Ray K. Linsley, Jr.
Max A.Kohler Joseph L.H. Paulhus
Hydrology for Engineers
McGraw-Hill, Inc., 1975

工 程 水 文 学
[美]R.K.林斯雷 M. A. 寇乐 J. L. H.保罗赫斯著
刘光文、周之豪、沈肖源、刘吉印译

*

水利出版社出版
（北京德胜门外六铺炕）
新华书店北京发行所发行·各地新华书店经售
水利电力印刷厂印刷

*

850×1168毫米 32开本 14½印张 386千字
1981年5月第一版 1981年5月北京第一次印刷
印数 0001—5910 册 定价 2.20 元
书号 15047·4108

263827

Hg = 汞柱
$in.$ = 英寸
K = 开
km = 公里（10^3米）
kn = 节（海里/秒）
l = 升
lat = 纬度
lb = 磅
ln = 以 e 为底的自然对数
log = 以10为底的常用对数
Ly = 兰利
m = 米
mi = 英里
mb = 毫巴
min = 分钟
mm = 毫米（10^{-3}米）
mgd = 百万加仑/日
nmi = 海里
ppm = 百万分之几
s = 秒钟
sfd = 立方英尺·日/秒
y = 年
μm = 微米（10^{-6}米）

θ = 角度

Λ = 总势能

μ = 绝对粘滞度；均值

ν = 运动粘滞度

γ = 鲍恩比系数

π = 3.1416……

ρ = 密度；相关系数

Σ = 求和

σ = 标准差；斯蒂藩-波尔兹曼辐射常数

τ = 切力

Υ = 推移质经验系数

Φ = 下渗指数；推移质函数（泥沙输送强度）

ψ = 毛管势能；ρ 的函数；推移质函数（水流强度）

缩 写 表

Å = 埃（10^{-10}米）

acre-ft = 英亩-英尺

atm = 标准大气压

Btu = 英国热量单位

°C = 摄氏度

cal = 卡

cm = 厘米（10^{-2}米）

cfs = 立方英尺/秒

csm = 立方英尺/秒/平方英里

d = 日

D = 达西

deg = 度

°F = 华氏度

ft = 英尺

g = 克

gal = 加仑

h = 小时

hm = 百米（10^{2}米）

T_w = 湿球温度

t = 时间

t_e = 平衡时间

t_p = 流域滞时

t_R = 降雨历时

t_r = 综合单位过程线的单位历时

U = 单位过程线的纵坐标，表层土壤蓄水能力

u = 波速；井水力学中的一个因数

V_e = 平衡时的地面滞水体积

V_I = 截留总量

V_s = 洼地蓄水量

V_0 = $i=0$时的地面阻滞量

v = 流速

v_s = 沉降速度

v_* = 摩擦速度

W = 下渗指数

W_p = 可降水

$W(u)$ = u 的井函数

w = 容重

w_r = 混合比

X = 变数

$\overline{X}$ = X的均值

x = 距离；常数或指数

Y = 变数

$\overline{Y}$ = Y的均值

y = 垂直距离；频率分析中的转换变量

y_n = 频率分析中的一个因数

Z = 水井降深；雨滴函数；变数

z = 垂直距离

α = 比率；平流能量的蒸发部分

β = 常数

Δ = 水汽压-气温曲线的斜率；增量

ε = 混合系数；比辐射率

Q_r = 反射掉的短波辐射

Q_S = 地面径流总量

Q_s = 短波辐射；年平均悬移质输沙量

Q_v = 平流能量

Q_δ = 能量增量

q = 流量

q_b = 基流量

q_d = 直接径流量

q_e = 平衡流量

q_h = 比湿

q_o = 地面漫流量

q_p = 洪峰

R = 水力半径；鲍恩比率；土壤溅击量

R_g = 气体常数

R_I = 径流指标

R_n = 系列的极差

R_s = 地面上积沙余量

r = 半径；测距

S = 蓄水量；地面储蓄量；输沙量

S_c = 含水层的蓄水系数

S_d = 注地蓄水能力

S_g = 地下水蓄量

S_i = 截留蓄水量

S_I = 季节指标

S_L = 基层土壤蓄水量

S_s = 地面蓄水量

S_U = 表层土壤蓄水量

s = 坡降；坡度

s_b = 河底坡降

T = 温度；导水率；单位过程线的时间底长

T_L = 滞时

T_d = 露点

T_r = 重现期

h = 高度；水头；赫斯特系数

I = 入流量；前期降雨指数；中间质泥沙量

i = 降雨强度

i_e = 供水率（降雨量减阻滞量）

J = 概率

j = 概率（指数）

K = 马斯京根蓄量常数；频率因数；固结系数；渗透系数；导水系数

K_r = 退水常数

k = 系数；数

L = 长度；基层土壤蓄水能力

L_c = 由流域出口到中心的距离

L_o = 地面漫流长度

M = 融雪率

m = 系数或指数

N = 正常降水量；数

n = 曼宁粗糙系数；系数或指数；数

O = 出流量；运行管理费用

O_g = 地下渗漏量

P = 降水量

P_e = 超渗雨量

P_r = 雷达回能

p = 压力；孔隙率；概率

pF = 毛管势能的常用对数，以厘米水柱计

Q = 流量或径流量

Q_a = 净长波辐射

Q_{ar} = 反射长波辐射

Q_e = 蒸发耗用能量

Q_g = 地下水净入流量（单位面积）

Q_h = 感热输送

Q_{ir} = 入射辐射减反射辐射

Q_n = 净辐射能

Q_o = 发射的长波辐射

符号及缩写表

符　号

A = 面积
a = 系数
B = 宽度
b = 系数
C = 谢才系数；系数
C_p = 综合单位过程线的洪峰系数
C_t = 综合单位过程线的滞时系数
c = 系数；含沙量
D = 水深；地面漫流阻滞量；度-日
d = 直径；系数
E = 蒸发量；从不透水地区冲泻的泥沙量
E_a = 参考蒸发率
E_T = 蒸散发量
e = 水汽压；自然对数的底
e_s = 饱和水汽压
F = 落差；投资；力；总下渗量
f = 相对湿度
$f(\ )$ = 某变数的函数
f_c = 常定下渗率
f_t = 下渗率
f_o = 初始下渗能力
f_p = 下渗能力
G = 地下水流域的保证产水量；沟蚀率
G_t = 单宽河面的推移质输沙率
g = 水位（水尺读数），重力加速度
H_v = 汽化潜热

著者非常感谢从国家气象局、斯坦福大学、水文计算公司和别处的同仁们提供的有益建议、资料及其它帮助。特别应该提到S.伯吉斯教授曾仔细校阅了随机方法一章的内容。

R.K. 林斯雷

M.A. 寇 乐

J.L.H.保罗赫斯

序　言

“工程水文学”第一版在1958年问世以后，业已广泛地作为大学高年级生和研究生的教材。在这些年间，水文科学已有许多重要的发展，而现行技术一般也远远超出了1958年的水平。现在这个第二版是第一版的通盘修订版本。除增加了水文模拟、随机水文学及河流流域地貌等三章新内容外，还对本书的其余部分普遍作了广泛的修订。本书强调了以数字电子计算机作为水文分析工具的重要意义。但认识到这点，并非人人都可得到使用计算机的便利，我们仍然介绍较老的方法，只是不象以前那样具体罢了。对水文学的基本方法不断地予以强调，以及对这些方法的了解，我们相信对于水文学中任何工具的应用来说是必不可少的。

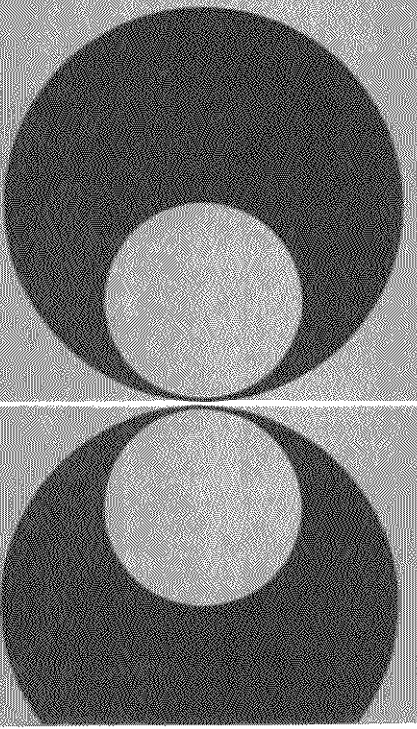
由于世界上大多数国家现已使用公制量计单位，而美国不过刚开始从英制转变，本书正文及图表中都将包括两种制度的单位。在有关气象学的章节中，因一般已很少例外地采用公制单位，通常先给出公制单位而在括弧里注明英制换算数字。在其它章节中，单位则以相反的方式给出。希望这样的安排将对使用公制的国家有所便利，而同时对尚未完全转换成公制的国家也无不便之感。对两种制度的单位均有习题可用。

大学生应该发现水文学是一门饶有兴趣的课目，但它却与大多工程课目很不相同。对于水文学所涉及的自然现象，不适用于如对工程力学所能作的那种严格分析。因此，水文学中有更多种式样的问题，具有更多的判断余地，而相当起来问题的解答缺乏准确性。事实上，健全的水文学解答的精度完全能和其它种工程计算的精度相比拟。工程上的不可靠性常由于使用安全系数、硬性标准化的工作程序以及关于材料性质的保守假设而掩饰起来了。

工程水文学

美 M.M.赫斯蒂
M.A.麦肯
J.E.H.保罗赫斯蒂

刘光文
周之豪
沈雪鼎
刘志印译



水利出版社

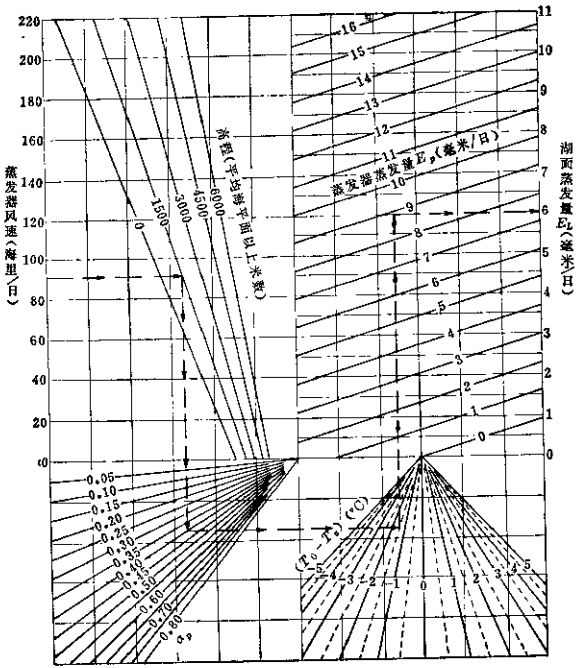


图 C-4 浅水湖泊蒸发量与A型蒸发器读数及通过蒸发器的热量输送之间的函数关系（公制单位）。相当于图5-6（美国国家气象局）

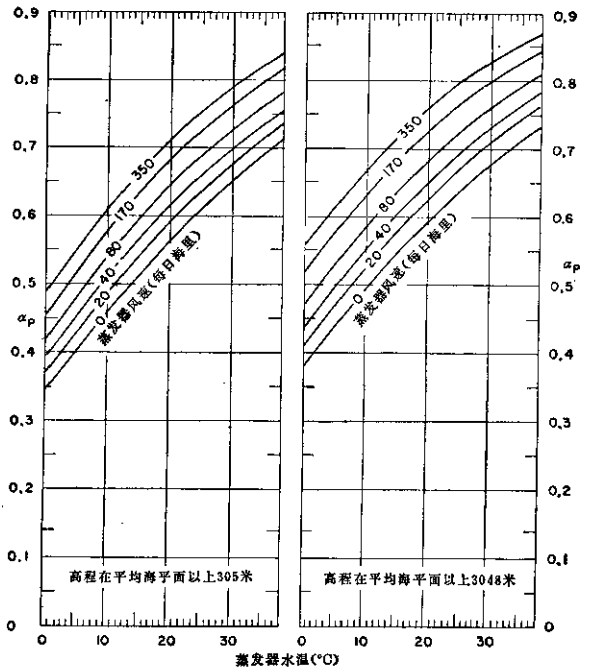


图 C-3 进入A型蒸发器内耗用于蒸发的平流能部分(公制单位)。相当于图5-5(美国国家气象局)

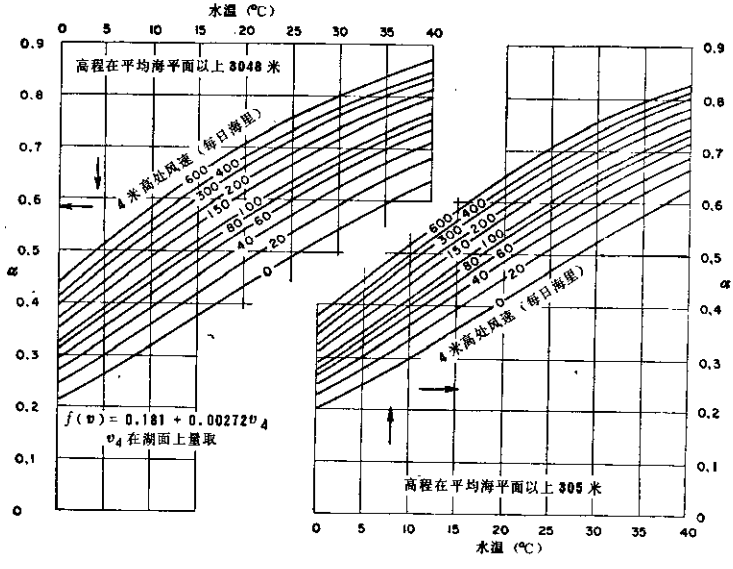


图 C-2 比值α随水温、风速及高程的变化（公制单位）。相当于图5-2（美国国家气象局）

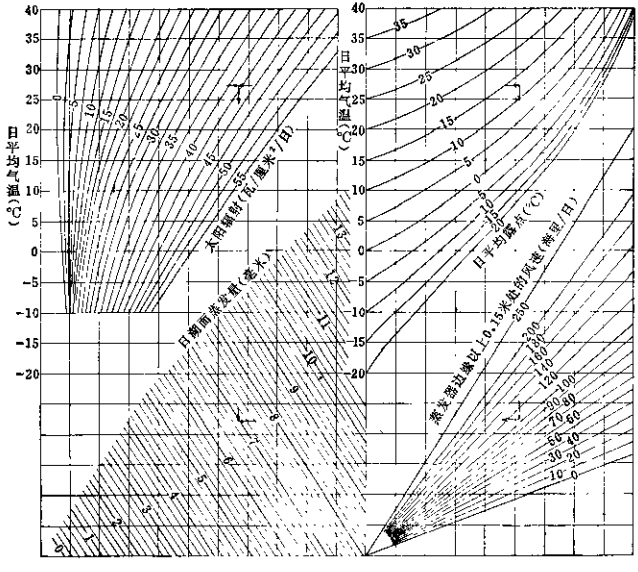


图 C-1 浅水湖泊蒸发量与太阳辐射、气温、露点及风速之间的关系曲线（公制单位）。相当于图5-1（美国国家气象局）

表 B-14　　地图比例尺单位换算

比 例 尺	英寸/英里	英里/英寸	英里^2/英寸^2	厘米/公里	公里/厘米	公里^2/厘米^2
1:1000000	0.0634	15.7828	249.097	0.1000	10.0000	100.000
1:500000	0.1267	7.8914	62.274	0.2000	5.0000	25.000
1:250000	0.2534	3.9457	15.569	0.4000	2.5000	6.250
1:126720	0.5000	2.0000	4.000	0.7891	1.2672	1.606
1:125000	0.5069	1.9728	3.892	0.8000	1.2500	1.562
1:90000	0.7040	1.4205	2.018	1.1111	0.9000	0.8100
1:63360	1.0000	1.0000	1.000	1.5783	0.6336	0.4014
1:62500	1.0138	0.9864	0.9730	1.6000	0.6250	0.3906
1:45000	1.4080	0.7102	0.5044	2.2222	0.4500	0.2025
1:31680	2.0000	0.5000	0.2500	3.1566	0.3168	0.1004
1:30000	2.1120	0.4735	0.2242	3.3333	0.3000	0.0900
1:24000	2.6400	0.3788	0.1435	4.1667	0.2400	0.0576
1:12000	5.2800	0.1894	0.0358	8.3333	0.1200	0.0144
1:2400	26.4000	0.0379	0.001435	41.6667	0.0240	0.00576
1:1200	52.8000	0.0189	0.000358	83.3333	0.0120	0.000144

附录C　公制蒸发查算图

以下各图（C-1～C-4）为图5-1、5-2、5-5和5-6换算至公制单位。

表 B-13　　对于各种k和t值的k'值[式(8-7)]

t	k									
	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.92	0.94	0.96	0.98
1	0.800	0.820	0.840	0.860	0.880	0.900	0.920	0.940	0.960	0.980
2	0.640	0.672	0.706	0.740	0.774	0.810	0.846	0.884	0.922	0.960
3	0.512	0.551	0.593	0.636	0.681	0.729	0.779	0.831	0.885	0.941
4	0.410	0.452	0.498	0.547	0.600	0.656	0.716	0.781	0.849	0.922
5	0.328	0.371	0.418	0.470	0.528	0.590	0.659	0.734	0.815	0.904
6	0.262	0.304	0.351	0.405	0.464	0.531	0.606	0.690	0.783	0.886
7	0.210	0.249	0.295	0.348	0.409	0.478	0.558	0.648	0.751	0.868
8	0.168	0.204	0.248	0.299	0.360	0.430	0.513	0.610	0.721	0.851
9	0.134	0.168	0.208	0.257	0.316	0.387	0.472	0.573	0.693	0.834
10	0.107	0.137	0.175	0.221	0.279	0.349	0.434	0.539	0.665	0.817
11	0.086	0.113	0.147	0.190	0.245	0.314	0.400	0.506	0.638	0.801
12	0.069	0.092	0.123	0.164	0.216	0.282	0.368	0.476	0.613	0.785
13	0.055	0.076	0.104	0.141	0.190	0.254	0.338	0.447	0.588	0.769
14	0.044	0.062	0.087	0.121	0.167	0.229	0.311	0.421	0.565	0.754
15	0.035	0.051	0.073	0.104	0.147	0.206	0.286	0.395	0.542	0.739
16	0.028	0.042	0.061	0.090	0.129	0.185	0.263	0.372	0.520	0.724
17	0.023	0.034	0.052	0.077	0.114	0.167	0.242	0.349	0.500	0.709
18	0.018	0.028	0.043	0.066	0.100	0.150	0.223	0.328	0.480	0.695
19	0.014	0.023	0.036	0.057	0.088	0.135	0.205	0.309	0.460	0.681
20	0.012	0.019	0.031	0.049	0.078	0.122	0.189	0.290	0.442	0.668
21	0.009	0.015	0.026	0.042	0.068	0.109	0.174	0.273	0.424	0.654
22	0.007	0.013	0.022	0.036	0.060	0.098	0.160	0.256	0.407	0.641
23	0.006	0.010	0.018	0.031	0.053	0.089	0.147	0.241	0.391	0.628
24	0.005	0.009	0.015	0.027	0.047	0.080	0.135	0.227	0.375	0.616
25	0.004	0.007	0.013	0.023	0.041	0.072	0.124	0.213	0.360	0.603
26	0.003	0.006	0.011	0.020	0.036	0.065	0.114	0.200	0.346	0.591
27	0.002	0.005	0.009	0.017	0.032	0.058	0.105	0.188	0.332	0.579
28	0.002	0.004	0.008	0.015	0.028	0.052	0.097	0.177	0.319	0.568
29	0.002	0.003	0.006	0.013	0.025	0.047	0.089	0.166	0.306	0.557
30	0.001	0.003	0.005	0.011	0.022	0.042	0.082	0.156	0.294	0.545
40	…	…	…	0.002	0.006	0.015	0.036	0.084	0.195	0.446
50	…	…	…	…	…	0.005	0.015	0.045	0.130	0.364
60	…	…	…	…	…	…	0.007	0.024	0.086	0.298

表 B-11　冰面饱和水汽压对同温度水面饱和水汽压之比

度	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
			摄				氏			
−0	1.000	0.990	0.981	0.971	0.962	0.953	0.943	0.934	0.925	0.916
−10	0.907	0.899	0.890	0.881	0.873	0.864	0.856	0.847	0.839	0.831
−20	0.823	0.815	0.807	0.799	0.791	0.784	0.776	0.769	0.761	0.754
−30	0.746	0.739	0.732	0.725	0.718	0.711	0.704	0.698	0.691	0.685
−40	0.678	0.672	0.666	0.660	0.654	0.648	0.642	0.636	0.630	0.625
			华				氏			
30	0.989	0.994	1.000							
20	0.937	0.942	0.947	0.953	0.958	0.963	0.968	0.973	0.979	0.984
10	0.888	0.893	0.897	0.902	0.907	0.912	0.917	0.922	0.927	0.932
0	0.841	0.845	0.850	0.855	0.859	0.864	0.868	0.873	0.878	0.883
−0	0.841	0.836	0.832	0.827	0.823	0.818	0.814	0.809	0.805	0.801
−10	0.796	0.792	0.788	0.784	0.779	0.775	0.771	0.767	0.763	0.759
−20	0.755	0.750	0.746	0.742	0.739	0.734	0.731	0.727	0.723	0.719
−30	0.715	0.711	0.708	0.704	0.700	0.696	0.693	0.690	0.686	0.682
−40	0.678	0.675	0.672	0.668	0.665	0.661	0.658	0.654	0.651	0.648
−50	0.644	0.641	0.638	0.635	0.631	0.628	0.625	0.622	0.619	0.616

资料来源：引自"史密森气象表"，第6版，第370页，史密森研究所，华盛顿，1966。

表 B-12　气压、气温、空气密度及沸点随高程的变化

美国标准大气压

平均海面以上高程（米）	气压 毫米汞柱	气压 毫巴	气压 厘米水柱	气温 (°C)	空气密度 (公斤/米³)	沸点 (°C)
−500	806.15	1074.78	1096.0	18.2	1.285	101.7
0	760.00	1013.25	1033.2	15.0	1.225	100.0
500	716.02	954.61	973.4	11.8	1.167	98.3
1000	674.13	898.76	916.5	8.5	1.112	96.7
1500	634.25	845.60	862.3	5.3	1.058	95.0
2000	596.31	795.01	810.7	2.0	1.007	93.4
2500	560.23	746.92	761.6	−1.2	0.957	91.7
3000	525.95	701.21	715.0	−4.5	0.909	90.0
3500	493.39	657.80	670.8	−7.7	0.863	88.3
4000	462.49	616.60	628.8	−11.0	0.819	86.7
4500	433.18	577.52	588.9	−14.2	0.777	85.0
5000	405.40	540.48	551.1	−17.5	0.736	83.3

资料来源："美国标准大气压，1962"，美国国家航空和宇宙航行管理局，美国空军及美国气象局。

表 B-10 **露点随气温和干湿球温差的变化及水面饱和水汽压**(摄氏温标)

气压 = 1013.2毫巴 = 29.92英寸汞柱

气温 °C	饱和水汽压 毫巴	饱和水汽压 英寸汞柱	干湿球温差 °C 0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
−10	2.86	0.085	−11	−16	−24													
−8	3.35	0.099	−9	−13	−20	−33												
−6	3.91	0.115	−7	−11	−16	−24												
−4	4.55	0.134	−5	−8	−12	−19	−32											
−2	5.28	0.156	−2	−5	−9	−14	−22											
0	6.11	0.180	0	−3	−6	−11	−16	−27										
2	7.05	0.208	2	−1	−3	−7	−12	−19	−33									
4	8.13	0.240	4	2	−1	−4	−8	−13	−21	−47								
6	9.35	0.276	6	4	2	−1	−5	−9	−14	−23								
8	10.72	0.317	8	6	4	1	−2	−5	−9	−15	−26							
10	12.27	0.362	10	8	6	4	1	−2	−5	−10	−17	−29						
12	14.02	0.414	12	10	8	6	4	1	−2	−6	−11	−18	−34					
14	15.98	0.472	14	12	11	9	6	4	1	−2	−6	−11	−19					
16	18.17	0.532	16	14	13	11	9	7	4	1	−2	−6	−11					
18	20.63	0.609	18	16	15	13	11	9	7	4	2	−2	−6					
20	23.37	0.690	20	19	17	15	14	12	10	7	5	2	−1					
22	26.43	0.780	22	21	19	17	16	14	12	10	8	5	2	−1	−5			
24	29.83	0.881	24	23	21	20	18	16	15	13	11	8	6	3	−1	−5	−10	
26	33.61	0.992	26	25	23	22	20	19	18	15	13	11	9	6	4	0	−4	−9
28	37.80	1.116	28	27	25	24	22	21	19	18	16	14	12	10	7	4	1	−3
30	42.43	1.253	30	29	27	26	25	23	22	20	18	17	15	13	10	8	5	2
32	47.55	1.404	32	31	29	28	27	25	24	22	21	19	17	15	13	11	9	6
34	53.20	1.571	34	33	32	30	29	28	26	25	23	21	20	17	16	14	12	10
36	59.42	1.755	36	35	34	32	31	30	28	27	25	24	22	21	19	17	15	13
38	66.26	1.957	38	37	36	34	33	32	30	29	28	26	25	23	21	20	18	16
40	73.78	2.179	40	39	38	36	35	34	33	31	30	28	27	25	24	22	20	19

资料来源：美国国家气象局，海面观测，气象局手册第1号，1969。

表 B-9　　露点随气温和干湿球温差的变化及水面饱和水汽压（华氏温标）

气压＝30.00英寸汞柱＝1015.9毫巴

气温	饱和水汽压		干湿球温差 °F														
°F	毫巴	英寸汞柱	0	1	2	3	4	6	8	10	12	14	16	18	20	25	30
0	1.52	0.045	−4	−12	−26												
5	1.91	0.056	2	−5	−14	−31											
10	2.40	0.071	7	2	−5	−15	−34										
15	2.99	0.088	13	8	3	−4	−14										
20	3.71	0.110	18	15	10	5	−2	−27									
25	4.58	0.135	24	21	17	13	8	−7									
30	5.63	0.166	30	27	24	20	16	6	−12								
35	6.89	0.203	35	33	30	27	24	16	5	−16							
40	8.39	0.248	40	38	35	33	30	24	16	4	−18						
45	10.17	0.300	45	43	41	39	36	31	24	16	5	−18					
50	12.27	0.362	50	48	46	44	42	37	32	25	17	5	−17				
55	14.75	0.436	55	53	51	50	48	43	39	33	27	18	7	−15			
60	17.66	0.522	60	58	57	55	53	49	45	40	35	29	20	9	−11		
65	21.07	0.622	65	63	62	60	59	55	51	47	42	37	31	23	12		
70	25.03	0.739	70	69	67	66	64	61	57	53	49	45	39	33	26	−14	
75	29.63	0.875	75	74	72	71	69	66	63	59	56	52	47	42	36	14	
80	34.96	1.032	80	79	77	76	74	72	68	65	62	58	54	50	45	29	−9
85	41.10	1.214	85	84	82	81	80	77	74	71	68	64	61	57	53	39	18
90	48.15	1.422	90	89	87	86	85	82	79	76	73	70	67	63	60	48	33
95	56.24	1.661	95	94	93	91	90	87	85	82	79	76	73	70	66	56	44
100	65.47	1.933	100	99	98	96	95	93	90	87	85	82	79	76	73	64	53

资料来源：美国气象局，相对湿度及露点表，TA454-O-3E，1965年9月。

表 B-8 相对湿度随气温及干湿球温差的变化(%)(摄氏温标)

气压=990毫巴=29.24英寸汞柱

气温	干湿球温差 °C														
°C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
−10	91	60	31	2												
−8	93	65	39	13												
−6	94	70	46	23	0											
−4	96	74	53	32	11											
−2	98	78	58	39	21	3										
0	100	81	63	46	29	13										
2	100	84	68	52	37	22	7									
4	100	85	71	57	43	29	16									
6	100	86	73	60	48	35	24	11								
8	100	87	75	63	51	40	29	19	8							
10	100	88	77	66	55	44	34	24	15	6						
12	100	89	78	68	58	48	39	29	21	12	4					
14	100	90	79	70	60	51	42	34	26	18	10	3				
16	100	90	81	71	63	54	46	38	30	23	15	8				
18	100	91	82	73	65	57	49	41	34	27	20	14	7			
20	100	91	83	74	66	59	51	44	37	31	24	18	12	6		
22	100	92	83	76	68	61	54	47	40	34	28	22	17	11	6	
24	100	92	84	77	69	62	56	49	43	37	31	26	20	15	10	5
26	100	92	85	78	71	64	58	51	46	40	34	29	24	19	14	10
28	100	93	85	78	72	65	59	53	48	42	37	32	27	22	18	13
30	100	93	86	79	73	67	61	55	50	44	39	35	30	25	21	17
32	100	93	86	80	74	68	62	57	51	46	41	37	32	28	24	20
34	100	93	87	81	75	69	63	58	53	48	43	39	35	30	26	23
36	100	94	87	81	75	70	64	59	54	50	45	41	37	33	29	25
38	100	94	88	82	76	71	66	61	56	51	47	43	39	35	31	27
40	100	94	88	82	77	72	67	62	57	53	48	44	40	36	33	29

资料来源：引自"探空仪观测计算表"，美国商务部-国防部，华盛顿，1972年6月。

表 B-7 相对湿度随气温及干湿球温差的变化(%)(华氏温标)

气压 = 30.00英寸汞柱 = 1015.9毫巴

气温	干湿球温差 °F														
°F	0	1	2	3	4	6	8	10	12	14	16	18	20	25	30
0	84	56	27												
5	86	63	40	16											
10	89	69	50	30	11										
15	91	74	58	42	26										
20	94	79	65	51	37	10									
25	96	84	71	59	47	24	1								
30	99	88	77	66	56	35	15								
35	100	91	81	72	63	45	27	10							
40	100	92	84	76	68	52	37	22	7						
45	100	93	85	78	71	57	44	31	19	6					
50	100	93	87	80	74	61	49	38	27	16	5				
55	100	94	88	82	76	65	54	43	33	24	14	5			
60	100	94	89	83	78	68	58	48	39	30	21	13	5		
65	100	95	90	85	80	70	61	52	44	35	28	20	13		
70	100	95	90	86	81	72	64	55	48	40	33	26	19	3	
75	100	95	91	87	82	74	66	58	51	44	37	31	24	10	
80	100	96	91	87	83	75	68	61	54	47	41	35	29	15	3
85	100	96	92	88	84	77	70	63	56	50	44	38	33	20	8
90	100	96	92	89	85	78	71	65	58	53	47	41	36	24	13
95	100	96	93	89	86	79	72	66	60	55	49	44	39	28	17
100	100	96	93	89	86	80	74	68	62	57	51	46	42	31	21

资料来源：美国气象局，相对湿度及露点表，TA454-O-3E，1965年9月。

表 B-6　　水　的　性　质　（公制单位）

温度 °C	比重	密度 (克/厘米³)	汽化热 (卡/克)	粘滞度 绝对 (厘泊)**	粘滞度 运动 (厘斯)***	水汽压 毫米汞柱	水汽压 毫巴	水汽压 克/厘米²
0	0.99987	0.99984	597.3	1.79	1.79	4.58	6.11	6.23
5	0.99999	0.99996*	594.5	1.52	1.52	6.54	8.72	8.89
10	0.99973	0.99970	591.7	1.31	1.31	9.20	12.27	12.51
15	0.99913	0.99910	588.9	1.14	1.14	12.78	17.04	17.38
20	0.99824	0.99821	586.0	1.00	1.00	17.53	23.37	23.83
25	0.99708	0.99705	583.2	0.890	0.893	23.76	31.67	32.30
30	0.99568	0.99565	580.4	0.798	0.801	31.83	42.43	43.27
35	0.99407	0.99404	577.6	0.719	0.723	42.18	56.24	57.34
40	0.99225	0.99222	574.7	0.653	0.658	55.34	73.78	75.23
50	0.98807	0.98804	569.0	0.547	0.554	92.56	123.40	125.83
60	0.98328	0.98320	563.2	0.466	0.474	149.46	199.26	203.19
70	0.97780	0.97777	557.4	0.404	0.413	233.79	311.69	317.84
80	0.97182	0.97179	551.4	0.355	0.365	355.28	473.67	483.01
90	0.96534	0.96531	545.3	0.315	0.326	525.89	701.13	714.95
100	0.95839	0.95836	539.1	0.282	0.294	760.00	1013.25	1033.23

* 在3.98°C时，最大密度为0.999973克/厘米³。

** 厘泊：0.01克/厘米·秒。

*** 厘斯：0.01厘米²/秒。

表 B-5　　水　的　性　质　（英制单位）

温度 (°F)	比重	单位重量 (磅/英尺³)	汽化热 (英国热量单位/磅)	粘滞度 绝对 (磅-秒/英尺²)	粘滞度 运动 (英尺²/秒)	水汽压 英寸汞柱	水汽压 毫巴	水汽压 磅/英寸²
32	0.99986	62.418	1075.5	3.746×10^{-5}	1.931×10^{-5}	0.180	6.11	0.089
40	0.99998	62.426*	1071.0	3.229	1.664	0.248	8.39	0.122
50	0.99971	62.409	1065.3	2.735	1.410	0.362	12.27	0.178
60	0.99902	62.366	1059.7	2.359	1.217	0.522	17.66	0.256
70	0.99798	62.301	1054.0	2.050	1.058	0.739	25.03	0.363
80	0.99662	62.216	1048.4	1.799	0.930	1.032	34.96	0.507
90	0.99497	62.113	1042.7	1.595	0.826	1.422	48.15	0.698
100	0.99306	61.994	1037.1	1.424	0.739	1.933	65.47	0.950
120	0.98856	61.713	1025.6	1.168	0.609	3.448	116.75	1.693
140	0.98321	61.379	1014.0	0.981	0.514	5.884	199.26	2.890
160	0.97714	61.000	1002.2	0.838	0.442	9.656	326.98	4.742
180	0.97041	60.580	990.2	0.726	0.386	15.295	517.95	7.512
200	0.96306	60.121	977.9	0.637	0.341	23.468	794.72	11.526
212	0.95837	59.828	970.3	0.593	0.319	29.921	1013.25	14.696

* 在 39.2°F时，最大单位重量为62.427磅/英尺³。

表 B-3　　各种单位换算及数学常数

1秒-英尺-日/英里^2 = 0.03719英寸
1英寸径流量/英里^2 = 26.9秒-英尺-日 ≈ 53.3英亩-英尺 = 2323200英尺^3
1矿英寸 = 0.025英尺^3/秒，在亚利桑那州、加利福尼亚州、蒙大拿州及俄勒冈州
= 0.020英尺^3/秒，在爱达荷州、堪萨斯州、内布拉斯加州、新墨西哥州、北达科他州、南达科他州及犹他州
= 0.026英尺^3/秒，在科罗拉多州
= 0.028英尺^3/秒，在不列颠哥伦比亚省
1立方英尺/秒 = 0.000214英里^3/年 = 0.9917英亩-英寸/小时
1磅水 = 0.5507英寸在8英寸圆面积上
= 0.3524英寸在10英寸圆面积上
= 0.2448英寸在12英寸圆面积上
1马力 = 0.746千瓦 ≈ 550英尺-磅/秒
e = 2.71828
$\log e$ = 0.43429
$\ln 10$ = 2.30259

表 B-4　　曼宁公式[式(4-7)]中的n值

渠槽条件	n
塑料、玻璃、冷拉铜管	0.009
纯水泥、光滑金属	0.010
刨光木材、石棉管	0.011
熟铁、焊接钢、帆布	0.012
普通混凝土、涂地沥青铸铁	0.013
未刨光木材、釉面陶土管、瓷砖	0.014
铸铁管、混凝土管	0.015
铆接钢管、砖、修琢石	0.016
毛石圬工	0.017
光滑泥土	0.018
稳固砾石	0.020
波纹铁管及波槽	0.023
天然河槽：	
洁净、平直、满槽、无深潭	0.029
如上款，但带有水草和石头	0.035
蜿蜒、深潭和浅滩、洁净	0.039
如上款，但处于低水位	0.047
蜿蜒、深潭和浅滩、有水草和石头	0.042
如上款，浅水、大块石头	0.052
迂缓、多水草、有深潭	0.065
极多水草和迂缓	0.112

注　表列数值是许多测定的平均值；可望有高达20%左右的变化，尤以对天然河槽为然。

附录B　物理常数表、单位换算表及湿度查算表

表 B-1　容积单位换算

单位	单位换算						
	立方英寸	美加仑	英加仑	立方英尺	立方米	英亩-英尺	秒-英尺-日
立方英寸	1	0.00433	0.00361	5.79×10^{-4}	1.64×10^{-5}	1.33×10^{-8}	6.70×10^{-9}
美加仑	231	1	0.833	0.134	0.00379	3.07×10^{-6}	1.55×10^{-6}
英加仑	277	1.20	1	0.161	0.00455	3.68×10^{-6}	1.86×10^{-6}
立方英尺	1728	7.48	6.23	1	0.0283	2.30×10^{-5}	1.16×10^{-5}
立方米	61000	264	220	35.3	1	8.11×10^{-4}	4.09×10^{-4}
英亩-英尺	7.53×10^{7}	3.26×10^{5}	2.71×10^{5}	43560	1230	1	0.504
秒-英尺-日	1.49×10^{8}	6.46×10^{5}	5.38×10^{5}	86400	2450	1.98	1

表 B-2　流量单位换算

单位	单位换算						
	美加仑/日	英尺^3/日	美加仑/分钟	英加仑/分钟	英亩-英尺/日	英尺^3/秒	米^3/秒
美加仑/日	1	0.134	6.94×10^{-4}	5.78×10^{-4}	3.07×10^{-6}	1.55×10^{-6}	4.38×10^{-8}
立方英尺/日	7.48	1	5.19×10^{-3}	4.33×10^{-3}	2.30×10^{-5}	1.16×10^{-5}	3.28×10^{-7}
美加仑/分钟	1440	193	1	0.833	4.42×10^{-3}	2.23×10^{-3}	6.31×10^{-5}
英加仑/分钟	1728	231	1.20	1	5.31×10^{-3}	2.67×10^{-3}	7.57×10^{-5}
英亩-英尺/日	3.26×10^{5}	43560	226	188	1	0.504	0.0143
立方英尺/秒	6.46×10^{5}	86400	449	374	1.98	1	0.0283
立方米/秒	2.28×10^{7}	3.05×10^{6}	15800	13200	70.0	35.3	1

免由于曲线拟合不一致会造成最后关系中的可能偏倚，要计算误差的代数和。若此和与零相去较大，曲线族之一应该视情况加以移动。

简单地重复第 4 ～ 7 步即可推求第三次近似以及随后的近似。若分析中包含五个以上的变数，就会有依次三个以上的曲线图。无论如何，对任何曲线图的第二次近似作图可以通过用所有因素（包括因变数在内）的对应值从两端依次查图来完成。照这样定出的点据要用各曲线图所要研制的因素值注明，从而拟合一族改正曲线。

这个多元图解相关方法往往对含有联合函数的许多问题，如降雨-径流关系和峰顶水位关系等（其中有三个以上的自变数是显著的）产生良好结果。如果曲线族的近似形状和间距已知，不用点绘就可以把除了一个因素外的所有因素的第一次近似曲线草拟出来。于是代表剩下来的那一因素的曲线即可按规定的方式制图。一般地说，最好是对最重要的因素作图决定曲线族，然后所有曲线族的最后位置用前述方法定出。这种办法就是对每一变数使用一个估计出来的影响，而不是假定那些后来引进的变数起先没有影响。这样一来，达到最后答案所必需的近似次数可以减少。

参 考 文 献

1. M. A. Kohler, The Use of Crest Stage Relations in Forecasting the Rise and Fall of the Flood Hydrograph, U.S. Weather Bureau, 1944 (mimeo.).
2. R. K. Linsley, M. A. Kohler, and J. L. H. Paulhus, "Applied Hydrology," pp. 652-655, McGraw-Hill, New York, 1949.
3. M. A. Kohler and R. K. Linsley, Predicting the Runoff from Storm Rainfall, *U.S. Weather Bur. Res. Pap.* 34, 1951.

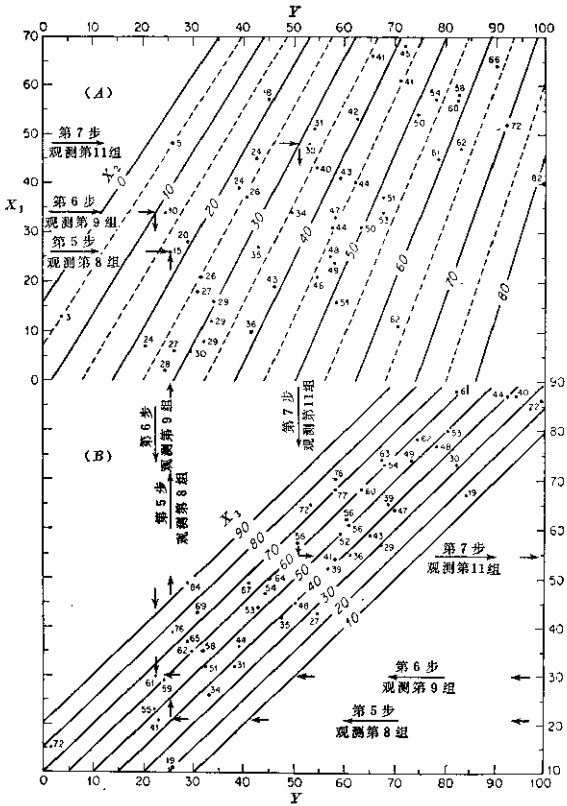


图 *A-7* 用合轴方法研究第二次近似曲线族（资料来自表*A-1*）

1.对于全部实测系列，以Y对X_1点绘并对各点注明X_2值，如图A-6中分图A所示。对点据拟合一个曲线族（第A-2节）。在本例中看来平行直线可以确切地适合资料。只当有明显的迹象或能合理地解释时，才应当使用更复杂的函数。

2.其次点绘Y的实测值及其从分图A计算出来的那些数值（查图由X_1值出发就X_2曲线内插）；在各点据附近注明X_3值，如图A-6中的分图B所示，并且再拟合一族曲线。

3.依次用X_1、X_2和X_3值查图（图A-6），对系列中每次观测计算出Y值，并将对应的误差列表（表A-1）。

若欲引进另外的变数，基本上要重复上述过程的第2步。在各种情况下，根据已求得的曲线图顺序计算的Y值要对相应的实测Y值点绘，并就各点据标明引进的变数值。

因为图A-6中的曲线图A是在不计及X_3的情况下推求的，随后引进这个因素就需要对该曲线图进行改正，尤其是当X_3与X_1或X_2之间存在一定相关时更有必要。换言之，合轴方法往往需要两次以上的逐次近似才能达到最优结果。虽然现有若干方法[2、3]，这里只讨论一下研制第二次近似及后续近似的一种方法。利用这种方法，分析步骤如下：

4.在另一张方格纸上复制X_3的第一次近似曲线（图A-6），如图A-7中的曲线图B所示。

5.其次，在图A-7的曲线图A上，点绘X_1值对用实测Y值（沿垂直轴）及X_3值查曲线图B所得的横坐标值，并对各点注明X_2值。拟合X_2的第二次近似曲线。

6.在曲线图B（图A-7）上，点绘Y的实测值对由曲线图A计算出来的数值（完全照上述第2步的方式）。按照点据分布情况修改X_3曲线。在本例中发现X_3的第一次近似曲线完全适用，不再修改。

7.使用图A-7的第二次近似曲线重复上述第3步，并列表展示对应的误差(表A-1)。如在任何曲线族方面作出了较大改动，第二次近似的平均误差应该比第一次近似的误差小得多。如欲避

表 A-1　　合轴相关实例的数据（图A-6及图A-7）

观测编号	Y	X_1	X_2	X_3	绝对误差 第一次近似	绝对误差 第二次近似	观测编号	Y	X_1	X_2	X_3	绝对误差 第一次近似	绝对误差 第二次近似
1	88	58	58	61	1	0	27	44	45	24	53	2	1
2	32	21	26	51	3	1	28	78	68	45	62	2	2
3	74	34	53	63	0	0	29	50	27	35	64	4	2
4	73	47	62	30	1	1	30	36	39	24	44	2	0
5	86	40	82	22	1	0	31	54	16	51	41	0	0
6	29	2	28	59	4	0	32	64	66	41	47	4	4
7	35	18	27	58	4	1	33	61	33	47	56	3	3
8	21	26	15	41	1	3	34	62	41	43	56	1	1
9	30	34	10	61	0	2	35	65	11	62	39	4	1
10	68	43	40	77	4	4	36	68	31	50	60	0	0
11	57	48	30	58	2	2	37	55	40	44	36	1	1
12	67	57	60	19	2	2	38	35	28	20	62	3	1
13	87	64	66	44	3	2	39	59	53	42	43	2	3
14	49	8	29	84	0	3	40	73	61	41	54	4	3
15	65	51	31	72	1	1	41	32	10	36	31	1	3
16	70	25	48	76	2	1	42	39	48	5	76	1	0
17	15	13	3	72	5	2	43	74	54	50	49	1	1
18	52	31	44	39	0	1	44	45	19	43	48	5	4
19	80	45	61	53	2	2	45	43	21	46	27	0	0
20	26	16	29	34	2	1	46	49	37	26	67	2	0
21	37	6	30	65	3	1	47	67	52	72	40	2	2
22	11	6	27	19	3	1	48	42	34	34	35	1	2
23	23	7	24	55	7	2	49	47	57	18	54	2	1
24	59	24	49	52	1	1	50	43	12	29	69	1	2
25	57	37	51	29	1	0	总和	…	…	…	…	101	71
26	77	57	54	48	0	0	平均	…	…	…	…	2.0	1.4

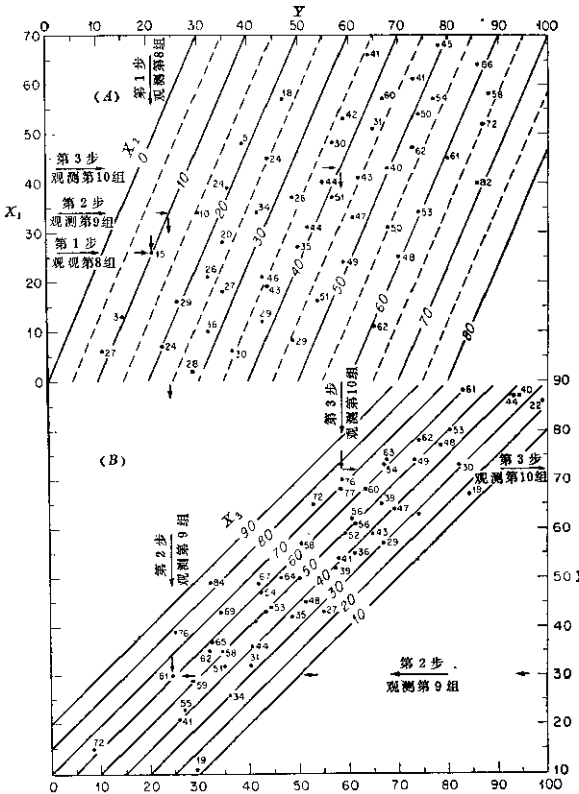


图 A-6　用合轴方法研究第一次近似曲线族（资料来自表A-1）

曲线板孔洞的位置。

4.点绘由第1步取得的Y值（对$X_1=0$）与辅助比例尺上对应X_2值的坐标点，并拟合一条构图曲线C。此曲线对任何选定的X_2曲线固定着构图曲线板的方向。

5.制作选定X_2值的曲线，如图上对$X_2=10$的示例。将曲线板的孔洞置于曲线A上对应于曲线B上$X_2=10$的Y值处。再旋转曲线板使拟合于$X_1=0$及对应于曲线C上$X_2=10$的Y值处。

若欲使等值线族成为等间距的平行直线，构图曲线C（也是一条直线）会定出间距，而通过坐标点（$\overline{X}_1$，$\overline{Y}$）和$\overline{X}_2$线将定出斜率。如欲平行直线族的间距变动及（或）交会一处，就需要制出两条如曲线C那样的构图曲线（对两个选定X_1值制作）。

任何三变数关系都可以用上述类型的曲线图来表示。对于线性函数，等值线是等间距的平行直线；对于非线性函数，它们可能是弯曲的或不等距的，或二者兼有。交会的等值线族表明**联合函数**，即函数中某一自变数的影响取决于第二个自变数之值（例如，$Y=X_1X_2$）。

A-3 四个以上变数的合轴相关

在第8-6节中曾提到用合轴相关来研制降雨-径流关系。本节中对方法的处理是一般性的，但提供了详细作图和数据列表。虽然这两节之间一些小的重复是有意的，它们大部分是相互为用，而且应当共同地加以研究。**图解相关的合轴方法**[1]是以这样的前提为依据的，即若任何重要因素从某一关系中剔除，则因变数观测值对由该关系计算出来的数值作图当中，点据的散布应至少部分地由剔除出去的因素来说明。换言之，若对这种作图上的点据标上一个新因素的对应值，就可以画出一个曲线族来改正由原先关系计算出来的数值。可以看出合轴关系实际上是一系列的三变数关系安排得使具有共同的坐标轴，以利于作图和计算（图8-5及图*A*-6）。

作为说明，假定我们要研制由X_1、X_2和X_3预测Y的关系，而现有资料已列如表*A*-1。分析步骤如下：

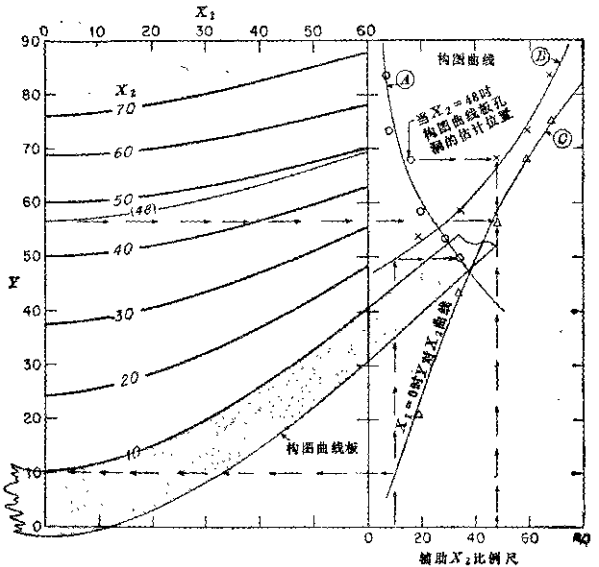


图 A-5 光滑曲线族的构图

的一般性质经决定以后，作图方法[1]如下所述（图A-5）：

1。估计对各种X_2曲线的构图曲线板的最优位置，注明在每一情况下构图曲线板孔洞的位置（或任何其它可识别的点）以及对某个固定X_1值的相应Y值。

2。通过构图曲线板孔洞位置所定的点子拟合一条光滑曲线（A）。

3。对用来规定曲线A的点子重新点绘，令其沿水平方向投影到辅助比例尺上的适当X_2值处（例如$X_2=48$及$Y=68$），并拟合一条构图曲线B。曲线A和B共同对任何需要的X_2曲线定出

类似于图A-3的$ABCD$的曲线图可以从一系列的三个相关变数的对应值作出。点绘Y对X_1的坐标点，并标上X_2的对应值，就可以按照制作地形图上等高线的完全同样办法试配出X_2的等值线。不过在相关分析中，我们是要从带有偶然误差的观测值推求三变数之间的合理关系。此外，真正的关系常包含着另外的变数。由于这些原因，并不企图完全确切地拟合每一次观测。若点据所显示的相关程度并不是特别高，在任何尝试建立X_2等值线以前，应该定出就自变数（X_1和X_2）值分组的点群平均（图A-4）。平均点的位置经图解定出而标注出来的是该点群的平均X_2值。

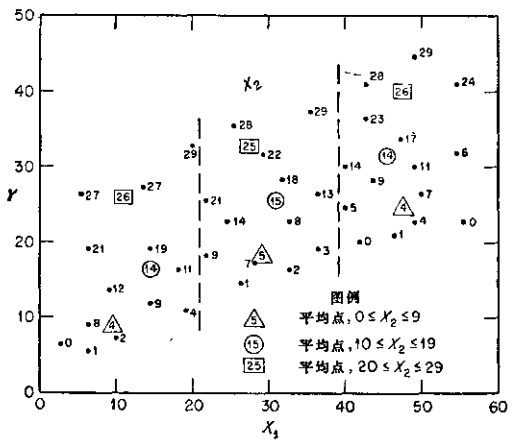


图 A-4　对两个自变数X_1和X_2值分组的点群平均的图解定位

曲线间距或曲率的突然间断都不应该包含在以有限资料为根据的曲线族内，除非有合理的解释。在符合于现有资料和关系的事前知识的条件下，应该使推得的曲线族尽可能不复杂。曲线族

定关系是曲线形式时，则可以用一条曲线拟合点据平均。曲线不一定通过全部点据的平均点。

A-2　三变数相关

表示三变数关系的最合理方法是使用三维示意图（图 *A*-3）。X_3的**等值线**，即连接相同X_3值的等值线，是平行直线，而且对于X_3的等增量是等间距的。这对于任何平面都是成立的。

给定了任何两个变数之值，就可以从图*A*-3的曲线图上估得第三个变数。仔细观察图形可以发觉三组线一经在由方程式代表的*ABCD*平面上画定以后，示意图的所有其它部分即变为多余。在实践中，常将*ABCD*平面投影到各坐标平面上面，并在方格线上用曲线族表示。

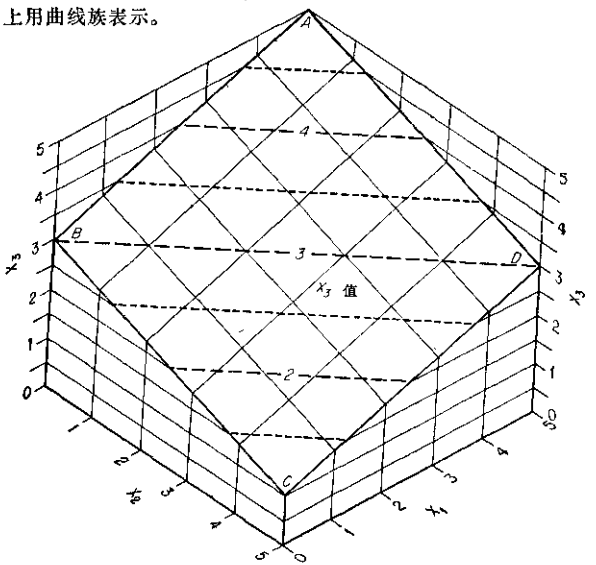


图 *A*-3　$X_1 = X_2 + 2.5X_3 - 7.5$的三维图解

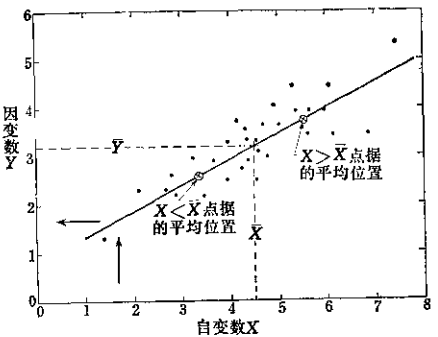


图 A-1 图解法求两变数线性相关

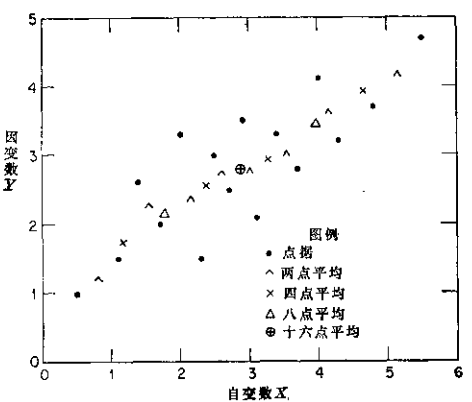


图 A-2 就自变数X值分组的点群平均图解定位

组。除完全相关外，若点据按照因变数Y值分组，就会得到另外的相关直线。两条直线的差别随着相关关系减弱而加大。

如果在审查一下点群平均（两点、四点、等等）以后，能断

STRAHLER, A. N.: Quantitative Geomorphology of Drainage Basins and Channel Networks. sec. 4-II in V. T. Chow (ed.), "Handbook of Applied Hydrology," McGraw-Hill, New York, 1964.

附录A 图 解 相 关

水文学基本上是一门经验科学，而提到水文学者面前的大量问题包括有相关分析或通过这种分析推导出来的关系的应用。大多数计算机具有统计程序，能很快速地进行最小二乘方或其它类型的分析相关。但是，数学相关往往需要在事先假设出关系的形式（线性、指数、加法、乘法等），而在许多水文研究中却很难事先规定关系的形式。在某些情况下，最有助于分析人员的是在他图解求关系时逐点研究数据。因此，在本书中包括了图解相关方法的简介。

A-1 两变数相关

若要使用线性相关，最优拟合直线必须通过由两个变数X和Y的观测值的均值（$\bar{X}$和$\bar{Y}$）所规定的坐标点。这既对图解相关也对最小二乘方相关线同样是正确的。决定了线上一点（$\bar{X}$,$\bar{Y}$）以后，先点绘实测点据（图A-1），然后定出分部点群的平均坐标，就可以估出正确的斜率。选定的点群应当包括落入自变数（X）的指定数值范围内的所有点据，而不管待估计的因素Y值如何。若点据的总数分成大致相等的两部分，则连接它们的平均点的直线将通过全部点据的平均点，而这就是很容易图解定出的最优拟合线。由**点群平均**决定的关系往往具有比用最小二乘方所决定的关系稍陡的斜率（dy/dx）。当相关程度增加，这两条相关线之间的差别减少，而对于完全相关它们就重合了。点群平均的关系会使得绝对离差之和达到最小值，而最小二乘方关系使得离差平方之和达到最小值。

点群的平均值可以通过先估计相邻两点平均（两个点据的中间点）而在图上估计出来。然后四点平均就是两个两点平均的中间点，依此类推（图A-2）。这些点据要按照自变数X值来分

习　题

14-1　取得一份地形图（最好是1:24000比例尺的），并且在其上面划定一条小河的流域界限。从地图上定出河流等级、分汊率、长度比和面积比。这条河流看来是否遵循式（14-1）～（14-3）？如果你的同学们使用了同一地区的其它河流，在这些对应比值之间有无区域一致性？

14-2　如能得到一张1:62500比例尺或其它小比例尺和习题14-1中同一地区的地图，重复上述分析工作。当地图比例尺改变时，数值有何变化？

14-3　对于习题14-1（或类似）的流域定出河网密度和地面漫流长度。

14-4　搜集至少10条河流的面积与河长的资料。这些资料是否看来符合于式（14-5）？如若不然，你能否提出它们何以不符合的原因？

14-5　对于习题14-1的流域（或其它类似的流域）定出如图14-2上AB线及式（14-7）所给出的平均河道坡降。照你看来这些估值能代表河流真正坡降到什么程度？

14-6　对你在习题14-1中所研究的流域或其它类似的流域作出面积-高程曲线。

参 考 文 献

1. R. E. Horton, Erosional Development of Streams, *Geol. Soc. Am. Bull.*, vol. 56, pp. 281–283, 1945.
2. L. B. Leopold, M. G. Wolman, and J. P. Miller, "Fluvial Processes in Hydrology," p. 145, Freeman, San Francisco, 1964.
3. J. T. Hack, Studies of Longitudinal Stream Profiles in Virginia and Maryland, *U.S. Geol. Surv. Prof. Pap.* 294-B, pp. 45–97, 1957.
4. R. E. Horton, Drainage Basin Characteristics, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 13, pp. 350–361, 1932.
5. S. A. Schumm, Evolution of Drainage Systems and Slopes in Badlands at Perth Amboy, New Jersey, *Bull. Geol. Soc. Am.*, vol. 67, pp. 597–646, 1956.
6. R. J. Chorley, D. E. G. Malm, and H. A. Pogorzelski, A New Standard for Estimating Drainage Basin Shape, *Am. J. Sci.*, vol. 255, pp. 138–141, 1957.
7. A. B. Taylor and H. E. Schwarz, Unit-Hydrograph Lag and Peak Flow Related to Drainage Basin Characteristics, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 33, pp. 235–246, April 1952.
8. L. B. Leopold and T. G. Maddock, The Hydraulic Geometry of Stream Channels and Some Physiographic Implications, *U.S. Geol. Surv. Prof. Pap.* 252, 1953.
9. L. B. Leopold, Downstream Change of Velocity of Rivers, *Am. J. Sci.*, vol. 251, pp. 606–624, 1953.
10. L. M. Bush, Jr., Drainage Basins, Channels and Flow Characteristics of Selected Streams in Central Pennsylvania, *U.S. Geol. Surv. Prof. Pap.* 282-F, pp. 145–181, 1961.
11. J. B. Stall and Y. S. Fok, Hydraulic Geometry of Illinois Streams, *Univ. Ill. Water Resour. Cent. Res. Rep.* 15, July 1968.
12. See [2], pp. 248–291.
13. See [2], p. 296.
14. J. F. Friedkin, A Laboratory Study of the Meandering of Alluvial Rivers, *U.S. Waterw. Exp. Exp. Stn.*, 1945.
15. C. T. Yang, Potential Energy and Stream Morphology, *Water Resour. Res.*, vol. 7, pp. 311–322, April 1971.
16. C. T. Yang, On River Meanders, *J. Hydrol.*, vol. 13, pp. 231–253, July 1971.
17. See [2], pp. 319–322.
18. M. Nixon, A Study of the Bankfull Discharges of Rivers in England and Wales, *Proc. Inst. Civ. Eng.*, pp. 157–174, 1959.

书 目 提 要

BLENCH, T.: "Regime Behaviour of Rivers and Canals," Butterworth's, London, 1957.

LELIAVSKY, S.: "Introduction to Fluvial Hydraulics," Constable, London, 1955.

LOBECK, A. K.: "Geomorphology: An Introduction to the Study of Landscapes," McGraw-Hill, New York, 1939.

NEMEC, J.: "Engineering Hydrology," McGraw-Hill, London, 1972.

STRAHLER, A. N.: Dynamic Basis for Geomorphology, *Bull. Geol. Soc. Am.*, pp. 923–928, 1952.

14-5 滩地

河流的滩地(也称洪泛平原、河漫滩、漫滩河槽等)是紧邻着切割河槽的谷底平原，在洪水时将被淹没。河道倾向于横跨谷底左右摆动，改造了滩地淤积，又首先冲刷了一边河岸再冲刷了另一边河岸。滩地主要是从河槽中淤积的泥沙和洪水时沉积在滩地上的细粒泥沙组成的。另外，有机物质可能聚积在割断曲流（**牛轭湖**）中。通常当河水侵入滩地，由于粗粒泥沙淤积，沿下切河槽的两岸会形成天然堤防。河槽内泥沙沉积加上岸边的天然堤防可能造成一种情况，使河中水流超过了滩地高程。这种情况在流经冲积扇的河道方面经常出现。

如以前提到的，滩地会在相当少的重现期内被淹。利奥波尔德等人[17]报导了漫滩所需要的许多水量估计。重现期通常在1～2年之间，而一般地说，美国东部和中部的滩地在3年内被洪水淹没2次是十分合理的。这是否属于一般规则尚不清楚。尼克松[18]对英国河流作过同样的分析，而且发现平均每年泛滥两次。在准确地规定什么是滩地和准确地定义满槽水位的问题上是有一些困难的。因此不清楚尼克松的资料所表明的情况是否和美国的情况相去很远。无论如何，清楚的是滩地遭受着经常淹水，因而滩地如果用于建筑或其它目的应该慎重地加以控制。滩地的横向坡度往往很小，而且用肉眼观察常难发觉天然堤防。因此，在与滩地特征有重要关系的研究工作中，必须具有充分详细的地图或专门现场调查以圆满地提供所需的资料。

因此，分汊是当河道坡降加陡时的一种消能方式，于是流速增加本来会造成冲刷的情况得以避免了。

不论是在试验水槽中还是在野外，一个本来平直的冲积河槽往往会在水流通过中发育出曲流来。弗里德金[14]觉得曲流的唯一必要条件是可侵蚀河岸。另外的人对于机制不大有把握，但不管是什么，曲流也要起着消能的作用。游荡型水道可以比非游荡型水道长1.5～2倍。它的坡降相应地减少，但由于河长较大及弯道损失之故，水头损失增大了。如没有这些损失，流速会是较高，从而有相应的倾向来下切河槽。许多游荡型河流由于它们泄入具有固定高程的水体而不能下切河槽。若下切不能出现，就需要有另外的一些办法来消除现有的能量。

于是分汊型河流和游荡型河流可以解释为消能的工具。当河床质较粗且非均质，而河岸极易受冲刷，就会出现分汊型水道。在较平坦坡面上，当物质较细而河岸稍多凝聚性，则容易出现游荡。

在任一情况下，河流处于一种平衡状态之下。所谓平衡指的是河流将保持其均夷，但显然并非指不会有河道变化。在分汊型河流中个别分汊支流之间不断地有位移和变化，而曲流则在弯道凹岸经历多少有些连续的侵蚀过程和在后成的内侧沙洲上遭受淤积，以致曲流似乎经常向下游移动。任何人力企图改变河流的天然类型需要有慎重的规划，而且往往需要昂贵的护岸工事，以防止河岸被冲又回返原来类型。

杨[15]规定**单位河流功率**作为每单位水重量的势能消耗率。于是

$$\frac{dy}{dt}=\frac{dx}{dt}\frac{dy}{dx}=vs \qquad (14\text{-}11)$$

式中y是基准面以上的高程（等于势能）；x是距离；t是时间；v是平均流速；而s是能坡降。最小能消耗率定律要求单位河流功率向下游方向减少[16]。曲流、急流和浅滩、以及分汊型河流全都似乎符合于这个定律。

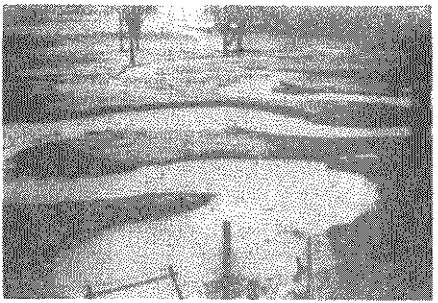


图 14-5 游荡型河流（美国地质调查局）

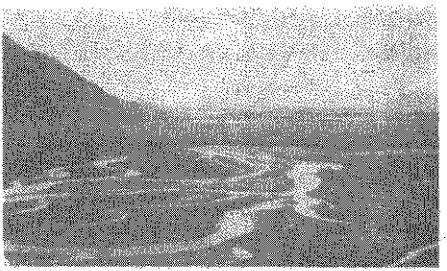


图 14-6 分汊型河流（美国地质调查局）

得上一条游荡型河流。**直线型河流通常规定为具有蜿蜒度不到**1.25的河流。

对于工程水文学者来说，重要的问题是要解释何以一条水道会呈现上述的类型之一。分汊型河流往往可在河岸易受侵蚀(无植被保护的沙质土壤)的河段上找到。河床质比较粗糙，而且有多种粒径。分汊河段的坡降要比邻近不分汊河段的坡降为大。从水力学上看，分汊河段不如不分汊河段之有效。分汊河段中支流的总宽可以达到不分汊水道宽度的1.5～2倍，而水深则相应地较小。

表 14-1　　式（14-8）～（14-10）中的指数值

	单站			站间		
	b	f	m	b	f	m
中西部各州平均值[8]	0.26	0.40	0.34	0.5	0.4	0.1
美国半干旱地区的季节性河流[9]	0.29	0.36	0.34	0.5	0.3	0.2
158个美国测站的平均值[2]	0.12	0.45	0.43			
莱因河上18个测站的平均值	0.13	0.41	0.43			
阿巴拉契亚山区河流[10]	…	…	…	0.55	0.36	0.09
伊利诺斯州卡斯卡斯基亚河[11]	…	…	…	0.51	0.39	0.14

大部分资料都是就着等于年平均流量的水流求出。这种水流代表着大约三分之一满槽水深，而且约有25%的时间（约每年90天）被齐平或超过。但是，也曾使用过重现期约为1.5年的满槽流量及10年一遇的流量。

许多另外的工作犹待进行，以建立水力几何形态的定量关系和通盘地解释这些关系的内在原因。它们也部分地与河流的泥沙输送特征[12]有关系。然而，明显的是对大多数河流可以推求出一个合理的关系，而用来补充断面资料作为流域的流量演算的依据。

14-4　河流类型

从平面图上来看，河道可以描述为游荡型、分汊型或直线型。**游荡型河流**按巨大的、多少有些对称的环线或弯道形式而流动（图14-5）。游荡型河流的中位长度似乎约为河谷长度的1.5倍[13]即**蜿蜒度**平均约为1.5。曲流的波长为河宽的7～11倍，而弯道的曲率半径往往在河宽的2～3倍之间。曲流的变幅或即曲流带的宽度变化很大，而且似乎较多地受到河岸物质特征的控制。变幅往往在河宽的10～20倍之间。

分汊型河流（图14-6）包括许多交织着的水道(**交织支流**)，被洲岛隔开。分汊型河流倾向于很宽而较浅，具有粗粒的河床质。不大可能作得出分汊型河流几何形态的正式说明。实际上存在着很少长而直的水道，但有许多水道都缺乏充分的曲率足以称

流点绘资料表明指数值具有明显的区域一致性，而各地区的数值间如此的接近暗示着有可能将此值在一定程度上加以概化。

表14-1提出由不同研究人员定出的指数b、f和m值。单站值描述着一定断面上的w、d和v随q的变化，而站间值反映着沿河道往下游方向w、d和v值随q值增加而产生的变化。图14-4说明两组方程之间的相互关系。在此图中，实线代表站间关系，而虚线代表单站关系，其中斜率大致用表14-1中给出的平均值作图。注意式（14-9）就是水位-流量关系，而指数f对单站和站间均保持大致相同。但是，河宽则会向下游增加比在一个站上要快得多，而流速在一个站上随着q快速增加，但沿下游方向保持大致不变。

要想有意义，站间关系必须规定与同频率的流量联系起来。

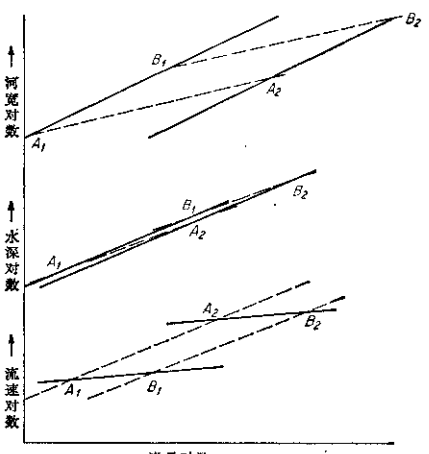


图 14-4　A、B两站间及各站高水低水间水力几何形态的相互关系

不过，极小流域可能显示十分不同的特征。由于雪深和气温都是高程的函数，山岳地区的融雪计算往往必须按高程分带进行。在计算流域平均降水量时，对山岳地区的降水量有时也要用高程加权来进行。

方位　坡面的方位指的是斜坡表面所对着的方向，即坡面法线的象限角，沿着由坡面出去的方向读取。由于日射对融雪的影响，方位对于雪可以是重要的。降水量往往受到坡面相对于风向的方位的影响。习惯上，用方位作为特定地点的特征或至多作为一个特定山坡的特征。方位的分布可以用上面对地面坡度所述相同的方式来决定。网格或一群随机点叠置在流域地图上，记下各交叉点处等高线法线的象限角。用这些资料可以制成极坐标图，其中方位用从正北量取的角表示，而面积百分数由自原点起的距离表示。典型地说，这种曲线图看起来差不多是圆形的，表明方位均匀分布。但是，极小流域可能显示着分布很不均匀。

14-3　水力几何形态

水力几何形态描述流域中河道的特征：特定断面处和断面之间平均水深、河宽及流速等项的变化。这些关系适用于冲积河槽，那里的断面很容易对出现的水流适应，但不很适用于岩石露头控制着河道特征的那种河槽。

水力几何形态的基本方程式如下[8]：

$$w=aq^b \qquad (14\text{-}8)$$

$$d=cq^f \qquad (14\text{-}9)$$

$$v=kq^m \qquad (14\text{-}10)$$

式中q是流量；w是河宽；d是平均水深；v是平均流速；而a、b、c、f、k和m是系数。因为$q=wdv$，可知$ack=1$和$b+f+m=1$。这些方程式在对数格纸上作图成为直线，指数代表着直线的斜率，而系数代表着当$q=1$时的截距❶。对相当多数河

❶ 由于坐标取各变数的对数而非变数本身，直线的纵截距应当代表系数的对数而非系数本身——译注。

法。

地面坡度的分布可以通过在流域地图上定出网格或一群随机定位的地点来决定。一条垂直于等高线的短线段的坡度在每一方格交点或随机点处求出以后，就可以计算所求得的坡度分布的均值、中值和方差。计算结果的精度随着采用地图的是否适用而定。

面积-高程资料 当水文研究中有一个以上的有关因素随着高程而变，就需要了解流域面积是如何随高程而分布的。面积-高程（或称**高度-面积**）曲线可以通过用求积仪量取地形图上相邻两条等高线间的面积，并将高出（或低于）一定高程的累积面积对该高程作图而得到（图14-3）。在某些情况下不用实在面积而用面积的百分数更为方便，特别是想要在流域之间进行比较时更是如此。若具有100个以上交叉点的网格叠置在流域之上，并记下每一高程区段内的交叉格点数目，就能够作出面积-高程曲线，其精度和用求积仪量取面积而作的不相上下，但工作量则少得多。

图14-3中的曲线是地质上成熟的流域的典型面积-高程曲线。

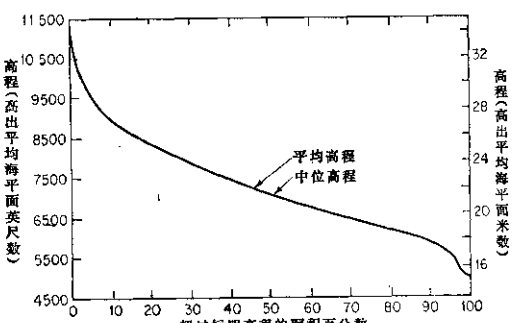


图 14-3 爱达荷州特顿河流域在圣安东尼以上的面积-高程曲线

在一个拐角的正方形，$R_f=0.5$。其它几何形状的数值也不难算出。许多著者推荐用圆形或半幅双纽线[6]作为参考形状。照这样求得的形状因数变为霍顿的R_f值乘上一个常数。

14-2 流域地形的描述元

流域的地形可能比流域形状对其水文响应发挥更多的影响，而许多作者已研制了种种的地形描述元。本节将讨论一些比较有用的描述元。

河道坡降 河道的坡降影响着流速，因而必然对过程线形状起作用。典型的河道纵断面（图14-2）是凹向上的。此外，除了极小流域外都包括有好几条河道，各有其本身的纵断而。因此，流域平均河道坡降的定义很不容易作出。通常，只考虑干流来描述流域的河道坡降。一种简单而广泛使用的河道坡降量度是取一条直线（图14-2中的AB线）的斜率，这条直线使得在其下而的面积恰好等于干流纵断面以下的面积。泰勒和施瓦尔茨[7]计算了与干流等长和流时相等的均匀河槽的坡降。因为流速与坡降的平方根成正比例，泰勒和施瓦尔茨所用的方法相当于对河段用坡降的平方根加权，从而对陡峻的上游河段给予较小的权数。因此，若将全河道分为n个等段，各具坡降s_i，则坡降的一个简单指标可以取：

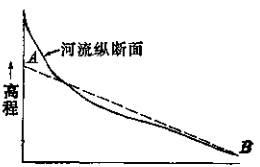


图 14-2 定义平均河道坡降的一个方法

$$R_s=\left(\frac{\sum_{i=1}^{i=n}\sqrt{s_i}}{n}\right)^2 \qquad (14\text{-}7)$$

地面坡度 地面的坡度是地面漫流过程中的一个因素，从面也是与水文有关的参数，特别是在小流域方面，那里的地面漫流过程可能在决定过程线形状上是一个关键性因素。由于在通常流域中地面坡度变化甚大，需要有一个规定平均值或指标值的方

的400以上。当土质对侵蚀的抵抗力强或是很透水以及起伏不大，则河网密度低。当土质易被冲刷或比较不透水，坡面陡峻而植被稀少，则河网密度高。

地面漫流长度 地面漫流的平均长度$\overline{L_0}$可近似表达如下：

$$\overline{L_0}=\frac{1}{2D} \qquad (14\text{-}4)$$

式中D是河网密度。这项近似式未考虑到地面坡度和河道坡降的影响，这使得实在地面漫流路径比从式（14-4）估得的数值为长。所含误差大概是无关紧要的。霍顿建议将分母乘上$\sqrt{1-\frac{s_c}{s_g}}$，其中s_c和s_g分别为河道平均坡降及地面平均坡度。这项改正减低了式（14-4）中本来的近似性。

面积关系 全球若干较大河流的资料[2]似乎符合于下式：

$$L=1.4A^{0.6} \qquad (14\text{-}5)$$

式中L是主槽长度（英里），而A是流域面积(英里^2)。哈克的资料[3]给出类似的关系。指数一般似乎是在0.6～0.7之间，暗示着当流域加大时趋于伸长。若长度以公里计，则式（14-5）中的系数变为1.27。

流域形状 流域的形状影响着径流过程线和洪峰。曾报导了许多努力来研究用单一数字指标描述流域形状的因数。流域倾向于梨状的卵形，但地质控制造成背离这种形状的许多巨大偏差。霍顿[4]建议用无因次形状因数R_f作为流域形状的指标，即

$$R_f=\frac{A}{L_b^2} \qquad (14\text{-}6)$$

式中A是流域面积，L_b是流域长度，从出口到最长河流上源附近的分水界沿直线量取。这个指标或其倒数曾用作为单位过程线形状的指标。

式（14-6）不含有流域形状的特殊假定。对于圆形，$R_f=\frac{\pi}{4}=0.79$；对于出口在一边中点的正方形，$R_f=1$；而对于出口

地图比1:62500比例尺的地图能显示更多一两级河流。甚至标准地图在水道的描绘上也不一致。因此，如果要用河流等级作为对比参数，就必须对它慎重加以规定。对于某些用途，根据少数小支流流域的详细野外调查，对等级的估计作出改正也许是适宜的。

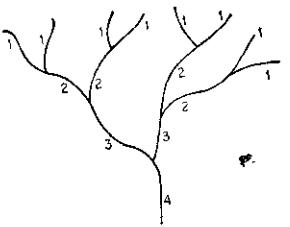


图 14-1 河流等级定义示意图

霍顿也引用了**分叉率**来描述任何一级河流的数目与低一级河流的数目之比。流域内的分叉率倾向于大约同一数量。一般地说，可以发现分叉率总是在2～4之间，平均近乎3.5。由此得出**河流数目定律**如下：

$$N_u = r_b^{k-u} \qquad (14\text{-}1)$$

式中N_u是第u级河流的数目；r_b是分叉率；而k是干流的等级。类似地，霍顿提出了河流长度定律：

$$\overline{L}_u = \overline{L}_1 r_e^{u-1} \qquad (14\text{-}2)$$

式中$\overline{L}_u$是第u级河流的平均长度，而r_e是长度比。一个等价的方程式也适用于第u级流域的平均面积$\overline{A}_u$，即

$$\overline{A}_u = \overline{A}_1 r_a^{u-1} \qquad (14\text{-}3)$$

式（14-1）～（14-3）表明河流数目、长度和流域面积三者形成几何级数。图示时，它们暗示着河流等级对河流数目、长度或流域面积的对数作图成为直线。这种关系已在广泛的条件范围内得到证实。对流域中最高的两级河道量取其N、L和A值，就可以利用这些方程式推求所有较低级河流的对应数值。

河网密度 流域内河流的总长度被流域面积除得的商定义为**河网密度**，即单位面积的河槽长度。大的河网密度反映着高度切割的流域，因而对降雨输入响应较快；而小的河网密度反映着排水不良的流域，其水文响应较慢。观察所得的河网密度值，从美国阿巴拉契亚山区低到3变化至南达科他州拜德兰兹国家纪念碑

第十四章　河流流域地貌

以前各章中业已谈到很多的关于流域自然地理特征对其水文响应的影响。反过来，流域的水文特征也在相当的程度上塑造其自然地理特征。人们可以认为这个相互关系能够作为有用的定量工具之基础，从可测的自然地理特征来预估水文响应。曾研制出一些有用的关系，但到目前为止，成果是定性多于定量的。本章仅简述对水文学重要的一些地貌概念和业已研制的一些较确切建立的关系。

由于种种原因，很难把流域的自然地理特征和水文特征紧密地联系起来。自然地理特征的精确推求要受到现有地图的限制。这些地图具有不同的比例尺，而且按照互异的制图标准编成，使得从不同的地图上求出的一些自然地理描述元可以并不相等。对于另外的一些描述元，定义必然有任意性，有可能日后找到更适当的定义。最后，显然基本上静态的流域自然地理特征和高度随机的水文特征之间的关系很可能是比较复杂的。因此，极有可能到目前为止正确的关系还未曾探求出来。

14-1　流域形状的自然地理描述元

曾经提出描述各种流域特征和河系特征的许多数字量度。下面几节只简述看来与水文学有特别关系的少数特征。

河流等级　霍顿[1]提出过**河流等级**的分类作为流域内河流分叉程度的量度。一级河流是一条不分叉的小支流（图14-1）。第二级河流仅具有一级支流。第三级河流只具有一级和二级支流。某一流域的等级决定于干流的等级。

等级对所使用的地图比例尺非常灵敏。仔细研究航空照片常会表明有三或四个级的河流（大多属于季节性溪流或河道）不能在标准的1:24000比例尺的地形图上显示出来。1:24000比例尺的

习　题

13-1　参照图13-6，求出通过点据$q=10, q_s=4$及$q=1000$，$q_s=8000$的水沙关系线的方程式。

13-2　（a）求出输沙量以英亩-英尺/日计的图13-6中曲线的方程式。取原地容重为100磅/英尺^3。

（b）波德河在阿尔瓦达站以上的流域面积为6050平方英里。用平均侵蚀深度（以英寸计）写出方程式。

（c）点据偏离平均线的近似极限误差是多少（以%计）？

13-3　一个计划中的水库具有库容为3000英亩-英尺和汇水面积为50平方英里。若年径流量平均为5英寸，而产沙量为0.69英亩-英尺/英里^2，在其库容减少到500英亩-英尺以前该水库大约能维持多久？使用图13-8中的中间曲线。重复计算但使用两条外包线。

13-4　某水库具有库容50000英亩-英尺，而其年平均入流总量为78000英亩-英尺。估计的流域产沙量为950美吨/英里^2，而流域面积为1120平方英里。沙样表明颗粒分布成分为：沙24%，粉沙33%，粘土43%。问多少年后水库将被泥沙充填到80%？使用表13-4中的第3行数字。

13-5　某水库具有库容6（百米）^{3}和流域面积200平方公里。年径流量平均为350毫米，而产沙量为1100吨/公里^2。泥沙具有平均容重1500公斤/米^3。使用图13-8的中间曲线，求出水库容量减到1（百米）^{3}所需的年数。

13-6　某水库具有库容50（百米）^{3}，而年入流总量75（百米）^{3}。流域产沙量为275吨/公里^2，流域面积为1000公里^2。泥沙颗粒成分为：沙8%，粉沙41%，粘土51%。泥沙可望经常处于浸没状态。问到水库被泥沙充填至80%时需时多久？

参 考 文 献

1. W. D. Ellison, Studies of Raindrop Erosion, *Agric. Eng.*, vol. 25, pp. 131–136, 181, 182, 1944.
2. W. H. Graf, "The Hydraulics of Sediment Transport," McGraw-Hill, New York, 1971.
3. P. du Boys, Le Rhône et les rivières à lit affouillable, *Ann. Ponts et Chaussées*, ser. 5, vol. 18, pp. 141–145, 1879.
4. L. G. Straub, H.R. Doc. no. 238, 73d Cong., 2d Sess., p. 1135, 1935.
5. H. A. Einstein, The Bed-Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows, *U.S. Dept. Agric. Soil Conserv. Serv. Tech. Bull.* 1026, 1950.
6. U.S. Interagency Committee on Water Resources, A Study of Methods Used in Measurement and Analysis of Sediment Loads in Streams, *Rep.* 14, Minneapolis, Minn., 1963.
7. B. R. Colby, Relationship of Unmeasured Discharge to Mean Velocity, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 38, pp. 708–717, October 1957.
8. E. M. Schaak, Eine Vorrichtung zur Messung des Geschiebes an der Flußsohle, *Int. Assoc. Hydr. Struct. Res., 1st Congr., Berlin, 1937.*
9. G. B. Thorpe, A New Suspended Solids Recorder, *Ind. Electron.*, vol. 2, pp. 415–418, September 1964.
10. G. Fleming, Suspended Solids Monitoring: A Comparison between Three Instruments, *Water Water Eng.*, vol. 73, pp. 377–382, September 1969.
11. W. H. Jackson, An Investigation into Silt in Suspension in the River Humber, *Dock Harbour Auth.*, vol. 45, August 1964.
12. C. E. Murphree, G. C. Bolton, J. R. McHenry, and D. A. Parsons, Field Test of an X-Ray Sediment Concentration Gage, *J. Hydraul. Div. ASCE*, vol. 94, pp. 515–528, March 1968.
13. W. B. Langbein and S. A. Schumm, Yield of Sediment in Relation to Mean Annual Precipitation, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 39, pp. 1076–1084, December 1958.
14. G. Fleming, Design Curves for Suspended Load Estimation, *Proc. Inst. Civ. Eng.*, vol. 43, pp. 1–9, 1969.
15. M. Negev, A Sediment Model on a Digital Computer, *Stanford Univ. Dept. Civ. Eng. Tech. Rep.* 76, March 1967.
16. U.S. Dept. of Agriculture, Summary of Reservoir Sediment Deposition Surveys Made in the United States through 1970, *Misc. Publ.* 1266, July 1973.
17. G. M. Brune, Trap Efficiency of Reservoirs, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 34, pp. 407–418, June 1953.
18. E. W. Lane and V. A. Koelzer, Density of Sediments Deposited in Reservoirs, *U.S. Corps Eng. St. Paul Dist. Rep.* 9, 1943.
19. L. C. Gottschalk, Sedimentation, sec. 17 in V. T. Chow (ed.), "Handbook of Applied Hydrology," McGraw-Hill, New York, 1964.

书 目 提 要

BOGARDI, J.: "Vizgolkasok Horddalekszallitasa," in Hungarian (Sediment Transport in Alluvial Streams), Akademiai Kiado, Budapest, 1970. (Translated into English by International Courses in Hydrology at Budapest.)

BROWN, C. B.: Sediment Transportation, chap. 12 in H. Rouse (ed.), "Engineering Hydraulics," Wiley, New York, 1949.

LEOPOLD, L. B., WOLMAN, M. G., and MILLER, J. P.: "Fluvial Processes in Geomorphology," Freeman, San Francisco, 1964.

TRASK, P. D.: "Applied Sedimentation," Wiley, New York, 1950.

量，而对于悬移质泥沙资料要把推移质泥沙的增量加上去。

水库中泥沙所占的容积❶取决于沉积物质的容重。容重随着泥沙种类和沉积龄期而变。较陈泥沙需较长时间固结，而且处于较新沉积的叠加负荷之下。雷因和凯尔泽[18]发现在时刻 t 的干容重w_t可表示如下：

$$w_t = w_1 + K\log t \qquad (13\text{-}15)$$

式中 w_1 是初始容重，而K是固结系数（表13-4）。若泥沙中存在着混合物质，应该计算出一个加权平均容重。式（13-15）适用于每年的泥沙沉积量，而在时刻 t 的总沉积量的平均重量必须通过从第1年到第 t 年积分而得。表（13-5）列出美国土壤保持局对一般设计目的适用的50年后的平均容重。

表 13-4 平均泥沙容重公式（13-15）中的常数，以磅/英尺^{3}计[18]（如用公斤/米^{3}计，应乘以16.1）

水库条件	沙		粉沙		粘土	
	w_1	K	w_1	K	w_1	K
泥沙经常浸没水中	93	0	65	5.7	30	16.0
中等的水库泄降	93	0	74	2.7	46	10.7
相当大的水库泄降	93	0	79	1.0	60	6.0
水库基本上排空	93	0	82	0.0	78	0.0

表 13-5 50年沉积后水库泥沙的容重范围

物质	经常浸没		通气	
	磅/英尺^3	公斤/米^3	磅/英尺^3	公斤/米^3
粘土	40～60	640～960	60～80	960～1280
粉沙	55～75	880～1200	75～85	1200～1360
沙	85～100	1360～1600	85～100	1360～1600
粗劣混合的沙及砾石	95～130	1520～2080	95～130	1520～2080

❶ 通常使用泥沙毛容积来计算水库的充填率，但一部分泥沙孔隙水可能复原。

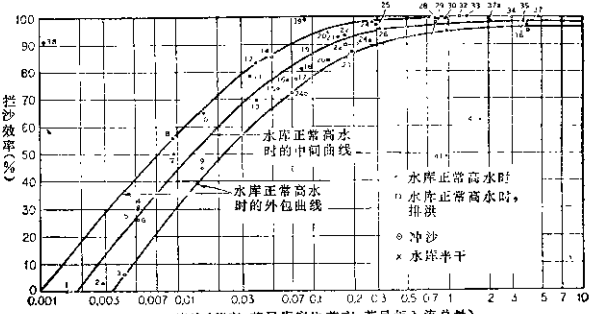


图 13-8 水库拦沙效率与库容-入流比之间的关系（引自[17]）

1.威廉斯水库
2.哈尔伯特湖(罗克水库第1号)
3.哈尔伯特湖(罗克水库第3号)
4.海尔斯巴水库(1935及1936)
5.海尔斯巴水库(1938)
6.海尔斯巴水库(1937)
7.基厄卡克水库
8.埃尼科莫湖
9.威尔逊湖
10.马里纳卡湖
11.德卡特尔湖
12.布拉德巴水库
13.哈尔伯特湖(厄尔斯水库第1号)
14.罗克韦尔湖
15.科珀斯克里斯蒂水库(1942～1943)
16.科珀斯克里斯蒂水库(1934～1942)
17.列克星敦水库
18.劳埃德肖尔斯水库
19.米奇湖
20.伊萨昆纳湖
21.格恩西水库
22.阿罗罗克水库
23.T.P.水库
24.希瓦锡水库
24a.英皮里尔坝水库(1938～1942)
24b.英皮里尔坝水库(1943～1947)
25.奥扎尔克湖
26.帕尔迪水库
27.波森金唐湖
28.怀特罗克水库
29.布坎南湖
30.诺里斯水库
31.塞内卡维尔水库(1939～1943)
32.H.拉格水池
33.丹尼森水库
34.米德湖
35.圣卡洛斯水库
36.康茄斯水库
37.佩科堡水库
37a.象山水库
38.全美运河放淤区
39.哈德利河新放淤区
40.约翰马丁水库
41.塞内卡维尔水库(1936～1939)

填，拦沙效率将减少，以至于可能有必要划分短时段来进行计算，以便可以加上拦沙效率的适当改正。这些曲线适用于总沙

好象它们不能对估计产沙量给出坚强的基础一样。因此，逐日采沙样或连续监测的日程表对于提高我们处理泥沙问题的能力是重要的。内杰夫模型并不企图估计推移质输送，因为研制算法所必需的推移质泥沙资料事实上完全得不到。

13-9 水库淤积

水库容量因淤积而减少的速率取决于：（1）泥沙入流量；（2）泥沙入流拦截在水库中的百分数；（3）沉积泥沙的密度。泥沙入流量可以用第13-6～13-8节讨论的任何一种方法推估，或者如有资料可用，参考本区域内相似流域的单位面积年平均产沙量估出。表13-3提供来自水库测量的产沙量选定数值。这些资料通常是经过用测深索或回声测深仪对水库施测而取得的，并且定期予以刊布[16]。

表 13-3 流域产沙率的选定资料

地点	流域面积		年产沙量	
	英里^2	公里^2	英吨/英里^2	吨/公里^2
亚拉巴马州贝维尤水库	72	186	1769	620
亚利桑那州圣卡洛斯水库	12900	33411	389	136
加利福尼亚州莫雷纳水库	112	290	3340	1170
爱达荷州布莱克峡谷水库	2540	6579	172	60
伊利诺斯州皮茨菲尔德水库	1.8	4.7	3090	1082
堪萨斯州米新湖	11.4	29.5	2705	947
北卡罗来纳州海波恩特水库	63	163	544	191
西弗吉尼亚州蒂加尔特水库	1182	3061	51	18

就着水库中的泥沙淤积量与根据实测泥沙输送估得的泥沙入流量之间进行了比较以后，布鲁恩[17]求出了水库**拦沙效率**，即拦截在水库内的泥沙入流的百分数和库容对年平均入流总水量之比两者之间的关系。库容-入流比值较小的水库会经历巨大的溢洪道泄流量，而大部分泥沙将排走。库容-入流比值很大的水库可以在溢洪道上排泄很少的水，因而拦截了大部分的入流泥沙。可以用图13-8来估计泥沙入流被拦截的百分数。当水库被泥沙充

$$R=K_1 i^j \qquad (13\text{-}7)$$

飞溅残余量S的输送是地面上积沙余量R_s和地面漫流率q_0的函数，或即

$$S=K_2 R_s q_0^k \qquad (13\text{-}8)$$

而从不透水地区上冲泻的泥沙量E为：

$$E=K_3 R \qquad (13\text{-}9)$$

于是总冲泻泥沙量变为：

$$W=R+S+E \qquad (13\text{-}10)$$

除非地面漫流出现，冲泻泥沙的唯一来源是不透水地区，而且为量极少。

沟蚀量G也与地面漫流有关：

$$G=K_4 q_0^m \qquad (13\text{-}11)$$

内杰夫将沟蚀泥沙分为两部分。第一部分B是大部分与河流中河床质泥沙颗粒相同的泥沙，即

$$B=(1-K_5)G \qquad (13\text{-}12)$$

而第二部分称为**中间质泥沙**I，代表着比河床质泥沙中95%更细的物质：

$$I=G-B=K_5 G \qquad (13\text{-}13)$$

于是悬移质总输送量q_s为：

$$q_s=K_6 I_s q^n+K_7 q^r \qquad (13\text{-}14)$$

式中q为日平均流量，而I_s为储存在河床上的中间质沙量，通过保持着侵蚀输入量与悬移中间质输出量之间的流动平衡来计算。

程序包括必须经由校准来推求的若干系数（第10章）。指数j可以假定为3.0，而k和m作为2.5。内杰夫取$n=r=$该站的水沙关系曲线的斜率。系数K_6可以从泥沙粒径资料估出。地面漫流率用径流模拟模型来计算。

由于年际输沙量的变化甚大，经由生成一个相当长的泥沙资料可以取得比短期实测资料更好的年平均产沙量估值。模拟途径的一个限制是需要至少对一个短期但连续的泥沙记录进行校准。偶尔的、不经常的泥沙样本不能对校准工作提供很好的根据，正

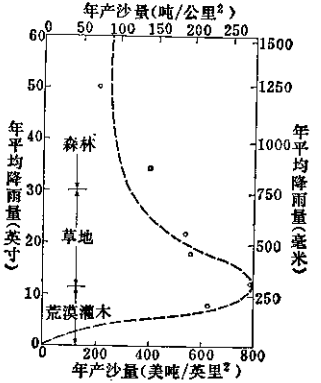


图 13-7 产沙量作为年平均降雨量的函数（引自[13]）

表 13-2 各种植被条件下式（13-6）中的系数α和n值

植被	n	α	
		当Q_s以美吨计	当Q_s以吨计
混合阔叶林及针叶林	1.02	117	106
针叶林和高草地	0.82	3523	3196
矮草地和密灌丛	0.65	19260	17472
荒漠和密灌丛	0.72	37730	34228

资料来源：引自[14]。

沙量的数量级估值。如属可能，这种估值应该和同一区域相似流域的泥沙资料作比较。

13-8 泥沙模拟

如第10章中描述的径流模拟程序包括着泥沙模拟的主要因素。内杰夫[15]对悬移质泥沙研制过这样的模型，而且检验结果良好。在此模型中土壤飞溅量R作为时雨量i的函数如下：

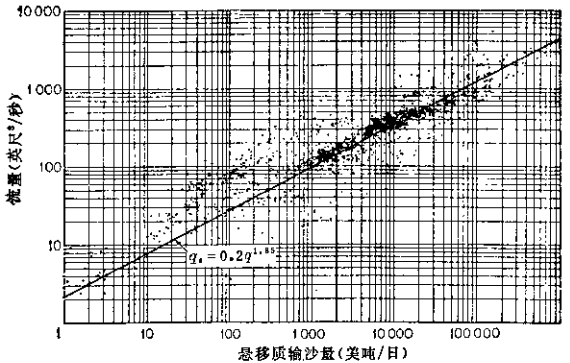


图 13-6 怀俄明州波德河在阿尔瓦达站的水沙关系曲线
(引自L.B.利奥波尔德和T.小麦多克，河槽的水力几何学及一些自然地理综合，美国地质调查局专业报告第252号，1953)

13-7 流域产沙量

流域的年平均泥沙产量取决于许多因素，诸如气候、土壤类型、土地利用、地形以及流域内是否存在水库。全部因素的完整分析所需的充分资料是很难得到的。兰本和舒姆[13]用若干流域的资料制出图13-7中的曲线，表示着单位面积上年平均产沙量对年平均降水量之间的关系。最大产沙量出现在年平均降水量约为12英寸(305毫米)，因为这些地区通常没有什么护面的植被。对于较大的降雨量，植被减少侵蚀，而对于较小的降雨量，侵蚀也减少。

弗莱明[14]利用来自全世界的250多个流域的资料导出不同植被条件下年平均悬移质沙量Q_s(以美吨计)作为年平均流量(以英尺³/秒计)的函数的关系[式(13-6)及表13-2]如下：

$$Q_s = aQ^n \qquad (13\text{-}6)$$

从这些关系中可望得到±50%的误差。

对于缺乏泥沙观测记录的流域，上列关系可以看作是提供产

在事后掘出并加以量测。还设计过紊动发生堰，使推移质泥沙变为局部悬移，因而得利用悬移质采样器来采样。照这样采得的水样与堰上游一断面的水样进行比较可以表明推移质沙量。此法仅适用于较细的河床质。

由于河流中泥沙的变化很大，连续监测设备会是十分有用的，而且业已有若干这样的设备经过检验了。还试验过抽水采样器。这种采样器从河流中一个定点按预定时段抽水，并将水样存储在瓶里留待以后分析。也试验过一种采样器，它使水通过一个元件，在那里悬移质泥沙所引起的光线的衰减由一个光电池来量测[9]。另外又试验过浸入河中的光电池探头[10、11]和X-光探头[12]。所有这些装置都有一个明显的局限性，就是它们只在断面上的一个点采样。在这些装置建立之前应当就传统的采样器进行广泛的研究，以决定河流中有代表性的采样地点。由于最有代表性的地点会随着水位也许还有其它因素而变，这样做充其量也只是近似的。因此，要在现场试用一个监测装置是困难的，而且这些装置的绝对精度仍然属于未知。可是，它们确实能提供一个办法来取得泥沙随时间变化的记录，而如果与经常采样计划配合起来，应该能提供信息比较从单独进行非经常性采样所得的要好得多。

13-6 水沙关系曲线

一如流速仪测定，泥沙测定只能给出输沙量的非经常样本。通常利用关联着悬移质输沙量和流量的**水沙关系曲线**（泥沙率定曲线，图13-6）来推算缺测日的输沙量。图形明显地表示这种关系是近似的。某一流量可能从融雪或强度不同的降雨造成，而在每一情况下会产生不同的泥沙。若流域的不同部分是比其它因素更丰富的泥沙来源，则径流地区分布可能是因素之一。对水沙关系曲线必须慎重使用，而且如属可能，应用于小而比较均质的流域。不过，当用它来估计年平均产沙量时，水沙关系中的误差会相互抵偿，而如果使用充分长期的记录，估计结果应该是相当良好的。

采样器以常定垂直速率降入河中，直到河底为止，然后以常定速率提升至水面。这样就得到一个积深采样器，其在任何深度采集的相对数量与该深度处的流速（或流量）成正比例。上下移动的历时决定于大致充满玻璃瓶所需的时间，而且若河水流速已知，可以由对一定管嘴专用的充水率曲线计算出来。沿横跨断面的各测流垂线上进行若干次上下移动采样以求出测流断面的悬移质总沙量。因此，不存在一点沙样是否能代表全断面泥沙的问题。只有当因为水深特大，或流速甚高，或为了研究河流泥沙分布而不宜使用积深采样器时，才使用点采样器。由于采样器的形状之故，管嘴不能下降到河床，因而河底附近几英寸的水深内采不到水样。这一点也许在浅水河流中造成大的误差[7]。

采集的水样加以过滤，并将泥沙烘干。泥沙干重对水样总重之比即是含沙量，往往以百万分之几计。另外可以进行的分析包括：决定粒径分布、沉降速度和偶尔地有重矿物或化学分析。后一种试验可能对于追踪泥沙的最初来源时有用。

到目前为止还没有完全圆满的推移质泥沙采样器。轻便的推移质采样器包括一个下降到河底的容器。在压差采样器(图13-5)中，扩张段造成压力下降，促使入流与大片水流速度一致，而同时减低了的出口流速促使泥沙堆积在网袋里[8]。细沙粒能通过网眼逸出，因此需要在率定水槽中进行校准。设计出不干扰水流同时又有效地截住各种大小的推移质这样一个采样器的困难就可想而知了。

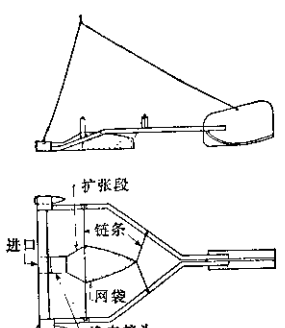


图 13-5　荷兰式压差型推移质采样器

供小河上进行研究用的一种永久式推移质截沙阱包括有一个河床上的格栅开口以搜集落进去的推移质。搜集的物质

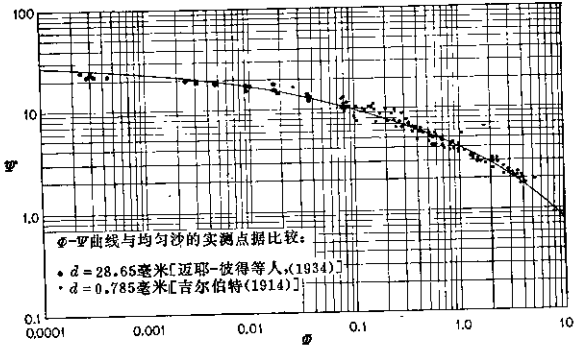


图 13-3　爱因斯坦函数 Φ 对 ψ 作图（引自[5]）

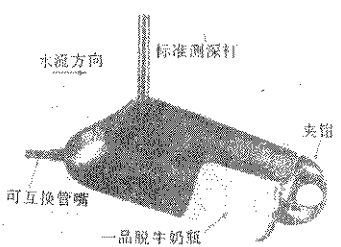


图 13-4　用于小河上的DH-48型积深手提采样器

的采样器[6]得到满足。采样器（图13-4）包括有一个流线形护罩，包围着一个玻璃奶瓶作为水样的容器。有一个通气孔使得当水进入瓶中时容许空气逸出，而且控制着进口流速使大致等于当地水流速度。备有各种大小的管嘴，以便调节玻璃瓶充水的速率。大型采样器中玻璃瓶全部封盖，而且装有尾翼，以便当使用钢丝绳吊挂采样器施测时能正对水流方向。

表 13-1　推移质泥沙运动公式（13-3）中的系数[4]

泥沙粒径（毫米）	Γ		τ_c	
	英尺^6/磅^2-秒	米^6/公斤^2-秒	磅/英尺^2	公斤/米^2
$\frac{1}{8}$	0.81	0.0032	0.016	0.078
$\frac{1}{4}$	0.48	0.0019	0.017	0.083
$\frac{1}{2}$	0.29	0.0011	0.022	0.107
1	0.17	0.0007	0.032	0.156
2	0.10	0.0004	0.051	0.249
4	0.06	0.0002	0.090	0.439

某点处流体力的统计变化等概念。广泛应用的途径是属于爱因斯坦[5]的。他规定推移质输送的强度为：

$$\Phi=\frac{G_i}{w}\sqrt{\frac{\rho}{\rho_s-\rho}\cdot\frac{1}{gd^3}} \qquad (13\text{-}4)$$

水流强度为：

$$\psi=\frac{\rho_s-\rho}{\rho}\frac{d}{sR} \qquad (13\text{-}5)$$

式中w是水的容重，ρ是水的密度，ρ_s是推移质的密度，d是粒径，s是河槽坡降，而R是水力半径。Φ和ψ之间的经验关系（图13-3）使得可以对式（13-4）和式（13-5）解出G_i。这个方法只能用于泥沙颗粒直径的专门窄狭范围内，而且必须重复使用才能够包括推移质粒径的全部范围。不过，若粒径范围不大，爱因斯坦建议使用d_{35}，即推移质中有35%比它更细的那种粒径，一次求解。

13-5　泥沙测定

早先的悬移质泥沙观测是利用开口瓶或复杂抓斗采样器进行的，这种装置由于种种原因不能提供适用的资料。一个好的采样器必须使水流受到干扰最少，避免由于含沙量的短期波动而产生误差，而且给予能和流速测定相关联的结果。这些要求看起来能由农阿华州水力实验室在若干联邦机构倡议下设计出来的一系列

式中c_s是某种颗粒大小的含沙量，v_s是沉降速度，ε是混合系数，而x和y分别是纵向和垂直尺度。到目前还未能解出这个方程，除非作出那样多的简化假设而致使解答对于天然河流毫无价值。文献充满了悬移质输送的分析和实验研究。大多研究工作致力于推求一个会描述河流中含沙量垂直分布的函数。这个函数与流速的垂直分布合并就会求出悬移质输送。另外的办法是：已知一点或两点的泥沙采样，可以用类似于流速仪测流的办法推算出总的推移质沙量。业已求出若干种函数相当地符合于实测的含沙量垂直分布[2]。然而，这样的函数只适用于有限的粒径范围，而且必须在粒径的全部范围内求和。当这些函数应用于推移质粒径的整个范围时，看来有可能对悬移质输送近似得相当好，但如存在大量的和变动的冲泻质成分时就排除了悬移质总量的可靠计算。因此，曾研制出与含沙量分布无关的悬移质测定方法（第13-5节）。

13-4 推移质泥沙输送

多年以来，推移质输送的分析是以下列古典的杜波依斯方程式为依据的：

$$G_i = Y\frac{\tau_0}{w}(\tau_0 - \tau_c) \qquad (13\text{-}3)$$

式中G_i是每单宽河面的推移质输送率，Y是取决于泥沙颗粒的大小和形状的经验系数，w是水的单位重量，τ_0是河床处的切力，而τ_c是输送开始时的临界切力。对原始杜波依斯公式提出过许多改变办法[2]，都是使用临界推移力来诱发运动这一概念的。这种途径忽略了现代的紊动和边界层的概念，因为它们影响推移质颗粒的掺和。欲成功地应用式（13-3）需要正确地选定系数Y值。大部分现有数值是从小水槽的研究推出来的。表13-1简列斯特劳布[4]给出的数值。

推移质测定仪器的精度是那样的不肯定（第13-5节），以致推移质公式的现场比较是极难进行的。因此，推移质泥沙公式的有效性是很不可靠的。最近关于推移质问题的工作曾利用紊流和

增加的事实有所抵消。

业已有人提出了关联着上述各项因素的若干方程式作为估计侵蚀率的依据，但是很难用一个简单指标来正确地规定那些因素如降雨情势之类，因而这些方程充其量不过是近似而已。

13-3 悬移质泥沙输送

在河流中运动的泥沙或成为流水中的**悬移质泥沙**，或成为沿床底滑动或滚动的**推移质泥沙**（底沙）。第三种名词，**跃动**，用来说明似乎沿河床跳跃的颗粒运动。这些过程不是相互独立的，因为在某一断面中呈推移质的泥沙可以在另一断面里变为悬移质。另一有用的区别名词是**河床质**（由河床上通常看到的颗粒大小的物质代表）和**冲泻质**（由比河床上通常的颗粒直径更小的物质组成）。冲泻质包括降雨时冲洗进入河流的细粒物质，它通常旅行经过全系统而不再沉积下来。

悬移质在静水中的沉降速度大致遵循着斯托克斯定律，表示如下：

$$v_s=\frac{2(\rho_g-\rho)gr^2}{9\mu} \qquad (13\text{-}1)$$

式中ρ_g和ρ分别为颗粒和液体的密度，r是颗粒半径，而μ是水的绝对粘滞度。这个方程式假定粘滞度是唯一对沉降的阻力，颗粒是刚性和球形的，而它的沉降不会被另外的颗粒所阻挡。通常认为此式适用于0.0002～0.2毫米之间的泥沙颗粒。

在紊流中，泥沙颗粒的重力沉降被紊动涡流的向上输送所抵消。因为悬移质的含沙量在河底附近最高，向上运动的涡流会比向下运动的涡流挟带更多的泥沙。若重力沉降运动与紊流输送达到均势时，系统处于平衡而悬移质泥沙量保持常定。

悬移质输送的通用二维非平衡方程如下：

$$v\frac{\partial c_s}{\partial x}=v_s\frac{\partial c_s}{\partial y}+\frac{\partial \varepsilon_x}{\partial x}\frac{\partial c_s}{\partial x}+\frac{\partial \varepsilon_y}{\partial y}\frac{\partial c_s}{\partial y}$$

$$+\varepsilon_x\frac{\partial^2 c_s}{\partial x^2}+\varepsilon_y\frac{\partial^2 c_s}{\partial y^2} \qquad (13\text{-}2)$$

能力的10000倍。这符合于实际观察得知的一些强烈暴雨是大多数侵蚀的原因。它的影响更因地面漫流很容易在强烈暴雨时出现而增大。

在坡面上一些地方，相当多的地面漫流可能聚集起来而造成小溪流。如水流的紊动作用强到足以冲走河床和河岸的土壤，就可以出现**沟蚀**。当冲沟加深，它的纵断面在上端最陡(图13-2)。在此区域的侵蚀最快，因而冲沟倾向于朝着源头发展。

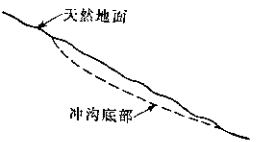


图 13-2 典型冲沟的纵断面

侵蚀的第三个因素是**块体运动**。它可以具有土体缓慢向下坡**蠕动**或大块土体快速崩坍而**滑坡**两种形式之一。有些滑坡进入了河槽，为河流直接供应大量的土壤。

13-2 控制侵蚀的因素

许多因素影响着侵蚀率。其中最重要的要算降雨情势、植被、土壤类型和土地坡度。降雨情势的意义已在上节中讨论。由于雨点冲击的重要作用，植被通过吸收下降雨点的能量和通常减小了到达地面的雨点直径而提供了显著防止侵蚀的作用。植被也可以对土壤提供防止沟蚀的机械作用。另外，良好的植被通常因使土壤的有机物质增多而提高其下渗能力。较高的下渗能力意味着较少的地面漫流因而较少的侵蚀。

胶结良好的土壤会比疏松土壤更容易抵抗溅击侵蚀。一般言之，溅击侵蚀随着土壤中沙的成分增加使内聚力减小而增强。溅击侵蚀随着水稳性团聚体的成分加多而减弱。个别颗粒不会形成团聚体的土壤将比团聚体丰富的土壤更容易遭受侵蚀。

陡坡上的侵蚀率比缓坡上要大。坡面愈陡，搬动土壤下坡的溅击侵蚀愈有效。陡坡上的地面漫流流速也较高，而块体运动在陡峻地表上也较易发生。坡面的长度也是重要的。坡面愈短，侵蚀物质到达河流愈早，但这被地面漫流流量和流速随坡面长度而

第十三章 沉 积

土壤不断地从地球上陆地表面移走，而且在河流中向下游输送直到它沉积在湖泊、感潮河口及海洋中。由于水是主要的侵蚀营力和输送侵蚀物质的主要运载工具，这种过程对水文人员是值得注意的。水文人员所关心的是水库、港湾和感潮河口中泥沙的沉积率、以及在其来源处控制侵蚀的方法，既要在原地保持土壤又尽量减少水库和港湾中的聚积。

13-1 侵蚀过程

侵蚀作用可以看作是从土壤颗粒被雨点冲击而分离开始[1]。雨点的动能可以把土壤颗粒溅到空气中。在平地上土壤颗粒在所有方向都分布比较均匀，但在斜坡上则存在着向下坡的净输送（图13-1）。如出现地面漫流，降落的颗粒将被流水拖带，并在停落于土壤表面以前向下坡更远处搬移。地面漫流主要是层流，不能将土壤颗粒从土体分离，但它能将业已在土壤表面松动的颗粒搬走。雨点溅击和地面漫流过程造成片蚀，即土壤表面上比较均匀的冲刷。除非当土壤表面降低到离笆立柱上的老土痕以下，树根裸露出来或遗留下石头盖顶的小土柱等，片蚀是很难发觉的。

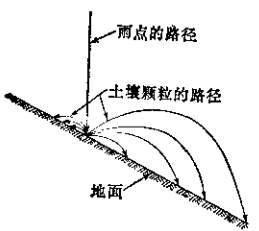


图 13-1 由于雨点飞溅引起的下坡输送

雨点的直径可以从0.02变到0.25英寸(0.5～6毫米)，面沉降速度 v 随直径而变，可由大约 7 到30英尺/秒（2～9米/秒）。因为动能与 d^3v^2 成正比，最大雨点的侵蚀能力可达较小雨点的侵蚀

习　题

12-1　使用25年以上的历史资料系列和后续峰方法，推求满足平均径流总量的30、50、70、90%用水所必需的库容。如果你的同学分析了另外的河流，将库容作为平均径流总量的百分数并作一比较。河流之间的变化是否如你所期望的？

12-2　对于习题12-1的河流，计算均值、方差和序列相关系数。点绘流量资料并检视有无会使计算的序列相关系数偏倚的偶然情况出现？

12-3　利用习题12-2的参数值生成出一个年径流系列。制出如图12-7的可靠性（保证率）曲线。适用于习题12-1的结果的概率是多少？从一半长度的两段人造系列作出的可靠性曲线是否彼此符合？

12-4　对一条河流分析月径流资料的参数。是否所有各月看来都显示同一分布？你能否解释序列相关系数和方差在年内各月的变化？

参 考 文 献

1. J. Bernoulli, "Ars Conjectandi," p. 213, Basel, 1713.
2. A. Hazen, Storage to Be Provided in Impounding Reservoirs for Municipal Water Supply, *Trans. ASCE*, vol. 77, pp. 1539–1669, 1914.
3. C. E. Sudler, Storage Required for the Regulation of Streamflow, *Trans. ASCE*, vol. 91, pp. 622–704, 1927.
4. H. A. Thomas, Jr., and M. B. Fiering, Mathematical Synthesis of Streamflow Sequences for the Analysis of River Basins by Simulation, chap. 12 in A. Maass et al., "Design of Water Resources Systems," Harvard University Press, Cambridge, Mass., 1962.
5. G. E. P. Box and G. M. Jenkins, "Time Series Analysis: Forecasting and Control," Holden-Day, San Francisco, 1970.
6. B. B. Mandelbrot and J. P. Wallis, Computer Experiments with Fractional Gaussian Noises, *Water Resour. Res.*, vol. 5, pp. 228–267, February 1969.
7. J. M. Mejia, I. Rodriguez-Iturbe, and D. R. Dawdy, Streamflow Simulation: 2, The Broken Line Process as a Potential Model for Hydrologic Simulation, *Water Resour. Res.*, vol. 8, pp. 931–941, August 1972.
8. M. Fiering, "Streamflow Synthesis," Harvard University Press, Cambridge, Mass., 1967.
9. J. R. Benjamin and C. A. Cornell, "Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers," McGraw-Hill, New York, 1970.
10. S. J. Burges, Use of Stochastic Hydrology to Determine Storage Requirements for Reservoirs: A Critical Analysis, *Stanford Univ. Progr. Eng. Econ. Plann. Rep.* EEP-34, September 1970.
11. R. L. Anderson, Distribution of the Serial Correlation Coefficient, *Ann. Math. Stat.*, vol. 13, pp. 1–13, 1962.
12. H. E. Hurst, Long-Term Storage Capacity of Reservoirs, *Trans. ASCE*, vol. 116, pp. 770–808, 1951.
13. H. A. Thomas, Jr., and M. B. Fiering, The Nature of the Storage Yield Function in "Operations Research in Water Quality Management," Harvard University Water Program, 1963.
14. M. Hufschmidt and M. Fiering, "Simulation Techniques for the Design of Water-Resource Systems," Harvard University Press, Cambridge, Mass., 1962.
15. N. C. Matalas, Autocorrelation of Rainfall and Streamflow Minimums, *U.S. Geol. Surv. Prof. Pap.* 434-B, 1963.
16. A. Pattison, Synthesis of Rainfall Data, *Stanford Univ. Dept. Civ. Eng., Tech. Rep.* 40, 1964.
17. D. D. Franz, Hourly Rainfall Synthesis for a Network of Stations, *Stanford Univ. Dept. Civ. Eng. Tech. Rep.* 126, 1969.
18. R. F. Ott, Streamflow Frequency Using Stochastically Generated Hourly Rainfall, *Stanford Univ. Dept. Civ. Eng. Tech. Rep.* 151, December 1971.

书 目 提 要

FIERING, M. B., and JACKSON, B. B.: Synthetic Streamflows, *Water Resour. Monogr.* 1, American Geophysical Union, 1971.

KARTVELISHVILI, N. A.: "Teorija Veroyatnostnych Processov v Gidrologii i Regulirovane Stoka," in Russian (Theory of Stochastic Processes in Hydrology and Regulation of Flow), Gidrometeoizdat, Leningrad, 1967.

KLEMES, V.: Applications of Hydrology to Water Resources Management, *Opera. Hydrol. Rep.*, no. 4, World Meteorological Organization, Geneva, 1973.

MORAN, P. A. P.: "The Theory of Storage," Methuen, London, 1959.

的向量，Z_i是标准化正态自变数的向量，x_i是X_i对均值$\overline{X}$的离差的向量，E表示期望值，上标T表示转置，而$\mathbf{L}$是下三角形矩阵。

曾使用暴雨间际的经验规定的分布来生成暴雨间际期。因此，从一个干小时开始，用式（12-16）来产生一连串的湿小时。当这个系列最后截止在一个干小时时，调用暴雨间际模型子程序来规定下一个暴雨间际时段的长度，然后再调用暴雨期模型子程序。由于假定滞后1的相关，生成过程是马尔可夫型的。

当使用加利福尼亚州俄罗斯河流域的三个测站资料作检验时，这项过程似乎能对零雨量概率、平均暴雨期、平均时强度和年降雨量等因素生成出良好的数值。模拟模型中使用的生成资料和德赖河的洪水频率曲线相当接近。奥特[18]后来对另一条河流使用弗兰兹模型取得显然良好结果。至于说随机径流量，则没有肯定程度的成功。重演原先的参数不过验证了生成算法是良好的。在随机降雨量的情况下，还有一个因素就是生成雨量中微小误差大概不会对模拟流量的频率有什么影响，而这项频率正是所要求的最终结果。

帕蒂森[16]举例证明了通过生成单站降雨资料和利用斯坦福流域模型进行转换来研制随机流量资料的可行性。他使用了一个马尔可夫模型和两相邻降雨小时之间的转移概率矩阵，以及一个六阶模型来定出无雨期后降雨的开始时刻。步骤很烦琐，而且在生成0.01英寸（0.25毫米）雨量的正确小时号数时遭到困难。转移矩阵有很多空框，而转移只限于在实际出现于历史记录中的那些框。尽管有这些限制，他仍然成功地重演了一条河流的洪水频率曲线（图11-5）。他的经验暗示着并不很完善的降雨重演，仍然可以成为流量生成模拟模型的良好输入。

弗兰兹[17]对多站时雨量的生成使用过多元正态途径。为了考虑全年内降雨特征的变化，他对四个季节分别处理。更多的季节也许规定年周期更好一些，但当季节缩短了，用来规定参数的资料数量就减少了。选择季节的数目和长度必须基于判断。

弗兰兹定义了一个**湿小时**作为站网中至少有一个测站有雨的小时，以及一个**干小时**作为任何测站均不降雨的小时。一个**暴雨期**是以干小时为起迄的湿小时时期。一个**暴雨间际**是干小时的序列。对各季节中暴雨期和暴雨间际的时期分别用模型进行人工综合。

各站实测时雨量的累积频率分布，通过拟合下式而转换为正态分布：

$$Y=a+b(X+0.5)^c \qquad (12\text{-}12)$$

式中Y是标准化正态变数，X是时雨量，而a、b、c是拟合过程中求得的参数。雨量用整数表示，取0.01作为1计。正态分布假定在零值处截断。暴雨期模型的生成方程如下：

$$\mathbf{S}_0=E(x_i x_i^T) \qquad (12\text{-}13)$$

$$\mathbf{S}_1=E(sx_{i+1}x_i^T) \qquad (12\text{-}14)$$

$$\mathbf{L}\mathbf{L}^T=\mathbf{S}_0-\mathbf{S}_1\mathbf{S}_0^{-1}\mathbf{S}_1^T \qquad (12\text{-}15)$$

$$X_{i+1}=\bar{X}+\mathbf{S}_1\mathbf{S}_0^{-1}(X_i-\bar{X})+\mathbf{L}Z_{i+1} \qquad (12\text{-}16)$$

式中$\mathbf{S}_0$是变换后雨量的滞后0协方差矩阵，$\mathbf{S}_1$是对应的滞后1协方差矩阵，X_i是第i小时变换后雨量的向量，$\bar{X}$是X_i的均值

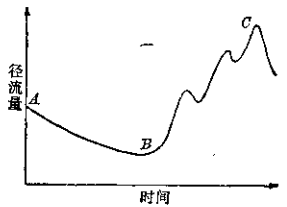


图 12-10　表示不同情势的日平均流量过程线

连续日之间的关系相当不好，因为控制因素乃是一个由流域析出来的独立的随机因素——降雨量。第$B+1$天的流量仅是部分地由第B天的流量决定。一个随机日流量生成步骤应该了解这些不同的条件，而且包括一个能决定流量上涨出现的算法。一旦流量上涨在进行中，就可以使用一个函数将流量限制在与流域特征一致的型式中。

这样的日流量生成函数大概可以设计得出来的，但使用降雨量资料却能提供许多优点。研究成因随机变数更显得合理，因为降雨量显示着较低的序列相关，而且生成函数可以更简单和直接。往往是降雨量记录比流量记录为长，因而参数较稳定。最后，短时段的极限雨量对于决定流量来说要比中间到强烈范围的降雨强度序列较不重要，而资料系列的生成是随机分析的主要功能。

如要使用随机生成的降雨量来建立长期流量系列，生成的雨量必须符合于用在转换中的模拟系统的要求。此外，可以争辩说随机的可能蒸散发量（PET）资料也应该加以使用，但是经验指出PET的变异性比雨量的要小得多而通常对结果没有什么影响。如果降雪也包括在流域的水文研究中，气温资料也将和模拟程序中融雪分程序的其它参数一起有所使用。最后，对于大流域，必须生成若干降雨系列以正确地代表分散在流域上的空间变化性。

在其它方法因资料不足而无法实行时才予以采用。

12-9 多站模型

在具有若干蓄水工程的大流域里，需要在每一个工程地点研制随机资料。生成过程必须保存这些地点的统计性质，而同时生成出一致的径流资料。这几处的现时时期的径流量必须代表能合理地同时出现的径流量；即是说，不应该在同一条河流上在某一点出现大洪水而同时在另一些点出现非常枯水。

一种途径是在一个**基本站点**生成出人造资料，然后用很象式（12-2）的下列简单交叉相关方程造出其它站点的资料：

$$Q_{2,i}=\bar{Q}_2+\rho_{12}(Q_{1,i}-\bar{Q}_1)+t_i\sigma_2\sqrt{1-\rho_{12}^2} \qquad (12\text{-}11)$$

式中下标1指基本站，而2指相关站。

式（12-11）保存站1和站2之间的交叉相关，但不保存站2的序列相关或站2与系统中任何其它站的交叉相关。因此，式（12-11）只应在包括两三个站时使用。对包括更多站点的情况，马塔拉斯[15]提出了一个多变量解。

12-10 降雨量的随机分析

降雨量资料可以用随机方法来处理，虽然步骤必须和径流的随机方法稍有不同。降雨量随机分析的优点，主要在于：（1）在缺乏径流记录或实测径流资料不足情况下有可能进行随机分析；（2）对短期资料进行随机处理的可能性。两种情况都可以用随机生成的雨量资料通过一个必然性模拟步骤折合成径流资料来处理。

月径流总量往往对于水库研究是适用的，但对于极小水库或对于洪水问题就需要更详细的情况。本章中先前介绍的推求随机径流资料的办法对于日径流量并不适用，因为月径流量之间的序列关系不完全是随机的，因而不能用一个单纯函数来描述。例如，从A点到B点（图12-10）后续各日的流量由式（7-1）的退水方程和前一日的流量关联起来。如果存在着一个随机成分，它很小，而且由逐日蒸散发的变异性来代表。在B点和C点之间，

12-8 时间趋势

随机分析通常假设一个平稳系列，即不带有时间趋势。借助于气候上的永年趋势的现有知识，这个假定也许是用得最聪明的。我们关心的是未来的较短时期——难得超过100年，通常还要短一些。不会有肯定的永年趋势能造成在这样短期内的显著变化。作为人类活动结果的预期变化必须加在使用于随机生成的参数上面。换言之，若径流量由于流域中的其它活动可望加大或减小，就必须作出某种改正。因兴建水库而增加的蒸发损失必须考虑在蓄水模拟中间。

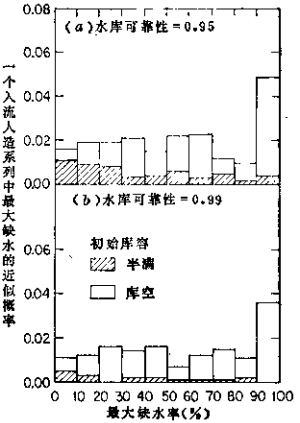


图 12-9 假定一阶马尔可夫过程具有正态分布年径流和$\overline{Q}/\sigma = 0.5$的条件下，缺水的近似概率分布。带有零缺水量的人造系列不计在内（摘自[10]）

随机生成所依据的历史资料中的时间趋势又是另外一个问题。由于流域中土地利用的改变，为灌溉或其它目的而引水，兴建水库等等之故，许多河川径流资料展示出明显的趋势。在计算参数之前，必须对这些趋势作出改正。或许最好是改正到完全天然径流来为随机生成规定参数，然后再将水库或引水纳入蓄水模拟之中。但是，若变化是永久性的和无控制的，例如都市化影响之类，也许更聪明的是按照现时或未来条件进行改正。还原到天然径流的改正往往通过把已知引水和水库蓄水变化加到实测径流量上去来实现（第4-17节）。按照现时或未来条件进行改正，也许最好用降水资料进行模拟。另外的替代办法是对历史资料的时间序列拟合一条趋势线。这种途径只能作到近似的改正，而只有

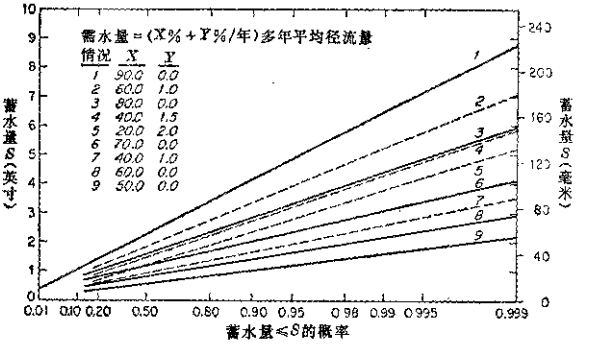


图 12-8 假定一阶马尔可夫过程具有正态分布年径流量和 $\overline{Q}/\sigma=0.5$，$\rho=0.2$的条件下，常定需水和线性增长需水的必需库容比较（摘自[10]）

性的证据。当人们接受了随机分析作为将来可以发生的现实例子，如图12-7那样的蓄水量（库容）概率曲线能提供有用的信息。这样一条曲线表明在任何等于印迹（人造系列）长度的未来时期内径流量将提供足够维持想望的需要而不致缺水的概率。可靠性（保证率）为0.99表明在每100个印迹（人造系列）中只有1个表示缺水，即水库按照指示的容量将在工程寿命期间提供99%保证胜利地运行。

随机资料也将在各人造系列中规定缺水的数量，使得可以制定出概率说明（图12-9）。除非亏空的大小表示出某些意义来，否则说1%缺水风险是没有什么意义的。在随机系列中推算出来的许多缺水量是非常小的；有些却又可以非常之大。注意随机途径不是主要寻求生成非常事件——不论大的还是小的。这样的事件会在假定分布中按照它们的大小随着概率而生成。但是，随机分布基本上企图寻求更常遇的事件，这些事件组合起来的系列可能造成缺水。

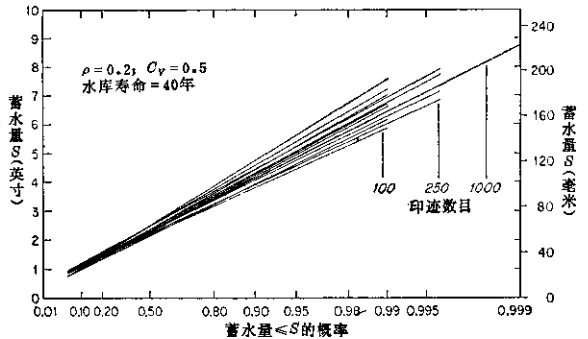


图 12-7 假定一阶马尔可夫过程具有正态分布年径流资料在用水量等于多年平均径流量的90%条件下规定蓄水量分布所用印迹数目的影响（摘自[10]）

对于显示低变异性的河流大约300到高变异性的河流在1000左右。

伯吉斯也指出水库初始条件的假设在决定可靠性（保证率）方面起重要的作用。表12-3所示的算例假设初始库容为零，但其它任何初始库容都可选用。后续峰算法并不特定一个初始条件。当用这种算法来分析大量的印迹时，可能形成初始库容值的一个随机分布。这也许是最有利的假设，因为实在初始条件常属未知。但是，如果有某些另外的根据来固定初始条件，就可以从预定初始库容开始求和来使用它。

当一个水库期待着要满足逐渐增加的需水要求时，库容算法应该适当地通过每一印迹为增长中的需水作准备。在极限水位处使用常定需水量将表明对水库的要求比实际所要求的要大得多（图12-8）。

12-7 水库可靠性

习惯上常提到水库的保证供水量，似乎这是一项保证的最小供水量。以历史资料分析为根据的决定，并不提供关于水库可靠

续表

月份	降水量（英尺）	蒸发量（英尺）	入流总量（英亩-英尺）	取水总量（英亩-英尺）	降水总量（英亩-英尺）	蒸发总量（英亩-英尺）	泄放总量（英亩-英尺）	蓄水变量（英亩-英尺）	蓄水*小量（英亩-英尺）	库*面面积（英亩-英尺）	必需库容
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	
1934											
1	0.110	0.080	586	106	14	10	400	64	2174	132	
2	0.455	0.098	1332	138	65	14	400	845	3019	154	
3	0	0.214	14	148	0	32	14	-180	2839	148	
4	0.056	0.266	8	265	8	39	8	-296	2543	144	
5	0.054	0.392	5	466	7	53	5	-512	2031	128	
6	0.046	0.480	0	466	5	56	0	-517	1514	105	
7	0	0.507	0	466	0	47	0	-513	1001	81	
8	0	0.450	0	424	0	32	0	-456	545	63	
9	0.079	0.370	0	392	3	15	0	-404	141	18	8462英亩-英尺
10	0.084	0.250	700	265	1	5	400	30	171	25	
11	0.434	0.126	666	138	14	6	400	126	307	41	
12	0.304	0.079	515	106	14	4	400	19	326	50	
1935											
1	0.755	0.068	1820	108	91	6	400	1387	1713	120	
2	0.108	0.088	18	140	13	10	18	-136	1576	110	
3	0.491	0.213	1620	151	62	27	400	1112	2688	146	
4	0.486	0.258	3680	270	89	47	400	3044	5732	222	

* 月末数值。

算，并且定出各印迹的最大必需库容，就得到了库容要求的概率分析资料。伯吉斯[10]指出当使用大约1000年径流印迹，概率分析符合于极值I型（耿贝尔）分布，而若再使用另一组1000年印迹，会实际上重演相同的概率曲线。另一方面，当使用少数印迹，概率曲线就不一定重合（图12-7）。如使用年径流量，则水库分析通常应该包括至少定出1000个印迹（人造系列），各印迹和该水库的预期寿命等长。如使用月径流量，可能较少的印迹就会合用。因为在某一设计情况下很可能要进行多次试算，最好试行定出重演蓄水量分布所需要的模拟印迹数目。这个数目可以从

表 12-3　　蓄水库的运行研究

月份	降水量（英尺）	蒸发量（英尺）	入流总量（英亩-英尺）	取水总量（英亩-英尺）	降水总量（英亩-英尺）	蒸发总量（英亩-英尺）	泄放总量（英亩-英尺）	蓄水变量（英亩-英尺）	蓄水量（英亩-英尺）	库面面积*（英亩-英尺）	必需库容
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	
1931											
12	1.062	0.060	3440	100	82	5	400	3017	3017	153	
1932											
1	0.379	0.079	2030	102	65	14	400	1579	4596	190	
2	0.390	0.111	4470	133	97	27	400	4007	8603	304	
3	0.042	0.199	96	143	13	60	96	−190	8413	298	
4	0.062	0.294	11	255	18	86	11	−323	8090	286	
5	0.018	0.471	11	448	5	115	11	−558	7532	276	
6	0	0.482	0	448	0	130	0	−578	6954	266	
7	0	0.500	0	448	0	127	0	−575	6379	245	
8	0	0.456	0	408	0	107	0	−515	5864	229	
9	0	0.385	0	377	0	66	0	−443	5421	217	
10	0.034	0.252	0	255	7	54	0	−302	5119	213	
11	0.066	0.137	0	132	14	29	0	−147	4972	210	
12	0.381	0.074	0	102	80	16	0	−38	4934	210	
1933											
1	0.745	0.083	1090	104	160	18	400	728	5662	220	
2	0.100	0.102	33	136	22	22	33	−136	5526	218	
3	0.280	0.210	347	146	61	46	347	−130	5395	216	
4	0.021	0.274	12	260	45	59	12	−274	5121	212	
5	0.155	0.398	11	458	31	79	11	−506	4615	198	
6	0	0.499	3	458	0	95	3	−553	4062	185	
7	0	0.547	0	458	0	96	0	−554	3508	168	
8	0	0.465	0	416	0	75	0	−491	3017	155	
9	0	0.384	0	385	0	57	0	−442	2575	144	
10	0.158	0.240	0	260	22	34	0	−272	2303	136	
11	0	0.140	0	135	0	19	0	−154	2149	132	
12	0.577	0.079	3	104	75	10	3	−39	2110	131	

8462英亩-英尺

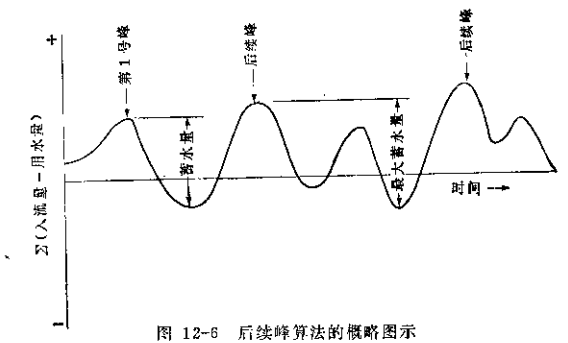


图 12-6 后续峰算法的概略图示

栏的月初和月末库面面积的平均数）分别乘上降水量（第2栏）和蒸发量（第3栏）得出的。表中还列出了一项变动的月需水量（第5栏），以及一项专用于满足下游用水权需要的泄放水量规定为400英尺^3/秒或取天然入流量，视何者较小而定。一个蓄水量极大值和随后的一个极小值之间的最大差值就是提供指定需水量的必要库容。

另外的办法是：可以设计一种模拟来决定指定大小的系统工程的输出。这时必须规定出水库、管道和发电容量以及一套调度运行规则。对水流利用与表12-3所示相同的模拟步骤（但因系统更复杂而往往模拟也更较复杂）通过系统运行。然后计算出灌溉水量输出（以英亩-英尺计）、电能输出（以千瓦小时计）等等，以及这些输出的货币价值。通过逐次试算，可以定出提供最大受益的系统轮廓[14]。如对所有输出都能指定货币价值，它们的合并价值即可求出。

任何上述蓄水分析都可以立即在计算机上执行，至于更复杂的系统模拟因为包括许多计算工作需要在计算机上解算。

12-6 由随机资料得出的蓄水要求

若大量的径流印迹（人造系列）通过一个水库算法进行演

$h>0.5$的人造序列。也有人提出过自回归积分移动平均(ARIMA)[5]和一个折线过程[7]。在这里要给出这些过程的充分说明是不现实的，有兴趣的读者可查阅有关的参考文献。

气候的长期趋势清晰地由地质证据指明，但是对于赫斯特研究成果所提示的那种持续性并不存在着确实的解释。原因必定不是水文学的延滞过程，而必须从长期气候变化上来寻找。

现有证据并不暗示着在一般工程寿命范围约100年以内期间有显著的气候变化。因为随机分析的目的往往是生成能代表可能替换的短期未来情况，可以争论说长期持续性问题是无关紧要的。对于大多数目的而言，要生成几千年的系列具有同样规模的持续性影响是不对的。若有已认明的趋势会连续下去进入工程的规划期内，则唯一的正确处理办法将是在生成函数上增加一个趋势项。企图用随机函数来处理已知的趋势是肯定不恰当的。由于马尔可夫过程会生成比历史样本或是更严重或是更不严重的序列，又由于人们已认识到从短期历史记录规定正确的h值是很困难的，在有明证取得更好的方法以前，有相当的理由来继续使用马尔可夫假设。

12-5 蓄水模型

业已提出许多方法来决定适合于专用要求所必需的水库库容。所有一切都是以蓄水方程为根据的。对于简单蓄水库，后续峰分析[13]既简单又方便。计算入流量减用水量的差值的累积和(差积曲线)(图12-6)。识别出第一个入流峰(累积净入流量的局部极大值)和后续峰(大于第1号峰的紧接后续峰)。某一时段内必需的库容即是初始峰和时段内最低谷之间的差值。这样的过程对整个实测记录期间重复进行，而计算所得的最大必需库容即取作控制值。

对于许多水库，一个多目标水库或一个具有专门泄放要求的单目标水库，可能需要更复杂的运行研究，也即模拟研究。表12-3说明对一个假想水库进行的短时期计算。库面降水总量(第6栏)和蒸发总量(第7栏)是用各月份的平均库面面积(取第11

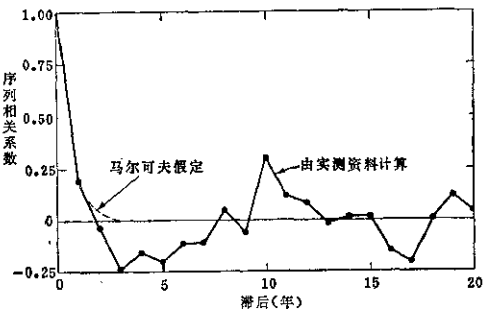


图 12-5 宾夕法尼亚州萨斯奎哈纳河在丹维尔处年径流相关图（$n=51$，$\rho_1=0.19$）及具有$\rho=0.19$的一阶马尔可夫过程的相关图

著的影响。因此，使用多滞后有时在月径流模型中是适用的，而且偶尔也在年径流模型方面适用。但是，对于使用多滞后模型必须多加慎重考虑，而在使用前应该对其意义取得合理的确实实的了解。

12-4 赫斯特现象

当研究尼罗河的长期调蓄要求时，赫斯特[12]发现极差（变幅）R_n可以表示为：

$$R_n=\sigma_n\left(\frac{n}{2}\right)^h \qquad (12\text{-}10)$$

式中σ_n是标准差，而n是系列的长度；极差R_n规定为超过平均径流的最大累积超流量和低于平均径流的最大累积缺水量之间的差值；指数h称为**赫斯特系数**。对于马尔可夫过程，$h=0.5$。赫斯特检验了大约800个时间序列（河川径流、季候泥、树木年轮、降水量和气温），并且得到$0.5<h<1$和平均$h=0.73$以及标准差为0.09。$h>0.5$的一个含意是在自然时间系列中存在着长期持续性，而马尔可夫过程并不是一个有效的模型。

曼德布罗特和沃利斯〔6〕提出使用分数高斯噪声来生成

表 12-2　　加利福尼亚州赛科单河在索里达德附近历史径流资料的参数[10]

月份	均值*			方差			序列相关系数		
	1903～1967	1903～1934	1936～1967	1903～1967	1903～1934	1936～1967	1903～1967	1903～1934	1936～1967
10	0.040	0.050	0.032	0.004	0.005	0.003	0.539	0.738	0.172
11	0.224	0.233	0.216	0.259	0.300	0.233	-0.003	-0.012	0.003
12	0.824	0.717	0.952	1.269	0.799	1.776	0.028	-0.034	0.078
1	1.693	1.925	1.460	5.014	7.577	2.661	0.260	0.187	0.137
2	2.360**	2.412	2.370	5.802	5.389	6.456	0.209	0.280	0.129
3	1.979	2.123	1.864	5.007	5.959	4.316	0.442	0.140	0.770
4	1.191	1.035	1.296	2.246	0.798	3.715	0.470	0.382	0.626
5	0.427	0.423	0.429	0.127**	0.133	0.130	0.625	0.541	0.732
6	0.172	0.173	0.171	0.025	0.030	0.021	0.947	0.926	0.981
7	0.058	0.058	0.058	0.005	0.005	0.004	0.966	0.960	0.978
8	0.020	0.022	0.019	0.001	0.001	0.001	0.963**	0.964	0.965
9	0.018	0.022	0.014	0.001	0.001	0.001	0.684	0.660	0.732

* 资料以流域上英寸径流量计[流域面积244平方英里(632平方公里)]。

** 这些数字由于了短期资料参数的范围以外，因为多水年1934～1935年包括在65年长期但不包括在32年的两个短期内。

曾经有人提出应该用多重滞后模型代替一阶马尔可夫模型。在后一模型中假定任何径流量仅依赖于紧接在前面的径流量。马尔可夫过程的相关图（相关系数对各种滞后的曲线，图12-5）是一条光滑的指数衰减函数。由实测记录计算的相关图往往是显示突变的参差不齐的函数。虽说也许可以假定相关图的不规则性是径流情势的真实特点，这样的假定却是没有物理根据的。例如，如果年径流资料滞后5年具有高度相关，则滞后4年就应当有至少同样程度的相关。伯吉斯[10]指出从一个随机生成的径流资料抽取短期样本可以得出不规则的相关图。这种不规则的相关图，或是由短期样本的随机变化所造成，或是由于某些潜在的趋势所造成，也许由于两者共同造成的。

有一些实例表明显著的多时期径流延滞作用，主要是由于地下水储蓄（调节）之故。在短期中，土壤含水量延滞也可能有显

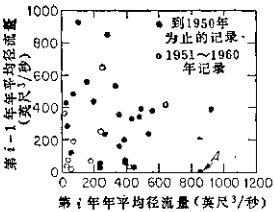


图 12-4 得克萨斯州叶瓜河在萨默维尔附近的年径流序列作图（资料摘自美国地质调查局）

的可能值。比较密切的月际相关可能时常出现，但超过 0.4 的年际相关系数不大可能出现，而如果一年的最后几个月间相关不好，年际相关必然接近于零（在马尔可夫的假定下）。

如果选用对数正态分布，要按照以下各式计算参数：

$$\mu_X^2=\exp(\sigma_y^2+2\mu_y) \tag{12-7}$$

$$\sigma_X^2=\exp(2\sigma_y^2+2\mu_y)-\exp(\sigma_y^2+2\mu_y) \tag{12-8}$$

$$\rho_X=\frac{\exp(\sigma_y^2\rho_y-1)}{\exp(\sigma_y^2)-1} \tag{12-9}$$

式中 μ_X，σ_X 及 ρ_X 根据实测资料用式（12-3）、（12-4）和式（12-6）计算，而μ_y、σ_y和ρ_y是要使用的参数。通常的办法是将资料变换为对数，再计算变换后资料的参数可能造成径流量生成的巨大偏倚，因为径流的统计参数未予保存。变换后的参数σ_y^2及μ_y通过联解式（12-7）及式（12-8）求出，然后可由式（12-9）求出ρ_y。

当人们要从非常短期记录估计参数时，详细的分析是不明智的，因为在选择基本分布时很可能造成重大误差。另外，在参数估计上也存在相当的不可靠程度。如需要进行分析，要用确定性办法例如模拟技术（第10章）尽可能展延实测记录。表12-2列出加利福尼亚州赛科旱河在帕索罗布尔斯附近65年资料及两个32年部分资料求出的参数之对比。资料暗示着要适当地确定参数需要超过65年的记录长度。不过应当指出赛科旱河的径流总量显示出巨大的变异性。当决定需用多么长的资料库长度才能够使等待进行的随机分析产生充分的精度时，必须检查变异性。选择资料样本容量时必须用整个系统的观点来考虑。

$$\rho=\frac{1}{n-2}\cdot\frac{\sum_{j=1}^{n-1}(Y_jZ_j)-(n-1)\overline{Y}\,\overline{Z}}{\sigma_y\sigma_z}\qquad(12\text{-}6)$$

序列相关系数ρ的推算值不可以不加考虑地予以接受。安德森[11]提出一项如图12-3所展示的相关系数显著性检验。对于短期记录，小于或等于0.3的ρ值在统计意义上作为与零相差不显著。但是，即使不大的相关也会减低随机项的作用，而加大生成函数的持续项。同时，方差也将增加[式(12-5)]。若ρ值过大，这些影响使必需的库容估计过高。

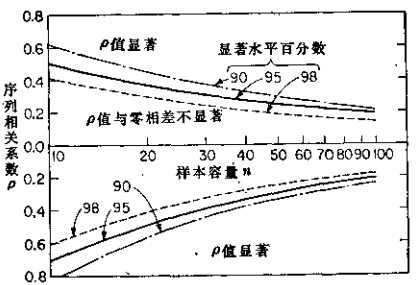


图 12-3　序列相关系数作为样本容量函数的显著性（摘自[11]）

负的ρ值没有明显的物理解释。如果这些负值在统计意义上与零相差不显著，就应该把它们作为零。但是，如认为负相关是显著的，分析人员就应该立即检查径流记录看是否有必然性的原因。若找到了这种原因，必须把它纳入生成模型之中。用散布图来检查相关系数是有益的。Q_i对Q_{i-1}作图可以表明(图12-4)只有少数偶然出现的径流序列对相关影响较大。对于叶瓜河，26年资料给出$\rho=0.29$，从安德森检验得知和零相差并不显著。若将A点取消，$\rho=-0.10$，而由35年(取消A点)得到$\rho=-0.007$。同样，接连两个多水年的偶然出现会产生大的正号ρ值。检验计算可以在从资料主体取消的条件下作出来，以便更准确地定出ρ

$$\overline{X}=\sum_{i=1}^{n}\frac{X_i}{n} \qquad (12\text{-}3)$$

式中 n 是样本中的项数，方差必须对序列相关（如果存在）作改正如下：

$$\sigma^2=\psi\frac{\sum_{i=1}^{n}X_i^2-n\overline{X}^2}{n-1} \qquad (12\text{-}4)$$

式中 ψ 是序列相关系数 ρ 和记录长度 n 的函数（表12-1）。

表 12-1　　计算方差用的式（12-4）中的 ψ 值*

序列相关系数 ρ	样本容量 n						
	10	20	30	40	60	80	100
0.00	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.10	1.011	1.006	1.004	1.003	1.002	1.001	1.001
0.20	1.025	1.013	1.008	1.006	1.004	1.003	1.003
0.30	1.043	1.022	1.014	1.011	1.007	1.005	1.004
0.40	1.068	1.034	1.022	1.017	1.011	1.008	1.007
0.50	1.103	1.051	1.034	1.025	1.017	1.013	1.010
0.60	1.155	1.077	1.051	1.038	1.025	1.019	1.015
0.70	1.241	1.121	1.080	1.060	1.040	1.030	1.024
0.80	1.403	1.210	1.140	1.104	1.069	1.051	1.041
0.90	1.818	1.461	1.316	1.238	1.158	1.118	1.093
0.99	5.275	3.865	3.220	2.833	2.377	2.110	1.932

资料来源：摘自[10]。

* 表列数值应该是式(12-4)中改正系数 ψ 的平方根，而不是 ψ 值本身。例如，当 $n=10$，$\rho=0.5$，由式(12-5)求得 $\psi=1.216$，其平方根是1.103，适为表列数值——译注。

$$\psi=\frac{\dfrac{n-1}{n}}{1-\dfrac{1-\rho^2}{n(1-\rho)^2}+\dfrac{2\rho(1-\rho^n)}{n^2(1-\rho)^2}} \qquad (12\text{-}5)$$

若序列 $\{Y_i\}=\{X_i\}$，$i=1,2,\cdots\cdots,n-1$，而 $\{Z_{i-1}\}=\{X_i\}$，$i=2,3,\cdots\cdots,n$，产生了出来，分别具有均值 $\overline{Y}$ 和 $\overline{Z}$ 及方差 σ_y^2 和 σ_z^2，则系列的序列相关系数为：

法不去选择看来历史资料适合的分布。如果对最好的分布仍有重大的怀疑，不妨从不同的分布生成出两个以上的人造序列来决定由于序列差别对工程规划的影响。

12-3 参数的定义

概率分布可以由少数几个参数来说明。例如，正态分布完全可以由均值和方差这两个参数来规定。大多数对水文重要的概率分布需要两个以上的参数加以描述。这些参数可以直接和实测资料的某些量如算术平均数、方差和偏态等关联起来。不过，充其量也只是可以估计参数的真值。实测时间系列仅仅是全部时间系列的短暂样本。若总体的真正算术平均数是μ，我们只能用样本均值$\overline{X}$作为μ的近似值。因此，对于具有总体均值μ和方差σ_1^2的正态分布$N(\mu, \sigma_1^2)$，我们用分布$N(\overline{X}, \sigma^2)$来近似。

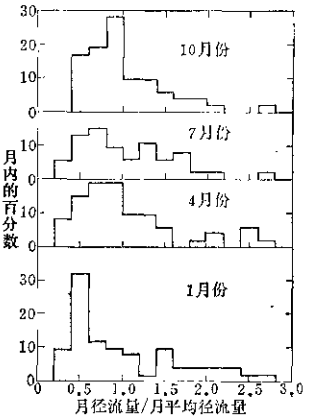


图 12-2 蒙大那州弗拉特赫德河在波尔森附近几个选定月径流量分布的比较[流域面积7096平方英里（18379平方公里），资料由1908～1960年]

使用两种主要方法来推求参数，最常用的方法是矩法[9]。第二种方法，即极大似然法，业已随着数字计算机广泛地可得而日渐取得人们的注意。因为大多数现行生成方案使用矩法来推求参数，本章只讨论由矩推求的参数。

对于任何概率分布，总体算术平均数由下式近似：

即使能良好的重复了均值和方差，也不能重演历史分布。若历史分布遵循正态，问题就很简单，我们只要从正态随机数生成元抽取即可。如果径流总量按对数正态分布，从正态分布的变换变数就可以生成出序列来。取幂立即产生对数正态序列。

对于分布的选择还没有先验的根据，而且找不到单一的分布能适用于所有河流。此外，通常可得的较短历史径流记录不能确切地说明分布的性质（参数）。因此，人们选用一个在可接受准则范围内拟合于实测资料的分布。这样的选择会受到下列事实的影响，即某些分布适应于生成技术，而另外一些则非常难加处理。例如一个三参数、对数正态分布也许对实测资料拟合得比一个更复杂的一般γ分布同样地好。人们宁愿选用前者，因为它容易和经济地编出程序。可以使用贝叶斯(或古典后验概率)方法拟合概率分布。例如，若有良好的确实理由认为径流总量是具有可加性的，就可以预料着正态分布适用。

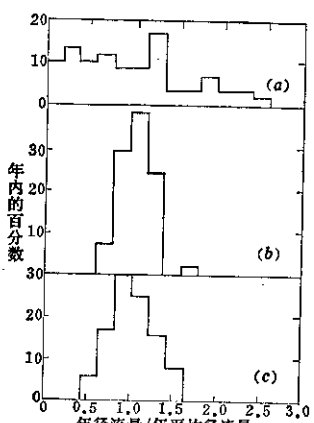


图 12-1　三个不同流域的年径流分布

(a)科罗拉多州格朗德河洛巴托斯附近1900～1960

(b)纽约州特拉华河杰维斯港附近1904～1960

(c)蒙大拿州弗拉特赫德河波尔森附近1908～1960

图12-1表示代表气候情势差别很大的三条河流的年径流分布。资料暗示着分布由接近于正态（特拉华河及弗拉特赫德河）变化到指数（格朗德河）。图12-2表示单站上几个选定月分布的同样比较。分布的选择对于经常出现断水的河流最为困难。没有什么替代办

变量取值（第12-2节），σ是Q的标准差[式（12-4）]，ρ是滞1序列相关系数，而$\overline{Q}$是Q的均值。下标i表明径流年序从第1年到第n年。若参数$\overline{Q}$、σ和ρ可以从历史记录求出，并假定一个起始值Q_{i-1}，则可以用一个简单的计算机算法来使用由计算机按次序推求出随机变量t的取值生成一个Q的长系列。数组[Q_i]是利用蒙特卡罗抽样法从概率分布t得到的。当然，计算工作也可以用随机数表作为t值的来源进行手算，但是那会是太费时间，很难说有用。

若欲求得Q的各季值或各月值，计算程序必须考虑到季变化的特征如下：

$$Q_{i,j}=\overline{Q}_j+\rho_j\frac{\sigma_j}{\sigma_{j-1}}(Q_{i-1,j-1}-\overline{Q}_{j-1})+t_i\sigma_j\sqrt{1-\rho_j^2} \qquad (12\text{-}2)$$

式中下标j表明季节或月份。对于按月的人造系列，整年内j从1变化到12。下标i表示从第1个月至第n个月的序列，和式（12-1）所示的一样。ρ_j是Q_j与Q_{j-1}之间的序列相关系数。其它符号和式（12·1）中的相同。决定了每一个月或季的$\overline{Q}$、σ和ρ值，就可以使用式（12-2）。假定一个起始值$Q_{i-1,\ j-1}$。最好从当地水文年的起头开始，那时正值枯水季节；但这也并不见得必要。要避免起头偏倚的影响，应该生成足够的流量值以消除假定初始流量值的影响。往往有12～20个时段增量就够了：增暖期以后的序列用作该系统的输入最为适当。式（12-2）对数字计算机编程序而言比较简单，只要用一个具有适当概率分布的随机数生成元来产生t_i值即可。

简单的单季生成元[式（12-1）]对于大水库是适用的，在那里径流季变化不致严重影响库容要求，或者季径流变化虽大但丰水季先于高峰用水季到来。在所有其它情况下必须使用多季生成元[式（12-2）]。

12-2 t的分布

除非随机变量取值t是从一个适当的分布抽取的，式(12 2)

性质不随时间而改变。因此，可以利用历史记录的性质来推求长期人造序列，以便能比短期历史序列更有效地用于规划方面。人造序列必须和历史序列类似，也即必须显示同样的统计性质。

水文时间系列的某些性质可以通过相关图分析在时间域内加以研究。在某些情况下，也许较方便的是在频率域内研究，使用频谱分析来识别系列中所含的主调和函数。不过，水文时间系列的长度不足限制着频谱分析的有用性。相关图和频谱分析能使某些确定性趋势被查找出来[5]。当探查出趋势以后，并且从原始系列中减掉，再对剩余系列进行检查。通常值得注意的是剩余系列各元素的概率分布，例如分析中使用的基本单位是按月的时间尺度，则各月的径流总量（或剩余径流总量）的概率分布即是应该注意的。

时间系列基本上可以制成数学模型作为一个确定性成分和一个剩余随机成分的组合。分析时间系列的目的之一，在于决定确定性项和随机剩余项的特殊形式。随机生成方程的形式可能十分简单（保存均值与方差及滞后一项的序列相关），或者更为复杂。更复杂的生成元[6、7]企图保存时间系列中低频（以及高频）振动，较简单的生成元[8]则限于保存高频振动。

在随机设计应用中，设计人员注意于整个系统响应。虽然需要很多性质来全盘地描述一个历史序列，随机分析只需要考虑对于该系统是重要的那几种性质。事实上，这一点在任何类型的数学系统模拟中都是首要的，而这反映着输入、系统要求及系统操作之间的重要联结。因此，重要的是要识别出对当前问题所需最适宜的生成方案。

在大多河川径流总量生成方案中，假定一阶马尔科夫结构就可以了，即任何事件仅依赖于前一事件。对于年径流总量Q的简单马尔可夫生成函数如下：

$$Q_i=\underbrace{\overline{Q}+\rho(Q_{i-1}-\overline{Q})}_{\text{确定性成分}}+\underbrace{\bar{t}_i\sigma\sqrt{1-\rho^2}}_{\text{随机成分}} \qquad (12\text{-}1)$$

式中t是由一个具有均值为零及方差为1的适当分布得出的随机

输入如何地操作。设计者不是处于了解未来流量或未来降水量事件会是如何的地位，但他可以假定未来事件将具有和实测历史记录相同的随机性质。正是这项假定形成了随机水文学的主要基础，即是生成等可能性的许多输入印迹（人造序列），每一个印迹都具有同样的统计性质。每一输入序列从有关系统中产生一个输出的序列。利用许多输入印迹进行的随机分析就产生系统响应的一个概率分布。这个概率分布将使用于设计和运行决策方面。

随机方法最初引入水文学来处理水库设计问题。水库的必需容量取决于流量的序列，特别是枯水流量序列。若水库按照年周期运行，即它每年充满和部分地或全部放空，就可以充分长的历史流量记录的分析为根据来估计它的**可靠性**（或保证率），即水库每年提供预期供水量的概率。但是，如果水库以多年调节来运行，即它提供符合于若干枯水年时期内取水的要求的库容，则历史记录不大能提供可靠性（保证率）的充分信息，因为历史记录一般总是太短，不足以规定一连串枯水年出现的概率。随机方法提供一个工具来估计在任何指定的未来时期内出现枯水年序列的概率，即使历史记录暗示着水库会以年周期来操作，出现连续两个以上枯水年的可能性仍然存在，因而随机分析仍应当是对依靠天然河道径流的所有水库的水文研究工作之一部分。

随机方法与确定性方法合并起来也提供改善洪水频率估计的前景（第11章），因为这项工作同样依赖于长期资料来取得可靠估计。

企图用各种统计方法解决短期资料长度不足问题的尝试，最初是由海森创始的[2]，他建议将若干测站的资料合并为一个单站资料。萨德勒[3]曾把历史流量写在纸牌上，并且随意发牌来产生1000年的人造系列。这个方法产生种种历史流量序列来用于水库调节分析。计算机一出现使得更高级的技术[4]成为可能，总的称为**随机水文学**，也即生成人造水文时间序列。

12-1 随机生成元

随机分析的基础在于过程是平稳的这一假设，即过程的统计

第十二章　随机水文学

“推测科学、或随机科学、定义为人们尽可能做好估计事物的可能性，以便在判断和行动上可以选择遵循着最好的、最安全的、最确实的或最自我反省的手段这样一门科学[1]。”——J.贝努里。

在统计学中，随机一词和偶然性是同意的。但在水文学中，它已专门用来指一种部分偶然性的时间序列。随机水文学填补了确定性（必然性）模型（第8～10章）与概率性水文学(第11章)之间的缺口。在确定性水文学中，当通过一个适当模型进行处理时，认为随时间的变化可以由其它变数完全加以说明。在概率性水文学中，问题不牵掣到时间序列，而只涉及某一事件被等同或超过的概率。在随机水文学中，时间序列就是十分重要的了。

随机过程的一个简单例子是从缸里摸颜色球。重要的特点是颜色球从缸中取出的实在次序。宝贵的信息就在抽取的时序上：红、红、黑、绿、黑、白、绿、绿，等等。对比起来，平均概率陈述只涉及抽取球的不同颜色的相对数目。随机表示则保留着事件的先后次序。

典型的水文时间序列是某点的流量或降水量历史的定量描述。在任何水文时间序列里都包含有一定数量的信息。这个信息可以从连续实测时间记录得到最完全的说明。但是，同一记录也可以用机制（数学关系）在各种精密度下来表示。可以借助于数学函数产生若干时间序列，它们与实测时间序列不同，但保留原先序列的许多性质。每一生成的序列要做到使其事件具有与实测序列相同的概率。这种时间序列可以由随机生成技术制造出来。

随机水文学只是在设计或运行决策方面才有意义。在水文设计中，设计人员往往想知道某项装备会对于有代表性的未来水文

重现期时的相对误差应为多大？这些年系列和部分历时系列的重现期与表11-9上所列的进行对比情况如何？

11-5 根据一级气象站的暴雨资料求出历时为5、15、30、60及120分钟的雨强-频率曲线，将你计算所得历时为60分钟的成果与图11-7上数据进行对比。

11-6 将某选定测站的年最小流量系列点绘在极值机率格纸上。先用目估配线，然后用计算方法配线。该资料表明是否服从极值的理论？改用$\log q$来绘点是否有帮助？

11-7 利用图11-10和表11-11所给资料，试绘制流域中心分别在北纬31°西经91°和北纬45°西经69°处可能最大降水的雨深-面积-历时关系曲线（曲线可绘在半对数格纸上，纵坐标取对数分格表示面积，横坐标取均匀分格表示雨深，曲线上以各种不同的历时来标明）。

美国资料来源

对于历时小于10天、重现期小于100年点降雨量-频率资料的概化等值线图，适用于整个美国境内和少数与美国相邻的外国部分地区，可在“**美国气象局技术文献**”和“**美国海洋大气局图集**”各种不同的分册中查得。面积折减曲线是用来将点雨量折减到面积小于400平方英里（1000平方公里）的面雨量。对于美国境内和附近少数邻国地区各流域的可能最大降水估值，可在美国国家气象局编印的“**水文气象报告集**”中查得。美国全境的概化PMP估值可在上述“**水文气象报告集**”和“**美国气象局技术文献**”中查得。另参阅第3、4两章中有关降水量和流量的资料。

习　题

11-1　利用表11·9所列资料和图11-1的频率曲线来绘制该站部分历时的频率曲线。为了互相对比，将图11-6上的频率曲线也点绘在同一张图上。这两条曲线是否具有相同的函数形式？从可能抽样误差的观点来看，两条曲线之间的差别是否显著？

11-2　假定图11-2的曲线表示真实的平均重现期，要使工程在以后20年内不发生失事的可靠率达到50%，试问应按多大的流量来设计？

11-3　利用表11-6所给的资料，分别从1911、1921、1931、1941及1951各年开始计算5个10年期的频率分布。为了对比，将这5条频率曲线共同绘在一张极值机率格纸上，假定图11-2的频率曲线反映真实的平均重现期，那么50年重现期的极限误差应有多大？当$n=10$时，式（11-4）中的K值可取为$K_{10}=1.85$和$K_{100}=4.27$。

11-4　对于一个选定测站试取得年系列和部分历时系列的洪水资料，并将这两个系列的资料分别点绘到极值机率格纸和半对数格纸上。各自用目估配线，同时也计算年资料的频率曲线。试述用目估配的曲线与耿贝尔曲线对比情况如何？相当于10年和100年

43. Interim Report: Probable Maximum Precipitation in California, *U.S. Weather Bur. Hydrometeorol. Rep.* 36, October 1961.
44. D. M. Hershfield, Estimating the Probable Maximum Precipitation, *J. Hydraul. Div. ASCE*, vol. 87, pp. 99–106, September 1961.
45. D. M. Hershfield, Method for Estimating Probable Maximum Rainfall, *J. Am. Waterw. Assoc.*, vol. 57, pp. 965–972, August 1965.
46. G. A. McKay, Statistical Estimates of Precipitation Extremes for the Prairie Provinces, PFRA Engineering Branch, Canada Dept. of Agriculture, April 1965.
47. J. P. Bruce and R. H. Clark, "Introduction to Hydrometeorology," pp. 235–239, Pergamon, New York, 1966.
48. Runoff from Snowmelt, Engineering and Design Manual EM 1110-2-1406, U.S. Corps of Engineers, Washington, January 1960.
49. See United States Data Sources at end of this chapter.
50. Seasonal Variation of the Probable Maximum Precipitation East of the 105th Meridian for Areas from 10 to 1000 Square Miles and Durations of 6, 12, 24, and 48 Hours, *U.S. Weather Bur. Hydrometeorol. Rep.* 33, 1956.
51. Kansas-Missouri Floods of July 1951, *U.S. Geol. Surv. Water-Supply Pap.* 1139, p. 180, 1952.
52. Storm Rainfall in the United States, U.S. Corps of Engineers (processed).
53. T. Dalrymple, Flood-Frequency, Kansas-Missouri Floods of July 1951, *U.S. Geol. Surv. Water-Supply Pap.* 1139, pp. 225–229, 1952.

书 目 提 要

ALEKSEEV, G. A.: Objective Statistical Methods of Computation and Generalization of the Parameters of Maximum Rainfall Runoff, *Proc. Symp. Floods and Their Computation*, IASH-UNESCO-WMO, 1969.

CHOW, V. T.: Frequency Analysis, sec. 8-I in V. T. Chow (ed.), "Handbook of Hydrology," McGraw-Hill, New York, 1964.

GILMAN, C. S.: Rainfall, sec. 9 in V. T. Chow (ed.), "Handbook of Hydrology," McGraw-Hill, New York, 1964.

GRINGORTEN, I. I.: Fitting Meteorological Extremes by Various Distributions, *Q. J. R. Meteorol. Soc.*, vol. 88, pp. 170–176, 1962.

GUMBEL, E. J.: On the Plotting of Flood Discharge, *Trans. Am. Geophys. Union*, pt. II, pp. 699–716, 1943.

HAZEN, A.: "Flood Flows," Wiley, New York, 1930.

JENKINSON, A. F.: The Frequency Distribution of the Annual Maximum (or Minimum) Values of Meteorological Events, *Q. J. R. Meteorol. Soc.*, vol. 81, pp. 158–171, 1955.

KIMBALL, B. F.: On the Choice of Plotting Positions on Probability Paper, *J. Am. Stat. Assoc.*, vol. 55, pp. 546–560, 1960.

LINSLEY, R. K., and FRANZINI, J. B.: "Water Resources Engineering," 2d ed., McGraw-Hill, New York, 1972.

NATIONAL BUREAU OF STANDARDS: Probability Tables for the Analysis of Extreme-Value Data, *Appl. Math. Ser.*, no. 22, 1953.

WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION: Guide to Hydrological Practices, 3d ed., WMO no. 168, Geneva, 1974.

20. J. L. H. Paulhus and J. F. Miller, Flood Frequencies Derived from Rainfall Data, *J. Hydraul. Div. ASCE*, vol. 83, pap. 1451, December 1957.
21. D. Valencia and John C. Schaake, A Disaggregation Model for Time Series Analysis and Synthesis, *Mass. Inst. Tech., Ralph M. Parsons Lab. Rep.* 149, June 1972.
22. D. D. Franz, Hourly Rainfall Synthesis for a Network of Stations, *Stanford Univ. Dept. Civ. Eng., Tech. Rep.* 126, 1970.
23. A. Pattison, Synthesis of Hourly Rainfall Data, *Water Resour. Res.*, vol. 1, pp. 489–498, 1965.
24. W. B. Langbein, Annual Floods and Partial Duration Series, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 30, pp. 879–881, December 1949.
25. D. M. Hershfield, An Empirical Comparison of the Predictive Value of Three Extreme-Value Procedures, *J. Geophys. Res.*, vol. 67, pp. 1535–1542, April 1962.
26. F. A. Huff and J. C. Neill, Comparison of Several Methods for Rainfall Frequency Analysis, *J. Geophys. Res.*, vol. 64, pp. 541–548, May 1959.
27. R. D. Markovic, Probability Functions of Best Fit to Distributions of Annual Precipitation and Runoff, *Colo. State Univ. Hydrol. Pap.* 8, August 1965.
28. H. C. S. Thom, Some Methods of Climatological Analysis, *World Meteorol. Org., Tech. Note* 81, 1966.
29. D. M. Hershfield, L. L. Weiss, and W. T. Wilson, Synthesis of Rainfall Intensity-Frequency Regimes, *Proc. ASCE*, vol. 81, sep. no. 744, July 1955.
30. D. M. Hershfield and W. T. Wilson, Generalizing Rainfall-Intensity-Frequency Data, *Int. Assoc. Sci. Hydrol. Gen. Assem. Toronto*, vol. 1, pp. 499–506, 1957.
31. B. M. Reich, Short-Duration Rainfall-Intensity Estimates and Other Design Aids for Regions of Sparse Data, *J. Hydrol.*, vol. 1, pp. 3–28, March 1963.
32. F. C. Bell, Generalized Rainfall-Duration-Frequency Relationships, *J. Hydraul. Div. ASCE*, vol. 95, pp. 311–327, January 1969.
33. D. M. Hershfield, Rainfall Frequency Atlas for the United States, *U.S. Weather Bur. Tech. Pap.* 40, May 1961.
34. See United States Data Sources at end of Chap. 3.
35. J. F. Miller, R. H. Frederick, and R. J. Tracey, Precipitation-Frequency Atlas for the Conterminous Western United States (by States), *NOAA Atlas* 2, 11 vols., 1973.
36. Rainfall Intensity-Frequency Regime, pt. 2, Southeastern United States, *U.S. Weather Bur. Tech. Pap.* 29, March 1958.
37. J. B. Stall and J. C. Neill, Partial Duration Series for Low-Flow Analysis, *J. Geophys. Res.*, vol. 66, pp. 4219–4225, December 1961.
38. J. L. H. Paulhus and C. S. Gilman, Evaluation of Probable Maximum Precipitation, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 34, pp. 701–708, October 1953.
39. World Meteorological Organization, Estimation of Maximum Floods, WMO no. 233, *Tech Pap.* 126, *Tech. Note* 98, pp. 1–116, Geneva, 1969.
40. World Meteorological Organization, Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation, *Opera. Hydrol. Rep.* 1, WMO no. 332, Geneva, 1973.
41. C. J. Wiesner, "Hydrometeorology," pp. 147–225, Chapman & Hall, London, 1970.
42. Generalized Estimates of Probable Maximum Precipitation and Rainfall: Frequency Data for Puerto Rico and Virgin Islands, *U.S. Weather Bur. Tech. Pap.* 42, 1961.

参 考 文 献

1. L. D. James and R. R. Lee, "Economics of Water Resources Planning," McGraw-Hill, New York, 1971.
2. M. A. Benson, Characteristics of Frequency Curves Based on a Theoretical 1000-Year Record, *U.S. Geol. Surv. Water-Supply Pap.* 1543-A, pp. 51–74, 1952.
3. E. Glos and R. Krause, Estimating the Accuracy of Statistical Flood Values by Means of Long-Term Discharge Records and Historical Data, *Int. Assoc. Sci. Hydrol. Publ.* 84, pp. 144–151, 1967.
4. M. Melentijevich, Estimation of Flood Flows using Mathematical Statistics, *Int. Assoc. Sci. Hydrol. Publ.* 84, pp. 164–172, 1967.
5. R. F. Ott, Streamflow Frequency Using Stochastically Generated Hourly Rainfall, *Stanford Univ. Dept. Civ. Eng. Tech Rep.* 151, December 1971.
6. M. A. Benson, Plotting Positions and Economics of Engineering Planning, *J. Hydraul. Div. ASCE*, vol. 88, pp. 57–71, November 1962.
7. M. A. Benson, Evolution of Methods for Evaluating the Occurrence of Floods, *U.S. Geol. Surv. Water-Supply Pap.* 1580-A, 1962.
8. W. Weibull, A Statistical Theory of the Strength of Materials, *Ing. Vetenskaps-akad. Handl.* (*Stockh.*), vol. 151, p. 15, 1939.
9. H. A. Thomas, Jr., Frequency of Minor Floods, *J. Boston Soc. Civ. Eng.*, vol. 35, pp. 425–442, 1948.
10. Methods of Flow Frequency Analysis, *Subcomm. Hydrol., Inter-Agency Comm. Water Resour., Washington, Notes Hydrol. Act. Bull.* 13, April 1966.
11. H. C. Riggs, Frequency Curves, *U.S. Geol. Surv. Tech. Water Resour.*, bk. 4, chap. A2, 1968.
12. G. Rémémieras, Statistical Methods of Flood Frequency Analysis, in "Assessment of the Magnitude and Frequency of Flood Flows," *Water Resour. Ser.* 30, pp. 50–108, United Nations/World Meteorological Organization, New York, 1967.
13. M. A. Benson, Uniform Flood-Frequency Estimating Methods for Federal Agencies, *Water Resour. Res.*, vol. 4, pp. 891–898, October 1968.
14. A Uniform Technique for Determining Flood Flow Frequencies, *Hydrol. Comm., Water Resour. Counc., Washington, Bull.* 15, 1967.
15. V. T. Chow, A General Formula for Hydrologic Frequency Analysis, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 32, pp. 231–237, April, 1951.
16. K. Pearson, "Tables for Statisticians and Biometricians," 3d ed., Cambridge University Press, London, 1930.
17. R. A. Fisher and L. H. C. Tippett, Limiting Forms of the Frequency Distributions of the Smallest and Largest Member of a Sample, *Proc. Camb. Phil. Soc.*, vol. 24, pp. 180–190, 1928.
18. E. J. Gumbel, "Statistics of Extremes," Columbia University Press, New York, 1958.
19. T. Dalrymple, Regional Flood Frequency, *High. Res. Board Res. Rep.* 11-B, pp. 4–20, 1950. The U.S. Geological Survey has summarized flood data and presented regional frequency methods for the United States in *Water-Supply Pap.* 1671–1689, 1964.

的水流能力。如果水库库容和调度规则都允许当洪峰流量出现时可以储蓄一部分水量，则洪水流量过程线要经过水库调洪演算加以修改（见第9-6节）。如通过泄水底孔提前泄流，应该从溢洪道的过水流量减除。

已确定了各种水文能力之后，设计人员就要假设几种方案的设计数值，并估算各种方案的实际工程量和经济价值。如果工程失事引起的后果是相当严重的，则认为采用可能最大洪水（450000英尺^3/秒或12700米^3/秒）来设计是比较适当的。如果采用一个较小的溢洪道设计洪水，就必须充分地估计到要承担一些工程破坏的风险。对于象尼奥肖福尔斯暴雨这种极端的事件，是很难确定一个与其相应的究竟多大的破坏率的。甚至于1951年7月的洪水也大大超过频率分析的可靠范围。虽然没有多大实际意义，如将该地区的频率关系[53]按线性外延至1000年一遇得出相应的流量只达40000英尺^3/秒（1130米^3/秒），但在本世纪以来已发生4次洪水超过了这个数值，因此真正的1000年一遇洪水可能要比上面所指的40000英尺^3/秒（1130米^3/秒）大得多，而可能与1951年洪水差不多大了。但由尼奥肖福尔斯暴雨推算的流量235000英尺^3/秒（6650米^3/秒）则是极为稀遇的事件，可能比当地群众遭受的其它种毁灭性灾害的发生机会为小。如果为宣泄最大洪水所需溢洪道容量的投资与泄放稍小洪水时的投资相差不多，则问题也就容易解决。在有的情况中，可以假设部分洪水流量从坝顶上漫过并不会造成多大损失。既然称为溢洪道设计洪水，基本准则就是能以某种可行的措施，包括紧急的和其它的措施，将洪水流量安全地通过大坝下泄。

在从PMP到PMF的转换过程中，水文人员有一些选择的余地。如果假定流域的初始条件很湿润，使用非常高峰的单位过程线，而且假定暴雨开始时水库蓄满，这样就会使溢洪道的泄洪流量比稍小的极端情况要大得多。这些组合的条件应根据判断来决定。因为PMP本身已属于异常的事件，不一定能说它要在所有其它条件都最有利于促使洪峰极大化时才会发生。根据实测大洪水资料的判断，往往会暗示着其它条件倾向于落入一个接近正常的范围。

表 11-12 暴雨中心分别在堪萨斯州尼奥肖福尔斯（1926年9月）和康斯尔格罗夫（1951年7月）两次大暴雨的雨深-面积-历时资料[52]

面积	雨深（英寸）					
	尼奥肖福尔斯			康斯尔格罗夫		
（平方英里）	6小时	12小时	18小时	6小时	12小时	18小时
点	13.6	13.8	14.0	5.8	7.5	8.2
10	13.4	13.7	13.9	5.3	7.0	7.9
100	12.2	12.5	12.7	4.7	6.4	7.4
200	11.4	11.7	11.9	4.6	6.2	7.2
500	9.5	10.0	10.2	4.3	5.8	6.7

从气象的观点来看，完全有理由认为1926年暴雨远未达到在该流域上可能发生的最大值。由图11-10查得24小时200平方英里（518平方公里）的可能最大降雨约为24.5英寸（622毫米）。再由表11-11就历时6、12及24小时分别内插得出相当于面积250平方英里的雨量为19.5、22.0及24.0英寸（495、559及610毫米）。再由这三个数值定出雨深-历时曲线，分别估算出本流域历时为3、6及9小时的可能最大降雨量为17.0、19.5及21.0英寸（432、495及533毫米）。假定将此三个数值的逐次差构成合理的3小时时段雨量，而以最大值出现在第二时段为最合适，从而得出雨量的时程分配为2.5、17.0及1.5英寸（63、432及38毫米）。接近这样大的暴雨自6月至9月之间任何时候都可发生[50]。根据降雨-径流关系可知，这次暴雨如发生在6月或7月时，流域初始条件湿润，即可求出各时段产生的径流深为1.5、16.0及1.2英寸（38、406及30毫米）。倘若这次暴雨发生在8、9月间，流域初始条件比较干旱，则各时段产生的相应径流深为0.2、14.0及1.1英寸（15、356及28毫米）。再应用单位过程线便可推出两次洪水流量过程线，如图11-11c所示。

实测和推求出来的洪水流量过程线都表示在河道天然条件下

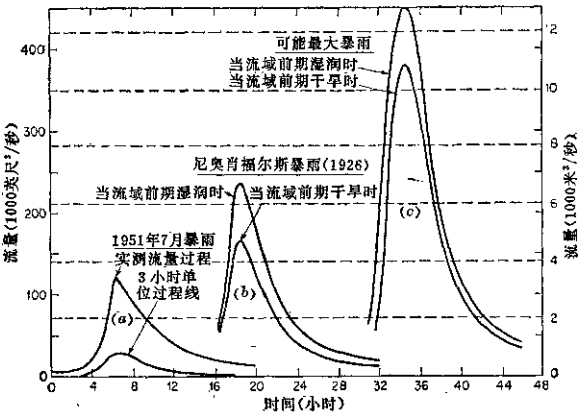


图 11-11 堪萨斯州尼奥肖河康斯尔格罗夫站实测及推算的洪水流量过程线

造成康斯尔格罗夫站实测最大流量的1951年7月暴雨，并没有该地区实测最大暴雨那样地强烈。1926年9月12日，在以尼奥肖福尔斯为中心降了一次暴雨，在测站东南60英里（100公里）处6小时内在200平方英里（518平方公里）面积上平均降雨11.4英寸（290毫米）。这次暴雨和1951年7月在康斯尔格罗夫站发生的邻次暴雨的雨深-面积-历时关系资料，列于表11-12[52]。1926年暴雨9小时250平方英里的雨量约等于11.2英寸（284毫米），而暴雨在时间上分配以3小时为时段，依次出现雨量为1.5、9.5及0.2英寸，（38、241及5毫米）。根据降雨-径流关系（如图8-6），当流域初始很湿润时，可由这些雨量得出各时段的径流深为0.4、8.5及0.2英寸（10、216及5毫米）；而当流域初始很干旱时，则由这些雨量得出各时段的径流深为0.2、6.0及0英寸（5、152及0毫米）。应用由1951年暴雨推出来的单位过程线，即可用各时段的径流深推求出流量过程线，如图11-11*b*所示。

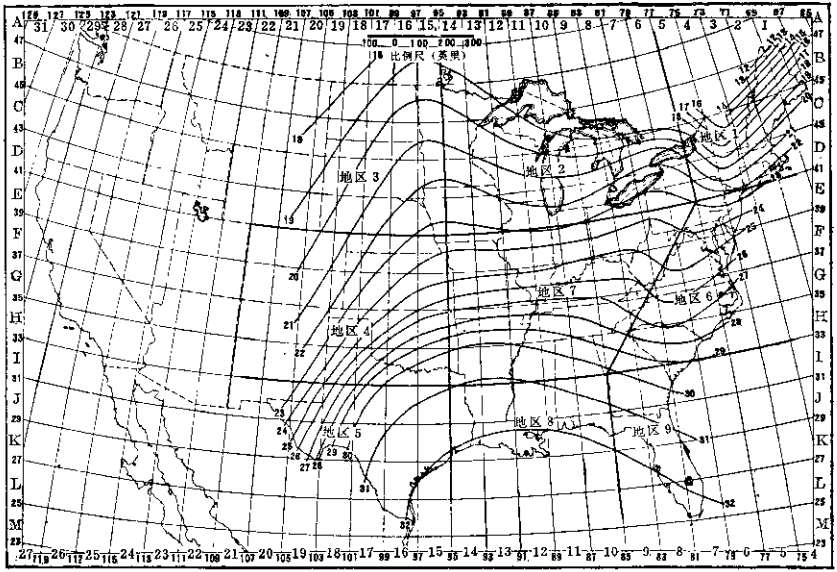


图 11-10　在200平方英里（518平方公里）面积上的 24 小时可能最大降水（美国国家气象局）

表 11-11　可能最大降水的雨深-面积-历时关系表[50]

[表中数值相当于图11-10上所示200平方英里（518平方公里）24小时雨量的百分数]

面积		历时	地区编号							
平方英里	平方公里	(小时)	1	2	3	4	5	6	7	8～9
10	26	6	111	117	102	112	101	118	102	96
		12	123	127	121	124	121	123	120	108
		24	133	141	134	132	130	132	130	123
		48	142	151	155	141	144	143	140	137
20	52	6	103	108	98	105	95	106	95	90
		12	115	118	115	117	114	116	113	103
		24	126	131	126	124	124	125	122	118
		48	134	141	146	134	138	137	133	132
50	129	6	92	97	92	96	85	97	86	83
		12	105	106	107	108	104	106	104	96
		24	116	118	117	114	115	116	114	111
		48	123	129	133	125	129	128	124	125
100	259	6	83	88	87	89	78	90	79	78
		12	97	98	100	100	96	98	96	91
		24	108	109	108	107	108	108	106	105
		48	114	119	124	118	123	122	118	119
200	518	6	74	80	81	82	70	82	73	72
		12	89	90	93	93	88	90	89	86
		24	100	100	100	100	100	100	100	100
		48	105	110	115	111	116	115	111	114
500	1295	6	62	70	72	74	60	72	64	64
		12	77	79	83	84	79	79	80	78
		24	88	88	90	91	91	89	91	92
		48	94	98	104	102	107	104	102	107
1000	2590	6	52	63	64	68	52	64	58	58
		12	67	72	74	76	68	70	73	74
		24	78	80	82	85	84	79	84	86
		48	85	88	95	96	100	94	96	102

的融雪条件一致。这就需要确定PMP的季变化，以便对各个不同季节是否有融雪产生和可能发生的洪水大小进行估算和对比。

详细研究水文气象需要投入大量的工作，但若对设计洪水只需要作初步估算时，大概不值得花这样的代价。因此之故，美国和其它少数地区已经绘制出PMP和其季变化的概化等值线图[49]。图11-10示出了美国中部和东部地区面积为200平方英里（518平方公里）历时为24小时PMP的上包值等值线图[50]。对于面积为10～1000平方英里（26～2600平方公里）和历时为6～48小时的PMP可通过表11-11上所列的雨深-面积-历时百分数而求得。

11-19 可能最大洪水

可能最大洪水（PMF）必须由可能最大降水（PMP）用水文方法推求。这个转换工作可以用模拟技术或用降雨-径流相关图和单位过程线来完成。

今以溢洪道设计的水文分析计算为实例进行说明。假定在堪萨斯州尼奥肖河康斯尔格罗夫站上游不远处修建一个大型防洪水库。为简便计，假定康斯尔格罗夫站（250平方英里或650平方公里）测得的流量可应用于坝址断面。当大坝失事时会引起生命的损失，这就使溢洪道的设计洪水不得不采用大大超过用频率分析所得的结果。

康斯尔格罗夫站的流量资料从1939年开始观测，在1951年7月以前实测最大流量为1941年10月发生的69500英尺³/秒（1970米³/秒）。根据洪痕测得1903年的洪水位到达37.3英尺（11.4米）。它比1941年的洪水位约高出0.2英尺（6厘米）。1951年7月11日上午8:30发生了一次洪水的洪峰流量为121000英尺³/秒（3420米³/秒），再过24小时以后又发生第二次明显洪峰流量为71100英尺³/秒（2010米³/秒）[51]。这两次中的第一次洪水流量过程线和由这次洪水分解推求出来3小时单位过程线，如图11-11a所示。推求出来的单位过程线能妥适地重演7月11日发生的洪水过程线形状，但它比从较小实测暴雨推出来的峰形更为尖瘦（见第9-2节）。

情况下避免再加上大坝突然失事，或是丧失饮用水的供应。

11-18 水文气象研究

推求可能最大洪水（PMF）要先确定可能最大降水(PMP)。首先要根据形成大洪水的基本因素（即降雨和融雪）分析出一个合理的依据，使这些影响因素的指标极大化，达到以气象知识所能接受的物理上限值，然后将这些指标安排在一起成为更严重的但在气象上和水文上可接受的组合或时序。

通常PMP是通过下列步骤得出来的：（1）根据本区域发生过或可能发生过的各次大暴雨资料分析（见第3-12节）降雨的雨深-面积-历时关系曲线的成果；（2）将它们调整到最大水汽含量和最大水汽入流率；（3）将各次暴雨的调整后数值取上包线，得出PMP的雨深-面积-历时关系曲线。若采用本区域范围以外的暴雨，就称为**暴雨移置**。暴雨移置时应考虑两地影响雨量的因素，即高程、纬度及与水汽源地的距离不同，加以必要的改正。此外，还要考虑到等雨量线型式的方位和形状的改变。由于地形对雨量的影响无法作精确的改正，故暴雨型一般不在山岳地区移置。

还有人已经用暴雨模型来估算PMP[41～43]。有一种模型是假设以风和水汽作为参数的，并以实测大暴雨进行检验，然后以参数的最大值引入模型用来估算PMP。

PMP还可用统计方法来估算。其中一种方法[44～46]是将如式（11-4）所示年系列的均值加上K倍标准差来表达某一地点给定历时的PMP。系数K值可用经验性的方法求得，它与降雨历时成正比，而与系列均值成反比，其值约在5～30之间变化。均值和标准差要按实测资料长度和对特大值进行各种修正，并用类似于图11-8的雨深-面积曲线按面积大小对所估算的点PMP值进行修正。

对于许多地区来说，融雪是形成大洪水的重要因素，有时甚至是占优势的因素。在此情况下，推求PMF就需要确定最有利的雪盖层和最大的融雪率[39、47、48]。此时的PMP与最有利

近于零，因而需要较长的资料。

11-17 干旱期

水文上所谓干旱期是指河水流量过小不能满足已建水利系统所需供水要求的时期。因为每种情况都要个别地加以分析，似乎难以再赋予专门的定义。水文人员通常需要研究两种干旱期问题。他们可能要考虑到枯水流量将会使无库容调节的给水系统从河中引水受到限制，这在水源污染问题上可能是严重的。他们也许要考虑到持久的枯水时期，因为这可能影响到水库的供水量。对后一问题最好用随机分析（第12章）来研究，因为干旱期的情况在实测流量资料中很少出现，无法进行频率分析。

对于枯水分析，需要选择有关时段（如1，5，10日等），并摘取该时段的年最小流量[37]，通常可将这些资料用式（11-12）计算绘点位置，并用目估拟合一条频率曲线。图11-9表明对几种时段在对数-正态机率格纸上点绘的这种频率曲线。耿贝尔建议极值Ⅲ型分布（即对数-极值分布）是比较合适的。这可以对变量取对数作为Ⅰ型分布来处理，或在极值分布机率格纸上对流量用对数分格来点绘频率曲线。

可能最大事件

在一些具有引起重大生命损失危险的场合，按照能抵御可能出现的最恶劣情况来设计工程设施也许是比较适当的。没有一个概率能够真实地反映这种事件，而且也无法进行有意义的经济评价。因此，不得不简单地根据决策提供最大的防护。大坝失事会引起严重的生命损失，故对坝上溢洪道都是采用可能最大洪水作为设计标准。对于自来水厂、污水处理厂和其它主要公用事业的厂址位置也应设在可能最大洪水（PMF）水位以上才比较安全。可能最大洪水（PMF）是很大的，它常常是大大超过普通防洪工程控制能力的非常洪水。这种洪水一旦发生，就会淹没大片土地，损失严重。考虑以PMF设计只是为了在业已严重的洪水

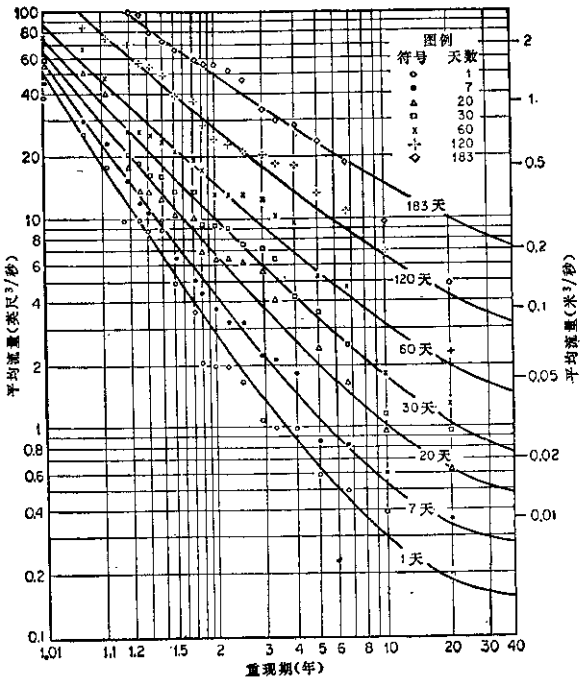


图 11-9 俄亥俄州耶洛河（哈蒙德斯维尔城附近）的最小流量频率曲线（1915～1935）（摘自W.P.克罗斯和E.E.韦伯："俄亥俄河径流特征"俄亥俄州自然资源部公报第13号，卷2，表1，1950年12月）

流量要少一些。至今还未作出系统性分析来规定出分析正常径流量所需的资料长度，但对于大多数研究目的来说，30～50年资料看来可认为比较充分。在干旱地区，许多年和月的径流为零或接

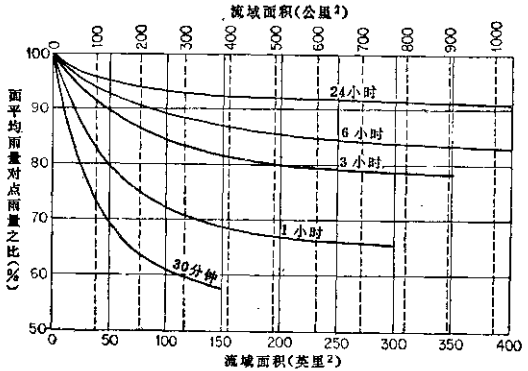


图 11-8 应用于流域面积小于400平方英里（1040平方公里）点雨量频率值所需折减百分数（美国国家气象局）

中只考虑总雨量。由于暴雨时间-强度型式和面积分布雨型对洪水量及洪峰流量都有影响，雨量相同的各次暴雨很少会形成相同的洪峰流量。此外，每次暴雨是在固定前期条件下的事件序列中发生的，并且从而形成一定的洪量和过程线形状。

即使频率已确切知道，单一设计暴雨对于减洪、排涝及涵洞设计等要进行经济分析还是不够的。较好的方法是要综合尽可能长的洪水系列，并由综合资料推求频率关系。除了对某些建筑物已按照决策明文规定要按照可能最大事件（见第11-18节）设计之外，设计暴雨途径还难得是保险的。

径流量的概率

11-16 分布

月径流量和年径流量几乎都遵循正态或对数-正态分布，但γ分布有时也可使用。对径流量作频率分析所需资料似乎比洪峰

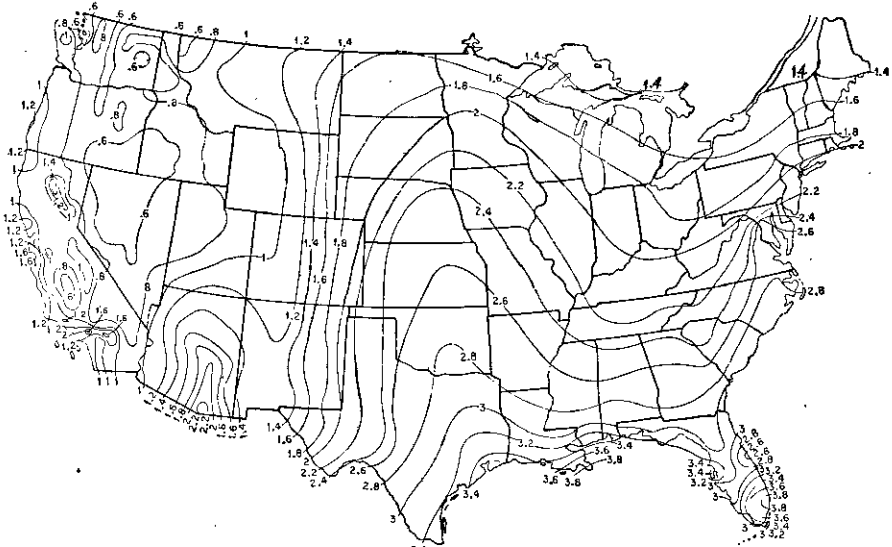


图 11-7　未来可能发生平均10年一遇的最大时雨量（英寸）等值线图（在西经105度以西的山岳地区，因地图比例尺小，难以作出可靠的等雨量线。这个地区雨量的详细等值线图已刊布于美国西部地区降雨-频率等值线图集，美国海洋大气局图集第2号）（美国国家气象局编制）

24小时雨量是由连续取4个6小时雨量得到的最大值，平均只要再增大3%左右来得出。由观测日的雨量资料来计算96小时的雨量频率值要应用与上述相同的修正值。

11-14 雨量频率等值线图

除了山岳地区之外，降雨强度-频率在短距离内的变化可能不大。因此，在实际工作中可以绘制各种不同频率和历时的等雨量线图。图11-7就是这种等雨量线图（历时从30分钟至24小时，重现期1～100年）中的一种[33]。对于阿拉斯加、夏威夷、西印度群岛，以及对于历时在10天以内也有类似的等雨量线图[34]。除了山岳地区因比例尺太小不能精确内插之外，这些等雨量线图都可用来作为估算降雨强度-频率值的良好依据。对美国西部山岳地区以州为单位已经绘制成历时为6小时和24小时雨量频率的大比例尺等值线图[35]。这些等雨量线图是以实测雨量，以及按流域坡度、高程、水汽源地的距离、中间阻障的高程及距离等因素寻求复相关而估算出来的雨量为依据的。

所有上述的雨量频率等值线图都是按点雨量绘制而成的。这些雨量数值常假定可适用于10平方英里（25平方公里）范围以内。而平均雨量必然比面积上的最大点雨量为小。图11-8示出了各种不同历时的点雨量平均折减成为面雨量的百分数[36]。但是，应当指出：雨深-面积-历时曲线的形式随着雨型和强度而变，而且还可能反映出区域差别。

11-15 设计暴雨

由于对实测资料缺乏或不足的流域估算洪水频率有困难，故而提出设计暴雨的概念。选定一次降雨的时间-强度型式，并且用第7、8两章所讨论的方法，或在许多情况下用经验公式来计算地面径流过程线或洪峰流量。这种方法甚至推广用于大面积上，并对设计暴雨规定了面积分布雨型。有时假定推得的洪水流量概率与设计雨量的相同。这种假定是难得正确的，面且常常造成重大的误差。暴雨包括着时间-强度型式和面积分布雨型以及总雨量。实际上不可能确定这样复杂事件的频率。通常频率分析

重现期的可靠雨量频率值，可应用某站不同重现期雨量比值，如100年一遇雨量对10年一遇雨量的比值来推求。这项雨量比值可以从降雨情势与待推求的短期测站基本相似的长期资料测站计算出来。对于短历时的雨量最需要这种概化方法。这是因为自记雨量器的记录一般比那些非自记测站记录要短得多。此外，自记雨量站网比较稀疏，因而更有必要引用尽量多的测站资料。

当降雨资料过短，不足以作频率分析时，雨量频率值可通过已研制的几种经验关系来估算[29～32]。可将具有充分资料测站的雨量频率值与易于取得的那些气象资料如年平均雨量、年平均雨日数以及年平均雷雨日数之间建立相关关系。通常建立了它们之间的关系，并以图的形式表示，就可用来估算资料不足地点的雨量频率值。这种相关图已用于估算历时为20分至24小时和重现期为2～100年的雨量频率值。

11-13 固定时段雨量的修正

分析短历时雨量通常是按时钟小时或观测日的雨量记录刊布的资料来进行计算的。因为一次强烈暴雨未必恰好全部出现在固定观测时段之内，从这种形式的资料来统计某指定历时的最大雨量要比真实的最大值偏小。根据逐时或逐日雨量的频率资料应另外加大13%，才大致接近60分钟或24小时的真实最大数值（表11-10）。当每日观测次数增多时，修正值将减小，例如，若最大

表 11-10 真实最大雨量与固定时段最大雨量之比值

每日观测次数	比值
1	1.13
2	1.04
3～4	1.03
5～8	1.02
9～24	1.01

结合着较大洪水的那些次要洪峰通常不计入系列中。但具体决定洪水必须是任意的，而且应该根据应用的目的来掌握。如果认为每个洪峰都是与问题有关的独立事件，则所有洪峰都应计入。表11-9是对年系列和部分历时系列分别根据理论求出相应的重现期进行对比。由部分历时系列求出某流量值的重现期，要比由年系列求得的约少0.5年。由于部分历时系列的选择有任意性，所以一般不能指望它会与标准分布配合良好。

表 11-9　由年系列和部分历时系列分别求出相应的重现期（年）[24]

部分历时系列	年系列	部分历时系列	年系列
0.5	1.16	5.0	5.52
1.0	1.58	10	10.5
1.45	2.00	50	50.5
2.0	2.54	100	100.5

降雨概率

11-11　分布

前面讨论了有关洪水概率的方法一般都可应用于降雨。通常年最大时雨量或年最大日雨量也适合于费雪-蒂培特的极值Ⅰ型、对数-皮尔逊Ⅲ型、对数-正态或γ分布。在湿润地区，一般平均雨量较大，月雨量、季雨量或年雨量都会大致接近于正态分布；在干旱地区，一般是偏态分布，如对数-皮尔逊Ⅲ型、对数-正态、γ、平方根正态或立方根正态分布可能配合较好。对不同的分布都作过各种对比[25～28]，但一般都还不能得出最后的结论。

11-12　雨量频率资料的概化

降雨资料常常太短，除了对较短的重现期，如10年或不到10年的以外，一般无法作可靠的频率分析。在此情况下，对于较长

对有些问题可先将若干变量合并成为单一变量，即可用常规方法进行分析。例如，如果要推求流域平均雨量的概率，就要先就实测雨量求出流域平均雨量，然后将平均雨量作为一个资料系列来分析。同样地，可将两条或两条以上河流同时发生的流量相加，作为一个流量来分析，求出几条河流同时入库的合成流量的概率。如将10年的流量相加，得出10年的合成流量来分析，除非各年的流量都是完全相关的，否则这样分析是不合适的。这样得出某重现期的流量几乎总是偏大。

11-10 常遇事件

当设计问题需要考虑重现期小于5年的事件时，选用部分历时的洪水系列要比年系列为好。都市排水中可能适用这样短的重现期，因它引起的损失很小，可忽略不计。部分历时系列是由超过某一选定基值以上的所有洪水组成的。这个基值的选择通常要使每年所包括的洪水不超过2～3次。因此，部分历时系列表示的是每年等于或超过2～3次以上那些事件的概率（图11-6）。

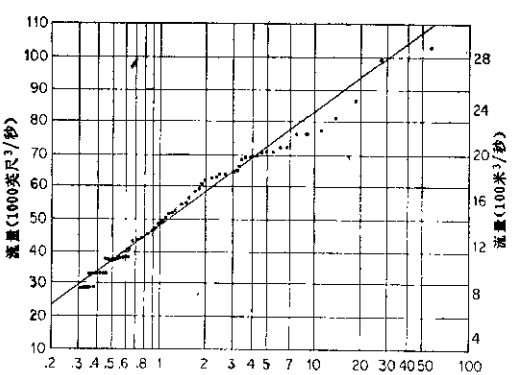


图 11-6 爱达荷州克利尔沃特河卡米亚站根据部分历时系列的流量资料绘制的洪水频率曲线

互独立的或完全相关的。

在堤防保护地段内部排水的设计中，当干河水位低于某一阈限值 h 时就可以自流方式排除积涝，提出的问题可以是：当干河水位超过 h 时，来自堤段内部排泄洪水的概率分布如何？要解决这个问题，可从实测资料中将干河水位等于或超过 h 时的各年支流洪峰流量选出组成系列进行频率分析即可。这个系列与支流的年洪水系列也许是有区别的。有些年份中如果干河水位没有超过临界值，这些年份就不出现洪水。如果出现的次数比较稀少，供分析的事件也就很少。这表明展延系列以提供较大的资料库是必要的。

也许需要了解干河高水位与支流洪水之间的组间相关，而不进行简单的阈限值分析。在此情况下，可以作为一个包括多阈限值的问题来处理，而其结果可用一个矩阵（表11-8）来表示。矩阵表明选定干河水位或流量范围以内各不同大小分组中支流洪水的次数。另一种办法是对干河水位的或超过阈限水位的各分组组距作出频率曲线。在每种情况中，n 等于用来计算绘点位置的资料长度。资料系列组成了年取几次的若干个部分历时系列，而且它们不适于用严格的统计方法进行分析。这里的主要困难在于矩阵内各行的样本都很有限。

表 11-8　当干河出现各种不同水位时等于或超过支流洪水流量的条件概率（表中括号内的数字表示概率）

干河水位（英尺）	支流洪峰流量（英尺³/秒）						各行总计
	0～99	100～199	200～299	300～399	400～499	500～599	
0～5	2(0.25)	1(0.15)	…	1(0.10)	1(0.05)		5(0.25)
5～8	1(0.20)	1(0.15)	2(0.10)				4(0.20)
8～11	…	1(0.20)	1(0.15)	1(0.10)	1(0.05)		4(0.20)
11～14	1(0.25)	…	1(0.20)	2(0.15)	1(0.05)		5(0.25)
14～17	…	…	1(0.10)	…	…	1(0.05)	2(0.10)
各栏总计	4(0.20)	3(0.15)	5(0.25)	4(0.20)	3(0.15)	1(0.05)	20(1.00)

可不一定重演流域上的历史洪峰，但若引用的资料代表同样的气候情势，则得出的频率曲线仍然会大致接近于设计流域的真实频率曲线。看来甚至还可以使用随机生成降雨资料来代替实测雨量资料以研制流域的洪水频率曲线[5、21、22]。图11-5示出了用这种方法得出的频率曲线[23]。如应用随机生成资料就不能指望与历史事件确切相应。因此，对实测降水资料作短期的随机展延是不合适的，而应制造长期随机资料供模拟之用。

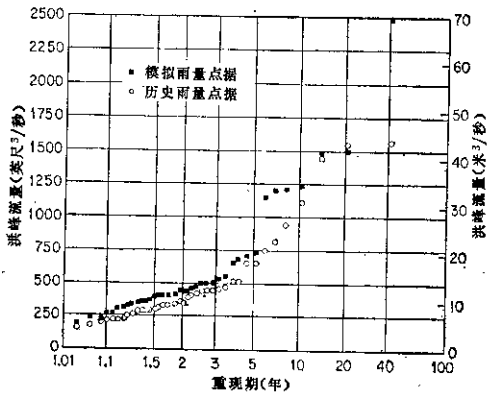


图 11-5　加利福尼亚州锡尔弗克里克（圣何塞附近）根据历史资料和用随机生成的时雨量模拟流量得出的洪水频率曲线对比（引自[23]）

11-9　条件概率

水文学中的许多问题都常常包含着同时发生两个或两个以上事件的情况，这种情况需要专门处理。如果各事件之间相互独立，则各事件共同发生的概率等于各事件单独发生的概率之乘积，即 p_1p_2。若各事件之间完全相关，也就是说一个事件如不发生则另一个事件就不能发生，那么它们共同发生的概率就等于各事件单独发生的概率。实际上，很少见到水文现象的事件是相

等的方差。统计检验可以指明几条河流可能有同样类型的频率分布函数，但不可能证明这些分布函数完全一致。几条河流的频率曲线之间的差异可能由于河流情势的不同会是真正的差别。另一方面，由于短期样本的变异性也可能使他们显出差异。

若采用区域洪水频率方法，要特别注意选择河流尽量使其水文特征接近相同。这些河流应具有相似的植物覆盖、土地利用、地形条件及地质特征，而且大流域不要与很小的流域组合在一起。这些河流在降雨和蒸散发情势方面也应大致相似。如果许多河流流域的资料是充分独立的，则将这些资料合并起来也许有助于减小因资料较短引起的不定性。但是，如果大多数测站的最大事件来源于同次暴雨，而使绘点位置从单站频率曲线上远离成为特大值，则合并资料的频率曲线也出现同样的特大点据。

11-8 用综合资料作频率分析

因为频率分析存在的主要问题是由实测资料短暂引起的，因而总希望使用尽可能长期的实测资料。通常降雨资料的观测年数要比流量资料为长，故在着手整理分析河水流量资料之前，就要先对洪峰流量用第7～10章所介绍的方法进行估算，对缺乏资料流域也可采用同样方法来获得资料。由于估算洪峰流量难免带有某些误差，因而有效的资料长度并不就等于实测和估算资料之总长度，但只要估算工作做得细致，则频率分析成果可以得到改进，在估算洪峰流量方面不存在偏倚是很重要的，否则就会使频率分析同样有偏。随机误差会趋于相互抵销。

如有必要，也可根据二、三年的实测资料来插补估算洪峰流量。当然较长的样本系列更好。因此，对频率分析不大有用的资料也可以得到展延了。模拟方法（第10章）对系列展延是特别有用的。

对于估算洪峰流量，一般不限定必须使用流域内的雨量站资料。唯一的要求是使用降水频率情势与设计流域的基本相同的那些测站[20]。这可以引用在100英里（160公里）范围内的降水资料。如果已经引用了距离较远的测站资料，则计算的洪峰流量就

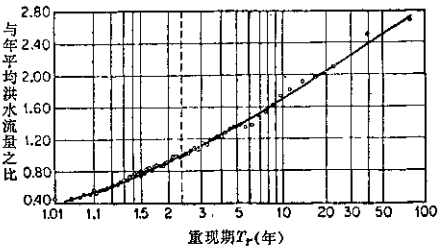


图 11-3 宾夕法尼亚州和马里兰州约奥菲尼河和基米尼塔斯河流域内选定测站的区域洪水频率曲线（美国地质调查局）

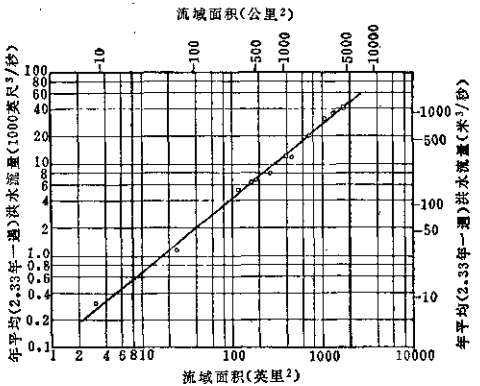


图 11-4 宾夕法尼亚州和马里兰州约奥菲尼河和基斯基米尼塔斯河流域内年平均洪水流量随流域面积而变的关系曲线（美国地质调查局）

要建立缺测流域的洪水概率曲线，首先要确定年平均洪水流量值，然后将区域的洪水频率曲线纵坐标上的比值乘以 $\bar{q}$ 的估计值，而转化成流量。这种区域频率法的缺点在于区域内所有河流洪水流量的模比系数 $q/\bar{q}$（累积频率函数的斜率）都假定具有相

例如，在最近50年内发生等于或超过460年一遇事件的可能性将有10%（表11-7）。这里应注意到：**假定发生的年概率为确切已知**。由于这是不大可能的，所以在估计值中还存在着另外的一些不定性。因此，如何使p值尽量估算得精确是重要的。上述方法不能看作是某种安全系数。如果p值估计偏低很多，此种方法就可能导致大大超过设计标准而不安全，尤其是设实测资料较短，出现这种情况的可能性就更大（见第11-1节）。

表 11-7 工程寿命以内出现指定风险所需要的洪水重现期

失事的容许破坏率	期望的工程寿命（年）				
	1	10	25	50	100
0.01	100	910	2440	5260	9100
0.10	10	95	238	460	940
0.25	4	35	87	175	345
0.50	2	15	37	72	145
0.75	1.3	8	18	37	72
0.99	1.01	2.7	6	11	22

11-7 区域洪水频率

对于缺乏实测资料或只有少数几年实测资料的流域来说，分析历史资料在洪水频率研究中是没有多大价值的。区域洪水频率分析[19]就是为了克服这个问题而考虑的方法之一。搜集许多河流的实测资料，并选择一个标准年期。某些年的缺测洪峰流量可予以插补，使其在标准年期内所有资料齐全。先将各测站的洪水流量资料除以该站的年平均洪水流量值$\bar{q}$，以换算成无因次数值。然后将各排位数的中位比值点在图上（插补的数值除外），并用适线法选配一条区域洪水频率曲线（图11-3）。可以用统计检验方法来查核资料的一致性。其次还要确定年平均洪水流量与一些流域特征之间的关系。虽然其它参数，如流域坡度、平均高程、湖泊面积百分数以及流域年平均降水量也可使用，但主要是建立$\bar{q}$与流域面积之间的简单关系（图11-4）。

$$q_{10}=54971+1.46\times16483=79040\text{英尺}^3/\text{秒}$$

$$q_{100}=54971+3.48\times16483=112300\text{英尺}^3/\text{秒}$$

当用对数-皮尔逊III型分布分析时，从表11-6中可知：

$$\overline{\log q}=4.7212\quad \sigma_{\log q}=0.1296\quad g=0.0434$$

从表11-4查得$K_{10}=1.286$，$K_{100}=2.358$，故

$$\log q_{10}=4.7212+0.1296\times1.286=4.8879$$

$$q_{10}=10^{4.8879}=77250\text{英尺}^3/\text{秒}$$

$$\log q_{100}=4.7212+0.1296\times2.358=5.0268$$

$$q_{100}=10^{5.0268}=106400\text{英尺}^3/\text{秒}$$

所有答数均应取三位有效数字。

11-6 设计频率的选择

在前面几节中介绍了如何分析确定平均概率水平或平均重现期的问题，这种情报对多数问题是有用的。例如，在计算平均的年洪灾损失时，应将由一定流量所造成的损失乘上其发生的年概率，以求得此损失在年平均损失中所占的份额。任何永久性建筑物的设计都应以年概率为依据。公路涵洞以能通过年概率为p的流量来设计，意指在总数为N的涵洞中平均每年将有pN个涵洞遭到漫顶。

还有一些情况与洪水发生在未来特定期间的概率有关。例如，在坝的施工期间将会出现多大的洪水概率？平均发生概率为p的洪水在N年内将出现恰好超过k次的概率J_k可由文献[9]得出为：

$$J_k=\binom{N}{k}(1-p)^{N-k}p^k \qquad (11\text{-}16)$$

式中的二项式系数为：

$$\binom{N}{k}=\frac{N!}{k!(N-k)!} \qquad (11\text{-}17)$$

在N年内出现超过一次以上的概率可取$k=0$求得，并注意及超过概率等于1减去不超过概率，即

$$J_{1\text{次以上}}=1-(1-p)^N \qquad (11\text{-}18)$$

表 11-6　爱达荷州克利尔沃特河卡米亚站洪水概率分析计算表

流域面积 = 4850平方英里（12560平方公里）

年份	月份	流量（英尺³/秒）	序号 m	绘点位置 y	年份	月份	流量（英尺³/秒）	序号 m	绘点位置 y
1911	6	39500	45	1.24	1939	5	46000	38	1.56
1912	5	61900	19	2.95	1940	5	37100	47	1.19
1913	5	76600	5	11.20	1941	5	28900	54	1.04
1914	5	42200	42	1.33	1942	5	37100	48	1.17
1915	5	28200	55	1.02	1943	5	52200	30	1.87
1916	6	56000	25	2.24	1944	5	34200	52	1.08
1917	6	70500	10	5.60	1945	5	44400	38	1.47
1918	5	52800	28	2.00	1946	5	36600	49	1.14
1919	5	52000	31	1.81	1947	5	69900	11	5.09
1920	5	43600	41	1.37	1948	6	99000	2	28.00
1921	5	69700	12	4.67	1949	5	76200	6	9.33
1922	6	62400	18	3.11	1950	6	62600	17	3.29
1923	5	49600	32	1.75	1951	5	44200	39	1.44
1924	5	58900	22	2.55	1952	4	49200	34	1.65
1925	5	59800	20	2.80	1953	6	53100	27	2.07
1926	4	35900	50	1.12	1954	5	58800	23	2.43
1927	6	68600	13	4.31	1955	6	64100	14	4.00
1928	5	72100	7	8.00	1956	5	77800	4	14.00
1929	5	52700	29	1.93	1957	5	71200	9	6.22
1930	4	31000	53	1.06	1958	5	59600	21	2.67
1931	5	40800	43	1.30	1959	6	55100	26	2.15
1932	5	72100	8	7.00	1960	5	49600	33	1.70
1933	6	81400	3	18.67	1961	5	58500	24	2.33
1934	4	45900	37	1.51	1962	4	39700	44	1.27
1935	5	44000	40	1.40	1963	5	38200	46	1.22
1936	5	63200	16	3.50	1964	6	103000	1	56.00
1937	5	34300	51	1.10	1965	5	47900	35	1.60
1938	4	63400	15	3.73					

Σ	3023400
平均	54971
σ_q	16483
$\overline{\log q}$	4.7212
$\sigma_{\log q}$	0.1296
g	0.0434

资料来源：摘自美国地质调查局编印的供水论文。

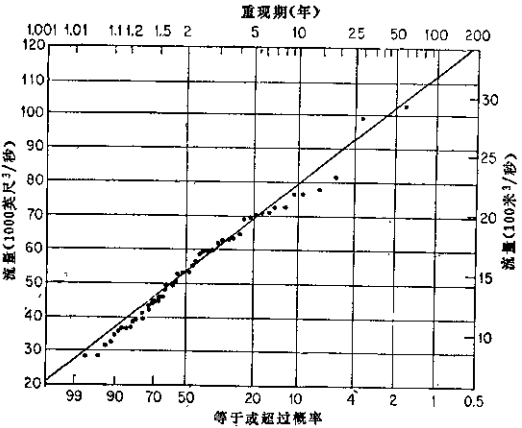


图 11-2 爱达荷州克利尔沃特河卡米亚站的洪水频率曲线，绘在极值机率格纸上，并用耿贝尔Ⅰ型分布拟合

表 11-5 极值Ⅰ型分布在式（17-4）中的K值

重现期（年）	概率	转换变量 y	实测资料长度（年）						
			20	30	40	50	100	200	∞
1.58	0.63	0.000	−0.492	−0.482	−0.476	−0.473	−0.464	−0.459	−0.450
2.00	0.50	0.367	−0.147	−0.152	−0.155	−0.156	−0.160	−0.162	−0.164
2.33	0.43	0.579	0.052	0.038	0.031	0.026	0.016	0.010	0.001
5	0.20	1.500	0.919	0.866	0.838	0.820	0.779	0.755	0.719
10	0.10	2.250	1.62	1.54	1.50	1.47	1.40	1.36	1.30
20	0.05	2.970	2.30	2.19	2.13	2.09	2.00	1.94	1.87
50	0.02	3.902	3.18	3.03	2.94	2.89	2.77	2.70	2.59
100	0.01	4.600	3.84	3.65	3.55	3.49	3.35	3.27	3.14
200	0.005	5.296	4.49	4.28	4.16	4.08	3.93	3.83	3.68
400	0.0025	6.000	5.15	4.91	4.78	4.56	4.51	4.40	4.23

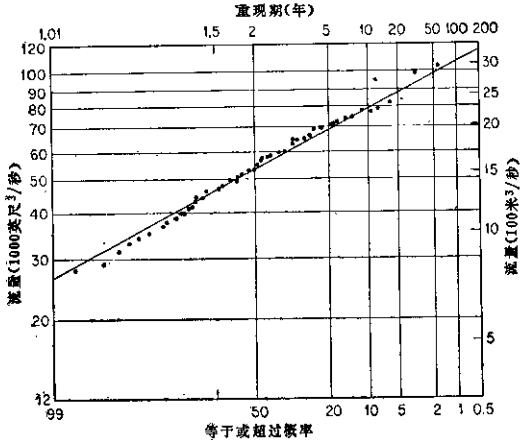


图 11-1 爱达荷州克利尔沃特河卡米亚站的洪水频率曲线。此曲线点绘在对数-正态机率格纸上，并用对数-皮尔逊III型分布函数来拟合

纸上就可定出一条直线（见图11-1和图11-2）❶。

洪水概率分析实例 利用表11-6上所列的洪水资料，以对数-皮尔逊III型和耿贝尔分布推求10年和100年一遇的洪水流量。

当用耿贝尔分布分析时，得

$$\bar{q}=54971\text{英尺}^3/\text{秒}\quad \sigma_q=16483\text{英尺}^3/\text{秒}$$

当 $n=55$时，由表11-5查得$K_{10}=1.46$，$K_{100}=3.48$。代入式（11-4）即得：

❶ 由于直线外延要比曲线外延更容易，因此在频率分析中，应用一种特制的机率格纸，在此格纸上绘点会使特定的分布变成直线。这样外延就比较方便了。在此机率格纸上，通常以纵坐标表示流量，横坐标表示概率或重现期。对于某些分布，纵坐标取流量的对数值，这样可使横坐标变形而点绘得到直线。图11-1示出在对数-正态机率格纸上一组对数-皮尔逊III型分布的作图。图11-2示出同样资料在极值机率格纸上的作图。

概率密度函数（坐标原点在众值处）可由下式表示：

$$p(X)=p_0\left(1-\frac{X}{a}\right)^{-c}e^{-\frac{cX}{a}}\text{❶} \qquad (11\text{-}9)$$

式中 $$c=\frac{4}{\beta}-1 \qquad (11\text{-}10)$$

$$a=\frac{c}{2}\frac{\mu_3}{\mu_2} \qquad (11\text{-}11)$$

$$p_0=\frac{n}{a}\frac{c^{c+1}}{e^c\Gamma(c+1)} \qquad (11\text{-}12)$$

$$\beta=\frac{\mu_2^2}{\mu_2^3} \qquad (11\text{-}13)$$

其中μ_2为方差，μ_3为三阶中心矩，等于$\sigma^3 g$❷，Γ为γ函数，e为自然对数的底。

11-5 极值Ⅰ型分布

费雪和蒂培特[17]曾发现当样本容量增大时，从n个样本中选出各个样本的最大（或最小）值的分布将趋于一个极限形式。当样本中间的原始分布为指数型时，便得出极值Ⅰ型分布。此分布由文献[18]得出的表达式如下：

$$p=1-e^{-e^{-y}} \qquad (11\text{-}14)$$

式中p为等于或大于某给定流量值的概率，e为自然对数之底，y为转换变量，它是概率p的函数（表11-5）。在此情况下存在下列关系：

$$X=\bar{X}+\left(\frac{y-y_n}{\sigma_n}\right)\sigma_X \qquad (11\text{-}15)$$

式中$\bar{X}$为资料系列的均值，σ_X为其标准差，σ_n和y_n都是随实测资料长度n而变的函数。如以K值代替式（11-15）中括号内的数值，则此式与式（11-4）完全等价。表11-5给出对应于各种重现期和资料长度的K值。由X的两个或更多的计算值在极值机率格

---

❶ 原书误为 $p(X)=p_0\left(1-\frac{X}{a}\right)^c e^{-cX/2}$ ——译注。

❷ 原书为$\mu_3=\sigma^6 g$，显然是笔误，今予以改正——译注。

表 11-4　　对数-皮尔逊III型分布的K值

偏态系数 g	重现期（年数）							
	1.0101	1.2500	2	5	10	25	50	100
	概率（%）							
	99	80	50	20	10	4	2	1
3.0	−0.667	−0.636	−0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051
2.8	−0.714	−0.666	−0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973
2.6	−0.769	−0.696	−0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889
2.4	−0.832	−0.725	−0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800
2.2	−0.905	−0.752	−0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705
2.0	−0.990	−0.777	−0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605
1.8	−1.087	−0.799	−0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499
1.6	−1.197	−0.817	−0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388
1.4	−1.318	−0.832	−0.225	0.706	1.337	2.128	2.706	3.271
1.2	−1.449	−0.844	−0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149
1.0	−1.588	−0.852	−0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022
0.8	−1.733	−0.856	−0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891
0.6	−1.880	−0.857	−0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755
0.4	−2.029	−0.855	−0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615
0.2	−2.178	−0.850	−0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472
0	−2.326	−0.842	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326
−0.2	−2.472	−0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178
−0.4	−2.615	−0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029
−0.6	−2.755	−0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880
−0.8	−2.891	−0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733
−1.0	−3.022	−0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588
−1.2	−3.149	−0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449
−1.4	−3.271	−0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318
−1.6	−3.388	−0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197
−1.8	−3.499	−0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.089	1.087
−2.0	−3.605	−0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990
−2.2	−3.705	−0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905
−2.4	−3.800	−0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832
−2.6	−3.889	−0.499	0.368	0.695	0.747	0.764	0.768	0.769
−2.8	−3.973	−0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714
−3.0	−4.051	−0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667

资料来源：摘自[12]。

线差别很大，正如意料之中。

周文德[15]曾经指出：大多数的频率曲线都可概括为下式：

$$X=\overline{X}+K\sigma_X \qquad (11\text{-}4)$$

式中X为指定概率的洪水流量，$\overline{X}$为洪水流量系列的均值，σ_X为系列的标准差（即均方差），K为反映某特定分布的频率因数。它是X的指定概率水平的函数。

11-4 对数-皮尔逊III型分布

推荐应用对数-皮尔逊分布的方法包括首先将资料系列转换成对数，然后计算下列各统计值❶：

均值

$$\overline{\log X}=\frac{\Sigma\log X}{n} \qquad (11\text{-}5)$$

标准差

$$\sigma_{\log X}=\sqrt{\frac{\Sigma(\log X-\overline{\log X})^2}{n-1}} \qquad (11\text{-}6)$$

偏态系数

$$g=\frac{n\Sigma(\log X-\overline{\log X})^3}{(n-1)(n-2)(\sigma_{\log X})^3} \qquad (11\text{-}7)$$

对应于某指定概率的X值可由式（11-4）改变成下式来计算：

$$\log X=\overline{\log X}+K\sigma_{\log X} \qquad (11\text{-}8)$$

式中K值可从表11-4中查得。当偏态系数$g=0$时，此种分布点绘在对数-正态机率格纸上将成为一条直线。必须注意：绘点是要拟合于累积频率分布，而并非概率密度函数。

III型分布是皮尔逊创立的广泛使用的分布曲线系之一种[16]。虽然此分布并没有多少理论根据，但其所以受欢迎在于：当偏态系数为零时得出的结果与正态分布一致❷。皮尔逊III型的

---

❶ 也可选用下列公式：

$$\sigma_{\log x}=\sqrt{\frac{\Sigma(\log x)^2-(\Sigma\log x)^2/n}{n-1}}$$

$$g=\frac{n^2\Sigma(\log x)^3-3n\Sigma\log x\Sigma(\log x)^2+2(\Sigma\log x)^3}{n(n-1)(n-2)(\sigma_{\log x})^3}$$

式中 $\log x=\log X-\overline{\log X}$

❷ 原书误为与对数-正态分布一致——译注。

表 11-3　　各种概率水平的平均重现期

按大小递减排列的顺序号 m	实测资料的年数 n	概率				
		0.01	0.25	0.50	0.75	0.99
1	2	1.11	2.00	3.41	7.46	200
	5	1.66	4.13	7.73	17.9	498
	10	2.71	7.73	14.9	35.3	996
	20	4.86	14.9	29.4	70.0	1990
	60	13.5	43.8	87.0	209.0	5970
2	3	1.06	1.48	2.00	3.06	17.0
	6	1.42	2.57	3.78	6.20	37.4
	11	2.13	4.41	6.76	11.4	71.1
	21	3.61	8.12	12.7	21.8	138
	61	9.62	23.0	35.6	63.4	408
3	4	1.05	1.32	1.63	2.19	7.10
	7	1.31	2.06	2.75	3.95	14.1
	12	1.86	3.32	4.62	6.86	25.6
	22	3.03	5.86	8.35	12.6	48.6
	62	7.76	16.1	23.3	35.8	140
4	5	1.03	1.24	1.46	1.83	4.50
	8	1.25	1.80	2.27	3.04	8.26
	13	1.70	2.77	3.63	5.02	14.4
	23	2.67	4.72	6.36	8.98	26.6
	63	6.63	12.5	17.2	24.8	75.2

表明目前还未找到确实优良的分布。从直观上也不应该指望单一的分布会适用于所有河流。美国联邦机构对于洪水分析曾推荐[14]采用对数-皮尔逊 III 型分布。第 1 种极值渐近分布，即通称为**耿贝尔分布**也已得到广泛应用。这两种分布将在下面几节中予以说明。

奥特[5]利用随机生成的小时雨量资料(第十二章)来模拟两个测站的综合500年资料(第十章)。几种分布经过检验表明：以耿贝尔分布拟合加利福尼亚州德赖溪的综合资料最好，而对数-皮尔逊型分布则最适合于北卡罗来纳州菲舍河的综合资料。在此两例中，奥特的综合流量资料与由短期历史资料推求的概率分布曲

表 11-2　　重现期的理论分布

平均重现期	超过各种时间百分数的实际重现期T_r						
$\overline{T}_r$	1%	5%	25%	50%	75%	95%	99%
2	8	5	3	1	0	0	0
5	22	14	7	3	1	0	0
10	45	28	14	7	3	0	0
30	137	89	42	21	8	2	0
100	459	300	139	69	29	5	1
1000	4620	3000	1400	693	288	51	10
10000	46200	30000	14000	6932	2880	513	100

以后29年内要建筑物不会超过的设计能力，就要按100年一遇（平均重现期）的洪水来设计。

n个洪水中第m位的实际概率小于p_0的概率j，可由下式求得[9]：

$$j=\binom{n}{m}m\int_0^{p_0}p^{n-m}(1-p)^{m-1}dp \qquad (11\text{-}3)$$

并可由此式来计算出表11-3。在此式中，$\binom{n}{m}$为二项式系数[见式(11-17)]。发生最大事件的真正重现期大于实测资料年数的机会大致在3次中有2次。此表也表示：赋予系列中最大几个事件的绘点位置是相当靠不住的，但对于$m=4$的事件，变动范围已是相当狭窄。由此可见，通常如果频率分析是要估算重现期小于$n/5$的洪水量，则可根据洪水的大小与绘点位置来作图，并用目估通过点群中心配出一条频率曲线。对于较大的重现期，最好用理论分布来选配曲线。

11-3　洪水的理论分布

由于实测资料一般都比较短，不可能求得真正适用于洪水概率分析的固有分布。目前，人们已经提出多种分布[10～12]，其引用的依据是能与一条或更多河流的绘点资料相配合。虽则在寻求适合洪水的最佳分布方面已作了颇大的努力，但经过检验[13]

站管理水平低劣，以致所测流量资料全不可靠，就不能为概率分析提供良好的资料。即使测得的流量资料是精确的，但如果流域以内的变化业已引起水文特性的改变，即资料本身不符合一致性，则这样的资料仍然不适合于作概率分析。如建坝、筑堤、分流、都市化以及其它土地利用的改变都可造成资料的不一致性（第4-17节）。在没有改正到相同的流域条件组以前（通常是天然条件或是人类活动变化后的当前条件），这种资料不得使用。

如果分析对象是与小于0.5的概率有关，则由每年取一次的所谓**年洪水**，即由每年的最大事件组成的资料系列是最好的选择。对于常遇事件来说，每年取若干次的所谓**部分历时系列**（或简称**部分系列**）的资料较好（第11-10节）。

11-2 绘点位置

概率分析的目的就在于寻求确定任何年出现具有等于或超过概率为p的洪水流量值。通常用**重现期**❶ T_r代替概率p来确定设计洪水。重现期与概率互为倒数，即

$$p=\frac{1}{T_r} \qquad (11\text{-}1)$$

为确定绘点位置有各种不同的公式[6、7]，但其中最常用的是韦布尔公式[8]：

$$p=\frac{m}{n+1} \quad 或 \quad T_r=\frac{n+1}{m} \qquad (11\text{-}2)$$

式中n为实测资料的年数；m为事件按大小递减顺序排列的序号，对于最大事件的序号，$m=1$。由式（11-2）得知，对系列中的最大事件可赋予平均重现期等于$n+1$年。表11-2示出对各种指定平均重现期洪水的经验重现期的理论分布。由此表可知：重现期小于其平均值的概率会大于0.5。可以看出：在极长期间，等于或超过100年一遇洪水的重现期会有25%小于29年，同时也有25%的重现期将大于139年。换言之，对于75%的保证率，在

❶ **重现期**可用来表示等于或超过一定事件会在某一时期内出现一次的平均年数。

性、充分性以及精确性分析入手。切题性是指选取的资料与处理的问题性质应取一致。大多数洪水分析都是与洪峰流量有关，则资料系列就应该由选取实测的峰值组成。但是，如考虑的问题是受洪水淹没的时间，例如要了解靠近河边公路大致受洪水淹没的时间有多长，则资料系列就应当由流量超过某临界值的历时来表示。如分析某段河堤内部的排水问题，则所需资料可以由当干河水位过高时而影响自流排水的那部分洪量来组成。

充分性主要与实测资料的长度有关，但搜集资料的测站较少也是常见的问题之一。实测资料不过是洪水在已发生过和今后可能再发生的整个总体中的一个样本。如果样本太小，则推求的概率就不能指望是可靠的。从要提供回答下列问题的角度来看，实际河道的水流资料是很短的。这个问题是：应该具有多长的实测资料才能使确定的洪水概率达到容许的精度？表11-1列出根据人工生成资料系列求得的一些估计值。

表 11-1　　估算各种不同概率的洪水具有95%置信度所需资料的长度（年数）[2]

设计概率	容许误差	
	10%	25%
0.1	90	18
0.02	110	39
0.01	115	48

由表11-1可知：根据通常可取得的实测资料系列进行频率估算外延到概率出乎0.01以外是非常冒险的[3、4]。奥特的资料表明：由20年实测资料来推算设计流量将会偏大的概率为80%，而且偏大流量值中间有45%会偏大30%以上。由此可见，少于20年的实测资料不得用于频率分析。

资料系列的精确性主要与成因上的一致性问题有关。就其本身来看，大多数实测流量资料的准确性是满意的。显然，如果测

第十一章　水文学中的概率
——设计的依据

因为设计和规划与未来的事件有关，其发生的时间或大小还无法加以预报，我们不得不借助于那个等于或超过某一指定流量或径流总量的概率或频率❶来描述。选择设计上适当的概率水平，即可以接受的风险（破坏率），应当以经济或政策为根据[1]。以10%或10年一遇的洪水设计包含着一个预计的破坏率。如果水文分析是正确的，工程有时就会遭受过度的负担。另一种办法是针对着可能发生的最恶劣事件来设计，但费用往往是如此昂贵，以致只有在万一失事会引起特别严重后果的情况下才算正当。

本章论述如何由一组给定资料来确定概率的方法，以及如何推求大坝溢洪道设计洪水所用到的一些特殊方法。至于用人工生成的资料作概率分析的一些特殊方法，则将在第十二章中讨论。

洪水概率

在以下几节中着重讨论有关洪峰概率分析的基本概念。一般说来，这些方法也可适用于后面几节所讨论的其它水文参数，只是有很小的差别而已。

11-1　资料选择

如果使概率分析能解决实际问题，就要从资料系列的切题

---

❶ 概率：它是预测的数学依据，对于试验结果的穷举集合而言，是指发生某一定事件的结果数目对所有可能的结果总数之比值（摘自“韦伯斯特新大学字典”第七版，1971）。频率：是指将各种事件按一种或多种属性的区别来分组时，在一组中出现情况的数目。

10-2 若$U=1$英寸，$L=10$英寸，而$S_U/U=0.7$，习题10-1中地面径流里有多大部分会存留在地面储蓄里？地面漫流的增量有多少？取$S_U=2.0$英寸，重复这项计算。

10-3 若$L=10$英寸，而$S_L=7$英寸，习题10-1中净下渗量里有多大部分会加入地下水储蓄中？取$S_L=18$英寸，重复这项计算。

10-4 若有了模拟模型，试对你所在地区的一条小河校准这个模型。用一些课题例如输入数据的适当性、模型参数之间的相互影响等等，对校准成果进行讨论。

10-5 利用模拟模型，探索对输入数据和参数的灵敏性。例如：当可能蒸散发增加了20%，就输出进行比较。降水量变化10%时的影响如何？模型对参数变化的灵敏性如何？你认为你所得的结果对你假定的条件特别适用到什么程度？例如，若降水量不同，假定蒸散发发生了某种改变，所造成的变化是否会不同？

CHEN, C. W., and SHUBINSKI, R. P.: Computer Simulation of Urban Storm Water Runoff, *J. Hydraul. Div. ASCE*, vol. 97, pp. 289–301, February 1971.

CLABORN, B. J., and MOORE, W.: Numerical Simulation in Watershed Hydrology, *Univ. Tex., Hydraul. Eng. Lab. Tech. Rep.* HYD. 14-7001, 1970.

DAWDY, D. R., and BERGMANN, J. M.: Effect of Rainfall Variability on Streamflow Simulation, *Water Resour. Res.*, vol. 5, pp. 958–966, 1969.

FLEMING, G.: "Deterministic Simulation in Hydrology," American Elsevier, New York, 1974.

HOLTAN, H. N., and LOPEZ, N. C.: An Engineering-oriented Model of Watershed Hydrology, *Proc. Int. Seminar Hydrol. Prof.*, vol. 3. pp. 572–605, 1969.

HUFF, D. D.: "Simulation of the Hydrologic Transport of Radioactive Aerosols," Ph.D. thesis, Comm. Hydrology, Stanford Univ., December 1967.

IBBITT, R. P., and O'DONNELL, T.: Fitting Methods for Conceptual Catchment Models, *J. Hydraul. Div. ASCE*, vol. 97, pp. 1331–1342, September 1971.

JOHNSTON, P. R., and PILGRIM, D. H.: A Study of Parameter Optimization for a Rainfall-Runoff Model, *Water Res. Lab. Rep. no.* 131, Univ. New South Wales, February 1973.

KUCHMENT, L. S., and KOREN, V. I.: Modelling of Hydrologic Processes with the Aid of Electronic Computers, *Int. Assoc. Sci. Hydrol. Publ.* 81, pp. 616–624, 1968.

LIOU, E. Y.: OPSET: Program for Computerized Selection of Watershed Parameter Values for the Stanford Watershed Model, *Univ. Ky. Water Resour. Inst. Res. Rep.* 34, 1970.

MANDEVILLE, A. N., O'CONNELL, P. E., SUTCLIFFE, J. V., and NASH, J. E.: River Flow Forecasting through Conceptual Models, *J. Hydrol.*, vol. 10, pp. 282–290 and 317–329, 1970, and vol. 11, pp. 109–128, 1970.

NARAYANA, V. V. D., RILEY, J. P., and ISRAELSON, E. K.: "Analog Computer Simulation of the Runoff Characteristics of an Urban Watershed," Utah Water Research Laboratory, Utah State University, Logan, 1969.

SCHERMERHORN, V. P., and KUEHL, D. W.: Operational Streamflow Forecasting with the SSAR Model, *Int. Assoc. Sci. Hydrol. Publ.* 80, pp. 317–328, 1968.

SITTNER, W. T., SCHAUSS, C. E., and MONRO, J. C.: Continuous Hydrograph Synthesis with an API-Type Hydrologic Model, *Water Resour. Res.*, vol. 5, pp. 1007–1022, October 1969.

SUGAWARA, M.: On the Analysis of the Runoff Structure about Several Japanese Rivers, *Jap. J. Geophys.*, vol. 2, 1961.

习　题

10-1　在下渗-壤中流函数（图 10-2）中，若 b 为 0.9 英寸/小时，c 为1.3，而 X 为0.1英寸/小时，会出现什么地面径流和壤中流？假定 $X=0.5$ 英寸/小时，则结果如何？

参 考 文 献

1. J. P. McCallister, Role of Digital Computers in Hydrologic Forecasting and Analysis, *Int. Assoc. Sci. Hydrol. Publ.* 63, pp. 68–77, 1963.
2. D. M. Rockwood, Columbia Basin Streamflow Routing by Computer, *J. Waterw. Div. ASCE*, vol. 84, p. 1874, December 1958.
3. R. K. Linsley and N. H. Crawford, Computation of a Synthetic Streamflow Record on a Digital Computer, *Int. Assoc. Sci. Hydrol. Publ.* 51, pp. 526–538, 1960.
4. N. H. Crawford and R. K. Linsley, Digital Simulation in Hydrology: Stanford Watershed Model IV, *Stanford Univ., Dept. Civ. Eng. Tech. Rep.* 39, 1966.
5. E. A. Anderson and N. H. Crawford, The Synthesis of Continuous Snowmelt Runoff Hydrographs on a Digital Computer, *Stanford Univ., Dept. Civ. Eng. Tech. Rep.* 36, 1964.
6. A. M. Lumb and R. K. Linsley, Hydrologic Consequences of Rainfall Augmentation, *J. Hydraul. Div. ASCE*, vol. 97, pp. 1065–1080, July 1971.
7. National Weather Service River Forecast System Forecast Procedures, *NOAA Tech. Mem.* NWS HYDRO-14, December 1972.
8. L. D. James, An Evaluation of Relationships Between Streamflow Patterns and Watershed Characteristics through the Use of OPSET: A Self-calibrating Version of the Stanford Watershed Model, *Univ. Ky. Water Resour. Inst. Res. Rep.* 36, 1970.
9. J. C. Monro, Direct Search Optimization in Mathematical Modeling and a Watershed Model Application, *U.S. Natl. Weather Serv., NOAA Tech. Mem.* NWS HYDRO-12, April 1971.
10. D. D. Franz and R. K. Linsley, An Interactive Time Series Plotting System for Classroom Instruction in Hydrology, *Stanford Univ., Dept. Civ. Eng. Tech. Rep.* 143, February 1971.
11. R. C. Johanson, Precipitation Network Requirements for Streamflow Estimation, *Stanford Univ., Dept. Civ. Eng. Tech. Rep.* 147, August 1971.
12. P. Lombardo, "A Critical Review of Available Water Quality Simulation Models," Hydrocomp, Inc., Palo Alto, Calif., July 1973.

书 目 提 要

AITKEN, A. D.: Assessing Systematic Errors in Rainfall-Runoff Models, *J. Hydrol.*, vol. 20, pp. 121–137, October 1973.

ANDERSON, E. A.: Development and Testing of Snow Pack Energy Balance Equations, *Water Resour. Res.*, vol. 4, pp. 19–37, February 1968.

———: National Weather Service River Forecast System—Snow Accumulation and Ablation Model, *NOAA Tech. Mem.* NWS HYDRO-17, November 1973.

BOUGHTON, W. C.: A Mathematical Catchment Model for Estimating Runoff, *J. Hydrol. (New Zealand)*, vol. 7, pp. 75–100, 1968.

量、溶解盐类、浮游植物、浮游动物、泥沙或混浊度、营养物和细菌。对每一个因素都要准备好算法，而且必须对来自废水出流的人工输入准备好输入数据。溶解盐类随着河流中地面水与地下水的混合成分而定，这要由水流模拟模型来计算，而且还要加上来自废水出流的盐类。温度受到辐射、蒸发和其它自然因素的控制，而且受到废热排放的影响。溶解氧受到废水排放要求、水的自然曝气和藻类活动等的影响。可见，水质模型程序的编制必然是复杂的，而且数据处理的要求是庞大的。那些因素如温度和溶解氧等项的日变化常是大的。因此，要真实地了解变化过程，模型就必须按短时段操作[12]。

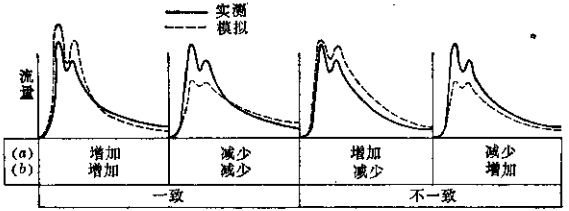


图 10-6 根据(a)地面径流总量和(b)地下径流量调整参数 INFILTRATION时显示的某些一致的和不一致的情况

的实测资料作了检验的，有一种倾向更多关心于校准的精度和参数的优选，而少注意于传统方法。不合格的输入数据大概对于模拟是最严重的限制。不论模型如何的优良，它也无法克服劣等资料的限制。资料中分散的随机误差往往不是严重问题，而含有重大偏倚的有偏资料就会产生偏倚的答案。校准时的拟合优度要由输入数据来控制，但是却有一种倾向去修改参数值，并且重新进行校准许多次以妄想取得数据所无法提供的较好拟合。约翰逊[11]曾研究输入数据的适当性与校准精度的限制之间的相互关系（第3-6节）。

10-7 模拟在水文学中的其它应用

模拟河川径流过程线的能力暗示着模拟技术还应该在水文学上有另外的应用。本章所讨论的水流模拟能够输出其它信息，诸如：地下水增长、实在蒸散发、土壤水分水平、积雪深度、密度和水当量，也许还有可能水文量的其它信息。

由于侵蚀是雨滴冲击的结果而进入河道的侵蚀物质是靠着地面漫流完成的，所以在水流模拟模型中就存在着泥沙模拟的基本结构（第13-8节）。河流湖泊中的水质也可以用类似于水流模拟的方式进行模拟。水质模拟模型应当是特别有价值，因为适合于决定极限水质条件的概率的长期水质资料是很难得到的。水质是通过大量的因素来衡量的。这里包括温度、溶解氧、生化需氧

时，实际上才能做到自动调整参数。若所有分块都具有不同的参数值，则迭代次数将按照以分块数为指数的乘幂而增加，从而计算时间就变为太长了。

人手调整参数的价值可以通过在阴极射线管（示波管）上直接显示输出过程线而得到大大的提高[10]。对于分时计算机系统，水文人员与模拟程序之间的直接人机联系能使参数调整加快。

虽然校准通常只限于U、L、INFILTRATION和INTERFLOW四个参数的决定，有时在校准中显示出其它参数亦需调整。这一点对于K1（降雨量改正）、A（不透水地区）、$K_{24}L$（地下水深层渗漏）和$K_{24}EL$（地下水的蒸散发）四个参数更是适用。调整这些参数的必要性往往从无法取得水量平衡而变得明显。如果地下水流普遍地高，但如减小参数INFILTRATION却会造成过多的地面径流，则乞灵于参数$K_{24}L$也许是适当的。若整个水量平衡有误差，也许表明需要调整参数K1。要想取得良好的校准，彻底了解模拟算法和个别参数的作用是必不可少的。

输入数据的误差或欠缺代表性和用于校准的流量资料的误差是值得注意的问题。若参数经调整后造成拟合于错误情况，也许参数是严重地有偏。这是使用差值平方和判据的自动优选中的一个专门问题，因为有实测与模拟流量之间的一些最大差值可能是由于数据有误差或不适当之故。通过月径流总量的模拟值与实测值之间的对比来调整控制着径流总量的参数是相当地直接了当的。影响过程线形状的参数要加调整就比较困难了。这是因为实测与模拟过程线之间的差别可以是由于定时上的误差、估计出来的暴雨径流总量或者形状参数的初始假定等所造成的。在有些情况下，对比会表明矛盾的情况（图10-6）。这就无法通过调整参数来加以改正。

拟合问题并非唯一属于模拟的，而是存在于所有的水文方法中。因为模拟有可能得到较精密的结果，又因为它是经由若干年

参数调整时可以很有用。在这个意义上，可以证明模拟是一个极有效的工具，把实验性流域上取得的信息移用到较大流域上去。

预报　流量预报差不多总是含有紧急的成分。计算机模拟为预报提供高速而有效的工具。模拟对于包括一个以上的水库或其它单元，需要对它们作出运行判定的那些系统特别有效。模拟能允许对若干运行判定作出检验来决定哪一件判定能给出最优结果，而手算也许在可用的时间限制以内不能作出这么多的检验。

因为用于预报的模拟模型会用来在几小时到几天以前产生流量，又因为预报经常用新资料加以更新，模型必然在其工作特性上与用来为规划目的而产生长期系列的模型比起来略有不同[7]。不过，模拟程序的基本原则可以是一致的。

10-6　校准及调优

如在第10-3节中指出的，有些参数必须经试算来决定，其中实测的和推算的流量要进行对比直到拟合优良为止。首先建立月和年径流总量的良好拟合在校准工作中最容易办。当取得了径流总量的良好拟合，就要详细地对比推算的和实测的过程线形状。如使用运动波演算，则影响过程线形状的主要参数就是INFILTRATION和INTERFLOW。若使用经验性演算，对它的参数也可能需要调整来改正过程线形状的误差。当完成了校准以后，模拟程序就应当能产生误差不过百分之几的年径流总量、合理的径流逐月分配、与实测过程线一致的过程线形状以及随机地分布在历史资料上下的洪峰。包含估计出来的输入数据或估计出来的流量不应该放在对比之列。

可以把自动推求参数子程序纳入一个不分块模型中[8、9]。实测流量用作为输入数据，并计算出一个目标函数（通常为实测与模拟日平均流量之间差值的平方和）。用某种预先选定的步长来调整参数值，并且重复模拟。通过多次迭代，可以趋近于一组优选的参数（相当于最小的目标函数）。编制一个系统性搜索程序有利于迭代过程。对于多分块的流域，只有当L、U、INFILTRATION 和 INTERFLOW 四个参数对于各分块都是分别相等

流过程线，还需要水库下游所有支流的流量资料。水库入流要通过水库演算并与下游的入流量合并，以决定下游各关键地点处水库的防洪效果。必须推算出回水对支流水位的影响，以便决定淹没范围。这项研究工作要是用手工计算会是很费力的，但不难用计算机模拟来进行。

在经过历史洪水资料检验而选定了一项设计以后，一次模拟的运行试验会指明系统的实在效果。这样的试验可以通过随机产生时降雨量输入，并且利用计算机模拟将降水量转换成流量来进行。充当调度员的人不会了解到通过未来降雨量会变成怎样，因而被迫一如在实际生活中那样在无法肯定的情况下作出运行判定。降雨量系列必须在一天或几天前产生出来，用一个随机因素进行校正以模拟预报误差，并提供调度人员作为定量降雨预报，以进一步模拟实在情况。用历史资料作检验永远不会完全有效，因为调度人员能认识到历史系列研制的经过，而且会预料到它的结果的。

供水水库通常对于短期流量变动不灵敏，而利用随机方法（第十二章）产生月流量系列往往对设计适用。但是，较小的水库可能要求更具体的研究，因而可以利用模拟来产生必要的流量资料。

其它应用　显然模拟在需要由降水量(或融雪量)推求流量资料的任何情况中都是有用的。它的最大的用途在于能推估流域的变化。增大降水量的后果可以通过用历史降水量推算的流量与用某种适当方法增大的历史数值所推算的流量之间进行对比加以模拟[6]。同样地，改变土地利用的影响可以在整个多年期间通过参数的适当改变来模拟。正如前面讨论过的，城市化改变了不透水而积和输水系统。梯田化改变了地面漫流坡度和距离。植被的改变主要通过蒸散发的改变而生效，虽然植被还可以影响下渗、地面漫流的糙率和截留。20～30年的模拟，加上参数的适当调整，对于土地管理的真正长期效果要比就少数选定事件或几年的实验资料进行的计算能给出远远为好的描述。实验资料在规定适当的

等。因此，在某种意义上，模拟可以看成是一种估计流量资料的方法。这个方法能够经受概率分析以求出设计参数。模拟的价值在于它能产生缺测地点的这些资料或展延短期的实测流量系列。也许更重要的是它能够针对假定的**未来**流域情况来设计水流。土地利用的改变可以通过适当地改变参数加以预测，而如果使用运动波演算，则河系的变化可以在规定的适当河槽特征条件下进行模拟。因为任何水的规划都是为了未来的，这种性能特别重要。

城市排水　要想用模拟来设计城市排水，第一步就是要设计出大致的排水系统。模拟模型要就着最近的测流河道进行校准。然后，把不透水地区参数调整到适合于现有或预期的城市条件下的数值，而规定地面漫流的那些参数视需要而定来加以调整。如果觉得地下径流和壤中流不会参与暴雨径流，它们也可以从输出中除掉。利用最近的可用降雨记录，就可以从系统中关键地点定出的流量值模拟出二十几年的流量系列。可以对这个流量系列进行流量频率分析，从而选定必需概率下的设计流量。然后修订初步系统来适合于这些条件。若降雪常常出现，可以纳入模拟之内。潜洪区能在系统中加以模拟。

洪泛区制图　洪泛区制图的步骤也是从可用的河流实测资料进行模型校准开始，然后对参数作出针对着预期未来情况（都市化、滥伐森林、河槽变化等等）的校正。再利用尽可能多的洪泛区测点流量资料作出对尽可能长期（在现有降水资料限制下）的流量模拟。若使用运动波演算，可以输出水位数据。对输出数据进行频率分析就规定了所有测流点处的流量或水位的概率。利用这些资料就能作出必需的洪泛区地图。汇入洪泛区的小支流上的水位可以同时作为沿干流的水位而定出。这里不需要作出象“当暴雨时系统中所有各点的水位是同频率的”那种错误的假设。

水库设计　为了减除洪害而设计的防洪水库必须具有充分的库容、适当的泄洪设备和操作程序，以便有效地运行来削减下游洪峰。防洪水库的有效性可由损失概率曲线上的削减量来衡量。实测流量系列应该利用模拟展延得愈长愈好。不但需要有水库入

水量，一直到用WC乘积雪场水当量所得的界限值为止。

若现行水当量PACK超过了一个变量IPACK，就认为整个分块全部被雪。这里IPACK规定为本季中以前业已取得的最大PACK值。如PACK小于IPACK，分块中积雪覆盖所占面积百分数就作为等于PACK/IPACK。IPACK不得超过一个最大值MPACK。后者是一项输入参数，代表着这样一个雪水当量值，一旦超过它时，分块就作为全部被雪，不论先前是否有积雪出现。

融雪过程的模拟和现有资料大有关系。给定了全部资料——日射、气温、露点和风速，就可以采用能量平衡的途径（第8-10节）。对每一个函数都有一个改正参数编入程序中，以便于进行资料代表性的调整。如果整个能量平衡方程中的资料有缺，可以使用代替的办法，例如：用一固定数值作为风速；由最低气温估计露点；或由晴天的辐射值加上云量改正来估计辐射，等等。作为最后手段，如仅有气象资料可得，可以使用一种简单的度-日办法（第8-11节）。

当日射较小面反向辐射较大，或气温很低，则积雪上可能出现热量损失，这个情况用一个负热量储蓄来模拟。对任何时段内计算所得的热量损失要乘上一个因子1.0－NEGMELT/NEGMM，并且加到现行负热量储蓄NEGMELT上去。NEGMM是最大可能负热量储蓄，作为水当量和气温的函数来计算。这里假定积雪温度从雪面处环境气温按线性变化到土壤表面的32°F（0℃）。当NEGMELT大于零，不会出现融雪。任何到达积雪场的热量在融雪开始以前先要和NEGMELT抵偿。

当融雪开始，融雪水使积雪的含水量增加，达到最大值(WC×水当量）为止。然后融雪水增量一如降雨增量那样，进入了模拟的径流阶段（图10-1）。

10-5 水文学中水流模拟的应用

水流模拟产生一种输出，它包含着从测流站上取得的同样的资料，即：日平均流量、月和年径流总量、洪峰和过程线详情

表 10-2　　斯坦福流域模型融雪分程序中的参数

RADCON,CONDS-CONV	调整理论融雪方程使适合于现场条件，通常数值接近于1.0
SCF	用来补偿降雪时量器截雪量不足的改正
ELDIF	气温测站与分块中点之间的高差
INDS	0°F(−18°C)时新降雪的指标密度
F	森林覆盖所占分块面积的百分数
DGM	逐日地面融雪率，以英寸/日计
WC	积雪的最大含水量，以%计
MPACK	分块全部被雪时积雪场的水当量
EVAPSNOW	调整理论蒸发方程使适合于现场条件
MELEV	分块的平均高程

雪和降雨，而且保存着积雪的深度、密度和雪水当量的流水账。对于出现降雨，假定分块中的现行气温在32°F（0℃）以上，而对于降雪则假定在32°F以下，以此为根据作出降雨和降雪之间的判定。如假定为降雪，就必须规定一个参数INDS代表0°F时新降雪的平均密度作为初始密度DNS的赋值基础，而DNS随气温T（°F）变化的关系如下式：

$$\mathrm{DNS}=\mathrm{INDS}+\left(\frac{T}{100}\right)^2 \qquad (10\text{-}3)$$

如有新降雪，则地面积雪的水当量是前一时段末的水当量与本时段内的降水量之和。雪量修正系数SCF（数值>1.0）使得将报告雪量调整到考虑及由于风吹影响使降雪截获量不足的情况（第3-5节）。每当程序判定时段内降水是雪时，报告截雪量就要乘上参数SCF。

任何时刻的雪深由积雪场的水当量和积雪密度定出。如果积雪密度SDEN小于0.55，对现行雪深D_s要逐小时乘上$1-0.00002D_s$（0.55−SDEN）予以折减，然后由水当量和折减后的雪深求出新密度。这个过程模拟着积雪场在其自重影响下的固结作用。

积雪场的液态水含量由参数WC来控制。它是最大容许液态水含量，以积雪场水当量的百分数表示（通常在0.01和0.05之间）。液态水（降雨或融雪水）可以在积雪场上聚积起来成为含

式中P是年平均降水量，以英寸计。U通常为L的十分之一。这些储蓄量主要影响着径流总量，而对于过程线形状无甚影响。对于米制单位，式（10-2）中的常数4应改为100。

参数INFILTRATION和INTERFLOW将图10-3中的函数值向上或向下调整，以反映流域之间下渗特征和壤中流特征的差别。两个参数的初始估值可以取为1。过高估计参数INFILTRATION会使洪峰低估，且将造成过大的地下水径流。若参数INTERFLOW过大，洪峰会过低而紧连峰后的退水将过分迟缓。

演算参数要取决于所采用的方法（第九章）。若使用马斯京根演算法，流域划分为若干等流时分块，代表着传播时间的固定时段（常取为1小时），而各分块的面积百分数要输入进去。另外还要规定一个马斯京根参数K的估值。若使用运动波演算法，必须定出每一河段的断面资料、河槽坡降及曼宁糙率n的估值。

10-4 融雪模拟

融雪径流的模拟包含着第10-2节中所述的全部过程。此外，还必须加上包括在融雪中的热量交换的模拟和降雪及积雪过程的模拟[5]。由于温度对积雪和融雪的显著控制作用，倘若流域中的高程变化范围超出了只取单独一个分带所能允许的程度，就必须把流域划分为若干高程分带。每增加一个分块，就要增加计算机的运行时间。不过，因为人们可以期望着高程每差2000英尺（600米）计有7～11°F（4～6℃）的温差，这样的高差大概是分带所应使用的最大高差，而取1000英尺（300米）也许更好。

每个高程分带中的温度必须从最近的气温测站利用直减率来估计。测站高程与代表着每一分带的中值高程之间的高差（ELDIF）是一个输入参数（表10-2）。要使用的气温直减率可以固定取平均值约每一千英尺4°F（每300米2.2℃），或者作为由3.5变至5.5°F（2～3℃），视是否出现降水而定。若有两处气温测站，对于每次观测可取两站的温差被高差除得的商作为直减率。

由于一般无法取得降雪水当量的记录，模拟程序必须分清降

可以在校准过程中定出（第10-6节）。退水参数 KK24 和 K1 可以用第七章中讨论的方法从短期径流记录估出。如流域没有实测记录，可以用邻近相似流域的资料来估出这些参数。参数EPXM比较不很重要，而且往往指定在0.1～0.2英寸之间的某一数值，视植被密度而定。

表 10-1　　斯坦福降雨径流流域模型的参数

K1	流域正常降雨量对测站正常降雨量之比
EPXM	截留储蓄
A	不透水地区占流域的百分数
INFILTRATION	平均下渗率
INTERFLOW	壤中流函数
U	表层土壤名义容量
LL	地面漫流的平均长度
SS	地面漫流的平均坡降
NN	地面漫流的曼宁糙率 n
L	基层土壤储蓄指数
K24L	分配于深层储蓄的地下水部分
K3	蒸发损失指数（深根植被面积占流域的百分数）
K24EL	受直接蒸散发支配的浅层地下水所占面积的百分数
KK24	地下水退水率
KI	壤中流退水常数

余下四个参数用校准或与实测过程线比较来决定。这四个参数就是储蓄参数L、U 以及INTERFLOW 和 INFILTRATION。两个储蓄参数规定为指标数值或名义容量而不是绝对界限，以便避免如果固定储蓄量业已填满而不再有剩余容量时会出现的不连续情况。实在的蓄水量可以超出指标容量，但当超出数量增大时，这些函数（图10-4和图10-5）能对储蓄量的输入加上限制使得渐近地趋向于极限容量。L是土壤内瞬时储蓄的指标；基本上不变的土壤含水量对于模拟过程是无关紧要的。因此参数L与年降雨量有关。经验指出L的初估值可以用下式求出：

$$L=\begin{cases}4+0.25P & \text{季降水量}\\ 4+0.125P & \text{分配在全年中的降水量}\end{cases} \qquad (10\text{-}2)$$

1.0时，则较多的水进入地下水。进入地下水一定百分数的水量可能分流为不补给河流的深层地下水。余下的部分归于地下水储蓄，从那里水流按照指数退水规律（第七章）进入河道。

假定表层水量和截留储蓄以最大可能的速率蒸发。基层土壤储蓄通过速率为比值S_L/L的函数的蒸散发而亏耗。当比值较高时，蒸散发接近于可能蒸散发；而当比值减低时，蒸散发也相应地减少。若地下水不深，还有可能出现地下水蒸发。

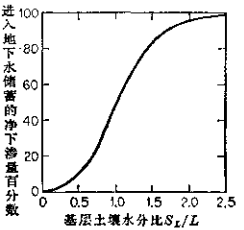


图 10-5 基层土壤水分储蓄和地下水储蓄之间的下渗水量分配

在水量平衡计算中求得的径流量可以通过流域中的河槽进行演算来推求出流过程线，这可以通过滞后加演算法来完成。对于此点，转换成流量单位的流时-面积曲线和马斯京根演算是合适的（第九章）。若使用若干分块，流时-面积曲线能够反映出各分块的变动径流。运动波演算也是一个有用的方法，运动波演算要求河槽断面、坡降和糙率均已规定。但是，作为补偿，运动波演算可以求出每一河段末尾的流量和水位。此外，演算是由河槽的自然特征规定的，对于表示天然的非线性和不连续而言要比经验演算法优良得多。

10-3 参数

表10-1列出规定适合于特定流域的通用模拟程序的15种参数。参数A、LL和SS可以由地图上定出（第十四章）。参数NN必须从流域特征估出，但是它的准确数值并不见得非常重要。参数K3可以从航空摄影或现场观察来估计。需要有流域的年平均降水量等值线图来估计K1。两个地下水参数K24L和K24EL常为零值。在必要时，它们要从流域中地下水情况的事前知识来估计。如果没有可能的深层地下水储蓄的信息，参数K24L值有时

形分成地面流和壤中流两部分。直线B的位置可以用b与因数c的乘积来固定。因数c大于1.0，也是S_L/L的函数。壤中流所占份额随着土壤水分而增加（图10-3）。壤中流径流量置于壤中流储蓄中，在每一时段内从那里泄放一定的蓄水百分数进入河道。这使河道中的壤中流流量发生指数衰减。衰减百分数用一个由实测流量资料推求的壤中流退水常数K_I（第七章）来决定。

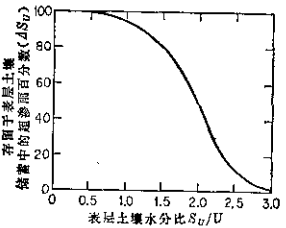


图 10-4 存留于表层土壤储蓄中的超渗雨百分数

地面径流纳入表层土壤函数内，其中直接进入**表层土壤储蓄**的那一部分模拟着洼地储蓄和表层土壤储蓄。进入表层土壤储蓄的部分ΔS_D是比值S_D/U的函数（图10-4）。地面径流的另一部分进入地面漫流过程中。由实验资料推出的一个经验函数联系着地面漫流出流量和地面阻滞量。简单的连续性计算用下式来求地面阻滞量：

$$D_2=D_1+\Delta D-q_0 \qquad (10-1)$$

式中q_0是时段初的出流量；ΔD是地面阻滞增量；而D_1和D_2是时段初和时段末的阻滞量。用q_0代替$\overline{q}$是明显的一个近似，但若时段不长，误差有限，就没有必要进行迭代求解。时段末若有存留于阻滞中的任何水量会返回待下渗的降雨供水中——这模拟着来自地面漫流的延迟下渗。对于小流域，地面漫流的滞时可以十分重要，但对于所有流域来说，延迟下渗才算是径流过程中的一个重要因素。

每当S_D/U大于S_L/L（表层土壤亏耗）时，有一部分表层土壤储蓄水量会转移到基层土壤中。这一项水量加上净下渗量按照S_L/L的一个函数值（图10-5）分配与**基层土壤水分储蓄**和**地下水储蓄**。当$S_L/L<1.0$时，较多的水归入土壤水分；而当$S_L/L>$

地区不大（1%或2%），但对于城市地区，这个比值往往大于20%。

分块上任何时刻的下渗能力假定是变动的。由于没有更好的情报，这项变化假定遵循着一条直线(图10-2)。这条直线的位置通过改变下渗因数b值而加以改变。下渗因数b假定是基层土壤储蓄的含水量S_L对该层的名义蓄水能力L(图10-3)之比的函数。基层土壤的净下渗量由图10-2的阴影梯形部分代表，它是现有土壤水分比(S_L/L)和供水率X（降水量减去截留量）二者的函数。

壤中流用同样的方式来计算。图10-2中直线B把超渗雨三角

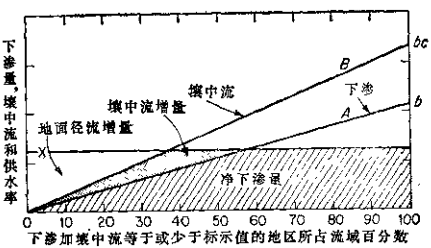


图 10-2 斯坦福流域模型中使用的下渗-壤中流函数

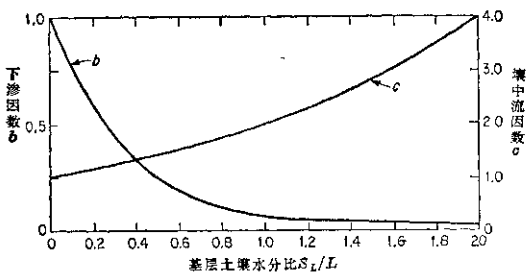


图 10-3 当INFILTRATION和INTERFLOW=1.0时，下渗因数b和壤中流因数c作为S_L/L的函数的变化情况

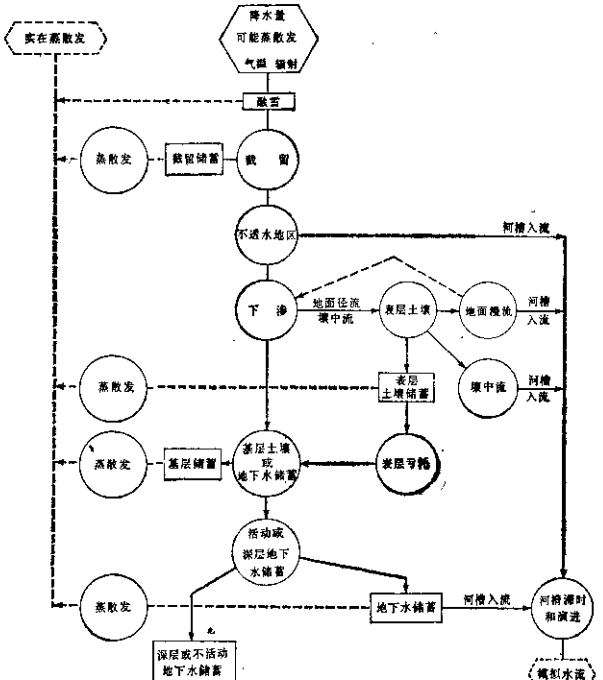


图 10-1 斯坦福流域模型第IV号的框图

的蒸发而亏耗一直到零。暴雨时的蒸发增加截留损失(第8-1节)。流域内的不透水地区通过分出常定百分数的每小时降雨增量到河道中作为**不透水地区径流**来模拟。这个百分数等于直接与河道相连的不透水地区占全流域的百分数。河系、湖泊和沼泽等的一切水体表面也作为不透水地区看待。对于大多数农村流域，不透水

用的模拟模型必须包括有数据管理程序，以便数据可以按照模拟操作所要求的而快速存取。由于模型要多次重复使用，程序编制效率也很重要。计算机运行时间会是长的，而复杂化或低效率的算法会是相当昂贵的。所以，尽管许多水文过程能够用微分方程的差分解来计算，一个较简单而更经验性的函数几乎可以同样适用但费用则较少。模型的结构也应当与现有资料一致。虽则把流域划分为许多小流域使得土壤、地形和植被的变动特征能够正确地表示出来也许显得合宜，但是如果所有小流域上的降雨量必须从单独一个雨量器来推求时就不会得到真正的好处。

模拟并非计算机在水文学上唯一的应用。第十二章中将讨论用计算机生成随机系列，而其它问题的专门应用也在本书的另外一些地方有所介绍。

10-2 径流模拟程序的结构

业已编制出若干不同的模拟程序（见书目提要），其中最早程序之一就是斯坦福流域模型[3、4]，这个模型的一般逻辑原理即将介绍于下。斯坦福流域模型的程序框图，如图10-1所示。主要的输入数据是时降水量和日可能蒸散发。这个模型是以水量平衡核算为基础的。对代表不同的土壤、植被、土地利用和降水量的流域各个分块都分别进行核算。每个分块都用代表着该分块的专门自然特征的一组参数来描述。虽然增加分块数目可以使得流域内不同特征的表示得到改进，但每增加一个分块就要使用额外的计算时间，因而不可避免地需要就着流域的详细描述和费用之间作出权衡。此外，对于多数分块，选定参数值就变为更困难。为简化计，下文只讨论不分块流域。

若要取得真实的水量平衡核算，点雨量观测必须能代表分块上的面平均值。因此，模拟的第一步就是用一个常数（等于流域平均年正常降雨量对测站年正常降雨量之比）来乘测站降雨量。**截留**损失通过固定一个截留储蓄能力（往往在0～0.2英寸或即0～5毫米之间）来模拟。在截留储蓄能力未得到满足以前，假定全部雨量进入截留储蓄之中。截留储蓄由于以最大可能速率进行

径才可以办到。

这项新的办法必须按照更短的时段和流域内更详细的情况作打算。所使用的数学函数必须设计得尽现代知识和计算机约束所允许的最大可能来模拟自然水文过程。不那么重要的过程，如截留和地面漫流也应当包括在内，而径流的全部分量（地面径流、壤中流、地下径流和河槽降水）都必须加以计算。下渗提供计算的最合理基础。最后，如有必要，这个新方法必须将程序编得能连续重演水流达到能以从实测降雨资料产生长期流量（或其它水文变量）的过程。

对前述目的使用计算机的最有希望的途径就是**模拟**，即在计算机上表示水文系统以便模仿自然系统的性能。显然，对自然过程可能有许多种不同的近似水平。例如，可以利用一个简单函数来表示径流总量和降雨量的关系，或者也可以利用许多函数试图重演径流过程的所有环节——截留、下渗、地面漫流，等等。假使掌握充分资料，更接近真实的程序会是最精确的，而这些就是通常称之为模拟模型的那种程序。给定了充分数目的自由参数，几乎任何程序都能拟合于流域资料来比较精确地重演历史流量样本。但是出乎历史资料样本范围的外延或移用到另外一个流域上去就可能相当地不好，除非该程序确属真实地描述着各项水文过程。

水文学的传统途径会暗示着对每一流域要研制一个专用的模拟模型。但是，这种说法没有认识到水文循环在所有流域上基本上是一致的。各种过程的相对数量随着气候、地质、土壤和地形而变，然而没有明显的理由表明为什么一个通用模型不能应用于所有流域上去，而经验业已证实了这一点。这种通用模型必须包含能加调整以适用于每一流域的特殊条件的参数，而且甚至必须能在适当时允许停掉某些过程。使用通用程序使得从许多流域累积出参数的信息——这将最终允许把参数与流域的可测自然特征关联起来。

模拟需要把相当大量的数据写入计算机内存。因此，一个实

第十章　河道水流的计算机模拟

以前几章讨论了缺乏实际观测时估计各种水文资料的方法。虽然实测资料的价值是无可否认的，但要有充分时间才能对水文变数的适当概率分析取得必需的实测资料长度。考虑到人类活动改变水文环境的速率，时间充分也未必能产生均一的和对频率分析适用的资料。由于需要有能规定可适用于将来的概率的估值，工程水文学强调用各种间接方法来预估水文变量的办法。

前几章中所描述的那些办法业已完全用来求解工程问题了。这些办法已产生认为是适当的成果，或者更正确地说，现有最好的成果。这些方法具有一个共同的特点，即：它们都是在数字计算机通用以前研制出来的。因为计算机能做出远比手算所能做到的庞大得多的具体计算，它们提供提高水文分析的基础。可是，计算机应用于水文学的研究早在二十世纪五十年代中叶就已开始了，而计算机在水文学方面的最终潜力还远远没有实现。

10-1　模拟原理

以前讨论的大多数传统水文方法都可以用计算机求解[1]。以时降雨增量和时流量为输入，可以推出单位过程线和损失率（ϕ指数）。反之，可以对单位过程线的纵坐标和超渗雨增量一起进行卷积来产生流量过程线。河槽流量演算[2]或流域径流演算不难用马斯京根法在计算机上进行程序设计而求解。若希望求统计解，只要给定必要的输入数据，计算机就立即定出回归方程。

在每一情况下，计算机解大概要比相当的手算解答更为快速和误差较低。随着实测资料愈来愈多地用穿孔卡或磁带形式来储存，数据准备也可以更快和较不易出错。任凭有这些优点，包括在方法中以适用于手算的那些基本假设和近似仍然要结合在机算里面。如果想要实现计算机的潜在价值，还必须寻找一个新的途

9-6 下表是一小水库的水位-蓄量和水位-流量数据。将习题9-4中的入流过程线作为此水库的入流量，并假定第1天午夜水库水位为875，求最高库水位和洪峰出流量。

水位	蓄量（英亩-英尺）	泄流量（英尺^3/秒）	水位	蓄量（英亩-英尺）	泄流量（英尺^3/秒）
862	0	0	882	1220	100
865	40	0	884	1630	230
870	200	0	886	2270	394
875	500	0	888	3150	600
880	1000	0			

9-7 求习题9-4中洪水的马斯京根参数K和x。

9-8 将习题9-4中的出流过程线作为某一河段的入流量，此河段的$K=27$小时，$x=0.2$，求出流洪峰。用马斯京根演算法。

9-9 若槽蓄量是（$aI+bO$）的函数，写出演算方程。

9-10 应用第9-9节的图解法，求习题9-4中洪水的K曲线。

9-11 将习题9-4中的出流过程线作为某一河段的入流量，滞后时间$T_L=6$小时，而$K=18$小时，用第9-9节的图解法求洪峰出流量和洪峰时间。

9-12 假设图4-11中的水位以米计，流量以米^3/秒计。若在水位为4米时水道宽60米，则一小高度的单斜上升波波速将是多少？

9-13 一小水库在溢洪道顶高程处的库水面积为4000公顷，在溢洪道顶高程以上的库岸有好几米基本上是垂直的。溢洪道长50米，而流量系数为3.75。将习题9-4中的出流过程线引用于此水库作为入流，并将单位改为米^3/秒，计算最大泄流量，并且若第一天午夜库水位为溢洪道顶高程，求最高库水位。

9-14 将习题9-6中的数据单位改为：水位为米，蓄量为10^5米^{3}而流量为米^3/秒，求最高库水位和最大出流量。

习　题

9-1　若在水位为4英尺时，河槽的宽度为30英尺（河流的水位-流量关系曲线如图4-11所示），则小高度的单斜推进波的波速有多少？

9-2　在半圆形断面渠道中，当$y=r$和$y=0.2r$时，求波速与流速之比。用谢才公式。

9-3　一均匀矩形断面水道，宽10英尺（$n=0.015$），底坡0.0004，水深5英尺。闸门突然开启，使水深增至6英尺，所产生的陡波波速有多大？

9-4　已知过程线如下表，求河槽蓄量，并点绘一曲线来表示任意时刻蓄量为同时刻出流量的函数。忽略区间来水不计。

日　期	小　时*	入流量（英尺^3/秒）	出流量（英尺^3/秒）	日　期	小　时*	入流量（英尺^3/秒）	出流量（英尺^3/秒）
1	*M*	40	40	7	*N*	245	394
2	*N*	35	39		*M*	192	307
	M	37	37	8	*N*	144	235
3	*N*	125	52		*M*	118	180
	M	340	130	9	*N*	95	142
4	*N*	575	287		*M*	80	114
	M	722	472	10	*N*	67	93
5	*N*	740	624		*M*	56	77
	M	673	676	11	*N*	50	64
6	*N*	456	638		*M*	42	55
	M	320	574				

*　*M*＝午夜，*N*＝中午。

9-5　一小水库在溢洪道顶高程处的库水面积为300英亩，而溢洪道顶高程以上的库岸有好几英尺基本上是垂直的。溢洪道长15英尺，流量系数为3.75。将习题9-4中的入流过程线作为此水库的入流量，计算最高库水位；并且若第1天午夜水库初始水位为溢洪道顶高程，求最大泄流量。

24. D. L. Fread, Effects of Time Step Size in Implicit Dynamic Routing, *Water Resour. Bull. AWRA*, vol. 9, no. 2, pp. 338–351, 1973.
25. J. J. Dronkers, Tidal Computations for Rivers, Coastal Areas, and Seas, *J. Hydraul. Div. ASCE*, vol. 95, pp. 29–77, January 1969.
26. T. Strelkoff, The One-dimensional Equations of Open-Channel Flow, *J. Hydraul. Div. ASCE*, vol. 96, pp. 223–252, January 1970.
27. J. W. Kamphuis, Mathematical Tidal Study of St. Lawrence River, *J. Hydraul. Div. ASCE*, vol. 96, pp. 643–664, March 1970.
28. E. Isaacson, J. J. Stoker, and A. Troesch, Numerical Solution of Flood Prediction and River Regulation Problems, *New York Univ. Inst. Math. Mech. Rep.* IMM-205 and IMM-235, 1956.
29. J. A. Liggett and D. A. Woolhiser, Difference Solution of the Shallow-Water Equations, *J. Eng. Mech. Div. ASCE*, vol. 95, pp. 39–71, 1967.
30. J. M. Garrison, J. P. Granju, and J. T. Price, Unsteady Flow Simulation in Rivers and Reservoirs, *J. Hydraul. Div, ASCE*, vol. 95, pp. 1559–1576, September 1969.
31. G. Terzidis and T. Strelkoff, Computation of Open Channel Surges and Shocks, *J. Hydraul. Div. ASCE*, vol. 96, pp. 2581–2610, December 1970.
32. V. L. Streeter and E. B. Wylie, "Hydraulic Transients," McGraw-Hill, New York, 1967.
33. V. Yevjevich and A. H. Barnes, Flood Routing through Storm Drains, pt. IV, Numerical Computer Methods of Solution, *Colo. State Univ., Fort Collins, Hydrol. Pap.* 43, 1970.
34. D. L. Fread and T. E. Harbaugh, Transient Hydraulic Simulation of Breached Dams, *J. Hydraul. Div. ASCE*, vol. 99, pp. 139–154, June 1973.
35. E. G. Popov, "Hydrological Forecasts," pp. 126–128, Gidrometeoizdat, Moscow, 1957.
36. See [19], pp. A.37–A.38 and B.34–B.36.
37. C. O. Clark, Storage and the Unit Hydrograph, *Trans. ASCE*, vol. 110, pp. 1419–1488, 1945.
38. M. A. Kohler, A Forecasting Technique for Routing and Combining Flow in Terms of Stage, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 25, pt. 6, pp. 1030–1035, 1944.

书 目 提 要

CHOW, V. T.: "Open Channel Hydraulics," pp. 586–621, McGraw-Hill, New York, 1959.

EAGLESON, P. S.: "Dynamic Hydrology," pp. 325–368, McGraw-Hill, New York, 1970.

GILCREST, B. R.: Flood Routing, chap. 10, in H. Rouse (ed.), "Engineering Hydraulics," pp. 635–709, Wiley, New York, 1950.

KEULEGAN, G. H.: Wave Motion, chap. 11, in H. Rouse (ed.), "Engineering Hydraulics," pp. 711–768, Wiley, New York, 1950.

KLEMEŠ, V.: Applications of Hydrology to Water Resources Management, *Opera. Hydrol. Rep.*, no. 4, World Meteorological Organization, Geneva, 1973.

LAWLER, E. A.: Flood Routing, sec. 25-II, in V. T. Chow (ed.), "Handbook of Applied Hydrology," pp. 25.34–25.59, McGraw-Hill, New York, 1964.

LINSLEY, R. K., KOHLER, M. A., and PAULHUS, J. L. H.: "Applied Hydrology," pp. 465–541, McGraw-Hill, New York, 1949.

NEMEC, J.: "Engineering Hydrology," pp. 274–281, McGraw-Hill, London, 1972.

THOMAS, H. A.: The Hydraulics of Flood Movement in Rivers, *Carnegie Inst. Tech. Eng. Bull.*, 1935.

參 考 文 献

1. J. Seddon, River Hydraulics, *Trans. ASCE*, vol. 43, pp. 217–229, 1900.
2. M. J. Lighthill and G. B. Whitham, I. Flood Movement in Long Rivers, *Proc. R. Sci.*, ser. A, vol. 229, pp. 281–316, 1955.
3. F. M. Henderson, Flood Waves in Prismatic Channels, *J. Hydraul. Div. ASCE*, vol. 89, pp. 39–67, July 1963.
4. F. M. Henderson, "Open Channel Flow," pp. 366–367, Macmillan, New York, 1966.
5. R. E. Horton, Channel Waves Subject Chiefly to Momentum Control, *Perm. Int. Assoc. Navig. Congr. Bull.* 27, 1939.
6. E. E. Moots, A Study in Flood Waves, *Univ. Iowa Stud. Eng. Bull.* 14, 1938.
7. J. H. Wilkinson, Translatory Waves in Natural Channels, *Trans. ASCE*, vol. 110, pp. 1203–1236, 1945.
8. V. T. Chow, "Open Channel Hydraulics," p. 586, McGraw-Hill, New York, 1959.
9. D. L. Fread, Technique for Implicit Dynamic Routing in Rivers with Tributaries, *Water Resour. Res.*, vol. 9, pp. 918–926, August 1973.
10. M. Amein and C. S. Fang, Implicit Flood Routing in Natural Channels, *J. Hydraul. Div. ASCE*, vol. 96, pp. 2481–2500, December 1970.
11. R. A. Baltzer and C. Lai, Computer Simulation of Unsteady Flows in Waterways, *J. Hydraul. Div. ASCE*, vol. 94, pp. 1083–1117, July 1968.
12. M. B. Abbott and F. Ionescu, On the Numerical Computation of Nearly Horizontal Flows, *J. Hydraul. Res.*, vol. 5, pp. 97–117, 1967.
13. D. L. Brakensiek, Kinematic Flood Routing, *Trans. ASAE*, vol. 10, no. 3, pp. 340–343, 1967.
14. M. Amein, Streamflow Routing on Computer by Characteristics, *Water Resour. Res.*, vol. 2, pp. 123–130, 1966.
15. See [8], pp. 587–607.
16. R. D. Goodrich, Rapid Calculation of Reservoir Discharge, *Civ. Eng.*, vol. 1, pp. 417–418, 1931.
17. G. T. McCarthy, The Unit Hydrograph and Flood Routing, presented at *Conf. North Atl. Div., U.S. Corps Eng., June 1938*; see also "Engineering Construction: Flood Control," pp. 147–156, The Engineer School, Ft. Belvoir, Va., 1940.
18. D. M. Rockwood, Application of Streamflow Synthesis and Reservoir Regulation—"SSARR"—Program to the Lower Mekong River, *Int. Assoc. Sci. Hydrol. Publ.* 80, pp. 329–334, 1968.
19. World Meteorological Organization, "Guide to Hydrometeorological Practices," 2d ed., pp. B.37–B.38, WMO no. 168, *Tech. Pap.* 82, Geneva, 1970.
20. R. Prasad, A Nonlinear Hydrologic System Response Model, *J. Hydraul. Div. ASCE*, vol. 93, pp. 201–222, July 1967.
21. W. T. Wilson, A Graphical Flood-Routing Method, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 21, pt. 3, pp. 893–898, 1941.
22. M. A. Kohler, Mechanical Analogs Aid Graphical Flood Routing, *J. Hydraul. Div. ASCE*, vol. 84, pp. 1585.1–1585.14, April 1958.
23. Staff Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service River Forecast System Forecast Procedures, *NOAA Tech. Mem.* NWS HYDRO-14, December 1972.

上下游水位关系和水位演算也是有用的。必须强调，河槽的任何变化，不论是自然变化还是人为变化，都会引起河段的水位-流量关系和水位-蓄量关系的变化。由于这种变化，用水位来进行分析可能会成为无效。水位演算和上下游水位关系在洪水预报方面特别有用。在这方面迅速是最关紧要的，而水位则是所要求的结果。因此，不必将水位换算成流量再换回到水位的一种方法。只要是充分可靠，大概是很有价值的。

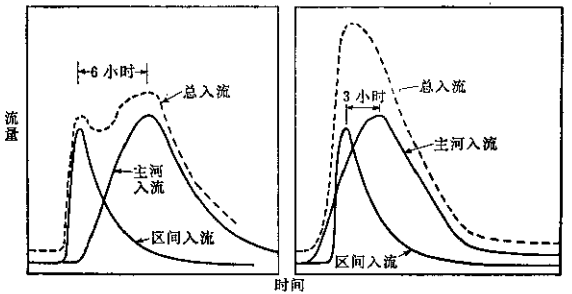


图 9-20　洪峰的时差对河段出流量的影响

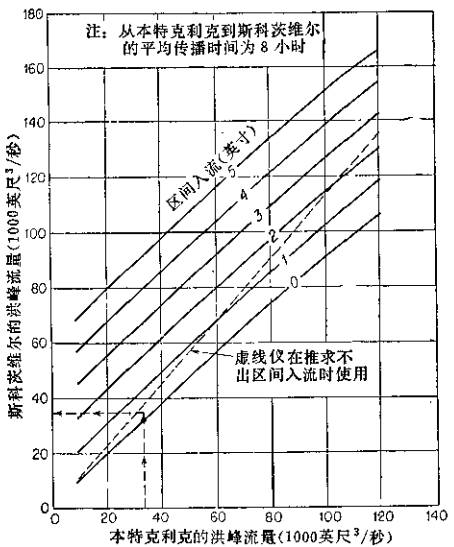


图 9-21　以区间入流量为参数的上下游流量关系，用于詹姆斯河，从弗吉尼亚州本特克利克到斯科茨维尔（引自美国国家气象局）

9-12 上下游水位（或流量）关系

如果不简述一种常常很成功的简单经验解法，则关于洪水波的传播与演算的讨论将是不全面的。把在一个或多个上游测站测得的水位或流量与下游站求得的水位或流量相关起来，就可绘出**上下游水位（或流量）关系**曲线。上下游水位（或流量）关系在峰顶时最有效（图9-19）。如果要这样的关系可靠，则在每次洪水中，上下游测站之间的区间入流量就必须与在上游站上测得的河段入流量之间具有固定的关系。由于这样的比例关系未必存在，所以当区间入流比起主河入流来相对地很小时，上下游水位（或流量）关系就最有效。区间入流的洪峰与主流的洪峰之间也必须具有固定的时间关系。若在它们的发生时间上存在着的微小差别能使所求的出流量差别很大（图9-20），则上下游水位（或流量）关系就不成立。因此，上下游水位（或流量）关系在大河上是最有用的。在这种大河上，区间入流比起主河入流来很小，而且流量的变化率也较小。

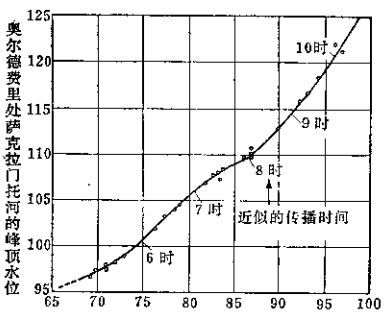


图 9-19 简单的上下游峰顶水位关系（引自美国国家气象局）

为了计及变动的区间入流，可以制作更复杂的上下游水位（或流量）关系（图9-21），也有可能求出一些计算曲线以便用来进行水位演算[38]。当所研究的河流没有可用的流量资料时，

分布，这两个因素在单位过程线中是不容易计入的。因此，演算法可以比简单单位过程线法适用于更大得多的流域。此法常用于水文模拟（第10-2节）。

对流域上净雨量的演算，常称为**等流时线**法，用起来并不像想象地那样容易。推求流时-面积曲线没有简单而严格的方法。通常假定传播时间与各点至出流处的河槽距离成比例，要尽量考虑到坡降的变化，并注意当出流量为峰值时入流量必须与出流量相等。这样推求出的流时-面积曲线仅仅是第一次近似图形，还需加以修改，以求出与K的最佳值相配合的最优结果。换句话说，要用试错法，该法要试算许多不同的数值，直到找到一个与历史洪水拟合最优的组合为止。这个方法虽然麻烦，却对实测河流很合宜，但对缺测流域显然并不适用。

根据流域退水数据，可以求得K的估算值。由式（7-3）和式（9-25），假定$x=0$，得到

$$K=\frac{1}{-\ln K_r} \tag{9-31}$$

式中K_r为河流的退水常数。

克拉克[37]建议根据下式估算K值（单位为小时），即

$$K=\frac{cL}{\sqrt{s}}$$

式中L为主流长度（英里）；s为河道平均坡降；c——在0.8～2.2之间变化（若L的单位为公里，则c在0.5～1.4之间变化）。

林斯雷在讨论克拉克的论文时，提议用下式计算K值：

$$K=\frac{bL\sqrt{A}}{\sqrt{s}}$$

式中A为流域面积（平方英里）；b对检验过的流域，在0.04～0.08之间变化（若L的单位为公里，而A的单位为平方公里，则b在0.01～0.03之间变化）。

是假想水库的入流，此假想水库具有与该流域等价的蓄水特征，并位于流域出口。于是，按 $x=0$，用马斯京根法（第9-8节）（或用某些其它合适的方法），演算此流时-面积曲线，在作了单位改正之后，求得出流过程线。由于绘制流时-面积曲线的方法之故，这样求出的流量过程线一定是瞬时降雨（历时为零）的结果，因而称它为**瞬时单位过程线**[37]。每相隔 t 个单位时间取纵坐标的平均值，并将它点绘在时段之末（图9-17），就可以将瞬时单位过程线变换为任意有限历时 t 的单位过程线。

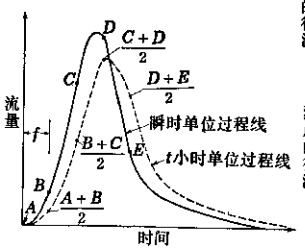


图 9-17 将瞬时单位过程线变换为有限历时单位过程线

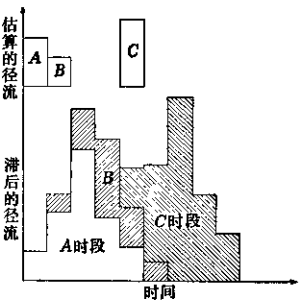


图 9-18 一场长暴雨的时间-径流曲线

以上简述的方法不必局限于推求单位过程线。一场暴雨，若其历时等于两等流时线之间的时差，则对每一等流时分块可以求出其平均径流量，并用英尺^3/秒为单位❶。然后，根据槽蓄量对时间-径流曲线进行演算，以得出实际的出流过程线。若降雨持续好几个时段，则使时间-径流曲线滞后并叠加起来（图9-18），然后演算其累积值。此法考虑了时间-雨强的变化和降雨的区域

❶ q(英尺^3/秒)$=(24\times26.9\Delta Q)/t=646\Delta Q/t$，式中 Δ 的单位是平方英里，Q 的单位是英寸，而 t 的单位是小时[$q=2.78\Delta Q/t$(米^3/秒)，Δ 的单位为平方公里，而 Q 的单位为厘米]。

定。这一步骤因采用了$\frac{dy}{dx}$项而不同于运动波的假定，但它容许对于入流量的巨大变率，或者对于因潮汐、下游水库或下游支流来水所造成的回水，用程序进行修正。这使此法较之简单的运动波演算或水文演算更有用得多，而且也避免了动力波演算法的计算细节。

9-11 用演算推求流域出流

流域流量过程线的形状取决于洪水经过此流域的传播时间、流域形状与蓄水特征。当净雨量（径流）看作是入流，而流量过程线被认为是出流，则问题就类似于调洪演算。式（7-6）与式（9-8）的相似性[35、36]表示单位过程线本身基本上是一组平均演算系数。

问题的性质就提示可以采用“滞后加演算”的方法（第9-9节）。从流域出口开始，按传播时间作等流时线，把流域划分为若干分块，就可以使入流量滞后。然后，量出两条等流时线之间的面积，据以点绘流时-面积曲线（图9-16）。这个曲线可看作

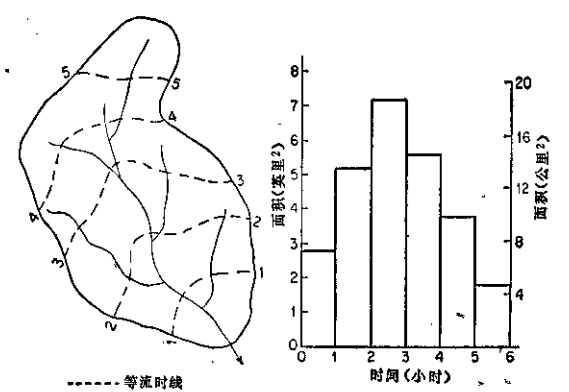


图 9-16 推求流域的流时-面积曲线

数目。隐式法是绝对稳定的，但收敛性要求将时间步长加以限制，限制的程度主要取决于单位时间的流量变率。当流量变率不大，则隐式法允许用于较长的河段，因而所需的计算时间也比其它方法为少。

当运动波的假定有确实根据时（这常常象第9-2节中指出的情况），就有可能简化大量程序，从而节省计算机容量和时间。

可以有许多种办法将运动波的概念应用于演算上面。在所有情况中，河段末端的横断面、河底坡度和糙率都必须已知，虽然描述这些参数的细节可能变化。例如，横断面可以用详细滩地尺寸具体描述或简单地用等价梯形来粗略说明。对任一演算时段来说，I_1、I_2、O_1和相应的水位与平均流速都假定为已知的。区间入流也必须是已知的或包括在入流量之中。简单的解法是假定$O_2=O_1$，并根据连续性方程，以及时段末出流断面处求出的水位，去计算ΔS。然后，就能根据曼宁公式计算O_2。若算出的O_2与假定值不相等，就必须用迭代过程求出其终值。按照入流量的变化趋向，对初始假定的O_2值加权，就能减少迭代次数。然而，应该认识到，对于运动波演算和水文演算来说，根本的假定是相同的，并且没有理由要求增加计算工作，除非问题需要：（1）在站点之间进行内插；（2）在实测流量以上进行外推；（3）预测河槽变化的影响。

一种可以称为**改进的运动波演算**法正使用于水文模拟模型方面。这个方法假定各河段都呈棱柱形，其横断面和下游端的已知横断面一样，这就大大减轻了对水位的计算工作。它进一步假定在演算时段中流速保持不变，因而出流量的变化要按断面面积变化而决定。这往往在第一次试算时就使O_2计算得十分正确，而不要迭代。若演算时段足够短，由于第9-4节中指出的那种误差抵偿，就会避免严重的误差或不稳定。当入流量象持续低水期那样变化很小，就可以略去大部分计算，进一步缩短计算时间。最后，可以编制一个程序来修正计算出的流量，使与水面曲线的坡度相配合，这个坡度由出流断面的水位和上游或下游水位来规

当用以处理超过记录中最大洪水的流量或处理流量变化极快的情况（例如溃坝）时，也都要遇到困难。若对这些缺点中任何一点不能接受，就需要用水力学演算法，其中考虑了河系的物理特性与水力特性。由于水力学演算法需要大量的计算工作，所以对许多天然或模拟的洪水事件，这个方法有时被用来推求有关站点的流量和水位，以便能够研制更简化的方法以用于连续的操作目的。

动力波和运动波演算的理论基础在第9-2节中已讨论过。水力学演算包括求解连续性方程[式（9-16）]和运动方程[式（9-15)]。这些偏微分方程没有分析解法，但它们可以借助于数字电子计算机用数值方法（有限差方程）求解。用于不稳定流方程的许多数值积分法可以分为：隐式法[9～12、24～27]、显式法[25、28～31]和特征线法[11、13、29、32～34]。不论用哪种方法，都必须已知或假定某些初始水流条件和边界条件。

在特征线法中，将基本方程变换为四个全微分方程（特征方程）。这在xt平面上产生一组特征方向（或特征曲线），沿着这组方向，在水深和流速之间存在着微分关系。可对这四个方程进行数值积分，以便在曲线网格的每个点上求四个未知数：水深、流速、距离和时间。通常，更容易得多的是制定一个采用矩形网格的解法，即固定x的间隔，以便在指定的网格点上求解水深和流速。当问题中包括极大的瞬态过程时，例如溃坝的情况，这一方法似乎肯定要更好。

在显式法中，基本方程直接写成有限差形式。将xt平面划分成矩形网格。虽然这个方法看起来最简单，但收敛性和稳定性严格地限制着时间增量，若要使结果有意义，关键在于选择有限差公式。

隐式法也采用有限差形式的基本方程和xt平面上的矩形网格。可是，所采用的有限差公式不允许象显式法中那样在各网格点上求解水深和流速。在隐式法中，对于特定的t值，要通过联立解$2n$个方程来决定所有点上的水深和流速。此处n是x点的

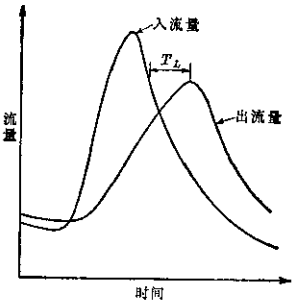


图 9-14 求滞后时间T_L

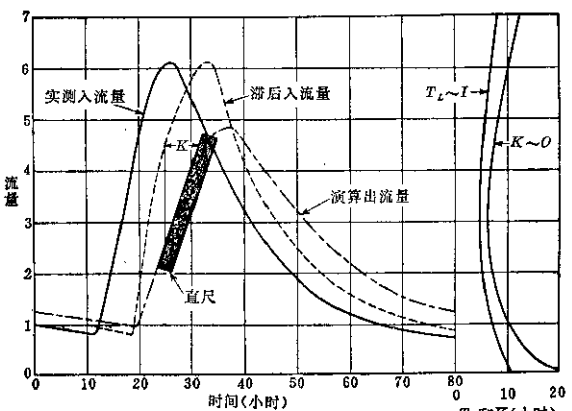


图 9-15 具有变动的滞后和槽蓄量因数的洪水演算图解法

9-10 动力波及运动波演算

前几节中所讨论的水文演算方法依靠于拟合历史流量记录的经验方法，所以不适用于推求缺测的中间站点上的流量和水位。

数x可视为衡量波的运动在推进方向的分量的参数。图9-13示出当K为常数时，过程线的平移随着x的增大而加大。于是，可以通过出流过程线顶点滞后于入流过程线以及减小K值，来说明x值加大的影响。若滞后时间T_L为常数，不管是先将入流量滞后然后进行演算，还是使演算出的流量滞后，都无关紧要。完全灵活的方法是将变数K和T_L二者都作为流量的函数[22]。由于在过程线不平移的情况下，出流过程线的顶点会落在入流过程线的退水段上，那么在平移的情况下，出流过程线的顶点与入流过程线退水段上等值流量之间的时差就是T_L值（图9-14）。T_L值可以根据若干历史洪水过程线求得，并点绘出T_L～I曲线（图9-15）。应用历史数据，按照T_L～I曲线使入流量滞后，并且根据滞后的入流量和实测的出流量，绘制K～O曲线如前所述。演算是这样完成的：先使入流过程线滞后（图9-15），然后用直尺象图9-12表示的那样进行演算。用透明模板可以设法同时完成这两步操作[22]，而且这个程序不难电子计算机化[23]。

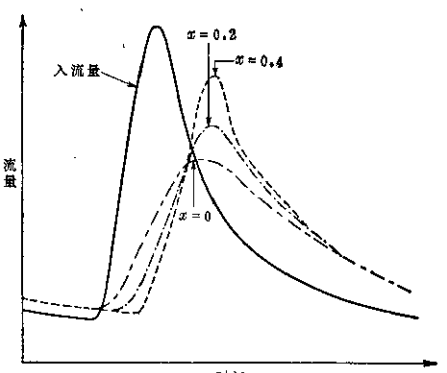


图 9-13　马斯京根参数x的变化对出流过程线的影响

式（9-30）是用于一种很简单的图解演算法的基础[21]。若已知入流过程线及出流过程线的开头一段，就可以象图9-12中那样去安放一根直尺，以延长出流过程线。不需要划分演算时段，并且要注意K不一定是个常数，但可以表示为O的函数。所以，这个方法适用于不设闸门的水库的调洪演算。对于这种水库，能够绘出K曲线$\left(\frac{dS}{dO}\sim O\right)$。

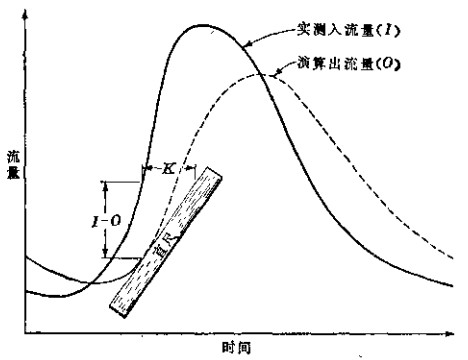


图 9-12　图解演算法

求K值不需要用第9-8节所述的方法，而是将上述演算程序倒过来去求K，即用直尺作与出流过程线的斜率一致的直线（见图9-12）。在任意时刻t，对直线投影即可得出等于该时刻入流量的流量，在入流量与此直线上等值流量之间的时间差值即为K。在许多历史洪水资料的涨洪段与退水段上选出若干点子，当求得这些点子的K值时，K与O之间的关系就能很快地推求出来。

在上述图解法中，假定为单纯水库的蓄水作用（$x=0$），并且出流过程线的顶点必须落在入流过程线的退水段上。能得出一种图解法相当于引进马斯京根参数x，但有更简单的解法。参

由于大多数演算方法包括了累积槽蓄量的计算，因此任一时刻的出流量仅能根据前一时刻的已知出流量通过演算而求出。O_4的表达式可根据式（9-26）写为：

$$O_4=c_0I_4+c_1I_3+c_0c_2I_3+c_1c_2I_2+c_0c_2^2I_2 +c_1c_2^2I_1+c_2^3O_1 \qquad (9\ 27)$$

因c_2小于1，故c_2^3往往可忽略不计。将系数合并，可得：

$$O_4=aI_4+bI_3+cI_2+dI_1 \qquad (9\text{-}28)$$

若式中先前的各入流量已知，则式（9-28）提供了一个计算任何时刻出流量的方法。

因x取决于楔形槽蓄的相对权重，故它也取决于河段的长度。测站之间的距离往往会使x值比零大得多。然而，用连续演算[18]若干水库型槽蓄增量（$x=0$）的办法，可以模拟出由于槽蓄而滞后的时间。这一方法可以设想为：将河段分为若干单位长度，以使楔形槽蓄比棱柱形槽蓄小得多。单位长度河段的最佳数目和相应的K值通常用试错法求出，但也曾推导出一些近似公式[19]。

在马斯京根法中，假定K在任何流量时都是常数。虽然这一假设是普遍适用的，但在有些情况下，蓄量-流量关系是非线性的，因而必须找到一个替代的方法。有一种办法是假定K为入流量的函数[18、20]。显然，可以通过求出$\left(\frac{2S}{t}+aI+O\right)$与$(aI+O)$的关系来修改式（9-20），以用于河槽洪水演算。

9-9 流量演算图解法

曾有许多图解法可用来求解演算方程。当$x=0$时，马斯京根槽蓄方程可以写为：

$$\frac{dS}{dt}=K\frac{dO}{dt} \qquad (9\text{-}29)$$

将式（9-17）与式（9-29）组合起来，得

$$\frac{I-O}{K}=\frac{dO}{dt} \qquad (9\text{-}30)$$

（图9-10）。x的最佳值是能使数据点绘成最接近于单值曲线的那个值。马斯京根法假定此曲线为具有斜率K的直线。K的单位取决于流量和槽蓄量的单位。若槽蓄量单位为秒-英尺-日，而流量单位为英尺^3/秒，则K的单位为日。

若将式（9-25）代替式（9-19）中的S，并合并同类项，则最后的式子简化为：

$$O_2=c_0I_2+c_1I_1+c_2O_1 \qquad (9\text{-}26)$$

式中

$$c_0=-\frac{Kx-0.5t}{K-Kx+0.5t} \qquad (9\text{-}26a)$$

$$c_1=\frac{Kx+0.5t}{K-Kx+0.5t} \qquad (9\text{-}26b)$$

$$c_2=\frac{K-Kx-0.5t}{K-Kx+0.5t} \qquad (9\text{-}26c)$$

将式（9-26a）～（9-26c）合并，得

$$c_0+c_1+c_2=1 \qquad (9\text{-}26d)$$

在这些式子中，t是演算时段，其时间单位与K相同。当K、x和t的值确定后，c_0、c_1和c_2的值就可以求出。演算就简单地成为求解式（9-26），而某一时段的O_2就成为其后继时段的O_1。典型的算例如表9-3所示。

表 9-3　　马斯京根法的应用

（根据K=11小时、t=6小时、x=0.13，于是c_0=0.124、c_1=0.353和c_2=0.523。演算开始时的已知值用黑体字表示。）

日　期	时　刻	I（英尺^3/秒）	c_0I_2	c_1I_1	c_2O_1	O（英尺^3/秒）
1	上午6时	10	…	…	…	10
	中午	30	3.7	3.5	5.2	12.4
	下午6时	68	8.4	10.6	6.5	25.5
	午夜	50	6.2	24.0	13.3	43.5
2	上午6时	40	5.0	17.7	22.7	45.4
	中午	31	3.8	14.1	23.7	41.6
	下午6时	23	2.9	10.9	21.8	35.6

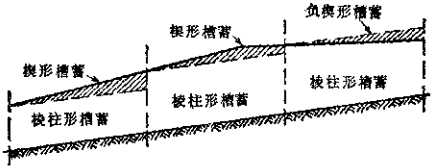


图 9-11 当洪水波经过时一些可能的水面曲线

有充分表达楔形槽蓄的关系式。往往取入流量为参数列入蓄量方程来建立此关系式。

9-8 流量演算分析法

河段中槽蓄量的一个表达式为：

$$S=\frac{b}{a}[xI^{m/n}+(1-x)O^{m/n}] \qquad (9\text{-}24)$$

式中a和n是河段平均水位-流量关系$q=ag^n$中的常数，而b和m是河段平均水位-蓄量关系$S=bg^m$中的常数。在均匀的矩形断面河槽中，槽蓄量随着水位的一次方而变（$m=1$），而流量则随着水位的5/3次方而变（曼宁公式）。在有河漫滩的天然河床中，指数n会接近于1或小于1。常数x表明在求槽蓄量时入流量与出流量的相对权重。对简单水库来说，$x=0$（即入流量不起影响）；而若入流量与出流量所起影响相等，则x为0.5。对大多数河流来说，x在0～0.3之间，而平均值接近0.2。

在马斯京根法[17]中，假定$\frac{m}{n}=1$，而且令$\frac{b}{a}=K$。于是式（9-24）成为：

$$S=K[xI+(1-x)O] \qquad (9\text{-}25)$$

常数K通称为**蓄量常数**，是槽蓄量与流量之比，并具有时间的因次。它近似地等于洪水波通过河段的传播时间，而若缺少更好的资料，有时也就这样来推算K。若能得到早先的洪水流量资料，可将不同x值的S～$[xI+(1-x)O]$曲线点绘出来，以求K和x值

除了都含有$\overline{O}_{\text{平}}$一项之外，解式（9-23）和解式（9-20）的方法一样。

若闸门安放成若干固定开度而使泄流量成为水头的函数，则需要一族对应于不同闸门开度的$\left(\frac{2S}{t}+O\right)$曲线才能解算。除了在每一时段要用适合于当时闸门开度的曲线外，演算方法仍然和式（9-20）相同。

9-7 河道洪水演算

天然河道洪水演算很复杂，因为槽蓄量不单纯是出流量的函数。将图9-8中算出的槽蓄量与相应的出流量作图，就可以证明这一点。所得出的曲线往往呈宽阔的绳套，表明在涨水阶段某一定出流量时的槽蓄量要大于落水阶段的槽蓄量（图9-10）。如果注意到在洪水波经过的期间不同时刻出现的水面曲线(图9-11)，就不难看出上述现象的原因了。在图9-11中，平行于河底的直线下面的槽蓄量称为**棱柱形槽蓄**；在此直线与实际水面线间的槽蓄量，称为**楔形槽蓄**。当涨水阶段，在出流量发生任何大的增长之前，会存在相当大体积的楔形槽蓄。在落水阶段，入流量下落得比出流量更快，而楔形槽蓄成为负值。在河流中进行演算，需要

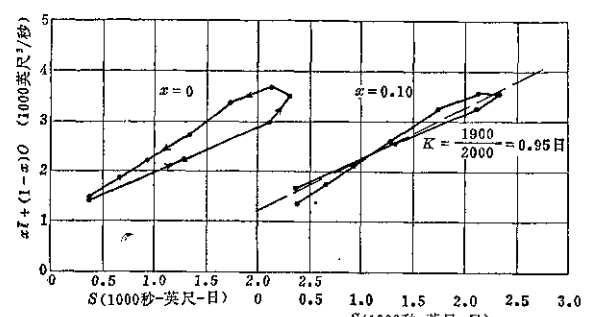


图 9-10 马斯京根蓄量常数[式(9-25)]的确定

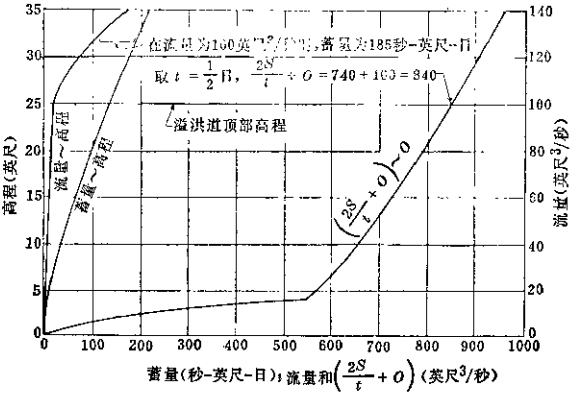


图 9-9　典型水库的演算曲线

表 9-2　　用图9-9中的$\left(\frac{2S}{t}+O\right)$曲线进行演算

（用黑体字表示的数据在演算开始即属已知）

日　期	时　刻	$\bar{I}$（英尺³/秒）	$\frac{2S_1}{t}-O$（英尺³/秒）	$\frac{2S_2}{t}+O$（英尺³/秒）	O（英尺³/秒）
1	中　午	20	470	500	15
	午　夜	50	508	540	16
2	中　午	100	578	658	40
	午　夜	120	632	798	83
3	中　午	80	642	832	95
	午　夜	40	620	762	71

$$\bar{I}t-\bar{O}_R t+S_1=S_2 \qquad (9\text{-}22)$$

用此式可以很容易地求出S_2和库水位。若O不为零，则演算方程变为：

$$I_1+I_2-2\bar{O}_R+\left(\frac{2S_1}{t}-O_1\right)=\left(\frac{2S_2}{t}+O_2\right) \qquad (9\text{-}23)$$

从实测入流总量减去实测出流总量，就可以求出缺测的区间入流总量。缺测的区间入流在时间上的分配，通常假定为与一个小支流的实测流量分布一致。这个小支流应在其大小和性质上都类似于该缺测区域内的典型河流。这一计算程序将流量测定时的全部误差都带给了缺测的区间入流，因而所求得的流量就显得不尽合理。若河道渗漏量很大，则算出的缺测区间入流量也可能是负值。

9-6 水库调洪演算

当水库的泄流量是水位的函数时，则这种水库在所有洪水演算的情况中是最简单的。这种水库可能具有不设闸门的泄水道及（或）无控制的溢洪道。若水库泄水道或溢洪道虽设有闸门，但却保持固定不变的开度，则此水库也可视为简单水库。这种水库的已知数据是水位-库容曲线和水位-泄流量曲线(图9-9)。式(9-19)可改写为[16]：

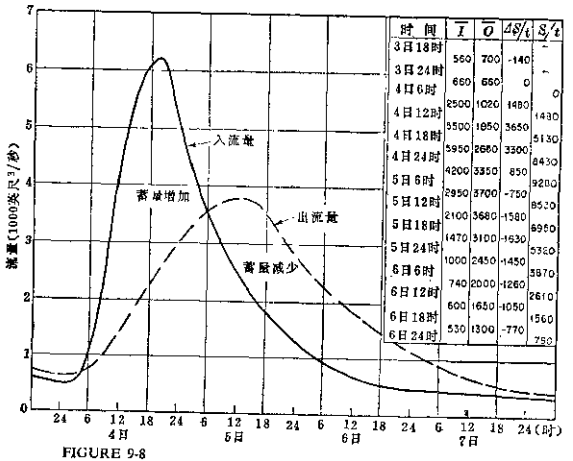
$$I_1+I_2+\left(\frac{2S_1}{t}-O_1\right)=\frac{2S_2}{t}+O_2 \qquad (9\text{-}20)$$

要解式（9-20）就要有一个表明$\left(2\frac{S}{t}+O\right)$对$O$的演算曲线（图9-9）。上式左侧的各项均为已知，因而可算出$\left(\frac{2S_2}{t}+O_2\right)$的值。相应的$O_2$值可以从演算曲线求出。然后顺序对各后继演算时段重复进行计算。表9-2是一个典型的解。要注意，将$\left(\frac{2S}{t}-O\right)$按$\left[\left(\frac{2S}{t}+O\right)-2O\right]$来计算要容易些。

当水库出水口有闸门控制时，演算过程由调度方法来决定。修改式（9-19），可得通用方程：

$$\frac{I_1+I_2}{2}t-\frac{O_1+O_2}{2}t-\bar{O}_R t=S_2-S_1 \qquad (9\text{-}21)$$

式中O是无控制的出流量，而O_R则是调节后的出流量。若O为零，则式（9-21）成为：



时间	$\bar{I}$	$\bar{O}$	$\Delta S/t$	S/t
3日18时	560	700	-140	—
3日24时	660	660	0	0
4日6时	2500	1020	1480	1480
4日12时	3500	1850	3650	5130
4日18时	5950	2660	3300	8430
4日24时	4200	3350	850	9280
5日6时	2950	3700	-750	8530
5日12时	2100	3680	-1580	6950
5日18时	1470	3100	-1630	5360
5日24时	1000	2450	-1450	3870
6日6时	740	2000	-1260	2610
6日12时	600	1650	-1050	1560
6日18时	530	1300	-770	790
6日24时				

FIGURE 9-8

图 9-8　根据入流及出流过程线推算蓄量

量中，以求出总入流量。在较大的汇流处，入流测站（区间入流将加到此测站的流量上）应设在回水影响的上游。若区间入流主要地出现在接近河段的下游端，则在计算蓄量之前，可将它从出流量扣除。在这种情况下，将主流的流量通过全河段来演算，而在演算后再加上区间入流量。在此二极端之间有许多种可能的组合，对每种组合来说，在演算之前将某一百分数的区间入流量与主流的入流量相加，而在演算之后，再将剩余百分数的区间入流量加到出流量上去。若区间入流量比起主流的入流量来相对很小，则一致地采用任何适当处理方法就会得到良好的结果。若区间入流较大，则必须考虑减小河段的长度。

如果选一段时间，其开始时存在一个低水流量，而其终了时存在与此大致相等的流量，即是说$\Delta S=0$，则在这一段时间内，

往往用求积仪在地形图上量取每相邻两条等高线之间所包围的面积，以计算水库的水位-库容曲线。每两相邻等高线之间的面积乘以两相邻等高线的等高距，即得出由一个等高距的中点到另一较高等高距的中点之间的容积增量。库水面常假定为水平的，这在大多数水库中都是可以得到满足的。在横剖面积较小的水库中，当出现大流量时，水面会远非水平的（图 9-7）。在此情况下，必须采用类似于前述用于天然河道的计算方法。

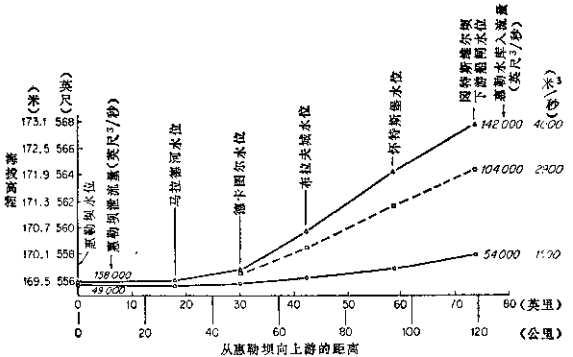


图 9-7　田纳西河上惠勒水库中的水面线
（引自田纳西流域管理局）

在天河段中，就着实测流量用式（9-18）或式（9-19）来推求蓄量，乃是常用的方法。图9-8表示某河段的入流和出流过程线。当入流量超过出流量时，ΔS为正；而当出流量超过入流量时，ΔS则为负。因演算仅仅涉及ΔS，故不必求出蓄量绝对值，而可以任意取一个蓄量的零点。于是，任一时刻的蓄量就是从选定零点开始正负蓄水增量的累积值。计算结果列在图中。

在洪水演算中，最令人头痛的问题之一是**区间入流**的处理问题。此区间入流在入流测站和出流测站之间进入河段。若区间入流主要地在接近河段的上游端进入，通常就将它加在主流的入流

就与这后一关系式有关。

假定 $(I_1+I_2)/2=\bar{I}$ 指的是：在演算时段 t 内，过程线是一直线段。因此，选择演算时段的控制因素是要使时段足够短，以保证不会严重违反这一假定。演算时段决不能大于洪水波经过该河段的传播时间，否则波峰就会在一个演算时段内完全通过了该河段。若演算时段短于实际所必需的，则将增加计算工作量，因为对每一演算时段都需要进行同样的计算。通常，演算时段取为传播时间的1/2～1/3之间，工作最为方便。因水文演算是连续性方程的解，故计算得出的洪水出流总量必须等于入流总量加上任何蓄水变量的修正。若求得的水量不符，则计算中有严重误差。小的计算误差往往能很迅速地抵消。若一个时段中的出流量估算偏高，则在此时段末的蓄水量将会太低，而下一时段的出流量也会略微过低。但这种误差很少使得这种解答不稳定。

9-5 蓄量的确定

在蓄量-流量关系确立之前，需要求出在不同时刻河流中的水量。求蓄量的明显方法，是用棱柱体公式，根据河槽横断面，去计算河水的体积。通常假定两断面间分河段的水面为水平的。对于任何已知水流条件来说，全河段总蓄量是各相邻断面间分河段蓄水增量的累积值。累积时，在各两断面分河段的中点处由回水曲线所表明的水位，即为代表此分河段的水位（图9-6）。这个方法需要进行大量的测量，以提供足够多的横断面，并且需要计算许多不稳定、非均匀流态下的水面曲线，以便代表可望出现的情况的全部变化范围。这个方法比较困难又比较昂贵，只用于别无选择余地之处。例如，它会用于计算计划着改变河槽或建筑堤防的河段中的蓄量，因为施工后的情况将不同于施工前的原有情况。

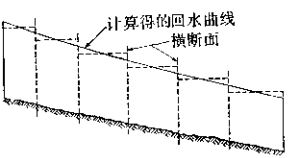


图 9-6 根据河槽横断面计算河段蓄量

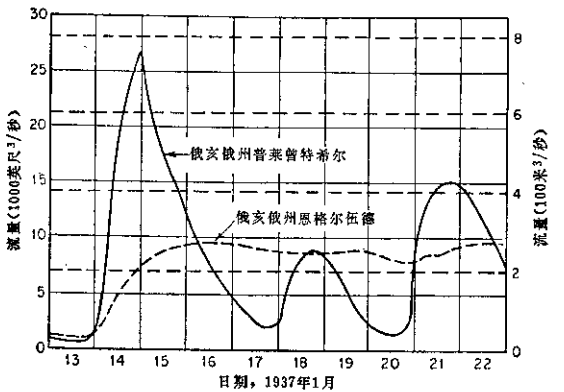


图 9-5 由于俄亥俄州斯蒂尔沃特河上恩格尔伍德滞洪区的滞蓄作用而使流量削减

9-4 蓄量方程

连续性方程可以写成式（9-16）那样，也可写成：

$$I-O=-\frac{dS}{dt} \tag{9-17}$$

或

$$\overline{I}-\overline{O}=-\frac{\Delta S}{t} \tag{9-18}$$

式中 I 为入流量，O 为出流量，S 为蓄水量，均指河流某河段而言。为了提供一个更便于进行水文演算的形式，通常假定在短时段 t（**演算时段**）开始和终了时刻的流量之平均值等于该时段的平均流量。若用下标 1 和 2 分别代表时段的开始和终了，则得

$$\frac{I_1+I_2}{2}t-\frac{O_1+O_2}{2}t=S_2-S_1 \tag{9-19}$$

大多数调蓄演算方法是以式（9-19）为基础的。假定 I_1、I_2、O_1 和 S_1 为已知，需要求出 O_2 和 S_2。因为有两个未知数，故要完成解答就需要有蓄量-流量的第二关系式。调蓄演算的主要困难

动在设计和预报中都是用**水文演算**法来处理的[8]。对于很长的河段，用这个方法来解算连续性方程或**蓄量方程**，往往局限于审慎选择的站点处。电子计算机的改进和到处可得使**水力学演算**法重新得到注意。该法直接涉及河槽的水力特性，并且也能考虑到动力的影响[9～15]。此法的全面论述已超出了本教材范围，但在第9-10节还要加以讨论。

天然洪水波通常介于单纯平移与调蓄（发生在宽广水库或湖泊中）之间。图9-4所示的实例是几乎单纯平移的洪水波，即其形状变化很小。图9-5表示出当洪水波经过水库时会发生的很大变形，该水库的出流量是蓄水量的函数。在单纯推进波中动量起主要作用，而且与这种波在其中运动的系统的尺度比较起来，波的历时❶相对地较短。大多数天然洪水波则是在阻力约束下运动，其历时❶大大超过了河流系统的尺度。

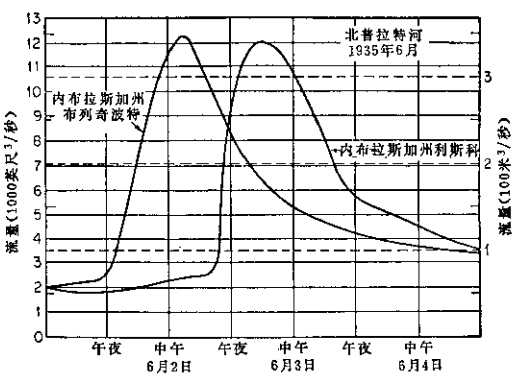


图 9-4 推进波运动的实例，在内布拉斯加州北普拉特河上布列奇波特与利斯科之间

❶ 原文为 *"time base"*，直译应为"时间底长"，意指洪水过程线的底长——译注。

及

$$\frac{\partial q}{\partial x}+B\frac{\partial y}{\partial t}=0 \qquad (9\text{-}16)$$

式中C为谢才系数，而R是水力半径。式（9-16）是连续性方程的一种形式。

推导式（9-3）时假定：波并不衰减或扩散，但却因u随q而变致使波形变化。该式也意味着q是y的单一函数[4]，并且u可直接从连续性方程求出。莱特希尔和惠桑[2]曾因此把这种波称为**运动波**，而那些也取决于惯性作用的波则称为**动力波**。运动波的移动要求在式（9-15）中除s_0之外的三个坡度项是可忽略不计的，亦即能坡线要平行于河底。在底坡为10英尺/英里（2米/公里）以上的许多天然河道中，这个条件能得到满足。通常，$\frac{\partial y}{\partial x}$项很小，而其余几项一般可忽略不计。若波速为10英尺/秒（3.0米/秒）而水位上涨速率为5英尺/小时（1.5米/小时），则$\frac{\partial y}{\partial x}=1/7200$。因此，只有在河道坡度很平缓或流量变化率异常时（例如溃坝时），才会违反运动波的假设。

9-3 天然河道洪水波

在规则断面水槽中作的控制试验[5、6]，证明了第9-1节中推导出的公式。这在天然河流中（其当地来水可忽略不计），也曾得到合理的验证，例如塞登在下密西西比河上的研究[1]和威尔金森对田纳西河上各水坝下游洪水波的研究[7]。式（9-14）很好地估算了在静水中冲击波的波速。

洪水波的简单数学解释只能限于断面相当规则的均匀河槽。但水文工作者必须处理复式断面不均匀比降及变动糙率的不均匀河槽。第9-1节中的公式适用于河槽中一点上产生的波，但大多数洪水波却是沿着河系的所有河道进来的不均匀区间来水所产生的。因此，天然洪水波比起符合于数学分析和实验验证的那种简化情况要复杂得多。

理论解释适用于研究渠道中的涌波、静水中的冲击波（包括驻波和潮波）以及坝下的泄放波。直到目前，天然河道中波的运

$$v_2=(A_1v_1+A_2u-A_1u)\frac{1}{A_2} \qquad (9\text{-}9)$$

水体积$dfjg$已因力F而从v_1加速到v_2，故

$$F=\frac{W}{g}(v_2-v_1)=\frac{(u-v_2)(v_2-v_1)A_2w}{g} \qquad (9\text{-}10)$$

式中w是水的单位重量。由于F又等于A_1与A_2上的压力差，故

$$F=wA_2\bar{y}_2-wA_1\bar{y}_1 \qquad (9\text{-}11)$$

式中$\bar{y}$是断面重心处的水深。令式（9-10）与式（9-11）相等，将式（9-9）的v_2代入，并解出u，得

$$u=v_1\pm\sqrt{g\frac{A_2\bar{y}_2-A_1\bar{y}_1}{A_1(1-A_1/A_2)}} \qquad (9\text{-}12)$$

在单位宽度的矩形河槽中，可以将$D=A$和$\frac{D}{2}=\bar{y}$代入上式。于是

$$u=v_1\pm\sqrt{\frac{gD_2}{2D_1}(D_2+D_1)} \qquad (9\text{-}13)$$

在波高很小的情况下，$D_1\approx D_2$，因而

$$u=v_1\pm\sqrt{gD} \qquad (9\text{-}14)$$

式（9-12）是适用于任意河槽的普遍方程。式（9-13）只适用于矩形河槽，而式（9-14）只适用于矩形河槽中波高很小的情况。实际推进陡波出现的形式如：许多感潮河口的涌潮、水电站引水渠和尾水渠中的涌浪、湖泊中的假潮（驻波）、有时还有小面积强暴雨形成的洪水波。

9-2 动力波及运动波

观察式（9-3）和式（9-14）可见，所研究的两种波的波速似乎是各不相关的：一种波可以沿两个方向的任一方向传播，而另一种波则仅能向下游移动。为了弄清这种表面上的差异，必须研究控制波运动的更基本的方程。假设河床底坡s_0为常数，并且没有区间入流，则可以证明[3]：

$$q=AC\left[R\left(s_0-\frac{\partial y}{\partial x}-\frac{v}{g}\frac{\partial v}{\partial x}-\frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t}\right)\right]^{\frac{1}{2}} \qquad (9\text{-}15)$$

而 $$q=Av=vBy=CBy^{\frac{3}{2}}s^{\frac{1}{2}} \qquad (9\text{-}5)$$

式中 s 是水面坡降。对上式微分，得

$$\frac{dq}{dy}=\frac{3}{2}CBy^{\frac{1}{2}}s^{\frac{1}{2}}=\frac{3}{2}Bv \qquad (9\text{-}6)$$

将式（9-6）代入式（9-3），得

$$u=\frac{3}{2}v \qquad (9\text{-}7)$$

推导出的流速与波速之间的比率取决于河槽形状和采用的流量公式。表9-1中的数据可用为估算波速之粗略参考。

表 9-1　　适用于典型断面的波速与流速的理论比率

断面形状	曼宁公式	谢才公式
三角形	1.33	1.25
宽阔矩形	1.67	1.50
宽阔抛物线形	1.44	1.33

第二种波如图9-3所示。此乃是**陡波**。图中表示闸门突然开启一秒钟后的情况。在此期间进入河槽的水量为 $q_2=A_2v_2$（面积$acfd$）。增加的水量$abhg$为：

$$q_2-q_1=u(A_2-A_1) \qquad (9\text{-}8)$$

将$Av=q$代入上式，得

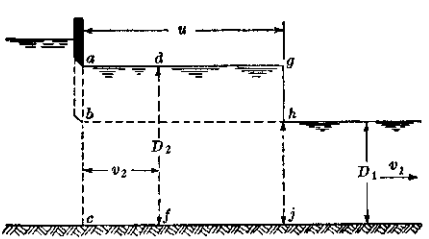


图 9-3　分析推进陡波用的示意图

称为**超越流**，等于

$$q'=(u-v_1)A_1=(u-v_2)A_2 \qquad (9\text{-}1)$$

式中A为河槽横断面积。解式（9-1）以求波速，得

$$u=\frac{A_1v_1-A_2v_2}{A_1-A_2}=\frac{q_1-q_2}{A_1-A_2} \qquad (9\text{-}2)$$

因此，单斜波的波速是河流面积-流量关系的函数（图9-2）。因流速常随水位面增加，故面积-流量曲线往往是上凹的。割线OA与OB的斜率分别表示断面1和断面2处的流速（$v_1=q_1/A_1=\tan\theta_1$），而割线AB的斜率则表示波速[见式（9-2）]。可以断言：（1）在大多数河槽中，波速大于流速；（2）对于已知洪峰流量来说，初始流量最大的波行进得最快；（3）对于波高很小的波，

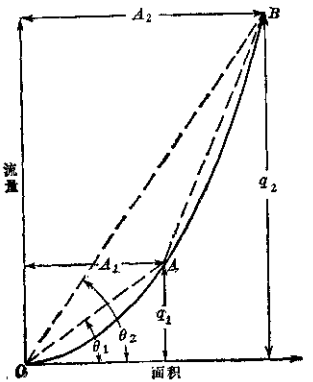


图 9-2 河流典型面积-流量关系曲线及其对波速的影响

$$u=\frac{dq}{dA}=\frac{1}{B}\frac{dq}{dy} \qquad (9\text{-}3)$$

式中B是河槽宽度。式（9-3）通称为**塞登定律**，以纪念首先用密西西比河的资料证明了这个定律的正确性的人[1]。克莱茨（1858）和其他学者[2]曾各自独立地从理论上推导了这个定律，但塞登并不知道他们的著作。

根据谢才公式，对于宽阔明渠（假定水深等于水力半径）中的水流，则有

$$v=Cy^{\frac{1}{2}}s^{\frac{1}{2}} \qquad (9\text{-}4)$$

第九章 流 量 演 算

当河槽中流量加大时，水位也上涨，因而暂时蓄在河槽中的水量也增加了。在洪水退落阶段，必将从河槽蓄量中泄出与上面等量的水。结果，出现一个向河槽下游移动的洪水波，其历时加长而（若洪量不变）波峰降低。这就是说洪水波**削减**了。**流量演算**乃是一种水文学上采用的方法，用以计算河槽调蓄作用对洪水波形状与运动的影响。

给出上游点的流量，就可用演算来求得下游点的流量。流量演算的原理也可用来计算水库对洪水波形状的影响。水力学上的调蓄不仅在河槽和水库中存在，当水流过陆地表面时也存在。所以，在洪水波产生之初，调蓄作用已经生效，因而也可以用流量演算方法来计算由特定的超渗雨型产生的洪水过程线。

9-1 洪水波运动

最简单的波形之一乃是在均匀河槽中的**单斜上升波**。这种波（图9-1）由以下几部分组成：初始的稳定流，一段时间的均匀上涨水流，以及速度高于初始稳定流的后续稳定流。假设在此波系上叠加一个等于波速u但方向相反的流速v，使波的外形固定不变，并产生自右向左的稳定流量q'，其流速如图所示。此流量

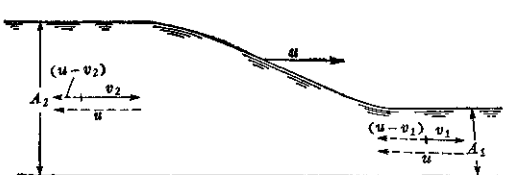


图 9-1 分析单斜上升波用的示意图

高程（英尺）	面积百分数	高程（英尺）	面积百分数
1000	0	5000	80
2000	5	6000	90
3000	30	7000	96
4000	60	8000	100

对于参证站气温为60°F和80°F，以及雪线高程3000和5000英尺，试计算加权度-日数。

8-8 对教师选定的流域，整编必要的资料，并推求如图8-8所示的降雨-径流关系。

8-9 假设$S_i=0.1$英寸，$E=0.002$英寸/小时，对于点绘在图8-1上的暴雨，问4小时和20小时末的累积截留损失量是多少？设$S_d=0.35$英寸，问同时的洼地储蓄量是多少？

8-10 利用习题8-1的资料，作出类似于图8-5的合轴相关图。用图8-5的左侧两个象限作为第一次近似。这个关系的平均误差是多少？

续表

暴雨编号	日期（年/月/日）	前期降雨指数	年内周次	暴雨历时（小时）	暴雨量（英寸）	暴雨径流量（英寸）	流域补给量（英寸）
26	46/ 9 /25	1.03	39	12	2.27	0.43	1.84
27	47/ 6 /9	1.27	23	10	1.54	0.31	1.23
28	48/ 5 /14	1.11	20	27	2.27	0.71	1.56
29	48/ 5 /30	1.56	22	6	1.18	0.34	0.84
30	48/ 7 /14	1.00	28	9	1.83	0.22	1.61
31	48/12/31	0.70	52	36	4.67	2.77	1.90
32	50/11/26	1.12	48	15	3.30	1.12	2.18
33	51/3/31	1.00	13	36	5.25	3.51	1.74
34	51/10/8	0.40	41	18	1.85	0.11	1.74
35	52/ 3 /12	0.81	11	12	2.83	2.09	0.74
36	52/ 4 /6	0.89	14	18	3.10	1.55	1.55
37	52/ 6 /2	2.17	22	15	4.10	2.07	2.03
38	52/ 8 /17	2.66	33	15	3.08	0.83	2.25
39	52/ 9 /2	1.20	35	6	3.94	1.11	2.83
40	52/12/4	2.11	49	12	1.50	0.71	0.79
41	53/ 3 /12	1.01	11	36	3.50	2.15	1.35
42	53/ 3 /23	2.33	12	12	2.00	1.08	0.92

什么情况下图8-6会给出明显地较多的径流量？

8-4　对图8-1中描绘的暴雨计算Φ指数和W指数。

8-5　求出某日对流域补给量和径流量（合在一处）的供水量。该日净辐射＝150卡/厘米^2；对积雪的对流输送＝75卡/厘米^2；凝结量＝0.02英寸水；降雨量（在45°F）＝1.00英寸；积雪的水当量＝2.00英寸。

8-6　给定日最大、最小气温分别为55°F和35°F，假设气温变化遵循正弦曲线，取基数为32°F，试对24小时时段计算度-日数和度-时数。对日最大、最小气温为45°F和25°F重复上列计算，对两项结果进行评论。

8-7　假设气温参证站位于1000英尺高程处，气温变化是每1000英尺4°F，面积～高程特征见下表：

习　题

8-1　根据下表中资料（新泽西州拉马波河在庞普顿湖处，流域面积160平方英里）推求平均降雨-径流曲线。计算关系曲线的平均误差，以及表列夏季（5～10月）和冬季（11～4月）暴雨的偏倚。

8-2　对下表中每次暴雨推求平均损失率（补给量除以历时）。利用这些损失率的平均值对每次暴雨计算径流量、估值的平均误差和估值的偏倚。

8-3　比较从图8-5、8-6求出的若干假定暴雨的径流量。在

习题8-1、8-2和8-10的资料

暴雨编号	日期（年/月/日）	前期降雨指数	年内周次	暴雨历时（小时）	暴雨最（英寸）	暴雨径流量（英寸）	流域补给量（英寸）
1	40/3/15	0.90	11	12	2.03	1.23	0.80
2	40/4/22	2.20	16	18	1.95	1.05	0.90
3	40/5/17	0.58	20	9	1.50	0.46	1.04
4	40/9/2	2.70	35	12	1.81	0.33	1.48
5	40/10/3	1.00	40	12	1.07	0.10	0.97
6	40/12/17	0.75	51	12	1.13	0.33	0.80
7	41/2/8	0.50	6	15	1.95	0.99	0.96
8	41/4/7	0.29	14	20	1.30	0.53	0.77
9	41/12/25	1.20	52	15	1.60	0.53	1.07
10	42/2/1	0.65	5	9	1.06	0.30	0.76
11	42/2/8	1.03	7	12	0.79	0.22	0.57
12	42/3/4	0.45	9	9	1.83	0.89	0.94
13	42/8/10	1.26	32	15	2.87	0.49	2.38
14	42/8/18	3.29	33	6	2.81	1.06	1.75
15	42/9/28	1.00	39	18	3.58	1.01	2.57
16	43/2/7	1.06	6	18	0.67	0.17	0.50
17	43/6/2	1.07	22	9	1.47	0.30	1.17
18	43/11/10	2.05	45	21	2.33	0.92	1.41
19	44/3/8	0.45	10	12	0.95	0.50	0.45
20	44/4/25	1.57	17	21	1.94	1.10	0.84
21	45/1/2	1.25	1	6	1.30	0.74	0.56
22	45/7/23	5.45	30	12	3.55	2.39	1.16
23	45/8/7	2.56	32	9	1.61	0.42	1.19
24	45/11/30	1.42	48	24	2.25	0.92	1.33
25	46/5/28	1.44	22	15	2.90	1.44	1.46

Develop a Surface-Runoff Model, *Water Resour. Res.*, vol. 5, pp. 103–111, February, 1969.
21. J. P. McCallister, Role of Digital Computers in Hydrologic Forecasting and Analysis, *Int. Assoc. Sci. Hydrol. Publ.* 63, pp. 68–77, 1963.
22. J. F. Miller and J. L. H. Paulhus, Rainfall-Runoff Relation for Small Basins, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 38, pp. 216–218, April 1957.
23. H. L. Cook, The Infiltration Approach to the Calculation of Surface Runoff, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 27, pp. 726–747, October 1946.
24. E. R. Anderson, Energy-Budget Studies, Water-Loss Investigations, vol. 1, Lake Hefner Studies, *U.S. Geol. Surv. Prof. Pap.* 269 (reprint of *U.S. Geol. Surv. Circ.* 229), pp. 71–119, 1954.
25. "Snow Hydrology, Summary Report of the Snow Investigations," pp. 145–166, North Pacific Division, U.S. Corps of Engineers, Portland, Oreg., June 1956.
26. P. Light, Analysis of High Rates of Snow Melting, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 22, pt. 1, pp. 195–205, 1941.
27. R. K. Linsley, A Simple Procedure for the Day-to-Day Forecasting of Runoff from Snowmelt, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 24, pt. 3, pp. 62–67, 1943.
28. M. A. Kohler and R. K. Linsley, Recent Developments in Water Supply Forecasting, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 30, pp. 427–436, June 1949.
29. E. L. Peck, Low Winter Streamflow as an Index to the Short- and Long-Term Carryover from Previous Years, *Proc. West. Snow. Conf.*, pp. 41–48, 1954.
30. U.S. Soil Conservation Service, Snow Survey and Water Supply Forecasting, "SCS National Engineering Handbook," sec. 22, April 1972.
31. "Review of Procedures for Forecasting Inflow to Hungry Horse Reservoir, Montana," Water Management Subcommittee, Columbia Basin Interagency Committee, June 1953.
32. J. Hannaford, Multiple-graphical Correlation for Water Supply Forecasting, *Proc. West. Snow Conf.*, pp. 26–32, 1956.
33. M. A. Kohler, Water-Supply Forecasting Developments, *Proc. West. Snow Conf.*, pp. 62–68. 1957.

书 目 提 要

GARTSKA, W. U.: Snow and Snow Survey, sec. 10 in V. T. Chow (ed.), "Handbook of Applied Hydrology," McGraw-Hill, New York, 1964.

JENS, S. T., and MCPHERSON, M. B.: Hydrology of Urban Areas, sec. 20 in V. T. Chow (ed.), "Handbook of Applied Hydrology," McGraw-Hill, New York, 1964.

NORDENSON, T. J., and RICHARDS, M. M.: River Forecasting, sec. 25-IV in V. T. Chow (ed.), "Handbook of Applied Hydrology," McGraw-Hill. New York, 1964.

OGROSKY, H. O., and MOCKUS, V.: Hydrology of Agricultural Lands, sec. 21 in V. T. Chow (ed.), "Handbook of Applied Hydrology," McGraw-Hill, New York, 1964.

STRAUSS. F. A.: Forecasting Water Supply Through Snow Surveys, *J. Am. Water Works Assoc.*, vol. 46, pp. 853–863, 1954.

WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION, "Guide to Hydrological Practices," 3d ed., Geneva, 1974.

参 考 文 献

1. R. K. Linsley, M. A. Kohler, and J. L. H. Paulhus, "Applied Hydrology," pp. 263–268, McGraw-Hill, New York, 1949.
2. P. B. Rowe and T. M. Hendrix, Interception of Rain and Snow by Second-Growth Ponderosa Pine, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 32, pp. 903–908, December 1951.
3. R. A. Merriam, A Note on the Interception Loss Equation, *J. Geophys. Res.*, vol. 65, pp. 3850–3851, November 1960.
4. E. S. Corbett and R. P. Crouse, Rainfall Interception by Annual Grass and Chaparral ∴ . Losses Compared, *U.S. For. Serv. Res. Pap.* PSW-48, 1968.
5. R. S. Johnston, Rainfall Interception in a Dense Utah Aspen Clone, *U.S. For. Serv. Res. Note* INT-143, July 1971.
6. G. R. Trimble, Jr., and S. Weitzman, Effect of a Hardwood Forest Canopy on Rainfall Intensities, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 35, pp. 226–234, April 1954.
7. R. E. Horton, Rainfall Interception, *Mon. Weather Rev.*, vol. 47, pp. 603–623, September 1919.
8. R. E. Horton, The Role of Infiltration in the Hydrologic Cycle, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 14, pp. 446–460, 1933.
9. J. R. Philip, An Infiltration Equation with Physical Significance, *Soil Sci.*, vol. 77, p. 153, 1954.
10. G. R. Free, G. M. Browning, and G. W. Musgrave, Relative Infiltration and Related Physical Characteristics of Certain Soils, *U.S. Dept. Agric. Tech. Bull.* 729, 1940.
11. A. W. Zingg, The Determination of Infiltration Rates on Small Agricultural Watersheds, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 24, pt. 2, pp. 476–480, 1943.
12. R. E. Horton, Determination of Infiltration Capacity for Large Drainage Basins, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 18, pt. 2, pp. 371–385, 1937.
13. L. K. Sherman, Comparison of F-Curves Derived by the Methods of Sharp and Holtan and of Sherman and Mayer, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 24, pt. 2, pp. 465–467, 1943.
14. W. G. Hoyt, An Outline of the Runoff Cycle, *Penn. State Coll. Sch. Eng. Tech. Bull.* 27, pp. 57–67, 1942.
15. R. D. Black, Partial Area Contributions to Storm Runoff in a Small New England Watershed, *Water Resour. Res.*, vol. 6, pp. 1296–1311, October 1970.
16. R. P. Betson and J. P. Marius, Source Areas of Storm Runoff, *Water Resour. Res.*, vol. 5, pp. 574–582, June 1969.
17. R. K. Linsley and W. C. Ackermann, Method of Predicting the Runoff from Rainfall, *Trans. ASCE*, vol. 107, pp. 825–846, 1942.
18. M. A. Kohler, Meteorological Aspects of Evaporation Phenomena, *Gen. Assemb. Int. Assoc. Sci. Hydrol., Toronto*, vol. 3, pp. 421–436, 1957.
19. M. A. Kohler and R. K. Linsley, Predicting the Runoff from Storm Rainfall, *U.S. Weather Bur. Res. Pap.* 34, 1951.
20. R. P. Betson, R. L. Tucker, and F. M. Haller, Using Analytical Methods to

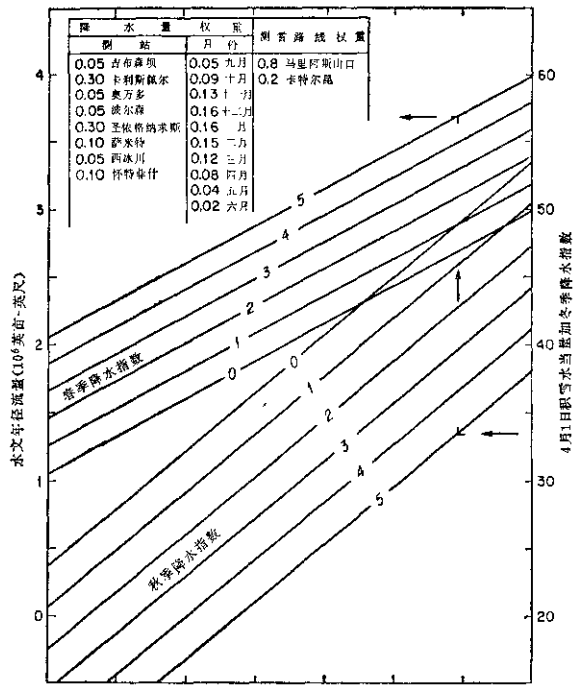


图 8-9 蒙大拿州洪格里霍斯水库以上弗拉特赫德河南支年径流关系（美国国家气象局）

果。夏季降水和春秋季降水的一部分以降雨的形式发生，并降落在光秃的地上，因而这种降水大部分损失于土壤水分和蒸散发。冬季积雪成堆，蒸散发损失较小。因此，产流降水的有效性与降水发生的时间有关，而使用月分加权可以提高关系的可靠性。测站权重和月份权重可以通过最小二乘方分析求出。在一个有限地区内各测站上实测雨量的高度组间相关，可导致回归系数（权重）过份强调较好测站的相对价值。如果是这样，结果应该向等权调整。求出的月份权重会是杂乱无章的，特别是根据短期记录时为然。但是，它们能被调整成为全年光滑渐变。

在降雨量及其补给地下水的那部分流量之间，常有相当大的滞时。在地下水占总径流量显著部分的地方，引用前一年降水量作为附加参数可以提高关系的可靠性。业已有人用前一年的径流量和一个或几个冬季月份的径流量作为地下水延期指标[29]。

8-13 利用积雪测量

由于存在着相当简单的关系，在编制供水预报时利用积雪测量资料正引起注意。如果季径流主要由山区积雪融化而产生，则积雪开始融化前在积雪中测定水量应能指出预期的径流量。许多年来，积雪测量是在接近积雪季末进行，但目前则往往在积雪季按月或更经常地进行测雪。也有使用压力雪枕远传进行逐日遥测。因为吹积雪、冬天逐点融雪的变化等，一定地区内的雪盖通常较降水更多变化。取足够数量的样本来直接决定积雪中的蓄水量在经济上是不可行的，而积雪测量（第3-16节）也不过能提供面上积雪的一个指标而已。因此，样本应当在相同点选取，并且要求各年的情况一致。必须注意避免如森林失火、林木和下层灌丛的生长等所造成的曝露条件之改变。

虽然在测雪资料和季径流之间相关密切，但目前认识到可靠的供水预报不能单从积雪测量制订[30、31]。继测雪之后的径流也依赖于：（1）地下水蓄量；（2）前期土壤水分缺量；（3）径流期内的降水。业已发现积雪测量资料在复相关中最好能作为代表冬季降水的独立变量看待[32、33]（图8-9）。

特别是大部分降水在冬季月份降落的地区。如果适当地增加可靠性经证明值得在分析中需要补充努力，则许多改进应予引用[28]。首先，在全部有关记录时间内，存在着资料一致性的问题。实测径流量应该根据库容变化进行改正，而在有些情况下，要根据水库中增加的蒸发损失进行改正，还可能需要根据灌溉或其它用水的耗水量进行改正。最后，观测技术、测流断面、水尺位置和其它因素的改变都会影响到流量记录。这些流量记录在某些情况下显示出肯定的而无法由降雨解释的时间趋势。用双累积线分析（第三、四章）来检验降雨和径流资料可以发现不一致性，因而可以用适当的改正予以消除。

图8-8根据流域内和流域附近30个测站上实测雨量的平均值作出。如果记录仅对少数几个站取得，利用测站加权可以改善结

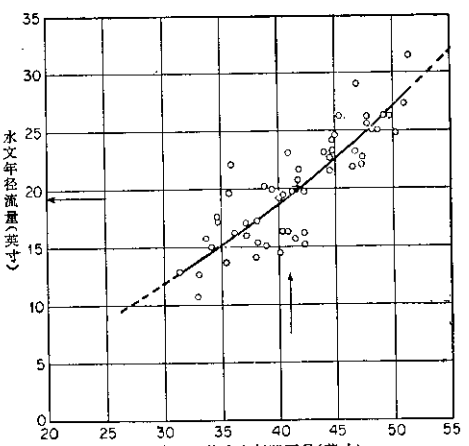


图 8-8　马萨诸塞州劳伦斯以上梅里马克河（流域面积4460平方英里或11550平方公里）年降雨量与年径流量之间的关系。相关系数＝0.87，估值的标准误差＝2.3英寸（58毫米）

中，南面的和光秃的山坡上雪盖消退较快，而雪线只能定义为积雪下限的平均高程。由于地面气温是高程的反函数，融雪率随着高程的增加而减低。如果冰点等温线低于雪线，则流域内不融雪。因此在估计融雪时，应该将参证站的气温结合着雪盖范围来考虑。山区日平均地面气温当高程每增加1000英尺大约降低3～5°F（每100米0.5～1℃）（第2-14节）。已知参证站的气温、流域的面积-高程曲线和平均雪线高程，人们可以根据温度随高程的假定变率计算发生融雪的面积。如D代表雪线以上每一小额高程增量的度-日数，A是各高程分带内流域面积的百分数，则累加值ΣDA给出融雪地带上度-日数的加权平均值[27]。

度-日因子值一般在接近于0～0.2英寸/华氏度-日（9毫米/摄氏度-日）的范围内，最普通的值是0.05～0.1英寸/华氏度-日（2～5毫米/摄氏度-日）。

季径流及年径流关系

水文工作者常需要估算月、季或年径流总量。这些估计值可以是为了运行的目的，或者为了推算水库容量要求而准备数据库。这种估计值的最可靠根据是用第8-6节中讨论过的关系计算短期径流量（日的或暴雨时期的）。然而，如需要估算许多年的流量，这种计算会是极其冗长乏味的。模拟方法（第十章）使可靠性和计算省力最有希望地结合起来。在降雨年内分配相当均匀的较湿润地区和大部分径流是由季节性融雪产生的情况下，前期水分条件变化以及直接径流与地下径流的区别可能不大重要，而较简化的关系可证明是适用的。

因为降雨的长期气象预报还不可行，季径流或年径流预报只能在降水是冬季积雪而在来年春季或初夏融化的情况下才有可能。

8-12 降雨-径流关系

点绘年降雨与年径流的关系常显示出良好的相关（图8-8），