

荒溪整理與利用計劃方案

The Planning of Regulation and Utilization of Torrential Stream

金 城* 施 嘉 昌[△]

一、前 言

臺灣之河川，因山高流短，上游自中央山地流下，比降甚大，待流出山地，進入下游平原，比降驟緩，洪水流速突減，流水所需斷面增加，無法限流於單一固定河槽。因此分道亂流形成荒溪。同時洪水携來之大量砂石，亦因減速分流，而沖積散布在谷口附近，造成大小不同的沖積扇狀地。在地形史觀點上看，此種等高線略成同心圓扇狀地上的荒溪，尚未達到平衡安定狀態。故在暴雨洪水時分道亂流乃屬必然之勢，亦即此種荒溪的特有性質。但即在洪水時，此種廣濶亂流的荒溪河床上，並未全部滿流，大部河床砂石堆積，高出水面以上，因分流之流勢，時常東沖西淤，待洪流一過，則大部河床呈荒溪狀態。在目前臺灣迫切需要擴充耕地的情勢下，面對此種廣濶荒蕪的砂石荒溪河床，亦常令人有貨棄於地之感。

以往臺灣對此種荒溪河床，曾因防洪治水築堤，截斷各分流河道納於計劃的河槽之中。於是分流的河道不再受洪水的沖襲而漸變為可耕的土地。其規模較大者：如中部的濁水溪，約在五十年前治水築堤，其原有分流河道，現在已成為繁榮的農村。北部如宜蘭濁水溪，四十年前築堤治水，獲得三星地方三千餘公頃的新生土地。此處雖一度再遭洪水破堤，但現在已重建完成，耕地又在開發中。南部如下淡水溪左岸高樹隘寮一帶，亦有大面積的亂流河床，經築堤治水後，得逐漸改良成為耕地。

目前本省為擴充耕地，河川地之合理利用為刻不容緩之措施，惟在規劃時對河川之整理與利用須雙方兼顧。故先從安定河道着手，再於二側河岸引水放淤造成新生土地。過去河床斷面之決定係依照河道測量所得之縱橫斷面及計劃洪水量之大小，假定堤線之位置後，應用流速公式 $V = C\sqrt{RS}$ (C 為流速係數，其值採用 Basin 或 Ganguillet 及 Kutter 氏公式計算之) 及河槽排洪斷面積 A ，計算河槽內之排洪流量 Q ，如

*臺大農工系教授 △臺大農工系講師

排洪量等於或稍大於計劃洪水量，則所假定之斷面方可採用；反之，如排洪量小於計劃洪水量，則假定之河槽寬度不足。事實上欲計劃一隱定河槽，一方面河床組成之土料，必須有抵抗水流冲刷之能力，他方面水流須能輸送相當之泥砂量，使河槽內不致發生有害之淤積現象。換言之，若水流之推移力大於河質之臨界推移力時河槽即現冲刷；反之，如水流之推移力小於河床質之臨界推移力時河槽即現淤積；若水流之推移力等於河床質之臨界推移力時則河槽既無冲刷，亦無淤積，稱為穩定河槽。因此，由水流之推移力及河床質之臨界推移力，即可探求穩定河槽之坡度，粒徑及水深之關係。本文即應用以上之原理規劃隱定河槽。

有適合之排洪流量。為決定河槽之重要因素之一。本省各主要河川直屬水利局管理，對排洪流量之推求已有正確之資料，而次要河川對排洪流量之決定亦為荒溪整理之重要資料。本文以觀測雨量開始，進而流量之測定，及各項水文資料分析而求得排洪流量。

隱定河槽規劃後，對引水放淤之方法亦為本文之主題。此項荒溪整理利用方案係筆者經三年之久實地觀測現場資料，進而分析研究之總報告，故本文借用臺糖公司斗六糖廠大湖口溪（北港溪上游）為例來說明規劃之步驟，以作將來其他河川開發之參考。

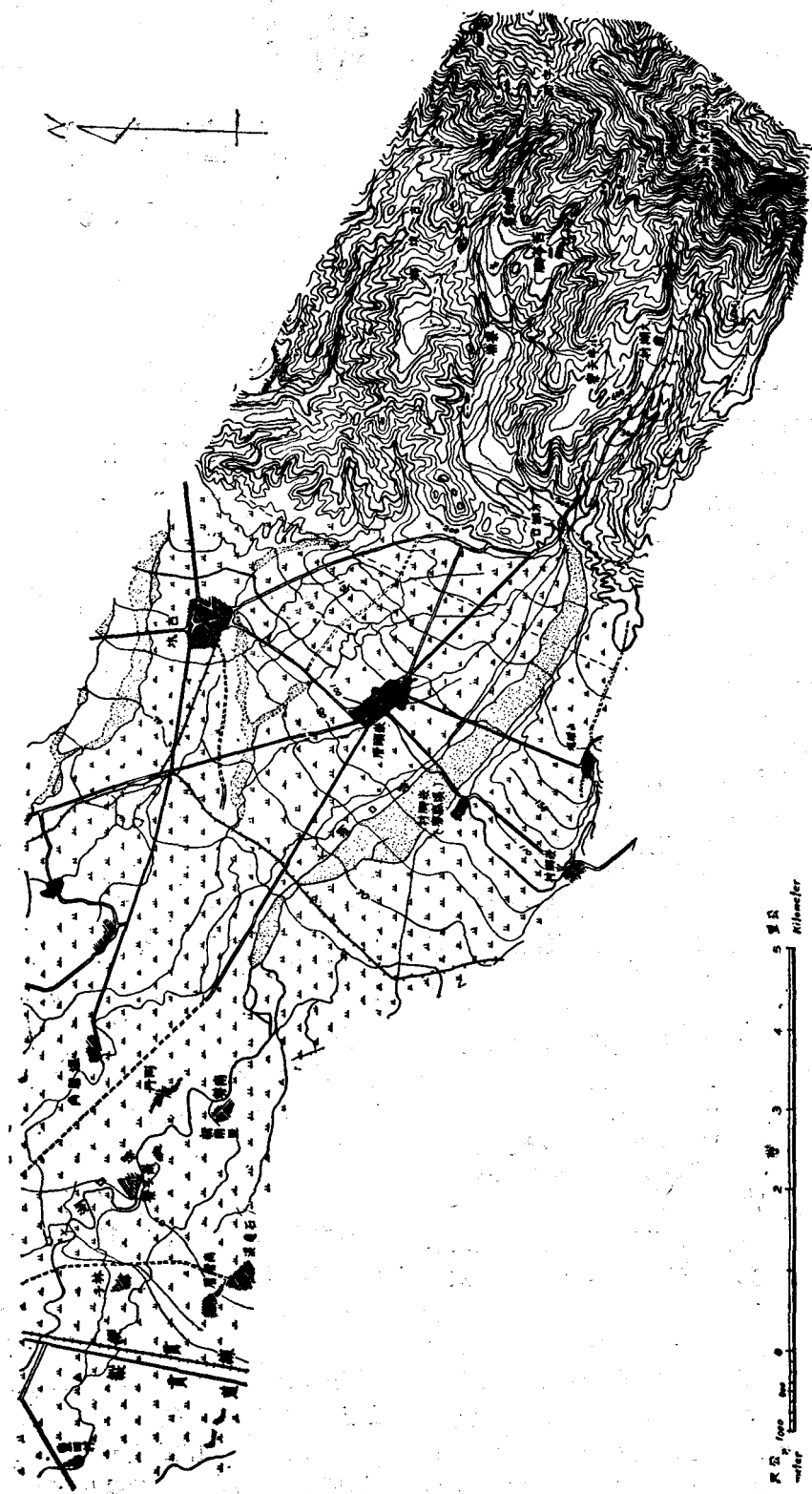
二、計劃河川現況與水文觀測

(一) 計劃河川現況

本計劃區位於雲林縣北港溪之上游發源於雲林縣斗六鎮東南方 15 公里之大尖山，標高 1,306 公尺。上游分南北支流，流域面積 18 平方公里，流域形狀近似方形，均屬山地溪谷。分二支流西流匯合於大湖口。平均坡度百分之 18，平均標高 743 公尺，是為大湖口溪上游水源地區。（參看圖一）

本溪自大湖口出山後，分道亂流於其自身所造成之沖積扇上。在此段沖積扇上之溪底，自大湖口至麻園，長約 6 公里，均為大石砂礫堆積，溪底廣濶淺平

圖1 大湖口溪流流域地形圖



，無正常河川之深槽流心。平均坡度雖僅50分之1，但河床縱坡成階段狀降下，洪水時分道亂流，水深甚淺，並跌落流下，散布砂石，此堆彼沖，變動無定。此段荒溪之變動範圍，南自上崁脚農場北側之台地高崖；北至大湖口崁頭厝間之低岸，寬約1.5公里，在長久之歲月內，即在此廣闊之沖積扇上亂流變動中。現在此段荒溪，寬度約500公尺，依其以往形成性質而論，如無控制護岸，勢將繼續向北岸崁頭厝方面冲刷擴大無疑。此亦即前節所論，臺灣河川在出山處造成大小沖積扇，其本身之荒溪，即在其造成之沖積扇上輻射擺動，以繼續其創造沖積扇之工作。

大湖口溪麻園以下進入平地，土質河道形成深槽，少石礫與麻園以上之荒溪完全不同。本溪穿過鐵路與公路後，在土庫匯入北港溪。總計自水源大尖山至北港溪合流點，長26公里。如依上述河道形質可分為三段；上段為上游山地溪谷水源段，中段為出山後流經沖積扇砂礫荒溪段，下段為土質深槽河道段，其各段之流域情況如下表：

流域情況	河長(km)	比降	集水面積(km ²)	平均寬度(km)
上段山地	5.5	1/13	18	3.3
中段沖積扇	6.0	1/50	5	0.84
下段土質河道	15	1/350	21	1.4

依上表可見大湖口溪中段沖積扇上荒溪之特殊性質，因係亂流於堆高之陡坡沖積扇上，故集水面積甚小，其平均寬度不及1公里。

為防止大湖口至麻園間北岸之繼續冲刷擴展，本計劃擬在不影響洪水之冲刷與堆積原則下，在北岸分段建造放淤低堤，逐年放淤堆高，迫使南岸之河槽限於一道。堤內放淤有效後，即開墾造成耕地。為考慮經濟價值，並達初期擬築低堤之目的，在導入每年可能發生一、兩次之洪水，溢流入堤內，加速放淤。以後視淤高情形，再加高低堤。如此一方可保護北岸，土地不再沖失，一方安定南岸河槽，並可放淤改良一部荒溪，造成耕地，俾三方兼顧。

(二) 水文觀測

1. 水文站之選定

本計劃區域內，平地部分原有足夠之雨量站及雨量記錄，惟均屬普通雨量站及日雨量記錄。上游山地部分，則無記錄。本計劃所需水文資料，最主要者，為每次暴雨之雨量及其時間之分佈情形，以及降雨與逕流二者之關係，上游山區為逕流之主要來源，因此山區降雨強度之觀測實屬必要。故在山地選定蟪絲嶺

，大湖村（華山）二站。其中大湖村為自記雨量計，並在平地原有山猪掘（上崁脚）農場雨量站，增設自記雨量計一處，進行雨季之對照觀測，各站位置參看圖一。水位站之選設因大湖口溪中段為斷面不整與流路不定之荒溪，選定理想之水位站，實屬不易，祇能利用固定之橋堰等水工結構，觀測水位、流速、計算流量，故僅選設麻園鐵橋一處。

2. 觀測方法

(1) 水位觀測：本觀測之主要目的，為求得各次洪水時之歷程，凡遇下雨時，每隔1小時觀測一次，暴雨時，水位激漲，則每隔5分鐘觀測一次。

(2) 流速測定：流速測定，使用流速計及浮標法二種。在流量不甚大時，為求精確計，使用流速計觀測。當水位變化激烈，流速甚大時，則用浮標法。本河川水文研究之重點在暴洪流量，故資料分析多用浮標觀測之成果。

(3) 含砂量測定：含砂量之採樣，以鐵製採樣器於不同水位時採取，並將砂樣裝入約0.6公斤之瓶內，編號後送室內分析含砂量。

(4) 雨量觀測：

A. 自計雨量計：每日換紙一次。

B. 普通雨量筒：每日上午中原標準時間九時觀測一次。遇較大雨時，則記錄降雨開始及終了時間，並觀測在該時間內之降雨量，一日內每次降雨量之總和，即為日雨量。

本計劃範圍上自大湖口溪山口，下至麻園鐵橋，長6公里，自民國48年7月初至同年9月底，及至民國50年7月初至9月底，共計觀測資料為二年。

三、水文資料分析

本計劃區域之水文資料共分二部分：一為自設水文站之觀測資料，一為舊有之資料。較重要之水文資料將於以下各節逐一分析。

(一) 記錄最大暴雨量

根據水利局第五工程處48年8月8日暴雨洪水調查報告，本流域在7.8兩日中一次總暴雨量，高達750公厘；即僅以7日18時至8日9時15小時內，本流域降雨亦達700公厘。此種極稀有之暴雨，為本流域有記錄以來最大暴雨，亦為臺省低山平地上罕見之最大暴雨。

依照圖2暴雨頻率曲線，檢得48年「八、七」暴雨量之發生年數約為100年。

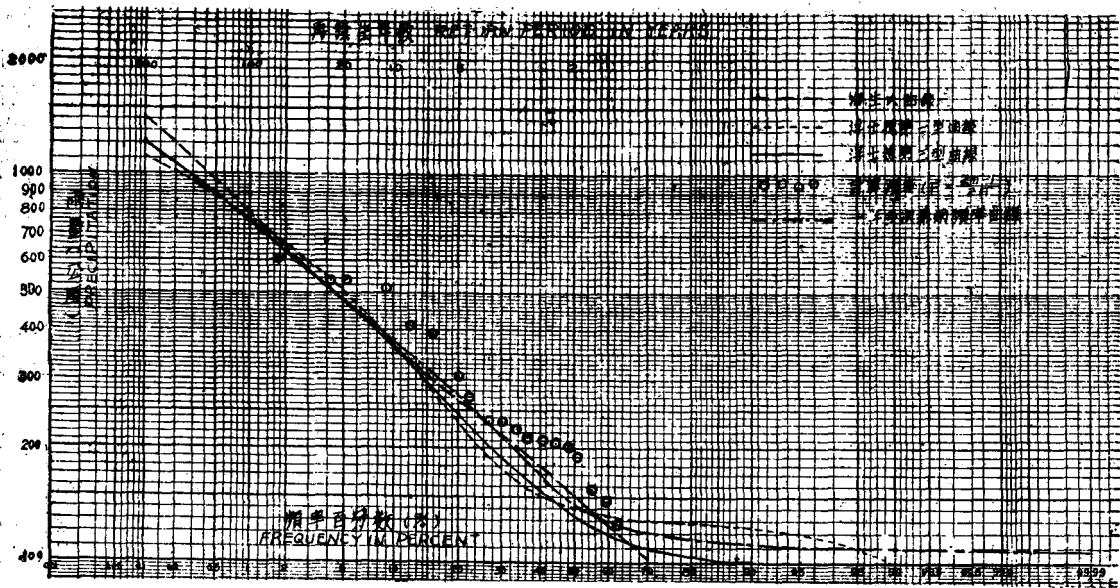


圖 2 大湖口河流域颱風暴雨年頻率曲線

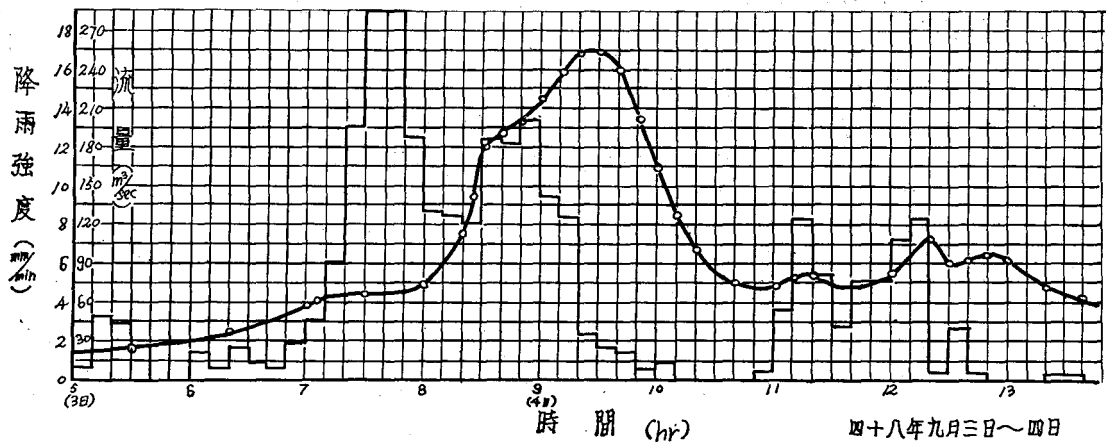


圖 3a 降雨強度與流量變化圖

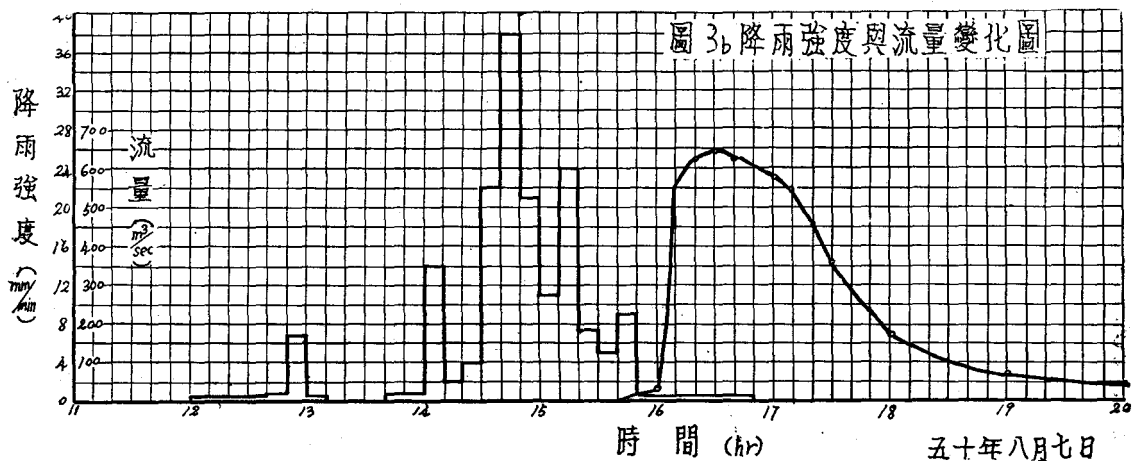


圖 3b 降雨強度與流量變化圖

(二) 暴雨頻率

大湖口溪為北港溪之一支流，故北港溪之水文分析成果自可應用於本流域。乃根據「北港溪流域治理計劃第一期工作報告」所載有關暴雨分析，採用其流域颱風暴雨年頻率曲線，作為本流域暴雨頻率之依據。圖2即錄自該報告中之圖5-8。

由圖2查得一年一次暴雨平均深度為100公厘，五年一次為250公厘，十年一次為370公厘，二十年一次為480公厘，五十年一次為630公厘，百年一次為760公厘。

(三) 洪水實測資料

麻園鐵橋站之逕流直接來自山地降雨，平時該站無流量。該站洪水之大小，端視山地降雨量及降雨強度而定。依照民國48年及50年在麻園鐵橋施測結果，獲得時間洪水若干次。茲將較大洪水量列如表1。山地華山自記站之降雨強度與麻園鐵橋之流量變化，示如圖3a, 3b。

(四) 暴雨與洪水之關係

在本流域內，由降雨直接決定，其逕流量或洪峯流量，實為不易之事，通常係利用經驗之關係推算之

表1 民國四十八年及五十年度麻園鐵橋較大洪水實測記錄

年月日	時分	流量 C.M.S.	年月日	時分	流量 C.M.S.	年月日	時分	流量 C.M.S.	年月日	時分	流量 C.M.S.
48. 9. 4	5:00	20.0	48. 9. 4	13:40	63.0	50. 7. 30	19:05	70.0	50. 8. 11	20:20	52.7
	6:00	30.0		14:00	54.0		20:05	23.0		21:00	39.3
	7:00	53.0		14:20	48.0		21:05	10.0		22:00	35.7
	7:20	65.0		15:00	42.0		22:05	9.0		23:00	35.7
	7:25	65.0		16:00	38.0	50. 8. 7	15:40	0	50. 8. 12	5:30	19.0
	8:00	72.0	48. 9. 10	15:00	25.0		16:00	24.0		6:30	19.0
	8:20	110.0		16:00	50.0		16:05	80.0		14:30	14.0
	8:25	143.0		16:10	78.0		16:10	176.0	50. 9. 6	17:00	94.5
	8:32	180.0		16:20	100.0		16:15	560.0		17:00	125.0
	8:40	190.0		16:30	120.0		16:20	580.0		18:00	88.8
	8:50	216.0		16:40	130.0		16:25	620.0		19:00	48.5
	9:00	236.0		17:00	112.0		16:30	640.0		20:00	17.7
	9:10	251.0		17:20	100.0		16:35	620.0		21:00	10.0
	9:20	255.0		18:00	77.5		16:40	600.0		22:00	8.0
	9:30	240.0		19:00	58.0		16:45	580.0		23:00	5.0
	9:40	210.0		20:00	50.0		16:05	580.0	50. 9. 7	3:00	5.0
	9:50	168.0		21:00	40.0		17:00	565.0		7:00	4.5
	10:00	135.0		22:00	30.0		17:10	480.0		10:00	4.2
	10:10	102.0	50. 7. 30	5:30	2.6		17:20	385.0	50. 9. 12	5:30	32.5
	10:20	84.0		16:05	1.9		17:30	258.0		6:30	55.0
	10:40	72.0		16:15	12.0		17:40	200.0		7:30	76.0
	11:00	72.0		16:25	57.0		17:50	150.0		8:30	219.0
	11:10	80.0		16:35	72.0		18:00	100.0		9:30	300.0
	11:20	81.0		16:45	75.0		19:00	60.0		9:30	361.0
	11:40	75.0		16:55	84.0		20:00	42.0		10:30	150.0
	12:00	83.0		17:05	105.0		21:00	32.2		11:30	100.0
	12:20	112.0		17:15	125.0		22:00	32.2		12:30	62.5
	12:30	90.0		17:25	125.0		23:00	32.2		13:30	60.5
	12:40	93.0		17:35	100.0	50. 8. 11	19:30	49.2		14:30	47.0
	12:50	96.0		17:45	80.0		19:40	76.0		15:30	43.0
	13:00	93.0		17:55	80.0		19:50	109.3			
	13:20	72.0		18:05	73.0		20:00	59.5			

。圖4係直接由實測降雨與實測逕流所作之關係曲線。

茲另根據觀測成果，繪製暴雨量與洪峯流量之關係曲線，如圖5所示。圖中暴雨量，為單獨暴雨（即假定連續降雨2至5小時），如超過5小時，乃予以分離。本圖僅考慮暴雨量與洪峯量兩項因素，目的在表明暴雨與洪峯間之趨勢（Tendency）以供估計洪水量之參考，但尚不能作為推算洪水量之依據。

(五) 洪峯到達時間

(Time of arrival of peak Q)

1 根據 Rziha 氏公式之計算

$$\text{Rziha 公式: } T = \frac{l}{W} \dots \dots \dots (1)$$

$$W = 72 \left(\frac{H}{l} \right)^{0.6} \dots \dots \dots (2)$$

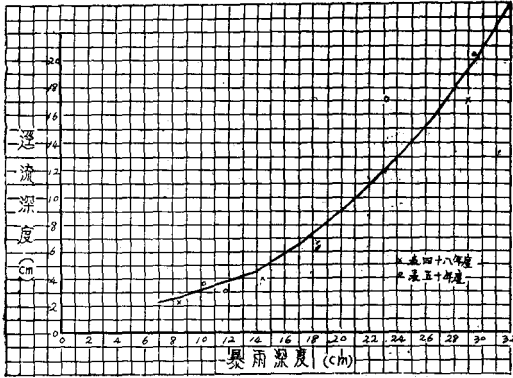


圖4 暴雨深度與逕流深度關係曲線

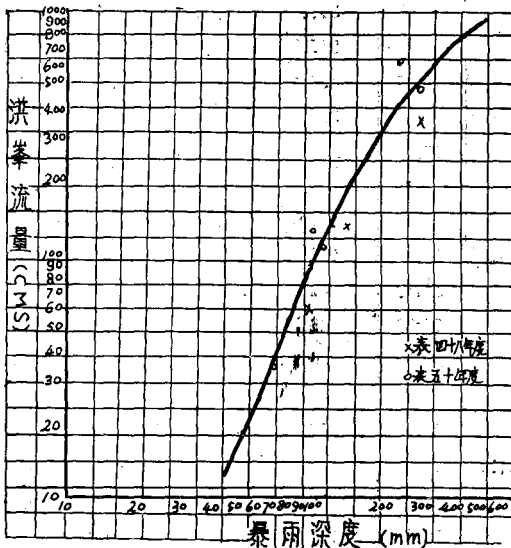


圖5 暴雨深度與洪峯流量關係圖

式中 T = 洪峯到達時間 (hr)

l = 流路長度 (km)

W = 洪水傳播速度 (km/hr)

H = 最上流地點與麻園鐵橋間之標高差 (km)

l = 12.30km (至麻園鐵橋)

H = 0.62km

$$W = 72 \left(\frac{0.62}{12.30} \right)^{0.6} = 72 \times (0.504)^{0.6}$$

$$= 11.99 \text{ km/hr}$$

$$T = \frac{12.3}{11.99} = 1.025 = 61.5 \text{ min.}$$

表2 民國50年8月7日麻園鐵橋
以上平均雨量計算表

降雨時間	華山降雨量 mm(面積權 度100%)	累積雨量 mm	備註
11:00—11:30	0.6	0.6	華山雨量站 設於山地以 該站代表流 域時間雨量 似無問題。
11:30—12:00	1.8	2.4	
12:00—12:30	1.6	4.0	
12:30—13:00	5.7	9.7	
13:00—13:30	1.1	10.8	
13:30—14:00	2.7	13.5	
14:00—14:30	17.5	31.0	
14:30—15:00	86.0	117.0	
15:00—15:30	38.0	155.0	
15:30—16:00	14.6	169.6	
16:00—16:30	1.6	171.2	
16:30—17:00	0.2	171.4	
17:00—17:30	0.0	171.4	
17:30—18:00	0.0	171.4	
18:00—18:30	0.0	171.4	
18:30—19:00	0.0	171.4	
19:00—19:30	0.0	171.4	
19:30—20:00	0.0	171.4	
20:00—20:30	18.3	189.7	
20:30—21:00	8.3	198.0	
21:00—21:30	1.1	199.1	
21:30—22:00	0.9	200.0	
22:00—22:30	2.5	202.5	
22:30—23:00	5.9	208.4	
23:00—23:30	7.2	215.6	
23:30—24:00	3.7	219.3	
00:00—00:30	1.5	220.8	
00:30—01:00	0.4	221.2	
合計	221.2		

自開始降雨後，約過60分鐘，洪峯即可到達麻園鐵橋。

2 根據單位過程線(將於下節闡述)，求得自超滲降雨開始後，約過2小時，洪峯即可到達麻園鐵橋。

3 根據洪水過程線，找出集流時間，即為洪峯到達時間。從48年9月3日及50年8月7日等洪水過程線，可檢得集流時間各約為2小時20分及2小時10分。

依上列各次平均計算，集流時間(至麻園鐵橋)約為2小時。

(六) 單位過程線

單位過程線係由實測暴雨與實測流量記錄演算，為計算及預測洪水之一種方法。根據民國50年8月7日暴雨記錄及麻園鐵橋實測流量資料，計算大湖口溪麻園鐵橋之單位過程線，其演算步驟簡述如下：

1. 流域時間雨量

麻園鐵橋站以上流域面積為22.40km²，其中山地面積為17.90km²，平地面積為4.50km²。華山自記雨量站設於山地。根據華山自記暴雨代表全流域，其時間雨量示如表2，麻園鐵橋實測流量記錄，示如

表3 麻園鐵橋平均退水率算計表

日期	48. 9. 4	50. 7. 30	50. 8. 7	50. 8. 11	50. 9. 12	平均		
						K 10min	K 30min	K 1hr
Q ₀	240	125	580	109	361			
Qt	98	80	100	53	76			
tmin	40	20	70	30	60	0.787	0.487	0.238
Qt/Q ₀	0.408	0.640	0.173	0.486	0.211			
K10min	0.799	0.800	0.778	0.786	0.772			

表4 50年8月7日麻園鐵橋淨流量

1. 日期	2. 時間	3. 原流量 cms	4. 基流量 cms	5. 淨流量 (3)-(4) cms	9. 暴雨I退水量 Q ₀ =24 K 10min=0.787	7. 淨流量 K 10min=0.787	8. 暴雨II淨流量 (5) & (7)-(6)
8.7	14:30	0	—	—	—	—	—
	15:40	0	0	0	—	—	—
	16:00	24	0	24	24	—	0
	16:05	80	0	80	—	—	—
	16:10	176	0	176	19	—	157
	16:15	560	0	560	—	—	—
	16:20	580	0	580	15	—	565
	16:25	620	0	620	—	—	—
	16:30	640	0	640	12	—	628
	16:35	620	0	620	—	—	—
	16:40	600	0	600	9	600	591
	16:45	580	0	580	—	—	—
	16:50	580	0	580	7	472	465
	17:00	565	0	565	6	371	365
	17:10	480	0	480	5	293	288
	17:20	385	0	385	4	230	226
	17:30	258	0	258	3	181	178
	17:40	200	0	200	2	143	141
	17:50	150	0	150	2	112	110
	18:00	120	0	120	1	89	88
	19:00	60	0	60	0	21	21
	20:00	42	0	42	—	5	5
	21:00	32	0	32	—	1	1
	22:00	32	0	32	—	0	0
		K 10min	=0.787				
		K 30min	=0.487				
		K 1hr	=0.238				
備註	流域面積 (Basin area) = 22.40 km ²						
	山地面積 = 17.90 km ² 平地面積 = 4.5 km ²						

表 4。

2. 基流量

麻園鐵橋站之逕流自山地降雨，平時該站無流量

。故假定基流量為零。

3. 退水率 Kt (Recession Rate)

根據本次及過去數次洪水退水情形，採用 $Kt =$

$\frac{Qt}{Q_0}$ 公式，計算麻園鐵橋退水率。計算數字及結果

示如表 3。

上列公式中， Q_0 為零分鐘時之流量

， Qt 為 t 分鐘後之流量

4. 單獨流量

將複雜洪水過程線分離成單獨流量過程線，則一次暴雨（單位降雨延時選為 30min）所產生之淨流量，可將已算得之退水率應用於退水部分而求得。參閱

圖 6。

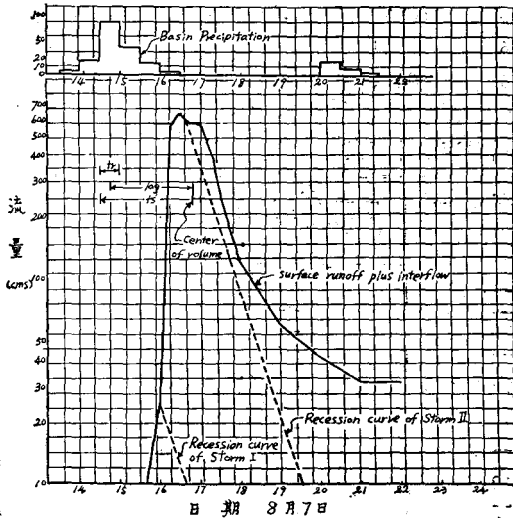


圖 6 麻園鐵橋50年8月7日洪水過程線

5. t_s 及 lag

單獨降雨 (30min) 所產生之流量體積及由暴雨開始至 $\frac{1}{2}$ 流量體積之時間 t_s 求得後，則暴雨中心至 $\frac{1}{2}$ 流量體積之時間 ($t_s - \frac{t_r}{2}$) 即洪水稽延時間 (time of lag) 亦可求得。

6. 無量次曲線 (Dimensionless graph)

採用 $Q \frac{ts}{H_{cms}}$ 為縱座標， $\% ts$ 為橫座標，將表

5 計算結果繪於半對數紙上，即得無量次曲線示如圖

7。並將過去洪水記錄亦分析成無量次曲線，繪於同一圖上，求其平均值。

7. 入滲損失 (Infiltration loss) 及超滲雨量 (Excess Rainfall)

入滲損失及超滲雨量之計算，列表如表 7。

8. 單位過程線

a. 麻園鐵橋 0.5 小時單位過程線

選單位降雨延時為 30min，及 $lag = 115min$ 。

$$\therefore t_s = 115 + \frac{30}{2} = 130min, 100/t_s = 0.769 \text{ 以 } 0.769 \text{ 乘}$$

表 5 50年8月7日麻園鐵橋無因次單位過程線計算表

1. 日期	2. 時間	3. 累計分鐘	4. 暴雨淨流量 cms	5. 區間逕流量 cms-min	6. 逕流量小計 cms-min	7. X 100T/t	8. Y Qts/Hcms
8月7日	14:30	0	—	—	—	0	0
	16:00	90	0	0	—	65.25	0
	16:10	100	157	785	—	72.50	31.1
	16:20	110	565	3610	—	79.75	111.9
	16:30	120	628	5965	—	87.00	124.3
	16:40	130	591	6095	16,455	94.25	117.1
	16:50	140	465	5280	21,735	101.50	92.1
	17:00	150	365	4150	—	108.75	72.3
	17:10	160	288	3265	—	116.00	57.0
	17:20	170	226	2570	—	123.25	44.7
	17:30	180	178	2020	—	130.50	35.3
	17:40	190	141	1595	35,335	137.75	27.9
	17:50	200	110	1255	—	145.00	21.8
	18:00	210	88	990	—	152.25	17.4
	19:00	270	21	3270	—	195.75	4.2
	20:00	330	5	780	—	239.25	0.99
	21:00	390	1	-180	—	282.75	0.2
	22:00	450	0	30	41,840	326.00	0

$RO = 41.840 \text{ cms-min}$ $100/t_s = 100/138 = 0.725$
 $= 697.3 \text{ cms-hr}$ $ts/H_{cms} = 138/697.3 = 0.198$
 $\frac{1}{2} RO = 348.7 \text{ cms-hr}$ $t_r = 30 \text{ min}$
 $ts = 138 \text{ min} = 2.3 \text{ hrs}$ $lag = 138 - \frac{30}{2} = 123 \text{ min}$
 $= 2.06 \text{ hrs}$

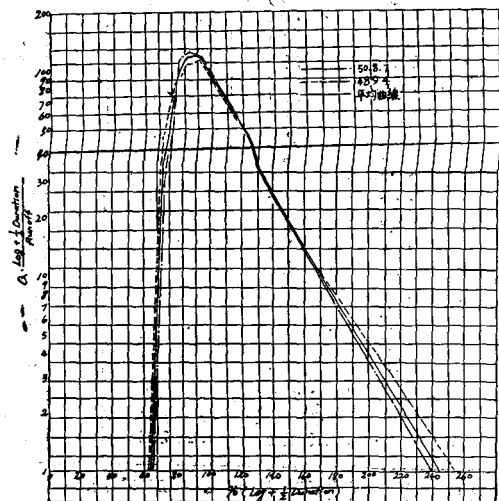


圖 7 麻園鐵橋無量次曲線

時間乃得表 6 之 100T/ts 欄。由不同時間之 100T/ts 值，應用圖 7 無量次平均曲線橫座標，求得相當之縱座標值 Qts/H_{oms} ，列如同表之 Qts/H_{oms} 欄，設麻園鐵橋站以上降下 10mm 超滲雨量，相當於流出量 62.22cms-hr 則 $H_{oms}/ts=0.479$ ，以 0.479 乘表 7 之 Qts/H_{oms} 欄，即得 0.5 小時之單位過程線，示如表 6 之 Q 欄及圖 8。

所選定之單位過程線，自逕流開始至終止時間為 3 小時，其體積為 61.80cms-hr；超滲降雨開始至洪峯流量之時間為 2 小時其流量為 60cms。

b. 重導 50 年 8 月 7 日洪水

應用已導出之單位過程線及超滲雨量，重導 8 月 7 日麻園鐵橋洪水過程線，結果列如表 8。

9. 演導 48 年「八七」洪水過程線

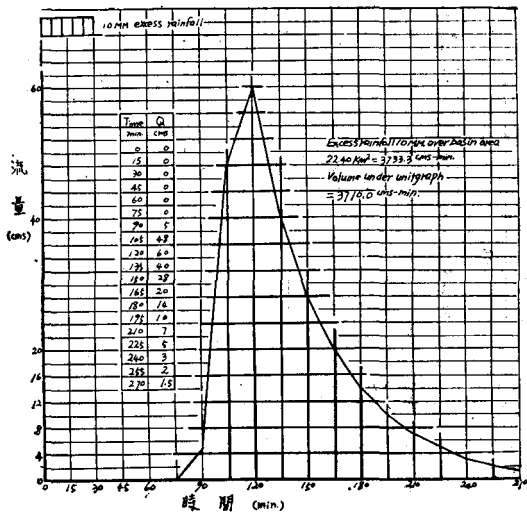


圖 8 麻園鐵橋 0.5 小時單位過程線

結果示如表 10，其洪峯流量為 712cms。其時間雨量及超滲雨量之計算，示如表 9。

表 6 麻園鐵橋 0.5 小時單位過程線計算表

分鐘	100T/ts = T × 0.769	Qts/Homs	Q cms	區間逕流量 cms-min
0	0	0	0	—
15	11.5	0	0	—
30	23.1	0	0	—
45	34.6	0	0	—
60	46.1	0	0	—
75	57.7	0	0	—
90	69.2	10.2	5	37
105	80.7	98.0	48	398
120	92.3	118.0	60	810
135	103.8	83.0	40	750
150	115.3	57.0	28	510
165	126.9	39.5	20	360
180	138.4	27.2	14	255
195	150.0	19.0	10	180
210	161.5	13.1	7	127
225	173.0	9.3	5	90
240	184.6	6.5	3	60
255	196.1	4.5	2	37
270	207.6	3.2	1.5	26
Sub-total				3640
Tailwater				70
total				3710
error				$\frac{3733.3-3710}{3733.3} \times 100 = 0.62\% < 1\% O.K$

選 $t_r=30\text{min}=0.5\text{hr}$ 及 $lag=115\text{min}$
 $\therefore t_s=130\text{min}=2.16\text{hrs}$
 D.A. = 22.40km²
 10mm excess rainfall = $\frac{22.40 \times 10^6 \times 0.01}{60}$
 = 3733.3 cms-min = 62.22 cms-hr
 H cms/ts = 62.22/130 = 0.479

表 7 民國 50 年 8 月 7 日麻園鐵橋以上超滲雨量計算表

日期	50 年 8 月 7 日												總計
	11:00 11:30	11:30 12:00	12:00 12:30	12:30 13:00	13:00 13:30	13:30 14:00	14:00 14:30	14:30 15:00	15:00 15:30	15:30 16:00	16:00 16:30	16:30 17:00	
華山降雨量 mm	0.6	1.8	1.6	5.7	1.1	2.7	17.5	86.0	38.0	14.6	1.5	0.2	171.4
百分率 %	0.3	1.1	1.0	3.3	0.6	1.6	10.2	50.2	22.2	8.5	0.9	0.1	100.0
損失雨跡 mm	0.6	1.8	1.6	5.7	1.1	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	0.2	20.6
超滲雨量 mm	0	0	0	0	0	1.1	15.9	84.4	36.4	13.0	0	0	150.8

暴雨逕流量 = 56,232 cms-min = 9,372 cms-hr
 10mm 超滲雨量 = 3733.3 cms-hr = 62.22 cms-hr
 相當水深 = 9.372/62.22 = 150.6mm

暴雨深度 = 171.4mm
 逕流係數 = 150.6/171.4 = 0.878 = 87.8%

表 8 重導麻園鐵橋民國50年8月7日洪水過程線

時 間	超滲雨量 mm	50年8月7日					基 流 量 cms	計 算 流 量 cms	實 測 流 量 cms
		13:30	14:00	14:30	15:00	15:30			
		14:00	14:30	15:00	15:30	16:00			
	單位流量 cms	1.1	15.9	84.4	36.4	13.0			
8.7. 13:30	0	0	—	—	—	—	0	—	—
45	0	0	—	—	—	—	0	—	—
14:00	0	0	0	—	—	—	0	—	—
15	0	0	0	—	—	—	0	—	—
30	0	0	0	0	—	—	0	—	—
45	0	0	0	0	—	—	0	—	—
15:00	5	0	0	0	0	—	0	0	—
15	48	5	0	0	0	—	0	5	—
30	60	6	8	0	0	0	0	14	0
45	40	4	76	0	0	0	0	80	—
16:00	28	3	95	42	0	0	0	140	24
15	20	2	64	405	0	0	0	471	560
30	14	1	45	506	18	0	0	570	640
45	10	1	32	337	175	0	0	545	580
17:00	7	1	22	236	218	7	0	484	565
15	5	1	16	169	145	62	0	393	—
30	3	0	11	118	102	78	0	309	258
45	2	0	8	84	73	52	0	217	—
18:00	1.5	0	5	59	51	36	0	151	120
15	—	—	3	42	36	26	0	107	—
30	—	—	2	25	25	18	0	70	—
45	—	—	—	17	18	13	0	48	—
19:00	—	—	—	13	11	9	0	33	60
15	—	—	—	—	7	7	0	14	—
30	—	—	—	—	5	4	0	9	—
45	—	—	—	—	—	3	0	3	—
20:00	—	—	—	—	—	2	0	2	—

表 9 民國48年「八、七」暴雨麻園鐵橋站上時間雨量及超滲雨量計算表

日期	時 間	華山 降雨量 mm	損失 雨量 mm	超滲 雨量 mm	日期	時 間	華山 降雨量 mm	損失 雨量 mm	超滲 雨量 mm
8月7日	18:00—18:30	3.2	3.2	0	8月8日	04:00—04:30	16.0	1.8	14.2
	18:30—19:00	4.6	4.6	0		04:30—05:00	13.0	1.8	11.2
	19:00—19:30	15.0	1.8	13.2		05:00—05:30	3.5	1.8	1.7
	19:30—20:00	23.0	1.8	21.2		05:30—06:00	4.5	1.8	2.7
	20:00—20:30	34.0	1.8	32.2		06:00—06:30	3.0	1.8	1.2
	20:30—21:00	55.0	1.8	53.2		06:30—07:00	7.0	1.8	5.2
	21:00—21:30	53.0	1.8	51.2		07:00—07:30	7.0	1.8	5.2
	21:30—22:00	51.0	1.8	49.2		07:30—08:00	7.0	1.8	5.2
	22:00—22:30	74.0	1.8	72.2		08:00—08:30	8.0	1.8	6.2
	22:30—23:00	36.0	1.8	34.2		08:30—09:00	19.0	1.8	17.2
	23:00—23:30	28.0	1.8	26.2		09:00—09:30	9.0	1.8	7.2
	23:30—24:00	36.0	1.8	34.2		09:30—10:00	3.0	1.8	1.2
	8月8日	00:00—00:30	44.0	1.8		42.2	10:00—10:30	1.8	1.8
00:30—01:00		19.0	1.8	17.2	10:30—11:00	1.5	1.5	0	
01:00—01:30		10.0	1.8	8.2	11:00—11:30	3.5	1.8	1.7	
01:30—02:00		27.0	1.8	25.2	11:30—12:00	0.6	0.6	0	
02:00—02:30		20.0	1.8	18.2	合 計	683.8	67.5	616.3	
02:30—03:00		20.0	1.8	18.2					
03:00—03:30		30.0	1.8	28.2					
03:30—04:00		4.0	1.8	2.2					

「八七」暴雨為數十年來記錄最大暴雨。假定逕流係數為0.90，則
 逕流深度 = 683.8 × 0.90 = 615.4mm
 滲漏損失 = 683.8 - 615.4 = 68.4mm

入滲損失率(Retention Rate) = $\frac{68.4 - (3.2 + 4.6)}{34}$
 = 1.8mm/30min
 (假定前1小時7.8mm完全變成入滲損失)

表10 演導四十八年「八、七」洪水過程線

時 間	超 滲 雨 量 mm	8 月 7 日										8 月 8 日										基 流 量 cms	計 算 流 量 cms
		19:00	19:30	20:00	20:30	21:00	21:30	22:00	22:30	23:00	23:30	00:00	00:30	01:00	01:30	02:00	02:30	03:00	03:30	04:00	04:30		
		19:30	20:00	20:30	21:00	21:30	22:00	22:30	23:00	23:30	24:00	00:30	01:00	01:30	02:00	02:30	03:00	03:30	04:00	04:30	05:00		
單 位 流 量 cms	13.2	21.2	32.2	53.2	51.2	49.2	72.2	34.2	26.2	34.2	42.2	17.2	8.2	25.2	18.2	18.2	28.2	2.2	14.2	11.2			
8.7 19:00	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	0
30	0	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	0
20:00	0	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	0
30	5	7	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	7
21:00	60	79	11	0	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	90
30	28	37	127	16	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	180
22:00	14	19	59	193	27	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	298
30	7	9	30	90	319	26	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	474
23:00	3	4	15	45	148	307	25	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	544
30	1.5	2	6	23	74	143	295	36	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	579
24:00	—	—	3	10	37	72	138	434	18	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	712
30	—	—	—	5	16	36	69	202	206	13	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	547
1:00	—	—	—	—	8	15	34	101	96	157	17	0	0	0	—	—	—	—	—	—	—	0	428
30	—	—	—	—	—	8	15	51	48	73	205	21	0	0	—	—	—	—	—	—	—	0	421
2:00	—	—	—	—	—	—	7	22	24	37	96	253	9	0	0	—	—	—	—	—	—	0	448
30	—	—	—	—	—	—	—	11	10	18	48	118	103	4	0	0	—	—	—	—	—	0	312
3:00	—	—	—	—	—	—	—	—	5	8	24	59	48	49	17	0	0	0	—	—	—	0	210
30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4	10	29	24	23	153	9	0	0	0	—	—	0	252
4:00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5	13	12	12	71	109	9	0	0	0	—	—	0	231
30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	7	5	6	36	51	109	14	0	0	0	—	0	227
5:00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	3	18	26	51	169	1	0	0	0	271
30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2	8	13	26	79	13	7	0	0	148
6:00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4	5	13	40	6	85	6	0	159
30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	5	20	3	40	67	0	0	138
7:00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	8	2	20	32	0	0	65
30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4	1	10	16	0	0	31
8:00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	4	8	0	0	12
30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2	3	0	0	5
9:00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10:00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11:00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

(七) 民國48年「八七」洪水量之推算

大湖口溪流域面積甚小，流路較短，比降陡急，洪流迅速，造成洪水之降雨，以短時間之豪雨較長時降雨影響為大。下述三種推算「八七」洪水量之方法，在本流域已有觀測記錄中較為可靠。

1 根據第六節中已求得之 0.5 小時單位過程線，演導48年「八七」水災之洪峯流量為 712cms。

2 採用北港溪流域之洪水公式 $Q_{max}=5.5\sqrt{A\cdot R}$ (此式 $Q=C_v\sqrt{AR}$ 為美國波斯頓土木工程學會所倡) 以推算「八七」洪峯流量。本河川為北港溪之支流，故「八七」洪峯流量之推算，似可採用該流域之計算公式

$$Q = 5.5\sqrt{A\cdot R}$$

$$Q: m^3/sec, A: km^2, R: mm$$

$$Q = 5.5\sqrt{2240 \times 750} = 710 \text{ cms}$$

根據上述兩種比較可靠推算方法，推算八七水災之洪峯流量，約為710cms。

(八) 洪水量之估計

利用北港溪流域暴雨頻率曲線查得之各種頻率降雨量，及採用北港溪洪水公式 $Q_{max}=C_v\sqrt{A\cdot R}$ ，求得各種頻率洪水量如下：

麻園鐵橋處

發生年數(年)	100	50	25	10	5	3	1
一次暴雨量(mm)	760	630	507	360	250	160	100
洪峯流量(cms)	717	650	580	490	410	330	260

出山口處

發生年數(年)	100	50	25	10	5	3	1
一次暴雨量(mm)	760	630	507	360	250	160	100
洪峯流量(cms)	650	585	520	440	370	290	230

(九) 含砂量分析

表11係民國48年及50年麻園鐵橋下含砂量之實測結果，其取水樣品深度，大部均在表面，且同一時間

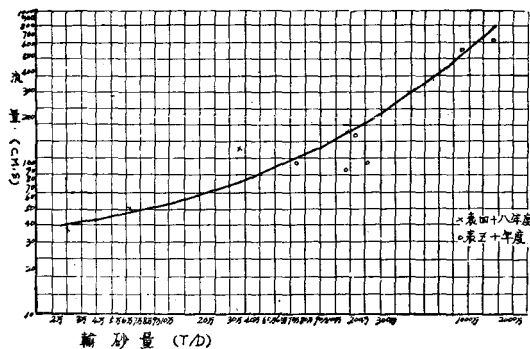


圖 9 大湖口溪流量與含砂量之關係曲線圖

內只有一或二瓶樣品，故算出之日輸砂量可能與實際輸砂量有出入。表11只能供作參考或大概之估計。

圖 9 係根據表11之成果製成。依據水利局已往資料每平方公里流域面積每年可淤砂 10,000立方公尺，則本流域每年可淤積 224,000 立方公尺，如以放淤面積 136 公頃計，則平均可淤高17公分。又以北港溪上游內林溪為例，現已放淤完成，經實測每年可淤高20公分，此流域與大湖口溪在含砂量及流域性質上十分相似，亦可作淤砂效果之參考。

表11 麻園鐵橋含砂量測驗記錄分析表

日期	觀測時間 時分	流量 cms	樣品 號碼	水樣 重量 g	泥砂 重量 g	平均 泥砂 重量 g	含砂量 P.P.M	日輸砂量 T/D
48. 8.24	17 40	37	36	720	5.5	5.5	7,638	24,450
"	17 42	36	37	698	5.3	5.3	7,593	23,610
8.30	14 45	50	43	693	9.2	10.2	14,155	61,320
"	14 45	50	44	745	11.2			
9.4	9 55	125	45	725	24.4	22.1	29,883	321,600
"	9 55	125	48	758	19.8			
50. 8.1	17 00	3.2	—	721	9.8	—	13,596	3,750
"	17 30	8.0	—	725	11.0	—	15,183	10,550
8.7	16 30	640	—	602	16.7	—	27,710	1520,000
"	17 00	565	—	712	14.1	—	19,874	975,000
"	17 50	150	—	353	5.2	—	14,714	190,100
"	18 00	100	—	733	6.6	—	9,050	77,700
9.6	17 30	100	—	425	11.4	—	26,828	232,000
"	17 45	95	—	375	7.6	—	20,267	167,000
"	18 00	100	—	325	10.0	—	30,767	236,000

表 12

頻 率 河 段	洪 峰 流 量 cms						
	100年	50年	25年	10年	5年	1年	60% 50年
0K+000	650	585	520	440	370	230	351
0K+500	656	591	525	444	373	233	355
1+000	662	596	530	449	377	235	358
1+500	673	602	535	453	380	238	361
2+000	676	607	541	457	384	240	364
2+500	679	613	546	462	387	243	368
3+000	685	619	551	466	391	245	371
3+500	690	624	556	470	394	248	374
4+000	696	630	561	475	398	251	378
4+500	702	635	567	479	401	253	381
5+000	708	641	572	483	404	256	385
5+500	713	647	577	488	408	258	388
5+800	717	650	580	490	410	260	390

(十) 水文分析之結論與建議

1. 本計劃區域之水文觀測，係自民國48年7月中開始，至同年9月底停測；另於50年7月中開始復測，至同年9月底予以撤廢。前後僅得兩年洪水期之實測記錄。至於本區域內外各雨量站已有之雨量記錄，亦長短不齊，資料不全。

2. 計算單位流量過程線時，僅有山地華山自記雨量站一處可供應用。故所求之流域平均暴雨量及暴雨時間分布，恐不足以代表全流域之實際情形。

3. 颱風期間施測流量難以正確，以致分析過程中，洪水流量缺乏可靠性。例如計算五十年八月七日洪水過程線時，發見所採用單位逕流略大於單位暴雨，乃為不合理現象，惟就目前觀測資料尚無法予以修正，有賴加強今後暴雨與洪水確實觀測。

4. 由重導民國50年8月7日之洪水流量過程線，得知洪水峯發生時間與實測者尚吻合，二者之洪峯高度亦相差不多，因此可證明所演算之單位流量過程線似可應用。

5. 以北港河流域暴雨頻率曲線及北港溪洪水公式，計算本計劃區域各種頻率之暴雨量及洪水量，就目前現有分析資料而言，尚屬可信。如以48年「八七」洪水量 710cms 之比流量為 31.2cms/km²，與目前臺灣各河川最大比流量相較尚為適宜。

四、堤線位置與河道寬度

(一) 堤線位置之選定

以實測地形圖 (1/1,200及1/2,400) 在正常流量時，流心大致偏向南側之左岸，左側河岸為礫石紅土台地之堅實高崖，比較不易沖蝕，故使北側右岸受左岸

之反射，成分歧之亂流，同時右岸地質為沖積鬆土，抗力較小，易受沖蝕，故本計劃在不影響較大洪水之水位與輸砂之原則下，在北側右岸大湖口至坡頭厝公路間，順岸圍築低堤，迫使溪流沿南岸流下，以期達到安全狀態，自坡頭厝公路以下，因兩岸均為脆弱之鬆土構成，故計劃在兩岸圍築低堤。

(二) 河道寬度之計算

1. 洪峯流量

依照前編結論利用波斯頓公式 $Q_{max} = C_f \sqrt{RA}$ 計算各年洪峯流量如表12。

2. 河床代表粒徑之選定及河床比降之計算

在大湖口溪河床 (流心部份) 依照各斷面位置自表面至 1m 深處採取地層粒徑，用重量比分析，由粒徑曲線圖選定各斷面代表粒徑，併繪各點橫斷面圖，求平均地盤高度，計算各段河床比降。

代表粒徑 $d_{25}d_{50}$ 及河床比降 S 如表13、14。參看河床縱斷面圖10。

3. 水深及臨界推移流速之計算

$$D = \frac{d_{25}}{10,000 S} \quad \begin{array}{l} D \cdots \cdots \text{水力水深} m \\ d_{25} \cdots \cdots \text{代表粒徑} mm \\ S \cdots \cdots \text{河床比降} \end{array}$$

$$V_{cr} = \frac{1}{0.0142 d_{25}^{1/6}} D^{2/3} \left(\frac{d_{25}}{10,000} \right)^{1/2} =$$

$$\frac{1}{1.42} D^{1/6} d_{25}^{1/3}$$

$$V_{cr} \cdots \cdots \text{臨界推移流速} m/sec$$

計算結果如表15。

4. 河床寬度之計算

表13 大湖口溪地層粒徑分析表

河砂	粒徑									d_{25}	d_{50}	
	砂2mm以下	mm 2—1	cm 1—10	cm 10—20	cm 20—30	cm 30—40	cm 40—50	cm 50—60				
K												
0+000—0+500	11.170	21.870	29.570	8.820	9.810	8.850	9.910	—	—	223	43	
0+500—1+000	12.250	23.595	23.500	11.620	17.575	6.505	4.955	—	—	222	44	
1+000—1+500	14.285	25.095	17.250	21.895	14.585	4.195	—	2.695	—	183	57	
1+500—2+000	17.920	21.250	17.945	25.040	7.625	7.525	—	2.695	—	174	52	
2+000—2+500	16.385	17.335	21.380	20.965	10.325	8.665	4.645	—	—	197	70	
2+500—3+000	16.240	12.970	21.045	24.065	12.360	13.320	—	—	—	208	95	
3+000—3+500	12.475	9.530	22.705	19.710	19.872	11.450	4.255	—	—	250	128	
3+500—4+000	17.845	15.265	20.560	10.490	20.890	9.245	5.705	—	—	248	72	
4+000—4+500	22.390	19.100	20.130	10.740	13.130	10.830	3.680	—	—	216	35	
4+500—5+000	26.585	20.895	18.475	12.340	9.955	9.520	2.230	—	—	168	17	
5+000—5+500	27.655	22.800	18.585	11.875	9.305	7.630	2.150	—	—	148	95	

$$Q = V_{Or} \cdot B \cdot D \quad \therefore B = \frac{Q}{V_{Or} D}$$

B.....河床寬度m

Q.....洪峯流量m³/sec

表 14

河 段	代表粒徑 d_{25} (mm)	d_{50} (mm)	河床比降
0K+000—0K+050	223	43	0.0274
0 +050—0 +100	223	43	0.0182
0 +100—0 +200	223	43	0.0133
0 +200—0 +300	223	43	0.0197
0 +300—0 +500	223	43	0.0180
0 +500—0 +700	222	44	0.0183
0 +700—1 +000	222	44	0.0190
1 +000—1 +300	183	57	0.0215
1 +300—1 +650	183	57	0.0190
1 +650—2 +050	174	52	0.0219
2 +050—2 +500	197	70	0.0214
2 +500—3 +000	208	95	0.0207
3 +000—3 +500	250	128	0.0217
3 +500—4 +000	248	72	0.0198
4 +000—4 +500	216	35	0.0188
4 +500—5 +000	168	17	0.0207
5 +000—5 +500	148	9.5	0.0172

上式中 Q (計算洪峯流量) 依照慣例應採用五十年一次洪峯流量之 60% ($Q_{50} \times 60\%$)，因本河川 $Q_{50} \times 60\%$ 較十年一次之洪峯流量 (Q_{10}) 小，為安

表 15

河 段	S	(mm) d_{25}	(cm) D	$D^{1/3}$	$d_{25}^{1/3}$	$V = \frac{1}{C_T} \frac{1^{1/3} D^{1/3}}{1.42 D d_{25}}$
0K+050	0.0274	223	0.814	0.9663	6.06	4.12
0 +100	0.0182	223	1.225	1.0344	6.06	4.41
0 +200	0.0133	223	1.677	1.0900	6.06	4.65
0 +300	0.0197	223	1.130	1.0206	6.06	4.35
0 +500	0.0180	223	1.240	1.0364	6.06	4.42
0 +700	0.0183	222	1.215	1.0330	6.06	4.26
1 +000	0.0190	222	1.168	1.0262	6.06	4.37
1 +300	0.0215	183	0.852	0.9736	5.68	3.89
1 +650	0.0190	183	0.966	0.9943	5.68	3.98
2 +050	0.0219	174	0.795	0.9624	5.58	3.78
2 +500	0.0214	197	0.922	0.9866	5.82	4.04
3 +000	0.0207	208	1.005	1.0084	5.93	4.20
3 +500	0.0217	250	1.152	1.0248	6.30	4.55
4 +000	0.0198	248	1.253	1.0384	6.28	4.58
4 +500	0.0188	216	1.150	1.0236	6.00	4.32
5 +000	0.0207	168	0.812	0.9658	5.52	3.75
5 +500	0.0172	148	0.861	0.9754	5.29	3.63

表 16

河 段	河 床 比 降	d_{25} (mm)	D (m)	V_{Or} (m/s)	$(Q_{50} \times 60\%)$		Q_{50}		Dominated Q_{10}	
					$Q_{50 \times 60\%}$	$B_{50 \times 60\%}$	Q_{50}	B_{50}	Q_{dom}	B_{dom}
0K+050	0.0274	223	0.814	4.12	351	104.70	585	174.50	440	131.30
0 +100	0.0182	223	1.225	4.41	352	65.00	586	108.50	441	81.60
0 +200	0.0133	228	1.677	4.65	353	45.30	587	75.30	442	56.70
0 +300	0.0197	223	1.133	4.35	354	72.00	588	119.60	443	90.30
0 +500	0.0180	223	1.24	4.42	355	64.80	591	107.80	444	81.10
0 +700	0.0183	222	1.215	4.26	356	68.70	593	114.50	446	86.30
1 +000	0.0190	222	1.168	4.37	358	70.20	596	116.80	449	88.00
1 +300	0.0215	183	0.852	3.89	360	108.70	600	181.00	451	136.00
1 +650	0.0190	183	0.966	3.98	362	94.20	604	157.00	454	118.00
2 +050	0.0219	174	0.795	3.78	364	121.00	607	202.00	457	152.00
2 +500	0.0214	197	0.922	4.04	368	98.90	613	164.50	462	124.30
3 +000	0.0207	208	1.005	4.20	371	87.90	619	146.30	466	110.70
3 +500	0.0217	250	1.152	4.55	374	71.40	624	119.00	470	89.70
4 +000	0.0198	248	1.253	4.58	378	65.90	630	109.60	475	82.70
4 +500	0.0188	216	1.15	4.32	381	76.70	635	127.80	479	96.40
5 +000	0.0207	168	0.812	3.75	385	126.50	641	211.00	483	158.50
5 +500	0.0172	148	0.861	3.63	388	124.20	647	207.00	488	156.20

全計選定 Q_{10} 作計算流量算出各断面寬度，計算結果如表16，依據 B_{10} 寬度經合理修正後為本計劃採用之標準。

表 17

河 段	d_{25}	$d_{25}^{1/6}$	$n=0.0142d_{25}^{1/6}$
OK+050	223	2.4613	0.0350
0 +100	223	2.4613	0.0350
0 +200	223	2.4613	0.0350
0 +300	223	2.4613	0.0350
0 +500	223	2.4613	0.0350
0 +700	222	2.4608	0.0349
1 +000	222	2.4608	0.0349
1 +300	183	2.3813	0.0338
1 +650	183	2.3813	0.0338
2 +050	174	2.3632	0.0336
2 +500	197	2.4105	0.0342
3 +000	208	2.4323	0.0345
3 +500	250	2.5090	0.0356
4 +000	248	2.5062	0.0355
4 +500	216	2.4474	0.0348
5 +000	168	2.3486	0.0334
5 +500	148	2.2994	0.0326

5. 洪水位之推算
按照計劃河道寬度，計算水流縱斷面曲線，求十年發生一次之洪水位，如表18，該表各項目名稱說明及計算公式如下：

B 河床法線寬度m

Station 各断面位置 (例如 $1^k + 300$)

Z 假定水面標高 (平均河床高度+水深) m

y 水深m

A 水流斷面積 m^2

V 平均流速 ($\frac{Q}{A}$) m/sec

$\alpha V^2/2g$ 損失水頭 ($\alpha=1.00$ $g=9.8m/sec^2$)

H 能力線標高 ($Z+\alpha V^2/2g$)m

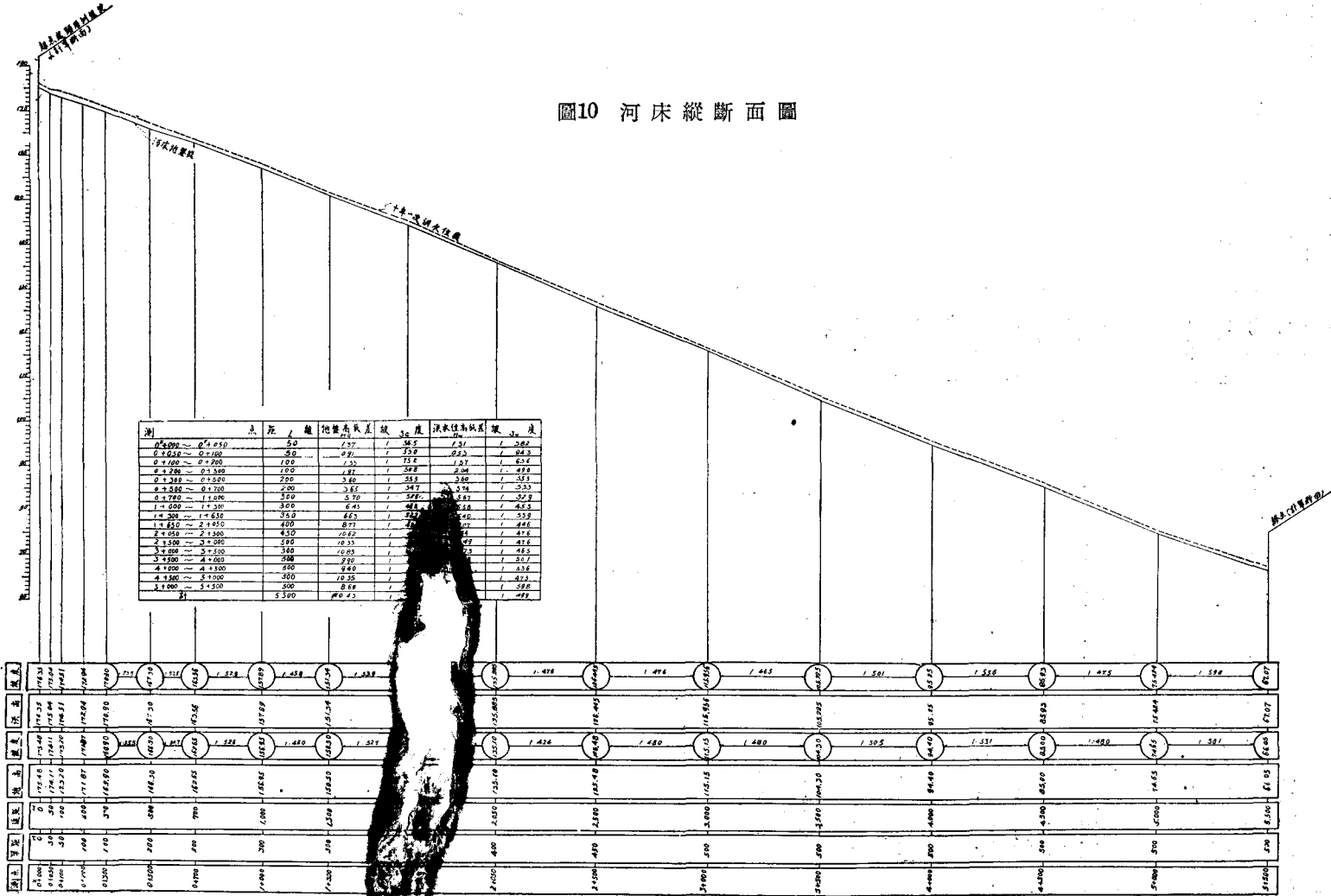
R 水力半徑 ($\frac{A}{P}$)m

Sf 能力線比降 ($\frac{V^2 n^2}{R^{4/3}}$ 式中 $n=0.0142d_{25}^{1/6}$ 計算如表17)

表18 Q_{10} (490 C.M.S) 之水流縱斷面曲線計算表

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
B	Station	Z	y	A	V	$\alpha V^2/2g$	H	R	$R^{4/3}$	Sf	$\bar{S}f$	Δx	hf	he	H
69	W	179.43	2.33	161.00	3.04	0.496	179.93	—	—	—	—	—	—	—	179.93
69	OK+000	176.35	0.87	60.00	8.16	3.58	179.93	—	—	—	—	—	—	—	179.93
69	0 +025	176.14	1.12	77.30	6.34	2.16	178.30	1.081	1.1095	0.04440	—	25	1.11	0.52	178.30
88	0 +050	175.04	0.93	81.80	5.99	1.93	176.97	0.910	0.8820	0.04980	0.047100	25	1.18	0.15	176.97
94	0 +100	174.51	1.31	122.10	3.98	0.852	175.36	1.270	1.3760	0.01411	0.031955	50	1.60	0.01	175.36
118	0 +150	174.00	1.69	162.40	3.50	0.810	173.75	1.048	1.0645	0.01733	0.015720	100	1.57	0.04	173.75
140.8	0 +200	173.50	1.06	140.00	3.50	0.659	167.96	0.985	0.9774	0.02160	0.019465	100	1.95	0	171.80
140.8	0 +250	173.00	1.06	140.00	3.50	0.659	167.96	0.985	0.9801	0.01533	0.018465	200	3.69	0.14	167.97
140.8	0 +700	163.56	0.91	128.10	3.82	0.786	164.35	0.898	0.8662	0.02050	0.017915	200	3.58	0	164.39
142.0	1 +000	157.89	0.94	133.48	3.67	0.725	158.62	0.927	0.9038	0.01815	0.019325	300	5.80	0	158.59
143.2	1 +300	151.34	0.84	120.30	4.07	0.889	152.23	0.830	0.7800	0.02423	0.021190	300	6.36	0	152.23
144.6	1 +650	144.85	0.98	141.70	3.46	0.644	145.49	0.966	0.9550	0.01433	0.019280	350	6.75	0	145.48
146.2	2 +050	135.885	0.785	114.80	4.27	0.978	136.86	0.777	0.7140	0.02880	0.021565	400	8.63	0	136.85
148.0	2 +500	126.445	0.965	142.80	3.43	0.633	127.08	0.953	0.9378	0.01467	0.021735	450	9.78	0	127.08
150.0	3 +000	115.956	0.806	120.90	4.05	0.883	116.84	0.798	0.7400	0.02638	0.020525	500	10.26	0	116.82
152.0	3 +500	105.225	0.925	140.60	3.49	0.654	105.88	0.914	0.8870	0.01739	0.021885	500	10.94	0	105.88
154.0	4 +000	95.250	0.850	130.90	3.74	0.752	96.00	0.841	0.7938	0.02220	0.019795	500	9.90	0	95.98
156.0	4 +500	85.930	0.930	145.10	3.38	0.614	86.54	0.919	0.8935	0.01546	0.018830	500	9.42	0	86.56
158.0	5 +000	75.424	0.774	122.30	4.01	0.864	76.29	0.767	0.7020	0.02556	0.020510	500	10.26	0	76.30
160.0	5 +500	67.070	1.020	163.20	3.00	0.484	67.55	1.007	1.0094	0.00948	0.017520	500	8.76	0	67.54

圖10 河床縱斷面圖



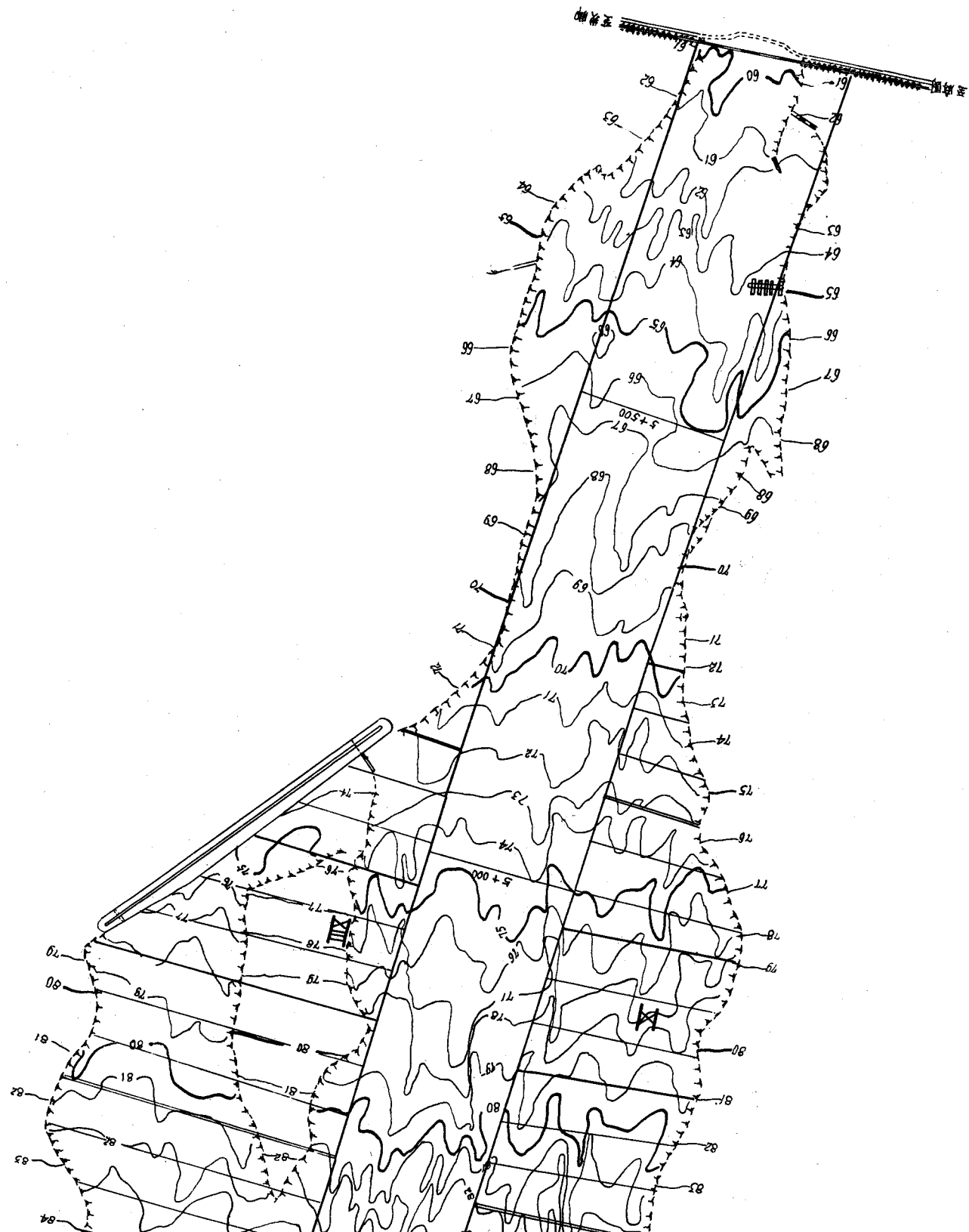
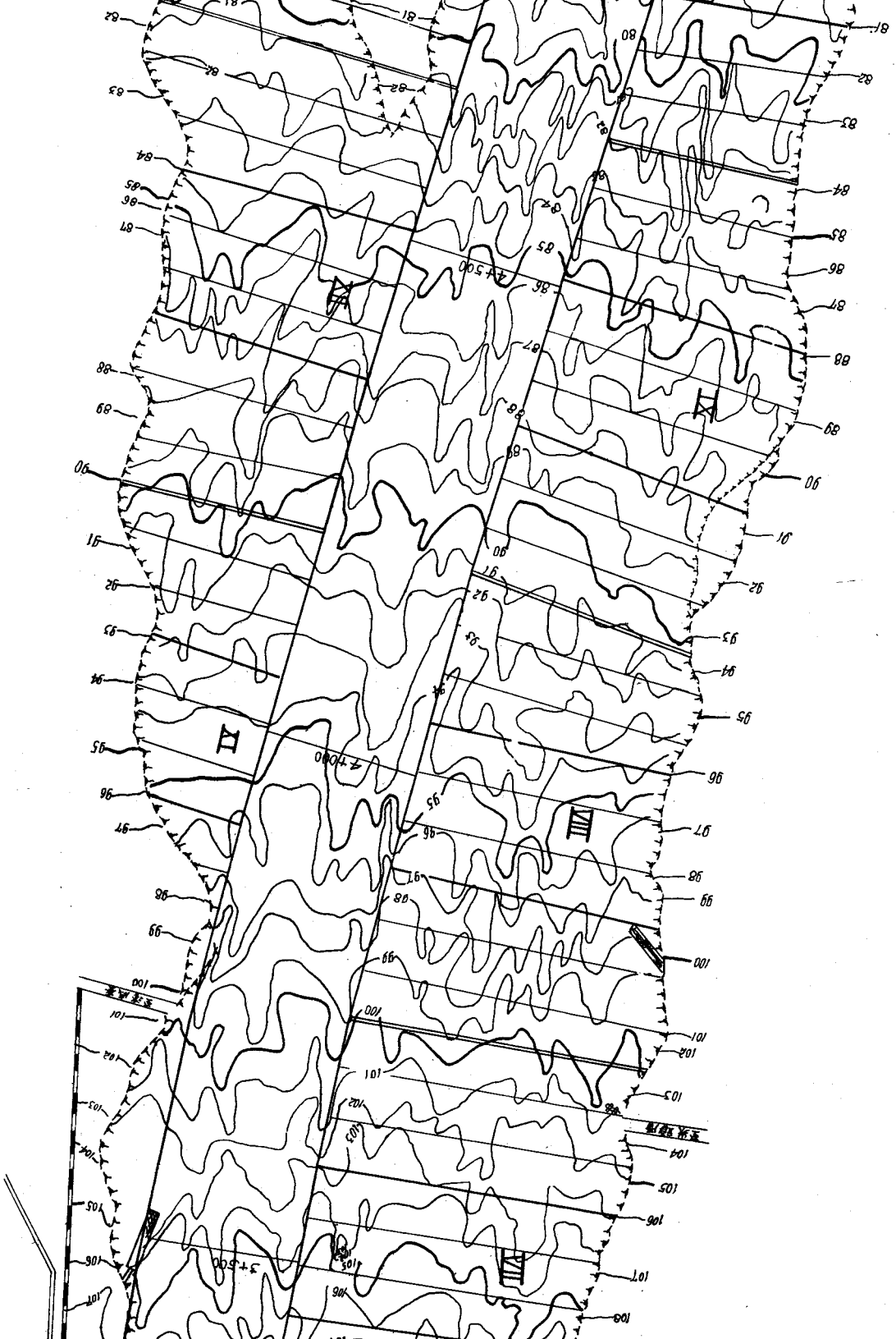


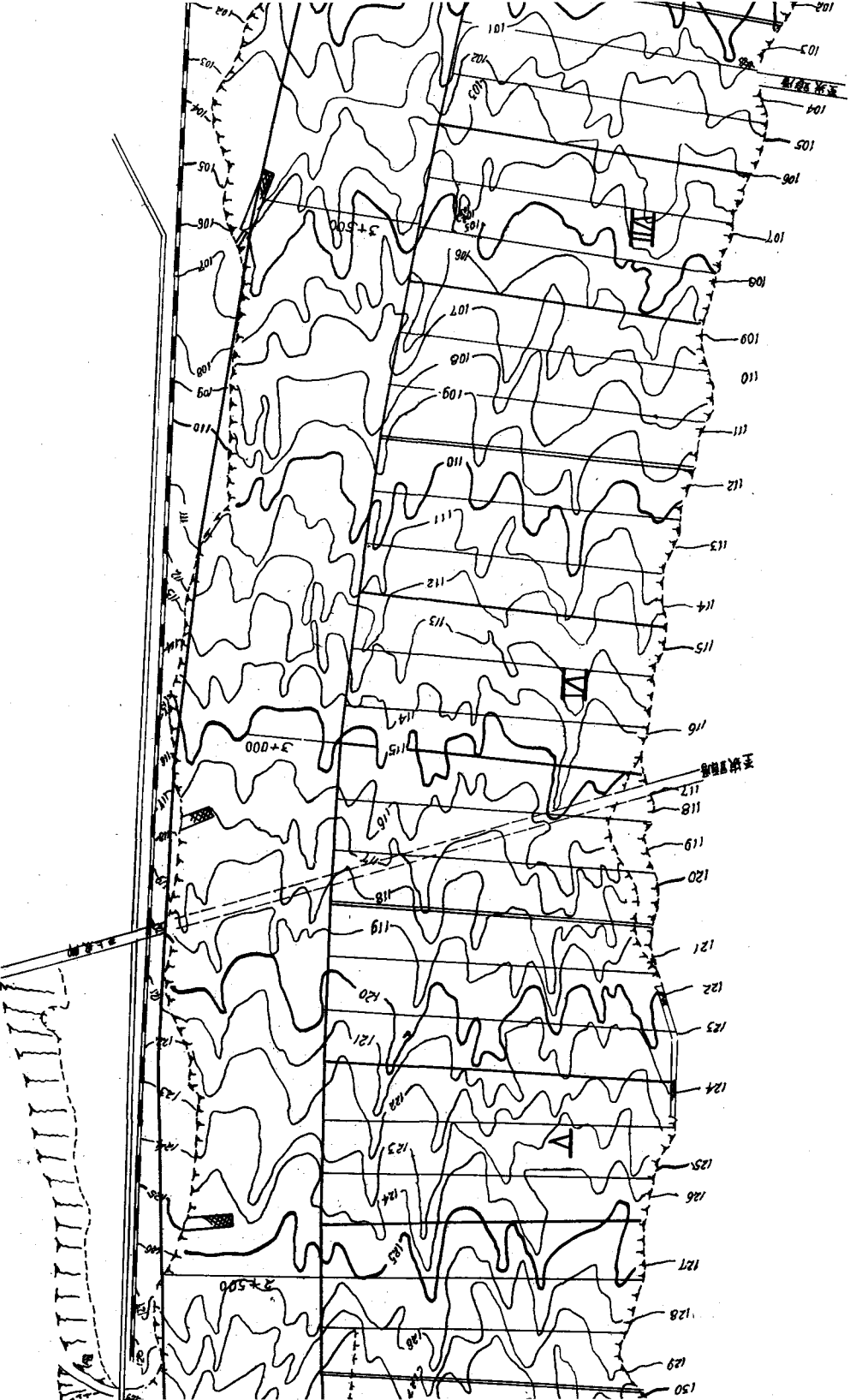
圖 11 北港溪支流大湖口



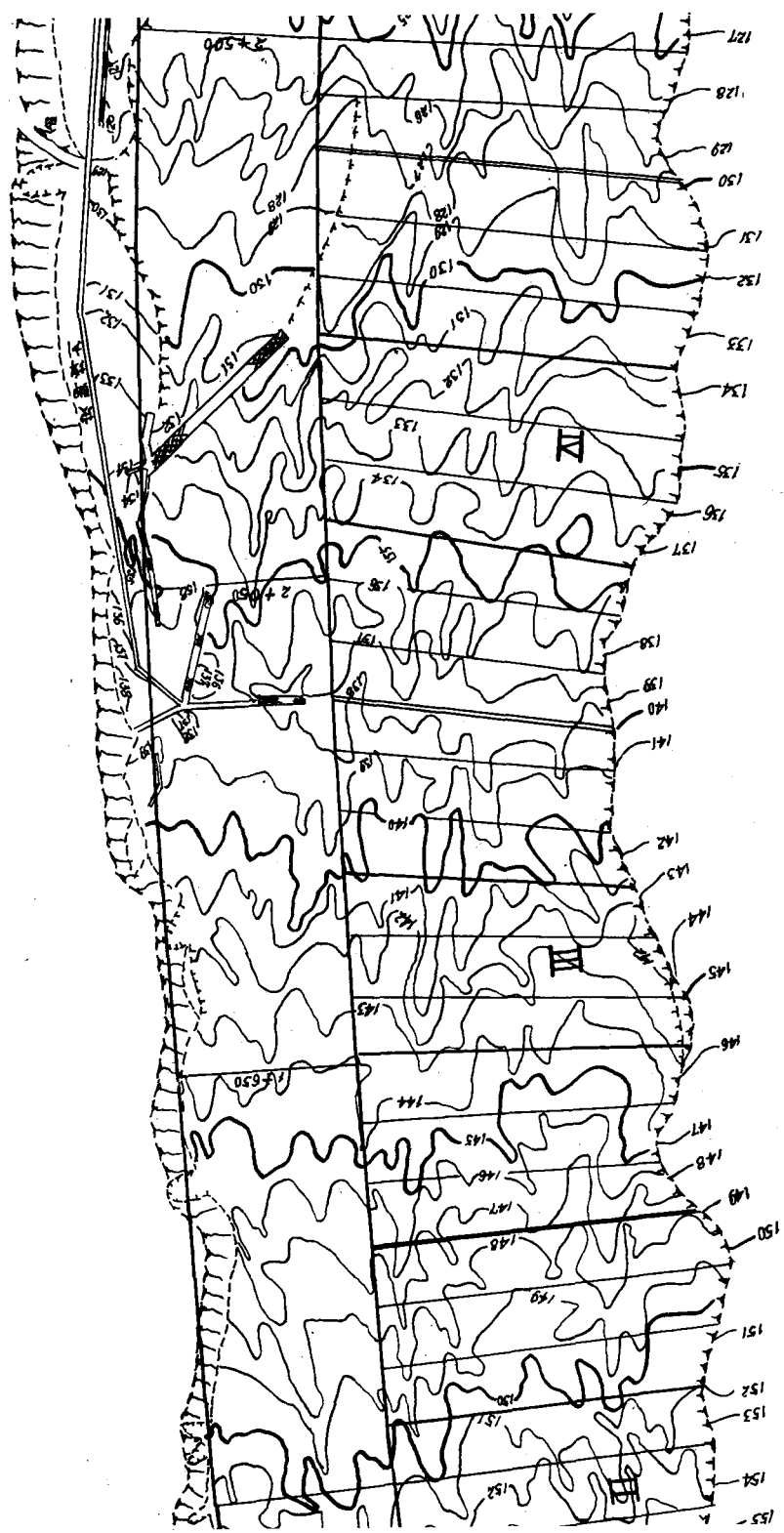
支流大湖口溪荒溪整理與利用初步計劃圖



註：



注：
 大 隔 堤
 中 隔 堤
 小 隔 堤





$$Sf \text{ 平均能力線比降 } \left(\frac{sf_1 + sf_2}{2} \right)$$

Δx 距離 m

hf 損失水頭 ($Sf \Delta x$) m

he 漩渦損失水頭 ($0.1 \sim 0.5 \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$) m

H 能力線標高 (H-hf-he)m

6. 平均流速與臨界推移流速之比較

依照 (5) 洪水量計算過程中求平均流速 (V) 與 (3) 臨界推移流速 V_{cr} 比較如表19。

如上計算可知在該段建順堤時，洪水時期無過份束水作用，即每年發生一次之洪水位僅在平均河床以上0.4-0.6公尺左右，故無需築造較高之順堤，在較大洪水如十年發生一次之洪峯流量 (490cms) 其洪水位亦僅在 1 公尺左右，在五十年發生一次之洪峯流量 (650cms) 其洪水位只有 1.15 公尺，在一百年發生一次之洪峯流量 (717cms) 其洪水位亦不過 1.2 公尺，由此可知在十年發生一次之洪峯流量時堤防對河水無多大影響。換言之，堤防之築造不但能暢洩洪水，無壅滯之患，亦無冲刷之慮，同時亦不致携砂沉積下游，相反地築堤後可安定河道避免河水之亂流冲失土地。

表 19

河 段	Q ₁₀		Q ₅₀		Q ₁₀₀		B
	V m/sec	V _{cr} m/sec	V m/sec	V _{cr} m/sec	V m/sec	V _{cr} m/sec	
OK+050	5.99	4.12	6.92	4.12	7.090	4.12	88.00
0 +100	3.98	4.41	4.67	4.41	4.880	4.41	94.00
0 +200	3.88	4.65	4.30	4.65	4.440	4.65	118.00
0 +300	4.15	4.35	4.59	4.35	4.730	4.35	118.00
0 +500	3.50	4.42	4.07	4.42	4.270	4.42	140.00
0 +700	3.82	4.26	4.19	4.26	4.320	4.26	140.80
1 +000	3.67	4.37	4.16	4.37	4.350	4.37	142.00
1 +300	4.07	3.89	4.51	3.89	4.680	3.89	143.20
1 +650	3.46	3.98	3.94	3.98	4.110	3.98	144.60
2 +050	4.27	3.78	4.71	3.78	4.900	3.78	146.20
2 +500	3.43	4.04	3.94	4.04	4.090	4.04	148.00
3 +000	4.05	4.20	4.45	4.20	4.645	4.20	150.00
3 +500	3.49	4.55	4.00	4.55	4.155	4.55	152.00
4 +000	3.74	4.58	4.11	4.58	4.255	4.58	154.00
4 +500	3.38	4.32	3.87	4.32	4.060	4.32	156.00
5 +000	4.01	3.75	4.41	3.75	4.550	3.75	158.00
5 +500	3.00	3.63	3.49	3.63	3.710	3.63	160.00

五、整理利用區劃之佈置

經實地試驗觀測與水工模型試驗，圍堤引水放淤以順河道築低堤，引入或越流每年數次小洪水，可使加速淤積，為使進入之泥水緩和流速使浮游泥沙全部

表20 圍壑區堤長及面積

區 別	順堤長度 m	中隔堤長度 m	大隔堤長度 m	圍壑面積 ha
1	457	340	257	6.39
2	451	504	252	11.57
3	442	495	226	10.30
4	450	546	304	12.00
5	450	636	309	13.77
6	440	564	293	11.83
7	450	581	296	12.99
8	450	512	220	10.77
9	450	429	186	9.88
10	450	380	108	7.70
10①②	250	45	—	1.47
11	400	228	210	4.56
12	450	470	310	11.96
13	450	512	78	10.42
13①	125	—	—	0.38
合 計	6165	6242	3049	136.04

沉積，除築順河低堤外，區劃內尚須築大小隔堤，為使兼顧淤砂效果與工程費以每 450 公尺築大隔堤一處，大隔間每 150 公尺築中隔堤，中隔堤間每隔 50 公尺築小隔堤為適，即每區內有大隔堤一條，中隔堤二條，小隔堤六條。自大湖口至麻園鐵橋共分 13 區，順堤總長 6,165 公尺，大隔堤長 3,049 公尺，中隔堤總長 6,242 公尺，圍堤內放淤面積共 136 公頃各分區之堤長及圍壑面積列如下表 20，堤線位置見圖 11。

順堤高度為使加速淤積築高 60 公分鐵絲蛇籠，如此凡水位高於 60 公分時皆可溢流放淤，同時每區建築進水缺口，近進水缺口之下游築擋水丁堤使水位低於 60 公分時順利取入。為緩和進入後之水流，小、中、大隔各高 0.40、0.60 及 1.8 公尺。使已沉積之清水排洩每區設排出缺口一處，如此可望淤積快速而工程費低廉。本計劃承周裕民、王懷瑛、陳朝陽三位先生協助，特表致謝。

參 考 文 獻

1. Edgar E. Foster: Rainfall and Runoff 1949.
2. Stanley S. Butler: Engineering Hydrology 1957.
3. B. D. Richards: Flood Estimation and Control 1950.
4. Ven Te Chow: Open-channel Hydraulics 1959.
5. H. Rouse: Engineering Hydraulics 1949.
6. 臺灣水利局叢刊之二：北港流域域治導計劃第一期工作報告 1959.
7. 臺灣水利季刊叢書之十七，薛履坦：穩定河槽之理論及應用 1958.
8. 農業工程學報 7-4, 施嘉昌：荒溪整理與放淤效果之研究 1961.