00	1.65	1.40	1.27	1.11	0.90	0.78	0.59	0.50	24.79
31	2.00	1.60	1.38	1.26	1.10	0.90	0.77	0.59	0.50	25.62
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
58	1.60	1.35	1.13	0.99	0.88	0.70	0.61	0.48	0.40	47.93
59	1.60	1.32	1.13	0.99	0.86	0.70	0.60	0.47	0.40	48.76
60	1.60	1.30	1.13	0.99	0.85	0.68	0.60	0.47	0.40	49.59
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
90	1.24	1.06	0.92	0.84	0.70	0.58	0.51	0.40	0.34	74.38
91	1.24	1.05	0.90	0.83	0.69	0.58	0.50	0.40	0.34	75.21
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
118	1.10	0.95	0.77	0.71	0.61	0.50	0.44	0.33	0.28	97.52
119	1.08	0.95	0.77	0.70	0.60	0.50	0.44	0.33	0.28	98.35
120	1.08	0.94	0.76	0.70	0.60	0.50	0.44	0.33	0.27	99.17

按一年多次法选样统计暴雨强度时,一般可根据所要求的重现期,按上述公式算出该重现期的暴雨强度组的序号数 m 。如表 3-2 所示的统计资料中,相应于重现期 30、15、5、3、2、1、0.5(a)的暴雨强度组分别排列在表中的第 1、2、3、6、10、15、30、60 项。

3.1.2 暴雨强度公式

暴雨强度公式是在各地自记雨量记录分析整理的基础上,按一定的方法推求出来的。推求的方法参见附录 3-1。具体实例可参见《给水排水设计手册》第 5 册有关部分。暴雨强度公式是暴雨强度 i (或 q)—降雨历时 t —重现期 P 三者间关系的数学表达式,是设计雨水管渠的依据。我国常用的暴雨强度公式形式为:

$$q = \frac{167A_1(1 + c \lg P)}{(t + b)^n} \quad (3-1)$$

式中 q ——设计暴雨强度(L/s·ha);

P ——设计重现期(a);

t ——降雨历时(min);

A_1, c, b, n ——地方参数,根据统计方法进行计算确定。

当 $b=0$ 时,

$$q = \frac{167A_1(1+c\lg P)}{t^n} \quad (3-2)$$

当 $n=1$ 时,

$$q = \frac{167A_1(1+c\lg P)}{t+b} \quad (3-3)$$

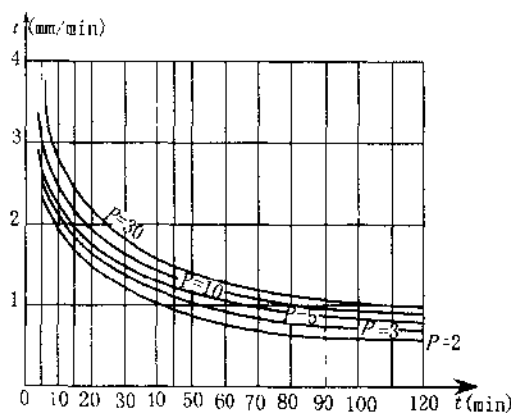


图 3-2 暴雨强度曲线

附录 3-2 收录了我国若干城市的暴雨强度公式,可供计算雨水管渠设计流量时选用。目前我国尚有一些城镇无暴雨强度公式,当这些城镇需设计雨水管渠时,可选用附近地区城市暴雨强度公式。或在当地气象台站收集自记雨量记录(一般不少于 10 年),按前述暴雨资料整理方法,最后得出如表 3-2 所示的该地各历时暴雨强度统计表,然后计算出各序号强度组的重现期。有了这一基础资料,可在普通坐标纸或对数坐标纸上作图。方法是以降雨历时 t 为横坐标,暴雨强度 i (或 q)为纵坐标,将所选用的几个重现期的各历时的暴雨强度值点出,然后将重现期相同的各历时的暴雨强度

$i_5, i_{10}, i_{15}, i_{20}, i_{30}, i_{45}, i_{60}, i_{90}, i_{120}$ 各点连成光滑的曲线。这些曲线表示暴雨强度 i 、降雨历时 t 和重现期 P 三者之间的关系,称为暴雨强度曲线。每一条曲线上各历时对应的暴雨强度的重现期相同。图 3-2 的暴雨强度曲线就是根据表 3-2 的资料绘制的。这种经验频率强度曲线精度虽不太高,但方法简单,用于重现期要求不高的雨水管渠的设计,使用也较方便。

第 2 节 雨水管渠设计流量的确定

雨水设计流量是确定雨水管渠断面尺寸的重要依据。城镇和工厂中排除雨水的管渠,由于汇集雨水径流的面积较小,所以可采用小汇水面积上其它排水构筑物计算设计流量的推理公式来计算雨水管渠的设计流量。

3.2.1 雨水管渠设计流量计算公式

雨水设计流量按下式计算:

$$Q = \Psi q F \quad (3-4)$$

式中 Q ——雨水设计流量(L/s);

Ψ ——径流系数,其数值小于 1;

F —— 汇水面积(ha);

q —— 设计暴雨强度(L/(s·ha))。

公式(3-4)是根据一定的假设条件,由雨水径流成因加以推导而得出的,是半经验半理论的公式,通常称为推理公式。该公式用于小流域面积计算暴雨设计流量已有一百多年的历史,至今仍被国内外广泛使用。

1. 地面点上产流过程

降雨发生后,部分雨水首先被植物截留。在地面开始受雨时,因地面比较干燥,雨水渗入土壤的入渗率(单位时间内雨水的入渗量)较大,而降雨起始时的强度还小于入渗率,这时雨水被地面全部吸收。随着降雨时间的增长,当降雨强度大于入渗率后,地面开始产生余水,待余水积满洼地后,这时部分余水产生积水深度,部分余水产生地面径流(称为产流)。在降雨强度增至最大时相应产生的余水率亦最大。此后随着降雨强度的逐渐减小,余水率亦逐渐减小,当降雨强度降至与入渗率相等时,余水现象停止。但这时仍有地面积水存在,故仍产生径流,入渗率仍按地面入渗能力渗漏,直至地面积水消失,径流才终止,而后洼地积水逐渐渗完。渗完积水后,地面实际渗水率将按降雨强度渗漏,直到雨终。以上过程可用图 3-3(1)表示。

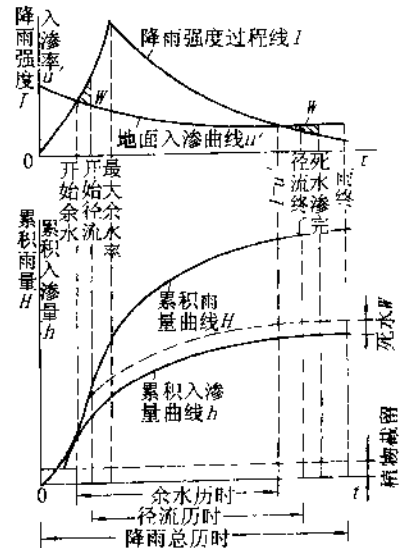


图 3-3(1) 地面点上产流过程

2. 流域上汇流过程

流域中各地面点上产生的径流沿着坡面汇流至低处,通过沟、溪汇入江河。在城市中,雨水径流由地面流至雨水口,经雨水管渠最后汇入江河。通常将雨水径流从流域的最远点流到出口断面的时间称为流域的集流时间或集水时间。

图 3-3(2)示一块扇形流域汇水面积,其边界线是 ab , ac 和 bc 弧, a 点为集流点(如雨水口,管渠上某一断面)。假定汇水面积内地面坡度均等,则以 a 点为圆心所划的圆弧线 de , fg , hi , $\dots bc$ 称为等流时线,每条等流时线上各点的雨水径流流达 a 点的时间是相等的,它们分别为 $\tau_1, \tau_2, \tau_3, \dots \tau_0$,流域边缘线 bc 上各点的雨水径流流达 a 点的时间 τ_0 称为这块汇水面积的集流时间或集水时间。

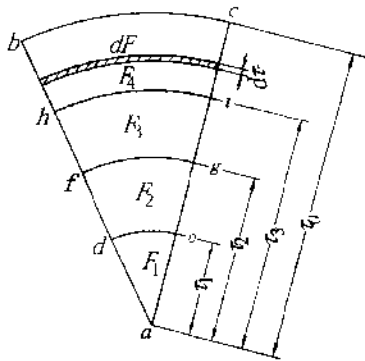


图 3-3(2) 流域汇流过程示意

在地面点上降雨产生径流开始后不久,在 a 点所汇集的流量仅来自靠近 a 点的小块面积上的雨水,离 a 点较远的面积上的雨水此时仅流至中途。随着降雨历时的增长,在 a 点汇集的流量中的汇水面积不断增加,当流域最边缘线上的雨水流达集流点 a 时,在 a 点汇集的流量中的汇水面积扩大到整个流域,即流域全部面积参与径流,此时集流点 a 产生最大流量。也就是说,相应于流域集流时间的全流域面积径流产生最大径流量。

由于各不同等流时线上的雨水流达 a 点的时间不等,那么同时降落在各条等流时线 $\tau_1, \tau_2, \tau_3, \dots, \tau_0$ 上的雨水不可能同时流达 a 点。反之,各条等流时线上同时流达 a 点的雨水,并不是同时降落的。如来自 a 点附近的雨水是 x 时降落的,则来自流域边缘的雨水是 $(x - \tau_0)$ 时降落的,因此,全流域径流在集流点出现的流量来自 τ_0 时段内的降雨量。

从公式(3-4)可知,雨水管道的设计流量 Q 随径流系数 Ψ 、汇水面积 F 和设计暴雨强度 q 而变化。为了简化叙述,假定径流系数 Ψ 为 1。从前述可知,当在全流域产生径流之前,随着集水时间增加,集流点的汇水面积随着增加,直至增加到全部面积。而设计降雨强度 $q = \frac{167A_1(1 + c \lg P)}{(t + b)^n}$ 一般和降雨历时成反比,随降雨历时的增长而降低。因此,集流点在什么时间所承受的雨水量是最大值,是设计雨水管道需要研究的重要问题。

城市及工业区雨水管道的汇水面积比较小,可以不考虑降雨面积的影响。关键在于降雨强度和降雨历时两者的关系。也就是要在较小面积内,采用降雨强度 q 和降雨历时 t 都是尽量大的降雨,作为雨水管道的设计流量。在设计中采用的降雨历时等于汇水面积最远点雨水流达集流点的集流时间,因此,设计暴雨强度 q 、降雨历时 t 、汇水面积 F 都是相应的极限值,这便是雨水管道设计的极限强度理论。根据这个理论来确定设计流量的最大值,作为雨水管道设计的依据。

极限强度法,即承认降雨强度随降雨历时的增长而减小的规律性,同时认为汇水面积的增长与降雨历时成正比,而且汇水面积随降雨历时的增长较降雨强度随降雨历时增长而减小的速度更快。因此,如果降雨历时 t 小于流域的集流时间 τ_0 时,显然仅只有一部分面积参与径流,根据面积增长较降雨强度减小的速度更快,因而得出的雨水径流量小于最大径流量。如果降雨历时 t 大于集流时间 τ_0 ,流域全部面积已参与汇流,面积不能再增长,而降雨强度则随降雨历时的增长而减小,径流量也随之由最大逐渐减小。因此只有当降雨历时等于集流时间时,全面积参与径流,产生最大径流量。所以雨水管渠的设计流量可用全部汇水面积 F 乘以流域的集流时间 τ_0 时的暴雨强度 q 及地面平均径流系数 Ψ (假定全流域汇水面积采用同一径流系数)得到。

根据以上的分析,雨水管道设计的极限强度理论包括两部分内容:1. 当汇水面积上最远点的雨水流达集流点时,全面积产生汇流,雨水管道的设计流量最大;2. 当降雨历时等于汇水面积上最远点的雨水流达集流点的集流时间时,雨水管道需要排除的雨水量最大。

3. 公式推导

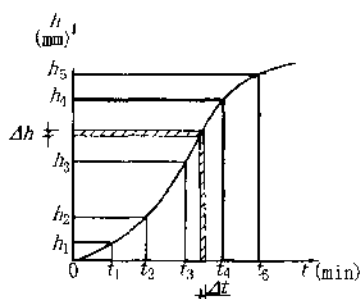


图 3-3(3) 降雨过程曲线

假定:降雨在整个汇水面积上的分布是均匀的,降雨强度在选定的降雨时段内均匀不变;汇水面积随集流时间增长的速度为常数。

公式推导中,为简化叙述,假定径流系数 $\Psi = 1$,即落到地面的雨水全部形成径流。

由图 3-3(2)知,汇水面积上各等流时线上雨水的集流时间分别为 $\tau_1, \tau_2, \tau_3, \dots, \tau_0$ 。 τ_0 为汇水面积上最远点雨水流至集流点的集流时间。图 3-3(3)表示降雨过程线, t 为降雨历时。

假定 $t \geq \tau_0$

当 $t=0$ 时,降雨尚未开始,不发生径流。在降雨开始后的第一时段末 t_1 ,降雨量为 $h_1-0=\Delta h_1$, Δh_1 在汇水面积上产生的径流只有靠近集流点 a 的 F_1 面积上的那部分才能流达 a 点,集流时间为 τ_1 ,其雨水量为:

$$W_1 = \Delta h_1 F_1$$

在降雨的第2时段末 t_2 ,第一时段 (t_1-0) 降落在 F_2 面积上的雨水和第2时段 (t_2-t_1) 降落在 F_1 面积上的雨水同时流达 a 点,集流时间为 τ_2 ,其雨水量为:

$$\begin{aligned} W_2 &= \Delta h_1 F_2 + (h_2 - h_1) F_1 \\ &= \Delta h_1 F_2 + \Delta h_2 F_1 \end{aligned}$$

在降雨的第3时段末 t_3 ,第一时段降落在 F_3 面积上的雨水和第二时段降落在 F_2 面积上的雨水和第3时段 (t_3-t_2) 降落在 F_1 面积上的雨水同时流达 a 点集流时间为 τ_3 ,其雨水量为:

$$\begin{aligned} W_3 &= \Delta h_1 F_3 + \Delta h_2 F_2 + (h_3 - h_2) F_1 \\ &= \Delta h_1 F_3 + \Delta h_2 F_2 + \Delta h_3 F_1 \end{aligned}$$

同理,在第 T 时段末流达 a 点的雨水量为:

$$\begin{aligned} W_T &= \Delta h_1 F_T + \Delta h_2 F_{T-1} + \cdots + \Delta h_T F_1 \\ &= \sum_{i=0}^T \Delta h_i F_{T-i+1} \end{aligned}$$

当 $t=T=\tau_0$ 时,全面积产生径流,集流点的雨水量最大,即为降雨时段 t 内总的降雨量 h 与整个汇水面积 F 的乘积。

在 T 时段末任一时段 $\Delta\tau$ 流到集流点的雨水径流量为:

$$Q_T = \Delta h_i \frac{F_{T-i+1}}{\Delta\tau}$$

如果 $\Delta\tau \rightarrow 0$, Q_T 代表那一瞬间的流量。

从图 3-3(3)的降雨过程线可知, Δh 是在 Δt 内降雨量的增值。当 $\Delta t \rightarrow 0$ 时, Δh 将表示

$$\begin{aligned} \text{瞬时降雨强度 } I &= \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{\Delta h}{\Delta t} = \frac{dh}{dt} = \frac{d}{dt} \left(\frac{A}{(t+b)^n} \cdot t \right) \\ &= (1-n) \frac{A}{(t+b)^n} + \frac{nAb}{(t+b)^{n+1}} \end{aligned}$$

从图 3-3(2)的汇水面积径流过程可知, ΔF 是在时段 $\Delta\tau$ 内汇水面积的增值。当 $\Delta\tau \rightarrow 0$ 时, ΔF 将等于面积增长速度 $f = \lim_{\Delta\tau \rightarrow 0} \frac{F_{T-i+1}}{\Delta\tau}$ 。因此,某一瞬间的流量 $dQ = Idt \cdot f$ 。 T 时段的总流量为:

$$Q_T = \int_0^T dQ = \int_0^T Idt \cdot f \quad (3-5)$$

根据假定 f 为常数 $\left(f = \frac{F}{\tau_0}\right)$, 所以

$$Q_T = f \int_0^T Idt$$

而 $\int_0^T Idt$ 为降雨历时 $t=T$ 时段的总降雨量 h 。由于雨水管道所研究的暴雨强度 i 是

指在一定重现期下,各不同降雨历时的最大平均暴雨强度,因而 $\int_0^T I dt$ 也就成为相应于各不同降雨历时 t 内的最大降雨量 $h_{\max}$ 。

将面积增长速度 $f = \frac{F}{\tau_0}$ 代入(3-5)式中,得出 T 时段的最大雨水设计流量:

$$Q_T = \frac{F}{\tau_0} \int_0^T I dt = \frac{F}{\tau_0} h_{\max} = F \frac{h_{\max}}{\tau_0} = F i_{\max}$$

式中 $i_{\max}$ 为 $t = \tau_0$ 时的最大平均暴雨强度。根据假定,在 t 时段内, $i_{\max}$ 是均匀不变的。

若以 L/s 表示流量的单位,则 t 时雨水最大流量为:

$$Q_T = 167 F i_{\max} = F q_{\max} \quad (\text{L/s}) \quad (3-6)$$

4. 雨水管段的设计流量计算

在图 3-4 中, A、B、C 为 3 块互相毗邻的区域,设面积 $F_A = F_B = F_C$, 雨水从各块面积上最远点分别流入设计断面 1、2、3 所需的集水时间均为 τ_1 (min)。并假设:

(1) 汇水面积随降雨历时的增加而均匀的增
加;

(2) 降雨历时 t 等于或大于汇水面积最远点的雨水流达设计断面的集水时间 τ ;

(3) 径流系数 Ψ 为确定值,为讨论方便假定其值等于 1。

1) 管段 1~2 的雨水设计流量

该管段是收集汇水面积 F_A 的雨水,当降雨开始时,只有邻近雨水口 a 面积的雨水能流入雨水口进入 1 断面;降雨继续不停,就有越来越大的 F_A 面积上的雨水逐渐流达 1 断面,管段 1~2 内流量逐渐增加,这时 Q 将随 F_A 的增加而增大,直到 $t = \tau_1$ 时, F_A 全部面积的雨水均已流到 1 断面,达时管段 1~2 内流量达最大值。

若降雨仍继续下去,即 $t > \tau_1$ 时,由于面积已不能再增加,而暴雨强度则随着降雨时间的增加而降低,则管段所排除的流量会比 $t = \tau_1$ 时减少。因此,管段 1~2 的设计流量应为:

$$Q_{1-2} = F_A \cdot q_1 \quad (\text{L/s})$$

式中 q_1 ——管段 1~2 的设计暴雨强度,即相应于降雨历时 $t = \tau_1$ 的暴雨强度 (L/(s·ha));

2) 管段 2~3 的雨水设计流量

同上述,当 $t = \tau_1$ 时,全部 F_B 面积和部分 F_A 面积上的雨水流达 2 断面,管段 2~3 的雨水流量不是最大。只有当 $t = \tau_1 + t_{1-2}$ 时,这时 F_A 和 F_B 全部面积上的雨水均流到 2 断面,管段 2~3 的流量达最大值。

即: $Q_{2-3} = (F_A + F_B) \cdot q_2 \quad (\text{L/s})$

式中 q_2 ——管段 2~3 的设计暴雨强度,即相应于 $t = \tau_1 + t_{1-2}$ 的暴雨强度 (L/(s·ha));

t_{1-2} ——管段 1~2 的管内雨水流行时间 (min)。

3) 管段 3~4 的雨水设计流量

同理得到:

$$Q_{3-4} = (F_A + F_B + F_C) \cdot q_3 \quad (\text{L/s})$$

式中 q_3 ——管段 3~4 的设计暴雨强度,即相应于 $t = \tau_1 + t_{1-2} + t_{2-3}$ 的暴雨强度 ($\text{L}/(\text{s} \cdot \text{ha})$)。

由上可知,各设计管段的雨水设计流量等于该管段承担的全部汇水面积和设计暴雨强度的乘积。而各管段的设计暴雨强度则是相应于该管段设计断面的集水时间的暴雨强度。由于各管段的集水时间不同,所以各管段的设计暴雨强度亦不同。

3.2.2 径流系数 Ψ 的确定

降落在地面上的雨水,一部分被植物和地面的洼地截留,一部分渗入土壤,余下的一部分沿地面流入雨水管渠,这部分进入雨水管渠的雨水量称做径流量。径流量与降雨量的比值称径流系数 Ψ ,其值常小于 1。

径流系数的值因汇水面积的地面覆盖情况、地面坡度、地貌、建筑密度的分布、路面铺砌等情况的不同而异。如屋面为不透水材料覆盖, Ψ 值大;沥青路面的 Ψ 值也大;而非铺砌的土路面 Ψ 值就较小。地形坡度大,雨水流动较快,其 Ψ 值也大;种植植物的庭园,由于植物本身能截留一部分雨水,其 Ψ 值就小等等。但影响 Ψ 值的主要因素则为地面覆盖种类的透水性。此外,还与降雨历时、暴雨强度及暴雨雨型有关。如降雨历时较长,由于地面渗透损失减少, Ψ 就大些;暴雨强度大,其 Ψ 值也大;最大强度发生在降雨前期的雨型,前期雨大的, Ψ 值也大。

由于影响因素很多,要精确地求定其值是很困难的。目前在雨水管渠设计中,径流系数通常采用按地面覆盖种类确定的经验数值。 Ψ 值见表 3-3。

径流系数 Ψ 值

表 3-3

地 面 种 类	Ψ 值
各种屋面、混凝土和沥青路面	0.90
大块石铺砌路面和沥青表面处理的碎石路面	0.60
级配碎石路面	0.45
干砌砖石和碎石路面	0.40
非铺砌土路面	0.30
公园和绿地	0.15

通常汇水面积是由各种性质的地面覆盖所组成,随着它们占有的面积比例变化, Ψ 值也各异,所以整个汇水面积上的平均径流系数 Ψ_{av} 值是按各类地面面积用加权平均法计算而得到,即:

$$\Psi_{av} = \frac{\sum F_i \cdot \Psi_i}{F} \quad (3-7)$$

式中 F_i ——汇水面积上各类地面的面积(ha);

Ψ_i ——相应于各类地面的径流系数;

F ——全部汇水面积(ha)。

【例】 已知某小区内(系居住区内的典型街区)各类地面的面积 F_i 值如下表 3-4。求该小区内的平均径流系数 Ψ_{av} 值。

计算如下:

按表 3-3 定出各类 F_i 的 Ψ_i 值,填入表 3-4 中, F 共为 4ha。则

$$\Psi_{av} = \frac{\sum F_i \cdot \Psi_i}{F} = \frac{1.2 \times 0.9 + 0.6 \times 0.9 + 0.6 \times 0.4 + 0.8 \times 0.3 + 0.8 \times 0.15}{4}$$

$$\Psi_{av} = 0.555$$

某小区典型街坊各类面积

表 3-4

地面种类	面积 F_i (ha)	采用 Ψ_i 值
屋 面	1.2	0.9
沥青道路及人行道	0.6	0.9
圆石路面	0.6	0.4
非铺砌土路面	0.8	0.3
绿 地	0.8	0.15
合 计	4	0.555

在设计中,也可采用区域综合径流系数。一般市区的综合径流系数 $\Psi=0.5\sim0.8$,郊区的 $\Psi=0.4\sim0.6$ 。我国各地区采用的综合径流系数 Ψ 值见表 3-5。随着城市化的进程,不透水面积相应增加,为适应这种变化对径流系数值产生的影响,设计时径流系数 Ψ 值可取较大值。

国内各地区采用的综合径流系数

表 3-5

城市	综合径流系数	城市	综合径流系数
上海	一般 0.5~0.6,最大 0.8,新建小区 0.4~0.44,某工业区 0.4~0.5	北京	建筑极稠密的中心区 0.70 建筑密集的商业、居住区 0.60 城郊一般规划区 0.55
无锡	一般 0.5,中心区 0.7~0.75	西安	城区 0.54,郊区 0.43~0.47
常州	0.55~0.6	齐齐哈尔	0.3~0.5
南京	0.5~0.7	佳木斯	0.3~0.45
杭州	小区 0.6	哈尔滨	0.35~0.45
宁波	0.5	吉林	0.45
长沙	0.6~0.9	营口	郊区 0.38,市区 0.45
重庆	一般 0.7,最大 0.85	白城	郊区 0.35,市区 0.38
沙市	0.6	四平	0.39
成都	0.6	通辽	0.38
广州	0.5~0.9	浑江	0.40
济南	0.6	唐山	0.5
天津	0.3~0.9	保定	0.5~0.7
兰州	0.6	昆明	0.6
贵阳	0.75	西宁	半建成区 0.3 基本建成区 0.5

3.2.3 设计重现期 P 的确定

从暴雨强度公式可知,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,相应的雨水设计流量大,管渠的断面相应大。这对防止地面积水是有利的,安全性高,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,但可能会经常发生排水不畅、地面积水而影响交通,甚至给城市人民的生活及工业生产造成危害。因此,必需结合我国国情,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 $0.5 \sim 3a$,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。对于特别重要的地区可酌情增加,而且在同一排水系统中也可采用同一设计重现期或不同的设计重现期。

雨水管渠设计重现期规定的选用范围,是根据我国各地目前实际采用的数据,经归纳综合后确定的。我国地域辽阔,各地气候、地形条件及排水设施差异较大。因此,在选用雨水管渠的设计重现期时,必须根据当地的具体条件合理选用。我国部分城市采用的雨水管渠的设计重现期见表 3-6,可供参考。

国内各城市采用的重现期

表 3-6

城市	重 现 期 (a)	城市	重 现 期 (a)
北京	一般地形的居住区或城市区间道路 $0.33 \sim 0.5$	成都	1
	不利地形的居住区或一般城市道路 $0.5 \sim 1$ 城市干道、中心区 $1 \sim 2$ 特殊重要地区或盆地 $3 \sim 10$ 立交路口 $1 \sim 3$	重庆	小面积小区 $1 \sim 2$ 面积 $30 \sim 50ha$ 小区 5 大面积或重要地区 $5 \sim 10$
上海	市区 $0.5 \sim 1$ 某工业区的生活区 1, 厂区一般车间 2, 大型、重要车间 5	武汉	1
		济南	1
无锡	小巷 0.33 , 一般 0.5 , 新建区 1	天津	1
常州	1	齐齐哈尔	$0.33 \sim 1$
南京	$0.5 \sim 1$	佳木斯	1
杭州	$0.33 \sim 1$	哈尔滨	$0.5 \sim 1$
宁波	$0.5 \sim 1$	吉林	1
广州	$1 \sim 2$, 主要地区 $2 \sim 20$	长春	$0.5 \sim 2$
长沙	$0.5 \sim 1$	营口	郊区 0.5 , 市区 1

续表

城市	重现期 (a)	城市	重现期 (a)
白城	郊区 0.5, 市区 1	西安	1~3
四平	1	唐山	1
通辽	0.5	保定	1~2
鞍山	0.5	昆明	0.5
浑江	1	贵阳	3
兰州	0.5~1	沙市	1
西宁	0.33~0.5		

3.2.4 集水时间 t 的确定

前面已经说明,只有当降雨历时等于集水时间时,雨水流量为最大。因此,计算雨水设计流量时,通常用汇水面积最远点的雨水流达设计断面的时间 τ 作为设计降雨历时 t 。为了与设计降雨历时的表示符号 t 相一致,故在下面叙述中集水时间的符号亦用 t 表示。

对管道的某一设计断面来说,集水时间 t 由地面集水时间 t_1 和管内雨水流行时间 t_2 两部分组成(见图 3-5)。可用公式表述如下:

$$t = t_1 + mt_2 \quad (3-8)$$

式中 m ——折减系数,管道采用 2,明渠采用 1.2,陡坡地区管道采用 1.2~2。

1. 地面集水时间 t_1 的确定

地面集水时间是指雨水从汇水面积上最远点流到第 1 个雨水口 a 的时间

以图 3-5 为例。图中 $\rightarrow$ 表示水流方向。雨水从汇水面积上最远点的房屋屋面分水线 A 点流到雨水口 a 的地面集水时间 t_1 通常是由下列流行路程的时间所组成:

从屋面 A 点沿屋面坡度经屋檐下落到地面散水坡的时间,通常为 0.3~0.5min;

从散水坡沿地面坡度流入附近道路边沟的时间;
沿道路边沟到雨水口 a 的时间。

地面集水时间受地形坡度、地面铺砌、地面种植情况、水流路程、道路纵坡和宽度等因素的影响,这些

因素直接决定着水流沿地面或边沟的速度。此外,也与暴雨强度有关,因为暴雨强度大,水流时间就短。但在上述各因素中,地面集水时间主要取决于雨水流行距离的长短和地面坡度。

为了寻求地面集水时间 t_1 的通用计算方法,不少学者作了大量的研究工作,其研究成果也在有关刊物发表。但在实际的设计工作中,要准确地计算 t_1 值是困难的,故一般不计算,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及地面覆盖情况而定,一般采用 $t_1 = 5 \sim 15\text{min}$ 。这一经验值是根据国内外的资料确定的。国内外采用的 t_1 值分别见表 3-7 和表 3-8。

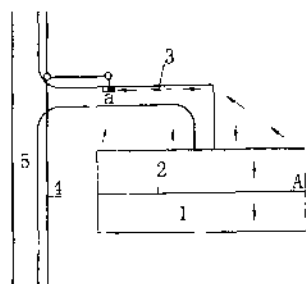


图 3-5 地面集水时间 t_1 示意

1—房屋;2—屋面分水线;
3—道路边沟;4—雨水管;5—道路

国内一些城市采用的 t_1 值

表 3-7

城市	t_1 (min)	城市	t_1 (min)
北京	5~15	重庆	5
上海	5~15, 某工业区 25	哈尔滨	10
无锡	23	吉林	10
常州	10~15	营口	10~30
南京	10~15	白城	20~40
杭州	5~10	兰州	10
宁波	5~15	西宁	15
广州	15~20	西安	< 100m, 5; < 200m, 8;
天津	10~15		< 300m, 10; < 400m, 13
武汉	10	太原	10
长沙	10	唐山	15
成都	10	保定	10
贵阳	12	昆明	12

按照经验,一般对在建筑密度较大、地形较陡、雨水口分布较密的地区或街区内设置的雨水暗管,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。

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,以致值管道上游地而经常积水;选用过小,又将值雨水管渠尺寸加大而增加工程造价。

国外采用的 t_1 值

表 3-8

资料来源	工程情况	t_1 (min)
日本指针	人口密度大的地区	5
	人口密度小的地区	10
	平均	7
	干线	5
	支线	7~10
美国管道手册	全部铺装,下水道完备的密集地区	5
	地面坡度较小的发展区	10~15
	平坦的住宅区	20~30
苏联规范	街道内部无雨水管网	由计算确定,居住区采用不小于 10
	街道内部有雨水管网	5

2. 管渠内雨水流行时间 t_2 的确定

t_2 是指雨水在管渠内的流行时间,即:

$$t_2 = \sum \frac{L}{60v} (\text{min}) \quad (3-9)$$

式中 L ——各管段的长度(m);

v ——各管段满流时的水流速度(m/s);

60——单位换算系数,1min=60s。

3. 折减系数 m 值的确定

公式(3-8)中折减系数 m 的值,系根据我国对雨水管道空隙容量的理论研究成果提出的数据。现说明如下:

雨水管道按满流进行设计,但计算雨水设计流量公式的极限强度法原理指出,当降雨历时等于集水时间时,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时的设计流速计算所得的雨水流行时间小于管渠内实际的雨水流行时间的情况。通过对雨水管渠的观测资料进行分析,发现大多数雨水管渠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的管内雨水流行时间 t_2 。这一系数也称苏林系数。

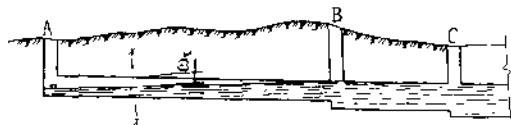


图 3-6 雨水管道的空隙容积

此外,雨水管渠内各管段的设计流量是按照相应于该管段的集水时间的设计暴雨强度来计算的,所以在一般情况下,各管段的最大流量就不大可能在同一时间内发生。如图 3-6 所示,管段 A~B 的最大流量是发生在 $t = t_1$ 时,其管径按满流设计为 D_{A-B} 。而管段 B~C 的最大流量则是发生在 $t = t_1 + t_{A-B}$ 时,其管径

按满流设计为 D_{B-C} 。当 D_{A-B} 出现最大流量时,此时的 D_{B-C} 只是部分充满;当管段 B~C 内达最大流量时,其上游管段 A~B 的最大流量已过。由于暴雨强度 q 一般随历时增长而减少,此时 ($t = t_1 + t_{A-B}$) 管段 A~B 的流量显然降低,而 D_{A-B} 是不变的,所以在沿 A~B 长度内的管道断面就出现了没有充满水的空隙面积 ω_k ,在 D_{A-B} 内形成一定的富裕空间,此即为管道内的空隙容量。

上述表明,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积,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,从而可以削减其高峰流量,减小管渠断面尺寸,降低工程造价。

然而这种调蓄作用,只有在当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的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。为了利用这一因素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 。根据北京百万庄的实测资料,该系数为 1.7 左右。

上述两点充分说明了,按极限强度法计算的重力流雨水管道存在空隙容量。为了利用

此容量起调节作用,以缩小管道通水的能力,达到减少投资的目的。 m 值的含义即为:因缩小了管道排水的断面尺寸使上游蓄水,就必然会增长泄水时间。因而采用了增长管道中值行时间的办法,达到适当折减设计流量,进而缩小管道断面尺寸的要求。因此,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。研究结果还指出,按照我国大多数地区采用的暴雨强度公式 $i = \frac{A_1(1 + c \lg P)}{(t + b)^n}$ 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,坡度过大地地区,不能利用管道空隙容量。为了值计算简便,我国《室外排水设计规范》建议折减系数的采用为: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 n 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。

综上所述,在得知确定设计重现期 P 、设计降雨历时 t 的方法后,计算雨水管渠设计流量所用的设计暴雨强度公式及流量公式可写成:

$$q = \frac{167A_1(1 + c \lg P)}{(t_1 + mt_2 + b)^n} \quad (3-10)$$

$$Q = \frac{167A_1(1 + c \lg P)}{(t_1 + mt_2 + b)^n} \Psi \cdot F \quad (3-11)$$

或当 $b = 0$ 时
$$q = \frac{167A_1(1 + c \lg P)}{(t_1 + mt_2)^n} \quad (3-12)$$

$$Q = \frac{167A_1(1 + c \lg P)}{(t_1 + mt_2)^n} \Psi \cdot F \quad (3-13)$$

或当 $n = 1$ 时
$$q = \frac{167A_1(1 + c \lg P)}{t_1 + mt_2 + b} \quad (3-14)$$

$$Q = \frac{167A_1(1 + c \lg P)}{t_1 + mt_2 + b} \Psi \cdot F \quad (3-15)$$

式中 Q ——雨水设计流量(L/s);
 Ψ ——径流系数,其数值小于 1;
 F ——汇水面积(ha);
 q ——设计暴雨强度(L/(s·ha));
 P ——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 、 n ——地方参数。

3.2.5 特殊情况雨水设计流量的确定

推理公式的基本假定只是近似的概括,实际上暴雨强度在受雨面积上的分布是不均匀的。它在面积上的分布情况与地形条件,汇水面积形状、降雨历时、降雨中心强度的位置等因素有关。由于雨水管渠的汇水面积较小,地形地貌较为一致,故可按均匀情况计算。对于暴雨强度在时间上的分布,根据国内外大量的实测资料表明,暴雨强度的平均过程是先小、

继大、又小的过程,当降雨历时较短时,可近似地看作等强度的过程。当降雨历时较长时,按等强度过程考虑将会产生一定偏差。对于径流面积的增长情况则取决于汇水面积形状和管线布置,一般把矩形的面积增长视为均匀增长。在实际计算中,为简化计算,常把那些面积增长虽不完全均匀,但还不是畸形的面积都当成径流面积均匀增长计算。因此,在一般情况下,按极限强度法计算雨水管渠的设计流量是合理的。但当汇水面积的轮廓形状很不规则,即汇水面积呈畸形增长时(包括几个相距较远的独立区域雨水的交汇);汇水面积地形坡度变化较大或汇水面积各部分径流系数有显著差异时,就可能发生管道的最大流量不是发生在全部面积参与径流时,而发生在部分面积参与径流时。在设计中也应注意这种特殊情况。现举例说明两个有一定距离的独立排水流域的雨水干管交汇处,最大设计流量计算的一种方法。

【例】 有一条雨水干管接受两个独立排水流域的雨水径流,如图3-7所示。图中 F_A 为

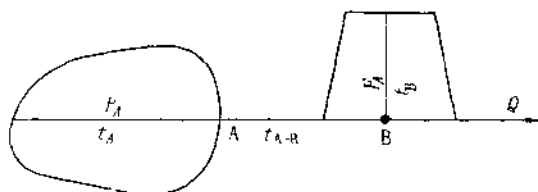


图3-7 两个独立排水面积雨水汇流示意

城市中心区汇水面积, F_B 为城市近郊工业区汇水面积,试求B点的设计流量 Q 是多少?

已知:(1) $P=1a$ 时的暴雨强度公式为 $q = \frac{1625}{(t+4)^{0.57}} (L/(s \cdot ha))$;

(2)径流系数取 $\Psi=0.5$;

(3) $F_A=30ha$, $t_A=25min$; $F_B=15ha$, $t_B=15min$;雨水管道A-B的 $t_{A-B}=10min$ 。

【解】 根据已知条件, F_A 面积上产生的最大流量: $Q_A = \Psi q F = 0.5 \times \frac{1625}{(t_A+4)^{0.57}} \times F_A = \frac{812.5}{(t_A+4)^{0.57}} \times F_A$ 。 F_B 面积上产生的最大流量: $Q_B = \frac{812.5}{(t_B+4)^{0.57}} \times F_B$ 。 F_A 面积上的最大流量流到B点的集水时间为 $t_A + t_{A-B}$, F_B 面积上的最大流量流到B点的集水时间为 t_B 。如果 $t_A + t_{A-B} = t_B$,则B点的最大流量 $Q = Q_A + Q_B$ 。但 $t_A + t_{A-B} \neq t_B$,故B点的最大流量可能发生在 F_A 面积或 F_B 面积单独出现最大流量时。据已知条件 $t_A + t_{A-B} > t_B$,B点的最大流量按下面两种情况分别计算。

1. 第一种情况:最大流量可能发生在全部 F_B 面积参与径流时。这时 F_A 中仅部分面积的雨水能流达B点参与同时径流,B点的最大流量为:

$$Q = \frac{812.5 F_B}{(t_B+4)^{0.57}} + \frac{812.5 F'_A}{(t_B - t_{A-B} + 4)^{0.57}}$$

式中 F'_A 为在 $t_B - t_{A-B}$ 时间内流到B点的 F_A 上的那部分面积。 $\frac{F_A}{t_A}$ 为 $1min$ 的汇水面积,

所以 $F'_A = \frac{F_A}{t_A} \times (t_B - t_{A-B}) = \frac{30 \times (15 - 10)}{25} = 6(ha)$

代入上式得出:

$$\begin{aligned} Q &= \frac{812.5 \times 15}{(15 + 4)^{0.57}} + \frac{812.5 \times 6}{(5 + 4)^{0.57}} \\ &= 2275.2 + 1393.3 \\ &= 3668.5(\text{L/s}) \end{aligned}$$

2. 第二种情况:最大流量可能发生在全部 F_A 面积参与径流时。这时 F_B 的最大流量已流过 B 点, B 点的最大流量为:

$$\begin{aligned} Q &= \frac{812.5 F_A}{(t_A + 4)^{0.57}} + \frac{812.5 F_B}{(t_A + t_{A-B} + 4)^{0.57}} \\ &= \frac{812.5 \times 30}{(25 + 4)^{0.57}} + \frac{812.5 \times 15}{(25 + 10 + 4)^{0.57}} \\ &= 3575.8 + 1510.1 \\ &= 5085.9(\text{L/s}) \end{aligned}$$

按上述两种情况计算的结果,选择其中最大流量 $Q = 5085.9\text{L/s}$ 作为 B 点处所求的设计流量。

有关特殊地区雨水管道最大设计流量的另一些计算方法,国内已有一些研究。本书对这一问题就不再详述,请参见有关资料文献。

3.2.6 雨水径流量的调节(雨水管渠系统上的调节池)

随着城市化的进程,不透水地面面积增加,使得雨水径流量增大。而利用管道本身的空隙容量调节最大流量是有限的。如果在雨水管道系统上设置较大容积的调节池,把雨水径流的洪峰流量暂存其内,待洪峰径流量下降至设计排泄流量后,再将贮存在池内的水慢慢排出。由于调节池暂时地调蓄了洪峰径流量,削减了洪峰,这样就可以极大地降低下游雨水干管的断面尺寸,如果调节池后设有泵站,则可减少装机容量。这些都可以使工程造价降低很多,这在经济方面无疑是有很大意义的。

如有可供设置雨水调节池的天然洼地、池塘、公园水池等地点,其位置取决于自然条件。若考虑需筑坝、挖掘等方式建造调节池时,则要选择合理的位置,一般可在雨水主干中游或有大流量管道的交汇处;正在进行大规模住宅建设和新城开发的区域;在拟建雨水泵站前的适当位置,设置人工的地面或地下调节池。

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

如图 3-8(1)所示。调节池通常设置在干管一侧,有进水管和出水管。进水暂较高,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。 Q_1 为调节池上游雨水干管中流量, Q_2 为不进入调节池的超越流量, Q_3 为调节池下游雨水干管的流量, Q_4 为调节池进水量, Q_5 为调节池出水量。

当 $Q_1 < Q_2$ 时,雨水流量不进入调节池而直接排入下游干管。当 $Q_1 > Q_2$ 时,这时将有 $Q_4 = (Q_1 - Q_2)$ 的流量通过溢流堰进入调节池,调节池开始工作。随着 Q_1 的增加, Q_4 也不断增加,调节池中水位逐渐升高,出水量 Q_5 也相应渐增。直到 Q_1 达到最大流量 $Q_{\max}$ 时, Q_4 也达到最大。然后随着 Q_1 的降低, Q_4 也不断降低,但因 Q_4 仍大于 Q_5 ,池中水位

逐渐升高,直到 $Q_4 = Q_5$ 时,调节池不再进水,这时池中水位达到最高, Q_5 也最大。随着 Q_1 的继续降低,调节池的出水量 Q_5 已大于 Q_1 ,贮存在池内的水量通过池出水管不断地排走,直到池内水放空为止,这时调节池停止工作。

为了不使雨水在小流量时经池出水管倒流入调节池内,出水管应有足够坡度,或在出水管上设逆止阀。

为了减少调节池下游雨水干管的流量,池出水管的通过能力 Q_5 希望尽可能地减小,即 $Q_5 \ll Q_4$ 。这样,就可使管道工程造价大为降低。所以,池出水管的管径一般根据调节池的允许排空时间来决定。通常,雨停后的放空时间不得超过 24h,放空管直径不小于 150mm。

(2)底部流槽式调节水池

如图 3-8(2)所示。图中 Q_1 及 Q_3 意义同上。

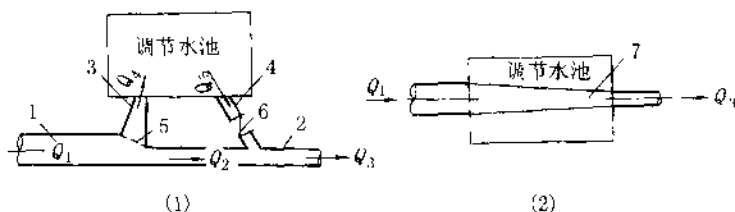


图 3-8 调节水池布置

(1)溢流堰式;(2)底部流槽式

1—调节池上游干管;2—调节池下游干管;3—池进水管;

4—池出水管;5—溢流堰;6—逆止阀;7—流槽

雨水从池上游干管进入调节池后,当 $Q_1 \leq Q_3$ 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 $Q_1 > Q_3$ 时,池内逐渐被高峰时的多余水量($Q_1 - Q_3$)所充满,池内水位逐渐上升,直到 Q_1 不断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。

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。关于调节池容积的计算方法,国内外均有不少研究,但尚未得到圆满解决。如常用的绘制调节池处径流过程线方法和近似计算方法,都还存在不足之处。在此不一一介绍,如需要可查阅有关文献资料。

3. 调节池下游干管设计流量计算

由于调节池蓄洪和滞洪作用的存在,因此调节池下游雨水干管的设计流量以调节池下游的汇水面积为起点计算,与调节池上游汇水面积的情况无关。

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

$$Q = \alpha Q_{\max} + Q'$$

式中 $Q_{\max}$ ——调节池上游干管的设计流量(m^3/s);

α ——下游干管设计流量的降低程度;

对于溢流堰式调节池,其 $\alpha = \frac{Q_2 + Q_5}{Q_{\max}}$

对于底部流槽式调节池,其 $\alpha = \frac{Q_3}{Q_{\max}}$

Q ——调节池下游干管汇水面积上的雨水设计流量,即按下游干管汇水面积的集水时间计算,与上游干管的汇水面积无关(m^3/s)。

3.2.7 雨水管渠设计流量计算的其它方法

前面介绍的雨水设计流量计算公式是国内外广泛采用的推理公式。该公式使用简便,所需资料不多,并已积累了丰富的实际应用经验。但是,由于公式推导的理论基础是假定降雨强度在集流时间内均匀不变,即降雨为等强度过程,假定汇水面积按线性增长,即汇水面积随集流时间增长的速度为常数。而事实上降雨强度是随时间变化的,汇水面积随时间的增长是非线性的。另外,参数选用比较粗糙,如径流系数取值仅考虑了地表的性质。地面集水时间的取值一假也是凭经验。因此在计算雨水管道设计流量时,如未根据汇水面积的形状及特点合理布置管道系统时,计算结果会产生较大误差。

雨水设计流量计算的其它方法有:

1. 推理公式的改进法

结合本地区的气象条件等因素,对推理公式进行补充、改进,使计算结果更符合实际。如目前德国采用的时间系数法和时间径流因子法计算雨水管道的设计径流量,都是在推理公式的基础上产生的。

2. 过程线方法

过程线方法较多,如瞬时单线方法、典型暴雨法,英国运输与道路研究实验室(TRRL)水文曲线法等。如 TRRL 方法分为两部分,首先第一步假设径流来自城市内不透水面积,并根据指定的暴雨分配过程由等流时线推求径流过程线;其次对第一步得出的过程线进行通过雨水系统的流量演算,从而得出雨水系统出流管的径流过程线。过程线的高峰值一般就作为雨水管道系统的最大径流量。

3. 计算机模型

国外在 70 年代,随着计算机广泛运用和计算机功能的增强,一批城市水文模型得到发展,其中包括非常复杂而详尽的城市径流计算模型。

(1) Wallingford 水文曲线法

这是由英国在 TRRL 程序的基础上发展起来的,包含几种计算程序的方法。其中各程序的名称及功能如下。

1) Wallingford 改进型理论径流公式:主要功能是利用改进后的理论径流公式计算排水管规格及排水量。

2) Wallingford 水文曲线:主要为观测或设计暴雨量,计算排水管规格及建立模拟排水水文图。

3) Wallingford 最优化方法:运用改进后的理论径流公式计算管径、埋深和坡度,以使系统建造费用最低。

4) Wallingford 模拟模型:主要用于模拟流量与时间的变化关系,以观测或设计降雨量。

(2) Illinois 城市排水模拟装置

这种装置运用 TRRL 方法估算径流量、流速,并且为排水系统管道规格的设计提供最佳选择。

(3)暴雨雨水管理模型(SWMM)

是由美国环保局发展的,包括4个工作块。“径流块”建立径流水文曲线及计算有关的污染负荷;“传输块”将有关的水文曲线及污染直方图运用于排污管渠及整个排水系统的设计;“贮存/处理块”模拟一些存贮和去除污染物的设施的运行情况;“接收块”模拟研究受纳水体接受从排水系统排出的混合污水后的反应。由于SWMM可对整个城市降雨、径流过程进行较为准确的量和质的模拟,并由计算机根据模拟的结果,进行城市的排水规划、管道设计和运行管理,具有功能多精度高的优点。

此外,西方国家还发展有许多此类模型,以满足各种不同应用水平和要求,因此,西方国家城市排水工程的设计管理中计算机的应用已非常普遍。

我国对城市径流模型的研究起步虽较晚,但已有一些结合我国实际的研究成果问世。鉴于国内在基础资料的收集和研究方面还比较薄弱,因此,对城市雨水径流模型的研制工作还需进一步开展,随着计算机运用的普及,用城市雨水径流模型进行雨水管道的规划设计和运行管理是必然的发展趋势。

第3节 雨水管渠系统的设计和计算

雨水管渠系统设计的基本要求是能通畅地及时地排走城镇或工厂汇水面积内的暴雨径流量。为防止暴雨径流的危害,设计人员应深入现场进行调查研究,踏勘地形,了解排水走向,搜集当地的设计基础资料,作为选择设计方案及设计计算的可靠依据。

3.3.1 雨水管渠系统平面布置的特点

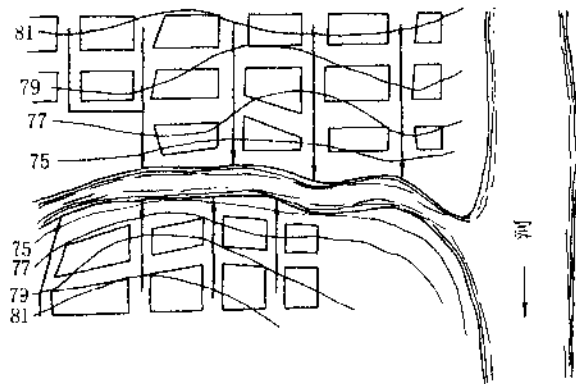


图 3-9 分散出水口式雨水管布置

1. 充分利用地形,就近排入水体。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,如图 3-9 示。

一般情况下,当地形坡度变化较大时,雨水干管宜布置在地形较低处或溪谷线上;当地形平坦时,雨水干管宜布置在排水流域的中间,以便于支管接入,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,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,且就近排放,管线较短,管径也较小,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,如图 3-10。当地形平坦,且地面平均标高低于河流常年的洪水位标高时,需将管道出口适当集中,在出水口前设雨水泵站,暴雨期间雨水经抽升后排入水体。这时,为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。宜在雨水进泵站前的适当地点设置调节池。

2. 根据城市规划布置雨水管道。通常,应根据建筑物的分布,道路布置及街区内部的地形等布置雨水管道,使街区内绝大部分雨水以最短距离排入街道低侧的雨水管道。

雨水管道应平行道路布设,且宜布置在人行道或草地带下,而不宜布置在快车道下,以免积水时影响交通或维修管道时破坏路面,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它地下构筑物(包括各种管线及地下建筑物等)在相交处相互协调,雨水管道与其它各种管线(构筑物)在竖向布置上要求的最小净距见附录 2-3。在有池塘、坑洼的地方,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。

3. 合理布置雨水口,以保证路面雨水排除通畅。雨水口布置应根据地形及汇水面积确定,一般在道路交叉口的汇水点,低洼地段均应设置雨水口。以便及时收集地面径流,避免因排水不畅形成积水和雨水漫过路口面影响行人安全。道路交叉口处雨水口的布置可参见图 3-11。雨水口的构造以及在道路直线段上设置雨水口的距离详见第 6 章。

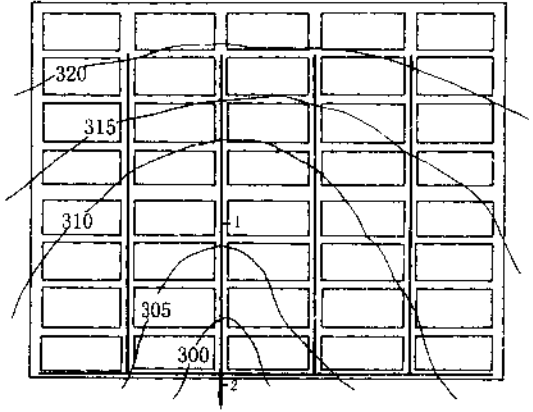


图 3-10 集中出水口式雨水管布置

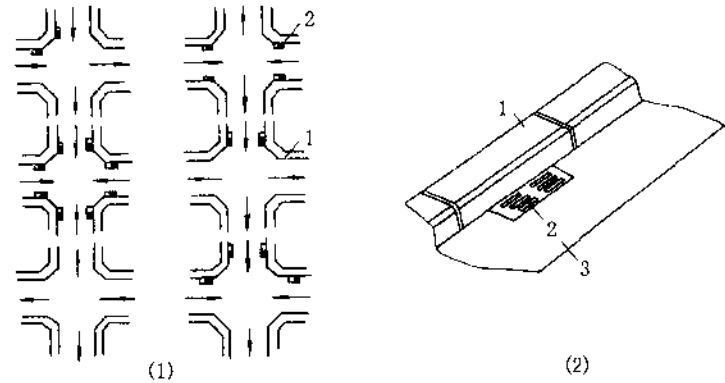


图 3-11 雨水口布置
(1)道路交叉路口雨水口布置;(2)雨水口位置
1—路缘石;2—雨水口;3—道路路面

4. 雨水管道采用明渠或暗管应结合具体条件确定。在城市市区或工厂内,由于建筑密度较高,交通量较大,雨水管道一般应采用暗管。在地形平坦地区,埋设深度或出水口深度受限制地区,可采用盖板渠排除雨水。从国内一些城市采用盖板渠排除雨水的经验来看,此

种方法经济有效。

在城市郊区,当建筑密度较低,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。但明渠容易淤积,滋生蚊蝇,影响环境卫生。

此外,在每条雨水干管的起端,应尽可能采用道路边沟排除路面雨水。这样通常可以减少暗管约 100~150m 长度。这对降低整个管渠工程造价是很有意义的。

雨水暗管和明渠衔接处需采取一定的工程措施,以保证连接处良好的水力条件。通常的作法是:

当管道接入明渠时,管道应设置挡土的端墙,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。宜适当跌水,当跌差 0.3~2m 时,需作 45° 斜坡,斜坡应加铺砌,其构造尺寸如图 3-12 所示。当跌差大于 2m 时,应按水工构筑物设计。

明渠接入暗管时,除应采取上述措施外,尚应设置格栅,栅条间距采用 100~150mm。也宜适当跌水,在跌水前 3~5m 处即需进行铺砌,其构造尺寸见图 3-13。

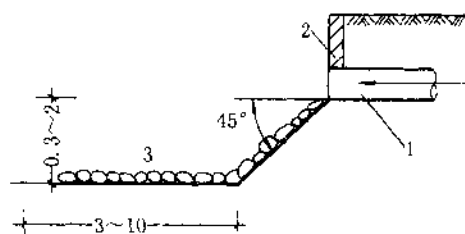


图 3-12 暗管接入明渠

1—暗管;2—挡土墙;3—明渠

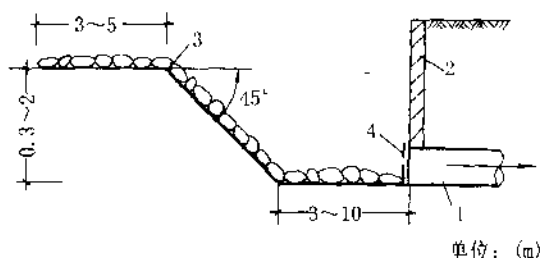


图 3-13 明渠接入暗管

1—暗管;2—挡土墙;3—明渠;4—格栅

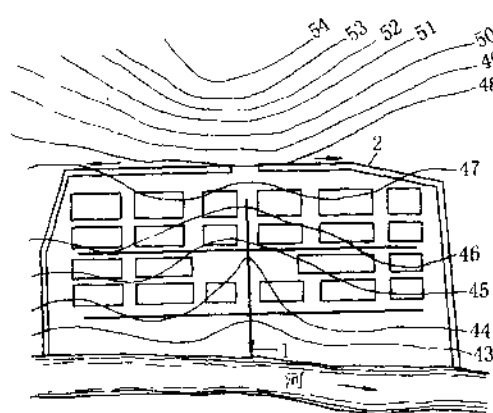


图 3-14 某居住区雨水管及排洪沟布置

1—雨水管;2—排洪沟

5. 设置排洪沟排除设计地区以外的雨洪径流。许多工厂或居住区傍山建设,雨季时设计地区外大量雨洪径流直接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雨洪,引入附近水体,保证工厂和居住区的安全。如图 3-14 示。

3.3.2 雨水管渠水力计算的设计数据

为使雨水管渠正常工作,避免发生淤积、冲刷等现象,对雨水管渠水力计算的基本数据作如下的技术规定。

1. 设计充满度

雨水中主要含有泥砂等无机物质,不同于污水的性质,加以暴雨径流量大,而相应较高设计重现期的暴雨强度的降雨历时一般不会很长。故管道设计充满度按满流考虑,即 $h/D = 1$ 。明渠则应有等于或大于 0.20m 的超高。街道边沟应有等于或大于 0.03m 的超高。

2. 设计流速

为避免雨水所挟带的泥砂等无机物质在管渠内沉淀下来而堵塞管道,雨水管渠的最小设计流速应大于污水管道,满流时管道内最小设计流速为 0.75m/s ;明渠内最小设计流速为 0.40m/s 。

为防止管壁受到冲刷而损坏,影响及时排水,对雨水管渠的最大设计流速规定为:金属管最大流速为 10m/s ;非金属管最大流速为 5m/s ;明渠中水流深度为 $0.4\sim 1.0\text{m}$ 时,最大设计流速宜按表 3-9 采用。

明渠最大设计流速

表 3-9

明渠类别	最大设计流速(m/s)	明渠类别	最大设计流速(m/s)
粗砂或低塑性粉质粘土	0.80	草皮护面	1.60
粉质粘土	1.00	干砌块石	2.00
粘土	1.20	浆砌块石或浆砌砖	3.00
石灰岩及中砂岩	4.00	混凝土	4.00

当水流深度 h 在 $0.4\sim 1.0\text{m}$ 范围以外时,表列流速应乘以下列系数:

$h < 0.4\text{m}$, 系数 0.85 ;

$h > 1\text{m}$, 系数 1.25 ;

$h \geq 2\text{m}$, 系数 1.40 。

因此,管渠设计流速应在最小流速与最大流速范围内。

3. 最小管径和最小设计坡度

雨水管道的最小管径为 300mm ,相应的最小坡度为 0.003 ,雨水口连接管最小管径为 200mm ,最小坡度为 0.01 。

4. 最小埋深与最大埋深

具体规定同污水管道。

3.3.3 雨水管渠水力计算的方法

雨水管渠水力计算仍按均匀流考虑,其水力计算公式与污水管道相同,见公式(2-9), (2-10),但按满流即 $h/D=1$ 计算。在实际计算中,通常采用根据公式制成的水力计算图(见附录 2-2)或水力计算表(如表 3-10 所示)。

钢筋混凝土圆管水力计算表(满流) $D=300\text{mm}$ $n=0.013$

表 3-10

I (‰)	V (m/s)	Q (L/s)	I (‰)	V (m/s)	Q (L/s)	I (‰)	V (m/s)	Q (L/s)
0.6	0.335	23.68	4.9	0.958	67.72	9.2	1.312	92.75
0.7	0.362	25.59	5.0	0.967	68.36	9.3	1.319	93.24
0.8	0.387	27.36	5.1	0.977	69.06	9.4	1.326	93.73
0.9	0.410	28.98	5.2	0.987	69.77	9.5	1.333	94.23

续表

I (‰)	V (m/s)	Q (L/s)	I (‰)	V (m/s)	Q (L/s)	I (‰)	V (m/s)	Q (L/s)
1.0	0.433	30.61	5.3	0.996	70.41	9.6	1.340	94.72
1.1	0.454	32.09	5.4	1.005	71.04	9.7	1.347	95.22
1.2	0.474	33.51	5.5	1.015	71.75	9.8	1.354	95.71
1.3	0.493	34.85	5.6	1.024	72.39	9.9	1.361	96.21
1.4	0.512	36.19	5.7	1.033	73.02	10.0	1.368	96.70
1.5	0.530	37.47	5.8	1.042	73.66	11	1.435	101.44
1.6	0.547	38.67	5.9	1.051	74.30	12	1.499	105.96
1.7	0.564	39.87	6.0	1.060	74.93	13	1.560	110.28
1.8	0.580	41.00	6.1	1.068	75.50	14	1.619	114.45
1.9	0.596	42.13	6.2	1.077	76.13	15	1.675	118.41
2.0	0.612	43.26	6.3	1.086	76.77	16	1.730	122.29
2.1	0.627	44.32	6.4	1.094	77.33	17	1.784	126.11
2.2	0.642	45.38	6.5	1.103	77.97	18	1.835	129.72
2.3	0.656	46.37	6.6	1.111	78.54	19	1.886	133.32
2.4	0.670	47.36	6.7	1.120	79.17	20	1.935	136.79
2.5	0.684	48.35	6.8	1.128	79.74	21	1.982	140.11
2.6	0.698	49.34	6.9	1.136	80.30	22	2.029	143.43
2.7	0.711	50.26	7.0	1.145	80.94	23	2.075	146.68
2.8	0.724	51.18	7.1	1.153	81.51	24	2.119	149.79
2.9	0.737	52.10	7.2	1.161	82.07	25	2.163	152.90
3.0	0.749	52.95	7.3	1.169	82.64	26	2.206	155.94
3.1	0.762	53.87	7.4	1.177	83.20	27	2.248	158.01
3.2	0.774	54.71	7.5	1.185	83.77	28	2.289	161.81
3.3	0.786	55.56	7.6	1.193	84.33	29	2.330	164.71
3.4	0.798	56.41	7.7	1.200	84.88	30	2.370	167.54
3.5	0.809	57.19	7.8	1.208	85.39	35	2.559	180.90
3.6	0.821	58.04	7.9	1.216	85.96	40	2.736	193.41
3.7	0.832	58.81	8.0	1.224	86.52	45	2.902	205.14
3.8	0.843	59.59	8.1	1.231	87.02	50	3.059	216.24
3.9	0.854	60.37	8.2	1.239	87.58	55	3.208	226.77
4.0	0.865	61.15	8.3	1.246	88.08	60	3.351	236.88
4.1	0.876	61.92	8.4	1.254	88.65	65	3.488	246.57
4.2	0.887	62.70	8.5	1.261	89.14	70	3.619	255.83
4.3	0.897	63.41	8.6	1.269	89.71	75	3.747	264.88
4.4	0.907	64.12	8.7	1.276	90.20	80	3.869	273.50
4.5	0.918	64.89	8.8	1.283	90.70	85	3.988	281.91
4.6	0.928	66.60	8.9	1.291	91.26	90	4.104	290.11
4.7	0.938	66.31	9.0	1.298	91.76	95	4.217	298.10
4.8	0.948	67.01	9.1	1.305	92.25	100	4.326	305.80

在工程设计中,通常在选定管材之后, n 即为已知数值。而设计流量 Q 也是经计算后求得的已知数。所以剩下的只有3个未知数 D 、 v 及 I 。

这样,在实际应用中,就可以参照地面坡度 i ,假定管底坡度 I ,从水力计算图或表中求得 D 及 v 值,并使所求得的 D 、 v 、 I 各值符合水力计算基本数据的技术规定。

下面举例说明其运用。

【例】已知: $n=0.013$,设计流量经计算为 $Q=200\text{L/s}$,该管段地面坡度为 $i=0.004$,试计算该管段的管径 D 、管底坡度 I 及流速 v 。

【解】设计采用 $n=0.013$ 的水力计算图,见图3-15所示。

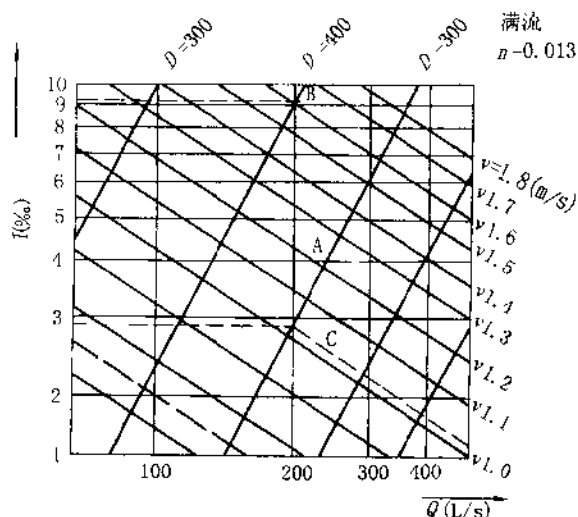


图 3-15 钢筋混凝土圆管水力计算图

图中 D 以 mm 计

先在横坐标轴上找到 $Q=200\text{L/s}$ 值,作竖线;在纵坐标轴上找到 $I=0.004$ 值,作横线。将此两线相交于 A 点,找出该点所在的 v 及 D 值。得到 $v=1.17\text{m/s}$,符合水力计算的设计数据的规定;而 D 值则界于 $D=400\sim 500\text{mm}$ 两斜线之间,显然不符合管材统一规格的规定,因此管径 D 必需进行调整。

设采用 $D=400\text{mm}$ 时,则将 $Q=200\text{L/s}$ 的竖线与 $D=400\text{mm}$ 的斜线相交于 B 点,从图中得出交点处的 $I=0.0092$ 及 $v=1.60\text{m/s}$ 。此结果 v 符合要求,而 I 与原地面坡度相差很大,势必增大管道的埋深,不宜采用。

若采用 $D=500\text{mm}$ 时,则将 $Q=200\text{L/s}$ 的竖线与 $D=500\text{mm}$ 的斜线相交于 C 点,从图中得出交点处的 $I=0.0028$ 及 $v=1.02\text{m/s}$ 。此结果合适,故决定采用。

雨水管道中常用的断面形式大多为圆形,但当断面尺寸较大时,宜采用矩形、马蹄形或其他形式。

明渠和盖板渠的底宽,不宜小于 0.3m 。无铺砌的明渠边坡,应根据不同的地质按表3-11采用;用砖石或混凝土块铺砌的明渠可采用 $1:0.75\sim 1:1$ 的边坡。

明渠边坡

表 3-11

地质	边坡	地质	边坡
粉砂	1:3~1:3.5	半岩性土	1:0.5~1:1
松散的细砂、中砂和粗砂	1:2~1:2.5	风化岩石	1:0.25~1:0.5
密实的细砂、中砂、粗砂或粘质粉土	1:1.5~1:2	岩石	1:0.1~1:0.25
粉质粘土或粘土砾石或卵石	1:1.25~1:1.5		

3.3.4 雨水管渠系统的设计步骤和水力计算

首先要收集和整理设计地区的各种原始资料,包括地形图,城市或工业区的总体规划,水文、地质、暴雨等资料作为基本的设计数据。然后根据具体情况进行设计。现以图 3-16 为例,一般雨水管道设计按下列步骤进行。

1. 划分排水流域和管道定线

应根据城市的总体规划图或工厂的总平面图,按实际地形划分排水流域。如图 3-16 示一沿江城市,该市被一条自西向东南流动的河流分为南、北两区。南区可见一明显分水线,

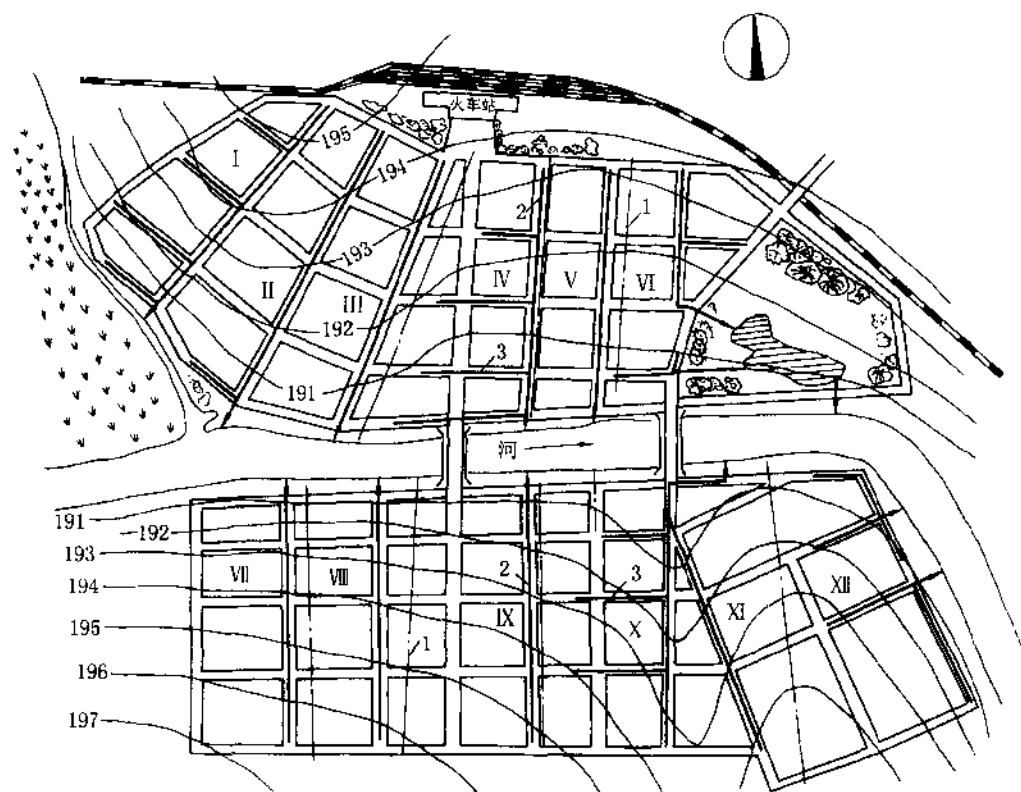


图 3-16 某地雨水管道平面布置

1—流域分界线;2—雨水干管;3—雨水支管

其余地方地形起伏不大,沿河两岸地势最低,故排水流域的划分基本按雨水干管服务的排水

面积大小确定。根据该地暴雨量较大的特点,每条干管承担面积不宜太大,故划为 12 个流域。

由于地形对排除雨水有利,拟采用分散出口的雨水管道布置形式。雨水干管基本垂直于等高线,布置在排水流域地势较低一侧,这样雨水能以最短距离靠重力流分散就近排入水体。为了充分利用街道边沟的排水能力,每条干管起端 100m 左右可视具体情况不设雨水暗管。雨水支管一般设在街坊较低侧的道路下。

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。详见图 3-17。

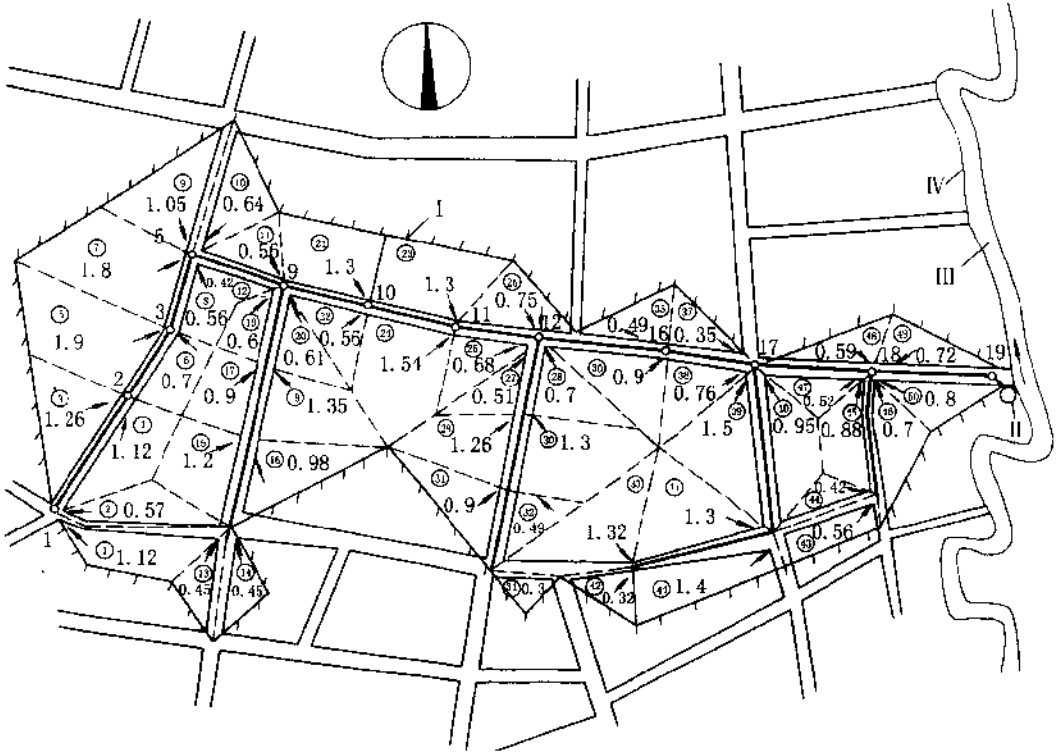


图 3-17 设有雨水泵站的雨水管布置

I—排水分界线;II—雨水泵站;III—河流;IV—河堤岸

图中圆圈内数字为汇水面积编号;其旁数字为面积数值;以 10^4m^2 计

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。详见图 3-17。汇水面积除街区外,还包括街道、绿地。

4. 确定各排水流域的平均径流系数

通常根据排水流域内各类地面的面积数或所占比例,计算出该排水流域的平均径流系数。也可根据规划的地区类别,采用区域综合径流系数。

5. 确定设计重现期 P 、地面集水时间 t_1

前面已叙述过确定雨水管渠设计重现期的有关原则和规定。设计时应结合该地区的地形特点、汇水面积的地区建设性质和气象特点选择设计重现期。各个排水流域雨水管道的设计重现期可选用同一值,也可选用不同的值。

根据该地建筑密度情况,地形坡度和地面覆盖种类,街区内设置雨水暗管与否等,确定雨水管道的地面集水时间。

6. 求单位面积径流量 q_0

q_0 是暴雨强度 q 与径流系数 Ψ 的乘积,称单位面积径流量。即

$$q_0 = q \cdot \Psi = \frac{167A_1(1 + c \lg P) \cdot \Psi}{(t + b)^n} = \frac{167A_1(1 + c \lg P) \cdot \Psi}{(t_1 + mt_2 + b)^n} \quad (\text{L/s} \cdot \text{ha}) \quad (3-16)$$

显然,对于具体的雨水管道工程来说,式中的 P 、 t_1 、 Ψ 、 m 、 A_1 、 b 、 c 均为已知数,因此 q_0 只是 t_2 的函数。

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。

7. 列表进行雨水干管的设计流量和水力计算,以求得各管段的设计流量,及确定各管段的管径、坡度、流速、管底标高和管道埋深值等。计算时需先定管道起点的埋深或是管底标高。

8. 绘制雨水管道平面图及纵剖面图。

3.3.5 雨水管渠设计计算举例

图 3-17 为某居住区部分平面图。地形西高东低,东面有一自南向北流的天然河流,河流常年洪水位为 14m,常水位 12m。该城市的暴雨强度公式为 $q = \frac{500(1 + 1.38 \lg P)}{t^{0.65}} (\text{L}/(\text{s} \cdot \text{ha}))$ 。要求布置雨水管道并进行干管的水力计算。

从居住区平面图和资料知该地区地形平坦,无明显分水线,故排水流域按城市主要街道的汇水面积划分,流域分界线见图中 I。河流的位置确定了雨水出水口的位置,雨水出水口位于河岸边,故雨水干管的走向为自西向东。考虑到河流的洪水位高于该地区地面平均标高,造成雨水在河流洪水位甚至常水位时不能靠重力排入河流,因此在干管的终端设置雨水泵站。

根据管道的具体位置,划分设计管段,将设计管段的检查井依次编上号码,各检查井的地面标高见表 3-12。每一设计管段的长度在 200m 以内为宜,各设计管段的长度见表 3-13。每一设计管段所承担的汇水面积可按就近排入附近雨水管道的原则划分。将每块汇水面积的编号、面积数、雨水流向标注在图中(见图 3-17)。表 3-14 为各设计管段的汇水面积计算表。

由于市区内建筑分布情况差异不大,可采用统一的平均径流系数值。经计算 $\Psi = 0.50$ 。

本例中地形平坦,建筑密度较稀,地面集水时间采用 $t_1 = 10\text{min}$ 。设计重现期选用 $P = 1\text{a}$ 。管道起点埋深根据支管的接入标高等条件,采用 1.30m。列表进行干管的水力计算。

见表 3-15。

图 3-17 中地面标高表

表 3-12

检查井编号	地面标高 (m)	检查井编号	地面标高 (m)
1	14.03	11	13.60
2	14.06	12	13.60
3	14.06	16	13.58
5	14.04	17	13.57
9	13.60	18	13.57
10	13.60	19(泵站前)	13.55

图 3-17 中管道长度表

表 3-13

管道编号	管道长度 (m)	管段编号	管道长度 (m)
1~2	150	11~12	120
2~3	100	12~16	150
3~5	100	16~17	120
5~9	140	17~18	150
9~10	100	18~19	150
10~11	100	19~泵站	

汇水面积计算表

表 3-14

设计管段编号	本段汇水面积编号	本段汇水面积 (ha)	转输汇水面积 (ha)	总汇水面积 (ha)
1~2	1、2	1.69	0	1.69
2~3	3、4	2.38	1.69	4.07
3~5	5、6	2.60	4.07	6.67
5~9	7~10	4.05	6.67	10.72
9~10	11~20	7.52	10.72	18.24
10~11	21、22	1.86	18.24	20.10
11~12	23、24	2.84	20.10	22.94
12~16	25~32、34	6.89	22.94	29.83
16~17	35、36	1.39	29.83	31.22
17~18	33、37~42a	7.90	31.22	39.12
18~19	43~50	5.19	39.12	44.31

雨水干管水力计算表

表 3-15

设计管段 编号	管长 L (m)	汇水面积 F (ha)	管内雨水流行时间 (min)		单位面积 径流量 q_0 (L/(s·ha))	设计流量 Q (L/s)	管径 D (mm)	坡度 i (‰)
			$\Sigma t_2 = \Sigma \frac{L}{v}$	$t_2 = \frac{L}{v}$				
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1~2	150	1.69	0	3.29	55.98	94.58	400	2.1
2~3	100	4.07	3.29	1.98	40.29	163.98	500	1.9
3~5	100	6.67	5.27	1.98	35.05	233.78	600	1.5
5~9	140	10.72	7.25	2.59	31.25	335.00	700	1.4
9~10	100	18.24	9.84	1.63	27.60	503.42	800	1.5
10~11	100	20.10	11.47	1.59	25.79	518.38	800	1.6
11~12	120	22.94	13.06	1.79	24.29	557.21	800	1.8
12~16	150	29.83	14.85	2.27	22.84	681.32	900	1.5
16~17	120	31.22	17.12	1.82	21.28	(664.36) 681.32	900	1.5
17~18	150	39.12	18.94	1.97	20.23	791.40	900	2.0
18~19	150	44.31	20.81	1.82	19.26	853.41	900	2.3
流速 v (m/s)	管道输水 能力 Q' (L/s)	坡降 $i \cdot L$ (m)	设计地面标高 (m)		设计管内底标高 (m)		埋 深 (m)	
			起点	终点	起点	终点	起点	终点
10	11	12	13	14	15	16	17	18
0.76	96.00	0.315	14.030	14.060	12.730	12.415	1.30	1.65
0.84	165.00	0.190	14.060	14.060	12.315	12.125	1.75	1.94
0.84	240.00	0.150	14.060	14.060	12.025	11.875	2.04	2.27
0.90	350.00	0.196	14.040	13.600	11.775	11.579	2.37	2.02
1.02	520.00	0.150	13.600	13.600	11.479	11.329	2.12	2.27
1.05	530.00	0.160	13.600	13.600	11.329	11.169	2.27	2.43
1.12	560.00	0.216	13.600	13.600	11.169	10.953	2.43	2.65
1.10	700.00	0.225	13.600	13.580	10.853	10.637	2.75	2.94
1.11	700.00	0.180	13.580	13.570	10.637	10.457	2.97	3.11
1.29	810.00	0.300	13.570	13.570	10.457	10.157	3.11	3.41
1.37	870.00	0.345	13.570	13.550	10.157	9.812	3.41	3.74

水力计算说明:

1. 表 3-15 中第 1 项为需要计算的设计管段,从上游至下游依次写出。第 2、3、13、14 项从表 3-13、3-14、3-12 中取得。其余各项经计算后得到。

2. 计算中假定管段的设计流量均从管段的起点进入,即各管段的起点为设计断面。因此,各管段的设计流量是按该管段起点,即上游管段终点的设计降雨历时(集水时间)进行计算的。也就是说在计算各设计管段的暴雨强度时,用的 t_2 值应按上游各管段的管内雨水流行时间之和 $\Sigma t_2 \left(\Sigma \frac{L}{v} \right)$ 求得。如管段 1~2,是起始管段,故 $\Sigma t_2 = 0$,将此值列入表 3-15 中第 4 项。

也有采用管段终点为设计断面进行计算的。但这种方法是用管段终点的集水时间对应的暴雨强度来计算雨水设计流量,而在未进行水力计算之前,未求出管段满流时的设计流速,也就无法求出管段起点至终点的雨水管内流行时间 t_2 。因此,必须先要预设管内流速,算出管内流行时间,进而算出单位面积径流量 q_0 、设计流量 Q ,再由 Q 确定管段的管径 D 、坡度 I 、流速 v 及管底标高等。最后检查计算得出的流速与预设的流速是否相近,如果相差较大需重新预设再算。这种方法计算出的管径虽比以管段起点为设计断面的方法算出的管径小一些,但计算较烦琐,且折减系数只能采用 $m=1.0$,因此在实际工程中用得不多。

3. 根据确定的设计参数、求单位面积径流量 q_0 。

$$q_0 = \Psi q = 0.5 \times \frac{500(1+1.381gP)}{(10+2\Sigma t_2)^{0.65}} = \frac{250}{(10+2\Sigma t_2)^{0.65}} \quad (\text{L}/(\text{s}\cdot\text{ha}))$$

q_0 为管内雨水流行时间 Σt_2 的函数,只要知道各设计管段内雨水流行时间 Σt_2 ,即可求出该设计管段的单位面积径流量 q_0 。如管段 1~2 的 $\Sigma t_2 = 0$,代入上式得 $q_0 = \frac{250}{10^{0.65}} = 55.97(\text{L}/(\text{s}\cdot\text{ha}))$ 。而管段 5~9 的 $\Sigma t_2 = t_{1-2} + t_{2-3} + t_{3-5} = 3.29 + 1.98 + 1.98 = 7.25$ min,代入 $q_0 = \frac{250}{(10+2 \times 7.25)^{0.65}} = 31.25(\text{L}/(\text{s}\cdot\text{ha}))$ 。将 q_0 列入表 3-15 中第 6 项。

4. 用各设计管段的单位面积径流量乘以该管段的总汇水面积得设计流量。如管段 1~2 的设计流量 $Q = 55.98 \times 1.69 = 94.58 \text{ L/s}$,列入表 3-15 中第 7 项。

5. 在求得设计流量后,即可进行水力计算,求管径,管道坡度和流速。在查水力计算图或表时, Q 、 v 、 I 、 D 4 个水力因素可以相互适当调整,使计算结果既要符合水力计算设计数据的规定,又应经济合理。本例地面坡度较小,甚至地面坡向与管道坡向正好相反,为不使管道埋深增加过多,管道坡度宜取小值。但所取坡度应能使管内水流速度不小于最小设计流速。计算采用钢筋混凝土圆管(满流, $n=0.013$)水力计算表。

将确定的管径、坡度、流速各值列入表中第 8、9、10 项。第 11 项管道的输水能力 Q' 是指在水力计算中管段在确定的管径、坡度、流速的条件下,实际通过的流量。该值等于或略大于设计流量 Q 。

6. 根据设计管段的设计流速求本管段的管内雨水流行时间 t_2 。例如管段 1~2 的管内雨水流行时间 $t_2 = \frac{L_{1-2}}{v_{1-2}} = \frac{150}{0.76 \times 60} = 3.29 \text{ min}$ 。将该值列入表 3-15 中第 5 项。此值便是下一个管段 2~3 的 Σt_2 值。

7. 管段长度乘以管道坡度得到该管段起点与终点之间的高差,即降落量。如管段 1~2 的降落量 $h = 0.0021 \times 150 = 0.315 \text{ m}$ 。列入表 3-15 中 12 项。

8. 根据冰冻情况、雨水管道衔接要求及承受荷载的要求,确定管道起点的埋深或管底标高。本例起点埋深定为 1.3m,将该值列入表 3-15 中第 17 项。用起点地面标高减去该点管道埋深得到该点管底标高,即 $14.030 - 1.30 = 12.730 \text{ m}$ 。列入表 3-15 中第 15 项。用该值减去 1、2 两点的降落量得到终点 2 的管底标高,即 $12.730 - 0.315 = 12.415 \text{ m}$ 。列入表 3-15 中第 16 项。用 2 点的地面标高减去该点的管底标高得该点的埋设深度,即 $14.060 - 12.415 = 1.65 \text{ m}$ 。列入表 3-15 中第 18 项。

雨水管道各设计管段在高程上采用管顶平衔接。

9. 在划分各设计管段的汇水面积时,应尽可能使各设计管段的汇水面积均匀增加,否则会出现下游管段的设计流量小于上一管段设计流量的情况。如管段 16~17 的设计流量小于 12~16 的设计流量。这是因为下游管段的集水时间大于上一管段的集水时间,故下游管段的设计暴雨强度小于上一管段的暴雨强度,而总汇水面积只有很小增加的缘故。若出现了这种情况,应取上一管段的设计流量作为下游管段的设计流量。

10. 本例只进行了干管的水力计算,实际上在设计中,干管与支管是同时进行计算的。在支管与干管相接的检查井处,必然会有两个 Σt_2 值和两个管底标高值。再继续计算相交后的下一个管段时,应采用大的那一个 Σt_2 值和小的那个管底标高值。

11. 绘制雨水干管平面图及纵剖面图。图 3-18 及图 3-19 为初步设计的雨水干管平面图及纵剖面图。

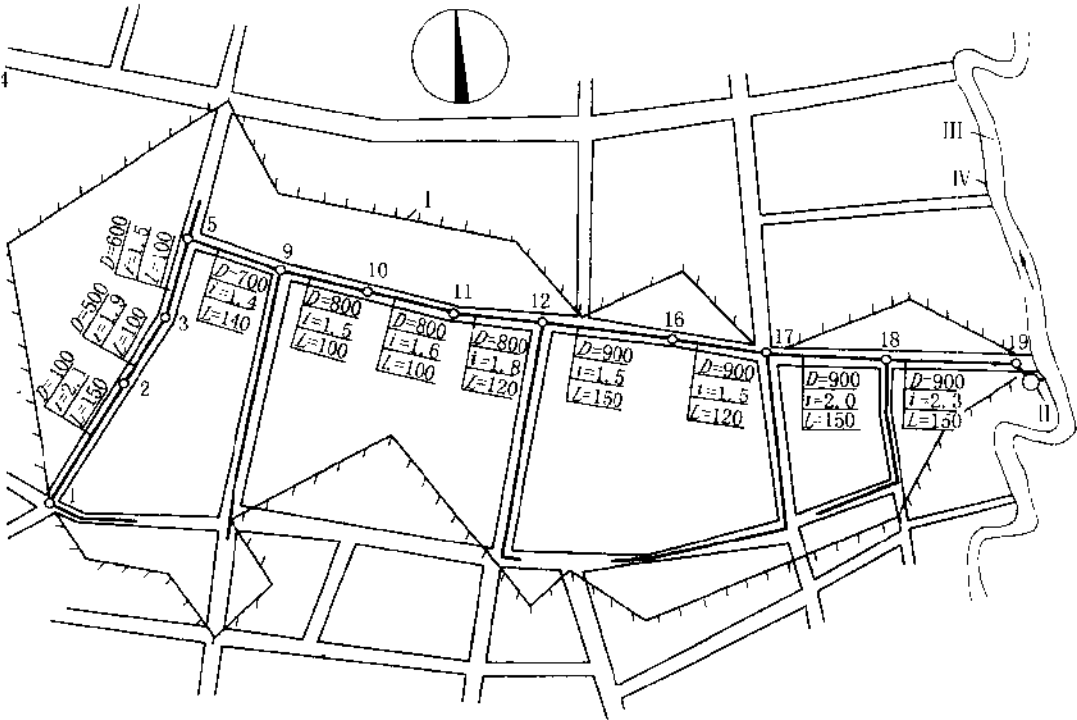


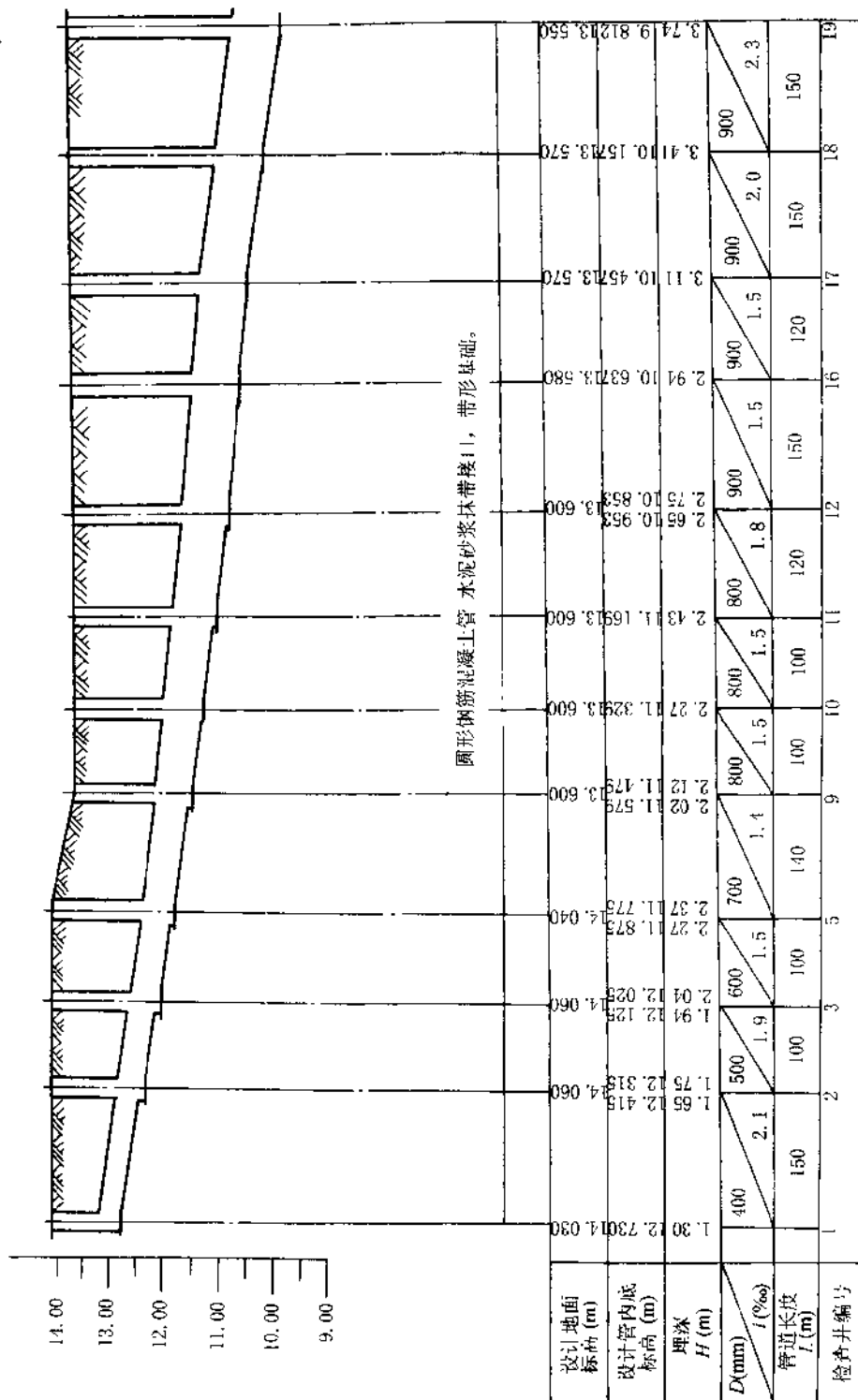
图 3-18 雨水干管平面图

I—排水分界线; II—雨水泵站; III—河流; IV—河堤岸

注:图中尺寸管径 D 以 mm 计,坡度 i 以‰计,长度 L 以 m 计。

3.3.6 立体交叉道路排水

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。立交工程多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边的道路的最低点,往往比周围干道约低 2~3m,形成盆地,加以纵坡很大,立交范围内的雨水径流很快就汇集至立交最低点,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。



圆形钢筋混凝土管 水泥砂浆抹带接口，带形基础。

图 3 19 雨水干管纵剖面图

立交道路排水主要解决降雨在汇水面积内形成的地面径流和必要排除的地下水。雨水设计流量的计算公式同一般雨水管渠。但设计时与一般道路排水相比具有下述特点:

1. 要尽量缩小汇水面积,以减少设计流量。立交的类别和型式较多,每座立交的组成部分也不完全相同。但其汇水面积一般应包括引道、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)见图 3-20。在划分汇水面积时,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另外的排水系统。或采取分散排放的原则,将地面高的水接入较高的排水系统,自流排出;地面低的雨水接入另一较低的排水系统,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及而积水。同时还应有防止地面高的水进入低水系统的拦截措施。

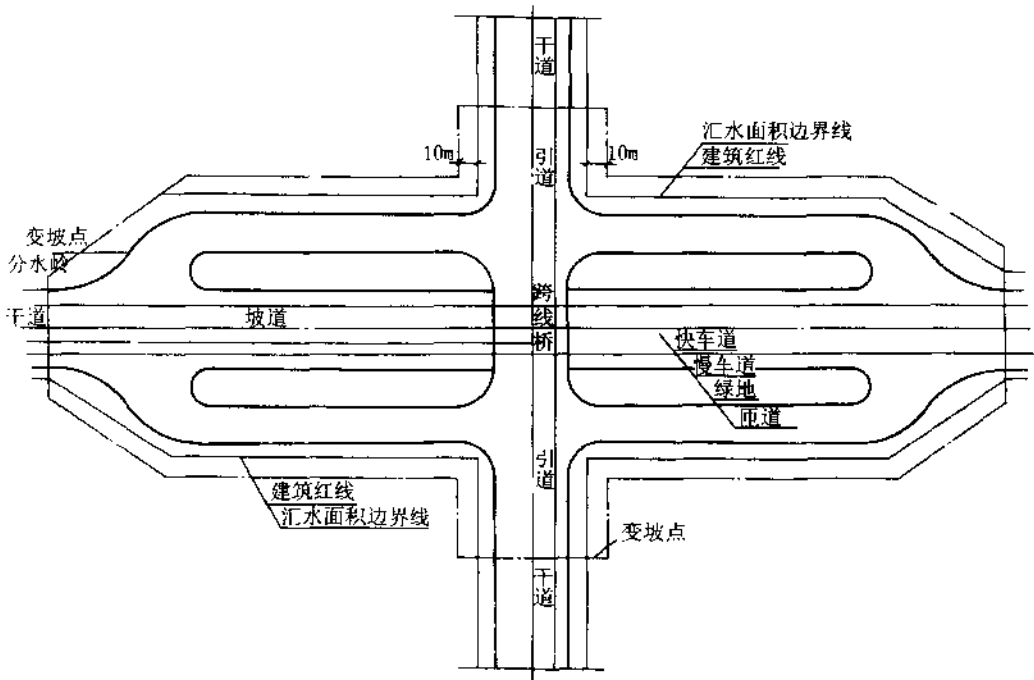


图 3-20 立交排水汇水面积

2. 注意地下水的排除。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。通常可埋设渗渠或花管,以吸收、汇集地下水,使其自流入附近排水干管或河湖。若高程不允许自流排出时,则设泵站抽升。

3. 排水设计标准高于一般道路。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 1~5a。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。地面集水时间宜取 5~10min。由于地面坡度大,管内流行时间不宜乘折减系数 2。径流系数 Ψ 值根据地面种类分别计算,一般取 0.8~1.0。国内几个城市立交排水的设计参数见表 3-16,可供参考。

国内几个城市立交排水设计参数

表 3-16

城市	$P(a)$	$t_1(\text{min})$	Ψ
北京	一般 1~2 特殊 3(或变重现期) 郊区 1	5~8	0.9(或按覆盖情况分别计算)
天津	一般 2, 特殊 1、3	5~10	0.9(或加权平均)
上海	1~2	7	0.9
石家庄	5		0.9~1.0
无锡	5		0.9
郑州	5	10	0.9
太原	3~5		0.9~1.0
济南	5~6	5	0.9

4. 雨水口布置的位置要便于拦截径流。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,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,为不便雨水径流距离过长,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。立交排水管道的布置,应与其它市政管道综合考虑,并应避开立交桥基础。若无法避开时,应从结构上加固,或加设柔性接口,或改用铸铁管材等,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,起点断面最小管径不小于 400mm,以下各段的设计断面均应加大一级。

6. 对于立交地道工程,当最低点位于地下水位以下时,应采取排水或降低地下水位的措施。宜设置独立的排水系统并保证系统出水口畅通,排水泵站不能停电。

第 4 节 排洪沟的设计与计算

3.4.1 概述

我国大部分地区江河水系密布,在平原地区和山区沿江(河)两岸逐渐形成了规模大小不等的沿江(河)城市和沿江(河)山地城市。随着建设的不断发展。为了不占或少占良田沃土,工业与民用建筑不断向山洪沟区域内发展,并已逐步形成了新的工业区和新的城镇。

这些沿江(河)的城市,当市区地面标高低于江(河)的洪水位时,将受到河洪的威胁;而沿江山地城市,除受河洪威胁外,还将受到山洪的威胁;位于山坡或山脚下的工厂和城镇主要受到山洪的威胁。

由于洪水泛滥造成的灾害,在国内外都有惨痛的教训。为了尽量减少洪水造成的危害,保护城市、工厂的工业生产和人民生命财产安全,必须要根据城市或工厂的总体规划和流域

的防洪规划,认真做好城市或工厂的防洪规划。根据城市或工厂的具体条件,合理选用防洪标准,整治已有的防洪设施和新建防洪工程,以提高城市或工厂的抗洪能力。

防洪工程的内容很多,涉及面广,由于篇幅有限,本节只概略介绍排洪沟的设计与计算。

位于山坡或山脚下的工厂和城镇,除了应及时排除建成区内的暴雨径流外,还应及时拦截并排除建成区以外、分水线以内沿山坡倾泻而下的山洪流量。由于山区地形坡度大,集水时间短,洪水历时也不长,所以水流急,流势猛,且水流中还夹带着砂石等杂质,冲刷力大,容易使山坡下的工厂和城镇受到破坏而造成严重损失。因此,必须在工厂和城镇受山洪威胁的外围开沟以拦截山洪,并通过排洪沟道将洪水引出保护区,排入附近水体。排洪沟设计的任务就在于开沟引洪,整治河沟,修建构筑物等,以便有组织地及时地拦截并排除山洪径流,保护山坡下的工厂和城镇的安全。

3.4.2 设计防洪标准

在进行防洪工程设计时,首先要确定洪峰设计流量,然后根据该流量拟定工程规模。为了准确、合理地拟定某项工程规模,需要根据该工程的性质、范围以及重要件等因素,选定某一频率作为计算洪峰流量的标准,称为防洪设计标准。实际工作中一般常用重现期衡量设计标准的高低,即重现期越大,则设计标准就越高,工程规模也就越大;反之,设计标准低,工程规模小。

根据我国现有山洪防治标准及工程运行情况,山洪防治标准见表 3-17。

根据我国城市防洪工程的特点和防洪工程运行的实践,城市防洪标准如表 3-18。

此外,我国的水利电力,铁路,公路等部门,根据所承担的工程性质、范围和重要性,制定了部门的防洪标准。

山 洪 防 治 标 准

表 3-17

工 程 等 别	防 护 对 象	防洪标准	
		频率 (%)	重现期 (a)
二	大型工业企业、重要中型工业企业	2~1	50~100
三	中小型工业企业	5~2	20~50
四	工业企业生活区	10~5	10~20

城 市 防 洪 标 准

表 3-18

工 程 等 别	保 护 对 象			防洪标准	
	城市等级	人口 (万人)	重 要 性	频率 (%)	重现期 (a)
一	大城市重要城市	>50	重要的政治、经济、国防中心及交通枢纽,特别重要的大型工业企业	<1	>100
二	中等城市	20~50	比较重要的政治、经济中心,大型工业企业,重要中型工业企业	2~1	50~100
	小城市	<20	一般性小城市、中小型工业企业	5~2	20~50

3.4.3 设计洪峰流量的计算

排洪沟属于小汇水面积上的排水构筑物。一般情况下,小汇水面积没有实测的流量资料,所需的设计洪水往往用实测暴雨资料间接推求。并假定暴雨与其所形成的洪水流量同频率。同时考虑山区河沟流域面积一般只有几平方公里至几十平方公里,平时水小,甚至干枯;汛期水量急增,集流快(几十分钟即达到被保护区)。因此以推求洪峰流量为主,对洪水总量及过程线不作研究。

目前我国各地区计算小汇水面积的山洪洪峰流量一般有 3 种方法。

1. 洪水调查法

包括形态调查法和直接类比法两种。

形态调查法主要是深入现场,勘察洪水位的痕迹,推导它发生的频率,选择和测量河槽断面,按公式 $v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$ 计算流速,然后按公式 $Q = Av$ 计算出调查的洪峰流量。式中 n 为河槽的粗糙系数; R 为河槽的过水断面与湿周之比,即水力半径; I 为水面比降,可用河底平均比降代替。最后通过流量变差系数和模比系数法,将调查得到的某一频率的流量换算成设计频率的洪峰流量。

2. 推理公式法

推理公式有水科院水文研究所公式,小径流研究组公式和林平一公式 3 种。3 种公式各有假定条件和适用范围。如水科院水文研究所的公式形式为:

$$Q = 0.278 \times \frac{\Psi \cdot S}{\tau^n} \cdot F \quad (3-17)$$

式中 Q ——设计洪峰流量(m^3/s);

Ψ ——洪峰径流系数;

S ——暴雨雨力,即与设计重现期相应的最大的一小时降雨量(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)。

用这种推理公式求设计洪峰流量时,需要较多的基础资料,计算过程也较繁琐。详细的计算过程可参见有关书刊。当流域面积为 $40 \sim 50 \text{km}^2$ 时,此公式的适用效果最好。

3. 经验公式法

常用的经验公式计算方法有:

(1)一般地区性经验公式;

(2)公路科学研究所简化公式;

(3)第二铁路设计院等值线法;

(4)第三铁路设计院计算方法。

下面仅介绍应用最普遍的以流域面积 F 为参数的一般地区性经验公式:

$$Q = K \cdot F^n \quad (3-18)$$

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。

该法使用方便,计算简单。但地区性很强。相邻地区采用时,必需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。

上述各公式中的各项参数的确定详见水文学课程中有关内容或参阅有关文献。

对于以上 3 种方法,应特别重视洪水调查法。在此法的基础上,再结合其它方法进行。

3.4.4 排洪沟的设计要点

排洪沟的设计涉及面广,影响因素复杂。因此应深入现场,根据城镇或工厂总体规划布置、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。排洪沟包括明渠、暗渠、截洪沟等。

1. 排洪沟布置应与厂区总体规划密切配合,统一考虑

在选厂及总图设计中,必需重视排洪问题。应根据总图的规划,合理布置排洪沟,避免把厂房建筑或居住建筑设在山洪口上,让开山洪,不与洪水主流顶冲。

排洪沟布置还应与铁路、公路、排水等工程相协调,尽量避免穿越铁路、公路,以减少交叉构筑物。排洪沟应布置在厂区、居住区外围靠山坡一侧,避免穿绕建筑群。以免因沟道转折过多而增加桥、涵加大投资外,还会造成沟道水流不顺畅、转弯处小水淤,大水冲的状况。排洪沟与建筑物之间应留有 3m 以上的距离,以防水流冲刷建筑物基础。

2. 排洪沟应尽可能利用原有山洪沟,必要时可作适当整修

原有山洪沟是洪水若干年来冲刷形成的,其形状、底板都比较稳定,因此应尽量利用原有的天然沟道作排洪沟。当利用原有沟不能满足设计要求而必需加以整修时,应注意不宜大改大动,尽量不要改变原有沟道的水力条件,而要因势利导,畅通下泄。

3. 排洪沟应尽量利用自然地形坡度

排洪沟的走向,应沿大部分地面水流的垂直方向,因此应充分利用地形坡度,使截流的山洪水能以最短距离重力流排入受纳水体。一般情况下,排洪沟是不设中途泵站的。同时当排洪沟截取几条截流沟的水流时,其交汇处应尽可能斜向下游,并成弧线连接,以使水流能平缓进入排洪沟内。

4. 排洪沟采用明渠或暗渠应视具体条件确定

一般排洪沟最好采用明渠,但当排洪沟通过市区或厂区时,由于建筑密度较高、交通量大,应采用暗渠。

5. 排洪明渠平面布置的基本要求

(1)进口段:为使洪水能顺利进入排洪沟,进口形式和布置是很重要的。常用的进口形式有:1)排洪沟直接插入山洪沟,接点的高程为原山洪沟的高程。适用于排洪沟与山沟夹角小的情况,也适用于高速排洪沟。2)以侧流堰形式作为进口,将截流坝的顶面作成侧流堰渠与排洪沟直接相接。此型式适用于排洪沟与山洪沟夹角较大且进口高程高于原山洪沟沟底高程的情况。进口段的形式应根据地形、地质及水力条件进行合理的选择。

通常进口段的长度一般不小于 3m。并在进口段上段一定范围内进行必要的整治,以使衔接良好,水流通畅,具有较好的水流条件。

为防止洪水冲刷,进口段应选择在地形和地质条件良好的地段。

(2)出口段:排洪沟出口段布置应不致冲刷排放地点(河流、山谷等)的岸坡,因此出口段应选择在地质条件良好的地段,并采取护砌措施。

此外,出口段宜设置渐变段,逐渐增大宽度,以减少单宽流量,降低流速;或采用消能、加固等措施。出口标高宜在相应的排洪设计重现期的河流洪水位以上,一般应在河流常水位以上。

(3) 联接段:

1) 当排洪沟受地形限制走向无法布置成直线时,应保证转弯处有良好的水流条件,不应使弯道处受到冲刷。

平面上转弯处的弯曲半径一般不应小于 5~10 倍的设计水面宽度。

由于弯道处水流因离心力作用,使水流轴线偏向弯曲段外侧,造成弯曲段外侧水面升高,内侧水面降低,产生了外侧与内侧的水位差,故设计时外侧沟高应大于内侧沟高,即弯道外侧沟高除考虑沟内水深及安全超高外,尚应增加水位差 h 值的 1/2。 h 按下式计算:

$$h = \frac{v^2 \cdot B}{Rg} \quad (\text{m}) \quad (3-19)$$

式中 v ——排洪沟水流平均流速(m/s);

B ——弯道处水面宽度(m);

R ——弯道半径(m);

g ——重力加速度(m/s^2)。

同时应加强弯道处的护砌。

排洪沟的安全超高一般采用 0.3~0.5m。

2) 排洪沟的宽度发生变化,自一个宽度变到另一个宽度时,应设渐变段。渐变段的长度为 5~10 倍两段沟底宽度之差。

3) 排洪沟穿越道路一般应设桥涵。涵洞的断面尺寸应根据计算确定,并考虑养护方便。进口处是否设置格栅应慎重考虑。在含砂量较大地区,为避免堵塞,最好采用单孔小桥。

6. 排洪沟纵坡的确定

排洪沟的纵坡应根据地形、地质、护砌、原有排洪沟坡度以及冲淤情况等条件确定,一般不小于 1%,设计纵坡时,要使沟内水流速度均匀增加,以防止沟内产生淤积。当纵坡很大时,应考虑设置跌水或陡槽,但不得设在转弯处。一次跌水高度通常为 0.2~1.5m。西南地区多采用条石砌筑的梯般渠道,每般高 0.3~0.6m,有的多达 20~30 级,消能效果很好。陡槽也称急流槽,纵坡一般为 20%~60%,多采用片石、块石或条石砌筑,也有采用钢筋混凝土浇筑的。陡槽终端应设消力设备。

7. 排洪沟的断面形式、材料及其选择

排洪明渠的断面形式常用矩形或梯形断面,最小断面 $B \times H = 0.4\text{m} \times 0.4\text{m}$ 排洪沟的材料及加固形式应根据沟内最大流速、当地地形及地质条件、当地材料供应情况确定。排洪沟一般常用片石、块石铺砌。土明沟不宜采用。

图 3-21 为常用排洪明渠断面及其加固形式。

图 3-22 为设在较大坡度的山坡上的截洪沟断面及使用的铺砌材料。

8. 排洪沟最大流速的规定

为了防止山洪冲刷,应按流速的大小选用不同铺砌的加固形式加强沟底沟壁。表 3-19 为不同铺砌的排洪沟的最大设计流速的规定。

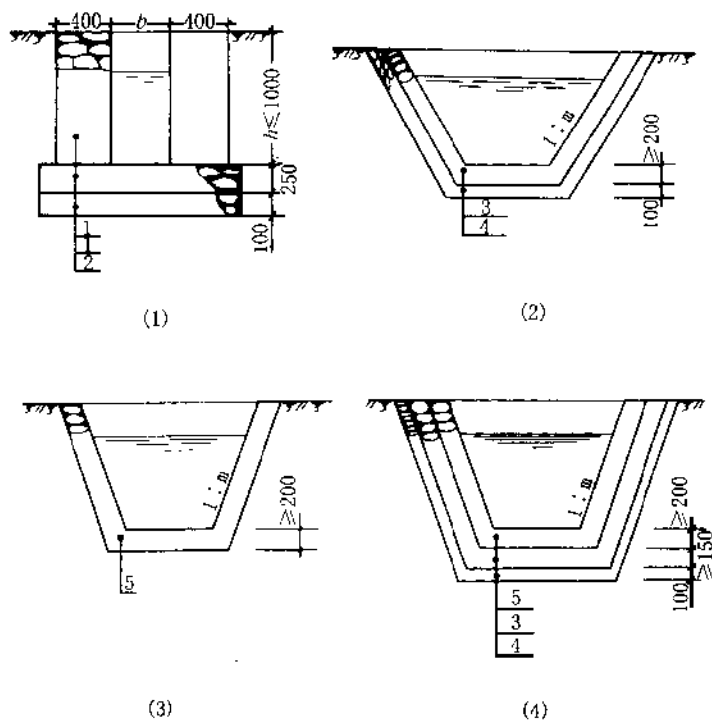


图 3-21 常用排洪明渠断面及其加固形式

(1)矩形片石沟;(2)梯形单层干砌片石沟;

(3)梯形单层浆砌片石沟;(4)梯形双层浆砌片石沟

1—M5 砂浆砌块石;2—三七灰土或碎(卵)石层;

3—单层干砌片石;4—碎石垫层;5—M5 水泥砂浆砌片(卵)石

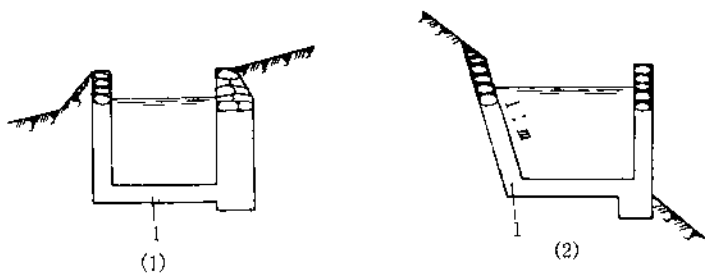


图 3-22 设在山坡上的截洪沟断面

(1)坡度不太大时;(2)坡度较大时

1—浆砌片石

常用铺砌及防护渠道的最大设计流速

表 3-19

序 号	铺砌及防护类型	水流平均深度(m)			
		0.4	1.0	2.0	3.0
		平均流速(m/s)			
1	单层铺石(石块尺寸 15cm)	2.5	3.0	3.5	3.8
2	单层铺石(石块尺寸 20cm)	2.9	3.5	4.0	4.3
3	双层铺石(石块尺寸 15cm)	3.1	3.7	4.3	4.6
4	双层铺石(石块尺寸 20cm)	3.6	4.3	5.0	5.4
5	水泥砂浆砌软弱沉积岩块石砌体, 石材强度等级不低于 Mu10	2.9	3.5	4.0	4.4
6	水泥砂浆砌中等强度沉积岩块石砌体	5.8	7.0	8.1	8.7
7	水泥砂浆砌, 石材强度等级不低于 Mu15	7.1	8.5	9.8	11.0

3.4.5 排洪沟的水力计算

水力计算公式见(2-9)、(2-10)。

公式中的过水断面 A 和湿周 x 的求法为:

梯形断面:

$$A = Bh + mh^2 \quad (3-20)$$

$$x = B + 2h\sqrt{1+m^2} \quad (3-21)$$

式中 h ——水深(m);

B ——底宽(m);

m ——沟侧边坡水平宽度与深度之比;

n ——沟壁粗糙系数。

矩形断面:

$$A = Bh \quad (3-22)$$

$$x = 2h + B \quad (3-23)$$

进行排洪沟道水力计算时,常遇到下述情况:

1. 已知设计流量,渠底坡度,确定渠道断面。
2. 已知设计流量或流速,渠道断面及粗糙系数,求渠道底坡。
3. 已知渠道断面、渠壁粗糙系数及渠道底坡,要求渠道的输水能力。

3.4.6 排洪沟的设计计算示例

已知条件:

某工厂已有天然梯形断面砂砾石河槽的排洪沟总长为 620m。

沟纵向坡度 $I = 4.5\text{‰}$;

沟粗糙系数 $n = 0.025$;

沟边坡为 1: $m = 1:1.5$;

沟底宽度 $b = 2\text{m}$;

沟顶宽度 $B = 6.5\text{m}$;

沟深 $H = 1.5\text{m}$ 。

当采用重现期 $P = 50\text{a}$ 时,洪峰流量为 $Q = 15\text{m}^3/\text{s}$ 。

试复核已有排洪沟的通过能力。

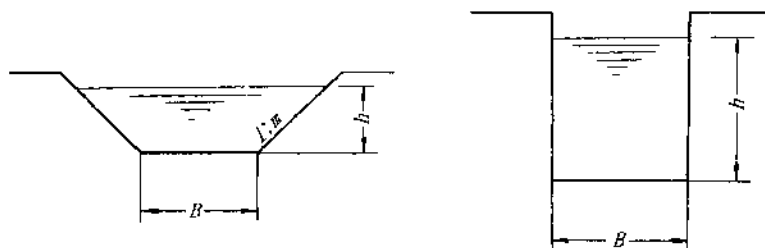


图 3-23 梯形和矩形断面的排洪沟计算草图

计算如下:

1. 复核已有排洪沟断面能否满足 Q 的要求

按公式 $Q = A \cdot v = A \cdot C \sqrt{RI}$

而 $C = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6}$

对于梯形断面 $A = bh + mh^2 (\text{m}^2)$

其水力半径 $R = \frac{bh + mh^2}{b + 2h \sqrt{1 + m^2}} (\text{m})$

设原有排洪沟的有效水深为 $h = 1.3\text{m}$, 安全超高为 0.2m , 则:

$$R = \frac{bh + mh^2}{b + 2h \sqrt{1 + m^2}} = \frac{2 \times 1.3 + 1.5 \times 1.3^2}{2 + 2 \times 1.3 \sqrt{1 + 1.5^2}} = 0.77\text{m}$$

当 $R = 0.77\text{m}$, $n = 0.025$ 时,

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} = \frac{1}{0.025} \times 0.77^{1/6} = 39.5$$

而原有排洪沟的水流断面面积为:

$$A = bh + mh^2 = 2 \times 1.3 + 1.5 \times 1.3^2 = 5.13\text{m}^2$$

因此原有排洪沟的通过能力为

$$Q' = A \cdot C \sqrt{RI} = 5.13 \times 39.5 \sqrt{0.77 \times 0.0045} = 11.9\text{m}^3/\text{s}$$

显然, Q' 小于洪峰流量 $Q = 15\text{m}^3/\text{s}$, 故原沟断面略小, 不敷使用, 需适当加以整修后予以利用。

2. 原有排洪沟的整修改造方案

(1) 第一方案

在原沟断面充分利用的基础上, 增加排洪沟的深度至 $H = 2\text{m}$, 其有效水深 $h = 1.7\text{m}$, 如图 3-24 所示。这时

$$A = bh + mh^2 = 0.5 \times 1.7 + 1.5 \times 1.7^2 = 5.2(\text{m}^2)$$

$$R = \frac{5.2}{0.5 + 2 \times 1.7 \sqrt{1 + 1.5^2}} = 0.785(\text{m})$$

当 $R = 0.785\text{m}$, $n = 0.025$ 时,

$$C = \frac{1}{0.025} \times 0.785^{1/6} = 39.9$$

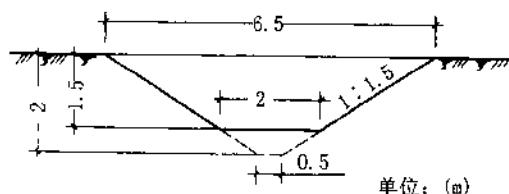


图 3-24 排洪沟改建

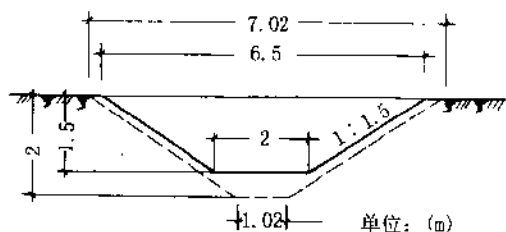


图 3-25 排洪沟改建

$$\text{则 } Q' = A \cdot C \sqrt{RI} = 5.2 \times 39.9 \sqrt{0.785 \times 0.0045} = 12.23 \text{ m}^3/\text{s}$$

显然,仍不能满足洪峰流量的要求。若再增加深度,由于底宽过小,不便维护;且增加的能力极为有限,故不宜采用这个改造方案。

(2)第二方案

适当挖深并略为扩大其过水断面,使之满足排除洪峰流量的要求。扩大后的断面采用浆砌片石铺砌,加固沟壁沟底,以保证沟壁的稳定。如图 3-28 所示。按水力最佳断面进行设计,其梯形断面的宽深比为:

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{b}{n} = 2(\sqrt{1+m^2} - m) \\ &= 2(\sqrt{1+1.5^2} - 1.5) = 0.6 \end{aligned}$$

$$b = \beta \cdot h = 0.6 \times 1.7 = 1.02 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A &= bh + mh^2 = 1.02 \times 1.7 + 1.5 \times 1.7^2 \\ &= 6.07 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$R = \frac{A}{b + 2h \sqrt{1+m^2}} = \frac{6.07}{1.02 + 2 \times 1.7 \sqrt{1+1.5^2}} = 0.85 \text{ m}$$

当 $R = 0.85 \text{ m}$, $n = 0.02$ (人工渠道粗糙系数 n 值见表 3-16) 时,

$$C = \frac{1}{0.02} \times 0.85^{1/6} = 49.5$$

$$\begin{aligned} Q' &= A \cdot C \sqrt{RI} = 6.07 \times 49.5 \sqrt{0.85 \times 0.0045} \\ &= 18.5 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

此结果已能满足排除洪峰流量 $15 \text{ m}^3/\text{s}$ 的要求。

此外,复核沟内水流速度 v :

$$v = C \sqrt{RI} = 49.5 \sqrt{0.85 \times 0.0045} = 3.05 \text{ m/s}$$

而加固后的沟底沟壁,其最大设计流速按表 3-20 查得为 3.5 m/s 。故此方案不会受到冲刷,决定采用。

人工渠道的粗糙系数 n 值

表 3-20

序号	渠道表面的性质	粗糙系数 n
1	细砾石 ($d = 10 \sim 30 \text{ mm}$) 渠道	0.022
2	中砾石 ($d = 20 \sim 60 \text{ mm}$) 渠道	0.025

续表

序号	渠道表面的性质	粗糙系数 n
3	粗砾石($d=50\sim150\text{mm}$)渠道	0.03
4	中等粗糙的凿岩渠	0.033~0.04
5	细致爆开的凿岩渠	0.04~0.05
6	粗糙的极不规则的凿岩渠	0.05~0.065
7	细致浆砌碎石渠	0.013
8	一般的浆砌碎石渠	0.017
9	粗糙的浆砌碎石渠	0.02
10	表面较光的夯打混凝土	0.0155~0.0165
11	表面干净的旧混凝土	0.0165
12	粗糙的混凝土衬砌	0.018
13	表面不整齐的混凝土	0.02
14	坚实光滑的土渠	0.017
15	掺有少量粘土或石砾的砂土渠	0.02
16	砂砾底砌石坡的渠道	0.02~0.022

第 5 节 计算机在排水管道设计计算中的应用

前面介绍的污水、雨水管道设计计算方法是查图查表的手工计算方法。这种传统的设计计算方法是凭经验进行的,费时费力,计算精度不高,不利于设计方案的优化。

自 60 年代开始,美、日和一些欧洲国家,在给水处理工程设计、施工、运行和管理的经验总结和数理分析的基础上,逐渐建立了各种给水排水工程系统或过程的数学模式。与此同时,随着系统分析方法、计算技术和电子计算机的发展,开展了最优化的研究与实践。到 70 年代,这些国家在给水管网和处理等工程系统方面,不仅在方法学和计算机程序上取得了各种研究结果,而且日益广泛地将研究成果运用于工程设计与运行管理等方面。如目前美国给水排水工程 CAD 很普遍,利用计算机绘图和计算,各种计算程序软件齐备,使用方便。自系统分析和最优化技术的原理和方法引进我国,10 多年来在给水处理工程最优化设计方面已进行了不少方法学及应用上的探索性研究,并已取得不少成果。特别是近几年来,计算机在给排水工程设计计算方面更有长足的发展。目前,各种给排水工程包括规划,给水管、渠的设计计算;给水处理和污水处理设计方案的选择、优化;处理构筑物的计算;工程图的绘制;工程概预算的编制等都有了专用计算机软件,其中有些还通过了有关部门、机构的鉴定,有些已经成为商业化软件进入市场。国内从事市政工程设计单位也已采用了计算机辅助设计,这不仅把设计人员从繁杂的手工计算过程中解脱出来,加快了设计进度,更主要的是提高了设计质量。今后,随着给水排水工程计算机软件的进一步开发和应用,排水管道工程的设计计算将会更快更好。

污水、雨水管道水力计算程序是在完成污水、雨水管道系统定线的基础上进行设计的,现将计算程序设计中的有关问题简述如下:

3.5.1 污水管道设计程序

1. 主要计算公式

(1) 流量计算

- 1) 比流量 $q_0 = \frac{b \cdot p}{86400}$
- 2) 本段平均流量 $q_1 = q_0 F$
- 3) 合计平均流量 $q = q_1 + q_2$
- 4) 总变化系数 $K_Z = 2.75/q^{0.112}$
- 5) 生活污水设计流量 $Q_1 = qK_Z$
- 6) 管段污水设计流量 $Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$

(2) 水力计算

- 1) 设计流速 $v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$
- 2) 充满度 $h/D = f(\theta)$, 见图 3-26
- 3) 水力半径 $R = \frac{D}{4} (1 - \sin\theta/\theta)$
- 4) 水力坡度 $I = \left[\frac{v \cdot n}{R^{\frac{2}{3}}} \right]^2$
- 5) 水面与管中心夹角 $\theta = f(Q, D, v, \theta)$

$$\theta = \frac{8Q}{D^2 v} + \sin\theta$$

$$\text{或 } \theta = f(Q, D, I, \theta) = \frac{8nQ}{R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} D^2} + \sin\theta$$

θ 以弧度计。

(3) 高程计算

- 1) 地面坡度 $i = \frac{h_1 - h_2}{L}$
- 2) 管段起端管内底标高 $h_3 = h_1 - H_1$
- 3) 管段终端管内底标高 $h_4 = h_3 - iL$
- 4) 管段起端水面标高 $h_5 = h_3 + h$
- 5) 管段终端水面标高 $h_6 = h_4 + h$
- 6) 管段起端管顶标高 $h_7 = h_3 + D$
- 7) 管段终端管顶标高 $h_8 = h_4 + D$
- 8) 管段起端埋深 $H_1 = h_1 - h_3$
- 9) 管段终端埋深 $H_2 = h_2 - h_4$

式中 b ——人口密度 (cap/ha);

P ——居住区生活污水定额 (L/cap·d);

F ——本管段服务的排水面积 (ha);

q_2 ——本段转输平均流量 (L/s);

Q_2 ——本段集中污水设计流量 (L/s);

Q_3 ——本段转输集中污水设计流量 (L/s);

n ——管壁粗糙系数;

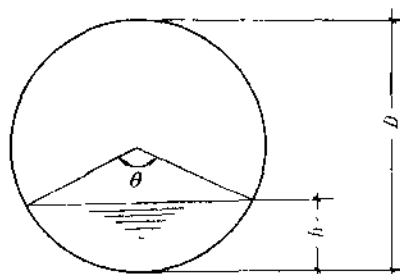


图 3-26 h/D 与 θ 关系

D ——管径(m);
 L ——管段长度(m);
 HL ——管段起端至终端的降落量(m);
 h ——水深($h/D \times D$)(m);
 h_1 ——管段起端地面标高(m);
 h_2 ——管段终端地面标高(m)。

2. 约束条件

在污水管道水力计算过程中,可能涉及到的约束条件可归纳为以下几方面:

(1) 管径 D

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:街区或厂区内为 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。

(2) 流量 Q

在计算中确定管径时,应避免小流量选大管径,故应明确各种管径对应最小流速(最小充满度)时所通过的流量为最小流量,见表 3-21。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 12.5L/s 时,其管径只能选 200mm。

$D-Q_{\min}$ 的关系

表 3-21

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	12.50	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

(3) 充满度 h/D

为适应污水流量的变化及利于管道通风,污水管道按部分满流计算。各种管径相应的最大设计充满度的规定见表 2-8,这为设计确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,可以最佳地确定管径,达到优化的目的。

(4) 流速 v

管段的设计流速介于最小流速(0.6m/s)和最大流速(金属管 10m/s,非金属管 5m/s)之间。不同管径的圆形钢筋混凝土管,在相应的最大充满度下的最大流速是不同的,见表 3-22。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。

$D-v_{\max}$ 的关系

表 3-22

D (mm)	$v_{\max}$ (m/s)	D (mm)	$v_{\max}$ (m/s)	D (mm)	$v_{\max}$ (m/s)	D (mm)	$v_{\max}$ (m/s)
200	3.19	500	3.46	1000	4.54	2000	4.97
250	3.09	600	3.57	1200	4.87	2200	4.95
300	2.95	700	3.96	1400	4.92	2400	4.99
350	3.48	800	4.33	1600	4.81	2600	4.90
400	3.78						
450	4.09	900	4.68	1800	4.99		

(5) 坡度 I

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,见表 3-23。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。最大设计坡度应为各种管径的管道,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 3-24。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。

$D-I_{\min}$ 的关系

表 3-23

D (mm)	$I_{\min}$ (‰)	D (mm)	$I_{\min}$ (‰)	D (mm)	$I_{\min}$ (‰)
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		

$D-I_{\max}$ 的关系

表 3-24

D (mm)	$I_{\max}$ (‰)	D (mm)	$I_{\max}$ (‰)	D (mm)	$I_{\max}$ (‰)
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		

(6) 连接方式

污水管道在检查处的连接方式,一般有水面平接和管顶平接两种方式。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,

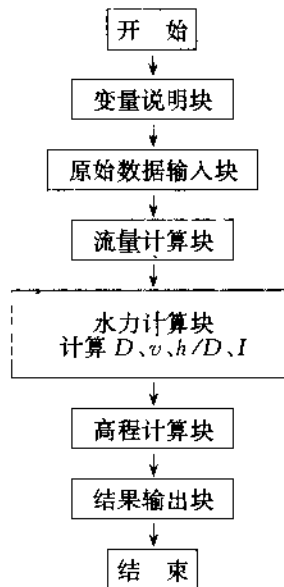
且应尽量减少下游管段的埋深,这在高程计算部分是重要的约束条件之一。

(7)埋深 H

有关埋深的约束可从三方面考虑。1)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。2)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。3)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。

由于污水管道水力计算涉及的影响因素多,因而程序设计的约束条件亦多,而有些约束条件之间是相互制约的。如流速—坡度—管径之间的关系是,流速与坡度成正比,在流量一定时,流速则与管径成反比,因而如何协调三者之间的关系而做到优选管径,在程序设计中是必须考虑的。又充满度与流速之间也是相互制约的,流速增加,充满度减少,反之亦然。因此,如何优选流速、充满度满足约束条件的要求,达到优化设计的目的也是必须考虑的。再管径—设计坡度—充满度也是一组相互制约的关系。在流量一定时,管径增加,坡度减小,充满度亦减小;在相同管径下,坡度减小,充满度则增大;在相同坡度下,管径增加,充满度减小。在设计和应用程序时,若最小充满度、最大坡度、最小坡度设置不当,就可能在试运行程序中出现死循环。综上所述,在研制和应用污水管道水力计算程序时,应充分理解约束条件之间的相互制约关系。

根据以上的思路,我校用 FORTRAN—77 语言编制了污水管道水力计算程序 WSP。程序框图如下:



采用与第2章污水管道设计计算例题相同的设计资料数据,在 SIEMENS 7570c 计算机上使用 WSP 程序进行计算,打印出的污水主干管水力计算结果见表 3-25。由于 h/D 、 I 、 v 、 D 优化结果,各管段的埋深均比表 2-13 有所减少,最末点的埋深减少近 50cm,这对降低工程造价是很有意义的。

表 3-25 中各符号含义说明如下:

污水主干管水力计算表(用 WSP 计算程序)

表 3-25

PN	FF(N) (ha)	QO(N) (L/(s·ha))	QB(N) (L/s)	QW(N) (L/s)	QI(N) (L/s)
1	0.0000	0.4860	0.0000	0.0000	0.0000
2	12.2400	0.4860	5.9486	0.0000	5.9486
3	2.0400	0.4860	0.9914	5.9486	6.9401
4	16.1400	0.4860	7.8440	6.9401	14.7841
5	0.0000	0.4860	0.0000	14.7841	14.7841
6	19.4400	0.4860	9.4478	14.7841	24.2316
PN	KZ(N) (L/s)	QK(N) (L/s)	QZ(N) (L/s)	QJ(N) (L/s)	r(N)
1	0.0000	0.0000	25.0000	0.0000	0.0009
2	2.2522	13.3972	0.0000	25.0000	0.0002
3	2.2136	15.3626	0.0000	25.0000	0.0003
4	2.0338	30.0684	7.0000	25.0000	0.0005
5	2.0338	30.0664	6.0000	32.0000	0.0004
6	1.9243	46.6304	0.0000	38.0000	0.0004
PN	L(N) (m)	QS(N) (L/s)	D(N) (m)	I(N)	LK(N) (m)
1	110.0000	25.0000	0.3000	0.0025	0.0000
2	250.0000	38.3972	0.3500	0.0021	0.0000
3	170.0000	40.3626	0.3500	0.0021	0.0000
4	220.0000	62.0684	0.4000	0.0021	0.0000
5	240.0000	68.0684	0.4500	0.0021	0.0000
6	240.0000	84.6304	0.4500	0.0021	0.0000
PN	(V(J) (m/s)	HD(J)	HH(J) (m)	HL(J) (m)	Z(N)
1	0.6582	0.5300	0.1590	0.2805	0.0000
2	0.6800	0.5686	0.1990	0.5250	0.0000
3	0.6878	0.5870	0.2055	0.3570	0.0000
4	0.7641	0.6165	0.2466	0.4620	0.0000
5	0.7859	0.5358	0.2411	0.5040	0.0000
6	0.8258	0.6143	0.2767	0.5040	0.0000
PN	H(N,1) (m)	H(N,2) (m)	HS(N,1) (m)	HS(N,2) (m)	LL(N) (m)
1	86.2000	86.1000	84.3590	84.0785	0.0000
2	86.1000	86.0500	84.0685	83.5435	0.0000
3	86.0500	86.0000	83.5435	83.1865	0.0000
4	86.0000	85.9000	83.1776	82.7156	0.0000
5	85.9000	85.8000	82.6601	82.1561	0.0000
6	85.8000	85.7000	82.1561	81.6520	0.0000
PN	HG(J,1) (m)	HG(J,2) (m)	HM(J,1) (m)	HM(J,2) (m)	MM(N)
1	84.2000	83.9195	2.0000	2.1805	0.0000
2	83.8695	83.3445	2.2305	2.7055	0.0000
3	83.3380	82.9810	2.7120	3.0190	0.0000
4	82.9310	82.4690	3.0690	3.4310	0.0000
5	82.4190	81.9149	3.4810	3.8851	0.0000
6	81.8794	81.3754	3.9206	4.3246	0.0000

PN ——管段编号;
 FF ——本段服务的排水面积(ha);
 $QO(N)$ ——比流量(L/(s·ha));
 $QB(N)$ ——本段平均流量(L/s);
 $QW(N)$ ——本段转输平均流量(L/s);
 $QI(N)$ ——本段合计平均流量(L/s);
 $KZ(N)$ ——总变化系数;
 $QK(N)$ ——本段生活污水设计流量(L/s);
 $QZ(N)$ ——本段集中流量(L/s);
 $QJ(N)$ ——本段转输集中流量(L/s);
 $I(N)$ ——水力坡度;
 $L(N)$ ——管段长度(m);
 $D(N)$ ——管径(m);
 $i(N)$ ——地面坡度;
 $QS(N)$ ——设计流量(L/s);
 $LK(N)$ ——管段起端至第一个跌水井的距离(m);
 $V(J)$ ——设计流速(m/s);
 $HD(J)$ ——充满度;
 $HH(J)$ ——水深(m);
 $HL(J)$ ——管段起端至终端降落量(m);
 $Z(N)$ ——泵站数;
 $H(N,1)$ 、 $H(N,2)$ ——管段上、下端地面标高(m);
 $HS(N,1)$ 、 $HS(N,2)$ ——管段上、下端水面标高(m);
 $LL(N)$ ——第一个跌水井至管段终端的跌水井之间的距离(m);
 $HG(J,1)$ 、 $HG(J,2)$ ——管段上、下端管底标高(m);
 $HM(J,1)$ 、 $HM(J,2)$ ——管段上、下端埋深(m);
 $MM(N)$ ——跌水井的数量。

3.5.2 雨水管道设计程序

1. 主要计算公式

$$(1) \text{暴雨强度 } q = \frac{167A(1 + c \lg P)}{(t_1 + mt_2 + b)^n}$$

$$(2) \text{雨水设计流量 } Q = \Psi q F$$

$$(3) \text{管内雨水流行时间 } t_2 = \sum \frac{L}{60v}$$

$$(4) \text{雨水在管内的设计流速 } v = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

公式中符号含义在前面已有介绍,不再重述。其中 A 、 c 、 b 、 n 为已知。设计重现期 P , 地面集水时间 t_1 , 折减系数 m 可根据设计地区的具体条件确定。径流系数 Ψ 可计算或选用。 F 为管段服务的全部汇水面积。水力半径 $R = \frac{D}{4}$ 。

2. 约束条件

(1) 管径 D

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。

(2) 流量 Q

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。

(3) 充满度 h/D

设计充满度 $h/D=1$, 即按满流设计。

(4) 流速 v

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。

(5) 坡度 I

相应于最小管径 300mm 的最小设计坡度为 0.003。管径增大, 坡度相应减少。当管道坡度小于地面坡度时设跌水井。

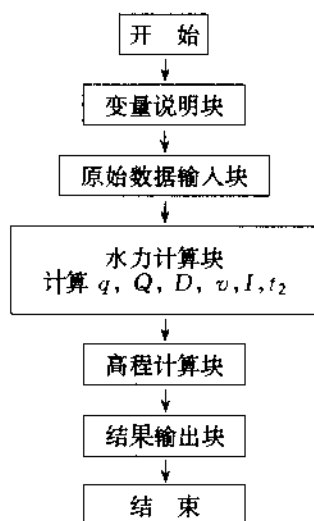
(6) 连接方式

采用管顶平连接。

(7) 埋深 H 。

规定同污水管道。

我校用 FORTRAN—77 语言编制的雨水管道水力计算程序 YSP 的框图如下:



采用本章第 3 节雨水管渠设计计算例题的设计数据, 用 YSP 程序在 SIEMENS 7570c 计算机上计算, 打印结果见表 3-26。

表中符号含义为:

FF ——设计管段的汇水总面积(ha);

$T3$ ——设计管段起端的集水时间(min);

QI ——相应于管段起端集水时间的设计暴雨强度($L/(s \cdot ha)$);

QS ——管段雨水设计流量(L/s);

$H(1)、H(2)$ ——管段起端、终端的地面标高(m);

$HG(1)、HG(2)$ ——管段起端、终端的管内底标高(m);

$HM(1)、HM(2)$ ——管段起端、终端的管底埋深(m);

$L、PN、D、I、v、HL、MM、LK、LL、Z$ 与表 3-29 中同一

符号的意义相同。

从表 3-26 看出, 电算法除计算精度高外, 在管段埋深基本与表 3-15 相近的情况下, 第 8、9 两个管段的管径却减少了 100mm。

雨水干管水力计算表(用 YSP 计算程序)

表 3-26

<i>PN</i>	<i>L</i> (m)	<i>FF</i> (ha)	<i>T3</i> (min)	<i>QI</i> (L/(s·ha))	<i>QS</i> (L/s)
1	150.0000	1.6900	10.0000	111.9361	94.5860
2	100.0000	4.0700	13.3214	80.3846	163.5826
3	100.0000	6.6700	15.3219	69.8806	233.0516
4	140.0000	10.7200	17.3439	62.2093	333.4417
5	100.0000	18.2400	20.0370	54.7200	499.0464
6	100.0000	20.1000	21.7157	51.0822	513.3760
7	120.0000	22.9400	25.3476	48.0811	551.4902
8	150.0000	29.8300	25.1705	45.2101	674.3083
9	120.0000	31.2200	27.5291	42.0744	656.7808
10	150.0000	39.1200	29.0597	40.3145	788.5522
11	150.0000	44.3100	31.0766	38.2593	847.6348

<i>PN</i>	<i>D</i> (m)	<i>I</i>	<i>V</i> (m/s)	<i>HL</i> (m)
1	0.4000	0.0021	0.7527	0.3085
2	0.5000	0.0019	0.8331	0.1872
3	0.6000	0.0014	0.8243	0.1437
4	0.7000	0.0013	0.8664	0.1810
5	0.8000	0.0014	0.9928	0.1421
6	0.8000	0.0015	1.0213	0.1504
7	0.8000	0.0017	1.0972	0.2083
8	0.8000	0.0014	1.0599	0.2077
9	0.8000	0.0025	1.3066	0.2954
10	0.9000	0.0019	1.2395	0.2840
11	0.9000	0.0022	1.3324	0.3282

<i>PN</i>	<i>H</i> (1) (m)	<i>H</i> (2) (m)	<i>HG</i> (1) (m)	<i>HG</i> (2) (m)	<i>HM</i> (1) (m)	<i>HM</i> (2) (m)
1	14.0300	14.0600	12.7300	12.4215	1.3000	1.6385
2	14.0600	14.0600	12.3215	12.1344	1.7385	1.9256
3	14.0600	14.0400	12.0344	11.8907	2.0256	2.1493
4	14.0400	13.6000	11.7907	11.6096	2.2493	1.9904
5	13.6000	13.6000	11.5096	11.3675	2.0904	2.2325
6	13.6000	13.6000	11.3675	11.2171	2.2325	2.3829
7	13.6000	13.6000	11.2171	11.0088	2.3829	2.5912
8	13.6000	13.5800	11.0083	10.8011	2.5912	2.7789
9	13.5800	13.5700	10.8011	10.5057	2.7789	3.0643
10	13.5700	13.5700	10.4057	10.1217	3.1643	3.4483
11	13.5700	13.5500	10.1217	9.7935	3.4483	3.7565

<i>PN</i>	<i>MM</i>	<i>LK</i> (m)	<i>LL</i> (m)	<i>Z</i>
1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

PN	MM	LK (m)	LL (m)	Z
6	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
7	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
8	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
9	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
11	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

思考题

1. 暴雨强度与最大平均暴雨强度的含义有何区别?
2. 暴雨强度公式是哪几个表示暴雨特征的因素之间关系的数学表达式? 推求暴雨强度公式有何意义? 我国常用的暴雨强度公式有哪些形式?
3. 计算雨水管渠的设计流量时, 应该用与哪个历时 t 相应的暴雨强度 q ? 为什么?
4. 试述地面集水时间的含义。一般应如何确定地面集水时间?
5. 为什么在地面坡度大于 0.03 地区的雨水管道计算设计流量时, 折减系数 m 不能采用 2 而只采用 1.2?
6. 设计降雨历时确定后, 设计暴雨强度 q 是否也就确定了? 为什么?
7. 进行雨水管道设计计算时, 在什么情况下会出现下游管段的设计流量小于上一管段设计流量的现象? 若出现应如何处理?
8. 雨水管渠平面布置与污水管道平面布置相比有何特点?
9. 从表 2-9 可看出, 圆形管道的最大流速和最大流量均不是在 $h/D=1$ 时出现? 那为什么圆形断面的雨水管道要按 $h/D=1$ 设计呢?
10. 排洪沟的设计标准为什么比雨水管渠的设计标准高得多?

习题

1. 从某市一场暴雨自记雨量记录中求得 5、10、15、20、30、45、60、90、120min 的最大降雨量分别是 13、20.7、27.2、33.5、43.9、45.8、46.7、47.3、47.7mm。试计算各历时的最大平均暴雨强度 i (mm/min) 及 q (L/(s·ha)) 值。
2. 某地有 20 年自记雨量记录资料, 每年取 20min 暴雨强度值 4~8 个, 不论年次而按大小排列, 取前 100 项为统计资料。其中 $i_{20}=2.12$ mm/min 排在第 2 项, 试问该暴雨强度的重现期为多少年? 如果雨水管渠设计中采用的设计重现期分别为 2a、1a、0.5a 的 20min 的暴雨强度, 那么这些值应排列在第几项?
3. 北京市某小区面积共 22ha, 其中屋面面积占该区总面积的 30%, 沥青道路面积占 16%。级配碎石路面的面积占 12%, 非铺砌土路面占 4%, 绿地面积占 38%。试计算该区的平均径流系数。当采用设计重现期为 $P=5a$ 、2a、1a 及 0.5a 时, 试计算: 设计降雨历时 $t=20$ min 时的雨水设计流量各是多少?
4. 雨水管道平面布置如图 3-27 所示。图中各设计管段的本段汇水面积标注在图上, 单位以 ha 计, 假定设计流量均从管段起点进入。已知当重现期 $P=1a$ 时, 暴雨强度公式为:

$$i = \frac{20.154}{(t + 18.768)^{0.784}} \text{ (mm/min)}$$

经计算,径流系数 $\Psi=0.6$ 。取地面集水时间 $t_1=10\text{min}$,折减系数 $m=2$ 。各管段的长度以 m 计,管内流速以 m/s 计。数据如下: $L_{1-2}=120, L_{2-3}=130, L_{4-3}=200, L_{3-5}=200; v_{1-2}=1.0, v_{2-3}=1.2, v_{4-3}=0.85, v_{3-5}=1.2$ 。

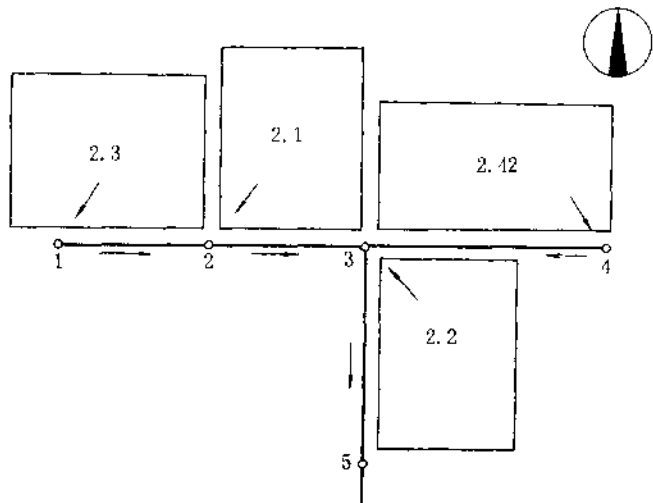


图 3-27 雨水管道平面布置

试求各管段的雨水设计流量为多少 L/s ? (计算至小数后一位)

5. 试进行某研究所西南区雨水管道(包括生产废水在内)的设计和计算。并绘制该区的雨水管道平面图及纵剖面图。

已知条件如下:

- (1) 如图 3-28 所示该区总平面图;
- (2) 当地暴雨强度公式为:

$$q = \frac{700(1+0.81gP)}{t^{0.5}} \quad (\text{L}/(\text{s}\cdot\text{ha}))$$
- (3) 采用设计重现期 $P=1\text{a}$, 地面集水时间 $t_1=10\text{min}$;
- (4) 厂区道路主干道宽 6m , 支干道宽 3.5m , 均为沥青路面;
- (5) 各试验室生产废水量见表 3-27, 排水管出口位置见图 3-28;

各车间生产废水量表

表 3-27

试验室名称	废水量 (L/s)	试验室名称	废水量 (L/s)
A 试验室	2.5	南试验楼	
B 试验室		y530 出口	8
y443 出口	5	y515 出口	3
y463 出口	10	D 试验室	
y481 出口	5	y406 出口	15
C 试验室	6.5	y396 出口	2.5

(6) 生产废水允许直接排入雨水管道, 各车间生产废水管出口埋深均为 1.50m (指室内地面至管内底的高度);

(7) 厂区内各车间及试验室均无室内雨水道。

(8) 厂区地质条件良好。冰冻深度较小, 可不予考虑。

(9) 厂区雨水出口接入城市雨水道, 接管点位置在厂南面, 坐标为 $x=722.50, y=520.00$, 城市雨水道为砖砌拱形方沟, 沟宽 1.2m , 沟高(至拱内顶) 1.8m , 该点处的沟内底标高为 37.70m , 地面标高为 41.10m 。

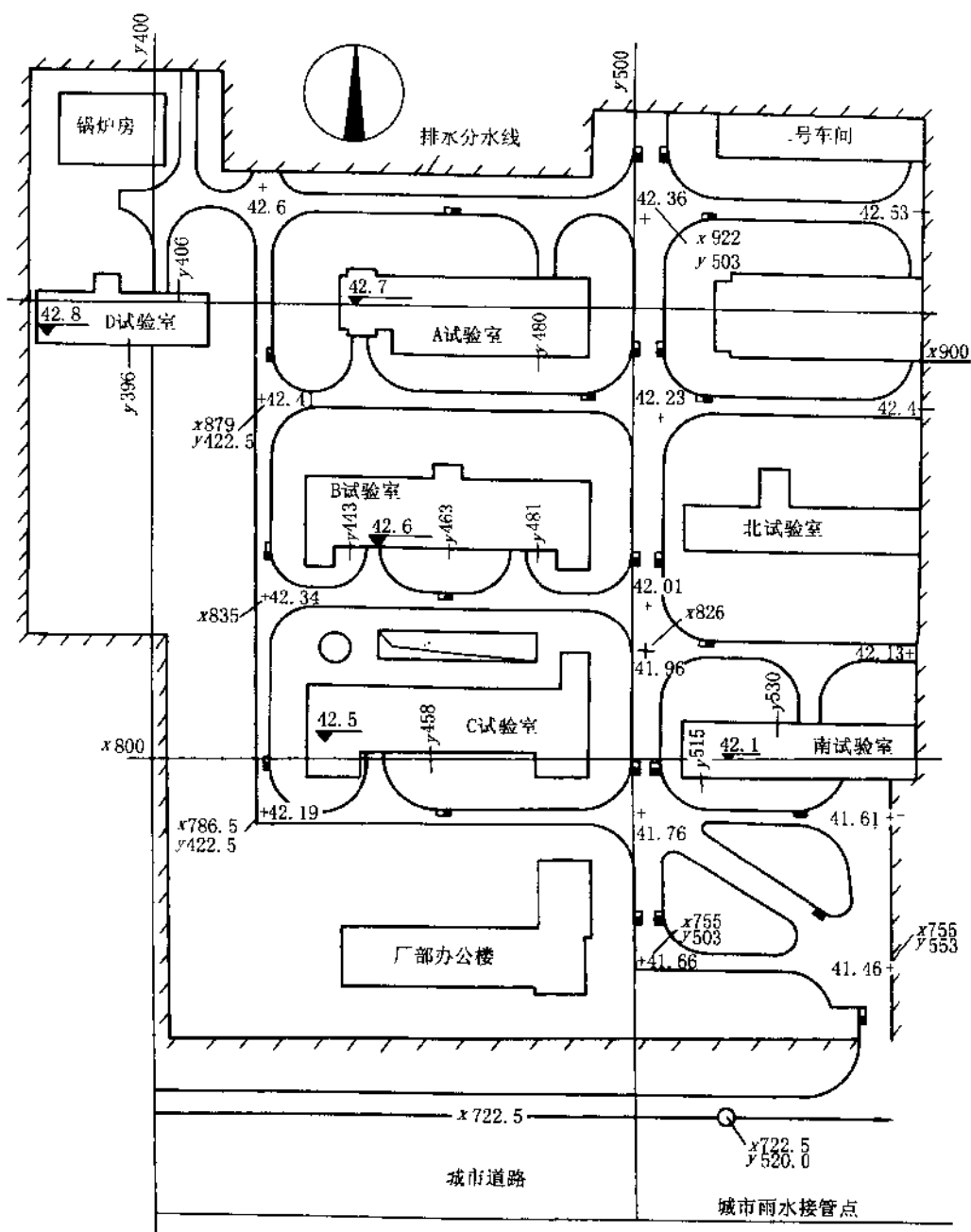


图 3-28 某研究所西南区总平面 (单位,m)

第4章 合流制管渠系统的设计

第1节 合流制管渠系统的使用条件和布置特点

合流制管渠系统是在同一管渠内排除生活污水、工业废水及雨水的管渠系统。常用的有截流式合流制管渠系统,它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处理厂处理。雨天时,随着雨水量的增加,截流管以满流将生活污水、工业废水和雨水的混合污水送往污水处理厂处理。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。当降雨时间继续延长时,由于降雨强度的减弱,雨水溢流井处的流量减少,溢流量减小。最后,混合污水量又重新等于或小于截流管的设计输水能力,溢流停止。

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。在暴雨天,有一部分带有生活污水和工业废水的混合污水溢入水体,使水体受到一定程度的污染。我国及其它某些国家,由于合流制排水管渠的过水断面很大,晴天流量很小,流速很低,往往在管底造成淤积,降雨时雨水将沉积在管底的大量污物冲刷起来带入水体,形成污染。因此,排水体制的选择,应根据城镇和工业企业的规划、环境保护要求、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,通过经济技术比较,综合考虑确定。一般地说,在下述情形下可考虑采用合流制:

1. 排水区域内有一处或多处水源充沛的水体,其流量和流速都足够大,一定量的混合污水排入后对水体造成的污染危害程度在允许的范围以内。
2. 街坊和街道的建设比较完善,必须采用暗管渠排除雨水,而街道横断面又较窄,管渠的设置位置受到限制时,可考虑选用合流制。
3. 地面有一定的坡度倾向水体,当水体高水位时,岸边不受淹没。污水在中途不需要泵汲。

显然,上述条件的第一条是主要的,也就是说,在采用合流制管渠系统时,首先应满足环境保护的要求,即保证水体所受的污染程度在允许的范围内,只有在这种情况下才可根据地城市建设及地形条件合理地选用合流制管渠系统。

当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坡向水体。
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,减小截流干

管的尺寸和缩短排放渠道的长度。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,这可使混合污水及早溢入水体,降低截流干管下游的设计流量。但是,溢流井过多,会增加溢流井和排放渠道的造价,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,我国许多城市的旧市区多采用合流制,而在新建区和工矿区则一般多采用分流制,特别是当生产污水中含有毒物质,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。

第 2 节 合流制排水管渠的设计流量

截流式合流制排水管渠的设计流量,在溢流井上游和下游是不同的。现分述如下:

4.2.1 第一个溢流井上游管渠的设计流量

如图 4-1 所示,第一个溢流井上游管渠(1~2 管段)的设计流量为生活污水设计流量(Q_s)、工业废水设计流量(Q_i)与雨水设计流量(Q_r)之和

$$Q = Q_s + Q_i + Q_r \tag{4-1}$$

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的决定。即使生活污水量和工业废水量较大,也没有必要把 3 部分设计流量之和作为合流管渠的设计流量,因为这 3 部分设计流量同时发生的可能性很小。所以,一般以雨水

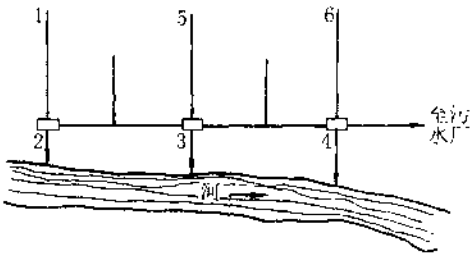


图 4-1 设有溢流井合流管渠

的设计流量(Q_r)、生活污水的平均流量(Q_s)、工业废水最大班的平均流量(Q_i)之和作为合流管渠的设计流量^①,即

$$Q = Q_s + Q_i + Q_r \tag{4-2}$$

这里,生活污水的平均流量是指对于居住区而言,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(4-2)中, $Q_s + Q_i$ 为晴天的设计流量,它有时称旱流流量 Q_f ,由于 Q_i 相对较小,因此按该式 Q 计算所得的管径、坡度和流速,应用晴天的旱流流量 Q_f 进行校核,检查管道

① 在要求高的场合, Q_s 和 Q_i 可分别取最大时生活污水量和最大生产班内的最大时工业废水量。

在输送旱流流量时是否满足不淤的最小流速要求。

4.2.2 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,通常按旱流流量 Q_f 的指定倍数计算,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 $n_0 Q_f$,则超过的水量由溢流井溢出,并经排放渠道泄入水体。

这样,溢流井下游管渠(如图 4-1 中的 2-3 管段)的雨水设计流量即为:

$$Q_r = n_0(Q_s + Q_i) + Q_1 \quad (4-3)$$

式中 Q_1 ——溢流井下游排水面积上的雨水设计流量,按相当于此排水面积的集水时间计算面得。

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:

$$\begin{aligned} Q &= n_0(Q_s + Q_i) + Q_1 + Q_s + Q_i + Q_2 \\ &= (n_0 + 1)(Q_s + Q_i) + Q_1 + Q_2 \\ &= (n_0 + 1)Q_f + Q_1 + Q_2 \end{aligned} \quad (4-4)$$

式中 Q_2 ——溢流井下游排水面积上的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点,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。

第 3 节 合流制排水管渠的水力计算要点

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设计相同。合流制排水管渠的水力计算内容包括:

1. 溢流井上游合流管渠的计算;
2. 截流干管和溢流井的计算;
3. 晴天旱流情况校核。

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情况雨水管渠的设计重现期适当提高,有人认为可提高 10%~25%,因为虽然合流管渠中混合废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,为了防止出现这种可能情况,合流管渠的设计重现期和允许的积水程度一般都需从严掌握。

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 倍,可按(4-4)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,会大大增加截流干管、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过大,给运转管理带来相当

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转管理,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 $n_0=3\sim5$;前苏联则按排放条件的不同来规定 n_0 值,如表 4-1 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 4-1
排 放 条 件		n_0
在居住区内排入大河流		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

溢流井是截流干管上最重要的构筑物。最简单的溢流井是在井中设置截流槽,槽顶与截流干管的管顶相平,如图 4-2 所示。也可采用溢流堰式或跳越堰式的溢流井,其构造分别如图 4-3、图 4-4 所示。

在溢流堰式溢流井中,溢流堰设在截流管的侧面。当溢流堰的堰顶线与截流干管中心

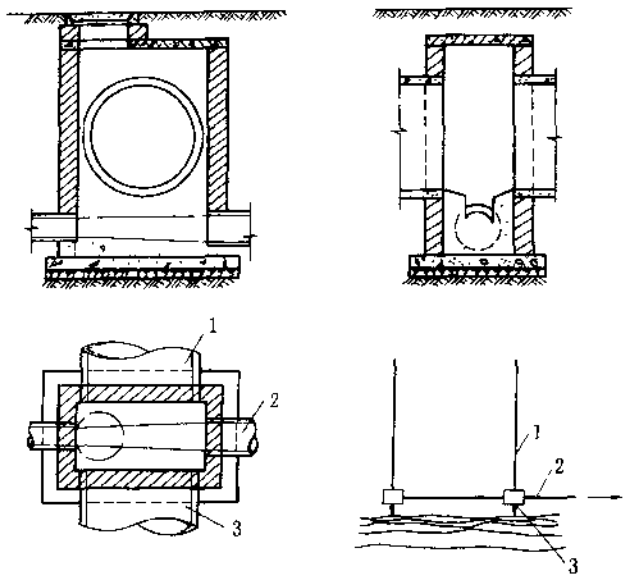


图 4-2 截流槽式溢流井
1—合流管渠;2—截流干管;3—排出管渠

线平行时,可采用下列公式计算: $Q = M \sqrt{l^{2.5} \cdot h^{5.0}}$ (4-5)

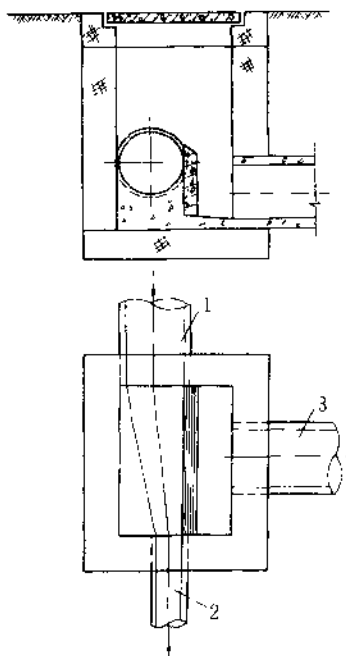


图 4-3 溢流堰式溢流井

1—合流管道;2—截流干管;3—排出管道

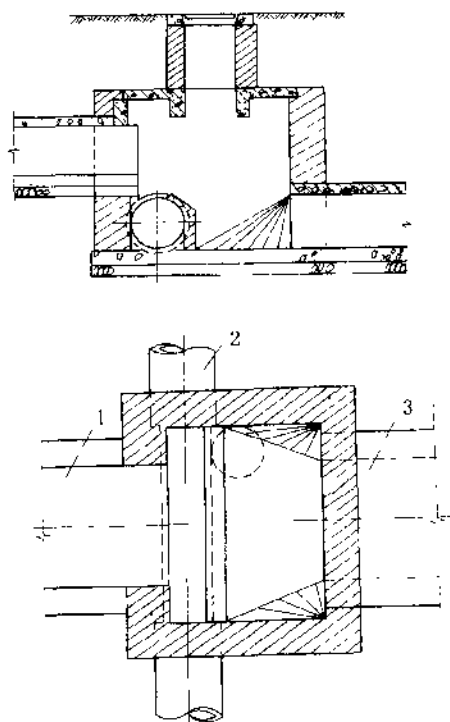


图 4-4 跳越堰式溢流井

1—合流管渠;2—截流干管;3—排出管渠

式中 Q ——溢流堰溢出流量(m^3/s);

l ——堰长(m);

h ——溢流堰末端堰顶以上水层高度(m);

M ——溢流堰流量系数,薄壁堰一般可采用 2.2。

在跳越堰式的溢流井中,通常根据射流抛物线的方程式,计算出溢流井工作室中隔墙的高度与距进水合流管渠出口的距离。如图 4-5 所示,射流抛物线外曲线方程式为:

$$x_1 = 0.36v^{2/3} + 0.6y_1^{4/7} \quad (4-6)$$

射流抛物线内曲线方程式为:

$$x_2 = 0.18v^{4/7} + 0.74y_2^{3/4} \quad (4-7)$$

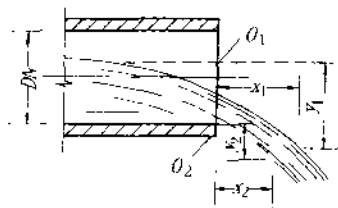


图 4-5 跳越堰计算草图

Q_1 —外曲线坐标原点;

Q_2 —内曲线坐标原点

式中 v ——进水合流管渠中的流速(m/s);

x_1, x_2 ——射流抛物线外、内曲线上任一点的横坐标(m);

y_1, y_2 ——射流抛物线外、内曲线上任一点的纵坐标(m)。

(4-6)、(4-7)式的适用条件是:(1)进水合流管渠的直径 $D_g \leq 3\text{m}$ 、坡度 $i < 0.025$ 、流速 $v = 0.3 \sim 3.0\text{m/s}$;(2)当进水

合流管渠仅通过旱流流量时,水流深度小于 0.35m;(3)内曲线纵坐标为 0.15~1.5m,外曲线纵坐标小于 1.5m。

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,特别是在上游管段,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,利用雨天流量刷洗管渠,以防淤塞。

第 4 节 合流制排水管渠的水力计算示例

图 4-6 系某市一个区域的截流式合流干管的计算平面图。其计算原始数据如下:

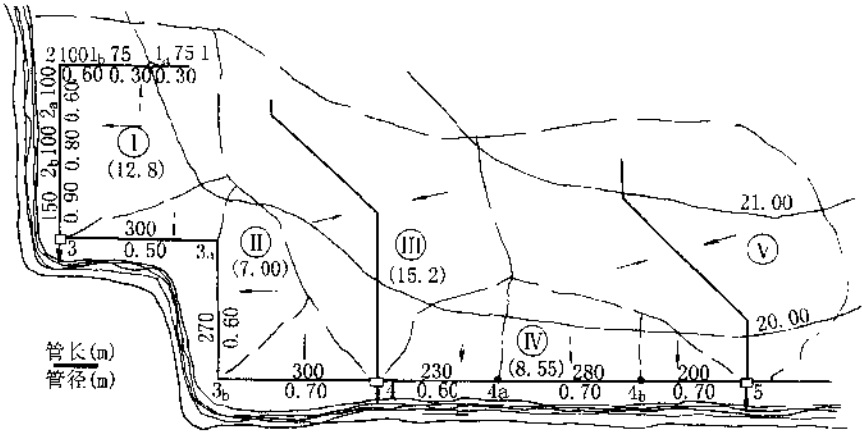


图 4-6 某市一个区域的截流式合流干管计算平面图

1. 设计雨水量计算公式

该市的暴雨强度公式为:

$$q = \frac{167(47.17 + 41.66 \lg P)}{t + 33 + 9 \lg(P - 0.4)}$$

式中 P ——设计重现期,采用 1a;

t ——集水时间,地面集水时间按 10min 计算,管内流行时间为 t_2 ,则 $t = 10 + 2t_2$ 。

该设计区域平均径流系数经计算为 0.45,则设计雨水量为:

$$Q_r = \frac{167 \times (47.17 + 41.66 \lg 1) \times 0.45}{10 + 2 \sum t_2 + 33 + 9 \lg(1 - 0.4)} \cdot F = \frac{3544.8}{41.003 + 2 \sum t_2} \cdot F \quad (\text{L/s})$$

式中 F ——设计排水面积(ha)。

当 $\sum t_2 = 0$ 时,单位面积的径流量 $q_v = 87.5 \text{ L}/(\text{s} \cdot \text{ha})$ 。

2. 设计人口密度按 200cap/ha 计算,生活污水量标准按 100L/(人·d)计,故生活污水比流量为

$$q_s = 0.231 \text{ L}/(\text{s} \cdot \text{ha})$$

3. 截流干管的截流倍数 n_0 采用 3。

4. 街道管网起点埋深 1.70m。

5. 河流最高月平均洪水位为 12.00m。

计算时,先划分各设计管段及其排水面积,计算每块面积的大小,如图 4-6 中括号内所示数据;再计算设计流量,包括雨水量、生活污水量及工业废水量;然后根据设计流量查水力计算表(满流)得出设计管径和坡度,本例中采用的管道粗糙系数 $n = 0.013$;最后校核旱流情况。

表 4-2 系管段 1~5 的水力计算结果。现对其中部分计算说明如下:

管段 编号	管长 (m)	排水面积 (ha)			管内流行时间 (min)		设计流量(L/s)					设计 管径 (mm)	设计 坡度	管道 坡降 (m)
		本段	转输	总计	累计 Σt_2	本段 t_2	雨水	生活 污水	工业 废水	溢流井 转输水量	总计			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1~1 _a	75	0.60		0.60	0	1.67	52.4	0.14	1.5		52.4	300	0.0028	0.21
1 _a ~1 _b	75	1.40	0.60	2.00	1.67	1.54	162	0.46	3.1		162	500	0.0017	0.13
1 _b ~2	100	1.80	2.00	3.80	3.21	1.65	288	0.88	6.4		288	600	0.0021	0.21
2~2 _a	80	0.70	3.80	4.50	4.86	1.16	318	1.04	8.5		327.54	600	0.0027	0.22
2 _a ~2 _b	120	4.50	4.50	9.00	6.02	1.60	610	2.08	14.5		626.58	800	0.0022	0.26
2 _b ~3	150	3.80	9.00	12.80	7.62	1.90	817	2.97	18.5		838.47	900	0.0021	0.31
3~3 _a	300	2.00		2.00	0	5.25	175	0.46	0.18	85.88	260.88	600	0.0018	0.54
3 _a ~3 _b	270	2.80	2.00	4.80	5.25	3.92	368	1.15	0.43	85.88	455.46	700	0.0022	0.59
3 _b ~4	300	2.20	4.80	7.00	9.17	3.95	422	1.61	0.61	85.88	515.59	700	0.0027	0.81
4~4 _a	230	2.95		2.95	0	3.06	259	0.46	0.13	123.16	382.16	700	0.0025	0.57
4 _a ~4 _b	280	3.10	2.95	6.05	3.06	4.00	460	1.38	0.28	123.16	584.82	800	0.0018	0.51
4 _b ~5	200	2.50	6.05	8.55	7.06	2.25	620	1.98	0.40	123.16	745.54	800	0.0029	0.58

管段 编号	设计 流速 (m/s)	设计管 道输水 能力 (L/s)	地面标高 (m)		管内底标高 (m)		埋深(m)		旱流校核			备注
			起点	终点	起点	终点	起点	终点	旱流流量 (L/s)	充满度	流速 (m/s)	
1	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
1~1 _a	0.75	53	20.20	20.00	18.50	18.29	1.70	1.71	1.64			3点设溢流井
1 _a ~1 _b	0.81	165	20.00	19.80	18.09	17.96	1.91	1.84	3.56			
1 _b ~2	1.01	290	19.80	19.55	17.86	17.65	1.94	1.90	7.28			
2~2 _a	1.15	330	19.55	19.55	17.65	17.43	1.90	2.12	9.54	0.12	0.52	
2 _a ~2 _b	1.23	630	19.55	19.50	17.23	16.97	2.32	2.53	16.58	0.11	0.52	
2 _b ~3	1.32	840	19.50	19.45	16.87	16.56	2.63	2.89	21.47	0.11	0.54	4点设溢流井 7~4管段转输 $q_s = 7.10 \text{ L/s}$
3~3 _a	0.95	262	19.45	19.50	16.56	16.02	2.89	3.48	22.11	0.23	0.62	
3 _a ~3 _b	1.15	460	19.50	19.45	15.92	15.33	3.58	4.12	22.97	0.18	0.66	
3 _b ~4	1.27	515	19.45	19.45	15.33	14.52	4.12	4.93	23.69	0.16	0.59	
4~4 _a	1.25	385	19.45	19.45	14.52	13.95	4.93	5.50	31.50	0.24	0.61	
4 _a ~4 _b	1.17	600	19.45	19.50	13.85	13.34	5.60	6.16	32.39	0.21	0.62	
4 _b ~5	1.48	750	19.50	19.50	13.34	12.76	6.16	6.74	33.11	0.19	0.68	

1. 为简化计算,有些管段如 1~2、3~3_a、4~4_a 的生活污水量及工业废水量未计入总设计流量,因为其数值太小,不影响设计管径及坡度的确定。

2. 表中第 17 项设计管道输水能力系设计管径在设计坡度条件下的实际输水能力,该值应接近或略大于第 12 项的设计总流量。

3. 1~2 管段因早流流量太小,未进行早流校核,在施工设计时或在养护管理中应采取适当措施防止淤塞。

4. 3 点及 4 点均设有溢流井。

对于 3 点而言,由 1~3 管段流来的早流流量为 21.47L/s。在截流倍数 $n_0=3$ 时,溢流井转输的雨水量为

$$Q_r = n_0 \cdot Q_f = 3 \times 21.47 = 64.41(\text{L/s})$$

经溢流井转输的总设计流量为

$$Q = Q_r + Q_f = (n_0 + 1)Q_f = (3 + 1) \times 21.47 = 85.88(\text{L/s})$$

经溢流井溢流入河道的混合废水量为

$$Q_0 = 838.47 - 85.88 = 752.59(\text{L/s})$$

对于 4 点而言,由 3~4 管段流来的早流流量为 23.69L/s;由 7~4 管段流来的总设计流量为 713.10L/s,其中早流流量为 7.10L/s。故到达 4 点的总早流流量为

$$Q_f = 23.69 + 7.10 = 30.79(\text{L/s})$$

经溢流井转输的雨水量为

$$Q_r = n_0 \cdot Q_f = 3 \times 30.79 = 92.37(\text{L/s})$$

经溢流井转输的总设计流量为

$$Q = Q_r + Q_f = (n_0 + 1)Q_f = (3 + 1) \times 30.79 = 123.16(\text{L/s})$$

经溢流井溢入河道的混合污水量为

$$Q_0 = 515.59 + 713.10 - 123.16 = 1105.53(\text{L/s})$$

5. 截流管 3~3_a、4~4_a 的设计流量分别为

$$\begin{aligned} Q_{(3 \sim 3a)} &= (n_0 + 1)Q_f + Q_{r(3 \sim 3a)} + Q_{s(3 \sim 3a)} + Q_{i(3 \sim 3a)} \\ &= 85.88 + 175 + 0.46 + 0.18 \approx 260.88(\text{L/s}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{(4 \sim 4a)} &= (n_0 + 1)Q_f + Q_{r(4 \sim 4a)} + Q_{s(4 \sim 4a)} + Q_{i(4 \sim 4a)} \\ &= 123.16 + 259 + 0.64 + 0.13 \approx 382.16(\text{L/s}) \end{aligned}$$

因为两管段的 Q_s 及 Q_i 相对较小,计算中都忽略未计。

6. 3 点和 4 点溢流井的堰顶标高按设计计算分别为 17.16m 和 15.22m,均高于河流最高月平均洪水位 12.00m,故河水不会倒流。

第 5 节 城市旧合流制排水管渠系统的改造

城市排水管渠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制排水管渠系统。据有关资料介绍,日本有 70% 左右、英国 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。但随着工业与城市的进一步发展,直接排入水体的污水量迅速增加,势必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。

目前,对城市旧合流制排水管渠系统的改造,通常有如下几种途径:

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,因而是一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,所以污水厂的运转管理较易控制。通常,在具有下列条件时,可考虑将合流制改造为分流制:1)住房内部有完善的卫生设备,便于将生活污水与雨水分流;2)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,将生产废水接入城市雨水管渠系统,或可将其循环使用;3)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^①。

2. 保留合流制,修建合流管渠截流管

由于将合流制改为分流制往往因投资大、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旱流污水,而且夹带有晴天沉积在管底的污物。据调查,1953 年~1954 年,由伦敦溢流入泰晤士河的混合污水的 5 日生化需氧量浓度平均竟高达 221mg/L,而进入污水厂的污水的 5 日生化需氧量也只有 239~281mg/L^②。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。

3. 对溢流的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,较能彻底解决溢流混合污水对水体的污染。

4. 对溢流的混合污水量进行控制

为减少溢流的混合污水对水体的污染,在土壤有足够渗透性且地下水位较低(至少低于排水管底标高)的地区,可采用提高地表持水能力和地表渗透能力的措施来减少暴雨径流,

① 《芝加哥城市污水处理情况》,上海科学技术情报研究所。

② 《国外城市下水道体制概况》,上海科学技术情报研究所。

从而降低溢流的混合污水量。例如,采用透水性路面或没有细料的沥青混合料路面,据美国的研究结果,这样可削减高峰径流量的 83%,且载重运输工具或冰冻不会破坏透水性路面的完整结构,但需定期清理路面以防阻塞。也可采用屋面、街道、停车场或公园里为限制暴雨进入管道的暂时性连续蓄水塘等表面蓄水措施,还可将这些表面的蓄水引入干井或渗透沟来削减高峰径流量。

应当指出,城市旧合流制排水管渠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渠系统在随城市发展而进行修建的过程中,管渠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渠系统的不合理性。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渠,这就给城市旧排水管渠系统的改造更增加了不少困难。因此,城市旧排水管渠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。

前已述及,一个城市根据不同的情况可能采用不同的排水体制。这样,在一个城市中就可能存在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入水体时,两种管渠系统之间就必

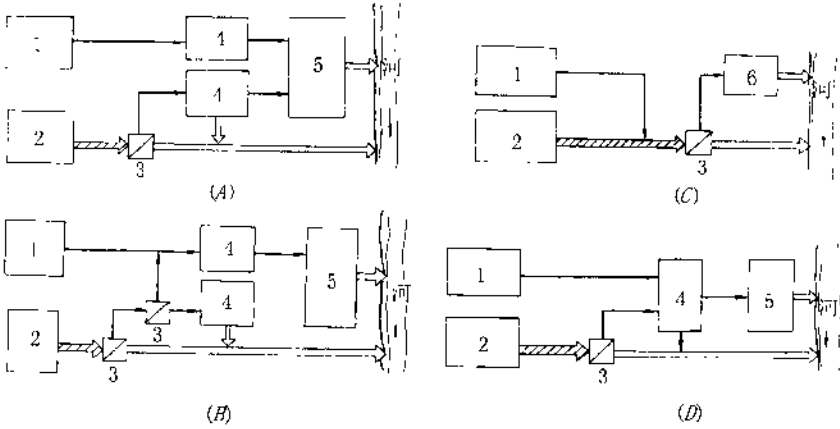


图 4-7 合流制与分流制管渠排水系统的连接方式

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

须采用图 4-7 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渠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。

思考题

- 1. 试比较分流制与合流制的优缺点。
- 2. 你认为小区排水系统宜采用分流制还是合流制? 为什么?

习题

某市一工业区拟采用合流管渠系统,其管渠平面布置如图 4-8 所示,各设计管段的管长和排水面积、工业废水量如表 4-3 所示。

设计管段的管长和排水面积、工业废水量 表 4-3

管段编号	管长(m)	排水面积 (10 ⁴ m ²)				本段工业 废水流量 (L/s)	备 注
		面积编号	本段面积	转输面积	合 计		
1~2	85	I	1.20			20	
2~3	128	II	1.79			10	
3~4	59	III	0.83			60	
4~5	138	IV	1.93			0	
5~6	165.5	V	2.12			35	

其它的原始资料如下:

1. 设计雨水量计算公式

暴雨强度公式为

$$q = \frac{10020(1 + 0.56\lg P)}{t + 36}$$

设计重现期采用 1 年;

地面集水时间 t_1 采用 10min;

该设计区域平均径流系数经计算为 0.45。

2. 设计人口密度为 300 人/10⁴m²,生活污水量标准按 100L/(人·d)计。

3. 截流干管的截流倍数 n_0 采用 3。

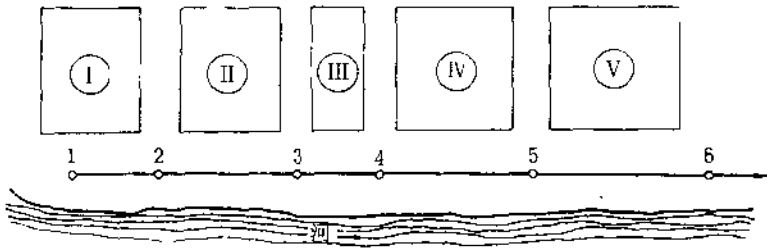


图 4-8 某市一工业区合流管渠平面布置

试计算:(1)各设计管段的设计流量;(2)若在 5 点设置溢流堰式溢流井,则 5~6 管段的设计流量及 5 点的溢流量各为多少? 此时 5~6 管段的设计管径可比不设溢流井时的设计管径小多少?

第5章 排水管渠的材料、接口及基础

第1节 排水管渠的断面及材料

5.1.1 管渠的断面形式

排水管渠的断面形式除必须满足静力学、水力学方面的要求外,还应经济和便于养护。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,管道单长造价应该是最低的。在养护方面,管道断面应便于冲洗和疏通淤积。

最常用的管渠断面形式是圆形。半椭圆形、马蹄形、矩形、梯形和蛋形等也常见。如图5-1所示。

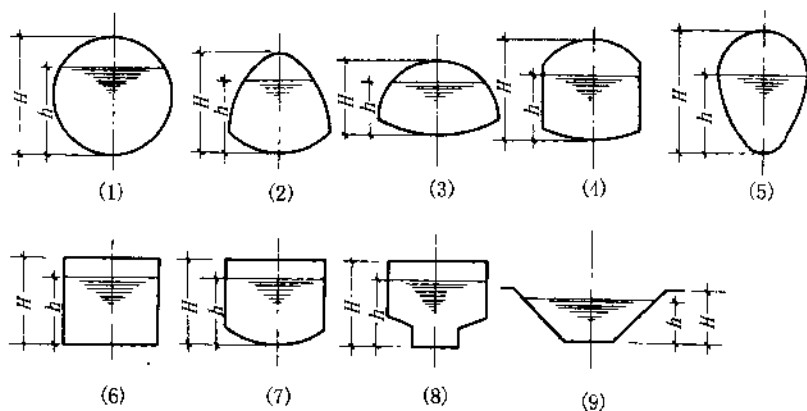


图 5-1 常用管渠断面

(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,对外压力的抵抗力较强,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渠直径大于2m时,采用此种形式的断面较为合适。

马蹄形断面,其高度小于宽度。在地质条件较差或地形平坦,受纳水体水位限制时,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。又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。但马蹄形管的稳定性,需依靠还土的坚实度,要求还土坚实稳定度大,若还土松软,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,因而可减少淤积,适用于污水流量变化较大的情况。但实际养护经验证明,这种断面的冲洗和疏通工作比较困难。加以制作和施工较复杂,现已很少使用。

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道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。

5.1.2 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成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。

排水管渠应具有能低抗污水中杂质的冲刷和磨损的作用,也应该具有抗腐蚀的性能,以免在污水或地下水的侵蚀作用(酸、碱或其它)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,以便尽量降低管渠的造价及运输和施工的费用。

5.1.3 常用排水管渠

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,可在专门的工厂预制,也可在现场浇制。分混凝土管、轻型钢筋混凝土管、重型钢筋混凝土管 3 种。管口通常有承插式、企口式、平口式。如图 5-2 所示。

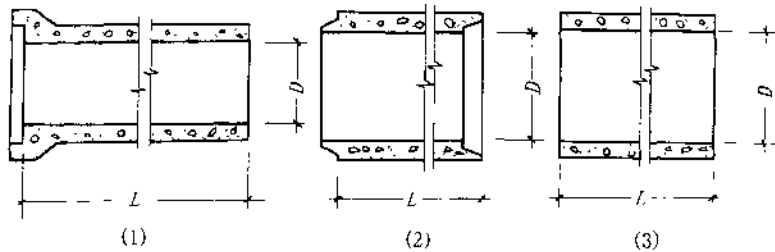


图 5-2 混凝土管和钢筋混凝土管

(1)承插式;(2)企口式;(3)平口式

混凝土管的管径一般小于 450mm,长度多为 1m,适用于管径较小的无压管。当管道埋深较大或敷设在土质条件不良地段,为抗外压,当管径大于 400mm 时通常都采用钢筋混凝土管。混凝土、轻型钢筋混凝土、重型钢筋混凝土排水管的技术条件及标准规格分别参见表

5-1、5-2、5-3。国内生产的混凝土管和钢筋混凝土管产品规格,详见《给水排水设计手册》第10册的有关部分。

混凝土排水管技术条件及标准规格(JG130—67)

表 5-1

公称内径 (mm)	管 体 尺 寸		外 压 试 验	
	最小管长 (mm)	最小壁厚 (mm)	安全荷载 (kg/m)	破坏荷载 (kg/m)
75	1000	25	2000	2400
100	1000	25	1600	1900
150	1000	25	1200	1400
200	1000	27	1000	1200
250	1000	33	1200	1500
300	1000	40	1500	1800
350	1000	50	1900	2200
400	1000	60	2300	2700
450	1000	67	2700	3200

轻型钢筋混凝土排水管技术条件及标准规格

表 5-2

公称内径 (mm)	管 体 尺 寸		套 环			外 压 试 验		
	最小管长 (mm)	最小壁厚 (mm)	填缝宽度 (mm)	最小壁厚 (mm)	最小管长 (mm)	安全荷载 (kg/m)	裂缝荷载 (kg/m)	破坏荷载 (kg/m)
100	2000	25	15	25	150	1900	2300	2700
150	2000	25	15	25	150	1400	1700	2200
200	2000	27	15	27	150	1200	1500	2000
250	2000	28	15	28	150	1100	1300	1800
300	2000	30	15	30	150	1100	1400	1800
350	2000	33	15	33	150	1100	1500	2100
400	2000	35	15	35	150	1100	1800	2400
450	2000	40	15	40	200	1200	1900	2500
500	2000	42	15	42	200	1200	2000	2900
600	2000	50	15	50	200	1500	2100	3200
700	2000	55	15	55	200	1500	2300	3800
800	2000	65	15	65	200	1800	2700	4400
900	2000	70	15	70	200	1900	2900	4800
1000	2000	75	18	75	250	2000	3300	5900
1100	2000	85	18	85	250	2300	3500	6300
1200	2000	90	18	90	250	2400	3800	6900
1350	2000	100	18	100	250	2600	4400	8000
1500	2000	115	22	115	250	3100	4900	9000
1650	2000	125	22	125	250	3300	5400	9900
1800	2000	140	22	140	250	3800	6100	11100

重型钢筋混凝土排水管技术条件及标准规格(JG130—67)

表 5-3

公称内径 (mm)	管体尺寸(mm)		套 环(mm)			外压试验(kg/m)		
	最小管长	最小壁厚	填缝宽度	最小壁厚	最小管长	安全荷载	裂缝荷载	破坏荷载
300	2000	58	15	58	150	3400	3600	4000
350	2000	60	15	60	150	3400	3600	4400
400	2000	65	15	65	150	3400	3800	4900
450	2000	67	15	67	200	3400	4000	5200
550	2000	75	15	75	200	3400	4200	6100
650	2000	80	15	80	200	3400	4300	6300
750	2000	90	15	90	200	3600	5000	8200
850	2000	95	15	95	200	3600	5500	9100
950	2000	100	18	100	250	3600	6100	11200
1050	2000	110	18	110	250	4000	6600	12100
1300	2000	125	18	125	250	4100	8400	13200
1550	2000	175	18	175	250	6700	10400	18700

混凝土管和钢筋混凝土管便于就地取材,制造方便。而且可根据抗压的不同要求,制成无压管、低压管、预应力管等,所以在排水管道系统中得到普遍应用。混凝土管和钢筋混凝土管除用作一般自流排水管道外,钢筋混凝土管及预应力钢筋混凝土管亦可用作泵站的压力管及倒虹管。它们的主要缺点是抵抗酸、碱侵蚀及抗渗性能较差、管节短、接头多、施工复杂。在地震强度大于8度的地区及饱和松砂、淤泥和淤泥土质、冲填土、杂填土的地区不宜敷设。另外大管径管的自重大,搬运不便。

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(按一定比例),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 5-3 所示。

普通陶土排水管(缸瓦管)最大公称直径可到 300mm,有效长度 800mm,适用于居民区室外排水管。耐酸陶瓷管最大公称直径国内可做到 800mm,一般在 400mm 以内,管节长度有 300、500、700、1000mm 几种。适用于排除酸性废水。

带釉的陶土管内外壁光滑,水流阻力小,不透水性好,耐磨损,抗腐蚀。但陶土管质脆易碎,不宜远运,不能受内压。抗弯抗拉强度低,不宜敷设在松土中或埋深较大的地方。此外,管节短,需要较多的接口,增加施工麻烦和费用。由于陶土管耐酸抗腐蚀性好,适用于排除酸性废水,或管外有侵蚀性地下水的污水管道。

3. 金属管

常用的金属管有铸铁管及钢管。室外重力流排水管道一般很少采用金属管,只有当排水管道承受高内压,高外压或对渗漏要求特别高的地方,如排水泵站的进水管、穿越铁路、河道的倒虹管或靠近给水管道和房屋基础时,才采用金属管。在地震烈度大于8度或地下水位高,流砂严重的地区也采用金属管。

金属管质地坚固,抗压,抗震,抗渗性能好;内壁光滑,水流阻力小;管子每节长度大,接头少。但价格昂贵,钢管抵抗酸碱腐蚀及地下水浸蚀的能力差。因此,在采用钢管时必须涂

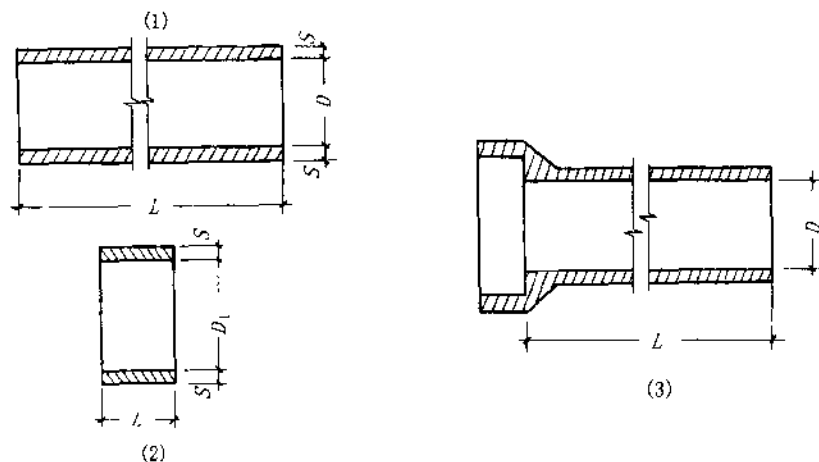


图 5-3 陶土管
(1)直管;(2)管箍;(3)承插管

刷耐腐蚀的涂料并注意绝缘。

4. 浆砌砖、石或钢筋混凝土大型管渠

排水管道的预制管管径一般小于 2m, 实际当管道设计断面大于 1.5m 时, 通常就在现场建造大型排水渠道。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, 采用其它几种材料时, 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。

渠道的上部称做渠顶, 下部称做渠底, 常和基础作在一起, 两壁称做渠身。图 5-4 为矩形大型排水渠道, 由混凝土和砖两种材料建成。基础用 C15 混凝土浇筑, 渠身用 M7.5 水泥砂浆砌 Mu10 砖, 渠顶采用钢筋混凝土盖板, 内壁用 1:3 水泥砂浆抹面 20mm 厚。这种渠道的跨度可达 3m, 施工也较方便。

砖砌渠道在国内外排水工程中应用较早, 目前我国仍普遍使用。常用的断面形式有圆形、矩形、半椭圆形等。可用普通砖或特制的楔形砖砌筑。当砖的质地良好时, 砖砌渠道能抵抗污水或地下水的腐蚀作用, 很耐久。因此能用于排泄有腐蚀性的废水。

在石料丰富的地区, 常采用条石、方石或毛石砌筑渠道。通常将渠顶砌成拱形, 渠底和渠身扁光、勾缝, 以使水力性能良好。图 5-5 为某地用条石砌筑的合流制排水渠道。

图 5-6 及图 5-7 为沈阳、西安两市采用的预制混凝土装配式渠道。装配式渠道预制块材料一般用混凝土或钢筋混凝土, 也可用砖砌。为了增强渠道结构的整体性、减少渗漏的可能性以及加快施工进度, 在设备条件许可的情况下应尽量加大预制块的尺寸。渠道的底部是在施工现场用混凝土浇制的。

5. 其它管材

随着新型建筑材料的不断研制, 用于制作排水管道的材料也日益增多。比如, 在英国已正式生产玻璃纤维筋混凝土管(在强度上优于普通混凝土管)。美国除采用聚氯乙烯、丙烯晴、丁二烯、苯乙烯, 空隙填充珍珠岩水泥的“构架管”外, 还采用一种加筋的热固性树脂管。这种管由环绕耐腐蚀衬里的玻璃纤维和微性玻璃球构成, 重量轻, 不漏水, 抗腐蚀性好。日本的排水管材除离心混凝土管外, 有强化塑料管、聚氯乙烯管, 玻璃纤维筋离心混凝土管近

年来也大量使用。硬聚氯乙烯管用作排水管道在国内也日益普遍,目前还限于小口径管道。

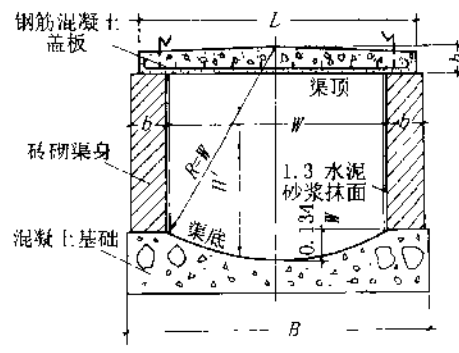


图 5-4 矩形大型渠道

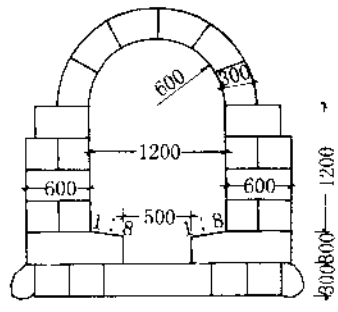


图 5-5 条石砌渠道

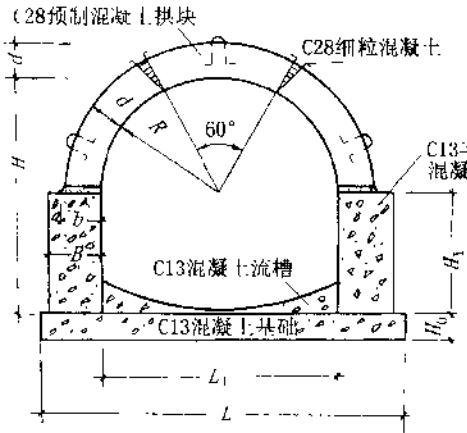


图 5-6 预制混凝土块拱形渠道(沈阳)

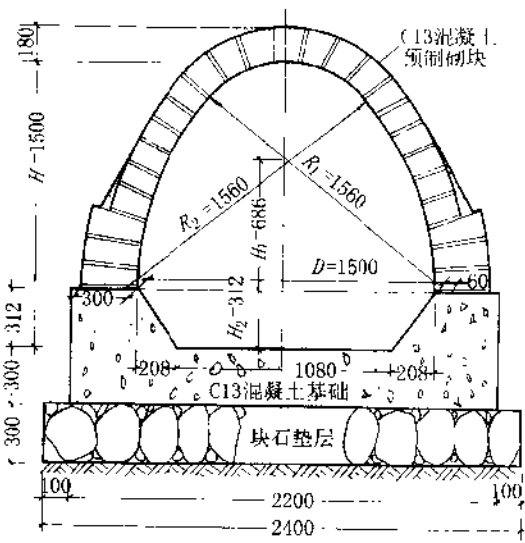


图 5-7 预制混凝土块污水渠道(西安)

5.1.4 管渠材料的选择

合理地选择管渠材料,对降低排水系统的造价影响很大。选择排水管渠材料时,应综合考虑技术、经济及其它方面的因素。

根据排除的污水性质:当排除生活污水及中性或弱碱性($\text{pH}=8\sim 10$)的工业废水时,上述各种管材都能使用。当生活污水管道和合流污水管道采用混凝土或钢筋混凝土管时,由于管道运行时沉积的污泥会析出硫化氢,而使管道可能受到腐蚀。为减轻腐蚀损害,可以在管道内加专门的衬层。这种衬层大多由沥青、煤焦油或环氧树脂涂制而成。排除碱性($\text{pH}>10$)的工业废水时可用铸铁管或砖渠,也可在钢筋混凝土渠内涂塑料衬层。排除弱酸性($\text{pH}=5\sim 6$)的工业废水可用陶土管或砖渠。排除强酸性($\text{pH}<5$)的工业废水时可用耐酸陶土管及耐酸水泥砌筑的砖渠,亦可用内壁涂有塑料或环氧树脂衬层的钢筋混凝土管、渠。排

除雨水时通常都采用钢筋混凝土管、渠或用浆砌砖、石大型渠道。

根据管道受压、管道埋设地点及土质条件:压力管段(泵站压力管、倒虹管)一般都可采用金属管、钢筋混凝土管或预应力钢筋混凝土管。在地震区、施工条件较差的地区(地下水位高、有流砂等)以及穿越铁路等,亦可采用金属管。而在一般地区的重力流管道常采用陶土管、混凝土管、钢筋混凝土管。

总之,选择管渠材料时,在满足技术要求的前提下,应尽可能就地取材,采用当地易于自制、便于供应和运输方便的材料,以使运输及施工总费用降至最低。

第2节 排水管道的接口

排水管道的不透水性和耐久性,在很大程度上取决于敷设管道时接口的质量。管道接口应具有足够的强度、不透水、能抵抗污水或地下水的浸蚀并有一定的弹性。根据接口的弹性,一般分为柔性、刚性和半柔半刚性3种接口形式。

柔性接口允许管道纵向轴线交错 $3\sim 5\text{mm}$ 或交错一个较小的角度,而不致引起渗漏。常用的柔性接口有沥青卷材及橡皮圈接口。沥青卷材接口用在无地下水,地基软硬不一,沿管道轴向沉陷不均匀的无压管道上。橡胶圈接口使用范围更加广泛,特别是在地震区,对管道抗震有显著作用。柔性接口施工复杂,造价较高。在地震区采用有它独特的优越性。

刚性接口不允许管道有轴向的交错。但比柔性接口施工简单、造价较低,因此采用较广泛。常用的刚性接口有水泥砂浆抹带接口、钢丝网水泥砂浆抹带接口。刚性接口抗震性能差,用在地基比较良好,有带形基础的无压管道上。

半柔半刚性接口介于上述两种接口形式之间。使用条件与柔性接口类似。常用的是预制套环石棉水泥接口。

下面介绍几种常用的接口方法:

1. 水泥砂浆抹带接口,如图5-8所示。

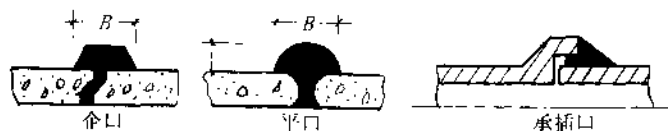


图5-8 水泥砂浆抹带接口

在管子接口处用 $1:2.5\sim 3$ 水泥砂浆抹成半椭圆形或其它形状的砂浆带,带宽 $120\sim 150\text{mm}$ 。属于刚性接口。一般适用于地基土质较好的雨水管道,或用于地下水位以上的污水支线上。企口管、平口管、承插管均可采用此种接口。

2. 钢丝网水泥砂浆抹带接口,如图5-9所示。属于刚性接口。将抹带范围的管外壁凿毛,抹 $1:2.5$ 水泥砂浆一层厚 15mm ,中间采用20号 10×10 钢丝网一层,两端插入基础混凝土中,上面再抹砂浆一层厚 10mm 。适用于地基土质较好的具有带形基础的雨水、污水管道上。

3. 石棉沥青卷材接口,如图5-10所示。属于柔性接口。石棉沥青卷材为工厂加工,沥青玛蹄脂重量配比为沥青:石棉:细砂 $=7.5:1:1.5$ 。先将接口处管壁刷净烤干,涂上冷底子油

一层,再刷沥青玛蹄脂厚 3mm,再包上石棉沥青卷材,再涂 3mm 厚的沥青砂玛蹄脂,这叫“三层做法”。若再加卷材和沥青砂玛蹄脂各一层,便叫“五层做法”。一般适用于地基沿管道轴向沉陷不均匀地区。

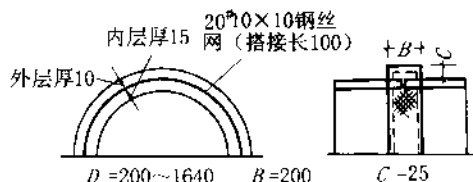


图 5-9 钢丝网水泥砂浆抹带接口

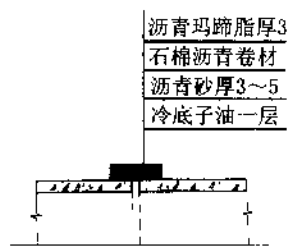


图 5-10 石棉沥青卷材接口

4. 橡胶圈接口,如图 5-11 所示。属柔性接口。接口结构简单,施工方便,适用于施工地段土质较差,地基硬度不均匀,或地震地区。

5. 预制套环石棉水泥(或沥青砂)接口,如图 5-12 所示。属于半刚半柔接口。

石棉水泥重量比为水:石棉:水泥 = 1:3:7(沥青砂配比为沥青:石棉:砂 = 1:0.67:0.67)。适用于地基不均匀地段,或地基经过处理后管道可能产生不均匀沉陷且位于地下水位以下,内压低于 10m 的管道上。

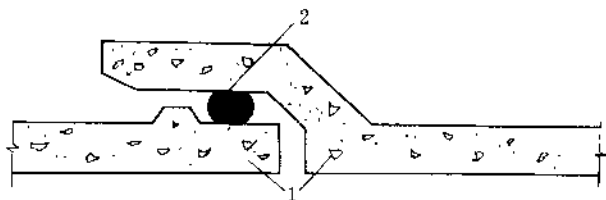


图 5-11 橡胶圈接头
1—橡胶圈;2—管壁

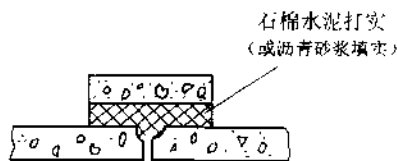


图 5-12 预制套环石棉水泥(沥青砂)接口

6. 顶管施工常用的接口形式

(1)混凝土(或铸铁)内套环石棉水泥接口,如图 5-13 所示。一般只用于污水管道。

(2)沥青油毡、石棉水泥接口,如图 5-14 所示。麻辫(或塑料圈)石棉水泥接口,如图 5-15 所示。一般只用于雨水管道。

采用铸铁管的排水管道,接口做法与给水管道相同。常用的有承插式铸铁管油麻石棉水泥接口,如图 5-16 所示。

除上述常用的管道接口外,在化工、石油、冶金等工业的酸性废水管道上,需要采用耐酸的接口材料。目前有些单位研制了防腐蚀接口材料——环氧树脂浸石棉绳,使用效果良好。也有试用玻璃布和煤焦油、高分子材料配制的柔性接口材料等。这些接口材料尚未广泛采用。国外目前主要采用承插口加橡皮圈及高分子材料的柔性接口。

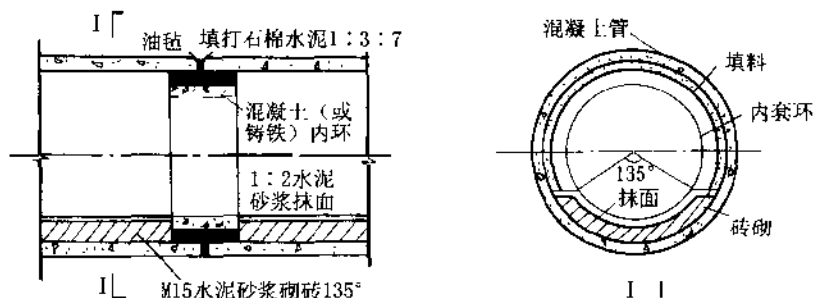


图 5-13 混凝土(或铸铁)内套环石棉水泥接口

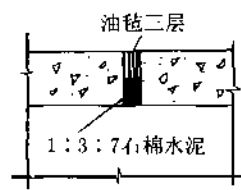


图 5-14 沥青油毡、石棉水泥接口

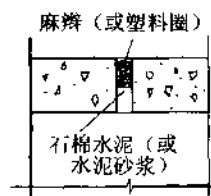


图 5-15 麻辫(或塑料圈)石棉水泥接口

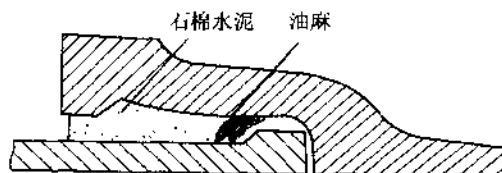


图 5-16 承插式铸铁管油麻石棉水泥接口

第 3 节 排水管道的基础

排水管道的基础一般由地基、基础和管座 3 部分组成,如图 5-17 所示。地基是指沟槽底的土壤部分。它承受管子和基础的重量、管内水重、管上土压力 and 地面上的荷载。基础是指管子与地基间经人工处理过的或专门建造的设施,其作用是将管道较为集中的荷载均匀分布,以减少对地基单位面积的压力,或由土的特殊性质的需要,为使管道安全稳定的运行而采取的一种技术措施,如原土夯实、混凝土基础等。管座是管子下侧与基础之间的部分,设置管座的目的在于它使管子与基础连成一个整体,以减少对地基的压力和对管子的反力。管座包角的中心角愈大,基础所受的单位面积的的压力和地基对管子作用的单位面积的反力愈小。

为保证排水管道系统能安全正常运行,除管道工艺本身

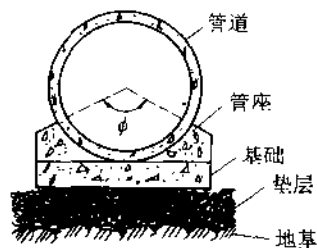


图 5-17 管道基础断面

设计施工应正确外,管道的地基与基础要有足够的承受荷载的能力和可靠的稳定性。否则排水管道可能产生不均匀沉陷,造成管道错口、断裂、渗漏等现象,导致对附近地下水的污染,甚至影响附近建筑物的基础。一般应根据管道本身情况及其外部荷载的情况、覆土的厚度、土壤的性质合理地选择管道基础。

目前常用的管道基础有 3 种:

1. 砂土基础

砂土基础包括弧形素土基础及砂垫层基础,如图 5-18(1)、(2)所示。

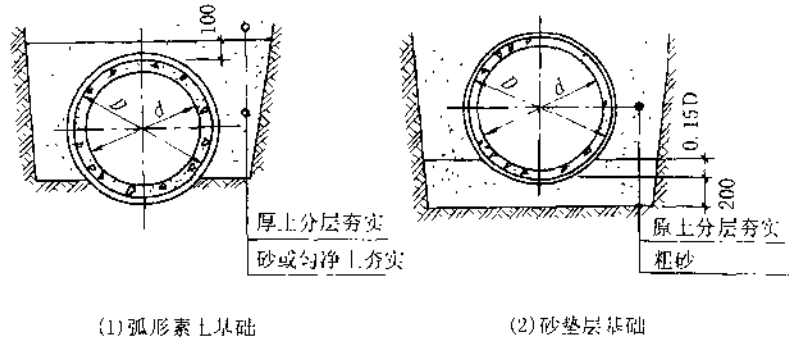


图 5-18 砂土基础

弧形素土基础是在原土上挖一弧形管槽(通常采用 90° 弧形),管子落在弧形管槽里。这种基础适用于无地下水、原土能挖成弧形的干燥土壤;管道直径小于 600mm 的混凝土管,钢筋混凝土管、陶土管;管顶覆土厚度在 0.7~2.0m 之间的街坊污水管道,不在车行道下的次要管道及临时性管道。

砂垫层基础是在挖好的弧形管槽上,用带棱角的粗砂填 10~15cm 厚的砂垫层。这种基础适用于无地下水,岩石或多石土壤,管道直径小于 600mm 的混凝土管、钢筋混凝土管及陶土管,管顶覆土厚度 0.7~2m 的排水管道。

2. 混凝土枕基

混凝土枕基是只在管道接口处才设置的管道局部基础,如图 5-19 所示。

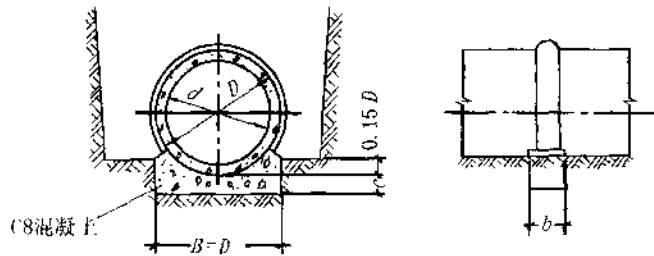


图 5-19 混凝土枕基

通常在管道接口下用 C8 混凝土做成枕状垫块。此种基础适用于干燥土壤中的雨水管道及不太重要的污水支管。常与素土基础或砂填层基础同时使用。

3. 混凝土带形基础

混凝土带形基础是沿管道全长铺设的基础。按管座的形式不同可分为 90° 、 135° 、 180° 三种管座基础,如图 5-20 所示。这种基础适用于各种潮湿土壤,以及地基软硬不均匀的排水管道,管径为 $200\sim 2000\text{mm}$,无地下水时在槽底老土上直接浇混凝土基础。有地下水时常在槽底铺 $10\sim 15\text{cm}$ 厚的卵石或碎石垫层,然后才在上面浇混凝土基础,一般采用强度等级为 C8 的混凝土。当管顶覆土厚度在 $0.7\sim 2.5\text{m}$ 时采用 90° 管座基础。管顶覆土厚度为 $2.6\sim 4\text{m}$ 时用 135° 基础。覆土厚度在 $4.1\sim 6\text{m}$ 时采用 180° 基础。在地震区,土质特别松软,不均匀沉陷严重地段,最好采用钢筋混凝土带形基础。

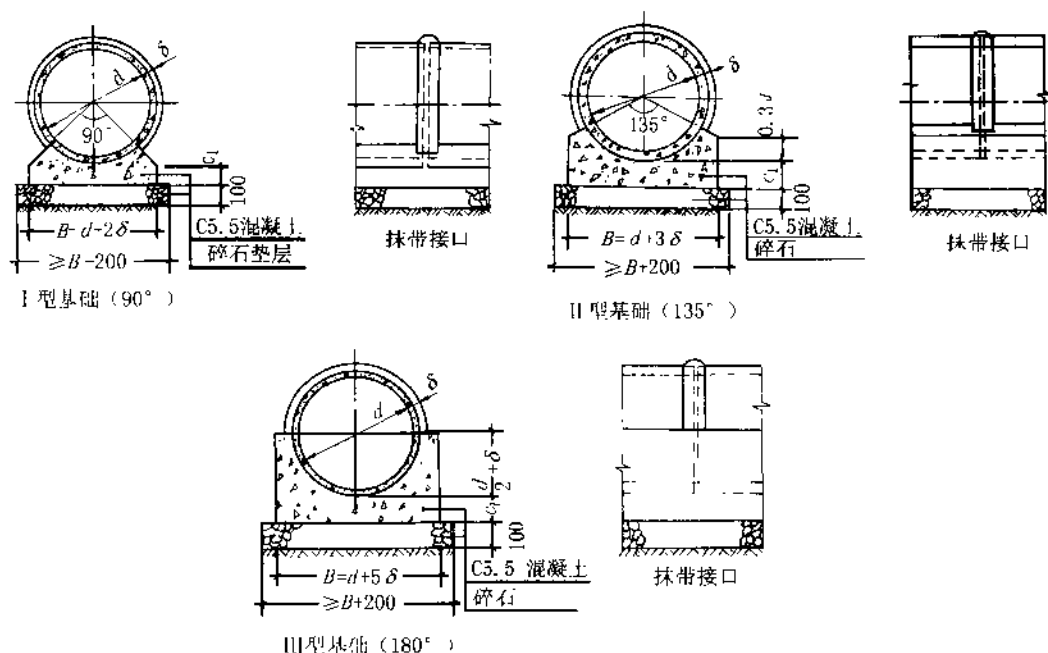


图 5-20 混凝土带形基础

对地基松软或不均匀沉降地段,为增强管道强度,保证使用效果,北京、天津等地的施工经验是对管道基础或地基采取加固措施,接口采用柔性接口。

思考题

1. 排水管渠为什么常采用圆形断面?
2. 对排水管渠的材料有何要求? 通常采用的排水管渠有哪几种?
3. 对排水管渠的接口、基础有什么要求? 常用的接口和基础类型有哪几种? 其适用范围的情况如何?

第 6 章 排水管渠系统上的构筑物

为了排除污水,除管渠本身外,还需在管渠系统上设置某些附属构筑物,这些构筑物包括雨水口、连接暗井、溢流井、检查井、跌水井、水封井、倒虹管、冲洗井、防潮门、出水口等。本章将叙述这些构筑物的作用及构造。至于它们的设计计算,可参考给水排水设计手册的有关部分。泵站是排水系统上常见的建筑物,已在水泵及水泵站课程中阐述,这里不再介绍。

管渠系统上的构筑物,有些数量很多,它们在管渠系统的总造价中占有相当的比例。例如,为便于管渠的维护管理,通常都应设置检查井,对于污水管道,一般每 50m 左右设置一个,这样,每公里污水管道上的检查井就有 20 个之多。因此,如何使这些构筑物建造得合理,并能充分发挥其最大作用,是排水管渠系统设计和施工中的重要课题之一。

第 1 节 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方设置,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。雨水口在交叉路口的布置详见第 3 章。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。一般一个平算雨水口可排泄 15~20L/s 的地面径流量。在路侧边沟上及路边低洼地点,雨水口的设置间距还要考虑道路的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。

雨水口的构造包括进水算、井筒和连接管 3 部分,如图 6-1 所示。

雨水口的进水算可用铸铁或钢筋混凝土、石料制成。采用钢筋混凝土或石料进水算可节约钢材,但其进水能力远不如铸铁进水算,有些城市为加强钢筋混凝土或石料进水算的进水能力,把雨水口处的边沟沟底下降数厘米,但给交通造成不便,甚至可能引起交通事故。进水算条的方向与进水能力也有很大关系,算条与水流方向平行比垂直的进水效果好,因此有些地方将进水算设计成纵横交错的形式(如图 6-2 所示),以便排泄路面上从不同方向流来的雨水。雨水口按进水算在街道上的设置位置可分为:(1)边沟雨水口,进水算稍低于边沟底水平放置(图 6-1);(2)边石雨水口,进水算嵌入边石垂直放置;(3)联合式雨水口,在边沟底和边石侧面都安放进水算,如图 6-3 所示。为提高雨水口的进水能力,目前我国许多城市已采用双算联合式或三算联合式雨水口,由于扩大了进水算的进水面积,进水效果良好。

雨水口的井筒可用砖砌或用钢筋混凝土预制,也可采用预制的混凝土管。雨水口的深度一般不宜大于 1m,在有冻胀影响的地区,雨水口的深度可根据经验适当加大。雨水口的

底部可根据需要做成有沉泥井(也称截留井)或无沉泥井的形式,图 6-4 所示为有沉泥井的雨水口,它可截留雨水所夹带的砂砾,免使它们进入管道造成淤塞。但是沉泥井往往积水,孳生蚊蝇,散发臭气,影响环境卫生。因此需要经常清除,增加了养护工作量。通常仅在路面较差、地面上积砂很多的街道或菜市场等地方,才考虑设置有沉泥井的雨水口。

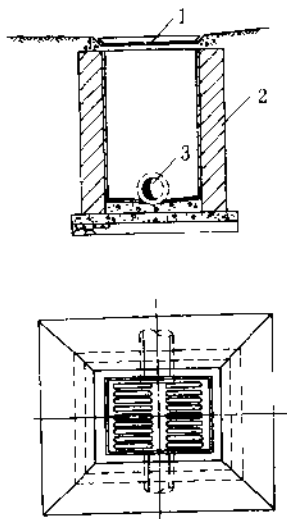


图 6-1 平算雨水口
1—进水算;2—井筒;3—连接管

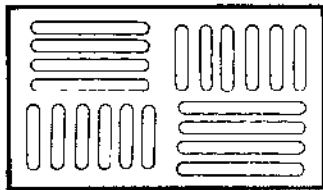


图 6-2 算条交错排列的进水算

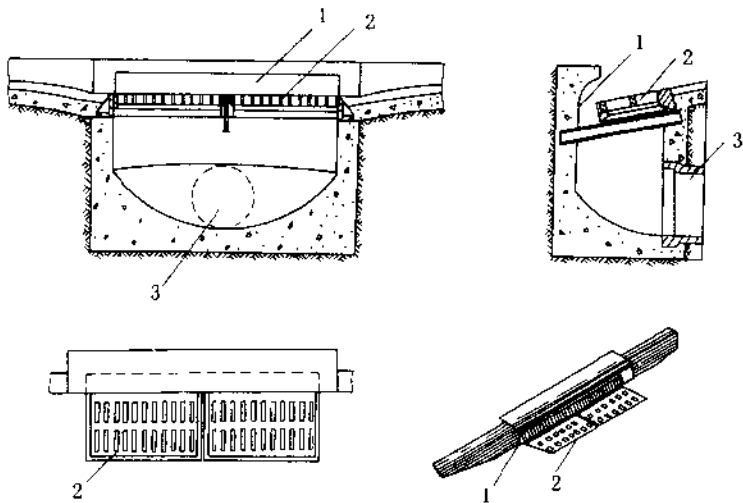


图 6-3 双算联合式雨水口
1—边石进水算;2—边沟进水算;3—连接管

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,如图 6-5 所示。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。

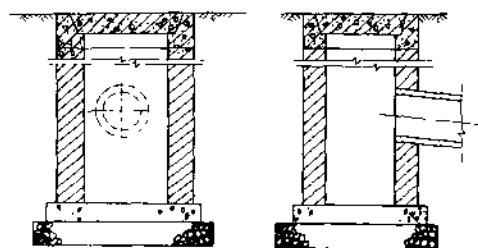


图 6-4 有沉泥井的雨水口

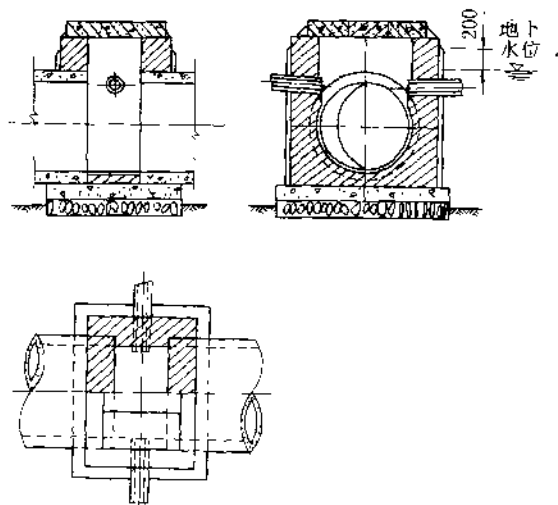


图 6-5 连接暗井

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。溢流井的构造已如第 4 章所述。

第 2 节 检查井、跌水井、水封井、换气井

为便于对管渠系统作定期检查和疏通,必须设置检查井。当检查井内衔接的上下游管渠的管底标高跌落差大于 1m 时,为消减水流速度,防止冲刷,在检查井内应有消能措施,这种检查井称跌水井。当检查井内具有水封设施,以便隔绝易爆、易燃气体进入排水管渠,使排水管渠在进入可能遇火的场地时不致引起爆炸或火灾,这样的检查井称为水封井。后两种检查井属于特殊形式的检查井,或称为特种检查井。

1. 检查井

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,一般可按下表采用。

检查井一般采用圆形,由井底(包括基础)、井身和井盖(包括盖底)3 部分组成,见图 6-6。

检查井的最大间距

管径或暗渠净高(mm)	最大间距(m)	
	污水管道	雨水(合流)管道
200~400	30	40
500~700	50	60

续表

管径或暗渠净高(mmm)	最大间距(m)	
	污水管道	雨水(合流)管道
800~1000	70	80
1100~1500	90	100
>1500,且 ≤ 2000	100	120
>2000	可适当增大	

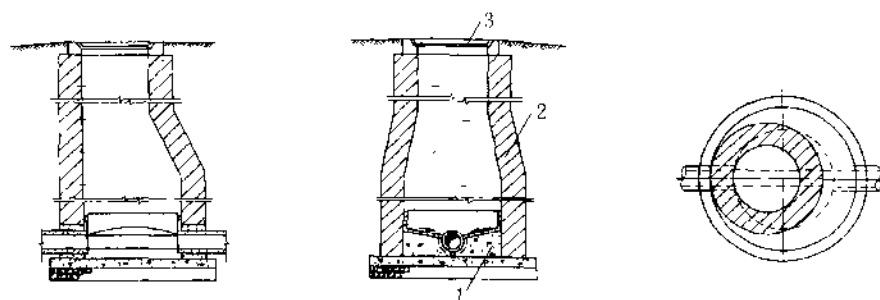


图 6-6 检查井

1—井底;2—井身;3—井盖

检查井井底材料一般采用低标号混凝土,基础采用碎石、卵石、碎砖夯实或低标号混凝土。为使水流流过检查井时阻力较小,井底宜设半圆形或弧形流槽。流槽直壁向上升展。污水管道的检查井流槽顶与上、下游管道的管顶相平,或与0.85倍大管管径处相平,雨水管渠和合流管渠的检查井流槽顶可与0.5倍大管管径处相平。流槽两侧至检查井壁间的底板(称沟肩)应有一定宽度,一般应不小于20cm,以便养护人员下井时立足,并应有0.02~0.05的坡度坡向流槽,以防检查井积水时淤泥沉积。在管渠转弯或几条管渠交汇处,为使水流通顺,流槽中心线的弯曲半径应按转角大小和管径大小确定,但不得小于大管的管径。检查井底各种流槽的平面形式如图6-7所示。某些城市的管渠养护经验说明,每隔一定距离(200m左右),检查井井底做成落底0.5~1.0m的沉淀槽,对管渠的淤积是有利的。

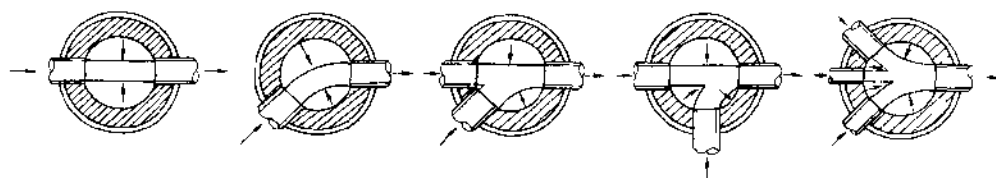


图 6-7 检查井底流槽的形式

检查井井身的材料可采用砖、石、混凝土或钢筋混凝土。国外多采用钢筋混凝土预制,近年来,美国已开始采用聚合物混凝土预制检查井,我国日前则多采用砖砌,以水泥砂浆抹面。井身的平面形状一般为圆形,但在大直径管道的连接处或交汇处,可做成方形、矩形或其他各种不同的形状,图6-8为大管道上改向的扇形检查井平面图。

井身的构造与是否需要工人下井有密切关系。不需要下人的浅井,构造很简单,一般为

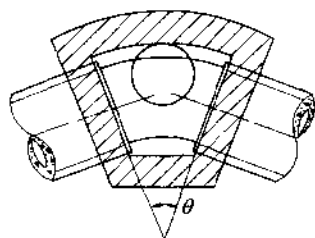


图 6-8 扇形检查井

直壁圆筒形:需要下人的井在构造上可分为工作室、渐缩部和井筒 3 部分,如图 6-6 所示。工作室是养护人员养护时下井进行临时操作的地方,不应过分狭小,其直径不能小于 1m,其高度在埋深许可时一般采用 1.8m。为降低检查井造价,缩小井盖尺寸,井筒直径一般比工作室小,但为了工人检修出入安全与方便,其直径不应小于 0.7m。井筒与工作室之间可采用锥形渐缩部连接,渐缩部高度一般为 0.6~0.8m,也可以在工作室顶偏向出水管渠一边加钢筋混凝土盖板梁,井筒则砌筑在盖板梁上。为便于上下,井身在偏向进水管渠的一边应保持一壁直立。

保持一壁直立。

检查井井盖可采用铸铁或钢筋混凝土材料,在车行道上一般采用铸铁。为防止雨水流入,盖顶略高出地面。盖座采用铸铁、钢筋混凝土或混凝土材料制作。图 6-9 所示为铸铁井盖及盖座,图 6-10 为钢筋混凝土井盖及盖座。

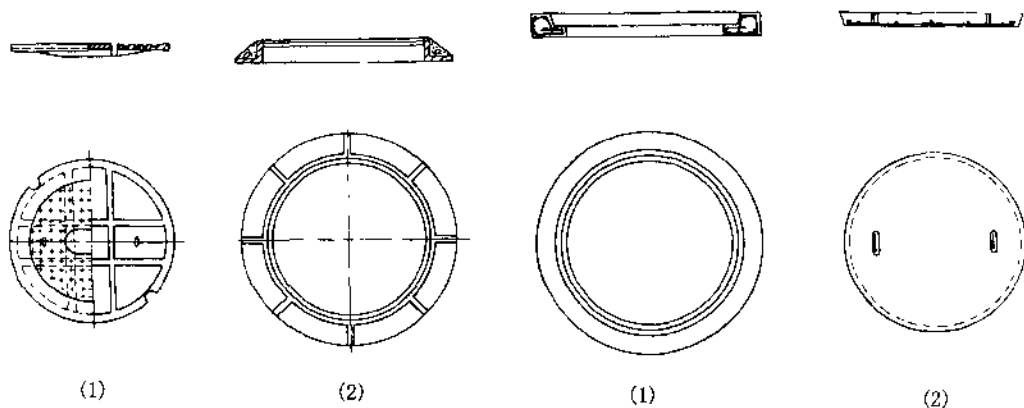


图 6-9 轻型铸铁井盖及盖座

1—井盖;2—盖座

图 6-10 轻型钢筋混凝土井盖及盖座

1—井盖;2—盖座

2. 跌水井

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型式: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,不采取专门的跌水措施。

竖管式跌水井的构造见图 6-11。这种跌水井一般不作水力计算。当管径不大于 200mm 时,一次落差不宜超过 6m。当管径为 300~400mm 时,一次落差不宜超过 4m。

溢流堰式跌水井见图 6-12。它的主要尺寸(包括井长、跌水水头高度)及跌水方式等均应通过水力计算求得。这种跌水井也可用阶梯形跌水方式代替。

3. 水封井

当生产污水能产生引起爆炸或火灾的气体时,其废水管道系统中必须设水封井。水封井的位置应设在产生上述废水的生产装置、贮罐区、原料贮运场地、成品仓库、容器洗涤车间

等的废水排出口处以及适当距离的干管上。水封井不宜设在车行道和行人众多的地段,并应适当远离产生明火的场地。水封深度一般采用 0.25m。井上宜设通风管,井底宜设沉泥槽。图 6-13 所示为水封井的构造。

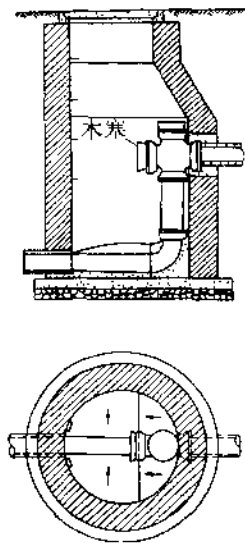


图 6-11 竖管式跌水井

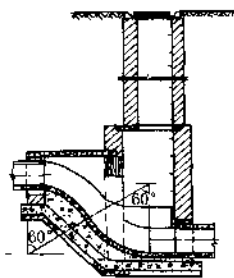


图 6-12 溢流堰式跌水井

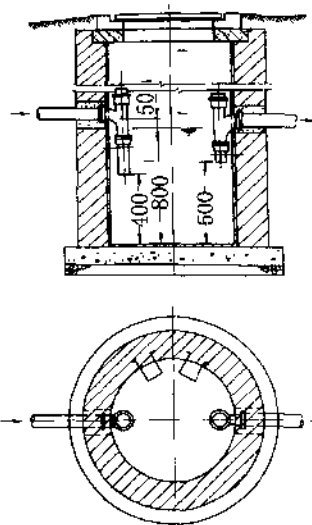


图 6-13 水封井

4. 换气井

污水中的有机物常在管渠中沉积而厌气发酵,发酵分解产生的甲烷、硫化氢、二氧化碳等气体,如与一定体积的空气混合,在点火条件下将产生爆炸,甚至引起火灾。为防止此类偶然事故发生,同时也为保证在检修排水管渠时工作人员能较安全地进行操作,有时在街道排水管的检查井上设置通风管,使此类有害气体在住宅竖管的抽风作用下,随同空气沿庭院管道、出户管及竖管排入大气中。这种设有通风管的检查井称换气井。图 6-14 所示为换气井的形式之一。

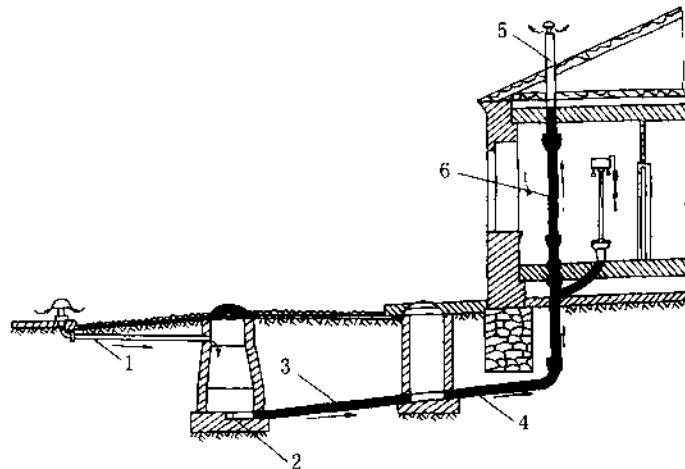


图 6-14 换气井

1—通风管;2—街道排水管;3—庭院管;4—出户管;5—透气管;6—竖管

第3节 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。倒虹管由进水井、下行管、平行管、上行管和出水井等组成,如图 6-15 所示。

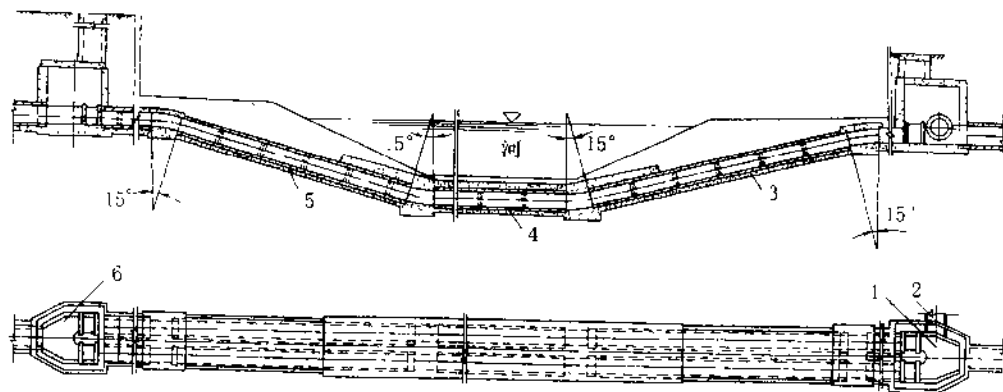


图 6-15 倒虹管

1—井水井;2—事故排出口;3—下行管;4—平行管;5—上行管;6—出水井

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。

穿过河道的倒虹管管顶与河床的垂直距离一般不小于 0.5m,其工作管线一般不少于两条。当排水量不大,不能达到设计流量时,其中一条可作为备用。如倒虹管穿过旱沟、小河和谷地时,也可单线敷设。通过构筑物的倒虹管,应符合与该构筑物相交的有关规定。

由于倒虹管的清通比一般管道困难得多,因此必须采取各种措施来防止倒虹管内污泥的淤积。在设计时,可采取以下措施:

1. 提高倒虹管内的流速,一般采用 $1.2 \sim 1.5 \text{ m/s}$,在条件困难时可适当降低,但不宜小于 0.9 m/s ,且不得小于上游管渠中的流速。当管内流速达不到 0.9 m/s 时,应加定期冲洗措施,冲洗流速不得小于 1.2 m/s 。
2. 最小管径采用 200mm。
3. 在进水井中设置可利用河水冲洗的设施。
4. 在进水井或靠近进水井的上游管渠的检查井中,在取得当地卫生主管部门同意的条件下,设置事故排出口。当需要检修倒虹管时,可以让上游污水通过事故排出口直接泄入河道。
5. 在上游管渠靠近进水井的检查井底部做沉泥槽。
6. 倒虹管的上下行管与水平线夹角应不大于 30 度。
7. 为了调节流量和便于检修,在进水井中应设置闸门或闸槽,有时也用溢流堰来代替。进、出水井应设置井口和井盖。
8. 在虹吸管内设置防沉装置。例如西德汉堡等市,试验了一种新式的所谓空气垫虹吸管。它是在虹吸管内借助于一个体积可以变化的空气垫,使之在流量小的条件下达到必要

的流速,以避免在虹吸管中产生沉淀。

污水在倒虹管内的流动是依靠上下游管道中的水面高差(进、出水井的水面高差) H 进行的,该高差用以克服污水通过倒虹管时的阻力损失。倒虹管内的阻力损失值可按式计算:

$$H_1 = iL + \sum \zeta \frac{v^2}{2g}$$

式中 i ——倒虹管每米长度的阻力损失;

L ——倒虹管的总长度(m);

ζ ——局部阻力系数(包括进口、出口、转弯处);

v ——倒虹管内污水流速(m/s);

g ——重力加速度(m/s²)。

进口、出口及转弯的局部阻力损失值应分项进行计算。初步估算时,一般可按沿程阻力损失值的5%~10%考虑,当倒虹管长度大于60m时,采用5%;等于或小于60m时,采用10%。

计算倒虹管时,必须计算倒虹管的管径和全部阻力损失值,要求进水井和出水井间的水位高差 H 稍大于全部阻力损失值 H_1 ,其差值一般可考虑采用0.05~0.10m。

当采用倒虹管跨过大河(例如长江)时,进水井水位与平行管高差很大,可能达50m以上,此时应特别注意下行管的消能与上行管的防淤设计,必要时应进行水力学模型试验,以便确定设计参数和应采取的措施。

【例】 已知最大流量为340L/s,最小流量为120L/s,倒虹管长为60m,共4只15°弯头,倒虹管上游管流速1.0m/s,下游管流速1.24m/s。

求:倒虹管管径和倒虹管的全部水头损失。

【解】

1. 考虑采用两条管径相同而平行敷设的倒虹管线,每条倒虹管的最大流量为 $340/2 = 170\text{L/s}$,查水力计算表得倒虹管管径 $D = 400\text{mm}$ 。水力坡度 $i = 0.0065$ 。流速 $v = 1.37\text{m/s}$,此流速大于允许的最小流速 0.9m/s ,也大于上游沟管流速 1.0m/s 。在最小流量 120L/s 时,只用一条倒虹管工作,此时查表得流速为 $1.0\text{m/s} > 0.9\text{m/s}$ 。

2. 倒虹管沿程水力损失值:

$$iL = 0.0065 \times 60 = 0.39(\text{m})$$

3. 倒虹管全部水力损失值:

$$H_1 = 1.10 \times 0.39 = 0.429(\text{m})$$

4. 倒虹管进、出水井水位差依:

$$H = H_1 + 0.10 = 0.429 + 0.10 = 0.529(\text{m})$$

第4节 冲洗井、防潮门

1. 冲洗井

当污水管内的流速不能保证自清时,为防止淤塞,可设置冲洗井。冲洗井有两种做法:人工冲洗和自动冲洗。自动冲洗井一般采用虹吸式,其构造复杂,造价很高,目前已很少采用。

人工冲洗井的构造比较简单,是一个具有一定容积的普通检查井。冲洗井出流管道上设有闸门,井内设有溢流管以防止井中水深过大。冲洗水可利用上游来的污水或自来水。

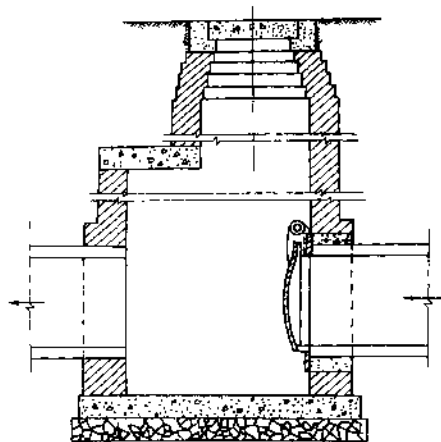


图 6-16 装有防潮门的检查井

用自来水时,供水管的出口必须高于溢流管管顶,以免污染自来水。

冲洗井一般适用于小于 400mm 管径的较小管道上,冲洗管道的长度一般为 250m 左右。

2. 防潮门

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,如图 6-16 所示。临河城市的排水管渠,为防止高水位时河水倒灌,有时也采用防潮门。

防潮门一般用铁制,其座子口部略带倾斜,倾斜度一般为 $1:10 \sim 1:20$ 。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。

第 5 节 出 水 口

排水管渠排入水体的出水口的位置和形式,应根据污水水质、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,一般用浆砌块石做护墙和铺底,在受冻胀影响的地区,出水口应考虑用耐冻胀材料砌筑,其基础必须设置在冰冻线以下。

为使污水与水体水混合较好,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出口,此时应设置标志,并取得航运管理部门的同意。雨水管渠出水口可以采用非淹没式,其底标高最好在水体最高水位以上,一般在常水位以上,以免水体水倒灌。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。

图 6-17、图 6-18、图 6-19 和图 6-20 分别为淹没式出水口、江心分散式出水口、一字式出水口和八字式出水口。

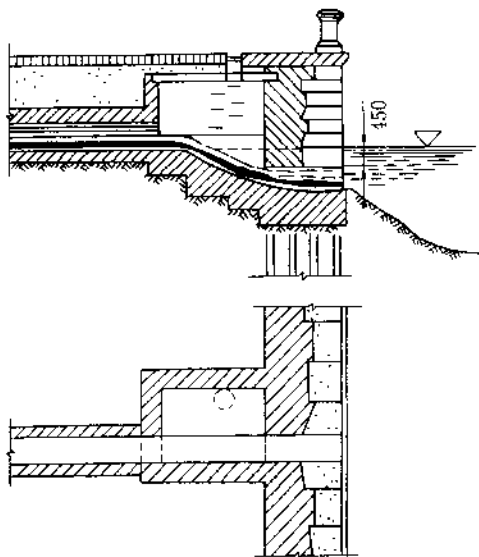


图 6-17 淹没式出水口

应当说明,对于污水排海的出水口,必须根据实际情况进行研究,以满足污水排海的特定要求。图 6-21 系某市污水排海出水口示意图。

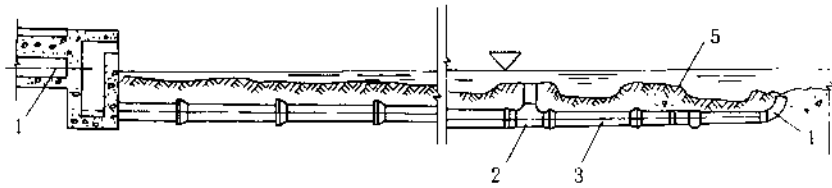


图 6-18 江心分散式出水口

1—进水管架;2—T形管;3—渐缩管;4—弯头;5—石堆

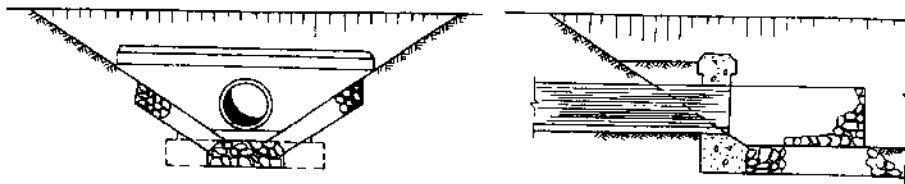


图 6-19 一字式出水口

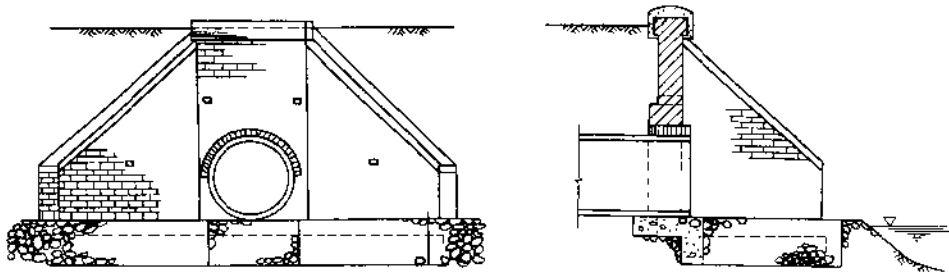


图 6-20 八字式出水口

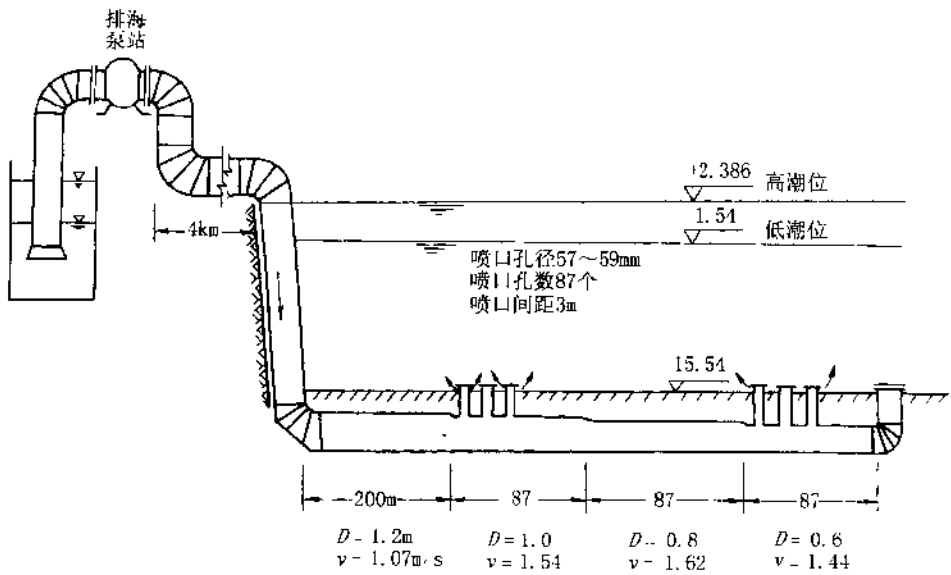


图 6-21 某市污水排海出水口

第 7 章 排水管渠系统的管理和养护

第 1 节 管理和养护的任务

排水管渠在建成通水后,为保证其正常工作,必须经常进行养护和管理。排水管渠内常见的故障有:污物淤塞管道;过重的外荷载、地基不均匀沉陷或污水的侵蚀作用,使管渠损坏、裂缝或腐蚀等。管理养护的任务是:(1)验收排水管渠;(2)监督排水管渠使用规则的执行;(3)经常检查、冲洗或疏通排水管渠,以维持其通水能力;(4)修理管渠及其构筑物,并处理意外事故等。

排水管渠系统的管理养护工作,一般由城市建设机关专设部门(如养护工程管理处)领导,按行政区划设养护管理所,下设若干养护工程队(班),分片负责。整个城市排水系统的管理养护组织一般可分为管渠系统、排水泵站和污水厂 3 部分。工厂内的排水系统,一般由工厂自行负责管理和养护。在实际工作中,管渠系统的管理养护应实行岗位责任制,分片包干,以充分发挥养护人员的社会主义积极性。同时,可根据管渠中沉积污物可能性的大小,划分成若干养护等级,以便对其中水力条件较差,排入管渠的脏物较多,易于淤塞的管渠段,给予重点养护。实践证明,这样可大大提高养护工作的效率,是保证排水管渠系统全线正常工作的行之有效的办法。

第 2 节 排水管渠的疏通

管渠系统管理养护经常性的和大量的工作是疏通排水管渠。在排水管渠中,往往由于水量不足,坡度较小,污水中污物较多或施工质量不良等原因而发生沉淀、淤积,淤积过多将影响管渠的通水能力,甚至使管渠堵塞。因此,必须定期疏通。疏通的方法主要有水力方法和机械方法两种。

1. 水力疏通

水力疏通方法是用水对管道进行冲洗。可以利用管道内污水自冲,也可利用自来水或河水。用管道内污水自冲时,管道本身必须具有一定的流量,同时管内淤泥不宜过多(20%左右)。用自来水冲洗时,通常从消防龙头或街道集中给水栓取水,或用水车将水送到冲洗现场,一般在街坊内的污水支管,每冲洗一次需水约 2000~3000kg。

图 7-1 所示为水力疏通方法操作示意图。首先用一个一端由钢丝绳系在绞车上的橡皮气塞或木桶橡皮刷堵住检查井下游管段的进口,使检查井上游管段充水。待上游管中充满并在检查井中水位抬高至 1m 左右以后,突然放走气塞中部分空气,使气塞缩小,气塞便在水流的推动下往下游浮动而刮走污泥,同时水流在上游较大水压作用下,以较大的流速从气塞底部冲向下游管段。这样,沉积在管底的淤泥便在气塞和水流的冲刷作用下排向下游检查井,管道本身则得到清洗。

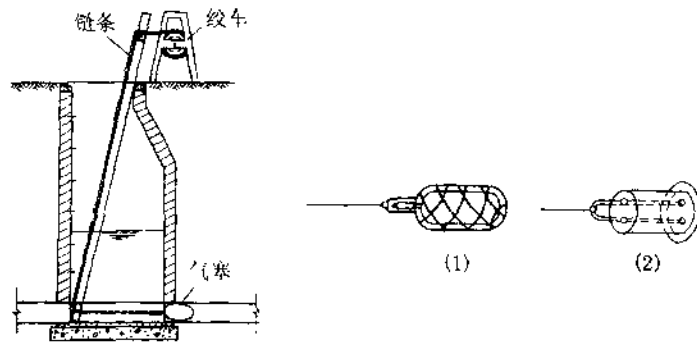


图 7-1 水力清通操作示意图

(1)橡皮气塞;(2)木桶橡皮刷

污泥排入下游检查井后,可用吸泥车抽汲运走。吸泥车的型式有:装有隔膜泵的隔膜泥车、装有真空泵的真空吸泥车和装有射流泵的射流泵式吸泥车。图 7-2 和图 7-3 分别为隔膜泥车和真空吸泥车的外形照片。因为污泥含水率非常高,它实际上是一种含泥水,为了回收其中的水用于下游管段的清通,同时减少污泥的运输量,我国一些城市已采用泥水分离吸泥车,如图 7-4 所示。采用泥水分离吸泥车时,污泥被安装在卡车上的真空泵从检查井吸上来后,以切线方向旋流进入储泥罐,储泥罐内装有由旁置筛板和工业滤布组成的脱水装置,污泥在这里连续真空吸滤脱水。脱水后的污泥储存在罐内,而吸滤出的水则经车上的储水箱排至下游检查井内,以备下游管段的清通之用。目前,生产中使用的泥水分离吸泥车的储泥罐容量为 1.8m^3 ,过滤面积为 0.4m^2 ,整个操作过程均由液压控制系统自动控制。



图 7-2 隔膜泥车



图 7-3 真空吸泥车

近年来,有些城市采用水力冲洗车(图 7-5)进行管道的清通。这种冲洗车由半拖挂式的大型水罐、机动卷管器、消防水泵、高压胶管、射水喷头和冲洗工具箱等部分组成。它的操作过程系由汽车引擎供给动力,驱动消防泵,将从水罐抽出的水加压到 $11 \sim 12\text{kg}/\text{cm}^2$ (日本加压到 $50 \sim 80\text{kg}/\text{cm}^2$);高压水沿高压胶管流到放置在待清通管道管口的流线形喷头(图 7-6),喷头尾部设有 $2 \sim 6$ 个射水喷嘴(有些喷头头部开有一小喷射孔,以备冲洗堵塞严重的管

道时使用),水流从喷嘴强力喷出,推动喷嘴向反方向运动,同时带动胶管在排水管道内前进;强力喷出的水柱也冲动管道内的沉积物,使之成为泥浆并随水流流至下游检查井。当喷头到达下游检查井时,减小水的喷射压力,由卷管器自动将胶管抽回,抽回胶管时仍继续从喷嘴喷射出低压水,以便将残留在管内的污物全部冲刷到下游检查井,然后由吸泥车吸出。对于表面锈蚀严重的金属排水管道,可采用在喷射高压水中加入硅砂的喷枪冲洗,枪口与被冲物的有效距离为 0.3~0.5m,据日本的经验,这样洗净效果更佳。

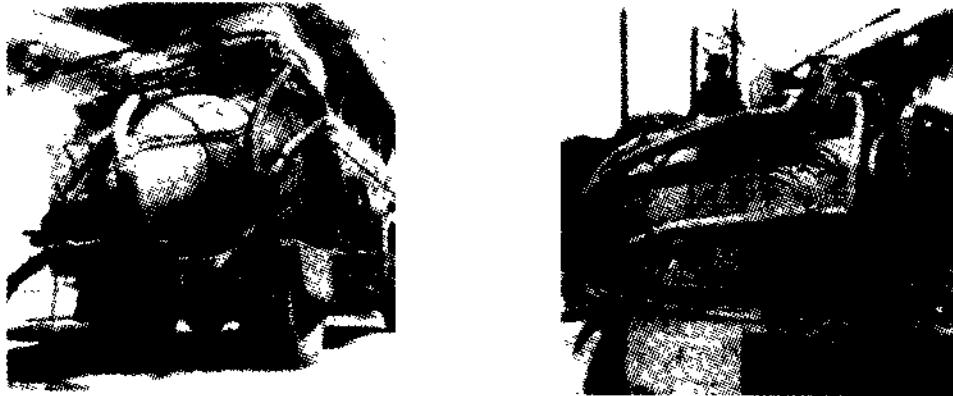


图 7-4 泥水分离吸泥车及其液压自控系统
(1)泥水分离吸泥车;(2)液压自控系统

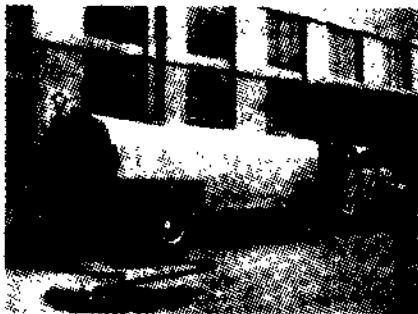


图 7-5 水力冲洗车

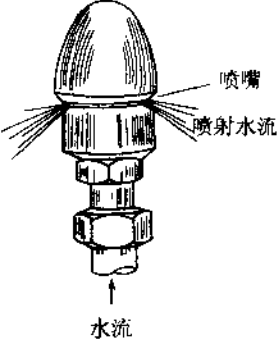


图 7-6 水力冲洗车喷头外形图

目前,生产中使用的水力冲洗车的水罐容量为 $1.2 \sim 8.0\text{m}^3$,高压胶管直径为 25~32mm;喷头喷嘴有 1.5~8.0mm 等多种规格,射水方向与喷头前进方向相反,喷射角为 15 度、30 度或 35 度;消耗的喷射水量为 200~500L/min。

水力清通方法操作简便,工效较高,工作人员操作条件较好,目前已得到广泛采用。根据我国一些城市的经验,水力清通不仅能清除下游管道 250m 以内的淤泥,而且在 150m 左右上游管道中的淤泥也能得到相当程度的刷清。当检查井的水位升高到 1.20m 时,突然松塞放水,不仅可清除污泥,而且可冲刷出沉在管道中的碎砖石。但在管渠系统脉脉相通的地方,当一处用上了气塞后,虽然此处的管渠被堵塞了,由于上游的污水可以流向别的管段,无

法在该管渠中积存,气塞也就无法向下游移动,此时只能采用水力冲洗车或从别的地方运水来冲洗,消耗的水量较大。

2. 机械疏通

当管渠淤塞严重,淤泥已粘结密实,水力疏通的效果不好时,需要采用机械疏通方法。图 7-7 所示为机械疏通的操作情况。它首先用竹片穿过需要疏通的管渠段,竹片一端系上钢丝绳,绳上系住疏通工具的一端。在疏通管渠段两端检查井上各设一架绞车,当竹片穿过管渠段后将钢丝绳系在一架绞车上,疏通工具的另一端通过钢丝绳系在另一架绞车上。然后利用绞车往复绞动钢丝绳,带动疏通工具将淤泥刮至下游检查井内,使管渠得以疏通。绞车的动力可以是手动,也可以是机动,例如以汽车引擎为动力。

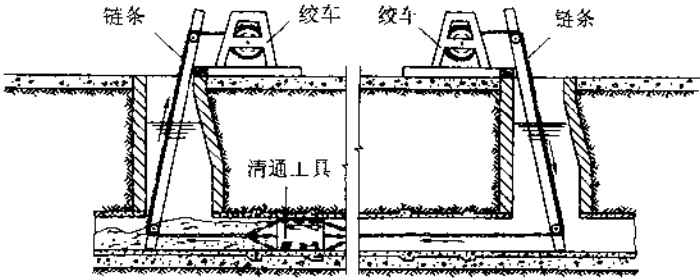


图 7-7 机械疏通操作示意

机械疏通工具的种类繁多,按其作用分有耙松淤泥的骨骼形松土器(图 7-8);有清除树根及破布等沉淀物的弹簧刀和锚式疏通工具(图 7-9)和有助于刮泥的疏通工具,如胶皮刷、铁畚箕(图 7-10)、钢丝刷、铁牛(图 7-11)等。疏通工具的大小应与管道管径相适应,当淤泥数量较多时,可先用小号疏通工具,待淤泥清除到一定程度后再用与管径相适应的疏通工具。疏通大管道时,由于检查井井口尺寸的限制,疏通工具可分成数块,在检查井内拼合后再使用。

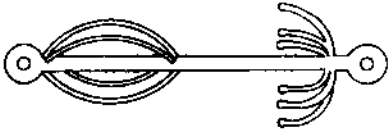


图 7-8 骨骼形松土器

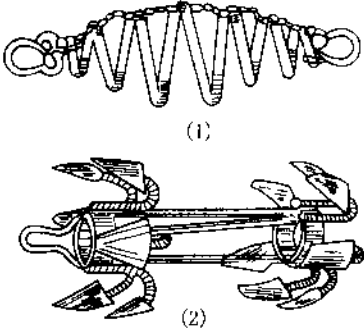


图 7-9 弹簧刀及锚式疏通器
(1)弹簧刀;(2)锚式疏通器

近年来,国外开始采用气动式通沟机与钻杆通沟机疏通管渠。气动式通沟机借压缩空气把清泥器从一个检查井送到另一个检查井,然后用绞车通过该机尾部的钢丝绳向后拉,清

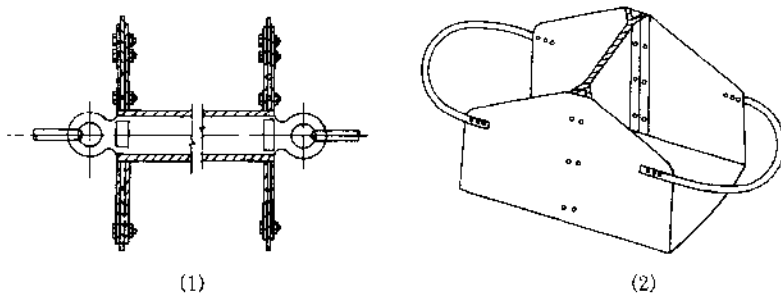


图 7-10 胶皮刷及铁畚箕
(1)胶皮刷;(2)铁畚箕

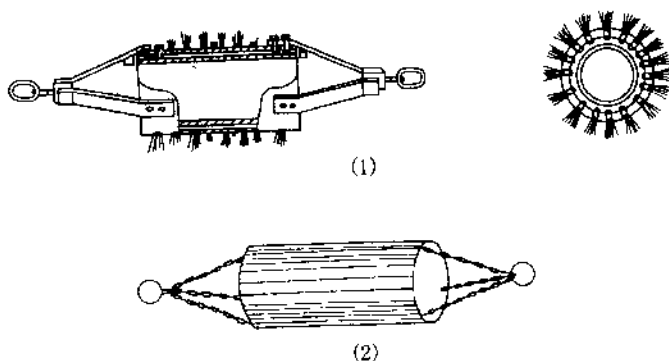


图 7-11 钢丝刷及铁牛
(1)钢丝刷;(2)铁牛

泥器的翼片即行张开,把管内淤泥刮到检查井底部。钻杆通沟机是通过汽油机或汽车引擎带动一机头旋转,把带有钻头的钻杆通过机头中心由检查井通入管道内,机头带动钻杆转动,使钻头向前钻进,同时将管内的淤积物清扫到另一个检查井中。

淤泥被刮到下游检查井后,通常也可采用吸泥车吸出。如果淤泥含水率低,可采用如图 7-12 所示的抓泥车挖出,然后由汽车运走。

排水管渠的养护工作必须注意安全。管渠中的污水通常能析出硫化氢、甲烷、二氧化碳等气体,某些生产污水能析出石油、汽油或苯等气体,这些气体与空气中的氮混合能形成爆炸性气体。煤气管道失修、渗漏也能导致煤气逸入管渠中造成危险。如果养护人员要下井,除应有必要的劳保用具外,下井前必须先将安全灯放入井内,如有有害气体,由于缺氧,灯将熄灭。如有爆炸性气体,灯在熄灭前会发出闪光。在发现管渠中存在有害气体时,必须采取有效措施排除,例如将相邻两检查井的井盖打开一段时间,或者用抽风机吸出气体。排气后要进行复查。即使确认有害气体已被排除,养护人员下井时仍

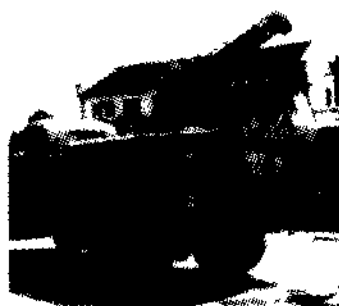


图 7-12 抓泥车

应有适当的预防措施,例如在井内不得携带有明火的灯,不得点火或抽烟,必要时可戴上附有气带的防毒面具,穿上系有绳子的防护腰带,井上留人,以备随时给予井下人员以必要的援助。

第 3 节 排水管渠的修理

系统地检查管渠的淤塞及损坏情况,有计划地安排管渠的修理,是养护工作的重要内容之一。当发现管渠系统有损坏时,应及时修理,以防损坏处扩大而造成事故。管渠的修理有大修与小修之分,应根据各地的经济条件来划分。修理内容包括检查井、雨水口顶盖等的修理与更换;检查井内踏步的更换,砖块脱落后的修理;局部管渠段损坏后的修补;由于出户管的增加需要添建的检查井及管渠;或由于管渠本身损坏严重、淤塞严重,无法疏通时所需的整段开挖翻修。

当进行检查井的改建、添建或整段管渠翻修时,常常需要断绝污水的流通,应采取措施,例如安装临时水泵将污水从上游检查井抽送到下游检查井,或者临时将污水引入雨水管渠中。修理项目应尽可能在短时间内完成,如能在夜间进行更好。在需时较长时,应与有关交通部门取得联系,设置路障,夜间应挂红灯。

附 录

附录 1-1 中华人民共和国城乡建设环境保护部
部标准 CJ18—86《污水排入城市下水道水质标准》

单位:mg/L(除水温、pH 值及易沉固体)

序号	项目名称	最高允许浓度	序号	项目名称	最高允许浓度
1	pH 值	6~9	16	氟化物	15
2	悬浮物	400	17	汞及其无机化合物	0.05
3	易沉固体	10mL/L 15min	18	镉及其无机化合物	0.1
4	油脂	100	19	铅及其无机化合物	1
5	矿物油类	20	20	铜及其无机化合物	1
6	苯系物	2.5	21	锌及其无机化合物	5
7	氰化物	0.5	22	镍及其无机化合物	2
8	硫化物		23	锰及其无机化合物	2
9	挥发性酚	1	24	铁及其无机化合物	10
10	温度	55℃	25	铈及其无机化合物	1
11	生化需氧量(5d,20℃)	100 (300)	26	六价铬无机化合物	0.5
12	化学耗氧量(重铬酸钾法)	150 (500)	27	三价铬无机化合物	3
13	溶解性固体	2000	28	硼及其无机化合物	1
14	有机磷	0.5	29	硒及其无机化合物	2
15	苯胺	3	30	砷及其无机化合物	0.5

注:括号内数字适用于有城市污水处理厂的下水道系统。

附录 1-2 《室外排水设计规范》GBJ14—87 规定
生物处理构筑物进水中有害物质容许浓度

序号	有害物质名称	容许浓度(mg/L)
1	三价铬	3
2	六价铬	0.5
3	铜	1
4	锌	5
5	镍	2
6	铅	0.5
7	镉	0.1
8	铁	10
9	铊	0.2
10	汞	0.01
11	砷	0.2
12	石油类	50
13	烷基苯磺酸盐	15
14	拉开粉	100
15	硫化物(以 S^{2-} 计)	20
16	氯化钠	4000

注:表列容许浓度为持续性浓度,一般可按日平均浓度计。

附录 2-1 居民生活用水定额(平均日)和综合生活用水定额(平均日)

居民生活用水定额(平均日) (L/(cap·d))			
分 区 \ 城 市 规 模	特大城市	大城市	中、小城市
一	140~210	120~190	100~170
二	110~160	90~140	70~120
三	110~150	90~130	70~110

注:cap表示“人”的计量单位。

综合生活用水定额(平均日) (L/(cap·d))			
分 区 \ 城 市 规 模	特大城市	大城市	中、小城市
一	210~340	190~310	170~280
二	150~240	130~210	110~180
三	140~230	120~200	100~170

注:1. 特大城市指:市区和近郊区非农业人口 100 万及以上的城市;

大城市指:市区和近郊区非农业人口 50 万及以上,不满 100 万的城市;

中、小城市指:市区和近郊区非农业人口不满 50 万的城市。

2. 一区包括:贵州、四川、湖北、湖南、江西、浙江、福建、广东、广西、海南、上海、云南、江苏、安徽、重庆;

二区包括:黑龙江、吉林、辽宁、北京、天津、河北、山西、河南、山东、宁夏、陕西、内蒙古河套以东和甘肃黄河以东的地区;

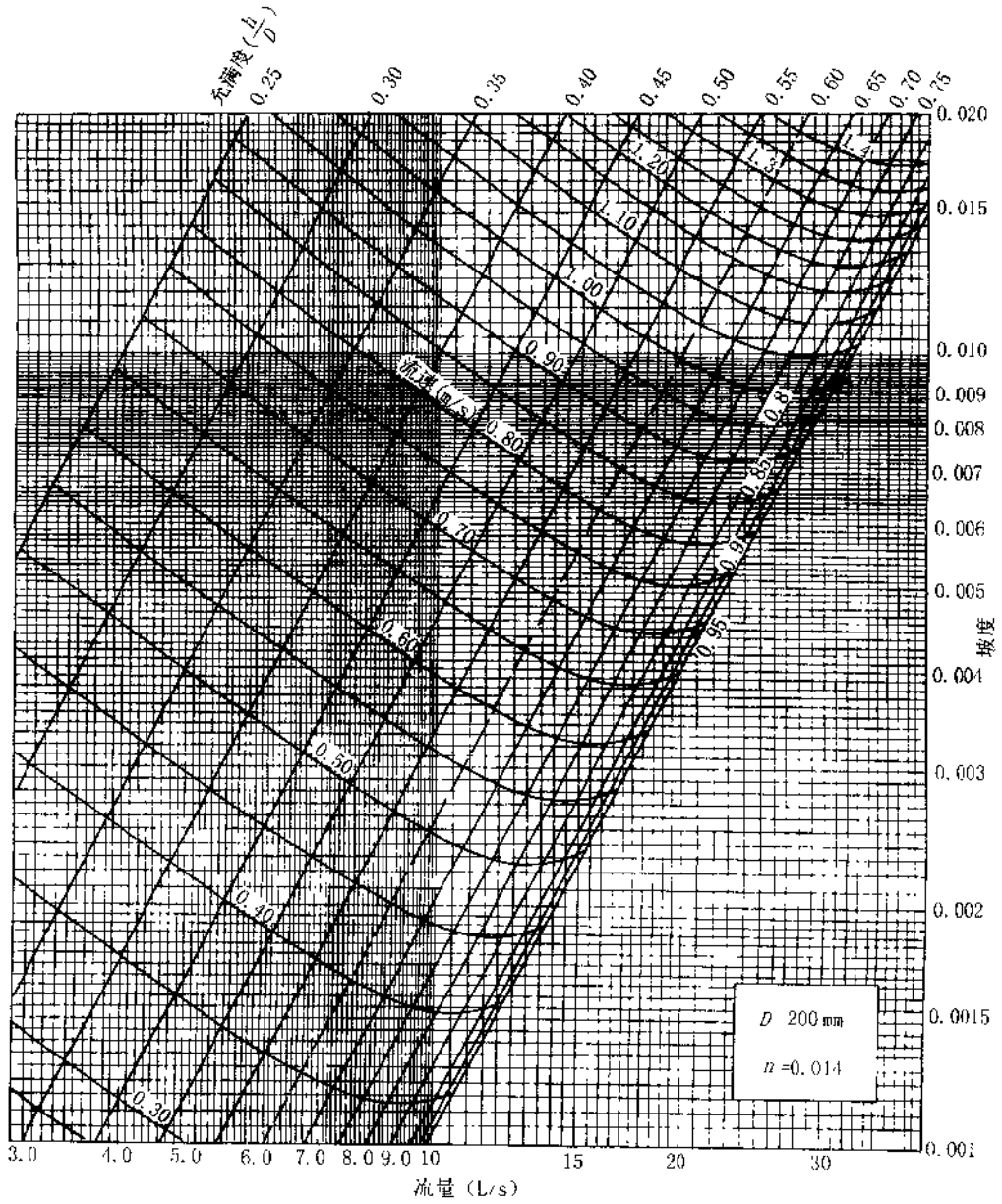
三区包括:新疆、青海、西藏、内蒙古河套以西和甘肃黄河以西的地区。

3. 国家级经济开发区和特区城市,根据用水实际情况,用水定额可酌情增加。

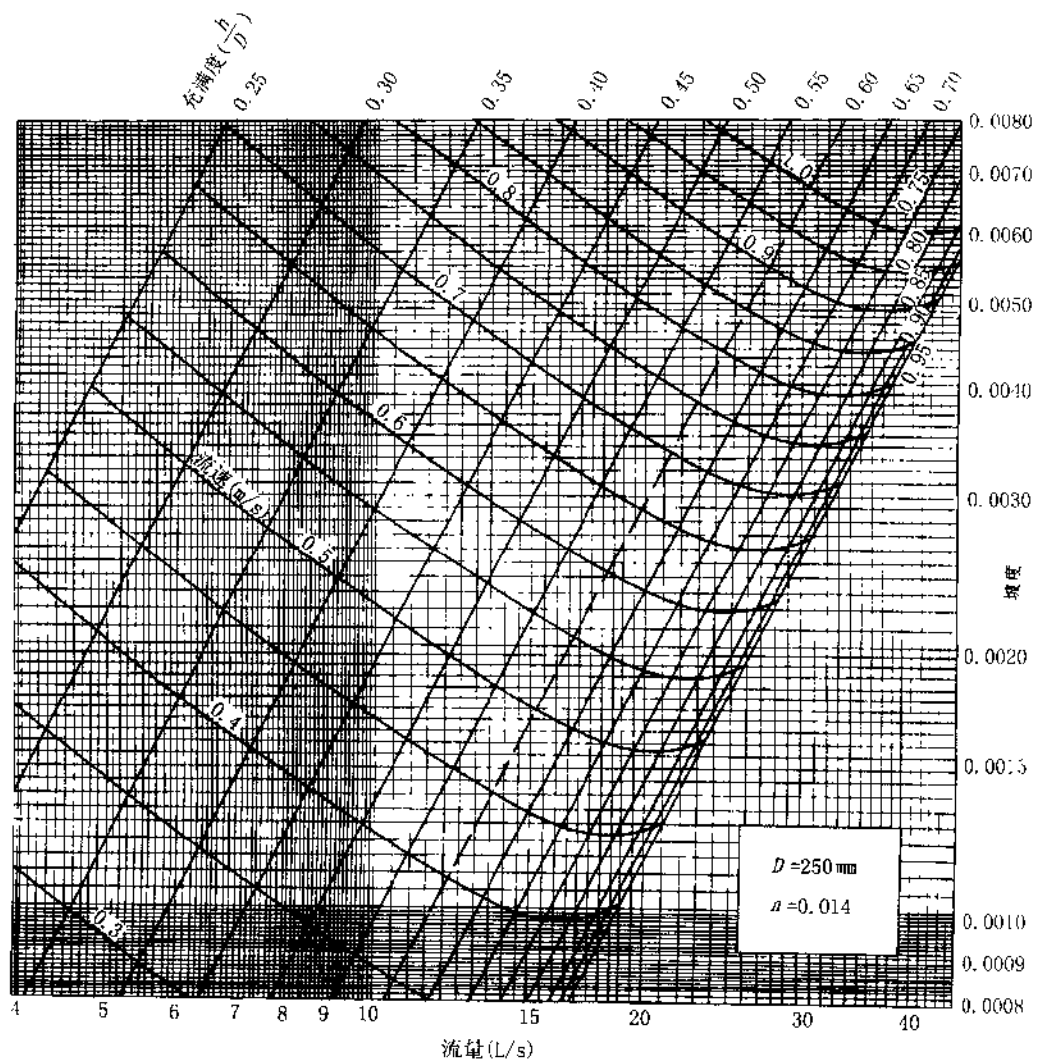
附录 2-2 水力计算图

1. 钢筋混凝土圆管(不满流 $n=0.014$)

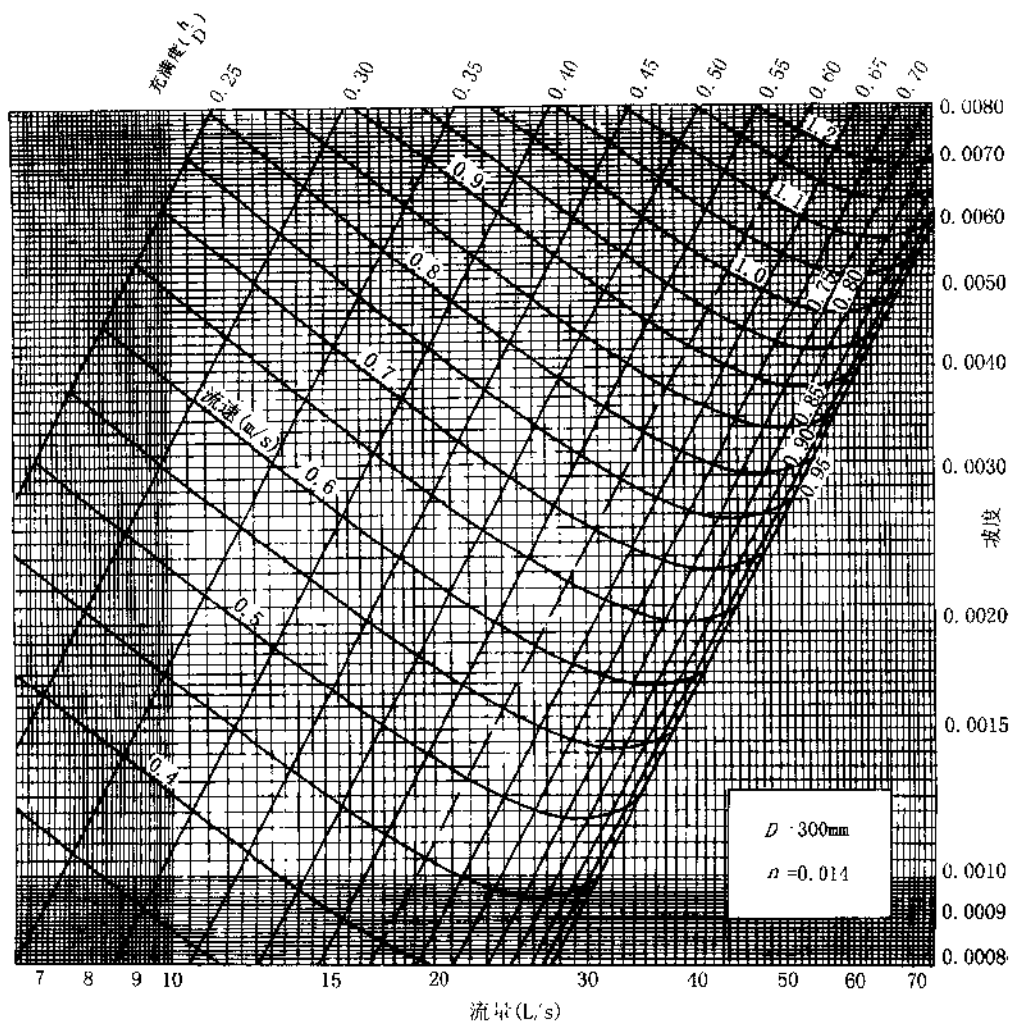
计算图



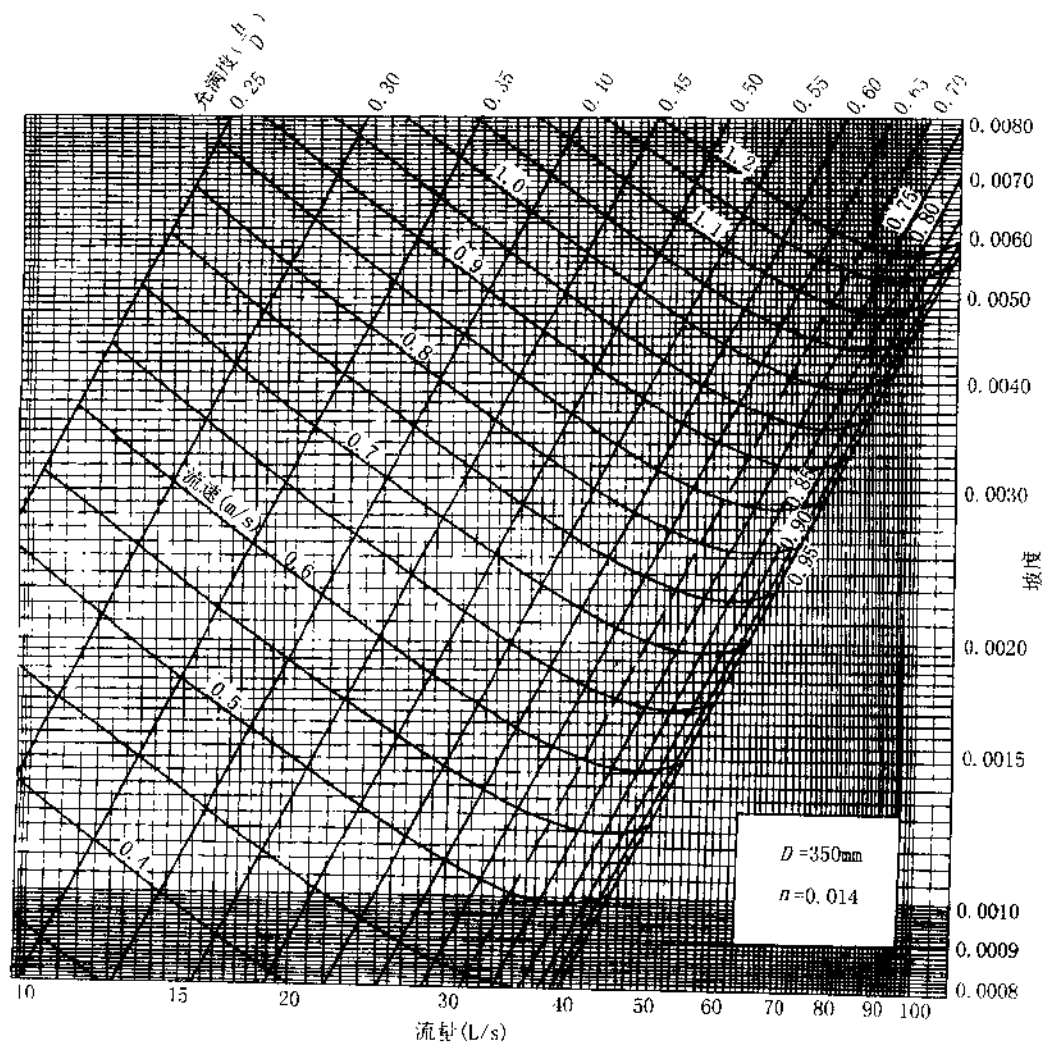
附图 1



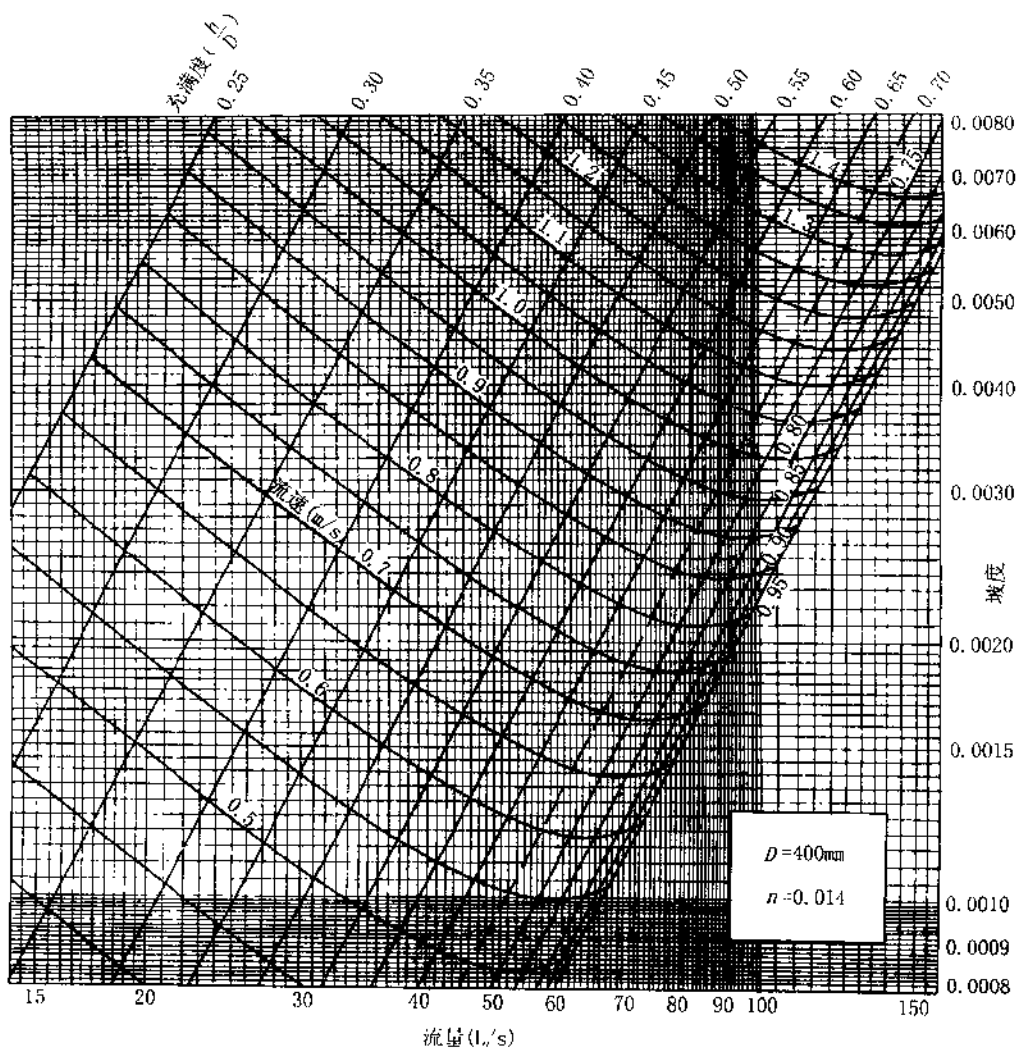
附图 2



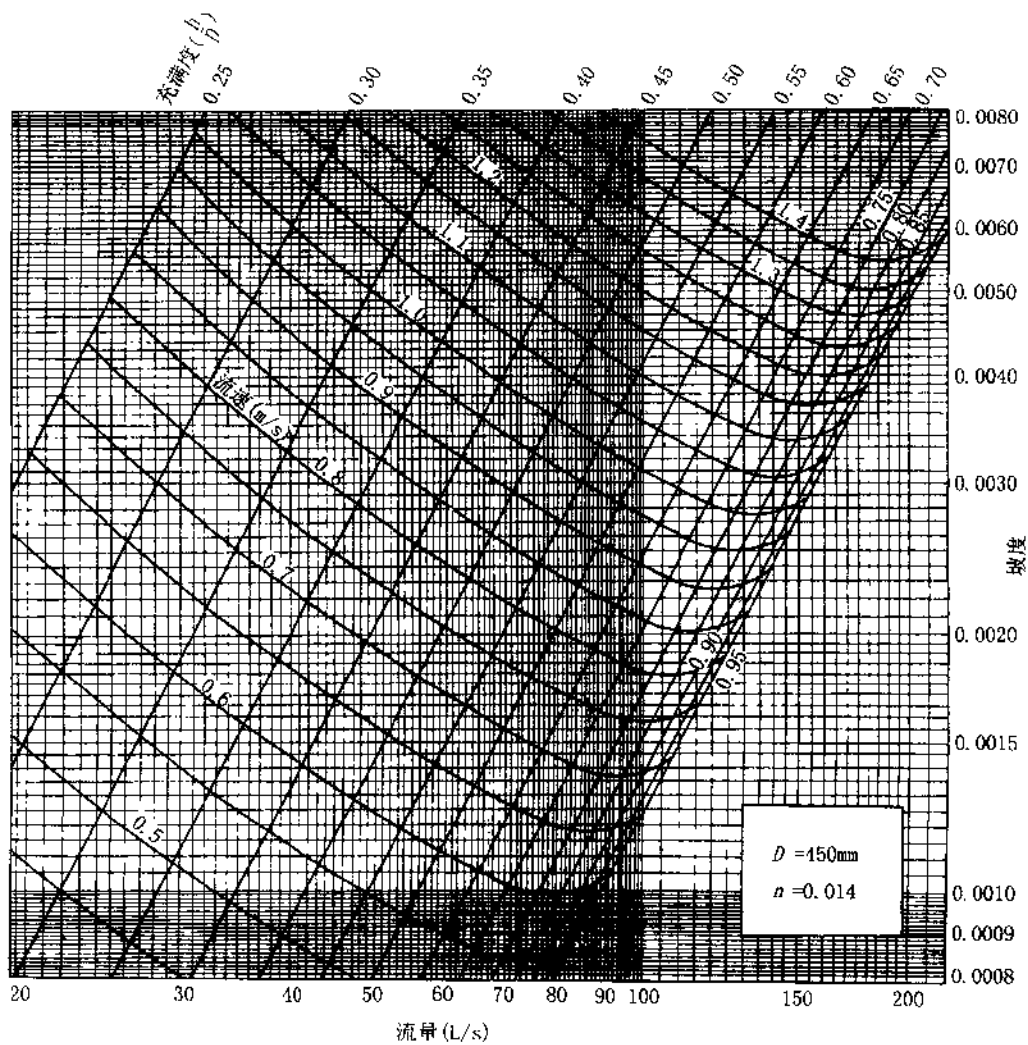
附图 3



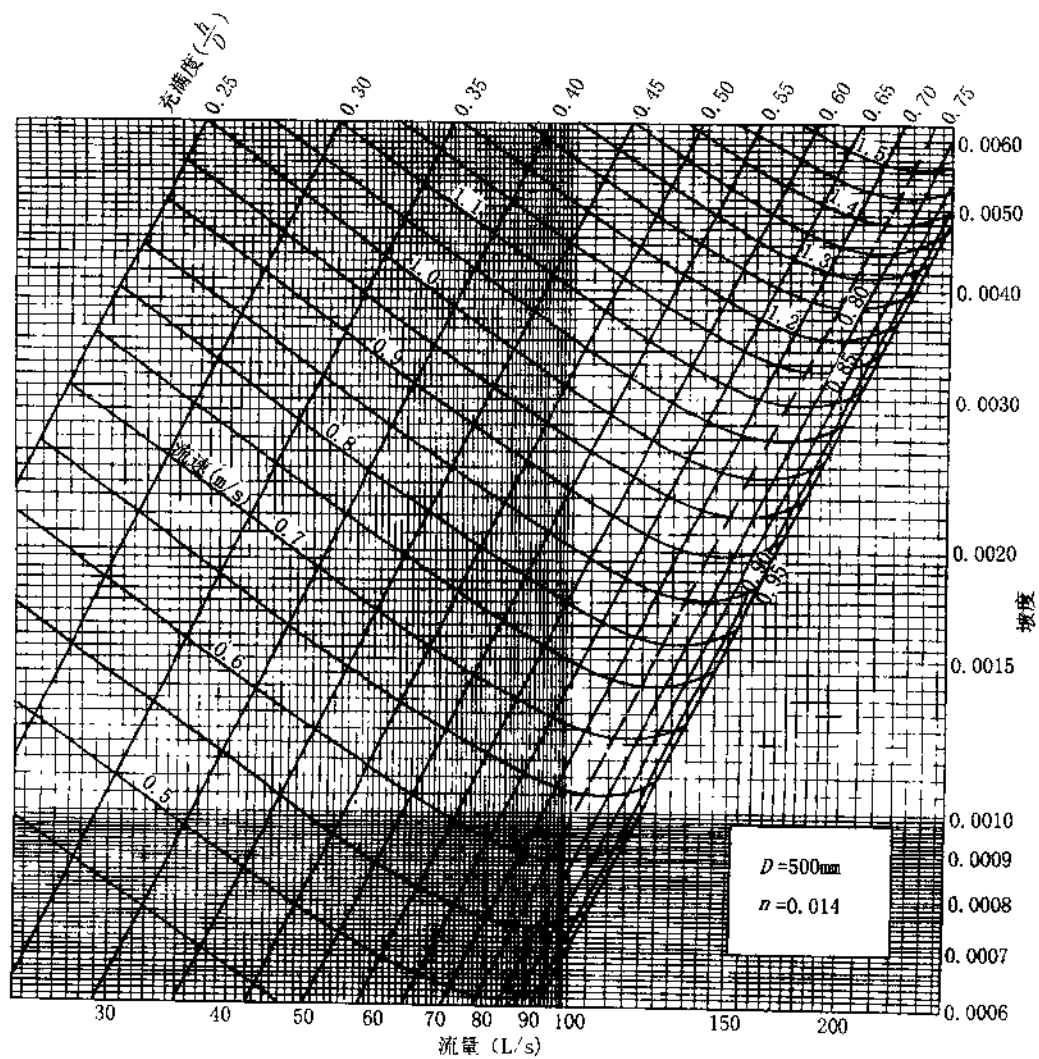
附图 4



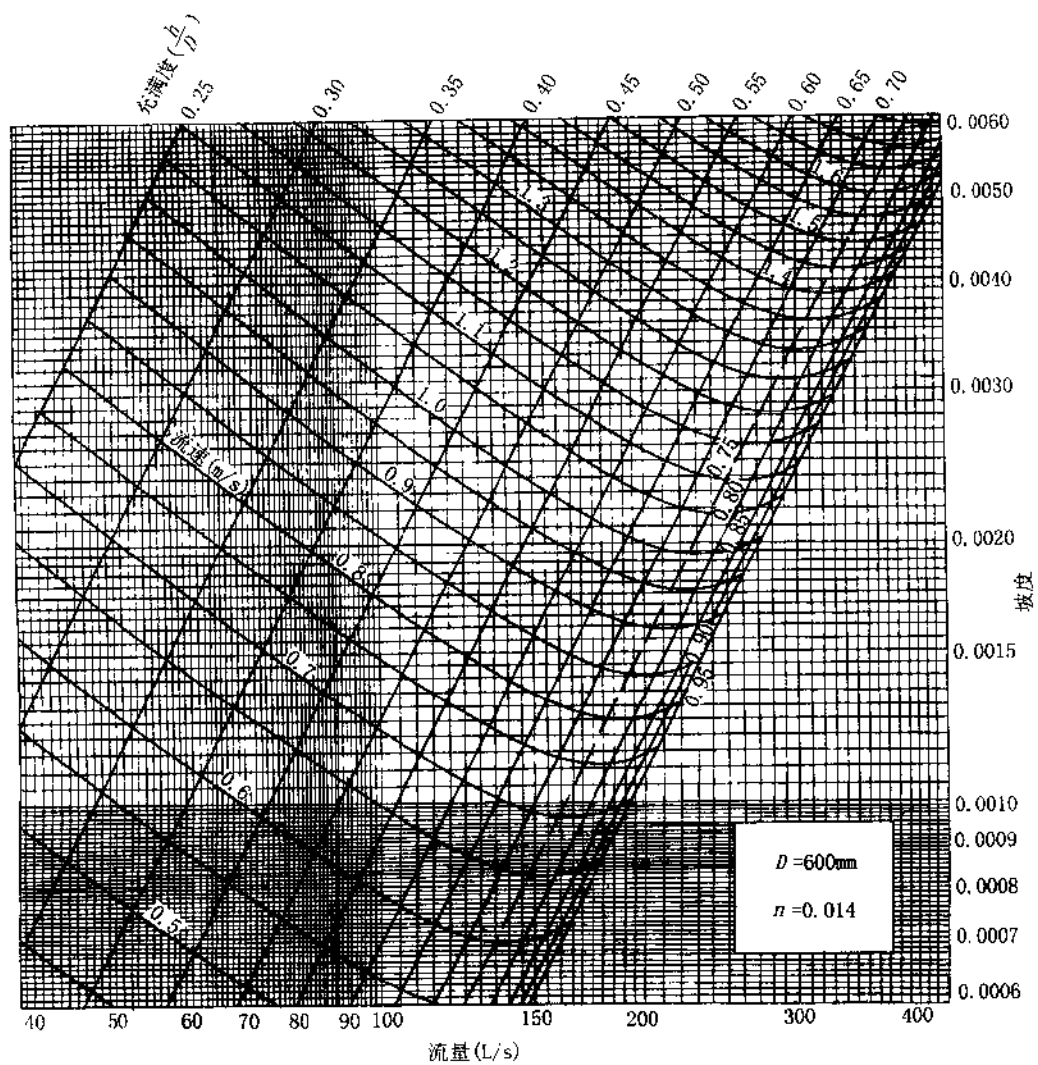
附图 5



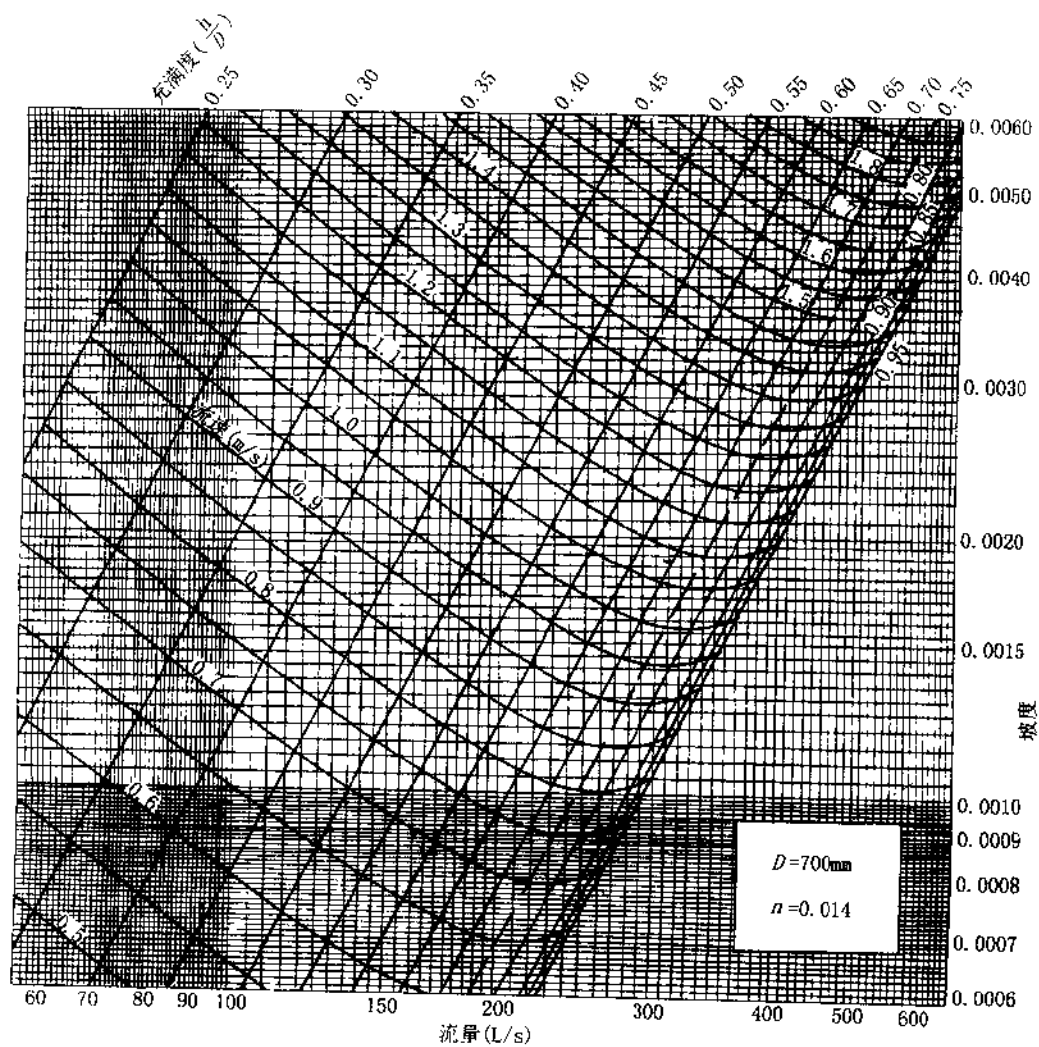
附图 6



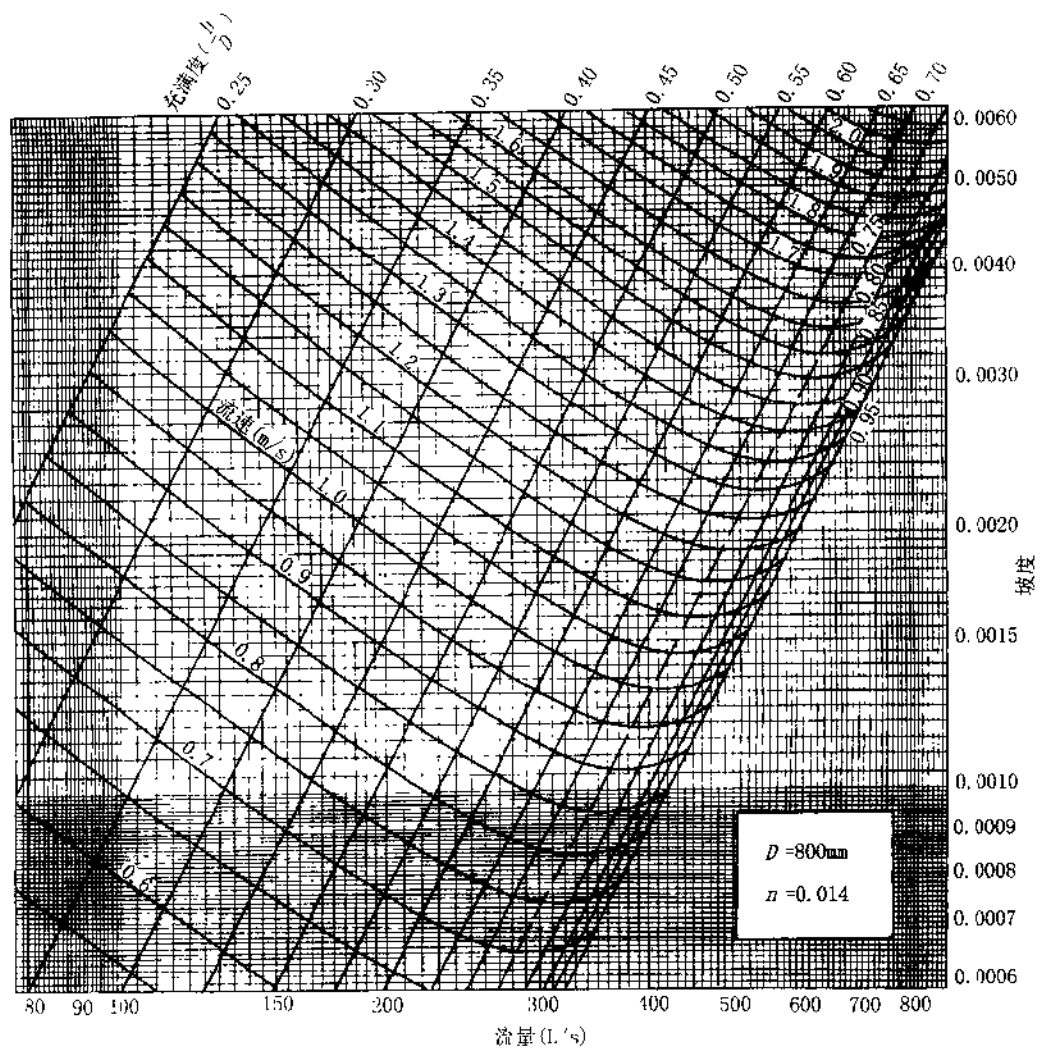
附图 7



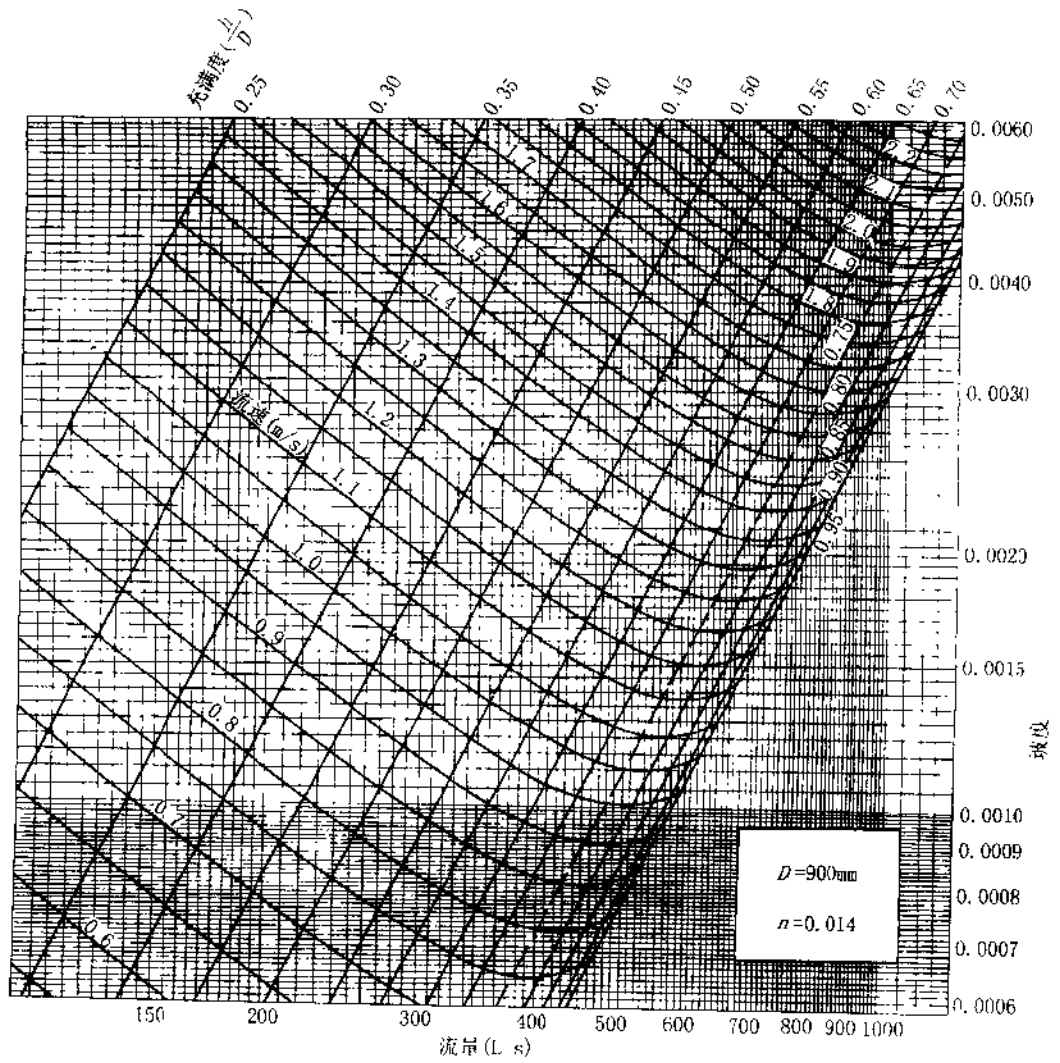
附图 8



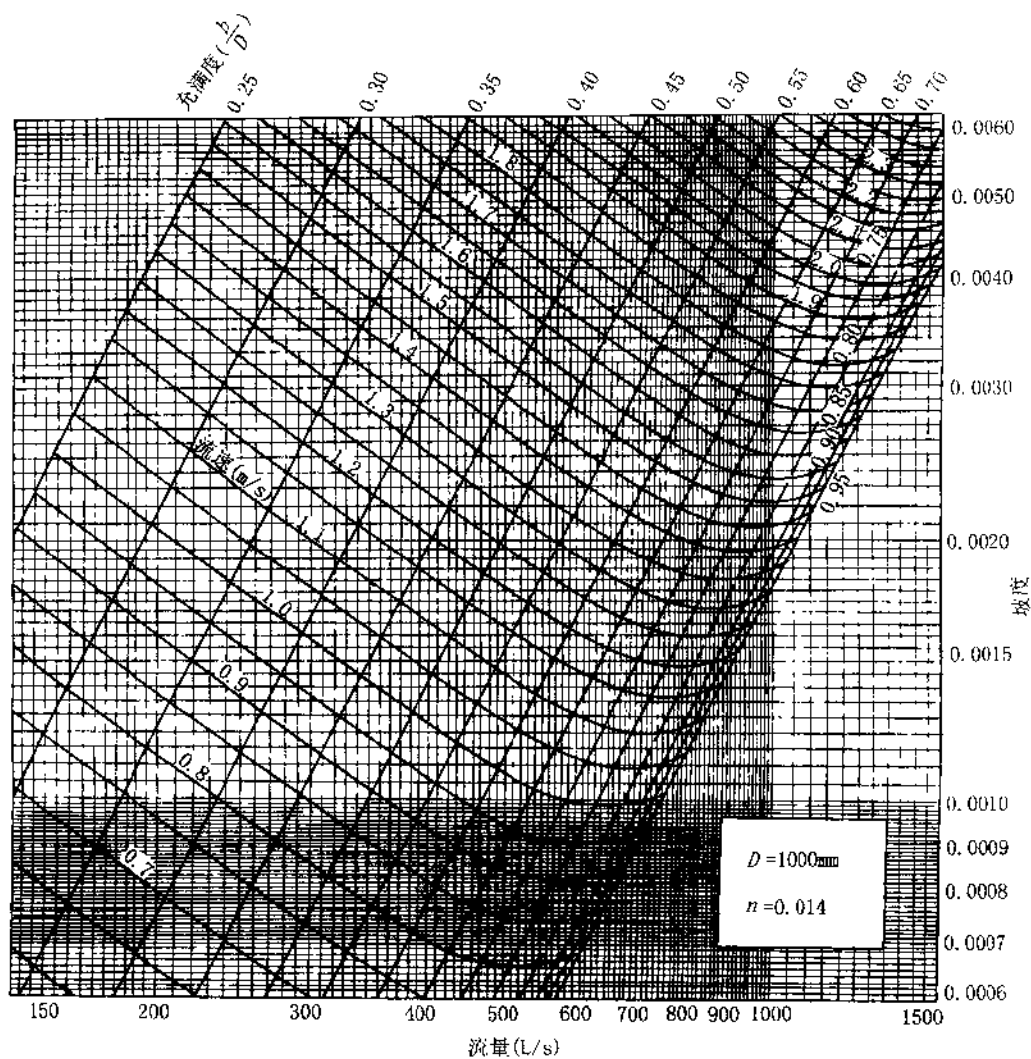
附图 9



附图 10



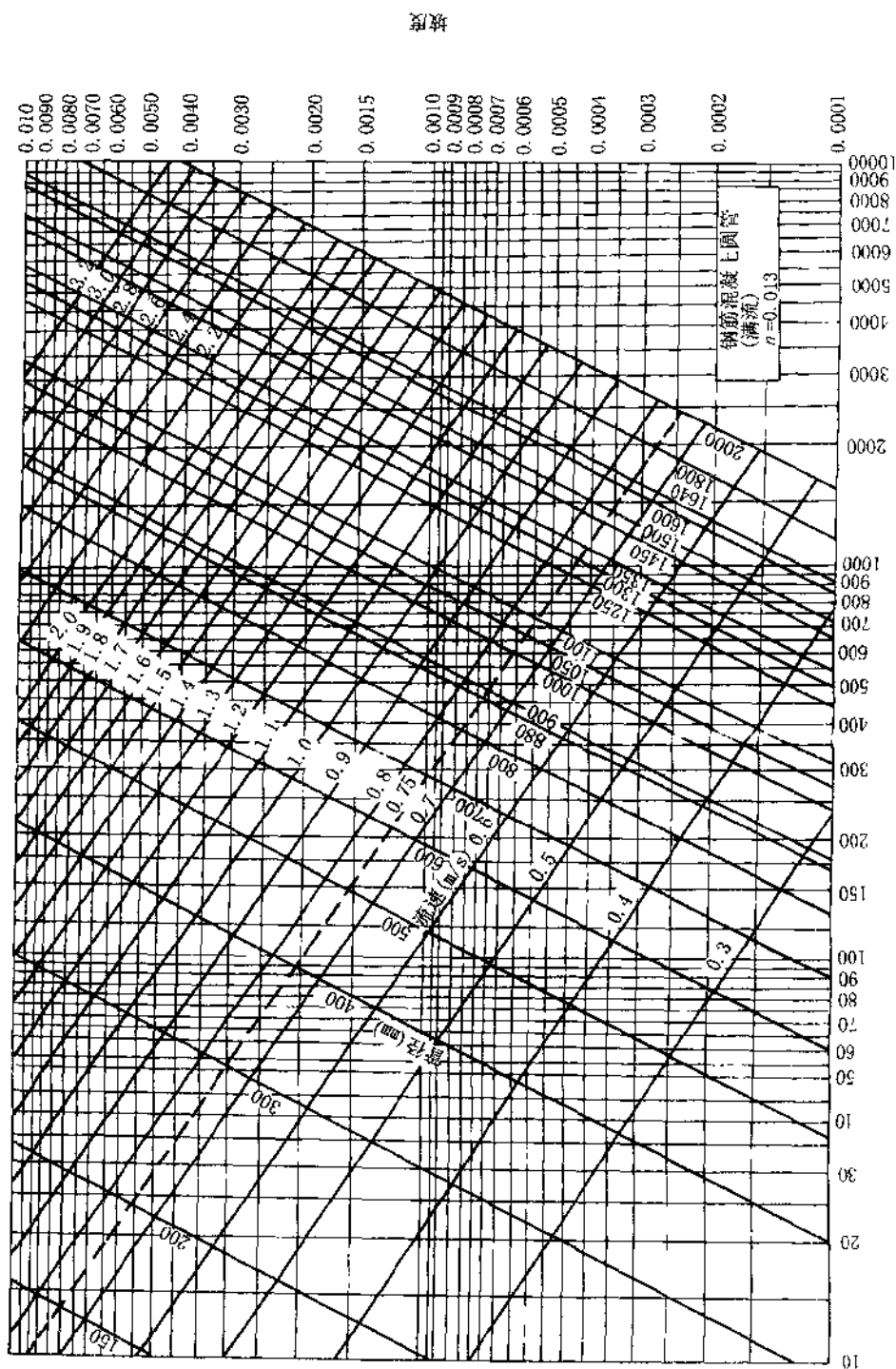
附图 11



附图 12

2. 钢筋混凝土圆管(满度 $n=0.013$)

计算图



附图 13

附录 2-3 排水管道与其它管线(构筑物)的最小净距

名称		水平净距(m)	垂直净距(m)	名称	水平净距(m)	垂直净距(m)
建筑物		见注 3		乔木	见注 5	
给水管		见注 4	0.15 见注 4	地上柱杆	1.5	
排水管		1.5	0.15	道路侧石边缘	1.5	
煤 气 管	低压	1.0	0.15	铁路	见注 6	
	中压	1.5		电车路轨	2.0	轨底 1.2
	高压	2.0		架空管架基础	2.0	
	特高压	5.0		油管	1.5	0.25
热力管沟 电力电缆		1.5	0.15	压缩空气管	1.5	0.15
		1.0	0.5	氧气管	1.5	0.25
				乙炔管	1.5	0.25
				电车电缆		0.50
通讯电缆		1.0	直埋 0.5 穿埋 0.15	明渠渠底		0.50
				涵洞基础底		0.15

注:1. 表列数字除注明者外,水平净距均指外壁净距,垂直净距系指下面管道的外顶与上面管道基础底间净距。

2. 采取充分措施(如结构措施)后,表列数字可以减小。

3. 与建筑物水平净距,管道埋深浅于建筑物基础时,一般不小于 2.5m(压力管不小于 5.0m);管道埋深深于建筑物基础时,按计算确定,但不小于 3.0m。

4. 与给水管水平净距,给水管管径小于或等于 200mm 时,不小于 1.5m,给水管管径大于 200mm 时,不小于 3.0m。

与生活给水管交叉时,污水管道、合流管道在生活给水管下面的垂直净距不应小于 0.4m。当不能避免在生活给水管上面穿越时,必须予以加固。加固长度不应小于生活给水管道的管径加 4m。

5. 与乔木中心距离不小于 1.5m;如遇现状高大乔木时,则不小于 2.0m。

6. 穿越铁路时应尽量垂直通过,沿单行铁路敷设时应距路堤坡脚或路堑坡顶不小于 5m。

附录 2-4 北京市试行中水水质标准

编号	项 目	标 准
1	色	色度不超过 40°
2	嗅	无不快感觉
3	pH	6.5—9.0
4	悬浮物	不超过 10mg/L
5	生化需氧量(5d20℃)	不超过 10mg/L
6	化学耗氧量(重铬酸钾法)	不超过 50mg/L
7	阴离子合成洗涤剂	不超过 2mg/L
8	细菌总数	1mL 水中不超过 100 个
9	总大肠菌数	不超过 3 个/L
10	游离余氯	管网末端不低于 0.2mg/L

注:1. 中水其它理化指标,视不同用途,应达到国家的有关水质标准及用水设备本身的要求。

2. 本表所列标准第 1、2、3、7、8、9、10 项按国家生活饮用水标准检验法检测。其它项目按国家规定的废水检验方法检测。

附录 2-5 日本不同用途的本质标准

项目(mg/L) \ 用途	洗澡	洗手	洗澡	洗车	喷洒	清扫	冷却设备 补充水	厕所冲洗	单纯冲洗 便器
色度(度)	<15	<5	<15	<30	15	<30	无不快感	<40	
浊度(度)	<10	<2	<10	<15	<10	<5	<30	<20	
pH	5.8~8.6	5.8~8.6	5.8~8.6	5.8~8.6	5.8~8.6	6.5~9.0	6.5~9.0	5.8~8.6	5.8~8.6
嗅	无异常	无异常	无异常	无异常	无异常	—	无异常	无异常	
味	无异常	无异常	无异常	无异常	无异常	无异常	—	无异常	无异常
NH ₄ -N, NO ₂ -N	<0.5	未检出	<10	<10	<10	<10	<20	<20	<20
NO ₂ -N	<30	—	<180	<180	<180	—	—	—	—
BCD ₅	—	—	—	<10	—	<10	<10	<20	—
COD(KMnO ₄)	<20	<10	<30	<40	<30	<60	<60	<40	—
一般细菌 个/mL	<100	<100	<100	<100	—	—	—	—	—
大肠杆菌群落	未检出	未检出	<1	<1	<1	<1	—	<300	<300
CN	未检出	未检出	未检出	未检出	未检出	—	—	—	—
Hg	未检出	未检出	未检出	未检出	未检出	—	—	—	—
有机磷	未检出	未检出	未检出	未检出	未检出	—	—	—	—
Cu	<1.0	<1.0	<1.0	<1.0	<1.0	—	—	<1.0	—
Fe	<1.0	<0.3	<1.0	<1.0	<1.0			<1.0	—
Mn	<0.3	<0.3	<0.3	<0.3	<0.3	<0.6	<0.5	<0.3	—
Zn	<1.0	<1.0	<1.0	<1.0	<1.0	—	—	—	—
Pb	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	—	—	—	—
Cr ⁺⁶	<0.05	<0.05	<1.5	<1.5	<0.05	—	—	—	—
As	<0.05	0.05	<0.05	<0.05	<0.05	—	—	—	—
F	<6.0	<0.8	<6.0	<6.0	<6.0	—	—	—	—
总硬度	—	<300	<500	<500	—	<200	<300	<400	—
蒸发残渣	<500	<500	<500	<500	<1000	—	—	—	500~1000
酚	<0.005	<0.005	<0.01	<0.01	<0.05	—	—	—	—
阴离子合成洗涤剂	<0.5	<0.5	<1.0	<1.0	<1.0	<1.0	<1.0	<2.0	<10
氯化物	—	<200	<200	<400	—	<200	<300	<400	—
余氯	>1.0	—	>1.0	>0.2	>1.0	>0.2	—	>1.0	>1.0
溶解性物质	—	—	—	<500	—	<500	<1000	<5000	—
悬浮物	—	—	几乎没有	—	—	—	<10	—	几乎没有
备 注	表列数值系根据日本水道协会等团体提出的回用水质标准归纳而成								

附录 2-6 排水工程综合指标

污水管道综合指标										表 2-6-1
序号	设计规模	投资 (元)	人工 (工日)	主要材料						
				钢材(kg)	水泥(kg)	锯材(m³)	金属管(kg)	非金属管(kg)		
污 水 管 道 综 合 指 标 (m³/d/km)										
1	I类(水量10万 m³/d以上)	20~31	0.2~0.3	0.3~0.4	1~2	0.0003~0.0004	2~4	12~18		
2	(水量5万 m³~10万 m³/d)	29~40	0.3~0.4	0.4~0.5	2~3	0.0004~0.0005	3~4	17~23		
3	II类(水量2万 m³~5万 m³/d)	37~51	0.4~0.5	0.5~0.7	3~4	0.0005~0.0006	4~6	22~30		
4	(水量6千 m³~2万 m³/d)	49~72	0.5~0.7	0.7~1.0	4~5	0.0006~0.0009	5~8	28~42		
5	III类(水量2千 m³~6千 m³/d)	57~86	0.6~0.9	0.8~1.1	4~7	0.0007~0.0011	6~10	33~50		
6	(水量2千 m³/d以下)	80~114	0.8~1.2	1.1~1.5	6~9	0.0010~0.0014	9~13	47~67		
污 水 下 管 综 合 指 标 (m³/d/km)										
1	I类(水量10万 m³/d以上)	25~35	0.2~0.3	0.2~0.4	2~3	0.0002~0.0004	2~3	10~17		
2	(水量5万 m³~10万 m³/d)	35~40	0.3~0.4	0.3~0.5	2~3	0.0003~0.0005	3~4	13~23		
3	II类(水量2万 m³~5万 m³/d)	40~49	0.4~0.5	0.5~0.6	3~4	0.0005~0.0006	4~5	23~28		
4	III类(水量2万 m³/d以下)	49~86	0.5~0.9	0.6~1.1	4~7	0.0006~0.0011	5~10	28~50		

注:1. 污水管道系统金属管和非金属管综合考虑。
2. 指标分污水管道及污水下管两项,前者适用于整个系统的污水管道工程,后者适用于主干管的污水管道工程。

雨水管、渠道综合指标

表 2-6-2

序号	设计规模	投资 (元)	用地 (m ²)	人 (工日)	主要材料			
					钢材 (kg)	水泥 (kg)	锯材 (m ³)	非金属管 (kg)
雨水管、渠道综合指标								
1	泄水面积(1~2km ²)	5606~7475		74~99	76~101	2700~3600	0.21~0.29	2666~3555
2	(0.5~1km ²)	6733~9344		89~124	91~126	3240~4500	0.26~0.36	3199~4443
雨水管、渠道综合指标								
1	泄水面积(1~2km ²)	8960~13082		119~173	121~176	4320~6300	0.34~0.50	4266~6221
2	(0.5~1km ²)	11213~16819		148~223	151~227	5400~8100	0.43~0.64	5332~7998
雨水管、渠道综合指标								
1	泄水面积(2~4km ²)	1250~1600	2~3	31~40		520~672	0.070~0.090	29~38
2	(1~2km ²)	1525~1850	3~5	38~46		638~772	0.086~0.104	36~43
3	(0.5~1km ²)	1675~2000	5~7	42~50		706~840	0.095~0.113	39~47

注:1. 雨水管、渠道分3种:(1)雨水管、渠道适用于整个系统的雨水管、渠道工程;(2)雨水管、渠道适用于主干管、渠道工程;(3)雨水管、渠道适用于明渠和暗渠工程综合考虑。

2. 雨水管、渠道和雨水干管、渠道指标,按管道和暗渠综合考虑,以管道为主。

3. 雨、污水含流管渠道,可参考本指标使用。

表 2-6-3

排水泵站综合指标

序号	设计规模	投资 (元)	设备功率 (W)	用地 (m ²)	人 (工日)	主要材料			
						钢材 (kg)	水泥 (kg)	铝材 (m ³)	金属管 (kg)
雨水泵站综合指标 (L/s)									
1	流量 5000~8000L/s	395~657	80~110	0.4~0.6	2.2~3.7	27~45	102~170	0.03~0.05	7.2~12.0
2	流量 2000~5000L/s	657~986	100~120	0.6~0.8	3.3~5.5	41~68	153~255	0.05~0.08	10.8~18.1
3	流量 2000L/s 以内	986~1150	110~140	0.8~1.1	5.2~6.5	63~79	238~297	0.07~0.09	16.9~21.1
污水泵站综合指标 (L/s)									
1	流量 600L/s 以上	997~2278	200~300	1.0~1.2	4.5~11.1	63~156	192~481	0.05~0.13	18~46
2	流量 300~600L/s	2278~4824	300~400	1.5~2.5	8.9~19.3	125~271	385~834	0.10~0.22	37~80
3	流量 100~300L/s	4824~6646	450~600	3.5~6.0	14.8~29.7	209~417	641~1282	0.17~0.34	62~123
4	流量 100L/s 以内	6646~8640	600~800	7.0~10.0	26.7~38.6	375~542	1154~1667	0.31~0.45	110~160
									58~84

注:1. 流量和指标的(L/s)单位,均以最大时流量计算。

2. 指标上限适用于:地质条件差,进水管较深;结构和建筑标准较高。

3. 如果用简易临时性泵房时,指标可适当降低。

4. 雨、污水合流泵站可参考雨水泵站指标。

表 2-6-4

污水处理厂综合指标

序号	设计规模	投资 (元)	设备功率 (W)	用地 (m ²)	人工 (工日)	主要材料				
						钢材 (kg)	水泥 (kg)	锯材 (m ³)	金属管 (kg)	非金属管 (kg)
一 级 处 理 站										
1	I类(水量10万 m ³ /d以上)	265 ~ 345	5 ~ 8	0.5 ~ 0.7	3 ~ 4	9 ~ 12	64 ~ 83	0.008 ~ 0.011	4 ~ 6	8 ~ 11
2	(水量5万 m ³ ~ 10万 m ³ /d)	345 ~ 398	8 ~ 10	0.7 ~ 1.0	4 ~ 5	12 ~ 14	83 ~ 96	0.011 ~ 0.012	6 ~ 6	11 ~ 12
3	II类(水量2万 m ³ ~ 5万 m ³ /d)	398 ~ 477	10 ~ 15	0.8 ~ 1.2	5 ~ 6	14 ~ 17	96 ~ 116	0.012 ~ 0.015	6 ~ 8	12 ~ 15
4	(水量6千 m ³ ~ 2万 m ³ /d)	477 ~ 530	15 ~ 20	1.2 ~ 2.0	6 ~ 7	17 ~ 18	116 ~ 128	0.015 ~ 0.016	8 ~ 9	15 ~ 16
5	III类(水量6千 m ³ /d以下)	530 ~ 795	20 ~ 30	1.3 ~ 2.5	7 ~ 9	18 ~ 28	128 ~ 193	0.016 ~ 0.024	9 ~ 13	16 ~ 25

续表

序号	设计规模	投资 (元)	设备功率 (W)	用地 (m ²)	人 (T.H)	主要材料				
						钢材 (kg)	水泥 (kg)	锯材 (m ³)	金属管 (kg)	非金属管 (kg)
二 级 处 理 综 合 指 标 (一) (m ³ /d)										
1	I类(水量10万m ³ /d以上)	524~604	15~20	0.7~0.8	3~3	17~20	110~131	0.008~0.010	9~11	13~15
2	(水量5万m ³ ~10万m ³ /d)	604~683	18~25	0.8~1.2	3~3	19~23	124~152	0.009~0.011	10~13	14~18
3	II类(水量2万m ³ ~5万m ³ /d)	683~795	20~30	1.0~1.6	3~4	21~26	138~173	0.010~0.013	12~15	16~20
4	(水量6千m ³ ~2万m ³ /d)	795~1193	25~35	1.3~2.0	4~5	26~32	173~207	0.013~0.016	15~17	20~24
5	III类(水量1千m ³ ~6千m ³ /d)	1193~2253	30~40	1.5~3.0	5~6	32~37	207~242	0.016~0.018	17~20	24~28
6	(水量1千m ³ /d以下)	2253~3710	40~50	2.0~3.0	6~8	37~53	242~345	0.018~0.026	20~29	28~40
二 级 处 理 综 合 指 标 (二) (m ³ /d)										
1	I类(水量10万m ³ /d以上)	536~804	18~22	0.8~1.2	3~4	24~30	139~174	0.014~0.017	12~15	6~8
2	(水量5万m ³ ~10万m ³ /d)	804~1072	20~30	1.0~2.5	4~5	30~39	174~223	0.017~0.022	15~19	8~10
3	II类(水量2万m ³ ~5万m ³ /d)	1072~1608	25~40	2.0~3.0	5~6	36~48	209~279	0.021~0.028	17~23	9~12
4	(水量6千m ³ ~2万m ³ /d)	1608~2010	38~50	3.0~4.0	7~8	52~58	300~334	0.030~0.033	25~28	13~14
5	III类(水量1千m ³ ~6千m ³ /d)	2010~2680	40~60	3.5~4.5	7~9	54~67	314~383	0.031~0.038	26~32	14~17
6	(水量1千m ³ /d以下)	2680~4020	50~70	4.0~6.0	8~13	65~97	376~558	0.037~0.055	31~46	16~24

注:1. 一级处理工艺流程大体为提升(泵房)、沉淀及污泥浓缩、干化处理等。构筑物大部分为钢筋混凝土结构。

2. 二级处理(一),其工艺流程大体为提升、沉淀、初次沉淀、曝气、二次沉淀及污泥浓缩、干化处理等。构筑物大部分为钢筋混凝土结构。

3. 二级处理(二),其工艺流程大体为提升、沉淀、初次沉淀、曝气、二次沉淀、消毒及污泥提升、浓缩、消化、脱水及沼气利用等。构筑物大部分为钢筋混凝土结构。

4. 本指标系统按一般工程设计条件考虑,对于有地质设防、软土地基特殊处理、寒冷地区加盖保温设施、沼气发电装置的工程以及自动化程度高的工程,应用本指标时高结合具体情况进行调整。

附录 2-7 排水工程万元实物指标

说 明

(一)万元实物指标是为调整地区材料价差之用,并供概略估算工料的参考,同时也可作为投资与人工和材料间比例关系的参考。

(二)万元实物指标的编制,是选择了比较普遍的有代表性的若干工程项目,综合考虑了各种规模和各种条件加以分析计算。并考虑今后我国的工程造价改革,实现“量”“价”分离的原则,本指标按直接费万元实物量表示,以提高价差调整的准确程度。其间接费、独立费及其他费用另计。

(三)万元实物指标与枢纽工程综合指标的项目划分是一致的,列有人工及主要土建材料、各种管道、管件及闸门。其他材料、机械费、设备及安装工程、其他费用等。

人工以工日计。在各项费用中,其他材料是指表列各项主要材料以外的材料消耗费用;机械费是施工中必要的机械台班费用;设备及安装是指各种机械设备、电器及照明设备的费用及其安装费用;其他费用与综合指标说明第二条同。由于以上费用是按可变费用编制,故均按占主要工料费百分数表示,便于换算。

(四)人工及材料均按北京市 1992 年预算价格,其中钢材、水泥、木材及管材按市场价计算。

1992 年北京市工料单价表(部分采用市场价格)

表 2-7-1

序号	工 程 名 称	单 位	单 价 (元)	备 注
1	土建人工	工日	9.82	4.4 级
2	安装人工	工日	9.92	4.6 级
3	水 泥	t	250	325 [#] 425 [#] 525 [#] 综合价
4	钢 材	t	2915	φ10 以内钢筋 30%, φ10 以上钢筋 40%, 型钢 10%, 螺纹钢 10%, 中钢板 10% 的综合价
5	锯 材	m ³	880	板、方材综合价
6	机制标砖	千块	140	机制红砖价格
7	砂	m ³	57.20	中粗净砂、容重 1.46t/m ³
8	碎(砾)石	m ³	47.03	粒径 2~4cm, 容重 1.69t/m ³
9	块(片)石	m ³	47	以毛石价格计算, 容重 1.69t/m ³
10	铸 铁 管	t	1500	φ400, φ600, φ800 平均价
11	铸铁管件	t	2200	综合价格
12	钢管及钢管件	t	3800	以 φ400, δ=8 的钢板卷管 60%, 及 φ400 的钢管件(价格 2455 元/t)的综合价

续表

序号	工 程 名 称	单 位	单 价 (元)	备 注
13	钢筋混凝土管	t	250	φ300, φ500, φ700, φ900 平均价
14	预应力钢筋混凝土管	t	750	φ600, φ800, φ1000 平均价
15	手动闸门	t	4320	各种型号和规格的综合价
16	滤料石英砂	m ³	372	
17	滤料石子	m ³	354	

1992 年北京市管道材料预算价格(部分采用市场价格)

表 2-7-2

序号	管径 (mm)	承插铸铁管		预应力钢筋 混凝土管		钢管		混凝土及钢筋 混凝土管		球墨铸铁管		承插式钢 筋混凝土 管每米价 格(元)
		每米 重量 (kg)	每米 价格 (元)	每米 重量 (kg)	每米 价格 (元)	每米 重量 (kg)	每米 价格 (元)	每米 重量 (kg)	每米 价格 (元)	每米 重量 (kg)	每米 价格 (元)	
1	150					26.24	104.96			24.92	84.78	
2	200	47.00	70.50	65	48.75	36.60	146.40		18.50	35.36	111.38	24.78
3	250	63.80	95.70			53.28	209.12		24.50	44.34		30.45
4	300	81.80	122.70	118	88.50	62.54	250.16	122	30.50	60.12	174.23	38.83
5	350	102.80	154.20			72.80	291.20	168	38.00	70.60		45.83
6	400	125.20	187.80	175	131.25	82.47	329.88	192	42.00	89.56	259.54	52.15
7	450	149.40	224.10			104.10	416.40		49.00	96.07		64.06
8	500	177.40	266.10	253	189.75	115.40	461.60	267	56.00	124.16	359.82	76.95
9	600	233.33	350.00	320	240.00	152.90	611.60	343	70.00	162.00	449.06	99.17
10	700	293.00	439.50	367	275.25	175.10	665.38	427	92.00	206.00	571.03	112.00
11	800	362.90	544.35	468	351.00	199.80	759.24	491	122.75	240.00	672.00	143.20
12	900	443.00	664.50	568	426.00	224.40	807.84	592	162.00	294.00	823.20	190.64
13	1000	555.50	833.25	660	495.00	249.10	896.76	696	225.00	364.00	1019.20	257.67
14	1100								285.00			328.33
15	1200	755.50	113.25	900	675.00	357.47	1205.20		332.00	510.00	1428.00	377.20
16	1350								408.00			486.00
17	1400			1300	975.00	485.41	1650.39			700.03	1960.08	
18	1500				1130.00				510.00			584.00
19	1600				1256.00	632.87	2151.76					
20	1650								595.00			672.00
21	1800				1462.50				674.00			854.00
22	2000				2293.00				910.00			994.44

排水工程万元实物指标

表 2-7-3

序号	项 目	单 位	单 价 (元)	污 水 管 道	污 水 处 理 厂			排 水 泵 站		雨 水 管 道		
					一 级 处 理	二 级 处 理 (一)	二 级 处 理 (二)	污 水 泵 站	雨 水 泵 站	明 渠	暗 渠	管 道
1	土建人工	工日	9.82	94	105	47	52	40	51	313	106	142
2	安装人工	工日	9.92	36	32	24	19	7	9			63
3	水泥	t	250	1.65	4.97	5.34	5.39	3.54	4.69	9.04	12.83	6.54
4	钢材	t	2915	0.15	0.39	0.44	0.50	0.62	0.67		0.22	0.08
5	锯材	m ³	880	0.34	0.79	1.51	0.67	1.19	1.76	1.52	1.12	1.81
6	机制标砖	千块	140	4.15	2.68	1.85	1.49	3.16	1.29	6.62	8.60	2.81
7	砂	m ³	57.20	7.26	8.73	4.49	4.33	4.11	4.06	11.82	16.11	5.84
8	碎(砾)石	m ³	47.03	10.24	8.33	10.23	9.77	4.69	7.17	14.04	14.29	7.52
9	块(片)石	m ³	41.00	4.32	10.48	4.49	2.86	1.47	1.22	9.58	1.88	5.99
10	铸铁管	t	1500	1.65	0.17	0.24	0.15	0.14	0.17			0.30
11	铸铁管件	t	2200	0.08	0.04	0.04	0.04	0.07	0.03			
12	钢管及钢管件	t	3800		0.08	0.12	0.20	0.10	0.15			
13	钢筋混凝土管	t	250	10.23	0.52	0.50	0.19	0.15		0.41	0.75	11.15
14	预应力钢筋混凝土管	t	750									
15	手动闸门	t	4320		0.06	0.08	0.06	0.10	0.05			
16	金额小计	元		9293	7155	6324	6508	6353	7172	9431	8938	9165
17	其他材料费	%	占(16)	1.93	6.68	7.23	7.03	7.71	1.73	6.03	7.53	2.83
18	施工机械费	%	占(16)	5.68	8.58	11.77	9.67	9.88	7.07		4.35	6.28
19	设备安装费	%			24.50	39.13	36.95	39.81	30.63			
20	直接费合计	元		10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000
21	间接费及其他费用	%	占(20)	45	48	48	48	48	48	45	45	45
22	基建总投资	元		14500	14800	14800	14800	14800	14800	14500	14500	14500

附录 3-1 暴雨强度公式的编制方法

一、本方法适用于具有 10 年以上自动雨量记录的地区。

二、计算降雨历时采用 5、10、15、20、30、45、60、90、120min 共 9 个历时。计算降雨重现期一般按 0.25、0.33、0.5、1、2、3、5、10 年统计。当有需要或资料条件较好时(资料年数 ≥ 20 a、子样点的排列比较规律),也可统计高于 10 年的重现期。

三、取样方法宜采用年多个样法,每年每个历时选择 6~8 个最大值,然后不论年次,将每个历时子样按大小次序排列,再从中选择资料年数的 3~4 倍的最大值,作为统计的基础资料。

四、选取的各历时降雨资料,一般应用频率曲线加以调整。当精度要求不太高时,可采用经验频率曲线;当精度要求较高时,可采用皮尔逊Ⅲ型分布曲线或指数分布曲线等理论频率曲线。根据确定的频率曲线,得出重现期、降雨强度和降雨历时三者的关系,即 p 、 i 、 t 关系值。

五、根据 p 、 i 、 t 关系值求解 b 、 n 、 A_1 、 c 各个参数,可用解析法、图解与计算结合法或图解法等方法进行。将求得的各参数代入 $q = \frac{167A_1(1+c\lg p)}{(t+b)^n}$, 即得当地的暴雨强度公式。

六、计算抽样误差和暴雨公式均方差,一般按绝对均方差计算,也可辅以相对均方差计算。当计算重现期在 0.25~10 年时,在一般强度的地方,平均绝对均方差不宜大于 0.05mm/min。在较大强度的地方,平均相对均方差不宜大于 5%。

附录 3-2 我国若干城市暴雨强度公式

省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	资料记录年数 (a)
北 京		$q = \frac{2001(1+0.811\lg P)}{(t+8)^{0.711}}$	40
上 海		$q = \frac{5544(p^{0.3}-0.42)}{(t+10+7\lg P)^{0.82+0.07\lg}}$	41
天 津		$q = \frac{3833.34(1+0.85\lg P)}{(t+17)^{0.85}}$	50
河 北	石家庄	$q = \frac{1689(1+0.898\lg P)}{(t+7)^{0.729}}$	20
河 北	保 定	$i = \frac{14.973+10.266\lg TE}{(t+13.877)^{0.776}}$	23
山 西	太 原	$q = \frac{880(1+0.86\lg T)}{(t+4.6)^{0.62}}$	25
	大 同	$q = \frac{1532.7(1+1.08\lg T)}{(t+6.9)^{0.87}}$	25
	长 治	$q = \frac{3340(1+1.43\lg T)}{(t+15.8)^{0.93}}$	27
内 蒙	包 头	$q = \frac{1663(1+0.985\lg P)}{(t+5.40)^{0.85}}$	25
	海拉尔	$q = \frac{2630(1+1.05\lg P)}{(t+10)^{0.99}}$	25
黑龙江	哈尔滨	$q = \frac{2889(1+0.9\lg P)}{(t+10)^{0.88}}$	32
	齐齐哈尔	$q = \frac{1920(1+0.89\lg P)}{(t+6.4)^{0.86}}$	33
	大 庆	$q = \frac{1820(1+0.91\lg P)}{(t+8.3)^{0.77}}$	18
	黑 河	$q = \frac{1611.6(1+0.9\lg P)}{(t+5.65)^{0.824}}$	22
吉 林	长 春	$q = \frac{1600(1+0.8\lg P)}{(t+5)^{0.76}}$	25
	吉 林	$q = \frac{2166(1+0.680\lg P)}{(t+7)^{0.831}}$	26
	海 龙	$i = \frac{16.4(1+0.899\lg P)}{(t+10)^{0.867}}$	30
辽 宁	沈 阳	$q = \frac{1984(1+0.77\lg P)}{(t+9)^{0.77}}$	26
	丹 东	$q = \frac{1221(1+0.668\lg P)}{(t+7)^{0.665}}$	31
	大 连	$q = \frac{1900(1+0.66\lg P)}{(t+8)^{0.8}}$	10
	锦 州	$q = \frac{2322(1+0.875\lg P)}{(t+10)^{0.79}}$	28

续表

省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	资料记录年数 (a)
山 东	潍 坊	$q = \frac{4091.17(1+0.824\lg P)}{(t+16.7)^{0.87}}$	20
	枣 庄	$i = \frac{65.512+52.455\lg TE}{(t+22.378)^{1.069}}$	15
江 苏	南 京	$q = \frac{2989.3(1+0.671\lg P)}{(t+13.3)^{0.8}}$	40
	徐 州	$q = \frac{1510.7(1+0.514\lg P)}{(t+9)^{0.64}}$	23
	扬 州	$q = \frac{8248.13(1+0.641\lg P)}{(t+40.3)^{0.95}}$	20
	南 通	$q = \frac{2007.34(1+0.752\lg P)}{(t+17.9)^{0.71}}$	31
安 徽	合 肥	$q = \frac{3600(1+0.76\lg P)}{(t+14)^{0.84}}$	25
	蚌埠	$q = \frac{2550(1+0.77\lg P)}{(t+12)^{0.774}}$	24
	安 庆	$q = \frac{1986.8(1+0.777\lg P)}{(t+8.404)^{0.689}}$	25
	淮 南	$q = \frac{2034(1+0.71\lg P)}{(t+6.29)^{0.71}}$	26
浙 江	杭 州	$q = \frac{10174(1+0.844\lg P)}{(t+25)^{1.038}}$	24
	宁 波	$i = \frac{18.105+13.90\lg TE}{(t+13.265)^{0.778}}$	18
江 西	南 昌	$q = \frac{1386(1+0.69\lg P)}{(t+1.4)^{0.64}}$	7
	赣 州	$q = \frac{3173(1+0.56\lg P)}{(t+10)^{0.79}}$	8
福 建	福 州	$i = \frac{6.162+3.881\lg TE}{(t+1.774)^{0.567}}$	24
	厦 门	$q = \frac{850(1+0.745\lg P)}{t^{0.514}}$	7
河 南	安 阳	$q = \frac{3680P^{0.4}}{(t+16.7)^{0.858}}$	25
河 南	开 封	$q = \frac{5075(1+0.61\lg P)}{(t+19)^{0.92}}$	16
	新 乡	$q = \frac{1102(1+0.623\lg P)}{(t+3.20)^{0.60}}$	21
	南 阳	$i = \frac{3.591+3.970\lg TM}{(t+3.434)^{0.416}}$	28
湖 北	汉 口	$q = \frac{983(1+0.65\lg P)}{(t+4)^{0.56}}$	
	老河口	$q = \frac{6400(1+1.059\lg P)}{t+23.36}$	25
	黄 石	$q = \frac{2417(1+0.79\lg P)}{(t+7)^{0.7655}}$	28
	沙 市	$q = \frac{684.7(1+0.854\lg P)}{t^{0.526}}$	20

续表

省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	资料记录年数 (a)
湖 南	长 沙	$q = \frac{3920(1+0.68\lg P)}{(t+17)^{0.86}}$	20
	常 德	$i = \frac{6.890+6.251\lg TE}{(t+4.367)^{0.602}}$	20
	益 阳	$q = \frac{914(1+0.882\lg P)}{t^{0.584}}$	11
广 东	广 州	$q = \frac{2424.17(1+0.533\lg T)}{(t+11.0)^{0.668}}$	31
	佛 山	$q = \frac{1930(1+0.58\lg P)}{(t+9)^{0.66}}$	16
海 南	海 口	$q = \frac{2338(1+0.4\lg P)}{(t+9)^{0.65}}$	20
广 西	南 宁	$q = \frac{10500(1+0.707\lg P)}{(t+21.1P)^{0.119}}$	21
	桂 林	$q = \frac{4230(1+0.402\lg P)}{(t+13.5)^{0.841}}$	19
	北 海	$q = \frac{1625(1+0.437\lg P)}{(t+4)^{0.57}}$	18
	梧 州	$q = \frac{2670(1+0.466\lg P)}{(t+7)^{0.72}}$	15
陕 西	西 安	$q = \frac{1008.8(1+1.475\lg P)}{(t+14.72)^{0.704}}$	22
	延 安	$q = \frac{932(1+1.292\lg P)}{(t+8.22)^{0.7}}$	22
	宝 鸡	$q = \frac{1838.6(1+0.94\lg P)}{(t+12)^{0.932}}$	20
	汉 中	$q = \frac{434(1+1.04\lg P)}{(t+4)^{0.518}}$	19
宁 夏	银 川	$q = \frac{242(1+0.83\lg P)}{t^{0.477}}$	6
甘 肃	兰 州	$q = \frac{1140(1+0.96\lg P)}{(t+8)^{0.8}}$	27
	平 凉	$i = \frac{4.452+4.841\lg TE}{(t+2.570)^{0.668}}$	22
青 海	西 宁	$q = \frac{308(1+1.39\lg P)}{t^{0.58}}$	26
新 疆	乌鲁木齐	$q = \frac{195(1+0.82\lg P)}{(t+7.8)^{0.63}}$	17
重 庆		$q = \frac{2822(1+0.775\lg P)}{(t+12.8P^{0.076})^{0.77}}$	8
四川	成 都	$q = \frac{2806(1+0.803\lg P)}{(t+12.8P^{0.231})^{0.768}}$	17
	渡 口	$q = \frac{2495(1+0.49\lg P)}{(t+10)^{0.84}}$	14
	雅 安	$q = \frac{1272.8(1+0.63\lg P)}{(t+6.64)^{0.56}}$	30

续表

省、自治区、直辖市	城市名称	暴雨强度公式	资料记录年数 (a)
贵 州	贵 阳	$i = \frac{6.853 + 4.195 \lg TE}{(t + 5.168)^{0.601}}$	13
	水 城	$i = \frac{42.25 + 62.60 \lg P}{t + 35}$	19
云 南	昆 明	$i = \frac{8.918 + 6.183 \lg TE}{(t + 10.247)^{0.649}}$	16
	下 关	$q = \frac{1534(1 + 1.035 \lg P)}{(t + 9.86)^{0.762}}$	18

注:1. 表中 P 、 T 代表设计降雨的重现期; TE 代表非年最大值法选样的重现期; TM 代表年最大值法选样的重现期。

2. i 的单位是 mm/min , q 的单位是, $\text{L}/(\text{s} \cdot \text{ha})$;

3. 此附录摘自《给水排水设计手册》第5册表 1-73。

附录 4 中华人民共和国法定计量单位的单位名称
和单位符号对照表(限本书出现的)

计量单位名称	计量单位符号	计量单位名称	计量单位符号
年	a	克	g
日	d	毫克	mg
小时	h	立方米	m ³
分钟	min	升	L(l)
秒	s	平方公里	km ²
公里	km	米每秒	m/s
米	m	立方米每日	m ³ /d
厘米	cm	立方米每小时	m ³ /h
毫米	mm	立方米每秒	m ³ /s
吨	t	毫米每分钟	mm/min
公斤	kg	公斤每立方米	kg/m ³
克每立方米	g/m ³	升每人日	L/(cap·d)
毫克每升	mg/L	升每秒万平方米	L/(s·ha)
升每秒	L/s		

主要参考书目

1. 重庆建筑大学孙慧修主编. 排水工程. 上册. 北京: 中国建筑工业出版社, 第三版, 1996年6月
2. 给水排水设计手册编写组编. 给水排水设计手册. 第1、2、5、7、10分册. 北京: 中国建筑工业出版社, 1986年12月
3. 中华人民共和国国家标准. 室外排水设计规范. GBJ14—87. 北京: 中国计划出版社, 1991年
4. 高仲臣等主编. 城市基础设施工程投资估算指标. 第二册排水工程. 北京: 中国建筑工业出版社, 1988年8月发布试行
5. 高廷耀主编. 水污染控制工程. 上册. 北京: 高等教育出版社, 1989年10月
6. 北京市市政工程设计院编. 排水管渠水力计算图表. 1978年
7. М·В·莫洛可夫和 Г·Г·施果林著. 雨水道及合流水道. 北京: 建筑工程出版社, 1959年
8. С. В. ЯКОВЛЕВ, Я. А. КАРЕЛИН, А. И. ЖУКОВ, С. К. КОЛЮЖАНОВ, КАНАЛИЗАЦИЯ. Москва, 1976
9. L. B. ESCRITT. SEWERAGE and SEWAGE DISPOSAL. LONDON, 1965
10. HOMER W. PARKER. WASTEWATER SYSTEMS ENGINEERING. PRENTICE. Inc, 1975
11. 丸山速夫·橋本定雄编. 下水道计画の策定. 东京, 1976
12. 土田虎一朗著. 下水管道きよの计画と设计计算. 东京, 1977
13. 館稔·鈴木武夫、音田正己编. 环境科学. 薛德榕等译. 北京: 科学出版社, 1978年
14. D. Barnes, P. J. Bliss, B. W. Gould & H. R. Vallentine. Water and Wastewater Engineering Systems. London, 1981
15. 环境科学编辑委员会编. 中国大百科全书环境科学册. 北京: 中国大百科全书出版社, 北京、上海, 1983. 12
16. D. Barnes, P. J. Bliss, B. W. Gould & H. R. Vallentine. Water and Wastewater Engineering Systems. London, 1981
17. 中国市政工程西南设计院编译. 日本下水道设施设计指南与解说. 1984年
18. 俞亚明等译. Karl Imhoff. 城市排水和污水处理手册. 北京: 中国建筑工业出版社, 1992年2月
19. 陆昌森等编. 污水综合排放标准详解. 北京: 中国标准出版社, 1991年7月
20. 清华大学环境工程系. 废水排海工程规划与设计. 北京: 清华大学出版社, 1987
21. Gas Wasser Abwasser. 1979, No. 1, p. 23
22. 王德仁. 降低给水排水工程造价的若干途径. 中国给水排水, 1993, Vol. 9No. 3
23. 孟昭德. 排水管道埋设在冻土层中的探讨. 建筑技术通讯(给水排水), 1986年第5期
24. 郝树棠. 一年多次法和超定量法选择重现期的计算问题. 中国给水排水, 1989年4期
25. 邓培德. 特殊地区的雨水沟道最大径流量计算. 建筑技术通讯(给水排水), 1985年第5期
26. 李天璽、高廷耀. 联邦德国雨水径流量设计的两种方法. 建筑技术通讯(给水排水), 1986年第5期
27. 上海科学技术情报研究所. 国外城市下水道体制概况