

城市水文学

(英) M·J·霍尔 著

詹道江
顾恒岳
许大明 译
郑英铭
徐向阳

河海大学出版社

城市水文学

(英) M·J·霍尔 著

詹道江
顾恒岳
许大明 译
郑英铭
徐向阳

河海大学出版社

提 要

城市水文学是一门新兴水文学科,研究城镇规划、排水系统设计、城市防洪、水质、雨水管理等方面的水文问题。

译本原著*Urban Hydrology* (M. J. Hall, 1984) 是伦敦帝国理工学院的研究生教材。共分12章。第一章介绍城市水文学的起源。第二、三章阐述城市气候,重点是降雨的异常性和用于排水设计的雨量资料。第四至第七章为洪水计算,包括频率分析、降雨径流关系、洪水演算等。第八、九两章专门论述城市地区的水文问题和雨水排水设计。第十、十一两章阐述城市地区的水质变化、城市水质模拟。第十二章讨论雨水的管理问题。

本书可供城市规划设计、给排水工程、环境工程、水文等专业的大专院校师生和工程技术人员参考,也适合于地理、国土整治、气象、公共卫生等人员参考。

本书各章译者:第一章詹道江,第二、三章顾恒岳,第四至第七章许大明,第八、九两章徐向阳,第十至第十二章郑英铭。并由詹道江校订全书译文,

城市水文学

※

河海大学出版社出版

(南京市西康路一号)

江苏省新华书店发行

镇江新光印刷厂印刷

※

开本: 787×1092 毫米 1/32 印张: 9 字数: 202 千字

1989年9月第一版 1989年9月第一次印刷

印数: 1—3,000册

ISBN 7—5630—0186—7 / TV·28

定价: 3.90元

原 序

近三十年来，水文学已经从辅助工程设计为主转变成地球物理学中为大家所公认的一门比较成熟的分支学科。这种进展主要是来自其它学科学者的影响，而不是土木工程的作用。由于他们的贡献，诸如系统分析、随机过程和数学规划一类技术已在探索和引进，因而阐述老问题有了新见解。当然，从袖珍计算器到大型计算机等计算设备的日益广泛应用，也是促进发展的一个因素。

尽管这三十年来已经取得了一些成就，但仍然存在某些令人困惑的倾向。水文学涉及在一个广大时空范畴中起作用的自然现象，其进展是以微小步伐经过长年累月积集而成的，不象宇航员在月球上那样以巨大的跳跃步伐前进。而且，这些进展的步幅是由一些发行量有限的专业性刊物上日趋多样的选文来论述的。这个结果导致学术和研究界与实际应用的工程人员之间的鸿沟日益加深。前者指责后者在应用技术的选择方面过于保守；而后者则指责前者日益追求与实际问题的联系并研究深奥的研究课题。

如果两者更多地注重交流，解决这个明显的分歧就可以获得实质性进展。工程人员的想法是需要一种能一步一步做下去并将有关知识装订成册的技术版本。相反，学者们更感兴趣的是基础理论研究，近似和关键参数选择的合理性。在同一册书中不易同时满足这两方面的要求。如果这样做，势必造成两类可能读者的疏远。对于一本手册或设计指南，总是以其是否简洁和实用来进行评价的。要具备这些特点，明显的

办法就必须略去基础理论。但这种理论将去何处寻找并加以讨论呢？随着工程问题日益复杂，对于技术及其局限性有一个清晰地了解的要求也日益增长。当问题中包括土地利用情况正在变化的流域水文学时，这类知识就成为一个先决条件。

随着世界人口增长，水土资源压力也不断增长着，那么流域土地利用情况变化所引起的水流特性改变，已经无可避免地要引起人们更多的注意。没有一个地方的变化比一个农业为主而未受干扰流域经历城市发展后的变化更为剧烈。城市化改变了地貌情况和流域排水系统性能两个方面，并且提出了两类不同的工程问题，即新排水系统的设计和由于城市发展引起的水流状态改变所造成的下游地区防护问题。此外，城市地区对水的需求日益增长，而这很难由当地水源得到满足。同时，又产生了对当地水质具有深远意义的污水处理问题。这些，就是城市水文学所涉及的主要问题。

虽然现在全世界都在关心城市水文学，但英国所取得的进展是最引人注目的。由于认识到必须使城市雨水排水设计的现代化，在1974年组成了雨水管道工程设计（HDSS）工作小组。他们在1981年发表的一份报告，不仅提供了公认的沃林福特程序的系列设计方法，还介绍了研究城市排水设计的一种新颖方法，可在比设计规范更困难条件下完成排水系统设计。另外，考虑到受城市化影响，下游区域出现的洪水泛滥事故的不断增加，以及缺乏减缓流态改变影响方法的指导，促使建筑业研究情报协会（IRIA）在1976年着手蓄洪池塘设计手册的编制。HDSS报告和CI RIA手册中所依据的洪水研究方法类似自然环境调查研究理事会（NERC）1975年发表的《洪水研究报告》中所提及的内容。

目 录

第一章 城市水文学的起源	(1)
1.1 引言	(1)
1.2 城市水文学的定义	(2)
1.3 城市水文学的范围	(6)
1.4 城市的水资源问题	(8)
1.5 城市的洪水和污染控制问题	(9)
1.6 本书内容提要	(13)

第一篇 气 象 学

第二章 城市气候	(14)
2.1 引言	(14)
2.2 城市地区的热量产生	(17)
2.3 大气成分的变化	(21)
2.4 地表几何形态和粗糙度引起的变化	(26)
2.5 气候学与城市规划	(29)
第三章 用于洪水估算和排水设计的降雨资料	(33)
3.1 引言	(33)
3.2 降雨深度——历时——频率关系	(35)
3.3 降雨量的空间变化	(42)
3.4 降雨量的时间变化	(47)
3.5 暴雨的移动	(53)

第二篇 洪水水文学

第四章 设计洪水估算导论	(55)
4.1 洪水的形成与分析	(55)
4.2 设计洪水估算的历史观	(61)
4.3 区域洪水频率分析	(64)
4.4 设计洪水过程线的地区性	(68)
第五章 洪水频率分析	(74)
5.1 引言	(74)
5.2 频率分布、矩和统计估计量	(77)
5.3 拟合方法	(81)
5.3.1 图解方法	(81)
5.3.2 矩法	(81)
5.3.3 极大似然法	(82)
5.3.4 其它拟合方法	(82)
5.4 统计分布	(83)
5.4.1 正态分布	(83)
5.4.2 对数正态分布	(85)
5.4.3 皮尔逊Ⅲ型分布	(86)
5.4.4 对数皮尔逊Ⅲ型分布	(88)
5.4.5 一般的权值分布	(90)
5.5 部分历时系列分析	(92)
5.6 频率分布的选择	(94)
第六章 降雨径流关系	(97)
6.1 引言	(97)
6.2 分析方法	(101)
6.3 综合方法	(108)

6.4	实际应用	(114)
第七章	洪水演算	(119)
7.1	引言	(119)
7.2	近似演算方法	(123)
7.3	水库调洪演算的完全方法	(133)
7.4	水库调洪演算的快速方法	(138)

第三篇 城市地区的水文学问题

第八章	城市化对水文的影响	(143)
8.1	引言	(143)
8.2	流态变化的测定	(145)
8.3	洪峰频率分布的变化	(149)
8.4	设计洪水过程线的变化	(153)
第九章	雨水排水系统设计	(166)
9.1	引言	(166)
9.2	极大流量法	(167)
9.3	设计过程线法	(179)
9.4	城市水文模拟设计	(185)
9.5	沃林福特程序	(190)
9.5.1	沃林福特合理化方法	(193)
9.5.2	沃林福特过程线方法	(194)

第四篇 城市地区的水质问题

第十章	城市化引起的水质变化	(200)
10.1	引言	(200)
10.2	水质的特征和监测	(202)
10.3	水质的时空变化	(206)

第十一章	城市地区的水质模拟	(216)
11.1	引言	(216)
11.2	雨水污染物负荷的估算	(218)
11.2.1	零阶(或经验)法	(218)
11.2.2	直接法	(219)
11.2.3	统计法	(219)
11.2.4	图示法	(221)
11.3	城市水质模型	(223)
11.4	接纳水体的水质模型	(225)
第十二章	雨水管理	(229)
12.1	引言	(229)
12.2	沟渠化	(233)
12.3	储洪池	(238)
12.3.1	储洪池的设计程序	(240)
12.3.2	多池系统	(244)
12.3.3	水质的研究	(245)

第一章 城市水文学的起源

1.1 引言

城市化可以广义地定义为城市扩展的影响过程。虽然有些地方早在六千多年以前就已开始了城市化，但直到十九世纪初期才日益显著起来。在这以前，大多数城市的居留地很小，主要是以附近乡村作为买卖市场。事实上城市居民靠农村农业余粮为生，农民日出上市，日暮归家，每个市镇的影响范围都是十分有限的。

十九世纪初叶以来，大多由于工业革命，城市开始在世界各地发展起来了。随着制造业的兴盛，市镇的规模扩大了，吸收了更多的劳动力。同时由于农业的机械化，可用更少的农业人口生产更多的粮食。到了十九世纪后半期，国内铁路、国际航运业的发展所引起的交通运输业的改进，打破了市镇与其周围乡村的传统粮农关系，形成城市人口与农业人口比率的不断增加。

交通运输业的改善，促进了粮食与货物的运输，同时也改变了人们的居住习惯，这些变化导致市镇街道和房屋建筑在各方面的增长与城市人口绝对增长的不协调。以前城市工人差不多都是夜宿于作坊楼上，但廉价的交通使得他们可以往返于城市的工作场所与郊区住宅之间。月票制度不仅使每个城市居民有两个处所而不是一个处所，而且影响城市郊区的发展型式。当大多数市民依靠诸如铁路及电车等交通工具时，城市沿主要交通线作线性的星状发展。廿世纪前半期公路运

输的发展，使城市更为分散。市镇的商业中心区失去了支配地位，具有许多卫星城的大城市趋向于变成多中心。第二次世界大战后制订的法律诸如环绕伦敦绿带法就是专为限制这种分散而设立的。不过许多大城市的边缘随相邻城市中心的日益靠拢而逐渐变成宽阔的过渡带。典型的例子就是美国东北海滩地带，那里城市与郊区延绵达 1100 公里。这个区域被 *J. Gottman* 称为大城区（参见 *Johnson* 1980）而且很快被日本的东京—大阪—名古屋市和西欧从西德的鲁尔经比利时和荷兰其中包括法国的东北部和英格兰的东南部在内的城带所超过了。

尽管大多数城镇的规模在不断扩大，但许多国家城市人口所占的土地面积通常不超过总面积的 5 %（联合国教科文组织，1979）。人类活动的集中加剧了各种资源的紧张，其中最关重要的是水。正如 *Sehneider* 等（1973）所指出的，对于城市生活来说水既是动脉又是静脉。除了对于人类生存是必需的以外，水在城市里还广泛地用于废物处理。不过对于大多数城市居民来说，有关这些方面的权利与义务已委之于地方当局。而与人们有更多直接利害关系则是水害，其中最常见的是洪潦和冲淤。这些问题是由于城市化对一般自然环境及特殊景观的改变综合造成的。因此，我们有充足理由认为有必要把这些变化的研究，从一般水文学中分离出来。

1.2 城市水文学的定义

水文学可以定义为一种物理科学，它研究地球上水体的存在、循环、分布；化学和物理性质及对包括有生物的环境的反应。（联合国教科文组织 1979）。这些字句用来强调这门

学科的两个特别方面：包括物理、化学、生物以及应用科学在内的各学科之间的性质和它们关系到各种形态水的时空分布与运动。后者隐含着水文循环概念。水文循环说明水降落到地面以后通过各种各样的途径流入海洋，在那里蒸发又供水汽以更新这种过程。

水文循环通常用图解说明，图 1.1 是 Todd(1959)提出的一种典型例子。

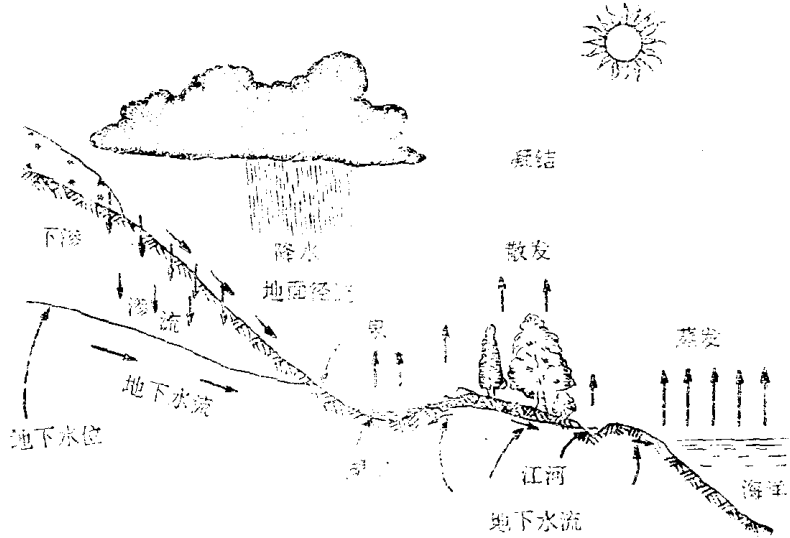


图 1. 1 水文循环示意图 (Todd 1959)

虽然图1.1 说明吸收超过发出的过量辐射能驱动的水文循环是有用的，但这种表示方法不能提供研究水文循环各部分的框图。框图要采用所谓系统记号法求得，这里输水路径连接主要的储水源，如 Dooge 所提出的图1.2所示。仔细观察图1.2 就可发现水文学家事实上并未关心水文循环的全过程。海洋部分属于海洋学家的领域，大气是气象学家研究的范围，

岩石圈是地质学家的事情，剩下的是通常所谓的水循环陆相部分①。这个子系统在图1.2中以虚线包围着。这部分以降水 P 形式作为输入，以蒸发 E 和径流 Q 的形式作为输出。还可以为满足其他特殊要求而细分。例如土壤学家可将其主攻方向集中于土壤表层，此层由下渗 F ，毛管上升 C 得到水分，而由蒸发 E ，深层渗漏 R 或壤中流 Q_i 损耗水分。虽然图1.2较图1.1更易于理解，但仍然遗漏一个重要因素——人类的影响。

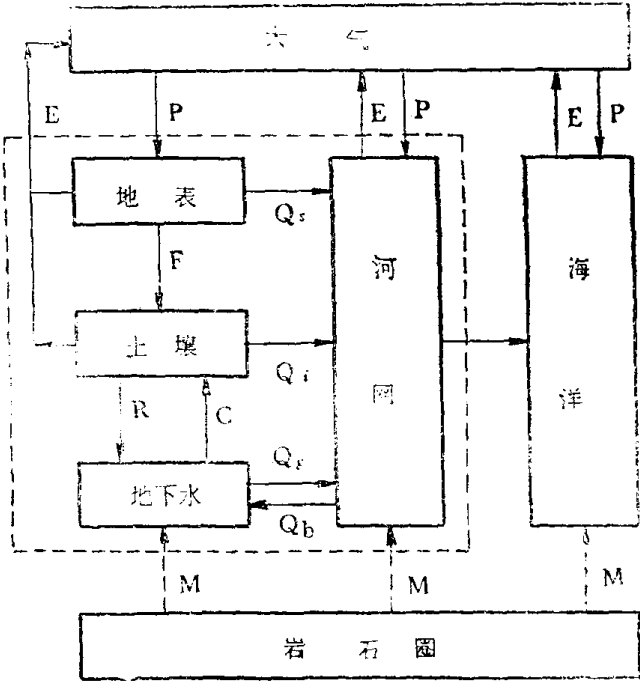


图 1. 2 水文循环系统图 (Dooqe 1973)

远古以来，人类就已经在控制环境，因而也就控制水循

①指陆地水文学的研究范围——译注

环的陆相为他们自己的目的服务。为了耕作，清除了野生植物，砍伐了森林，疏干了沼泽。而最重要的是市镇及其基本建设在曾经是农业的区域建立起来了。近25年来，对于改变土地利用而产生影响的水文学受到普遍的注意，但只有城市化的不断发展才导致了一门新兴和公认的分支——城市水文学的出现。

最简明的城市水文学定义或许是对发生在城市环境里的水文过程的研究。然而如对图 1.3 所示的城市水文循环过程进一步研究，很快就会发现这样过于简单概念是不够的。原

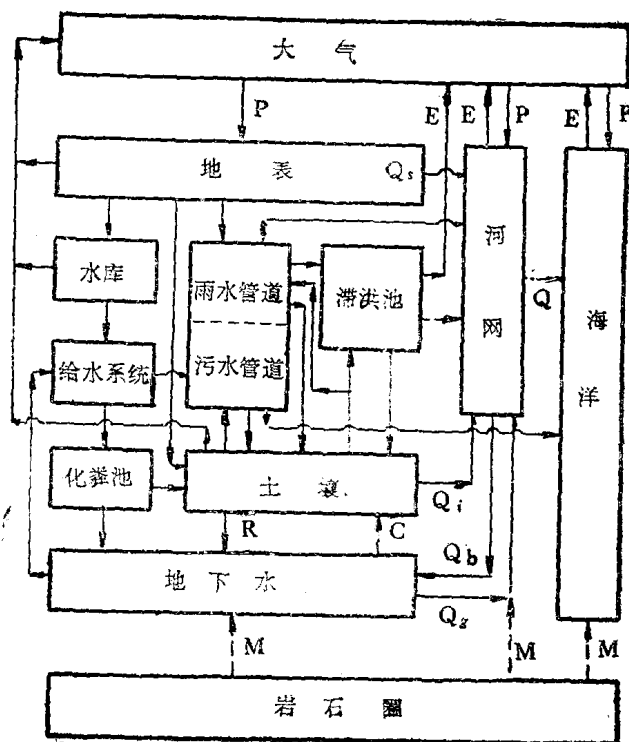


图 1.3 城市水文循环

来的天然排水系统为污水工程系统所取代和补充。洪水泛滥造成的影响因减洪措施或滞洪水池而减轻。在城市发展初期，化粪池用来处理生活废水。随着城市的发展，建立了排泄污水到污水处理厂的排污系统，经过处理的污水仍然流回当地水道或者直接入海。最初城市供水是以最低的成本取自当地的地面水及地下水水源，随着人口增加及对水需求的增大，人们只能从远处取水来满足要求。因而使污水处理与供水的影响超过了城市的范围。城市水文学因此可以恰当地定义为对受城市化影响的城市环境内外水文过程的研究。

1.3 城市水文学的范围

几位作者如 *Sacini* 与 *Kammerer* (1961) *Leopold* (1968), *Hall* (1973) 及 *Cordery* (1976), 都曾讨论过原先是农业的流域面积经过城市化以后的水流特性变化。对水文过程产生最显著影响的城市化特殊方面就是在城市区域内人口密度和建筑密度的增大。这种影响的结果如图1.4所示。

随着人口增加，对水的需求量也就随之而增大，这种需求量的增加又随着城市生活水平的提高而加速。同时也带来了一个寻找充足水源的问题——第一重要的水文问题。

城市化的初期一旦完毕，排除生活及地面水的下水系统建成。致病的污水也因人口的增加而增多。水质的总变化是与建筑物密度紧密相联的。建筑密度增加，不透水地面亦随之增加，天然排水系统改变了，局地的小气候也就变化了。由于不透水地面的增加，相应的雨量变为径流部分较之乡村原始状态为大。而且在城市化过程中雨水下水道的敷设及天然河道的改变使水流向排水管网集中得更为迅速，流速的增

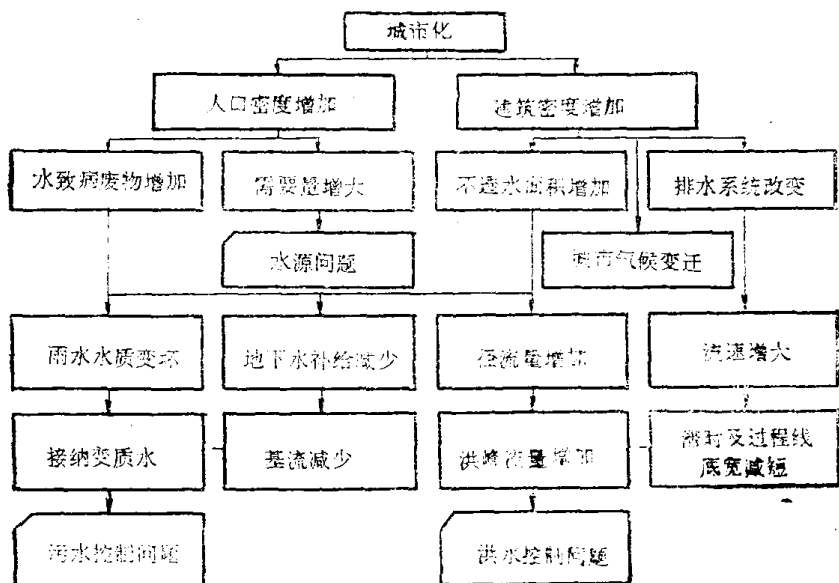


图1.4 水文过程的城市化影响

长直接影响径流过程线的时间尺度。由于短时期内的大径流、洪峰流量不可避免地要增大，引起了第二个重要的水文问题

洪水控制。城区的扩大引起的小气候变化初看起来与城市化引起的水循环变化相比似乎没有多大关系，不过，若对如 Landsbery(1981 a、b) 所提出的证据作进一步探讨，则可看出由于气候的各个方面都在某种程度上均受城市发展的影响，规划基建时对这些可能的变化的后果要加以注意。例如，在排水设计时，指定历时内大雨的频率是特别重要的。雨量历时和频率间关系的变化可能改变据以设计施工工程的保证程度。这类变化的修正值可以非常方便地作为防洪问题的补充材料。

如图1.4所示，水文循环的水质方面既受人口增加又受不透水面积增大的影响。由于在城市初建时，径流量增大使土

壤水分减少，因此，城市地区渗透至含水层的水量便减少了。在各场降雨之间，天然排水系统内的基流都来自地下水储蓄，因而当城市化扩大时，枯水流量可能减小。不幸的是，这种减小的同时，又遇到上述致病污水的增加及雨水径流质量因冲洗街道、屋顶及铺砌地面上的污物而变坏。固态及液态致病的污染物的处置对地下水水质也可能产生不利影响。服务于城市的排水管网及地下含水层中水流的变质引起第三个重要的水文问题——污染控制。

总而言之，可以看出在城市化过程中发生三大水文问题：为城市提供既有数量又有质量的充足水源；为城市防止洪泛及处理城市的水致病污水而不影响当地水体中的水质。在这三大问题中，供水是水资源利用的专题，超出了本书讨论的范围。不过为迅速发展的城市提供水源实践中有两种不同的态度，这两种不同的观点将在1.4节予以讨论。其余两个问题，即洪水与污染控制，是本书各章的主题，将编排在1.6节本书内容概述之前予以介绍。

1.4 城市的水资源问题

供应清洁的饮水并为处理致病污水而提供的充足水流对于居住在城市里的每一居民都是必需的。每人生活需水量大体上与气候及居民富裕程度有关。此外，工业及休养娱乐旅游也要水。因此，生产、生活及娱乐都与有效水资源有关，这就奠定了水在城市生活中的基本作用。的确这种需要对“生活质量”是如此重要，以致于它的供应很少象诸如规划航空港、高速公路那样引起激烈争论。不过许多国家城镇供水规划经历了供水短缺及利用当地水源扩建设备以满足未来

需要的交替时期。*Schneider*与*Spieker* (1969)提出的有关迈阿密及纽约城的供水就是说明这点的典型例子。但是随着城市的扩展,新水源离开它所服务的城市会愈来愈远。相邻城镇可能争夺同一水源。原先提出的以最低成本来满足供水的准则显然已不再适用了。

面对可用资源的竞争,可能有两种解决问题的途径:第一种途径是基于一个地区内的最终人口受制于有效水量为前提,而这种水量又受制于该区域内的降水量。*Hordon* (1977)曾用这种方法于(美国)新泽西州大西洋沿岸平原地区。在新泽西州只对本地区供水限制的规划政策似乎已为立法机关所采用,宁用境内浅薄的非承压水层中的水而不用补给区属于境外的深层承压含水层中的水。

这种保守的开发途径以境内水资源为基础提供了最低的利用限度。不过这种区域基础利用途径需要适当的水法与管理机构以便实施其规定条款。最近由*Sewell*及*Barr* (1987)等提供的英国与威尔士水法纲要的发展,就是这种互相关系的一个典型例证。1963年的水资源法为英国和威尔士按国境内和区域内的长远水资源开发提供了准备。如同*Rydz* (1971)所指出的,在区域研究中各种选择均明确提出不受制于当时当地河流及水资源管理机构的有限权力。根据1973年水法而成立的区域水资源机构获得了必要的灵活性。由于区域水资源管理带来的这些变革和它的优越性的全面讨论已由*Okum* (1977)及*Porter* (1978)提出。

1.5 城市的洪水与污染控制问题

在1.3节中已经说过,本书专门讨论洪水与污染控制两

个方面；关于前者，如图1.4所示，说明一个流域，当土地主要利用从农村变为城市时，景观及地面覆盖的变化往往如此激烈，以致需要敷设雨水下水道设施以保障人们的财产和生命。设计这种管网可以用于城市的“内部”排水。但下水道一经建成就对城市所在地的流域的水文特征产生了作用，如径流增加，峰现时间缩短，洪峰流量增加，城市下游基流减少，因而也就产生了“外部”排水问题。

虽然内外排水问题是密切关联的，但传统上分别考虑。前者是市政工程师的职责，后者是排水或河流工程师的职责。如图1.5中的流程图所示，两种工程师的设计步骤确有很多相似之处。

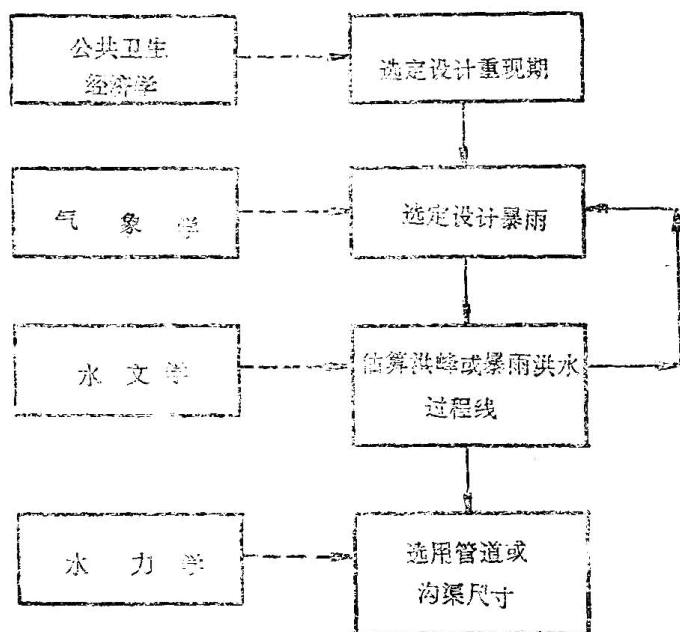


图1.5 排水系统设计步骤

设计分成四步，第一步，工程所提供的保护程度，即容许淹没的频率必须认定。对于内排水问题，所谓淹没是指下水道容量不足以排走高峰水流的情况。尽管此时马路边沟可以发生倒流，人孔盖子可被冲开，但排水系统很少发生结构性的破坏。对于外排水情况，工程结构物的完好是设计的基本考虑。在这两种情况下，设计频率，或其倒数，即重现期，应基于经济分析，用免于破坏表示的效益与建筑费用来平衡。不幸的是，虽然可计效益如财产的破坏是易于定量的，而无形效益，诸如，淹没对公众造成的不便，交通阻滞，疾病传播，则难于定量。估计这两方面的效益要花费大量时间与人力，只有巨大投资的工程，诸如对主要城市防洪的规划才是合适的。对于较小工程，设计标准是保证工程在其工作年限内能抵御大的应力。这种标准既考虑到排水规划所保护的财产价值，又考虑到如果排水管道既排生活污水又排雨水时产生溢流对公共卫生的危害。

容许洪水淹没频率标准确定后，图1.5中的第二步便是取得设计用的合适雨量资料。设计暴雨包含指定历时内的平均雨强，或一张显示暴雨过程的雨量过程线。在设计中雨量资料的选用主要决定于第三步所用的洪水计算方法。因此在图1.5中引出一个信息的反馈。

拟定了设计暴雨，第三步就是将暴雨化算成洪水，这种化算有三个重要方面。

(1) 降雨中的产流部分（即地面径流，在我国称为产流——译注）

(2) 径流的时间分配，即洪水过程线的形状（在我国称为汇流——译注）

(3) 设计暴雨频率与其产生的洪峰频率的关系。

最后一步是确定排泄估算的洪峰所需的沟渠或管道的尺寸。对于污水管道，在非超荷水流时，备有由指定坡度、流速、糙率选用设计管道尺寸的专用表可查。（参见 *Hydraulics Research Station* 1977）。至于外排水问题，工程措施，例如减洪渠道与蓄水池通常都是作为缓和城市化影响的最宜设施。拓宽河道时须注意于保证原来的洪泛问题不致于简单转嫁于下游。此外，当一个流域有几个蓄洪池时，设计者必须保证其调度运用不致增加淹没而是要减轻淹没。美国的新经验倾向于单靠工程措施不能完全解决洪水造成的损失问题。已制定了许多非工程措施，其中包括土地利用控制、洪水防护，保险规划等，以避免不易达成目的而造成的巨大浪费。White (1975) 曾作过一个涉及减少洪灾最优方案因子的综合评述。

虽然工程及非工程性防洪措施对水的定量控制上是必要的，但图1.4中表明这些规划方策不能完全脱离对水的质量考虑。直到60年代初水质控制政策主要还是直接针对生活及工业废水处理的改善。许多污水处理厂能获得较好的出水，这是由于对受纳水体水质变坏后引起注意的结果。水体可以由扩散的或非点源污染诸如城市雨水径流和未经控制的点源如暴雨雨水溢流等所造成。但从其本质而论，对解决点源污染问题，收集生活污水处理的那一套技术并不适用。规划性措施，诸如土地利用的控制，自然植被保护，似乎具有获得成功的前景，只是对控制水质时空变化的作用过程（机制）要有清晰的了解。这种了解对于制定水污染控制规划的数学模型也是基本的。

1.6 本书内容提要

图1.5的流程图表明设计时要有各种各样的知识。图中虽未明确要求将水质考虑在内，但设计者必须意识到这是包含在内的。为了陈述背景知识的便利，本书分成四个大部分。

第一部分包括两章，讨论排水设计的气象问题。第二章介绍城市气候，其中重点是城市降雨的异常性。第三章注意力转向于排水设计的洪水估算所需的雨量资料。除了介绍点雨量即雨量计的记录外，还介绍了伴随暴雨移动时雨量的时空分布。

第二部分包括四章，专论洪水水文学。第四章阐述设计洪水估算问题，并阐述不同方法的比较及其在各种条件下的适用性。设计洪水估算有两条途径：统计方法，依靠对实测洪峰系列配以概率分布；确定性方法，依靠降雨径流关系，从雨量资料的统计值转求洪水的综合频率信息。第五章陈述统计方法。确定性方法包括两个不同而又互有关联的方法：由降雨转化为径流及流经管道与河道复杂排水网的洪水演算。降雨径流关系及洪水演算分别在第六与第七章讨论。

第一、二部分的主要目的在于为第三、四部分介绍的水文与水质问题提供基础知识。第三部分中，第八章讨论外排水问题，即城市化导致水流特性的改变。第九章概述雨水排水设计的内排水问题。第四部分中，第十章综述城市化引起的水质变化。第十一章陈述用以描述城市水质变化的模拟技术。最后，第十二章把城市内整个基本设施，诸如沟渠化、蓄洪池以及道路除冰的潜在污染，自洪水控制措施的开始施工至完成的水质水量方面揉合在一起来考虑。（即雨水的控制管理——译注）

第一篇 气象学

第二章 城市气候

2.1 引言

人们由于固有的群居性或共同防御的需要而向城镇集中以来,就试图改变其周围环境。改变的程度主要取决于在一般气候条件下遮蔽的需要。任何创造这种人为控制环境的尝试都必然带来副作用,这种副作用通常是不被人们注意的,而且对局部气候产生极其微小的改变。

在大都市中,所有气候要素都有一定程度的改变。在建设城镇的过程中,人们剧烈地改变地表。结果,地表上的辐射平衡改变了,空气动力糙率的改变影响着空气的运动。工业和民用供热以及机动车辆给大气增添热量,而且燃烧把水汽连同各种各样的化学物质送到大气层中。然而,由于决定地区气候的物理过程的复杂性,城镇与其周围乡村之间的差别却难于计算。这种问题起源于某些特殊居留地方的增长趋势。这些地方具有局部地理特色,诸如天然港、两河汇合口、湖泊、河口等可用于贸易或国防目的地区。然而,这些特殊地区往往又同时呈现不同于周围地区的局部小气候。

Lowry (1977) 提出一种考查城市与其周围乡村之间气候差别的构想,其一般方程式表达为:

$$M(i, t, x) = C(i, x) + L(i, x) + E(i, t, x)$$

(2.1)

式中 M 是气候变量在时间 t 、状态 x 和天气类型 i 的观测值； C 是背景气候，即没有地形和城市影响的平原气候，并假定为定常量； L 是由地形和地理特征引起的对 C 的偏离值，也假定为定常量； E 是由城市化引起的对 C 的偏离值。气候变量的城乡差别可用同时发生的城市 ($x=u$) 和乡村 ($x=r$) 状态资料来估计。假定在乡村 $E(i, t, r)$ 为 0，则城市化影响可用下式给出：

$$\begin{aligned} \Delta(i, t, u-r) &= M(i, t, u) - M(i, t, r) \\ &= C(i, u) - C(i, r) + L(i, r) + E(i, t, u) \end{aligned}$$

(2.2)

该式表示只有地形影响可以忽略且两地位于同一平原气候等值线上时， Δ 等于 $E(i, t, u)$ 。其它城市化测度，如同期迎风与顺风差别，同期城市与区域比，这种差别和比值的时间趋势，同期周日与周末差别，也呈现出类似的区域气候和地形影响的混合。如 Oke (1979) 所提到的唯一可靠的是城市与城市化前天气类型之间差别的测度。

最早研究城市气候的定量性文章之一，是十九世纪的气象学家之先驱 Luke Howard 所写的关于伦敦城市气候的文章，发表于 1813—1820 年间，1833 年出修正版（见 Bleuch, 1963）。一个多世纪以后，对于了解城市气候取得进展的综合调查，主要基于对欧洲和北美的研究，由 Landsbery (1956, 1961, 1981 a, b) 和 Oke (1974, 1979) 提出。引自 Landsbery (1981, b) 的表 2.1 说明由于城镇引起的气候长期变化的数量级。然而，在特别地区和不同时间尺度上，单项气候要素可以呈现明显的不同变化，因而城乡之间的这

些对比通过参考具体地点可以阐述得更清楚。后述各节的讨论大量引自Chandler (1965) 关于 伦敦气候 研究的结论。

大伦敦区现有人口逾七百万，位于南到北 部丘陵草原的白垩露头外、西北到 Chiltern 低山之间的 英格兰东 南部约 2000平方公里。伦敦本身从 伦敦市和西敏寺两个中心向 外扩展。围绕这两个中心有三个明显的发展带，每个带各有不同的发展时期。第一个包括伦敦西区和市区，主要由密集的现代和维多利亚式建筑组成，但是有几块大的旷地为这个带增

表2.1 城市的气候变化
(Loundsberg 1981. b)

要 素		与 农 村 比 较
污染物	凝 结 核	增加10倍
	微粒状物质	增加10倍
	气体混合物	增加 5—25倍
辐射	平地上总量	减少 0—20%
	紫外线——冬	减少30%
	——夏	减少 5%
	日照	减少 5—15%
云量	云	增加 5—10%
	雾——冬	增加10%
	——夏	增加30%
降雨	总量	增大 5—15%
	小于5mm的雨日	增加10%
	降于一城内	减少 5—10%
	—城市营风区	增加10%
	雷暴雨	增加10—15%
气温	年平均	增加0.5—3.0℃
	冬季最低(平均)	增加1—2℃
	夏季最高	增加1—3℃
	热度日	减少10%
湿度	年平均	减少6%
	冬季	减少2%
	夏季	减少8%
风速	年平均	减少20—30%
	极大阵风	减少10—20%
	无风	增加5—20%

添了生气，如海德公园、格林公园（*Green Park*）和圣詹姆斯公园（*St. James's Park*）。第二个带是在1750～1914年之间发展起来的，其中有很多大密集的居民区和工业区，有东边的码头区，还有许多旷地如 *Regent* 公园、*Richmond* 公园、*Kew* 植物园和 *Hampstead* 荒地。第三带主要是1914年后发展起来的，有两层独立和半独立房屋和沿主街工业建筑。

尽管几个世纪以来城市扩张吞并了郊外村庄，但不论这样长时期发展的复杂性如何，现有的气候的观测资料足以说明代表了许多主要现代化城市气候特征的伦敦小气候变化。这些变化在2.2至2.4第三节中以热量产生、大气成分以及地表几何形状和糙度为主题加以分析。本章第2.5节里最后讨论了这些气候变化对城市基础结构（底层）规划的一般影响和在供水、排水系统方面的特殊影响。

2.2 城市地区的热量产生

与植被完好地区相比，建筑物结构具有较高的热导率和热容量，因而城区的热特性与周围乡村差别悬殊。上述热特性引起的温度变化的典型例证是伦敦地区的年平均温度，该资料是 *Chandler*（1965）搜集的，并整理如表2.2。这些资料表明：在中心地区，平均、最高和最低温度均高于郊区、边缘区和周围农村，最高温度相差最小，最低温度相差最大，尽管变化量部分地受郊区和边缘地区气象台站海拔的影响。这种对中心区有利的温度异常被称为“城市热岛”。

这个名词据 *Landsdery* 说首先由 *Manley* (1958) 用于英文气象学文献。

表2.2 伦敦地区1931~1960年平均温度(°C)
(据 *Chandler*, 1965)

区域类型	高度(米)	年平均温度(°C)		
		最高	最低	平均
周围农村	27.5	13.7	5.5	9.6
边缘地区(高海拔)	144.2	12.4	6.2	9.8
郊区(高海拔)	127.2	12.4	5.9	9.7
郊区(低海拔)	61.9	14.2	6.4	10.3
中心区	26.5	14.0	7.4	11.0

Oke (1982) 发现, 城市热岛一词很好, 但没有被很好地理解。*Oke* (1979, 1982) 认为要对这个温度异常的特性作出更好的理解, 必须区别顶层上下的大气层, 即称为城市顶盖层和城市边界层两个层次。表2.3 (引自 *Oke*, 1982) 列出了促使热岛形成的能量平衡要素和导致这些要素变化的城市特征。这张表说明了城市顶盖层的辐射平衡尤其取决于由街道布局造成的“峡谷”深度和方向。由 *Chandler* (1956) 在伦敦、*Ludwig* (1970) 在 *Dallas* 和 *Frot Worth* 用特殊装置的车辆测量, 揭示了城市温度场总的复杂性。*Ludwig* 提出在夏季白昼情况下, 市区形成一个“热环”把城中心与较冷的郊外分开。这种特殊的热岛形式在很大程度上是由于建筑群的高度和间距造成的。由于大多数现代化城市的商业中心区以高耸云霄的建筑为特征, 白昼入射的辐射被高层所吸收而街道受到遮蔽。相反, 低层密集建筑地区则趋于较暖, 这

也许是因为多重反射导致了更多的辐射吸收。

人们发现城市热岛表现出明显的空间和时间变化。例

表2.3 城市热岛的可能原因不排序列表

(据Oke, 1982年)

导致正热的异常值的已变能量平衡项	在能量平衡变化下的城市化特征
一、城市顶层层	
1. 增加了的短波辐射吸收	峡谷几何形态——增加了表面积和多重反射
2. 增加了的来自天空的长波辐射	大气污染——更大的吸收和再放射
3. 减少的长波辐射损失	峡谷几何形态——天空方向视野的减少
4. 人为热源	建筑物和交通运输热损失
5. 增加了的可感热贮存	建筑材料——增加了的进入量
6. 减少的蒸气散发	建筑材料——增加了的防水作用
7. 减少的总湍流热输送	峡谷几何形态——风速减少
二、城市边界层	
1. 增加了的短波辐射吸收	大气污染——增加气溶胶热吸收烟囱热吸收损失
2. 人为热源	
3. 增加了的可感热收入——从下输入	顶层热岛——从顶层层和屋顶增加了的热量通量
4. 增加了的可感热收入——从上面输入	热岛和热率——增加了的湍流卷入

如, Chandler (1965) 指出, 伦敦热岛的强度表现出明显的季节性, 中心区的最大温度异常发生在夏季六、七月。但这一季节特性在郊区不显著, 可归因于低层建筑密度和多雾引起的辐射损失。

考察每日城市热岛的特性时发现最大的正异常值形成于黎明前一、二小时而最小则在下午的中期。一般，城乡之间最高温度出现的时间大约相差一、二小时。城区最低温出现较晚，温度变化一般较小。这些特点在 Georgii (1970) 引用的法兰克福日平均温度变化中可以看出，重绘如图2. 1。冬季月份虽然如 Mitchell (1966) 对维也纳研究所指出的那样，振幅可能较小，但温度变化一般相似。此外在夏季，乡村温度升高比城区快。这个“城市冷岛”的发生部分是由于建筑群与有植被覆盖的土壤间的热特性差异，部分是由于日照在城市大气中的衰减。根据 Unwin (1980) 的发现，在伯明翰市发生的冷岛，与气流的扰动类型相联系，这说明垂直混合在其发展中也是一个重要的因素。

据 Chandler (1965) 伦敦城市热岛在天气晴朗、风速

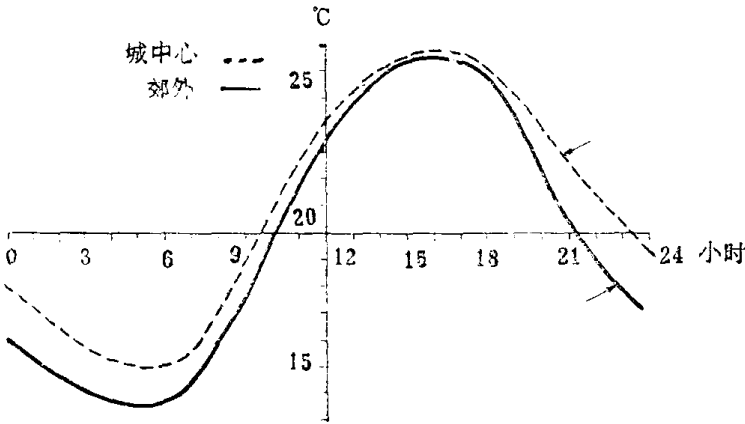


图2. 1 法兰克福夏季日平均温度变化(1959~1963)曲线
(据Georgii, 1970年重绘)

不超过5~6米/秒时最为明显。类似地,据Oke和Hannell (1970)报道,加拿大安大略(Ontario)省的汉密尔顿

(Hanmilton)约有30万市民,其热岛在风速超过6~8米/秒时减弱到微不足道的程度。

2.3 大气成分的变化

如表2.1所示,城市大气以明显富含尘埃以及二氧化硫等气体为特点。这些污染物不仅降低大气的透明度,从而减少入射辐射量及日照量,而且提供了过多的凝结核,改变市区雾的性质并影响降水特征。

Chandler (1965)指出,在1921~1950年期间,伦敦地区烟和气体对晴天日照平均状况的影响尤为明显。平均来讲,日照在远郊每天要损失16分钟,近郊为25分钟,而市中心大约损失44分钟,参见表2.4。

表2.4 伦敦地区(1921~1950年)
平均晴天日照

区域类型	平均(小时/天)	损失(分钟/天)
周围乡村	4.33	/
远郊	4.07	16
近郊高空(高海拔)	4.03	18
近郊低空(低海拔)	3.95	25
市中心区	3.60	44

然而,50年代“洁净空气”条例的颁布起到了切实减少伦敦地区烟总排放量的作用,因而日平均日照的损失目前明显地少了(见 Jenkins, 1969)。不过,尽管有这个条例,不利的气象条件仍会使空气污染达到医学上讨厌的程度,正

如Elsom (1979)在讨论出现在1970~ 1971年冬季大曼彻斯特地区的这类情况时指出的那样。

由于太阳高度的年变化,城市日照损失有很强的季节性特点。太阳高度低的冬季月份,散射后的吸收使辐射减少,因此城市中心获得的日照总量不到农村的一半,郊区大约获得农村日照总量的3/4。夏季则相反,市中心得到了农村日照总量的90%以上,城市中心和郊区的差别较小。既然高海拔的郊区获得更多的太阳辐射而不象低海拔郊区那样经常有雾,所以,平均日照量时数损失量也受高度的影响,如表 2.4 所示。

城区能见度的时空变化不仅受空气污染程度的制约,而且受温度的水平分布和垂直分布,温度和风的控制。Chandler (1965)注意到伦敦雾的种类和频率比其密(浓)度更具特色。Shellard (1959)汇编的伦敦雾的频率资料(见表 2.5)充分说明了这一点。表2.5表明,尽管小于1000米的能见度(国际

表2.5 伦敦地区1947~1956年雾的频率(小时/年)
估算(Shellard, 1959)

地 区	能 见 度 (米)			
	<40	<200	<400	<1000
Kingsway	19	126	230	940
克 尼	79	213	365	633
伦敦机场	46	209	304	562
英格兰东南部*	20	177	261	491

a7 站平均值

上公认的雾的定义)在中央位置(Kingsway)是最常出现的,但浓雾则在郊区(Kew和伦敦机场)更常见。一般来说,城市中心的雾不象在四周的农村地区那样浓,因为建筑物多的地

方温度较高而风速和湿度较低。

虽然城市形成的凝结核和热湍流以及机械湍流可以影响地方云量和降雨量,但现有的证据有些矛盾。对城市及农村间降雨类型的差异进行估算时,受到要素本身固有的变化,仪器曝晒引起的差异、地方气候和局部地形的影响,如 2.1 节所讨论过的。美国的早期研究工作,有几个是根据城市和市郊飞机场的同期降雨系列资料进行的。这些资料的取得主要是靠国内航空系统服务业的发展,而不是出于任何科学目的。在这种情况下,得出的许多结果一直受到怀疑。在城市和农村降雨差别的问题上,最有争议的研究结果可能是 *Changnon*(1968)对印地安纳州的 *La Porte* 镇(位于密执安湖南端东南方向大约 18 公里处)的报道。在 1951 年~1965 年间,据 *Changnon* 研究,拉普斯特比其周围地区的降水量多 31%,雷暴天气多 38%,雹日多 246%。然而,这些结果——被看成是西面大约 50 公里处出现了芝加哥钢铁联合企业造成的——后来被 *Holzman* 和 *Thom* (1970)认为是观测者的错误。

看来 *Ashworth* (1929)是最早用现代方法研究城市对降水影响的人员之一。他在 1918~1927 年论证(英国)兰开夏郡的工业城镇 *Rochdale* 时说,星期天是一周中降水最少的一天。此外,平日 06:00~18:00 点钟间的降水时数比星期天同时的降水多 14%。近来, *Dettwiller* (1970)指出巴黎平日降雨强度和频率比星期六和星期天大和多,而且这一差异在 1960~1967 年比 1953~1959 年更大。人们把这一变化归因于这一时期工业生产的稳步增长。

降水型式在非工业区也出现类似的变化。例如,位于芝加哥南面约 210 公里的伊利诺州 *Champaign—Urbana* 大学住宅区曾是 *Changnon* (1961, 1969)进行最具综合性的研

究课题。这座城市座落在平坦的、160公里内地势没有很大起伏变化的无特色冰川平原，65公里内没有工业和大面积水体。*Changnon* (1961) 根据1950~1959年的资料指出，在这个城市的背风面年平均降雨量比农村地区多12%。就季节而言，在冬季城市比农村降水多16%，秋季多14%，春季多13%，夏季多7%。此外，0.1~0.6毫米降水的天数市区比飞机场南5.6公里处多13%，但降水量超过6.0毫米的天数没有很差大差别。每年的雷暴天数城市比飞机场也多3天。

为了研究这些可能是由于自然降水的变化而引起城市与农村间的差别，把所得的结果与距城市约90公里的西北方向农村的雨量站网记录资料进行对比，得出的初步结论是：市区内增加的降水量可能是由于降水变化所致 (*Changnon*, 1961)。这一结论在深入研究了19年的资料后又被否定了 (*Changnon*, 1961)。后一报告也为美国的四大城市——芝加哥、圣路易、华盛顿、纽约对降水的影响提供了证据。

Chandler (1965) 在研究伦敦市区对降水的影响时注意到大伦敦地区的年平均降水量在230~255毫米范围之内，认为这在很大程度上受区域趋势和地形影响。但 *Atkinson* (1968、1969、1970) 认为，既然市区起着机械障碍和热源的作用，那么它的影响必然要反映在对流运动（例如雷雨）上。图2.2（据 *Atkinson*, 1968）表明1951~1960年608个雨量器记录了在英国东南部上空有许多雷雨日，尽管由于观测者的疏忽或雨量站网内分布引起的误差比雷声的能听幅度大，但伦敦大城市的影响是明显的。*Changnon* (1980) 也曾提到过在美国人口超过100万的七个城市，与周围地区雷暴日数最大值相比，每增加100万居民就增加8%。

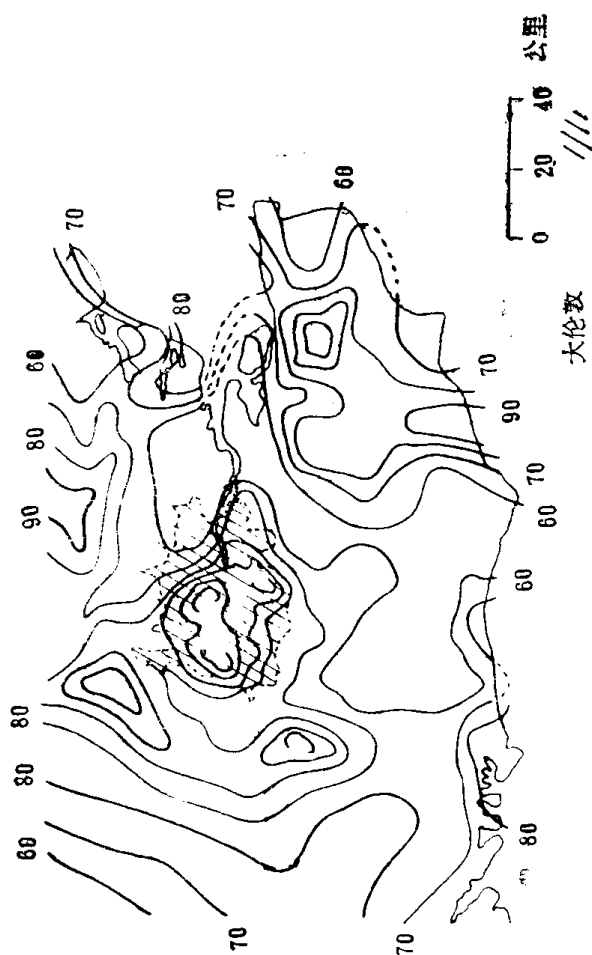


图 2. 2 1951—1960年英格兰东南部上空记录到的雷暴日期

除了考虑雷暴日数的研究外，几乎没有人用有关城市对降水影响的研究去考查短历时内大雨出现的频率是否会变化。就城市排水系统的重要性而言，比较严重的问题是缺乏资料。在现有的少量结果中，*Brater* (1968) 注意到十年以

上重现期的降水量趋势，底特律和密执安9~10月份比其四周农村增加20%，但11月到(次年)5月间则看不出有什么差别。直到 MEP ROMEX (大都市气象实验) 结果发表以后才证实了这一发现。这个试验在圣路易和密苏里为时七年的研究计划中，包括安置 225 部自记雨量计和气象雷达，所以在研究城市对降水量影响的问题上，这当然是一项最为综合性的研究。

据 Changnon 等 (1977) 总结说，MET ROMEX 实验表明在圣路易下风地区，明显的夏季降水异常现象一直持续了 5 年 (1971~1975)。这种异常在 6 月份最明显，在降雨少于正常年的月份较明显。暴雨各例分析结果表明这种异常与产生大范围特大暴雨系统组成中的少数系统活动有关。特大暴雨主要是由 3 个小时或不到 3 个小时的降水量超过 25 毫米的暴雨引起的，从中可以发现，持续 5 分钟到 2 小时的大雨的频率分布在城市、郊区和农村间有很大的差异 (见 Haff, 1977)。要使这种结果具有更广的适应性，现有排水系统设计所根据的标准及全国范围降水统计确定的数值，可能需要根据实际情况修改。

最后，由于雪常下在多风的日子，此时城市和其四周的温差可能很小，所以市区的存在不大可能影响这种形式降水出现的频率。在无地形影响的情况下，由于城市热岛的存在，雪的融化在市中心比郊区快，郊区又比其外围农村快。

2.4 地表几何形态和粗糙度引起的变化

在 2.3 节讨论城市对降水的影响时已提到建筑物能引起机械湍流，同时城市作为热源可导致热湍流，因此，城市建

筑对空气运动产生相当大的影响。与盛行风向交错的街道布置形式和不同高度的建筑物并列引起的地方风系已受到广泛的理解 (Penwarden, 1973)。然而, 为了更多地了解市区对大气几何运动和对气体动力学糙率的一般影响, 必须首先注意风速的季节变化和日变化。

图2.3(a)和图2.3(b)分别为座落在伦敦西南面郊区中的Kew观测站1932~1956年风速的日平均变化和1927~1956年风速的年平均变化 (Chandler, 1965)。图2.3(a)表明白天的风速一般比夜间强。最大值出现在白天是因为地表热量

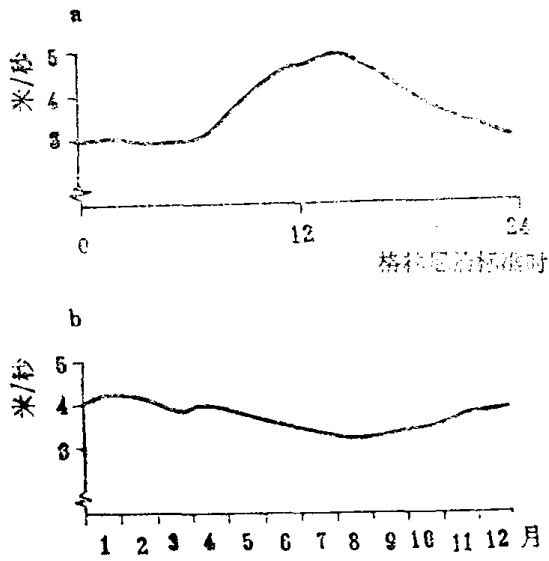


图 2. 3 K E W 的风速

- (a) 平均日变化 (1932—1956)
- (b) 平均年变化 (1927—1956)

引起了使湍流加强的对流运动, 阻碍了空气自上而下的快速运动并补偿了地表糙度的机械影响。夜间大气比较稳定, 地

表糙度起决定性作用,明显的垂向风速梯度形成。从图2.3 (b)可以看出,一年中冬季半年的风速一般较强。

根据图 2.3 提供的背景知识,通过对比伦敦飞机场和伦敦中央的 *Kingsway* 两站获得的资料,可以说明城市对风速的影响。*Chandler*(1965)分析过的上述资料列于表 2.6中。可见在全年内夜间的城市风速可超过农村。这是因为城市内较大的湍流带下来快速运动的空气流向地面,而此时农村的风很小而且大气稳定。白天,当风速较大时,空气一般不稳定。通过湍流混合,农村风速的大小在垂直分布上是较为均匀的。但在市区则主要由地表糙度控制,因而风速比周围的农村低一些。一般说来,强风在市区被减弱而微风可得到加强。因此城市与其郊区相比很少有无风的时候。

**表 2.6 伦敦机场的平均风速数(米/秒)和超过
Kingsway 平均风速数值(1961~1962)
(据 *Chandler*, 1965)**

	01:00 (格林 尼治标准时)		13:00 (格林 尼治标准时)	
	平 均	超出量	平 均	超出量
12月--2月	2.5	-0.4	3.1	0.4
3月--5月	2.2	-0.1	3.1	1.2
6月--8月	2.0	-0.6	2.7	0.7
9月--11月	2.4	-0.2	2.6	0.6
全 年	2.2	-0.3	2.9	0.7

随着城市化和人工排水系统的出现,植被复盖率减少,地表滞水迅速排泄,局地蒸发量大为减少,因此城市内的绝对湿度会比其郊区低。作为例外,在半干旱地区特别是草地

和花园地的过度灌溉有助于绝对湿度的增大。然而，由于空气中的水汽含量通常是由建筑群以外的很远地区供给的，所以出现高水汽压和低水汽压的概率几乎是相等的。相反，在市中心由于城市热岛的作用，相对湿度可能会明显地减小。

2.5 气候学与城市规划

前几节所述大都市具有的气候局地差异也可沿顺风方向突破其边缘而呈羽烟状分布。城市和农村之间的明显差别总是被限制在大气边界层最下部的几百米内，且具有时空变化。在这种情况下，必然会出现这些气候差异对居民生活的影响问题，更重要的问题是怎样避免、调节气候特征变化或促使它向有利方向转化。

Landsberg (1981 b) 已观察到，现代城市的发展很少或从不考虑盛行气候的显著特征。实际上，某些旧的错误观念有时会造成城市规划的失误。最普遍的表现是只注意把工业区布局在城市盛行风向或经常发生风向变化的下风处，而不去考虑静滞天气条件风向的影响。*Neiburger* (1970) 也提到很少考虑微风和逆温现象的不利情况，在这方面地形因素可能特别重要。由于冷流滞风会使空气滞留在地表低洼处，这会引引起变低温、雾和静泄天气条件。

在居民区布局时也应考虑地形条件，那种倾斜的地位是有利的。在强烈的光照下，阴坡更优越，而在冷的气候下则阳坡更受欢迎。在有湖泊和大量水体时正好享受到湖面微风的好处。

在市区内，热岛的存在使生长季节变长，节约燃料，雪盖时间缩短。但在夏季，过多的热量给居民和有空调的工厂

带来了多余的负担。公园和其它空旷处所则有助于降低热岛效应并提供一个令人愉快的环境。

市区布局本身就应反映局地小气候。例如在沙漠地区，窗子很小的高屋和狭窄的街道在白天的大部分时间里形成深深的暗影。在海滨地区可把街道安排得有利于增强海风向内地的渗入。相反，在较温和的气候条件下，建筑物的方向和街道的宽度可以精心选择以最大限度地增大辐射和光照。此外，屋顶的高度能不同程度地强加湍流通风。

在2.2至2.4节中从不同方面论述了城市气候，在它当地居民的一般影响和对建筑物底层结构设计的特殊影响中，最重要的也许是降水特征的变化。Changnon等(1977)在圣路易和密苏里进行的部分METROMEX实验，是对降水

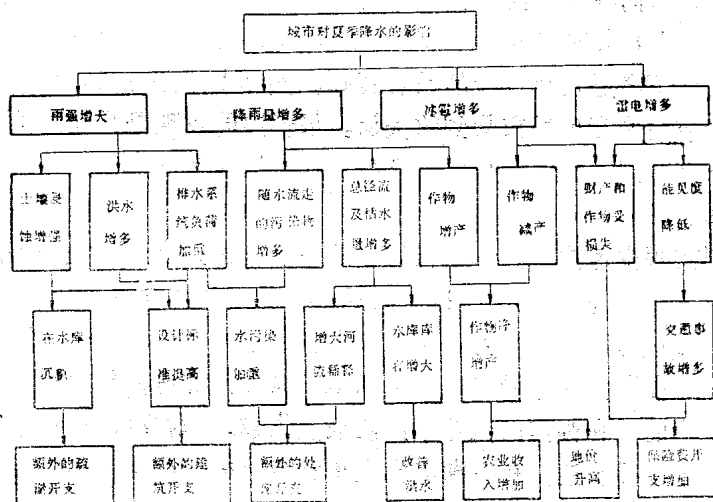


图2.4 城市地区降水异常造成的一系列后果
(据Changnon等, 1977)

异常结果的最详尽的验证之一。图 2.4 是根据那些作者提供的与圣路易有关的图表简化的，它更全面地概括了已广泛发生过的影响。

在 2.3 节中提到，METROMEX 试验清楚地表明某一地区的降水在夏季增多，特别是大暴雨次数及在大暴雨中降水总量和平均雨强增大。与风暴活动的增强相联系，雷电增多，出现更多的冰雹。Changnon (1977) 称上述变化为直接影响。

在给定历时内，特定的平均降水强度较常出现，这将使城市发生洪灾和排水系统负荷过重。排污系统负荷过重使未经处理的排泄物被排到当地下水道中，因而加重了河流的污染。给定频率平均降水强度的增加也可能引起更大的土壤侵蚀，土壤侵蚀反过来又因沉积减少水库供水及调节洪水的库容。产生的间接影响是社会需要增加额外的开支以便改进工程，提高设计标准，进行工程建设和排除泥沙以及处理水道污染。

一系列进一步的间接影响可能与降雨总量的增加有关。对来自城市大气的污染物需要做更多的清除工作，又会大大地增加当地水道的污染物负荷。但是降水量越大，径流就越大，夏季枯水流量明显变大。流量增加有助于冲淡排泄池浓度，但也许仍不足以抵消用于处理污染物的额外开支。在洪峰到达时，还可以通过加大水库进水而缓和供水问题。增加的降水使土壤水分含量增大，能提高农作物产量。在圣路易地区发现后一种影响超过了由雹灾引起的作物减产。由此引起的作物产量净增加既增加了农业收入又提高了受降水异常影响耕地的地价。雹、雷、闪电的增加会加重财产及农作物的损失。在这类天气条件下引起的能见度降低现象比较频繁发

生的情况下，交通系统受到严重的影响会导致更多的事故和伤亡。索赔的保险单增多必然导致保险费开支的增大。

概括地说，METROMEX实验所确认的降水异常是与自然降水的中等暴雨到大暴雨强度的增加相联系。Changnon等（1976）在讨论其涵义时得出结论说，城市导致的降水改变归因于整个（有卫星城的）大城市的出现，并不仅是容易控制的人类活动及工业活动引起的。根据 Changnon等的观点，降水异常的第二和第三级影响的净效应是相当大的经济损失。不幸的是，以更明智的城市规划来避免额外开支的余地甚少，尽管通过明智的土地利用规划可以减少开支。随着更多的特大城市出现，城市天气将来发生的变化有可能在数量方面远远超过在METROMEX实验中得到的那些数值。

第三章 用于洪水估算和排水 设计的降雨资料

3.1 引言

早在工业革命以前，城镇、都市的雨水排除的目的是旨在把积水从市区迅速而有效地排泄。显然，达到这个目的主要依赖于对短历时内大雨特性的认识。这种认识的累积速度在很大程度上受到了相应的仪器发展及雨量站网的限制。由于排水设计方法本身变得更复杂化，必然需要对可用资料进行比较综合性地分析，以描述给定重现期暴雨事件的时空变化。

十九世纪，英国降雨研究机构就收集了不列颠群岛短历时大雨的资材。这个研究机构是由一群志愿观测者组成，他们的记录由该机构的创始人G·J·Symons收集，并在《不列颠降雨》年报上发表。即使早在这个机构建立初期，该机构的一些成员对排水问题已经给予了很大的注意，如下记载出现在观察者1862年卷的笔记中：

Leek, staffordshire —— 在这个城镇，我们有很好的公共排水系统。我已观察到，降雨为下水道提供等于按该地区人口每人30加仑水量的天数越多，发酵病（指伤寒，天花之类的传染病——译注）死亡人数就越少——这个规则适用了三年。……季度末，在容许的误差范围内，我能够利用雨量器

告知主管登记者关于他们所登记的，由以上所提到的疾病引起的死亡人数。

1888年，英国降雨研究机构出版了第一版短期大雨表，包括1879~1888的10年资料。这些资料分成“值得注意的”或“特殊的”，可以作为编辑降雨深度~持续时间~频率（*depth—duration—frequency*）（*DDF*）关系的一个最早尝试。1908年的进一步研究，回顾了1879—1908年期间将大雨分为三种类型：“值得注意的”，“相当可观的”和“非常罕见的”。由于这些资料是用普通的雨量器测得的，肯定严重低估了较短历时内的雨量。随着二十世纪二十年代自记雨量计的应用，开始得到更可靠的资料 and 更正规的统计分析使得相对频率具有更精确的定义。各种说明降水强度~历时~频率（*IDF*）（*intensity—duration—frequency*）和深度~历时~频率（*DDF*）关系的分析式，在3.2节将有更为详细的说明。

在3.2节中讨论的各种*IDF*和*DDF*之间的关系，都属于点降雨的统计概念，点雨量即在一个单独的雨量器中观测的降雨。这些资料足以对暴雨特性作出以下的概括：

（1）当暴雨历时增加时，对任何给定的频率而言，平均降雨强度减小。

（2）当暴雨出现的频率减少时，对于任何给定的历时，平均降雨强度增加。

这些概括仅仅同时间变化有关。为了判定暴雨的空间特征，必须研究雨量站网的资料。根据这种调查结果，暴雨的第三特征就通过观察而很好地总结出来了。

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

与所观察到的最大强度有关的面平均降雨强度的减少，可以利用降雨深度 $\sim$ 面积 $\sim$ 历时（ DAD ）关系（在我国称为时面深关系——译注）进行单独暴雨事件的分析。然而，要求得到考虑空间分布的面雨量时，就需同一频率的点面（比例）关系。这个比值称为面雨量化算比（ ARF ），尽管如第3.3节所述，两者显然是用于不同目的，但容易与降雨的 DAD 关系混淆，此外，许多设计洪水估计方法需要一种单独的，具有代表性的面降雨量输入，所以常常需要对来自几个雨量器记录进行平均的技术。几个有用的方法也在3.3节中介绍。当相应于指定频率的一个给定历时内的平均降雨强度足以作为仅得出一个洪峰的设计暴雨的简单洪水估算方法时，则需要降雨的时间变化。以综合成流量过程线。最初，这种暴雨时间分布曲线来自 DDF 关系包络线。但由于自记雨量计资料的积累，分析选定的暴雨事件变得可行了。其结果在3.4节中予以论述。

当降雨和径流之间的数学模型关系复杂化增加时，更要求气象学家对暴雨提供更多的综合性分析。如果数学模型可能采取所谓的分散输入即流域可以分成不同的分区且各分区有各自不同暴雨时间分布以替代单一的总暴雨时间分布，这就提出了是否必须考虑设计暴雨的移动速度和方向的问题。这个问题在3.5节中将有进一步的叙述。

3.2 降雨深度 $\sim$ 历时 $\sim$ 频率关系

尽管气象学者更乐于从事观测不同历时内降雨的总雨量，但工程师却惯于使用降雨的平均强度，即总雨量除以时间的商，作为主要的降雨变量。因此降雨 IDF 关系就是

DDF 的转换关系，隐含着在特定历时内降雨强度为常数的意思。

降雨 DDF 关系的演化可由不列颠群岛已经进行的研究非常方便地加以阐明。在不列颠群岛，Lloyd—Davies (1960) 是其中第一位为雨水排水设计而对降雨记录进行分析的人，研究取自 Edgbaston 气象台和 Birmingham 1900—1944年间的记录后，编辑了全部暴雨各种历时的平均降雨强度表。这些资料可由后来总称为伯明翰曲线的关系来描述，这个曲线包括除异常暴雨之外的全部暴雨，因为提供这种暴雨资料是在经济能力所不允许的。

$$i = a / (t + b) \quad (3.1)$$

式中 i 是历时 t 的平均降雨强度； a 、 b 是常数，当降雨强度单位为时/小时；时间为分钟时， $a = 40$ ， $b = 20$ 。后来类似于 Lloyd—Davies 的分析由其他几个在不列颠地方机构工作的市政工程师担任。公式 (3.1) 曲线的形式适合于所得到的地方降雨资料，但必然有不同的常数值 a 、 b 。例如，仅用相同的 i ，单位为时/小时， t 为分钟，Roseveare (1930) 得到 $a = 20$ ， $b = 8$ 。使用时这种关系变化多端，加上与各曲线联系的频率缺乏一致性，给中央政府考虑为全国不同地区排水详细方案提供资金造成困难。对于这个问题，卫生部降雨和径流研究委员会 (1930) 经过考虑，提出来用公式 (3.1) 的形式作为标准工作曲线，以 $a = 30$ ， $b = 10$ ，适用于 $5 \leq t \leq 20$ 分钟；伯明翰曲线的常数则用于 $20 \leq t \leq 100$ 分钟。

这种公式，后来称作卫生部公式，是根据1921—1927年期间，14个台站的10、15、30和60分钟不同历时的暴雨次数和强度资料，以及另外7个台站7年资料的5、10和15分钟历

时4次最大暴雨资料得出的。对所有气象台站而言,这个公式被认为是概括了7年间所有各站除了二个或三个最大暴雨之外的全部暴雨。较精确的暴雨频率定义不得不等到Norris(1948)更广泛研究结果的发表。Norris利用21年(1925—1946),40个台站的降雨资料,说明卫生部公式适合于一年一遇的频率。

(3.1)式的强度~历时关系的另一形式由Escrⁱ(1950)提出:

$$i = a/t^m \quad (3.2)$$

式中 a 为常数, m 是指数。用一条平均曲线通过以前研究者如著名的Biham(1935)、Maclean(1945)的结果,得出卫生部公式的另一形式: $a=5.9$, $m=0.625$ 。这些数值提供了同Dillon(1954)对Cork 35年降雨综合资料取得了基本一致结果(1954)。更为普遍的形式是

$$i = a/(f/t^3)^m \quad (3.3)$$

其中 f 是暴雨频率,Dillon用 $a=6.0$, $m=0.2$ 的值使历时指数为0.6,公式(3.3)据说可用于在5分钟至24小时之间任何历时。

显然,更普遍的降雨IDF关系公式可通过合并公式(3.1)和(3.3)得出:

$$i = af^m/(t+b)^n \quad (3.4)$$

其中 n 是另一个指数。这个表达式曾由M.C.Illwraith(1953)应用于澳大利亚降雨资料,由Collinge(1961)用于不列颠群岛的资料中。Collinge认为系数 a 、 b 是平均年降雨和雷暴雨频率的函数,后者以每年平均可听到雷声的日数表示。一种间接估算指数 n 和 m 的方法是 m 为 a 和历时对数的函数。这个方法用于历时10分钟 $\leq t \leq 5$ 小时估算平均降雨强度及任

何频率。但没有得到多少应用，这一方面是由于雷雨频率记录少，另一方面由于取得常数和指数值的过程相当复杂。以卫生部公式为代表较简易的表达式，与公式(3.2)和另一个由Maclea (1945)提出的降雨DDF公式：

$$R = a - b \log f \tag{3.5}$$

仍然广泛地用于工程实践，式中R为降水量，f为事件发生的频率，常数a、b为历时的函数，式(3.5)似乎是主要供外国采用的。

上述讨论，主要集中于使工程人员能够用于排水设计问题的平均降雨强度的实用曲线。与此同时，气象学家们继续为英国降水研究机构奠定的短期强降水的记录和分类基础添砖加瓦。英国降水研究机构在1919年改名为气象局。随着十九世纪二十年代自记雨量计的引入，使对“值得注意”“不平常”及“非常罕见”等下的精确定义成为可能。在12个站点从这种雨量计得到的前十年(从1925年到1934年)的资料由Bilham (1935)曾做过分析。研究中他用的降雨DDF关系式为：

$$N = 1.25 (t/60) (R + 0.1)^{-3.55} \tag{3.6}$$

式中，N表示十年期间历时t(分钟)或小于t时间降水量为R的天数。式(3.6)原意用于t为5~120分钟。根据Bilham研究的如果，对于降雨分类作如下的定义：

分 类	天 数	重 现 期 (年) *
值 得 注 意	1.0	10
相 当 可 观	0.25	40
非 常 罕 见	0.0625	160

注：重现期是频率的倒数(频率为事件数/年)

本世纪六十年代,气象局对于 *Bilham* 的工作重新作了广泛的评价。如同 *Holland* (1964) 的报告中所指出的,式(3.6)很好地经受了时间的考验。除了将常数从1.25增加为1.39,当历时小于1分钟时,曲线变直而外,主要的补充是当平均降水强度大于1.25 英寸/小时时,由式(3.7)代替式(3.6),即:

$$N = R \exp(1 - 0.8R/t) (R + 0.1)^{-3.55} \quad (3.7)$$

对于 *Bilham* 公式及修正公式可能的批评是没有考虑大雨频数的区域性变化。提出式(3.6)时, *Bilham* (1935) 注意到年降雨水量大的地区比年平均降雨量小的地区暴雨持续时间长一些。*Ashworth* 和 *O' Flaherty* (1974) 说明不符合 *Bilham* 公式的区域性情况。图3.1 图示出一个典型历时及重现期背离 *Bilham* 公式(3.6)的百分数等值线。该图表明,虽然 *Bilham* 代表了英国大多数地方的情况,但实际上地方性异常也是有的。这种差异仅在对包括详细的区域代表性资料分析后,才能加以考虑。这项调查研究是由后来气象局作为《英国洪水研究报告》(自然环境研究委员会, 1975)中与降水有联系的部分来完成的。

《洪水研究报告》中推荐的英国各地降雨DDF关系的方法都基于大量资料库的分析,它包括:

- 1) 具有平均60年纪录的600个日降水量观测;
- 2) 另外的6000个1961~1970年日降水观测;
- 3) 从100个测站获得的短历时降水资料;
- 4) 从两个观测区的密网自记雨量计的观测资料;
- 5) 从少数 *Jardi* 式降水记录器中获得的短历时降水资料。

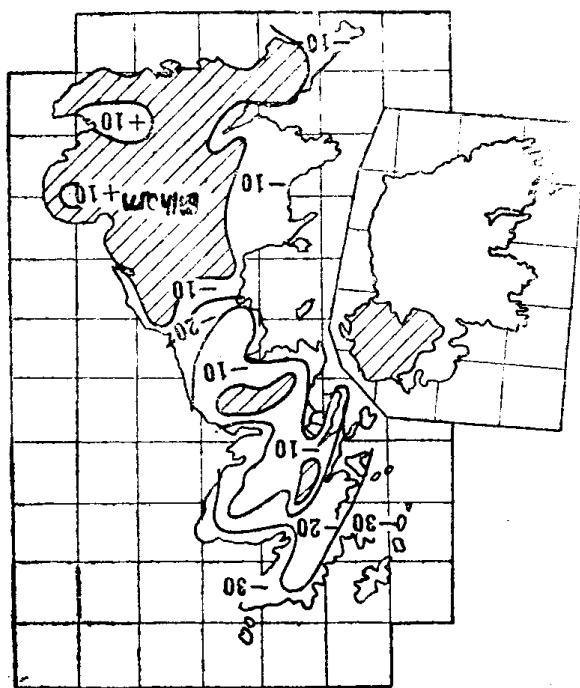


图3. 1 一年一遇15分钟雨量用由Bilcam公式
求出数值表示的百分数等值 线图

研究基于两个参考降水量：5年一遇的2天及60分钟降雨量。开始时，注意点是利用国家站网上的站点，然后采用地图法决定2天及5年中的降水量，并简单表示为： M_5-2 天和比率 r ， r 为 M_5-60 分钟总量与 M_5-2 总量之比。并制备表格使 M_5-t 历时的降雨量被插入并表示为 M_5-2 的百分数来，历时可以达48小时。另外还有两张图，其一为英格兰和威尔士，另一为苏格兰及北爱尔兰，将所要求的 T 年重现期雨量由比率 MT/M_5 ，把 M_5-t 历时的雨量转换 $MT-t$ 的雨量， T 为需要的重现期。

随着城市暴雨排水系统设计和分析的沃林福特程序

(*Wallingford Procedure*)的提出,(国家水资源委员会及环保局,1981)一个用来构制降水DDF曲线的《洪水研究报告》计算机化版本问世了。在这个方法中,用M5—60分钟内降水量图代替M5—2日图,因为它更适合于城市的排水问题。

上述有关估算重现期为 T 年,历时为 t 的降水量方法,只适用于英国。对于世界其它地区,类似的关系可由自记雨量计资料加以分析而得。但遗憾的是在干旱的地区,这些记录如果可以得到的话,一般都是非常短期的观测结果。当设计降水量需要的重现期超过资料年限时间时,可靠的估计也许可以从基于美国大量长期降水记录的概化关系而获得。后者包含了一个足够广泛的气候范围,可供世界上其它类似的地方比拟,亚利桑那州及加利福尼亚州的资料,由美国气象局(1954)为北非飞机场排水所作的水量设计,提供了这种方法的一个实例。

基于类似资料,由Hershfield和Wilson(1957)及Hershfield(1955)等根据美国资料始创的概化降水DDF关系由Reich(1963)和Bell(1969)分别加以继续发展。该方法的成功,最主要是靠假设2小时或更短历时的极大降水事件,而这些事件通常是来自具有类似结构的暴雨系统诸如人们所熟悉的对流单体之类,它们在世界上许多地方具有可比拟的物理特性。这种概化关系常以图解形式给出,但是,Bell(1969)应用美国157个降水测站获得的长达40多年的记录资料,得到 T 年一遇, t 分钟的雨量 R_T^t ,可以下式表达:

$$R_T^t = R_2^{60} (0.351 nT + 0.76) (0.54t^{0.25} - 0.5) \quad (3.8)$$

式(3.8)应用于重现期在2到100年及历时5到120分钟,并取决于与频率无关的雨量~历时比值,和与历时无关的雨量

~频率比值。式(3.8)中的参考的降水量为2年一遇,60分钟的雨量,可以从当地降水资料求出或从下列方程中计算,

$$R_2 = 0.17 \bar{R} M^{0.33}, \quad 0 < M \leq 50, \quad 1 < N \leq 80$$

$$= 0.617 \bar{R}^{0.67} M^{0.33}, \quad 50 < M \leq 115, \quad 1 < N \leq 80$$

(3.9)

其中, $\bar{R}$ 为平均年最大日降水量(毫米); M 为平均每年雷雨天数。式(3.9)也是由美国长期记录资料得出的。

最近, *Hargreaves* (1981) 对于式(3.8)提出了另外一种表达形式。

$$R_T^2 = K T^{1/4} t^{1/4} \quad (3.10)$$

其中 K 是常数, 由当地(资料)导出。式(3.10)用于30分钟 $\leq t \leq 4$ 天和 $5 \leq T \leq 100$ 年。

3.3 降雨量的空间变化

由于河流某一横断面上流量的涨落代表暴雨时空变化的综合效应, 排水工程工程师关心的是某一面积的平均降雨而不是个别测站雨量的大小。的确, 大多数现有的降雨径流模型需要有代表性的降雨强度的单个时间序列作为输入。在集水面积大, 有三个或更多的雨量计位于集水面积内或其周围时, 就出现了如何根据这些资料编制适当的雨量过程图的问题。多年来广泛使用的确定某一地区平均降雨量的方法有三: 算术平均法, 泰森法和等雨量线图法。

在这三种方法中, 只把流域内测得的降雨量求算术平均无疑是最简单的, 然而这种方法只适合于地形较为平坦, 雨量站均匀分布并且各测站的观测值与平均值相差不大的地区。在雨量计分布不均匀的地区, 可应用泰森法获得一系列

权重因子。如泰森(1911)所指出的,这种方法基于下述几何结构:

- a. 将雨量计的位置点在地图上并画出各测点间的连线;
- b. 每一对相邻点间连线的中垂线构成围绕每一个点的多边形;
- c. 各测点的权重因子等于围绕该点的多边形的面积与总集水面积的比值;
- d. 由各测点的权重因子与测量的降雨量的乘积的总和算出流域内平均降雨量。

实际上,泰森法假定各测点间降水量存在着线性变化,并将集水区面积的各部分分配给雨量站网中最近的测点。这种方法在某种程度上是不灵活的,因为测点数目一变就要重新计算权重因子。如 Diskin(1969,1970)所说的,权重因子的确定可通过使用计算机程序有效地完成。Pande和A L—Mas-hidani(1978)提出一种类似于泰森法但可避免集水面积量算的另一种方法。基于射线结构,这一方法至少要有三个测点。

泰森法更重要的局限是分析者没有将有关暴雨形态和地形影响的知识加以综合考虑的余地。等雨量线法,所谓等雨量线即是降雨量的等值线,是在地图上表示每一地点的降雨观测值和插补值,这种方法提供了更多的灵活性,通常被认为是最精确的方法。然而,等雨量线法既费力又费时,特别是在那些有许多暴雨的地区更是如此。有些作者已在探索应用计算机程序作等雨量线图的可能性,后者涉及到面拟合技术的应用。该技术中,降雨以 x 、 y 坐标的数学形式来定义。给定降雨量观测值,上述方法涉及到导出一系列由给定资料计算系数的基本方程。给定这些系数,就可计算任一点的降雨量并

且可用解析法或数值积分来确定的平均降雨量。特别值得注意的是两种适合于雨量站网布置不规则的数值方法：趋势面分析和多元二次曲面分析。

Amorocho 和 *Brandstetter* (1967), *Unwin* (1969)、*Chidley* 和 *Keys* (1970)、*Mandeville* 和 *Rodda* (1970) 及 *Singh* (1976) 等讨论过趋势面分析在等雨量线分布型描述中的应用。该趋势面可由下述基本方程式表示：

$$R = \sum_{i=1}^k a_i f_i \quad (3.11)$$

式中 a_i 为系数； f_i 为经度、纬度和海拔高度的函数； R 为降雨观测值。例如， f_i 可由坐标轴 x, y 表述以得出下列表达式：

$$R = a_0 + \sum_{i=1}^k a_i x^i + \sum_{i=1}^k b_i y^i + \sum_{i=1}^k c_i x^i y^{k-i} \quad (3.12)$$

式中 a, a_i, b_i, c_i ($i = 1, 2, 3, \dots, k$) 是由最小二乘法确定的系数。趋势函数越复杂，趋势面的代表性越显著，在求解系数时遇到的数值计算问题的可能性也就越大。诚然，*Singh* (1976) 得出结论说，为模型化目的而计算区域的平均降雨量时，趋势函数方法不比已熟知的方法优越。

同提供一个方程式以给出最佳的最小二乘法拟合降雨量的趋势面分析方法相反，多元二次曲面分析提供了能准确拟合所有点的数据的面。运用多元二次曲面方法，面由各个二次曲面的总和来代表，诸如旋转双曲面和旋转抛物面。例如 *Shaw* 和 *Lynn* (1972) 讨论了旋转双曲面的特例——正圆锥面的应用。这里，对 k 个雨量计测点，给出下列 k 个方程组：

$$R_i = \sum_{j=1}^k C_j \sqrt{[(x_j - x_1)^2 + (y_j - y_1)^2]} \quad (3.13)$$

其中, R_i 是坐标为 x_i, y_i 的第 i 个点降雨量, c_i 为待定系数。在随后的研究中, Lee 等 (1974) 指出应用更复杂的多元二次曲面时就会发生计算困难的问题, 而方程式 (3.13) 给出的多维锥面因其简便有效而更适用。

尽管等雨量线图提供了关于暴雨大小的直观印象, 但各次暴雨间的相互比较可通过应用降雨的时面深曲线 (DAD) 而很方便地得出。实际上, 这样的曲线表明在给定等雨量线范围内的平均降雨量和同一历时内由同一条等雨量线包围的面积之间的相互关系。用面积的分数幂到指数和对数的一系列经验公式来描述这些关系。Court (1961) 作了全面罗列。另外, 这种资料点面关系因子 (见 Bell, 1979) 的形式表述为:

$$RF = R_1/R_2 \quad (3.14)$$

这里 R_1 为在一给定地区和时间内一次暴雨的最大面降雨量, R_2 为同一场暴雨, 同一历时的最大点降水量。由方程式 (3.14) 给出的比值常称为是“暴雨中心”化算因子, 因为 R_1 是由明显集中在最大值 R_2 上的等雨量线分布型确定的。因此, 这种分析所覆盖的面积随着暴雨形态不同而异。这种类型的信息不适用于排水设计。在排水设计中工程师关心的是特定集水区域和可能发生在其边界内的降雨量的变化。为确定后者, 由下述定义求固定面积的化算因子:

$$ARF = R_3/R_4 \quad (3.15)$$

这里 R_3 为在给定的历时和重现期的面平均降雨量, R_4 为同一面积中同一历时, 同一重视期的平均点雨量。这个比值应该更能适当地代表面积的化算因子。

RF 和 ARF 之间的重要区别是后者隐含着 R_2 和 R_4 的重现期相等。在任一次给定的暴雨中, R_2 总是有比 R_1 大的重

现期,从而固定面积的化算因子通常大于暴雨中心化算比值。因此将ARF值同特定暴雨的特性联系起来的想法是错误的。

最先进行ARF值综合计算者之一是Holland (1967),他使用了从英国Cardinton 附近地区大约 1 公里间距分布的雨量站网中得出的资料。获得的结果概括如下述方程式:

$$ARF = 1 - \left[3 \sqrt{A/\Gamma^{-1}(t)} \right] \tag{3.16}$$

这里A为面积(公顷); t为暴雨历时(分); Γ^{-1} 为反伽玛函数。方程式(3.16)比较适用于历时为 2 分钟到 2 小时的暴雨事件,后来气象局(1968年)用图形表示该方程式。

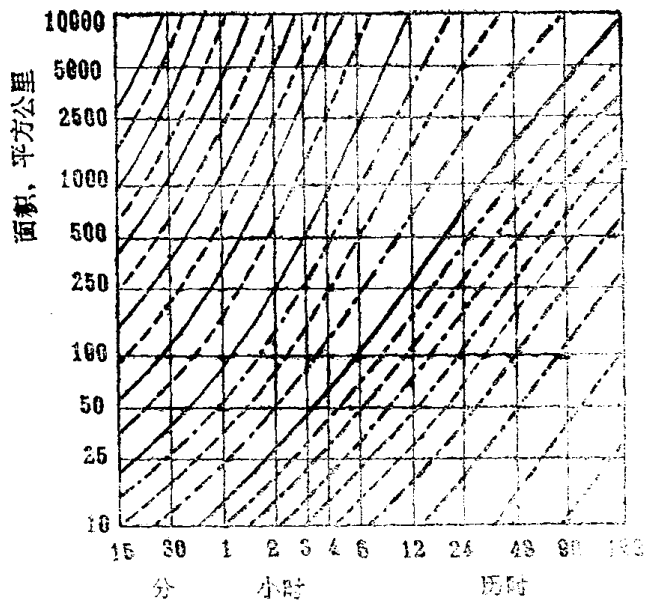


图3. 2 《洪水研究报告》
中的化算系数

继 Holland 之后,这项作为英国洪水研究报告(自然环境研究委员会, 1975)所替代。这些经过订正的ARF值

是按照修改的定义计算的：

$$ARF' = R_0/R, \quad (3.17)$$

式中 R_0 是在年最大面雨量期间给定面积内任一点的降水量。 R 是与 R_0 同年（但不一定是同时），同历时，同一点的最大年降雨量。式（3.17）的一杠表示该面积内多年记录各点的平均。得到的结果示如图3.2。这些结果适用于比Holland（1967）计算的结果更为广泛的暴雨历时和地区范围。

由于《洪水研究报告》中ARF的定义是基于年平均极大值，这些因素随重现期而变的系统变化无法确认。然而，Bell（1976）在使用方程式（3·15）中给出的定义时发现，在统计上ARF值有随暴雨重现期增大而减小的显著趋势。因此图3·2中给出的因子对重现期在10~100年的暴雨趋向于造成偏高的面降雨量。总计暴雨历时为1~2小时的，偏高10%；历时为24小时的偏高5%。然而，这些变化同ARF值推导过程中取样误差相比是很小的。Bell（1976）基于英国和美国的证据，也注意到特定区域的ARF值似乎不随地理位置而变化，所以图3·2至少在初步近似下可较为广泛地应用。

3. 4 降雨量的时间变化

因为河流流量的变化是降雨强度、时间以及空间变化的反映。排水工程同样也需要暴雨时间分布的信息。为了绘成这样的时间分布，可应用三种不同的方法：

- （1）通过降雨DDF关系的积分；
- （2）从自记雨量计暴雨记录中代表性时间变化提取；
- （3）用简单的几何图形作为时间分布的近似。

Ross (1921) 是最先应用上述第 (1) 种方法的人之一。Ross 提出的从降雨 DDF 曲线上构制暴雨时间分布的程序概括于表 3.1 中。假定时间分布为 5 分钟时间增量, 表 3.1 中的第 1—3 栏给出了平均降雨强度和历时为 5—50 分钟的总降雨量, 第 5 栏给出了各相继时间时间增量中的总雨量。它们是从第 3 栏中 10 分钟内的雨量减去第 3 栏中 5 分钟的雨量, 从 15 分钟内的雨量减去 10 分钟内的雨量, 依此类推而得到的。第 5 栏行中给出的逐次时间增量内总降雨量转化为第 6 栏中的平均降雨强度就得出了所需要的暴雨历时分布图。

表 3.1 从雨量~频率~历时关系构制暴雨历时分布图—用卫生部公式作为一个例子

历时 (分钟)	强 度 (毫米/小时)	深 度 (毫米)	增 量 (序号)	深 度 (毫米)	强 度 (毫米/小时)
5	50.8	4.23	1	4.23	50.8
10	38.1	6.35	2	2.12	25.4
15	30.5	7.62	3	1.27	15.2
20	25.4	8.47	4	0.85	10.2
25	22.6	9.41	5	0.94	11.3
30	20.3	10.16	6	0.73	9.0
35	18.5	10.78	7	0.62	7.4
40	16.9	11.29	8	0.51	6.1
45	15.6	11.72	9	0.43	5.2
50	14.3	12.10	10	0.38	4.5

注: 当历时 t 在 $5 \leq t \leq 20$ 分钟时, $i = 762 / (t + 10)$, 当 $t > 20$ 分钟时, $i = 1016 / (t + 20)$, 降雨强度的单位为毫米/小时

用这种方法得出的暴雨历时图最明显也是最值得怀疑的

特点是峰值通常发生在第一个时间增量内。尽管这不是不可能,但对于温带气候来说,这样的分布图应被认为是不典型的。此外,除了在第5个时间增量内降雨强度的微小增加以外(这可以认为是20分钟历时方程式常数项转换造成的),随着暴雨的继续,降雨强度不断减小。对于这样分布的可靠性产生怀疑,使包括Hawken(1921)和Judson(1933)在内的几位作者建议将逐个时间增量的暴雨强度随意重新安排。Ormsby(1933)提出两个基于卫生部方案的分布图,其中一个是在降雨持续期的 $1/3$ 之后达到峰值而另一个则是 $1/2$ 之后。Keifer和Chu(1957)在芝加哥地区推导的人工暴雨时间分布则将峰值位于暴雨历时的 $3/8$ 处,该暴雨分布是以降雨DDF曲线的不同形式为依据的。

尽管为了构制暴雨时间分布图,上述方法广泛而长期地得到使用(例如,见Chien和Sarikelle, 1976)。但这种方法还是应该放弃,因为这样分布的频率不可避免地比导出它的降雨DDF曲线低些。如同Fredenick(1978)说明的那样,在同一次暴雨中不同历时的大降雨量同时发生的可能性很小。

随着60年代初期暴雨排水设计方法的改进,需要一系列更有代表性的暴雨分布图。从Cardinton降雨实验(Holland, 1967)得出的结果用来构造一系列设计暴雨分布以代替现在称为“运输和道路研究实验所水文过程线方法”(见Road, Research Laboratory, 1963)。这些分布图是通过先将纵坐标表示为峰值的比值,然后对各次暴雨资料获得的无因次纵坐标求平均而得出的,这和合成的分布曲线,稍有不对称,按由Bilham方程式计算的15分钟平均降雨强度的比例量取,以得出不同重现期的暴雨分布曲线。最后,

King (1967) 对这些分布曲线拟合了两个方程式:

$$i = K \exp(-t^{0.75}/4) \quad (3.18)$$

$$i = K \exp(-t/7) \quad (3.19)$$

这里, i 为由峰轴起算的时间 t (分钟) 的瞬时降雨强度, K 为取决于重现期的常数。

“道路研究实验所”(1963)引用的降雨分布图及后来由

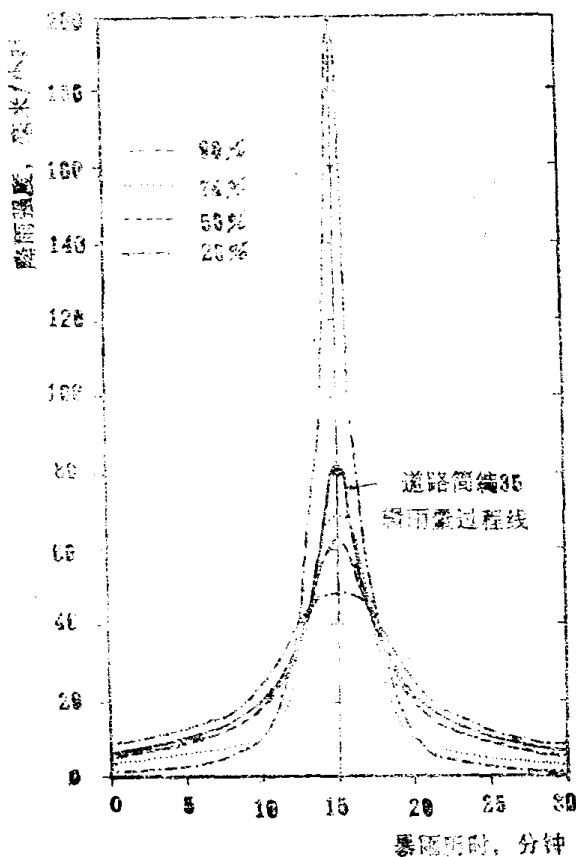


图 3. 3 《洪水研究报告》30分钟一年遇暴雨分布图
与道路简图35辑的暴雨分布的对比

Watkins (1966) 提供的图表一直使用到《洪水研究报告》(1975)公布为止。这种修订是基于大范围的暴雨事件和直到最多有4天的历时。所用暴雨都是集中在最短的时间里倾泻

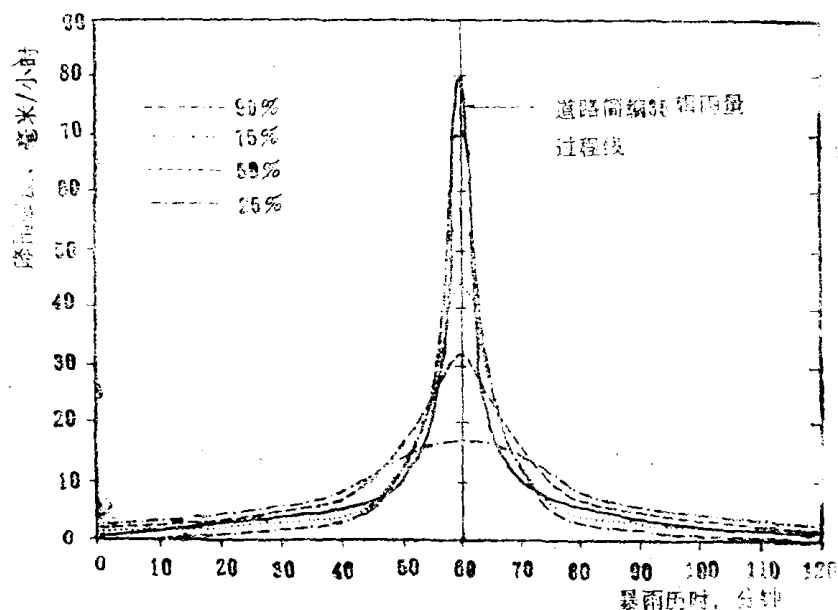


图 3. 4 《洪水研究报告》120分钟一年一遇暴雨分布图

与道路简编35 辑暴雨分布图的对比

至少为总雨量一半的雨，造成一条列对称的但是振幅有变化的平均分布图。这些分布图按照“峰值百分度”即暴雨的峰值小于给定的平均分布图时的百分比来排列。对夏季（5—

10月份)和冬季(11—4月份)分别进行分析。在种情两这况下,分布图随暴雨历时的变化和暴雨期间平均降雨强度重现期的变化相对来说是不明显的。

《洪水研究报告》不同百分比峰值的暴雨分布图典型例子示如在图3.3和图3.4。各种情况下,这些分布可和由道路简编第35辑第二版中给出的“运输和道路研究所”流量过程线法作出的新的设计暴雨分布图相对比。后者可作为《洪水研究报告》中分布图的简编本,其中不计历时峰度的变化。结果,有可能引起分布图形状的显著变化,如图3.3和图3.4所示。因此,这些简化的分布图只能应用于初步计算而不应用在诸如平衡箱的设计等库容影响很重要之处。分布图差异的深入讨论由 Follard (1978) 提出。

由 Cardington 实验得出的暴雨分布图和上述对《洪水研究报告》的分析都是由整个暴雨事件推出的。相反, Pilgrim 等 (1969) 和 Pilgrim 与 Gordery (1975) 为了推动适用于澳大利亚悉尼地区的设计暴雨分布图,将注意力集中在较长时期的暴雨中猛烈暴雨 (bursts)。他们提出了一个具有暴雨强度平均化的降雨时间分布型的顺序程序。

这两种从自记雨量计记录中提取出典型暴雨分布图的方法之间的差异引出了关于采用哪一种作为降雨径流模型输入的问题。然而,暴雨分布图只是由设计者必须选择的变量之一,其它参数,如集水区前期湿润情况,也对径流洪峰的重现期和暴雨量的重现期间的相互关系有重要影响。有关洪水计算方法中这方面的深入讨论将在第四章中介绍。

从降雨记录中提取有代表性的降雨时间分布型的复杂性促使一些人去寻求基于几何图形的更简单的设计雨量过程线图,例如颜本琦和周文德(1980)提出了三角形暴雨分布图。

他们指出，一旦暴雨历时和平均强度给定以后，只要确定了雨量过程线面积的一阶矩，其面积形状即可确定。然而，这种近似法的成功又依赖于使用该分布图的洪水计算方法和选择其它显著设计变量的方式。

3.5 暴雨的移动

任何作为洪水估算方法输入的设计暴雨都假设相对于所研究的集水区处于稳定状态。然而，对由坡面合成给水面积的人工降雨实验表明，同主要河道平行的向上游移动的暴雨起减弱稳定暴雨径流率洪峰的作用，而向下游的移动则起加强作用(见颜本琦，周文德，1969)。可惜的是，如同 *Shearman* (1977) 所指出，缺乏有关暴雨移动速度和方向及暴雨面积的统计资料。*Felgate* 和 *Read* (1975)、*Shearman* (1977) 和 *Marshall* (1980) 的研究，如即使是有矛盾的话，也提供了一些使用有关雨量站网中成对点的记录交叉相关统计方法的初步结果。

Shearman (1977) 研究了位于英格兰南部的 *Surrey* 和大伦敦区的15个自记雨量计的资料，就他未能为气象学中暴雨以700毫巴①高空中的风速运动的经验规律找到证据。相反，*Marshall* (1980) 分析了 *Cardington* 实验的记录和 *Winchcombe* 地区类似的站网，发现暴雨与700毫巴①高空风速大致相同的方向移动，只是移动速度更慢一些。两位作者都发现暴雨的移动速度超过传统的排水系统中的设计流速。*Shearman* 报道说60%的暴雨大于15米/秒的速度移动。

①可改为hpa——译注

Marshall 则引用了 Cartington 和 Winchcombe 两地区大约 11.5 米/秒的平均暴雨移动速度。

Shearman 获得的结果已用于 Sargent (1931, 1932) 进行的数值试验以讨论暴雨移动在下水管网设计中的重要性。在这项研究中, 历时 2 小时的具有圆形等雨量线和典型时间分布型的人工暴雨以不同的速度和方向穿过一系列具有不同设计流速的排水系统的四边形集水区。获得的结果表明, 尽管最大径流率可能由于暴雨向下游的移动而增大, 增加的数量——当暴雨移动速度等于径流的流程时只有最大值的 1%——这是可以忽略的。相反, 当暴雨历时小于径流流动时间时, 流域面积在 2—10 平方公里时, 稳定的暴雨的最大径流率减少得很多。这种由暴雨移动引起的过分安全设计的趋向, 值得更进一步研究, 也许使用更成熟的暴雨模型, 诸如由 Sieke (1977) 在 Hamburg 地区和 Amorocho 与 Wu (1977) 在北加利福尼亚州所作的气旋暴雨模型。

第二篇 洪水水文学

第四章 设计洪水估算导论

4.1 洪水的形成与分析

了解一个流域内由雨量转换成流量过程的情况，对于评价洪水估算方法是必要的。图4.1表示这些事件的时序。当雨降落在流域区内，所产生的径流流达河网之前必须先满足植物截留，土壤水分的亏损、填洼。这些损失持续于整个暴雨期间。不过由于储蓄容量渐减，损失率也在减少，仅总雨量的一部分，即“有效雨量”或“超渗雨量”，最终形成地表径流或直接径流。在两次暴雨的间隔期间，河网内的径流，几乎是由流域内地下水流量组成，称为基流，它随时间连续减少直到下次降雨发生。暴雨形成的直接径流加在基流上，将总流量上涨到洪峰值，当降雨停止时，流量从峰处减少，直到径流再一次全部来自基流时为止。

集水区的洪水过程线形状主要由下列因素所决定：

（1）暴雨特征，例如雨量强度在时间和空间上的分布；（2）流域特征，例如面积，形状，河道及坡面的坡度，土壤类型及其分布，以及其它地貌和地质特性。

流量在流域出口处观测。而为了得到雨量在时间和空间上的合理估计，要在流域内许多地点取得雨量资料。流量资

料因而可以视为既是暴雨又是流域特性的总结果。因此为了获得估算重现年数为 T 洪水的标准工程设计，应当充分利用流量资料。事实上不外乎下列两种途径之一：(a) 统计技术；(b) 确定性方法。

在应用统计研究时，不是用每个水文年度最大的独立洪峰流量（称为年系列），就是用超过某一阈值值的最大独立洪峰流量（即部分历时系列法）

分析而得。图解法，或标

准统计技术如矩法、极大似然法都可以拟合洪峰流量系列的频率分布。这个分布可以用来估计某种指定重现期的设计流量。洪水估计的统计研究详细讨论见第五章。

相反，洪水估计的确定性方法是根据流量和发生流量的降雨之间的关系导出的。由暴雨和流域特征关系所组成的洪峰流量方程是这种关系的最简单形式，可用合理化方法作为例子：

$$Q = C i A \quad (4.1)$$

式中 Q 是洪峰流量， A 是流量面积， i 是相应于集流时间的某一临界历时内的平均降雨强度， C 是计及流域损失的一个系数。虽然公式简单，就这种降雨径流关系模型足以说明确定性洪水估计方法的基本特点：即它们与所引起流量的事件或

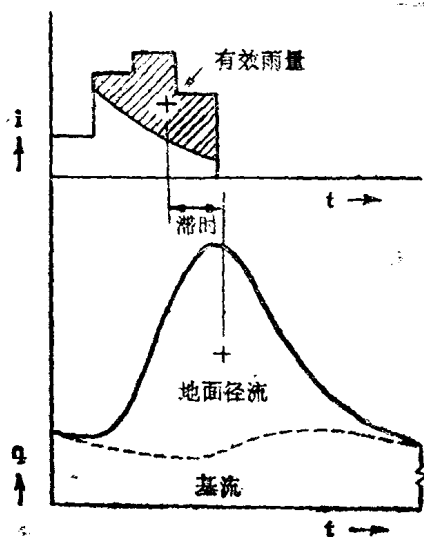


图 4.1 降雨—径流关系

设计暴雨的大小和频率有关，合理化方法广泛应用于小型城市排水系统，其应用在第九章详细讨论。如果洪水过程线比由方程式 4.1 所提供的洪峰流量更为需要的话，则更为全面的描述降雨径流过程是必要的。满足这些要求的技术，或许是广为流传的由舍尔曼 (Sherman) (1932) 所引出的单位线法。

单位线法是根据以下前提作出的：由符合一定标准的有效雨量引起的直接径流过程线，即流量减去基流，可以从仅反映流域特性影响的雨量 和流量资料中得到。实际上，这

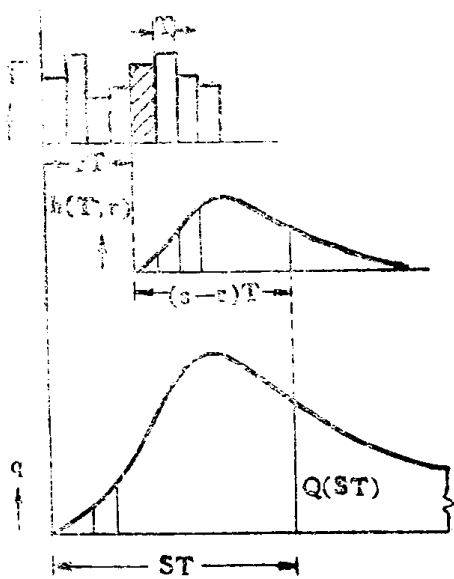


图 4. 2 有效降雨分布又有限时段单位线绘制地面径流过程线

样的直接径流过程线就是流域本身的特征。从形式上说，一个流域的单位线可定义为由在某一给定历时内单位深度的有效降雨（通常为10毫米）所产生的直接径流。得到单位线之后，应用相加性和比例性的原则，对一个确定的设计暴雨就可求得相应的洪水过程线。比例性规定了直接径流的过速线的纵标与单位历时内有效雨深度成比例，而相加性保证对发生在单位历时内的连续有效雨量可由各个直接径

流过程线移位,然后将同时的纵标相加得到地面径流过程线
这些运算见图4.2, 它显示由雨量开始, S 时间距离内, 直接
径流过程线的纵标 $q(sT)$ 是由在第 r 个小时段总有效
降雨和单位线上第 $(s-r)$ 个纵标相乘积之和所形成的。更
准确地说,

$$q(sT) = T \sum_{n=r}^s \bar{i}_n h(T, (s-r)T) \quad (4.2)$$

式中 $h(T, t)$ 为相应于时段长为 T 时单位线上 t 时刻纵标,
 $\bar{i}_n$ 为相应于 T 时, 第几个时间间隔内的平均有效雨量。

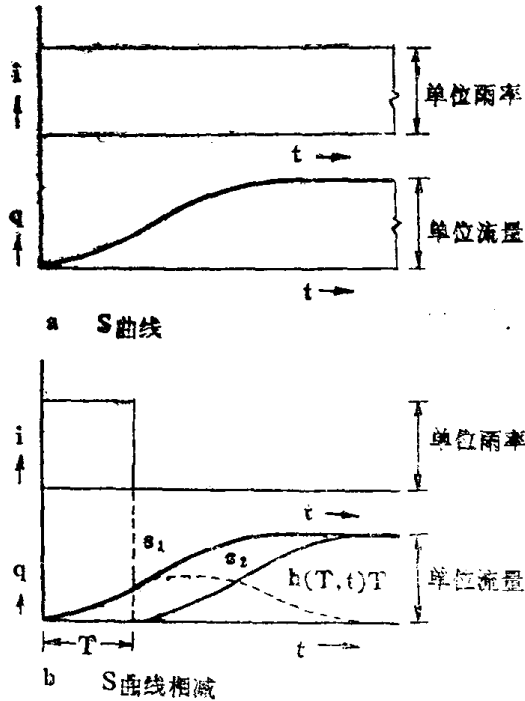


图4.3 用S曲线推导有限时段单位线

函数 $h(T, t)$ 称为有效时段单位线或 TUH 。比例性和
和相加性原制成为单位线长变换的基础, 它得出直接径流

是由有效雨量进行线性运算形成的。在第六章将讨论用计算机计算时用到了这一性质。从理论上讲,特别注意到当时段成为无限小时,得到的函数就是著名的瞬时单位线或IUH。

已经证明应用所谓S曲线可导出IUH, S曲线提供流域对一个无限长时间内单位有效雨量响应(见图4-3(a))。实际上, S曲线是由多个有效雨量的响应, 即IUH纵标叠加而得。当给定了S曲线, 则相应于任何时段T响应的TUH不同于推S曲线所用的原始TUH, 可以移到S曲线T时, 相应两S曲线的纵标相减而得到。如图4-3(b)所示:

$$h(T, t) = (1/T)(S_t - S_{t-T}) \quad (4.3)$$

当T越来越小, 式(4.3)的右边成为S曲线在时刻t的坡度, 因 IUH 可用下式定义

$$h(o, t) = d(S_t) / dt \quad (4.4)$$

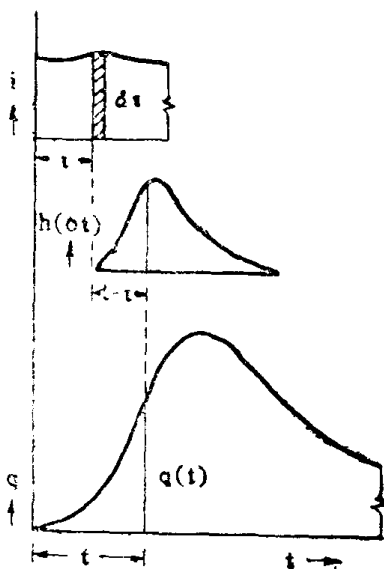


图4.4 由有效雨量的分布和有限时段单位线所推导的直接径流过程线

给出IUH以代替TUH, 图4.2可修改如图4.4。在 t 时刻的平均有效雨量 $i(t)$, 发生在整个时段 $d\tau$, 相应于时段的直接径流所产生的总和 $dq(t)$ 为

$$dq(t) = h(o, t-\tau)i(\tau)d\tau \quad (4.5)$$

当全部有效雨量增加到 t 时, 对分布进行积分则直接径流的纵标 $p(t)$ 由下式给出

$$q(t) = \int_0^t h(o, t-\tau)i(\tau)d\tau \quad (4.6)$$

方程(4.6)称为卷积积分。它对单位线推导的理论的发展和流域特性线模型起着突出的作用。有关这方面的内容可参阅第六章。

可用水文循环中陆相复杂模型的形式来更详细地描述降雨径流关系。但是即使借助于电子计算机, 拟合这类包含有20—30个参数的确定模型, 也可能是繁琐和花费也很大的。第六章对这些模型有进一步的讨论。

上述各例是作为说明降雨径流模型适用的范围, 它是构成确定性洪水估算方法的基础。与对以往事件分析的统计研究途径不同, 确定性方法推求设计洪水包含推导 T 年一遇洪水各种设计条件的事先选择(例如设计暴雨—译注)。若设计流域设有测站, 选择这些条件就有多种组合, 设计洪水估计须由测站的邻近流域的流域响应经信息变换来得到。一般称这种方法为地区综合。在洪水估算方法计算中, 不管计算基础是确定性或随机性的, 地区综合方法都是很重要的步骤。

总之, 推求设计洪水过程比应用一个降雨径流模型含有更为广泛的争论。因此本章所列出的是一般洪水估算方法的背景知识, 列在第五、六章对统计方法和确定性方法作更详细讨论之前。4.2节的历史回顾提供了为选择洪水估算方法的体系, 它对解决一些特殊的设计问题是很合适的。4.3和4.4

节分别讨论了统计的和确定的洪水估算方法中地区综合技术的应用。

4.2 设计洪水估算的历史观

为了回顾了解降雨和径流关系的过程, Linsley (1967) 划分自 Perrault 在 1668 年与 1670 年对赛纳河流域研究开始, 到现在分为如下的三个时期:

(1) 经验时期, 从 1670 年到大约 1930 年间, 在此期间洪水估算方法的发展, 由于缺乏资料而受到阻碍。主要依赖外包曲线, 即作实测最大供水与某一参数间诸如排水面积的关系, 或以流量公式, 它以一个方程式的形式提供同样的信息;

(2) 相关时期, 从 1930 年到 1955 年的四分之一世纪, 这个时期是反映影响降雨转换为径流各因素的逐渐了解为标志的;

(3) 计算机时期, 自 1958 年到现在, 在此期间原始资料处理能力和方法的精细方面都比过去的实践有显著的进展。

然而, 回顾洪水的估算方法, 自计算机广泛应用中得到好处似乎不及工程水文的其他方面多。事实上, 经验时期和相关时期的影响在今天的实践中仍是很明显的。例如 Sokolov (1969) 提请大家注意世界上很多国家继续广泛使用暴雨公式并注意它们应用的局限性。缺乏资料, 特别是发展中的国家, 在完善的国家水文站网建成之前, 不可避免地仍要采用地区外延曲线。即使可得到几年雨量和流量的记录, 就很多洪水估算方法所依据的概念, 仍倾向于采用长期研究结果。单位线法 (Shermau, 1932), 下渗指标 (Cook, 1946) 和前期降雨指标 (Kohler 和 Linsley, 1951), 都是在相关时期发

展起来的，而且在当前的实践中继续起着突出的作用。

一些技术的长期使用可由工程设计问题的广阔范围而部分地得到解释，从大坝溢洪道尺寸到道路排水沟的设计，都要求具有由降雨产生径流的某些知识，由于认识到每一洪水计算方法在应用上的局限性，为了解决一个特殊的设计问题而选用一个适宜的研究方法是比较简单的，Hall (1981) 列出确定一个方法的适用性时，应该考虑的主要因素是：

(a) 气候：降雨强度的时间和空间上变化，在不同的气候区趋向于明显的不同。另外，降雨和蒸发间的平衡影响着流域前期湿润的情况，它在地表水和地下水之间影响着基流的大小。

(b) 水文资料情况：无测站流域和有测站流域的研究途径是不相同的。对一个有测站的流域，根据资料的长度和所测量项目的不同，在研究技术上可能有很多的变化。

(c) 人类的影响：土地利用的变化，特别是排水网和流域地面特征的变化，如城市化，用未受干扰的天然流域的处理方法，一般是不合适的。

(d) 流域面积的大小：由于流域面积增长，子流域和河流径流过程变化的相对重要性增加，因而，为大流域研制的方法对于小流域很少是合适的。(见 Cordery 等1981; Pilgrim等1982)。

(e) 问题的类型：在很多情况下，为工程设计目的，估算洪峰流量就已够了。但在另一些情况中，特别是那些包含有蓄水设施，则完整的洪水过程线是必需的。

(f) 设计标准：估算最大的洪水 (EMF) (在英国即指可能最大洪水 PMF —译注)，指定重现期洪水在研究方法和条件上的差别是明显的。

给出以上的诸因素，选择一个合适的估算方法可用如图4.5的流程图。一个特殊的方法可用以解决不只一个问题，为了包括设计问题的全部范围，一个设计程序中可以包括几个方法。这种途径在英国洪水研究报告（*Natural Environment Research Council, 1975*）中非常有效的说明了，报告中所列的方法限于英伦三岛，不包括大地利用变化效应，就上述（b）、（d）、（e）及（f）诸因素都是考虑了的。

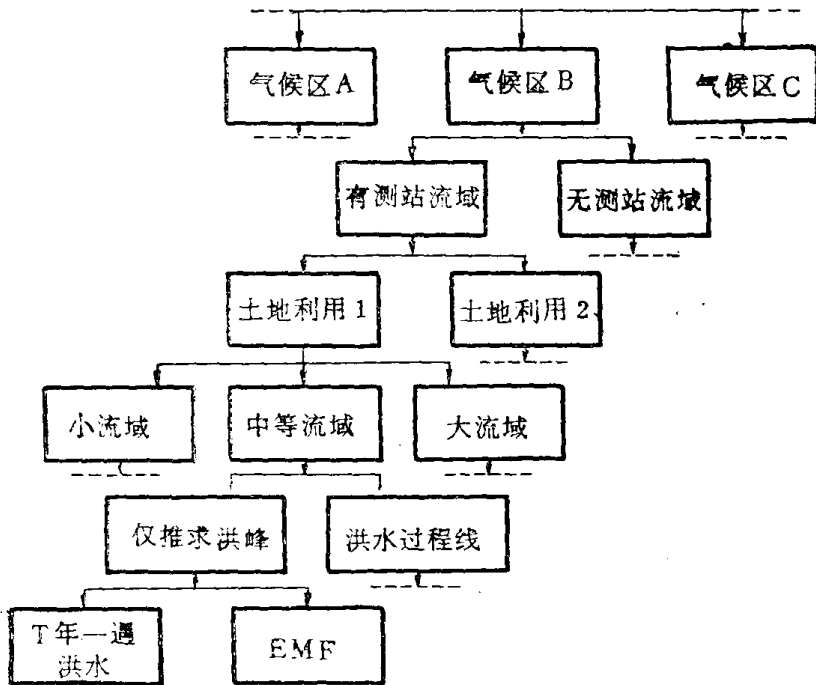


图4.5 适宜洪水计算方法选择图(Hall, 1981)

在6个因素中，或许最重要是（b）即资料情况。实际中所能遇到的情况可能从具有连续长期记录，稠密测站的流域到无测站的流域。可惜，与排水流域有关的大多数洪水估

算, 不是无测站就是只有少量的资料。正如 *Laurenson* 有见解地评论 (对 *Wolf* 讨论, 1966), 在洪水估算方法发展的某些阶段中, 把洪水过程线特征与说明流域面积的因素联系起来的解答是必要的。

为了总结 *McCuen* 等 (1977) 对未观测地区洪水大小与频率估计方法的讨论。*McCuen* 和 *Rawls* (1979) 指出不同研究途径所提供的信息通常都是不太完善的。特别是, 对资料的要求不够明确, 且其成果报告的形式不足以全面评价洪水估算的精度和误差, 以工程师时间和计算机时间表示的方法实际性和复核的验证性。*McCuen* 和 *Rawls* (1979) 还建议出版文献不一定反映用于设计的各种方法的应用范围。因此, 更为恰当的准则还是以一步一步的形式来说明方法的实际应用, 使设计时毋需另找参考。此外方法在整个设计步骤中的位置, 诸如图 4.5 中所提出的, 需要明确地建立起来。

4.3 区域洪水频率分析

从第一个径流公式的导出至今, 可了解到设计洪水的相对大小与径流特征量有关的概念。由 *Jarvis* (1936) *Richards* (1955), *Narayana* 等 (1970), *Gray* 和 *Wigham* (1973) 以及很多学者总结了这类公式说明大都假定下列三

$$Q_p = cA^m \quad (4.7)$$

$$Q_p = cA^m A^{-m} \quad (4.8)$$

$$Q_p = cA / (a + bA)^m + dA \quad (4.9)$$

种一般形式的一种：式中 Q_q 为流域面积 A 产生的最大流量， a 、 b 、 c 、 d 、 m 为随区域的不同而变化的常数及指数方程（4.7）最简单，它是三个公式中用得最广泛的，指数 m 在0.4~0.9范围内变化。*Craeger*曲线（*Craeger*等1945）可能是方程（4.8）最著名的例子。而方程（4.9）可认为是欧洲大陆实践的代表。

本世纪头两个十年期间，水文测验活动加强，所获得的资料为早期熟悉统计方法的专业人员加以有效利用（见*Jerivs* 936）。洪水频率分析的应用，允许方程（4.7）—（4.9）中最大流量 Q_1 ，用相应重现期 T 的最大流量 Q_r 来代替。给予已有测站流域的 Q_r 值，用几种不同方法研究，可预估未经观测流域的洪水。例如，可由对每一重现期 Q_r 和流域特征量间的关系导出方程。

$$Q_r = c A^m B^n \dots P^r \quad (4.10)$$

式中， $B \dots P$ 为另外的流域（或雨量）特征量， r 是另一种指数。*Benson*（1962）在美国东北部几个州对 a 个重现期及*Robber*（1969）在英格兰威尔士、苏格兰对4个重现期的相应洪水进行的研究工作，提供了这种研究的现成实例。另外一个应用得最广泛的方法是由美国地质局所提出的，并在50年代中为全国许多预测报告所采用。

如*Deluymple*（1960）所叙述的，美国地质局方法备有两张大图。

（a） T 年一遇洪水和年洪水的均值之比随重现期变化的曲线图。年洪水均值是由年洪水系列平均所得。

（b）年洪水均值与流域面积或其他显著的适当流域特征量的关系图。

这种基础研究途径已在世界上很多地方得到应用。一般

流域面积作为单一独立变量。第二条曲线假定为方程式(4.7)形式,并且有与旧有的洪水公式所估大小相比较的指数。第一条曲线形式,通常称为区域增长曲线(即在一个地区建立一条以年洪水模比系数为纵横频率曲线——译注)是美国地质局所提出的图示形式(*cole*, 1966)(即点绘在双对数纸上年洪水均值与面积的关系——译注)或由方程式(4.10)相类似的方程,即关于已测洪水变差系数(*Nash*和*Shew* 1966),或 T 年一遇年洪水和年洪水均值之比与流域特征量间的关系。

由英国自然环境研究委员会利用*Delrymple* (1960)所提出方法相类似的途径,研究了英伦三岛的区域洪水频率分析。起初,大不列颠和爱尔兰划分为11个地理分区。由于英格兰南部的一个分区缺乏长期观测资料,只好与其邻近区域资料合并,作出了10个区域的增长曲线,这些曲线的某些对曲线之间有着明显的差别,特别是高重现期部分更是如此。这在水文原因是可接受的,因它并不仅仅表示全国性的单增长曲线那样的抽样摆动。

年洪水均值可用一般函数形式如方程式4.10的流域特征来表示。这种关系式来自11个分区中每个分区的增长曲线。为简化方程式的个数用两步过程统计来检验。英格兰东南区的一个分区,与其余分区有显著的不同。因而用三个变量的回归方程来单独描述。在其他各区域用六个变量的方程来试验。首先检验各个流域特征量系数间显著性差异,若这些系数间没有显著的不同,第二步再作常数项检验。这个步骤将10个区域简化为6个,其他方程式包含系数相同的同样的独立变量选择,仅常数项值各不相同。

《洪水研究报告的途径可与*Benson* (1962)在新英格

兰(美国东北诸州的总名——译注)的区域洪水效率分析来对比。在那个研究中,由四个独立变量回归方程的实测流量之比的曲线图能显示地理上的匀调变化,另加一个地形因素作为第五个变量,就可计及这种变化。事实上,对导出方程的拟合是由固定四个独立变量和系数的调整,使附和的独立变量为最优而达到的。

上述两种推导指定重现期洪水的区域方程式途径的成功,显示独立变量特殊结合的系数可能标准化,以及当残差为任意时,可调整常数,或当他们是空间变数时,加入一个推导的独立变量来拟合并方程式。回归方程的系数是建立在由分析不同地理区的资料常显示出明显的相似性而导出相同独立变量基础上计算出来的(例见 *Natural Environment Research Council*, 1975, vol.1, section 4.3.11)。虽然,这种一致对分析者提供某些保证,但其推广至少在下述两个方面是仍然值得讨论的:

首先,每种研究都倾向依赖于如何定义和摘取流域特征量。Benson(1959)所讨论的主河槽坡度就容易说明对同一个独立变量,给予不同的定义的可能性。此外由于在地形图上求的河网图是与比例尺有关的(见yang和Stall1971),因此流域变量的度量方法也影响着回归方程系数的大小。在摘取流域特征时,对方法的采用应有详细的技术规范,如自然委员会(1975,第一卷,第四章)所规定的那样。这样做最初可能被看成是过于迂腐,但对保持资料基本一致性是必要的。

其次,在某些流域特征量如流域面积和主河长间有较强的相关性存在。这是有文献为证的(例见Orsborn1974)。在回归分析中如包括两个这样特征量作为独立变量则所计算

的回归系数的大小上也会受到影响的。

4.4 设计洪水过程线的地区性

不象统计途径根据流域特性资料作出洪水预测那样，确定性方法依靠一个与频率有关的虚拟成因事件，即由设计暴雨来推求设计洪水过程线，这种方法需要：

(i) 选择设计暴雨重现期，这种设计暴雨将产生某一指定重现期的洪峰流量；

(ii) 计算设计暴雨的雨深，历时，面积及设计暴雨强度在时间上的变化；

(iii) 决定降雨总量和径流总量之间的关系及两者之差（也称损失）在时间上的分配方法；

(iv) 用洪水过程线形成表示径流总量在时间上的分配。

直到目前为止，上述每个专题都以独立方式阐述。特别注意的是降雨与径流关系的模拟，这是上述的(iii)(iv)两项的基本问题。在陈述这类模型时，必须弄清楚“单一事件”模型和连续模拟模型，“单一事件”这种模型能直接应用于设计暴雨转换为设计洪水过程线，而“连续模拟”模型则产生长综合系列，以供普遍用的统计方法进行随后的分析。在处理无测站流域问题时，上述两个模型提出相同的要求：流域诸特征量与模型参数的相关性。

如4.1所指出，单一事件模型和连续模拟模型可假定有多种形式，从线性变换函数方法例如单位线法，到流域特性多参数非线性模型。在Snyder(1933)的著作中，可找到将单位线方法应用到无测站流域问题一个最早的例子。综合单

位线可根据定义为有效雨量分布的形心到直接径流过程线洪峰间的时间的历时及流域上的两个长度特征量建立的关系，也可增加包括河床坡度一项。这些特征量为后来的几个设计洪水计算方法所采用（例如 *Cordery 1971; Hydrological Research Unit 1972; U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation*）。

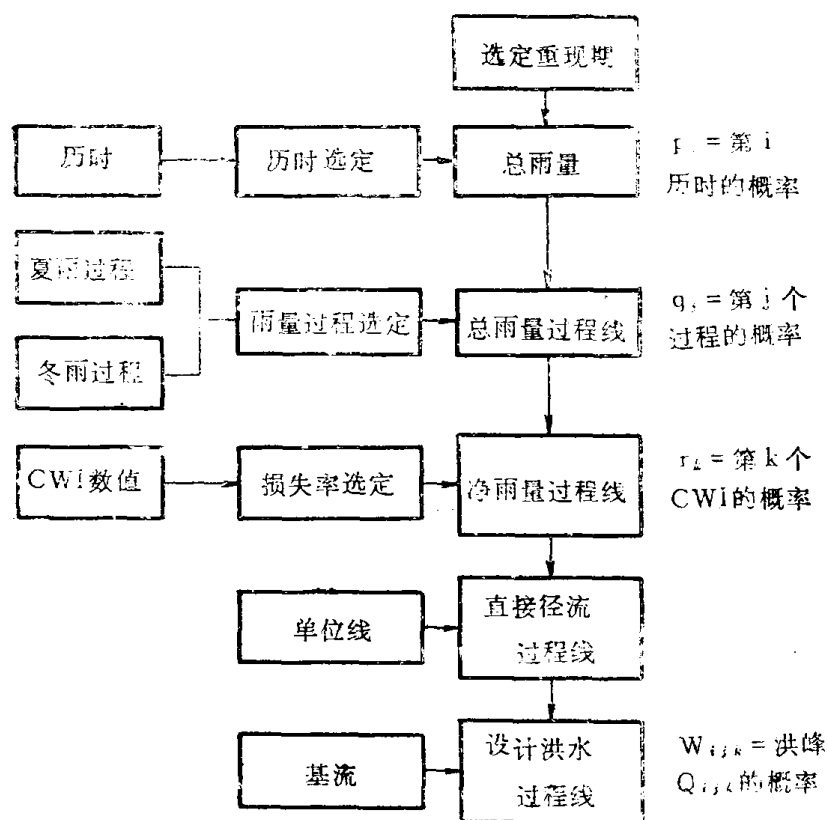
一般，单位线标准形状的使用，特别是由美国农业部水土保持站（1964）的几何学近似类型，此种简单线性的解析瞬时单位线，更吸引专业人员。只有 *Nash (1960)* 从英国流域资料研究中得出以流域面积、长度和坡度为参数的模型，是这种趋势的一个明显的例外。*Magett* 等提出了一个将这种研究扩展更为复杂的非线性模型。这些作者发现由自测方程得到的五个参数值，在 5 个检验的流域中有两个流域不能接受。因而在缺乏更为适用的方法情况下，根据经过多次实验验证的单位线技术的设计洪水估算方法的继续应用，或许是可以理解的。

将单位线方法应用于洪水估算问题时，须选择一个同时考虑损失过程和基流的设计暴雨。设计暴雨可完全由上述（ii）条的特征量来确定。但持续时间的选择通常有一个试错过程。“临界”历时是使洪水过程线产生最大洪峰流量的历时。（*Cordery, 1971; Hydrological Research Unit 1972; Chow, 1962*）。以单位线为基础的其他洪水估算方法中，假定流域面积对降雨强度时间变化的响应有足够的阻尼作用，也就是说雨强的时间变化相对而言是不重要的，在这种有些限制的条件下，*Meynink* 和 *Cordery (1976)* 证明“临界”暴雨历时可用分析形式表达。这些作者也证明当损失参数略有变化临界暴雨历时和设计流量却

有显著作用，当考虑到估算洪水的确定性方法中什么是最容易引起争论的方面时，这类相互作用就变成特别有关的问题，即洪峰流量的重现期和设计暴雨重现期的关系问题。

实际上，洪峰流量和设计暴雨重现期总是假定相等的（Gunter, 1974, Cordery, 1971; Hydrological Research Unit 1972; U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1977; U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, 1964, Chow 1962, Fiddes, 1977）。重现期相等通常认为是对流域的平均状态而不是极端状态而言的。Cordery(1971)已建议把相等提出一个工作假设：当所有设计输入，即由分析者确定的推导设计过程线有显著作用的各变量均取中值时，重现期相等可能是差不多的。应用这种方法推求的综合洪水频率分布由分析实测洪水所得到的洪水频率分布容许的一致程度是这种直观论证的实质证明。然而中值仅表示每一设计输入概率分布上的一个点。一个更为客观选择的稳定输入，即平均产生的洪峰流量所需要的重现期的输入，通过灵敏度分析是可以得到的。这种灵敏度分析中，用不同组合的输入及发生概率成比例抽样，重复应用计算方法。单位过程线技术推求洪水的方法，由图4.6简示。它包括在联合王国洪水研究报告中（Natural Environment Research Council, 1975, Vol. 1, Section 6.7）。

正如洪水研究报告和早先Beran(1974)所阐述的，洪水估算方法由四个设计输入所组成：雨深、历时，暴雨强度过程和前期流域湿润指标（CWI）。给定四个变量，然后对其中三个变量赋值，选择第四个变量使计算出来的是流域所要求的洪峰流量。灵敏度分析表明，雨深与CWI有足



$$\text{期望设计洪水} = \sum_i \sum_j \sum_k W_{ijk} Q_{ijk}$$

图4.6 稳定设计输入步骤流程图 (Hall, 1981)

够的弹性，可定为自由变量，但降雨历时与雨强的时程变化就不合适。因此雨深可以指定以保证暴雨和洪水的重现期相等，再定出合适的 CWI 。但 CWI 是随流域而变的，另一种较好的办法是指定 CWI ，然后再研究降雨的重现期与洪水重现期的关系。

这种灵敏度分析形式，仅在假定设计输入量为统计独立情况下才是合适的。这个条件在温带气候条件下，设计城市

排水系统可能是不能满足的。那里，强烈的暴雨发生在流域相对干旱的夏季月份，所给定的雨深和流域湿度为逆相关。在这些条件下，Packman和Kidd(1980)建议综合洪水频率分布应由输入一长系列雨量记录通过经检验的降雨径流模型演算得到，而不是通过抽样试验得到。作为这种途径的例子，这些作者阐述了为设计城市排水系统Wallingford程序中确定稳定输入的步骤（见第九章）。这个模型采用与《洪水研究报告》中单位线方法相同的输入变量。但有两个输入变量是由外部确定的。模型考虑了15，30，60，120分钟四秒历时，并选择了产生最大洪峰流量的历时。另外，雨量和洪峰假定为相同的重现期，以便前者自动选择，从这个模型输出结果来看，暴雨强度的时间分布对它的影响是很灵敏的。若其余的雨量变量也保持固定，那么一个城市流域灵敏的湿度指标（VCWI）是唯一可得到的。然后再由流域的（VCWI）与年平均雨量相关，以求各流域间VCWI的变化。

洪峰和设计暴雨间重现期关系的建立代表洪水估算中一个潜在的强有力的技术革新。它优于以前的途径，主要是将输入作为一个整体以模拟一组径流观测（或综合）资料概率分布。事实上稳定设计输入的确是模型构造相的一个扩展，并用以强调洪水估算方法的成功要经得起不同于构成模型基础的另一种标准来评判。

为了得到承认，一个新的降雨径流模型在性能上一定要优于以前模型。某些预先确定的拟合优度准则一般用来评估模型再现已测到径流事件的能力。此种检验应不包括模型率定用的那部分暴雨资料，这称为分割资料试验。不然仅是一种检查数学运算的操作。如果模型通过检验，其适用性尚须根据附加的准则来评价它对设计洪水的适应性。

首先，如果模型是应用到无测站的流域，必须建立模型参数和流域特征量间的相关关系，或模型参数的区域值必须确定。此外，作为相关变量所使用的模型参数必须提供稳定的设计输入，使其保证给出设计暴雨的重现期和洪峰流量的重现期的明确关系。其次，降雨径流模型估算洪水方法应用上的主要限制应有明确的规定，以便建立它在图4.5一般洪水估算方法中的地位。最后，在实际工作中，方法是否能得到普遍应用还取决于技术运用的难易情况、经济性和使用不同分析所产生结果的重现性。

粗略考察一下许多广泛使用的设计洪水方法，其中包括《洪水研究报告》(Natural Environment Council, 1975)，就可以看出它们都靠已为大家所接受的技术。直到发展一个降雨径流模型所需要的新步骤引入设计洪水方法为大家理解之前，设计应用上是以似乎勉强接受革新为特色的。

第五章 洪水频率分析

5.1、引言

一个工程水文学家所遇到的最普通问题或许是估算河流上一个特殊断面指定重现期 T 的洪水流量。这种洪水的大小通常称为 T 年一遇洪水，是指期望平均每 T 年出现和超过此值一次的洪水。这种流量的估算要求具有研究地点的洪水统计分布知识。在该处所得的洪水实测值都作为从同一统计总体中的一个样本。因此，洪水频率分析的基本问题是从已有样本中推断总体特征的统计分布和参数。

在多数情况下，实测洪水是由在连续水文年期间最大瞬时流量记录系列所组成。所谓年洪水系列是与部分历时系列相对而言的。部分历时系列是由记录中超过某一固定的门槛流量所有独立洪峰流量所组成。当分析一个年洪水系列时，在任何单个水文年超过 T 年洪水的频率为 $1/T$ 。描述年洪水的累积分布函数 $(COF)F(q)$ ，即从总体随机抽取小于或等于 q 的年洪水概率可用下式表示重现期

$$F(q) = 1 - \left(\frac{1}{T}\right) \quad (5.1)$$

虽然设计洪水几乎总是由重现期来确定的，但一个更为恰当的指标是在工程设计寿命期间设计流量被超过的概率，称为失事风险的概率 PF ，它可直接由式(5.1)推演而得。如果设计寿命为 N 年， N 年内不超过的概率为 $F(q)$ 的 N 次方，

因此在 N 年内被超过的概率为

$$PF = 1 - [1 - (\frac{1}{T})]^N \quad (5.2)$$

颜本琦 (Yen, 1970) 和另一些作者已完成上式的图解法。式 (5.2) 表示, 如果设计洪水的重现期为 50 年, 在一个 50 年设计寿命内失事的风险是 0.64, 如果设计寿命为 25 年, 风险约为 0.4。这种风险研究特别适用于临时性工程如围堰等 (见 Cochran, 1967), 但也能应用于更为广泛的范围。风险研究已由颜本琦等 (1974) 应用到暴雨下水道的设计, Tung 和 Mays (1981, a, b) 用于堤防系统, Tung 和 Mays (1982) 用于桥孔的设计, 但这种较为严密的方法仍然需要得到更多的支持者。

对偶尔使用洪水频率分析统计方法的人员来说, 常受困于不熟悉的术语和不同作者所惯用的不同的符号。因此 5.2 节讨论表示频率分布的各种形式, 连同用统计矩来表征频率分布形状及从有限样本资料计算估值的各种形式。然后 5.3 节叙述用于拟合年洪水实测样本系列频率分布的不同方法。

一般, 年洪峰流量系列既是单峰, 即具有一个峰值, 又是正偏, 一般, 即峰的右边比左边有较长的尾巴。虽然三参数分布在拟合过程中具是更易适应的能力, 但这样的单峰长尾特征可用二参数的统计分布来描述。用二和三参数分布描述经对数变换和平方根变换后的原始观测资料, 也是有效的最近 Houghton (1978, a, b) Landwehr 等 (1979, b, c) 介绍一种更为复杂的五参数形式, 称为 Wakely 分布。若采用两个二参数分布混合, 例如 Singh (1968) 所用的二个正态分布, 那么五参数分布也是需要的。然而, 由于这些分布在洪水频率分析中目前都未被广泛采用。所以 5.4 节只限于讨论

比较广泛使用的分布。

以频率分布拟合年洪水系列,如所求 T 年洪水的 T 值超过实测资料长度时,会产生不可靠的估计值,除非有10年或10年以上的记录(此种要求过低——译注)。对于较短的实测记录,可用根据“超过某一门槛洪峰”(POT)模型的部分历时期序列分析法。5.5节详细讨论这个途径。如设计地点无测站,则求助于4.3节所讨论的地区方程式以估计 T 年一遇洪水。

为了描述实测洪水序列选定了一个合适的统计分布,并从资料样本中估计分布的参数以后,还要评价描述该记录所选的分布合适与否。拟合优度指标, χ^2 平方或Kolmogorov-Smirnov指标均可用,5.6节对此作了简短的叙述。如Matalas和Wallis(1973)及其他作者指出的,可惜的是这种检验对于评估分布的合理选择不是充分有效的。因而Slack等(1957)建议注意力应集中于选择一种分布,使它求得的 T 年洪水因过大过小的设计而造成的损失最小。这种研究须包括损失函数的形式详细规范和洪水分布的选择两方面。在两者都缺乏信息的情况下,Slack等利用大量随机试验证明最好用正态分布。Wallis等(1978)的补充工作指出,统计分布的选择不至过分受到实测资料个数的影响。

当缺乏从不同统计分布选择描述年洪水系列的客观准则时,美国联邦机构(Benson 1968)提出使用对数皮尔逊Ⅲ型分布以资标准化。在联合王国对通用极值分布有一种隐含的偏向已表露出来。(Natural Environment Research Council, 1975)。对这样选择适度的深入看法,可以在进一步随机抽样试验中得到。已由Matalas等(1975)Wallis等(1977)及Landwehr(1978, 1980)的著作中谈到,本书并在5.6节中作简要说明。

5.2 频率分布、矩和统计估计量

随机变量 x 的频率分布可用它的累积分布函数(CDF) $F(x)$ 来描述, 它给出 x 的不超过概率, 或用随机变量 x 的概率密度函数(PDE), $f(x)$, 它是由CDF的导数定义的:

$$f(x) = dF(x)/dx \quad (5.3)$$

另一方面, 随机变量 x 也可看成为第二个变量 y 的一个函

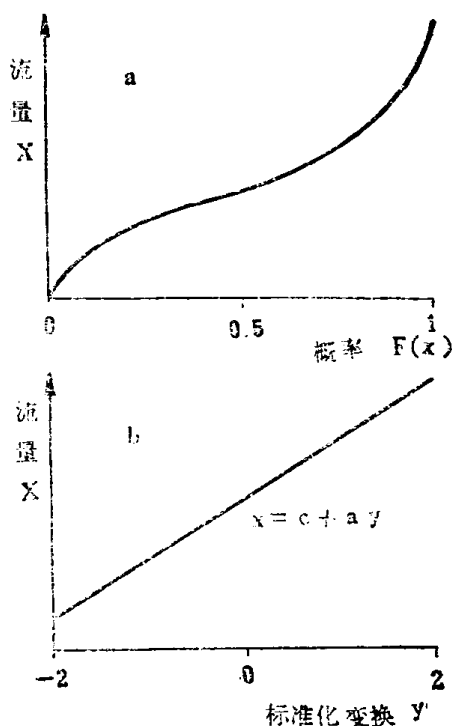


图 5.1 洪水频率曲线的表示方法

数, 它的 CDF, $F(y)$ 已知。这种关系的一种典型成为

$$x = c + ay \quad (5.4)$$

式中 c 和 a 是 x 的分布参数。对 y 分布而言，等价参数是 $c=0$ 和 $a=1$ 。变量 y 称为关于 x 的标准化，或转化的变量。

后一种方法，特别适用于图解分布研究。 $F(x)$ 按线性比例尺作图时， x 是概率 $F(x)$ 的一个非线性函数，如图 5.1(a) 所示。当用算术比例尺时，相应于 x 和 y 的关系则为线性关系，如图 5.1(b) 所示。因此标准化变量的使用就可免除对不同分布，供给一种更具有使每种 CDF 线性化横标的专用图纸。虽然广泛采用变换观测值的标准化变量，但以理论观点来看，CDF 形式却更为简便。

一个频率分布可用它的矩来表征，它类似于力学上所使用的面积矩和质量矩的定义，更正式一点说，若 x_0 是具有 PDF, $f(x)$ 随机变量 x 的一个特定值，则 x_0 的第 m 阶矩由下式给出：

$$\mu_m = \int_{-\infty}^{\infty} (x - x_0)^m f(x) dx \quad (5.5)$$

当 $x_0=0$ ，方程 (5.5) 给出的是原点矩。当 $m=1$ ，(5.5) 定义为变量 x 的均值或期望值 μ 。二阶或高阶若按惯例取用，对于均值时，则称为中心矩 μ_m ，二阶中心矩也称为方差 σ^2 ，由下式给出：

$$\mu_2 = \sigma^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu)^2 f(x) dx \quad (5.6)$$

方差的平方根 σ ，称为标准差，它提供了 x 值变化范围的一个度量值，因而是一个尺度参数。偏差系数（即 C_v —译注）为标准差和均值之商， σ/μ 通常用以度量分散程度（所以也称为离势系数—译注）。

三阶中心矩 μ_3 ，提供了 x 频率分布不对称性的度量，一般结合到另一个无因次比，称为偏态系数（即 C_s —译注）由下

式给出：

$$\gamma = \mu_3 / \sigma^3 \quad (5.7)$$

当 γ 为正偏（负偏）时，分布的右尾是大于（小于）左尾的。

当 γ 愈接近于零，频率分布愈加对称。

四阶中心矩 μ_4 ，一般表示为一个无因次比，称为峰度系数（即 C_4 —译注）

$$\lambda = \mu_4 / \sigma^4 \quad (5.8)$$

它是频率分布峰平坦化的度量。

上述 μ 、 σ 、 γ 、 λ 的定义都是对随机变量 x 组言的。实际上，分析是局限在取自总体的随机样本 x_i 中的 n 个数值， $i=1, 2, \dots, n$ 中进行的。这些值的算术平均值为：

$$\bar{x} = \left(\frac{1}{n} \right) \sum x_i \quad (5.9)$$

式中求和是对 x_i 的所有 n 而言的。 $\bar{x}$ 是均值 μ 的样本估计值。

从同一总体抽取另外具有 n 个数值的随机样本， x 会有不同的值，正如 x_i 有统计分布一样，从容量为 n 的独立样本计算的 $\bar{x}$ 值，也可用一个函数来描述，这称为抽样分布。可从 x_i 推导出抽样分布的形式。同样，所有另一些样本估计，如标准差、偏态系数、最大最小值都有它自己的抽样分布。所有的这些估计值可称为分布的统计量，依计算它们的方程式的形式而具有不同的性质。例如方差的样本估计可从每个实测与均值之差平方的平均数来计算，依方程

$$s^2 = \left(\frac{1}{n} \right) \sum (x_i - \bar{x})^2 \quad (5.10)$$

式中对 x_i 的所有 n 个值求和。可惜的是这个估计量是有偏的。即从很多样本 s^2 值取平均，它总是依据总体值 σ^2 。由

于这样的原因，估计量用

$$s^2 = (n-1)^{-1} \sum (x_i - \bar{x})^2 \quad (5.11)$$

总是优于式(5.10)。严格的说，修正值 $\sigma^2 - s^2$ 也取决于 x_1 的统计分布形式。

相类似，偏态系数*也可由容量为 n 的样本依下列公式来估计

$$g = \left[\left(\frac{1}{n} \right) \sum (x_i - \bar{x})^3 \right] / s^{1.5} \quad (5.12)$$

或如下式

$$g = \{ [n/(n-1)(n-2)] \sum (x_i - \bar{x})^3 \} / s^{1.5} \quad (5.13)$$

估计量的两个公式都是有偏和代数上有界的，(Kirby, 1974)，即

$$-(n-2)/\sqrt{(n-1)} \leq g \leq (n-2)/\sqrt{(n-1)} \quad (5.14)$$

这个条件运用时与 x_1 的频率分布及 γ 总体值无关。对于标准差和偏态系数的纠偏因子，由大量的随机抽样试验得出，并由Wallies等(1974)作了介绍。这些结果为Bobee和Robitaille (1975)所采用，并对按式(5.12)计算的偏态系数为三个公共统计分布导出纠偏因子的解析表达式。

按式(5.9)计算的 $\bar{x}$ 值，是总体 μ 的无偏估计。

* 在我国习惯上用 C_1 表示，近似地取

$$C_1 = \frac{\sum (k_i - 1)^3}{(n-3)C_1^3}$$

$$\text{式中 } C_1 = \frac{\sigma}{\bar{x}} = \frac{1}{\bar{x}} \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{\sum (k_i - 1)^2}{n-1}}$$

$$k_i = \frac{x_i}{\bar{x}}$$

——译注

5.3 拟合方法

5.3.1. 图解方法

当采用图解拟合方法时,洪水流量是作为已知统计分布标准化变量的一个函数。资料样本作为具有 n 个离散点的一个系列用绘图来表示,同时用一条直线拟合样本,以给出洪水流量和标准化变量间的总体关系估计。与一条曲线不同,使用同一条直线而不用曲线是依据分析者方面的主观决策。尽管这样,较大洪水的抽样变化较大,特别是仅有少量的实测资料时,一条曲线的精细拟合仍旧很难是正确的。

图解估计要求的 n 个坐标是按样本资料顺序排列, $x(1) \leq x(2) \leq \dots \leq x(i) \dots \leq x(n)$,而且它们相应标准化变量, $y(1), y(2), \dots y(i) \dots y(n)$ 。总称为绘点位置,也可定出一个概率 $F(i)$ 。记住这个概念在顺序样本中第 i 个最小的观测值 $x(i)$ 本身也是一个随机变量。应合理的选择 $y(i)$ 或 $F(i)$,使 $x(i)$ 的均值的绘点正好落在总体直线上(Cunnane 1978)。绘点位置取决于样本容量 n 以及统计分布的形式,许多的绘点位置公式是下述一般表达式的特殊情况:

$$F(i) = (i - \alpha) / (n + 1 - 2\alpha) \quad (5.15)$$

式中,正态分布 $\alpha = \frac{3}{8}$ (Blom公式),极值I型分布 $\alpha = 0.44$ (Gringorten公式),一些广泛使用的形式如 $\alpha = 0$ 的Weibull公式之类。Cunnane(1978)推荐 $\alpha = 0.4$ 作为一个折衷值。同时注意到在高重现期的偏高估计。

5.3.2. 矩法

矩法是建立在如果各阶矩已知则频率分布就唯一由它确定的原理之上的。在一般应用中,对大多数通常使用的分布中一阶二阶或许三阶矩就足够了。此外,所需要的个数与分布参数数目相等。位置参数与原点一阶矩相类似,比例参数与二阶中心矩的平方根相类似,而且如果有形状参数存在,则它取决于三阶中心矩。因此,矩法实际上随着各分布的矩和分布诸参数关系而定。

5.3.3. 极大似然法

给定随机变量 x 的PDF, $f(x; a, b, \dots)$, 其中 a, b, c 为参数, 它是要估算的, 其表达式为:

$$L = \prod f(x; a, b, \dots) \quad (5.16)$$

式中符号 $\prod$ 表示相应于 n 个抽样观测值的PDF所有的乘积。称为似然函数。在极大似然法中参数 $a, b, \dots$ 是以 L 达其最大值来估计。对大多数分布, $\ln L$ 随函数 L 单调增加, 称为对数似然函数。为便于计算, 优先采用 $\ln L$ 。因此似然方程可以写成

$$\ln L = \ln \prod f(x; a, b, \dots) = \sum \ln f(x; a, b, \dots) \quad (5.17)$$

式中对 n 个样本值求和。通过对每一个参数求 $\ln L$ 的偏导数, 并令等于零, 从而得到各参数的估计值:

$$(\partial \ln L) / (\partial a) = 0; (\partial \ln L) / (\partial b) = 0; \dots \quad (5.18)$$

由极大似然法所估计的参数通常是无偏的。一般认为所得到是最有效的。然而对某些分布, 方程组(5.18)则是一组非线性表达式, 其解也可能在运算中会遇到程序编制和费时两方面的困难。此外, 对某些资料组甚至可能是无解的。

5.3.4. 其它拟合方法

上述所概括的三种方法, 对水文资料是拟合中使用最广泛的。然而, 对个别分布或某类分布, 一些可能的技术已研

制出来。它显示出比常用的研究方法有明显的优点。例如，对一种仅知道它们的逆形式 $x = x(F)$ 而不是最熟悉的 $F = F(x)$ ，或者能用两种形式来定义的那些分布，Landwehr 等 (1979, a) 提倡一种概率权重矩法，如 Greenwood 等 (1979) 所描述的。在 5.4 节将谈到一种专门分布已研制出的而又值得作更多考虑的技术。

5.4 统计分布

5.4.1. 正态分布

正态或高斯分布的 POF 由下式给出：

$$f(x) = [\sqrt{2\pi}\alpha]^{-1} \exp\{ - [(x-c)/\alpha]^2/2 \} \quad (5.19)$$

$$-\infty < x < \infty$$

和积分后的 CDF

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(x) dx \quad (5.20)$$

对于给定位置和形状参数值 c 和 α 对于这个分布即均值 μ 和标准差 σ ， $F(x)$ 可作数字计算的。标准化正态量定义为

$$y = (x - \mu) / \alpha \quad (5.21)$$

且它的 CDF 为

$$G(y) = \int_{-\infty}^y (\sqrt{2\pi})^{-1} \exp(-y^2/2) dy \quad (5.22)$$

由于方程 (5.22) 内无未知参数，可作出函数 y 的 $G(y)$ 函数值表，此表在大多数统计教科书或数表中均能找到，如 Lindley 和 Miller (1961)。

虽然正态分布具有简单和方便的优点，但对于洪水频率分析中由于它的对称性而受到限制。多年洪水系列的偏态性

也可用适当的变换来大为减小。由 Box 和 Cox (1964) 建议的这类变换可写成：

$$\begin{aligned} Z &= (X^K - 1) / K & ; & \quad K \neq 0 \\ Z &= \ln(x) & ; & \quad K = 0 \end{aligned} \quad (5.23)$$

式中 K 是常数，它的值由求 Z 的偏态最小值来选择。为了得到一个合适的 K 值，Hinkley (1977) 建设经变换后的样本均值标准差和中差（在大小上超过资料一半的值） $\bar{Z}$ 、 S_z 和 Z_m 要按 $K = 0, \pm 0.5, \pm 1, 0 \dots$ 来计算，使 $(\bar{Z} - Z_m) / S_z$ 值最小的 K 通过内插法求得。另一方面 K 的极大似然估计量已

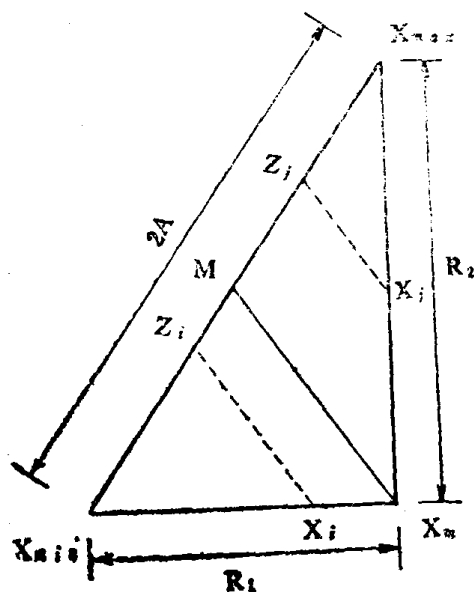


图5.2 SOMMAX变换

由Chander等 (1978) 提出，对标准化偏态频率分布的另一种变换已由Bathakmy (1977) 提出称为SMEMAX (SMall, MEdium, MAXimum) 变换。这种方法根据直角三角形三角解得到的，如图5.2。三角形的两边长度为：

$$R_1 = x_m - x_{m1n} ; \quad R_2 = x_{max} - x_m \quad (5.24)$$

式中 x_{m1n} , x_m 和 x_{max} 分别为样本中最小值, 中值和最大值。点 M (见图 5.2) 本分长度为 $2A$ 斜边。斜边上的点 Z_1, Z_2 是实测值 x_1 和 x_j 的变换值。直线 $x_1 z_1$ 和 $x_j z_j$ 是直线 $M x_m$ 的平行线。如 *Venugopal* (1980) 所证明的, 自顶点 x_{m1n} 度量的变换值可直接从三角形的几何关系中找到

$$\begin{aligned} z_1 &= (x_1 - x_{m1n}) (A/R_1) & x_1 &\leq x_m \\ z_1 &= A + (x_1 - x_m) (A/R_2) & x_1 &> x_m \end{aligned} \quad (5.25)$$

5.4.2. 对数正态分布

若随机变量 x 服从于三参数的对数正态分布, 则变量 $z = \ln(x - c)$ 服从于均值为 μ_z 方差和为 σ_z^2 的正态分布。它的 PDF 因而可写成

$$f(x) = [(x - c)\sigma_z\sqrt{2\pi}]^{-1} \exp\{[(\ln(x - c) - \mu_z) / \sigma_z]^2 / 2\} \quad (5.26)$$

变量 x 的均值, 方差和偏态性都与变换变量 z 的均值和方差及参数 c 有关, 分别为

$$\mu_x = C + \exp(\mu_z + \sigma_z^2/2) \quad (5.27)$$

$$\sigma_x^2 = \exp(\sigma_z^2) - 1] \exp(2\mu_x + \sigma_x^2) \quad (5.28)$$

$$\gamma_x = [\exp(3\sigma_x^2) - 3\exp(\sigma_x^2) + 2] / (\exp(\sigma_x^2) - 1)^{1.5} \quad (5.29)$$

为求得 μ_z , σ_z^2 和 c , 解方程 (5.27) - (5.26) 的直接方法已由 *Chaileneall* (1678) 所概括。应用中值代替偏态系数的另外一种研究, 已由 *Songal* 和 *Biwas* (1970) 提出, 但 *Burges* 等 (1975) 证明使用这个技术所得到 c 的估值比根据偏态系数的估计结果变化更大, 更偏。

当参数 c 等于零, 方程 (5.26) 可简化为二参数的对数正态分布。对这种分布 x 的变差系数 c_v 可简单地表示为

$$C_v = \sqrt{[\exp(\sigma_z^2) - 1]} \quad (5.30)$$

与 C_v 有关的偏态系数为

$$\gamma_x = 3C_v + C_v^3 \quad (5.31)$$

对于二参数和三参数分布拟合方法的几种详细选择可参见 Stedinger (1980)。无论采用那种技术, 以均值 μ 和方差 σ^2 表示正态变量时, 概率计算更为方便。逆变换

$$x = C + \exp(z) \quad (5.32)$$

就可应用了。

5.4.3. 皮尔逊Ⅲ型分布

皮尔逊Ⅲ型分布的PDF可写成

$$f(x) = [a^b \Gamma(b)]^{-1} (x-c)^{b-1} \exp\{-(x-c)/a\} \quad (5.33)$$

式中 a 、 b 、 c 分别分布的比例, 形状和位置参数。 Γ 是完全伽玛函数。CDF为

$$F(x) = \int_c^x f(x) dx \quad (5.34)$$

有关分布参数的均值 μ 方差 σ^2 和偏态系数 γ 可由下列方程表示

$$\mu = c + ab \quad (5.35)$$

$$\sigma^2 = a^2 b \quad (5.36)$$

$$\gamma = 2/\sqrt{b} \quad (5.37)$$

当 γ 是正偏时 a 为正值, 且 $c < x < \infty$; 当 γ 负偏时, a 是负值, 且 $-\infty < x < c$, 即 c 成为一个上界或最大洪水。分布的标准化变量是

$$y = (x - c) / a \quad (5.38)$$

当 $c = 0$ 时, 可得方程(5.33)的一种特定情况, 其伽玛分布的PDF:

$$f(x) = [a^b \Gamma(b)]^{-1} x^{b-1} \exp(-x/a), \quad b > 0 \quad (5.39)$$

它的CDF是

$$F(x) = \int_0^x f(x) dx \quad (5.40)$$

称为不完全伽玛函数，可用数字积分求解。当令 c 为零时，方程(5.35) — (5.37)也可以用于伽玛分布。类似地，由商 d/c 给出的标准化变量及其CDF可写成为

$$G(y) = \int_0^y \{ \Gamma(b) \}^{-1} \exp(-y) dy \quad (5.41)$$

由于方程(5.41)包含有参数 b ，每个 b 的正值描述一个不同的PDF， $G(y)$ 表要求每个 b 能分别在一行内，当 b 很大时，偏态性很小，分布接近于正态形式。

另一个特别有意义的特殊情况是 b 等于1。方程(5.33)可简化成为指数分布的PDF

$$f(x) = a^{-1} \exp\{-(x-c)/a\} \quad (5.42)$$

当 $b=1$ 时，方程(5.35) — (5.37)都可用于指数分布。式(5.38)所给出标准化变量，对应于CDF的式(5.41)可化为

$$G(y) = 1 - \exp(-y) \quad (5.43)$$

由于这个表达式无参数，则 $G(y)$ 可用简单一行表来表示。

虽然Bobee和Robitaille(1977)在一个比较研究中发现皮尔逊Ⅲ型分布与年洪水系列拟合一致性比对数皮尔逊Ⅲ型分布更好〔见5.4.4节〕，但皮尔逊Ⅲ型不及对数皮尔逊Ⅲ型普及。皮尔逊Ⅲ型甚至还不包括在Benson(1968)的工作报告中。此报告推荐美国联邦机构采纳对数皮尔逊Ⅲ型作为洪水频率分析的基本方法。然而，Buckett和Oliver

(1977)建议在特殊情况下,由于不同 b 值所得到的形状有很大区别,确实需要在底端范围内应用皮尔逊Ⅲ型分布。这些作者建议,对于大多数水文应用来说, b 应等于或超过零,最好超过1。但要注意到这个参数值对于已采用的拟合方法是极端灵敏的。*Matalas*和*Wallis*(1973)指出了适用于皮尔逊Ⅲ型分布的极大似然法,但因计算机约束,对于小样本量求解或者是不太可能的。*Bobee*和*Robitaille*(1977)得到一种相类似的结论,他建议用方程(5.35)——(5.37)出发的矩法时,样本的偏态系数有偏性,应加以改正。

5.4.4. 对数皮尔逊Ⅲ型分布

如果随机变量 X 服从对数皮尔逊Ⅲ型分布,则 $Z = \ln(n)$ 符合皮尔逊Ⅲ型分布, x 的PDF为:

$$f(x) = [a^b \Gamma(b)]^{-1} \{ \ln(x) - c \}^{b-1} x^{-(1-a)/a} \exp(-c/a) \quad (5.44)$$

式中 a 、 b 、 c 是皮尔逊Ⅲ型和对数皮尔逊Ⅲ型的公共参数。

对于对数皮尔逊Ⅲ型而言,与 a 、 b 、 c 有关的均值、方差和偏态系数分别为:

$$\mu = \exp(c) [1-a]^{-1/a} \quad (5.45)$$

$$\sigma^2 = \exp(2c) [(1-2a)^{-1/a} - (1-a)^{-1/a}] \quad (5.46)$$

$$\gamma = [\exp(3c) / \sigma^3] \{ (1-3a)^{-1/a} - 3 \{ (1-2a)^{-1/a} (1-a)^{-1/a} + 2(1-a)^{-1/a} \} \} \quad (5.47)$$

如*Rao*(1980)所指出,为了求参数去解方程(5.45)——(5.47)是很困难的,然而,当 $(1/a) > 0$,对数皮尔逊Ⅲ型分布的矩 $\geq (1/a)$ 是没有定义的。这个分布的全部几何形状由比例和形状参数 a 、 b 所决定。*Rao*列出如下几种可能的情形:

$$(1/a) > 0; \quad 0 < b \leq 1 \quad \text{倒转的J-字形}$$

$b > 1$	单峰 (偏斜) 铃形
$(1/a) < 0: \quad -1 < (1/a) < 0; \quad 0 < b \leq 1$	V-形
$(1/a) < -1; \quad 0 < b \leq 1$	J-形
$(1/a) < -1; \quad b > 1$	单峰铃形

按照 Rao (1980, a) 的意思, $(1/a) > 0$ 和 $(1/a) < 0$ 两组间的界限与两参数对数正态分布相符合。当对数皮尔逊 III 型分布越来越与二参数正态分布不相一致性时, 在水文学上不可能有的 V 和 J 分布就会发生。

有估计对数皮尔逊 III 型参数的各种方法。Benson (1968) 的研究报告中所推荐的方法包括了将实测资料取对数后的矩法应用。即将变换后的实测资料拟合皮尔逊 III 型分布。Bobee (1975) 提供了一种供选择用的技术, 用矩法从实测资料计算参数, 然后再从方程 (5.35) — (5.37) 计算变换后实测资料的统计量。该法有保持原始资料矩的优点。这些技术连同 Condrie (1977) 提出的极大似然法一道, 都包括在由 Noidryn-Plotnicki 和 Watt (1979) 做的抽样试验中。这些作者指出, 在估计 T 年一遇洪水时, 对所有合理的参数值而言, 没有一种方法优于其他另外方法。然而, 当变换后的资料为负偏时, Bobee (1975) 所提出的方法运算得较好。对于正的偏态系数, 矩法是较好的。

习惯用的矩法的主要缺点是采用偏态系数, 这是大家所知的有偏和有很大的抽样误差的统计量。因此, Rao (1980, b) 建议利用变换和未变换分布的共同参数中, 实测资料的二阶矩和实测资料对数变换后的三阶矩相结合一种方法。所推荐的混合矩法形式用的资料均值和方差及其对数的均值。方程 (5.45) 中的 μ_x 和方程 (5.46) δ_x^2 一起与到方程 (5.35) 中的 μ_2 结合: Rao (1980, b) 为解这三个方程提出一种图解方

法, 而 J. S. colombic 个人通讯, (1981) 证明 如果 a 首先从下式计算, 则直接解决是可能的:

$$\ln \left[\left\{ (1-a)^2 / (1-2a) \right\}^s (1-a)^{-1} \right] - a = 0 \quad (5.48)$$

式中 $s = (\mu_z - \ln \mu_x) / \ln (1 + \{\sigma_x^2 / \mu_x^2\})$ (5.49)

b 和 c 由下式计算

$$b = (\mu_z - \ln \mu_x) / \{ \ln (1-a) + a \} \quad (5.50)$$

$$c = \mu_z - ab \quad (5.51)$$

5.4.5. 一般的极值分布

通用极值分布的 CDF, 如 Jenkinson (1955) 所表达的, 可写成如下形式

$$F(x) = \exp \{ - [1 - k(x-c)/a]^{1/k} \} \quad (5.52)$$

这个方程可以用来描述三种不同类型的变量。随着 k 趋于零, 极值 I 型 (或称 Gumbel) 分布的 CDF 就可得到:

$$F(x_1) = \exp \{ - \exp [- (x_1 - c) / a] \} \quad (5.53)$$

它的 PDF 是

$$F(x_1) = a^{-1} \exp \{ - [(x - c) / a] \} \\ - \exp [(x_1 - c) / a] \} \quad (5.54)$$

分布的均值 μ_1 和方差 σ_1^2 与位置参数和比例参数 c, a 有关, 且表示为:

$$\mu_1 = c + 0.5772a \quad (5.55)$$

$$\sigma_1^2 = \pi^2 a^2 / 6 \quad (5.56)$$

偏态系数为常数值 1.14。对 x_1 标准化变量为

$$y_1 = (x_1 - c) / a \quad (5.57)$$

它的 CDF 可写成为

$$G(y_1) = \exp \{ - \exp (y_1) \} \quad (5.58)$$

由于式 (5.58) 无参数, y_1 和 $G(y_1)$ 可用一行简单表相联

系。此外，由于 $G(y_1)$ 是 y_1 的不及制概率，可用重现期来表示。根据式(5.1)和(5.6)可以写成：

$$y_1 = -\ln\{-\ln[1 - (1/T)]\} \quad (5.59)$$

当方程(5.52)中 k 值是负值时，就可得到Ⅱ型极值（或称*Fréchet*）分布。如变量 $z = \ln(x_2)$ 服从于*Gumbel*分布，则 x_2 是Ⅲ型变量，Ⅱ型的标准化变量为：

$$y_2 = 1 - [k(x_2 - c)/a] \quad (5.60)$$

因此它的CDF必须用不同的 k 值分别制表。

当式(5.52)的 k 值为正值时，就可得到Ⅲ型极值分布。对Ⅲ型极值分布 $k > 0$ ， $a > 0$ 和 $-\infty \leq x_2 \leq c + a/k$ 。标准化变量

$$y_3 = [k(x_2 - c)/a] - 1 \quad (5.61)$$

该CDF必须用 k 的不同值分别制表。

当采用*Gumbel*分布时，相应于重现期 T 的 x_1 值可写成 μ_1 和 σ_1 的函数以代替 c 和 a ：

$$x_1(T) = \mu_1 + K(T)\sigma_1 \quad (5.62)$$

式中 $K(T)$ 是频率因子，它与标准化变量的关系为

$$K(T) = 0.78y_1(T) - 0.45 \quad (5.63)$$

某些作者(例如Bruce和Clark 1966)将 $K(T)$ 作为样本容量的函数来制成数表。然而Lettenmaier和Bulges(1982)已经证明这样的因子会过高估计 T 年一遇洪水，因此应避免使用。作为该研究的一部分，那些作者已证明极大似然法在极值Ⅰ型分布矩法估计变率上的改进不多。

Van Montfort(1970)对Ⅰ型和Ⅱ型分布的判别检验作了总结。

5.5 部分历时系列分析

本方法涉及一种“洪峰超过某一门槛”(POT)模型的应用。它的最简单形式是要求在 N 年记录长度内摘取 M 个独立事件($M > N$)，这些事件全部都超过某一流量的门槛值 q_0 。有许多这样的模型，从可以忽略的分布在各年和各季超过门槛值数目的变化，和假设发生在每一年中恒定超过数

$\xi = \frac{M}{N}$ 允许各季的事件大小可以变化。然而，所有 POT

模型的一个共同的性质是当给定了门槛流量 q_0 超过 T 年洪水 $q(T)$ 的概率，即条件概率是指数形式：

$$P\{q \geq q(T) \mid q(T) \geq q_0\} = \exp[-(q(T) - q_0)/a] \quad (5.64)$$

式中 P 是概率函数， a 是待定系数值。

或许最广泛使用 POT 模型是根据假定每年超过门槛值的数目可视为服从于具有参数 ξ 的泊松分布的随机变量(见 Shane 和 Lynn, 1964)：

$$P_i = (\xi^i / i!) \exp(-\xi) \quad (5.65)$$

式中 P_i 是在一年中有 i 个流量超过门槛的概率。应用这个假定，则超过较高水准 q 的数目分布可证明为另一泊松分布，其参数为 ξ 和式(5.64)的条件概率相乘。由于泊松变量是附加的，在 ξT 年超过 q 的数目是均值为 ξT 乘以相同条件概率的泊松变量。当条件概率为1时， q 是 T 年一遇洪水，即

$$\begin{aligned} P\{q \geq q(T) \mid q(T) \geq q_0\} \\ = 1 / (\xi T) \end{aligned} \quad (5.66)$$

将些值代入式(5.64)中，则 T 年事件为

$$q(T) = p_0 + a \ln \xi + a \ln T \quad (5.67)$$

如果每年超过的数目是一常数 ξ 而不是一个泊松变量时,洪水大小与重现期间关系也是可得到的(Cunnane 1979)。

POT分析,有二种摘取资料的方法,参数估计(T 年事情的估计)决定于摘取的方法。第一种方法,门槛 q_0 是预先选择的,同时 M 个事件可表达为 q_0 已知但 a 未知的一个指数分布随机采样。矩法和极大似然法都给出 a 为:

$$\hat{a} = \overline{q} - q_0. \quad (5.68)$$

式中 $\overline{q}$ 是 M 个事件的算术平均值, T 年一遇洪水由下式计算

$$q(T) = q_0 + \hat{a} \ln \hat{\xi} + \hat{a} \ln T \quad (5.69)$$

式中 $\hat{\xi} = M/N$ 。第二种方法洪水数目 M 是预先确定的,因此 ξ 为已知, a 必须从样本中估算。 q_0 和 a 的极大似然估计经纠偏后为

$$\hat{a} = \overline{M} (q - \underline{q}_{min}) / (M + 1) \quad (5.70)$$

$$\hat{q}_0 = \underline{q}_{min} - (\hat{a} / M) \quad (5.71)$$

式中 $\underline{q}_{min}$ 是 M 个洪峰中的最小值, T 年一遇洪水由下式估算

$$q(T) = \hat{q}_0 + \hat{a} \ln \xi + \hat{a} \ln T \quad (5.72)$$

这两种摘取资料的方法,对于假定洪峰分布是指数型的,应经图解检验。每个事件的绘图位置 F_1 ,应用Griugorfon公式(式5.15, $\alpha = 0.41$)来分配的,标准化变量由下式计算

$$y_1 = -\ln(1 - F_1) \quad (5.73)$$

由于每年中有 ξ 个洪峰超过 q_0 ,在 T 年中有 ξT 个洪峰超过 q_0 ,大于 q_0 且具有重现期 $T' = \xi T$ 抽样单位,一个抽样单位系指一个超过门槛值的洪峰。相应于 $q(T)$ 值的作图位置将与抽

样单位 T' 的重现期有关,其标准化变量由 $\ln(\xi T)$ 给出。在作图中,接近 q_0 流量的任何明显的弯曲都可用提高 q_0 (第一种方法)或降低 M (第二种方法)而改善。

5.6 频率分布的选择

当给定一个洪水的样本,在 5.4 节中所述的任何一种分布,均可能作为实测数据的合适表征。一些正规的统计检验可用来评估一个洪水样本资料对分布的拟合优度。或许这些检验中最著名的是 χ^2 。这个检验方法的详细讨论在大多数统计教科书和手册中均可找到。(例如 Crow 等 1960 第 85—87 页)。另一种通常应用的检验包括 Kologrov—Smirnov 指标。在这个指标中,样本从小到大排列, q_i 是第 i 个最小观测值, q_1 和 q_n 分别是样本的最小和最大值。样本的经验分布函数由下式定义:

$$\begin{aligned} S(q) &= 0, & q < q_1 \\ &= i/n, & q_1 \leq q < q_{i+1} \\ &= 1, & q \geq q_n \end{aligned} \quad (5.74)$$

由于 $S(q)$ 在 q_i 的每个值处是变化的,理论分布 $F(q)$ 和经验分布间差值有二个值:

$$\Delta_1^+ = (i/n) - F(q) \quad (5.75)$$

$$\Delta_1^- = F(q) - (i-1)/n \quad (5.76)$$

Kolmogorov—Smirnov 指标 D 是 Δ_1^+ 和 Δ_1^- ($i = 1, 2 \dots n$) 值中的最大值。 D 的抽样分布仅决定于样本容量 n , 而不决定于理论分布 $F(q)$ 的参数和形式。对于 $n \geq 35$, 在 10, 5 和 1 % 的 D 分布点上分别为 $1.22/\sqrt{n}$, $1.36/\sqrt{n}$ 和 $1.63/\sqrt{n}$ 。如果观察值不是从假定分布中抽出, 那么这些 D 值常常超过

10, 5 和 1 %。当计算 D 值超过这些临界值中的一个, 则为检验的分布在某置信水平上被拒绝。

尽管这样和那样的检验方法的广为使用, 但要在两个或更多的分布之间弄清楚彼此不同点是不容易的, 特别是在观测数目小时更是如此。由 *Slack* 等 (1975) 建议另一种供选择的途径, 包括与过低设计或过高设计有关的经济损失估计, 已在 5.1 节作了简短的注释, 但在确定近似的损失函数时又会引起另外一些问题。不过分布的合适程度也可以用比较, 从分布中抽取样本的均值, 标准差, 偏度与相同长度年洪水系列计算出来的相应统计量来衡量。*Matalas* 等 (1975) *Wallis* 等 (1977) 和 *Landwehr* 等 (1978, 1980) 根据美国 1351 个测站历史资料做过的这样试验, 在一系列论文中作了评述。

应用一项扩大随机抽样试验结果, *Matalas* 已经证明, 从历史洪水系列所得的估计偏态系数比从任一著名的频率分布所抽的样本具有更大的变化, 他们称为“分离条件”现象。这个效应不能归因于样本容量小或年洪水系列内的自相关。*Wallis* 等 (1977) 后来证明在时间上的偏态系数系统变化, 或在一个地区内不同偏态数值的混合可能引起“分离”。根据 *Landwehr* 等 (1978) 的意见, 一个很大的峰度是分离的必要但非充分条件。此外, 五参数的 *Wakely* 分布能用来考虑分离, 因为它的弹性具有显现一个伸长的左尾部。

这些对洪水频率分析结果, 可至少得到两个重要的结论。首先, 如 *Landwehr* 等 (1980) 指出, 峰度的矩估计与偏态系数的计算效应相类似, 易受到下偏的影响。依据这两个统计量的拟合方法, 大部分不能产生可靠的结果。这种尾部特性的重要性由 *Shen* 等 (1980) 和 *Ochoa* 等 (1980) 作分

离研究中所证实。这些作者区别了小尾部特征的分布。这类分布形式可为具有 $x^a \exp(-bx)$ 的(*gamma*)族,各阶矩均存在的正态簇 $\exp(-bx^b)$,和可以由 $F(x) = 1 - cx^{-k}$ 来代表的分布如极值的分布中Ⅱ型分布,在等于或大于K阶以后无矩存在。后者也称 *Paretian* 一尾部分布。Ochoa 等(1980)应用了由Van Montfort(1970)在美国对407个测站的年洪水系列所提出的检验,发现Ⅰ型分布在70%以上拒绝了,对Ⅱ型分布更合适时,使用小尾分布可能明显地过低估计极值事件的频率。

其次由Wallis等确定的偏离系数在时间上的变化作为分离的可能原因,和避免从实测资料计算偏态系数的有偏性,使得用地区偏态系数等值线也一样值得怀疑。这种等值线是用来避免由实测系列计算偏态系数的。以前 Matalas 等(1975)已建议过这样的等值线图应该以样本容量为条件作出。Landwehr 等(1978)也指出,如果用对数变换后资料的偏态系数作等值线图,现实空间等值线是不能唯一决定的。因为这个变换也是依赖于变差系数,偏态系数以及它所服从的分布函数。绘制偏态系数等值线图的实际问题见 Jackson(1981)的讨论。

总之,这些都是采用各种频率分布和拟合方法的互有矛盾的根据。它对于选用,诸如, Benson(1968)报告中所选对数P—Ⅲ分布所做的那样,似乎是更为有利的。

第六章 降雨径流关系

6.1 引 言

六十年代初期，随着电子计算机在水文上的普遍使用，Amorocho和Hart(1964)评述了建立降雨径流关系这个基本问题的两条不同途径的发展，他们总括为“物理水文学”和“系统研究”。前者是描述如第一章所说的水文循环中各组成过程的特性和相互依赖的关系。在这个范畴内，个别的研究可能只在一个严格的条件范围内对一个组成部分进行的，即水流经一个土柱的运动情况。而其长远目标仍是对水文循环的全面综合。这样的研究一般不为解决某项工程问题提供资料，而将注意力集中在科学理解的成就上。相反地，Amorocho和Hart认为系统研究需要关心的是在有限的时段内解决技术问题，仅用对流域全面特性有重大意义的水文变量的历史资料。并研究至少可提供解决在实测资料范围内的那些变量之间的关系的办法。虽然这种研究的注意力是集中在解决问题的方法上，然而物理水文学的研究成果对于选择有关的变量和解释成果仍然是必需的。

Dooge(1960)定义一个系统为一个结构、装置方案或程序，现实的或抽象的，它与在指定的时段内的参数输入问题、原因或物质的激励，能量或信息等输入及信息响应、效果、能量与物质等的输出间相互作用有关。这种概念在水文循环中的使用范围可回顾如图1.1所描述的水文循环经典表示方式。如第一章所说明的，这样的图示往往因对主要蓄量

间的互相关系未能赋以足够重视而引起误解。此外，过程中分项的存在如河川径流也不够明显。将图1.1用系统符号重绘于图1.2，各分项过程就比较容易识别，对不同专业所感兴趣的水文循环各个部分就可更清晰地描述。例如水文循环部分对工程水文学家直接有兴趣的降雨径流关系，如图1.2虚线所示。

用输入和输出表示的流域系统，如图6.1所示。输入 $x_i(t)$ ， $i = 1, 2, \dots, n$ 是流域面积内几个自记雨量计的记录，在流域出口处产生径流输出 $y(t)$ 。对 $x_i(t)$ 求平均值而作为单一系列， $x(t)$ 称为集中输入。由于 $x(t)$ 和 $y(t)$ 是没有涉及将降雨转换为径流的水文循环各项过程的物理性质而计算出来的，流域实际上作为一个（黑箱）来对待，如图6.1所示。

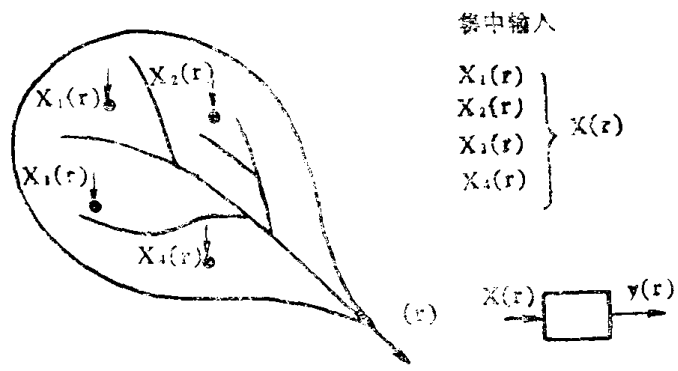


图 6. 1 流域系统

研究流域系统的技术归纳如图6.2。可大致分为线性和非线性两种研究方法。所谓线性系统即是：如输入 x_1 产生输出 y_1 ，输入 x_2 产生输出 y_2 ，则对所有的 x_1 和 x_2 及常数 a 、 b 的输入 $ax_1 + bx_2$ 产生输出 $ay_1 + by_2$ 。因此，这样的系统由一

组线性方程组、微分方程组或另外形式所决定。由于水文循环中的各项显示某种程度上的非线性。为了数学上易于处理而作为线性描述，不免牺牲一些真实性。

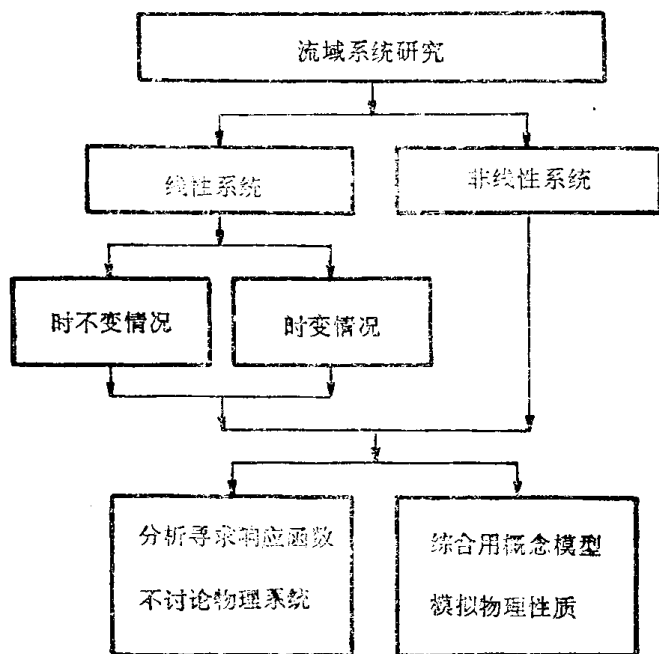


图 6. 2 流域系统研究

流域系统还可进一步分为时不变和时变两种情形。如果一个时不变的线性系统输入 $x(t)$ ，其产生的输出为 $y(t)$ ，则输入 $x(t+\tau)$ 对所有时移 T 均产生 $y(t+\tau)$ 。这样的系统，由输入变换成输出的数学函数，随时间是没有变化的。

用来识别和描述流域系统响应函数的方法可归为分析和综合两大基本类型。前者，响应函数是孤立的，不对流域进行研究。而后者利用流域物理性质已有的知识构制一个概念模型，它的响应函数接近于流域所具有的性质。

表6.1 一个系统研究 所需解决的问题
(自杜格(1973)表修正)

问题类型		输入	响应函数	输出
分析	预报	给予	给予	需要
	识别	给予	需要	给予
	检测	需要	给予	给予
综合		给予	需要	给予

表6.1总结了宜于采用系统途径处理的各种实际问题。例如采用分析途径。在一个流域上，当给定输入雨量和响应函数时，需对径流输出进行估计，可称为预报问题。然而，所遇到更为普遍的问题是识别问题，即用雨量和径流的资料确定流域的响应函数。至于检测，即从流域的输出径流和流域的响应函数，估计雨量输入，但很少有这种需要。对于综合途径，给定雨量输入和径流输出，一个合适的概念模型必须是应用已有的资料进行识别和拟合。如该模型的特征是非线性的，有关运算中困难问题将结合在参数估计问题中讨论，见6.4节。

广泛应用已有50年之久的径流预报主要工具之一是 Sherman (1932) 的单位线法。单位线的基础已在第四章讨论过了。事实上，该法是以简化流域模型为基础的，见图 6.3 所说明的形式。其中雨量 P 分为“快”“慢”两种响应途径。通过直接暴雨响应部分雨量成为有效雨量或超渗雨量 P_e ，它转换成为地表径流 Q_e ，用单位线形式直接表示之。其残差 $P - P_e$ 则为土壤上层的下渗量 F 。 P_e 和 F 的划分在很大程度上受到土壤蓄水量水平的约束，它产生一个反馈机理。这个简化了模型不考虑壤中流的发生。因此土壤蓄水量

或消耗于蒸发 E 或渗透成为地下水 R ,后者成为基流 Q_s 。如有效雨量能由总雨量 P 中分出,地面径流能从总流量 Q 中分出,则注意力可限于在直接暴雨的响应(指不经过地下水库的暴雨部分——洋注。)应用分析和综合途径确定直接暴雨的响应分别在6.2和6.3节讨论,

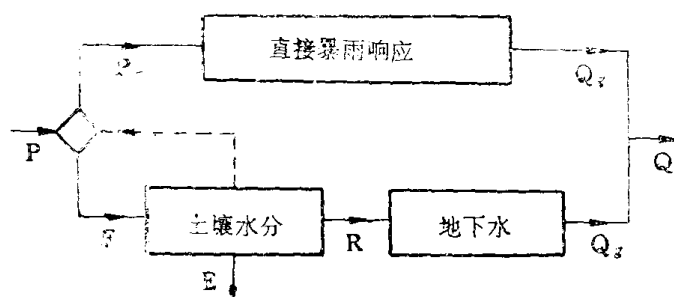


图 6.3 简化流域模型 (引自伯格(1973)修正)

6.2 分析方法

应用于识别问题分析最常用的方法之一是如图6.4所示的变换方法。这种方法是研究在变换域中输入 $x(t)$ 、输出 $y(t)$ 和系统响应 $h(t)$ 间的简单关系获得的可能性。其逆运算就可求得 $h(t)$ 。一个现成的变换实例可用正交函数来表示。

一般,任何函数 $g(t)$ 可用另一函数 $f(t)$ 的无穷级数之和精确地表示出来,即

$$g(t) = c_0 f_0(t) + c_1 f_1(t) + c_2 f_2(t) \cdots \quad (6.1)$$

式中 c_m 是系数, $m = 0, 1, 2 \cdots$ 。正交函数所具有的特殊性质是

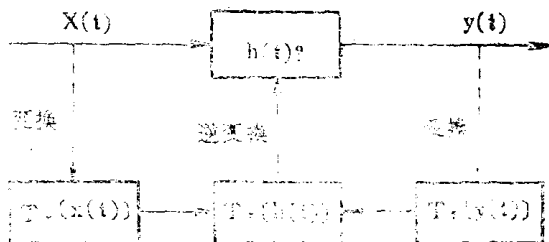


图 6.4 识别问题的变换方法

$$\int_a^b f_m(t) f_n(t) dt = K \quad \text{当 } m = n$$

$$= 0 \quad \text{当 } m \neq n \quad (6.2)$$

式中 a 、 b 、 K 决定于特殊的 $f(t)$ 。因此一个正交系列的系数 c_m 很容易由下式得到，

$$\int_a^b g(t) f_m(t) dt = 0 + 0 + \dots + c_m K + 0 + \dots$$

$$c_m = \frac{1}{K} \int_a^b g(t) f_m(t) dt \quad (6.3)$$

应用变换方法来识别一个流域的响应函数时，雨量输入 $x(t)$ ，径流输出 $y(t)$ 和系统响应 $h(t)$ 均可用正交级数来表示；

$$x(t) = \sum_{m=0}^{\infty} a_m f_m(t) \quad (6.4)$$

$$y(t) = \sum_{m=0}^{\infty} A_m f_m(t) \quad (6.5)$$

$$h(t) = \sum_{m=0}^{\infty} \alpha_m f_m(t) \quad (6.6)$$

(4.6) 式的卷积积分表示以输入 $x(t)$ 和系统响应 $h(t)$ 表示的输出 $y(t)$ 。然后为导出各系数 α_m 、 a_m 、 A_m 间的一般联络方程提供基础。对一次暴雨事件给定 $x(t)$ 和 $y(t)$ ，系数 α_m 和 A_m 可由式 (6.3) 计算得到。通过一般的联络方程由 a_m 和得 A_m 到 α_m ，再由 (6.6) 式重建 $h(t)$ 。

这些变换方法首次应用，是 O'Donnell (1961) 提出的富

里叶级数应用。由于在水文应用中, 输出 $y(t)$ 比输入 $x(t)$ 有更长时间过程, 函数“周期” L 等于前者

$$y(t) = A_0 + \sum_{r=1}^{\infty} [A_r \cos r \frac{2\pi t}{L} + B_r \sin r \frac{2\pi t}{L}] \quad (6.7)$$

输入和系统响应可类似表示为

$$x(t) = a_0 + \sum_{r=1}^{\infty} [a_r \cos r \frac{2\pi t}{L} + b_r \sin r \frac{2\pi t}{L}] \quad (6.8)$$

$$h(t) = \alpha_0 + \sum_{r=1}^{\infty} [\alpha_r \cos r \frac{2\pi t}{L} + \beta_r \sin r \frac{2\pi t}{L}] \quad (6.9)$$

系数 A_r 和 B_r 可按正交函数标准关系计算得到,

$$A_r = \frac{2}{L} \int_0^L y(t) \cos r \frac{2\pi t}{L} dt$$

但
$$A_0 = \frac{1}{L} \int_0^L y(t) dt$$

$$B_r = \frac{2}{L} \int_0^L y(t) \sin r \frac{2\pi t}{L} dt \quad (6.10)$$

对 a_r 和 b_r 也有相类似的表示式。O'Donnell (1960) 证明定义一个流域瞬时单位线 (IUH) $h(t)$ 的系数 α_r 和 β_r 可由联结方程中 A_r 、 B_r 、 a_r 和 b_r 计算得到,

$$\alpha_r = \frac{2}{L} \frac{a_r A_r + b_r B_r}{a_r^2 + b_r^2},$$

$$\text{而 } \alpha_0 = \frac{1}{L} \frac{A_0}{a_0}$$

$$\beta_r = \frac{2}{L} \frac{a_r^2 B_r - b_r^2 A_r}{a_r^2 + b_r^2} \quad (6.11)$$

在实际应用这个方法时, 受到以下的限制:

(1) 仅能在有限的时间点上进行输入和输出的抽样 (甚至在连续的曲线上也只能按这种方式读取);

(2) 输入资料通常表示为相等连续时间内的总量, 即

表示为直方图而不是连续的强度函数。式(6.10)的积分既不能由抽象资料分析计算,也不能建立无穷级数方程。因此积分必须由求和来代替,并用有限谐波级数代替无限富里叶级数。由于在求和,也如同积分级数一样具有正交性,方程(6.11)也可用于后者。任何 n 个资料点都可用一个 n 次谐波级数来精确地拟合,虽然这样的级数不能期望在资料点间精确地拟合其函数。这种方法所产生的是时段单位线(TUH)的 n 个纵标值,而不是瞬时单位线(IUH)($O'Donnell$, 1966)。还有一套与(6.11)式相似的表示式,由 $Diskin$ (1977)对拉盖尔函数导出的。

另一个常用的识别方法是根据矩阵求逆方法。显然,这是由 $Snyder$ (1955)最先提出的。这个方法是由田纳西流域管理局(*Tennessee Volley Authority*)(1961),用计算机相容形式表示出来的。给定 T 小时连续增量时段内总雨量, x_i , $i = 1, 2 \dots m$, 和在相同的离散时间点, TUH 的各纵坐标, h_j , $j = 1, 2 \dots n$ 。地面径流的各纵标值由以下的 $P = m + n - 1$ 个方程计算得到:

$$y_1 = x_1 h_1$$

$$y_2 = x_2 h_1 + x_1 h_2$$

$$y_3 = x_3 h_1 + x_2 h_2 + x_1 h_3$$

.....

$$y_m = x_m h_1 + x_{m-1} h_2 + \dots + x_1 h_m$$

$$y_{m+1} = x_m h_2 + \dots + x_2 h_m + x_1 h_{m+1}$$

.....

$$y_{m+n-2} = x_m h_{n-1} + x_{m-1} h_n$$

$$y_{m+n-1} = x_m h_n$$

对 n 个未知 TUH 纵标值的 $m + n - 1$ 个方程,当以矩阵方式重写时,可归纳为以下形式:

$$XH = Y$$

式中 X 是一个具有 n 列和 $P = m + n - 1$ 行的正方形矩阵。

$$X = \begin{bmatrix} x_1 & 0 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & 0 \\ x_2 & x_1 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & 0 \\ x_3 & x_2 & x_1 & \cdots & 0 & \cdots & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ x_m & x_{m-1} & x_{m-2} & \cdots & x_1 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & x_m & x_{m-1} & \cdots & x_2 & x_1 & \cdots & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & x_m & x_{m-1} \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & x_m \end{bmatrix}$$

H 是 n 行的一列矢，

$$H = [h_1, h_2, \cdots, h_n]^T \quad (6.15)$$

式中 T 表示矩阵转置运算， Y 是有 P 行的一列矢，因此，

$$Y = [y_1, y_2, \cdots, y_m, y_{m-1}, \cdots, y_{m+n-1}]^T \quad (6.16)$$

为了求式(6.13)的逆， X 乘它的转置 X^T ，它是由 X 行和列的互换，给出方阵 $W = X^T X$ ，于是

$$X^T X H = W H = X^T Y$$

和

$$H = W^{-1} X^T Y \quad (6.17)$$

式中 $^{-1}$ 表示矩阵求逆的运算。矩阵的变换自动提供了从 P 个方程中对 TUH 的 n 个纵标求最小平方解，如以下所述。令 R 是有 P 行的列矢，因此，

$$R = XH - Y \quad (6.18)$$

且令

$$S = \sum_{i=1}^P r_i^2 \quad (6.19)$$

式中 r_i 为 $\mathbf{R}$ 的第 i 个元素, 在 $\partial S / \partial h_j = 0, j = 1, 2, \dots, n$, 式中 h_j 是 $\mathbf{H}$ 矢的第 j 个元素时, 有最小平方解。于是,

$$\frac{\partial S}{\partial h_j} = \partial \sum_{i=1}^n r_i \frac{\partial r_i}{\partial h_j} = 0 \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (6.20)$$

而

$$r_i = \sum_{j=1}^n (x_{ij} \cdot h_j) - y_i \quad \frac{\partial r_i}{\partial h_j} = x_{ij} \quad (6.21)$$

式中 x_{ij} 是矩阵 $\mathbf{X}$ 中第 i 行, 第 j 个元素。因此,

$$r_1 x_{11} + r_2 x_{21} + r_3 x_{31} + \dots + r_p x_{p1} = 0$$

.....

$$r_1 x_{1n} + r_2 x_{2n} + r_3 x_{3n} + \dots + r_p x_{pn} = 0 \quad (6.22)$$

或用矩阵的符号

$$\mathbf{Z}\mathbf{R} = 0 \quad (6.23)$$

式中 x_{ij} 是 $\mathbf{Z}$ 中第 j 行、第 i 个元素, 即

$$\mathbf{Z} = \mathbf{X}^T \quad (6.24)$$

因此, 从方程(6.18)有

$$\mathbf{X}^T \mathbf{R} = \mathbf{X}^T (\mathbf{X}\mathbf{H} - \mathbf{Y}) = 0 \quad (6.25)$$

为解 $\mathbf{H}$, 解式(6.25)有

$$\mathbf{H} = (\mathbf{X}^T \mathbf{X})^{-1} \mathbf{X}^T \mathbf{Y} \quad (6.26)$$

它与式(6.17)是恒等的。

似乎较少引人注意的另一种可能有用识别方法, 它是由 De Laine (1970) 提出的。这样方法应用于有系统响应纵标 $h_j, j = 1, 2, \dots, n$ 以及雨量输入 $x_i, i = 1, 2, \dots, m$ 均为未知的情况。如果输入、输出和系统响应都已标准化, 即每个纵坐标表示为全部纵标和的一部分, 因此

$$\sum_{i=1}^m x_i = \sum_{j=1}^n h_j = \sum_{k=1}^p y_k = 1 \quad (6.27)$$

则方程(6.12)和(6.27)提供了一个有 $m+n$ 个未知数,有 $m+n$ 个方程的系统。由于雨量和径流量的观测值都是一个实际物理情态下所产生的,必定有一组满足方程组的现实值。但它们的确定却又受到现实未知数目和复杂解存在的阻碍。这个问题可通过考虑第二个输出和得到第二组解时,来加以避免。由于输出是由同一系统中产生的,二组解中每一组,必定有公共组 h_1 。当给定 h_1 ,输入可从代入输出中求得。

由De Laine(1970)提出求解的方法,包括以哑变量多项式的系数表示输入和响应的连续纵标值;

$$x_s = x_1 + x_2 s + x_3 s^2 + \dots + x_m s^{m-1} \quad (6.28)$$

$$h_s = h_1 + h_2 s + h_3 s^2 + \dots + h_n s^{n-1} \quad (6.29)$$

把式(6.28)与式(6.29)相乘,则有:

$$\begin{aligned} x_s h_s = & x_1 h_1 + (x_1 h_2 + x_2 h_1) s \\ & + (x_1 h_3 + x_2 h_2 + x_3 h_1) s^2 + \dots + x_m h_n s^{m+n-1} \end{aligned} \quad (6.30)$$

参照式(6.12),则式(6.30)可简化为

$$x_s h_s = y_1 + y_2 s + y_3 s^2 + \dots + y_{m+n-1} s^{m+n-2} \quad (6.31)$$

可见,系数为输出连续纵标的多项式是系数为输入的连续纵标和系统响应两个多项式的乘积。因此, y 多项式的诸因子也是 x 和 h 的多项式的因子。直到相应于第二组输出数据的多项式分解出以前,这些因子是不能分配给式(6.28)和(6.29)的。多项式 h_s 的因子将是由两个多项式导出的两组因子所共有的。因此,这个方法可简化为以 y 表示的二个多项式为零的求根问题。同时又从这个根中再建立多项式 h_s ,多项式系数提供了估计系统响应的连续纵标值。用已有求得的多项式函数根和从一组因子再建立的多项式,以标准计算机软件进行这两种运算将有很大的帮助。这种方法的困难在

于公共的初始根的选择。具有相似径流过程线形状的暴雨(因此净雨量形式相同)应该避免。这是由于所有 y 的多项式的根为成对分置。至少使用三种不同形状的水文过程线以减轻这种困难,而其辖域仍保留以便推导根的客观方法。

虽然, *De Laine* (1970) 在缺乏雨量资料情况下, 为得到系统响应而提出以上方法, 但该法可用于分解 x 和 y 的多项式中的因子, 以及由 y 剔除 x 。这种方法仍有待于使用更加完善的探索。

6.3 综合方法

和分析方法相反, 综合法包括事先假定一个概念模型, 模型是与流域面积一致的响应函数。这类概念模型复杂多变, 但最简单的概念模型之一是线性水库, 它是以蓄量—出流关系形式为特征的。

$$S = KQ \quad (6.32)$$

式中 S 是相应于一个出流流量 Q 的蓄量, K 是具有时间单位的常数。当式(6.32)和连续方程联解时,

$$P - Q = dS/dt \quad (6.33)$$

是一阶微分方程。 $t=0$ 时, 假定 $Q=0$, 其解为

$$Q = P [1 - \exp(-t/K)] \quad (6.34)$$

此外当 $t=T$, $Q=Q_0$, 假定雨量 P 停止。流量过程线的退水段可得到如下表示式:

$$Q = Q_0 \exp[-(t-T)/K] \quad (6.35)$$

如果输入 P 满足瞬时的蓄水量 S , 使 $T=0$, $Q_0=S/kK$, 对一个单位输入, 所得到的瞬时单位线 IUH 形式是

$$h(0, t) = (1/K) \exp(-t/K) \quad (6.36)$$

式(6.32)中参数 K 值,可取输入和输出的时间原点矩来计算,若记 $ds/dt = KdQ/dt$;

$$\int_0^{\infty} Ptdt = \int_0^{\infty} Qtdt = \int_0^{\infty} Kt \frac{dQ}{dt} dt \quad (6.37)$$

计算式(6.37)的右边,应当 $t = \infty$ 时, $Q = 0$ 的条件下,由下式可得到 K :

$$K = \left[\int_0^{\infty} Qtdt / \int_0^{\infty} Qdt \right] - \left[\int_0^{\infty} Ptdt / \int_0^{\infty} Qdt \right] \quad (6.38)$$

然而,由连续性可知

$$\int_0^{\infty} Qdt = \int_0^{\infty} Pdt \quad (6.39)$$

因此,根据式(6.38),常数 K 等于有效雨量分布形心到地表径流过程线形心的时间差。

单一的线性水库为很多应用、特别是研究城市流域,提供了一个有效的简单概念模型,但由于仅有一个参数 K ,拟合实测缺乏弹性资料时,使这种模型的实用性受到限制。将单个线性水库作为基础,引用第二个参数,就可大为扩展这个模型的应用范围。例如 Nash (1957、1960) 引用了‘串联线性水库’,第一个水库的输出成为第二个水库的输入,而第二个水库的输出成为第三个水库的输入等,这些串联中没有输入进入中间的水库。假定对第一个水库有一个瞬时单位的输入,可由式(6.36)得到其输出,即

$$Q_1 = (1/K) \exp(-t/K) \quad (6.40)$$

用 Q_1 作为第二个水库的输入,则输出 Q_2 为

$$Q_2 = (t/K^2) \exp(-t/K) \quad (6.41)$$

重复演算可导出从第 n 个水库输出的一般结果 Q_n , 对 n 个水库,每个具有一个常数 K 的 IUH 可由下式给出:

$$h(0, t) = [1/K\Gamma(n)] (t/K)^{n-1} \exp(-t/K) \quad (6.42)$$

式中 Γ 记为伽玛函数。

n 和 K 两个参数可用有效雨量分布和地面径流过程的时间原点矩来表示。 $h(0, t)$ 的第 m 阶时间原点矩为

$$M_m = \left[1/K\Gamma(n) \right] \int_0^\infty (t/K)^{n-1} \exp(-t/K) t^m dt \quad (6.43)$$

经一些代数运算后, 式(6.43)简化为

$$M_m = K^m [\Gamma(m+n)/\Gamma(n)] \quad (6.44)$$

对一阶矩 M_1 简单地等于 nK 的乘积。因此,

$$M_{1Q} - M_{1P} = nK \quad (6.45)$$

式中 M_{1Q} , M_{1P} , 分别为地面径流过程线和有效雨量分布的时间原点的第 K 阶矩。对于 $m=2$, 使这些矩相等, 则

$$M_{2Q} - M_{2P} - 2nKM_{1P} = n(n-1)K^2 \quad (6.46)$$

由式(6.45)和(6.46)可得到两个未知数 n 和 k 的两个方程式。它们是形成模型拟合基础, 以矩代替 p 和 Q 的另一种有效变换方法。

另一种两参数概念模型的应用, 如两个不同的线性水库的串联(Sarginson和Bourne 1969)和另一种参数线性水库(Swinnerton等1973)在第八、九章将作更多的讨论。另一个两参数概念模型是用单一线性水库和另一称为“线性渠道”的装置相结合而构成的。在线性渠道中, 在 t 时输入 $Q(t)$, 成为在 $t+T$ 时的一个输出 $Q(t+T)$, 即洪水过程线在形状上没有变化, 而在时间上延迟 T 时段。线性渠道加上线性水库的模型曾由Viessman等(1970)作过研究。

以上模型为线性综合方法提供了一些典型的例子。如果

引进蓄量的门槛值，或在模型内水库的蓄量—流量关系并不遵循式(6.32)，概念模型结构因而复杂了，变成非线性模型。一个非线性模型的典型例子是由 O'Donnell 模型提出的 (Daway 和 O'Donnell, 1965)。图6.5即是一个代表。这个模型原先是为确定参数自动检验方法而设计的(见6.4节)，并不是作为一个作业模型用的。即使如此，结构模型展现了在这种模型所期望具有的所有特征。

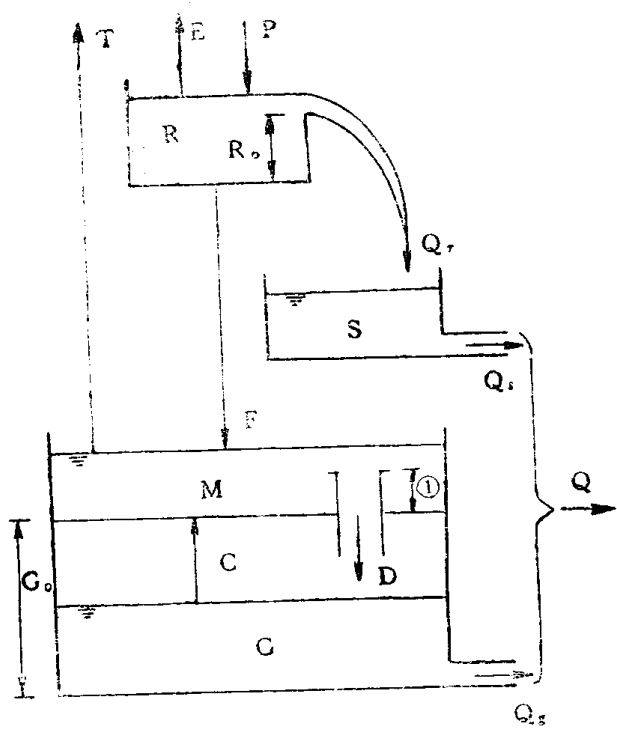


图 6. 5 唐纳模型 ①=M。

如图6.5所示,O'Donnell模型有四个蓄量元素所组成:

(1) 地表蓄量R: 因雨量P增加而增加,因蒸发E、下渗F和当R超过门槛值R₀的坡面漫流Q_r而减少;

(2) 河槽蓄水量 s : 因 Qr 而增加, 因暴雨径流 Qs 而减少;

(3) 土壤蓄水量 M : 因 F 和毛细管上升高度 C 而增加, 受总散发 T 和(当 M 超过阈值 M_0)渗漏 D 而减少;

(4) 地下水蓄水量 G : 因 D 而增加, 因 C 和基流 Qq 而减少; 当 G 超过某一阈值 G_0 , M 为 G 所吸收, C 和 D 不再起作用, 仅 T 和 F 作用于 G 。

本模型有九个参数: R_0 ; 下渗方程中三个参数; 恒定的线性水库 S ; M_0 和 G_0 ; C 的上界; 恒定的线性水库 G 。当率定此种模型时, 开始于长期干旱, 使四个蓄量元素可置于零, 可能的下渗率可置于最大值。然后九个参数须用雨量、径流和蒸发能力记录来确定, 即可用试凑法也可用自动优化法。由于一些参数比另一些参数对输出径流的时间变化更灵敏, 因此试凑法要求细致的操作和经验相结合。相反, 优化或爬高技术包括一种计算机算法, 它由误差准则和目标函数极大化(或极小化)决定模型参数值。

不论采用人工或机器的方法, 不论概念模型是简单还是复杂, 系统综合方法都是一样的。(见图6.6)。概念模型应用于输入雨量系列, 以产生蒸发和径流系列。前者用本流域所产生的蒸发系列和可能蒸发量记录相比较, 如有必要的话, 可进行调整以使得与实测的蒸发相一致。径流的综合记录与实测径流比较, 如果目标函数不能满足的话, 需要修整模型参数。如拟合满足的话, 模型参数就认为已得到, 并进入检验的第二阶段, 在这一阶段中, 用模型来综合从未用于率定模型的暴雨资料的径流。这种分段检验提供一种真实的客观检验, 而不是率定时那样只是再重现事件, 即仅能证实算法的正确性。

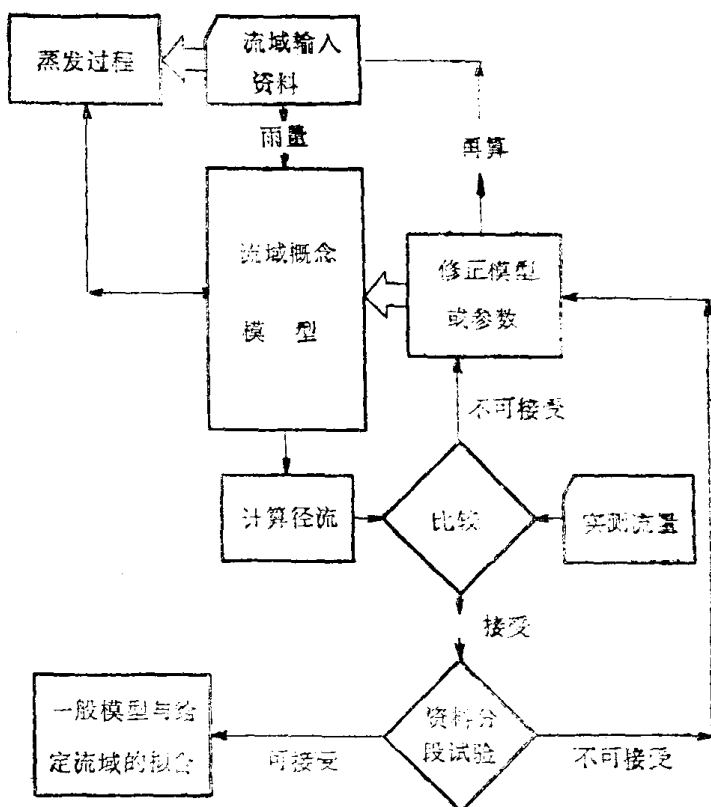


图 6.6 系统综合步骤

在系统综合法中，目标函数的选择同模型结构的选择相比，如果不是更重要的话，那也是同等重要的。Diskin和Simon (1977) 强调两者不能分开来考虑。给定实测径流 q_i , $i=1, 2, \dots, m$, 的一组时间系列和模型的输出 $\hat{q}_i, i=1, 2, \dots, m$, 其差可记为 $f_i = q_i - \hat{q}_i, i=1, 2, \dots, m$ 。

实际应用中的目标函数已假定以下几种典型形式：

(a) $F = \sum |f_i|$

(b) $F = \sum f_i^2$

$$(c) \quad F = \sum (f_1^k) \quad k = 2, 3, \dots$$

$$(d) \quad F = \sum (f_1 / q_1)^2$$

$$(e) \quad F = \sum (f_1^2 q_1^k); k = 1, 2, \dots$$

上述定义中都是对全部 m 个径流观测值生成值求和。式 (b) 是差平方和的极小化，已被广泛采用。尽管在强调生成小或大的流量值时，形式 (d) 和 (e) 更为有用。为了用不同资料对模型作对比检验 σ ，式 (b) 可用下面形式进行修正：

$$(f) \quad F' = \sqrt{(F / \bar{m}) / \bar{q}}$$

式中 $\bar{q}$ 是 m 个 q_1 的平均值。式 (f) 的分子是模型综合的方差根值（RSM E）。换言之， $\text{var}(q_1)$ 是 m 个 q 值的方差。

确定系数形式的另一种误差准则，可由下式得到：

$$(g) \quad F'' = [\text{var}(q_1) - F / m] / \text{var}(q_1)$$

6.4 实际应用

在6.2和6.3节所述的分析和综合方法对于从真实的线性系统得到的综合资料均能运用得很好。可惜，资料在测量、记录和处理过程中都带有误差，这种误差对推导流域影响函数或TUH的影响，除了Laurenson和o'Donnell(1969)用谐波法、拉盖尔法、矩阵求逆法及串联线性水库（也称为Nash串联）作过一些研究而外，很少受到人们的注意。在他们研究中采用了三种有效雨量过程线和两种TUH形状，产生了六条‘真实’地面径流过程线。超渗雨分布、径流过程线、或其两者都带入误差，然后将这些带有误差的资料组用于分析和综合方法上。由此所得的TUH再与原来‘真实’TUH相比较。

误差影响研究包含下列各项：

- (1) 假定均匀损失;
- (2) 总雨量估计过高;
- (3) 高水位时, 测站水位流量关系曲线的误差;
- (4) 分割基流的误差;
- (5) 雨量过程线和流量过程线间的同步性;
- (6) 各雨量站间缺乏同步性。

即使研究的仅有一种大小的误差, 在本次试验也包有含 144 种情况 (由 3 条雨量过程线, 6 种误差和 4 种方法, 2 种 TUH 形状)。一般说来, 他们发现: 所用于推导的方法, 雨量过程线和误差类型之间相互作用关系很强。然而总雨量、外延水位流量曲线和分割基流的合理误差所产生的 TUH 误差都是相当小。应用带有误差的资料于 Nash 串联中所得误差与拟合‘真实’资料所得的误差是同级的。谐波法在 18 个实例中有 7 个运用得最佳, 在另外 5 个实例中也很好。但受雨量站的同步误差上的不利影响。对谐波法、拉盖尔法和矩阵法而言, 提前输入一个时间单位, TUH 仅延迟一个时间单位, 可对 TUH 形状没有影响。

在用实测雨量和流量记录分推析求 TUH 时, 常遇到的问题是出现高频振荡。Blank 等 (1971) 已证明这类振荡响应函数出自资料误差的结果, 即观测资料不能反映出系统的特征, 而没有必要归因于流域过程的非线性上。这些作者们建议, 导出的 TUH 应取相邻两纵标连续平均以修正之, 使它得到相似于过程线的形状。既可应用于输入和输出, 也应用于系统响应研究, 低通数字滤波已由 Delleur 和 Rao (1971, 1974) 作了详细地研究。在英伦三岛进行大规模洪水研究期间, (Natural Environment Research Council 1975), 推导单位线用的是矩阵法, 然后将每个纵标与其相邻纵标平均

及自身平均的结果替代每个纵标,这种运算重复两次。

加权和非加权滑动平均的使用及作为修匀手段的低通滤波可惜是任意性的。而且如这样的分析是在没有运算者干预情况下由数字计算机进行的,对所接受的原来分析出的 TUH 作不必要的修匀,很可能歪曲洪水过程线形状,洪峰值明显的减小了。当 TUH 的形状参数作为地区分析中的相关变量时,这种变化特别应该避免。推导 TUH 用的谐波法的一个主要优点是高频振荡与高次谐波项大小直接有关的。 $Hall(1977)$ 总结了根据这个联系控制而不是修匀 TUH 的振荡方法。

由 $Hall(1977)$ 提出的截断谐波法是根据联系方程组 (6.11) 的形式,其中 TUH 的 j 阶调和系数仅与有效雨量、地面径流量同阶 j 。因此,个别谐波从 TUH 系列的表达式中省略而不影响使用和计算 α_j, β_j 值。若由使用全部 p 个谐波去显示高频振荡,从而得到 TUH 的各纵标值,那个在 p 个谐波系列中 q 个谐波系列表达式中截断高阶次是能帮助消除这类振荡的。然而,能够允许截断总数是以能否满足于由修匀后的 TUH 和有效雨量的卷积所得的过程线与实测的地面径流过程线形状没有明显的偏离为条件的。即使全部 p 个谐波量所导出的 TUH 具有可接受的形状,截断在计算量也是有经济意义的。根据周期相关图的一个直接决定恰当谐波数的方法是由 $Hall(1977)$ 总结的。一组 $y_i, i = 1, 2, \dots, n$ 个纵标的周期相关图,包括函数

$$I_j = \frac{1}{2}(A_j^2 + B_j^2) \quad (6.47)$$

与角频 $2\pi j/P$ 间关系曲线图,式中 $A_0, A_j, B_j, j = 1, 2, \dots, P$, 是 y_i 纵标系列表示式的谐波系数。 $I_j, j = 1, 2, \dots, P$, 表示由第 j 个谐波提出对系列方差的贡献(见

Rayner, 1971)。

实际上,完整峰形的洪水过程线产生周期相关图,其 I_j 值随角频增加而迅速减小。纵标系列的表达式谐波总数的极小化,和可接受的谐波总数一样具有同样的方差。若注意力集中于 TUH 系列表达式谐波总数的极小化上,满足于与实测地面径流过程的逼真度,则 I_j 相应的有效雨量分布 T_j 和 TUH 的 K_j 各自纵标相关图是要求的。由方程(6.11)组成的 α_j, β_j 系数的平方和,经一些代数运算后,可导出如下表示式:

$$I_j = (n^2/2) J_j K_j \quad (6.48)$$

式(6.48)表示了由 q 个谐波所表达的地面径流过程线纵标的那部分方差,即 I_j 之和, $j = 1, 2, \dots, q$, 是直接与乘积 $J_j K_j$, $j = 1, 2, \dots, q$ 的累积和成正比例的。因此,在 q 处累积方差值超过预先确定的某一门槛值,该值就决定了在 q 处截断的 TUH 表示式所确定的近似谐波数。

推荐步骤可归纳如下:

(i) 计算实测地面径流过程线纵标 y_i , $i = 1, 2, \dots, P$ 的方差,和由谐波系数 A_j, B_j 计算周期相关图纵标 I_j , $j = 1, 2, \dots, P$;

(ii) 形成 I_j 的累积并把每部分表示为 y_i 方差的一部分;

(iii) 与预先确定要求方差的门槛值相比较,并由此找出等于或超过该标准的最小谐波数 q ;

(iv) 用联系方程组计算有效雨量的分布的第一 q 个谐波系数 a_j, b_j 以及 TUH 的第一 q 个谐波系数 α_j, β_j ;

(v) 由 α_j, β_j $j = 1, 2, \dots, q$, 计算 TUH 的纵标。

应用综合法的主要困难在于从实测资料估计概念模型各参数。参数越多，用资料描述模型的适应性就越大，而拟合方法将更加繁重。一个有经验的运算者熟悉某个特殊概念模型的构造，在合理的经济与精力范围内得到一组合理的参数值。然而，同一个运算者对另一概念模型几乎肯定不会取得成功。一个初学者可能发现试凑法是一个无效的经验。因此，用计算机估计参数值方法引起很大的注意。当给定一个具有 n 个参数的概念模型，用所谓优化法或爬高法，实际上就是由 n 个相互正交的轴所形成的 n 维矢量空间内找到对一个确定的目标函数的最大值（或最小值）。常用的方法是 *Rosen brook*（1960）修正的形式，它是由 *Ibbitt* 和 *O'Dennell*（1971）推荐的。后者对应用优化技术可能遇到的问题作了简要的评论，并注意选择概念模型结构时优化方法应考虑的特征，以及处理响应平面不同函数的优化方法适应性。

第七章 洪水演算

7.1 引言

根据水深在时间和空间上的变化,可对明渠水流进行简便的分类。在所研究的整个时段中,水深保持常数的称为稳定流。若水深随时间变化,称为不稳定流。渠道的各个断面水深相等的水流称为均匀流。水深沿流程变化的水流称为非均匀流或变速流。根据在相对较短距离内是否有变化,变速水流又可再分为急变流和渐变流。因此可认为水流有六种形式(Chow, 1959);

稳定流

——均匀流

——变速流

——渐变流

——急变流

不稳定流

——不稳定均匀流

——不稳定(变速)流

——渐变不稳定流

——急变不稳定流

在明渠水力学中,稳定均匀流是最基本的状态。而不稳定均匀流,包括水面与河床保持平行,但随时间有波动,这在实际上是一种少见的情况。因此,‘不稳定流’只适用于描述不稳定变速流。急变流只是一种局部现象而渐变流是以水面坡降以及相距很长的两相邻观测断面间水深变化很小为表征的。这种情况的一个实例是明渠中洪水波向下游运动。

描述明渠渐变不稳定流的基本偏微分方程组,也称为圣维南方程,它由连续方程和动力学方程所组成。连续方程可

通过在明渠两个横断面间一个微小的长度 dx 内的质量守恒来建立(见图7.1)。在不稳定流情况下,水深随时间的变化率为 $\partial y / \partial t$,流量随距离的变化率为 $\partial Q / \partial x$ 。假定水流是不可压缩的,在任何时间增量 dt 内,经微小长度内流量的变化必须等于蓄量的变化。更正规地可写成:

$$(\partial Q / \partial x) dx dt + B dx (\partial y / \partial t) dt = 0 \quad (7.1)$$

因为流量 Q 是平均水流速度 u 和水流面积 A 的乘积,(7.1)式可展开为:

$$A(\partial u / \partial x) + u(\partial A / \partial x) + B(\partial y / \partial t) = 0 \quad (7.2)$$

用 B 除式(7.2),用水力平均深度 R 代 A/B 和 $\partial A = B \partial y$,

$$R(\partial u / \partial x) + u(\partial y / \partial x) + (\partial y / \partial t) = 0 \quad (7.3)$$

式(7.3)中的三项分别称为棱柱形蓄水体,楔形蓄水体和由于水位上升率引起的蓄水体。

动力学方程可用能量守恒原理导出。因此,在 dx 内总水

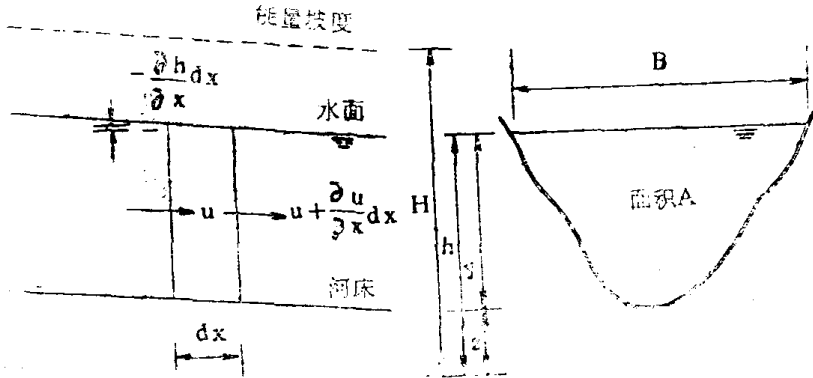


图 7. 1 渐变不稳定流的定义图

头 H 的总变化等于水流加速度引起的损失加上摩擦阻力引起的损失。应用牛顿运动第二定律,作用在单位水体 W 并引起加速度 $\partial u / \partial t$ 的力,用 $(W/g) \cdot (\partial u / \partial t)$ 表示,式

中 g 是重力加速度。力在整个长度 dx 所做的功为 $(W/g) \cdot (\partial u / \partial t) \cdot dx$ 和水头损失是 $(1/g) \cdot (\partial u / \partial x) \cdot dx$ 。记摩擦比降为 S_f ，因此运动方程可写成：

$$dH = - (1/g) (\partial u / \partial t) dx - S_f dx \quad (7.4)$$

然而，按照伯努里方程，总水头 H 是速度水头、压力水头及高程水头之和，

$$H = (u^2 / 2g) + y + z \quad (7.5)$$

代入方程(7.4)，除以 dx ，并用偏微分形式，可导出如下形式，

$$(1/g) (\partial u / \partial t) + (u/g) (\partial u / \partial x) + (\partial y / \partial x) + S_f - S_0 = 0 \quad (7.6)$$

式中 $S_0 = - (\partial z / \partial x)$ 为河床比降。方程(7.6)中五项分别称为局地加速度，对流加速度，压力梯度，摩擦比降和河床比降。

方程(7.2)和(7.6)是非线性的，无分析解。但给定一个初始条件和两个边界条件时，对 y 和 u 值在 t 和 x 有限增量情况下，通过数值方法是可解出的。这些方法或直接用于方程(7.2)和(7.6)或相同表示式的另一种形式，称为特征方程。该方程组是考虑一个洪水波由大量的无限小的涌波所组成，每个涌波有一个不连续的水面纵剖面。在不连续点上 $\partial y / \partial x$ 有二个彼此不相关的值，因此，各项坡降是不确定的。根据这个条件，可导出以下方程 (Chow, 1959)：

$$(dx / dt) = u \pm \sqrt{(gy)} \quad (7.7)$$

$$d[u \pm 2\sqrt{(gy)}] = g(S_0 - S_f) dt \quad (7.8)$$

方程式(7.7)和(7.8)是在 (x, t) 平面上表示不连续位置的特征。由Abbott(1966)所著的综合性说明特征线法的书籍已经出版。这种方法已由Amein(1966)，Fletcher和

Hamilton (1967), Baltzer 和 Lai (1968), Moza yeny 和 Song (1969), Ellis (1970), Harris (1970), Wylie (1970), Pinkayan (1972) Jolly 和 Yevjevich (1974) 及 Sivaloganathan (1978, a、b) 等用于解决洪水演算问题。

解方程 (7.2) 和 (7.6) 有显式、隐式两种有限差分格式 (Brackensiek 1967)。显式是用于在给定的 x 、 t 点对 u 、 y 的显式方程。而隐式是采用联立方程组, 仅在单一的时间点上, 寻找 u 和 y 的几种 x 值。虽然显式格式程序比较简单, 但其时间步长 Δt 是受到 Courant 稳定条件限制的, 即:

$$\Delta t \leq \Delta x / [u + \sqrt{(gy)}] \quad (7.9)$$

式中 Δx 为距离的增量。Yevjevich 和 Branes (1970), Sivaloganathan (1978) 已讨论过许多种类的显式格式。相反, 隐式格式是不受这个稳定条件的约束, 且自称对大多数洪水演算的应用更为有效。(见 Amein 1968, Amien 和 Fang 1970, Chaudhry 和 Contractor 1973; Halliwell 和 Ahmed 1973; Amein 和 Chu 1975; Price 和 Samuels 1980)。

根据方程 (7.2) 和 (7.6) 的洪水演算模型, 一般地总称为全动力模型。虽然这类模型提供了包括渐变不稳定流的物理过程的综合描述, 但仍然非常需要计算上的技巧。此外, 由于圣维南方程组所固有的假定, 其实际应用受到限制。其中最重要的是 (Yevjevich 1964):

(1) 垂直方向的速度和加速度与水平方向的速度和加速度相比是很小的, 因为流量和水深随时间和距离是逐渐变化的;

(2) 渠道两旁的影响和它们曲率影响可忽略不计;

(3) 垂直方向的速度分布, 是与稳定流和不稳定流相

同的,

(4) 在稳定流和不稳定流情况下,摩擦阻力是相同的。

考虑到天然河流系统的复杂物理性质,就是全动力模型也是限制于长距离河段及河槽不整齐的影响可以包含在一个经验糙率之内的情况。既然方程(7.2)和(7.6)的应用包含有概念性成分,于是就产生了如限制通用性和精度、在大为节省经费且满足实用要求的条件下是否能有一个更为近似的模型等问题。有很多应用的这类模型如 *Weinmann* 和 *Laurenson* (1979) 所指出,它们实际上都是运动波动模型和扩散模拟的变形。7.2节将有详细讨论。

通过水库的洪水波可作为不计楔形蓄水的一个明渠演算中的特例,方程(7.2)和(7.3)简化为入流和出流之差与水库蓄量变化率相等的简化表述。此外,若水库的水面足够水平,则出流流量和蓄量仅与水库水位有关。因此蓄泄关系易于得到,只需要用连续方程由入流过程线推出出流过程。有列表法和图解法。在7.3节叙述。

虽然水库演算很少有数字上的困难,但计算量也是相当大的。特别是在设计初期,要求出口控制性结构物的大小,限制于指定的最大出流洪峰。若出口有多种标高,蓄量也是变化的,因此运算更加复杂。为了在时间和人力花费很小情况下,解决这类问题,研制了许多快速演算方法,也有数字和图解两种方法,这些在7.4节讨论。

7.2 近似演算方法

按照 *Weinmann* 和 *Laurenson* (1979) 近似演算模型,将方程(7.6)变换成水位流量曲线以谢才公式描述在明渠

中的稳定均匀流 Q_n 来说明是最方便的。谢才公式为：

$$Q_n = K\sqrt{(S_0)} \quad (7.10)$$

式中 K 为明渠的过水能力。按推导方程(7.2)和(7.6)的假定，同一水深的不稳定流的流量为

$$Q = K\sqrt{(S_1)} \quad (7.11)$$

方程(7.10)和(7.11)结合在一起成为：

$$Q = Q_n\sqrt{(S_1/S_0)} \quad (7.12)$$

将方程(7.6)中 S_1 代入，对水位流量关系绳套曲线给出一般形式：

$$Q = Q_n\sqrt{\{1 - (1/S_0)(\partial y/\partial x) - (u/gS_0)(\partial u/\partial x) - (1/gS_0)(\partial u/\partial t)\}} \quad (7.13)$$

水位流量关系绳套曲线的形状见图(7.2)。绳套宽度取

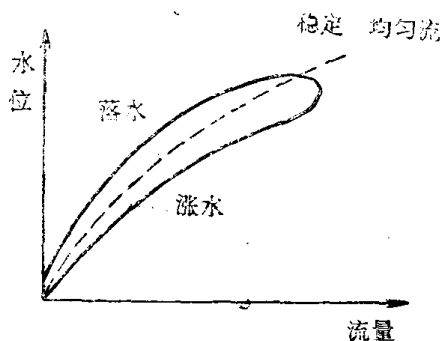


图 7. 2 水位流量关系绳套曲线

决于式(7.13)大括号内的第二、第三和第四项的大小。按保留数目的多少，可有不同的近似模型。特别是，当省略第二、第三、第四项时，导出 $Q = Q_n$ 。就得到单值水位流量关系曲线。方程(7.6)中就成为最简单形式：

$$S_1 = S_0 \quad (7.14)$$

模型可以很方便地用单一方程定义。这个方程可将式(7.2)写成

$$(\partial Q / \partial x) + (\partial A / \partial Q) (\partial Q / \partial t) = 0 \quad (7.15)$$

因为水位流量关系是单一值, $\partial Q / \partial A = dQ / dA$, 因此符合 Kleitz—Seddon 原则 并定义波速或洪水波传播速度为:

$$c = (dQ / dA) = (1 / B) (dQ / dy) \quad (7.16)$$

方程式(7.15)变成:

$$(\partial Q / \partial t) + c (\partial Q / \partial x) = 0 \quad (7.17)$$

方程式(7.17)称为运动波方程(见 Lighthill 和 Whitham, 1955)由式(7.17)所描述的运动波无削减,但要变形并按式(7.16)所给的波速传播。根据式(7.16)建立的所谓运动波模型更为通用,并可应用数值解方法计及削减。对于很简单的几何断面形状,其解析解是可求得的(见 Henderson 和 Wooding 1964)。运动模型在水文流域模型中作为演算中的一个部分而被广泛采用(Wooding, 1965 a、b, 1966; Woolhiser, 1969; Kibler 和 Woolhiser, 1970; Singh 1975, 1976; Sherman 和 Singh, 1976 a、b; Singh 和 Woolhiser, 1976)。

另一组重要的近似模型,称为扩散模拟模型,其特征是在水位流量关系绳套曲线的方程中省略第三、第四项。方程式(7.6)可简化为:

$$(\partial y / \partial x) + S_1 - S_0 = 0 \quad (7.18)$$

若连续方程式(7.2)写成如下形式

$$(\partial Q / \partial x) + B (\partial y / \partial t) = 0 \quad (7.19)$$

对x求导和方程(7.18)对t求导,再合并得:

$$\partial S_1 / \partial t = (1 / B) (\partial^2 Q / \partial x^2) \quad (7.20)$$

方程(7.20)的左边可用方程(7.11)中以明渠过水能力

流量表示摩擦比降来展开。经过一些代数变换后(见 Smith, 1980) 方程 (7.20) 简化为:

$$(\partial Q / \partial t) + c(\partial Q / \partial x) = D(\partial^2 Q / \partial x^2) \quad (7.21)$$

式中 c 是方程 (7.16) 给出的洪水波波速, D 为下式:

$$D = Q / (2BS_f) \quad (7.22)$$

所定义的扩散系数。当应用到洪水演算问题时, 系数 c 说明波的移动, 扩散系数 D 说明波的削减。方程式 (7.21) 可用水流的深度 (Hayami, 1951; Thomas 和 Wormleation, 1970) 以及流量来表示 (Price, 1973; Natural Environment Research Council, 1975)。此外, 这两个系数既可以对一个代表性流量来选择并保持为一个常数 (Hayami, 1951) 也可看作为流量的函数 (Natural Environment Research Council 1975)。

方程 (7.17) 和 (7.21) 可用同一数值方法求解, 如同

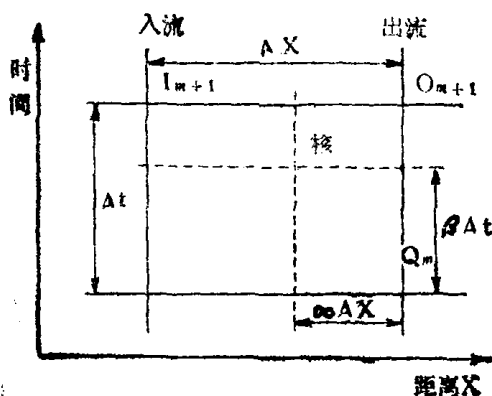


图 7.3 $x-t$ 平面中权重有限差的定义图

应用于全动力模型一样。运用模型作为一个例子, 方程 (7.17) 可用有限差形式表达为:

$$(\Delta Q / \Delta t) + c(\Delta Q / \Delta x) = 0 \quad (7.23)$$

按照 Smith (1980) 在空间和时间方向分别采用权重因子 α 与 β 定义有限差, 如图 7.3 所示。

$$\Delta Q / \Delta t = [\alpha (I_{m+1} - I_m) + (1 - \alpha) (Q_{m+1} - Q_m)] / \Delta t \quad (7.24)$$

$$\Delta Q / \Delta x = [\beta (Q_{m+1} - I_{m+1}) + (1 - \beta) (Q - I_m)] / \Delta x \quad (7.25)$$

式中 I_m 和 Q_m 是在时间步长第 m 点上河长 Δx 的入流和出流。将式 (7.24) (7.25) 代入式 (7.23), 在时间步长第 $m+1$ 点时出流的显式表示成为

$$Q_{m+1} = C_1 I_{m+1} + C_2 I_m + C_3 Q_m \quad (7.26)$$

$$\text{式中 } C_1 = [c\beta \Delta t - \alpha \Delta x] / [c\beta \Delta t + (1 - \alpha) \Delta x] \quad (7.27)$$

$$C_2 = [c(1 - \beta) \Delta t - \alpha \Delta x] / [c\beta \Delta t + (1 - \alpha) \Delta x] \quad (7.28)$$

$$C_3 = [(1 - \alpha) \Delta x - c(1 - \beta) \Delta t] / [c\beta \Delta t + (1 - \alpha) \Delta x] \quad (7.29)$$

与方程 (7.26) 形式恒等的递推关系是称为水文学或蓄量演算模型的另一类洪水演算方法。这些方法不与水流阻力直接结合, 但描述了在河段中蓄量 V 的影响。为了这个目的, 连续方程再写成如下形式:

$$(dV/dt) = I - O \quad (7.30)$$

该式的解要求具有入流出流对蓄量 m 一个表示式。或许后者的最著名的例子来源于美国陆军工程兵团在 1938 年时俄亥俄州马斯京根流域洪水控制工程设计中采用的:

$$V = \omega [\theta I + (1 - \theta) O] \quad (7.31)$$

式中 ω 是蓄量常数, θ 是权重, 其值必须由实测的入流和出流流量过程线来确定。若方程式 (7.30) 用有限差来代替, 则

$$(V_{m+1} - V_m) / \Delta t = [(I_{m+1} + I_m) - (Q_{m+1} + Q_m)] / 2 \quad (7.32)$$

根据方程式(7.31)用入流和出流表示蓄量,对 Q_{m+1} 可得如下方程式

$$Q_{m+1} = C_1' I_{m+1} + C_2' I_m + C_3' Q_m \quad (7.33)$$

式中:

$$C_1' = (\Delta t - 2\omega\theta) / (2\omega(1-\theta) + \Delta t) \quad (7.34)$$

$$C_2' = (\Delta t + 2\omega\theta) / (2\omega(1-\theta) + \Delta t) \quad (7.35)$$

$$C_3' = (2\omega(1-\theta) - \Delta t) / (2\omega(1-\theta) + \Delta t) \quad (7.36)$$

方程式(7.33)~(7.36)构成马斯京根洪水演算法。方程式(7.26)与(7.33)系数间的比较立即可证明当 $\alpha = 0$, $\beta = 0.5$ 和 $\omega = \Delta x/c$ 时,方程式(7.27)~(7.29)与方程式(7.34)~(7.36)是恒等的。因此马斯京根法是运动模型的一个特例。

从实测的流量过程线确定合适的 ω 和 θ 值,习惯用的方法包括试凑法。该法假定一个 θ 值,作为每一段 m 的加权流量 $\theta I_m + (1-\theta)Q_m$ 与蓄量的关系图。实际上,每一时段蓄量的变化是从式(7.32)计算的,对连续时段就是累计蓄量变化量。蓄量和加权流量的一般图式呈绳套形。然后调整 θ 值,使绳套宽度最小。 ω 是经过每点拟合最佳直线的坡度。严格地说,这条直线应通过该图原点的。在某些情况下,用上述方法特别困难,这是由于加权流量与蓄量的图形呈绳套的关系。然而由Gill(1978)提出更加客观的方法是直接计算 θ 和 ω 的最优值(在最小平方含义上)。

方程式(7.31)所表示的 V 是绝对值。实用上计算的蓄量是相对值,更为好的方程式一般形式是

$$V = \omega [\theta I + (1-\theta)O] + \varepsilon \quad (7.37)$$

式中 ε 为相对蓄量与绝对蓄量之差,记

$$E = \omega \theta \quad (7.38)$$

$$F = \omega (1 - \theta) \quad (7.39)$$

方程式 (7.37) 可简化为

$$V = EI + FO + \varepsilon \quad (7.40)$$

因此, 由极小化加权流量与蓄量间绳套宽度来确定 E 、 F 和 ε 值。由下式

$$\sigma_m = V_m - [EI_m + FO_m + \varepsilon] \quad (7.41)$$

表示成为另一种形式, 搜索 E 、 F 值, 使 σ_m^2 平方和最小。应用标准的最小平方方法, 得到以下标准方程组:

$$\sum V - E \sum I - F \sum O - n\varepsilon = 0 \quad (7.42)$$

$$\sum VI - E \sum I^2 - F \sum IO - \varepsilon \sum I = 0 \quad (7.43)$$

$$\sum VO - E \sum IO - F \sum O^2 - \varepsilon \sum O = 0 \quad (7.44)$$

式中是对 V 、 I 、 O 的 n 个值求和。如果由方程组 (7.42) ~ (7.44) 解出 E 、 F 、和 ε 值, 则有

$$\omega = E + F \quad (7.45)$$

$$\theta = E/\omega \quad (7.46)$$

在爪哇中北部的 *Kali Pemali* 河上, 发生于1979年3月的一次洪水, 应用这个方法的结果如图7.4所示。上游站 (*Rengaspenuawa*) 和下游站 (*Brebes*) 相隔大约14公里。原方程 (7.34) ~ (7.36) 取 $\omega = 4.036$ 和 $\theta = 0.164$, 应用方程 (7.33) 计算的 *Brebes* 流量过程线与实测过程线拟合得很好, 如图7.4所示。Stephenson (1979) 曾提出用数学规划技术确定系数 θ 和 ω 最优值的更为精确的方法。

图7.4作为一个例子说明了尽管运动模型和马斯京根法假定水位流量关系为单值, 后者仍能模拟洪水波的削减。图中明显的偏离可直接归因于在连续方程中用有限差代入偏微分方程的结果。正如Gunge (1969) 和Smith (1980) 所证

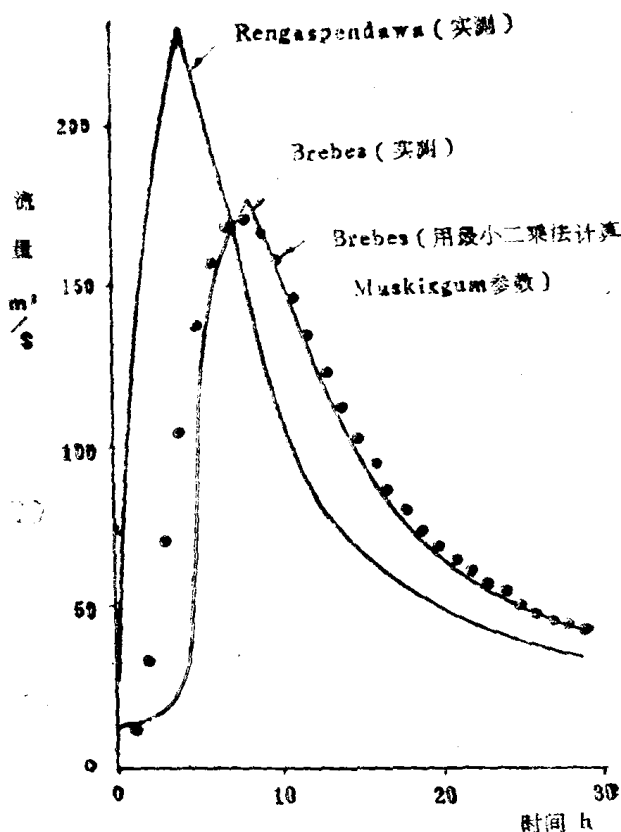


图 7.4 用马斯京根法演算Kali Pemli河
1979年3月26—27日的洪水

明，有限差分法以人为的削减水流形式将误差引入原始方程的解析解中，以及修正了洪水波波速。在网格中心以泰勒级数展开每一个有限差分项，以微分方程来计算（见图7.3），这些作者还证明方程（7.33）是对流扩散方程（7.21）以及运动波方程（7.17）的有限差分近似。Koussis（1978）提出

同样结果的另一种证明，它采用方程式(7.30)和(7.31)式代替数字解。它是根据出流流量展开为 x 的泰勒级数来求解的，即：

$$O = I + \Delta x I' + (\Delta x^2/2) I'' + \dots \quad (7.47)$$

式中， I' 和 I'' 为河长 Δx 的入流流量的一阶二阶导数。将此式代入(7.30)和(7.31)并对时间求微分。这样得出的 dV/dt 两个式子是相等的。再经方程(7.16)和(7.17)式某些代数变换后，有：

$$\begin{aligned} (\partial Q / \partial t) + (\Delta x / \omega) (\partial Q / \partial x) = [\Delta x (1 - \theta) \\ (-c \Delta x^2 / 2 \omega)] (\partial^2 Q / \partial x^2) \end{aligned} \quad (7.48)$$

式中用通用的符号 Q 代替入流流量。方程式(7.48)具有对流扩散方程(7.21)的一般形式。此外，使诸系数相等，则对常数 ω 和权重 θ ，可得到以下表示式：

$$\omega = \Delta x / c \quad (7.49)$$

$$\theta = [1 - (Q / BS_0 c \Delta x)] / 2 \quad (7.50)$$

由Cunge (1969)导出的方程(7.49)和(7.50)对于可能从河段的物理特性和代表流量的波速来计算马斯京根系数来说是特别重要的。这个方法已成为著名的马斯京根—孔奇法(Muskingum—Cunge)。它已由Price (1978)和自然环境研究委员会(Natural Environment Research Council, 1975)应用于联合王国的洪水演算问题中。变量参数的马斯京根—孔奇法，已由Price (1978)与Ponce和Yevjevich (1978)叙述。

如上所述，马斯京根和马斯京根—孔奇法，当给定 Δt 和河段长度时，包括估计系数 ω 和 θ ，要求演算一条入流过程线(在方程式(7.49)和(7.50)，河段 L 假定按空间比例等于 Δx)。换句话说，系数中一个(或二个)可

以指定, 对于有限差分图, 河段长或时间和空间比例可以估计。例如在 Kalinin—Miljukov 法 (Cooge, 1973). 令 θ 等于零, 所研究的河段长划分为特征河长, 它的每一段看成为一个线性储蓄元。在这些条件下, 由方程式 (7.50) 每个子河段长 Δx , 可由下式表示:

$$\Delta x = Q / (BS_1 c) \quad (7.51)$$

Ponce (1979) 建议另一种简化演算方法, 其中令 θ 等于零, 蓄量常数 ω 与时间步长 Δt 相等。方程式 (7.34) ~ (7.36) 可简化为:

$$C_1' = C_2' = C' = \frac{1}{3} \quad (7.52)$$

另外, 每个子河段长由方程 (7.51) 给出。假定所研究的河段, 流量和断面面积的关系可由下式表示:

$$Q = aA^b \quad (7.53)$$

式中 a 和 b 为常数。波速由方程 (7.16) 计算。

$$c = bQ/A \quad (7.54)$$

将式 (7.54) 代入式 (7.51) 和式 (7.49) 则有

$$\Delta x = A / (bS_1 B) \quad (7.55)$$

$$\Delta t = A^{2-b} / (S_1 B a b^2) \quad (7.56)$$

因此式 (7.55) 及式 (7.56), 可用以计算所求的空间及时间比例。给定有代表性的流量 A 和 B 值, 方程 (7.53) 中的流量—面积关系及摩擦坡度。然后在入流过程线上按每隔 Δt 淡出纵标值, 再经 $L/\Delta x$ 次演算, 应用递推关系

$$O_{m+1} = (I_{m+1} + I_m + O_m) / 3 \quad (7.57)$$

以求得所要求的出流过程线。Jone (1981) 提出了如何选择 Δx 和 Δt 以保证应用马斯京根—坎奇法获得最精确结果的一般性指导。

7.3 水库调洪演算的完全方法

如7.1节所指出的,水库演算可认为是明渠洪水演算中一种特殊情况。由于蓄量仅是水库流量的函数,水库演算的解可大为简化。后者的条件是来自水库蓄量和出流量是水位函数,以及假定水库水面保持足够的水平。描述水库演算,常用术语‘水平水池演算’,以强调本节中所叙述标准方法中这种假定的重要性。

水库及蓄洪水池可大致分为河上型及河外型两种。前者在晴天,水流经过蓄水区,而后者的蓄水是分流的。下面所述方法专用于河上水库,且在出口处仅有单一的控制结构。相反,河外型水库一般都具有控制性结构以调节入流和出流。许多情况下,在河道上没有第三种建筑,使水流在入口至水库出口之间可以分流。河外型水库可以方便地延用河上水库所用的演算方法,依其库址的情况而定。

由于水库的蓄量关系具有很高的非线性,完整的演算方法根据式(7.32)连续方程的有限差分,在入流过程线上每隔相等 Δt 时间上取一系列纵标值 I_m 。重写方程式(7.32),将已知项移到左边,则有

$$\begin{aligned} (I_m + I_{m+1})/2 + [(V_m/\Delta t) - (O_m/2)] \\ = [(V_{m+1}/\Delta t) + (O_{m+1}/2)] \end{aligned} \quad (7.58)$$

因此,演算方法将已知 I_m, I_{m+1}, V_m 和 O_m 代入式(7.58),得到 $(V_{m+1}/\Delta t) + (O_{m+1}/2)$,再用该库的库容—流量关系,求得 O_{m+1} 值。一个完全出流过程线是式(7.58)用图解法或列表法重复递推求解得到的。用一个实例很易说明这个方法的应用。

表7. 1

表解法水库演算

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
时 间	I 米 ³ /秒	$\frac{I_m + I_{m+1}}{2}$	O 米 ³ /秒	$\frac{V_m - O_m}{\Delta t} - \frac{O_m}{2}$	$\frac{V_{m+1} + O_{m+1}}{\Delta t} + \frac{O_{m+1}}{2}$
0.0	0.41	0.48	0.022	0.44	0.92
0.5	0.54	0.74	0.05	0.87	1.61
1.0	0.94	1.31	0.10	1.51	2.82
1.5	1.68	2.26	0.19	2.63	4.88
2.0	2.82	3.80	0.37	4.51	8.31
2.5	4.77	6.54	0.70	7.61	14.15
3.0	8.31	10.68	1.32	12.83	23.51
3.5	13.04	15.26	2.41	21.10	36.36
4.0	17.48	18.69	4.05	32.31	51.27
4.5	20.44	21.02	6.10	45.17	66.19
5.0	21.60	21.32	8.27	57.92	79.24
5.5	21.03	20.19	10.25	68.99	89.18
6.0	19.34	18.14	11.79	77.39	95.53
6.5	16.93	15.53	12.80	82.73	98.26
7.0	14.13	12.80	13.23	85.03	97.83
7.5	11.46	10.26	13.16	84.67	94.93
8.0	9.06	8.08	12.70	82.23	90.31
8.5	7.09	6.32	11.97	78.34	84.66
9.0	5.54	4.95	11.09	73.57	78.52
9.5	4.35	3.90	10.14	68.38	72.28
10.0	3.45	3.11	9.19	63.09	66.20
10.5	2.76				

表 7.1 说明了列表法的应用, 用它来演算经过一长约 0.95 米、流量系数为 2.1 的宽顶堰有控制河上型水库的入流过程。过堰水位流量关系为

$$O = 8.30h^{1.5}$$

式中 h 是堰顶水头 (米), 出流流量以米³/秒计。当库容—高程曲线相结合时, 有

$$V = 112000h^{1.25}$$

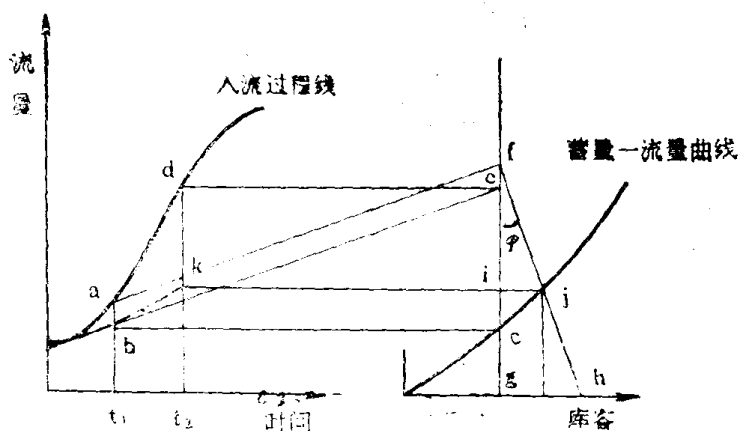
式中蓄量 V 以米³计, 可得到以下蓄量—流量关系

$$V = 19337O^{0.83}$$

入流过程线的流量填入表 7.1 中第二行, 其相应的时间填入第一行。在本例 Δt 比取 1800 秒。第三行各值为第二行中相邻时段连续平均值。出流过程的各时段流量值如第四行所示。为了进行初始演算, 必须给定第一个流量值。入流洪峰的 0.1% 值可作为合理初始值。

给定 O_1 , 可计算 $(V_1/\Delta t) - (O_1/2)$ 项 (与 Δt 相一致单位), 并填入第五行。第三行和第五行就是方程 (7.58) 左边的二项。其和与 $(V_2/\Delta t) + (O_2/2)$ 相等, 填入第六行。用库容—流量关系事先作好出流量与 $(V/\Delta t) + (O/2)$ 变化的独立曲线。 O_2 值填入第四行的下一时段中。在上时段第六行 $(V/\Delta t) + (O/2)$ 值减去新的出流量, 可得 $(V/\Delta t) - (O/2)$ 值, 这样重复运算下去。

此外, 上述例子也可用图解法而不用列表法。虽然由 Blackmore (1952) 所提出的 “Z” 图解法是一种更为严格的表达形式, 但 Sorensen (1952) 提出的图解法使用最为广泛 (见 Cornish 1974)。在 Sorensen 法中入流过程线和库容—流量关系以相同的比例的流量坐标并排地点绘在一张大纸上, 如图 7.5 所示。其出流过程按以下步骤作图。



7.5 图解演算法

(I) 在入流过程线的起涨段开始不久取时间 t_1 ，作垂直线与入流过程线相交于 a ，该点流量为 I_1 。

(II) 在 t_1 ，假定一个小于 I_1 的起始出流量 O_1 ，如图所给的 b ；相应 O_1 的库容 V_1 作平行 t 轴的直线 bc ，与库容—流量关系的流量轴相交得 c 。

(III) 在 t_1 后的一个合适时段处 t_2 ，作垂直线与入流过程线相交于 d ，该点流量为 I_2 ；作平行时间轴直线 de ，在 e 点过 c 点作库容轴的垂直线。

(IV) 连结 be ，过点 a 作平行于 be 的直线且与过 c 点的垂直线相交于 f 。

(V) 设经 c 点垂直线与库容轴相交点 g ，并在库容轴上有一点 h ，其 $gh = (t_2 - t_1)(fg/2)$ ，即角 $\phi = \tan^{-1} 0.5(t_2 - t_1)$ 。

(VI) 从库容流量曲线与 fh 相交于 i 点，作平行于时间轴与库容的平行线 k ，并与经 d 的垂直线相交于 k ；在 t_2 时刻， k 点所给出的就是所要求的出流流量值 O_2 。

(Ⅶ)重复(Ⅱ)到(Ⅵ)各步,以得到出流过程线上更多的点。

有关(Ⅴ)步中的作图方法,可从图7.5证明,

$$fg = ge + ef = I_2 + (I_1 - O_1)$$

由作图关系,有 $jl = 0.5\Delta t/l$, 式中 $\Delta t = t_2 - t_1$ 。

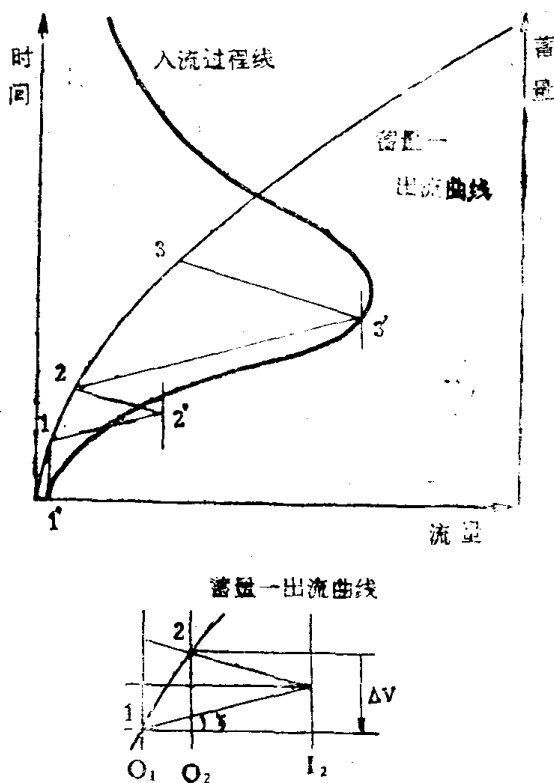


图 7. 6 Blackmore 图解演算法

因 $fc = fg - gl$ 所以

$$jl = 0.5\Delta t (I_1 + I_2 - O_1 - O_2)$$

因为 $jc = V_2 - V_1$, 重新整理方程, 给出

$$(I_1 + I_2) / 2 = (O_1 + O_2) / 2 + (V_2 - V_1) / \Delta t$$

它在形式上与由方程 (7.32) 和 (7.58) 所给出的连续方程是等效的。

由 Blackmore (1952) 所建议的 ‘Z’ 作图法和 Scrensen 法差别在于将入流过程线转动 90° ，并叠加在库容——流量曲线上，如图 7.6 所示。从初始入流流量点 $1'$ 处作垂直线与库容——流量曲线相交于 1。从点 1 作夹角 $\tan^{-1}(\Delta t / 2)$ 的直线， Δt 为演算的时间间隔，直线与入流过程线在第一时段末过点 $2'$ 的垂直线相交。从第二个交点作相同角度反向的一条直线，它与库容——流量曲线相交于 2，该点是第一时段末出流过程线的流量。如此反复作图，就得出流过程线上更多的流量。

可用图 7.6 插图中更详细的表示 “Z” 直线的几何关系。在此图中，有

$$V_2 - V_1 = \Delta V = (I_2 - O_1) \cdot \tan \xi + (I_1 - O_2) \cdot \tan \xi$$

及

$$\tan \xi = \Delta V / (2 I_2 - O_1 - O_2)$$

但， $\tan \xi$ 表示式中分母等于第二时段出流量和平均出流量之差的两倍，它相当于库容变化率的两倍 $2 \Delta V / \Delta t$ ，因此角 ξ 的正切是 $\Delta t / 2$ ，这与作图时的假定是相等的。

7.4 水库调洪演算的快速方法

水库演算快速技术主要的意图是在设计初期为筛选方案提供快速而经济的方法。不象在 7.3 节所叙述的完全演算法，给定可能的库容时，快速法仅能估计出流的洪峰流量，或达到预先给定入库洪峰的削减水平所要求的蓄量估计。一

且设计方案减少到二个或可能三个时, 最终的选择仍要用完全演算法作更详细的计算。

大多数快速演算法用几何图形, 例如三角形(Wyoff和Singh, 1966, Colombi和Hall, 1977或梯形(West, 1974)或数学函数如伽玛函数分布(Sarginson 1973), 以近似代表入流过程线的形状。利用三角形或梯形图形, 入流洪峰和出流洪峰间的关系以及动蓄量直接用近似的方法求解。对数学函数形式, 其函数形式允许演算用无因次微分方程式。于是这个方程可用列表法数字法求解或直接由函数图形计算得到最大出流量(或蓄水总量)。这个方法可由一个概化和简化了的Saringison法作例证, 其中蓄水量和水库的出流量是用出口控制设备上水头的简单指数函数表示的(Hall和Hockin 1980)。

Mitchell(1962)用三参数伽玛分布近似地表示水库出流流量随时间的逐段变化。他用相同的函数描述入流过程线的形状:

$$I = I_0 (t/\gamma)^m \exp(-t/\gamma) \quad (7.59)$$

式中 I 为 t 时刻入流流量, I_0 、 γ 和 m 为函数的参数。

式(7.59)对时间 t 求微分, 并使其等于零, 它表示在入流过程线上达到洪峰时间 T_p 。即

$$T_p = \gamma m \quad (7.60)$$

将 T_p 代入方程(7.59), 洪峰流量为:

$$I_p = I_0 m^m \exp(-m) \quad (7.61)$$

从方程式(7.59)和(7.61)中消去 I_0 , 可提供用函数形式表示的入流过程线另一表达式:

$$I = I_p [t/\gamma(m)]^m \exp[m - (t/\gamma)] \quad (7.62)$$

除了用方程式(7.62)描述入流过程线的形状以外, 水库

库容随高出出口控制水面的高度 h 而变化, 可假定为以下形式:

$$V = V_0 h^n \quad (7.63)$$

式中, V_0 为常数, n 为指数。 V_0 是出口控制水面高度 h 为 1 米时的库容。为了得到该水库的蓄量——流量关系, 假定出口控制水位流量关系可用下式表示:

$$O = kh^r \quad (7.64)$$

式中 O 为出口流量, k 为常数, r 为指数。将 (7.64) 式 h 代入 (7.63) 即可给出要求的蓄量——流量关系

$$V = V_0 (O/K)^{n/r} \quad (7.65)$$

记 $u = n/r$, $C = V_0/k^u$, 上式可简化为给定“非线性水库”方程

$$V = CO^u \quad (7.66)$$

现在将入流、出流和水库蓄量变化率由连续方程联系起来。由方程式 (7.62) 代替 I , 从方程式 (7.66) 计算 dV/dt , 可导出如下表示式。

$$(O + vCO^{u-1})dO/dt = I_s [t/\gamma m]^m \exp[m - (t/\gamma)] \quad (7.67)$$

将五个常数和二个变量结合为因次组:

$$X = t/\gamma, \quad Z = O/I_s, \quad \Omega = CI_s^{u-1}/\gamma$$

使方程进一步简化, 代入方程 (7.67) 有

$$(Z + V)\Omega Z^{u-1} \frac{dZ}{dX} = (X/m)^m \exp(m - X) \quad (7.68)$$

这个非线性微分方程可用数字计算机解出出流过程线为入流过程线洪峰的比例数。在 $V = 1$ (相当于一个线性蓄量——流量关系) 这个特殊情况下, 方程 (7.68) 是有分析解的。

然而 Z 表示式包含了不完全伽玛函数, 这种情况的数字解并不比方程式 (7.68) 简单。

当用于水库设计时, 仅要求出流洪峰流量 Q_p , 因为最大水头和最大蓄量可以由 Q_p 分别转化到方程式 (7.64) 和 (7.36) 求得。可以对一组变量 Ω 、 m 、和 v 求方程 (7.68) 的解。这在实际中是常遇到的。在最大的 Z 时, 流量削减率

$$R_i = O_p / I_p \quad (7.69)$$

R_i 可用各种 Ω 值、 V 为常数值与 m 作一组曲线来表示。Hall 和 Hockin (1980) 已提的这种图形的综合曲线。

为了得到出流过程线到达洪峰时间 t_p , 注意当 $t = t_p$ 时 $i = O_p$, (7.69) 式可以展开。用式 (7.59) 并定义时间比 $R_t = t_p / T_p$, 方程式 (7.69) 经过一些简化, 可得

$$R_i^{-1/m} = R_t \exp(1 - R_t) \quad (7.70)$$

得到 R_i 后, 时间比 t_p , 可以 R_t 与 $R_t \exp(1 - R_t)$ 的关系曲线中求解。

用这一种数字快速演算法于设计问题时, 要求有对入流过程线拟合方程 (7.62) 的技术及从测站得到的信息来拟合方程 (7.63) 的方法。用伽玛分布拟合入流过程线现有的几种技术中, 由 Sarginson (1969) 所描述的三点法具有与快速演算法简单相称的优点。在这个方法中, 洪峰流量 I_p 及 0.5 和 1.5 倍于“到峰现”时刻处所对应的流量 I_1 、 I_2 , 可从入流过程线图上得到, 并用下述方程解出 m

$$I_p^2 / (I_1 I_2) = (4/3) m \quad (7.71)$$

当给定这种 m 值后, γ 可以方程 (7.60) 计算。

关于蓄量——高程关系, 控制口堰顶以上的不同高度水面积可用库址地形图用求积仪量得。蓄量例如用棱柱形估算。在双对数纸上蓄量的坡度与高程的关系决定了指数 n ,

当 $h = 1$ 时 V_1 可从图上直接读得。

虽然，方程式 (7.68) 的推求有点花费时间，但它在演算具有指定的蓄量——流量关系线和数字解的精度范围内，能为拟合的伽玛分布提供水库演算的‘精确’解。这些函数无更近似的假定。相反，快速演算法假定入流流量过程线形状的几何近似，也就假定出流过程线的涨水段是线性的。快速演算法的一个典型例子是由 West (1974) 建议的，其中入

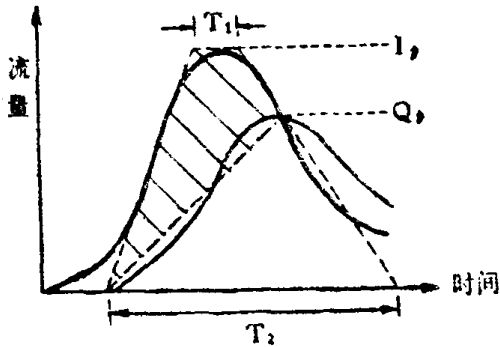


图 7. 7 快速图解法用梯形近似表示入流过程线

流过程线用一个梯形近似，如图7.7。其蓄量为

$$V = I_1 (T_1 + T_2) / 2 - Q, T_2 / 2 \quad (7.72)$$

用该 V 值，由式 (7.63) 可反求出口控制上的最大水头为

$$h_p = (V_f / V_0)^{1/n} \quad (7.73)$$

给定 Q 和 h_p ，可用方程 (7.64) 反求 k 值计算出口断面的尺寸。

另外，如果要求相应于给定库容的削减系数，方程 (7.72) 可重新排列为

$$Q_p = I_1 [1 + (T_1 / T_2)] - 2V / T_2 \quad (7.74)$$

给定 V ，可从方程 (7.73) 求得 h_p 。控制口断面的尺寸也可从方程 (7.64) 求得。

第三篇 城市地区的水文学问题

第八章 城市化对水文的影响

8.1 引言

城市排水系统的主要功能是尽可能迅速而有效地从建筑密集区排出地表水。分流制雨水沟管通常建造成使雨水就近排入当地河道。合流制下水管道系统通常具备溢流设施，用以限制输送至当地污水处理厂的水量。由于溢流出来的雨水也就近排入河道，因此，从水量角度而言，合流制排水系统对于流域流态的影响与分流制排水系统实际上是相同的。不透水面积增加和敷设排水管道，引起径流量增加，峰现时间提前和增多洪峰流量的发生频次，又造成了市区以外下游河道洪水泛滥问题。在许多情况下，城市发展有侵占当地河道洪水滩地的趋势，减少了河滩储洪容量，更加剧了上述问题。

直到近些年，才通过设置分洪渠道，防洪堤和储洪池塘一类的工程措施，探寻解决下游地区洪水泛滥问题的途径。但现在一些国家，尤其是美国，已经日益广泛地采用包括土地利用控制和洪水保险在内的各种非工程性措施，以尽量节省修建城市防洪工程所需的巨大投资。

但是，就水文学观点而言，非工程性方案与所避免采用的工程设计一样，都需要估计相应于不同重现期的洪水。确实，对于象洪水保险一类非工程性方案，需要小概率洪水泛滥范畴的知识，其水文和水力学分析可能超过象简单的河道拓宽工程所涉及的有关内容。

由于正在城市化流域的径流和降雨资料短缺，直到最近

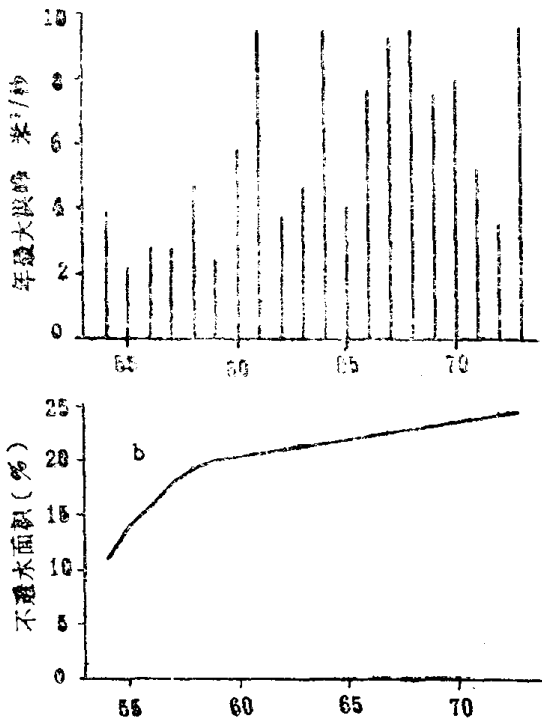


图 8.1 Crawlers 溪 Hazelwick Roundabout
站1954—1973

最大洪峰与不透水面积百分比

几年，流域的洪水估计方法进展仍然受到很大阻碍。即使降雨和径流资料可以得到，流域本身的改变也需要采用军事测绘

地图或不同时期的空中摄影以至卫星图来确定 (Jackson 等 1977)。甚至当土地利用的变化和流态改变已经定性认识, 它们的关系也可能并不是立即明了的。例如图 8.1 (a) 表示 Crawlers 河 Hazelwick Roundabout 站年最大洪峰流量, 这是位于包括部分 Crawley 新城在内的英格兰西南部一个面积是为 4.7 平方公里的小流域; 图 8.1 (b) 描绘了城市化进展过程中观测到的不透水面积增长情况。当不透水面积超过流域面积的 20%, 后半期的较大年最大洪峰流量显然变得密集。但是, 这种表面上的关系并未考虑气候变化, 气候变化可以解释观测期间暴雨量和频次不同的原因。这种表面上的关系也未考虑集水区域内除不透水面积增加以外的其他原因所造成的影响。因此, 对于正在城市化流域研究的一个先决条件是采用某些方法由已有资料说明流态变化的显著程度, 具体内容将在 8.2 节讨论。关于正在城市化流域洪峰流量估算方法和设计洪水过程线推算两部分内容, 分别在 8.3 和 8.4 节论述,

8.2 流态变化的测定

尽管在一个流域内, 城市化造成的物理变化是十分明显的, 但流态改变则不易察觉。径流量增加和某些量级的流量重现期变短, 这本身就说明用来描述河川径流各种性质的频率分布统计特征发生了变化, 其变化的程度可以通过显著性检验或双累积曲线分析方法来估计。在大部分情况下, 发现研究流域的年径流量一般能有效地反映各种变化的程度和趋势。

为了进行显著性检验, 年径流量系列被划分成容量为 n_1 (城市发展前) 和 n_2 (城市发展后) 的两个不重叠子系列, 并分别计算出它们的均值 m_1 和 m_2 , 均方差 s_1 和 s_2 。首先, 对

方差进行方差比检验或F检验。计算检验统计量

$$F = s_1^2 / s_2^2, s_1^2 > s_2^2 \quad (8.1)$$

并与F分布表中置信水平为 $\alpha/2$ 、自由度为 $n_1 - 1$ 和 $n_2 - 1$ 的F值比较。在大部分实用中, α 值采用5%比较适当。一般统计教科书和手册中都附有这类统计表, 例如Crow等人的著作(1960)。如果F的计算值超过表列数值, 则拒绝关于 s_1^2 与 s_2^2 为相同总体方差估计量的零假设; 反之, 如果计算值小于表列数值, 则接受零假设, 然后采用下式得出方差的一个合并估计量

$$s^2 = [(n_1 - 1)s_1^2 + (n_2 - 1)s_2^2] / (n_1 + n_2 - 2) \quad (8.2)$$

对合并估计量需进行第二次显著性检验, 称为t检验, 它适用于对两个子系列的均值检验。计算检验统计量

$$t = |(m_1 - m_2)| / [s\sqrt{(1/n_1 + 1/n_2)}] \quad (8.3)$$

并与t分布表中置信度为 $\alpha/2$, 自由度为 $n_1 + n_2 - 2$ 的t值比较。若计算值超过表列数值, 则拒绝关于 m_1 和 m_2 是同一总体均值估计量的零假设。

利用Sawyer(1963)统计出的纽约长岛的东密多溪流

时 期	年 数	平均径流深(毫米)	均方差(毫米)
1938—1951	14	181	33
1952—1960	9	214	30

域的年径流系列表, 可以方便地说明上述检验方法。该流域自1952年以来经历了剧烈的城市化进程, 可把搜集到的径流资料划分成城市化开始之前14年(1938—1951)和开始城市化后9年(1952—1960)的两个子系列, 这两个时期的

均值和均方差计算结果如上页表所示在方差比检验中, 统计量 F 的计算值为1.21。与之比较, F 分布表中置信度为2.5%, 自由度为13和8的 F 值是4.18。因此接受关于两个方差是同一总体方差估计量的零假设。采用式(8.2)可得到方差合并估计量为1017平方毫米, 由此可以计算出统计量 t 为2.13。由于 t 分布表中置信度为2.5%, 自由度为21的 t 值是2.09, 因此, 第二次检验足以怀疑两个子系列均值是同一总体均值估计量的零假设。在得出一个确切结论前, 应该采用更长的系列反复进行检验。

除了显著性统计检验, 双累积曲线分析也可以用作判断径流时间序列的径流特征是否发生变化的方法。这可把同期的检验变量累积值和参证变量累积值对应地点绘在图上, 如果这些数值间是成比例的, 则可以描绘成一条直线。倘若直线的斜率发生转折, 表明变量间的比例改变或全部累积增量的比例不是常数。忽略后者发生改变的可能性, 则直线斜率的转折说明在这一时期内径流特征发生了变化。

在采用实际水文时间序列作为检验变量和参证变量时, 遇到的主要困难之一是判明哪一种资料造成曲线斜率的变化。为了避免得出不确定的结果, 可把几个同期数据组的平均值作为参证变量, 这种方法广泛地用于降雨资料一致性检验(例如, 参看Kohler, 1949)。不管怎样, 双累积曲线分析法所依据的检验变量 y 和参证变量 x 之间应满足恒定的比率:

$$y = cx, \quad y = c(x - a), \quad (y - b) = cx$$

但是, 如果一组资料是径流, 另一组是降雨, 则这种关系式少很得到应用。Searcy和Hardison(1960)提出一个用于这类情况的修正程序, 概述如下:

(1) 将检验变量(径流量)按发生的先后次序列入表格,

并列 出按数值大小排列的相应秩号；

(2) 将参证变量(降雨量)按发生的先后次序列入表格，并列 出按数值大小的相应秩号；

(3) 计算两个序列同年秩号之差的平方和；

(4) 计算“有效降雨量”，其值等于当年与前几年降雨量的滑动加权平均值，权重和为1。同样地列出按数值大小的相应秩号；

(5) 采用不同的权重，重复步骤(3)和(4)直到平方和达最小；

(6) 建立径流量倚由所选用权重所定义的有效降雨量的线性回归方程；

(7) 利用从回归方程中得出的径流估计量作为参证变量，用来检验实测径流时间序列。

在解释双累积曲线分析结果时，应记住由于水文数据内在的易变性，有时可以导致斜率假转折。因此，应该忽略持续时间少于五年的变化。倘若检验变量与参证变量之间满足恒定比率基本假定时，双累积曲线分析法就能够提供具有指示性的结果。*Franke*(1968)、*Garber*与*Sulam*(1976)把这一方法应用于纽约长岛一个迅速城市化地区，以估价修建雨水下水道系统和敷设通往污水处理厂的污水管道对地下水面的影响。*Harris*与*Rantz*(1964)也采用双累积曲线分析法检验加利福尼亚州一条季节性河流集水区域内城市发展所起引的流态改变。

当需要处理大量的数据组时，如果没有数值计算机辅助，进行双累积曲线分析可能是很繁冗的。*Singh*(1968)、*Chang*与*Lee*(1974)提出了一些可以通过分析者最小干预来应用的有效计算方法。

8.3 洪峰频率分布的变化

对实测洪峰样本进行频率曲线拟合已在第五章讨论过。不管选择何种标准统计分布,都假定实测洪峰流量系列为一致性数据的集合并且不受外界条件的影响。但是,在经历着城市发展的流域,这一条件显然是不存在的。除非城市化进程历时很短,流域内城市发展前后资料可以分成两个有区别的数据组处理,否则就需采用某种方法把实测洪峰流量资料转换成标准流域状态下的结果。*James*(1965)、*Gundlach*(1978)、*Beard*与*Chang*(1979)等几位作者主张采用确定性模拟作为解决上述问题的方法。

按照这种方法,可采用一个发展状态一直不变流域的雨量和流量资料来建立降雨径流模型。一旦人工计算出的流量过程与实测流量过程已经吻合较佳,就可以通过改变模型参数来反映城市发展的影响。然后通过这种模型,利用历年降雨资料人工生成一系列反映城市发展不同阶段径流情况的流量过程线,经过对每一人工生成时间序例所提出的洪峰流量系列进行分析,得出其频率分布,从而可以估计出不同重现期的洪峰流量变化。

James(1965)应用上述程序作出了一组曲线图,图中给定重现期的洪峰流量大小与流域内已经城市化面积百分比和经过治理河道百分比有关。具体来说,他是针对加利福尼亚一个113平方公里集水面积,采用经过变形的斯坦福流域模型(参看*Crawford*与*Linsley*, 1966)得出的结果。虽然,*Gundlach*(1978)、*Beard*与*Chang*(1979)所采用的模型在形式上更为简单,并且以单位线作为基础,但在应用时仍然要

受相似的评议。第一,在建立模型时,计算出的径流量必须与实测径流量令人信服地吻合;第二,为了模拟城市发展影响,可加以变动的模型参数必须具有相应的物理意义,而不是仅具有传统的曲线拟合方法中系数那样的数学意义。随着模型复杂化,例如James(1965)所采用的模型,模型参数之间相互作用可能与探寻物理解释的难题混在一起。对于较简单的模型,模型参数与流域特性的相互关系也许不能足够精细地捕获流态的细微变化。在证明这类确定性模拟方法有效性方面,仍然存在许多尚须努力的工作。

另一受到格外注意的估价城市化造成洪峰频率分布形式变化的方法,试图在整个区域分析范畴内修正实测洪峰流量。按照这种方法,城市发展对于某一指标洪峰流量如平均年最大洪峰流量的影响,以及对T年重现期洪峰与指标洪峰比率所表示的增长指数的影响,将分别予以研究。

Carter(1961)是探讨城市化引起频率分布变化的先行者之一,他提出的基本假定认为日益增加的不透水面积与排水系统扩大造成的影响可以分开考虑。不透水面积影响可以借助于不透水性系数CIM来表征,CIM是基于这样一个前提,即要求天然集水区域产生30%径流,完全不透水区域产生75%径流:

$$\begin{aligned} CIM &= [0.3 + (0.75 - 0.3) IMP / 100] / 0.3 \\ &= 1 + 0.015 IMP \end{aligned} \quad (8.4)$$

式中,IMP是不透水面积百分数。因此,当不透水面积从0变到100%时,CIM在1.0至2.5之间变化。

对下水道系统的流域效应用滞时来刻画,滞时定义为降雨过程形心与径流过程线形心之间的时间间隔。这个参数与流域比即主河长与主河道坡度平方根的比值有关,并对未城

市化(天然)流域,部分采用下水道系统流域和完全下水道系统化城市流域分别导出公式。对于用 $\overline{CIM}$ 校正过不透水面积影响的流域平均年最大洪峰流量 $\overline{Q}$,可由流域面积 A ,滞时 TL 得出:

$$\overline{Q}/CIM = cA^a TL^b \quad (8.5)$$

式中, a 和 b 是指数, c 是常数,它们由多元线性回归分析得出。

Martens (1968) 和Anderson (1970) 也采用这种估计城市化流域年平均最大洪峰流量的研究途径,并且把分析范围扩大到较高重现期的洪峰研究。在每一项研究中,增长指数 $R = Q(T)/\overline{Q}$ 。这里, $Q(T)$ 是具有 T 年重现期的洪峰流量。对于不存在城市发展的情况,可由研究地区天然集水面积的年最大洪峰流量系列得出;对于完全不透水域,其增长指数假定接近降雨的增长指数,可以对一定的历时范围的 T 年重现期降雨深与相应历时的年最大降雨均值和比率求平均得出。若已知天然(未发展)流域增长指数 R_n 和完全不透水集水区域增长指数 R_u ,则相当于不透水面积的 IMP 的增长指数可由下式内插得出:

$$R_1 = [R_n + (2.5R_u - R_n) IMP/100]/CIM \quad (8.6)$$

这种定量研究较高重现期洪峰流量变化的方法,可与Espey和Winslow (1974)提出的方法对比。按照后者的方法,在多元回归分析中是把重现期直到50年的洪峰流量作为因变量,而把流域特征作为自变量,这里的流域特征是指不透水面积百分数以及随河道整治、建造雨水下水管道和河床植物量而变的经验指标。

尽管内插求增长指数的原理是很直观的,但式(8.6)与Hollis (1975)提出的见解相同,即在一般情况下小洪

水，频次多的洪水受城市发展影响比大洪水严重。这是因为重现期较小的降雨，在天然流域被吸收作为土壤有效水分存储，而在城市集水区域则可能在不透水表面产生径流。相反，在较强烈的暴雨期，土壤水分不足部分较迅速地得到满足。天然流域河网扩充，洪水效应变得与城市集水区域相似，由于可能造成最大危险和破坏的罕见大洪水受城市化影响最小，上述结果对洪水控制措施的规划具有独特意义。

正如4.3节所指出，洪水研究报告（*Natural Environment Research Council*, 1975）所提出的不列颠岛地区洪水频率分析中，有六个地区是以六变量方程式为基础的，第七个地区则是基于三变量方程式。仅仅三参数方程式包含有自变量 *URBAN*，*URBAN* 是衡量城市化程度的一种尺度。定义为 1 : 50000 军用测绘地图所标明的流域内已经城市化的那部分面积。后来，水文学会（*Institute of Hydrology*, 1979）提出修正地区分析结果以反映城市发展对于平均年最大洪峰流量大小和增长曲线形状的影响的有关方法。平均年最大洪峰流量的变化可用下式来描述：

$$\bar{Q}_u / \bar{Q}_r = (1 + \text{URBAN})^{2 \text{NC}} \{ [1 + \text{URBAN} (21 / \text{CIND}) - 0.3] \} \quad (8.7)$$

式中，下标 *u* 和 *r* 分别代表城市条件和天然条件；*NC* 是大陆降雨指数，等价于式（3.4）中的指数 *n*；*CIND* 为流域指标，它取决于土壤指标和流域湿度指标，流域湿度指标是年平均雨量的函数。

由于在城市发展的不同阶段，流域长系列径流资料短缺，只能很直观地描述城市化对于增长曲线形状的影响。对已知资料分析表明，城市增长指数和天然增长指数在七年一遇的频率附近是近似相等的，但在重现期较大时 *R_u* 超过

R_r ，并且 $R_u - R_r$ 值随 $URBAN$ 值增大而增加。当重现期达五十年时，可以通过列“等效重现期”表的方法来描述这种变化的程度。据此，对于城市的 T 年一遇洪峰流量的 R_u ，在天然增长曲线上查出其重现期为 T^1 。当重现期超过五十年时，城市 T 年一遇洪峰流量 $Q_u(T)$ 的与天然 T 年一遇洪峰流量 $Q_r(T)$ 比率是假定遵循下式所表示的指数衰减形式：

$$Q_u(T)/Q_r(T) = 1 + B \exp(-ky) \quad (8.8)$$

式中， y 是由式(5.59)给出的极值 I 型标准化变量， k 和 B 均为常数。利用重现期为 6.6 年时的比率（此时， $Q_u(T)/Q_r(T) = \overline{Q}_r/\overline{Q}_u$ ）和重现期为 50 年的比率，通过对各项进行一定的简化和合并，得出 k 和 B 的如下表达式：

$$k = 0.48 \ln[(1 - RMAF)/(G(50) - RMAF)] \quad (8.9)$$

$$B = [(1/RMAF) - 1] \exp(1.8k) \quad (8.10)$$

式中， $RMAF = \overline{Q}_r/\overline{Q}_u$ ； $G(50)$ 是重现期等于 50 年时 R_u/R_r 比率。 T 年重现期的城市增长指数与天然增长指数之间的比率变成：

$$G(T) = RMAF + (1 - RMAF) \exp\{-k(\ln T - 1.8)\} \quad (8.11)$$

式中，采用了近似值 $y = \ln T$ 代替等式(5.59)。当重现期为 T 的天然增长指数已知时，由式(8.11)可得出城市的 T 年一遇洪峰流量。城市平均年洪峰流量可由式(8.7)求出。

8.4 设计洪水过程线的变化

在关于洪水估计方法的第四章讨论中已经注意到，绝大部分实用工程技术是以单位线法作为基础得出设计洪水过程

线的。单位线主要假定之一是时不变假定，即降雨径流关系不随时间而改变。由于正经历着城市化过程，流域降雨径流关系随时间推移将有显著变化。单位线形状预计也会随城市发展过程而发生变化。如果研究流域的径流资料起始于城市化的开始阶段，可以通过对代表城市发展不同阶段典型暴雨

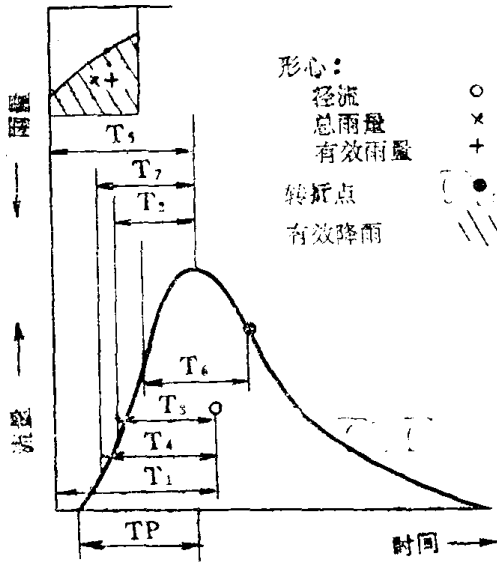


图 8. 2 各种滞时定义解释综合图

的分析来描述洪水特性的变化。然而，为了预估一个没有水文测站流域内城市发展的影响，或估计一个未设站施测的城市集水区域的洪水潜在影响，必须制定一种根据城市发展不同阶段的面积为基础的更具概括性方法。方法包括对每一个施测流域常用降雨时段的单位线推导，选择一定的关键参数以确定单位线形状，以及对这些与流域特性有关的参数进行回归计算。

在这些参数中，滞时是最关键参数之一。关于滞时的定

义,可以包括上涨段历时在内的至少八种解释,如图8.2所描绘。可能,在这些反映流域效应的参数中,最广泛得到应用的是标以 T_2 符号的超渗雨量形心与地表径流过程形心的时间间隔。不过, T_2 、 T_3 和 TP 都用作确定无因次单位线一般形状的尺度参数,并在回归分析中表现为倚包括城市发展程度在内的流域特征而存在的因变量。虽然,在关于城市化对于流域洪水特性影响的很多研究中,这类方法是通用的,但在细节上,尤其是对于无因次单位线的形状,一般都存在差异。

Snyder (1938) 是早期的综合单位线方法创始者之一,这是确定无实测资料地区单位线的一种途径。Snyder应用了美国阿尔巴拉契亚高原资料,对于每一特定流域上已知的典型暴雨,假设滞时 T_2 是一个常数,并由下式确定:

$$T_2 = CT (LCA \cdot L)^{0.3} \quad (8.12)$$

式中, LCA 是从测站沿着主河道至流域中心之间的距离; L 是流域长度; CT 是经验系数, $1.8 \leq CT \leq 2.2$,阿尔巴拉契亚高原的平均值为2.0。通过第二经验公式,可建立单位线洪峰模数 QP 与滞时之间的关系

$$QP = CP/T_2 \quad (8.13)$$

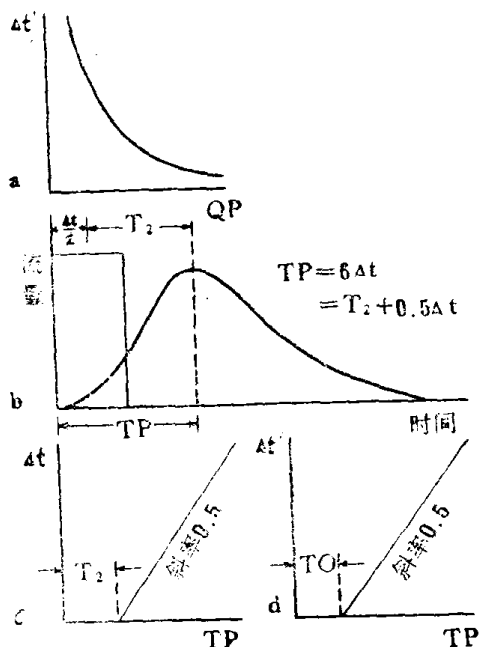
式中, CP 是第二经验系数, $360 \leq CP \leq 440$,其平均为400。两式中 CT 及 CP 的引用值均适用于 LCA 与 L 按英里、 T_2 按小时和 QP 按立方英尺/秒/平方英里计。最后,由式

$$T_3 = 3 + 3(T_2/24) \quad (8.14)$$

建立了单位线历时(以天数计)与 T_2 的关系。

式(8.12)~(8.14)可用于时段 $\Delta t = T_2/5.5$ 单位线。根据Johnstone与Cross(1949)的研究,所选用时段应把地表径流过程线上涨段划分成六个相等的时段,因此,上

涨段历时为 $b \Delta t$, 即等于 $T_2 + \Delta t/2$ (见图8.3、(b)), T_2 亦为单位时段的5.5倍。为了得出地表净雨的不同时段 $\Delta t'$ 单位线, Snyder(1938)建议采用经修正的滞时 T_2' , 这里



8.3 Snyder 的综合单位线法

$$T_2' = T_2 + 0.25(\Delta t' - \Delta t) \quad (8.15)$$

$$QP = CP/T_2' \quad (8.16)$$

为何要选用修正项 $0.25(\Delta t' - \Delta t)$, 原文中未详细解释。但既然式(8.16)认为单位线峰高随时段增长而减小(见图8.3(a)), 这种修正显然纯属经验性质。

Linsley(1943)将 Snyder 方法应用于加利福尼亚中部河谷18个集水区域后, 不赞同滞时为常数的假定。根据常数滞时假定, 可以推出上涨段历时倚所选暴雨事件的降雨时段方程在图上是一条斜率为 0.5 的直线, 其截距等于滞时 (见

图8-3、(b)和(c)。当Linsley采用加利福尼亚的流域资料这样点图时，发现直线方程的斜率为CS，且 $CS > 0.5$ ，通过下式可更好地表达：

$$TP = T_0 + CS \Delta t' \quad (8.17)$$

式(8.17)中， T_0 是直线在TP坐标轴的截距(见图8.3(d))，且 $0.7 \leq CS \leq 1.0$ ，均值为0.85。把 $TP = T_2 + \Delta t' / 2$ 代入式(8.17)，并且修正过的滞时 T_2'' 代替 T_2 ，得到

$$T_2'' = T_0 + (CS - 0.5) \Delta t' \quad (8.18)$$

这样，式(8.18)在形式上与(8.15)类似。若采用CS的平均值，式(8.18)修正项为 $0.35 \Delta t'$ 。如果假设 Δt 很小， T_2 可由 T_0 近似，则式(8.15)修正项为 $0.25 \Delta t'$ 。这种相似性使得Linsley认为，应采用式(8.13)计算任何降雨时段单位线峰值。对于加利福尼亚的流域， $225 \leq CP \leq 320$ ，其平均值270(适用于英制单位)。但是，式(8.12)限于应用标准降雨时段，其 T_0 适用于历时很短的暴雨，且 $0.3 \leq CT \leq 0.7$ ，其平均值为0.5(适用英制单位)。

尽管CT和CP值预期会发生变动，但Linsley(1943)的研究对(8.12)~(8.15)的一般形式提出了有用的证明。与其它经验公式的应用相类似，在把它们推广到其它地区和不同类型与大小的流域时应该慎重。Snyder(1938)认为他的方法对于26至26000平方公里的流域是适用的。Linsley(1943)研究的流域面积为260至9600平方公里。所有的流域均为天然流域。因此，就提出这样一个问题，即对于正在城市化和已经城市化的流域，这样关系式的形式是否相同，假若如此，能否找到可以描述它们现表特征的合适CT和CP值。

Eagleson(1962)是把Snyder方法应用于完全下水

道化城市地区的最早作者之一，对于比 *Snyder* 和 *Linsley* 所研究流域小得多的五个0.57至19.45平方公里的集水面积的研究表明，采用式(8.14)计算 T_B 是完全不合适的。但是，他发现式(8.12)和(8.13)可以应用，其 CT 和 CP 值比 *Snyder* (1938) 引用范围的最小值还低得多。*Nelson* (1970) 分析了 *Fort Worth—Dallas* 地区包括天然和完全城市化区域的八个流域的1小时单位线，也发生 CT 值较小，但 CP 引用值为450(适用于英制单位)与 *Snyder* (1938) 基本相同。*Bleek* (1975) 对英国东南部正在城市化的地区研究后，也注意到 CT 随城市发展程度而变化，但 CP 保持相对稳定，并且发现 CT 值与不透水面积百分数的平方根成反比。相应地，*Van Sickle* (1969) 主张把 CP 与 CT 的比率作为描述城市发展的一个较好标志，其关系式的一般原则仍然是符合的。

对于某一集水面积，一旦估计出合适的 T_2 和 QP 值，单位线峰的位置就已确定。单位线的形状拟定必须满足单位线下的面积为整个流域面上一个单位深度(例如10毫米)净雨条件。如果相应于单位线不同纵高的单位线历时或底宽等其它因次能够预估时，将大有助于上述运算，正如 *Esper* (1965) 在文中所论述的。

Esper 等(1965)所采用的单位线形状的主要决定参数是上涨段历时。他们采用主要位于美国西部州一个地区的11个面积为0.35至18.2平方公里的天然流域和22个面积在0.03与238.3平方公里之间的城市集水区域资料，分别推导出30分钟单位线的上涨段历时公式。对于天然流域：

$$P_r = 2.65 L^{0.12} S^{-0.52} \quad (8.19)$$

式中， L 是主河长(英尺)， S 是河道比降(无因次量)，

TP_u 以分钟计。他们发现式 (8.19) 可以说明 TP_u 变幅的 95%。对于城市地区:

$$TP_u = 20.8 L^{0.29} S^{-0.11} IMP^{-0.01} \quad (8.20)$$

式中, IMP 是不透水面积百分数。虽然, 式 (8.20) 可以说明 TP_u 变幅的 91%, 但对于已经进行了广泛的河道整治或敷设了雨水管道的集水区域, 发现 TP_u 计算值过高地估算了实际值。这种情况归因于 IMP 不适宜作为城市化指标。因此, 引入一个经验系数 PHI 以说明所观测到的单位线上涨段历时的缩短现象。经过一些研究, 对 PHI 作如下的分类:

PHI	类
0.6	广泛的河道整治和雨水管道系统; 封闭住管渠系统。
0.8	一定程度的河道整治和雨水管道; 主要是疏浚和扩大现有河道
1.0	天然河道条件; 无城市发展情形

因此, 式 (8.20) 改写成

$$TP_u = 20.8 PHI \cdot L^{0.29} S^{-0.11} IMP^{-0.01} \quad (8.21)$$

利用有关资料进一步检验表明, 无论是城市还是天然集水区域, 30分钟单位线峰高是集水面积和上涨段历时的函数。组合这些资料推导出单位线洪峰模数 QP_u 的一个综合公式

$$QP_u = 40900 TP_u^{-1.11} \quad (8.22)$$

式中, QP_u 单位为立方英尺/秒/平方英里。该式可以说明 QP_u 变幅的 90%。

在单位线宽度分析中, 流域面积和洪峰模数始终表现为自变量。再者, 通过综合各组资料, 推导出合成公式

$$TB = 318000QP^{-1.18} \quad (8.23)$$

$$W_{50} = 38800QP^{-1.025} \quad (8.24)$$

$$W_{75} = 10000QP^{-0.86} \quad (8.25)$$

式中, TB 、 W_{50} 和 W_{75} 分别为单位线历时、50%和75%峰高处的过程线宽度(以分钟计)。式(8.23)~(8.25)可分别说明各式因变量变幅的95%、95%和94%。

Espey 等(1969)在后继研究中采用得克萨斯州休斯敦附近观测站资料把数据组扩大至17个天然流域和33个城市集水区域。分析结果修改了原先几个公式中的指数和常数。另外,他们认为河床植物季节性变化对 TP_u 具有重要影响,因此把经验参数 PHI 重新定义为两个系数 $PHI1$ 和 $PHI2$ 之和。这里, $PHI1$ 即是原先的 PHI , $PHI2$ 按下表分级

$PHI2$	0	0.1	0.2	0.3
类 型	无植物	少量植物	中等数量植物	大量植物

采用修正后的定义,式(8.21)变成

$$TP_u = 16.4PHI \cdot L^{0.32} S^{0.04} IMP^{-0.40} \quad (8.26)$$

式(8.19)变成

$$TP_i = 2.68L^{0.32} S^{-0.30} \quad (8.27)$$

为了得出30分钟单位线峰高,各资料组应分开计算。在城市地区

$$QP = 35000TP_u^{-1.10} \quad (8.28)$$

在天然流域,把集水面积 A (平方英里)作为一个因变量,得下列公式

$$QP = 82500A^{0.00} TP_i^{-1.25} \quad (8.29)$$

式中, QP 为峰高, 按立方英尺/秒计。

通过某种公式或简单的几何近似法确定单位线标准形式。以避免与由回归方程得出合适参数后单位线的形状拟定有关的问题。例如, *Edson* (1951) 和 *Cray* (1961) 曾采用两参数伽玛函数来描述天然流域的综合单位线几何形状。

最近, *Cruise* 及 *Contractor* (1980) 把两参数伽玛函数用于受到城市发展影响的流域。按照这种方法。单位线纵高

$$q = [Cy(yt)^x \exp(-yt)] / \Gamma(x+1) \quad (8.30)$$

式中, C 是一个换算系数; Γ 为伽玛函数, 根据 *Edson* (1951) 研究, 参数 x 取决于流域的等流时面积图的形状; 参数 y 是衰减常数。在由公式 (8.30) 确定的单位线峰点有

$$t = TP = x/y \quad (8.31)$$

及

$$q = QP = [Cy(x/e)^x] / \Gamma(x+1) \quad (8.32)$$

式中, e 是自然对数底。由于 x 和 y 完全可以确定 QP 和 TP , 因而它们可作为回归分析中倚流域特性的因变量。

Cruise 及 *Contractor* (1980) 采用北卡罗来纳州和弗吉尼亚州北部30个流域的资料, 以流域比和不透水面积百分数作为自变量, 发现这个回归模型不具有一般性。为了得出有意义的关系式, 资料系列必须按地理位置分组, 结果发现 x 与流域比的对数和不透水面积百分数成线性关系, 而 y 仅仅取决于流域比。

对于 n 个线性水库串联, 且每个水库具有相同的库容常数 K 的概化理论模型, 也可采用两参数伽玛函数描述瞬时单位线的形状, 据 *Nash* (1957) 推导, 若参数 x, y 由式

$$x = n - 1; \quad y = 1/K$$

变换得出, 则式 (8.25) 与式 (6.42) 变得相同, *Rao* 等 (1972)

应用这个概念模型并采用较简单的单一线性水库概念对正在城市化流域进行了研究,发现在同一地点,模型参数随各次暴雨而变化。因此,对各次暴雨,降雨径流关系可假定为线性的。但由于在计算公式中包含有净雨总量和净雨历时两个自变量,故各次暴雨的模型参数可以发生变化。对于小于13平方公里的集水区域,单一线性水库模型恰当地反映了流域性能,水库库容常数 K 等于滞时 T_3 (见图8.2),并可由下式得出

$$T_3 = 0.831 A^{0.458} (I + 1)^{-1.66} P_e^{-0.26} D^{0.371} \quad (8.33)$$

式中, T_3 按小时计; A 为流域面积(平方英里); I 是不透水面积比率; P_e 和 D 分别为净雨量(英寸)和净雨历时(小时)。以11个流域125次暴雨作为基础统计,可知式(8.33)可以说明 T_3 变幅的85.1%。

对于面积为13至52平方公里的较大流域,发现串联式线性水库是较好的模型。因此,该模型中的 $T_3 = n K$ 可由式(8.33)得出 T_3 , K 由下式计算

$$K = 0.575 A^{0.458} (I + 1)^{-1.66} P_e^{-0.26} D^{0.371} \quad (8.34)$$

式中, K 仍按小时计。式(8.34)可以说明 K 变幅的72.5%。在式(8.33)和(8.34)中,不透水面积指标 $I + 1$ 是一个主要自变量。

作为采用具有瞬时单位线解析式的线性概念模型可供选择方案之一,可以作出这样的假设:来自正在城市化集水区域的同一时段单位线,可以简化为普通的无因次形式。*Hall* (1974, 1977)把这种研究方法应用于西苏塞克斯和北伦敦八个流域。在两项研究中,代表某一流域发展特殊阶级的1小时单位线,通过用中心到中心滞时 T_3 ,分别除单位线横坐标和乘纵坐标而变成无因次,故每一无因次单位线函数形式为

$$u_t T_3 = f(t/T_3) \quad (8.35)$$

式中, u_i 是对应于时间 t 的单位线纵坐标(小时的倒数)。通常, 这些无因次单位线在 $0.6T_3$ 至 $0.8T_3$ 之间达到 0.8 单位线峰高; 单位线底宽大约为 $3.5T_3$ 。

Hall(1981)采用187次事件数据组, 通过最小二乘法对每组无因次单位线配以多项式函数, 得到反映每一流域城市化特定程度的表征。用 Y 表示 $u_i T_3$ 之积和 X 表示 t/T_3 之商, 拟合的函数可表达如下

$$Y = \sum_{j=0}^m C_j X^j \quad (8.36)$$

式中, C_j ($j=0, 1, \dots, m$) 是 m 阶多项式的系数。采用同样方法推出全部数据组的 1 小时无因次单位线。在对系数的适当个数、残差均方根大小和底宽限制于 $3.5T_3$ 范围等综合考虑后, 认为以八阶多项式较为适当。

因为提供数据系列的集水区域数目较少, 所以在尺度参数 T_3 与流域特性之间建立恰当的关系式是以 Carter(1961) 和 Anderson(1970) 以前发表过的研究中提出的看法作为基础的。根据这些作者的观点, 在英格兰东南部天然流域和城市集水区域, 得出滞时倚流域比关系式分别为

$$T_{3r} = 0.867 R^{0.42} \quad (8.37)$$

$$T_{3u} = 0.212 \sqrt{R} \quad (8.38)$$

式中, $R = 31.6L/\sqrt{S}$ 是流域比; L 是主河长(公里); S 是主河道比降(米/公里), 主河道比降 S 定义为测站以上主河长的 10% 和 85% 两点间高程差被 $0.75L$ 所除之商; 下标 r 和 u 分别代表在天然条件和城市条件下, u 相当于大约 25% 不透水面积以及某种程度的沟管化与河道整治的条件下。对于具有 IMP 不透水面积城市发展中间状态, 滞时 T_{3r} 可以在 T_{3r} 和 T_{3u} 之间采用对数内插估计:

$$\ln T_{31} = \ln T_{3r} + 0.04 \text{IMP} \ln(T_{3u}/T_{3r}) \quad (8.39)$$

当利用数字计算机或可编程序计算机计算设计暴雨过程线时，用八阶多项式来表示无因次单位线几乎没有什么困难。如果手算，列成纵表计算较为便利。对无因次单位线形状采用几何近似法，而不是象(8.30)或(8.36)的函数形式，可以进一步简化计算。联合王国洪水研究报告 (*Natural Environment Research Council*, 1975) 中设计洪水过程线方法中曾采用这种几何近似法。按照这种方法，1小时无因次单位线用直线上涨段和退水段来表示，并完全以上涨段历时 TP (小时) 来定义：即

$$TP = 46.6 S^{-0.148} RSMD^{0.42} L^{0.14} (1 + \text{VRBAN})^{-1.00} \quad (8.40)$$

$$QP \cdot TP = 220 \quad (8.41)$$

$$TB = 2.525 TP \quad (8.42)$$

式中, L 是长度 (公里); S 是主河道比降 (米/公里); $RSMD$ 为五年一遇日超渗雨量, 它是年平均降雨量的函数。URBAN 是流域内已经城市化部分的面积; QP 是单位线峰高 (米³/秒/10²公里²); TB 是单位线历时 (小时)。水文学会 (*Institute of Hydrology*, 1979) 也采用式 (8.40) ~ (8.42) 综合正在城市化集水面积的单位线。

以上几例已充分说明, 被建议用于受城市化影响集水面积的大多数综合单位线是把某一量度的滞时作为唯一的尺度参数。这种做法主要依赖于如何从易于计算的流域特征中估计滞时的能力, 这至少在地理相似地区已发现是可行的。但是, 单位线仅仅是设计洪水估计方法中的一部分内容, 正如在第四章中所讨论, 要保持设计暴雨重现期与洪峰流量重现期之间预先假定的关系, 选择设计变量是同等重要的。鉴定

这种设计变量需要的模拟应用已有两种方法，第一种方法是水文学会(Institute of Hydrology, 1979)在洪水研究补充报告第5号(FSSR5)中提出的；第二种方法包含在由建筑工业研究和情报协会赞助下汇编的一本储洪池塘设计指南(Hall和Hockin, 1980)，方法体现了Hall(1981)推荐的无因次单位线。这两种方法均以联合王国洪水研究报告(Natural Environment Research Council, 1975)中的设计过程线法为基础的，但在细节上与之有别，两种方法之间亦有差异。三种方法的主要特点在表8.1中进行了归表8.1关于洪水研究补充报告第5号(Institute of Hydrology 1979)，CIRIA指南(Hall and Hockin, 1980)中指出的城市化流域设计洪水估算方法与用于天然流域的洪水研究报告方法(NERC, 1975)之间基本特征的比较

内 容	洪 水 研 究 报 告	洪水研究补充报告 5	CIRIA指南
设计暴雨过程	75%冬季降雨过程线	50%夏季降雨过程线	同 左
设计暴雨重现期	洪峰流量重现期的非线性函数	等于洪峰流量重现期	同 左
设计暴雨历时	无因次单位线尺度参数和年平均总降雨量的函数	同 左	同 左
无因次单位线	近似三角形	同 左	多项式函数
无因次单位线尺度参数	上标降雨历时、主峰长度和比降、五年一遇一日超渗降雨量、城市面积比例的函数	同 左	需时一流域比的函数
径流百分数	土壤指标、流域湿度指标、城市面积百分比和总降雨深的函数	分开估计不透水面积和不透水面积上产生的径流；透水面径流百分数是土壤指标、流域湿度指标和总降雨深的函数；不透水面积可产生70%的径流(0.7×城市面积比例)	同 左
基 流	流域湿度指标和五年一遇一日超渗降雨量的函数	同 左	同 左

纳。尽管FSSR5与CIRIA指南中的综合单位线之间存在差异，但Packman(1981)研究表明，采用两种方法得出的结果相似。

第九章 雨水排水系统设计

9.1 引言

当一个集水区域经历着城市化以及屋顶、道路、铺砌表面之类不透水面积增加的时候，不可避免地需要改进天然排水网，甚至完全由人造管道系统和铺砌边沟来取代。这些管道系统通常在平面上假设为树枝状，类似于天然河网。但是，污水工程即下水道排水系统在水文设计方面的问题与河渠工程不同，它在建造之前没有进行过地表径流测验。因此，对于下水道必须用确定性方法由降雨统计量推出设计洪水量。采用这种设计方法的必然结果是，排水系统一经建成，其工作性能就很少得到记载，除非在接近设计暴雨条件时，系统的运行遇到了问题。由于缺乏这一方面的推动，再加在排水管中测流困难，致使下水道排水地区流量资料缺乏。在很长时期内，这可能是发展雨水排水设计方法的最大障碍。

下水道工程系统可广义地分为两种类型：

（1）合流制系统。在这类系统中，排出的雨水和生活污水在同一管网中输送；

（2）分流制系统。在这类系统中，排出的污水被输送到最近的污水处理厂，而雨水则从自身排水系统排入最近的河道。

实际上，常见的是不完全合流制系统，它仅输送来自部分区域上的生活污水。但由于雨水流量至少大于所谓晴天流

量两个数量级，因而是设计中应主要考虑的因素。

用于雨水排水系统的洪水估计方法可分为两大类型。第一类方法仅仅得出洪峰流量估值；另一类是更为复杂的方法，它可以提供径流过程线形状。关于这两类方法，将分别在9.2和9.3节描述。随着数字计算机广泛的应用，设计过程线法已经增大了研究范围和复杂程度，其最新发展以分别模拟轻流的地面和地下状态为主要特点。这些将在9.4节讨论。

城市排水设计问题可能涉及到从分析现有的排水管网到设计整个新的排水系统，其服务区域的范围可以小型住宅区直到大型集合城市（数城镇结合的六城市——译注）。为了适用于各种可能情况，需要一种体现一些主要方法的设计程序，这与图4.5所描绘的天然流域的洪水估计方法类似。关于这一概念在雨水排水系统设计中的应用，通过沃林福特程序（*Wallingford Procedure*）可以便利地得到描述，具体内容在9.5节概述。

9.2 极大流量法

直到二十世纪初期，英国城市排水系统的设计还是以假定与历时无关的平均降雨强度为依据，甚至由 *Joseph Bazalgette* 爵士设计的沿伦敦泰晤士河南北两岸主要截流管道也是采用这类准则。但是，随着英国降雨机构公布了自1888年以来的短历时大暴雨统计汇编，用实测资料建立的平均降雨强度与降雨历时之间显然是反比的关系。在同一时期，*Kuiching* (1889) 和 *Lloyd-Davies* (1906) 分别在美国和英国着手对下水道排水地区进行雨量和流量观测，在城市排水设计工作立足于更科学的基点方面迈开了第一步。这两项

研究在形式上类似,都是取排水道出口处水深资料计算流量,利用均匀流公式估算流速。尽管用今天的水文测验标准衡量,这些测验是很粗糙的,但是两位设计者却可凭借充分的资料奠定了那些可能是最为熟知的简单洪水估计方法的基础。虽然 Dooge (1957) 已经指出, Mulvaney (1851) 清晰地阐述过合理化方法原理。但是,这只是对有关天然流域枝状排水网的论述,而把这些原理引入下水道排水系统设计仍应归功于 Kuichling 和 Lloyd-Davies。

合理化方法假定对于每一个汇水面积都存在一个集流时间,其定义为水从流域最远点流达出口处所花费的时间。然后又假定当整个汇水面积汇流时,即经过从降雨开始至集流时间的间隔后,洪峰流量出现。洪峰流量与集流时间内的有效降雨或超渗雨量,即总雨量减去损失量成正比,可由下式得出:

$$Q_p = 2.78 CiA \quad (9.1)$$

式中,流量 Q ,单位是升/秒; A 是出口断面以上总汇水面积(公顷); i 是集流时间 T_c 内的平均雨强(毫米/小时); C 是小于1的无因次径流系数。

把合理化方法应用于城市排水系统设计中时,集流时间一般是用水在排水管中的流动时间与地面集水时间之和来估算。计算管流时间通常假定流速是常数,其值为管道满流时速度。地面集水时间是水从管道汇水处最远点流入最近沟渠的进水口所需时间,在城市地区通常为1至3分钟。从定义可知,集流时间不是一个可测物理量。但是,根据恒定流速假定,可以采用一条综合径流过程线,用以阐明合理化方法无法描述的水文现象。

为了用图来表示,汇水面积假定为仅朝出口方向倾斜的矩形平面。在恒定流速假定前提下,从降雨开始到 T_c 时刻

洪峰模数 $q = Q/A$ 出现之间，流域径流过程线按均匀速率上涨（见图9.1(a)）。恒定流速假定也意味着在降雨停止后到径流降到零而消逝的时间同样等于 T_c 。这样，径流过程线假定为图9.1(a)中的梯形形状。

事实上，即使对这种简单几何形状的汇水面积，径流过

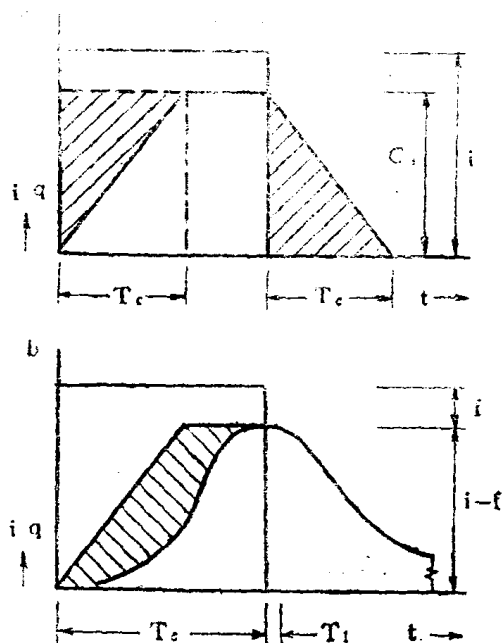


图9.1 (a) 采用合理化方法构绘的洪水过程线
(b) 天然过程线与合理化方法过程线比较

程也是更为复杂的，正如很多实验流域的研究结果所表明，例如 Issard (1946)、Woo 与 Brater (1962)、Yu 与 McNown (1964)、Yoon 与 Wenzel (1971)、Shen 与 Li (1973)、Muzik (1974) 等的研究。如果流域表面是渗水的，在径流产生之前，与洼地蓄水的同时，初始土壤缺水量必须得到满足。在

整个降雨期，雨水按照递减着的下渗率 f 持续下渗。地表滞留进一步造成径流迟滞，以致径流率趋近于 $i-f$ （见图 9.1(b)）。假设在达到稳定状态的 T_s 时刻降雨停止，则在径流量开始衰减前，由于动量作用，在一个短的时间间隔 T_1 内，径流量等于或接近洪峰流量。随着径流量减小，径流过程线下降段具有典型的指数形式，而且比上涨段历时长得多。

在图 9.1(a) 中用合理化方法得出的径流过程线与图 9.1(b) 中天然径流过程线之间的比较表明，合理地描述径流随时间的分布是可能的，但却是以低估上涨段流域滞蓄量为代价的。由于在一个下水道排水系统滞蓄水量比相应大小天然汇水面积的河网滞蓄量要小得多，因而在图 9.1(b) 中的阴影面积可能相当小。倘若选用径流系数的某一代表值，则由合理化方法估计出的洪峰流量可能是合理的。根据式 (9.1) 这种径流系数的严格定义是洪峰模数与集流时间内平均雨强的比值。然而，参看图 9.1(a) 可知，由于两个阴影面积相等，且 $q = ci$ ，因而径流系数也可以定义为总径流量与总降雨量的比值 (Williams, 1950)。这种定义的两重性可能与其他一些作者，尤其是 Ardis 等 (1969) 推荐用于设计目的的径流系数选用方法产生了混淆。在许多工程手册 (Chow, 1964; Water Pollution Control Federation and American Society of Civil Engineers, 1969) 大量的表列中可以查寻到的“不透水性因子”更多地采用容积比率来处理。对于混合型土地利用流域，需计算权重平均系数。

另一方面，所有的不透水性因子都被表示成人口密度或建筑物密度的函数 (Meek, 1928; Roseveare, 1930; Escritt, 1965)。在图 9.2 中，引用了英国西南部一个新城区测绘图中

得到的数据，描绘了不透水性因子与住宅数/公顷之间的两个典型关系。其中，后期占据明显地表明了城市发展各阶段

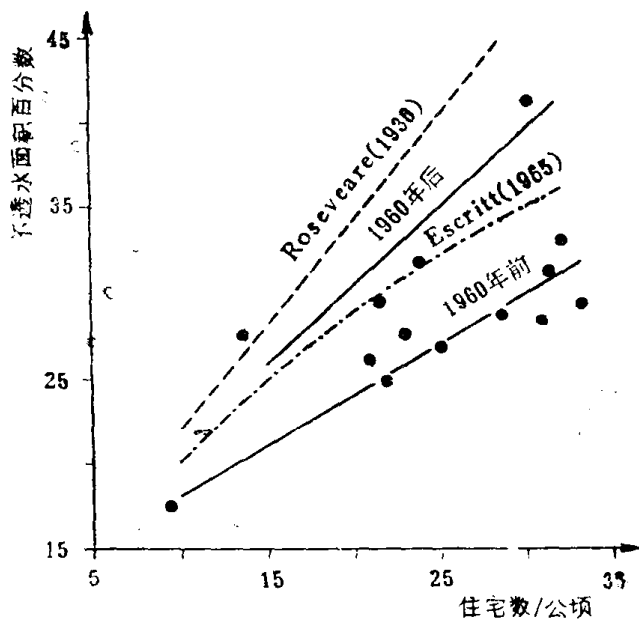


图 9. 2 在英国一个新建城区不透水指标与住宅数/公顷的函数关系 (经CIRIA允许, Hall和Hockin进行了修改)

的不同趋势。这说明在应用概化性关系式时须谨慎。不过，采用分期测绘图或航空摄象分析又可能是耗费大量资金和时间的。因此，对于规划性研究，Gluck 及Mcluen (1975) 建议采用预测公式，在此类公式中，自变量是取自人口调查摘要的参数。这两位作者引证了一个例子，其中采用的变量是人口密度和与城镇商业区中心的距离。

实际上，在一个具有独自的土地利用情况的区域，不透水因子与铺砌面积大小有关。Lloyd-Davies (1906) 似乎

很早就作了明显的简化假设，即可以把铺砌面积与总面积之比当作一个城市地区的具有代表性径流系数。（诚然，在以这种假设为基础的“Lloyd-Davies 方法”和采用权重平均不透水性系数的“合理化方法”之间，有时会出现一些差异）Meek(1928)利用曼彻斯特四个地区的观测资料，进一步证实了Lloyd-Davies 假设通常是可行的。但是，对于比设计情况更频繁的降雨，得出的结果似乎表明流域损失是常数。后来，Appleby(1937)解释了这种特性。他注意到径流系数的两个方面：铺砌面积与总面积的比率 D ，以及用渗透率常数 S 表示的铺砌表面吸收和保持水分的能力。因此，有效降雨强度是 $i-s$ ，径流系数可以表达成

$$C = D(i-s)/i = D[1 - (s/i)] \quad (9.2)$$

这样的关系式，它可以解释Meek的结果。Appleby发现平均渗透率为1.8毫米/小时。

Watkins(1962)也对用铺砌面积比近似作为径流系数是否适当作了检验。他采用的是英格兰一些城市汇水区域在1953至1958年期间进行的一项广泛的观测计划所得出的资料。当仅仅计算铺砌面积上的降雨总量时，在104次降雨中，径流总量与降雨总量的平均比率为0.79。仅有7次降雨的比率超过1，因此可认为这种近似适用于设计目的。

由于在式(9.1)中，对于所给定的汇水面积， CA 之积假设是一个常数，因而平均降雨强度的统计特征直接地转换成洪峰流量，即 T 年一遇的降雨强度产生 T 年一遇的洪水。Schaake 等(1967)利用这一对应关系在20个城市区域检验了合理化方法的有效性。对这些城市地区进行的观测是 Johns Hopkins 大学雨洪排水研究方案的一部分内容（见 Schaake, 1969）。在大部分实例中，Schaake 等人发现，

根据每一汇水区域洪峰流量和平均降雨强度两者分布频率之间的对比,重现期对应的假定是合理的,因而相信合理化方法可以作为一个简便的设计手段。

设计方法的简易性,例如合理化方法,可能会令人误解。在威斯康星州雨水排水设计工作中,Ardis等(1969)发现在23个设计单位中只有6个单位正确地应用了合理化方法。主要错误根源在于上文已经讨论过的径流系数计算,以及选择适当的平均降雨强度。

由于城市排水系统是从汇水区域的下游着手设计,因此,集流时间随着计算中包含的汇水区域增多而增加。对于任一指定重现期,平均雨强随降雨历时的增加而减小(见第三章),因而设计雨深随排水网向下游延伸而减小。许多城市排水系统典型的集流时间是5~30分钟,随平均雨强计算时段的改变足以得出一组与Ardis等(1969)利用16个观测流域所假定的恒定雨强计算的结果有显著差别的管道尺寸。

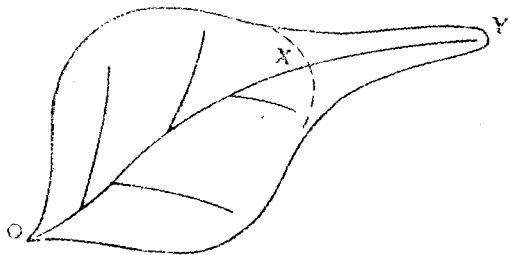


图 9.3 描述汇水面积增加率对合理化方法重要性的流域

在一定的设计条件下,合理化方法也会产生错误的结果,尤其对于汇水面积随时间不是均匀增加的排水系统,采用降雨历时小于集流时间的设计暴雨有可能得出最高的洪峰流

量。这可通过对图9.3中草拟的汇水面积分析来描述这种非常规情况。假设O与x之间的面积是 A_1 ，其集流时间为 T_1 ；O和Y之间的面积是 A_2 ，集流时间为 T_2 。把式(9.1)应用于两个汇水面积，则面积1和面积2产生的设计流量之间的比值

$$Q_1/Q_2 = i_1 A_1 / i_2 A_2 = (A_1/A_2) / (i_2/i_1) \quad (9.3)$$

式中，假定径流系数是相同的，由于 T_2 大于 T_1 ， i_2 必然小于 i_1 ，因此比值 A_1/A_2 可以超过 i_2/i_1 ，从而使 Q_1 大于 Q_2 。

归纳起来，合理化方法无法说明以下变量随时间变化的情况：

- (1) 降雨强度；
- (2) 流速；
- (3) 排水系统中暂时性蓄水；
- (4) 汇流面积的增加率。

根据Watkins(1962)研究，仅当第(3)和(4)项引起的错误可补偿时，合理化方法才能得出合理的洪峰流量估计值。他推断在排水管径不超过610毫米的充分小汇水面积，合理化方法才适用于设计目的。然而，在上述管径范围内，确定具体尺寸受到通用的商业管道尺寸增量的制约，当管径增加75毫米，能够加倍管道的输送能力，因而可相对便宜地获得安全度。

若想提高由合理化方法得出的洪水估计量的精度，主要在于上述第(4)项。这可利用流时~面积曲线图，它是一张描绘出口断面的流域汇水面积随降雨开始时刻作为起点的时间变化曲线图。为了制作流时~面积图，应把流域划分成足够小的数块面积，使得在集流时间内，流域的汇水面积大小与时间成正比。把每一小块面积的流时~面积图用三角形表示，则整个流域的流时~面积图可根据到流域出口的集流时

间，错开各小面积的流时~面积曲线的起点，采用线性迭加算出。图9.4描绘了 A_1 和 A_2 两个面积的合成流时~面积图的构成。 A_1 和 A_2 的集流时间分别为 T_1 和 T_2 ，它们水出口之间的

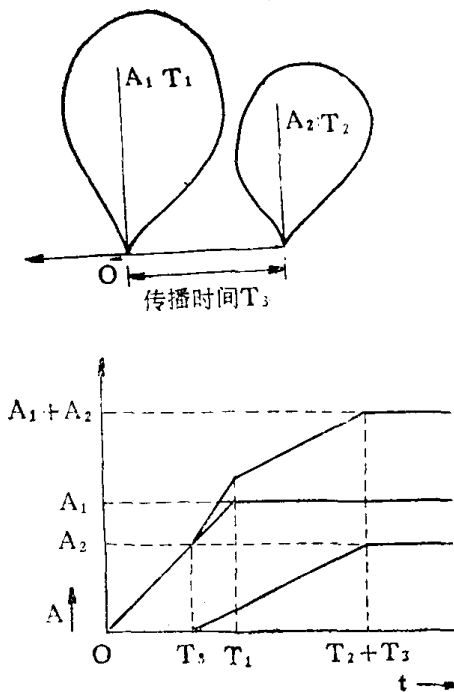


图9.4 流时~面积曲线图的构成

传播时间为 T_3 。这是一张面积为 A_1 的下游出口的流时~面积图。

图9.4表明，直到时间 T_3 ，仅面积 A_1 产生汇流；到 T_1 ，面积1全部汇流，而面积2刚刚处于汇流初始阶段，则使总汇水面积为

$$A_1 + A_2 (T_1 - T_3) / T_2$$

在 $T_2 + T_3$ 时刻，即面积 $A_1 + A_2$ 的集流时间，依照合理化方法假定，全流域汇流。

流时~面积图构成两类不同方法的基础。第一类可称为切线方法。正如它们名字的涵义，这类方法采用几何作图法，其基本内容如图9.5所示。该图是从位于流时~面积图原点左方间距为 b 的 P 点总开始制作。如果从 P 点任意引一条

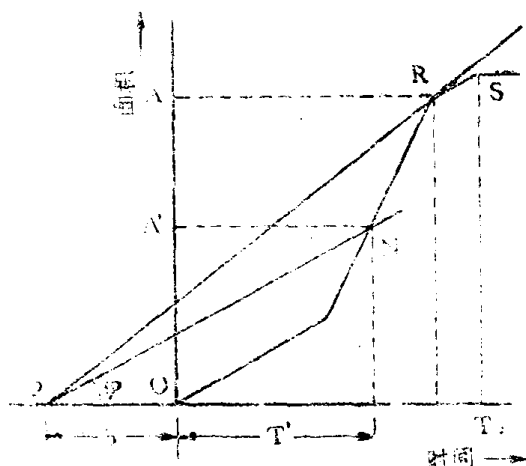


图 9.5 Reid (1927) 描绘的切线方法

直线与流时~面积曲线相割于 N 点,该点坐标分别为面积 A' 和时间 T' ,由式(9.1)可以计算出

$$Q_N = C i A' \quad (9.4)$$

利用历时为 T' 和 $i = a / (T' + b)$ 这样一个简单的降雨强度~历时关系式代入上式,其中 a 和 b 是随重现期而变的常数(见第三章),得

$$Q_N = C A' a / (T' + b) \quad (9.5)$$

由图9.5可知, A' 是底边为 $T' + b$ 的直角三角形对边高,因此式(9.5)可简化为:

$$Q_N = C a \tan \phi \quad (9.6)$$

因为 C 和 a 是常数,所以当 $\tan \phi$ 达最大值,即当直线 PN 与

流时~面积曲线相切时, 流量达最大值, 如图中直线 PR 所示。

尽管流时~面积曲线图反映了汇水面积形状结构的信息, 但不利用其它知识, 以上切线作图法就仅仅停留在 R 点。如果 R 与 S 点恰好重合, 切线方法与合理化方法得出相同的结果。然而, 如果最大凸点离原点较近, 则横坐标值的减小量要比纵坐标减小量大。因此, 若降雨强度随历时减小而迅速增大, 则由 R 点的坐标计算出来的最大流量就会超过用合理化方法得出的估计量 (见 *Watkins*, 1962)。

按照上述方式, *Reid* (1927) 提出切线方法, 未能考虑到出口附近的流域汇流停止后可能出现洪峰流量的情况。为了使切线方法能适用于这种情况, *Riley* (1932) 建议把原点 O 置于流时~面积曲线的最凹点, P 点则位于上述 O 点

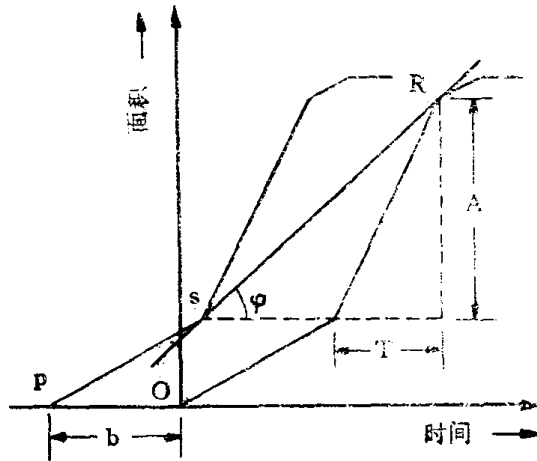


图 9. 6 *Norris* (1946) 描绘的修正切线方法

左方距离为 b 的水平线上。*Norris* (1946) 对这种方法作了最正规的描述, 即在第一条流时~面积曲线左方距离为 b 处描绘第二条流时~面积曲线, 作一条与两条曲线相切的直

线, 然后, 从最凹点起量得切点 R 的坐标, 如图 9.6 所示。按照这一修正方法, *Reid*方法的缺陷同样是明显的。如果在图 9.6 中, P 和 S 点恰巧重合, 修正切线方法和单切线方法都得出相同的洪峰估计量, 不然, 在所有情况下, 双切线方法将会得出较大的估计量。

Escritt (1965) 推荐另一种修正切线方法, 它包括制备一张容纳数条等流量曲线的透明图纸。等流量曲线绘制可通过假设一个流量 Q , 然后用一系列降雨强度 i 除之, 从而能够计算出相应于一系列不同历时的不透水面积 CA 。由于 *Escritt* 采用的降雨强度~历时关系的形式为 $i = a/T^m$, 而不是 $i = a/(T + b)$, 故透明图仅提供一簇弯曲的切线, 需把它们蒙在流时~面积曲线图上调整至获得最大流量。这一精心设计的程序并不改变切线方法的任何基本假定。由于此法在各种变形中带有倾向于选取产生较大流量的观点, 以致缺乏灵活性。

采用流时~面积图的第二类方法是熟知的典型暴雨方法, 它在推算径流过程线方面不同于切线方法, 并且不仅仅得出洪峰估计量。但是, 在讨论典型暴雨方法之前, 我们须注意合理化方法和单位线方法之间有以下一些联系: 根据 *Nash* (1958) 推导, 式 (9.1) 可以改写成下列形式:

$$Q = CA(r/T_c) = (CA/T_c) \int_{t-T_c}^t i(\tau) d\tau \quad (9.7)$$

式中, r 是总降雨深, 由瞬时雨强 $i(\tau)$ 对时间的积分来表示。式 (9.7) 可以与下列卷积积分比较:

$$Q = \int_0^t u(0, t-\tau) i(\tau) d\tau \quad (9.8)$$

式中, $u(0, t-\tau)$ 是瞬时单位线。这说明合理化方法是单位线方法的一个特例, 此时

$u(0, t-\tau) = (CA/T_{\varepsilon})$; $0 \leq \tau \leq T_{\varepsilon}$ (9.9)
是一个高度为常数和历时为 T_{ε} 的矩形脉冲。

9.3 设计过程线法

下水道排水系统洪水过程线估计方法的发展，可以分成两个阶段。第一阶段起始于所谓典型暴雨法；第二阶段主要在假设指定重现期的暴雨分布方面存在差别。正如 Ross (1921) 所描述，该法需要作等流时图，即由时间增量 Δt ，且对于整数 m 有 $T_{\varepsilon} = m\Delta t$ ，从而在汇水面积图上勾绘出等流时线。然后，量出毗邻等流时线之间的面积 a_j ， $j = 1, 2, \dots, m$ 。假设暴雨过程是由一系列在连续时间增量 Δ 内的平均雨强 $i_1, i_2, i_3, \dots$ 组成，则流量过程线纵坐标可以写成

$$\begin{aligned} Q_1 &= Ci_1A_1 \\ Q_2 &= Ci_1A_2 + Ci_2A_1 \\ Q_3 &= Ci_1A_3 + Ci_2A_2 + Ci_3A_1 \\ &\dots \end{aligned}$$

式中， C 是汇水面积的径流系数。

Ross (1921) 建议暴雨过程应该由等流时间间隔 Δt ， $2\Delta t$ ， $\dots, m\Delta t$ 内的平均雨强组成，这可以同一重现期的降雨强度~历时关系曲线上查得。正如第三章所指出，由这种途径得出的暴雨过程，在第一段时间增量内达最大值，在以后的时段中得出一系列递减的降雨强度。并认为该暴雨过程线与所采用的降雨强度~历时关系曲线具有相同重现期。

后来，一些作者尤其是 Hawken (1921) 和 Judson (1933) 批评这种降雨强度按顺序递减的作法。这并不是因

为其形状的任意性，而是由于在应用式(9.10)时，这样一系列可能不会得出最大流量。他们建议将降雨强度重新排列，使最大雨强与最大面积增量相对应，次大雨强对应于次大面积增量，如此等等。这样得出的形状令人似乎难以置信的暴雨过程，也被配以与基础的降雨强度~历时关系相同的重现期。

1930年以来，随着自记雨量计的应用在英国日益增加，暴雨过程可以实测资料作为基础。然而，Coleman及Johnson(1932)却不赞同，这是因为除了最大项以外，他们无法确定所选择设计暴雨的重现期。许多作者也继续赞同采用综合性暴雨过程。由Ormsby(1933)介绍并经Hart(1933)修改的方法是众所周知的，该方法采用两条暴雨过程线，一个峰位于降雨历时正中，另一个峰位于历时的三分之一处。两者都是外包线，按照这种意义，小于或等于降雨历时的所有平均雨强均符合同一重现期(见第三章)。虽然Ross(1921)，Hawken(1921)、Judson(1933)和其他一些作者在对平均雨强的人为重新组合方面作了明显改进，但Ormsby—Hart的降雨过程线仍旧无疑地代表了比他们所依据的降雨~历时~频率关系更为罕见的事件。

典型暴雨方法完全假设出口流量是由降落在至出口断面流时为 $t-\tau$ 的不透水面积 dA 上的平均雨强 $i(\tau)$ 形成的流量增量 dQ 组成：

$$dQ_i = i(\tau) dA_{i-\tau} = i(\tau) (dA/d\tau)_{i-\tau} d\tau \quad (9.11)$$

因此，总流量 Q 可以写成

$$Q = \int_0^t (dA/d\tau)_{i-\tau} i(\tau) d\tau \quad (9.12)$$

将式(9.12)与式(9.8)进行比较，则可以看出典型暴雨

方法是单位线方法的一个特例，其中

$$u(0, t-\tau) = (dA/d\tau)_{t-\tau} \quad (9.13)$$

即瞬时单位线由流时~面积曲线图，也就是已知的流时~面积汇流曲线(Nash, 1958)的斜率所确定。

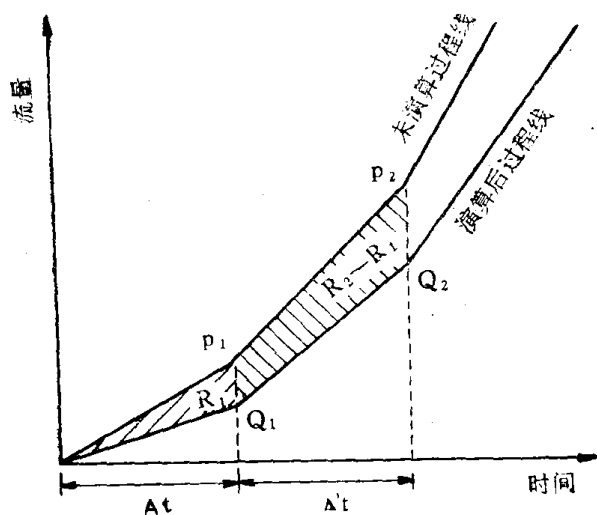
在英国，设计过程线法发展的第二阶段，其顶峰是目前所知的运输和道路实验所(TRRL)过程线方法。这一方法是在当时的道路研究实验所转至研究大住宅区地表水排水系统设计方法的一个广泛研究方案实施中发展起来的。最初仅仅对位于一新的城镇发展地区的一个天然流域进行监测(见Watkins, 1956)。但是，在1953至1958年期间，注意力转向11个城市区域的观测，其中包含一个短公路区，二个小工厂区，四个小型住宅区，三个较老的建筑区和一个中等规模住宅开发区(Watkins, 1962, 1963)。

TRRL过程线方法是一个两段程序，前半半与典型暴雨方法相应内容类似，可由式(9.10)来代表，其中假定径流仅仅来自流域内铺砌面积。对286次实测暴雨应用这一方法，得出的结果一致表明，计算的流量过程线峰现时间过早和过高地估计了实测最大流量。Watkins(1962, 1963)把这种不相一致的现象归因于构绘流时~面积曲线时流速为常数的假定。实际上，在下水道系统中的水流深度随着径流量而变化，从而改变着滞留在管道中的水量。其次，管道系统的性能象一个水库，因此可以假设一个与研究地点以下管道网具有相同的流量与蓄水量关系的库容，通过对未修正过的(典型暴雨)过程线进行演算来模拟排水系统的作用过程。

这种方法的无决条件是，对于任何确定的排水系统，蓄量~流量关系或滞水曲线是唯一的。如果是现有管道系统，滞水曲线可以利用实测过程线的退水曲线来构绘，这是由于

退水曲线上每一纵高点的右部曲线以下面积，可以计算出处于该流量值下排水管道中的滞留水量。然而，对于正在设计中的排水系统，必须利用管道尺寸来计算滞水曲线，并且假定在一个设计正确的排水系统中，对于任何确定的流量，整个管网中水流均衡深度保持常数。在对无资料的现存排水系统进行分析时，也须应用这一假定。但是，经验表明，当从出口至管道上游终端，管径并不减小的排水系统，一般可能过高地估算了滞留量。因此，在处理上游排水管道特大的旧式城区时，必须特别小心。

图9.7描绘了演算原理。已知一条在各时段 Δt 末纵高为 $P_1, P_2, \dots$ 未修正的过程线，通过用一组连续时段 Δt 下方一系列直线近似代表两条过程线，得出在同一时段末经



9. 7 在过程线方法中未加修正径流过程线的演算 (经TRRL负责人同意, 摘自Watkins 1962)

算后的过程线纵高 $Q_1, Q_2, \dots$ 。假定在第一段时间增量内蓄量为 R_1 ，则由这些近似值几何形状得出

$$P_1(\Delta t/2) = Q_1(\Delta t/2) + R_1 \quad (9.14)$$

如果在第二段时间增量内蓄量为 $R_2 - R_1$ ，则

$$(P_1 + P_2)(\Delta t/2) = (Q_1 + Q_2)(\Delta t/2) + (R_2 - R_1) \quad (9.15)$$

上式各项可以重新组合成更方便的形式：

$$(P_1 + P_2 - Q_1)(\Delta t/2) + R_1 = Q_2(\Delta t/2) + R_2 \quad (9.16)$$

这样，在每一时段两个未知量位于等式的右边。由于 $Q \sim R$ 关系已知，为了易于求解式(9.14)和(9.16)，可以预先制作 $Q \sim Q(\Delta t/2) + R$ 的工作曲线。

自1960年初，英国暴雨排水系统设计方法选择，一直可以从道路手册第35卷中得到指导(Road Research Laboratory 1963; Transport and Road Research Laboratory, 1976)。这份出版物赞同 Watkins (1962, 1963) 得出的结论，即合理化方法仅能用于排水管径小于610毫米的小面积，并就集水面积较大和需要出口流量过程线的两种情况，推荐采用TRRL过程线方法。以后的经历表明，对现存下水道系统重新设计比整个地设计一个新的排水系统更为常见和需要。因此，将TRRL过程线方法加以修改，以便均衡深度不变的假定适用于单一管段，然后自最上游管道作为起点依次考虑(见 Watkins与Young, 1965; Young, 1973)。在1976年第二版发行之，这项修改尚未编入道路手册第35卷。

在1975年进行的调查(Hydraulic Design of Storm Sewers Working Party, 1976)表明，到那时为止，道路手册第35卷中所推荐的方法是英国96%暴雨排水设计工作的依据。但是，TRRL过程线方法并非完美无缺，例如，Escritt与Young (1963)认为，流时~面积图隐含排水系统中蓄量的修正，而对未经修正过程线加以演算，等于对同一蓄量修正两次。根据这些作者的观点，在实测暴雨洪水过程线方

面所发现的削减现象是由于地表滞蓄所致。

这些争论用以阐明促使简化设计方法的内涵假定与试图模拟的降雨径流知识相一致这样一个议题。在讨论这类方法时，或许宁愿不考虑那些精细的物理相似性，而把方法的基础作为流域性能的一个概念模型。对于作为TRRL方法基础的概念模型形式，经初始研究期间(Watkins, 1962, 1963)所采用的大量实测过程线与模拟过程线的比较，以及通过美国(Terstriepe与Stall, 1969)，澳大利亚(Aifken, 1973³ Heeps与Mein, 1973, 1974)、加拿大(Marsalek, 1975; James F. Maclaren Ltd, 1975)等各自独立地对方法试用，得出的令人鼓舞的结果，因而被广泛地证明合理。此外，在Colger公布的报告中所进行的评价表明，与其它国家以后发展的几种以计算机为基础的程序比较，TRRL过程线方法在模拟实测洪水过程线方面，似乎更为可靠。然而，对这一方法的广泛试用表明，除温带气候外，忽略来自流域内不透水面积的径流可能会低估洪峰流量。Watkins (1976) 因而建议对TRRL过程线方法增加一项修正以适用于热带气候，在那里，来自不透水面积的径流可以借助于线性水库方法来模拟(见Watkins与Fiddes, 1978)。

即令最简单的排水系统，采用TRRL过程线方法的计算量也很大，所以除了一些零碎的设计外，必须使用数值计算机。英国许多地方当局不断地修改原始程序以适应于其特殊要求(例如，可见Gook与Lockwood, 1977)。另外，还有一些作者提出了能够处理管道超载问题的变型(Martin 与 King, 1978; Thompson 与 Lupton, 1978)。除了这类添加的选择外，计算机本身的利用似乎对方法的结构并无影响，其演变过程可以追溯到四十多年的整个时期。但雨水排

水设计方法的后续阶段出现某种相反的趋势，注意力转向更复杂和更为合理地按自然规律描述降雨径流过程。新产生的一些设计方法特点是把降雨转变成径流过程分成地表和地面以下两部分来考虑。前者与每一雨水口或边沟雨水口地表径流过程线的综合有关；后者涉及雨水过程线通过排水管网时的流量演算。

9.4 城市水文模拟设计

最早把降雨～径流过程分为地表和地面下两个阶段的排水管道设计方法之一是Tholin与Kerfer (1960)提出并加以描述的芝加哥过程线方法。正如这个名字的涵义，制定这一方法明确地是为芝加哥地区服务的。在那里，主管通常按大约0.8公里的间距平行敷设，其排水支管服务的子区域面积约为25公顷。方法根据当地实测降雨资料求得五年一遇三小时设计暴雨，转换成径流过程线。这首先扣除下渗损失以得出一条地表径流过程线和洼地蓄水需量。在扣除洼地蓄水估量后，对通过边沟的径流过程线进行调蓄演算，得出在最近的道路雨水口随时间变化的流量过程。降雨径流模型中的地面以下部分首先是对边沟流量过程线通过为每一子区域服务的支管进行洪水演算。如果需要得出来自一组子区域的流量过程线，则可在一个主管下游对来自支管的流量过程线进行洪水演算。

支管和主管的两者布设，子区域几何形状的均匀性和土地利用等都须考虑减少芝加哥过程线方法的计算量。即使如此，采用手算仍然太费精力。Tholin和Keifer利用数字计算机得出一系列设计图，并制出一种在实用上与合理化方法同种简捷的方法。然而，随着计算机设备的更加广泛应用，预制这些设计图的中间步骤已经通过利用更直接的人机对话

型计算机而被取代。

最著名的以计算机为基础的城市降雨径流模型可能是暴雨雨水管理模型(SWMM)，它在形式上与芝加哥过程线方法中的降雨径流模型类似。这一模型在实用中采用一个包含有10000条FORTRAN语句以上的计算机程序形式，该程序早先是由两个顾问工程师商行联营企业和一所与当时的美国联邦水质管理局(现在为美国环境保护局)缔结了合同的大学研制的，在处理城市径流的水质和水量两方面，SWMM不同于芝加哥过程线法和当代的其它方法。Torno (1975)把这一计算机程序描述为五分之一的执行程序控制的四个主要子程序块组成。径流程序块是关于径流过程线推演及与之联系的污染物质负荷计算；传输程序块对通过排水系统的径流过程线和单一污染物质随时间变化过程(亦可归属于“污染过程线”或“化学过程线”)进行演算；储存和接受程序块分别模拟污水处理厂的作用和出流量对接受河道的影响。在第十一章，将更加充分地考虑把水质模型与SWMM结合，对于这一点，Lagey(1971)已经进行过讨论。包含在径流程序块中的水文模型是Chen与Shubinski (1971)提出的。

在应用SWMM时，需要把汇水面积分解成理想单元网络，每一单元块是具有相同的土地利用，坡度和地表特性的矩形平面，各单元块无须相等，但对不规则小面积须用相应于平均宽度的矩形来近似。正如Chen及Shubinski (1971)所述，每一矩形平面地表径流过程线采用水量平衡推得，每一步都要扣除下渗和洼地蓄水两部分水量。然后，对通过边沟的径流过程线进行调蓄演算，可在径流程序块中采用一种简化方法进行；或者如果回水影响显著时，可在传输程序块中采用一种更为复杂的方法进行演算。

Papadakis及Preul (1972) 所说的辛辛那提大学城市径流模型(UCURM)是与SWMM形式类似的另一种以计算机为基础的模型。但是UCURM需要把流域划分成完全透水或完全不透水的子区域。对于完全不透水子区域,在对通过下水道系统的雨水口径流过程线进行演算之前,需要扣除下渗量、地表蓄水量、地表漫流量和边沟流量。则于这一方式的初始形式,Heeps及Mein (1973, 1974)认为处理透水子区域的渗透和洼地蓄水过于简化,以及地表径流演算程序的低效能。通过利用迭代技术重新编制演算程序,使计算机中处理机的运行时间显著地减少至原先时间的4%。

尽管UCURM取得的进展并未大为超过Heeps与Mein (1973, 1974)研究时的初期发展,但他们取得的结果有助于说明在选用降雨径流模型和编制求解程序时必须谨慎。由于这个原因,着重点看来已经放在径流的地面以下方面。在地面以下,几何形状较为简单的管道网络使得采用合乎自然规律的基本模型成为实际和可能。尤其是Yevjevich与Barnes (1970)、Cunge (1974)、Yen与Sevuk (1975)、Zaghlou (1977)的对比性研究已经表明,简化演算方法适宜于较小的管道网,但对于较大的管道系统,回水的影响可能是重要的,计算程序必须以完全不稳定流公式为基础。

地面阶段的径流状态更为复杂。当子区域不是简单的几何形状时,如在芝加哥过程线法中的情况,模拟者不得不采用理想化单元块。例如,SWMM采用了相应面积的矩形平面,或者如UCURM分成完全透水和完全不透水子区域。一些作者已经采用了一种系统方法,它并不是试图详尽地模拟地面阶段的径流状态,而是借助于一种简单的概念模型来模拟雨水口径流过程线。例如,Viessman (1966, 1968), Watt与

kidd (1975) 采用了单一线性水库模型。Swinerton 等 (1973) 为了估计流进挖方高速公路中的径流量, 建议在多雨期和干旱期, 单一线性水库分别采用不同的参数。更近一些, Kidd 及 Helliwell (1977) 用非线性水库, 即一种库容与小于 1 次幂的流量成正比关系的非线性水库概念作为较小面积城市区域降雨径流模型的基础。后来, Kidd (1978) 又进一步提供了模型的细节。这一模型已经被引进过程线法, 形成了在 9.5 节中描述的沃林福特程序的一部分。上述概念模型已被延伸至用来模拟地面和地面以下阶段的径流状态。Willeke (1966) 曾用单一线性水库模型来说明用于上述目的单一参数模型存在不灵活性。Sarginson 及 Bourne (1969) 概述了两个库容不同的线性水库串联模型。Viessman (1970) 采用的是一个线性水库和一个线性渠道模型。这两个模型都具有很大潜力。

以上讨论是为了说明目前可供城市排水系统设计人员采用方法的广泛范围。十年来, 其中许多方法已经得到发展。但处于竞争的几种方法中, 选择哪一种最为适宜, 几乎是无法肯定的。

首先, 必须清楚地区别设计方法和模拟方法。前者可在已知设计暴雨、管网布局和流域其它特征的情况下用来计算一个新的下水道系统所需管径尺寸, 而后者用于分析现有排水系统或检验应用其它方法得出的初步设计。根据上述评判标准, 设计方法限于合理化方法, TRRL 方法, 芝加哥过程线方法以及 Terstriep 与 Stall (1969、1974) 加以发展的 TRRL 方法, 即著名的伊利诺汇水面积模型 (ILLUDAS)。其余的方法基本属于模拟方法, 不过, 在改造和更新现存排水系统应用中, 它们也如设计方法一样有效。

使设计人员在不同设计方法中无法作出明确选择的第二类因素是由于缺乏这些方法的有关性能的资料。*Colyer* (1977) 对过去曾经做过的有限对比检验工作, 其中包括 *Papadakis* 与 *Preul* (1973)、*Heeps* 与 *Mein* (1973, 1974), *Marsalek* 等 (1975) *Jams F. Maclarren Ltd* (1975) 等有关研究, 说明每一项工作都局限于有限的几种常用方法。此外, 结果表明, 其中有几种方法都能够接近实测资料精确度。在这类检验中, 强调模拟作用应是不可避免的, 因为设计方法只能在一个概率概念上受到检验, 正如 *Schaake* 等 (1967) 在评判合理化方法时举例说明的那样。

如果几种方法的模拟效果差不多, 选择设计方法一般需依靠其它因素, 例如汇水面积的大小和性质, 所需的精确度等。*Colyer* 与 *Pathick* (1976) 对许多文献进行综合回顾后认为不存在唯一的“最好”方法。对于较小流域, 几种和合理化方法同样简便的方法已经取得进展, 但几乎一直未得到支持。市场上一般管径以75毫米为一量级, 合理化方法仍能得到合理的可靠性与设计上的经济性。对于较大的汇水面积, 需要考虑尽可能节约材料和工程费用, 这就充分证明采用更复杂的方法是有道理的。当几种适用方法性能似乎同等时, 不可避免地迫使选择方向转至一些附加特性方面, 如过载处理与水质水量都模拟等。其它一些因素, 例如设计者对方法的熟悉程度。计算机程序的有效性和现行(文件)形式表现的支持等, 全部对最终选择发生影响。

总之城市雨水排水设计程序必须包括几种方法, 每一种方法适用于一定范围的汇水面积, 并且满足洪峰流量估计的精确度要求。设计问题越复杂, 解决问题所需方法越要复杂。根据设计或模拟需要, 或者诸如雨水溢流口或蓄水池等辅助

设施的情况,设计过程还可以进一步加以分类。关于地表排水系统设计的分级途径,易于用沃林福特程序(*National Water Council and Department of the Environment*, 1981)来说明。

9.5 沃林福特程序

用于城市雨水排水系统设计与分析的沃林福特程序,是由水力学研究站,水文学会和气象局于1974~1981年在英国推行,并经国家水资源委员会—环境部雨水管区系统水利设计工作小组整理的协作研究方案的结果为基础的。程序由四种方法组成:

1. 沃林福特合理化方法:这是9.2节所描述的合理化方法的一种修改形式,是为了用于草拟设计或用于150公顷以下面积情况。方法有适用于手算和计算机计算两种形式,后一形式包含有模拟雨水溢流设备。

2. 沃林福特过程线方法:这是以计算机为基础,分开模拟地面和地面以下阶段径流状态的方法。它可用于设计和模拟(见 *Price* 与 *Kidd*, 1978)两类情况,并且可以考虑到雨水溢流以及在管线上和不在管线上的滞洪水池及泵站作用。

3. 沃林福特优化方法:它以计算机为基础,采用离散型动态规划技术来获得与最小工程造价有关的管径、埋深和坡度(见 *Mays*与*Yen*, 1975; *Price*, 1978)。

4. 沃林福特模拟程序:这是以计算机为基础的方法,可以用来检验超载条件下,现有系统和计划设计系统的运行情况(见 *Bettess*, 1978),亦可以考虑到暴雨溢流口,排

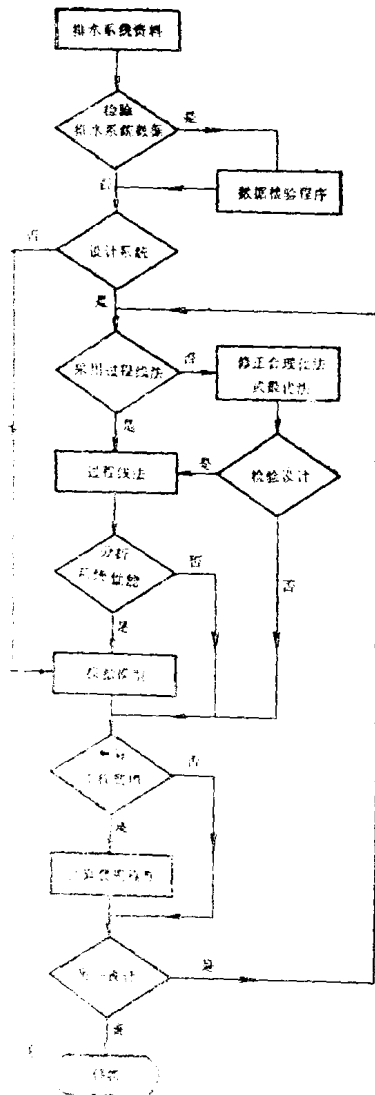


图 9. 8 沃林福特程序框图 (承英国沃林福特水力学研究有限公司同意, 摘自国家水资源委员会和环境部, 1981)

水系统在管线上与不在线上滞洪水池和泵站作用。

这些方法对于分流制和合流制排水系统均可使用，尽管并未包括污水流量。它们不考虑可能汇入城市排水网的天然流域径流量，并且没有水质模拟的内容。尽管如此，从设计人员方面来看，沃林福特程序可为选择管道网及辅助设施的水力和经济计算提供最省时省力的工具。

为了不同情况下的设计需要，可借助图9.8流程图选择最佳设计方法。对于新排水系统的设计，修正合理化方法、过程线方法或优化方法都可以采用。如果采用优化方法，径流计算可应用修正合理化方法。因此，除非对坡度的优化结果实质上已经改变了集流时间，从这些方法中得出的流量估计值应该是相近的。如果排水管的纵断面受到其它地下设施存在的限制，优化方法则可能是不合适的。

如果无须对管径、埋深和坡度进行优化，则设计者可采用修正合理化方法或过程线方法。修正合理化方法仅仅估计洪峰流量，而过程线方法可得出洪水过程线。两种方法都能够考虑到现有的某种形式的辅助设施。

修正合理化方法、过程线方法或模拟程序均可以用于分析现有排水系统（见图9.8）。如前所述，合理化方法仅可用于估计洪峰流量。模拟程序在模拟地面阶段的径流状态体现出与过程线方法相同的计算方法。在不超负荷时，两种方法的管道径流演算也是相同的。因此，在不超负荷的管道系统中，采用这两种方法应该得出相似的结果。

对于新排水系统设计和现有系统模拟，在不同研究阶段采用不同方法可能更为适当。修正合理化方法可为设计和分析提供流域信息的初步评价。对于一个新排水系统，最优方法可用来确定管道尺寸、埋深和坡度，然后利用过程线方法

加以检验。过程线方法也可以用于检验现存排水系统的超载问题。最后，模拟程序既可以在遭遇比原定设计暴雨更稀遇事件时完成对于排水系统设计方案的评判，又可更详细地检验现存排水系统的超载范围。

有关修正合理化方法和过程线方法进一步的细节在下节介绍。

9.5.1. 沃林福特合理化方法

在这一方法中，式(9.1)可写成如下形式：

$$Q_p = 2.78 C_v C_R i A \quad (9.17)$$

式中， C_v 是容积径流系数； C_R 是考虑流时～面积曲线形状非线性和集流时间内降雨强度变化情况的演算系数； Q_p 、 i 、和 A 如前述定义。如果考虑全部集水面积，则 C_v 可由下式计算：

$$C_v = PR/100 \quad (9.18)$$

式中 PR 为径流百分数，由下式得出

$$PR = 0.829 IMP + 25.0 SOIL + 0.078 UCWI - 20.7 \quad (9.19)$$

在式(9.19)中， IMP 是汇水进入排水管的集水区域不透水面积百分比； $SOIL$ 为土壤指标、在英国它可以从水文学会公布发行的水文图中查得； $UCWI$ 为前期湿度指标，若用于设计目的，可从它与年平均雨量的关系式中得出。如果仅考虑不透水面积，则

$$C_v = PR/IMP \quad (9.20)$$

对于设计目的，建议采用 $C_R = 1.3$ (*National Water Council and Department of the Environment, 1981*)

正如前述，集流时间可以看成由管内流行时间（满管流速）与地面集水时间之和。地面集水时间随设计重现期以及流域大小与坡度而变，对于五年一遇事件为3～6分钟，对于

年最大暴雨为4—8分钟。较小较陡的的流域，以采用较小数值为宜。

9.5.2. 沃林福特过程线方法

这一方法得以发展的部分原因是为了回答TRRL方法所固有的关于下列几个方面的简化问题：

(1) 将地面阶段径流状态用一个地面集水时间来代表；

(2) 假定100%径流都是出自铺砌表面，透水面积不产生径流；

(3) 仅仅考虑管道系统蓄水库容计算，而不考虑地表蓄水的削减作用；

(4) 假定暴雨过程产生同一重现期的洪峰流量。

以上第(4)点是一个可针对几乎所有洪水估计方法的普遍存在的问题。在沃林福特过程线方法中，采用了一组稳定的设计输入以维持洪峰流量重现期和相应设计暴雨重现期之间的关系。选择稳定的设计输入可以应用 Packman 与 Kidd (1980) 所提出的一种方法，这一方法涉及实测与计算洪峰流量频率分布之间的比较，其要点已在第4.4节描述过。第(1)至(3)点可以通过分别模拟地面和地面以下阶段径流状态的途径来修正。

正如图9.9所表明，在过程线方法中的地面模型由几部分组成。对于设计目的，模型输入采用具有年夏季降雨中值峰值的标准夏季暴雨过程（见第三章）。先假设降雨历时为15分钟计算，随后对30、60和120分钟的更长历时重复这一计算。各种情况下，总降雨深 P （毫米）是指相应于每一历时并符合所估计洪峰流量重现期的降雨深。

对于汇入每一管段的子集水区域损失估计，首先是利用

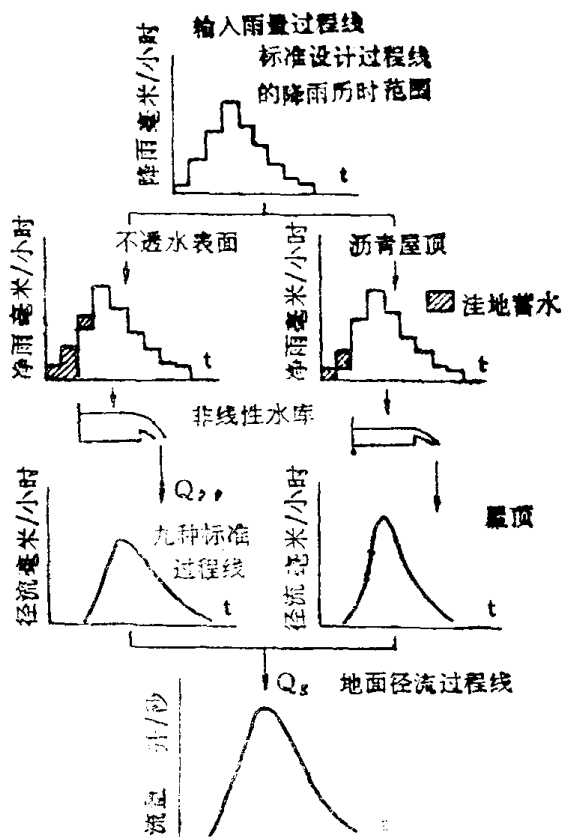


图 9.9 沃林福特过程线法—地面阶段的径流状态 (承英国沃林福特水力研究有限公司同意, 摘自国家水资源委员会和环境部, 1981)

式 (9.19) 计算整个集水区域径流百分比, 然后分配在每个子区域的铺砌表面、涂抹沥青屋顶和透水面积上。通过观测, 发现来自小汇水面积内不透水表面的径流百分比平均为 70%。因此, 如果在一个子区域内, 由 (9.19) 式估计出来的 PR 值小于不透水面积比的 70%, 则假定透水面积不提供暴雨径流, 因而有

$$PR_{\text{透水}} = 0; PR_{\text{铺砌}} = PR_{\text{屋顶}} = 100 PR / IMP \quad (9.21)$$

式中，下标透水、铺砌和屋顶分别代表透水面积，屋顶和铺砌表面的情况。然而，如果 PR 超过不透水面积比的70%，则超额量均匀地分配到全部表面积：

$$PR_{\text{透水}} = PR - 0.7IMP$$

$$PR_{\text{铺砌}} = PR_{\text{屋顶}} = 70 + PR_{\text{透水}} \quad (9.22)$$

每一子区域取得合适的径流百分比后，从暴雨过程扣除洼地蓄水的初损 DS （毫米）和下渗持续损失，得出有效降雨分配过程。对于铺砌面积和透水面积

$$DS_{\text{透水}} = DS_{\text{铺砌}} = 0.71 SLOPE^{-0.46} \quad (9.23)$$

式中， $SLOPE$ 是子区域平均地面坡度（%）。实际中，可通过给予每一子区域如下表所列的三个概括性选择范围，以避免对坡度进行繁琐的量测：

类 型	坡度范围	采用值
干 涸	< 2%	1.25%
中 等	2 - 3.5%	2.75%
陡 峻	> 3.5%	4.0%

对于沥青屋顶，建议采用 $DS_{\text{屋顶}} = 0.4$ 毫米。

一旦洼地蓄水从暴雨初始时期扣去，可以通过折算汇流面积的方法把剩余损失均匀地分配到其余全部降雨历时内。在子区域内实际铺砌面积用 $AREA_{\text{铺砌}}$ 表示，其汇水面积 $AP_{\text{铺砌}}$ 由下式得出：

$$AR_{\text{铺砌}} = AREA_{\text{铺砌}} (PR_{\text{铺砌}} / 100) [P / (P - DS_{\text{铺砌}})] \quad (9.24)$$

对于 $AR_{\text{透水}}$ 和 $AR_{\text{屋顶}}$ 计算亦采用与之类似的关系式。

随后，由于地表蓄量造成的削减可以通过非线性水库方

法模拟，其蓄量 S 与出流流量 Q 满足

$$S = KQ^{1/3} \quad (9.25)$$

式中， K 为库容常数。选用具有铺砌和不透水表面两种情况的流域资料，得出 K 的计算式

$$K = 0.051 \text{SLOPE}^{-0.123} \text{PAPG}^{0.123} \quad (9.26)$$

式中， PAPG 为平均每一雨水口控制的铺砌面积。如果确定了每一子区域雨水口数目，可以直接推算出 PAPG 。否则，通过下表给出的子汇水区域三个概括性选择范围，可以得出每一子区域的特征值：

类 型	面 积 范 围	采 用 值
小	<200米 ²	125米 ²
中	200~400米 ²	300米 ²
大	>400米 ²	600米 ²

从式 (9.26) 计算出的 K 值可用于有效汇水面积为铺砌与不透水面积之和 $AR_{\text{透水}} + AR_{\text{铺砌}}$ 。对于沥青屋顶，推荐采用 $K = 0.04$ 。

甚至对于具有如式 (9.25) 所定义的那样简单的削减模型，即使包含不多个数的子区域，其计算量也可能显得过多。因此，可以用以上两表中给出的 SLOPE 和 PAPG 三种数值所定义的九种“标准”子区域途径来简化计算。首先是计算九种标准子区域各自的径流过程线（毫米/小时），然后，每一实际子区域由其中一种标准子区域来代表。倘若需要，也可以对屋顶过程线进行归纳。由 $AR_{\text{屋顶}}$ 乘屋顶过程线纵高与 $(AR_{\text{铺砌}} + AR_{\text{透水}})$ 乘标准过程线纵高之和，便得出雨水口流量过程线：

$$Q_s = [Q_{\text{屋顶}} AR_{\text{屋顶}} + Q_{s,} (AR_{\text{铺砌}} + AR_{\text{透水}})] / 3600 \quad (9.27)$$

式中, Q 和 $Q_{s, \text{屋顶}}$, 分别为屋顶过程线 和标准过程线 纵高 (毫米/小时); Q_s 是雨水口流量过程线纵高 (升/秒)。

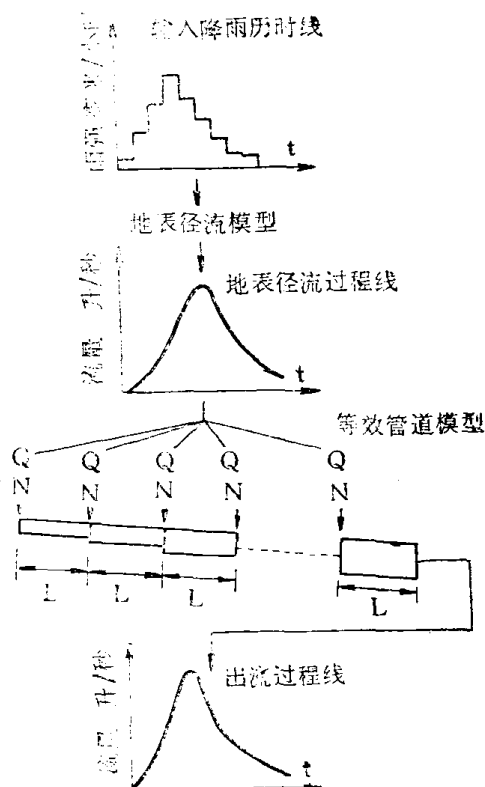


图9.1 沃林福特过程线方法—排水子区域模型

(承 英国沃林福特水力研究有限公司同意, 摘自
国家水资源委员会和环境部, 1981)

然后, 对由式 (9.27) 得出的每一子区域径流过程线演算通过串联的管道网, 这可用马斯京根~孔奇方法(见第七章)。采用四种标准降雨时段进行计算后, 取流量最大计算值作为每一管段的设计值。

在无法获得足够资料模拟每一子区域和管段径流的地面与地面以下状态，或搜集一个较大汇水区域资料的代价过高时，可采用一种简化子区域模型，在该模型中，计算雨水口过程线的方法适用于60公顷以下面积的子区域而不是各管段长。如图9.10所描绘的，计算出的子区域过程线被分成 N 等份，并平均分配给“等效管道”的 N 段，这 N 个管段是一个每段具有相同长度和坡度，并且自下而上按顺序逐段减小的管道系统，分段数取决于等效管道中径流传播时间。模型需要输入的资料包括通过子区域主管长度、管道平均坡度、出流管直径与坡度。在无法获得出流管详细资料时，例如在设计应用中，可采用修正合理化方法来估算管道尺寸。通过利用排水子区域模型，有效地减少了资料输入，可把具有100个管道序列的网络减少到仅仅四个等效管道。如同前述，可用马斯京根~孔奇方法对通过等效管道作流量演算。

第四篇 城市地区的水质问题

第十章 城市化引起的水质变化

10.1 引言

即使是使用现代的取样和分析方法，对水体质量的全面评价仍是一项庞大的工作，如果不是不可能的话。在自然环境状态下，水质总是受地理、水文和地形等方面综合支配，还要加上地球化学和生物化学的各种过程。客观评价城市地区因人类活动而引起的水质变化可以预先推测这些区域的未来环境情况，对于大的接纳水体，还应包括从上游排放点进入并经充分混合的污水。在试图对接纳水体或排放污水的化学成份浓度和物理性质规定其最大(或最小)容许数量时，水质标准可以被理解为“自然”状态的上下限。

1960年以前水质资料为数极少，说明当时社会和专业对水质问题的关心比起现在来是很有限的。初期的观测者或许可以被宽恕，因为城市水质问题引起科学上的兴趣只是近年来的事情。然而，如同Walles (1972)和其他人所指出的，十九世纪后期，城市径流主要论文是以合流制和分流制排水系统的优劣争论为特点的。不幸的是，对这问题的注意力并未带入二十世纪初期，可能是因为水质得到暂时性的改善，就象由于内燃机的出现而使马匹的使用衰落一样。总之，在

那时候大多数的居民和城市所排放的生活和工业废水都不经处理就直接排放到附近的河流中，对于水质这个问题考虑得很少。

1889年英国政府建立皇家污水处置委员会。许多人认为它是现代污水处理污水排放控制的奠基者(Sidwick, 1977)。皇家委员会在其存在的17年间提出了十项报告，其中有两项至少在不列颠岛已取得深远的影响；第三项报告介绍了国家和地区的污水处理和控制机构，终于为1973年《水法》所采纳，成立了地方水资源管理局；第八项报告制定了所谓的皇家委员会污水排放标准，已由1951年河流（污染预防）法授予普遍通用的法律地位，并仍为现今的实际工作所常用。皇家委员会的这些影响和工作，一直到第二次世界大战以后的年月里，如同 Sidwick (1977) 所说明的，其特点是宁可不断地精心改良而不愿作创造性的发展。这种普遍性改革的缺乏，按 Sidwick 的说法是由于常规处理过程已能满足政府和公众所要求的日趋严格的排放标准。

污水排放标准不仅刺激了问题的研究和发展，并也引起对那些不在地方政府直接控制下污染源的注意。为了方便，汇水面积内污染物的来源通常归纳为点源或非点源两种，前者指那些集中排放到河流的流量，例如从雨水排水口，从合流制下水道系统的溢流口或者从一座废水处理厂尾水排放口的水流。与点源的分散性质相反，非点源污染物的来源是分布在整个面积上，例如泥沙和农业化学制品。非点源污染主要是来自集水区内的地表径流，因而，由非点源所引起的任何水质问题都与排水区内主要土地利用方式有密切关系。

下了这个定义后，水质评价可按其来源分为点源与非点源问题来讨论。为了规划目的，Whipple等(1974)建议进一

步分为登记和非登记污染源，也就是能否在地方当局直接控制之下的那些污染源。一个另外的问题是说明哪些水质成分需要监测和采用什么样的取样方法问题，对这些论题将在10.2节作深入详尽的讨论，城市水质的时空变化将在10.3节讨论。

10.2 水质的特征和监测

如James(1976)所述，皇家污水处置委员会等的工作中也包括确定河道脱氧作用和有机质的细菌分解之间的关系，而有机成分长期以来就认为是水质评价的准则。溶解氧(DO)和温度经常用来作为水体的一般卫生学指标，然而，由于天然水体中有机质的成分是非常不同的，水质评价常间接地使用生物化学需氧量(BOD)检测方法，即在标准条件下测定微生物新陈代谢作用所消耗的氧量。这种检测方法通常需要一个标准时段，5天和28天是一般要求的持续时间，BOD检测给出了细菌能降解的有机质数量，为了确定有机物总量还有一项相似的化学需氧量(COD)检测值。

第二类广泛应用的水质标准是包括细菌在内的固体含量。对溶解固体(DS)和悬浮固体(SS)要加以区别，前者根据它们通过一种45 μ m滤纸的能力来辨别的。溶解固体只有在高海拔环境特征下才对生物发生影响，并且与悬浮固体不一样，溶解固体不会改变水体的外观。由于影响到混浊度和色度，以及作为生活和工业废水时还要耗氧，因而SS比DS更加引人注目。

悬浮泥沙的重要性有两个方面。首先，高含量SS会改

变植物，无脊椎动物和脊椎动物群落的结构和生长（参考例如 Barton, 1977）。根据 Karr 和 Schlosser (1978) 所述，SS 浓度超过 20000mg/l 就会引起成龄鱼死亡；沉降的泥沙覆盖了重要的产卵场从而产生间接的影响。其次，SS 对重金属又是一种吸附剂，诸如铅和镉 (Anginiv 等, 1972; Bryan, 1974; Ellis 1976, 1977), 汞和有机氯 (Murphy 和 Carlew, 1978) 以及碳氢化合物 (Huntec 等, 1979)。在城市河流的底泥中潜存着这些物质的浓度是很高的，而更重要的是，悬浮固体还被这些物质作为输运媒介物。

第三类重要的水质标准是营养素的含量。由于它对藻类生长的重要作用，所以在对富营养化作用控制时，目前特别注意的是氮和磷等无机盐，它们是化肥和洗涤剂的主要组成部分。营养素负荷有多种表达方式，总凯氏氮 (TKN) 是有机氮和表示等效氮的氮素总和，总氮 (TN) 是 TKN 和表示等效氮的硝酸盐氮和亚硝酸盐氮的总和。总磷 (TP) 和等效磷（包括偏磷酸盐和正磷酸盐等）的总磷酸盐也是普遍采用的。

对各种不同形式的氮，特别关心的是用硝酸盐氮所表示的。这是由于它关系到婴儿高铁血红蛋白血症。世界卫生组织欧洲饮用水标准对等效氮的硝酸盐氮浓度值规定不得超过 11.3mg/l 。然而，Maxsh (1980) 指出，在最近20年的时间里英国河流氮的含量已增大至70%，以致在英国内地和东南部某些地区目前也可看到平均浓度值超过这个界限。在某些河流硝酸盐氮的浓度呈季节性变化，甚至在寒冬腊月也是大为超过这个平均值的。

许多国家随着工业废水排放量的增加，毒素的出现又需要另一些水质标准。由 James (1976) 所罗列的普通水生物

毒素有：重金属如铅、锌、镉、铜、镍和汞，杀虫剂和除草剂如DDT也要特别注意。因为使用了汽车燃料，重金属中的铅也非常引人注目，Solomon等(1977)认为，铅是从车辆的排气装置中以 0.06 至 0.02g/km 的排放率排放出来。在街道两旁的尘埃里其含量可达到 24gPb/m^3 ，它对水质的影响大部分是取决于排水系统的水文情况，接纳水体中的背景浓度和径流及接纳水体中铅的化学形态（见Laxen和Harrison, 1977）。

在编制水质标准时，温度、PH、混浊度和电导率等理化指标不可遗忘。温度特别重要，因它对水生动物的生理作用有影响，当温度增加时水中所保持的氧量就要减少。并且当温度升高后吸附在固体颗粒的营养素变成易于利用的溶解形式的速率增加。Karr和Schlosser(1978)认为，清除河道两旁植物能增加水温 $6-9^{\circ}\text{C}$ ，这种办法可充分消灭适于低温种属的最佳方式。

以上所罗列的项目不是包括有表示水质特征的标准。例如微生物的性质特别重要，因为高含量的细菌病原微生物对公共卫生有危害。但是它们与城市径流的关系，如Qureshi和Dutka(1979)所进行过的那种研究，至今仍是不多见的。一般地说，最近十年里因分析技术灵敏度的显著增加，可以检出水中污染物和量测非常低的浓度。然而，在分析有机成份时各种工业所产生的有机物各不相同，所以困难依然存在。这些化合物的许多成分都必须排放到污水的水生环境中。由于没有两种分析方法能从同一水源中取得同样一套成分，Janardan和Schaeffer(1981)提出了在取样程序中一种估计“未发现”成分数目的方法。

现代对水体中潜在污染物的丰富认识，大有助于提出取

样要求。然而，如何来改进取样技术仍有许多工作要做。如果在暴雨的全过程内定时采取具有代表性的水样，水质在时间变化上的可靠资料当然也就能够得到，不过通过手工方法，包括野外人员的简单手选取样，总带有不可靠性，特别是在正常工作日以外发生的大事件更是如此。*Daniel*等（1978）极力主张用自动化取样设备，但其设备经费和日常运转费用及其随后的分析费用都不可低估。后者是取决于成分的性质和数量，重金属和农药的分析特别费钱，因而*Daniel*等（1978）告诫取样时要反对把与监测布置无关的水质指标都包括在内。

相反，*Whipple*和*McIntash*（1979）认为城市水道一般情况的许多通用的信息可以去收集而不必花钱去测量和分析，哪些作者介绍一种专注于河流生物卫生学上的河道监测方法，用诸如能够很快地对栖息地的变化作出反应的大型无脊椎动物为指标；另外还注意到一些因素如河床的侵蚀，阻碍水流和渠道填塞，以及哪些能指示污水泛滥存在的气味，和因建筑施工与SS负荷的增大有关关系的混浊度。

对于泥沙的重要性早就作了论证，它既能除去溶质中的重金属和有机物质，又能作它们的输运媒介。然而，在天然河流里泥沙的运动是一个极为复杂的过程。各类泥沙成分的输送在图10.1中作了解释。总输送的负荷是由滚动着或跳跃着并且还是不间断地接触着河床而运动的推移质负荷，和靠紊动而离开河床处于悬浮状态的悬浮质负荷所组成。而在源点，总负荷包括推移质负荷（其中有一部分悬移质）和冲刷质负荷，即那些粒径小于河床质粒径，实际上永远悬浮着的泥沙。悬浮质浓度的变化与水深及离岸距离有关，在横断面的任意一点上还随时有脉动。为了得到可靠的悬浮质（即悬

浮固体) 负荷估值, 要求用多点采取样方法(见实例, Graf, 1971, 第十三章; Vanoni, 1975, 第三章), 然而 这类技术难于在水质研究中应用。需要研究的是适宜的采样器和最

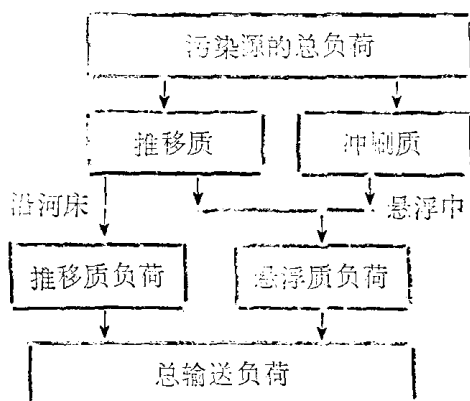


图10. 各类泥沙成分的输送

有效的取样方法。

10.3 水质的时空变化

城市地区内影响水质的因素概括地示如图10.2。降落在城市的雨水本身被污染了, 它的污染成分还会因地而大有不同。Lewis和Grent (1978) 曾用一种分解的观点提出, 可以认为旱季降水和雨季降水中的污染物包括下列部分:

- (1) 雨季降水中含有的溶解物质;
- (2) 旱季降水或雨季降水中的水溶性物质;
- (3) 旱季或雨季降水中的非水溶性物质。

根据那些作者的意见, 上述(3)通常可不计, 而平时使用的采样器测到是三种成分非常多变的混合体。通常所说的

“总降水量”中（见Whitehead和Feth, 1964）包括了（1）和（2）但不包括（3）。然而，Lewis和Grant(1978)指出，同一个特殊雨量设计的雨量器，可以由单站取得中小流域有意义的化学资料。虽然天然降雨变化是很大的。

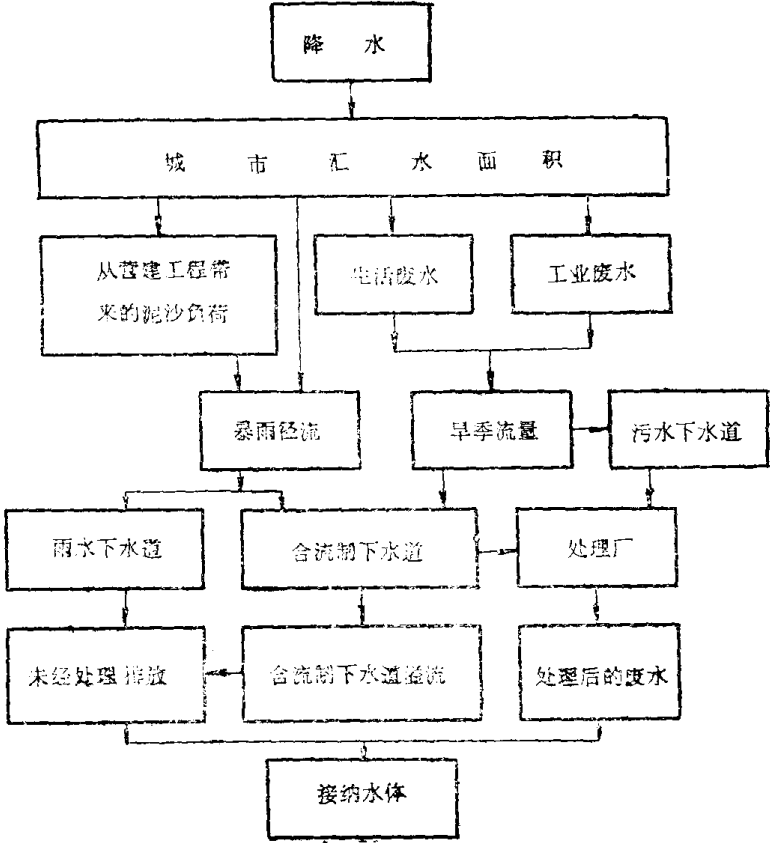


图10. 2 城市地区的水质变化

即使适用的采样装置很有限制，但某些作者包括Brakdoll等(1977)和Betson(1978)，也能够指明大气污染源是许多河流大部分污染物的来源，虽然各河流的负荷是很不相同的。在城市地区降雨的一项重要特征看来似乎是实

际COD和营养素的含量(见Characklis等, 1979)。因为街道垃圾中小质点物质只有小部分在打扫街道时被清除, 但也易于被风吹扬起来(见Sartor等, 1974), 象重金属这一类成分在未开发地区也时常被检测出来, 有如Haff(1976), Burt及Day(1977)以及Dethien(1979)等所指出的。

在确定降水负荷的数量和季节性变化时气候也起一定作用。例如Lewis(1981)曾记述在委内瑞拉的一个研究中年总负荷的15%是在雨季开始的两周内被冲出。这种情况还会导致酸雨, 也就是由于氮氧化物的脱除使降水中的PH小于5.7。可惜的是, 在热带地区仍然很少注意到城市汇流区的水质问题, 因而这种效应对径流影响意义尚有待于评估。

更显著的水质变迁是发生在水循环中的陆相(见图10.2), 暴雨径流可能包含有种类很多的污染物, 其范围从有机废物直到营养素, 细菌、悬浮固体和重金属。地表径流包含街道上的典型污染物, 如花园废物、化肥、杀虫剂、动物废物, 油及洗涤剂, 轮胎和车辆排气的残留物, 化学除水剂及混杂的污泥以及马路上乱七八糟的东西。在多数发展中的城市地区使水质降级的主要污染源是来自市区施工的泥沙负荷。此外, 城市“晴天流量”的生活和工业污染源也带来废物负荷。

污染物由晴天流量和暴雨径流的途径以及它们对接纳水体的最终影响, 主要是取决于排水系统及其特性。一些旧城镇的下水道都是一律按合流制原则建造的, 也就是说污水和暴雨径流两者都纳入同一管道系统中。在晴天流量时, 下水道的水流在排入接纳水之前已经处理, 但在较大暴雨之后, 径流通常为量过大以致不能都在本地区污水厂处理, 大部分未经处理的雨流向附近的水道再流到雨水口。后者当管道系统

中的流量超过六倍晴天流量时才开始运用。

分流下水道系统的含意是让污水和暴雨雨水由各自独立的管道系统分别输送,以避免合流制系统中雨水溢流口产生的公害。两种管道系统与住宅相联接所增加的费用是靠减去污水厂雨水储蓄池的节支来弥补的。此外,晴天流量只含很少的砂砾,且流量变化不大,暴雨雨水直接排到最近的水道而不作处理。

实际上采用分流制,如英国1950年以后新建城市,是建立在假定雨水中的污染危害比从合流制系统的溢流为小的基础之上的。对合流分流争论兴趣的恢复,似乎起源于Wilkinson(1956)对一个典型英国战后住宅区里的城市水质所做的研究,同时还进一步注意到非点源污染及其管理的一般问题。多年以后,分流下水道系统是有利还是不利的争论又在苏格兰发展部分(1977)重新提出,但印象依然是它们的费用纠缠在设计阶段不可能完全算清楚,特别对照现代水污染立法中的见解更是如此。的确,如果在荷兰的情况下,管道坡度是平的,晴天流量被泵入处理厂,Wiggers和BaKker(1978)曾有过结论说,从污染控制和费用观点来看,合流制还是有吸引力的。

Wilkinson(1956)专门对英国东南部一个247公顷的住宅区分流制下水道的暴雨径流作过研究。用经过12个月所取得的大约700个样品成果,Wilkinson得以指出,区域的暴雨径流中BOD和SS负荷将分别达到径流和晴天流量的皇家委员会希望的处理标准(BOD为 20mg/l ,SS为 30mg/l)的40和650%。Veibel等(1964)在辛辛那提对一个11公顷的城市住宅和商业区分流制下水道的一项类似研究,也证明了城市径流(即分流制——译注)与生活污水相比,在SS年负荷上是不

利的。

在Wilkinson(1950)和Weibel等(1964)之后,城市暴雨质量研究几乎没有什么发展,直到最近5~10年间才有些资料可用。这项研究的恢复可以解释是由于分析技术的不断改善和自动化取样设备的可靠性的不断提高,以及在大西洋两岸对环境保护立法的共同利益的增长。

就地理学范围而言,新近由斯堪的那维亚、荷兰、德国、瑞士和澳大利亚以及英国和美国等提出的水质监测报告也是值得注意的。这些研究在汇水面积的范围上,排水系统的形式上,气候和土地利用等方面都是有代表性的描述。在这种情况下,相互矛盾的结果大多是早就预料到的。譬如,Wilkinson(1956)发现前期干旱时间愈长污染强度愈增加。Hedley及King(1971)在英国中部地区面积相似但更老一些的区域观测结果,在BOD和SS的总负荷量上支持这些结论。然而,Wrirel等(1964),Biyan(1972),Whipple等(1977)和Bedient等(1980)在美国不同地区的全部工作中都没有能得出类似的关系。后面这些著者认为负荷量和前期干旱时间之间缺乏相关性是因气候、土壤类别和土地坡度的不同造成的。

这样的矛盾与大量的城市水质时空变化问题相掺杂。对排水系统及其支流汇水区污染物物理过程的较好理解将大有助于解决这些疑难。Steele等(1980)认为对这类课题的研究是很不适宜的。然而,未来发展的基础可在Cordery(1977),Das(1977),Ellis(1976、1977),Randall等(1977),Bedient等(1978)和Griffin等(1980)的研究中发现。他们的研究结果都是以“化学过程线”或者“污染过程线”的形式表达,表示了各场无关的暴雨过程中单项水质成分随时间

的变化。这类曲线图的特征是暴雨开始时物质浓度急剧上升。按Grilffin等(1980)认为,这种“初冲”现象的产生取决于污染物V可溶解的还是颗粒状态的。非溶解性污染物最初是通过机械过程的搬移,而溶解的成分则为溶解度的平衡所控制,剩下大量不被溶解的物质。

这种包括水文过程线的全历时连续采样,可以用来与先前大多数的研究者所采集的资料相对比,这些研究者把自己的工作限于一个变化很大的污染物浓度和负荷率。由于非点污染源随流量而变的性质,用于对比时,负荷率是优于浓度值的。为了说明在城市地区水质成分的变化,从14个不同的城市地区取得了有关BOD,SS,TP和TN的年负荷率列于表10.1中。

在表10.1中所罗列的汇水面积资料是从许多国家大量的宅区、商业区和住宅与商业混合发展区的样本里采集到的。不过,在表10.1中引用的有关四项污染物最明显的负荷率特征是它们的极端多变性。这些变化的比率可以用所测到的单次雨外推负荷方法来计算年负荷。为了详细解释,需要对各种发展形式有一个更为详细的考虑。

表10.1中SS和BOD的最高负荷率是Hedley和Lockley(1975)提供的高架公路某一段情形。这些数字被认为与冬季加了除冰盐类和每周通过40万辆汽车所产生的污染有关。一般地说,公路段的负荷率看起来都比商业区或商业及居住混合区要高些。但Bedient等(1978)所提供的一个正在修造地区的数字是例外的,因为汇水区仍有74%为森林复盖,对侵蚀提供有效控制,这些数字也就特别地有意义。接着能看到,商业和住宅混合区似乎产生比单纯住宅区更高的负荷率。土地利用方式的程度似乎是汽车数量,或者说被公路复

盖的面积，对污染程度具有显著影响。对这些论据的支持，可以从进入污水管道以前的雨水边沟暴雨径流水质研究取得（例子见，Waller, 1972; Sartor等, 1974）。

表10.1 不同城市区域的BOD, SS, TP, TN负荷率的对比

来 源	地区（土地利用）	面积 (ha)	负荷率 (kg/ha/y)			
			BOD	SS	TP	TN
Wilkinson(1956)	奥克斯海, 英国 (居住)	247	4.6	115	—	—
Weibel等(1964)	辛辛那提, 美国 (居住/商业)	11	37	818	—	10
Bryan (1972)	杜海姆, 美国 (居住/商业)	432	94	—	—	—
Sookerlund 和 Lehtinen(1973)	斯哥德尔蒙, 瑞典 (道路交叉点)	3.3	100	1185	0.2	5.1
	(居 住)	25	14	173	0.04	1.4
	(商 业)	25	43	820	0.16	3.5
Hedley和Lockley (1975)	伯明翰, 英国(公路)	2.6	172	6289	—	—
Randall等(1977)	马斯萨那斯, 美国 (居 住)	80	—	560	0.82	2.9
	(商 业)	1680	11.5	1787	1.37	5.5
Robertis等(1977)	苏黎世, 瑞士(居住)	9	25	159	0.59	4.9
Cordery (1977)	悉尼, 澳大利亚 (居 住)	131	35	320	—	—
Wanielista 等 (1977)	奥兰多, 美国(居住)	6.5	73	195	—	1.8
	(商 业)	11.4	50	338	—	4.0
Bedient等(1978)	休斯敦, 美国(在建 造的居住区)	8744	—	2676	0.75	—

用十个城市土地利用方式不同的资料，Waller(1972)证明商业区SS平均浓度值通常比居住区高些，但BOD的平均浓度值居住区有比商业区要更高一些的趋势。Waller还指出SS的浓度峰值，不大受前期干旱时间长短的影响，原因还是由

于经常打扫道路。然而, *Sartor*等(1974)发现常规道路清洁方法在清除街面污物的细颗粒是不很有效的。这些街面污物中有占 $1/4$ 的耗氧量, $1/3$ 到 $1/2$ 的藻类营养素, 以及不到 $1/10$ 的总固体负荷, 一半以上的重金属量。这些著者还指出柏油马路的污染负荷比混凝土路约大80%, 当车道条件恶化时负荷量会增大到250%。

BOD和SS的变化范围已在表10.1中说明, TP和TN也写得很明白, 正如10.2节所指出的, 在湖泊和水库等水体中这些成分的量级对藻类生长有着重要的作用。按 *Sawyar* (1947) 研究, 当无机氮的含量超过 0.3mg/l , 有机磷超过 0.9mg/l 和无机磷超过 0.01mg/l 时, 讨厌的藻类水花可能会生长起来。所以表10.1中的成果足以说明如仅将注意力限于污染物的点源控制, 则对富营养化的控制也不大可能有效, 如 *Randll*等(1978)所强调过的。

表10.1中的TN和TP数据与 *Qwens*(1970)在英国大奥塞河流域有关的城市排水系统的负荷率研究中引用的磷为 0.9kg/ha/y , 氮为 9.5kg/ha/y 。城市径流营养素来源有若干值得争论的问题, 多年来, 人们认为肥料是城市地区水中磷的最主要来源。然而, *Cowen*和 *Lee*(1973)曾提出, 因植物品种的不同, 叶子上可达到五分之一的磷含量会被雨水径流溶化掉。这说明植物性物质比肥料可能是更主要的营养素来源。最近 *Waller*(1977)提供了这个发现的证明, 他还提议在一个排水区里模拟单独的磷源和磷的流量作为估算径流成分的根据。

上面的讨论用以说明影响城市暴雨径流的污染物负荷率的大部分变量。对于未监测的汇水区, 即使负荷率可以得到某种可靠性的估计, 但接纳污水水道的水质变化仍然取决于

河流对污染物的同化和输送的能力。如果希望从单独排水区和接纳水体中模拟径流的水质变化取得成功,那么用实测资料作校核是最重要的。正如Wasnielista等(1977)尤其是Domicel等(1978)所强调的,几乎没有水质因素的规划研究而不带现场观测能算是完整的。

虽然表10.1所汇集的资料引起的问题比回答非点源污染特性的问题可能更多,但它仍足以建立对水质管理的重要关系。在这方面还有些作者(包括Soderland和Lehtinen,1973;Randall等1977;Roberts等,1977;Cordery,1977;Hojas等,1978;Pirner和Harms,1978;以及Field和Jurkeltaur,1980;)也提供一些信息。他们曾仿效Wilkinson(1956)和Weilel等(1964)的做法,把城市暴雨的成分与污水处理厂尾水排放的成分相比较,从这些对比结果展示了令人满意的一致程度,城市径流比处理过的尾水SS负荷要大2到6倍甚至更多,BOD稍微小一些而TP和TN数量显然更小。这些发现进一步表明只对登记过的点源排放加以控制来改善水质的作法是错误的。

最后,虽然这些讨论主要是放在城市土地利用上,但农业非点源的潜在污染也不可忽视。Yu等(1975)曾指出农业地区比城市居住区可能会导致同样多的有机污染,如果不是更多的话。提到营养素负荷,Sowyes(1947)和Qwens(1970)两位曾提出农业排水系统中磷和氮的年负荷率可与城市径流的年负荷率相当。表10.2是Wasnielista等(1977)同另外1⁴个参考文献的资料编制的,BOD、SS、TN和TP年负荷率的对比是从四种不同的土地利用方式中取得。虽然这项成果的变化范围与10.1相当,这些资料还表明耕地和为量较少的牧场可能是SS和营养素的重要污染源。从控制污染的观点

表10.2四种不同土地利用方式年负荷率 ($kg/ha/y$) 的平均值
及其范围 (依waniclista等1977)

土地利用	统计数	BOD	SS	P	TS
城市	平均	75	1700	2.0	8.5
	范围	53-82	723-1791	1.0-5.0	5.2-13
牧场	平均	11	810	0.3	5.3
	范围	6-17	112-816	0.21-0.66	2.5-13
耕地	平均	13	1200	1.05	26
	范围	4-23	245-1200	0.13-1.62	17-37
林地	平均	5	93	0.1	3.1
	范围	4-7	45-132	0.01-0.85	2.4-5.1

※ 一个样品中有两数值时取大值。

出发, 对于耕作地区的水质监测, 应当确信如同城市汇水一样重要。

第十一章 城市地区的水质模拟

11.1 引言

Loucks(1981)曾定义水质模型是一组用以描述发生在水体中的物理、化学和生物过程的数学表达式。对一组已知的点源和非点源及种特定的水文特性,这种模型在预定水道的横断面上能按时提供由水质参数值组成的一套输出值。因为每条河系都有其本身的特殊水文特征和本身特有的污染问题,水质模型种类也是很多的。此外,由于包括在水体自净过程中的物理、化学和生物机制综合描述的困难,以致许多模型都缺乏通用性。这种局面多少是如同Cembrowicz等(1978)所指出的,基本是由于可得到的资料及特征参数和确定常数的“瓶颈作用”卡住了。详细的适用于估计点源排放影响的模型对于长远规划目的是不必需的,但一套针对问题的水质模型则是必不可少的。

在作应用计划时,附加数学式说明应当包括于水质模型之内,以便对管理方案和最小或最大化的管理目标作出评价。这些模型已超出了本书论述的范围,然而各类讨论会中的综合评述,例如特朗特河流域模型(*Institution of Water Engineers*, 1972)以及例如Biswas(1981)编辑的现场研究集是可以查阅的。本书的注意仅限于城市地区的水质模拟,它是由两个部分组成的:

- (1)降雨径流负荷的估计;
- (2)接纳水体的水质变化的描述。

不管暴雨污染物负荷模型在内容和形式间有多么大的差异,大多数的模型还是依照一套共同的基本假定,其中最经常遇到的是:

(a)一个城市汇水区地表上固体物质的沉积量是前次暴雨发生或者最近一次清扫道路的滞后时间的函数;

(b)特殊污染物的负荷能够从已知的比值即所谓“能量系数”或“效率系数”由固体物质总负荷量来估算。

就象10.3节所讨论过的,上面的(a)项的假定仍有争论,但在没有更好的选择时还得继续应用。能量系数的应用同样有争论,因其应用意味着污染物是保守的。然而,大多数的作者包括Litworn和Donigian(1978)以及Sutherland和MuCuen(1978)认为对于不溶解的或部分溶解的污染物例如重金属,大部分的营养素形式和有机质等这些方法还是合理的。能量系数概念的流行似乎为水质模型的发展造成了某种僵局。如Field和Turlakoff(1980)所述的,常规的水质模型不包括输砂,而现有的输砂模型又只考虑松散砂粒而未考虑生物化学反应。就在描述污染物和散粒物质的特殊成分之间的关系方面已取得一些进展,如由Novotny等(1978)提出的营养素模型。

考虑到上面提到的假设和特定性质,由暴雨径流估算污染物负荷的适宜方法将在11.2节中叙述。两种著名的确定性径流水质模型的细节将在11.3节中描述。从某些模型以暴雨水文过程线和化学过程线形式的输出可作为接纳水体系统的输入。还有一批种类繁多的稳定和瞬时模型,其维度大多与水体中污染物混合状态的假定有关。例如二维模型假定存在横向混合,如同河口的分层流或浅宽河道的垂向混合,而一维模型是指垂向和横向都达到完全充分的混合。稳态模

型较为简单，所需要的计算工作量也比瞬时模型少得多，但后者对短期管理与控制工作较为合适。这种模型的理论基础将简述于11.4节。

11.2 雨水污染物负荷的估算

讨论由暴雨径流产生的污染物负荷估算方法时，*Wu*和*Ahlert* (1978)认为从对信息需求出发有三种不同的详细程度：

(1) 平均的年暴雨负荷，假设不论雨季还是旱季始终都是连续过程。但与点源排放量相比仍能提一项与地表径流有关的合适量度；

(2) 暴雨之间的负荷，这里只计及从一场暴雨到另一场暴雨所发生的变化；

(3) 暴雨过程的负荷，这里只考虑在一场单独暴雨中的瞬时水质状态。

那些作者又确认四种不同类型的模型以满足上述一项或多项要求：

(i) 零阶法，*Litwin* 和 *Donigian* (1978) 称做经验方法；

(ii) 直接法；

(iii) 统计法；和

(iv) 图示法

上述各种方法在下述各小节中将作扼要叙述。

11.2.1. 零阶（或经验）法

这是上述方法中最简单的一种方法。包括应用于排水区内各类土地利用方式的面积上各种水质成分的单位负荷率。

这种单位负荷率严格通过区域水质监测系统估算,但是当缺乏这类资料时可从已刊布的资料中引用与水文特征和土地利用方式相类似的资料作为参证。在排水区之间转移信息所存在的困难可以从表10.1和10.2所列表面上相同的土地利用地区但从年负荷率变化巨大看出。这种方法能在可行性研究阶段给出可靠的成果。

11.2.2. 直接法

直接法是基于假定一个给定汇水面积上的某种污染物平均排放量和平均浓度值都是独立变量,使平均负荷可以从其乘积估算出。平均浓度值又可从刊布的资料中取得。另一种办法是其数值可以从定时取样作为流量加权浓度值或者应用方法(iii)所提供的回归方法作出估算。

11.2.3. 统计法

这种方法是传统统计方法的应用。例如对水质数据用多元线性回归分析(MLRA)或者判别分析。MLRA所用的因变量是由总降雨负荷或各种污染物的平均浓度等组成,自变量包括气候、土地利用、地形和季节等特征。由Jewel和Adrian(1982)引用的,在实用上可能是很有意义的变量和参数汇总于表11.1。“暴雨总动态变量”可解释为的一个给定汇水面积内暴雨之间的变异,而“瞬时流量动态变量”可能与一场特定暴雨内部的差异有关。

由Bradford(1977)提出的一项将统计方法应用于已刊布的1972的美国城市雨水污染资料是很不成功的。作者对这个结果归因于没有识别出资料系列中能说明占有很大比例的自变量。更近一些的是Jewell和Odrian(1982)所做的类似工作,他们的资料根据美国12个地理区域,26个排水流域约257次的暴雨在内。曾用MLRA对14个暴雨总负荷模型和15

表11.1 由暴雨径流造成污染物的冲洗对自变量和参数的影响

(依 Jewell 和 Adrian, 1982, P490得到许可)

动态变量		参 数
暴雨总量	瞬时流量	
上次暴雨到现在的时间	径流强度 累计径流量	土地利用面积
清扫马路方法	自暴雨开始的时间	不透透面积所占百分比
总径流量	降雨强度	漫流长度
暴雨历时	累计降雨量	街道和公园所占面积百分比
总降雨量		街道长度/单位面积
平均降雨强度		人口密度
		微粒散落率
		集砂井数/单位面积
		气候资料

个瞬时流量模型作了估算，结论是没有任何一个模型能始终如一地提供充分说明的变数，也没有一个模型能适应大多数的汇水区。这些著作还得出结论，纵然假设同一模型于同一排水区以预报不同污染物的冲刷量也可能得不到保证，因而只要可能就应当把当地资料收集起来，然后用统计技术对汇水区求得有代表性的模型。

相反，由Darby等(1976)以统计方法得到的结果却是令人鼓舞的，他们使用判别分析的方法把汇水区“活动性指标”与宾夕法尼亚州排水地区的实测水质状况联系起来。这种活动性指标包括污水处理厂（排出口）日负荷量，未设下水道的住宅区面积，人口密度，已开发面积，以及从地方政府档案里得到的其他特征值，能用以估计未经监测汇水区的

总水质及预报令人讨厌的污染物。这些著作还表明这类信息还可用于水质监测规划的设计。

11.2.4. 图示法

图示法大致可分为两大类：

(a) 基于通用土壤侵蚀方程 (USLE) 的负荷函数预报泥沙负荷从而利用能量系数得到其他水质成分的负荷；

(b) 模拟法，基于粉尘和污泥的累积模型以及由降雨和清扫道路除尘以求暴雨时的瞬时效果。

如同 Hudson (1981) 所概括的，USLE 的实质是变量的换算，即将那些影响土壤侵蚀量变成数值，再把所有的数值相乘，就得出单位面积上的年土壤侵蚀量。USLE 的结构可用图解形式示于图 11.1。更正规些，USLE 可以写成如下形式：

$$E = R \cdot KS \cdot LS \cdot CM \cdot P \qquad (11.1)$$

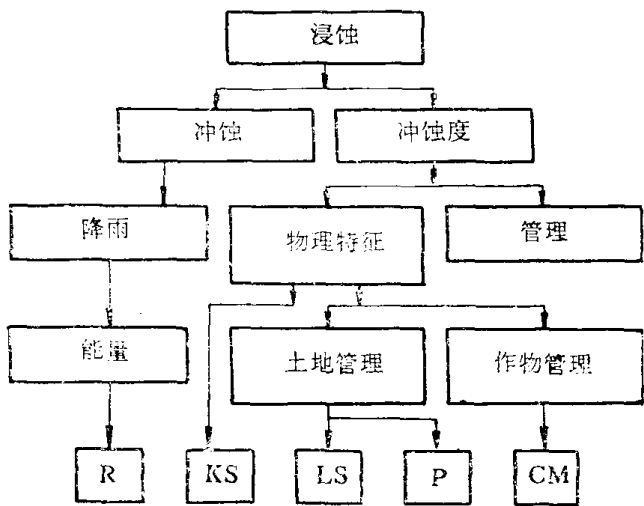


图11. 1 通过土壤侵蚀模型的结构 (Hudson修改, 1981, Batsford 学术与教育公司许可)

式中 E 是单位面积泥沙负荷量; R 是降雨侵蚀指标值, 此值用暴雨动量乘降雨历时内最大30分钟降雨强度而得; KS 是土壤侵蚀系数; LS 为长度和坡度的系数是场地的土壤侵蚀与长度为22.6米, 坡度为0.09的一块场地(这是实验基地的尺寸, 由此算出系数, 提供的土壤侵蚀的比值; CM 为耕地管理系数, 用来比较土壤的流失量与耕作过的裸露休耕地土壤流失量; P 是水土保持实用系数用来比较土壤流失量与一块沿最陡坡度往返犁耕面积上的流失量。方程(11.1)只考虑宜耕地上雨后溅起的泥浆, 片状和沟状冲刷的土壤侵蚀, 没有计及沟渠的冲刷或者河岸的坍塌, 所以应用 $USLE$ 于小汇水面积所得到的土壤侵蚀量是值得怀疑的。

另外, 模拟法基本上是取决于总固体的沉积和去除表达式的率定, 型典的模式包括:

$$S = K_1 [1 - \exp(K_2 t)] \quad (11.2)$$

$$S = K_3 t / (1 + K_4 t) \quad (11.3)$$

式中的 S 为单位长度道路缘石的总固体负荷, t 是离最近一次降雨或最近一次清扫道路的时间, $K_i, i = 1, 2, 3, 4$ 是待定系数。因为方程(11.2)和(11.3)的突变峰值可能不足以代表开发较少地区的负荷, Wu 和 $Ahleri$ (1973) 赞成模型的另一模式可以写为

$$\ln S_j = a_0 + a_1 S_{j-1} + a_2 T_j + a_3 Q_j \quad (11.4)$$

式中 S_j 是 j 时段的负荷, T_j 为暴雨开始时算起的时间, Q 是 j 时段的流量。

方程(11.2)和(11.3)形式的一般表达式已被 $Sutherland$ 和 $McCuen$ (1978) 广泛地应用于城市非点源污染管理模型($MUNP$)中。根据土地利用方式(单独的和组合的住宅区、商业区和工业区), 路面种类和状况, 交通量和人

口数量可推出一套泥沙沉积的方程式。更进一步推出径流及街道清扫去除六种粒径土壤百分数表达式。

11.3 城市水质模型

上述估算暴雨径流负荷的各种办法仅提供城市水质模型需要的一种成分。由于汇水面积内流量时间系列的模拟是估算降雨径流冲洗污染物的首要条件，这类模型实际上可被看作是确定性的水文模型的扩展形式。有时，模型还可扩展到考虑接受水体的水质或地表水径流的处理，或两者兼而有之。

在已知的著名水质模型中具有这种特性的模型就是雨水管理模型（SWMM）（Lager 等1971）和蓄水、处理、溢流径流模型，STORM（美国工程兵团，1974）。这两类模型，STORM显然是更为简单的水文学成分，然而对比现行SWMM的单场暴雨形式，它能提供事件全过程的连续模拟。这两类模型的水质成分差不多是一样的。

SWMM 的整个结构格式曾由 Torno(1975)作了简要说明，并已在9.4节做了简要的介绍。一本关于污染物负荷估算方式的综合描述模型的最新版本书已由Ptoctor 及 Redfern 公司和James F. MacIarn公司（1976 a, b）出版。这些著作还提供STORM模型的更为详细的内容，因而下述两类模型的陈述大部分是根据他们的工作。

在 SWMM内，每个支流汇水区地表上灰尘和污泥沉积量起始数量的估算假定是前期晴天日数和清扫道路次数与效率的函数。灰尘和污泥中的各类污染物数量则是根据支流汇水区的土地利用情况来确定，每个时段内每种被冲洗掉的地

面污染物数量假定与剩余数量成比例，并给予一项指数衰减函数，清除率受雨水流量和指数函数的指数值所支配。新式 SWMM 关于 SS 负荷估算给出了两种可选择的方法：第一种方法应用一项利用因子，这项因子是径流率的函数，以便计算排水量比 $18\text{mm}/n$ 当量值还小的低固体排除率。第二种方法包括一项经验方程式其 SS 的排除量表示成时段起始时刻剩余量与暴雨起始时刻初始量的比值之函数，这个方程式还加上一个“排除系数”其数值大约在 5 小时后随时间减少，还要作与 SS 相联系的 BOD 负荷修正量，其数值按 SS 重量增大 5%。

计算出从地面上清除的污染物负荷以后，注意力要转移到雨水截流井或雨水井，固体物通过后者比例要根据沉淀速度决定，即只有当颗粒速度比规定的临界值小时才被截留住。溶解性污染物的排除量则是根据入流量的沉积量与雨水井中的溶液的截留量之比值的指数函数方法来估算。还要加以下水道系统中污染物的冲刷沉积衰减量修正。此外，固体沉积量是按前期暴雨之后的天数为函数计算的，

因为 SWMM 只能处理单独暴雨过程，当试图将整编统计扩充到整个时段内污染物的沉淀和冲刷资料时，应用这种方法会变得代价高昂。然而，具有简单的水文学成分的 STORM，在这方面却是方便且经济的。

STORM 工作是将一个雨量计记录的降雨量，用点面换算关系折算化成每个小时步长内汇水面积的平均雨深作为输入量。超过洼地调蓄量的降水量以径流系数的方式变换成直接径流。在雨间，洼地蓄水以可能蒸发率消耗。透水的与不透水的汇水面积应分别考虑，对融雪要作出修正，但不作直接径流演算。水质演算大体上与 SWMM 相同。STORM 还考虑模

拟蓄水和径流处理的各种组合影响，其结果以所要讨论的雨水溢流表示之。未达到规定处理率之前不得蓄水。当蓄水库蓄满，多余部分溢流到接纳水道。相反，当径流率下降到处理率以下时，多余的能力用来放空蓄水库。溢流时污染物负荷是根据物质平衡来确定的，包括径流和蓄水中的质量，以及处理时的损耗。

STORM 和 SWMM 两模型的计算机程序是没有专利权的，并且对可能的用户也容易取得。有关 SWMM 的使用者已建立组织，那里的做法就象证券交易所把有关的信息和经验进行交换。由于这两类模型是互相补充的，Proctor 及 Redfern 公司和 James F. MacLacén 公司 (1976a) 曾提议 STORM 模型可作为设计用的一种筛选模型使用，然后再用 SWMM 来详细分析。

11.4 接纳水体的水质模型

通常，接纳水体信息的时间尺度比城市化汇水面积的时间尺度要长得多，因而模拟水质变数，经常假定为稳定状态。此外，为了把合适的数字表达形式处理成为公式表达的需要，通常用微分方程式描述因时间 t 和污染源下游 X 距离处污染物浓度 C 的变化而写成的一维形式

$$\frac{\partial C}{\partial t} - \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial X} (D_L A \frac{\partial C}{\partial X}) + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial X} (CQ) \pm \sum_k S_k = 0 \quad (11.5)$$

式中 Q 是下游新的净水流量， A 是 X 点处的横断面面积； D_L 是扩散系数（或称弥散系数 译注），而 S_k 是污染物的点源（或汇）。

方程式(11.5)说明浓度随时间的变化是固纵向扩散作用(第二项)和对流作用(第三项)再加上一些源或减去一些汇的变化,这些单项的相对重要性主要取决于所考虑的污染物是保守的(不可降解的)还是非保守的(可降解的)。在大多数的实际情况下,这个特征是与系统中相对于衰减率的剩余物质的时间长度有关。对于保守的污染物,浓度的降低仅仅由于稀释,在单点源排放时,方程(11.5)中的第四项就成为零。对非保守成分浓度增减的反应作用通常认为是一阶形式,此时反应率与污染物浓度成正比,而方程式(11.5)中的第四项则以 KC 给出,这里 K 是变化率系数。在这两种情况中,扩散项只是在感潮河段时才考虑。

由于对水生动物和植物的生存有着根本性的意义,在水质模拟研究中氧总是首先考虑的指标。天然河系水体的溶解氧(DO)通常都接近于饱和。污染物排入水体后使水体受到好气菌的分解,如供氧量不足以供应污染物的 BOD 负荷,接纳水体及其分解方式变成厌气性的。因 BOD 所进行的耗氧过程和地表水从大气中及绿色植物光合作用中呼吸氧气所形成的复氧作用的相互作用产生了 DO 随时间的变化称为溶解氧的下垂曲线。这个下垂曲线的数学描述于1952年由Streeter和Phelps在俄亥俄河水污染研究中首次提出(见,Fair等,1968,33—12节)。

若 BOD 负荷以 L 表示,水流中对于饱和状态的 DO 亏损量为 D ,描述这两个过程的微分方程可写成

$$\frac{dL}{dt} = -k_1 L \quad (11.6)$$

$$\frac{dD}{dt} = k_1 L - k_2 D \quad (11.7)$$

式中 k_1 和 k_2 分别为耗氧系数和复氧系数。这些方程的解是

$$L = L_0 \exp(-k_1 t) \quad (11.8)$$

$$D = D_0 \exp(-k_2 t) + KL_0 [\exp(-k_1 t) - \exp(-k_2 t)] \quad (11.9)$$

式中的 L_0 和 D_0 是污染物排放点处的 BOD 负荷和 DO 亏损量, $K = k_1 / (k_2 - k_1)$ 。

方程 (11.8) 和 (11.9) 称为 *Streeter—Phelps* 方程, 并且严格适用于当 DO 浓度还没有下降到零的时候, 降到零时生物化学反应也将从好气菌分解转化成厌气菌分解。DO 下垂曲线由方程式 (11.9) 来表示。特别令人感兴趣的是 DC 亏损临界点的数值, D_c , 及其发生的时间, t_c , 这可令 dD/dt 等于零来计算:

$$D_c = (k_1 L_0 / k_2) \exp(-k_1 t_c) \quad (11.10)$$

$$t_c = (k_2 - k_1)^{-1} \ln[(k_2 / k_1) \{1 - (D_0 / L_0 K)\}] \quad (11.11)$$

基于 *Streeter—Phelps* 方程可引伸出一些附加过程的修正值, 例如有来自河床的沉积和冲刷作用的 BOD 排除量和附加量, 因光合作用所产生的氧和呼吸作用所消耗的氧, 由 *Dobbins* (1964) 提出了这些作用的总述。此外, 因 BOD 是由几个成分构成的, 其中每一个均有各自不同的衰减型式, 所以 BOD 负荷可分解成为独立的部分, 而碳质和氮质成分是最经常考虑的。

如 *Pentland* 等 (1972) 及 *Loucks* (1981) 所指出的, *Streeter—Phelps* 方程为接纳水体现在普遍使用的大部分水质模型提供了基础。河段较短时, 预报 DO 可以很容易地使用诺模图 (*McBride*, 1982) 或用微型计算机, (见 *Hughtc* 和 *Schwibec*, 1982; *Jebbitt*, 1982)。然而, 对大的河网地区和更加复杂的问题, 就一定要求助于更大型的计算机

和更加全面的程序如QUAL II (Grenney等, 1978; Loucks, 1981)或UBRODO (Moodie, 1979)等来完成。并入SWMM中的RECEIV模型只有在最主要的输送机理是平流时才可使用(见Proctor及Redfern公司和James Fr MacLacsen公司, 1976)。一项相似的限制应用于Knowles及Wakeford所提出的程序, 这个程序由Casapieri等(1978)用于模拟泰晤士河支流勃耐支河的水质情况。一个河网地区的非稳态水质模型已由Tucci和Chen(1981)作了叙述。

尽管与水质变量有关的采样和监测的误差以及变量在时间和空间之间变化的复杂性, (人们)仍旧过分地信赖以方程(11.5)为根据的确定性模拟方法。实际上, 这样的模型只提供用平均值来表示的水质预报而忽视了平均值因概率分布的不确定性, 后者的确定要求统计方法以考虑无法预知的水质变化时间系列的修正量。这类模型的更简单形式之一可以应用MLRA, 以污染物浓度为因变量, 流量或流量的转换为自变量而得。例如, Farrimond 和Nelson(1980)曾描述过的以五个流量(五天总量)为根据的模型。一种更为精细的随机模型研究, 其中有一个仪器变量方法(*Instrumental Variable Method*)已应用于水质微分方程模型的参数估计, 并已由Whitehead(1980)作了介绍。把这个程序应用于非潮汐河流的单河段对BOD和DO进行模拟, 也已经由Whitehead (1977)和Whitehead及Young作了简单介绍, 借助蒙特卡罗(随机样本)法在彼得佛德奥基河的水质模型上做过试验, Whitehead 及 Young (1979)发现预先假定参数可能有很大的错误。这些作者还告诫说, 不可无条件地接受来自确定性模型的输出值, 同时还推荐对从这些模型计算的成果作全面地灵敏度分析。

第十二章 雨水管理

12.1 引言

暴雨雨水管理是一个用来描述技术组合的词汇，其共同目标在于减轻城市径流的量和质所产生的不良后果。这种技术可大致分成两大类：工程措施和非工程措施，较为广泛应用的实际措施如表12.1所示。城市地区可以同时选用其中的某些措施，但是必须注意控制洪水对城市水质发生不利的影响。同样，改善城市径流和接纳水体的水质也不得妨碍排水系统和减缓洪水工程的功能。虽然，解决因城市化而引起的洪水控制和水质控制问题时曾倾向于只达到一个目的而不是两个目的。

象 Butler(1972)所指出的，最明显的减洪方法是扩大渠道横断面减少糙率或开挖分洪渠道来改善现有渠道的过水能力。然而，任何对天然河道的渠线和横面断的改变，都一定要考虑到它形成的原因。在一个城市化的汇水面积内因建筑施工和城市发展所导致的水流特性的改变带来了大量泥沙，改变渠道的几何图形使物理和生物环境受到损害。采用裁弯取直和在满流时扩大渠道横断面的沟渠化可能得到不利的结果。沟渠化的结果将在12.2节中作更深入细致的论述。

当城市化引起设计洪水的变化过大，沟渠化不能适用时，可以考虑采用平衡水库。就日益增加的情况来看，如果建设者能保证城市发展后的径流不致超过发展前或自然条件下的径流，工程才可能允许进行。的确，在美国的大多数都

表12.1

雨水管理措施

措施分类	水量方面	水质方面
工程性的	沟渠化 平衡池(小水库 —译注) 回灌水库 屋顶水库 透水路面	对污染源排放的处理 旱粪池 回灌水库
非工程性的	局部地形保护 分洪区	洁净水道 分流沟渠 无废物法林 垃圾控制

市地区,这样的要求已成为地方规划法案(McCaugh,1974,1974;Talharni,1980;Debo及Ruby,1982)。实际上,储洪池是一项试图代替因城市化而损失天然蓄水能力的措施。因为前者是把洪水集中在一处,而后者是分散在整个的汇水面积上。在设计这些设施时要有一个地区远景规划以便保证储洪池能减小下游的洪水而不会变得更严重。有关储洪池的一般设计程序将在12.3节中讨论。

与沟渠化不同,储洪池的优点是靠沉淀除去颗粒状物质。可是,污染物负荷的大部分易于为大量的中小暴雨输运,而主要的洪灾却是来自不常见的大暴雨。Whipple(1979)设计的所谓双重目的滞洪水库意在取得一个协调以延缓和削减大洪峰以及对污染物提供更长的滞留时间和更高的沉砂效率。这方面的问题也将在10.3节中予以讨论。

储洪池的主要作用为是把入流量的洪峰降低并把径流量作时间过程的再分配,与之不同的回灌水库是将雨水过程线的全部水量拦蓄于库底下面的含水层内。因而这样的水库限

制于库底有比较好的透水层，且地下水位足够低的区域之内。回灌水库除了增加地下水储量以外，还可以大量节约下水道的出口管道费用。纽约长岛是一个现成的实例，该处回灌水库的优势得到彻底利用。按 Aronson 及 Prill(1977)所提供的情况，这种水库数量的增长从1950年的14座增到1960年的700座左右，到了1974年多于2200座。这种水库的露天井深度为3.0~4.6米，面积在400~121000米²。回灌水库对区域水的平衡所产生的影响，人们也曾作过广泛的研究（例如，Seaburm, 1970；Seaburm及Aronson, 1974）。

有关露雨径流量的工程性措施已在表12.1中罗列了，屋顶水库和透水路面大多限于局部应用。在平顶上的蓄水层可能还有一薄卵石层使房屋设计负荷量明显地增加，并且在与其他措施相比较时会显得不经济。汽车停车场用透水路面是为了促使(雨水)就地下渗，但是这种方法如同回灌水库一样受到类似的限制。透水路面面积的设计曾由 Jackson 及 Ragan(1974)作过考虑。

通常，非工程性雨水管理方法包括一些在原先计划或者要继续保留的某些要素。例如 Bonham(1974a,b)在规划新城市发展布局上对于注意现有地形所展开的广泛讨论就是一例。在一个完整的排水地区，河流蜿蜒流过从分水线分出的支脉间的自然洪泛区。这些山脊与谷底之间的坡地通常排水较好，并为(城市)发展提供可供选择的地点，但侵占底部洪泛平原应该避免，这可使需要很高代价的防洪工程得以大为减免。为了舒适的环境和娱乐活动的目的也需要具备开阔的场地，而位于洪泛平原的这些开阔场地既能美化环境又能为特大洪水保留通道。

表12.1中所列的城市水质管理技术措施，对污染源出水

的处理似乎是最明显的工程性措施,但也是十分不灵活的方法。因为这些措施不能适应径流强度的急剧变化。与此相反,平衡池和回灌水库就能控制洪水流量并为水中泥沙的沉淀提供机会。水质管理中非工程措施主要是防止灰尘和污泥进入排水管网。不幸的是,用机械清扫道路细颗粒的马路污泥效果较差,而污泥却是可能污染量的最大部分(见 Sartor等, 1974)。清扫剩下的细泥砂并留待以后清除的马路边沟也同样是不很有效的。

在城市径流中有一种值得注意的污染物,它是城市政策的产物,其分布可以控制,这就是为了清除积雪而被散布的除冰盐。根据 Field等(1973)的论述,认为盐类优于磨研物如砂粒和煤渣,因为它有较强的融雪和化冰能力又可免于再清除工作。常用的除冰盐有氯化钠和氯化钙。但是,有如 Roth及 Wall(1976)所指出的,它们对环境的影响有显著的差别。氯化钙有转化成盐水状态的可能并通过排水系统排泄出去;而氯化钠更容易恢复成固体的形态,因此也成了潜在的更为有害的物质。Field等(1973)提出要对除冰盐中一些添加剂加以注意,这些添加剂因光化学作用可能产生氰化物,从而产生了附加毒物的问题。

由除冰盐引起的许多环境破坏是由于追求所谓“光敞政策”而过量使用所造成的。这种政策的基本目的是为了能在冬季里提供如夏季一样的驾驶条件。Roth及 Wall(1976)曾指出当温度在 -12°C 至 -4°C 之间时,双车道公路上附有5厘米厚的冰层,每公里使用170公斤盐时将产生69000至200000毫克/升的盐溶液。这可与一般限定的饮用水安全浓度250毫克/升相比较。一旦温度上升,堆积在道路两旁污染了的雪和冰会变成一种高毒溶化水污染源,对土壤肥力和路边植物

的生长带来危害。*Scott*(1976)曾提到过城市径流中 最高的盐浓度是紧接发生在融化开始,同时随着融雪的增加会急剧地下降而流走,即使如此,*Cherkauer*(1975)也报导过,一个城市汇水区内在最后一次使用除冰盐之后大约7个月内径流中还有微量盐类。

某些作者,包括 *Wulkowicz* 和 *Saleem* (1974) 以及 *Hawkins*(1976),曾对城市汇水区盐径流的物质平衡作过研究,即径流流走的与施用的氯化物的比例总是小于1。没有被带走的部分在当地沉积,不是附在泥砂上便是溶解在地下水之中。在夏季里这些沉积物可能会进入含水层使基流氯化物浓度增大,例如 *Hawkins*(1976)对纽约州一个小汇水区所作的研究就是如此。研究氯化物浓度的长期变化时,不仅要注意当年的盐类施用量还须注意到前几年除冰盐的残留量。

12.2 沟渠化

虽然为了容纳城市洪水而建造又大又直的渠道,就水力学观点而言,相对地说或许是成功的。但在最近十年,会看到一个相反的认识正在形成:这一类工程有可能会对物理和生物环境产生影响。对沟渠化有害影响的理解必须从城市化引起的水流规律和径流水质变化开始。第十章曾指出发生在城市化的汇水区里值得注意的水质变化之一就是悬浮固体负荷显著增大,后者的绝大部分至少在最初是因建筑施工侵蚀加剧后产生的。例如,*Keller*(1962)估计在马里兰州一块与农村面积相当的城市排水流域中污泥的产量至少大6倍。此外,*Walling* 及 *Gregory*(1970)也曾指出在英国西南部一块

较小的汇水区里，受建筑施工的影响比不受干扰的情况下径流中悬浮质的浓度在2倍至10倍之间，甚至偶然还会达到100倍。

一般说来，绝大部分的植被遭破坏以及大范围的地貌被重新改造往往是与建筑道路相联系的。*Wolman* 及 *Schick* (1967)曾对美国正在建筑中的分隔车道公路做过估算，每公里线段可能会产生大约 2×10^5 公斤的泥沙，*Vice*等(1969)说过弗吉尼亚一块小汇水区，因建筑主要快速公路交叉点受到影响的面积大约占11%，产生约10倍于正常情况下耕地的期望泥沙量，200倍于草地，2000倍于森林区。虽然在施工时还采取了沉砂池，复盖材料和暂时性铺草皮等限制侵蚀的保护措施。但 *Barton*等(1976)曾发现这类措施并不成功。*Weber* 及 *Reed*(1976)对控制侵蚀作过实际的研究后提出，沉砂池的位置是它的性能的关键，当地沉砂池所截留的泥沙较河流上的沉砂池更为有效。这些作者还指出复盖和播种草籽在植物未成长前是不大有效的，*Burton*等(1976)还认为在执行土地清基计划时要避开大雨月份，便有可能使侵蚀量达到最小。

因城市化带来悬浮质泥沙的增加可能使下游渠系发生重大变化，由于城市开发前的原河道太小而不能挟带过量的负荷，这些新沉淀质会象洪积平原一样沉积下来。据 *Graf* (1975)在科罗拉多一个城市化小汇水区所作的研究记录，其洪积面积会增大270%。当城市继续发展时，不渗透面积增加，泥砂的产生量会逐渐减少下来。但随着洪峰和径流量的增大，河道又会开始对沉积的平原冲刷起来。按 *Leopold*等(1964)的研究，应开挖或维修河道的河槽使其能排泄1.5至2年一遇的洪水而不漫岸。由于城市化带来了水流规律的变

化,原先的满槽流量将会较经常地发生,河槽因它而扩大。这种扩大破坏了河流的外观和娱乐价值并因此而增加了工程维修费用。*Hammer*(1972)以及*Hollis*及*Luckett*(1976)对此做过调查研究。将宾夕法尼亚 78 个汇水区最大面积为 15 km^2 的地区作为样本, *Hammer* 表明河槽扩大总是与带有大面积雨水下水道的街区或者大的不透水面积诸如汽车停车场有关。相类似的,由 *Hollis* 及 *Luckett* 在英国东南部对 59 个汇水区也取得相似结论,但不很确凿。

排水工程师们对城市化带来的渠系变化通常都能作出很有效的预测。通过调整渠线,比降和横断面以期增大渠道的过水能力,并且还通过衬砌和抛石护坡来降低岸线的冲刷和稳定岸线。如同 *Karr* 及 *Schlosser*(1978)详细地讨论过,沟渠化会导致水质降级以及对河道的物理环境和生物产生反作用。后者示如图 12.1,该图由同一作者的图形修改而成。

图 12.1 表明用环境观点提出的四种十分重要的沟渠化后果,即植被的破坏,河槽的疏流,弯道的裁直和深潭及浅滩的破坏。在调节河流制度上,岸边植物发挥了特别重要的作用,斩伐植物,温度会增加,其结果会河流保持溶解氧的能力降低,或是水生物群落结构发生变化使最宜低温条件的品种没有能力活下来。*Karr* 及 *Schlosser*(1978)还注意到伐木地区因维护当地河道两旁的植物缓冲带对改善水质的效果,这类缓冲带对降低输沙量的进入方面有特殊作用。因为植物营养素有附着到泥沙颗粒上的趋势,因此随着公路施工所造成营养物负荷的增加量也缓和了下来(见 *Burton* 等, 1976)。悬浮固体转变成溶解营养素形式的速率因温度的增高而有显著的增加,所以岸边植物提供的荫蔽降低它们的利用率及其可利用度。此外,斩伐河流附近的植物,特别在河系

的上游，其结果不仅损失了能量的输入，且破坏了水生食物链结构，从而可能降低重要的无脊推动物和鱼类等的产量。

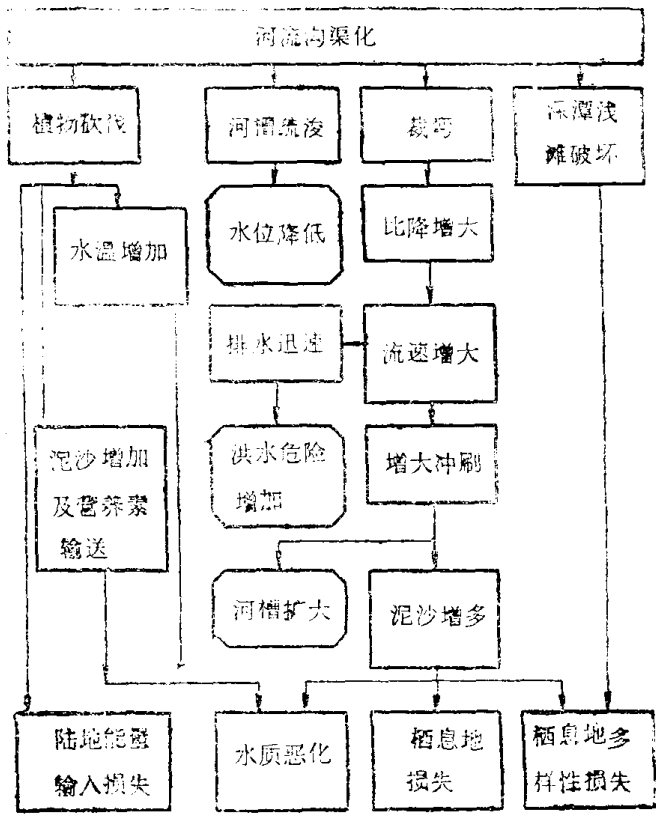


图12. 1 沟渠化对河流和物理环境生物群的影响 (Karr及schlosser 修订, 1978, 美国科学促进会许可)

渠道浚深可能是由于调整了河床坡度，并能对河流附近的地下水产生局部性影响。可是，河弯的裁直会有很广泛的反应，在同样的绝对水面高程差中两点之间的河长缩短，会增加能比降，因而也增加水流的流速，加速了排水能力，增大了洪水的危险性。并使更大的泥沙颗粒开始起动，加剧冲

刷作用。因此渠道在新的水流特性下调整其横断面，从而又开始一个新的自然过程。河道上深潭和浅滩的破坏在能面比降方面可能会起到与河道裁弯取直相似的影响。

Karr及Schlosser(1978)还曾指出渠道的弯曲和河流动植物栖息地种类之间有确切的关系，而栖息地种类又直接关系到鱼的种类。虽然泥沙的浓度可能还不会达到鱼的半致死量，在产卵场泥沙的沉淀和河流的混浊会明显地改变植物、无脊椎动物和脊椎动物群落结构和产量。例如，Barton(1977)曾报导在安大略河排水区的一个公路建筑工地的固定站产鱼量从24减少到10公斤/公顷。

就沟渠化的替代方案而论，Kallor及Hoffman(1976)曾提倡一项恢复河流的政策，要求被改造的城市渠道与天然河道在提供缓解洪水和观赏外貌上有相似的效果，这些作者还评论说大量的城市河流是被废弃的河流。所以河流的恢复应从清除城市垃圾，清除倒塌树木和广植小树及灌木林等措施开始。根据Karr及Schlosser(1978)所提出的原则，是尽可能把有多少树就原地保留多少。河弯内侧按3:1或更小的坡度倾斜，以便促进沙州的形成。在河弯的外侧，抛石防护以保证弯道的稳定性。Keller及Hoffman(1976)认为，河流恢复费用不到沟渠化计划费用的5%。但是为了最后的成功还有赖于洪泛区采取强制措施和控制泥沙的规约。

对不能避免渠道工程的地方，设计工作应使天然排水系统的破坏为最小。Bonham(1974)曾对缓坡河谷的设计选择作过调查，在较为平坦的洪泛区，他推荐采用岩石衬砌边坡的平V形渠道；对陡峻河流，衬面的糙度要增大，使水面不平稳以告戒公众超临界流发生的危险。

12.3 储 洪 池

储洪池可以按位于河道中的相对位置（即“河上型”或“河外型”）和旱季水流时的蓄水量（即“湿型”，“干型”和“湿干混合型”）来分类。根据 Hall 及 Hockin（1980）提出的，定义归纳于表12.2中。

表12.2 储洪池的分类
(Hall及Hockin, 1980, CIRIA许可利用)

池 型	说 明
河上型	旱天流量通过储水区中
河外型	晴天流量由边道流入储水区
干型	当旱季水流条件时，储水区无水
湿型	当旱季水流条件时，储水区有水
湿干混合型	当旱季水流条件时，储水区一部分有水，另一部分无水

一座河外型池比一座河上型池所需要的库容要小得多（因而淹没土地也少些），但是如果河外型池是靠重力排水，在入口和出口之间要有较大的落差，如果落差不够，池深就要减小而面积要加大，从而失去了节约淹没面积的好处。

储洪池在所有的时间里都蓄水，或者在两次大暴雨之间部分或全部泄掉。“湿型”池为划船和养鱼提供一个舒适游览区（实例，Bunyan, 1975），但是这种永久蓄水的库容显然不能用来削减洪峰流量。“干型”池也能安排成为一个舒适的野外游乐场所或公园的形式，但是为了泄水的目

的必需将水库分区，也会占用一部分蓄水库容。

为了控制地表径流，英国中部米尔顿基尼斯的新城镇地区已广泛应用储洪池。根据Davis和Woods (1979)，此区最后将采取12座池，其中有4座是“干型”池，作为地区开发利用，特别注意于“湿型”和“湿干混合型”的娱乐价值，并增添设施其中包括快艇、动力游艇，独木舟，游泳，钓鱼、滑冰和野生动物保护等。

为了特别娱乐的需要，譬如风帆路线的长度或有效面积，可能都会支配储洪池的形式和结构，但设计的基本准则仍然是水文学和水力学的理论。特别要把储洪池设计成能把城市发展以后一定重现期暴雨所形成的洪水削减到预定的出流洪峰流量。后者相当于城市发展前由相同频率的设计暴雨所形成的洪峰；但是也可以根据下游渠道和有效滩地的过水能力来拟定。因河上型池的作用而被延缓且削减的入流洪峰数量还取决于控制出口的水位流量关系和库容与水之间的关系。至于河外型池则由于存在河流下游流量的限制以及水池入口的限制，情况可能更为复杂。在这两种情形下，当工程一旦完工并交付使用之后，建池前 T 年一遇洪水，就不再是危险的了。洪峰也不再是主要考虑的对象，因为洪水过程线下径流量的分布决定有效库容如何利用的方式，因而也就决定了入流过程线削减的幅度。从而有储洪流域其临界暴雨所给出的过程线将比控制无储洪流域的过程线历时长，洪峰低而径流较大（也可参见McCuen, 1979; Mein, 1980）。相当于各种暴雨历时的洪水必须一一演算出来，以便确定一个临界设计暴雨。

虽然储洪池在联合王国的新城镇地区已被广泛使用以减轻下游地区因城市化带来的水流特性变化所产生的影响，但

在建筑业研究与情报协会主持下的《指南》公布前，工程师很少能得到有关的参考（见Hall及Hockin, 1980）。除了城市化条件下汇水区的洪水估算方法和测定储洪池库容的技术建议之外，这本《指南》还包括设计的逐步程序，这个程序简述于12.3.1节。这项程序仅适用于单个（河上型池或河外型池）储洪池。但储洪池总是大排水系统的一个组成部分，这种大系统有时还包括邻近流域也提供一些平衡库容的水库。此时，要把这些系统作为一个整体看待，因而多池系统问题将在12.3.2节中加以讨论。最后，在12.3.3节中将注意力转到储洪池对水质可能产生的影响。

12.3.1 储洪池的设计程序

设计储洪池的步骤以流程表示于图12.2（见Hill等，1978）。为了方便起见，这个程序可看作是由4个部分组成：原始资料的分析（1—4步）；洪水过程线的推求（5—14步）；储水池的设计（15，16步）；以及校核设计（17—20步）。

第一阶段的四个步骤是试图以最少的资料蒐集使设计者对城市化后的水文特征作一初步评估。在联合王国，洪水研究报告书（自然环境研究委员会，1975）所提供的方法可用以构制流域未经城市化以前的洪水频率分布，对这些分布可以用某些技术方法（如8.3节中所讨论的）加以修正以反映城市化影响。把城市化前后各种重现期的流量化算成为水位以便使用漫岸频率来表示变化的后果。如增大的下游流量是能承受的或者经过整治后渠道的过水能力能安全泄洪的话，就不需作储洪池讨论（第4步）。但如需要进行储洪池设计，另外还要收集资料，其中包括更大范围的地形测量，以便确定池址、洪水冲击地区及冲刷滩地之用。

图12.2中的程序是建立在使用单位线的基础上。对于未

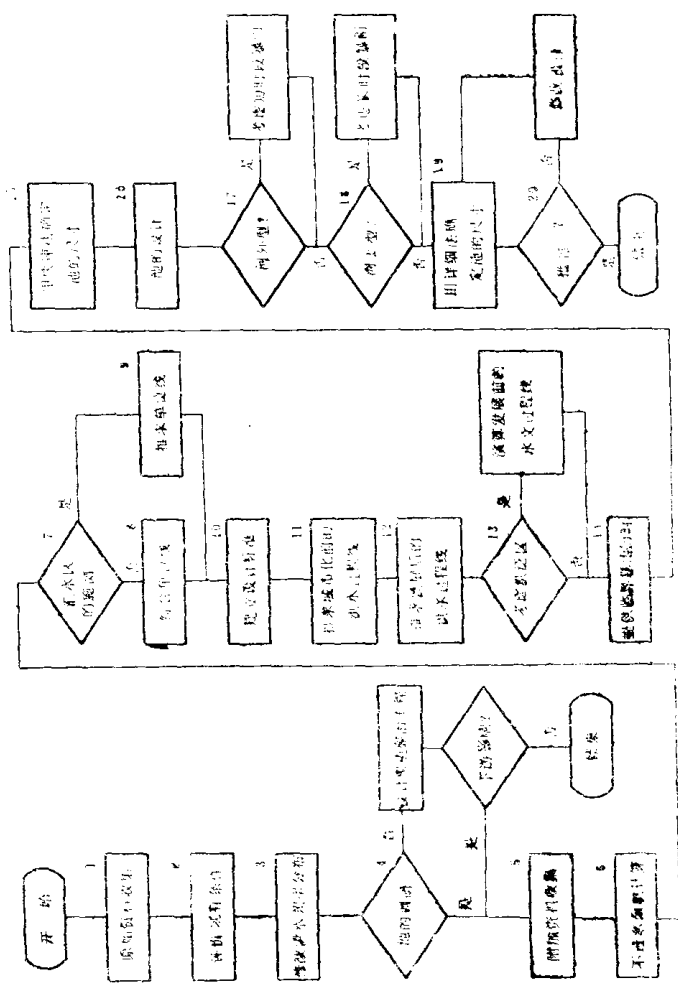


图 12.2 储洪池设计程序流程图
(自 Hall 等的著作修改, 1978, Pentech Press 许可引用)

经观测过的城市化汇水区,计算方法推荐8.4节中Hall(1981)所介绍的方法。这种方法按不透水面积所占的百分比作为城市发展范围的指标度量,在第6步中予以特别注意。在第11步和第12步中把城市化前后的设计洪水过程线都求得出后,在决定临界暴雨历时步骤14以前,还要考虑到现有滩地所受到的影响,或者说上游洪泛平原可能由于占用而减少的河槽调蓄容量。

在大多数实际应用时,设计者要面临在许多方案内对池的尺寸和控制建筑物的结构等作出选择。对于河上型池,7.4节中所描述的快速演算法可用于选择方案,这种方法灵活而经济。每种可能选择都必须用有限差分演算法一一估计。

图12.2中所包含的方法,可以同时计算水池的容积大小及出水口控制的布置与尺寸,Donahue等(1981)归类为“设计方法”。这些作者提出“设计方法”和“规划方法”之间的差别,规划方法只提供所需库容的估计值。规划方法大部分是根据2.2节中所介绍的合理化法原理。如果产流面积的增长率为均匀的,且暴雨历时 T_s 超过了汇水区集流时间 T_c ,则入流过程线具有如图12.3所示的特征梯形形状,洪峰流量 Q 由公式(9.1)计算。假设恒定出流量 q ,则需要的库容 S 就是如图12.3阴影线面积,如入流和出流流量过程线的几何形状,

$$S = QT_s - q(T_s + T_c) + q^2 T_c / Q \quad (12.1)$$

Copas(1957) 可认为是第一位曾用方程式(12.1)估算超载的下水道系统所需要的平衡库容。由方程(9.1)计算出的 Q 是与平均降雨强度成正比的,雨强是 T_s 的函数,因而必须用迭代的技巧来求解方程式(12.1)中的 S 。一种类似Co-

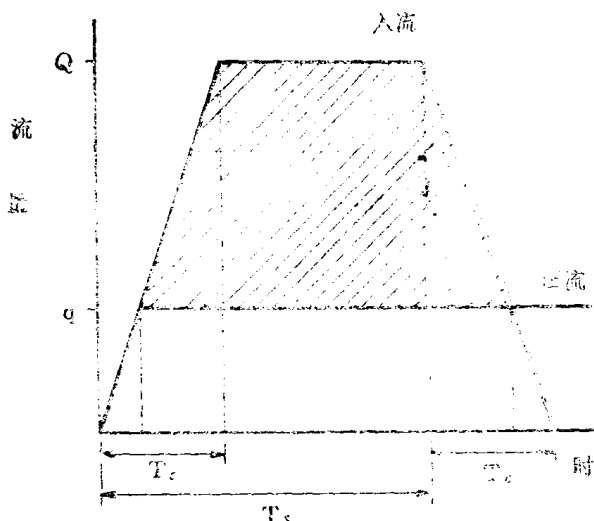


图12.3 用合理法假定的理想储洪池
的入流和出流过程线

q as的方法近来已由Keuy(1977), Burton (1980) 和Watson(1981)等提出。Davis(1963)提出计算库容的另一种技术是应用汇水区的时间~面积图解法求入流过程线。由Wyc-off及Singh(1976)以及Hawley等(1981)所提出的规划法与上述方法不同,是应用回归分析于完全演算法取得的成果,以便初算库容或出流过程线。Tapp等(1982)对入流过程线采用几何近似法但又用完全演算技术导出一组综合校正系数。

当池的尺寸和外形以及控制建筑物由第16步确定之后,接着要进行一套校核计算,选定一些暴雨通过演算看其实际情况如何。因为河外型池是属于控制入口的结构物,短时段暴雨可能产生洪峰流量使进口结构物超载。与此相反,河上型池会使短时段暴雨入流过程过度坦化,因为它属于出口控制的

结构物，所以在长历时暴雨中还会出现入流量和出流量相近，池水位趋于稳定现象。这种后果可以加大库容，或控制出水口，或两者兼用来避免。如这些措施仍不够用，就可能要把储洪池从河上型改变成河外型。到第19步用完全洪水演算法进行校核，设计程序终止。

12.3.2. 多池系统

由于储洪池对入流过程线的洪峰具有延滞和削减作用，一个削减的城市发展后的洪水对程线与下游支流上的洪水过程线相遇并加强的可能性不能忽视。这在建池以前是并不能发生的。这类特征的知识，对于包括几座储洪池并应用某种遥控形式以最大限度地利用有效库容，就象Milton Keynes地区所作的规划那样是特别重要的（见Davis及Woods, 1979）。这种理想串联储洪池的例子，即上游水库的出流为其紧邻下游水库的入流，曾由12位作者包括Wycoff及Singh(1976), Mein及Woodhouse(1977)以及Mein(1980)等所考察过。他们研究的结果表明：在下游某点的洪峰削减量用一个水池比各为一半库容的两个串联水池更大。类似的，两个串联水池比各有 $1/3$ 库容的三个串联水池更有效。除了具有更大的水力效力外，一座大型储洪池通常比数座较小的水库具有更大的娱乐活动潜力。单个水池对紧接着的下游河道具有最大的影响，不过当汇水面积增大后这些影响会急剧地减小，而梯级水池却能把水池之间的河道洪峰都削减下来。

对于并联水池即在同一河系内相邻支流上建造水池。McCuen(1974)和Curtis及McCuen(1977)曾对这种情形做过研究，他们用(物理)概念汇流模型发现了这种水库建筑设施对下游洪峰与其说是减小倒不如说是增大，虽然增大的

洪峰流量是倾向于不很大的。由Mein及Woodhouse(1977)以及Mein(1980)所做的类似研究中曾下过结论,认为增加储洪池的情况下,洪峰流量增大是不常见的。然而这些作者介绍说对多池系统需要作全面分析,这样才能对它们进行全面的评价。

至今,只有少数作者考虑到在大型暴雨洪水排水系统中纳入储洪池的经济问题,虽然,人们已一致认为需要不断地投入资金以维护这些设施。(McCuen, 1979; Hall及Hockin, 1980; Debo及Ruby, 1982)。Mays及Bedient(1982)应用动态规划方法在汇水区内以最小的费用取得储洪池的最佳尺寸和位置,这项革新将是受欢迎的。

12.3.3 水质的研究

当水流进入储洪池后,流速显著减低以致于携带的泥沙在池里或在回水影响河段里沉积下来。除非有清除泥沙的设施,否则泥沙最终将侵占水库有效库容。因为大多数污染物例如营养索和重金属如10.1节中所谈到的都是与泥沙有关,如果对这些物质不加以改善,它在水中的滞留对维护城市地区河流下游的水质会有重大的影响。在城市发展的初期阶段天然植物被破坏并伴随水土流失,这时建造储洪池的副作用就显得特别突出了。

储洪池的拦沙能力可以用拦沙率 TE 来表示, TE 定义为泥沙沉积量与泥沙总输入量的比值。拦沙率基本上取决于泥沙颗粒的沉降速度,而沉降速度又与一些因素如颗粒大小和形状,粘滞性和水的化学成分,以及流过储洪池的流量等有关。而这个流量又是入流量,有效库容和出流量的函数。因为这些关系的复杂性, TE 通常是根据经验法估算的,例如Brune(1953)从44座水库取得的资料建立拦沙率和库容 S

与年平均入流量 I 的比值之间的半对数的关系。参数 S/I 反映了一年时间内平均蓄水替换的次数,Heinemann (1981)曾以汇水面积小于39平方公里的20座水库的资料,用 S/I 值为自变量作回归分析,得到方程

$$TE = \{119.6(S/I) / [0.012 + 1.02(S/I)]\} - 22.0 \quad (12.2)$$

式中 TE 以百分比表示,而 S 和 I 是单位一致的总体积。

可是,象方程(12.2)的相关关系对于因城市化而引起泥沙量的增加还没有作出必要的修正。因而Curtis及 McCuen (1977)曾建议一种根据Meyer 及Wischmeier (1969)所给出的以降雨和径流等对泥沙冲刷和输送关系的模拟方法,并用Camp (1945)对水处理厂沉淀池设计所建立的理论来对储洪池内泥沙的清除进行模拟。在城市处于发展阶段时,专用于控制泥沙的水池,Yijanainon(1975)曾提出过一种简化的方法,将平均粒径的泥沙沉速作为等于流过水池的水流速度,后者是用洪峰流量和池表面积的比值给出的。

对侵蚀和沉积模拟的另外一些方法中,有的作者曾根据实测流入和流出各个池和水库的资料对拦沙率以回归方程进行探讨。McCuen(1980)所给出的结果表明 TE 可能与不透水面积大小、入流流量和超渗降雨历时有关。在另一个由Rausch及Schreiber(1981)所做的类似研究中,有关说明的泥沙 TE 的最大方差是用滞留时间,暴雨径流总量和以含沙量为权重的平均流量为自变量求得的。

虽然在许多池、湖和水库进行泥河平衡的监测中,调查次数日益增加,但如Whipple (1977)所指出的,对各种污染物拦蓄率的资料是极少的。但由于Oliver 及Grigorop-

Oulos(1981)以及 Rausch 及 Schreiber(1981)所得到的结果是特别令人感兴趣的。上述作者们对密苏里州一个 2.3 公顷平均的滞留时间为 28 天的旅游湖作了 7 个月的研究。经过这段时间，总悬浮固体，总磷化学耗氧量和有机氮的拦蓄率分别为 89、65、52 和 31%。由 Rausch 及 Schreiber(1981)在密苏里另一座 8.8 公顷的储洪池直接针对营养素 TE 的影响因素做了研究。经过 3 年时间，储洪池截留平均 85% 的来沙量，77% 的总磷沉积物和 37% 的无机氮。对现有的营养物例如硝酸盐的平均拦蓄率大约为 40%。不过这些作者告诫说，如果泥沙不断地在池中沉积，这种特性可能是不易维持下去的。

参 考 文 献

第 一 章

CORDERY, I. (1976) Some effects of urbanisation on streams.
Civ. Engng.

Trans., Instn. Engrs. Austr., CE18(1), 7-11.

DOOGE, J. C. I. (1973) Linear theory of hydrologic systems.
US Dept. Agric.

Agric. Res. Serv., Tech. Bull. 1468, 327 pp.

HALL, M. J. (1973) The hydrological consequences of urbanisation: an introductory note. In Cconstruction Industry Research and Information Association, Proc. Res. Colloquium on Rain-fall, Runoff and Surface Water Drainage of Urban Catchments, Bristol, paper 10.

HORDON, R. M. (1977) Water supply as a limiting factor in developing communities. Int. Assoc. Hydrol. Sci., Publ. No, 123, pp. 520-5.

HYDRAULICS RESEARCH STATION(1977) Tables for the hydraulic design of pipes, metric edition (HMSO, London) 144pp.

JOHNSON, J. H. (1980) Urbanisation (Macmillan, London) 60pp.

LANDSBERG, H. E. (1981a) City climate. Ch. 3 of Landsberg, H. E. (ed.), General climatology 3, World survey of climatology, Vol. 3 (Elsevier, Amsterdam) pp. 299-334.

LANDSBERG, H. E. (1981b) *The urban climate* (Academic Press, New York) 275pp.

LEOPOLD, L. B. (1968) *Hydrology for urban land planning—a guidebook on the hydrologic effects of urban land use*. US Geol. Survey, Circ. 554, 18pp.

OKUN, D. A. (1977) *Regionalisation in water management: a revolution in England and Wales* (Applied Science Publishers, London) 377pp.

PORTER, E. (1978) *Water management in England and Wales* (Cambridge Univ. Press) 178pp.

RYDZ, B. (1971) Regional water resources analysis. *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, 49, 129–43.

SAVINI, J. and KAMMERER, J. C. (1961) *Urban growth and the water regimen*. US Geol. Survey, Water-Supply Paper 1591-A, 43pp.

SCHNEIDER, W. J. and SPIEKER, A. M. (1969) *Water for the cities—the outlook*. US Geol. Survey, Circ. 601-A, 6pp.

SCHNEIDER, W. J., RICKERT, D. A. and SPIEKER, A. M. (1973) *Role of water in urban planning and management*, US Geol. Survey, Circ. 601-H, 10 pp.

SEWELL, W. R. D. and BARR, L. R. (1978) *Water administration in England and Wales; impacts of regionalisation*, *Wat. Resour. Bull.*, 14, 337–49.

TODD, D. K. (1959) *Groundwater hydrology*, 1st Edn (Wiley, New York) 336 pp.

UNITED NATIONS EDUCATIONAL, SCIENTIFIC AND CULTURAL ORGANISATION (1979) *Impact of urbanisation*

and industrialisation on water resources planning and management.

UNESCO Studies and Repts. in Hydrology, No. 26, 111 pp.

WHITE, G. F. (1975) Flood damage prevention policies.
Nature and Resources, 11(1), 2-7.

第 二 章

ASHWORTH, J. R. (1929) On the influence of smoke and hot gases from factory chimneys on rainfall. Quart. J. Roy. Met. Soc., 55, 341-50.

ATKINSON, B. W. (1968) A Preliminary examination of the possible effect of London's urban area on the distribution of thunder rainfall, 1951-1960. Trans. Instn. Brit. Geogr., 44, 97-118.

ATKINSON, B. W. (1969) A further examination of the urban maximum of thunder rainfall in London, 1951-1960. Trans. Instn. Brit. Geogr., 45, 97-120.

ATKINSON, B. W. (1970) The reality of the urban effect on precipitation: a case study approach. World Met. Organisation, Tech. Note No. 108, pp. 342-60.

BLENCH, B. J. R. (1963) Luke Howard and his contribution to meteorology. Weather, 18, 83-92.

BRATER, E. F. (1968) Steps towards a better understanding of urban run-off processes. Wat. Resour. Res., 4, 335-48.

CHANDLER, T. J. (1965) The climate of London (Hutchinson, London) 292pp.

CHANGNON, S. A. (1961) A climatological evaluation of precipitation patterns over an urban area. Robert A. Taft San. Engng.

Center, Tech. Rept. A62-5, pp. 37-67.

CHANGNON, S. A. (1968) The La Porte weather anomaly—fact or fiction. *Bull. Am. Met. Soc.*, 49, 4-11.

CHANGNON, S. A. (1969) Recent studies of urban effects on precipitation in the United States. *Bull. Am. Met. Soc.*, 50, 411-21.

CHANGNON, S. A. (1980) Is your weather being modified? *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Irrig. Drain. Div.*, 106(IR1), 37-48.

CHANGNON, S. A., SEMONIN, R. G. and HUFF, F. A. (1976) A hypothesis for urban rainfall anomalies. *J. Appl. Met.*, 15, 544-60.

CHANGNON, S. A., HUFF, F. A., SCHICKEDANZ, P. T. and VOGEL, J. L. (1977) Summary of METROMEX, Vol. 1: Weather anomalies and impacts. Illinois State Wat. Survey, Bull. 62, 260 pp.

DETTWILLER, J. (1970) Incidence possible de l'activite industrielle sur les precipitations a Paris. World Met. Organisation, Tech. Note No. 108, pp. 361-2.

ELSOM, D. M. (1979) Air pollution episode in Greater Manchester. *Weather*, 34, 277-86.

GEORGII, H. W. (1970) The effect of air pollution on urban climates. World Met. Organisation, Tech. Note No. 108, pp. 214-37.

HOLZMAN, B. G. and THOM, H. C. S. (1970) The La Porte precipitation anomaly. *Bull. Am. Met. Soc.*, 51, 335-7.

HUFF, F. A. (1977) Urban effects on storm rainfall in Midwestern United States. *Int. Assoc. Hydrol. Sci., Publ. No. 123*, pp. 12-19.

JENKINS, I. (1969) Increases in averages of sunshine in cen-

tral London. Weather, 24, 52-4.

LANDSBERG, H. E. (1956) The climate of towns. In Thomas, W. L. (ed.), Man' s role in changing the face of the earth (Univ of Chicago Press) pp. 584-606.

LANDSBERG, H. E. (1961) City air-better or worse. Robert A. Taft San. Engng. Centre, Tech. Rept. A62-5, pp. 1-22.

LANDSBERG, H. E. (1981a) City climate. Ch. 3 of Landsberg, H. E. (ed.), General climatology 3, World survey of climatology, Vol. 3 (Elsevier, Amsterdam) pp. 299-334.

LANDSBERG, H. E. (1981b) The urban climate (Academic Press, New York) 275 pp.

LOWRY, W. P. (1977) Empirical estimation of urban effects on climate: a problem analysis. J. Appl. Met., 16, 129-35.

LUDWIG, F. L. (1970) Urban temperature fields. World Met. Organisation, Tech. Note No. 108, pp. 80-107.

MANLEY, G. (1958) On the frequency of snowfall in metropolitan England. Quart. J. Roy. Met. Soc., 84, 70-2.

MITCHELL, J. M. (1961) The thermal climate of cities. Robert A. Taft San. Engng. Centre, Tech. Rept. A62-5, pp. 131-45.

NEIBURGER, M. (1970) Air pollution considerations in city and regional planning. World Met. Organisation, Tech. Note No. 108, pp. 194-5.

OKE, T. R. (1974) Review of urban climatology, 1968-1973. World Met. Organisation, Tech. Note No. 134, 132 pp.

OKE, T. R. (1979) Review of urban climatology, 1973-1976. World Met. Organisation, Tech. Note No. 169, 100 pp.

OKE, T. R. (1982) The energetic basis of the urban heat island.

Quart. J. Roy. Met. Soc., 108, 1-24.

OKE, T. R. and HANNELL, F. G. (1970) The form of the urban heat island in Hamilton, Canada. World Met. Organisation, Tech. Note No. 108, pp. 113-26.

PENWARDEN, A. D. (1973) Acceptable wind speeds in towns. Building Sci., 8, 259-67.

SHELLARD, H.C. (1959) The frequency of fog in the London area compared with that in rural areas of East Anglia and south-east England. Met. Mag., 88, 321-3.

UNWIN, D. J. (1980) The synoptic climatology of Birmingham's urban heat island, 1965-1974. Weather, 35, 43-50.

第 三 章

AMOROCHO, J. and BRANDSTETTER, A. (1967) The representation of storm precipitation fields near ground level. J. Geophys. 72, 1145-63.

AMOROCHO, J. and WU, B. (1977) Mathematical models for the simulation of cyclonic storm sequences and precipitation fields. J. Hydrol., 32, 329-45.

ASHWORTH, R. G. and O'FLAHERTY, C. A. (1974) Validity of the modified Bilham equation. J. Instn. Munic. Engrs., 101, 43-50.

BELL, F. C. (1969) Generalised rainfall-duration-frequency relationships. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 95-(HY1), 311-27.

BELL, F. C. (1976) The areal reduction factor in rainfall fre-

quency estimation. Institute of Hydrology, Wallingford, Rept. No. 35, 58pp.

BILHAM, E. G. (1935) Classification of heavy falls in short periods. Revision of the curve showing the lower limits of 'noteworthy', 'remarkable' and 'very rare' falls. In *British Rainfall*, 1935, pp. 262-80 (reprinted as a pamphlet by HMSO, London, 1962, 19pp.) .

CHIDLEY, T. R. E. and KEYS, K. M. (1970) A rapid method for computing areal rainfall. *J. Hydrol.*, 12, 15-24.

CHIEN, J. -S. and SARIKELLE, S. (1976) Synthetic design hychograph and rational runoff coefficient. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Irrig. Drain. Div.*, 102(IR3), 307-15.

COLLINGE, V. K. (1961). The frequency of heavy rainfalls in the British Isles. *Civ. Engng. Pub. Wks. Rev.*, 56, 341-4, 497-500.

COURT, A. (1961) Area-depth rainfall formulas. *J. Geophys. Res.*, 66, 1823-31.

DILLON, E. C. (1954) Analysis of 35-year automatic recordings of rainfall at Cork. *Trans. Instn. Civ. Engrs. Ireland*, 80, 191-283.

DISKIN, M. H. (1969) Thiessen coefficients by a Monte Carlo procedure. *J. Hydrol.*, 8, 323-35.

DISKIN, M. H. (1970) On the computer evaluation of Thiessen weights. *J. Hydrol.*, 11, 69-78.

ESCRITT, L. B. (1950) Design of a network of surface water sewers without recourse to graphical aid (correspondence) *Surveyor*, 109, 184.

FELGATE, D. G. and READ, D. G. (1975) Correlation ana-

lysis of the cellular structure of storms observed by raingauges. *J. Hydrol.*, 24, 191-200.

FOLLAND, C. K. (1978) Rainfall profiles recommended in Road Note 35. *Chart. Munic. Engr.*, 105, 169-74.

FREDERICK, R. H. (1978) Interstorm relations in Pacific Northwest. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div.*, 104-(HY12), 1577-86.

HARGREAVES, G. H. (1981) Simplified method for rainfall intensities. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Irrig. Drain. Div.*, 107-(IR3), 281-8.

HAWKEN, W. H. (1921) An analysis of maximum runoff and rainfall intensity. *Trans. Instn. Engrs. Austr.*, 2, 193-215.

HERSHFIELD D. M. and WILSON, W. T. (1957) Generalising of rainfall-intensity-frequency data. *Int. Assoc. Sci. Hydrol.*, Publ. No. 43, pp. 499-506.

HERSHFIELD, D. M., WEISS, L. L. and WILSON, W. T. (1955) Synthesis of rainfall-intensity-frequency regime. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs.*, 81, separate No. 744, 6pp.

HOLLAND, D. J. (1964) Rain intensity frequency in Britain. Meteorological Office, *Hydrol. Memo. No. 33*, 28 pp.

HOLLAND, D. J. (1967) The Cardington rainfall experiment. *Mct. Mag.*, 96, 193-202.

JUDSON, C. C. (1933) Runoff calculations, a new method. *Proc. Instn. Munic. Co. Engrs.*, 59, 861-7.

KEIFER, C. J. and CHU, H. H. (1957) Synthetic storm pattern for drainage design. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div.*, 83(HY4), 25pp.

KING, M. V. (1967) Storm runoff from urban areas. Proc. Instn. Civ. Engrs., 37, 43-56.

LEE, P. S., LYNN, P. P. and SHAW, E. M. (1974) Comparison of multiquadric surfaces for the estimation of areal rainfall. Hydrol. Sci. Bull. 19, 303-17.

LLOYD-DAVIES, D. E. (1906) The elimination of storm water from sewerage systems. Min. Proc. Instn. Civ. Engrs., 164, 41-67.

MCILLWRAITH, J. F. (1953) Rainfall intensity-frequency data for New South Wales stations. J. Instn. Engrs. Austr., 25, 133-9.

MACLEAN, D. J. (1945) Rainstorm data (correspondence) . Surveyor, 104, 34, 58.

MANDEVILLE, A. N. and RODDA, J. C. (1970) A contribution to the objective assessment of areal rainfall amounts. J. Hydrol. (N. Z.), 9, 281-91.

MARSHALL, R. J. (1980) The estimation and distribution of storm movement and storm structure, using a correlation analysis technique and raingauge data. J. Hydrol. 48, 19-39.

METEOROLOGICAL OFFICE (1968) Appendix to Hydrol. Memo. No. 33. 10pp.

MINISTRY OF HEALTH, DEPARTMENTAL COMMITTEE ON RAINFALL AND RUNOFF (1930) Rainfall and runoff. Proc. Instn. Munic. Co. Engrs., 56, 1172-6.

NATIONAL WATER COUNCIL AND DEPARTMENT OF THE ENVIRONMENT (1981) Design and Analysis of Urban Storm Drainage. The Wallingford Procedure, Vol. 1: Principles,

methods and practice (National Water Council, London) 173 pp.

NATURAL ENVIRONMENT RESEARCH COUNCIL
(1975) Flood Studies Report, Vol. II : Meteorological studies
(NERC, London) 81pp.

NORRIS, W. H. (1948) Sewer design and the frequency of heavy rain. Proc. Instn. Munic. Co. Engrs., 75, 349-64.

ORMSBY, M. T. M. (1933) Rainfall and runoff calculations. Proc. Instn. Munic. Co. Engrs., 59, 889-94.

PANDE, B. B. L. and AL-MASHIDANI, G. (1978) A technique for the determination of areal average rainfall. Hydrol. Sci. Bull., 23, 445-53.

PILGRIM, D. H. and CORDERY, I. (1975) Rainfall temporal patterns for design floods. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 101(HY1), 81-95.

PILGRIM, D. H., CORDERY, I. and FRENCH, R. (1969) Temporal patterns of design rainfall for Sydney. Civ. Engng. Trans. Instn. Engrs. Austr., 11, 9-14.

REICH, B. M. (1963) Short duration rainfall intensity estimates and other design aids for regions of sparse data. J. Hydrol., 1, 3-28.

ROAD RESEARCH LABORATORY (1963) A guide for engineers to the design of storm sewer systems. Road Note No. 35 (HMSO, London) 20 pp.

ROSEVEARE, L. (1930) Runoff as affecting the flow in sewers. Proc. Instn. Munic. Co. Engrs. 56, 1177-97.

ROSS, C. N. (1921) The calculation of flood discharges by the use of a time contour plan. Trans. Instn. Engrs. Austr., 2, 85-92.

SARGENT, D. M. (1981) An investigation into the effects of storm movement on the design of urban drainage systems. Part 1. Pub. Health Engr., 9, 201-7.

SARGENT, D. M. (1982) An investigation into the effects of storm movement on the design of urban drainage systems. Part 2: Probability analysis. Pub. Health Engr., 10, 111-17.

SHAW, E. M. and LYNN, P. P. (1972) Areal rainfall evaluation using two surface fitting techniques. Hydrol. Sci. Bull., 17, 419-33.

SHEARMAN, R. J. (1977) The speed and direction of storm rainfall patterns with reference to urban storm sewer design. Hydrol. Sci. Bull., 22, 421-31.

SIEKER, F. (1977) Simulation of design storms with probable distributions in time and space for storm drainage systems. Progr. in Wat. Technol., 9, 509-19.

SINGH, V. P. (1976) A rapid method of estimating mean areal rainfall. Wat. Resour. Bull., 12, 307-15.

THIESSEN, A. H. (1911) Precipitation for large areas. Mon. Weath. Rev., 39, 1082-4.

TRANSPORT AND ROAD RESEARCH LABORATORY (1976) A guide for engineers to the design of storm sewer systems. Road Note NO. 35, 2nd Edn (HMSO, London) 30pp.

UNITED STATES WEATHER BUREAU (1954) Rainfall intensities for local drainage design in coastal regions of North Africa, longitude 11° W to 14° E. US Dept. of Commerce, Weather Bureau, Hydrologic Services Div., Cooperative Studies Section, Washington, 20 pp. (reprinted 1977).

UNWIN, D. J. (1969) The areal extension of rainfall records: an alternative model. *J. Hydrol.*, 7, 404-14.

WATKINS, L. H. (1966) Runoff from combined rural and urban areas. Ch. 7 of Thorn, R. B. (ed.), *River engineering and water conservation works* (Butterworths, London) pp. 111-21.

YEN, B. C. and CHOW, V. T. (1969) A laboratory study of surface runoff due to moving rainstorms. *Wat. Resour. Res.*, 5, 989-1006.

YEN, B. C. and CHOW, V. T. (1980) Design hyetographs for small drainage structures. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div.*, 106(HY6), 1055-76.

第 四 章

BENSON, M. A. (1959) Channel-slope factor in flood-frequency analysis. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div.*, 85 (HY4), 1-9.

BENSON, M.A. (1962) Factors influencing the occurrence of floods in a humid region of diverse terrain. *US Geol. Survey, Water-Supply Paper 1580-B*, 64 pp.

BERAN, M. A. (1974) Estimation of design floods and the problem of equating the probability of rainfall and runoff. In *Design of water resource projects with inadequate data*, *Proc. Madrid Symp., UNESCO Studies and Reports in Hydrology No. 16, Vol. 2*, pp. 459-76.

CHOW, V. T. (1962) Hydrologic design of culverts. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div.*, 88(HY2), 39-55.

COLE, G. (1966) An application of the regional analysis of flood flows. In River flood hydrology, Proc. Symp. (Instn. Civ. Engrs., London) pp. 39-57.

COOK, H. L. (1946) The infiltration approach to the calculation of surface runoff. Trans. Am. Geophys. Un., 27, 726-47.

CORDERY, I. (1971) Estimation of design hydrographs for small rural catchments. J. Hydrol., 13, 263-77.

CORDERY, I., PILGRIM, D. H. and BARON, B. C. (1981) Validity of use of small catchment research results for large basins. Trans. Instn. Engrs. Austr., CE23, 131-7.

CRAEGER, W. P., JUSTIN, J. D. and HINDS, J. (1945) Engineering for dams, Vol. 1 (Wiley, New York) 246 pp.

DALRYMPLE, T. (1960) Flood-frequency analyses. US Geol. Survey, Water-Supply Paper 1543-A, 80 pp.

FIDDES, D. (1977) Flood estimation for small East African rural catchments. Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, 63, 21-34.

GRAY, D. M. and WIGHAM, J. S. (1973) Peak flow-rain-fall events. Section VIII of Gray, D. M. (ed.), Principles of hydrology (Water Information Centre Inc., Port Washington) 24 pp.

GUNTER, B. N. (1974) The investigation of flood estimation procedures for Papua New Guinea. Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, 57, 635-50.

HALL, M. J. (1981) A historical perspective on the Flood Studies Report. In Flood Studies Report-Five Years On, Proc. Symp. (Thomas Telford Ltd, London) pp. 11-16.

HYDROLOGICAL RESEARCH UNIT (1972) Design flood determination in South Africa. Univ. of Witwatersrand, Dept. Civ.

Engng., Rept. 1 / 72.

JARVIS, C. S. (ed.) (1936) Floods in the United States, magnitude and frequency. US Geol. Survey, Water-Supply Paper 771, 497 pp.

KOHLER, M. A. and LINSLEY, R. K. (1951) Predicting the runoff from storm rainfall. US Weather Bureau, Res. Paper 34, 10 pp.

LINSLEY, R. K. (1967) The relation between rainfall and runoff. J. Hydrol., 5, 297-311.

MCCUEN, R. H. and RAWLS, W. J. (1979) Classification of evaluation of flood flow frequency estimation techniques. Wat. Resour. Bull., 15, 88-93.

MCCUEN, R. H., RAWLS, W. J., FISHER, G. T. and POWELL, R. L. (1977) Flood flow frequency for ungauged watersheds: a literature evaluation. US Dept. Agric., Agric. Res. Serv., ARS-NE-86, 136 pp.

MAGETTE, W. L., SHANHOLTZ, V. O. and CARR, J. C. (1976) Estimating selected parameters for the Kentucky Watershed Model from watershed characteristics. Wat. Resour. Res., 12, 472-6.

MEYNINK, C. and CORDERY, I. (1976) Critical duration of rainfall for flood estimation. Wat. Resour. Res., 12, 1209-14.

NARAYANA, V. V. D., SIAL, M. A., RILEY, J. P. and ISRAELSEN, E. K. (1970) Statistical relationships between storm and urban watershed characteristics. Utah State Univ., Coll. Engng., Wat. Res. Lab., Project Rept. PRWG 74-2.

NASH, J. E. (1960) A unit hydrograph study, with particular reference to British catchments. Proc. Instn. Civ. Engrs., 17, 249-82.

NASH, J. E. and SHAW, B. L. (1966) Flood frequency as a function of catchment characteristics. In River flood hydrology, Proc. Symp. (Instn. Civ. Engrs., London) pp. 115-36.

NATURAL ENVIRONMENT RESEARCH COUNCIL
(1975) Flood Studies Report (NERC, London) 5 vols.

ORSBORN, J. F. (1974) Determining streamflows from geomorphic parameters. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Irrig. Drain. Div., 100 (IR4), 455-75.

PACKMAN, J. C. and KIDD, C. H. R. (1980) A logical approach to the design storm concept. Wat. Resour. Res., 16, 994-1000.

PILGRIM, D. H., CORDERY, I. and BARON, B. C. (1982) Effects of catchment size on runoff relationships. J. Hydrol., 58, 205-21.

RICHARDS, B. D. (1955) Flood estimation and control, 3rd Edn (Chapman & Hall, London) 187 pp.

RODDA, J. C. (1969) The significance of characteristics of basin rainfall and morphometry in a study of floods in the United Kingdom. In Floods and their computation, Proc. Leningrad Symp., UNESCO Studies and Reports in Hydrology No. 3, Vol. 2, pp. 834-43.

SHERMAN, L. K. (1932) Streamflow from rainfall by unit-graph method. Engng. News-Record, 108, 501-5.

SNYDER, F. F. (1938) Synthetic unit hydrographs. Trans. Am. Geophys. Un., 19, 447-54.

SOKOLOV, S. S. (1969) The essence of the problem and the significance of the symposium. In Floods and their computation,

Proc. Leningrad Symp., UNESCO Studies and Reports in Hydrology No. 3, Vol. 2, pp. 971-80.

UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE, SOIL CONSERVATION SERVICE (1964) National Engineering Handbook, Section 4: Hydrology (Soil Conservation Service, Washington, DC) 650 pp.

UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION (1977) Design of small dams, 2nd Edn (US Government Printing Office, Wshington, DC) 816 pp.

WOLF, P. O. (1966) Comparison of methods of flood estimation. In River flood hydrology, Proc. Symp. (Instn. Civ. Engrs., London) pp. 1-23.

YANG, C. T. and STALL, J. B. (1971) Note on the map scale effect in the study of stream morphology. Wat. Resour. Res., 7, 709-12.

第 五 章

BENSON, M. A. (1968) Uniform flood-frequency estimating methods for Federal Agencies. Wat. Resour. Res., 4, 891-908.

BETHLAHMY, N. (1977) Flood analysis by SMEMAX transformation. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 103 (HY1), 69-78.

BOBEE, B. (1975) The log Pearson type 3 distribution and its application in hydrology. Wat. Resour. Res., 11, 681-9.

BOBEE, B. and ROBITAILLE, R. (1975) Correction of bias in the estimation of the coefficient of skewness. Wat. Resour. Res.,

11, 851-4.

BOBEE, B. and ROBITAILLE, R. (1977) The use of the Pearson type 3 and log Pearson type 3 distributions revisited. *Wat. Resour. Res.*, 13, 427-43.

BOX, G. E. P. and COX, D. R. (1964) An analysis of transformations. *J. Roy. Stat. Soc., Ser. B*, 24, 297-343.

BRUCE, J. P. and CLARK, R. H. (1966) Introduction to hydrometeorology (Pergamon Press, Oxford) 324 pp.

BUCKETT, J. and OLIVER, F. R. (1977) Fitting the Pearson type 3 distribution in practice. *Wat. Resour. Res.*, 13, 851-2.

BURGES, S. J., LETTENMAIER, D. P. and BATES, C. L. (1975) Properties of the three-parameter log-normal probability distribution. *Wat. Resour. Res.*, 11, 229-35.

CHANDER, S., SPOLIA, S. K. and KUMAR, A. (1978) Flood frequency analysis by power transformation. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div.*, 104 (HY11), 1495-1504.

CHARBENEAU, R. J. (1978) Comparison of the two- and three-parameter log-normal distributions used in streamflow synthesis. *Wat. Resour. Res.*, 14, 149-50.

COCHRANE, N. J. (1967) An engineering calculation of risk in the provision for the passage of floods during the construction of dams. In *Proc. Int. Congr. on Large Dams, 9th Congr., Istanbul (ICOLD, Paris) Vol. 5*, pp. 325-41.

CONDIE, R. (1977) The log Pearson type 3 distribution: the T-year event and its asymptotic standard error by maximum likelihood theory. *Wat. Resour. Res.*, 13, 987-91.

CROW, E. L., DAVIS, F. A. and MAXFIELD, M. W.

(1960) Statistics manual (Dover Publications, New York) 288 pp.

CUNNANE, C. (1978) Unbiased plotting positions—a review. *J. Hydrol.*, 37, 205–22.

CUNNANE, C. (1979) A note on the Poisson assumption in partial duration series models. *Wat. Resour. Res.*, 15, 489–94.

GREENWOOD, J. A. LANDWEHR, J. M., MATALAS, N. C. and WALLIS, J. R. (1979) Probability weighted moments: definition and relation to parameters of several distributions expressible in inverse form. *Wat. Resour. Res.*, 15, 1049–54.

HINKLEY, D. (1977) On quick choice of power transformation, *Appl. Stat.*, 26, 67–9.

HOUGHTON, J. C. (1978a) Birth of a parent: the Wakeby distribution for modelling flood flows. *Wat. Resour. Res.*, 14, 1105–9.

HOUGHTON, J. C. (1978b) The incomplete means estimation procedure applied to flood frequency analysis. *Wat. Resour. Res.*, 14, 1111–15.

JACKSON, D. R. (1981) WRC standard flood frequency guidelines. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Wat. Resour. Plan. and Man. Div.*, 107 (WR1), 211–24.

JENKINSON, A. F. (1955) The frequency distribution of the annual maximum (or minimum) values of meteorological elements. *Quart. J. Roy. Met. Soc.*, 81, 158–71.

KIRBY, W. (1974) Algebraic boundedness of sample statistics. *Wat. Resour. Res.*, 10, 220–2.

LANDWEHR, J. M., MATALAS, N. C. and WALLIS, J. R. (1978) Some comparisons of flood statistics in real and log space.

Wat. Resour. Res., 14, 902-20.

LANDWEHR, J. M., MATALAS, N. C. and WALLIS, J. R. (1979a) Probability weighted moments compared with some traditional techniques in estimating Gumbel parameters and quantiles. Wat. Resour. Res., 15, 1055-64.

LANDWEHR, J. M., MATALAS, N. C. and WALLIS, J. R. (1979b) Estimation of parameters and quantiles of Wakeby distributions. 1. Known lower bounds. Wat. Resour. Res., 15, 1361-72.

LANDWEHR, J. M., MATALAS, N. C. and WALLIS, J. R. (1979c) Estimation of parameters and quantiles of Wakeby distributions. 2. Unknown lower bounds. Wat. Resour. Res., 15, 1373-9.

LANDWEHR, J. M., MATALAS, N. C. and WALLIS, J. R. (1980) Quantile estimation with some more or less floodlike distributions. Wat. Resour. Res., 16, 547-55.

LETTENMAIER, D. P. and BURGESS, S. J. (1982) Gumbel's extreme value I distribution: a new look. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 108 (HY4), 502-14.

LINDLEY, D. V. and MILLER, J. C. P. (1961) Cambridge elementary statistical tables (Cambridge Univ. Press) 35 pp.

MATALAS, N. C. and WALLIS, J. R. (1973) Eureka! It fits a Pearson type 3 distribution. Wat. Resour. Res., 9, 281-9.

MATALAS, N. C., SLACK, J. R. and WALLIS, J. R. (1975) Regional skew in search of a parent. Wat. Resour. Res., 11, 815-26.

MONTFORT, M. A. J. VAN (1970) On testing that the distribution of extremes is of type-I when type-II is the alternative. J. Hydrol., 11, 421-7.

NATURAL ENVIRONMENT RESEARCH COUNCIL
(1975) Flood Studies Report. Vol. I : Hydrological studies
(NERC, London) 550 pp.

NOZDRYN-PLOTNICKI, M. J. and WATT W. E. (1979)
Assessment of fitting techniques for the log Pearson type 3 distribution
using Monte Carlo simulation. *Wat. Resour. Res.*, 15, 714-18.

OCHOA, I. D., BRYSON, M. C. and SHEN, H. W.
(1980) On the occurrence and importance of Paretian-tailed distributions in hydrology. *J. Hydrol.*, 48, 53-62.

RAO, D. V. (1980a) Log Pearson type 3 distribution: a generalised evaluation. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div.*, 106 (HY5), 853-72.

RAO, D. V. (1980b) Log Pearson type 3 distribution: method of mixed moments. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div.*, 106 (HY6), 999-1019.

SANGAL, B. P. and BISWAS, A. K. (1970) The three-parameter lognormal distribution and its applications in hydrology. *Wat. Resour. Res.*, 6, 505-15.

SHANE, R. M. and LYNN, W. R. (1964) Mathematical model for flood risk evaluation. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div.*, 90(HY6), 1-20.

SHEN, H. -W., BRYSON, M. C. and OCHOA, I. D.
(1980) Effect of tail behaviour assumptions on flood prediction. *Wat. Resour. Res.*, 16, 361-4.

SINGH, K. P. (1968) Hydrologic distributions resulting from mixed populations and their computer simulation. *Int. Assoc. Sci. Hydrol., Publ. No. 81*, pp. 671-81.

SLACK, J. R., WALLIS, J. R. and MATALAS, N. C.
(1975) On the value of information in flood frequency analysis. *Wat. Resour. Res.*, 11, 629-47.

STEDINGER, J. R. (1980) Fitting log-normal distributions to hydrologic data. *Wat. Resour. Res.* 16, 481-90.

TUNG, Y. -K. and MAYS, L. W. (1981a) Risk models for flood levee design. *Wat. Resour. Res.*, 17, 833-41.

TUNG, Y. -K. and MAYS, L. W. (1981b) Optimal risk-based design of flood levee systems. *Wat. Resour. Res.*, 17, 843-52.

TUNG, Y. -K. and MAYS, L. W. (1982) Optimal risk-based hydraulic design of bridges. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Wat. Resour. Plan. and Man. Div.*, 108 (WR2), 191-203.

VENUGOPAL, K. (1980) Flood analysis by SMEMAX transformation—a review. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div.*, 106 (HY2), 338-40.

WALLIS, J. R., MATALAS, N. C. and SLACK, J. R.
(1974) Just a moment! *Wat. Resour. Res.*, 10, 211-19.

WALLIS, J. R., MATALAS, N. C. and SLACK, J. R.
(1976) Effect of sequence length n on the choice of assumed distribution of floods. *Wat. Resour. Res.*, 12, 457-71.

WALLIS, J. R., MATALAS, N. C. and SLACK, J. R.
(1977) Apparent regional skew. *Wat. Resour. Res.*, 13, 159-82.

YEN, B. C. (1970) Risks in hydrologic design of engineering projects. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div.*, 96(HY4), 959-66.

YEN, B. C., TANG, W. H. and MAYS, L. W. (1974) De-
268

signing storm sewers using the rational method. Wat. and Sewage Wks., 121(10), 92-5; *ibid.* 121(11), 84-5.

第 六 章

AMOROCHO, J. and HART, W. E. (1964) A critique of current methods in hydrologic systems investigation. Trans. Am. Geophys. Un., 45, 307-21.

BLANK, D., DELLEUR, J. W. and GIORGINI, A. (1971) Oscillatory Kernel functions in linear hydrologic models. Wat. Resour. Res., 7, 1102-17.

DAWDY, D. R. and O'DONNELL, T. (1965) Mathematical models of catchment behaviour. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 91 (HY4), 123-37.

DELAINE, R. J. (1970) Deriving the unitgraph without using rainfall data. J. Hydrol., 10, 379-90.

DELLEUR, J. W. and RAO, A. R. (1971) Linear systems analysis in hydrology—the transform approach, the Kernel oscillations and the effect of noise. In Systems approach to hydrology, Proc. Ist Bilateral US-Japan Seminar in Hydrology (Wat. Resour. Publ., Fort Collins) pp.116-42.

DELLEUR, J. W. and RAO, A. R. (1974) Characteristics and filtering of noise in linear hydrologic systems. Int. Assoc. Hydrol. Sci., Publ. No. 101, pp.570-9.

DISKIN, M. H. (1977) On the derivation of linkage-equations for Laguerre function coefficients. J. Hydrol., 32, 321-7.

DISKIN, M. H. and SIMON, E. (1977) A procedure for the

selection of objective functions for hydrologic simulation models. *J. Hydrol.*, 34, 129-49.

DOOGE, J. C. I. (1968) The hydrologic cycle as a closed system. *Bull. Int. Assoc. Sci. Hydrol.*, 13(1), 58-68.

DOOGE, J. C. I. (1973) Linear theory of hydrologic systems. US Dept. Agric., Agric. Res. Serv., Tech. Bull. 1468, 327 pp.

HALL, M. J. (1977) On the smoothing of oscillations in finite-period unit hydrographs derived by the harmonic method. *Hydrol. Sci. Bull.*, 22, 313-24.

IBBITT, R. P. and O'DONNELL, T. (1971) Fitting methods for conceptual catchment models. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div.*, 97(HY9), 1331-42.

LAURENSEN, E. M., and O'DONNELL, T. (1969) Data error effects in unit hydrograph derivation. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div.*, 95(HY6), 1899-1917.

NASH, J. E. (1957) The form of the instantaneous unit hydrograph. *Int. Assoc. Sci. Hydrol., Publ. No. 45*, pp. 114-21.

NASH, J. E. (1960) A unit hydrograph study, with particular reference to British catchments. *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, 17, 249-82.

NATURAL ENVIRONMENT RESEARCH COUNCIL (1975) Flood Studies Report, Vol I: Hydrological studies (NERC, London) 550pp.

O'DONNELL, T. (1960) Instantaneous unit hydrograph derivation by harmonic analysis. *Int. Assoc. Sci. Hydrol., Publ. No. 51*, pp. 546-57.

O'DONNELL, T. (1966) Methods of computation in hydrograph analysis and synthesis. In *Recent trends in hydrograph*

synthesis, Proc. Tech. Mtg. No. 21, TNO, The Hague, pp. 65-102.

RAO, A. R. and DELLEUR, J. W. (1971) The instantaneous unit hydrograph: its calculation by the transform method and noise control by digital filtering. Purdue Univ., Wat. Resour. Res. Center, Tech. Rept. NO. 20, 59pp.

RAYNER, J. N. (1971) An introduction to spectral analysis. Monographs in Spatial and Environmental Systems Analysis (Pion Ltd, London) 174pp.

ROSENBROCK, H. H. (1960) An automatic method of finding the greatest or least value of a function. Computer J., 3, 175-84.

SARGINSON, E. J. and BOURNE, D. E. (1969) The analysis of urban rainfall runoff and discharge. J. Instn. Munic. Engrs., 96, 81-5.

SHERMAN, L. K. (1932) Streamflow from rainfall by unit-graph method. Engng. News-Record, 108, 501-5.

SNYDER, W. M. (1955) Hydrograph analysis by the method of least squares. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., separate No. 793, 25pp.

SWINNERTON, C. J., HALL, M. J. and O'DONNELL, T. (1973) Conceptual model design for motorway stormwater drainage. Civ. Engng. Pub. Wks. Rev., 68, 123-9, 132.

TENNESSEE VALLEY AUTHORITY (1961) Matrix operations in hydrograph computations. TVA Office of Tributary Area Development, Res. Paper No. 1 (typescript) .

VISSMAN, W., KEATING, W. R. and SRINIVASA, K. N. (1979) Urban storm runoff relations. Wat. Resour. Res., 6, 275-9.

第 七 章

ABBOTT, M. B. (1966) An introduction to the method of characteristics (Thames & Hudson, London) 243pp.

AMEIN, M. (1966) Streamflow routing on computer by characteristics. Wat. Resour. Res., 2, 123-30.

AMEIN, M. (1968) An implicit method for numerical flood routing. Wat. Resour. Res., 4, 719-26.

AMEIN, M. and CHU, H. -L. (1975) Implicit numerical modelling of unsteady flows. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 101(HY6), 717-31.

AMEIN, M. and FANG, C. S. (1970) Implicit routing in natural channels. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 96(HY12), 2481-2500.

BALTZER, R. A. and LAI, C. (1968) Computer simulation of unsteady flows in waterways. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 94(HY4), 1083-1117.

BLACKMORE, W. E. (1952) Line diagrams for problems of storage. Wat. Power, 4, 299-303, 354-7.

BRACKENSIEK, D. L. (1967) Finite difference methods. Wat. Resour. Res., 3, 847-60.

CHAUDHRY, Y. M. and CONTRACTOR, D. N. (1973) Application of implicit method to surges in open channels. Wat. Resour. Res., 9, 1605-12.

CHOW, V. T. (1959) Open-channel hydraulics (McGraw-Hill, New York) 680pp.

COLOMBI, J. S. and HALL, M. J. (1977) A quick screening

method for estimating the routing effect of a reservoir. Proc. Instn. Civ. Engrs. Part 2, 63, 935-41.

CORNISH, R. J. (1974) A graphical analysis for flood control by temporary storage. J. Instn. Munic. Engrs., 101, 124-7.

CUNGE, J. A. (1969) On the subject of a flood propagation computation method (Muskingum method) . J. Hydraul. Res., 7, 205-30.

DOOGE, J. C. I. (1973) Linear theory of hydrologic systems. US Dept. Agric., Agric. Res. Serv., Tech. Bull. 1468, 327pp.

ELLIS, J. (1970) Unsteady flow in channel of variable cross-section. Proc. Am. soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 96(HY10), 1927-45.

FLETCHER, A. G. and HAMILTON, W. S. (1967) Flood routing in an irregular channel. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Engng. Mech. Div., 93(EM3), 45-62.

GILL, M. A. (1978) Flood routing by the Muskingum method. J. Hydrol., 36, 353-63.

HALL, M. J. and HOCKIN, D. L. (1980) Guide to the design of storage ponds for flood control in partly urbanised catchment areas. Construction Industry Research and Information Association, Tech. Note 100, 103pp.

HALLIWELL, A. R. and AHMED, M. (1973) Flood-routing in non-prismatic channels using an implicit method of solution. In proc. Int. Symp. on River Mech. (International Association of Hydraulic Research and Asian Institute of Technology, Bangkok) Vol. 3, pp. 263-74.

HARRIS, G. (1970) Real time routing of flood hydrographs in

storm sewers. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 96(HY6), 1247-60.

HAYAMI, S. (1951) On the propagation of flood waves. Kyoto Univ., Disaster Prevention Res. Inst., Bull. No. 1, 16pp.

HENDERSON, F. M. and WOODING, R. A. (1964) Overland flow and ground-water flow from a steady rainfall of finite duration. J. Geophys. Res., 69, 1531-40.

JOLLY, J. P. and YEVJEVICH, V. (1974) Simulation accuracies of gradually varied flow. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 100(HY7), 1011-30.

JONES, S. B. (1981) Choice of space and time steps in the Muskingum-Cunge flood routing method. Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, 71, 759-72.

KIBLER, D. F. and WOOLHISER, D. A. (1970) The kinematic cascade as a hydrologic model. Colorado state Univ., Hydrol. Paper No. 39, 27pp.

KOUSSIS, A. (1978) Theoretical estimation of flood routing parameters. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 104(HY1), 109-15.

LIGHTHILL, M. J. and WHITHAM, G. B. (1955) On kinematic waves: I. Flood movement in long rivers. Proc. Roy. Soc. Ser. A, 229, 281-316.

MITCHELL, T. B. (1962) Lag curves for flood routing through a reservoir. Proc. Instn. Civ. Engrs., 22, 309-16,

MOZAYENY, B. and SONG, C. S. (1969) Propagation of flood waves in open channels. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 95(HY3), 877-92.

NATURAL ENVIRONMENT RESEARCH COUNCIL
(1975) Flood Studies Report, Vol, III: Flood routing studies
(NERC, London) 76pp.

PINKAYAN, S. (1972) Routing storm water through a
draingage system. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div,
98(HY1), 123-35.

PONCE, V. M. (1979) Simplified Muskingum routing
equation. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs, J. Hydraul. Div., 105(HY1),
85-91.

PONCE, V. M. and YEVJEVICH, V. (1978)
Muskingum-Cunge method with variable parameters. Proc. Am. Soc.
Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 104(HY12), 1663-7.

PRICE, R. K. (1973) Flood routing methods for British rivers.
Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, 55, 913-30.

PRICE, R. K. (1978) A river catchment flood model. Proc.
Instn. Civ. Engrs., Part 2, 65, 655-68.

PRICE, R. K. and SAMUELS, P. G. (1980) Acomputational
hydraulic model for rivers. Proc. Instn. Civ. Engrs, Part 2, 69,
87-96.

SARGINSON, E. J. (1969) Streamflow routing analysis. Civ.
Engng. Pub. Wks. Rev, 64, 782-3.

SARGINSON, E. J. (1973) Flood control in rcservoirs and
storage pounds. J. Hydrol., 19, 351-9.

SHERMAN, B. and SINGH, V. P. (1976a) A distributed
converging overland flow model. 1. Mathematical solutions. Wat.
Resour. Res., 12, 889-96.

SHERMAN, B. and SINGH, V. P (1976b) A distributed con-

verging overland flow model. 2. Effect of infiltration. *Wat. Resour. Res.*, 12, 897-901.

SINGH, V. P. (1975) Hybrid formulation of kinematic wave models of watershed runoff. *J. Hydrol.*, 27, 33-50.

SINGH, V. P. (1976) A distributed converging overland flow model. 3. Application to natural watersheds. *Wat. Resour. Res.*, 12, 902-8.

SINGH, V. P. and WOOLHISER, D. A. (1976) A non-linear kinematic wave model for watershed surface runoff. *J. Hydrol.*, 31, 221-43.

SIVALOGANATHAN, K. (1978a) Free surface flow computations by characteristics. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div.*, 104(HY4), 543-56.

SIVALOGANATHAN, K. (1978b) Flood routing by characteristic methods. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div.*, 104(HY7), 1075-91.

SIVALOGANATHAN, K. (1980) Accuracy of explicit methods of unsteady flow computation in channels. *Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2*, 69, 199-207.

SMITH, A. A. (1980) A generalised approach to kinematic flood routing. *J. Hydrol.*, 45, 71-89.

SORENSEN, K. E. (1952) Graphical solution of hydraulic problems. *proc. Am. Soc. Civ. Engrs.*, 78, Separate No. 116, 17pp.

STEPHENSON, D. (1979) Direct optimisation of Muskingum routing coefficients. *J. Hydrol.*, 41, 161-5.

THOMAS, I. E. and WORMLEATON, P. R. (1970) Flood routing using a convective diffusion model. *Civ. Engng. Pub. Wks.*

Rev., 65, 257-9.

WEINMANN, P. E. and LAURENSEN, E. M. (1979) Approximate flood routing methods: a review. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 105(HY12), 1521-36.

WEST, M. J. H. (1974) Flood control in reservoirs and storage pounds—a discussion. J. Hydrol., 23, 63-71.

WOODING, R. A. (1965a) A hydraulic model for the catchment-stream problem. I. Kinematic wave theory. J. Hydrol., 3, 254-67.

WOODING, R. A. (1965b) A hydraulic model for the catchment-stream problem. II. Numerical solutions. J. Hydrol., 3, 268-82.

WOODING, R. A. (1966) A hydraulic model for the catchment-stream problem. III. Comparison with runoff observations. J. Hydrol., 4, 21-37.

WOOLHISER, D. A. (1969) Overland flow on a converging surface. Trans. Am. Soc. Agric. Engrs., 12, 460-2.

WYCOFF, R. L. and SINGH, U. P. (1976) Preliminary design of small flood detention reservoirs. Wat. Resour. Bull., 12, 337-49.

WYLIE, E. B. (1970) Unsteady free surface flow computations. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 96(HY11), 2241-51.

YEVJEVICH, V. M. (1964) Bibliography and discussion of flood routing methods and unsteady flow in channels. US Geol. Survey, Water-Supply Paper 1690, 235 pp.

YEVJEVICH, V. and BARNES, A. H. (1970) Flood routing

through storm drains, Part IV: Numerical computer methods of solution. Colorado State Univ., Hydrol. Paper No. 46, 47 pp.

第 八 章

ANDERSON, D. G. (1970) Effects of urban development on floods in northern Virginia. US Geol. Survey, Water-Supply Paper 2001C, 22 pp.

BEARD, L. R. and CHANG, S. (1979) Urbanisation impact on streamflow. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 105(HY6), 647-59.

BLEEK, J. M. (1975) Synthetic unit hydrograph procedures in urban hydrology. In Proc. Nat. Symp. on Urban Hydrology and Sediment Control, Kentucky Univ. Off. Res. Engng. Serv. Bull. No. 109, pp. 149-59.

CARTER, R. W. (1961) Magnitude and frequency of floods in suburban areas. US Geol. Survey, Prof. Paper 424-B, pp. B9-B11.

CHANG, M. and LEE, R. (1974) Objective double-mass analysis. Wat. Resour. Res., 10, 1123-6.

CRAWFORD, N. H. and LINSLEY, R. K. (1966) Digital simulation in hydrology: Stanford Watershed model IV. Stanford Univ., Dept. Civ. Engng., Tech. Rept. No. 39, 210 pp.

CROW, E. L., DAVIS, F. A. and MAXFIELD, M. W. (1960) Statistics manual (Dover Publications, New York) 288 pp.

CRUISE, J. F. and CONTRACTOR, D. N. (1980) Unit hydrographs for urbanising watersheds. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 106(HY3), 440-5.

EAGLESON, P. S. (1962) Unit hydrograph characteristics for sewerage areas. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div.*, 88(HY2), 1-25.

EDSON, C. G. (1951) Parameters for relating unit hydrographs to watershed characteristics. *Trans. Am. Geophys. Un.*, 32, 591-5.

ESPEY, W. H. and WINSLOW, D. E. (1974) Urban flood frequencies. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div.*, 100(HY2), 279-93.

ESPEY, W. H., MORGAN, C. W. and MASCH, F. D. (1965) A study of some effects of urbanisation on storm run-off from a small watershed. *Univ. of Texas, Austin, Center for Res. in Wat. Resour., Tech. Rept. HYD 07-6501. CRWR-2*, 109 pp.

ESPEY, W. H., WINSLOW, D. E. and MORGAN, C. W. (1969) Urban effects on the unit hydrograph. In Moore, W. L. and Morgan, C. W. (eds), *Effects of watershed changes on streamflow. Proc. Wat. Resour. Symp. No. 2, Univ. of Texas, Austin, Centre for Res. in Wat. Resour. (Univ. of Texas Press, Austin)*, pp. 215-28.

FRANKE, O. L. (1968) Double-mass-curve analysis of the effects of sewerage on groundwater levels on Long Island, New York, *US Geol. Survey, Prof. Paper 600-B*, pp. B205-B209.

GARBER, M. S. and SULAM, D. J. (1976) Factors affecting declining water levels in a sewerage area of Nassau County, New York. *J. Res. US Geol. Survey*, 4, 255-65.

GRAY, D. M. (1961) Synthetic unit hydrographs for small watersheds. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div.*, 87(HY4), 33-54.

GUNDLACH, D. L. (1978) Adjustment of peak discharge rates for urbanisation. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Irrig. Drain. Div., 104(IR3), 325-9.

HALL, M. J. (1974) Synthetic unit hydrograph technique for the design of flood alleviation works in urban areas. In Design of water resources projects with inadequate data, Proc. Madrid Symp., UNESCO studies and Reports in Hydrol., No. 16, Vol. 2, pp. 485-500.

HALL, M. J. (1977) The effect of urbanisation on storm runoff from two catchment areas in North London. Int. Assoc. Hydrol. Sci, Publ. No. 123, pp. 144-52.

HALL, M. J. (1981) A dimensionless unit hydrograph for urbanising catchment areas. Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, 71, 37-50.

HALL, M. J. and HOCKIN, D. L. (1980) Guide to the design of storage ponds for flood control in partly urbanised catchment areas. Construction Industry Research and Information Association, Tech. Note 100, 103 pp.

HARRIS, E. E. and RANTZ, S. E. (1964) Effect of urban growth on streamflow regimen of Permanente Creek, Santa Clara County (California) . US Geol. Survey, Water-Supply Paper 1591-B, 18 pp.

HOLLIS, G. E. (1975) The effect of urbanisation on floods of different recurrence interval. Wat. Resour. Res., 11, 431-5.

INSTITUTE OF HYDROLOGY (1979) Design flood estimation in catchments subject to urbanisation. Institute of Hydrology, Wallingford, Flood Studies Supplementary Rept. No. 5, 18pp.

JACKSON, T. J., RAGAN, R. M. and FITCH, W. N. (1977) Test of Landsat-based urban hydrologic modelling. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Wat. Resour. Plan. and Man. Div., 103 (WR1), 141-58.

JAMES, L. D. (1965) Using a digital computer to estimate the effects of urban development on flood peaks. Wat. Resour. Res., 1, 223-34.

JOHNSTONE, D. and CROSS, W. P. (1949) Elements of applied hydrology (Ronald Press, New York) 276 pp.

KOHLER, M. A. (1949) On the use of double-mass analysis for testing the consistency of meteorological records and for making required adjustments. Bull. Am. Met. Soc., 5, 188-9.

LINSLEY, R. K. (1943) Application of the synthetic unit-graph in the western mountain states. Trans. Am. Geophys. Un., 24, 580-7.

MARTENS, L. A. (1968) Flood inundation and effects of urbanisation in metropolitan Charlotte, North Carolina. US Geol. Survey, Water-Supply Paper 1591-C, 60 pp.

NASH, J. E. (1957) The form of the instantaneous unit hydrograph. Int. Assoc. Sci. Hydrol., Publ. No. 45, pp. 114-21.

NATURAL ENVIRONMENT RESEARCH COUNCIL (1975) Flood Studies Report, Vol. I: Hydrological studies (NERC London) 550 pp.

NELSON, T. L. (1970) Synthetic unit hydrograph relationships, Trinity River tributaries, Fort Worth-dallas urban area. In Proc. Seminar on Urban Hydrol., Paper 6, US Army Corps of Engrs., Hydrologic Engng. Center, 18 pp.

PACKMAN, J. C. (1981) Effects of catchment urbanisation on flood flows. In Flood Studies Report—Five Years on (Thomas Telford Ltd, London) pp. 121–9.

RAO, A. R. DELLEUR, J. W. and SARMA, B. S. P. (1972) Conceptual hydrologic models for urbanising basins. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 98(HY7), 1205–20.

SAWYER, R. M. (1963) Effect of urbanisation on storm discharge and groundwater recharge in Nassau County, New York. US Geol. Survey, Prof. Paper 475–C, pp. C185–C187.

SEARCY, J. K. and HARDISON, C. H. (1960) Double-mass curves. US Geol. Survey, Water-Supply Paper 1541–B, 66 pp.

SINGH, R. (1968) Double-mass analysis on the computer. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 94(HY1), 139–42.

SNYDER, F. F. (1938) Synthetic unit hydrographs. Trans. Am. Geophys. Un., 19, 447–54.

VAN SICKLE, D. (1969) Experience with the evaluation of urban effects for drainage design. In Moore, W. L. and Morgan, C. W. (eds), Effects of watershed changes on streamflow. Proc. Wat. Resour. Symp. No. 2, Univ. of Texas, Austin, Center for Res. in Wat. Resour. (Univ. of Texas Press, Austin) pp. 229–54.

第 九 章

AITKEN, A. P. (1973) Hydrologic investigation and design in urban areas—a review. Austr. Wat. Resour. Council, Tech. Paper No. 5, 79pp.

APPLEBY, F. V. (1937) Impervious factors. Proc Instn. Munic Co. Engrs., 63, 1077-1100.

ARDIS, C. V., DUEKER, K. J. and LENZ, A. T. (1969) Storm drainage practices of thirty-two cities. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 95(HY1), 383-408.

BETTES, R., PITFIELD, R. A. and PRICE, R. K. (1978) A surcharging model for storm sewer systems. In Helliwell, P. R. (ed.), Urban storm drainage, Proc. Int. Conf., Southampton (Pentech Press, London) pp. 306-16.

CHEN, C. W. and SHUBINSKI, R. P. (1971) Computer simulation of urban storm water runoff. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs, J. Hydraul. Div., 97(HY2), 289-301.

CHOW, V. T. (1964) Runoff. Section 14 of Chow, V. T. (ed.), Handbook of applied hydrology (McGraw-Hill, New York) 54 pp.

COLEMAN, G. S. and JOHNSON, A. (1932) Rainfall runoff. Proc. Instn. Munic. Co. Engrs., 58, 1403-15.

COLYER, P. J. (1977) Performance of storm drainage simulation modes. Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, 63, 293-309.

COLYER, P. J. and PETHICK, R. W. (1976) Storm drainage design methods: a literature review. Hydraul. Res. Station, Wallingford, Rept. No. INT 154, 85 pp.

COOK, L. A. and LOCKWOOD, B. (1977) The investigation of sewer networks by computer. Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, 63, 481-94.

CUNGE, J. A. (1974) Evaluation problem of storm water routing mathematical models. Wat. Res., 8, 1083-7.

DOOGE, J. C. I. (1957) The Rational Method for estimating flood peaks—Irish contributions to the technique. *Engineering*, 184, 311–13, 374–7.

ESCRITT, L. B. (1965) *Sewerage and sewage disposal*, 3rd Edn (CR Books / Applied Science Publishers, London) 488pp.

ESCRITT, L. B. and YOUNG, A. J. M. (1963) Economic surface water sewerage: a suggested standard of practice. *J. Instn. Pub Health Engrs.*, 62, 333–85.

GLUCK, W. R. and McCUEN, R. H. (1975) Estimating land use characteristics for hydrologic models. *Wat. Resour. Res.*, 11, 177–9.

HALL, M. J. and HOCKIN, D. L. (1980) Guide to the design of storage ponds for flood control in partly urbanised catchment areas. Construction Industry Research and Information Association, Tech. Note 100, 103pp.

HART, C. A. (1933) Rainfall and runoff (correspondence). *Proc. Instn. Munic. Co. Engrs.*, 59, 978–80.

HAWKEN, W. H. (1921) An analysis of maximum runoff and rainfall intensity. *Trans. Instn. Engrs. Austr.*, 2, 193–215.

HEEPS, D. P. and MEIN, R. G. (1937) An independent evaluation of three urban stormwater models. Monash Univ., Civ. Engng. Res. Rept. No. 4 / 1973, 92pp.

HEEPS, D. P. and MEIN, R. G. (1974) Independent comparison of three urban runoff models. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs.*, J. Hydraul. div., 100 (HY7), 995–1009.

HYDRAULIC DESIGN OF STORM SEWERS WORKING PARTY (1976) A review of progress, March 1974–June 1975. De-

partment of the Environment and National Water Council, Standing Technical Committee Reports No. 1, 26pp.

INSTITUTE OF HYDROLOGY (1978) A revised version of the winter rain acceptance potential map. Institute of Hydrology, Wallingford, Flood Studies Suppl. Rept. No. 7, 1p.

IZZARD, C. F. (1946) Hydraulics of runoff from developed surfaces. Proc. Highway Res. Bd., 26, 129-46.

JUDSON, C. C. (1933) Runoff calculations, a new method. Proc. Instn. Munic. Co. Engrs., 59, 861-7.

KIDD, C. H. R. (1978) A calibrated model for the simulation of the inlet hydrograph for fully sewered catchments. In Helliwell, P. R. (ed.), Urban storm drainage, Proc. Int. Conf., Sorthampton (Pentech Press, London) pp. 172-86.

KIDD, C. H. R. and HELLIWELL, P. R. (1977) Simulation of the inlet hydrograph for urban catchments. J. Hydrol., 35, 159-72.

KUICHLING, E. (1889) The relation between the rainfall and the discharge of sewers in populous districts. Trans. Am. Soc. Civ. Engrs., 20, 1-60.

LAGER, J. A., SHUBINSKI, R. P. and RUSSELL, L. W. (1971) Development of a simulation model for stormwater management. J. Wat. Poll. Contr. Fed., 43, 2424-35.

LLOYD-DAVIES, D. E. (1906) The elimination of stormwater from sewerage systems. Min. Proc. Instn. Civ. Engrs., 164, 41-67.

MACLAREN, J. F., LTD (1975) Review of Canadian design practice and comparison of urban hydrologic models. Ontario Ministry of the Environment, Res. Progr. for the Abatement of Munic. Poll.,

Res. Rept. No. 26, 224pp.

MARSALEK, J., DICK, T. M., WISNER, P. E. and CLARK, W. G. (1975) Comparative evaluation of three urban runoff models. *Wat. Resour. Bull.*, 11, 306-28.

MARTIN, C. and KING, D. (1978) Improvements in the TRRL hydrograph program. In Helliwell, P. R. (ed.), *Urban storm drainage, Proc. Int. Conf., Southampton* (Pentech Press, London) pp. 207-25.

MAYS, L. W. and YEN, B. C. (1975) Optimal cost design of branched sewer systems. *Wat. Resour. Res.*, 11, 37-47.

MEEK, J. B. L. (1928) *Sewerage, with special reference to runoff. Instn. Civ. Engrs., Conf. Rept. Disc.*, pp. 162-74.

MULVANEY, T. J. (1851) On the use of self-registering rain and flood gauges in making observations on the relation of rainfall and of flood discharges in a given catchment. *Trans. Instn. Civ. Engrs. Ireland*, 4 (2), 18-31.

MUZIK, I. (1974) Laboratory experiments with surface runoff. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs. J. Hydraul. Div.*, 100 (HY4), 501-16.

NASH, J. E. (1958) Determining runoff from rainfall. *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, 10, 163-84.

NATIONAL WATER COUNCIL and DEPARTMENT OF THE ENVIRONMENT (1981) *Design and Analysis of Urban Storm Drainage: The Wallingford Procedure*, Vol. 1, Principles, methods and practice; Vol. 2, Program users' guide; Vol. 3, Maps; Vol. 4, Modified Rational Method (National Water Council, London)

NORRIS, W. H. (1946) Estimation of runoff from impervious

surfaces. Proc. Instn. Munic. Co. Engrs., 72, 425-38.

ORMSBY, M. T. M. (1933) Rainfall and runoff calculations. Proc. Instn. Munic. Co. Engrs., 59, 889-94.

PACKMAN, J. C. and KIDD, C. H. R. (1980) A logical approach to the design storm concept. Wat. Resour. Res., 16, 994-1000.

PAPADAKIS, C. N. and PREUL, H. C. (1972) University of Cincinnati urban runoff model. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 98 (HY10), 1789-1804.

PAPADAKIS, C. N. and PREUL, H. C. (1973) Testing of methods for determination of urban runoff. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 99 (HY9), 1319-35.

PRICE, R. K. (1978) Design of storm sewers for minimum construction cost. In Helliwell, P. R. (ed.), Urban storm drainage, Proc. Int. Conf. Southampton (Pentech Press, London) pp. 636-47.

PRICE, R. K. and KIDD, C. H. R. (1978) A design and simulation method for storm sewers. In Helliwell, P. R. (ed.), Urban storm drainage, Proc. Int. Conf., Southampton (Pentech Press, London) pp. 327-37.

REID, J. (1927) The estimation of storm water discharge. J. Instn. Munic. Co. Engrs., 53, 997-1027.

RILEY, D. W. (1932) Notes on calculating the flow of surface water in sewers. Proc. Instn. Munic. Co. Engrs., 58, 1483-94.

ROAD RESEARCH LABORATORY (1963) A guide for engineers to the design of storm sewer systems. Road Note No. 35 (HMSO, London) 20pp.

ROSEVEARE, L. (1930) Runoff as affecting the flow in

sewers. Proc. Instn. Munic. Co. Engrs., 56, 1177-97.

ROSS, C. N. (1921) The calculation of flood discharges by the use of a time contour plan. Trans. Instn. Engrs. Austr. 2, 85-92.

SARGINSON, E. J. and BOURNE, D. E. (1969) The analysis of urban rainfall runoff and discharge. J. Instn. Munic. Engrs., 96, 81-5.

SCHAAKE, J. C. (1969) A summary of the Hopkins storm drainage research project: its objectives, its accomplishments and its relation to future problems in urban hydrology. In Proc. 1st Int. Seminar for Hydrol. Professors, Vol. II, Specialised hydrologic subjects (Dept. of Civil Engineering, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign) pp. 638-65.

SCHAAKE, J. C. GEYER, J. C. and KNAPP, J. W. (1967) Experimental examination of the Rational Method. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 93 (HY6), 353-70.

SHEN, H. W. and LI, R. M. (1973) Rainfall effect on sheet flow over smooth surface. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs. J. Hydraul. Div., 99 (HY5), 771-92.

SWINNERTON, C. J., HALL, M. J. and O'DONNELL, T. (1973) Conceptual model design for motorway stormwater drainage. Civ. Engng. Pub. Wks. Rev., 68, 123-9, 132.

TERSTRIEP, M. L. and STALL, J. B. (1969) Urban runoff by Road Research Laboratory method. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 95 (HY6), 1809-34.

TERSTRIEP, M. L. and STALL, J. B. (1974) Illinois urban drainage area simulator, ILLUDAS. Illinois State Wat. Survey, Bull. No. 58, 90pp.

THOLIN, A. L. and KEIFER, C. J. (1960) Hydrology of urban runoff. *Trans. Am. Soc. Civ. Engrs.*, 125, 1308-79.

THOMPSON, J. L. and LUPTON, A. R. R. (1978) A method of assessment of piped drainage systems taking account of surcharge and overground flooding. In Helliwell, P. R. (ed.), *Urban storm drainage*, Proc. Int. Conf., Southampton (Pentech Press, London) pp. 226-42.

TORNO, H. C. (1975) A model for assessing impact of storm-water runoff and combined sewer overflows and evaluating pollution abatement alternatives. *Wat. Res.*, 9, 813-15.

TRANSPORT AND ROAD RESEARCH LABORATORY (1976) A guide for engineers to the design of storm sewer systems. Road Note No. 35, 2nd Edn (HMSO, London) 30pp.

VIESSMAN, W. (1966) The hydrology of small impervious areas. *Wat. Resour. Res.*, 2, 405-12.

VIESSMAN, W. (1968) Run-off estimation for very small drainage areas. *Wat. Resour. Res.*, 4, 87-93.

VIESSMAN, W., KEATING, W. R. and SRINIVASA, K. N. (1970) Urban storm runoff relations. *Wat. Resour. Res.*, 6, 275-9.

WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION and AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (1969) Design and construction of sanitary and storm sewers. WPCF Manual of Practice No. 9 (ASCE Manuals and Reports on Engng. Practice No. 37, New York) 332pp.

WATKINS, L. H. (1956) Rainfall and runoff, an investigation of Harlow New Town. *J. Instn. Munic. Engrs.*, 82, 305-16.

WATKINS, L. H. (1962) The design of urban sewer systems: research—into the relation between the rate of rainfall and the rate of flow in sewers. Road Res. Tech. Paper No. 55 (HMSO, London) 96pp.

WATKINS, L. H. (1963) Research on surface—water drainage. Proc. Instn. Civ. Engrs., 24, 305–30.

WATKINS, L. H. (1976) The TRRL hydrograph method of urban sewer design adapted for tropical conditions. Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, 61, 539–66.

WATKINS, L. H. and FIDDES, D. (1978) The design of surface water sewer systems in the tropics. In Helliwell, P. R. (ed.), Urban storm drainage, Proc. Int. Conf., Southampton (Pentech Press, London) pp. 243–55.

WATKINS, L. H. and YOUNG, C. P. (1965) Developments in urban hydrology in Great Britain. Road Research Laboratory, Lab. Note No. LN/885/LHW.CPY, 18pp.

WATT, W. E. and KIDD, C. H. R. (1975) QUURM—a realistic urban runoff model. J. Hydrol., 27, 225–35.

WILLEKE, G. E. (1966) Time in urban hydrology. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 92 (HY1), 13–29.

WILLIAMS, G. R. (1950) Hydrology. Ch IV of Rouse, H (ed.), Engineering hydraulics (Wiley, New York) pp. 229–320.

Woo, D. C. and BRATER, E. F. (1962) Spatially varied flow from controlled rainfall. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 88 (HY6), 31–56.

YEN, B. C. and SEVUK, A. S. (1975) Design of storm sewer networks. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Environ. Engng. Div

(EE4), 535-53.

YEVJEVICH, V. and BARNES, A. H. (1970) Flood routing through storm drains, Part IV: Numerical computer methods of solution. Colorado State Univ., Hydrol. Paper No. 46, 47pp.

YOON, N. Y. and WENZEL, H. G. (1971) Mechanics of sheet flow under simulated rainfall. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 97(HY9), 1367-86.

YOUNG, C. P. (1973) Urban drainage in the United Kingdom. In Construction Industry Research and Information Association, Proc. Res. Colloquium on Rainfall, Runoff and Surface Water Drainage of Urban Catchments, Proc. Paper 1.

YU, Y. S. and MCNOWN, J. S. (1964) Runoff from impervious surfaces. J. Hydraul. Res., 2, 3-24.

ZAGHLOUL, N. A. (1977) Evaluation of storm water routing models. Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, 63, 925-33.

第 十 章

ANGINO, E. E., MAGNUSON, L. M. and STEWART, G. F. (1972) Effects of urbanisation on storm water quality: a limited experiment, Nasmith Ditch, Lawrence, Kansas. Wat. Resour. Res., 8, 135-40.

BARKDOLL M. P., OVERTON, D. E. and BETSON, R. P. (1977) Some effects of dustfall on urban stormwater quality. J. Wat. Poll. Contr. Fed., 49, 1976-84.

BARTON, I. A. (1977) Short-term effects of highway construction on the limnology of a small stream in southern Ontario.

Freshwater Biol., 7, 99-108.

BEDIENT, P. B., HARNED, D. A. and CHARACKLIS, W. G. (1978) Storm-water analysis and prediction in Houston. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Environ. Engng. Div., 104 (EE6), 1087-1100.

BEDIENT, P. B., LAMBERT, J. L. and SPRINGER, N. K. (1980) Stormwater pollutant load-runoff relationships. J. Wat. Poll. Contr. Fed., 52, 2396-2404.

BETSON, R. P. (1978) Bulk precipitation and streamflow quality relationships in an urban area. Wat. Resour. Res., 14, 1165-9.

BRYAN, E. H. (1972) Quality of stormwater drainage from urban land. Wat. Resour. Bull., 8, 578-88.

BRYAN, E. H. (1974) Concentrations of lead in urban storm water. J. Wat. Poll. Contr. Fed. 46, 2419-21.

BURT, T. P. and DAY, M. R. (1977) Spatial variations in rainfall and stream water quality around the Avonmouth industrial complex. Int. J. Environ. Studies, 11, 205-9.

CHARACKLIS, W. G., WARD, C. H., KING, J. M. and ROE, F. L. (1979) Rainfall quality, land use and run-off quality. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Environ. Engng. Div., 105 (EE2), 416-19.

CORDERY, I. (1977) Quality characteristics of urban storm water in Sydney, Australia. Wat. Resour. Res., 13, 197-202.

COWEN, W. F. and LEE, G. F. (1973) Laves as a source of phosphorus. Environ. Sci. Technol., 7, 853-4.

DANIEL, T. C., MCGUIRE, P. E., BUBENZER, G. D.,

MADISON, F. W. and KONRAD, J. G. (1978) Assessing the pollutional load from non-point sources: planning considerations and a description of an automated water quality monitoring programme. *Environ. Management*, 2, 55-65.

DAS, K. C. (1977) Quality of combined sewer overflows from urban and semi-urban areas in Richmond, Virginia, USA. *Int. Assoc. Hydrol. Sci.*, Publ. No. 123, pp. 265-76.

DETHIEF, D. P. (1979) Atmospheric contributions to stream water chemistry in the North Cascade Range, Washington. *Wat. Resour. Res.*, 15, 787-94.

ELLIS, J. B. (1976) Sediments and water quality of urban storm water. *Wt. Serv.*, 80, 730-4.

ELLIS, J. B. (1977) The characterisation of particulate solids and quality of water discharged from an urban area. *Int. Assoc. Hydrol. Sci.*, Publ. No. 123, pp. 283-91.

FIELD, R. and TURKELTAUB, R. (1980) Don't underestimate urban run-off problems. *Wat. and Wastes Engng.*, 17 (10), 48-52.

GRAF, P. H. (1971) *Hydraulics of sediment transport* (McGraw-Hill, New York) 513 pp.

GRIFFIN, D. M., GIZZARD, T. J., RANDALL, C. W., HELSEL, D. . and HARTIGAN, J. P. (1980) Analysis of non-point pollution export from small catchments. *J. Wat. Poll. Contr. Fed.*, 52 780-90.

HAJAS, I. BOGGS, D. B., SHUCKROW, A. J. and QUIMPO, R. (1978) Projecting urban run-off flows and loads. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs.*, J. Environ. Engng. Div., 104 (EE6),

HEDLEY, G. and KING, M. V. (1971) Suggested correlation between storm sewage characteristics and storm overflow performance. *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, 48, 399-411.

HEDLEY, G. and LOCKLEY, J. C. (1975) Quality of water discharged from an urban motorway. *Wat. Poll. Contr.*, 74(6), 659-74.

HUFF, F. A. (1976) Relation between atmospheric pollution, precipitation and stream-water quality near a large urban-industrial complex. *Wat. Res.*, 10, 945-53.

HUNTER, J. V., SABATINO, T., GOMPRTS, R. and MACKENZIE, M. J. (1979) Contribution of urban runoff to hydrocarbon pollution. *J. Wat. Poll. Contr. Fed.*, 51, 2129-38.

JAMES, A. (1976) Water quality. In Rodda, J. C. (ed.) *Facets of hydrology* (Wiley, New York) pp. 177-98.

JANARDAN, K. G. and SCHAEFFER, D. J. (1981) Methods for estimating the number of identifiable organic pollutants in the aquatic environment. *Wat. Resour. Res.*, 17, 243-9.

KARR, J. R. and SCHLOSSER, I. J. (1978) Water resources and the land-water interface. *Science*, 201, 229-34.

LAXEN, D. P. H. and HARRISON, R. M. (1977) The highway as a source of water pollution: an appraisal with the heavy metal lead. *Wat. Res.*, 11, 1-11.

LEWIS, W. M. (1981) Precipitation chemistry and nutrient loading by precipitation in a tropical watershed. *Wat. Resour. Res.*, 17, 169-81.

LEWIS, W. M. and GRANT, M. C. (1978) Sampling and
294

chemical interpretation of precipitation for mass balance studies. *Wat. Resour. Res.*, 14, 1098-1104.

MARSH, T. J. (1980) Towards a nitrate balance for England and Wales. *Wat. Serv.*, 84, 601-6.

MURPHY, C. B. and CARLEO, D. J. (1978) The contribution of mercury and chlorinated organics from urban runoff. *Wat. Res.*, 12, 531-3.

OWENS, M. (1970) Nutrient balances in rivers. *Wat. Treatment and Exam.*, 19, 239-52.

PIRNER, S. M. and HARMS, L. L. (1978) Rapid City combats the effects of urban run-off on surface water. *Wat. and Sewage Wks.*, 125 (2), 48-53.

QURESHI, A. A. and DUTKA, B. J. (1979) Microbiological studies on the quality of urban storm water run-off in southern Ontario, Canada. *Wat. Res.*, 13, 977-85.

RANDALL, C. W., GARLAND, J. A., GIZZARD, T. J. and HOEHN, R. C. (1977) The significance of storm-water run-off in an urbanised watershed. *Progr. in Wat. Technol.*, 9, 547-62.

RANDALL, C. W., GIZZARD, T. J. and HOEHN, R. C. (1978) Effect of upstream control on a water supply reservoir. *J. Wat. Poll. Contr. Fed.*, 50, 2687-2702.

ROBERTS, P. V., DAUBER, L., NOVAK, B. and ZOBRIST, J. (1977) Pollutant loadings in urban storm water. *Progr. in Wat. Technol.*, 8 (6), 93-101.

SARTOR, J. D., BOYD, G. B. and AGARDY, F. J. (1974) Water pollution aspects of street surface contaminants. *J. Wat. Poll. Contr. Fed.*, 46, 458-67.

SAWYER, C. N. (1947) Fertilisation of lakes by agriculture and urban drainage. *J. New Engl. Wat. Wks. Assoc.*, 61, 109-27.

SCOTTISH DEVELOPMENT DEPARTMENT (1977) Storm sewage: separation and disposal. Rept. of the Working Party on Storm Sewage (Scotland) (HMSO, London) 120 pp.

SIDWICK, J. M. (1977) A brief history of sewage treatment (Thunderbird Enterprises Ltd, Harrow, UK) 68 pp.

SODERLUND, G. and LEHTINEN, H. (1973) Comparison of discharges from urban storm-water run-off, mixed storm overflow and treated sewage. In Jenkins, S. H. (ed.), *Advances in Wat. Poll. Res., Proc. 6th Int. Conf.* (Pergamon Press, Oxford) pp. 309-25.

SOLOMON, R. L., HARTFORD, J. W. and MEINKOTH, D. B. (1977) Sources of automotive lead contamination of surface water. *J. Wat. Poll. Contr. Fed.*, 49, 2502-4.

STEELE, T.D., AVERETT, R. C., DAS, K. C., JONES, B. F., STEFAN, H. G., WARD, R. C. and YU, S. L. (1980) Water quality research: an overview of areas of concern. *Eos, Trans. Am. Geophys. Un.*, 61, 433-7.

VANONI, V. A. (ed.) (1975) Sedimentation engineering. *Am. Soc. Civ. Engrs., Manuals and Repts. on Engng. Practice No. 54*, 745 pp.

WALLER, D. H. (1972) Factors that influence variations in the composition of urban surface runoff. *Wat. Poll. Res. in Canada*, 7, 68-95.

WALLER, D. H. (1977) Effects of urbanisation on phosphorus flows in a residential system. *Int. Assoc. Hydrol. Sci., Publ. No. 123*, pp. 52-8.

WANIELISTA, M. P., YOUSEF, Y. A. and MCLELLAN, W. M. (1977) Non-point source effects on water quality. J. Wat. Poll. Contr. Fed., 49, 441-51.

WEIBEL, S. R., ANDERSON, R. J. and WOODWARD, R. L. (1964) Urban land runoff as a factor in stream pollution. J. Wat. Poll. Contr. Fed., 36, 914-29.

WHIPPLE, W. and MCINTOSH, A. W. (1979) Stream surveillance and monitoring in urban areas. Wat. and Sewage Wks, 126(4), 72-5.

WHIPPLE, W., HUNTER, J. V. and Yu, S. L. (1974) Unrecorded pollution from urban run-off. J. Wat. Poll. Contr. Fed., 46, 873-85.

WHIPPLE, W., HUNTER, J. V. and YU, S. L. (1977) Effects of storm frequency on pollution from urban run-off, J. Wat. Poll. Contr. Fed., 49, 2243-8.

WHITEHEAD, H. G. and FETH, J. H. (1964) Chemical composition of rain, dry fallout, and bulk precipitation at Menlo Park, California, 1957-1959. J. Geophys. Res., 69, 3319-33.

WIGGERS, J. B. M. and BAKKER, K. (1978) In what way is water pollution influenced by sewerage systems? Hydrol. Sci. Bull., 23, 257-66.

WILKINSON, R. (1956) The quality of urban rainfall run-off water from a housing estate. J. Instn. Pub. Health Engrs., 55, 70-84.

YU, S. L., WHIPPLE, W. and HUNTER, J. V. (1975) Assessing unrecorded organic pollution from agricultural, urban and wooded lands. Wat. Res., 9, 849-52.

第 十 一 章

BISWAS, A. K. (ed.) (1981) Models for water quality management (McGraw-Hill, London) 348pp

BRADFORD, W. L. (1977) Urban stormwater pollutant loadings: a statistical summary through 1972. *J. Wat. Poll. Contr. Fed.*, 49, 613-22.

CASAPIERI, P., FOX, T. M., OWERS, P. and THOMSON, G. D. (1978) A mathematical deterministic river-quality model. part 2: Use in evaluating the water-quality management of the Blackwater catchment. *Wat. Res.*, 12, 1155-61.

CEMBROWICZ, R. G., HAHN, H. H., PLATE, E. J. and SCHULTZ, G. A. (1978) Aspects of present hydrological and water-quality modelling. *Ecol. Mod.*, 5, 39-666.

DARBY, W. P., MCMICHAEL, F. C. and DUNLAP, R. W. (1976) Urban watershed management using activity indicators to predict water quality. *Wat. Resour. Res.*, 12, 245-52.

DOBBINS, W. E. (1964) BOD and oxygen relationship in streams. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. San. Engng. Div.*, 90(SA3), 53-79.

FAIR, G. M., GEYER, J. C. and OKUN, D. A. (1968) *Water and Wastewater Engineering: Vol. Water supply and wastewater removal; Vol. 2. Water purification and wastewater treatment and disposal* (Wiley, New York) various pp.

FARRIMOND, M. S. and NELSON, J. A. R. (1980) Flow-driven water quality simulation models. *Wat. Res.*, 14,

1157-68.

FIELD, R. and TURKELTAUB, R. (1980) Don't underestimate urban run-off problems. *Wat. and Wastes Engng.*, 17(10), 48-52.

GRENNEY, W. J., TEUSCHER, M. C. and DIXON, L. S. (1978) Characteristics of the solution algorithms for the QUAL II river model. *J. Wat. Poll. Contr. Fed.*, 50, 151-7.

HUDSON, N. W. (1981) . Soil conservation, 2nd Edn (Batsford, London) 324pp. HUGHTO, R. J. and SCHREIBER, R. P. (1982) Microcomputer water-quality simulation model. *Civ. Engng. (ASCE)*, 53(3), 58-9.

INSTITUTION OF WATER ENGINEERS (1972) Symposium on advanced techniques in river basin managemeng: the Trent model research programme, *Proc. Birmingham Symp. (IWE, London)* 213pp.

JEWELL, T. K. and ADRIAN, D. D. (1982) Statistical analysis to derive improved stormwater quality models. *J. Wat. Poll. Contr. Fed.*, 54, 489-99.

KNOWLES, G. and WAKEFORD, A. C. (1978) A mathematical deterministic river-quality model. Part 1: Formulation and description. *Wat. Res.*, 12, 1149-53.

LAGER, J. A., SHUBINSKI, R. P. and RUSSELL, L. W. (1971) Development of a simulation model for stormwater management. *J. Wat. Poll. Contr. Fed.*, 43, 2424-35.

LITWIN, Y. J. and DONIGIAN, A. S. (1978) Continuous simulation of nonpoint pollution. *J. Wat. Poll. Contr. Fed.*, 50, 2348-61.

LOUCKS, D. P. (1981) Water quality models for river systems. Ch. 1 of Biswas, A. K. (ed.), Models for water quality management (McGraw-Hill, London) pp.1-33.

MCBRIDE, G. B. (1982) Nomographs for rapid solutions for the Streeter-phelps equations. J. Wat. Poll. Contr, Fed., 54, 378-84.

MOODIE, A. R. (1979) Modelling of water quality and hydrology in an urban watercourse. Austr. Wat. Resour. Council, Tech. Paper No. 45, 146pp.

NOVOTNY, V., TRAN, H., SIMSIMAN, G. V. and CHESTERS, G. (1978) Mathematical modelling of land run-off contaminated by phosphorus. J. Wat. Poll. Contr. Fed., 50, 101-12.

PENTLAND, R. L., REYNOLDS, P. J. and BISWAS, A. K. (1972) Water quality modelling: state-of-the-art. In Biswas, A. K. (ed.), Proc. Int. Symp. on Modelling Techniques in Water Resource Systems (Environment Canada, Ottawa) Vol. 3, pp. 481-96.

PROCTOR & REDFERN LTD and J. F. MACLAREN LTD (1976a) Storm water management model study, Vol. 1, Environment Canada, Res. Progr. for the Abatement of Munic. Poll., Res. Rept. No. 47, 321pp.

PROCTOR & REDFERN LTD and J. F. MACLAREN LTD (1976b) Storm water management model study, Vol. 2. Environment Canada, Res. Progr. for the Abatement of Munic. Poll., Res. Rept. No. 48, 156pp.

SUTHERLAND, R. C. and McCUEN, R. H. (1978) Simulation of urban nonpoint source pollution. Wat. Resour. Bull., 14, 409-28.

TEBBUTT, T. H. Y. (1982) Amicrocomputer program for dissolved oxygen predictions. *Pub. Health Engr.*, 10(2), 87-9.

TORNO, H. C. (1975) A model for assessing impact of storm-water runoff and combined sewer overflows and evaluating pollution abatement alternatives. *Wat. Res.*, 9, 813-15.

TUCCI, C. E. M. and CHEN, Y. H. (1981) Unsteady water quality model for river network. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Wat. Resour. Plan. and Man. Div.*, 107(WR2), 477-93.

UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS (1974) Storage, treatment, overflow, runoff model "STORM". USACE Hydrologic Engng. Center, Davis, California, generalised computer program users' manual, various pp.

WHITEHEAD, P. G. (1977) Water quality models for waste water management. *Int. Assoc. Hydrol. Sci., Publ. No. 123*, pp.421-30.

WHITEHEAD, P. G. (1980) An instrumental variable method of estimating differential-equation models of dispersion and water quality in non-tidal rivers. *Ecol. Mod.*, 9, 1-14.

WHITEHEAD, P. G. and YOUNG, P. (1979) Water quality in river systems: Monte-Carlo analysis. *Wat. Resour. Res.*, 15, 460-8.

WU, J. S. and AHLERT, R. C. (1978) Assessment of methods for computing storm run-off loads. *Wat. Resour. Bull.*, 14, 429-39.

第 十 二 章

ARONSON, D. A. and PRILL, R. C. (1977) Analysis of the

recharge potential of storm-water basins on Long Island, New York. J. Res. U. S. Geol. Survey, 5, 307-18.

BARTON, B. A. (1977) Short-term effects of highway construction on the limnology of a small stream in southern Ontario. Freshwater Biol., 7, 99-108.

BONHAM, A. J. (1974a) Storm drainage system design and new city planning. Civ. Engng. Trans., Instn. Engrs. Austr., CE16(1), 67-70.

BONHAM, A. J. (1974b) Urban stormwater drainage planning and environmental design. J. Roy. Austr. Plan. Inst., 12(3), 86-9.

BRUNE, G. M. (1953) Trap efficiency of reservoirs. Trans. Am. Geophys. Un., 34, 407-18.

BUNYAN, J. (1975) The development of a flood storage area at Basildon. J. Instn. Wat. Engrs. Sci., 29, 175-82.

BURTON, K. R. (1980) Stormwater detention basin sizing. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 106(HY3), 437-9.

BURTON, T. M., TURNER, R. R. and HARRISS, R. C. (1976) The impact of highway construction on a north Florida watershed. Wat. Resour. Bull., 12, 529-38.

BUTLER, R. J. M. (1972) Water as an unwanted commodity: some aspects of flood alleviation. J. Instn. Wat. Engrs., 26, 311-21.

CAMP, T. R. (1945) Sedimentation and the design of settling tanks. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., 71, 445-86.

CHERKAUER, D. S. (1975) Urbanisation impact on water quality during a flood in small watersheds. Wat. Resour. Bull., 11, 987-98.

COPAS, B. S. (1957) Storm water storage calculations. J. Instn. Pub. Health Engrs., 56(3), 137-62.

CURTIS, D. C. and MCCUEN, R. H. (1977) Design efficiencies of stormwater detention basins. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Wat. Resour. Plan. and Man. Div., 103(WR1), 125-40.

DAVIS, L. H. (1963) The hydraulic design of balancing tanks and river storage pounds. Chart. Munic. Engr., 90, 1-7.

DAVIS, L. H. and WOODS, D. R. (1979) Design and construction of balancing lakes at Milton Keynes. Chart. Munic. Engr., 106, 9-17.

DEBO, T. N. and RUBY, H. (1982) Detention basins—an urban experience. Pub. Wks., 113(1), 42-3; 93-4.

DONAHUE, J. R., MCCUEN, R. H. and BONDELID, T. R. (1981) Comparison of detention basin planning and design models. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Wat. Resour. Plan. and Man. Div., 107(WR2), 385-400.

FIELD, R., STRUZEWSKI, E. J., MASTERS, H. E. and TAFURI, A. N. (1973) Water pollution and associated effects from street salting; Water pollution control in low-density areas. Proc. Rural Environ. Engng. Conf. (Univ. Press of New England, Hanover, NH) pp.317-340.

GRAF, W. L. (1975) The impact of suburbanisation on fluvial geomorphology. Wat. Resour. Res., 11, 690-2.

HALL, M. J. (1981) A dimensionless unit hydrograph for urbanising catchment areas. Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, 71, 37-50.

HALL, M. J. and HOCKIN, D. L. (1980) Guide to the design

of storage ponds for flood control in partly urbanised catchment areas. Construction Industry Research and Information Association, Tech. Note 100, 103 pp.

HALL, M. J., PRUS-CHACINSKI, T. M. and RIDDELL, K. J. (1978) Some aspects of the design of stormwater balancing ponds for catchment areas subject to urbanisation. In Helliwell, P. R. (ed.), *Urban storm drainage*, Proc. Int. Conf., Southampton (Pentech Press, London) pp. 421-33.

HAMMER, T. R. (1972) Stream channel enlargement due to urbanisation. *Wat. Resour. Res.*, 8, 1530-40.

HAWKINS, R. H. (1976) Salt storage and run-off in urban watershed. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Environ. Engng. Div.*, 102 (EE4), 737-43.

HAWLEY, M. E., BONDELID, T. R. and MCCUEN, R. H. (1981) A planning method for evaluating downstream effects of detention basins. *Wat. Resour. Bull.*, 17, 806-13.

HEINEMANN, H. G. (1981) A new sediment trap efficiency curve for small reservoirs. *Wat. Resour. Bull.*, 17, 825-30.

HOLLIS, G. E. and LUCKETT, J. K. (1976) The response of natural river channels to urbanisation: two case studies from southeast England. *J. Hydrol.*, 30, 351-63.

JACKSON, T. J. and RAGAN, R. M. (1974) Hydrology of porous pavement parking lots. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div.*, 100 (HY12), 1739-52.

KARR, J. R. and SCHLOSSER, I. J. (1978) Water resources and the land-water interface. *Science*, 201, 229-34.

KELLER, E. A. and HOFFMAN, E. K. (1976) A sensible al-

ternative to stream channelisation. Pub. Wks., 107 (10), 70-2.

KELLER, F. J. (1962) Effect of urban growth on sediment discharge, Northwest Branch Anacostia River basin, Maryland. US Geol. Survey, Prof. Paper 450-C, pp. C129-C131.

KELLY, H. G. (1977) Designing retention basins for small land developments. Wat. and Sewage Wks., 124(10), 78-80.

LEOPOLD, L. B., WOLMAN, M. G. and MILLER, J. P. (1964) Fluvial processes in geomorphology (W. H. Freeman, San Francisco) 522 pp.

MCCUEN, R. H. (1974) A regional approach to urban storm water detention. Geophys. Res. Lett., 1, 321-2.

MCCUEN, R. H. (1979) Downstream effects of stormwater management basins. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 105 (HY11), 1343-56.

MCCUEN, R. H. (1980) Water quality trap efficiency of storm water management basins. Wat. Resour. Bull., 16, 15-21.

MAYS, L. W. and BEDIENT, P. B. (1982) Model for optimum size and location of detention. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Wat. Resour. Plan. and Man. Div., 108(WR3), 270-85.

MEIN, R. G. (1980) Analysis of detention basis systems. Wat. Resour. Bull., 16, 824-9.

MEIN, R. G. and WOODHOUSE, M. P. (1977) Design of retarding basin systems. In: The Hydrology of Northern Australia, Proc. Hydrol. Symp., Instn. Engrs. Austr., Brisbane (Instn. Engrs. Austr., Sydney) pp. 141-145.

MEYER, L. D. and WISCHMEIER, W. H. (1969) Mathematical simulation of the process of soil erosion by water. Trans.

Am. Soc. Agric. Engrs., 12, 754-62.

NATURAL ENVIRONMENT RESEARCH COUNCIL
(1975) Flood Studies Report, Vol. I: Hydrological studies
(NERC, London) 550 pp.

OLIVER, L. J. and GRIGOROPOULOS, S. G. (1981) Control of storm-generated pollution using a small urban lake. *J. Wat. Poll. Contr. Fed.*, 53, 594-603.

RAUSCH, D. L. and SCHREIBER, J. D. (1981) Sediment and nutrient trap efficiency of a small flood-detention reservoir. *J. Environ. Qual.*, 10, 288-93.

ROTH, D. and WALL, G. (1976) Environmental effects of highway de-icing salts. *Ground Water*, 14, 286-9.

SARTOR, J. D., BOYD, G. B. and AGARDY, F. J.
(1974) Water pollution aspects of street surface contaminants. *J. Wat. Poll. Contr. Fed.*, 46, 458-67.

SCOTT, W. S. (1976) The effect of road de-icing salts on sodium concentration in an urban watercourse. *Environ. Poll.*, 10, 141-53.

SEABURN, G. E. (1970) Preliminary results of hydrologic studies at two recharge basins on Long Island, New York. US Geol. Survey, Prof. Paper 627-C, 17 pp.

SEABURN, G. E. and ARONSON, D. A. (1974) Influence of recharge basins on the hydrology of Nassau and Suffolk Counties, Long Island, New York. US Geol. Survey, Water-Supply Paper 2031, 66 pp.

TALHAMI, A. (1980) Temporary detention cuts storm flow peaks. *Civ. Engng. (ASCE)*, 50(12), 72-5.

TAPP, J. S., WARD, A. D. and BARFIELD, B. J. (1982) Approximate sizing of reservoirs for detention time. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Hydraul. Div., 108(HY1), 17-23.

VICE, R. B., GUY, H. P. and FERGUSON, G. E. (1969) Sediment movement in an area of suburban highway construction, Scott Run basin, Fairfax County, Virginia, 1961-4. US Geol. Survey, Water-Supply Paper 1591-E, 41 pp.

WALLING, D. E. and GREGORY, K. J. (1970) The measurement of the effects of building construction on drainage basin dynamics. J. Hydrol., 11, 128-44.

WATSON, M. D. (1981) Sizing of urban flood control ponds. Civ. Engr. in S. Africa, 23, 183-9.

WEBER, W. G. and REED, L. A. (1976) Sediment runoff during highway construction. Civ. Engng. (ASCE), 46(3), 76-9.

WHIPPLE, W. (1979) Dual-purpose detention basins. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., J. Wat. Resour. Plan. and Man. Div., 105 (WR2), 403-12.

WOLMAN, M. G. and SCHICK, A. P. (1967) Effects of construction on fluvial sediment, urban and suburban areas of Maryland. Wat. Resour. Res., 3, 451-64.

WULKOWICZ, G. M. and SALEEM, Z. A. (1974) Chloride balance of an urban basin in the Chicago area. Wat. Resour. Res., 10, 974-82.

WYCOFF, R. L. and SINGH, U. P. (1976) Preliminary design of small flood detention reservoirs. Wat. Resour. Bull., 12, 337-49.

YRJANAINON, G. (1975) Sediment basin design. Wat. and