

坡地開發滯留池之水文設計探討

A Study on the Hydrologic Analysis for Detention Pond Design in Hillslope Development

鄭克聲 陳葦庭 葉惠中
KE-SHENG CHENG WEI-TING CHEN HUI-CHUNG YEH
台灣大學農業工程學系 台灣大學農業工程學系 台灣大學農業工程學系
副教授兼水工試驗所 碩士班研究生 博士班研究生
推廣組組長

摘 要

過去數年間，台灣地區之山坡地開發案為數甚多。這些開發往往由於水文設計不當，而造成水患及下游承接水體之水質惡化等問題。雖然坡地開發案之相關主管單位，對坡地開發之水文設計訂定準則與設計方法，然而這些準則與方法有些部分與水文學之原理相抵觸者。本文針對坡地開發滯留池設計之現行法規，深入研析，並以範例闡釋現有規範中水文設計不當之處。同時，本研究亦證明SCS三角形單位歷線法集流時間、降雨延時及尖峰到達時距等各項時間參數間之關係，以闡明該法之應用限制。最後，針對坡地開發滯留池水文設計之特性，本文提出一套利用改良式合理化公式，配合單位歷線進行逕流演算之方法。

關鍵詞：滯留池，坡地開發，單位歷線，改良式合理化公式，洪峰流量。

ABSTRACT

Developments in hillslope area have increased dramatically over the last two decades in Taiwan. These developments often result in flooding problems and water quality deterioration for the receiving water bodies due to inappropriate hydrologic designs. Although the authoritative agency has established hydrologic design criteria and procedures for hillslope development projects, these criteria violate several basic hydrologic principles, and the design rationale contradicts standard hydrologic design procedures. In this study we thoroughly review the current design criteria and procedures. Demonstrative examples are presented to explain why the established criteria are inappropriate. In particular, we show that application of the SCS unit hydrograph is subject to certain restrictions regarding three time parameters: time of concentration, rainfall duration, and time to peak. Misuse of the SCS unit hydrograph will result in inappropriate design. By considering the special characteristic of hydrologic design in hillslope development project, we propose a new design approach using unit hydrographs based on the modified rational formula. A demonstrative example of this approach is also given.

Keywords: Detention pond, Hillslope development, Unit hydrograph, Modified rational formula, Peakflow.

一、前 言

近年來台灣地區由於都會區地價昂貴，且用地取得不易，遂逐漸開發都市邊緣之山坡地區。惟坡地開發利用有別於平地，其開發前大多植生覆蓋良好，滲透及保水能力較佳；但開發後由於土地利用型態不同，使植生覆蓋遭到破壞，地表不透水面積加大，改變原有之滲透與保水能力。當發生暴雨事件時，集水區地表逕流及洪峰流量增加。此外，亦衍生水質惡化及土壤沖蝕等問題，若未有良好規劃及完善配合措施，必將引發各種災害。民國八十六年的溫妮颱風造成了台北縣汐止鎮林肯大郡及台北市士林區德行東路底山坡地嚴重坍塌，且奪走數十條寶貴的生命；前者發生災變的建地，屬於自然的邊坡地，建商爲了增加建築面積，採取削減邊坡地改以擋土牆取代方式，使得邊坡地基礎不穩；而後者乃因其上方社區不當坡地開發及未作好水土保持工作所造成。再者，土石流事件頻傳更讓民衆感到惶恐不安。這些實例便證明坡地開發之水土保持工作的重要性。

國內對於坡地開發案之相關水文設計，訂有法規以規範之。而開發申請之審查，有關水文設計部分，一般均以『水土保持設計規範』（中華水土保持學會，1997）所訂之準則與方法爲依據。然而，一般坡地開發之面積不大，故集流時間通常甚短，大多低於30分鐘，此與大型河川流域之水文特性有顯著之差異。由於山坡地開發集流時間甚短，因而在以單位歷線法進行降雨—逕流演算時，常因演算時距選取不當，而採用錯誤之單位歷線進行逕流演算，導致不當之土工構造物設計。

因應坡地開發增加地表逕流而採用之防洪設計原則在於限制開發區之尖峰出流量。其主要方式可分爲兩種，一爲設置滯洪池(Detention Pond)，功能爲降低洪峰流量及滯延洪峰到達時間；另一則爲保留適當透水面積，藉增加入滲量以減少地表逕流。由於地表逕流量增加及洪峰流量提高爲坡地開發所造成主要問題，因此，水土保持技術規範(以下簡稱技術規範)對滯洪池之滯洪體積及滯洪池之洪峰出流量均有所限制，例如滯洪池之洪峰出流量應至少降低爲洪峰入流量之80%，且不得超過開發前之洪峰流量。有關滯洪池設計之相關研究包括：

王茂興、莊聿今(1989)以集流時間爲三角形單位歷線演算時距，並以兩倍集流時間作爲三角形單位歷線基期，再利用此三角形單位歷線配合中央集中式雨型求得整場降雨之直接逕流歷線，以此歷線爲滯留池入流歷線，經蓄水演算後求取滯留池之滯洪體積。

黃宏斌、張三郎、吳正雄(1996)以中央氣象局25個氣象站電腦檔之資料(1950至1989年)求出各站於各頻率年發生100 mm/hr降雨強度事件之延時，並在降低出流流量之要求下，利用簡單三角形逕流歷線爲入流歷線，其逕流歷線尖峰流量以合理化法求之，再以自由溢流之水庫模擬滯留池，藉水庫演算之波爾斯法分析滯留池之蓄水體積。

余濬、吳瑞賢(1996)就國內有關單位所選用之滯留池容量計算方法進行探討，包括三角形歷線法、三角形單位歷線法、角屋式法及設計雨型法，除個別說明上述方法之理論依據及假設條件，並以實例演算比較其優劣，最後建議採用設計雨型法較佳。

游進裕(1998)提出合理法滯洪量設計之三階段流程，包括防護基準之確立，參數選定與滯洪量估算佈置，及設計條件檢算等，並以改良式合理法(Modified Rational Method)來估算逕流量，此法中逕流歷線會隨著集流時間與降雨延時之關係而改變，即以降雨事件之降雨延時作爲滯洪量設計的變化因子，藉此求得滯洪體積之解析解，經過分析比較顯示水土保持技術規範確實可能產生低估或高估滯洪量的情況。

目前坡地開發滯洪池之水文設計部分，技術規範所述之方法，忽略許多水文分析與設計的參數，且簡化設計步驟。例如地表逕流歷線之估算，是先採用合理化公式計算洪峰流量，再以之做爲三角形歷線之洪峰流量，此種計算方式明顯違反水文學基本原理。然而許多顧問公司在進行滯洪池設計時，或囿於規範之限制，或對水文學理論瞭解不夠，致只能依據規範爲之。復因水文設計步驟被過度簡化，造成實務單位對水文學專業之不重視，其影響實甚深遠。故本研究之目的在探討並闡釋目前設計規範中不合適之處，進而針對坡地開發之特性，研擬一可行並符合水文學原理之滯留池設計方法，俾作爲未來滯洪池水文設計改進之參考。

二、國內外開發案水文設計之相關規範介紹

2-1 國內規範部分

國內有關山坡地開發案之水文設計與審查，大多依據水土保持設計規範。茲針對該設計規範中，滯洪池水文設計之相關規定，分項敘述如下：

(1) 設計暴雨 (design storm)

降雨強度推估 (水土保持技術規範第二十三條)：

降雨強度之推估，得參照無因次降雨強度公式

推估，其公式如下：

$$\frac{I_t^T}{I_{60}^{25}} = (G + H \log T) \frac{A}{(t+B)^c} \quad (1)$$

$$I_{60}^{25} = \left(\frac{P}{25.29 + 0.094P} \right)^2 \quad (2)$$

$$A = \left(\frac{P}{-189.96 + 0.31P} \right)^2 \quad (3)$$

$$B = 55 \quad (4)$$

$$C = \left(\frac{P}{-381.71 + 1.45P} \right)^2 \quad (5)$$

$$G = \left(\frac{P}{42.89 + 1.33P} \right)^2 \quad (6)$$

$$H = \left(\frac{P}{-65.33 + 1.836P} \right)^2 \quad (7)$$

式中 T 為重現期距 (recurrence interval, 年)， t 為降雨延時 (duration, 分鐘)， I_t^T 為重現期距 T 年，降雨延時 t 分鐘之設計降雨強度 (mm/hr)， P 為年平均降雨量 (mm)， A 、 C 、 G 、 H 為因測站或開發案位置而異之常數。

(2) 地表逕流演算

洪峰流量分析 (水土保持技術規範第二十五條)：

山坡地集水區系統之洪峰流量估算，若有實測資料時，其洪峰流量採用單位歷線分析；若無實測資料，得採用合理化公式 (rational formula) 計算，唯其較適用於面積一千公頃以內者。合理化公

式如下：

$$Q_p = (1/360) CIA \quad (8)$$

式中 Q_p 為洪峰流量 (cms)， C 為逕流係數 (無因次)， I 為降雨強度 (mm/hr)， A 為集水區面積 (ha)。

逕流係數 (runoff coefficient) 推估 (水土保持技術規範第二十六條)：

逕流係數 C 值之決定，分為無開發計畫區及有開發計畫區兩大類；有開發計畫區又分為開發前及開發中兩種情形。各項 C 值應依表一選擇之；開發前採用無開發地區之 C 值，開發中之 C 值不得低於 0.9。但有實測資料者不在此限。

集流時間 (time of concentration) 之計算 (水土保持技術規範第二十七條)：

集流時間 (t_c) 以下列公式計算：

$$t_c = 2.5 \frac{A^{0.5}}{S^{0.5}} \quad (9)$$

式中 A 為集水區面積 (km^2)， S 為集水區平均坡度， t_c 為集流時間 (hr)。

(3) 滯洪池設計

滯洪設施 (水土保持技術規範第二百十二條)：

所謂滯洪設施，係指具有降低洪峰流量、遲滯洪峰到達時間或增加入滲等功能之設施；其目的在於降低因開發山坡地而增加下游地區洪峰流量之衝擊。

滯洪設施之適用範圍 (水土保持技術規範第二百十三條)：

山坡地土地開發利用而增加之洪峰流量，足以影響下游防洪及排水系統者，應設置適當之滯洪設施。

滯洪池規劃設計原則 (水土保持技術規範第二百十四條)：

山坡地之開發，應依實際調查資料之結果，並配合當地地質、地形條件及土地利用情形、社會經濟環境及工程之重要性，選定滯洪設施之位置，滯

表一 逕流係數 C 值之選擇參考表

集水區狀況	陡峻山地	山嶺區	丘陵地或森林地	平坦耕地	非農業使用
開發前	0.75~0.90	0.70~0.80	0.50~0.75	0.45~0.60	0.75~0.95
開發中	1.00	0.95	0.95	0.90	1.00
開發後	0.95	0.90	0.90	0.85	0.95

洪池規劃設計原則如下：

1. 治理區域應以一個集水區為規劃設計單位。
2. 開發後之出流洪峰流量至少應小於入流洪峰流量百分之八十，並不得大於開發前之洪峰流量，且應小於下游河道之容許排洪量。
3. 滯洪池及沈沙池宜設於山坡地集水區之下游端或適當地點。
4. 至少應採用重現期距五十年之降雨強度設計所需容量。
5. 開發前、後逕流係數 C 值，依第二十六條之規定，開發中 C 值設定為一。
6. 滯洪設施之規劃設計應因地制宜，可採滯洪壩或遲滯湖等方式滯洪；在滯洪壩底部加一排水口，亦可自壩頂往下開一矩形開口，或以豎管等形式，限制排放洪水。

滯洪量估算(水土保持技術規範第二百零五條)：
滯洪設施之滯洪量水力計算如下：

1. 利用入流洪峰流量、出流洪峰流量繪製成三角單位歷線圖，以三角形同底不等高，依下列公式求出滯洪量。

$$V_s = \frac{t_b(Q_1 - Q_2)}{2} \times 3600 \quad (10)$$

式中， V_s 為滯洪量 (m^3)， Q_1 為開發中之洪峰流量 (m^3/sec)， Q_2 為開發前之洪峰流量 (m^3/sec)， t_b 為基期 (hr)。基於安全考量，設計降雨基期至少應採一小時以上之設計(不足一小時者，仍以一小時計算)。

2. 滯洪設施之蓄洪量，依其屬永久性或臨時性滯洪設施之不同，分別規定如下：

$$\text{永久性滯洪設施：} V_{sd} = 1.2V_s \quad (11)$$

$$\text{臨時性滯洪設施：} V_{sd} = 1.5V_s \quad (12)$$

式中 V_{sd} 為滯洪設施之蓄洪量(滯洪設施容量， m^3)， V_s 為滯洪量 (m^3)。

2-2 國外規範部分

滯洪池之水文設計，美國各州之設計規範細節並不完全相同，但大體之設計原則近似。滯洪池之種類主要有兩種：(1)以洪峰消滅為主之滯洪池，(2)兼具洪峰消滅及水質控制功能之滯留池。尤其自1980年代以來，美國環保署(Environmental Protection Agency, EPA)及相關之水資源管理單

位對於非點源污染(nonpoint source pollution)之管制極為重視，因而積極推動一項全國性之消除污染物排放(National Pollutant Discharge Elimination System, NPDES)之方案。該方案針對各種事業之污染物，設定地表水之管理標準。為因應NPDES之要求，許多變更地表使用狀況，並導致暴雨逕流量增加之開發案，均設計滯留池以求達到洪峰消滅及水質控制之功能。其設計之概念是訂定應處理水量(treatment volume)，例如一英吋降雨所產生之地表逕流(runoff from one inch of rain-fall)，並進而設計滯留池以延遲此應處理水量之排除時間，藉以達到降低出流水量中污染物含量之目的。此種水質控制滯留池亦具有降低洪峰流量之功能，但一般是針對較短重現期距之設計暴雨事件而設計。我國目前對水質控制滯留池之研究正在起步階段，亦尚無相關規範，故本節只摘要介紹美國佛羅里達州聖約翰河水管理局(St. Johns River Water Management District, SJRWMD)所訂以洪峰消滅為目的之滯洪池設計規範(SJRWMD, 1991)。佛羅里達州運輸部(State of Florida Department of Transportation, FDOT)亦有類似之設計規範(FDOT, 1987, 1992)。

(1)設計暴雨

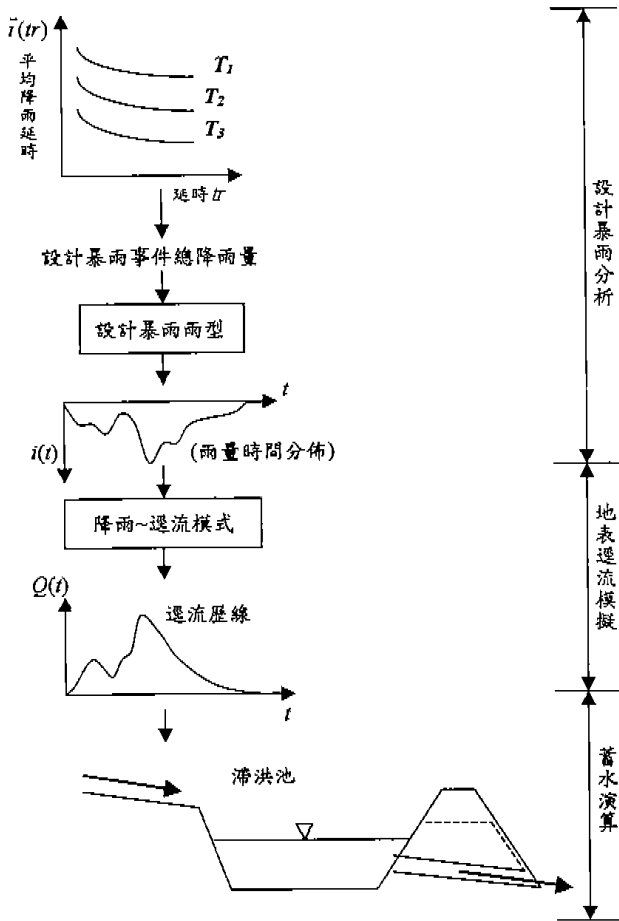
1. 設計暴雨應採用24小時延時及25年重現期距。[運輸部之規範則以介於一小時至十天間之關鍵延時(critical duration)，關鍵延時是指需要最大蓄水容量之設計延時]。
2. 設計暴雨之降雨分佈(即雨型)採用SCS修正第二型雨型。

(2)地表逕流演算及滯洪池設計

1. 逕流演算得採用SCS TR-20, TR-55, HEC-1或其他適當模式，並配合修正波爾斯法(modified Puls method)或蓄水指標法(Storage Indication method)進行蓄水演算，以計算開發前及開發後之洪峰流量與逕流歷線。
2. 針對指定之重現期距及延時(或關鍵延時)，開發後之洪峰流量不得超過開發前之洪峰流量。
3. 蓄水演算應建立滯洪池之水位-蓄水量曲線(stage-storage curve)及水位-出流量(stage-discharge curve)曲線。
4. 滯洪池之出流量不可對下游造成不利之影響。

三、現行設計規範之檢討

就標準之水文設計程序而言，滯洪池出流歷線之推估應包括三個部分：設計暴雨分析、地表逕流演算及滯洪池蓄水演算 (storage routing)，如圖一所示。本節首先就此三部分深入說明，再探討現行設計規範中未盡周延之處。



圖一 滯洪池水文設計流程

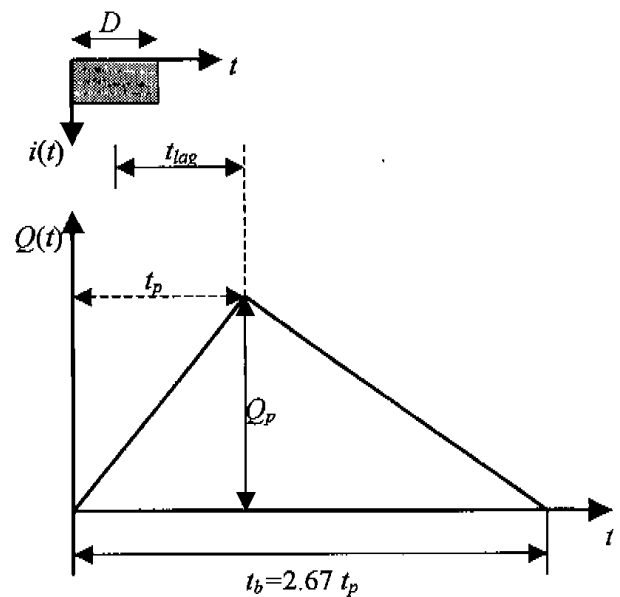
3-1 設計暴雨分析

水文設計一般是針對某種既定之設計暴雨 (design storm) 為之。所謂設計暴雨是指一場具有指定之重現期距與設計延時之假想暴雨 (hypothetical storm) 事件。設計暴雨之重要特性包括：重現期距、延時、總降雨量 (或平均降雨強度)、雨型。重現期距及延時既定之情況下，平均降雨強度可由降雨強度-延時-頻率曲線 (Intensity-Duration-Frequency curve, IDF curve) 或頻率分析而得，再進而計算總降雨量。然而僅知道總降雨量，並無法進行後續之地表逕流演算。一般降雨事件之降雨強度隨時間而變化，故必須有一個代表降雨量

時間變化的函數，即所謂之雨型 (hyetograph)，才能將總降雨量分配至降雨延時內之各個時段，而得到一場降雨量隨時間變化之設計暴雨事件。

3-2 地表逕流演算

發生於集水區內之設計暴雨，經降雨-逕流演算，即得集水區出口處之逕流歷線。降雨-逕流演算之方法不一，其中以單位歷線法最被廣為應用。若集水區具備足夠之降雨量及流量記錄，則可計算該集水區之單位歷線；若集水區缺乏降雨量及流量記錄，則常以合成單位歷線 (synthesized unit hydrograph) 進行降雨-逕流演算。在各種合成單位歷線中，以美國土壤保育局 (Soil Conservation Service, SCS; 現已改名為 Natural Resources Conservation Service, NRCS) 所發展之三角形單位歷線最為普遍。該 SCS 三角形單位歷線可說明如圖二。該圖中之三角形單位歷線各時間參數如降雨延時 D ，稽延時間 (lag time, t_{lag})、尖峰到達時間 (time-to-peak, t_p) 與歷線基期 (time base, t_b) 間具有以下特殊關係：



圖二 SCS 三角形單位歷線

$$t_{lag} = 0.6 t_c \quad (13)$$

$$t_p = t_{lag} + \frac{D}{2} \quad (14)$$

$$t_b = 2.67 t_p \quad (15)$$

單位歷線代表由空間上均勻分布，且降雨強度固定之一單位超滲降雨 (rainfall excess) 在流域出口處所造成之直接逕流歷線。基於水文學上超滲降雨體

積等於直接逕流體積之原則，SCS 三角形單位歷線之尖峰流量 Q_p (cms) 可表之為：

$$Q_p = 0.0208 \text{Area} / t_p \quad (16)$$

上式中 Area 為集水區面積 (公頃)，尖峰到達時刻 t_p 以小時計。最後以單位歷線配合設計暴雨之降雨量時間變化，利用摺合積分 (convolution integral) 方式，計算集水區出口位置之逕流歷線。

3-3 滯洪池蓄水演算

滯洪池利用其蓄水體積及出流構造物對出流量之控制，具有降低洪峰流量及延遲尖峰到達時刻之功能。地表逕流演算所得到之逕流歷線，經過滯洪池之蓄水演算，即得到滯洪池之出流歷線。滯洪池之蓄水演算，一般採用修正波爾斯法。該法實為一水平衡 (water mass balance) 演算法，其詳細之演算方式在許多水文學書籍中均有敘述，故本文中不再贅述。滯洪池設計之目的在以出口構造物控制出流洪峰流量，使其符合法規之要求。

3-4 規範之檢討

由前節國內法規介紹可知，滯洪池之大體設計原則是針對重現期距五十年之設計暴雨事件，要求開發後滯洪池尖峰出流量不得大於開發前之洪峰流量。然而現行水保技術規範對部分設計細節並未明確訂定，茲說明如下：

- (1) 現行規範僅規定設計暴雨事件之重現期距，對延時則無明確之規定。
- (2) 現行規範未考慮設計雨型，亦即不考慮降雨量之時間變化。
- (3) 規範對無實測資料地區之地表逕流「歷線」如何計算，並無明確規定。僅在第 25 條中說明尖峰流量計算得採用合理化公式。又在第 215 條中提及「利用入流洪峰流量、出流洪峰流量繪製成三角單位歷線圖」，以計算滯洪量。綜合第 25 及第 215 條之敘述，規範是結合合理化公式法之尖峰流量及三角形單位歷線，以估算滯洪量。然而規範中對於三角形單位歷線所對應之降雨延時該如何決定，及該單位歷線是否即是 SCS 三角形單位歷線，均未明確說明。在此，我們亦指出規範第 215 條中所謂之「三角單位歷線圖」實屬錯

誤。因為其尖峰流量是利用 IDF 曲線求得之降雨量，並依合理化公式計算而得，所對應之超滲降雨深度並非一單位，故不可稱之為單位歷線。另外，「設計降雨基期至少應採一小時以上」之敘述亦不正確，而應該是直接逕流歷線之基期。

由於現行技術規範對上述情況並無明確規定，故目前大多數之工程顧問公司均參考技術規範之原則與方法，而採用以下步驟設計滯洪池：

- (1) 依據計畫地區開發前 (pre-development) 與開發後 (post-development) 之地文、水文特性，以式(9)或下列之 Rziha 或 Kirpich 公式，分別計算計畫開發前與開發後之集流時間。

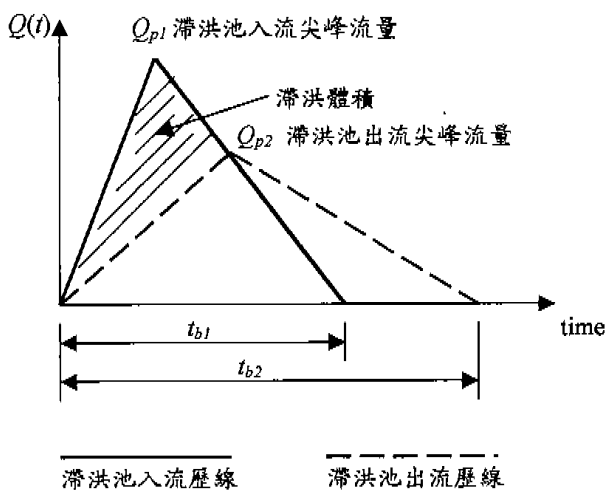
$$\text{Rziha } t_c = L / [72(H/L)^{0.6}] \quad (17)$$

t_c : 集流時間 (hr), H : 河川最高點至計畫地點之高程差 (m), L : 主河道長度 (km)。

$$\text{Kirpich } t_c = 0.0078 L_c^{0.77} S_c^{-0.385} \quad (18)$$

t_c : 集流時間 (min), L_c : 主河道長度 (ft), S_c : 集水區平均坡度。

- (2) 依技術規範第二十三條之規定，分別計算開發前與開發後重現期距 50 年，降雨延時 t_r (等於集流時間 t_c) 之設計暴雨平均降雨強度 $\bar{i}(t_r)$ 。
- (3) 依技術規範第二十五條之規定，以合理化公式計算開發前與開發後之洪峰流量 (分別以 Q_{p1} 與 Q_{p2} 表之)。
- (4) 令步驟(1)之集流時間等於單位歷線所對應之降雨延時，且配合第(13)、(14)及(15)式，計算開發前與開發後三角形單位歷線之基期 (以 t_{b1} 與 t_{b2} 表之)。若歷線基期小於一小時，則以一小時計。
- (5) 利用步驟(3)之開發後洪峰流量及步驟(4)之開發後歷線基期，建立開發後之集水區出流量歷線，此即為滯留池之入流歷線。
- (6) 依據技術規範第 214 條之規定及步驟(3)所得之開發前與開發後之洪峰流量，決定滯留池出流洪峰流量之上限。
- (7) 將步驟(6)之滯留池出流洪峰流量上限訂為出流洪峰量，並依據技術規範第 215 條及圖三，計算滯洪量及蓄洪量。
- (8) 依據蓄洪量設計滯洪池尺寸及排水構造物，並



圖三 水土保持技術規範滯洪量計算示意圖

以修正波爾斯法進行蓄水演算，以確定滯洪池之出流洪峰流量不超過滯留池出流洪峰流量之上限。

依作者之瞭解，目前山坡地開發案中滯洪池水文設計之審查，亦是遵循前述設計步驟逐項審查。為便於說明，本文將前述設計步驟以「現行設計法」稱之。

四、現行設計法之檢討

由於技術規範之部分規定，有與水文學之原理相抵觸，或是未考慮水文設計之重要參數者，故現行設計法之設計細節，有如下之不合理處：

1. 集流時間之計算結果差異甚大。

依據技術規範所定之集流時間計算式(第9式)，及 Rziha 或 Kirpich 公式，得到之集流時間差異甚大，如表二所示。

雖然該表中 Rziha 與 Kirpich 公式之集流時間未包括漫地流之集流時間，但即使計入該部分之時間，Rziha 與 Kirpich 公式之集流時間，仍然遠小

於依規範方式所得之集流時間。一般而言，類似坡地開發之小型集水區之集流時間，應不至於達到數小時之久，技術規範所定之集流時間計算式，顯然高估集流時間，故顧問公司之設計，多採用 Rziha 或 Kirpich 公式計算集流時間。

2. 合理化公式與 SCS 三角形單位歷線合併使用，違背水文學之基本原理。

技術規範以合理化公式計算尖峰流量，故現行設計法採用集流時間等於單位歷線之降雨延時 D ，並以 SCS 三角形單位歷線各時間參數之關係(第(13)、(14)、(15)式)，計算尖峰到達時刻及歷線基期。然而 SCS 三角形單位歷線之應用，降雨延時 D 、尖峰到達時刻 t_p 及集流時間 t_c 等三個時間參數間，必須滿足以下之特殊關係：

$$t_c \geq t_p > D \quad (19)$$

茲證明上述關係如下：

(1) 假設 $D = t_c$

由於單位歷線是由具備空間均勻分布特性，且強度固定之一單位有效降雨所造成之直接逕流歷線，故在降雨延時大於或等於集流時間之狀況下，必定在 $t = t_c$ 之時刻發生尖峰流量(如圖四所說明)，即 $t_p = t_c$ 。

$$\text{又 } t_{lag} = 0.6 t_c,$$

$$t_p = t_{lag} + 0.5D = 0.6 t_c + 0.5 t_c = 1.1 t_c \neq t_c$$

故 $D = t_c$ 之假設錯誤，亦即 $D \neq t_c$ 。

(2) 假設 $D > t_c$

由圖四知， $t_p = t_c$ 。

$$\text{又 } t_p = t_{lag} + 0.5D = 0.6 t_c + 0.5D, \text{ 故 } 0.6 t_c + 0.5D = t_c$$

$$\therefore 0.5D = 0.4 t_c, \text{ 則 } D < t_c$$

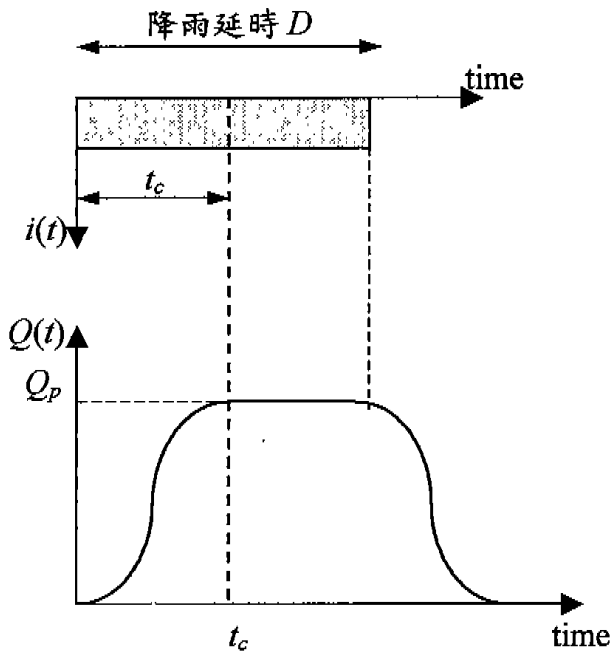
$\therefore D > t_c$ 之假設錯誤。

(3) 由(1)、(2)知， $D < t_c$ 。

表二 集流時間計算

集水面積 A (ha)	集水區長度 L (m)	集水區寬度 W (m)	平均坡度 S (%)	集流時間 t_c (min)		
				技術規範	Rziha	Kirpich
20	500	400	3	387	3.42	8.99
			10	212	1.66	5.66
50	1000	500	3	612	6.83	15.34
			10	335	3.32	9.65

註：表中 Rziha 與 Kirpich 公式之集流時間未包括漫地流之集流時間。



圖四 均勻分布且固定強度之有效降雨所形成之直接逕流歷線圖 ($D \geq t_c$)

又 SCS 三角形單位歷線具備 $t_{lag} = 0.6 t_c$ 之特性。

若 $t_p = D$ ，則 $t_p = t_{lag} + 0.5D = 0.6 t_c + 0.5D = D$
 $0.5D = 0.6 t_c$ ，則 $D > t_c$ ，此與 $D < t_c$ 矛盾， \therefore
 $t_p \neq D$ 。

又若 $t_p < D$ ，則 $t_p = t_{lag} + 0.5D = 0.6 t_c + 0.5D < D$
 $0.6 t_c < 0.5D$ ，則 $D > t_c$ ，此亦與 $D < t_c$ 矛盾，
 故 $t_p > D$ 。

另外，由集流時間之定義可知 $t_p \leq t_c$ ，故綜合以上證明，得 $t_c \geq t_p > D$ 。

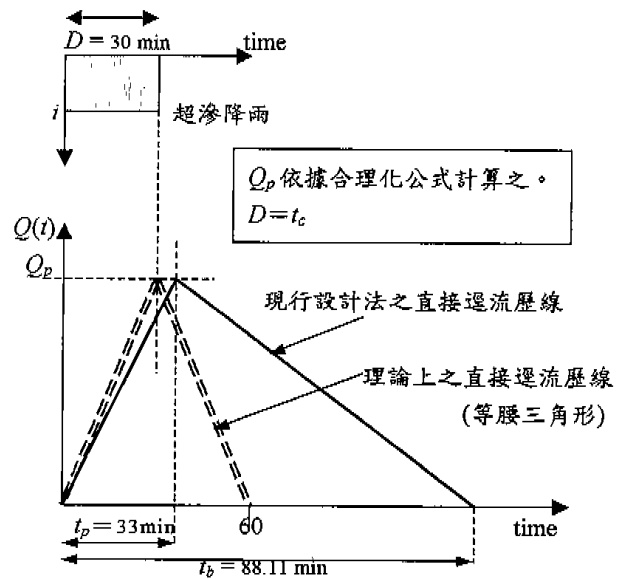
美國陸軍工兵團 (Corps of Engineers, COE) 所發展之 HEC-1 模式，亦要求應用 SCS 三角形單位歷線時，所採用之降雨延時 D 、稽延時間 t_{lag} 及集流時間 t_c 應滿足以下關係 (COE, 1987)：

$$D \leq 0.29 t_{lag} = 0.174 t_c \quad (20)$$

由於單位歷線所對應之降雨延時 D ，即為降雨一逕流演算之演算時距 (routing interval)，故應用 SCS 三角形單位歷線進行逕流演算時，必須特別注意集水區之集流時間與所選用之演算時距間之特殊限制關係。

一般山坡地開發案之集水區面積不大，故集流時間常不大於 30 分鐘。茲假設 $t_c = 30$ 分鐘，依據現行設計法，則降雨延時 $D = 30$ 分鐘，直接逕流歷線之尖峰到達時刻 $t_p = 33$ 分鐘，而歷線基期 t_b 為

88.11 分鐘，其直接逕流歷線形狀如圖五所示。由上述之證明及圖五之例證可知，現行設計法採用降雨延時等於集流時間，以合理化公式計算尖峰流量，再配合 SCS 三角形單位歷線之各項時間參數，以建立直接逕流歷線，實違背水文學之原理。另外，SCS 三角形單位歷線之尖峰流量，是依據歷線基期與降雨延時、集流時間之特殊關係，及有效降雨體積等於直接逕流體積之原理而決定，不可將合理化公式之尖峰流量當作三角形歷線之尖峰流量。



圖五 現行設計法之直接逕流歷線與理論線之比較

3. 任意改變歷線基期，導致有效降雨體積不等於直接逕流體積。

技術規範第 215 條規定，三角形逕流歷線基期至少應採一小時以上之設計，不足者仍以一小時計。然而，技術規範中並未說明三角形歷線之基期如何決定。若依現行設計法，尖峰流量以合理化公式決定，歷線基期依據第(15)式計算，且不足者仍以一小時計，則必定造成有效降雨體積不等於直接逕流體積之結果，茲舉下例說明之。

【設計範例一】假設一小集水區之面積為 20 公頃，開發前、後之集流時間分別為 15 分鐘及 10 分鐘；開發前、後之逕流係數分別為 0.65 及 0.9。該地區之降雨強度—延時—頻率曲線如下式：

$$i = \frac{330.36T^{0.1823}}{(tr+12)^{0.438}} \quad (21)$$

其中 i 為平均降雨強度 (mm/hr)， T 為重現期距 (年)， t_r 為降雨延時 (分鐘)。依照現行設計法直

接逕流歷線計算之結果即如表三所示。

表三 現行設計法直接逕流歷線計算(設計範例一)

	開發前	開發後
重現期距(年)	50	50
集水區面積(ha)	20	20
集流時間(min)	15	10
降雨強度(mm/hr)	159.14	174.07
逕流係數C	0.65	0.90
尖峰流量(cms)	5.75	8.70
尖峰時刻(min)	16.5	11
SCS 歷線基期(min)	44.06	29.37
技術規範歷線基期(min)	60	60
超滲降雨體積(m ³)	5172	5222
直接逕流體積(m ³)	10344	15666
總降雨體積(m ³)	7957	5802
滯洪池之滯洪量V _s (m ³)		5323
滯洪池之容量(m ³)		6388
V _{sd} =1.2V _s		

上表顯示現行設計法可能造成之若干不合理之處，例如直接逕流體積遠超過超滲降雨體積，甚至總降雨體積，且滯洪池之容量(6388 m³)大於總降雨體積(5802 m³)。造成此不合理結果之原因為：

在有效降雨具備空間均勻分布，降雨強度固定，且有效降雨延時等於集流時間之假設下，集水區之出流歷線為對稱形狀，尖峰到達時間等於集流時間(亦即降雨延時)，歷線基期為降雨延時之兩倍，且尖峰流量採合理化公式計算之，如圖五之理論直接逕流歷線所示。然而，現行設計法以合理化公式計算尖峰流量，但尖峰到達時間及歷線基期則以SCS三角形單位歷線之特性決定之，顯然不符合水文理論。在有效降雨延時等於集流時間之假設下，SCS三角形單位歷線之尖峰到達時間及歷線基期分別為集流時間之1.1倍及2.937倍。

$$t_p = t_{lag} + 0.5D = 0.6 t_c + 0.5 t_c = 1.1 t_c \quad (22)$$

$$t_b = 2.67 t_p = 2.937 t_c \quad (23)$$

理論直接逕流歷線之歷線基期則為集流時間之兩倍，可見『在有效降雨延時等於集流時間之假設下』，技術規範及現行設計法必然高估直接逕流體積。此外，若以(22)式求得之歷線基期不足一小時，

則規範要求以一小時計之，如此作法更加高估直接逕流體積。

4. 以集流時間當作設計暴雨延時，與真實降雨事件之延時差異甚大，可能低估直接逕流體積。

技術規範之設計方式不考慮降雨隨時間之變化，並且以集流時間當作降雨延時。由於坡地開發之集水區面積較小，故集流時間較短，大多不超過30分鐘。在降雨延時等於集流時間之假設下，由於延時甚短且集水面積不大，超滲降雨體積必然有限，則所需之蓄洪量及滯洪池體積應不大。但由於技術規範及現行設計法均高估直接逕流體積，則似乎意味著設計規範及現行設計法是採用較保守之設計方式，且所設計之滯洪池必定是安全的。在此，我們必須特別注意，所謂『技術規範及現行設計法必然高估直接逕流體積』之說法，是因為其假設『有效降雨延時等於集流時間』。然而，一般較嚴重降雨事件之延時多超過坡地開發案之集流時間。若暴雨延時達數小時之久，則直接逕流體積將遠超過技術規範及現行設計法所計算之直接逕流體積，則依據現行設計法所設計之滯洪池容量將嚴重不足，而可能造成溢流。我們以下例說明此論點。

假設某坡地開發案之集水面積為50公頃，開發前該地區之平均C值為0.65，集流時間為30分鐘，開發後該地區之平均C值為0.8，集流時間為20分鐘。該地之降雨強度－延時－頻率關係如(20)式。今該地發生重現期距50年延時2小時之暴雨事件，且該事件之降雨強度不隨時間改變。

依據水土保持技術規範，即便真正之降雨事件延時為2小時，設計時仍然採用降雨延時等於集流時間；亦即開發前降雨延時採30分鐘，開發後降雨延時採20分鐘。依據技術規範設計而得到之逕流歷線特性，與依據水文學原理而得之理論直接逕流歷線特性，均列於表四及圖六。

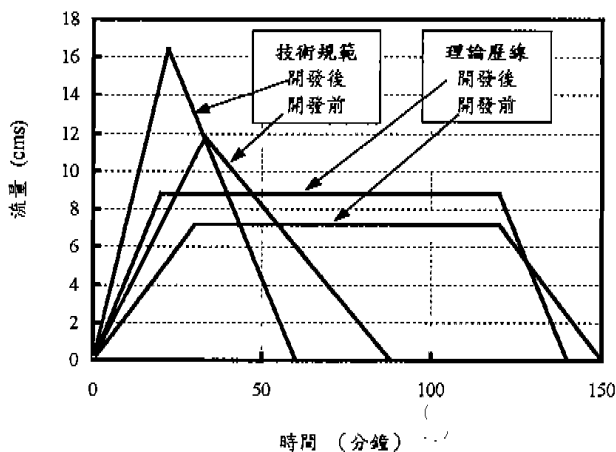
由表四之計算結果可知，若降雨事件之延時大於集流時間，則依據技術規範之設計方式，往往明顯地低估直接逕流體積。可見技術規範不考慮暴雨事件延時(或謂以集流時間當作降雨延時)之設計概念，在發生較長延時降雨事件(指真正之降雨事件)之情況下，極可能低估直接逕流體積，導致不當之滯洪設計。簡言之，合理化公式中之集流時間，正確而言是代表平均降雨強度所採用之時距D

表四 當降雨事件延時大於集流時間時，依技術規範設計之歷線

	技術規範 ¹		理論狀況 ²	
	開發前	開發後	開發前	開發後
降雨延時 (min)	30	20	120	120
集水面積 (ha)	50	50	50	50
集流時間 (min)	30	20	30	20
降雨強度 (mm/hr)	131.137	147.725	79.414	79.414
平均逕流係數 C	0.65	0.8	0.65	0.8
尖峰流量 (cms)	11.84	16.41	7.17	8.82
尖峰到達時間 (min)	33	22	30	20
歷線基期 (min)	88.11	58.74	150	140
規範基期 (min)	88.11	60	---	---
超滲降雨體積 (m ³)	21310	19697	51619	63531
直接逕流體積 (m ³)	31293	29545	51619	63531
滯洪池出流上限 (cms)	---	11.84	---	7.06

¹ 採用降雨延時等於集流時間。

² 降雨延時為 2 小時。



圖六 技術規範之逕流歷線與理論歷線之比較 (暴雨延時大於集流時間，參考表四之資料)

(the rainfall intensity averaging time)，或是逕流演算所採用之演算時距 Δ (routing interval)，而非降雨事件之真正延時 t_r ，故忽略了發生於該平均降雨強度所採用時距 D 之前與之後的降雨量。有關此設計方法上對合理化公式之不當使用，Walesh (1989) 亦曾明確指出：

The misunderstanding that time of concentration equals duration of the rainfall *rather than the rainfall intensity averaging time* has resulted in the development of detention/retention sizing

methodologies that are likely to significantly underestimate storage volumes. *These procedures fail to account for the rainfall and the resulting runoff volume that is generated before and after the rainfall intensity averaging time.*

5. 技術規範第 215 條對最小蓄洪量之規定，就滯洪池設置之目的而言，實屬多餘。

滯洪池之目的在於降低洪峰出流量使其不超過開發前該地區之洪峰流量，且真正之滯洪量必須在出口構造物設計完成之後，以蓄水演算 (如修正波爾斯法) 計算之。故規範之滯洪量計算結果，應僅是作為規劃階段估計滯洪池尺寸之參考而已，並非即是滯洪池完成後真正之滯洪量。例如余濬、吳瑞賢 (1996) 提出可使得出流洪峰流量滿足規範要求，但滯洪池之體積遠小於規範第 215 條中所規定之蓄洪量。簡單而言，滯洪池之目的既是在限制洪峰出流量，則規範中應僅規定滯洪池洪峰出流量之上限即可，對蓄洪量則無須另予限制，而由設計工程師因工程個案之不同現地條件，設計適當之滯洪池。由國外相關規範中並未明訂蓄洪量，及水文學書籍 (McCuen, 1998) 指類似於技術規範所計算得之滯洪量僅是規劃階段之參考數據，均可佐證規範中有關最小蓄洪量之規定並不恰當。

五、以改良式合理法為基礎之滯洪池設計法

由前兩節中對設計規範及現行設計法之檢討，並與圖二所說明之標準水文設計程序比較，顯然技術規範缺乏降雨事件延時及雨型之概念，故只好令事件降雨延時等於集流時間。復由於不考慮雨型，故亦無降雨－逕流演算之過程。針對上述缺失及坡地開發之水文設計特性，我們認為可採用兩種方式進行滯洪池之水文設計。第一種方式是採用設計暴雨事件（例如重現期距50年，延時2小時），並以SCS三角形單位進行逕流演算。但必須依據集流時間 t_c 而決定平均降雨強度所採用之時距 D ，使其符合 $t_c > D$ 之特性。第二種方式則是採用以改良式合理法(modified rational method)為基礎之滯洪池設計法。本文中只針對以改良式合理法為基礎之設計方式詳細介紹之。

5-1 改良式合理法

合理化公式乃Kuichling (1889)所提出，其目的在估計尖峰流量，以作為小集水區排水設計之依據。其基本假設為

- (1)降雨事件之延時大於或等於集流時間，
- (2)在整個事件延時中，降雨強度固定(時間分布之均勻性)，
- (3)降雨具均勻分布於整個集水區(空間分布之均勻性)，
- (4)降雨強度與其所產生之逕流之發生機率一致，亦即尖峰流量之重現期距與平均降雨強度之重現期距相同，
- (5)集水區內任何延時或頻率之暴雨，其逕流係數為定值。

合理化公式僅能計算洪峰流量，而無法得到整個逕流歷線。一般而言，合理化公式適用於較簡單之排水設計如涵管、明渠，或以疏導水流(water conveyance)為目的之構造物；對較複雜或需要蓄水結構物如滯洪池等之排水系統則不宜採用(FDOT, 1992; McCuen, 1998)。

在1970年代，為因應都市排水設計所需，遂有改良式合理法之提出(Chow *et al.*, 1988; Walesh, 1989)。該法是在考慮集流時間 t_c 與平均降雨強度所採用之時距 D 之關係下，而採用不同

之直接逕流歷線，如圖七所示。設計時應依據集流時間 t_r 而選擇擬採用之平均降雨強度時距 D ，及其相對應之直接逕流歷線。假設某小集水區之集流時間為15分鐘，而平均降雨強度之時距 D 採用30(或15)分鐘，則應以第一型(或第二型)直接逕流歷線進行設計。

相對於合理化公式，改良式合理法提供了直接逕流歷線。然而其尖峰流量仍是依據合理化公式之概念而計算(見圖七)，故依舊無法考慮降雨量之時間變化，同時也忽略了發生於該平均降雨強度所採用時距 D (亦即逕流演算所採用之演算時距 Δ)之前與之後的降雨量(見前節第四點之說明)及其所造成之直接逕流量。為改善此缺點，本研究乃將改良式合理法之直接逕流歷線視為單位歷線，亦即令平均降雨強度所採用時距 D 等於單位歷線UH(t, T)所對應之有效降雨之延時 T ，亦等於逕流演算所採用之演算時距 Δ ；再以此單位歷線(以下以「合理法單位歷線」稱之)配合降雨量之時間分佈進行逕流演算。茲舉例說明如下：

【設計範例二】假設一小集水區之面積為20公頃，開發前、後之集流時間分別為15分鐘及10分鐘；開發前、後之逕流係數分別為0.65及0.9。該地之降雨強度－延時－頻率關係如(2)式(上述情況與範例一相同)。假設該地發生重現期距50年，延時2小時之降雨事件，且該事件之無因次雨型如下：

時間, min	0-15	15-30	30-45	45-60
降雨百分比%	5	8	17	32
時間, min	60-75	75-90	90-105	105-120
降雨百分比%	18	10	6	4

首先由(2)式計算得該地區重現期距50年，延時2小時之平均降雨強度為79.41 mm/hr，總降雨深度為158.82 mm，總降雨體積為31764 m³。由於雨型之時距為15分鐘，故平均降雨強度所採用時距 D 為15分鐘，而降雨量之時間分佈為：

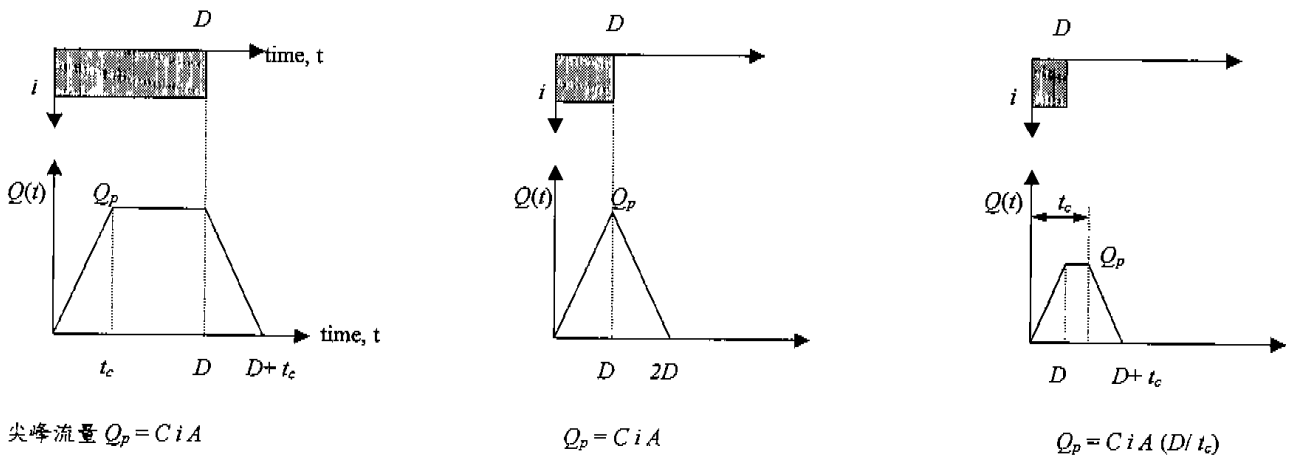
時間, min	0-15	15-30	30-45	45-60
降雨量, mm	7.95	12.72	27.03	50.88
時間, min	60-75	75-90	90-105	105-120
降雨量, mm	28.62	15.9	9.54	6.36

〈開發前〉

第一型 $D > t_c$

第二型 $D = t_c$

第三型 $D < t_c$



i : 重現期距 T , 延時 t_c 之平均降雨強度; A : 集水面積; C : 逕流係數

圖七 改良式合理化公式之直接逕流歷線

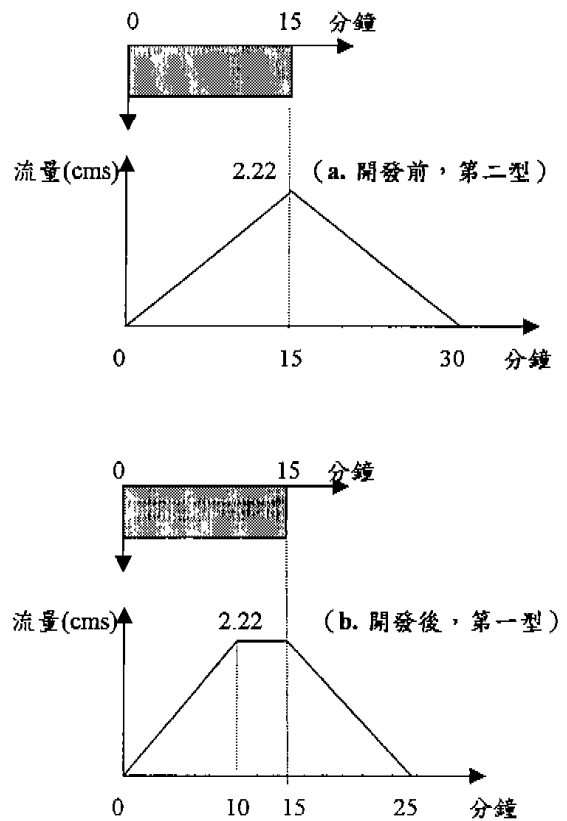
集流時間 t_r (15 分鐘) 等於平均降雨強度所採用時距 D , 故應選用圖七中第二型之對稱三角形單位歷線。其尖峰流量之計算方式如下:

$D=15$ 分鐘, 故超滲降雨之平均降雨強度 i 為 $1/15 \text{ cm}/(15\text{-min})=4 \text{ cm/hr}$ 。尖峰流量為 $Q_p=4 \text{ (cm/hr)} \times 20 \text{ (公頃)}=4/360000 \text{ (m/sec)} \times 200000 \text{ (m}^2\text{)}=2.22 \text{ cms}$, 且重現期距 50 年, 延時 15 分鐘之單位歷線如圖八 (a)。開發前之逕流係數 C 為 0.65, 則該集水區出口處之直接逕流歷線演算如表五所示, 出口之尖峰逕流量為 7.35 cms。由表五之最右欄可計算得開發前直接逕流總體積為 20670 m^3 , 約等於有效降雨體積 $79.41 \text{ (mm/hr)} \times 2 \text{ (hr)} \times 0.65 \times 20 \text{ (ha)} = 20646.6 \text{ m}^3$ 。

〈開發後〉

集流時間 t_r 小於平均降雨強度所採用時距 D , 故選用圖七中第一型之單位歷線。尖峰流量之計算方式與開發前相同, $Q_p=2.22 \text{ cms}$, 開發後之單位歷線如圖八 (b)。開發後之逕流係數 C 為 0.9, 該集水區出口處之直接逕流歷線演算列如表六, 出口之尖峰逕流量為 10.17 cms。開發後直接逕流總體積為 28591 m^3 , 極接近於有效降雨體積 $79.41 \text{ (mm/hr)} \times 2 \text{ (hr)} \times 0.9 \times 20 \text{ (ha)}=28587.6 \text{ m}^3$ 。

一般集水區之單位歷線形狀與該集水區之地文特性有關, 往往不似合理法單位歷線之梯形或三角形。然而, 大多數之山坡地開發案有面積小, 集流時間短, 直接逕流迅速集中, 地表滯留效應不顯著之特性, 故可採用合理法單位歷線。另外, 設計暴



圖八 重現期距 50 年, 延時 15 分鐘之單位歷線

雨之雨型有多種 (Pilgrim and Chordery, 1975; 葉弘德、韓洪元, 1990; 張守陽, 1997; 楊錦釗等, 1996; 鄭克聲等, 1999), 本文中亦不詳述。

5-2 滯洪池設計

前節敘述利用合理法單位歷線計算集水區出口處之逕流歷線, 該歷線即為滯洪池之入流歷線, 而

表五 改良式合理法單位歷線之逕流演算(設計範例二，開發前)

Time min	UH(t,T) cms	時間(分鐘)								Q cms
		超滲降雨(mm)								
		0-15 5.168	15-30 8.268	3-45 17.570	45-60 33.072	60-75 18.603	75-90 10.335	90-105 6.201	105-120 4.134	
0	0	0								0
5	0.74	0.38								0.38
10	1.48	0.77								0.77
15	2.22	1.15	0							1.15
20	1.48	0.77	0.61							1.38
25	0.74	0.38	1.22							1.61
30	0	0	1.84	0						1.84
35			1.22	1.30						2.53
40			1	2.60						3.22
45			0	3.90	0					3.90
50				2.60	2.45					5.05
55				1	4.90					6.20
60				0	7.35	0				7.35
65					4.90	1.38				6.28
70					2	2.76				5.21
75					0	4.13	0			4.13
80						2.76	0.77			3.52
85						1	1.53			2.91
90						0	2.30	0		2.30
95							1.53	0.46		1.99
100							0.77	0.92		1.68
105							0	1.38	0	1.38
110								0.92	0.31	1.22
115								0.46	0.61	1.07
120								0	0.92	0.92
125									0.61	0.61
130									0.31	0.31
135									0	0

* 超滲降雨是各時距內之降雨量乘上逕流係數(C=0.65)。

滯洪池之滯洪量、尖峰出流量、出流最高流速等之計算則必須倚賴水庫演算(reservoir routing)方可得知。

在上述範例中，開發前、後之尖峰流量分別為7.35及10.17 cms。依據水土保持技術規範之要求，滯洪池出流之尖峰流量應不超過滯洪池尖峰入流量之80%，且開發後整個開發地區之尖峰出流量不得大於開發前之尖峰出流量。滯洪池入流洪峰

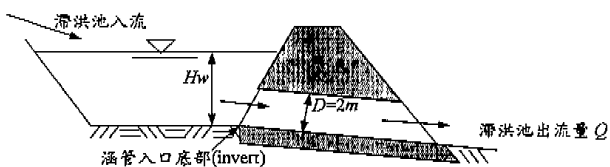
流量之80%為 $10.17 \times 0.8 = 8.136$ cms，開發前之尖峰出流量為7.35 cms，故滯洪池尖峰出流量之上限為7.35 cms。

今設計滯洪池出流結構為一直徑2公尺之混凝土圓形涵管(circular culvert)，涵管中之水流狀況為入口控制(inlet control)，且該涵管之入口底部高程(invert elevation)與池底齊，如圖九所示。在進口控制之情況下，涵管流量與滯洪池水位之關

表六 改良式合理法單位歷線之逕流演算範例(設計範例二，開發後)

Time min	UH(t,T) cms	時間(分鐘)								Q cms
		超滲降雨(mm)								
		0-15 7.155	15-30 11.448	3-45 24.327	45-60 45.792	60-75 25.758	75-90 14.31	90-105 8.586	105-120 5.724	
0	0	0								0
5	1.11	0.79								0.79
10	2.22	1.59								1.59
15	2.22	1.59	0							1.59
20	1.11	0.79	1.27							2.06
25	0	0	2.54							2.54
30			2.54	0						2.54
35			1.27	2.70						3.97
40			0	5.40						5.40
45				5.40	0					5.40
50				2.70	5.08					7.78
55				0	10.17					10.17
60					10.17	0				10.17
65					5.08	2.86				7.94
70					0	5.72				5.72
75						5.72	0			5.72
80						2.86	1.59			4.45
85						0	3.18			3.18
90							3.18	0		3.18
95							1.59	0.95		2.54
100							0	1.91		1.91
105								1.91	0	1.91
110								0.95	0.64	1.59
115								0	1.27	1.27
120									1.27	1.27
125									0.64	0.64
130									0	0.00

* 超滲降雨是各時距內之降雨量乘上逕流係數(C=0.9)。



圖九 滯洪池及出口構造物布置

$$Q = 2.7 \times H_w^{1.4} \quad (24)$$

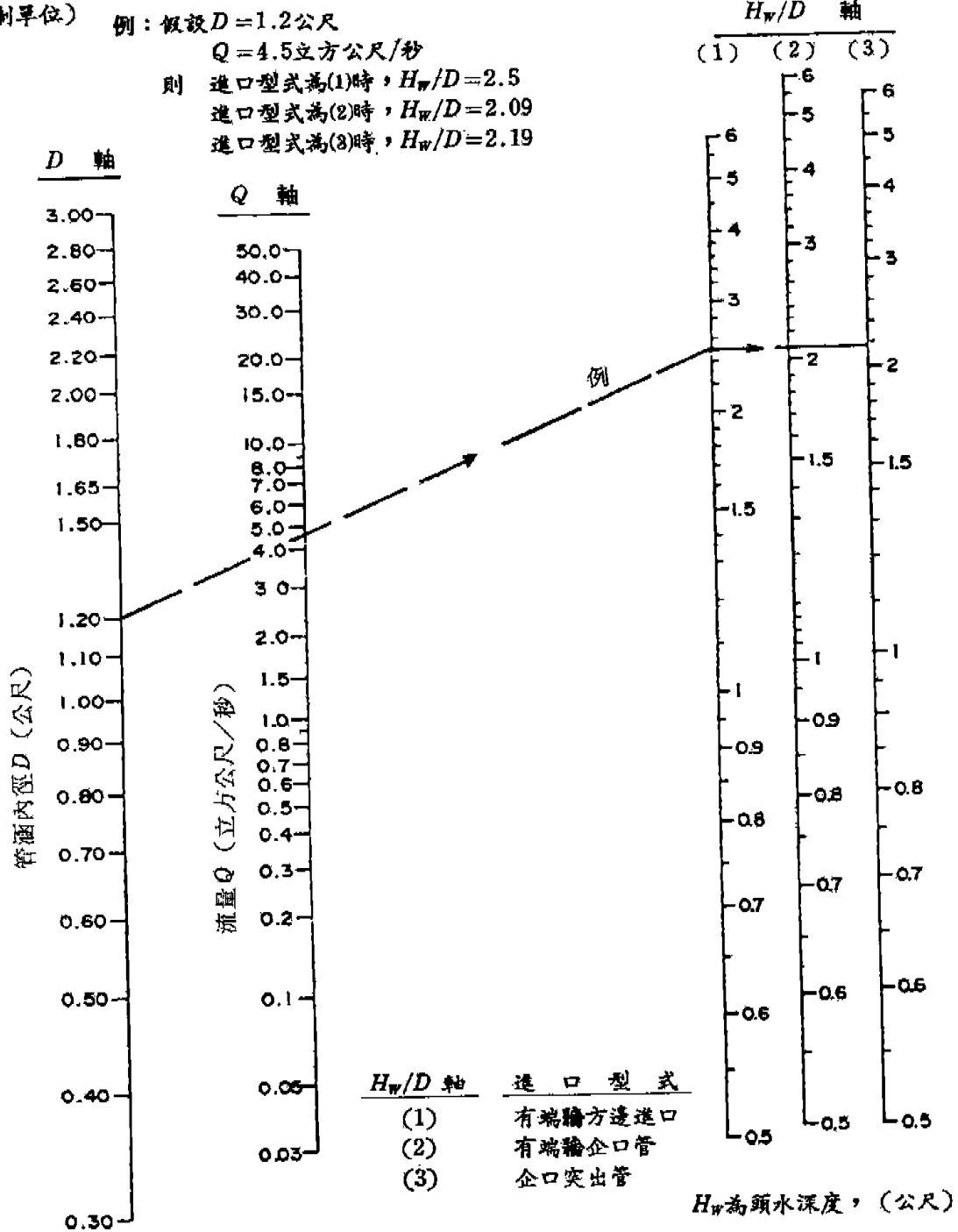
式中 H_w 與 Q 之單位分別為 m 及 cms。實際設計案中，滯洪池之水位 H_w 與蓄水體積 S 之關係是因設計方案(scenario)而異，本例中假設滯洪池之水位與蓄水體積 S 之關係為：

$$S = 3500 \times H_w^{1.26941} \quad (25)$$

其中 S 與 H_w 之單位分別為 m^3 及 m。

係可利用計算圖(nomograph，見圖十)求得，以上述設計範例而言，滯洪池之水位 H_w 與出流量 Q 之關係可以下式近似之：

(水理設計線解圖摘自U.S. Department of Commerce, Bureau of Public Road "Hydraulic Engineering Circular, No. 5" Dec. 1965, 原圖為英制單位, 由中華顧問工程司調整為公制單位)

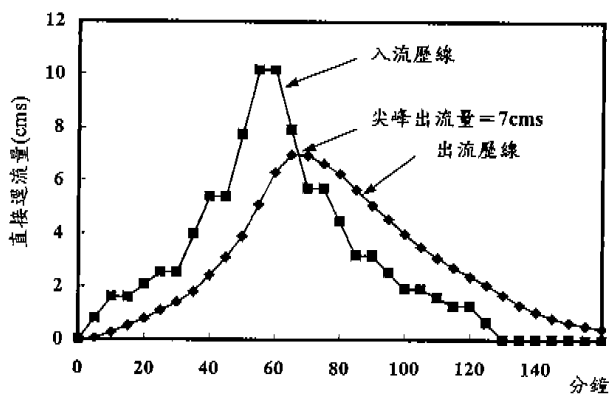


圖十 混凝土圓形涵管水力計算圖(入口控制)

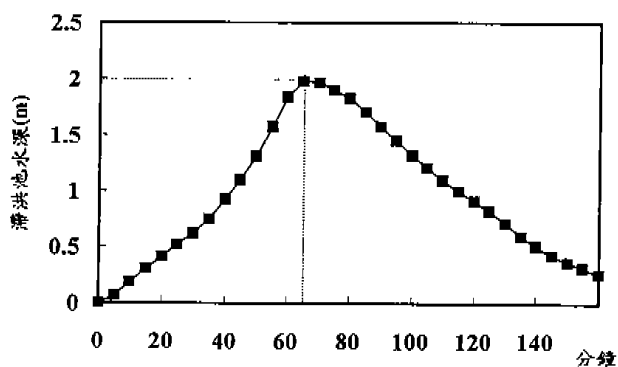
經修正波爾斯法水庫演算後, 滯洪池之尖峰出流量約為 7 cms, 低於滯洪池尖峰出流量之上限 (7.35 cms)。尖峰時刻之蓄水量為 8,293 m³ (約占總降雨體積之 26%, 開發後直接逕流總體積之 29%), 最高水深達 1.973 m, 其入流、出流歷線繪如圖十一, 水位歷線圖及蓄水量歷線圖則分別如圖十二及圖十三所示。若滯洪池採矩形布置, 並以尖

峰蓄水量 (~8300 m³)、最高水深 (~2 m) 及邊坡坡度 (H:V=3:1) 估計, 則滯洪池之佔地面積約為 47.5 m × 106 m, 約為總基地面積之 2.5%。即使考慮出水高, 此百分比對整個開發案而言, 仍為可行。

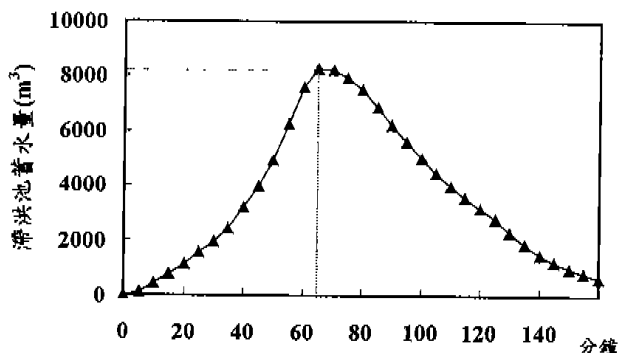
範例一與範例二為針對同一開發案採不同方法設計, 比較其結果可知, 當該地發生重現期距 50 年, 延時 2 小時之降雨事件時, 依據現行技術規範



圖十一 滯洪池之入流及出流歷線



圖十二 滯洪池水位歷線圖



圖十三 滯洪池蓄水歷線圖

之設計法，滯洪池之容量只要達 6388 m^3 即可；然而事實上依該容量設計之滯洪池將可能會造成溢流 (overflow)，而危及下游之安全。其關鍵在於技術規範只考慮甚短時距內 (集流時間甚短) 之降雨量，而忽略了整個降雨延時內其他時間之降雨量。

本文中為便於說明演算過程，合理法單位歷線逕流演算採 EXCEL 試算表計算之。然而一般之水文模式，如美國陸軍工兵團之 HEC-1 模式，具備由使用者自行設定單位歷線之功能，更可在該模式中配合蓄水演算，藉由調整模式中之部分設計參數即可迅速完成包括滯洪池之容量、尺寸及出口涵管等之最後設計方案，故建議山坡地開發之滯留池設

計宜採用水文模式進行。另外，滯洪池之出流構造物 (如涵管或溢洪道) 之設計，必須考慮其為入口控制或出口控制 (outlet control) 之問題。尤其針對各種不同之出口控制情況，滯洪池出流構造物之率定曲線 (水位與出流量之關係)，應小心決定之。本文限於篇幅不擬討論之，請讀者參考美國運輸部所編之公路涵管水力計算手冊 (USDOT, 1977)。

六、結 論

本研究從水文學之基本理論，說明現行設計規範中滯洪池設計之若干缺失。我們並證明應用 SCS 三角形單位歷線時，降雨延時、尖峰到達時間與集流時間應滿足特殊之關係。設計規範之諸多缺失，主要肇因於設計暴雨事件之延時選擇不當，錯誤應用合理化公式與 SCS 三角形單位歷線，且不考慮降雨量之時間變異特性。本研究因而提出一套應用改良式合理法單位歷線，配合設計暴雨雨型，進行逕流演算之方法。本研究所提方法符合水文學理論，並且能考慮坡地開發水文設計之特性。

參 考 文 獻

1. 王茂興、莊聿今，1989。山坡地雨水滯留池容量研究。中興工程第30期。
2. 中華水土保持學會，1997。水土保持技術規範。
3. 余濬、吳瑞賢，1996。台灣地區山坡地滯留池容量計算方法之比較研究。台灣水利，第44卷，第1期，53-63。
4. 黃宏斌、張三郎、吳正雄，1996。調節池設計探討。中華水土保持學報，第27卷，第1期，39-46。
5. 葉弘德、韓洪元，1990。「台北市暴雨雨型之研究」，台灣水利，第38卷第3期，36-49頁。
6. 張守陽，1997。「台灣地區二十四小時設計雨型之研究」，農業工程學報，第43卷第2期，39-55頁。
7. 游進裕，1998。合理法滯洪量設計方法與比較。第九屆水利工程研討會，H61-H68。
8. 楊錦釧、湯有光、葉克家，1996。「臺灣水庫集水區極端暴雨及其不定性研究 (I)」，臺灣電力公司/國立交通大學土木工程系。
9. 鄭克聲、許恩菁、葉惠中，1999。具隨機碎形特性之設計暴雨雨型。台灣水利，刊印中。
10. Chow, V. T., Maidment, D. R., and Mays, L. W., 1988. Applied Hydrology. McGraw-Hill, New York.
11. COE (Corps of Engineers), 1987. HEC-1 Flood hydrograph package users manual.
12. FDOT (Florida Department of Transportation),

1987. Handbook for Drainage Connection Permit. Tallahassee, Florida.
13. FDOT (Florida Department of Transportation), 1992. Drainage Manual. Chapter 5 - Stormwater Hydrology. Tallahassee, Florida.
 14. Kuichling, E., 1889. The relation between rainfall and the discharge of sewers in populous districts. Trans. Am. Soc. Civ. Eng. 20, pp.1-56.
 15. McCuen, R. H., 1998. Hydrologic Analysis and Design. Prentice Hall, 2nd Ed.
 16. Pilgrim and Chordery, 1975. Rainfall temporal patterns for design floods. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 101(HY1), 81-95.
 17. SJRWMD (St. Johns River Water Management District), 1991. Applicant's Handbook { Management and Storage of Surface Waters. Palatka, Florida.
 18. USDOT (U. S. Department of Transportation), 1977. Hydraulic charts for the selection of highway culverts. Hydraulic Engineering Circular No.5. Federal Highway Administration. Washington, D. C.
 19. Welsh. S. G., 1989. Urban Surface Water Management. John Wiley and Sons, Inc., New York, pp.100-111.

收稿日期：民國 88 年 10 月 26 日

接受日期：民國 88 年 11 月 17 日