

流域中上游之都市化效應與分洪設施 對下游流量推估之影響

The Impacts of Urbanization and Flood Diversion on Upstream Area for Estimating Discharge on Downstream Watershed

國立台灣大學水工試驗所
博士後研究

潘宗毅*

Tsung-yi Pan

國家災害防救科技中心
副研究員

謝龍生

Lung-sheng Hsieh

致遠管理學院環境資源學系
助理教授

鄭士仁

Shin-jen Cheng

摘 要

本文係探討基隆河流域因都市化效應及員山子分洪設施完工後對下游逕流量之影響。基隆河沿岸由於大多屬於未設站集水區，缺乏水文規劃設計。因此，本研究以半分布並聯型線性水庫降雨－逕流模式，配合分洪設施操作規則，設計適切之境況模擬。後以 Nash 概念模式調整受都市化效應影響後之合理流量。最後以洪峰流量與洪峰到達時間評估模擬結果。

研究結果可知由於員山子分洪設施功能之發揮，其下游之流量獲得適當之控制。可知分洪設施對基隆河中下游地區之洪災消滅效果具有明顯改善程度。但隨著各核胞之集流產生對下游側流量之補注，員山子分洪設施為下游帶來之減洪效應越往下游其影響越小。

關鍵詞：都市化效應，分洪設施，Nash 概念模式，半分布並聯型線性水庫降雨－逕流模式。

ABSTRACT

This study is to investigate the effects of urbanization and Yuanshantze flood diversion project on the downstream of Keelung River. However, most sub-catchments along Keelung River are ungauged watershed without any hydrological analysis. Therefore, a semi-distributed parallel-type linear reservoir rainfall-runoff model is introduced to carry out the simulation of runoffs. The simulations of scenarios are

*通訊作者，國立台灣大學水工試驗所博士後研究，106 台北市大安區羅斯福路四段 1 號，typan@ntu.edu.tw

designed based on the operational rules for flood diversion project. Then, a Nash model is used to modify the discharge that is affected by urbanization. Finally, the simulations are evaluated by the discharge of the peak and its time of arrival.

When the return period is high, the analytical results show that the increases of floods to downstream are slight due to Yuanshantze flood diversion. Therefore, the study demonstrates that the project obviously improves the flood mitigation effect on downstream of Keelung River. Furthermore, the flood mitigation effect is decrease from Yuanshantze flood diversion to its downstream.

Keywords: Urbanization, Flood diversion, Nash model, Semi-distributed parallel-type linear reservoir rainfall-runoff model.

一、前言

基隆河流域汐止以上集水區係屬於峽谷地形，其土地利用型態早期大多以農、礦業為主[1]。然歷經二、三十年來之都市化演變及急遽發展，目前沿著基隆河主河道兩岸高樓林立，致使基隆河流域之水文環境存在相當複雜之問題。例如防洪排水設施嚴重不足、兩岸過度開發、河道通水斷面積逐年減少、橋樑阻礙河川水流、支流多且集中分布於中上游以及流域管理事權不一等問題[2,5]，因而導致基隆河流域每逢豪雨即氾濫成災。民國 87 年 10 月間接連發生瑞伯與芭比絲兩個颱風侵襲此流域，造成汐止、五堵等地區十天之內三次淹水，並造成三人溺水死亡，受淹水影響之住戶超過一萬戶，停電戶數亦超過五萬戶，造成重大之經濟、社會損失[3,4]。有鑑於此，民國 89 年 11 月前行政張院長聽取「基隆河整治計畫」簡報會議後裁示，立即推動員山子分洪計畫相關工作。基隆河沿岸由於大多屬於未設站集水區，缺乏水文規劃設計。隨整體員山子分洪設施之完竣，對下游沿岸之水文環境勢必造成相當大之改變，實有必要針對都市化效應與員山子分洪設施所造成之影響予以學理性之研析。

為考慮研究區域內河道蜿蜒、地形複雜與高度空間之變異性，並瞭解集水區發生暴雨時沿岸漫地流流動之特性，本研究採用半分布並聯型線性水庫降雨—逕流模式模擬基隆河流域內之降

雨—逕流歷程。模擬降雨—逕流歷程時，根據員山子分洪操作規則進行分流模擬，研析於 94 年 7 月底竣工之基隆河員山子分洪設施對沿岸水文環境之影響。基隆河沿岸之水文環境乃考慮流域沿岸未來持續開發所產生都市化效應之影響，利用 Nash 概念模式只需率定雙參數之特性，進一步研析整個集水區隨不透水面積之增加(都市化效應)所引致相對應上述水量之改變。本研究首先以半分布並聯型線性水庫降雨—逕流模式進行流量模擬，後以 Nash 概念模式調整受都市化效應影響後之合理流量，利用新穎之理論期冀能提高模擬降雨—逕流機制之準確性，以提供水資源規劃之應用。

二、文獻回顧

長久以來，水文學者一直認為集水區之水文反應由集水區之降雨特性與地文因子扮演相當重要之角色。首先對於降雨特性而言，不同之降雨時空分布將導致不同集水區水文反應。例如根據 Wang 與 Chen [34]對於一狹長集水區之研究成果指出，若降雨重心落於集水區上游，則出流歷線之尖峰流量相對較小且整條出流歷線呈現較寬而矮；反之，若降雨重心落於集水區下游，則出流歷線之尖峰流量相對較高且整條出流歷線呈現較高而窄。

其次對於集水區之地文因子而言，不同之河川網路型式、集流面積、河道與漫地流坡度、土壤類別與地表覆蓋等等亦將導致不同集水區水

文反應。多年以來，不少水文學者致力於水文反應與集水區地文因子相結合之研究，例如 Dooge [15]利用集水區之河川網路，研發一核胞(cell)模式且可能是第一個半分布(semi-distributed)模式，後來 Laurenson[20]、Mein[24]等人、Boyd[10]與 Diskin[14]等人皆相繼地致力於此類模式之發展。最後，Karnieli[18]結合上述等人之研究發展出 CELMOD5 模式，此模式是由一序列互相鍵結之核胞單元所組成，每一核胞單元乃表示集水區某一特定分區，而這些核胞單元相互鍵結成一如樹狀結構以反應集水區之主要流出流況。

有關都市化效應對水文之影響，亦有若干學者提出數種方法分析。其中，Bonta 等[9]將土地利用改變過程區分為開墾前、開墾中與開墾後等三個時期，利用 SCS 方法探討三個時期之流量延時曲線、洪峰流量及美國土壤保持署(U. S. Soil Conservation Service, SCS)所引用曲線號碼。Tsihrintzis 與 Hamid [33]應用 SCS 方法及美國環保署發展之經驗公式研析低密度住宅區、高密度住宅區、高速公路與商業區等地區之水質與水量之都市化趨勢。Kang、Park 與 Singh [17]利用線性水庫串聯之概念說明都市化之逕流特性。Aronica 與 Cannarozzo [8]應用具線性水庫與線性河渠特性之非線性核胞串聯半分布概念化模式，研析都市流域之水文反應。其中，線性水庫代表集水區透水部分，而結合等時線觀念之線性渠道代表不透水面積。

雖然過去水文學者已發展出數種型式水文模式以建立降雨－逕流歷程之關係[13,22,25,27,30]，對逕流推估而言，以 Sherman [31]所提出之單位歷線概念為基礎之集塊水文模式至今仍為一相當便捷之方法。由於其忽略集水區內降雨之空間分布，降雨可簡化為整個集水區之平均降雨強度，因此較易於研析集水區特性、降雨效能與土地利用改變對河川逕流特性之影響。集塊型式都市降雨－逕流模式[11,12,15,16,19,23,26,28,29]主要作用為對一已知暴雨模擬其表面逕流，而暴雨表面逕流之體積與隨時間分布之逕流量主要由降雨特性、不透水面積與集水區地表坡度決定。

三、基本理論

本文係探討基隆河流域員山子分洪設施對下游沿岸逕流量之影響，並根據沿岸都市化演變進一步評估未來水文環境之變化，其結果可提供基隆河流域水資源開發及洪災整治之應用。所採用之理論主要為：Nash 概念模式及半分布並聯型線性水庫降雨－逕流模式。其相關理論簡述如下：

3.1 Nash 概念模式

Nash 概念模式為單輸入與單輸出之水文模式，單一輸入為整個研究集水區之平均雨量，單一輸出則為研究集水區出口之逕流量，其具有空間均勻之特性。如擬觀察因土地利用開發效應而導致相關水量改變，Nash 概念模式適用於較小流域、地文資料不夠詳盡，而僅有降雨與逕流觀測記錄之流域或者僅專注於整個流域之水量變異程度。

本研究所採用之 Nash 概念模式具有明確物理意義之參數，其為如下 N 及 K 兩個參數之瞬時單位歷線之數學表示式[26]：

$$U_N(t) = \frac{1}{K\Gamma(N)} e^{-\frac{t}{K}} \left(\frac{t}{K}\right)^{N-1} \dots\dots\dots(1)$$

式中， N ：線性水庫個數；

K ：線性水庫之蓄水常數。

瞬時單位歷線之洪峰到達時間 t_m 可由上式對 t/K 微分等於零而得：

$$\frac{1}{K\Gamma(N)} e^{-\frac{t}{K}} \left[\left(\frac{t}{K}\right)^{N-2} (N-1) - \left(\frac{t}{K}\right)^{N-1} \right] = 0 \dots\dots\dots(2)$$

即

$$t_m = (N-1)K \dots\dots\dots(3)$$

將式(3)代入式(2)，可得瞬時單位歷線之尖峰流量 U_m ：

$$U_m = \frac{1}{K\Gamma(N)} e^{-(N-1)} (N-1)^{N-1} \dots\dots\dots(4)$$

若採用公制，1 公分之有效降雨深度之瞬時單位歷線則可表示如下：

$$U(0,t) = \frac{2.78A}{K\Gamma(N)} e^{-\frac{t}{K}} \left(\frac{t}{K}\right)^{N-1} \dots\dots\dots(5)$$

其洪峰到達時間 t_m 為：

$$t_m = (N-1)K \dots\dots\dots(6)$$

瞬時單位歷線洪峰流量 U_m 為：

$$U_m = \frac{2.78A}{K\Gamma(N)} e^{-(N-1)} (N-1)^{N-1} \dots\dots\dots(7)$$

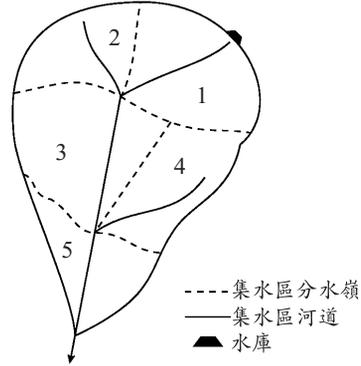


圖 1 集水區示意圖

3.2 半分布並聯型線性水庫降雨－逕流模式

根據 1957 年 Nash 之研究結果指出[26]，一個集水區可視為 n 個線性水庫所串聯，每一個線性水庫具有相當之蓄水常數 K 。倘若每個水庫之蓄水常數不相等，則其第 n 個線性水庫之出流歷線之通式可表示如下[10]：

$$U_n(t) = q_n(t) = \int_0^t U_{n-1}(\tau) \frac{1}{K_n} e^{-\frac{(t-\tau)}{K_n}} d\tau$$

$$= \begin{cases} \frac{1}{K_1} e^{-\frac{t}{K_1}}, N=1 \\ \sum_{i=1}^N \frac{K_i^{N-2}}{\prod_{j=1, j \neq i}^N (K_i - K_j)} e^{-\frac{t}{K_i}}, N \geq 2 \end{cases} \quad (8)$$

假設一單位之有效降雨量瞬間均勻地落在集水區上，則其降雨在集水區中遵循多條流路流達出口處。為便於模式之闡釋，茲以如圖 1 所示之集水區為例予以說明，其降雨落於各核胞上流至集水區出口處之流路有以下數條途徑：

- 流路 1： $O_{11} \rightarrow S_{11} \rightarrow S_{13} \rightarrow S_{15}$
- 流路 2： $O_{22} \rightarrow S_{22} \rightarrow S_{23} \rightarrow S_{25}$
- 流路 3： $O_{33} \rightarrow S_{33} \rightarrow S_{35}$
- 流路 4： $O_{44} \rightarrow S_{44} \rightarrow S_{45}$
- 流路 5： $O_{55} \rightarrow S_{55}$

以上 O_{nm} 表示流路 n 第 m 個核胞之漫地流； S_{nm} 代表流路 n 第 m 個核胞之河渠流。模式中可將每一流路中之各核胞之漫地流

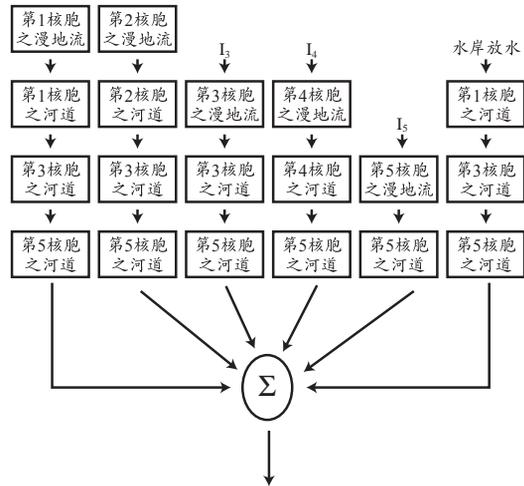


圖 2 模式結構示意圖

與河渠流視為不同之狀態(state)；且將每一流路比擬為由數個不同狀態所串聯而成，而每一狀態則係利用一線性水庫予以比擬。因此，每一流路之反應是由數個不同線性水庫串聯之結果，而該集水區出口處之反應乃是由所有流路之反應並聯線性疊加而成。對圖 1 之集水區，其模式結構示意圖如圖 2 所示。

針對流路 1 而言，其係由 4 個不同狀態所組成，即第 1 個核胞之漫地流，第 1 個核胞之河渠流，第 3 個核胞之河渠流與第 5 個核胞之河渠流等 4 個。根據上述原則，流路 1 可視為是由 4 個不同之線性水庫串聯而成，而每一線性水庫可用一蓄水常數予以模擬，因此根據前面基本原理所述，則在第 4 個線性水庫出口處之瞬時單位歷線

可如下所示：

$$\begin{aligned}
 U_1(t) &= \frac{K_{O_{11}}^2}{(K_{O_{11}} - K_{S_{11}})(K_{O_{11}} - K_{S_{13}})(K_{O_{11}} - K_{S_{15}})} e^{-\frac{t}{K_{O_{11}}}} \\
 &+ \frac{K_{S_{11}}^2}{(K_{S_{11}} - K_{O_{11}})(K_{S_{11}} - K_{S_{13}})(K_{S_{11}} - K_{S_{15}})} e^{-\frac{t}{K_{S_{11}}}} \\
 &+ \frac{K_{S_{13}}^2}{(K_{S_{13}} - K_{O_{11}})(K_{S_{13}} - K_{S_{11}})(K_{S_{13}} - K_{S_{15}})} e^{-\frac{t}{K_{S_{13}}}} \\
 &+ \frac{K_{S_{15}}^2}{(K_{S_{15}} - K_{O_{11}})(K_{S_{15}} - K_{S_{11}})(K_{S_{15}} - K_{S_{13}})} e^{-\frac{t}{K_{S_{15}}}} \\
 &\dots\dots\dots(9)
 \end{aligned}$$

式中， $U_i(t)$ 為流路 i 在集水區出口處之瞬時單位歷線； $K_{S_{ij}}$ 為流路 i 第 j 個核胞之渠道蓄水常數； $K_{O_{ij}}$ 為流路 i 第 j 個核胞之漫地流蓄水常數。

其他流路之瞬時單位歷線亦可用相同方式求取，而集水區出口處之出流歷線係由各條流路之出流瞬時單位歷線與其在該集流面積上之降雨強度函數兩者經褶合積分後，再經線性疊加而成，因此出口處之出流歷線可表示如下：

$$Q_D(t) = \sum_{i=1}^N \int_0^t I_i(\tau) U_i(t - \tau) d\tau \dots\dots\dots(10)$$

式中， $Q_D(t)$ 為出口處之出流歷線； $I_i(\tau)$ 為第 i 條流路之第 n 個核胞之漫地流降雨強度函數； $U_i(t - \tau)$ 為 i 位置調整流路於出口處之出流瞬時單位歷線； N 為集水區核胞分割數目。

對水庫下游集水區內降雨—逕流事件之模擬，則必須考慮水庫放水對下游河道之影響，因此本模式亦將水庫放水視為一條獨立之流路，如圖 2 所示，其流路如下所述：

水庫放水 $\rightarrow S_{R1} \rightarrow S_{R3} \rightarrow S_{R5}$

如圖 1 之集水區總流量歷線可如下式所示：

$$Q(t) = Q_D(t) + Q_R(t) \dots\dots\dots(11)$$

式中， $Q_R(t)$ 為水庫放水於出口處之出流歷線。

模式中之蓄水常數 $K_{O_{nm}}$ 或 $K_{S_{nm}}$ ，其實際物理意義係為洪水波峰流經所需之時間，亦即集

流時間，因此其具有時間之因次。然而目前國內對於集流時間之研究不多，根據學者研究結果指出，集流時間係受到流域之逕流長度、逕流坡度、糙度係數、降雨強度及其他因素所支配；基於此，本研究對於模式中之蓄水常數估算乃採用 1997 年 Lee and Yen[21] 所推導之結果，以 V 型漫地流模型分別代表每一子集水區，其漫地流之平均逕流時間可表示如下：

$$K_{O_{ij}} = \left[\frac{N_O \overline{L_{O_{ij}}}}{S_{O_{ij}}^{-1/2} q^{m-1}} \right]^{1/m} \dots\dots\dots(12)$$

式中， $\overline{L_{O_{ij}}}$ 為流路 i 第 j 個核胞之平均漫地流長度； $S_{O_{ij}}$ 為流路 i 第 j 個核胞之漫地流平均坡度； N_O 為漫地流平均粗糙係數； q 為漫地流平面之均勻側入流量，在實際應用時以降雨強度代入； m 為運動波理論中漫地流水深之指數，若由曼寧公式之關係可得 $m=5/3$ 。

而河渠流部份之逕流時間可表示為[21]：

$$K_{S_{ij}} = \frac{B_{ij}}{2q \overline{L_{O_{ij}}}} \left[\left(\frac{2q N_C \overline{L_{O_{ij}}} \overline{L_{C_{ij}}}}{S_{C_{ij}}^{-1/2} B_{ij}} + h_{CO_{ij}}^m \right)^{1/m} - h_{CO_{ij}} \right] \dots\dots\dots(13)$$

式中， $S_{C_{ij}}$ 為流路 i 第 j 核胞之河渠平均坡度； N_C 為河渠之平均糙度係數； B_{ij} 為流路 i 第 j 個核胞出口處之河渠寬度； $h_{CO_{ij}}$ 為流路 i 之第 $j-1$ 個核胞之逕流入第 j 個核胞河渠之水深，當 $j=1$ 時， $h_{CO_{ij}} = 0$ 。

由此可知，此模式為一擬似二維分布型水文模式，每一核胞能輸入不同降雨資訊以展現降雨於空間變異之特性。只要求得各條流路之地文參數及降雨強度，則各狀態之逕流時間即可加以推求，且模式中待估參數只有漫地流平均粗糙係數 N_O 與河渠之平均糙度係數 N_C 兩個。

四、研究流域與模式建立

基隆河發源於台北縣之菁桐山，流經瑞芳鎮、基隆市、汐止市，即流入台北市轄區內，包括內湖、南港、台北市舊市區，最後沿士林、北

表 1 五堵集水區 9 核胞之地文資料

控制點	編號	面積(km ²)	漫地流長(km)	漫地流坡度	河道長(km)	河道坡度
南湖大橋	9	41.409	5.704	0.105	3.63	0.00000
社后橋	8	42.736	3.260	0.156	6.56	0.00031
長安橋	7	37.888	4.875	0.162	3.89	0.00026
百福橋	6	34.015	2.242	0.128	7.58	0.00040
大華橋	5	17.760	4.910	0.081	1.81	0.00166
八德橋	4	28.090	2.510	0.174	5.60	0.00232
慶安橋	3	28.202	1.519	0.141	9.29	0.00394
員山子	2	52.582	1.600	0.187	16.43	0.00664
最上游	1	36.197	4.071	0.180	4.45	0.01220

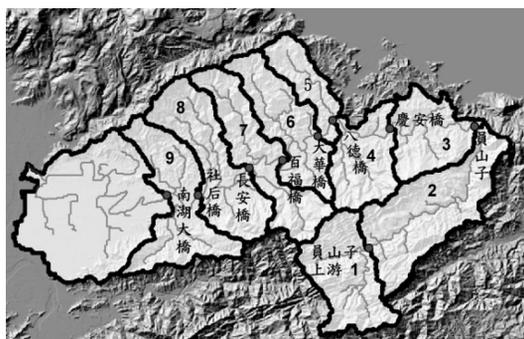


圖 3 基隆河流域及核胞分區圖

投南側，在關渡附近與淡水河匯流，主流長 86 公里，流域面積為 501 平方公里，為大台北地區主要河川之一。當其流經台北盆地內，河床坡度逐漸平緩，河道蜿蜒，為一流況複雜之感潮河川，如圖 3 所示。

員山子分洪工程位於台北縣瑞芳鎮境內，工程起點位於基隆河主流上游瑞芳鎮柑新村旁，分洪路線往北偏東方向以隧道方式將基隆河上游集水區洪水排入東海，出口位置約位於台二線里程 84k+500 位置。本研究著重於員山子分洪工程完工後對下游沿岸逕流量之影響。首先由員山子分洪操作規則中歸納將影響下游逕流量之相關條文。進一步以相關之操作規則設定半分布並聯型線性水庫降雨－逕流模式之上游邊界條件並套配設計雨型，最後求得員山子防洪治理方案對下游沿岸之水文影響。

4.1 員山子分洪操作規則[6]

根據經濟部水利署之基隆河員山子分洪計

畫工程基本設計報告所列之營運操作維護規則，共有五章 21 條。其中與本研究相關之操作規則條列詳見附錄 A。

綜合員山子分洪操作規則所考慮之情境可知，在排砂閘門無法關閉之情況下將造成下游流量增加，因此本研究根據員山子分洪操作規則設計三種境況進行模擬：(a)無員山子分洪設施、(b)員山子分洪設施正常分洪及(c)員山子分洪設施於排砂閘門無法關閉之情況下進行分洪。

4.2 半分布並聯型線性水庫降雨－逕流模式之檢定

基隆河流域研究地區內五堵站為最下游且紀錄較完整之水位流量站，因此對於流域之逕流量分析，本研究選取五堵水位流量站所控制之集水區進行資料蒐集及模式之檢定。為探討員山子分洪對下游沿岸流量推估所產生之影響，於基隆河五堵集水區共劃分九個核胞，選取員山子、慶安橋、八德橋、大華橋、百福橋、長安橋、社后橋與南湖大橋為控制點。各核胞之集水面積、主河道長度及主河道平均坡度等地文資料如表 1 所示；其編號及位置如圖 3。

經以集水區五堵水文站多場颱風事件對此模式加以檢驗，其結果如表 2 所列。其平均效率係數為 0.863，峰值誤差平均在 7.00%之內，峰時誤差時刻皆小於 2 小時，模式所使用之參數如表 3 所示；進一步利用各颱風事件所檢定而得參數之平均值，重新輸入各颱風事件做驗證之工作，驗證結果如表 4 所示，其平均效率係數為

表 2 五堵上游集水區之水文模式檢定結果

事件名稱	觀測值		模擬值				
	Q _p (cms)	T _p (hrs)	Q _p (cms)	T _p (hrs)	CE	EQ _p (%)	ET _p (hrs)
艾貝(75.09.17)	597.8	55	601	57	0.713	0.53	2
安迪(71.07.29)	355.4	19	316.5	18	0.851	+10.94	-1
安珀(86.08.29)	958.1	20	841.3	19	0.889	-12.2	-1
西仕(71.08.10)	677.1	13	663.3	12	08	-20.2	-1
暴雨(79.08.30)	788.2	23	733.7	22	0.848	-6.89	-1
暴雨(79.06.23)	525	29	505	28	0.945	-3.81	-1
暴雨(79.08.19)	824.5	17	743.8	17	0.959	-9.79	0
暴雨(79.09.03)	825.5	25	718.3	25	0832	-12.98	0
暴雨(73.08.14)	595	46	542	45	0.877	-8.9	-1
暴雨(78.09.11)	484	28	480	28	0.901	-0.82	0
葛拉絲(83.09.01)	436	17	396.6	16	0.823	-9.02	-1
賀伯(85.07.31)	1086.7	27	1012.6	26	0.936	-6.81	-1
尼爾森(74.08.22)	1249	36	1130.5	35	0.838	-9.48	-1
露絲(80.10.29)	563	11	563.6	12	0.804	0.11	1
薩恩(85.09.27)	670.3	37	670.2	35	0.895	-0.02	-2
席斯(83.10.09)	471	39	473.6	40	0.971	0.57	1
尼爾森(77.09.16)	360.8	28	361.9	28	0.905	0.32	1
道格(83.08.07)	342.9	42	250.5	42	0.807	-26.96	0
泰德(81.09.21)	359	42	303.2	41	0.908	-15.54	-1
衛奧(74.09.16)	317	45	291	44	0.801	-8.19	-1
韋恩(75.08.0022)	730.5	24	734.2	24	0.837	0.51	0
溫妮(86.08.17)	1038.8	38	954.3	36	0.85	-8.14	-2
瑞伯(87.10.15)	1030	26	1038.2	26	0.919	0.8	0
芭比絲(87.10.25)	1025	34	1140.6	36	0.624	11.28	2
平均值					0.863	7.02	2

表 3 五堵上游集水區之水文模式檢定參數

事件名	N _o	N _c	事件名	N _o	N _c
艾貝(75.09.17)	0.24	0.01	尼爾森(74.08.22)	0.46	0.003
安迪(71.07.29)	0.78	0.0015	露絲(80.10.29)	0.48	0.0095
安珀(86.08.29)	90.78	0.0015	薩恩(85.09.27)	0.48	0.0055
西仕(71.08.10)	0.5	0.0037	席斯(83.10.09)	0.46	0.003
暴雨(79.08.30)	0.5	20.0015	尼爾森(77.09.16)	0.48	0.0035
暴雨(79.06.23)	0.5	0.003	道格(83.08.07)	0.5	0.0015
暴雨(79.08.19)	0.78	0.0018	泰德(81.09.21)	0.48	0.0015
暴雨(79.09.03)	0.78	0.0015	衛奧(74.09.16)	0.42	0.003
暴雨(73.08.14)	0.78	40.003	韋恩(75.08.22)	0.5	0.012
暴雨(78.09.11)	0.48	0.004	溫妮(86.08.17)	0.5	0.004
葛拉絲(83.09.01)	0.48	0.002	瑞伯(87.10.15)	0.56	0.016
賀伯(85.07.31)	0.5	0.003	芭比絲(87.10.25)	0.52	0.016
平均值			平均值	0.54	0.0038

表 4 五堵上游集水區之水文模式驗證結果

事件名稱	觀測值		模擬值				
	Q _p (cms)	T _p (hrs)	Q _p (cms)	T _p (hrs)	CE	EQ _p (%)	ET _p (hrs)
艾貝(75.09.17)	597.8	55	702.2	55	0.798	17.47	0
安迪(71.07.29)	355.4	19	280.2	20	0.909	-21.15	1
安珀(86.08.29)	958.1	20	728.3	20	0.937	-23.99	0
西仕(71.08.10)	677.1	13	659.9	12	0.813	-2.52	-1
暴雨(79.08.30)	788.2	23	694.5	23	0.968	-12	0
暴雨(79.06.23)	525	29	493.6	29	0.96	-5.98	0
暴雨(79.08.19)	824.5	17	671.3	18	0.967	-18.59	1
暴雨(79.09.03)	825.5	25	626.7	25	0.895	-24.1	0
暴雨(73.08.14)	595	46	520	46	0.881	-12.6	0
暴雨(78.09.11)	484	28	483.5	28	0.902	-0.09	0
葛拉絲(83.09.01)	436	17	362.1	16	0.901	-16.95	-1
賀伯(85.07.31)	1086.7	27	998.64	26	0.965	-8.1	-1
尼爾森(74.08.22)	1249	36	1100.61	35	0.889	-11.88	-1
露絲(80.10.29)	563	11	701.48	10	0.699	24.6	-1
薩恩(85.09.27)	670.3	37	721.67	34	0.835	7.66	-3
席斯(83.10.09)	471	39	461.89	40	0.966	-1.93	1
尼爾森(77.09.16)	360.8	28	355.09	28	0.912	-1.58	0
道格(83.08.07)	342.9	42	233.6	43	0.879	-31.88	1
泰德(81.09.21)	359	42	279.6	42	0.929	-22.12	0
衛奧(74.09.16)	317	45	260.12	45	0.859	-17.94	0
韋恩(75.08.0022)	730.5	24	990.56	23	0.56	35.6	-1
溫妮(86.08.17)	1038.8	38	960.48	36	0.844	-7.54	-2
瑞伯(87.10.15)	1030	26	1431.2	25	0.886	38.95	-1
芭比絲(87.10.25)	1025	34	1844.7	34	0.493	79.97	0
平均值					0.875	14.83	3

0.875，峰值誤差平均在 15.00%之內，峰時誤差時刻除薩恩颶風事件外皆小於 2 小時，模擬結果相當良好。

本研究建立之半分布並聯型線性水庫降雨—逕流模式，經以集水區多場颱風事件加以檢定及驗證，從模擬結果可得知，水文逕流模式已能適度反應基隆河集水區降雨與逕流間之水文現象。因此，將以各颱風事件所檢定而得參數之平均值，配合基隆河流域各雨量站頻率分析及區域設計雨型成果，輸入半分布並聯型線性水庫降雨—逕流模式，以進行基隆河流域空間洪流資訊分析。

4.3 應用都市化效應修正設計流量

於設計洪水歷線模擬之過程中，本研究分別演算 24 小時降雨延時重現期距為 2、5、10、25、

50、100 與 200 年之設計雨型，再套配半分布並聯型水庫概念降雨—逕流模式，即可得到各核胞於不同總雨量下之設計洪水歷線。進一步利用 Nash 概念模式具有明確物理意義之參數，研析流域之都市化效應，並將其應用於沿岸逕流量推估之修正。應用都市化效應修正設計流量之過程如下：

(1) 土地利用開發過程主要為都市人口逐漸集中使得其相對應之地文因子變更，導致代表集水區水文特性之單位歷線改變，進而影響直接逕流之產生。本研究選擇以不透水面積代表土地利用開發之因子，並根據近年來台北縣統計要覽分析基隆河流域之土地利用趨勢，由各年不透水面積占基隆河流域面積之比例求得逐年之不透水面積增量。

(2) 根據鄭與洪[7]於五堵集水區之研究指

出，參數 K 因土地利用發展之變化趨勢較參數 N 為小、減少參數個數及避免兩個參數間之互相影響等三個理由，建議以定值處理。因此本研究參考其研究結果，固定 Nash 模式中之參數 K 為 2.00，利用 Nash 模式對全流域優選參數 N 。將全流域視為一集塊，則各重現期之設計暴雨可對應一組參數 N 、 K 。

(3) 將步驟(2)優選而得之參數 N 套配 Nash 模式之參數 N 與土地利用面積百分比之關係所求得之迴歸式(14)，可求得不同參數 N 所對應之土地利用百分比，式(14)如下所示。

$$N = 10.26 \cdot Im^{-0.42}, \quad r^2 = 0.76 \dots\dots\dots(14)$$

式中， N ：Nash 模式之參數；

Im ：集水區不透水面積百分比(%)。

因此，各重現期之設計暴雨於各核胞所產生之逕流歷線可經由優選出之參數 N 與參數 K ，求得對應之不透水面積百分比。

(4) 以步驟(3)之不透水面積百分比套配步驟(1)全流域逐年之不透水面積增量，可求得未來幾年流域因都市化影響之不透水面積。推估未來可能之不透水面積後，即可利用 Nash 模式之參數 N 與土地利用面積百分比之關係所求得之迴歸式，推求相對應之參數 N 。

(5) 求得原始優選而得之參數 N 與考量都市化效應後之新參數 N 後，根據 Nash 模式所推得之理論洪峰到達時刻(式(6))與理應洪峰值(式(7))，可求得洪峰到達時刻之變化及最大洪峰之修正量。

五、結果與討論

5.1 員山子分洪設施對下游流量之影響

由員山子分洪操作相關規則分析，無員山子分洪設施、員山子分洪設施正常分洪及員山子分洪設施於排砂閘門無法關閉之情況下進行分洪等為本研究探討員山子分洪對設計流量影響之三種境況。無員山子分洪設施時之設計流量如圖 4 至圖 6 所示；員山子分洪設施正常分洪時之設計流量如圖 7 至圖 9；員山子分洪設施於排砂閘門無法關閉之情況下進行分洪時之設計流量如

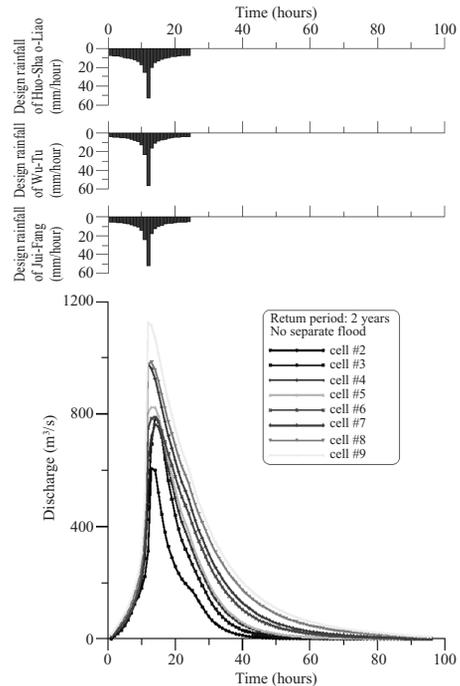


圖 4 員山子不分洪時 2 年重現期之設計颱風於核胞 2~9 之模擬逕流歷線圖

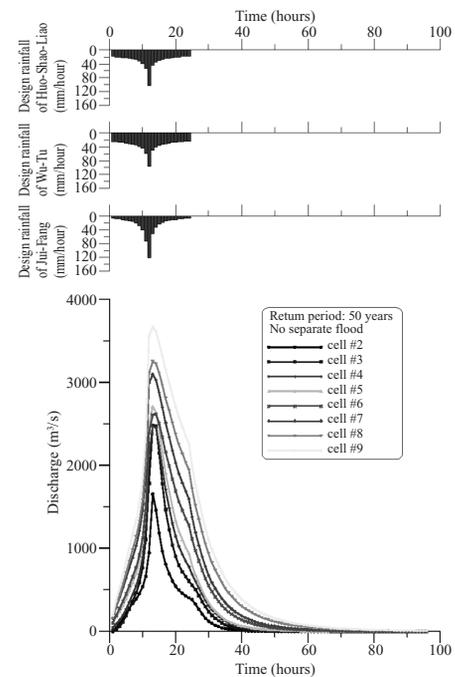


圖 5 員山子不分洪時 50 年重現期之設計颱風於核胞 2~9 之模擬逕流歷線圖

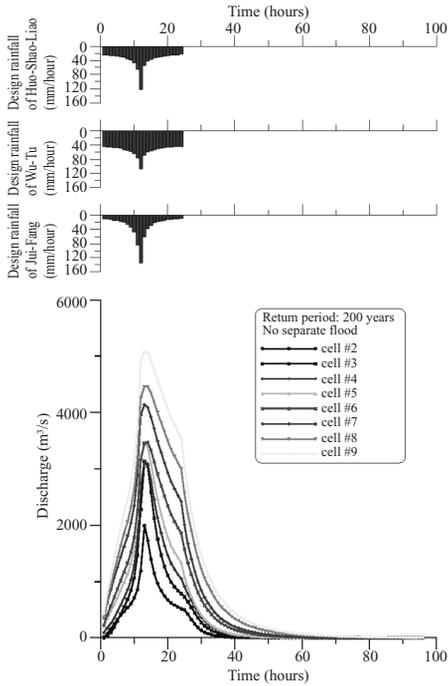


圖 6 員山子不分洪時 200 年重現期之設計颱洪於核胞 2~9 之模擬逕流歷線圖

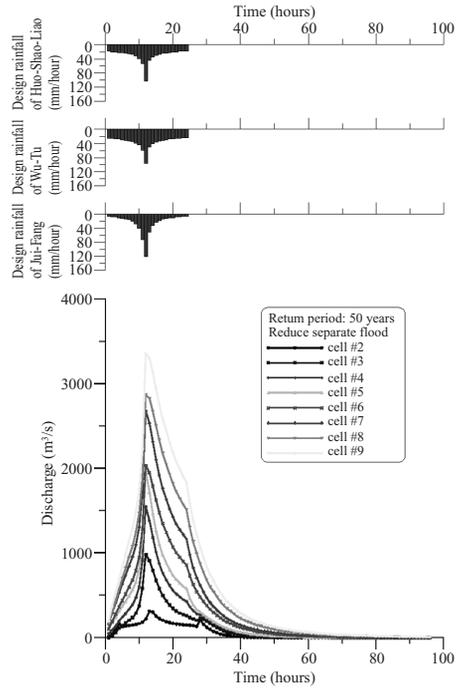


圖 8 員山子分洪時 50 年重現期之設計颱洪於核胞 2~9 之模擬逕流歷線圖

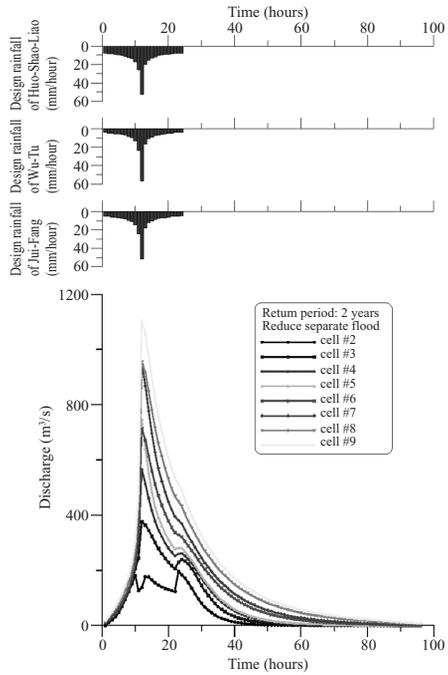


圖 7 員山子分洪時 2 年重現期之設計颱洪於核胞 2~9 之模擬逕流歷線圖

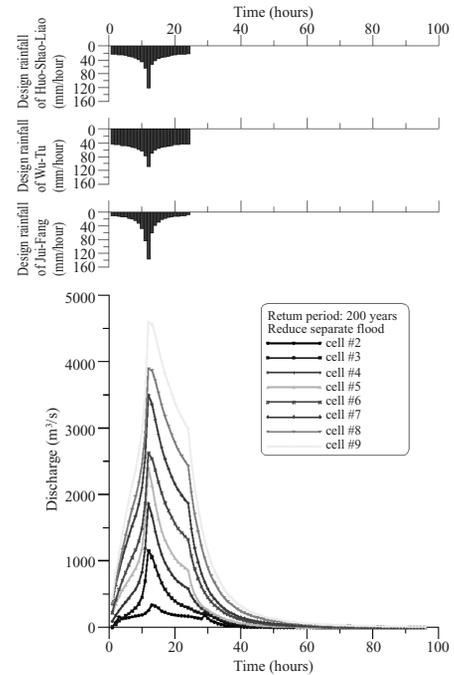


圖 9 員山子分洪時 200 年重現期之設計颱洪於核胞 2~9 之模擬逕流歷線圖

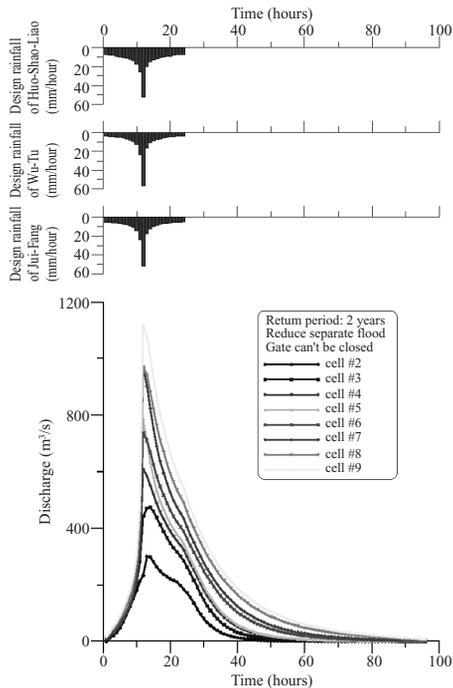


圖 10 員山子進行分洪且排砂閘門無法關閉時 2 年重現期之設計颱風洪於核胞 2~9 之模擬逕流歷線圖

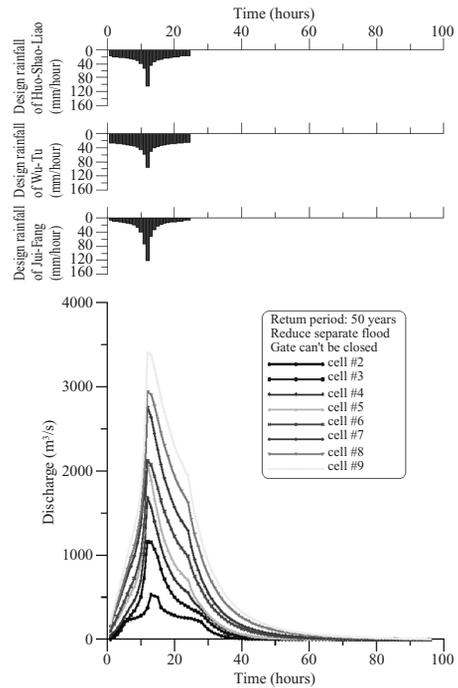


圖 11 員山子進行分洪且排砂閘門無法關閉時 50 年重現期之設計颱風洪於核胞 2~9 之模擬逕流歷線圖

圖 10 至圖 12。由模擬逕流歷線圖可知，重現期為 2 年之颱風發生時，員山子分洪設施在兩種境況下皆開始運作。而由於員山子分洪設施之運作，當重現期提升時，員山子往下游之流量增量並不顯著，但隨著各核胞之集流對下游沿岸產生側流補注作用，員山子分洪設施為下游帶來之減洪效應越往下游其影響越小。

本研究採用民國 91 年後之降雨頻率分析，其 200 年重現期之降雨量大於員山子分洪設計初期所採用之 200 年重現期標準。圖 13 及圖 14 說明員山子分洪設施在兩種境況下運作時，原設計流量、分洪量及流往下游之流量關係圖。由圖中可知，員山子分洪道仍可承受更新降雨頻率分析後 200 年重現期之設計流量而未發生滿管流。

本研究蒐集民國 91 年 5 月經濟部水利署之「基隆河員山子分洪計畫-工程基本設計報告」及民國 91 年 10 月行政院之「基隆河整體治理計畫設計洪水量檢討暨其前期計畫及辦理情形」(以下簡稱行政院版報告)，並針對水文評估之相

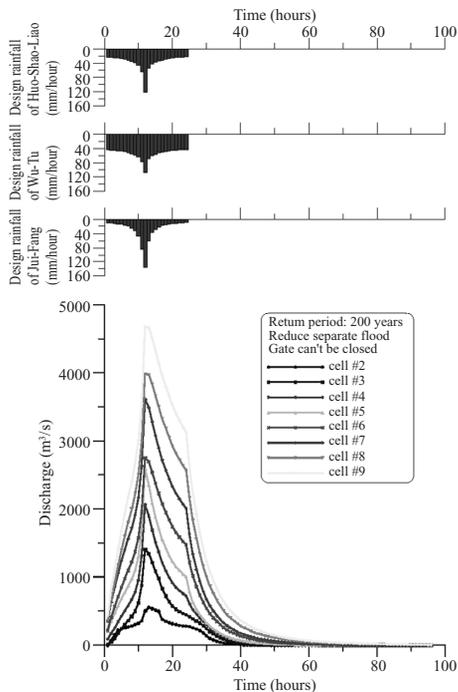


圖 12 員山子進行分洪且排砂閘門無法關閉時 200 年重現期之設計颱風洪於核胞 2~9 之模擬逕流歷線圖

表 5 員山子歷次洪水量分析成果比較表

分析年次	200 年	100 年	50 年	25 年	20 年	10 年	5 年	2 年	資料來源
59 年	1000.00	900.00	820.00	-	710.00	620.00	520.00	340.00	行政院*
74 年	1000.00	900.00	820.00	-	710.00	620.00	560.00	340.00	經濟部*
77 年	1090.00	990.00	910.00	-	780.00	680.00	560.00	360.00	行政院*
78 年	1090.00	990.00	910.00	-	780.00	680.00	560.00	360.00	經濟部*
87 年	1070.00	1000.00	920.00	-	790.00	690.00	560.00	340.00	行政院*
90 年	1540.00	1440.00	1330.00	-	1160.00	1010.00	840.00	540.00	經濟部*
90 年	1620.00	1520.00	1390.00	-	1200.00	1040.00	850.00	550.00	行政院*
91 年 5 月(1)	1618.00	152.00	1375.00	-	1186.00	1022.00	837.00	524.00	經濟部*
91 年 5 月(2)	1801.00	1661.00	1503.00	-	1286.00	1102.00	893.00	536.00	經濟部*
91 年 10 月	1780.00	1640.00	1480.00	-	1260.00	1080.00	870.00	550.00	行政院*
本次分析	1995.35	1821.20	1652.99	1442.13	-	1159.99	939.18	605.52	

行政院*：基隆河整體治理計畫設計洪水量檢討暨其前期計畫及辦理情形(民國 91 年 10 月)

經濟部*：基隆河員山子分洪計畫-工程基本設計報告(民國 91 年 5 月)

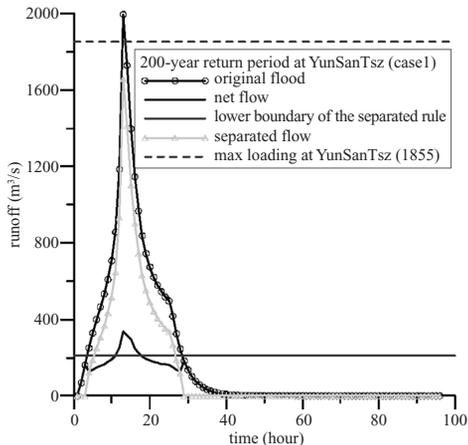


圖 13 員山子分洪時 200 年重現期之設計颱風洪於員山子之模擬逕流歷線圖

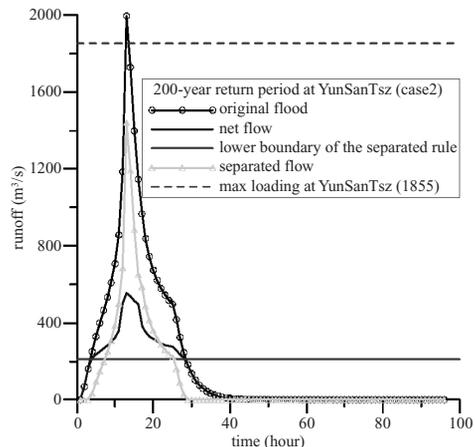


圖 14 員山子進行分洪且排砂閘門無法關閉時 200 年重現期之設計颱風洪於員山子之模擬逕流歷線圖

關研究進行綜合比較。各報告由於目標導向所選取之控制點不盡相同，但探討焦點皆集中於 200 年重現期洪峰流量之差異，因此本研究亦以 200 年重現期之逕流模擬結果與之探討比較。

基隆河於員山子堰址歷年洪水量分析成果如表 5 所示，其中摘自行政院版報告中民國 90 年之分析結果係「基隆河員山子分洪計畫」環境影響說明書之採用值。大多數之分析方法採用單位歷線法，除民國 91 年 5 月(2)採用 HEC-1(運動波法)分析及本次分析採用半分布並聯型線性水庫降雨-逕流模式。相較於「基隆河員山子分洪

計畫」環境影響說明書之採用值，91 年 5 月(2)之分析結果高出 $183\text{m}^3/\text{s}$ ，相當於採用值之 11.30%；91 年 10 月之分析結果高出 $162\text{m}^3/\text{s}$ ，相當於採用值之 10%；本研究之分析結果則高出 $377.35\text{m}^3/\text{s}$ ，相當於採用值之 23.30%。其分析結果增大之原因如下：

1. 民國 91 年 5 月(2)之分析除採用 HEC-1(運動波法)外，亦採用較高之三日暴雨量，因此產生較高之洪峰值。
2. 民國 91 年 10 月與「基隆河員山子分洪計

畫」環境影響說明書之採用值雖皆以單位歷線法分析洪峰流量，但民國 89 年及 90 年先後歷經象神颱風及納莉颱風，造成基隆河沿岸洪氾嚴重。其中，納莉颱風所帶來流域之三日平均降雨量為 972mm，較原公告推算 200 年重現期洪峰流量之三日平均降雨量 771mm 高出約 200mm。因此當頻率分析加入象神及納莉颱風之資料更新後，其分析結果 1780 m³/s 為相當合理。

3. 本研究之分析結果除採用更新至 90 年之頻率分析外，分析模式則以半分布並聯型線性水庫降雨－逕流模式為分析模組。傳統單位歷線分析法以線性疊加方式求得洪峰流量，而半分布並聯型線性水庫降雨－逕流模式則考慮實際地形因子，並以核胞方式反應流域空間上之變異，於河道中之演算則以非線性方式運算，綜合地表逕流、河道流間之交互作用，其結果更能適切反應流域真實流量。

進一步與過去相關水利單位之研究作一比較討論。於行政院版報告中，選取基隆河本流與重要支流匯流處之前或之後設置流量控制點，與本研究所選取之控制點不盡相同。為避免因控制點之位置不同而影響進一步比較，本研究將流量變化以位置圖表示如圖 15 所示。圖中本研究於各控制點皆有三筆數值，分別為員山子未分洪之原始流量、員山子正常分洪後之流量、員山子排砂閘門無法關閉時之分洪後流量；行政院版報告中之結果資料為員山子未分洪之原始流量與員山子正常分洪後之流量。

員山子分洪工程經考慮隧道之直徑、分洪構造物之佈置及水理分析等檢討後，當 200 年重現期洪峰流量為 1620 m³/s 時分洪量定為 1310 m³/s，攔河堰下游放流量為 310 m³/s。由圖中可知，行政院版報告中員山子原始流量為 1780 m³/s，經分洪 1310 m³/s 後，往下游流量為 470 m³/s。由水理觀點，原始流量與分洪量之關係應為變量流而非定量流，因此當原始流量大於 1620 m³/s 時，分洪量應大於 1310 m³/s。本研究考慮分洪量為變量流時，當原始流量為 1995.35 m³/s

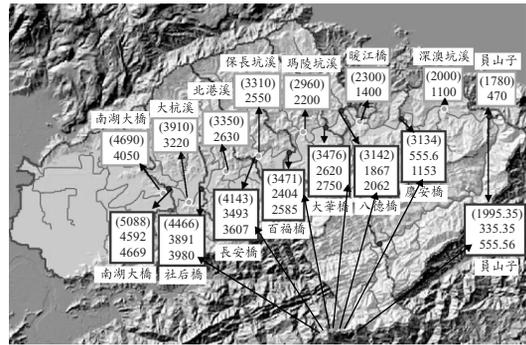


圖 15 基隆河流域員山子分洪工程之計畫洪水空間分配圖(上列為 91 年 10 月行政院之分析結果，下列為本研究結果)

表 6 民國 91 年 10 月行政院分析報告之員山子分洪下游控制點設計流量(m³/s)

控制點	原始流量	分洪後流量	分洪量	分洪量比例(%)
員山子	1780	470	1310	73.60
深澳坑溪	2000	1100	900	45.00
慶安橋	-	-	-	-
暖江橋	2300	1400	900	39.13
八德橋	-	-	-	-
大華橋	-	-	-	-
瑪陵坑溪	2960	2200	760	25.68
百福橋	-	-	-	-
保長坑溪	3310	2550	760	22.96
長安橋	-	-	-	-
北港溪	3350	2630	720	21.49
社后橋	-	-	-	-
大坑溪	3910	3220	690	17.65
南湖大橋	4690	4050	640	13.65

時，正常分洪量應為 1660 m³/s，往下游流量為 335.35 m³/s。經由半分布並聯型線性水庫降雨－逕流模式之模擬，員山子正常分洪時，於南湖大橋控制點之流量為 4592 m³/s。該值較行政院版報告之分析結果 4050 m³/s 高出 542 m³/s，主因係本模式為非線性模式，同時考慮地表逕流對主河道產生之補注效果。若以減洪效果而言，可以表 6 及表 7 表示。由表中可知 91 年之分析結果，控制點之分洪量由員山子之 1310 m³/s 降至南湖

表 7 本計畫之員山子分洪下游控制點設計流量(m³/s)

控制點	原始流量	正常分洪後 流量	非正常分洪 後流量	分洪量 (1)	分洪量 (2)	分洪量比例(1) (%)	分洪量比例(2) (%)
員山子	1995.35	335.38	888.56	1660	1439.79	83.19	72.16
深澳坑溪	-	-	-	-	-	-	-
慶安橋	3134	555.6	1153	2578.4	1981	82.27	63.21
暖江橋	-	-	-	-	-	-	-
八德橋	3142	1867	2062	1275	1080	40.58	34.37
大華橋	3476	2620	2750	856	726	24.63	20.89
瑪陵坑溪	-	-	-	-	-	-	-
百福橋	3471	2404	2585	1067	886	30.74	25.53
保長坑溪	-	-	-	-	-	-	-
長安橋	4143	3493	3607	650	536	15.69	12.94
北港溪	-	-	-	-	-	-	-
社后橋	4466	3891	3980	575	486	12.88	10.88
大杭溪	-	-	-	-	-	-	-
南湖大橋	5088	4592	4669	496	419	9.75	8.24

非正常分洪後流量：排砂閘門無法關閉之分洪後流量

分洪量(1)：正常分洪之分洪量

分洪量(2)：排砂閘門無法關閉之分洪量

大橋之 640 m³/s；根據本研究分析之結果，正常分洪時，分洪量由員山子之 1660 m³/s 降至南湖大橋之 496 m³/s。因此由非線性模擬之結果使減洪效應越往下游遞減更快。換言之，員山子分洪設施若發生排砂閘門無法關閉之特例時，對於下游(南湖大橋)之流量增量影響較小。

由表 6 及表 7 之比較可知，員山子分洪設施於慶安橋上游仍能造成分洪 50%之影響，但慶安橋以下分洪量之比例由員山子約 80%之減洪能力降至南湖大橋約 10%之減洪能力。由此可知員山子分洪設施對下游沿岸減洪之影響隨控制點越下游而明顯遞減。進一步與圖 15 之分洪空間分配圖比較可知，員山子分洪設施之主要影響範圍以鄰近下游為主。其主要原因係由於基隆河流域之沿岸支流眾多，員山子分洪設施之建址位相當上游處，其控制面積僅約 88.9km²。相較於整個基隆河之總面積 501 km²，其沿岸支流之匯流量將遠超過員山子之分洪量。此外，一般探討沿岸逕流量之推估工作時，降雨重心假設為均勻分布於整個流域，此時各核胞之匯流效應較顯著；因此，當降雨重心集中於員山子分洪設施之上游

處時，其分洪功能將更為明顯。

5.2 都市化效應對下游推估流量之修正

隨著集水區土地利用之發展，洪水歷線之形狀隨之改變，洪峰流量亦隨著增大。因此本研究進一步將都市化效應之影響加入設計流量。由民國 56 年至民國 87 之台北縣統計要覽所分析之五堵集水區土地利用變化如圖 16 所示。由圖 16 可知，民國 79 年至民國 81 年間五堵集水區之土地利用面積因汐止地區快速開發而增加迅速，但近年開發速度趨緩，因此由民國 85、86、87 年迴歸土地利用逐年之線性關係，如式(15)所示。由式(15)即可推得未來 10 年土地利用之增量。

$$y = 0.065 \cdot (x - 84) + 10.83 \dots\dots\dots(15)$$

式中 x 為年份， y 為土地利用百分比(%)。

為求得逕流模擬值所對應之土地利用程度，將 Nash 模式之參數 K 固定為 2.00 後，優選如圖 4 至圖 6 不同重現期之模擬逕流所對應之參數 N ，如圖 17 與表 8 所示。由圖中可知，集塊模式將整個五堵集水區視為一集塊，優選出之模式參數 N 隨著重現期之提高而下降。表 8 中之

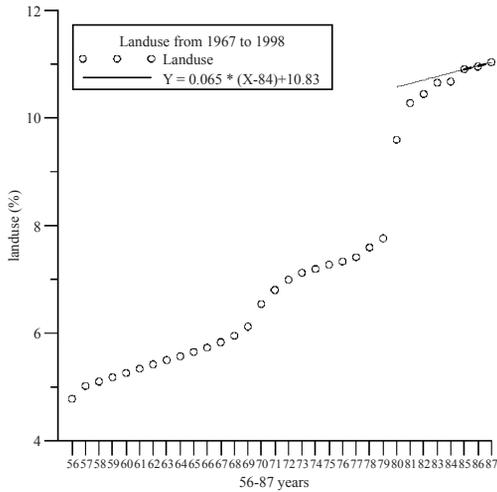


圖 16 五堵集水區民國 56 年至民國 87 年之土地利用關係圖

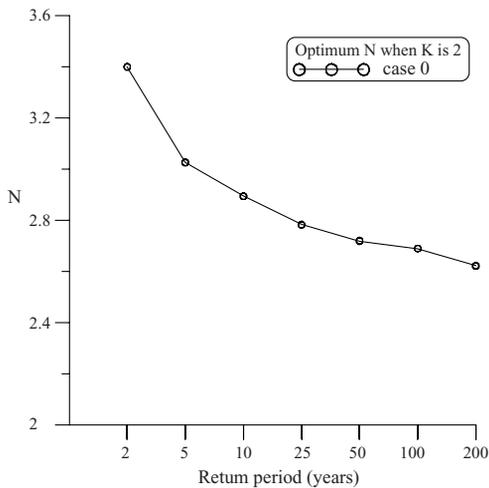


圖 17 五堵集水區不同重現期之模擬逕流對應參數 N 之關係圖

t_m 與 U_m 即為單位歷線之洪峰到達時刻與單位歷線峰值，可知洪峰隨重現期提高而增大且前移。進一步以式(14)將參數 N 轉換為相對應之不透水面積，結果如表 8 之第 7 欄。當重現期為 2 年時，其設計流量相當於不透水面積為 13.879% 時之單位歷線；當重現期為 200 年時，其設計流量相當於不透水面積為 25.741%。因此隨著重現期提高，設計流量相對之不透水面積亦有提高之趨勢。

表 8 五堵集水區不同重現期之逕流模擬參數檢定表

重現期(年)	N	K	CE	t_m (hours)	U_m	Landuse (%)
2	3.399	2	0.744	4.798	0.124	13.879
5	3.026	2	0.845	4.052	0.135	18.302
10	2.894	2	0.890	3.788	0.139	20.352
25	2.783	2	0.926	3.566	0.143	22.344
50	2.720	2	0.941	3.440	0.145	23.596
100	2.690	2	0.951	3.380	0.146	24.223
200	2.622	2	0.959	3.245	0.149	25.741

式(15)可知不透水面積之年增值為 0.065%，由此可推求 10 年後設計流量之各重現期所對應之模式參數 N ，並進一步求得設計流量考慮都市化效應影響後之洪峰變化及洪峰到達時刻之變化，如表 9 所示。由表 9 可知，考慮都市化效應之影響後，10 年後重現期為 2 年之洪峰到達時刻提前 0.245 小時，而洪峰增加 2.467%；當重現期為 200 年時，其洪峰到達時刻提前 0.105 小時，而洪峰增加 1.478%。由於都市化效應之影響，所有重現期之洪峰到達時刻皆提前，洪峰亦有增加之趨勢。不過，以重現期 2 年之變化較大，重現期 200 年之變化最小。由洪峰增量可知，200 年重現期之員山子逕流量為 1995.35 m^3/s ，10 年後經都市化效應之影響，逕流量將增為 2025.02 m^3/s ，增加 29.67 m^3/s 之流量；而位於最下游控制點之南湖大橋於 200 年重現期之逕流量為 5088.23 m^3/s ，經都市化效應之影響後，逕流量增加 75.66 m^3/s 成為 5163.89 m^3/s 。可見隨著各核胞之匯流效應加上都市化效應之雙重影響下，上下游之逕流增量相差近 3 倍。全流域之控制點在不同重現期考量都市化效應後之逕流修正量整理如表 10 所示。

最後選擇介壽橋與五堵兩點將模擬尖峰設計流量與水利主管單位過去所公開之規劃值進行比較，如表 11 與表 12 所示。基隆河流域之保護程度為重現期 200 年，從表 11 知行政院設計值(91 年 10 月)、本研究模擬結果及考量都市化效應等方法所推求 200 年重現期於介壽橋之尖峰流量分別為 1780 m^3/s 、1995.35 m^3/s 及 2025.02

表 9 五堵集水區各重現期之逕流模擬參數考量都市化效應之比較表

重現期 (年)	設計流量之模式參數				10 年後設計流量之模式參數						
	N	K	t_m (hours)	U_m	N	K	t_m (hours)	U_m	洪峰到達提前 時間(hours)	洪峰增加率 (%)	
2	3.399	2	4.798	0.124	3.277	2	4.553	0.127	0.245	2.467	
5	3.026	2	4.052	0.135	2.942	2	3.885	0.137	0.168	1.960	
10	2.894	2	3.788	0.139	2.822	2	3.649	0.141	0.145	1.797	
25	2.783	2	3.566	0.143	2.719	2	3.438	0.145	0.128	1.667	
50	2.720	2	3.440	0.145	2.661	2	3.322	0.147	0.118	1.594	
100	2.690	2	3.380	0.146	2.633	2	3.266	0.148	0.114	1.561	
200	2.622	2	3.245	0.149	2.570	2	3.140	0.151	0.105	1.487	

表 10 五堵集水區控制點各重現期之逕流推測值與 10 年後逕流推測值比較表 單位：m³/s

控制點	洪峰流量						
	200 年	100 年	50 年	25 年	10 年	5 年	2 年
員山子	1995.35	1821.20	1652.99	1442.13	1159.99	939.18	605.52
	2025.02	1849.62	1679.33	1466.17	1180.83	957.59	620.46
	(29.67)	(28.42)	(26.34)	(24.04)	(20.84)	(1841)	(14.94)
慶安橋	3134.00	2802.40	2482.67	2109.41	1641.02	1291.34	789.51
	3180.60	2846.14	2522.23	2144.58	1670.50	1316.65	808.99
	(46.60)	(43.74)	(39.57)	(35.17)	(29.48)	(25.31)	(19.48)
八德橋	3142.03	2794.09	2470.35	2074.71	1598.84	1250.25	763.22
	3188.75	2837.70	2509.72	2109.30	1627.57	1274.75	782.04
	(46.72)	(43.61)	(39.37)	(34.59)	(28.73)	(24.50)	(18.83)
大華橋	3476.69	3069.99	2706.64	2280.61	1749.10	1361.57	824.41
	3528.38	3117.90	2749.77	2318.63	1780.53	1388.25	844.74
	(51.70)	(47.92)	(43.14)	(38.02)	(31.43)	(26.68)	(20.34)
百福橋	3471.33	3013.73	2675.60	2192.90	1676.35	1301.20	789.49
	3522.95	3060.76	2657.28	2229.46	1706.47	1326.70	808.97
	(51.62)	(47.04)	(41.69)	(36.56)	(30.12)	(25.50)	(19.48)
長安橋	4143.23	3568.94	3093.94	2612.23	2013.81	1592.72	978.68
	4204.84	3624.64	3142.89	2655.79	2049.99	1623.94	1002.82
	(61.61)	(55.70)	(19.300)	(43.55)	(36.18)	(31.21)	(24.14)
社后橋	4466.18	3795.15	3249.65	2725.18	2083.87	1620.73	984.03
	4532.59	3854.39	3301.44	2770.62	2121.31	1652.49	1008.31
	(66.41)	(59.23)	(51.79)	(45.44)	(37.44)	(31.76)	(24.27)
南湖大橋	5088.23	4299.10	3665.70	3072.46	2350.53	1839.69	1124.94
	5163.89	4366.20	3724.12	3123.68	2392.77	1875.75	1152.69
	(75.66)	(67.10)	(58.42)	(51.23)	(42.23)	(36.05)	(27.75)

1. 括號內為 10 年後洪峰之修正量。

m³/s。利用半分布並聯型線性水庫降雨—逕流模式所模擬之尖峰流量較行政院所規劃之設計值高估 215.35 m³/s；另考量 10 年後受都市化效應影響之修正尖峰流量比未修正前增加 29.67 m³/s。從比流量之觀點視之，行政院選用之單位

歷線法、本研究模擬結果及考量都市化效應方法於介壽橋之 200 年重現期比流量值分別為 20.05、22.48 及 22.81。蒐集介壽橋過去歷史最大流量紀錄資料，於民國 90 年 9 月 17 日納莉颱風之 1900 m³/s 為最大，其比流量值為 21.40。由此

表 11 基隆河流域介壽橋之設計洪水量比較

介壽橋 單位：m³/s 面積：88.78 km²

項目	洪峰流量							
	200 年	100 年	50 年	25 年	20 年	10 年	5 年	2 年
規劃值 ¹	1780.00 (20.05)	1640.00 (18.47)	1480.00 (16.67)	- -	1260.00 (14.19)	1080.00 (12.17)	870.00 (9.80)	550.00 (6.20)
規劃值 ²	1995.35 (22.48)	1821.20 (20.51)	1652.99 (18.62)	1442.13 (16.24)	- -	1159.99 (13.07)	939.18 (10.58)	605.52 (6.82)
規劃值 ³	2025.02 (22.81)	1849.62 (20.83)	1679.33 (18.92)	1466.17 (16.51)	- -	1180.83 (13.3)	957.59 (10.79)	620.46 (6.99)

1. 資料來源：行政院「基隆河整體治理計畫設計洪水量檢討暨其前期計畫」，民國 91 年 10 月。
2. 半分布並聯型線性水庫降雨—逕流模式之模擬值。
3. 根據規劃值 2 推估 10 年後之修正值。
4. 括號內為比流量值。

表 12 基隆河流域五堵站之設計洪水量比較

五堵 單位：m³/s 面積：196.85 km²

項目	洪峰流量							
	200 年	100 年	50 年	25 年	20 年	10 年	5 年	2 年
規劃值 ¹	2960.00 (15.04)	2720.00 (13.82)	2470.00 (12.55)	- -	2110.00 (10.72)	1810.00 (9.19)	1480.00 (7.52)	940.00 (4.78)
規劃值 ²	3471.33 (17.63)	3013.73 (15.31)	2615.60 (13.29)	2192.90 (11.14)	- -	1676.35 (8.52)	1301.20 (6.61)	789.49 (4.01)
規劃值 ³	3522.95 (17.90)	3060.76 (15.55)	2657.28 (13.50)	2229.46 (11.32)	- -	1706.47 (8.67)	1326.70 (6.74)	808.97 (4.11)

1. 資料來源：行政院「基隆河整體治理計畫設計洪水量檢討暨其前期計畫」，民國 91 年 10 月。
2. 半分布並聯型線性水庫降雨—逕流模式之模擬值。
3. 根據規劃值 2 推估 10 年後之修正值。
4. 括號內為比流量值。

可知，目前規劃設計值、本研究模擬結果與考量都市化效應方法所推求之河川洪水量皆屬於合理值。接近下游之控制點為五堵站，由表 12 知行政院設計值(91 年 10 月)、本研究模擬結果及考量都市化效應等方法所推求 200 年重現期於介壽橋之尖峰流量分別為 2960 m³/s、3471.33 m³/s 及 3522.95 m³/s。利用半分布並聯型線性水庫降雨—逕流模式所模擬之尖峰流量較行政院所規劃之設計值高估 511.33 m³/s；另考量 10 年後受都市化效應影響之修正尖峰流量比未修正前增加 51.62 m³/s。由此流量之觀點視之，行政院版報告選用之單位歷線法、本研究所採用之半分布並聯型線性水庫降雨—逕流模式及考量都市化效應方法於介壽橋之 200 年重現期比流量值分別為 15.04、17.63 及 17.90。蒐集五堵站過去歷史

最大流量紀錄資料，於民國 76 年 10 月 25 日琳恩颱風之 2070 m³/s 為最大，其比流量值為 10.52。由此可知，目前規劃設計值、本研究模擬結果與考量都市化效應方法所推求之河川洪水量皆屬偏高之合理值。

五、結 論

本研究利用半分布並聯型線性水庫降雨—逕流模式進行員山子分洪之境況模擬，同時考慮流域沿岸隨土地開發所產生都市化效應對逕流量之影響，利用 Nash 模式之參數特性進行逕流量之修正。結果可知，集塊模式適合用於研析整個集水區土地利用開發之改變趨勢，而空間分布模式則可將研析集水區再細分成數個子集水區，以探討各個子集水區因土地利用改變所因應

之變化趨勢。

研究中根據員山子分洪操作規則歸納出兩種分洪境況，並依其境況條件進行設計流量模擬。最後輔以都市化效應修正設計流量，使其結果更為合理。研究結果顯示員山子與慶安橋間洪水增加之幅度相當明顯，而慶安橋至百福橋間之流量增量較緩，但百福橋以下之流量增加幅度又增大。洪峰量由上游至下游因各核胞之集流效應，由員山子至南湖大橋之洪峰值倍增。此外，重現期為 2 年與降雨延時為 24 小時組合下之雨型設計，即造成員山子分洪設施在員山子分洪設施正常分洪及員山子分洪設施於排砂閘門無法關閉之情況下開始發揮功能。由於員山子分洪設施功能之發揮，其下游之流量獲得適當之控制。但隨著各核胞之集流效應，員山子分洪設施為下游帶來之減洪效應越往下游其影響越小。

本研究之模擬結果顯示員山子分洪方案確實具有明顯洪災消滅改善程度，但若以分洪方案做為基隆河長期治理方案，則分洪對深澳魚港之生態影響及附近中油油港淤砂問題、地質可行性等，皆是其另需評估考量重點；但無論選取任何工程治理方案做為基隆河中上游地區長期治理方案，皆無法保證根除基隆河水患問題。任何方案皆存在設計風險，尚需以非工程防洪措施配合，才足以下降低保護地區之洪災損失。

謝 誌

本研究感謝行政院國科會提供經費(計畫編號：NSC 91 - 2625 - Z - 002- 009)，使得以順利完成，在此致上感謝。

參考文獻

1. 台灣省水利局,「基隆河治理規劃檢討報告(南湖大橋至介壽橋)」,民國 76 年 11 月。
2. 台灣省水利局,「淡水河長期水理觀測計畫暨洪水預報計畫基隆河琳恩颱風專題報告」,民國 76 年 12 月。
3. 淡水河防洪指揮中心,「瑞伯颱風工作報告」,民國 87 年 10 月。
4. 淡水河防洪指揮中心,「芭比絲颱風工作報告」,民國 87 年 10 月。
5. 許銘熙、顏清連等,「瑞伯颱風與芭比絲颱風災因分析及防救災體系檢討報告」,防災國家型科技計畫辦公室,民國 88 年 4 月。
6. 經濟部水利署水利規劃試驗所,「基隆河員山子分洪計畫—工程基本設計報告」,民國 91 年 5 月。
7. 鄭士仁、洪君伯,2004:「未設站集水區之都市化水文效應」,台灣水利期刊,第 52 卷第 4 期,pp. 79~98。
8. Aronica, G. and M. Cannarozzo, "Studying The Hydrological Response of Urban Catchments Using A Semi-Distributed Linear Non-Linear Model," *Journal of Hydrology*, 238, 35-43, 2000.
9. Bonta, J. V., C. R. Amerman, T. J. Harlukowicz and W. A. Dick, "Impact of Coal Surface Mining on Three Ohio Watersheds—Surface-Water Hydrology," *Journal of The American Water Resources Association*, 33(4), 907-917, 1997.
10. Boyd, M. J., 1978. A Storage Routing Model Relating Drainage Basin Hydrology and Geomorphology, *Water Resour. Res.*, 14, pp. 921-928.
11. Chow, V. T. (Editor), *Handbook of Applied Hydrology*, McGraw-Hill Book Company, New York, 1964.
12. Chow, V. T., D. R. Maidment and L. W. Mays, *Applied Hydrology*, McGraw-Hill Book Company, New York, 1988.
13. Clarke, R. T., "A Review of Some Mathematical Models Used in Hydrology, with Observations on Their Calibration and Use," *Journal of Hydrology*, 19, 1-20, 1973.
14. Diskin, M. H., 1984. CELMOD - a Semi-distributed Cell Model for Conversion of Rainfall into Runoff, Unpublished Report, US Department of Agriculture, Agricultural Research Service, Aridland Watershed Management Research Center, Tucson, AZ.

15. Dooge, J. C. I., "A General Theory of The Unit Hydrograph," *Journal of Geophysical Research*, 64(1), 241-256, 1959.
16. Jakeman, A. J., I. G. Littlewood and P. G. Whitehead, "Computation of The Instantaneous Unit Hydrograph and Identifiable Component Flows with Application to Two Small Upland Catchment," *Journal of Hydrology*, 117, 275-300, 1990.
17. Kang, I. S., J. I. Park and V. P. Singh, "Effect of Urbanization on Runoff Characteristics of The On-Cheon Stream Watershed in Pusan, Korea," *Hydrological Processes*, 12, 351-363, 1998.
18. Karnieli, A. M., Diskin, M. H. and Lane, L. J., 1994. CELMOD5 - A Semi-Distributed Cell Model for Conversion of Rainfall into Runoff in Semi-Arid Watersheds, *J. Hydrol.*, 157, pp.61-85.
19. Kuchment, L. S., A. N. Gelfan and V. N. Demidov, "A Distributed Model of Runoff Generation in The Permafrost Regions," *Journal of Hydrology*, 240, 1-22, 2000.
20. Laurenson, E. M., 1964. A Catchment Storage Model for Runoff-Routing, *J. Hydrol.*, 2, pp.241-256.
21. Lee, K. T. and B. C. Yen, "Geomorphology and Kinematic-Wave-Based Hydrograph Derivation," *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 123(1), 73-80, 1997.
22. Lidén, R. and J. Harlin, "Analysis of Conceptual Rainfall-Runoff Modelling Performance in Different Climates," *Journal of Hydrology*, 238, 231-247, 2000.
23. Mays, L. W. and C. K. Taur, "Unit Hydrographs via Nonlinear Programming," *Water Resources Research*, 18(4), 744-752, 1982.
24. Mein, R. G., Laurenson, E. M. and McMahon, T. A., 1974. Simple Non-Linear Model for Flood Estimation, *J. Hyd. Div., Proc. ASCE*, 100(HY11), pp. 1507-1518.
25. Melone, F., C. Corradini and V. P. Singh, "Simulation of The Direct Runoff Hydrograph at Basin Outlet," *Hydrological Process*, 12, 769-779, 1998.
26. Nash, J. E., "The Form of The Instantaneous Unit Hydrograph," *IAHS Publications*, 45, 112-121, 1957.
27. O'Connell, P. E. and E. Todini, "Modelling of Rainfall, Flow and Mass Transport in Hydrological Systems: An Overview," *Journal of Hydrology*, 175, 3-16, 1996.
28. Ramos, J., D. Mallants and J. Feyen, "State Space Identification of Linear Deterministic Rainfall - Runoff Models," *Water Resources Research*, 31(6), 1519-1531, 1995.
29. Rao, A. R. and W. Tirtotjondro, "Computation of Unit Hydrographs by A Bayesian Method," *Journal of Hydrology*, 164, 325-344, 1995.
30. Spolia, S. K. and S. Chander, "Modelling of Surface Runoff Systems by ARMA Model," *Journal of Hydrology*, 22, 317-332, 1974.
31. Sherman, L. K., "Streamflow from Rainfall by The Unit-Graph Method," *Engineering News Record*, 108, 501-505, 1932.
32. Todini, E., "Rainfall-Runoff Modeling - Past, Present and Future," *Journal of Hydrology*, 100, 341-352, 1988.
33. Tsihrintzis, V. A. and R. Hamid, "Urban Stormwater Quantity/Quality Modeling Using The SCS Method and Empirical Equations," *Journal of The American Water Resources Association*, 33(1), 163-176, 1997.
34. Wang, G. T. and S. Chen, 1996. A linear spatially distributed model for a surface rainfall-runoff system, *J. Hydrol.*, 185, pp.183-198.

收稿日期：民國 94 年 12 月 8 日
 修正日期：民國 94 年 12 月 30 日
 接受日期：民國 95 年 1 月 6 日