

56.3
~~3447~~
11

目 录

序	12
緒論	1
一、水文工作在国民經济中的意义及其在水利建設中的作用	1
二、水文工作的發展	3
三、水文工作中兩条道路的斗爭	6
四、党领导下的群众性水利运动对水文工作的巨大影响	7
第一篇 水文測驗	
第一章 水文測驗概述	11
§ 1-1. 水文測驗的意义	11
§ 1-2. 水文測站的分类、組織、任务及站址的选择	12
§ 1-3. 水文測驗的發展	16
第二章 降水、蒸發和簡易气象觀測，入滲率測驗	18
§ 2-1. 降雨观测	18
§ 2-2. 蒸發量观测	22
§ 2-3. 其他气象要素的观测	23
§ 2-4. 入滲率測驗	25
第三章 水流观测	27
§ 3-1. 水位观测	27
§ 3-2. 地下水位观测	28
§ 3-3. 断面測量	41
§ 3-4. 流速观测	45
第四章 泥沙測驗	64
§ 4-1. 泥沙測驗的目的	64
§ 4-2. 悬沙測驗及含沙量輸沙率的計算	64
§ 4-3. 底沙測驗及輸沙量的計算	76
第五章 水文資料的分析与整編	81
§ 5-1. 概述	81
§ 5-2. 水文資料整編的組織和分工	82
§ 5-3. 水位資料整編	83

§ 5-4. 流量資料整編	85
§ 5-5. 泥沙資料整編	108
§ 5-6. 气象資料的整編	111
第二篇 年徑流量・最小流量	
第六章 徑流的形成	112
§ 6-1. 徑流的形成	113
§ 6-2. 影响地面徑流的因素	117
第七章 年徑流量及多年平均值的推求	131
§ 7-1. 相关法簡介	131
§ 7-2. 在資料充足条件下的推求方法	138
§ 7-3. 有短期資料条件下的推求方法	139
§ 7-4. 缺乏資料条件下多年平均年徑流量的推求方法	144
§ 7-5. 年徑流多年平均值計算方法的討論	148
第八章 年徑流量的变化	149
§ 8-1. 年徑流量的变化	149
§ 8-2. 年徑流量的資料处理	151
§ 8-3. 年徑流多年变化頻率分析法	154
§ 8-4. 缺乏实测資料时頻率曲綫的繪制	158
§ 8-5. 徑流計算举例	159
第九章 河川徑流的年內分配	167
§ 9-1. 概述	167
§ 9-2. 河川徑流的季节变化	168
§ 9-3. 河川按补給特性及年內变化的分类	170
§ 9-4. 影响河川徑流年內变化的因素	176
§ 9-5. 典型流量过程綫	177
第十章 河川最小流量	179
§ 10-1. 河川最小流量及影响它的因素	179
§ 10-2. 最小流量的估算	180
§ 10-3. 最小流量設計值的选择	181

第三篇 洪水分析

第十一章 洪水分析的目的和方法	183
§ 11-1. 洪水分析的目的和內容	183
§ 11-2. 設計洪水的保証率	185
第十二章 洪水調查	187

§12-1. 洪水調查的意义	187
§12-2. 洪水調查的方法	187
§12-3. 由調查資料推求洪峰流量及洪水調查報告的編写	190
§12-4. 洪水痕迹調查可靠性的分析	194
§12-5. 应用洪水調查資料計算洪水頻率	195

甲 根据暴雨資料推求設計洪水

第十三章 設計暴雨的計算	201
§13-1. 設計暴雨的計算目的	201
§13-2. 原始資料的审查、补充和延長	201
§13-3. 設計暴雨量的計算	204
§13-4. 前期影响雨量的頻率計算	217

第十四章 設計雨型的确定	220
§14-1. 雨型分析的目的及內容	220
§14-2. 雨量累积曲綫及等雨量綫的繪制	220
§14-3. 設計雨型的确定	223
§14-4. 在黃河流域规划中大面积設計暴雨的計算方法	229

第十五章 由暴雨推求設計洪水过程綫	234
§15-1. 概述	234
§15-2. 影响推求徑流深的因素	236
§15-3. 徑流深度的計算方法	240
§15-4. 單位过程綫法推求洪水过程綫	258
§15-5. 等流时綫法推求設計洪水过程綫	264
§15-6. 典型过程綫放大	285

乙 由徑流資料推求設計洪水

第十六章 資料的审查、插补和延長	289
§16-1. 資料审查的方法	289
§16-2. 洪水資料的插补和延長	290
§16-3. 历史洪水調查的利用	294

第十七章 由徑流推求設計洪水过程綫	294
§17-1. 資料選擇	294
§17-2. 洪峰流量和洪水总量的頻率計算	297
§17-3. 設計洪水过程綫的推求	301
§17-4. 由暴雨資料推求設計洪水及由徑流資料推求設計洪水的比較	305

第十八章 群众性水利工程对河川徑流影响的估計	307
§18-1. 概述	307

§18-2. 群众性水利工程建设控制洪水径流的效果分析	314
§18-3. 考虑水土保持措施的暴雨径流基本公式	321
§18-4. 考虑水土保持措施的暴雨径流推求的其他方法	326
§18-5. 水利工程设计的例子	328
§18-6. 群众性水利工程对年径流量的影响	330
§18-7. 群众性水利工程对河流输沙量的影响	338

第四篇 調洪和水文預报

第十九章 水庫的調洪演算	345
§19-1. 概述	346
§19-2. 用試算法推算水庫水位过程綫和出流过程綫	347
§19-3. 用积綫法推求水庫水位过程綫和出流过程綫	351
§19-4. 用蓄率中綫法推求水庫水位过程綫和出流过程綫	356
§19-5. 各种計算方法的比較	359
第二十章 水文預报	360
§20-1. 水文預报的意义	360
§20-2. 水文預报的分类和發展方向	362
§20-3. 洪水預报	364
§20-4. 枯水預报	379
§20-5. 預报精度的評定	388
§20-6. 洪水預报对水庫运行的作用	389

第五篇 小河流域的年徑流量及洪水計算

第二十一章 小河流域的年徑流量及洪水計算概述	392
§21-1. 小河流域水文計算的重要性	392
§21-2. 小河流域水文計算的特点	393
第二十二章 徑流量計算	393
§22-1. 年徑流量的計算	393
§22-2. 季徑流量的計算	395
§22-3. 短期徑流量的計算	396
第二十三章 小河流域的洪峰流量、洪水总量及洪水过程綫的 計算法	397
§23-1. 單站暴雨資料的分析	397
§23-2. 小河流域上洪峰流量的計算	399
§23-3. 小流域上洪水总量的推求	424
§23-4. 洪水流量过程綫的決定	425

第六篇 泥沙对水库的影响

第二十四章 水库淤积和水库下游的冲刷	439
§24-1. 泥沙的一般情况	433
§24-2. 水库的淤及其计算	437
§24-3. 水库建成后对下游河道的影响	447
附录	451
参考书目	460

緒 論

一、水文工作在国民經济中的意义及其在水利建設中的作用

“鼓足干劲，力争上游，多快好省地建設社会主义”的总路綫提出后，全国各項建設工作的蓬勃开展，犹如雨后春笋。工矿、交通運輸、农林、水利等各項建設工作，都要求提供可靠的水文資料，以使这些建設工程建立在可靠的基础上，真正符合多快好省的建設方針。工矿企業的建立，首先要求有工業用水的水源資料，如果这方面的資料不足或整理得不好，將會使工矿企業受到很大損失，并影响它的發展。北京和天津水源緊張，需要到处寻找水源就是一例。厂矿的建立和矿石的开采，也需要了解地下水的运动規律和水質、水位等的資料。交通運輸有时要通过江河，所以必須了解这些江河的水情变化規律，以使正确地建造建筑物。桥梁的建造，如果不懂水情变化，建立不当，就可能被水淹，甚至遭到冲毀，或者就是建造得过分安全，造成浪費。这与社会主义經濟建設是不相容的。航运工作中如果不懂水情变化，就会影响運輸，破坏国家的貨运計劃。其他如农林和水利的建設和開發，更需要了解和掌握水情的变化，所以水文工作是为国民經济全面服务的項目，它在建設中必須走在其他工作的前头，为其他国民經济建設項目提供必要的資料。

随着大規模社会主义經濟建設的迅速發展，水利建設也取得了巨大的成就。几年来，我們在進行根治淮河，治理和開發黃河的工作，進行了永定河，辽河等全国主要河流的治理。荆江分洪、大伙房水庫、官厅水庫等綜合性水力樞紐的建立，培养了大批水利建設干部，积累了水利建設經驗，为大規模群众性水利建設做了准备。今天，在“鼓足干劲，

力爭上游，多快好省地建設社会主义”总路綫的光輝照耀下，社会主义建設正以一天等于二十年的速度飞躍發展，水利事業在以“蓄水为主，小型为主，社办为主；以小型为基础，中型为骨干，輔以必要的大型”的方針指导下，一个群众性的轟轟烈烈的水利建設运动，正从一个高潮推向另一个高潮。“葡萄串”、“滿天星”、“河網化”將遍及一切山溝和平原。这就使我国能在 1960 年前后全国基本上实现水利化。一些世界聞名的大型工程：長江、黄河、黑龙江的全面开发也已提前开始了。

所有这些工程的规划、設計、建設及使用，都要求对河川作深入細致的研究。每个水工建筑物都必须合理修建，因此必須具有說明修建建筑物所在地的水情規律的各种詳尽資料，倘若在設計建筑物时沒有这些資料(或資料沒有根据)，就会使修建好的建筑物不能滿足对它提出的要求，甚至建筑物会遭到毀坏。水文資料是水利工程建設的必要依据，一切与水利有关的工程建設，都需要有适合工程建設应用的足够精确的水文資料。在河流上筑壩，就需要知道这河流上水流的特性和流量，假若对河流規律沒有充分的研究，那么，溢洪道有可能在汛期不能滿足宣泄水流的要求。在水电站建設中，如果沒有水文資料，那么水电站的設計，可能根据过大的水量，而实际不能得到預期的电能，也可能根据过小的水量，而使大部分的水能未被利用。为了供給水电站和灌溉系統的水，常要建筑水庫。在水量較多的时期蓄水，然后根据需要再將水放出去，这就需要正确地設計水庫的蓄水量和詳細研究修建的条件，否則可能得不到預期的水量，或者水从水庫里流失。这样既浪費了資金，又不能完成它的任务。在灌溉和給水工程中，同样要知道一年四季和各水文年份的河流水量，否則，可能得不到足够的水量。随着生产力和文化的發展，水文預报日显重要，防汛、航运及其他国民經济部門对水文預报的精确度和預見期，都提出了更高的要求。如果長期預报精确而可靠，就可以更合理地运用水利工程或其他工程，使水利工程的修造更合理更經濟，可以及早防止危險的水文現象可能給国民經

济带来的严重后果。

綜合上述,可以得知:“工程水文学”是人类为了經濟建設的需要对河湖天然狀況加以積極干預而进行的水文研究的結果,它給出以任何方式利用河流的必要依据。因此,工程水文学要研究河川的情况,河川情况的特性及表現在河川情况上的規律性,在研究河川歪流及其他水文現象形成与消灭的过程时,必須研究引起这些过程及对这些过程的发展有影响的所有条件。不仅把这些水文現象当作一种自然現象,同时还要把它当作工程經濟对象来研究。

二、水文工作的發展

水文工作是为經濟建設服务的,它随着国民經济建設的發展而發展。

早在四千年前的时候,埃及人为了了解尼罗河泛濫的規模而对其水位进行了經常的观测,我国也在很早以前就开始对洪水的情况进行了了解和記載。以后,随着生产力的增長,貿易的發展,人类为了更好地利用河流,以便于航运,而开始調查研究河流和湖泊。在近代生产力大大發展之后,水文学才建立在科学的基础上。現代的苏联水文学是在十月革命以后發展起来的,这首先是由于大規模的經濟建設,尤其是水利建設,給水文工作开辟了广闊的道路。社会主义經濟制度使水文研究有了計劃性,有了綜合利用的方針,在这样的条件下,人們才有可能从一切可能的經濟观点来全面研究水的特性,“电气化計劃”及战后空前的共产主义水利建設工程,將苏联的水文科学推至世界水平的最前列。

解放以后,我国很多巨大的水利建設工程,向水文工作提出了許多复杂的急需解决的問題,在苏联專家的帮助下,通过为生产建設服务,解决水利工程設計的实际問題,使我国水文工作有了很大的成績。

首先,在 1956 年超額完成了水文工作的第一个五年計劃,到 1957

年底，全國測站達 8,000 處，為 1949 年剛解放時的 22 倍，這是很可觀的，是水文工作的基本成績，因為水文測站網是一切水文工作的基礎，如果沒有站網，什麼水文工作也都會落空。

第二，完成了歷史資料的整編，國民黨反动政府留給我們的是一堆破爛的、殘缺的、精確度很差的還有許多是偽造的水文資料，花了大約 45 萬個工作日，經過仔細的考證和研究，現在已整編出來了。解放後各年所測的資料，現在基本上做到了當年資料，次年整編完成。在整編技術上，創造和發展了許多實用的方法，編寫了一套技術參考文件，并把標準統一了。

第三，開展了水文預報，尤其是洪水預報。報汛和預報的工作，在防汛工作上所起的作用很大，為決定分洪、搶筑堤堰，撤退居民和搶收莊稼等緊急措施提供了有力的依據。

第四，制定了測站規範。解放前水文測站根本沒有什麼技術標準，大都在一些英美的教科書上抄一些測驗方法。解放後，積極搜集了一些材料，學習了蘇聯的測站規範，並結合我國河流的特點及國內一些先進經驗，制定了我國的水文測站規範，並在 1958 年貫徹執行。這使測站的工作有了很大的提高，測驗的要求明確了，技術標準統一了，質量也提高了。

第五，編制了站網規劃，這是今後水文工作的基礎。

第六，在實驗研究工作方面，開展了群眾性的水文研究工作，在勞動競賽中以技術改革為主要內容。在群眾性的實驗研究工作中，尤其在測驗方法和測驗儀器上取得了很多經驗。還進行了專門的實驗研究，如歪流的研究，水庫水文的研究，河道演變和蒸發等。設置了一些專門的實驗站，如官厅水庫實驗站和長江的河道觀測研究工作，這些在國際上已得到好評。

目前工農業生產正在黨的領導下，以萬馬奔騰、一日千里之勢向前躍進，水利和電力是發展農業和工業的兩個基本條件，必須以更快的發

展速度領先。水文工作是各項經濟建設，尤其是水利電力建設的前哨，因此必須走在各個生產戰綫的前列，才能保證社會主義建設大躍進的迫切需要。必須特別指出，隨着規模巨大的史無前例的群眾性農田水利運動的全面開展，地形地貌發生了巨大的改變，引起了水文情況的劇烈變化，給水文工作者提出了一系列前人沒有接觸過的新的複雜的水文問題。現在的水文建設中的各項任務、措施及研究成果，均有重新考慮的必要，水文工作如不大大躍進，就會影響經濟建設的躍進和發展。

今後水文工作的總方針是“積極發展，加強研究，全面服務”。一方面要積極擴大為生產服務的范围，在站網建設、資料供應、水文情況和預報以及水文計算各項工作上，既要滿足水利電力建設的需要，同時還要為其他國民經濟部門服務。另一方面要大力開展水文科學的研究工作，提高水文科學的理論水平和技術水平，更好地為生產建設服務，並促進生產的發展。

必須迅速建好基本站網，首先是基本流量站。並積極地布置試驗站網，如歪流實驗站，水面蒸發實驗站等。進一步擴大測驗範圍，普遍開展遠程觀測和洪水調查，建立水化學及泥沙顆粒分析的中心實驗室以及地下水、推移質的研究機構。開展中小河流的水象勘察工作，廣泛組織群眾性水文觀測，逐漸裝備自記儀器，展開水文預報的專題討論。自記儀器的裝備將大大減少測站人員，並使測站工作人員有更多的時間參加地方的工作以適應大躍進形勢的要求。

水文要為地方服務，應堅決下放，以“蓄、小、群”為主的群眾性水利建設正迅速發展，水文站的工作人員必須知道一些簡易的水文勘測、水文預報及水文計算方面的知識，以滿足群眾對水文工作的需要，為各人民公社訓練水文人員。

水文工作是為國民經濟建設服務的大規模的經濟建設尤其是水利建設對水文工作的迫切要求，大大地促進了水文工作的發展，並為水文工作开辟了無限廣闊的前途。水文工作應當密切與生產的要求相結

合，应和我国的国民經济建設计划，特别是和农業發展计划相适应，水文科学的發展，应争取为当前和今后的水利建設服务，而不要落在生产实践的后面。

三、水文工作中兩条道路的斗争

从上面所述可以看出，水文工作只有在党的领导下，在學習苏联的基础上，坚决走联系生产，联系实际的道路，才可能作出这样巨大的成績。但是却有一些資產階級“專家”走着另外一条相反的道路，他們一笔抹煞解放以来水文工作所取得的成績，反对党的領導，反对學習苏联，脱离生产，脱离实际，腦子里充滿了唯心主义和个人名利思想，其中右派分子黄万里可以作为这些人的代表。几年来，黄万里在我校担任的水文教学和科研工作中，集中地反映了这一条典型的資產階級道路，几年来我們和黄万里所进行的斗争，也反映了水文工作中的兩条道路的斗争。这场斗争一直到反右斗争时徹底地揭露了黄万里反动的政治面貌以后，也还没有最后結束，黄万里这时还以“專家”、“权威”自居，还有人黄万里的“学术”、“理論”存在着迷信。好吧！讓我們来看看黄万里所贩卖的“学术”、“理論”是怎么回事吧！

1. 是为生产服务还是为个人服务？水文工作应当全面地为国民經济各部門服务，对我们來說，水文課的教学应当培养同学具有在水利工程的规划、設計、建筑和运用中解釋有关水文問題的能力。但是，黄万里却認為工程师的工作很簡單，应用的問題很簡單，只要理論搞通了可以举一反三等等，因此，在过去的水文課中貫穿着的不是为生产服务，而是單純地追求所謂“理論”，把自然界复杂的因素用繁瑣的偏微分方程式来表达，自以为概念清楚，自以为“高深”，而这些方程式如何运用到实际中去，連他自己也無法解答。一旦碰到实际問題，不是束手無策就是把实际应用的方法乱加批判一通，認為这也概念不清，那也概念不清，至于究竟應該怎么办，則啞口無言。原来黄万里所吹嘘的“理論”不

是为生产实际服务的。揭穿了說，他是在标榜自己，为个人的名利服务而已，这就是所謂的“水利專家”的本来面目。

2. 是从实际出發，还是从理論出發？水文科学是最实际的一門科学，毛主席在实践論中提出的“实践——理論——实践”的唯物主义的观点，对水文科学的发展有着重大的意义。但是黄万里却認為“只有提高不到理論的实际，沒有脱离实际的理論”，并且惡毒地誣蔑党所提出的联系实际的方針是在掩盖不懂理論的缺陷。在講課中，他大講特講汉口夏天雨量，上海風速和長春八月湿度的十足唯心主义的相关关系，对轟轟烈烈的群众性水利运动，对攔阻洪水徑流的巨大效果，充耳不聞，反而大發謬論，說什么这样一搞会大大加剧洪水的危害性。黄万里的科学研究也充分地反映出他脱离实际的严重情况，研究题目不是从生产实际中提出来的，而研究的方法也不是从实际中来的，正如他自己所洋洋得意地說过某一个問題是“坐在恭桶上想出来的”。黄万里就是这样一個“水文專家”。

从这一場尖銳的斗争中可以看出無論在水文学的學習或在研究上，都存在着兩条路綫的斗争，每一个讀者都应当从这一場斗争中吸取充分的經驗和教訓。

今天黄万里的反动的政治面目已被徹底的揭穿和批判了，党發動群众所編写的这本“工程水文学”教材的問世，也正式宣告黄万里的学术权威徹底破产，今天我們国家正飞躍地向共产主义前进，水利工程建设和水文事業正在蓬勃地向前发展，讓我們踢开前进道路上的絆脚石，坚定地跟着党，坚决地學習苏联經驗，联系生产，联系实际，永远前进！

四、党领导下群众性水利运动对水文工作的巨大影响

几年以来，党和政府为了減輕水旱灾害，发展农业和山区生产，领导广大农民展开了广泛的水利、农林、改良土壤措施和水土保持工作，取得了巨大成績。尤其是“蓄、小、群”方針提出以后，轟轟烈烈的水利

运动如雨后春笋，经过 1957 年和 1958 年一冬一春的苦战，全国农田灌溉面积由五亿二千万亩增到九亿七千万亩，新增加的亩数差不多等于解放前四千年来所建灌溉面积的兩倍，占全国現有耕地的 57%，占全世界現有灌溉面积的三分之一以上。广大群众在水利运动中創造了很多奇迹：甘肅省农民建成了长达几百里的翻山跨谷的引水渠道，湖南、湖北山区和丘陵区农民建成了河庫相連、渠溝相通的“長藤結瓜式”的完整水利系統。河北徐水农民在平原区修建了“葡萄串”、“滿天星”式的水庫，安徽淮河地区創造了河網化的宝贵經驗，找到了根治淮河的办法。

根据“統一规划，綜合开发，坡溝兼治，集中治理”的方针，大力开展了封山育林、水土保持工作，許多原来是貧困的山区，面貌已發生了根本变化，水土流失得到了控制，全国已初步控制水土流失面积 25 万平方公里，目前世界上还没有任何国家象我国这样大规模开展水土保持工作。群众性的水土保持运动的特点是規模大，速度快，山区平原大协作，由一乡一村一社，一溝一壑的治理發展到一县一專区全流域的綜合治理。很多县、專区已实现了綠化、地埂化、水利化。在長期与自然斗争中，广大农民积累了丰富經驗，掌握了治理水土流失，开发山区的根本办法。

在水利运动中，一直存在着兩条路綫的斗争，一条是以小型为主，以蓄水为主，以社办为主，大中小相結合的路綫，一条是国家兴建，以排水为主的大型工程，前一条服务于大躍进，貫徹总路綫精神，走群众路綫，其結果是多快好省，这是正确路綫。另一条則是少慢差費。

很多所謂“專家”对党的“以蓄、小、群为主，大中小相結合”的水利建設方针表示怀疑，他們認為小型水庫多是按三四年的降水情况修建的，一遇較大暴雨，就会使魚鱗坑、水平溝等遭受严重毁坏，使壩倒塌，可能引起鏈鎖反应，使下面梯田、谷坊重受毁坏，从而可能产生特大洪水，造成極大灾害。但是，事实駁倒了他們的观点。河南澆河原是一条水土

流失很严重的河流,每年閘灾很重,解放后,广大人民在党领导下,展开了大规模水土保持工作,“荒山绿化,坡地梯田化,溝地川台化,平地水利化”,“百庫、千井、万水窖”,经过三四年的治理,今年潞河經受了一次考驗,潞河流域是今年汛期暴雨中心,降雨量最多达 527 公厘,最小者 335.5 公厘。暴雨的特点是先弱后强,其中最猛的一次,瑞村站达每小时 137.4 公厘,瑞村站以上流域平均降雨量 399 公厘,而最后 1 小时为 200 公厘,暴雨頻率相当 250 年一遇,这对水利工程是最不利的,但結果魚鱗坑只毁坏 3~5%,谷坊、土壩只有極少数毁坏了,有一个土壩过了水,但只有一小部分缺口,而未被冲坏。第一次出流量占总水量的 9.84%,第二次占 27.1%,在这次考驗中全流域約有 324 公厘降雨被控制住沒有流到河里。这就有力地証明党的以“蓄、小、群为主,大中小相結合”的方針是非常正确的。今后水利建設的方針仍然貫徹“以小型为主、以蓄为主、社办为主”的方針。在以小型为基础的前提下,适当地發展中型工程和必要的可能的某些大工程,并使大中小工程相結合,有計劃地逐漸形成比較完整的水利工程系統。經驗証明小型工程是培养水源和保护大、中型工程的基础,也只有通过小型工程才能在农田灌溉上發揮大、中型工程的作用。只有以小型为基础,大中小互相結合的、地上水、地下水互相利用的完整的水利工程系統,才能最有效地和最大限度地發揮水利工程的效益,也才有可能抵抗較大的旱澇灾害,达到农業生产穩保丰收。在兴修水利工程时,小型工程、中型工程或一般的大型工程,必須是以依靠群众力量为主,国家援助为輔,并且应有以蓄水为主,达到充分地学会利用水利資源的目的。力求农田灌溉、水力發電、航运尽可能相互結合。大力發展农村小型水力發電站。在此方針的指导下,一个更大規模的、群众性的水利建設运动即將开始,一兩年內,全国將基本上实现水利化。

水利建設正在使很多地区的自然面貌發生巨大的改变,使許多流域的自然面貌和徑流条件發生根本的变化。这些变化是沿哪一个方向

变化,是使徑流减小还是增大,减少增大多少,徑流的年內分配和洪水徑流的变化又是怎样等問題,給水文工作者提出一系列新的問題。水利工程都是按照数十年的使用期限設計的,在設計中常常要不仅估計到已經發生的变化,而且还要預料到十年、二十年……以后的情况。考虑到这些情况,对徑流的数量,以及对各种不同水文因素的影响,在設計中加以适当的修正,就可以大大節約国家投資,加快建設速度。

第一篇 水文測驗

第一章 水文測驗概述

§ 1-1. 水文測驗的意義

國民經濟各部門的發展要求對水情規律有充分的了解。如修建水庫、渠道，發展灌溉都要求了解水的流量、水位等，才能決定水庫的大小、渠道及其他水工建築物的布置。為了要防洪，也必須掌握水的變化規律，而水文測驗的目的就是為研究水情規律收集資料。

要正確地了解水情規律，必須要有可靠的資料。而各種水工建築物要合理的修建，也只有在正確地掌握了水情規律後，才有可能。若在設計建築物時沒有足夠的資料（或資料無根據）便會使修好的建築物不能滿足對它提出的各項要求，會使工程偏大或偏小，造成資金的浪費，甚至使建築物遭到毀壞。57年冬天以來的水利建設高潮中，興建了很多水工建築物，今後還會掀起更大的水利建設高潮，這樣，就要求能掌握更多的大小河流的水情規律，所以水文測驗工作必須跟上去。

要取得水文資料，首先要布設測站，觀測各水文要素的變化。如流量、水位、降雨、蒸發等等變化，因此，在水文測驗中首先要研究各種測流方法（如流速儀測流，浮標測流等）。影響資料可靠性的一个重要因素是儀器精度，因此還要研究水文測驗的儀器。

測得水文要素變化後還必須經過計算、資料合理性的檢查步驟，然後才能得到正式水文資料。水文資料是經過測量、計算、整編的過程，要由很多人來完成的。為了取得水文資料，測站工作人員日在與洪水搏鬥，甚至不顧生命危險搶測洪峰流量，水文資料包含着很多人的血

汗，是千万人劳动的结晶，但对资料的来源以前教学中从未提到，因此产生了对待水文资料的不严肃态度。

在以前的教学中，也只要求懂得原理、方法，不重视实际操作，造成了水文测验但不懂流速仪操作的现象。

对水文资料的不尊重和对实际操作技术的忽视，反映了在教学中存在严重的理论脱离实际的思想倾向。水文测验是与实际生产有密切联系的科学，但在理论脱离实际的情况下，就把水文测验这门实验性科学变为对纯理论、原理和方法的讨论，或根本不重视实际操作。

要取得可靠的水文资料，不只是懂得方法就够了，还必须要有有一个测工的勤劳勇敢的高贵品质和熟练的操作技术，才能完成生产任务。通过水文实习，每个同学应要求自己成为一个名符其实的测站技术员。

水文测验为了完成供给水文资料这一任务，必须研究各水文要素的测量与研究方法。各水文要素间有着密切的关系，如降水与径流有关，流量与水位、泥沙有关等。水文测验不是孤立地研究，而是在水情规律的各个要素的相互关系上，确定它们的周期性，以供水文学进行适当的总结与综合。

§ 1-2. 水文测站的分类、组织、任务及站址的选择

在上节中谈到水文测验的任务是供给水文资料，而测站就是为了取得所需水文资料，在适宜的地址所设的工作单位。

1. 测站种类 根据不同施测对象，设立不同测站，为了解河中流量要素变化规律的测站，叫流量站。为控制水位的变化而设的站叫水位站。其他还有如雨量站等。

水文测站依设站目的分为三种，即：基本的、专用的和实验的。基本站的观测是长期的。专用性质的测站纯粹是为了某一目的而设。这种站的观测是临时性的，当它的目的达到后立即取消。实验性质的站主要是为了对某种水文现象的过程和对某些水情进行全面深入的研究

而設置的,这种測站的數量不很多,但是觀測內容比較复杂。

6. 水文測站按其工作的內容,又分为流量站、水位站、雨量站及各种實驗站,流量站按其主觀測項目分为四等。

2. 測站組織 中华人民共和国水利电力部水文局負責全国的水文工作,在各省(区)水利(电力)厅(局)及各流域水利機構中也都設有水文管理機構(水文总站及水文处),負責本省(区)及本流域內的水文工作。为了管理方便,在各省(区)水文管理機構之下又分区(主要是按專区)設立水文分站、水文科或中心站,分区管理各級測站。为了加强对水文工作的领导,各級水文管理機構都是各級水利(电力)機構的組織單位,各級水文測站都受当地的党政领导。

3. 測站的任務 按照规范,不同測站担负不同任务。水文測驗項目,一般分为基本觀測項目和补充觀測項目。基本觀測項目是在一般情况下必須进行觀測或測驗的項目;补充觀測項目,由流域或省、区水利领导机关根据需要加以取舍。現按不同測站,將其任务分述于下。

A. 流量站的水文觀測項目規定为:

a) 基本水文測驗項目: 水位、流量、降水量。

水位觀測同时亦进行目測,其項目有: 風向、風力、水面起伏度、流向、冰情、水生植物状态以及对河湖水情变化發生影响的各种現象。

b) 补充水文測驗項目計有: 蒸發量、水面比降、地下水位、河湖水溫、地下水溫、岸上气温、冰厚及冰雪深、冰花厚的測量,測驗河段冰厚平面圖的測繪、測驗河段冰情圖的測繪、測驗河段水流平面圖的測繪、悬移質輸沙率、單位水样含沙量、推移質輸沙率、悬移質及推移質以及河床泥沙的顆粒分析、水質分析等。

B. 水位站的水文測驗項目規定如下:

a) 基本測驗項目計有: 水位(同时目測風力、風向、水面起伏度、流向、冰情、水生植物状态以及对河湖水情發生影响的各种現象)和降雨量。

b) 补充水文測驗項目計有：蒸發量、水面比降、地下水位、河湖水溫、地下水溫、岸上气温、冰厚及冰上雪深，以及冰下冰花厚的測量，單位水样含沙量等。

C. 雨量站的水文測驗項目規定如下：

a) 基本水文測驗項目：降水量；

b) 补充水文測驗項目：蒸發量。

4. 站址選擇 地球上由于各处的地理位置和各种自然条件不同，各种水文現象在不同地区，分布上存在着差异。为了全面研究各种水文要素在不同地区、不同条件下的变化規律，故在整个地区布置站網。站網分为流量站網、水位站網、雨量站網、蒸發站網、泥沙站網及水化学站網等。

設立測站必須根据一定的原則，一般根据以下几个原則。

a) 根据生产發展的需要設立測站：国民經济的很多部門都要求設立測站，如为了要修建水工建筑物、要修公路鐵路、要建立厂矿、要開發落后地区等都要知道建筑物所在地的水情規律。要綜合利用河流，就要在整个流域上布站，以便能充分掌握水情，有效地利用水力資源。要供給工業、城市用水，也必須設置測站。布設測站时应考虑到最經濟的原則，及各方面的要求。

b) 根据河流的水文特性來選擇站址：

1) 測站要設在具有控制性的地方，如流量站的布置要考虑以下儿方面：在水量最大处設測站。水量最大处一般在下游，有时并不在下游，如有堤防的河段，水量最大的地点在堤防段的上游有效集水面积的控制点；內陆河的情况，在出水口的地方水量最大，就需要設站控制。在水量沿河長損失严重的河段、在水量开始减小和又回增的地点，要布設測站，还在遞減段內設流量站。在有大大支流匯合处的干流布站情况，有三种布置方法：(1)在匯口上下游各設一站；(2)在匯口上游設站；(3)在匯口下游設站。一般均采用第三种布設办法。堤防河段設流量站，

在很大程度上是为了洪水预报,由洪峰流量沿河长的变化来考虑,当洪峰流量沿河长减少10~15%时就可以考虑设站。所以在以上地点设站,主要因这些地点有控制性。

2) 小河流流量站的布站原则主要考虑在有代表性的小河上布置流量站网,在研究附近相似的河流时,就可以应用这些代表站的资料,而不要每条河上建站。把相似的河流划分为一区作为水文分区。选择代表性测站时应考虑:(1)流域集水面积;(2)流域高度;(3)流域的形状及走向;(4)植物和土壤等方面的代表性。这些因素都决定着河流的特性。

3) 在设站时必须考虑能否实现设站的目的,如水位站的布置,在上中游,除上下游二流量站相距甚远或有其他特殊需要外,一般是不布水位站,但在湖泊水网地区设立水位站却很重要。

4) 设立测站还必须考虑水道特性;水道特性好,流量水位关系就稳定,也便于推求水清规律。

布站时应该注意各河流的具体情况。如果机械地搬用布站原则,就不会得到正确的站网布置。

在设站时还应考虑到观测方便,尽可能靠近居民点,测站工作人员生活才不至于发生困难,亦会得到较可靠结果。

目前我国水文测站布站是分别按基本站和专用站来考虑的,在布置基本站时,主要是符合布站原则的要求;但是,应该尽可能,结合生产的需要,在两者发生矛盾时,那就设两个站。至于专用站则那里需要设在那里。

应当指出,站网布置后不是一成不变的,当我们在一个水文测站空白的区域或河流上布设测站时,虽然要根据布站原则加以考虑,但由于这些河流从来也没有经过调查研究或调查研究得不够,因此在运用布站原则时,就有一定困难,不过根据已知的一些资料先设一些测站,等搜集到较多资料后,再来加以修正原来的站网布置。另外,由于人类活

动改变了自然情况,站網的布置也必須要及時修正,才能使站網工作逐漸完善,这点在我国目前的情况下是应特別注意的。

大規模的群众性水利化运动迅速地改变着自然面貌,这就給水文測驗工作提出了很多新的課題,在站網的布置上也遇到了新問題,如湖泊水網地区的設站問題还未很好解决,現在暂时根据水量平衡的原則来考虑。在湖泊和水網地区的主要进出口要布置流量站,以便掌握进出水的情况,主干区内各河流大都是互相串通,流向不定,一般是不布置基本流量站的,而是在这些区内布置一定的水位站,以便了解各河水位变化的相互关系;在水庫和湖泊区布置水位站也是由水量平衡的观点出發的,湖泊和水庫的水位并不是風平浪靜的,風对湖泊和水庫的水位有很大影响,在有風的情况下,各岸的水位不一致,在較大湖泊上必須設置几个水位站才能滿足要求;水庫很寬时应在沿庫表的兩岸布站。

§ 1-3. 水文測驗的發展

水文測驗的發展史就是人民群众为征服洪水,消除水患,讓洪水为人类服务,滿足生产的要求等向自然不断进行斗争的历史。新中国的水文測驗事業,在社会主义建設高潮中,由于党的正确领导和群众的創造性的劳动,已取得了很大成績,它成为社会主义建設不可缺少的一部分。

解放后几年来,水文測站有了很大發展。1949年只有350多个水文測站,截至58年8月,已發展到八千多个。一、二年內很快就要消灭水文測站空白区。測驗技术方面也有了很大提高。整編了以前留下的历史水文資料,糾正了以前存在伪造資料的情况,为社会主义建設各部門提供着可靠的資料。

生产的飞躍發展給水文工作提出了空前未有的重大任务,許多大大小小的水庫、渠道等的修建,需要各种各样的可靠而足够的水文資

料；水文測站的任務不僅要為這些部門服務，提供水文資料，而且要做到全面服務，直接促進農村的水利化運動，因此在 1958 年 4 月的水文工作躍進會議上，制訂了全國水文工作躍進綱要，在綱要中提出了“苦戰三年，做到全面服務；苦戰七年，趕上國際水平”的任務，在水文測驗工作方面提出了“苦戰三年，消天空白項目，擴大控制範圍，做到點面控制”的奮鬥目標。

水文工作和其他工作一樣，也掀起了一个群眾辦水文的運動，群眾的推動和生產的要求，使水文工作在人員減少的情況下，在很短時期內得到了很大的發展。很多測站克服了種種困難，用土洋結合的辦法，架起了大量攔道和索道，給測洪工作創造條件，已經基本上扭轉了洪水只能用浮標施測的情況，大大提高了測驗質量。潼關總站所屬小浪底流量站曾用 25 型流速儀測到了 8.67 秒公尺的高流速。其他还有不少測站測到每秒 6、7 公尺的流速。

在開展群眾性水文觀測研究方面，從 57 年冬到 58 年春以來以史無前例的規模興修水利，使各地水文情況已有了顯著的變化。為了進一步滿足水利化的需要，為了驗證已做工程的效益和已做工程的管理運用，全國各地廣泛地開展了群眾辦水文的運動，群眾自行觀測的測站，各省均有數千，已經基本上做到了全民辦水文的程度。

水文技術革命運動，也已轟轟烈烈地開展起來，技術革新的方向是從實際出發，面向生產，針對工作中關鍵問題和薄弱環節，機械化與手工操作相結合，土辦法與洋辦法相結合，只要能解決生產問題，符合多、快、好、省的都要積極推廣。技術革命的內容是十分廣泛的，水文工作者要使自己成為多面手，做到全面服務。

目前在水文測驗儀器方面，已創造了很多達國際水平的儀器，如長江流域規劃辦公室南京勘測隊，發明了二十多種水文儀器，其中電磁式流向儀、航空同步感應式流向儀、垂直流向儀、泥沙顆粒分析、電氣化裝備都已達到國際水平，而且其中不少是其他國家所沒有的。

在水文測驗工作上还有很多問題等待着未来的水文工作者去解决。如提高流速仪的使用范围,使其适合更高或更低的流速测量,縮短測流時間,以便提高測驗質量等。

第二章 降水、蒸發和簡易气象观测 入滲率測驗

气象工作的服务对象是多方面的,工業、農業、交通運輸、森林防火、牲畜放牧、漁業生产以及广大人民日常生活等,無一不需气象工作密切配合的,以协助各方面避免灾害性天气的侵害。

气象工作与水利建設的关系是很密切的,气象预报对防洪、水庫調节等的意义都很重大。尤其气象预报給以一定的洪水預見期,更能經濟合理地进行水利工程設計。

一般的水文站也有进行气象观测的,如气温、湿度、气压、風向、風力等。因此对气象观测能有概括的了解,这对水利工作者还是很必要的。

入滲与水文計算和水庫設計的关系也很密切,在考虑地面徑流时采用水量平衡法中就要考虑由入滲所造成的徑流减少。水庫設計时考虑水庫損失也要知道入滲率的大小,因此,本章將向讀者簡單地介绍入滲率測驗的方法。

§ 2-1. 降雨观测

我国的河流大都是靠降雨来补充水量,因此,降雨的观测很重要。降雨由雨量站来进行观测,在其他站如流量站也观测降雨量,現在把降雨量观测的设备、方法分述如下。

1. 观测仪器

A. 雨量器：雨量器的一般型式如图 2-1 和 2-2 所示，上部漏斗口成正圆形，内径为 20 公分，漏斗口镶有铜圈，以防器口变形，器口成内直外斜的刀刃形，以防雨水溅失。

雨量器下部为雨量筒，筒内置储水杯(或储水瓶)，以收集雨水。雨量筒在风雪季节，为保证不扰动降雪，在四周装有防风圈(图 2-3)，防风圈的直径与雨量筒之比为 5 比 1。量雨杯为一特制的玻璃杯，如图 2-2 所示。

B. 自动分段雨量器：每一分划的水量相当于筒内水层 0.1 公厘。

为了适应定时分段的要求，可用自动分段雨量器。这种仪器外型与普通雨量器相同。它的承

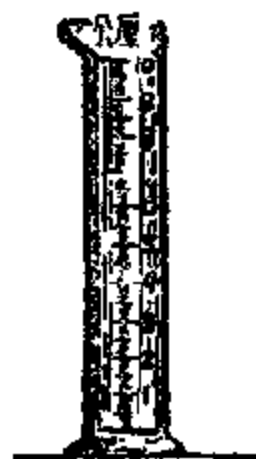


图 2-1. 雨量器图。

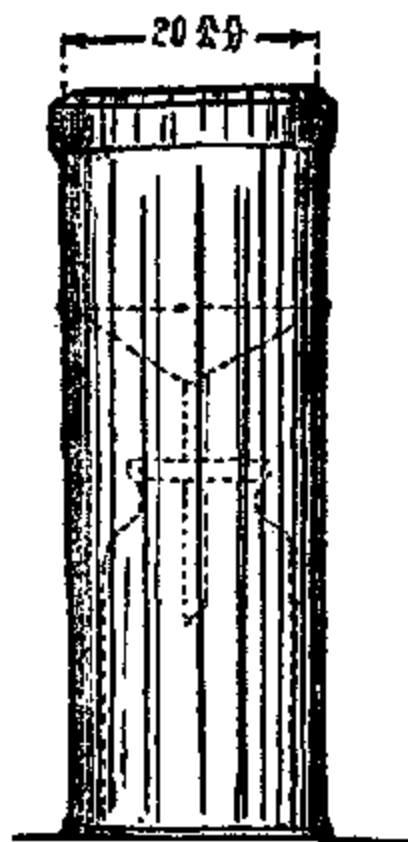


图 2-2. 量雨杯。

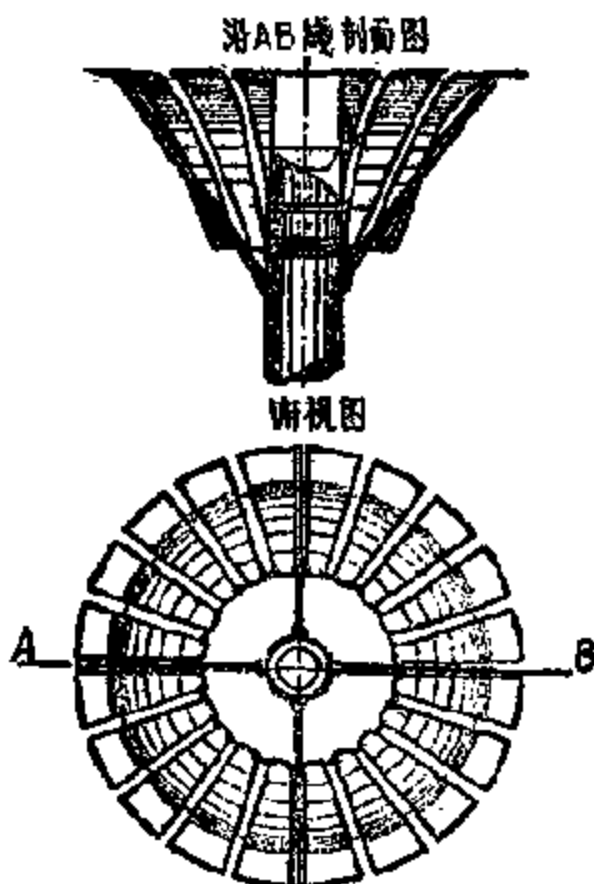


图 2-3. 防风圈图。

雨漏斗以下設有一个可以轉动的漏斗,由时鐘帶動,不同时段의降水量分別流入分段貯水器內,其分段数可根据需要而定。

自动分段雨量器的量雨杯与普通雨量器所用者相同,使用时除了自分段貯水器分別量取外,其他方法均与普通雨量器相同。

C. 自記雨量計概述: 自記雨量計是自动連續記錄液体降雨的仪器。我国以往所采用的型式較多,不够統一。現以南京水工仪器厂所生产的虹吸式自記雨量計为主要型式,介紹如下。

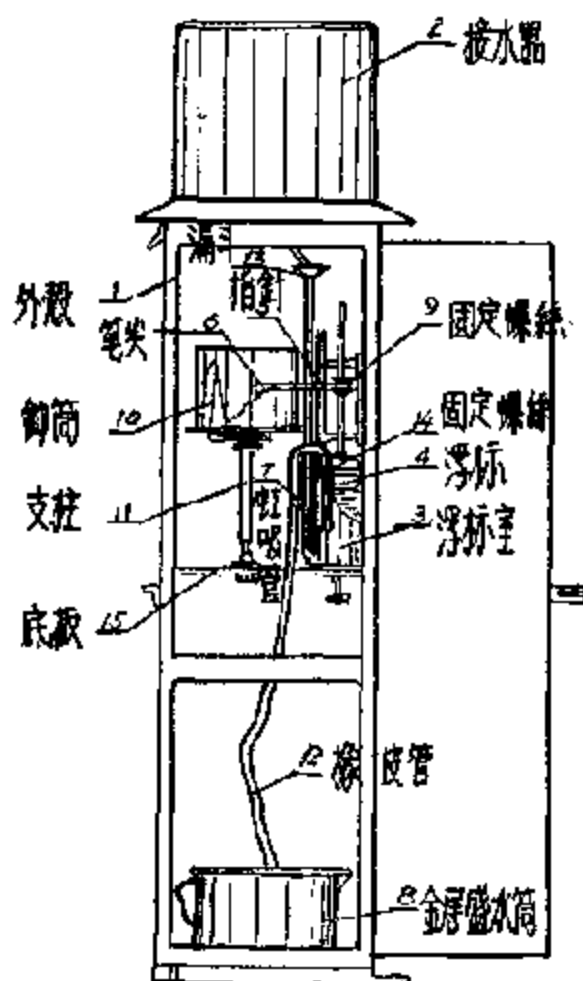


圖 2-4. 南京水工仪器厂造虹吸式自記雨量計。

仪器如圖 2-4 所示, 由以下各部分構成: 仪器外壳 1, 裝在外壳上部的接水器 2, 其截面积为 500 平方公分, 圓柱形浮标室 3, 固着于底板 15 上, 浮标室內盛有金屬的浮标 4, 浮标杆上裝有指针 5。指针末端附有笔尖 6, 由玻璃虹吸管 7, 橡皮管 12 和金屬盛水桶 8 組成溢水設備, 虹吸管利用套筒及固定螺絲 14 裝在焊接于浮标室的管子內, 裝有时鐘机械的鐘筒 10, 自記紙即卷在鐘筒上面, 鐘筒套在支柱上。

雨水从接水器口进入, 落于光滑的錐形盆上, 沿錐形盆匯合, 經過漏斗 13 进入浮标室內。浮标室內的浮标, 随着降

雨深度的增加而上浮, 指针即跟着在轉动着的紙帶上划出上升曲綫。这时, 降水量愈大, 則此曲綫上升愈陡。当指针抵达紙帶上限, 笔尖剛

划在第 10 格上时,即浮标室内雨水稍一高出虹吸管弯曲部分时,虹吸管即开始作用。这时雨水由浮标室經由虹吸管进入金屬盛水桶 S 內,浮标下降,恢复至原来位置,繼續降落的雨水使浮标重复上述动作。

2. 观测方法和观测步骤

降雨量观测时间,采用同时分段观测制。如时段数为 2,其相应观测时间规定为 20 点、8 点,时段数为 4,观测时间为 14, 20, 2, 8; 等等。并一律采用北京标准时,以 8 时作为日分界。

观测步骤分为:

- a) 用雨量器测量降水量;
- b) 用自記雨量計測定降水量;
- c) 观测風向、風力。

3. 雨率、雨时、雨面

以上观测所得的資料都是雨量在某一地点、一定时段內所积累的降雨深度,这个数值不能完全反映降水的性質,只有对下面三个基本因素都了解了之后,我們才能知道某場雨的性質怎样。

A. 雨率或称降雨强度: 就是單位時間內的降雨深度,以公厘/秒或公厘/小时表示。在自記雨量器的記錄紙上,曲綫上任一点的坡度,就是該时的雨率。所以,假如曲綫的坡度愈陡,表示降雨的雨率愈大,就是說雨下的很急。

B. 雨时: 就是从降雨起始到降雨过程中任何时候的时间(也就是降雨自始至終的历时),以秒、小时、日表示。

C. 雨面: 就是降雨的范圍,在多大面积上降雨,單位为平方公里。大雨的特点是雨率、雨时、雨面三者都比較大和長。陣雨的特点則是雨率大、雨时短、雨面小。毛毛雨則是雨率小、雨时長、雨面广。

如果在流域內設立有足够数量的雨量站能供給我們相当正确的雨量記錄,我們將这些資料加以綜合整理以后,也可以对每次降雨的性質有相当正确而全面的了解。

§ 2-2. 蒸發量觀測

蒸發量的觀測分為水面蒸發量的觀測和土壤蒸發量的觀測。直接觀測水面蒸發，存在很多困難，現在常用的是蒸發皿，將一定的水量盛放在蒸發皿內，根據一定的時間，來量出皿內的水量損失，損失的水量即作為這一時間的蒸發量。圖 2-5 所示是我國採用的一種標準蒸發皿。蒸發皿為一高 30 公分、直徑 80 公分的白鐵圓筒，口沿外鑲個銅箍以防筒的變形。筒的中心直立一鐵針，高 20 公分，上端尖銳作為水面的標準。

水面與皿口有 10 公分的距離，皿的四周以鐵絲作欄，以防止鳥獸前來喝水。皿外又有一白鐵筒，直徑 100 公分、高 35 公分，內筒底比外筒底高 5 公分，以木支撐支承，在皿與外筒之間注以清水，可減少因四周受熱而使皿內蒸發量增大。蒸發皿應裝設在堅固的基礎上。

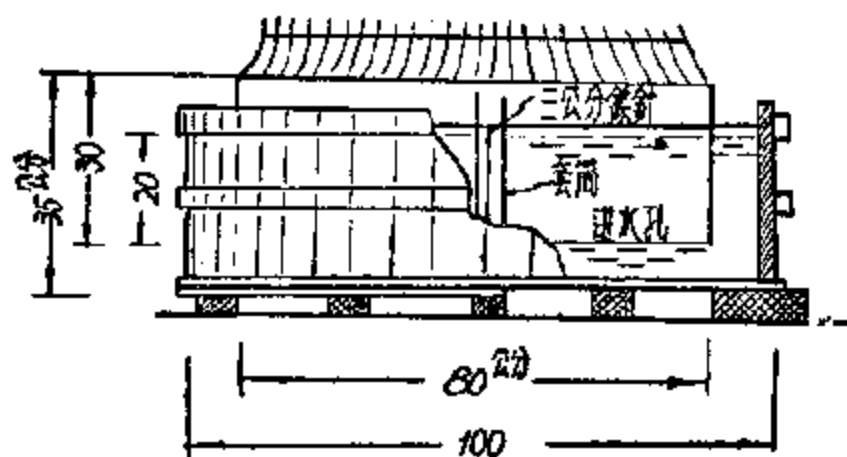


圖 2-5. 標準蒸發器。

蒸發量於每日上午八時觀測一次。觀測時以特制的量杯，量水注入，使水面與針尖齊平，即可測知蒸發量。

蒸發皿盛水有限，不如湖泊有著熱作用，而且面積小，蒸發的水氣很容易被風吹走，所以由蒸發皿測得的蒸發量常較水庫或湖泊的實際蒸發量大。

土壤蒸發的測量比起水面蒸發測量為難。

比較可靠的確定土壤蒸發量的方法，就是有系統地測量不同深度的土壤的溫度變化，並同時考慮到降下的雨水。然而用這種方法來計算土壤蒸發量時，需做大量實驗工作來確定所取土樣的濕度。

比較簡單地，可以用土壤蒸發器來測量土壤的蒸發量。在蘇聯應用最廣的是雷加契夫土壤蒸發器（圖 2-6）。

這種蒸發器系由埋在土中的外盒 *A* 和兩個內盒 *B* 和 *C* 組成。下盒 *C* 的上部無蓋，在其內壁的上部有支條 *dd*，條上支持盒 *B*。*B* 盒底部有許多 1 公厘直徑的小

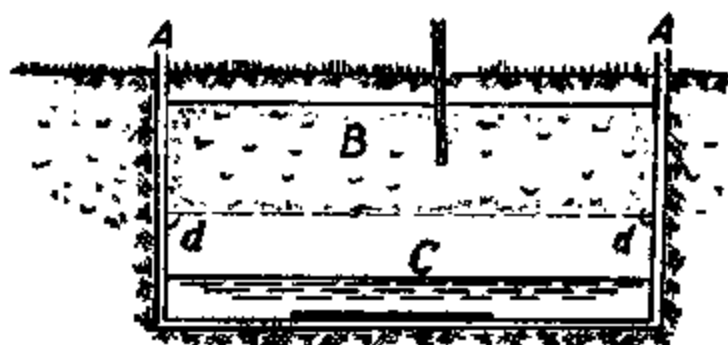


圖 2-6. 雷加契夫土壤蒸發器。

孔。在盒底上鋪一層炭末，炭末以上是一層面積為 1000 平方公分的土壤，土層中插有溫度表。在下盒 *C* 中有供給土壤水分的一定的水量，水中也放有溫度表。測定蒸發量時，從 *A* 盒中拿出 *B* 盒而稱其重量。

這種儀器已有了一些改進，但基本原理仍然相同。

§ 2-3. 其他气象要素的观测

气象观测除應該观测降水量、蒸發量外，並應同時观测气温、相对湿度、气压、風向、風力（速），云况及日照時間等。

1. 气温測定

在測定自由空气的溫度時，溫度表必須置於保護裝置內，以防止太陽輻射的直接作用和放射作用。一般是利用特制的溫度表，放在設于地面上二公尺高度處的百葉箱內。百葉板可防止太陽直接輻射到溫度表上，同時空气仍可自由流通。所使用的特別的溫度表——最高最低

溫度表可測定在觀測時間間隔內的最高溫度及最低溫度。自記溫度計可以自記氣溫，不斷的記載氣溫的變化。

2. 相對濕度測定

測定空氣濕度最常用的儀器有干濕球溫度表和毛髮濕度計。

A. 干濕球溫度表 干濕球溫度表法是根據兩支相同溫度表的示度來測定空氣濕度的，其中一支溫度表的球部纏有潤濕的紗布（濕球溫度表）。在濕球溫度表的球部表面，進行着水的蒸發，蒸發的強度則依周圍空氣的濕度來決定。周圍空氣中的飽和差愈大，濕球溫度表上的蒸發愈強，而其示度也就愈低，這是因為熱量為蒸發所消耗了的緣故。

“干球”溫度表指示空氣的溫度，而“濕球”溫度表則表示隨濕球球部表面發生的蒸發而使其本身變化的溫度。

B. 毛髮濕度表 毛髮濕度表由脫脂毛髮作為感應部分制成的，脫脂毛髮具有隨相對濕度增大而變長的特性，因此，利用毛髮的長度變化就可以求出空氣的濕度。

3. 氣壓測定

測定大氣的儀器，根據製造原理的不同，可以分成水銀氣壓表和空盒氣壓表兩種。

A. 水銀氣壓表 大氣的重力，作用在水銀槽的水銀面上，它的壓力和管中水銀柱的重量平衡。大氣壓力變化時，管中水銀也上下移動。

B. 空盒氣壓表 它的主要構成部分是一個鋁質的扁平圓盒；上下兩面有同心圓狀的凸凹波紋，里面近乎真空，對大氣壓力變化的感應非常靈敏。空盒的中央，有一根固定的短柱，利用杠杆與外部的指針相連，氣壓變化時，指針會隨着盒面的凹凸的程度指出一定的角度來。可以根據指針的位置，知道大氣的壓力。

4. 風向、風力(速)觀測

觀測風向的儀器叫做風向標，通常用夾成 20 度角的兩塊鐵片或鋁片制成，利用活動的軸裝在一根附有方向標的杆上，隨風轉移，尖頭經

常朝着風向。只要观测它的尖头指向,就可以知道当时風吹来的方向。

观测風速用風速計。風速計的种类很多,現在根据它的用法,把它分为三大类:(1)观测物体因風吹而变更位置的;(2)观测風的压力的;(3)观测風环迴轉次数的。

其中以第一种最簡單,它的構造是在風向标的軸上伸出一条橫臂,經常与風向成直角;風吹在板上,能使它蕩起,与原来的垂直位置成相当的交角。風力越大,則交角越大。这样根据附裝着的弧形标尺,求得角度以后,就可以用比例法算出当时的風力和風速。

根据蒲氏風級日估風力,对一般水文站來說已能滿足需要,而且十分方便。蒲氏風級將在下一章中介紹。

5. 云况观测

云况观测应观测云量和云狀。云量通常是指天空被云复盖的程度。观测云量多半不用專門仪器而用目测。

用十分制(从 0 到 10)判定云量。云蔽滿天則作为 10;天空無云是标记 0。記成 1, 2, 3 等,則是表示天空被云遮盖的部分有 $\frac{1}{10}$ 、 $\frac{2}{10}$ 、 $\frac{3}{10}$ 等等。

在观测云量同时,应观测云狀。这是根据各种云族云屬的图片来进行的。当观测的云狀与照片中的云狀十分相象时,記下出現該云狀的這張圖表的號碼。

6. 日照時間观测

日照時間观测是通过日照仪进行的。

此外对其他各种天气現象如雪暴、霧、雷暴等等也应进行相应的观测和記載。

§ 2-4. 入滲率測驗

量滲計是測量入滲率的最簡單的設備。

圓圈式量滲計是用兩個薄鉄板制成的圓圈,實驗時插入實驗地上,

如圖 2-7 所示(圈自 20 公分至 120 公分,高約 10 公分至 20 公分, $\frac{2}{3}$ 插入土壤內, $\frac{1}{3}$ 露出地面)。測量入滲率時,用皮管或其他方法同時向內圈及外圈加水,兩圈都維持高出地面約 0.5 公分的固定深度。內圈在維持固定深度情形下,每單位時間內所加的水量,就是所求的入滲率。外圈的作用是使從內圈下滲的水不至由圈底向四周滲散。

圓圈式量滲計過於簡單,實驗時所加的水不能代表天然降雨現象。故所量得的結果也不能代表實際滲透現象。此外,圓圈插入地下時也難免使土壤的天然狀態受到破壞,因為圈內面積極小,攪動的影響可能很大。這些原因,使量滲計所量得的結果,是屬於定性的而不是定量的。

為了改進上述缺點,最近加水的方法多用噴雨器使水滴向實驗地

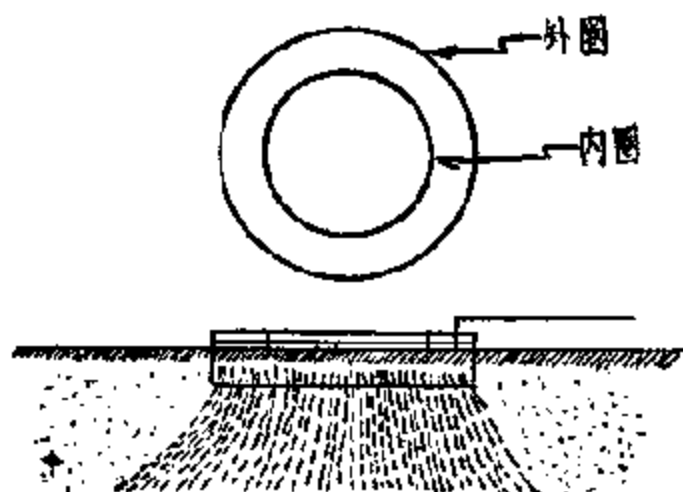


圖 2-7. 圓圈式量滲計。

洒下,如同真正降雨一樣,測驗時,雨滴大小及降雨強度均可設法加以控制。實驗地的面積,也可予以擴大,有達數百平方公尺的。這時,在人工降雨情況下,在實驗場上產生了地面徑流,將實驗期間的降雨過程與地面徑流過程測量出來,進行分析,即可

得出實驗場入滲率的变化過程。這時,整個的場地及必要的設備就不再稱為量滲計,而是稱為人工降雨徑流實驗場了。

在小的實驗場上分析入滲率時,可以把影響入滲率的各種因素,如種植種類、耕種方法、地面坡度以及土壤組合等分別試驗單獨決定其影響情形,也就是說,各種因素都可以使地面在受控制的环境下,每次實驗只變動一個因素而決定它的影響。這比按複雜的天然環境來研究滲透率要方便得多。但是量滲計所測得的結果,既然不能代表一個綜合

性的自然情况,而且实验的面积较小,所以只是一种定性分析,可以用作比较各种因素对于渗透率的影响程度。而不能把它看作实际渗透率拿来作计算的根据。

为了使入渗的分析能更符合真实的情况,目前在我国的若干地区已着手进一步建立天然的径流实验场:这种实验场是选择在对某一较广的区域有代表性的小河流域上。对此一小流域上的降雨及径流情况进行尽可能精确的观测,进而分析此小流域上的入渗情况作为全区的代表。

第三章 水流观测

§ 3-1. 水位观测

1. 水位观测的目的

河流、湖泊及其他水体上水位变化、对人类的经济活动具有重大意义。在通航河道上,水的变化决定着水深与各河段航行的可能性。任何水工建筑物(水力发电厂、壩、桥梁、护岸、码头等等)合理的修建,只有在详细研究水位变化规律的情况下才有可能,与修建渠道有关的土壤改良措施(灌溉、引水与排水)的实现,同样要求对河流与湖泊的水位规律作详细的研究,这些河流与湖泊可以是取水的来源,也可以是排水的受水处;不管在何种情况下,河中或湖中水位变化的极限、决定着渠道的修建高度。

河流、湖泊以及其他水体上的水位,通常由一系列的因素而不断地变化着。河流上水位变化的特性、基本上决定于河水的供给条件,并且主要与流量的变化有关,随着流量的增大或减小,水位相应地升高或降低。

然而在许多情况下,河流水位的变化可能由于其他的原因。河床

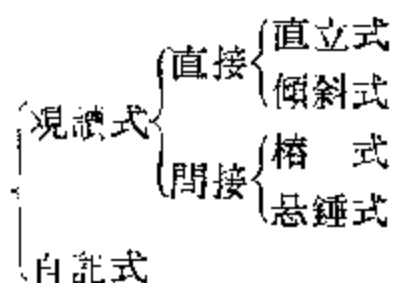
冲刷会使水位降低。反之,河床淤积,有面冰和底冰,有水草与迴水等时,可以在流量不变的情况下水位有所增加。风向与风力对水位变化过程也有影响,遇到强大逆风时会使水面升高,遇到顺风时,会使水位降低。

因此,河流水位的变化决定于一系列变化着的自然现象。所以为了了解某一地点水位规律的特征,必须对水位变化过程与观测时河流中几种现象(结冻、解冻、流冰、河床变化、风、浪等)组织系统观测。

水位观测是在专门设立的水尺上观测。根据水尺上多年和连续的观测,可以确定河流与湖泊水位变化的一般特征,并求出观测地点上水位规律的一切特征值。如:(1)水位变幅,(2)某一个水位的频率与历时,(3)河流水情的各个位相所具有的特征水位,就是春汛水位、夏季洪水水位、夏季与春季低水位等。

2. 水尺的设立及分类

常用的水位观测设备——水尺的型式有:



直接观测式水尺,设备简单,观测方便,是主要的水尺型式。直接观测式水尺又可分为直立水尺与倾斜水尺两种。直立水尺应设于不受波浪、流冰、流送木材或航行撞击的河段上。由于木质水尺不很坚固,而且色泽记号容易被水冲洗脱落,因此有时用搪瓷的金属水尺,直立水尺可以钉在专门埋设的槽架上,也可以钉在水工建筑物上。

在河道比较平坦,用一根直立水尺并不能够观测到水位的全部变化,因为在高水位时水尺可能遭到淹没,而在低水位时水尺上根本就没有水,这时就要用阶梯式水尺。如图 3-1。

倾斜水尺适用于流速大的河流上，它可以免受冰凌和其他漂浮物的撞击，倾斜水尺比直立水尺读数更精确而且方便，因为直立水尺上的

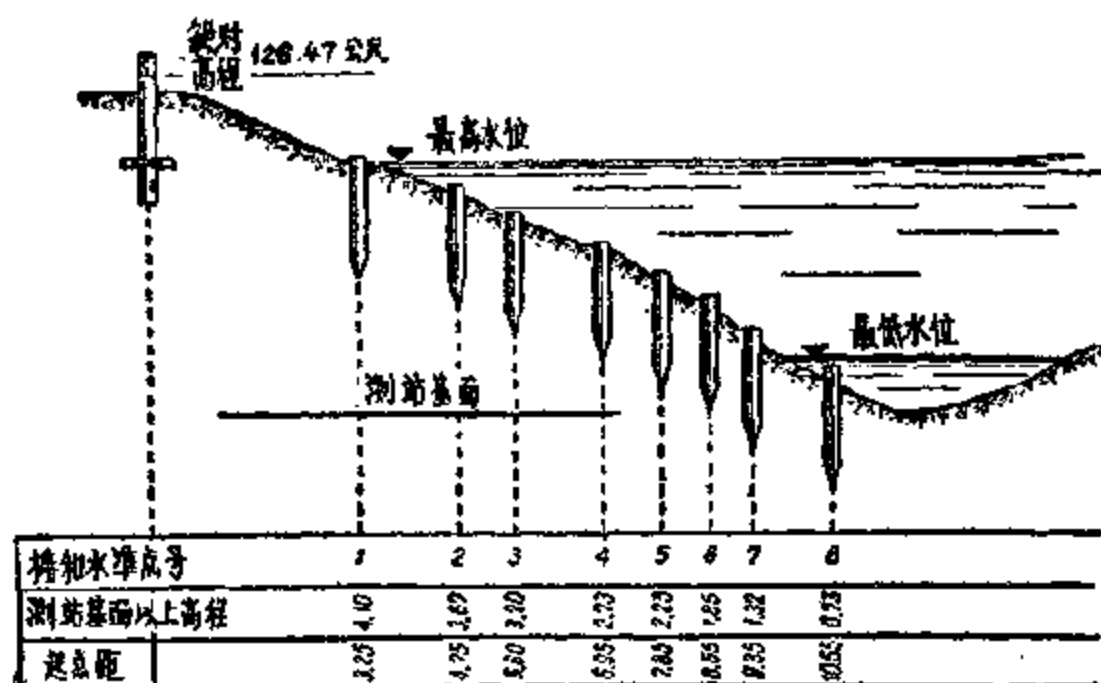


图 3-1. 矮槽式水尺。

读数，由于挡水的影响，会发生跳动。但倾斜水尺比直立水尺构造复杂，因此除非现有水工建筑物斜面才可应用，倾斜水尺上的刻度是根据水平测量法来刻划，如图 3-2。

在有严重流冰、漂浮物、频繁的浮运和航运以及其他易使水尺设备受到损坏的河段，可设置矮槽式水尺。

在有较高陡岸，直接观测式水尺与矮槽式水尺设置困难或观测不便的河

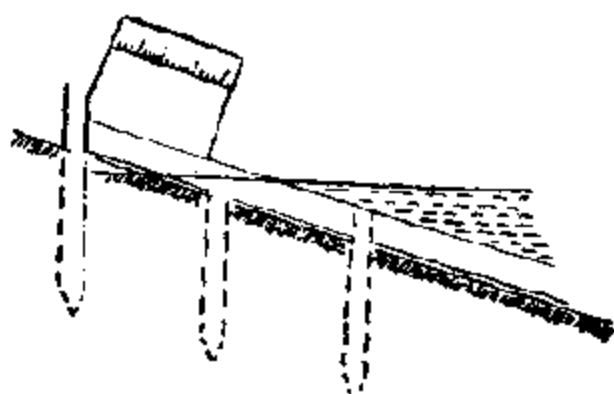


图 3-2. 倾斜式水尺。

段，可设置悬锤式水尺如图 3-3。悬锤式水尺也可与直接观测式水尺

或矮樁式水尺联合設置；低水位用直接觀讀式水尺或矮樁式水尺觀測，高水位用懸錘式水尺直接觀測。

自記水位計設在水位变化頻繁、急劇、不便于用人力觀測的測站。

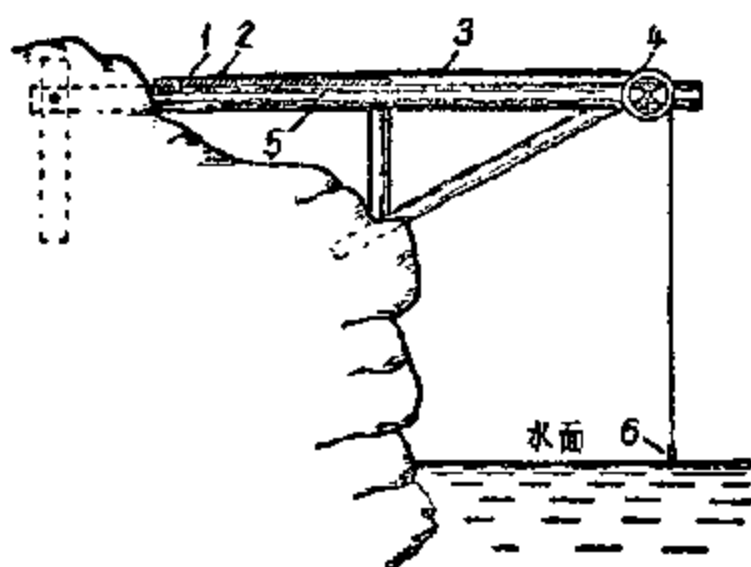


圖 3-3. 懸錘式水尺。

1—刻度尺；2—索尾上的記号；3 軟索；
4—滑輪；5—橫梁；6—重錘。

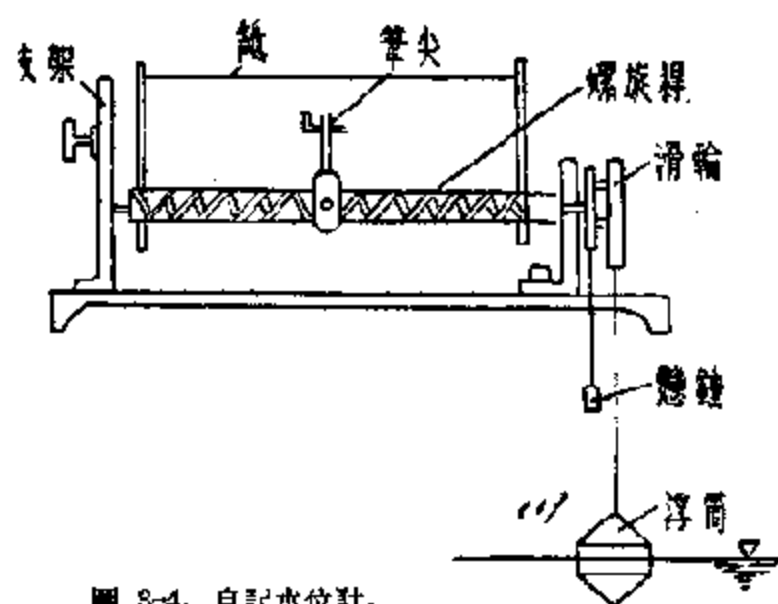


圖 3-4. 自記水位計。

構造最普通的自記水位計，其主要部分是：傳遞水位变化的浮子系統；帶有記錄这些变化用的記錄紙的轉筒，記錄机件与帶動轉筒或記錄机件的自記鐘(圖 3-4)。

浮筒浮在水面，和一个等重的懸錘用軟索相連挂在滑輪上，当水面升降引起浮筒作上下运动时，滑輪上就要轉动使螺旋杆也跟着轉动，在螺旋杆上設有筆尖，因螺旋之轉动，笔尖就要往左右运动，在圓筒外面的紙上画綫，这样笔尖左右的位置，就代表水位的高低。圓筒因时鐘之

推动，不断地轉动，因之笔尖就画出了水位值沿时程的变化。

为了檢查自記水位計，在其旁必須設立參考考証水尺。設置自記

水位计的测站,必须要有专门的建筑物,建筑物的构造依据测站工作期的长短,水道水情的特性与地方条件决定。其装置在构造上可另为岛式和岸式两种(图 3-5 和 3-6)。

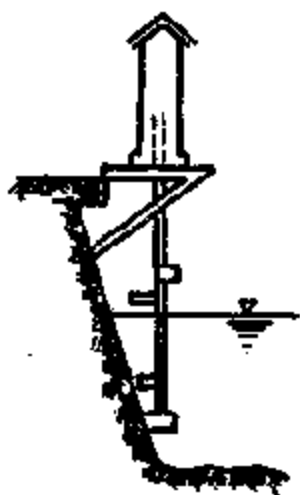


图 3-5. 岛式自记水位计。

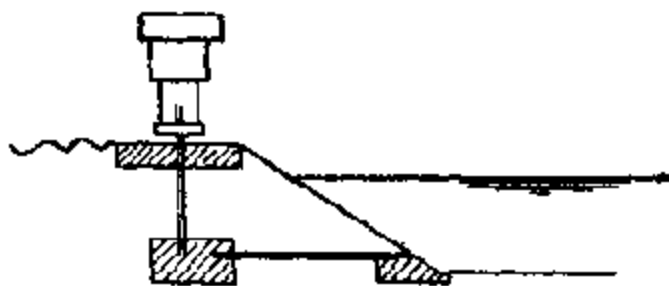


图 3-6. 岸式自记水位计。

在确定水尺型式后,应在断面上安排设置水尺的位置和观测范围。1958 年 8 月“水文测站暂行规范”中是这样要求的:

A. 没有横比降或横比降甚小的河流测站,水尺均应设于同一岸。所设水尺观测范围,须包括该站曾经发生或可能发生的最高、最低水位。一般情况下所设水尺的读数范围应高于或低于曾经发生的最高最低水位各 0.5 公尺。

B. 在一年之内水位变幅较大,需要设置两支以上同一型式的水尺或不同型式的联合水尺时,各相邻水尺的观测范围应有 0.1~0.2 公尺的重合。

C. 各支水尺的间距和分段观测高度,应从观测便利、读数清晰、水尺安全和设备费用节省等方面作综合的考虑。

D. 同一组的各支水尺应尽量设在同一断面上。若因地形限制或其他困难,必须离开断面线设置时,则同一组水尺中,最上的一支水尺和最下的一支水尺,以及各支水尺和断面线的距离,均不得超过 10 公

尺。

水尺設置后,应进行编号。水尺编号最好用油漆写在水尺樁上,以防观测时记错。水尺编号在 1956 年 8 月“水文测站暂行规范”中有详细规定。

3. 几种观测水位的简易设备

由于我国河流特性,一般水位暴涨暴落。在我国目前还不能全部自动化观测水位的条件下,水文站的工作人员们创造了许多观测水位的附属设备。其中有记录最高水位的最高水位水尺和水位警铃(图 3-7);最高水位水尺是在水尺樁上装置直立的长木盒,盒内壁涂上黑色的油质颜料,再敷以能溶解于水的白粉。盒的下部侧壁钻有小孔,水从孔中进入盒内,浸去水面以下的白粉,即留下最高水位的痕迹。水位警铃是为了在暴雨洪水或其他水位涨落急剧时期,能够加测某一水位以上水情变化。

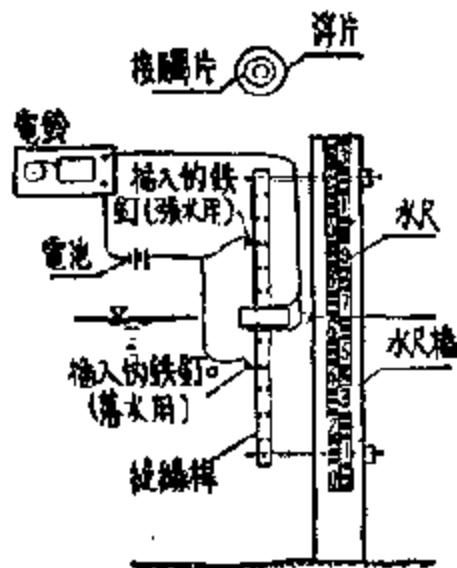


图 3-7. 水位警铃装置示意图。

水位警铃为利用原有的水尺樁或在基本水尺断面附近另打木樁設置。在樁上每隔相等距离打一个螺絲孔。在任意两个相鄰的螺絲孔之間用螺絲杆与帶有薄片的絕緣杆旋紧固定在水尺樁上。絕緣杆上有若干小釘孔;釘孔之間距,視测站水位的漲率和所要求观测的水位次数及分布而定。在薄片的中央有接觸片(銀或不銹金屬导体),并与电路一端相連。

高水位在某一釘孔附近,而預計其漲或落至相鄰的釘孔內插入鐵釘,鐵釘与另一端电路連接。在观测房或观测人員所在的住处裝有電鈴,电路两端通过電池接于電鈴上。高水位漲或落至鐵釘的位置,电路两端接通,電鈴即响。这时,观测人員要观测水位;并將鐵釘挪至

下一次預計觀測的釘孔內。

最近在大躍進形勢下，水文工作提出了全面服務和大搞技術革新以後，水位觀測將向自記化發展。水文站的同志們在結合河流特性和採用“土”辦法使水文觀測技術走向自記化正在蓬勃發展。

4. 水位站的“校核水准点”和水尺零点

一個水位站在設立測站的同時，必須進行水准測量，以確定水尺或樁頂對某一固定點——“校核水准点”的標高。水位站水尺和木樁常因水流沖擊和動物活動而有所改變，需要用“校核水准点”進行校正。

“校核水准点”是用混凝土、木料制成的柱子，而常用的是木料所制。“校核水准点”尽可能用水准測量與附近具有絕對高程的國家控制網水准点相連結；這可使水尺所觀讀出的水位均能用絕對高程表示。如：“大沽零点以上若干高程”。假使不能用與國家控制網相連結時，那麼應給水准点臨時設一個任意的假定標高，這項要在水位站的文件中預先特別加以說明。“校核水准点”按其堅固與持久程度可以把它劃分為臨時的與固定的兩種。這兩種“校核水准点”的設置在測量學中已講述過，這裡不予講述。

最近中央水電部水文局準備推行測站基準面代替一般基準面概念（如大沽基準面），應用測站基準面可以避免轉站等的誤差。

測站基準面是用測站最低水位以下一定高度的基面做為測站基準面。

5. 水位觀測

水位觀測是水文觀測項目中一項基本的，但又非常重要的項目。如果水位觀測發生誤差，則將影響其他水文要素的成果。國民黨時代，由於政府腐敗，水位觀測人員衣食無靠，當時不得不另行謀生，所以水位觀測成果偽造、缺測很多，大大影響了工程建設。解放後，由於政權回到人民自己手裡，人民自己成了主人，所以水文觀測大為改觀，展開了對偽造資料和損害人民水利事業的行為思想作鬥爭。整風後，徹底

改变了人們的思想意識，再也不把水文工作看成沒有出息的工作了，而把它看成水利建設事業的眼睛。总路綫的提出，更鼓舞了測站工作人員的干劲。他們决心用高度的負責精神，完成这项要求觀測准确、准时、風雨無阻的水位觀測項目。

A. 一般情况下水位觀測

a) 水尺觀讀 水尺讀數应准确至公分，但比降水尺，亦可准确至公厘，觀讀水尺时，应尽量使身体蹲下，視線与水面相平，截取与水面最临近的一个讀數。如果遇到有風浪时，則应觀讀出一个波峰和波谷的讀數，然后取其平均值做为真正水面。在利用矮樁式水尺觀測水位时，一般是用測尺在离河岸最近而为水淹沒的矮樁上測量。觀測时借助測尺下端鉄片和樁頂鉄釘接触时的感觉和声音，把測尺准确地放到樁頂鉄釘上。若遇觀測水位的矮樁干露出来，而下一个矮樁又淹沒在水面下，这时可以月挖水溝，把水引出樁旁，以便觀讀。不过注意，不要挖得太深，以免損坏矮樁。在洪水漲落很快时，正在觀測的水尺即將被全部淹沒或即將全部露处水面，这时觀測人員要掌握住时机，同时觀測相鄰兩支水尺。觀測时若發現兩支水尺觀測結果不符，应即時檢查原因，进行复測或校正水尺零点高程，并进行复測結果的校核。1956年8月“水文測站暫行規范”中規定記錄格式如表3-1。

表 3-1.

月	日	时	分	基 本 水 尺		
				編 号	讀 数	水 位
5	5	8	0			1.41
				4	0.28	1.40
				3	0.70	1.42

1) 上面一行記載觀測時間和計算（兩支水尺平均值）。

2) 中間一行記載原用水尺的編號、讀數和水位。

3) 下面一行記載新用水尺的編號、讀數和水位。

b) 与水位同时目測項目的觀測

在观测水位的同时,要进行估风向、风力、水面起伏度、流向及水生植物等影响水情现象的观测。

风向的表示,以河道顺流流向为准,从上游吹来的风称为“顺风”,从下游吹来的风称为“逆风”,余如图 3-8,分八个方位观测。记录时,用箭头表示。

风力按蒲福氏风级估测。风力等级按表 3-2 判别。

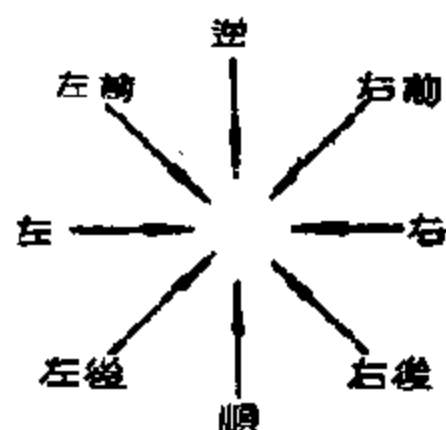


图 3-8. 风向及记载符号。

表 3-2.

蒲氏风级	风速(公尺/秒)	简易目测辨别法
0	0 ~ 0.5	无风,烟自升。
1	0.6 ~ 1.7	软风,烟柱微抖,能示方向。
2	1.8 ~ 3.3	轻风,人面感觉有风,树叶有微响。
3	3.4 ~ 5.2	微风,树叶微摆,旌旗展开。
4	5.3 ~ 7.4	和风,小枝摆动,能吹起灰塵紙片。
5	7.5 ~ 9.8	清风,大枝摆动,内陆水面有水波。
6	9.9 ~ 12.4	强风,大树枝摆动,举伞困难,电声,呼呼有声。
7	12.5 ~ 15.2	疾风,摇撼小树,迎风步行不便。
8	15.3 ~ 18.2	大风,摇撼大树,行走困难。
9	18.3 ~ 21.5	烈风,折毁树枝,破坏小屋。
10	21.6 ~ 25.1	狂风,拔树,
11	25.2 ~ 28.9	暴风,毁屋成灾。
12	29.0 ~ 以上	飓风,大破坏。

风力按蒲福氏风级估测,风力等级按表中的规定判别。

水面起伏度的級別，由觀測在水尺處波浪的變幅，按表 3-3 的規定決定：

表 3-3.

水面起伏度的級別	0	1	2	3	4
水尺處波浪的變幅(公分)	< 2	3~10	11~30	31~60	>60

若水尺設有卸水設備時，則水面起伏度由觀測水位時水尺上實際發生的讀數的變幅來決定。

流向系觀測水的順流、逆流和停滯。表示的符號分別為：△——順流；▽——逆流；×——停滯。

觀測水生植物時，先在水尺断面附近河段上選定 150~250 公尺長的一段，定期觀測植物名稱、岸边生長植物的寬度、密度、水草露出水面或未露出水面的高度。

觀測水位時除必須目測以上項目外還須記錄以下幾種影響水情的現象：(1)漲灘、退灘；(2)河道主流及分流的始流及斷流；(3)河床的干涸及凍結；(4)流運木材及航運對水流的阻塞；(5)山洪暴發、河岸坍塌及泛濫情況等；(6)水工建築物修建及損毀；(7)其他觀測人員認為要記錄的事項。

B. 洪水期的水位觀測

在洪水期水位變化較大，要求觀測人員必須觀測到最高洪峰流量水位和洪水水位變化的過程。應按中央水利部水文局所頒布的“測站任務書”中所規定的要求進行。

- a) 要求測到起漲水位及相應時間；
- b) 漲水過程中均勻分布水位及相應時間；
- c) 最高洪峰水位及相應時間；
- d) 落水過程中均勻分布水位及相應時間；

e) 双峰或重叠洪峰的轉折点水位及相应時間。

观测人員在洪水期应增加观测次数。我国虽經解放后几年党的教导,大力发动群众兴修水利,消除水害。但洪水威胁并未根除,所以汛期堤防及建筑物的安全,人民生命财产的安全,就要靠广大人民在汛期大力维护堤防。水位的观测及预报,对指导防汛起得十分重要的作用。观测人員应观测到洪水起漲時間及極高的水位,对最高水位尤其必須保証,如果因某种原因而把最高水位遺漏时,应立即設法寻找洪水痕迹,进行补測。

C、冰期水位观测

冰期因河流結冰和流冰的关系,水位变化比較复杂。在發生冰凌堆积、冰壩以及冰塞等情况时,水位發生急剧上漲或下落,因此观测人員必須观测河流結冰情况及对水位的影响。封冻期观测时,应將水尺周圍的冰打开,測出自由水面。如遇特殊情况,如冰上冒水、層冰層水时。視当时情况决定观测,要求能測出真正水位。

D、水面比降观测

上下比降水尺的观测最好由一个人同时观测,在上下比降水尺距离較近时,可以看見或听见时,用旗語或口笛取得联系,同时进行观测。如上下比降水尺距离較远,不能相互看到时,可以用时鐘指定某一時間同时观测。

如果測站只有一人,而要进行比降測量,这时只能上下比降水尺分开不同時間观测。观测方法根据“水利部水文局水文測站暫行规范”中規定。先观测上比降水尺水位,然后往下游走,观测下比降水尺水位,最后返回到上比降水尺观测水位,所測上比降水尺水位用二次平均值計算。要求三次观测時間,大致相同。

6. 水位观测后果的計算

一个水位站除了把水位和影响水位的因素記錄下来之外,还应对所記錄的結果进行計算,以便發現不合理現象,可以現場檢查和补救。

水位的記錄，应以高于測站所应用的基面以上的公尺数表示。水位觀測在平时是用等时距觀測，所以在求日平均水位时，用算术平均法計算。洪水时期，一日之內觀測次数很多而且不均匀，为了簡便工作，可以挑选部分成果进行計算。但所选的成果能代表本日水位的变化过程情况，以免影响計算結果的精度。

水面比降的計算，是以上下比降水尺水位之差除以上下比降水尺間距；即：

$$\text{水面比降} = \frac{\text{水位落差}}{\text{上下比降水尺間距}}$$

比降的絕對值取二位有效数字，用万分率(‰)表示。

§ 3-2. 地下水位觀測

1. 概述

我国虽然水利資源非常丰富，但在社会主义工农业大躍进形势下，水利資源尚有感到不足的地方，要求我們充分發掘和利用，华北、西北地区更加突出。所以我們除了把山上的水攔起来、把地面的水蓄起来之外，还应该把地下的水取出来，这是党对水利工作的指示。1957 和 1958 年的农村水利化，向地下要水(打井)的运动蓬勃展开。今天形势要求水文工作者为生产全面服务，指导地方水利事業，所以对地下水的高程，水质、水量的变化規律的了解就提到日程上来，要求我們去进行觀測，而过去水文講授中这一点是没有受到重視的。

2. 觀測井

觀測地下水位最好利用測站附近已經鑿好的水井中进行，不过要掌握群众用水的規律，选取一个能代表地下水变化規律的固定時間进行觀測。

如果附近沒有群众打好的水井，必須專門鑿設測井进行觀測，要求井底低于最低地下水位 0.5~1.0 公尺。

井的设置方法,通常有以下三种:

A、在地下水位较高的地点,可设置为一般的给水井样式。井壁可砌砖石,安木板框或编柳条等方法围护,使用材料以就地采取为宜。

在井口,应设置固定高程的标志物(如嵌在井口的木板等),并测定其高程。观测时用测杆或测锤量出井水面至标志物的距离,即可计算出地下水位。

为了防止地面水或其他物体进入井内,在井口周围做成高出地面0.30—0.50公尺的防水围墙或井台,并制作井盖,加以保护。

B、用钻机钻成直径16~20公分的钻孔,再用下部侧面有孔眼的直径为8~10公分铁管插入孔中(如图3-9)。铁管外围撒沙。为了使井管位置牢固及防止地面水渗入管内,应在上部填泥土捣实,并作成井台(可用砖石砌成或堆土夯实)。铁管顶即作为测定水位的高程

根据,在其上面应做套盖以资保护;并防杂物进入,堵塞测井。

在地下水位较高的地点,可用竹管代替铁管。在流沙地区,管外侧面可包棕皮(用铁丝扎紧),以防管壁孔眼堵塞。

C、在沼泽地区,地下水位甚高时,可用木管或竹管(直径约10公分)设置。管壁应凿小孔以便进水。把这种管子挖坑埋设或直接打入地中,即可用以进行观测。

地下水位测井设置后,应按照水文测站暂行规范第三册的规定,一般以三等水准测量测定井口固定点(专设的标志物或管井顶部)的高

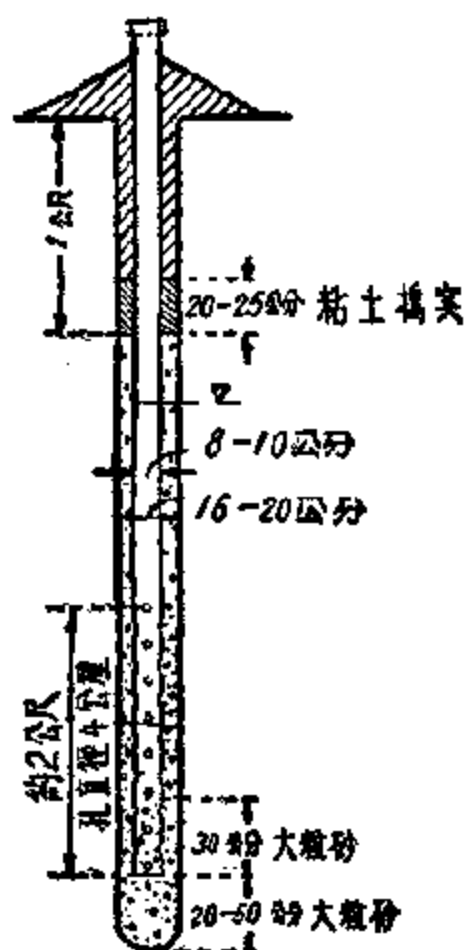


图 3-9. 观测地下水位的测井。

程。若测井距基本水准点较近(不超过 500 公尺)时,引测上述固定点的高程,应由基本水准点引起,并以五等水准测量进行。

在观测期间,井口固定点的高程,除进行定期校测外,如果发生事故(测井或井口固定点遭受损害)或因地面结冻等影响,估计其可能发生变动时,应即时校测。各测站校测的时限和次数,以能掌握高程变动的情况为原则。

同一测站,地下水位与河流水位所应用的基面应取得一致。

3. 观测方法

地下水位的观测一般是在河道观测之后进行,如果测井较多,可把测井编号,按次序进行观测。

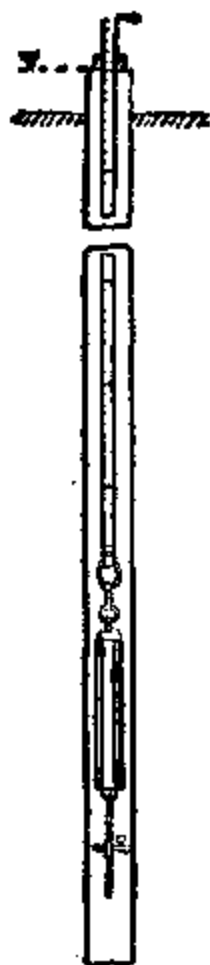


圖 3-10. 使用測針
观测示意图。

地下水位的观测工具随着地下水位离地面高低和井径的大小而有几种不同测具:

A、测杆:在地下水位较高及测井断面较大的测井,用由竹竿或细木杆制成的刻度尺观测地下水位高程。

B、测锤:在地下水位较低及测井断面较小的测井,用测杆会影响水面,同时观测也有困难。这时可以用柔软、坚韧、不发生伸缩的绳索(如胡琴用的弦线)下系小锤作成。绳索上附有长度标志,做成带状尺。小锤做成棒状,下附测针。观测时,把井口截取的读数减去测针浸水的长度,即得地下水位高程。为了不使锤浸入水内,可用试放法,先使锤浸入水中 \times 公分,第二次测量时使绳索较第一次缩短 \times 公分。这样就能准确地求出井中水位(圖 3-10)。

C、笛信测器:用测绳系一直径 4~5 公分,长 10~20 公分的金属管;管的下端散开,上端附

口哨,在测器进入水内后,金属管内空气经由口哨排出,发出信号。听到信号后立即停止下放测绳,读取截于固定点的读数,减去浸水深度,即得水面到固定点高度。

地下水位测量目前在测站除了以上三种之外,很多测站利用导线,把水做导体,利用电铃控制。

§ 3-3. 断面测量

1. 断面测量的目的和种类

A、目的 通过河道断面的流量,是根据水流断面面积与断面平均流速乘积求得的,所以横断面测量是测流工作的重要组成部分之一。另外,经常的测量断面对分析河床变形来说提供了必要的依据。

B、种类 断面测量分水道断面和大断面测量两种,前者是在测流中进行,后者是在规定时间内单独进行。

2. 水道断面测量工作内容

A、测深点水深的测量。

B、测深望线起点距的测量。

C、观测测深时之水位。

应该引起注意,精确的测定上述任一数值都是同样重要。因为测量水深的正确,会由于起点距的不准确而使平面上水深的分布不确切。另外水位的记载亦很重要,因为不为已知高程相联系的水深是毫无意义的。水位观测应在施测的起始和终了各读一次。当水位变化大时应酌情增加观测次数,当水位变化小于1—2%测深(测深杆)或小于2—3%测深(测锤测深时),则取其始末水位平均为计算水



图 3-11. 水位修正图式。

位。当变化超过上述值时則要进行修正。修正方法：可把起始和終了水位綫連接起来，見圖 3-11。以开始水位为基准，然后把实测水深減去修正数即得应用水深。修正数是虛綫与各垂綫交点到开始水位綫之距离。修正后的水深称应用水深。

A. 測深工作

a) 測深垂綫的布置与数目：

垂綫分布以能掌握整个断面形狀为基本要求。一般測站垂綫是均匀分布的，但在河床劇烈变化之处应加設垂綫，不同河寬測深綫数目可参考表 3-4。

表 3-4.

河 寬 (公 尺)	50 以下	50—100	100—300	300—1000	1000 以上
最 少 垂 綫 数 目	10	14	18	22	30

b) 測深工具：

1) 測深杆 是用木或竹作成，直徑 4—5 公分。長度要看需要來定，上面有刻度，最小刻度可为 1, 2, 5 公分，底部裝有為穩定用的鉄盤或木盤(直徑 20~25 公分)。盤底部应与零点重合。当水深小于 5~6 公尺时应采用測深杆，因为要的精度較高，用測深杆測深允許誤差为 1~2%。

2) 測深錘和測深鉛魚 为鑄鉄或鉛澆鑄而成，系之于鋼索或測繩上，看重量大小來选，測深时应注意被水冲击所产生之偏移角，当偏角大于 10° 时，应加以校正数。測深錘測深的允許誤差为 2—3%。

3) 沿布設断面的測深方法 当水比較淺时可涉水用測深杆來測量。当水較深时可用断面索和測船來进行。又在山谷河流測站設有水文桥或纜車时，則可利用上述設備用測錘或測深鉛魚來測。

当水甚淺时，其河底可按放仪器，則可用往返的五等水准測量來代

替测深工作。

4) 测深工作存在問題和新發展 测深工作中存在一个較重要的問題,是当洪水較大时上述各种测深方法都無法进行,或者精度得不到保証时,这样就会失去宝贵的洪水資料,或者得到不准的結果,这是目前一个較重要的問題。我国目前已試制成功回声测深仪,并在着手研究空气压力测深仪,这对测深将会起很大的作用。大躍进声中,群众的創造是一个接着一个,最近这方面有很多的試驗,相信不久会得到更完善的解决。

B、起点距的测量

垂綫的起点距多用設置的断面樁(通常为校核水准点)作零点。

測定起点距的方法有断面索观讀法、直接量距法和仪器测角交合法等,应視当地的設備、条件来选择。

a) 断面索观讀法

这个方法适用于河寬 <300 公尺情况下进行,断面索是用鋼索架設,上面有明显尺度标記,断面索的零点应与断面起点樁重合,否則就应量出二者之距离,起点距可直接由索上尺度观得,此法应注意鋼索的强度和收放鋼索絞車的强度与安全。

b) 仪器交角法

当河寬 >300 公尺时不便架設断面索則可用仪器交角法。在岸上测角交会可用經緯仪或平板仪,它們所利用的基綫或导綫的設立应符合规范要求,在船上测角交会时可使用六分仪进行。下面介紹常用的在岸上用經緯仪测角交合的方法。

1) 基綫与断面垂直(圖 3-12, a)

把仪器放在 B 点后視 A 点(对准 $0^{\circ}0'0''$),再分別前視各测深垂綫可得各水平角。

得計算公式为 $D = l \cdot \operatorname{tg} \theta$ (公尺)。

2) 基綫不与断面垂直(圖 3-12, b)

及其位置。

根据大断面测量的结果应绘成断面图(如图 3-13),在河道稳定的部分应一并绘出水位-面积关系曲线。

§ 3-4. 流速观测

1. 观测流速的目的

河道中流速的变化是很复杂的,平面上河道的外形、河段内的水深、河底的坡降以及河岸的结构等因素,都影响流速的变化。因此,流速在不同断面和不同点上,其数值是不同的。水流中流速有脉动现象,流速时大时小,流向也在改变着。

通过河道断面流速测量,以便推算河槽流量,掌握河道的水情变化。因为流速和流向的变化规律直接影响到桥梁,水工建筑物的安全,所以是很为重要。

2. 测点布置及垂线平均流速

A. 断面内及垂线上流速的分布

水流断面内各点流速分布是很不均匀

的,从河岸到河心逐渐增大,最大流速一般是在最大水深处。河面结冰以后,最大流速移向断面中部。图 3-14 和图 3-15 上是表明暢流河

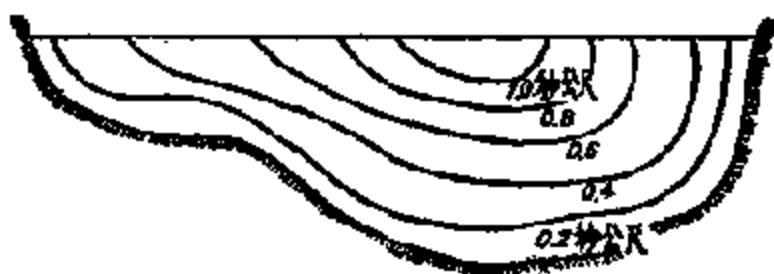


图 3-14. 暢流河道的等流速线。

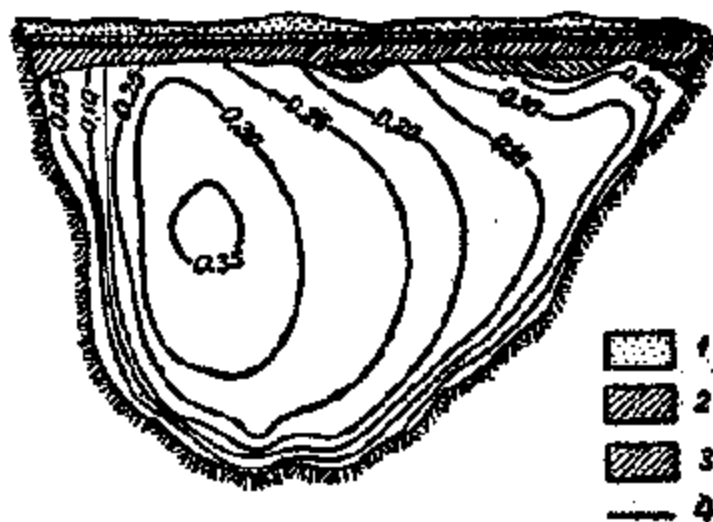


图 3-15. 冰下等流速线

1—雪; 2—结晶冰; 3—水内冰; 4—水面。

道和封冻时河流横断面的流速分布。

在紊流中,流速的垂线分布没有严格的理论结果,由假设公式得出或由经验得出的曲线,一般是抛物线。在正常情况下,这种曲线的形式将如图 3-16 所示,流速的最大值在水面附近,然后向河底均匀地减小,在河底流速为最小。垂线平均流速一般用 0.6 水深和 0.2 及 0.8 水深的平均值代表。在水面结冰的情况下,表面流速大大减小,最大流速下行很多,如图 3-17。

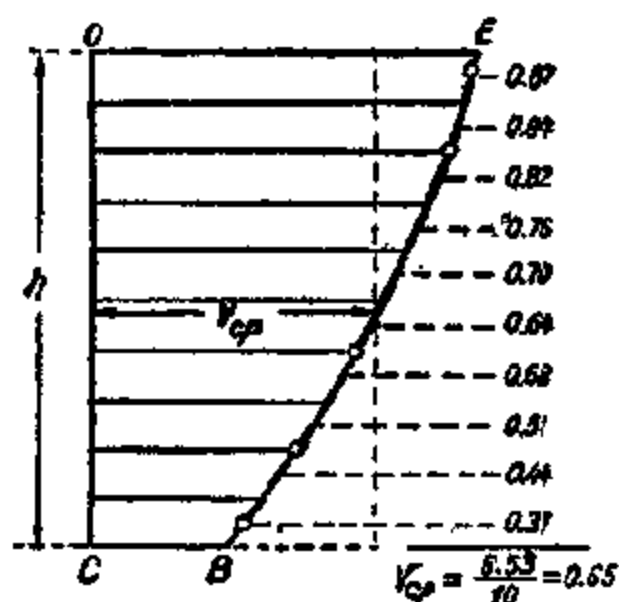


图 3-16. 垂线平均流速。

在风的影响下,流速的分布,也有相当显著的变化。图 3-18 中示出了这种情况。图中 ABC 代表无风的情况, A'BC 为顺风, A''BC 到为逆风时的情况。在受到潮汐影响的河口段上,垂线上的流速分布就更为复杂,在同一条垂线上,可能有方向相反的流速。

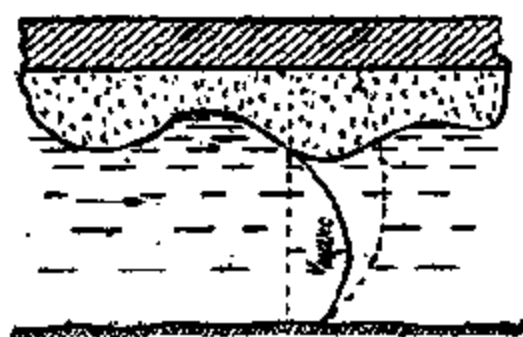


图 3-17. 冰下流速线。

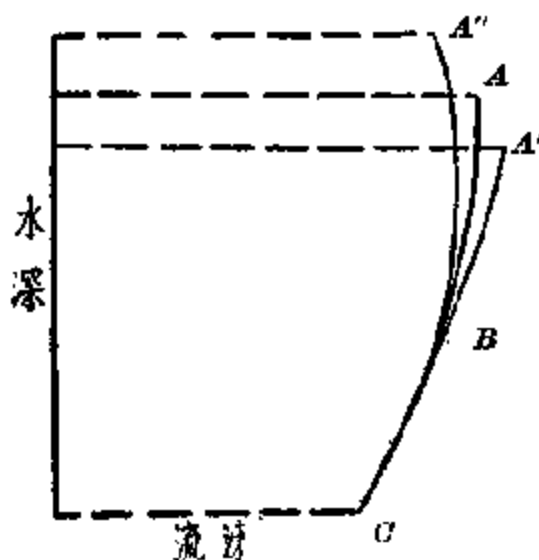


图 3-18. 风对流速分布的影响。

在受到潮汐影响的河口段上,垂线上的流速分布就更为复杂,在同一条垂线上,可能有方向相反的流速。

B、断面上测线数目及布置
测算某一断面的流量时,应在断面内选择若干测线。水文站暂行规范

中規定:

a) 在新設断面或河床經過显著变形的断面上,測速垂綫数目一般規定应不少于表 3-5 所列数目:

表 3-5.

水面寬(公尺)	50 以下	50~100	100~300	300~1000	1000 以上
垂綫数(根)	2~10	10~15	15~20	20~30	30~40

設置垂綫时,应使垂綫均匀分布,但河道主槽应較河灘为密。河道內水流不規則时,在各流速分布的轉折点应設垂綫,这时不受均匀分布的約束。在断面变化显著的地方,也应設置垂綫,以便在計算平均水深时,能够較准确地反映水中流量。

b) 在河床稳定的断面,經過設站后一个阶段的比較分析后,可以削減測綫数目。一般規定,应不少于表 3-6 中的数目。

表 3-6.

水面寬(公尺)	5 以下	5~50	50~100	100~300	300~1000	1000 以上
垂綫数(根)	3	5~7	7~8	8~10	10~15	15~20

c) 決定測綫上平均流速的方法——測点的布置:

測綫的数目和位置选定后,則可以开始測深,并定出測綫起点距。然后,用流速仪測出各測綫的平均流速。求測綫平均流速的方法很多,应根据断面上有效水深的大小,多年封冻冰層,水位变化的快慢,測驗的目的等情况确定。

(1) 在水深小于 1.0 公尺时,一般可用一点法施測,即在 0.6 或 0.2 有效水深一点或水面下一点測速。此时測綫平均流速分別按下式进行計算:

$$v_{平均} = v_{0.6};$$

$$v_{平均} = k_1 v_{0.6};$$

$$v_{平均} = k_2 v_{0.2}.$$

k_1 与 k_2 是由实测资料与较精确的测法结果比较而定。当缺乏这项资料时可用:

$$k_1 = 0.84 \sim 0.87;$$

$$k_2 = 0.78 \sim 0.84.$$

(2) 在水深大于 1.0 公尺时, 如經多次測驗証明其垂直綫流速分布曲綫为一拋物綫。并且根据垂綫的 0.2 和 0.8 有效水深点測得垂綫平均流速与根据多点法測得的结果, 相差經常不超过 2~3% 时, 則不論有無封冻冰層, 則只在 0.2 及 0.8 有效水深处施測流速。其平均值:

$$v_{平均} = \frac{1}{2}(v_{0.2} + v_{0.8}).$$

(3) 在水深大于 3 公尺, 且垂直接流速分布曲綫不規則时, 用五点法或六点法施測。其平均值:

$$v_{平均} = \frac{1}{10}(v_{0.0} + 3v_{0.2} + 3v_{0.4} + 2v_{0.8} + v_{1.0}).$$

d) 为了特殊研究的目的, 可以采用多点法施測垂綫流速。多点法通常測水面、河底及各 $\frac{1}{10}$ 有效水深点, 共十一点的流速。

(4) 每一測点上測流的历时。流速仪在每一測点上測速的历时, 一般在 120 秒左右洪水时可以灵活掌握。測速时施測工作人員必須遵守操作規程, 以保証成果的精度。在流速仪放到測点后, 要試几个信号判定正常后, 开始觀測。一般信号是正常均匀的, 如發現特殊信号, 应进行檢查。

3. 流速仪的型式、構造及使用方法

所有現代用在河中測量流速的仪器, 要推流速仪最为准确。其精密密度可达 1%~2%, 1790 年伏尔特曼 (Вольтман) 第一次用流速仪測量流速。160 年来流速仪已有很大改进, 至今已有 125 种以上的流速

仪了。

流速仪的构造,按其功用概括地说,可分二主要部分:旋转部分及接触计数部分。旋转部分是一组旋杯或一组轮叶,当它们受到流水的冲力时,就绕着中轴旋转。接触计数部分,是表示旋转次数的。一定时间内旋转的次数,按照仪器的特性代表了一定的水流速度。水流速度 v (公尺/秒) 与流速仪的转率 n (转数/秒), 在流速不太小时, 系成如下之直线关系:

$$v = a + bn,$$

式中 a 及 b 对每一流速仪而言是常数,其值可由试验定出。

按照旋转部分的形式,流速仪可分为两类:

(1) 旋杯式流速仪: 其旋转部分是一套杯轮, 装置在垂直的转轴上, 故又称为直轴式流速仪(图 3-19)。

(2) 叶轮式流速仪: 其旋转部分是一套轮叶, 装置在水平的转轴上, 故又称为横轴式流速仪。因有的轮叶成螺旋桨式, 所以也有叫这样的叶轮式流速仪为螺旋桨式的。

流速仪常具有尾翼, 其作用一方面可以导流, 另一方面是可以平衡头部重量。

目前我国最通用的流速仪是旋杯式流速仪。此种仪器南京水工仪器厂已有制造, 经检后可相当准确。图(3-19)中所示者即为南京水工仪器厂 55 型流速仪之构造情形。

最近南京水工仪器厂又试制出 25 型螺旋桨式流速仪。水文局准备推广。

使用流速仪时, 需要的附件可分为以下三类:

(1) 悬挂流速仪的设备 悬挂设备用以支持沉入水中的流速仪, 有时并可用之兼测水深。此项设备主要分悬索式(附铅鱼)及悬杆式两种。后者用于水深较小的河流中, 前者则用于深水中测速。悬挂设备还包括在桥上使用的绞车及在船上用的绞车架、挂条等。

(2) 計數設備 用电綫和流速儀的接觸部分联接，以察出在一段時間內的通电次數或流速儀的旋轉次數。式樣有听音式、灯泡式、电鈴式以及計數器式等。

(3) 計時設備 为停表或計時儀。

使用流速儀前必需先檢定其旋轉速度和流水速度的关系，作成曲綫或公式来表示以便測速時应用，拟定工作可在靜水槽內做，靜水槽內的水是靜止不動的，把流速儀悬挂在定速的电車上走动，从而求出流速儀轉动次數，和流速的关系。有了試驗出來的公式或圖表，就可以确定河中任何一点的流速。只需將流速儀放在河道中一定点，再觀測出旋杯轉动次數 N ，即可推算出这一点的流速来。

使用流速儀前应先試將旋杯輪用口吹动視其旋轉是否灵活，使用时流速儀挂在旋杆或悬索上，把所有电綫接头接好，螺絲釘擰紧，然后放入水中，人在桥上或船上記錄時間及旋轉次數。流速儀之裝配情形，如圖(3-19)所示。儀器用畢須揩干淨，并須注意保护頂釘，使勿磨損頂头，而影响儀器的准确性，儀器在使用時及携帶時均應慎重的保护。

4. 流速儀測流的操作方法

我国河道大部分是河弯急流，所以在用流速儀測流時也遇到了不少困难，通过水文工作者在工作中的摸索，目前已經創造了不少流速儀測流的操作方法。其中最主要的有以下三种方法：

A、过河纜吊船測流法

这一方法一般不受水深急流的限制，具有操作簡便、迅速、安全等显著优点。如黄河小浪底站，測到的 8.67 公尺/秒及長江北培站測 7.09 公尺/秒的高流速，黄河三門峽 8000 公方/秒的洪水都是用这方法取得資料的。

一般用在河寬在 300~400 公尺以下，河道鉅礙比較困难，通航不頻繁的河流。

B、長纜橈船測流

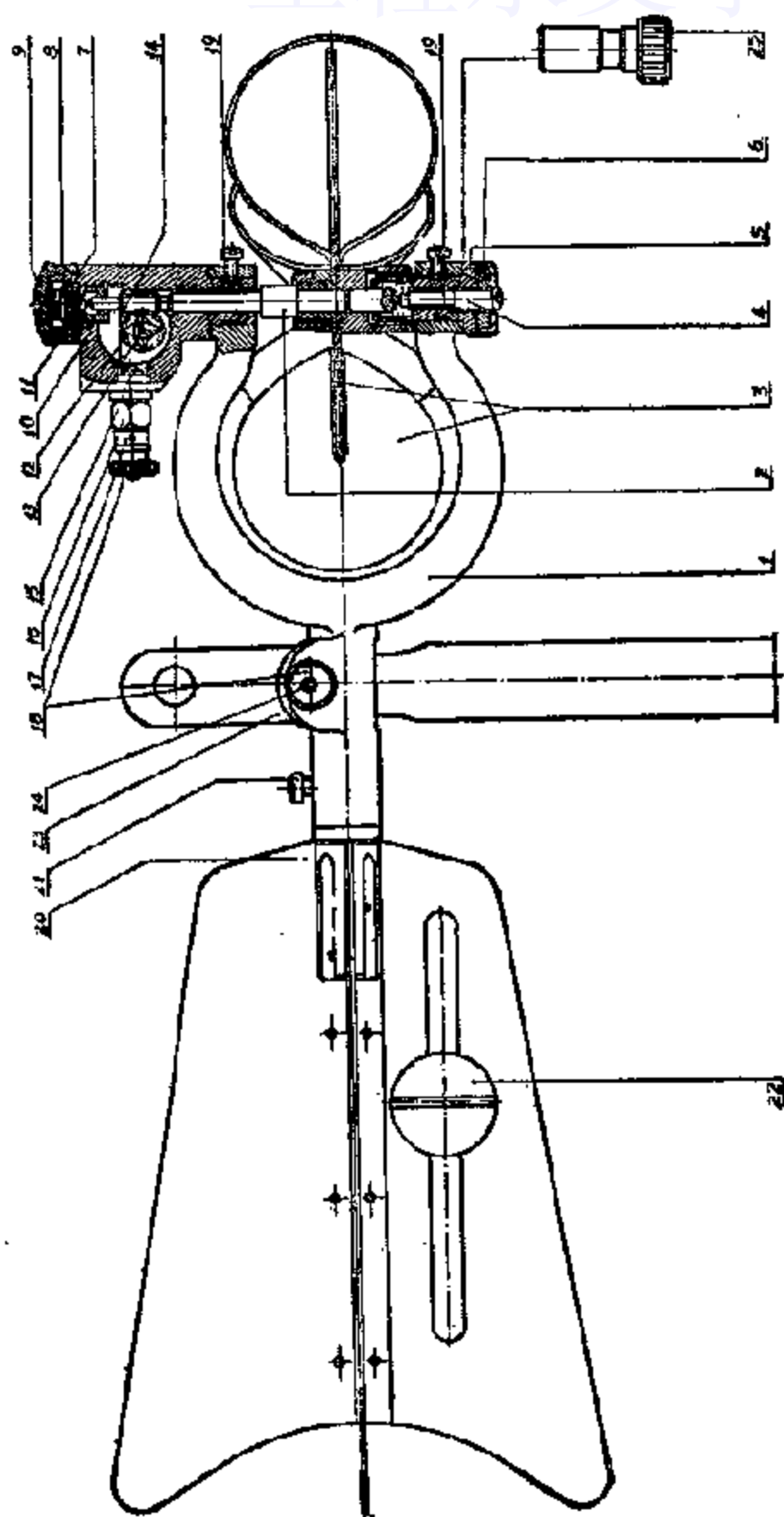


图 3-19. 旋杯式流速仪构造。

1—框架；2—旋轴；3—旋杯、旋杯；4—顶针；5—顶头；6—小螺旋扣；7—轴套座；8—弹簧垫圈；9—铜球座；10—偏心筒；11—顶盖；12—齿轮；13—齿轮轴；14—接轴丝；15—接轴丝；16—六角螺旋垫；17—圆螺旋帽；18—压板螺旋帽；19—轴套；20—尾翼；21—尾翼固定螺旋；22—平衡轴；23—联杆；24—联杆螺旋；25—旋盘固定器。

这是用长缆和各项劈水设备，以缩短测流历时。根据锚锭难易和河宽不同，本方法又有很多方法：

a) 锚锭测船 当架设过河缆受到地形和航运限制，而河中又容易用测船锚锭时，如果加长锚绳并配合劈水设备就可比一般的测流加快几倍。

b) 岸上牵引测船 对河道较宽、锚锭困难的河流适用。有时利用水轮绞锚配合长缆橇船一起操作，可以节省人力，提高效率，缩短测流时间。

C、流速仪输缆道测流

这种方法适用于河宽在 100~200 公尺以下，漂浮物、水草又比较少的河流。人能在岸上操作(用人力及电力均可)，同时可以节省测船及其保养费。目前浙江省新昌流量站在这方面已有不少经验。但在水深、流急及河宽的河流，运用受到一定限制。

流速仪测流目前已在向高速测流发展，在今天全国大跃进形势下，各处的技术革新象雨后春笋，预计将来流速仪测量将成为主要的测速工具。

5. 流速仪施测流量的计算

流速仪实测流量用下列方法进行计算：(1)分析法；(2)图解分析法；(3)图解法；(4)等流速线法。

分析法方便的地方是不需要专门的绘图。如果流速在过水断面分布规则、河床规则并且流速垂线根数足够，则这个方法可具有十分可靠的准确度。因此在满足上述条件下，建议以这个方法为主要的计算方法。目前我国用的最多的方法也是这种方法。

图解分析法、图解法、等流速线法需要绘图。它是更准确；但却是较困难的方法，这些方法在流速沿水深分布不规则的情况下，或在需要更详细说明水道断面上流速分布时才用它。

在用任何一种方法计算之先，首先要校核野外原始记录，并求出流

速沿垂綫上各个点的流速。

流量測驗的成果要求在施測当天內計算出来，一日之內施測較多的，也应尽速計算出来。

目前我国在流量計算中主要是用分析法和圖解法，所以这里主要介紹这二种方法，其他两种方法希望讀者参考其他“水文測驗学”。

A、分析法

分析法是計算流速垂綫之間的部分流量，然后再总和起来。在計算之先，要求得垂綫上測点的平均流速(圖 3-20)。

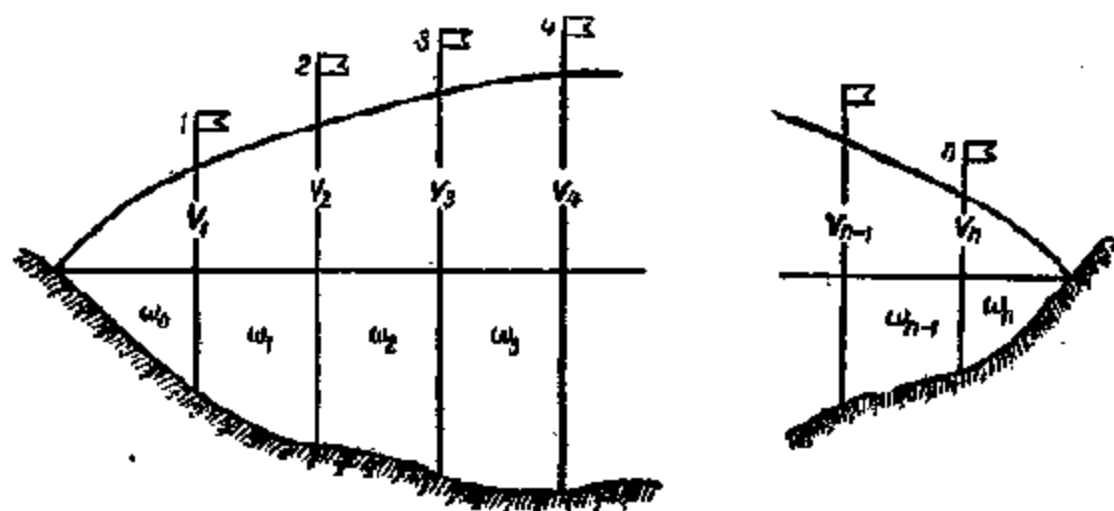


圖 3-20. 分析法計算流量示意圖。

計算时以測速垂綫为界，將断面划分为若干部分断面，如測速垂綫間無加測的測深垂綫时，其部分面积等于兩边垂綫水深之平均值和其間距的乘积，如果部分間加設有測深垂綫时，則部分面积等于各測深垂綫間梯形面积之和。在計算部分平均流速时，对中間部分，即兩边垂綫有实测流速的部分，其部分平均流速为兩垂綫平均流速的平均值。

如 ω_3 的平均流速即是流速 v_3 和 v_4 和的一半：

$$v_{\text{平均流速}} = \frac{v_3 + v_4}{2}.$$

因而部分面积 ω_3 的流量

$$\Delta Q_3 = \omega_3 \frac{v_3 + v_4}{2}.$$

过水断面端部（从水边到第一根流速垂线以及从末一根流速垂线到水边）的平均流速为自岸边第一根或末一根流速垂线上流速的 $2/3$ 。如部分面积 ω_0 的流量 $\Delta Q_0 = \frac{2}{3} \omega_0 v_{10}$

死水边部分，其部分平均流速等于自死水边界起第一根流速垂线平均流速的二分之一。

部分平均流速与部分面积之乘积即为部分流量。计算全过水断面的总流量即断面上所有各部分流量之和。

$$\text{如: } Q = \frac{2}{3} \omega_0 v_1 + \omega_1 \frac{v_1 + v_2}{2} + \omega_2 \frac{v_2 + v_3}{2} + \omega_3 \frac{v_3 + v_4}{2} + \dots \dots \omega_{n-1} \frac{v_{n-1} + v_n}{2} + \frac{2}{3} \omega_n v_n$$

B、图解法

用同一测线上的平均流速乘测线水深，即得该测线上单位宽度的流量，以各测线的单宽流量为纵坐标，以水面线的起点距为横坐标，绘出断面上的单宽流量分布曲线，则曲线与横轴间所包围的面积就是断面总流量。

但当测点流向线与断面的垂线间存在一偏角 α 时，则应先把测点流速乘以 $\cos \alpha$ ，换算为垂直于断面的流速后，再进行上述计算。

6. 浮标测流

A. 用水面浮标测量流量 测量流速最常用的仪器是流速仪。但在下面一些情况下，用浮标测量却是唯一可行的方法。如果观测人员能够遵守一些必要的条件，还可以得出相当准确的成果。其应用条件：

- a) 在流速仪不能用的水情下，如有浮冰或河流中漂浮物太多。
- b) 春泛或洪水期水流非常急，流速仪稍长停在欲测的垂线上；
- c) 在没有流速仪或流速仪有毛病时。应用浮标测流最有利的条件是無風，尤其是在小流速时。

为了用浮标推求流量，要求在河道中选择一段顺直的河段，其长度一般规定为三倍到五倍河宽。在这一河段内的水深，要求大致相同。

选定了合适的河段后,在其上按相等距离布設三个断面:上断面、基本断面(中断面)、下断面。上、下断面間的距离应滿足能足够准确地測量流速。这个距离一般規定等于 $50-80 v_{\max}$ 。在上断面以上 10—30 公尺处再設置一个輔助的投放断面;浮标即从該断面投放,以便在浮标接近上断面时已具有平行水流的流速。

在浮标測量时应进行下列工作:

(1) 在測量开始及終了观测水位各一次,以了解測量过程水情变化及決定过水断面面积;

(2) 沿中断面測量水深,以中断面做为上、下断面的平均断面,这个断面就是浮标的过水断面;

(3) 用浮标測量上、下断面間的流速;即用上、下断面間的距离和浮标經過上、下断面历时推求。

測量水面流速是用停表定出通过三个断面的時間,測定浮标通过中断面及上、下断面的位置及間距。

測定浮标通过中断面的起点距,一般是用經緯仪偏角法、平板仪观测法定位,也有的站是用中断面拉索定位。

投放浮标的工作也是浮标測流中比較艰巨的工作,目前我国投放浮标的方法很多。归納有下列几种:

- 1) 利用河道上水工建筑物或桥梁等进行投放。
- 2) 架設高架浮标投擲器投放。
- 3) 利用人工抛投。

目前我国利用浮标測流的測站,一般用高架浮标投擲器进行投放

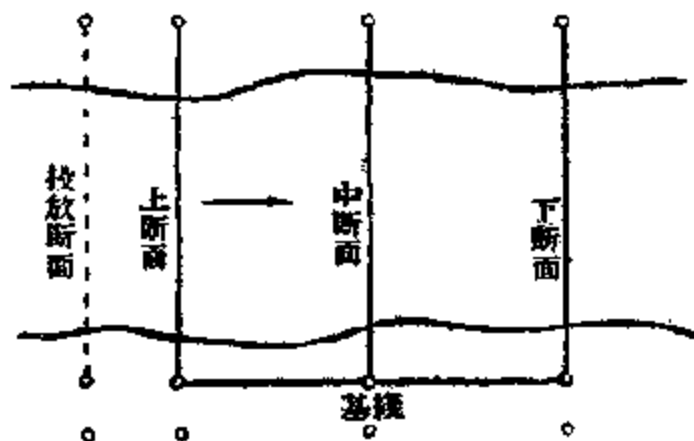


圖 3-21. 浮标測流断面的布置。

較多,这种投放可以按我們需要的位置投擲。

从投放断面处抛擲浮标,当浮标經過上、中及下断面时,站在断面处的觀測員發出信号,施測員即根据信号用停表記下時間。各断面相对位置見圖 3-21。

为了研究流速在全水面寬上的分布,浮标要在 5—8 个地点投放,投放时要以 2—4 个为一組,这一組浮标大致通过中断面同一点。同一組浮标通过上下断面的時間是大致相等。如历时相差大于 10% 的浮标应舍弃不用,另补放 1—2 个浮标。

B. 浮标实测流量計算 上一节已經討論过决定浮标起点距和浮标的水面流速,根据这些即可在水道断面圖的上方繪出水面流速分布曲綫。从这一曲綫上可以查得与每一测深垂綫相应的水面流速。把这些水面流速作为相应测深垂綫上流速的代表,按前所述用流速仪测速推求流量的計算法或圖解法的步驟,即可得出一个断面流量。

表 3-7. 黃河某站浮标系数表

風 向	風 力	系 数 k
几 何 風 向 逆	0~1	0.86~0.89
	2~3	0.91~0.93
	3~4	0.93~0.95
	4~5	0.95~0.97
順	2~3	0.80~0.84
	3~4	0.84~0.82
	4~5	0.82~0.80
左 前 或 右 前	2~3	0.90
	3~4	0.93
	4~5	0.94
左 后 或 右 后	2~3	0.90
	3~4	0.88
	4~5	0.86

由于这一流量系根据水面流速算出,所以并非真实的断面流量,称为“虚流量”。虚流量乘上浮标系数后,即得真实的断面流量。

浮标系数 k , 随流速、風力、河槽情况、水力半徑等变化,自 0.78 至 0.98 不等。各站应用此数要通过較長時間的觀測比較,选取真实代表的数值。表 3-7 是黃河某一个測站根据流速仪与浮标每次量測

比較研究而得出的初步結果。

目前浮标系数的采用,还存在不少問題,需要水文工作者在工作中想法解决。

水面浮标的种类我国目前运用的型式很多,主要考虑就地取材,經濟、簡便,如华北一般用高粱杆、麦杆、而树木多的地区用木板,所有浮标要求在上面插小旗,以便观测。目前用的水面浮标大致有圖 3-22 上所表示的几种。

C. 积深浮标

除了水面浮标以外,还有一种浮标叫做“积深浮标”。一般規定在流速小于流速仪的有效测速范围(小于 0.1—0.3 公尺/秒)并有相当水深(大于 0.5 公尺)的垂綫上,可以采用积深法浮标测速。当断面上流速变化較大时,还可采用积深浮标和流速仪共同

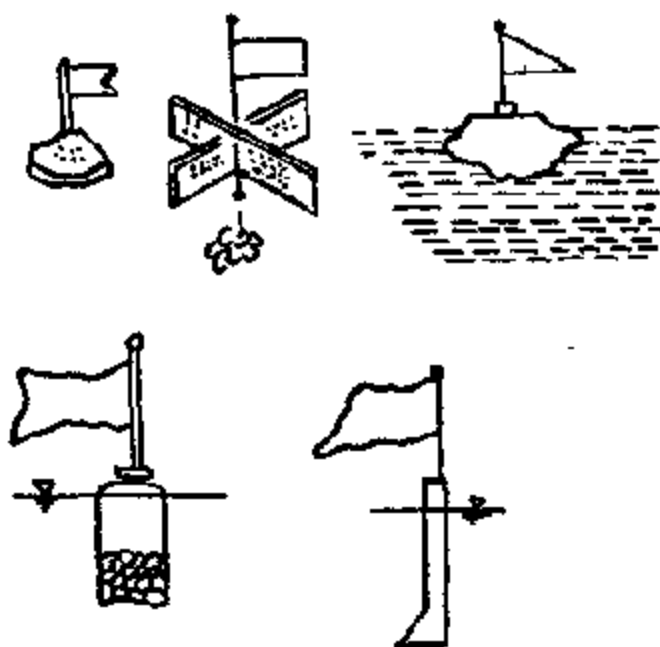


圖 3-22. 浮标。

施测一个断面,各自負担一部分断面的测速工作。

积深浮标为圓球形,直徑 2—3 公分,用比重略小于 1 的且在水中不变性質的材料例如蠟(比重 0.95—0.98)、硬蠟(比重 0.97)木質上塗蠟等作成。

施测时,用停表記錄浮标上浮历时 t ,以此去除浮标航綫 l ,即得垂綫平均流速。

浮标法测流的精度比流速仪差,一般精度在 5—10%。

7. 相应水位的計算

每一实测流量,均应有一个相应水位 G_{cp} 。相应水位的計算,根据

下列不同情况进行(图 3-23)。

A. 水面浮标测流的相应水位及在流速仪测流、积深浮标测流过程中, 水位变化引起断面面积变化量 ΔF , 小于开始测流时断面面积的 5% 或水位变化不大于 5 公分时的相应水位, 为测流开始及終了时水位的算术平均值。

B. 流速仪测流或积深浮标测流过程中, 水位变化引起的断面面积变化量 ΔF 大于开始时断面面积的 5% 且水位变化大于 5 公分时, 其相应水位用下式计算:

$$Q_{cp} = \frac{b'_1 v_{cp1} G_1 + b'_2 v_{cp2} G_2 + \dots + b'_n v_{cpn} G_n}{b'_1 v_{cp1} + b'_2 v_{cp2} + \dots + b'_n v_{cpn}} = \frac{\sum b'_i v_{cp i} G_i}{\sum b'_i v_{cp i}},$$

式中 b'_i ——测速垂线所代表的水面宽;

$v_{cp i}$ ——垂线平均流速;

G_i ——在该垂线测速时的基本水尺水位。

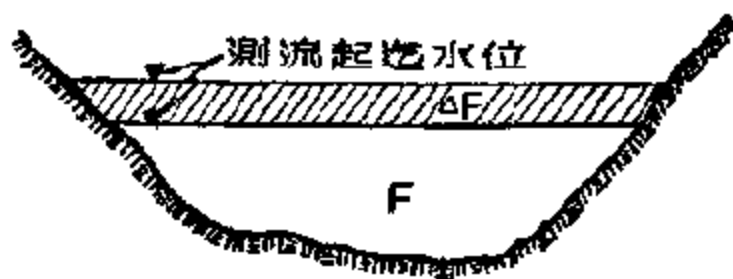


图 3-23. 测流时的断面面积变化。

8. 用其他方法测流

A. 比降法测流

a) 适用条件 当洪水较大, 测站不能当时测得洪水时, 或在作历史洪水调查时, 只能根据洪水痕迹得出比降, 及大断面, 来补测得流量。

b) 比降法测流的原理和计算

比降法测流量根据均匀流公式: $Q = C \omega \sqrt{Ri}$ 。

应用上公式必须确定 (1) 过水断面 ω ; (2) 水力半径 R 当河道很宽时与水深 h 比较小时, 则 R 可用 $h_{cp} = \frac{\omega}{B}$ 来代替。 (3) 水面比降 I ; (4) 与 Q 有关之粗糙率 n 值。

以上各值 ω 、 R 和 I 可根据断面测量和水准测量获得。 C 可用公式

来定。常用的有： $C = \frac{1}{n} R^y$ 。

算 y 的近似公式：当 $R < 1$ 时 $y = 1.5 \sqrt{n}$ ；

$R > 1$ 时 $y = 1.3 \sqrt{n}$ 。

剩下一个主要问题是如何决定糙率 n 的问题。糙率 n 最好是在所研究的河段或在具有相似特征的河流上测得流量 Q 。

用公式 $Q = \frac{1}{n} R^y \sqrt{RI} \omega$ 来求 n 。若此种测流得不到时就应对河床和河岸进行详细查勘，再参考水力学的糙率表选定之。

对水力学糙率表，在实际作的过程中糙率 n 的确定比较复杂，需要有丰富的实际经验来估算，这非一些公式所能解决。

B. 人工建筑物测流

a) 概述 人工建筑物测流对我国讲是一个较新的测流方法，因为它的精度很高，所以对小河流的测流显得十分重要，另一特点即此种测流方法极简单，可大大减少人力，所以是值得在我国大力推广的。

1) 测站建筑物测流

对于小河流测站，它是一种极重要的方法，因为它的精度很高，且可用自记或观测水位来推求流量，使测流工作大大趋于简化。在我国通用的有测流槽配合之间溢流堰联合应用的工程，例如用溢流堰计算流量，但不很广泛，在这方面经验仍极缺乏，有待大力推广和研究。

测流建筑物测流应正确的进行推流公式的确定，并应经常给予复核，以保证其精度，在使用这些建筑物时应重视建筑物的渗漏、冰冻和洪水暴雨带来的冲毁问题。

2) 水工建筑的测流

水工建筑物测流是利用闸坝的底孔出流，运用水力学的公式来测流量，在苏联还有用水轮机出力来估算流量的，此种测流法也具备很多优点，不仅提高精度，又精简了测流工作量，在运用此种方法时应注意以下几方面问题。

- (i) 水尺的布置应合乎水力学公式的要求;
- (ii) 正确的記錄閘門开啓度;
- (iii) 同一瞬間观测上下游水尺以提高精度;

水工建筑物测流十分便利，尤其我国正处在水利化、溝渠化高潮，对这项工作必須給予足够重視。

C. 溶液測流

a) 应用条件 多用于山区测站，当河床塊石很多，地势复杂，水流極紊，浮标和流速仪均不能测流时，用溶液测流来满足对一些小河流研究的要求。因为随目前水利运动的开展，一些小河流的研究也显得很重要。

b) 計算原理

設 1-1 为加注溶液断面，見圖 3-25。

2-2 为取水样的控制断面。

此方法是在 1-1 断面加入濃度大而稳定的溶液 NaCl ，由濃度的变化求 Q 。

以 q 表示 1 秒內加入的溶液流量， K_1 表示該溶液濃度。 K_0 表示天然水中含鹽濃度， K_2 为控制断面处濃度。

若認為單位時間內在加注断面和取样断面的鹽量是相同的，則可写出公式

$$QK_0 + qK_1 = (Q + q)K_2$$

可得

$$Q = q \frac{K_1 - K_2}{K_2 - K_0}$$

又当溶液流量小于水流流量的 2% 时，則上式可簡化为

$$Q = q \frac{K_1}{K_2}$$

溶液测流应注意选择水流湍急，無地下水滲入、河床無滲漏和無支流岔入的地帶較為合适。

c) 溶液测流测验设备及工作简述

(1) 溶液法测流需要一个能放出固定流量 q 的容器。

此设备可按马里奥特容器的原理进行设计，见图 3-24，其流量计算公式为：

$$q = KA\sqrt{2gh} = C\sqrt{2gh},$$

$$C = KA = \frac{q}{\sqrt{2gh}}.$$

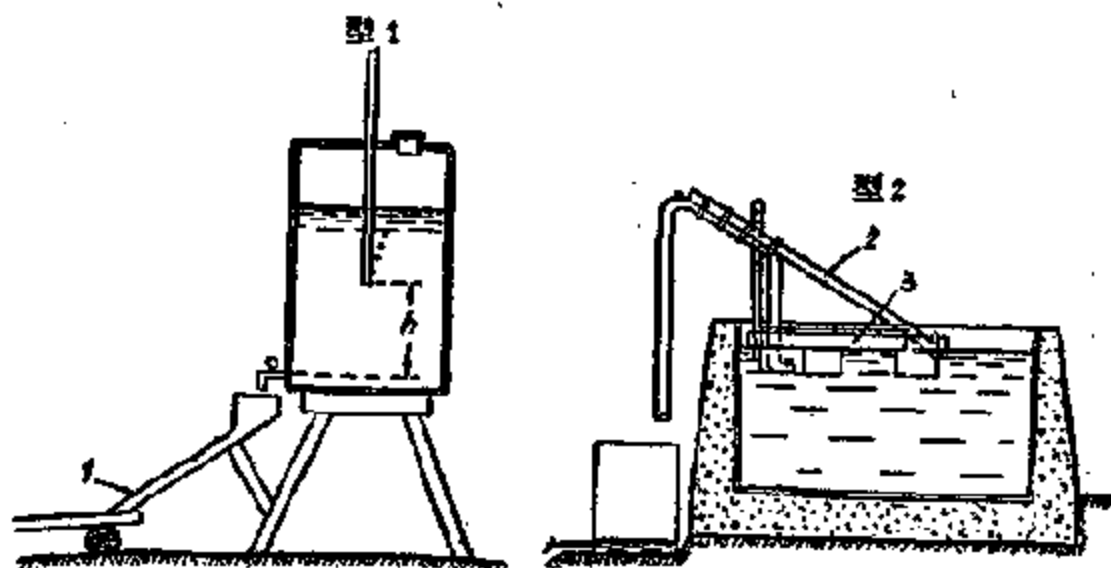


图 3-24. 加注溶液入水流中的容器。

此为密封金属桶，先从注水口注入盐溶液至满。关闭注水口，使之密封时入气管和桶内液面相等。开龙头时桶内形成部分真空，入气管内空气下压，而促成放水龙头放水之水头 h 形成稳定的流量 q 。

(2) 测验工作

准备工作：

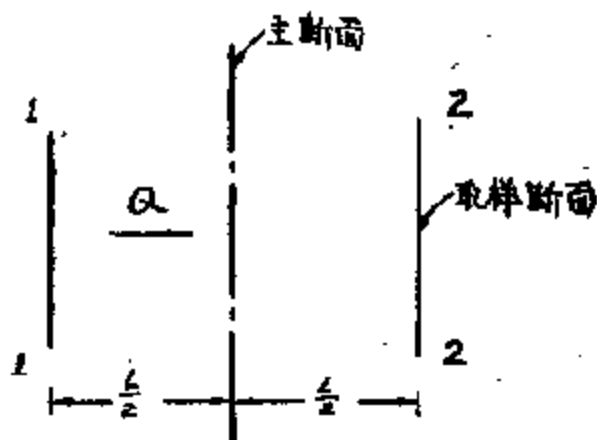


图 3-25。

(i) 鹽溶液配制一般每公升 250 烘干的精鹽即可，溶液量視河流大小而定，一般应能保証施放 6 分鐘。

(ii) 由 1-1 断面(圖 3-25)取水样檢定水中是否含有 Cl^- 离子。

(iii) 用浮标測由断面 1-1 到 2-2 的时间 t 。

測驗工作：

(i) 开放龙头以相等流量 q 向河中施放 4—8 分鐘。此 q 的大小看河流流量而定，一般 $q = (0.2—0.3)Q_0$ 。

(ii) t 時間后，在断面 2-2 取水样，每隔 1—1.5 分取样一次，每组取个水样，即河面寬为 $1/4, 1/2, 3/4$ 处各取一个。每个水样放在容积 3500cc 的干淨瓶中。

室内工作：

測定 NaCl 濃度实际应用中多以測 Cl^- 量代替。方法是加入 AgNO_3 使之生成 $\text{AgCl} \downarrow$ (白)，加入鉻酸鉀作指示剂， Ag^+ 和 Cl^- 反应完了后，多余的 Ag^+ 和鉻酸根生成紅色 $\text{Ag}_2\text{CrO}_4 \downarrow$ (紅)。用此法根据下式来算得 Cl^- 濃度：

$$\text{Cl}^- \text{ 毫克/升} = \frac{(W_1 - W_2)0.5 \times 1000}{V}$$

式中 W_1 为水样对硝酸銀标准溶液用量；

W_2 为蒸餾水对硝酸銀标准溶液用量；

V 为水样体积(毫升)，这样各濃度就都可求出了。

最后可算得

$$Q = q \frac{K_1 - K_2}{K_2 - K_0}$$

溶液測流是一种較新的測流方法，随着全国范围内水利运动的大發展，一些小河流(指的是一些山区的小河流)也將列入研究的范围，这种山区河流如上所述，水流湍急暫不能用其他方法測流，目前就以溶液測流作为过渡方法，这种方法不需任何建筑物，起始时投資較少，但經常測驗的費用并不算少，此种方法在苏联应用較广泛，在我国还仅仅

是一些设备较完善的大测站在进行实验研究，一般测站还均未使用。

9. 各种测流方法比较

A. 流速仪测流是一种最基本最常用的方法，随着垂线数目的增加，测流的精度亦提高，是所有测流方法中精度最高之一。但在下面几种情况下限制了流速仪的应用：

- a) 有流冰、大量水草和流速过小的情况；
- b) 洪水时期不能把流速仪放到垂线上去或偏角过大时。

B. 浮标测流

在上述情况下不能施行流速仪测流时，往往浮标测流就成为唯一可行的测流方法了。

就其精度来说，由于浮标系数的测定受风和斜流水面横比降的影响，使其精度比流速仪测流为差，但如果能遵循规范和一些长期实测积累得之经验，按浮标系数测定和断面测量的精度的要求，施测浮标应选择无风的天气和水位比较稳定时进行。尤其在抢测洪峰流量时可能流速仪下不到垂线上或时间不够致使洪峰流量跑掉，此时用浮标法不但可行而且所需时间较短能争取时间把洪峰流量抢测下来，就经济观点来看浮标测流的费用是低廉的。

C. 断面比降法测流

前面已提到过的几种方法是在较大洪水时因具体条件限制未能抢测下来，但能根据洪水过后的痕迹或洪峰流量水尺测得断面积和比降，此时只能用断面比降法来测。

另外历史洪水调查时，和上面道理相同，也只能用断面比降法。

关于精度问题：这里所用的 n 值是受水流涨落影响较大，涨水 n 小，落水 n 大。就比降来说涨水比降大，落水比降小，这样总的看起来比降法测流受外界因素影响较大，因此误差亦较大，一般尽可能不用这种方法，但历史洪水调查时是常用这种方法的。

第四章 泥沙測驗

§ 4-1. 泥沙測驗的目的

我国的水利工程除了解决洪水問題外，泥沙問題也非常重要。在我国北方的一些河流如黄河、永定河的含沙量是世界少見的。在水利工程中泥沙問題很多，如水庫淤积、壩址下游的河床变迁，灌溉系統的淤塞，水土流失等。黄河三門峽水利工程就遇到了复杂的泥沙問題，即水庫下游兩岸的冲刷問題，長江的開發也都遇到泥沙問題。为了合理利用河流资源，需要掌握关于泥沙的运动規律和数量作为解决泥沙問題的依据。泥沙測驗工作的主要目的就是为了探求泥沙运行的規律、数量及影响泥沙运行的水力条件。由長期測驗的資料分析出泥沙規律与室內試驗研究結果相互驗證作为解决工程中泥沙問題的依据。

值得提出的是一部分人輕視泥沙測驗及其成果在解决泥沙問題中所起作用，企圖以某些泥沙理論公式来作为解决泥沙問題的全部依据，这是不正确的。在我国泥沙理論还很不成熟，尤其各河情况均各有其特点，企圖以某些公式解决一切工程实际問題是不可能的。必須与由各河長期观测所得的泥沙資料很好的結合，以泥沙測驗的資料做基础才能有助于解决工程問題。

§ 4-2. 悬沙測驗及含沙量輸沙率的計算

悬沙是悬浮在水流中的泥沙它与底沙不同，底沙是沉在河底的泥沙，由于水流的冲击而沿河床移动。但悬沙和底沙不是絕對的，当水力条件变化时悬沙可能变成底沙，底沙亦可变成悬沙。

悬沙測驗的目的在于精确的测定通过施測断面的泥沙数量，粒徑組成及其在断面上的分布規律。

1. 采样器

A. 对悬沙泥沙采样器的基本要求

a) 仪器进水口水流速度应与测点流速一致,这样能避免水流脉动影响,使所取水样能代表天然水流含沙情况。

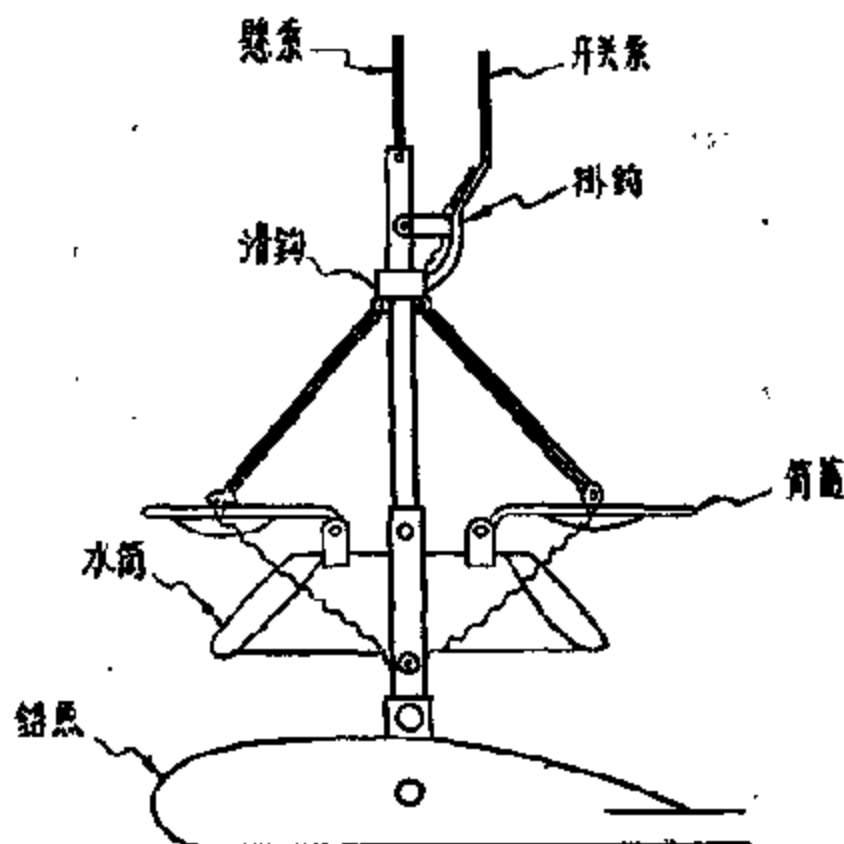


图 4-1. 横式取样器。

b) 仪器进水口要迎向水流并要位于仪器干扰的水流范围之外。

c) 能取到最近河底处的沙样,且操作应方便。

B. 介绍几种常用采样器及其性能比较

a) 横式采样器(图 4-1):

优点:

(1) 筒口大、筒壁薄筒内水流与天然水流很相近,能取得和天然水流极相近的一段水流;

(2) 操作方便、取样迅速,且在深水中不受流速限制。

缺点:

(1) 采取的沙样是瞬时的, 故受泥沙脉动影响较大, 其脉动误差最大可达 15%。

(2) 深水采样要加铅鱼, 故不能取得近河底处沙样。

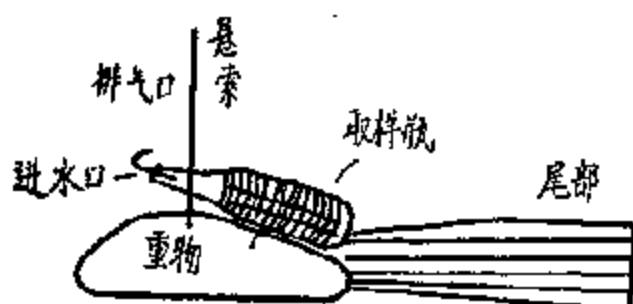


圖 4-2. 瓶式取样器。

(3) 取样时二筒盖难以保证同时关闭, 水流受到筒盖猛烈挤压, 使水样内含沙量发生变化。

(4) 筒盖易漏水且沙样不易倒干净。

b) 瓶式采样器(作积点

或积深用)(圖 4-2):

优点:

(1) 能取得一段时间内累积的沙样, 减少了泥沙脉动影响;

(2) 装置简单、操作灵便, 极容易得到推广;

(3) 可以用调整进水管与排气管的高差或变动管径, 以使得进水管流速与测点流速相近(目前这仪器还未具备这优点)。

缺点:

(1) 带进水管与排气管的瓶式采样器, 在深水用积点法取样时, 在仪器入水, 下放和上提中非所需测点水容易流入瓶中;

(2) 到测点拔开进水管、排气管塞取样时有突然注入现象, 亦影响了水样的代表性;

(3) 取样容积不好控制, 又容积较小, 深水施测时容易灌满, 致使水样报废, 故一般用于水深小于 5 公尺。

c) D-43 型采样器(铜鱼型)(圖 4-3):

优点:

(1) 此仪器多作测深取样, 所取水样已包含了垂线上各点流速的权

重,因而简化了沙样处理和计算工作;

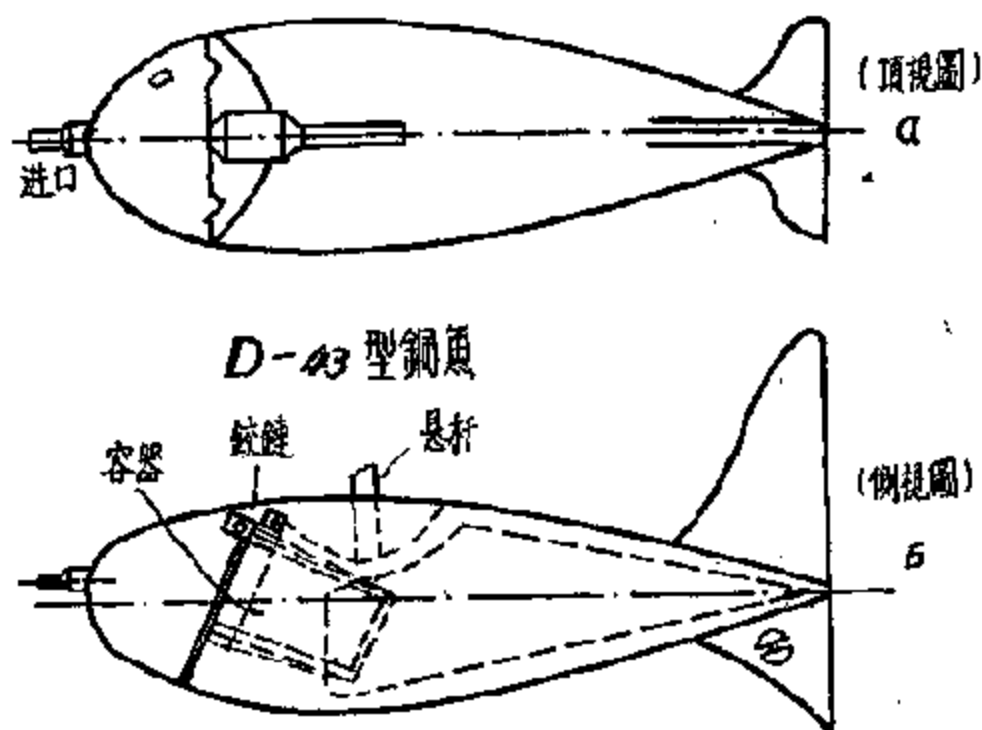


圖 4-3. 銅魚。

(2) 仪器身为流线型,对水流干扰较少;

(3) 可取得近河底之沙样。

缺点:

(1) 采样容积较小,不易达到均匀上提或下放。只适合用在小于 10 公尺的水深处。水过深时则易灌满,使水样报废;

(2) 不能完全避免泥沙脉动影响;

(3) 作垂线各点泥沙颗粒分析的测站不能用,因它是积深式仪器。

d) 抽水式采样器(圖 4-4):

仪器大致分为四部分。操作时先用流速仪测测点流速,然后转动唧筒手柄,使真空压力表指针指向相应于测点流速压力处,然后再吸取水样。

优点:

- (1)能控制进口流速,使与天然流速一致;
- (2)容积大,可連續取样;
- (3)可减小泥沙脉动影响,且可取得近河底的水样。

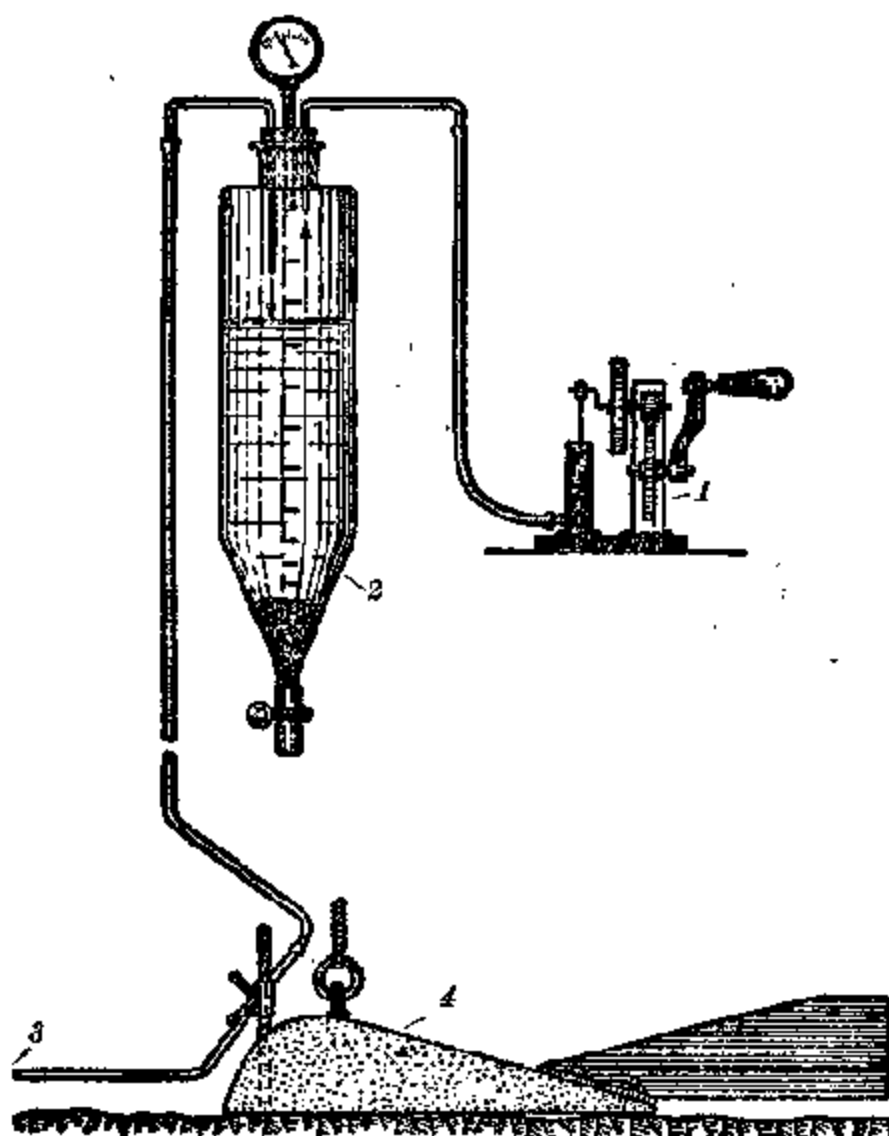


圖 4-4. 波里亞柯夫抽水式取样器。

1—抽气唧筒; 2—木样容器; 3—管嘴; 4—鉛魚。

缺点:

进口流速受水深,抽空程度,大气压,含砂量大小的影响和限制,在高流速时操作困难,不易使进口流速和天然流速一致。此外,技术和

設備較复杂,所以在我国尚未被广泛采用。

C. 上述几种仪器的比較

a) 橫式取样器,目前应用甚广,操作方便不受水流影响,但因受脉动影响严重,測驗成果較差,其趋势將逐渐被淘汰。目前还应繼續使用,并应革新被水,如在一点可取多次水样,精度可稍为提高。

b) 瓶式取样器虽存在一些缺点,但在流速不大的河流中,优点亦不少。如裝置簡單,操作方便,經濟,普遍,極易推广,还是很有价值的,应繼續研究,克服仪器和結構上存在的缺点。

c) 抽水式采样器是一种較好的采样器,但在我国处在試驗研究阶段,对其性能和运用范围掌握不够,有待积极开展深入研究。

2. 測驗方法

A. 測驗方法可分为积点法,混合法或积深。其工作內容如下:

- a) 沿測流断面測各垂綫的水深和起点距,
- b) 在各測速垂綫上測各点的流速,
- c) 在全部或部分測速垂綫上及采取單位水样的垂綫上采取水样,
- d) 觀測水位,
- e) 觀測(或測量)水面比降,
- f) 觀測气候、風向、風力及其他有关現象。

B. 取样垂綫的分布:

輸沙率測驗,是要求通过施測断面每公方水中所含的砂量。为了保證較高的精度,原則上应在流速仪測流断面的所有測速垂綫上(包括全部基本和輔助測速垂綫)采取水样。水位变化急剧时,为了縮短施測時間,可以适当地减少垂綫,但不得少于 5 根。

断面內含沙量分布較为稳定的測站,从設站到經過一个相当时期的輸沙率測驗后,可以根据多次不同情况的實驗成果进行分析比較,一般,若根据精簡前后的垂綫分別計算出的結果的相对誤差不大于 3~5% 时,則垂綫可以少些,但不得少于 5 根;在水面寬小于 50 公尺

时,垂綫数不得少于 3 根。

C. 积点法:

用积点法测輸沙率时,在垂綫上的取样点和测速点的位置分布,应遵守下列規定:

a) 暢流时期:

(1)十一点法: 在水深大于 3.0 公尺时,为了研究含沙量的分布規律及檢查一般的施测方法,判定取样地点的代表性,从而进行必要的調整,可用十一点法測驗。十一点法規定在水面、河底及 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, —0.9 倍有效水深处施测。

(2)六点法: 水深大于 3.0 公尺时采用。在水面、河底及 0.2, 0.6, 0.8, 0.9 倍有效水深处施测。

(3)五点法: 水深为 1.5~3.0 公尺时采用。在水面及 0.2, 0.6, 0.8, 0.9 倍有效水深处施测,而不测河底一点的輸沙率。

(4)三点法: 水深为 0.5~1.5 公尺时采用。在 0.2, 0.6, 0.8 倍有效水深处施测。

(5)一点法: 水深小于 0.5 公尺时采用。在 0.6 有效水深处施测。

b) 封冻时期:

(1)七点法: 有效水深大于 3.0 公尺时采用。在冰底(或冰花底), 河底及 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 0.9 倍有效水深处施测。

(2)六点法: 有效水深为 1.5~3.0 公尺时采用。在冰底(或冰花底)及 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 0.9 倍有效水深处施测。

(3)一点法: 有效水深小于 1.5 公尺时采用。在 0.4 或 0.5 或 0.6 倍有效水深处施测(根据实验选用)。

当有效水深大于 9 公尺时,是用多点法(六人以上)测輸沙率的,不論有無封冻冰層,均增加施测 0.95 倍有效水深处的流速及含沙量。

用积点法取样时,可使用横式或瓶式采样器。在每一测点上测速器取水样。可先测該点流速,紧跟着采取該点水样;不必先將一根垂綫

上的各点流速都测完，然后依次采取各点的水样。当采样器放至每一测点后，均须稍停片刻，再拉动仪器的开关，采取水样。

在采取河底一点的水样时，应使采样器接触河底后，再稍稍提起，并略事停留后取样。使用悬索悬吊时，还须注意拉紧悬索，不要使采样器倒卧在河床上。

在靠近水边取样时，应特别注意坍岸现象及其他影响含沙量局部变化的特殊现象发生。如果遇到这些现象，则应使测速与取样的垂线离开其发生的地点，并应将发生的现象，记入记载本的备注栏中。

D. 混合法

用混合法测输沙率与积点法不同之处，是在每一垂线上各点取得水样后，即将这些水样混合起来。这种方法以三点法为主，即使水深较大，也不必增加测点。

用混合法取样时，可使用横式或瓶式取样器。每一取样垂线上，一般只在 0.2, 0.6, 和 0.8 倍有效水深处测速与取样。在各点采取的水样容积，应大致与各该点流速的大小成正比。为了简化工作，可使其大致与流速仪旋杯或旋桨在各点上每秒的迴转数成比例。例如：在一条垂线上测得三点流速的每秒转数分别为 1.5, 1.2 和 0.9，则各点的取样容积，都可按比例求得，可分别为 1.0, 0.8 和 0.6 公升。最后得到混合水样的总容积为 $1.0 + 0.8 + 0.6 = 2.4$ 公升。按照上述规定混合各测点的水样时，应特别注意先将取得的水样摇匀，再迅速由一个容器倒入另一个容器。混入每个容器的体积应及时读出，并记载，以备考查。读取每个容积的数字时，不要求十分准确。

在泥沙粒径较细，各垂线含沙量及流速分布曲线较为正常的测站，可按照 2:1:1 的固定比例在 0.2, 0.6 和 0.8 倍有效水深处取样并加以混合（流速则按规定用一点，二点或二点以上各法施测），如在 0.2 倍有效水深处取水样二筒，而在 0.6 及 0.8 倍有效水深处各取一筒予以混合。

应用 2:1:1 固定比例混合法的测站，应在事先或测验期中进行多

点法試驗，以檢查和判定成果的代表性。一般，2:1:1混合法适用于垂綫流速分布符合卡門对数分布情况。在封冻期間，应用积点法或积深法，而不用混合法施測。

E. 积深法

用积深法測輸沙率，应用瓶式或其他积深式采样器，在垂綫上以均匀速度下放（自水面到河底）和提起（自河底到水面）取得水样。不論使用何种采样器，在提出水面时，均不应使仪器灌漏。如發現采样器灌漏，即應該报废重取。

用瓶式采样器进行积深法取样时，可視流速和水深的大小分別采用不同直径的管嘴。汲取水样时，应先由測得的水深和流速，大致估算适宜的提放速度。

F. 水面浮标法或积深浮标法測流，同时取样。

当施測輸沙率使用流速仪測流有困难时，可以用水面浮标法或积深浮标法測速。前者需要单独选择取样垂綫，后者即以全部或部分測速垂綫为取样垂綫。取样时，用积深法或混合法。用混合法取样时，只能用固定比例混合。

G. 关于測驗方法的分析和比較

悬沙輸沙率的測驗以积点法为主，可以很精确的測出断面含沙量，及其粒徑在断面上的分布情况。但此法費工、費时，測驗和計算工作亦較繁复。流速定比混合2:1:1法虽較积点法簡化，但其使用条件是有限制的，它是假定在垂綫上流速分布符合卡尔曼对数分布直綫变化的情况下定出的，这一点不是所有測站都具有的特性，欲使用此法就要根据多点法資料进行驗証，否則精度無法保証和估計。积深法無論是測驗上和計算上都較簡單，但不能測出泥沙在断面上的分布規律。

3. 含沙量及輸沙率的計算

水样的处理和計算可分为烘干和量換兩種方法。

A. 过濾烘干法 水样取得后，先用量筒量出体积，然后，倒入盛样

筒使它自行沉淀直到其上部成清水或含沙極微时为止，用虹吸管吸出清水得到澄渾水进行過濾。对濾紙的要求是細沙不易漏过，烘干后在空气中吸收水分少，過濾得快而滿足要求。此后可进行烘干，注意烘箱温度保持 $100\sim 110^{\circ}\text{C}$ ，烘干后放在干燥皿中冷却然后称重。若水样体积为 A (以公升計)，水样中的干沙重为 W (以克計)，則含砂量

$$\rho = \frac{W}{A} \times 1000 \text{ 克/公方。}$$

若用积点法施測，則 ρ 代表測点輸沙量，若为混合法或积深法施測，則为垂綫平均含沙量。

B. 置換法 先量出水样的容积，然后将水样的全部河沙及适量的水盛入比重瓶中使有一定刻度(即比重)。求出比重瓶和渾水的总重 W_{w1} (克)，同时量下渾水之温度，从而求得該温度下清水之重率 γ (克/公分³)。又根据对所用比重瓶作之檢定成果可知在該温度下之 W_2 (克)。所謂檢定即求出各种温度 T_2 下所加蒸餾水和瓶共重 W_2 ：

$$W_2 = W_b + (W_1 - W_b) \frac{\gamma_2}{\gamma_1} [1 + \epsilon_0(T_2 - T_1)],$$

由此可繪出 W_2 和 T_2 的关系曲綫以备計算时用。式中 W_b 为比重瓶重量， W_1 为 T_1 时蒸餾水和比重瓶共重， ϵ_0 是比重瓶的体膨脹系数， γ_1 、 γ_2 各为 T_1 和 T_2 时水的重率。

河沙重率 γ_s (克/公分³) 可利用以前的資料或在 $2.60\sim 2.70$ 之間选用，这样可得到計算河沙重量的公式：

$$W_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma} (W_{w1} - W_2) \text{ 克，}$$

W_s 求出后，除以水样容积即得該水样的含沙量。

同样若水样是在測点上采样則代表測点含沙量，在垂綫上采样則为測綫平均含沙量。

由測点含沙量推求測綫平均含沙量时，只要考虑測綫上流速分布情况。以各測点的流速加权平均計算公式如下：

$$\text{十一点法: } \rho_{cp} = \frac{1}{10v_{cp}} \left[\frac{1}{2} \rho_{0.0} v_{0.0} + \rho_{0.1} v_{0.1} + \dots + \rho_{0.9} v_{0.9} + \frac{1}{2} \rho_{1.0} v_{1.0} \right];$$

$$\text{六点法: } \rho_{cp} = \frac{1}{10v_{cp}} \left[\rho_{0.0} v_{0.0} + 3\rho_{0.2} v_{0.2} + 3\rho_{0.6} v_{0.6} + \frac{3}{2} \rho_{0.8} v_{0.8} + \rho_{0.9} v_{0.9} + \frac{1}{2} \rho_{1.0} v_{1.0} \right];$$

$$\text{五点法: } \rho_{cp} = \frac{1}{10v_{cp}} \left[\rho_{0.0} v_{0.0} + 3\rho_{0.2} v_{0.2} + 3\rho_{0.6} v_{0.6} + \frac{3}{2} \rho_{0.8} v_{0.8} + \frac{3}{2} \rho_{0.9} v_{0.9} \right];$$

$$\text{三点法: } \rho_{cp} = \frac{1}{3 v_{cp}} (\rho_{0.2} v_{0.2} + \rho_{0.6} v_{0.6} + \rho_{0.8} v_{0.8}).$$

一点法: $\rho_{cp} = C \rho_{0.5}$, 系数 C 可于水較深时用試驗方法測定。

測綫平均含沙量 ρ_{cp} 求得以后, 可按下式計算断面輸沙率 Q_p :

$$Q_p = \left[\rho_{cp1} q_0 + \frac{\rho_{cp1} + \rho_{cp2}}{2} q_1 + \dots + \frac{\rho_{cpn-1} + \rho_{cpn}}{2} q_{n-1} + \rho_{cpn} q_n \right] \div 1000,$$

式中: Q_p ——断面輸沙率, 公吨/秒(或公斤/秒);

ρ_{cpi} ——第 i 根取样垂綫平均含沙量, 公斤/公方(或克/公方)

q_i ——第 i 根至 $i+1$ 根取样垂綫間的流量。

在測輸沙率时的流速, 如系用水面浮标測得者, 应于所繪制的浮标流速分布曲綫圖上, 另繪垂綫平均含沙量分布曲綫。然后在部分流量分界綫处查取其含沙量, 再按上式計算断面輸沙率, 求出断面輸沙率以后, 按下式可得断面平均含沙量 ρ :

$$\rho = \frac{Q_p}{Q} \times 1000 \text{ 公斤/公方(或克/公方)}。$$

4. 單位水样含沙量的測驗

單位水样含沙量是在河流整个断面上取某固定点水样的含沙量,

此固定点含沙量是和断面平均含沙量有一定比例关系的。

A. 目的在于掌握河流含沙量的变化过程，再根据点含沙量和断面平均含沙量的关系来计算流经某一断面的输沙量。这就要求单位水样含沙量测验应有足够的取样次数，使能充分掌握这些变化的转折。

B. 单位水样法应用的条件

a) 单位水样含沙量与断面平均含沙量应有一定的比例关系。

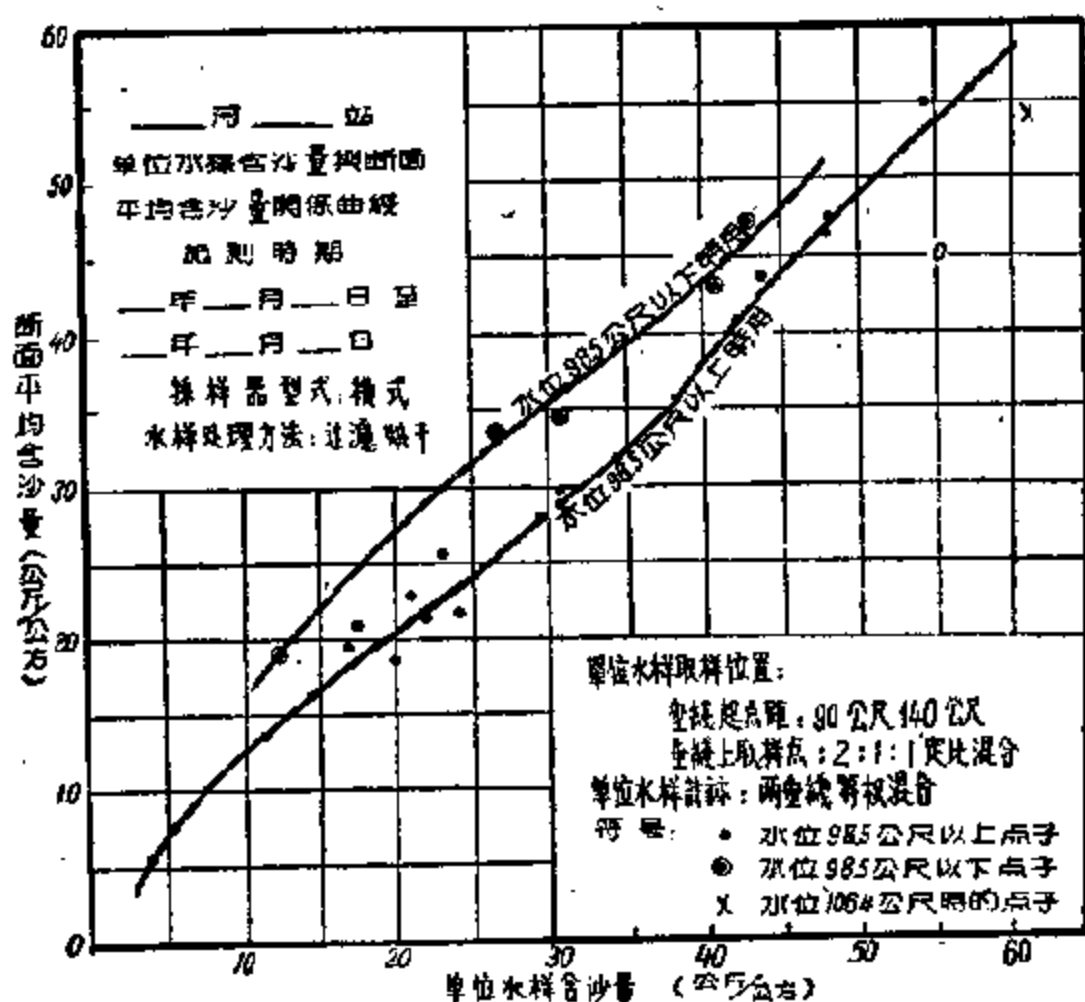


图 4-5. 单位水样含沙量与断面平均含沙量关系曲线。

b) 此种比例关系的均方差为最小，一般小于 10% 即可应用。

c) 应考虑取样便利。

C. 取样的方法和次数 单位水样的采取可用横式或瓶式取样器，

一般多用瓶式,因它簡單价廉。采样方法可用混合法(2:1:1)、积点法、和水准一点法。最后一种精度較差,主要是在洪水时期,測船無法在固定地点取样。

D. 应注意的几个問題 为了获得日平均單位含沙量,單位取样次数应足够多,除每日上午八时定时取样以外,在水位有变化时应增加測次。另外,洪水漲时含砂量一般变化較剧烈,也必需考虑加密測次。同样洪水落时亦变化很大,这些泥沙量轉折点都应測下。

又在一些山区河流發生洪水时,測船無法固定,只能采取河边一点法,精度很差,此問題急待解决。

B. 优缺点

优点:

它是通过在整个断面上某一固定点采取一个水样就可推求出断面平均含沙量,大大的减少了含沙測驗的工作量。

缺点:

含沙量受外界因素影响很多,如洪水、降雨等,使得固定点与整个断面含沙量間的比例关系很不稳定。因此从單位水样推求的断面平均含沙量是近似的。

§ 4-3. 底沙測驗及輸沙量的計算

1. 測驗目的

了解水流挟帶泥沙沿河底移动的数量、顆粒組成变化規律、过程及其与水流的关系,和研究河道淺灘及河床变化規律,所以在研究河床演变工作中占很重要的地位。

又推移質測驗在我国是較新的觀測項目,無論在采样仪器的型式,取样历时和次数,和采样效率等問題上都很不成熟,急待开展室內、外的各项研究工作。

2. 底沙采样器

A. 对采样器的基本要求:

a) 在水深流急处能下沉到河底,且位置保持正常,能妥贴的靠近河底进行采样。

b) 进口流速与天然流速一致以取得合理水样。

c) 取样器对河流及河床不发生干扰,如在采样器内形成漩涡或河床发生冲刷都将影响测验成果。

d) 良好的采样器取样效率要求在 80% 以上,取样效率即底沙实际进入采样器的百分数(有一部分漏掉了)。

e) 能尽量避免河床质和近河底悬浮质混入。应操作灵便。

B. 介绍几种采样器:

a) 粗沙采样器: 主要采卵石或沙石,多用于山区河流。此种采样器在我国经验极缺乏,无定型仪器,只能介绍几种国外仪器。

1) П. И 沙莫夫式采样器

(图 4-6)。

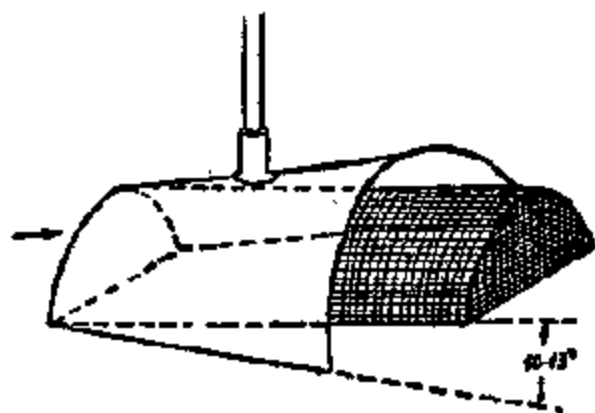


图 4-6. 沙莫夫式采样器。

这种仪器是放在金属壳中的半圆网盒,后部扩大使仪器中的流速

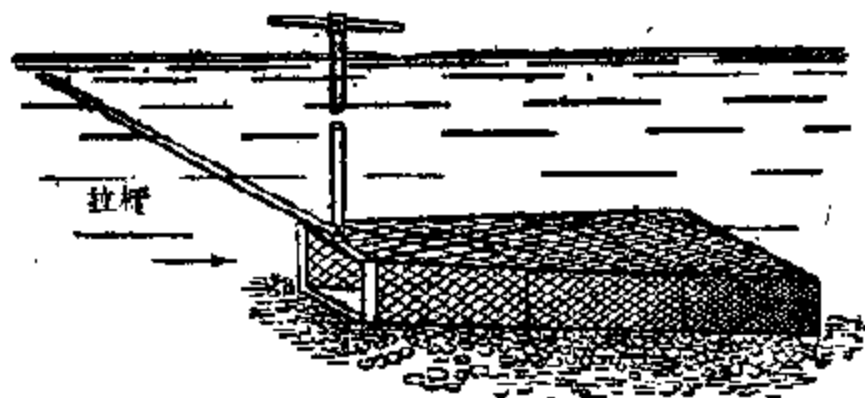


图 4-7. 缩孔网式采样器。

降低，以便泥沙进入網內，壳的上部可裝悬杆。

2) 縮孔網式采样器, (圖 4-7)。

沙莫夫式仪器不能取得全部底沙, 因为比網孔小的沙会漏掉, 为克



圖 4-8. 匈牙利式推移質采样器。

服此缺点才改为縮孔網式, 它的網眼由仪器进口到末尾逐漸减小, 而網的形狀为了减小流速还是逐漸扩大的。

3) 匈牙利式采样器, (圖 4-8)。

它利用水流进入仪器升高不产生漩渦, 使底沙沉在仪器內, 而悬移質随水流出的原理作成。在我国試用的結果以此种仪器采样效率最高。

b) 底沙、細沙采样器。

在这方面, 我国根据苏联的一些仪器結合我国河流特点已制成两种采样器, 分別介紹如下:

(1) 黄河 56 型推移質采样器

器: 是根据苏联頓河式結合黄河泥沙水情 (水急沙多) 特点改进的 (圖 4-9)

它用鉛板来代替頓河式焊鉄板以加重仪器, 适应黄河水急情况, 并將集沙槽長度加長等。經室內水槽試驗采样效率达 80%, 在三門峽作試用时, 情况亦良好, 能在水深 1.9 公尺底流速 1.68 公尺/秒範圍內取得沙样。

(2) 黄河陝县 57 型采样器: 是在苏联波里亞柯夫采样器基础上改

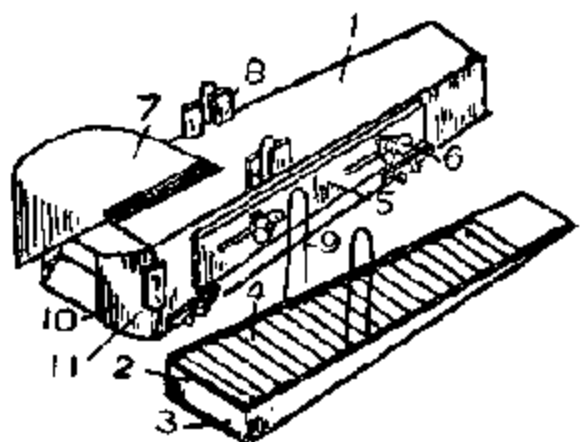


圖 4-9. “黄河 56 型”推移質采样器。

1--外壳; 2 集沙槽; 3--集沙槽底殼; 4--集沙屏; 5 加重鉛板; 6--底板; 7--舵; 8--定滑輪; 9 耳環; 10--門; 11--活动插銷。

进的, 将其原来的固定底板改成活动底板等, 经过试验在底流速为 2.61 公尺/秒时能顺利的放在河底取得沙样。

对于上面两种仪器的研究虽获得一定成果, 但多偏于室内研究, 对野外实际操作受水深流急影响很大, 这点是急待解决的。又如黄河底流速大于 2 公尺是很平常的, 如何能使仪器适应这些情况是个很重要的问题。

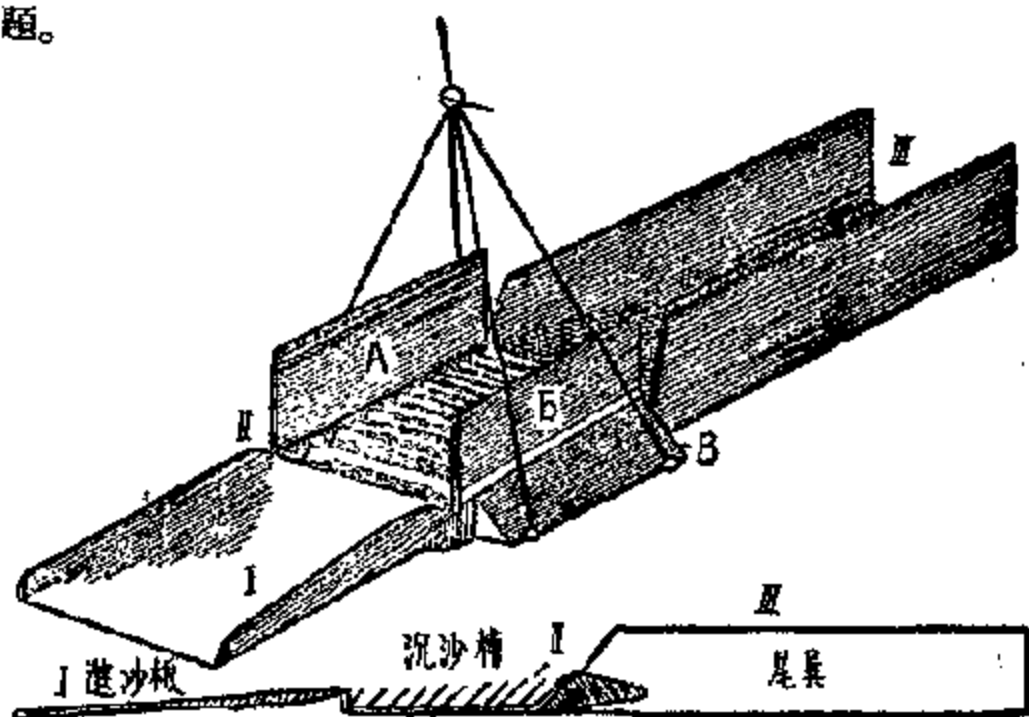


图 4-10. 波里亚柯夫式推移质采样器。

对于底沙采样器问题还很多, 各国均未很好解决现在已提出用放射性同位素来测定推移质的方法, 这是一个新的课题。底沙测验对研究水利工程和河床演变有重大意义, 必须加紧研究。尤其采样测验工作, 如仪器类型的选择, 取样的历时和次数, 和在我国如何采取卵石推移质等问题。

研究时应根据不同河流的待点来进行。

3. 底沙测验的工作和计算

底沙测验应注意以下几点:

A. 为了求得底沙变化规律、过程及与水流的关系, 推求得同一断

面整个輸沙情况,推移質取样与悬沙河床質取样,应在同一断面同一垂綫。

B. 当河床有沙浪(沙質、卵石、河床表面随着水流流速的增加产生波浪狀的起伏,叫沙浪)时,采样器应迎着水流設置在沙浪下陡坡略上之处。为了測定此点,应預先用測深杆或測深錘探測河底。

C. 采样時間应使仪器能取得 20 克以上的泥沙。如果泥沙过少采样器放置時間可为 10 分鐘。

D. 为了消除偶然誤差,每条垂綫应重复取样 3~5 次,取其算术平均值。

底沙輸沙率計算有圖解法及分析法两种,無論圖解法或分析法,首先应按下式計算底沙流速和垂綫底沙輸沙率(以克/公分·秒計)

$$q = \frac{100P}{t \cdot e},$$

式中 P ——沙样含沙量(克);

t ——采样放置历时(秒);

e ——采样器进口寬(公分)。

用圖解法計算时,把算出的垂綫底沙輸沙率繪在河流断面水面綫以上該垂綫所在位置,根据所繪各垂綫底沙輸沙率联繪分布曲綫,以求积仪量出水面綫以上、分布曲綫以下的面积,即等于断面总底沙輸沙率。

分析法計算底沙輸沙率按下式进行:

$$q = \frac{q_1}{2} b_0 + \frac{q_1 + q_2}{2} b_1 + \frac{q_2 + q_3}{2} b_2 + \dots + \frac{q_{n-1} + q_n}{2} b_{n-1} + \frac{q_n}{2} b_n,$$

式中 q ——推移質測綫 1, 2, 3, ... n 上的垂綫底沙輸沙率;

b_1, b_2, \dots, b_{n-1} ——底沙測綫間距;

b_0, b_n ——由底沙的开始点与其后第一根流速垂綫的距离和最末一根流速垂綫与最后有推移質点間之距离。

应提起注意,繪底沙断面分布曲綫,不能以水边点作为零而联繪,

根据上海水电設計院所屬測站研究底沙为零是在离河岸若干距离处，測站应先了解本站底沙运动的起动流速，才能正确的联繪断面分布曲线。

第五章 水文資料的分析与整編

§ 5-1. 概述

各种水工建筑物、水电站、水庫引水建筑物、桥梁、厂房設計、給水排水工程，只要与河流有关，都需要水文資料，只有确切的水文資料才能决定水力發電、防洪、航运、給水、灌溉等水利工程的綜合利用，才能使各种水利工程設計、施工运用建立在經濟可靠的基础上，符合党的多快好省地建設社会主义的总路綫。

水文資料的整編是水文計算的基础工作，因此，在进行这些工作时必須采取十分严肃和負責的态度。

在目前，大規模的、群众性的水利建設运动对水文資料关系的分析和整編提出了更高的要求，要求整編工作及时准确，能滿足国民經济各部門对水文資料的需要。大規模的小型水利工程中水文資料往往是很缺乏和不充分的，关于如何获得小河流缺乏实测記載的洪水年徑流量的方法，將在本書第六篇詳細闡述，但在这里應該指出对这些資料更应严格地分析，全面地考虑到各种因素。

对历史水文資料的分析和整編的工作更具有特殊意义。解放前国民党反动政府从来也不重視水文測驗工作，測站数目很少，資料質量很差，缺測伪造的現象特別严重，連年内战又使測驗工作經常停頓。解放后，展开了我国有史以来第一次真正大規模的水文資料整編工作，对历史水文資料进行了系統全面的整理分析，1957 年底絕大部分已經整編刊印完成。但在工程設計、施工和运用中应用这些資料时也需謹慎，应

进行某些分析和考证,以保证水文资料关系有足够的准确性。

为什么需要进行水文资料的整编呢?这是因为水文观测的对象和项目总是变化,影响水文资料关系的因素十分复杂,所观测到的数据随时间而变,每一个数值只能代表观测瞬时的情况。但是,我们在研究自然规律时更加重要的是:能够得到全面的、概括的、有内在联系的各項特征值。如在研究流量时,我们不仅要知道某一时的瞬时流量,并且要知道一日的、一月的和一年的平均流量和径流总量等,这就需要按照一定的格式和统计方法进行整理,所得初步成果还需经过全流域或全水系上、下游及干、支流各测站同項資料的合理性检查,直到各方面平衡协调为止。因此水文资料整编是一项按照统一的格式和规格对零星片断、庸杂的原始资料进行整理和分析的工作,只有经过资料整编才能得出系统的、有代表性的水文数据来,才能将实测资料转而合乎水文分析计算、水文预报、水文实验研究和水工设计等各方面应用的要求。

水利工作者应对资料整编这一水文工作的重要环节有概括的认识,以便能在一些资料不充分或在有必要时,能独立地进行水文资料的分析 and 整理。

在使用整编完成的资料时,也会因为明了水文资料的来龙去脉而对水文资料能有完全正确的理解。

必须指出,水文资料的整编工作,是一项细致复杂的工作,我们必须认真对待,尤其是做一些资料审查和合理性检查时,更应注意。当我们发现了不合理现象时,应该找根源,如果一时还找不出,宁可作为问题保留,待以后有了更多资料时再来研究解决,绝不能凭主观臆断,任意取舍或涂改,抹煞问题。

§ 5-2. 水文资料整编的组织 and 分工

水文资料整编工作是整个水文工作中的一个重要环节。我们在江河湖泊设立许多水文测站,搜集了有关水情和气象变化的观测资料,在

年終时需要按照規定的方法和格式进行整理、分析和統計,提煉成为有系統的資料以供各方面的迫切需要。

整編水文資料分为整編逐年水文資料和整編历史水文資料兩方面。

整編逐年水文資料分初步整編与綜合整編。初步整編由水文測站工作人員自行担任。測站在进行水文測驗和觀測后,应按照規定的格式填測驗报表,經過檢查和校核,在測算方法和数字統計上已沒有錯誤,則到年終或汛期后,即根据各项原始报表进行初步整編,各站的初步整編工作只是根据本站及原站的資料編成初步計算的圖表。初步整編完成后,由領導机关(水文分站、水文科等)进行綜合整編,綜合整編时要求結合上、下游及干、支流的資料进行合理性檢查,圖表規格也經統一审查,然后由省或各流域机关統一彙編刊印。

全部水文分析的整編項目,可以概括分为以下几大項:水位、流量、泥沙、降水、蒸發、冰情等。本書不便將各种項目的整編方法一一加以詳細闡述,而只能作一概略的介紹。

水文資料經過整編需要得到以下五种成果:考証資料、逐日成果、实测成果及記錄(汛期水文要素)、摘录及各种水文曲綫圖。

§ 5-3. 水位資料整編

水位記錄是本文資料中录基本的資料之一,它記錄了河道中水面高度,对堤防、涵閘等一切水工建筑物的高度、船舶吃水深等都極有意义。水位資料又是以后整編逐日流量以及輸沙率的基础,我們应特別审慎仔細。

水位整編大致按下列步驟:

1) 測站标准基面、水准基点和水尺的考証

測站水准基面分标准基面和假定基面兩種,标准基面是报在河口設立的固定基面(海平面),如長江流域用吳淞基面,辽河流域用大連基

面，海河流域用大沽基面等。假定基面則是由測站临时假定的一个固定高度的基面。在整編时应化为标准基面。

对引用水准点应考証其編号，高度和位置。

水尺应考証零点及固定情况，如有無沉陷、上拔、冲失等。

2) 初核原始資料，校核原始数字記載。

3) 繪制水位过程綫：包括計算逐日平均水位，繪制全年逐日平均水位过程綫和洪峰流量逐时过程綫。

計算逐日平均水位(圖 5-1)，等时距观测水位时，可將各項水位之总和除以观测次数得之(0 及 24 时水位，一定要加入平均，因为 0 时及 24 时水位都是跨日的水位，应各乘 $\frac{1}{2}$)。

例題 5-1 某日观测水位为 0, 6, 12, 18, 24 时五次水位为 $h_0, h_6, h_{12}, h_{18}, h_{24}$ ，則其日平均水位为：

$$h_m = \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} h_0 + h_6 + h_{12} + h_{18} + \frac{1}{2} h_{24} \right)$$

若测次时距不等，則应按每次水位在全日所佔数量計算。

根据逐日平均水位表繪制水位过程綫，然后应作上、下游前、后年的合理性檢查，如条件許可，还应繪制上、下游站水位关系曲綫加以对照。資料分析后認為質量較差而舍弃或缺測

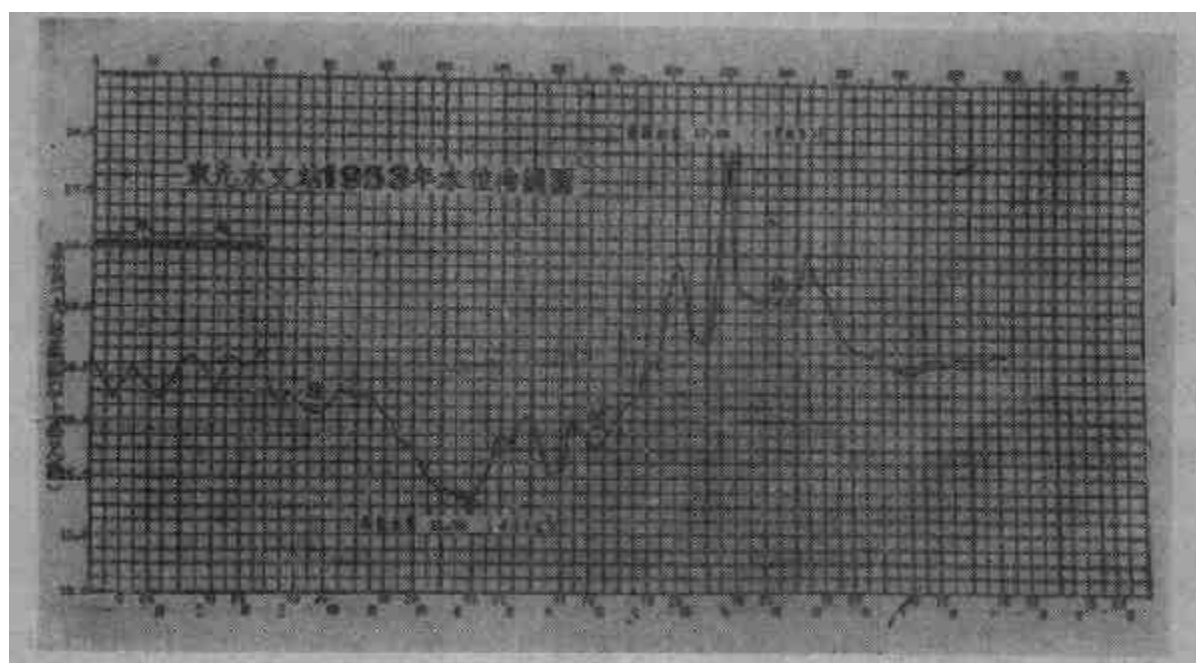


圖 5-1. 南运河东光水文站 1953 年水位过程綫。

水位时应该进行資料插补。

4) 制作水位頻率表,求中水位,繪制水位历时綫。

5) 审查水位整編成果。

§ 5-4. 流量資料整編

1. 流量資料整編概述

各种水工建筑物的設計都需要流量資料,如日平均流量、月、年平均流量及徑流量、中水流量、最大、最小流量等,通过水文計算作为設計的根据。

在作流域规划时,最基本的資料就是全流域水量分析和平衡(通常叫算水賬),只有确切的掌握全河的水量分布情况,才能經济合理地分配用水量,决定各項水利工程的綜合利用。而流量資料整編則是水文計算的基础工作。

由于影响流量的因素十分复杂,流量施測也較困难。造成誤差和錯誤的原因很多,因此在进行流量整編时必须細致,謹慎。

A. 流量整編的步驟大致分:

a) 了解測站形势与搜集有关資料,为分析測站特性及資料情况打下基础。首先应了解測站的地理形势,了解測站在全河中的位置,它的作用,上下游有那些相鄰測站,其区間变化如何,有無支流匯入,流量段是否順直,有無沙洲分流,下游有無石梁、急灘、陡弯,桥梁,閘壩……及临时工程的进行等,因为这些都显示着測站的特性。然后应了解断面情况,断面的形狀、性質及变动的情况,变动的原因及經過。注意測流断面与基本水尺断面是否一致。了解水位观测和流量測量情况等。

b) 校核原始資料編制实测流量成果表。

c) 点繪水位-流量,水位-面积,水位-流速关系点子,并批判突出点。

d) 分析水位-流量、水位-面积,水位-流速关系、分析測站是否受

冲淤回水漲落、水草結冰等影响，以决定繪制水位-流量关系曲綫的方法及改正方法。

e) 制作水位-流量关系表，推算日平均流量及洪水逐时流量，制作逐日平均流量表、洪水水文要素摘录表、頻率表、繪制流量过程綫，最后编写整編說明書，說明測站特性，对資料的測驗情况和精确度作出說明。

B. 推求日平均流量的方法有：

a) 直接用日平均水位按水位-流量关系曲綫或制成水位-流量关系表推讀即可。此法只适用于一日內水位变化不大的情况，例如枯水期、冰期以及汛期水位平稳的时期。在洪水时期，水位变化很大，洪峰陡漲陡落者則要先推出逐时的流量，然后再計算出日平均流量。水位如按等时距或全日 24 小时全部摘录，一般用算术平均法及加权計算法求日平均流量，水位如按轉折点摘录，一般多用圖解法及面积法推求日平均流量。現在分別說明如下。

b) 算术平均法 用等时距摘录水位推求流量时，相加求其算术平均值即为日平均流量。

c) 圖解法 先在方格紙上繪出逐时流量过程綫，然后用目估一日

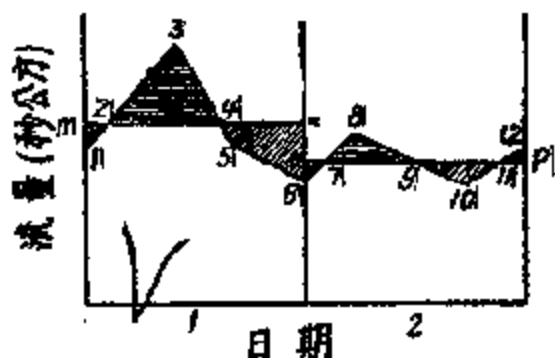


圖 5-2. 用圖解法求日平均流量。

平均值，按該值作一橫綫 mn ，使橫綫 mn 以上面积 2 3 4 等于 mn 綫以下的面积 $m 1 2$ 及 $4 5 6 n$ 之和，如不相等，則可將 mn 綫上下移动，直至相等为止。相等时的 mn 綫所指的流量即为日平均流量（圖 5-2）。

d) 加权計算法 推求逐时流量的水位，是按轉折点法摘录的，可以時間間隔为权数，用加权法求日平均流量。如圖 5-3 所示，即 Q_1 乘 $Q_1 Q_2$ 間时距， Q_5 乘 $Q_4 Q_5$ 間时距，其他 Q_2 乘 $Q_1 Q_3$ 間时距， Q_3 乘 $Q_2 Q_4$ 間时距依此类推，然后相加被 48 除，即为日平均流量

$$\text{日平均流量} = \frac{Q_1 a + Q_2(a+b) + Q_3(b+c) + Q_4(c+d) + Q_5 d}{48} \quad (5-1)$$

C) 对整编成果应进行合理性检查和审查,其目的是: 1) 肯定资料。2) 認識河性。3) 了解水文因素变化的各种原因。

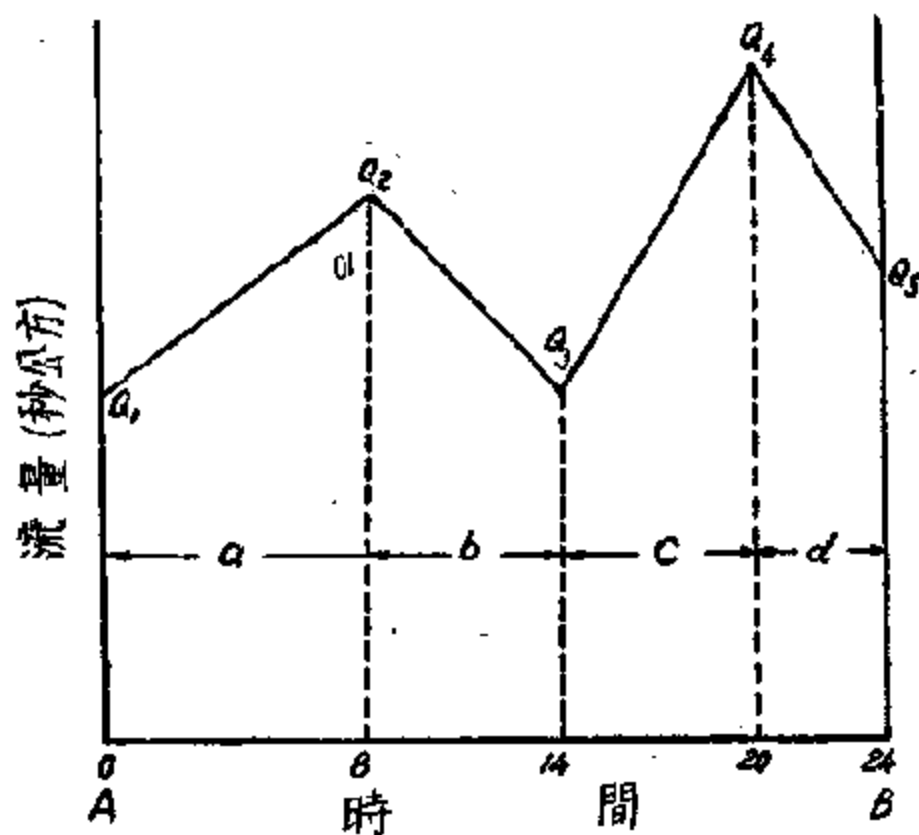


圖 5-3. 用加权計算法求日平均流量。

关于流量合理性检查的方法有下面三个:

- 1) 历年水位-流量关系曲线的比較;
- 2) 上、下游,干、支流及鄰站流量的比較;
- 3) 降水-徑流关系的檢查。

这三个方法一般綜合使用。

目前农業水利化的高潮中,由于修渠筑壩、引水、水土保持等,使水量起了很大变化,为了滿足使用資料部門的需要,不仅要知道断面流量,而且要組織一定的查勘力量对影响断面上水情变化的天然和人为

因素进行实地調查,找出根源。

通过合理性檢查、实地調查和集中审查,可以發現整編成果中存在的問題予以处理,使資料得到正确合理的使用。

由于水位流量关系在流量整編中特別重要而且十分細致复杂,我們將在下一节中專題討論。

2. 水位流量关系曲綫

A. 水位流量关系曲綫的繪制

a) 水位-面积、水位-流速、水位-流量关系曲綫:

由于流量的施測比較复杂費力,因此就难于不間断地进行,也就不易直接了解流量的連續性变化情形,必須經過整編推出各时段的流量才能滿足应用的需要。由于水位观测远較測流方便,因此推求流量一般是通过水位-流量关系曲綫来进行的,有了这个关系便可由逐日或逐时的水位推求逐日或逐时的流量了。

水位-面积关系曲綫的橫軸是測流断面的面积;水位-流速关系曲綫橫軸是測流断面的平均流速;水位-流量关系的曲綫橫軸是实测流量,它們的縱軸都是基本水尺断面的水位。水位-流量关系曲綫必須按实测流量成果表来“点繪”。

在普通方格紙上繪制水位-流量曲綫时,为了能把关系确定得更好一些,并便于分析起見,常在同一圖紙上繪出水位-面积关系曲綫及水位-流速关系曲綫,与同一水位相应的流量 Q 、面积 A 与流速 V 应当滿足 $Q=A \cdot V$ 的条件,差誤不得超过 2%,关于这三条曲綫在圖紙上的位置,规范規定按从左到右的秩序,分別为水位-流量,水位-面积及水位-流速,且各綫与橫坐标間之交角分別应为 45° 、 60° 及 90° ,比例尺应是 1、2、5、10、100 倍或 $\frac{1}{10}$ 、 $\frac{1}{100}$ 等(圖 5-4)。

在繪制这些曲綫时,常可以發現一些突出反常的点子,对这些突出点应加以分析,目的在于分清造成这些点子突出的原因,是天然情况或是測驗誤差或錯誤,以便作适当的处理。什么样的点子才算是突出点,

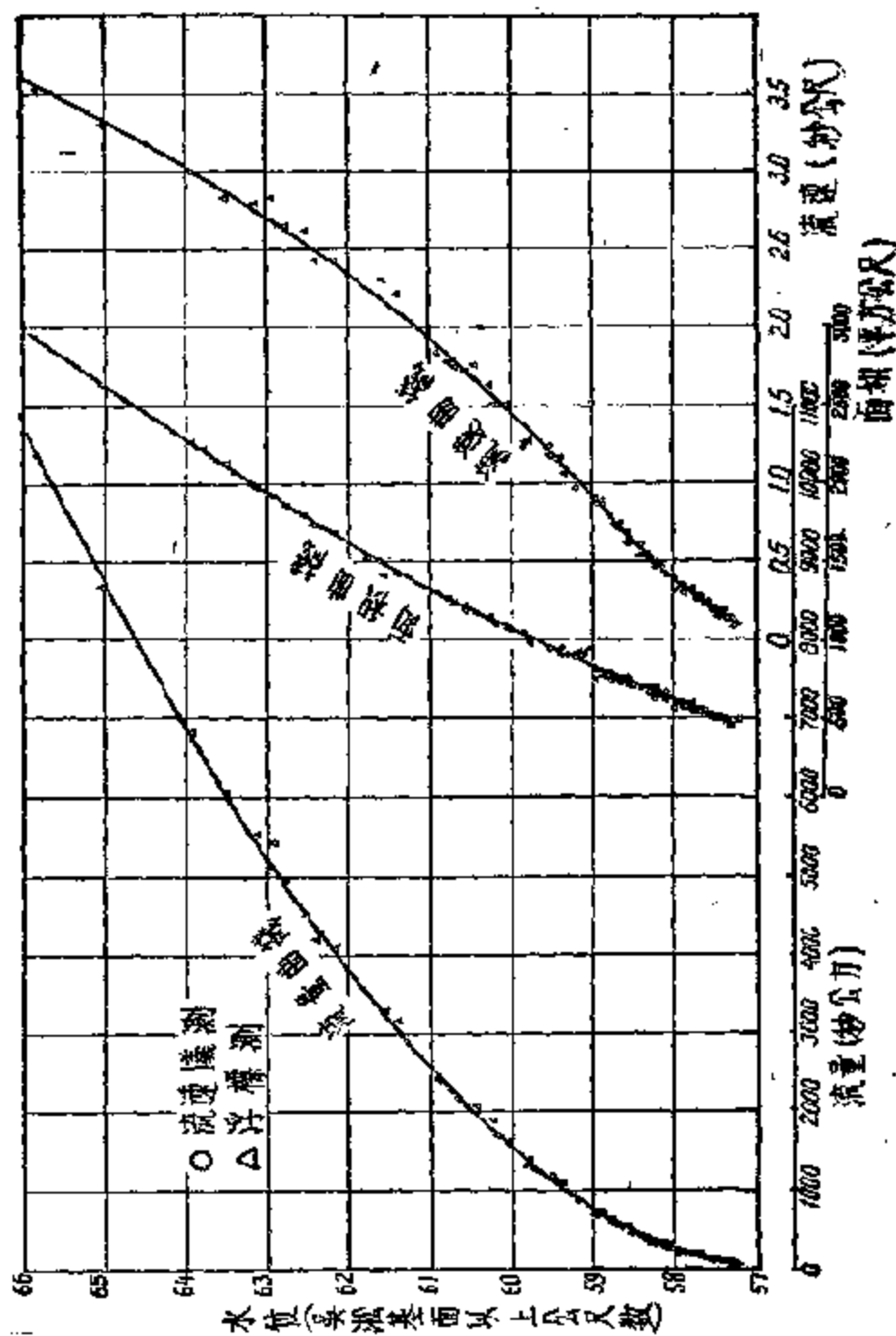


图 5-4. 确定水位流量关系曲线。

这并無绝对标准,一般說来,偏离正常情况,超过了允許的測驗誤差的点子,即为突出点,需要加以分析,流速仪测点誤差一般为3~5%,浮标法則誤差一般为5~10%,分析时,首先檢查測驗原始記錄,看是否測驗上的問題。在檢查中,常可以把突出点前后相鄰測次測得的垂綫平均流速分布曲綫加以相互比較,这往往是一个非常有效的方法。測驗方面的錯誤大約可分为以下三类:1)断面測量的錯誤;2)流速測量的錯誤;3)流量計算的錯誤。原因分析出来以后,有的是可以改正的,有的是不能改正的,此时如錯誤比較严重,即可將該点舍弃。

b) 各种水力特性对水位-流量关系的影响。

河道中某一断面的流量乃是在各种水力因素作用下形成的,往往不能得到穩定的水位流量关系曲綫,在点繪水位-流量、水位-流速、水位-面积关系点子以后應該根据关系圖进行分析。分析这些点子的变化情况,才能認識測站特性,掌握变化規律,定出正确的水位-流量关系曲綫。

1) 水位-流量关系的分类 水位-流量关系分类是做好流量整編工作的第一步,流量是面积和流速的乘积,在測驗时也是面积、流速分开測的。随着河道特性和測站特性的不同,水位-流量关系曲綫受各种因素的影响,归納起来不外乎:

i) 水位-流量关系良好——穩定的水位-流量关系曲綫,同水位下面积和流速不变或互相补偿。

ii) 水位-流量关系受各种因素的影响。

面积起变化如受冲淤、結冰、水草、沙灘等影响时,流速起变化如回水、洪水漲落、河槽儲蓄、閘壩、决口、大風等的影响时。

面积-流速均起变化——上述两种因素的混合影响。

iii) 水位-流量关系遭到破坏——極為严重的冲淤和回水,人工开渠筑壩截住水流。

这种分类方法使我們对推算逐日流量时,主要須考虑什么影响因

素有鮮明的概念。如冲淤变化剧烈的測站应对断面变化的情况詳加研究,而受回水影响較重的測站应很好注意比降变化等。

以下我們將各种水力因素影响下的水位流量关系逐項分析,并介紹若干整編方法。

2) 稳定水位-流量关系 河床稳定控制良好的測站,如測站下游有卡口、急灘、石梁、桥梁、堰壩等,或測站河段順直具有相当長度,河槽均匀,糙率一致时,其水位流量关系常能呈現稳定状态,有时河床虽有輕微冲淤,但因控制良好,水位-流速关系可与水位-面积关系互相补

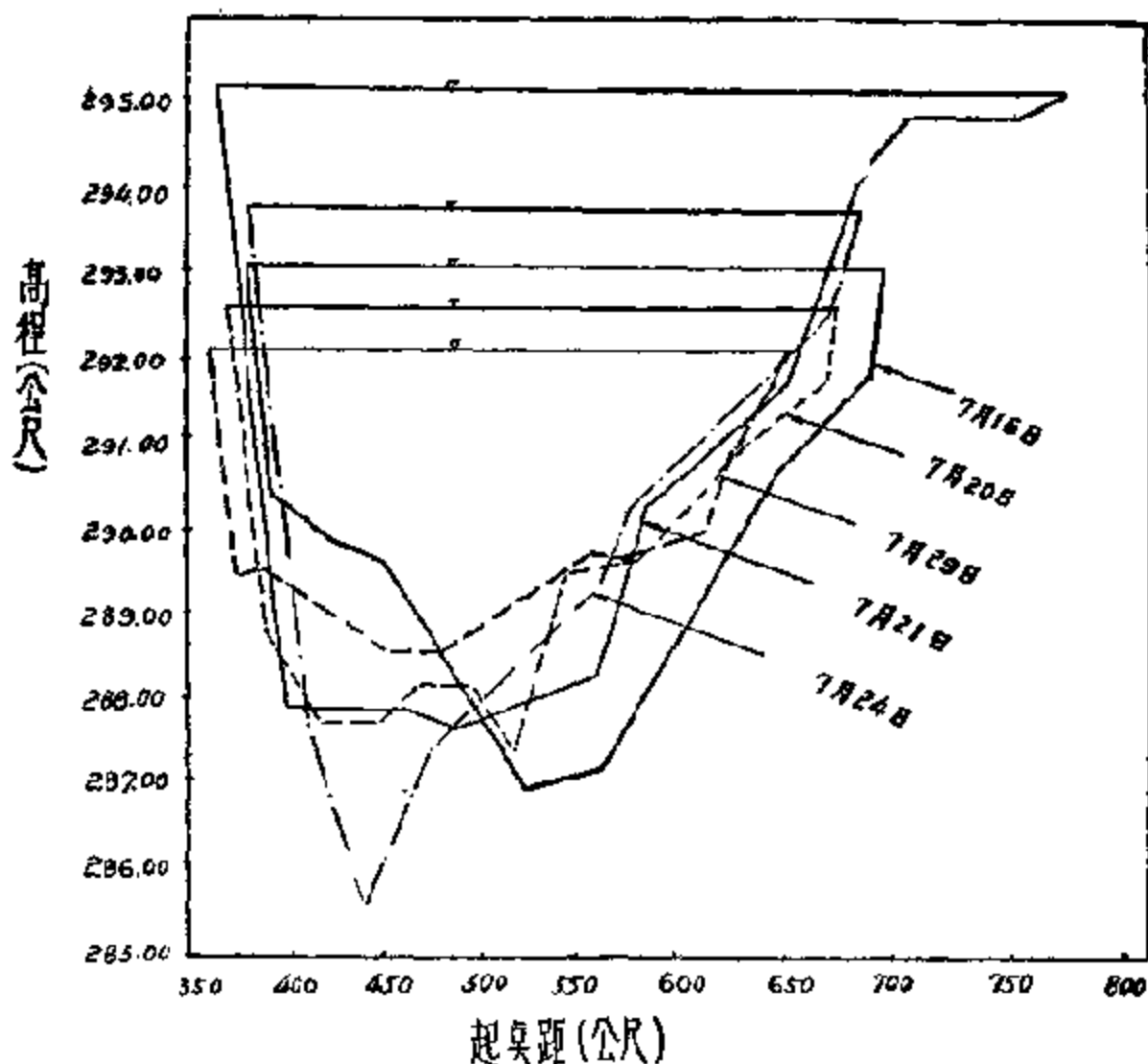


圖 5-5. 黄河陕州水文站1950年汛期的断面变化。

偿,水位流量关系还能保持稳定。

稳定水位 流量关系的水位流量关系点子密集,分布作一带状,其分布宽度流速仪施测是横坐标的 5—10%,浮标施测是 10—20%,并且点子的散乱是左右乱跳,这样测点分布可以认为是稳定的水位-流量关系点子,则可通过各流量测点狭长区域的中間,徒手繪一平滑的水位流量关系曲线(圖 5-4)。

3) 河床冲淤对水位流量关系的影响 河床冲淤时,同一水位在不同时刻可能有不同断面面积,河床变动时水位与流量不能維持稳定关系。

河床發生冲刷,一般是由于流速增大,將河床泥沙冲失。發生淤积是由于流速减小,上游帶來的泥沙在断面处沉积。有以下几种冲淤变化: i) 經常冲刷; ii) 經常淤积; iii) 定期性冲淤; iv) 冲淤不定。

黄河河床以善变著名,圖 5-5 示为陝州断面,冲淤可达二至三公尺。

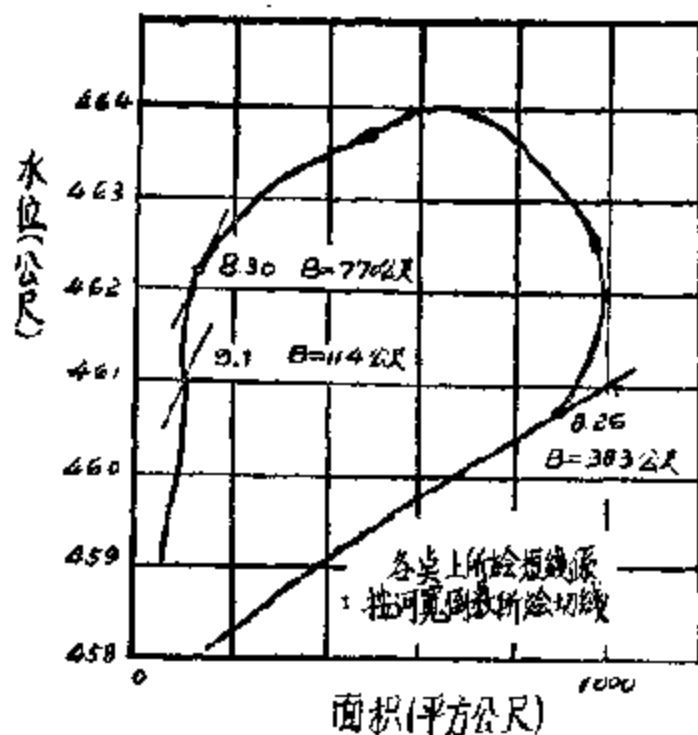


圖 5-6. 永定河梁头站1953年8月洪峰的冲淤情况。

圖 5-6 是永定河官厅水庫入庫站(梁头站)1953年冲淤情况,在庫水位抬高时,發生淤积,平均抬高 4 公尺多。

断面發生冲刷时,該处同水位-面积增大,流量亦随之增大,水位-流量关系点子向右边移动,断面淤积,則同水位-面积减小,水位-流量关系点子向左边移动。冲淤时水位-流量、水位-面积、水位-流速

关系点子分布成一带状,不过在帶子中間,又随時間次序可能分成几个独立的組,說明河底冲淤变化。

推求受冲淤影响时期的流量,有許多种方法。本書中將向讀者介紹其中两种:改正水位法和連时序法。

(1) 改正水位法:

在水位流量关系圖上繪一标准曲綫,量取各关系点子与标准曲綫的縱差,名之为水位改正数,并繪水位改正过程綫。圖 5-7 为陝州1950年汛期水位-流量关系曲綫。

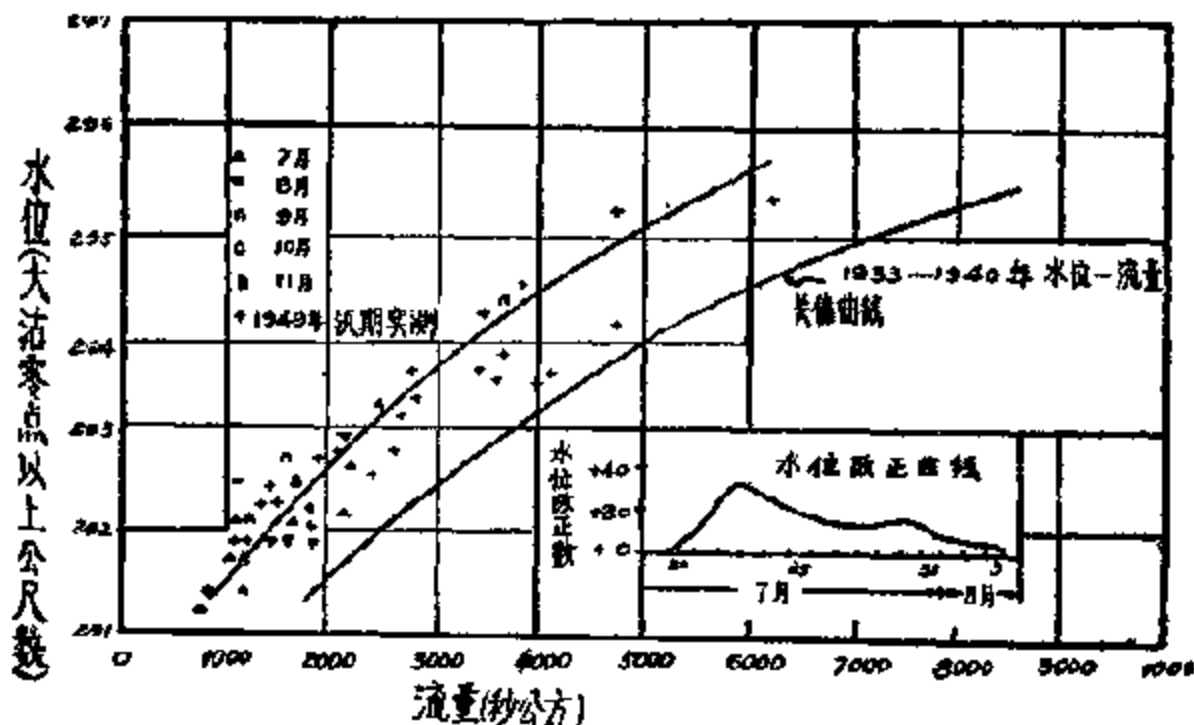


圖 5-7. 陝州水文站1950年汛期水位-流量关系曲綫。

水位改正过程綫与标准曲綫配合起来,可以表示水位-流量变化过程,可以用这一套圖来推求流量。

若令瞬时水位流量关系点的流量与同水位标准曲綫上流量之比为改正系数,則可以用改正系数过程綫与标准曲綫配合起来推求流量,称为改正系数法。

水位改正法适用于冲淤限于底部,且为連續的变化。

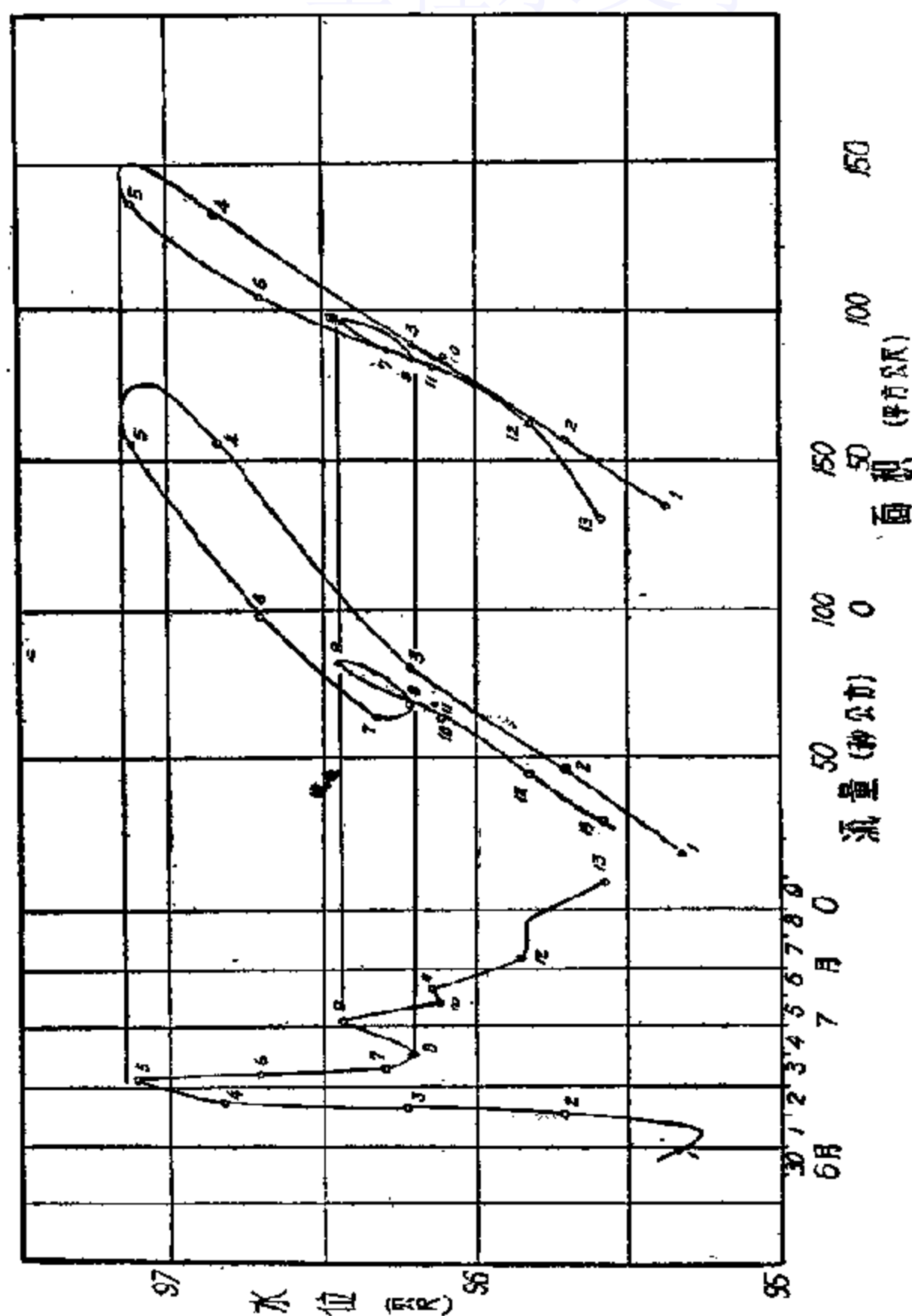


图 5-3. 用速时序法整理的孟家窝堡站 1955 年水位-流量关系曲线。

(2) 連时序法:

按照实测流量点子時間順序來連接水位-流量关系曲綫。連时序法定綫应參照水位过程綫的起伏变化(見圖 5-8)。

只要有足够的測次,就可以依測点的次序,从曲綫上推求各个时期的流量。

連时序法用于冲淤变化劇烈的河道,測点分布散乱,用其他方法定水位流量关系曲綫有困难时。

此法要求測次較多,能基本控制水位流量变化的轉折点。

4) 变动回水对水位流量关系曲綫的影响 受回水影响的断面,由于比降变化的緣故,同水位流量發生变化。回水愈严重,比降愈平緩,同水位的流量就愈小。这可以由曼宁公式來說明:

$$Q = \frac{1}{n} A I^{\frac{1}{2}} R^{\frac{2}{3}}$$

通常产生回水影响有下列几种原因:(i) 支流測站受干流漲水的頂托;(ii) 干流測站受下游支流漲水的頂托;(iii) 下游渠道閘門的关闭;(iv) 攔河高壩蓄水后閘門关闭;(v) 下游壅冰、水草叢生、海潮頂托等。至于下游固定阻水建筑物(桥墩、滾水壩等)發生回水影响是固定的,为良好測站控制,其水位-流量关系是稳定的。

推求受变动回水影响时期的流量方法也有許多种,这里只介紹等落差法。

本法的基本假定是:(i) 断面稳定;(ii) 落差与水尺断面处的比降有固定的关系。

即在落差为定数时,水位-流量关系是稳定的,这样就可以利用落差作为參变数,繪出各种落差下的水位-流量关系曲綫,利用这个曲綫族推求流量(圖 5-9)。

工作方法是:

(i) 点繪水位-流量关系点子,將各点相应落差写在点子旁边。

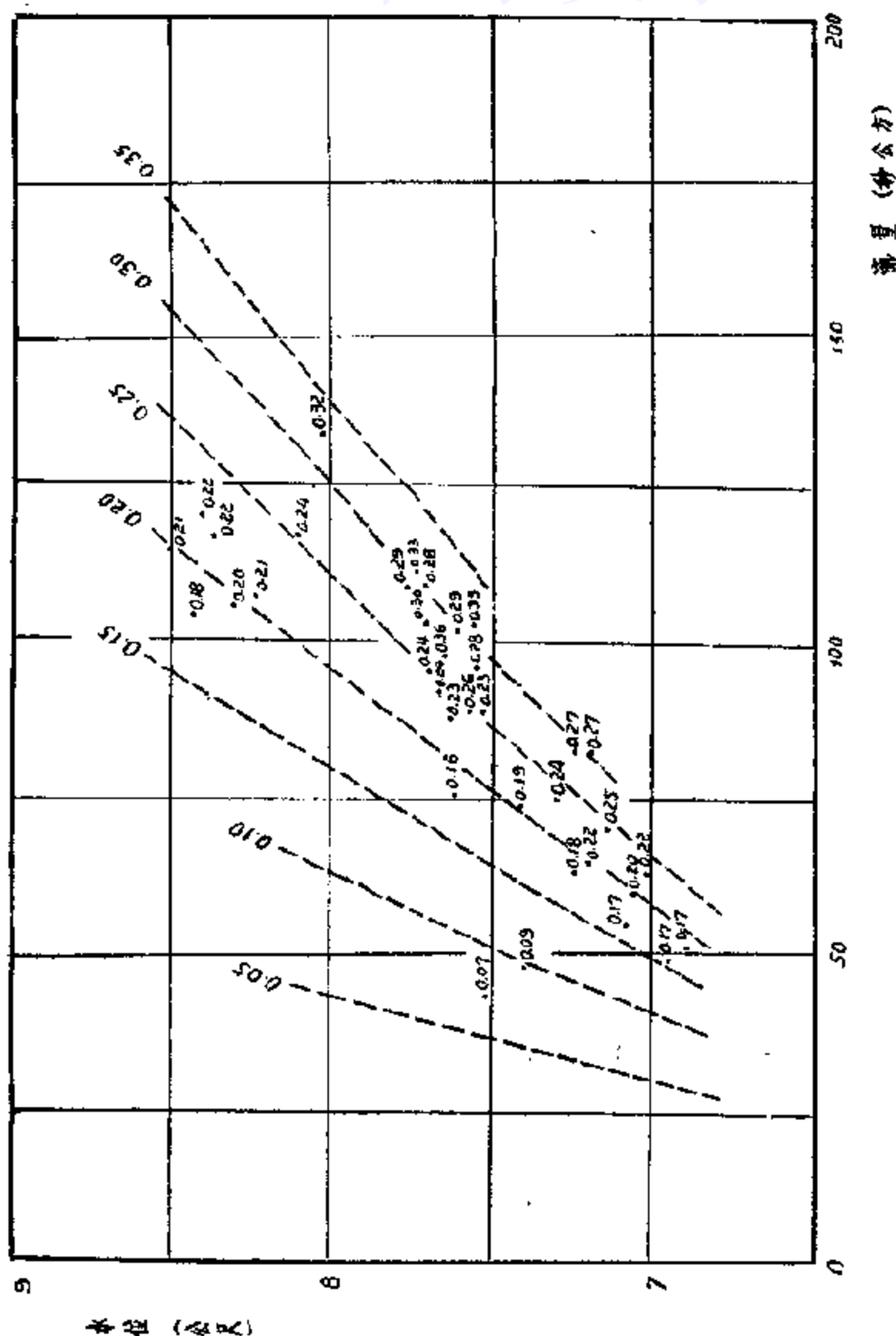


图 5-9 用等落差法整幅的宝应站 1958 年的水位-流量关系曲线。

(ii) 用画等高线的方法把各整数的等落差线画出来。

(iii) 调整等落差线。

根据两相邻曲线间水位之比, 大致是一个常数或变化很缓慢。一定水位下

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{\frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} I_1^{\frac{1}{2}}}{\frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} I_2^{\frac{1}{2}}} = \frac{I_1^{\frac{1}{2}}}{I_2^{\frac{1}{2}}}, \quad \text{当 } \frac{I_1}{I_2} \text{ 为常数时, } \frac{Q_1}{Q_2} \text{ 亦为常数。}$$

推求流量时以水位在相应落差的曲线直接推读落差, 不足整数时, 可在各整数曲线间内插。

等落差法, 适用于测点较多, 且各级落差下都有足够的测点可以定出各该落差级的水位流量关系。

5) 洪水涨落对水位流量关系曲线的影响 洪水波在河道中下传时, (即涨水时,) 由于上游先涨, 下游后涨, 故河段中比降, 较同一水位稳定时为陡; 而在落水时上游先落, 下游后落, 故同水位的比降较稳定时为小。由于水涨时比降较大, 流速较大, 故流量较大, 而落水时比降

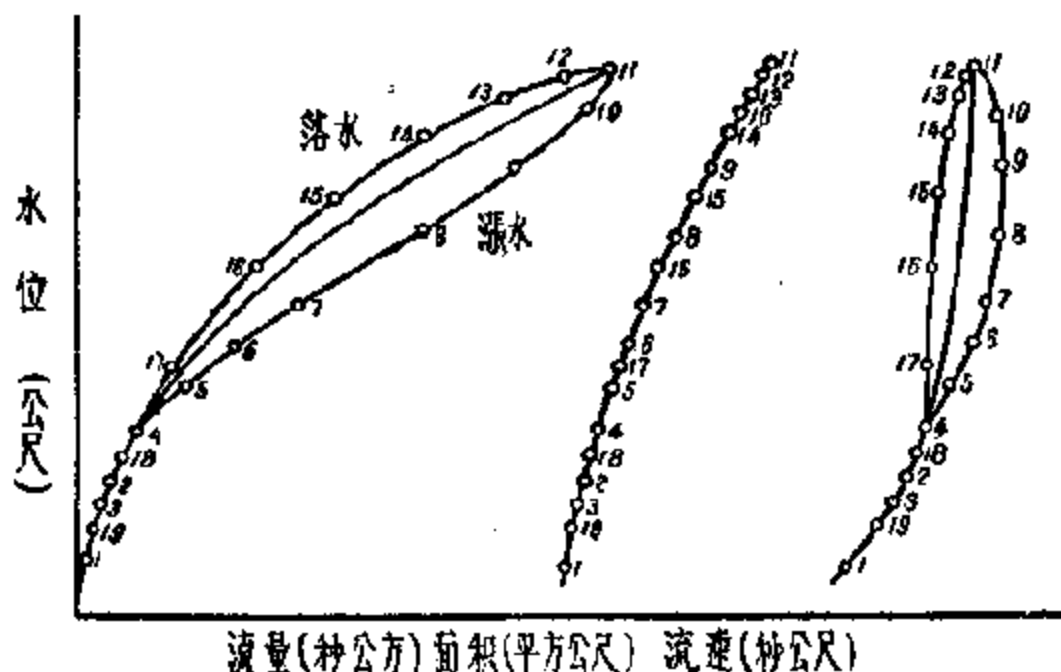


图 5-10 洪水涨落时的水位-流量关系曲线。

减小、流速减小，流量亦减小。水位-流量和水位-流速关系点子的分布是涨水时点子位于右侧，落水时位于左侧，洪水峰顶时位于中间，而低水部分点子皆集于狭小的带子内（图 5-10）。

推求受洪水涨落影响时期的流量，常常采用绳套法。

在一次洪水涨落中，如果依实测时间次序连接各点，便会成为绳套形的曲线（图 5-11）。

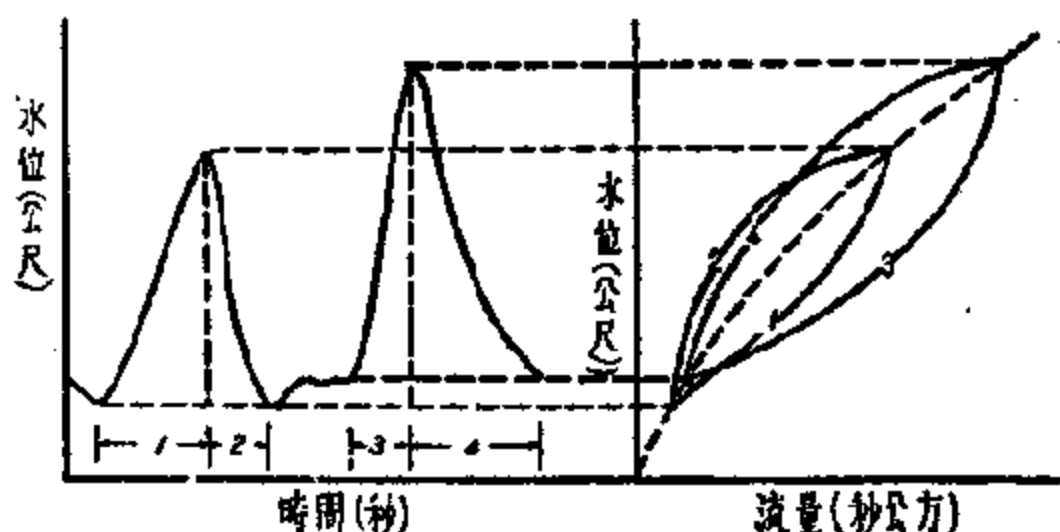


图 5-11 绳套曲线

可以依测点的次序，从曲线上推求出各个时期的流量。

6) 结冰水草等对水位-流量关系曲线的影响 我国北方河流冬季皆有结冰现象，冰期是一年流量最小时期。水力发电、给水工程等最小流量，均由此确定。因此，冰期流量的正确推求，对经济用水具有重大意义。

冰期水位-流量、水位-流速关系点子偏于夏秋实测点左侧，冰期过水面积要比畅流期小，结冰对水力因素的影响是较复杂的，水浸冰厚与冰花侵占了一部分过水面积，冰冻增大了水流阻力。封冻期，河中水形成管流，上下二面均有固体边界，与同样面积畅流期相比湿周增加近乎一倍（图 5-12）。

只是随着水流的不断摩擦,更重要的是由于冰层的不断加厚,冰底

趋向光滑,长时期以后,可以达到一个很大的光滑程度。

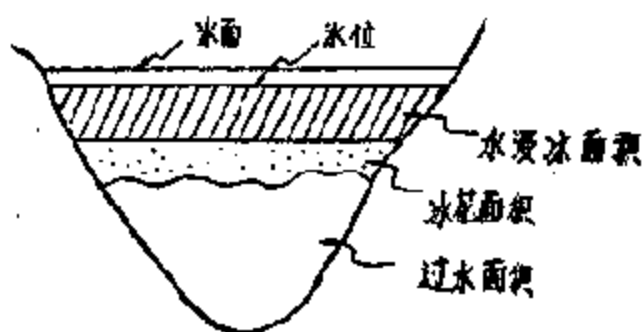


圖 5-12 冰期水道橫断面圖。

在比降均匀,上、下游結冰情况相似的河段里,冰对比降的影响是不显著的,但在上、下游結冰情况不一致时,冰对水面比降可以有很显著的影响。

譬如下游已封冻,而测流断面

因某种原因未封冻,则水面比降小,情况相反时则比降加大,在冰凌堵塞发生冰壅,或冰花壅挤发生冰塞时,上游水位急剧升高而比降剧烈减小。

用曼宁公式说明:

$$Q = \frac{1}{n} A I^{\frac{1}{3}} R^{\frac{2}{3}},$$

显然冰期流量较畅流期为小。

在平原地区,气候温暖流速低缓的河道里,河中常有水草生长,使水流过水断面面积减小,河床糙率加大,因而同水位时流量较畅流期为小。水位-流速和水位-流量关系点子偏于畅流期实测点左侧。

7) 对水位-流量关系的混合影响 如水位-流量关系受冲淤。变动回水、洪水涨落、水草等二个以上因素的混合影响时,首先应判明这些因素的类别,影响的时期及程度,然后根据各时期内各种影响的主次采用上述有关方法推求流量。

在流量测验准确,测次较多,通过测点能获得完整的水位-流量关系曲线时,可以采用连时序法。

(C) 水位-流量关系曲线的延长。

(1) 水位-流量关系曲线的高水延长 河流中,低水位的持续时间较长,且流量施测较易,所以在水位-流量关系曲线上这一部分的点子

非常多;高水位时,由于历时短,施测比较困难,所以测点较少或者没有测到。当高水部分无实测流量时,要推求流量就需要将水位-流量关系曲线向上延长。高水延长影响到当年最大流量数值,甚至会影响规划设计时洪峰流量频率的计算,而这些数值在工程设计中是很重要的。

按测站规范规定:在没有河滩时,通常延长部分不应超过当年实测流量所占水位变幅的 30%;有河滩时,只在河滩水位变幅的 50% 以上有实测流量时才可以延长。特殊情况需超出以上规定时,应请示上级处理。一般采用的延长方法有以下几种:

(i) 由水位-流量关系曲线直接延长 在单式河床或复式河床及在滩地部分水位变幅的 70~80% 以上有实测流量时,可将水位-流量关系曲线直接延长。但延长部分不应超过实测流量部分所占水位变幅的 20%。直接延长时,应先审核有实测点部分的关系曲线的趋势,略定出延长方向,然后用曲线板平滑的延长到最高水位。

(ii) 根据水位面积、水位-流速关系曲线延长 在河床比较稳定,河槽形状没有特殊变化的测站,水位-流速,水位-面积关系点子带集中,因此水位-流速曲线的趋向比较明显,可以根据水位-面积、水位-流速曲线来延长水位-流量关系曲线。根据实测大断面,求得所需延长部分的水位-面积曲线,然后顺趋势延长实测的水位-流速曲线。高水位时,水位-流速关系曲线通常趋近于直线,且与水位轴接近平行。然后根据延长部分的流速和面积的乘积,延长水位-流量关系曲线(图 5-13)。

如果流量在两个以上的断面施测,则水位-面积、水位-流速关系曲线,应根据各断面的资料来分别延长。根据各断面资料延长所得的各条水位-流量关系曲线,应相互重合。

(iii) 用水力学公式计算延长 在高水位时有糙率资料(例如根据历年高水位的资料)或可由较低水位的实测流量算得的糙率用于高水位下,且在发生最高水位或接近最高水位有比降观测资料时,可用水

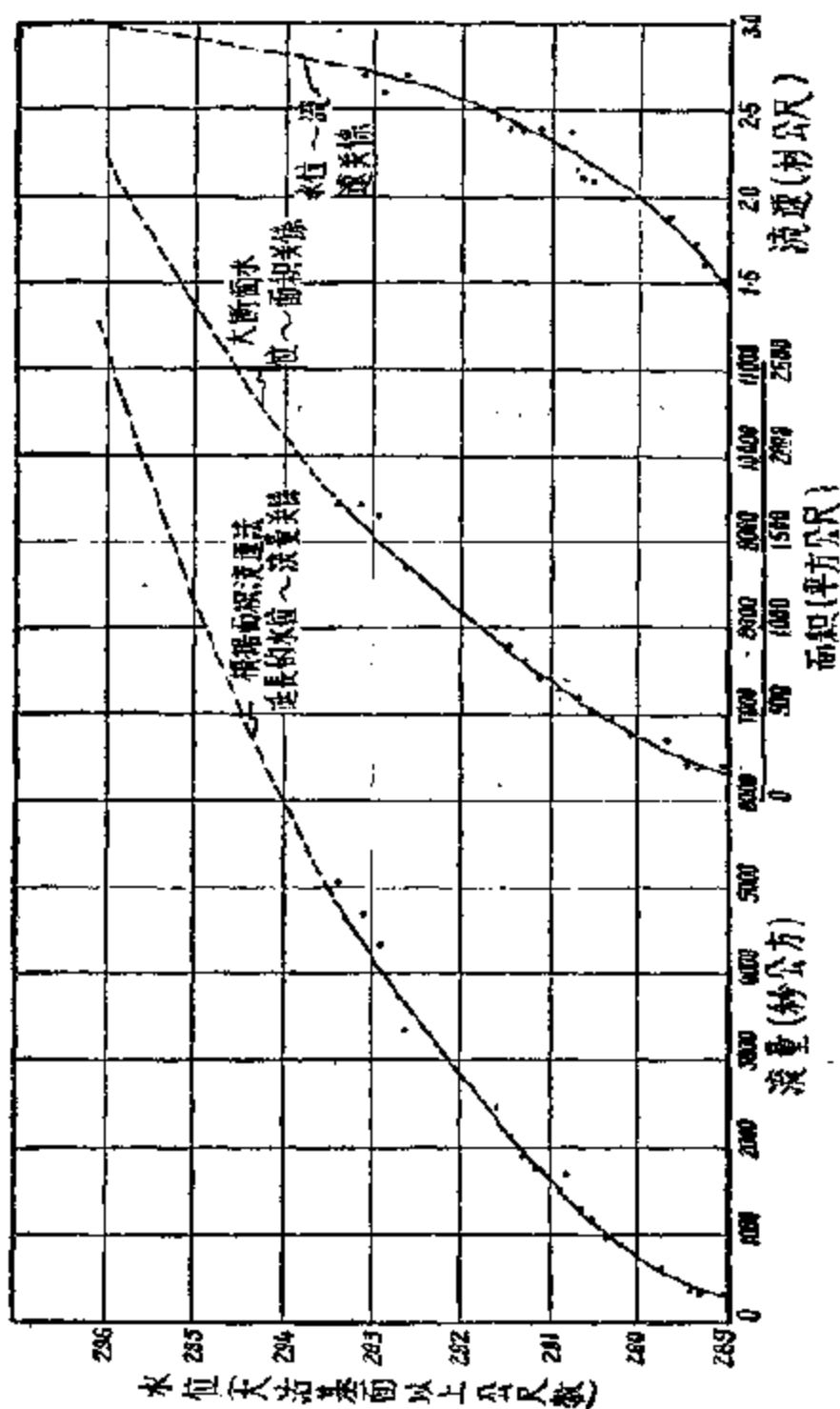


图 6-13. 用水位-面积、水位-流速关系曲线法延长。

力学公式計算比降中斷面上高水位部分的流速，而由其大斷面圖計算高水部分的面积；以二者相乘所得的流量，來延長水位-流量关系曲綫。

計算流速的公式可採用巴甫洛夫斯基公式或曼宁公式。

巴甫洛夫斯基公式如下：

$$V = C \sqrt{RI};$$

$$C = \frac{1}{n} R^y;$$

式中 $y = 2.5 \sqrt{n} - 0.13 - 0.75 \sqrt{R} (\sqrt{n} - 0.10)$;

R ——水力半徑，通常用平均水深代替，以公尺計；

I ——水面比降；

n ——河床糙率。

当 $0.1 \leq R \leq 3.0$ 及 $0.011 < n < 0.040$ 时，巴甫洛夫斯基公式最为适用。当 $y = \frac{1}{6}$ 时，該公式即为曼宁公式。

(iv) 史梯文斯法延長 在水深較大，水面較寬，河段順直、沒有漫灘、比降糙率变化不大的河道中可用此法來延長。

流量公式： $Q = CA \sqrt{RI}$ ，可改寫为 $Q = C \sqrt{I} \times A \sqrt{R}$ ，現在來研究 $C \sqrt{I}$ 这一項。在高水时 I 是比較稳定的， C 与糙率和平均水深有关。

曼宁公式： $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$;

巴贊公式： $C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$,

式中 γ ——糙率，按巴贊标准选用。

若糙率是常数，則 $C-R$ 关系如圖 5-14 所示。

在高水时 C 值接近于常数，可以認為 $C \sqrt{I}$ 值是一个常数，即

$$C \sqrt{I} = K.$$

則 $Q = K \cdot A \sqrt{R}$.

当水面很寬时可認為 $R = h$. 上式又可寫为:

$$Q = K \cdot A \sqrt{h}.$$

由于 K 是常数, 在高水部分 Q 与 $A \sqrt{h}$ 成直綫关系。因此, 高水部

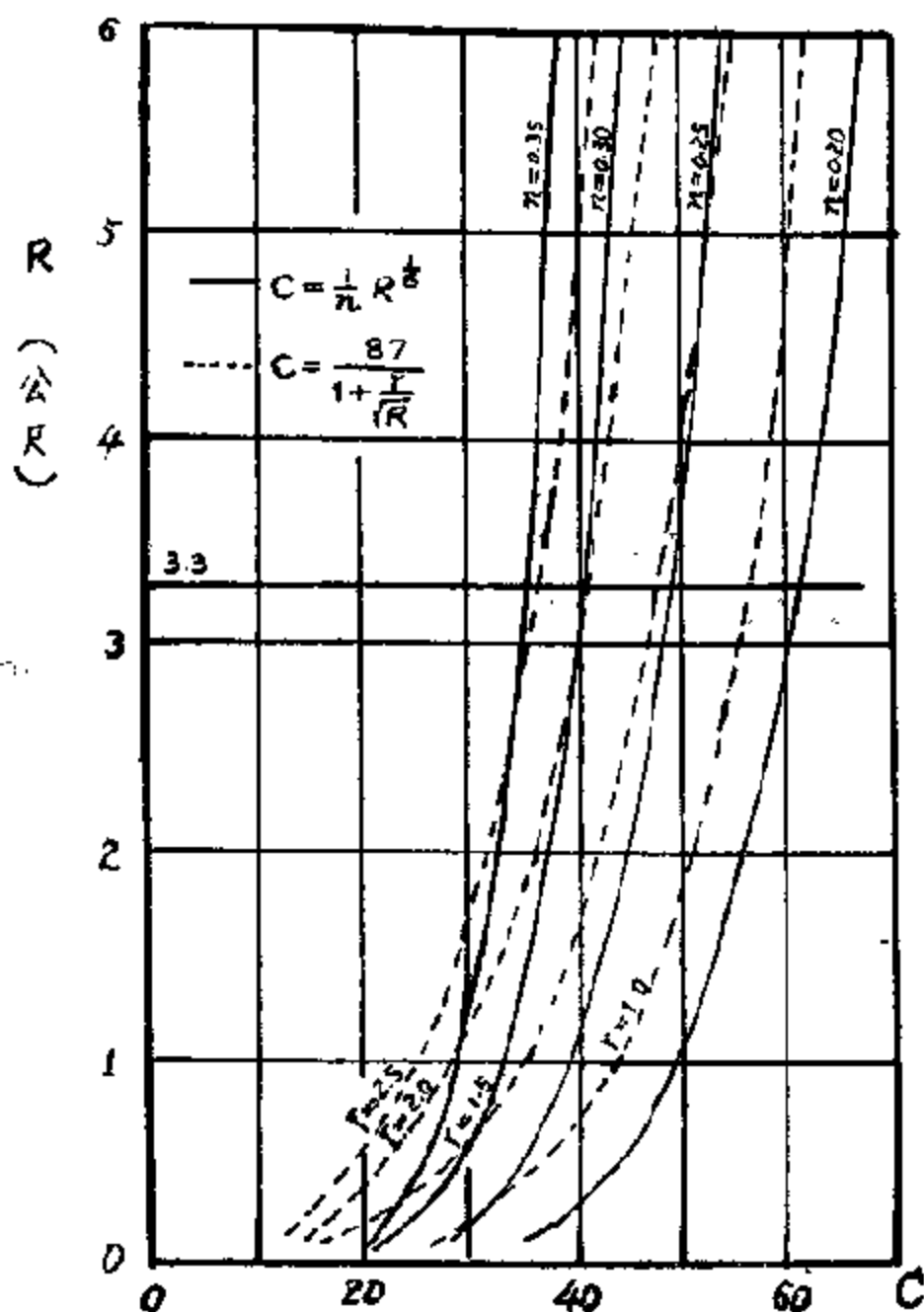


圖 5-14. $Q-R$ 关系曲綫。

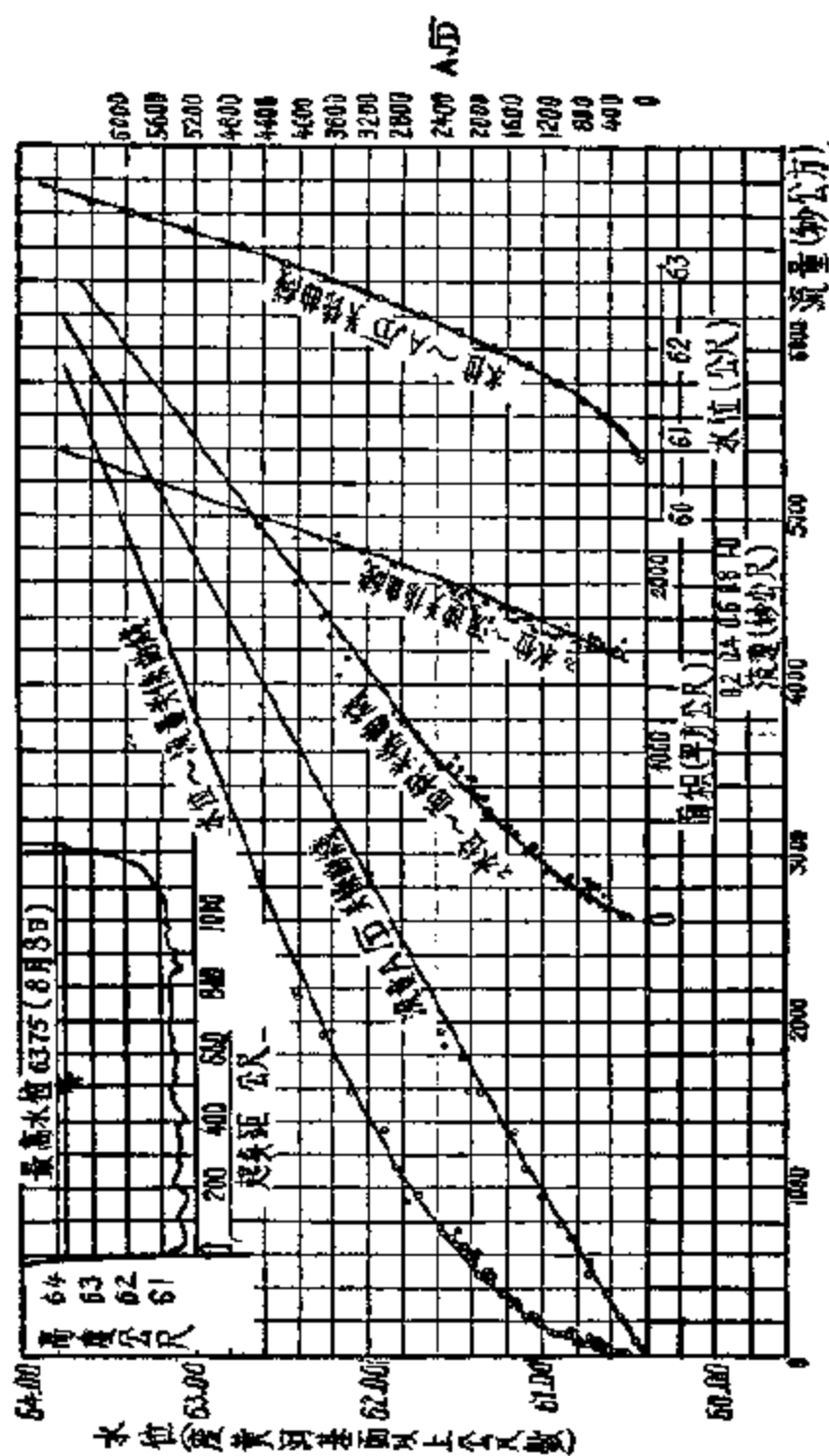


图 5-15. 用史梯文斯法逐高水位-流量关系曲线。

分曲綫可根据这一关系延長。

应用此法时,首先应根据大断面圖及实测的水位-流量关系曲綫計算 $Q-A\sqrt{h}$ 关系表,据此表点繪 $H-A\sqrt{h}$, $Q-A\sqrt{h}$ 关系曲綫。

高水部分 $Q-A\sqrt{h}$ 成直綫关系,故可順实测部分的 $Q-A\sqrt{h}$ 关系曲綫趋势直接延長。然后以不同高水位 H , 在 $H-A\sqrt{h}$ 曲綫上求出 $A\sqrt{h}$ 值,再以所得 $A\sqrt{h}$ 值在 $Q-A\sqrt{h}$ 关系曲綫上,求得相应流量 Q ,以所得的各高水位-流量值点繪在原水位流量关系曲綫上,連成平滑曲綫,即得高水部分的水位-流量关系曲綫(圖 5-15)。

(v) 借用上下游站流量輔助延長 在断面变化較劇烈及缺乏实测

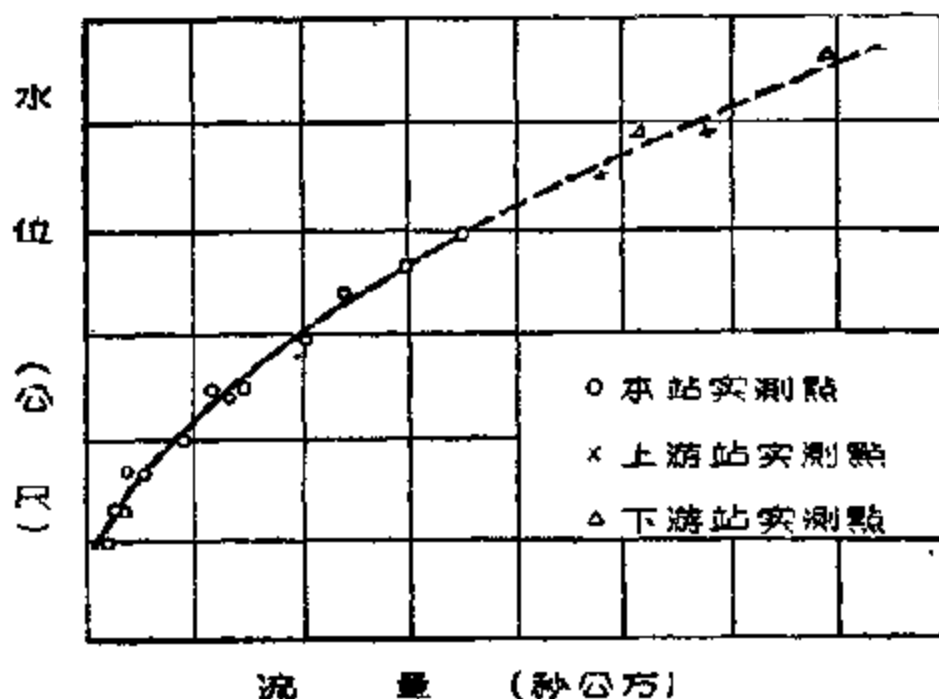


圖 5-16. 借用上下游站实测流量点延長水位-流量关系曲綫。

大断面資料的測站,在延長高水部分的水位-流量关系曲綫时,可借用同年上下游測站的高水实测流量点,借用时可將借用站的实测流量,按洪峰傳播時間与本站的相应水位点繪在水位流量关系圖上(圖 5-16)。

在本站与上下游相鄰測站之間有支流加入或有較大降雨徑流产生时,不宜应用此法。

(vi) 根据洪水痕迹估算最大流量輔助延長 如上下游無測站可資借点,而本身断面变化剧烈,又無前后年資料可以借点时,可根据当年調查洪水痕迹估算出最大洪水流量,以該点作为延長高水水位-流量关系曲綫的参考点使順延曲綫不致出入太大。

(2) 水位-流量关系曲綫的低水延長

低水延長比高水延長更不易准确,稍一不慎,所推流量誤差甚大(所占百分比甚大);且低水期所占時間較長,故低水延長更應該謹慎从事,延長范围不宜过大。规范規定,低水延長不得超过当年实测流量所占水位变幅 10%,如超过限度时,須請示上級机关处理。

(1) 由水位-流量关系曲綫直接延長 在延長部分不大于当年实测流量所占水位变幅的 5% 时,可用直接延長的方法,平滑地向下延長至最低水位。

直接延長之前須先审查有实测点部分关系曲綫趨勢,略定出方向后再用曲綫板延長。

(ii) 以断流水位控制延長 本法是先求出断流水位(此水位及其以下的流量均为“零”),并以之为控制,作低水延長。此法是最常用的。适合于多数情况的方法。本法的關鍵在于正确地求得断流水位。断流水位的推求有以下几种方法:

(一) 由測站从断面圖推求,根据測站下游的河底高度来决定本站的断流水位。測站下游河底有石梁或凸起时,就根据石梁或凸起的高度来决定本站断流水位。如測站下游在很長距离內河底都較平坦,則断流水位常与河底最低点高度相等。这样求出的断流水位是比較可靠的(圖5-17)。

較小的山溪性河流,当比降很大且沒有断面圖时,断流水位可約略地采用基本水尺断面中河底最低点的高度。

(二) 沒有縱断面圖及調查資料时,可用計算法求断流水位。此时假定低水部分的水位流量曲綫圖适合于方程式:

$$Q = K(H - Z)^n,$$

式中: K 、 n 为常数, H 为水位, Z 为断流水位, 此时如在水位流量曲线的低水弯曲部分, 依顺序取 a 、 b 、 c 三点, 使三点的流量 Q_a 、 Q_b 、 Q_c 成 $Q_b = \sqrt{Q_a Q_c}$ 的关系, 读出各点的水位 H_a 、 H_b 、 H_c 。则断流水位为:

$$Z = \frac{H_a H_c - H_b^2}{H_a + H_c - 2H_b},$$

此断流水位 Z 亦可由图解法求出。但需注意, 使用此法时, 只有在断面

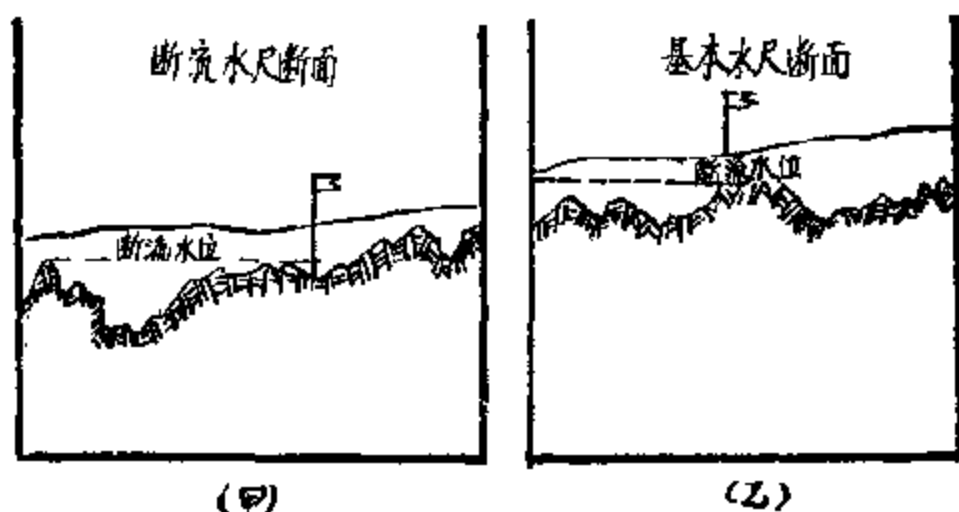


图 5-17. 断面水位图。

形状齐整, 且在延长水位的范围内没有突然转折的情况才是正确的。

求得断流水位后, 即可以作为控制点, 将水位-流量关系曲线向下延长至最低水位。

(二) 借用上下游站的流量辅助延长法。在断流有冲淤影响, 断流水位不易求得, 且有流量关系良好的上下游测站时, 用本法所得结果常较准确。其步骤如下: 先在两站皆有实测流量期间先取相应低水流量, 可以选相应的谷点流量, 也可以选一段水位平稳期间的平均流量。根据选出的流量绘关系图, 并定出流量关系曲线。其次, 在本站为实测流量期间选取几个水位平稳的时段, 求其平均水位。并求出邻站相应各时段的平均流量。用前面求得的流量曲线推求本站流量。以各段水

位及推算流量点在水位流量关系圖上,作低水延長的控制。

§ 5-5. 泥沙資料整編

泥沙資料对于河流的利用和治理都有重大关系。泥沙淤积,河底淤高,对防洪及航运灌溉上都有很大不利。在多沙河流上修建水庫,泥沙淤积也是一个严重問題。而且我国北方河流多为多沙河流,所以泥沙整編資料总是很有意义的。

1. 泥沙資料整編的步驟

(1) 准备工作 了解原始記載、測驗方法、計算方法是否經過审核等等,并搜集有关測站特性及已整編刊布的資料圖表等。

(2) 編制含沙量实测成果表。

(3) 研究分析資料 分析測驗所得資料的仪表性及准确度,分析流量与含沙量間关系及上下游測站含沙量的关系,并研究沙量沿河長变化的大致情况和規律,以进行插补缺測的含沙量,并在分析研究中綜合若干概念,以便作为进行沙量合理性檢查的依据。

(4) 插补缺測含沙量。

(5) 求日平均含沙量。

(6) 含沙量合理性檢查 应用分析研究的結果,并由日平均流量过程綫与日平均含沙量过程綫間的关系,及上下游站日平均含沙量过程綫間的关系进行对照比較,檢查日平均含沙量有無矛盾,以便确定日平均含沙量数值和进行輸沙率計算。

(7) 編制逐日平均含沙量表和輸沙率表 繪制含沙量与日平均輸沙率过程綫并进行整編成果审查。

以下將介紹泥沙資料分析研究,插补和求日平均含沙量的方法。

2. 泥沙資料的分析研究

分析研究的目的是在認識河流泥沙的运行情况,正确插补缺測日期的沙量,并能对沙量測驗成果的合理性,有較正确的判断。

A. 含沙量断面分布分析

(a) 含沙量的垂线分布:一般是由水面向下渐大,接近河底处最大。

(b) 含沙量断面横分布:水流在单式断面的河槽或在深槽中流动时,含沙量断面横分布常较均匀,亦即主流的含沙量与河边的含沙量相差不大。

主流在正槽中变动较大的河流,此项讨论便无一定意义。

(c) 不同测具的影响:测具不同,也影响着测验成果的准确度。

B. 影响含沙量的几个因素

河流中挟带泥沙的多寡,不只是水流在河槽中冲淤所致,主要还决定于地面径流在流域表面上所进行的侵蚀作用,因而流域表面的坡度、地质、土壤结构、种植情况、季节性气候变化、降雨强度等等都是影响河流含沙量的因素。这些因素交互影响,情况复杂。

(a) 洪水来源地区不同的影响 从地表土壤结构松散而又裸露(无植物复盖)、坡度陡峭地区来的洪水,有着较大的含沙量。

(b) 季节性气候变化不同的影响 一年中季节的变化,对河流含沙量也有影响。汛期前,由于降雨少,地面土壤干燥,粘着力减小,就较易冲刷,因此在夏汛起初几次暴雨所产生的洪水,挟带泥沙量常较大,以后随着地面浮土的冲净,可带的泥沙就减少。

在流域面积较大河道上,由于暴雨中心的变动,洪水来源不同,也可以使水流中所含沙量有差别。

(c) 降雨强度不同的影响 倾盆大雨对地表的冲刷,自然较毛毛雨对地表的冲刷来得强烈。降雨强度的大小,有时可以从洪峰涨落的急缓上看起来,猛涨猛落的洪峰,含沙量常较大,缓涨缓落者常较小。

(d) 泥沙在不同河段的影响 河道下游平缓,流速减小,引起泥沙沉淀,因而上游的断面平均含沙量要比下游的大(但水流携带泥沙总量,由引流量的增加而逐渐增加)。

C. 流量-含沙量关系 河流的流量与含沙量,有时存在着一定的

关系,如果將含沙量与其相应的流量关系点子繪在圖上,有时可連成繩套形,有时則連成一条或多条关系曲綫,利用这些关系,我們可以用逐日流量来推求缺測日期的含沙量,以及分析沙量資料的合理性。

D. 上下游含沙量过程綫的相似性 如上下游站間坡度、河寬、河段形势、河床組成等条件相差不大时,上下游站含沙量过程綫便相似。

3. 插补缺測含沙量

缺測日的沙量資料,整編时均应插补,插补前应了解資料缺測情况和缺測時間長短。在汛期应考虑雨率、洪水来源、河道情况、溜势摆动等問題,然后确定采用适当的方法来插补。

A. 直綫插补法 將缺測含沙量时段兩端的实测含沙量以直綫相連,按比例內插各缺測日期的含沙量。此法用于非汛期短期插补。

B. 流量含沙量过程綫对照插补法 根据含沙量缺測时段的流量过程綫的起伏变化,把缺測的含沙量适当地插补出来。此法只适用于非汛期与沙量起伏变化不大时。因为含沙量过程綫是徒手描出,汛期流量起伏变化大,描繪困难,易出錯。

C. 流量-含沙量关系曲綫插补法 在方格紙或对数紙上繪相应時間的流量-含沙量关系点子,然后依实测点时序連綫,再以日平均流量在所定的关系曲綫上內插出相应的含沙量。因为只实测点时序連綫,所以对实测点中的突出点应进行分析批判,并要求这些实测点能控制整个沙峰的漲落变化。

D. 上下游含沙量过程綫对照插补法 点繪上下游站逐时含沙量过程綫,由上下游站沙量变化,参考历年沙量变化情况,互相对照,加以分析,进行插补。

4. 求日平均含沙量

日平均含沙量的求法,和日平均水位及日平均流量的求法一样,需要考虑水情变化。应用方法有:

A. 算术平均法 一日測数次含沙量,而且測次均匀,沙量一直在

上漲或一直在下降期中时可采用此法。

B. 含沙量过程綫法 由逐时含沙量过程綫上求日平均含沙量，有下述三种方法。

(a) 加权平均法 以時間間隔为加权数，与推求日平均流量中加权平均法相似。

(b) 图解法 数方格，如图 5-18. 使橫綫 CC' 以下陰影部分的方格数与 CC' 以上的陰影部分方格数相等，則 CC' 的縱坐标值，即为日平均含沙量。

(c) 流量加权法 根据本日的各次实测含沙量，仿照流量的变化趋势和前后天的实测含沙量的变化描出含沙量过程綫，將該过程綫与流量过程綫相应点相乘即得出逐日輸沙率过程綫，由逐时輸沙率过程綫推求日平均輸沙率，以之被日平均流量除，即得日平均含沙量。

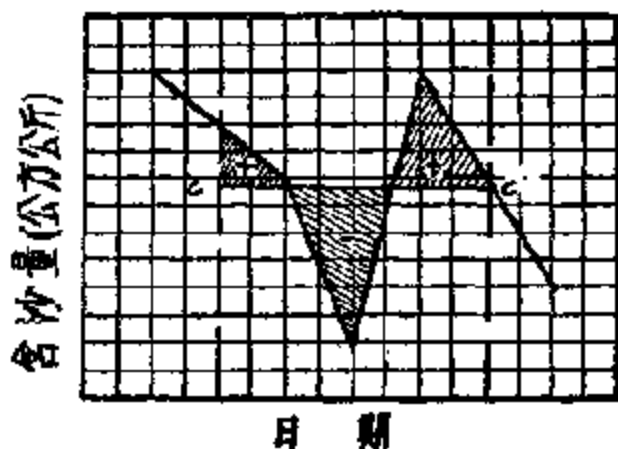


圖 5-18. 数方格法求日平均含沙量。

§ 5-6. 气象資料的整編

1. 降水量資料的整編 降水量是河道中徑流量与地下水主要来源，因此整編降水資料对研究河流特性、加長水情預报的預見性、流域规划等都是十分重要的。

降水量整編大致可分为以下几个步骤：(1)准备工作；(2)資料的初步檢查；(3)降水量記錄表的編制和校核；(4)逐日降水量表的編制和校核；(5)降水量成果的合理性檢量。

2. 其他气象观测項目 如蒸发量、气温、相对湿度、气压、風向、風力(速)等項目也应作相应的整編。

第二篇 年徑流量·最小流量

在我国迅速發展着的社会主义建設中,大量的水电站、灌溉系統的修建和航道的開發等都需要正确的掌握年徑流情况。很多水工建筑物的主要尺寸主要是根据它来决定的。为了在設計中能更好地貫徹党的多、快、好、省的方針,使設計出的建筑物既安全又經濟,这就要求我們能做出合理的年徑流的分析和計算。

所以,在本篇中我們就要談到关于多年平均年徑流量、徑流量的多年变化、徑流量的年內分配、最小流量等問題的概念及其对水工建筑物設計的影响。

多年平均年徑流量就是指很多年徑流量的算术平均值。如用流量作为量度單位时,多年平均年徑流量就是多年平均流量。

多年平均年徑流量代表着河流的水量資源。在规划水电站、設計灌溉系統和工業用水等水利經濟建設时,都需要先求出此值才可知道其開發价值。

除此之外,多年平均年徑流量之所以重要,还由于它在某地区或某流域內是一个稳定的水文特征值。其稳定性是因为它主要是气候因素——降水量和蒸發量的多年平均值的函数,而后者对一定地区来说是稳定的。所謂稳定性是指如果在多年的数列上再加上几年,則其平均值的变化很小或几乎沒有变化。

因此,多年平均年徑流量就是一种水文上的指标,可以用它作为推求其他数值(如年徑流量、季徑流量、月徑流量)的基础。

設計水工建筑物时,不仅要知道多年平均年徑流量,而且最好能得出將來各年年徑流量的情况,即不同保証率下年徑流量的大小(如果保証率为 80% 时,年徑流量为 20 秒公方,即意味着年徑流量等于 20 秒

公方或者大于此值的可靠性为 80%)。在这部分中,我们将讲到如何求出在不同保证率下年径流量的大小,用来作为工程设计的依据。

一般在设计水电站时要求年径流量保证率达到 90% 以上,而在洪水设计中,为保证工程的安全性必需考虑到发生可能性很小的(即保证率很小的)特大洪水的发生,因此在洪水分析中的设计保证率是很小的,有时甚至要考虑到千年一遇洪水的情况。总结以上所述,也就是对于洪水主要是研究洪水概率线上端的情况,而年径流量主要是研究年径流概率线下端的情况。

为了更好地利用水利资源,进行合理的径流调节计算,还须要知道径流量的年内分配,据此来具体分配每月中发电、灌溉等用水量。

最后为设计发电、灌溉、工业等用水的问题,还需求出最小年径流量。

第六章 径流的形成

§ 6-1. 径流的形成

1. 地面径流的形成

降水过程中水量是分配到以下几个方面:

雨水首先遇到树木、房屋、农作物等,这些物体截留了一部分雨水。其中最重要的是被草、木、树叶所承接,称为“叶接”。这部分数量不大,但夏天的阵雨和一般小雨,叶接所占成分相当大。比如滦河水土保持后,山上的树长得很茂盛,下较小的雨时,地面根本不潮湿。

叶接以外的雨,就落在地上。首先要满足土壤入渗的要求。一般来说在整个降雨期内,入渗现象总是存在的。水土保持工作增加了入渗需要。

满足了入渗后,多余的雨水,就开始在一些低洼地面积起,在水土

保持工作中，修建許多的魚鱗坑、水平溝等，大大增加了窪蓄量。以上的水量，一部分蒸發，另一部分繼續入滲。关于这部分水量的多少，在我国目前和今后的群众性水利化高潮及大力开展水土保持工作后，要作新的估計。

窪蓄达到飽和后，如降雨超过了地面入滲的要求时，就开始产生徑流。这种超过地面入滲的雨量叫超滲雨。刚开始的超滲雨，在很短的时间內，把一些窪蓄連成一片，这种现象叫面蓄。面蓄很快就达到飽和状态，以后的超滲雨便开始沿地面斜坡向雨溝匯集，再集聚到河道。由支流流向干流。

在广闊地面上流动的雨水叫地面流，此外，有时因靠近地面有不透水層存在，一部分雨水沿該層很快的流到河道內，这种现象叫表層流。地面流与表層流的总和称地面徑流，简称徑流。

2. 地面徑流的匯集

各处所产生的地面徑流到达河口的時間不同，用一条綫把地面徑流到达河口時間相同的点联起来，这样的綫叫等流时綫(圖 6-1)。

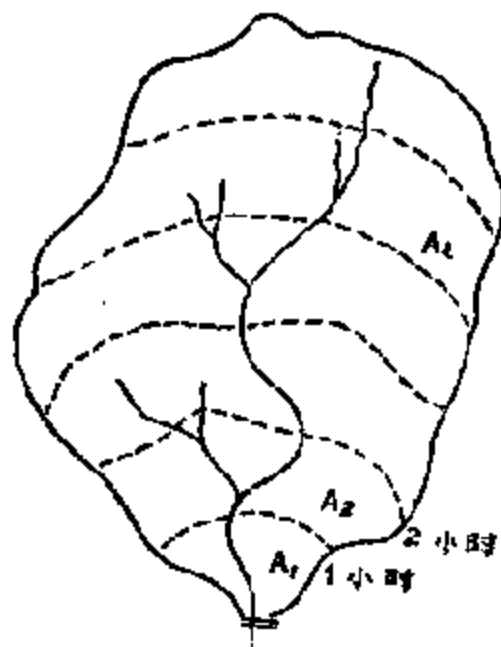


圖 6-1. 等流时綫。

地面徑流匯集过程是这样的。先流向雨溝，再集聚到支流，由小支流流向大支流，最后流向干流和海洋。也有的河系最后蒸發到空中或滲漏到地下。在同一条等流时綫上的地面徑流，在流动过程中，沿不同的路經最后同时流到流域出口，沿途不断有当地新产生的地面徑流加入。

現在我們假設在雨时为 1 小时，雨率 i 在全流域的全部降雨期內是均匀的，流域入滲率 f 也是不

变的,在降雨开始时,所有地面窪地都已充满了水的条件下,考虑由地面径流汇集形成的流量过程綫(圖6-2)。

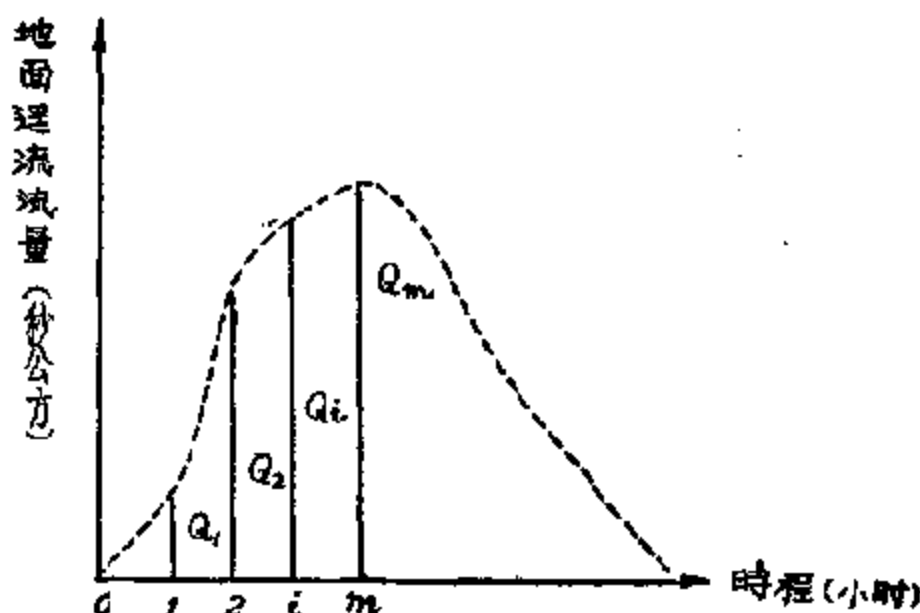


圖 6-2. 降雨一小時的地面徑流流量時程綫。

从假設条件看,降雨开始时,地面徑流就开始了。用 Q_m 代表第 m 小时河口断面流量的大小, m 为任意值。則

$$\begin{aligned} Q_1 &= (i - f_c) A_1; \\ Q_2 &= (i - f_c) A_2; \\ &\dots\dots\dots; \\ Q_m &= (i - f_c) A_m, \end{aligned}$$

式中 A_m 为 m 小时等流时綫与 $m-1$ 小时等流时綫間的面积。

上面的算式是較容易理解的, $(i - f_c)$ 可看成單位時間地面徑流雨深, A_1 是在第一小时内,地面徑流能汇集到出口断面的集流面积。 A_2 是指地面徑流在第二小时,汇集到出口的,流域內的集流面积。因为降雨只有 1 小时。所以在第一小时内 A_1 面积上的地面徑流已經全部流到河口了。我們可以想象,在第二小时开始时刻, A_1 面积上就沒有徑流了。若降雨不是 1 小时,推求徑流流量时程綫方法与此相似只是集流

面积有所改变。

以上我們只討論沒有其他因素影响的条件下的集流过程，一般河槽和地下水对集流过程都有調节作用。河槽調节使流量在漲水阶段减少，而退水阶段增加（圖 6-3）。

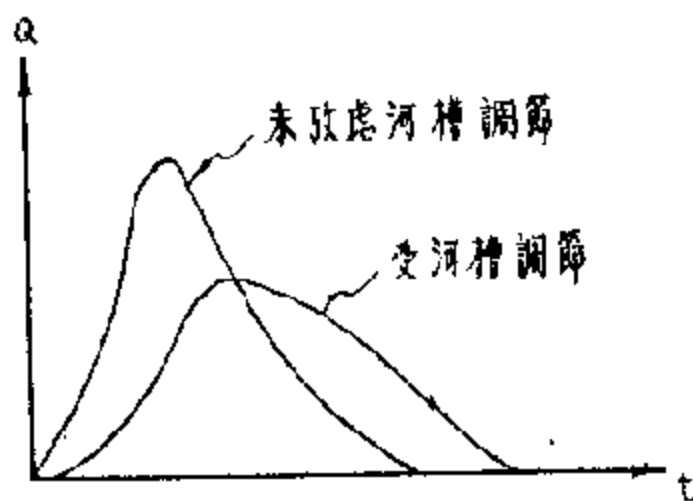


圖 6-3. 河槽調节的影响。

地下水对径流調节的能力和地下水蓄量大小有关。地下水充足的地区（地下水面高），在枯水期地下水面高于河槽水面，因而地下水向河槽中流，使河槽不致發生断流。而地下水不足的地区，只能

靠深層地下水起补給作用。深層地下水面往往低于枯水期水面，因而一般要發生断流現象。在洪水时期，地下水一般要得到河槽中水流的补給。即河槽中的水流向地下（圖 6-4）。

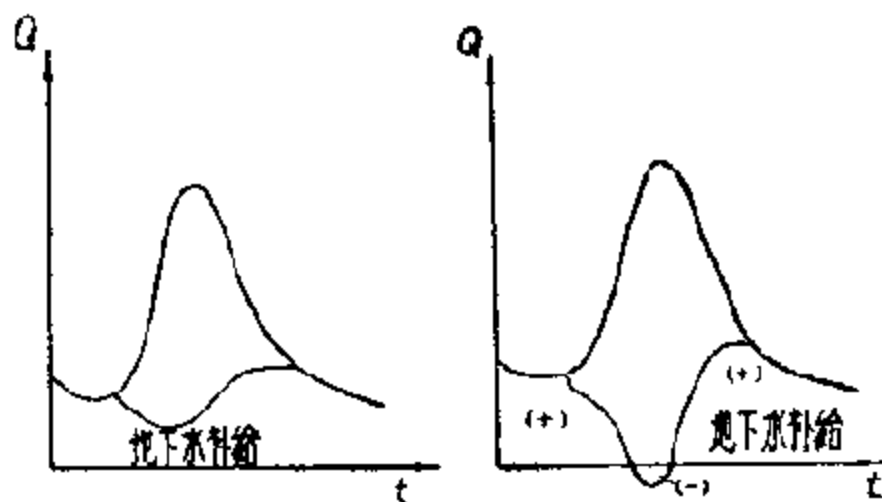


圖 6-4. 地下水补給情况。

§ 6-2. 影响地面径流的因素

根据我們日常的知識，就可了解到影响地面径流的因素主要是降水、蒸發、入滲及流域面积大小。另外还有一些較次要的因素，如地質条件、地形条件等。在这里，我們要強調指出目前在全国开展的群众性水利运动及今后更大規模的水利化高潮都將对地面径流起着重要的影响。我們在今后的設計中应密切注意在这方面的發展。

在分析各項影响因素之前，为了使我們对径流和这些影响因素之間的关系有更深刻的認識，我們先来分析一下水分循环及水量平衡。以后再逐一分析各項因素。

1. 水分循环及水量平衡

地球面上的水，在陽光輻射下，变成水汽。从海洋升到空中，然后又在空中凝結成水。在地心引力的作用下，它的一部分又回到海洋，完成了所謂局部的海洋上的水分循环(圖 6-5, a)。一部分从陆地表面蒸發掉的水分，又回到陆地，完成了所謂局部的內陆水分循环(如圖 6-5, a)。如果水汽被气流从海洋帶到陆地，在那里降落到流域的地表面上，部分又蒸發掉，再被帶到更远的大陆內地，然后从那里徑河流和地下水，流回海洋。这样就完成了所謂全球水分循环路徑(圖 6-5, b)。在一个長时期中，平均說来，从海洋輸送到陆上的水分与从河流及地下水流到海洋的水量是大致平衡的。(圖 6-5, b)。

不但整个地球，而且每一个不大的流域，在長时期內的平均水量的平衡也是約略相等的。水量平衡通用方程式，具有下列形式：

$$(X + K + P) - (Y + Z + f) = 0,$$

式中 X ——降水量；

K ——空气中水汽凝結量；

P ——由于地面与地下分水界不一致而引起进入流域中的地下水
滋注量；

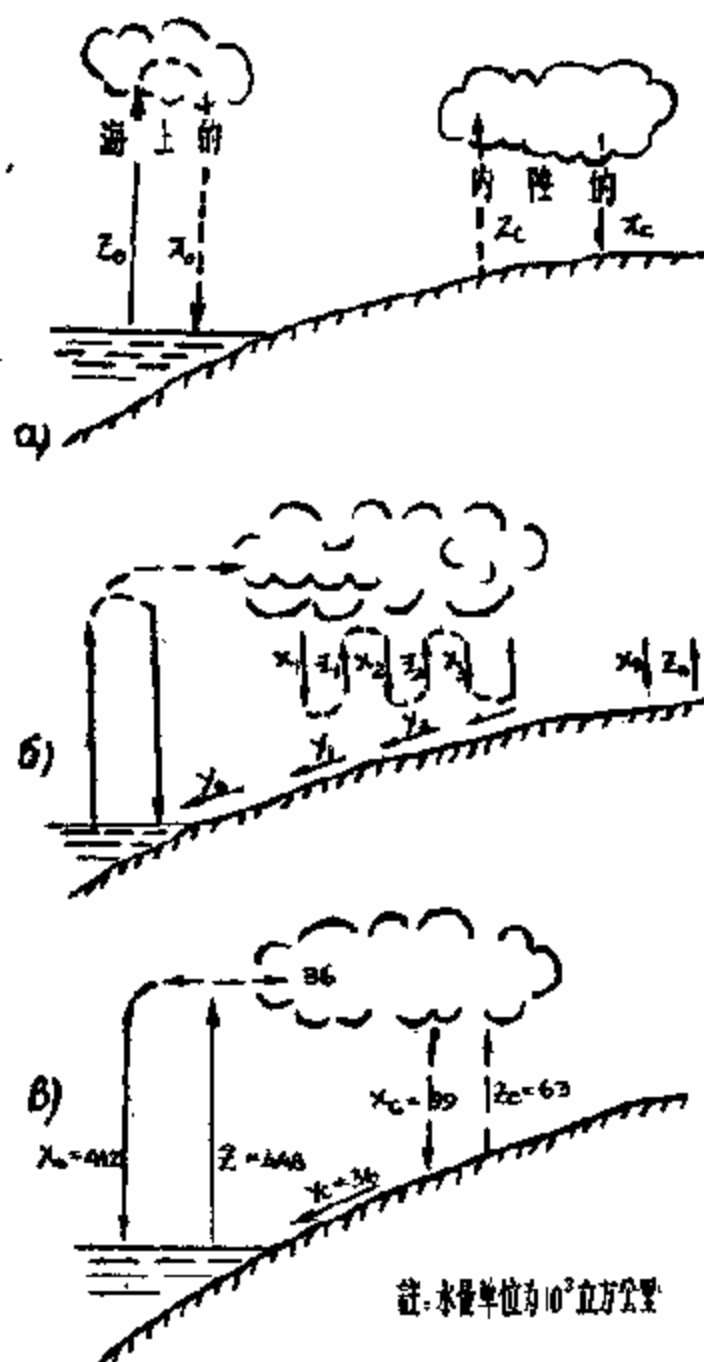


圖 6-5. 地球上的水分循环。

圖中 X_0 —海洋上的降水量,
 Z_0 —海洋上的蒸發量,
 X_c —陸上的降水量,
 Z_c —陸上蒸發量,
 Y_c —由陸地入海的徑流量。

Y —地面徑流量;

Z —集水区之蒸發量;

f —由于地面与地下分水界不一致而引起的自流域中流出的地下水泄注量及水文測量断面处河床下面的地下流出量。

但 K 、 f 及 P 三項远較 X 、 Y 、 Z 为小, 因此对較大流域尽可略去不計。水量平衡方程式可用如下形式:

$$X_0 = Y_0 + Z_0,$$

式中 X_0 —降水量的多年平均值;

Y_0 —徑流量的多年平均值;

Z_0 —蒸發量的多年平均值。

于是在 X_0 、 Y_0 及 Z_0 三項中, 已知任意兩項即可根据上式推算出第三項的数值。

对較短的时期來說,即对个别年度來說,水量平衡方程式如下:

$$(X + K + P) - (Y + Z + f) = \pm \Delta W.$$

ΔW 为个别年度中由于地面及地下水分儲蓄量的总体积增减而产生的水分之增量或减量。它說明了平衡中收入部分($X + Y + Z$)与支出部分($Y + Z + f$)二者的比較。在旱年(少水年)中,水分蓄量的总体积减少,而在湿年中則增多。其結果在旱年中,水量的支出部分超出收入部分,于是 ΔW 項取得負号;在湿年(多水年)中,則产生水量的增加,于是 ΔW 一項取得正号。

以上所分析的水量平衡关系,是对閉合流域而言的。在作閉合流域时,若在枯水期或洪水期流域的地下水与相鄰流域的地下水是連通的話,則还需要考虑这部分地下水的滋注量或流出量(圖 6-6)。

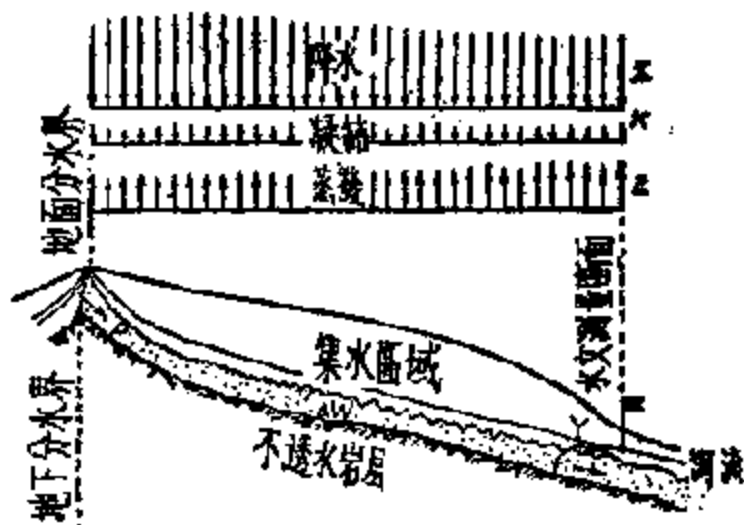


圖 6-6. 閉合流域水量平衡各因素示意圖。

2. 降水

A. 降水成因及分类 为了分析降水資料,定性的分析年徑流量,計算洪水和插补資料,我們需要对降水的成因有一定的了解。

靠近地面的大气都帶有水汽,大气含帶水汽的能力有一定的限度,这个限度随气温降低而降低。水汽凝結需要二个条件,一个条件是大气温度下降到露点(即空气中水汽达到飽和时的温度)以下,第二个条件是空气中必須有微粒存在。使空气冷却的原因有:輻射冷却,接触冷却,混合冷却和动力冷却。其中最主要的原因是动力冷却。动力冷却是空气在絕热膨脹的条件下进行的。当空气由于某种原因上升时,因

为空中气压愈往上愈低，所以空气在上升过程中要膨胀做功，结果必然消耗能量、但在空气急剧上升时，来不及吸收四周的热量。能量的供给必须取自上升空气的本身，所以空气一面上升，一面因能量消耗而冷却。冷却达到露点时，水汽开始凝结、放出热量，使温度冷却速度变小。露点在 0°C 以下时，就凝结成冰晶。云就是由无数微小的水滴和冰晶组成的。当水汽凝结产物的体积增大，以至上升气流不能支持它们继续悬浮在空中时、就形成降水。降水是地面径流的补给泉源，降水对地面径流的影响集中在下列三方面：

- 1) 降雨的强度(或称雨率)；
- 2) 降雨历时(或称雨时)；
- 3) 降水范围(雨面)。

以上三项通称为降水三要素。

降雨强度为单位时间内降雨量的大小。在不考虑其他因素影响的情况下(如地形因素等等)，降雨强度愈大则地面径流愈多而且汇集亦快。所以形成的流量就大。降雨历时长及降水面积大则产生的径流量亦大。

由于空气上升的原因有三个，因而降雨根据它分成三种：

a) 地形雨 因气团行进时，受高山屏障，气团沿山坡急剧上升，产生动力冷却而降雨。地形雨和山的走向及坡度有很大的关系，一般由于坡度陡峻，降水特别集中而多。特别是在迎海面的山坡上，这些山坡首先截留了从海洋的大陆推移的气团所含的水汽。这点可由太行山东南地区，四川省、台湾、海南岛等的东坡上明显的看出，在这些地区雨量非常丰沛。地形雨除了在迎风面上量很大以外，有的气团越过山峰后由于惯性作用仍然继续上升，所以背风面的山坡在距山嶺不远的地区也可以得到较多的雨量。有时气团在还没有到达山坡就已上升，因此距迎风面山坡不远的平地上，有时也可以得到较多的地形雨(图6-7)。

这种雨历时很短，骤降急收，开始多半消耗到初渗中去了，是否能

形成地面径流,尚决定于雨时的长短,一般说来,它形成的径流过程线具有历时短而洪峰流量大的特征。

b) 对流雨 由于上下层空气对流形成动力冷却而降雨。造成空气对流的原因是由于地面受日射而增热,这样产生的对流在日中的变化是很显著的;或是由于气团行经暖地面而加热,这样产生的对流,不论何时均可能发生。对流雨的特点是突然下降又迅速停止,强度大、降水面积不广,一般不超过 20 公里。



图 6-7. 地形雨。

一般说来,地形雨常常是在河流的上游,由于雨量充沛,且发生在山坡上,所以集流很快,产生的径流亦特别大,这种雨所形成的流量过

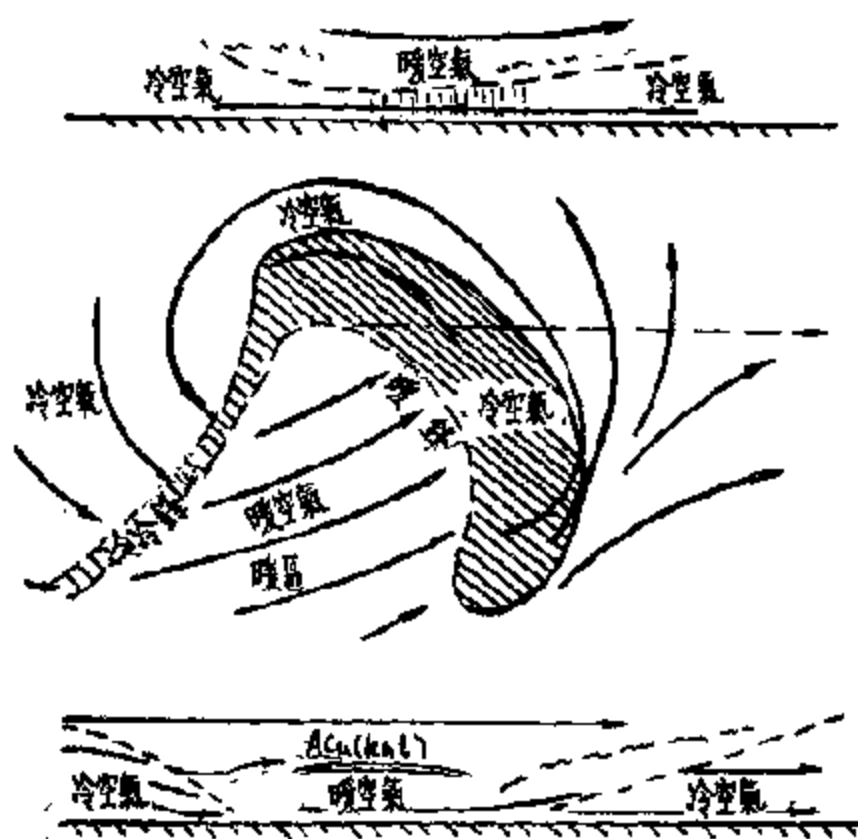


图 6-8. 气旋模型。

程綫往往具有徑流量大而峰高的特征。

c) 气旋雨。在海洋上和地形平坦、土質相似的陆地上, 大气内部各水平面上易于形成有一定溫度和湿度的冷和暖气团(圖6-8), 而两个气团相遇时, 因为性質不同, 不能立即混合而在接触面上形成不連續面, 称为鋒面。兩气团中, 較冷的一个气团速度較快, 可以进至較暖气团的下部, 迫使后者上升, 發生动力冷却而降雨, 称冷鋒雨(圖6-9)。由于冷气团行进很猛, 所以一般冷鋒雨强度大、历时短, 帶有显著的雷雨性質; 范圍小, 一般不超过 705 里。兩气团中, 若暖气团行进速度較快, 受到固定不动或移动緩慢的冷气团阻擋, 暖气团就开始沿冷气团上部滑行造成动力冷却而降雨, 称暖鋒雨(圖 6-10), 由于暖鋒面比較平緩, 所以暖鋒雨比較緩和、强度小、雨时长、雨面广。由气旋活动而形成的

暴雨中心一般是移动的。

气旋雨中的冷鋒雨所形成的过程綫历时較对流雨長, 其洪峰流量亦大(即流量值相差悬殊)。暖鋒雨过程綫的特点則是: 历时特別長, 流量比較均匀。

B. 中国降水量的分布 影响我国降水情况的重要因素是季風, 此外地形对降水量在地域上的分布也有相当显著的影响。我国根据水汽团將全国分为东西两个截然不同的部分。

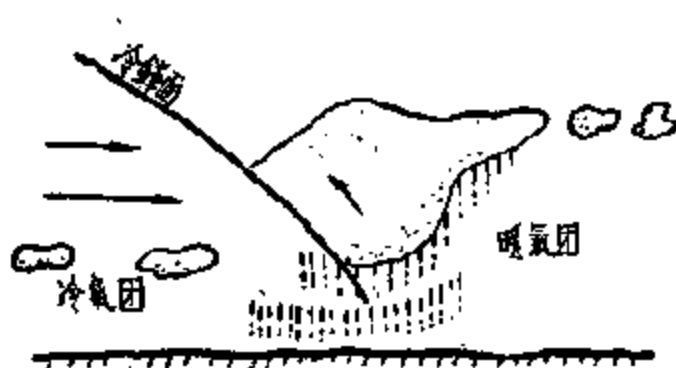


圖 6-9. 冷鋒雨。

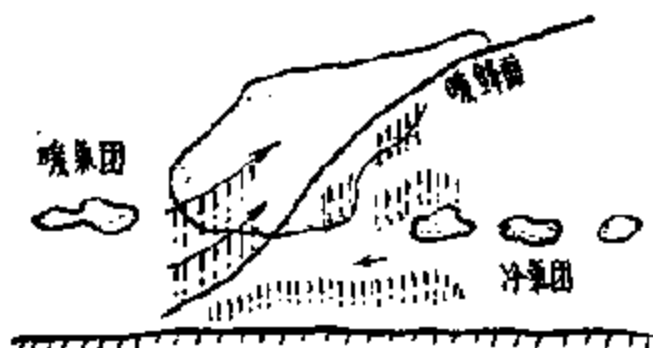


圖 6-10. 暖鋒雨。

a) 东半部地区 主要受侵入大陆的太平洋气团影响, 它是形成本

区河流径流的水汽主要来源。

b) 西半部地区 几乎不受或很少受到太平洋东来水汽的影响,形成径流的大气降水的数量 and 变化,很大程度上是由西向东移动的水汽状况决定。

分界大致位于东经 $100-104^{\circ}$ 之间,地形上的分界线是北起祁连山东坡,经康藏高原东部阶地,然后向南,大致沿怒江和澜沧江之间的分水岭穿过。

从水汽移动方向看,全国也可划分为两个截然不同的部分:

a) 北半部地区 该区受北方侵入的冷气团影响,但由于冷气团带来的水汽甚少,因此降水量不大。

b) 南半部地区 北方侵入的汽团很难达到这个地区,这里的降水情况,在很大程度上随南部热带海洋带来的大量水汽变化。

南北分界线可按秦岭和昆仑山脉划分,南部潮湿、北部干燥。

从时间上看,各地多雨时期的情况大致如下:南岭一带在三月,长江沿岸在六月,华北及东北南部多在七、八月,四川西部及南部与贵州东部在初秋。

3. 蒸发

流域表面的蒸发有水面蒸发、积雪和冰盖上的蒸发、土壤蒸发和植物散发。下面我们只分析两个主要因素:

A. 水面蒸发 从我们自身的体会,很容易理解到有哪些因素影响蒸发量的大小。这就是水面面积、空气温度和湿度、大气压力。面积大、气温高、湿度小、气压低都使蒸发量增加,反之,蒸发量减少。至于为什么这些因素和蒸发量有关,以及这些因素对蒸发的影响过程如何,则是汽体分子运动的问题,我们不在此地讲述,有兴趣的读者可以参看有关的物理书籍。

B. 土壤蒸发和植物散发称为陆面总蒸发 总蒸发量的大小和土壤含水量、土壤结构、土壤温度、植物种类及生长等情况有关。团粒结

構的土壤不易蒸發而非团粒土壤蒸發量大；土壤含水量愈大，蒸發量愈多；有植物复盖的蒸發量比無植物复盖的蒸發大一倍多。植物散發量主要与植物种类、植物年齡、發展程度、土壤含水量、气温、空气湿度、風、太陽輻射、植物多少有关。

蒸發量越大則地面徑流損失越大，地面徑流量就减少了。蒸發面愈广則蒸發量愈大，所以地形对蒸發的影响是很大的，較平坦的地形因集水面积广而使蒸發損失加大。

C. 我国蒸發量

a) 东北区 除辽河外，每年十一月下旬至次年三月上旬是冻结期，所以这时期蒸發量很小。三月份中旬以后，进入解冻期，蒸發量逐渐增高，至四月份就随气温上升而激增，五月份蒸發量最高，可到 150 公厘至 250 公厘以上。

b) 华北区 春、夏二季雨量少，日照较强，風力較大，所以蒸發量最强。秋季因属于雨季，空气潮湿蒸發反而减少。冬季气候寒冷，大地冻结，气压較高是一年中蒸發量最少的时期。但是，一般說来，冬季春季的蒸發量，均大于同期内的降水量。对于黄河流域來說，很多地方全年的蒸發量都远超过全年降水量。例如蘭州，平均年降水 308 公厘，平均年蒸發 1355 公厘。

c) 华东一带 东南湿润，西北干燥。一般地区的年蒸發量在 1000 公厘左右。沿海各地較少，在 800 至 900 公厘之間。一年中的十二月与一月份的蒸發量最少。七、八兩月最大。内陆地区年蒸發量較大，很多地区也超过年降水量，如南京平均年降水量为 978 公厘，而年蒸發量却为 1135 公厘。

多年平均年蒸發量可参考全国水量統計表。我国即將制出蒸發的等值綫圖。

4. 入渗及滲漏

入渗是地面水离开了地表，进入土壤表層的现象，滲漏則是已进入

土壤的水,在粒隙間移动的現象。入滲用入滲率表示,入滲率是指單位時間單位面积上的入滲量。滲漏用滲漏率表示,滲漏率是指單位時間單位面积上滲漏量的大小。

雨水入滲随時間变化的情况,可从实验得到。对于不同地区,不同土壤,入滲曲綫不同,但都有一个統一的規律,即开始时,入滲率很大,逐漸变小,最后在一个固定值左右大致稳定下来。但每个地区所得到的曲綫起始值及变化率都不同。

圖 6-11 中所画的入滲率历时变化曲綫是在从开始降雨起,降雨强度就大于土壤可能的入滲率的条件下进行实验所得到的。在入滲曲綫中开始时最大的入滲率叫初滲率,最后的入滲率叫稳滲率。为什么初滲率远大于稳滲率呢?为什么入滲最后达到一个稳定值呢?这是因

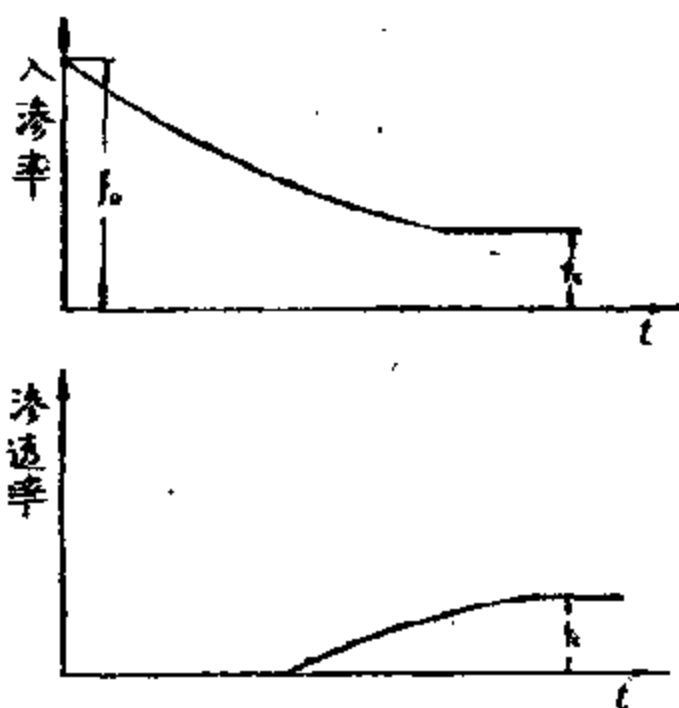


圖 6-11. 入滲率及滲透率曲綫。

为刚开始降雨时土粒比較干燥,土粒表面上由于分子引力的作用急需粘膜水,同时在地心引力作用下,也使雨水沿土粒間的孔隙下滲,所以降雨初期入滲率特別大。等到土粒周圍粘膜水已补充到飽和程度,分子吸力只限于吸住土壤顆粒周圍的粘膜水,对下滲不再起作用。又由于土壤含水量增加,土壤中的孔隙就减少了,所以入滲率随时程而减少。经过一个相当长的时期,入滲率不再降低,而維持一个比較恒定的数值 f_0 , 此时入滲量等于滲漏量,即入滲多少水就流走多少水。

影响初滲、入滲率及稳滲的因素很多。現分別介紹几个主要因素:

a) 影响初渗的因素 1) 前期降雨量及土壤含水量; 2) 降雨强度; 3) 地形; 4) 土壤的结构。前期降雨量愈大、土壤含水量愈大则初渗愈小。因而对地面径流削减得就少。降雨强度愈大, 则初渗愈小。尤其, 当地形比较陡峻的时候。这一点更为明显。形成的地面径流也就更多一些了。

b) 入渗率 土粒间的表面粘膜水由于雨水不断入渗而逐渐得到补充, 渐达饱和, 所以分子吸力不再对入渗起作用。由于土粒间的空隙不断被渗入的雨水填充, 所以入渗量逐渐减小, 另一方面地下水不断流动, 故入渗率不会减小到零, 而是与渗漏率平衡而达一稳定值。

c) 稳渗 稳渗受降雨强度、降雨日数及地下水活动情况的影响(见图 15-4)。

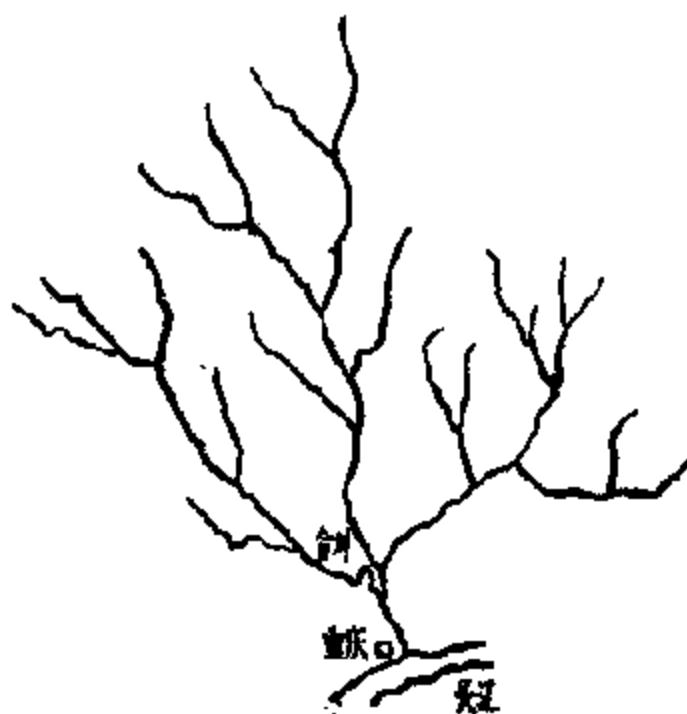


图 6-12. 嘉陵江的扇形分布。

5. 流域面积大小及形状

流域是指大陆上的一部分面积, 在这面积上水都沿地面斜坡流入

本流域中的河流。

划分流域是常进行的一项工作,其方法是把流域中最高点联成线,这条线称分水线。分水线以外的水,流向相邻各河流,分水线以内的水,流向流域中的河道。流域面积大者年平均径流量大。

流域的水道有扇形分布(各支流河口相距较近)(图6-12)及矩形分布(图6-13)(各支流的河口较均匀的分布在干流全长上)。分布形状



图 6-13. 汉水的矩形分布。

不同的两个流域,若流域面积相同,等流时线分布一定不同,所以集流过程不同,对径流洪峰的大小及历时变化都有影响。就单独这一个因素来看,对年平均径流量影响是不大的。

从以上分析看来,影响地面径流的因素很复杂,因此在分析具体资料时应结合实际考虑各项因素的地位,前面我们只是一般的讲了一些重要因素这是由于:

A. 我们还不能对全部原因研究得很清楚。

B. 从工程设计上看,分析主要因素是能满足设计要求的,有时往往我们盲目的追求精确的计算,把每个因素都考虑进去,其结果倒不一定精确,在实用上价值不高。同时这种算法又浪费了大量精力。

全国水量收支情况分别列入表 6-1 和 6-2 中,各地区水量平衡要素的对比关系及不同地带水量平衡要素对比关系的变化,分别列入表

表 6-1. 全国水量统计表

地区(或流域)名称	多年平均 年降水量 (立方公里)	多年平均 年径流量 (立方公里)	多年平均 年蒸发量 (立方公里)	备 注
东北地区.....	649	174	475	长江黄河流域 部分除外
华北地区.....	184	25.9	159	
黄河流域.....	914	66.0	247	
淮河流域.....	133	32.4	106	
沂沭泗河流域及山东半岛	118	23.5	95	
长江流域.....	1807	985	913	
钱塘江流域.....	70.7	42.1	28.7	
闽江流域.....	108	66.1	41.5	
浙闽沿海地区.....	184	106	78.5	
韩江流域.....	48.1	28.2	20	
珠江流域.....	644	366	278	
南部沿海地区及海南岛	196	116	80.9	
新疆地区.....	266	86	180	
西藏地区.....	220	73.8	146	
昌都地区.....	218	81.5	131	
甘肃青海地区.....	96.5	25.2	71.3	
云南.....	353	195	159	
台湾.....	94.3	61.3	33	
总计.....	5796	2554	2242	

表 6-2. 全国各地区水量收支一览表

	流 域 名 称	流域面积 (平方公里)	多年平均 年降水量		多年平均 年径流量		多年平均 蒸发量		年径流 系数
			(公厘)	(立方 公里)	(公厘)	(立方 公里)	(公厘)	(立方 公里)	
东 北 区	黑龙江干流.....	287500*	407	117	126	36.2	281	80.8	0.31
	松花江.....	545000	549	300	144	77.8	405	22.1	0.26
	乌苏里江.....	69500	538	37.4	109	7.6	429	29.3	0.20
	綏芬河、圖門江	30500	603	18.4	237	7.2	363	11.2	0.39
	鴨綠江.....	30650	932	28.6	679	17.7	353	10.8	0.02
	辽东半岛各河...	25960	752	19.5	236	8.1	513	13.4	0.31
	辽河.....	219000	464	102	73	16.0	391	85.0	0.16
	大小凌河、繞 陽河、六股河	49650	541	26.9	113	5.6	428	21.3	0.21
	共計.....	1258300	516	650	138	174	373	475	0.27

續表 8-2

华北区	滦河·····	44400	508	22.6	93.4	4.2	415	18.4	0.13
	海河·····	275600	499	138	72.8	20.0	426	118	0.15
	徒駭河、馬賴河	34580	537	18.6	25.7	0.9	511	17.7	0.05
	华北其他河流··	9230	624	5.8	91	0.8	533	4.9	0.15
	共計·····	303810	507	184.5	71.8	25.9	430	159	0.14
黃河	蘭州以上·····	216190	427	92.3	165	35.7	262	53.6	0.39
	蘭州——永和关	251550	303	76.2	23	5.8	280	70.4	0.03
	涇河·····	43500	463	20.1	43	1.9	420	13.3	0.09
	渭河·····	62400	575	35.9	137	8.6	433	27.3	0.24
	北洛河·····	30000	439	13.4	42	1.3	397	12.1	0.10
	汾河·····	39100	470	12.4	62	2.4	408	13	0.13
	伊洛河·····	18000	675	12.1	209	3.3	400	3.4	0.31
	沁河·····	12400	500	6.2	99	1.2	401	5	0.20
	秦厂以上区間··	49580	492	24.4	72	3.6	420	20.8	0.15
	共計(秦厂以上)	723320	414	299	89	64.3	325	234.9	
	大汶河·····	10789	724	7.8	150	1.3	574	3.2	0.21
	秦厂 河口··	10991	600	6.6	22	0.2	573	3.4	0.04
	共計·····	745100	420	314	89	66.1	332	247.6	0.21
	里下河区·····	29440	955	21.4	175	3.9	730	17.5	0.13
	中运河·····	37200*	698	26.2	91	3.4	602	22.8	0.13
	沂沭泗河·····	34200*	813	27.8	199	6.8	614	21	0.24
	淮河·····	164560	840	138	197	32.4	643	106	0.23
	山东半島各河··	61650	693	43.0	151	9.3	547	33.7	0.22
	共計·····			257		56.2			
具江流域	金沙江·····	502050	652	330	319	130	337	179	0.34
	岷江·····	133570	1000	134	624	33.4	373	50.3	0.02
	沱江·····	27490	1060	29	432	11.9	623	17.3	0.41
	嘉陵江·····	159810	892	143	411	65.7	481	77	0.43
	烏江·····	88220	1135	100	729	61.3	403	35.8	0.61
	洞庭湖区·····	261100	1445	377	366	223	373	151	0.30
	汉水·····	174350	900	157	357	62	543	94.7	0.40
	鄱陽湖区·····	153670	1670	265	371	154	699	111	0.53
	汉口以上·····	1490000	904	1437	503	754	453	632	0.52
	大通以上·····	1700000	1042	1772	552	939	430	32.3	0.53
	共計·····	1803500	1049	1397	544	935	504	913	0.52

續表 6-2.

	钱塘江·····	41846	1690	7007	1005	42	685	28.0	0.00
	浙江省(钱塘江以外地区)	66174	1630	180	886	58.6	744	49.3	0.54
	闽江·····	60800	1770	108	1087	66.1	683	41.5	0.61
	福建省(閩漳江以外地区)	47200	1614	76.2	964	46.9	620	29.3	0.62
	韩江(潮安以上)	29000	1660	48	971	28.2	659	20	0.58
	海南島·····	32200	1780	57	1056	34	724	23.3	0.59
	台灣·····	36000	2619	94.3	1702	61.3	917	33	0.65
珠 江 皖 城	北盤江·····	23494	1225	288	546	12.9	679	15.9	0.45
	南盤江·····	54900	1033	58.8	386	21.2	647	35.6	0.27
	右江·····	35904	1285	46.2	572	20.5	713	26.6	0.44
	左江·····	33533	1400	47	502	10.0	808	27.1	0.42
	柳江·····	57172	1495	85.5	935	53.5	560	32	0.62
	桂江·····	19161	1728	33.1	1149	21.2	579	11.9	0.36
	梧州以上区間··	108846	1465	152	860	90.2	506	61.9	0.59
	梧州以上共計··	328000	1370	449.6	730	239	640	270	0.53
	賀江·····	11549	1628	18.8	1067	12.3	561	6.4	0.65
	北江·····	40628	1885	76.6	1232	50.1	853	26.5	0.65
	东江·····	32276	1756	56.7	1225	39.5	533	17.2	0.70
	梧州以下区間··	24770	1720	42.6	981	24.3	739	16.3	0.57
	共計·····	437282	1473	644	836	366	687	278	0.57
	珠江口至韩江沿海地区	13650	1630	25.3	1273	17.6	557	7.7	0.70
	珠江口以西沿海地区	58800	1935	114	1098	64.6	837	49.2	0.57
	开都河·····	21800	316	6.9	108	4.2	128	2.7	0.61
	伊犁河·····	55600	433	24.1	217	12.7	216	12	0.50
	额尔齐斯河·····	45400	396	16	104	4.7	292	13.3	0.20
	新疆其他地区··	152400	142	277	42	64.5	100	152	0.30
	西藏地区·····	88000	250	220	84	79.3	166	146	0.34
	甘肃省(長江,黄河以外地区)	208000	126	25.6	19	3.9	107	21.7	0.15
	青海省(長江,黄河以外地区)	396000	178	70.9	54	21.3	124	49.6	0.80
	昌都地区·····	310000	686	213	263	81.5	423	131	0.88
	云南省(長江,珠江以外地区)	256500	1374	353	760	195	614	157	0.55

6-3及6-4。

表 6-3. 水量平衡要素的对比关系

地 区	年平均降水量 (公厘)	年平均徑流量 (公厘)	年 平 均 地 面 蒸 發 量 (公厘)	年 平 均 水 面 蒸 發 量 (公厘)	徑流系数
西北区	10—200	0—10	10—180	1500—2000	0.0—0.1
东北区	300—600	10—200	300—400	800—1200	0.1—0.2
西南区	150—1000	50—500	100—500	400—600	0.4—0.5
东南区	1000—2000	500—1200	500—1200	800—1200	0.4—0.6

注 表内所列为近似数字(按全区平均)。

表 6-4. 不同地带水量平衡要素对比关系变化

地 带	降 水 量 (公厘)	徑 流 量 (公厘)	徑 流 系 数	水面蒸發量 (公厘)
1. 干旱地带.....	10—250	0—10	0—0.05	1500—2000
2. 半干旱地带.....	250—600	10—100	0.05—0.20	1500—1000
3. 过渡地带.....	600—1000	100—300	0.2—0.3	1000—800
4. 水量保证率高的地带.....	1000—1500	300—600	0.3—0.4	1000—800
水量保证率极高的地带.....	1500—2500	600—1500	0.4—0.6	1000—1200
潮湿亚热带和热带的地带...	2500—4000	1500—3000	0.6—0.8	1200—1500
5. 湿润有余地带.....	500—800	200—300	0.3—0.5	500—700

第七章 年徑流量及多年平均值的推求

§ 7-1. 相关法簡介

在水文分析中,大都是要依据实测較短的水文資料来推測总体的,特别是將来的水文情况。一般說来,部分实测資料的代表性总是随着資料項数的增多而加强。所以在进行水文分析时,只要有可能,总是要設法把現有的資料延長。为求出缺测的資料,也需要进行插补,因此,

如何合理地解决这些問題就被提出來了。相关法就是解决这个問題的一种方法。当人們研究了大量实测資料后,逐漸認識到兩組水文現象本質上有着密切联系时,則它們水文資料間也是有一定的关系的。有时某一現象是另一現象的原因,或者是另一現象出現的必要条件,則此兩現象是以一定关系相連的,例如,冬季积雪厚度和次年春季洪水总量之間的关系就是这样,一般看来积雪越厚,次年春季洪水总量越大。在其它某些情况下,当所研究的兩組現象同是由第三种現象而引起时,那么其間的这种关系也是可以被發現的,例如兩条毗鄰的河流,其年徑流量就是由同一区域的相同气候条件所引起。

所以相关法就是在某些現象的本質有密切联系的基础上,而对这些現象之間建立一定关系,用来解决水文计算問題的方法,对于这种方法我們絕不能唯心地去理解它。認為無論任何的現象之間都可以相关,黃万里宣吹的公式:〔汉口夏水量〕=〔上海風速〕-〔長春四月溫度〕就是唯心观点最突出的例子,他把一些毫無联系的事物进行相关,得出这么一个既無根据又無实用价值的莫名其妙的公式,其目的就是故意讓人們把相关法想成是一种非常玄妙的不可捉摸的东西,突出其数理計算而貶低其应用价值。我們認為,相关法是水文計算中的一种方法,此方法是建立在唯物地認識問題的基础上,因此对于能否建立相关关系的条件进行分析很重要。可以应用此法达到我們插补、延長資料不足的目的。

現在我們来分析一下拒馬河干河口站和紫荆关站年徑流量的相关关系。

首先我們从影响它們年徑流量的各項因素来考慮它們的情况是否可能有相关关系:

1. 該流域北部为燕山,西部为太行山,处于迎風面,所以此兩站的气象条件是很相似的。

2. 兩处地質、地形、植物复盖等情况甚相近。

由上述分析可知影响兩地年径流量的各种主要因素是非常近似的。也就是說，当一处(如紫荆关)年径流量增大时另一处(如千河口)的年径流量也增加，当紫荆关年径流量减小时，千河口的年径流量也减少，在这基础上，我們可以看到它們之間的相关关系可能是比較好的。根据下表作出的相关圖(圖 7-1)証实了这种看法。

表 7-1. 紫荆关—千河口历年年径流資料

年 份	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957
紫荆关	7.8	9.0	11.7	22.4	22.6	27.1	18.0
千河口	10	18.8	27.5	57.0	59.9	78.4	24.0

但在实际上因影响的因素較复杂，所以一般来講相关关系不能象数学中的函数那样密切，在函数关系中对某一已知的独立变数值而言，其相当的函数值可能不是一个而是几个，但是所有这些函数值确是可

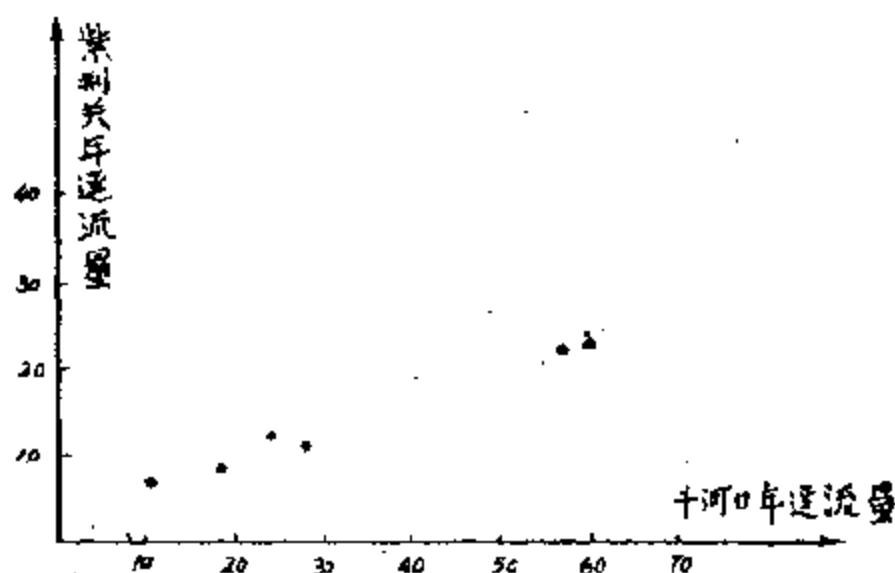


圖 7-1. 紫荆关—千河口年径流量关系圖。

以严格地决定出来的。在相关关系中对每一变数值而言可以有几个相关值，但因这些相关值之間相差不大(如对同一个 x , y 的变化不大。)这使我們有可能去研究它們之間的相关性。

当从一群比較散乱的繪点中决定相关綫的位置时, 如果我們用徒手繪制的方法所得的相关綫, 因它帶有很大的主觀因素而給問題帶來較多的誤差。所以我們就有必要知道如何从数学統計的觀點来确定它。这种方法是假定这些点子对此綫的离差頻率成正态式分布, 因而

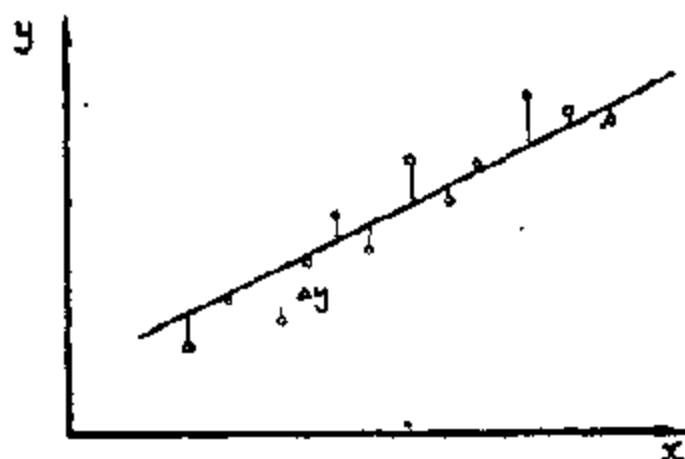


圖 7-2. y 依 x 的回归綫。

可以用最小二乘方法来定綫, 即是說相关綫的位置是按照各点和綫的縱向偏差 Δy (或橫向的 Δx) 平方之总和为最小值 (圖 7-2) 即

$$\Sigma(\Delta y)^2 = \text{最小值} \quad (7-1)$$

这一条件来决定。这样定出的相关直綫称为 y 依 x 的回归綫。

根据式(7-1)条件, 即可推出 y 依 x 的回归方程式如下:

$$y - \bar{y} = r_{xy} \frac{\sigma_y}{\sigma_x} (x - \bar{x}) \quad (7-2)$$

根据式(7-2)可以相似地得到 x 依 y 的回归綫 (圖 7-3) 的方程式为:

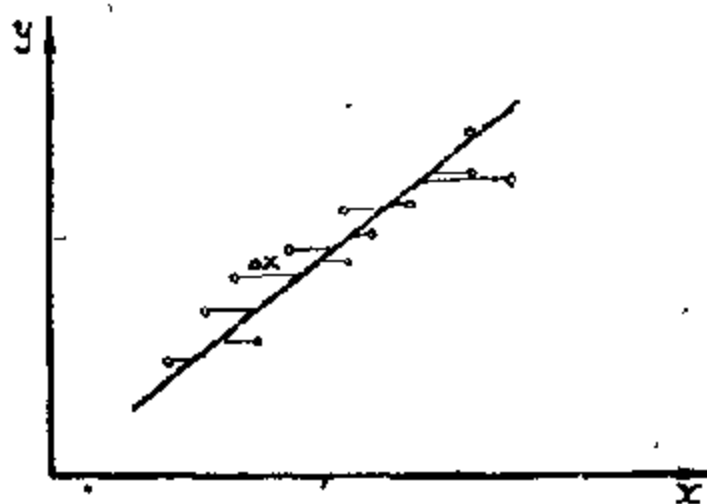


圖 7-3. x 依 y 的回归綫。

$$x - \bar{x} = r_{xy} \frac{\sigma_x}{\sigma_y} (y - \bar{y}). \quad (7-3)$$

上二式中 $\bar{y} = \frac{1}{m} \Sigma y_i$; $\bar{x} = \frac{1}{m} \Sigma x_i$; m 为繪点总数;

$$\sigma_y = \sqrt{\frac{\Sigma (y_i - \bar{y})^2}{m-1}}; \quad (7-4)$$

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}; \quad (7-5)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\sum (y_i - \bar{y})(x_i - \bar{x})}{\sqrt{\sum (y_i - \bar{y})^2 \sum (x_i - \bar{x})^2}} \quad (7-6)$$

γ_{xy} 称为 x 、 y 间的相关系数，它反映 x 、 y 间关系的密切程度。但是，式(7-6)仅是相关系数的计算式，而不能从这里看出相关系数的定义及其意义。

从图 7-4 上可以看出，与某一 x_i 相应的，有一实际的 y_i 值与由相关线得出的估计值 \hat{y}_i 。或者说

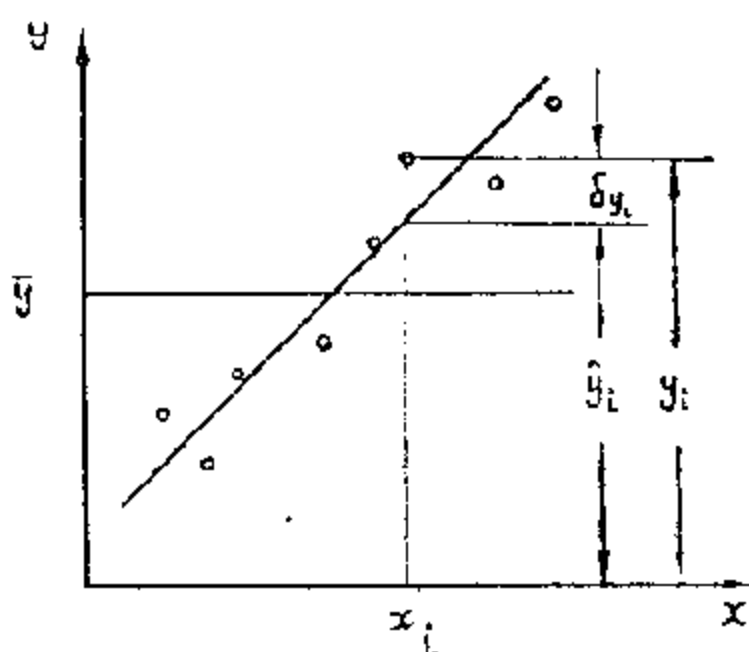


图 7-4. y 依 x 的回归线。

$$y_i = \hat{y}_i + \delta y_i \quad (7-7)$$

根据方离差相加定理：

$$\sigma_{\hat{y}+y}^2 = \sigma_{\hat{y}}^2 + \sigma_y^2,$$

可得：

$$\sigma_y^2 = \sigma_{\hat{y}}^2 + S_y^2, \quad (7-8)$$

式中

$$S_y = \frac{1}{N} \sum (y_i - \bar{y})^2.$$

标准差 σ_y 或方离差 σ_y^2 反映了数列 y 的变化大小，标准差 $\sigma_{\hat{y}}$ 或方离差 $\sigma_{\hat{y}}^2$ 则反映着各估计值 \hat{y}_i 的变化大小。显然， σ_y 或 $\sigma_{\hat{y}}^2$ 的大小主要决定于数列 x 的变动。比值 $\sigma_{\hat{y}}^2 / \sigma_y^2$ 就是反映此种关系的数字表征。此比值称为决定系数，在水文分析中习惯用 $\sigma_{\hat{y}}^2 / \sigma_y^2$ 来表示 y 与 x

二数列間的相关程度,也就是說相关系数的严格定义是:

$$\gamma_{yx} = \frac{\sigma_{\hat{y}}}{\sigma_y} \quad (7-9)$$

同理可得

$$\gamma_{xy} = \frac{\sigma_{\hat{x}}}{\sigma_x} \quad (7-10)$$

可以証明, γ_{yx} 与 γ_{xy} 是相等的, 所以一般就用 γ 来表示, 而不再加脚注。从式 (7-9) 或 (7-10) 可以得出 γ 的計算公式(7-6)。可以看出 $\sigma_{\hat{y}} \leq \sigma_y$, 因此 $0 \leq \gamma < 1.0$ 。当 $\gamma = 1.0$ 时, $S_y = 0$, 即每一实际 y_i 值均与其相应的估計值 \hat{y}_i 相等, 亦即 y 与 x 成函数关系。当 $\gamma = 0$ 时, $\sigma_{\hat{y}} = S_y$, 亦即 y 与 x 無直綫相关关系存在。但是需要指出, 当 $\gamma = 0$ 时, 并不排斥 y 与 x 之間有曲綫相关关系的可能。

因为在进行相关分析时, 我們所依据的仅是較短的抽样数列, 所以得出的抽样相关系数对于 y 与 x 兩要素变数的总体之間的相关系数会有一定的誤差。所以用抽样相关系数的标准差 σ_γ , 或其或然差 E_γ , 来估計总体的相关系数 γ 的可能范围。从概率論的原理中, 可以知道誤差小于三倍标准差的概率为 99.7%, 小于四倍或然差的概率为 99.3%。所以, 当

$$\gamma \pm 3\sigma_\gamma > 0 \quad \text{或} \quad \gamma \pm 4E_\gamma > 0$$

时, 就可以認為总体的相关系数不为零。如能够滿足这一条件, 就意味着二者之間有相关关系存在。 σ_γ 和 E_γ 可按下列公式来計算:

$$\sigma_\gamma = \frac{1 - \gamma^2}{\sqrt{N}}; \quad (7-11)$$

$$E_\gamma = 0.6745\sigma_\gamma. \quad (7-12)$$

有相关关系存在, 并不意味着該項相关的程度已經达到可以在实际工作中运用的地步。有些書籍中建議用 $|\gamma| \geq 0.5$ 或 0.6 作为鑒定相关程度合用的标准。但是, 从前面的介紹中, 可以看出, 縱然当 $\gamma = 0.6$ 时, 不过仅表明一要素受到另一要素的影响仅約 36% 左右, 这显然是

不够的。看来如选用 $|\gamma| \geq 0.85$ ，亦即决定系数 $\geq 70\%$ ，似乎较为适宜。

在进行相关分析时，可先点繪相关圖，看其是否可能具有直綫相关关系。如果可能，則再用列表法进行計算，求出相关系数和回归方程式。如果 γ 值能滿足要求，則求得的回归方程式就可以用来展延所需的数列。

相关法应用的条件为：

1. 能从自然地理的观点来說明被引用的数列与研討数列之間，在变动趋势上具有相似性；
2. 在上述二数列之間在一定的时期也都有实测資料；
3. 在研討的数列缺乏資料的某些时期內，被引用的数列具有实测資料。只有在滿足上述条件的基础上，兩者才可能有較好的相关关系，而可以插补延長与研討数列資料之不足。

相关法被广泛用来插补和延長資料，不只計算較簡單，而且在自然地理特征等很相似的流域中相关关系也比較好，但还是有其問題的。一般常用相关系数来衡量相关性，由于相关点中包括了一个特大值，而使相关系数增大很多，因此进行誤差分析时必须从成因关系上明了兩者之間的相关性，同时还要研究相关圖中点的分布情况。只有当大、中、小数值的点均有時，对計算的相关系数才能較实际地代表其相关性。

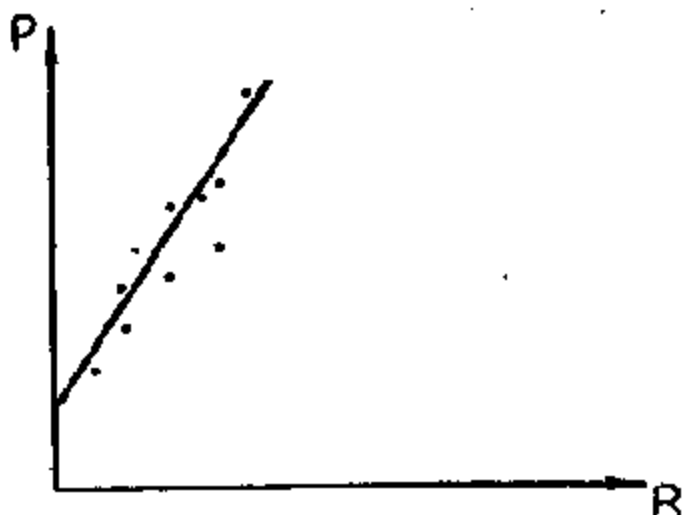


圖 7-5. 降雨-徑流关系示意图。

最后我們提出，还可由物理成因来分析相关性，例如降雨和徑流的

关系,如以降雨量为縱坐标,徑流量为横坐标(圖 7-5),这时相关綫和横軸的交角必定大于 45° ,这是因为降雨量必定大于徑流量(因从成因分析,可明显地看出来降雨量中只是有一部分形成徑流,其余則变为入渗、蒸發等損失掉了)。

§ 7-2. 在資料充足条件下的推求方法

根据水文測驗資料所得徑流量的平均值不过是由有限的觀測期 n 年的数字求出,即: $\bar{Y} = \frac{Y_1 + Y_2 + \dots + Y_n}{n}$ 。

\bar{Y} 与多年平均徑流之真值 Y_0 稍有出入, n 愈大則此差值就愈小,此外,年徑流量数列的变动愈小,則此差值也就愈小。在概率論中曾討論到平均值的相对誤差为 $\sigma'_0 = \pm \frac{C_v}{\sqrt{n}} \cdot 100\%$ 并且还列出一个推算一

定精度的徑流量所必須的觀測年数的数字表(表 7-1)。从該表上可看出:当 C_v 值甚大时(例 $C_v = 0.8 \sim 0.7$),要計算精度为 $\pm 5\%$ 的正常徑流量必須 $n = 144 \sim 196$ 年;而当 $C_v = 0.15$ 时,只需 9 年已足。但如平均誤差可以达到 10% ,則当 $C_v = 0.7$ 时,实测数列有 49 年已足,而当 $C_v = 0.15$,則 $n = 2$ 年已足。

必須指出,上述誤差乃是相对均匀誤差。实测年数为 n 之徑流量平均值与其真值之間的最大差数可能达該誤差的 $2 \sim 2.5$ 倍,甚至 3 倍以上。

由此可見,如有充分的常期的水文測驗資料,則推求多年平均徑流量的工作極為簡單。推算出多年平均徑流量还應該佔算出其誤差值:

$$M_0 = \frac{\sum M_i}{n} \pm \sigma_n = \bar{M} \pm \sigma_n \text{ 或 } Q_0 = \bar{Q} \pm \sigma_n.$$

佔算多年平均徑流量时,誤差的容許范围視該項数据以后使用的情况而定。

表 7-2.

C_v	相 对 誤 差 %						
	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
0.15	14	9	6	5	4	3	2
0.20	25	16	11	8	6	5	4
0.25	39	26	17	13	10	8	6
0.30	56	36	25	19	14	11	9
0.35	78	49	33	25	19	15	12
0.40	100	64	44	33	25	20	16
0.45	126	81	55	42	32	25	20
0.50	150	100	69	50	39	31	25
0.55	189	121	83	62	47	38	30
0.60	225	144	100	74	53	45	36
0.65	264	169	118	88	63	52	42
0.70	303	196	136	100	70	60	49
0.80	400	256	178	131	100	79	64
0.90	500	324	225	165	123	100	81
1.00	625	400	288	204	156	128	100

§ 7-3. 有短期資料条件下的推求方法

前一节中我們研究过从多年徑流观测資料推求年徑流量及其精度的問題。

在水文計算的实际工作中，往往必須推求如此一类断面的多年平均徑流量，即其水文实测期間之長度十分不够，或者是年徑流量的离勢系数，非常之大。在此种情况下，根据实测資料推出的徑流量多年平均值之誤差，可能大大地超过容許范围。为了提高設計断面多年平均徑流量之精度，必須使用同一河流或相鄰河流其他断面上長期观测的資料；如为相鄰河流，則其自然地理条件与設計河流必須相近。

十分显然，在此种情况下，可以把短期实测数列展延成長期数列。

展延短期实测数列为長期数列以求多年平均徑流量可以有許多方

法,其中的一些將在下面介紹,这里首先提出注意的就是每种展延数列的方法,只有当一起进行研討的各河川流域是处于自然地理条件相似的情况下,才能加以使用。

下面就着手来介紹几种常用的展延短期数列的方法。

1. 以本站与基本参証站年徑流量之間关系为根据展延数列。

对于自然地理条件大体相同的两个集水区域,年徑流量值之間的一般关系有如下方程式: $y = ax + b$ 。

若采用方程式 $y = ax + b$ 而不进行圖解分析,可能导致不正确的結果。

由此可知,要把短期数列延伸到長期数列,必須首先进行年徑流量的圖解分析。为达到此目的,把本流域与基本参証流域的徑流量值在坐标紙上定出。算出时,最好不用流量,而用徑流模数或徑流深度,如

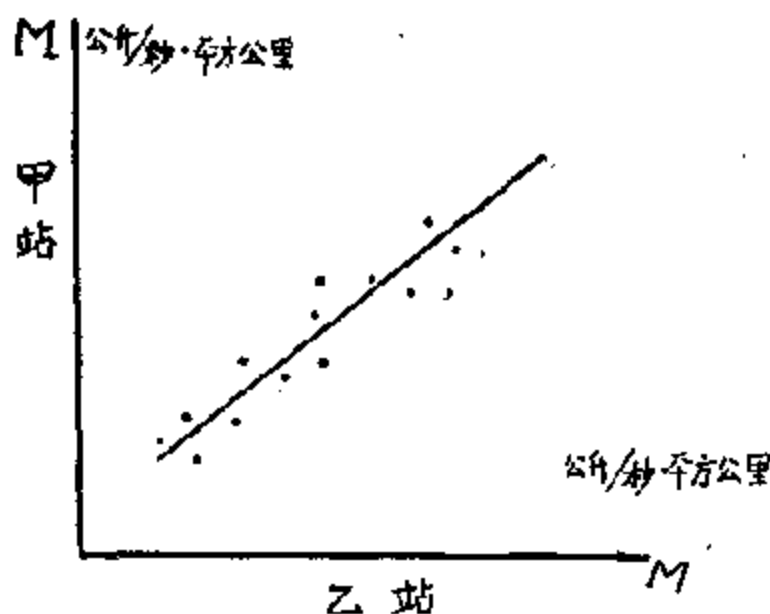


圖 7-6. 年徑流模数关系示意图。

圖 7-6 所示。

如圖上各坐标点的散布面不大,这說明兩測站間历年徑流变化的周期性較强。若各坐标点散布面很大,則說明相反的情况,即选定的流域,不能作为基本参証流域。如事先繪制兩測站的徑流过程綫,則此处也足以証明上述論断的正确。如圖 7-7

所示。历年徑流变化的周期性証实了兩流域間气候条件和其他自然地理条件的共同性,同时也証实了所选具有長期观测数列的流域,作为延展推求多年徑流量的基本参証是相宜的。最好繪制几个鄰近流域平行的年徑流量过程綫,当然,这些流域必須是有長期实测数列,这才

有可能作为参証站。在研究这些平行的历年徑流过程綫以及分析所研討的各流域共同的自然地理条件的基础上,选定基本参証流域,作为延展推求正常徑流的系列之用。

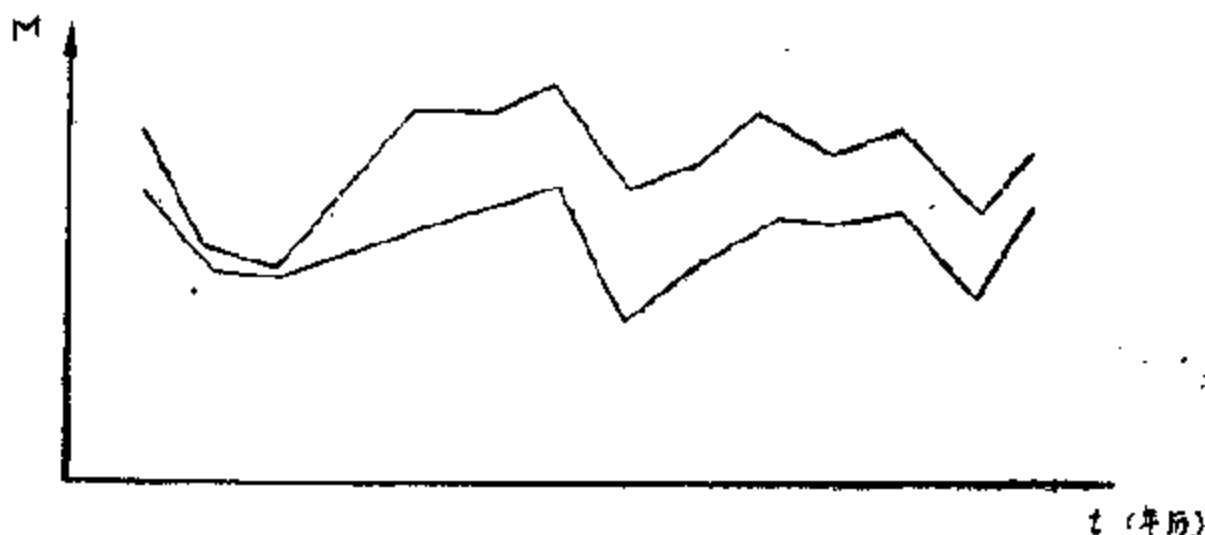


圖 7-7. 甲乙兩站年徑流模數过程綫。

然后就各坐标点定出关系直綫,則确定多年平均年徑流量的方法,或者是直接从直綫上把与基本参証流域多年平均年徑流量相应的某点量取下来,或者是沿該关系綫根据基本参証数列把所研討的流域的徑流量展延到長期的数列。

在直綫关系的情况下两种估算方法得出十分相近的結果。若在曲綫关系下,則后者才是正确的。

若各坐标点的差不大于 10~20% 則圖解关系可以作为計算的結果。

2. 根据月徑流量的关系展延数列

在缺少整年的实测資料或仅有一年到三年观测資料的情况下,可使用此种方法展延数列。因为不論前一种或后一种場合,均缺乏足够数量的坐标点以繪制年徑流模数关系曲綫。于是,以月徑流量之間的关系为根据而繪制此项关系曲綫是比較合理的,而且有时是唯一可能的方法。

选配具有長期观测数列的參証河流或者基本參証站时，必須遵循以前所采用的各种条件。

月平均流量关系曲线的坐标点比年徑流模数关系的坐标点往往更散乱。这是由于兩条河流或兩個測站其同一徑流过程阶段的进展，在具体时日上稍有差别。例如某一測流断面在本月末出現大洪水，可是另一測流断面处洪水的一部分或全部可能在下月初發生。于是，洪水总量必定影响月平均流量值。

3. 簡易数理相关法展延数列

在許多情况下，用普通的經驗圖解法确定兩条河流的或兩個設計断面年徑流模数之間的关系时，由于坐标点散乱而相当困难。此时繪制关系曲线可能帶有任意或主觀的性質。此外，繪制圖解关系时，我們不能对该关系的密切程度作出客觀的評定，同时也不能对展延数列的可能誤差取得数值上的估算。所以，在此种情况下，有时甚至在其他一切情况下，除繪制圖样关系之外，同时又确定其間的相关关系。关于回归方程式以及相关系数的推求法，已在§7-1中介紹过了。这里再要指出一点，除了相关系数要滿足要求以外，平行观测的資料項数也要不少于10~12項，只有这样，求得回归方程式才能認為是可以使用的。

4. 用概率曲线展延数列

在資料特別少的情况下，如 $n=1\sim5$ 年，用頻率曲线来延展数列，也是一个可行的办法。本法的要点如下：

A. 先設法定出本流域年徑流量变动的 C_v 与 C_s 值(求法將在后面有关章节中介紹)；

B. 对鄰区業已研究过的，并有長期徑流資料数列的河流作为參証流域并推算出其 C_v 与 C_s 值；

C. 就推算得的 C_v 与 C_s 值，在綜合圖上作出兩条理論頻率曲线(以 K 为縱坐标)；

D. 在同一圖上用基本參証流域的資料作出經驗頻率繪点，这些

点子当然应当和理論頻率曲綫相配合;

E. 假定两个流域的同一年内的年径流量具有相同的頻率,也就是說其重現期相同。这样,就可以从待研究的流域的理論頻率曲綫上,求出与已求出的基本參証流域历年数列中每年的 K 与 p 值相应的 K' 来。 K' 表示求得的待研究流域的理論概率綫上的 p' 的縱坐标。这样,待研究流域径流历年的全部数列即可展延出来。这样求出来的还仅是径流的相对值 K 。必須求出多年平均年径流量 Q_0 来,才能得到与这些 K 值相应的径流量的绝对值。利用待研究流域已有的短期資料和从理論概率綫上查出的这些年的年径流量的 K 值,就可以反推出多年平均年径流量 Q_0 来,因为 $K_i = \frac{Q_i}{Q_0}$, 所以 $Q_0 = \frac{Q_i}{K_i}$ 。每一年的資料都可以求出一个 Q_0 来,將求出的各个(如果已有資料不足一年的話) Q_0 值加以平均,即可得出最后采用的 Q_0 值,从而也可求出展延的径流数列。

5. 以降雨量为根据展延数列

在缺乏基本參証流域的情况下,明确些說,缺乏具有長期径流观测数列的參証流域时,可以年径流模数或年径流量深度与降水量之間的关系为根据,將短期的水文資料的数列加以展延。因为一般來說,降水量实测資料比起径流資料來說要長久一些。

本方法精度受有相当大的限制,使用前需事先进行認真的分析。在降水量过剩或相当充沛的地区,即年径流系数(年径流量与年降水量之比值)相当大(达 0.30~0.50)的地区,径流量和降水量之間的关系可以是相当明显;但是在干旱或半干旱地区,即在年径流系数不超过 0.10—0.20 的地区,絕大部分的降水量都是消耗于蒸發方面,因而年径流量与年降水量之間的关系就显得不够密切。所以在考虑使用这一方法时,必須对此情况加以适当的研究。

当選擇將使用其降水量实测資料之气象站时,必須使所选定之測站能够代表該河川流域降水量的平均值,而对于較大面积的具有几个雨量站的流域,則最好能求出該流域的平均降水量的数列来展延径流

量的数列。

显然，徑流量与降水量之間的关系形式应当不是直綫而是一条曲綫，是一条曲綫下段应与降水軸相切的曲綫，切点表示該时全部降水量都消耗于滲透和蒸發，而不發生徑流；在曲綫的上段，則成为一条与坐标軸之間的傾角为 45° 的直綫（如果縱、横坐标軸的單位相同的話），因为此时滲透与蒸發都滿足了，多余的降水量就全部供給徑流。根据以上分析，在建立徑流与降水的关系时，若采用直綫相关法，則对关系綫的下部是不很恰当的，特别是按直綫型式向下展延关系綫时更是如此。

最后要再着重指出一点，上面所介紹的展延徑流量数列的几种方法，是以两个流域自然地理的相似性与徑流变化过程在時間上的对应性为基础的。

在实际工作中，正常徑流量的推算与历年徑流数列的展延工作，是要尽可能地用几种方法同时并进的。对各个方法所得成果加以比較分析之后，得出的最終成果的根据就比較充分。

§7-4. 缺乏資料条件下多年平均年徑流量的推求方法

在徑流資料完全缺乏的情况下，可以从水量平衡这一概念出發来推求徑流量数列。

水量平衡方程式为：
$$Y = X - Z,$$

式中 Y 为年徑流量， X 为年降水量， Z 为年蒸發量。如果已經知道了 X 和 Z ，則 Y 不难求出。在已有降水量資料的条件下，运用这一方法的关键在于如何正确地定出蒸發量 Z 。从以往水文气象觀測資料的情况来看，縱然具有蒸發的觀測資料，也不过是水面蒸發量而已，而現在的問題，乃在于定出流域內总蒸發量。苏联很多水文学家研究出很多适用于苏联不同地区的計算总蒸發量的方法，可惜这些方法在我国的适用性還沒进行过較多的驗証，因此，現在还不能肯定这些方法是否能在我国使用。我国目前在这方面进行了不少实验研究，但到目前为止，还

有沒得出可以在全国适用的办法。对于个别地区如三门峡,也得到了—些計算的經驗式。如果在所研究的流域的相鄰地区內,有另一自然地理及水文地理条件相近的流域,在該流域上,具有相当長期的徑流与降水資料,也就是說該流域可以运用水量平衡方程式求出各年蒸發量。可以比照着該流域历年的蒸發量来定出所研究的流域历年的蒸發量。这样,結合历年降水量的資料,也就可以定出历年徑流数列。

这里应该指出,作为此法展延年徑流量数列基础的上述水量平衡方程式,对于年水量來說,是并不正确的。当以年为時間單位时,正确的水量平衡方程式应为: $V = X - Z - \Delta W$ 。

式中 ΔW 为一年內流域蓄水量的增值。因此,如果計算出 Z 之后而不考虑 ΔW 的影响,是可能产生相当誤差的。从这一角度来考虑后面得出来的那种借比照法决定蒸發量 Z ,从而展延年徑流量数列的办法时应该看出該法的缺点是:要考虑二流域間自然地理及水文地質因素的异同,要依靠較多的經驗判断,缺乏明确的标准,但是也要指出由于所参照的“蒸發量” Z 系由降水与徑流的差值定出,因而 Z 所代表的就不仅是蒸發量本身,而是蒸發量与蓄水量增值之和,这也可以說是它的一个优点。

另一个与此性質相近,比較簡單但概念上不是如此明确的方法,是直接借用或比照鄰近流域的年降水量与年徑流量的关系来延展本流域的徑流数列。前一方法与此法相較,在物理概念上前者固然比較明确,但从实用精度上来看,却不一定能高出多少,而后一方法却比較簡便。此外,当参証流域在某些年份中缺乏徑流或水量資料,因而不能定出該年的“蒸發量”时,用前一方法就难以定出該年設計的流域徑流量;而后一方法就沒有这一困难,因为它只要求参証流域能建立出降水量与徑流量的关系,而不問这一关系是根据那些年份的資料得出来的,因此,当参証流域的資料不是比較完善时,后一种方法就比較为人所乐于采用。

在缺乏資料的情況下，推求正常徑流量的另一個實用價值和理論價值更高的方法是正常徑流等值綫圖法。此法為蘇聯工程師 Л. И. 柯切林所首創；簡單地提及一下此法提出的過程不是無益的。

1925 年蘇共第十四次代表大會，通過了實現國家社會主義工業化的方針，要求進行大規模工業建設和水利建設。因而，對水文學，首先是对徑流學，提出了一系列為當時水文學知識所無法滿足的實際需求，但是，也就是這些要求鍛煉了蘇聯學者。他們為滿足這些要求孜孜不倦地獻身於水文學問題的研究，因而，有力地推動了徑流學的發展。柯切林首創出正常徑流等值綫圖，正是這中間的光輝典範之一。Л. И. 柯切林當時在蘇聯最高國民經濟委員會所屬電力總局內負責水利工程設計的審查工作，他敏銳地感覺到水文資料首先是徑流資料的不足，因而得出結論說，為了彌補水利工程與徑流水文學之間的嚴重脫節現象，必須將現有的徑流資料，加以歸納與綜合，經過對水量平衡方程式和決定多年平均徑流量的各項因素的研究，結果得出閉合流域的正常徑流量主要是氣候因素（降水和流域表面蒸發）的面數。因為降水和蒸發在區域上是有一定的規律性的分布，因而他認為不容置疑，多年平均徑流量同樣地也必定具有相似的分布規律，終於在 1927 年 Л. И. 柯切林第一個做出了蘇聯歐洲部分徑流模數等值綫圖，從而也就証實了上述見解之正確。

柯氏等值綫圖具有極為巨大的實用價值，可以說由 1927 年到 1937 年期間，也就是蘇聯第一和第二个五年計劃時期內，柯氏的等值綫圖正是千百項水利工程設計書中水文論據的唯一來源。

柯氏等值綫圖還具有很高的科學價值，它強調指出了一個簡單的，但長期被人忽略的事實，就是絕大部分河川流域的年平均徑流量主要取決於氣候因素，因此，可以根據氣候因素的比擬，用等值綫圖推求出年平均徑流量。

下面我們來介紹一下多年平均年徑流等值綫圖的繪制和使用法：

在一个确定的断面上,河川径流的平均值是用平均年径流体积(年一公方)或平均流量(秒公方)来表示。现在,我们把这一个仅表示河流个别断面水文特性的年径流量改变为代表整个流域的水文特性的平均径流深度。

$$\bar{h} = \frac{W}{F}, \quad (7-13)$$

$$\text{或平均径流模数} \quad \bar{M} = \frac{\bar{Q}}{F}, \quad (7-14)$$

式中 \bar{Q} ——多年平均流量;

W ——多年平均年径流量;

F ——流域面积(平方公里)。

平均径流深度的单位通常用公厘来表示; 平均径流模数通常用秒公方/公里²来表示。

得到了流域的平均径流模数(或深度)以后, 把它画到流域面积的重心点上, 而不是画在最终的断面上, 这是因为多年平均年径流模数是代表全流域平均的水文特性, 而不是最终那个新面上的水文特性。在很多的流域上就可得出很多个这样的点子。然后就可以如象画地形图等高线一样画出正常径流模数等值线来。

在应用的时候, 如为了求小流域的多年平均年径流, 则先求小流域的重心, 再从图上求出通过该重心的多年平均年径流模数。如重心不通过等值线时, 可用内插法求出。

假如流域面积相当大时, 则为了更准确的求出多年平均年径流起见可先算出每条多年平均年径流等值所控制的流域面积, 然后再求其加权平均值(图 7-8):

$$\bar{M} = \frac{m_1 f_1 + m_2 f_2 + \cdots + m_n f_n}{F}, \quad (7-15)$$

式中 \bar{M} ——多年平均年径流模数(秒公升/公里²);

m ——多年平均年径流模数等值线各值。

f ——每一等值綫所控制的面积(平方公里);

F ——流域总面积(平方公里)。

最后必須指出, 多年平均年徑流等值綫圖繪制的准确性决定于供

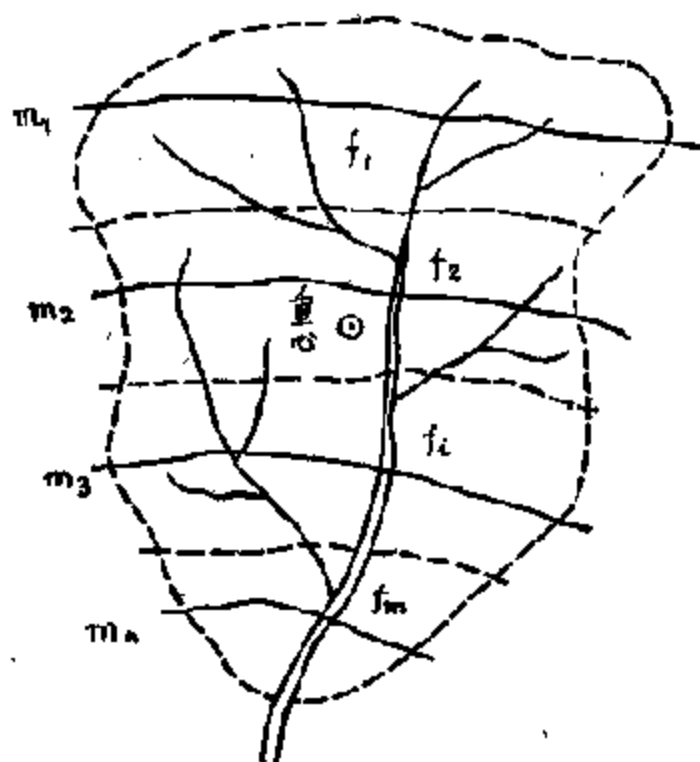


圖 7-8. 从多年平均徑流等值綫圖求多年平均徑流。

給資料的水文站網的密度及其記錄年数。普通情形大河流及中等河流上的測站是比較多而小河流上則較少。所以应用在小河流上时, 应特別注意流域的自然地理条件而加以必要的改正。

目前, 我国一大部分地区内的多年平均年徑流等值綫圖已經繪制出来了。这对我国目前的农业水利化高潮一定会作出良好的貢獻。

总的說来, 估算多年平均年徑流的各种方法, 存在着一定的缺点。尤其在采用間接方法估計时, 必須慎重考虑各种条件, 并尽量用各种方法加以比較与校核, 假如有了比較精确的多年平均年徑流等值綫圖时, 也应注意編制时的条件。而对于小的河流必須与自然地理情况相似, 而已有完整記錄的流域所算得的而非估算的多年平均年徑流值相对照。

§ 7-5. 年徑流多年平均值計算方法的討論

1. 欲求可靠的正常徑流量应当有許多观测工作, 其历时随預期精度与观测数值离势系数的大小而定。

2. 对于短期观测数列必须进行增进精度的工作,对后者可用相关法来达到目的。因在我国具体情况下,多为此种情况,所以下面着重研究一下各种相关关系:

A. 年徑流間的相关 一般較常应用,但当相关点据較少时相关性不太好。

B. 月徑流間的相关 虽然比年徑流間相关增加了相关点据,但实际上畢竟还只是代表几年的情况,这种相关所得成果能否代表多年情况,尚存在一些問題。

C. 簡易数理相关法 在相关关系不太好时用此法比較准确,但因計算过于繁杂,所以不大采用。

D. 用概率曲綫延展数列也較复杂。

总结以上情况可知: 用年徑流量之間相关和年徑流量与(降雨)之間相关两种方法是經常被采用的。

E. 在应用相关分析时,应特別注意兩站相关性是否密切,一般上下游相关,二站間距离若不太远,地形、气候、地質条件相近,則其相关性較好,而用鄰近流域相关,不如上下游相关性密切。

3. 缺乏資料时可利用多年平均徑流模数等值綫圖和平衡方程式求得正常徑流的近似值。

第八章 年徑流量的变化

§ 8-1. 年徑流量的变化

前面我們已經講过,在水工設計中,需要知道年徑流量的保証率。如已知逐年年徑流量的变化过程,則經濟合理的設計很容易办到。但各年之間年徑流量無規律地变化着,因此,还不能用过去的徑流数列推求出徑流量在將來年內的变化过程。前面講过,引起年徑流量逐年变

化的因素,主要是气候因素,特别是降水量的变化。其他自然地理因素也間接地影响年徑流量,而且这些因素在各年之間的变化,一般来說是比較小的。至于降水量的变化,因为地球繞太陽运行的緣故,以年为周期周而复始地变化着,因而,各年之間联系較少。从表 8-1 中列出我国年徑流量变化的分布情况,由表中可以看出,各年徑流值之間是没有什么联系的。

表 8-1. 多水年与少水年变測年徑流極限模比系数表

河 名	測 站	面积,公里 ²	观测年数	Q,秒公方	K _{最大}	K _{最小}	变 幅
長 江	汉 口	1,475,000	88	24,600	1.60	0.59	1.01
黃 河	陕 县	688,000	35	1,800	1.66	0.48	1.18
淮 河	南照集	39,500	30	372	2.00	0.10	2.48
永定河	三家店	44,060	24	42	2.70	0.42	2.28
嘉陵江	北 碚	155,400	14	2,040	1.41	0.55	0.86
西 江	梧 州	82,800	10	8,140	1.90	0.88	0.42
北 江	清 远	35,800	8	1,440	1.15	0.82	0.33
湘 江	長 沙	78,400	24	2,200	1.51	0.51	1.00

表中:

$$K = \frac{Q}{Q_0},$$

$$\text{变幅} = K_{\text{最大}} - K_{\text{最小}}.$$

从表 8-1 中还可以看到,各年年徑流量的变化是相当大的。此外,各相鄰河流年徑流量間的相关系数很小,这点可以从表 8-2 看出。

表 8-2. 相鄰河流的相关系数表

流 域	河 名	測 站	相鄰年徑流量的 相关系数 γ	γ 的标准差
長 江	汉 水	安 康	0.25	± 0.23
黃 河	黃 河	蘭 州	-0.21	± 0.22
淮 河	史 河	梅 山	-0.12	± 0.23
海 河	永定河	三家店	0.03	± 0.23

在統計法中,年徑流量数列可看成为一个具有独立性的偶然数列,我們就在这偶然数列的基础上,对相当于某种規定頻率的

年徑流量作出数量上的估計,而不能指出其具体出現的日期。总之,目前是用年徑流頻率曲綫代替年徑流量过程綫的,以滿足水工設計中的要求。在这里我們来講述一下分析步驟:

(1) 資料处理包括实测資料的审查、插补、延長資料及对其成果的驗證。

(2) 有了較長年限的資料后,我們就可以用年徑流变化的頻率分析法求各种不同頻率的年平均徑流量。

§ 8-2. 年徑流量的資料处理

过去黄万里把頻率計算夸大到整个水文学的中心地位,在数理上故弄玄虛,使同学學習时感到高深莫測。我們認為,頻率計算法是解决工程問題的輔助工具,因此,在应用頻率法分析年徑流变化时,資料处理应占据主要地位。因为我們一方面要明确整个計算建立在什么基础上,可靠性如何,另一方面,由于我国自解放后水文工作才得到發展,以往的水文資料缺乏,而水文計算中,需要長期的連續資料,在这种情况下,設法把沒有实测資料的徑流量推求出来,是十分重要的。

現將資料处理的步驟分述如下。

1. 資料审查 关于这方面的問題,前面已經講过,主要是对实测資料进行审查。

2. 資料的插补和延長 其基本精神是推算河流水文現象的基本規律来进行的,要比較精确地掌握这个規律,一般需要两个条件。其一,要有相当多的实测資料,从这里归納出規律;其二,要能对河流的情况及水文的一般規律作出合理的解釋。前者应尽量减少主观因素的作用,后者可避免由于偶然現象給我們造成的錯覺。

插补和延長的方法可分下列四种:

A. 用水位-流量关系曲綫和历年水位資料插补出暢流期的流量。

- B. 上下游流量相关。
- C. 和鄰近河流的流量相关。
- D. 由雨量推求流量,当雨量資料較多,而且降雨流量关系相当密切时采用。

关于以上几点,前面已評述,因此这里不細談。

3. 插补延長成果的檢查

- A. 对方法本身檢驗其可靠性。
 - a) 针对某一計算步驟,如由雨量推求流量时,雨量-徑流关系的驗證就很重要。
 - b) 针对全部計算方法,如用第四种方法插补資料时,对同时具有雨量和流量实测資料的年份,也用雨量推求徑流量,然后与实测徑流量比較。

B. 对成果檢驗。

a) 相关法檢查:

(1) 徑流相关: 当上下游有流量資料时,則利用已有的流量成果和插补的成果做出相关圖,或上下游測站都是利用本站的水位-流量关系和水位資料插补出来的,也可作相关圖来檢查。在缺乏上下游站时,也可用鄰近河流的站来作相关圖。在这些相关圖中,只要相关点較密集,趨勢一致,沒有相反的变化,則認為滿意。有时可用上下游几个站来水的总和和下游的控制站相关,也可發現一些問題。

(2) 降水~徑流相关: 在上下游缺乏徑流資料时,可用雨量來檢查,雨量是用單站的或几站的平均,点出相关圖后,如关系很好,則認為是合理的,如有突出点,則应进行檢查,是否雨量的代表性不够(可參看各年的年雨量等值綫圖)还是徑流的插补值有問題,查出問題后再修改。

b) 用同年各站及同站历年的徑流來比較,發現并檢查特大及特小数值。例如东北嫩江土泥淺站的徑流較鄰近站偏大,不太合理。逐年

表 8-3.

年 份		1936	1937	1938	1939	1941	1942	1944	1951	1952	1953	1954	1955
地 名													
庫	漠	268	153	191	164	124	144	86.0	242	134	264	76.0	270
土	泥	397	318	352	261	458	220	169	329	216	587	132	196
北									301	124	539	94.0	104
秦	家	254	225	248	488			119	380	281	360	121	304
	安												
	崗												

站自然地理条件極為相似，但北安的集水面积远較土泥淺为小。从一般情况講，北安的徑流深应大于土泥淺，如与秦家崗比較，兩站徑流深互有高低，平均数相近，但秦家崗处于小兴安嶺的南端，上游雨量較土泥淺为大，所以相对地講，土泥淺也偏大了。

§ 8-3. 年徑流多年变化頻率分析法

河川徑流变化的基本特性就是各数值出現的頻率。在水文計算，特

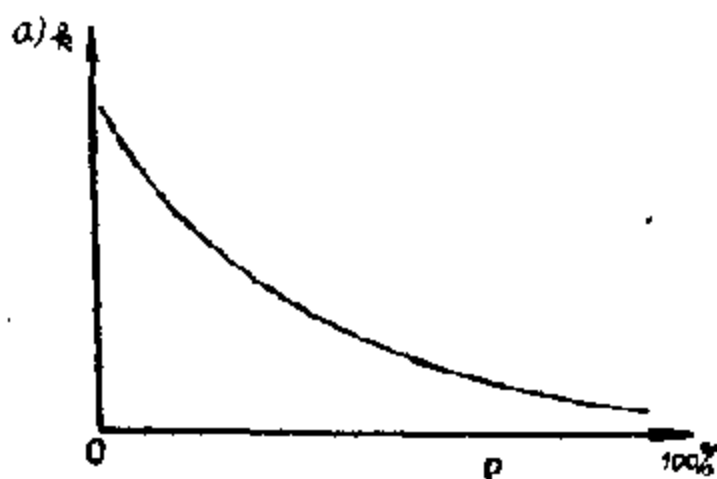


圖 8-2 頻率曲綫圖。

別是徑流調节計算中，年徑流的頻率綫，多称为保証率曲綫，如圖 8-2 所示。圖中縱坐标表示流量，橫坐标表示保証率。

任何已知流量某保証率的概念，在这里是指等于及大于該

流量值的年平均流量在河道中出現的机会(頻率)。

由于可以認為历年徑流量数列中，各年徑流量之間是互不相关，完全服从于偶然性的規律。因此，在实际問題中可以使用数理的統計方

法(机率理論)进行研究, 求出各年径流量的频率分配关系。这种关系目前有許多不同的数学公式予以表示。但工程中常用的只有很少几种。如皮尔遜 III 型曲綫, 克-曼曲綫等。

在叙述分析法計算步驟之前, 应先对常用的分配曲綫有一些簡單的了解。

皮尔遜 III 型分配曲綫的基本方程式^① 是

$$y = y_d e^{-y} \left(1 + \frac{y}{\alpha}\right)^{\alpha} \quad (8-1)$$

用皮尔遜 III 型曲綫决定累积频率曲綫的縱坐标时, 需要先知道三个参数值, 就可以全部确定出曲綫的形狀。这三个参数为: (1) 数列的算术平均值 Y_0 ; (2) 变差系数 C_v 及 (3) 偏差系数 C_s 。

变差系数代表均方差与算术平均数之間的比值。例如欲估計年径流量的波动現象, 則需要求出比值

$$C_v = \frac{\sigma}{Y_0} \quad (8-2)$$

其中 σ 为均方差, 其值按下列方式求出: 設已知年径流量数列为 Y_1, Y_2, \dots, Y_n , 又求出数列中各项对算术平均数的离差:

$$(Y_1 - Y_0); (Y_2 - Y_0); (Y_3 - Y_0); \dots (Y_n - Y_0);$$

均方差为:
$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (Y_i - \bar{Y}_0)^2}{N-1}}, \quad (8-3)$$

則:
$$C_v = \sqrt{\frac{\sum \left(\frac{Y_i}{Y_0} - 1\right)^2}{N-1}}$$

令
$$K = \frac{Y}{Y_0} \text{ (称为模比系数),}$$

則得
$$C_v = \sqrt{\frac{\sum (K - 1)^2}{N-1}}, \quad (8-4)$$

① 詳見 B. B. 波萊柯夫著“水文分析与計算”第 93 頁, 高等教育出版社出版。

式中 N ——序列数目。

偏差系数說明分配曲綫的不对称性,計算时普通使用下式

$$C_s = \frac{\sum (K-1)^3}{(N-1)C_v^3} \quad (8-5)$$

需要指出,偏差系数的精确計算要求長期的实测数列。在具有 10 年左右的数列时,可以在实用的精度范围之間求得 C_v 值,但对于 C_s 而言若观测較短,則計算結果难以达到精确地步,有时甚至造成很大誤差。

利用 C_v 及 C_s 即可作出理論累积頻率曲綫,这在以后說明。

从圖 8-3 和 8-4 中可以很清楚地看出, C_v, C_s 对累积頻率曲綫变化的影响。

用分析法求徑流累积頻率曲綫的步驟如下。

1. 根据实测資料的历年徑流数列按照下式繪出經驗的累积頻率曲綫。

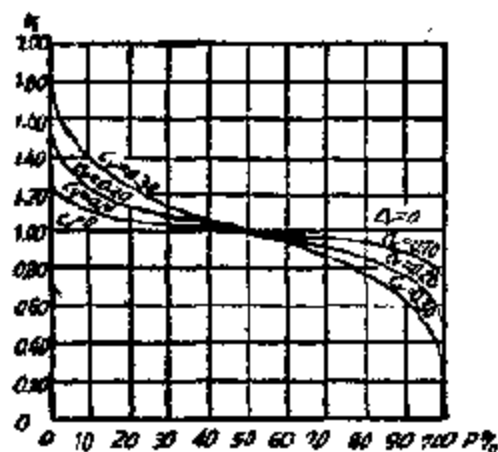


圖 8-3. 变差系数值对累积頻率曲綫形状的影响。

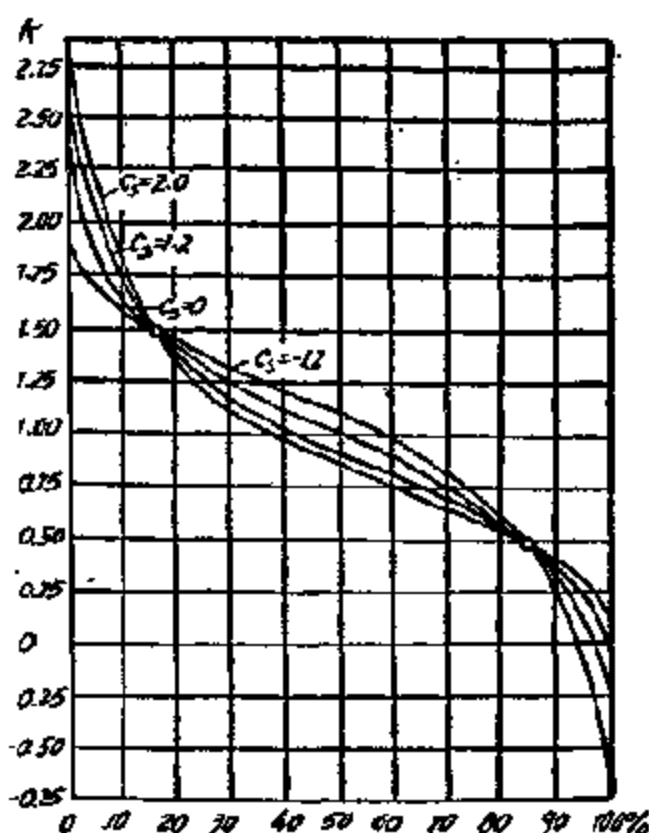


圖 8-4. 偏差系数对累积頻率曲綫形状的影响(相当于 $C_v=0.5$)。

$$p = \frac{m}{n+1} \cdot 100\%, \quad (8-6)$$

或
$$p = \frac{m-0.3}{n-0.4} \cdot 100\%, \quad (8-7)$$

式中 p ——等于或大于某流量值的流量出現次数;

m ——等于及大于某流量值的流量数目;

n ——数列总数目。

取不同的流量就可求得相应的不同的 p 值, 据此画出曲綫, 即是經驗頻率曲綫, 它用来校核和修正理論計算曲綫。

2. 用以前介紹的方法求出多年平均徑流量 Y_0 。

3. 求出 C_v 。

先算出,
$$\frac{Y_1}{Y_0} = K_1; \frac{Y_2}{Y_0} = K_2; \frac{Y_3}{Y_0} = K_3; \dots \frac{Y_n}{Y_0} = K_n;$$

再計算 $(K_1-1)^2; (K_2-1)^2; (K_3-1)^2; \dots (K_n-1)^2$ 。

將其代入式(8-4)就可求出 C_v 值。

4. 定 C_s 值: 在一般資料尚不充分的情况下, 都是先假定 C_s/C_v 的比值, 因为用計算的結果常和适綫的誤差相当大。决定 C_s/C_v 时, 要使适綫最好, 可以同时参考附近流域的 C_s/C_v 值。

5. 在 C_s 值决定之后, 可以根据前人作出的表(附表I)查出 $C_v=1.0$ 时的不同累积頻率的 Φ_p 值。再按下面公式求 K_p 及 Y_p :

$$K_p = C_v \cdot \Phi_p + 1.0;$$

$$Y_p = K_p Y_0.$$

如果采用克-曼曲綫, 則可直接得出 K_p 值。

6. 根据經驗点改进理論頻率綫的偏差系数 C_s , 使曲綫最好地与实测資料相符合。因为分析年徑流量变化所要求的頻率往往在 50% 以上, 所以頻率曲綫的下端部分对我們比較重要。在考虑綫型时, 設計部門常采用皮尔遜 III 型曲綫, 也有水文工作者認為克-曼曲綫更合理。海河水文計算总结中提出, 选择綫型时, 应该选择下端与实际資料符合

得最好的綫型。

此外, C_v 可以在小誤差範圍內变化, 比如 $C_v = 0.31$, 其頻率計算允許誤差为 0.04 时, 則 C_v 可變到 0.35。因此在考慮誤差的情況下, 适当地變更 C_v 值, 可以使理論綫与經驗点更好地符合。

在繪制頻率曲綫时, 常在頻率格紙上繪圖。因为在直角坐标中綫型非常弯曲, 点繪和外延都發生困难。应用頻率格紙是为了能使对称曲綫($C_s = 0$)在此格紙上画成直綫。如果曲綫不对称($C_s \neq 0$), 綫形也得到很大程度的展平, 如圖 8-5 所示。圖中实綫表示按經驗点画出的頻率曲綫, 虛綫表示按給定的变差函数 $C_v = 0.7$ 画出的理論頻率曲綫。

§ 8-4. 缺乏实测資料时頻率曲綫的繪制

此时的計算方法和步驟, 原則上和前面一样。但是因为缺乏实际資料, 所以 C_v , C_s 都很难从实际資料得出。因此, 这里实际上是介紹在此情況下如何选用 C_v 和 C_s 值的問題。

一般 C_v 值令其等于 C_v 的一定倍数。 C_v 值的变化在不同地区有較大的差別。如东北区集水面积大, 降雨量大, C_v 值就較小, 在有大片森林的地帶, C_v 值更小, 干旱地区, 暴雨經常出現的和积水面积較小的地区, C_v 值都比較大。对各地情况要作具体分析, 慎重选取。如淮河流域 C_v 值和集水面积的关系就不很显著。

确定 C_v 值的方法有:

a) 应用 C_v 等值綫圖: 圖上表示出不同地区的 C_v 值, 这需要有長期的經驗累积才能作出 C_v 的等值綫圖。

b) 搬用附近流域特性相似的長系列站的数值, 其条件为:

(1) 兩站所控制之流域面积內, 流域特性相似;

(2) 兩数列历年的枯水、丰水变化大致相应, 兩流域属于同一个气象区。

c) 利用經驗公式: 普遍适用的經驗公式还没有, 只能反映个别地

区的情况,如淮河流域:

$$C_v = \frac{1.37}{M_0^{0.4}},$$

其中 M_0 为徑流模数(引自“水文計算經驗彙編”)。

§8-5. 徑流計算举例

本例說明在缺乏資料的情況下,如何計算多年平均年徑流量值、變差系數值及各保證率

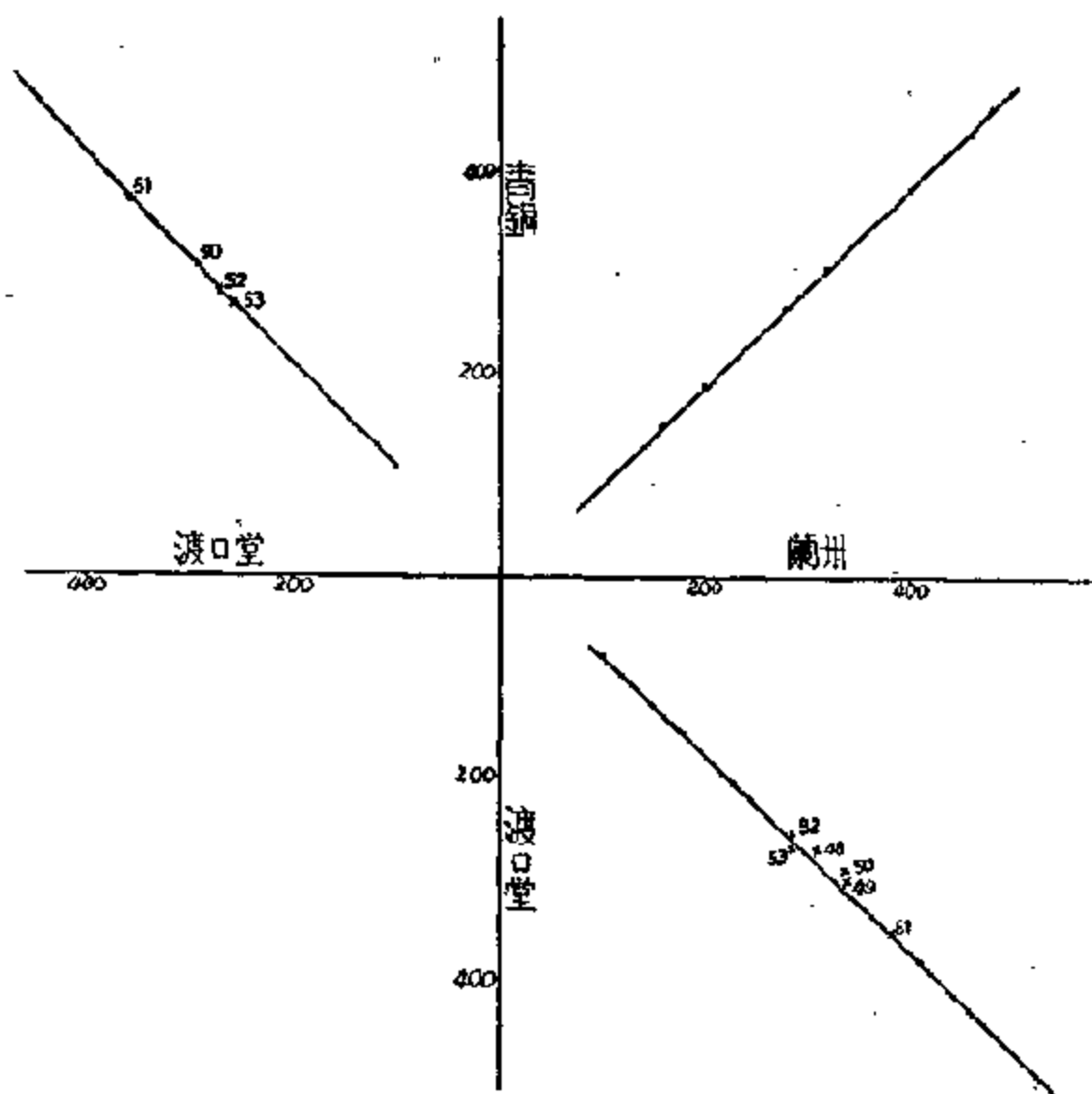


圖 8-4. 青銅峽-蘭州-渡口堂年徑流量相關圖。

下的徑流量。

1. 已知資料如表 8-4 所列。

2. 計算方法

A. 求渡口堂在各保證率下的年徑流量:

a) 資料插補及延長 (見圖 8-6, 8-7 和表 8-5)。用蘭州資料延長青銅峽、包頭和渡口堂的資料;

b) 做蘭州站、青銅峽站及包頭站的頻率計算 (見表 8-6, 8-7, 8-8) (頻率圖略), 求出各站變差系數 C_v 值 (包頭站的頻率計算結果如表 8-8 所列, 其計算表格和步驟略去);

c) 做渡口堂的頻率計算, 計算如下。

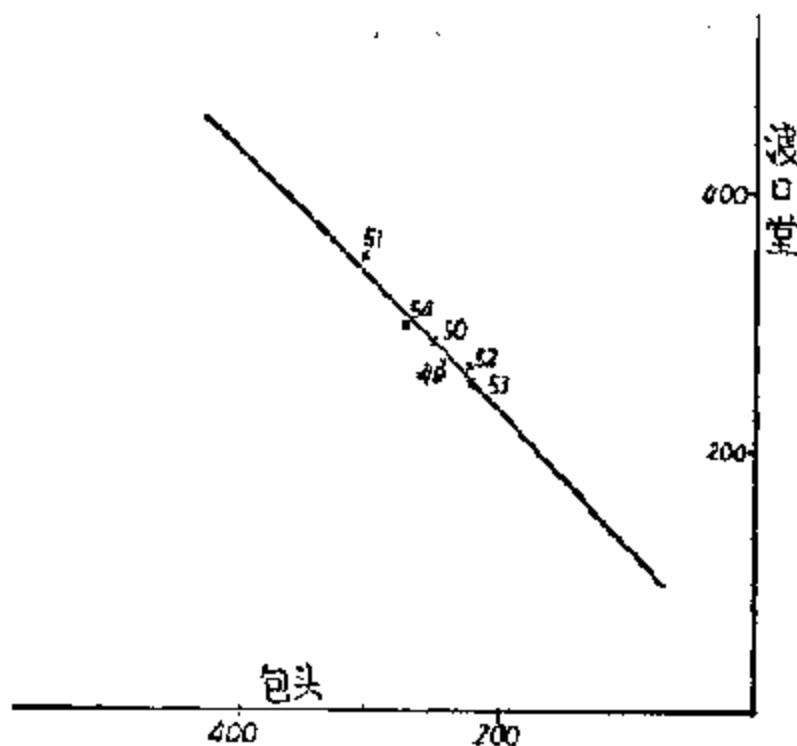


圖 8-7. 渡口堂-包頭年徑流量相關圖。

(1) 利用面積关系公式作頻率計算:

$$\omega_1(\text{渡}) = \omega_2(\text{青}) - \frac{\Delta\omega_1(\text{青} \sim \text{包})}{\Delta F(\text{青} \sim \text{包})} \cdot \Delta F(\text{渡} \sim \text{青}),$$

式中: $\omega_1(\text{渡})$ ——渡口堂某保證率的年徑流量;

$\omega_2(\text{青})$ ——青銅峽某保證率的年徑流量;

$\Delta\omega_1(\text{青} \sim \text{包})$ ——青銅峽與包頭年徑流量之差 (在上述保證率下);

$\Delta F(\text{青} \sim \text{包})$ ——青銅峽和包頭流域面積之差 (已知為 78000 平方公里);

$\Delta F(\text{渡} \sim \text{青})$ ——渡口堂和青銅峽流域面積之差 (已知為 87000 平方公里)。

計算成果如表 8-9 所列, 表中均以億公方為單位。

表 8 4. 历年各站实测年径流量资料

年 份	兰 州	青 銅 峽	渡 口 壩	二 湖 河 口	色 头
	(亿公方)				
1919~1920	316				260
20~21	332				265
21~22	354				291
22~23	335				202
23~24	303				237
24~25	209				155
25~26	270				231
26~27	234				174
27~28	256				198
28~29	158				108
29~30	256				198
30~31	234				174
31~32	209				155
32~33	218				161
33~34	306				240
34~35	328				294
35~36	417				335
36~37	319				306
37~38	341				275
38~39	417				348
39~40	303	299.8			224
40~41	402	400.3			288
41~42	237	221.1			174
42~43	252	251.5			221
43~44	327	387.5			329
44~45	333	298.7			272
45~46	360	335.6			294
46~47	472	455.6			405
47~48	370	387.4			303
48~49	310				243
49~50	420		270.8		350
50~51	341	309.3	290.5		263
51~52	333	374.1	354.9		303
52~53	238	282.2	363.9	233	221
53~54	238	273.6	255.1	224	221
54~55	333		302.0	279	273

表 8-5. 各站年徑流量的插补及延長

年 份	由蘭州补 青 銅 峽	由青銅峽 补渡口堂	由蘭州补 渡 口 堂	由包 头 补 渡 口 堂
1919~1920	(802)	(284)	(282)	(286)
20~21	(816)	(298)	(298)	(298)
21~22	(838)	(320)	(320)	(324)
22~23	(250)	(234)	(232)	(256)
23~24	(290)	(274)	(270)	(270)
24~25	(196)	(182)	(180)	(186)
25~26	(282)	(256)	(262)	(264)
26~27	(220)	(206)	(202)	(206)
27~28	(240)	(226)	(224)	(226)
28~29	(148)	(132)	(130)	(134)
29~30	(240)	(226)	(224)	(226)
30~31	(220)	(206)	(202)	(206)
31~32	(196)	(182)	(180)	(188)
32~33	(204)	(190)	(188)	(192)
33~34	(292)	(276)	(272)	(274)
34~35	(312)	(296)	(298)	(330)
35~36	(400)	(382)	(382)	(370)
36~37	(304)	(288)	(286)	(340)
37~38	(326)	(308)	(306)	(310)
38~39	(400)	(382)	(382)	(384)
39~40	299.8	(284)	(270)	(260.5)
40~41	400.3	(382)	(368)	(324)
41~42	221.1	(206)	(204)	(206)
42~43	251.5	(236)	(218)	(254)
43~44	387.5	(370)	(362)	(366)
44~45	298.7	(284)	(304)	(306)
45~46	385.6	(320)	(326)	(330)
46~47	455.6	(442.1)	(440)	440.1
47~48	337.4	(320)	(336)	340
48~49	(296)	270.8		
49~50	(406)	(386)	(386)	386
50~51	309.3	290.5		
51~52	374.1	354.9		
52~53	282.2	267.9		
53~54	273.6	255.1		
54~55	(228)	302		

表 8-6. 蘭州站頻率計算表

数序 m	年份 n	徑流量 x_i 亿公方	計算頻率 $p\%$	模比系数 $K_i = \frac{x_i}{\bar{x}}$	K_i^3
1	46~47	172	1.9	1.51	2.28
2	49	420	4.7	1.34	1.80
3	35	417	7.4	1.33	1.77
4	38	417	10.2	1.33	1.77
5	40	402	12.9	1.29	1.67
6	43	397	15.7	1.27	1.61
7	51	383	18.4	1.23	1.51
8	67	370	21.2	1.13	1.40
9	45	360	23.8	1.15	1.52
10	21	354	26.6	1.13	1.28
11	37	341	29.4	1.09	1.19
12	50	341	32.1	1.09	1.19
13	44	338	34.8	1.08	1.17
14	54	338	37.6	1.08	1.17
15	20	332	40.4	1.03	1.13
16	34	328	43.1	1.04	1.08
17	36	319	45.9	1.02	1.04
18	19	316	48.5	1.01	1.02
19	43	310	51.4	0.99	0.98
20	33	306	54.1	0.93	0.90
21	23	303	56.0	0.97	0.94
22	29	303	59.6	0.97	0.94
23	25	297	62.4	0.95	0.90
24	52	293	65.1	0.92	0.85
25	53	288	67.9	0.92	0.85
26	22	285	70.6	0.85	0.72
27	27	256	73.4	0.82	0.67
28	29	256	76.1	0.82	0.67
29	42	250	78.8	0.80	0.64
30	41	237	81.6	0.78	0.50
31	23	234	84.3	0.75	0.56
32	30	234	87.1	0.75	0.56
33	32	218	89.8	0.69	0.48
34	24	209	92.8	0.67	0.45
35	37	209	95.3	0.67	0.45
36	28	158	98.1	0.61	0.26

系列 $n=36$

均值 $\bar{x}=313$.

$C_v=0.22$

均值誤差 $\sigma_{\bar{x}} = \pm \bar{x} \frac{C_v}{\sqrt{n}} = \pm 11.9$

$C_v = \sqrt{\frac{\sum K_i^3 - n}{n}} = 0.227$

C_v 值誤差 $\sigma_{C_v} = \frac{C_v}{\sqrt{2(n-1)}} \sqrt{1+30C_v^2}$
 $= 0.029$

$p = \frac{m-0.3}{n+0.4} \%$

蘭州以上灌溉用水每年 4 亿公方

因此, 均值 $\bar{x}' = \bar{x} + 4 = 317$ 亿公方

$C_v' = \frac{\bar{x}}{\bar{x}'} C_v = \frac{313}{317} 0.227 = 0.224$.

采用 $C_v=0.22$

$\bar{x}'=317$ 亿公方

(頻率曲綫从略)

表 8-7. 青铜峡站频率计算表

次序 m	年份 n	径流量 x_i 亿公方	计算频率 $p\%$	模比系数 $K = \frac{x_i}{\bar{x}}$	K_i^*
1	46~47	456	1.9	1.53	2.34
2	40	406	4.7	1.36	1.85
3	35	400	7.4	1.34	1.80
4	38	400	10.2	1.34	1.80
5	40	400	12.0	1.34	1.80
6	43	388	15.7	1.30	1.70
7	51	374	18.4	1.26	1.58
8	21	378	21.2	1.13	1.29
9	47	757	23.8	1.13	1.28
10	46	336	26.3	1.13	1.23
11	54	328	29.4	1.10	1.21
12	37	326	32.1	1.09	1.20
13	20	316	34.8	1.06	1.17
14	34	313	37.6	1.04	1.08
15	50	309	40.4	1.04	1.07
16	36	304	43.1	1.03	1.05
17	19	302	45.9	1.01	1.03
18	39	300	48.6	1.01	1.02
19	44	299	51.4	1.00	1.07
20	48	296	54.4	0.99	0.98
21	33	292	56.0	0.98	0.96
22	23	290	59.6	0.87	0.95
23	25	282	62.4	0.95	0.90
24	52	282	65.1	0.95	0.90
25	53	274	67.9	0.92	0.85
26	42	252	70.6	0.85	0.79
27	22	250	73.4	0.84	0.71
28	27	240	76.1	0.81	0.65
29	20	240	78.8	0.81	0.65
30	41	221	81.6	0.74	0.55
31	26	220	84.3	0.74	0.55
32	30	220	87.1	0.74	0.55
33	32	244	89.8	0.69	0.47
34	24	196	92.6	0.66	0.44
35	21	196	95.3	0.66	0.44
36	22	148	98.1	0.60	0.26
				$\Sigma = 75.02$	$\Sigma = 38.4$

$$n=36$$

$$\bar{x}=298$$

$$\sigma_{\bar{x}}=11.9$$

$$C_v=0.230$$

$$C_v \text{ 误差} = 0.0306$$

$$P = \frac{m-0.3}{n+0.4} \%$$

考虑灌溉用水 15 亿公方

$$\bar{x}=313 \text{ 亿公方}$$

$$C_v' = \frac{298}{313} 0.230$$

$$= 0.227$$

(频率曲线从略)

表 8-8 包头站频率计算表

n	\bar{x}	C_v	α_z	C_v 的误差
86	298 亿公方	0.22	10.6	± 0.03

表 8-9

$p\%$	$w_i(\text{青})$	$w_i(\text{包})$	$w_i(\text{青}) \sim w_i(\text{包})$	$w_i(\text{渡})$
50	308	293	15	301
75	264	251	13	258
80	254	242	12	248
90	229	198	11	204

(2) 用延長系列所得資料作頻率計算。

用渡口堂和青銅峽相關延長的資料求出均值 $\bar{x}=281$ 亿公方。取 $C_v=0.22$, $C_s=2C_v$, 則計算出各頻率的年徑流量如表 8-10 所列。

表 8-10

C_v	C_s/C_v	α_u		$p\%$				
				50	75	80	85	95
0.22	2	303	K	0.983	0.843	0.813	0.772	0.668
			Kx_c	300	258	248	236	204

表 8-9 中考慮了渡口堂灌溉用水 25 亿公方, 故取

$$x_q = 281 + 25 = 306 \text{ 亿公方。}$$

(3) 用長短系列关系公式

渡口堂实测資料: 6 年均值为 315 亿公方

4 年均值为 317 亿公方

蘭州实测資料: 8 年均值为 328 亿公方

36 年均值为 217 亿公方

$$\begin{aligned} \text{推算渡口堂 36 年均值为 } & \frac{317}{828} \cdot 315 = \\ & = 304 \text{ 亿公方。} \end{aligned}$$

青銅峽实测資料: 4 年均值为 322 亿公方

36 年均值为 313 亿公方

$$\begin{aligned} \text{推算渡口堂 36 年均值为 } & \frac{313}{222} \cdot 317 = \\ & = 308 \text{ 亿公方。} \end{aligned}$$

3. 將上述各方法計算結果比較,發現資料插補后面積关系公式計算結果相同,且与流域面积-年徑流量关系圖相符。因此采用此数据,就不用“长短系列关系”法推算了。

B. 求三湖河口各頻率的年徑流量。

a) 因資料太少,不能插補延長,因此用公式求出均值,借用蘭州变差系数求各頻率的年徑流量:

$$\bar{x}_0 = \frac{x_1/k_1 + x_2/k_2 + x_3/k_3}{3}$$

$$= \frac{282/0.96 + 273/0.93 + 328/1.11}{3} = 304.5 \text{ 亿公方,}$$

式中 $k_1 = \frac{3x_1}{x_1 + x_2 + x_3}$ 。

因此公式計算結果略偏大,故取 $\bar{x} = 300$ 亿公方,取 $C_v = 0.22$, $C_s = 2C_v$, 所得結果如表 8-11 所列。

表 8-11.

C_v	C_s/C_v	\bar{x}_0		$p\%$				
				50	75	80	85	95
0.220	2	300	K	0.983	0.848	0.813	0.712	0.685
			Kx_0	294	253	244	212	200

b) 用面积关系公式求:

$$w_i(\text{三}) = w_i(\text{包}) + \frac{\Delta w_i(\text{渡}-\text{包})}{\Delta F(\text{包}-\text{渡})} \Delta F(\text{包}-\text{三}),$$

公式意义同前所述。已知: $\Delta F(\text{包}-\text{渡}) = 42000$ 平方公里; $\Delta F(\text{包}-\text{三}) = 12000$ 平方公里。

計算結果列入表 8-12。

表 8-12.

$p\%$	$w_i(\text{渡})$	$w_i(\text{包})$	$\Delta w_i(\text{渡}-\text{包})$	$w_i(\text{三})$
50	300	293	7	295
75	258	251	7	253
80	248	242	6	244
85	236	230	6	232
95	204	198	6	200

由上述二表可見,計算結果極為近似,因此証明結果具有很大可靠性。

由上面例子,同學們對計算各种頻率年徑流量有一概念,但要着重說明,各河流域水文站

資料的多少与系列長短不相同,因此亦不可能有一套到处适用的典型的水文計算,而应掌握計算方法和原理,根据不同的原始資料灵活的运用。

第九章 河川徑流的年內分配

§9 1. 概 述

引起每年河川徑流分布不均匀的直接原因,就是气候要素循环上的不均匀性,而这种不均匀性又是地球沿其軌道繞日运行的結果。正是这些極其重要的气象要素——溫度、降水、蒸發等所特有的年循环,可以解釋河川徑流在一年內不均匀变化过程,以及在一年內的每一季里,都具有其各年發生的明显特点。徑流年分配的不均匀程度,与每一个别气象要素的变化过程及其彼此間的配合情况有关,各种气象要素的不同配合,可使徑流的不均匀性加强或变弱。

由上述我們可以明显地看到河川徑流的三种特性(多变性、循环性和不重复性)及其形成的原因。由于多变性的存在,使我們有必要研究徑流的年內分配,探討其分配的規律。而由于循环性的存在,使这种探討成为可能,可以在各年不同的变化中找到一条代表性較好的分配規律来研究。又由于各年間徑流特性的不重复性,則使从以往資料得出的結果,仅代表徑流变化的可能情况,但它不会照着它那样出現。

年內徑流分配这一問題,無論从工程应用观点来看成是从一發地研究水道情况来看,都占有很重要的地位。研究河川徑流年內分配的問題,对具有实际觀測資料时可以根据这些資料加以分析而得出可用的成果。对于未經研究过的流域,影响年內变化过程的各种因素既繁多又复杂,所以这是許多研究得最不充分并且在实践中解决得最差的問題之一,一般說可以用下述两种方法解决这一問題。

第一种方法是以利用水量平衡方程式为基础的成因分析法。如已

知其时期和其前一时期的降水量、土壤蓄水量以及流域表面的蒸發量，則可按水量平衡方程式来求出該期間的徑流量。

但是由于不能求出全流域內各种表面上的蒸發量，不能准确地求出土壤蓄水量以及不能准确地定出水量平衡中的基本要素——降水量，特别是山区降水量，所以，尽管这一方法在理論上是十分明确的，而在实际运用中却遇到很大的困难。

因此，第二种方法得到了發展。本方法主要是研究各基本參証流域中徑流分配的規律性。再通过水文比拟法將此类規律移用于未經研究的河川流域。运用此方法时必须研究河川的地下水的补給性質与类型、徑流年内变化的特点，以及影响此种变化的各个因素。

§ 9-2. 河川徑流的季节变化

如舍去流量时程綫上的一些細部，而只对个别季內的徑流量作一定的估計，就可以得到一种徑流年内分布的更总括性的特性。这种方法具有一种优点即它許可采用統計法，而当选择一条实际流量过程綫以作标准綫型的时候，应用統計法便可完全避免主观因素掺入其中。分析季徑流資料的数学方法与早先曾在平均徑流量及年徑流量之变化兩章里講过，没有什么区别。

此时極為重要的問題，便是如何确定各季在日历上的界限。这一問題的复杂性首先就在于并非总能在各季之間找出其明显的分界。就以最簡單的情况，即把一年分为洪水季与枯水季这样两个季节來說，由洪水季过渡到枯水季的時刻就很难确定。因为，一般來說，由洪水期至枯水期过渡总是比較平緩的，难于定出一个确切的日期。至于說要把一年分为更多的季节，如：夏秋洪水期，冬季枯水期，春汛期以及春末夏初的枯水期，則季节的划分將更为困难。

其次，划分季徑流量的問題，由于每年各个季的始終日期不固定而更加复杂起来。从影响季徑流的各种要素要協調一致的观点出發，無

疑地,依照每一年份所特具的界限去选定各个季將是最正确的,但是这样一来,由統計分析而得到的不同頻率的季徑流量,应当屬於怎样的一种历时之內的問題,便不能获得一个肯定的答案。因此,对每一个季硬性規定出其日历上的界限便成了最广泛应用的方法,例如,对海河流域來說,就可以規定6月1日至9月30日为洪水期。这种方法,虽然可使問題簡單化并使問題的解答也能符合工程上的需要,但却存在以下缺点,即它容忍了某些性質不同的流量混杂存在,这在原則上不能認為是正确的。

通常水文計算的問題并不只限于决定某一季相当于某一頻率的季徑流量及該季的历时。照例,也需要知道全年的整个水文特性。此时便立即發生了在一年里几个季徑流量的可能配合的頻率問題。把所有各季的徑流量加起来,就是年徑流量,但是,如果我們对各季都采用相应于同一頻率的徑流量,則相加的結果將得到完全是另一頻率的年徑流量,并且这一頻率总是比当初求各季徑流量时所选择的頻率小,亦即所求得的年徑流量值一般都偏大了。一般來說,我們决不会得到这样的一个設計年,其年徑流量及每一季的徑流量都具有同一頻率值。解决此問題的一个比較恰当的办法,是首先針對就工程目标上看求是最严重的一季开始,該季的設計徑流量,可从为該季所繪制的頻率曲綫上决定。进而求出包括該季在內的相鄰二季的徑流量的頻率曲綫,并从此曲綫上求出此二季內,相应于已知設計頻率的总徑流量。从此二季总徑流量减前面已經得出的一个季的季徑流量,即得第二个季的徑流量。如果把全年划分为四个季,再进一步就可以求出剩下来的第四季的徑流量。至于每一季內徑流的更詳細的分布,則只要在某些年內曾在所研究的断面上或可用以比照的断面上作过水文观测,便不难根据对这些年份的流量过程綫所作的分析得到。

十分自然,如果河水的补給主要决定了某一种气候条件,例如降雨,这就是說在下季內,河流的补給只靠地下水来維持,便可想象在二

季的徑流量間一定存在着相当密切的关系。而实际上,在同一水文年中,洪水季与其后的季內徑流量之間,往往是存在着相当密切的关系的,这是由于枯水期中的徑流量在很大程度上,依赖于前面的一个洪水季中地下水存儲量多少的緣故。在編制徑流年内分布特性时,这种情况是要考虑的。

§ 9-3. 河川按补給特性及年内变化的分类

如果把几条河的流量过程綫套在一起,并且都以模比系数为縱座标时,便可分析出一个不再是一条河流的,而是其流域位于一定的自然地理区域内的一組河流的徑流年内分布的特性,亦即区域特性。这种区域特性,对位于該区域内的其它一些不能按照比較詳細、比較肯定的当地資料定出設計用的特性流域,就可以用来做为設計的資料。

用地理学上的方法来描述水文特性的变化时,可以采用兩種不同的方式。其一即为繪制等值綫圖,如年降水量等值綫圖、徑流模数等值綫圖等;另外一个便是在地圖上划定許多区域,使每一区域内該項水文要素的数值可以認為不变或变化極小。后一方法不能把一种特性在地理上的漸变表示出来,并且假設了可以从某一数值躍变成另外一个数值。这就是后一方法的主要缺点。但是,繪制等值綫的方法虽然易于用来表达个别要素在地域上的变化,而却不能用在表达几种要素的复杂配合上。对于流量过程綫來說,無論是如何簡化,也总脫离不了这种复合特性的范疇。因此,在这种情况下,就只有采用分区的办法。分区的原则,主要应使水文区域的边界和区域的自然地理特性相协调,首先是要与区域的气候及山势相协调。

这里需要指出,由于这种特性是属于某一自然地理区域,所以一般都是针对着全部流域面积都位于該区域之內的河流,因而也必然是一些具有較小流域面积的河流。对于一些流过了几个不同自然地理区域的大河流來說,分区的办法是不适用的。

苏联的小河径流年内分布的区域划分,已由莫斯科动力学院水能利用教研室作出。我国的小河径流年内分布的区域划分,目前尚無成果可資利用。在碰到这种問題需要解决时,只有先对位于同一自然地理区域内的、具有实测資料的其它流域的径流年内分配問題进行研究,然后再根据所得成果,考虑到兩流域(設計流域与參証流域)間自然地理及水文地理条件的异同而加以修正。

为了能对我国大部分地区径流年内分布的概况有所了解,下面參照我国水文学者施成熙教授研究的成果,对我国河川按照补給特性及年内变化的分类作一簡單介紹。

我国河流按照地面水流,可分为三类。再按一年径流分布情况,每类中又可分为若干型。这三类河流为:

- I. 雨源类河流;
- II. 冰雪源类河流;
- III. 雨雪混合源类河流。

第一类河流的特性是河内径流动态随着降雨而变,在降雨季节,流量增加,水位也上漲。如無湖泊調节,径流漲落一般比較劇烈。漲落的次数也随着降雨的次数而变。雨季过后,地面径流断絕,全賴地下水补給,到达稳定的枯水状态。

第二类河流的特性,是河内径流的动态随着溫度和冰雪的存量而变。春季溫度上升,冰雪融化,径流即逐漸增加,緩步上漲。如冰雪儲量充足,則至夏季径流最大,然后随着溫度的下降而径流减少。虽流域內雨量不多,但遇得暴雨,因能促进融化,径流也可能突然增長。

第三类的河流特性,是河内径流动态同时受到降雨和融雪二种因素的影响,并由于冰雪融化时期与降雨季节不同,故一年中常有二次汛期。第一次是桃汛,亦称春汛;第二次为伏汛或秋汛。二汛之間夾有二次枯水期。

第一类雨源类河流按照一年內径流的分布情况以及最大、最小流

量出現的时间,可分为下列几个型式:

I₁ 华南型 广东西部(包括雷州半島、海南島)以及广西西南、云南一部及台灣南部等地河流可属于此型。此一区域冬季对于由东北来的冬季風來說,系处于背風区,故雨量較少;夏季則处于西南季風的迎風区,雨量較多,为我国之显著夏雨区。这一型河流完全賴雨水作为水源,夏季为洪水期,最大徑流量一般出現在七月,但由于台風的关系,也可能推迟一月。最小流量一般出現在一月或二月,枯水期連續达5个月以上。圖 9-1 为其典型流量过程綫。縱座标代表逐日平均流量对年平均流量的比值,横座标代表时程,注明其相应的月份。在本节中后面还会有一些典型流量过程綫,都按此种座标表示。

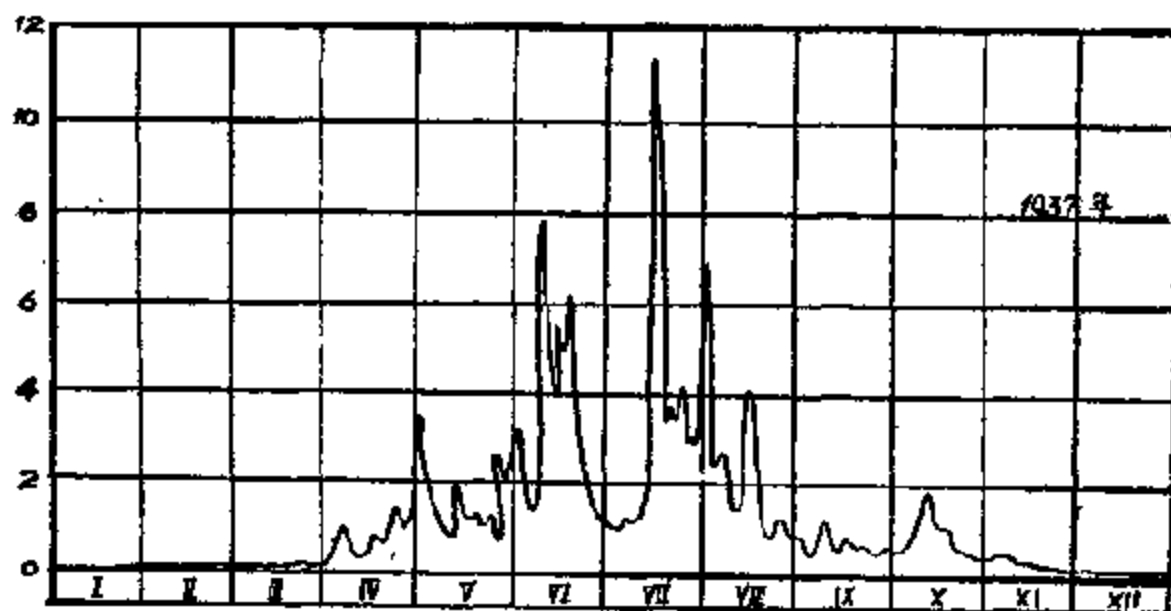


圖 9-1. 华南型流量过程綫

下淡水溪小林站 $F=855$ 平方公里; 平均流量 $Q_0=420$ 秒公方

I₂ 东南型 主要是浙江、江西、湖南东南部的河流属于此型。在此地区內, 春季有副冰鋒停滯此間, 春雨較多。夏初有極鋒停滯此間; 梅雨連綿。七月以后, 極鋒北去。本区对东南季風及西南季風來說, 均处于背山区, 雨量反而稀少。所以, 这一型河流由于区内雨季早临, 三月以后徑流增大, 于六月中一般出現最大流量, 时或稍有推迟或提前。冬

季径流量很小,其与华南型不同之点,在于春季径流较大,秋季径流较小。圖 9-2 为其典型流量过程綫。

I₃ 台北型 由于台湾东北在冬季面临着渡过黄海、东海而来的海上变性气团,所以冬季雨量丰沛,为我国显著的冬雨区。而在盛夏七、八月間,由于西南季風盛行,本区反而成为背風区,雨量相对来說,反而較少,但就绝对数值而言,仍不算太低。因此,台北型河流特性为全年出現兩洪,一年中各月径流分配比較均匀。其典型流量过程綫如圖 9-3 所示。

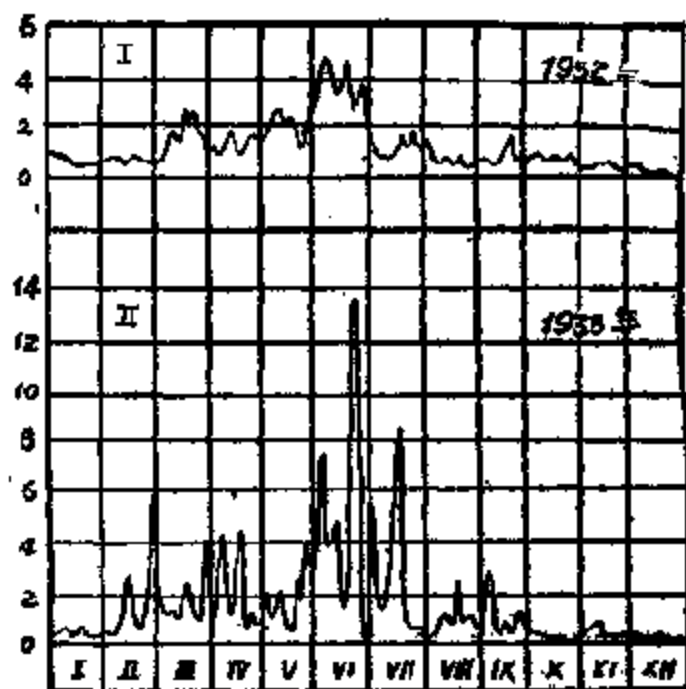
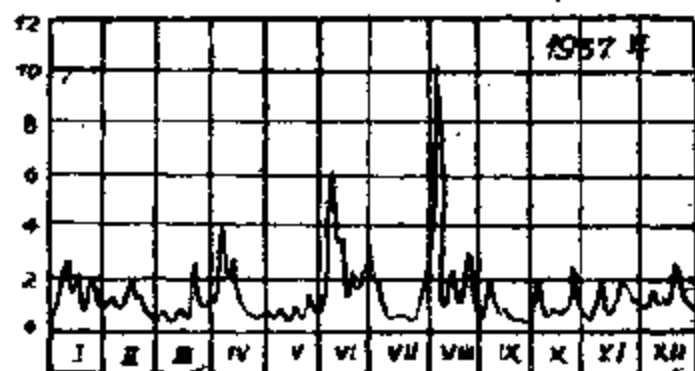


圖 9-2 东南型流量过程綫

I. 赣江丁家渡站: 流域面积 $F=78200$ 平方公里; 平均流量 $Q_0=2100$ 秒公方; II. 钱塘江蘭壩站: 流域面积 $F=12210$ 平方公里; 平均流量 $Q_0=885.9$ 秒公方

I₄ 長江型 这一型河流最大径流一般出現在七月成八月。汉江的洪峰可能推迟一月。最小流量出現在二月,長江干流的上游,尚可获得一部分积雪融化的本源,因此在春季可能出現桃汛似的小峰,其典型流量过程綫如圖 9-4 所示。



9-3 台北型流量过程綫

北势溪大粗坑站: 流域面积 $F=815$ 平方公里; 平均流量 $Q_0=23.5$ 秒公方

I₆ 淮河型 这一型河流的径流分配是: 春季有

微弱的雨洪,最大流量一般出現在七八月間,六月份徑流較相鄰月份为

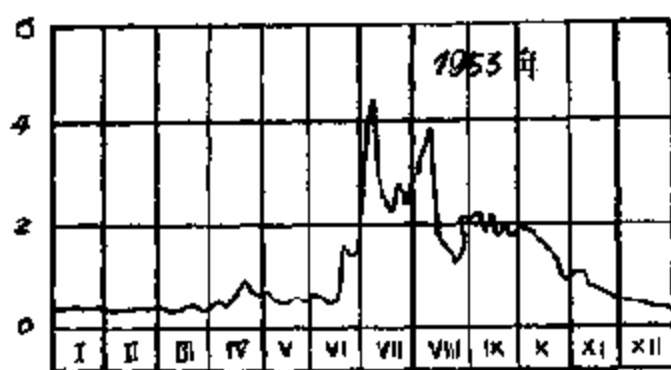


圖 9-4 長江型流量过程綫
長江重慶站:流域面积 $F=856,500$ 平方
公里:平均流量 $Q_0=11000$ 秒公方

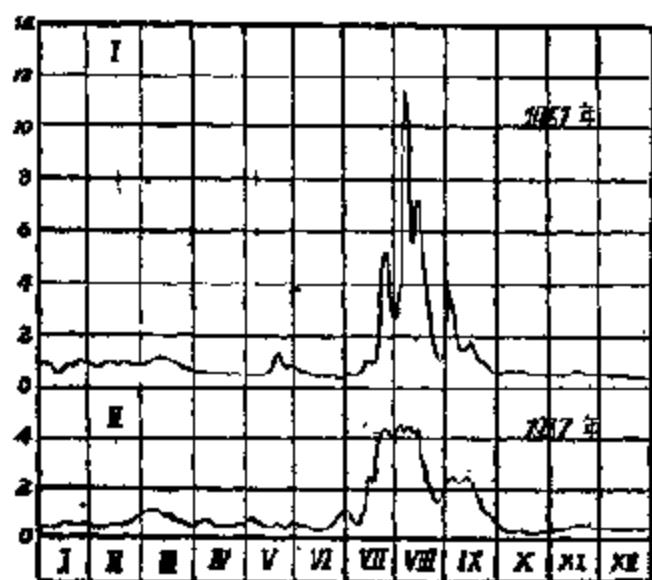


圖 9-5. 淮河型流量过程綫圖
I. 額河阜陽站:流域面积 $F=33800$ 平方公里;
平均流量 $Q_0=93.4$ 秒公方. II. 淮河蚌埠站:
流域面积 $F=121000$ 平方公里, 平均流量
 $Q_0=500$ 秒公方.

其典型流量过程綫如圖 9-6 所示。

III. 辽海型 这一型与松黑不同之点,在于位置偏南,桃汛出現在三、四月間。桃汛过后,五月中轉入枯水期,枯水流量一般較桃汛前的

低,最小流量出現在一月,其典型流量过程綫如圖 9-5 所示。

第二类冰雪源类河流,由于資料缺乏,暫难詳細分型,統称为西北型。这一型河流的徑流分配随着温度而变化,当温度突然上升时,也可能形成洪峰。

第三类雨雪混合源类河流,按照桃汛出現的时间及桃汛前后兩次枯水徑流間的关系,可分为下列几个型式:

III₁ 松黑型 此型河流的特征为桃汛一般出現在四、五月間,但流量不算太大,个别流域的某些年份,也可能有例外情况。六月为一枯水期。七、八月間出現雨洪,最大流量也可能推迟至八、九月中,

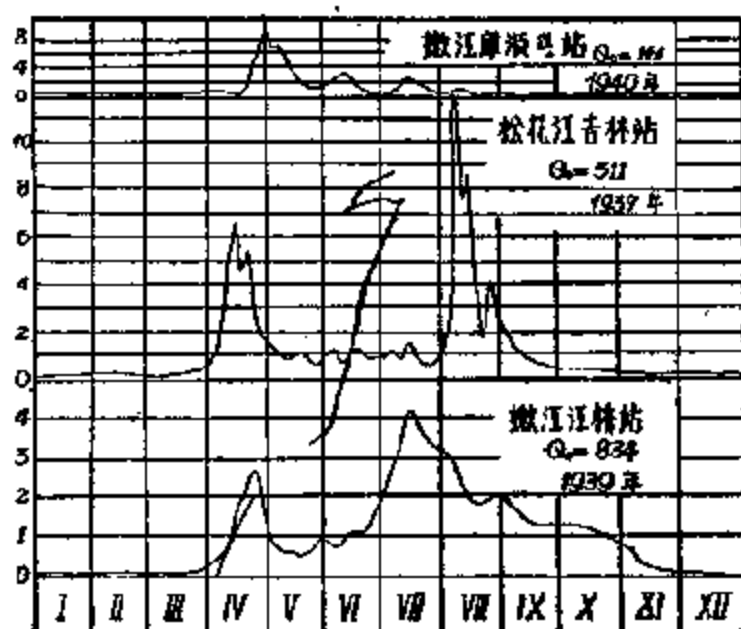


圖 9-6. 松黑型典型流量过程线。

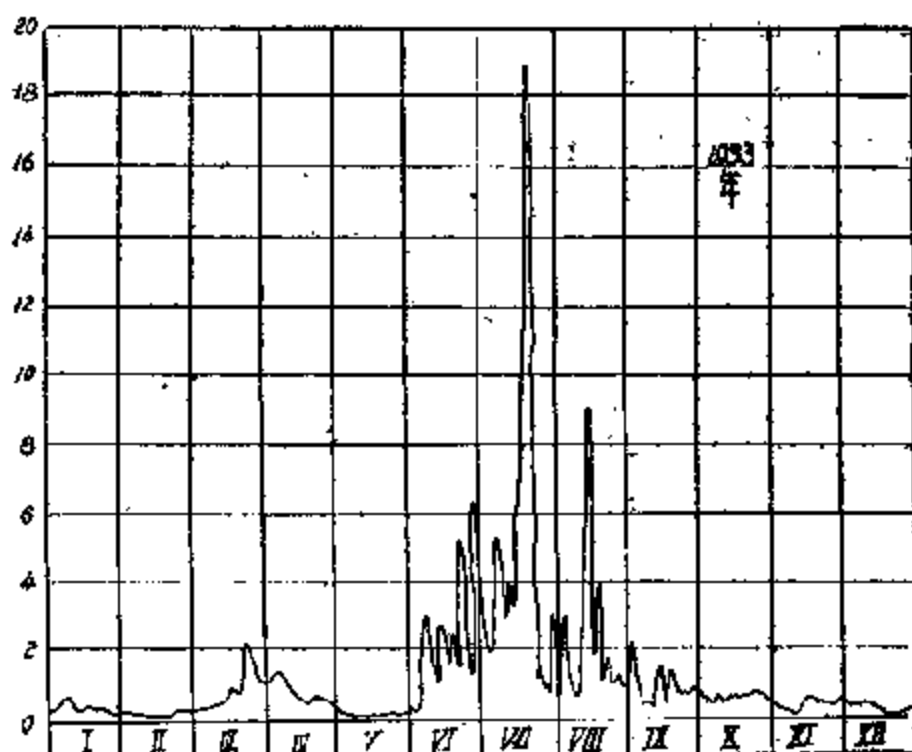


圖 9-7. 江海型典型流量过程线

永定河三家店站: 流域面积 $F = 44060$ 平方公里; 平均流量 $Q_m = 45.9$ 秒公方

冬季枯水流量为小,形成一年中水量最枯的月份。夏季發生雨洪,最大流量經常出現在七、八月中。雨洪徑流远較桃汛为大,其典型流量过程綫如圖 9-7 所示。

III. 黄河型 黄河干支流有时在三、四月間出現桃汛,有时則桃汛流量不甚明显。桃汛以后,五月中也出現枯水,其与辽海型不同之处,在于夏秋出現雨洪,伏汛和秋汛時間特長,为量也較桃汛为大。有的年份在十月中尙出現最大流量。其典型流量过程綫如圖 9-8 所示。

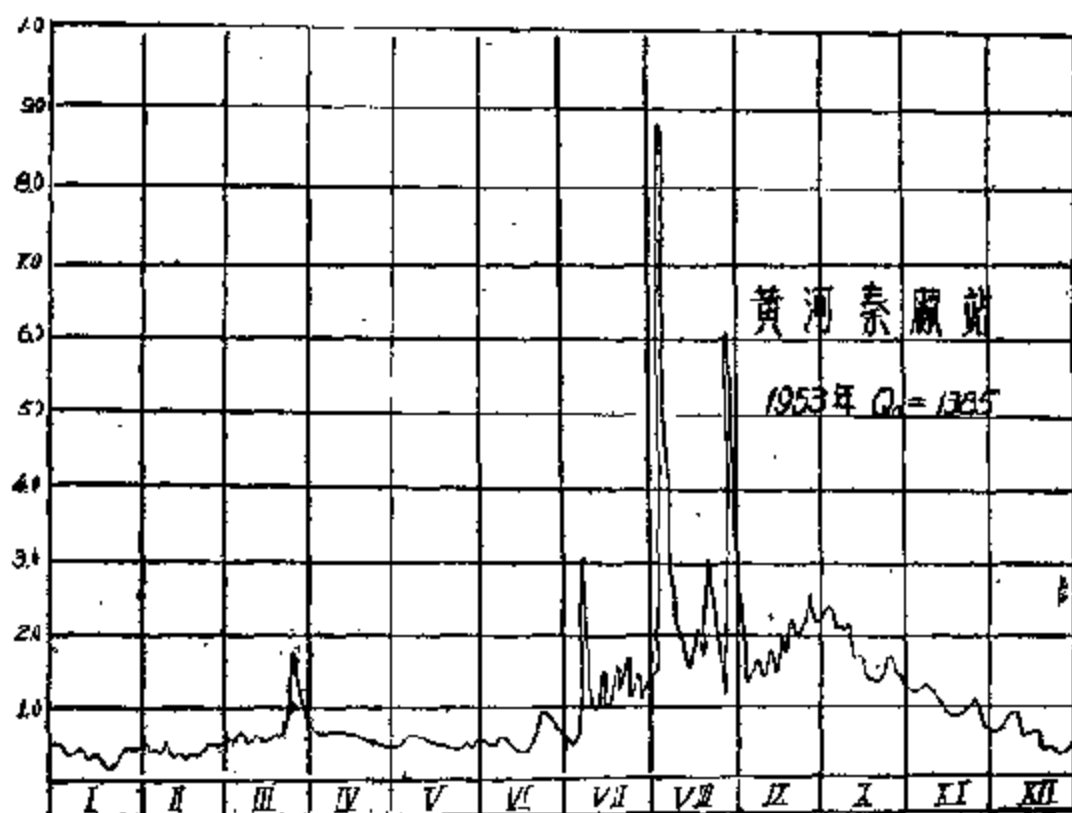


圖 9-8. 黄河型典型流量过程綫

§ 9-4. 影响河川徑流年内变化的因素

气候因素在年内的不均匀变化,使得河川徑流年内分布也是不均匀的。此外,各地自然地理条件对河川徑流年内分布也有極大影响。一般看来,这种自然地理条件常使由气候引起的不均匀性得到調节。

現將各个因素(除气候条件外)分述如下:

1. 在討論徑流的形成部分,我們曾經提到过关于流域面积及形狀这个問題。流域面积大小及形狀对徑流在年內的分布發生决定性的影响。流域面积大,流量过程綫要平緩。流域中河道为矩形分布,也使流量过程綫展平,如果是扇形分布,各支流洪波到达河口的時間大致相差不多,因此,流量过程綫要变化得急剧一些。

2. 河道網的密度控制降水到达測站断面的集流時間及徑流系数的大小。河道網密度大,促成出現較陡的洪峰,并减低枯水流量。

3. 位于河道下游的活湖泊对徑流起很大的調节作用。湖泊在洪水期蓄积大量的水,在枯水期逐渐把这些蓄水放出。

4. 河槽調节作用同上相似,起展平流量过程綫的作用。

5. 地下水补給,它和地質条件有关。

6. 流域地形及高程:地形变化显著的地区,集流時間短,徑流系数大,因而在流量过程綫上形成陡漲陡落的洪峰。

7. 入渗情况的影响:入渗的水一部分蒸發和散發掉,另一部分則借地下途徑流归河道,因而入渗量大,对年內徑流情况起着均調化的調节作用。

从以上这些影响因素来分析群众性水利工作,就可發現,这些工作对徑流年內分配有着巨大的影响。如植树造林,小水庫的修建,魚鱗坑,水平溝等等,都使徑流年內分布情况变得和緩。

§ 9-5. 典型流量过程綫

对河川徑流情况中个别要素,如最大流量或最小流量等的数列,可以沒有任何困难地去进行数学上的分析,并且对于其中的每一个数列都不难求出其任何統計特性,其中也包括其重現期及保証率在內。决定各种不同形狀的流量时程綫出現的重現期(頻率),換句話說,決定組成流量过程綫的为数甚多的个别要素可能配合的重現期,并考虑到

在某些要素之間無疑地存在着的相关关系，象这样一種問題目前尚無可以实际应用的数学答案。

对任一河流某断面上过去很多年里所發生的流量过程綫加以分析，便可把它們分为二类。那些在性質上与大多数其余流量过程綫有显著差別的、为数不多的流量过程綫，应归入第一类；而其余那些在輪廓上一致，且足以代表該河主要特征的多数曲綫，則属于第二类。从属于第二类的流量过程綫中，可以选出一条全組中最富有代表性的曲綫。如果把組成流量过程的流量（月平均流量、旬流量或更短时段內的流量）眞值换成其模比系数，即各值与該年平均流量之比，則这样选出来的流量过程綫將具有更大的概括性。

这样选出来的一条典型流量过程綫应当認為代表該河徑流量年內分布特性的一种較好的規律。如果認識到由于河川徑流的不断变化，而不能希望將來会絲毫不差地重現过去某次所观测到的具有一定形狀的流量过程綫，那么就应当認為所选流量过程綫的主要特征能否正确反映河川情况的总性質，才是最重要的問題。因为由每一个別年份中的特点而在流量过程綫上所形成的一些次要細節并不重要，所以讓它們保留在这选定的曲綫上或者是干脆把它們从曲綫上去掉，以便使曲綫得到某种程度的簡化。这样一来在將來进行水利設計时便有了一条計算运用簡單的流量过程綫。

上述挑选特性流量过程綫的方法，其优点是当把这种方法应用到观测历时不長、因而研究也較少的河流时，可以引用附近河流的水文观测資料作为其补充材料，这些附近的河流也許有过比較長期的調查研究，也許只在不多的几年中进行过观测。在后者的情况下，特別使人感到兴趣的是利用几条河的不是同时观测的資料，而这些观测是在不同的年份里的部分時間进行了的。如果把所有取来比照的流量过程都用模比系数表示，則所論各河的徑流眞值之間的悬殊便失去了其严重性，并且，因此就可以把全部流量过程綫都联結成一个統一的系列。自然，

此时应当满足两种普通的要求，即所研究的各流域中自然地理条件相似及其流域面积相近。

在实际设计中，还经常用到下述方法选择典型流量过程线，即：(1)先求出设计保证率的年径流总量；(2)选出几个年的流量过程线，这些年的年径流总量与设计保证率的年径流总量是相近的；(3)根据对枯水期长短、最小流量等的考虑，最后选出一条与河川实际特征最相符的流量过程线作为典型流量过程线。

在上述两种选择典型流量过程线的方法中，第一种方法在年径流流量过程线的资料充足时，得出的结果是更好的，但其缺点是计算较复杂；而第二种方法因选择时只考虑了年径流总量的关系，对流量过程线的形状考虑得不够，所以代表性不大好。但在我国由于以前的资料较少，用第一种方法做出的结果也不见得符合实际情况，又因用第二种方法做非常简单，故在一般工程设计中常用第二种方法选择典型流量过程线。

第十章 河川最小流量

§ 10-1. 河川最小流量及影响它的因素

对某些建筑工程，如给水、灌溉、水力发电、航运等来说，河川最小流量的估算是很重要的，因为河川最小流量的大小及其在各年间的变动，直接影响到引用河水流量的各国民经济部门。

影响最小流量的因素很多，最主要的有下面几项：

1. 气候因素，如降雨和蒸发等，都直接或间接受影响地下水的存量，我国最小流量多发生于冬季。

2. 河床下切深度，它决定了地下水供应的范围，一般说来，这与流域面积的大小，有较为密切的联系。所以，往往见到最小流量随着流域

面積的增加而提高。

3. 流域內的水文地質情況和土壤情況,這些決定了地下水庫里的水分存儲能力及地下水流動的特性。

4. 流域內的湖泊對河川全年水流的分布起着相當大的作用,它使該流域內的河川最小流量比沒有湖泊的流域的最小流量為大。

5. 人類活動的影響,也會改變最小流量的規律,水庫的調節使最小流量增加,河道上游的某些局部措施常造成河道下游最小流量減小或中斷。

影響最小流量的因素既然如此複雜,同時,要準確決定各種因素的影響程度又很困難,因此,也只好把各年最小流量的變動,看作是偶然現象。

§ 10-2. 最小流量的估算

1. 頻率分析法 如果有不少於 15 年的資料,可以用在第八章所介紹的方法來計算。算出 C_v 和 C_s 後可用理論頻率綫求出各種頻率的最小流量。

2. 經驗公式法 前面已經指出,最小流量一方面受分區性的氣候因素的影響,另一方面又受非分區性因素(即在地域上沒有一定變化規律的因素),如水文地質特性、流域面積、河槽下切深度等的影響。

流域面積愈大,有關最小流量的當地非分區性因素之影響就愈見顯著,因而分區因素的作用就愈益突出。

所以,對於大小河流有可能制定出最小流量的概化公式。可以借助於最小流量模數與正常年徑流量模數之間的关系來反映分區性變化規律,而其他非分區性因素的影響,則可借助於最小流量與集水面積之間的关系來概略地表示。

蘇聯水文工作者 H. Л. 安東諾夫所建議的最小流量的式子,便是這樣的一個例子。該式系根據蘇聯歐洲地區 300 個測站的實測資料求

得的,其形式为:

$$M_{\min} = M_0^n (\alpha F^{n_1} - f), \quad (10-1)$$

式中 M_{\min} ——多年平均最小日流量模数;

M_0 ——正常径流模数;

F ——集水面积;

f ——当最小流量等于零时,表示集水面积上限的常数;

n, n_1, α ——常数。

f, n, n_1 及 α 都可按原作者规定的办法求出。

安东诺夫还制定有计算最小流量的变差系数的公式。

在苏联,类似的方法还有好些。我国目前在这方面研究得还不够,有待进一步努力。

3. 水文比拟法 对于未经研究或极少研究的河川,确定最小流量的基本方法就是水文比拟法,同时补充以野外查勘。

欲使水文比拟法能有确切的根据,就必须取得水文地质资料,以便选择具有同样水文地质条件的参证流域。

参证流域应具有相近的集水面积、地形条件、土壤特性、森林率、湖泊率和沼泽率等。在地下水潜藏很深的地区,还需要考虑河槽下切的深度。

在所有的情况下,特别是在小流域上,必须进行山区河流和参证河流的野外查勘工作,以便根据较为确切的资料进行比拟分析。

上述的,以野外查勘为补助的水文比拟法,仍是不全面和研究得很不充分的方法,尚须依据很多经验来判断。但是,它还是估算最小流量的正确途径,能进一步走向根本的解决方法,并能保证所得结果比机械地运用任何最小流量估算公式所得的结果更为精确。

§ 10-3. 最小流量设计值的选择

利用河川的年最小流量的保证率曲线,我们可求得年最小流量低

于已知(设计的)数值的相对次数,即相对年数。但是,如果某一年的最小流量低于设计值 Q_{pac} , 且数值为 Q_1 (圖 10-1), 那么这就意味着在这一年的枯水季里小于设计值的流量不只在一天, 而是在某些天内(其历时为 t_1) 出现。如果某年的最小流量为 Q_3 , 则小于设计值的流量的

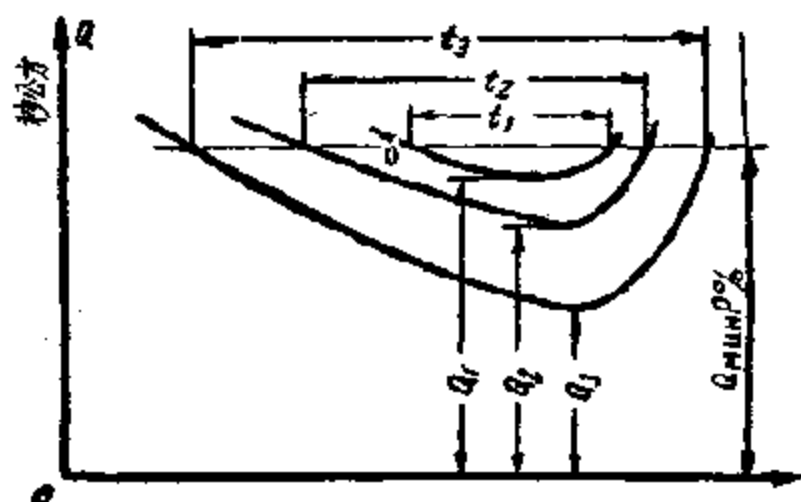


圖 10-1. 不同年份的枯水季流量过程綫

的历时便是 t_3 。这样, 逐年最小流量的保证率曲线并不能对河中流量小于设计值的相对总日数这一问题给出答案。但是, 对于从水利设施取水的消费者或水电厂的电力用户来说, 这一

问题却有头等重要意义。要解决这一问题, 只能满足于绘制日流量保证率曲线的方法。如果在所研究的断面上曾进行过水文观测, 则日流量保证率曲线的绘制便可用比实测资料作根据; 如果无实测资料, 则曲线的绘制便只有采用间接的比照法了。

应当指出, 某已知流量值在年最小流量保证率曲线中所相当的保证率, 总比在日流量保证率曲线上的保证率小。如果在年最小流量小于已知流量的每一年中出现的流量竟可能都小于该值, 则只有在这种情况下才可能从二曲线上得到同值的保证率。但是, 因为实际上小于该值的流量只能在一年内的部分时间内, 且有时是在很短的一部分时间内出现, 所以按多年期内相对枯水日数求出的相应于已知流量的保证率, 一定大于按年最小流量小于该值的各年的相应年数所定出的保证率。

第三篇 洪水分析

第十一章 洪水分析的目的和方法

§ 11-1. 洪水分析的内容及方法

在我国河流上修建水利工程时，常常会遇到防洪的问题。也就是说，在设计水工建筑物时，例如，确定坝高、进行库容分配等问题，均和洪水大小有关。

(1)为了保证下游不被洪水淹没以及工农业发展，需将上游来的洪水一部分蓄在水库中。这样，放至下游的水量就不至于为害成灾。水库中用来拦蓄洪水的这部分库容叫做防洪库容。在进行水工设计时，就要决定防洪库容。

(2)在确定防洪库容后，考虑到水库淤积和兴利库容的大小定出坝高(见图 11-1)。同时在防洪库容定出后，也就知道了放到下游去的水有多少，这样也就可以定出溢洪道坎顶高程了。

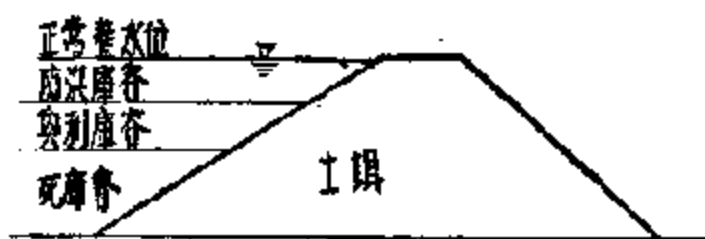


图 11-1. 库容关系示意图。

上面所說的水工设计中的一些问题，如确定防洪库容，决定坝高坎高，都必须在知道了洪水情况后才能进行。从这里我们可以看出，研究这部分内容是为水工建设、防洪等服务的。

要说明洪水的性质，一般需要知道洪水的三个要素：

(a)洪水过程线：洪水期流量和时间的关系曲线(见图 11-2)。

(b) 洪峰流量: 洪水过程綫中的最大流量值。

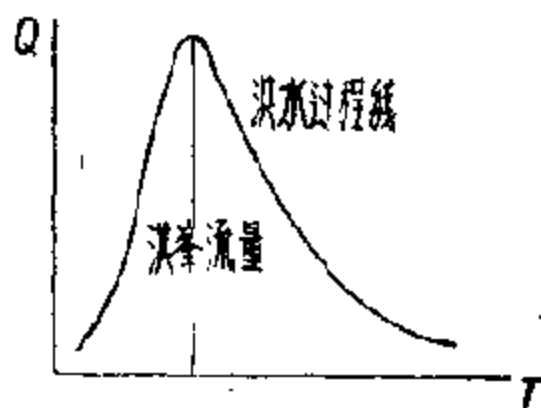


圖 11-2. 洪水过程綫圖。

(c) 洪水总量(简称洪量): 一次洪水的总水量, 在圖上就是洪水过程綫和横坐标所包圍的面积。

上面說的这三个問題, 就是我們在洪水分析中要解決的問題, 也就是說, 要分析計算出洪水过程綫, 洪峰流量和洪水总量。

下面講一下計算洪水过程綫、洪水总量和決定防洪庫容的关系:

(1) 洪量大, 則防洪庫容大。从圖 11-3 看出: 虛綫代表的一場洪水的洪水总量, 要比实綫代表的一場洪水的洪水总量为大, 因而它需要的庫容也就大。

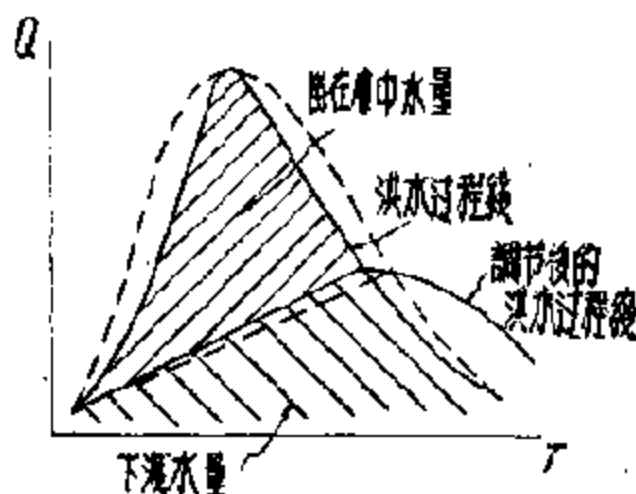


圖 11-3. 不同洪量的洪水过程綫。

(2) 洪峰的形狀, 从圖 11-4 可看出: 由于洪水过程綫不同, 防洪庫容大小也不一样。

在进行洪水分析时, 有二种办法:

(1) 从降雨資料求推求設計洪水。

由于中国雨量資料較長而洪水流量資料很短, 因而經常用此法解決洪水問題。

(2) 从洪水流量資料推求設計洪水, 在洪水流量实测資料較充足时也常用。

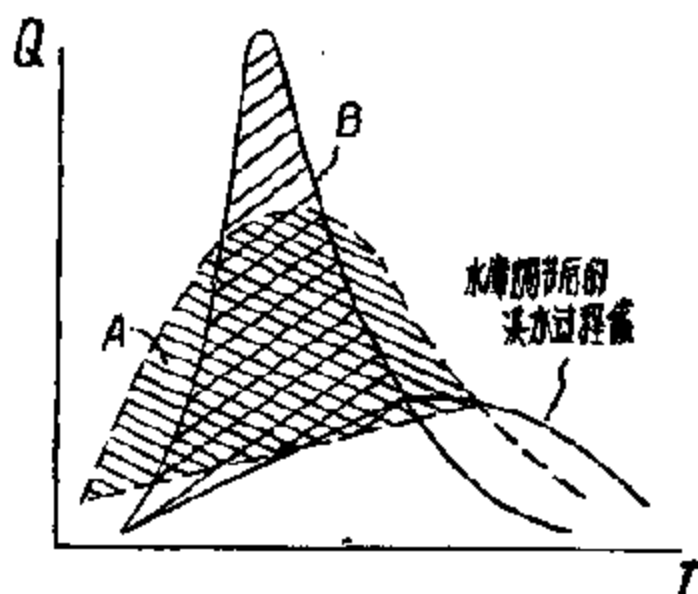


圖 11-4. 不同形狀的洪水过程綫。

§ 11-2. 設計洪水的保證率

起初，人們修造水工建築物時，只以記錄中（即過去發生過）的最大洪水作為設計標準，但在修建後的年月中往往發生比過去已經發生的洪水更大，使建築物受到破壞。這樣，人們就認識到，按過去發生過的最大洪水來設計是不安全的。人們便根據統計學的原理，以某一頻率的洪水（例如 100 年一遇的洪水）作為設計標準，這樣一個設計標準就是設計保證率。

在設計水工建築物時，到底選用什麼樣的設計保證率來設計（也就是：按 500 年一遇洪水設計呢？還是按千年一遇設計）是一個很重要的問題。它關係到國民經濟的發展；關係到是否貫徹了黨的“鼓足干劲，力爭上游，多快好省地建設社會主義”的總路綫；同時，也關係到黨的“蓄、小、群”水利建設方針的貫徹。因此，在選擇設計保證率時必須政治掛帥，緊密地依靠黨，在黨的直接領導下來決定這一問題。下面簡單講一下考慮這一問題的原則：

(1) 應該考慮群眾大興水利工程的影響，特別是水庫下游水利工程

的影响。在设计中常碰见这样一个问题：为了保证下游工农业生产，洪水期河道有一允许的洪水流量，如来的洪水流量大于允许的，则将一部分水蓄在水库中，使泄至下游的流量不超过允许值。问题在于：修建这座水库到底是使 500 年一遇洪水来时下下游流量不超过允许值呢？还是保证千年一遇洪水不超过允许值，这个问题就是我们常说的防洪标准。

如果说过去下游允许最大流量为 2000 公方/秒，那么在群众大修水利工程后，下游的允许流量就可大于 2500，因为这些工程也会起调洪作用。因此，考虑这些因素，就可能在保证安全的基础上降低防洪标准，从而降低工程造价。

(2)要考虑政治影响。例如修建三家店水库，防洪标准就较高。因为三家店水库位于北京附近，确保京津区工农业生产不但有巨大的经济意义，而且有重大的政治意义。

(3)仔细了解洪水灾害损失和工程投资，了解在水量充分的条件下由于减小防洪库容（也就是降低防洪标准）增加兴利库容的政治经济意义。从党的方针出发全面考虑和比较。

(4)要考虑对群众政治积极性的影响。在三家店水库设计中，从经济比较看，下游防洪标准采用千年一遇是可以的，但在向市委请示时，市委指出“群众性水利工程修建生效后将大大削减洪峰流量及洪水总量，因而现在采用 500 年一遇防洪标准，将来实际的结果是远比 500 年的防洪标准为高。如果我们防洪标准采用 500 年一遇的，也就可以发挥群众兴修水利工程的政治热情而不是单纯依靠大工程”。这一指示是贯彻党的“蓄、小、群”方针和大中小相结合的很好的例子。

总的来说，设计保证率的選擇應該全面考虑，广泛地到上下游居民中去征求意见，以便正确考虑，提出初步意见，而决定采用那一保证率进行设计是应该由当地党委来决定的。

第十二章 洪水調查

§ 12-1. 洪水調查的意義

在有長期記錄的河段，用頻率計算方法可以求得比較可靠的設計洪水。我國河流一般水文記錄年份不長，用這些資料求得的設計洪水不可靠。特別是小河流，資料尤為缺乏。解決的辦法之一就是進行洪水調查工作。我們可以詢問當地老居民，請他們回憶過去大洪水的情況，指示洪水痕迹。然後，由我們測量河道的地形、斷面和洪水痕迹的高度，借以算出洪峰流量來。

洪水調查的目的有二：

(1) 增補歷史上缺測的特大洪水及洪峰流量，並了解洪水發生的情況、漲落過程、暴雨歷時及分布，洪水來源等。從而提出供設計需要的水文資料，以便在進行水工建築物設計時，能夠根據洪水調查所得到的某一頻率的洪水作為設計洪水，使水工建築物既經濟又安全，更好地符合“多、快、好、省”的社會主義建設總路綫。

(2) 審核資料的可靠程度。洪水調查的成果雖比實測資料有較大的誤差，但由於洪水調查依靠群眾，從群眾中來，故仍有很大程度的可靠性與準確性。有時甚至可以从洪水調查中發現過去水文記錄的錯誤而加以修正。例如，黃河陝縣水文站以往的實測資料中，總以 1942 年的洪水為最大，其次為 1933 年的洪水。經過調查，上下游各個村鎮普遍反映 1933 的洪水高於 1942 年。核實結果發現 1942 的洪水水位觀測有錯誤。

§ 12-2. 洪水調查的方法

在進行洪水調查前，首先要明確這次洪水調查的任務，收集有關該

流域的水文、地質、气象等資料。然后开始文献調查工作。所謂文献調查就是收集并了解有关历史洪水的文献。我国的历史文献至为丰富，并且有專門的水利史書。如行水金鑑、豫河志、淮系年表、江苏水利全書等等。再者地方志亦几乎每省均有。摘求其中有关洪水、干旱及流域地理特征的材料列表說明之。

文献調查只能了解洪水大小的范围及發生情况，而定量的任务主要落到实地調查工作的身上。

实地調查工作的关键在于依靠当地党的領導和支持，坚决走群众路綫，不單是向群众詢問有关洪水情况，而是要大力宣傳洪水調查的目的、方法，使群众認識到它的意义，掌握有关技术，从而变成洪水調查队伍中有力的成員，和我們一起进行工作。

1. 实地調查工作

A. 查訪步驟 与当地政府机关及水文站联系；向他們說明工作任务和意义，提出一些要求請他們給予帮助，并請他們初步介紹当地情况。

B. 河道踏勘 了解河道一般情况，如河床断面形狀、河灘断面、主槽弯曲情况、有無支流卡口等現象。特別記住哪里有一段平直河道，哪里有庙宇等历史較久的建筑物，哪里有卡口和陡坡，因为这些地方的洪水痕迹常能給出較准确的結果。此外，尚須在沿途做初步查訪。

C. 深入調查訪問，并指認洪水痕迹。訪問内容可包括：

a) 历史上洪水發生的概況。在可能調查到的时期內發生过几次大水灾，哪年洪水最大，哪年次之，洪水一般發生在什么月份，什么時間，洪水一般漲落历时及来源等。

b) 各次大洪水的詳細情况(表12-1)。

(1) 洪水發生的年月日；

(2) 洪水痕迹以及牌記、壁字和文献材料，借以确定洪水位；

(3) 当时河道及断面情况；

(4) 洪水河槽的情况(有無树木、庄稼、田埂)及構成河床的物質情况(如砂卵石粒徑的大小等),借以确定河槽糙率;

(5) 洪水漲落过程:何时开始,何时最高,何时落尽。

(6) 洪水来源;

(7) 洪水發生时流域各地及鄰近流域的降雨情况;

(8) 上下游有無支流加入及决口,卡水和分流等現象,以及决口分

表 12-1. 河北省冶河平山段洪水痕迹調查表

洪水 编号	所在村鎮 及地点	洪水發生年、月、日		洪水高程 (公尺)	說明人 姓名、年 齡、住址	洪水發生情况	資料可 靠程度
		陰 历	陽 历				
1	平山北关外,水文站淨桥上 断面附近	民国六年 六月初六	1917 年 7 月 24 日	125.88	李庚寅 67 岁住南賈 壁村	“民国六年洪水与天 成灘梁頂平,那时我 的房子在河边,那年 漲水后才迁走。我地 里曾上水,我在地里 撈白瓜。那年連陰雨 四十余天”。	較可靠
2	南賈壁村南井 台边(公路桥 上游 53 公尺)	民国六年 六月初六	1917 年 7 月 24 日	126.15	侯潤章 71 岁南賈 壁村开茶 館	“民国六年六月某日 晨,河里的水开始正 漲,一直漲到我的茶 館里来。待了有半 天,水就往下落,落了 三天光景”。	較可靠
3	平山县,中賈 壁村东南角, 火神庙旧址	咸丰三年	1853 年	127.06	刘永成 76 岁 閻 其昌 76 岁中賈壁 村	“咸丰三年漲了大水, 听老人說河水將火神 庙里的火神象的鬚子 都漂起来了。該庙在 日本鬼子来后才拆 毀。象高五尺左右, 座台約高四尺”	附近各 村普遍 傳說
...							

調查日期____年__月__日 調查人

調查組長

流后的水流情况;

(9) 洪水时期含沙量及推移质的情况。

访问老乡时,还要请被访问者亲自到现场指认洪水痕迹。洪水痕迹的指认,应当慎重进行,因为这对我们的计算成果影响很大。

D. 召开座谈会,确定洪水痕迹,在深入访问中,所得到的材料中若有矛盾或不足的地方,可以组织有关被访问者举行座谈会,以便共同回忆、互相启发、彼此印证。访问与座谈会的材料应详细记录,并摘要填入洪水痕迹调查表内。

2. 当上述调查经核对后,须进行测量工作。测量工作的主要内容是洪痕高程、河道横断面、河道纵坡降,以便根据测量结果来进行计算(表12-2)。

§ 12-3. 由调查资料推求洪峰流量及洪水调查报告的编写

1. 洪峰流量的推算方法

A. 根据水文站的水位-流量关系曲线确定洪峰流量。若调查所得的洪水痕迹,靠近某一水文站,可求得水文站基本水尺断面处的历史洪水位高程,然后利用该水文站实测的水位-流量关系曲线,并加以延长,以求得历史洪峰流量,延长方法见§ 5-2。

B. 利用明渠均匀流计算公式求洪峰流量;在较整直的河道上各过水断面面积变化不大时,可利用谢才公式计算:

$$Q = w \cdot C \sqrt{RI}, \quad (12-1)$$

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6},$$

其中 w ——过水断面面积; I ——水面坡降;

R ——水力半径, C ——谢才系数;

n ——粗糙系数。

采用明渠计算方法应特别注意:

表 12-2. 河北省治河平山段洪水調查成果表

河 名	地 點	洪水發生年、月、日		洪峰水位 (公尺)	洪峰流量 (秒公方)	洪水历时 (天)	洪水总量 (亿公方)	計算方法概述	資料評價	備 注
		陽 历	陰 历							
治 河	平山县南賈 壁村	1858	咸丰三年	128.77	8400	不詳		上下游只有 2 个洪水痕迹用滿宁公式, n 值参考 1954 年实测成果	參 考	表中洪峰水位皆按水文站基本断面处的水位, 由大沽基面算起。
		1883.8.25	光緒九年七月二十三日	127.87	7500	不詳		上下游只有 2 个洪水痕迹用滿宁公式, n 值参考 1954 年实测成果。	參 考	計算成果曾与上游七言村成果相比較。
		1917.7.24	民國六年六月初六日	126.12	5400	5		上下游共 5 个洪水痕迹, 用水面曲綫法	較可靠	認為合理。 n 值採用 0.033。
		1936.3.14	民國二十六年六月二十九日	125.56	4000	3		上下游共 3 个洪水痕迹, 用水面曲綫法	較可靠	

調查時間: 1955 年 4 月 1 日 ~ 4 日

調查人員

計算人員

(a) 水面坡降 J 最好由三个洪水痕迹高程决定, 只有两个洪痕没有校核作用。

(b) 糙率 n 值的确定 有关水力学的书籍中都有查 n 值的表。一般沙石河槽随着水位升高 n 值减小, 若河槽底部为砂礫, 兩岸高处系岩石或树木, 則在此部分 n 值可随水位升高而增大, n 值直接关系到計算成果, 因此决定 n 值时要多多观察和分析, 并应訪問当年洪水时期的河槽情况来决定 n 值。

(c) 过水断面 計算时不应采取現在的过水断面积, 应根据断面地形地質情况修正, 取修正后之断面, 因为河槽是在洪水道过后才被冲刷而变形的。

C. 按側收縮的寬頂堰計算

在河道断面束窄成卡口或桥孔之处, 由于流速增大使水面降低, 形成寬頂堰的泄流方式, 这时可根据水位求出堰上水头算出洪峰流量

$$Q = mb\sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}},$$

因 H_0 不易确定故通常以 H 代替 H_0 , 采用此方法时要注意泄流系数的选定。

D. 按明渠不均匀流計算

在河道有瀑布或急灘, 在底坡的轉折点处將發生临界水流, 这样由轉折点处的水深(即临界水深)就可求出当时的流量。如轉折点处临界水深不知道, 則可以利用其上游已知之水深按水面曲綫計算。

断面为矩形时

$$Q = B_c h_c \sqrt{g h_c}, \quad (12-2)$$

式中 B_c ——轉折点处河寬;

h_c ——临界水深;

g ——重力加速度。

E. 若河道上已有壩堰工程, 由堰流公式計算更为方便可靠, 是理想的过水断面。

2. 各种推求洪峰的計算方法的分析

A. 如果自然条件可能,最后二种方法最为准确,因为影响計算成果的只是洪水水位,而不受坡降糙率影响,計算簡單,不过在天然条件下遇到的不多。

B. 按明渠計算法本身沒有多大問題,但因天然条件下,有洪水痕迹的一段“較長”河槽中很难保証为平直河道(尤其是山区河道),且公式中的糙率 n 往往估計不准,因此計算成果誤差較大。

C. 按側收縮的寬頂堰計算法比明渠較好,但符合寬頂堰条件的卡口較少。

D. 用水文站的水位-流量关系曲綫計算法,方法簡單,但有兩個問題:

(a) 小河流上碰到水文站的机会不多;

(b) 水位站的水位-流量关系曲綫的延長过程中有誤差,因此也不是最好的方法。

总之,各方法本身没有什么問題,只要实地情况符合計算方法中的假定条件。因此,在計算时要很好地研究实际情况,选用最接近的計算方法。

另外我們認為应尽量多調查几个洪水痕迹,根据不同条件采取不同方法計算,若成果相近,就証明是精确的;若有出入,不应采取簡單的平均方法,而应适当分析,采用最符合实际情况的計算成果。

3. 洪水过程綫的繪制和洪水总量的計算

根据查詢所得的洪水漲落情况,如:何时起漲、何时到峰頂、何时落尽、漲几次水等,可以估繪洪水过程綫,当然,如果能調查到洪水漲落过程中的其他水位及其時間,則能使过程綫更精确,在坐标圖上过程綫所包的面積即此次洪水总量。

4. 洪水調查报告的編写

洪水調查报告着重叙述調查所得历史洪水發生的情况,以及測量

計算的結果，文辭力求簡潔，各項調查成果應尽可能用圖表表示。在報告中只要十分簡略地敘述任務日程、組織、經過以及調查方法、計算方法等；而對於洪水情況及計算成果的分析批判却要詳細交代，以便供他人應用和參考。洪水調查報告中，還要提出緒論及留存的問題，以及所有有關的圖表、照片等。

§ 12-4. 洪水痕迹調查可靠性的分析

洪水痕迹經過調查測量之後，應對其可靠性作出評價，供應用者參考。洪水痕迹調查的可靠性暫分為四類，即“可靠”，“較可靠”，“尚可”，“供參考”。各類可靠程度條件如下：

1. “可靠”的洪水痕迹，其高程誤差應小於 0.1—0.2 公尺。所依據條件為：

- A. 有明顯洪水痕迹；
- B. 群眾公認，且有旁証，所講的洪水發生情況逼真；
- C. 根據不同的人指認的不同洪水痕迹或位置，進行水準測量，誤差在合理範圍內；
- D. 根據上、下游洪水痕迹及其比降分析比較，結果合理；
- E. 有歷史記載者。

2. “較可靠”的洪水痕迹，其高程誤差應小於 0.2—0.4 公尺。所依據的條件為：

- A. 有不大的明顯的洪水痕迹；
- B. 群眾指認，或有旁証，所講情況真實；
- C. 根據不同的人指認的不同洪水痕迹或位置，施測後誤差較合理；
- D. 有歷史記載。

3. “尚可”的洪水痕迹，其高程誤差可在 0.5 公尺左右。所依據的條件為：

- A. 群众指認;
- B. 根据不同的人指認的不同洪水痕迹或位置, 施測后誤差近乎合理;
- C. 有历史記載者。
- 4. “供参考”的洪水痕迹其高程誤差可在 0.5 公尺至 1.0 公尺之間。所依据的条件为:
 - A. 一、二人指認, 但無旁証;
 - B. 根据指認的不同洪水痕迹或位置, 施測后誤差較大, 但不超过一公尺;
 - C. 有历史記載者。

上述四类的依据, 不能机械地要求完全滿足。应根据各地具体情况及其具备的主要条件加以判断。又如历史記載(碑文、字迹、札記、县志、史書等)一项, 还应按其內容記載的詳細情况及其可靠性分別考虑判断。

§ 12-5. 应用洪水調查資料計算洪水頻率

1. 在已有較長期实测資料的河段:

若实测資料的系列还不够長时, 对洪水頻率估計往往不准, 因此应用洪水調查的資料修正。先修正洪峰流量平均值 Q_0 及变差系数 C_v 值:

A. 只有一个实测資料时: 設原有洪峰均值 Q_0 、变差系数 C_v , 則用克里茨基-曼开里公式計算 Q_0 和 C_v 的修正值 Q'_0, C'_v 。

$$Q'_0 = \frac{1}{N} [Q_N + (N-1)Q_0], \quad (12-3)$$

$$C'_v = \sqrt{\frac{1}{N} [(K_N - 1)^2 + \frac{N-1}{n} \sum_{i=1}^n (K'_i - 1)^2]}, \quad (12-4)$$

式中 N 为調查洪水的重现期;

Q_N 为調查洪水的洪峰流量;

n 为实测期年数;

Q_0' 为修正后洪峰流量平均值;

C_0' 为修正后洪峰流量变差系数;

$$K_N = \frac{Q_N}{Q_0'}; \quad K_i' = \frac{Q_i}{Q_0'}$$

Q_i 为各年实测洪峰流量。

B. 若有 a 个洪水調查資料时:

$$Q_0' = \frac{1}{N} \left[\sum_{i=1}^a Q_N + (N-a)Q_0 \right]; \quad (12-5)$$

$$C_0' = \sqrt{\frac{1}{N} \left[\sum_{i=1}^a (K_N - 1)^2 + \frac{N-a}{n} \sum_{i=1}^n (K_i' - 1)^2 \right]}. \quad (12-6)$$

第二步驟为选定理論頻率曲綫的 C_0 值:

当 Q_0' 和 C_0' 数值算出后, 为推求希遇頻率的洪峰流量, 用适綫法选定一个 C_0 值, 給出皮尔遜 III 型的理論頻率曲綫 (或更合适的理論曲綫), 將各实测年的洪峰流量, 按 $P = \frac{m}{n+1}$ 的頻率点繪在頻率格紙上, 可在圖上看出由此选定的 C_0 值得出的理論頻率曲綫, 是否与已知的各次洪峰点子相符合。如調查到近百年的历史洪水, 將这些点子繪上后, 所选定的理論頻率曲綫就比较可靠。

2. 在只有短期实测資料的河段

如所在水文站只有五年左右資料, 先根据这些資料近似地計算出洪峰流量平均值 Q_0 , 但 C_0 不能求得。而用若干次洪水調查資料来繪制。

A. 先确定各个历史洪水为多少年一遇的数值, 即确定其發生的頻率 P 值 (如 100 年一遇即 $P=1\%$)。求出各个历史洪峰流量 Q_p 与洪

峰流量平均值 Q_0 的比值 K_p 。 K_p 与 C_v 的关系为

$$K_p = \phi_p C_v + 1,$$

其中 ϕ_p 值当 C_v 、 C_s 及 P 已知时,可自福斯特-雷布京所制的皮尔遜 III 型曲綫 ϕ 值表查得:

$$K_{p_1} = \frac{Q_{p_1}}{Q_0} = \phi_{p_1} C_v + 1,$$

$$K_{p_2} = \frac{Q_{p_2}}{Q_0} = \phi_{p_2} C_v + 1;$$

.....

可以假定各个 C_v 及 C_s 值,如能满足上述的方程,即可認為所选定的 C_v 、 C_s 值为正确的。

B. 采用附近河流的 C_v 值加以适当修正,再选定一个适当的 C_s 值,使理論頻率曲綫能附合各实测点及調查点。

3. 在沒有实测資料的河段

在完全沒有实测資料的河段,則連各年洪峰流量的平均值也不知道。根据几个洪水調查的資料,可用如下的三种方法确定各种設計頻率的洪峰流量。

A. 將各次調查洪水,按其洪峰流量及其頻率 $\left(P = \frac{m}{n+1}\right)$,点繪于頻率格紙上,然后用目估法徒手繪一条平滑的頻率曲綫如圖 12-1 所示。利用这条頻率曲綫进行內插或稍許外延。在小流域可以在有洪峰流量資料的河上,利用 $Q = CF^{0.5}$ 求得 C ,然后在

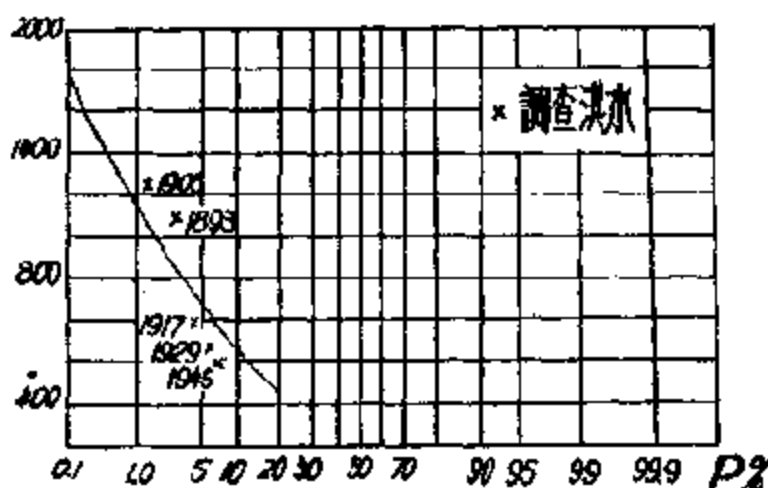


圖 12-1. 鳳城河洪峰流量頻率綫圖。

自然地理条件相同时,可向沒有洪峰流量的河流上借用 C 值,利用已知的流域面积 F 求得 Q_0 。此法簡便,但要求有較多次的調查洪水和距今較久的資料。

小河流域洪水調查应用举例

如某一山溝(称甲溝)有 1953—1955 三年实测資料,有三个洪水調查資料。且由訪問和調查知此三年的頻率,希望求得此地区其他各溝的洪峰流量和洪量。其資料及計算示于表 12-3 中。

表 12-3

数 序 m	年 分	x_i	$p\%$	$p = \frac{m-0.8}{n+0.4}$ $n=100.$
1	1850	2000	0.7	
2	1898	1170	1.69	
3	1946	600	2.69	
13	1953	388	12.6	
33	1954	105	37.5	
100	1955	43	99.4	

由以上数据可繪出頻率曲綫(頻率曲綫圖略),由頻率曲綫可求得各保証率下的洪峰流量。

經驗公式

$$Q = CF^{0.75},$$

式中 Q — 洪峰流量;

F — 流域面积;

C — 流量系数。

已知甲溝流域面积 $F=810$ 平方公里,由不同保証率下 Q 洪峰流量可求得不同保証率的日流量系数 C ,如表 12-4 所列。

表 12-4

$p\%$	1	2	5
C	57	34.2	19.6

將此計算結果推广到其他自然地理条件相似的河溝,即認為各溝流量系数与甲溝相同,根据各溝的流域面积求出各溝的洪峰流量,計算結果如表 12-5 所示:

表 12-5

溝 名	面积(Km^2)	$Q_1(p=1\%)$	$Q_2(p=2\%)$	$Q_3(p=2\%)$
甲 溝	810	1620	970	558
乙 溝	54.2	420	252	145
丙 溝	41.8	369	222	127
丁 溝	38.5	354	212	112
戊 溝	29.2	308	185	185

同理可求各溝的洪量，根据公式 $w = BF^{0.775}$ ， $B = \frac{w}{F^{0.775}}$ 。

表 12-6

$p\%$	1	2	5
B	0.00095	0.00057	0.000324

表 12-7

溝 名	面积(Km^2)	$w_1(p=1\%)$	$w_2(p=2\%)$	$w_3(p=5\%)$
甲 溝	810	14.6×10^6	8.8×10^6	4.98×10^6
乙 溝	54.2	1.9×10^6	1.24×10^6	0.648×10^6
丙 溝	41.8	1.54×10^6	0.92×10^6	0.525×10^6
丁 溝	38.5	1.47×10^6	0.88×10^6	0.502×10^6
戊 溝	29.2	1.19×10^6	0.72×10^6	0.408×10^6

附注：甲溝和其他各溝流域面积相差较大，一般來說由大面积推到小面积是不合理的。但因：(1)其他各溝沒有資料；(2)該工程設計允許水文計算有一定誤差；因此較粗地推广了。列举本例之目的是介紹方法，同學們掌握此方法只要領會就可以了。

B. 采用相鄰河流的 Q_0 的模数值（即 $\frac{Q_0}{A}$ ）及 C_0 值，适当加以修正，以求得本流域的 Q_0 及 C_0 值。然后选定适应的 C_0' 值，使能符合大多数洪水調查所得的点子。

C. 假定 C_0 和 C_0' 值，自福斯特-雷布京表中查出 ϕ_p 值，使能符合下列方程式：

$$\frac{Q_1}{\phi_{p_1}C_0 + 1} = \frac{Q_2}{\phi_{p_2}C_0 + 1} = \dots = \frac{Q_n}{\phi_{p_n}C_0 + 1} \quad (12-7)$$

甲、根据暴雨資料推求設計洪水

用降雨資料通过間接推算的途徑計算設計洪水，是計算設計洪水方法中常用的一种，这是由于下列兩方面的原因：

1) 在我国許多地区水文測驗資料不足，而雨量資料較全，这就不得不采用这种間接推算的办法。

2) 我国劳动人民在党的正确领导下，开展了規模空前的群众性水利建設工程。这些群众性的水利工程，大大改变了徑流形成的条件。在水文計算中考虑，这种因素（指群众性水利工程对徑流形成条件影响）將大大减少洪峰流量及洪水总量，使我們的水工建筑物造价降低，同时能增加兴利容量，扩大发电、灌溉、工业給水的用水量。为了考虑群众性水利工程对徑流形成条件的影响，不得不通过洪水成因的研究来計算設計洪水。因此，这种間接計算方法在水文計算中將日益發展而占有極重要地位。

这种間接計算方法，在各个計算环节中还存在不少問題，例如雨型的選擇問題、暴雨量資料的延長問題等，需待进一步研究。

用雨量資料計算設計洪水，按目前的研究水平，一般适宜应用在面积不超过一万平方公里的流域，也有勉强用到几万平方公里的流域，因为面积一大就产生几个暴雨中心等复杂問題。下面將列表說明国内設計采用的方法。本課程的敘述不考虑大面积的情况。

在敘述次序上，我們是按生产的程序进行。

根据降雨資料推求設計洪水的步驟：

1. 設計暴雨量的計算；
2. 确定設計暴雨雨型；
3. 根据設計暴雨量及暴雨雨型推求設計洪水总量及洪峰流量。

第十三章 設計暴雨的計算

§ 13-1. 設計暴雨的計算目的

要求出設計保證率(如 500 年一遇)下的洪水总量及洪水过程綫,在以往洪水流量資料不足的情況下,往往由雨量資料來推求。我們有的資料是過去有記錄的暴雨量。而現在為了求出設計保證率下(如 500 年一遇)的洪水总量及洪水过程綫,就必須知道設計保證率(如 500 年一遇)下的暴雨量。本章的目的,是說明如何由已知的暴雨量資料來推求設計的暴雨量,例如推求 500 年一遇的暴雨量。

由已知的暴雨資料,來推求設計暴雨量,往往採用頻率計算的方法。

§ 13-2. 原始資料的審查、補充和延展

在進行暴雨量計算前,首先要對計算所依據的資料進行審查。因為,資料是我們整個設計工作的基礎,如果對於原始資料不注意審查、分析,就會使我們的設計建立在不可靠的基礎上。雨量資料的審查可以考慮下列二種方法:

1) 利用本地區已有的一次最大降水量(如一日暴雨,三日暴雨)等值綫圖來檢查暴雨量記錄資料的正確與否,例如:某站的一日暴雨量從記錄上看為 200 公厘,從一日暴雨等值綫圖上發現該站介於雨量為 250 公厘及 150 公厘等值綫間,則該站之記錄可以認為正確。

2) 利用相鄰站資料來比較。

解放前的水文資料錯誤多,甚至有偽造的。當我們發現有過大或過小的突出的記錄時,可以追究根源,結合氣象和地形因素加以判斷,然後決定舍弃或改正。

延長系列在水文規律推求上起着异常重要的作用。作頻率計算首先要求的是應該有代表性的資料。怎樣的資料才算有代表性呢？一般說，很难得出結論，但有一点是可以肯定的，即資料越長、代表性越好。所以長的系列對我們非常有價值。我們應該想盡一切辦法來作可靠的系列延長，延長的方法有：

1) **比值法** 當兩個站的位置距離不遠，降雨規律有一致性時，經過研究，其間的相似性很大，就可以採用比值延長。

計算的方法很簡單，即以同期觀測資料求比值，再以此比值乘以長期資料即可。如潢川有 13 年資料，前畝有五年資料，先計算出前畝和潢川同五年資料最大三天雨量的比值為 1.54。將此比值乘潢川多年最大三日雨量的均值，即得前畝多年最大 3 日雨量的值 $= 1.54 \times 1.40 = 2.15$ 公厘，这样就延長了系列。此法用公式表示為：

$$X_Z = \frac{\sum Z_{短}}{\sum X_{甲短}} \cdot \bar{X}_{甲長}$$

2) **相關法** 暴雨利用相關法常常不成功，有時得出点子很分散。但是在地形影響大的地區，暴雨還是可以得到較近似的相关。

3) **直接採用法** 在氣候比較一致的地區可用此法。將他站資料直接搬過來。

4) **移用模比系數補插法** 兩站降雨有其相似性，但如平均值不相等，直接移用法受到了限制，則可用移用模比系數 $\left(K = \frac{\text{雨量}}{\text{雨量平均值}} \right)$ 的方法來延長系列。但短資料的均值不可靠，需根據 $\sum K = N$ 來修改短資料站的均值（ K 值為雨量和雨量平均值之比）。

其中 K 是由長系列定出的， N 是由短系列的項數。

茲舉例說明如下：鎮江有 43 年資料，泰州有 15 年資料，其間有 8 年資料是兩站都有的。我們把錯開的 35 年內鎮江資料 K 值移到泰州站，35 年的 $\sum K = 34.2$ ，泰州延長段應有 50 年資料，因為 $\sum K = 50$ 。應使泰州本身觀測的 15 年資料，令其 $\sum K = 15.8$ 。依據泰州本身資料 $W_{泰州} =$

$=166$ 公厘。要使 $\Sigma K=15.8$, 需修改 $\bar{W}'_{\text{泰州}}$, 用 $\bar{W}_{\text{泰州}}=\frac{15}{15.8} \times 166$ 公厘 $=158$ 公厘。

既然有了 $\bar{W}_{\text{泰州}}$, 就可以用搬移过来的 K 值来延長泰州的系列。

对于比值法, 如乙站有 15 年資料, 甲站有 30 年資料而二者同年代的仅 5 年时, 在計算中只能利用乙站 5 年資料, 而用 K 值移用法, 乙站 15 年資料都能利用, 因而此法充分利用了現有資料, 所以在应用上也较广泛。

5) 用等值綫圖插补 用等值綫圖在理論上講比相关法好, 因为它所考虑的不是一个站, 而是多个站綜合的結果。如果作等值綫时, 依据的水文站資料較多时, 那么利用等值綫圖来弥补資料, 还是有足够精度的。

現在举一个例子來說明應該如何考虑資料的插补与延長和修改。

解放以前, 官厅山峽內均未設过雨量站。在我們作三家店水庫的設計时根据的資料只有三个站之雨量資料。解放前流域平均雨量就用这三个站来求。但是这三个站都居于流域的边緣, 而且流域內的雨量很不均匀, 故按三站得的流域平均暴雨量, 可靠性較差。解放后, 前华北水利工程局, 又在流域內建立了十多个水文站, 因而得到了解放后各年的多站雨量資料(圖 13-1)。

为了修正根据三站求得的最大流域平均暴雨量。可利用解放后的观测雨量記錄, 作出三站与多站的流域平均暴雨量相关綫, 然后再由解放前三站的流域平均暴雨量来求同期多站流域平均暴雨量(表 13-1)。

表 13-1. 三站与多站比較(解放后資料)

年 分	50	51	52	53	54	55	56
y (多站)	288	46	133	151	105	125	148
x (三站)	231	48	162	193	78	146	125

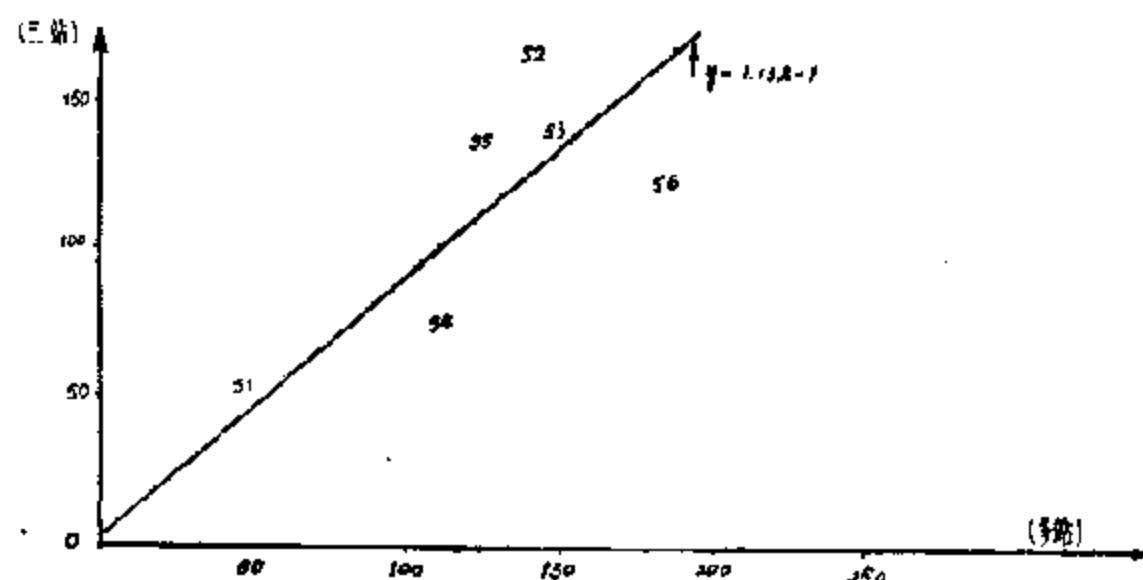


圖 13-1. 官厅山峽三站-多站雨量相關圖。

在方格紙上繪出相關綫，其相關方程為： $y = 1.13x - 1$ 。根據相關綫就可以對解放前三日流域最大平均雨量進行修正(表 13-2)。

表 13-2

年 分	1924	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
原測雨量	180.0	211.1	137.1	72.7	90.5	173.4	61.6	158.0	62.7	66.1	69.2	50.0	88.7
修正雨量	210	235	38	75	100	190	62.5	175	64	70	72	58	95

年 分	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
原測雨量	33.0	155.2	175.2	56.0	87.6	65.5	72.0	41.4	87.5	96.4	82.9	97.7	121.4
修正雨量	31	164	190	58	88.5	63	75	43	87	104	90	28	125

因為相關關係還不錯，所以這方法是行得通的。象三家店這樣的資料情況是很多的，一般各地都是解放前測站少，解放後測站多但觀測年限不多。在相關關係不錯時，三家店水庫設計中用的方法是可以考

慮用來修正按少站資料算得的流域平均暴雨量。

§ 13-3. 設計暴雨量的計算

為了求得設計洪水總量和設計洪水過程綫（例如 500 年一遇的洪水總量或 500 年一遇的洪水過程綫），首先要計算設計暴雨量（如 500 年一遇暴雨量）。在實際水文分析計算中，我們所要的設計暴雨量往往是指流域內設計的平均暴雨深，而我們有的資料，是流域內各水文站以往發生過的暴雨量記錄。因此，為了求得設計的流域內平均暴雨深（暴雨量）需要作下列的計算工作：1) 根據過去測到的各站暴雨資料，用某種方法求得流域內平均暴雨深。2) 將各年求得的平均暴雨深排隊作頻率計算，就可求得設計的流域平均暴雨深。有時，流域內測站數目很少，難于根據該少數測站的雨量資料來推求流域內平均暴雨深時，往往是用單站的雨量資料排隊，進行頻率計算，求出單位的（即點的）設計暴雨量，再根據點面關係找出流域的設計平均暴雨深。

在本節中，將敘述 1. 求流域平均雨深的方法；

2. 頻率計算方法；

3. 點面關係。

1. 求流域平均雨深的方法

普通用來計算流域平均雨深的方法有三，即：(A) 算術平均法；(B) 比重平均法；(C) 等雨深綫平均法。現分述如下：

A、算術平均法，就是將各測站所記錄的雨深總和除以測站的數目而求得。在中等流域（即面積在 500~50000 平方公里之間的流域）上如測站數目充分，分布均勻，同時流域又是比較平坦的，那麼可以用此法來決定。但是這些條件通常是不易同時滿足的，所以這個簡易的方法很少採用。

B、比重平均法：也是適用於中等流域，這個方法是按各測站所記

录的雨深,依照該站所控制面积的大小給予比重后,再算出个均值。决定各測站所控制面积的方法,是根据以下原則:全流域中任何地区,控制它的測站就是距离該地区最近的測站。因此須將全流域分成若干小区域,每区域受一个測站控制,分区以及計算的步驟如下(圖 13-2):

1) 連接 $ABCD$ 及 E 各雨量站的位置成为許多个三角形;

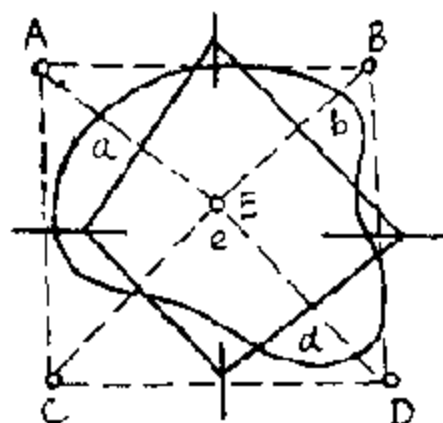


圖 13-2. 比重平均法作圖。

2) 在各三角形的各边上作垂直平分綫將全面积分別为鄰近各雨量站所控制的五个区域,每一区域以 $abcd$ 及 e 米代表;

3) 各站雨量的比重差即以全面积除各区域面积的百分数来表示;

4) 按各站雨量的比重(百分比)乘上各站所在区的雨量記錄,再求其和,除以 100 即为全面积的平均雨深数字。

C、用等雨量綫求面平均雨深(圖 13-3)

1) 根据已知的流域內各站雨量資料画出等雨量綫。

已知雨量資料如表 13-3 所示。

表 13-3

站 名	三家店	怀柔	官厅	楊家坪	蘆溝橋	昌平
二日暴雨量	84.28	67.1	43.9	32	16.7	302

作出等雨量綫如圖 13-3。

2) 量出二等雨量綫間所夾的面积,列于表 13-4 中。

表 13-4

編 号	1	2	3	4	5	6	Σ
面积,平方公里	89	163	204	393	372	296	1517



圖 13-2. 等雨量綫圖。

3) 流域平均雨深

$$\bar{P} = \frac{\sum pF}{\sum F}, \quad (13-1)$$

式中 F ——各区的面积,即二等雨量綫間面积;

$\sum F$ ——整个流域面积;

p ——每一区的平均雨量即二等雨量綫間的平均值,如等雨量綫为 200 公厘、一为 250 公厘,則計算时采用的 $p=225$ 公厘。

举例計算如表 13-5 所示。

表 13-5.

編 号	1	2	3	4	5	6	Σ
F , 平方公里	89	163	204	393	372	296	1517
\bar{P} , 公厘	320	275	225	175	125	70	
$F \times \bar{P}$, 平方公里·公厘	28500	44800	45900	68800	46500	20700	255200

則

$$\bar{P} = \frac{\sum F \bar{P}}{\sum F} = \frac{255200}{1517} = 168 \text{ 公厘。}$$

一般說,雨量站資料較多时,用等雨深求平均暴雨深还是一种可行的方法。

在这三种方法中,按比重平均法来求流域平均雨量的方法用得比較多,也比較簡單。但我們認為这方法并不是最合理的,因为这只是一个几何关系(由几何距离控制),而在实际情况中影响的因素很多。例如地形情况、暴雨中心位置。如果在設站时充分考虑到了这些因素,使每个站在它所控制的面积内有代表性則此法还是合理的。

用等雨量綫法是比較合理的,因为考虑到的影响因素較多。虽然这个方法加大了設計工作量,但目前运用得还是較多。例如湖南省几年来都用这种方法。

我們在設計工作中有这样的体会，选择方法时不一定要用最准确的；如果当实际资料精确性不够时，可以选择簡單一些的方法，这样可以使設計工作貫徹“快”的原則。

2. 頻率計算

A. 頻率計算方法(理論頻率曲綫):

一般采用皮尔遜 III 型曲綫及克里茨基-曼 开里 曲綫。計算的方法基本上同年徑流一章中所述，現簡要敘述如下：

a) 根据已有的資料求均值 \bar{x} :

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} = \frac{x_1 + x_2 + \cdots + x_n}{n}, \quad (13-2)$$

式中 n 为現有的資料年数；

x_i 为各年的暴雨量。

b) 計算变差系数 C_v :

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{x_i}{\bar{x}} - 1\right)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (K_i - 1)^2}{n-1}}. \quad (13-3)$$

c) 定 C_s :

$$C_s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{x_i}{\bar{x}} - 1\right)^3}{n \cdot C_v^3}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (K_i - 1)^3}{n \cdot C_v^3}}. \quad (13-4)$$

一般 C_s 在長系列时，才能得出比較可靠数字。在資料不長情況下，均以理論頻率曲綫与經驗点符合程度来定 C_s 。

d) 由頻率計算表查得各种頻率下 Φ 值。

e) 各种頻率下的 H 值計算:

$$H_p \% = (\Phi \cdot C_v + 1) \cdot \bar{x} - k \cdot \bar{x}. \quad (13-5)$$

B. 經驗点頻率計算:

一般用下列二公式

$$P = \frac{m-0.3}{n+0.4}, \quad (13-6)$$

或

$$P = \frac{m}{n+1}, \quad (13-7)$$

式中 n —— 为系列数目:

m —— 系列中某值在系列中的位置。例如 x 值在系列中最小則 $m=1$ 。

C. 頻率計算的目的是求出頻率曲綫，以便找出各种頻率下的計算值。这里面最重要的二个問題是 a) 綫型選擇問題; b) 基本参数選擇問題。現分別講述如下:

a) 綫型選擇問題:

綫型選擇的根本問題是如何使实测点和理論頻率曲綫相符合。在理論頻率綫和經驗頻率点的配合要求上，对每一个点的要求并不完全相同，在作暴雨頻率計算時希望低頻率的实测点和頻率曲綫較符合，同时也希望用最小二乘法算得的曲綫离差平方最小。例如：在做三家店水庫設計時，我們曾經选了二种綫型来作計算和比較。發現皮尔遜 III 型曲綫与頻率 $P > 50\%$ 的經驗頻率点較符合，而克里茨基-曼开里曲綫和 $P < 50\%$ 的經驗頻率点更符合。考虑到我們要作暴雨量計算，对于低頻率部分要求更高，應該選擇克里茨基-曼开里曲綫，同时，用最小二乘法适綫結果，克里茨基-曼开里曲綫的离差平方也較皮尔遜 III 型曲綫为小，所以選擇了克里茨基-曼开里曲綫。

我国各地暴雨資料大多都能用皮尔遜 III 型曲綫分析。克里茨基-曼开里曲綫也能与大部分資料相适合，但曲綫上端容易得出偏大的結果。所以各流域可各自采取适合的綫型。例如辽河流域及淮河流域采取皮尔遜 III 型曲綫比較合适，而海河流域采取克里茨基-曼开里曲綫較好。

根据大量应用的經驗，这两种曲綫并不是完滿的曲綫，經驗点还不能与曲綫配合得很好，甚至离差很大。我們在作密云水庫設計的水文分析部分时，也感到这两种綫型都不够理想。因此今后研究出新的更符合我国水文規律的理論綫型是我們的工作任务之一。

应该指出：作理論頻率曲綫，实际上就是將經驗頻率点所作之頻率綫延長。采用不同的綫型，在实测資料外延的部分，各綫型相差較大，因此近来有人建議統一綫型，实际上也就是統一延長方法。統一綫型的形式一方面应符合实测点之分布規律，一方面应大致符合水文現象的物理性質，例如，曲綫应有最大最小極限值，不能出現負值等。

謝家澤同志建議的統一綫型为，(1)兩端有限的正态曲綫，(2)皮尔遜 III 型曲綫。如果各站实测資料在对数机率紙上絕大多數呈弯曲形狀則用皮尔遜 III 型曲綫較好，反之，如絕大多數都呈直綫，則对数正态曲綫較好(此部分內容的詳細叙述可見謝家澤著“关于合理解決水文頻率計算方法的問題”)。

b) 基本参数選擇問題

除了綫型選擇外，还有参数選擇問題。参数選擇用适綫法——不断修改 C_v 、 C_s 值直到經驗点与曲綫結合得最好为止。

計算得的 C_v 值可以作为我們選擇特征值的参考，根据适綫法选用不同的 C_v 及 C_s/C_v 的值，选出最为合适的 C_v 与 C_s 来。在作暴雨量分析时，所謂經驗点与曲綫符合，主要是对于曲綫的上端即頻率曲綫中較大值(即最大的暴雨量)而言。因为这一部分对于曲綫向左外延最有决定意义。另外，也要求按最小二乘法算得的离差平方值为最小。

根据經驗，用适綫法分析資料，在資料比較規則、 C_v 較小的情況下，只需變更 C_s 就能使曲綫与經驗点結合得很好。在資料分布不規則，尤其是小概率部分的經驗点較突出时，需要适当加大 C_v ，适綫才能滿足要求。另一方面应该注意全面照顧各点，使經驗点偏离曲綫的离差为最小。

对于系列短暂，且無法延長、無法从本站資料确定 C_v 者， C_v 在这些地区与無資料地区可用特征值搬移法从長系列站搬用。气候、地理位置和高程都对 C_v 有显著影响。海河地区有規律，在迎風坡均值 \bar{x} 大的地方 C_v 也大，背風坡平原区 C_v 都小，所以 \bar{x} 大， C_v 大； \bar{x} 小， C_v 小。

根据全国各地記錄年代 $N \geq 30$ 年的各站暴雨資料計算， C_v 值变化范围在 0.30~0.60 之間，大部分測站的 C_v 值在 0.45 左右，而且大多数站的 $C_{v1}/C_{v2} \approx 3.5$ ，且 C_{v1}/C_{v2} 的关系在地区上沒有显著的变化。設計时可以参考全国各地暴雨特征值統計表。

3. 計算暴雨量的几种方法

A. 直接計算面平均雨量頻率

如果某一流域上均匀分布着数量很多的長期雨量站，在計算設計暴雨时，可以將各單站的历年最大雨量选出来，先用求流域平均雨量的办法，求得历年最大流域平均雨量系列。然后選擇綫型和特征值，画出頻率曲綫来。按設計頻率选出所需設計暴雨来。

由于解放以前雨量站布置得稀疏，一般地区都無法直接作面平均雨量頻率。

在前面我們介紹过三家店水庫設計中用了相关法，用多站資料修正了三站資料。所以就有条件利用这个办法，三家店水庫設計中直接用修正后的各年一定历时最大流域平均雨量排队，画出了頻率曲綫，按設計頻率在曲綫上內插出設計暴雨量来。

B. 間接計算面平均雨量頻率 —— 点面关系

因为过去雨量站稀疏而無法由單站資料直接算出流域平均雨量时可以用下面的办法：

a) 用流域內資料，先求出該流域內設計頻率的暴雨中心雨量，然后通过点面关系化作面雨量（点面关系是指暴雨中心点雨深与流域平均雨深的关系）。

在这里,点面关系可以有很多种,当暴雨雨型变化时,点面关系就要变化。例如当暴雨中心在流域以外时,流域平均雨量比之于流域中心的雨量,可大可小;另一个时候,暴雨中心在流域以内,但不一定在中心点,則面平均雨量与流域中心的雨量相較,仍是可大可小;最后一种情况,即是暴雨中心在流域中心,則中心点雨量必然大于面平均雨量,由此可見,这时的点面折扣系数即 $\left(\frac{\text{流域平均雨量}}{\text{暴雨中心雨量}}\right)$ 不是个一定的值。同样,所选的面积不同,点面折扣系数大小也变化。

在計算时,一般流域面积小于 100 平方公里时,就用点雨量代面雨量。流域面积大于 100 平方公里时,流域平均雨深可按下式計算

$$p = \frac{p_0}{1 + cF^n}, \quad (13-8)$$

式中 F ——流域面积,以平方公里計;

p_0 ——点暴雨中心雨深;

C 和 n ——流域特性系数。

上式对北京地区为

$$\bar{p} = \frac{p_0}{1 + 0.014F^{0.75}} = \phi p_0, \quad (13-9)$$

式中 ϕ ——点面折扣系数。

对于西辽河

$$\bar{p} = \frac{p_0}{1 + 0.0009F^{0.55}}, \quad (13-10)$$

治淮委员会由淮河資料得

$$\bar{p} = \frac{p_0}{1 + 0.72F^{0.82}\alpha^{0.61} \times 10^{-4}}, \quad (13-11)$$

式中 $\alpha = \frac{p_0}{100}$ 。

在实用上,一个流域往往有它自己的点面关系圖(圖 13-4)。茲举例說明圖 13-4 的画法:取一天暴雨,令其暴雨中心雨深为 h'' ,利用前面算流域平均雨量的办法可求出各相应的面平均雨深称作 h_R ,简称 h 。

当所选面积不同时, \bar{h} 也不同, 折扣系数 \bar{h}/h'' 当然也就不同了。点面关系图就是一張三参数的关系图, 坐标值为 h'' 和 \bar{h}/h'' , 面积 F 为参变数 (例如图中标出了 $F=1000$ 平方公里、2000 平方公里、4000 平方公里、…等各种情况), F 不同的点采用不同符号表示。在所有点子上方的一条线称作外包圆线, 它代表了最大点面关系 (即折扣系数最大)。在设计中是依据最大点面关系来作的。

兹举一例说明此图的应用:

淮河中游平原区集流面积为 4 000 平方公里, 其流域形状正常, 在不考虑自然雨型差异时, 计算其 100 年、1000 年一遇的一日平均降水量。

从点雨量参数等值线图已查出 100 年一遇、1000 年一遇标准的雨量为 240 公厘和 326 公厘。利用淮河中游平原地区综合点面关系图查出平均雨深, 其成果列于表 13-6 中。

表 13-6

雨 量 时 段	类 别 (公 厘)	百 年 一 遇		千 年 一 遇	
		点 雨 深	面 雨 深	点 雨 深	面 雨 深
一 天		240	209	326	276

b) 求出流域中心处设计频率的固定点雨量, 然后通过点面关系化作面雨量。

这个方法与上面不同之处是: 点面关系不是用的暴雨中心与流域平均雨量关系, 而是用的流域中心与流域平均雨量的关系来求得的。

这个方法适用于地区广和资料缺乏的情况下。点面关系可通过同一气候区内的暴雨图来求得。

暴雨量计算举例:


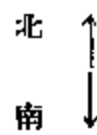
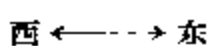

已知某流域中心处最大三天暴雨均值为 120 公厘, 流域面积为 760 平方公里, 并有中心处暴雨量频率曲线纵坐标 (变率 K) 值表 (表 13-7)。

表 13-7

重现期	500 年	300 年	100 年	50 年	20 年	10 年	5 年	4 年	3 年
K 值	3.34	3.15	2.67	2.40	1.95	1.67	1.35	1.25	1.10

并且已知流域长度为 34 公里, 流域走向为西北→东南, 另外有最大三天暴雨点面折扣系数表(表 13-8; 此表根据前面所讲的方法求出)。

表 13-8

流域长度 点面折扣系数 天 数 重现期	三 天				
	500~300年	100~50年	20年	10年	5~3年
	200	0.640	0.670	0.700	0.740
	150	0.730	0.753	0.775	0.810
	100	0.820	0.836	0.850	0.874
	50	0.910	0.918	0.925	0.937
	0	1.000	1.000	1.000	1.000
	100	0.852	0.866	0.880	0.910
	50	0.927	0.935	0.940	0.955
	0	1.000	1.000	1.000	1.000
	100	0.870	0.882	0.895	0.912
	50	0.932	0.940	0.948	0.958
	0	1.000	1.000	1.000	1.000
	100	0.920	0.928	0.936	0.948
	50	0.960	0.964	0.968	0.973
	0	1.000	1.000	1.000	1.000

要求出十年一遇的最大 3 天流域平均暴雨量。

解: 这里求暴雨量, 应该用前边讲过的第三种方法, 用设计频率流域中心处暴雨量, 通过点面关系来求。

(一) 在附表中查得十年一遇 K 值为 1.67, 故十年一遇的六天暴雨量 $= 1.67 \times 120 = 200$ 公厘;

(二) 在附表中查得暴雨点面折扣系数等于 0.952;

(三) 重现期为 10 年的最大三天流域平均暴雨量 $= 0.952 \times 200 = 190$ 公厘。

4. 缺乏資料时設計暴雨的計算方法

利用各地区“实用水文手册”。

在“实用水文手册”中, 一般有年最大 24 小时(或 48 小时等)暴雨多年平均值 \bar{p}_{24} 及 C_{v24} 等值圖及皮尔逊 III 型曲綫 K 值表, 計算各种頻率的設計暴雨时, 先从 \bar{p}_{24} 等值圖上讀得工程所在地流域中心的 \bar{p}_{24} 及 C_{v24} , 由 K 值表查得相应 K_P 值, 再由下式算得設計雨量

$$p = K_P \bar{p}_{24}.$$

有的“水文計算手册”为計算方便而繪出了相当于百年、50 年及 20 年一遇的最大 24 小时雨量等值圖, 从圖上可直接求得百年、50 年及 20 年一遇的 24 小时暴雨量。

在北京地区, 历时大于 24 小时, 設計暴雨按下式:

$$p = p_{24} T^{0.35},$$

式中 p_{24} 为相应頻率的 24 小时雨量;

T 为降雨历时, 以日計。

24 小时以下設計暴雨量按下式(北京地区)計算:

$$p = (A + B \log N)^{t^{0.5}},$$

式中: A 和 B 可在“实用水文手册”中查得;

N 为重现期, 以年計;

t 为降雨历时, 以小时計。

在社会主义大躍进中, 各地均在大規模开展群众性水利建設工程, 这些工程特点是小而且缺乏雨量資料。在今年大躍进中各地均編出了“实用水文手册”, 因而利用它来进行計算, 对于促进水利建設是有意义的。

在缺乏資料時，可利用的暴雨計算公式還很多，由於篇幅關係，不再一一介紹，讀者如有興趣，可參看“設計點暴雨量的計算方法”（北京水利科學研究院水文研究所編，此手冊已做為文件印出，未正式出版）。

5. 暴雨歷時的選擇

所謂暴雨歷時選擇，就是指設計暴雨量是用一日暴雨，還是三日暴雨抑或是7日暴雨的問題。

根據不同暴雨歷時資料可以算出不同歷時、同一頻率的暴雨量。

在計算中到底選用幾日暴雨是和很多因素有關的，例如北方河流一般洪水是突漲突落的。因此設計時選取的暴雨日數一般在三天五天左右，而南方很多河流洪水延續的時間很長，則設計時計算的暴雨歷時也就要長些。

另外溢洪道宣泄能力的大小，也有關係。一般如宣泄能力大則設計時取的暴雨歷時就可能短，因為如降雨形成的徑流小於泄流量則對防洪庫容不起什麼影響，此段降雨也就可以不算在此場暴雨中了，反之，如溢洪道宣泄能力較小，則所取暴雨歷時可能要長些。

到底選擇幾日暴雨作為設計暴雨的歷時，應該結合雨型進行比較，特別是結合雨量累積曲線進行比較。在設計三家店水庫時，分別求出了一日，二日，三日，四日的同頻率設計暴雨量，發現在 $P=0.1\%$ 時，總水量 $P_{1日}、P_{3日}>P_{2日}$ ，而 $P_{3日}\approx P_{4日}$ 。從雨量累積曲線看，第二天的雨不小而第四天已下得很小，最後選用了三日暴雨作為設計暴雨歷時。

§ 13-4. 前期影響雨量的頻率計算

前期雨量是指此場暴雨前所下的雨。設計暴雨的前期雨量是指設計要求下的（如500年一遇或200年一遇）暴雨的前期雨量。前期降雨量對於降雨量變成徑流深有很大影響。所謂徑流深就是指降下來的雨扣去各種損失（如蒸發、入滲等）後，形成的地面流動的那部分水深。

很明顯，当前期雨量很大時，土壤的含水量就大，那麼，此次降下來的

雨,被土壤吸收的就少,径流深就大;如前期降雨量小,土壤含水量小,则此次暴雨降下来后,为土壤吸收的多,则产生的径流深就小些。因而前期雨量的大小直接影响到径流的大小。

1. 前期影响雨量 p_a 的计算

$$p_a = \sum_{i=1}^{i=20} p_i K^i,$$

式中 $p_i (i=1, 2, \dots, 20)$ 代表此次暴雨前 1 至 20 天逐日降水量;

K 为递减指数,一般在 0.8 至 0.9 之间;

i 为前期降雨距本次降雨的天数。

说明: 设 I_{\max} 为最大初期损失量(入渗到达稳定渗透前损失的水量叫最大初期损失量)。

一般情况下,由于前期降雨的影响,使本次降雨的初期损失减小,当前期雨量超过 I_{\max} 时,即便再有更多的前期降雨,也不起什么作用了,因此 p_a 的最大极限是 I_{\max} 。

i 并不一定要取此次暴雨前 20 天的逐日雨量,也可取 15 天,甚至有取 10 天的。

前期影响雨量 p_a 计算举例:

取 $K=0.8$, 计算天数取此场暴雨前 10 天,即 $i=10$, 则(表 13-9)此

表 13-9

K^1	K^2	K^3	K^4	K^5	K^6	K^7	K^8	K^9	K^{10}
0.8	0.64	0.51	0.41	0.33	0.26	0.21	0.17	0.14	0.11

场暴雨于 8 月 4 日开始,则计算前期影响雨量时,采用 7 月 25 日至 8 月 3 日的日雨量 p ,计算列于表 13-10 中。

站名: 庄戶窪

表 13-10

降雨日期	8月2日	8月2日	8月1日	7月31日	7月30日	7月29日	7月28日	7月27日	7月26日	7月25日
天 数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
K^t	0.8	0.64	0.51	0.41	0.33	0.26	0.21	0.17	0.14	0.11
日雨量 p , 公厘	0	0	12	0	15.7	1.0	15.8	0	22.5	0.3
$p \times K^t$	0	0	6.12	0	5.16	0.26	3.32	0	0.315	0.03

$$p_a = \sum p K^t = 15.23 \text{ 公厘。}$$

2. 設計前期影响雨量的計算

目的: 从已有的前期雨量, 来推算設計条件下的(如 500 年一遇)前期影响雨量。

計算方法选择: 总的来講是进行頻率計算, 可以有以下几种方法:

A) 利用暴雨量 p 和前期影响雨量 p_a 的相关关系, 由設計暴雨量来推求設計前期影响雨量。在設計三家店水庫时, 曾企圖利用此法, 后因得出的点子很乱, 很难找到相关关系而未用;

B) 將前期影响雨量 p_a 排队, 作頻率計算, 然后由頻率曲綫找出所求的設計前期影响雨量;

C) 求出各种頻率时的 $p + p_a$ (其中 p 为此場暴雨的降雨量), 然后减去相应頻率的 p , 就可得各种頻率下的 p_a 。

一般說来, 前期影响雨量 p_a 和此場暴雨的降雨量是有关系的, 如果按照 B) 进行計算, 就好象將 p 与 p_a 分割开来考虑了。我們認為, 采用 C) 来推求前期影响雨量是較為合适的。

3. 設計前期影响雨量的計算步驟及存在的問題

A. 查出暴雨前 t 天 (10 天, 15 天 20 天均可) 的日降雨量, 以 $p_a = \sum p K^t$ 求出各站的前期影响雨量 p_a ;

B. 用权重比例法或等雨量綫法等算出流域的平均前期影响雨量;

C. 用 $p+p_a$ 的大小次序排队进行统计, 求出 C_v, C_s 并进而求出各频率时的 $p+p_a$;

D. 求出各频率时的 p_a ;

E. 如果用按统计求得的 C_v, C_s 所作綫型与实测不符合时, 要用适綫法。此时, 改变 C_v, C_s 值使之符合。同时要使计算结果符合 $p+p_a > p$ 的条件, 如不满足应考虑改变 C_v, C_s 。

F. 在计算前期影响雨量 p_a 时, K 值取多大? t 取多少天最为适宜, 是值得研究的。

第十四章 设计雨型的确定

§ 14-1. 雨型分析的目的及内容

在这里所说的雨型是指: 1) 雨量按地区分布的情况, 这种图叫做等雨量綫(圖 14-1); 2) 雨量按时间的分布情况, 一般用雨量累积曲线表示(圖 14-2)。

雨型的不同直接影响到设计洪水过程綫的形状。例如: 累积曲线很不缓、降雨时间长则出来的洪峰过程綫较胖。而累积曲线很陡则形成的洪峰过程綫尖而高。再如等雨量綫在雨量较大值的綫靠近流域出口时则洪峰出现得早。

由于雨型直接影响到洪峰过程綫的形状, 因此, 为了确定设计洪峰过程綫, 就必须知道如何选择、设计雨型, 本章的目的主要是阐述如何选择设计雨型的问题。

§ 14-2. 雨量累积曲线及等雨量綫的绘制

1. 雨量累积曲线的绘制: 根据表 14-1 数据绘出雨量累积曲线(圖 14-2)。

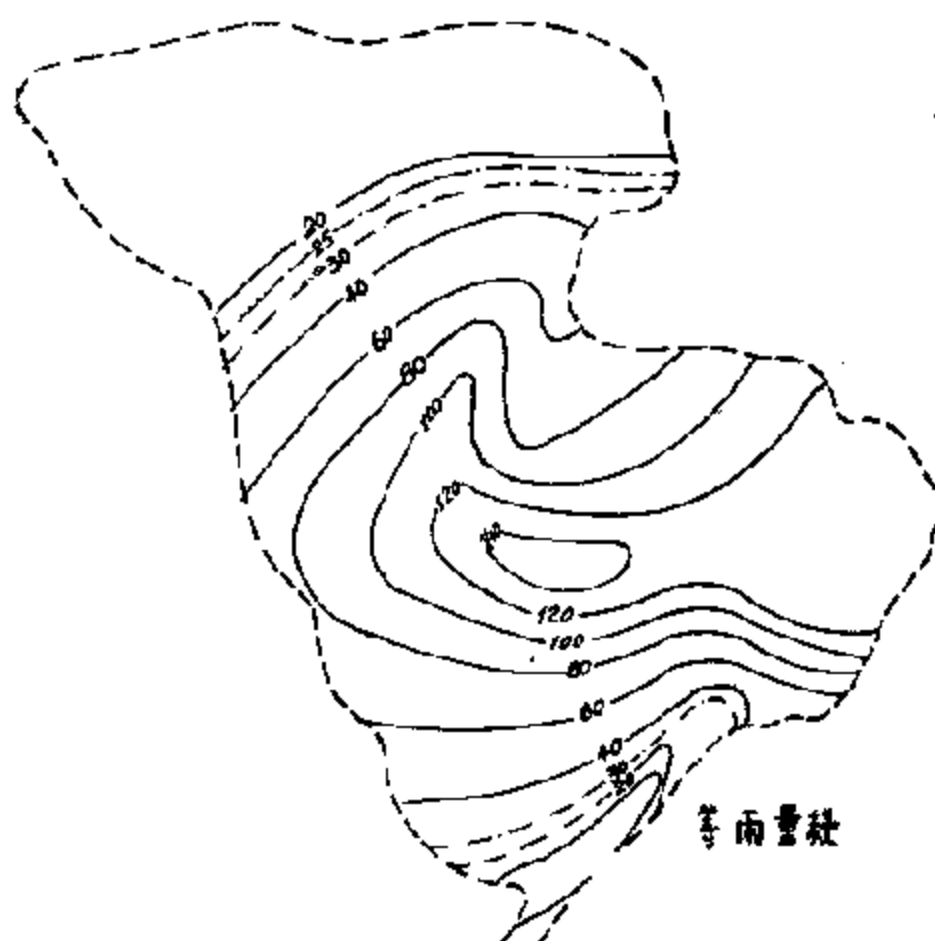


圖 14-1. 等雨量綫圖。

表 14-1. 三家店雨量观测记录

站 名	年	月	降 雨 时 間				历 时	降水量 (公厘)	
			起		止			分 段	累 計
			日	时	日	时			
三家店	1939	7	24	21:00	25	9:00	12:00	30.5	30.5
			25	9:00	26	9:00	24:00	234.0	264.5
			26	9:10	26	12:40	3:40	70.8	335.3
			26	21:40	27	5:00	7:20	38.0	373.3
			27	14:20	27	16:00	1:40	3.2	376.5

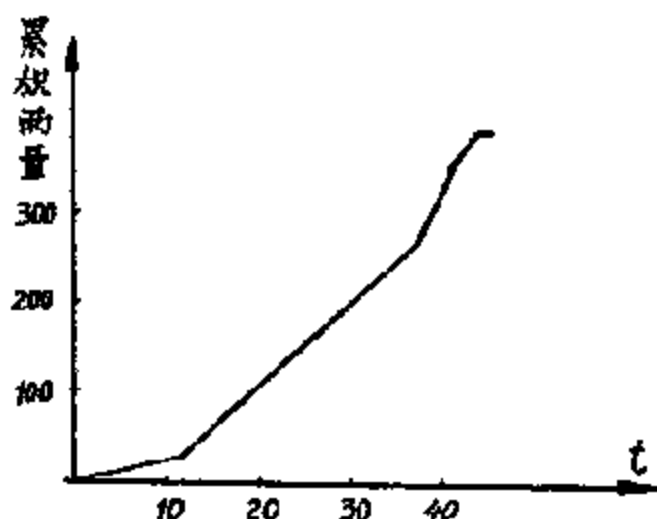


圖 14-2. 雨量累积曲线圖。

降水的資料可在全国整編資料中查得。

2. 等雨深綫的繪制 需要的資料:

A. 流域地形圖及測站在流域中位置圖(一般用 1:100000 的比例尺)。

B. 各測站历年的水文資料。

繪制方法为將各測站相互用直綫相联，根据各測站的降雨量按等分的方法在联綫上分出各雨量值之点，將相同雨量值之点联起来即得等雨量綫(圖 14-3)。

繪制中的一些問題:

A. 各測站选定的降雨量日数(如三日暴雨，二日暴雨)根据概率計算而定。如三日暴雨危險則繪制三日暴雨的等雨量綫。

B. 在連接等雨量綫的过程中應該注意:

在繪出等雨量綫后选几个資料較准确的站，看它和等雨量綫之相互关系是否正确。例如雨量站記錄的暴雨量为 45 公厘，而从等雨量綫推出来的也是 45 公厘，則所作等雨量綫是正确的。

作等雨量綫的各水文站資料如表 14-2 所列。

表 14-2.

站 名	清水澗	清水村	沿河城	官 厅	三家店	严各庄	四 山	青白口	桑 峪
1951.8.13-8.15 降 雨 量	57	50	52	25	70	60	44	36	34
站 名	杜家庄	燕家台	楊家坪	上 菴 甸	下馬嶺	西 磨 堂	龍門溝		
1951.8.13-8.15 降 雨 量	68	40	42	43	36	42	49		

由表 14-2 所列各值,作出等雨量綫如圖 14-3。

§ 14-3. 設計雨型的确定

我們在設計水工建築物時能够知道的是已經發生過的暴雨雨型,而我們要求的是設計保證率下的暴雨雨型(如 500 年一遇的暴雨雨型),即尚未發生過的暴雨雨型。為了求得設計頻率下的暴雨雨型,我們可以根据以往已發生過的暴雨雨型及第 13 章求得的設計保證率下的暴雨量(如 500 年一遇的暴雨量)進行計算推求。下面分別就等雨量綫及雨量累积曲綫求法加以說明。

1. 設計雨量累积曲綫求法

推求設計雨量累积曲綫的問題,实际上就是要知道在設計情況下(例如 500 年一遇)雨量按時程的分配情況。

在总的設計暴雨量求得后(例如 7 日的設計暴雨量),在這里面各个時段的雨量(如一日的,二日的……)如何分配,位置如何安排仍然是很重要的問題。也就是說,要得出設計雨量累积曲綫必須解決這些問題。下面分別講一下上面所說的問題。

A. 在設計降水過程中,各時段的設計降水值的分配。

所謂各時段設計降水值的分配,也就是要得到設計情況下各時段雨量應為多大的問題,也就是在 7 日的暴雨中一日,三日,……的設計雨量應為多大的問題。一般有下列各法。

a) 相关法(以 7 天為例) 在同一降水過程中,經過研究可點繪出最大 7 日降雨和 3 日降雨以及三日和一日的相關關係。一般說來,所得點子較亂,難以找出相關關係。

b) 同頻率法 即在降水過程中,各主要時段之雨量值,均以同一頻率的相應數值來控制。例如 7 天雨量為 500 年一遇,則七天中包括的三天、一天的雨量也都是 500 年一遇的。

c) 选取典型法 从已往的各次降雨过程綫中,選擇一種在量的組

合及分配上常見的代表平均情况的降雨过程綫作为典型，然后按設計洪量加以放大。这种方法如典型选的不好，則会得出很不好的結果，例如 7 天的雨量为百年一遇而 3 天的却为千年一遇等。

B. 降雨量按日程分配，也就是要知道：設計情况下最大时段降雨量在暴雨过程綫中应在什么位置。一般方法为：

a) 統計过去資料，看最大时段之雨量經常出現在什么位置。例如根据淮河統計，最大 3 天雨量在最大 7 天雨量中的位置有 54% 是在前面，則設計时可將最大 3 天雨量放在 7 天的前面。

b) 在以往的实际資料中选取典型的雨量按時間变化曲綫。

綜合上面所說，举一些例子加以說明。

例 1. 大伙房水庫水文計算。

取同一頻率的一日，二日，三日，四日的最大暴雨量作比較，如該頻率的四日暴雨量小于或略大于三日的則以三日暴雨量作为設計暴雨量。雨型的确定法如下：一日，二日，三日暴雨量分別为 x_1, x_2, x_3 ，則最

大一日暴雨量为 x_1 ，另一日为 $x_2 - x_1$ 。这样二天的暴雨总量为 x_2 ，第三日的雨量应为 $x_3 - x_2$ 。为了考虑恶劣情况，把大的降雨放在后面。这样，即得雨量随時間变化圖。

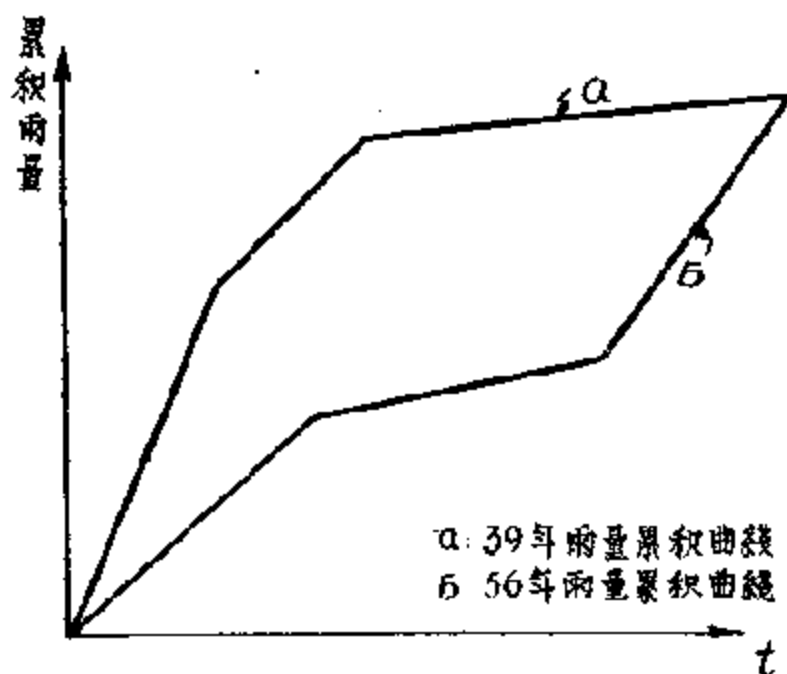


圖 11-1. 不同雨型的累积曲綫。

例 2. 三家店水庫設計采用的方法

A. 由历史上發生过的几次暴雨的雨

量累积曲綫找出最常見又是最危險的雨量累积曲綫作为典型雨量累积曲綫。

例如：三家店水庫設計中統計了八次洪水暴雨的累积曲綫發現屬於1939年类型的有5次，1956年3次(圖14-4)。推得1939年的實測洪峰为4100秒公方，1956年的洪峰流量2100秒·公方，相差近一倍，故選1939年为典型曲綫。

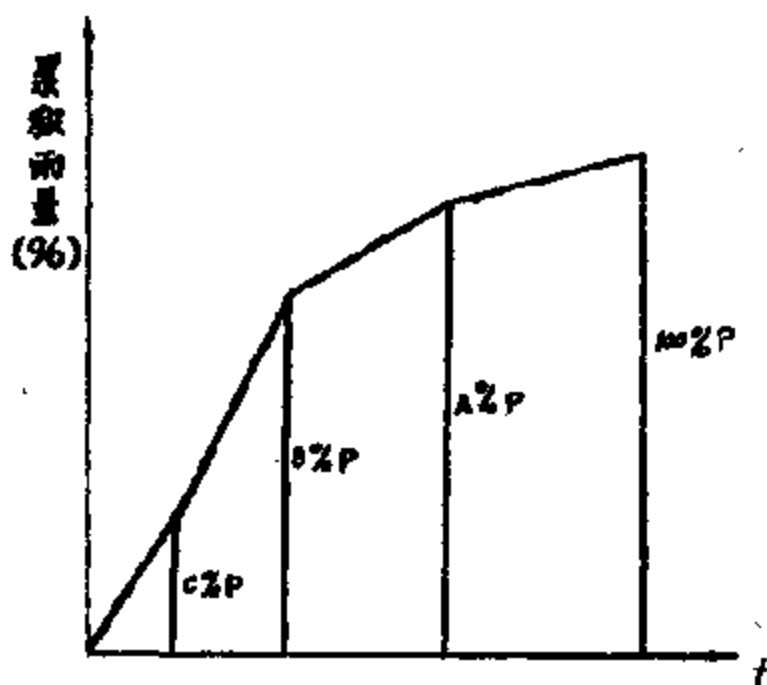


圖 14-5. 典型雨量累积曲綫。

B. 典型累积綫放大。將典型雨量累积綫各坐标值換算成洪水总量 W_1 的百分数如圖 14-5 所示。

然后將求出的設計保証率下的总雨量 p 乘各坐标百分数即得設計典型雨量累积綫。

C. 設計典型雨量累积曲綫的修正：經分析發現放大后的雨量累积曲綫有下列的問題。

从累积曲綫上得出的一日、二日暴雨量大于或小于一日、二日的、按概率計算出的設計暴雨量。

考慮到在設計頻率的三日暴雨中应包括同頻率的一日、二日暴雨，因而作如下修正：

在圖上一日及二日的暴雨量值取設計保証率下的值（如 500 年一遇）得 a' 、 b' （或 a'' 、 b'' ），然后將 $o, a'b'c$ （或 $o, a''b''c$ ）联接，即得修正后設計雨量累积綫（圖 14-6）。

①) Δ 綫表示由典型綫放大得到的。

b) B 綫表示計算出之一日、二日設計暴雨量，大于 A 綫上之一日二日暴雨值时，修正后之雨量累积曲綫。

c) C 綫表示計算出之一日、二日設計暴雨量小于 A 綫上之一日二日暴雨值时，修正后之雨量累积曲綫。

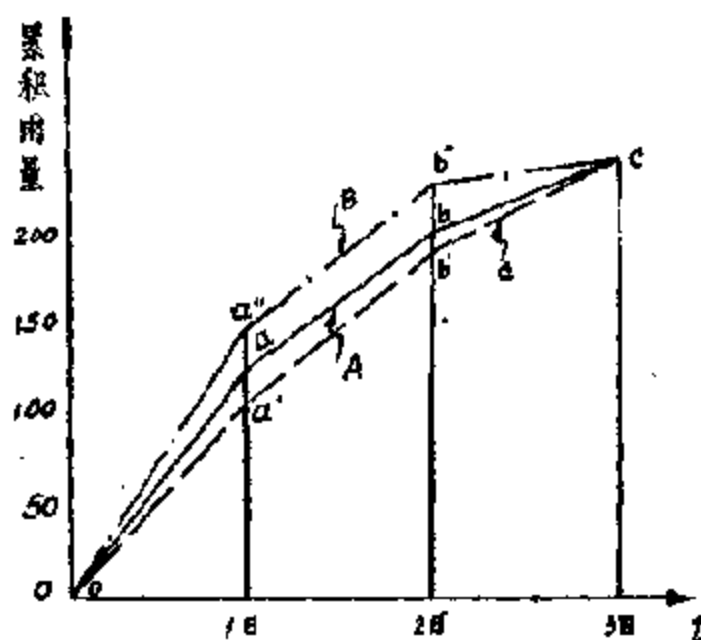


圖 14-6. 設計雨量累积曲綫修正圖。

2. 設計等雨量綫的推求：

所謂推求設計等雨量綫，实际上就是要求得設計情況下(如 500 年一遇的情況)雨量按地区分布的情況。推求設計等雨量綫，目前尚沒有



圖 14-7. 各種等雨量綫示意圖。

較成熟的方法和理論。下面介紹二个推求設計等雨量綫的方法。

A. 采用典型暴雨圖的方法:

根据已有的各次暴雨圖資料,經過分析,找出最常見的、較大的設計暴雨圖为典型。然后根据設計暴雨量来修改每一等雨量綫,也就是用設計暴雨量来修正暴雨梯度。这样就得出了标准設計暴雨圖。將此标准設計暴雨圖繪在透明紙上,在流域圖上移动,找較危險情况,即作为設計雨型。

B. 統計选用实际典型年雨型。

將所要設計地区的、过去發生过的暴雨按地区分布圖加以統計比較,找出常見的較危險的暴雨按地区分布圖(即等雨量綫)作为設計暴雨雨型的基础,按算得的設計暴雨量將等雨量綫相应变化則可得設計等雨量綫。举例說明如下。

a) 在設計三家店水庫时,統計以往八場較大暴雨可以得出三种等雨量綫圖(見圖 14-7)。

用相同的徑流深根据上述三种雨量分布来推算洪峰流量,得到下列結果(表 14-3)。

表 14-3.

	等雨量綫型	徑 流 量	峰 值	附 注
第 一 种	1939 年	(39 年实测) 1.15 亿公方	公方/秒 3860	实 测 資 料
第 二 种	1956 年	1.15 亿公方	1070	用等流时綫法推求
第 三 种	1950 年	1.15 亿公方	948	用等流时綫法推求

从發生次数看历年 8 次最大暴雨的雨型属于 1939 年型的有 4 次,而从計算結果看 1939 年的峰值也最大,比較危險,因而在設計中采用了 1939 年雨型。

b) 选定1939年雨型作为典型雨型后,可將各等雨量綫的絕對值改

为該次暴雨量的百分数,例如:該次暴雨量为 p ,則可將雨量為 A 之等雨量綫改為 $a\%p$ 。具体改法如下(見圖 14-3):

i) 將流域內平均降雨量 p 乘流域面积得总水量 W 。

ii) 設每 50 公厘有一等雨量綫。現举例如何將雨量為 250 公厘之等雨量綫改為 $a\%p$ 。

iii) 取 250 - 300 公厘二等雨量綫距离一半作 A 綫,取 200 - 250 公厘二等雨量綫距离一半作 B 綫,量出 AB 綫所夾面积 F' ,則面积 F' 中降水量为 $F' \times 250 = W_1$,則 $\frac{W_1}{W} = \frac{F' \times 250}{F \times p} = a$;

則
$$250 = \frac{W_1}{W} \times \frac{F}{F'} \times p = a\%p。$$

这样就可將各等雨量綫改成为 p 的一百分数。

c) 求出設計暴雨量 H 后,用 H 代 p 乘各等雨量綫上百分数,就可得設計暴雨雨型。

3. 雨型選擇中的几个問題

A. 地形、地貌、降雨种类对選擇設計雨型的影响。

流域內降水的天气分析,对于我們推求設計暴雨量提供極大价值的知識。例如在陝西省 1954 年夏季暴雨的分析中,知道 80% 以上的暴雨是由于冷鋒过境而形成,而且知道了暴雨的移动路綫是由西北向东南,这些綫索提供了我們選擇設計暴雨的宝貴材料。再如在气旋雨区迎風面常常成为暴雨中心。总之,目前并没有能說明地形、降雨种类等因素对雨型影响的肯定意見,但是結合这方面的研究,从过去已有資料出發來選擇設計暴雨,應該說是一个很好的途徑。在这方面,华士乾同志提出了建議性的設計暴雨計算方法可供大家参考(可参考全国水文計算学术討論会文件“設計洪水的計算”)。

B. 選擇設計雨型的一些問題。

在雨型選擇上,應該重視从实际資料出發和实地調查。而不要只关在屋里根据曲綫进行理論研究,以寻找实际上不可能發生的危險雨

型。我們認為在以往資料中如暴雨資料比較充足且有較大的暴雨發生過。那麼，可以按照我們上述的方法選擇典型雨型。如資料不足，則可根據降雨地形等分析，結合實地對老鄉的訪問，參考過去的資料，選擇危險的雨型。

在上面的討論中，我們認為從實際資料出發選擇典型雨量累積曲綫，然後按同頻率加以控制放大是較合適的方法。在採用暴雨圖時，暴雨圖的移動應符合實際的暴雨中心移動路綫，而不應找出在實際上是不可發生的、最危險的暴雨分布。

§ 14-4. 在黃河流域規劃中大面積設計暴雨的計算方法

在十三、十四章已把設計暴雨的計算方法講完了，關於計算的原理，即為十三、十四章所敘，但在具體計算方法上，尚可能有一些不同。這裡介紹一下黃河流域規劃中大面積設計暴雨的計算方法，以供參考，同時也作為十三、十四章的簡短總結。

1. 暴雨量頻率計算：

A. 選取的暴雨時段應大於集流時間，最好接近各次大暴雨歷時。

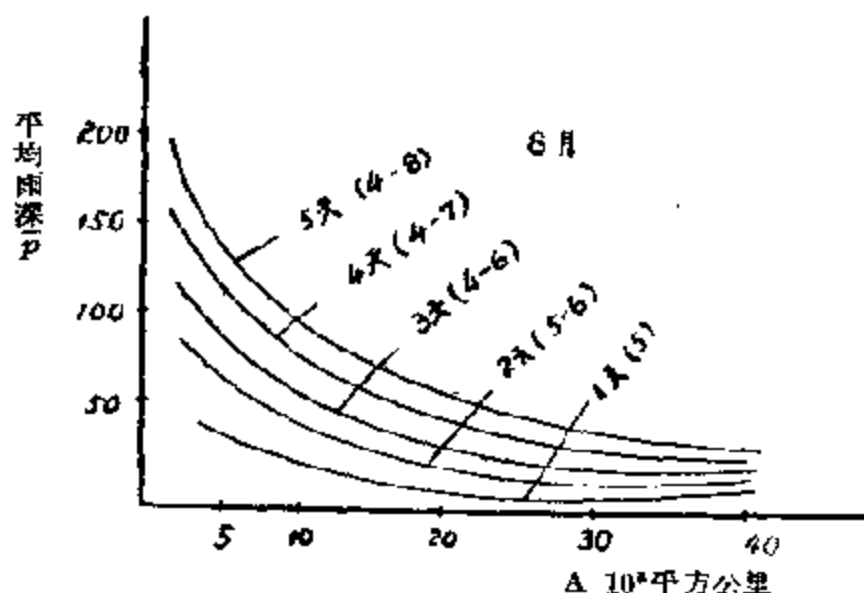


圖 14-8. 面積—平均雨深關係曲綫。

当然，所选取的暴雨历时应比洪水的历时为小，在一般计算中是选一日、二日、三日、四日、五日五种。

B. 先繪历年一日等雨深綫，挑出其最大的。同时，繪出 2 日、3 日……等雨深綫。求出各等雨深綫間面积。

C. 求每次暴雨历时-面积-平均雨深关系曲线。量出等雨深綫間面积(如 100 和 200 之間面积，200 和 300 二等雨深綫間面积)，并求出各年二等雨深綫間的平均雨深，繪各年各历时暴雨的面积 Δ 和平均雨深 \bar{p} 关系(圖 14—8)。

在圖上上將历年相同历时之面积- \bar{p} 曲线繪在一起(圖 14—9)。

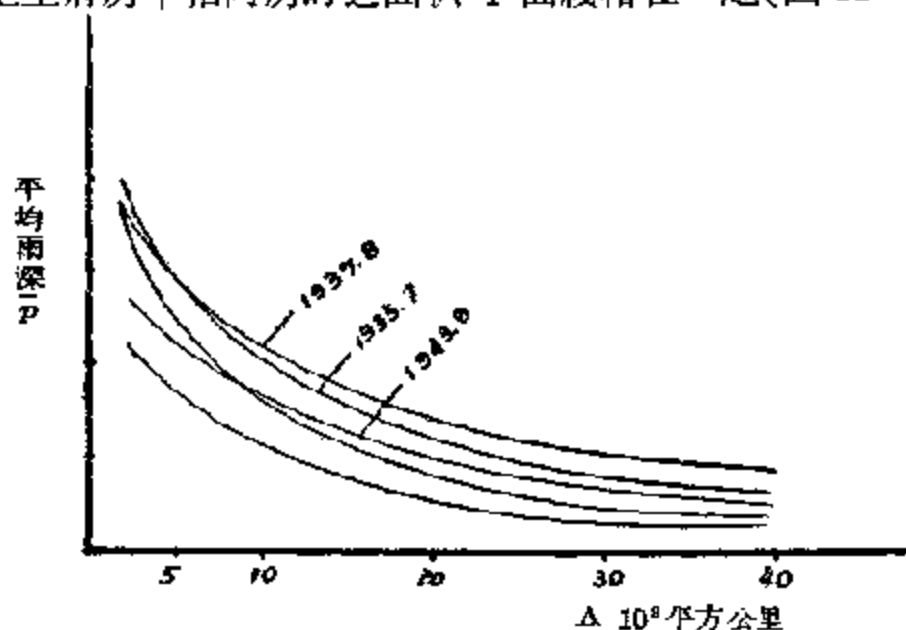


圖 14-9. 历年 x 天面积-平均雨深曲线。

表 14-4. 历年最大 x 天暴雨面积-的数据

年 份	暴雨中心	5000 平方公里	10000 平方公里	20000 平方公里	30000 平方公里	40000 平方公里	
年 数							
平均雨深 \bar{p}	最大						
	最小						
	平均						

D. 頻率計算:

由表 14-4 可計算各种历时, 各种面积时平均雨深的均值以及 C_v , 然后按下表 14-5 計算各种頻率时的平均雨深 p 。

表 14-5. 最大 x 天各种面积平均雨深 \bar{p} 頻率計算表

面 积	5000 平方公里	10000 平方公里	20000 平方公里	30000 平方公里	40000 平方公里
均 值					
C_v					
$P_{1\%}$					
$\bar{P}_{0.5\%}$					

由表 14-5 繪出圖 14-10。

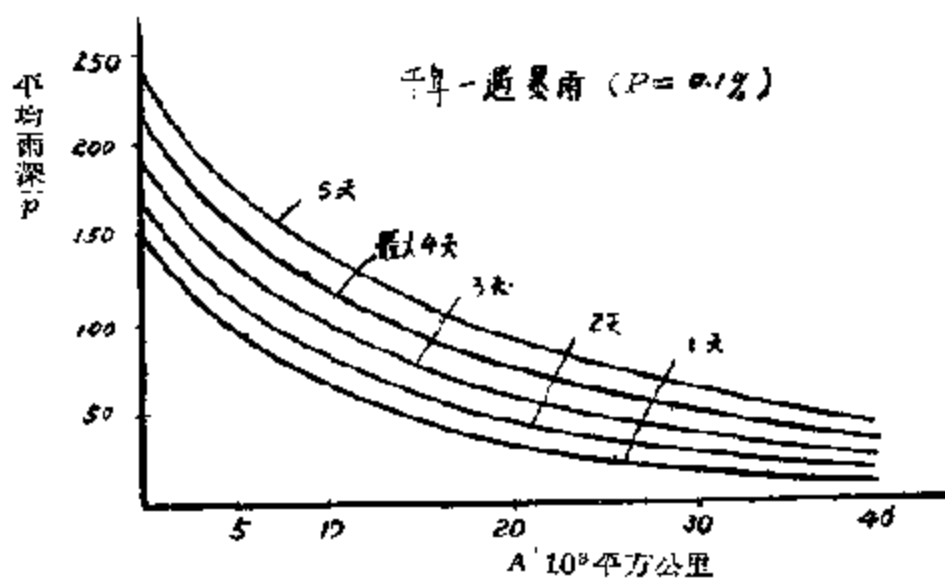


圖 14-10. 千年一遇暴雨时面积—平均雨深曲綫。

2. 暴雨过程綫:

选取典型暴雨过程綫按各历时的設計平均雨深放大。

例如: 先將最大一日的暴雨按設計頻率值放大; 二日的按設計二日暴雨深放大; 依次类推(圖 14-11)。

为求得洪峰流量, 对于雨量最大一天, 还要求得时程变化(每 6 小

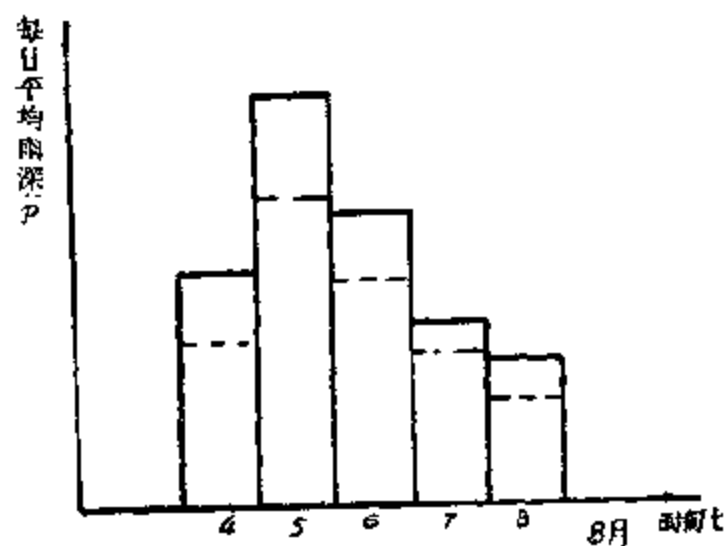


圖 14-11。

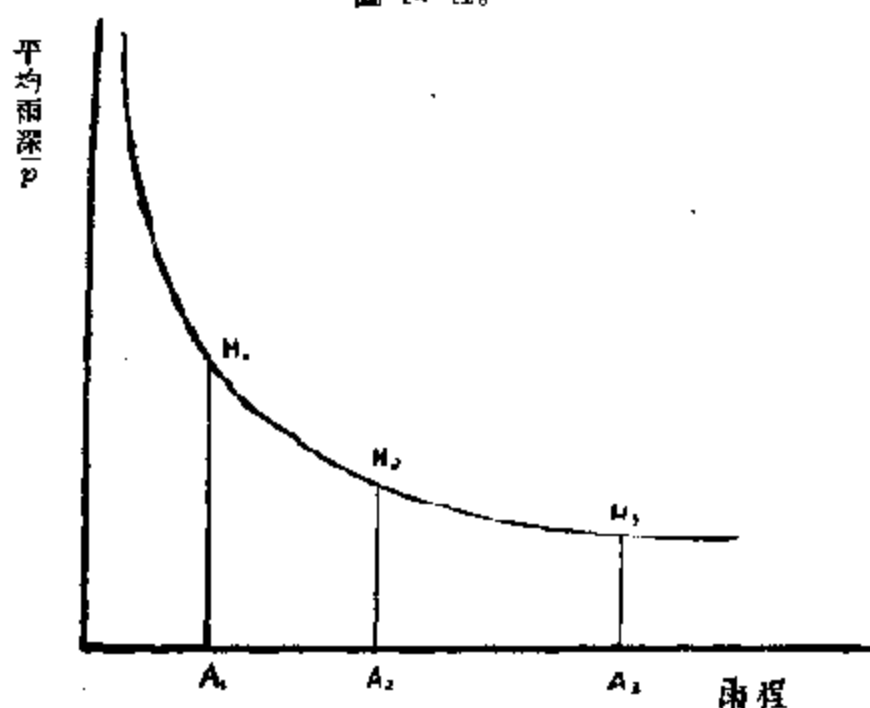


圖 14-12、一日設計暴雨面积和設計暴雨深 \bar{p} 关系。

时或 8 小时), 可以在最大一日設計等雨深綫圖上求得典型年各雨量站的設計日雨量(圖 14-12), 然后根据該站实际降雨时程变化放大之。

3. 暴雨的地区分布。

利用典型放大与点面控制方法可求得典型等雨深綫(圖 14-13)。

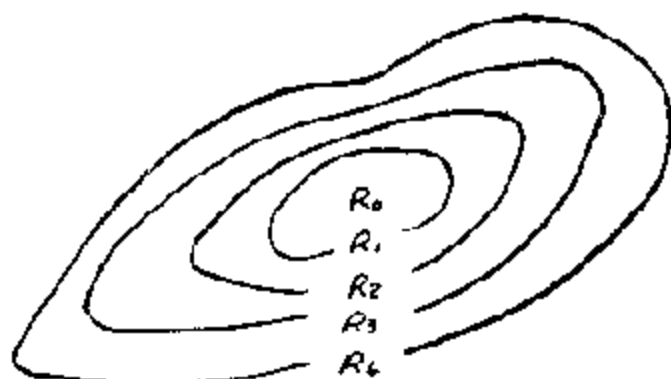


圖 14-13. 等雨深綫。

例 已求得一天的設計暴雨面積和設計暴雨深的关系(圖 14-12)由典型綫圖(14-13)及圖 14-12 求得 R_1, R_2, \dots 所包圍面積 A_1, A_2, A_3, \dots 的相應 p_1, p_2, p_3, \dots 。先將 R_0 按設計暴雨深放大成 $R_0 p_0$ 。

根據 $\frac{R_0 p_0 + R_1 p}{2} A_1 = p_1 A_1$, 得 $R_1 p = 2p_1 - R_0 p_0$ 。

由 $p_1 A_1 + \frac{1}{2}(R_1 p + R_2 p) \Delta A_{1-2} = p_2 A_2$,

得 $R_2 p = 2 \frac{p_2 A_2 - p_1 A_1 - R_1 p \Delta A_{1-2}}{\Delta A_{1-2}} - R_1 p$ 。

其他依次类推。

4. 由點面关系求設計暴雨:

A. 將圖 14-8 之縱坐標改為 $K = \frac{p}{p_0}$ 。其中: K 為點面折扣系

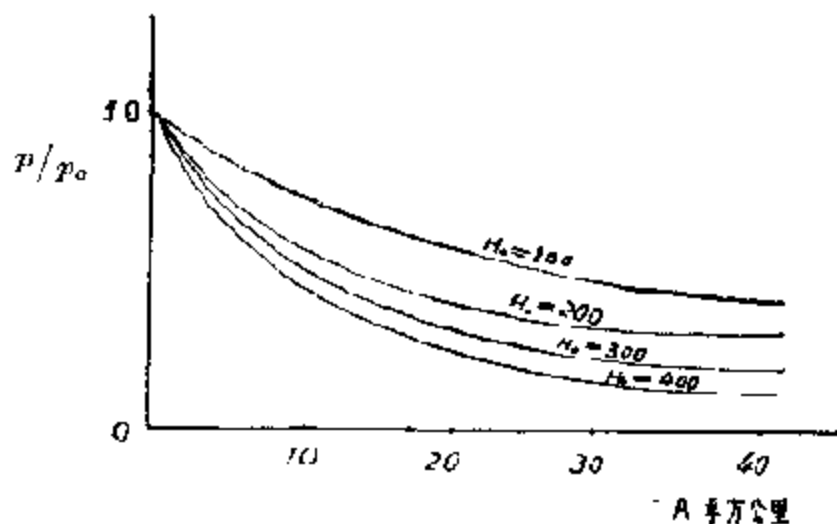


圖 14-14. p/p_0 和面積关系曲綫(圖中 H_0 應為 p_0)。

数; P_0 为暴雨中心点雨量。

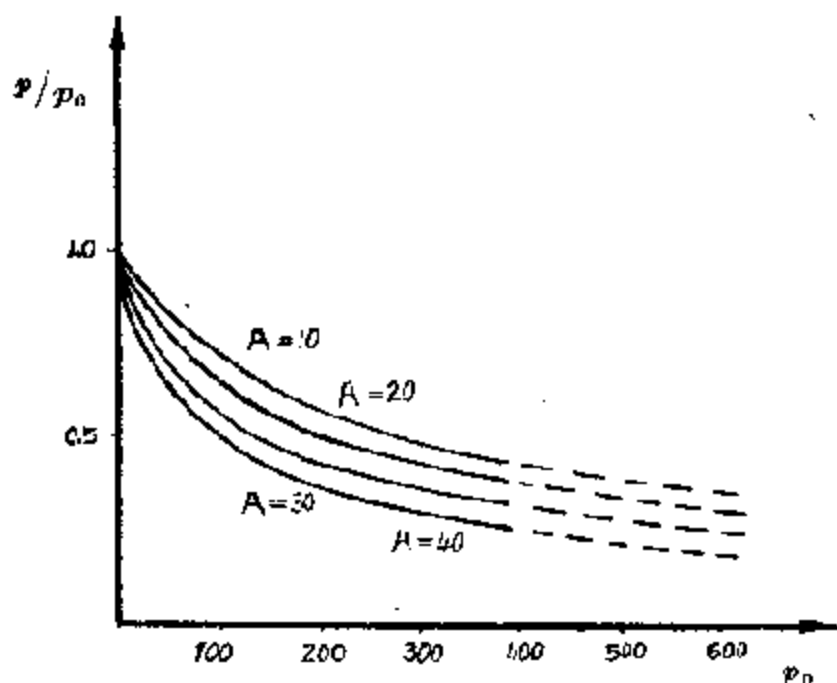


圖 14-15. 点面关系。

在点旁注明 p_0 值, 繪以 p_0 为参变数之外范围 (圖14-14)。

B. 由圖 14-14 取面积等于常数之 p_0 和 p/p_0 作曲綫, 將該綫尾部延長 (圖 14-15)。則已知設計点雨量 p_0 就可查得 p/p_0 則可求得流域面平均雨深 p 。

第十五章 由暴雨推求設計洪水过程綫

§ 15-1. 概述

1. 在水工建筑物的設計中, 最关心的問題是要知道設計洪水过程綫, 有了設計洪水过程綫就可以进行調洪計算决定防洪庫容, 并求出經過水庫調洪后, 洪水过程綫的形狀。

一般当求出設計洪水过程綫后, 洪水总量及洪峰流量也就可以知道了, 因此关键問題是要知道設計洪水过程綫。

2. 水工建筑物設計要求我們拿出設計洪水过程綫来, 而設計洪水过程綫是还没有發生过的 (例如 500 年一遇的洪水过程綫是什么我們并不知道) 我們已經知道的是前二章算出来的設計保証率下的雨量和

雨型(如 500 年一遇的暴雨量数值和雨型)。本章要讨论的内容就是用
什么方法根据已知的设计雨量和雨型来推求设计洪水过程线(如 500

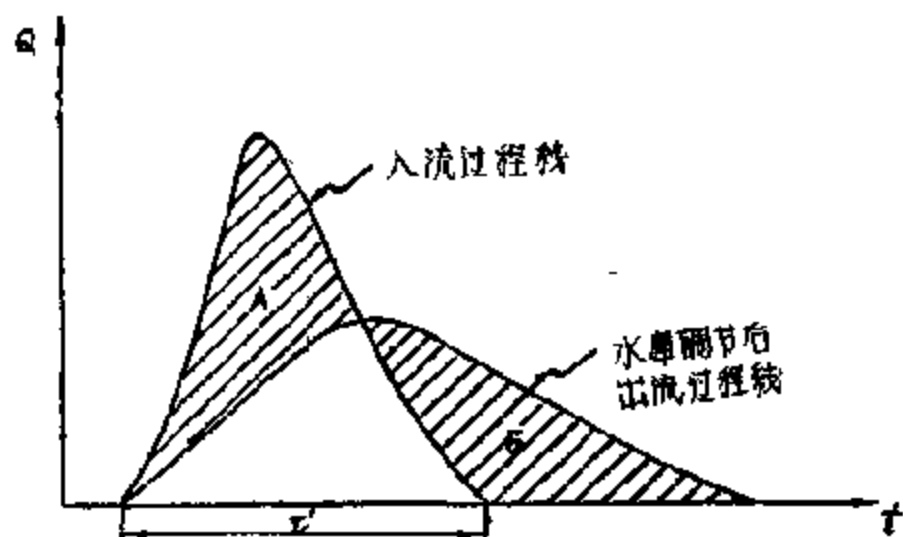


图 15-1. 入流过程线和调节后出流过程线。

年一遇的洪水过程线)。

3. 由已知的设计暴雨量,及雨型来推求设计洪水过程线一般是分
两步进行。

A. 根据已知的降雨量减去损失掉的水(如蒸发、渗入地下的水等)
得到产生地面流动的水;而洪峰过程线是由这部分地面上流动的水形
成的。这部分地面上流动的水深我们叫它为径流深(R)。

B. 由径流深再来求设计洪水过程线,这里面生产部门常用的基本
的方法有三种:

- a) 单位线法;
- b) 等流时线法;
- c) 典型洪水过程线放大法。

在下面各节中将分别叙述这几种计算方法,并说明他们的运用条
件。

4. 在进行洪水总量、洪峰流量、洪水过程线计算前,一般需要准备
好下列资料:

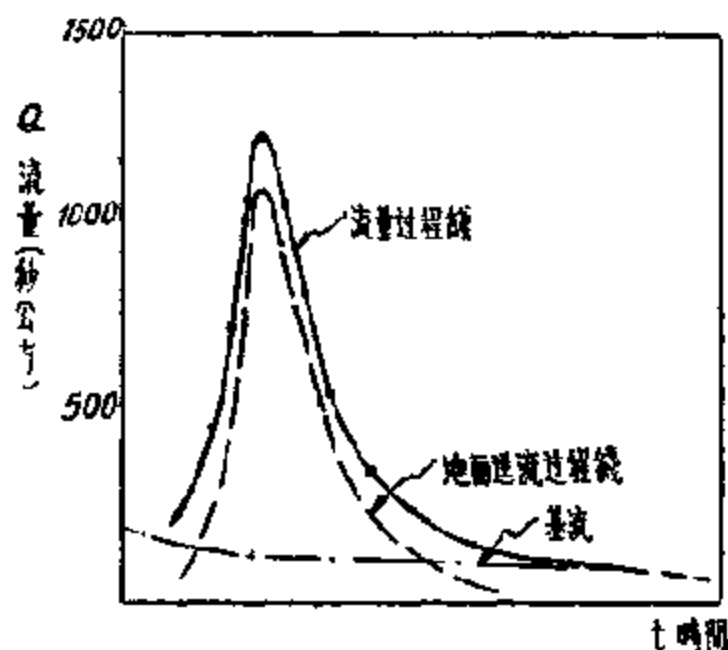


图 15-2. 流量过程线和地面径流过程线。

A. 流域的地形图。

B. 流域内的设计暴雨量 (第十三章求出)。

C. 流域内的设计雨型 (第十四章求出)。

D. 土地的渗透资料及各类土地在流域内的分布。

E. 已往各年实测的洪水过程线。

§ 15-2. 影响推求径流深因素

1 从天空降下来的雨,下到地面后一部分蒸发掉了;一部分被蓄水工程(如水库、灌溉渠道等)蓄起来了;再有一部分从地下渗走了,因而真正形成地面流动的水量远比降雨量为小,可用下式表示:

$$R = p - F_t - f_c t - E - V_d$$

式中 R ——径流深,公厘;

p ——降雨量,公厘;

F_t ——土壤的初渗值,公厘;

f_c ——土壤的稳渗率,公厘/小时;

t ——超渗雨的历时 (即地面开始产生径流到此次暴雨终了的历时);

V_d ——蓄水工程蓄水量被流域面积除,公厘。

在损失掉的部分中蒸发的影响是不大的,因洪峰过程线形成和消

失的時間較短，因而在計算中為了方便起見不予考慮

V_d 的影響比較容易考慮，只要求出各蓄水工程容積即可。

土壤的入滲在損失中占有很大一部分，因而需要詳細地研究。

2 穩滲、初滲(總稱入滲)的研究

A. 影響穩滲、初滲的因素

流域內的降雨量如果滿足了表層土的吸收量，其雨率又超過土壤各個時段的入滲率即產生地面徑流，沒有產生徑流之前的降雨量即為流域所吸收。因此影響入滲的因素有下列各點

a) 和前期降雨量有關：

在一場暴雨前如果已降過雨，土壤較濕潤，含水量多。則本次暴雨需滿足表層土的吸收量就少也就是初滲值小。

b) 和雨型有關：

(1) 如果暴雨分布均勻，則全流域面積均有入滲，即入滲量較大。如暴雨集中在較小地區則入滲的面積小，入滲量也小。

如暴雨中心在山區，由於坡度較陡則入滲量小。而平原區由於地平，植物多而滲流量大。

(2) 雨量累積曲綫的形狀和滲透也有關係，雨率大到一定程度，地面受雨滴打擊表土上往往出現一層硬殼，地面沖刷的細砂隨水流流入土壤空隙；土壤中空氣受地面雨水壓縮不能流出，这样就使入滲量減少。

如一場暴雨先降小雨濕潤土壤顆粒中膠體，使之首先膨脹收縮空隙，以後再降大雨入滲量就將降低。如果一開始先降大雨，因土壤空隙短時期內來不及收縮，大量雨水即滲入土層深處後米的小雨仍有一定的穩定入滲因此入滲量加大。

c) 和地表復蓋情況有關、一般地面復蓋厚如耕地、果地等則入滲量大。復蓋薄如荒山坡則入滲量小。

d) 和土壤的物理性質有關。 很明顯砂土空隙比粘土大因而砂土吸收量也較大。

B. 入渗曲线的绘制

a) 入渗曲线的分类 在第二篇第六章内已经说明了土壤入渗和时间的关系曲线，这是研究土壤入渗性质最基本的一条曲线。在这里要叙述的入渗曲线的绘制，是为下面谈径流深服务的。由于影响入渗的因素很多，因而在用实验研究入渗曲线时，应抓住影响入渗的主要因素。在下面要讲的入渗曲线主要是考虑了降雨强度，前期雨量，地面不同复盖的影响，而且分别就初渗及稳渗进行研究。

在下面的研究中，我们将得出下列各入渗曲线

1) 林地和复盖度 $>60\%$ 的荒地时 $f_c = f_1(i)$; $F_i = f_2(P_a, i)$ 关系曲线;

2) 果园和耕地时 $f_c = f_3(i)$; $F_i = f_4(p_a, i)$ 关系曲线;

3) 复盖度 $30 \sim 60\%$ 荒地时 $f_c = f_5(p_a, i)$; $F_i = f_6(p_a, i)$ 关系曲线。

上式中: f_c ——稳渗率;

F_i ——初渗量;

p_a ——前期影响雨量;

i ——降雨强度。

此六组曲线见图 15-4。

b) 入渗曲线的绘制

(1) 先在小范围内用试验方法测出相同降雨强度，相同前期降雨量下，不同地质地貌情况下的初渗量 $F'_{i1}, F'_{i2}, F'_{i3}, \dots$ 和稳渗率 $f'_{c1}, f'_{c2}, f'_{c3}, \dots$ 。 f'_{c1} 为 [a] 类地质地貌条件的稳渗率， F'_{i1} 为 [a] 类地质地貌条件的初渗量， f'_{c2} 为 [b] 类地质地貌条件的稳渗率， F'_{i2} 为 [b] 类地质地貌条件的初渗量，其他可类推。

$$\begin{aligned} \text{从而求得:} \quad K_1 &= \frac{f'_{c1}}{f'_{c2}}; & K_2 &= \frac{f'_{c3}}{f'_{c2}}; \\ K_3 &= \frac{F'_{i1}}{F'_{i2}}; & K_4 &= \frac{F'_{i3}}{F'_{i2}}. \end{aligned}$$

在推求流域内的初渗和稳渗时认为，由上述实验求得的 K_1, K_2, K_3, K_4

是不变的,可以直接应用。

2) 用此求某流域面积的入渗:

基本原理: 利用由实验得出的 K_1, K_2, K_3, K_4 求出流域中單位面积的初滲及稳滲 $f'_{i1}, f'_{i2}, f'_{i3}$ 及 $F'_{i1}, F'_{i2}, F'_{i3}$ 乘上面积, 就可得到該种复盖情况(例如: 果树及耕地)的初滲及稳滲值。

步驟:

i) 預先測出某場雨的降雨过程及由降雨产生的徑流过程綫(圖15-3)。再算出降雨强度 i 和前期影响雨量 p_0 。

由圖可見: t_1 時刻以前無徑流, 因此 t_1 以前的总降水量 p_1 等于流域內的初滲值 F_i 。作水平綫 AB 使 $p_2 = R$ 則

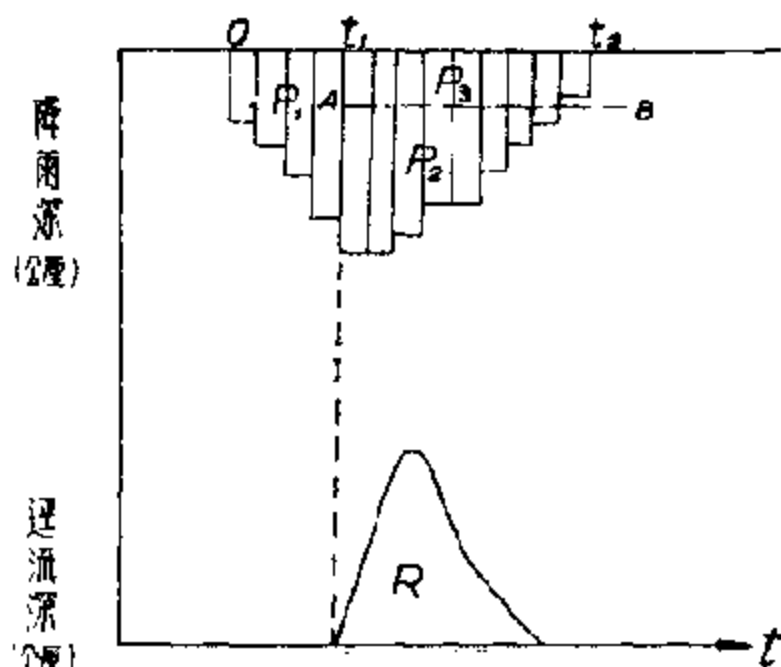


圖 15-3. 降雨深和徑流关系圖。

$$p_2 = \int_0 (t_2 - t_1),$$

其中: t_2 —降雨总历时;

t_1 —自降雨开始至产生徑流的时间。

ii) 設 A_1 为 $[a]$ 类土地的面积; A_2 为 $[b]$ 类土地的面积; A_3 为 $[c]$ 类土地的面积, 則:

$$\begin{cases} A_1 F'_{i1} + A_2 F'_{i2} + A_3 F'_{i3} = F_i; \\ F'_{i1} = k_1 F'_{i2}; \\ F'_{i3} = k_2 F'_{i2}; \end{cases}$$

式中 F_i 已知, 若 k_1, k_2 已知則可求出 $F'_{i1}, F'_{i2}, F'_{i3}$ 。利用下列各式就

可求得各种复盖情况下初渗值:

$$[a] \text{ 类土初渗 } F_{i1} = F'_{i1} \times A_1;$$

$$[b] \text{ 类土初渗 } F_{i2} = F'_{i2} \times A_2;$$

$$[c] \text{ 类土初渗 } F_{i3} = F'_{i3} \times A_3.$$

同理利用下式求得各类复盖的稳渗:

$$\begin{cases} A_1 f'_{c1} + A_2 f'_{c2} + A_3 f'_{c3} = f_c; \\ f'_{c1} = k_1 f'_{c2}; \\ f'_{c2} = k_2 f'_{c3}. \end{cases}$$

解出 $f'_{c1}, f'_{c2}, f'_{c3}$ 則可得:

$$[a] \text{ 类土 } f_{c1} = f'_{c1} A_1;$$

$$[b] \text{ 类土 } f_{c2} = f'_{c2} A_2;$$

$$[c] \text{ 类土 } f_{c3} = f'_{c3} A_3.$$

这样,可求出某一降雨强度 i , 某一前期影响雨量 p_0 下不同复盖的初渗稳渗值,这仅仅得出了六组曲线中六个点子(即每组曲线上一个点子)。

利用上述方法求出不同降雨强度,不同前期影响雨量 p_0 时的初渗稳渗值,将这些点用目估法定出合理的相关关系。由圖 15-4 可看出,得出的点子推聚在一起,因而所得的 f_c 和 i 以及 F_i 和 p_0 的相关关系是不够好的。

圖 15-4 的入渗稳渗曲线为門头溝实验站所作,各地在运用前最好以本地资料加以修正。

§ 15-3. 徑流深的計算方法

1. 用入渗理論由降雨深推求徑流深

A. 用水量平衡方程求徑流深

水量平衡方程式为: $R = p - F_i - f_{ct} - V_u,$

式中 R 徑流深(公厘); p ——降雨深(公厘);

F_c ——初滲（公厘）； f_c ——穩滲率（公厘/小时）；

V_d ——蓄水工程蓄水量被流域面积除（公厘）。

計算前須具有下列資料：

- 穩滲及初滲曲綫，見圖 15-4（其繪制法見 § 15-2）；
- 設計頻率下的前期影响雨量（已由第十三章求出）；
- 設計頻率下的等雨量綫（已由第十四章求出）并用求积仪量出二等雨量綫間面积 F_1, F_2, \dots, F_n ；
- 設計頻率下雨量累积曲綫（已由第十四章求出）；
- 流域內土地复盖情况，也就是耕地占流域面积多少，林地占多少等。

計算步驟

在計算二根等雨量綫間，面积产生的徑流深时，降雨深取二根等雨量綫間的平均降雨深 \bar{p} 。

- 由雨量累积曲綫及平均降雨量得出各时段降雨量（見圖 15-5）

計算表格如表 15-1。

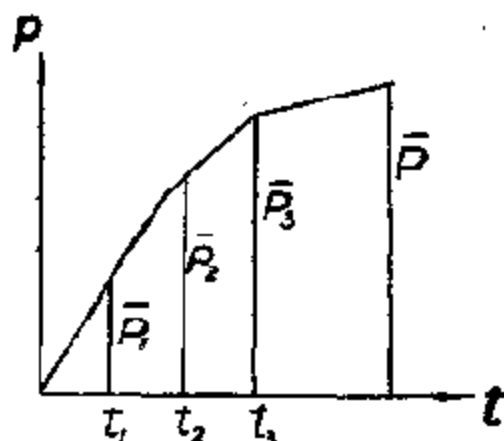


圖 15-5. 雨量累积曲綫示意圖。

表 15-1.

时 段		降雨量 \bar{p} 公厘
自	至	
0	t_1	\bar{p}_1
t_1	t_2	$\bar{p}_2 - \bar{p}_1$
t_2	t_3	$\bar{p}_3 - \bar{p}_2$

- 由累积曲綫得降雨强度 $i = \frac{\bar{p}}{t}$ ，（ t 为降雨历时），由 i 及前期影响雨量由圖 15-4 求得初滲。

- 求出初滲时间， t_1 （求 t_1 方法可見圖 15-3。 t_1 即降雨开始至产生地面徑流为止的时段）。

d) 按各时段的降雨强度 i 求得稳渗率(降雨强度 i 可由累积曲线求得)。

以下举一说明由水量平衡法求径流深的例子。

已知:

- 1) 二等雨量线间平均降雨量 940 公厘。
- 2) 前期影响雨量 $p_0=43$ 公厘。
- 3) 由雨量累积曲线得各时段降雨深及降雨强度如表 15-2 所列。

表 15-2.

时 段 (小时)	12	24	3.7	9	7.3	9.3	1.7	5.0
各时段降雨量 (公厘)	76.5	584.5	174	0	94	0	9.4	0
降雨强度 (公厘/小时)	6.4	24.3	47	0.0	12.9	0.0	5.5	0.0

4) 土地复盖占面积的百分数如表 15-3 所列。

表 15-3.

土 地 耕果地	复盖度 < 30% 的荒坡地及非生产地	复盖度 = 30~50% 的荒坡地	复盖度 > 50% 荒牧地
占总面积 % 20.7	5.8	24.0	51.5

5) 各种土地情况时初渗稳渗曲线(图15-4)。

计算时列表进行。

表 15-5. 求渗透的计算表

项	II	径流深 (公厘)	本类土占总流域面积百分数	权径流深
耕 果 地		530	20.7	110
复盖度 < 30% 的荒地及非生产地		940	3.8	35.7
复盖度 = 30%—60% 的荒地		415.5	24.0	99.5
复盖度 > 60% 的荒地		352	51.5	181.5

径流深 $R = 110 + 35.7 + 99.5 + 181.5 = 426.7$ 公厘。

上述各表均摘自“三家店水库水文计算”。

B. 由入渗累积曲线来求径流深(根据淮河水文计算资料)

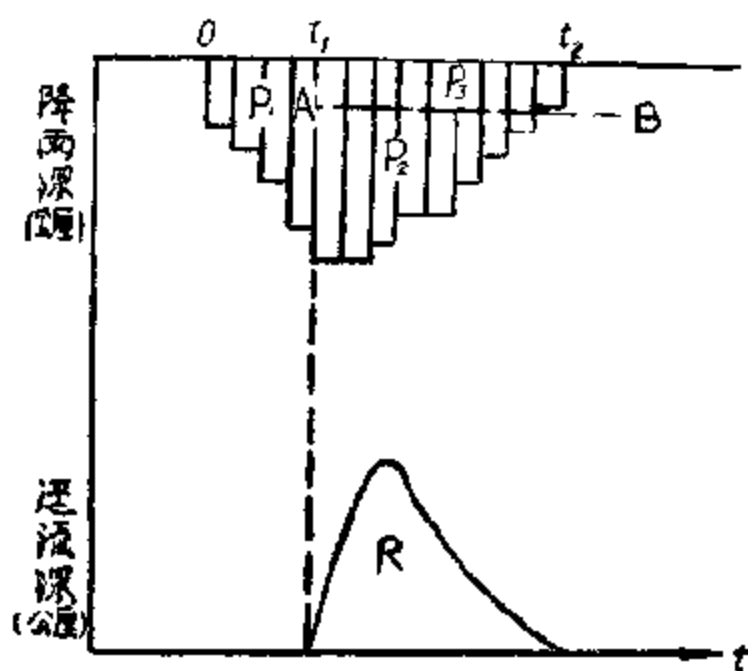


图 15-6. 初渗起止时间关系图。

由实验得出各种土壤的入渗累积曲线后，就可以利用入渗累积曲线来推求径流深。在利用入渗累积曲线求径流深时可以有二种方法：

a) 由入渗曲线求径流深

原理：基本原理还是水量平衡法，具体的可用下式表示：

$$R = p - i \times t_0 - \bar{f} \cdot t.$$

式中：R——径流深，公厘；

p——降雨量，公厘；

\bar{f} ——本次暴雨的平均强度；

t_0 ——从下雨开始到产生径流为止的时段；

\bar{f} ——入渗率小于降雨强度后这段时间内的平均入渗率；

t ——自径流开始到降雨終了时之时间。

上式的基本原理是：降雨强度 i 小于入渗率 f （见图 15-7）时，地面不产生径流，因此在入渗率达到降雨强度 i 以前（这段时间入渗率 $f_i > i$ 可由图 15-5 看出）的降雨量全渗走了，这部分的价值就等于 $i \times t$ 。当入渗率小于降雨强度时，地面产生径流，这时并不是所有降雨都变成径流，而要在降雨中扣去此时的入渗量，此时的入渗量即公式中 $\bar{f} \times t$ 这一项。

步骤

1) 由不同土壤之入渗累积曲线求得不同土壤之入渗曲线，以粘土为例：

f_i 求法为：如求 $t=1$ 之 f_i ，则 f_i 等于 1.5 小时入渗量减去 0.5 小时之入渗量被 1 小时除。

即 $f_i = (13.8 - 12.3) = 3.5$ 公厘/小时。

由表 15-6 看出，在 $t=10$ 小时后，入渗率趋于稳定。因而取此时之入渗率为稳渗率 f_c 。

在上例中 $f_c = 0.5$ 公厘/小时。

2) 求出各个时间 t 之入渗率后，就可作出入渗曲线（见图 15-7）。

图 15-7 中各值意义如下：

I_m ——最大

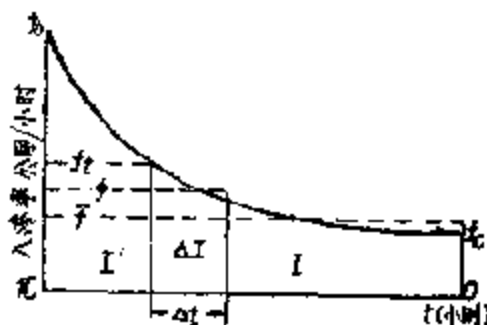


图 15-7. 入渗曲线(其 $f_c = 2.5$ 公厘/时)。

表 15-6.

时间 t	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10.0	10.5	11.0
累积入渗量	10.0	12.3	14.2	15.8	17.2	18.6	19.9	20.9	22.0	22.9	23.6	24.3	25.0	25.5	26.0	26.7	27.0	27.3	27.6	27.8	28.1		
入渗率 f_i		4.2	3.5	3.0	2.8	2.7	2.6	2.5	2.4	2.3	2.2	2.1	2.1	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1

初期損失。

I ——初期損失，即自 f_t 至 f_c 段內之降雨損失量以公厘計；

I' ——初期損失 $I' = I_{\max} - I$ ，即自 f_c 至 f_t 段內之降雨損失；

\bar{f} —— f_t 與 f_c 間之平均入滲率， $\bar{f} = \frac{I}{t}$ ；

ϕ —— Δt 時間內之平均入滲率， $\phi = \frac{\Delta I}{\Delta t}$ 。

3) 由各種土壤之 f_c 的入滲曲綫算出各種土壤的 $I \sim f_c$ 關係、 $f_t \sim \bar{f}$ 關係及 $f_t \sim \phi$ 關係曲綫。

作上述曲綫時，給一 f_t 即可得一組 I, ϕ, \bar{f} 。

圖 15-13 即為某一種土（其 $f_c = 2.5$ 公厘/時）的上述曲綫。

4) 由已知降雨強度 i 按不同情況求徑流深（見例題）。

計算符號：

f_t ——降雨開始時，土壤入滲率。它和前期影響雨量 P_0 有關。 P_0 大則 f_t 小；

p ——本次降雨量以公厘計；

T ——本次降雨歷時，以小時計；

i ——本次降雨強度，以公厘/小時計， $i = \frac{p}{T}$ ；

t ——封距，即上次降雨末至本次降雨開始之間隔時間以天或小時計；

p_0 ——本次降雨在未產生徑流深這段時間中之雨量損失以公厘計；

t_0 ——從降雨開始至產生徑流為止的時間 $t_0 = \frac{p_0}{i}$ 以小時計；

t_ϕ —— f_t 以後，平均入滲率為 ϕ 之歷時；

t_T —— f_t 以後到土壤進入穩滲 f_c 這段間隔的時間。以小時計；

t_{fc} —— f_c 之歷時。以小時計。

各種曲綫之應用

$f_t \sim I$ 關係曲綫用以由已知 $i = f_t$ 求 I ，並定出 P_0 ；

$f_t \sim \bar{f}$ 關係曲綫用于 $(T - t_0) \geq t_T$ 時；

$f_i \sim \phi$ 关系曲线用于 $(T-t_0) < t_f$ 时。

各种情况，有不同的计算方法，现将几种不同情况求径流深的公式，写在下面：

i) 降雨强度 $i = f_i$ 。

情况 1 未出现 f_c 时降雨停止（即土壤未饱和），此时径流深按下式求

$$R = p - (p_0 + \phi t_0).$$

情况 2 降雨終了前已出现 f_c （稳渗），径流深按下式求

$$R = P - (P_0 + \bar{f} t_f + f_c t_{fc}).$$

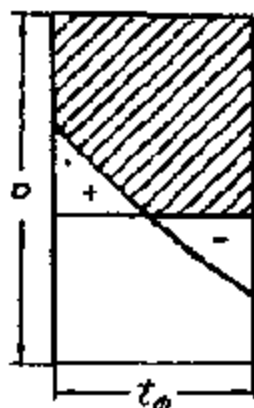


圖 15-8. 情况1附圖。

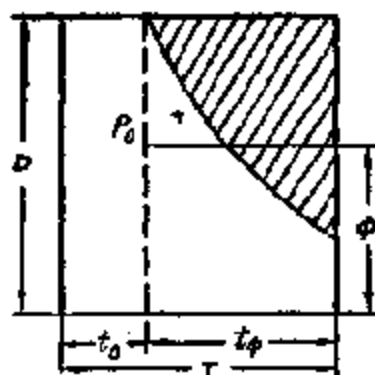


圖 15-9. 情况2附圖。

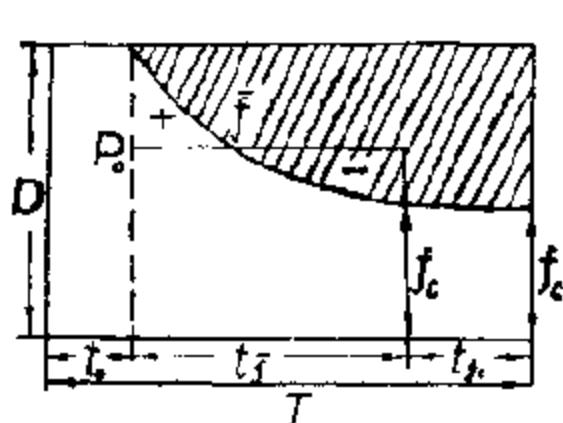


圖 15-10. 情况3附圖。

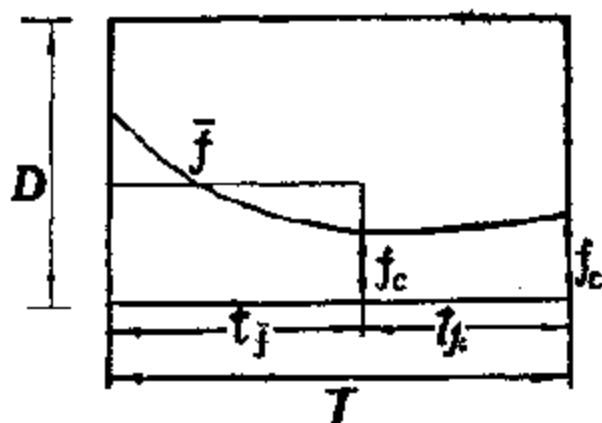


圖 15-11. 情况4附圖。

ii) 降雨强度 $i > f_i$ 时

情况 3 降雨終了时，土壤入渗未达稳渗 f_c ，径流深由下式求

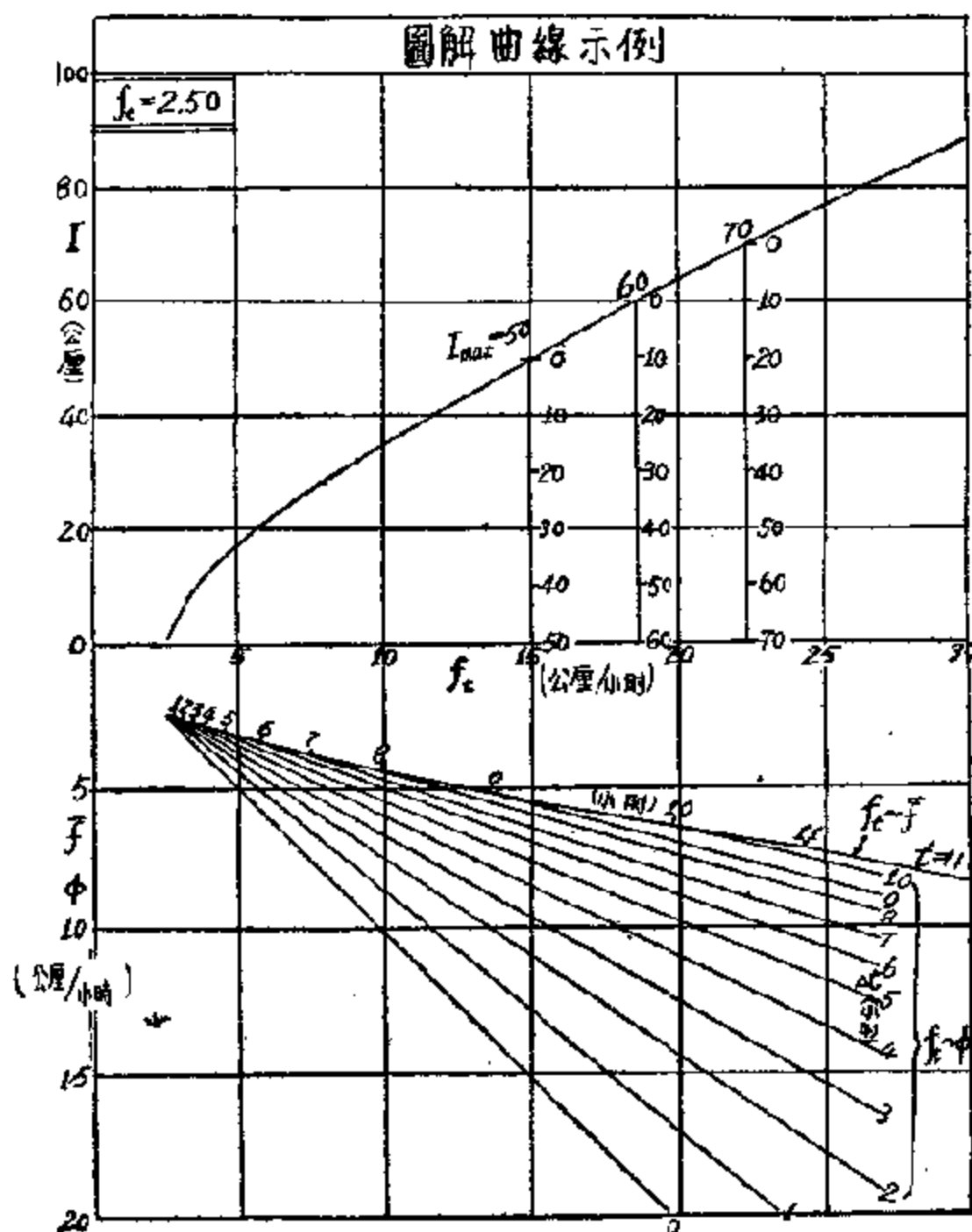


圖 15-13. 圖解曲線示例。

v) $f_t = 10$ 公厘/时, $t_f = 8.1$ 小时。 $T - t_0 = 4 - 1 = 3$ 小时,

$t_p = 3$ 小时 $\varphi = 0.6$ 公厘/小时,

$\varphi t_p = 0.6 \times 3 = 1.8$ 公厘,

$R = p - \varphi t_p = 30 - 1.8 = 28.2$ 公厘。

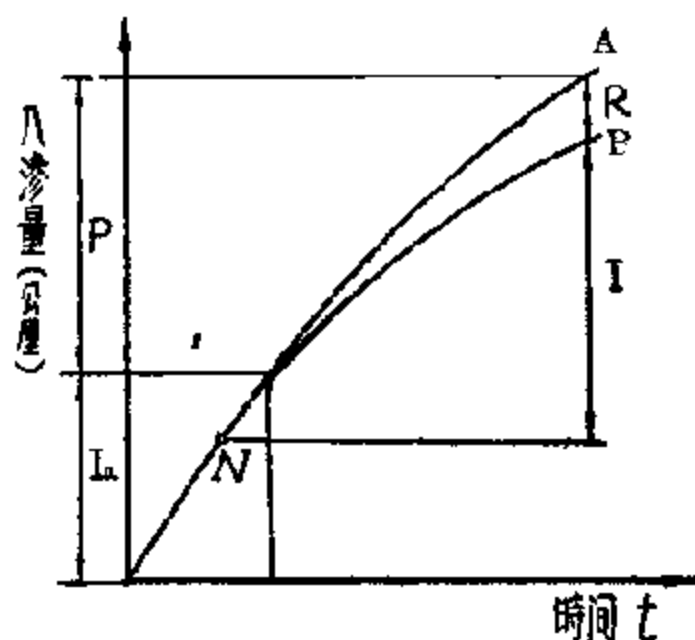


圖 15-14. 累积曲线求径流深示意图。

b) 由累积曲线推求
径流深

(1) 基本原理:

历时为 T 之降雨其损失量和径流深在入渗曲线上有一定地位, 如图 15-14 中 A 线为降雨线, B 线为入渗线, 他们的斜率各为降雨强度及入渗率 f_t 。在 a 点 $f_t = i$ 过 a 后降雨强度 $> f_t$ 则产生径流, 故由图上可求得 R 。

(2) 利用图 15-15 求径流深(计算见表 15-8)。

表 15-8. 计算径流深 R 的表

$f_0 = 2.5$ 公厘/小时					$I_{max} = 60$ 公厘				
月 日	起 止	历时	雨量	降雨强度	前期影响量	$P + \sum p K^t$	所 情	形 状	R
		T	p	i	$\sum p K^t$				
7 1	18 22	6	14.4	2.4	0	14.4	$i < f_t$		0
2	8 7	4	40	10	14	54	$i > f_t$		10.2
8	6 16	10	80	8	38	118	$i > f_t$		48.5

说明: 1) 首先计算降雨强度 i ;

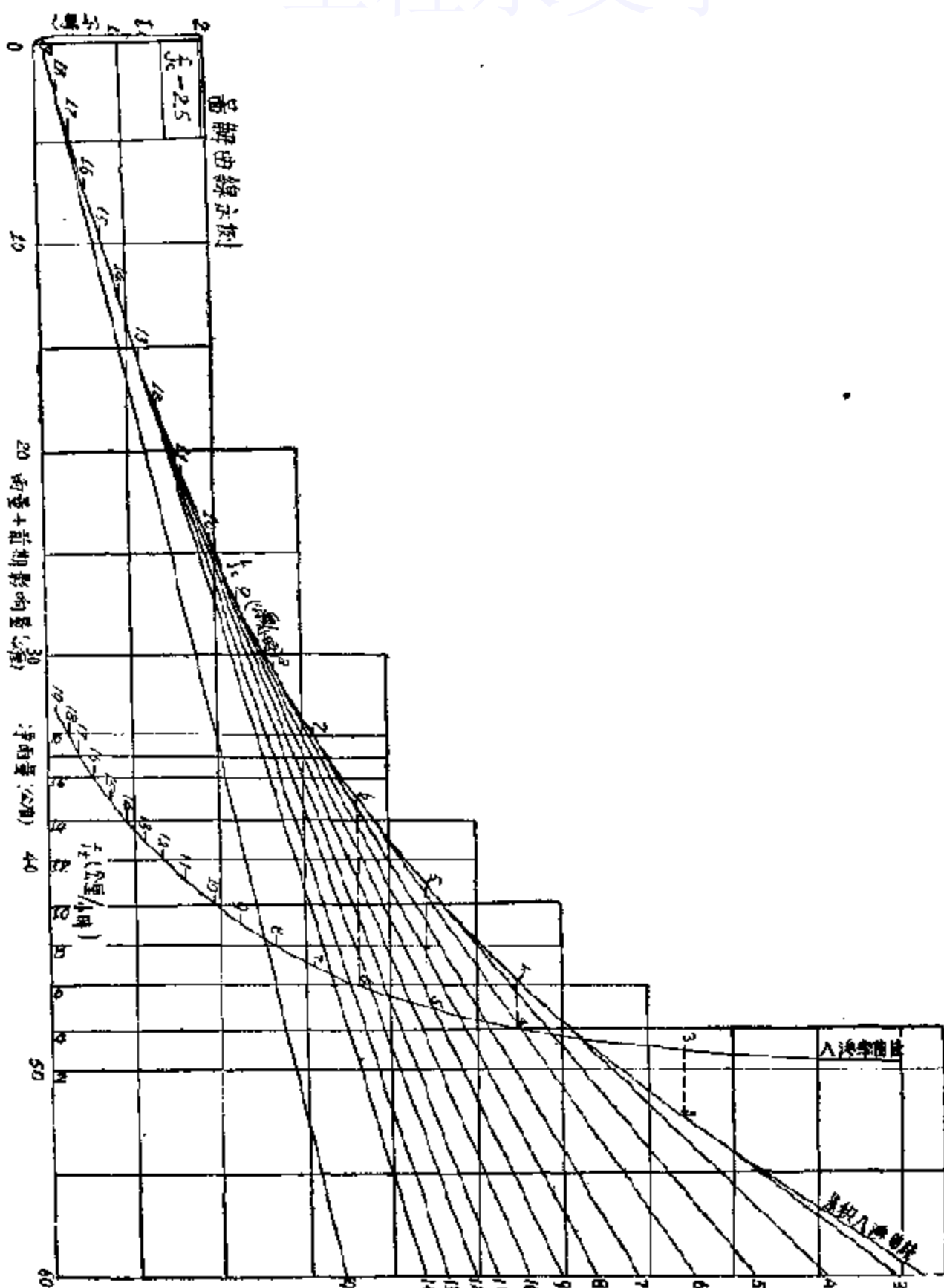


图 15-15. 图解曲线示例。

- 2) 由圖 5-14, 根据 $p + \Sigma pK^i$ (即雨量 + 前期影响量) = 14.4 公厘, 查得 $f_t = 13.5$ 。由于 $i \ll f_t$, 故 $R = 0$ 。

以 7 月 2 号为例:

1. 由 $p + \Sigma pK^i = 54$ 公厘查得 $f_t < 3$ 公厘。
2. 由圖 5-14 选取 $f_t = i = 10$ 公厘/时之切綫, 求得此切綫和 $y = 54$ 公厘所作垂綫之交点。
3. 交点与累积入渗曲綫之横坐标就是徑流深 $R = 10.2$ 公厘。

用入渗累积曲綫計算徑流深各圖表均参考“淮河、沂沭泗流域降雨徑流关系分析資料整理报告”。

2. 徑流系数法

A. 徑流系数的意义:

徑流系数 α 代表降雨深(用公厘)变成徑流深的百分数即

$$\alpha = \frac{R}{p},$$

式中: α ——徑流系数;

p ——平均降雨深, 公厘;

R ——徑流深, 公厘。

从上面公式可看出, 如果知道了徑流系数 α , 則从已知的降雨深就可求出徑流深。

B. 求徑流系数的方法有下列几种:

a) 从各次洪水实测資料中, 求出洪水总量 W , 被流域面积除, 即得徑流深 R (單位公厘) 和流域平均降雨深 \bar{p} 之比, 即得徑流系数。將各次暴雨求得的徑流系数平均即得平均流系数:

$$\bar{\alpha} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \cdots + \alpha_n}{n}.$$

以后, 如果知道降雨深, 乘上 $\bar{\alpha}$ 就可得徑流深。

应该指出, 降雨和徑流的关系是相当复杂的, 除了許多固定的流域

因素及降雨量外,还有土壤前期含水情况,降雨分布等影响,因而这样单纯的关系是很难得到较好结果的。在实用计算上也很少采用。

b) 在上述方法中不管降雨大小如何, α 均采用同一值, 这是不合理的, 为了考虑降雨大小对径流系数影响, 可以从过去已有的资料中求出径流系数 α , 然后作出径流系数和降雨量关系曲线(图 15-16), 在利用此曲线时, 往往不够长, 可以考虑用曲线延长。

c) 在大流域内, 各次暴雨的雨区内实际产生径流的面积变化很大, 如果雨区内不产生径流的面积较大, 则损失水量在总雨量中的比重就大, 径流系数也就变小。为了考虑上述雨量分布及流域地貌的因素, 我们提出一个方法供大家参考:

(1) 按第三章所述将选定的典型等雨量线画出。

(2) 求出流域内平均的初渗值设为 10 公厘。

(3) 等雨量线 10 公厘以下的面积上所降的雨肯定不产生径流。10 公厘以上的区域才产生径流称之为产流区。

(4) 将历史上属于这一雨型的洪水总量求出除以产流区面积得径流深 R 。然后求出产流区平均降雨深 \bar{p} 。 $\frac{R}{\bar{p}}$ 就得径流系数。将属于此类雨型的各次暴雨之径流系数 α 求出, 作径流系数和平均降雨深 p 之相关曲线。

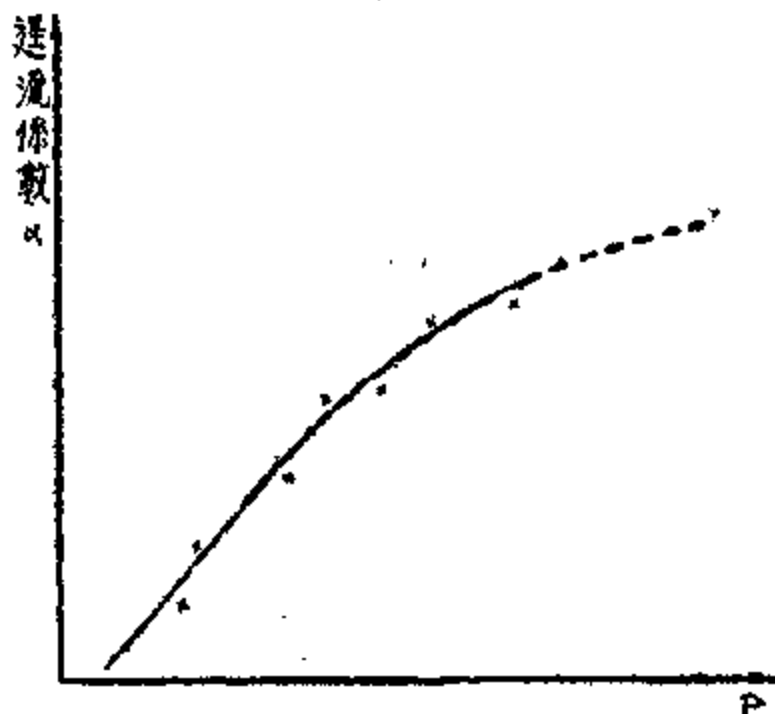


图 15-16. 降雨深和径流系数相关图。

3. 合軸相關法

徑流系数法的特点是簡單，而且提出了一個比較有用的概念即徑流系数 α 的概念。但是它對影響降雨和徑流關係的因素考慮得極粗糙簡單。為了在這方面加以改進，提出了合軸相關法。

合軸相關法的特点是將影響降雨徑流關係的前期降雨量、降雨歷時、降雨季節等因素考慮進去了。

A. 相關圖的形狀及利用：

相關圖的形狀如圖 15-17。由降雨深求徑流深的方法如下。

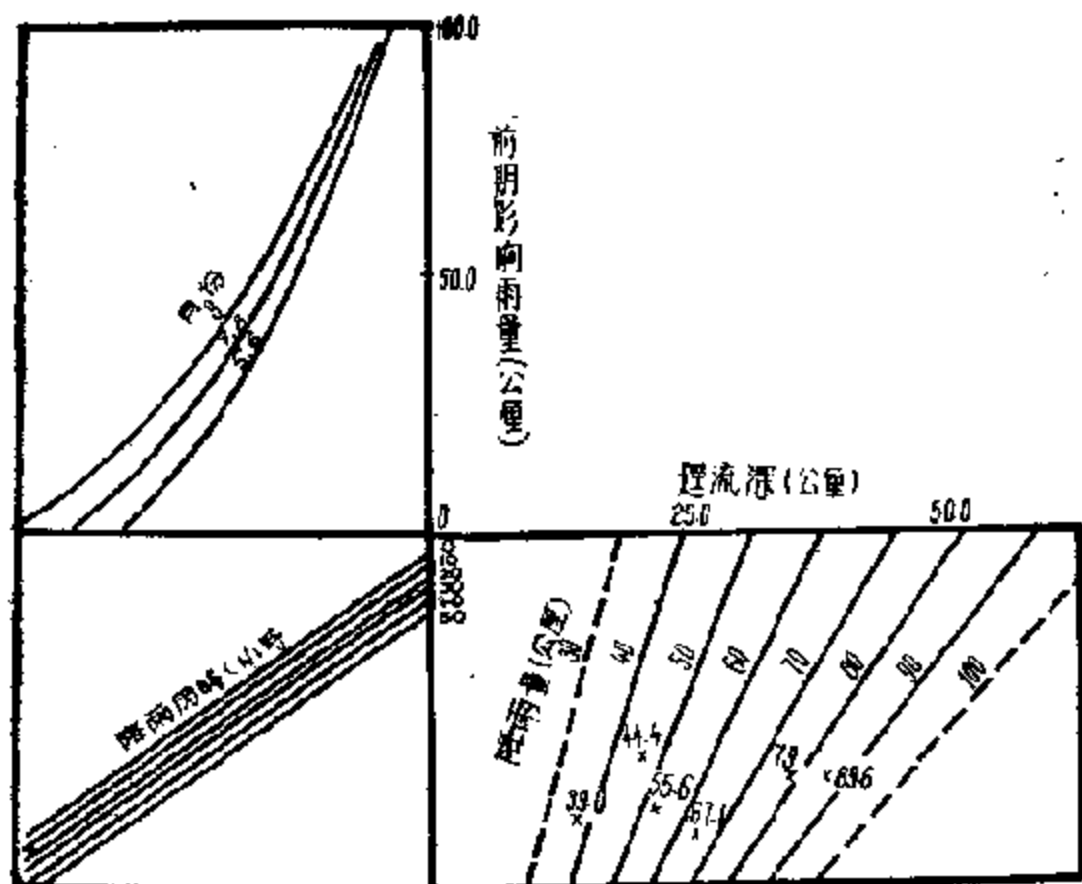


圖 15-17. 合軸相關圖。

設已知前期影響雨量為 10 公厘，下雨月份為 8 月，降雨歷時為 10 小時，降雨量為 30 公厘。求徑流深。

自前期降雨量 10 公厘作水平綫交 8 月份之曲綫於 a 點，自 a 點作

垂綫交降雨历时綫(10 小时)于 b , 自 b 作水平綫和 30 公厘之降雨曲綫交于 c , 自 c 作垂綫, 即可求得徑流深。

B、相关圖的制作(圖 15-17):

a) 先假定第二象限中的月份和第三象限中的降雨历时等值綫組为一条 45° 之直綫, 这样此二参数的影响就等于 0。

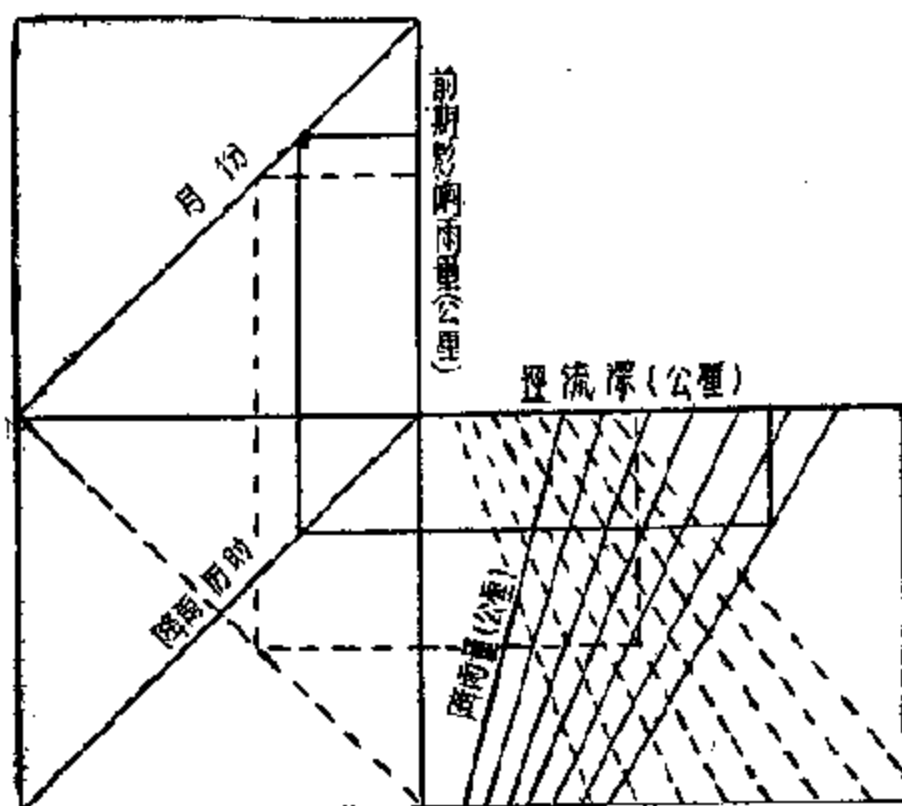


圖 15-18. 暴雨徑流相关圖制作过程示意。

b) 將各次暴雨的徑流深, 平均降雨深, 下雨月份及历时, 前期影响雨量統計計算好。

c) 从第二象限的縱軸(前期影响雨量)开始画水平綫交 45° 的月份綫, 引垂綫向下交 45° 的降雨历时綫, 引水平綫向右与本次徑流深值所引之垂直綫交于一点。如將此場雨之平均雨量附注于点旁。若干次暴雨就得若干点。根据各点趋势, 根据合理性分析就可在第四象限画出一組雨量等值綫。

所謂合理性指第四象限的雨量等值綫应滿足:

(i) 同一前期影响雨量, 若降雨量愈大, 径流深愈大。

(ii) 同一降雨量, 若前期影响雨量愈大, 径流深就愈大。

(iii) 在前期影响雨量愈大时, 二条降雨量等值线间的间距愈宽, 也就是土壤含水量愈大, 则雨量转化为径流量愈多。

d) 由第 4 条限径流深出发, 引垂线交本次降雨量等值线, 引水平线交降雨历时 45° 线, 再引垂线向上与本次雨之前期影响雨量出发之水平线交于一点。附注月份于旁。顺各点趋势结合合理性分析绘出月份等值线。其合理性反映在前期影响雨量大, 则月份等值线收缩。这是因土壤含水量饱和后季节影响就减少。7、8、9 月气温高, 植物生长茂盛, 入渗多, 故月份等值线偏左。因而应结合地区农作物分析来绘作月份等值线。

e) 同理作出降雨历时等值线。

f) 在绘出最后一组等值线上可能各点与等值线不完全符合。这样应重复步骤(c)——(d), 依次修正降雨量月份, 和降雨历时组直至最后一组上各点均与等值线符合为止。

现以淮河息县以上流域的暴雨径流相关图的制作为例:

1) 利用六次降雨量及降雨历时, 根据各站的权重算出各站权雨量及流域平均降雨量; 并以水量加权法计算流域内各次暴雨之平均降雨历时及前期影响雨量(见表 15-9)。

2) 将各次降雨求得的流域内平均降雨历时、平均径流深、平均前期影响雨量统计在表 15-10 中。

3) 按上面所说作图法得出暴雨径流相关图(图 15-18)。

4. 各种方法的評價

根据我們进行三家店、密云、張坊等水庫設計的經驗来看, 認為水量平衡法值得推荐。理由如下:

A. 水量平衡法使得我們有可能認真地来考虑群众性水利工程的影响, 使得群众性水利工程中各项工程的影响都能考虑进去(詳見第十

表 15-9. 淮河息县以上流域 1952 年 7 月下旬降雨各相关因素计算表

日期	站名	权 (W)	降雨量 (p)	权雨量 $p \times W$	降雨历时 (T)	$p \times W \times T$	前期影响雨量 p_a	$p \times W \times p_a$	径流深 (公厘)
1951 年 7 月 28 日 9 时至 30 日 9 时	南 谿 县 关 台 关 桐 柏 山 新 县	23.7 17.8 25.4 14.5 2.1 11.5	8.1 105.2 73.6 17.0 79.0 3.5	2.3 13.8 13.7 2.5 1.7 0.4	3.5 4.1 7.8 3.2 9.1 3.5	8.1 77.1 142.1 8.3 15.5 1.4	12.3 15.3 10.2 5.9 6.4 11.3	28.3 288.0 190.3 14.8 10.9 4.5	①流域平均历时 $= \frac{952.5}{44.4} = 21.7$ ②流域平均前期影响雨量 $= \frac{537.3}{44.4} = 12.1$
合 计		100		44.4		252.5		537.3	21.5

表 15-10. 淮河息县以上流域暴雨径流相关因素统计表

暴雨起止日期	流域平均降雨量 (公厘)	流域平均前期影响雨量 (公厘)	流域平均降雨历时 (小时)	径流深 (公厘)	月份
1951 年 7 月 28 日 ~ 30 日	44.4	12.1	5.7	21.5	7 月
1952 年 5 月 15 日 ~ 18 日	79.1	10.7	29.5	35.4	5 月
1952 年 9 月 6 日 ~ 9 日	86.9	22.3	31.3	37.8	9 月
1952 年 9 月 17 日 ~ 19 日	99.0	8.9	27.3	14.6	9 月
1952 年 9 月 23 日 ~ 25 日	55.6	10.9	15.4	21.6	9 月
1953 年 8 月 17 日 ~ 21 日	67.1	1.1	40.9	25.5	8 月

八章“水土保持对洪峰流量洪水总量的影响”)。这使水文计算更符合当前形势的需要。

B. 水量平衡法将径流形成的概念阐述得很清楚,使学习的人有可能正确地来分析计算成果。

C. 此法不需大批实测资料,因而更适合于我国实际情况。

径流系数法方法简单,但在我国大力开展群众性水利工程后很难定出 α 值,特别是历年以来地形地貌均在变化。

合轴相关法虽然从理论上讲比较全面地考虑了各种因素,并在制作上要求有较多的资料,得出较多的点,才能合理分析出降雨等值线组。另外,它不但要求资料多,而且要求有各种降雨量的资料,使得出之点较分散,便于找出点之趋势,以便绘出雨量等值线,在进行三家店水库设计时,利用二十一个组资料来作相关图,结果由于各项降雨值差不多使得二十一个点都堆存在一起,无法作出雨量等值线图,因而最后只得放弃此法。

虽然我们偏重于介绍水量平衡法,但径流系数及合轴相关法在产业部门中尚有应用。而在洪水预报中,合轴相关法及径流系数法还有广泛运用。

上面已经介绍了由暴雨量推求径流深的方法,但是在修建水工建筑物(如壩,溢洪道)时;在河道防汛工作中,最需要知道的是各次洪水的洪水总量及洪水过程线。因而在本章中将介绍由径流深推求洪水过程线的方法。

§ 15-4. 单位过程线法推求洪水过程线

1. 单位过程线定义

在一个特定的流域上,在一个单位时段内(如 10 小时)下一个单位净雨深(如 10 公厘净雨深)的均匀降雨所形成的流域出口站的地面径流过程线是一定的,这线就叫做单位线。另外还有以下几个假定:

A. 流域面积內之地質,地形,被复等自然地理特征为一定时,單位綫的形狀不变。

B. 在計算过程中假定同一流域面积,單位綫之形狀不因降雨强度及历时之影响而变。

C. 同一流域面积,單位綫之形狀不受前期和后期暴雨所产生的地面徑流的影响。

D. 同一流域面积,降雨历时一定,不論所产生的地面徑流的总量多少,其徑流時間(即單位綫底寬)大致相等。

E. 同一历时的二次均匀降雨,若徑流总量不等,則二条地面徑流过程綫的每一时段的流量之比,等于其徑流总量之比。

2. 單位綫的制作

主要是从已知的洪水过程綫中根据降雨資料分出一單位綫来。其步驟及方法如下:

A. 把已經选出的各次洪峰流量的降雨量繪制等雨量綫及雨量累积曲綫,按照上节用入滲理論推求徑流深的方法算出各时段徑流深。各时段徑流深之和乘流域面积应等于測站的本次洪水实测徑流量(徑流深計算見表 15-11)。

B. 選擇历时較短的孤立暴雨(前后期雨量都小)产生的洪水过程綫作为分析对象。

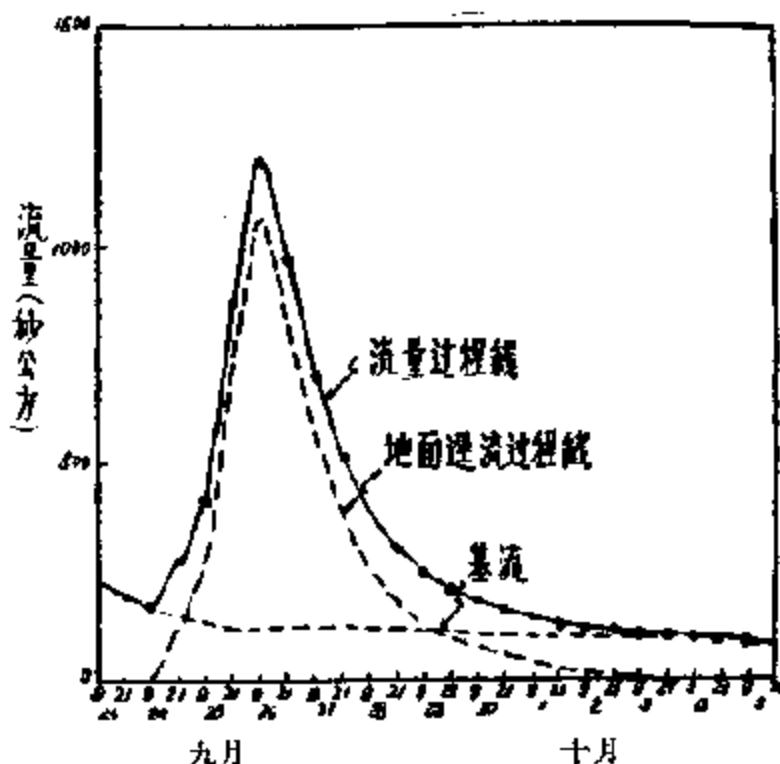


圖 15-19. 1952 年 9 月下旬息县站地面徑流过程綫。

C. 將流量过程綫中減去基流(即地下徑流和前期徑流)(圖 5-18)得地面徑流过程綫(地面徑流深才真正代表本次暴雨所产生的徑流,因此求出的單位綫是指地面徑流的單位綫)。

D. 由地面徑流过程綫与各时段徑流深分析出單位綫(見表 15-12)。

例 15-1. 以淮河息县站 1962 年 9 月下旬洪水單位綫分析为例(計算見淮河息县站 1962 年 9 月下旬洪水單位綫分析計算表 15-12 及圖 15-20)。

a) 徑流第一时段自 24 日 9 时至 21 时流量为 120 公方/秒 应全为第一时段 15.7 公厘

徑流深所产生,故 15.7 公厘产生的第一时段之流量为 120 公方/秒(見表 15-12 中第五項)。

b) 徑流第二时段自 24 日 9 时至 25 日 9 时,此时的流量是由第一二时段徑流深共同产生的,問題在于产生的地面徑流各是多少。从 a) 項分析看出,在 12 小时内由 15.7 公厘徑流深产生 120 公方/秒流量。則 1 公厘产生的流量 = $\frac{120}{15.7}$ 在第二时段的流量中,第二时段的淨雨深 5.9 公厘在 12 小时内产生之流量按單位綫定綫应为 $\frac{120}{15.7} \times 5.9 = 45$ 公方/秒。

那么由第一时段的雨深 15.7 公厘在 24 小时后产生的流量为 $275 - 45 = 230$ 公方/秒。

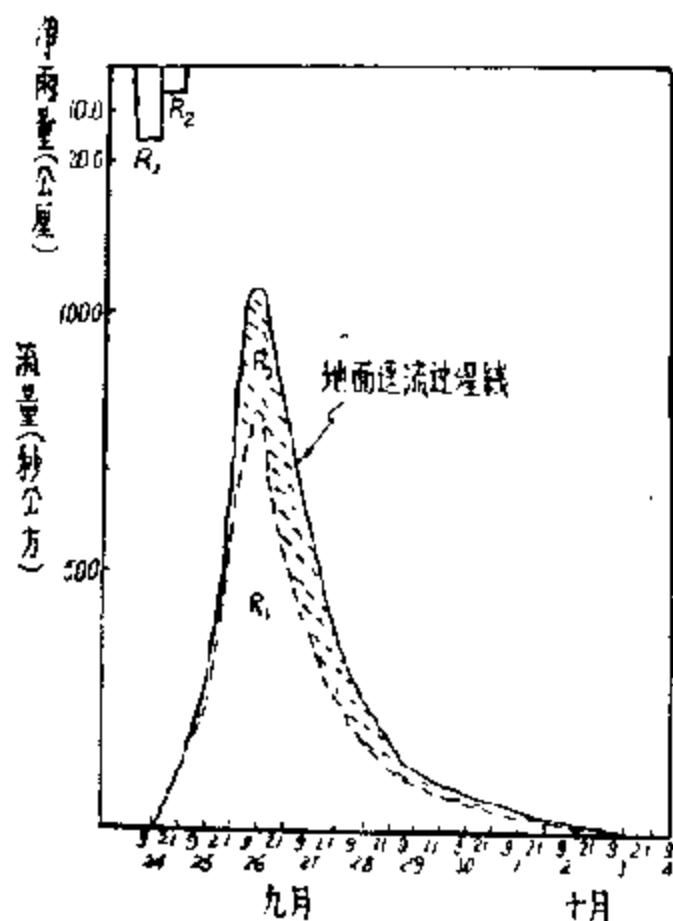


圖 15-20. 1962 年 9 月下旬息县站各时段淨雨量产生地面徑流过程綫圖。

c) 第三时段即 25 日 9 时至 21 时的徑流量为 735 公方/秒是由第一时段 15.7 公厘徑流深在 36 小时后形成的流量和第二时段的 5.9 公厘徑流深在 24 小时后形成的流量之和。二者所占之份量按 b)所述。

第二时段产生的流量 = $\frac{5.9}{15.7} \times 230 = 86$ 公方/秒。

第一时段产生的流量 $797 \text{ 公方/秒} - 30 \text{ 公方/秒} = 651 \text{ 公方/秒}$ 。

依次类推就可得出二个时段净雨的地面径流过程綫。

如表 15-12 中第 6 及第 7 欄, 在我国应用之单位綫, 时段是根据流域集流时间的长短来訂立的, 一般采用等于洪峰滞时的 $1/3$ 至 $1/4$ 較合适。时段的径流深均訂为取 10 公厘。因此將表 15-12 中第 8 欄乘 $\frac{10}{15.7}$ 即得单位綫如表 15-13 中第 8 欄。

d) 將求得之单位綫繪成光滑曲綫, 將单位綫面积下总水量除流域面积, 看径流深是否为 10 公厘以作校核。

表 15-11. 淮河息县以上流域 1952 年 9 月下旬暴雨量計算成果表

时 段	站 名 項 目	南 灣	息 县	县 台	桐 柏	薄 山	新 县	合 計
		28.7 %	17.8 %	25.4 %	14.5 %	2.1 %	11.5 %	100 %
9 月 23 日 21 时 至 24 日 9 时	降 雨 量	27.7	16.6	19.7	37.9	0	0	
	历 时	8.4	1.6	3.3	4.9	0	0	
	入 滲 量	6.9	3.3	6.7	10.0	0	0	
	徑 流 深	20.8	13.3	13.0	27.9	0	0	
	加权徑流深	5.9	2.4	3.3	4.1	0	0	15.7
9 月 24 日 9 时 至 24 日 21 时	降 雨 量	24.7	15.1	27.6	25.2	0	25.6	
	历 时	9.4	0.1	10.0	7.6	0	7.9	
	入 滲 量	19.2	15.1	20.4	15.5	0	16.1	
	徑 流 深	5.5	0	7.2	9.7	0	9.5	
	加权徑流深	1.6	0	1.8	1.4	0	1.1	5.9
9 月 24 日 21 时 至 25 日 9 时	降 雨 量	1.3	1.3	3.0	1.6	0	0	
	历 时	1.5	2.0	2.6	1.4	0	0	
	入 滲 量	1.3	1.3	3.0	1.6	0	0	
	徑 流 深	0	0	0	0	0	0	
	加权徑流深	0	0	0	0	0	0	0
合 計	加权徑流深	7.6	2.4	5.1	5.5	0	1.10	21.6

表 15-12. 淮河息县站 1952 年 9 月下旬洪水單位綫分析計算表

日 期	月 日	時	流 量 (秒公方)	基 流 (秒公方)	地 面 徑 流 (秒公方)	淨雨量 (公厘)	淨雨 15.7 公 厘所产生之 徑流(秒公方)	淨雨 5.0 公厘 所产生之徑流 (秒公方)	單 位 綫 縱 高 (秒公方)	修 正 單 位 綫 (秒公方)	單 位 綫 時 段 權 (12小時)
9	23	0	220								
		21	190								
24	9		170	170	0	15.70	0	0	0	0	0
		21	275	150	120	5.90	120	0	76	78	1
25	9		410	135	275		230	45	146	146	2
		21	862	125	737		651	86	415	413	3
26	9		1190	125	1062		821	244	523	523	4
		21	965	125	840		539	308	339	345	5
27	9		700	125	575		376	190	240	241	6
		21	514	126	389		243	141	153	157	7

例 15-2. 用單位綫法推求洪水过程綫。

已知:

(1)單位过程綫(見圖 15-21, α)

$L=10$ 公里, $t=12$ 小时之單位綫数据为:

时 間	1日6时	12时	24时	2日12时	22时	24时	3日12时	24时	4日12时	24时	5日12时
流 量 公方/秒	0	84	448	890	240	104	110	70	40	16	0

(2)設計暴雨之資料:

頻 率 (%)	二 日 总雨深 (公厘)	徑 流 系 数	徑 流 深 分 配 (公厘)			
			第 一 时 段 (1—12时)	第 二 时 段 (12—24)	第 三 时 段 (24—36)	第 四 时 段 (36—48)
			82.5%	32.5%	17.5%	17.5%
0.1	640	0.75	156	156	84	84

其中: (i)頻率為 0.1% 时的总雨深 640 公厘是按第 13 章所講述的方法求得。

(ii)徑流系数 0.75 可按第 14 章所述徑流系数法求得。

(iii)各时段徑流深分配之百分数由千年一遇的雨量累积曲綫求得。雨量累积曲綫的作法已在第 14 章講述。

求: 設計暴雨之洪水过程綫(即千年一遇的洪水过程綫)。

計算說明及計算表格

由各时段設計暴雨之資料按單位綫放大(例如第一时段的流量过程綫按單位綫放大 15.6 倍), 可得出各时段的 $Q \sim t$ 曲綫, 最后將各时段的 $Q \sim t$ 曲綫疊加即得設計的地面徑流过程綫(圖 15-21)。將基流疊加进去即得設計洪水过程綫。

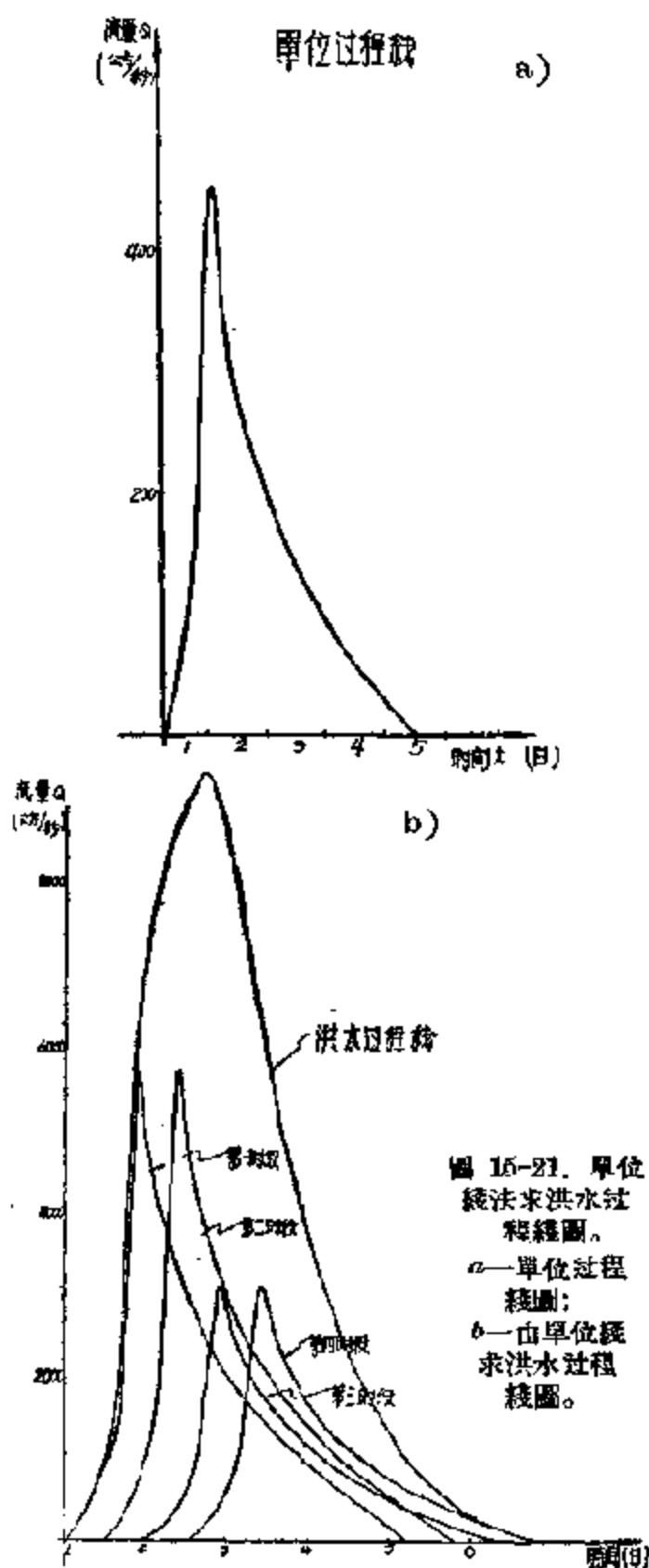
§ 15-5. 等流时綫法推求設計洪水过程綫

在地面坡度較平, 溝、渠縱橫的地区流域的地面及河槽蓄水, 对洪水起着調節作用, 而上述的單位綫法所作的假定不符合坡度較平地区的集流特性, 忽略了河槽的調節作用, 因而在坡度較平的流域內單位綫法并不合宜。

在全国水利运动进入溝渠化阶段的今天, 考虑河槽的調節作用, 將

表 15-12' 計算表格

时、时 段	流 量, 公方/秒											
	1日0时	12时	24时	2日12时	24时	3日12时	24时	4日12时	24时	5日12时	24时	6日12时
第一时段	0	1000	6090	8740	2530	1720	1030	625	250	0	0	0
第二时段	0	0	1000	6090	3740	2560	1720	1030	625	250	0	0
第三时段	0	0	0	541	3300	2030	1390	933	594	372	136	0
第四时段	0	0	0	0	541	3300	2030	1390	933	594	372	136
总 合	0	1000	7090	10871	10141	9610	6230	3938	2402	1216	508	136



更切合实际地提供水工设计所需的资料,使设计经济可靠,因而在本章中将这一方法介绍给读者。

1. 主要内容

假设有一个流域图(图 5-22)沿干流分成几个等长,根据干、支流地形坡降等情况,作出假定之“分水线”,即距离为 $\frac{l}{n}$ 的等距离线。令流域集流时间为 T 。那么这些“分水线”就是集流时间为 $\frac{T}{n} = \Delta T$ 的等流时线。也就是说,在这线上的水,在同一时段 $t = \frac{T}{n}$ 到达流域出口。



图 15-22. 汾河独山以上流域等流时线图。

设一次暴雨历时 t 小时(以产生径流深之历时算)。如采用相同的单位时间 ΔT , 那么可分出 $n' = \frac{t}{\Delta T}$ 降雨时段。由雨量累积曲线求得各时段降雨量,减去损失即得各时段径流深 R 。

用求积仪量取等流时线间各部分面积 f_1, f_2, f_3, \dots ,

则可作出理论上的洪水过程线如下:

第一时段的径流量 $Q_1 = f_1 R_1$,

第二时段的径流量 $Q_2 = f_1 R_2 + f_2 R_1$,

第三时段的径流量 $Q_3 = R_3 f_1 + R_2 f_2 + R_1 f_3$,

.....

这样,就可作出洪水过程綫,如圖 15-23。

2. 从上面所述的計算方法看出,要使等流时綫法所得結果和实际符合,正确的确定流速分出單位时段和正确繪制等流时綫是很重要的。

A. 集流速度及集流时间的确定

根据試驗研究資料,索科洛夫斯基提出來勘測小流域的流速如下:

丘陵起伏和近山区 $V = 0.8 \sim 1.0$ 公尺/秒; 山区 $V = 1.0 \sim 1.5$ 公尺/秒; 森林区 $V = 0.4 \sim 0.7$ 公尺/秒。在有实测洪水資料时

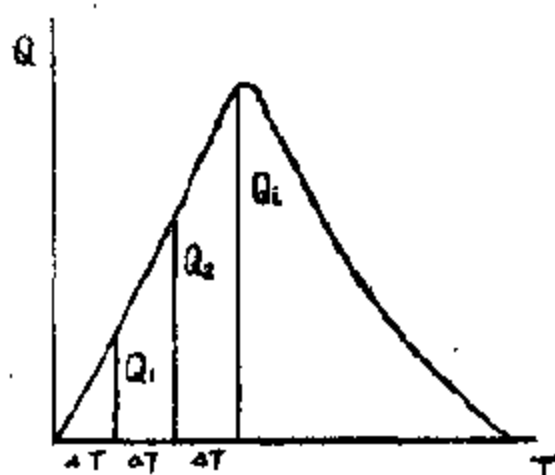


圖 15-23. 等流时綫法求洪水过程綫圖。

$$V = K \frac{L}{T},$$

式中: T ——地面徑流总历时;

L ——流域長度;

K ——因次因数一般为 16.67。

在求得 V 后,則設一 n 值,單位时段的集流时间 $\Delta T = \frac{KL}{nV}$ 就可求得。

上述提供的流速数字是苏联的結果,因而在利用等流时綫法时,最好能根据自己的流域特性定出 V 值。

B. 在繪制等流时綫时,一般按下述步骤进行:

根据集流速度 V ,及选定的單位时段即可得出相鄰二等流时綫之間的距离 ΔS ($\Delta S = V \times \Delta T$)。在流域水系圖上,从出口断面开始沿河槽定出相距为 ΔS 的点,然后用光滑曲綫將其相联。一般等流时綫上各点应在一圓弧上,也就是綫上各点离流域出口之距均大致等于 ΔS 。

C. 由于集流速度 v 对计算结果影响较大,因而在画等流时线前一定应认真定出 v 。严格说来应该分别定出潜流(沟流)和漫流的流速。但为了计算方便一般采用流域内平均流速,一般可依据以往几次洪水资料来求集流速度 v 。



图 5-24. 流域等流时线图。

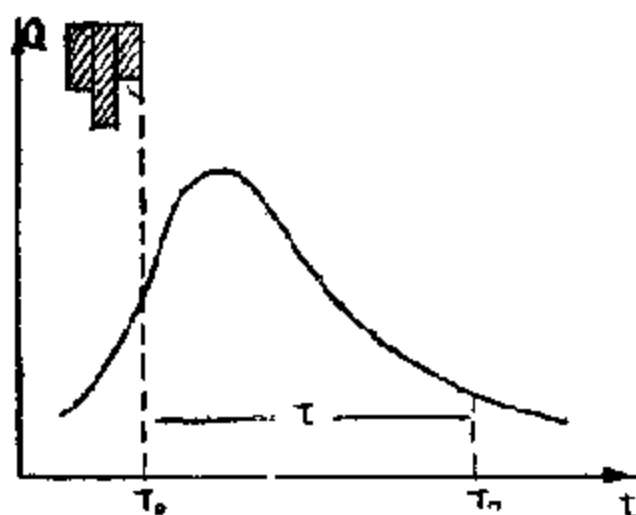


图 15-25. 决定集流时间图。

洪峰流量是由全部流域面积及部分降雨(即几部分的连续降雨)所形成,同时,表示在均匀降雨終了时,流域上的径流还没有完全流入河口,洪峰已开始消退。

C. 当 $n=n'$ 即集流时间 T = 降雨历时 t 洪峰流量 Q_p 是由全部流域面积及全部降雨所形成,同时也表示均匀降雨終了时,流域内径流

3. 集流特性的讨论

主要讨论一下最大洪峰流量和集流时间 T 及降雨历时 t 之关系。按照上面所说 $n = \frac{T}{\Delta T}$, $n' = \frac{t}{\Delta T}$

随着 n, n' 值的变化, Q_p 值的形成有其一定意义。

A. 当 $n > n'$ 即集流时间 $T >$ 降雨历时 t

此时的洪峰流量是由部分流域面积和全部降雨所造成,同时,表示在均匀降雨終了时,流域内径流大部分尚未流出河口,洪峰流量亦尚未出现。

B. $n < n'$ 即集流时间 $T <$ 降雨历时 t 。

已有一半流出河口,洪峰流量也刚好出现。

上述三种情况的讨论,在实际水文分析工作中是有帮助的。

从 B、C 两种情况可以看出,小流域面积的暴雨其最大洪峰流量主要取决于流域大小,而流域形状影响很小。

4. 河槽的蓄水作用

根据等流时线法求得的径流过程线是理论上的过程线,在坡度较平的区域,河槽有调节径流的作用,一般说洪峰流量、洪水总量要减小,洪峰流量出现时间和洪水总历时要增长,所以研究河槽容蓄的影响是很重要的,河槽容蓄的影响一般将问题化为如何由甲站流量过程线来计算乙站流量过程线的问题。

A. 基本原理

在一条河上,有上、下游甲、乙两站,其流量过程如图 15-26 所示,如两站之间无支流注入,又无区间降雨,则当洪水未来之前,上、下游站之流量应当相等,河段中水流乃是一稳定流动;其水面线如图 15-27 中

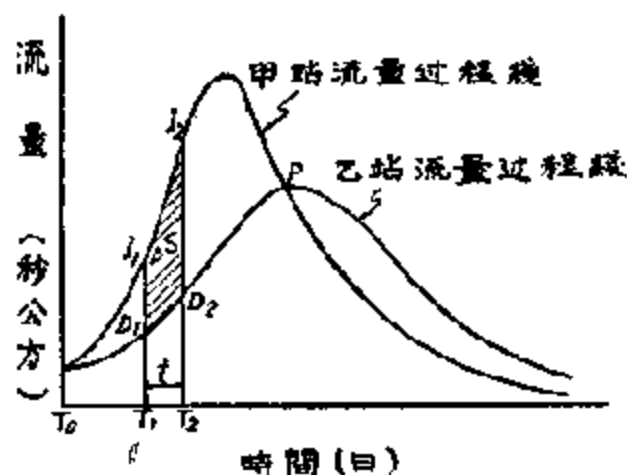


图 15-26. 甲乙两站流量过程线。

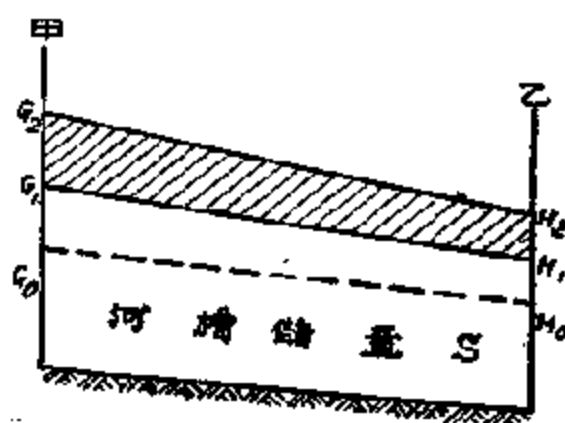


图 15-27. 甲乙两站河道断面图。

G_0H_0 所示,与河底坡度平行。水面下之河槽储量为 S_0 。

当洪水一来,甲站水位即行上涨,流量开始增加,经过相当时间后,洪水抵达乙站,乙站水位随即上涨。

在 T_1 时甲站水位增至 I_1 , 乙站流量增至 D_1 , 该时的水面线如图

15-27 中之 G_1H_1 , 其河槽蓄量应为 S_1 。在 T_2 时, 甲、乙站之流量分别为 I_2 与 D_2 , 其水面綫为 G_2H_2 , 河槽儲量为 S_2 , 今 T_1 至 T_2 经过的时间为 t , 則在此 t 時間內甲站的入流总量为 $\frac{1}{2}(I_1 + I_2)t$, 乙站之出流总量为 $\frac{1}{2}(D_1 + D_2)t$, 在此时数內进出水量之差, 必暫蓄入河槽之中, 使水面上漲, 河槽蓄量增加, 迨入流小于出流后, 即在圖 15-28 上 P 点以后, 水面逐漸下降, 河槽儲量亦逐漸减小。根据水量平衡原理, 上述入流、出流与河槽儲量之关系可列如下的平衡方程式:

$$\frac{1}{2}(I_1 + I_2)t - \frac{1}{2}(D_1 + D_2)t = S_2 - S_1 = \Delta S.$$

再看圖 15-26 中, 如由 I_1 至 I_2 及 D_1 至 D_2 之間的曲綫接近直綫, 則 ΔS 之值相当于梯形 I_1, I_2, D_2, D_1 之面积。

$$\begin{aligned} \therefore \Delta S = S_2 - S_1 &= \frac{1}{2}(T_2 - T_1)[(I_1 - D_1) + (I_2 - D_2)] = \\ &= \frac{1}{2}[(I_1 + I_2) - (D_1 + D_2)]t, \end{aligned}$$

結果与上式相同。式中如已知 I_1, I_2, D_1, S_1 諸值, 則仅 D_2 及 S_2 为未知值, 如能求得 D_2 与 S_2 之关系, 或 D_2 与其他已知数 D_1, I_2 及 I_1 等之关系, 即可求得 D_2 及 S_2 的数值。其理与第三章所述相同。

所不同者, 水庫出流仅是儲蓄量的函数, 而河道断面的出流量并不

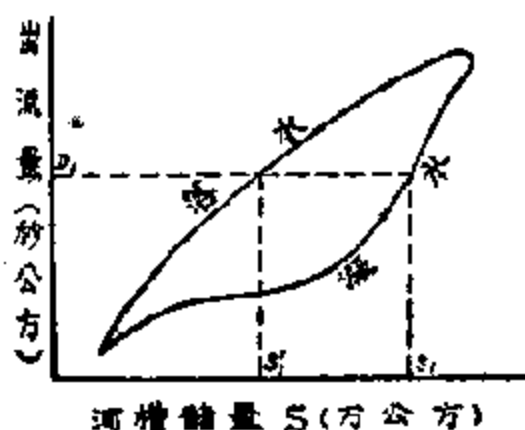


圖 15-28. 河槽儲量与出流量
相关示意图。

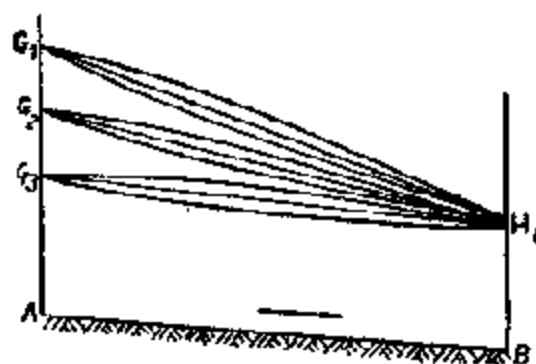


圖 15-29. 固定出流情况下入流量与
河槽儲量变化情形示意图。

單是河槽儲蓄量的因素, 且与上游站的入流有关。今以圖 15-29 加以說明。在同一下游站出流量 D 时, 河段內水面綫随入流量而异, 漲水时

水面較陡，如 G_1H_1 ，故河槽儲量最大。落水時水面較平，如 G_3H_3 ，河槽儲量最小。就是在上、下游站流量均為定值時，水面綫也因漲率大小不同而稍有差異，如圖 15-29 中几条弧綫所示。因此，如果把河槽儲量與出流量相對作圖，在一次洪水過程中求得的各點，就不像水庫演算中求得的那樣一條單一的曲綫，而是一條繩套狀曲綫，如圖 15-28 所示。漲水時，河槽儲量較大，點子偏在右邊，落水時，河槽儲量較小，點子偏在左邊。由此可見河道下游站的出流量應該同時是河段內河槽儲量和上游站入流量兩者的函數。

因此在作河道斷面上的出流过程預報時，首先要找出河槽儲量與入流量及出流量之間的关系，從而找出下游站出流量與河槽儲量及入流量的关系。

B. 由分析法推求出流过程

如上所述，河段內河槽儲量，隨入流量與出流量而變，且等於河槽內柱體儲蓄與楔體儲蓄的总和。

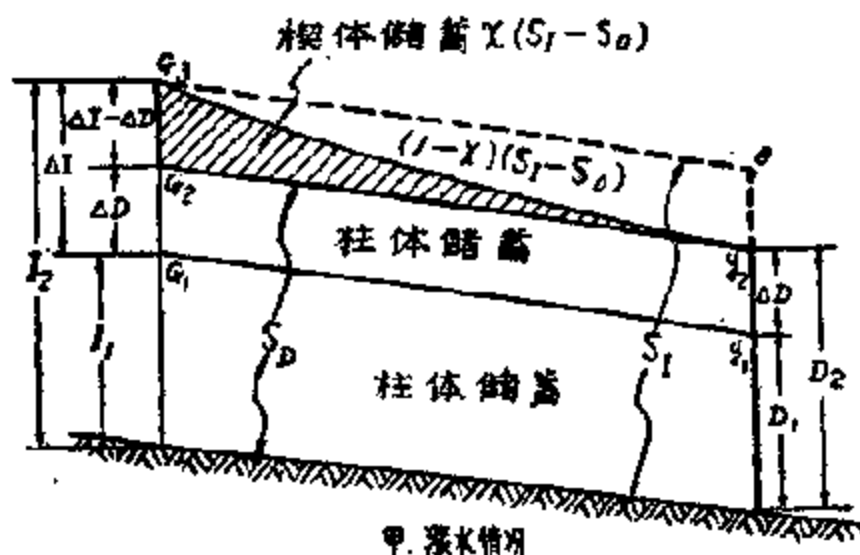


圖 15-30. 漲水情况下水流变动时的河段儲蓄示意图。

由圖 15-30、15-31 可見下游出流量無論在漲水、落水过程中都只能反映河段內的柱體儲蓄，而未考慮楔體儲蓄的影响。惟有要用上游的入流量作参数，才能反映河段內全部的儲蓄量。

在圖 15-30 中以 G_3O 水面以下之儲蓄量為 S_1 , G_2y_2 水面以下之儲蓄量為 S_D , 則

$$S_{ID} = S_D + x(S_1 - S_D) = xS_1 + (1-x)S_D.$$

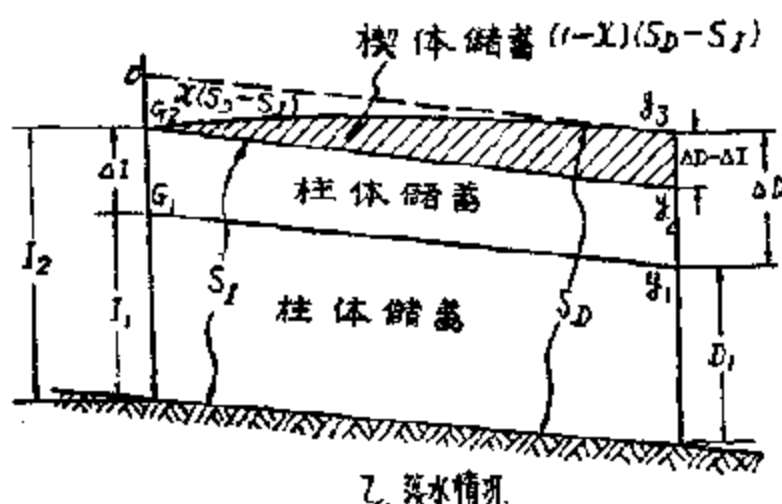


圖 15-31. 落水情況下水流變動時的河段儲蓄示意圖。

在圖 15-31 中以 Oy_3 水面以下之儲蓄量為 S_D ; G_2y_2 水面以下之儲蓄量為 S_1 ,

則 $S_{ID} = S_D - x(S_D - S_1) = xS_1 + (1-x)S_D$ 公式相同。

在穩定流動時，水位與流量之關係一般可用下式表之：

$$Q = ad^n.$$

式中 d 為有效水深, a 與 n 為常數; 而河槽儲量與水位之關係一般可寫成 $S = bd^m$, b 與 m 為常數。合併兩式則:

$$S = \frac{b}{a^{\frac{m}{n}}} Q^{\frac{m}{n}} = KQ^{\frac{m}{n}}.$$

在天然河道中, $\frac{m}{n}$ 之值接近於 1.0, 故 $S = KQ$ 。

代入 $S_I = KI$, $S_D = KD$,

則 $S_{ID} = xS_I + (1-x)S_D = K[xI + (1-x)D]$ 。

上式中 x 稱為流量比重因素, 其值一般自 0.0 至 0.5, 河段蓄水作用甚大時, x 值接近於零, 楔蓄影響較大, x 之值漸增, 而以均勻渠道之 $x=0.5$ 為極限, 此時入流與出流之數量相等。一般天然河道的 x 值, 大都在 0.1 至 0.4 之間。 K 值之求得須根據實測流量資料, 假定各種 x

值算出 S 值 (或 $2S/t$) 与相应之 $[xI + (1-x)D]$ 值点繪相关圖, 当其中某一 x 值点繪之相关圖不成綫套狀, 而接近一直綫时, 即可選用此 x 值。由此 x 值所成直綫之斜度即可酌定 K 值, 求法詳見例 15-4 中有关選用 x 值之討論。

由因次分析可知 K 值是有時間的因次, 且与洪水傳播時間成函数关系。茲証明如下:

$$S = L \cdot A = u \cdot T \cdot A, \quad Q = VA, \quad \text{因此: } S = KQ, \quad K = \frac{u}{V} T,$$

式中: u ——洪波速度;

V ——断面平均流速;

L ——河段長;

A ——河道断面面积;

T ——洪水傳播時間。

K —— $[xI + (1-x)D]$ 是一种流量, 可以表示河槽儲量的大小, 故亦称示儲流量。在 t 時間內流量由 I_1 、 D_1 变为 I_2 、 D_2 , 則河槽儲量亦由 S_1 变为 S_2 ,

$$\text{故 } \Delta S = S_2 - S_1 = K[xI_2 + (1-x)D_2] - K[xI_1 + (1-x)D_1].$$

代入公式:

$$\left(\frac{I_1 + I_2}{2} \right) t - \left(\frac{D_1 + D_2}{2} \right) t = S_2 - S_1 \text{ 中并加以整理。}$$

$$\begin{aligned} \text{得} \quad & [0.5t + K(1-x)]D_2 = \\ & = (0.5t - Kx)I_2 + (0.5t + Kx)I_1 + [K(1-x) - 0.5t]D_1. \end{aligned}$$

$$\text{上式可写成: } D_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 D_1,$$

$$\text{式中 } C_0 = \frac{0.5t - Kx}{0.5t + K(1-x)};$$

$$C_1 = \frac{0.5t + Kx}{0.5t + K(1-x)};$$

$$C_2 = \frac{-0.5t + K(1-x)}{0.5t + K(1-x)}.$$

当选定 x 值及 K 值后, 則可求得系数 C_0 、 C_1 及 C_2 之值, 又当 I_1 、

I_2 及 D_1 为已知值时,就可由上述公式求得 D_2 之值。

注意上式中:

$$C_0 + C_1 + C_2 = \frac{(0.5t - Kx) + (0.5t + Kx) + (-0.5t + K - Kx)}{0.5t + K(1-x)} =$$

$$= \frac{0.5t + K(1-x)}{0.5t + K(1-x)} = 1.0.$$

此项特性可以作为校核计算有无错误之用。上述 C_0 、 C_1 、 C_2 各值根据合理性分析,均不应出现负值。

例 15-3 (山区河流应用实例)。

已知丘陵区 $V=0.8 \sim 1.0$ 公尺/秒,山区 $V=1.0 \sim 1.5$ 公尺/秒,定出集流时间为 22 小时,以 2 小时为一时段,由等流时线将全区划分为 11 个部分面积如图 15-22 所示。并以泰森多边形法将流域内七个雨量站划分出七个控制区域。计算各雨量站在各等流时线间控制的面积,以总面积的百分数表示,如表 15-13 所示。计算径流深推求地面径流过程:

(1)由径流系数推求径流深全区混合推求地面径流量法:

即首先按泰森多边形法计算出各站的时段加权雨深相加得全区时段平均雨深乘以径流系数得全区时段平均径流深。表 15-14 即为 1963 年 5 月 1-4 日暴雨按混合法计算平均雨深及以径流系数 40% 推得之径流深表。

表 15-13. 渭河独山以上流域内各雨量站在各等流时线间之控制面积百分数统计表

时 程 (小 时)	独山以上各雨量站控制面积百分数($\frac{f}{F}\%$)						
	独 山	庆云桥	流坡圈	汤 店	燕子河	黑龙潭	渭洲河
0							
2	5.40	0.84					
4	0.73	9.54					
6		3.62	7.20				
8		0.19	8.59	1.20			
10			4.04	3.40	4.65		
12				3.42	7.72	1.68	
14					5.19	4.18	1.70
16					1.11	2.07	4.88
18						1.45	5.15
20						0.97	1.96
22							6.10

表 15-16. 渭河独山以上 1953 年 5 月 1 日~4 日暴雨单位雨小时时段

徑流深計算表(按初滯及平均滯率計算)

[illegible]

据此按公式

(1) 推得全区的径流量过程,如表 15-15 所列;

(2) 分站以初渗及入渗率来推求径流深,全区混合推求地区径流量,即分站统计各时段降雨量、降雨历时及雨率,根据假定的平均渗率计算出各时段超渗的净雨,加权相加即得流域各时段平均径流深,如表 5-16 所列。

因计算中尚未扣除初渗值,故估计开始三个时段的雨量亦不产生径流,而令其径流深为零。由之推得全区的地面径流过程,如表 5-17 所列。

(8) 以径流系数推求径流深分区求地面径流量法: 将各站各时段的降雨量乘以径流系数,得各个时段的径流深,乘以各个站控制面积内各等流时段的面积数,各站分别求得各时段径流量。再将相应时段径流量相加,求得总径流量,乘以流量转换系数,加上基流,即求得流量过程线。表 15-18 为按分区及径流系数 40% 计算的成果表。

分站计算径流量表从略。

4) 推求之流量过程线如表 15-19。

表 15-18. 渭河独山站1953年5月1日~4日暴雨径流过程推算表
(按分区及径流系数 40% 计算)

月	日	时	地面径流量		流量 (秒公方)	月	日	时	地面径流量		流量 (秒公方)
			(公厘)	(秒公方)					(公厘)	(秒公方)	
5	1	15	0.007	1.3	31.3	5	3	7	0.824	156.0	186.0
		17	0.072	13.6	49.6			9	0.650	123.0	153.0
		19	0.026	4.9	34.0			11	0.881	72.0	102.0
		21	0.146	27.6	57.6			13	0.185	35.0	65.0
		23	0.358	67.7	97.7			15	0.087	16.4	46.4
	2	1	0.510	96.5	126.5			17	0.128	23.3	53.3
		3	0.620	117.2	147.2			19	0.203	49.7	79.7
		5	0.622	117.8	147.8			21	0.258	47.8	77.8
		7	0.617	116.8	146.8			23	0.380	72.0	102.0
		9	1.063	201.0	231.0		4	1	0.625	118.2	148.2
		11	0.868	164.0	194.0			3	0.748	140.4	170.4
		13	0.630	119.0	149.0			5	0.724	137.0	167.0
		15	1.144	216.2	246.2			7	0.655	124.0	154.0
		17	1.391	263.7	293.7			9	0.435	82.2	112.2
		19	1.624	307.0	337.0			11	0.190	36.0	66.0
		21	2.350	445.0	575.0			13	0.113	21.4	51.4
		23	2.510	475.0	605.0			15	0.079	15.0	45.0
	3	1	2.108	398.0	428.0			17	0.089	7.4	37.4
		3	1.495	283.0	313.0			19	0.029	5.5	35.5
		5	0.981	187.5	217.5			21	0.008	2.0	32.0

表15-19. 渭河独山站1953年5月1日~4日暴雨径流过程推算成果表
(按分区及以初渗与平均入渗率法计算)

年	月	日	时	庆云桥	流波滩	汤店	燕子河	泗洲河	独山	黑龙潭	地面径流量	流量
				(秒公方)	(秒公方)	(秒公方)	(秒公方)	(秒公方)	(秒公方)	(秒公方)	(秒公方)	(秒公方)
1953	5		13	5.5							5.5	35.5
			15									
			17	67.6							67.6	97.5
			19	145.0							176.0	206.0
			21	213.0							544.5	574.5
			23	163.0							882.5	712.5
			1	33.5				12.3			525.5	555.5
			3	1.5				44.0			256.0	286.0
			5				48.0	91.5			206.5	235.5
			7				76.0	147.5			172.0	202.0
			9				48.5	172.0			144.0	174.0
			11				11.0	144.0			87.0	117.0
			13					87.0			27.0	57.0
			15					27.0				30.0
			17						6.0		6.0	36.0
			19						37.0		60.0	80.0
			21						5.0		21.0	51.0
			23								47.0	77.0
			1							1.5	133.5	163.5
			3							5.0	150.5	180.5
			5				4.5			7.0	105.0	135.0
			7				20.0			8.0	49.5	79.5
			9				24.5			9.0	22.5	52.5
			11				13.5			9.0	13.0	42.0
			13				3.0			7.5	7.5	37.5
			15							4.0	4.0	34.0
			17							2.0	2.0	32.0
			19							1.0	1.0	31.0

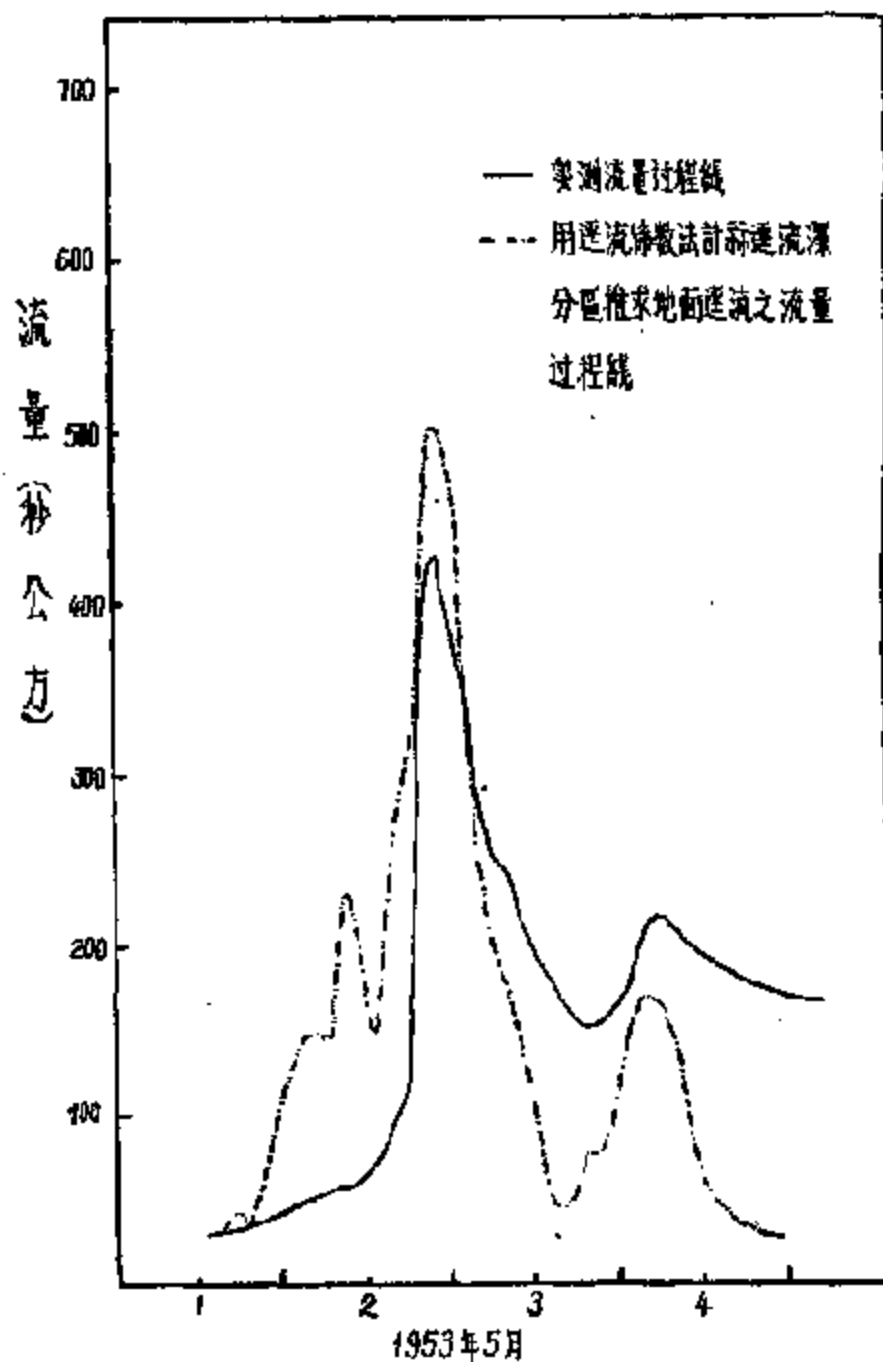


图 15-B2

例 15-4 坡水区河流应用实例

赵牛河流域面积共 1168 平方公里。流域内共有东阿及兴隆庄雨量站两处，借用流域外桂平雨量站，共有雨量站三处，流域呈带形，故集流时间较长。兹将由不考虑调蓄影响的流速所划定之等流时线，推求慢流过程线，然后加以调蓄演算求得径流过程线方法的计算的方法、步骤详述如下。

(1) 绘制赵牛河兴隆庄以上流域等流时线图

根据 1954 年 8 月 12—13 日及 8 月 23 日两次暴雨，由降雨終了到隆兴庄站地面径流退水部分转折点(即相当于地面径流終了的时刻，此后的径流系由河槽调蓄所流出)的历时分别为 105 及 134.5 小时，采用集流时间为 112 小时，采用 8 小时为单位时段，用等流时线把兴隆庄以上流域分成 14 部分，如图 15-33 所示。用泰森多边形将三个雨量站控制区加以划分，用面积仪分别量出各个雨量站在各等流时线间控制的面积，求得各等流时线所占总面积的百分比如下表所示，据此绘制各时段面积过程图，如图 15-24 所示。

表 15-20. 赵牛河兴隆庄以上流域内各雨量站在各等流时线间之控制面积表

时 程	兴隆庄以上各雨量站之控制面积(平方公里)				占全流域 面积的百分数
(小时)	桂 平	兴 隆 庄	东 阿	合 计	
0		0		0	0
8		18.75		18.75	1.61
16		37.50		37.5	3.21
24		71.88		71.88	6.15
32	20.00	88.25		108.25	9.10
40	51.88	54.37		106.25	9.10
48	62.50	36.25	15.00	113.75	9.74
56	8.13	16.25	104.37	128.75	11.02
64			100.00	100.00	8.56
72			103.13	103.13	8.82
80			102.50	102.50	8.77
88			100.00	100.00	8.56
96			79.38	79.38	6.80
104			50.00	50.00	4.28
112			50.00	50.00	4.28

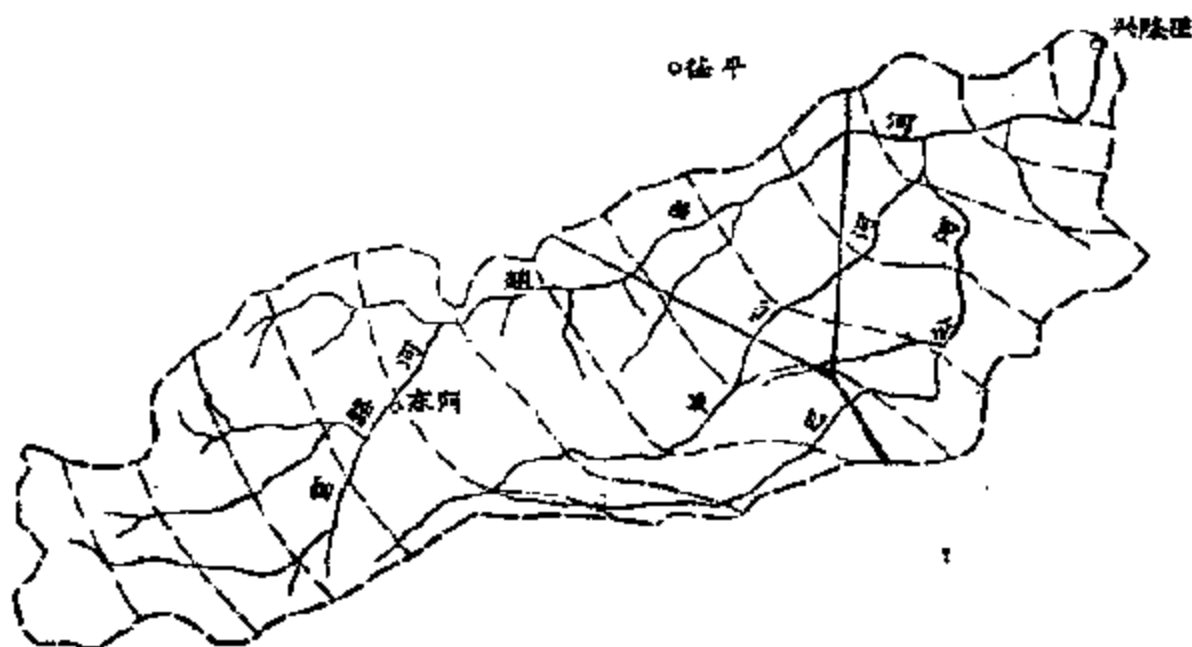


图 15-33. 赵牛河兴隆庄以上流域等流时线图。

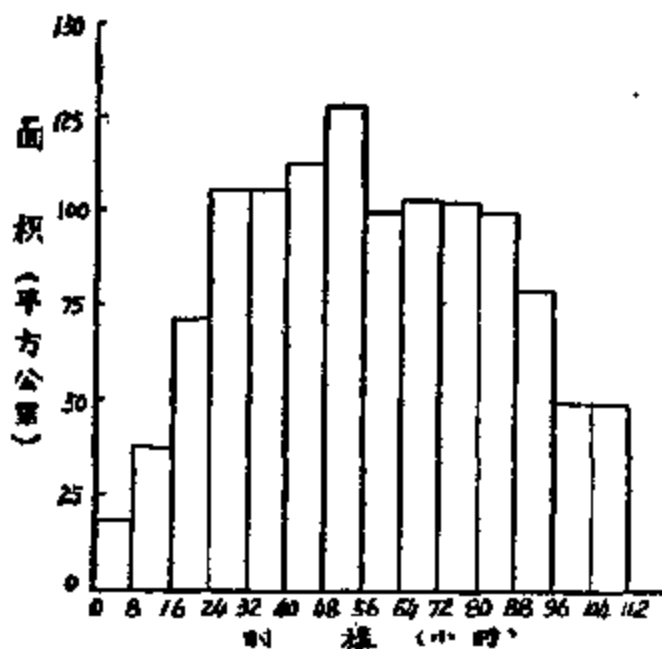


图 15-34. 赵牛河兴隆庄以上流域等流时线间面积过程线图。

(2) 1954年9月1~5日暴雨径流过程的计算: 按8小时为单位时数统计莒平, 东阿及兴隆三站各时段雨量, 用径流系数12.5%推求径流深如表15-21所示。据此即可分站推求径流过程(计算表从略), 计算成果列如表15-22。

流量转换系数为每平方公里1公厘径流深 = $\frac{1 \times 1/1000 \times 1000}{8 \times 2400} = 0.085$ 秒公方。

表 15-21. 赵牛河兴隆庄以上各雨量站 1954 年 9 月 1 日~6 日
暴雨径流深计算表

降雨起止时间	东阿站		兴隆各站		在平	
	暴雨量 (公厘)	径流量 (公厘)	暴雨量 (公厘)	径流量 (公厘)	暴雨量 (公厘)	径流量 (公厘)
9月1日0时至1日8时	0	0	48.10	5.18	15.40	1.92
1日8时至1日16时	0	0	13.50	1.58	2.00	0.25
1日16时至2日0时	0	0	0.10	0.01	0	0
2日0时至2日8时	15.70	1.96	0.80	0.04	0	0
2日8时至2日16时	9.60	1.18	0.40	0.05	0	0
2日16时至3日0时	5.20	0.65	0.40	0.05	3.00	0.37
3日0时至3日8时	4.30	0.54	1.30	0.16	3.30	0.41
3日8时至3日16时	0	0	0.40	0.05	0	0
3日16时至4日0时	0	0	2.20	0.27	0	0
4日0时至4日8时	0	0	9.60	0.19	10.80	1.34
4日8时至4日16时	0	0	3.50	0.44	0	0
4日16时至5日0时	0	0	0	0	0	0
5日0时至5日8时	0	0	0	0	0	0
5日8时至5日16时	0	0	0	0	0	0
5日16时至6日0时	0	0	7.80	0.97	14.30	1.78

(0) 用上述方法所求得者为漫流过程线, 尚未考虑调蓄的影响。因此考虑用调蓄演算方法加以修正。

调蓄演算公式

$$D_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 D_1.$$

在等流时线法中时段始末之流量相同, 故 $I_1 = I_2 = I$ 。考虑赵牛河系坡水地区, 调蓄影响很大, 假定 $\alpha = 0$, 则

$$C_0 = C_1 = \frac{0.5T}{K + 0.5T};$$

$$C_2 = \frac{K - 0.5T}{K + 0.5T}.$$

K 值之决定根据公式 $S = KQ$:

$$\frac{dS}{dt} = K \frac{dQ}{dt}, \quad \frac{dS}{dt} = -Q,$$

$$K = -\frac{Q}{\frac{dQ}{dt}}.$$

表 15-22. 赵牛河兴隆庄站 1954 年 9 月上旬降雨所产生的
的漫流过程計算成果表

日 期			流 量 (秒公方)	日 期			流 量 (秒公方)
月	日	时		月	日	时	
9	1	0		9	4	16	
		8	3.37			0	19.46
		16	7.84			8	21.78
	2	0	13.14		6	16	21.56
		8	21.11			0	19.78
		16	18.58			8	13.69
	3	0	14.55		7	16	11.77
		8	8.55			0	8.71
		16	1.82			8	7.11
	4	0	2.22		8	16	6.02
		8	10.57			0	1.05
		16	13.01				

在实测 1954 年徑流过程綫上求得 $Q=8.25$ 秒公方。

$$\frac{dQ}{dt} = \frac{5.35}{60.5} = 0.088 \text{ 秒公方/小时};$$

$$K = \frac{8.25}{0.088} = 93.2 \text{ 小时}.$$

而 $t=8$ 小时(每流时綫單位时段量),

故 $C_0 \approx C_1 = \frac{0.5 \times 8}{93.2 + 0.5 \times 8} = 0.0412;$

$$C_2 = \frac{93.2 - 0.5 \times 8}{93.2 + 0.5 \times 8} = 0.9173.$$

由此得 $D_2 = 0.0824 I + 0.9173 D_1$.

$$\text{上式 } K = -\frac{Q}{\frac{dQ}{dt}} \text{ 亦可轉化为 } K = -\frac{Q}{\frac{dQ}{dt}} = -\frac{Q_1 + Q_2}{\frac{Q_2 - Q_1}{\Delta t}},$$

所以 $K = -\frac{(Q_1 + Q_2)\Delta t}{(Q_2 - Q_1) \cdot 2} = -\frac{Q_1 \Delta t + Q_2 \Delta t}{2Q_2 - 2Q_1};$

表 15-23. 1954 年 9 月上旬洪水赵牛河兴隆庄站流量过程调蓄演算表

(1) 日 期 (月 日 时)			(2) 流域入流量 I (秒公方)	(3) $(C_0 + C_1)I$ $(0.0824I)$ (秒公方)	(4) $C_2 D_1$ $(0.9176 D_1)$ (秒公方)	(5) = (3) + (4) D_2 (秒公方)
9	1	0				
		8	3.37	0.278	0	0.278
		16	7.84	0.646	0.255	0.901
	2	0	15.14	1.250	0.827	2.077
		8	21.11	1.74	1.900	3.640
		16	18.58	1.53	3.340	4.870
	3	0	14.55	1.20	4.460	5.660
		8	6.55	0.54	5.200	5.740
		16	1.02	0.133	5.260	5.393
	4	0	2.22	0.183	4.940	5.123
		8	10.57	0.870	4.700	5.570
		16	16.01	1.320	5.230	6.550
	5	0	19.46	1.603	6.000	7.603
		8	21.78	1.790	6.970	8.760
		16	21.56	1.776	8.040	9.816
	6	0	19.76	1.627	9.000	10.627
		8	13.69	1.126	9.970	11.096
		16	11.77	0.970	10.170	11.140
	7	0	8.71	0.717	10.240	10.957
		8	7.11	0.586	10.070	10.656
		16	6.02	0.496	9.700	10.196
	8	0	1.05	0.087	9.310	9.397
		8	0	0	8.615	8.615
		16			7.910	7.910
	9	0			7.260	7.260
		8			6.670	6.670
		16			6.120	6.120
	10	0			5.630	5.630
		8			5.170	5.170
		16			4.750	4.750
	11	0			4.360	4.360
		8			4.010	4.010
		16			3.690	3.690
	12	0			3.390	3.390
		8			3.110	3.110
		16			2.850	2.850
	13	0			2.620	2.620
		8			2.500	2.500
		16			2.300	2.300
					2.110	2.110

$$\begin{aligned} 2KQ_2 - 2KQ_1 &= -Q_2\Delta t - Q_1\Delta t; \\ (2K + \Delta t)Q_2 &= (2K - \Delta t)Q_1; \\ \frac{Q_2}{Q_1} &= \frac{2K - \Delta t}{2K + \Delta t} = \frac{K - 0.5\Delta t}{K + 0.5\Delta t}; \end{aligned}$$

故当 $x=0$ 时

$$\frac{Q_2}{Q_1} = C_2.$$

在求得 C_2 后, 则 $C_2 + C_1 = 1 - C_2$, 则可求得演进公式。

以第(2)步中推得的径流过程作为入流过程, 用 $D_2 = 0.0824 I + 0.9176 D_1$ 公式演算其出流过程如表 15-28 及图 15-35 所示。其结果与实测过程在洪峰及退水部分殊易吻合, 但由于应用径流系数的缘故, 大峰之前出现一个小峰, 虽经演进, 涨水部分仍未能完全符合实际情况。

经过调蓄演算所求得的流量过程如果洪峰偏低及偏后, 可适当增大 x 值, 重行计算演进公式, 直至计算与实测成果相当符合为止。

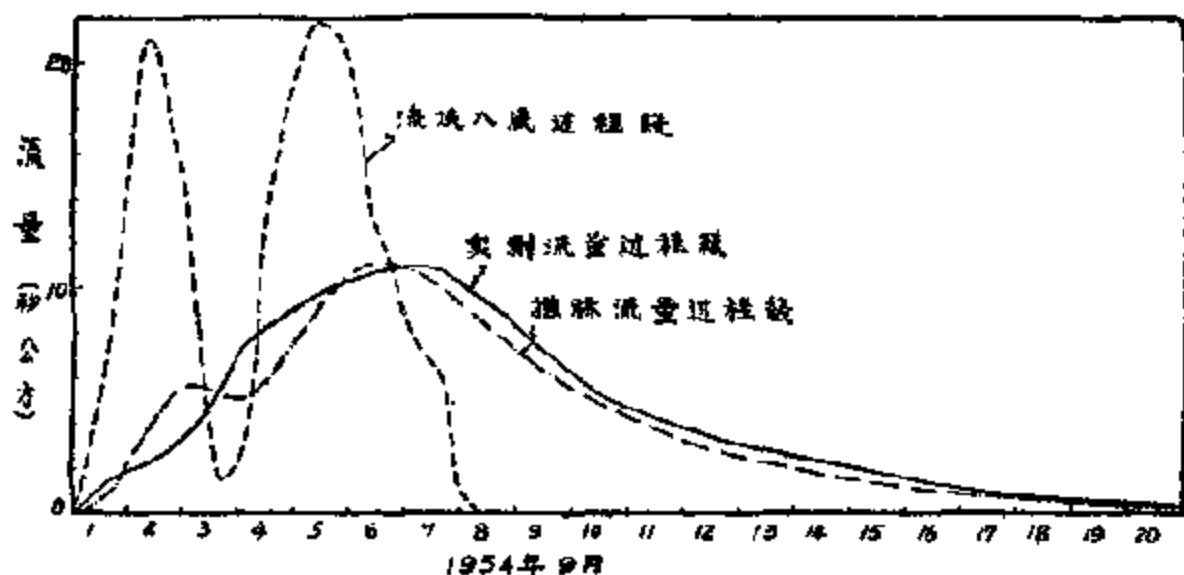


图 15-35. 赵牛河兴隆庄站 1954 年 9 月洪水推算及实测径流过程线图。

§ 15-6. 典型过程线放大

在实际的设计工作中总希望能有一些简便的方法来进行设计计算, 使能满足多、快、好、省建设水利工程的需要。在进行三家店水库设计就碰到了这一问题, 经过研究我们认为典型洪峰放大的办法比较简单, 结果也尚好。因此在这里介绍一下这种方法。

1. 基本出发点

从已有的洪峰资料中，选出一个最危险的洪峰过程线作为典型洪峰过程线，并求出其洪量 W_1 。

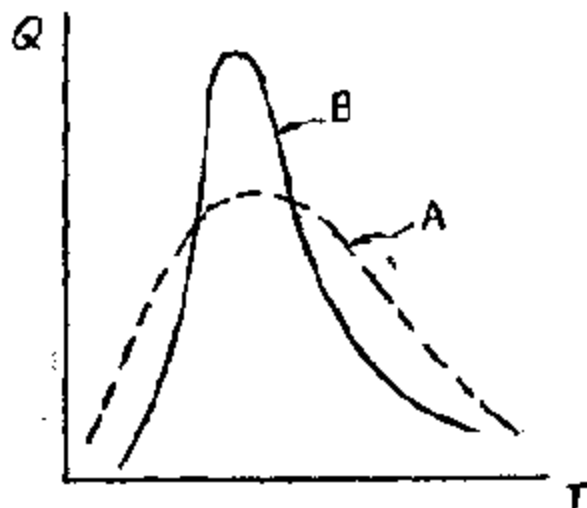


圖 15-36. 洪水过程线选择图。
A-1956 年洪水过程线；B-1939 年洪水过程线。

量及洪峰流量计算作一简单说明。

2. 典型洪水过程线选择

一般选实测洪水中较大的而洪峰发生的形式对水库是比较严重的洪水年分作为典型。

例如：三家店已往实测洪峰以 56 年型及 39 年型最大（见图 15-36），1939 年峰值大，而 1956 年峰型较大。将二者以相同的千年一遇径流深放大，然后进行调洪计算。发现象 1939 年这样的洪水过程线，在同样的允许下泄流量下需要的防洪库容大。因而 1939 年的峰型较危险，故最后选 1939 年洪水过程线作为典型洪水过程线。

3. 设计洪量的计算

总的来说将求得的径流深 R 乘流域面积 F 即得洪水总量 W 。

4. 月泰森多边形法：

$$W = \sum_{i=1}^n R \times F_i$$

峰过程线，并求出其洪量 W_1 。

将设计保证率下（如 500 年一遇）下的洪水总量 W_2 被 W_1 除得：

$$K = \frac{W_2}{W_1}$$

将典型洪峰过程线各纵坐标乘 K 得曲线 2，即设计洪峰过程线（如 500 年一遇洪峰过程线）。

底下分别就典型洪峰过程线选择，设计保证率下洪水总

表 15-24. 官厅山峡一次洪水过程线(按 30 年放大)
 二月暴雨 $p=0.1\%$ 按 1930 年 7 月 24 日 12 时—27 日 0 点的
 洪水典型过程线放大
 $p=0.1\%$ 的洪水总量 $W=271 \times 10^6$ 公方(由雨量 363 公厘根据径流系数法曲线查出后修改得出)
 过程线放大系数 $\alpha = \frac{W}{W'} \cdot \frac{t'}{t} = 1.3$ ($W'=208 \times 10^6$ 公方)

t	Q	$Q' = \alpha Q$	t	Q	$Q' = \alpha Q$
0	140	182	35	4100	5400
2	170	221	38	3650	4750
4	190	247	38	3400	4420
6	190	247	40	2800	3640
8	270	350	43	2200	2860
10	270	273	44	1530	1990
12	170	221	46	1100	1430
14	170	221	48	7200	1560
16	120	156	50	1000	1300
18	100	130	52	850	1105
20	110	140	54	0	0
22	170	221	56		
24	290	299	58		
26	280	363	60		
28	480	624	62		
30	700	910	64		
32	3620	4700	66		
34	3060	5120	68		

式中: n ——雨量站数目;

F ——每一雨量站控制的流域面积;

R ——每一雨量站控制的流域面积内的平均径流深。

B. 用等雨量线法求洪量:

$$W = \sum_{i=1}^n R_i \times F_i$$

式中 R ——二根等雨量綫間的平均徑流深；

F ——二根等雨量綫間所夾的面积；

n ——二根等雨量綫間所夾的面积数目。

4. 典型綫放大

以三家店为例說明

已知: A. 1939 年 7 月 24 日 12 时至 27 日 0 点之洪水过程綫。

B. 1939 年实测洪水总量 208×10^6 公方。

C. 由第三章所述方法求得千年一遇洪水总量 271×10^6 公方。

典型綫放大系数 $\alpha = \frac{271 \times 10^6}{208 \times 10^6} = 1.3$ 。

按表 15-24 数据繪 $Q' \sim t$ 曲綫即千年一遇洪水过程綫。

乙、由徑流資料推求設計洪水

提要: 与前一部分相同, 在这里也要解决給出設計洪水的問題(包括設計頻率下的洪峰, 洪水总量及洪水过程綫)。不过这里用的不是由暴雨量資料間接推求設計洪水的办法, 而是直接根据洪水流量資料求設計洪水。这种办法应用在洪水流量观测資料較長的情况下。

在进行水文計算前首先对洪峰, 洪水总量資料进行選擇、审查、插补、延長, 并利用洪水調查結果, 修正或延長系列, 这以后进行洪峰和洪水总量的頻率計算, 选出設計頻率的洪峰和洪水总量(例如百年一遇或千年一遇的洪峰流量, 洪水总量), 第三个工作是將历年来实测的洪水过程綫进行分析, 选出典型洪水过程綫后, 控制它的洪峰和洪量值(使它等于設計頻率下的值)加以放大, 就可得到設計的洪水过程綫。

* * * *

第十六章 資料的审查、插补和延長

采用不正确的水文資料进行設計会导致不正确的設計結果，因此会严重地影响我国国民經济建設的各个方面，所以我們必須严肃的对待水文資料，应尽量使設計引用的資料都較可靠。但我国以前的資料是存在一些問題的，特別是解放以前的資料問題更多。一般說來，流量資料存在問題較多，如当时測流精度差，經常缺測；在特大洪水时，洪峰漲落很快，未將峰值測出，以及缺口漫溢、湖窪滯蓄因素的影响，甚至还有伪造等現象。在現有的資料中也存在精度不高的現象，例如：永定河官厅水庫在原設計中所用的官厅水文站历年最大洪水（1939年）的洪峰流量为 5960 秒公方，后来經過审查修正为 4000 秒公方，因而改变了設計洪水的計算結果。

审查洪水資料，可以从以下几个方面进行。

§ 16-1 洪水資料审查的方法

1. 用水位資料审查洪水資料 首先要檢查水位記錄情况、例如：黄河 1942 年大洪水时水尺被冲失，在岸边叠石作記，事后用仪器測量而得。对于类似上述不可靠的記載情况，都应加以怀疑和严密的审查。另外，檢查水位过程綫的形狀，也可幫助我們發現問題。对可疑水位的校核方法有二种：*a*) 可以在本站上下游河道中調查該次洪水痕迹加以測量，并繪成一条“水面曲綫”，求得水文站洪水位，使与原来本站記錄相比較。黄河 1933, 1942 年最高洪水位就是参考洪水調查修正的。*b*) 如本身站上下游有水文站，可以繪制兩站間相应時間（考虑洪水傳播時間）的水位关系圖。根据其它各次洪水的关系，以檢查本次洪水位是否正确（在河床冲淤剧烈的測站应考虑冲淤因素，如兩站中間的流域面积

較大,也应考虑区間徑流問題)。

2. 水位流量关系 可將原来用以推算洪水流量的 $H \sim Q$ 曲綫与历年的关系綫給在一起,加以比較。如曾对 $H \sim Q$ 曲綫进行过延長,还应对延長的方法加以审核。例如:在檢查官厅的最大洪水流量时,發現所用的水位流量关系曲綫,比历年曲綫偏大很多。經过用水位~面积及水位~流速关系曲綫相比較,發現官厅水位流量曲綫的毛病在于曲綫延長时是順手鈎繪的。

3. 水量平衡法、暴雨徑流关系法

黑石关水文站上游有伊河和洛河。在审查黑石关水文站流量过程綫时,將伊河和洛河的流量过程綫相加来和黑石关的相比,結果,發現黑石关水文站漏測了一个洪峰。

利用暴雨資料,根据暴雨徑流关系(如第十五章所述)求出黑石关水文站洪水过程綫,同样也發現黑石关水文站漏測了一个峰。

§ 16-2. 洪水資料的插补和延長

1. 根据上下游水文站的資料,插补和延長資料

如設計站上下游的水文站有足够的实测資料时,可以就共同有記錄的年份繪制二站洪峰流量相关綫,以及各种时段洪水总量的相关綫来插补和延長。例如密云水文站上游的苏庄站有 40 年資料,密云站仅六年資料,利用共有的 6 年資料作洪峰流量和洪水总量相关,求得的相关系数很好,結果把密云站的資料延長到了 40 年。

另外,也可用洪水沿程演算的方法,根据上游站洪水过程綫求出本站的洪水过程綫。如二水文站相距不远,而且降雨又較均匀,洪水总量可以根据二站降雨面积比例求得。

2. 根据干支流洪水过程綫相加或相减来插补和延長洪水資料

如伊洛河黑石关上有二支流,一为洛河,一为伊河,为了插补黑石关缺測的資料,可以將洛河及伊河上的洛陽和龍門鎮同期的过程綫相

加求得黑石关的洪水过程綫。相加时要考虑到:a)洪水傳播時間;b)河槽蓄水影响;c)区間洪水加入。如果河槽不宽,区間面积不大,b)、c)二項可假定互相抵消而不考虑。洪水傳播時間,可以由单独一河漲水时的实测資料求得。如果高峰和低峰傳播時間相差很大,可以繪出关系曲綫以求出各次洪水傳播時間,并取其平均值作为傳播時間。

再如,三門峽站在陝县、秦厂站之間(陝县站在三門峽站上游),則計算三-秦間洪水过程綫时可用秦厂站洪水过程綫,減相应的陝县站洪水过程綫而得(其中,因陝县靠近三門峽,因而計算时就用陝县的資料代替了三門峽站的資料)。

利用上下游兩站洪水过程綫相減,以求得区間洪水过程綫时,除上述三因素外,还应考虑各站观测誤差对于差值的影响。如二站的洪量本来相差很小,而各站观测誤差很大,則相減后所得結果精度就很差。一般在二站之流域面积差小于降雨总面积 15% 时,不再用此法,而情願用区間各支流洪水过程綫相加的办法。

3. 根据暴雨-徑流关系来插补和延長洪水資料

如果在洪水資料缺測的年份中有降雨記錄时,可以利用降雨資料推求洪水。

比較簡單的是由流域平均雨深求洪水总量(推求方法,已在第十五章中介紹过),可以根据历年实测資料繪制暴雨-徑流关系曲綫。一般說来,洪水历时应較降雨时段为長,因为降雨以后所产生的徑流量需經相当時間始能全部流尽,圖 16-1 所示即为一例。

至于洪峰流量及洪水过程綫,則需比較詳細的雨量資料和比較复杂的暴雨徑流关系始能决定(計算方法在第十五章講过)。

4. 根据相鄰河流的資料插补洪水資料 如两个河流相距很近,从自然地理条件上分析,二流域在气象上具有比較密切的联系,同时,由历年的洪水資料也可以看出兩河較大洪水均同时發生,这样就可以根据一河的洪水数据推求另一河的洪水数据(圖 16-2)。

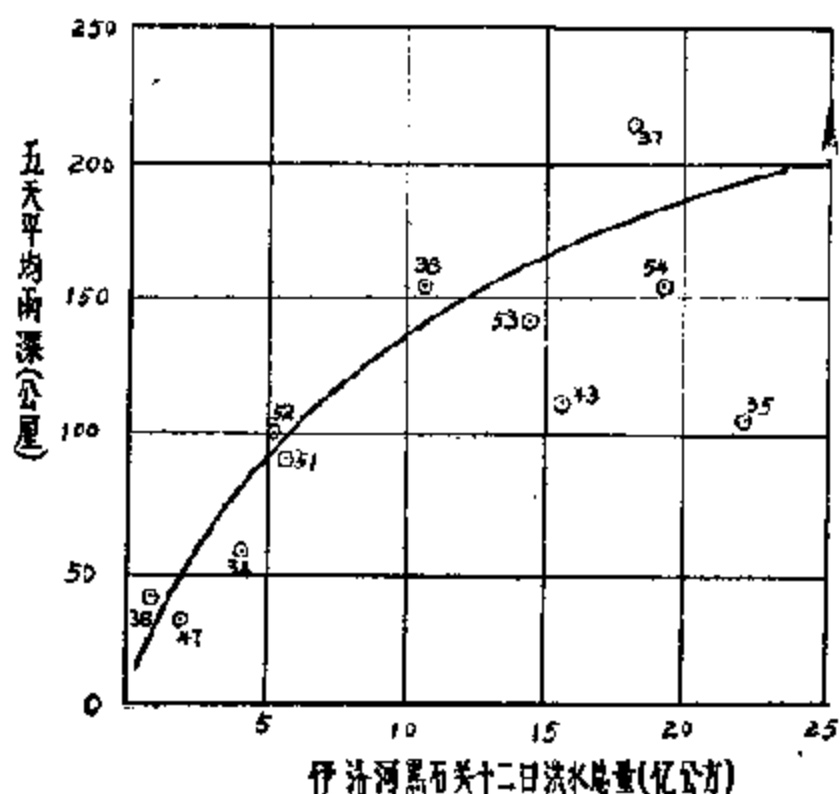


圖 16-1. 暴雨—徑流关系曲綫。

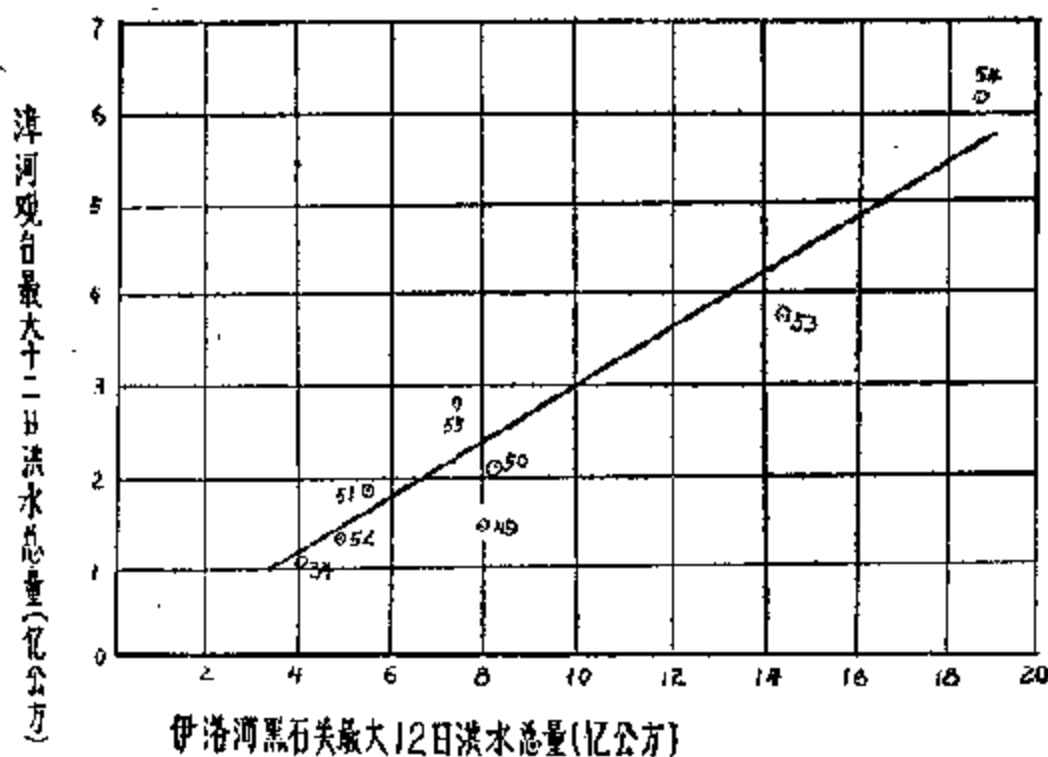


圖 16-2. 鄰近河流洪水总量关系圖。

一般說来,兩站間的洪水总量相关关系較好,如圖 16-2,而洪峰相关关系則較差。

5. 根据本站洪峰流量与洪水总量的关系来插补和延長洪水資料
利用本流域暴雨資料或利用鄰河流的資料插补洪水資料时,只能求得各年最大洪水总量,而难于求得各年最大洪峰流量。而用干支流

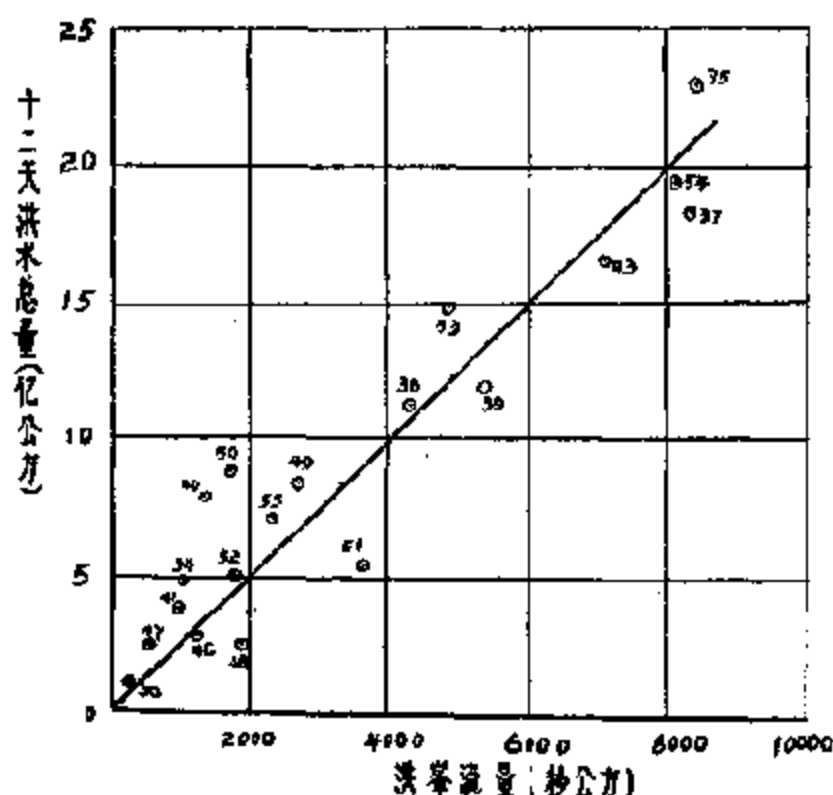


圖 16-3. 黑石关洪水峰量关系。

过程綫相加的方法,由于傳播時間及河槽儲蓄影响,也难于准确計算洪峰流量;而同一站的洪水,其洪峰流量与某一定短时段內的洪水总量之間还有一定的关系(时段愈長則此种关系愈差)。如流域面积不大,各次降雨型式变化也不很大时,則洪峰流

量与洪水总量之間还可存在相当良好的关系。利用这个关系,即可自洪水总量求得洪峰流量(見圖16-3)。

§ 16-3. 历史洪水調查的利用

1. 如洪水調查資料較多,可直接由它結合实测資料作頻率綫。

以十三陵水庫水文分析为例:

在八九十岁的老乡記憶中,及祖輩的傳說中,認為光緒十六年(1890)的洪水是近百年来最大一次洪水,傳說明万历年間發生的洪水

还要大。查“光緒昌平州志”明万历三十五年(1607)确曾發生洪水。明万历三十五年距今 351 年,如光緒 16 年洪水屬次大則其重現期為 150—200 年一遇。北京城自 1841 年开始有雨量記錄。參考历史文献及北京城的雨量記錄推断 1890 年洪水重現期為 100~200 年一遇。1929 及 1939 年洪水重現期估計為 30~50 年一遇。結合 55~57 年实测洪水資料可繪出东山口洪峰流量頻率曲綫。由頻率曲綫可得

$$Q_{0.5\%} = 2200 \text{ 秒公方}$$

$$Q_{1\%} = 1750 \text{ 秒公方}$$

$$Q_{2\%} = 1350 \text{ 秒公方}$$

$$Q_{5\%} = 900 \text{ 秒公方}$$

2. 利用洪水調查資料校正系列中特大值的位置,从而修正均值及变差系数(詳細情况見后面所說)。

第十七章 由徑流推求設計洪水过程綫

§ 17-1. 資料選擇

用統計法进行洪峰流量、洪水总量的頻率分析时,特別是要采用数学統計法时,用来进行統計的数列,必需要符合“独立的”“一致的”偶然性数列的要求。因此,必需对用来統計的資料进行整理,使其能滿足以上的要求。

首先,洪水的成因必需是一致的,由融雪所形成的洪水,在性質上当然是和雨洪不同的,因此不能混在一起进行統計。在我国的条件下,融雪形成的洪水一般較少,所以在洪水分析时,絕大多數的情况,都只考慮雨洪的問題。

但是,在同一次雨洪当中,河道中的流量包括了兩種不同的水流:地面徑流和地下徑流(基流)。严格地說,地下徑流不屬於所統計的那一次暴雨所产生的徑流,而是屬於前几次洪水的余水。这是兩種不同成因的水量,混在一起統計是不合适的。但在实际工作中,要把地面徑

流和地下徑流划分开来是比較困难的，尤其是在多峰相連的时候。因此，为了計算簡單起見，不將兩者分割，而就其綜合結果进行統計。尤其一般中小河流的地下徑流占的比重不大时，合在一起統計亦不会有太大的差誤。因此，只有在調节作用很强的河流，其地下徑流較大且也較稳定时，扣除基流进行計算是較為合适的。

一年中，一般河流的雨洪都不止一次，这就發生了在每年应选取几个峰，以及选怎样的峰的問題，最常用的方法是每年选取一个最大流量来組成一个年最大流量的数列。

最近已有人提出来另一种称“超定量”的选择方法。該法是把超过某一定标准的洪峰流量都选出来。这样在各年間所选的洪峰数日就可能是很不一样的。

第一种方法的缺点是：在多水年中，除了最大洪水外、次大的洪水也可能比枯水年的最大洪水为大。把比較大的洪水放过而留下較小的来研究是不大合理的。至于第二种方法現在在理論上还有一定的缺陷。在頻率計算中周年作为計算标准、而在第二法中就沒有这一标准了。同时有的年份选的資料多、有的年份选的資料少、系列代表性是否好就有了問題。延長系列也难以进行，因为重現期無法定。所以这个方法还在研究。同时由于还是剛提出来的，所以目前还没有得到广泛采用。下面我們仅限于討論按第一种方法选取洪峰流量的情况。

設計洪水的洪峰流量，应是瞬时的最大流量。

洪水总量的計算，目前主要有两种方法。

一种方法是以“次”为标准。設計洪水总量的時間是从洪水起漲时开始到該次洪水地面徑流終止时为止，另一种办法是以一定時間为标准，統計在該时段内的最大洪水总量。

例如最大 3 天洪水总量，即是在各年洪水过程綫中选取連續的 3 天洪水量的最大值。同样，可以选取最大 5 天、7 天……60 天的洪水总量。

第一种洪水总量计算方法用在流域面积小，一次洪水过后在相当长的时间内（一二十天）不再发生第二次洪水时。而在流域面积大、支流多且暴雨的历时短、次数多，在汛期常形成多峰相連的洪水时，就无法确定“一次”洪水总量为多少了。

利用第一种方法计算洪水总量时，由于各次洪水历时长短不一，也不好进行比较。同时，历时长的和历时短的洪水总量对于水库防洪的影响也是不同的，若混在一起统计就反映不出这个特点。

由上所述，我們建議采用第二法计算洪水总量。

第一法在官厅水库设计时用过。第二法在黄河流域规划及密云水库设计中用过。一般說，在产业部門中，第二法用得較多。

用第二法计算洪水总量，就会遇到设计时段的选择問題。一般說来，若水库的泄水能力大，设计时段可短一些，泄水能力小，设计时段可長一些；連續多峰时，时段可長一些，相隔很久才有一峰时，时段可短些。下面的討論可以說明这个問題。

如图 17-1 所示实测的几次大洪水的流量过程綫，在縱坐标上截取一值，使其为水库的泄水量。自該值作水平綫。从所切的第一洪峰开始，计算水库蓄洪容量 W ：

$$W = \sum_0^t (Q - Q_0) \Delta t,$$

式中 Q_0 ——溢洪道下泄流量；

Q ——水库的入流量；

Δt 为选取的时段。

当 W 值达到最大值时的时间 t 就是这一段洪水应统计的最長时段。根据几年大洪水所得的最長时段加以适当延長，作为设计洪水的统计最長时段，在此最長时段內应再分几个时段（例如 3 天，5 天……）它們的选定决定于历年洪水漲落形式。陡漲陡落的应短些，緩漲緩落的可長些。

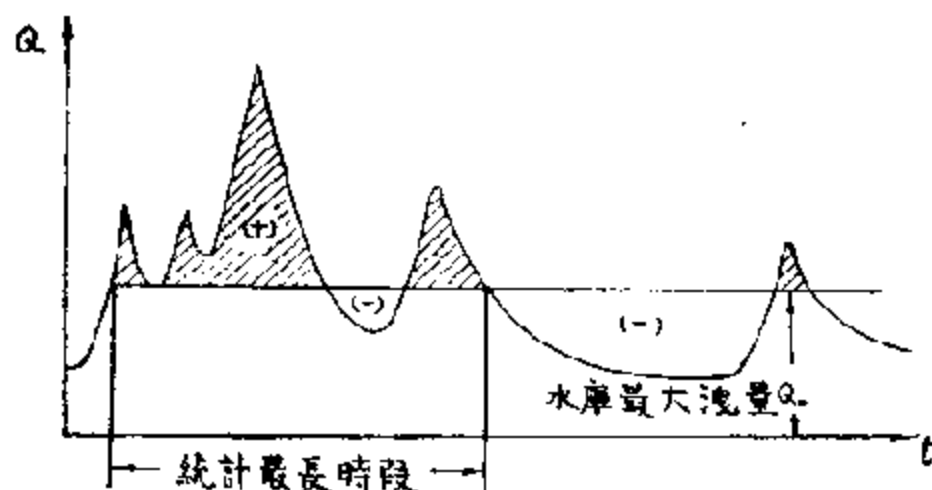


圖 17-1. 洪水总量的統計最長時段的決定法。

§ 17-2. 洪峯流量和洪水总量的頻率計算

1. 特征值的確定方法

特征值的確定是最重要的環節。特征值確定得合理與否，主要決定于系列的代表性，而系列的代表性又決定于系列的長短，以及系列中是否包括有特大值。

當系列代表性比較完善（系列足夠長）且無特大值時，用下列二式計算 \bar{x} 及 C_v ：

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}; \quad (17-1)$$

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{x_i}{\bar{x}} - 1\right)^2}{n-1}}, \quad (17-2)$$

其中 \bar{x} 為系列的均值；

x_i 為第 i 項數值；

C_v 為系列的變差系數；

n 為系列總數。

在系列中包含有特大值时(为不連續系列),通过洪水調查先决定特大值和特大值的重現期,然后可用下式确定(当只有一个調查洪水时):

$$\bar{x}' = \frac{1}{N} \left[x_N + \frac{N-1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \right]; \quad (17-3)$$

$$C_v' = \sqrt{\frac{1}{N} \left[\left(\frac{x_N}{\bar{x}'} - 1 \right)^2 + \frac{N-1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{x_i}{\bar{x}'} - 1 \right)^2 \right]}, \quad (17-4)$$

式中 \bar{x}' 为修正后洪峰流量平均值;

C_v' 为修正后洪峰流量变差系数;

x_N 为調查洪水的洪峰流量;

x_i 为各年实测洪峰流量;

n 为实测年数;

N 为調查洪水的重現期。

如調查洪水不只一个,而为 a 个时,則上述公式可修改为:

$$\bar{x}' = \frac{1}{N} \left[\sum_{j=1}^a x_{Nj} + \frac{N-a}{n} \sum_{i=1}^n x_i \right]; \quad (17-5)$$

$$C_v' = \sqrt{\frac{1}{N} \left[\sum_{j=1}^a \left(\frac{x_{Nj}}{\bar{x}'} - 1 \right)^2 + \frac{N-a}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{x_i}{\bar{x}'} - 1 \right)^2 \right]}. \quad (17-6)$$

系列無特大值时,其均值 \bar{x} 及变差系数 C_v 的計算是很簡單的;在系列存在特大值时,則 \bar{x} 和 C_v 的計算就比較复杂了。現以黄壁庄洪峰流量系列的計算为例。

在 1956 年特大洪水未發生以前,黄壁庄洪峰系列从 1918 年以来有不連續的 20 年記載,其中最大的是 3820 秒公方(1955 年)。1956 年实测洪峰流量达 13700 秒公方。用 1955 年以前的 20 年資料进行頻率計算(千年一遇的洪峰为 7420 秒公方),則得出像 1956 年这样大的洪

峰值的重現期在十萬年以上。由此可見,1955年以前的20年資料的系列,其代表性是不足的。因而1956年洪峰重現期的確定對於改善“代表性”是有很大的作用的。

若不研究1956年洪峰值的重現期,而以一般系列資料的身份直接加入計算(即採用 $n=21$ 年的不連續系列),則:

$$\bar{x}_{n=21}=2085 \text{ 秒公方};$$

$$C_{v(n=21)}=1.32.$$

而千年一遇的洪峰則達28400秒公方,大於1956年最大洪峰的二倍。1956年形成洪水的暴雨中心雨量(獅子坪)為747公厘,為海河流域各站所有雨量記載中的最大值(按雨量的頻率計算,1956年747公厘,雨量在同一地區出現的頻率小於0.1%)。由此可見,1956年洪峰的重現期的確定是很重要的。

根據歷史洪水調查資料,確定了56年洪峰的重現期,是從1794年以來162年中最大的一次,按公式 $p=\frac{m-0.3}{n-0.4}$, $n=162$, $m=1$ 計算,則56年洪峰的頻率 $p=0.43\%$ 。經過這樣處理後,確定了頻率綫的外延趨勢及均值 $\bar{x}=1590$ 秒公方。但 C_v 計算值為0.89,却仍使頻率曲綫與經驗點脫離甚遠。因此, $C_v=0.89$ 仍是不可靠的。故又採用了適綫法確定 C_v 、 C_s 等特徵值,亦即用適綫法修正特徵值的計算。

2. 特徵值的適綫值

C_v 值一般可先由公式確定,但由於系列太短,所以 C_v 計算值往往是不太可靠的, C_s 值的計算就更無意義了。實際上 C_v 、 C_s 要用適綫法不斷修改後確定。

先用公式 $p=\frac{m-0.3}{n+0.4}$ 定實測資料的經驗頻率後,視經驗點與理論綫(可採用克里茨基-曼開里曲綫或皮爾遜 III 型曲綫)的結合情況來定 C_v ,必要時修改 C_s 。

前面黃壁莊站的 C_v 算例中,說明 C_v 的計算亦是很不可靠的。仍

以黄壁庄为例,在黄壁庄洪峰流量系列中計入 56 年数值,經特大值处理后,經計算, C_v 值为 0.89,如以此值定頻率綫,綫与經驗点的分布交叉,而綫上端偏低、下端偏高,即 $C_v = 0.89$ 是偏小的。在洪水資料的 C_v 算值与适綫值不相等时,我們应采用适綫值。黄壁庄洪峰流量系列的适綫 $C_v = 1.2$, $C_s = 6C_v$ 。結果得千年一遇洪峰流量为 19700 秒公方。

均值采用計算值。只要系列有足够的代表性,特大值适当处理后,均值就比較稳定。

3. 特征值的搬移

在前面第八章中已談过当本站資料不足时,可以按一定条件搬用長系列站的特征值。譬如海河流域子牙河水系东冶以上地区及官厅山峡地区:兩地自然特性相似,同一气象区,相应的雨量及相应的流量等資料系列大小变化大致相同。官厅山峡系列長,而东冶系列短。前者的 C_v, C_s 值可直接搬用到后者。

4. 長短期系列比

和考虑 C_v, C_s 搬用的条件一样,我們也可以用公式計算乙站(資料短暫)的均值:

$$\bar{x}_乙 = \frac{\bar{x}_乙短}{\bar{x}_甲短} \cdot \bar{x}_甲長, \quad (17-7)$$

式中 $\bar{x}_乙$ ——待求的乙站均值;

$\bar{x}_乙短$ ——根据短期資料算出的乙站均值;

$\bar{x}_甲短$ ——根据相应的短期資料算出的甲站均值;

$\bar{x}_甲長$ ——根据甲站長期观测資料算出的甲站均值。

譬如:永定河石匣里洪水总量均值就以官厅資料按此式算出的。永定河官厅以上地区均屬黄土高原丘陵区,全区少雨,地形成一大盆地;石匣里以上地区的自然特征没有什么大特点。因此,这样計算的結果是有一定根据的。

5. 洪水总量均值等值圖

用上述各种方法确定的洪水总量均值，繪洪水总量均值等值圖。繪出的洪水总量均值等值圖与相应雨量等值圖及近年来之实测洪水徑流分布圖以及自然区域圖等，进行綜合比較，而將洪水总量均值等值圖加以修正定案。这样，一方面可用洪水总量等值圖来檢驗某些洪水总量均值是否确定得合理，并加以修正；一方面，可用修正后的洪水总量均值等值圖提供無資料地区的洪水总量均值。因此，这项工作具有發現和改善設計洪水总量均值中問題的作用，也有提供新的設計值的作用。

特征值的确定方法如上所述。总的来講，均值的确定最为重要，因此，采用的方法也最多。 C_v 的确定比較困难。除公式計算、适綫方法（主要关键是特大数处理的問題）外，还可搬用長系列之特性相似站的数值。 C_s 則一律采取适綫值或搬用長系列特性相似站的数值。

6. 頻率曲綫的繪制

在洪水分析中，主要用的是皮尔遜 III 型曲綫及克-曼曲綫来繪制頻率曲綫。克-曼曲綫适于干旱地区的小河流，因为那里各年的洪水流量中的最小值常可接近于 0。（黄河的支流伊洛河即有这种現象），而 C_v 值又是很大， C_s 值往往大于 2。而在水量較丰的大中河流，各年洪水流量中最小值一般不等于零，而 C_v 值較小， C_s 亦一般小于 2。故用皮尔遜 III 型曲綫較為适宜。

我們在選擇頻率曲綫时，要尽量使經驗点与頻率曲綫相符合，尤其是特大值。在海河流域用的是克-曼曲綫，長江流域用的是皮尔遜 III 型曲綫。在苏联最新設計洪水规范 OII₂-57 中，規定使用克-曼頻率曲綫，但当經驗頻率繪点与他种型式的理論曲綫更相符合时，也可利用他种曲綫。

§ 17-3. 設計洪水過程綫的推求

影响洪水過程綫的因素很多，它与降雨强度随时间的变化和在流

域面积上的分布、暴雨移动路线等暴雨特征因素、流域地形和流域形状、流域内湖泊与沼泽等自然地理因素有关。在前节我们作了洪峰、洪量的频率计算,下面要进一步由此绘制出设计洪水过程线来。

推求洪水过程线的方法很多,其中最广泛应用的是典型放大与峰量(指洪峰流量和洪水总量)控制相结合的方法。

在按定时段计算洪水总量时,运用这个方法主要依据以下两个原则:

(1) 模仿典型年洪水过程线。根据观测资料有许多条洪水过程

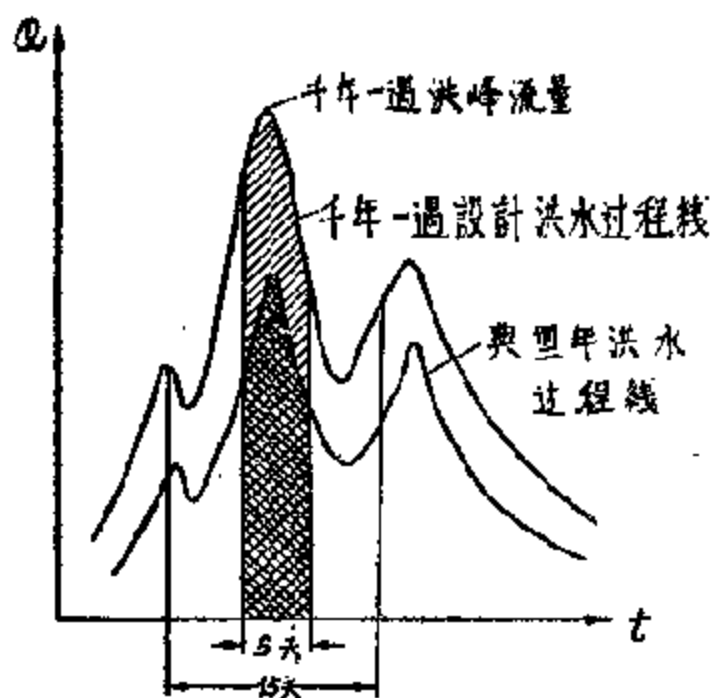


图 17-2. 按典型年放大洪水过程线。

线,我们选择洪水较大而洪峰发生的形式对水库比较严重的洪水过程线作为典型。典型可以不止选一个,以便进行比较。

(2) 放大时使放大后的过程线中洪峰流量和各种天数的洪水总量具有相同的频率(都等于设计频率)。

如图 17-2 所示,为求得千年一遇洪水过程线,应先使过程线的洪峰流量

等于 $Q_{0.1\%}$, 再以

$$K_1 = \frac{W_{5(0.1\%)}}{W_{5(\text{典型})}}$$

乘典型年最大 5 天内的各天流量,以

$$K_2 = \frac{W_{15(0.1\%)} - W_{5(0.1\%)}}{W_{15} - W_{5(\text{典型})}}$$

乘典型年最大 15 天与最大 5 天之间的各天流量,依此类推。由于在两

种入数接头的地方,乘的 K 值不一样而发生不衔接现象,此时可徒手修改。

对于按“次”统计洪水总量时,由于每次洪水的历时不一,因而要求根据一个不以绝对时间为横坐标的模型来放大。此时即采用奥基耶夫斯基提出的概化过程线的方法。此法先把选择出来作为标准形状的一条实际流量过程线描在图纸上,使其最大流量相当于纵轴上的100%,而全部持续时间相当于横轴上的100%,如图 17-3 所示,然后用面积仪定出流量过程线下的面积,使他等于 n 个假拟的面积单位(如纵横坐标各为 100 个单位长度,则图中包围整个流量过程线在内的一个大的正方形的面积则为 10000 个单位面积)。

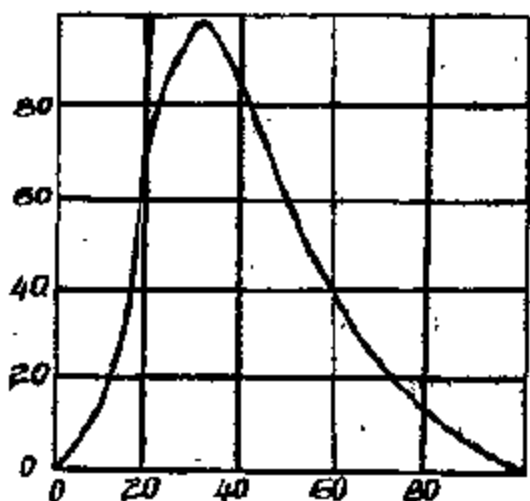


图 17-3 标准的洪水流量过程线。

因为设计最大流量 Q_p 为已知,所以要把它移至设计流量过程线上,则需采用如下的流量比例尺:

$$M_Q = \frac{Q_p}{100},$$

式中 Q_p ——设计频率下的洪水流量。

因为设计洪水总量也是已知的,所以一般化的设计流量过程线的单位面积应当是

$$\omega = \frac{W_p}{n},$$

式中 W_p ——设计频率下的洪水总量;

n ——单位面积的数目。

此时,时间(以日计)比例尺可以从下面的条件决定。

$$M_t = \frac{\omega}{M_Q} = \frac{W_p}{n \cdot M_Q \cdot 86400} = \frac{0.00116 W_p}{n \cdot Q_p}.$$

上述方法假定在一条过程綫中洪峰流量和各种天数的洪水总量具有同一頻率。这只有在洪峰流量与洪水总量之間具有完全相关关系的时候才会發生。在洪峰流量与洪水总量不相关的条件下，同是千年一遇的洪峰流量和洪水总量，其發生的頻率应是大大超过千年的。因此有人認為洪峰流量与洪水总量同頻率方法求得的設計洪水超过了設計标准。而主張整个过程綫按一个倍数放大的办法：或只按选择洪峰流量放大，或只按洪水总量放大，不管所求得的相应的洪水总量或洪峰流量是否符合設計标准。贊成前一种方法的人認為天然河流洪峰流量率与短期洪水总量存在着相当良好的关系，因此使兩者具有同一頻率数值是可以的。而洪峰流量与較長天数的洪水总量（例如 30 天，45 天）之間的相关关系較差。但是同一过程綫中的洪峰流量和洪水总量对防洪的影响是不同的，不是同时都起作用的。例如决定防洪庫容大小的是洪水总量（不管洪峰高低如何），决定回水曲綫高低的主要是洪峰流量。并且防洪庫容的大小在不同的泄量时，决定于不同天数的洪水总量：泄量越低，長天数的洪水总量起作用越大，而短天数的洪水总量的大小是沒有关系的。因此，即使同一洪水过程綫具有千年一遇的洪峰流量和千年一遇的各种天数的洪水总量，整个設計洪水还不能說已超过了千年一遇的設計标准。因为它並沒有加大所应当具备的防洪庫容或其他建筑物尺寸，也不会抬高应有的回水高度。

事实上，在極大多数情况下，同頻率設計标准是偏大的，不过，偏大值極小，可以忽略不計。

在苏联新规范 CH2-57 中，关于設計洪水过程綫的問題，就规定使用此一方法（ Q_p 与 W_p 用同頻率的峰量控制典型放大法）。目前这个方法在我国也应用得極為广泛。至于其他方法还有很多，这里不一一介紹了。

目前大力开展的群众性水利运动,也改变了洪水过程綫的形狀,在选择了典型年的洪水过程綫后,应该仔細考虑修改过程綫。在我們做密云水库設計洪水过程綫的工作时,就考虑过这个因素。不过应该怎样修改,在設計过程中有不少爭論。現在确实还没有成熟的考虑方法,也是值得今后繼續探討的問題

7. 对頻率計算的看法:

頻率計算比起只將最大洪水放大是更进了一步。但应该指出在短期資料下来推算,其可靠性很差。因而不能过分迷信頻率計算的結果。頻率計算仅仅是在水文分析計算中的一种工具,他的計算成果的好坏决定于实际資料的長短及可靠程度,因而要使計算更符合实际必須重視实际資料的調查及整理。我們看法是:要使頻率曲綫的延長符合实际,洪水調查是一个很好的途徑。因为由洪水調查可以得到的点,其重現期均較長,因而点子均在頻率綫的上端,如果洪水調查資料可靠,則頻率曲綫的延長也就更可靠了。

§ 17-4. 由暴雨資料推求設計洪水及由 徑流資料推求設計洪水的比較

如果在流量資料已有相当長的观测年度、洪水調查又提供了可靠的特大洪水資料时,我們認為用由徑流資料推求設計洪水的方法是应该采用的。一方面这个方法是直接由徑流資料来算,比較簡單。另一方面,若用雨量資料推求要分成好几个步驟,而每个步驟都存在一定誤差,最后計算成果就难以肯定。

現在將二法作一比較。

1) 資料选用問題 不論流量雨量都可能存在問題,但一般說来,流量存在的問題較多。以往資料常有洪峰缺測,决口分洪漫流等情况,假如有大規模的人类活动的影响,問題就更多了。这样,近年資料还有办法修改,远年的就無从考查了。在雨量資料方面,仅須將多站互相比

較,就可檢查其中有無偽造的情況。

2. 关于資料延長方面 洪峰流量難以用相關插補的辦法延長,即使有幾個相鄰站也不一定起作用,資料中不易具有可能發現的特大值,頻率曲線的外延部分可能不安全,唯一挽救的辦法是應用調查洪水痕迹的資料。雨量資料亦難以相關插補,但可以在大的區域內將各處資料互相比較,可以考慮用空間插補時間的原理(指洪水調查應用)將許多特大值考慮到計算中去。不過間接計算法不便將調查洪水痕迹的資料直接運用到頻率計算中去,只能到最後用于核對。

3) 关于頻率曲線問題 流量資料每個點據誤差大(尤其是洪峰流量),而且頻率曲線的 C_v 值大,其外延部分誤差亦較大。用雨量資料作出的成果,問題也很大,因為求出設計頻率雨量後,還須用間接推算的辦法將雨量化算為洪水量及洪水流量過程,較大面積流域還有雨量點面關係問題,最後算得的洪水過程綫,誤差也是不小的。

4. 由於年代長久,影響徑流形成的自然地理條件常可能有很大的變動,受人類活動影響大的地區就更為突出。這樣,多年流量系列就失去了運用數學統計法作頻率計算的條件,而降雨特性是不易受人類活動影響而改變的。

綜上所述,用間接法計算洪水有它的優越性,所以在流量資料不太長時,只要資料條件許可即應該用最大暴雨資料計算設計洪水。在我國目前具有的資料(雨量記錄較多而長,流量資料少且短)情況下可以廣泛採用由暴雨間接推求洪水。

第十八章 群众性水利工程 对河川径流影响的估算

§ 18-1. 概述

在党提出“蓄小群”的水利建设方针以后, 1957 年冬春, 农村掀起了一个史无前例的兴修水利的高潮。这是一个以小型为主的群众性水利化运动, 水土保持工作自然是这运动的内容之一。这样一个波澜壮阔的水利运动, 必然对水文工作产生巨大的影响, 但是在这些方面的研究尚少, 许多问题(象河网化问题等)还没来得及加以总结, 所以我们着重从水土保持方面加以阐述。

1. 水土保持, 简单的说就是保水保土, 不让泥土无限制地流出山坡地和沟壑, 也不让雨水白白地流到河里, 海里; 保水比保土更为重要, 土是由水冲出来的, 所以保不住水也就保不住土。在暴雨或连雨天, 雨落在山坡上, 来不及蒸发和渗透, 从地面顺坡流出, 同时把泥土冲走, 这些泥土汇合到一起, 就会在它所经过的地方, 冲成宽沟, 也就容易形成山洪。由于径流缺乏控制, 水没有保存在土壤内, 土壤干燥, 因而也容易发生旱灾。因此为了避免水土流失, 就必须采取各种办法, 控制水土流失, 这种控制水土流失的方法, 就是水土保持(参看图 18-1)。

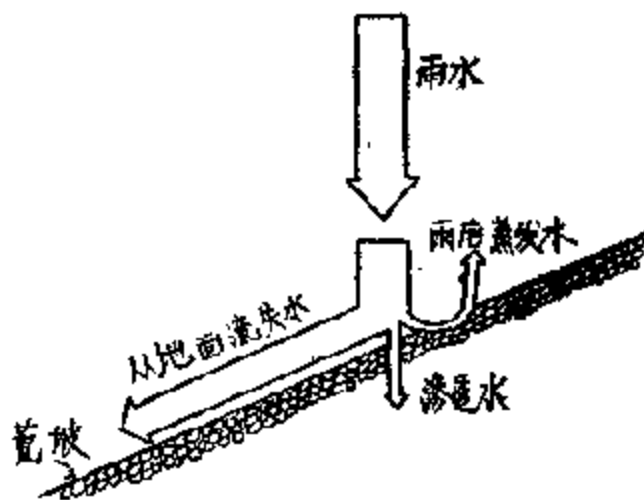


图 18-1. 在荒山坡, 雨后水的流失情况。

在半封建半殖民地的旧中国, 地主军阀霸占了大量的土地, 山林,

任意砍伐，燒毀，他們掠奪了農民的土地和山林，迫使農民為了生活不得不上山開荒地，自然就談不上合理利用，這樣連年破壞山上的樹木和茂密的雜草，使山地裸露，植物復蓋稀少，失去涵蓄雨水的能力，從而引起嚴重的水土流失，土地最肥沃的表土被水沖走，土地變得瘠薄，表層因粒土流失，剩下不易透水不易通氣的硬土，這樣不但對莊稼生長不利，產量逐年下降，而且經常發生旱災，而在暴雨降下時，地面不能控制而匯集成山洪，勞動人民生活更加貧困，有一首歌謠“山上和尚頭，清水斷了流，今年盼明年，年年沒好收”。“清早糠，晌午湯，晚上稀飯照月亮”。這正是舊中國勞動人民悲慘生活的寫照。因為大量泥沙流入河道里，使河道淤塞，河床逐年淤高，過水能力減小，汛期容易決口，改道，造成水災，並且河床淤塞時對航運不利，以黃河為例：由於黃土高原水土流失嚴重，每年都有數億噸肥土流入其中，使它成為世界上含沙量最大的河流；泥沙淤塞河道，使它的中下游自古以來就是災害嚴重的地區。據歷史記載，黃河下游發生一千五百次水災，河道變遷二十六次，平時干旱，遇雨又暴發山洪，自然災害嚴重，農業生產遭受很大的破壞；而由洪水所造成的生命財產損失更是無法計算。因此必須做好蓄水保土，合理利用水土資源，把有害的水變成有利的水，才能減免水旱災害，才能保障農業丰收，才能有利於內河航運的發展。

水土保持工作是从解放后才开始的，只有在人民掌握政权以后才能进行这一广大农村群众性的工作，在党的领导下，农民群众已经充分認識到水土保持是改变山区貧困面貌的根本措施，根治河流的有效办法。農業合作化給这一工作帶來了無窮的力量，打破社界，鄉界，合理地安排利用土地。在水土保持委員會的統一領導下，水土保持工作已經取得了驚人的成就。現在全國水土流失控制面積已達二十五萬平方公里。水土保持工作是隨着群眾性水利工程的蓬勃開展，而與它一同躍進的，這些工程今年在消除水旱災害，保證農業丰收起了巨大的作用。比如今年華北地區六月下旬普降大雨，部分地區出現了450~550公厘

的特大暴雨,由于水上保持措施和水利工程發揮作用,攔蓄了洪水,大部分地区基本上沒成灾,这些工程不但免除了灾害,而且从根本上改变了山区和农村的面貌,使农業生产得到大丰收。只是夏收作物一項今年就增产 413 亿斤,使我国小麦总产量超过美国,这些成就在过去任何时代,任何資本主义国家是根本不能做到的;同时这也更加鼓舞了群众。他們唱出了贊美的歌謠“高山远山森林山,近山低山花果山,深淺溝里打壩堰,溝道兩旁栽果园;清水流田間,平地米粮川,杜絕水患又抗旱,年年丰收保增产,保証生活大改善”在总路綫的光輝照耀下,繼去年冬春水利化高潮,今年必定掀起更大的高潮,水土保持工作一定会更突飞猛进,不久我国便会成为全世界第一个完全控制水土流失的国家。

2. 我国所以在水利工程和水土保持工作方面取得这么大的成績,完全是按照党的“三主”方針及“全面规划,綜合开发,集中治理,坡溝兼治”的方針下进行的結果。

对流域的全面规划是水土保持工作好坏的重要关键,沒有全面的规划,土地不能合理利用,不仅不能控制水土流失,而且在生产上还会發生矛盾:象放牧和造林爭坡地,牧放不管造林,造林不管收放,果园挤掉粮食地等等;只有全面考虑,統一规划,因地制宜的綜合实施农,林,牧,水各項措施,从分水嶺到坡脚,从毛溝到干溝,溝坡兼治,由小到大,由上而下,成坡成溝的集中治理;做到治一坡成一坡,治一溝成一溝,只有这样才能人尽其才,物尽其力,土地合理利用,有效的蓄水保土,增加生产。水土保持工作在农村大力开展,积累了丰富的經驗,各种各样的办法很多,我們只簡單介紹一些。

a) 山区封山育林,植树造林

在砍伐过的殘林迹地,封山防火,保留树枝,讓其發芽生杈,使原林恢复。在一定时期內將山林封禁起来,限制割草,放牧,垦荒,使山林得到保护,杂草繁生,逐漸撫育野生树木成林,这是一种經濟而有效的水



圖 18-2a. 水土流失的危害。

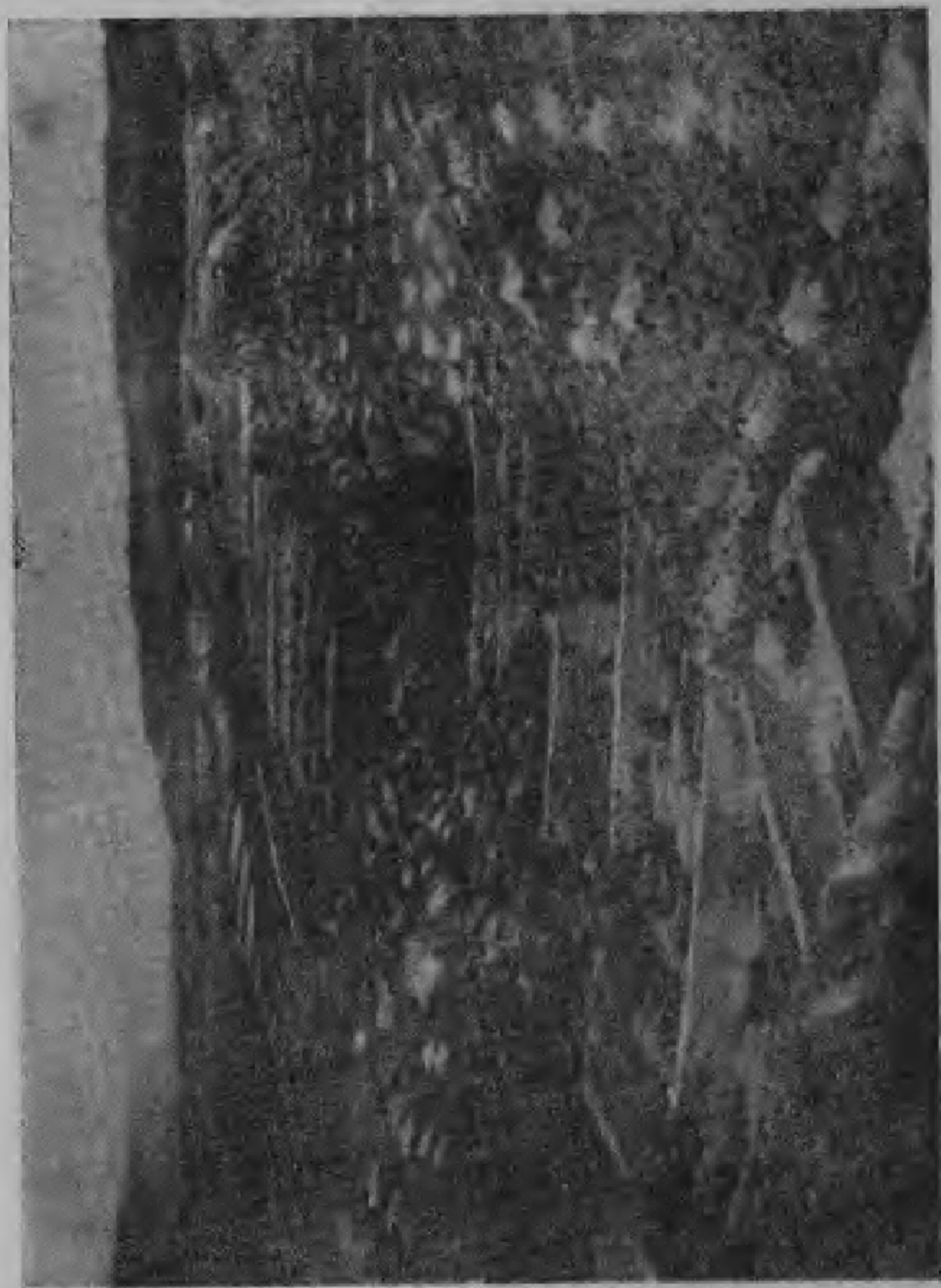


圖 18-24, 綜合地質。

土保持办法。在光的荒坡上,冬春挖魚鳞坑,人工播种造林,“魚鳞坑是一月牙形的坑,排列成魚鳞形式(見圖 18-3),从分水嶺开始,自上而下沿等高綫挖,上下錯开,坑的兩端有溢水口,魚鳞坑能就地攔蓄水,給造林創造条件,而且还能在坑內植樹,埂上种瓜点豆,真正是把群众的目前利益和長远利益結合起来。当樹木成林以后,林身底部固定了大塊石,积堆了小塊石。泥沙,樹叶,構成天然的反濾層,蓄水保土的作用很大,一般小雨水不出坡,較大的雨三日以后清水出流,那里有森林,那里就有水(見圖 18-4)。

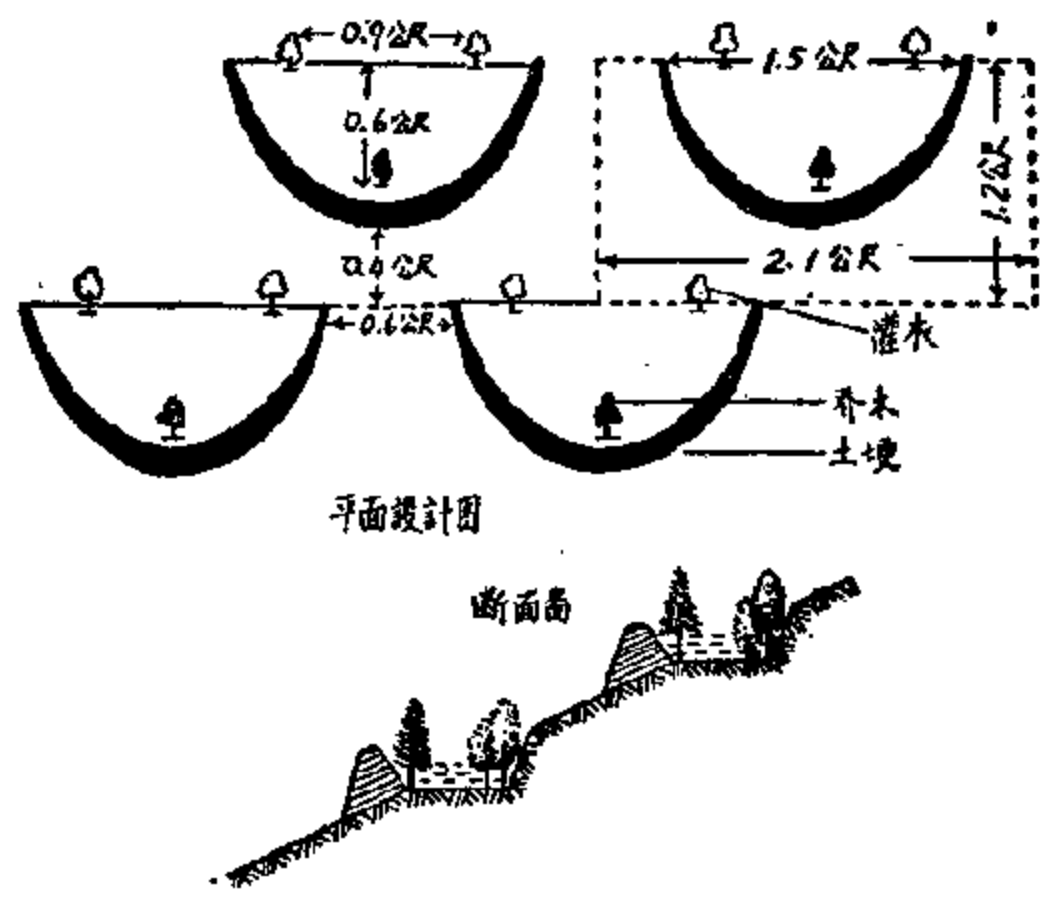


圖 18-5. 魚鳞坑整地造林設計圖。

b) 在丘陵坡地兴修梯田,打水窖,挖水平溝。梯田是挖土壘堰,把斜山坡修成田塊,雨水只能一段段地流,流速緩慢,冲刷力小,且因地平,泥水中泥被攔下,田埂上种上保坡植物,护坡保土,这样流出的就是

清水了。水窖就是在道路边挖一个口小肚大的井坑，然后用灰泥捶帮糊底，加盖封闭。窖前挖一个一公尺见方的淤泥池和引水沟，雨季里蓄水，不用道路来排水，这样不但避免道路冲刷，而且天旱时可用以抗早点种。在砂土层较厚，不宜修梯田的荒坡上，顺水平线挖沟，其作用与鱼鳞坑相同，自上而下，每隔3~5公尺挖一条，为防止雨水在沟内流动，加一横土挡。

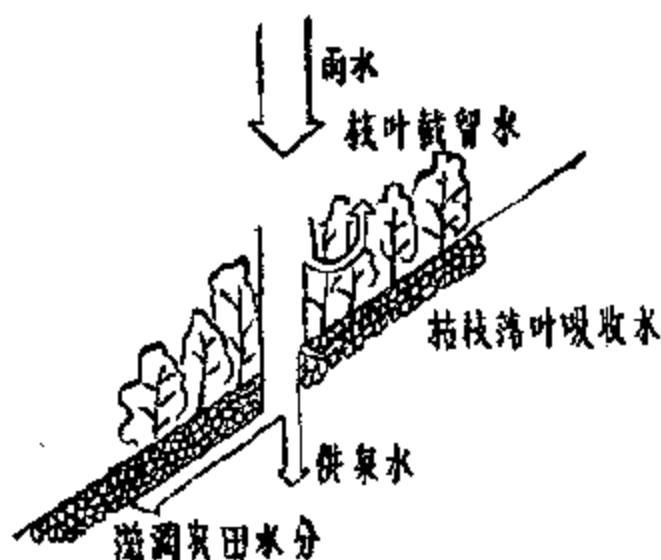


图 18-4. 雨水降落到有林地的情形。

c) 在河沟沟叉内修建谷坊和小水库

坊和小水库，在已经冲成的沟壑内做一小壩就是谷坊，有土、石及土石混合的谷坊，它能减缓流速，拦蓄洪水，在口小肚大，纵坡平缓地区，不甚漏水的干沟内，淹地亦少则适于修建小水库，不但可防洪保护下游耕地村庄，而且还能蓄水灌溉。

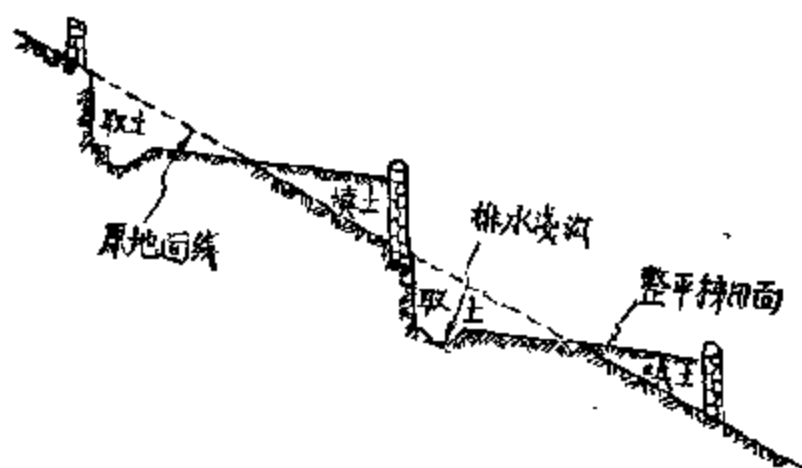


图 18-5. 水平梯田断面图。

上面所谈过的水土保持措施，远非其全部，只是一些常用的几种罢了。但是从这些措施就可以明显看出：

i) 魚鱗坑、水平溝、谷坊、水窖等是坡面溝壑的攔蓄徑流有效措施(水窖蓄滿后不再起作用)。

ii) 魚鱗坑,水平溝等措施只是一些治標性的措施,森林才是治本性的措施。

3. 群众性的水利建設大規模地进行,給我們帶來了一系新的問題。在广大地面上兴修各种各样的群众性水利工程所引起的根本变化,表现在对地貌、洪水,徑流和泥沙等方面,其中尤其是洪水和徑流的改变,对灌溉、防洪,除涝等水利资源的綜合利用,以及对流域治理都产生重大影响。因此需要作出群众性小型水利工程作用的估計,如兴建的小型工程对减少較大河流洪水能起很大作用,大、中型水庫的防洪庫容如何設計?枯水流量增加多少,年徑流量如何变化,对泥沙問題的解决程度如何?这些小型工程对大河流的泥沙問題,包括水庫淤积和河床演变將起什么作用?甚至要考虑空气湿度的改变引起水量循环的变化等等,我們必須予以重視和总结。一个水利工作者,应当認識到全民水利运动蓬勃开展起来时,水利工作已經面临一个新的轉折点:必須深入群众中去學習和支援这个运动,在近代科学技术的基础上,予以提高和总结,为大河的流域规划和設計工作提供科学根据,在促进全国水利运动的同时,也讓水文工作的紅旗高高举起。

§ 18-2. 群众性水利工程建設控制洪水徑流的效果分析

波瀾壯闊的群众性水利工程和水土保持工作,对国民經济的重大意义和对水文現象的重大影响,現在才逐漸被人們所認識与重視,然而它畢竟还是一个新的問題。它的效益,以及对水文現象影响的程度,尚都存在着很多分歧的意見和爭論。从水文学观点出發,主要是集中在如何正确估計群众性水利工程的可靠程度,在大流域面积上的水土保持工作有多大的效益,以及它对調洪,調節徑流的能力和延長集流時間的大小等等問題上,特別是在定量的計算上。离开作白結論那就更遠

了。这时,摆在一切水利工作者面前的任务,要求我們遵循着党的方針政策,深入群众去做調查研究,做出更多的实地观测和考查,使水文工作追上大躍进的形势,促进我国社会主义建設。

但是,对群众性水利工程的“失敗論”和“怀疑論”,却在阻碍着我們更快地去完成这些急不可待的任务,这些論調的实質就是怀疑“蓄‘小’群”方針,必須予以反駁。事实是,群众創造出的奇迹,有力地回击了这些論調。根据河南許昌專区实地工程檢查,禹县尚溝乡荣坪山,自7月6日至25日共降雨七次,雨量共計437.3公厘,其中最大一次是7月10日上午5点至9点20分,在4小时20分的時間內降雨147.9公厘,尚溝乡荣坪山工程在7月6日第一次降雨106.5公厘时(9个小时)沒有發生徑流,到第二次降雨达174.9公厘时,冲毀工程如下:

(1)土谷坊102座中冲坏15座;(2)水平溝6279公尺中决口14处,長4.2公尺;(3)等高种植决口2处,長1.4公尺;(4)地边埂11589公尺中决口9处,長6.3公尺;(5)魚鳞坑淤平占15%。統計了21种工程,冲坏淤平的工程平均占1%。又如河南鱗河,今年七月遭遇到300年一遇的特大暴雨,从7月16日21时至17日2时,5小时流域平均降雨量399公厘,且在最后一小时的降雨量就占了50%。在这种極不利的暴雨襲击下,工程經受住了考驗:魚鳞坑只有5%被冲毀,小水庫127个也只極个别的被冲毀,水土保持工程大大地減輕了洪水的灾害。这些事实應該把“小型工程失敗論者”駁倒了,而对怀疑論者也是一个有益的教訓。这些同志所不能理解的,是因为他們單純地認為群众無技术,而不知道思想解放了的广大群众,具有無穷無尽的智慧。他們的創造非但是“專家們”不能赶上,而且是想象不到的。同时也不明白这些工程与群众利益休戚相关,如农民自己解釋說:“保水保土如保命,治水治山如治家”,他們对自己工作的歌頌是:“地里有堰,溝边有畔,胡同打壩断水源,溝上葦子兩岸柳,谷坊淤地作良田;陽坡苹果桃、梨、環,果树底下种牧草,到那时,水不下原,土不出田,林木葱葱五谷丰登,驛馬成群

猪满圈，干沟变成果林园、幸福生活万万年。”这就是工程有最好质量的根本保证。有些同志看到个别工程的毁坏就大嚷大叫“不行”，他们对问题的理解是和群众不同的，如：河南鲁山县下颡沙沟作的水土保持工程在 1957 年汛期 4 小时降雨 281 公厘，一部分工程被冲毁，大部分被填平，他们认为工程失败了，但是群众却认为是成功了，因为由于这些工程保护了下游 150 亩的土地，而 1956 年没有这样大的雨，山上的沙压了下面的土地，群众搬沙花了 6000 多工，而 1957 年山上仅用 450 工就保护了土地又增了产。所以可以做出结论：群众性的水土保持工作只要安排得当、有足够治理标准和完善的管理，在特大的暴雨袭击下，不但不会发生连锁反应，反而可以对洪峰流量、洪水总量进行有力的削减，大大地缩小了灾害的面积。

有了对群众性水利和水土保持工程充分的估计，那末我们就有可能来讨论它对洪水径流的影响。这些工程改变了流域内的地貌条件，因而改变了整个径流形成过程。这些改变主要表现在以下几个方面：

1. 洪水集流时间加长，也就是说，洪水过程线的历时加长了，峰值压低了。集流时间之延长，主要是由于水土保持措施实施后，河槽及坡面的糙率加大了，同时河槽及坡面的坡度变平。这样就使得水流的流速减慢。这可以由明渠公式看出：

$$v = C \sqrt{Ri},$$

其中

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}}.$$

由上式可看出： i 变小及糙率 n 加大，将使流速 v 变小。下面分别就糙率及坡度问题说明一下。

A. 坡面和河沟中糙率的增加。

在流域面积内，进行植树造林的绿化工作，以及建筑透水谷坊等水利工程后，土地的复盖情况改变，光秃的山岭草木丛生，特别是森林区地面上复盖着树叶后，大大增加了土地糙率而使洪水的集流时间延长。

目前,植树造林运动正在大力开展,因而在这方面进行实验研究,是有很大的现实意义的。

B. 变换坡面和河溝的坡度,增加了流程。

群众性水利工程的修建使得坡田变成了梯田、谷坊的修建,在山溝中攔蓄了泥土使溝壑淤积成梯田、小水庫魚鳞坑等蓄水工程的建造,改变了坡面地表径流,所有这些因素都将使地面的坡降变平,集流时间加长。其次,在山坡挖水平溝,进行等高耕作,特别是目前开展的溝渠化水利运动,将使水流流入河槽的里程加长,这样也就延长了洪水历时。

在进行三门峡工程水文计算时,根据他们在典型区实验所得资料进行计算,得出下列结果:在水土保持实施后,平均集流时间为水土保持前的 1.475 倍。

2. 增加了土地的初渗和稳渗值

由于有了前述的水土保持措施,特别是农村措施,使得地面的复盖度有很大的增加,所起的作用是很显著的。

渭河根据人工降雨及同心环入渗分析,在不同条件下,初渗在 30~60 公厘,稳渗在 4~20 公厘/小时之间。

渭河流域作了下述实际资料的观测,明显地反映了水土保持后初渗、稳渗的变化情况,现将结果叙述如下:

小北溝和南溝的其他条件均相同,仅在土地复盖上有显著不同,小北溝 90% 为荒地,南溝 90% 为森林。7 月 16 至 7 月 17 下了一场雨,观测得下列结果:

小北溝: 降雨 $p=133$ 公厘,径流深 $R=84.6$ 公厘,损失 51.4 公厘。

南 溝: 降雨 $p=139$ 公厘,径流深 $R=34.1$ 公厘,损失 104.9 公厘。南溝比小北溝多损失 54 公厘,这很明显说明土地复盖变化对初渗、稳渗影响。目前,在我国广大土地上,正在开展深耕及营造森林的广大群众性运动,这必将使得这一影响更加重要而不可忽略。

3. 增加了地面攔蓄径流的能力

魚鱗坑、畦田、培修田埂、水窖、不透水谷坊及小水庫等以攔蓄为主的措施,都在不同程度上起着这方面的作用。根据潞河 1958 年大水資料的观测,有下列結果可供参考:

河南禹县薛溝乡鳩山自 7 月 6 日开始共降雨 8 次,雨量共計 410.6 公厘,其中最大一次是 7 月 10 日上午 5 点至 12 点 45 分,在 7 小时 45 分鐘的时间內降雨 122.2 公厘。由于薛溝鳩山工程的作用,历次都沒有产生徑流,使 410.6 公厘全部控制在山上。潞河瑞村以上流域平均降雨量在今年汛期达 399 公厘,暴雨頻率相当 300 年一遇,瑞村站以上降水总量为 29540 万公方,經中小型工程的攔蓄及損失后由河道排走的徑流量为 4835 万公方,仅占降水总量 16.4%。

关于控制暴雨徑流的效果,还可利用林平一先生对許昌專区資料应用暴雨徑流概化計算所作的比較为例,見表 18-1。

表 18-1. 小型水利工程控制暴雨徑流效果分析比較法

治理情况	暴雨頻率 $P\%$	24 小时雨 量 P (公厘)	初滲和攔蓄 P_0 (公厘)	徑流雨量 P_c (公厘)	徑流水深 R_c (公厘)	洪峰流量 Q (秒公方)	徑流削減 λ_1 %	洪峰削減 λ_2 %
未經治理	1.0	302	65.0	183.0	128.0	2180		
	2.0	266	65.0	153.0	108.0	1880		
	5.0	222	65.0	119.0	84.0	1150		
	10.0	177	65.0	86.0	60.0	700		
已經治理	1.0	302	200.0	102.0	94.2	900	74.0	41.0
	2.0	266	200.0	66.0	63.2	510	58.0	30.0
	5.0	222	200.0	22.0	21.9	103	26.0	9.0
	10.0	177	200.0	0	0	0	0	0

潞河于 1958 年 7 月 16—17 日,历时 5 小时,共下雨 399 公厘,前期影响雨量按 $K=0.8$ 算得 p_s (前期影响雨量)=32.8 公厘。根据各实验站資料,分析得出現有潞河治理措施对今年特大暴雨之作用示于表

18-2。

表18-2.

站名	流域面积 (平方公里)	土地分类				工程蓄水				
		耕地 (平方公里)	林地 (平方公里)	荒林 (平方公里)	其他 (平方公里)	库容 10^4 (公方)	鱼鳞坑 10^4 (公方)	水平溝 10^4 (公方)	水窖 10^4 (公方)	谷坊 10^4 (公方)
瑞村	650	252	140	153	104	50.78	22.8	1.8	21	1.8
城关	168	33	90.5	24.2	20	7.8	4.0	0.3	1.5	0.2
东官桥	162	37	40.3	51	23.2	25.2	9.7	1.0	1.8	0.85

关于水土保持对削减洪峰流量,洪水总量的效果,在潞河曾作了一些工作。

根据降雨资料和一些实地调查资料,推算得没有水土保持时,相应于7月16—17日的降雨,洪峰流量为1830公方/秒,洪水总量为 69×10^6 公方而7月16—17日降雨产生的洪水,实测结果为:洪峰流量为972公方/秒,洪水总量为 37.1×10^6 公方。可以看出由于潞河的水土保持治理,削减了洪峰流量53%,洪水总量54%。

4. 调节作用

径流初期水库起拦蓄作用,当蓄满且开始溢水后,主要作用是“调”,象大水库一样:水库水位超过坎顶高程以后,下泄一定流量须有一定的坎上水头,因而形成了防洪库容,入流量大于出流量,因而削减了洪峰。如南姚水库群的观测资料:杜村洪峰流量 $Q_p=59$ 秒公方,经过三个小水库的调节,下游 $Q_p=20.8$ 公方/秒,削减系数 $K=\frac{20.8}{59}=0.234$ 。

水库群的调节作用可见图18-6。

上面仅仅是为了便于说明起见才分别叙述,实际上一个水利工程,特别是现在群众综合性工程,它对洪水径流的作用总是相互联系着,因素是非常复杂的。

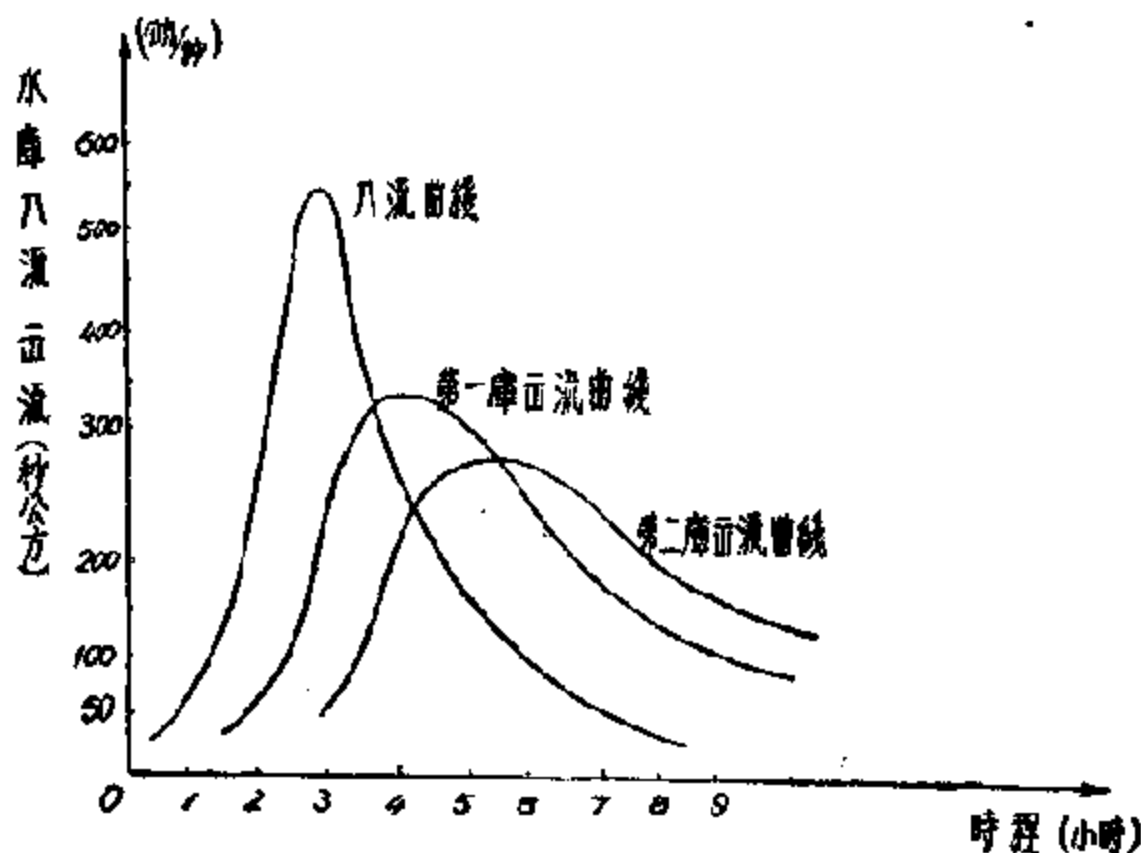


圖 18-6. 水庫群對洪峰的調節作用。

上面所列举的各种数据，虽为各地区的資料，但由于皆从实际中来，因而是一些很宝贵的材料。它不但有力地说明了水土保持工作对水文分析計算的影响，而且给出了很多形象的数据，以便于我們認真地研究水土保持各项工程的作用，从而提供出考虑水土保持后水文估算的方法。

各地在考虑水土保持对洪峰流量，洪水总量的影响时应该根据自己所在地水土保持工程进行情况、工程数量和土壤的入渗性質等情况加以分析計算。

認識了群众性水利工程的重大影响，那末在我們設計中就要仔細考虑到它的作用，且进行認真严密的計算，然而关于定量計算的方法直到現在尚很不完善。一方面是因为考虑群众性水利运动对水文現象的影响是極為复杂的，另一方面，它还是一个新問題，尚有持去总结与研

究。但是，我們絕不能因噎廢食，不對它進行計算或認為計算無根據就隨便估計。現在一般採用的方法為：水量平衡公式、經驗公式、推理公式、統計法等。對待這些方法要有分析的觀點，而出發點應是重視實踐、重視某一個群眾性措施的影響作用。思想上政治掛帥、多調查、多研究、開展大爭大辯，更仔細地了解群眾水利化運動的全面規劃與進展，以求得使我們的計算及設計能最符合實際的情況與群眾的利益；對於那種企圖單純從數學推算途徑尋找答案、而不深入實踐調查研究、總結的人，我們必須給予有力的批判。

§ 18.3. 考慮水土保持措施的暴雨徑流基本公式

1. 水土保持措施實施後，對暴雨徑流影響的估算方法，目前既缺乏實際的觀測和試驗資料，更沒有充分的理論研究，因此目前為滿足工程設計需要而提出的各種方法都是不夠成熟的。下面我們着重推薦的水量平衡法是在設計中常用的方法。

水量平衡法的基本公式是：

$$R = p - F_c - f_c t - V_d - I - E$$

式中 R ——徑流深(公厘)	p ——降雨深(公厘)
t ——穩滲歷時(小時)	F_c ——初滲量(公厘)
f_c ——穩滲率(公厘/小時)	V_d ——工程攔蓄水量(公厘)
I ——葉面截留(公厘)	E ——蒸發量(公厘)

其中 I 及 E 值一般很小，因此計算中可以忽略不計。

1) 降雨深 p 可由當地水文資料中查得。

2) 土地入滲能力的估算 土地的入滲特性已在前面論述(第三篇第 15 章)，但實際上土地入滲特性曲線很難獲得，水利電力部北京勘测設計院根據北京門頭溝區 20 多個徑流站 1956, 1957 年 100 多站次的觀測成果，經過分析計算，獲得了各種地貌地形情況下的初滲量和前期降雨量。穩滲率和降雨強度的關係曲線見第三篇第十五章圖 15-4。可

以用它来估算土地入渗能力。

不同的地貌地形类型有不同的入渗能力,地貌地形类型现分为:

- A. 耕果地: 包括耕地和果园。
- B. 林牧地: 包括林地天然牧场; 又可分为二类:
 - i) 复盖度 60% 以上的草坡和灌木坡;
 - ii) 复盖度 30%—60% 的草坡和灌木坡。

下面分别叙述初渗量和稳渗量的求法——根据已有曲线来求。

a) 初渗量的求法: 在一定的地形地貌条件下,初渗量与前期雨量和此次降雨雨率有关(前期降雨,和本期降雨雨率等已在第三篇内讲过),可直接查表求出所要的 F_i , 因此详细了解地形地貌条件是很重要的。

b) 稳渗量: 在一定的地形地貌条件下稳渗率与雨率有关,可由表中查得 f_i , 稳渗时间 t 由雨型分析结果可求出, $f_i t$ 就是稳渗量。

由于每一个流域中不可能有单一的复盖情况,即不可能有相同的地形地貌,因此要根据各单独地貌的入渗量,和各种地貌占流域的百分比,推算出全流域的入渗量,见下例:——只介绍初渗量的换算法,稳渗率的计算也相同。

某流域: 耕地占 11%;

复盖度 30~60% 的荒坡占 47%;

复盖度 >60% 的荒坡占 42%。

根据前期降雨和雨率查得(前期降雨和雨率求法从略)

耕地初渗量 $F_{i1} = 14.3$ 公厘;

复盖度 30~60% 的 $F_{i2} = 18.6$ 公厘;

复盖度 >60% 的 $F_{i3} = 21.4$ 公厘。

全流域初渗:

$$\begin{aligned}\Sigma F_i &= 0.11F_{i1} + 0.47F_{i2} + 0.42F_{i3} = \\ &= 1.57 + 8.75 + 9.0 = 19.32 \text{ 公厘。}\end{aligned}$$

可以看出上述土地入渗能力的估算方法,是很粗略的。入渗曲线本身是根据一些较乱的点子繪出来的(見入渗曲线圖 15-4),而且在降雨强度較大或前期降雨較大时,点子很少,对設計洪水來說,往往有較大的降雨强度和前期降雨量。

第二个問題是:这些資料是根据北京門头溝地区的水文資料得出来的,当然北京資料用在其他的地区会产生較大的誤差,因此最好采用各地区自己的实测資料。

第三个問題是:这些資料是根据集流面积極小的徑流站的資料得来的,而对我們的水利工程設計來說其流域面积往往較大,把小面积の入渗資料应用到大面积上去,显然沒有充分的理由說明它是正确的。

尽管存在着上述的这些严重的缺陷,但在目前水文科学發展的水平上,我們仍不得不采用这些方法来进行計算,今后在我們的工作中必須注意,根据实际情况研究这些問題。

3. V_d 的計算

主要的措施为魚鳞坑、地边埂、梯田、水平溝及小型水庫等等。在設計时考虑这个因素更需要我們进行实地調查,真正了解到它的規模、形式、半固程度,以便正确地选定蓄水能力的定額和冲毀率。

A. 魚鳞坑首先要从該地区水利工程的全面规划中了解魚鳞坑的总数,規格尺寸,完成期限,和淤积冲毀的可能性,同时进行地貌地形調查,这是一項远比計算更为主要的环节。然后进行計算。

單个魚鳞坑的容积:

$$V = \frac{2}{3} \text{坑長} \times \text{坑寬} \times \text{坑深。}$$

每亩魚鳞坑攔蓄徑流量(以水深公厘表示):

$$V_d = \text{魚鳞坑数目/亩} \times \text{每个魚鳞坑的容积} \times \text{成效率} \times \text{系数。}$$

实际观测証明:魚鳞坑攔蓄徑流量的能力比它本身的容积要大得多,这是因为坑內积水后,大大的增加了入渗。潞河观测結果認為:魚

鱗坑攔蓄徑流量的能力比它本身的容積至少大一倍。最近各地工程檢查結果使我們有了很樂觀的估計。而究竟要採用多大的定額，尚需要根據各地的實際情況而定。可參看北京門頭溝的觀測數據。

B. 水窖、水平溝、梯田、小水庫

這些工程對攔蓄洪水徑流能力的計算方法與上一節是相同的。只是所考慮的項目不同而已。需要按它們不同的特點，分析其攔蓄徑流的过程以及沖毀情況等，從而具體地反映到計算中（亦可參看門頭溝的觀測資料）。

分別求出各項，代入前述公式即可求出徑流深。

2. 增加集流時間：

對於這個因素的定量計算，現在尚沒有足夠完善的方法，但是在定性問題上，我們還是比較容易得到一致的意見，那就是群眾性的水利

表 18-3.

	魚 鱗 坑	水 平 溝， 水 平 站	小 梯 田
建 林 地	102 公方/亩	30 公方/亩	—
天然牧場	—	33 公方/亩	—
果 園	11.7公方/亩	同上	40 公方/亩

工程能使洪峰的歷時延長。對集流時間的深入分析研究，作出定量的結果是很有意義的，它的計算對徑流調節等應用中，是很重要的。

3. 下面介紹幾種全國各地統計資料供大家參考。

各種小型工程的攔蓄水的能力，據統計資料可用下面的定額。

(a) 耕地：梯田為 33 公方/亩地邊埂 45 公方/亩。

(b) 林牧地，9.3 公厘/每年。

(c) 小型水庫：80000 公方/座。

(d) 淤地壩：石質山區 53 公方/亩；

土質山區 178 公方/亩。

小型工程攔蓄能力的修正數。

(1) 計算時蓄水能力中應扣除淤沙量及前期降雨蓄水。

(2) 林牧地: 溝壑工程, 除按折合生产外, 淤满都失效。

(3) 冲毁率: 根据全国各地统计资料采用以下定额。

表 18-4.

工程项目	冲毁率	工程项目	冲毁率	工程项目	冲毁率
地边填梯田	40%	鱼鳞坑	10%	淤地壩	50%
果园工程	25%	水平溝, 水平阶	40%		

例 18-1. 某流域面积 80,000 亩, 水土保持工作状况:

鱼鳞坑	14,700 亩
水平溝	4,900 亩
梯田	1,747 亩
林地	12,300 亩
耕地及果园	35,000 亩
复盖 > 60% 牧場	79,000 亩

由降雨资料分析已经得到保证率为 $p\%$ 时 $p=393$ 公厘, $p_0=77$ 公厘 (p 是年降雨量, p_0 是前期雨量) 以及雨型分析得到 $i=41.2$ 公厘/小时; $t=9.12$ 小时, 计算此次暴雨之径流。

解 径流深计算公式:

$$R = p - F_i - f_0 t - V_d - B - I.$$

由于在降雨时 B 及 I 甚小, 故忽略不计。

(1) 初渗计算

由实验已经定出本流域内林地、耕地、复盖 > 60% 牧場的 ($p_0 \sim f_i$) 曲线。按 $p_0=77$ 公厘查出各种地之 F_i , 折合成全流域的水深, 如: 林地: $p_0=77$ 公厘时查得 $F_i=14$ 公厘。

F_i 占全流域的水深: $14 \times \frac{12,300}{80,000} = 2.15$ 公厘。

同样可以求其他各项, 列表如下:

表 18-5.

项 目	初渗面积 (亩)	占全流域百分数	F_i (公厘)	F_i 占全流域 本 深 (公厘)
林 地	12300	15.4%	14	2.15
耕 地 及 果 园	35000	43.6%	14	6.11
复盖 > 60% 牧地	79000	9.81%	7.5	0.74
总 和				9.00

表 18-6.

	稳渗率 f_c	在全流域中的 稳渗率 f'_c
林 地	17.5	10.3
耕 地	13.0	1.23
总 和		11.53

(2) 稳渗计算

根据设计的暴雨强度 $i=41.8$ 公厘/小时及相应于耕地、果园和林地复盖度的稳渗曲线查得稳渗率 f_c , 并折合成全流域的水深。

园林地和复盖度 $>60\%$ 的草地稳渗相同, 故合一起来计算。

在计算中

$$\alpha_1 = \frac{\text{耕地面积}}{\text{流域面积}} = 9.46\%;$$

$$\alpha_2 = \frac{\text{林地及草地复盖面积}}{\text{流域面积}} = 59\%;$$

$$f'_c = \alpha_1 f_c = 9.46\% \times 13.0 = 1.23;$$

$$f'_c = \alpha_2 f_c = 59\% \times 17.5 = 10.3;$$

$$f_c \cdot t = 11.53 \times 9.18 = 105.8 \text{ 公厘}.$$

(3) 蓄水量计算

小型工程蓄水量 V_d 依蓄水量及破坏率折合成全流域的水深(表 18-7)。

表 18-7.

数 目	亩 数	发生效用的 亩 数	占流域面积 百 分 数	每亩蓄水 公厘数	占全流域 的水 深
鱼 鳞 坑	14,700	13,200	16.5	12.0	1.98
水 平 溝	4,900	2,900	3.68	45.0	1.65
梯 田	1,747	1,045	1.31	57.0	0.74
总 计					4.37

计算举例:

$$V_{dt} = 14,700 \left(1 - \frac{10}{100}\right) \times 12.0 \times \frac{16.5}{100} = 1.98 \text{ 公厘}.$$

$$(4) R = 393 - (9.0 + 105.8 + 4.37) = 273.83 \text{ 公厘}.$$

§ 18-4. 考虑水土保持措施的暴雨径流推求的其他方法

现在全国生产单位结合着他们本地区的情况, 创造了很多很有价值的公式; 这里我们要介绍的仅是其中的一个, 这个公式具有较明确的

概念, 比較容易被大家所接受。因为經驗公式比較具体地考虑了实际情况, 并使这些情况在計算中直接反应出来, 所以也是比較准确的。

1. 經驗公式法

在以暴雨資料推求徑流量时, 曾經講过徑流系数法, 即:

$$\alpha = \frac{R}{p}, (0 < \alpha < 1),$$

式中 R ——徑流量;
 p ——降雨量;
 α ——徑流系数。

在前面并未詳細講述徑流系数 α , 对 α 进一步地深入分析, 很容易看对水土保持、对徑流的巨大影响。 α 并不是一个簡單的常数, 而是七个因素的函数:

$$\alpha = 1 - \eta = 1 - f(a, p_a, \mu, \lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4),$$

式中 η ——损失系数;
 a ——产生本次洪水的平均降雨强度;
 p_a ——前次降雨($k=0.8$);
 μ ——稳滲系数;
 λ_1 ——耕地調节系数, $\lambda_1 = \frac{1}{1 + \frac{F_g}{F}}$, 其中 F_g 为耕地面积(包括梯田面积);
 λ_2 ——森林調节系数, $\lambda_2 = 1 - \frac{1}{1 + \frac{F_l}{F}}$, 其中 F_l 为林地面积;
 λ_3 ——水庫調节系数, $\lambda_3 = 1 - \frac{W}{Fp}$, 其中 W 为水庫庫容, 在水庫蓄滿时 W 为水庫的調洪庫容; p ——相应于該次的降雨量;
 λ_4 ——魚鱗坑, 水平溝等措施調节系数, $\lambda_4 = 1 - \frac{\sum v_y}{Fp}$, 其中 v_y 为措施有效庫容之和。

这个方法目前还在研究，还没有应用到工程设计中去。但是它的考虑方法，对我们并非没有启发，我们认为可以介绍给大家参考。

2. 推理公式法

它也具有经验公式的性质，由于经过了一定的推理加工，所以理解它没有经验公式那样直接，但它仍是常用的方法之一。这个方法在第五篇中将详细介绍。

3. 统计法

这个方法是在最近才提出来的，这里只提及此事，不作介绍。

§ 18-5. 水利工程设计的例子

(考虑水土保持作用下洪峰流量和洪水总量的计算)

1. 北京三家店水库设计

计算依据的资料为北京市门头沟水土保持规划及门头沟试验区各种土壤的稳渗入渗曲线。

计算时采用了水量平衡法。推求径流深时，将小型工程蓄水当作初渗在降雨量中扣除。设计洪水过程线按典型放大进行。水土保持对洪峰延缓时间采用 1.1~1.3 倍（其中洪峰流量前延缓 1.1 倍；洪峰流量后，历时延长 1.3 倍）。计算得下列结果。

表 18-8. 洪峰流量数值表 单位: 秒公方

频率 $P\%$	0.01	0.1	0.2	0.5	1	5	20
水土保持生效 0%	9,140	5,310	5,720	4,680	3,660	1,961	705
水土保持生效 50%	7,700	5,280	4,800	3,850	2,980	1,361	497
水土保持生效 100%	6,350	4,350	4,120	3,170	2,435	1,005	377

表 18-9. 洪水总量数值表 单位: 亿公方

P%	0.01	0.1	0.2	0.5	1	5	20
水土保持生效 0%	4.2	3.16	2.95	2.46	2.14	1.45	0.82
生效 50%	3.7	2.78	2.59	3.13	1.84	1.16	0.61
生效 100%	3.19	2.41	2.33	1.83	1.57	0.97	0.48

上述延缓集流时间 1.1~1.3 倍是考虑自流域最远处一水质点流至流域出口,由于水土保持改变了糙率及坡度而延缓的时间。

2. 三门峡计算:

资料由三门峡典型实验区实验得出集流时间延缓 1.475 倍,稳渗假定增加 20%,初渗及水库蓄水统计如表 18-10。计算原理基本上为水

表 18-10.

			有 支 流 水 库				无 支 流 水 库			
面	数值平方公里		丘陵	平原	山地	合计	丘陵	平原	山地	合计
			13,205	4,166	10,027	27,400	17,914	4,267	23,419	45,600
积	权重%		48.2	15.2	33.6	100	39.3	9.3	51.4	100
1954 年	初 渗	数值公厘	63	75	50	—	63	75	50	
		权重公厘	30.3	11.4	13.3	60	23.6	7.0	25.7	56.3
	稳 渗	数值公厘	4.0	4.7	1.02		4.0	4.7	1.02	
		权重公厘	1.93	0.71	0.77	3.01	1.57	0.04	0.52	2.13
一 九 六 七 年	蓄 水	原值公厘	52	13	15		52	13	15	
		权重公厘	25.2	2.0	5.5	32.7	20.4	1.2	7.7	29.3
	初 渗	原值公厘	15	25	20		15	25	20	
		权重公厘	7.2	3.8	7.3	18.3	5.9	2.3	10.3	18.5
	稳 渗	原值公厘	1.3	0.34	0.2		—	—	—	
		权重公厘	0.39	0.14	0.07	0.6	0.31	0.09	0.1	0.5

附注: 1967 年表中各值为水土保持后增加的稳渗入渗及工程蓄水。

量平衡法。把水土保持效益作为初渗与稳渗扣除，然后用等流时綫求漫流过程綫，再乘以 K ， X 变为徑流过程綫（水土保持对集流時間影响反映在作等流时綫时），最后計算得結果如下：

表 18-11

地 名	流域面积 平方公里	水土保持前 Q_{max} , 秒公方	水土保持后 Q_{max} , 秒公方	水土保持前 洪水总量 亿公方	水土保持后 洪水总量 亿公方
故 县	5,760	4,450	1,870	10.10	6.67
車 灣	2,820	6,510	4,800	8.00	6.06

从上列数字可看出三家店千年一遇情况由于水土保持，洪峰流量减少了 31%；三門峽車灣由于水土保持洪峰流量减少 28%；洪量由于水土保持减少情况为：車灣减少 25%；三家店千年一遇时减少 23.5%。

从上面的結果可看出：虽然二地所依据資料不一，且所用資料略有不同，但水土保持效果却差不多。这說明上述考虑水土保持的計算还是可行的。我們的看法是：(1)本章所介紹的計算方法，虽然有很多不成熟的地方，但其計算結果是可用的，因为有很多因素如蓄水工程的調节作用；河網化后渠道的作用，深耕后入渗加大等均未考虑在內，因而結果是偏安全的。(2)群众性水利工程的質量是很高的，因此不管是大流域或者是在稀遇洪水时，都应考虑水土保持对削減洪峰流量和洪水总量的效果以节约工程建設投資，加快工程建設。

上述計算例子，如需詳細了解計算步驟方法可參看“三峽間水土保持措施对洪水徑流影响的估計”及“三家店水庫考虑水土保持后水文計算”。

§ 18-6. 群众性水利工程对年徑流的影响

1. 群众性水利工程全面發展以后，改变了大地面貌和过去的降雨

循环。降雨被攔蓄在山野和森林中后,少部分渗入到地下水層,增加河流的地下水补給;大部分被留在土壤水分活动区里或蓄在庫內,通过水面,陆面和叶面蒸發又回到大气中去,因此年徑流量变少。群众性的水利工程种类很多,每一工程措施对年徑流都有影响,其中以土壤改良后的耕地、山坡梯田、牧地、植树造林、谷坊、中小型水庫等措施影响較大。如黄河西峰鎮庆陽試驗站研究資料:

(1)某溝在土壤改良措施尙未完全实施条件下,兩年內徑流量减少了 $\frac{3}{4}$ 。

(2)耕地变为牧草地,徑流量减少了 30%~90%。

(3)林地的徑流量相当耕地徑流量的 $\frac{1}{5} \sim \frac{1}{6}$ 。

还有其他实测資料可見表 18-12。

科学技术必須随生产的發展而及时發展,才能很好地为生产服务,如三家店水庫的年徑流量計算,水土保持和中小型水庫的作用减少量是 20590 万公方,如果忽略了这些影响会造成很大浪費,因一方面設計庫容比实际来水量大,壩高加大造成工程上的浪費,另一方面灌溉田地数和發電量都达不到預定数值,給农业和工业带来損失或不便。因此当群众性水利工程大面积开展以后年徑流量减少了,徑流量計算方法有改变,最近科学院和产业部門都做了許多工作,提出一些新的計算方法,但到目前为止各种方法都还存在問題,还有待进一步研究和改进。

2. 群众性水利工程减小年徑流量的計算方法:

A. 損失定額法 由实测資料得知各項水土保持措施單位面积的徑流量損失,和中小型水庫修建前后蒸發損失差,直接求出年徑流量的損失总值。若不是本地区的实测定額資料,要进行修正。具体計算方法見下面:

表 18-12. 黃河流域數省

編 號	措 施 項 目	括施度量單位	青 海			
			措 施 工 程 量		徑流量的改變 10 ⁶ 公方	
			1967 年	遠 景	1967 年	遠 景
1	改善田地的耕作技術，包括農業土壤改良及某些水利土壤改良措施的綜合	千公頃	422	422	190	190
2	改變天然牧場	千公頃	1,731.4	(1,731.4)	242	242
3	山坡梯田化	千公頃	188.7	(188.7)	79	79
4	造林	千公頃	50.0	695.8	23	390
5	溝后修筑谷坊	个	4,800	(4,800)	1.5	1.5
6	小型壩	个	500	(500)	4	4
7	大型土壩	个	500	(500)	80	80
	總 計				624.5	986.5

編 號	措 施 項 目		陝 西			
			措 施 工 程 量		徑流量的改變 10 ⁶ 公方	
			1967 年	遠 景	1967 年	遠 景
1	改善田地的耕作技術，包括農業土壤改良及某些水力土壤改良措施的綜合	千公頃	2,312	(2,312)	920	920
2	改變天然牧場	千公頃	1,206	1,206.0	145	145
3	山坡梯田化	千公頃	467.9	553.1	173	205
4	造林	千公頃	315.6	2,781.6	158	1,330
5	溝內修筑谷坊	个	235,000	1,093,400	89	330
6	小型壩	个	46,500	112,500	372	900
7	大型土壩	个	120	(120)	19	19
	總 計				1,876	3,899

徑流量改变实测資料

內 蒙 古				青河流域三門峽以上地区			
措 施 工 程		徑流量的改变 (10 ⁶ 公方)		措 施 工 程 量		徑流量的改变	
1967 年	远 景	1967 年	远 景	1967 年	远 景	1967 年	远 景
665	(565)	51	51	8,725	8,725	2,501	2,501
657.1	(657.1)	20	20	8,658.1	(8,658.1)	800	800
99.7	155.7	12	19	2,614.9	2,390.2	711	788
95.4	2,936.4	10	820	1,902.4	1,792.4	451	3,785
1,600	(1,600)	0.5	0.5	579,300	2,539,900	174	744
1,500	(1,500)	12	12	78,500	288,300	628	1,006
(10)	(10)	1.6	1.6	770	(770)	122.0	123
						5,888	10,662

山 西				甘 肃			
措 施 工 程 量		徑流量的改变 10 ⁶ 公方		措 施 工 程 量		徑流量的改变 10 ⁶ 公方	
1967 年	远 景	1967 年	远 景	1967 年	远 景	1967 年	远 景
2,431	(2,431)	540	540	2,965	(2,965)	800	800
1,183.7	(1,183.7)	83	83	3,876.9	(3,876.9)	310	310
652.0	716.9	137	150	1,206.5	1,275.9	310	310
511.2	2,054.3	148	575	329.3	3,295.8	112	1,120
104,000	268,900	31	80	173,900	1,171.2	52	52
17,100	47,700	137	310	12,900	76,100	103	610
70	(70)	11	11	70	(70)	11	11
		1,032	1,819			1,698	5,288

例題 18-2. 三家店水庫徑流量損失計算

A. 已知条件:

土壤改良的耕地面积	56.9 万亩
山坡梯田	113 万亩
牧地	1179 万亩
植树造林	542 万亩
谷坊	5200 万亩
小型水庫	28818 万亩
中型水庫	62460 万亩
水面蒸發	882 公厘
陆地蒸發	460 公厘
中水平降雨量	500 公厘
中水平徑流深	100 公厘
枯水年降雨量	460 公厘
枯水年徑流深	72 公厘

B. 計算:

a) 查徑流損失定額,計算总損失。

在已有資料中,山西省距河北省最近,因此借用山西省定額(表18-13)來計算,下一步再考慮修改。

表 18-13

工 程 項 目	数 量	損 失 定 額	損 失 总 量
土壤改良后耕地	56.9 万 亩	14.5 公方/亩	880 万公方
山 坡 梯 田	133 万 亩	14.0	1860
牧 地	1179 万 亩	4.65	5500
植 树 造 林	542 万 亩	18.7	10150
谷 坊	5200 万公方	—	90
小 型 水 庫	28818 万公方	—	400
中 型 水 庫	62469 万公方	—	1760

$\Sigma = 20,590$ 万公方

其中谷坊及中小型工程之蒸發損失計算:

蒸发损失 $= E_{水面} - E_{陆面} = 883 - 460 = 422$ 公厘。

谷坊——容量 5200 万公方。平均水深 3 公尺。

水库工作面积 $F = \frac{1}{2}(5200) = 2600$ 万平方公尺。

设每年工作 30 天。

损失量 $\Delta w = \frac{30}{365} \times 2600 \times 422 = 90.8$ 万公方。

小型水库——容量 28818 万公方。平均工作水深 5 公尺。

水库平均工作面积 $F = \frac{28818}{5} = 5760$ 万平方公尺。

设每年工作 60 天。

损失量 $\Delta w = \frac{60}{365} \times 5760 \times 422 = 400$ 万公方。

中型水库——容量 62500 万公方。工作水深 = 15 公尺。

水库工作面积 $F = \frac{62500}{15} = 4170$ 万平方公尺。

设水库全年工作。损失量 $\Delta w = 4170 \times 422 = 1760$ 万公方。

总的损失量是 20590 万公方。

b) 修正系数计算。

(1) 地区修正——河北省和山西省地区条件不同，直接用山西省资料会有较大误差。

(i) 不进行修正 $\alpha_1 = 1$ 。

(ii) 考虑到径流损失定额主要由陆面蒸发量引起，假定两地区损失定额和陆地蒸发成正比。

$$\alpha_2 = \frac{E_{河北}}{E_{山西}} = \frac{460}{345} = 1.33,$$

式中 E ——地区平均年蒸发量。

(iii) 为使定额本身更突出反映地区自然条件的差别，乘以蒸发量占降雨量的百分比。

$$\alpha_3 = \frac{E_{河北}}{P_{河北}} \bigg/ \frac{E_{山西}}{P_{山西}} = \frac{460}{560} \times \frac{380}{345} = 0.9.$$

(2) 枯水修正

旺水年的径流损失大，枯水年损失小，因此采用上述中水年定额时要修正，修正时采用枯水年损失值对各年进行削减，因实际情况调节流量主要根据枯水年份确定，而在旺水年时虽影响弃水量减小，但经校核不破坏原调节流量，故可以如此简化：

$$\alpha_4 = \frac{E_{枯河北}}{E_{中河北}} = \frac{P_{枯} - E_{枯}}{P_{中} - E_{中}} = \frac{460 - 72}{560 - 100} = 0.85,$$

式中 E ——陆面蒸发； P ——降雨； R ——径流深。

(8) 损失计算：

(1) 直接用山西定额的比值:

$$k_1 = \frac{\Delta W}{\bar{W}} = \frac{2.08}{15.77} = 13.0\%,$$

式中 \bar{W} — 多年平均年水量, ΔW — 水土保持率作用的削减量。

(ii) 仅用 α_2 校正:

$$k_2 = \alpha_2 k_1 = 0.85 \times 13\% = 11.0\%.$$

(iii) 用 α_2 和 α_3 校正:

因水库谷坊占 2250 万公方的削减是由河北某河的多年平均水面蒸发值来计算, 不作地区修正, 故校核时分开算:

$$\Delta W = \alpha_2 [(2.08 - 0.225)\alpha_3 + 0.225] = 2.27;$$

$$k_3 = \frac{\Delta W}{\bar{W}} = \frac{2.27}{15.77} = 14.4\%.$$

(iv) 用 $\alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ 校正:

$$\Delta W = \alpha_2 [(2.08 - 0.225)\alpha_3\alpha_4 + 0.225] = 2.08;$$

$$k_4 = \frac{\Delta W}{\bar{W}} = \frac{2.08}{15.77} = 13.2\%.$$

(4) 各种损失分析及最后确定(表 18-14)。

表 18-14

修正方法	不校正 $\alpha_1=1$	用 α_2	用 α_2, α_3	用 $\alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$
削减径流百分比	13.0	11.0	14.4	13.2

考虑森林面积比重可能扩大, 牧业比重减小, 而森林削减作用大, 上游灌溉用水比总计划多, 耕地深耕面积的扩大等因素, 都使径流削减量增加, 因此采用 15%。

(5) 削减总量计算:

多年平均径流量是 50 公方/秒。

削减后为 $50 \times 85\% = 42.5$ 公方/秒。

B. 雨量-径流系数法。

(a) 方法实质及计算步骤:

(1) 确定流域的年降水量(公厘)。

(2) 根据试验资料, 分析、论证, 确定不同地类的径流系数差值, 调查各种水土保持措施的面积, 然后估算水土保持措施实施后的年径流量的减少。

(3) 根据水陆蒸发差值, 计算水库库面损耗。

(4) 根据灌溉面积,灌溉定额及灌溉后剩余水量计算灌溉对年径流量的损失。

(5) 各种损失量汇总即得全部年径流量的损失。

(b) 计算公式:

$$\Delta y = \Delta y_1 + \Delta y_2 + \Delta y_3,$$

式中 Δy 是年径流减少量;

Δy_1 是水土保持措施减少的年径流量;

Δy_2 是中小型水库水面损失量;

Δy_3 是灌溉损失水量,

$$\Delta y_1 = x(a_1c_1 + a_2c_2 + a_3c_3 + a_4c_4)(1-k),$$

式中 x 是年降水量;

c_1 是植被率由小于 30% 变到 30~60% 的径流系数差值;

c_2 是植被率由小于 30% 变到大于 60% 的径流系数差值;

c_3 是植被率由 30%~60% 变到大于 60% 的径流系数差值;

c_4 是群众耕作(如农业技术改进)径流系数差值;

a_1, a_2, a_3, a_4 是相应于 c_1, c_2, c_3, c_4 的该类型面积数;

k 是地下水补给系数;

$$k = \frac{y_2}{x - y_1},$$

式中: y_2 是现有地下径流量;

y_1 是现有地表径流量,

$$\Delta y_2 = P \cdot E = P(z_B - z - y_l),$$

式中: P 是流域内水库水面面积与流域面积的比率;

z_B 是水面蒸发量; y_l 是水库淹没区原有水深,

$$\Delta y_3 = \frac{(1-\alpha)V \cdot A}{F},$$

式中: F 是流域面积;

V 是灌溉定额;

A 是灌溉面积;

α 是灌溉后剩余水量。

(c) 评价:

(1) 优点: i) 对不同地类的土地分别采用不同的径流系数。

ii) 可以计算各种频率的年径流量的损失。

(2) 缺点: i) 地上和地下径流没有分别考虑。

ii) 在确定不同地类径流前后变化差异时, 引用目前观测的地表径流变化情况, 推广为总的径流变化情况, 成果無疑偏大, 实践证明, 经过治理, 地下径流变大。

iii) 由小面积观测资料推广为大面积是有問題的。

iv) 計算步骤比較繁瑣。

总的說来, 用此方法計算是可能的, 尤其可以計算各种頻率的年徑流量, 这点是很重要的。

C. 經驗公式法——見 § 22-1, 3。

§ 18-7. 群众性水利工程对河流輸沙量的影响

群众性水土保持工作对河流輸沙量的影响有兩方面: 一方面是保持泥沙不从坡面上被冲下来(如林地、魚鳞坑、水平溝等); 另外可攔蓄已冲下波的泥沙, 如小型水庫、谷坊等。由于河道中泥沙的减少使得水庫的淤积情况大大改善, 这使得我們在不增加壩高的情况下, 获得較大的調节庫容和較長的水庫寿命。或者在滿足一定的調节庫容和水庫寿命的条件下使造价降低。此处, 由于水中含沙量的减少, 使得用水部門, 特別是工業用水部門减少水質处理的費用。

群众性水利工程使河流輸沙量减少的計算方法, 目前还不够成熟, 下面列举兩個工程上用过的方法。

1. 方法一: 籠統地考虑水土保持的作用, 根据实地观测和分析, 定出不同时期以后年輸沙量减少的百分数, 从而計算出水庫的淤积量。下面举例說明:

例 18-3. 張坊小型水庫泥沙淤积的計算:

原始資料: 干河口測站多年平均泥沙量 = 13.3×10^5 吨。

紫荊关測站多年平均泥沙量 = 0.9×10^5 吨。

水土保持效果, 根据对兩条小河流(一条是经过治理的, 另一条是未經治理的)的对此观测和分析, 估計張坊水庫泥沙减少为:

年份	1957	1959	1962	1967
泥沙减少百分数	0%	31%	77%	90%

設計要求: 考虑水庫 50 年淤积庫容的大小以决定对庫容分配的影响。

由于在張坊水庫上游修建紫荊关水庫,而紫荊关水庫壩很高,紫荊关站的泥沙平均粒径 >0.1 公厘,因而泥沙將淤积于紫荊关水庫。因之,由于紫荊关水庫的截沙作用,使多年平均年泥沙总量减少为:

$$(13.3-6.9) \times 10^8 = 6.4 \times 10^8 \text{ 吨。}$$

水上保持在 50 年内的效果,認為 1957→1962, 1962→1967 年之间的水上保持效果是按直綫插入,則自 1959 年起 50 年内效果为:

$$\text{减少泥沙百分数} = \frac{\left[\frac{1}{2}(0.31+0.77)4 + \frac{1}{2}(0.77+0.93)4 + 0.93 \times 42 \right]}{50} = 92\%.$$

由此得悬移质多年平均泥沙量 $= 6.4 \times 10^8 (100-92)/100 = 0.512 \times 10^8$ 吨。

推移质多年年平均量根据“編制黄河綜合利用规划技术經濟报告的方法与步骤”102 页所述,用在山区河流中約占悬移值的 10~20%,得:

$$\text{推移质多年平均量} = 0.512 \times 10^8 \times 20\% = 0.102 \times 10^8 \text{ 吨,}$$

$$\text{泥沙多年平均总量} = (0.512 + 0.102) \times 10^8 = 0.614 \times 10^8 \text{ 吨。}$$

采用泥沙的干容重 $= 1.4$ 吨/公方。

$$50 \text{ 年泥沙总淤积量} = 50 \times \frac{0.614}{1.4} \times 10^8 = 2.2 \times 10^8 \text{ 公方。}$$

張坊水庫庫容是 4 亿多公方,故淤积泥沙所占比例極小,实际上对水庫的調节、寿命并不起多大的作用。

2. 方法二:綜合措施减少系数法。

A 方法实質及計算步骤

a) 把流域面积按地質情况分为石山区和土丘区,且分別求出其面积。

b) 各类型区选择一个典型区(如包括水土保持种类較多的人民公社),算出各典型区單位面积上的水土保持措施工作量。(小型水庫,谷坊,水窖等用个数表示,其他水土保持用面积表示)。

c) 根据試驗站对小区域的观测資料,定出典型区各項水土保持措施(如林地,牧場等)减少泥沙系数(以%表示)及各种小型水利措施的蓄沙量(以吨計)。

d) 計算各典型区水土保持措施的綜合减少系数。

e) 根据河道多年平均輸沙量求出各典型区的年泥沙减少量。

f) 把典型区的綜合减少系数推广用于全类型区,再根据單位面积

泥沙减少量:算出总的泥沙减少量。

g) 汇总两个类型区的泥沙减少量算出枢纽以上某一具体年度的泥沙减少量。

B. 计算公式:

$$\Delta Q_s = \sum (K \bar{q}_s \alpha + Qm),$$

式中: ΔQ_s — 减少的输沙量(吨);

\bar{q}_s — 某种类型区单位面积泥沙损失的平均值(吨/平方公里)
(由测站供给此资料);

α — 某种类型区的面积(平方公里);

m — 各类型区小型水库综合减少泥沙系数;

Q — 各类型区输沙总量(吨)(由测站供);

K — 类型区的综合减少系数。

C. 各有关因素的計算和来源:

$$a) K_i = a_1 k_1 + a_2 k_2 + \dots a_n k_n + \frac{\sum B_i V_i}{Q_s} = \sum a_i k_i + \frac{\sum B_i V_i}{Q_s},$$

式中 $a_1 \dots a_n$ 是单位面积各项措施开展面积(%);

$k_1 \dots k_n$ 是修正后的单项水上保持措施减少系数;

B 是单位面积小型水利措施工作量;

V 是小型水利措施的拦蓄定额。

$$b) m = n \frac{A_y}{N A_c} (1 - k) \frac{1}{Q} \alpha = \frac{n}{N} \frac{A_y}{A_c} (1 - k) \alpha,$$

式中: n — 某具体年度(如 1960 年或 1967 年)小型水库修建数目;

N — 小型水库计划修建的总数;

A_y — 某类型区小型水库控制面积(平方公里);

A_c — 某类型区水土流失面积(平方公里);

α — 小型水库拦沙系数(%); K — 类型区的综合减少系数。

c) k_i 的求法:

先在未治理的自然沟进行修正:根据调查和观测得到的耕地、荒地

和非生产地的泥沙流失量(吨/平方公里); x, k_1x, k_2x : 其相应的面积为 $w_{農}, w_{荒}, w_{非}$, 实测自然溝的泥沙流失量为 $W_{自}$ (吨)。

$$\text{則} \quad W_{自} = w_{農}x + k_1w_{荒}x + k_2w_{非}x;$$

由此可求出 x 。

根据实测 $W_{自}$ 用平衡式进行修正。

然后在治理溝修正:

設以 $w_{農1}, w_{農2}, \dots, w_{農n}$ 表示不同措施的农田面积;

$\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$ 表示相应不同措施的农田的泥沙减少系数(观测得到的);

$w_{荒1}, w_{荒2}, \dots, w_{荒n}$ 表示不同荒地的面积;

$\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$ 表示相应不同荒地的泥沙减少系数(观测得到的);

$w_{非1}, w_{非2}, \dots, w_{非n}$ 表示各种非生产地的面积;

$\gamma_1, \gamma_2, \dots, \gamma_n$ 表示相应各种非生产地的泥沙减少系数(由观测得)

$W_{治}$ 为治理溝实测泥沙流失量:

$$\begin{aligned} W_{治} = & x[w_{農1}(1-\alpha_1) + w_{農2}(1-\alpha_2) + \dots + w_{農n}(1-\alpha_n)] + \\ & + k_1x[w_{荒1}(1-\beta_1) + w_{荒2}(1-\beta_2) + \dots + w_{荒n}(1-\beta_n)] + \\ & + k_2x[w_{非1}(1-\gamma_1) + w_{非2}(1-\gamma_2) + \dots + w_{非n}(1-\gamma_n)]. \end{aligned}$$

用此平衡式修正各 $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \beta_1, \beta_2, \dots, \gamma_1, \gamma_2, \dots$, 修正平衡后的各 $\alpha_i, \beta_i, \gamma_i$ 即为所求的 k_1, k_2, k_3, \dots 的数值。

D. 此计算方法尚存在的問題:

- a) 不同地貌采用相同的单位面积泥沙损失(q_s)是不合理的。
- b) 調查得的流失比例, 虽然细致地对比了两种溝的观测结果, 但仍未确实解决校正問題。
- c) 沒有考虑溝头防护措施的作用。
- d) 小型水庫的泥沙出庫率($1-\alpha_i$)偏小。
- e) 泥沙减少系数对大水年考虑不足。

虽有这些缺点,但仍能概括地给予河流泥沙在大面积水土保持工作开展后的减少值,故仍有实用价值。

最近北京勘测设计院对此计算公式又进行修正,在新的公式里考虑了不同地貌采用不同的单位面积输沙量(q_s 不同)。

例题 18-4. 某河流有两种类型区,一为石山区,一为土丘区,面积情况是:石山区面积 4000 平方公里,土丘区 3812 平方公里,全部面积是 7812 平方公里。

根据调查,选定土丘区某人民公社为典型区,其单位面积上的水土保持工作量如下(公社面积 20 公里²):

表 18-15

工 程 措 施	符 号	农业技术改良	地 壤 加 农业技术措施	造 林	封山育林	人工牧场	天然牧场
单 位		平方公里	平方公里	平方公里	平方公里	平方公里	平方公里
1967 年全社工作量			11.0	4.0		0.82	0.78
单位面积工作量	k_1		0.55	0.2		0.091	0.039

表 18-16

工 程 措 施	符 号	水 窖	涝 池	谷 坊	小 水 库
单 位		个	个	个	座
1967 年全社工作量		240	120	140	10
单位面积工作量	B_i	12	6	7	0.5

表 18-16 a

措 施 项 目	调查分析所得系数		修正后系数(k_i)	
	1957 年	远 景	1957 年	远 景
地壤加农业技术措施	(50~70)%	90%	70%	90%
造 林	(40~70)%	(70~90)%	50%	90%
人 工 牧 场	(50~80)%	(50~80)%	60%	70%
天 然 牧 场	(30~50)%	(40~60)%	50%	60%

經大量調查与分析得出各試驗区的各种不同措施对泥沙减少系数($\alpha_i, \beta_i, \gamma_i$)和小型水利措施的調查定額 α_i , 根据自然溝和治理溝的調查資料对 $\alpha_i, \beta_i, \gamma_i$ 进行修正(修正过程从略)得出修正后的泥沙减少系数(k_i), 这些值列于表 18-13 a 和表 18-13 b。

表 18-16 b

措施项目		1957 年(U_i)	远景(U_i)
水	窖	9 吨	9 吨
涝	池	0 吨	9 吨
谷	坊	15 吨	—
小	型 水 庫	900 吨	—

根据各项措施的面积和泥沙减少系数求綜合减少系数 k :

$$k = \alpha_1 k_1 + \alpha_2 k_2 + \cdots + \alpha_n k_n + \frac{\sum B_i U_i}{q_s}$$

根据水文站資料 $\bar{q}_s = 2500$ 吨/公里², 根据表 18-15, 18-16 a 和 b 可知 α_i, k_i, B_i 和 U_i , 因此可求出 k 值, 計算結果示于表 18-17 及表 18-18 中。

表 18-17

措施项目	地埂加农渠 技术措施	造林	人工牧场	天然牧场	合 計
符 号	$\alpha_1 k_1$	$\alpha_2 k_2$	$\alpha_3 k_3$	$\alpha_4 k_4$	$\sum \alpha_i k_i$
1957年减少泥沙量%	38.5	10.0	6.5	1.95	55.95
远景减少泥沙量%	49.5	18.0	6.4	2.34	76.24

表 18-18

措施项目	水 窖	涝 池	谷 坊	小水庫	合 計	
符 号	$B_1 U_1$	$B_2 U_2$	$B_3 U_3$	$B_4 U_4$	$\sum B_i U_i$	$\sum U_i B_i / \bar{q}_s$
1957年减少泥沙量(吨)	108	54	106	450	717	28.7%
远景减少泥沙量	108	54	—	—	162	6.48%

因此 1957 年綜合减少系数 $k_1 = \sum \alpha_i k_i + \frac{\sum U_i B_i}{\bar{q}_s} = (55.9 + 28.7) = 84.6\%$ 。

远景綜合减少系数 $k_2 = (76.2 + 6.48)\% = 82.68\%$ 。

同法求出了石山区某典型区的综合减少系数: 1967 年综合减少系数 $k_2 = 38.2\%$;

远景的年综合减少系数 $k_2 = 54.3\%$ 。

认为丘陵区、石山区内典型区的综合减少系数亦是流域丘陵区、石山区的综合减少系数, 由此求全省的综合减少系数, 见表 18-19。

表 18-19

类型区	面 积 平方公里	单位面积 流失量 (吨平方 公里)	流失总量 (万吨)	67 年效益		远 景 效 益	
				减少系数%	减少沙量 (万吨)	减少系数%	减少沙量 (万吨)
石山区	4000	1000	400	38.2	153	54.3	216
丘陵区	3312	2500	827	34.6	700	52.68	682
小 计	7312		1227		853		898

因此可求出流域的综合减少系数:

1967 年: 总的泥沙减少量是 853 万吨, 流失总量 1227 万吨(水 + 保持前多年平均值),

则
$$\text{综合减少系数} = \frac{853}{1227} = 69.5\%;$$

远景: 总的泥沙减少量是 898 万吨, 流失总量 1227 万吨,

则
$$\text{综合减少系数} = \frac{898}{1227} = 73.3\%.$$

根据全流域的综合减少系数计算小型水库综合减少系数 m :

$$m = n \cdot \frac{A_n}{N} \cdot \frac{Q}{A_c} (1 - k) \cdot \frac{1}{Q} \alpha = \frac{n}{N} \cdot \frac{A_n}{A_c} (1 - k) \alpha.$$

式中 n ——1967 年全省修建水库数目 = 66 个;

N ——计划修建水库的全部数目 = 326 个;

A_n ——全流域小型水库控制面积 = 2340 平方公里;

A_c ——全流域水土流失面积 = 7312 平方公里;

k ——流域综合减少系数, 1967 年为 69.5%; 远景为 73.3%;

α ——小型水库拦沙系数; 设 $\alpha = 90\%$ 。

则 1967 年的 m_1 值:

$$m_1 = \frac{66}{326} \cdot \frac{2340}{7312} (1 - 0.695) 0.9 = 1.73\%;$$

远景的 $m_2 = \frac{326}{326} \cdot \frac{2340}{7312} (1 - 0.733) 0.9 = 7.68\%.$

求小型水库的拦沙量: $Q_1 = Qm_1 = 1227 \times 1.73\% = 21.8$ 万吨(1967 年);

$Q_2 = Qm_2 = 1227 \times 7.68\% = 94.2$ 万吨(远景)。

现在可求出全流域总的泥沙减少量 $\Delta Q_1 = 21.8 + 853 = 874.8$ 万吨(1967 年);

$\Delta Q_2 = 94.2 + 898 = 992.2$ 万吨(远景)。

第四篇 調洪和水文預報

第十九章 水庫的調洪演算

§ 19-1. 概述

1. 为什么要进行調洪計算

当一个水庫修好后遇到大洪水，絕對不是把整个洪水总量都裝在水庫里，也不能任憑洪水自由下泄，这就是水庫在起着防洪的作用。洪水从上游流来，水庫則利用泄水結構物排除一定的洪水外，其余需要蓄在水庫里。故調洪需要决定水庫运用期間的蓄泄任务，这就牽涉到整个樞紐的設計：防洪庫容、泄水結構的尺寸、水庫的最高水位、壩高、下游的安全泄量……等等因素。怎样才能得到一个最經濟的方案呢？需要經過多次反复的比較，在比較的过程中調洪結果对该方案的成立与否要起很大的作用。随着我国水利事業的蓬勃發展，各处水庫成群，各处对水都是迫切需要。于是提出了如何正确地估計中小型水利工程的減洪作用，如何选取一个最經濟合理的樞紐設計方案，使得蓄水量大，下泄量滿足安全要求，在建筑結構上是最經濟可行的。这尙是一个新的問題，有待大家研究。

水庫的調洪作用具体反映在調洪結果上，經過控制出流，攔蓄了一部分洪水，水庫的出流过程綫比起入流过程將在時間上有所推延，在洪峰流量上有所削減，相应的水庫水位必然要增加，水庫的最高水位直接影响到壩高的选定，这就正是調洪的兩項結果。

另外一个非常重要的問題是施工調洪,在水庫的施工期限內,如何对付各种頻率下的洪水,在汛期以前,施工导流方案已經解决了导流期間內的导水問題,汛期內的問題,需要重新解决。現在水利化高潮中水庫往往要在短短的一兩年時間內修建起来,比如密云水庫,要在一年之內完成 2000 万土方,工程量大、工期短,施工进度的安排直接关連着多、快、好、省的建設方針,若在汛期来一大洪水,采取什么样的泄洪方式,大壩在不同時間要做到什么样的高度,如何据根出流过程和水位过程决定施工与洪水赛跑的目标,如何尽量攔蓄洪水……等均需根据調洪結果来謀求一多快好省的解决办法。

对水庫本身來說,水庫在汛期的水位过程是水庫运行的控制因素,而对水庫下游來說,出流过程却是最重要的資料,若是梯級开发,上一級的水庫的出流將入流降低了许多,下一級的水庫入流过程得到改善,水庫的防洪庫容就要减小些。若水庫下游設有别的工程,則水庫的出流直接关連到河堤、桥梁的安全,由此需要对水庫的出流提出要求,在不同的洪水頻率下提出不同的安全泄量。

2. 調洪計算的基本原理

一般水庫在修建时已知水位庫容关系曲綫,水文資料也进行了計算、設計洪水过程綫亦已知,經過設計,水庫的泄洪建筑确定,在不同水位,水庫的下泄能力也已确定,即是水庫的三大資料,来水,出水和蓄水資料均已知。据此可以进行調洪計算。而要进行調洪計算也必須具备这三項資料。

調洪演算根据的是水量平衡原理:——在任一时段內进入水庫的水和水庫下泄的水量差等于水庫在該时段內增加或减少的蓄水量。以計算式表示如下:

$$\int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt = S_2 - S_1 = \Delta S, \quad (19-1)$$

式中 t_1 和 t_2 为时段始末之时刻, $t_2 - t_1 = T$ 为时段長;

I ——瞬时入流量, $\int_{t_1}^{t_2} I dt$ 表示時間 T 內之來水量;

O ——瞬时出流量, $\int_{t_1}^{t_2} O dt$ 表示时段 T 內之出水量;

$S_2 - S_1$ ——相应于 $t_2 - t_1$ 时段內水庫的蓄水量; ΔS 即为庫容差。
若在时段 T 內 I 、 O 均按直綫变化, 則公式(19-1)可簡化如下式:

$$\frac{1}{2}(I_2 + I_1)T - \frac{1}{2}(O_2 + O_1)T = \Delta S, \quad (19-2)$$

3. 演算的方法。

目前調洪計算的方法很多, 各有利弊, 生产部門根据不同情况选用計算方法。一般有下面几种:

(1) 試算法: 試算法完全根据式(19-2)进行試算, 計算比較麻煩;

(2) 积綫法: 完全用作圖进行;

(3) 蓄率中綫性: 也是全部用作圖法进行的;

(4) 其他: 如合軸圖解法和数解圖解參半的方法。这种方法一般不常用。

前三种常用的方法將分別叙述于后。

§ 19-2. 用試算法推算水庫水位过程綫和出流过程綫

根据上节所述原理, 在具备(1)蓄洪区水位~出流量关系曲綫(2)蓄洪区水位~庫容关系曲綫(3)入流过程綫等資料的条件下, 即可用試算法推算蓄洪区水位过程及出流过程; 其步驟如下:

(1) 將入流过程綫分成若干时段, 其長短視入流过程綫的漲率大小而异。使时段內的入流过程綫近乎直綫, 是选定时段長短的原則。在某些情况下, 时段不一定都相等, 可斟酌决定之。

(2) 假定第一时段終了时之泄水量 O_1 之值。

表 19-1. 某水庫的水位庫容及
出流关系表

水庫水位	庫容	出流量
H	S	O
(公尺)	(10^6 公方)	(秒公方)
52.5	0.03	138
53.0	0.13	310
54.0	0.47	1,056
56.0	2.68	1,610
58.0	7.49	2,020
60.0	15.45	2,360
62.0	28.40	2,650
64.0	47.80	2,980
66.0	72.60	3,170
68.0	103.10	3,400
70.0	141.10	3,610
72.0	186.60	3,810
74.0	231.00	4,010
75.0	257.00	4,090
75.5	270.00	4,130
75.8	278.00	4,170
76.0	284.00	10,220

(3)計算第一时段内进水总量及泄水总量，其差值即本时段内蓄水量增值。水量計算均認為流量直綫变化。

(4)將此蓄水量值加第一时段开始时之蓄水量，即为第一时段終了时之蓄水量。

(5)由水位～庫容关系曲綫查得第一时段終了时之水位。

(6)由水位～出流关系曲綫，以第一时段末之水位，查得出流量 O_2 ，若此出流量与假定值相符，即可認為准确。否則应重行假定出流量 O_2 值，仍依上述手續計算，直至符合为止（如已繪制蓄洪区庫容～出流关系曲綫，亦可直接由第一时段末之蓄水量查得出流量 O_2 ）。

(7)第一时段末之出流量，即为第二时段始之出流量，据此即可重复上述計算步驟，試算第二时段終了时之出流量。依此类推，即可求得整个出流过程。

例題 19-1. 某水庫之庫内水位及其相应的蓄水量与出流量列如表 19-1，据此繪制水庫水位～庫容曲綫及水庫水位～出流量关系曲綫如圖 19-1 所示。已知三月八日至十日之入流过程綫，試求水庫出流过程及庫内最高水位。

表 19-2 为整理后水庫出流演算成果表，自 3 月 8 日 0 时开始，当时庫内水位为 52.60 公尺，由圖 19-1 查得相应出流量为 210 秒公方，蓄水量 $S_1=(0.05)10^6$ 公方。今定时段長 Δt 为二小时。假定 8 日 2 时出流量为 560 秒公方，則相应蓄水率为

$$s_2 = I_2 - O_2 = 600 - 560 = 40 \text{ 秒公方。}$$

該时段内水庫平均蓄水率

$$\bar{s} = \frac{S_1 + S_2}{2} = \frac{0 + 40}{2} = 20 \text{ 秒公方。}$$

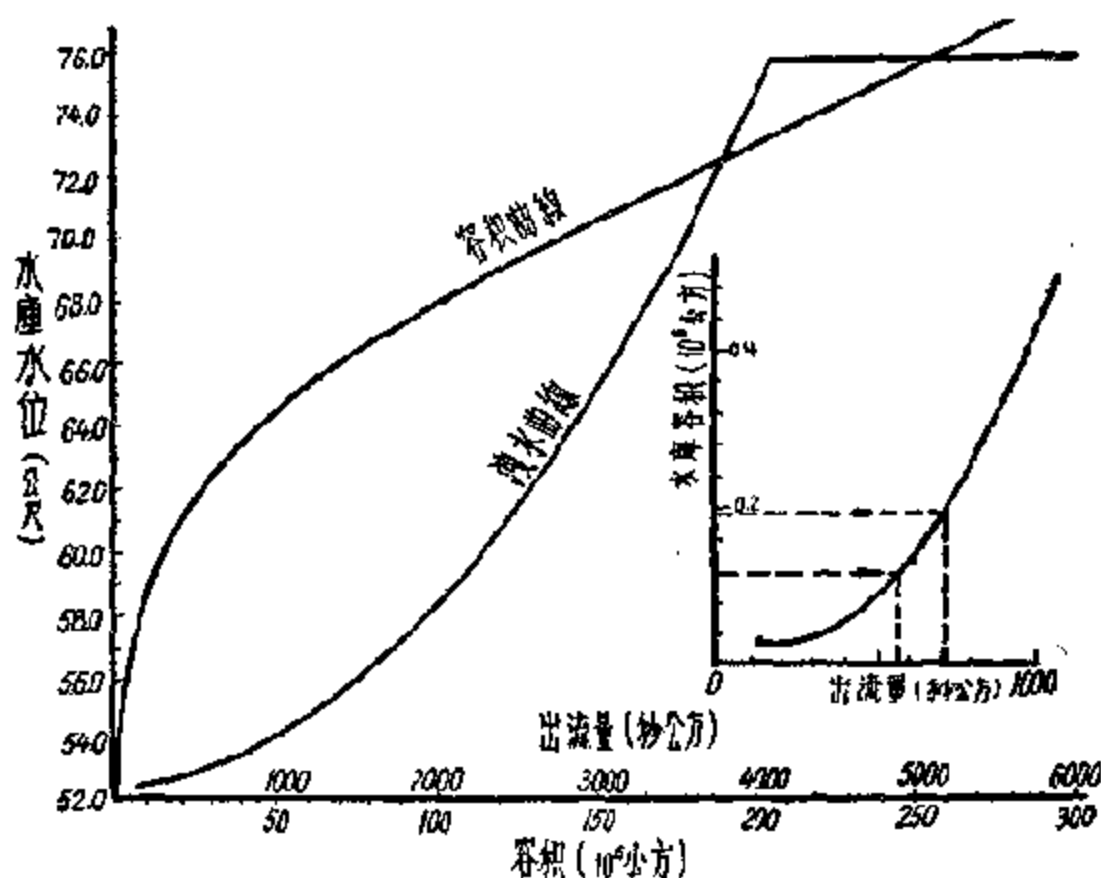


圖 19-1. 某水庫 $H \sim S$ 及 $H \sim Q$ 关系曲綫。

时段平均蓄水量增值 $\bar{S}\Delta t = 20 \times 7200 = 0.144(10)^6$ 公方，故本时段末之总蓄水量为 $S_2 = S_1 + \bar{S}\Delta t = 0.05(10)^6 + 0.144(10)^6 = 0.194(10)^6$ 公方；据此由圖 19-1 查得出流量为 720 秒公方，此值与假定不符，需重行假定，其值应在 560 与 720 秒公方之間。再假定 8 日 2 时出流量为 580 秒公方，則其相应蓄水率 $s'_2 = 600 - 580 = 20$ 秒公方，时段平均蓄水率 $\bar{s} = \frac{0+20}{2} = 10$ 秒公方，其蓄水量增加值为 $10 \times 7,200 = 0.072 \cdot 10^6$ 公方；时段末之总蓄水量为 $0.05 \cdot 10^6 + 0.07 \cdot 10^6 = 0.12 \cdot 10^6$ 公方，由圖 19-1 查得其相应出流量是 580 秒公方，此值与假定值相符合；再查得其相应水庫水位为 63.00 公尺。依同样步骤进行，即可推得全部出流过程及庫内水位过程，如表 19-2 中之第三欄及第八欄所列。据此可知 9 日 10 时庫内水位为 75.70 公尺，最大出流量为 6000 秒公方。

为計算方便，可根据圖 19-1 繪制庫容～出流量关系曲綫，在容積較小部分，应將比例尺放大，以求获得适当之精度。

表 19-2. 由試錯法推求某水庫出流演算成果表

(1)			(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
日 期			入流量	出流量	$s=I-O$	$\bar{s}=\frac{1}{2}(s_1+s_2)$	$\bar{s}\Delta t$	$S_2=S_1+\bar{s}\Delta t$	时段終了时的水位
月	日	时	(秒公方) I	(秒公方) O	(秒公方)	(秒公方)	(10 ⁶ 公方)	(10 ⁶ 公方)	(公尺)
9	8	0	210	210	0			0.06	52.00
		2	300	580	20	10	0.07	0.13	53.00
		4	2,150	1,520	630	325	2.34	2.48	55.70
		6	3,450	2,110	1340	935	7.10	9.56	58.50
		8	3,800	2,470	1330	1035	9.11	18.67	60.70
		10	4,300	2,680	1620	1475	10.60	29.27	62.20
		12	4,750	2,870	1880	1750	12.60	41.81	63.50
		14	5,250	3,020	2230	2055	14.78	56.65	64.70
		16	6,050	3,180	2870	2550	18.35	75.00	66.10
		18	6,850	3,360	3490	3030	22.20	97.20	67.60
		20	7,300	3,529	3771	3531	25.40	122.60	69.10
		22	7,800	3,630	4120	3945	28.40	151.00	70.50
	9	24	8,700	3,830	4870	4495	32.38	183.38	72.10
		2	7,700	3,990	3710	4290	30.90	214.28	73.80
		4	7,000	4,020	2980	3345	24.10	238.38	74.20
		6	6,850	4,090	2760	2770	19.90	258.28	74.60
		8	6,300	4,940	1360	1930	14.10	272.38	75.60
		10	5,500	6,000	-500	480	3.10	275.48	75.70
		12	4,900	5,250	-350	-425	-3.06	272.42	75.60
		14	3,600	4,130	-530	-440	-3.17	269.25	75.50
		16	3,300	4,100	-800	-635	-4.78	264.47	75.10
		18	2,750	4,090	-1340	-1070	-7.70	256.77	75.00
		20	1,950	4,020	-2070	-1705	-12.55	244.22	74.20
		22	1,600	4,000	-2400	-2235	-16.08	228.14	73.90
	10	24	1,900	3,960	-2060	-2580	-18.20	209.94	73.50
		2	1,050	3,720	-2730	-2695	-19.97	190.57	72.20
		4	880	3,700	-2820	-2775	-19.95	170.62	71.00
		6	640	3,560	-2920	-2870	-20.65	149.97	69.50
		8	470	3,540	-3070	-2935	-21.55	128.42	68.30
		10	300	3,400	-3100	-3055	-22.17	106.25	68.00
		12	210	3,280	-3070	-3035	-22.17	84.08	66.90
		14	200	3,040	-2840	-2955	-21.20	62.88	65.00
		16	190	2,850	-2660	-2750	-19.80	43.08	63.40
		18	190	2,550	-2360	-2510	-18.10	24.98	61.50
		20	190	2,050	-1860	-2110	-15.20	9.78	58.10
		22	190	620	-430	-1145	-8.24	1.54	53.00
		24	190	190	0	-215	-1.54	0	52.50

§ 19-3. 用积綫法推求水庫水位过程綫 和出流过程綫(作圖法之一)

1. 积綫法的步驟与特点

(1)將水庫的入流过程綫繪成入流累积曲綫(如圖 19-2 所示),計算累积水量时,时段的長短可根据入流变化的大小而选取不同的数值,如 6 小时、12 小时或 24 小时均可。为了精确起見,在洪峰部分可將时段分小些,尤其是流量变化特別大的时期,务需能反应出其变化。

(2)算出水庫水位自某一高程增到另一高程时的平均流量,再根据每一水位变动範圍內之平均出流量按同一坐标單位画出相应的出流累积曲綫。由于取的是时段內的平均流量,所以累积綫是直綫,称为出流积綫,出流积綫的斜率代表的是該时段內的平均流量,如圖 19-2 所示。水位变动范围的选取原則是其相应的流量变化可近似的認為直綫变化。显然,分的愈小愈精确,故应根据精度要求、出流变化率和水庫的大小来决定。

(3)相对于上項所取各水位变动範圍,由水位庫容关系曲綫找出其庫容差。

(4)据具体情况选定調洪起点,确定起始日期和水位。

(5)自起点开始,如圖 19-2。設起点为 A , 在縱坐标上(水量坐标)加以第一个水位变动範圍內庫容的变化量 AB , 得到 B 点, 自 B 点作一直綫平行該水位变动範圍內的出流积綫, 交入流积綫于 C 点。 A, C 兩点的縱坐标差表示出流总量, 横坐标差, 表示在上述入流情况下, 水庫水位变动上述之差所需的时间。

(6)按上法接着从 C 点繼續进行操作, 一直到有一条綫不能与入流积綫相交, 这时改繪入流积綫的切綫, 相应于庫容差的数值可求出水庫水位的变化, 到此为止, 水庫水位都是上升(或下降)的, 自此就改变为下降(或上升)的。轉折点的水位就是一最高水位或最低水位。显然, 其

值不一定是整数。

水位上升时 B 点在 A 点之上方, 反之在下方, 这說明水库在水位上升时要蓄起 AB 这么多水, 水位下降时, 水库需要放出 AB 这么多水。整个調节过程, A 、 B 、 C 三点由出流积綫、入流积綫和庫容差組成閉合圖形, 說明在这段範圍內水量是平衡的。

据此調洪結果得出水库的水位过程和出流过程。

例題 19-2. 本例是 1958 年畢業班同學設計三家店水库时做的計算, 計算的目的是进行溢洪道方案的比較, 初步決定最高水位、溢洪道尺寸与型式、泄洪頻率和下泄流量等一系列的基本数据。同时还进行了各种頻率的洪水下不同溢洪道尺寸和安全下泄流量时的調洪計算。在这里只举万年一遇洪水下的調洪計算。

(1) 入流累积綫的繪制

三家店水库的来水有兩股, 一是官厅水库的有控制的下泄水量, 二是山峽流来的天然水量。由于官厅水库可延緩泄洪 96 小时, 則下泄的洪峰与山峽的洪峰錯开, 同时在汛期官厅水库电站全部机组开动, 其下泄流量假設全部为三家店电站所泄走, 所以在本处仅考虑山峽来洪, 入流和出流相同的部分則不計入。官厅来水在时段外亦相当于不計入。

本次計算按頻率 $P=0.1\%$ 設計, 按 $P=0.01\%$ 校核, 圖 19-2 入流累积为 $P=0.01\%$ 的洪水过程作出。計算表如表 19-3。

取时段为 2 小时, 在目前的情况下認為符合要求。由圖 19-2 亦可証明。

(2) 出流积綫的繪制

設計了溢洪道的型式及尺寸后, 据水力学計算就可以算出不同水位时之出流量。这一項計算直接影响到樞紐的設計。

按溢洪道上水头选定 0.5 公尺为变化范围, 因为溢洪道坎以下不泄流, 而且水头变化对流量变化的影响較大。認為选 0.5 公尺分段是可以滿足要求的。

出流积綫計算見表 19-4 計算結果繪圖見圖 19-2。

由出流計算表看出当水头 $H \geq 8.0$ 公尺时, 下泄均为 2100 秒公方, 这是因为考虑了下游蘆溝桥的安全泄量为 2500 秒公方, 扣去三家店水库至蘆溝桥間的区間流量即得 2100 秒公方, 以確保蘆溝桥的安全。均匀下泄需由閘門控制。

(3) 庫容差的求得

按出流計算之分段, 由本庫庫容水位关系曲綫查出各段庫容差, 列如表 19-5。

(4) 定調洪起点

考虑洪水預報 5 小时, 在汛前水位維持水位 143.0, 在接到預報要來洪水时, 赶紧按最大流量放水, 所以起点時間是洪水来到前 5 小时, 本位为 143.0, 壩上水头为 7 公尺。由于在洪水到來之前入流量很少。电站有一部分出流, 故相对的認為入流量为 0, 只在接到預報已

表 19.3. 入流累积計算表

时 程 小 时	流 量 秒 公 方	平均入流量 秒 公 方	入 流 总 量 10° 公 方	入 流 累 积 10° 公 方
0	0			
2	320	160	1.152	1.152
4	1000	660	4.75	5.902
6	3120	2060	14.85	20.753
8	8220	5720	41.20	61.953
10	5660	6990	50.30	112.253
12	4500	5080	36.60	148.853
14	2750	3625	26.10	174.953
16	1600	2175	15.68	190.633
18	1140	1370	9.80	200.493
20	800	970	6.98	207.473
22	860	830	5.98	213.453
24	1250	1055	7.60	221.053
25	1560	1405	5.05	226.103
26	1460	1510	5.43	231.533
28	1850	1405	10.12	241.653
30	900	1125	8.10	249.753

表 19-4. 出流計算

堰上水头 公尺	堰上溢流 秒公方	平均出流量 秒公方	平均 10 小时 出流量 10^3 公方	堰頂高程 138公尺
0	0			
0.5	36	18.0	0.648	
1.0	102	69.0	2.480	
1.5	187	144.5	5.200	
2.0	286	236.5	8.520	
2.5	398	342.0	12.320	
3.0	521	461.0	16.600	
3.5	659	591.5	21.300	
4.0	804	731.5	26.400	
4.5	952	878.0	31.600	
5.0	1115	1033.5	37.200	
5.5	1280	1197.5	43.200	
6.0	1455	1367.5	49.200	
6.5	1640	1547.5	55.600	
7.0	1825	1732.5	62.400	
7.5	2025	1925.0	69.200	
8.0	2100	2062.5	74.400	
8.5	2100	2100	55.600	
9.0	2100	2100	55.600	
9.5	2100	2100	55.600	
10.0	2100	2100	55.600	
以下同				

經放了五小時的水后才開始來洪。

5) 進行調洪

從起點開始，由於沒有來水，按 7.0 公尺水頭下泄，則水庫水位一定下降，所以往下量以 143.0—142.5 公尺的庫容差 4.5×10^4 方，然後按 143.0—142.5 公尺的出流積綫作圖。水位一直下降，水頭由 7.0 公尺降低為 4 公尺，洪峰開始入庫，由於洪峰不是暴漲，水庫水位在洪水剛來時仍然下降，然後再很快的上升。當調洪到 C 點，水位繼續下降，但已經遇上了洪水，所以堰上水頭降到 8.8 公尺就又上升。在具體調洪的過程中，並沒有求出最小水頭，因為不需要最低水位值，所以由 C 一直作圖至 D 點，在其間 4.3 小時處達最低水位。過 D 後繼續調洪，這時庫容差值加在入流積綫上方，水位迅速升高，至最後水頭已達 12 公尺。以下再作圖，水位已達不到 12.5 公尺，這時將最後一條出流積綫平行推到與入流積綫相切，相切的時刻為 12.5 時，相應的水頭在 12—12.5 之間，按被分成兩部分的庫容之比與水量平衡原理，可求出水頭為 12.2 公尺。故水位為 148.2 公尺。

調洪結果表明：a) 從預報洪水要來時，盡量泄洪，需時 17.3 小時達最高水位 148.2 公尺；b) 最大泄流量為 4030 秒公方；c) 溢洪道單寬流量 $q=90.5$ 秒公方/公尺。

多個調洪的結果就可比較溢洪道的位置，也可由此決定壩高等基本數據。

3. 積綫法調洪的分析與討論

(1) 當流量過程綫已經確定，需進行泄洪方式的比較時，用積綫法較為方便，入流積綫可以晒圖。如進行施工調洪，選擇施工洪水的導

表 19-5. 水位庫容差表

水 頭 公尺	水 位 公尺	庫 容 差 10^4 公 方
2.0	138.0	3.7
2.5	138.5	3.8
3.0	139.0	3.8
3.5	139.5	3.9
4.0	140.0	4.0
4.5	140.5	4.0
5.0	141.0	4.2
5.5	141.5	4.3
6.0	142.0	4.4
6.5	142.5	4.5
7.0	143.0	4.5
7.5	143.5	4.6
8.0	144.0	4.6
8.5	144.5	4.7
9.0	145.0	4.7
9.5	145.5	4.7
10.0	146	4.8
10.5	146.5	4.8
11.0	147	4.8
11.5	147.5	4.8
12.0	148	4.8
12.5	148.5	4.8
13.0	149	

流方案需要进行許多次調洪計算,这样就显得更方便了。

(2) 积綫法若要精确,比例尺愈大愈好。一般的紙張,精确也足够了,因为水文資料本身也具有一定的不可靠性,过多的計較操作上的精度,也就显得沒有必要了。

(3) 补救上面問題的办法之一,可以用差积曲綫来代替累积曲綫,原理相同,这里不作詳述。

§ 19-4. 用蓄率中綫法推求水庫水位过程綫及出流过程綫

1. 原理

根据公式(19-2)移項得:

$$\bar{I} + \left(\frac{S_1}{T} - \frac{O_1}{2} \right) = \left(\frac{S_2}{T} + \frac{O_2}{2} \right), \quad (19-3)$$

上式蓄水量 S 与出流量 O 都是水位 Z 的函数,因此可以繪制 $Z \sim \left(\frac{S_1}{T} - \frac{O_1}{2} \right)$ 及 $Z \sim \left(\frac{S_2}{T} + \frac{O_2}{2} \right)$ 关系曲綫,因此可得出 \bar{I} , Z , O 和 S 的关系来。

調洪操作时由时段开始之水位 Z_1 , 据 $Z \sim \left(\frac{S_1}{T} - \frac{O_1}{2} \right)$ 查得 $\left(\frac{S_1}{T} - \frac{O_1}{2} \right)$ 之值,將此值加上已知該时段內的平均入流 \bar{I} 后,其和即等于 $\left(\frac{S_2}{T} + \frac{O_2}{2} \right)$,再由 $Z \sim \left(\frac{S_2}{T} + \frac{O_2}{2} \right)$ 查出时段末之水位 Z_2 。 Z_2 作为第二时段开始之水位重复以上操作,这样,依据已知 \bar{I} 和上面兩相关曲綫,即可作出水庫的水位过程和出流过程。

由于曲綫 $Z \sim \left(\frac{S_1}{T} - \frac{O_1}{2} \right)$ 和 $Z \sim \left(\frac{S_2}{T} + \frac{O_2}{2} \right)$ 分別位于蓄水率曲綫 $Z \sim \frac{S}{T}$ 之兩旁,故称为蓄率中綫法。

例題 19-3. 1958 年畢業設計所作响潭水庫的調洪計算。

响潭水庫之溢洪道尺寸和型式已定,据此作出 $Z \sim O$ 之关系,同时 $Z \sim S$ 的关系亦已知,由此可作輔助曲綫 $Z \sim \left(\frac{S}{T} - \frac{O}{2} \right)$ 及 $Z \sim \left(\frac{S}{T} + \frac{O}{2} \right)$, 如圖 19-3 所示,計算表見表 19-6。然后进行調洪作圖。具体作法如圖 19-3,如在时段 3 时末水位 165.32 公尺,在坐标上为 4

点, 过 A 作水平綫, 交曲綫 $\frac{S}{T} - \frac{O}{2} = f_1(Z)$ 于 B , 过 B 沿水平軸量 $\bar{T} = 298$ 秒公方, 得 C , C 点代表 $\left(\frac{S_1}{T} - \frac{O_1}{2}\right) + \bar{T}$, 由式(19-3), 其值应等于 $\left(\frac{S_2}{T} + \frac{O_2}{2}\right)$, 故过 C 作垂直綫, 交曲綫 $\frac{S}{T} + \frac{O}{2} = f(Z)$ 于 D , 再过 D 作水平綫, 交 B 和 A' 即得該时之水位为 156.03 公尺和出流流量为 298 秒公方。 A' 即为下一时段初之水位, 依同法順序作出 $B'-C'-D'-E'$ 即得第二时段末之水位为 156.42, 出流流量为 362 秒公方, 繼續作圖, 則可得出各时段相应的 A 点及 B 点, 即水位过程 and 出流过程就已經作出来了。

表 19-6. 响潭水庫調洪輔助曲綫計算

庫 水 位 Z , 公尺	坎上水头 H , 公尺	坎上庫容 S , 10^4 公方	蓄 水 量 S , 秒公方	出 流 量 O , 秒公方	$\frac{S}{T} + \frac{O}{2}$ 秒公方	$\frac{S}{T} - \frac{O}{2}$ 秒公方	注
153.8	0	0	0	0	0	0	
154.3	0.5	12	33	15.8	48.8	17.2	
154.8	1.0	28	77.8	42.6	120.4	35.2	
155.3	1.5	44	122.3	78.4	200.7	43.9	
155.8	2.0	64	178.0	120.3	298.3	67.7	
156.3	2.5	84	236.0	168.5	401.5	64.5	
156.8	3.0	104	289	221.5	510.5	67.5	
157.3	3.5	124	344	279.0	623	65.0	
157.8	4.0	144	400	341.0	741	59.0	

2. 方法的討論

(1) 当洪水过程很長时势必將时段取得大, 否則計算太多, 于是精度受到影响;

(2) 一般是樞紐布置沒有肯定方案, 需要进行比較, 所以作輔助綫的工作量較大, 因而本方法适于当水文資料和初步設計同时进行的設計, 如三家店水庫为了尽快的提出樞紐布置方案, 調洪和水文計算同时进行。下节將叙述。

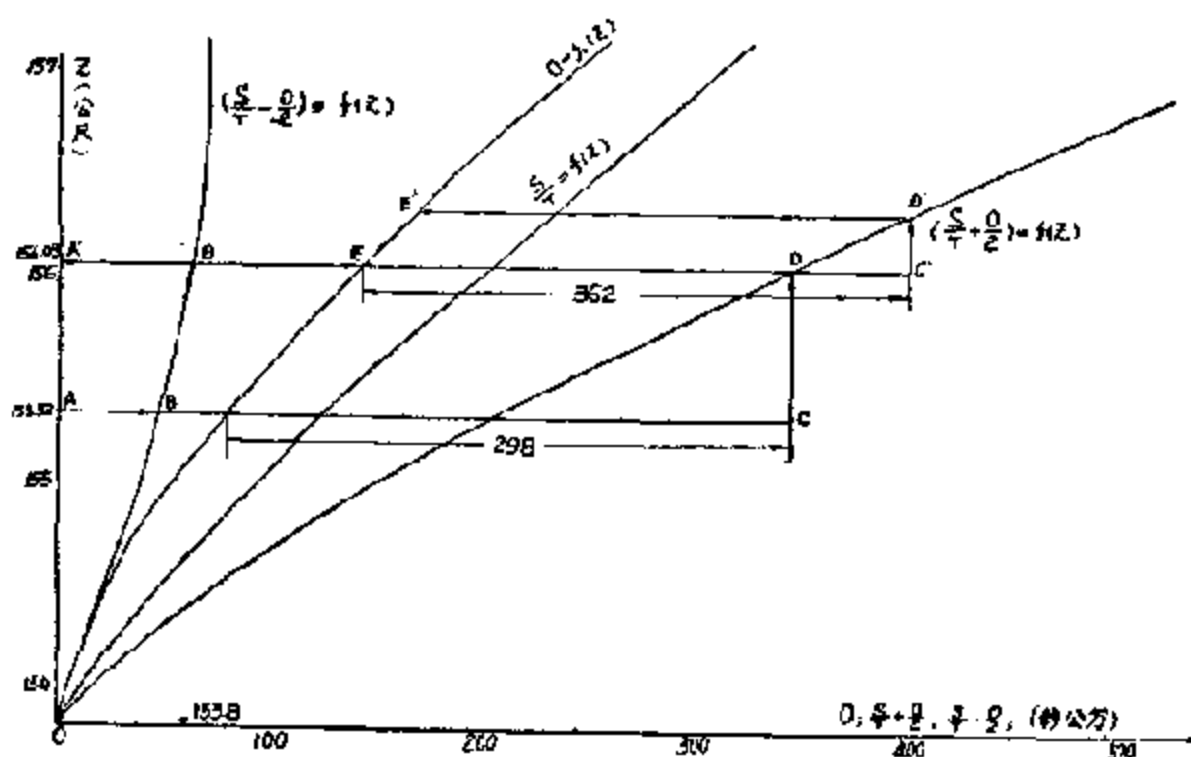


圖 19-3. 响潭調洪輔助曲綫。

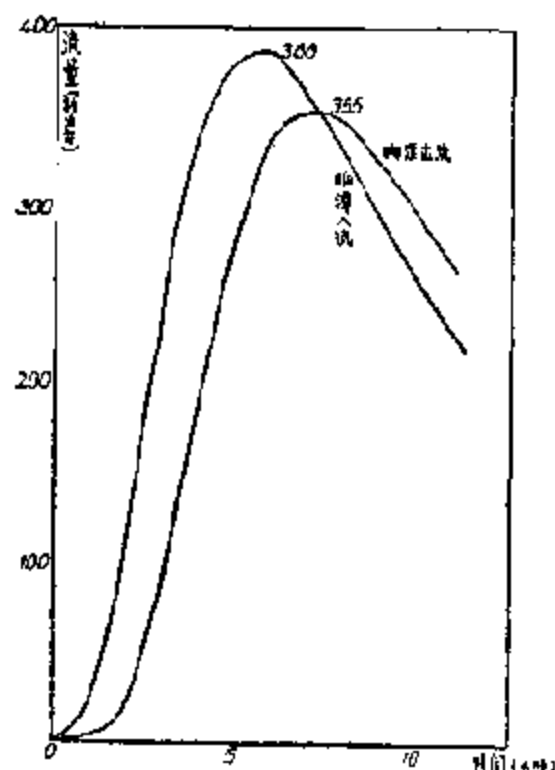


圖 19-4. 响潭調洪曲綫。

注：本圖出流过程是当溢洪道寬
 $B=15$ 公尺时的結果。

表 19-7. 响潭水庫 $P=1\%$ 調洪結果

时 程 T , 小时	平均入流量 I , 秒公方	出 流 量 O , 秒公方	末水位 Z , 公尺
1	10	4	153.9
2	68	48	154.46
3	184	160	155.32
4	308	284	156.03
5	362	262	156.42
6	385	384	156.54
7	372	372	156.48
8	348	348	156.36
9	309	316	156.18
10	275	284	156.08
11	243	243	155.84

§ 19-5. 各种计算方法的比较

上面所讲的各种计算方法,都是建立在水量平衡原理的基础上的,

即 $\int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt = S_2 - S_1 = \Delta S$ 。各种方法的主要差别在于计算的复杂程度和计算结果的精度上。

根据我们设计三家店水库和密云水库的经验来看,水库设计中,调洪的计算量还是很大的,而且调洪结果关系到水工枢纽布置。在设计中往往希望较快地得出调洪结果。因此,寻找一个简便的方法,在实际设计工作中是有现实意义的。我们的看法如下:

从计算上看,试算法最麻烦,但成果较精确。在实际设计工作中,由于水文资料等本身精度不高,在计算上去追求高精度就没有实际意义了。因此,在实际设计中不用此法而用图解法。应该指出,利用试算法来说明调洪计算原理使人容易理解,从而为学习图解法打下基础。

图解法的优点是计算方便,其缺点是如作图不慎,容易发生错误。在目前设计部门中,常用的图解法为累积曲线法及蓄率中綫法。因此,我们也只介绍了这两种方法^①。

在一般工程设计中常常是水文分析计算已先完成,也就是说洪水过程綫已得知,而溢洪道的布置尚未确定。在这种情况下,利用累积曲线来进行调洪计算是方便的,因为这时如用蓄率中綫法,那么相应于不同的溢洪道孔口数目、形式及坎高,就需作一套 $Z \sim \left(\frac{S}{T} - \frac{O}{2} \right)$; $Z \sim \left(\frac{S}{T} + \frac{O}{2} \right)$ 及 $Z \sim \frac{S}{T}$ 曲线。这种做法工作量很大,也影响设计完成时间。

但在三家店水库设计中,碰到了这样的问题:为了节约修建水库投资,溢洪道闸门采用了原三家店拦河闸闸门,也就是说孔口的尺寸及数目基本上决定了;而坎高经初步比较分析,一般只有两种方案;但水文

① 另一种图解法——合轴图解法可见“洪水预报方法”一书第62页。

分析計算沒有完成，也就是洪水过程綫尚未得出，水工樞紐布置要求尽早提出調洪結果，如果仍采用綫法，等待水文組將水文成果算出來再進行調洪計算，勢必影響設計進度。為了滿足大躍進的要求，必須提高設計速度。從上述情況看，由於溢洪道尺寸基本已定，則可以不等得出洪水过程綫，先將蓄率中綫法的圖解准备工作作好，如繪 $Z \sim \left(\frac{S}{T} - \frac{O}{2}\right)$ ； $Z \sim \left(\frac{S}{T} + \frac{O}{2}\right)$ 及 $Z \sim \frac{S}{T}$ 等曲綫，一等水文計算結果得出，可在很短時間內作出調洪結果。從上述三家店水庫設計來看，在上述條件下，蓄率中綫法有顯著優點。

從上述情況可看出，在進行實際的設計工作時，應該結合具體條件，選擇最方便同時又能滿足設計要求的方法，以便設計工作趕上社會主義大躍進的需要。

當洪水總量很大時，若比例尺用得大，則累積曲綫需用很大的紙張繪制，不太方便；如用小比例尺，則誤差較大。在這種情況下，建議采用差積曲綫法，其原理和累積曲綫一樣。

第二十章 水文預報

§ 20-1. 水文預報的意義

在我國社會主義建設中，水文預報起着很大的作用。國民經濟的各个方面，如預防水旱災、水利、水電、交通運輸、二農業生產、民用水等，都需要水文預報的資料，隨着社會主義建設的發展，對水文預報提出了更高的要求。

幾年來配合河流治理，我們進行了水文預報，使我們主動掌握水情的變化。目前水文預報的主要目的還在於防汛，水文預報及時地為防汛部門提供重要情報，使防汛部門能主動而及早地採取防禦措施，以減免由於水災所引起的損失。

例如, 1953 年松花江发生了大洪水, 根据嫩江及第二松花江来水情况的分析, 两江洪水会合后, 三肇大堤将有部分堤段发生漫溢现象, 当时黑龙江省即紧急动员了 10 万民工连夜赶到三肇大堤, 经三晝夜抢修, 化险为夷, 在第二天午間洪峰安全通过三肇地区, 保全了 200 多万亩农产。1954 年 8 月上旬, 長江上游出现过大洪峰, 三峡地区又降暴雨, 预报沙市水位将超过防洪水位 1 公尺多, 并估计到荆江分洪区已不能容纳需要分洪水量, 防汛部門当即根据预报水情, 采取了扒开虎渡河东堤的紧急措施, 确保了荆江大堤的安全和武汉市防汛斗争的胜利。又如 1958 年 7 月 17 日, 预报黄河花园口将发生 21000 秒公方的特大洪水, 黄河防汛总指挥部根据这个预报, 迅速地动员了河南、山东两省 200 万工农群众, 上堤保衛堤防, 苦战 10 晝夜, 终于战胜了黄河特大洪水。

在各种防洪工程的应用中, 都是以水文预报为根据的, 正确的和及早的预报, 能使政治上、經濟上避免严重的损失。

此外, 在一些修筑水电站的河流上, 根据水文预报, 能充分利用水力资源增加发电量, 如苏联欧洲部分的水电站由于水文预报而可增加发电量达 8~10%。对于水庫来说, 应在洪水来临以前, 腾出防洪庫容, 以便蓄水, 而在枯水来临以前, 尽可能蓄水儲用, 这也有賴于水文预报, 水文预报在水利工程上带来的巨大效益, 将在 § 20-6 中进一步叙述。水文预报在保証灌溉和工业居民用水方面也有極重大的作用。在航运上由于水文预报也能增加内河貨运量, 如長江的宜昌汉口段, 由于河性复杂, 常难掌握航船的吨数, 上下行的日期, 在提供了較長期的预报以后, 情况即可大大改善。

水利施工也需要预报的保証, 如壩、閘、桥梁的施工, 因为突来的洪水, 常会冲毁已成的建筑物或冲走堆放在工地的器材, 并影响工地的安全。

在有冰情的河流, 冰情预报也很重要, 因为淌凌的出现: 将使船舶

航行發生困難,水利施工受到障礙,水電站進水受到阻塞等,如有確切的預報,則可在事先作好準備。開凍時的情況也是這樣,這時要預防浮冰壅塞,冰壩等抬高水位,避免造成決口的災害,象我國黃河凌汛有時就可能造成很大的災害。

從以上各方面可以看出水文預報在國民經濟中的重要作用。和水文預報給國民經濟帶來的巨大效益。水文預報促進了社會主義建設事業的加速發展,同時反過來也隨着社會主義建設事業的發展,對水文預報的服務範圍、精度與預見期等也日益提出了更高的要求。

§ 20-2. 水文預報的分類和發展方向

1. 水文預報的分類

水文預報按其預報對象和服務對象大致可分為下列幾類。

A. 按預報的要素分:

a) 徑流預報: 水位預報——水位升高或降落的日期; 流量預報——預報流量大小及發生的日期; 此外還有深度預報, 徑流總量預報, 含沙量及溫度等。

b) 冰情預報: 預報開河和封凍的日期, 冰蓋厚度、冰壩、冰塞等現象。

B. 按預見期分:

- a) 緊急預報: 其預見期在數小時之內;
- b) 短期預報: 其預見期在 1~5 日之內;
- c) 長期預報: 其預見期在 5 日~1 年之內;
- d) 超長期預報: 其預見期在 1 年以上。

C. 按區域特征分:

- a) 平原河流預報;
- b) 山區河流預報。

D. 按預報所服務的對象分;

- a) 国防水文预报;
- b) 交通运输水文预报: 水运、木材浮运、公路铁路运输等。
- c) 建设事业的水文预报: 水力发电、水库运行、灌溉事业、市政建设及渔业等。

E. 按水文预报所采用的方法分:

- a) 水文法预报(即测水法): 根据从测水得来的资料预报;
- b) 气象法预报: 根据气象所测得的资料进行预报;
- c) 水文气象法预报: 根据水文与气象的资料进行预报。

2. 发展方向

我国自解放以来水文预报有了重大的发展,但是还是不能满足一日千里的国民经济建设事业发展的要求,在我国目前大跃进的形势下,水文预报工作的基本任务是“做到全面服务和赶上世界先进水平”。所谓全面服务,就是说水文预报必须为除水害兴水利进行全面服务,不仅要为防洪服务,还要为发电、灌溉、航运、施工、城市用水等部门服务;不仅要进行洪水预报,还要进行枯水预报,冰情预报;不仅要对大江大河预报,还要对小河流预报。所谓赶上国际水平,就是要提高预报精度和增长预见期。在提高预报精度方面要制定对预报方法鉴定的科学方法,克服预报技术上的困难,加强对流域河道特性及洪水特性的研究和认识等,从而降低预报误差,使预报尽可能符合于客观发生的情况。我国预报精度,解放后有很大提高,目前水位、流量预报,已经能准确及时地反映出来。现举二例说明。

例 20-1. 最高水位预报,预报海河流域大清河东淀第六堡水位流量,见表 20-1。

例 20-2. 暴雨径流过程预报:预报淮河息县站水位、流量,见表 20-2。

从上面两个例子可以看出,我们的预报精度,在时间和量上已经达到相当高的水平。

在预报的预见期方面,由于我国多暴雨洪水,河道集流很快,大部分河流具有暴涨暴落的特性,因此,预见期都很短,一般河流大都为 1~3 天,但防汛部门、水利部门及国民经济其他部门则要求水文预报有更长的预见期,以便能更充分地掌握水情的变化。在增长预见期方面,最根本的是要依靠气象部门,能做到报出较远时期的,较小范围的降雨量和降雨强度

表 20-1.

年	月	日	时	东淀出流 (秒公方)	修正东淀 出流 (秒公方)	予报东淀第 六堡 水位(公尺)	实测第六堡 水位 (公尺)	实测第六堡 流量 (秒公方)
55	8	22	8	410	410	5.00	5.00 ⁴⁰	410
	8	23	8	930	930	6.15	6.16	985
	8	24	8	1230	1280	6.75	6.73	1275
	8	25	8	1480	1480	7.07	7.01	1455
	8	26	8	1590	1580	7.21	7.14	1540
	8	27	8	1570	1590	7.22	7.18	1595
	8	28	8	1560	1580	7.21	7.23	1600
	8	29	8	1530	1570	7.19	7.20	1580

表 20-2.

年	月	日	时	地表徑流 (秒公方)	基 流 (秒公方)	流 量 (秒公方)	水 位 (公尺)	实 测	
								水位(公尺)	流 量 (秒公方)
55	8	19	8						
55	8	20	8	50	245	295	37.14	36.96	245
55	8	21	8	624	200	824	38.11	38.12	660
55	8	22	8	1149	175	1324	39.26	39.25	1315
55	8	23	8	818	155	973	38.71	39.42	1480
55	8	24	8	367	140	507	37.86	38.15	670

及暴雨移动的途徑,从而使水文預見期有可能增長。从这里可以看出,水文預報并不是一門孤立的科学,它是和其他科学特别是气象学有着密切的不可分割的关系。

在目前国民經济全面大躍进的形势下,在农村中蓬勃地开展了以“蓄、小、群”为主的群众性的水利运动。水文預報必須严重注意人类改造自然活动对徑流的根本影响,随着人类不断地征服和改造自然,可以預料,水文預報会有一个飞躍的发展。

§ 20-3. 洪水預報

目前在实际工作中常用的按習慣可分为:(1)水位預報;(2)流量預報;(3)暴雨徑流預報。

根据原始资料的性质,这些方法又可分为:(1)水文测验法;(2)水文气象法。

水位预报及流量预报属于水文测验法,是以在河流上所进行的水文测验资料为基础来进行预报。暴雨径流预报属于水文气象法,是以流域上的气象观测资料为基础来进行预报。

1. 水位预报

水位是河流形势的重要特征。一个河段,上游站水位每一涨落,下游站亦相应地有明显的反映,但因支流交汇、回水顶托、冲淤变化及原来河槽充水情况(库水位变化)等影响,其关系甚为复杂。在实际运用时,主要是从实测资料中去分析影响预报对象的各个因素,求得其间相互关系,通过各种相关曲线和图表来进行预报。已往的经验证明,在河流上下游站之间若具有良好的相关关系,完全可以制作上下游站相关图表来进行水文预报。

水位预报方法中目前应用比较广泛的为相应水位法。其主要方法是利用河段上游断面的水位实测资料,来预报下游断面未来水位的方法。此法是最方便的。

相应水位法是以考虑洪波运动为基础,在天然水流中,水位及流量在时间上所发生的变化,在大多数情况下是由于洪波运动的结果,所以,如果已知河流上游断面洪波特性资料,就可以作出此洪波在下游断面的预报。

在建立上下游站相应水位的关系时,根据各河段的情况不同,可有各种相关方法,有的只用相应洪峰水位来建立关系,也有用整个洪水过程中的各相应水位值来建立关系。有时也不直接用水位值来建立关系,而用一次洪峰总涨差相关或是相应时段的水位变值来建立关系。在建立以上各种关系时,均可用其他有关的因素作为参变数,以提高预报精度。此外,相应水位法也可用于更复杂的情况,如上下游站的河段内有较大支流插入、回水影响和潮汐影响等各种方法。

例 20-3. 以下游站同时水位作參變數的洪峰水位相关。

辽河鉄嶺和支流清河开原河道測站的分布如圖 20-1。

清河开原及干流鉄嶺洪峰水位及鉄嶺同时水位資料, 及各大洪峰傳播時間計算列于表 20-3。

表 20-3. 开原、鉄嶺兩站洪峰水位摘录表

开 原 洪 峰					鉄 嶺 洪 峰					傳播時間 (水時)	
日 期				水 位 (公尺)	鉄嶺同時 水位(公尺)	日 期					水 位 (公尺)
年	月	日	時			年	月	日	時		
1951	7	22	16	86.66	55.18	1951	7	23	5	55.50	14
	7	24	7	87.66	55.65		7	24	19	56.25	12
	7	31	9	87.79	57.33		7	31	19	57.40	10
	8	3	6	87.92	56.56		8	3	22	57.73	16
	8	7	23	87.19	56.80		8	3	11	57.04	12
	8	24	10	87.73	56.93		8	21	19	57.17	9
1952	7	28	12	87.61	55.21	1952	7	25	24	56.07	12
	8	16	13	86.73	54.67		8	13	24	54.76	14
	8	20	6	86.84	54.63		8	20	20	54.80	14
	8	21	4	86.92	54.81		8	21	18	54.84	14
	9	10	24	86.94	54.77		9	11	12	54.95	12
1953	7	30	7	88.90	57.63		7	30	17	58.24	9
	8	20	9	90.80	58.90		8	20	20	60.26	11



圖 20-1. 辽河鉄嶺以上測站分布圖。

繪制开原和鉄嶺各次相应洪峰水位, 并在各点旁注明鉄嶺同时水位, 通过各点繪制各同时水位等值綫, 如圖 20-2, 甲。洪峰傳播時間一般可和上游站洪峰水位制作相关圖, 如圖 20-2, 乙。这样, 即可在开原出現洪峰后, 預報鉄嶺洪峰出現時間和洪峰水位。

如某日上午 2 时洪峰到达开原站, 水位为 86.45 公尺, 当时鉄嶺水位为 53.93 公尺; 則可从圖 20-2 甲上查得鉄嶺洪峰水位为 57.67 公尺; 由圖 20-2 乙上可查得洪峰傳播時間为 10 小时; 由此可以預報本次洪峰將于当日正午

12 时到达铁嶺，洪峰水位为 57.57 公尺。

例 20-4. 受匯水影响河段的洪峰水位相关。例如汉江下游新城至汉川段之预报曲线，当长江水位上漲时，汉川水位显然受到长江的頂托影响，故繪制新城—汉川洪峰水位相关圖时，应以汉江与长江匯合处——汉口站的水位为参变数。新城、汉川各次洪峰水位及新城

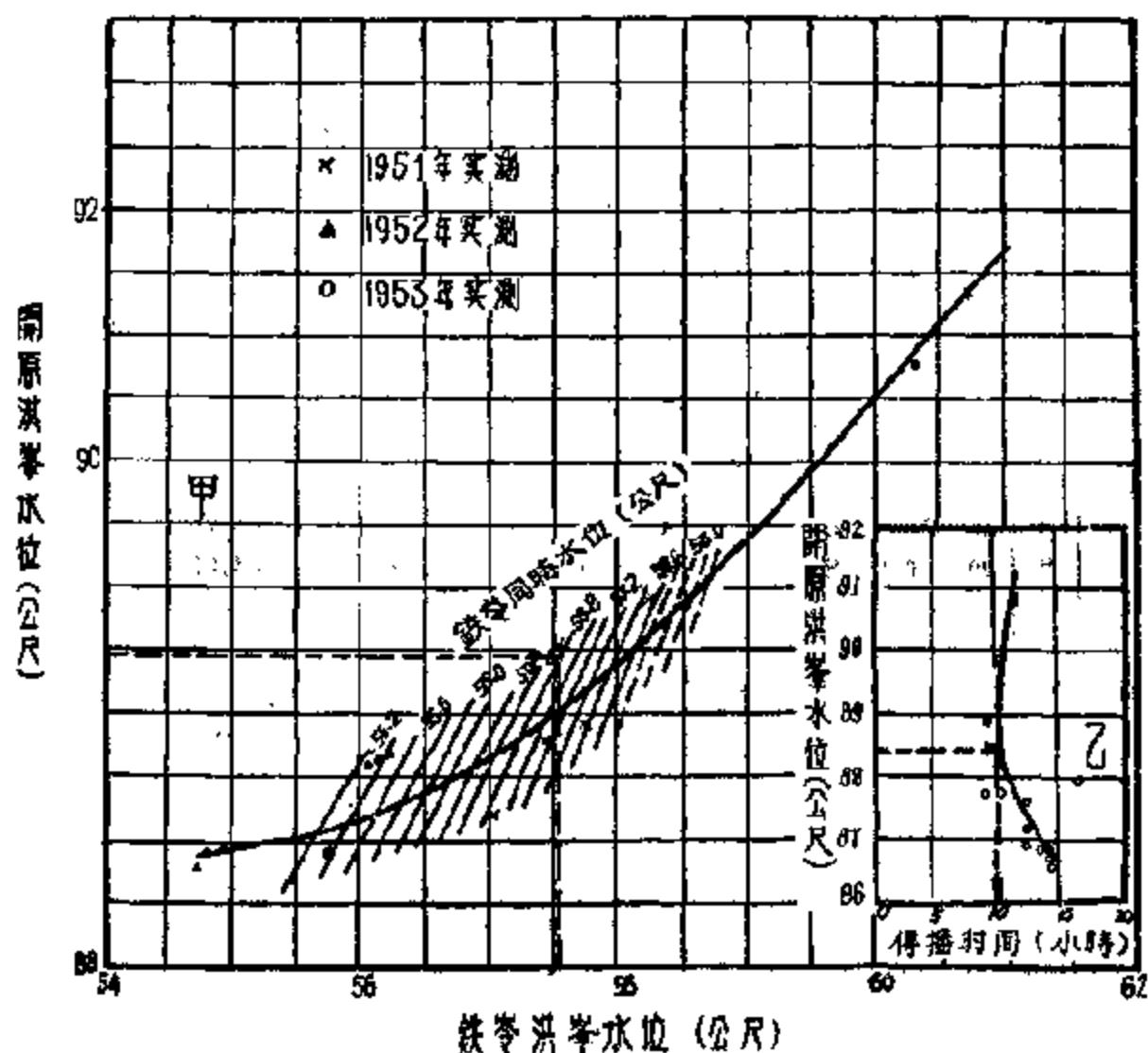


圖 20-2. 開源—鐵嶺洪峰水位相關圖。

洪峰后 24 小时(洪峰傳播時間固定用 24 小时)的汉口水位表明，可繪制洪峰水位相關圖，如圖 20-3 所示。这样，即可进行预报。

如某日 8 时新城洪峰水位为 39.50 公尺，問 24 小时后汉川洪峰水位为若干？

由長江干流預報知，24 小時後漢口水位為 24.01 公尺，由圖 20-8 即可查得漢川在 24 小時後洪峰水位為 28.52 公尺。

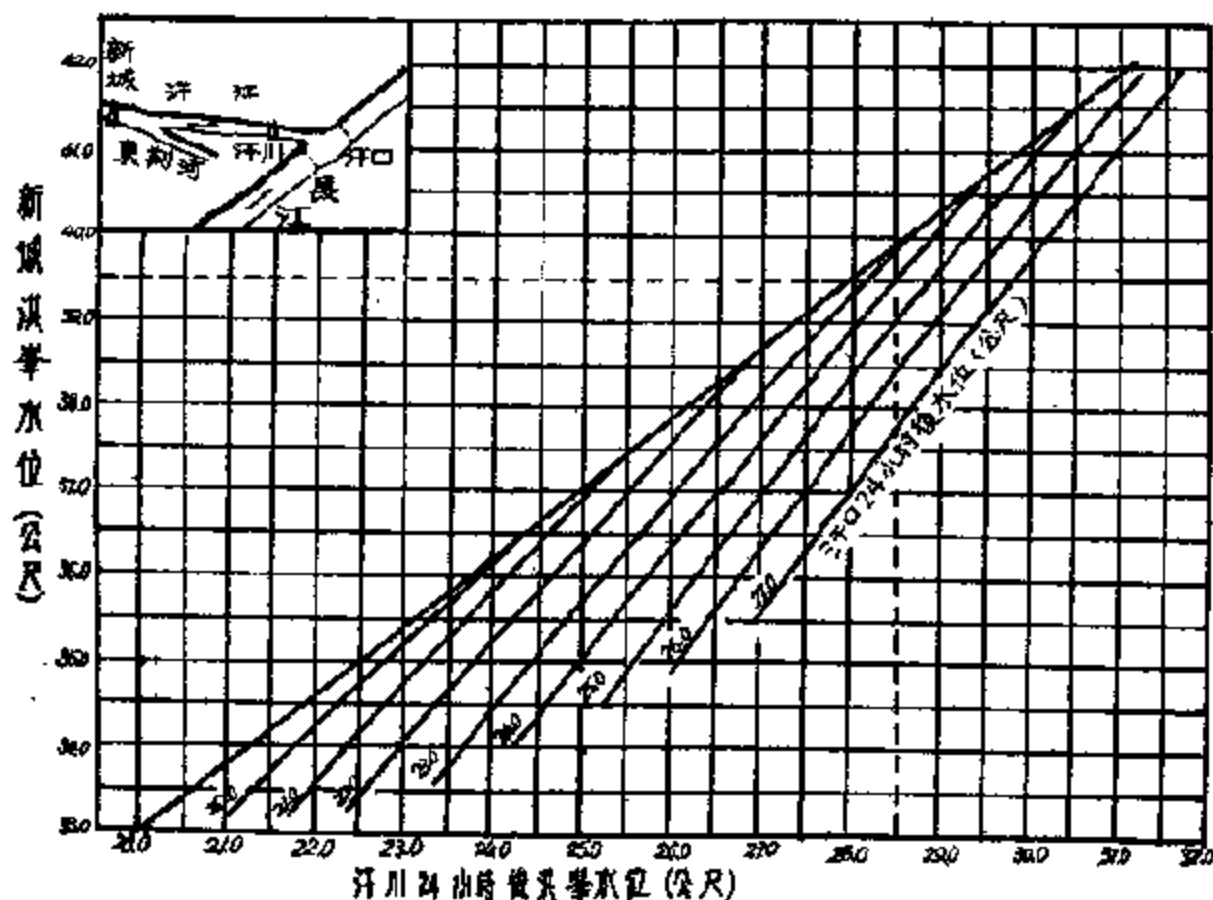


圖 20-8. 漢江新城-漢川洪峰水位相關圖。

例 20-5. 時段水位漲差預報——是指上游站一定時段內的水位漲差與相應的下游站時段水位漲差的关系(洪水傳播時間在一個固定河段內隨著水位的高低而變，故只能採用平均洪水傳播時間)。

如南運河臨清至四女寺段，其平均洪水傳播時間約為 30 小時，摘錄臨清站及四女寺站 1950 年 10 月及 1951 年 7 月相應時段水位如表 20-4 所列。以臨清站時段及累積漲差為縱軸，四女寺站相應的時段及累積漲差為橫軸，繪制相關圖，如圖 20-4 所示，據此，即可進行預報了。

設已知某月 10 日 8 時四女寺站水位為 22.56 公尺，臨清站水位如表 20-5。

表 20-4. 南运河临清及四女寺站水位表

临 清				四 女 寺				临 清				四 女 寺							
日 期				水 位 (公尺)	日 期				水 位 (公尺)	日 期				水 位 (公尺)					
年	月	日	时		年	月	日	时		年	月	日	时						
1951	7	25	2	29.90	1951	7	26	8	21.19	1951	7	27	10	32.43	1951	7	28	16	23.87
			4	29.99				10	21.30				12	32.48				18	23.64
			6	30.09				12	21.40				14	32.53				20	23.69
			8	30.21				14	21.50				16	32.58				22	23.72
			10	30.31				16	21.62				18	32.62				24	23.77
			12	30.44				18	21.74				20	32.65		29	2	23.81	
			14	30.55				20	21.84				22	32.69			4	23.86	
			16	30.65				22	21.97				24	32.73			6	23.90	
			18	30.75				24	22.07		28	2	32.76			8	23.94		
			20	30.85		27	2	22.18				4	32.80			10	23.98		
			22	30.96			4	22.28				6	32.83			12	24.02		
			24	31.04			6	22.33				8	32.86			14	24.07		
		26	2	31.12			8	22.44				10	32.90			16	24.11		
			4	31.28			10	22.52				12	32.94			18	24.13		
			6	31.33			12	22.64				14	32.90			20	24.17		
			8	31.44			14	22.72				16	32.99			22	24.20		
			10	31.53			16	22.82				18	33.02			24	24.23		
			12	31.63			18	22.90				20	33.06			30	2	24.27	
			14	31.71			20	22.98				22	33.08				4	24.29	
			16	31.81			22	23.07				24	33.11				6	24.31	
			18	31.90			24	23.12			29	2	33.14				8	24.34	
			20	31.97		28	2	23.20				4	33.16				10	24.37	
			22	32.06			4	23.26				6	33.19				12	24.39	
			24	32.12			6	23.32				8	33.22				14	24.41	
		27	2	32.19			8	23.39				10	33.23				16	24.43	
			4	32.25			10	23.43				12	33.25				18	24.44	
			6	32.32			12	23.45				14	33.26				20	24.45	
			8	32.37			14	23.52				16	33.27				22	24.44	

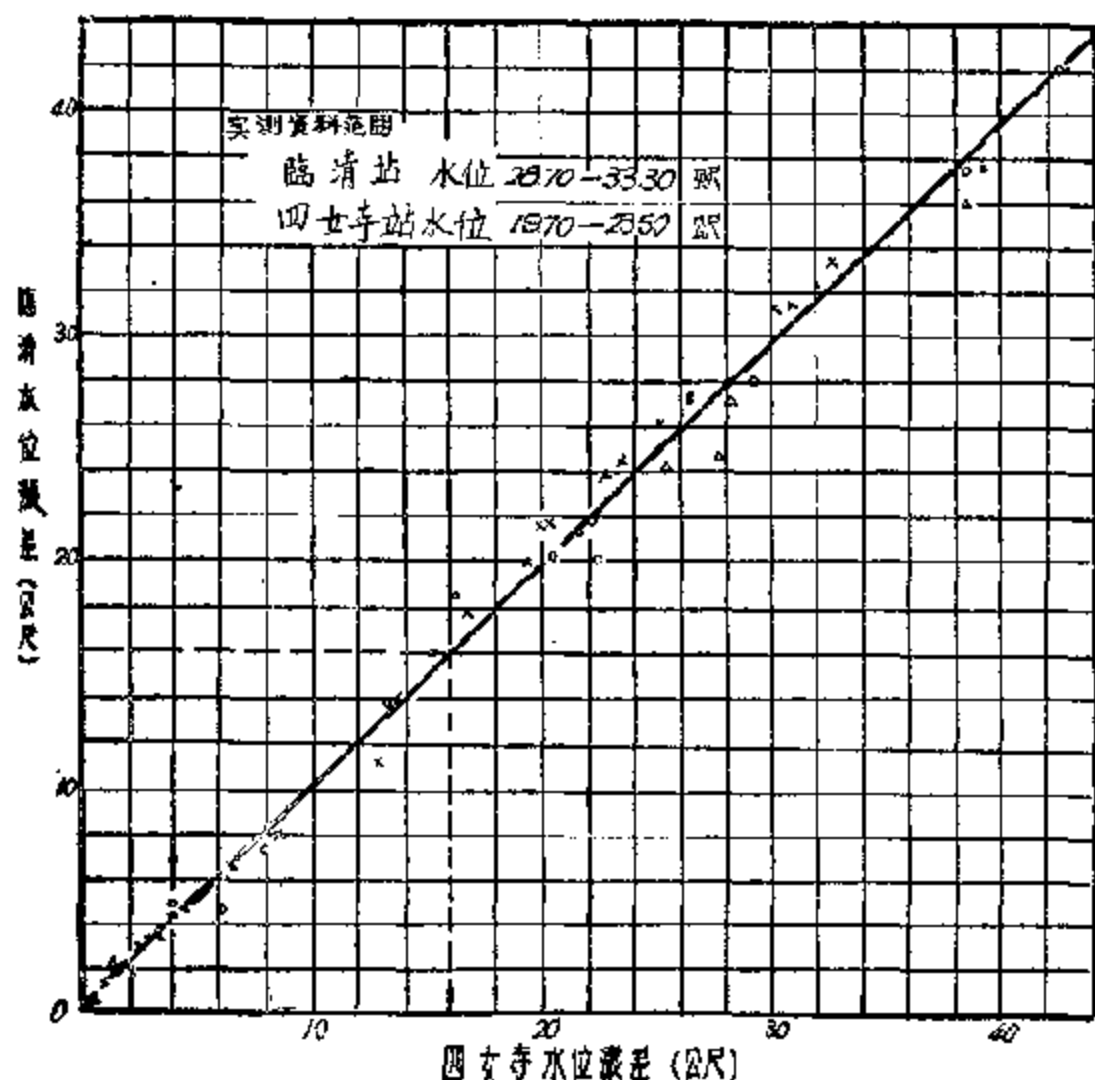


圖 20-4. 臨清—四女寺水位漲差相關圖。

試問四女寺站 10 日 16 時, 24 時, 11 日 8 時, 14 時之水位為若干?

由上表推得臨清站各時段的水位漲差如表 20-6 之第二橫行, 由圖 20-7 即可查得相應各時段的四女寺站水位漲差如表 20-4 之第四橫行。

据此, 即可預報出四女寺站的逐時水位如表 20-5 所列。

2. 流量預報

水位是水流的表面現象, 它並沒有直接反映出水流在數量上的實際大小, 因而在計算的適用範圍上受到一定限制。特別在支流較多、沖

表 20-5.

时 刻	九日二时	九日十时	九日十八时	十日二时	十日八时
临清水位(公尺)	20.02	31.52	32.08	32.46	32.86

表 20-6. 南运河临清及四女寺站各相应时段水位涨差表

时 段	9日2时~10时	9日2时~13时	9日2时~ 10日2时	9日2时~ 10日8时
临清站水位涨差 (公尺)	1.60	2.16	2.54	2.74
相 应 时 段	10日8时~16时	10日8时~24时	10日8时~ 11日8时	10日8时~ 11日14时
四女寺站水位涨 差(公尺)	1.60	2.17	2.56	2.76

表 20-7. 南运河四女寺站逐时水位预报表

预 报 时 间	10日8时	10日16时	10日24时	11日8时	11日14时
四女寺站水位 (公尺)	22.58 (已知)	24.16	24.73	25.12	25.32

淤较烈，以及有水庫、湖泊、窪地調蓄洪水的河段，用各种水位关系预报，常难找到良好的規律。但是，应用流量关系预报却能很好表示出来，因此在影响预报的因素較多的情况下，常从流量方面着眼。

流量关系预报可以应用水量平衡公式来进行具体計算，亦可利用各种流量相关圖来进行预报。

关于用水量平衡計算法来预报的原理，因已在第三篇第十五章中講到，所以就不再詳述，这里主要介紹一些应用相关理論繪制作各种合軸相关圖来进行洪峰流量预报的实际例子。

例 20-6. 用上下游站洪峰流量單一相关圖预报下游站洪峰流量。

如淮河上支流史、灌河的馬始及蔣家集 1951、1952、1953 年实测洪峰資料如表 20-8 所列。

表 20-8. 濰河固始及蔣家集站历年洪峰流量資料

年 份	月	日	固 始 洪 峰 流 量 (秒公方)	月	日	蔣 家 集 洪 峰 流 量 (秒公方)
1951 年	6	20	474	6	27	484
1951 年	7	21	1,607	7	21	1,815
1951 年	9	12	281	9	12	303
1952 年	4	13	469	4	13	545
1952 年	5	19	635	5	19	751
1952 年	7	24	416	7	25	420
1952 年	8	25	1,536	8	25	1,871
1952 年	9	19	818	9	19	1,017
1952 年	10	22	880	10	22	528
1953 年	5	23	316	5	23	382
1953 年	6	28	498	6	29	539
1953 年	7	23	248	7	24	353
1953 年	9	3	344	9	4	315

由各点可繪出上下游洪峰流量相關圖如圖 20-5 所示，通过各点可以連一直綫。直綫公式为

$$Q_2 = 1.21 Q_1$$

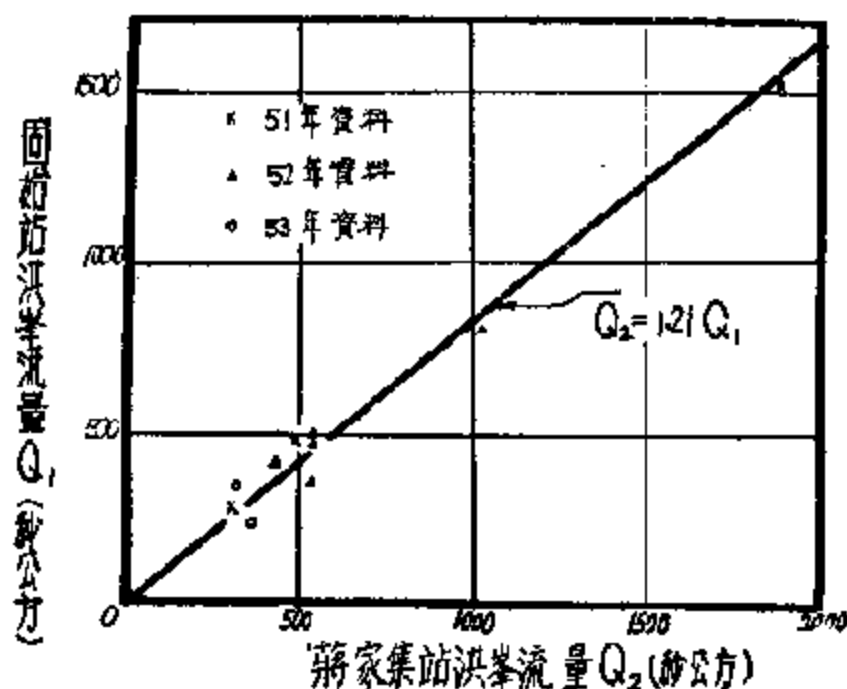


圖 20-5. 固始—蔣家集站單一洪峰相關圖。

式中 Q_2 ——蔣家集的洪峰流量;

Q_1 ——閘始的洪峰流量。

求得上述相關圖或相關公式后,今后当史河閘始站出現洪峰后,乘以 1.21 倍即可求得蔣家集站的洪峰流量。

这种相關圖不一定是直綫关系,亦可能是曲綫关系,視河道上下游断面、河槽儲量及干、支流降雨的特征而異。

例 20-7. 已知干、支流洪峰、及上游流量和与下游洪峰流量相關圖, 预报下游站洪峰流量。

做建甌、洋口、沙县三站中, 流量最大站的洪峰流量与另外兩站同时的流量相加, 与下游站南平洪峰流量的关系。

各站的流量相關圖如圖 20-6 所示, 据此即可预报南平站的洪峰流量。

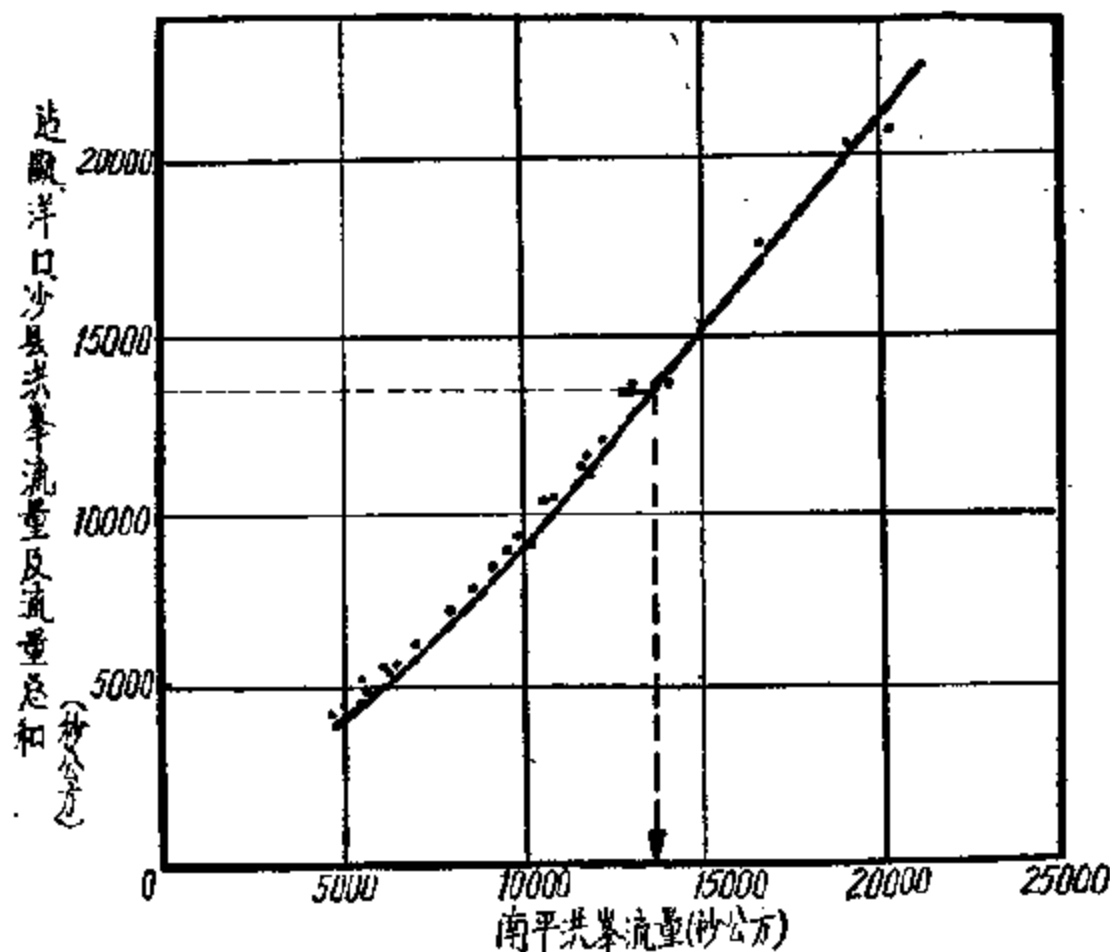


圖 20-6. 建甌, 洋口, 沙县洪峰流量的同时流量和~南平洪峰流量相關圖。

如某日 14 时建甌站出現洪峰, 流量 7500 秒公方, 当时洋口站流量为 8100 秒公方。沙县站流量为 2900 秒公方。試問南平洪峰將于何时出現, 洪峰流量多少?

由建甌洪峰流量~建甌南平段洪峰傳播時間相關圖(圖略)上查得建甌洪峰流量為 7500 秒公方時,洪峰傳播時間為 6 小時,故洪峰將於當日 20 時到達南平站。

再以建甌站洪峰流量與洋口、沙縣站同時流量相加,得:

$$7500 + 8100 + 2900 = 13500 \text{ 秒公方.}$$

由圖 20-0 即可查得南平站洪峰流量為 13500 秒公方。

3. 暴雨徑流預報

前兩種所述預報方法是根據上游站的水位、流量來預報下游的水情,其最大的缺點是預見期太短,常不能滿足防汛要求,為此,需要設法自降雨量直接預報洪峰過程。

暴雨徑流預報就是從實測的流域上之降水資料,通過一定的水文、地理條件等分析來預報下游的洪峰流量。因此,此法的優點在於:

(1) 加長預見期;

(2) 更合理的考慮了區間來水問題(包括在預見期中的區間來水量對洪峰的影響)。

如上所述,暴雨徑流預報適用的範圍是:

(1) 匯流時間短促、沒有進行水位或流量預報條件的小流域面積內;

(2) 一般情況下,水位或流量預報規律較好的河段,由於強大的區間暴雨致使水位或流量預報的正常規律遭到破壞的時候;

(3) 某些流域面積雖較大,但氣象規律比較穩定易於掌握,地理條件也比較單純的情況。

暴雨徑流預報主要解決兩個問題:第一是由降雨量預報淨雨量(徑流深),第二是推求淨雨量在流域出口斷面處所造成的徑流過程。

由暴雨預報洪水時,是同很多因素(氣象的,地理的和人為的因素)緊密相關的。這部分詳細分析都在第二篇中述及,這裡就不再重複。僅舉一、二實例說明之。

1. 由暴雨徑流相關圖推求徑流量

徑流深主要與降雨量、降雨歷時和季節月份及前期影響雨量等相

关因素有关,所以,可根据这五个变数作出相关圖来预报。

此种推算法可参阅 § 13-3。

2. 由徑流量推求洪峰流量及流量过程

在实际防汛工作中,最需要的是预报未来洪峰流量及流量过程。

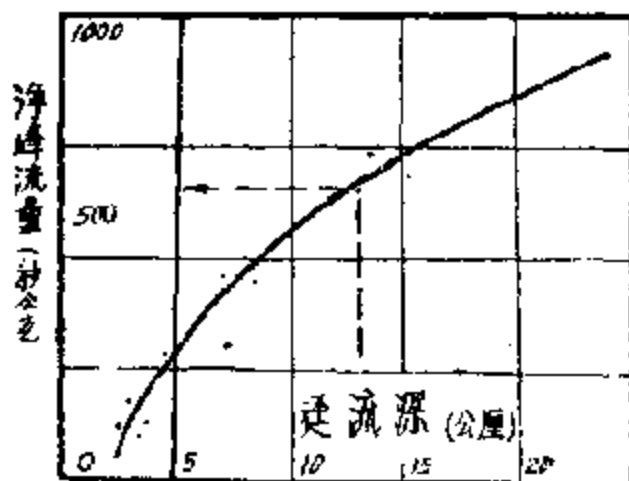
洪峰流量和洪峰流量出現時間的预报相关圖与各种 相关因素有

关,主要的有:

- (1) 徑流深 —— 徑流深度大时洪峰量亦大,峰現時間提早;
- (2) 降雨历时 —— 历时长,則峰量低,峰时迟;
- (3) 暴雨中心位置 —— 暴雨中心在上游,則峰量低,峰时迟;
- (4) 暴雨移动方向 —— 暴雨移动由下游至上游,則峰量低,峰时迟;
- (5) 暴雨集中程度 —— 暴雨愈集中,峰量愈高,峰时愈早。

根据以上不同因素,可分別得出各种不同相关圖表来进行预报。

如圖 20-7, 20-8, 20-9, 20-10, 20-11, 20-12 所示。



漳河涉县站: 徑流深~洪流量关系曲线

圖 20-7. 漳河涉县站: 徑流深~洪流量关系曲线。

$$Q = f(R),$$

式中 Q 为洪峰流量(秒公方);

R 为徑流深(公厘)。

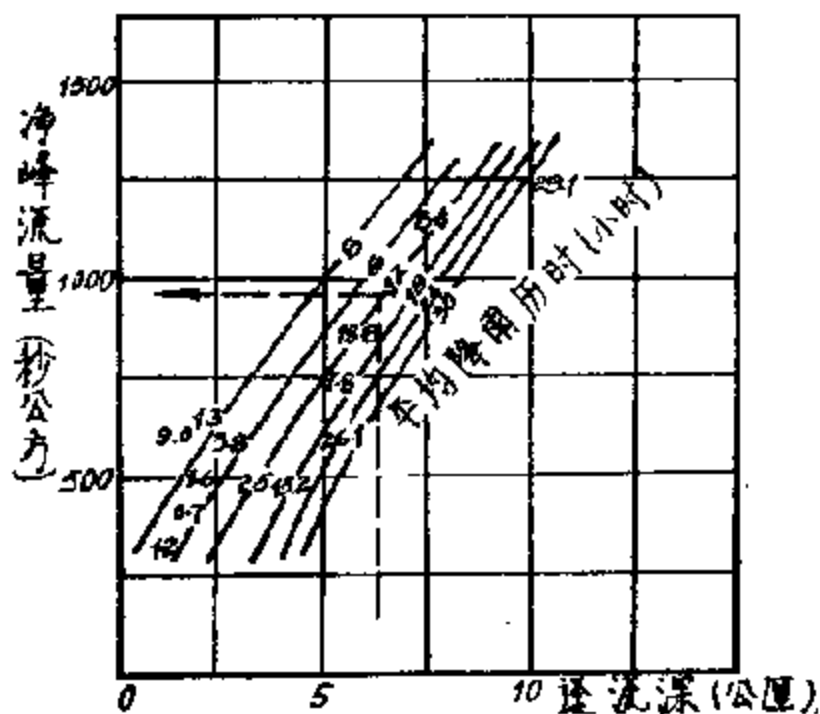


圖 20-8. 漳河石县以上逕流深-淨峰流量相關圖。

$$Q = f(R, t),$$

式中 t 为降雨历时。

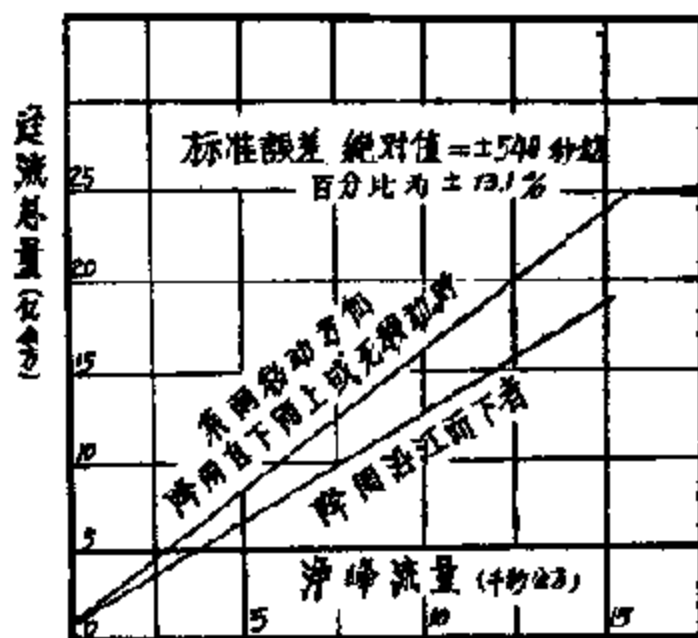


圖 20-9. 涪江小河壩以上逕流总量~淨峰流量相關圖。

$$Q = f(\Sigma Q, m),$$

式中 ΣQ 为逕流总量; m 为暴雨移动方向。

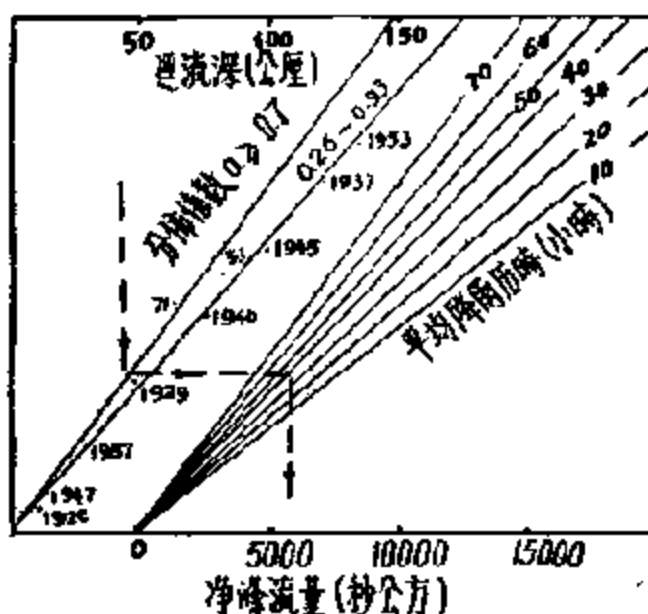


圖 20-10. 澧水三江口站徑流深
~淨峰高相關圖。
 $Q=f(R, a, t)$,
式中 a 為分布係數, 表示暴
雨集中程度。

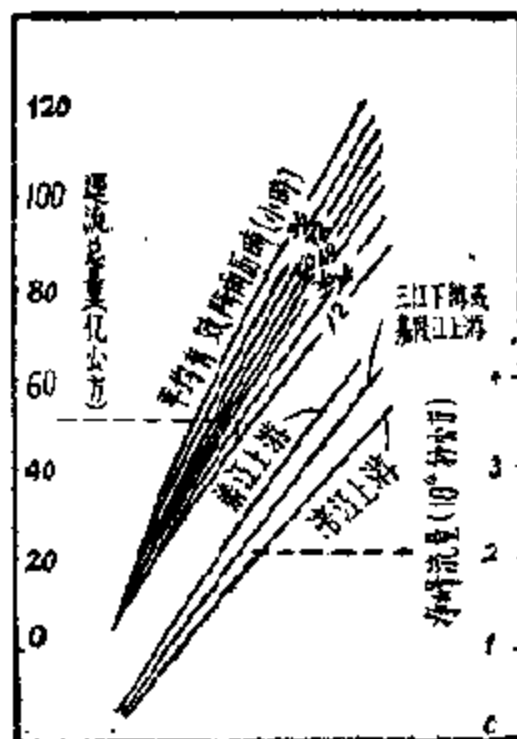


圖 20-11. 嘉陵江北支淨峰流量相
關圖。
 $Q=f(\Sigma Q, t, z)$,
式中 z 為暴雨中心站所在位置;
 t 為有效降雨历时。

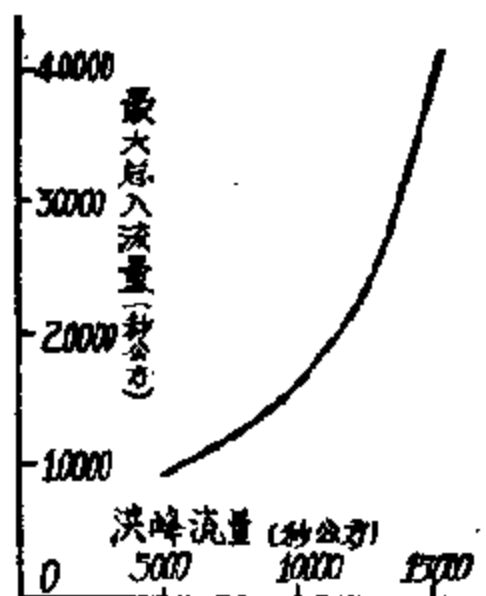


圖 20-12. 澧水三江口站 $q_{\max} \sim Q_{\max}$
相關曲綫。
 $Q=f(q_m)$,
式中 Q 為出口站的洪峰流量; q_m 為
河網最大總入流量。

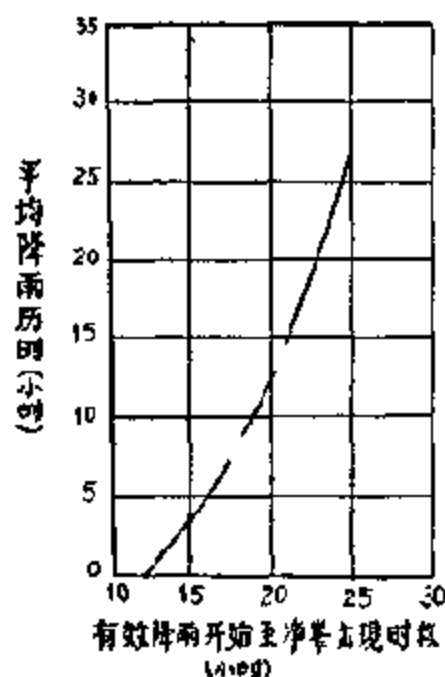


圖 20-13. 滄河石縣峰現時間
关系曲綫。

$$T=f(t),$$

式中 T 为洪峰出現時間(起算時間可采用降雨开始、雨峰重心、降雨終止、或淨雨开始、淨雨終止的時間);

t 为降雨或淨雨历时。

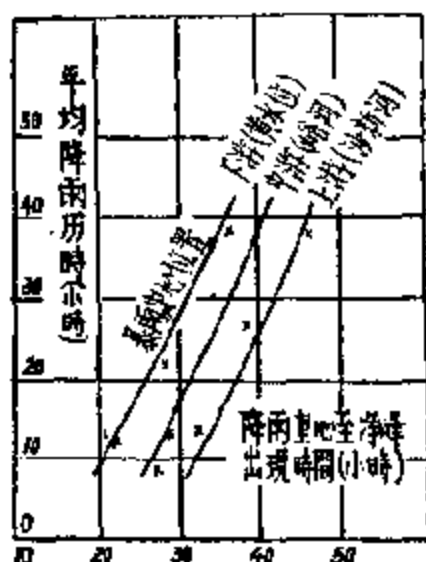


圖 20-14. 滄河后河站峰現時間相关圖。

$$T=f(t, z),$$

式中 z 为暴雨中心位置。

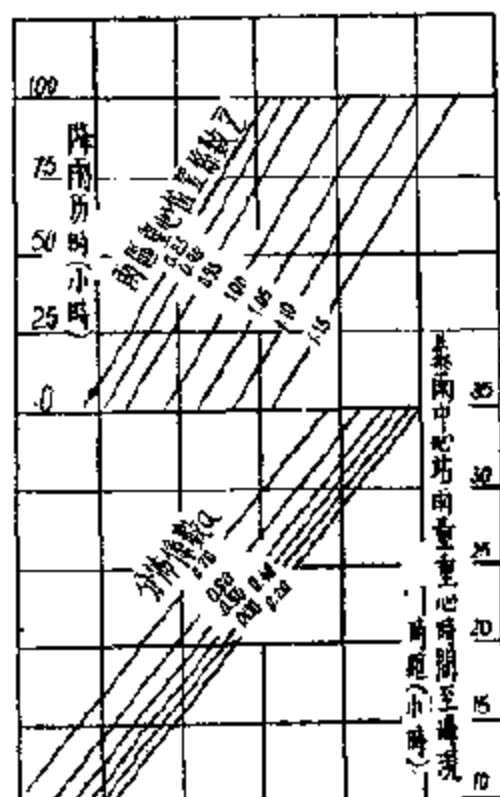


圖 20-15. 滄江三江口以上峰現時間相关圖。

$$T=f(t, \alpha, z),$$

式中 α 为分布系数; z 为雨区重心位置对流域重心的比值,

$$\text{即 } \frac{\bar{x}}{\bar{x}_0}.$$

流量过程的预报,用理论公式来分析计算,不但计算繁复,而且由于影响因素多而相互关系复杂。所以在实用上,常用经验和成因分析法来预报。常用的有单位线法、标准径流分配过程线法、概化过程线法、等流时线法等。

单位线法及等流时线法都在前面 § 13-4 和 § 13-6 中述及,故在这里就不再一一详述^④。

§ 20-4. 枯水预报

1. 概述

枯水预报对于农田灌溉、工业与居民给水、航运、水电站及电力网的工作方面,都有很大的意义。特别是在日前农村广泛地开展水利化运动,中小型水库大量建造起来后,枯水的水源,更其感到宝贵,就需要有较长期的、大面积上的枯水预报。

我国的枯水季节北方河流约自十一月份开始至次年四、五月,南方河流约在十一月至次年三、四月,均有四、五个月左右,因此枯水预报有其广泛的应用范围。

枯水主要由地下水形成,因此在研究枯水预报时,应考虑地下水的动态及地下水的水文现象。

枯水期水位变化是比较稳定的,它主要是由地下水补给,通常由地下水补给的部分叫基流。由于地下水本身受降水影响较少,变化比较稳定,所以枯水预报的预见期,一般可以很长,达到一、二月以上。

2. 基本流量的预报

基本流量就是地下水供给的地面径流量,当枯水期没有降水时,就是河流中的全部径流;如果枯水期降水,则河流流量大于基本流量,枯水预报主要是要掌握基本流量的变化。基本流量预报不需要利用降水预报,因此,此种预报方法较为简单。

^④ 詳見“洪水预报方法”一書的第八章。

在某些枯季降水很少的河流上,可以用簡單的相关圖,作出月平均預報,例如包头站的一月份平均流量与二月份平均流量的相关关系如图 20-16 所示。

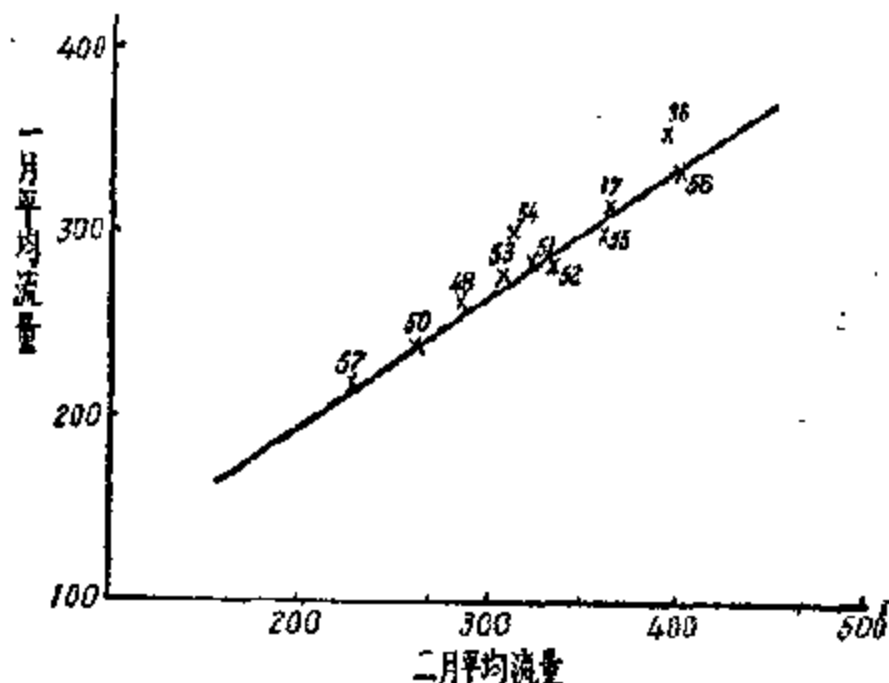


圖 20-16. 包头站一月至二月平均流量关系圖。

因为地下水位很稳定,沒有降雨影响,所以能制成这种簡單的相关圖,圖中前期的流量,可以看作是地下蓄水量的指标,决定地下水补給的多少。另外,也可繪制整个枯季徑流深的相关圖作枯水預報。

3. 河網蓄水量法

用河網蓄水量作枯水預報是根据水量平衡的基本原理,即基本流量与当时河網蓄水量有一定的函数关系(圖 20-18)因而可以繪制較簡單的預報曲綫:

$$\sum_t^{t+\tau} Q = f(W_t),$$

式中 $\sum_t^{t+\tau} Q$ ——在預見期 Δt 內流經出流断面的徑流总量;

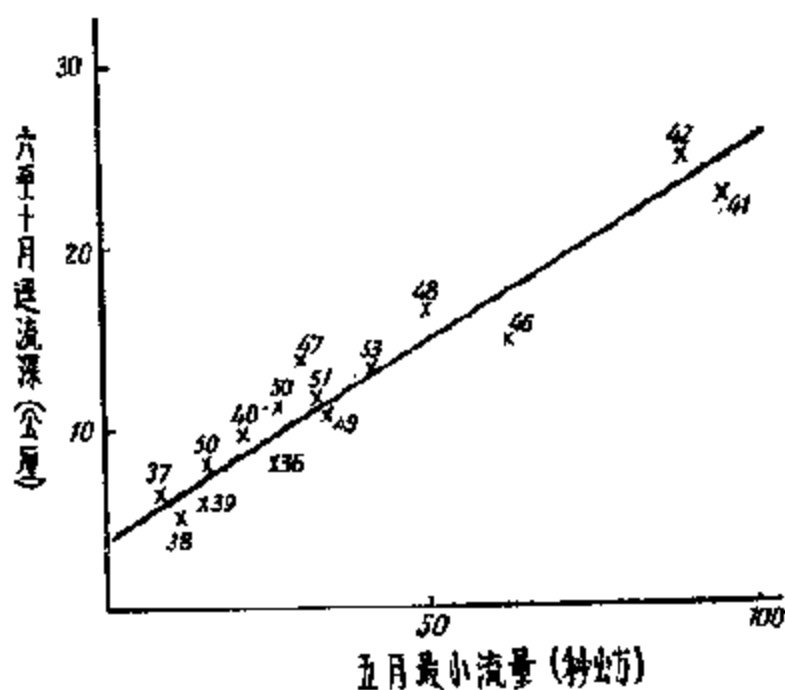


圖 20-17. Megnecuga 河枯水預報圖。

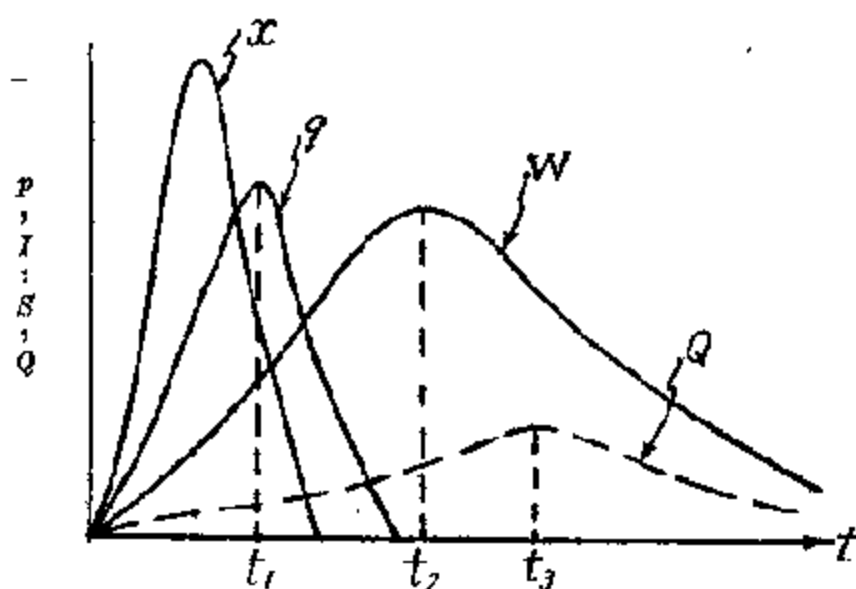


圖 20-18. 降水、總入流、蓄量與流量過程比較圖。

W_t ——在 $t = \Delta t$ 範圍內河網中的蓄水量。

在大河的枯水期，用這種關係，可以做出較長期的預報，但是如果
在預見期中有較大的降水因而產生地面徑流，則利用這種方法不能得

到滿意的結果,這時需要利用天氣預報的資料,把降水量做為新的參數考慮進去。

4. 退水分割法

這種方法是利用前期降水所造成的徑流量的逆減趨勢來進行預報的。這個方法是在流量過程綫上作退水曲綫,把各個時段的降水所造成的徑流分割出來,並據此找些數量之間的圖解相關關係,進行預報(圖 20-19)

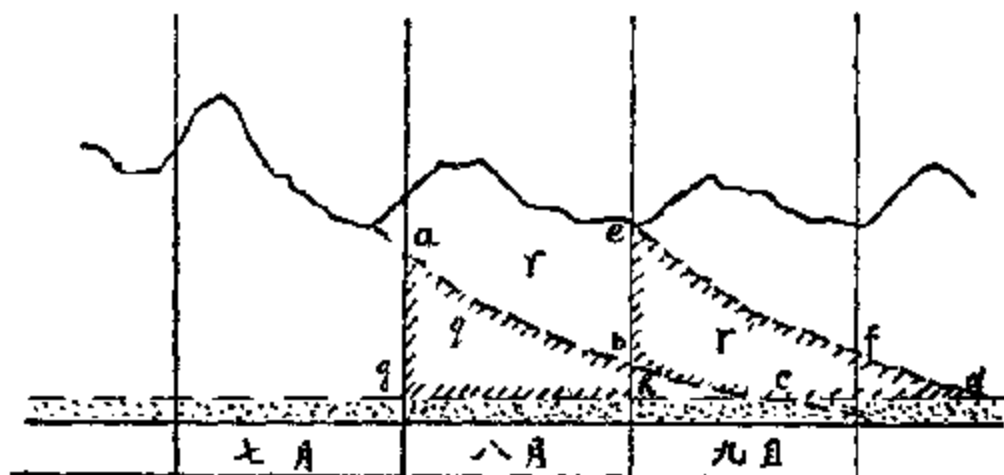


圖 20-19. 徑流分割圖。

在這個方法中,將本月份的徑流量(圖 20-19)分成三部分:

- a) 基本流量 B ;
- b) 流域退水流量 q , 即圖上的 $abhq$ 部分;
- c) 本月降雨所形成的徑流 r , 圖上 abo 部分。

令 $B+q=Q_1$, 則 Q_1 與上月末的流量 Q_0 有密切的關係, 因為 Q_0 基本上能代表流域的蓄水量, 其關係如圖 20-20 所示。

令 $r+r'=R$, 為本月降雨所形成的徑流總量, 此值由本日降雨量 x 決定, 同時受到前一個月的平均流量 \bar{Q} 的影響, 見圖 20-21。

另外, 如圖 2-22 所示, r' 為本月降雨, 對於本月以後所形成的徑流量, 除與本月降水量及前月平均流量有關外, 尚與本月內雨量前後分配

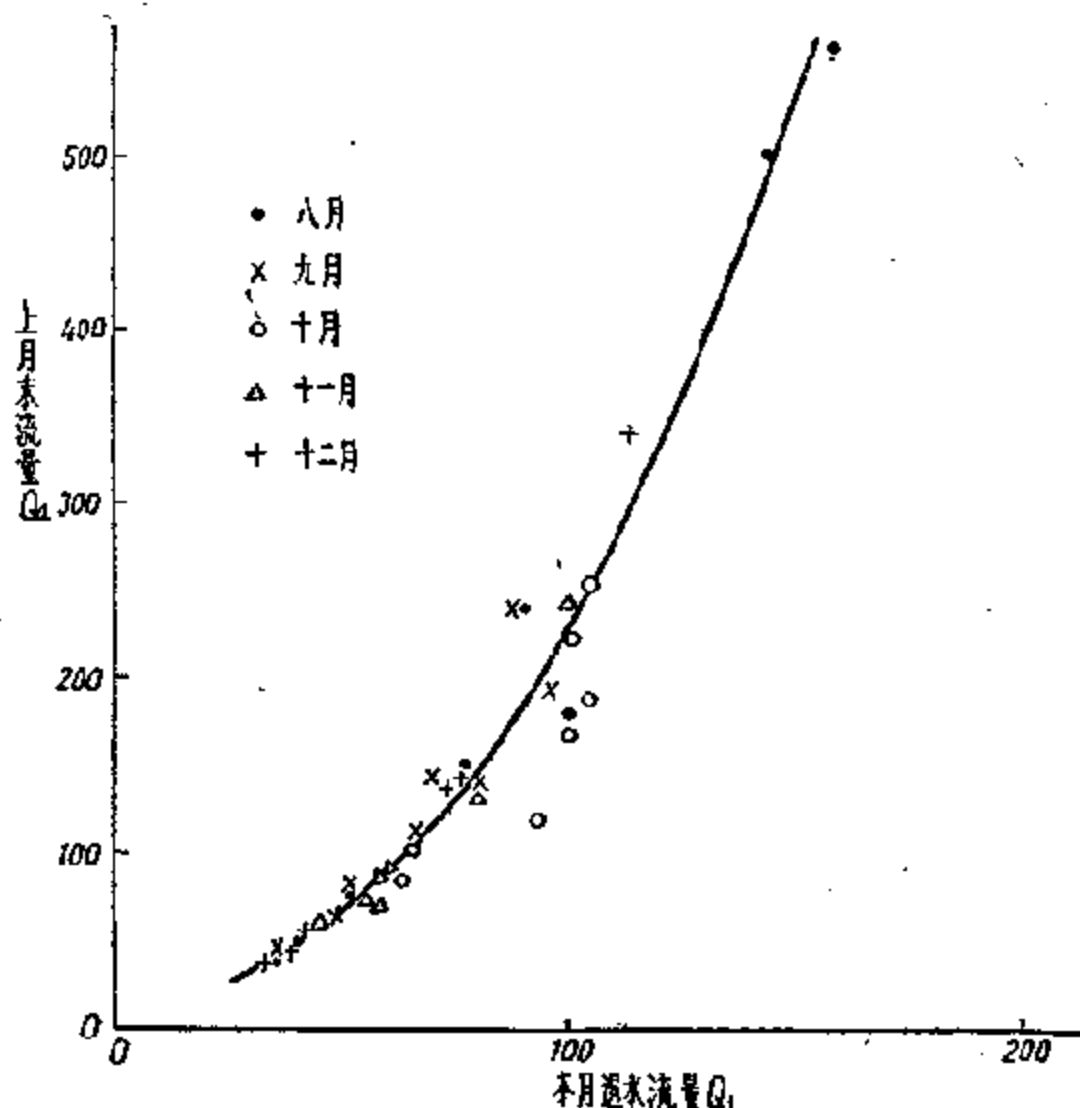


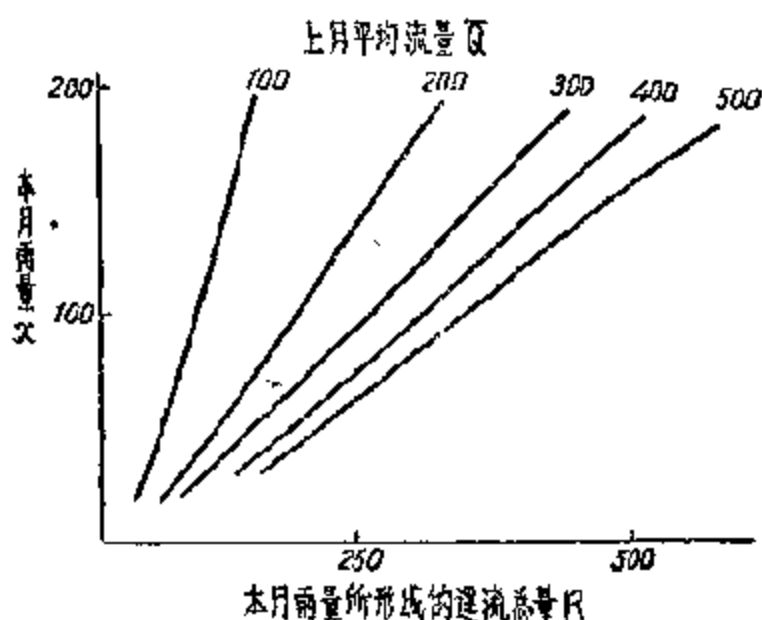
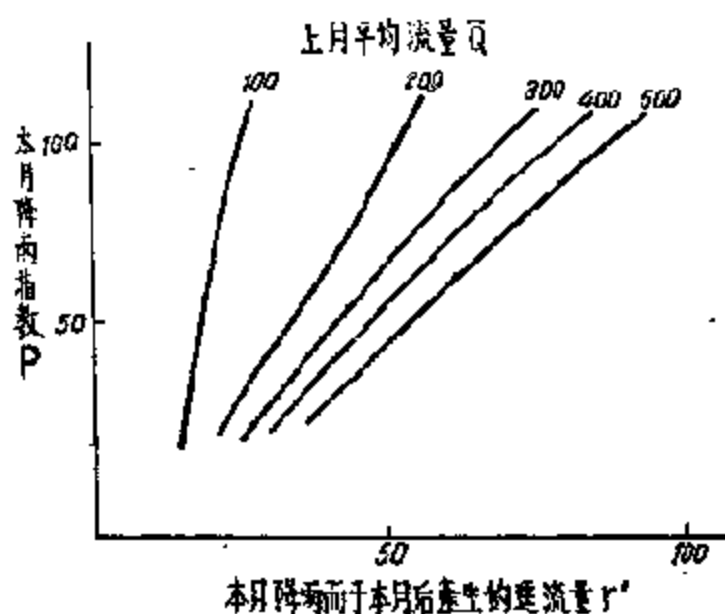
圖 20-20. 撫河李家渡站 $Q_{t-1} \sim Q_t$ 关系圖。

有关,如降雨較集中在月底,則 r' 較大,反之 r' 較小。令 p 代表此集中程度的系数,則可找出 $p \sim r' \sim Q$ 的关系(圖 20-22)。

利用这些圖表,就可根据实测值找出 Q_{t-1} , 根据预报雨量可知 x 及 p , 然后查出 Q_1 , R 与 r , 而预报流量值即

$$Q_1 + R - r' = (B + g + r)。$$

在作枯水季徑流長期预报时,必須了解該流域的全面情况,根据具体情况加以分析和解决,这样才能作出完善的预报来,現举二例說明之。

圖 20-21. $x \sim R \sim \bar{Q}$ 关系圖。圖 20-22. $p \sim r' \sim \bar{Q}$ 关系圖。

例 20-8 如进行包头 12 月份的平均流量预报, 用由蘭州来水量预报的方法, 即按 15 天的傳播時間, 以蘭州 11 月 16 日~12 月 15 日的平均流量与包头 12 月的平均流量相关法进行预报。徑流中自损失量除去滲漏外, 应全部为結冰影响, 所以在相关圖上又加一气温参数; 气温最初亦按流量經過各地的時間来計算, 即青銅峽为 11 月 16 日~12 月 15 日的平均气温,

渡口堂为 11 月 20 日~12 月 20 日的平均气温, 并加以权重, 权重按两站河道的长度计算, 青铜峡为 1, 渡口堂为 2。气温如用上述方法计算, 会给气象预报方面造成困难, 所以最后仍按两站 12 月平均气温为参数, 权重不变, 如图 20-23 所示。图上的关系较好, 标准差为 ± 11 秒公方。仅用此图来预报包头 12 月平均流量, 显然没有预见期, 因为兰州 12 月上半月流量未能预知。为了增长预见期, 兰州 11 月 16 日~12 月 15 日的平均流量也应加以预报。预报方法用兰州 11 月 1 日至 11 月 15 日的平均流量或以 11 月 15 日的平均流量与 11 月 16 日~12 月 15 日的平均流量相关。11 月 15 日的平均流量基本上是该日兰州以上的河网储水量的指标, 但 11 月 1 至 15 日的平均流量包含大量地面径流。地面径流的大小对相关图的影响很

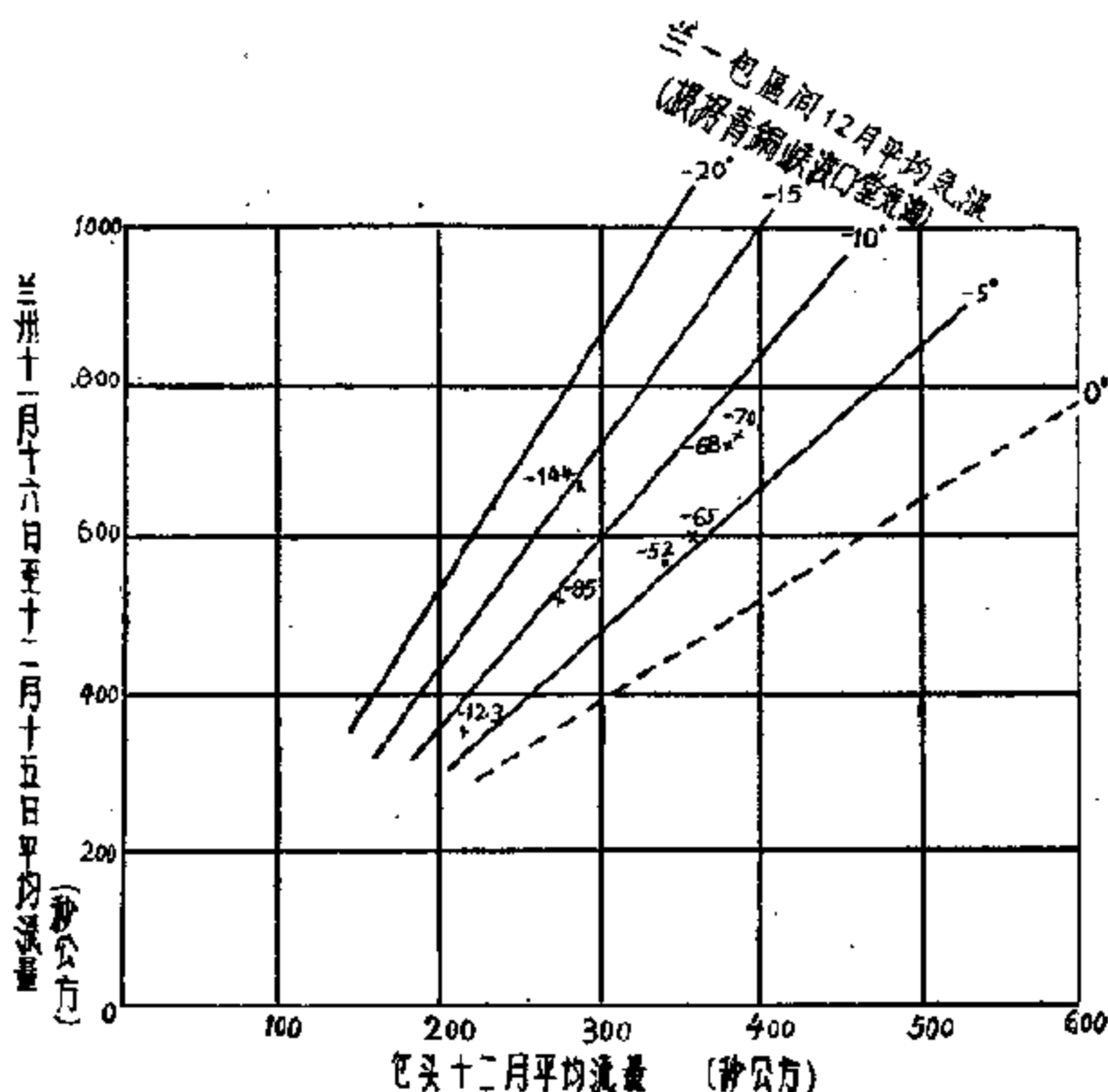


图 20-23. 兰州-包头相应流量关系图。

大,因此不宜应用。用11月15日平均流量来和11月16日至12月15日的蘭州平均流量相关,相关关系較前者为好(圖 20-24)。

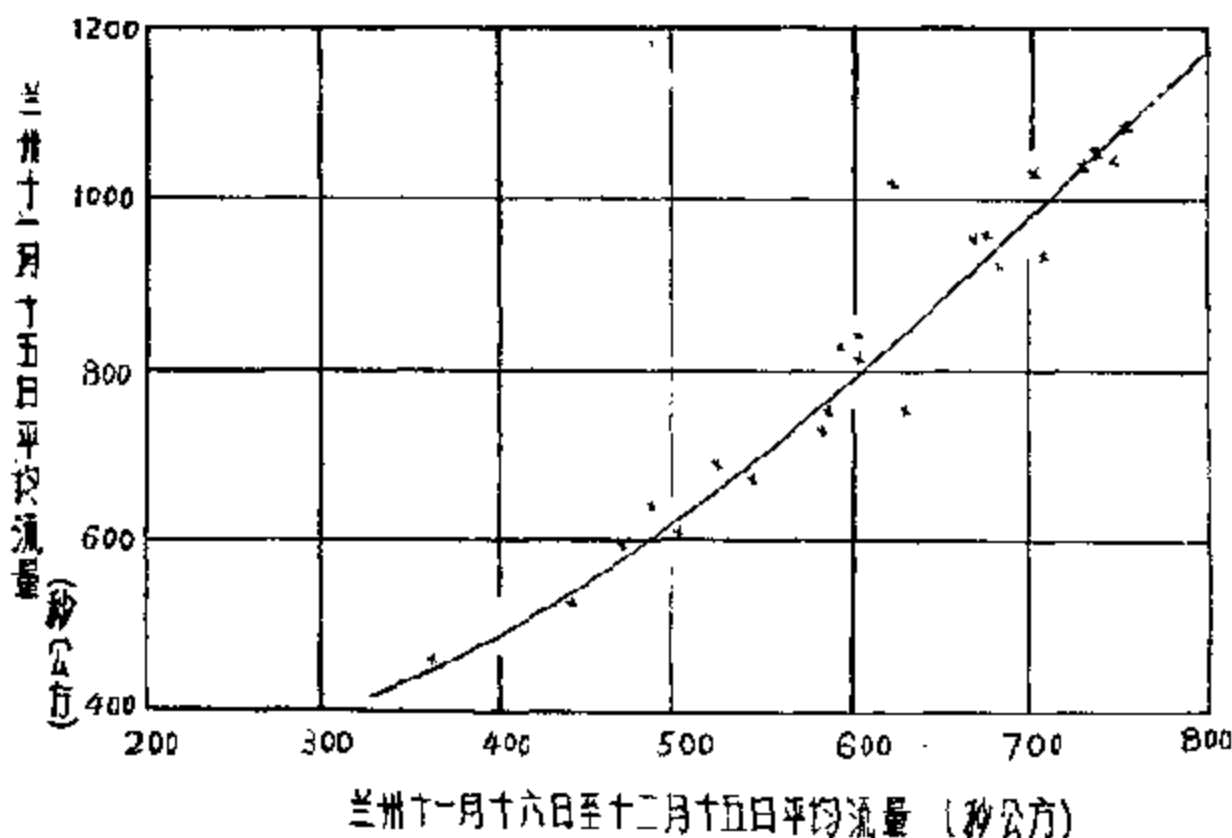


圖 20-24. 蘭州 11 月 15 日 - 11 月 16 日至 12 月 15 日平均流量关系圖。

因为蘭州 11 月 15 日日平均流量中虽然仍可能有地面徑流存在,但其所占全部流量比重很小,大部流量,應該就是地下水供給的。关系圖的标准誤差为 ± 28 秒公方;例如 1955 年 11 月 15 日平均流量为 1050 秒公方,在圖 20-24 上推求得蘭州 11 月 16 日至 12 月 15 日平均流量为 730 秒公方;又知蘭州包头間 1955 年 12 月平均气温为 -7°C ,根据圖 20-23 求得包头 12 月平均流量为 400 秒公方,与 12 月实测流量 381 秒公方(見表 20-9)相差 19 秒公方,占多年变幅的 11%。

为进一步增長預見期,在蘭州每年最后一次洪峰出現后,即可預報蘭州 11 月 16~12 月 15 日的平均流量,因为根据該次洪峰流量,用退水預報方法,在蘭州本年最后一次洪峰出現后即可投出。

例 20-9 包头三月份平均流量預报: 包头 3 月份平均流量用 2、3 兩月流量相关圖来預报,并以包头凌汛洪峰出現日期为参数(圖 20-25)。

9 月上旬前后,包头以上各河段的冰壩由上而下逐漸解冻,所壩蓄的流量也逐段下泄,形成凌汛洪峰。包头附近开河最晚,上游大量来水,停蓄在冰壩上游,水位驟然抬高,直至冰壩

表 20-9. 蘭州——包头 1950—1954 年月平均流量表(秒公方)

蘭 州	年 月 份	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	全年 平均	年水量 (亿公方)
	1950	365	340	432	515	841	1303	1260	1533	1409	2181	1185	470	1010	818.8
	1951	362	364	416	449	1130	1405	2044	2332	3041	1561	809	471	1203	379.4
	1952	356	351	381	357	1189	1250	2018	1567	1277	1024	698	381	970	306.8
	1953	283	294	376	447	455	482	1243	1473	2856	1558	817	461	893	223.1
	1954	333	314	363	494	601	942	1540	2100	1830	1300	972	473	984	310.5

包 头	年 月 份	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	全年 平均	年水量 (亿公方)
	1950	244	242	419	592	641	1085	815	1125	1153	1648	1104	376	789	248.9
	1951	288	330	431	589	806	927	1393	2052	2336	1657	705	297	992	312.8
	1952	255	340	455	559	765	719	1931	1353	1202	942	648	271	789	249.5
	1953	274	303	508	424	341	182	425	942	2237	1531	722	355	683	216.9
	1954	207	282	474	459	334	344	1060	1830	1610	1600	981	285	301	252.7

瓦解,蓄水才能下泄。所以,包头凌汛洪峰出现的日期,对包头 3 月份平均流量影响较大,因为预报曲线标准差为 ± 21 秒公方。例如包头 1952 年 2 月平均流量为 340 秒公方,并据开河预报得知,包头开河日期为 3 月 26 日,凌汛洪峰于 4 月 1 日出现,所以从图 20-25 求得包头 1952 年 3 月平均流量为 470 秒公方,与实测月平均流量 455 秒公方相差 15 秒公方,占多年变幅 10%。

从上述包头枯水季月平均流量的预报方法中可以看出,必须掌握几项已知的和预知的资料,才能应用预报图表进行预报,其中 11 月 15 日平均流量可根据该日实测资料或该日附近的实测资料进行推求。青铜峡、渡口定 12 月平均气温,可从气象预报中得到。凌汛预报有赖于封冻开河预报,而封冻开河预报又有赖于气象预报,如果从气象预报中得到上述资料,则整个包头枯水季流量预报即可在 11 月 15 日前后几天内发布。

最后应该指出,预报方法的确定是应该根据地域的特性,在其他地方进行枯水季径流预报时,应该分析出来哪是影响该区域径流的主要因素,然后以这个因素作为预报的参数。

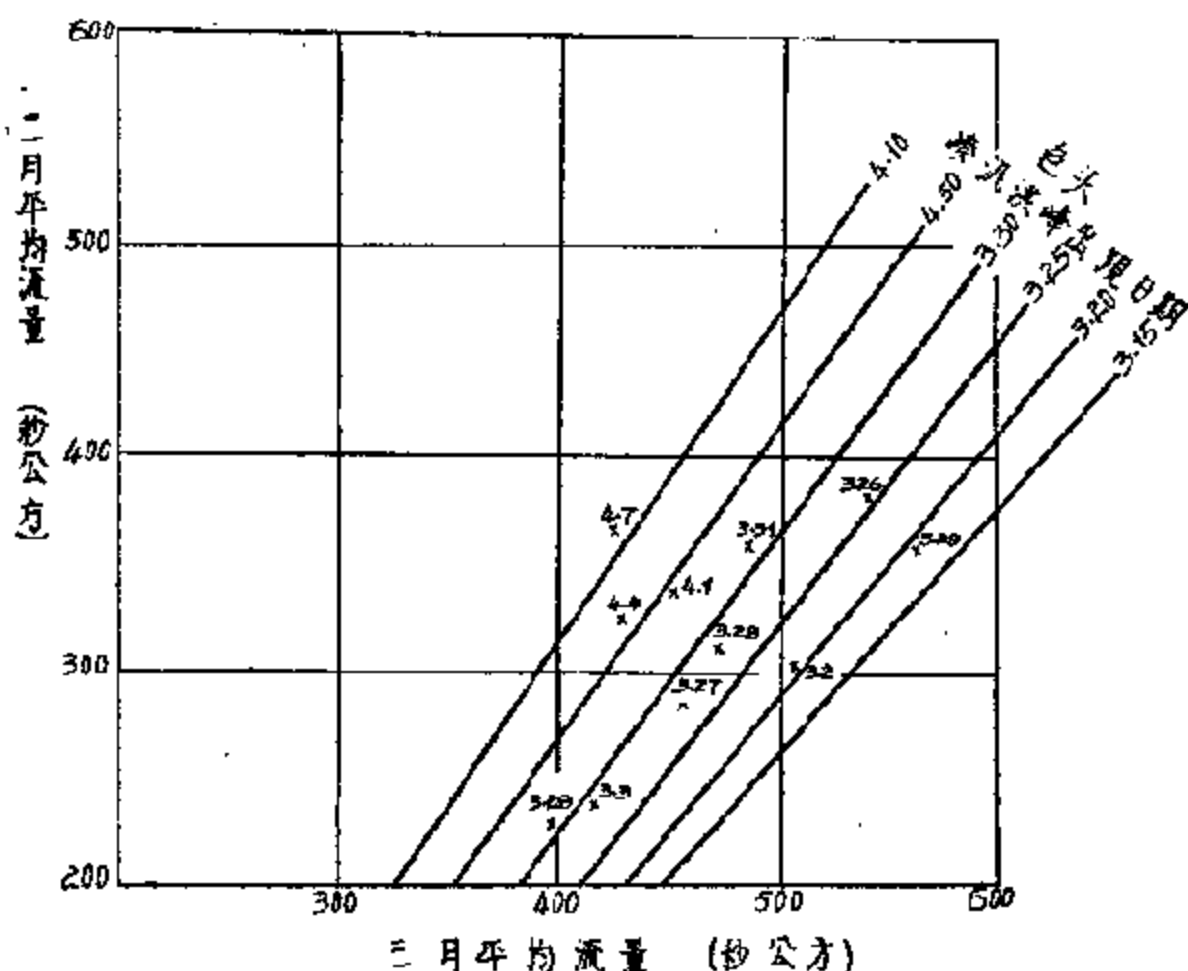


圖 20-25. 包頭2—3月平均流量关系圖。

§ 20-5. 預報精度的評定

对于預報方案以及預報作業，必須評定其誤差，如果不能明确而且客觀地解决這個問題，就不能評價預報方案的質量，也不能有把握地使用預報作業上的數字，而且要使預報方案的質量不斷提高，只有根据这种誤差評定，才能做到。

但是要明确而且客觀地評定誤差，是很不容易的。沒有一定評定的标准，只有根据所預報的現象數值和实际觀測所得數值之間的偏差值来决定。目前最完善的評定誤差方法，是苏联 ГИИ 的方法，这个方法还正在我国进行試驗。

方法的原理是：(1) 计算出预报因素在预见期内的设计变幅，求出预报对它的相对误差的 % 数，然后进行预报的评价；(2) 若预报误差不超过预报因素的设计变幅的 20% 或 15% 时，就认为预报是合格的。

预报因素在预见期内的正负变量总值达到保证率为 95% 时，此总值称为预报的设计变幅。以此设计变幅为标准，计算预报的相对误差，如误差小于 20% 的为合格，则就可评定各个预报作业的误差。

对于整个预报方案的质量评定，则应取多次的预报值与实测值对比，求出相对误差的分配曲线，误差等于设计变幅的 20% 的对应保证率，称为方案的保证率。方案的保证率越高，方案的质量愈为优良。

预报作业评定等级标准为

误差 $\leq 5\% A_p$	优良；
误差 $\leq 5 \sim 10\% A_p$	良好；
误差 $\leq 10 \sim 20\% A_p$	合格；
误差 $> 20\% A_p$	不合格，

式中 A_p 是设计变幅。

§ 20-6. 洪水预报对水库运行的作用

洪水预报在国民经济中，特别是在防汛方面所起的巨大作用，已在第一节中述及。但由于在我国，水文预报还是一门新成长起来的科学，很多工作都缺乏经验，正在摸索中，所以对水文预报在各项工程中的实际运用，理论上研究得还不够。例如水库在设计 and 运行时应如何考虑水文预报因素，来减少防洪库容而增加兴利库容，就是一个新的实际问题。以往设计都考虑较少，今后是不应忽视的。

在作水库的调洪计算时，如能有较长时间的洪水总量预报，就有可能根据未来的入库总水量有计划地分配水量，更合理地决定水库泄洪方案（即决定每天应泄流量大小和水库最高水位），相应地即可多增加兴利库容，利用高水头来多发电，例如某中型水库，防洪库容 6000 万公

方,在調洪計算時曾進行有預報和無預報兩種方案的比較,當時採用預報時間為 5 小時,結果說明,採用有預報方案後,興利庫容可比無預報方案多增加 1500 萬公方,相當防洪庫容的 $1/4$;可多發電 18 萬度,這對更好的貫徹充分利用水利資源、多蓄水的水利建設方針是一個有效的措施。從我國目前蓬勃開展的群眾性修建水庫的運動來看,一些中小型水庫如能進行洪水預報,相對而言,有效興利庫容就可增加更多,那麼它的優越性就更顯著了。

除上述洪水預報能增加有效庫容外,其次,如枯水預報還可以用來合理分配枯水季庫容;也是指導汛期水庫水位、各季度發電量的依據。

如果沒有預報,水庫的泄洪方式就只能由根據過去一定洪水形狀和預定的水庫最高水位所制出的安全泄洪曲線來決定。這樣,泄流量比有預報時要大為增加,如某水庫有預報時,日平均最大泄流量為 5500 秒公方,若無預報時將增加到 9000 秒公方以上,這就必須加強下游的保護措施,增加建築物的投資。

從以上實例可以看到,水庫效益的大小除決定於預報的準確性外,

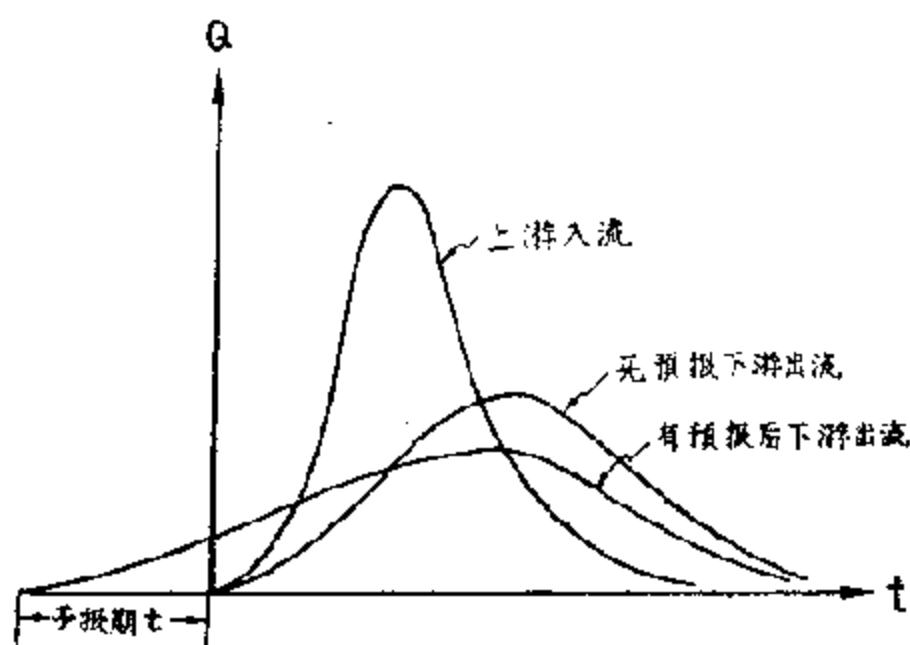


圖 2-26. 有預報和無預報情況下之流量時間關係曲線。

还决定于预见期的长短和溢洪道、泄水管的断面尺寸、形状和泄流方式。预见期越长，所增加的效益越多。而各种预报方法具有不同的预见期，并给出不同的预报特征值，和各特征值不同的准确度。一条河流或一个水利工程采用哪一种预报方法合宜，除了决定于流域的汇流特性和河流本身的水流特性以外，尚决定于该项水利工程对预报的项目和准确度提出的要求。

在山区河道，河流暴涨暴落，因此集流时间快，若采用水位(流量)关系预报所获得的预见期，就不可能很长，通常是采用暴雨径流关系预报(水文气象法)为主，而辅以水位(流量)关系预报。

当确定了暴雨径流关系和预报时间后，即可用流量累积曲线或差积曲线进行调洪计算，决定泄流量和最低水位，具体计算过程同第十九章调洪计算，所不同的仅在于将横坐标上增加一段预报雨时间，这里就不再重复了。

综上所述，洪水预报在实际工程中的运用，很有发展前途，我们应该进一步的研究并在实践中应用，以取得更多的经验。

第五篇 小河流域的年徑流量 及洪水計算

第二十一章 小河流域的年徑流量 及洪水計算概述

§ 21-1. 小河流域水文計算的重要性

过去几年，我国兴建了許多大型、中型的水利工程，大流域面积的水文計算有了一套較完整的計算方法，但是对小型工程重視不够，因此小河流域的水文計算研究較少。

自从党中央的“蓄、小、群”方針提出以后，在全国广大农村掀起了史無前例的水利化运动高潮，群众自办的小型水利工程星罗棋布地出現了，如济源县莽河上的大小水庫就有 120 多个。大規模的小型水利工程是农业战綫取得惊人成績的重要因素，是防汛、水土保持工作取得胜利的关键，是农村电气化的基础。

党中央在 1958 年 8 月 29 日所頒布的“关于水利工作的指示”中规定：1959 年水利工作的任务是要进一步貫徹“三主”方針，根据各地区的特点，展开大規模的水利化工作，預計土石方將达一千亿方以上，因此，一个声势更加浩大的群众性水利化运动即將出現。

生产力的进一步发展，对于科学技术提出了新的要求，要設計和修建起既經濟又合理的水利工程，必須有正确的水文計算成果。在全国水利工程蓬勃开展以后，小河流域水文計算方法也被重視，加以大力研究，并已取得了一定成績。但不可否認，目前这方面的工作还远远不能滿足生产要求，还有待大力研究。

§ 21-2. 小河流域水文計算的特点

小流域水文計算的目的亦是推求設計所需要的洪峰流量、洪水总量、洪水过程綫、徑流量等，其計算方法与大流域面积有不同，因为：

1. 目前我国小河流上水文資料很缺，徑流資料更为缺乏，因此除了尽量利用以雨量為資料的計算方法外，还应十分重視洪水和徑流的調查資料；同时小流域河道往往是老乡的家園，那里的山川水流，他們都十分熟悉，依靠群众得到較准确的水文資料也是可能的。

2. 小河流分布在全国各地，地質、地形和植被情况均有差別，采用計算方法时，应特別注意应用条件和修正系数。目前还没有設計用的精确公式，因此最好采用数种計算方法，得出不同結果，經過分析，采用較合理的成果。

3. 很多小型工程以灌溉为主，水利工作者不仅要掌握年徑流量的計算，还要会計算季徑流和短期徑流。

4. 小型工程造价低，破坏后的影响小，計算中有一定的允許誤差，可采用經驗的計算方法，但不能毛估粗算，否則就会引起工程上的事故或造成浪費。

5. 为了提高工作效率，在短時間內完成大批有一定精度的計算，对于自然特性近似的区域，可大量采用圖表、等值綫等計算方法。

第二十二章 徑流量計算

§ 22-1. 年徑流量的計算

年徑流量計算的目的主要是求該流域的多年平均年徑流量，某种保証率下的年徑流量和月分配，这些計算結果是确定水庫正常高水位，澆地亩数和發電量等关键問題的重要因素。

計算方法可分兩人類：一種是查等值綫和採用經驗公式；一種是用相關法延長資料系列，現分述如下。

1. 根據經驗公式計算

目前已有數種經驗公式，現推薦一種比較完善且較有理論根據的方法——H. II. 切波達廖夫法：

$$C_{vy} = \frac{C_{vx}}{\alpha^m \cdot F^n}$$

式中： C_{vy} ——年徑流變差系數；

C_{vx} ——年降水變差系數；

α ——年徑流系數；

F ——集水面積(公里²)；

m ——參數，由經驗資料確定，對於中國可採用 0.6；

n ——參數，在 0.06~0.077 之間，可取 0.08。

計算步驟如下：

A. 首先由流域的年降水量變差系數的等值綫圖上查得本地區的變差系數 C_{vx} (參看書末附圖 II)；

B. 由流域正常年徑流深分布圖查得該地區徑流深 (參看書末附圖 III)；

C. 由年降水量分布圖查得該地區的降水量 (參看書末附圖 IV)；

D. 由正常年徑流深除以年降水量，求得徑流系數 α ；

E. 把各數值代入計算公式可求出 C_{vy} 值；

F. 根據 $C_{sy} = 2C_{vy}$ 關係求出 C_{sy} ；

G. 由 C_{vy} 和 C_{sy} 求出設計保證率下的年徑流量。

考慮水土保持和中小型水庫的影響，對計算徑流量需加以修改，計算方法見 §22-1, 3。

2. 用相關法延長資料系列

這個計算方法與大流域計算方法原理相同，計算方法見第八章。

3. 考虑水上保持和中小型水利工程的影响
以徑流深损失来表示

$$\text{水庫作用: } \Delta Y_1 = P \frac{Z_s - X + Y_f}{\bar{Y}}, \%,$$

式中: ΔY_1 ——水庫影响徑流深的损失, 所占百分数;

P ——水庫面积/流域面积(F_1/F_2);

Z_s ——水庫水面蒸發量(公厘);

X ——水庫水面降雨量(公厘);

Y_f ——水庫淹沒面积上的徑流深(公厘);

\bar{Y} ——修水庫前某一断面上的徑流量(以公厘表示)。

水上保持作用:

$$\Delta Y_2 = \frac{2.5 P_c}{Y^{0.5} + F^{0.2}},$$

式中: ΔY_2 ——水土保持影响徑流深损失所占百分数;

Y ——正常年徑流等值綫所查得的徑流深;

P_c ——水土保持控制的流域面积;

F ——流域面积。

$$\text{考虑稻田影响, 公式变为 } \Delta Y_2 = \frac{2.5 \gamma P_c}{Y^{0.5} + F^{0.2}},$$

式中 γ ——由实测資料定, 無实测資料时取 0.75。

§ 22-2. 季徑流量的計算

只能进行年內調节的小水庫, 需要求得某种保証率的季徑流量。所选定的季节应当为河流中水量較小, 而需水較緊張的季节。如为灌溉之用, 需視农作物的需水期而定; 如南方水稻区为 3~7 月, 北方棉花区为 4~8 月。对于水力發電則用水最緊張时期, 一般为冬季。

季节定妥后, 可按以下方法計算季徑流的多年平均值, 各种保証率及其过程。

1. 根据与鄰站的月徑流量相关, 或月雨量-月徑流量相关等推求历年各月徑流量, 然后計算季徑流量的多年平均值, C_v 值与設計保証率的季徑流量值。

至于季徑流量月分配, 可找一实测年分为典型, 其季徑流量接近于計算的保証率值的季徑流量, 將季內各月徑流按比例修正, 而該年其余各月的徑流量則乘以另一比值, 使全年徑流量等于設計保証率的年徑流量。

2. 如無雨量及徑流資料, 可利用多年平均年徑流深等值綫圖查出徑流深, 另据各水文站的資料計算季徑流所占年徑流量的百分数, 并分析这些因素与流域面积及其他自然地理因素的关系。如果可能把各百分数繪成等值綫圖, 在圖上求得所研究流域应当采用的百分数, 这样即可求得季徑流的多年平均值。至于季徑流的 C_v 值, 亦將全区此項数值进行綜合分析, 找出其变化規律, 然后就所研究的特性, 选用合适的数值。一般言之, 枯水季的徑流量因为多为地下水补給, 各年变化較為稳定, 其 C_v 值較年徑流的为小; 而汛期流量的 C_v 值一般較年徑流为大。

至于季徑流的各月分配, 可以鄰近測站的同一保証率的資料作为典型, 按比例換算。

§ 22-3. 短期徑流量的計算

如果水庫更小, 只能調节几十天的水量, 甚至几天的水量, 便需求得在需水期內更短历时 (如 10 天, 20 天, 30 天, 60 天) 的保証流量。同理先統計各年在需水期某規定时段的最小枯水量值, 然后进行頻率計算。

若本站只有很少短期流量資料, 可与鄰站繪制同期水量的相关圖, 进行延長。

在利用雨量資料繪制定时段內雨量与枯水量的关系时, 应当特別

注意前期降雨量及地下水流量的影响。

上游地区灌溉用水,对下游日枯水流量有重要的影响,计算时应特别注意。

第二十三章 小河流域的洪峰流量、洪水总量及洪水过程线的计算法

§ 23-1. 單站暴雨資料的分析

暴雨的發生是造成河流洪水的主要因素。因此,由降雨資料推求洪水时,我們的注意力就首先集中到对暴雨(以及陣雨)的分析上。

一定的雨时决定着徑流匯集时的共时集流面积的大小,而在此雨时內的平均降雨强度則与共时集流面积一起决定着流域出口断面上的流量。此外,由于工程設計上的要求,还需要知道一定的頻率。因而在單站暴雨的分析中,对我們有兴趣的就是平均降雨强度 \bar{i} 与历时 t 及頻率 P 之間的关系:

$$\bar{i} = f(t, P).$$

对于某一固定的 t 值來說,上式代表着在固定的降雨历时內的平均降雨强度与頻率的关系。在分析时一般假定此一关系可用古得里奇純經驗頻率綫公式来表示,此时公式为如下的形式:

$$P = p_0 10^{-k \bar{i} t^n}, \quad (23-1)$$

式中: \bar{i} ——降雨历时 t (小时)內的平均降雨强度(公厘/小时);

P ——降雨强度超过 \bar{i} 的頻率;

p_0, k, n ——参数。

从上式可得:

$$\lg P = \lg p_0 - k \bar{i} t^n = c - k \bar{i} t^n,$$

于是:

$$\bar{i} = \frac{c - \lg P}{k t^n}. \quad (23-2)$$

如果頻率 p 是根据观测年份中所有各次暴雨米进行統計而得出的, 設 m 为每年平均暴雨次数, N 为与 P 相应的重現期(年), 則有:

$$P = \frac{1}{mN},$$

故

$$\bar{v} = \frac{C + \lg m + \lg N}{kt^n},$$

$$\bar{v} = \frac{A + B \lg N}{t^n} = \frac{S}{t^n}, \quad (23-3)$$

式中: $A = \frac{C + \lg m}{k}$; $B = \frac{1}{k}$ 。二者均为气象参数, 随地区而变; S 称为雨率。

式(23-3)即为我国目前通用的分析暴雨(及陣雨)的基本公式。以后分析暴雨时, 主要的問題就是如何根据已有的資料求出 A, B, n 等三个参数。

分析时, 可以先就全部观测資料中各种历时及其相应的最大平均降雨强度, 在对数紙上用点繪制关系。因为此时 N 值可视为常数, 故式(23-2)中分子亦为常数, 所以此一关系一般为一直綫。直綫的坡度即为 n 值。

在进一步决定 A, B 二值时, 可以借助于对该站年最大 24 小时雨量所作的頻率分析(分析法与以往所述的頻率分析法相同)的結果, 可得重現期为 N 年的 24 小时降雨总量为 p_N 。因而

$$p_N = \frac{A + B \lg N}{24^n} \times 24 = 24^{1-n} S_N,$$

故

$$S_N = \frac{p_N}{24^{1-n}}. \quad (23-4)$$

对于若干个不同的 N 值, 利用年最大 24 小时雨量頻率分析的成果可得若干个 H_N 值, 从而得到相应的 S_n 值, 在半对数格紙上, 以普通格为 S , 对数格为 N . 点繪 $S-N$ 直綫, 即可得出 A, B 二值来。

根据大多数資料分析的結果, 在 $t > 1$ 小时与 $t < 1$ 小时时的 n 值是

不相同的。这是由于当 $t < 1$ 小时时的平均最大降雨强度是由陣雨造成的緣故。目前,我国多数地区的 A 、 B 及 n 值均已求得,并繪出 A 、 B 等值綫圖及 n 值的分区圖,使用甚为方便。但需注意 A 、 B 等值綫系针对何种 n 值及 t 值的使用范围,以免發生錯誤。当 n 值与原圖适用的 n 值不符或与 t 值的范围不符时,則应加以改正。改正的办法在圖册使用說明中均有介紹(从以上的講述中也不难推知应如何改正)。

§ 23-2. 小流域上洪峯流量的計算

1. 用經驗公式求算洪峰流量

为适应群众性水利工程建設的需要,对于不十分重要的工程进行水文計算时,可以采用經驗公式。同时,考虑到基層技术干部和技术資料的缺乏,很多在水文計算上必需的特征值往往难以确定,因而在实际資料的基础上,制定了一些經驗关系和圖表。

A. 流域面积与主槽長度的經驗关系 水利科学研究所根据 419 个長度与面积的实际資料(其中海河流域中大清河 16 个,子牙河 40 个,漳衛河 4 个,永定河官厅山峽支流 20 个,淮河 123 个,湖南瀟水河 34 个,湖北府河 13 个,晋陝高原 43 个,东北辽河 126 个),按其面积大小分配如下:

$F < 100$ 平方公里 75 个;

$F < 10$ 平方公里 25 个;

$33,000 > F > 100$ 平方公里 310 个。

在双对数格紙上点繪流域面积 F 与主槽長度 L 的关系,并通过这些点子的中間作直綫,得出他們之間的經驗关系如下(見圖 23-1):

$$L = 2F^{\frac{1}{2}},$$

其中 F 以平方公里計; L 以公里計。

用經驗关系来表达面积和長度的关系只是代表平均情况,因此是極粗略的。对于个别河流,它的誤差有时可能很大。因此只是在确無

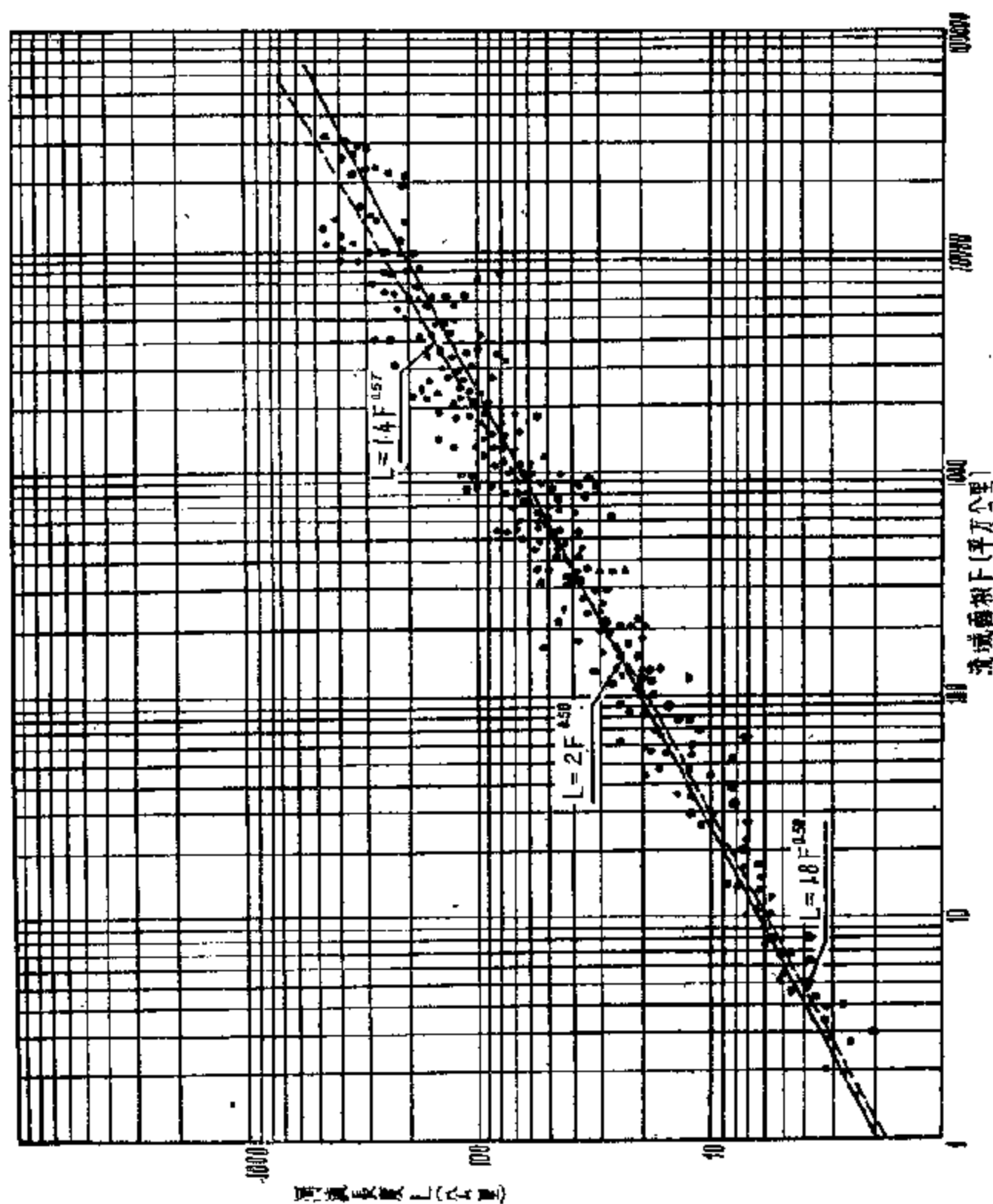


图 23-1. 流域面积 F 与河道长度 L 的关系。

資料可循时,才能作为約略估計之用。

以上經驗关系可同样用于估計集水面积。

B. 洪峰流量模数与流域面积的經驗关系 因为缺乏小面积实测流量資料,即使有系列也很短,不能作頻率計算。因此大部分采用洪水調查資料,其中大清河 14 个,子牙河 60 个,官厅山峽 34 个。集水面积的变化,从 1.2 平方公里到 23,000 平方公里。此外,又用了官厅站,三家店站和黄壁庄站五十年一遇的設計流量作为参考。

在双对数格紙上,最大流量模数与面积的关系是比较零乱的(見圖 23-2)。这是因为調查洪水具有不同的頻率,而且調查資料也一般帶有較大的誤差。因此首先对各經驗点进行合理性的檢查,去掉不可靠的点子。从比較可靠并具有相近頻率及在同一气候区的点子分布趨勢来看,在流域面积 $F < 100$ 平方公里区段分布趨勢斜率較小,而在 $F > 100$ 平方公里段斜率則較大。因为这类經驗关系主要用于較小面积,所以采用前者为标准。这样求出的經驗关系的形式如下:

$$\left. \begin{aligned} q &= \frac{C}{F^{\frac{1}{n}}}; \\ Q &= CF^{\frac{1}{n}}. \end{aligned} \right\} \quad (23-5)$$

C 值的决定要根据地区的具体气候及地形地貌条件。一般可用下列二种方法来决定 C 值。

a) 根据实测資料定出該地区某頻率的洪峰流量模数与面积的关系曲綫,当 $F=1$ 时的洪峰流量值即为 C 值。

b) 用間接方法,即用雨量、流域情况等資料推求代表一个平方公里面积上可能产生的洪峰流量模数值。这项工作可由各地区的工程單位事先制出应用。用的方法如下:

$$C = \psi_s = \frac{\psi_s}{L^n} = \frac{\psi_s}{L^n} v^n,$$

計及單位时:

$$C = 0.278 \frac{\psi_s}{L^n} v^n, \quad (23-6)$$

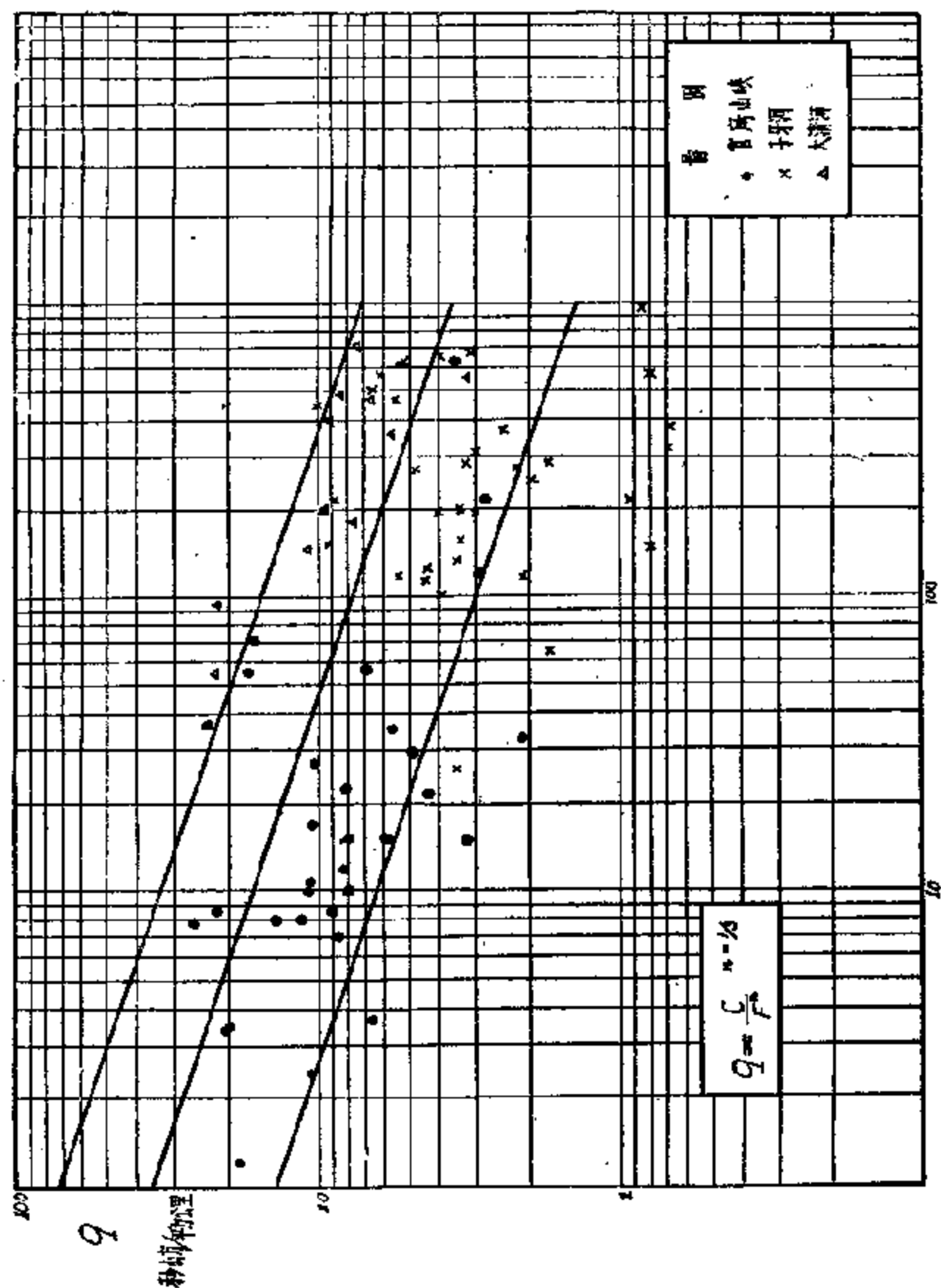


图 23-2. 洪峰流量模数 Q 和流域面积 F 关系图。

式中 ψ 代表径流系数,但这是强度径流系数,不是体积径流系数; s 代表雨率(以每小时公厘计); L 代表主槽长度(以公里计); v 代表集流流速(以秒公尺计)。

如果没有详细资料也可以考虑用下列的近似转换,即利用经验关系:

$$L = 2\sqrt{F}$$

当 $F=1$ 时, $L=2\sqrt{F}=2$; 又设 $n=0.7$, 则

$$Q = \frac{0.278^{1-n}}{2^n} \psi S v^n = C_1 S,$$

式中

$$C_1 = 0.42 \psi v^{0.7}.$$

根据地区的不同, ψ 值有不同的变化。对于较小面积, ψ 值的变化为 $0.8 \sim 0.65$, 而 v 值则为 $1.0 \sim 2.2$ 秒公尺。因此, C_1 值可以按下表求得:

表 23-1.

	J	ψ	v	C_1
石山区	>0.015	0.80	2.2~2.0	0.6~0.55
丘陵区	>0.005	0.75	2.0~1.5	0.50~0.4
黄土丘陵区	>0.005	0.70	2.0~1.5	0.47~0.37
平原坡水区	>0.001	0.75	1.5~1.0	0.40~0.30

因而:

$$Q = C_1 S F^{2/3}.$$

S 值的决定可以从水文研究所制定的 A, B 等值线图或 S_p 等值线图查得;或根据当地某频率最大一小时的降雨量决定。

除以上所述的经验公式外,目前在我国很多地区制出了适于当地自然地理条件的计算手册,如北京地区实用水文手册。这些手册,用起来是比较方便的,读者可自行参阅。

经验公式在一定的条件下具有很大的实用价值,它的好处是构造比较简单。如果公式建筑在可靠资料的基础上结果较好,只需决定流域面积大小,使用起来非常方便。不过用得不够恰当时,也会产生很大的

誤差。只有在確無資料时才用它。

在解釋自然現象，尤其是对一个比較复杂的現象，需要給出定量的說明时，經驗方法往往是首先被採用的，因而在实用中对經驗方法的作用要予以重視。但随着人类知識活动的發展，人們对自然的观察逐漸地从表面走向本質，这时單純的从經驗关系来解釋現象便会感到不够，而要进一步去分析某一現象中有关因素相互間的解析关系和物理关系，这就需要比較深刻地在理論的基础上并通过水文試驗来进行研究。对于洪水問題的研究，也正是通过了这样一个認識的步驟，这一方面說明为什么經驗公式在早期比較盛行，而現在的傾向則趋于研究分析各物理因素的相互关系；另一方面又可說明經驗公式在一定时期一定条件下曾起过不可磨灭的作用，即使在現在，經驗公式在一定程度上也还具有很大的实用价值。

2. 推理部分

在小流域範圍內，設有一次籠罩全流域的雨率均匀的降雨，則所产生的洪峰可視作全流域上所产生的徑流匯集而成。洪峰流量所得的合理化公式表示如下：

$$Q = CiF,$$

式中： Q ——全流域徑流匯集所产生的洪峰流量；

C ——徑流系数；

F ——流域面积；

i ——平均降雨强度。

目前的一些計算洪峰流量的方法，都着重在如何合理地、同时也不太繁复地定出徑流系数及設計降雨强度。

关于徑流系数的問題，可以參照本流域或鄰近流域的实测資料来推求；或者是根据如下式子来推求：

$$C = \frac{i - \mu}{i} = \frac{p - \mu t}{p}, \quad (23-8)$$

式中 μ ——平均入渗率;

t ——雨时;

p ——降雨量。

此时,实际上是用决定入渗率(量)的办法来求净雨率(量)。如果能有 μ 的资料,此法显然是要合理一些。

关于降雨强度的问题,主要是依靠暴雨公式来推求。目前我国采用的暴雨公式为如下的形式:

$$i = \frac{A + B \lg N}{t^n} = \frac{S}{t^n}, \quad (23-7)$$

式中各项的意义及决定方法,在前面已经介绍过了。对一固定地点来说, A 、 B 二值可自等值线图查出; n 值自分区图上定出; N 根据工程设计的不要求来决定。此时只要决定降雨历时 t , 即可得出与该历时相应的平均降雨强度 i 。问题在于如何定出 t 来。决定 t 值的条件即是该设计降雨的历时,应能满足形成全流域某流量的要求。因此, t 值必须等于或大于流域最远点的集流时间 τ 。因为如果 t 加大, i 就得减小,所以取 $t = \tau$ 为设计的降雨历时可以认为是合理的。除了实际的 τ 值不易准确观测之外,问题的复杂性还在于 τ 与 Q 值相互影响,不易单独决定。因为固然可以根据一定的设计 τ 值去推求 i 值,从而求得流量 Q ; 而集流速度的大小又与 Q 的大小有关,因而 Q 值又影响着 τ 值。简单说来,要计算 Q 必须先有 τ , 要决定 τ 又必须先知道 Q 。这就是设计降雨强度时的問題所在。

目前,在我国的水利部門中,有两个解决上述問題的方法。

A. 林平法

此法可分为以下三步:

a) 若假设一些不同的雨时 t , 从暴雨公式得出不同的 i 值(各值的重現期相同), 从而算得相应的流量。根据点繪出一条 $t-Q$ 曲线。

b) 考虑到流域集流时间 τ 是由坡面集流时间 τ_0 与河槽集流时间

τ_1 所組成, 即

$$\tau = \tau_0 + \tau_1, \quad (23-8)$$

而

$$\tau_0 = \frac{930}{(0.2)^{0.4}} \cdot \frac{(NL_0)^{0.6}}{E^{0.3}} \quad (\text{分}), \quad (23-9)$$

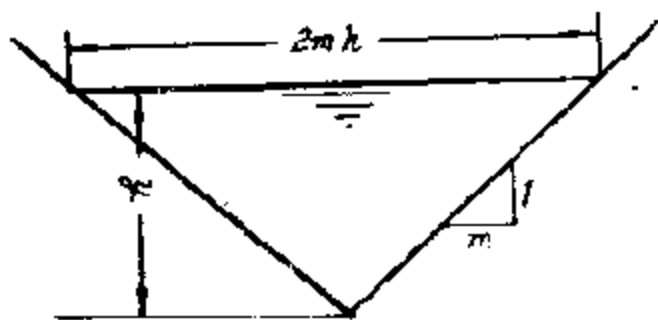


圖 23-8. 三角形河槽示意图。

式中 L_0 ——坡面长度 (公里);

N ——坡面糙率;

E ——坡面平均每公里长的落差 (公尺);

i 的单位为公厘/分。

另有

$$\tau_1 = 16.67 \frac{L_1}{V_1} \quad (\text{分}), \quad (23-10)$$

$$V_1 = 0.032 \left(\frac{1}{n} \right)^{\frac{3}{4}} \left(\frac{m}{1+m^2} \right)^{\frac{1}{4}} \cdot Q^{\frac{1}{4}} \cdot E^{\frac{3}{8}}, \quad (23-11)$$

式中: L_1 ——河槽长度 (公里);

V_1 ——河槽内平均水流速度;

n ——河槽糙率;

m ——出口处水道断面侧坡;

E ——主要河槽的平均比降 (公尺/公里)。

上式只适用于三角形河槽 (见图 23-8)。

式中的 Q 根据下面公式算出:

$$Q = 16.67 C i F, \quad (23-12)$$

因此, 相应于一定的 i 值 (公厘/分), 亦即相应于一定的 Q 值, 可以得到一个确定的 τ 值。根据若干组 $Q-\tau$ 的计算成果, 可以绘出一条 $Q-\tau$ 曲线。

曲线 $Q-t$ 与 $Q-\tau$ 的交点, 即可决定出降雨时间与集流时间相等时的大流量 Q_m , 如图 23-4 所示。

該圖采用自林平一著的小匯水面积暴雨徑流計算法。必須指出，式(23-8)只能用于三角形河槽，其他形狀的河槽公式的形式应稍有改变，不能直接使用該式。若河谷狹窄，可近似采用此式。

B. 推理公式 (本段报导及公式見水利科学院，研究报告“7”)

a) 公式的基本假定与推导：在計算設計暴雨洪水最大流量时，因为暴雨頻率与洪峰頻率間关系至今还没有得到解决，因此暂时采用以設計頻率的暴雨(根据雨量為控制)作为計算标准。这样計算出来的洪峰流量，即認為是設計頻率的洪峰流量值。

为了使計算步驟不至过于复杂，对某些流域特征值，如主槽長度、坡度、糙率及断面系数、流域損失参数、降雨强度随空間的变化等，采用了全流域或沿主槽平均的办法。这种簡化关系在一定程度上影响到結果的定量关系，但因考虑到服务的对象一般是較小流域，以及在自然界中洪水形成过程本身就包括了自然积分和平均作用，这种影响往往在实际精确度范围以內。

在洪水形成原理上，考虑到对小流域以及我国季风区的暴雨特性，仍采用了全面积匯流的理論。所采用的形成最大流量的相应降雨历时，是設計暴雨当中强度最大部分降雨的历时。一般情况下，認為这个历时与流域的集流時間相等；但这个历时不应当超过产生最大徑流深的出流历时。

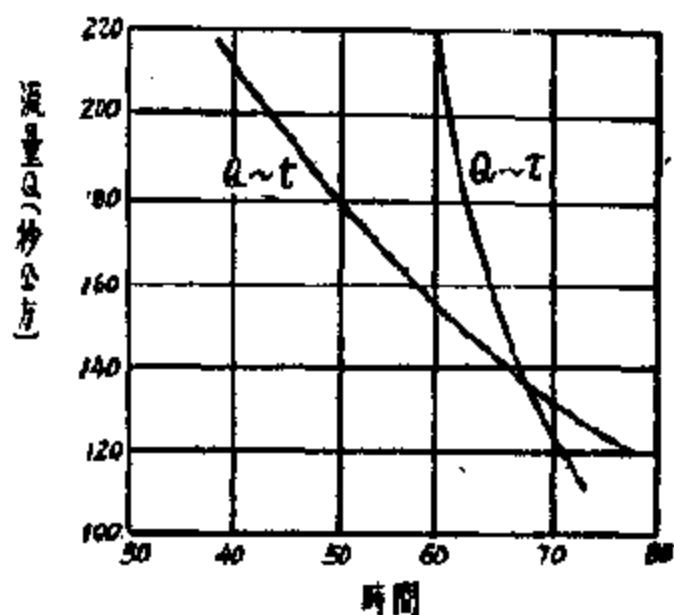


圖 23-4. 暴雨徑流洪峰流量与時間的关系曲线。

基本公式的形状采用:

$$Q = 0.278 \psi i F, \quad (23-13)$$

其中 Q 代表最大流量, 以秒公方计; ψ 代表径流系数; i 代表最大平均降雨强度, 以公厘/时计; F 代表流域面积, 以平方公里计。

最大平均降雨强度 i 的变化与 1 小时最大平均降雨强度 I_m 及降雨历时 t 有下列的关系:

$$i = \frac{I_m}{t^n}, \quad (23-14)$$

集流时间 τ , 作为寻求最大流量条件的一个特征值, 是根据下列等式求出的:

$$\tau = 0.278 \frac{L}{v}, \quad (23-15)$$

式中 L 代表流程长度(自分水岭到断面, 以公里计), 在通常情况下就是主槽长度; v 代表集流速度, 并可以按下列式子求得:

$$v = m J^{\frac{1}{3}} Q^{\frac{1}{2}}, \quad (23-16)$$

式中 J 代表自流程最远一点至出口断面的平均坡度; Q 代表所求最大流量数值; m 代表集流参数, 是个概括了河槽水力学条件的系数。从 (23-13) 式可得:

$$Q = 0.278 \psi i F = 0.278 \frac{\psi I_m F}{\tau^n}, \quad (23-13, a)$$

式中的参数 ψ 并不和一般实测资料中所得的: 一次雨量与一次径流量比值所代表的体积径流系数的意义相同, 因此不能根据类似的资料来确定参数 ψ 值。

在产生径流的过程中, 可以假定地面在满足了初渗和填充了局部窪地以后, 入渗过程就以比较稳定的方式进行。当降雨强度继续超过入渗率时, 径流便产生了。在这种情形下, 式 (23-13) 可写作:

$$Q = 0.278 \psi i F = 0.278 (i - \mu) F, \quad (23-13, b)$$

其中 μ 代表流域平均入渗率, 也以公厘/时计。

因为入渗率的变化规律和降雨强度的变化规律不同，当某瞬时的降雨强度超过同一瞬时的入渗率时就产生径流，而入渗则是按当时地面情况下的可能入渗率来进行的。如果某瞬时的降雨强度小于这时地面情况下的可能入渗率，虽然全部降雨都会渗入地下，但仍不会满足当时地面的要求，因此径流就不会产生，当时的实际入渗也等于当时的降雨强度。在式(23-13b)中降雨强度 i 是代表集流时间内的平均降雨强度，在设计暴雨情况下，它是代表一些瞬时强度的平均值，如果这些瞬时降雨强度都比入渗率 μ 大(稳定的 μ 值变化不大)，则用式(23-13b)问题不大。但当一部分瞬时降雨强度小于 μ 值时，实际入渗率不能大于当时的降雨强度，因此如果用下列的关系，即

$$\psi = 1 - \frac{\mu}{i}, \quad (23-17)$$

确定 ψ 值是受到限制的。

因为设计暴雨的强度历时关系如式(23-14)所表示，即

$$i = \frac{S}{t^n},$$

或
$$p_t = i t = S t^{1-n}, \quad (23-18)$$

对于不同大小及条件的流域面积上所产生的设计洪水，是假定根据以上的暴雨强度历时关系，以集流时间 τ 来代替降雨历时 t ，以取得这个时段最大平均降雨强度 i 。当历时增大时 i 值的降低，可以想象是由于在这个时段内包括有强度较小的降雨。如果历时继续增大至某个临界值，就会出现有比入渗率值 μ 还小的降雨。这个临界值便叫作最大径流的出流历时 t_b 。

在设计暴雨条件下，最大径流的出流历时 t_b 的求法可以根据对雨量历时关系的微分而得：

$$\frac{dp_t}{dt} = (1-n) S t^{-n} = (1-n) i.$$

当 $\frac{dp_t}{dt} = \mu$ 时， t 就代表这个临界值 t_b 。因此，设

$$(1-n)i = \mu = (1-n) \frac{S}{t_b^n},$$

則得:

$$t_b = \left[(1-n) \frac{S}{\mu} \right]^{\frac{1}{n}}. \quad (23-19)$$

因此 t_b 实际上是公式(23-14, b)的应用条件的界限; 即当集流时间 τ 比 t_b 小时, 可以应用公式(23-14, b), 或利用式(23-17)的关系来决定 ψ 值。但当 $\tau > t_b$ 时就不能应用式(23-14, b)或用式(23-17)来决定 ψ 值。

当 $\tau > t_b$ 时, 代表在 $\tau-t$ 的条件下一部分降雨不能产生径流的情况, 因此径流总量达到一个固定值 h_t (即这次降雨的净雨量)。对同一个流域, 这个值并不因历时的继续增加而有所改变。

h_t 是当 $t = t_b$ 时所产生的径流量, 即:

$$\begin{aligned} h_t &= p_{t_b} - \mu t_b = i_{t_b} \cdot t_b - \mu t_b = (i_{t_b} - \mu) t_b \\ &= [i_{t_b} - (1-n) i_{t_b}] t_b = n i_{t_b} \cdot t_b = n p_{t_b} \\ &= n \cdot S t_b^{1-n} = n \cdot S \left[(1-n) \frac{S}{\mu} \right]^{\frac{1-n}{n}}, \end{aligned}$$

所以
$$h_t = n \cdot S \left[(1-n) \frac{S}{\mu} \right]^{\frac{1-n}{n}} = n \cdot S t_b^{1-n}. \quad (23-20)$$

到此, 求径流系数 ψ 的方法有下列两种情形:

1) 当 $\tau < t_b$ 时, 最大流量发生的条件是 $\tau = t$ 。此时径流系数 ψ 值即为式(23-17)所代表的关系:

$$\psi = 1 - \frac{\mu}{i} = 1 - \frac{\mu}{S \tau^n}. \quad (23-21)$$

2) 当 $\tau > t_b$ 时, 径流总量不变, 而雨量为在历时 τ 内所降的, 即 p_τ 。因而 ψ 值用下列式子代表:

$$\psi = \frac{h_t}{p_\tau} = \frac{n p_{t_b}}{p_\tau} = n \left(\frac{t_b}{\tau} \right)^{1-n}. \quad (23-22)$$

式(23-18)及(23-23)代表径流系数 ψ 与集流时间 τ 的关系, 它主要以比值 $\frac{S}{\mu}$ 为参数, 而代表不同大小或不同自然条件的流域因 τ 值不同时

ψ 值的变化规律。

由上述同时可知, 当 $\tau = t_b$ 时,

$$\psi = n. \quad (23-23)$$

此外, 在同一流域上, 因 ψ 值不同也会影响这个流域本身的 τ 值。这主要是因为当损失不同时, 所产生的流量大小不同, 因而影响 τ 的变化。因

$$\tau = 0.278 \frac{L}{mJ^{\frac{1}{3}} Q^{\frac{1}{4}}}, \quad (23-15, a)$$

将式(23-15, a)代入式(23-13, a), 得:

$$Q = \left[0.278^{1-n} \psi I_m F \left(\frac{m}{L} \cdot J^{\frac{1}{3}} \right)^n \right]^{\frac{4}{4-n}}, \quad (23-13, c)$$

再将式(23-13, c)代入式(3a), 得:

$$\tau = \frac{0.278^{\frac{3}{4-n}} L^{\frac{4}{4-n}}}{(mJ^{\frac{1}{3}})^{\frac{4}{4-n}} (I_m F)^{\frac{1}{4-n}} \psi^{\frac{1}{4-n}}}$$

$$\text{如果设:} \quad \tau_0 = \frac{0.278^{\frac{3}{4-n}} J^{\frac{4}{4-n}}}{(mJ^{\frac{1}{3}})^{\frac{4}{4-n}} (I_m F)^{\frac{1}{4-n}}}, \quad (23-24)$$

$$\text{则:} \quad \tau = \tau_0 \psi^{\frac{1}{4-n}}. \quad (23-25)$$

此地 τ_0 即代表当某流域上径流系数 $\psi = 1.0$ 时的集流时间。

若将式((23-17, a)与(23-25)或式(23-22)与(23-25)联立, 即:

$$\text{当 } \tau < t_b \text{ 时,} \quad \begin{cases} \psi = 1 - \frac{\mu}{I_m} \tau^n, \\ \tau = \tau_0 \psi^{-\frac{1}{4-n}}, \end{cases} \quad (23-17, a) \quad (23-25)$$

$$\text{当 } \tau > t_b \text{ 时,} \quad \begin{cases} \psi = n \left(\frac{t_b}{\tau} \right)^{1-n}, \\ \tau = \tau_0 \psi^{-\frac{1}{4-n}}, \end{cases} \quad (23-22) \quad (23-25)$$

在每组联立方程中, 只能有一组 τ 和 ψ 的解。将所得的 ψ 和 τ 值代入公式(23-13, a):

$$Q = 0.278 \frac{\psi I_m}{\tau^n} F,$$

即可得最大流量。但用分析法解以上两组联立方程式有困难，因此可以借助图解法。

先以 τ_0 为参数，根据式 (23-25) 绘制 τ 与 ψ 的关系曲线。再根据 $\tau < t_b$ 和 $\tau > t_b$ 的条件 (注意两种条件的分界是 $\psi = n$)，以比值 $\frac{I_m}{\mu}$ 为另一参变数 [因为在式 (23-22) 中， t_b 也是 $\frac{I_m}{\mu}$ 的函数] 根据式 (23-17a) 和 (23-22)，绘制另一套 τ 与 ψ 的关系曲线。用时先求 τ_0 值，再根据具体的 $\frac{I_m}{\mu}$ 值求出两组 τ - ψ 曲线中相应两根曲线的交点，即可同时求得 τ 与 ψ 值。

为了制图方便及使用准确，也可将 τ - ψ 的两组关系曲线绘制在对数坐标纸上。

b) 参数的决定:

与计算公式有关的参数和因素有:

- (1) 流域特征值: F, L, J ;
- (2) 气候因素和参数: S, n ;
- (3) 损失参数: μ, ψ ;
- (4) 集流系数: m 。

(1) F, L, J 的决定:

F 代表出口断面以上的流域面积，可直接由相当比例尺的地形图上量取。必要时须经过实地查勘以确定流域分水线。

L 为自出口断面至分水线的距离，即包括主槽长度和主槽以上沟形不明显部分和一部分沿流程的坡面长度。由较大比例尺的地形图上量取或取用实测结果。

J 为沿主槽的河道平均比降，也自分水线计算。按 П. А. 阿列克谢也夫所介绍的方法量取。即先绘出自分水线至出口断面沿主槽的纵断面，算出在纵断面图上河道下面与坐标轴间的面积 Ω ，并自 $\frac{L}{2}$ 处

取縱断面的平均高程 $H_{cp} = \frac{\Omega}{L}$, 然后通过 $C\left(\frac{L}{2}, H_{cp}\right)$ 作直线使其割切縱断面后盈亏部分相等, 这时这根直线所代表的比降即河道平均比降。另外主槽的河道平均比降也可以用下式直接计算出来:

$$J = \frac{P_1 L_1 + (P_1 + P_2) L_2 + (P_2 + P_3) L_3 + \dots}{L^2} \quad (23-25)$$

在实用中 P 以平方公里计, L 以公里计, J 是比值没有单位(見圖 23-5)。

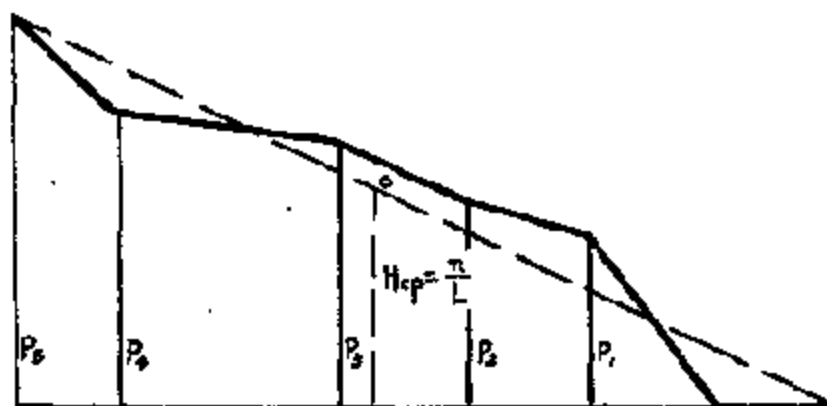


圖 23-5.

(2) 暴雨参数的决定是根据水文研究所测定的暴雨公式:

$$i = \frac{S}{t^n},$$

其中: $S = A + B \lg N$ 。

对全国有雨量记录的地区,已根据自记资料及日雨量制出 A 、 B 参数的等值线(当 $n=0.7$ 时),或利用日雨量均值 \bar{p}_{24} 及 C_0 值根据公式计算之。

(3) 损失参数的决定:

损失参数中最主要的就是流域平均入渗率 μ 值的决定。

过去在考虑计算损失时一般有以下三种方法:

i) 用稳定最小入渗率,认为不管任何土壤都有足够的前期降雨来满足初损。

ii) 用代表性的平均入渗率,即如苏联铁道部制定的规范中所规

定的,一律用第二小时的平均入滲率或前二小时的平均入滲率。

iii) 用雨量累积过程綫和入滲累积过程綫相切以定初滲, 如苏联铁道部规范中应用的方法。

以上三种寻求损失的方法中, 以第三种情形比較合理。但在实际应用时, 由于雨型的变化, 常会引起相差悬殊的結果。因此在目前損失資料十分缺乏的时候, 中国科学院根据苏联現定的各种不同土壤的入滲率表和入滲累积曲綫, 并参考我国各地計算經驗和部分入滲实验資料制定了平均稳定入滲率表。

表 23-2.

类别	土 壤 名 称	土壤含沙率 百分	平均稳定入 滲率 公厘 ³ /时
I	地氈青, 泥凝土, 無裂縫的岩石, 蘚苔土地, 冰沼土, 沼澤土, 沼澤性灰化土	0~2	0
II	粘土, 龟裂土, 鹽土与碱土, 龟裂鹽土, 肥粘土質土壤, 山地草甸土, 海濱盆地土壤, 岩基上薄層土地, 草原土壤	2~12	7.2
III	灰化土, 壤土質土壤及粘土質土壤, 灰色森林土, 淋溶并变質的黑鈣土, 河谷險地上的黑鈣土, 深厚的肥沃黑鈣土, 灰化沙土, 粘土質灰鈣土, 粘土質黑土, 粘土質壤母	12~33	12.0
IV	普通的黑鈣土, 淡栗鈣土, 棕色壤土, 灰鈣土, 灰化砂土, 砂壤質黑鈣土, 砂質黑鈣土, 砂壤質及砂質灰鈣土, 生草的砂	33~63	15.0
V	砂質壤母, 棕色土壤, 輕灰化土	63~83	21.0
VI	砂	83以上	30.0

* 这个表是色尔达柯夫建議中国采用的分类表。

当流域上有較多的耕地时, 流域的平均稳定入滲率的求法如下:

$$f_t = \frac{f_{t1}F_1 + F_2f_{t2}}{F}, \quad (23-26)$$

式中: f_{t1} ——荒地上的平均稳定入滲率, 以公厘/小时計;

F_1 ——荒地所占的面积, 以平方公里計;

f_{t2} ——耕地上的平均稳定入渗率,以公厘/小时计;

F_2 ——耕地所占的面积,以平方公里计;

F ——总流域面积,以平方公里计。

(4) 集流参数的决定;集流速度公式

$$v = m J^{\frac{1}{3}} Q^{\frac{1}{4}}, \quad (23-27)$$

式中参数 m 值与河床及山坡糙率、断面形状及沿程断面变化的规则性等有关,并同时与流域形状有关,即它反映集流流速与出口断面流速间的关系。这个关系从理论上证明是可以存在的,但是在实际情况下出口断面的流速总是首先决定于断面附近的河床糙率和水面(或河床)坡度,而集流流速则决定自分水岭起至出口断面各段平均河床糙率和坡度的平均情况。考虑理论上出口断面流速与集流流速的换算系数及以上所提到的情况,我们选择出口断面上的实测平均断面流速并乘以 60% 作为全程集流流速,用公式 $m = \frac{v}{J^{\frac{1}{3}} Q^{\frac{1}{4}}}$ 米反求 m 值。根据辽河、

海河、淮河等流域共 86 个洪水资料(其中实测流量 61 个)判定的结果。发现绝大多数 m 值变化在 1.0~2.0 范围内。

考虑到河槽起点水流运动状态系在坡流与槽流状态之间,因此水

表 23-3. ① 山坡坡面糙率 N_r 值表

山 坡 的 表 面	$1/N_r$	N_r
1. 平滑的,平坦的,压得很平的柏油.....	50	0.020
2. 平坦稀疏的草地,小石铺面.....	80	0.038
3. 浅草地,牧場,田地.....	20	0.050
4. 有小丘的深草地,树木.....	10	0.10
5. 有水泽的荒地,有荒草和小丘的沼泽地,密茂的灌木.....	7	0.143
6. 交错的岩石山坡,藓苔.....	5	0.20
7. 大森林,死树之堆积地.....	3	0.333

① 此表摘自 K. A. 米哈依洛夫著“水力学,水文学及水文测验学”下册。

流在这一段的流动受山坡糙率影响較大。但对整个集流時間來講，則出口断面离这一段愈远，所受影响就愈少。中国科学院根据以上的实测 m 变化范围和点子分布情况，制定了以下包括山坡糙率 N_r 值(表 23-3)和河床糙率 n 值(表 23-4)的经验关系:

当 N_r 和 n 不易确定时，也可应用表 23-5 来定 m 值:

$$m = \frac{0.17}{\frac{0.4}{L} (N_r)^{0.6} + n^{\frac{5}{4}}} \quad (23-28)$$

表 23-4. 斯里勃内天然河槽糙率表

河 槽 性 質	n	$\frac{1}{n}$
情况極為良好的天然河道(淨、直、無阻、自由暢流的土槽)……	0.025	40
平原型永久河流的河槽(主要是河床及水流情况良好的大、中河流)。河床表面及形状情况極為良好的周期性河流(河谷干燥)的土質河槽……	0.033	80
在普通情况下,河床比較潔淨的永久性平原型河流,河身弯曲,流向略不規則,或流直而底面不平(有淺灘、深槽及孤石)。情况相当良好的周期性河流(干谷)的土質河槽……	0.040	25
弯曲、部分長杂草、多石而水流激動的、阻滯甚大的河槽(大、中河流)周期性(雨季和春汛)河流,在洪水时挟帶大量泥沙,河床有大卵石或植物(草及其他)复盖者。略經开垦的大、中河流的灘地,为正常数量的植物(草、灌木)所复盖……	0.050	20
極阻滯和弯曲之周期性河流的河槽。頗多植物的、不平整的、开垦情况很坏的灘地(窪坑,灌木,有陷坑的林木)。水面不平整的山地型的卵石塊石河槽。平面河流中石灘很多的河段……	0.067	15
草木繁茂、水流迟緩,有大而深之水澤的河道与河灘。山地型的塊石河床,水流帶有翻騰的泡沫,水面碎裂,水花向上飞濺……	0.080	12.5
如上項所述的河灘,但水流極不規則且有水灣等。山区瀑布型河槽:河床弯曲,且有奇形怪狀之大石塊,跌水显著,泡沫大起,使水流失去透明而呈白色,水流喧嘩,掩盖一切声响。談話困難……	0.100	10
沼澤型河流(有灌木、小草丘,且許多处所几乎是死水等)。有很大的死水区 and 局部深潭(泊)等等的灘地……	0.133	7.5
由泥土石子等組成的荒野型水流。荒野河灘(有整片樹林的,密林型的)	0.200	5.0

表 23-5. 系数 m 值表

流 域 情 况	当河长由 1~40 公里时 m
1. 山坡有深草地和森林或大部分开为梯田。河槽阻塞成弯曲的周期性水流, 滩地不平整 (有灌木、树木、回流, 有田埂的滩田等)。河床有山区型卵石、砾石河槽.....	0.7~1.2
2. 山坡多开垦为田地, 周期性水流(暴雨), 在洪水时挟带大量泥沙并有淤地, 滩地上多为耕田或杂草, 河床为粗砾石或为植物披复(杂草等).....	0.9~1.6
3. 山坡上为光山或浅草地、牧场、部分田地, 周期性或经常性水流, 河槽形状与表面情况良好, 多为泥质河床, 滩地较小或无滩地的峡谷河床.....	0.2~2.0

在估计河槽和山坡糙率或流域情况时, 要根据整个河段及流域的平均情况和充分估计到洪水漫滩时滩地上的情况, 不能仅根据出口断面附近河床、坡面和滩地的糙率来决定。

6) 推理公式的实际应用步骤:

在计算以前, 各种诺模图及计算图表当已制好以备应用, 根据具体流域情况按下列步骤进行计算:

(1) 求出 F, L, J ;

(2) 由等值线图定 A, B 值并求出设计频率的暴雨雨力 S , 或由日雨量均值及 C_v 值直接计算 S ;

(3) 根据试验或由表 23-2 选取 μ 值;

(4) 根据公式或表 23-5 定 m 值;

(5) 根据公式 (23-24) 定 τ_0 值;

(6) 根据比值 $\frac{S}{\mu}$ 及 τ_0 由诺模图(图 23-5)上查取 ψ 及 τ 值;

(7) 将 ψ 及 τ 代入公式 (23-14, a) 得 Q_m 值。

为了计算方便和尽量减少错误, 建议计算时按表 23-6 的计算格式进行, 这样格式可以避免用算式的重复, 并且容易检查。在需要同时大量进行最大流量的计算时, 用这个格式就格外便利。

d) 含沙量较大地区的設計洪水計算(泥洪):

在水土流失严重区域,因洪水中挟帶大量泥沙,致使無論在最大流量以及洪水总量方面均超出設計洪水(清水),因此有必要在計算中加以改正。

目前关于泥洪的計算方法还不多,因此只能采用近似估算的办法。最常見的就是根据渾水重和泥沙的比重来計算每一公方渾水中泥沙所占的体积。

假定最大含沙量为 ρ 公斤/公方,而泥沙的比重为 ν , 則在每 1 公方的渾水中泥沙所占体积为:

$$v_H = \frac{\rho}{\nu} \text{公升} = \frac{\rho}{1,000\nu} \text{公方};$$

清水体积为: $V_B = 1 - \frac{\rho}{1,000\nu} \text{公方}$ (設渾水体积为1)。

由此,渾水体积与清水体积的比值 β 为:

$$\beta = \frac{V_H}{V_B} = \frac{1}{1 - \frac{\rho}{1,000\nu}} = \frac{1}{1 - V_s} \quad (23-29)$$

$$\text{或者 } V_H = \beta V_B, \quad Q_H = \beta Q_B.$$

其中 V_H 代表渾水量; V_B 代表清水量; β 代表渾水換算系数。

e) 計算举例:

例 23-1. 某流域 $F=217$ 平方公里, $L=80$ 公里, $J=0.016$, 流域土壤情况为石山区, 有部分耕地, 根据查表定为第 II-III 类之間, 取 $\mu=10$ 公厘/时。又根据該流域地貌条件查得 $m=1.2$, 按暴雨等值綫圖根据 $n=0.7$ 查得 $A=20$, $B=50$ 。因此百年一遇的雨力为:

$$S = A + B \lg N = 120 \text{ 公厘/小时}.$$

計算时先求 τ_0 , 即

$$\tau_0 = \frac{0.278 \frac{L^{\frac{1}{4-n}}}{J^{\frac{1}{4-n}}}}{(mJ)^{\frac{1}{4-n}} (SF)^{\frac{1}{4-n}}}.$$

列表計算見表 23-7。

得:

$$\tau_0 = 8.78.$$

再求 $\frac{S}{\mu}$ 值, 从諾模圖上, 根据 $\frac{S}{\mu}$ 及 τ_0 定 ψ 及 τ 值。在对数坐标諾模圖的上半部, 可以看

表 23-6.

河名	站名	P	L	J	S	μ	m	J^i	$mJ^{\frac{1}{2}}$	$\frac{mJ^{\frac{1}{2}}}{L}$	$\left(\frac{mJ^{\frac{1}{2}}}{L}\right)^{4-n}$	$S^{\frac{1}{4-n}}$	$P^{\frac{1}{4-n}}$	τ_0	$\frac{S}{\mu}$	ψ	τ	τ^2	Q_m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20

表 23-7.

P	L	J	S	μ	m	J^i	$mJ^{\frac{1}{2}}$	$\frac{mJ^{\frac{1}{2}}}{L}$	$\left(\frac{mJ^{\frac{1}{2}}}{L}\right)^{4-n}$	$S^{\frac{1}{4-n}}$	$P^{\frac{1}{4-n}}$	τ_0
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
217	80	0.016	120	10	1.2	0.252	0.302	0.01	0.0038	4.27	5.10	3.78

表 23-8.

P	L	J	S	μ	m	$J^{\frac{1}{2}}$	$mJ^{\frac{1}{2}}$	$\frac{mJ^{\frac{1}{2}}}{L}$	$\left(\frac{mJ^{\frac{1}{2}}}{L}\right)^{\frac{1}{4-n}}$	$S^{\frac{1}{4-n}}$	$P^{\frac{1}{4-n}}$	τ_0	S_{μ}	ψ	τ	τ_n	$\left[\frac{(1-n)S}{\mu}\right]^{\frac{1}{4-n}}$	R_m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
217	80	0.0180	120	12	1.0	0.288	0.288	0.00793	0.0029	4.27	5.1	4.85	10	0.03	5.5	3.3	1.6	134

出 $\tau_0=3.78$ 及 $\frac{S}{\mu}=12.0$ 的交点在 $\psi=0.7$ 以上。改用诺模图上半部,即在尺标 I 及 II 上读出 $\frac{S}{\mu}=12.0$,连接直綫与曲綫組乙中 $\tau_0=3.78$ 的交点,平移到諾模圖右边的坐标上,可讀出 $\psi=0.77$,豎引到下面的坐标上,可讀出 $\tau=4.1$ 。將所得数据填入表中

$\frac{S}{\mu}$	ψ	τ
14	15	16
12	0.77	4.1

代入公式求最大流量 Q_m :

$$Q_m = 0.278 \frac{\psi S}{\tau^n} F^r \quad (23-13a)$$

τ^n	Q_m
17	18
2.68	2,080

而最大径流深 R_m 的求法为:

$$R_m = n \cdot S \left[(1-n) \frac{S}{\mu} \right]^{\frac{1-n}{n}} \quad (23-20)$$

$\left[(1-n) \frac{S}{\mu} \right]^{\frac{1-n}{n}}$	R_m	W_m
19	20	21
1.818	152	3.3×10^8

因此,

$$Q_m = 2,080 \text{ 秒公方,}$$

$$R_m = 152 \text{ 公厘,}$$

$$W_m = 3.3 \times 10^8 \text{ 公方。}$$

例 23-2. 流域条件同例一,但经过群众性农田水利及水土保持工作后,流域的变化情况如下:

- 1) 封山育林已成林者 80 平方公里;
- 2) 挖鱼鳞坑 1,520 万个,每个容积 0.44 公方;
- 3) 全部耕田改成梯田;
- 4) 山区 190 平方公里,每平方公里平均修谷场 150 个,每个平均蓄水 100 公方;

5) 修水庫 150 个, 控制面积 100 平方公里。

假定条件: 魚鱗坑、谷坊为干的, 而水庫中有水。

i) 流域条件的改变: 由于改梯田和封山育林的结果, 使育林区入渗率增加 80%, 經改正得:

$$\mu = \frac{\mu_1 F_1 + \mu_2 F_2}{F} = \frac{10(217-80) + 15 \times 80}{217} = 12 \text{ 公厘/小时。}$$

坡度由于河道上游谷坊化及梯田化减少 15%, 即 $J=0.0138$ 。

ii) 计算步骤:

因 $\psi=0.68(<0.70)$, 因此 $\tau > t_h$, 則

$$R_m = 0.7 \times 120 [0.6 \times 10]^{3/7} = 134 \text{ 公厘。}$$

考虑魚鱗坑的影响, 并假定因工程布置問題只有 70% 的容积发生作用, 則:

$$R_{y1} = \frac{15,200,000 \times 0.44 \times 0.7}{217 \times 1,000} = 21.6 \text{ 公厘。}$$

考虑谷坊的影响, 并假定有一半是透水谷坊, 不起調蓄徑流作用, 則:

$$R_{y2} = \frac{150 \times 100 \times 100 \times 0.5}{217 \times 1,000} = 6.6 \text{ 公厘。}$$

因此, $R_y = R_{y1} + R_{y2} = 28.2 \text{ 公厘。}$

所以, $R'_m = R_m - R_y = 105.8 \text{ 公厘。}$

徑流調蓄系数: $\lambda = \left[\frac{h'_m}{h_m} \right]^{1/3} = \left[\frac{105.8}{134} \right]^{1/3} = 0.79$ 。

假定受小水庫調节面积为 100 平方公里, 小水庫調节系数 $K_T=0.8$ 。則調节系数:

$$K_T = 1 - (1-0.8) \frac{100}{217} = 0.91$$

所以, $Q_m = 0.278 K_N \lambda \frac{\psi S}{\tau^n} F = 0.278 \times 0.91 \times 0.79 \frac{0.68 \times 120}{3.3} \times 217 = 1,180 \text{ 秒公方。}$

最大徑流总量 $W_m = 1,000 h'_m F = 1,000 \times 105.8 \times 217 = 2.25 \times 10^8 \text{ 公方。}$ 因此在該流域实现了上述工程措施以后, 最大流量 (同一頻率) 由 2,080 秒公方减至 1,180 秒公方, 而徑流总量是由 33 万公方减至 22 万 5 千公方。

f) 結論。

在缺乏直接流量观测資料但有雨量观测資料的地区, 进行小流域的最大流量計算时, 一般均采用推理公式。

由于推理公式都是从雨量資料經過換算来推求最大流量和徑流量的, 因此适用于有雨量、地形、地貌資料, 但缺乏流量資料的地区。計算結果的精度, 主要决定于雨量資料的精度和对該地区流域情况了解的程度。本法在多雨地区看地形条件一般可以应用到 300~500 平方公里以下, 在干旱地区可应用到 100~200 平方公里以下的流域面积。

3. 用洪水調查結果計算洪峰流量。調查方法和計算方法見 § 12-2。由洪水調查結果計算出的洪峰流量值對小流域水文計算有更直接的关系。因為在我國小流域水文資料非常缺乏的。調查所得洪峰流量不一定是設計頻率的洪峰流量，因此可按第四篇第 2 章 § 5 介紹的方法推求。

不過在小流域面積的小型水利工程中，設計洪水多是高頻率的，IV 級結構亦不過是用 20 年一遇洪水的設計，百年一遇的校核。因此，根據調查所得的資料定出重現期，一般是可以直接用來設計（與設計頻率大致相符合），而不再另推求其頻率綫了。

4. 用推理公式和洪水調查資料相結合的方法推求最大流量

應用推理公式來推求的最大洪水流量，其結果是否恰當，是否偏大或偏小，往往沒有把握；而單純由洪水調查推求出的洪水流量，又不一定是設計頻率的洪水，因此把兩者結合運用，是一較全面的方向。

我們考慮用數學方法來推求 C_v, C_s 值，再由頻率曲綫（皮爾遜 III 型）找出設計洪水與調查洪水的比值，然後用此比值去修正理論頻率綫上各級洪水流量。顯然用此法的基本條件是要調查到準確的洪峰流量。

A. C_v, C_s 的推求

首先仍用推理公式法求出三種常用頻率（如 $p=0.1\%, 1\%, 3\%$ ）的洪峰流量，得出：

$$Q_1 = Q_{cp}(\Phi_1 C_v + 1);$$

$$Q_2 = Q_{cp}(\Phi_2 C_v + 1);$$

$$Q_3 = Q_{cp}(\Phi_3 C_v + 1).$$

等三個公式，其中 Q_1, Q_2, Q_3 為已知，解聯立方程式消去 Q_{cp} 得：

$$C_v = \frac{Q_1 - Q_2}{Q_2 \Phi_1 - Q_1 \Phi_2};$$

$$C_v = \frac{Q_2 - Q_3}{Q_3 \Phi_2 - Q_2 \Phi_3}.$$

然後假定一系列的 C_s 值，由雷布京表查出三種常用頻率洪水的一系列 Φ 值，代入上兩列式中求得一系列的 C_v 值，繪制以 C_s 為縱標， C_v 為

横标的二根曲线,其交点即为所求的 C_s, C_v 值。

B 设计洪水流量的决定

由 C_v, C_s 值可以求出 Q_{cp} 值,并绘制理论概率曲线,同时由洪水调查求得某重现期的洪峰流量 Q'_p , 在理论概率线上找到一同频率的 Q_p , 则 $k = \frac{Q'_p}{Q_p}$, k 即为对理论频率线上各级洪水流量的修正数,以公式表示即为:

$$Q'_p = kQ_p = kQ_{cp}(\Phi_p C_v + 1)。$$

上式中 k, C_v, Q_{cp}, C_s 均为已知,只要决定设计的频率 $p\%$ 即可,在雷布京表上查得相应的 Φ_p , 代入下列公式,即可求得设计的流量 Q_p 。
 $Q_p = kQ_{cp}(\Phi_p C_v + 1)。$

这个方法是录自水文计算经验汇编中的一篇经验总结,目前我们(编者)自己没有经验,也没有看见大力推荐此方法的文章,但是用各种计算方法算出的洪水流量大小不一,如何正确的选择洪水流量是一很关键,也是很复杂的问题。

推理公式和洪水调查相结合的算法是比较合理的,因为:

1) 这个方法是以实测的天然洪水痕迹用水力学计算推求出的洪水流量为基础,因此是最结合实际的。

2) 这方法把理论计算和实测资料结合起来,一方面使理论计算得到修正,一方面使实测资料得到补充。这正是符合毛主席在实践论里所说“认识从实践开始,经过实践得到了理论的认识,还须再回到实践中去”,“许多理论的真理是不完全的,经过实践的检验而纠正了它们的不完全性”。但是如前所述采用此法的基本条件是需要有可靠的调查资料。

5. 结束语

以上所述计算最大流量的各种方法,在实际计算中,往往同时采用几种办法计算同一问题。这样按不同方法所算出的结果将不相同(因各方法中的计算式均有一定的误差)。但一个问题只有一个解答,此

时,究竟采用那一计算结果,要对所计算的河流进行具体分析,看那一方法的应用条件更接近于所计算河流域的实际自然地理条件,就采用那一方法的计算结果。

§ 23-3. 小流域上洪水总量的推求

在一般水文计算中除洪峰流量值具有较重要的意义外,洪水总量值也常为水文计算中不可缺少的资料;

所谓洪水总量是指由设计暴雨所造成的地面径流总量,它与暴雨的特性和规律,以及地面情况有密切的关系。但每个单位面积上所产生的量成径流深度,则与流域面积的大小没有关系,也即与流域的集流时间没有直接关系。因此影响最大一次径流总量的主要是降雨。所谓一次的概念也是相对的,因为径流过程本身就是无穷连续的,所以一次径流总量并不一定是一次连续降雨的结果,而是某一时间中降雨的结果,这个时段的选择要根据工程性质、建筑物条件和设计条件来决定,因此不应该有统一选择的标准。

因为在一般流域入渗损失情况下,当历时增长至某限度时,入渗率的递减没有平均降雨强度来得快。因而对于某种土壤当降雨为某一定频率时,径流总量会达到一个稳定值,与它相应的径流深也就是以前谈到的最大径流深 h_m 。这是因为在某一段历时内能够降在建筑物上游流域内的总雨量是受暴雨强度与历时关系所限制的。根据用实际资料验证适用于一日以内的暴雨强度历时关系,还能引伸使用到一日以上直到十日还没有很大的离差。在这种情况下,若继续保持公式的形式为:

$$i = \frac{S}{t^n},$$

则最大径流深:

$$R_m = n(1-n)^{\frac{1-n}{n}} \left(\frac{S}{\mu^{1-n}} \right)^{\frac{1}{n}} \text{公厘};$$

$$\text{当 } n=0.7 \text{ 时, } R_m = 0.418 \left(\frac{S}{\mu^{0.3}} \right)^{1.43};$$

而洪水总量: $W_m = R_m \cdot F \cdot 1000$ 公方。

§ 23-4. 洪水流量过程线的决定

对于每一个流域来说,当出流强度(净雨强度)一定时,则在洪水过程线的形状与其最大流量之间存在有相互关系,这种关系决定于出流的历时(或者说是径流总量,因为它等于出流强度乘出流历时)。

撇开在时间上可能有所改变的地方性条件不谈,并对现象作某种程度的简化,假设流域上从开始出流起到出流终止,每单位时间内从每单位面积上都流出同样数量的水。此时,随着有越来越远的单位面积上的水流到设计断面,该断面上的流量在全部时间内都在增加着,最简单的情形就是流量按照直线规律增加。不过这种情形只能持续到出流终止的时候为止。出流终止之后,如果离设计断面较远的地方的水还未曾到达该断面,则断面上的流量将保持一个常数,直到没有水从更远的面积上流来为止。这是因为在断面附近地方的径流终止之后,原来这些面积上所供应的水量可由远处面积上的来水抵偿。当流域

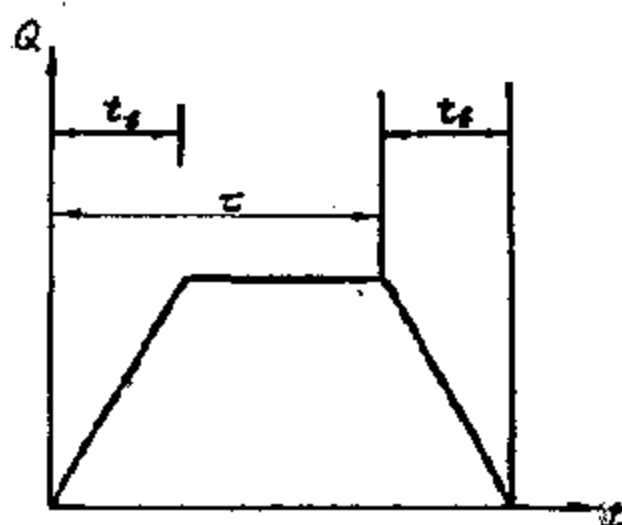


图 23-7. $\tau > t_s$ 时洪水过程线。

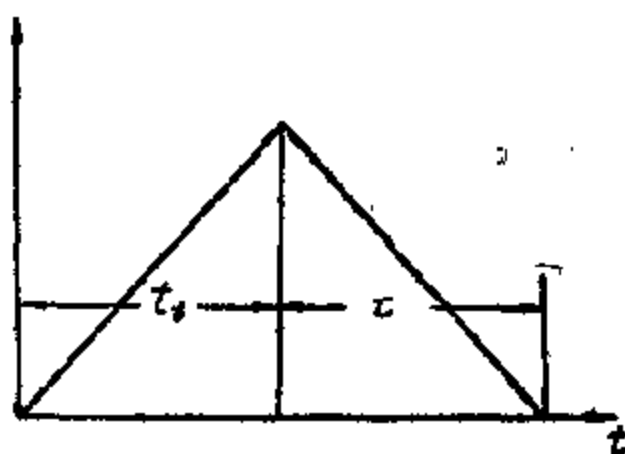


图 23-8. $\tau = t_s$ 时洪水过程线。

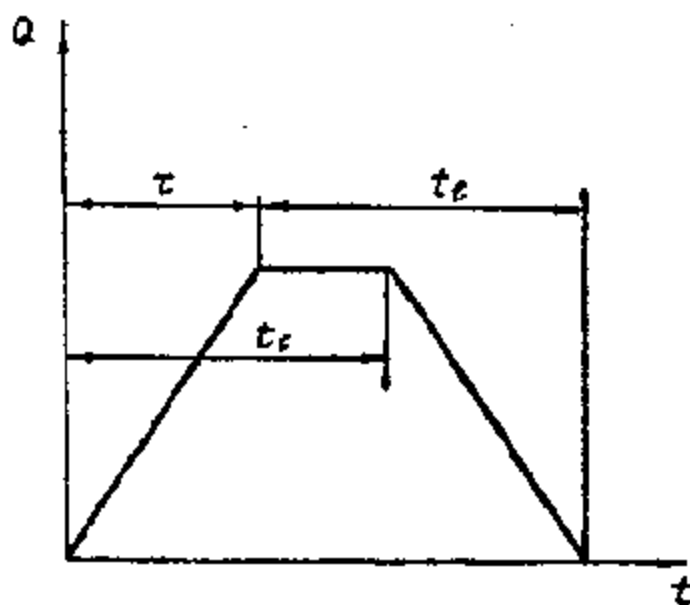


圖 23-9. $\tau < t_e$ 时洪水过程綫。

最远面积上最初产生的径流到达断面以后，流量便开始减少。在这种条件下，为设计断面所绘制的流量过程綫就具有一种梯形的形状，如图 23-7 所示。图中 τ 为集流时间， t_e 为出流历时，当 τ 与 t_e 恰好相等时，流量过程綫即成为三角形。如图 23-8 所示。最后，如果 $t_e > \tau$ 时，则在历时为 $t_e - \tau$ 的

一段时间里，每单位时间内水从全流域面积上汇至设计断面，因此流量也保持在同一数值，在这之后，流量才开始减小，如图 23-9 所示。

在具体设计时，用前几节中介绍过的方法可以求出洪峰流量、洪水总量、集流时间及出流历时。如果采用上述的办法来决定洪水流量过程綫时，只要从上面四个因素中任意知道三个就可以了。由于我们决定这四个因素的时候所依据的条件与上面讨论过程綫形状时的条件存在着一定的差别，因此仅根据三个因素所决定出来的过程綫就可能与第四个未用到的因素不相符合。此时，我们可以首先考虑使洪峰流量与洪水总量能符合设计值，然后再对 τ 与 t_e 作适当的调整，比如可以考虑把洪水退水历时加长或将洪峰出现的时间缩短，也可以将洪峰流量持续的时间（梯形顶宽）缩短一些等。

在实际情况下，洪水流量过程綫的形状，并不是如此的简单。在峰顶既不出現水平的形状，在上涨与下落时，也难按直綫变化。考虑到这种情况，所以有时也可以采用下列的指数方程式来表示洪水过程綫的形状：

$$y = 10^{-a \frac{(1-x)^2}{x}}, \quad (23-30)$$

或用二项式曲线的方程式来表示:

$$y = x^\alpha e^{\alpha(1-x)}, \quad (23-31)$$

式中 $y = \frac{Q}{Q_p}$ ——以一定设计频率的洪峰流量 Q_p 的分数表示的流量;

$x = \frac{t}{t_n}$ ——距洪水起涨的时间, 以涨水上涨历时 t_n 的分数表示;

$a = f_1(\lambda)$ 和 $\alpha = f_2(\lambda)$ ——视洪水形状系数 λ 而定的参数, λ 按下式决定:

$$\lambda = \frac{Q_p t_n}{W_p} = \frac{Q_p t_n}{1000 k_p F}, \quad (23-32)$$

式中 t_n 用秒表示。

上涨历时 t_n 可用下式计算:

$$t_n = \frac{1}{\gamma} \left(\frac{t_b}{3} + \frac{2}{3} \tau \right). \quad (23-33)$$

t_b 与 τ 的意义同前, γ 为调节系数, 用来考虑流域上池塘或湖泊对洪水的调节作用。可按以下的办法来计算。

如果池塘或湖泊位于设计断面上游, 且其集水面积 F_1 小于设计断面以上集水面积 F , 则其调系数 γ 可按下式确定:

$$\gamma = 1 - \frac{W_1 F_1}{W_p F}, \quad (23-34)$$

式中: W_p 为设计洪水总量; W_1 为池塘或湖泊的调节量; 亦即它们比洪水起涨以前所增加的容量。

如果在设计断面上游有 n 个池塘或湖泊, 其调节量各为 W_1, W_2, \dots, W_n , 集水面积为 F_1, F_2, \dots, F_n , 则调节系数为:

$$\gamma = 1 - \frac{W_1 F_1 + W_2 F_2 + \dots + W_n F_n}{W_p F}. \quad (23-35)$$

针对各种不同的洪水形状系数 λ , 算出了各相应的 x 和 y 值, 如表 23-9 和 23-10 所示。在实际计算时, 先按式(23-32)计算 λ 值, 从表中即可

表 23 9. 不同洪水形状系数值 $\lambda = \frac{Q_p t_n}{W_p}$ 时, 按方程式 $y = 10^{-\alpha \frac{(1-x)^2}{x}}$

$\lambda = \frac{Q_p t_n}{W_p}$ $x = \frac{t}{t_n}$	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1
0.1	0.023	0.002	0	0	0	0	0	0	0
0.2	0.21	0.091	0.084	0.011	0.003	0	0	0	0
0.3	0.45	0.30	0.18	0.009	0.05	0.022	0.009	0.003	0.001
0.4	0.66	0.51	0.39	0.28	0.19	0.12	0.076	0.043	0.024
0.5	0.78	0.69	0.59	0.49	0.40	0.31	0.24	0.18	0.13
0.6	0.88	0.82	0.75	0.69	0.61	0.54	0.47	0.39	0.33
0.7	0.94	0.91	0.87	0.83	0.79	0.74	0.69	0.64	0.59
0.8	0.97	0.96	0.95	0.93	0.91	0.89	0.87	0.84	0.81
0.9	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98	0.97	0.97	0.96	0.96
1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.1	0.99	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98	0.97	0.97	0.96
1.2	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.92	0.91	0.89	0.87
1.3	0.97	0.95	0.93	0.91	0.88	0.85	0.82	0.78	0.75
1.4	0.95	0.92	0.89	0.85	0.81	0.77	0.72	0.67	0.62
1.5	0.92	0.88	0.84	0.79	0.74	0.68	0.62	0.56	0.50
1.6	0.89	0.85	0.79	0.73	0.66	0.59	0.53	0.46	0.39
1.7	0.87	0.81	0.74	0.66	0.59	0.51	0.44	0.37	0.30
1.8	0.84	0.77	0.69	0.60	0.52	0.44	0.36	0.29	0.23
1.9	0.81	0.73	0.64	0.55	0.46	0.37	0.29	0.23	0.17
2.0	0.78	0.69	0.59	0.49	0.40	0.31	0.24	0.18	0.13
2.2	0.73	0.61	0.50	0.40	0.30	0.22	0.15	0.10	0.066
2.4	0.67	0.54	0.42	0.32	0.22	0.15	0.096	0.056	0.034
2.6	0.62	0.48	0.35	0.25	0.16	0.10	0.060	0.032	0.017
2.8	0.57	0.42	0.29	0.19	0.12	0.068	0.036	0.018	0.008
3.0	0.53	0.37	0.24	0.15	0.086	0.045	0.022	0.010	0.004
3.5	0.43	0.26	0.15	0.079	0.037	0.016	0.008	0.002	0
4	0.34	0.19	0.092	0.041	0.016	0.005	0.002	0	
5	0.21	0.091	0.034	0.011	0.003	0	0		
6	0.13	0.044	0.012	0.003	0				
8	0.052	0.010	0.002	0					
$\frac{W_n}{W_p} = f(\lambda)$	0.10	0.22	0.26	0.29	0.31	0.33	0.34	0.36	0.37

算出的洪水流量值,以最大流量的分数($y = \frac{Q}{Q_p}$)表示

1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.2	2.4	2.6
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.013	0.006	0.003	0.001	0	0	0	0	0	0	0	0
0.038	0.019	0.009	0.005	0.015	0.009	0.005	0.003	0.002	0	0	0
0.27	0.23	0.18	0.14	0.12	0.088	0.066	0.049	0.036	0.017	0.009	0.004
0.54	0.48	0.48	0.39	0.34	0.30	0.28	0.22	0.19	0.14	0.094	0.062
0.78	0.75	0.72	0.69	0.66	0.62	0.59	0.55	0.52	0.46	0.40	0.34
0.95	0.94	0.93	0.92	0.91	0.90	0.89	0.88	0.87	0.84	0.82	0.79
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.96	0.95	0.94	0.93	0.92	0.92	0.91	0.90	0.89	0.87	0.85	0.82
0.86	0.83	0.80	0.78	0.76	0.73	0.70	0.68	0.65	0.60	0.54	0.49
0.71	0.68	0.64	0.60	0.56	0.52	0.48	0.44	0.41	0.34	0.28	0.22
0.57	0.52	0.48	0.43	0.38	0.34	0.30	0.26	0.23	0.17	0.12	0.084
0.44	0.39	0.34	0.29	0.25	0.21	0.17	0.14	0.12	0.075	0.040	0.027
0.34	0.28	0.23	0.19	0.15	0.12	0.092	0.071	0.054	0.030	0.016	0.008
0.25	0.20	0.15	0.12	0.089	0.066	0.047	0.034	0.024	0.011	0.005	0.002
0.18	0.13	0.10	0.072	0.050	0.035	0.023	0.016	0.010	0.004	0.001	0
0.13	0.089	0.063	0.043	0.028	0.018	0.011	0.007	0.004	0.001	0	0
0.088	0.059	0.039	0.025	0.015	0.009	0.005	0.003	0.002	0	0	0
0.042	0.025	0.014	0.008								
0.019	0.010	0.005	0.002								
0.008	0.004	0.002	0.001								
0.004	0.001	0.001	0								
0.002	0	0									
0.38	0.38	0.39	0.40	0.40	0.41	0.41	0.42	0.42	0.43	0.43	0.44

表 23-10. 不同洪水形状系数值 $\lambda = \frac{Q_p T_p}{W_p}$ 时按二项式曲线方程式 $y = x^c e^{-\lambda x}$

$\lambda = \frac{Q_p T_p}{W_p}$	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1
$x = \frac{t}{T_p}$									
0.1	0.33	0.20	0.089	0.034	0.011	0.003	0.001	0	0
0.2	0.57	0.39	0.25	0.014	0.073	0.034	0.014	0.006	0.002
0.3	0.70	0.56	0.42	0.30	0.20	0.12	0.071	0.039	0.021
0.4	0.80	0.69	0.58	0.46	0.36	0.27	0.19	0.13	0.088
0.5	0.87	0.80	0.72	0.63	0.54	0.44	0.36	0.29	0.23
0.6	0.92	0.88	0.83	0.76	0.70	0.63	0.56	0.49	0.43
0.7	0.96	0.94	0.91	0.87	0.83	0.79	0.74	0.70	0.66
0.8	0.98	0.97	0.96	0.95	0.93	0.91	0.89	0.86	0.84
0.9	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98	0.97	0.97	0.96
1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.1	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98	0.98	0.97	0.96
1.2	0.99	0.98	0.97	0.96	0.94	0.93	0.91	0.89	0.87
1.3	0.97	0.96	0.95	0.91	0.89	0.85	0.82	0.78	0.75
1.4	0.96	0.93	0.90	0.85	0.81	0.77	0.72	0.68	0.61
1.5	0.94	0.90	0.85	0.80	0.74	0.67	0.61	0.55	0.48
1.6	0.91	0.86	0.80	0.73	0.66	0.58	0.51	0.44	0.37
1.7	0.89	0.82	0.75	0.66	0.58	0.49	0.41	0.34	0.27
1.8	0.86	0.78	0.69	0.60	0.50	0.41	0.33	0.26	0.20
1.9	0.84	0.74	0.64	0.54	0.44	0.34	0.26	0.19	0.14
2.0	0.81	0.70	0.59	0.48	0.37	0.27	0.20	0.14	0.095
2.2	0.75	0.62	0.49	0.37	0.26	0.18	0.12	0.071	0.042
2.4	0.69	0.54	0.40	0.28	0.18	0.11	0.064	0.035	0.018
2.6	0.64	0.47	0.33	0.21	0.12	0.068	0.034	0.018	0.007
2.8	0.58	0.41	0.26	0.16	0.085	0.040	0.018	0.007	0.003
3.0	0.53	0.35	0.21	0.11	0.054	0.023	0.009	0.003	0.001
3.5	0.42	0.24	0.12	0.049	0.018	0.005	0.001	0	0
4	0.32	0.15	0.062	0.020	0.006	0.001	0		
5	0.19	0.063	0.016	0.003	0	0			
6	0.11	0.024	0.004	0					
7	0.059	0.009	0.001						
8	0.032	0.003	0						
$\frac{W_p}{W_p} = f(\lambda)$	0.23	0.28	0.31	0.34	0.35	0.37	0.39	0.40	0.41

得到的洪水流量值,以最大流量的分数 ($y = \frac{Q}{Q_p}$) 表示

1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.2	2.4	2.6
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.001	0.005	0.002	0.001	0	0	0	0	0	0	0	0
0.011	0.085	0.020	0.011	0.006	0.003	0.002	0.01	0	0	0	0
0.053	0.13	0.093	0.065	0.045	0.030	0.020	0.012	0.008	0.003	0.001	0
0.18	0.31	0.20	0.21	0.17	0.13	0.10	0.081	0.062	0.045	0.013	0.000
0.37	0.55	0.50	0.45	0.40	0.36	0.32	0.28	0.24	0.18	0.13	0.08
0.50	0.78	0.75	0.72	0.69	0.66	0.62	0.59	0.56	0.50	0.43	0.38
0.95	0.94	0.94	0.93	0.92	0.91	0.90	0.88	0.87	0.85	0.82	0.80
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.96	0.95	0.94	0.94	0.93	0.92	0.91	0.90	0.89	0.86	0.84	0.82
0.85	0.83	0.80	0.78	0.75	0.72	0.70	0.67	0.64	0.58	0.53	0.47
0.71	0.67	0.63	0.59	0.55	0.50	0.46	0.43	0.39	0.33	0.28	0.20
0.56	0.51	0.45	0.41	0.38	0.31	0.27	0.24	0.20	0.14	0.10	0.068
0.43	0.37	0.31	0.26	0.22	0.18	0.14	0.12	0.093	0.057	0.033	1.018
0.31	0.25	0.20	0.16	0.12	0.094	0.071	0.052	0.038	0.019	0.009	0.004
0.22	0.17	0.12	0.087	0.065	0.043	0.032	0.021	0.014	0.008	0.002	0.001
0.15	0.11	0.074	0.050	0.033	0.021	0.013	0.008	0.005	0.002	0	0
0.098	0.065	0.042	0.026	0.015	0.009	0.005	0.003	0.002	0		
0.068	0.039	0.023	0.013	0.007	0.004	0.002	0.001	0			
0.025	0.013	0.010	0.003	0.001	0.001	0	0				
0.009	0.004	0.002	0.001	0							
0.003	0.001	0	0								
0.001	0										
0											
0.42	0.42	0.43	0.43	0.44	0.44	0.44	0.45	0.45	0.45	0.46	0.46

查出各相应的 x 和 y 值。用 t_n 乘 x , 用 Q_p 乘 y , 即可得出设计的洪水流量过程线。

在寻求设计过程线时, 于由算得的 λ 值与附表中所列出的 λ 值可能有些出入。此时可选用表中与计算所得的 λ 相近的 λ 值作为实际采用的洪水形状系数。此时对涨水历时, 应作如下的修正:

$$t'_n = \frac{W_p \lambda'}{Q_p} = \frac{\lambda'}{\lambda} T_n. \quad (23-36)$$

用指数方程式(23-30)比二项式曲线式(23-31)得到的过程线的前一半洪峰略偏瘦, 而过程线的后半偏肥(见附表)。由此, 前者(23-30)在反映实际过程线上比后者(23-31)略好。但是, 考虑到流量上涨较慢, 下落较快的胖而大的洪峰的洪水是最危险的情况, 因此在必须增加设计安全性的情况下, 可以根据二项式曲线绘制洪水过程线。

最后需要说明一点, 本节中所讨论的、在资料缺乏情况下绘制设计洪水过程线的方法, 不仅在小流域上适用, 而且在一些具有单峰形状的洪水的较大流域也是可以运用的。

第六篇 泥沙对水库的影响

第二十四章 水库淤积和水库下游的冲刷

§ 24-1. 泥沙的一般情况

1. 河流泥沙的来源

一般由下列一些原因产生:

A. 由于土壤的冲刷而产生 流域坡面表面土壤由于暴雨冲击,向下坡方向移动,因而形成土壤冲刷,使大量土壤进入小溪山涧,再流入江河。

同时在流域中,由于岩石的风化作用,使岩石崩塌和分解,在雨水的作用下,随地面径流或沿陡坡坠入河槽中形成砂粒和砾石。这里雨水的冲刷特别是在洪水季节中的冲刷是起主要作用,大量泥沙由于冲刷能力大大加强而被带入河流。

B. 由于河槽的局部冲刷而产生 由于河流局部河段失去平衡,河床或河岸受水流冲刷,使河槽断面冲大、下游河段含沙量因而增加。

C. 由于风沙沉积而产生 地面较细颗粒泥沙,由于大风挟运,在河道上空沉积,也使河流含沙量增加,不过这部分在总量中所占的比重很少。

在对于泥沙来源考虑时,不得不特别提到,由于上游采取了各种水上保持的措施,而大大减少了泥沙的冲刷量,限制了河道和水库泥沙的来源。另外在修筑大中型工程时,也要注重小型工程的拦沙作用。这几方面的影响都是很大的,不应忽视。只有考虑了这些因素,才能更正确地反映实际情况。

例如三家店水库的来沙量估算中,在考虑了水土保持工作及上游一小型的珠窝水库的效益后,其变化趋势可以看得很清楚。列表如下:

表 24-1. 三家店 59—88 年来沙量估算值
(山峡来沙为官厅水家下游山区所带来的沙量)

(106M ³)	1959	60	61	62	63	64	65	66	67	68
官厅来沙	3.77	1.32	0.85	0.49	0.44	0.39	0.35	0.28	0.23	0.23
山峡来沙	3.42	1.71	1.38	1.17	0.89	0.69	0.59	0.59	0.50	0.50

2. 泥沙运动的一般现象

按泥沙不同的运动状态,可把泥沙区分为底砂、悬砂和推移质或半悬移质三部分(图 24-1)。

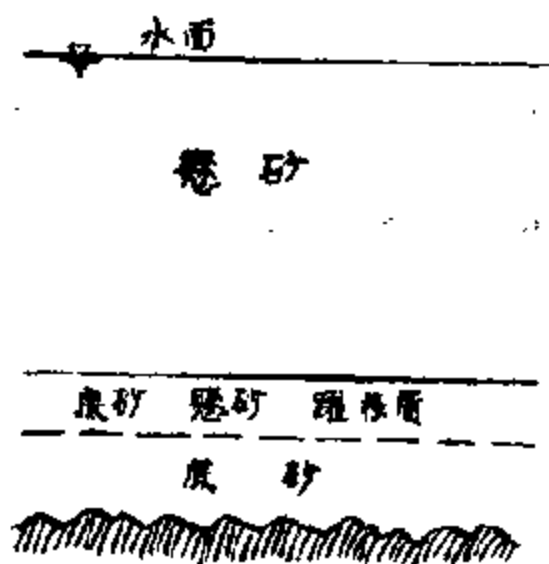


图 24-1. 泥沙运动状态示意图。

随着水流速度的变化,泥沙运动就产生如下的变化:

A. 开始时流速较小只有个别沙粒离开了原来位置而沿河底滚动,但并不堆积起来,河底终是平的。这便是河底的泥沙——底砂(或称推移质)运动的起始。

B. 流速增大至某一程度,河底泥沙开始堆积成波浪

形沙丘(图 24-2),随后逐渐形成许多沙丘,称为沙波。在每个沙丘下游产生了涡流,这种涡流使下游坡面的坡度变得较陡。沿着上游较平坡面的泥沙被前进的水流冲起而滚到下游坡面。这样,整个沙丘顺着流向徐徐下移。

C. 流速再增加时,上游的沙粒到达丘顶,即被卷入涡流而抛向下

游另一沙丘上,甚至远达几个沙丘之外。这样,原来堆积的沙丘遭到破坏而逐渐消失。这时,沙丘时而沿河底滚动,但仍为底沙;时而被河底的漩涡抛起若干距离,并受到螺旋形质点运动的紊流中那些上升质点的推动,成为悬移的状态,是为悬沙。悬沙的运动开始于沙丘顶的沙粒最初被漩涡抛起的时候,参见图 24-2。

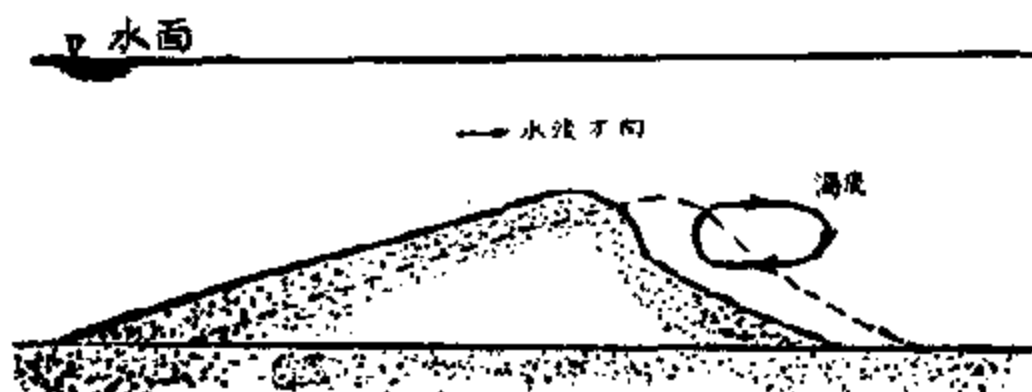


图 24-2. 沙丘的移动。

靠近底沙活动层上面一层的河沙,介于底沙和悬沙状态之间者称为跃移质或半跃移质。

除了上述三种运行的河沙外,还有虽在静水中长久亦不沉淀的胶体质河沙以及溶在水中的溶解质河沙。这二种河沙含量少而较稳定,所以常不考虑。

3. 泥沙运动的分析

泥沙在运动的水流中,受有下列几种力的作用:

- A. 外部表层的摩擦力 水流在颗粒表面流过时产生的力。
- B. 形状阻力 由于水流经过河床,泥沙突出部分发生分离,使泥沙迎水面与背水面的水压力不对称。从而产生的阻力。
- C. 上举力 河床泥沙颗粒的表面上下流速不同而引起的力。
- D. 重力 实际上为泥沙重力减去浮力。

这四种力中,前三种都与水流流速有关,流速愈大,作用力也愈大,如果水流流速很小,泥沙不会悬浮也不会滚动而沉降于底部,当流速增

加到一定程度、水流对泥沙的作用力足以克服阻碍泥沙运动的力时,则泥沙就会发生运动。在开始时,作间歇性的抖动或摆动。当流速继续增大时,一些位置比较突出的泥沙颗粒,受到较大的力矩,开始滚动。滚动以后,受水面积增大,更增加了沿水流方向移动的趋势。这时泥沙运动以滚动和移动方式进行。这就是上述的底沙。水流速度再增大时,泥沙运动数量强度也将增加。而在紊流运动中,水流可以看作局部的紊乱运动,当紊流速度大于沉降速度时,泥沙将被抬起,甚至在相当长时间内,泥沙颗粒悬浮在水中,这时有一部分细小的颗粒则完全运动于水流之中,与水流以同样流速前进,这种运动状态的泥沙,就称为悬沙。这部分的运动是很不规则的,运动的方向和大小均随时间改变。

由于水流的紊乱在河道中常呈螺旋形流态,因此同一断面上水面与河底流向不一致,这种流动称为环流。在河段河弯处的环流一般如图 24-3,直段环流如图 24-4。这也就是造成河道的弯曲,和凹岸冲刷,凸岸淤积的主要原因。同时水内环流所产生的向上、向下的水流,对泥沙在水内的分布也起着很大的作用。由于这种运动,有时使最大含沙量和较大颗粒,不是出现在河底,而是出现在较高位置,甚至出现在水面。

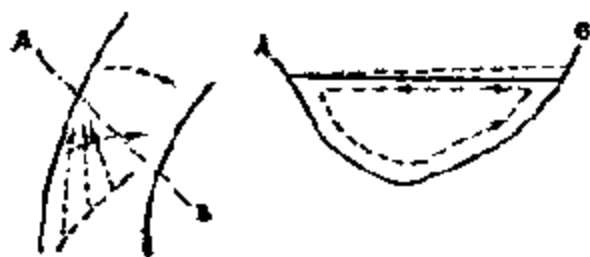


图 24-3. 弯道处水内环流示意图。

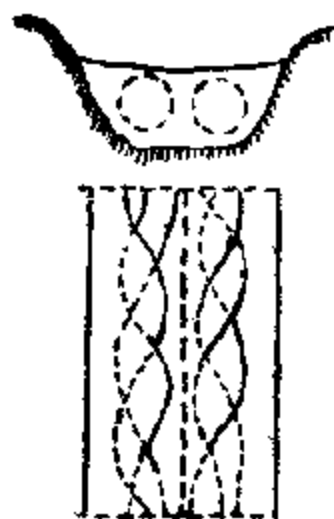


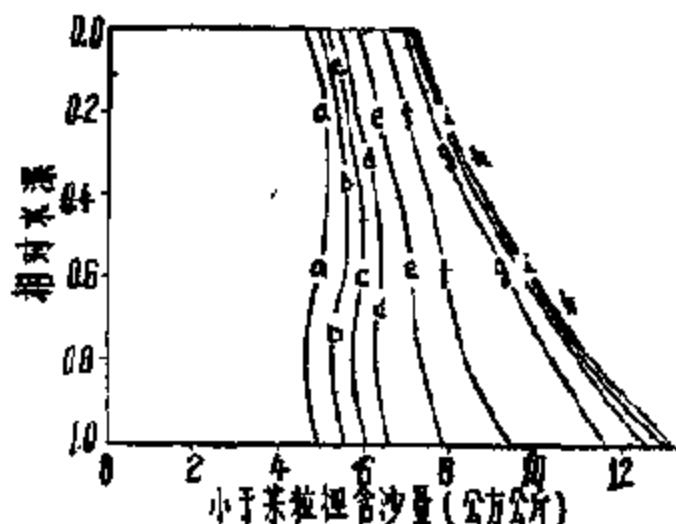
图 24-4. 河道直段水内环流示意图。

4. 水流的挟沙能力

挟带泥沙的水流在通过河道时,既不产生冲刷,也不发生淤积,则

这时的挟沙量叫饱和挟沙量,又叫挟沙能力;当实际含沙量超过挟沙能力时,河床就要淤积,不足挟沙能力时河床就可能发生冲刷。

通过某一定水流断面在单位时间内河水挟带的泥沙量叫输沙率。输沙率通常仅仅指底沙及悬沙而言,尤以悬沙是主要部分,几乎占全部含沙量的 90~95%。悬沙在沿垂线的含沙量分布和粒径分布均可见图 24-5, 图 24-6。



說明 测点距 = 125 公尺 水深 = 0.82 公尺
测线平均流速 = 0.841 公尺/秒
测线平均含沙量 = 9.60 公方/公方
a. $d_1 = 0.005$ 公厘 f. $d_6 = 0.040$ 公厘
b. $d_2 = 0.010$ 公厘 g. $d_7 = 0.060$ 公厘
c. $d_3 = 0.015$ 公厘 h. $d_8 = 0.080$ 公厘
d. $d_4 = 0.020$ 公厘 i. $d_9 = 0.100$ 公厘
e. $d_5 = 0.030$ 公厘 j. $d_{10} = 0.150$ 公厘

图 24-5. 垂线含沙量示意图。 图 24-6. 引黄渠道沉沙导渠各种粒径泥沙垂线分布。

各种不同河道具有不同的输沙能力(即挟沙能力),在土质河道上应用最广泛的求输沙能力的公式是扎马林公式

$$\tau = 700 \frac{\eta}{W_0} \sqrt{\frac{R \tau_0}{W}}$$

详细的应用将在下节水库淤积中再谈到。

§ 24-2. 水库淤积及其计算

1. 水库的淤积

水库的作用主要是为了防止水、旱灾害,发电、农业灌溉和航运等。但水库建成后,泥沙淤积就成为运用水库中一个极大的问题。淤沙使水库减小甚至失去储水和调节的作用;实际上也就缩短甚至结束了水库的工作期限。在水库工程的设计中,必须研究水库泥沙淤积的数量、分布及运动规律,计算水库的寿命并寻求出延长水库寿命的办法。

水库被淤满所需的时间与水库的相对容积、形状、泥沙的数量及其组合有关。在山区河流上的小水库,因水流中常挟带大量的泥沙,所以淤积很快,有时只在一年或数年内就把水库淤满了。至于较大的水库,尤其是平原河道上的大水库,则可以工作数十年或一百年以上。我国官厅水库从1953年开始了测验水库泥沙的工作,根据三年的实测资料进行了研究和分析,从而为祖国其他水库的规划和设计,提供了一定的资料。从1953年至1955年进、出库流量及输沙量,可看出泥沙淤积的一般情况。

表 24-2. 官厅水库 53—55 年进出口流量及输沙量表

时 段			1953 IV—21~XI—31	1954 I—1~XII—31	1955 I—1~XII—31	总计数量
类 别	流 量	百万公方	1308.0	2387.0	1424.0	5119.0
	输 沙 量	百万公吨	113.8	144.4	29.8	287.8
出 库	流 量	百万公方	1847.0	2598.0	992.0	4932.0
	输 沙 量	百万公吨	63.2	72.7	7.6	143.5
淤 积	数 量	百万公吨	50.4	71.7	22.2	144.3
泥沙量	占总进库 量百分数	%	44.4	49.8	74.6	50.1

水库淤积的过程大致如下:被水流带动着的底沙和悬沙,进入水库后,由于水流断面变大,流速变小,水流的挟沙能力减低而发生沉淀,并堆在库底上。泥沙沉淀时会自行分类,最粗粒的泥沙沉积于水库的上游部分,比较细小的被挟带得远一些,最细小的悬沙颗粒(淤泥)便顺着水

流散布在整个水庫庫底。沉积在水庫上游处的大顆粒泥沙，形成沙檻形式，称为沙堆。該处水流断面减小，流速增大，当流速尚未增大到原来起始值之前，沙堆是一直增高着的。其后大顆粒的泥沙沉淀在該沙堆的下游坡上，这种沉淀过程，使沙堆逐渐向壩的方向移动，同时当水庫水位变动时也能使沙堆向下游移动。沙堆的移动，使泥沙比較均匀地分布于庫底上，死庫容不断地和逐渐地为泥沙所填满。水庫中的悬沙，有一部分通过水輪机和泄水建筑物从水庫中排出。当死庫容被泥沙填满或几乎填满时，一部分底沙也会通过低处的泄水孔帶出。

从圖 24-7 可以看出，泥沙不独在水庫的下部，即在不参加水流調节的死容积內淤积，而且也要在水庫有效容积的部分內淤积。此外，由于水庫逐渐被泥沙淤积，庫中流速逐渐增加，因而后来較大的顆粒也被水流挟帶到下游去。这样水庫被淤积的速度便逐渐减慢。在很小的水庫中，即使在水庫开始工作的时候，最細小的顆粒并不停滯在水庫中，而只是从庫中經過。



圖 24-7. 水庫淤积示意图。

一般解决水庫中的淤积問題，是采用水力冲刷的方法。冲刷的方法和效果应从实际工作中总结出来。一般冲刷应进行数次，亦即用若干次連續地將水庫泄空和充滿的方法进行冲刷。每年可以进行 2 次冲刷。

2. 水庫淤积的計算

关于水庫淤积的計算一般用扎馬林公式，因其考虑因素較為全面，

应用较广,为苏联国定标准所推荐。

扎馬林公式:

$$\tau = 700 \frac{v}{W_0} \sqrt{\frac{RIv}{W}} \text{ (公斤/公方)}, \quad (24-1)$$

式中 τ ——水流輸沙能力(公斤/公方);

R ——水力半徑(公尺);

I ——水面坡降;

v ——平均流速(公尺/秒);

W ——悬沙顆粒水力粗度(靜水中沉降速度)(公厘/秒)。

当 $W < 2$ 时, $W_0 = 2$; 当 $W > 2$ 时, $W_0 = W$ 。

W 值是采用泥沙中各粒徑組成的加权平均值,由下列兩式計算:

$$W_{cp} = \frac{W_1 + W_2 + \sqrt{W_1 W_2}}{3};$$

$$W = \frac{\sum W_{cp} \cdot P}{\sum P}.$$

式中 W_1 和 W_2 为相应于不同粒徑組成泥沙最大粒徑 d_1 和最小粒徑 d_2 的水力粗度; P 为粒徑組 d_1 — d_2 的泥沙在全部泥沙中占有的重量百分数。

現將扎馬林公式簡化之:

$$\text{由曼宁公式 } v = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

中解出 I 代入公式(24-1)中得:

$$\tau = 700 \frac{v^{2.6}}{W_0 R^{1.6} W^{1.2}} \text{ (公斤/公方)}. \quad (24-2)$$

將 τ 的單位改为公升/公方較為方便,所以又將上式除以泥沙容重 γ (公吨/公方)得:

$$\tau = 700 \frac{v^{2.6}}{\gamma W_0 R^{1.6} W^{1.2}} \text{ (公升/公方)}. \quad (24-3)$$

根据 1951 年資料,与三門峽水庫有关的陝县、龍門、潼关和华县等

站的悬沙顆粒水力粗度各为 0.60, 0.92, 0.74 和 0.33 公厘/秒, 均小于 2 公厘/秒, 所以 $W_0=2$ 。

这四站的糙率的变化很大, 曾根据实测資料繪制“ $n \sim$ 高程”关系点, n 的变化范围大約是:

华县	0.014—0.024
龙門	0.008—0.020
潼关	0.006—0.020
陕县	0.01—0.030

n 的变化找不出一定的規律, 我們可采用一个常数 $n=0.02$ 来計算。

黄河泥沙的容量曾由黄河水利委员会进行試驗, 潼关的河床淤泥平均容重稍大于 1.5 公吨/公方, 我們在計算中可采用 $\gamma=1.5$ 公吨/公方。

扎馬林公式曾由黄河水利委员会泥沙研究所在引黄济衛灌溉渠道上, 初步进行过驗証。实测的含沙量較計算出来的含沙量大, 2~10 倍, 平均約大 5 倍, 所以根据該所的初步意見, 在計算淤积时, 將該公式乘以修正系数 5。

將 $W_0=2$, $n=0.02$, $\gamma=1.5$ 代入公式 24-3 并乘以改正系数 5, 得:

$$\tau = 23.3 \frac{V^{2.5}}{R^{1.5} W^{1.2}} (\text{公升/公方})。 \quad (24-4)$$

在計算水庫淤积时, 就可直接利用这个公式。

另外, 黄河水利科学研究所, 根据上述地点的实测資料, 进行分析和研究的結果, 初步得出适合于黄河水系計算輸沙能力的公式

$$\tau = 600 \frac{v^2}{gR} \frac{v-v_0}{W} \frac{d}{R}, \quad (24-5)$$

式中 τ ——水流輸沙能力(公斤/公方);

v ——平均流速(公尺/秒);

R ——水力半径(公尺);

g ——重力加速度(公尺/秒²);

$$v - v_0 = 0.16 \sqrt{g} \sqrt{Rd},$$

d ——悬沙质泥沙加权平均粒径(公厘);

W ——泥沙加权平均沉降速度(公分/秒)。

水库淤积的计算,不只要计算它的淤积数量,并且也要计算它的淤积位置和淤积情况,这样才能全面了解水库的变化规律,更合理的使用水库。但是象这种全面的计算方法,目前尚無一套很完善的办法。这里讲述一般水库规划中所使用的方法。

在进行计算时根据如下两个原理:

A. 水流不淤原理 如前所述水流在一定条件下具有一定的输沙能力。如实际含沙量大于此输沙能力,则必引起淤积。因此,如果我们能计算出它的输沙能力,则由实际含沙量与此输沙能力之差,便可以求得淤积量。其输沙能力的计算公式前已叙述。

B. 逐段平衡原理 为了确定淤积位置及分布,必须应用逐段平衡原理。所谓逐段平衡原理,就是某一河段在一定时间内,流入沙量与流出沙量之差,必等于该段内的冲淤量。亦即:

$$(\rho_1 Q_1 - \rho_2 Q_2) \Delta t = \Delta S, \quad (24-6)$$

式中 ρ_1 ——入段含沙量(公斤/公方);

Q_1 ——入段流量(秒-公方);

ρ_2 ——出段含沙量(公斤/公方);

Q_2 ——出段流量(秒-公方);

ΔS ——段内淤积(或冲刷)量(公斤);

Δt ——时距(秒)。

水库淤积计算的步骤是先把水库分成若干段落,按照扎马林公式计算每时段内断面的输沙能力,然后求得每两个断面间的淤积量。每一时段的计算是由入库断面开始一直到坝址断面止。第一时段计算完

后,再計算第二个时段,如此繼續进行。时段应选得短些(特别是在汛期,流量变化很大时),以尽量符合計算条件。

在計算各断面輸沙能力时,需要先知道断面的流量。由于进、出庫断面流量不同,水庫蓄泄的变化,使庫内各断面的流量并不是一样的。这是一个比較复杂的不稳定流动的問題。为了計算簡化起見,假定庫水面为水平,然后由水量平衡方程式求各断面流量:

$$Q_i = Q_1 - A_i \frac{\Delta h}{\Delta t}, \quad (24-7)$$

式中: Q_i ——庫内某断面的流量(秒公方);

Q_1 ——入庫流量(秒公方);

A_i ——該断面以上的水庫庫面面积(公尺²);

Δh ——在計算时段内庫水位的升高(+)或降低(-)值(公尺)。

Δt ——时段(秒)。

已知断面流量,并假定庫水面为水平,則各断面的水力半徑 R 及流速 v 都可以决定。但由于断面逐时淤高,在一定时距内, R 及 v 均应按平均情况計算,故在計算时是先假定一淤积厚度,亦即假定在該时距内的平均过水断面来計算 R 及 v 。最后再由求得的淤积量,校对原来假定之淤积厚度是否正确,如此反复計算。輸沙能力公式中,泥沙顆粒加权平均水力粗度 W 的計算方法,如前所述。計算数据是根据水文站实测的顆粒分析資料。当泥沙入庫,沿水庫进口往下游逐段淤积时,其 W 值亦随之变化。在計算时假定泥沙的淤积是粗粒先淤,細粒后淤,凡淤积的泥沙必粗于未淤积的泥沙。所以在計算庫内各断面的 W 值时,是先假定一淤积量和它占入庫沙量的百分数,然后根据入庫泥沙的顆粒分析曲綫,除去粗砂部分,計算細沙部分的加权平均水力粗度,待最后求得淤积量后,再校对原假定的淤积百分数是否正确,如此往复試算。

在根据輸沙能力公式計算每一段的淤积量时,所求得的是泥沙淤

积的重量,若以泥沙容重除之,即可得泥沙淤积的体积。在求得泥沙淤积体积后,即可假定其淤积形状以决定各断面的淤积厚度。在进行水库淤积计算时,由于要逐时逐段计算,工作较为繁重,所以最好能事后制成各种计算图表,如绘制各断面以上水库断面面积曲线,以便利于计算各断面流量;绘制出淤泥沙百分数与其相应的加权平均粗度关系曲线(图 24-8)以便利于计算各断面的加权平均水力粗度,最后并制成输沙能力公式的诺谟图(图 24-9)以简化计算手续。每一时段的淤积计算可采用表格,见例。

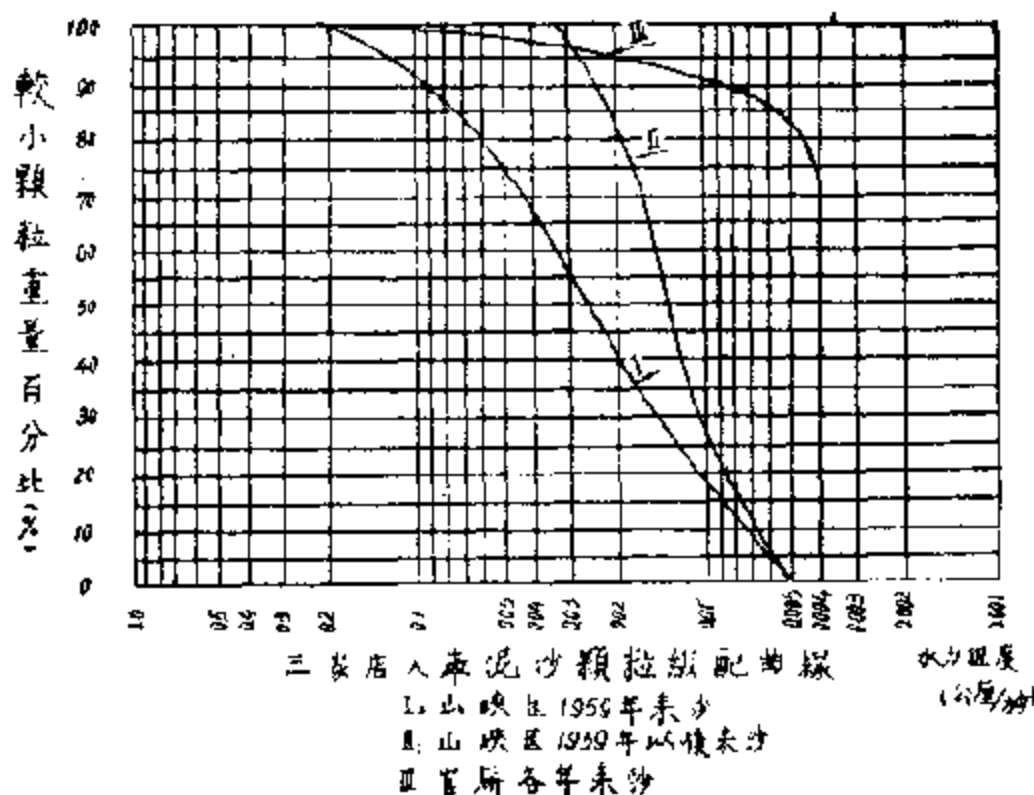


图 24-8. 三家店入库泥沙颗粒级配曲线。

水库淤积计算的结果,可以获得淤积纵剖面图,了解淤积的分布及位置,见图 24-10。

根据计算的结果,可以修改水库的库容曲线,用以计算水库的开发效益,确定库水位的抬高数值,水库寿命,以及估计淹没损失等。

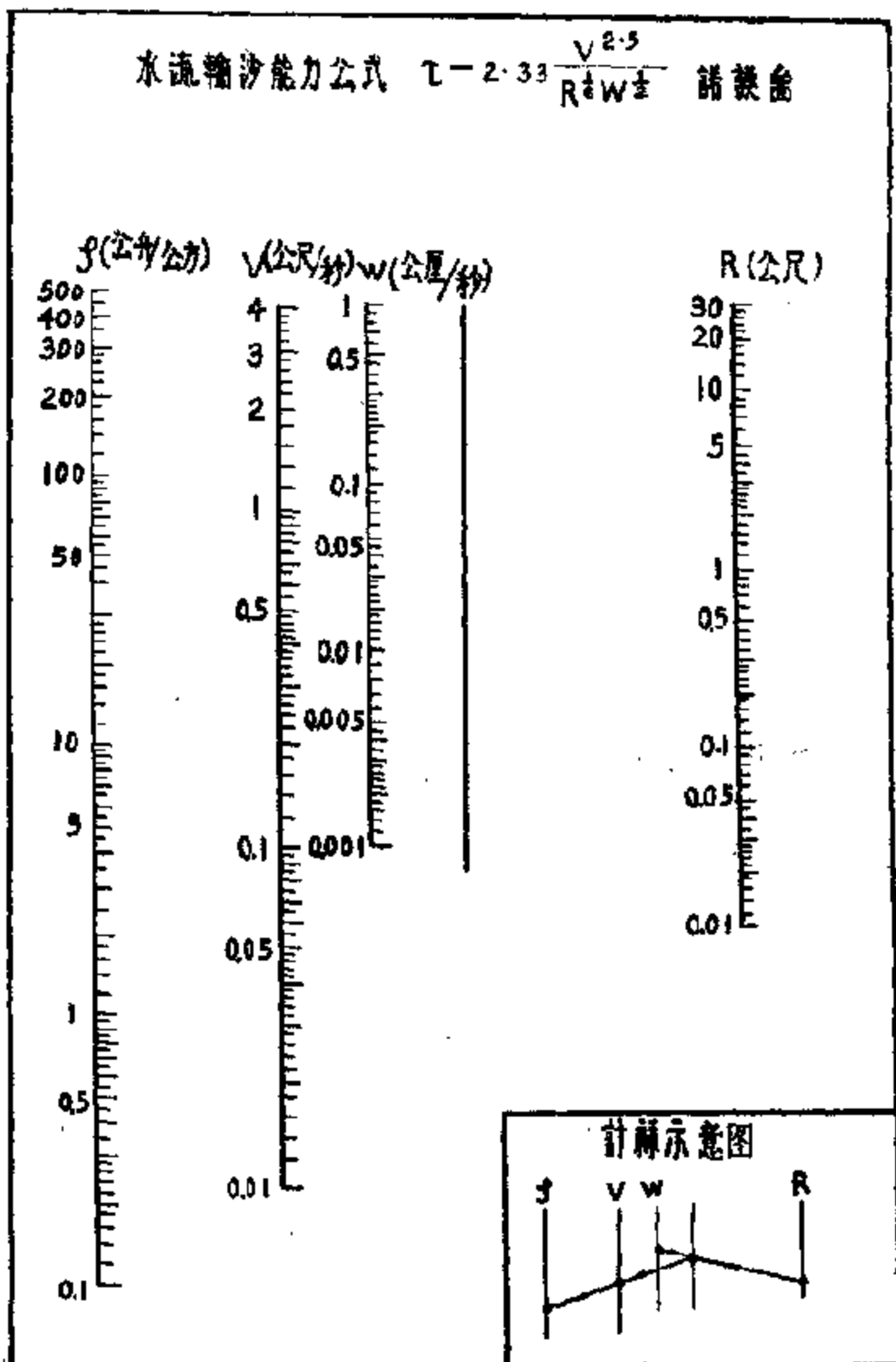


圖 24-9. 水流輸沙能力公式諾模圖。

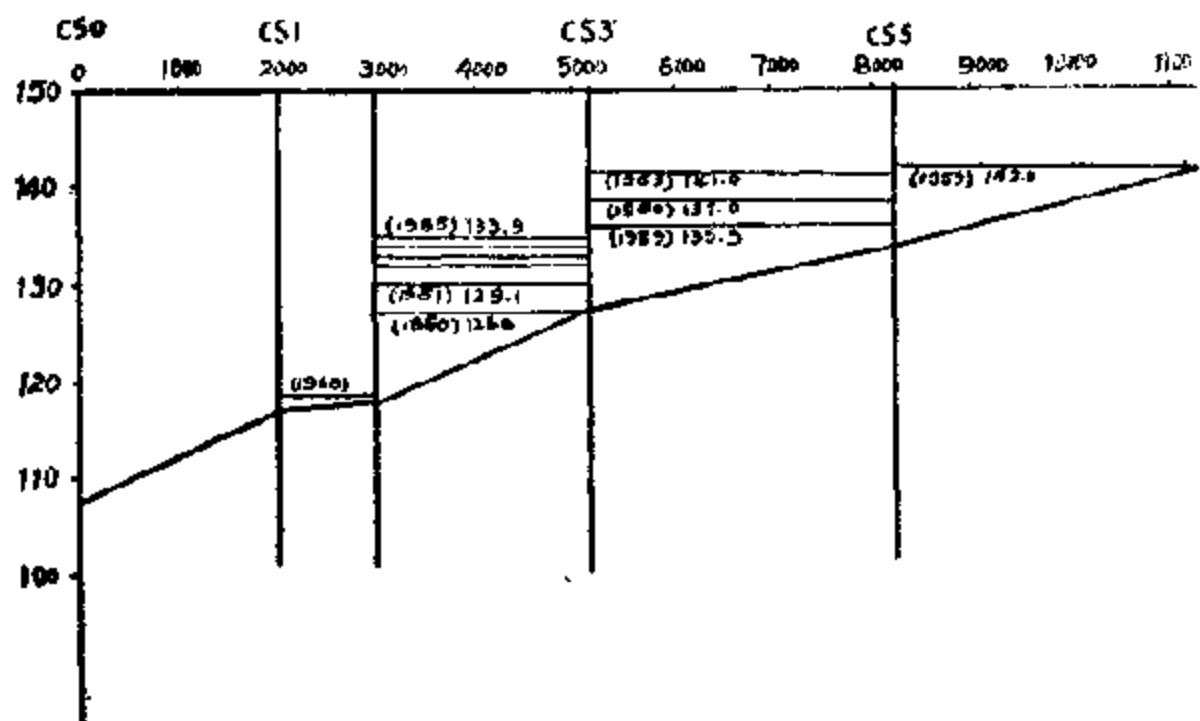


圖 24-10. 三家店短溢洪道方案水庫各年淤积圖。

例：三家店水庫淤积即采用如下表格进行計算。

說明：計算时采用水深段 $\nabla 132 \sim \nabla 144$ 高程（死水位 $\nabla 132$ ，正常高水位 $\nabla 144$ ），進庫沙量 G 是考虑了上游实际来沙量与水土保持，及其他小型水利工程的影响后所得的，見表 1。進庫水量 W 是采用了多年平均的洪水总量， ΔT 为相应于多年平均洪水总量 W 的洪峰历时，近庫含沙量 $\rho_1 = \frac{G}{W}$ ，進庫流量 $Q_1 = \frac{W}{\Delta T}$ 。

在計算时将全庫划分为 5 段分別計算，各断面有关尺寸載于計算表。計算前首先应作出一切輔助曲綫；如水庫区各段水位面积、容积关系曲綫，各横断面水位面积关系曲綫，横断面寬高曲綫，以及泥沙顆粒平均水力粗度变化曲綫……等。

然后經過反复試算，先假定过水断面的淤积量，求出断面輸沙能力 ρ ，以校核实际淤积量与假定淤积是否相符。如此逐段計算即可求得各断面上的淤积量和分布位置，从而輸出淤积縱剖面圖。見圖 9。計算需要分期，各段的計算，直至輸沙能力小至可忽略不計时为止。三家店計算系按照每年計算，上例为 1959 年水庫淤积計算。

表 24-3. 三家店水库淤积计算表

1959 年水庫淤积計算						
水位	▽132~▽144	進庫含沙量 $\rho_t=33.5$ 公升/公方				
進庫沙量	$G=3.42 \times 10^6$ 公方	進庫流量 $Q_t=277$ 公方/秒				
進庫水量	$W=102 \times 10^6$ 公方	平均水位=138 公尺				
$\Delta h=12 \Delta T=0.367 \times 10^6$ 秒		$\frac{\Delta h}{\Delta T}=32.7 \times 10^{-6}$ 公尺/秒				
断面.....		C_{10}	C_{20}	C_{30}	C_{40}	C_{50}
断面間距离 d	10^3 公尺	8.074	2.230	1.009	1.917	
断面以上水庫面积 A	10^6 公尺 ²	0.26	1.74	3.10	5.60	7.96
$A \cdot \frac{\Delta h}{\Delta T}$	公方/秒	8.5	57	100	183	260
断面流量 Q	公方/秒	268.5	220	177	94	17
断面面积 a	公尺 ²	220	1500			
断面寬度 B	公尺	210	620	554	1638	828
断面平均水深 R	公尺	1.05	2.38			
断面平均流速 V	公尺/秒	1.22	0.147			
断面顆粒沉速 W	公厘/秒	1.9	2			
断面輸沙能力 ρ	公升/10 ³ 公方	34.7	0.12			
断面流出水量 V_R	10^6 公方	98.5	80.7	65	34.5	6.24
断面流出沙量 V_H	10^6 公方	3.42	0.01			
断面間淤积沙量 ΔV_H	10^6 公方	≈ 0	3.41			
断面流出沙量占進庫沙量 百分数.....	%	100%	0%			
断面淤积面积 Δa	公尺 ²	240	2700			
断面淤积后高程.....	公尺	137	135.5			

§ 24-3. 水库建成后对下游河道的影响

1. 清水冲刷

由于水库的修成，下游河床的变迁就起了显著的变化。这是因为水库起了拦截泥沙的作用，出库的水流形成清水，而流量因水库调节，变得很均匀。随着流量、沙量的改变，下游河道失去原有平衡，引起一

系列的改变。

清水因少含泥沙故具有潜在的输沙能力，所以能在建筑物下游产生局部冲刷和相当大距离内的下游河床普遍冲刷现象。这种现象是在我国很多河流上兴建水利枢纽时，所能遇到的重大问题之一。例如官厅水库修建前，永定河下游河床逐渐淤高，蓄水后，永定河下游河道普遍发生冲刷现象，1956年较1950年卢沟桥至玉金门闸河底深槽普遍冲深约0.9公尺，而且滩地大量冲失。此外在防汛抢险方面，也遭遇了一系列的新问题，如挂柳落淤是过去主要防汛抢险的办法，现在作用就不如以前大，此外由于滩地冲失、河面展宽，水流分歧，险工反而增多。过去高水时水流走中间，刷堤危险不大，落水时，水流归槽，溜靠堤身。但水库建成后，长期以中水流量下泄，河道也不稳定，紧冲河岸，这样，反造成长期防汛和小水抢险的局面。这个问题迄今还未很好解决。我国很多大型水利工程如三门峡、三峡都有这个问题存在、而且患害又远较前者深远，因此是我们目前迫切须解决的一个重要问题。

1.2. 冲刷计算方法简述

黄河三门峡水库下游冲刷的计算方法是采用苏联列维教授用图解法解偏微分方程式的方法。由于河道冲刷现象很复杂，影响冲刷的因素很多，而目前还没有对这个问题进行很多研究，所以只能在计算中作了若干假定。有些假定可能含与实际情况有很大的出入；有些假定只是为了使计算工作简化，不至引起很大的误差。如：

A. 假定在每一计算时段内，沿河长流量不变，并均等于本时段的平均流量。

B. 假定沿河长的水面宽度不变，在不同流量时水面宽度也不变；冲淤变化只限于河床底部，两侧冲刷不予计算。

C. 黄河下游河床质颗粒很细，易被水流冲刷悬浮起来。假定将来从河床上冲刷起来的泥沙均能处于悬浮状态，计算冲刷时可以用悬沙输沙率公式，而底沙输沙率的数量很小，可以忽略不计。

D. 假定沿河長冲刷起来和淤积下去的泥沙顆粒加权平均水力粗度(即靜水中的沉降速度)均相同, 并且等于目前下游河床質的加权平均水力粗度。

E. 假定出流口的水流含沙量等于零。

F. 假定在一个計算时段內水面高程不变。

冲刷計算的基本原理是認為在一个河段上在某一时段內的冲淤数量等于該河段兩端两个橫断面上的輸沙量之差, 可以用微分方程式表示:

$$\frac{\partial z}{\partial t} = -\frac{\partial p}{\partial s}, \quad (24-8)$$

式中 z ——河床高程, 公尺;

s ——到河口距离, 公尺;

p ——單寬河道輸沙率, 秒公方;

t ——時間, 秒。

應該說明这个公式是假定河面寬不变并且橫断面是矩形。

采用扎馬林公式(24-1)来求輸沙率。

并以單寬河道流量 $q = vh$ 公方/秒、泥沙單位体积重量 γ' 吨/公方代入式(24-9)可得單寬河道輸沙率公式:

$$p = \frac{0.7nq^{3.5}}{W_0 W^{0.5} \gamma' h^{2.67}} \text{ 秒公方。} \quad (24-9)$$

这就可以直接將公式(24-9)代入(24-8)式, 可得

$$\frac{\partial z}{\partial t} = -\frac{C}{h^{2.67}} \frac{\partial h}{\partial s}, \quad (24-10)$$

式中 $C = \frac{1.87nq^{3.5}}{W_0 W^{0.5} \gamma'}$, n , W_0 , W 和 γ' 都是常数, 在每一計算时段內 q 也是常数, 因而 C 也是常数。

根据在一个时段內水面高程不变的假設, 得:

$$\frac{\partial z}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t}(y-h) = \frac{\partial y}{\partial t} - \frac{\partial h}{\partial t} = -\frac{\partial h}{\partial t}. \quad (24-11)$$

將(24-11)式代入(24-10)式得

$$\frac{\partial h}{\partial t} - \frac{C}{h^{3.67}} \frac{\partial h}{\partial s} = 0.$$

解这个偏微分方程式,可以先將其变为下列两个普通微分方程式:

$$\frac{dh}{0} = \frac{ds}{-C'} = \frac{dt}{1}.$$

然后再积分这两个微分方程式得下列两个联立方程式

$$s + \frac{Ct}{h^{3.67}} = C_1; \quad (24-12)$$

$$h = C_2. \quad (24-13)$$

联立方程式(24-12)和(24-13)就是我們計算冲刷时直接用的公式。式中 C_1 和 C_2 是积分常数,但是又是自变数 s 和 t 的函数。 C_1 和 C_2 彼此之間也有一定的关系。当已知 C 时可以根据起始条件(即 $t=0$ 时, $C_1^0=s$, $C_2^0=h$)繪制 C_1^0 和 C_2^0 的关系曲线,然后根据 C_1^0 和 C_2^0 关系曲线用图解法找出时段終了时($t=t_1$ 时)各处的水深 h (即 C_2),則各处 $t=t_1$ 时、 $t=0$ 时的水深差数即为要求的冲刷深度。本部分詳細計算可參閱“水力发电”1956年第2期,黄河三門峽水库建成后下游河道冲刷的計算方法(楊洪潤著)。

附表 I 当 $C_v = 1.0$ 时, 二项式频率綫綫標 ($k = \frac{x}{x}$) 与均值的差值表

C_s	率 (%)															
	0.01	0.1	1	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	85
0.03	723.09	2.33	1.88	1.65	1.28	0.84	0.67	0.52	0.25	0.00	-0.25	-0.52	-0.67	-0.84	-1.28	-1.65
0.13	942.28	2.40	1.99	1.67	1.29	0.84	0.66	0.51	0.24	-0.02	-0.26	-0.54	-0.68	-0.85	-1.27	-1.62
0.24	153.88	2.47	1.96	1.70	1.30	0.83	0.65	0.50	0.22	-0.03	-0.28	-0.55	-0.69	-0.85	-1.26	-1.59
0.34	373.52	2.54	2.00	1.72	1.31	0.82	0.64	0.49	0.21	-0.05	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.56
0.44	603.67	2.62	2.04	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.19	-0.07	-0.31	-0.57	-0.71	-0.86	-1.23	-1.52
0.54	823.81	2.68	2.08	1.77	1.32	0.80	0.62	0.40	0.17	-0.08	-0.33	-0.58	-0.71	-0.86	-1.21	-1.49
0.65	1053.96	2.76	2.12	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	-0.10	-0.34	-0.59	-0.72	-0.86	-1.20	-1.46
0.75	1274.10	2.82	2.15	1.82	1.33	0.79	0.60	0.48	0.14	-0.12	-0.35	-0.60	-0.73	-0.86	-1.18	-1.42
0.85	1504.24	2.89	2.19	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.86	-1.17	-1.39
0.95	1734.39	2.96	2.22	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.10	-0.15	-0.38	-0.61	-0.73	-0.85	-1.15	-1.35
1.05	1964.53	3.02	2.26	1.88	1.34	0.76	0.56	0.38	0.09	-0.16	-0.39	-0.62	-0.73	-0.85	-1.13	-1.32
1.16	2194.67	3.09	2.28	1.89	1.34	0.74	0.54	0.37	0.07	-0.18	-0.41	-0.62	-0.73	-0.85	-1.11	-1.28
1.26	2424.82	3.15	2.31	1.91	1.34	0.73	0.52	0.35	0.05	-0.20	-0.42	-0.63	-0.73	-0.84	-1.09	-1.24
1.36	2654.96	3.21	2.34	1.92	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	-0.21	-0.43	-0.64	-0.74	-0.84	-1.08	-1.21
1.46	2885.10	3.27	2.37	1.94	1.34	0.70	0.49	0.31	0.02	-0.22	-0.44	-0.64	-0.74	-0.83	-1.04	-1.17
1.57	3115.23	3.33	2.39	1.95	1.33	0.69	0.48	0.30	0.00	-0.24	-0.45	-0.64	-0.74	-0.82	-1.02	-1.13
1.67	3345.37	3.39	2.43	1.96	1.33	0.68	0.46	0.28	-0.02	-0.25	-0.46	-0.64	-0.73	-0.82	-0.99	-1.09
1.77	3575.51	3.44	2.44	1.97	1.32	0.66	0.44	0.26	-0.03	-0.27	-0.47	-0.64	-0.72	-0.81	-0.97	-1.06
1.87	3805.65	3.50	2.47	1.98	1.32	0.64	0.42	0.24	-0.05	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.94	-1.02
1.97	4035.78	3.55	2.49	1.99	1.31	0.63	0.40	0.22	-0.07	-0.29	-0.48	-0.64	-0.72	-0.79	-0.92	-0.98
2.08	4265.91	3.60	2.51	2.00	1.30	0.61	0.39	0.20	-0.08	-0.31	-0.49	-0.64	-0.71	-0.78	-0.90	-0.95
2.2	4496.04	3.65	2.52	2.01	1.29	0.59	0.37	0.17	-0.11	-0.33	-0.49	-0.63	-0.69	-0.75	-0.85	-0.90
2.4	4726.17	3.70	2.53	2.01	1.28	0.57	0.35	0.15	-0.14	-0.35	-0.50	-0.62	-0.66	-0.71	-0.79	-0.82
2.6	4956.30	3.75	2.54	2.01	1.27	0.55	0.33	0.13	-0.17	-0.37	-0.50	-0.60	-0.64	-0.68	-0.74	-0.76
2.8	5186.43	3.80	2.55	2.01	1.26	0.53	0.31	0.10	-0.20	-0.39	-0.50	-0.59	-0.62	-0.65	-0.70	-0.71
3.0	5416.56	3.85	2.56	2.01	1.25	0.51	0.29	0.08	-0.23	-0.40	-0.50	-0.57	-0.60	-0.62	-0.65	-0.66

附表 II 当 $C_s = 2C_v$ 时二项式频率曲线的纵标 ($k = \frac{x}{x}$)

C_v	频率 (%)											
	0.01	0.1	1	3	5	10	25	50	75	90	95	99
0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.05	1.20	1.16	1.12	1.10	1.08	1.07	1.03	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.42	1.34	1.25	1.20	1.17	1.13	1.07	1.00	0.93	0.87	0.84	0.78
0.15	1.66	1.53	1.38	1.30	1.26	1.20	1.10	0.99	0.90	0.81	0.77	0.69
0.20	1.92	1.73	1.52	1.41	1.35	1.25	1.13	0.99	0.86	0.75	0.70	0.60
0.25	2.21	1.95	1.67	1.52	1.44	1.33	1.16	0.98	0.82	0.70	0.63	0.51
0.30	2.51	2.17	1.83	1.64	1.54	1.40	1.18	0.97	0.79	0.64	0.56	0.44
0.35	2.85	2.44	1.99	1.76	1.64	1.47	1.21	0.96	0.75	0.59	0.50	0.37
0.40	3.20	2.70	2.16	1.88	1.74	1.53	1.23	0.95	0.71	0.53	0.45	0.31
0.45	3.58	2.97	2.33	2.00	1.84	1.60	1.28	0.93	0.67	0.48	0.39	0.26
0.50	3.96	3.26	2.51	2.13	1.94	1.67	1.28	0.92	0.63	0.44	0.34	0.21
0.55	4.40	3.57	2.70	2.26	2.04	1.74	1.30	0.90	0.60	0.39	0.30	0.17
0.60	4.86	3.89	2.89	2.39	2.15	1.81	1.31	0.88	0.56	0.35	0.25	0.13
0.65	5.32	4.22	3.09	2.52	2.25	1.87	1.33	0.86	0.52	0.31	0.22	0.10
0.70	5.81	4.57	3.29	2.66	2.36	1.94	1.34	0.84	0.49	0.27	0.18	0.08
0.75	6.32	4.93	3.50	2.80	2.46	2.00	1.36	0.82	0.45	0.24	0.15	0.05
0.80	6.85	5.30	3.71	2.94	2.57	2.03	1.37	0.80	0.42	0.21	0.13	0.04
0.85	7.41	5.68	3.93	3.08	2.68	2.13	1.38	0.77	0.38	0.18	0.10	0.03
0.90	7.99	6.06	4.15	3.22	2.78	2.19	1.38	0.75	0.35	0.15	0.08	0.02
0.95	8.59	6.49	4.37	3.38	2.89	2.25	1.39	0.72	0.32	0.13	0.07	0.01
1.00	9.21	6.91	4.61	3.51	3.00	2.30	1.39	0.69	0.29	0.11	0.05	0.01

附表 III 克里茨基-曼开里频率曲线纵标值

$$C_s/C_v=1.0$$

P(%)	U_e									
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.001	1.44	1.94	2.46	2.97	3.47	3.95	4.35	4.72	5.02	5.30
0.01	1.40	1.81	2.25	2.70	3.15	3.57	3.94	4.31	4.63	4.91
0.03	1.36	1.74	2.15	2.56	2.97	3.37	3.74	4.11	4.44	4.72
0.05	1.34	1.71	2.11	2.49	2.89	3.27	3.62	3.98	4.30	4.60
0.1	1.32	1.67	2.03	2.39	2.77	3.14	3.48	3.82	4.13	4.44
0.3	1.29	1.59	1.90	2.23	2.55	2.89	3.21	3.53	3.85	4.17
0.5	1.27	1.55	1.84	2.15	2.45	2.76	3.06	3.37	3.68	4.00
1	1.24	1.49	1.75	2.03	2.31	2.59	2.87	3.15	3.45	3.73
3	1.19	1.39	1.59	1.81	2.03	2.27	2.51	2.75	3.02	3.32
5	1.17	1.34	1.52	1.70	1.90	2.10	2.31	2.52	2.76	3.04
1.0	1.13	1.26	1.39	1.53	1.68	1.83	1.99	2.16	2.35	2.57
2.0	1.08	1.17	1.25	1.34	1.42	1.51	1.59	1.69	1.78	1.88
2.5	1.06	1.13	1.19	1.26	1.33	1.41	1.47	1.52	1.58	1.62
3.0	1.05	1.10	1.15	1.20	1.24	1.29	1.34	1.38	1.40	1.39
4.0	1.02	1.04	1.06	1.08	1.09	1.10	1.10	1.10	1.06	0.99
5.0	1.00	0.99	0.99	0.97	0.96	0.95	0.93	0.92	0.76	0.67
6.0	0.97	0.94	0.90	0.87	0.83	0.79	0.71	0.61	0.51	0.40
7.0	0.95	0.89	0.83	0.77	0.70	0.62	0.51	0.41	0.30	0.21
7.5	0.92	0.85	0.78	0.71	0.62	0.52	0.42	0.31	0.21	0.14
8.0	0.91	0.83	0.74	0.65	0.55	0.45	0.35	0.24	0.15	0.09
9.0	0.88	0.75	0.63	0.50	0.38	0.26	0.17	0.09	0.04	0.02
9.5	0.84	0.68	0.53	0.38	0.26	0.15	0.08	0.04	0.01	0.00
9.7	0.82	0.64	0.48	0.33	0.21	0.11	0.05	0.02	0.00	0.00
9.9	0.78	0.57	0.38	0.23	0.12	0.05	0.01	0.00	0.00	0.00
99.5	0.76	0.53	0.34	0.18	0.09	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00
99.7	0.74	0.50	0.31	0.15	0.07	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00
99.9	0.70	0.45	0.25	0.11	0.04	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00

附表 IV 克里茨基-曼开里频率曲线标准值

$$C_s/C_c=1.5$$

P%	C_v											
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
5.001	1.45	2.01	2.63	3.39	4.02	4.82	5.62	6.46	7.33	8.37	8.32	10.28
0.01	1.39	1.86	2.39	2.94	3.55	4.20	4.87	5.59	6.37	7.19	8.01	8.82
0.03	1.36	1.79	2.25	2.75	3.31	3.89	4.52	5.14	5.83	6.54	7.32	8.11
0.05	1.35	1.75	2.19	2.67	3.17	3.74	4.32	4.93	5.58	6.25	6.95	7.68
0.1	1.33	1.70	2.11	2.54	3.03	3.53	4.05	4.60	5.21	5.82	6.53	7.12
0.3	1.28	1.61	1.96	2.34	2.74	3.17	3.62	4.08	4.61	5.15	5.70	6.23
0.5	1.27	1.57	1.90	2.24	2.60	3.00	3.42	3.85	4.32	4.79	5.30	5.81
1	1.24	1.51	1.79	2.09	2.41	2.76	3.11	3.49	3.90	4.31	4.73	5.16
3	1.19	1.40	1.62	1.85	2.10	2.34	2.61	2.97	3.17	3.44	3.80	4.10
5	1.17	1.34	1.53	1.72	1.92	2.13	2.35	2.56	2.80	3.05	3.28	3.54
10	1.13	1.26	1.40	1.54	1.69	1.82	1.96	2.11	2.27	2.42	2.56	2.70
20	1.10	1.17	1.25	1.32	1.41	1.48	1.55	1.61	1.67	1.72	1.75	1.77
25	1.07	1.13	1.19	1.28	1.33	1.35	1.40	1.43	1.46	1.49	1.48	1.47
30	1.05	1.10	1.14	1.18	1.20	1.24	1.26	1.28	1.30	1.29	1.26	1.25
40	1.03	1.04	1.07	1.06	1.06	1.06	1.05	1.03	1.00	0.95	0.90	0.84
50	1.00	0.99	0.98	0.96	0.93	0.90	0.86	0.81	0.76	0.70	0.62	0.54
60	0.97	0.94	0.90	0.86	0.81	0.76	0.70	0.63	0.56	0.48	0.40	0.34
70	0.95	0.89	0.83	0.76	0.69	0.62	0.55	0.46	0.38	0.30	0.23	0.17
75	0.93	0.86	0.78	0.71	0.63	0.55	0.46	0.38	0.30	0.22	0.16	0.11
80	0.91	0.83	0.74	0.65	0.57	0.47	0.39	0.31	0.23	0.16	0.11	0.07
90	0.87	0.75	0.63	0.52	0.41	0.31	0.22	0.15	0.09	0.05	0.03	0.01
95	0.84	0.69	0.55	0.42	0.31	0.21	0.14	0.08	0.04	0.02	0.01	0.00
97	0.82	0.65	0.50	0.38	0.25	0.15	0.09	0.04	0.02	0.01	0.00	0.00
99	0.73	0.58	0.41	0.27	0.18	0.08	0.04	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00
99.5	0.73	0.55	0.36	0.22	0.12	0.06	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
99.7	0.74	0.52	0.33	0.20	0.11	0.04	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
99.9	0.72	0.47	0.28	0.15	0.07	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

附表 V 克里茨基-曼开里频率曲线标值

$C_s/C_v = 2.0$ (二项式曲线)

P%	C_v											
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
0.001	1.49	2.09	2.82	3.68	4.67	5.78	7.03	8.40	9.89	11.51	13.28	15.10
0.01	1.42	1.92	2.51	3.20	3.98	4.85	5.81	6.85	7.89	9.21	10.48	11.80
0.03	1.38	1.83	2.36	2.96	3.64	4.39	5.22	6.11	7.08	8.11	9.17	10.26
0.05	1.36	1.79	2.29	2.85	3.48	4.18	4.95	5.77	6.63	7.60	8.61	9.65
0.1	1.34	1.73	2.19	2.70	3.27	3.89	4.57	5.30	6.08	6.91	7.78	8.65
0.3	1.30	1.64	2.02	2.45	2.91	3.42	3.96	4.55	5.16	5.81	6.47	7.10
0.5	1.28	1.59	1.94	2.33	2.74	3.20	3.68	4.10	4.73	5.30	5.88	6.50
1	1.25	1.52	1.83	2.16	2.51	2.89	3.29	3.71	4.15	4.61	5.06	5.50
3	1.20	1.41	1.64	1.88	2.13	2.39	2.68	2.94	3.22	3.51	3.79	4.05
5	1.17	1.35	1.54	1.74	1.94	2.15	2.36	2.57	2.78	3.00	3.21	3.45
10	1.13	1.26	1.40	1.53	1.67	1.81	1.94	2.06	2.19	2.30	2.41	2.50
20	1.08	1.16	1.24	1.31	1.38	1.44	1.49	1.54	1.58	1.61	1.62	1.62
25	1.07	1.13	1.18	1.23	1.28	1.31	1.34	1.37	1.38	1.39	1.37	1.34
30	1.05	1.09	1.13	1.17	1.19	1.21	1.23	1.22	1.22	1.20	1.18	1.13
40	1.02	1.04	1.05	1.05	1.04	1.03	1.01	0.99	0.95	0.92	0.87	0.81
50	1.00	0.99	0.97	0.95	0.92	0.88	0.84	0.80	0.75	0.69	0.64	0.58
60	0.97	0.94	0.90	0.85	0.80	0.75	0.69	0.63	0.57	0.51	0.45	0.40
70	0.95	0.90	0.82	0.76	0.69	0.62	0.55	0.49	0.42	0.33	0.31	0.26
75	0.93	0.86	0.78	0.71	0.63	0.56	0.49	0.42	0.35	0.27	0.24	0.19
80	0.92	0.83	0.75	0.66	0.57	0.49	0.42	0.35	0.28	0.22	0.17	0.12
90	0.87	0.75	0.64	0.53	0.44	0.35	0.27	0.21	0.15	0.11	0.07	0.05
95	0.84	0.70	0.56	0.45	0.34	0.25	0.18	0.13	0.08	0.05	0.03	0.02
97	0.82	0.66	0.52	0.39	0.29	0.20	0.14	0.09	0.05	0.03	0.02	0.01
99	0.78	0.59	0.44	0.31	0.21	0.13	0.08	0.04	0.02	0.01	0.00	0.00
99.5	0.76	0.56	0.40	0.27	0.17	0.10	0.06	0.03	0.01	0.01	0.00	0.00
99.7	0.75	0.54	0.37	0.24	0.15	0.08	0.04	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00
99.9	0.72	0.49	0.32	0.19	0.11	0.05	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00

附表 VI 克里茨基-曼开里频率曲线纵标值

$$C_s/C_r = 3.0$$

P%	C_v											
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
0.001	1.60	2.23	3.35	4.69	6.30	8.21	10.42	12.80	15.52	18.28	21.30	24.60
0.01	1.42	2.06	2.86	3.78	5.00	6.28	7.70	9.21	11.00	12.89	14.85	16.86
0.03	1.39	1.99	2.62	3.41	4.34	5.48	6.59	7.74	9.14	10.64	12.24	13.89
0.05	1.36	1.88	2.50	3.22	4.10	5.06	6.07	7.11	8.32	9.66	11.02	12.43
0.1	1.35	1.80	2.36	3.00	3.75	4.58	5.43	6.31	7.33	8.43	9.54	10.68
0.3	1.31	1.69	2.12	2.64	3.22	3.82	4.44	5.11	5.84	6.62	7.40	8.21
0.5	1.29	1.63	2.02	2.48	3.00	3.50	4.00	4.58	5.21	5.85	6.50	7.16
1	1.25	1.55	1.88	2.25	2.66	3.07	3.49	3.94	4.40	4.88	5.37	5.85
3	1.21	1.42	1.67	1.91	2.17	2.40	2.70	2.94	3.22	3.47	3.74	3.99
5	1.17	1.36	1.54	1.75	1.94	2.14	2.35	2.51	2.70	2.89	3.05	3.23
10	1.14	1.26	1.39	1.52	1.63	1.76	1.87	1.97	2.09	2.15	2.24	2.31
20	1.09	1.16	1.23	1.29	1.33	1.38	1.42	1.45	1.47	1.49	1.49	1.50
25	1.07	1.12	1.17	1.21	1.23	1.26	1.27	1.29	1.28	1.28	1.27	1.27
30	1.05	1.09	1.12	1.14	1.15	1.15	1.16	1.15	1.14	1.13	1.11	1.08
40	1.02	1.03	1.03	1.03	1.01	1.00	0.97	0.95	0.91	0.88	0.85	0.81
50	0.99	0.98	0.96	0.93	0.90	0.84	0.82	0.78	0.74	0.70	0.66	0.61
60	0.97	0.93	0.89	0.84	0.79	0.74	0.69	0.65	0.60	0.55	0.50	0.46
70	0.94	0.88	0.82	0.76	0.70	0.64	0.58	0.53	0.47	0.42	0.37	0.33
75	0.93	0.86	0.79	0.73	0.66	0.58	0.52	0.47	0.41	0.36	0.31	0.27
80	0.91	0.83	0.75	0.67	0.60	0.53	0.47	0.41	0.36	0.31	0.26	0.22
90	0.87	0.76	0.66	0.57	0.48	0.41	0.34	0.29	0.24	0.19	0.16	0.12
95	0.84	0.71	0.59	0.49	0.41	0.33	0.26	0.21	0.17	0.13	0.10	0.07
97	0.82	0.68	0.55	0.45	0.36	0.28	0.22	0.17	0.13	0.10	0.07	0.05
99	0.79	0.62	0.48	0.37	0.29	0.21	0.16	0.12	0.08	0.06	0.04	0.03
99.5	0.77	0.59	0.45	0.34	0.25	0.18	0.12	0.09	0.06	0.04	0.03	0.02
99.7	0.76	0.57	0.43	0.31	0.23	0.16	0.12	0.08	0.05	0.03	0.02	0.01
99.9	0.73	0.53	0.38	0.27	0.19	0.13	0.09	0.06	0.03	0.02	0.01	0.01

附表 VII 克里茨基-曼开里频率曲线綫標值

$$C_s/C_v = 4.0$$

P%	C_u											
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
0.001	1.58	2.50	3.82	5.60	8.10	11.00	14.20	17.50	20.60	24.00	27.50	32.90
0.01	1.51	2.20	3.15	4.35	5.90	7.70	9.57	11.40	13.55	15.60	17.65	20.71
0.03	1.45	2.05	2.87	3.85	5.05	6.35	7.81	9.15	10.70	12.25	13.70	15.99
0.05	1.40	1.97	2.72	3.60	4.70	5.55	7.00	8.20	9.46	10.90	12.10	13.99
0.1	1.33	1.87	2.53	3.29	4.20	5.07	6.05	7.02	8.12	9.25	10.42	11.65
0.3	1.34	1.73	2.23	2.81	3.45	4.09	4.76	5.46	6.18	6.94	7.71	8.58
0.5	1.30	1.67	2.10	2.60	3.13	3.69	4.25	4.81	5.38	6.02	6.65	7.31
1	1.25	1.53	1.94	2.34	2.77	3.17	3.59	4.01	4.43	4.90	5.35	5.82
3	1.19	1.43	1.67	1.92	2.18	2.44	2.67	2.90	3.12	3.35	3.60	3.84
5	1.17	1.38	1.55	1.75	1.93	2.11	2.28	2.45	2.60	2.77	2.92	3.07
10	1.11	1.26	1.38	1.51	1.61	1.72	1.82	1.90	2.00	2.05	2.12	2.18
20	1.03	1.15	1.21	1.26	1.31	1.34	1.37	1.40	1.41	1.42	1.43	1.43
25	1.03	1.11	1.15	1.19	1.21	1.23	1.23	1.24	1.25	1.24	1.24	1.22
30	1.05	1.08	1.10	1.12	1.13	1.13	1.12	1.12	1.10	1.09	1.07	1.06
40	1.02	1.03	1.02	1.01	0.99	0.97	0.95	0.93	0.90	0.87	0.85	0.81
50	0.99	0.98	0.95	0.92	0.89	0.85	0.82	0.78	0.75	0.71	0.67	0.63
60	0.97	0.93	0.89	0.84	0.79	0.75	0.70	0.66	0.62	0.57	0.53	0.49
70	0.94	0.88	0.82	0.76	0.71	0.65	0.60	0.55	0.50	0.46	0.42	0.38
75	0.93	0.86	0.79	0.72	0.66	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40	0.37	0.32
80	0.91	0.83	0.75	0.68	0.61	0.55	0.50	0.45	0.40	0.36	0.31	0.27
90	0.88	0.77	0.67	0.59	0.51	0.44	0.38	0.33	0.29	0.25	0.21	0.18
95	0.85	0.72	0.61	0.52	0.44	0.37	0.32	0.26	0.22	0.18	0.15	0.12
97	0.83	0.69	0.58	0.48	0.40	0.33	0.27	0.23	0.18	0.15	0.12	0.10
99	0.80	0.64	0.52	0.42	0.34	0.27	0.22	0.17	0.14	0.11	0.08	0.06
99.5	0.78	0.61	0.49	0.39	0.30	0.24	0.19	0.15	0.11	0.08	0.06	0.05
99.7	0.77	0.60	0.47	0.37	0.29	0.22	0.17	0.13	0.10	0.07	0.05	0.04
99.9	0.75	0.56	0.43	0.33	0.25	0.19	0.14	0.10	0.08	0.05	0.04	0.03

附表 VIII 克里茨基-曼开里频率曲线纵标值

$$C_s/C_v = 5.0$$

P%	C_u											
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
0.001	1.67	2.75	4.38	6.87	9.90	13.35	17.05	21.15	25.30	28.50	33.80	38.20
0.01	1.54	2.84	3.43	4.91	6.65	8.70	10.70	12.71	15.05	17.41	20.00	22.71
0.05	1.47	2.15	3.07	4.23	5.50	6.95	8.43	9.96	11.60	13.84	15.20	17.17
0.05	1.43	2.06	2.87	3.90	5.05	6.24	7.51	8.82	10.26	11.71	13.25	14.81
0.1	1.40	1.95	2.68	3.51	4.44	5.40	6.43	7.54	8.64	9.83	10.98	12.14
0.3	1.34	1.78	2.31	2.92	3.52	4.22	4.91	5.69	6.41	7.15	7.90	8.68
0.5	1.31	1.70	2.16	2.69	3.21	3.77	4.34	4.98	5.59	6.17	6.85	7.35
1	1.27	1.61	1.98	2.33	2.79	3.21	3.65	4.05	4.50	4.94	5.33	5.75
3	1.20	1.44	1.67	1.93	2.17	2.42	2.68	2.88	3.10	3.33	3.52	3.75
5	1.17	1.38	1.55	1.74	1.90	2.08	2.22	2.41	2.54	2.71	2.85	2.98
10	1.13	1.23	1.37	1.49	1.60	1.70	1.79	1.80	1.94	2.00	2.05	2.11
20	1.08	1.15	1.21	1.25	1.30	1.32	1.34	1.36	1.36	1.39	1.40	1.41
25	1.06	1.11	1.15	1.17	1.20	1.20	1.20	1.22	1.22	1.22	1.20	1.20
30	1.05	1.08	1.09	1.10	1.10	1.11	1.10	1.10	1.09	1.08	1.06	1.04
40	1.02	1.02	1.01	1.00	0.98	0.97	0.94	0.92	0.90	0.87	0.84	0.81
50	0.99	0.97	0.94	0.92	0.88	0.85	0.82	0.78	0.75	0.71	0.68	0.65
60	0.97	0.93	0.88	0.84	0.79	0.75	0.71	0.67	0.63	0.58	0.55	0.51
70	0.94	0.88	0.82	0.77	0.71	0.66	0.61	0.56	0.52	0.48	0.44	0.41
75	0.93	0.86	0.79	0.73	0.67	0.62	0.56	0.51	0.47	0.42	0.39	0.36
80	0.91	0.83	0.75	0.69	0.63	0.57	0.52	0.47	0.42	0.37	0.34	0.31
90	0.88	0.77	0.68	0.61	0.55	0.47	0.41	0.36	0.32	0.27	0.24	0.21
95	0.84	0.73	0.63	0.55	0.47	0.40	0.34	0.29	0.25	0.21	0.18	0.15
97	0.82	0.70	0.60	0.51	0.43	0.36	0.31	0.26	0.22	0.18	0.15	0.12
99	0.78	0.66	0.55	0.45	0.37	0.31	0.25	0.20	0.16	0.13	0.10	0.08
99.5	0.70	0.63	0.52	0.42	0.34	0.28	0.23	0.18	0.14	0.11	0.09	0.07
99.7	0.75	0.62	0.51	0.41	0.32	0.26	0.21	0.16	0.12	0.10	0.08	0.06
99.9	0.73	0.59	0.47	0.37	0.29	0.23	0.18	0.14	0.10	0.08	0.06	0.04

附表 IX 克里茨里-曼开里频率曲线纵标值

$$C_s/C_v=6.0$$

P%	C_u											
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
0.001	1.80	3.02	5.20	8.10	11.50	15.30	19.30	23.80	28.00	32.20	36.70	41.50
0.01	1.00	2.48	3.75	6.48	7.30	9.99	11.50	13.80	16.40	18.90	21.50	24.00
0.03	1.52	2.35	3.25	4.54	5.90	7.97	8.90	10.53	12.30	14.10	16.00	17.90
0.05	1.47	2.15	3.05	4.15	5.25	6.57	7.85	9.26	10.70	12.10	13.70	15.40
0.1	1.41	2.02	2.80	3.68	4.58	5.54	6.57	7.63	8.79	10.00	11.13	12.39
0.3	1.25	1.83	2.38	2.98	3.64	4.31	5.00	5.68	6.38	7.16	7.91	8.61
0.5	1.32	1.74	2.22	2.73	3.26	3.82	4.38	4.93	5.51	6.11	6.71	7.31
1	1.29	1.68	2.01	2.40	2.81	3.22	3.63	4.03	4.44	4.86	5.27	5.69
3	1.21	1.45	1.68	1.92	2.14	2.38	2.60	2.82	3.04	3.26	3.48	3.67
5	1.13	1.37	1.55	1.73	1.89	2.05	2.20	2.36	2.51	2.66	2.80	2.90
10	1.14	1.26	1.37	1.47	1.56	1.66	1.73	1.82	1.90	1.96	2.03	2.08
20	1.08	1.14	1.19	1.23	1.27	1.30	1.32	1.34	1.36	1.37	1.37	1.38
25	1.07	1.10	1.13	1.16	1.18	1.19	1.20	1.21	1.20	1.20	1.20	1.19
30	1.04	1.07	1.08	1.10	1.10	1.10	1.10	1.09	1.08	1.07	1.05	1.04
40	1.02	1.02	1.01	0.99	0.98	0.96	0.94	0.92	0.89	0.87	0.85	0.82
50	0.90	0.97	0.94	0.91	0.88	0.85	0.82	0.79	0.75	0.72	0.68	0.66
60	0.96	0.92	0.88	0.84	0.80	0.76	0.72	0.68	0.64	0.60	0.56	0.53
70	0.94	0.88	0.83	0.77	0.72	0.67	0.63	0.58	0.54	0.49	0.45	0.42
75	0.93	0.86	0.80	0.74	0.68	0.63	0.58	0.53	0.49	0.44	0.40	0.37
80	0.91	0.84	0.77	0.70	0.64	0.58	0.53	0.48	0.44	0.39	0.35	0.32
90	0.88	0.78	0.70	0.62	0.55	0.49	0.43	0.38	0.33	0.29	0.26	0.22
95	0.85	0.74	0.65	0.56	0.49	0.43	0.37	0.32	0.27	0.23	0.20	0.17
97	0.83	0.72	0.62	0.53	0.46	0.39	0.33	0.28	0.24	0.20	0.17	0.14
99	0.80	0.67	0.57	0.48	0.40	0.33	0.28	0.23	0.19	0.15	0.12	0.10
99.5	0.78	0.65	0.55	0.45	0.37	0.31	0.25	0.20	0.17	0.13	0.10	0.08
99.7	0.76	0.64	0.53	0.43	0.36	0.29	0.24	0.19	0.15	0.12	0.09	0.07
99.9	0.75	0.61	0.50	0.40	0.33	0.26	0.21	0.16	0.12	0.09	0.08	0.06

参考書目

第一篇:

1. 水文測站暫行規范 水利出版社。
2. 水文測驗學(H. A. 素洛孟切夫著) 電力工業出版社。
3. 水文資料整編方法 水利電力部水文局編。

第二篇:

1. 水文計算經驗彙編 水利出版社。
2. 水文分析及計算(上冊)(B. B. 波萊柯夫著) 高等教育出版社。
3. 工程河川水文學基礎(斯·恩·倪克勤著) 燃料工作出版社。
4. 海河流域規劃技術總結(水文部分) 北京勘测設計院編(尚未出版)
5. 東北區年徑流量研究 中國科學院、水利電力部、水利科學研究院編。

第三篇:

1. 水文計算經驗彙編 水利出版社。
2. 洪水預報方法 水利電力部水文局編印。
3. 洪水頻率計算 全國水文計算學術討論會文件(第三冊)1958。
4. 淮河、沂沭、泗流域降雨徑流關係分析資料整理報告(上下冊)
治淮委員會勘测設計院。
5. 設計洪水的降水量、降水量分布及其過程的研究 全國水文計算學術討論會文件
6. 海河流域規劃技術總結(水文部分) 北京勘测設計院編(未出版)。
7. 設計洪水的計算 全國水文計算學術討論會文件(第一冊)1958。
8. “中國水利”雜誌 1958 年第 7, 8 期。
9. 水文計算經驗彙編 水利出版社。
10. 中國科學院、水利電力部、水利科學研究院研究報告(7) 水利電力出版社。
11. 水上保持典型經驗 水利出版社。

第四篇:

1. 水文預報 華東水利學院編。
2. 洪水預報方法 水利電力部水文局編。
3. 長江水情預報技術總結 長江流域規劃辦公室水文處編。
4. 黃河枯季徑流預報 水利電力部水文局編。

第五篇:

1. 全國中小河流域規劃會議經驗交流文件匯編之四(水文水利計算專題介紹) 水利電力出版社。
2. 洪水調查與計算 水利出版社。
3. 中國科學院、水利電力部、水利科學研究院研究報告(7) 水利電力出版社。

第六篇

1. “水力發電”雜誌 1955 年第 8 期、1956 年第 2 期。

参考書目

第一篇:

1. 水文測站暫行規范 水利出版社。
2. 水文測驗學(H. A. 素洛孟切夫著) 電力工業出版社。
3. 水文資料整編方法 水利電力部水文局編。

第二篇:

1. 水文計算經驗彙編 水利出版社。
2. 水文分析及計算(上冊)(B. B. 波萊柯夫著) 高等教育出版社。
3. 工程河川水文學基礎(斯·恩·倪克勤著) 燃料工作出版社。
4. 海河流域規劃技術總結(水文部分) 北京勘测設計院編(尚未出版)
5. 東北區年徑流量研究 中國科學院、水利電力部、水利科學研究院編。

第三篇:

1. 水文計算經驗彙編 水利出版社。
2. 洪水預報方法 水利電力部水文局編印。
3. 洪水頻率計算 全國水文計算學術討論會文件(第三冊)1958。
4. 淮河、沂沭、泗流域降雨徑流關係分析資料整理報告(上下冊)
治淮委員會勘测設計院。
5. 設計洪水的降水量、降水量分布及其過程的研究 全國水文計算學術討論會文件
6. 海河流域規劃技術總結(水文部分) 北京勘测設計院編(未出版)。
7. 設計洪水的計算 全國水文計算學術討論會文件(第一冊)1958。
8. “中國水利”雜誌 1958 年第 7, 8 期。
9. 水文計算經驗彙編 水利出版社。
10. 中國科學院、水利電力部、水利科學研究院研究報告(7) 水利電力出版社。
11. 水上保持典型經驗 水利出版社。

第四篇:

1. 水文預報 華東水利學院編。
2. 洪水預報方法 水利電力部水文局編。
3. 長江水情預報技術總結 長江流域規劃辦公室水文處編。
4. 黃河枯季徑流預報 水利電力部水文局編。

第五篇:

1. 全國中小河流域規劃會議經驗交流文件匯編之四(水文水利計算專題介紹) 水利電力出版社。
2. 洪水調查與計算 水利出版社。
3. 中國科學院、水利電力部、水利科學研究院研究報告(7) 水利電力出版社。

第六篇

1. “水力發電”雜誌 1955 年第 8 期、1956 年第 2 期。

参考書目

第一篇:

1. 水文測站暫行規范 水利出版社。
2. 水文測驗學(H. A. 素洛孟切夫著) 電力工業出版社。
3. 水文資料整編方法 水利電力部水文局編。

第二篇:

1. 水文計算經驗彙編 水利出版社。
2. 水文分析及計算(上冊)(B. B. 波萊柯夫著) 高等教育出版社。
3. 工程河川水文學基礎(斯·恩·倪克勤著) 燃料工作出版社。
4. 海河流域規劃技術總結(水文部分) 北京勘测設計院編(尚未出版)
5. 東北區年徑流量研究 中國科學院、水利電力部、水利科學研究院編。

第三篇:

1. 水文計算經驗彙編 水利出版社。
2. 洪水預報方法 水利電力部水文局編印。
3. 洪水頻率計算 全國水文計算學術討論會文件(第三冊)1958。
4. 淮河, 沂沭, 泗流域降雨徑流關係分析資料整理報告(上下冊)
治淮委員會勘测設計院。
5. 設計洪水的降水量, 降水量分布及其過程的研究 全國水文計算學術討論會文件
6. 海河流域規劃技術總結(水文部分) 北京勘测設計院編(未出版)。
7. 設計洪水的計算 全國水文計算學術討論會文件(第一冊)1958。
8. “中國水利”雜誌 1958 年第 7, 8 期。
9. 水文計算經驗彙編 水利出版社。
10. 中國科學院、水利電力部、水利科學研究院研究報告(7) 水利電力出版社。
11. 水上保持典型經驗 水利出版社。

第四篇:

1. 水文預報 華東水利學院編。
2. 洪水預報方法 水利電力部水文局編。
3. 長江水情預報技術總結 長江流域規劃辦公室水文處編。
4. 黃河枯季徑流預報 水利電力部水文局編。

第五篇:

1. 全國中小河流域規劃會議經驗交流文件匯編之四(水文水利計算專題介紹) 水利電力出版社。
2. 洪水調查與計算 水利出版社。
3. 中國科學院、水利電力部、水利科學研究院研究報告(7) 水利電力出版社。

第六篇

1. “水力發電”雜誌 1955 年第 8 期、1956 年第 2 期。

参考書目

第一篇:

1. 水文測站暫行規范 水利出版社。
2. 水文測驗學(H. A. 素洛孟切夫著) 電力工業出版社。
3. 水文資料整編方法 水利電力部水文局編。

第二篇:

1. 水文計算經驗彙編 水利出版社。
2. 水文分析及計算(上冊)(B. B. 波萊柯夫著) 高等教育出版社。
3. 工程河川水文學基礎(斯·恩·倪克勤著) 燃料工作出版社。
4. 海河流域規劃技術總結(水文部分) 北京勘测設計院編(尚未出版)
5. 東北區年徑流量研究 中國科學院、水利電力部、水利科學研究院編。

第三篇:

1. 水文計算經驗彙編 水利出版社。
2. 洪水預報方法 水利電力部水文局編印。
3. 洪水頻率計算 全國水文計算學術討論會文件(第三冊)1958。
4. 淮河、沂沭、泗流域降雨徑流關係分析資料整理報告(上下冊)
治淮委員會勘测設計院。
5. 設計洪水的降水量、降水量分布及其過程的研究 全國水文計算學術討論會文件
6. 海河流域規劃技術總結(水文部分) 北京勘测設計院編(未出版)。
7. 設計洪水的計算 全國水文計算學術討論會文件(第一冊)1958。
8. “中國水利”雜誌 1958 年第 7, 8 期。
9. 水文計算經驗彙編 水利出版社。
10. 中國科學院、水利電力部、水利科學研究院研究報告(7) 水利電力出版社。
11. 水上保持典型經驗 水利出版社。

第四篇:

1. 水文預報 華東水利學院編。
2. 洪水預報方法 水利電力部水文局編。
3. 長江水情預報技術總結 長江流域規劃辦公室水文處編。
4. 黃河枯季徑流預報 水利電力部水文局編。

第五篇:

1. 全國中小河流域規劃會議經驗交流文件匯編之四(水文水利計算專題介紹) 水利電力出版社。
2. 洪水調查與計算 水利出版社。
3. 中國科學院、水利電力部、水利科學研究院研究報告(7) 水利電力出版社。

第六篇

1. “水力發電”雜誌 1955 年第 8 期、1956 年第 2 期。

参考書目

第一篇:

1. 水文測站暫行規范 水利出版社。
2. 水文測驗學(H. A. 素洛孟切夫著) 電力工業出版社。
3. 水文資料整編方法 水利電力部水文局編。

第二篇:

1. 水文計算經驗彙編 水利出版社。
2. 水文分析及計算(上冊)(B. B. 波萊柯夫著) 高等教育出版社。
3. 工程河川水文學基礎(斯·恩·倪克勤著) 燃料工作出版社。
4. 海河流域規劃技術總結(水文部分) 北京勘测設計院編(尚未出版)
5. 東北區年徑流量研究 中國科學院、水利電力部、水利科學研究院編。

第三篇:

1. 水文計算經驗彙編 水利出版社。
2. 洪水預報方法 水利電力部水文局編印。
3. 洪水頻率計算 全國水文計算學術討論會文件(第三冊)1958。
4. 淮河, 沂沭, 泗流域降雨徑流關係分析資料整理報告(上下冊)
治淮委員會勘测設計院。
5. 設計洪水的降水量, 降水量分布及其過程的研究 全國水文計算學術討論會文件
6. 海河流域規劃技術總結(水文部分) 北京勘测設計院編(未出版)。
7. 設計洪水的計算 全國水文計算學術討論會文件(第一冊)1958。
8. “中國水利”雜誌 1958 年第 7, 8 期。
9. 水文計算經驗彙編 水利出版社。
10. 中國科學院、水利電力部、水利科學研究院研究報告(7) 水利電力出版社。
11. 水上保持典型經驗 水利出版社。

第四篇:

1. 水文預報 華東水利學院編。
2. 洪水預報方法 水利電力部水文局編。
3. 長江水情預報技術總結 長江流域規劃辦公室水文處編。
4. 黃河枯季徑流預報 水利電力部水文局編。

第五篇:

1. 全國中小河流域規劃會議經驗交流文件匯編之四(水文水利計算專題介紹) 水利電力出版社。
2. 洪水調查與計算 水利出版社。
3. 中國科學院、水利電力部、水利科學研究院研究報告(7) 水利電力出版社。

第六篇

1. “水力發電”雜誌 1955 年第 8 期、1956 年第 2 期。

参考書目

第一篇:

1. 水文測站暫行規范 水利出版社。
2. 水文測驗學(H. A. 素洛孟切夫著) 電力工業出版社。
3. 水文資料整編方法 水利電力部水文局編。

第二篇:

1. 水文計算經驗彙編 水利出版社。
2. 水文分析及計算(上冊)(B. B. 波萊柯夫著) 高等教育出版社。
3. 工程河川水文學基礎(斯·恩·倪克勤著) 燃料工作出版社。
4. 海河流域規劃技術總結(水文部分) 北京勘测設計院編(尚未出版)
5. 東北區年徑流量研究 中國科學院、水利電力部、水利科學研究院編。

第三篇:

1. 水文計算經驗彙編 水利出版社。
2. 洪水預報方法 水利電力部水文局編印。
3. 洪水頻率計算 全國水文計算學術討論會文件(第三冊)1958。
4. 淮河, 沂沭, 泗流域降雨徑流關係分析資料整理報告(上下冊)
治淮委員會勘测設計院。
5. 設計洪水的降水量, 降水量分布及其過程的研究 全國水文計算學術討論會文件
6. 海河流域規劃技術總結(水文部分) 北京勘测設計院編(未出版)。
7. 設計洪水的計算 全國水文計算學術討論會文件(第一冊)1958。
8. “中國水利”雜誌 1958 年第 7, 8 期。
9. 水文計算經驗彙編 水利出版社。
10. 中國科學院、水利電力部、水利科學研究院研究報告(7) 水利電力出版社。
11. 水上保持典型經驗 水利出版社。

第四篇:

1. 水文預報 華東水利學院編。
2. 洪水預報方法 水利電力部水文局編。
3. 長江水情預報技術總結 長江流域規劃辦公室水文處編。
4. 黃河枯季徑流預報 水利電力部水文局編。

第五篇:

1. 全國中小河流域規劃會議經驗交流文件匯編之四(水文水利計算專題介紹) 水利電力出版社。
2. 洪水調查與計算 水利出版社。
3. 中國科學院、水利電力部、水利科學研究院研究報告(7) 水利電力出版社。

第六篇

1. “水力發電”雜誌 1955 年第 8 期、1956 年第 2 期。