實用性逕流量與渠道水理計算之研討

林維明*

＊台灣省及台北市水利技師公會理事

一、 前言

本文主要目的是以實例研討逕流量與渠道水理之計算。在逕流量方面，以三角形單位歷線法為主，並以實例利用單位歷線法及合理化公式分析逕流量作比較。研究結果發現使用單位歷線法所得數據均較大及傾向保守。為安全起見，仍建議採用三角形單位歷線法分析。由於其計算較複雜，可應用本文之運算程序，使用電腦處理。渠道水理計算，一般是輸入渠道水深依曼寧公式計算渠道之底寬或輸入渠道之底寬依曼寧公式計算渠道之水深。本文提供梯形、矩形及圓形斷面之渠道水理計算模式，可應用電腦進行運算。

二、 逕流量計算

逕流量計算，一般根據流域狀況與水文資料，選用適當之公式，常用者有下列方法：

1. 合理化公式
2. 三角形單位歷線法
3. 經驗公式如嚴氏、水資會、或廖氏公式

如重視洪峰流量之估算則常用合理化公式，較為簡便。但由降雨量推求洪水期間的流量過程變化時，則常使用三角形單位歷線法。在方法上，由降雨量與逕流量之關係，視其變化為直線型關係與非直線型關係兩類。第一類線性逕流計算，大多用單位歷線或合理化公式，第二類非線性逕流計算，係以降雨轉變為逕流過程中，考慮流域貯留過程，以此導出關係式，再

求逕流歷線，可採用貯留函數法。此外考慮雨水之流動，滲透現象等計算逕流，可用特性曲線法等。由於實際逕流現象，較接近於非線性，故近年來積極發展這方面的研究。而實用上仍以線性逕流為考量。經驗公式是估算洪水量最簡易的方法，但是因各經驗公式僅依各地之地勢、地質、土壤和覆蓋等條件和降雨型態而異，所以在應用上受限，不在本文討論範圍，而合理化公式方法在行政院農業委員會之「水土保持技術規範」第 21 條至第 28 條中有詳細之闡述，因此也不在本文中討論，所以本文僅就三角形單位歷線法進行研討。

2.1 三角形單位歷線法概說：

三角形單位流量過程線法係假定單位時間暴雨所產生的流量過程線為三角形〈圖 1〉，其底長固定，尖峰流量隨降雨量之多寡而變，

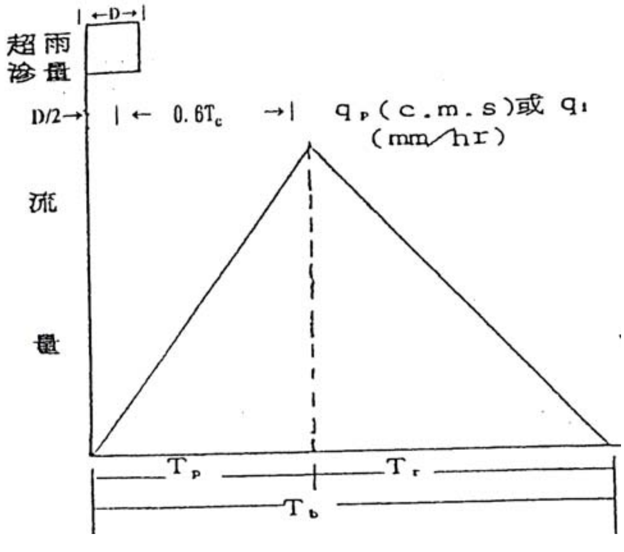


圖 1　三角形單位流量過程線

並依時間分別暴雨量之大小，複合成一次暴雨之總洪水流量過程線。分析時，需要扣除基流量及降雨損失量，以純超滲雨量分析。由圖 1 可推算超滲雨量如下：

$$Q = \frac{q_i \times Tp}{2} + \frac{q_i \times Tr}{2} = \frac{q_i}{2}(Tp + Tr)$$

$$\therefore q_i = \frac{2Q}{Tp + Tr}(mm/hr)$$

式中：$Tr = \lambda Tp$

λ=常數，可依據實測或曲線型單位流量過程線具有相同體積估算。若無紀錄地區之一般值，美國土壤保持局建議採用 $\lambda = 1.67$ 。

將 $q_i(mm/hr)$ 換算流量單位(1 公厘 ^{3}/小時/平方公厘=0.2778c.m.s/Km^2)再乘上為流域面積(Km^2)可得 q_p〈流量單位 cms〉，因此可得經驗公式如下：

$$q_p = \frac{0.5556}{1+1.67} \cdot \frac{AQ}{T_p} = \frac{0.208AQ}{T_p}$$

式中：

A=集水面積〈Km^2〉

Q=單位超滲雨量〈mm〉

q_i=尖峰流量〈mm/hr〉

q_p=尖峰流量〈c.m.s〉

Tc=集流時間

D=超滲雨量時間〈hr〉，等於或少於 $\frac{1}{5}Tc$ 之整數值

$$T_p = \frac{D}{2} + 0.6T_c$$

T_b = 退水時間 $T_b = 2.67T_p$

T_r = 尖峰流量發生時至完全退水之時間(hr)

T_L = 稽延時間，或超滲雨量中心至尖峰流量之發生時間(hr)

T_c = 集流時間，雨水自流域最遠點流至計畫地點之經過時間(hr)

T_p 之估計：美國土壤保持局之水文分析結果為 $\mathrm{T_p} = D/2 + 0.6T_c$

D 為超滲降雨時間通常用 1.2.3.4 或 6 小時，視三角形單位時間而定，D≦0.133T_c。

T_c 受流域內之暴雨分佈強度及流域特性之影響，如可獲得資料時，宜使用實地估計法，而如無實測值時，則可參照下列方法估計：

1. 自河道斷面及坡度估計。
2. 自坡度流速及河長估計。
3. 美國加州公路及公共工程局採用公式：

$$T_c = \left(\frac{11.9L^2}{H}\right)^{0.085}(hr)$$

式中：L=最長河道長度〈mile〉

H=兩點高度差〈ft〉

4. Rziha 公式：本省及日本常用公式與合理化公式流達之時間公式相同：

$$W = 72\left(\frac{H}{L}\right)^{0.6} \qquad T_c = \frac{L}{W}$$

2.2 逕流量計算實例

〈一〉 問題：流域面積為 8282 公頃=82.8Km^2，排水路如圖 2 所示，其日降雨量如表 1 所示，試以 Log-Peason Type Ⅲ的方法使用合理化公式及單位歷線法求出復現期 5 年及 10 年頻率下之各支線的最大洪峰流量，

假設入滲量為1.5mm。

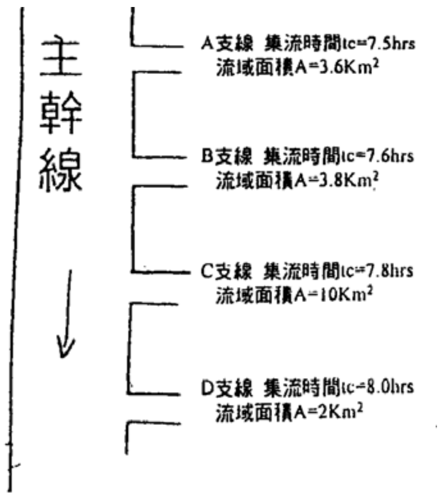


圖2　排水路示意圖

表1流域最大日雨量統計資料

N (1)	年份 (2)	路竹 (3)	岡山 (4)	阿蓮 (5)	前峰 (6)	平均值(q) (7)	Logq=m (8)	X=m-M	X2	X3
1	42	205	172	188.5	170	184.6	2.27	-0.01	0.0001	-0.000001
2	43	71	87	100	64	79.4	1.90	-0.38	0.144	-0.05472
3	44	227.8	197.4	219	228	220.8	2.34	-0.06	0.0036	0.000216
4	45	368	356.4	319	466	382.6	2.58	0.30	0.09	0.027
5	46	162	146	101.2	127	131.8	2.12	-0.16	0.0256	-0.004096
6	47	116	203.4	143.8	197	161.9	2.21	-0.07	0.0049	-0.000343
7	48	230	191.5	264.3	207.5	226.9	2.36	0.06	0.0036	0.000216
8	49	276	295.1	436	428	370.4	2.57	0.29	0.0841	0.024389
9	50	163	130.4	254.8	271	216.9	2.34	0.06	0.0036	0.000216
10	51	143	196.7	145.5	177	162.3	2.21	-0.07	0.0049	-0.004096
11	52	164.2	174.5	137.2	129.1	147.4	2.17	-0.11	0.0121	-0.001331
12	53	163	111.1	163	120	141.9	2.15	-0.13	0.0169	0.002197
13	54	201	361.3	315.5	328.1	296.3	2.47	0.19	0.0361	0.006859
14	55	168	224.1	184.8	140	172.6	2.24	-0.04	0.0016	-0.000064
15	56	178	157	185.8	180.1	177.7	2.25	-0.03	0.0009	-0.000027
16	57	306.6	198.1	127	135	187.2	2.27	-0.01	0.0001	-0.000001
17	58	133.2	175	143	159.1	150.2	2.18	-0.10	0.0100	-0.001
18	59	125	161.7	149.1	141.5	142.4	2.15	-0.13	0.0169	-0.002197
19	60	182.5	198.8	197.3	190	191.4	2.28	0	0	0
20	61	164.2	258.5	274.9	280	245	2.39	0.11	0.0121	0.001331

N (1)	年份 (2)	路竹 (3)	岡山 (4)	阿蓮 (5)	前峰 (6)	平均值(q) (7)	Logq=m (8)	X=m-M	X2	X3
21	62	134.8	130.5	120.8	122.5	126.5	2.10	-0.18	0.0324	-0.005832
22	63	189.3	201.2	219	191.5	200.1	2.30	-0.02	0.0004	-0.000008
23	64	282.2	205.1	221	274	250.9	2.40	0.12	0.0144	0.001728
24	65	130.4	199	237.5	260	210.6	2.32	0.04	0.0016	0.000064
25	66	189.6	408	328	294.5	293.6	2.47	0.19	0.0361	0.006859
26	67	85.6	108.5	141.5	100.1	109.4	2.04	-0.24	0.0576	-0.013824
27	68	138	127	163	127.3	140.1	2.15	-0.13	0.0169	-0.002197
28	69	38.5	76.5	48.5	62.3	54.4	1.74	0.54	0.2916	0.157464
29	70	276.2	296	383	341	329	2.52	0.24	0.0576	0.013824
30	71	214	236.5	282	237.8	243.8	2.39	0.11	0.0121	0.001331
31	72	357.2	276.8	373	330.5	341.3	2.53	0.25	0.0625	0.015625
32	73	143.6	108	145	115.5	130	2.11	-0.17	0.0289	-0.004913
33	74	199.3	216.5	166	168	183	2.26	-0.02	0.0004	-0.000008
34	75	150.5	269.5	121	186	171.1	2.23	-0.05	0.0025	-0.000125
35	76	320	326.7	374.5	403.5	361.9	2.56	0.28	0.0784	0.021952
36	77	250	240	317	267.5	272.6	2.44	0.16	0.0256	0.004096
37	78	140	165	173	160	159.2	2.20	-0.08	0.0064	-0.000512
38	79	111	229	203	232	191.8	2.38	0.10	0.0100	-0.001000
39	80	110	166	190	165	157.8	2.20	-0.08	0.0064	-0.000512
40	81	254	231	334	273	278.8	2.45	0.17	0.0289	0.004913
合計							91.14		1.2428	-0.768269

〈二〉　解析方法：

1. 利用徐昇法(The Thiessen Method)求出各測站之面積：

徐昇法是徐昇氏於 1911 年創用的，主要是將各相鄰測站以直線連接，連成若干三角形包括該區外圍形成一圈之測站在內，由三角形之各邊繪出其垂直平分線，形成若干個多邊形，每一多邊形內有一個雨量站，各多邊形內之面積除以流域總面積稱之為比例，以各多邊形所佔之比例數乘各多邊形內之雨量站記錄疊加得其和，即得流域平均雨量。其優點為計算結果比算數平均法精密，計算亦頗簡便。而其適用範圍為區域內地形平順，且雨量站分佈均勻。必須注意在連接三角形時，應儘量避

免連成平狹三角形，可減少工作時之麻煩，多邊形亦不致有凹角出現。如圖 3 所示之雨量控制面積經計算可求得路竹、岡山、阿蓮及前峰等各測站所包括之面積分別為 23.50、12.69、21.93 及 25.75Km^2 合計為 83.87 Km^2，由於本範例之流域總面積為 82.82 Km^2，故需修正及算在在總面積所佔之比率分別為路竹 21.66 Km^2〈26.15%〉、岡山 12.53 Km^2〈15.13%〉、阿蓮 23.20 Km^2〈28.01%〉及前峰 25.43 Km^2〈30.71%〉。

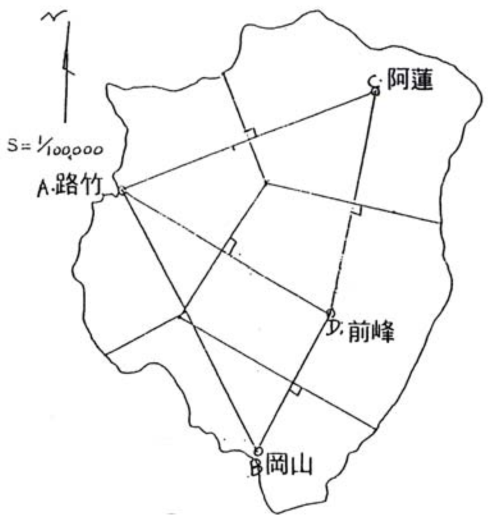


圖 3　雨量站控制面積圖

2. 求復現期 5 年及 10 年之最大暴雨量：流域之平均最大日雨量值為各雨量站之最大日雨量值乘以其所佔之百分率，因此可得結果如表 1 中之第 7 行所示，例如以民國 42 年為例：184.6=205 × 0.2615+172 × 0.1513+188.5 × 0.2801+17 × 0.3071。而表中第 8 行為其對數的相對值，因此可求得 $M=\Sigma\log\ q/N=91.4/40=2.28$，標準偏差 $S=\left(\Sigma X^2/N-1\right)^{1/2}=\left(1.2428/39\right)^{1/2}=0.18$，偏差係數 $G=\dfrac{N\Sigma X^3}{(N-1)(N-2)S^2}=-0.64$。因此查 K 值表，可得復現期 5 年及 10 年之 Log-Person Type Ⅲ之 K 值分別為

$K_5 = 0.857$及$K_{10} = 1.193$，根據 Log-Person Type Ⅲ頻率分析 Log Y=M+KS，故復現期 5 年及 10 年之最大暴雨量分別為

(1) 頻率 5 年　$Y_5 = antiLog(2.28 + 0.857 \times 0.18) = 272\, mm/days$

(2) 頻率 10 年　$Y_{10} = antiLog(2.28 + 1.193 \times 0.18) = 312\, mm/days$

3. 利用三角形單位歷線法，計算 Tp, Tc, Tb 及 Tr 及 q_p 等數據：為方便起見，通常設定總逕流量 Q 為定值 Q=10mm 先計算 Tp, Tc, Tb 及 Tr 後，再計算最大的暴雨量數據。

$\because T_c = \dfrac{7.5 + 7.6 + 7.8 + 8}{4} = 7.7hrs \quad \because D = T_c/5 = 1.5 > 1$，故採用 D =1.0

$\therefore T_p = \left(D/2\right) + 0.6T_c = \left(\dfrac{1}{2}\right) + 0.6 \times 7.7hr = 5.1hr$

$T_b = 2.67 \times T_p = 13.62 \approx 14\,\mathrm{hr} \quad \because$ 採用$Tb = 14hrs.$

T_r(退水時間)$= T_b - T_p = 14 - 5.1 = 8.9hr$

$q_p = 0.208 \times A \times Q/T_p = 0.208 \times 82.82 \times 10/5.1 = 33.55cms$

4. 畫製三角形單位歷線圖：將最大的暴雨量 33.55cms 畫在延時 14-8.9=5.1 小時(取 5.5 小時)之縱座標上，然後自依線性比例求出各延時 1～14 小時之雨量如圖 4 所示：

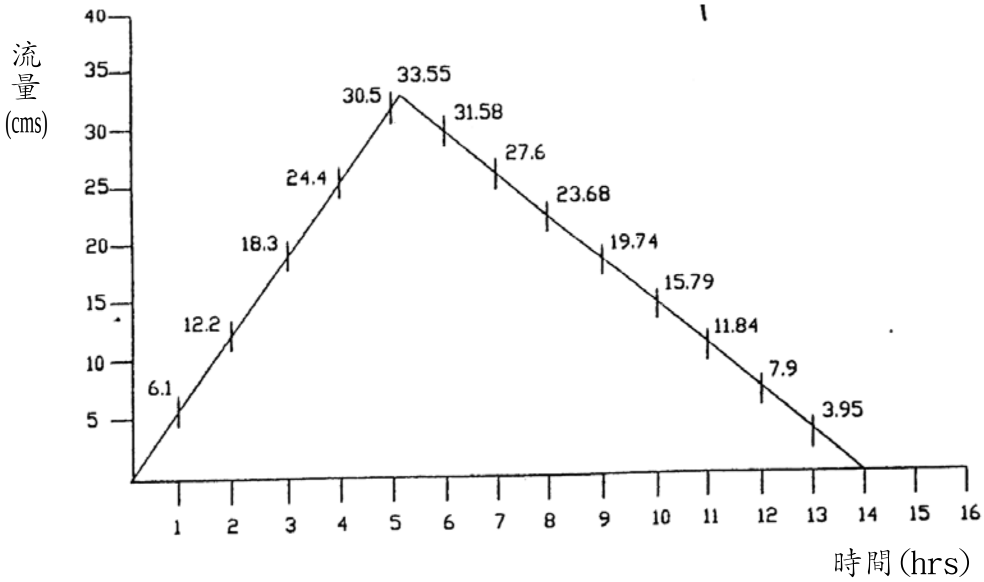

流量
(cms)
40
35
30
25
20
15
10
5
6.1
12.2
18.3
24.4
30.5
33.55
31.58
27.6
23.68
19.74
15.79
11.84
7.9
3.95
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
時間(hrs)

圖 4　三角形單位歷線圖

5. 繪製降雨型態分佈圖：將當地的降雨量按每小時記錄之平均值在一日中所佔比例畫成如圖 5 之降雨型態分佈圖

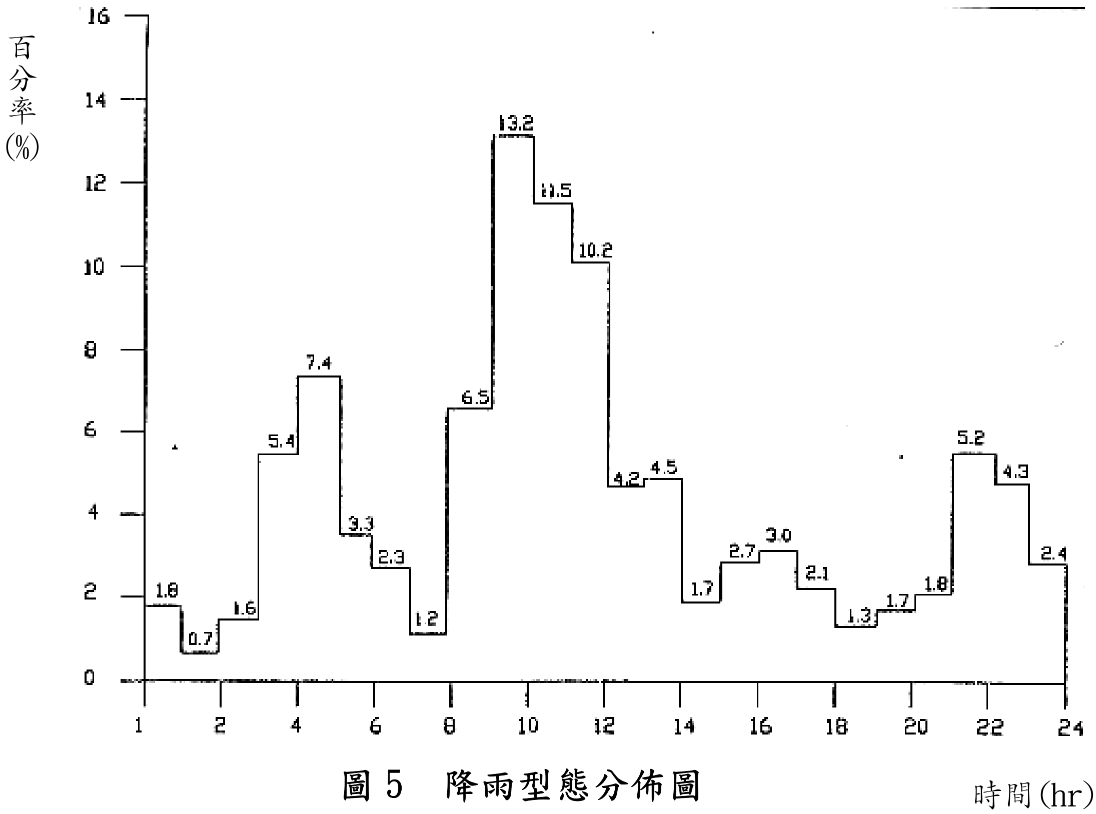


圖 5　降雨型態分佈圖

6. 復現期五年及十年之洪峰流量演算：表 2 及表 3 分別為利用三角形歷線法求出復現期 5 及 10 年的洪峰流量，其演算過程以表 2 復現期 5 年為例說明如下：

表 2.復現期五年的洪峰流量演算表(單位歷線法)Q(CMS)

	延時	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	總和	最大值
單位歷線	降雨量	4.90	1.90	4.35	14.69	20.13	8.98	6.26	3.26	17.68	35.90	31.28	27.74	11.42	12.24	4.62	7.34	8.16	5.71	3.54	4.62	4.90	14.14	11.70	6.54		
時間	超滲雨量	3.40	0.40	2.85	13.19	18.63	7.48	4.76	1.76	16.18	34.40	29.78	26.24	9.92	11.74	3.12	5.84	6.66	4.12	2.04	3.12	3.40	12.64	10.20	5.04		
0	0.00	0.00																									
1	6.10	2.07	0.00																							2.07	
2	12.20	4.15	0.24	0.00																						4.39	
3	18.30	6.22	0.49	1.74	0.00																					8.45	
4	24.40	8.30	0.73	3.48	8.05	0.00																				20.56	
5	30.50	10.37	0.98	5.22	16.09	11.36	0.00																			44.02	
6	31.58	10.74	1.22	6.96	24.14	22.73	4.56	0.00																		70.35	
7	27.60	9.38	1.26	8.70	32.18	34.09	9.13	2.90	0.00																	97.64	
8	23.68	8.05	1.10	9.00	40.23	45.46	13.69	5.81	1.07	0.00																124.41	
9	19.74	6.71	0.95	7.88	41.68	56.82	18.25	8.71	2.15	9.87	0.00															153.02	
10	15.79	5.37	0.79	6.75	36.47	58.87	22.81	11.61	3.22	19.74	20.98	0.00														186.61	
11	11.84	4.03	0.63	5.63	31.26	51.51	23.64	14.52	4.29	29.61	41.97	18.17	0.00													225.26	
12	7.89	2.68	0.47	4.50	26.05	44.15	20.68	15.04	5.37	39.48	62.95	36.33	16.00	0.00												273.70	
13	3.95	1.34	0.32	3.38	20.84	36.80	17.72	13.16	5.56	49.35	83.94	54.50	32.00	6.05	0.00											324.96	
14	0.00	0.00	0.16	2.25	15.63	29.44	14.77	11.28	4.87	51.13	104.92	72.66	48.00	12.10	7.16	0.00										374.37	
			0.00	1.13	10.42	22.08	11.82	9.40	4.17	44.74	108.70	90.83	64.00	18.15	14.32	1.90	0.00									401.66	401.66
				0.00	5.21	14.72	8.86	7.52	3.48	38.35	95.12	94.10	80.00	24.20	21.48	3.80	3.56	0.00								400.40	
					0.00	7.36	5.91	5.64	2.78	31.96	81.53	82.34	82.92	30.26	28.64	5.70	7.12	4.06	0.00							376.22	
						0.00	2.95	3.76	2.09	25.56	67.94	70.58	72.55	31.35	35.81	7.61	10.69	8.13	2.57	0.00						341.59	
							0.00	1.88	1.39	19.17	54.35	58.82	62.19	27.43	37.10	9.52	14.25	12.19	5.14	1.24	0.00					304.67	
								0.00	0.70	12.78	40.76	47.05	51.82	23.51	32.46	9.86	17.81	16.25	7.70	2.49	1.90	0.00				265.09	
									0.00	6.39	27.18	35.29	41.46	19.59	27.82	8.63	18.45	20.31	10.27	3.73	3.81	2.07	0.00			225.00	
										0.00	13.59	23.53	31.09	15.67	23.19	7.39	16.15	21.05	12.84	4.98	5.71	4.15	7.71	0.00		187.05	
											0.00	11.76	20.73	11.76	18.55	6.16	13.84	18.41	13.30	6.22	7.61	6.22	15.42	6.22	0.00	156.20	
												0.00	10.36	7.84	13.91	4.93	11.53	15.78	11.64	6.45	9.52	8.30	23.13	12.44	3.07	138.90	
													0.00	3.92	9.28	3.69	9.23	13.15	9.98	5.64	12.15	10.37	30.84	18.67	6.15	133.07	
														0.00	4.64	2.46	6.92	10.52	8.31	4.83	8.63	10.74	38.55	24.89	9.22	129.71	
															0.00	1.23	4.61	7.89	6.65	4.03	7.34	9.38	39.94	31.11	12.30	124.48	
																0.00	2.31	5.26	4.99	3.22	6.16	8.05	34.95	32.23	15.37	112.54	
																	0.00	2.63	3.33	2.42	4.93	6.71	29.96	28.20	15.93	94.11	
																		0.00	1.66	1.61	3.10	5.37	24.96	24.17	13.94	74.81	
																			0.00	0.81	2.46	4.03	19.97	20.15	11.94	59.36	
																				0.00	1.23	2.68	14.98	16.12	9.95	44.96	
																					0.00	1.34	9.99	12.09	7.96	31.38	
																						0.00	4.99	8.06	5.97	19.02	
																							0.00	4.03	3.98	8.01	
																								0.00	1.99	1.99	
																									0.00	0.00	

表 3.復現期十年的洪峰流量演算表(單位歷線法)Q(CMS)

	延時	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	總和	最大值
單位歷線	降雨量	5.62	2.18	4.99	16.85	23.09	16.30	7.18	3.74	21.28	41.18	35.88	31.82	13.10	14.04	5.30	8.42	9.36	4.55	11.06	5.60	5.62	16.22	13.42	7.50		
時間	超滲雨量	4.12	0.68	3.49	15.35	21.59	8.80	5.68	2.24	18.78	39.68	34.38	20.32	11.60	12.54	3.80	6.92	7.86	5.05	2.56	3.80	4.12	14.02	11.92	6.00		
	0.00	0.00																								0.00	
1	6.1	2.51	0.00																							8.61	
2	12.20	5.03	0.41	0.00																						17.64	
3	18.30	7.54	0.83	2.13	0.00																					28.80	
4	24.40	10.05	1.24	4.26	9.36	0.00																				49.31	
5	30.50	12.57	1.66	6.39	18.73	13.17	0.00																			83.02	
6	31.58	13.02	2.07	8.52	28.09	26.34	5.37	0.00																		114.99	
7	27.60	11.39	2.15	10.64	37.45	39.51	10.74	3.46	0.00																	142.94	
8	23.68	9.76	1.88	11.03	46.82	52.68	16.10	6.93	1.37	0.00																170.25	
9	19.74	8.14	1.61	9.65	48.51	65.85	21.47	10.39	4.49	11.46	0.00															201.31	
10	15.79	6.51	1.34	8.27	42.44	68.22	26.84	13.86	6.73	22.91	24.2	0.00														237.11	
11	11.84	4.88	1.07	6.89	36.38	59.64	27.81	17.32	8.97	34.37	48.40	20.97	0.00													278.54	
12	7.89	3.25	0.81	5.51	30.32	51.12	24.33	17.95	11.22	45.82	72.6	41.94	18.5	0.00												331.26	
13	3.95	1.63	0.54	4.14	24.25	42.6	20.86	15.71	7.07	57.28	96.80	63.92	37.00	7.08	0.00											382.83	
14	0.00	0.00	0.27	2.76	18.19	34.08	17.38	13.46	6.19	59.34	121	83.89	55.49	14.15	7.65	0.00										433.85	
			0.00	1.38	12.13	25.56	13.9	11.22	5.31	51.93	125.39	104.85	73.99	21.23	15.30	2.32	0.00									464.51	464.51
				0.00	6.06	17.04	10.43	8.97	4.42	44.51	109.72	108.64	92.48	28.3	22.95	4.64	4.22	0.00								462.38	
					0.00	8.52	6.95	6.73	3.54	37.09	94.04	95.06	95.84	35.38	30.6	6.96	8.44	4.79	0.00							433.94	
						0.00	3.48	4.49	2.65	29.67	78.37	81.48	83.86	36.66	38.25	9.28	12.66	9.58	3.08	0.00						393.51	
							0.00	2.24	1.77	22.25	62.69	67.9	71.88	32.07	39.63	11.60	16.88	14.37	6.16	1.56	0.00					351.00	
								0.00	0.88	14.84	47.02	54.32	59.9	27.49	34.67	12	21.11	19.16	9.24	3.12	2.32	0.00				306.07	
									0.00	7.42	31.35	40.74	47.92	22.91	29.72	10.51	21.86	23.95	12.32	4.68	4.64	2.51	0.00			260.53	
										0.00	15.67	27.16	35.94	18.33	24.77	9	19.13	24.84	15.4	6.24	6.96	5.03	9.23	0.00		21.70	
											0.00	13.58	23.96	13.75	19.81	7.5	16.4	21.73	15.96	7.81	9.28	7.54	18.47	7.27	0.00	183.06	
												0.00	11.98	9.16	14.86	6	13.67	18.63	13.96	8.08	11.60	10.05	27.71	14.54	3.66	163.90	
													0.00	4.58	9.91	4.5	10.93	15.52	11.97	7.07	12	12.57	36.94	21.81	7.32	155.12	
														0.00	4.95	3	8.2	12.42	9.97	6.06	10.50	13.02	46.18	29.08	10.98	154.36	
															0.00	1.5	5.47	9.31	7.98	5.05	9	11.39	44.3	36.36	14.64	145.00	
																0.00	2.73	6.21	5.98	4.04	7.5	9.76	38.77	37.67	18.3	130.96	
																	0.00	3.10	3.99	3.03	6	8.14	33.23	32.96	18.96	109.41	
																		0.00	1.99	2.02	4.5	6.51	27.69	28.25	16.59	87.55	
																			0.00	1.01	3	4.88	22.15	23.54	14.22	68.80	
																				0.00	1.5	3.25	16.61	18.83	11.85	52.04	
																					0.00	1.63	11.08	14.13	9.48	36.32	
																						0.00	5.54	94.42	7.11	22.07	
																							0.00	4.71	4.74	9.45	
																								0.00	2.37	2.37	
																									0.00	0.00	

(1) 第一行為三角單位歷線圖中之延時

(2) 第二行為三角單位歷線圖中之各延時下之降雨量值

(3) 第一列為每天共有 24 小時

(4) 第二列為每小時降雨量為頻率 5 年之每日暴雨量乘以雨型分佈(圖 5)的每小時所佔之比例，例如表中降雨量 4.9 之由來為 4.9=272×0.018

(5) 第三列為超滲雨量為降雨量扣除土壤入滲量〈已知數為 1.5mm〉例如表中 3.4=4.9-1.5

(6) 第三行，第五列中之 2.07=各延時降雨量×各延時之超滲雨量/總逕流量 Q=6.10×3.4/10mm

(7) 第三行第六列中之 4.15=12.2×3.4/10mm

(8) 第四行第六列中 0.24=6.1×0.4/10mm

(9) 其他格內資料依次類推

(10)總和值為一日 24 小時之單位歷線延時下之總和值

(11)在所有數據中的最大洪峰流量如表 2 中之 401.7cms

7. 因此利用單位歷線法可求得復現期 5 年及 10 年之單位歷線如表 2 及表 3 所示，降雨型態分佈如圖 5 所示

8. 各支線之計算：

(1) 單位歷線法

復現期 5 年之最大洪峰流量為 401.7cms

復現期 10 年之最大洪峰流量為 464.51cms

所以各支線之最大洪峰流量情形為：

復現期五年

$$\text{A 支線} = \frac{401.7}{82.82} \times 3.6 = 17.46cms$$

$$\text{B 支線} = \frac{401.7}{82.82} \times 3.8 = 18.43cms$$

$$\text{C 支線} = \frac{401.7}{82.82} \times 10 = 48.50cms$$

$$\text{D 支線} = \frac{401.7}{82.82} \times 2 = 9.70cms$$

復現期十年

$$\text{A 支線} = \frac{464.51}{82.82} \times 3.6 = 20.19cms$$

$$\text{B 支線} = \frac{464.51}{82.82} \times 3.8 = 21.31cms$$

$$\text{C 支線} = \frac{464.51}{82.82} \times 10 = 56.09cms$$

$$\text{D 支線} = \frac{464.51}{82.82} \times 2 = 11.22cms$$

(2) 合理化公式

$$\mathrm{Q_T} = \frac{1}{3.6} CIA$$

$$I = \frac{N_T}{24}\left(\frac{24}{\mathrm{T}_C}\right)^{2/3}$$（物部公式雨量強度公式）

式中 N_T：頻率日暴雨量(mm/days)

T_C：集流時間(hr)

I：降雨強度(mm/hr)

C：逕流係數(如表 4)

A：集水面積(Km^2)

$\mathrm{Q_T}$：推算地點之洪峰流量(cms)

表 4　一般河川之逕流係數

集水區狀　態	陡峻山地	山嶺區	丘陵地及森林區	平地耕地	灌溉中水田	山地河川	平地小河川	大部份是平地之大河川
一次暴雨逕流係數%	75｜90	70｜80	50｜75	45｜60	70｜80	75｜85	45｜75	50｜75
年逕流係數%	70｜85	60｜75	40｜70	35｜60	△	70｜80	40｜75	45｜70

△：洪峰逕流係數一般採用與一次暴雨逕流係數相同數值。

水土保持有關工程一般均位於山區，且集水面積較小，逕流係數勢必較一般地區為高，故在無實測可靠資料地區建議採用逕流係數在 70～80%之間。

復現期五年各支線之最大洪峰量如下：

A 支線$\Rightarrow I=\dfrac{272}{24}(\dfrac{24}{7.5})^{2/3}=24.61\,{}^{mm}\!/_{hr}$，$C=0.7$，$A=3.6Km^2$

$$Q_{A支線}=\frac{1}{3.6}\times0.7\times3.6\times24.61=17.23cms$$

B 支線$\Rightarrow I=\dfrac{272}{24}(\dfrac{24}{7.6})^{2/3}=24.39\,{}^{mm}\!/_{hr}$，$C=0.7$，$A=3.8Km^2$

$$Q_{B支線}=\frac{1}{3.6}\times0.7\times3.8\times24.39=18.02cms$$

C 支線$\Rightarrow I=\dfrac{272}{24}(\dfrac{24}{7.8})^{2/3}=23.98\,{}^{mm}\!/_{hr}$，$C=0.7$，$A=10Km^2$

$$Q_{C支線}=\frac{1}{3.6}\times0.7\times10\times23.98=46.63cms$$

D 支線$\Rightarrow I=\dfrac{272}{24}(\dfrac{24}{8.0})^{2/3}=23.57\,{}^{mm}\!/_{hr}$，$C=0.7$，$A=2Km^2$

$$Q_{D支線}=\frac{1}{3.6}\times0.7\times2\times23.57=9.17cms$$

復現期十年各支線之最大洪峰量如下：

A 支線$\Rightarrow I=\dfrac{312}{24}(\dfrac{24}{7.5})^{2/3}=28.23\,{}^{mm}\!/_{hr}$，$C=0.7$，$A=3.6Km^2$

$$Q_{A支線}=\frac{1}{3.6}\times0.7\times3.6\times28.23=19.76cms$$

$$\text{B 支線} \Rightarrow I = \frac{312}{24}(\frac{24}{7.6})^{2/3} = 27.98\,{}^{mm}\!/_{hr}，C = 0.7，A = 3.8Km^2$$

$$Q_{B\text{支線}} = \frac{1}{3.6} \times 0.7 \times 3.8 \times 27.98 = 20.68cms$$

$$\text{C 支線} \Rightarrow I = \frac{312}{24}(\frac{24}{7.8})^{2/3} = 27.50\,{}^{mm}\!/_{hr}，C = 0.7，A = 10Km^2$$

$$Q_{C\text{支線}} = \frac{1}{3.6} \times 0.7 \times 10 \times 27.50 = 53.47cms$$

$$\text{D 支線} \Rightarrow I = \frac{312}{24}(\frac{24}{8.0})^{2/3} = 27.04\,{}^{mm}\!/_{hr}，C = 0.7，A = 2Km^2$$

$$Q_{D\text{支線}} = \frac{1}{3.6} \times 0.7 \times 2 \times 27.04 = 10.52cms$$

9. 討論：

因此利用上述單位歷線法及合理化所求得之逕流量如表 5 所示，由表中可發現由單位歷線法求得的值較利用合理化公式所求得之值為大，因較大值 Q 比較安全及保守，所以本範例的最大洪峰量以單位歷線法所求的數據為準。

表 5　利用單位歷線法及合理化公式所求得之洪峰流量值比較

支線	復現期五年(cms)		復現期十年(cms)	
	單位歷線法	合理化公式	單位歷線法	合理化公式
A	17.46	17.23	20.19	19.76
B	18.43	18.02	21.31	20.68
C	48.50	46.63	56.09	53.47
D	9.70	9.17	11.22	10.52

三、 渠道水理計算

3.1 概述

明渠水流中有定量流與變量流之分，二者均以時間作為衡量標準，其分類如圖 6 所示：

- 明渠水流
  - 定量流
    - 等速流
    - 變速流
      - 定量漸變流
      - 定量急變流
  - 變量流
    - 等速變量流
    - 變速變量流
      - 變量漸變流
      - 變量急變流

圖 6　明渠流況歸類

定量流為在單位時間內，流體流經任一點，其質量一定，反之則稱為變量流。故定量留任一點之流速、壓力及密度均不隨時間變化而變，具有一定形狀之流線，流體之質點均延流線運行。而變量流則反之，其流線之形狀隨時間而變，流體之質點亦不沿流線運行。若流體為液體，因假定其密度為不變，故凡流經任一點液點之體積為一定者即為定量流。人工開挖之渠道稱為明渠。而有覆蓋者謂之暗渠。水流之橫斷面積謂之通水斷面積。單位時間內流過某通水斷面積的水容積稱為流量。流量除以單位通水斷面積之商稱為平均流速，可表示如下式：

$$V=\frac{Q}{A}\text{或}Q=A\cdot V \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

等速流為水流經一定斷面之渠道或管溝中時，其流速保持前後相等，而變速流為水流經斷面漸變之渠道或暗管中時，其流速因斷面之漸變而變化，此二者均屬定量流，故亦可稱為定量定速度與定量變速流。

明渠之流況如上述之多，然而實際水利工程應用的，僅以定量流

最為普遍，而定量流中以等速流為最常見，變速流次之。因此以下就等速定量流的水理計算進行研討。

曼寧公式係愛爾蘭工程師曼寧(Manning)氏所創，因計算簡單且具有相當確實性，故為目前最廣受採用之公式，可表示如下：

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \qquad (2)$$

式中 V=平均流速(m/sec)

n=粗糙率，為水流移動時與渠道內側或因水流之內粘力所致之一種抵抗，隨構築渠道材料性質而變化，表 6 說明 n 值之範圍及其平均值。

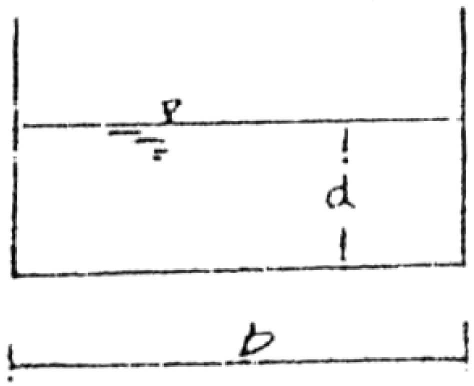
表 6　Manning 氏公式之 n 值估計值

材料及潤週之狀況	甚佳	佳	平常	劣	材料及潤週之狀況	甚佳	佳	平常	劣
未塗漆之生鐵水管	0.012	0.013	0.014	0.015	混凝土渠道	0.012	0.014	0.016	0.018
塗漆之生鐵水管	0.011	0.012	0.013	－	水泥砌石	0.017	0.020	0.025	0.030
塗黑之熟鐵水管	0.012	0.013	0.014	0.015					
電度之熟鐵水管	0.013	0.014	0.015	0.017	乾砌石面	0.025	0.030	0.033	0.035
絞釘螺旋鐵水管	0.013	0.015	0.017	－	整齊琢石面	0.013	0.014	0.015	0.017
					光滑金屬半圓渠槽	0.011	0.012	0.013	0.015
粘土瓦管	0.011	0.012	0.014	0.017	皺紋金屬半圓渠槽	0.0225	0.025	0.0275	0.030
水泥漿砌磚工	0.012	0.013	0.015	0.017					
混凝土管	0.012	0.013	0.015	0.016	土渠：				
水泥漿舖面	0.011	0.012	0.013	0.015	(1)土質平直整齊	0.017	0.020	0.0225	0.025
木板水管	0.010	0.011	0.012	0.013	(2)鑿石光滑整齊	0.025	0.030	0.033	0.035
					(3)鑿石參差不齊	0.035	0.040	0.045	－
木板水槽：					(4)紆曲流緩	0.0225	0.025	0.0275	0.030
(1)鉋平者	0.010	0.012	0.013	0.014	(5)已疏浚土渠	0.025	0.0275	0.030	0.033
(2)未鉋	0.011	0.013	0.014	0.015	渠底粗石兩岸莠草叢生	0.025	0.030	0.035	0.040
(3)以木條釘住者	0.012	0.015	0.016	－	土底岸坡砌石	0.028	0.030	0.033	0.035

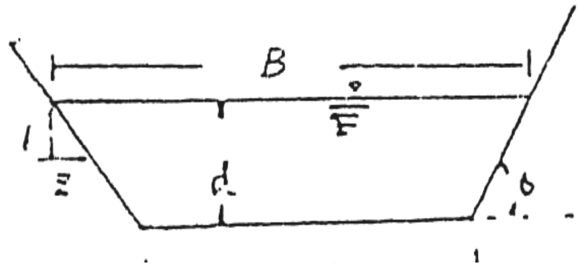
R：水力半徑(公尺)(R=A/P)
A：通水斷面積(平方公尺)
P：潤周長，即與水接觸週邊之長度(公尺)
S：水力坡降，可使用溝底的波降

3.2 輸入溝渠底寬，依曼寧公式計算渠道水深之水理分析

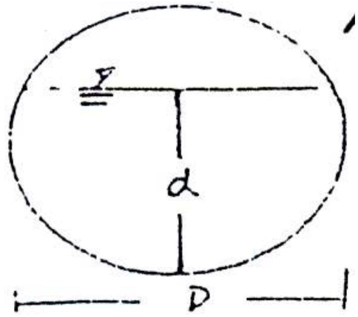
圖 7 為常見矩形、梯形及圓形之渠道斷面示意圖，



(a)矩形渠道



(b)梯形渠道



(c)圓形渠道

圖 7　矩形、梯形及圓形渠道斷面示意圖

假設流水斷面積為 A，流量為 Q，即可由連續性方程式 Q=A・V 得出下列公式：

$Q=\frac{1}{n}A\cdot R^{2/3}S^{1/2}(m^3/\sec$ 簡稱為 cms) ....(3)

1. 梯形與矩形斷面情況：

設底寬=b，$A=\alpha b^2$，$R=\beta b$，則式(3)變為

$Q=\frac{1}{n}\alpha b^2(\beta b)^{2/3}S^{1/2}$ ....(4)

將設計上已知之 Q, b, S 移至左邊可得下式：

$$\frac{Q \cdot n}{b^{3/8} S^{1/2}} = \alpha \beta^{2/3} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(5)}$$

設任意水深為 d，則流水斷面積 A=d(b+Zd)，水力半徑

$$R = \frac{d(b+Zd)}{b+2\sqrt{1+Z^2}d}$$

$$\therefore \alpha = \frac{A}{b^2} = \frac{d}{b}(1+Z\frac{d}{b})$$

$$\beta = \frac{R}{b} = \frac{\frac{d}{b}(1+Z\frac{d}{b})}{1+2\sqrt{1+Z^2}\frac{d}{b}}$$

由式(4)得

$$\frac{Q \cdot n}{b^{3/8} S^{1/2}} = (\frac{d}{b})^{3/5} \frac{(1+Z\frac{d}{b})^{5/3}}{(1+2\sqrt{1+Z^2}\frac{d}{b})^{2/3}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{(5)}$$

如斷面為矩形時 Z=0，而

$$\frac{Q \cdot n}{b^{3/8} S^{1/2}} = (\frac{d}{b})^{5/3} / (1+\frac{2d}{b})^{2/3} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{(6)}$$

由式(5)或式(6)，先以右邊之 Z 及 d/b 列算與左邊相當值之表，再將設計上已知之 Q, S, b, n 代入左邊，即可直接求出，d/b 和 Q‧$n/b^{8/3}S^{1/2}$ 之相當值，然後計算 d 值，不必利用試算法。茲將 d/b 和 Q‧$n/b^{8/3}S^{1/2}$ 及 Z 算值之對應值列如表 7，利用電腦，先設定 Z 為定值，則可找出 d/b 和 Q‧$n/b^{8/3}S^{1/2}$ 之迴歸曲線，因此只要由此關係曲線就可算出渠道之水深。

表 7　已知溝渠底寬，依曼寧(Manning)公式計算溝渠的水深之情況下，其 d/b 與 Z 相對的 $Q \cdot n/b^{8/3}S^{1/2}$ 數據範例 .... 單位：公尺

d/b	Z=0	$Z=\frac{1}{4}$	$Z=\frac{1}{2}$	$Z=\frac{3}{4}$	$Z=1$	$Z=1\frac{1}{4}$	$Z=1\frac{1}{2}$	$Z=2$	$Z=2\frac{1}{2}$	$Z=3$	$Z=4$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
0.02	0.00143	0.00145	0.00145	0.00146	0.00147	0.00147	0.00148	0.00149	0.00149	0.00150	0.00151
0.03	0.00279	0.00282	0.00285	0.00287	0.00289	0.0029	0.00291	0.00294	0.00296	0.00298	0.00302
0.04	0.00445	0.00451	0.00457	0.00461	0.00464	0.00468	0.00471	0.00476	0.00481	0.00480	0.00495
0.05	0.00637	0.00649	0.00659	0.00667	0.00673	0.0068	0.00686	0.00693	0.00700	0.00713	0.00734
0.06	0.00855	0.00875	0.00888	0.00902	0.00915	0.00922	0.00929	0.00949	0.00962	0.00976	0.0101
0.07	0.0109	0.0112	0.0114	0.0116	0.0118	0.0119	0.0121	0.00123	0.0125	0.0128	0.0132
0.08	0.0135	0.0139	0.0142	0.0145	0.0147	0.0149	0.0151	0.0155	0.0158	0.0162	0.0168
0.09	0.0162	0.0168	0.0172	0.0176	0.018	0.0182	0.0186	0.0190	0.0195	0.0199	0.0207
0.10	0.0191	0.0197	0.0205	0.0209	0.213	0.0217	0.0221	0.0227	0.0234	0.0240	0.0252
0.20	0.0547	0.0589	0.0627	0.0659	0.0686	0.0686	0.0740	0.0781	0.0828	0.0368	0.0949
0.40	0.147	0.171	0.192	0.211	0.229	0.246	0.262	0.291	0.320	0.349	0.404
0.60	0.252	0.315	0.374	0.431	0.483	0.531	0.577	0.665	0.754	0.835	1.00
0.80	0.365	0.488	0.610	0.727	0.835	0.942	1.04	1.23	1.41	1.60	1.95
1.00	0.481	0.686	0.895	1.10	1.30	1.49	1.66	2.01	2.34	2.67	3.32
2.00	1.08	2.10	3.25	4.43	5.94	6.73	7.87	10.0	12.1	14.2	18.3
3.00	1.70	4.26	7.40	10.7	14.1	17.4	20.6	27.0	33.2	39.3	51.4
4.00	2.33	7.27	13.6	20.5	27.7	34.7	41.7	55.3	68.6	82.0	108.0
4.50	2.64	9.09	17.6	27.0	36.7	46.3	55.8	74.7	91.5	110.0	146.0
5.00	2.95	11.2	22.3	34.7	47.3	60.0	72.7	97.6	122.0	145.0	193.0

2.圓形斷面情況：

圓形渠道斷面如圖 8 所示，其直徑為 $D, A=\alpha D^2$，$R=\beta D$

則

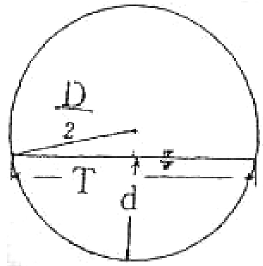


圖 8　圓形渠道斷面圖

$$\frac{Q\cdot n}{D^{3/8}S^{1/2}}=\alpha\beta^{2/3} \quad \text{.......................................} \quad (7)$$

設P=潤周長，T=水面寬度，則通水斷面積為

$$A=\frac{1}{2}\{\frac{PD}{2}\mp T(\frac{D}{2}-d)\} \quad \text{...............................} \quad (8)$$

式中負號表示 d<D/2，而正號則表示 d>D/2，d=水深，潤周長 p 如下式

$$P=\pi D\theta/360$$

$$R=\frac{A}{P}=\frac{1}{4}\{D\mp\frac{T}{P}(D-2d)\} \quad \text{.............................} \quad (9)$$

$$T=2\sqrt{Dd-d^2} \quad \text{......................................} \quad (10)$$

$$\alpha=\frac{A}{D^2}=\frac{1}{4}\{\frac{\pi\theta}{360}\mp 2\sqrt{\frac{d}{D}-\frac{d^2}{D^2}}(1-2\frac{d}{D})\} \quad \text{...................} \quad (11a)$$

$$\beta=\frac{R}{D^2}=\frac{1}{4}\{1\mp\frac{720}{\pi\theta}\sqrt{\frac{d}{D}-(\frac{d}{D})^2}(1-2\frac{d}{D})\} \quad \text{..................} \quad (11b)$$

由式(11)，先計算 d/D 相對應之α，β值，再代入式(7)之右邊計算則可得如表 8 之資料。

表 8　圓形渠道斷面水深直接計算範例表

$\frac{d}{D}$	$\alpha=\frac{A}{D^2}$	$\beta=\frac{R}{D}$	$\frac{Q\times n}{D^{8/3}S^{1/2}}$	$\frac{d}{D}$	$\alpha=\frac{A}{D^2}$	$\beta=\frac{R}{D}$	$\frac{Q\times n}{D^{8/3}S^{1/2}}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(1)	(2)	(3)	(4)
0.01	0.0013	0.0066	0.00005	0.20	0.1118	0.1206	0.0272
0.02	0.0037	0.0132	0.00021	0.30	0.1982	0.1709	0.0610
0.03	0.0069	0.0197	0.00050	0.40	0.2934	0.2142	0.1053
0.04	0.0105	0.0282	0.00093	0.50	0.3927	0.2500	0.1561
0.05	0.0147	0.0325	0.00149	0.60	0.4920	0.2776	0.209
0.06	0.0192	0.0389	0.00221	0.70	0.5872	0.2962	0.261
0.07	0.0242	0.0451	0.00306	0.80	0.6736	0.3042	0.305
0.08	0.0294	0.0513	0.00406	0.81	0.6815	0.3043	0.312
0.09	0.0350	0.0575	0.00521	0.90	0.7445	0.2980	0.308
0.10	0.0409	0.0635	0.00651	1.00	0.7854	0.2500	0.332

由表 8 之資料可發現當 d/D=0.81 時其 R/D 為最大值，其值為 0.3043，而當 d/D<0.81，R/D 值漸增但當 d/D>0.82 時，則 R/D 值不增反而漸減。即 d/D=0.82 時，其流速為最大。又當 d/D=0.92 至 0.95 時，Q．$n/D^{8/3}S^{1/2}$ 值反而逐減，故在 d/D=0.94 時流量為最大。因此可發現 Q•$n/D^{8/3}S^{1/2}$=0.312～0.335，則其 d/D=0.82～1.00，故其之水深有二個數據。

3.範例說明

（範例一）求側坡 1：Z=1：1.5，縱坡 S=1/2,000，底寬 b=2m，流量 Q=4.00m^3/sec 的梯形混凝土渠道之等速流水深。

〔解〕因構築渠道材料為混凝土，故查表 6 之資料可得其粗糙率 n=0.014。

$$\therefore \frac{Q*n}{b^{8/3}*S^{1/2}}=\frac{4*0.014}{(2^{8/3}*0.005^{1/2})}=0.226$$

查表 7，當 Z=1.5 情況下，$\frac{Qn}{b^{8/3}S^{1/2}}=0.226$ 之相對的 d/b 值為 $\frac{d}{b}=0.37$

$$\therefore d=0.37*b=0.37\times 2=0.74m$$

（範例二）求直徑 D=2m，縱坡 S=1/400，流量=4.00m3/sec 的混凝土渠道之等速流水深。

〔解〕因構築渠道材料為混凝土，故可由表 6 查其粗糙率 n=0.014

$$\therefore \frac{Qn}{D^{8/3}S^{1/2}}=\frac{4\times 0.014}{2^{8/3}(0.0025)^{1/2}}=0.1766$$

查表 8 可得 d/D 與 Qn/D8/3S1/2 相對值

利用內插法可求得 $\frac{d}{D}=0.53+0.093=0.5393$

故水深$\therefore d = 0.5393 \times 2 \fallingdotseq 1.079$m

3.3 輸入溝渠水深依曼寧公式計算渠道底寬之水理分析

1. 梯形及矩形斷面情況：

設水深=d，A=Xd^2，R=Yd 代入 Manning 公式可得

$$Q = \frac{1}{n} x d^2 (Yd)^{2/3} S^{1/2}$$

將設計上已知之 Q, d, S 移至左邊可得下式

$$\frac{Qn}{d^{8/3} S^{1/2}} = XY^{2/3} \quad \cdots\cdots (12)$$

設任意水深為 d，則流水段面積 A=d(b+Zd)，水力半徑

$$R = \frac{d(b+Zd)}{b + 2\sqrt{1+Z^2}\,d} \quad \cdots\cdots (13)$$

$$\therefore X = \frac{A}{d^2} = \frac{b}{d}(1 + Z\frac{d}{b}) \quad \cdots\cdots (14)$$

$$Y = \frac{R}{d} = \frac{1 + Z\frac{d}{b}}{1 + 2\sqrt{1+Z^2}\,\frac{d}{b}} \quad \cdots\cdots (15)$$

將式(14)及式(15)代入式(12)可得：

$$\frac{Qn}{d^{8/3} S^{1/2}} = (\frac{d}{b}) \frac{(1 + Z\frac{d}{b})^{5/3}}{(1 + 2\sqrt{1+Z^2}\,\frac{d}{b})^{2/3}} \quad \cdots\cdots (16)$$

如斷面為矩形時 Z=0，故

$$\frac{Qn}{d^{8/3} S^{1/2}} = (\frac{d}{b})^{8/3} / (1 + \frac{2d}{b})^{2/3} \quad \cdots\cdots (17)$$

由式(16)或(17)，先以右邊之 Z 及 d/b 以電腦列算與左邊相當值之數據，再將設計上已知之 Q, S, d, n 代入式(16)之左邊，即可直接求出 d/b 相對應的$Q \cdot n / b^{8/3} S^{1/2}$之數據，然後計算得出 b 值。可利用電腦先設定 Z 為定值，則可找出之 d/b 和

$Q \cdot n/b^{8/3} S^{1/2}$迴歸曲線，再由此關係曲線推求渠道之水深的底寬。

2. 圓形斷面情況：

設圓形渠道斷面之直徑為 D, $A = XD^2$, $R = YD$則

$$\frac{Qn}{d^{8/3} S^{1/2}} = XY^{2/3} \quad \text{.......... (18)}$$

如圖 8 所示，設 P=潤週長，T=水面寬度，則通水斷面積為 A。其計算公式如下列三式，

$$P = \pi D\theta / 360 \quad \text{.......... (19)}$$

$$A = \frac{1}{2}\{\frac{PD}{2} \mp T(\frac{D}{2} - d)\} \quad \text{.......... (20)}$$

$$T = 2\sqrt{Dd - d^2} \quad \text{.......... (21)}$$

式中負號表示 d<D/2，而正號表示 d>D/2，水力半徑 R 和參數 X 及 Y 可表示如下列三式：

$$R = \frac{A}{P} = \frac{1}{4}\{D \mp \frac{T}{P}(D - 2d)\} \quad \text{.......... (22)}$$

$$X = \frac{A}{d^2} = \frac{1}{4}(\frac{D}{d})^2\{\frac{\pi\theta}{360} \mp 2\sqrt{\frac{d}{D} - \frac{d^2}{D^2}}(1 - 2\frac{d}{D})\} \quad \text{.......... (23)}$$

$$Y = \frac{R}{d^2} = \frac{1}{4}(\frac{D}{d})^2\{1 \mp \frac{720}{\pi\theta}\sqrt{\frac{d}{D} - (\frac{d}{D})^2}(1 - 2\frac{d}{D})\} \quad \text{.......... (24)}$$

運用電腦先設定一個溝渠底寬 T 值，計算 d/D 相對應之 X.Y 值，如式(23)及式(24)所示，再代入式(18)之右邊而計算則可得到相關之 X.Y 值，可求得 T 值，再代入式(18)反覆求解直至滿意為止。

四、 結論與建議

1. 由暴雨量推算洪峰流量以三角形單位歷線法較合理化公式嚴謹及安全，由於現在電腦使用方便，因此可克服計算繁雜

之困擾。

2. 渠道水理計算不論已知溝渠底寬計算渠道水深，或已知水深計算渠道底寬均可將相關之參數計算表直接輸入電腦，因此只要輸入已知之數據及斷面型態即可由電腦協助演算獲得所需之輸出資料。

3. 本文重視演算之程序與技巧，根據本文所述之範例建立電腦模式就可運用自如。

五、 致謝

本文之完成得感謝鄭理事長茂寅、余常務監事濬之鼓勵，陳靖怡小姐在百忙中抽空協助資料處理，另外我也要感恩過去曾指導及陪我在水利工程理論與實務成長的所有師長、同學及水利技師公會同仁，由於大家的努力，使得國內之水利工程受到工程界的高度肯定。相信由於大家更投入的努力，一定可使我們這塊土地免受水患之災。更要衷心的感謝各位先進耐心的研讀。本文是野人獻曝、拋磚引玉，藉此引起共鳴，敬請惠予指正，使國內水利科技水平日日新，是所至盼。

六、 參考文獻

1. 余濬(2004),降雨強度之推算，科技圖書公司。
2. 梁昇(1986),工程水文學，大學圖書公司。
3. 徐義人(1995),應用水文學，大中國圖書公司。
4. 佐藤勝夫著，陳信雄譯 2004，洪水逕流分析，國立台灣大學森林系防砂工程研究室。
5. 王如意、易任(1988),應用水文學，國立編譯館。