

專 論

堤防溢堤之河川洪流演算模式及其應用

A Flood Routing Model for River with Over Levee

Flows and Its Applications

國立臺灣大學
農業工程學系副教授

許 銘 熙

Ming-hsi Hsu

國立臺灣大學
農業工程學系教授兼主任

王 如 意

Ru-yih Wang

國立臺灣大學
土木工程學系教授

顏 清 連

Chin-lien Yen

摘 要

本文依據一維性緩變量流理論與側流堰之試驗公式為基礎，利用非線性隱式差分法，建立洪流演算模式，以模擬萬一堤防發生溢流時，洪水波之傳遞情況。本文以曾文溪流域為演算實例，經由實測之氾濫記錄加以檢定與驗證，結果顯示本模式具有良好之精度。文中並且進一步研究曾文水庫運轉操作對下游流域之影響，同時亦探討不同之潮位變化以及下游河口段，斷面束縮對洪流流況之影響，以供水庫運轉操作、堤防規劃以及洪水預報之參考。

ABSTRACT

A flood routing model for river with over levee flows has been developed for flood forecasting. The model is based on solving the one dimensional de Saint Venant equations and a weir-flow formula by using a nonlinear implicit scheme. The simulation model was applied to Tsengwen river system in Tsengwen basin of southern Taiwan. By using the numerical model, the influences of Tsengwen reservoir operations on downstream areas of the basin during the flood season were investigated. In addition, river training schemes having various channel widths near mouth were also investigated under flood flows of different recurrence intervals. The simulated results provide some necessary informations for the planning of flood mitigation in the basin.

一、前 言

近年來由於電子計算機之快速成長及數值方法不斷地改進，已使得許多水理學上無法求得解析解之問題，可以求得相當精度之數值近似解，如利用

變量流數值模式模擬河川水流流況，可迅速、精確地計算河川之水位及流量，已成為洪水演算之有力工具。

利用數值方法求解河川變量流，一般可分為特性法及有限差分法兩種^{(1)*}，而有限差分法又可分為

顯式法及隱式法。其中特性法及顯式法之演算時間間距 (Δt) 通常須受可蘭條件 (Courant Condition) 之限制, 否則常有數值不穩定現象^(1,2), 故所需之計算時間相當長, 所以較少應用於實際河川之洪流演算。

隱式差分法之穩定區域則不受可蘭條件之限制, 計算時可使用較大之 Δt , 極適合自然河川中長延時之洪流演算。對於隱式差分法之研究, 國外方面如 Amein⁽³⁾曾建立四點非線性中央隱式差分法, 模擬均勻渠道之水流, 得到良好之結果。其後, Amein 與 Fang⁽⁴⁾又進一步將模式應用於天然河道中。最後 Amein 與 Chu⁽⁵⁾發展出著名之四點非線性完全隱式法, 以改善許多天然河道數值不穩定問題。本省河川方面, 蔡⁽⁷⁾、顏與許^(8, 9, 10)分別以線性與非線性隱式法建立濁水溪與淡水河洪流模式以模擬洪水傳播之性質。然而上述之研究中, 對於河道洪流演算尚無法計算洪水位高過堤防產生溢流之情況, 雖然在平時流況不會發生此種情況, 但若颱風季節中, 往往有大量之降雨, 則有可能溢堤之慮。因此洪流演算模式若能考慮溢堤情況, 則更能符合實際水流之流況。

本文則以一維變量流方程式配合側流堰之試驗結果⁽⁶⁾建立堤防溢流之河道洪流演算模式, 並以曾文溪為例, 同時並檢討現況堤高及計畫堤高是否足以束範設計洪水量。本文可作為堤防規劃與設計以及水庫運轉作業之釐定之參考。

二、基本方程式

2-1 變變量流方程式

河道之水流演算採用一維變量流理論, 即根據 de Saint Venant 所導出之變變量流方程式⁽¹⁾:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} - q_{11} + q_{12} = 0 \dots\dots(1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \left(\frac{\partial H}{\partial x} + S_f \right) -$$

$$q_{11} V_f + q_{12} \left(\frac{Q}{A} \right) = 0 \dots\dots(2)$$

式中, Q : 流量;

A : 通水斷面積;

q_{11} : 單位河段長度之測流之流量;

q_{12} : 單位河段長度之溢岸流量, 為水深之函數關係, q_{12} 之計算式詳見下節;

t : 時間座標;

x : 沿主流方向之距離座標;

g : 重力加速度;

$$S_f = \frac{n^2 Q |Q|}{A^2 R^{4/3}}, \text{ 摩擦坡度};$$

R : 水力半徑;

n : 曼寧糙度;

H : 水位;

V_f : 側流平均速度在 x 方向之分量。

上式中, 係假設當水流溢過河堤頂部時, 在溢岸之瞬間, 溢流量沿河道主流 x 方向之分速度與河槽中水流之平均速度 $\left(\frac{Q}{A} \right)$ 一致。

2-2 溢堤流量之計算 (q_{12})

當洪水位超過現有河道堤防高程時, 部份水流將溢出堤外, 此部份溢流量可利用側流堰公式予以計算, 本文採用 Chu 與 Mostafa⁽⁶⁾ 之側流堰試驗公式:

$$\left. \begin{aligned} q_{12} &= \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} (H - H_w)^{3/2} \\ C_d &= C * \left[1 + 0.259 \frac{(H - H_w)^2}{H} \right] \\ C &= 0.6 \left(\frac{Q_j - Q_{j+1}}{Q_j} \right)^{0.167} \end{aligned} \right\} \dots\dots(3)$$

式中, H_w 為堤防高程; C_d 為流量係數; q_{12} 為單位長度之溢流量。(3)式中僅當 H 大於 H_w 時方能適用, 否則, 若 H 小於 H_w , 將無溢流量產生, 即 $q_{12} = 0$, 溢堤情況之位置示意如圖 1 所示。

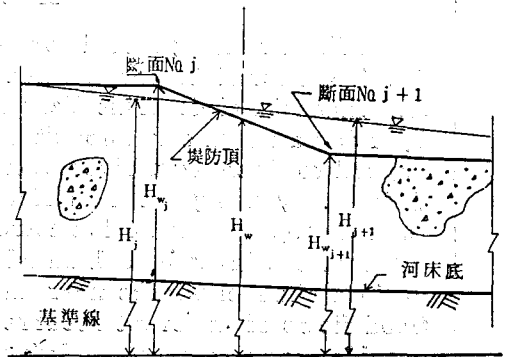


圖 1. 溢流情況之示意圖

三、變量流數值模式

第(1)、(2)兩式為一組雙曲線型偏微分方程式, 共包括了兩個欲解之應變數——流量 Q 與水位 H , 通常無法求得解析解, 須利用數值方法求解, 本文

* 括號內號碼表示參考文獻之目錄。

採用下述之非線性隱式差分法^(5, 8)：

$$\left. \begin{aligned} f &= \frac{1}{2} (f_{j+1}^{i+1} + f_j^{i+1}) \\ \frac{\partial f}{\partial t} &= \frac{1}{2\Delta t} \left[(f_{j+1}^{i+1} - f_{j+1}^i) + (f_j^{i+1} - f_j^i) \right] \\ \frac{\partial f}{\partial x} &= \frac{1}{\Delta x} (f_{j+1}^{i+1} - f_j^{i+1}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4)$$

式中， f 為任意變量（如 Q 或 H ）， i 、 j 分別代表時間及空間座標指數。而 $\Delta x = x_{j+1} - x_j$ ，係表示兩相鄰斷面間之距離； $\Delta t = t^{i+1} - t^i$ ，為演算時距。將(4)式代入(1)及(2)式中，則任意兩斷面之連續及運動方程式可表示為：

$$\left. \begin{aligned} F_j(Q_j^{i+1}, H_j^{i+1}, Q_{j+1}^{i+1}, H_{j+1}^{i+1}) &= 0 \\ G_j(Q_j^{i+1}, H_j^{i+1}, Q_{j+1}^{i+1}, H_{j+1}^{i+1}) &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots(5)$$

第(5)式之詳細型式詳見文獻⁽¹²⁾，每兩相鄰斷面間即可寫一組如(5)式之差分式。若一河道有 N 站，欲解之應變量有 $2N$ 個，今由(5)式可得 $2N - 2$ 個差分方程式，因此需再配合上、下游端之邊界條件，方可求解。因此將(5)式及上、下游邊界條件依河道斷面排列次序展開可得到：

$$\left. \begin{aligned} F_0(Q_1^{i+1}, H_1^{i+1}) &= 0 \text{ (上游邊界條件)} \\ F_1(Q_1^{i+1}, H_1^{i+1}, Q_2^{i+1}, H_2^{i+1}) &= 0 \\ &\vdots \\ F_j(Q_j^{i+1}, H_j^{i+1}, Q_{j+1}^{i+1}, H_{j+1}^{i+1}) &= 0 \\ G_j(Q_j^{i+1}, H_j^{i+1}, Q_{j+1}^{i+1}, H_{j+1}^{i+1}) &= 0 \\ &\vdots \\ G_{N-1}(Q_{N-1}^{i+1}, H_{N-1}^{i+1}, Q_N^{i+1}, H_N^{i+1}) &= 0 \\ F_N(Q_N^{i+1}, H_N^{i+1}) &= 0 \text{ (下游邊界條件)} \end{aligned} \right\} \dots\dots(6)$$

由(6)式可看出，共有 $2N$ 個方程式應可解得 $2N$ 個應變數。但(6)式係一組非線性聯立方程式，無法直接求解，須利用疊代法求解，本文中則採用牛頓法 (Newton-Raphson method)，詳細之求解步驟詳如參考文獻⁽¹⁰⁾。

四、模式之實例演算——以曾文河流域為例

4-1 流域概述

曾文溪發源於阿里山脈之西南麓，流經嘉義與臺南兩縣，全長約為138公里，流域面積為1,177平方公里，為本省主要河川之一，圖2即為曾文溪之流域圖。流域內現有曾文、烏山頭及鏡面等三個水庫，水庫總集水面積達542平方公里，佔全流域面積之46.04%，而其中曾文水庫即佔全流域面積之41%，由於曾文水庫集水面積佔全流域面積之比例頗大，故水庫之運轉操作對下游河川之水流流況影響甚巨。

曾文河流域除曾文溪主流外尚包括後堀溪與榮寮溪二條主要支流。後堀溪在中游玉井附近匯入，集水面積約為161平方公里；榮寮溪在山上水源地以北約一公里處匯入，集水面積約為131平方公里。本文所研究之範圍為曾文溪自曾文水庫以下至河口，其間包括後堀溪及榮寮溪二大支流，總面積約696平方公里。

4-2 輸入資料之整理與分析

1. 河川斷面資料

曾文河流域除曾文溪主流外，尚有後堀溪與榮寮溪二條主要支流。河川斷面資料採用水利局第六工程處於71年12月至72年5月所施測之曾文溪大斷面，包括主流93個斷面，後堀溪3個斷面，榮寮溪7個斷面，共計103個斷面⁽¹³⁾。為方便計算機之處理與儲存，將原始斷面轉換成相同水深下具有與原斷面相等之通水面積之規則化斷面，其規則化斷面之處理詳見參考文獻⁽¹²⁾。

為便於計算機之演算，再將上述103個斷面，以主支流之匯流為分界點，分成五個河段。第I河段為曾文水庫壩址至後堀溪匯流處；第II河段為後堀溪；第III河段為後堀溪匯流處至榮寮溪匯流處；第IV河段為榮寮溪支流；第V河段為榮寮溪匯流處至河口。曾文河流域及其河段之編號詳如圖2所示。

2. 水文資料

(1) 上游之流量歷線

本研究之上游邊界條件包括曾文壩址下游之洩洪歷線，後堀溪之玉田站流量歷線以及榮寮溪之左鎮站流量歷線。

本文為研究水庫氾濫或暴雨期間水庫運轉作業對下游流域之影響，特選用四種大小程度不同之洩

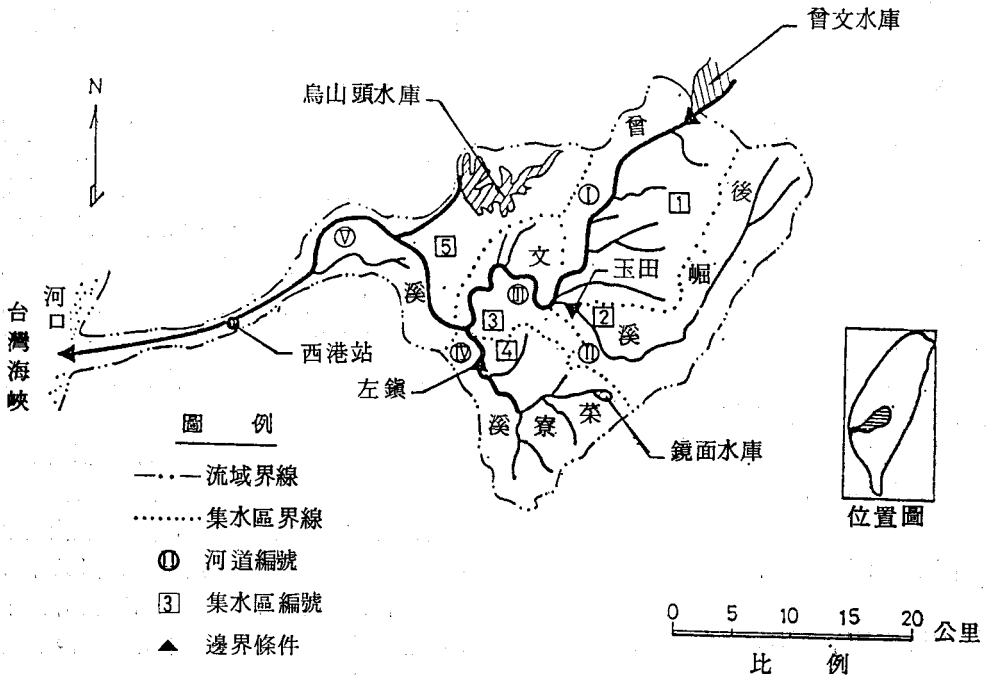


圖2. 曾文溪流域圖

洪歷線，作為洩洪模擬之依據。其中包括①洩洪情況 I：目前現行制度中最大洩洪歷線⁽¹⁴⁾，其最大洩洪量為 9,692 cms；②洩洪情況 II：根據曾文水庫歷年來防洪運轉之洩洪記錄中選擇民國70年九三暴雨之洩洪記錄，其最大洩洪量為 5,300 cms；③洩洪情況 III：民國64年 8月17日至 8月18日之水庫洩洪記錄，其最大之洩洪量為 3,750 cms；④洩洪情況 IV：民國66年賽洛瑪颶風記錄，其最大之洩洪量為 1,500 cms。圖 3 為上述各種洩洪歷線之比較。

玉田與左鎮兩站之流量歷線，主要參照參考文

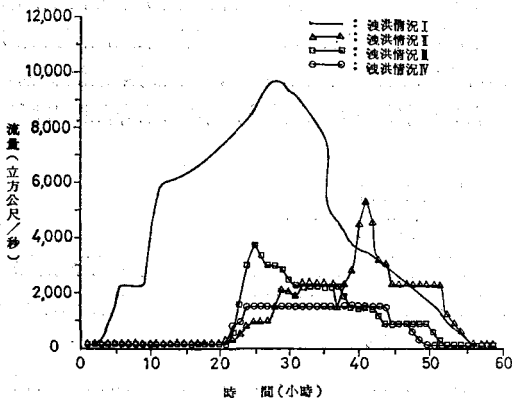


圖3. 曾文水庫四種洩洪情況之洩洪歷線

獻⁽¹⁵⁾，得到各站之單位歷線以及各頻率年之降雨兩型，再利用單位歷線與降雨量之摺合計算推得。圖 4 與圖 5 分別為玉田站及左鎮站四種不同重現期距之流量歷線。

(2)下游河口之潮位歷線

利用變量流模擬河川中洪流流況，須有下游邊界條件資料方可求解，惟曾文溪下游邊界為一河口，目前該處尚未設置水位站，僅在河口北方10公里處有網子寮潮位站（記錄僅有民國50年 9月至57年 8月止）；由於記錄年限甚短又缺乏暴潮位資料，本研究乃選擇該記錄中之最高潮位歷線作為下游邊界條件，以利變量流之模擬。本研究採用之下游邊

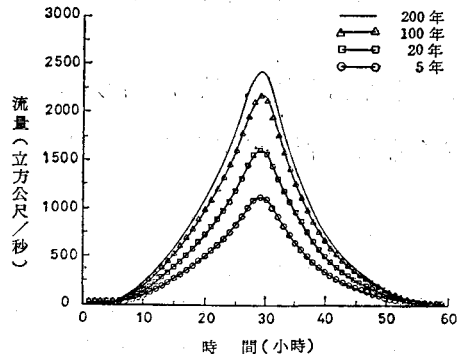


圖4. 玉田站四種不同重現期距之流量歷線

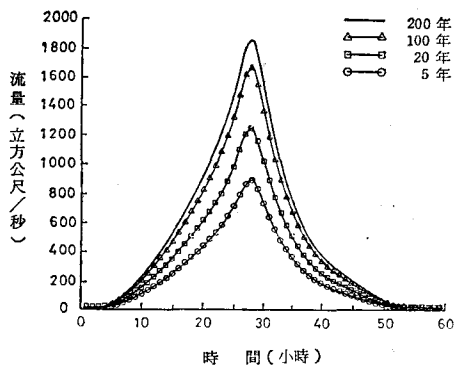


圖 5. 左鎮站四種不同重現期距之流量歷線

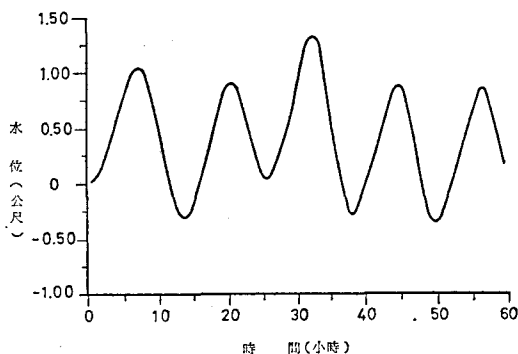


圖 6. 下游邊界潮位歷線

界條件如圖 6 所示，其最高潮位為 1.35 公尺。

(3) 側流量之推估

介於前述上、下游邊界間之集水區，尚有廣大面積之逕流量需以側流方式排入曾文溪中，由於本區域之側流量佔有相當之比例，且烏山頭水庫為一自動之溢流堰，無實測資料可資利用，因此本研究將此水庫假設為一集水區以估算其側流量。為配合前述五個河段，再將本研究區域分成五個集水區，

每個集水區之流量各注入一河段，視為此河段之側流量。

各集水區側流量係採用單位歷線配合實測降雨記錄予以估算。演算時輸入各集水區之控制雨量站記錄即可利用單位歷線褶合計算估算出該河段之側流量。

各集水區之單位歷線推求係參考文獻⁽¹⁴⁾中之「曾文溪平均無量次曲線表」及「稽延時間 T_{lag} 公式： $T_{lag} = 0.276 \times \left(\frac{L \cdot L_{c.s.}}{\sqrt{S}} \right)^{0.296}$ 」。本文利用曾文溪流域之萬分之一地形圖（平坦地區使用五千分之一航照圖，估算出集水區分水嶺至河道之最大長度 L 、集水區重心位置至河道之長度 $L_{c.s.}$ 及集水區平均坡度 S 等之各集水區地域因子，如表 1 所示。再代入 T_{lag} 及平均無量次曲線表，求得各集水區側流量之單位歷線，如表 2 所示。再配合雨量資料輸入（ ϕ 值採 2 mm），則可算出各集水區之側流量。惟第五河段（與榮寮溪匯流點至河口）在縱貫鐵路橋以下，因兩岸均築有堤防，本文中假設無側流流入。

4-3 模式之檢定與驗證

1. 模式之檢定

本研究首先將 70 年 9 月 3 日之暴雨記錄輸入模式中，將其模擬所得最高水位與實測之洪痕水位作一比較，並逐步修正糙度值，經檢定後各河段之 n 值分別如表 3 所示。圖 7 為第五河段所模擬最高水位線與洪痕水位記錄之比較，由圖中可看出兩者之水位極為接近。圖 11 為西港站水位歷線圖。圖中可看出所模擬之水位歷線與實測記錄甚為吻合。此場九三暴雨因強度甚大，部份河川水位已高於堤防高程，產生溢岸流量。本模式所模擬之沿岸溢流總量

表 1. 集水區各地域因子之估算表

集水區編號	面積 $A(\text{km}^2)$	集水區分水嶺至河道之最大長度 $L(\text{km})$	集水區重心位置至河道之長度 $L_{c.s.}(\text{km})$	平均坡度 S
1	126.84	8.0	4.00	1/5
2	1.00	0.5	0.25	1/100
3	64.12	5.0	2.50	1/10
4	10.67	1.5	0.75	1/100
5	121.85	5.0	3.00	1/500

表2. 各集水區之單位歷線

集水區編號	時 間 (小時)						
	1	2	3	4	5	6	7
1	22.040	10.540	3.721	1.284	0.455	—	—
2	0.176	0.025	0.002	—	—	—	—
3	12.660	4.640	1.443	0.445	—	—	—
4	2.307	0.540	0.127	0.020	—	—	—
5	8.670	12.976	6.094	2.886	1.352	0.629	0.295

表3. 各河段採用 n 值

河段	水利局斷面編號	所採用 n 值
I	No. 74 至 No. 93	0.040~0.050
II	No. 74—1 至 No. 74—3	0.038~0.042
III	No. 52 至 No. 74	0.033~0.038
IV	No. 52—1 至 No. 52—7	0.030
V	No. 1 至 No. 52	0.025~0.033

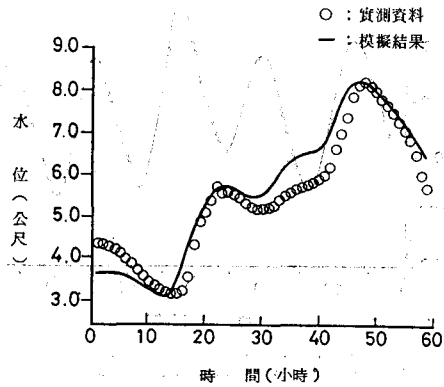


圖8. 七十年九三暴雨西港站水位歷線

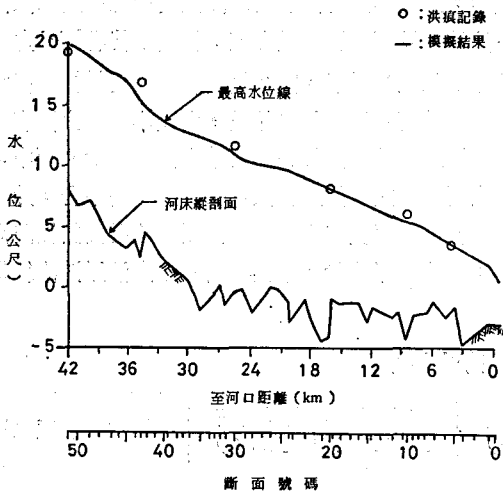


圖7. 七十年九三暴雨第五河段最高水位線

如表4所示。

由表中可看出，左岸之總溢流量約 4.44×10^7 立方公尺，而右岸之總溢流量約為 0.7×10^7 立方公尺，僅為左岸之16%，足見左岸之淹水情況較嚴重。表4中並將模擬結果之溢流量與水利局所提供

由洪痕記錄概算之淹水總體積作比較；從表中亦可看出，兩者淹水地區均相當一致，且淹水總體積亦很接近，在左岸斷面 No. 29 至 No. 39 間其相對誤差為5%，No. 2 至 No. 3 間亦僅8%，而右岸之淹水體積較洪痕記錄之概算值高出約40%，但實際上，因右岸之溢流總體積較小，對總淹水量而言，不致造成太大之差異。由上述之結果可看出，本模式可適用於曾文溪溢堤情況之水流模擬。

2. 模式之驗證

為驗證本模式之精度，以民國64年8月17日之暴雨資料與上游曾文水庫之各種洩洪記錄輸入模式中，將模擬結果與西港站實測之流量與水位記錄作爲比較。圖9及10分別爲西港站水位歷線與流量歷線之比較，圖中顯示，模擬結果與實測資料在趨勢上均相一致，惟模擬之尖峯量較實測值爲低，其產生差異之原因包括：

- (1) 將烏山頭水庫視作一集水區處理，此與當時烏山頭水庫運轉作業之出流量並不一致。

表4. 七十年九三暴雨溢流之断面位置與溢流量

左岸			右岸		
断面號碼	模擬溢流量 ($10^6 m^3$)	概算淹水體積 ($10^6 m^3$)	断面號碼	模擬溢流量 ($10^6 m^3$)	概算淹水體積 ($10^6 m^3$)
No. 29至No. 39	37,952	40,000*	No. 32至No. 36	6,969	4,900*
No. 2至No. 3	6,457	7,000*			
總計	44,409	47,000	總計	6,969	4,900

註：*係由臺灣省水利局提供

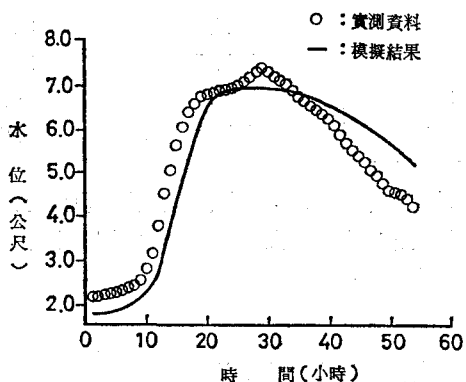


圖9. 64年17/8~18/8暴雨西港站水位歷線

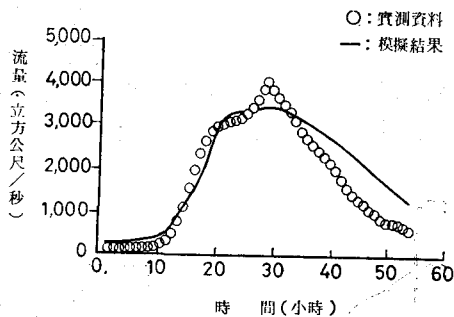


圖10. 64年17/8~18/8暴雨西港站流量歷線

(2)部份雨量記錄缺失，由臨近雨量站予以補遺。

(3)所採用之單位歷線無法作進一步之驗證。

(4)無法考慮下游河口受暴潮位之影響。

4-4 模式之應用

1. 水庫操作運轉對下游流況影響之模擬

(1) 現況堤防高度之流況模擬

將100年重現期距洪水配合四種不同洩洪情況

，利用變量流模式進行水流演算，得到曾文溪下游断面之最高水位線如圖11所示，由圖中可看出，以洩洪情況I之水位為最高，洪災之威脅為最大，其餘水位線高低順序為洩洪情況III、IV及II。模擬所計算出溢流位置與溢流量列表如表5，表中顯示溢流量以洩洪情況I最大，其餘依序分別為洩洪情況III、IV及II；由表5可看出，在上述任何洩洪條件下，左岸断面 No. 32 至 No. 38 間，以及断面 No. 29 至 No. 30 間，右岸断面 No. 32 至 No. 35 間，其最高水位均高於現況堤防高度，水流發生溢流現象，因此上述各断面間之堤防高度應予加高。

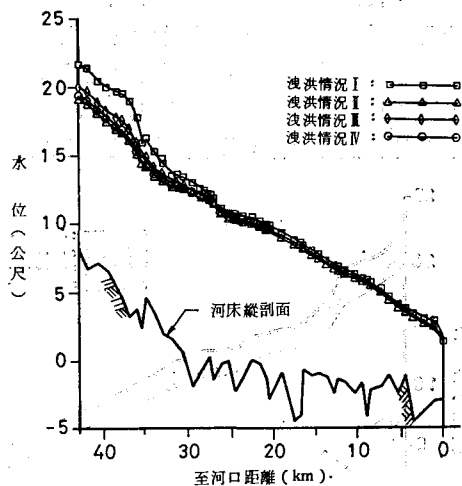


圖11. 100年重現期距洪水第五河段最高水位線之比較(現況堤防)

(2) 計畫提高之流況模擬

將200年重現期距洪水配合四種洩洪情況，模擬曾文溪計畫堤防高度之洪流流況，其下游各断面

表5. 100年重現期距洪水時各溢岸断面之溢流量比較(現況提高)

單位: 10^3m^3

岸別	断面號碼	洩 洪 情 況			
		I	II	III	IV
左岸	No.38 至 No.39	21,524	—	619	—
	No.37 至 No.38	39,694	349	3,388	833
	No.36 至 No.37	68,632	2,856	9,098	3,903
	No.35 至 No.36	50,970	2,585	7,435	3,395
	No.34 至 No.35	13,066	41	1,043	197
	No.33 至 No.34	25,529	573	2,958	985
	No.29 至 No.30	112,702	28,947	34,195	25,508
右岸	No.36 至 No.37	700	—	—	—
	No.35 至 No.36	19,824	—	752	0.3
	No.34 至 No.35	13,484	58	1,127	233
	No.33 至 No.34	41,255	3,091	7,190	3,695
	No.32 至 No.33	15,018	330	1,790	585

之最高水位線如圖12所示，由圖中可看出其最高水位線高低順序與現況提高時100年重現期距洪水之順序相同；模擬結果顯示無溢流量發生，表示計畫提高足以容納200年重現期距之洪水。

2. 潮位變化對流況之影響

河口潮位之變化常因迴水作用而影響上游河段之流況，使用變量流模式模擬河川水流流況時亦須輸入下游邊界條件方可求解。因曾文溪下游河口處目前尚無水位站之設置，本文乃採用網子寮站於民國50年至57年間記錄之最高潮位歷線(如圖6所示)作為下游邊界條件，其最高之水位為1.35公尺。

由於記錄年限較短，並無法考慮高重現期距颱風低氣壓所帶來之氣壓潮及風揚產生之潮位上升，因此本文中將進一步探討河口潮位上升時對流況之影響。

為了探討不同河口潮位變化對上游流況之影響，特將下游邊界之潮位予以提高，使其最高潮位由原來之1.35公尺，提升至1.85、2.10及2.35公尺等四種情況，再由上述四種不同潮位歷線以過去洩洪記錄中對下游影響最大者洩洪情況Ⅲ配合堤防設計標準100年重現期距洪水分別模擬洪水流況，以進行分析及比較潮位之影響。圖13及表6所示為上述

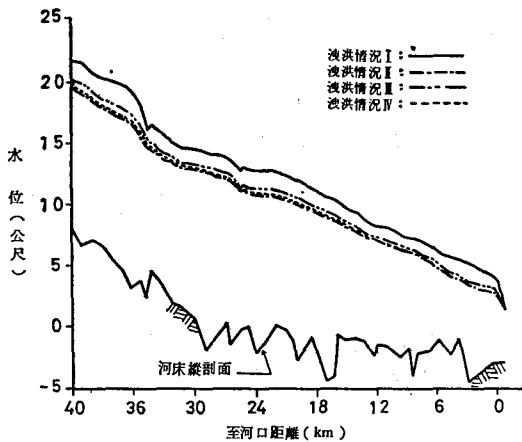


圖12. 100年重現期距洪水第五河段最高水位線之比較(計畫提高情況)

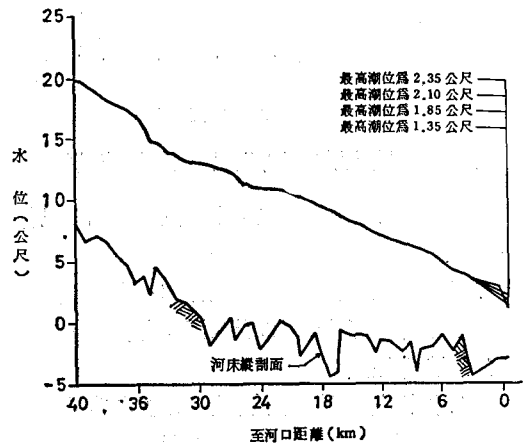


圖13. 四種不同河口潮位之最高水位線比較

表6. 四種不同河口潮位之最高水位
(100年重現期距)

斷面號	下游最高潮位 (公尺)			
	+1.35	+1.85	+2.10	+2.35
1 (河口)	1.35	1.85*	2.10*	2.35*
2	2.88	2.38*	2.39*	2.53*
3	3.08	2.85*	2.86*	2.94*
4	3.41	3.41*	3.42*	3.44*
5	3.89	3.89	3.89*	3.90*
6	4.18	4.18	4.18	4.18*
7	4.72	4.72	4.72	4.72
8	5.35	5.35	5.35	5.35
9	5.85	5.85	5.85	5.85
10 (國聖大橋)	6.01	6.01	6.01	6.01

註：*表示下游潮位變化影響之區域。

四種不同潮位所模擬100年重現期距洪水之下游河段最高水位之比較。由表中可看出，當下游河口潮位由1.35公尺提升至1.85公尺時，其影響區域僅為斷面 No. 1 至 No. 4 之河段，換言之，當下游潮位提高 0.5 公尺時，No. 4 以上斷面之流況並不受影響；當河口潮位由1.35公尺提升至2.10公尺時，其影響區域為斷面 No. 1 至 No. 5，當河口潮位由1.35公尺提升至2.35公尺時，其影響區域為斷面 No. 1 至 No. 6。因此本研究雖無可靠之下游河口潮位記錄可供引用，但由上述潮位影響之分析可看出，縱使下游潮位因低氣壓或其他因素之作用比本文中所以採用之潮位歷線（圖6）提升1公尺時，受影響範圍僅最下游6個斷面，而斷面 No. 6 上游河段之模擬結果則毫無影響。表7中，當下游潮位為1.35公尺時，因上游流量大而下游使用較低之水位條件，致使斷面 No. 1 至 No. 3 間有跌水發生，使變量流之模擬結果產生較大之誤差。

3. 河口段束縮影響之模擬

曾文溪下游接近河口之河段，河寬達5至6公里，流速減緩，沉滓淤積，形成廣大之河川新生地，由於新生地引用海水極為方便，民衆乃大量興建魚塢。為提高該河段內土地之有效及合理利用，本研究乃根據臺灣省水利局所擬定之「曾文溪七股區

河川地開發計畫」⁽¹⁵⁾，將下游河口段自七股堤防至河口段（斷面 No. 1 至 No. 6）之寬度束縮為1,600公尺，再利用本數值模擬在洩洪情況Ⅱ條件下100年重現期距洪水之流況，以探討河口段斷面束縮後對水流流況之影響。

圖14及15所示分別為當河口之最高潮位為2.10公尺及2.35公尺時，河口段斷面束縮前後之100年重現期距洪水之最高水位線比較。由兩圖比較可看出，在河口段斷面束縮後，距河口12公里內（斷面 No. 1 至 No. 15 間）之最高水位有明顯之提昇，但在斷面 No. 15 以上之河段則影響甚小。為進一步作比較，再將河口段斷面束縮前後之最高水位整理於表7，由表中比較可看出，在斷面 No. 1 至 No. 15 間，束縮後斷面之水位提升至2公分以上

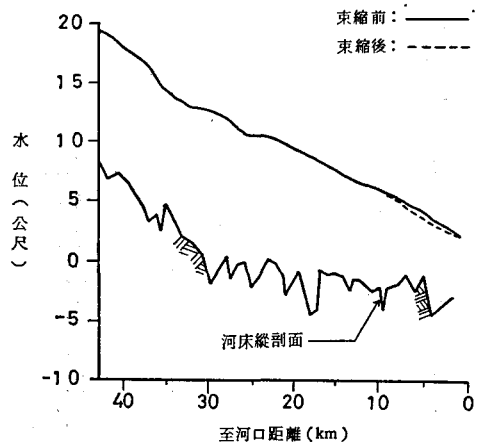


圖14. 河口段束縮前後第五河段最高水位線之比較
(最高潮位+2.10公尺)

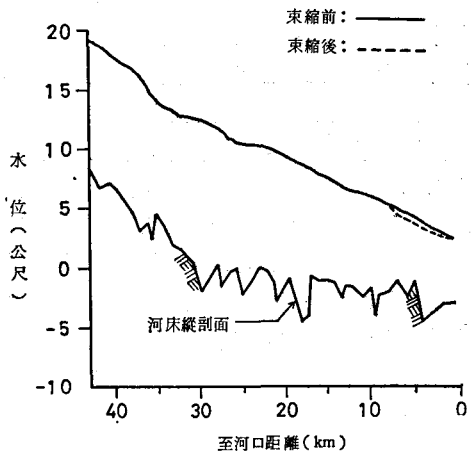


圖15. 河口段束縮前後第五河段最高水位線之比較
(最高潮位+2.35公尺)

表7. 河口段束縮前後第五河段最高水位線比較 (100 年重現期距洪水)

單位: m

斷 面 號 碼	最高潮位+2.10公尺		最高潮位+2.35公尺	
	束 縮 前	束 縮 後	束 縮 前	束 縮 後
26	10.209	10.216	10.209	10.212
25	9.959	9.967	9.959	9.963
24 (高速公路橋)	9.682	9.689	9.682	9.686
23	9.623	9.630	9.623	9.627
22	9.074	9.082	9.074	9.079
21	8.583	8.591	8.583	8.589
20 (西港大橋)	8.340	8.349	8.340	8.347
19	8.196	8.205	8.196	8.203
18	7.799	7.809	7.799	7.807
17	7.521	7.533	7.521	7.531
16	7.115	7.130	7.115	7.128
15	6.759	6.784	6.759	6.783
14	6.634	6.664	6.634	6.663
13	6.358	6.403	6.358	6.402
12	6.050	6.110	6.051	6.110
11	5.779	5.857	5.780	5.858
10 (國聖大橋)	5.668	5.758	5.668	5.758
9	5.520	5.625	5.521	5.626
8	5.023	5.228	5.025	5.231
7	4.414	4.814	4.419	4.819
6	3.894	4.462	3.904	4.469
5	3.621	4.165	3.635	4.177
4	3.176	3.588	3.201	3.616
3	2.690	3.121	2.787	3.197
2	2.294	2.643	2.476	2.771
1 (河 口)	2.100	2.100	2.350	2.350

，其中以斷面 No. 6 (束縮段之上游起點) 之水位提升最大，達56公分以上。因此斷面束縮後，應注意束縮段及其上游部份河段水位之抬高，或將此河段之堤防予以加高。再由表中可看出，當河口潮位由2.10公尺提升 2.35 公尺時，斷面束縮情況下之最高水位差達 1 公分以上之河段僅為斷面 No. 1 至 No. 5。由以上分析可知，當河口段斷面束縮時，在束縮段及其上游部分河段，水位將升高，尤其是束縮段上游之起點，其水位之差異最大，因此須特別注意堤防高度，但在斷面 No. 15 上游河段，則束縮後對水流流況之影響甚小。

五、結 論

本文依據一維變量流理論及側流堰試驗公式建

立堤防溢流之河道洪流演算模式，並以曾文溪為研析之實例。經由實測氾濫記錄檢定及驗證，顯示結果相當符合，可作為洪水預報模式應用於溢岸情況之水理模擬。

本文更進一步探討水庫不同運轉作業對下游流域之影響，模擬結果可估算出溢流體積及高度不足之堤防斷面號，可供堤防高度增建及水庫運轉作業之參考檢討用。同時本模式可探討感潮河段之潮位漲落及堤線佈置對水理之影響，可提供河段治理及堤線規劃之參考及應用。

參 考 文 獻

1. Mahmood, K., and Yevjevich, V., *Unsteady Flow in Open Channels*, Vol. I,

- Water Resources Publication, Inc., Fort Collins, Colorado, 1975.
2. Liggett, J. A., and Woolshier, D. A., "Difference Solutions of the Shallow Water Equations" Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 93, No. EM2, April, 1967, pp. 39-71.
 3. Amein, M., "An Implicit Method for Numerical Flood Routing," Water Resources Research, Vol. 4, No. 4, 1968, pp. 719-726.
 4. Amein, M., and Fang, C. S., "Implicit Flood Routing in Natural Channels," Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol. 96, No. HY12, Dec. 1970, pp. 2481-2500.
 5. Amein, M., and Chu, H. L., "Implicit Numerical Modeling of Unsteady Flows," Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol. 101, No. HY6, June, 1975, pp. 717-731.
 6. Chu, H. L., and Mostafa, M. G., "Unsteady Flow Over Side Weirs in Open Channels," Symposium on Unsteady Flow in Open Channels, U. K., April, 1976.
 7. 蔡長泰、顏沛華、盧炳堃：「濁水溪洪水預報系統之研究(一)」行政院國家科學委員會，防災科技報告72-06號，民國72年12月。
 8. 顏清連、許銘熙：「河川體系變量流之數值模擬」，國立臺灣大學土木工程學研究所研究報告，水利7105，民國71年10月。
 9. 顏清連、許銘熙、陶偉麟：「淡水河系洪水演算模式(一)現況河道洪水演算模式之建立與驗證」，國立臺灣大學土木工程學研究所研究報告，水利7201，民國72年9月。
 10. 顏清連、許銘熙、段 鏞：「淡水河系洪水演算模式(二)二重疏洪道完成後淡水河系洪流演算模式」，國立臺灣大學土木工程學研究所研究報告，水利7305，民國73年9月。
 11. 顏清連、王如意等：「基隆河水理特性之研究」，國立臺灣大學土木工程學研究所研究報告，水利7203，民國72年9月。
 12. 「曾文水庫操作運轉對下游流域影響之研究」，國立臺灣大學水工試驗所，研究報告第71號，中華民國73年12月。
 13. 「曾文溪河道斷面測量及構造物調查工作報告」，臺灣省水利局第六工程處，民國72年10月。
 14. 「淡水河、濁水溪及曾文河流域洪水預報系統規劃研究報告」，臺灣省水利局，民國72年12月。
 15. 「曾文溪七股區河川新生地開發調查規劃報告」，臺灣省水利局第六工程處，民國68年7月。

專營土木、水利、建築等工程

任發營造有限公司

地址：台中市西屯區福安十街50號

電話：(04) 3710538