

國立臺灣大學工學院土木工程學系



碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master Thesis

低衝擊開發配置對高密度都市的減洪效率之分析  
Effect of Low Impact Development Allocation for Flood  
Mitigation in Highly Concentration Region

施 維

Wei Shih

指導教授：李鴻源 博士

Advisor: Hong-Yuan Lee, Ph.D.

中華民國 108 年 7 月

July 2019

國立臺灣大學碩士學位論文  
口試委員會審定書

低衝擊開發配置對高密度都市的減洪效率之分析  
Effect of Low Impact Development Allocation for Flood  
Mitigation in Highly Concentration Region

本論文係施維君（R06521301）在國立臺灣大學土木工程學系碩士班完成之碩士學位論文，於民國 108 年 07 月 09 日承下列考試委員審查通過及口試及格，特此證明

口試委員：

李鴻源

（指導教授）

葉克家

何昊哲

系主任

謝尚賢

李鴻源

葉克家

何昊哲

謝尚賢

（簽名）



## 致謝


兩年的研究生生活倏忽之間即將進入最終篇章，細想碩士生涯每學期的點點滴滴，總有些意外的插曲豐富了整段旅程。首先，能順遂完成此篇論文，必須感謝我的指導教授李鴻源，帶領我這懵懂無知的初心者踏入到 LID 的領域，經由每週的見面，將論文的大方向確立並逐步修正內容，使研究能更具有價值地應用於實務上。再來，要謝謝何昊哲教授，提供許多目前 LID 待研究的議題，協助論文題目的訂定，也幫助我釐清整個論文的邏輯框架以及研究方法，更不厭其煩的指引並修改細部內容。也要謝謝游景雲教授，協助研究資料的蒐集，以填補論文中最重要的章節。還有要感謝林士惟學長，雖已在業界工作，但不管平、假日總是第一時間耐心地回答我的提問。

在土研的這兩年，我想我會非常懷念這些曾一起奮鬥的夥伴們，因為我們擁有著相同的目標——準時畢業。很感謝在碩一曾經教過、拯救過我高水的同學們，沒有你們，我真的無法想像該如何度過令人崩潰的期末考週。還有要感謝李門、何門所有的研究生們，在我研究遇到瓶頸時，至少還有你們能好好抒發心情。還要感謝 814 所有的人們，焦躁的時候找你們聊天總是會讓我心情恢復平靜。

從高雄北漂讀書的這段日子，在生活方面首先要感謝的是我的小舅和表哥，給予我一個可以暫時居住的家，讓我能擁有獨自空間靜靜。還要感謝我的表姊、阿姨們，逢年過節當我無法回家鄉時，還願意邀我一起團聚以另種形式體會與家人團圓。但最重要的還是我摯愛的父母、姐姐，我雖然不擅長表達心中的情感，但你們總是能理解並體諒我的感受，很謝謝你們於背後的默默支持，令我能無後顧之憂的走完碩士這條路，你們是我學業上最大的助力。

最後，我想對自己的堅持與毅力表達謝意，不管再痛苦、煎熬、抑或是任何想放棄的時刻，你終究抵抗了這股龐大壓力，如今回過頭來品味這些歷程才理解到，過往的種種顛簸是為了成就未來所必經的代價，期許你能永遠記取這段回憶，未來能無畏艱難地朝自己心中所追求的目標邁進。

## 中文摘要



都市化改變城市的地貌且增加地表逕流量，排水管線的興建改變雨水的流動路徑也增加逕流速度，再加上氣候變遷所導致的極端降雨越來越頻繁，台灣都市地區發生洪水的頻率與受災程度增加，因此採取高效措施來減緩內水氾濫已成為都市雨洪管理首要的任務。低影響開發（LID）就是現代城市雨水管理的手段，傳統的LID元件藉由增加集水區的入滲及保水能力來延長集流時間，然而LID對內水的減少效率並不顯著，特別是在高重現期的狀況下。目前來說，滯洪池是減少溢淹最有效的設施，但在都市中找出最具有成本效益的滯洪池設計方案是非常困難的。本文提出以層級分析法（AHP）串聯暴雨管理模式（SWMM），以最大化的減洪量及最低的建造成本為目標，來進行都會區的滯洪池配置最佳化之研究。

研究區域為高密度開發的新北市中永和地區，降雨條件為50年重現期。以洪水深度和持續時間為指標，對所有研究區域內的氾濫節點進行評分及排序，藉此找出最佳的滯洪池數量和減洪效率，接著以此為初步方案作2種模擬情境和成本估算，最後評估不同情境下的減洪效率，來提出都市洪水緩解的規劃原則與策略。本研究結果顯示，12個滯洪池對中永和地區是最具成本效益的設計，可以減少約38%的都市內水量，在不同降雨條件下也依然能維持框架的穩健性。傳統的LID元件由於建造昂貴且減洪效率低，雖然設置滯洪池可以有效提升減洪量，但若考慮土地成本的情況下，修改管線的瓶頸段才是舒緩城市洪水最經濟的策略，而且研究指出降低洪峰流量與都市內水總量的減少並沒有直接的關聯性。最後，本研究提出的都市雨洪管理原則為：(1)修改設計錯誤的排水管線；(2)使用層級分析法找出對洪水最敏感的地方並直接放置滯洪池；(3)設計LID結構，通過增加逕流滲透的機會來協助減少洪水。

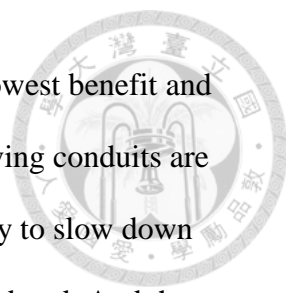
**關鍵字：**都市減洪、最佳化配置、低衝擊開發（LID）、滯洪池、層級分析法（AHP）、暴雨管理模式（SWMM）

## Abstract



The urbanization has changed the geography of a city and increased surface runoff volume. And urban storm sewer infrastructure systems alter natural storm-water flow paths and accelerate runoff velocities. Because of climate change, as extreme rainfalls becoming more frequent, as do the number of flooding more intensive in urban areas in Taiwan. Consequently, flood hazards mitigation with effective measures has become the most important task of storm water management to deal with. The low impact development (LID) is a new concept of modern urban storm water management. The general LID lengthens the time of concentration by increasing the infiltration and rainwater storage of the catchment area, but the efficiency of reduction of inner water is not obvious, especially for the high return period. As for the present, storage is the most useful and direct method for flood mitigation in heavy rainfall events. Looking for the cost-effective design scheme of storage tanks, however, is very difficult in the highly concentrated city. Thus, this paper presents the analytic hierarchy process (AHP) to find an optimal scheme for storage tanks using storm water management model (SWMM). And the goal is to minimize flooding and storage cost.

The case study was conducted in a highly concentrated region, Chung Ho and Yong He District, New Taipei City, under 50-year return period rainfall. By evaluating and ranking the flooding nodes with the AHP using two indicators (flood depth and flood duration), the optimal number of storages was obtained to have the best flood reduction efficiency. Designed two scenarios and cost estimate based on the preliminary scheme and indicated a general principle and strategy for the urban flood mitigation by comparing the performance of the plans in flood reduction efficiency. The results showed that 12 detention ponds are the highest cost-effective design with 38 percentage of flooding reduction on 50-year return period rainfall. It can still obtain the desired



effects under different rainfall conditions. The general LID has the lowest benefit and his construction costs are enormous. Despite the efficiency of improving conduits are worse than placing detention ponds, it is the most appropriate strategy to slow down urban flooding if land expropriation and maintenance expenses considered. And the research has pointed out dropping peak flow may not be necessarily related to mitigating urban flooding. Finally, we present a general principle for storm water management in urban area: (1) Modify drainage networks where have incorrect design apparently. (2) Use AHP to find out where is the most sensitive to flooding and place storage tanks directly. (3) Design a few LID constructions to assist flooding reduction by increasing the chances for runoff to infiltrate.

***Keywords: Urban Flood Mitigation 、 Optimization 、 Low Impact Development (LID) 、 Storage Tanks 、 Analytic Hierarchy Process (AHP) 、 SWMM***

# 目錄



致謝 .....	I
中文摘要 .....	II
Abstract.....	III
目錄 .....	V
圖目錄 .....	VIII
表目錄 .....	X
第一章 緒論 .....	1
1.1 研究動機 .....	1
1.2 研究目的 .....	2
1.3 研究框架 .....	4
第二章 文獻回顧 .....	5
2.1 都市治水規畫 .....	5
2.1.1 都市化對水文的影響 .....	5
2.1.2 韌性城市概念 .....	6
2.2 低衝擊開發 .....	7
2.2.1 傳統低衝擊開發元件 .....	8
2.2.2 滯洪池效益 .....	11
2.2.3 低衝擊開發最佳化研究 .....	12
2.3 減洪指標 .....	15
第三章 理論與研究方法 .....	17
3.1 SWMM 運算原理 .....	17
3.1.1 降雨逕流模組 .....	17
3.1.2 幹線輸水模組 .....	21
3.1.3 低衝擊開發技術 .....	26



3.1.4 模式溢淹定義 .....	31
3.2 層級分析法 .....	32
3.2.1 目的與基本假設 .....	33
3.2.2 層級與要素 .....	34
3.2.3 評估尺度 .....	35
3.2.4 進行步驟與演算方法 .....	36
3.3 減洪效率指標運算 .....	37
第四章 研究區域與模式建立 .....	38
4.1 研究區域概述 .....	38
4.2 SWMM 模式建立 .....	42
4.2.1 雨量計 (rain gage) .....	42
4.2.2 子集水區 (subcatchment) .....	44
4.2.3 排水人孔 (junction) .....	46
4.2.4 管線 (conduit) .....	47
4.3 模擬情境介紹 .....	48
4.3.1 傳統低衝擊開發策略 .....	48
4.3.2 修改排水管線策略 .....	49
第五章 模擬結果與分析 .....	50
5.1 AHP 結果分析 .....	50
5.1.1 評估溢淹節點分數 .....	50
5.1.2 滯洪池策略最佳化 .....	53
5.1.3 不同降雨條件下的減洪效果 .....	55
5.2 情境結果分析 .....	62
5.2.1 傳統低衝擊開發策略 .....	62
5.2.2 修改排水管線策略 .....	63



5.2.3 小結 .....	66
5.3 敏感度分析 .....	68
5.4 成本分析 .....	73
5.4.1 滯洪池 .....	73
5.4.2 傳統低衝擊開發 .....	74
5.4.3 修改排水管線 .....	76
5.5 綜合討論與減洪效益分析 .....	78
第六章 結論與建議 .....	81
6.1 結論 .....	81
6.2 建議 .....	82
參考文獻 .....	84



## 圖目錄



圖 1-1 都市化的影響.....	2
圖 1-2 研究流程圖.....	4
圖 2-1 海綿城市示意圖.....	8
圖 2-2 綠屋頂結構.....	9
圖 2-3 生態滯留單元.....	10
圖 2-4 雨水桶結構.....	11
圖 2-5 設計 LID 鏈示意圖.....	14
圖 2-6 最佳配置下洪峰與成本關係.....	14
圖 2-7 透過 GPS 從初步方案迭代獲得的最優解。.....	15
圖 2-8 不同降雨事件對應的 (A)洪峰流量與 (B)HFR.....	16
圖 3-1 SWMM 降雨逕流示意圖.....	18
圖 3-2 分流流量示意圖.....	24
圖 3-3 SWMM 模式之 LID 概念模型.....	26
圖 3-4 各種 LID 模擬示意圖.....	27
圖 3-5 LID 元件設置示意圖.....	30
圖 3-6 SWMM 人孔溢淹示意圖.....	31
圖 3-7 層級分析法演算流程圖.....	32
圖 3-8 本研究之層級結構.....	34
圖 4-1 研究區域位置.....	38
圖 4-2 研究區域內明渠.....	40
圖 4-3 逕流分擔與出流管制概念示意圖.....	41
圖 4-4 台灣北部地區短延時雨型均一區.....	43
圖 4-5 中正橋站不同延時之無因次降雨主體圖.....	43

圖 4-6 研究區域土地利用示意圖 .....	45
圖 4-7 SWMM 模式建立示意圖 .....	47
圖 4-8 管線錯誤示意圖 .....	49
圖 5-1 溢淹人孔示意圖 .....	51
圖 5-2 溢淹節點嚴重程度 .....	54
圖 5-3 不同滯洪池個數之減洪量 .....	54
圖 5-4 初步方案滯洪池位置 .....	55
圖 5-5 不同降雨之削減百分比 .....	56
圖 5-6 不同降雨之淹水點削減百分比 .....	57
圖 5-7 重現期 2 年之溢淹人孔分布 .....	59
圖 5-8 重現期 50 年之溢淹人孔分布 .....	60
圖 5-9 重現期 2 年滯洪池配置前後之水深變化 .....	61
圖 5-10 傳統 LID 元件於不同降雨之水文量削減百分比 .....	63
圖 5-11 修改管線於不同降雨之水文量削減百分比 .....	65
圖 5-12 不同情境於不同降雨條件下之總溢淹量變化 .....	67
圖 5-13 不同情境於不同降雨條件下之洪峰流量變化 .....	67
圖 5-14 下游配置滯洪池—12 個 .....	69
圖 5-15 不同降雨之削減百分比—下游 .....	69
圖 5-16 不同數量之滯洪池總溢淹量削減百分比—AHP .....	71
圖 5-17 不同數量之滯洪池總溢淹量削減百分比—下游 .....	71
圖 5-18 不同配置方案之洪峰流量變化 .....	73
圖 5-19 各方案單位成本削減總溢淹量百分比—取對數後 .....	79
圖 5-20 各方案單位成本削減洪峰百分比—取對數後 .....	80

## 表目錄



表 2-1 各應用領域對韌性(RESILIENCE)的定義 .....	6
表 2-2 LID 優化問題的非支配解決方案 .....	13
表 3-1 用於模擬不同的 LID 單元層 .....	28
表 3-2 AHP 評估尺度與意義 .....	35
表 4-1 淡水河中正橋 HORNER 公式係數 .....	42
表 4-2 SWMM 子集水區參數設定 .....	45
表 4-3 不同土壤類型之初始入滲率 $f_0$ .....	46
表 4-4 不同土壤類型之最小入滲率 .....	46
表 4-5 不同土地利用與 LID 配置 .....	49
表 5-1 溢淹節點 AHP 得分表 .....	52
表 5-2 溢淹節點評分尺度表 .....	52
表 5-3 修改管線策略之調整內容 .....	65
表 5-4 單一滯洪池成本分析 .....	74
表 5-5 傳統 LID 元件成本分析表 .....	75
表 5-6 各管線修改之工程費估算 .....	77
表 5-7 營造工程物價指數（總指數）年增率 .....	77
表 5-8 各方案於不同水文條件下之減洪效益 .....	79

# 第一章 緒論



## 1.1 研究動機

十九世紀的工業革命促使人類文明產生重大的變革，經濟迅速成長與人口急遽增加，伴隨著都市的快速發展而改變自然水文流態，而排水管線的興建，則影響雨水的流動路徑並加速逕流速度，使得洪峰流量變高、稽延時間縮短、地表逕流量大幅增加（圖 1-1）。我國由於地理位置、氣候、地形的先天條件不佳，再加上近年來極端氣候的影響，發生水患的機率與程度逐年加劇，一味的增高堤防與擴建地下管線並非解決都市內水的根本之道，因此，採取有效措施以舒緩洪水問題是目前先進國家雨洪管理的首要任務。

自 20 世紀 80 年代以來，概念從傳統的「盡快排水」轉變為綠色基礎設施與灰色基礎設施的結合，以低衝擊開發（Low Impact Development, LID）為設計概念是近年都市暴雨逕流管理的主要策略。LID 起源於 90 年代，由美國馬里蘭州提倡並發展出來，概念上可分為兩大類：(1)以入滲為基礎的傳統元件（以下稱為 LID 元件）、(2)以儲存為基礎的滯洪池。傳統的 LID 元件是透過分散、並聯、小規模的使用設施，增加入滲潛勢及保水能力，以減輕都市透水綠地面積減少的負面衝擊，使集水區恢復接近於開發前的水文條件狀況；滯洪池則是藉由暫時將過多的逕流儲存並緩慢釋放，來達到降低洪峰、減少洪水災害的效果。

LID 元件在高重現期距的狀況下，效果並不顯著；而以儲存為基礎的滯洪池是減少溢淹最有用和最直接的方法。滯洪池不適當的放置可能會對下游產生負面效益並增加出流口的排放，且少量的滯洪池設置無法應對大量的地表逕流，放置過多的滯洪池則可能會造成資源浪費。因此，尋找具有成本效益的設計方案變得格外重要，本研究以高度集中的城市區為研究區域，試圖發展出 LID 設計的規畫原則以利未來政府做出正確決策。

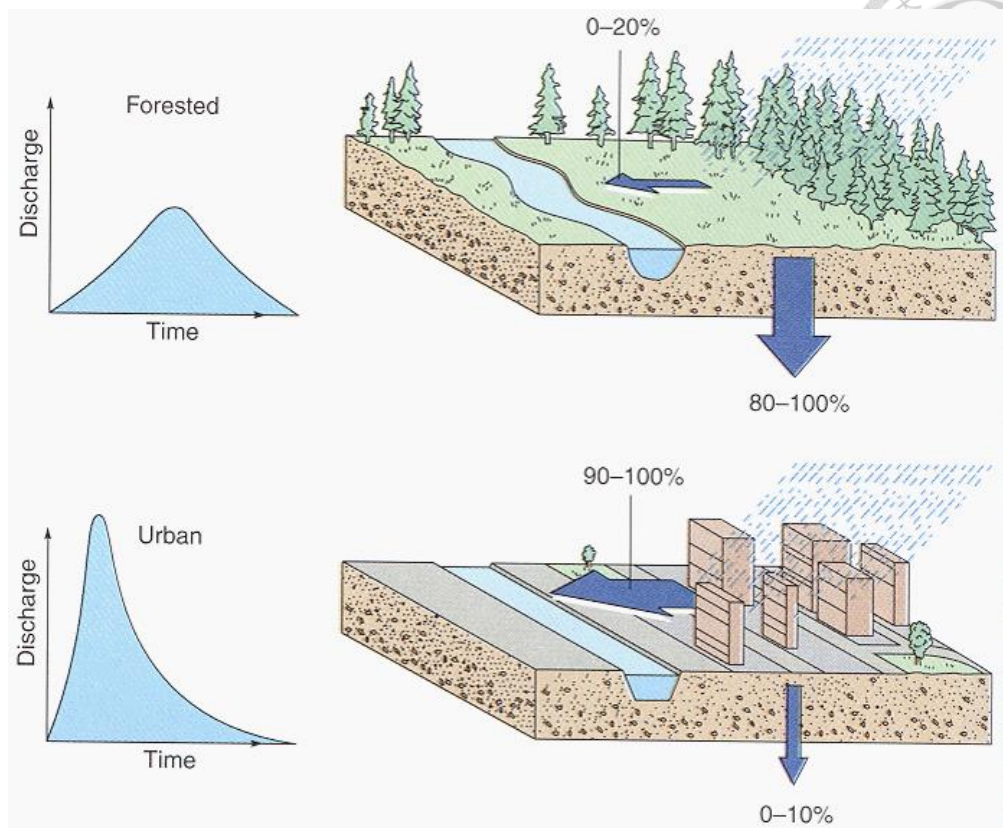


圖 1-1 都市化的影響

資料來源：Lang (2016)

## 1.2 研究目的

流域中滯留池的位置不僅會影響單個的效率，還會影響到滯洪池系統的整體效率，如何獲得最佳數量並搜索每個滯留池的合適位置是一個複雜的問題。本研究嘗試以大尺度且高度開發的集水區來討論滯洪池配置最佳化的方法，討論在不同重現期距降雨下滯洪池的減洪效率，並以此為初始方案做更多的模擬情境，而後進行敏感度分析和成本分析，提出解決都市內水的一般性原則。研究目的主要有 3 個部分：

### (1) 瞭解最佳化配置的滯洪池對於大尺度集水區的效果

儘管先前有許多關於滯留池最佳化配置的研究，但大多數方法需要用水文模型進行大量計算且預定的研究範圍較小，用來決定滯洪池位置和數量的科學方法也很少。故本研究區域即設定於相對其他文獻中較大



的區域，在優化之前以更客觀的方式預選滯洪池的位置，設計 7 種不同重現期距結合長、短延時的降雨，用來測試最佳化配置框架的穩健性以及滯洪池對於都市內水的減洪效果。

## **(2) 找出影響都市內水減洪量的敏感因子**

以往對於都市暴雨控制的討論僅限於降低洪峰流量或延長洪峰到達的時間，但這只能代表空間中某特定點在洪水事件中所接收到的流量峰值及其所需的歷時，並無法表現出實際的洪水情形。對於大尺度的集水區來說，僅以特定幾個出流口的水文量來作為都市內水減洪的標準，恐怕無法表達出雨水在排水管線中實際流動的狀況。有鑑於此，本研究的總洪水量計算是將所有人孔宣洩不及的雨水量做加總，並藉由敏感度分析找出真正影響都市內水減洪量的敏感因子，跳脫傳統只考慮洪峰流量的思維，提出更直接且實際的減洪方案。

## **(3) 提出一套具成本效益的都市洪水緩解規劃**

由於地形因素加上高密度開發，北部是全台灣人口密度最高的區域，其中又以新北市將近 400 萬人口為冠(新北市政府民政局, 2019)，快速都市化與人口增長促使潛在的洪水風險增加。使用傳統 LID 元件以分散式、點源雨水處理或以滯洪池儲存過多地表逕流，雖然能減輕排水系統的負擔，然而這兩種設施的設置及後續維護成本高昂，因此本研究透過模式模擬不同的治水策略，並進行各政策的成本分析，比較減洪量與成本之間的關係後，提出一套具成本效益的都市內水緩解方針，以作為政府未來治水規劃的考量。



### 1.3 研究框架

基於上述的研究概念，本研究流程如圖 1-2 所示：

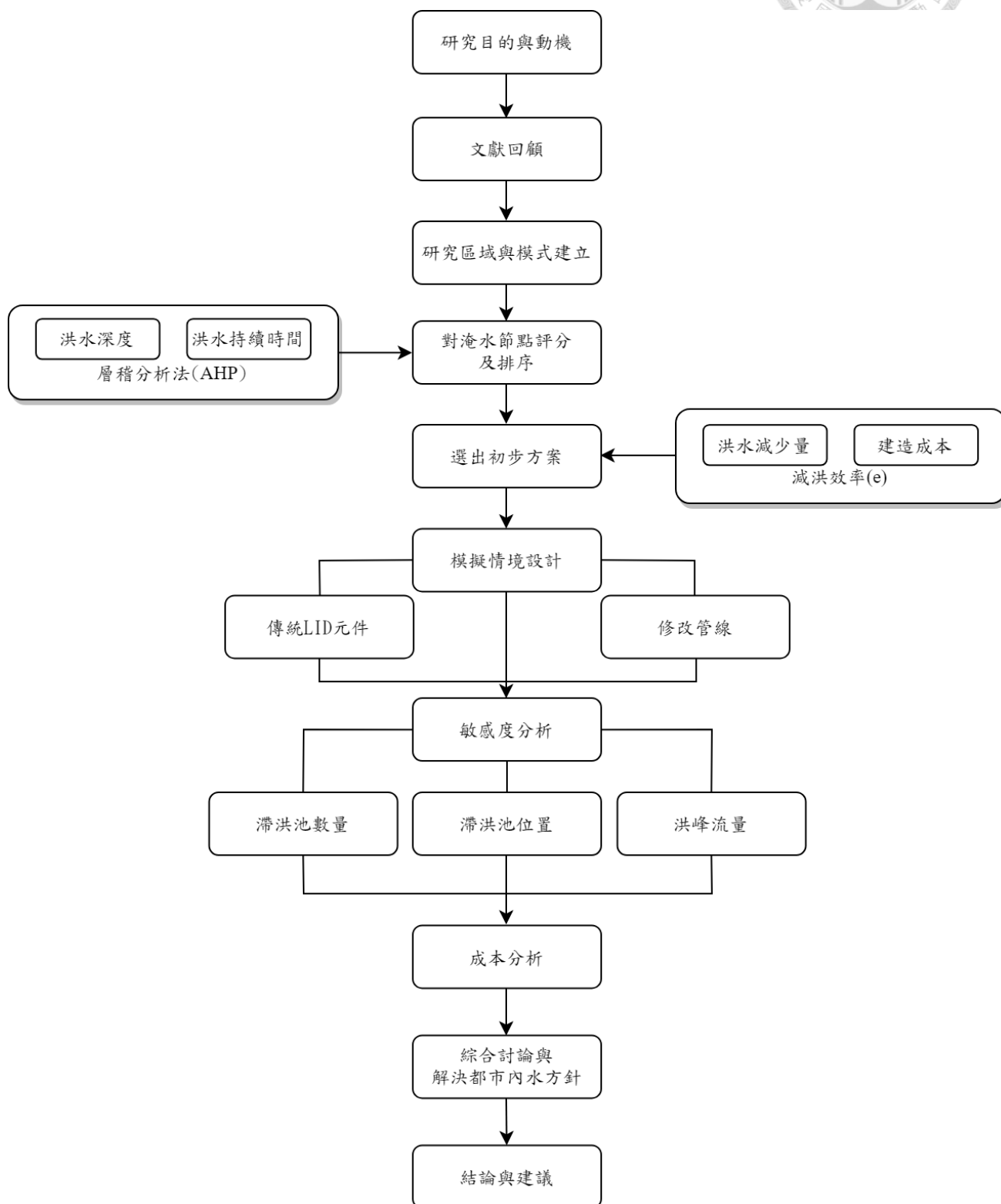


圖 1-2 研究流程圖



## 第二章 文獻回顧



### 2.1 都市治水規畫

#### 2.1.1 都市化對水文的影響

都市化 (urbanization) 的概念源自於西班牙工程師 A.Serda 的著作《General Theory of Urbanization》，主要描述鄉村向都市演變的過程。從 19 世紀工業革命後，人們為了因應經濟的快速發展，土地過度開發的情形日益嚴重，在盲目追求短暫物質慾望的前提下，忽略長期水文環境衝擊所造成的外部成本。

Sheng and Wilson (2009)在美國加州半乾旱地區，研究多個流域都市化對洪水行為的改變，時間尺度從幾十年到數個世紀不等，結果指出都市化的地區會損失高達 90%的暴雨轉為地表逕流，導致峰值流量顯著增加和洪水延時縮短，且人口增長對於各種流域的洪水風險也可能增加，當人口密度相對較低時，洪水流量的變化始於都市的發展，依據不透水面的分佈和排水系統的特性，洪水流量會隨著人口密度的增加而上升。

Konrad and Booth (2005)在美國都市化的區域中，研究 8 條具有長期流量紀錄的溪流以及 5 條土地利用相對穩定的溪流，藉此評估都市化是否會影響水流的模式，研究顯示都市化會明顯改變土地利用以及水流的狀況，主要可能導致三種水文變化：高流量出現頻率增加；水從基流時期重新分配到暴雨逕流期；流量的日變化增加。而這些水文變化又會造成重大的生態風險。

世界人口主要集中於都市地區，這樣的趨勢對於集水區最普遍的特徵就是降雨的滲透性大幅減少，從而造成峰值排放及洪水頻率的增加，而這些影響又會間接對生態系統產生衝擊。隨著人們對於永續經營概念的普及，如何在都市開發的同時，盡可能維持未開發前的水文狀態及生態系統運作的能力，是都市治水規畫的重要課題。



### 2.1.2 韌性城市概念

早期，對環境不確定性衝擊的回應主要是要藉由物理環境與工程技術的改善，來達到減災的目的，近期的研究則著重於「適應（adaptation）」面向的探討，強調城市發展回應未知擾動的能力。「韌性（resilience）」，最早是由生態學家Holling (1973)所提出，主要描述生態系統遭遇自然或人為干擾後的容受力與回復力，結果發現具有高韌性低穩定性的物種，縱使數量波動龐大，但對於偶然的極端氣候條件反而擁有較高的適應能力。Holling 的韌性觀念引起學界熱烈的討論，各種相關研究已經累積成為一門「韌性科學」，被廣泛引用於各領域，如表 2-1 所示。儘管韌性一詞在各領域中都有其強調的層面，但共通點皆是擁有吸收衝擊、抵抗損失的能力。

表 2-1 各應用領域對韌性（resilience）的定義

應用領域	定義
生態	Holling (1973): 當生態系統遭遇變化時，能夠維持運作的能力。 Wagner et al. (2013): 物種抵禦生存壓力、適應和從危機或災難中恢復過來並迅速前進的能力。
經濟	Rose (2007): 指一個系統在嚴重衝擊中恢復以實現期望狀態的速度，通過緩解、吸收來減少潛在損失的能力。
社會科學	Timmerman (1981): 系統於災害事件發生後，吸收衝擊與恢復原狀的能力。 Campanella (2006): 城市於破壞中抵禦和反彈的能力。 Ernstson et al. (2010): 為了維持某種動態制度，城市應對不確定性和變化的能力。
環境科學	Alberti et al. (2003): 指在同時維持生態系統和人類活動的情況下，城市在重新組織成新的樣貌之前，所可以容忍的程度。 Ahern (2011): 系統在不改變其他狀態的情況下重組和從變化和干擾中恢復的能力。
災害管理	Cutter et al. (2008): 是指社會系統應對災害並從災難中恢復的能力，包括吸收影響和應對事件，以及促進社會系統於事後重新組織、改變、學習應對威脅。 Berke and Campanella (2006): 在災害環境中能夠以最小的生命和財產損失生存，以及應付未來災害的能力。

近年來，由於自然資源、生態以及經濟三方面的衝突，大規模的人為干擾也使得研究開始著重於城市與自然之間的交互作用。Meerow (2016)回顧 25 份關於都市韌性的學術文獻，其中有一半是在探討特性威脅（如氣候變遷或洪水）的研究，另一半則著重於都市對所有風險反應的能力，由於「都市韌性」的概念十分抽象，在回顧了近四十年各領域的學術文獻後，提出都市韌性的綜合定義——指的是城市系統及其所有組成的社會生態和社會科學網絡在面對干擾時，在時間和空間尺度上維持或迅速恢復到所需功能的調適能力。

簡而言之，韌性城市可以被解釋為一個具有回應變化以尋求新穩定狀態的特性，打破過去認為系統經由干擾後會始終回到一原始、理想狀態的傳統思維。城市是一個持續變動的複雜系統，面對未來極端氣候的衝擊，傳統單點式補救或與自然對抗的想法已然行不通，打造一個能將不確定衝擊造成的影響最小化，且在災後迅速地調適與恢復的韌性城市，才是最佳都市計畫的政策發展目標。

## 2.2 低衝擊開發

快速的都市發展改變了原有的生態系統和水文循環，大量的不透水面積取代具有入滲、保水及吸熱能力的綠地，進而造成都市韌性降低，失去應對不確定性衝擊和變化的能力。為減低面對災害時的脆弱度與都市韌性衝擊，美國於 1990 年代開始提倡低衝擊開發（Low Impact Development, LID），主張透過分散式、小規模的土地管理策略，從都市中點源控制暴雨所產生的逕流和污染，在都市開發的過程中，同時維持土地既有的水文循環系統；中國於 2012 年的「低碳城市與區域發展科技論壇」首次提及「海綿城市（Sponge city）」，概念類似於世界各國推崇的低衝擊開發，讓城市轉變為能夠吸水存水、過濾空氣、過濾污染物質的超級大海綿（圖 2-1），達到降溫、防洪、抗旱、捕碳等效益。

這兩種方法都是以生態為基礎的新興暴雨管理策略，利用富有滲水、保水空間的植被、土壤來增加都市面對極端氣候衝擊的韌性。在本研究中，將常見的 LID 分為兩大類：(1)以入滲為基礎的傳統元件、(2)以儲存為基礎的滯洪池。



圖 2-1 海綿城市示意圖

資料來源：香港渠務所 (2016)

### 2.2.1 傳統低衝擊開發元件

以入滲為基礎的傳統 LID 元件，包含綠屋頂、生態滯留單元、雨水花園、透水鋪面、雨水桶、植草溝等等，主要是以是透過分散、並聯、小規模的使用設施，增加集水區入滲潛勢及保水能力，以減輕都市透水綠地面積減少的負面衝擊。以下就本研究會使用的元件加以說明：

綠屋頂（Green Roof），通過在屋頂鋪設薄層土壤設計的植被，模擬自然水文過程，實現類似於開放空間條件的逕流特徵，雨水的截流與蒸散作用也可以降低都市熱島效應的問題，減少能源開銷並延長屋頂的使用壽命。綠屋頂是一種多層的結構材料（如圖 2-2），由植物層、介質層、具有過濾作用的織物層及合成排水層所組成，可以在第一線攔截暴雨並將其儲存，讓地表逕流先進入排水管線

內以達到減少洪害、基地保水的效果。由於無須額外的加固或結構設計要求，就能提供滯洪防澇的效果，這對於長期具有排水管線溢流問題的老舊都市特別有效率。

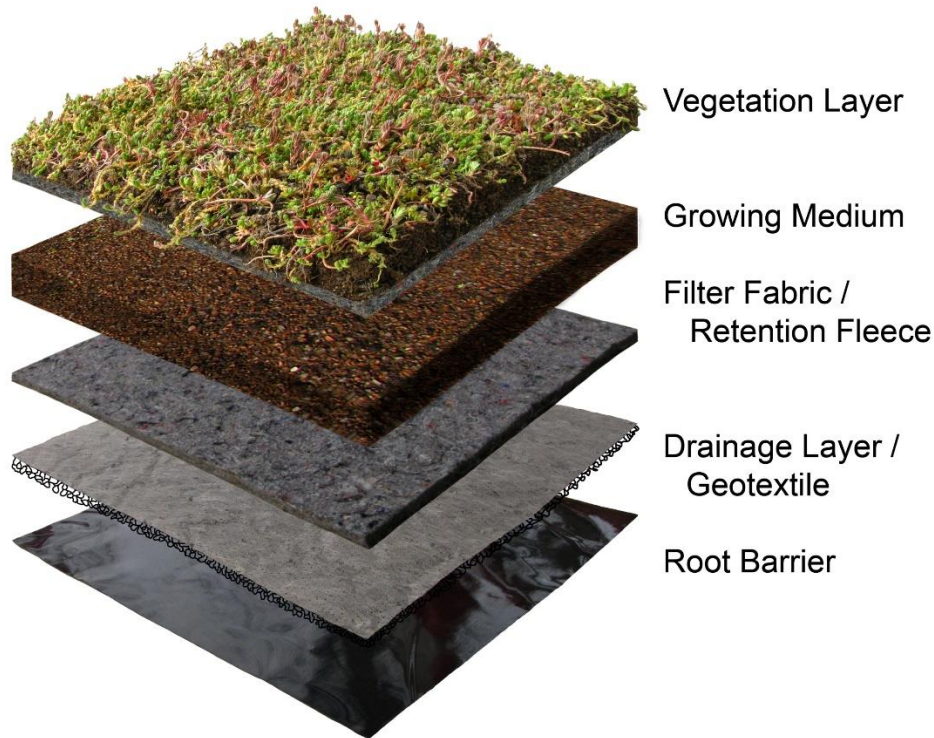


圖 2-2 綠屋頂結構

資料來源：MGRC (2014)

生態滯留單元（Bio-retention Cell），也有人稱為設計更加精細的雨水花園（Rain Garden），是根據土壤類型、場地條件以及土地利用而設計（圖 2-3）。經由混合土壤與植物種植所建立的淺窪地，可降低逕流速度並過濾顆粒物質，提供多餘逕流的儲存空間，並有助於分解污染物並防止土壤侵蝕，而不同的設計方式在去除污染物和減少雨水徑流方面也能發揮不同的效果。生態滯洪單元一般以分散、小規模的方式來設置，適合地點包含公共道路用地、廣場、校園等地方，為兼具美觀與實用性的雨水管理改造設施，一般不建議將其設置於透水面積廣的低密度開發區域。



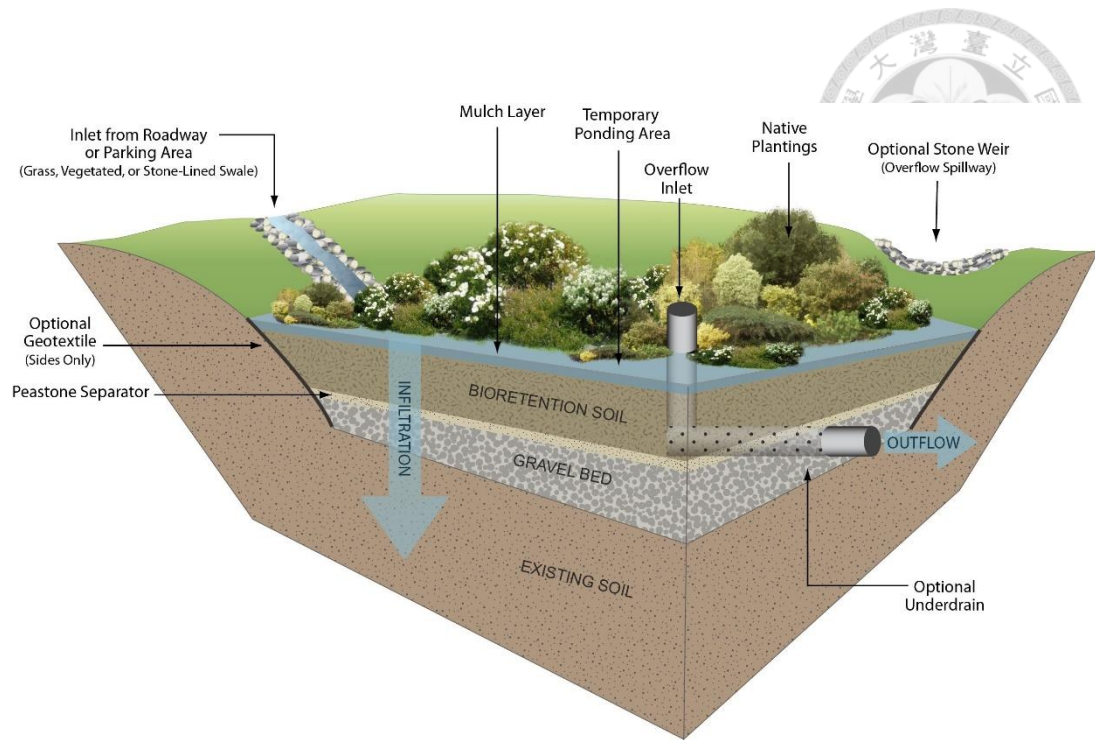


圖 2-3 生態滯留單元

資料來源：MassDEP

透水鋪面（Permeable Pavement），是降低集水區不透水率的有效手段，表面層採用孔隙率高且具有一定抗壓強度的材料，並以透水率良好的骨材粒料為基底層，使部分雨水通過多孔隙鋪面直接滲入到路基土壤中，有效降低地表逕流之產生，減少積水情形並提供汙染物的初步處理。與瀝青混凝土所鋪設的路面相比，透水鋪面的承载力較低，因此較適合使用於低交通流量的區域，如停車場、人行道、公園等開放空間。

雨水桶（Rain Barrel），是一種小型的雨水收集系統（圖 2-4），藉由將屋頂逕流由雨水管線導入至雨水桶中貯存，來減少暴雨期間的地表逕流量，以達到滯洪及雨水利用的功能。其貯流體積可以依據不同的物理環境、設置目的或管理要求而定。由於雨水桶的設置對於現有的場地設計幾乎沒有變化，因此特別適用於地價高、土壤滲透率低或是沒有多餘空間設置其他入滲設施的高都市化區域。

## rain barrel

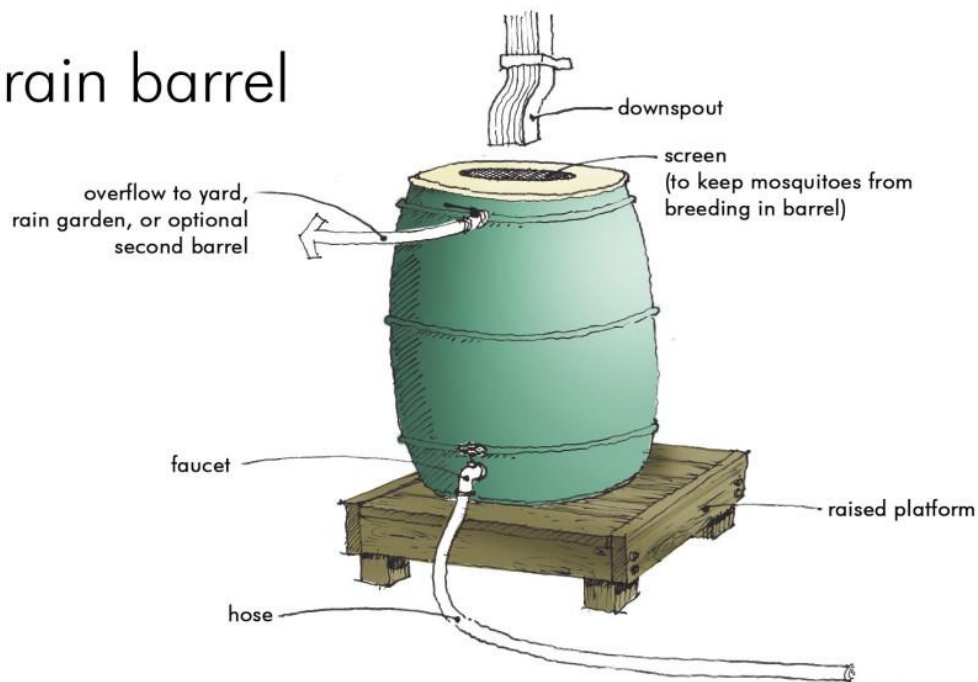


圖 2-4 雨水桶結構

資料來源：ECWA (2018)

### 2.2.2 滯洪池效益

以儲存為基礎的滯洪池，主要是藉由暫時將過多的逕流儲存並緩慢釋放，來達到降低洪峰、減少洪水災害的效果。由於滯洪池所占腹地較大，必須配合當地地質、地形條件及土地利用情形做設計，且興建同時仍不影響地上結構物功能，對於一高度開發的都市來說，主要配置於公園、學校、或其他公有土地。

Hood et al. (2007)，以康涅狄格州東南部小鎮為例，在研究中比較了低衝擊開發與傳統住宅開發的水文狀況。結果發現，傳統 LID 元件在降雨強度小、持續時間短和水文臨前狀況（Antecedent Moisture Condition, AMC）低的風暴條件下，對於峰值流量、逕流係數的減少，以及集流時間、逕流閾值增加的效果較明顯。

Damodaram et al. (2010)，以德州農工大學校區為案例，將低衝擊開發的概念結合到現有的水文模型中，評估 LID 元件的選擇對於流量的影響性。結果表明，

傳統的 LID 元件對於小型風暴的減洪效果較好，但隨著降雨事件強度的增加，滯洪池可以將峰值流量降低到與預發展情景中幾乎相同的水平，而基於滲透的改進在影響峰值流量方面將變得不那麼有效。

由此可知，雖然傳統 LID 元件對於管理小的、頻繁的逕流事件是有效，但它處裡較大型洪水事件的能力不佳，然而，極端降雨是造成城市洪水的主要原因，在這種情況下，使用滯洪池才是在強降雨事件中減輕洪水最有效益的方法。

### 2.2.3 低衝擊開發最佳化研究

LID 的配置與規劃的預期目標有關，單一元件的不適當放置可能導致城市產生負面影響並增加出流口的排放(Ravazzani et al., 2014)，因此模式優化的選擇就顯得格外重要，以下為低衝擊開發最佳化配置的文獻回顧探討。

Zhang et al. (2006)，以美國賓州的中心縣為案例，主要是藉由不同類型的 LID 元件搭配來達到雨洪管理。使用修訂過後的基因演算法 ( $\epsilon$ -NSGAII)，在水文方面以總逕流量、洪峰流量為優化目標，在最大限度降低建造成本的情況下，最佳化配置在都市化區域的 LID 情境。結果如表 2-2，充分揭示了總成本、總逕流量和峰值之間的衝突關係。總成本越高，代表不同地點的 LID 規模越大，導致總逕流體積和洪峰流量較低，這符合決策者經常面臨的常見情況，但可以依據規劃的預期目標來做政策的選擇，這種探索總成本與流量之間權衡關係的方法，雖然計算方面繁雜、耗時，但對於雨洪管理的決策者來說卻相當有價值。

Xu et al. (2017)，以中國天津濱海新區為例，利用 python 成功將多目標基因演算法 (NSGA-II) 耦合入 SWMM，選想要配置的 LID 元件組合成鏈狀 (圖 2-5)，並藉由建構逕流量、水質和成本目標函數做最佳化配置，最後再配合塊狀情境模擬以多指標評估找出具有成本效益的情景作為最終規劃方案。結果顯示，將 LID 鏈狀優化搭配塊狀情境分析的規劃程序，可以提高計算效率和解決方案質



量，並且在三年重現期距的降雨下，達到超過 75% 的總徑流量控制率，22%-46% 的峰值流量減少效率，以及超過 32% 的污染物去除率。

林士惟 (2018)，以新北市中永和區為例，在土地利用不重新分配的情境下，將整個研究區域依地理位置及人口數量加以合併成 53 個分區，使用 matlab 內建多目標基因演算函數「gamultiobj」，依據都市不同的規劃目的設定適應函數，最佳化配置 LID 達到最大的減洪效益。結果如圖 2-6，當 LID 設置成本達 80% 時，減洪效益已與 LID 極限設置的情況下無異，並且指出 LID 設置的比例與平均不透水率呈現正相關，因此當都市排水管線過於複雜時，直接在開發程度較高的區域設置較高比例的 LID 是有效率的方法。

Total cost (Millions of \$)	Total volume (1000 ft <sup>3</sup> )	Peak flow rate (cfs)
6.955	42.195	6.5608
6.720	42.257	6.562
6.440	39.213	7.676
4.302	42.413	6.603
1.595	71.443	9.369
3.592	42.968	6.745
4.720	41.705	8.024

表 2-2 LID 優化問題的非支配解決方案

參考資料：Zhang et al. (2006)

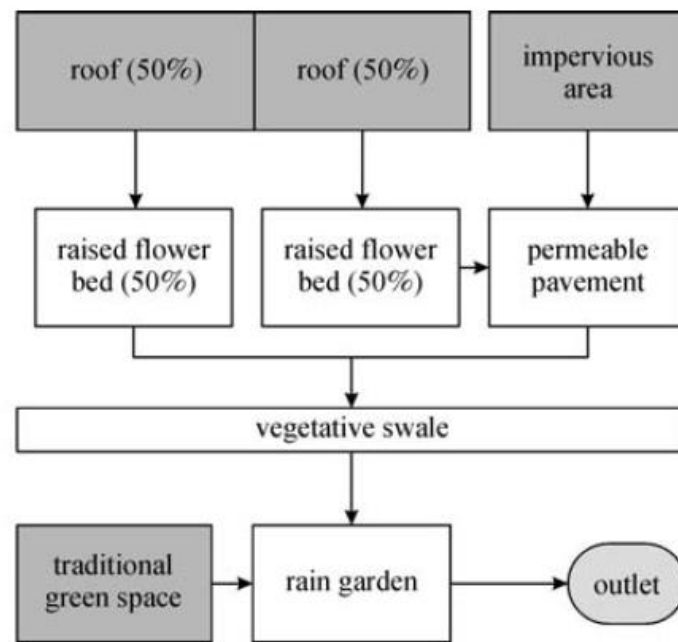


圖 2-5 設計 LID 鏈示意圖

資料來源：Xu et al. (2017)

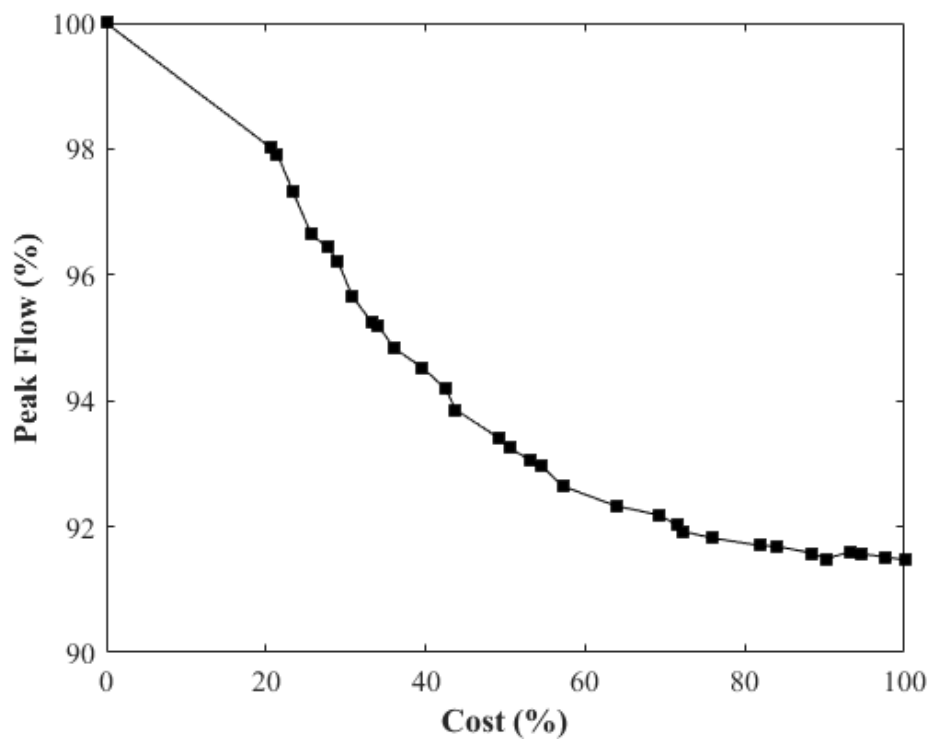


圖 2-6 最佳配置下洪峰與成本關係

資料來源：林士惟 (2018)

Wang et al. (2017)，以中國某市的擬開發區為例子，研究滯洪池的最佳化配置，目標函數為減洪效率( $\phi$ )和總懸浮固體( $\theta$ )。提出一個兩階段的優化框架，利用分析模塊生成初步方案，再使用泛化模式搜索算法(Generalized Pattern Search, GPS)，以初步方案為基礎的條件下不斷迭代、搜索最佳的設計方案。結果如圖 2-7 所示，相較於其他多目標演算法需要大量迭代次數或子代，兩階段方法的優化框架，可以有效降低問題的複雜性和計算需求，且具有一定程度的穩定性。

		Scheme tank locations	Flood $\psi$	TSS $\theta$
1st optimization	Preliminary scheme	J13-J19-J26-J9-J21	24.53	2.79
	Move upstream	J10-J19-J26-J9-J21	23.04	2.47
		J13-J18-J26-J9-J21	24.31	2.68
		J13-J19-J24-J9-J21	22.64	2.47
		J13-J19-J25-J9-J21	21.84	2.42
		J13-J19-J26-J8-J21	24.26	2.73
	Move downstream	J13-J19-J26-J9-J20	24.13	2.64
		J14-J19-J26-J9-J21 <sup>a</sup>	24.80	2.80
		J13-J22-J26-J9-J21 <sup>a</sup>	27.39	3.07
		J13-J19-J27-J9-J21 <sup>a</sup>	26.56	2.96
		J13-J19-J26-J10-J21 <sup>a</sup>	26.70	3.02
		J13-J23-J26-J9-J21	25.10	2.83
		J13-J19-J28-J9-J21 <sup>a</sup>	28.75	3.24
2nd optimization		J14-J22-J28-J10-J21 <sup>a</sup>	34.06	3.97
3rd optimization	Optimal scheme			

<sup>a</sup> The improved schemes after each optimization.

圖 2-7 透過 GPS 從初步方案迭代獲得的最優解。

資料來源：Wang et al. (2017)

## 2.3 減洪指標

快速的都市化與氣候變遷導致更頻繁的極端降雨，使人們對於城市雨水管理的需求越來越重視，然而，如何有效的改善都市內水的問題以及該依憑何種水文指標來評估不同治水方案的有效性，並沒有一定的準則。

Giacomoni et al. (2011)，有別以往只考慮不同管理方案之前、後瞬時峰值流量來進行雨洪管理的測試，提出一個新的水文可持續性度量標準，名為水文滯留足跡(Hydrologic Footprint Residence, HFR)，通過計算洪水淹沒面積和洪水持續時間，捕獲時、空間上的水文變化，更全面性的了解都市化對雨水的影響以及對下游水體的衝擊。以德州農工大學校區為案例，設計 3 種不同的降雨事件，比較開發前、過度開發、導入 BMP（滯留池）、導入 LID（傳統滲透取向元件）等四

種情境的洪峰流量和 HFR。結果如圖 2-8，對於 2 年的降雨事件，BMP 在峰值流量上的表現優於 LID，但在基於 HFR 評估時，LID 則優於 BMP。然而，對於 10 年和 100 年的降雨事件，BMP 在峰值流量和 HFR 基礎上的表現都優於 LID。雖然與僅使用峰值流量相比，HFR 可以更好地量化水文圖形的變化，但鑑於流域對一系列降雨事件的響應存在不確定性，因此這個指標對於較大流域或總溢淹量的靈敏度還需要進一步的研究。

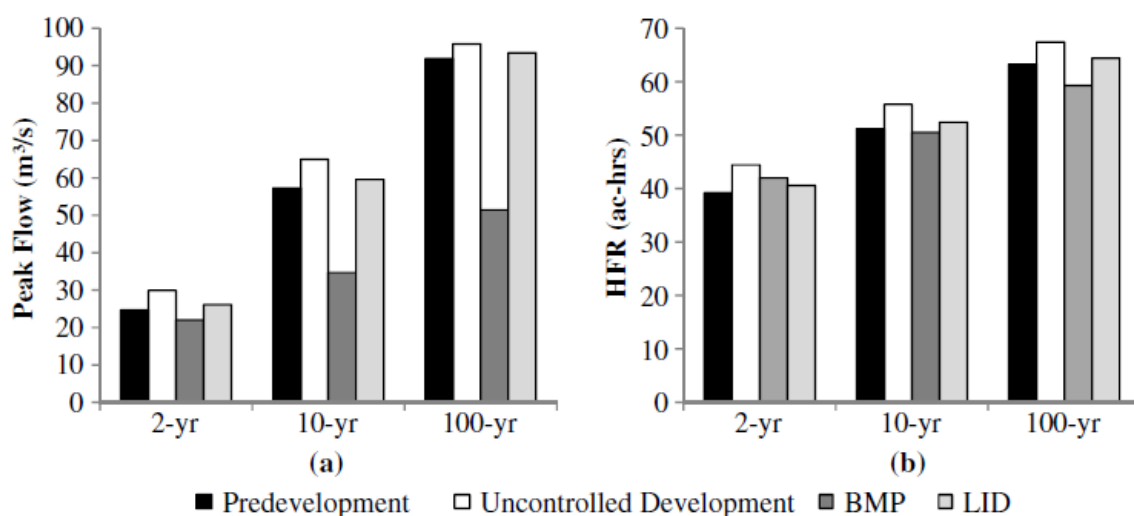


圖 2-8 不同降雨事件對應的 (a)洪峰流量與 (b)HFR

參考資料：Giacomoni et al. (2011)

許多文獻對於都市暴雨控制的討論，僅限於降低洪峰流量或延長洪峰到達的時間，或是如何將集水區維持或恢復開發前的水文狀態，以達到減少地表逕流的效果。對於大尺度的集水區來說，僅以特定幾個出流口的水文量來作為都市雨洪管理的決策憑據，是否會造成嚴重理論與實際上的落差，還有待學者繼續探討。

### 第三章 理論與研究方法



為了探討 LID 元件對於高都市化區域的減洪效率，本研究選擇暴雨管理模式 (Storm Water Management Model, SWMM) 5.1 版，用以分析都市的降雨逕流程序、管線輸水、超量溢流漫淹情形以及 LID 的處理機制；同時藉由美國 The MathWorks 公司出品的 MATLAB R2018a 撰寫程式以進行層級分析法的演算。本章節將對主要的理論及研究方法進行詳細說明。

#### 3.1 SWMM 運算原理

SWMM 是由美國環境保護局(US EPA)為了因應日益嚴重的都市排水問題所開發，是一種動態降雨-徑流模型，藉由雨量、子集水區、排水人孔和輸水管線四種元件，將都市的暴雨過程簡化為一維的水理模式。主要用於模擬單一事件或長期連續降雨的地表逕流量與水質狀況，可以追蹤多個時間步幅中各節點的逕流量、污染物負荷以及每條管渠流量、水深的時間序列，並以動畫方式呈現。

在本研究中，SWMM 主要分析模擬降雨產生的地表逕流以及下水道管線的輸水過程，洪水量則透過下水道滿管以及人孔溢淹來呈現，故接下來將對降雨逕流模組(Runoff module)、幹線輸水模組(Extran module)的運算原理以及 LID 元件的配置方式做進一步陳述。

##### 3.1.1 降雨逕流模組

此模組為模擬雨滴在降落地面後，進入到排水系統前的漫地流歷程。當降雨強度超過入滲速度或土壤達到飽和狀態時，無法滲入的雨水將逐漸匯集於地表低窪處，待積水量超過最大窪蓄水深( $d_s$ )時，便會溢流至地面形成漫地流，接著再流入至排水管線中(圖 3-1)。

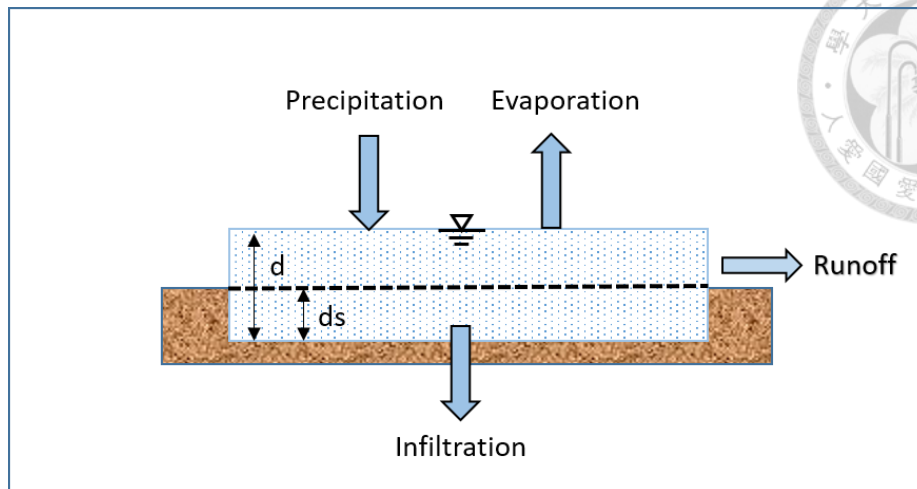


圖 3-1 SWMM 降雨逕流示意圖

SWMM 在計算地表逕流時，係將每個子集水區處理為非線性水庫，而該模擬過程所需之計算包括了降雨量、入滲量，其算法簡述如下：

- (1) 依據欲模擬的降雨強度組體圖計算降雨後之水深

$$D_1 = D_t + R_t \cdot \Delta t \quad (3.1)$$

$D_1$ ：降雨過後子集水區之水深

$D_t$ ：在  $t$  時刻之子集水區水深

$R_t$ ：在  $\Delta t$  時段內平均降雨強度

$\Delta t$ ：時間步幅 (Time Interval)

- (2) SWMM 提供三種計算入滲量的方式，包含荷頓公式(Horton's Equation)、格林法(Green-Ampt Method)以及曲線值法(Curve Number Method)，而本研究採用荷頓公式，其參數值依據本研究區域之土壤特性推估而得。

$$f_t = f_c + (f_0 - f_c)^{-kt} \quad (3.2)$$

$f_t$ ：在  $t$  時間的入滲率 (mm/hr)

$f_c$ ：最終平衡入滲率 (mm/hr)

$f_0$ ：起始入滲速率 (mm/hr)



$k$ ：入滲衰減常數 (1/hr)

$t$ ：時間 (hr)

(3) 利用前述二式，扣除入滲損失  $D_1$ ，即為入滲後的地表水深  $D_2$ ：

$$D_2 = D_1 - f_i \cdot \Delta t \quad (3.3)$$

當  $D_2$  大於地表阻滯深度(Detention Requirement,  $D_d$ )時，便會有地表逕流產生，其可視為大型的矩形斷面，斷面寬度即為子集水區寬度，因此流速及流量可利用簡化的動量方程式（曼寧公式）計算而得：

$$v = \frac{1}{n} (D_2 - D_d)^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (3.4)$$

$$Q_w = vW(D_2 - D_d) \quad (3.5)$$

$v$ ：地表逕流流速 (m/s)

$Q_w$ ：地表逕流流量 (m<sup>3</sup>/s)

$n$ ：地表曼寧係數 (Manning's Coefficient)

$W$ ：子集水區寬度 (m)

$S$ ：子集水區地表坡度

(4) 利用連續方程式計算下一時段( $t + \Delta t$ )之水深  $D(t + \Delta t)$ ：

$$D(t + \Delta t) = D_2 - \left( \frac{Q_w}{A} \cdot \Delta t \right) \quad (3.6)$$

$A$ ：子集水區面積 (m<sup>2</sup>)

(5) 接著計算側溝入流量( $Q_{in}$ )，再以連續方程式計算側溝水深：

$$Q_{in} = \sum_{i=1}^n Q_{w,i} + \sum_{j=1}^m Q_{g,j} \quad (3.7)$$

$$Y_1 = Y_t + \left( \frac{Q_{in}}{A_s} \cdot \Delta t \right) \quad (3.8)$$

$\sum_{i=1}^n Q_{w,i}$ ： $n$  個子集水區  $i$  的流量總和



$\sum_{j=1}^m Q_{g,j}$  :  $m$  個上游側溝  $j$  的流量總和

$Y_1$  : 側溝水深 (m)

$A_s$  :  $Y_1$  及  $Y_t$  之自由水面面積平均值 ( $m^2$ )

(6) 透過曼寧公式求得側溝流速( $V_g$ )及側溝流量( $Q_g$ ) :

$$v_g = \frac{1}{n_g} R^{\frac{2}{3}} S_g^{\frac{1}{2}} \quad (3.9)$$

$$Q_g = v_g \cdot A_c \quad (3.10)$$

$n_g$  : 側溝之曼寧係數

$R$  : 側溝水深為  $Y_1$  時之水力半徑 (m)

$S_g$  : 側溝之溝底縱坡

$A_c$  : 側溝水深為  $Y_1$  時之通水面積 ( $m^2$ )

(7) 接著以連續方程式計算下一時段( $t+\Delta t$ )側溝水深 $Y(t+\Delta t)$  :

$$Y(t+\Delta t) = Y_t + \frac{(Q_{in} - Q_g)}{A_s} \cdot \Delta t \quad (3.11)$$

(8) 重覆步驟(4)~(7)，直到所有側溝皆完成計算。

這一系列計算而得之出口流量及水深，將作為幹線輸水模組計算使用。





### 3.1.2 幹線輸水模組

無法滲入的雨水溢流至地面形成漫地流後，由側溝匯集至人孔並導入排水幹線中。該模組使用動力波（Dynamic Wave）進行水理運算，得到水流在管線中之歷程以及各人孔處有無溢流之情況發生，同時能考慮迴水現象並對壓力管流進行較佳的計算。在此研究中，當人孔發生溢淹情況時，SWMM 設定將那些宣洩不及的水視為溢淹損失（Flooding Loss）並不再回流入排水幹線中，以便計算系統之總淹水量。此外，由於都市地形平坦、管線兩端的水頭差變化不大，故可忽略對於人孔淹水造成能量坡降線提升的狀況，而使用管線坡度代替能量坡降線計算滿管流量。以下將針對該模組的控制方程式、基本假設、演算過程與限制條件進行詳細說明：

#### (1) 控制方程式

幹線輸水模組將管線中的水流視為緩變量流，故利用迪聖凡南（de Saint-Venant）所導出的一維緩變量流之連續方程式與動量方程式來進行演算，在無側流的情況下，公式如下：

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (3.12)$$

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} = S_0 - S_f \quad (3.13)$$

$$S_f = V^2 n^2 \quad (3.14)$$

$Q$ ：流量， $A$ ：斷面通水面積，

$x$ ：沿流動方向空間座標， $t$ ：時間，

$V$ ：斷面平均流速， $g$ ：重力加速度，

$n$ ：曼寧係數， $R$ ：水力半徑，

$S_0$ ：渠底縱向坡度， $S_f$ ：摩擦坡度



## (2) 基本假設

在幹線輸水模組進行下，為了避免演算時間過長及考量部分資料取得不易，故忽略局部加速度項（Local Acceleration Term）的影響，視其為準變量流（Quasi-Steady）的狀態：

$$\frac{\partial V}{\partial t} = 0 \quad (3.15)$$

因此，式(3.13)可改寫為：

$$Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} \left( S_0 - \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.16)$$

## (3) 演算過程

(a) 以有限差分法求解連續方程式(3.12)，形式如下：

$$\frac{(1-W_t)(A_{j,n+1} - A_{j,n}) + W_t(A_{j+1,n+1} - A_{j+1,n})}{\Delta t} + \frac{(1-W_x)(Q_{j+1,n} - Q_{j,n}) + W_x(Q_{j+1,n+1} - Q_{j,n+1})}{\Delta x} = 0 \quad (3.17)$$

$1-W_t$ ：取時間微分時，在點  $j$  位置之權重係數

$W_t$ ：取時間微分時，在點  $j+1$  位置之權重係數

$1-W_x$ ：取位置微分時，在  $n$  時段之時間權重係數

$W_x$ ：取位置微分時，在  $n+1$  時段之時間權重係數

整理後寫成：

$$Q_{j+1,n+1} + \frac{W_t \Delta x}{W_x \Delta t} A_{j+1,n+1} + \frac{\Delta x}{W_x \Delta t} \left[ (1-W_t)(A_{j,n+1} - A_{j,n}) + W_t A_{j+1,n} \right] + \frac{1-W_x}{W_x} (Q_{j+1,n} - Q_{j,n+1}) Q_{j,n+1} = 0 \quad (3.18)$$

(b) 若以下標  $f$  代表滿流情況，定義  $\alpha$  及  $\varphi$  為：

$$\alpha = \frac{A}{A_f} \quad (3.19)$$

$$\varphi = \frac{Q}{Q_f} \quad (3.20)$$



其中  $A_f$  和  $Q_f$  分別表示為滿流斷面積及流量，如此(3.18)式可以改寫如下：

$$\varphi_{j+1,n+1} + C_1 \alpha_{j+1,n+1} + C_2 = 0 \quad (3.21)$$

而

$$C_1 = \frac{W_t A_f \Delta x}{W_x Q_f \Delta t} \quad (3.22)$$

$$C_2 = \frac{A_f \Delta x}{W_x Q_f \Delta t} \left[ (1 - W_t)(\alpha_{j,n+1} - \alpha_{j,n}) - W_t \alpha_{j+1,n} \right] + \frac{1 - W_x}{W_x} (\varphi_{j+1,n} - \varphi_{j,n}) - \varphi_{j,n+1} \quad (3.23)$$

在每一段計算過程當中， $C_1$  及  $C_2$  值均可利用已知的邊界條件或起始條件代入(3.22)、(3.23)式中計算出；為了求解  $\varphi_{j+1,n+1}$  及  $\alpha_{j+1,n+1}$  兩未知數，則必須再引進動量方程式，因此(3.20)式可由(3.14)、(3.15)表示為：

$$\varphi = \frac{Q}{Q_t} = \frac{AR^{\frac{2}{3}}S^{\frac{1}{2}}}{A_t R_t^{\frac{2}{3}} S_t^{\frac{1}{2}}} = \frac{AR^{\frac{2}{3}}}{A_t R_t^{\frac{2}{3}}} = f\left(\frac{A}{A_t}\right) = f(\alpha) \quad (3.24)$$

由於水力半徑為通水斷面積之函數，故(3.15)式在滿管情況下可改寫為

$$Q_f = \frac{1}{n} A_f R_f^{\frac{2}{3}} S_f^{\frac{1}{2}} \quad (3.25)$$

$$Q_f = \frac{1}{n} A_f R_f^{\frac{2}{3}} \left( S_0 - \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} \right) \quad (3.26)$$

將上述微分式寫成差分式後，可以得到：

$$S_f = S_0 + \frac{y_{j,n} - y_{j+1,n}}{\Delta x} + \frac{v_{j,n}^2 - v_{j+1,n}^2}{2g\Delta x} \quad (3.27)$$

SWMM 在演算過程中，每一個時間步長內皆使用數次迭代以求得  $Q$  值，並採取前次迭代與本次迭代值之平均做為真正的解，可以降低不必要微小振盪發生的機率，增加模式結果的穩定性。第  $i$  次疊代時， $Q$  可表示成：

$$Q_{f,i} = \frac{1}{2} Q_{f,i-1} + \frac{1}{2} \left( \frac{1}{n} A_f R_f^{\frac{2}{3}} S_f^{\frac{1}{2}} \right) \quad (3.28)$$

將前一個時段所有已知的水文條件代入(3.27)後，再將其代入(3.28)後即可得出本時段  $Q$  值，並由斷面資料以及(3.24)式建立  $\alpha$  與  $\varphi$  的關係曲線，再代入(3.21)式以牛頓－拉福生法（Newton-Raphson）解得  $\alpha$ 、 $\varphi$  值，最後代入(3.18)式求得下個位置的  $Q$ 、 $A$  值。重複上述步驟，從上游逐步往下游單元計算，結束後再進行下一時間步長的模擬，直到設定之模擬時間結束。

若出現多個管線匯流(圖 3-2)，流量分配則依照其排水能力，計算方法如下：

$$I_j = O_i \cdot \frac{Q_{f,i}}{Q_{f,j} + Q_{f,k}} \quad (3.29)$$

$$I_k = O_i \cdot \frac{Q_{f,k}}{Q_{f,j} + Q_{f,k}} \quad (3.30)$$

$I$ ：入流量

$O$ ：出流量

$i$ 、 $j$ 、 $k$ ：單元編號

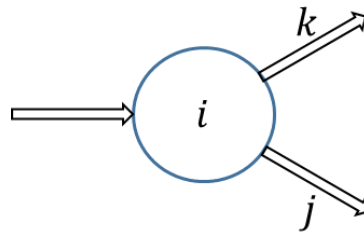


圖 3-2 分流流量示意圖

若考慮迴水現象，則以有限差分法求解動量方程式，首先將(3.13)改寫如下：

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = -gAS_f + 2V \frac{\partial A}{\partial x} + v^2 \frac{\partial A}{\partial x} - gA \frac{\partial H}{\partial x} \quad (3.31)$$

$$S_f = \frac{K}{gAR^3} Q|v| \quad (3.32)$$

$$K = gn^2 \quad (3.33)$$



$Q$ ：管線中流速， $A$ ：水流截面積，

$v$ ：管線中流速， $H$ ：水頭，

$R$ ：水力半徑， $S_f$ ：摩擦坡度

(3.32)中對流速取絕對值的用意在於，確保摩擦力的方向永遠與水流方向相反。接著將(3.31)~(3.33)合併：

$$Q_{t+\Delta t} = Q_t - \frac{K\Delta t}{R^3} |v| Q_{t+\Delta t} + 2v \frac{\Delta A}{\Delta t} + v^2 \frac{A_2 - A_1}{L} \Delta t - gA \frac{H_2 - H_1}{L} \Delta t \quad (3.34)$$

$Q_t$ ： $t$ 時刻的流量

$Q_{t+\Delta t}$ ： $t + \Delta t$ 時刻的流量

稍作整理求解(3.34)，得到：

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{1}{1 + \frac{K\Delta t}{\bar{R}^3} |v|} \left( Q_t + 2\bar{v}\Delta A + \bar{v}^2 \frac{A_2 - A_1}{L} \Delta t - g\bar{A} \frac{H_2 - H_1}{L} \Delta t \right) \quad (3.35)$$

$\bar{R}$ ： $t$ 時刻水力半徑加權平均值

$\bar{v}$ ： $t$ 時刻速度加權平均值

$\bar{A}$ ： $t$ 時刻通水斷面積加權平均值

(3.35)中的未知數包含  $Q_{t+\Delta t}$ 、 $H_2$  和  $H_1$ ，而  $\bar{R}$ 、 $\bar{v}$ 、 $\bar{A}$  也相關於  $Q$  和  $H$ ，

故可由單一節點的連續方程式求解：

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\sum Q_t}{AS_t} \quad (3.36)$$

將(3.36)改寫為差分形式：

$$H(t + \Delta t) = H_t + \frac{\sum Q_t \Delta t}{AS_t} \quad (3.37)$$

最後由改良尤拉法(modified Euler method)解得單一時段每個節點的流量及水頭，再計算下一個時段，直到完成幹線輸水模組計算。

### 3.1.3 低衝擊開發技術

LID 控制是由數個縱向分層所組成的，在模擬過程中執行水平衡，紀錄雨水在各層移動或存蓄的量，其概念模型如圖 3-3 所示。SWMM 5.1 提供八種 LID 元件供使用者選擇，包含生態滯留單元、雨水花園、綠屋頂、滲渠、透水鋪面、雨水貯留桶、草溝與屋簷集水槽，雖然各設施的分層、特性以及處理方式有所區別，但大致上皆符合此概念模型的範疇，而各設施模擬所需的配置如圖 3-4 所示，並將其綜合整理如表 3-1。

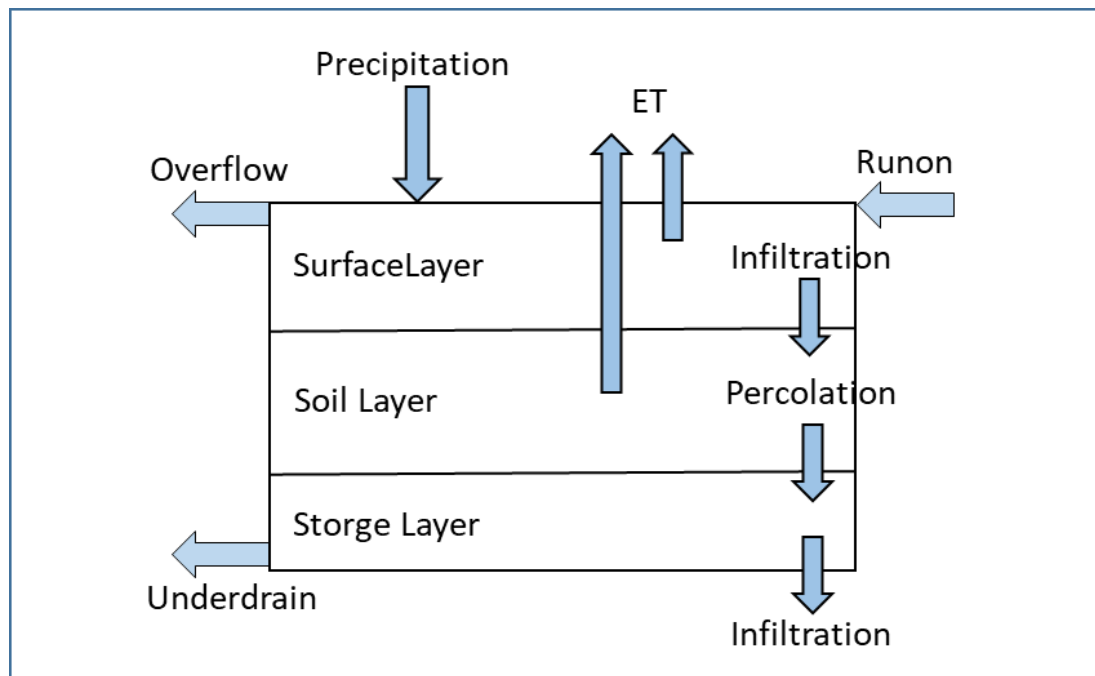
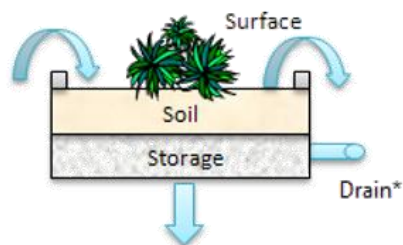
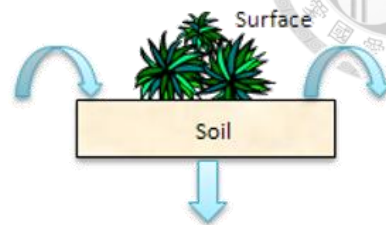


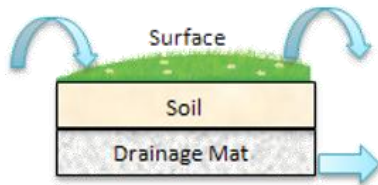
圖 3-3 SWMM 模式之 LID 概念模型



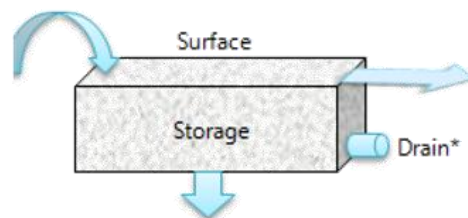
(a) Bio-Retention Cell



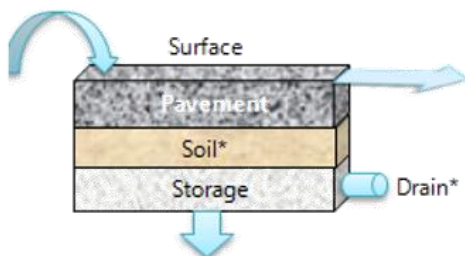
(b) Rain Garden



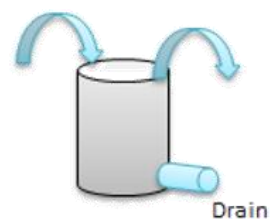
(c) Green Roof



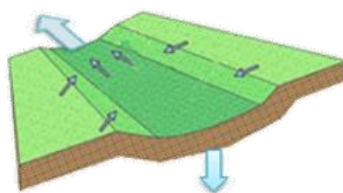
(d) Infiltration Trench



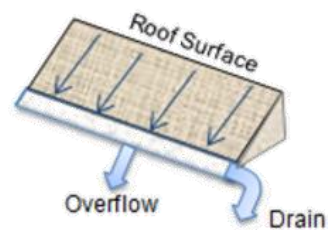
(e) Permeable Pavement



(f) Rain Barrel



(g) Vegetative Swale



(h) Rooftop Disconnection

圖 3-4 各種 LID 模擬示意圖

資料來源：EPA SWMM 5.1

表 3-1 用於模擬不同的 LID 單元層

LID Type	Surface	Pavement	Soil	Storage	Drain	Drainage Mat
Bio-Retention Cell	x		x	o	o	
Rain Garden	x		x			
Green Roof	x		x			x
Permeable Pavement	x	x	o	x	o	
Infiltration Trench	x			x	o	
Rain Barrel				x	x	
Roof Disconnection	x				x	
Vegetative Swale	x					

註：X 為必要配置，○為選擇性配置

資料來源：美國環保署

LID 元件的縱向配置包含了表面層、鋪面層、土壤層(生長介質層)、蓄水層、排水層，以下就各層性質分別說明：

#### (1) 表面層 (Surface Layer)：

相當於地面或路面層，接收來自上游區域的直接降雨和逕流，將過量的雨水暫存於凹陷的窪地中，並產生進入排水系統或繼續流入下游區域的地表出流。為了呈現設施表面的特性，須輸入的參數包括積水深度、植生體積率、表面粗糙度、表面坡降以及側壁坡度。其中，積水深度是指在發生溢流前可以允許積水的最大深度，對一般處理地表漫地流的元件而言，即表示窪地蓄水高度；對植生草溝而言則為梯形斷面高度。植生體積率為表面積水空間內種有植物體積（莖、葉體積）的比例，通常可將其忽略，若為茂密植被則建議定義為 0.1~0.2。表面粗糙度為曼寧係數，主要影響水流經表面的速度。表面坡降只用於綠屋頂、透水性鋪面及草溝，其餘設施將此參數設為零。側壁坡度為草溝斷面側邊的斜率，表示方法為水平距比上垂直距，其餘類型元件忽略此參數。

#### (2) 鋪面層 (pavement layer)：

鋪面層是指連續可透水鋪面系統中使用的多孔混凝土或瀝青層。為了呈現透水鋪面特性，須輸入的參數包括鋪面層厚度、孔隙比、透水率、堵塞因子。鋪面



層厚度即鋪面本身的厚度，一般多為 10~15 公分。孔隙比為土壤中氣體體積與固體體積之比值，一般使用 0.12~0.21。透水率為材質的水力傳導係數，透水性水泥和瀝青的初始透水率高，但隨著時間的推移，細粒材料會逐漸堵塞使得透水率下降。堵塞因子為將鋪面層的空隙體積完全堵塞所需的流量，計算方法須先假定鋪面的使用年限，再依據土壤孔隙比、鋪面捕獲比以及鋪面層厚度來估計，但由於單場的降雨就將全新鋪面變成完全堵塞的情況鮮少，故此參數通常會設定為零。

### (3) 土壤層 (soil layer) :

土壤層是用來支持植物生長的土壤混合物，也可鋪設在鋪面層下以提供基礎與過濾。為了呈現土壤級配的特性，須輸入的參數包含土壤厚度、孔隙率、田間含水量、凋萎點、吸力水頭、水力傳導係數。其中，土壤厚度除了綠屋頂約 7.5~15 公分外，其他設施約 45~90 公分。孔隙率為土壤中孔隙體積佔比。田間含水量是指在允許土壤完全排出孔隙水後，土壤中剩餘的含水量。凋萎點為能提供植物生長之最低含水量。吸力水頭為土壤浸潤過程中的平均吸力。水力傳導係數是達西公式 (Darcy's law) 中依土壤性質而定的導水率。

### (4) 蓄水層 (storage layer) :

蓄水層為碎石或礫石所組成的床，可在生物滯留單元、透水路面和滲透溝槽系統中提供存儲。為了表示可蓄水空間的性質，可調整的參數包含厚度、孔隙比、入滲率、堵塞係數。其中，厚度指的是礫石層的高度，通常訂為 15-45 公分，而對於雨水桶而言指的是本身蓄水高度，通常為 60~90 公分。

### (5) 排水層 (underdrain) :

排水層將水從生物滯留單元的礫石儲存槽、透水鋪面和滲透溝槽輸送到共同的出水管中，為選擇性配置。須輸入的參數包含排水係數、排水管底部高度。排水係數會決定排出的流量，計算公式如(3.38)，而排水管底部高度為排水管底部到蓄水層底部的最短距離。

$$q = C(h - H_d)^n \quad (3.38)$$



式中  $q$ ：排水流量， $C$ ：排水係數，

$A$ ：蓄水深度， $H_d$ ：排水深度， $n$ ：流量指數

通常可假設排水狀況類似孔口，將  $n$  設定為 0.5，則排水係數可由排水管之最大蓄水深度  $D$  及完全排除所之時間  $T$  來估計，即

$$C = 2T\sqrt{D} \quad (3.39)$$

LID 元件在 SWMM 的設置方法有兩種：

- (1) 在既有的子集水區中設置單一或多種 LID 設施，設施面積會等量取代既有子集水區面積。
- (2) 建立新的子集水區，而該子集水區只會被單一種 LID 元件所覆蓋。

在本研究是採取第一種方法，因該方法允許多種 LID 元件混合使用，並且可分配各元件負責不同的地表逕流比例，與現實狀況較符合。在 SWMM 演算過程中，每單位元件是以並聯制進行模擬，可減少運算時間。另外，子集水區配置完 LID 元件後，須對其原有的不透水率和寬度做修正，如圖 3-5 所示，而新的不透水率為原始不透水面積扣除 LID 設施面積與子集水區面積扣除 LID 設施面積的比值。

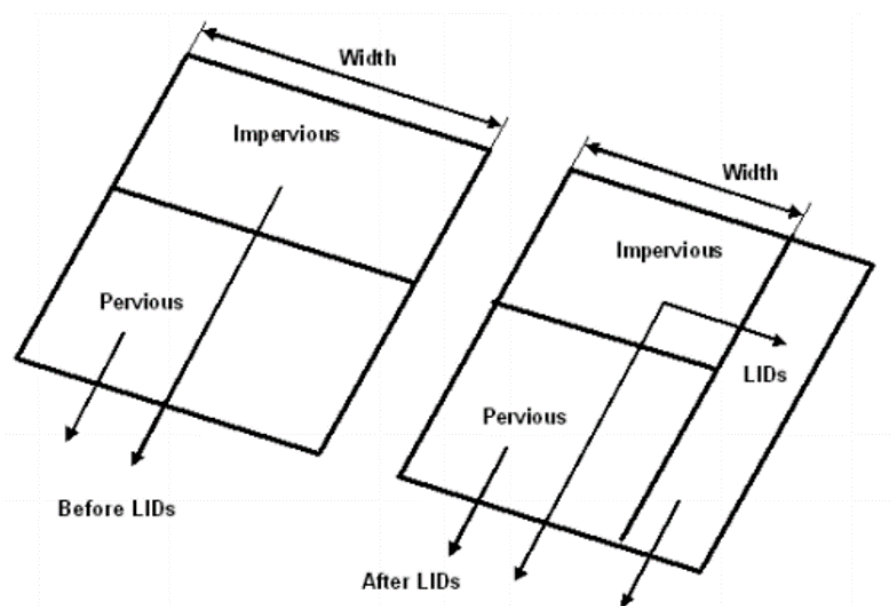


圖 3-5 LID 元件設置示意圖

資料來源：美國環保署

doi:10.6342/NTU201901982

### 3.1.4 模式溢淹定義

在 SWMM 的模擬報告中，可得出各人孔有無溢流的狀況，並將其深度狀態分為無超載（Non Surcharged）、超載（Surcharged）以及溢淹（Flooded）三類，如圖 3-6 所示。無超載的水深範圍介於人孔的底部高程至連接管線最高的頂部高程（Link Crown）之間，此時排水管線為非滿管的狀態；超載的水深範圍介於連接管線最高的頂部高程至人孔頂部高程（Rim Elevation）之間，代表排水管線呈現滿管，使人孔水深逐漸增加；溢淹則代表水深超出人孔最大深度，其總溢淹量、持續時間、尖峰流量等資訊會記錄於模擬報告中。

若模式選擇允許積水（Allow Ponding），則 SWMM 會將多餘的溢淹量儲存於人孔頂端，待下水道管網有能力時再將其排出，此時人孔水深等於人孔最大深度加積水深度，且溢淹量並不會記錄於溢淹損失（Flooding Loss）中；反之，多餘的水流會因為溢流而損失於系統當中，但能使管線儲存更多的流量。

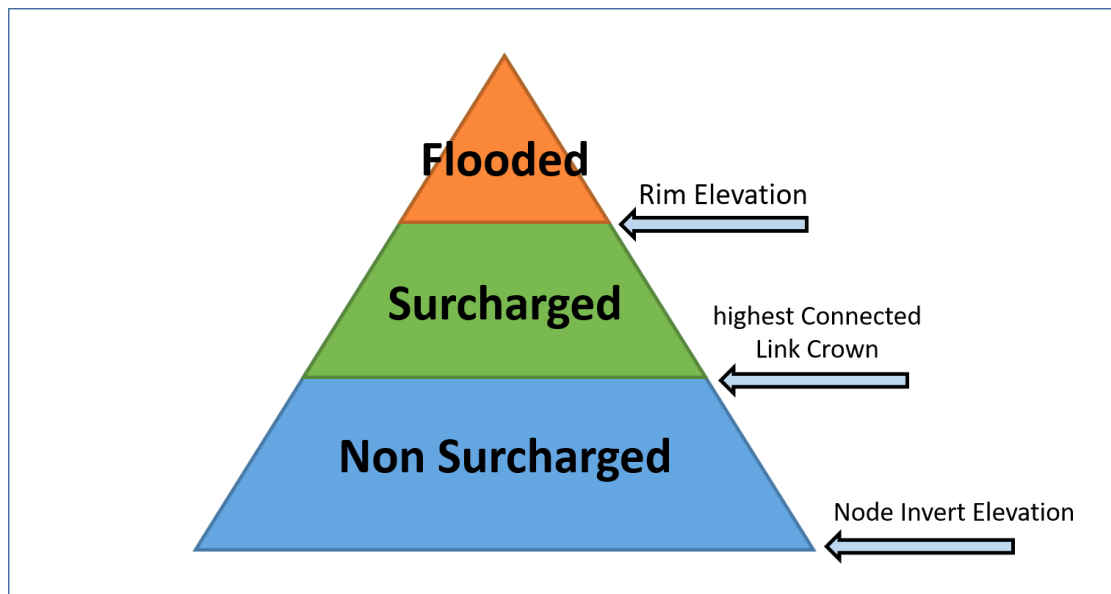


圖 3-6 SWMM 人孔溢淹示意圖



### 3.2 層級分析法

層級分析法 (Analytic Hierarchy Process, AHP) 為由 Thomas L. Saaty 於 1971 年替美國國防部從事應變計劃問題的研究中所提出，主要應用於不確定情況下及具有多數個評估準則的決策問題上，對於規劃、資源分配、解決衝突和優化等不同領域也都有許多文獻使用 (Saaty, 1988; Vaidya et al., 2006)。

在本研究中，SWMM 主要分析模擬降雨產生的地表逕流以及下水道管線的輸水過程，而 AHP 則是對 SWMM 產生的洪水模擬報告資料做後處理，用來評估洪水對於人孔 (Junction) 的嚴重程度和敏感度，並以兩個獨立的指標—溢淹深度與溢淹持續時間，更客觀地決定滯洪池的預選位置。綜合上述，本研究 AHP 進行的流程圖如圖 3-7 所示，接下來將對 AHP 的目的與基本假設、層級與要素、評估尺度、進行步驟與運算方法做進一步的陳述。

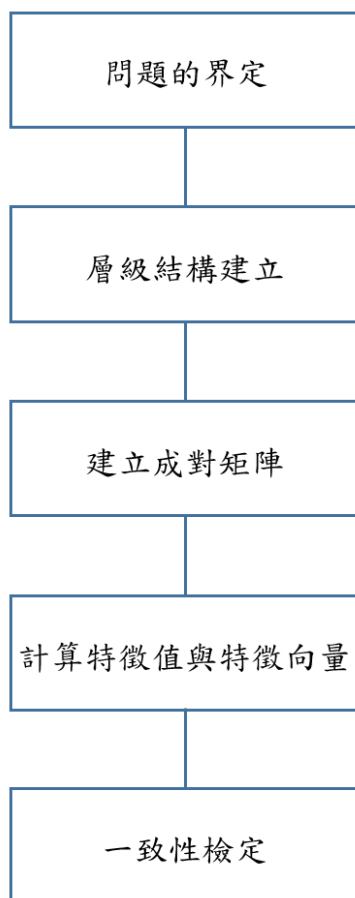


圖 3-7 層級分析法演算流程圖

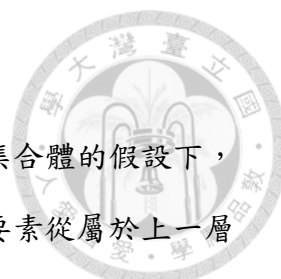


### 3.2.1 目的與基本假設

現代社會是一個「問題複合體」(Problematic)的結構，是由許多錯綜複雜的要素所組合而成的，如何一層一層對這些影響因子抽絲剝繭的分析、量化，是決策者所困擾的問題(褚志鵬, 2009)。最近十餘年來，系統方法的發展已在社會及行為科學上廣泛的應用，利用階層結構來協助決策者對事物的了解，而 AHP 就是在這樣的背景下所開發出的一套理論，透過將複雜的問題系統化，由不同的層面對層級作分解，並透過量化的方式，找出要素彼此之間的權重關係後加以綜合評估，以提供決策者選擇適當方案的充分資訊。

AHP 方法的基本假設主要包含以下幾項(鄧振源&曾國雄, 1989):

- (1) 一個系統可被分解成許多種類 (Classes) 或成份 (Components)，且彼此之間是以複雜度遞減的方式排列，形成類網路的層級結構。
- (2) 層級結構中每一層級的要素均假設具獨立性 (Independence)。
- (3) 每一層級內的要素，可以用上一層級內某些或所有要素作為評準。
- (4) 比較評估時，可將絕對數值尺度轉換為比例尺度 (Ratio Scale)。
- (5) 各層級要素進行成對比較後，可使用正倒值矩陣處理。
- (6) 各要素之間的偏好關係與強度關係須滿足遞移性 (Transitivity)。例如:A 優於 B 優於 C，則 A 優於 C；A 優於 B 二倍、B 優於 C 三倍，則 A 優於 C 六倍。
- (7) 由於具完全遞移性並不容易，故容許非遞移性要素存在，但須進行一致性 (Consistency) 檢定。
- (8) 要素的優勢程度經由加權法則 (Weighting Principle) 而求得。
- (9) 任何要素只要出現在階層結構裡，不論其優勢程度多小，均被認為與整個評估結構有關。



### 3.2.2 層級與要素

階層為系統特別型態，基於個體可加以組合並形成不同集合體的假設下，可以將影響系統的要素拆分成許多層級（群體），而同一層的要素從屬於上一層要素或為上層要素的影響因子，同時又支配下一層要素或受到下層要素的作用。

利用層級來分析問題或系統，是站在最高層級的角度來評估不同層級的相互影響，因此建立系統的層級結構時，需要解決的問題有二：一是如何構建層級的關係，二是如何評估各層級要素的影響程度。前者可利用腦力激盪法（Brainstorming）、明示結構法（Interpretive Structure Modelling；ISM）、階層結構分析法（Hierarchical Structure Analysis；HSA）、結構模型化群體法（Group Method of Structure Modelling；GMSM）等，加以確認其層級關係，但實際應用上並無一定的構建程序。後者則可利用特徵向量法（Eigenvector Method；EM）、最小平方方法（Least Squares Method；LSM）、幾何平均法（Geometric Means Method；GMM）、Churchman 法等，而 AHP 法就是以特徵向量法求取要素間的權重。

本研究之層級結構如圖 3-8 所示，最終目標是得出滯洪池的預選位置，評估項目包含人孔的溢淹水深及溢淹持續時間，以提供洪水嚴重性的度量，藉此得出滯洪池配置最佳化的初步方案。

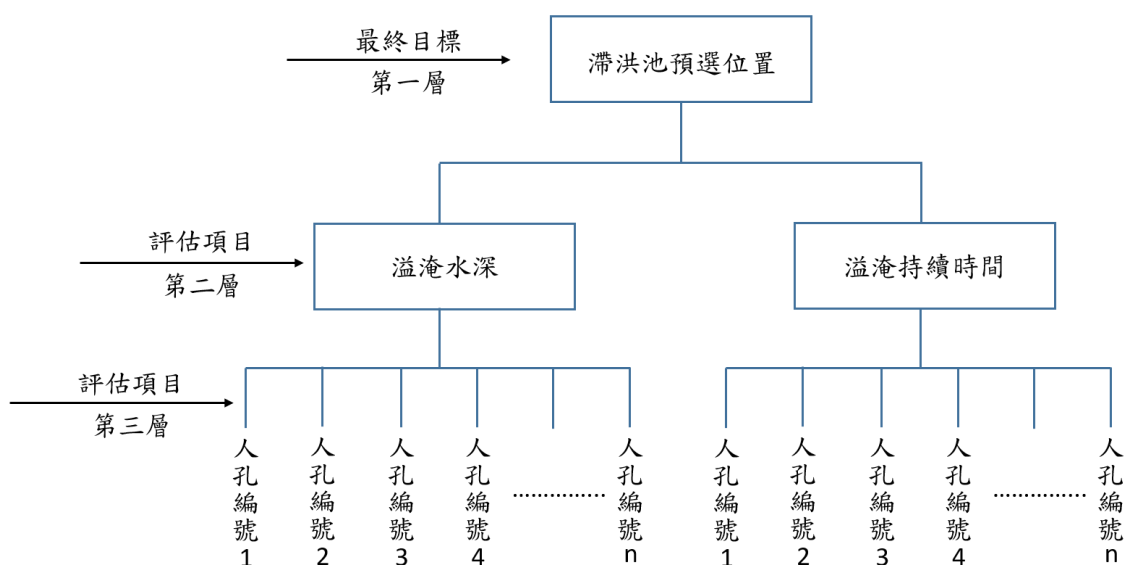


圖 3-8 本研究之層級結構



### 3.2.3 評估尺度

AHP 的評估乃是指同一層級內，各不同要素間的兩兩比較，即以成對的方式來對比彼此之間的相對重要性及權重關係。在評估尺度方面一般可劃分為五項：同等重要、稍重要、頗重要、極重要及絕對重要等，並賦予名目尺度 1、3、5、7、9 的衡量值；另有四項介於五個基本尺度之間，並賦予 2、4、6、8 的衡量值。有關各尺度所代表的意義，如表 3-2 所述。

Saaty 認為，當進行性質相近的比較時，需要有精確的劃分，以表現人類不同的感覺，而人類對於間斷的算術序列，比較能注意到當中不同的地方，對於評估也較具客觀性。在本研究中，我們利用溢淹深度及溢淹持續時間來量化洪水對於人孔的侵擾程度，並將其區分為 5 個級別，且每個衡量值之間的範圍皆相同。洪水模擬數據由 SWMM 輸出，溢淹持續時間值可直接從結果報告中提取，溢淹深度計算方法則如(3.40)式所示：

$$h = \sqrt{\frac{i \times v}{w}} \quad (3.40)$$

式中  $h$ ：溢淹深度(m)， $i$ ：子集水區之斜率(%)，

$v$ ：人孔溢淹量( $m^3$ )， $w$ ：子集水區之寬度(m)

表 3-2 AHP 評估尺度與意義

評估尺度	定義	說明
1	同等重要 (Equal Importance)	等強，兩比較方案的貢獻程度具同等重要性
3	稍重要 (Weak Importance)	稍強，經驗與判斷稍微傾向喜好某一方案
5	頗重要 (Essential Importance)	經驗與判斷強烈傾向喜好某一方案
7	極重要 (Very Strong Importance)	實際顯示非常強烈傾向喜好某一方案
9	絕對重要 (Absolute Importance)	有足夠證據肯定絕對喜好某一方案
2,4,6,8	相鄰尺度之中間值 (Intermediate Values)	需要折衷值時



### 3.2.4 進行步驟與演算方法

#### (1) 建立成對矩陣

本研究有 2 個獨立要素—溢淹水深及溢淹持續時間，須分別建立成對矩陣。假設有  $n$  個溢淹人孔時，則需進行  $n(n-1)/2$  個成對比較，並依據不同要素的評估尺度賦予衡量值。將  $n$  個人孔相互比較之結果，置於成對比較矩陣  $A$  的上三角形部分（主對角線為人孔自身之間的比較，故均為 1），而下三角形部分的數值，為上三角形相對位置數值的倒數，即  $a_{ij} = 1/a_{ji}$ ，矩陣如下圖所示：

$$A = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & \cdots & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} & \cdots & a_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{n1} & a_{n2} & \cdots & a_{nn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & a_{12} & \cdots & a_{1n} \\ 1/a_{12} & 1 & \cdots & a_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 1/a_{1n} & 1/a_{2n} & \cdots & 1 \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} w_1/w_1 & w_1/w_2 & \cdots & w_1/w_n \\ w_2/w_1 & w_2/w_2 & \cdots & w_2/w_n \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ w_n/w_1 & w_n/w_2 & \cdots & w_n/w_n \end{bmatrix} \quad (3.41)$$

其中  $a_{ij}$ ，代表第  $i$  個溢淹人孔相較於第  $j$  個溢淹人孔的嚴重程度。

#### (2) 計算特徵值與特徵向量

建立完成對矩陣後，即可透過數值方法中常用的特徵值（Eigenvalue）解法，找出特徵向量（權重向量）。在本研究中，是採用行向量平均值標準化法來求解權重  $w$ ：

$$w_i = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n \frac{a_{ij}}{\sum_{i=1}^n a_{ij}} \quad (3.42)$$

其中  $w_i$ ，代表第  $i$  個溢淹人孔對於全部  $n$  個溢淹人孔來說的嚴重程度。





### (3) 依據 AHP 評分為溢淹人孔排序

在本研究中，由於人孔之間的偏好關係與強度關係具完全遞移性，屬理想型正倒值矩陣，故無需檢定層級的一致性，可直接進入決策方案的選擇。

將溢淹水深及溢淹持續時間的權重向量加總後即可獲得該人孔的最終評分 (3.43)，由於假設兩要素之間同等重要，故於式中分別乘上 0.5，總分越高則代表此處的洪水問題越嚴重，故根據 AHP 評分的結果將所有溢淹人孔分數由高到低排列，滯洪池的預選位置將會從擁有較高總分的人孔依序往低分處配置。

$$f_i = 0.5w_{id} + 0.5w_{it} \quad (3.43)$$

式中  $f_i$ ：第  $i$  個人孔總分，

$w_{id}$ ：第  $i$  個人孔之溢淹水深權重向量，

$w_{it}$ ：第  $i$  個人孔之溢淹持續時間權重向量

### 3.3 減洪效率指標運算

本研究中，多目標最佳化的主要目的是最大限度地減少洪水和建造成本，換句話說，需要找出滯洪池適當的配置位置和數量。透過 AHP 法可以指示出都市主要的溢淹區域，而滯洪池的數量則是由減洪效率指標 (e) 來做決定：

$$e = \frac{\sum_{i=1}^n V_i}{\sum_{i=1}^n C_i} \quad (3.44)$$

式中  $e$ ：減洪效率指標

$V_i$ ：第  $i$  個滯洪池的減洪量( $m^3$ )， $C_i$ ：第  $i$  個滯洪池的成本(元)

滯洪池將根據人孔總分的排名由高到低逐步配置，由於少量的滯洪池無法應對大量的地表逕流；放置過多的滯洪池又會造成浪費資源，故用該指標用於衡量不同滯洪池配置方案間的成本效益，當建造的高成本無法進一步改善減洪效率時，即代表最佳化初步方案的產生。

## 第四章 研究區域與模式建立



### 4.1 研究區域概述

本研究區域為南勢角溪與中原溝流域，其中包含瓦礫溝、中和溝與南山溝等支流，流域面積約 24.2 平方公里，所涵蓋的行政區域有中和區、永和區，以及小部分的板橋區與土城區（如圖 4-1）。地理位置位於台北盆地之西南隅，北濱新店溪與台北萬華區相望，南以鹿寮山地與新店區為界，整體輪廓呈現南尖北寬的形狀，為一高密度開發且人口密集的區域。全區高程分布範圍介於 2 至 321 公尺，其中標高在 12 公尺以上之坡地約占總面積的三分之一。南端的地形起伏較大，為丘陵與台地地形居多，數值高程顯示西南向東北漸次低下；北端則多為平坦的沖積平原，依據沖積作用時間的長短與河流流向決定地勢的高低與走勢。本研究區域大部分為典型的沉積地質，其中丘陵地區多屬凝灰岩、砂頁岩互層，而地形平緩區則由未凝固之泥砂礫岩所組成。

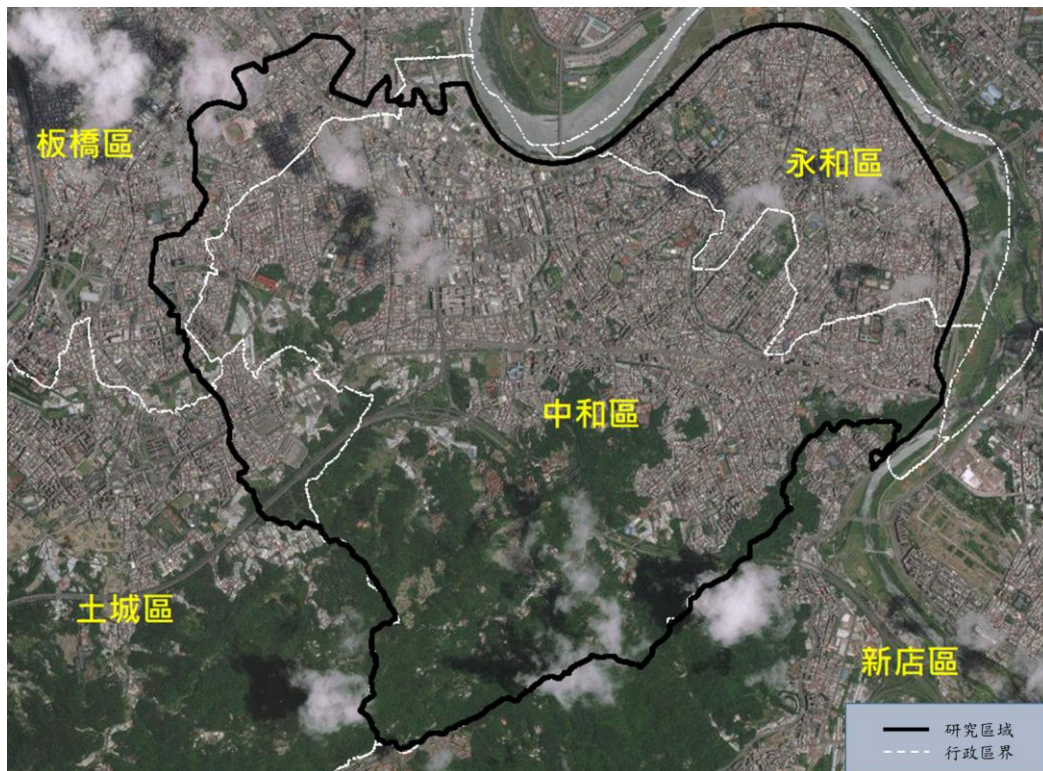



圖 4-1 研究區域位置



水系方面，由於地勢南高北低，故河川多發源於南端的丘陵，河川（天然明溝）為下游沖積平原的主要排水幹道，可將集水區之地表逕流收集並排放至新店溪中。在本研究區域有 4 條主要的輸水道路，分別為：南山溝、中和排水路、瓦礫溝與中原溝（圖 4-2）。南山溝發源於中和區橫路里之鹿寮山區，一部份流經壽南里、外南里、吉興里及復興里等區，並經中正路地下排水箱涵於排水路連城支線段合流注入新店溪；另一部份則在流經國道三號後改行地下箱涵，直接輸往中和排水路。由於其上游山區集水區甚大、河道坡陡水急，在加上中游排水斷面狹窄及抽水站抽排能力的不足，常導致洪水回壅而發生溢堤，故新北市政府於南山溝上游進行分流工程，稱之南山溝分洪，最大分流量約 52 CMS。中和排水路於民國 92 年完工，為二八張溝、圓通溝、中坑溝截彎取直而成的水泥化排水溝，源頭為土城區延吉街，流經連城大排後於雙和醫院附近轉向北行，最後注入新店溪。全區涵蓋之集水面積約為 1268 公頃，出口端設有中和抽水站，做為新店溪外水高漲時抽排內水之用。瓦礫溝發源於秀山里之尖山腳，為一天然排水道，全長約 4.7 公里，總流域面積約 516 公頃，主要收集永和地區大部分的逕流。主流段沿著中永和界線一路向西北流，流入新店溪旁環河西路的新瓦礫抽水站後排入新店溪。中原溝發源於中和區明德里與土城區延壽里界，為獨立流入新店溪的支流之一，沿途流經立德街之無名橋，最終經中原抽水站後排入新店溪，目前已被整治為典型的工業排水溝。

在都市發展方面，早期中和、永和皆隸屬於台北縣中和鄉。民國 38 年，國民政府撤至臺灣，使得大量人口遷臺。民國 44 年，政府提出打造花園城市的都市計劃，以過去十年的人口成長率來推估未來三十年的人口，計畫居民 3 萬人、公園佔全區面積的九分之一，使道路迂迴在綠地之間。然而隨著台灣經濟結構改變，農村人口逐漸向都市遷移，再加上中和鄉鄰近中央政府所在地，且被規劃為台北市民防空疏散地區，因此房地產價格相對低廉，以致人口急速增加。民國 60 年，福和橋與華中大橋的興建，更帶動雙和地區的蓬勃發展，進入以臺灣其它縣



市移民為主的階段。民國 80 年代，雙和地區呈現人口飽和，之後人口趨於穩定的自然增加。根據內政部戶政司資訊，目前中和區人口約 41 萬人，人口密度為每平方公里約 20,500 人；永和區人口約 22 萬人，但人口密度卻高達每平方公里 38,800 人，位居全台灣之冠。由於大量外來人口的遷入，使得原先規劃的公園綠地只剩百分之一的面積，迂迴在水泥叢林間的道路更顯得像是迷宮一般，但這也間接說明了本研究區域人口密集與都市化程度之高。

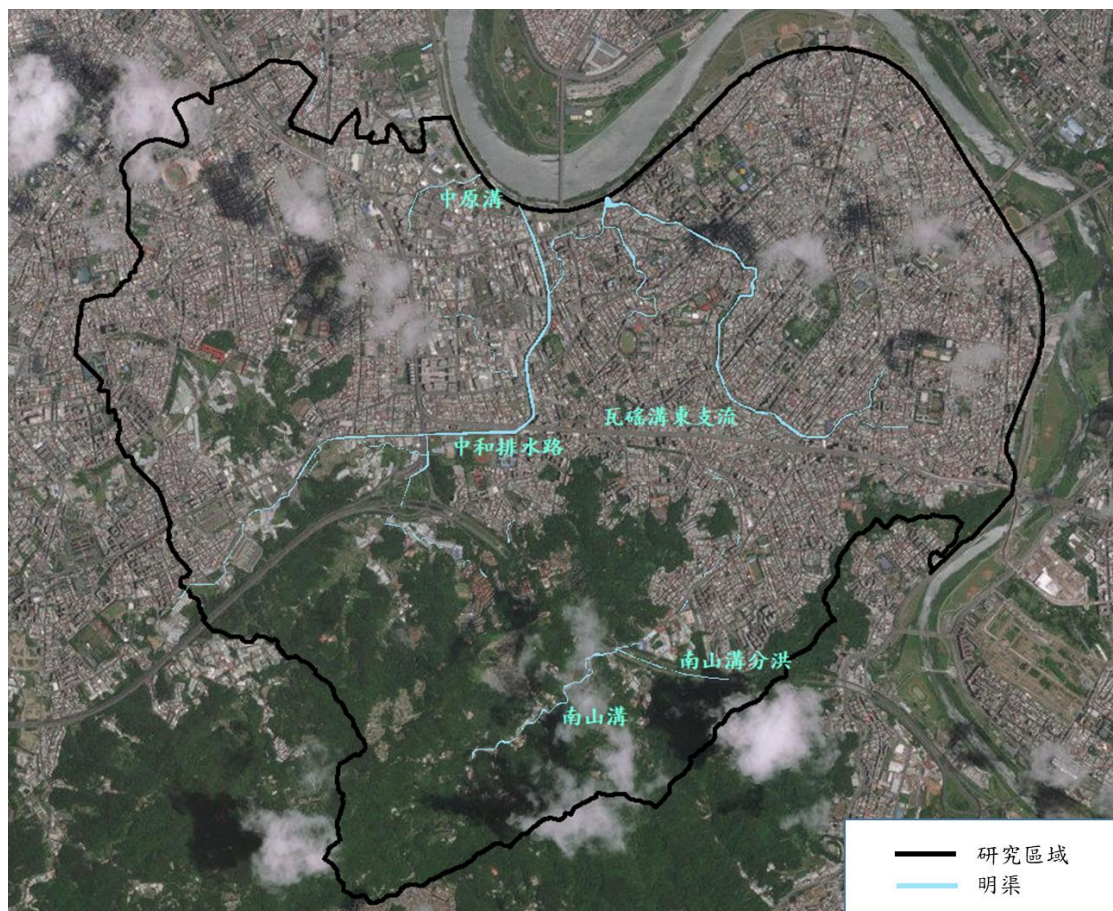


圖 4-2 研究區域內明渠

由於先天地形的影響，背山面水、地勢南高北低，只要面臨暴雨，就會造就龐大山洪直奔市區，再加上快速的都市化以及氣候變遷的影響，降雨深度逐漸超過原先都市排水系統的設計標準，使本研究區域受到嚴重的內水溢淹問題。民國97年，水利法修正新增逕流分擔與出流管制相關條例，由政府單位負責於公共設施區域導入保水措施，分擔降雨逕流以提升土地耐淹能力，規範開發者設計減洪設施以承納因開發所增加之逕流量，避免增加鄰近地區的淹水風險（圖 4-3）。然而中、永和過去失敗的都市計畫所延續的建築型態與老舊的排水系統，明顯不符合此項規定，故本研究以政府的角度為出發點，在最大限度地減少洪水和建造成本的條件下，於高度開發的集水區來討論 LID 配置最佳化的方法，並搭配不同的情境模擬來提出解決都市內水的一般性原則。

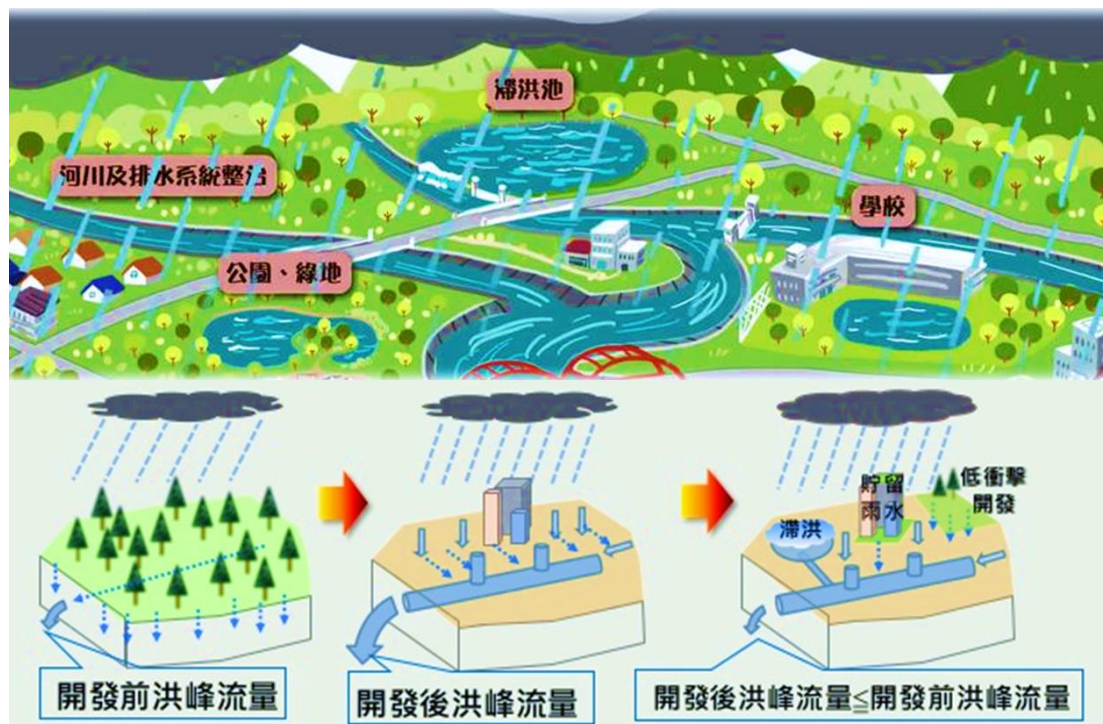


圖 4-3 逕流分擔與出流管制概念示意圖

參考資料：水利署河川海洋組 (2017)



## 4.2 SWMM 模式建立

本研究模式演算範圍以南勢角溪與中原溝流域進行漫地流及雨水下水道變量流演算。而模式建立前須收集該研究區域的水文資料、地文資料與水力資料，以獲得較符合真實情況之各項參數，增加模式模擬的準確性，故以下針對SWMM模式所需的各項參數做進一步的說明。

### 4.2.1 雨量計 (rain gage)

在水利工程規畫設計時，會依據地域性的氣候條件來設計降雨，或以不同的降雨事件來評估政策的穩定性，本研究參考《水文設計應用手冊》以台灣地區雨量紀錄年限超過 20 年之測站資料做頻率分析，以 Horner 公式之形態，建立不同重現期之降雨強度-延時公式，此公式表示如下：

$$I_t = \frac{a}{(t+b)^c}$$

$I$ ：平均降雨強度 (mm/hr)

$t$ ：降雨延時 (min)

依照淡水河中正橋降雨測站歷年資料回歸得到不同重現期之  $a$ 、 $b$ 、 $c$  參數，如表 4-1 所示，可由不同的降雨延時計算出平均降雨強度，在將其與降雨延時相乘可得出總降雨量。本研究區域屬於北二區（圖 4-4），依照設計雨型時序列（圖 4-5）分配總降雨量，計算得到各時間區間的降雨量。

表 4-1 淡水河中正橋 Horner 公式係數

重現期 參數	2	5	10	25	50	100	200
a	1767.13	2546.37	3290.83	4741.47	6457.74	9137.76	13435.59
b	17.31	25.03	33.65	49.20	64.86	84.75	109.34
c	0.7679	0.7679	0.7759	0.7969	0.8204	0.8506	0.8872
$R^2$	0.9930	0.9944	0.9966	0.9971	0.9955	0.9928	0.9893

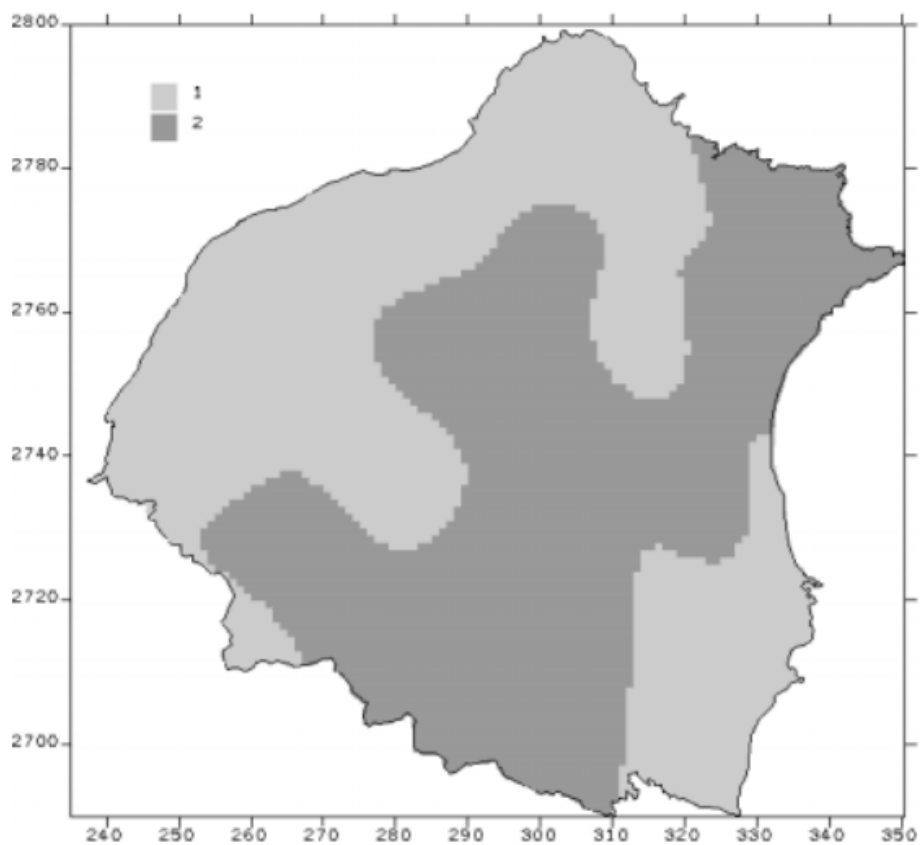


圖 4-4 台灣北部地區短延時雨型均一區

資料來源：水文設計應用手冊

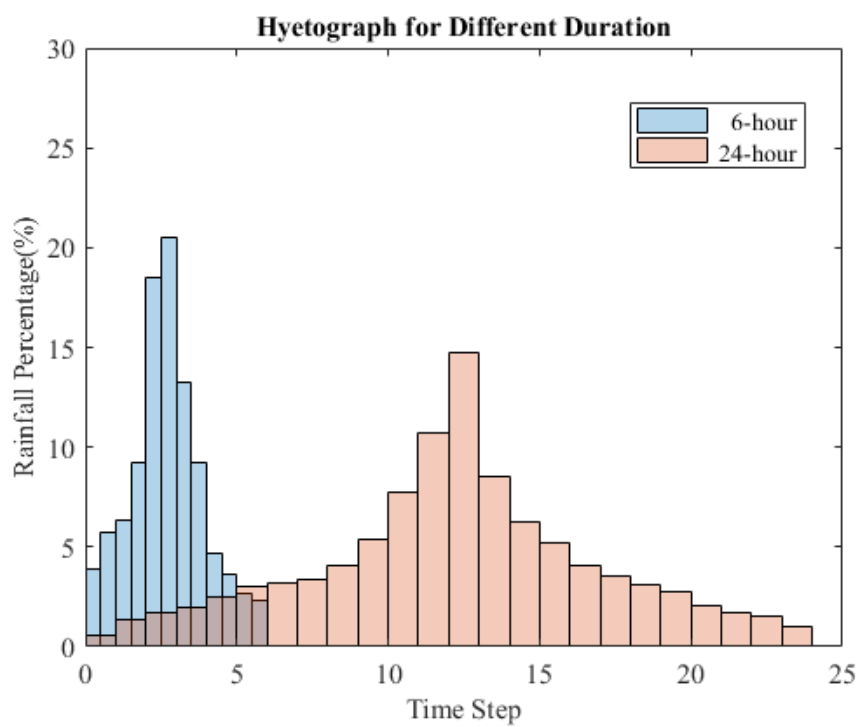


圖 4-5 中正橋站不同延時之無因次降雨主體圖





#### 4.2.2 子集水區 (subcatchment)

由 SWMM 所建立的數值模型將會有一個或多的子集水區所組成，而每個子集水區將依據給定的降雨條件做運算，且每個子集水區只能有一個出流口，可以設置為排水人孔、滯洪池或是另一個子集水區等等。對於一個高度都市化的區域來說，雨水大部分會由建築物的屋頂所捕獲，接著匯集至屋頂的排水孔後，沿著排水管排至地面的排水孔中，或直接流入排水管線中。由於整個地表逕流的過程僅在屋頂表面完成，故假設一棟建築物為一個子集水區。根據民國 99 年的土地利用調查，在本研究範圍中共有 21,519 筆土地利用，若將每筆資料都視為單個子集水區，則會使模式計算時間大幅拉長，因此將相鄰且相同的土地利用合併為同一子集水區，再利用地理資訊系統 ArcGIS 計算其面積、寬度，並經空間計算將最短距離的排水人孔設為子集水區出流口。該區域的建築物型態多屬平面屋頂，因此設定平均坡度為 0.01；當雨水降於道路時，會由道路中央往兩側的排水孔匯集，因此依《市區道路及附屬工程設計標準》，將 SWMM 道路集水區平均坡度設定為 0.01；山坡地的集水區坡度則根據數值高程模型 (Digital elevation model, DEM) 計算高程差與水平距離的比值所得出。

在本研究區域，將土地利用區分為 10 類，所在比例由低到高分別為政府機關、公園、農業用地、商業區、公共設施、學校、工業區、天然林、道路和住宅區(圖 4-6)。各區域的不透水率 (Imperv) 係結合土地利用與過去之實地調查所得出(林子平, 2002)，曼寧粗糙係數則由 SWMM 操作手冊中的建議數值所定義，詳細參數設定如表 4-2。土壤入滲選擇 Horton 公式，其中初始入滲率  $f_0$  與最終入滲率  $f_c$  可參考表 4-3 和表 4-4。由於本研究範圍多屬沖積平原，且其土壤類型為由砂岩、頁岩風化而成之黃壤與砂土，故依其土壤性質設定初始入滲率為 12.7 mm/hr，最終入滲率為 7 mm/hr，而衰減係數為  $7 \text{ hr}^{-1}$ 。



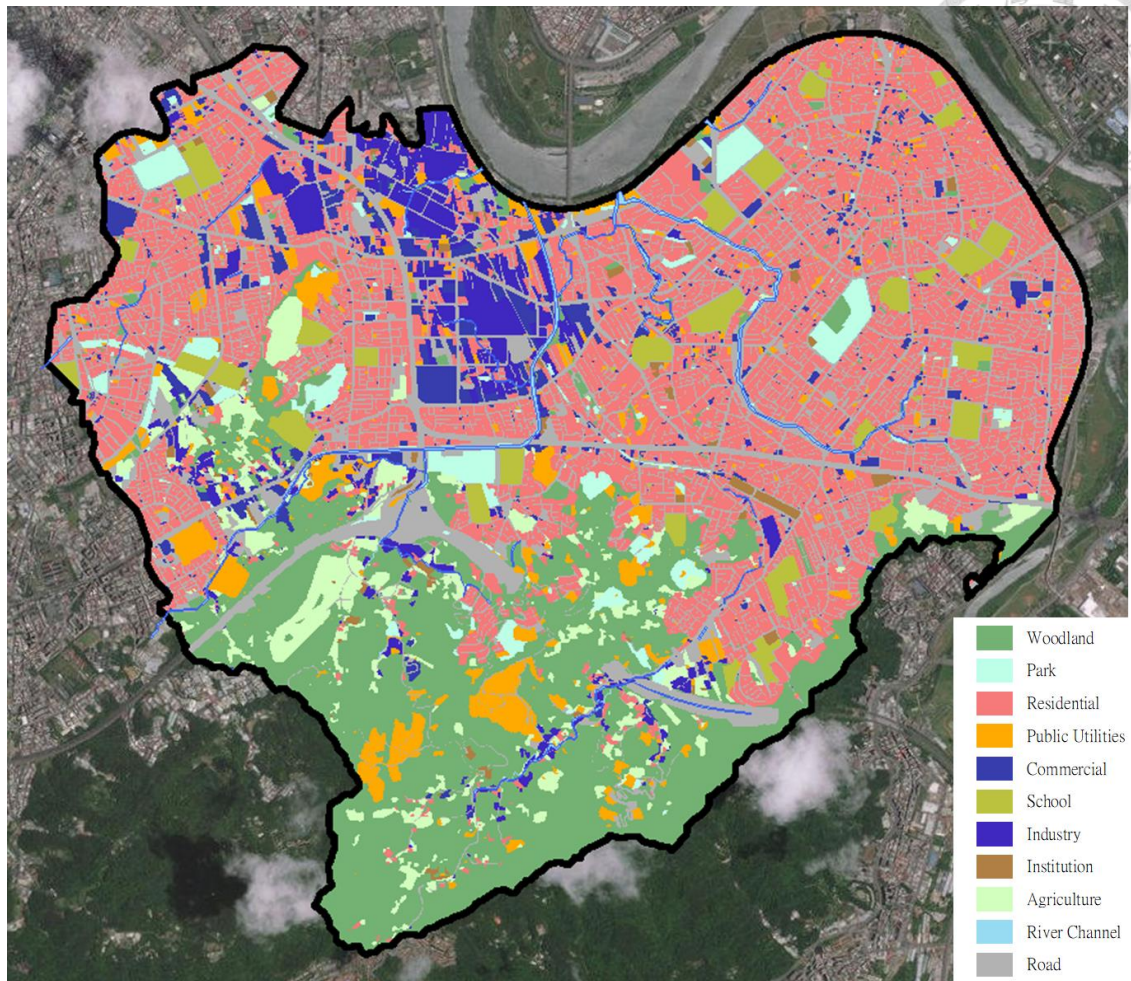


圖 4-6 研究區域土地利用示意圖

表 4-2 SWMM 子集水區參數設定

土地類型	占比(%)	Imperv(%)	N-Imperv	N-perv
政府機關	0.76	78	0.013	0.02
公園	2.62	19	0.0404	0.02
農業用地	3.51	18	0.0404	0.02
商業區	3.61	95	0.013	0.02
公共設施	4.01	87	0.013	0.02
學校	4.07	60	0.013	0.02
工業區	5.09	90	0.013	0.02
天然林	16.71	0	-	0.02
道路	23.16	100	0.013	-
住宅區	36.47	84	0.013	0.02

表 4-3 不同土壤類型之初始入滲率  $f_0$

土壤類型	乾土(無植物或僅稀疏植物)	乾土(有濃密植物)
砂土	5 in/hr (約 127mm/hr)	10 in/hr (約 254mm/hr)
壤土	3 in/hr (約 76mm/hr)	6 in/hr (約 152mm/hr)
黏土	1 in/hr (約 25mm/hr)	2 in/hr (約 50mm/hr)

資料來源：顏清連等（1989）

表 4-4 不同土壤類型之最小入滲率

種類	最小入滲率(in/hr)	(mm/hr)	土壤特性
A	0.30~0.45	7.62~11.43	深層砂土，深層黃土，集合沉泥
B	0.15~0.30	3.81~7.62	淺層黃土，砂質壤土
C	0.05~0.15	1.27~3.81	黏質壤土，淺層壤土， 低有機含量壤土，高黏土含量壤土
D	0~0.15	0~1.27	潮濕層膨脹之土壤，高塑性黏土，鹹土

資料來源：Nation Engineering Handbook（1964）

#### 4.2.3 排水人孔（junction）

地表逕流在流經子集水區後將匯集至排水人孔中，是排水系統中管線相互連接的節點，其中最重要的兩參數為底部高程及最大深度。依據新北市雨水下水道地理資訊系統提供的資料，以及 2010 年中永和管線調查成果相互比對，可以得出人孔位置、最大深度與管線底部高程資料。若有資料缺失的情況，則假設同一條排水管線的斜率相同，以前、後兩人孔底部高程資料做線性內插補遺；地表高程則利用 ArcGIS 將人孔位置與 DEM 套疊後得出。此外，須將人孔溢淹面積設為零，使 SWMM 在模擬過程中發生淹水情況時，讓人孔滿管後所溢淹出來的水不會再返還進排水系統中，將被視為淹水損失（Flooding Loss），以便計算系統之總淹水量。

#### 4.2.4 管線 (conduit)

地表逕流匯集入排水人孔後將藉由管線將水從上游輸往下游，可依據現實情況設定成排水箱涵、管涵、明渠等，其主要的參數包含曼寧係數、長度、尺寸、上下游人孔抬升的高度 (offset elevation)、斷面形狀。依據新北市雨水下水道地理資訊系統提供的資料，可得出入流高程、出流高程、管線長度與斷面尺寸。若有資料缺失的情況，出、入流高程假設排水管線與人孔底部直接相接；管線長度直接由 ArcGIS 的量測功能補遺；斷面尺寸則參考同一條管線上下游斷面資料。因所有排水箱涵、管線皆屬 RC 材質，故曼寧係數設定為 0.015；由於本研究區域中的主要明渠—瓦礫溝、中和排水路與中原溝均被改建為水泥化的排水溝渠，故將其視為梯形斷面，側項坡度訂為 1，寬度以新北市雨水下水道資訊系統量測為準，曼寧係數為 0.025。

將上述資料輸入完成後，即完成基本模式建立，如圖 4-7 所示。共 3351 個節點、3425 條管線、8 個出口口，負擔 24.2 平方公里所產生的地表逕流。



圖 4-7 SWMM 模式建立示意圖



### 4.3 模擬情境介紹

為了減緩都市內水問題，採取有效措施來改善雨水排放系統是必要的。雖然利用 AHP 所規劃的初步方案可能是決定滯洪池位置的最佳方法，但它或許不是應對都市洪水的最佳結構。因此，以初步方案為基礎條件下做情境模擬，並通過評估其洪水減少量與建造成本，選擇一個實質上具有成本效益的情境作為最終規劃方案，以下就模擬情境之設計框架做詳細說明。

#### 4.3.1 傳統低衝擊開發策略

常見的 LID 可分為以儲存為基礎的滯洪池，以及以入滲為基礎的傳統元件，包含綠屋頂、雨水桶、滲透性路面、植草溝、雨水花園、生物滯留單元。我們使用傳統的 LID 元件作為模擬情境之一，由於單個 LID 設施不適當的放置可能導致惡化而不是利益，因此本研究引入林士惟 (2018) 提出之「LID 適性原則」，根據該地區的土地利用特徵來選擇合適的 LID 設施，且每個土地利用都有其 LID 元件實際可配置面積上限，其公式表示如下：

$$0 \leq A_{LID} \leq \phi A_s$$

$A_{LID}$ ：LID 配置面積

$\phi$ ：面積折減因子

$A_s$ ：子集水區面積

LID 不同元件配置所需的環境背景各不相同，設計規模也會受到土地利用或建蔽率所限制，像工業區由於較多大型車輛的出入，承载力較低的透水鋪面只能配置於停車場或人行道等小範圍區域；建蔽率較低的土地利用，則擁有較多空間區域可設置 LID 元件。為了考慮上述的實際狀況，將子集水區面積乘上面積折減因子，表達該土地利用實際可配置 LID 元件的面積上限。為了評估傳統 LID 元件對於舒緩都市內水問題的程度，本研究將研究區域內的所有子集水區 LID 配置到可設置 LID 的上限面積，而不同土地利用的面積折減因子則如表 4-5 所示。

表 4-5 不同土地利用與 LID 配置

土地利用	負擔不透水區域比例	LID	$\phi$
道路	10%	透水鋪面	0.1
工業區	20%	透水鋪面	0.1
政府機關	50%	雨水花園	0.2
住宅區	60%	綠屋頂	0.6
公園	90%	生態滯留單元	0.5
學校	90%	生態滯留單元	0.2
商業區	95%	雨水桶	0.1

#### 4.3.2 修改排水管線策略

本研究區域的雨水下水道系統起初是由台灣省政府公共工程局於民國 58 年所規劃，並於民國 90 年依規劃完成興建 75% 的雨水下水道幹線，但隨著極端氣候以及快速都市化的影響，大量的地表逕流量造就排水網絡巨大的壓力，因此人們藉由增建或擴建雨水下水道做為改善淹水的方式。然而這些新結構並未在原設計規劃中進行評估，雖然在小區域內可以達成減洪效果，但或許會對整個系統產生負面影響，因此我們透過 SWMM 找出管線的瓶頸處（如圖 4-8 紅圈處），藉由改變它們的斜率、深度、尺寸或流動路徑來做成本效益分析。

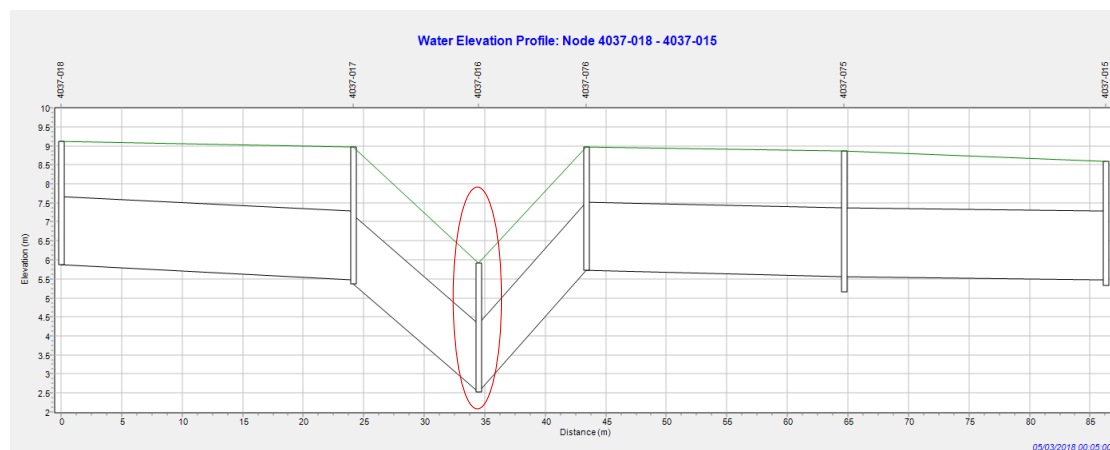


圖 4-8 管線錯誤示意圖

## 第五章 模擬結果與分析



以入滲為基礎的 LID 元件比較適用於重現期距小、持續時間短的降雨事件，然而都市常見之淹水型態是由於短時間內過度集中的暴雨，導致地表逕流量超出原雨水下水道系統所能負載的設計容量而造成溢流。為了表現實際都市內水氾濫的水文條件以及 LID 元件對於逕流的處理機制，以 50 年的重現期距結合短延時（6 小時）降雨來進行模擬，觀察以 AHP 最佳化配置的滯洪池對於大尺度集水區的減洪效果，並透過 2 年、5 年、10 年、25 年、100 年及 200 年等六種重現期與長延時（24 小時）的設計降雨，探討初始方案和模擬情境對水文量的變化及其模式的穩健性。再者，對尖峰流量、滯洪池數量與滯洪池位置進行敏感度分析，找出影響都市內水減洪量的水文因子，最後計算不同方案間的單位成本減洪效率，並提出解決都市洪水氾濫的一般性原則。

### 5.1 AHP 結果分析

#### 5.1.1 評估溢淹節點分數

在 50 年重現期結合短延時（6 小時）設計降雨的水文條件下，發生溢流現象的人孔如圖 5-1 所示。宣洩不及的排水人孔共 654 個，約佔所有節點的五分之一，主要位置為鄰近新店溪的永和區一帶以及中和區的莒光路、中正路、錦和路、圓通路、連城地區、二八張溝沿岸地區、南勢角地區以及南山溝兩側，多屬市區低窪地區或臨近淡水河系。

將溢淹節點依兩個獨立指標—溢淹深度與溢淹持續時間做計算，溢淹深度由 (3.40) 式估計，溢淹時間則可由 SWMM 模擬報告中獲得。本研究模擬結果指出，人孔最大溢淹水深約 98 公分，持續時間長達 6.2 小時，為了降低主觀性與極端值的影響，一開始會先剔除離群值再做全距的計算，且分配給每個分數的指標值範圍是相等的，最後根據各自的評分尺度表（表 5-2）對溢淹節點評分。



當沒有足夠的理由來定義每個影響因子的特定權重時，將所有要素視為同等重要可能是最佳方式(Bellu et al., 2016)，因此在本研究中將兩獨立指標假設為同等權重，溢淹節點的計算分數如表 5-1 所示，AHP ( $f$ ) 得分越高代表節點受到洪水侵擾的程度越大，最終將依據此得分來決定滯洪池的預選位置。

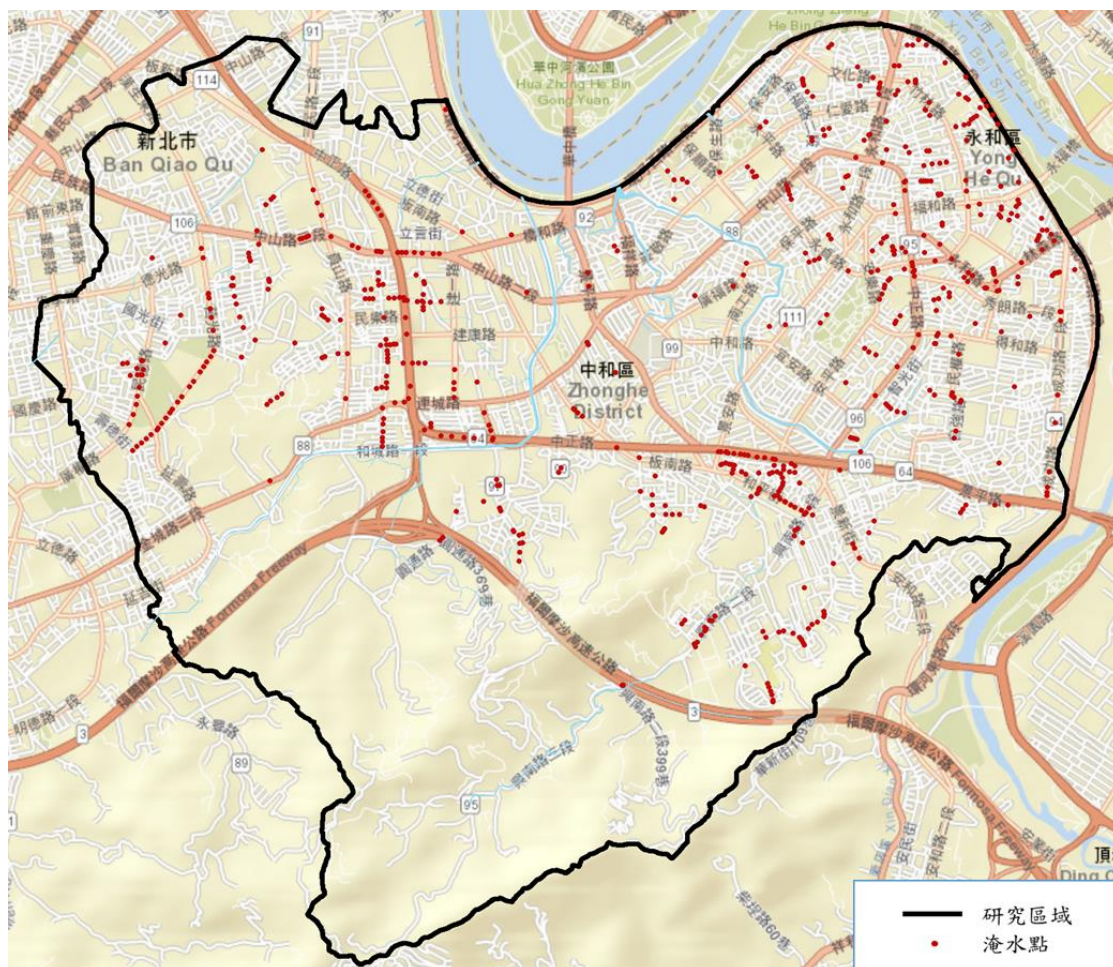


圖 5-1 溢淹人孔示意圖

表 5-1 溢淹節點 AHP 得分表

NAME	Indicator value		Indicator score		AHP( <i>f</i> )
	Flood depth(cm)	Flood duration(hr)	Flood depth	Flood duration	
3738-011	22.202	3.46	7	5	0.005107
3738-018	46.567	1.52	9	3	0.004843
3837-007	7.602	1.07	3	1	0.001614
3838-022	11.473	3.53	5	5	0.004366
3838-030	6.601	0.88	3	1	0.001614
3838-035	11.557	3.21	5	5	0.004366
3838-036	21.297	2.53	7	5	0.005107
3838-037	4.948	1	1	1	0.000873
3838-039	3.753	0.92	1	1	0.000873
3839-010	6.876	2.72	3	5	0.003624
3839-011	1.370	0.01	1	1	0.000873
3839-054	20.400	3.04	7	5	0.005107
3839-058	12.449	3.31	5	5	0.004366
3840-020	15.141	2.51	5	5	0.004366
3936-032	7.519	1.21	3	1	0.001614
3936-034	15.247	1.46	5	3	0.003361
3936-059	6.701	1.39	3	3	0.002619
3936-067	2.191	0.01	1	1	0.000873
3937-002	7.430	3.69	3	5	0.003624
3937-006	9.026	5.68	3	9	0.005635
3937-007	5.043	1.63	1	3	0.001878
3937-021	26.757	5.14	9	9	0.007858
3937-032	4.933	1.03	1	1	0.000873
3937-040	9.126	0.96	3	1	0.001614
3937-042	12.232	0.91	5	1	0.002356
3937-046	0.348	0.01	1	1	0.000873
3937-051	25.840	1.7	9	3	0.004843

表 5-2 溢淹節點評分尺度表

Grading	Flood depth(cm)	Flood duration(hr)
1	$0 < h \leq 5.58$	$0 < t \leq 1.24$
3	$5.58 < h \leq 11.16$	$1.24 < t \leq 2.48$
5	$11.16 < h \leq 16.74$	$2.48 < t \leq 3.72$
7	$16.74 < h \leq 22.32$	$3.72 < t \leq 4.96$
9	$h > 22.32$	$t > 4.96$





### 5.1.2 滯洪池策略最佳化

本研究最佳化的目標是盡量減少溢淹洪水量和建造成本，由於滯洪池需要廣大的空間且在下凹的情況下仍不造成地上結構物的安全疑慮，在高度開發的都市來說只有校園、公園綠地、運動場、停車場等區域符合條件，故本研究設計之滯洪池大小是根據區域中幾個較大的公園或學校平均面積來設計，約 3.4 公頃。為了單獨呈現滯洪池的減洪效果，在不改變原有排水管線配置的情況下，將溢淹節點與滯洪池直接相接，中間不存在堰或閘門，讓節點多餘的水以重力型式流入滯洪池中，待水位較高時也利用重力將水排至下游。

AHP 最終評分將溢淹節點受洪水侵擾的程度分為五級：非常輕微、輕微、適中、嚴重、非常嚴重，位置如圖 5-2，根據節點的等級與分數連續放置滯洪池。本研究假設每個方案中的每個滯洪池具有相同的存儲尺寸，因此最佳的減洪效率（e）也等於單位滯洪池的最大洪水減少量。隨著滯留池數量的增加，洪水減少量也隨之變化（圖 5-3），趨勢逐漸上升然後下降。起初，洪水所減少的量非常低，原因是整個系統有太多的淹水節點，儘管滯洪池配置的容量再大也無法接收來自不同位置的洪水量。隨著滯洪池數量的增加，減少的洪水量也在逐漸增加。然而，最終臨界點出現於個數 12，數量的增加將使得單位滯洪池減少洪水的幅度變小，這也意味著額外滯洪池的高昂成本無法進一步增加減洪效益指標。雖然更多數量的滯洪池可以增加捕獲的地表逕流量，但已不是具有成本效益的設計。

當十二個滯洪池放置在該研究區域中時可獲得初步方案，約減少百分之四十的總淹水量，其位置如圖 5-4。可發現滯洪池的位置多屬管線末端或研究區域的上游，這與過去文獻指出應配置於開發區排水路之末端下游較低處並不一致，由此可見滯洪池的效益有因地制宜的特性。若再搭配圖 4-6 的土地利用圖可觀察到，滯洪池的位置多數並非位於校園、公園綠地等適合滯洪池配置的區域，因此若以傳統思維來決定滯洪池的預選位置，對於減緩都市內水所造成的洪水問題並沒有明顯效果。

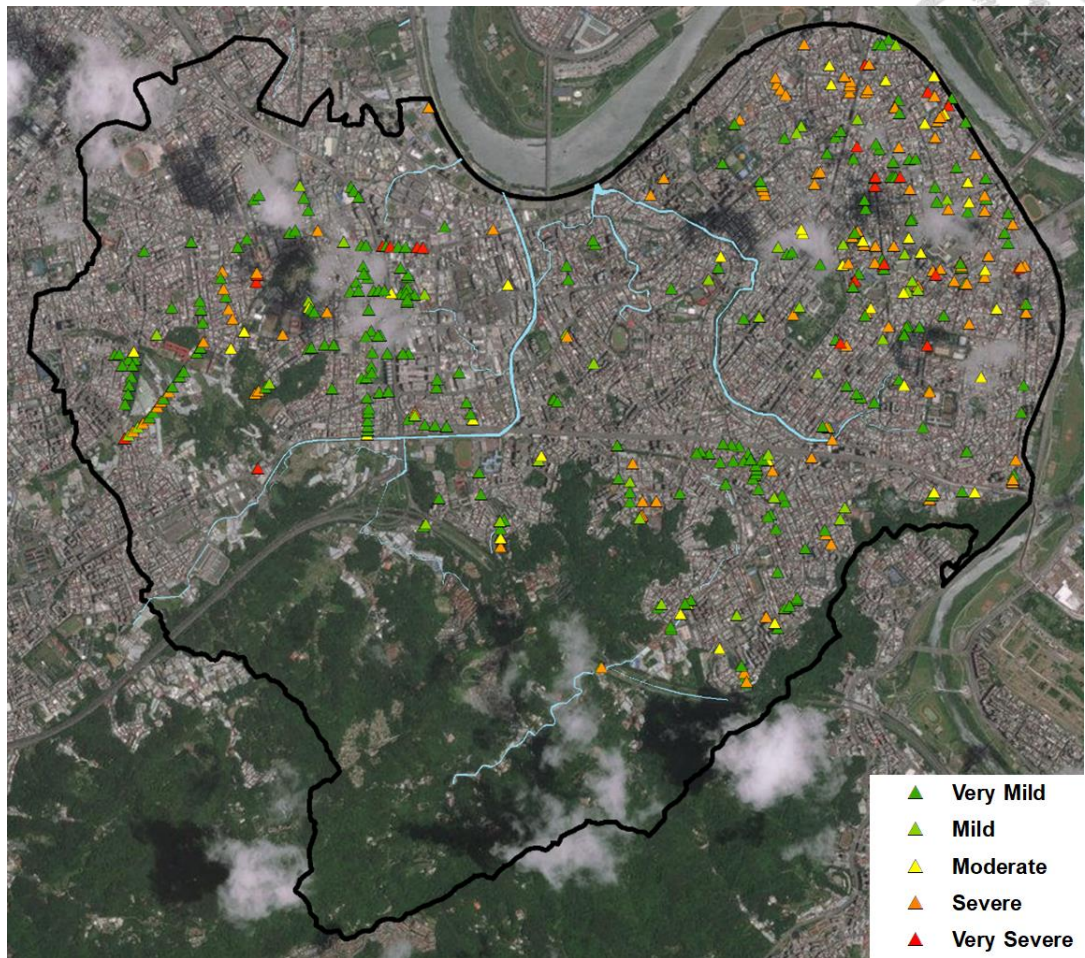


圖 5-2 溢淹節點嚴重程度

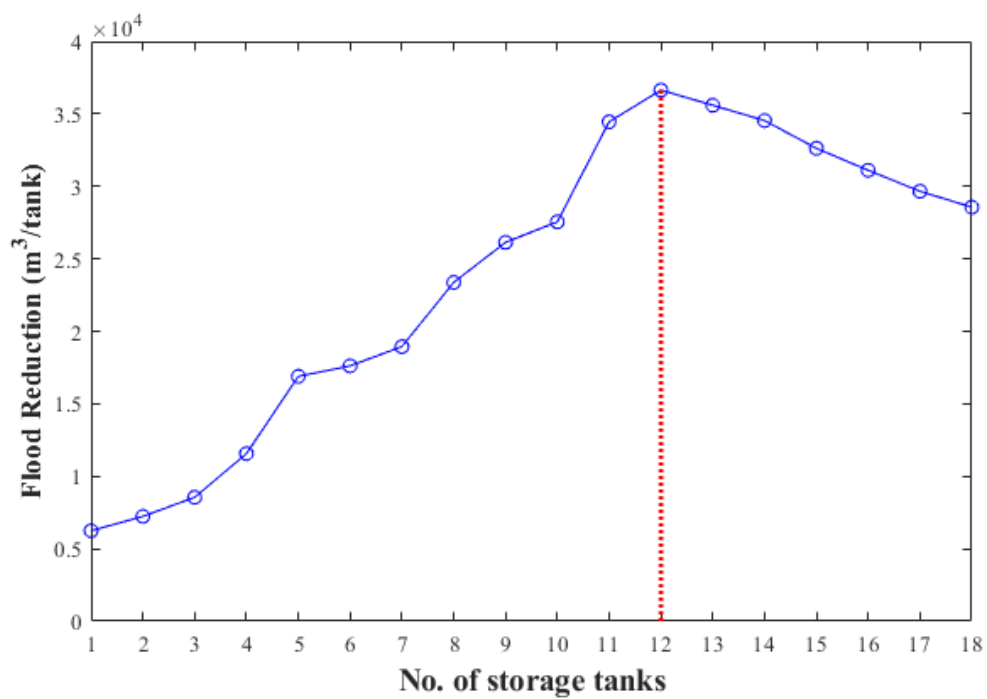


圖 5-3 不同滯洪池個數之減洪量



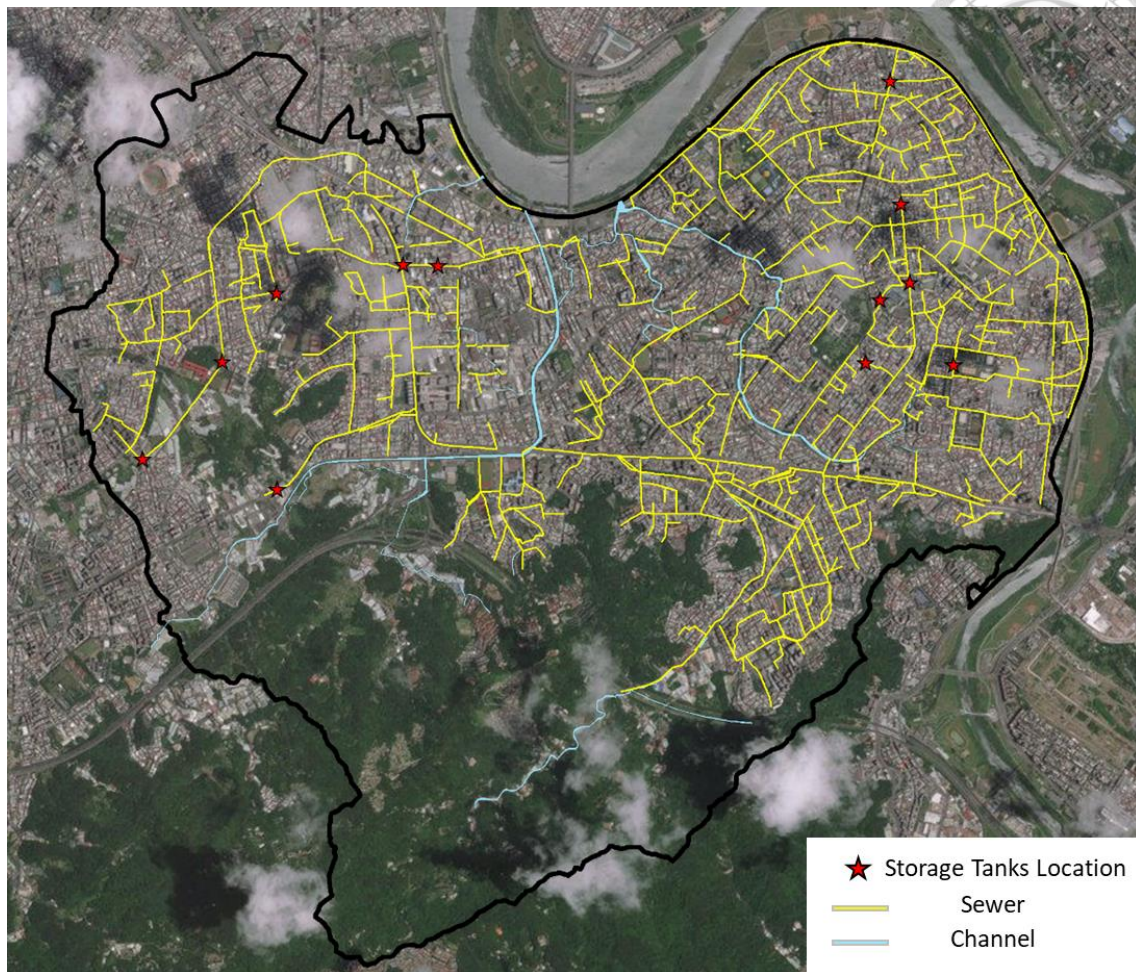


圖 5-4 初步方案滯洪池位置

### 5.1.3 不同降雨條件下的減洪效果

#### (1) 總淹水量與洪峰流量

除了原有的水文條件外，還針對 2 年、5 年、10 年、25 年、100 年及 200 年等六種重現期及長延時（24 小時）的設計降雨資料進行研究，與 50 年迴歸期的減洪效率相比，不同降雨之削減百分比如圖 5-5。對減洪效果整體而言，該方案在不同的降雨條件下仍能取得預期的效果，最大的溢淹削減百分比落在 2 年重現期的降雨，並在 200 年降雨達到最小值；若以降雨延時長短來分析，則由於 6 小時的降雨相對集中，加上排水人孔與滯洪池間連結管線的大小為固定，大量的地表逕流短時間內無法被排水網絡所容納，因此在總降雨量為相同的前提下，滯洪

池的減洪效率普遍會相較於持續時間長的暴雨低。雖然不管是長延時或短延時的降雨，皆隨著重現期距的增加，減少洪水的比例而逐漸下降，但在 200 年重現期內還能分別減少約 83%與 31%的總淹水量，也說明了該框架的穩定性。

對減少洪峰流量而言，在不同重現期，或是不同延時的降雨條件下滯洪池的效果都非常差，尤其在 6 小時的降雨幾乎無法做到任何減洪效果，最大效益則發生在 2 年重現期 24 小時的降雨，可達到約 6%的削減量。初始方案削減洪峰量不如預期的主要原因是滯洪池大多配置於排水管線的末端或上游（圖 5-4），對於紓緩排水系統逕流量的效益不彰。從模擬結果來看，整個系統的總淹水量大幅減少但管線出流口的洪峰流量卻幾乎沒削減，代表滯洪池內所容納的水多屬於溢淹的都市內水，也說明若只將空間中某特定點於洪水事件中所接收到的流量峰值，是無法明確表達雨水在排水管線中的實際狀況，特別對於大尺度的集水區來說，僅以特定幾個出流口的水文量作為衡量都市減洪政策的標準，或許還待進一步的探討。

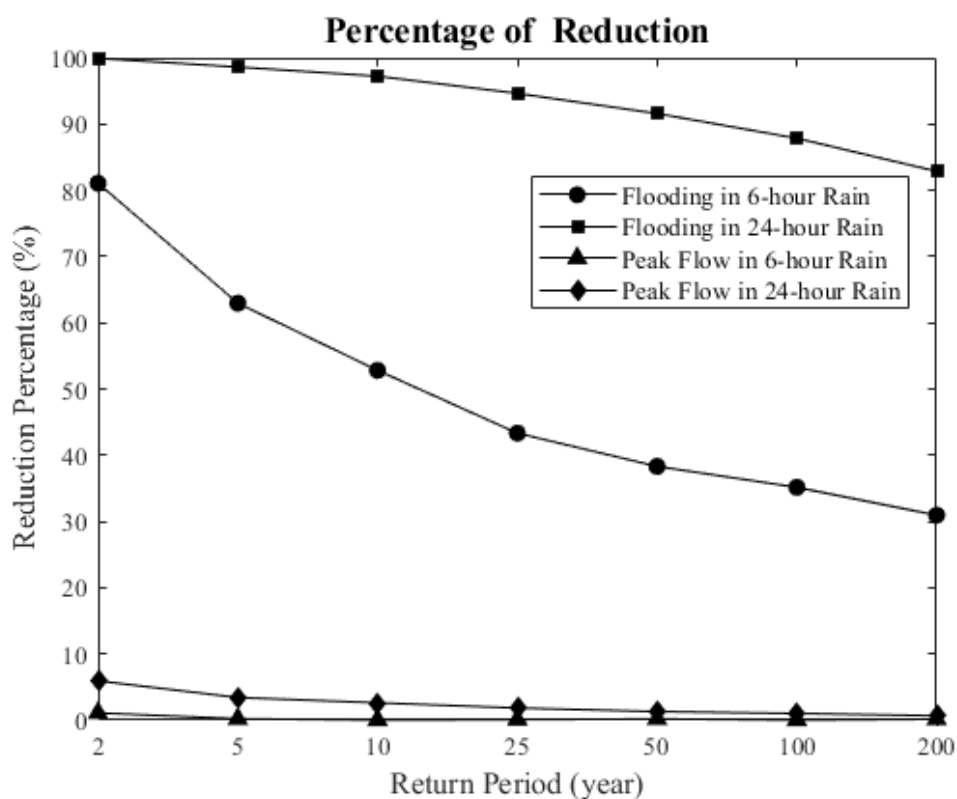


圖 5-5 不同降雨之削減百分比



## (2) 溢淹人孔數量變化

不同重現期、不同延時的降雨條件下，研究區域內的溢淹人孔數量皆不相同，因此將配置滯洪池後所減少的溢淹人孔量除以原本的溢淹人孔數，則會得到其變化的比例，更能反映滯洪池對都市內水控制的貢獻。在六小時降雨下，一開始淹水點的削減百分比隨著重現期的增加而遞減(圖 5-6)，然而在重現期 10 年以上大約只能削減 7% 的淹水點；在 24 小時降雨下，淹水點的削減百分比在 2 年迴歸期達到最大值 61%，之後則如同短延時降雨的趨勢隨重現期增加而降低削減效果。由於降雨集中程度的差異，導致滯洪池在長延時的降雨條件下，對於溢淹人孔的改善效率普遍較高。若與總淹水量(圖 5-5)做聯合分析，可觀察到長延時降雨的總溢淹量與溢淹人孔的削減率趨勢是一致的；但在超過 10 年重現期的短延時條件下，隨著總溢淹量削減百分比的減少，溢淹人孔減少率卻維持相同的百分比，這其中的原因可能與滯洪池的位置分布與降雨強度有關，因此將對這兩因子做進一步探討。

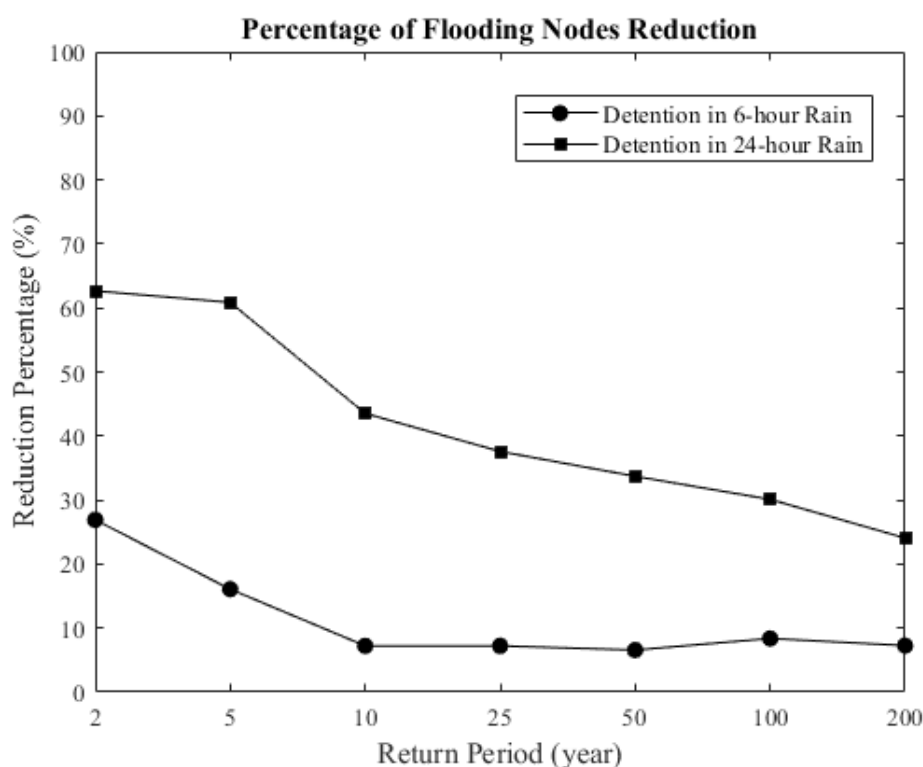



圖 5-6 不同降雨之淹水點削減百分比



以下分別為 2 年與 50 年重現期結合短延時降雨於滯洪池配置前後之溢淹人孔分布圖。2 年重現期的降雨可明顯觀察到滯洪池配置前後對研究區域內溢淹人孔的改善程度(圖 5-7)，滯洪池對處於其下游的排水網絡有達到暫時儲存以調節洪水功效，也能舒緩個別人孔因設計不良導致迴水使上游溢淹的情況，且在配置滯洪池後其位置附近節點幾乎都呈現未淹水的藍色標誌。然而在 50 年重現期的條件下，降雨強度的增強使溢淹人孔的位置開始遍布整個研究區域，此時就算與滯洪池處於相同管線也有些許人孔溢淹的情形發生(圖 5-8)，但相較於未做任何滯洪設施的條件下，還是具有一定的舒緩效用。

由於滯洪池位置的預選方式是經由評估溢淹節點對洪水的嚴重程度與敏感度做選擇的，代表滯洪池所在的人孔位置通常是整個系統最容易淹水的區域。隨著重現期的增加，大部分的溢淹人孔位置將會以滯洪池為原點沿著排水管線逐步擴散，少部分則是因各區域的排水狀況而不規則出現。在此情況下，由於連結滯洪池所在位置的人孔在降雨延時內開始發生溢流，促使調節洪水的能力稍微降低，但仍然擁有減輕鄰近排水管線負擔的效果，使新增的淹水點與削減的淹水點數量比例恰好保持平衡，然而降雨強度的增強令系統淹水情形更加嚴重，再加上滯洪池無法分擔距離太遠節點的洪水，從而造成在短延時條件下，總溢淹量削減百分比隨著重現期增加而減少，但溢淹人孔減少率卻維持在固定比例的原因。

初步方案是以 50 年重現期搭配短延時降雨為背景，利用 AHP 得出的最佳化配置結果，從溢淹人孔數量變化來看(圖 5-8)，研究區域的左半部有很顯著的改善，永和區則因溢淹人孔過度平均分散而難以看出削減成果，但原則上與滯洪池位置處於相同排水支線的節點皆有減洪成效。雖然初步方案只能削減約 7% 的溢淹人孔百分比，但實際上總淹水點只占所有人孔數量的不到 20%，也證實根據排水人孔受洪水淹沒的程度，作為滯洪池最佳化的配置準則是有用的。



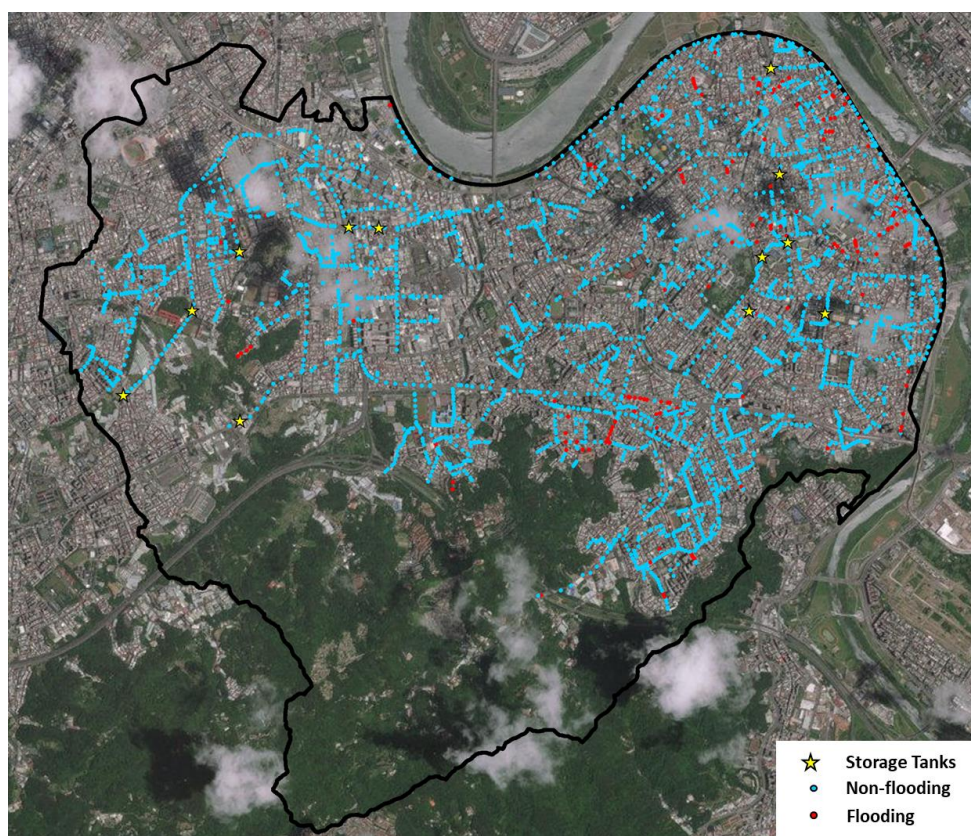
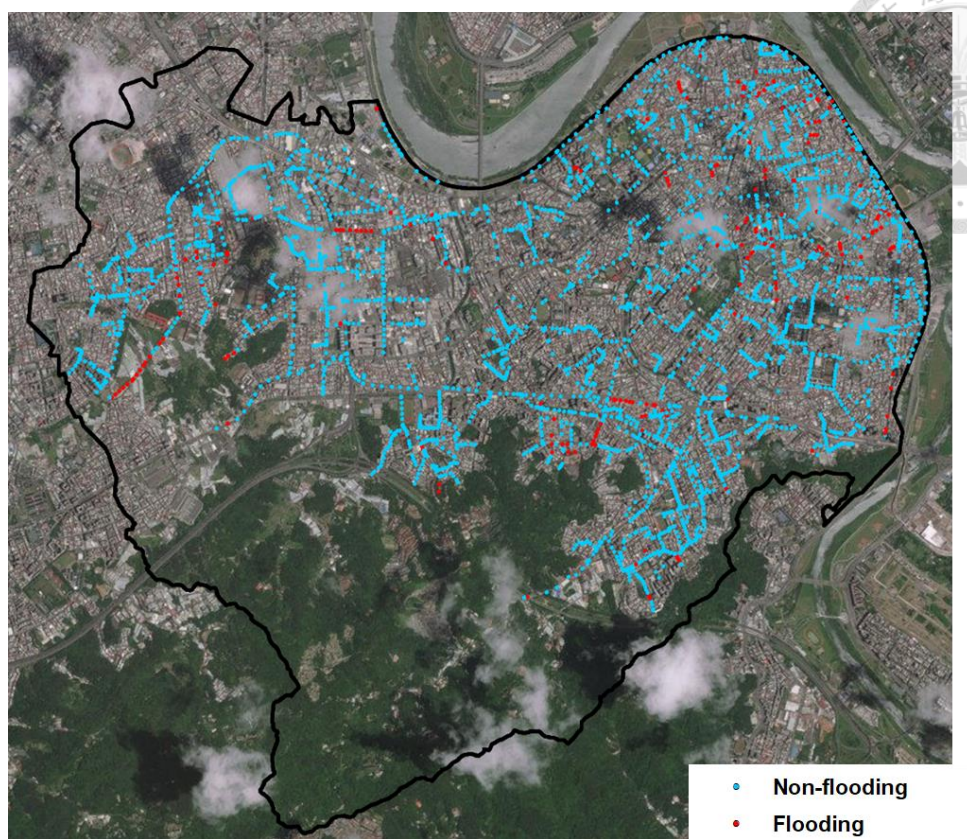


圖 5-7 重現期 2 年之溢淹人孔分布



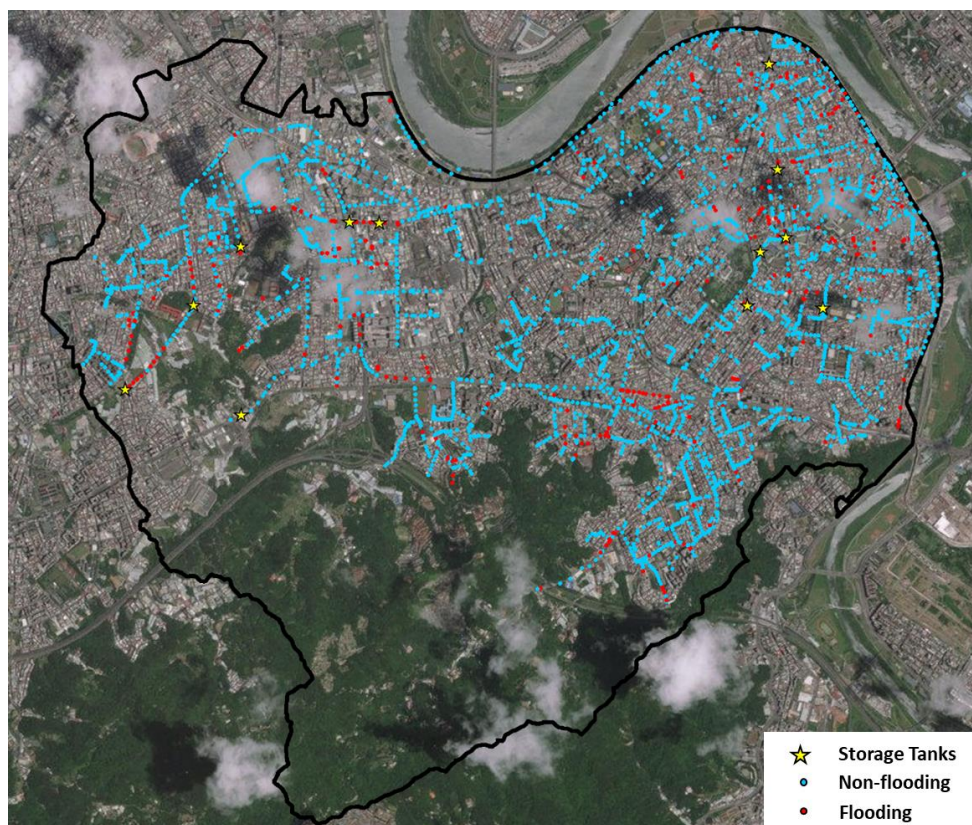
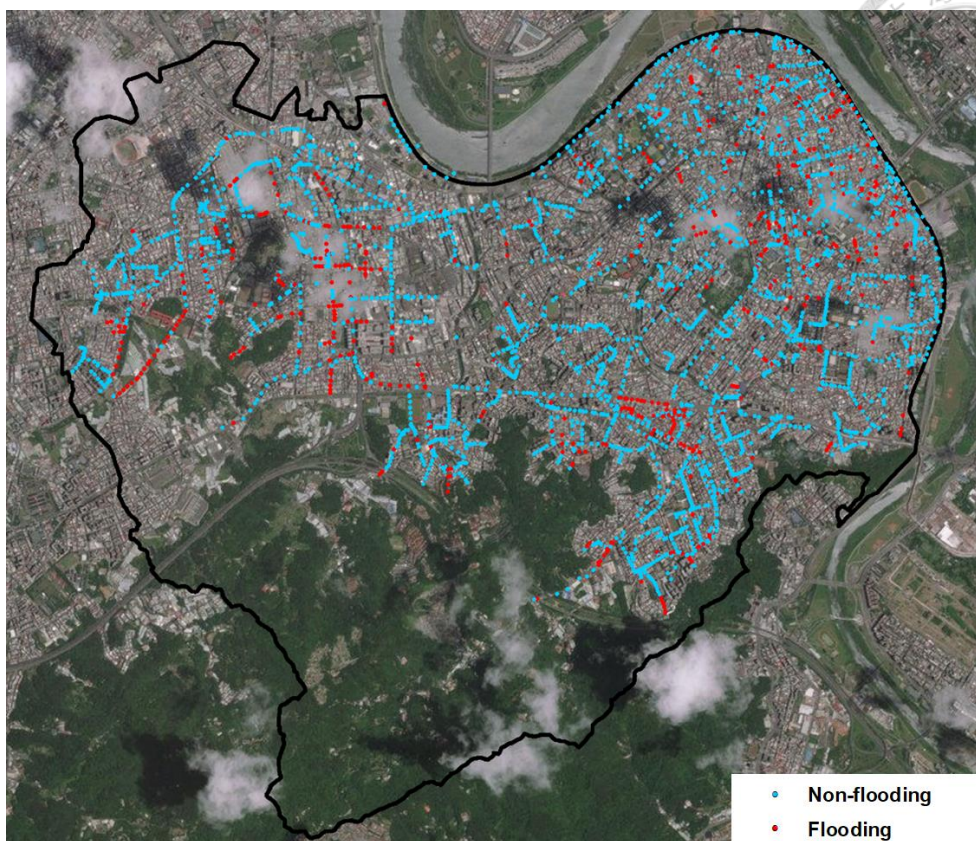


圖 5-8 重現期 50 年之溢淹人孔分布



### (3) 子集水區溢淹深度變化

由於在不同重現期的降雨條件下，滯洪池對於子集水區溢淹深度的影響趨勢大致相同，只是會隨著降雨強度的增加導致減洪效率稍微降低，故只以 2 年重現期結合短延時降雨作為示意。圖 5-9 為滯洪池配置前後，排水人孔發生溢流時之對應子集水區的溢淹深度變化，藍色長條為尚未配置滯洪池，紅色長條則是改進後的水深結果。從圖上可觀察到，滯洪池大多配置於排水人孔發生嚴重溢流的位置，且與滯洪池處於相同管線的節點，其所對應的子集水區溢淹深度都有明顯改善的情況，而相距滯洪池較遠的人孔則無法以肉眼看出減洪成效。但若以系統的觀點來看，將研究範圍內所有溢淹區域的淹水深度做平均，未做滯洪設施的平均深度為 8.5 公分，而配置後的平均深度則為 4.7 公分，改善幅度約 45%，也代表以 AHP 作為滯洪池優化之框架，是有一定的減洪成效。

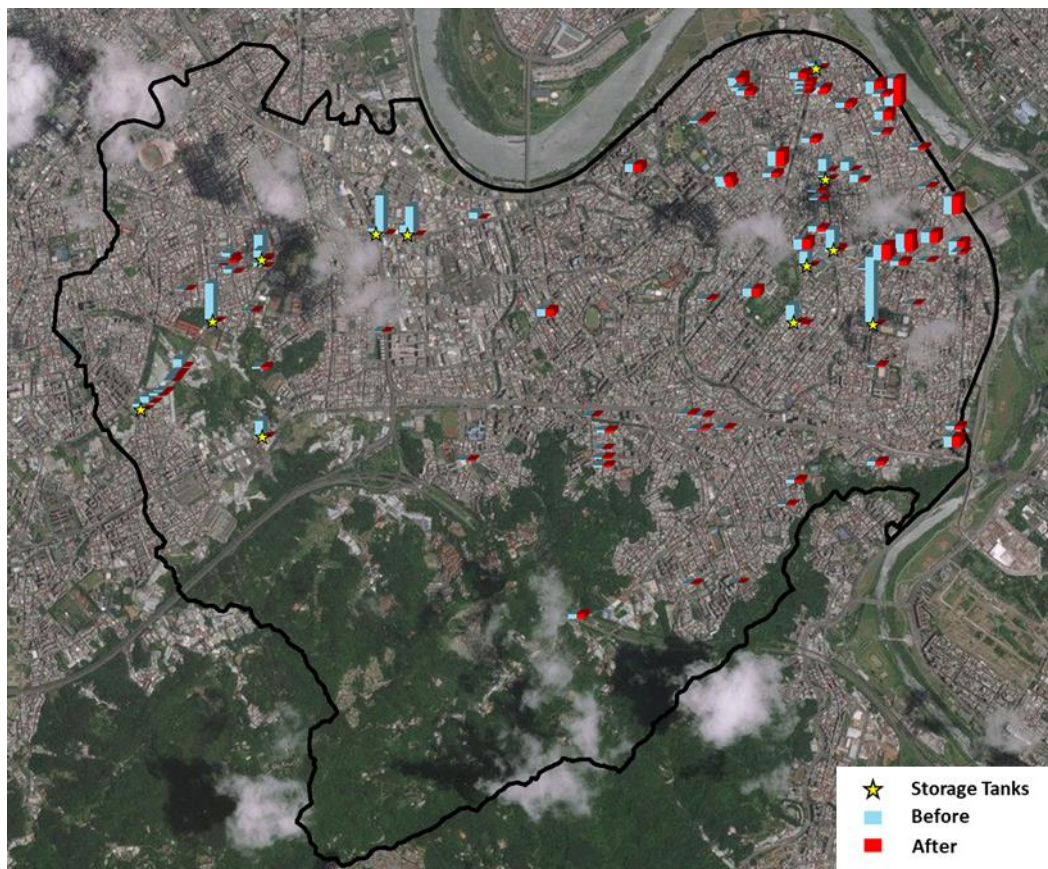


圖 5-9 重現期 2 年滯洪池配置前後之水深變化



## 5.2 情境結果分析

### 5.2.1 傳統低衝擊開發策略

在 6 小時降雨的條件下，傳統 LID 元件的總溢淹量削減百分比在 2 年重現期時能夠達到最大值約 24%（圖 5-10），之後便隨著重現期的增加而大幅降低，最低點則出現於 200 年的降雨，約只剩 5% 左右的削減百分比。而在 24 小時降雨的條件下，傳統 LID 元件所能削減的總溢淹量百分比全部低於短延時的降雨，但在不同重現期的狀況下，其變化趨勢大致相同。

對於洪峰流量而言，在 6 小時的降雨條件下，可以觀察到 LID 的削減百分比隨著重現期增加而有明顯下降的趨勢，而重現期超過 10 年的減洪效果約只剩下 4%，不及 2 年重現期的四分之一。而在 24 小時降雨的條件下，傳統 LID 元件所能削減的洪峰流量百分比全部遠遠不如短延時的降雨，且在不同迴歸期的狀況下皆僅維持約 2% 的削減量，幾乎無法發揮 LID 的滯洪效果。

總結來說，不管是總溢淹量或洪峰流量的削減百分比，傳統的 LID 元件皆是在短延時的降雨條件下，擁有較佳的減洪效果，且能發揮優勢的只有在重現期小於 10 年的降雨，之後便隨著降雨強度的增強其削減百分比停滯於相同的數值，而這個結果也與過去文獻的研究相符，證明傳統 LID 元件對於管理小的、頻繁的逕流事件是有效的，但在緩解大型洪水事件方面表現不佳。

會造就這些現象的原因有二，一是土壤的滲透率會隨著時間尺度的拉長而降低，二是 LID 的蓄水層於洪峰來臨前就已蓄滿。傳統的 LID 元件主要是透過增加入滲量、小型的保水設施來達到減洪效果，對於長延時的降雨來說，一旦入滲率降低至最終入滲率時，就算是低重現期的情況下，LID 也只能發揮最低效果。另一方面，隨著更大重現期距的降雨出現，會導致 LID 的蓄水層於降雨前期就已經蓄滿，此時總溢淹量與洪峰流量的削減幅度就會大幅降低，無法達到預期之減洪效果。由於都市內水氾濫的因素主要源自於短延時、強降雨事件，且在設計規劃上也不可能只為了因應小於 10 年重現期降雨所造成的都市脆弱性，因此從研究

的模擬成果來看，若單靠傳統的 LID 元件且不搭配其他治水方針的前提下，並不是一個有效率的都市減洪設施。

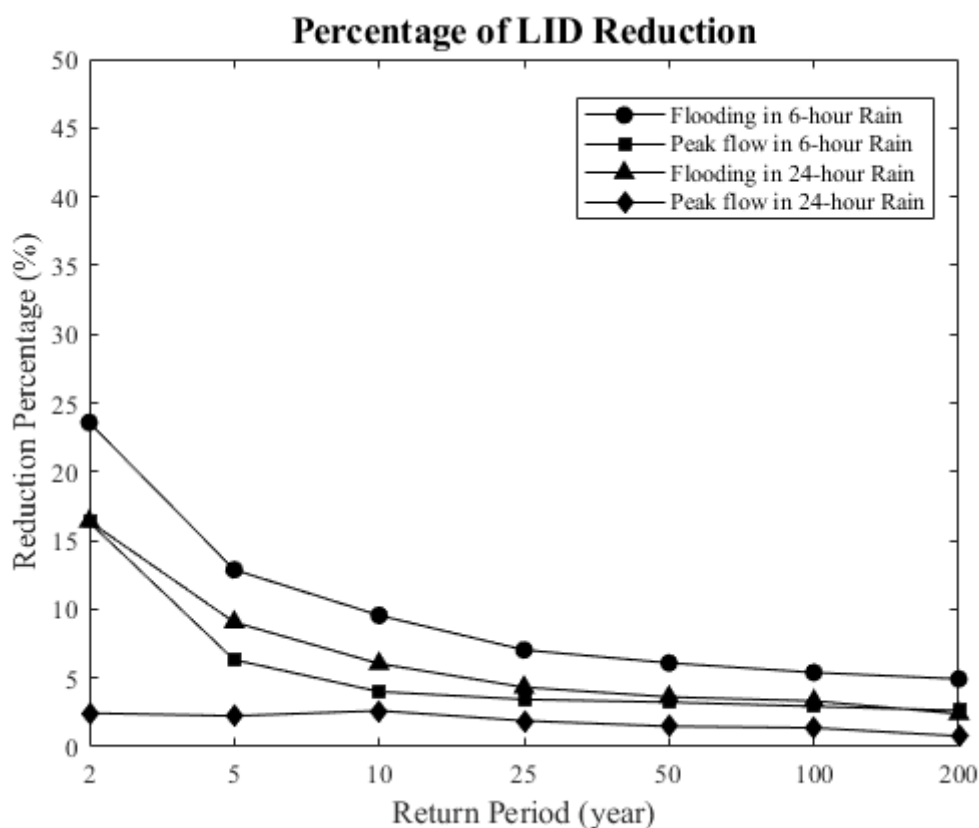
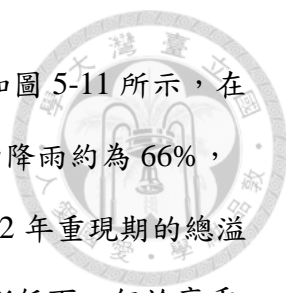


圖 5-10 傳統 LID 元件於不同降雨之水文量削減百分比

### 5.2.2 修改排水管線策略

在本研究中，修改了 10 條在都市排水系統中明顯設計不恰當的管線，主要藉由每個溢淹節點的分數 ( $f$ ) 來搜索這些管線的位置，因為擁有較高的值通常意味著較差的管線設計。表 5-3 標示所有調整管線的內容，新增管線是以 ArcGIS 經空間計算將彼此距離最短的另一排水人孔作為管線的出流口，管徑大小設為 1 公尺，材質為鋼筋混凝土，曼寧係數設為 0.015，管線長度則以 ArcGIS 量測工具得出，上下游人孔抬升高度皆設為零。



修改排水管線對各兩型之總溢淹量與洪峰流量削減百分比如圖 5-11 所示，在 6 小時降雨的條件下，最大的溢淹削減百分比落在 2 年重現期的降雨約為 66%，並在 200 年降雨達到最小值 12%；而在 24 小時降雨的條件下，2 年重現期的總溢淹削減百分比可高達 96%，雖然隨著重現期的增加削減效率逐漸低下，但於高重現期下還能保持一定程度的減洪效果。整體而言，不管是長延時或短延時的降雨條件，其總溢淹量的削減趨勢都與配置滯洪池的情況雷同（圖 5-5），只是由於修改管線的減洪原理是在單位時間內讓更多的水能順遂的往出流口方向排出，降低地表逕流積蓄於地面上的程度，故其效果略遜於可將大規模的逕流儲存並緩慢釋放的滯洪池。

在峰值流量方面，不管是何種延時的降雨，皆會造成峰值流量上升的情形（削減百分比出現負值），但在不同的迴歸期都保持著固定的增加比例，其主要原因在於對排水系統的增設與修改。相較於原始的排水網絡共新增五條管線與修改五個排水人孔，且多屬於設計不良而導致易受洪水侵擾的位置，因此在改善後在相同模擬時間內大幅增加出流口的排放量，造成洪峰流量的增加。

從研究結果來看，通過改變排水人孔的最大深度與埋藏深度、新增管線轉移多餘的地表逕流、以及調整管線的坡度和直徑來改善排水網絡，對於都市內水的減緩是有效用的，雖然隨著重現期的增加削減效率會逐漸放緩，但整個系統共有 3351 個節點、3425 條管線，尤其是長延時的降雨條件，只透過修改 10 處位置於 200 年重現期還能擁有高達 67% 的總溢淹量削減百分比，充分顯示修改排水管線策略對於都市防洪規劃的優勢，然而還須進一步考量洪峰流量的增加是否會對下游水體造成衝擊。由於此策略是以溢淹節點分數的基礎下找出管線修改的位置，因此這也間接說明先以 AHP 框架找出高密度都市中受洪水嚴重侵擾的區域，再進行減洪設施的配置，對於都市內水的削減是有實質效用的。



表 5-3 修改管線策略之調整內容

Junction	調整內容	Junction	調整內容
3435002	埋藏深度-3.3m >7.6m	3538022	連接管線至 3538-025
3937099	埋藏深度 6.7m >6.5m	3938129	最大深度 0.7m >1.1m
3940045	最大深度 0.59m >1.0m	3938026	連接管子到 3938-F06
3336100	連接管線至 3336-146	3437053	連接管子到 3438-133
3538013	連接管線至 3538-042	4037016	埋藏深度 2.518m >5.55m

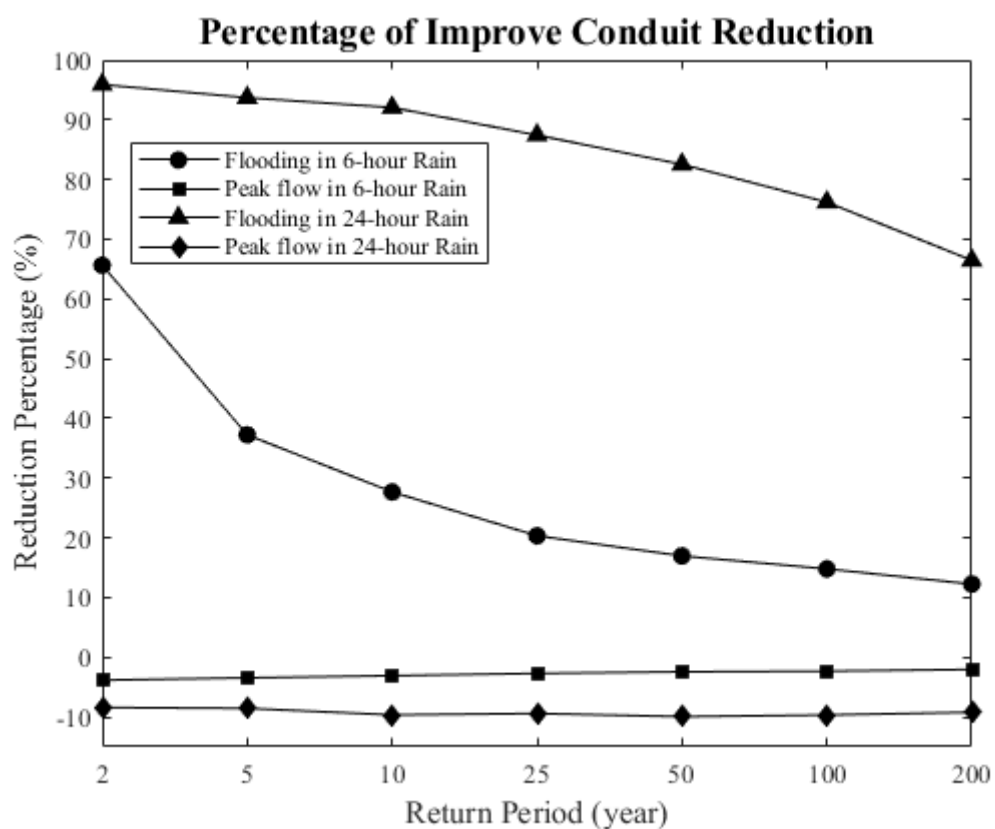


圖 5-11 修改管線於不同降雨之水文量削減百分比



### 5.2.3 小結

將所有模擬情境與初始方案的總溢淹量以及洪峰流量的變化繪於同一張圖做綜合分析，在不同降雨條件下的削減趨勢如圖 5-12、圖 5-13，其中實線代表短延時降雨，虛線則為長延時降雨。從結果來看，在 6 小時降雨的條件下，總溢淹量的削減從小到大排序分別為傳統 LID 元件、修改管線、滯洪池，且配置滯洪池的效益更是傳統 LID 元件的 4 倍以上。在 24 小時降雨的條件下，傳統 LID 元件的削減量幾乎是微乎其微，反而修改排水管線的策略在重現期 25 年以下的降雨之削減量與滯洪池並駕齊驅，但整體趨勢依然是傳統 LID 元件最差、修改管線次之、滯洪池最佳。

在洪峰流量方面，在 6 小時降雨的條件下，傳統 LID 元件擁有較高的控制能力，但其效果只有在重現期小於 5 年的情況才較顯著；滯洪池的洪峰流量則幾乎與零方案完全相同，幾乎無法達到任何削減效果；修改管線則會造成系統洪峰流量的增加。在 24 小時降雨的條件下，傳統 LID 元件的效益已經差到於不同重現期皆高於配置滯洪池的策略，只能減少約 1 CMS，而修改管線的結果一樣會造就洪峰流量的上升，此時滯洪池反而擁有最佳的削減效果。

綜合以上趨勢，傳統 LID 元件只適用於降雨延時短、強度不高的事件，且優勢在於重現期小於 10 年的洪峰流量削減，其配置前後對總溢淹量的削減並沒有顯著的改善程度；修改管線策略不管在何種雨型下，總溢淹量皆介於配置傳統 LID 元件與滯洪池之間，其優勢在於長延時且重現期 25 年以下的降雨事件，溢淹量可近乎達到配置滯洪池的水準，但由於會造成洪峰流量的增加，故還須考量對下游水體造成的衝擊；而利用 AHP 最佳化配置的滯洪池，若不考慮成本的情況下，在總溢淹量方面是最好的減洪設施，且洪峰流量也有稍微降低的趨勢。

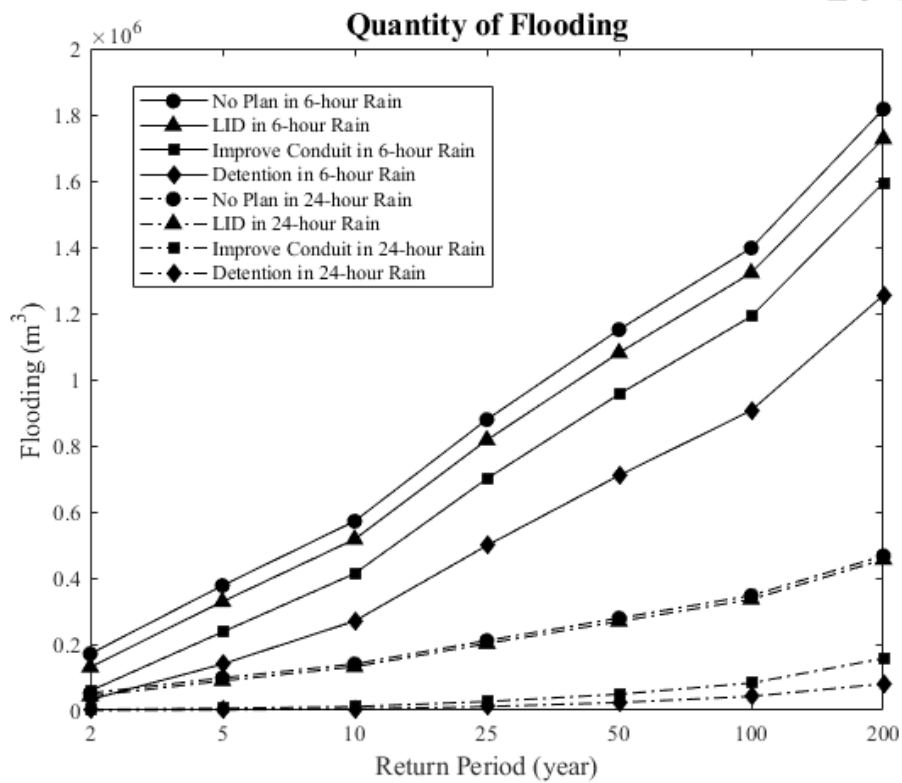


圖 5-12 不同情境於不同降雨條件下之總溢淹量變化

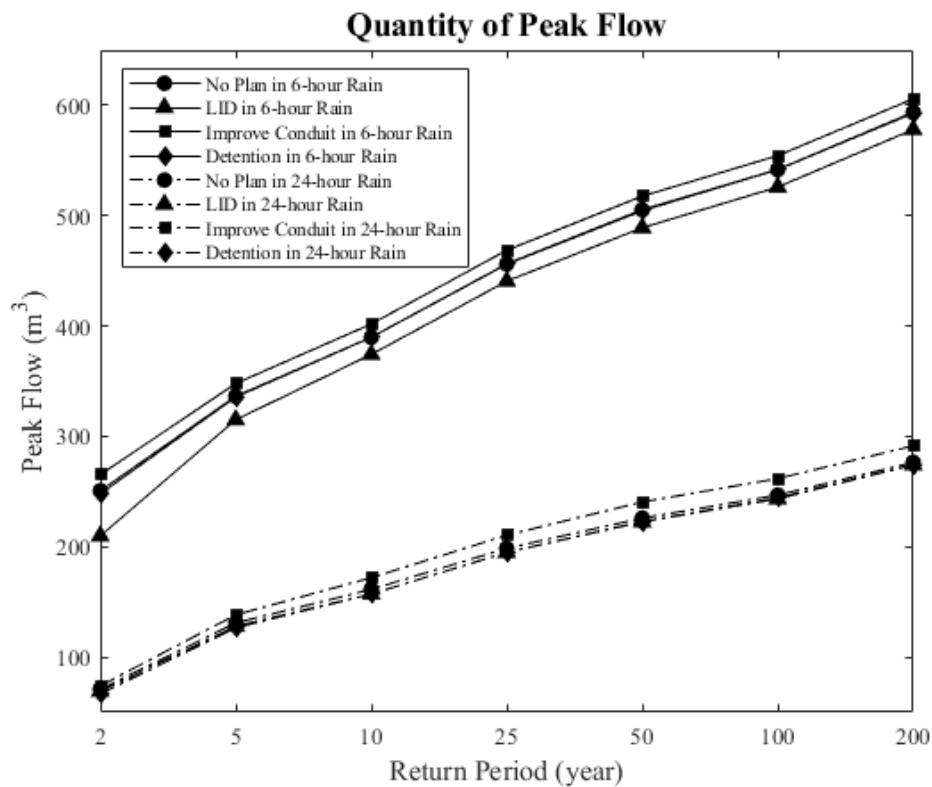
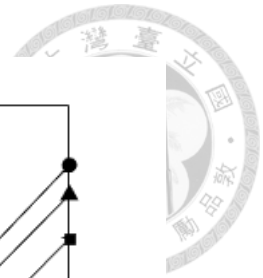


圖 5-13 不同情境於不同降雨條件下之洪峰流量變化







### 5.3 敏感度分析

在前幾節的討論中，可觀察到總溢淹量的變化與洪峰流量的削減趨勢並不相同，例如：滯洪池在短延時、低強度的降雨條件下，可削減的總溢淹量百分比可高達 8 成，但洪峰流量最多只能減少約 1%（圖 5-5）；反之，傳統 LID 元件在相同水文條件下，總溢淹量的削減率只能達 2 成，但對於洪峰流量的控制卻有非常顯著的效果（圖 5-10）。另一方面，利用 AHP 所選定的滯洪池位置，多位於雨水下水道之末端或河川上游（圖 5-4），這與傳統觀念將滯洪池配置於中、下游的概念不同，因此為了找出真正影響都市內水減洪量的敏感因子，將對滯洪池的位置、數量以及出流口的洪峰流量變化分別與總溢淹量做敏感度分析，提出更直接且實際的減洪方案。

#### (1) 滯洪池位置

為了更客觀的進行敏感度分析以評估不同滯洪池位置對總溢淹量的影響，選擇相同數量、相同大小的滯洪池進行模擬，通過將滯洪池配置於距離出口 15 個排水人孔內（圖 5-14），來比較其與利用 AHP 優化之滯洪池的減洪效果。以 6 小時降雨的條件下，滯洪池配置下游的案例於不同重現期皆僅能達到約 2% 的總溢淹量削減率（圖 5-15），而利用 AHP 法則能達到約其 30 倍以上的減洪效果；而在 24 小時降雨的條件下，其總溢淹削減率卻反而比短延時降雨還差。在洪峰流量方面，不管是何種延時的降雨，在不同的重現期都幾乎維持固定的削減率，但也出現長延時降雨的減洪效果反而不及短延時降雨的情況。

同樣都是藉由提供更多下水道的空間將水排除來達到減洪的效益，然而在總溢淹量與洪峰流量的削減趨勢卻和模擬結果不一致（圖 5-5、圖 5-11），故可以推測此研究區域主要的溢淹地點位於管線上游，若以傳統概念在下游配置滯洪池，可能無法達到預期的效果，也說明滯洪池的位置與總溢淹量之間的敏感度相當高，不適當的配置對於都市內水問題的舒緩是沒有實際作用的。

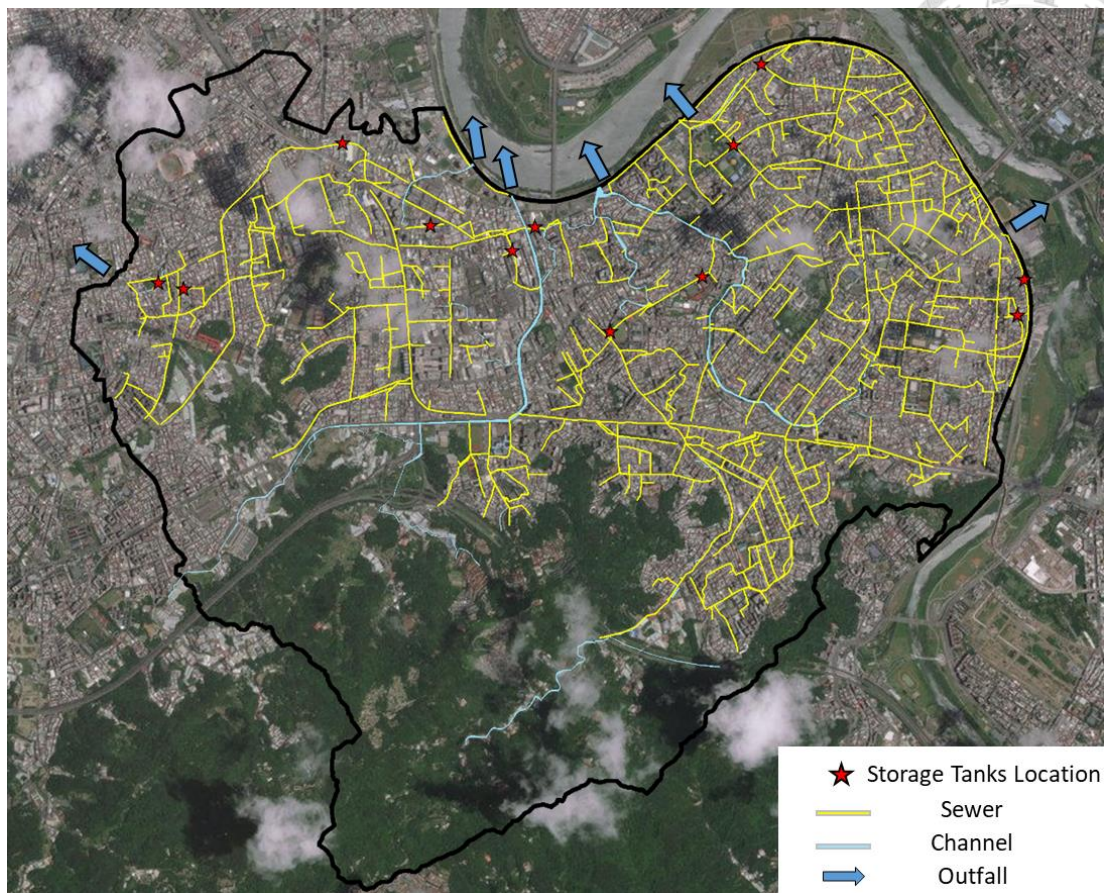


圖 5-14 下游配置滯洪池—12 個

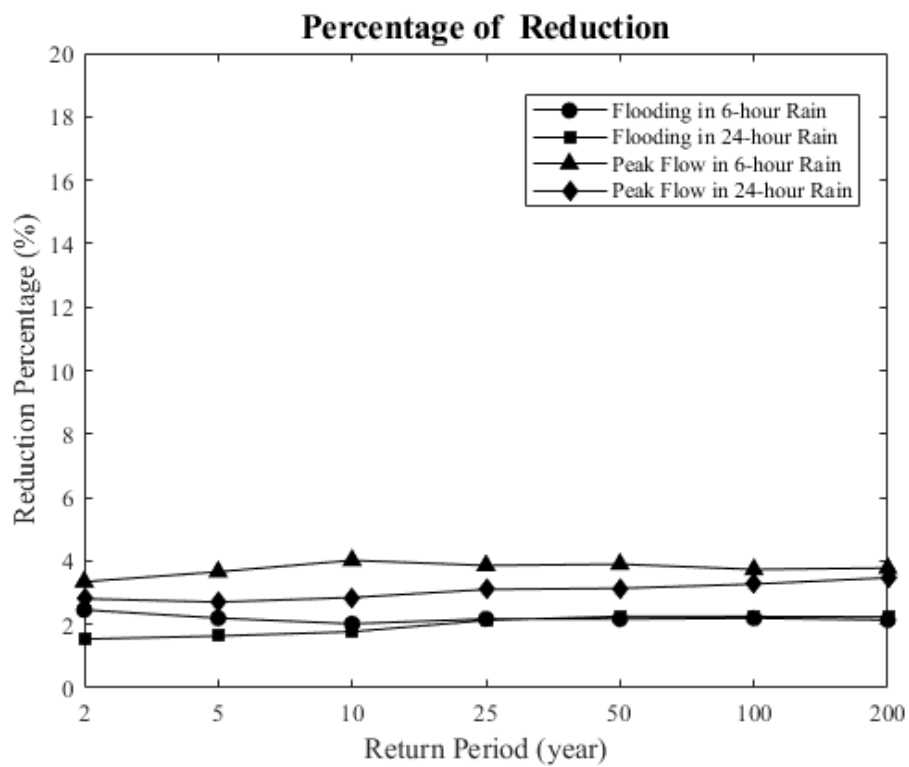


圖 5-15 不同降雨之削減百分比—下游



## (2) 滯洪池數量

透過改變不同配置方案的滯洪池數量，評估其與總溢淹量的影響，且不同方案間的滯洪池容量、管線配置方式皆相同。方案一為利用 AHP 根據溢淹人孔的總分從高到低依序配置，方案二則是依出流口的位置從左到右順時針配置於距離 15 個排水人孔範圍內。滯洪池的初始設置為 3 個，增量以 3 為單位，以不同的重現期結合 6 小時的降雨做為模擬的水文條件。

整體來看，以 AHP 優化滯洪池配置的方法在不同數量皆呈現隨著重現期增加而總溢淹量削減百分比逐漸下降的趨勢（圖 5-16），最高的削減率出現於 2 年重現期且滯洪池數量為 18 個，可達到約 84%，在相同條件下，200 年重現期也能擁有高達 36% 的減洪效果。從圖上也能觀察到，雖然總溢淹量的削減百分比是隨著滯洪池數量增加而提升，但在超過數量 12 後，其削減程度開始大幅降低，尤其是在兩年重現期的降雨，每增加 3 個數量的滯洪池只能多改善約 1% 的總溢淹量。而將滯洪池配置於下游的方案二，總溢淹量的削減百分比也有呈現隨著重現期的增加而逐漸降低的趨勢（圖 5-17），雖然隨著滯洪池數量的增加確實有提升溢淹量的削減率，但整體的減洪效果非常差，18 個滯洪池在 200 年重現期的降雨條件下只有 3% 的削減成效，就算是 2 年重現期也只能擁有約 5% 的削減量。

從研究結果來看，滯洪池數量與總溢淹量的高敏感度須建立於滯洪池位置的選擇上，若以適當的方式做為滯洪池的預選址方案，則在此前提下的滯洪池數量對總溢淹量的變化具有高敏感度；反之，在錯誤的配置方法下，數量與總溢淹量之間並沒有顯著的影響，這也再次證實以科學方法決定滯洪池配置位置與數量的重要性。

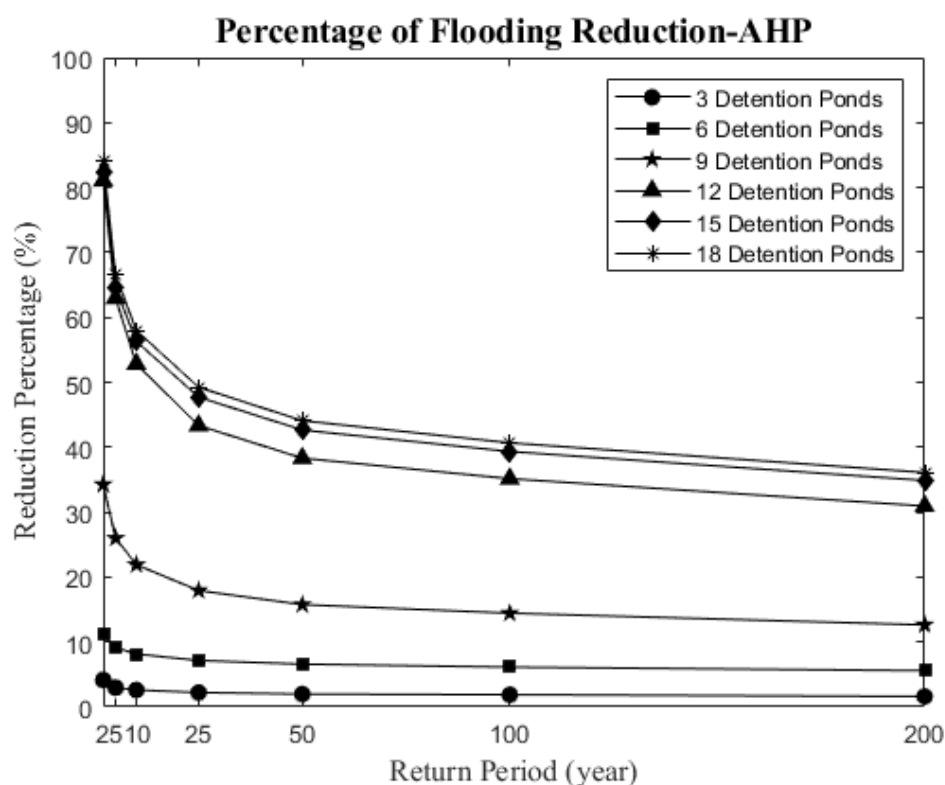
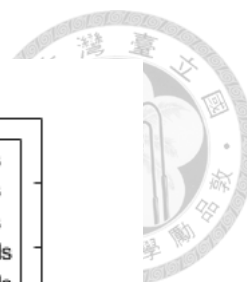


圖 5-16 不同數量之滯洪池總溢淹量削減百分比—AHP

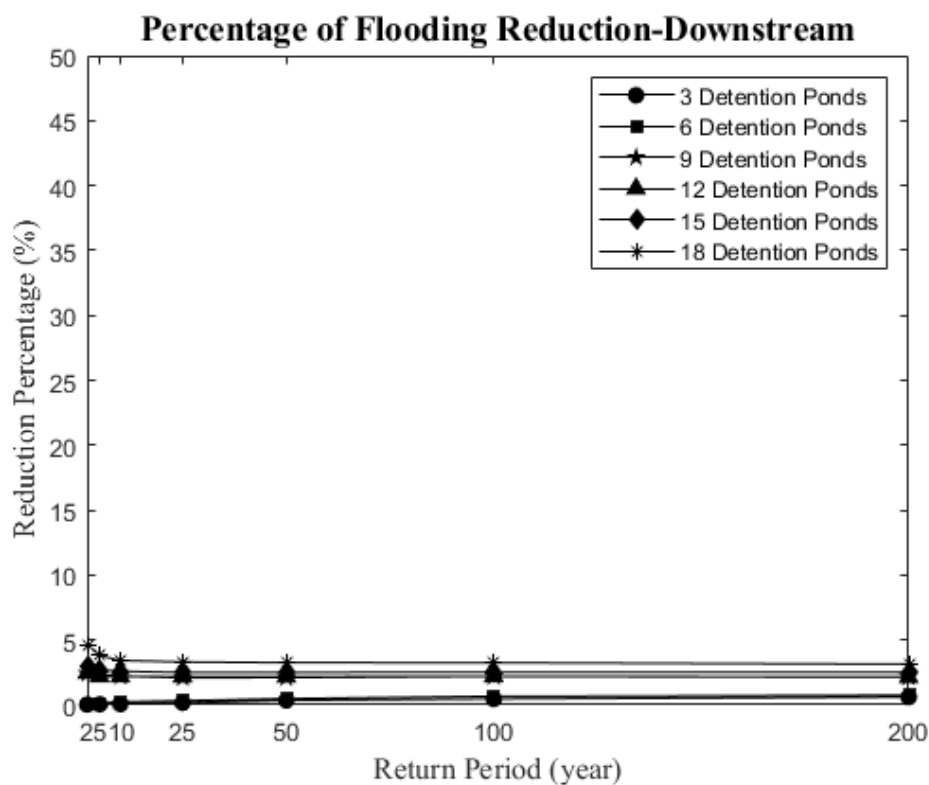


圖 5-17 不同數量之滯洪池總溢淹量削減百分比—下游



### (3) 洪峰流量

將所有配置方案的洪峰流量繪於同一張圖做其與總溢淹量的敏感度分析，冷色系線條代表用 AHP 所做的滯洪池優化方式，暖色系則代表將滯洪池直接配置於下游，水文條件為不同重現期結合 6 小時的降雨。以 AHP 配置的方案，雖然洪峰流量隨著滯洪池數量的增加有稍微削減（圖 5-18），但效果皆不明顯，最多的削減量位於 2 年重現期的降雨，約 5 CMS，而在高重現期的狀況下幾乎只能達到削減 1 CMS 的效果。而直接將滯洪池配置於下游的方案，洪峰流量隨著配置數量的增加有顯著的減少，在 18 個滯洪池的條件下，最多可以減少約 32 CMS，在兩年重現期的降雨也擁有約 6% 的洪峰削減率。

將下圖與圖 5-16、圖 5-17 做綜合分析可以觀察到，洪峰流量與總溢淹量的變化並沒有關聯性，雖然利用 AHP 配置的滯洪池可以大幅改善都市內水氾濫的問題，但對於出流口洪峰流量的控制幾乎毫無幫助；反之，滯洪池配置於下游的方案，雖然可以達到削減洪峰的效果，然而在舒緩排水人孔溢淹方面卻相當弱勢。這樣的模擬結果也再次證明，對於一大尺度的集水區而言，若僅以空間中某特定點的流量歷線變化做為評估減洪設施配置前後的效益分析，可能會造就根本上的錯誤，導致無法進一步改善都市排水問題。

對本研究區域而言，經由敏感度分析後可以得出，影響都市內水減洪量最主要的因子為滯洪設施的位置，其次是配置的數量，而洪峰的削減趨勢則與總溢淹量變化完全無關聯，因此若要實質改善高密度都市中受洪水氾濫的問題，如何系統化決定防洪設施的位置以及減洪指標的選擇是相當重要的。

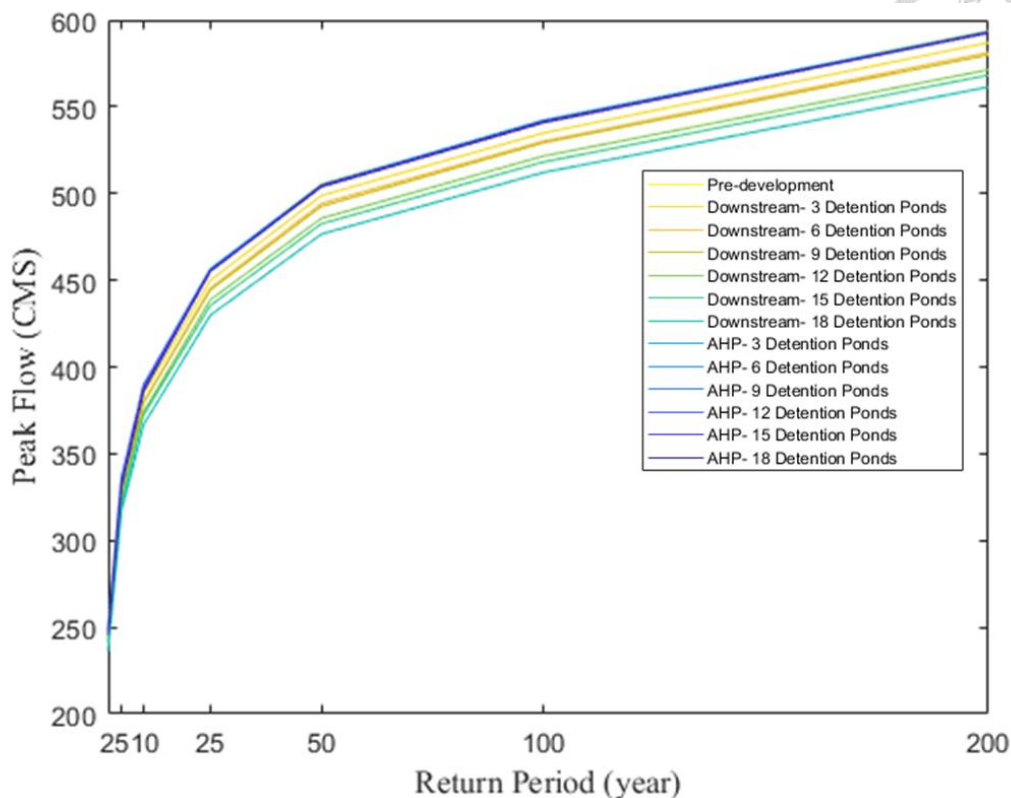


圖 5-18 不同配置方案之洪峰流量變化

## 5.4 成本分析

政府在推行治水政策時，除了評估預期成果外，還需考慮預算的編列。因此在了解各模擬情境對於總溢淹量與洪峰流量的削減趨勢後，還需估計其建造所需的成本以供後續計算減洪效益。本研究之成本分析只考慮建造成本，即針對建設之工、料進行成本估算，忽略間接工程費、土地徵收費及後續維護成本，而工程單價則以公共工程委員會之公共工程價格資料庫作依據，以下將對各種治水設施及模擬策略的成本估算做詳細說明。

### 5.4.1 滯洪池

本研究設計之滯洪池大小是根據區域中幾個較大的公園或學校平均面積來做規劃，約 3.4 公頃。但由於 SWMM 模擬結果顯示，就算於 200 年重現期結合 24 小時降雨的水文條件下，其大部分滯洪池所承載的逕流量約只佔總容量的二分之

一，因此在不改變總溢淹量削減百分比的前提下，將滯洪池面積進行縮減後再做成本估計，修改為 11 個面積為 20,000 平方公尺及 1 個面積為 30,000 平方公尺的滯洪池，其深度皆為 5 公尺。單一滯洪池之成本分析如表 5-4 所示，因此設立 12 個滯洪池的總成本約為新台幣一億兩千萬元。

表 5-4 單一滯洪池成本分析

滯洪池面積 20,000m <sup>2</sup>	單位	數量	單價(元)	複價(元)
構造物開挖，機械挖方	m <sup>3</sup>	58,583	85	4,979,555
土方工作，土石方運費	L.m <sup>3</sup>	54,778	60	3,286,680
鋪植草皮，地毯草	m <sup>2</sup>	6,800	134	911,200
鋼筋混凝土管( D=1,000mm )	m	50	7,906	395,300
總價				9,572,735

滯洪池面積 30,000m <sup>2</sup>	單位	數量	單價(元)	複價(元)
構造物開挖，機械挖方	m <sup>3</sup>	87,875	85	7,469,375
土方工作，土石方運費	L.m <sup>3</sup>	82,167	60	4,930,020
鋪植草皮，地毯草	m <sup>2</sup>	10,200	134	1,366,800
鋼筋混凝土管( D=1,000mm )	m	50	7,906	395,300
總價				14,161,495

#### 5.4.2 傳統低衝擊開發

依照《水環境低衝擊開發設施操作手冊》中各 LID 元件的成本分析表，計算將所有區域的 LID 配置至極限所需要成本。以下就本研究會使用的 LID 元件加以說明其建設所需之工料總價，詳細內容如表 5-5 所示。

生態滯留單元，主要配置於公園、學校，本研究採用過濾貯水層 30 公分、生長介質為 60 公分的設計，安裝成本約為每平方米新台幣 6,800 元；綠屋頂，由於中永和地區開發較早，房屋結構多屬老舊的傳統公寓，在考量載重、預算、設計目標以及雨水貯留量的需求下，本研究採取粗放式（Extensive）的綠屋頂，安裝成本約為每平方米新台幣 4,800 元；雨水桶，主要配置於商業地區，安裝成本



主要來自於周圍管線及過濾設施，約新台幣 11,000 元，而貯水桶的價格則依材質與容量大小變動，約每公升新台幣 12 元；透水鋪面，由於中永和為一高密度開發的都市，在考慮功能與適用地點的情況下，只適合配置於道路以及工業區之人行道或停車格等，因此採用透水混凝土磚，每平方米的安裝成本約為新台幣 3,000 元。將所有區域的 LID 配置至極限的面積約佔整個研究區域的 25%，而總成本將高達新台幣 332 億元。

表 5-5 傳統 LID 元件成本分析表

生態滯留單元				
工料名稱	單位	數量	單價(元)	複價(元)
210kg/cm <sup>2</sup> 混凝土	m <sup>3</sup>	0.36	2,700	972
地工織布 (TH=2mm)	m <sup>2</sup>	2.00	25	50
過濾貯水層，碎石級配 (TH=30cm)	m <sup>3</sup>	0.30	900	270
HDPE 透水管 (D=10cm)	m	1.00	500	500
生長介質 (TH=60cm)	m <sup>3</sup>	0.60	3,500	2,100
翠蘆莉 (H≥30, W≥20)	株	8.00	105	840
射干 (H≥20, W≥10)	株	8.00	127	1,016
技術工	工	0.40	2,500	1,000
零星工料及損耗	式	1.00	10	10
總價 (元/m <sup>2</sup> )				6,758

粗放式綠屋頂				
工料名稱	單位	數量	單價(元)	複價(元)
防水毯	m <sup>2</sup>	1.00	1,000	1,000
斷根毯	m <sup>2</sup>	1.00	600	600
排水板	m <sup>2</sup>	1.00	500	500
地工織布 (TH=2mm)	m <sup>2</sup>	1.00	25	25
輕質土 (TH=30cm)	m <sup>3</sup>	0.30	7,000	2,100
植栽 (地被)	m <sup>2</sup>	1.00	160	160
技術工	工	0.25	1,500	375
零星工料及損耗	式	1.00	10	10
總價 (元/m <sup>2</sup> )				4,770

表 5-5 傳統 LID 元件成本分析表（續）

大型雨水桶				
工料名稱	單位	數量	單價(元)	複價(元)
1,300 公升 PP（聚丙烯）雨水桶	個	1.00	17,000	17,000
分流及過濾設施	組	1.00	8,000	8,000
管線工料	式	1.00	3,000	3,000
總價（元/m <sup>2</sup> ）				28,000

透水混凝土磚				
工料名稱	單位	數量	單價(元)	複價(元)
挖方及回填夯實	m <sup>2</sup>	2.00	70	140
級配粒料底層，碎石級配	m <sup>2</sup>	0.70	900	630
HDPE 透水管（D=10cm）	m <sup>2</sup>	1.00	500	500
土工織布（TH=2mm）	m <sup>2</sup>	2.00	25	50
鋪墊砂	m <sup>3</sup>	0.05	1,000	50
透水磚鋪面（TH=10cm）	m <sup>2</sup>	1.00	1,270	1,270
技術工	工	0.12	2,500	300
零星工料及損耗	式	1.00	20	20
總價（元/m <sup>2</sup> ）				2,960

#### 5.4.3 修改排水管線

以民國 91 年中和市、永和市（重新檢討）雨水下水道系統規劃報告估算之工程費作為成本分析依據，並根據不同的管線斷面直徑以及實際長度進行工程經費的概估，修改 10 條管線的總成本為新台幣 7,213,270 元（表 5-6）。但由於此費用是以民國 89 年的營建物價所估計，故為了與其他模擬情境相互比較，將透過營造工程物價指數年增率（表 5-7）轉換成目前的物價，而此指標也代表台灣地區營造工程投入材料及勞務之價格變動水準。從民國 89 年截至民國 108 年 4 月為止，累計平均營造工程物價指數年增率總和為 54.72%，故修改排水管線的實際成本為新台幣 11,160,371 元。

表 5-6 各管線修改之工程費估算

Junction	工程費	Junction	工程費
3435002	1,483,080	3538022	1,318,860
3937099	310,505	3938129	352,155
3940045	304,895	3938026	1,294,805
3336100	1,021,870	3437053	682,890
3538013	280,500	4037016	163,710

表 5-7 營造工程物價指數（總指數）年增率

營造工程物價指數（總指數）年增率													單位：%
時 間	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	累計平均
民國89年	-0.18	-0.09	0.18	0.00	-0.03	-0.03	-0.28	-0.58	-0.83	-1.13	-1.41	-1.45	-0.47
民國90年	-0.95	-1.20	-1.73	-2.04	-2.07	-1.58	-1.23	-0.40	-0.43	-0.42	-0.08	0.03	-1.02
民國91年	0.26	0.72	1.15	1.83	2.44	3.21	3.14	2.58	2.34	2.27	2.47	2.92	2.11
民國92年	3.91	5.32	6.35	5.57	4.15	2.56	3.19	3.84	4.67	4.64	5.06	6.80	4.66
民國93年	9.21	12.86	14.52	14.09	14.24	14.11	15.32	15.96	15.70	16.48	14.96	12.03	14.13
民國94年	7.97	3.38	0.95	1.49	1.38	0.73	-1.24	-1.87	-1.01	-1.51	-0.99	-0.21	0.70
民國95年	0.72	0.55	1.48	3.79	8.25	10.18	10.88	10.30	9.72	10.16	10.71	10.46	7.25
民國96年	10.30	10.78	11.01	10.35	7.35	7.60	7.24	7.62	8.02	8.82	8.75	10.53	8.99
民國97年	12.45	13.91	16.49	17.59	18.90	20.76	20.78	18.95	14.24	9.11	4.45	1.16	13.99
民國98年	-1.63	-3.82	-8.69	-11.17	-12.86	-14.99	-14.82	-13.19	-9.75	-7.34	-3.63	-1.69	-8.86
民國99年	0.03	0.53	3.17	5.70	5.53	3.98	3.32	2.96	2.57	3.13	3.65	3.84	3.19
民國100年	4.04	4.03	3.84	1.48	1.88	3.50	3.77	3.76	3.82	4.10	3.08	2.71	3.33
民國101年	1.73	1.50	0.89	2.05	2.26	1.52	1.01	0.59	-0.33	-1.01	-0.01	-0.15	0.83
民國102年	0.09	0.17	0.01	-1.43	-2.12	-1.77	-1.17	-0.84	0.35	0.92	0.82	0.92	-0.34
民國103年	0.79	0.60	0.47	1.59	2.25	2.98	3.17	3.12	2.51	2.03	1.50	1.02	1.83
民國104年	0.28	-0.39	-0.69	-1.53	-2.24	-2.79	-3.70	-4.38	-4.47	-4.70	-4.59	-4.61	-2.83
民國105年	-4.43	-4.08	-3.70	-2.39	-1.28	-1.87	-1.49	-0.96	-0.97	-0.50	0.27	1.50	-1.68
民國106年	2.30	2.61	2.96	1.48	0.22	1.02	1.61	2.74	3.71	3.86	3.54	2.79	2.40
民國107年	2.72	2.42	2.50	3.00	3.92	4.20	4.55	3.69	3.35	3.82	3.28	2.82	3.36
民國108年	2.37	3.45	3.43	3.35									3.15

註：由於受查者延誤或更正報價，最近3個月資料均可能修正。



## 5.5 綜合討論與減洪效益分析

在總溢淹量方面，不管於長延時還是短延時的降雨條件下，不同重現期的削減百分比皆呈現出傳統 LID 元件最差、修改管線次之、滯洪池最佳的情況（表 5-8）；而在洪峰流量方面，在短延時的降雨條件下，傳統 LID 元件擁有壓倒性的減洪優勢、其次是滯洪池、修改管線的效果則最差。而在長延時的降雨條件下，洪峰的削減程度則是滯洪池控制能力最佳、再者為傳統 LID 元件、修改管線則會造成洪峰流量約增加 10%。為了提出一套具成本效益的都市洪水緩解規劃，將某方案的減洪百分比除以配置的總成本，便可得到該種設施單位成本的減洪效益，藉此比較不同防洪設施配置的先後順序。

由於不同方案間的單位成本減洪效益差距太大，因此在作圖前有先將數值取對數後再進行分析。對於總溢淹量來說，不管是何種水文條件，單位成本的減洪效益皆是修改管線的效果最好，雖然滯洪池具有最佳的削減百分比，但由於高昂的建造成本反倒使效益大幅降低，且新北市地價是全台灣第二高（內政部不動產資訊平台），若再將土地徵收費加入計算則會使減洪效率更加低落。而傳統的 LID 元件則因為較低的削減率以及高昂的配置成本，擁有最差的減洪效益，且在長延時的降雨條件下，效益會比短延時更差。

對洪峰流量而言，在不同的降雨條件下，修改管線皆會造成洪峰削減率的負成長，故將其視為減洪效益最低，就不再繪於單位成本減洪效益圖上做比較，作圖前也有先將數值取對數後再進行分析。從結果來看，雖然傳統 LID 元件擁有大幅控制洪峰流量的能力，但由於其配置成本約為滯洪池的 300 倍，故在不同降雨延時、強度的情況下，反而是滯洪池較具減洪成效（圖 5-20），且在長延時的降雨下，傳統 LID 元件也呈現出較差的減洪效益。因此，建議在規劃治水策略前先理解此區域的降雨型態，並決定欲削減的水文量，最後再根據不同防洪設施的優勢特性進行配置，才會是具有成本效益的雨洪管理措施。

表 5-8 各方案於不同水文條件下之減洪效益

總溢淹量削減百分比		重現期距						
		2	5	10	25	50	100	200
短 延 時	滯洪池	81.07	62.96	52.81	43.34	38.31	35.15	30.94
	傳統LID元件	23.58	12.87	9.55	7.04	6.09	5.40	4.93
	修改管線	65.64	37.25	27.68	20.34	16.97	14.80	12.25
長 延 時	滯洪池	99.93	98.61	97.23	94.63	91.59	87.85	82.87
	傳統LID元件	16.39	9.06	6.04	4.33	3.62	3.33	2.40
	修改管線	95.89	93.70	92.05	87.43	82.54	76.20	66.46

洪峰流量削減百分比		重現期距						
		2	5	10	25	50	100	200
短 延 時	滯洪池	1.09	0.63	0.36	0.27	0.19	0.18	0.15
	傳統LID元件	16.33	6.32	4.00	3.44	3.24	2.93	2.64
	修改管線	-3.83	-3.44	-3.08	-2.70	-2.43	-2.32	-2.04
長 延 時	滯洪池	5.93	3.42	2.62	1.83	1.29	1.02	0.68
	傳統LID元件	2.44	2.24	2.07	1.89	1.49	1.38	0.78
	修改管線	-8.41	-8.55	-9.65	-9.41	-9.94	-9.66	-9.21

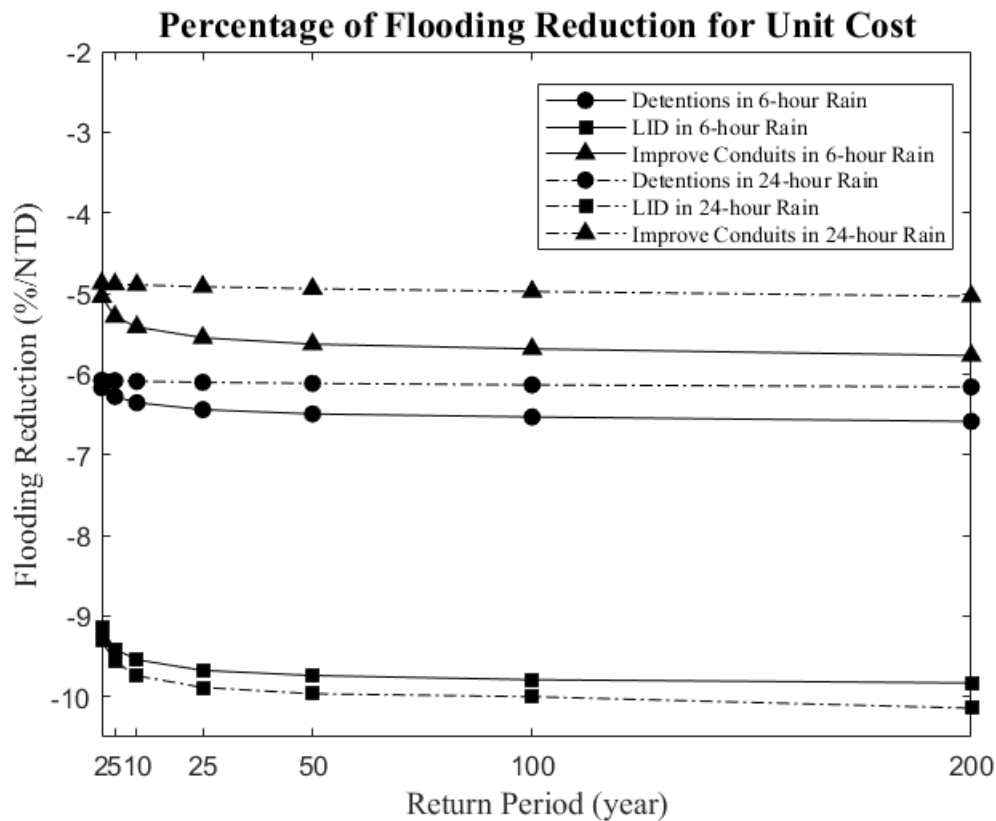


圖 5-19 各方案單位成本削減總溢淹量百分比—取對數後

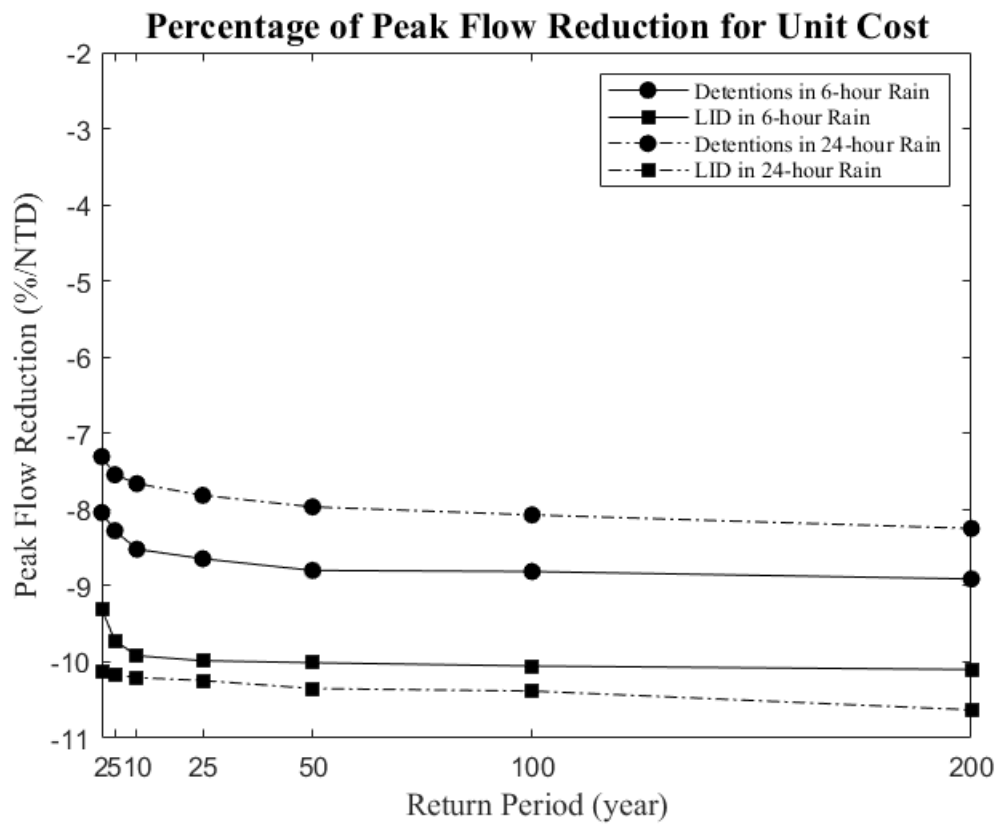


圖 5-20 各方案單位成本削減洪峰百分比—取對數後

## 第六章 結論與建議



### 6.1 結論

低衝擊開發是近年都市暴雨逕流管理的主要策略，以貯存為基礎的滯洪池相較於 LID 元件更適用於應對長延時、高強度的降雨事件，然而在高密度的都市中如何空間配置以取得最佳的成本效益是相當複雜的議題，本研究提出以層級分析法 (AHP) 串聯 SWMM 模擬的方式作為滯洪池配置的最佳化框架，並選擇大尺度且高度開發的中永和地區作為研究區域。其結果顯示，雖然以 AHP 配置的滯洪池大多位於排水管線的末端或上游，使削減洪峰流量的能力不顯著，但對於系統整體的總溢淹量、溢淹人孔數量以及溢淹深度方面皆有明顯的改善，在不同重現期的降雨條件下依然能維持框架的穩健性，且相較於基因演算法龐大的計算需求，AHP 可以大幅降低演算時間以及問題的複雜性。

經由情境的模擬，得出 LID 元件的優勢在於重現期小於 10 年的洪峰流量削減，但對於總溢淹量的控制並不顯著，且在長延時的降雨條件下，會因為土壤入滲率的降低以及蓄水層的不足而使得減洪率更差；修改管線策略的優勢在於長延時且重現期 25 年以下的降雨事件，可達到近似配置滯洪池的效果，但由於在單位時間內讓更多的水輸往出流口，故反而會造成系統洪峰流量的增加；而以 AHP 所配置的滯洪池可達到最佳的總溢淹削減量，洪峰流量也有些微降低的趨勢，若要緩解高密度開發城市受內水侵擾的問題，在不考慮成本的前提下，配置滯洪池才是最佳的減洪設施。

將滯洪池的位置、數量以及出流口的洪峰流量分別對總溢淹量做敏感度分析，結果得出影響都市內水減洪量的主要因子為滯洪設施的位置，其次才是配置的數量，且洪峰流量的削減並不代表總溢淹量的變化趨勢。因此就本研究區域而言，若僅以特定幾個出流口的水文量作為都市內水減洪的標準，恐怕無法表達雨水於排



水管線內的實際流況，因此以科學量化指標來選擇防洪設施的位置以及評估減洪方案的成效，才是實質改善都市洪水氾濫問題的重要關鍵。

最後針對不同模擬情境進行成本分析，在總溢淹量方面，修改管線擁有最佳的單位成本減洪效益；在洪峰流量方面，反而是滯洪池較具減洪成效；LID 元件則因為高昂的建造成本以及較低的削減量，使其兩方面的益本比大幅降低。若以高密度開發的都市來看，要解決內水宣洩不及的問題應從總溢淹量的削減著手規劃，且敏感度分析也證實洪峰的削減趨勢與總溢淹量的變化並沒有直接的關聯性，因此在考量成本效益的前提下，都市雨洪管理的先後順序應為：(1)對整個規劃範圍內的雨水下水道系統進行分析，修改明顯設計錯誤的排水人孔、管線；(2)使用層級分析法找出對洪水最敏感的區域，並根據減洪效率指標找出滯洪池配置最佳方案；(3)設計 LID 結構，通過增加集水區逕流滲透的能力，在強度較小且持續時間短的降雨事件中，協助洪峰流量的控制以及集流時間的延長，並提供降低都市熱島效應、水質改善、景觀美化、維護生態等各方面的附加價值。

## 6.2 建議

本研究以層級分析法對溢淹人孔進行洪水嚴重性的度量時，僅以兩獨立指標—溢淹深度與溢淹持續時間做計算。在後續的研究，可以增加額外的指標進行評估，如人民對洪水深度的忍耐程度、各區域人口密度、建築物型態等等，可以使滯洪池的配置更加彈性、且接近真實情況。在給予要素權重方面，本研究是假設每個影響因子為同等重要，但實際上每個人對於溢淹所重視的議題皆不相同，很難量化不同層面之相對重要性，因此可以先對相關領域的專家學者進行問卷調查後再制定權重，藉此增加分析結果的可信度。

雖然經由 AHP 可得出具成本效益的滯洪池配置方法，但結果顯示滯洪池的位置多位於非校園、公園綠地等適合配置的區域，除非將滯洪池建造於國有的空地並大幅增建管線將水從預選的溢淹人孔遷入，才能達到預期的效果，然而這

對於人口密集、高度開發的中永和是難以實踐的，須藉由政府制定完善的逕流分擔與出流管制法規，配合土地徵收，才可緩解此區域內水宣洩不及的問題。


在模擬情境設計時，原始方案的滯洪池配置是有經過優化所得出的結果，而傳統 LID 元件的配置只是經由適性原則將其於研究區域內極限配置，且根據土地利用配置單一種類的 LID。但這與現實情況不太符合，往後可以試著將同一子集水區配置多種的 LID 設施，並根據不同土地類別進行探討，找出最具成本效益的 LID 配置比例與擺放位置後再與其他方案做比較。

在計算各方案單位成本的減洪效益時，成本部分只針對建設之工、料進行估算，但對於滯洪池而言，土地徵收的成本通常約占總預算的 7 成，配置 LID 也忽略後續高昂的維護成本，未來或許可以藉由大數據分析，整合一套方法使成本估算更完整且全面。在效益方面，雖然 LID 在總溢淹量的控制並不突出，但對於景觀、水質、生態、降低熱島效應等附加價值的外部效應，是難以被量化合併與其他效益加總計算的，也建議未來可以研究出一個新的效益指標以提供綜合分析。


## 參考文獻



- [1] Ahern, J. (2011). From fail-safe to safe-to-fail: Sustainability and resilience in the new urban world. *Landscape urban planning*, 100(4), 341-343.
- [2] Alberti, M., Marzluff, J. M., Shulenberger, E., Bradley, G., Ryan, C., & Zumbrunnen, C. (2003). Integrating humans into ecology: opportunities and challenges for studying urban ecosystems. *BioScience*, 53(12), 1169-1179.
- [3] Bellu, A., Fernandes, L. F. S., Cortes, R. M., & Pacheco, F. A. J. J. o. H. (2016). A framework model for the dimensioning and allocation of a detention basin system: The case of a flood-prone mountainous watershed. 533, 567-580.
- [4] Berke, P. R., & Campanella, T. J. (2006). Planning for postdisaster resiliency. *The Annals of the American Academy of Political Social Science*, 604(1), 192-207.
- [5] Campanella, T. J. (2006). Urban resilience and the recovery of New Orleans. *Journal of the American planning association*, 72(2), 141-146.
- [6] Cutter, S. L., Barnes, L., Berry, M., Burton, C., Evans, E., Tate, E., & Webb, J. J. G. e. c. (2008). A place-based model for understanding community resilience to natural disasters. 18(4), 598-606.
- [7] Damodaram, C., Giacomoni, M. H., Prakash Khedun, C., Holmes, H., Ryan, A., Saour, W., & Zechman, E. M. J. J. J. o. t. A. W. R. A. (2010). Simulation of Combined Best Management Practices and Low Impact Development for Sustainable Stormwater Management 1. 46(5), 907-918.
- [8] ECWA. (2018). Rain Barrels. <https://www.watershedcouncil.org/rain-barrels.html>.
- [9] Ernstson, H., Van der Leeuw, S. E., Redman, C. L., Meffert, D. J., Davis, G., Alfsen, C., & Elmqvist, T. (2010). Urban transitions: on urban resilience and human-dominated ecosystems. *Ambio*, 39(8), 531-545.
- [10] Giacomoni, M. H., Zechman, E. M., & Brumbelow, K. (2011). Hydrologic footprint residence: Environmentally friendly criteria for best management practices. *Journal of Hydrologic Engineering*, 17(1), 99-108.
- [11] Holling, C. S. (1973). Resilience and stability of ecological systems. *Annual review of ecology systematics*, 4(1), 1-23.
- [12] Hood, M. J., Clausen, J. C., & Warner, G. S. J. J. J. o. t. A. W. R. A. (2007). Comparison of Stormwater Lag Times for Low Impact and Traditional Residential Development 1. 43(4), 1036-1046.
- [13] Konrad, C. P., & Booth, D. B. (2005). Hydrologic changes in urban streams and their ecological significance. Paper presented at the American Fisheries Society Symposium.

- 
- [14] Lang, G. (2016). How do humans affect watersheds and the hydrologic cycle ? , from <https://slideplayer.com/slide/8989472/>
- [15] MassDEP. Bioretention Areas & Rain Gardens. from <http://prj.geosyntec.com/npsmanual/bioretentionareasandraingardens.aspx>
- [16] Meerow, S. (2016). Defining urban resilience: A review. *Landscape urban planning*, 147, 38-49.
- [17] Ravazzani, G., Gianoli, P., Meucci, S., & Mancini, M. J. W. r. m. (2014). Assessing downstream impacts of detention basins in urbanized river basins using a distributed hydrological model. *28(4)*, 1033-1044.
- [18] Rose, A. (2007). Economic resilience to natural and man-made disasters: Multidisciplinary origins and contextual dimensions. *Environmental Hazards*, 7(4), 383-398.
- [19] Saaty, T. L. (1988). *What is the Analytic Hierarchy Process?*, Berlin, Heidelberg.
- [20] Sheng, J., & Wilson, J. P. (2009). Watershed urbanization and changing flood behavior across the Los Angeles metropolitan region. *Natural Hazards*, 48(1), 41-57.
- [21] Timmerman, P. (1981). *Vulnerability, resilience and the collapse of society: a review of models and possible climatic applications*: Institute for Environmental Studies, University of Toronto.
- [22] Vaidya, O. S., & Kumar. (2006). Analytic hierarchy process: An overview of applications. *European Journal of operational research*, 169(1), 1-29.
- [23] Wagner, I., & Breil, P. (2013). The role of ecohydrology in creating more resilient cities. *Ecohydrology Hydrobiology*, 13(2), 113-134.
- [24] Wang, M., Sun, Y., & Sweetapple, C. J. J. o. e. m. (2017). Optimization of storage tank locations in an urban stormwater drainage system using a two-stage approach. *204*, 31-38.
- [25] Xu, T., Jia, H., Wang, Z., Mao, X., & Xu, C. (2017). SWMM-based methodology for block-scale LID-BMPs planning based on site-scale multi-objective optimization: a case study in Tianjin. *Frontiers of Environmental Science & Engineering*, 11(4), 1.
- [26] Zhang, G., Hamlett, M., & Reed, P. (2006). Multi-objective optimization of low impact development scenarios in an urbanizing watershed. Paper presented at the Proceedings of the AWRA Annual Conference, Baltimore, Usa.
- [27] 內政部不動產資訊平台. (2018). 買賣契約價格平均單價. <http://pip.moi.gov.tw/V2/Default.aspx>.
- [28] 內政部營建署. (2002). 中和市、永和市(重新檢討)雨水下水道系統規劃報告.
- [29] 內政部營建署. (2015). 水環境低衝擊開發設施操作手冊.
- [30] 水利署河川海洋組. (2017). 逕流分擔與出流管制推動說明. 水利署電子報第

0214 期.

- 
- [31] 林士惟. (2018). 多目標基因演算法於韌性城市評估之研究. 臺灣大學土木工程學研究所學位論文, 1-99.
- [32] 林子平. (2002). 都市水循環之研究—地表不透水率之調查及逕流量實測解析. 成功大學建築學系學位論文, 1-106.
- [33] 香港渠務所. (2016). Sponge City: Adapting to Climate Change. from [https://www.dsd.gov.hk/Documents/SustainabilityReports/1617/en/sponge\\_city.html](https://www.dsd.gov.hk/Documents/SustainabilityReports/1617/en/sponge_city.html)
- [34] 新北市政府民政局. (2019). 新北市 2019 年人口統計. from <https://www.ca.ntpc.gov.tw/home.jsp>
- [35] 褚志鵬. (2009). 層級分析法 (AHP) 理論與實作. [http://faculty.ndhu.edu.tw/~chpchu/POMR\\_Taipei\\_/AHP.pdf](http://faculty.ndhu.edu.tw/~chpchu/POMR_Taipei_/AHP.pdf).
- [36] 鄧振源&曾國雄. (1989). 層級分析法 (AHP) 的內涵特性與應用 (上): 中國統計學報.