

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

都市雨水貯集滯洪設施容量差別應用效益分析

A Simulation Study on Utility Design of Urban
Rainfall Retention and Their Effectiveness

黃悅瑩

Yue-Ying Huang

指導教授：李天浩

Major Professor: Lee, Tim-Hau

中華民國 104 年 8 月

August. 2015

國立臺灣大學碩士學位論文
口試委員會審定書

都市雨水貯集滯洪設施容量差別應用效益分析
A Simulation Study on Utility Design of Urban
Rainfall Retention and Their Effectiveness

本論文係黃悅瑩君 (r02521301) 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 104 年 07 月 16 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：

李天浩

(指導教授)

林鎮洋

廖朝軒

游景雲

劉宏仁

系主任

呂良正

李天浩

林鎮洋

廖朝軒

游景雲

劉宏仁

呂良正

(簽名)

摘要

本論文利用臺中市劉厝排水資料，模擬分析「建築物雨水貯留利用設計技術規範修正規定」，「建築技術規則建築設計施工篇」，「臺北市基地開發排入雨水下水道逕流量標準」，「低衝擊開發設計手冊」等規範與洪澇管理手段，並檢討設施不同應用策略和設計容量，在減少逕流量和淹水的效益。

根據觀測降雨歷線或設計雨型，以美國水土保持局（SCS, Soil Conservation Service）的曲線數法計算降雨損失，應用區塊運動波直接逕流模式（BKW, Block Kinematic Wave）計算逕流歷線，將其輸入並結合 SWMM（Storm Water Management Model）的幹線輸水模組（EXTRAN Module），建立下水道和市街流兩個圖層，沿道路設置人孔，並在人孔處設置雙向銳緣堰，作為雙層排水系統根據水面高程交換流量的控制機制。設計降雨採用 Horner 公式的降雨強度—延時—頻率函數，選擇重限期、計算各延時的降雨強度，並以水文設計應用手冊中的 SSGM 法設計雨型，建立評估檢討設施效益的設計降雨。

採用降低 SCS 法曲線數的方式，模擬低衝擊開發設施；雨水貯集滯洪設施則是使用溢流堰控制流量，若區塊逕流量超過設定流量，或市街渠流水深超過容許高度，便通過測流堰，進入雨水貯集滯洪設施。模擬分析顯示，若為短延時、低重現期降雨事件，設置低衝擊開發設施的逕流減量效益高於雨水貯集滯洪設施，低衝擊開發可以同時削減總逕流量和洪峰流量；若為長延時降雨事件，設置雨水貯集滯洪設施的效益較佳。

若採用空間均勻分布策略設置雨水貯集滯洪設施，則上游因逕流量不大，淹水深度沒有達到於流入標準，多未使用。以中游減（逕流）量概念設置的雨水貯集滯洪設施，多數容積也未使用，使用的容積多在局部低漥或出口附近；且模擬結果顯示，淹水是先進入局部較低漥處雨水貯集滯洪設施，當此設施滿載後才

會進入附近另一個雨水貯集滯洪設施。顯示若有可能，雨水貯集滯洪設施應該優先設置在低窪的易積淹水路段。分析模擬結果，建議都市內水防滯減災管理策略，可略作為上游減量、中游滯滂、下游防滯。



關鍵詞：逕流減量設施、雨水貯集滯洪設施、低衝擊開發、SWMM、區塊運動波
直接逕流模式

Abstract



This thesis simulates and analyses the regulations and strategies about flood management, including “Regulation Amendment for Building Rainwater Harvesting, Reuse, and Detention, Design and Technical Specifications”, “Building Technology Rules, Design and Construction articles”, “Taipei Construction Site Rainwater Drainage Standard”, “Low Impact Development Design Handbook” , with drainage system data of Liu Cuo in Nantun Dist., Taichung Country. Therefore, we examine their effectiveness in reducing runoff and peak flow.

The effective rainfall time series are processed by the curve number method of SCS. And thesis time series are the input of BKW model which can calculate and output runoff time series. Then combining with EXTRAN module in SWMM, we construct two layer drainage system, sewer system and street system, as well as importing the dates from BKW model. Two layers in SWMM are connected by weirs, which can simulate the phenomenon that the flow in sewer system overflow to streets or flow in the street system backflow to sewers. Then thesis evaluates the strategy and facilities with BKW+SWMM model and design hyetographs, which are built from Horner’s equation and SSGM with local variables.

About simulating facilities, decreasing the curve number performs the change after applying Low Impact Development and establishing the storages and weir in SWMM present the region installing rainfall retention space(雨水貯集滯洪容積= rainwater storage and retention volume).

From the simulation results, Low impact development is effective when the total rainfall volume are relative small. However, rainfall retention space can effect reduce

the peak flow which the drainage system can't bear. Additionally, there is a phenomena that if we set rainfall retention space and let them distribute evenly in space, there are specific ones be used which are located in lower elevation area or closed to the ends of sewer.

According to the analysis of simulation results, this thesis proposes the flood management in urban area can be “reducing volume in upstream, retaining flood in midstream and preventing flood in downstream”.

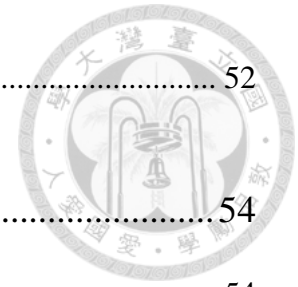
Key Words : SWMM 、BKW 、LID 、Rainfall Retention Space

目錄



摘要.....	III
Abstract	V
目錄.....	VII
圖目錄.....	IX
表目錄.....	XX
第一章 緒論.....	1
第一節 研究動機.....	1
第二節 文獻回顧.....	4
第三節 問題研析.....	22
第四節 研究目標.....	23
第五節 論文架構.....	24
第二章 研究方法.....	25
第一節 模擬地區—台中劉厝.....	26
第二節 淹水管理層級策略.....	32
第三節 SWMM 結合 BKW.....	35
第四節 率定與驗證.....	44
第五節 低衝擊開發與雨水貯集滯洪設施模擬方法.....	49

第六節 降雨強度及雨型設計	52
第三章 模擬與分析	54
第一節 雨水貯集滯洪設施設置效益	54
第二節 設置滯洪空間與 LID	74
第三節 策略設置設施之模擬	91
第四節 模擬結果小結	97
第四章 結論與建議	102
第一節 結論	102
第二節 後續研究方向	105
參考文獻	107
附錄 A 逕流減量設施法規與相關研究	110
A.1 雨水貯留	110
A.2 雨水貯集滯洪設施	114
A.3 低衝擊開發設施(Low Impact Development).....	116
附錄 B SWMM 參數設定	118
B.1 Simulation Options	118
B.2 Hydrology	119
B.3 Hydraulics	119



圖目錄



圖 1-1 世界年總降雨量 (資料來源：World Bank)	2
圖 1-2 滯洪空間削減逕流目標示意圖	3
圖 1-3 洪水來源示意圖(RIBA, 2009)	5
圖 1-4 日本東京地區外圍埼玉縣地下所設置地下滯洪排水系統(巨廷, 2013).....	9
圖 1-5 神田川水系廟正寺川調節池(平時：左圖；洪水時期：右圖) ...	9
圖 1-6 德國 Kronsberg 地區施作低衝擊開發設施(巨廷, 2013).....	10
圖 1-7 改良之 JW 工法上視圖	11
圖 1-8 改良之 JW 工法側視圖	11
圖 1-9 改良之 JW 工法溝渠設置	12
圖 1-10 改良之 JW 工法剖面透視	12
圖 1-11 住家入口處設置擋水板(臺北市信義區公所).....	12



圖 1-12 住家式圍牆成為防淹堤防(RIBA, 2009).....	12
圖 1-13 提高建築物高程示意圖(RIBA, 2009).....	13
圖 1-14 高腳建築物示意圖(巨廷, 2013).....	14
圖 1-15 美國利用街道排水情形(郭純園, 巨廷 (2013)).....	14
圖 1-16 哥本哈根集雨街計畫(巨廷, 2013).....	15
圖 1-17 臺灣人口分布點圖, 套疊地形圖(國立臺中女中 GIS 中心)...	16
圖 1-18 北部地區年單日最大降雨量趨勢圖(王婕妤, 2012).....	18
圖 1-19 中部地區年單日最大降雨量趨勢圖(王婕妤, 2012).....	18
圖 1-20 南部地區年單日最大降雨量趨勢圖(王婕妤, 2012).....	18
圖 1-21 夏季午後雷雨量變化示意圖	19
圖 1-22 BKW 斜板單元計算示意圖	21
圖 1-23 BKW S—Q 曲線	22
圖 1-24 BKW 區塊串聯計算示意圖	22



圖 2-1 研究架構流程圖.....	25
圖 2-2 劉厝排水系統與下水道子集水區分佈圖(巨廷 與 宋長虹, 民 102 年).....	28
圖 2-3 劉厝地區觀測系統佈置圖(巨廷 與 宋長虹, 民 102 年)	29
圖 2-4 模擬範圍與集水區劃分	30
圖 2-5 劉厝地區高程.....	31
圖 2-6 施作增加入滲損失類設施逕流示意圖(總降雨量較低情境)	32
圖 2-7 施作增加入滲損失類設施逕流示意圖(總降雨量較高情境)	33
圖 2-8 施作設置逕流量標準類設施逕流示意圖	33
圖 2-9 SWMM&BKW 模式示意圖.....	36
圖 2-10 下水道系統圖層與節點	37
圖 2-11 街道系統圖層與節點.....	38
圖 2-12 BKW 區塊化分圖	41



圖 2-13 道路簡化後模擬剖面	42
圖 2-14 SWMM 街道結合下水道單元示意圖	42
圖 2-15 SWMM 街道結合下水道單元剖面示意圖	43
圖 2-16 SWMM 街道結合下水道 SWMM 內設置圖	43
圖 2-17 民國 102 年 5/17 降雨量與觀測站流量歷線	45
圖 2-18 民國 102 年 8/29 降雨量與觀測站流量歷線	45
圖 2-19 5/17 觀測站 L2 檢定結果	47
圖 2-20 5/17 觀測站 L6 檢定結果	47
圖 2-21 8/29 觀測站 L2 驗證結果	48
圖 2-22 8/29 觀測站 L6 驗證結果	49
圖 2-23 SWMM 街道結合下水道與設置地下滯洪體積於 SWMM 內設置圖	51
圖 2-24 SWMM 街道結合下水道與設置地下滯洪體積於剖面示意圖	52



圖 2-25 SSGM 設計降雨 降雨延時 1.5 小時(90 分鐘).....	53
圖 2-26 SSGM 設計降雨 降雨延時 12 小時(720 分鐘).....	53
圖 3-1 延時九十分鐘五年重現期模擬結果	55
圖 3-2 延時九十分鐘五年重現期設置雨水貯集滯洪設施模擬結果	56
圖 3-3 延時九十分鐘五年重現期設置雨水貯集滯洪設施所減低淹水深度	57
圖 3-4 延時九十分鐘五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QA 逕流差異比較.....	58
圖 3-5 延時九十分鐘五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QB 逕流差異比較.....	58
圖 3-6 延時九十分鐘五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QC 逕流差異比較.....	59
圖 3-7 延時九十分鐘二十五年重現期模擬結果	60
圖 3-8 延時九十分鐘二十五年重現期設置雨水貯集滯洪設施模擬結果	



..... 61

圖 3-9 延時九十分鐘二十五年重現期設置雨水貯集滯洪設施所減低淹
水深度..... 62

圖 3-10 延時九十分鐘二十五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QA 逕
流差異比較..... 63

圖 3-11 延時九十分鐘二十五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QB 逕
流差異比較..... 63

圖 3-12 延時九十分鐘二十五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QC 逕
流差異比較..... 64

圖 3-13 延時七百二十分鐘五年重現期模擬結果..... 65

圖 3-14 延時七百二十分鐘五年重現期設置雨水貯集滯洪設施模擬結
果..... 66

圖 3-15 延時七百二十分鐘五年重現期設置雨水貯集滯洪設施所減低
淹水深度..... 67

圖 3-16 延時七百二十分鐘五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QA 逕



流差異比較..... 68

圖 3-17 延時七百二十分鐘五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QB 逕

流差異比較..... 68

圖 3-18 延時七百二十分鐘五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QC 逕

流差異比較..... 69

圖 3-19 延時七百二十分鐘二十五年重現期模擬結果 70

圖 3-20 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置雨水貯集滯洪設施模

擬結果..... 71

圖 3-21 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置雨水貯集滯洪設施所

減低淹水深度..... 72

圖 3-22 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QA

逕流差異比較..... 73

圖 3-23 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QB

逕流差異比較..... 73

圖 3-24 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QC



逕流差異比較.....74

圖 3-25 延時九十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發模擬結果.....76

圖 3-26 延時九十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發所減低淹水深
.....77

圖 3-27 延時九十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發 QA 逕流差異比
較.....78

圖 3-28 延時九十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發 QB 逕流差異比
較.....78

圖 3-29 延時九十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發 QC 逕流差異比
較.....79

圖 3-30 延時九十分鐘二十五年重現期設置滯洪空間與低衝擊開發模
擬結果.....80

圖 3-31 延時九十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發與雨水貯集滯
洪設施所減低淹水深度.....81

圖 3-32 延時九十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發與雨水貯集滯洪



設施 QA 逕流差異比較..... 82

圖 3-33 延時九十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發與雨水貯集滯洪

設施 QB 逕流差異比較..... 82

圖 3-34 延時九十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發與雨水貯集滯洪

設施 QC 逕流差異比較..... 83

圖 3-35 延時七百二十分鐘重現期二十五年設置低衝擊開發模擬結果 84

圖 3-36 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發所減低淹

水深..... 85

圖 3-37 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發 QA 逕流差

異比較..... 86

圖 3-38 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發 QB 逕流差

異比較..... 86

圖 3-39 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發 QC 逕流差

異比較..... 87

圖 3-40 延時七百二十分鐘重現期二十五年設置雨水貯集滯洪設施與



低衝擊開發模擬結果.....88

圖 3-41 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發與雨水貯集滯洪設施所減低淹水.....89

圖 3-42 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發與雨水貯集滯洪設施 QA 逕流差異.....90

圖 3-43 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發與雨水貯集滯洪設施 QB 逕流差異.....90

圖 3-44 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發與雨水貯集滯洪設施 QC 逕流差異.....91

圖 3_45 策略性設置雨水貯集滯洪設施和低衝擊開發設施.....92

圖 3-46 重現期 25 年延時 720 分鐘策略性設置雨水貯集滯洪設施和 LID QA 逕流差異.....93

圖 3-47 重現期 25 年延時 720 分鐘策略性設置雨水貯集滯洪設施和 LID QB 逕流差異.....94

圖 3-48 重現期 25 年延時 720 分鐘策略性設置雨水貯集滯洪設施和



LID QC 逕流差異.....94

圖 3-49 重現期 25 年延時 720 分鐘策略性設置雨水貯集滯洪設施後淹

水模擬結果.....95

圖 3-50 重現期 25 年延時 720 分鐘策略性設置雨水貯集滯洪設施後淹

水降低效益.....96

圖 3-51 重現期 25 年延時 90 分鐘設置逕流減量設施 QA 逕流98

圖 3-52 重現期 25 年延時 90 分鐘設置逕流減量設施 QB 逕流.....98

圖 3-53 重現期 25 年延時 90 分鐘設置逕流減量設施 QC 逕流.....99

圖 3-54 重現期 25 年延時 720 分鐘設置逕流減量設施 QA 逕流99

圖 3-55 重現期 25 年延時 720 分鐘設置逕流減量設施 QB 逕流..... 100

圖 3-56 重現期 25 年延時 720 分鐘設置逕流減量設施 QC 逕流..... 100

圖 A-1 熱島效應熱能來源示意圖(Rizwan et al., 2008)..... 117

表目錄



表 1-1 1970~2006 侵臺颱風劇烈降雨排名前 10 名颱風，23 站整場降雨平均排名(周仲島, 2009).....	17
表 2-2 民國 102 年 5/17、8/29 總雨量和觀測站流量詳細資料.....	44
表 2-3 檢定結果中參數資料	46
表 2-3 檢定結果中模擬效益	48
表 2-4 驗證結果.....	49
表 2-5 低衝擊開發設施設置後 CN、S 變化.....	50
表 2-6 不同延時與重現期設計降雨 CN 值相對應的有效降雨和總雨量 比值.....	50
表 2-7 Horner's Eq 參數.....	52
表 3-1 雨水貯集滯洪設施設置減洪效益	54
表 3-2 重現期 25 年延時 90 分鐘設置衝擊開發設施或水貯集滯洪設施 減洪效益.....	75



表 3-3 重現期 25 年延時 720 分鐘設置衝擊開發設施或水貯集滯洪設施
減洪效益..... 75

表 3-4 重現期 25 年延時 720 分鐘策略性設置雨水貯集滯洪設施和 LID
效益..... 93

第一章 緒論



第一節 研究動機

人類傍水而居，河岸人口稠密，但是嚴重洪水發生時常重挫經濟，人口密集或是產業發展較完善的地區尤為嚴重。過往多著重於以工程建設抵抗洪水，如荷蘭著名的海堤，臺灣淡水河堤防和排水系統等；但是工程建設存在極限，堤防高度與下水道管徑不能無止境增建。全球暖化趨勢，在世界各地頻繁發生極端降雨事件，乃在現有基礎建設條件下，再發展出洪水管理的觀念，如提高透水鋪面比例，設置滯洪空間，以及將城市道路改為具有排水功能等方案。

臺灣各主要都會區，近年推動的洪水管理策略，例如臺北市引入日本河川流域洪水管理的「上游保水、中游減洪、下游防洪」策略，作為都會區的綜合治水策略(曾淳錚 等, 2014)。「上游保水」是在都市排水分區上游山區或平地增加入滲，方法除了植樹外，還可設置類似 JW 工法或低衝擊開發設施等，將地表降雨透過大孔徑滲漏或排水管線，提升降雨量的入滲百分比率。「中游減洪」是設置滯洪設施、減少逕流量。「下游防洪」則包括防範外水洪氾災害，以及減少內水滲災損失。高雄市的策略是「治水三招再加一」，三招是「立體防洪、出流管制、海綿城市」，再加一是「降低農作及漁產損失」。其中，三招和臺北市的策略其實相同，唯不是從流域區段著眼，文字表達使用的手段；「立體防洪」是墊高或是高腳化建築物，「海綿城市」是指保水，「出流管制」是抑制逕流；再加一則是外圍非建地的減少滲災損失。

配合洪水管理策略的管理手段，包括低衝擊開發設施、雨水貯集滯洪設施等。國內陸續制定的相關規範，如《建築物雨水貯留利用設計技術規範修正規定》，和《建築技術規則建築設計施工篇》等；後者要求大面積建築基地開發(300 平方公尺以上)，需設置基地面積乘以 45 釐米雨量的滯留體積。《臺北市基地開發

排入雨水下水道逕流量標準》(2013)則除了採用更高標準的每平方公尺 78 釐米雨量的滯留體積要求外，同時訂定雨水流出抑制設施標準，規定每平方公尺最大允許排放量為 0.0000173cms，或轉換為降雨強度 62.28mm/hr，即利用滯留體積儲存超過此強度降雨的逕流流出。

如圖 1-1 世界銀行所調查的年降雨量(World Bank, 2015)，綠建築與低衝擊開發等設施大多起源自歐美已開發國家，多為溫帶海洋性（西岸）氣候或溫帶大陸型氣候，天氣溫和，年降雨量多為 1000 釐米上下，同時降雨時間上分布平均。相較之下，臺灣年總降雨量約為歐美國家的兩至三倍，且單一颱風事件便可能在部分山區降下約千釐米的總雨量。除了降雨量和時間分配差異外，在古老大陸板塊的歐美已開發國家，河川較長、地勢較緩，逕流旅行時間數天至月餘；臺灣是由板塊擠壓形成的陡峻島嶼，坡陡流急，旅行時間往往只有幾小時，逕流歷線特性差異也很大。經濟部水利署(2002)調查臺灣地區年降雨體積約 900 億噸，但是約有 500 億噸左右逕流入海，說明了臺灣降雨強度高、時間集中、同時儲蓄體積少的特性。此外，臺灣土地面積約占全世界萬分之二，朱微祖(2014)估計河川輸砂入海量占世界量百分之二，亦為臺灣坡陡流急特性極端的另一例證。

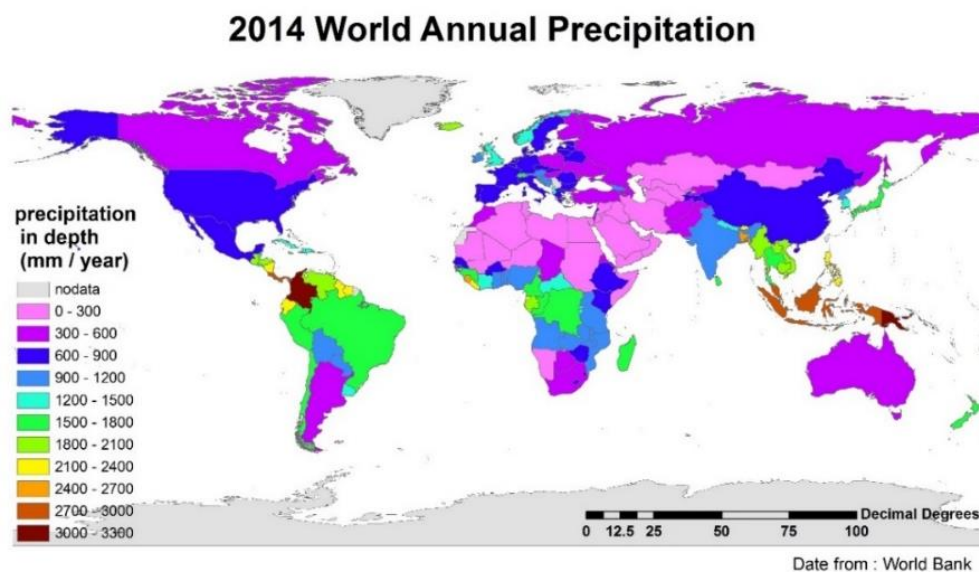


圖 1-1 世界年總降雨量（資料來源：World Bank）

歐美國家的低衝擊開發設施，往往兼具地下水補注功能，並無逕流進入設施的時機控制功能，原則上將所有的雨水導入，當容積填滿後則溢流出到雨水下水道，如圖 1-2 的降雨量或逕流量歷線示意圖，這樣的運用設計，通常設施會貯集圖中直線部分。若是在滯洪容量佔單一事件降雨總量比率不低的條件下，低衝擊開發設施亦可減少總逕流量，甚至有機會降低洪峰流量的效益。但是臺灣降雨強度高、時間集中、都會區地狹人稠，滯洪空間容量僅佔事件降雨總量很低比率的條件下，設施容積需要用來抑制洪峰流量或尖峰降雨，即如圖 1-2 中斜線範圍的雨量，此時便須設計雨水貯集滯洪設施的流入時機，透過控制達到減峰目的。

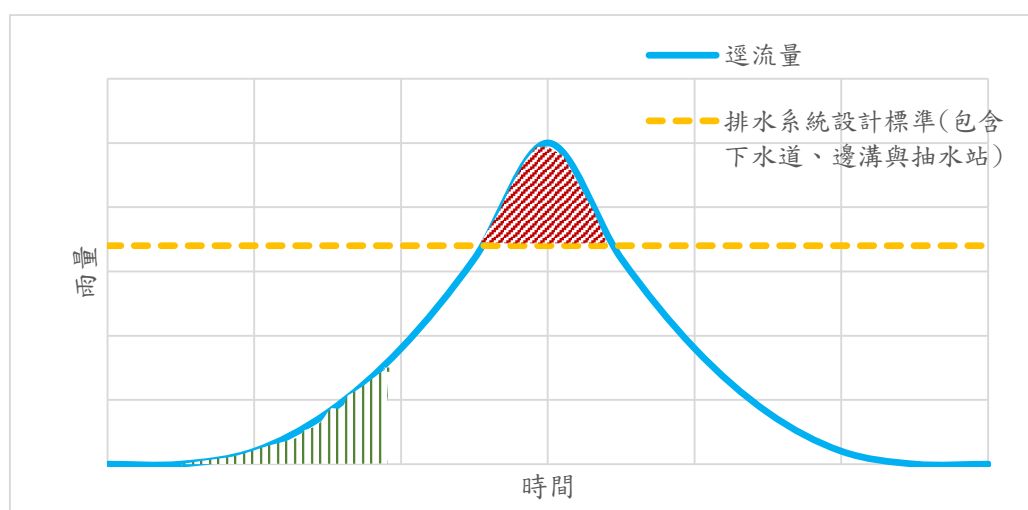


圖 1-2 滯洪空間削減逕流目標示意圖

都市內水治水策略的目標多是降低地表淹水機率，但是任何方案都有其設計重現期，意即發生高於降雨事件重現期設計標準時，地表仍會淹水。美國丹佛社區的下水道排放約 10 年重現期的降雨—逕流量，若是流量超過下水道輸水能力，淹出路面，則由設計由道路輸送多出的雨水，道路的路緣石(curb)高度以下作為輸水明渠，可以輸送約 25 至 50 年重現期事件的降雨—逕流量；以路界為邊界的「道路明渠」則可排放約 100 年重現期的降雨—逕流量。山腳下道路的路緣石可能會高達 20cm，目的就是用道路作為排放山區流下的大流量。換句話說，過去是由市政府水利單位在道路下方，建設 3 至 5 年重現期保護標準的下水道，

是小排水系統 (minor sewer system)；未來道路工程單位也要配合設計做好「路面排水系統」，使道路本身成為大排水系統 (major sewer system)，共同達到 10-50 年重現期的降雨排水設計標準。



氣候變遷、降雨變大的趨勢下，因為都市不淹水的工程成本太高；所以，都市內水治水防澇的終極策略不再是「不淹水」，而是降低淹水損失策略，或是即使淹水也「不損失」，即如高雄市採取的「立體防洪」策略。作法如建築物基地墊高，在出入口處設置擋水階梯，或是設置擋水閘板等策略，皆可降低建築物淹水損失。當沿道路的一樓都按照水利單位劃設的「洪水基準線」，或是按照淹水潛勢圖的淹水深度設置擋水閘板時，同時可再將道路輸送雨水能力提高到 100 到 200 年重現期的內水保護標準。

除了使道路也能輸送雨水、淹水不進入建築物等設計外，也需要評估雨水貯集滯洪空間 (micro system) 的運用方式，即如圖 1-2 中的直線或斜線的兩個陰影區的差別效益，即是本研究的主要目的。

第二節 文獻回顧

1.2.1 系統概念

傳統都市排水系統設計規範，主要是使系統達到排除某重現期降雨逕流量，避免淹水的功能；若極端降雨事件的逕流量超過設計保護標準，滿出排水系統、導致地表淹水，屬於超越工程保護標準的災害，便不在設計規範的考慮範圍內。除了因應氣候變遷，也是設計規範觀念的進步，近年在雨水系統設計規範之上，再發展出逕流抑制設施，例如低衝擊開發設計、雨水貯集滯洪設施等工程手段；以及研發都市積淹水即時預警報系統，在發生淹水前若干時間通知淹水潛勢區民眾，以人員撤離地下空間、設置擋水閘板等措施，達到「雖然淹水但不損失」目

標的避災、減災非工程手段。

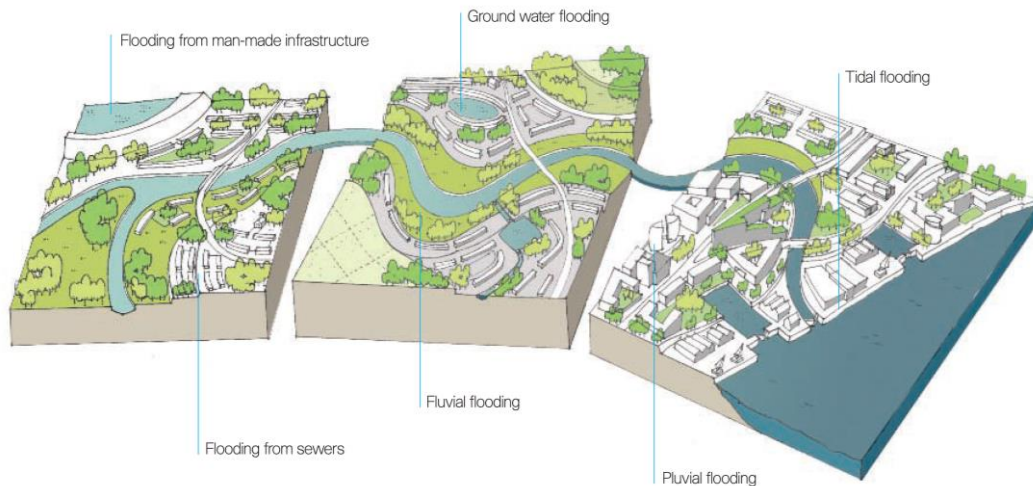


圖 1-3 洪水來源示意圖(RIBA, 2009)

如圖 1_3(RIBA, 2009)，英國按照淹水來源或型式，將都市淹水區分為暴潮淹水(tidal flood)、逕流(pluvial)淹水、迴水(backwater)淹水、下水道滿管淹水(flooding from sewer)、人造基礎建設淹水(flooding from man-made infrastructure)、地下水(groundwater)淹水等六種。其中，逕流(pluvial)淹水是降雨強度扣除入滲等損失所產生的地表逕流，在進入排水系統前所造成的淹水，即是在可重力排水區的短暫「流經淹水」，水文上對應的概念和名詞是滯留容量(detention storage)水深所造成的淹水，淹水深度通常不大，可以使用運動波或擴散波模式，根據流量計算淹水深度。下水道滿管淹水，臺灣的水利名詞稱其為「排水不良淹水」，即從上游而下的逕流量，超過排水系統某局部段或主支流匯流點下游管渠，在均勻流假設下的重力傳輸能力，部分流量自下水道或排水系統滿出地表的淹水。迴水(backwater)淹水是指下水道系統排入河川，因為河川水位或抽水站水位超過流量所對應的均勻流水深，導致系統排水能力下降，位於鄰近河川的低地淹水。「排水不良淹水」和「迴水淹水」的主要辨識方法，是前者通常較少發生在排水系統最下游。以臺北、臺中等鄰山區都會為例，「逕流淹水」通常位於山邊，即都市排水系統的最上游；「排水不良淹水」(下水道滿管淹水)發生在中游；「迴水淹

水」發生在下游。「下水道滿管淹水」和「迴水淹水」都需要利用 SWMM 等模式，作系統模擬分析。



美國丹佛(Denver)將都市排水系統分為 Micro、Minor、Major 三個層次。Micro 系統包含各式低衝擊開發和雨水貯集滯洪設施，目的是減少有效降雨或的逕流量；Minor 系統是指下水道系統，主要是蒐集和排除 Micro 系統無法吸納、溢出的逕流量，在不考慮 Micro 系統條件的設計重現期約為五年；最後，Major 系統是指下水道滿管溢出地表時的市街、道路排水功能，加上道路的線性滯留體積，約可承受 100 年重現期降雨的逕流量。當街道成為排水系統其中一環時，必須設計使鄰街建築、設施，在某容許範圍內的淹水，不至於構成損失(郭純園，2014)。

臺北市除了要求建築基地設置貯集滯洪設施容量為 78mm 乘以基地面積外，還要求建築基地排出的最大流量不得大於 62.3mm/hr 乘以基地面積。最大可排出流量是以建築基地為單位作設計，設計方法可在基地排水出口處，用明渠轉為涵管，且涵管滿管重力排水量設計為 62.3mm/hr 乘以基地面積的方式控制；超過設計流量的部分，則採用明渠側溢的方式，流入建築基地的貯集滯洪設施。若貯集滯洪設施是以滯洪為主要目標，則因為空間降雨並非均勻分布，都市中僅部分區域的貯集滯洪設施容量，在削減貯集洪峰流量後便裝滿了設施容量；絕大部分建築基地的貯集滯洪設施容量仍有蓄水空間，還需要參考利用 SWMM 模擬設計暴雨事件的逕流結果，考慮都市排水系統的上、中、下游來檢討貯集滯洪設施容量運用規則和空間配置，得到以排水單元或都市整體的理想設計。

排水系統的上、中、下游需要相對應措施以外，現實爭中需考量空間中降雨不均之現象，局部區域發生較強降雨會對其周圍區域造成影響，需考量如何引導逕流到周遭之逕流減量設施，同時又不造成淹水情形擴散。



1.2.2 逕流減量設施

此節主要是介紹各式逕流減量設施，逕流減量設施中以提升入滲率、滯留、增加粗糙度等方式達到管控逕流、雨水，延遲洪峰抵達時間或降低洪峰流量，進而減少淹水發生機率；若出現高重現期降雨事件，導致路面淹水時，便以高程管理和道路排水方式處理流達或流經淹水，降低淹水可能造成的損失。

符合雨水貯集滯洪設施的設計有相當多，如 JW 工法鋪面、低衝擊開發設施、雨水貯留等，這些設施都有不同程度的逕流減量效果。

雨水貯留

《建築物雨水貯留利用設計技術規範修正規定》(詳細法條內容及相關探討請見附錄 A.1)針對綠建築所設計之規範，但當總樓地板面積低於一萬平方公尺，和非綠建築之建築物皆無強制作用。

雨水貯留設計須符合設計規範，依據建築物使用設計貯留體積，此設置門檻對於低樓層數之建築物不算嚴苛，但是當樓層數增加，建築物所需設置之貯留空間也會增大，且住宅類建物，須以戶數計算而非以居室樓地板面積計算，當居住密度越高所需設置貯水空間越大。但是當所計算單日替代自來水量高於當地均日雨量時，便只需以當地雨水日降雨量設計。技術規範中規定所設置雨水貯留體積需為當地日均降雨量或是每日設計替代自來水量的三倍。若是依據日均降雨設計，以日均降雨量最高的蘇澳(12.96 毫米)為例，單位面積所需貯存的雨量深度接近 39 毫米；中雨量地區如臺北市的日均降雨量為 6.59 毫米，單位面積需貯存約 20 毫米。

史健軍與高家偉 (2007)設計符合規範的實驗，評估得到雨水貯留設施所節省水費的效益並不高；原因是臺灣的水費低，每戶每月水費原為 250 元，其研究結

果可節省水費分別為 43 與 27 元，相較於其他日常花費，其節省金額可能無法吸引人們投資裝設雨水貯留系統，不過若是配合政策推行，如提升水費，或是分段收費，抑或補助裝設等措施，以貯留雨水挹注中水系統之法可行性即可提高，尤其是考量近年水情吃緊，可減少自來水廠及水庫的負擔。

Villarreal 和 Dixon (2005)研究提及世界各地雨水貯留使用情形，研究的建築物多為體育館等公共建築物，在某些案例中其自來水替代效用相當高，原因是其容積比較低，建築物屋頂收集雨水面積較大，如前文討論雨水貯留效率，若要維持一定自來水替代效率，樓層、樓地板面積、居住密度都是限制因子之一。

雨水貯集滯洪設施

新建大面積基地建築物，若未受山坡地之水土保持技術規範規範，都要遵守《建築技術規則建築設計施工編 4-3 條》(詳細法條內容及相關探討請見附錄 A.2)設置雨水貯集滯洪設施，而雨水貯留只限於規範綠建築不同，此法的施行針對的建築物較為全面，且其設置目標和雨水貯留空間不同，雨水貯集滯洪設施的容量主要是用於滯洪，與雨水貯留容量的目的減少自來水使用量的不同。

雨水貯集滯洪設施設計容量，是以建築基地面積計算，規定每平方公尺需設計 0.045 立方公尺，或深度為 45mm 的容量，若是以較高建蔽率 70% 為例，屋頂面積每平方公尺至少需設計 64mm 的容量。而如前文，臺北地區的雨水貯留設施，設計容量約為 20mm 深度乘以屋頂面積；由此簡單計算可知，雨水貯留設施的設計容量，低於雨水貯集滯洪設施最低標準許多。

國際間有許多使用分洪設施，與本論文所探統的雨水貯集滯洪設施使用觀念相似，如日本東京外圍埼玉縣於地下所設置的滯洪排水空間，當東京附近河川水位達設置標準時，水會開始進入此地下蓄水空間(圖 1-4)，進而排入東京灣。神田川水系廟正寺川則於河道旁設置滯洪調節池(圖 1-5)，平時河川水位不高時會走一般河道(圖 1-5 左)，但是當暴雨發生，水位隨之增加，當水位高於溢流口時便會



進入調節池(圖 1-5 右)。



圖 1-4 日本東京地區外圍埼玉縣地下所設置地下滯洪排水系統(巨廷, 2013)



圖 1-5 神田川水系廟正寺川調節池(平時：左圖；洪水時期：右圖)

若運用雨水貯集滯洪設施，削減尖峰降雨產生之逕流，故不會一開始就讓雨水佔有容積，雨水貯集滯洪設施應該盡量保持淨空，以免因為低強度降雨期間雨水滯留佔有空間，影響可配置使用的滯洪空間(Vaes and Berlamont, 2001)。雨水貯集滯洪設施體積管理模式，與充分利用雨水的雨水貯留體積設置目的相反，若是按照法規中所言，基地保水設施可部分取代雨水貯集滯洪空間，屋頂雨水收集管道也可合併施作減少成本，但是營建署法規可能需要制定較為詳細的貯留容積設



置目的，是降低自來水用量還是減低洪峰為主？

低衝擊開發設施(Low Impact Development)

低衝擊開發起源於 1990s 初期，其宗旨為透過設置低衝擊開發設施，使已開發地區的逕流特性，儘可能使其接近未開發前的環境狀態。其方法是在微尺度範圍(micro scale)處理降雨，於設施中提升土壤入滲率或滯留雨水，達到降低降雨產生之地表逕流和汙染物排放量。低衝擊設施項目包羅萬象，設計方向為減少不透水面積或設置滯留空間，較常見有綠屋頂、樹箱、植生溝、雨水花園(EPA, 2000)。施行低衝擊開發，降低不透水面積，草地面積和生態池數量增加，可提升生態多樣性與減低熱島效應，雨水滯留再利用之部分，則符合水資源有效管理，此外還兼有景觀功能。施作低衝擊開發設施效果見圖 1-6。



資料來源: <http://www.hannover.de/>

圖 1-6 德國 Kronsberg 地區施作低衝擊開發設施(巨廷, 2013)

設置綠屋頂、增加綠地面積，可以削減都市結構變化所增加之熱能，即使會間接減低空調產生的濕熱空氣，但是臺灣夏季時期溫度極高，空調使用在所難免，人為熱能因子仍然存在，若是當人為所產生的熱能遠高於綠化效應，低衝擊開發所能減緩的熱島效應可能較為有限。(相關探討請見附錄 A.3)

張富銘 (2015)以實驗評估於臺灣設置低衝擊開發設施，可以對五年重現期及

以下降雨事件，達到某種程度延遲及降低洪峰流量。但 EPA 並無將低衝擊開發效能無限上綱，其設置地區之地質、水文條件都會影響設施設置的效果，**土壤性質、地下水水位、坡度**都會影響低衝擊開發的減洪效果，**且其無法完全替代傳統雨水管理之設施**的功能，如雨水下水道、堤防等(EPA, 2000)。

參照 Low Impact Development Hydrologic Analysis(1999)，低衝擊開發設施減滯方式包含減低 Curve Number、延長集流時間、滯留和暫時拘留雨水。且 Pyke 等人 (2011)、Dietz 與 Clausen, (2008)研究表示，施作低衝擊開發，增加透水面積提升滲透率與逕流減少量成正比，本研究使用 Curve Number 表現施作低衝擊開發設施後地貌變化。

近年國內相當矚目之 JW 生態工法的「JW 防災空調導水鋪面」(品岱股份有限公司)也可達到基地保水的目的，此工法不受土壤砂石等介質入滲率侷限，其設計是在人工鋪面上密集廣布水平導水溝和垂直導水管，將雨水有效導入地下空間。

若是搭配較複雜之入滲高度設計(如圖 1-7~1-10)(呂少驊 et al., 2015)，限制雨水流入時機，也可達到如雨水貯集滯洪設施類似雨水管理效果。如圖 1-9、圖 1-10 中所設計，當雨水降至人行道時會先由溝渠收集再流至邊溝系統，但當降雨強度增加時，淹水深度高於路緣淹進人行道後，雨水始可經由高程較高的導水孔進入改良之 JW 工法地下空間。

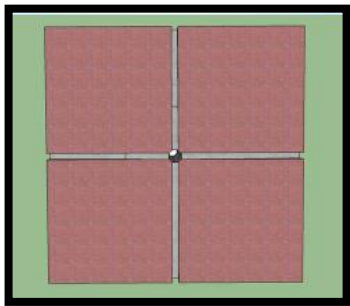


圖 1-7 改良之 JW 工法上視圖

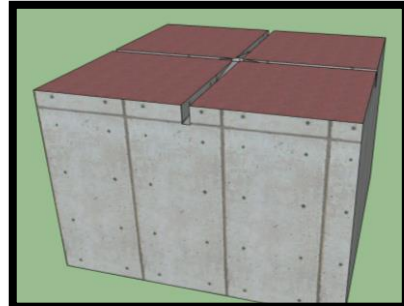


圖 1-8 改良之 JW 工法側視圖

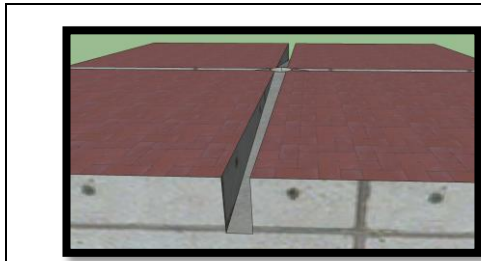


圖 1-9 改良之 JW 工法溝渠設置

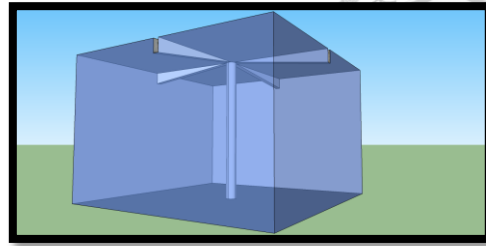


圖 1-10 改良之 JW 工法剖面透視

都市高程與建築物空間使用管理

避免洪水進入建築物，使家具等有形財產毀壞造成損失，較為直觀的方法便是於入口處設置障礙物，如設置臨時沙包、擋水隔板(圖 1-11)、建設圍牆(圖 1-12)，或是像捷運入口處加設階梯等方法。除了如上述所列於入口處設置阻擋物以外，整體提高樓地板高程(圖 1-13)，或如新加坡組屋（國宅）一樓空間低度利用等，皆為為防範之道，且無如臨時障礙物可能因阻擋不完全造成損失的情形。



圖 1-11 住家入口處設置擋水板(臺北市信義區公所)



圖 1-12 住家式圍牆成為防淹堤防(RIBA, 2009)

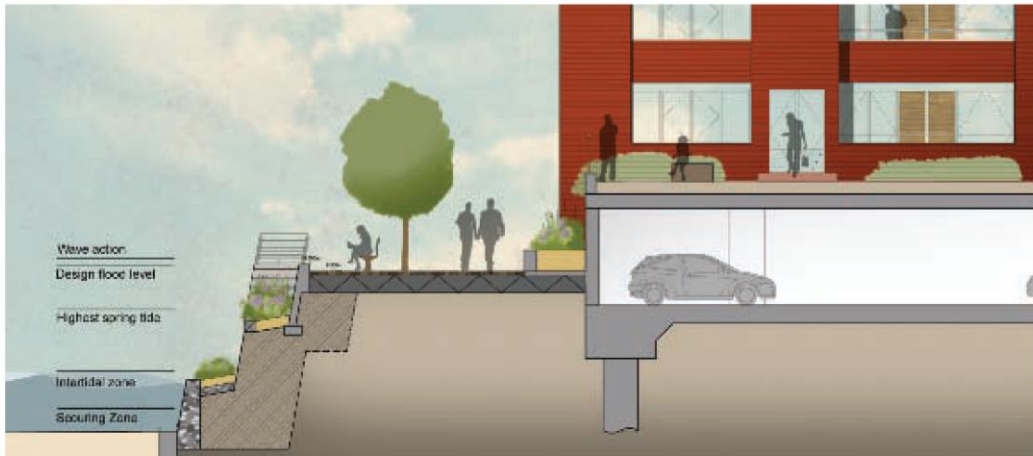


圖 1-13 提高建築物高程示意圖(RIBA, 2009)

Botzen 等人 (2013)於荷蘭研究，若是每棟新建房屋投資加高基地高程，可將洪水損失風險減低至零，其所需成本低於荷蘭新建住宅價格二十分之一，約百分之五十當地民眾願意投資。雖然臺灣建築物形式和水文條件與荷蘭有所差異，和荷蘭都市比較，臺灣都市建築物中高樓所占比例較高，基地加高之成本可分攤至每樓、每戶，故投資效益可能高於荷蘭。然而加高基地高層與設置阻水障礙物，若有較大洪水侵襲時，相同體積洪水量進入一處低窪區造成積淹，兩者因為阻擋洪水進入加高阻水住宅，只有無建築物之空地面積可接受淹水，故當建蔽率越高，淹水災情可能會越嚴重，即可能有以鄰為壑、間接加重災情的疑慮。

現代建築物出現前，於濕熱國家干欄式建築(高腳屋)相當普遍，如台灣和東南亞地區，此建築形式可防止動物、害蟲入侵外，兼具通風、避免濕氣或淹水等功能，有現代建築地面樓層也採用類似設計手法(圖 1-14)，於平時可做於市民活動空間，或是從事一些成本較低之商業活動，但於低頻率高強度降雨事件發生時，此空間便可做為臨時滯洪空間，且避免了上段所述建築物設計對洪水災情間接所造成的影響。

但若是處於坡度較陡或是低勢相對較高之地區，建議可以設置擋水板、圍牆或是提高建築物高程方式降低「下水道滿管淹水」所造成之損失。而經常發生



「迴水淹水」之低窪或是靠近河岸地區，建議可考慮將地面樓層設置為地面滯洪空間，避免設置為住宅或進行高成本工商業活動等，可改設成市民共同活動廣場等。



圖 1-14 高腳建築物示意圖(巨廷, 2013)

道路排水

國外有些國家將都市道路納入排水系統，如美國丹佛地區，目的是處理重現期高於下水道設計之降雨事件，為了讓洪水沿街道排出，須於道路兩旁設置擋水障礙物以助形成渠道(圖 1-15)。(巨廷, 2013)



圖 1-15 美國利用街道排水情形(郭純園，巨廷 (2013))

Guo (2000b)以道路排水為主題發表多篇相關研究，其曾以 Izzard Equation 計算道路水力半徑，繼而以 Manning Equation 計算道路排水流量，考量道路原先設計寬度、坡度和動量限制後，推求道路漫淹寬度、淹水深度與流速，建立道路排水演算基礎。Guo (2000a)也曾研究當邊溝設計為加蓋式，遭遇較高降雨強度時，其排水能力會受邊溝入口輸水能力限制，進而從路口處開始淹水，其以堰流公式計算邊溝入口流量，進而推求淹水時間和淹水範圍，以及退水時間。

哥本哈根為了使都市可因應氣候變遷造成的極端降雨，利用一個人口稠密地區百分之二十原先是停車場或交通街道的土地，創造寬廣的綠色集雨街道，平時可做為綠色遊憩用地、自行車道與車道，但當強降雨事件發生，此低窪部分可作為蓄水空間，或排水通道，且於暴雨時可形成串聯的水路排洪(圖 1-16)(巨廷, 2013)。



資料來源 <http://www.stateofgreen.com/en>及<http://www.dezeen.com/2012/08/18/saint-kjelds-climate-adapted-neighborhood-by-tredje-natur/>

圖 1-16 哥本哈根集雨街計畫(巨廷, 2013)



1.2.3 臺灣環境條件

地形與人口分布位置

中央山脈為臺灣本島的主脊，高聳的山勢造就坡陡流急、山多平原少的地貌型態。按民國 104 年 5 月戶籍統計資料，臺灣現有人口約有兩千三百多萬人，但如圖 1-17 所示人口多集中於西岸平原都市，臺北、臺中、高雄分別為人口密度較高的都會區。因為地形與島嶼面積有限等因素，臺灣人口集中處與山區距離不遠，加上短距離內劇烈的高程變化，使得山區逕流至都市或出海口的旅行時間相當短，強降雨事件發生時常造成下游地區發生嚴重洪患，且洪水造成的過高的河川水位也會降低內水排出效率。



圖 1-17 臺灣人口分布點圖，套疊地形圖(國立臺中女中 GIS 中心)



降雨

臺灣整體而言年總雨量約為 2500 毫米，但降雨地區和時間分配不均。雨水來源主要為五六月的梅雨，和七至九月的颱風降雨，此外冬季時期北部地區受東北季風影響，對北部地區降雨量也有貢獻，相較之下，冬季為中南部地區的枯水期。但近年來強降雨事件發生頻率與強度有上升趨勢，如表 1-1 所列西元 1970 至 2006 年間，全臺 23 測站平均總雨量最高前十名中有五件發生在 2000 年之後，顯示 2000 年後颱風所造成的強降雨事件機率上升(周仲島, 2009)；此外王婕妤(2012)分析臺灣地區 1961~2010 單日最大降雨量變化趨勢，參見圖 1-18 ~ 1-20，1991~2010 年間降雨強度有上升趨勢，北部地區變化並不明顯，但是中南部地區單日最大降雨量明顯增加；圖 1-21 則顯示臺北地區因為熱島效應，臺北夏季雷雨雨量和雷雨降雨事件上升(Chen et al., 2007)。

上段所列文獻佐證臺灣降雨型態與強度於近年來有變遷趨勢，且整體而言強降雨發生機率提升，於年降雨量無改變的情形，表示雨量更集中某幾個降雨事件當中，加重臺灣降雨原本時間上分配不均的現象。

表 1-1 1970~2006 侵臺颱風劇烈降雨排名前 10 名颱風，23 站整場降雨平均排名(周仲島, 2009)

排序	年份	颱風名稱	日期	總平均
1	2005	海棠	07/16~07/20	450.2
2	2001	納莉	09/08~09/19	439.3
3	1996	賀伯	07/29~08/01	378.2
4	2004	敏督利	06/28~07/03	364.2
5	1987	琳恩	10/22~10/27	357.7
6	1973	娜拉	10/07~10/10	345.4
7	1998	瑞伯	10/13~10/17	340.7
8	1989	莎拉	09/08~09/13	337.6
9	2000	象神	10/30~11/01	336.1
10	2001	利奇馬	09/23~09/28	297.4

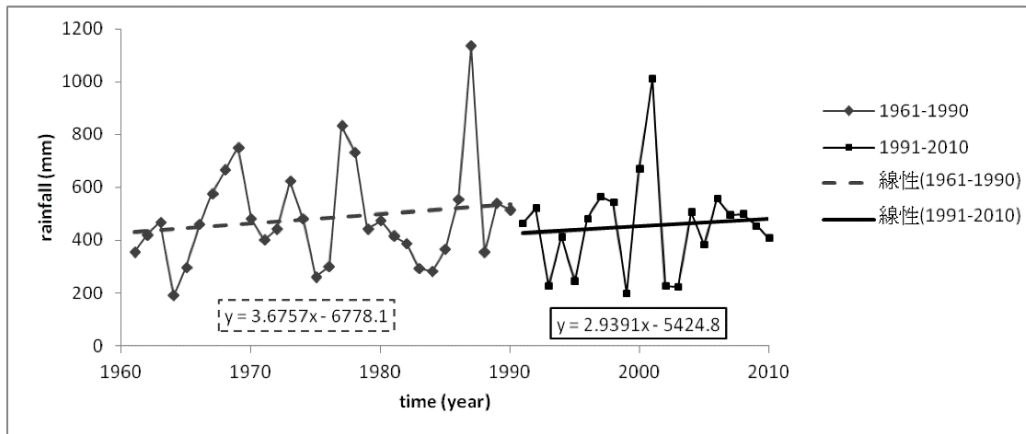


圖 1-18 北部地區年單日最大降雨量趨勢圖(王婕妤, 2012)

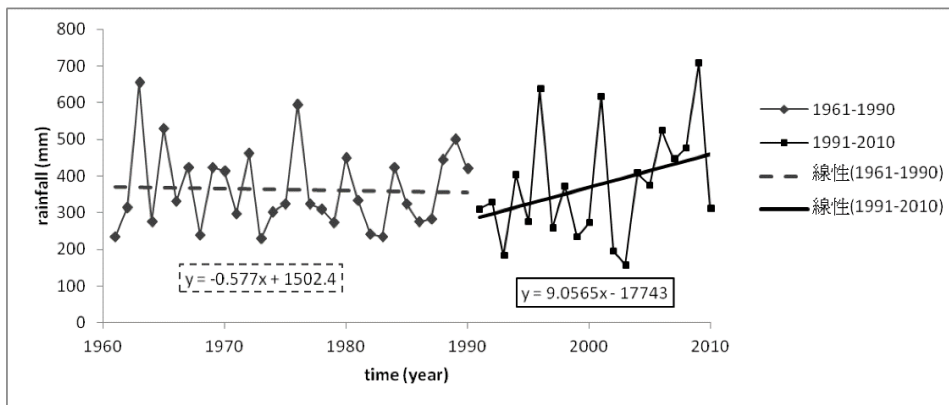


圖 1-19 中部地區年單日最大降雨量趨勢圖(王婕妤, 2012)

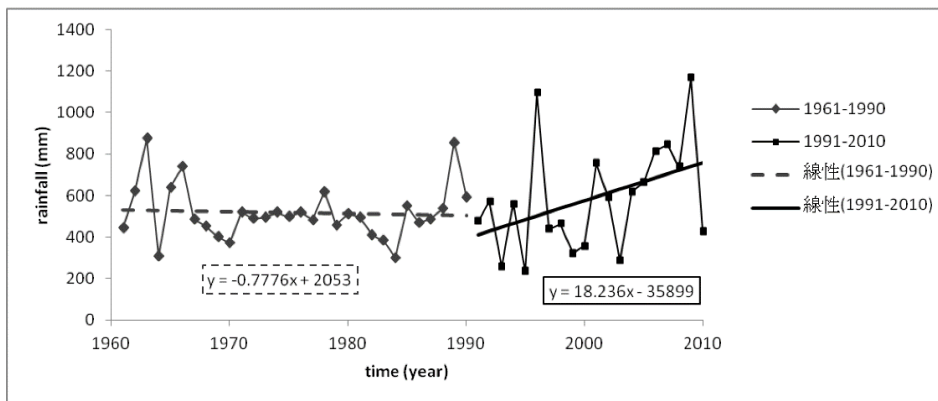


圖 1-20 南部地區年單日最大降雨量趨勢圖(王婕妤, 2012)

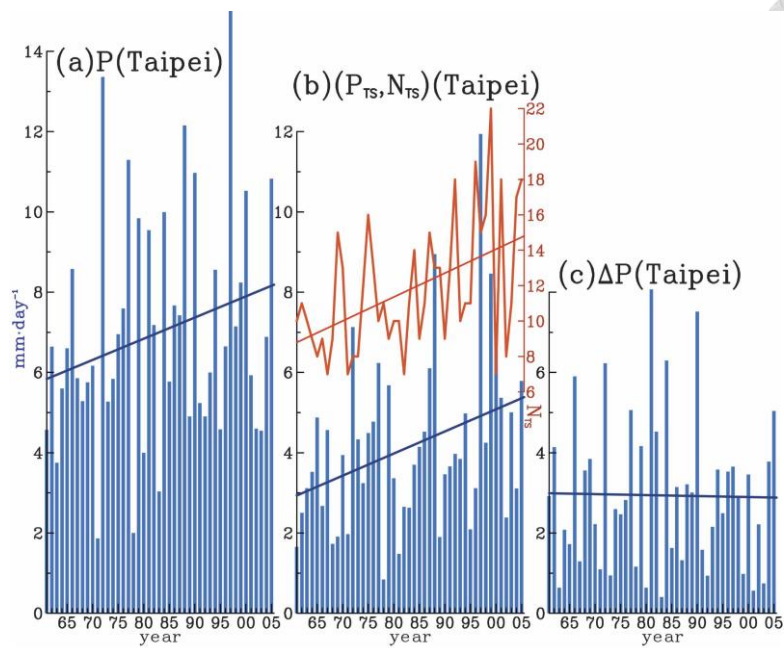


圖 1-21 夏季午後雷雨量變化示意圖

P 為每年夏季總雨量， P_{TS} 為每年夏季午後雷雨雨量， ΔP 為每年夏季其他來源降雨量， N_{TS} (b 圖紅線) 為每年夏季午後雷雨事件數。此圖顯示臺北地區午後雷雨雨量呈上升趨勢(Chen et al., 2007)

1.2.4 模擬評估系統

Storm Water Management Model 是臺灣下水道建設時較常使用的模擬系統。SWMM 地表逕流量計算方法為，原始雨量扣除地表滯留與入滲後為有效降雨，繼而以曼寧公式計算逕流歷線，計算速度雖較快，水理方面較為薄弱，使逕流與真實情況有些差距。SWMM 模式於管道計算能力是眾所公認，但無法表現流水至人孔冒管後於地面上的流向與淹水現象，只能將滿管水量貯存於節點，若要呈現二維淹水情形需要結合其他模式計算節點水量，如 Hsu et al. (2000) 藉由輸出入孔出流歷線後，繼而以二維漫地流計算地表淹水情形，但是尚未考量退水時回流至下水道的現象，但於兩年後之發表文章(Hsu et al., 2002)則有考量街道、下水道雙向影響。林聖恩 (2011) 以雙掃法解迪聖凡南方程式演算溢流至街道部分水量，並在下水道還有多餘容積時，使其回流至下水道。但兩組人皆使用 SWMM 逕流



模組，亦即假設集水區流出雨水皆完全流進下水道中，此假設並不貼近真實情況，當下水道接近滿管，或是降雨強度較高時，雨水並不會出流口等待，而是於地表以邊溝甚至街道進行輸送。

1.2.5 區塊化運動波直接逕流模式 BKW(Block Kinematic Wave Model)

胡修華 (2011)、游翔麟 (2013)、鍾文忠 (2015)持續開發改進區塊化運動波直接逕流模式，將過去以像元為網格，用數值方法計算集水區逕流的方式，改為在不同強度穩態有效降雨強度下，以曼寧公式分別模擬漫地流與集中流，計算區塊內滯留體積和流量，建立區塊單元的 S-Q 關係曲線，將像元(DEM)推展至區塊尺度。

如圖 1-22 所示 θ 為斜板與水平夾角， S_0 為斜板坡度， L_p 為斜板長度，灰色部分 S 為積分所求單位寬度蓄水體積，依據穩態假設，出流量等於入流量(總雨量)，單位寬度出流量 $q_L(x_p) = i \cdot x_p \cdot \cos \theta$ (2-22)。根據動量方程式，斜板流量也可表示為 $q_L(x_p) = \frac{1}{n} S_0^{1/2} y^{5/3}$ (2-23)，便得該降雨強度下斜板各處之水深，即可求出蓄水量。公式如下

$$S = \int_0^{L_p} y(x_p) dx_p = \int_0^{L_p} \left[\frac{q(x_p)}{\frac{1}{n} S_0^{1/2}} \right]^{3/5} dx_p \quad (1-1)$$

$$S = \left[\frac{i \cdot x_p \cdot \cos \theta}{\frac{1}{n} S_0^{1/2}} \right]^{3/5} \left[\frac{5}{8} x_p^{8/5} \right]_0^{L_p} \quad (1-2)$$

$$S(L_p) = \left[\frac{i \cdot \cos \theta}{\frac{1}{n} \sqrt{S_0}} \right]^{3/5} \frac{5}{8} L_p^{8/5} \quad (1-3)$$

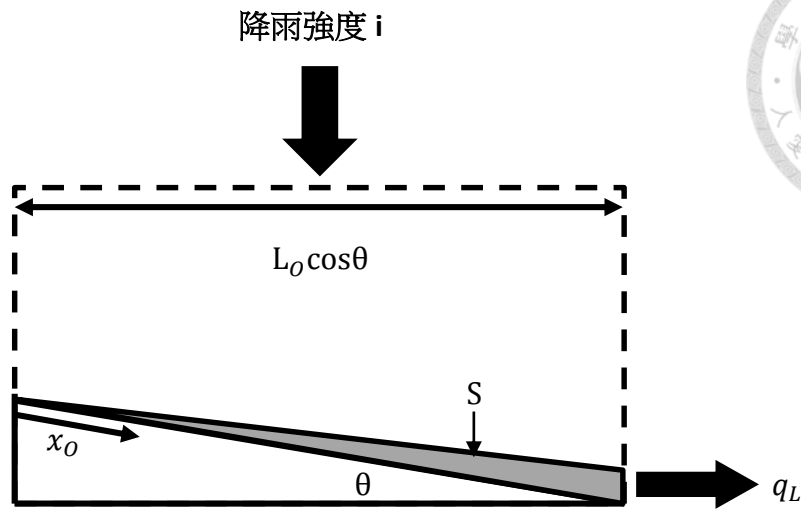


圖 1-22 BKW 斜板單元計算示意圖

由於假設降雨強度為穩態，意即斜板上為逕流也為穩態，斜板上各處水深維持不變；用曼寧公式計算斜板上各位置的水深後，沿斜板積分各處水深，便可推求出在此穩態強度降雨下的斜板滯留蓄水體積（detention storage）。聯合不同穩態強度降雨下的斜板滯留蓄水體積和直接逕流量的關係，便可建立流量與蓄水體積之 $S-Q$ 曲線（圖 1-23）。圖中一條 $S-Q$ 曲線為一區塊依據不同降雨強度之雨水滯留體積與逕流所建立，但因為區塊面積、坡度、曼寧糙度等並不一定相同，故建立不同的 $S-Q$ 曲線。應用時便利用已建立的 $S-Q$ 曲線，以類似水庫演算式 1-4，演算區域降雨—逕流歷線。

$$\frac{dS}{dt} = Q_{out} - Q_{in} \quad (1-4)$$

模式以區塊為計算單位，實際情形中因為坡度等原因，區塊裡的真實旅行時間可能不一致，故將區塊切割成更小區塊時，比較能避免單一區塊旅行時間差異過大造成的誤差，將小區塊逕流串聯後便能得降雨逕流歷線，如圖 1-24，此逕流歷線較接近真實逕流歷線。

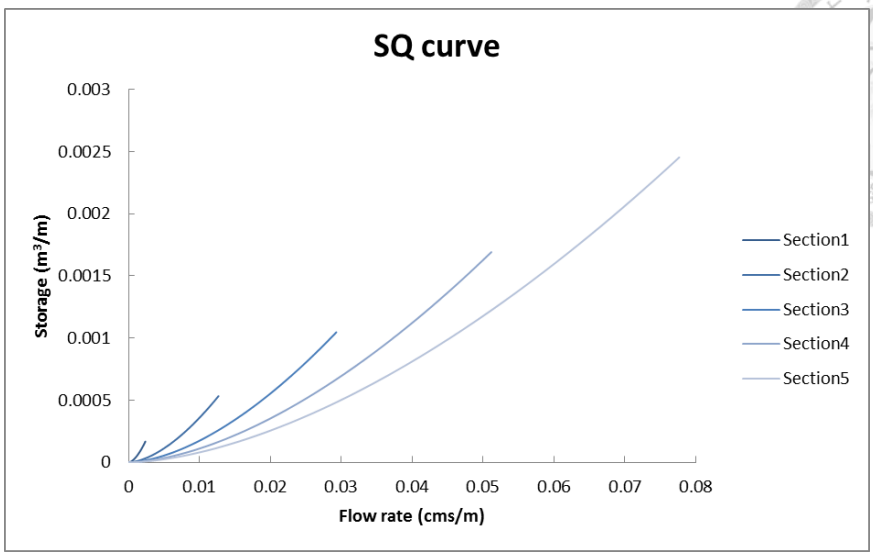


圖 1-23 BKW S-Q 曲線

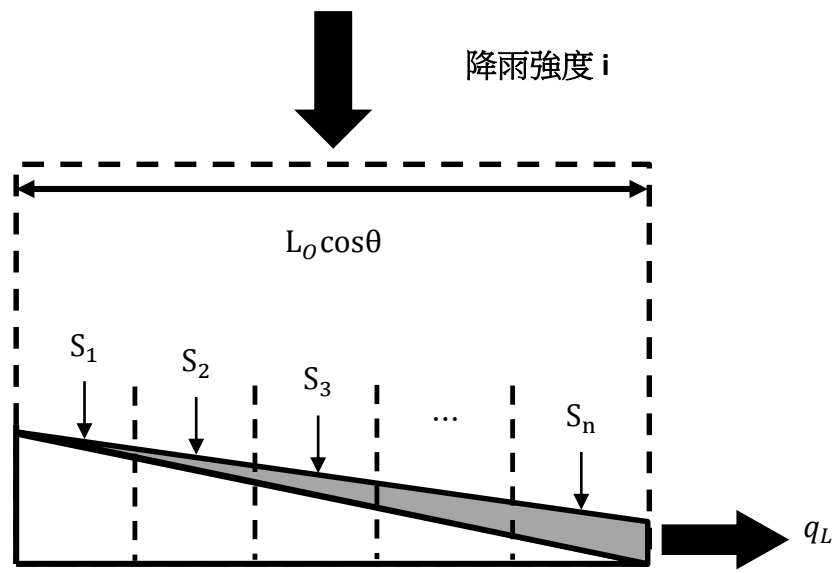


圖 1-24 BKW 區塊串聯計算示意圖

第三節 問題研析

總結前兩節臺灣都市防澇策略諸多問題，臺灣洪澇頻繁發生的原因是降雨強度強和事件總雨量較大，但相較而言臺灣都市人口密度較高的地區，是無法設置相對應的滯洪空間，施行相關減澇設施時皆須有所調整，於上游、中游、下游位置有所設置的防澇設施也需有所差異，對於不同重現期的降雨，也須設計不同策



略檢討評估雨水貯集滯洪設施的減量、減峰效益。

1. 歐美日本等國家氣候、水文與臺灣相異，採用其都市防澇減災工程策略，效益未必相同，需要經過評估，正確定位。
2. 配置雨水貯集滯洪設施於都市排水系統上、中、下游等不同位置，該地區所面臨的淹水頻率與淹水型態，其抑制逕流的概念不同，運用規則也未必相同，需要釐清其在整體治水策略所扮演的角色。
3. 對於不同型態暴雨，不同重現期設計降雨，是否應該研析不同防澇減災策略。
4. 設置之減澇設施若是無明確訂定設置目標和相關操作規範，其設施可能無法發揮預期中的效用。

第四節 研究目標

根據第三節所提出的問題，以 SWMM 結合 BKW 建立模式，於有雨量及流量觀測資料處率定參數和驗證模式，確立模式可信度後，以 Horner's Eq.及 SSGM 設計降雨事件，再以設計降雨進行差異化逕流減量策略模擬，最後分析模擬結果分析，提出在臺灣降雨條件下，雨水貯集滯洪設施扮演的角色，與如何運用設施能提供較佳效益，結合上述兩點提出最佳洪水管理方案。彙整研究目的後條列如下：

1. 檢驗雨水貯集滯洪設施，應用於臺灣降雨條件下的減量、減淹效益。
2. 評估《建築技術規則建築設計施工篇》規範基地面積貯留 45mm 的運用方法、空間配置和淹水減量效益。

3. 比較低衝擊開發設施與雨水貯集滯洪設施的逕流與洪峰削減效益。



第五節 論文架構

本論文第二章為研究方法論，介紹本文模式建立與率定驗證，分析說明淹水管理層級策略，以及設計降雨與模擬治澇設施的方法，第三章為模擬結果與分析，是以設計降雨模擬容量差別化策略的淹水深度與逕流量的變化，第四章為論文總結與建議。



第二章 研究方法

本章說明研究方法，圖 2-1 為完整研究架構流程。首先，以 SCS Curve Number 法處理降雨損失，繼而應用 BKW 模式計算直接逕流歷線，再結合 SWMM 雙層模式模擬逕流，模式建立後以臺中市劉厝排水的實際觀測數據，檢定和驗證模式成效。最後，以 Horner 公式結合 SSGM 雨型設計，設計不同重現期與延時的降雨，在劉厝地區評估滯洪空間設置前後減洪效益。

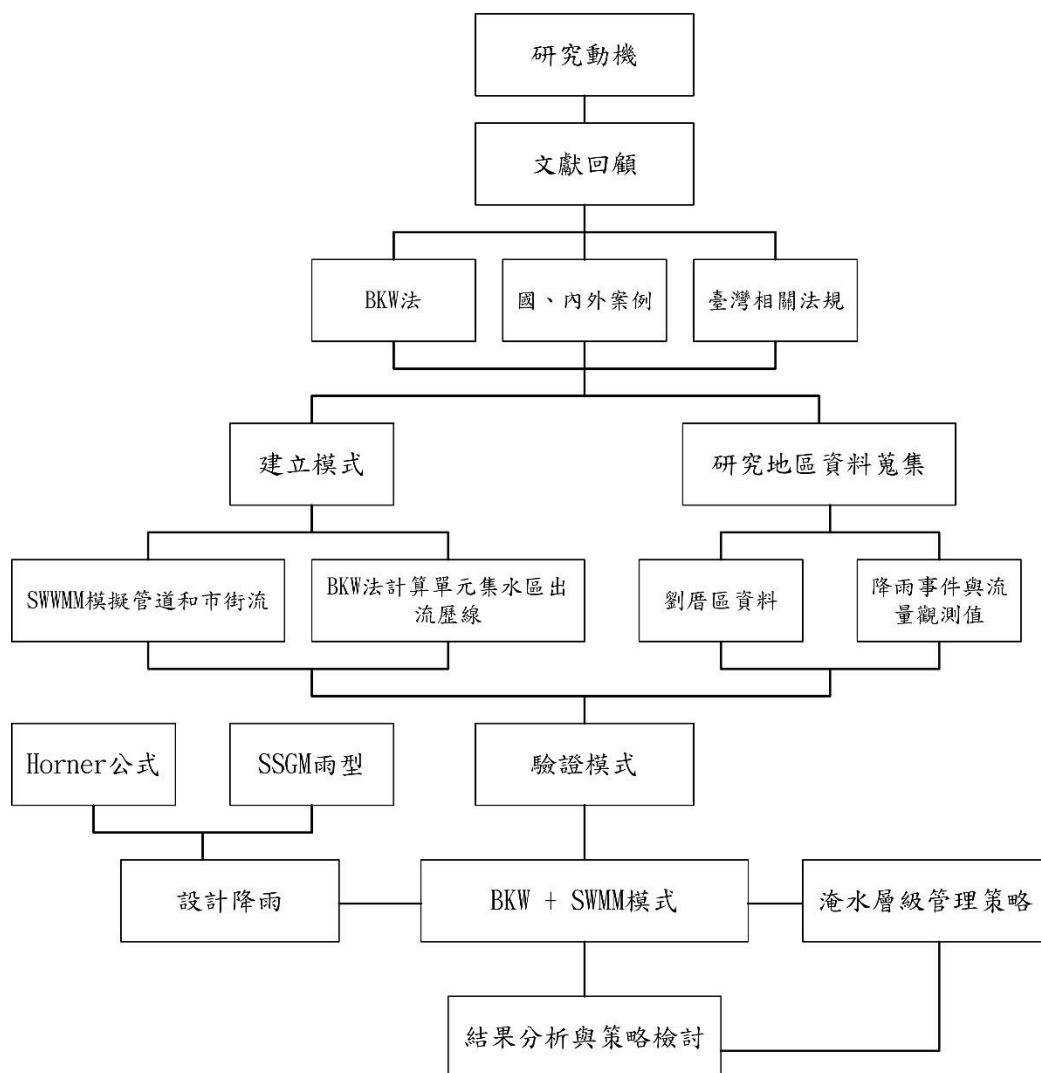


圖 2-1 研究架構流程圖

第一節介紹劉厝地區各式排水設施與背景，第二節介紹淹水層級管理策略，

第三節中介紹 BKW 結合 SWMM 的模式，並以 SCS CN 計算有效降雨，第四節為模式檢定、驗證過程與結果，第五節為低衝擊開發設施與雨水貯集滯洪設施模擬方法，第六節說明利用 Horner 公式和 SSGM 雨型設計降雨




第一節 模擬地區—台中劉厝

劉厝排水位於臺中市南屯區，全流域面積約有 2.8 平方公里，此區排水系統為供應下游農田灌溉，為灌排結合的水路，自內新庄子溪引水(水門操作由臺中農田水利會南屯工作站負責)，繼而沿中彰快速公路往南，於鎮和巷和中彰公路交會處附近再次匯入筏子溪。研究目的為都市滯洪空間差別應用的減洪效益，故選擇模擬劉厝排水區上游已建成下水道地區，此區包含建成住宅區和新興都市計畫區。(巨廷 與 宋長虹，民 102 年)

2.1.1 雨水下水道系統

見圖 2-2 中系統 A-1 為原有雨水下水道收集系統，收集黎明路以西、公益路以南及永春路以北一帶地區逕流量，其由 1.5 公尺×1.5 公尺漸變為 4.5 公尺×3.3 公尺之雨水下水道，經單元 3 開發區後排入鎮平溪支線。系統 A-2 為配合單元 2、3 開發新設之雨水下水道，兼具灌溉水量輸送功能。為維持下游農田灌溉所需水量，引水後沿環中路南行至公益路轉向東行至新闢龍富路，南行經單元 3 開發分區，但進入單元 3 開發分區前並無雨水逕流匯入。雨水下水道系統 A-2 與系統 A-1 均在永春東路及永春東七路交叉口附近匯入鎮平溪支線。雨水下水道系統 B 亦為新設之雨水下水道，於公益路轉向南行後，經五權西路、永春路，沿線收集五權西路以南、永春路以北一帶地區之逕流量匯入劉厝排水。雨水下水道系統 C 亦為新設之雨水下水道，本下水道上游與雨水下水道系統 B 共線。水路南行至五權西路後轉變為明渠，明渠段過永春東路後再轉為箱涵，收集永春路以南一帶地



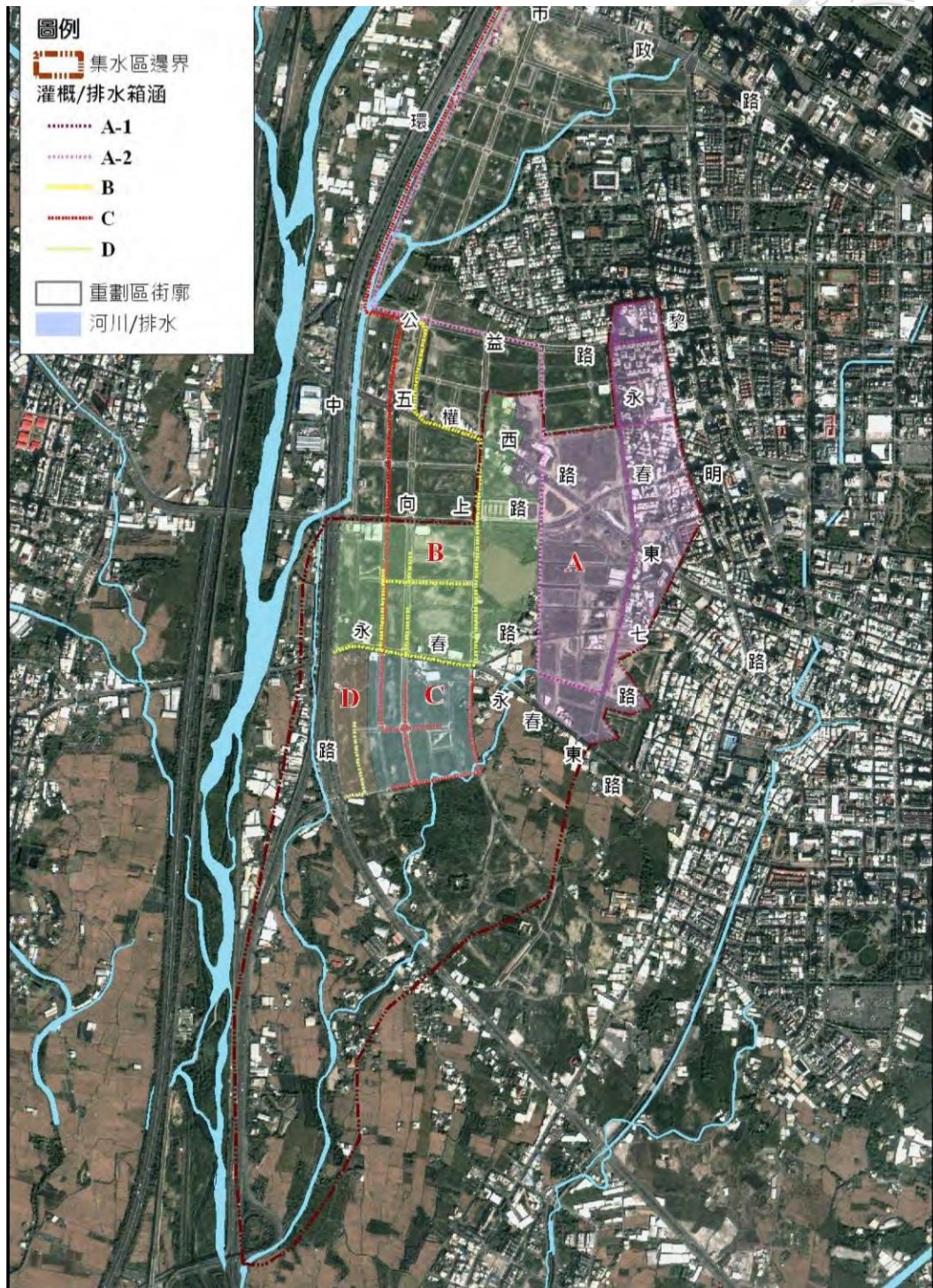
區之逕流量，並於單元 2、單元 5 交界處匯入鎮溪支線。雨水下水道系統 D 亦為新設之雨水下水道，收集五權西路與永春路間，鄰近環中路一帶地區逕流量匯入劉厝排水。本計畫區雨水下水道採用五年一次短延時暴雨降雨強度。(巨廷 and 宋長虹, 民 102 年)

2.1.2 流量、雨量觀測站布置

見圖 2-3 中 L2 位於向上路、永春東七路口之雨水下水道箱涵內，量測右上角已建成區域之逕流量，L2' 為 L2 流量輔助觀測站；L6 位於單元 3 所屬雨水下水道匯入鎮平溪支線處，觀測單元 3 出口之逕流量。雨量測站設置在劉厝排水系統東南側鎮平國小內，因為只使用單一雨量測站之雨量，故假設降雨於劉厝地區空間上均勻分布。(巨廷 與 宋長虹, 民 102 年)

2.1.3 模擬範圍與集水區劃分

選擇模擬劉厝排水區上游已建成下水道地區，此區包含建成住宅區和新興都市計畫區，總區域面積約為 1.33 平方公里，地勢東北高西南低(圖 2-5)，整體坡度約為 1%。根據下水道系統將集水區劃分為 A 至 E，A 區和 B 區部分為已開發地區，其餘部分為新都市計畫區，尚未有建築物，但已完成道路與下水道建設。模擬範圍如圖 2-4。因為劉厝水系為筏子溪內獨立子集水區，故假設無外水進入模擬範圍，且假設地面水流只會經由模擬時所設置之出口流出。



註： 1.底圖資料來源「國家太空中心 2011」

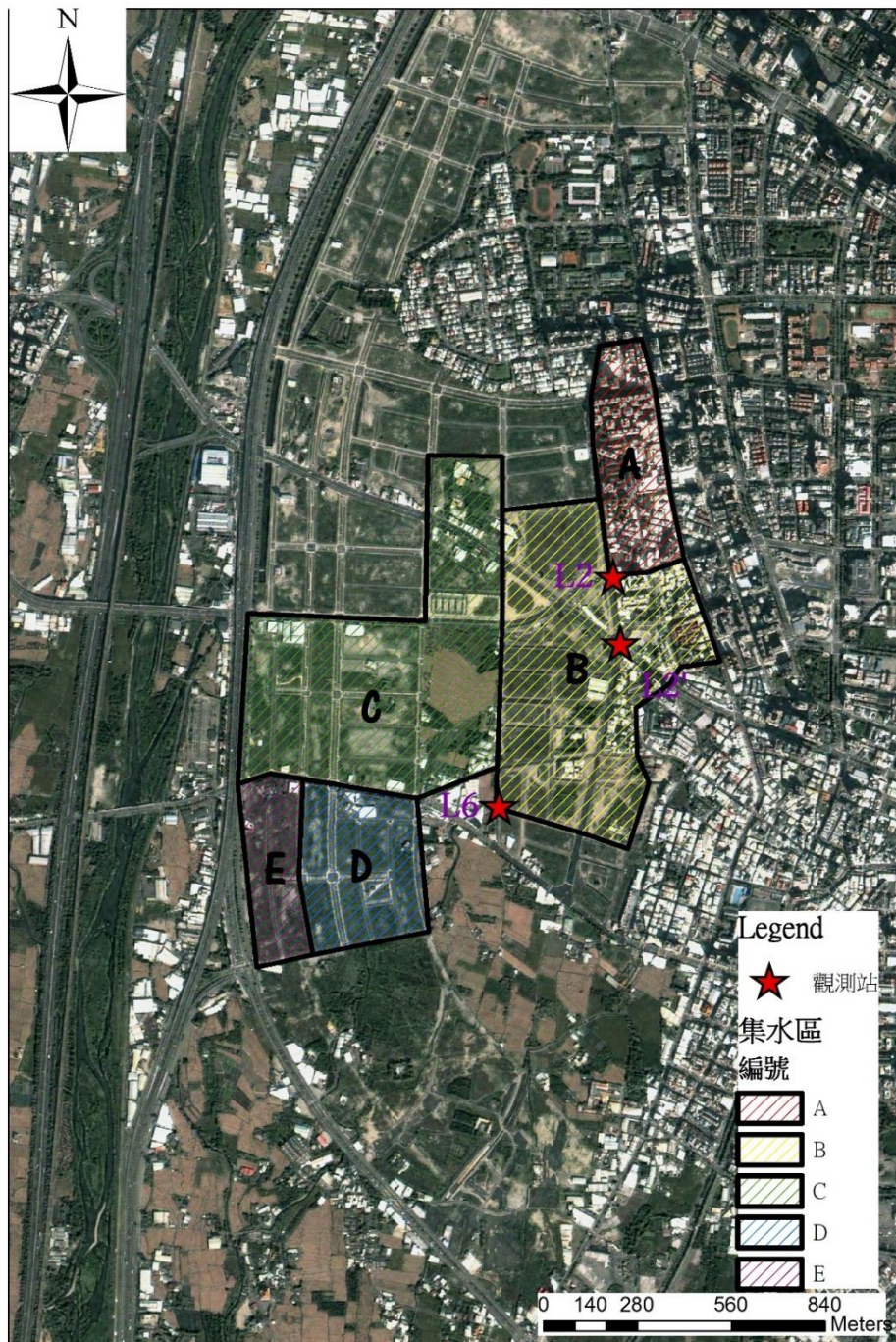
2.本影像由國家太空中心授予經濟部水利署水利規劃試驗所加以複製

圖 2-2 劉厝排水系統與下水道子集水區分佈圖(巨廷 與 宋長虹, 民 102 年)



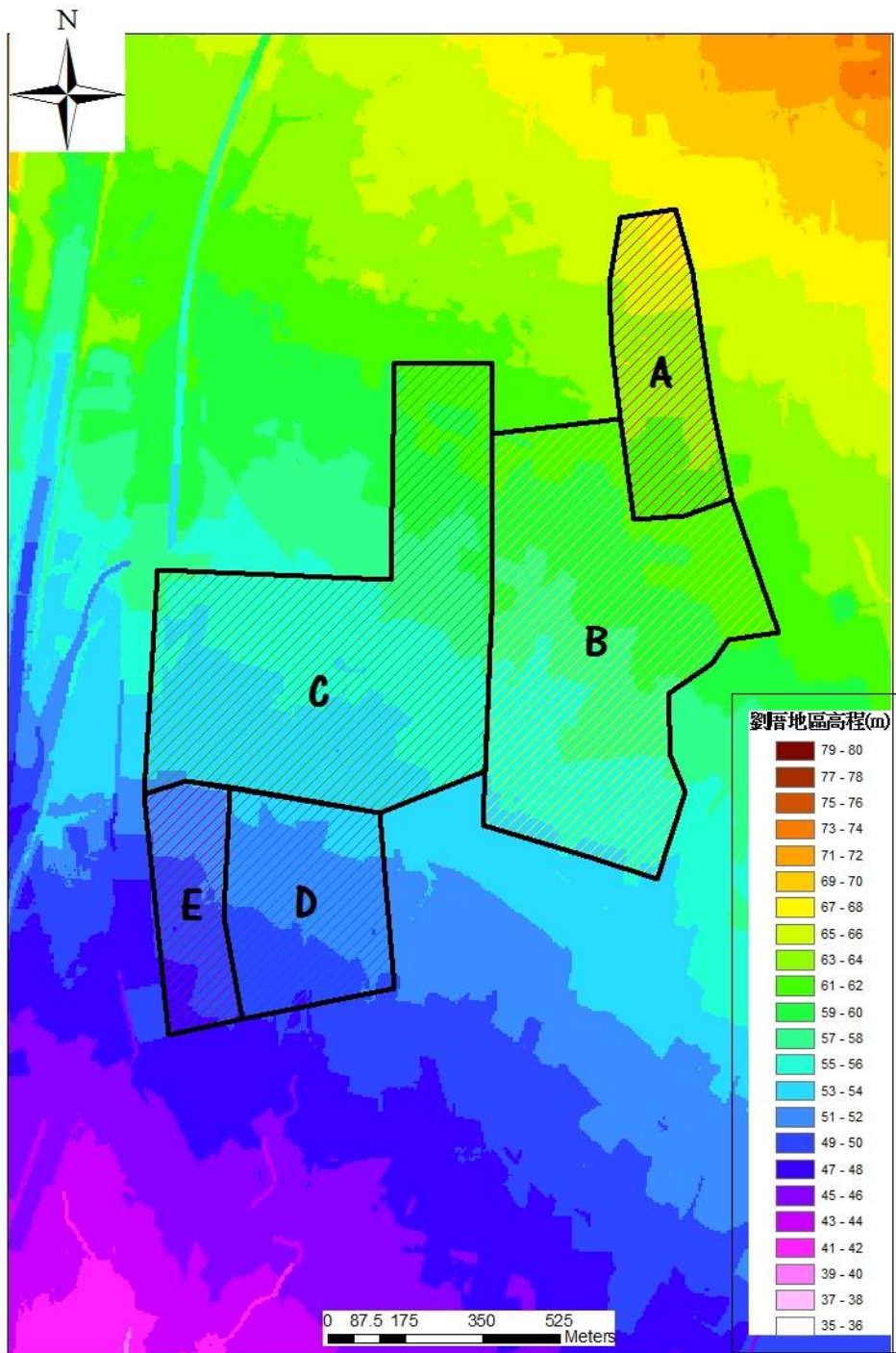
- 註： 1.底圖資料來源「國家太空中心 2011」
 2.本影像由國家太空中心授予經濟部水利署水利規劃試驗所加以複製
 3.雨水下水道依據台中市雨水下水道系統圖(巨廷工程顧問股份有限公司繪製)建置
 4.觀測站依據「土地利用型態變遷對逕流影響之評估研究」計畫需求設置

圖 2-3 劉厝地區觀測系統佈置圖(巨廷 與 宋長虹, 民 102 年)



- 註： 1.底圖資料來源「國家太空中心 2011」
 2.本影像由國家太空中心授予經濟部水利署水利規劃試驗所加以複製
 3.子集水區區域劃分為本研究依據雨水下水道系統劃分
 4.觀測站依據「土地利用型態變遷對逕流影響之評估研究」計畫需求設置

圖 2-4 模擬範圍與集水區劃分



註：1.高程資料為巨廷工程顧問股份有限公司提供

圖 2-5 劉厝地區高程



第二節 淹水管理層級策略

筆者建議於臺灣設置各式洪水管理設施時應該明確制定目標，因為臺灣特殊氣候環境，相同設施所能達到的減洪效益並不一定相同，若是設定過多目標，可能減低其所能達到減洪功用，如前文所提及的雨水貯留設施，於國外降雨強度不高地區雨水筒可能可以兼顧減洪及水資源再利用，但是臺灣降雨強度及總雨量相較之下偏高，雨水滯留設施平時可能需要盡量保持淨空。

滯澇設施作逕流降低方式如圖 2-6、圖 2-7、圖 2-8，一類如低衝擊開發設施，此類設施以增加降雨損失方式降低逕流，逕流削減結果如圖 2-6；但是當總雨量較大，貯納空間有限時，其對逕流影響會隨時間增加而減低，如圖 2-7 所示；另外一類則如圖 2-8，當逕流量達到所訂定的標準後才啟用，可削減降雨較強時段所產生逕流，施作此類設施逕流結果如圖 2-8。

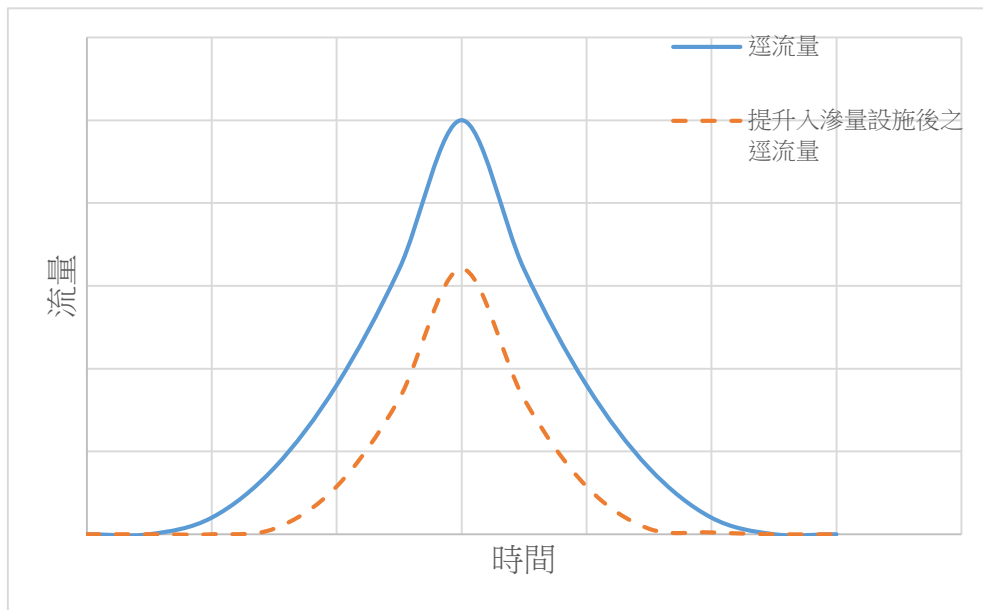


圖 2-6 施作增加入滲損失類設施逕流示意圖(總降雨量較低情境)

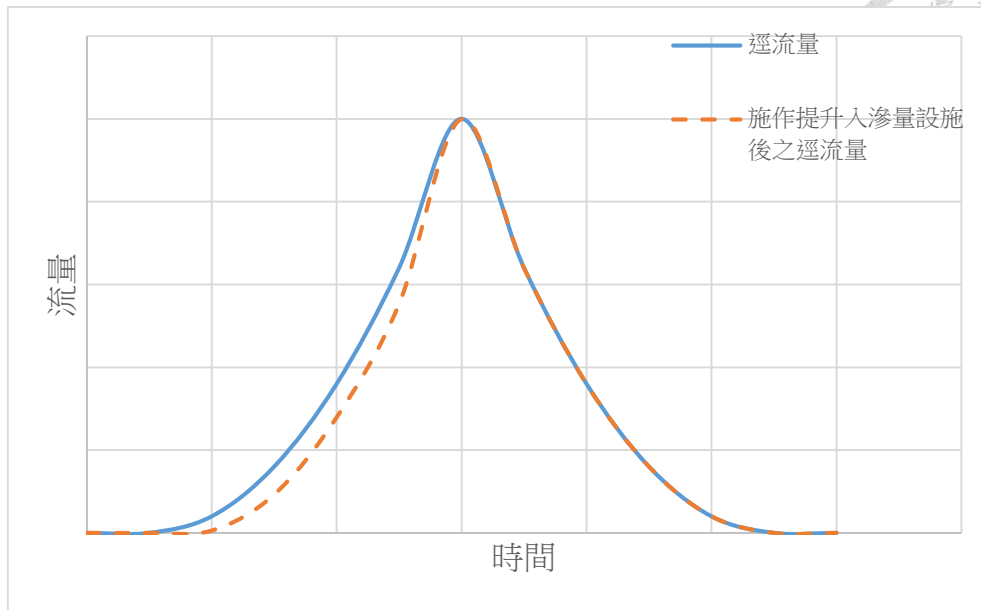


圖 2-7 施作增加入滲損失類設施逕流示意圖(總降雨量較高情境)

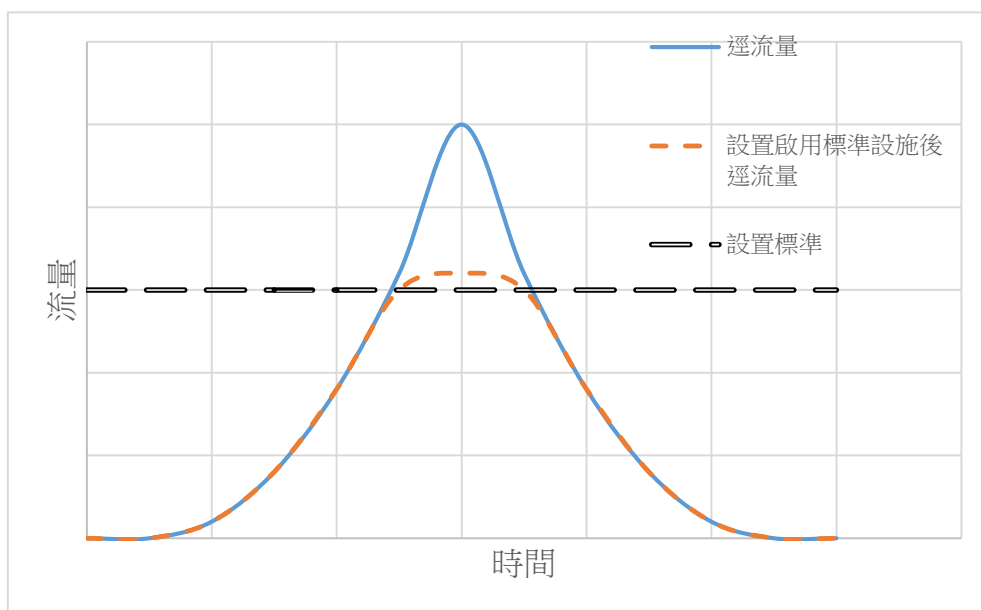


圖 2-8 施作設置逕流量標準類設施逕流示意圖

筆者建議不同程度的降雨事件應該有相對應的治理策略，和相對應的洪水治理設施。將降雨事件以強度區分為第一層日常降雨，第二層雨水下水道系統設計標準以上之降雨，第三層數十年重現期至堤防重現期降雨，以及第四層高於堤防重現期之降雨，並針對不同程度降雨事件提出對應策略。第四層降雨為外水進入都市造成的淹水，前三層為內水問題。論文中會模擬第一、二層的策略與設施，第三、四層策略則屬政策層面，需搭配淹水或洪水預報系統，故論文中無進行模

擬。



2.2.1 第一層級：日常降雨

針對這類較常發生且危害較低洪水，雨水筒、植生溝、綠屋頂等低衝擊開發或保水基地設施搭配五年左右重現期之下水道，藉由入滲和滯留減少地面逕流量，並避免逕流於第一時間集中排放至於下水道，而造成下水道滿載，而造成下水道下游流經一帶，或是低窪地區宣洩不良而淹水。同時滯留或貯留之水資源，如前文可替代自來水，和以增加綠地面積減低都市熱島效應，兼具景觀功能。

2.2.2 第二層級：雨水下水道系統設計標準以上之降雨

重現期稍高達十年之淹水便啟用雨水貯集滯洪空間，啟動機制為發現路面開始淹水且深度會影響車輛行駛時，或是此區逕流已達地區逕流管控標準時，便讓水進入滯洪空間，儲存超越下水道和邊溝負荷能力之逕流量，並於洪水消退後，立即排空滯洪空間內之貯水，盡量保持空間淨空以在下次洪水來時及時發揮作用。此部分之滯洪空間設置目的不包含水資源再利用，單純為削減洪水尖峰時流量。因為時間限制，論文中指模擬當路面淹水達一深度後進入雨水貯集滯洪空間的情形。

2.2.3 第三層級數十年重現期至堤防設計強度之降雨

當遭遇重現期達數十年之降雨強度，且滯洪空間體積也以裝滿，低窪地區便會因下水道滿載開始淹水。避免此強度洪水進入建築內造成損失，可以高程管理中各項方案減低損失，並輔以道路排水方式加速排出洪水。



2.2.4 第四層級：堤防設計重現期以上之洪水

針對降雨強度高於堤防設計重現期之洪水，前幾階段之洪水管理策略皆可不同程度減低災情，但是當遭逢如莫拉克颱風於高雄地區所降下的總雨量及強度時，是無法避免溢堤、潰堤或各式淹水災情發生，此時應該配合已建立之洪水警報系統，適時撤離和封鎖避免不必要之人員傷亡。

第三節 SWMM 結合 BKW

本文以 SWMM 優異渠道計算部分搭配鍾文忠所開發之 BKW 斜板流模式，以解決前文所列問題。先以美國 SCS CN 法扣除降雨損失，已獲得有效降雨，進而將有效降雨及子集水區資料輸入 BKW 模式，演算子集水區出流量，再將 BKW 演算結果分配至 SWMM 節點。SWMM 模式中建構兩層渠流系統，分別為街道系統與下水道系統，且兩系統以雙向堰連接，使兩層系統流水可雙向交換，且 BKW 計算結果會匯入至街道系統節點，較符合現實中雨水至街道進入下水道的過程，當下水道系統有空間時期便會流入下水道，但有最大流速限制，亦即可模擬當暴雨時期，雨水來不及進入下水道所造成的漫淹現象，此外也可模擬因集水區上游輸送造成下游地區下水水道容量遞減而淹水的問題，另外當下水道滿管時，也可至下水道溢流形成市街流。圖 2-9 為 BKW+SWMM 模式流程示意圖。

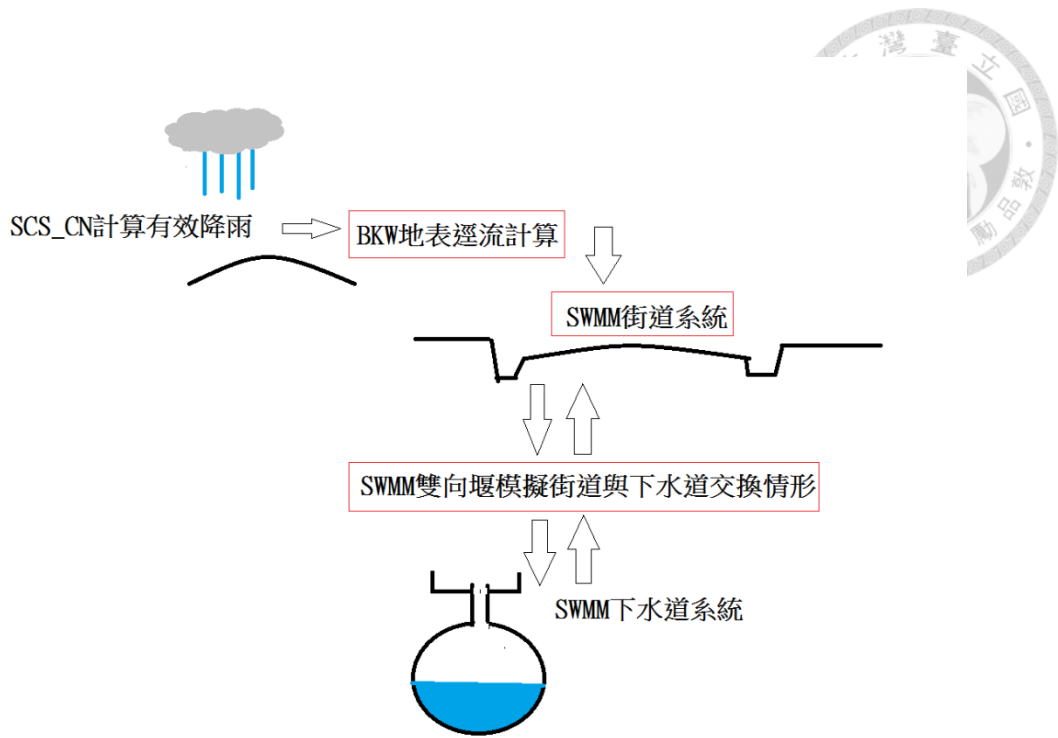
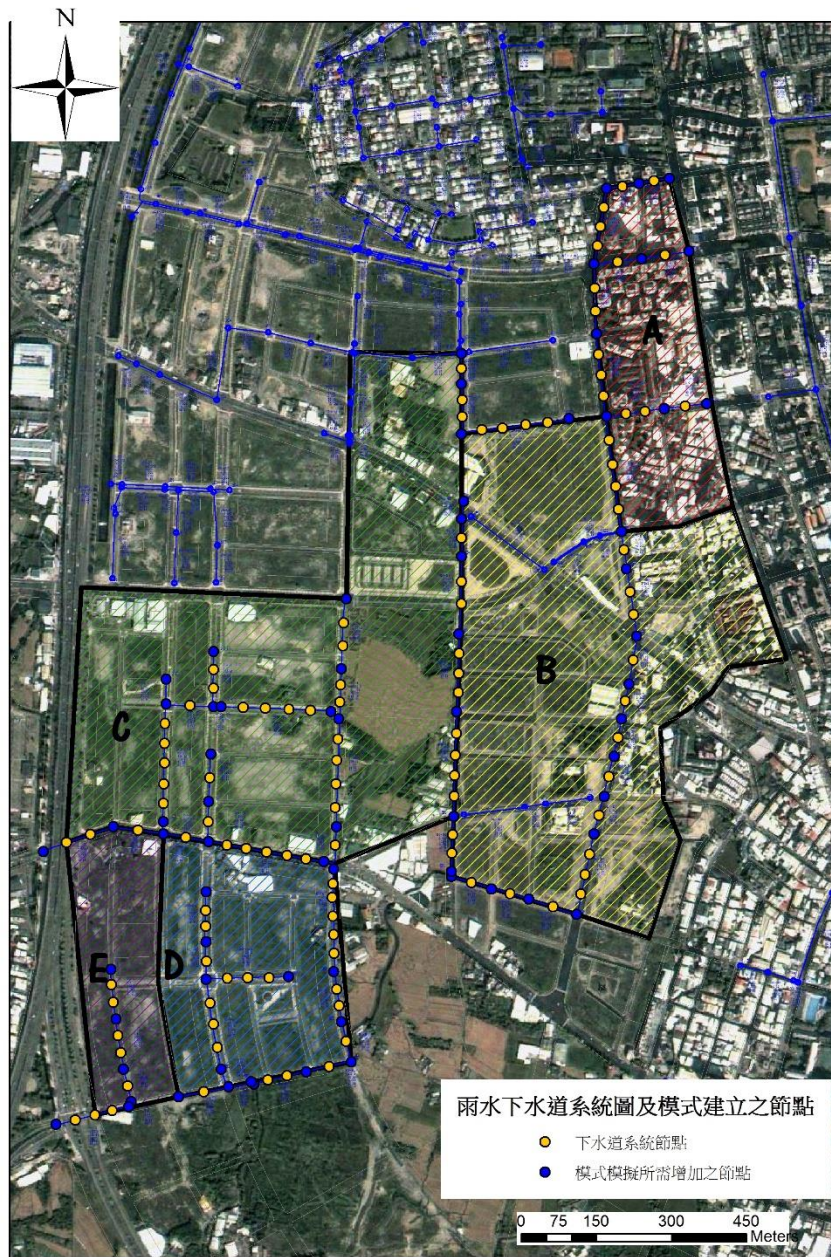


圖 2-9 SWMM&BKW 模式示意圖

如上段簡介模式當中需要建立街道與下水道系統圖層。下水道系統圖層依據台中市雨水下水道系統圖建置，如圖 2-10，藍點為原先雨水下水道系統節點，因模擬所需增加黃色節點，下水道斷面、高程資料也依據台中市雨水下水道系統圖設置；圖 2-11 為街道系統圖，因為欲模擬人孔處街道與下水道逕流交換情形，原先下水道系統中有節點處街道系統都會有相對應節點，另外在街道處選擇適合距離也建立節點，論文假設劉厝地區所有街道斷面接一致，詳細模擬斷面稍後介紹，道路高程則依據圖 2-5 高程資料設置。



- 註： 1.底圖資料來源「國家太空中心 2011」
2.本影像由國家太空中心授予經濟部水利署水利規劃試驗所加以複製
3.子集水區區域劃分為本研究依據雨水下水道系統劃分
4.雨水下水道依據台中市雨水下水道系統圖(巨廷工程顧問股份有限公司提供)建置

圖 2-10 下水道系統圖層與節點



- 註： 1.底圖資料來源「國家太空中心 2011」
2.本影像由國家太空中心授予經濟部水利署水利規劃試驗所加以複製
3.子集水區區域劃分為本研究依據雨水下水道系統劃分

圖 2-11 街道系統圖層與節點



2.3.1 降雨損失公式

以美國水土保持局 SCS 公式扣除損失獲得有效降雨，但考量土質與當地水文環境，實際土壤情形可能介於 CN_I 至 CN_{III} 之間，公式如下

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10+0.13CN(II)} \quad (2-1)$$

$$S = \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) 2.54 \quad (2-2)$$

$$P_e = \frac{(P-0.2S)^2}{P+0.8S} \quad (2-3)$$

P：累積降雨

P_e：有效累積降雨

S：集水區可能最大蓄水量

CN(III)：Curve Number of SCS 適用於潮濕土壤

CN(II)：Curve Number of SCS 適用於一般土壤

(Chow, 1964)

2.3.2 區塊劃分與逕流分配

依據街道劃分 BKW 模擬模式所需區塊，將街區視為排水單元，故劃分最主要的是依據街區輪廓，當街區較面積較大或是其所在位置下水道較為密集時，會將街區切成較小的排水區塊，區塊切割結果如圖 2-12。每個區塊資料和參數輸入至 BKW 模逕流模式後，BKW 模式會依據模式設定切割成更小區塊，本論文考量 BKW 模式計算時間與計算精確度，每一個區塊計算時會切割成十個小區塊。

劉厝地區地勢走向明顯，高程由右上向左下遞減，故劃分 BKW 所需子集水區後，降逕流平均分配至較低兩邊(西側與南側)的 SWMM 道路圖層上的節點。



2.3.3 BKW 模式所需資料與參數設定

面積

需要區塊面積大小。

漫地流長度

BKW 計算時需要漫地流之寬度。以全區域面積與總道路長度計算劉厝地區 Drainage Density，並以此統一每個集水區的面積與漫地流之長度的關係。公式如下，計算結果為 $D=1/59$ (1/公尺)。

$$D = \frac{\sum_i \sum_j L_{ij}}{\sum_i A_i} \quad (2-4)$$

$$L_o = \frac{1}{2D} \quad (2-5)$$

i：第 i 個子集水區

j：第 j 段渠道

L_o ：漫地流長度

D：Drainage Density

(Chow, 1964)

坡度

坡度取集水區任兩角點高程計算，取最大坡度為集中渠道坡度，次高坡度則作為漫地流坡度。

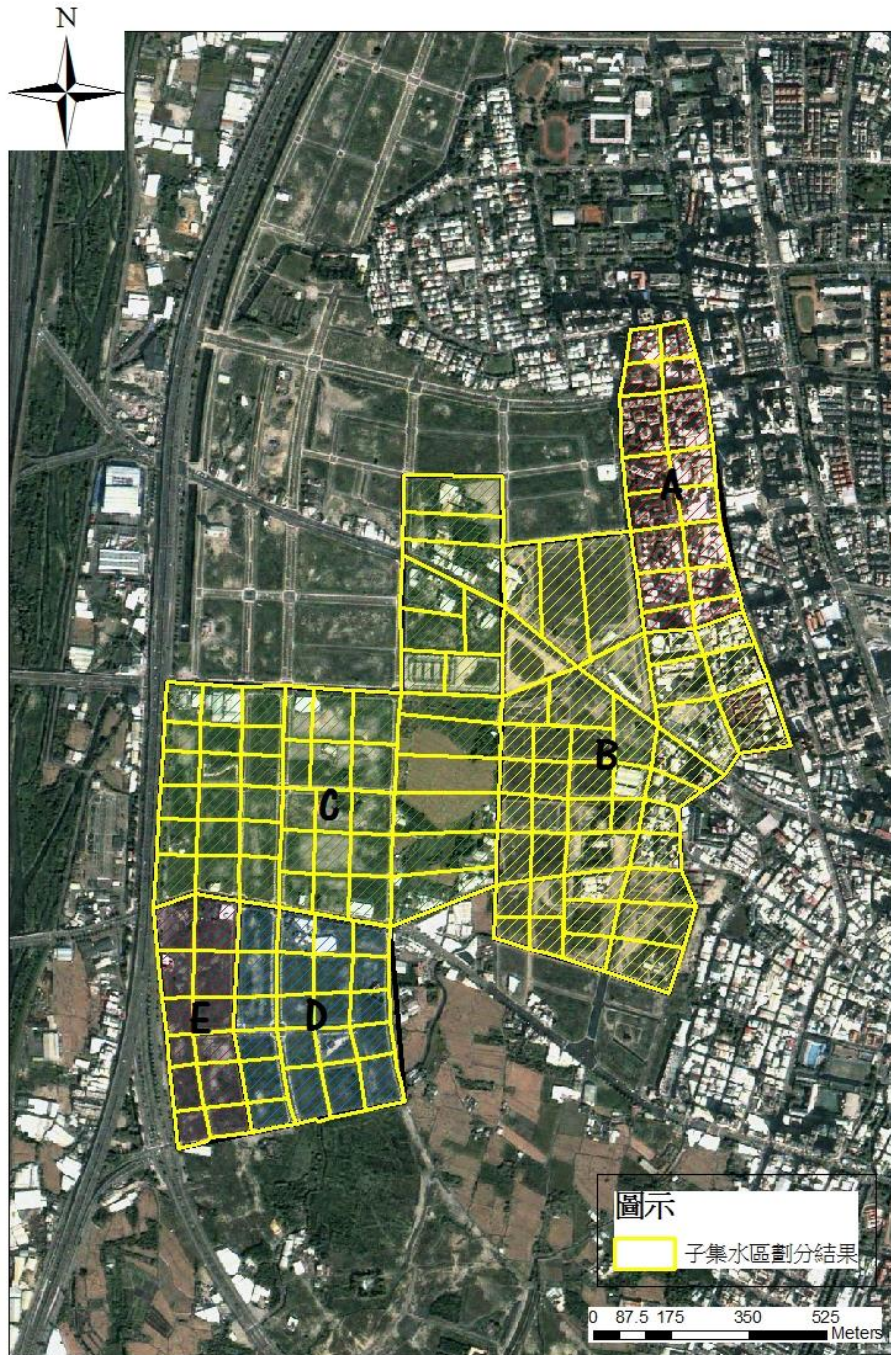
曼寧粗糙係數

模式中需要輸入集中渠道曼寧粗糙係數，次高坡度則作為漫地流曼寧粗糙係數，研究中參考 SWMM 使用者手冊所給表格之數值設定，繼而進行檢定。

出流口數

街道系統圖層中，每一個節點都會被分配至一個區塊，每一個區塊內所分配的節點總數即為該區塊之出流口數，再將 BKW 計算所得單一區塊逕流歷線平

均分配置區塊內相對應的街道節點。



註：1.底圖資料來源「國家太空中心 2011」

圖 2-12 BKW 區塊化分圖



2.3.4 SWMM 下水道與街道雙層設置

BKW 區塊逕流計算結果會輸入至 SWMM 模式中道路節點，以進行 SWMM 模擬雨下水道與市街流，圖 2-13 為道路簡化後模擬剖面，與模擬雙邊有邊溝之八公尺寬道路，邊溝依據《市區道路及附屬工程設計規範》(內政部營建署, 民 98 年)，路面排水之 U 型溝淨寬不宜小於 30 公分，淨高不宜小於 40 公分，本研究邊溝設計選用最小斷面，為了方便模擬，將原先剖面雙邊邊溝集中至中間凹槽，故為高四十公分寬六十的集中渠道。

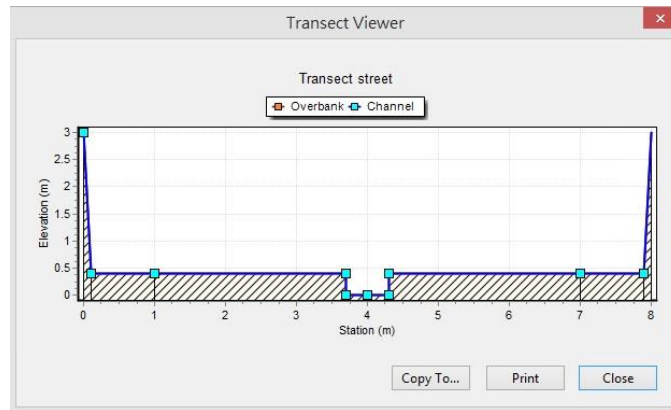


圖 2-13 道路簡化後模擬剖面

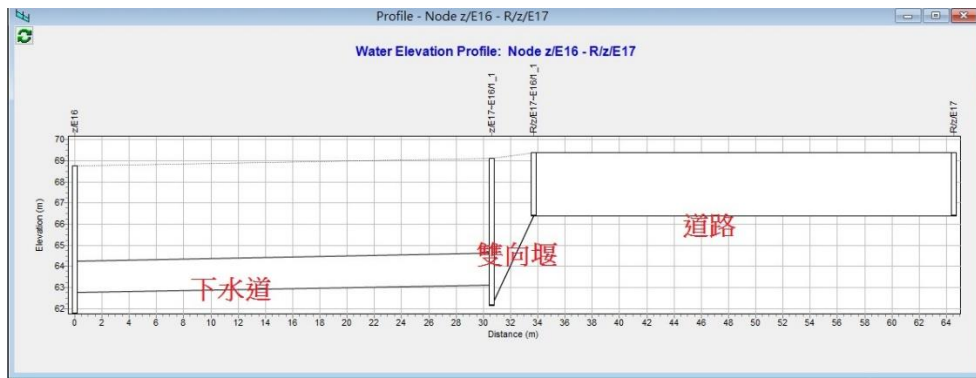


圖 2-14 SWMM 街道結合下水道單元示意圖

圖 2-14 為下水道與道路單元示意圖，輔理解之剖面則如圖 2-15，圖 2-14 中右上道路圖層模擬邊溝以及路面；左方為下水道，其高程及斷面根據臺中市雨水下水道設計圖資所建置；中間為雙向堰扮演類似人孔之角色。將 BKW 計算逕

流輸入道路節點後，當水道上有空間時會優先進入下水道系統，下水道系統滿管時，當累積深度高於地面 3 公分時便會經由雙向堰反向溢出至道路，於邊溝甚至路面進行輸送。圖 2-16 為 SWMM 內設置圖，右上為街道系統圖層，中間為連結的雙向堰圖層，左下為下水道系統圖層。本研究中的所建立的 SWMM 模式較為特殊，因為使用 BKW 模式取代 SWMM 內建之降雨逕流模組，故 SWMM 模式內不包含 Subcatchment 與 RainGage 兩類元件。

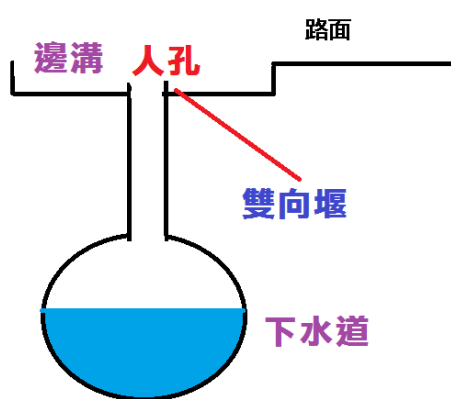


圖 2-15 SWMM 街道結合下水道單元剖面示意圖

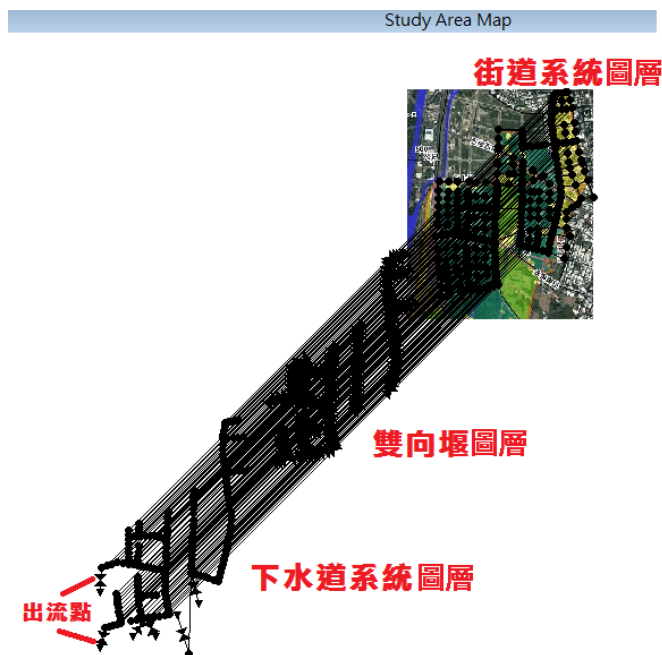


圖 2-16 SWMM 街道結合下水道 SWMM 內設置圖



第四節 率定與驗證

模式率定時需考量劉厝地區排水系統設計，若是選定降雨事件強度高於設計承受容量，雨水會形成街道逕流或是於低窪區積淹，造成模式參數率定錯誤，故選定驗證與率定事件皆小於當地設計重現期降雨強度。選定參數率定降雨事件為民國 102 年 5/17，驗證降雨事件為民國 102 年 8/29(康芮颱風)。評估標準則採淹水及逕流模式最常使用的效率係數、洪峰流量差、洪峰時間差。圖 2-17、圖 2-18 分別為民國 102 年 5/17 與 8/29 降雨量與觀測站流量歷線，兩事件總雨量和觀測站流量詳細資料見表 2-2，須注意流量觀測站 L2 於 5/17 逕流係數高於一，8/29 所得逕流係數接近一，可能是此站所圈畫集水區有外水流入，或是集水區內降雨空間分佈不均導致，故觀測資料可能比模擬值高。

表 2-2 民國 102 年 5/17、8/29 總雨量和觀測站流量詳細資料

	降雨延時 (Hr)	總雨量 (mm)	L2 洪峰流量 (cms)	L6 洪峰流量 (cms)	L2 逕流係數 (%)	L6 逕流係數 (%)
102/5/17	5	73.5	2.86	3.63	119.03	44.59
102/8/29	14	192.5	2.9	8.3	97.37	57.59

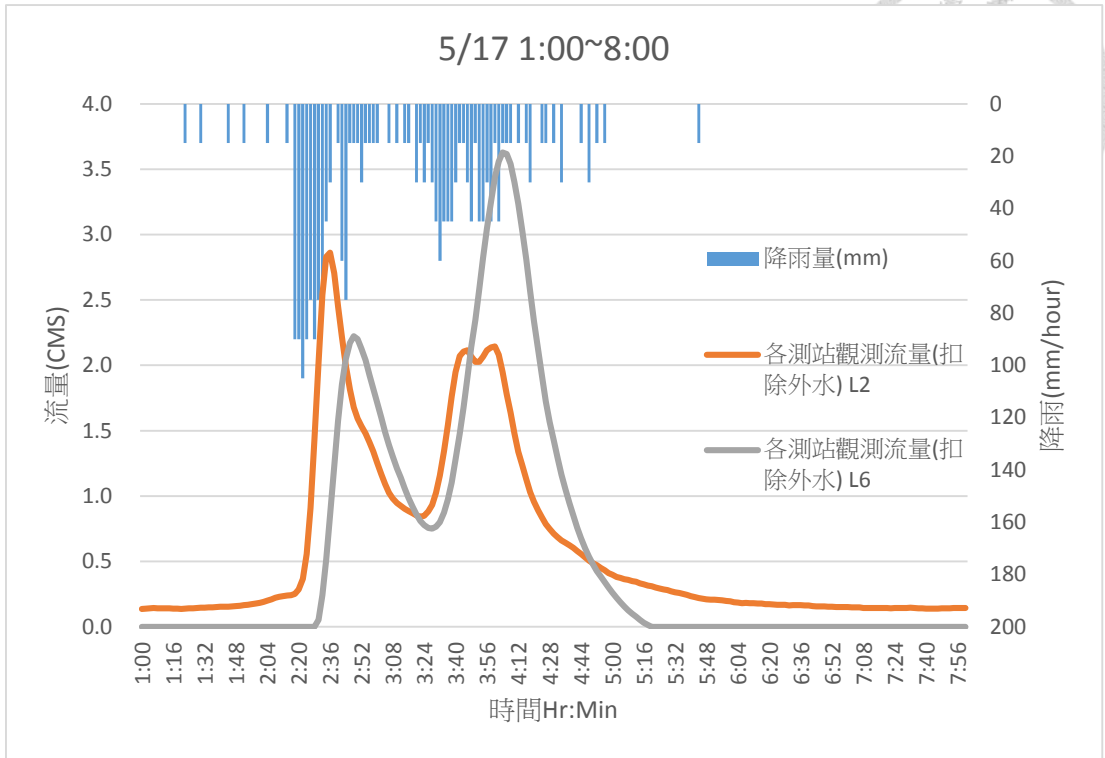


圖 2-17 民國 102 年 5/17 降雨量與觀測站流量歷線

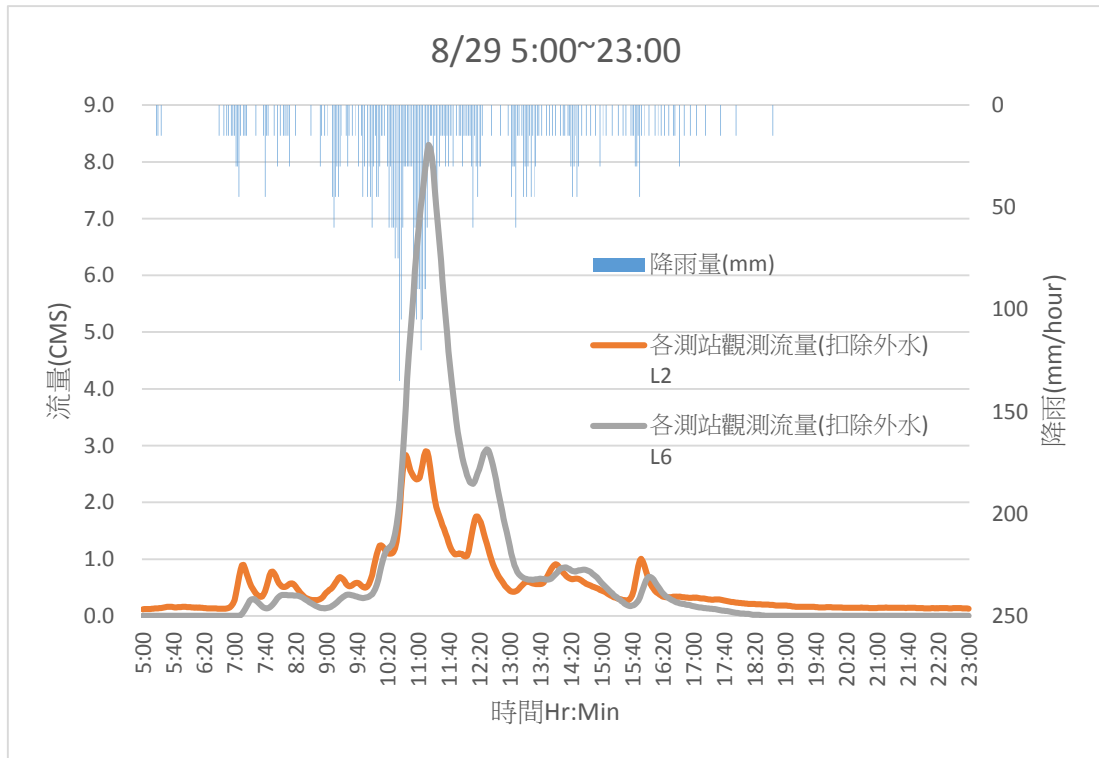


圖 2-18 民國 102 年 8/29 降雨量與觀測站流量歷線



效率係數(C.E., Coefficient of Efficiency)

比對每兩分鐘資料，模擬與觀測流量資料差異，當效率係數越接近一，表示模擬結果約接近真實資料。

$$CE = 1 - \frac{\sum(Q_m(t) - Q_{obs}(t))^2}{\sum(Q_{obs}(t) - \bar{Q}_{obs})^2} \quad (2-6)$$

洪峰流量誤差百分比

$$\Delta Q_p = \frac{Q_{p,m} - Q_{p,obs}}{Q_{p,obs}} \times 100\% \quad (2-7)$$

洪峰時間差

$$\Delta T_p = T_{p,m} - T_{p,obs} \quad (2-8)$$

2.4.1 檢定結果

依表 2-3 參數模擬，如前文所述圖 2-19、圖 2-20 模擬流量低於觀測流量，但逕流趨勢變化相似，見表 2-3 檢定詳細結果，洪峰流量差異百分比約有兩成，洪峰時間模擬極為準確，較差的 L6 測站也只有六分鐘的延遲，整體模擬效益係數 (CE) 達 0.8 以上。

表 2-3 檢定結果中參數資料

土地利用 類型	CN	BKW 斜板 曼寧係數	BKW 渠道 曼寧係數	SWMM 街道 曼寧係數	SWMM 管道 曼寧係數
已開發地區	96	0.1	0.05	0.012	0.01
未開發地區	86	0.25	0.05	0.012	0.01

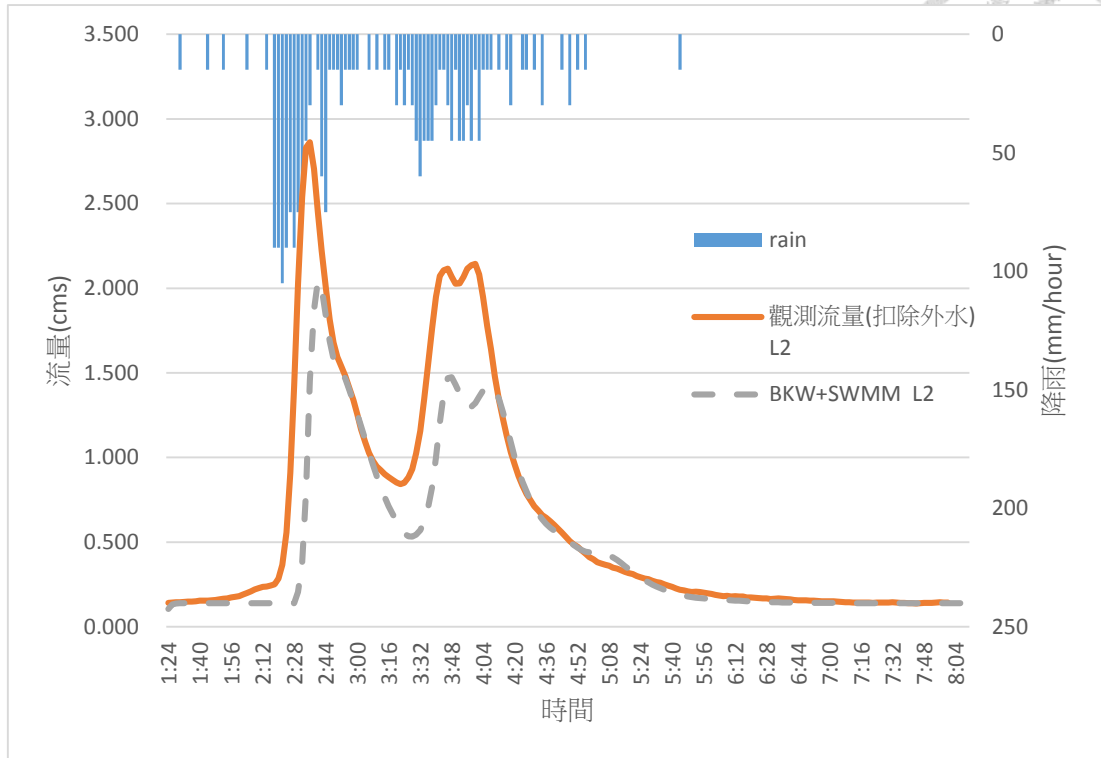


圖 2-19 5/17 觀測站 L2 檢定結果

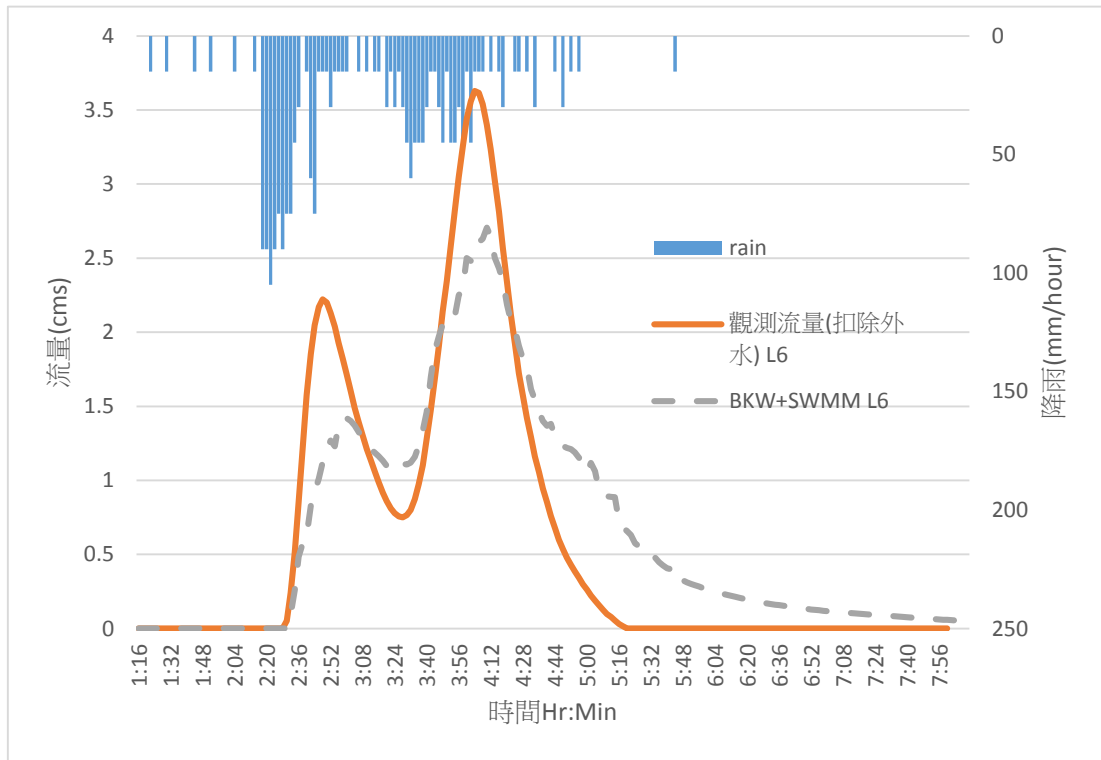


圖 2-20 5/17 觀測站 L6 檢定結果

表 2-3 檢定結果中模擬效益

觀測站	觀測洪峰 流量 (cms)	模擬洪峰 流量 (cms)	洪峰流 量 差(%)	觀測洪峰 時間 (Hr:Min)	模擬洪峰 時間 (Hr:Min)	洪峰時 間 差(min)	CE
L2	2.86	2.04	-28.65	02:36	02:40	4	0.8416
L6	3.63	2.71	-25.44	04:04	04:10	6	0.8769

2.4.2 驗證結果

驗證結果與參數率定結果相似，圖 2-21、2-22 為逕流模擬時間序列，大致逕流趨勢接近觀測流量，表 2-4 為驗證詳細結果，L2 洪峰流量差異稍大，但是兩洪峰時間差異為正負二分鐘，效益係數(CE)仍有 0.8 以上。

因為論文模式設置目的為模擬逕流減量設施效益，並非模擬真實逕流或淹水情形，故接受此模式檢定驗證結果。

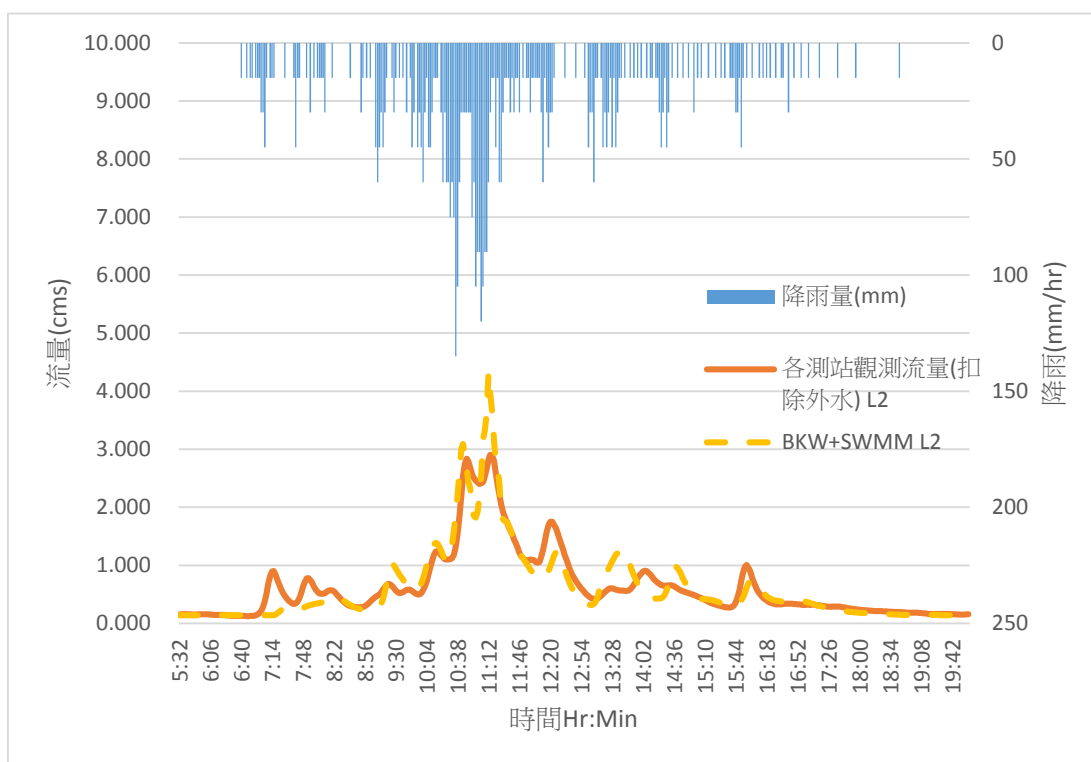


圖 2-21 8/29 觀測站 L2 驗證結果

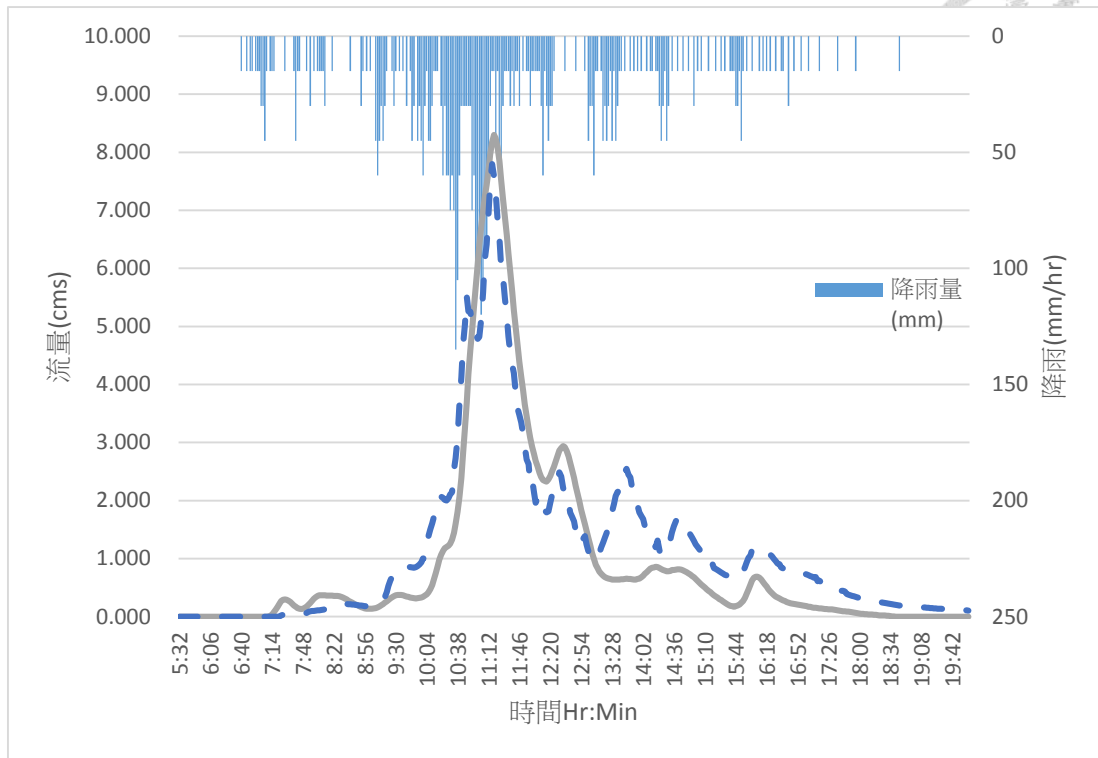


圖 2-22 8/29 觀測站 L6 驗證結果

表 2-4 驗證結果

觀測站	觀測洪峰 流量 (cms)	模擬洪峰 流量 (cms)	洪峰流 量 差(%)	觀測洪峰 時間 (Hr:Min)	模擬洪峰 時間 (Hr:Min)	洪峰時 間 差(min)	CE
L2	2.90	4.33	49.19	11:14	11:12	2	0.8201
L6	8.30	7.80	-6.08	11:18	11:16	-2	0.8693

第五節 低衝擊開發與雨水貯集滯洪設施模擬方法

本研究決定以降低 Curve Number 表現其地貌改變。以檢定驗證所得的開發地區 CN96，非開發地區 CN86，施作低衝擊開發設施後分別減低 CN80 與 CN70，以公式 2-2 計算集水區最大蓄水量的變化，表 2-5 為計算結果，開發地區與非開發地區增加 6 倍與 2.6 倍蓄水量(S)。須注意此處地衝擊設施設置後 CN 值的變化極為理想化，實際情形 CN 值會隨當地土質、低衝擊開發設施種類、施作

面積而改變。



表 2-5 低衝擊開發設施設置後 CN、S 變化

	未開發地區		開發地區	
	CN	S(cm)	CN	S(cm)
檢定驗證結果	86	4.13	96	1.06
模擬設置低衝擊開發設施	70	10.89	80	6.35

表 2-6 為前一小節的介紹的設計降雨，於不同延時與重現期設計降雨 CN 值相對應的有效降雨和總雨量比值，同時也可視為逕流係數 C。因為 CN 值不變時最大蓄水量有限，故當重現期增高、延時增長時，比值數值會逐漸增大。

表 2-6 不同延時與重現期設計降雨 CN 值相對應的有效降雨和總雨量比值

		有效降雨和總雨量比值			
		90 分鐘延時		720 分鐘延時	
		5 年重現期	25 年重現期	5 年重現期	25 年重現期
CN	86	0.59	0.7	0.80	0.88
	70	0.28	0.42	0.58	0.71
	96	0.87	0.91	0.94	0.97
	80	0.46	0.59	0.71	0.82

如圖 2-23 而雨水貯集滯洪設施便以 SWMM 內 Storage 模擬，圖 2-24 為輔理解示意圖，以單向堰將其與街道系統連接，並設定閘門使其無法回流，設置體積依據內政部法令為該區塊面積乘上 0.045 公尺高度，設施入流口為該區塊最低點，當市街流內逕流溢出邊溝並於路面淹水十公分(半個輪胎高度)，便會進入雨水貯集滯洪設施。SWMM 詳細設定見附錄 B。

前文說明雨水貯集滯洪設施逕流進入標準，分別為逕流量管制和路面達一定淹水深度。以臺北市所訂定逕流管制規範為例，每平方公尺允許最大逕流為

0.0000173cms，A 區最大出流量 2.36cms，逕流管制規範設置本是針對人口密集都市地區，避免單一區域占用過多下水道容量，因而造成下游段排水不亮或滿管淹水，然而劉厝地區排水系統是灌排結合設計，故斷面積較大，以曼寧公式計算上游 A 區下水道滿管時出流量約為 75.3cms，故此處不考量逕流量管制規範。

此處設置將設定街道系統(路面、邊溝)具有路面排水功能，如前文所言丹佛地區之 Major System，此系統與臺北市所設置每平方公尺逕流管制最大出流量相異。逕流管制目的為避免基地產生過大流量，因而造成下水道系統負荷過大而淹水；Major System 則是透過路緣等設施將逕流限制於市街當中，目的為不造成淹水損失。

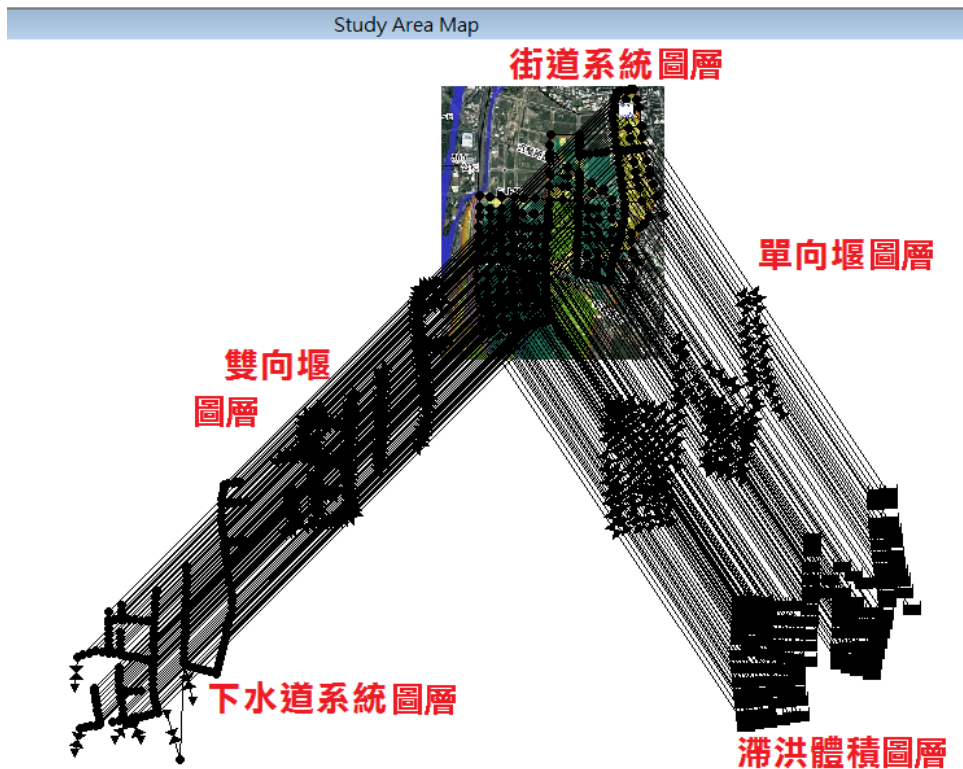


圖 2-23 SWMM 街道結合下水道與設置地下滯洪體積於 SWMM 內設置圖

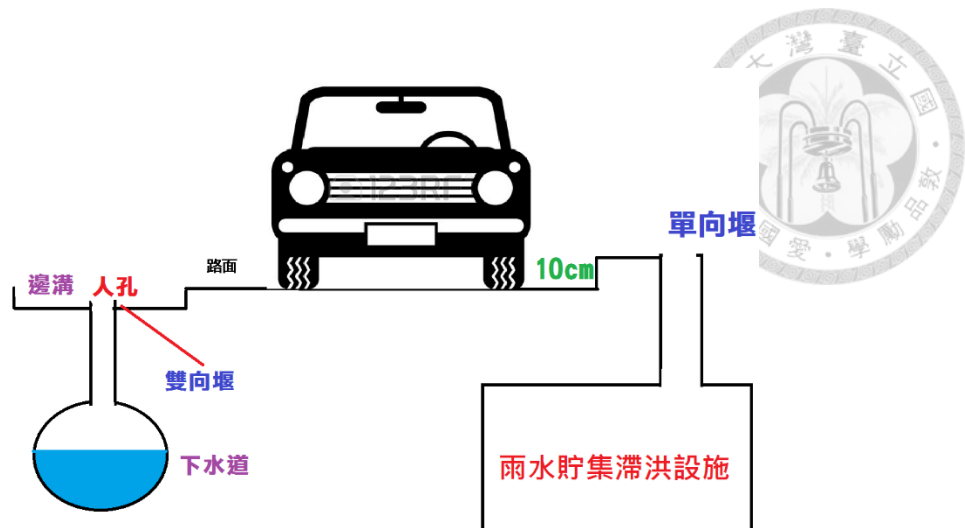


圖 2-24 SWMM 街道結合下水道與設置地下滯洪體積於剖面示意圖

第六節 降雨強度及雨型設計

參照「水文設計應用手冊」(經濟部水資源局, 民 90 年)及「區域排水整治及環境營造規畫參考手冊」(經濟部水利署水利規劃試驗所, 民 95 年), 降雨強度—延時—頻率公式採用 Horner 公式, 雨型設計則選用序率馬可夫鍊(SSGM)。Horner 公式內參數選用離劉厝較近臺中雨量測站的迴歸結果(見表 2-7), SSGM 雨型分配比例參考「水文設計應用手冊」及「土地利用型態變遷對逕流影響」, 根據劉厝所在區位選用中二區, 短延時為十二時間間格, 長延時為二十四時間間格。短延時選擇九十分鐘降雨為代表, 長延時則以十二小時降雨為代表模擬, 分別模擬下水道設計標準五年重現期, 高於下水道設計標準但低於堤防設計標準二十五年重現期。設計降雨如圖 2-21、2-22 所示。

表 2-7 Horner's Eq 參數

		設計重現期	
		5	25
Horner's Eq. Variables	a	1552.27	3267.72
	b	45.2	84.44
	c	0.6701	0.6989

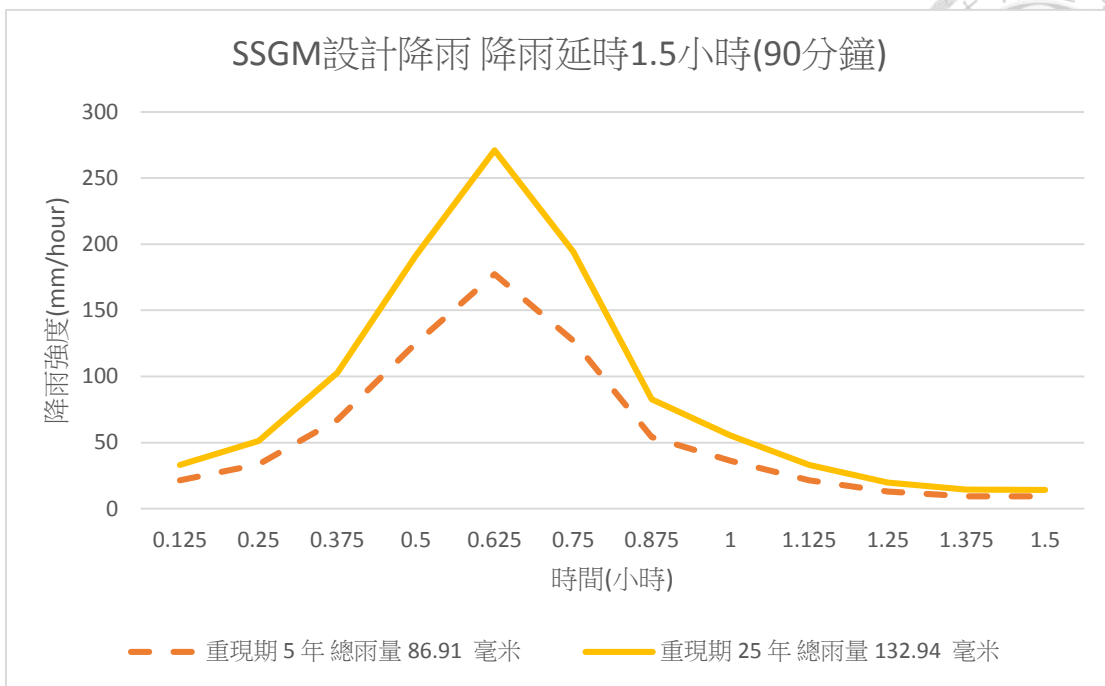


圖 2-25 SSGM 設計降雨 降雨延時 1.5 小時(90 分鐘)

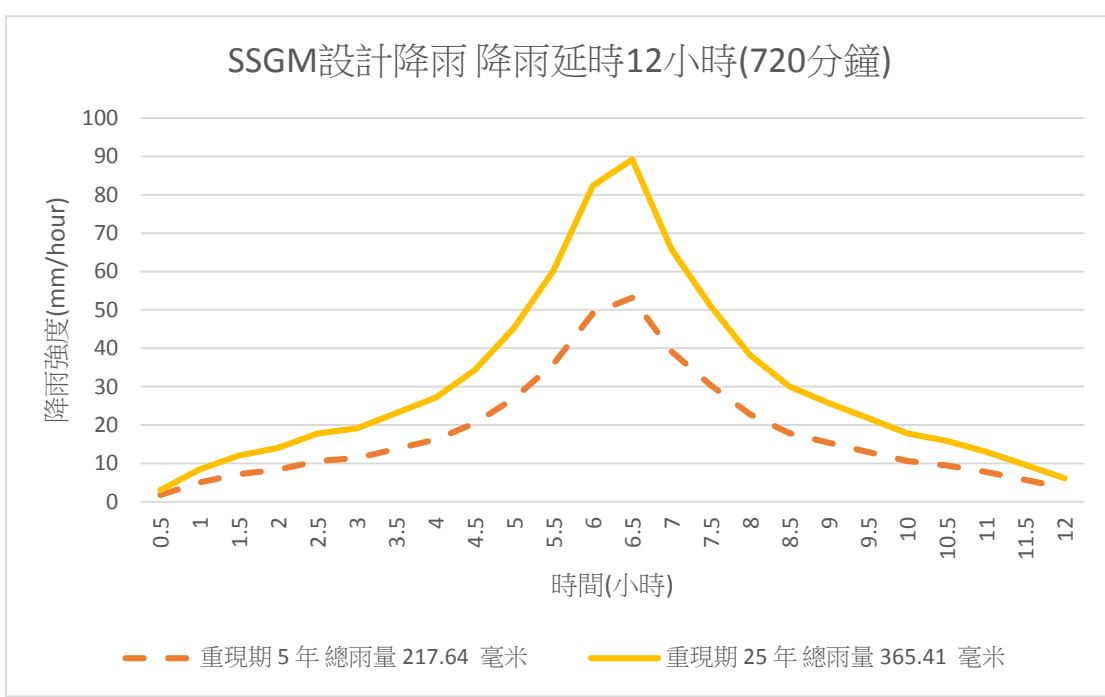


圖 2-26 SSGM 設計降雨 降雨延時 12 小時(720 分鐘)



第三章 模擬與分析

以降雨延時強度公式與 SSGM 兩型設計降雨，模擬地區於有無滯洪設施之逕流與淹水情形，以集水區總流量、洪峰流量和淹水深度比較滯澇設施設置前後效益。流量選定出流量較高之集水區 A、B、C 區為效益觀測出流量，各區的下水道系統雖各自獨立，但是當下水道滿溢時，逕流會形成市街流影響下游區，A 區和 C 區屬於相較上游地區，B 區可視為 A 區下游，。

此章第一節探討全區域單純設置雨水貯集滯洪設施時，分別模擬 90 分鐘(短延時代表)、720 分鐘(長延時代表)，5 年、25 年重現期降雨事件中，總流量與洪峰流量削減成效；第二節則分別於 90 分鐘、720 分鐘，25 年重現期降雨事件，研究全區域分別設置雨水貯集滯洪設施、低衝擊開發，和全區域兩者都設置時總流量與洪峰流量削減成效差異；第三節以延時 720 分鐘 25 年重現期降雨事件比較全區域皆設置滯澇設施或是策略性挑選特定區域設置滯澇設施；第四節依據模擬結果提出小節。

第一節 雨水貯集滯洪設施設置效益

表 3-1 雨水貯集滯洪設施設置減洪效益

削減 效益	流量削減(%)				洪峰流量削減(%)			
	延時 720 分鐘		延時 90 分鐘		延時 720 分鐘		延時 90 分鐘	
	5 年重 現期	25 年重現 期	5 年重 現期	25 年重 現期	5 年重 現期	25 年重 現期	5 年重 現期	25 年重 現期
QA	-0.38	-1.11	-0.80	-0.67	-3.47	-4.05	-0.69	-1.93
QB	-24.03	-24.49	-21.67	-24.54	-25.52	-25.30	-13.71	-23.84
QC	-11.30	-15.59	-17.73	-22.34	-17.50	-23.34	-18.96	-18.94

依據內政部法規設置雨水貯集滯洪設施，設計容量為基地每平方公尺 45 毫米。設置雨水貯集滯洪設施減洪效果見表 3-1，雨水貯集滯洪設施設置後總流量與洪峰流量削減效益明顯，且削減效益隨降雨延時和強度重現期增加，但因為上

游部分 A 區排水系統設計本就不易淹水，故削減效益並不顯著，但 B、C 區下游接近出口處洪峰流量效益則達兩成左右。詳細模擬結果見圖 3-1~圖 3-24。



(一)延時九十分鐘五年重現期

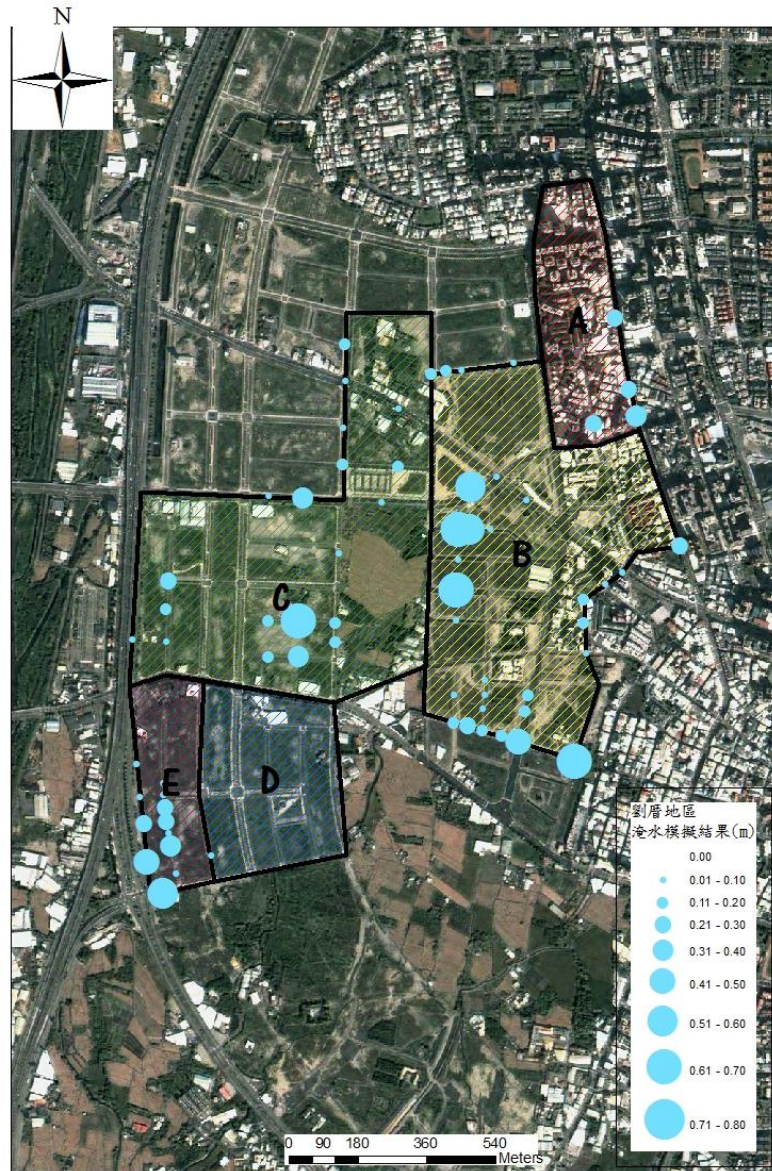


圖 3-1 延時九十分鐘五年重現期模擬結果

如圖 3-1 當發生延時九十分鐘五年重現期降雨時，D 區以外零星地區皆發生淹水情形，B 區災情最為嚴重，部分較地區淹水達三十公分深以

上。

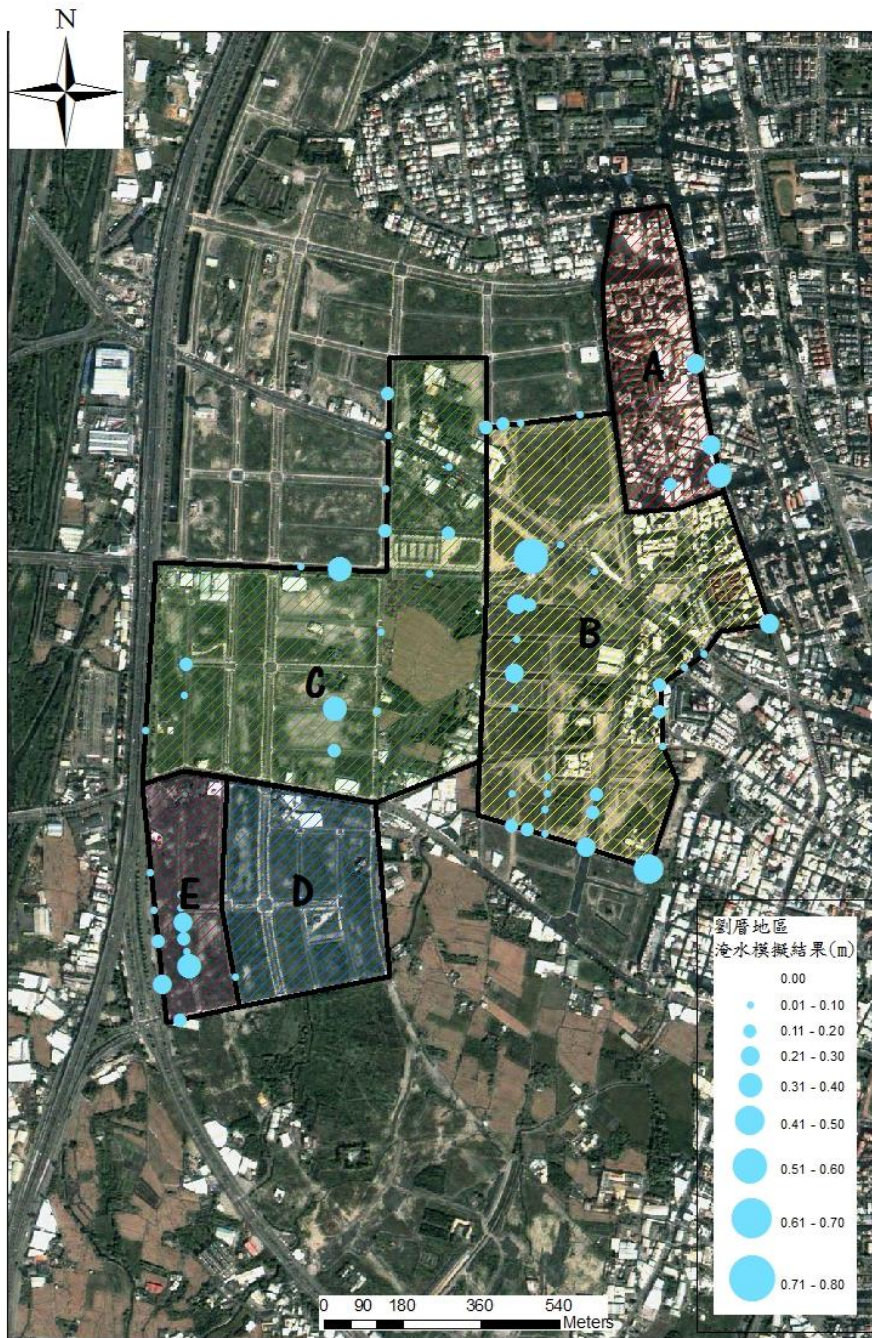


圖 3-2 延時九十分鐘五年重現期設置雨水貯集滯洪設施模擬結果

如圖 3-2 當發生延時九十分鐘五年重現期降雨且設置雨水貯集滯洪設施，與圖 3-1 相較，淹水點減少與淹水深度多數減少至三十公分以下。

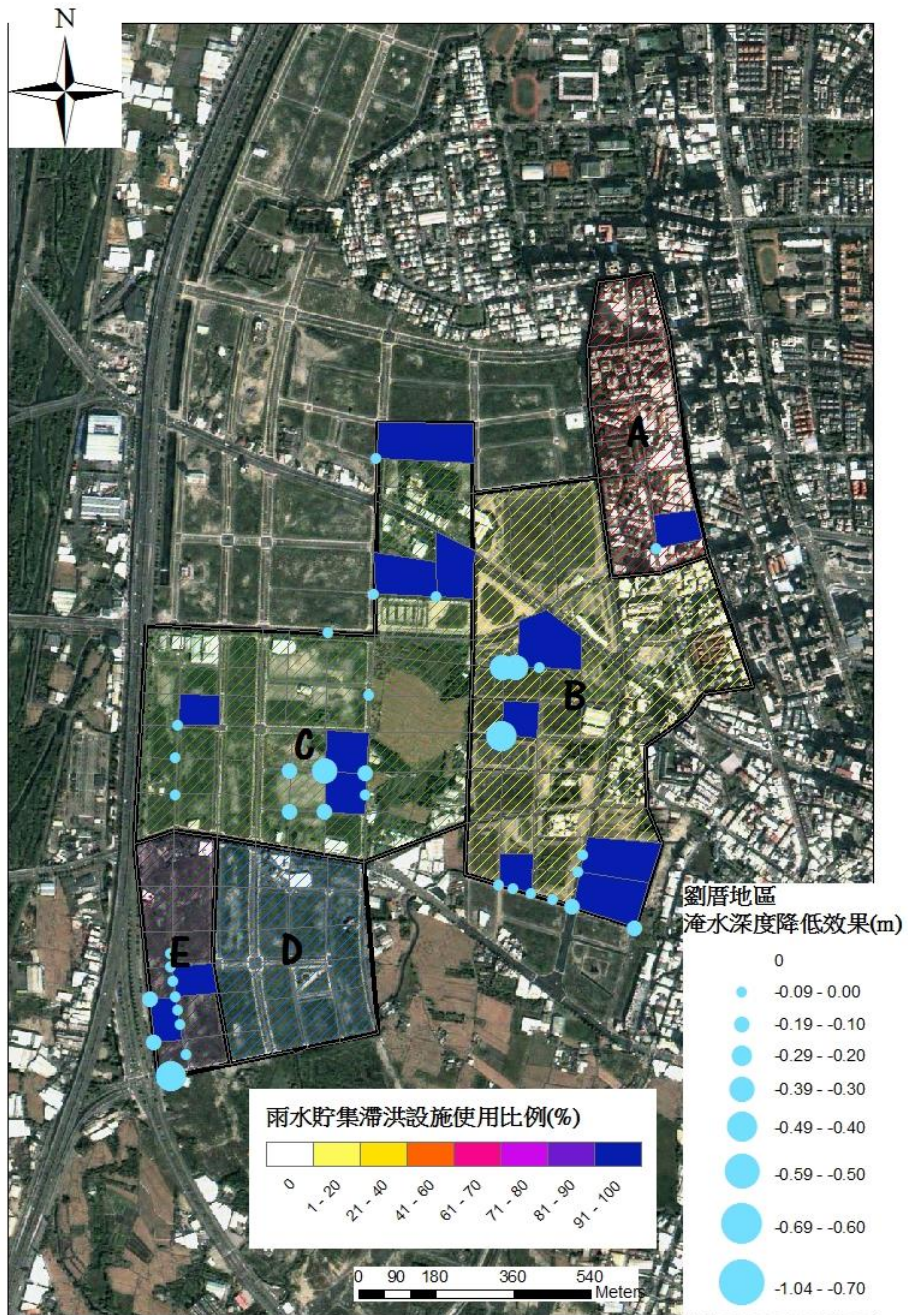


圖 3-3 延時九十分鐘五年重現期設置雨水貯集滯洪設施所減低淹水深度

如圖 3-3 當發生延時九十分鐘五年重現期降雨設置雨水貯集滯洪設施後，淹水深度減少最多可達 40 公分，B、C 區淹水減緩效果明顯。雨水貯集滯洪設施只有部分區域被使用，但有使用區域之容積比例達八成以上。

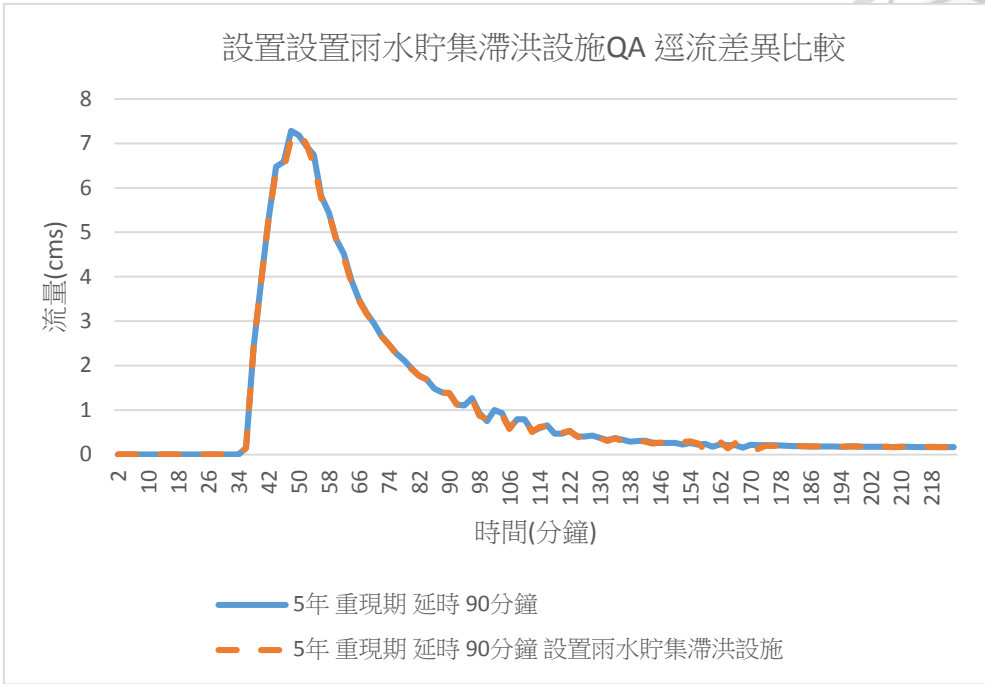


圖 3-4 延時九十分鐘五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QA 逕流差異比較

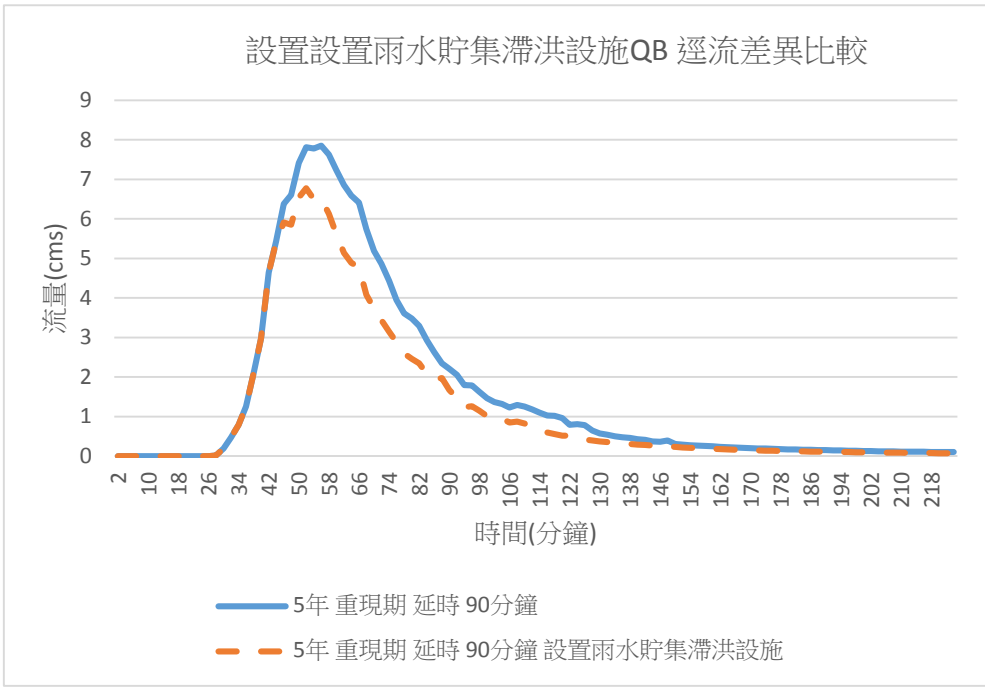


圖 3-5 延時九十分鐘五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QB 逕流差異比較

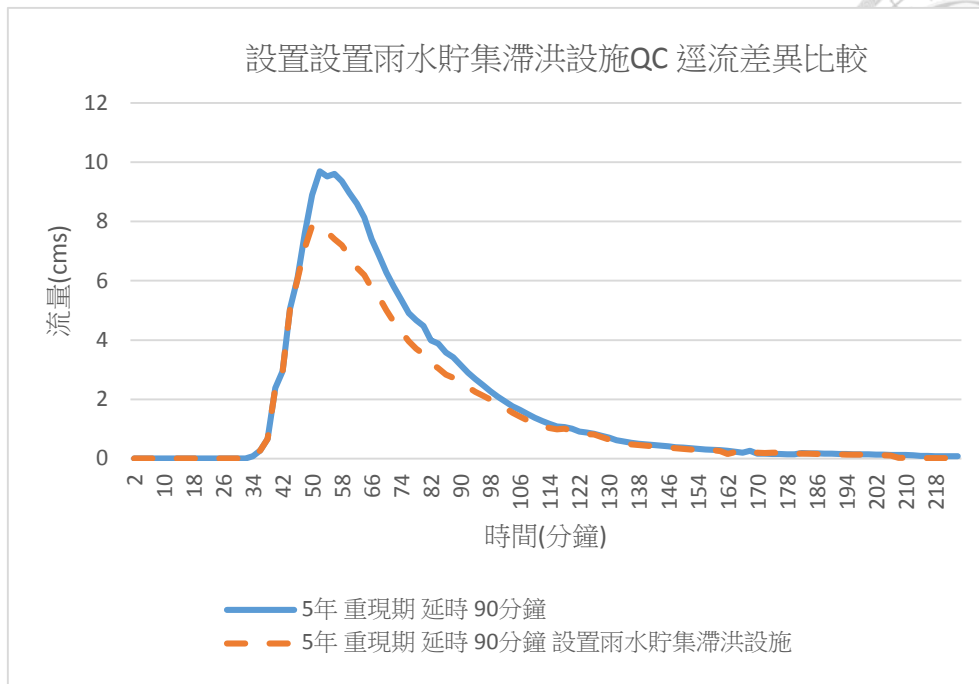


圖 3-6 延時九十分鐘五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QC 逕流差異比較

延時九十分鐘五年重現期降雨設置雨水貯集滯洪設施後控制點出流變化(圖 3-4~5-6)，A 區因為原先排水系統於此設計降雨事件中遍不會有嚴重淹水發生，故設置雨水貯集滯洪設施後，區域出流量幾乎沒有改變，B 區與 C 區皆有使用滯洪空間削減洪峰流量。



(二)延時九十分鐘二十五年重現期

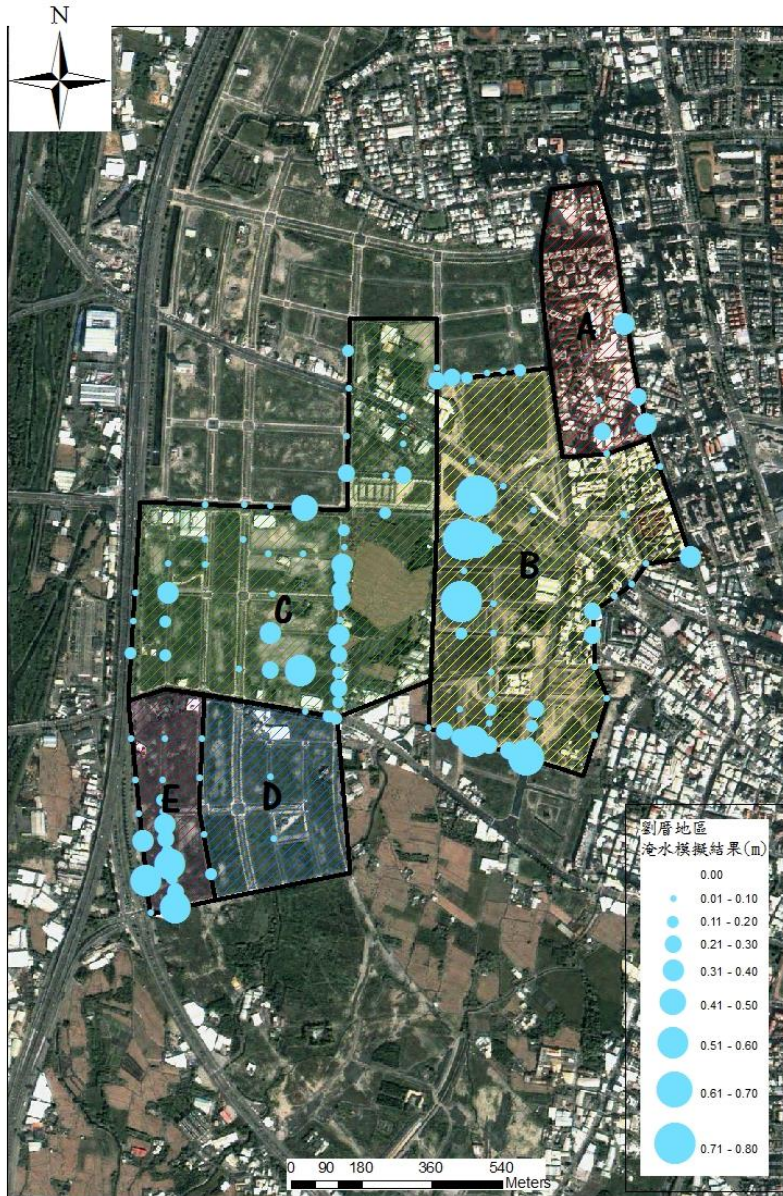


圖 3-7 延時九十分鐘二十五年重現期模擬結果

如圖 3-7 當發生延時九十分鐘二十五年重現期降雨時，各區皆發生淹水情形，多處地區淹水達五十公分以上，E 區下游出口部分淹水最深。淹水災情比五年重現期降雨嚴重，淹水點數較多，深度也較高。

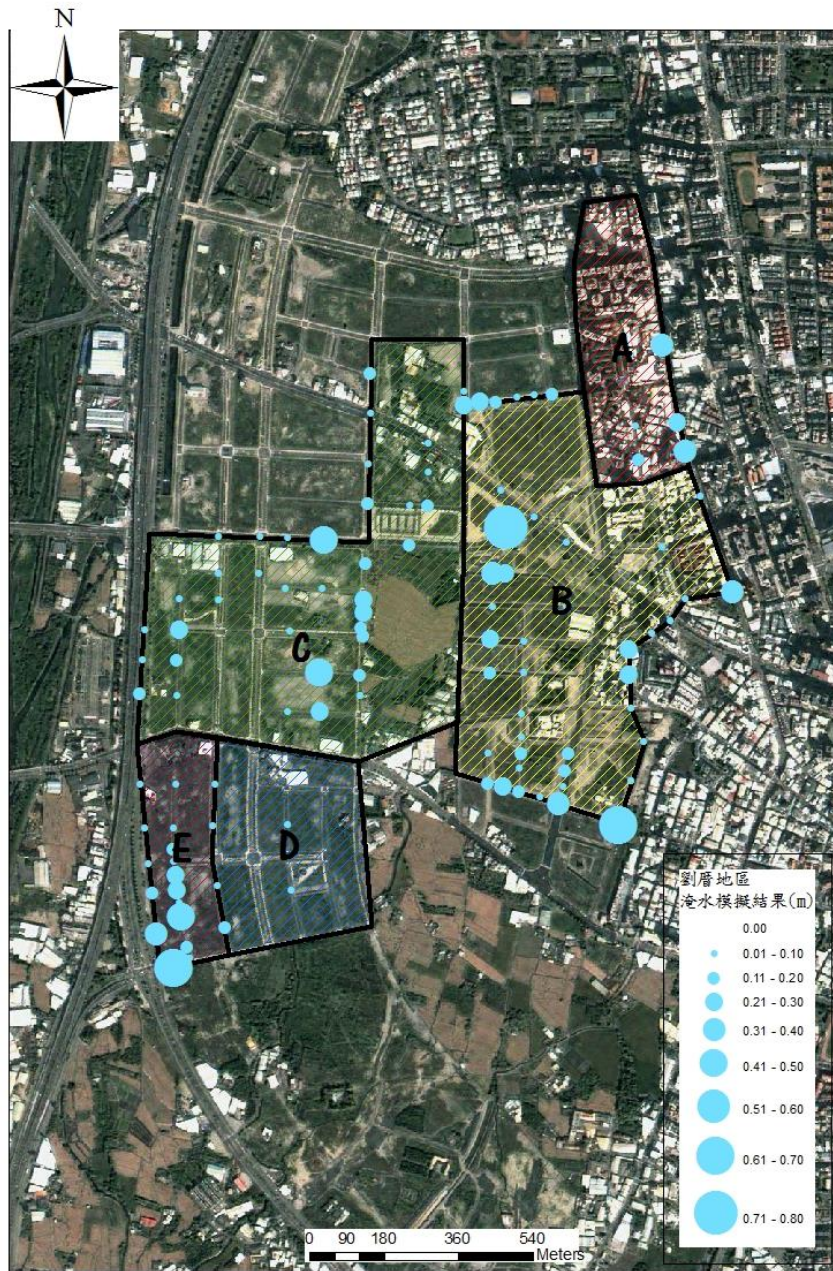


圖 3-8 延時九十分鐘二十五年重現期設置雨水貯集滯洪設施模擬結果

如圖 3-8 當發生延時九十分鐘二十五年重現期降雨且設置雨水貯集滯洪設施，各區仍有淹水情形，但淹水深度將低許多，只有少數地區淹水高於半公尺，E 區下游出流口部分淹水仍是最較深，但淹水深度降低許多。

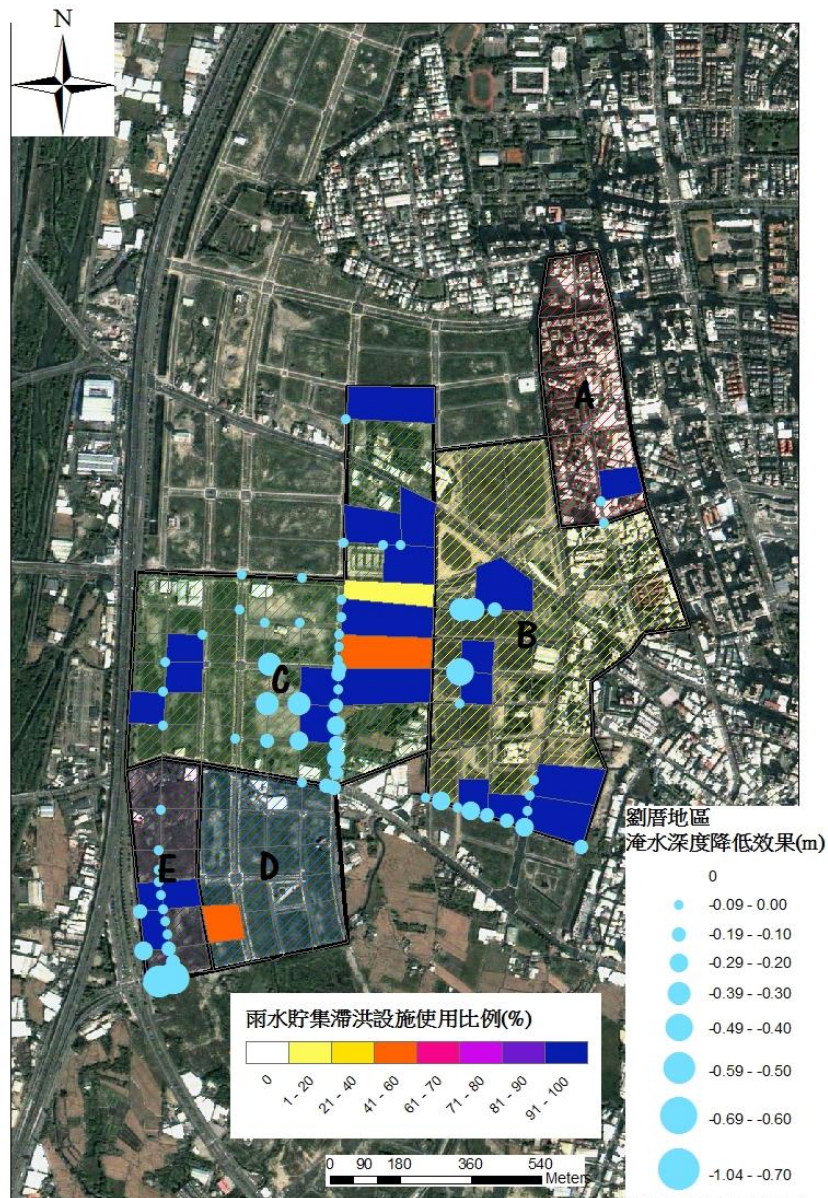


圖 3-9 延時九十分鐘二十五年重現期設置雨水貯集滯洪設施所減低淹水深度

如圖 3-9 當發生延時九十分鐘二十五年重現期降雨，設置雨水貯集滯洪設施後，滯洪空間於 B、C、E 區減可有效減少四、五十公分的淹水深度，尤其是 C 區效益最為明顯。雨水貯集滯洪設施只有部分區域被使用，和五年重現期降雨事件比較，C 區右半部區域為此降雨事件才啟用，有使用區域之容積多數比例達八成以上。

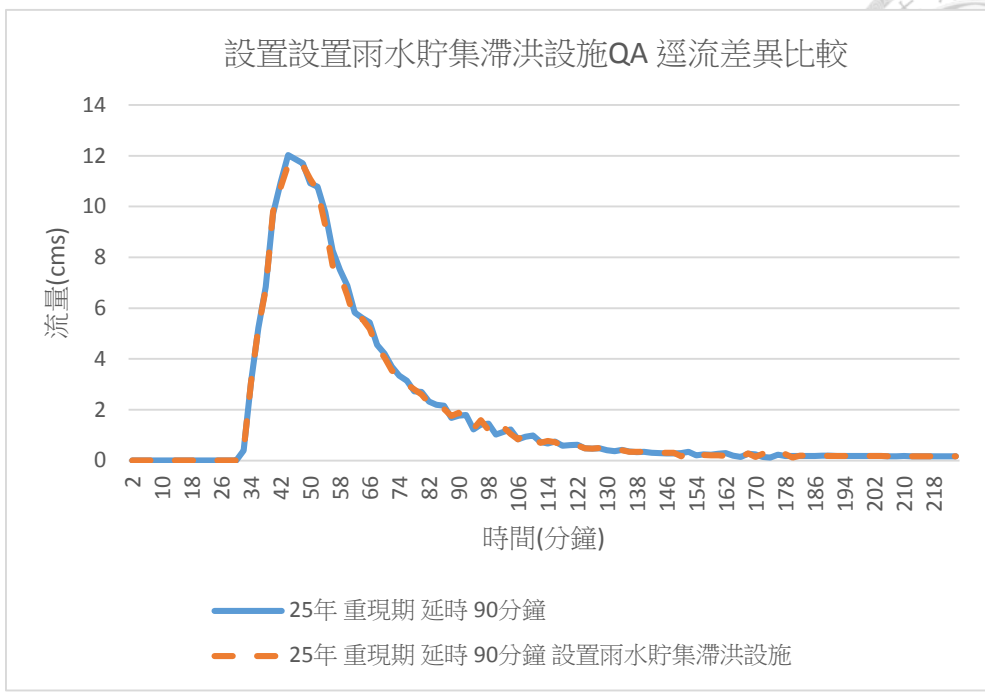


圖 3-10 延時九十分鐘二十五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QA 逕流差異比較

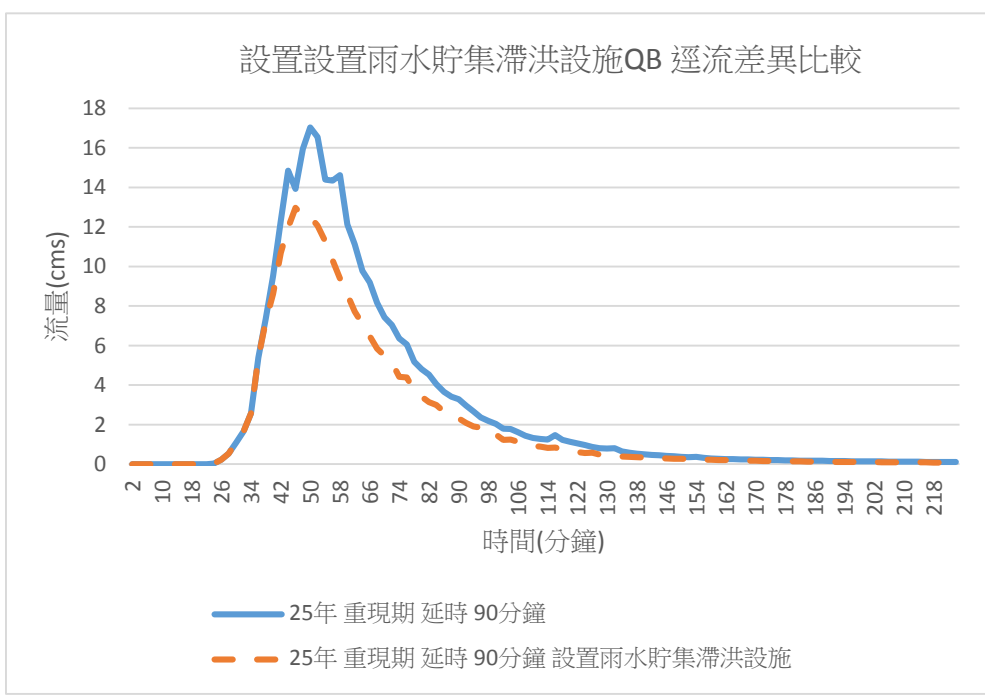


圖 3-11 延時九十分鐘二十五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QB 逕流差異比較

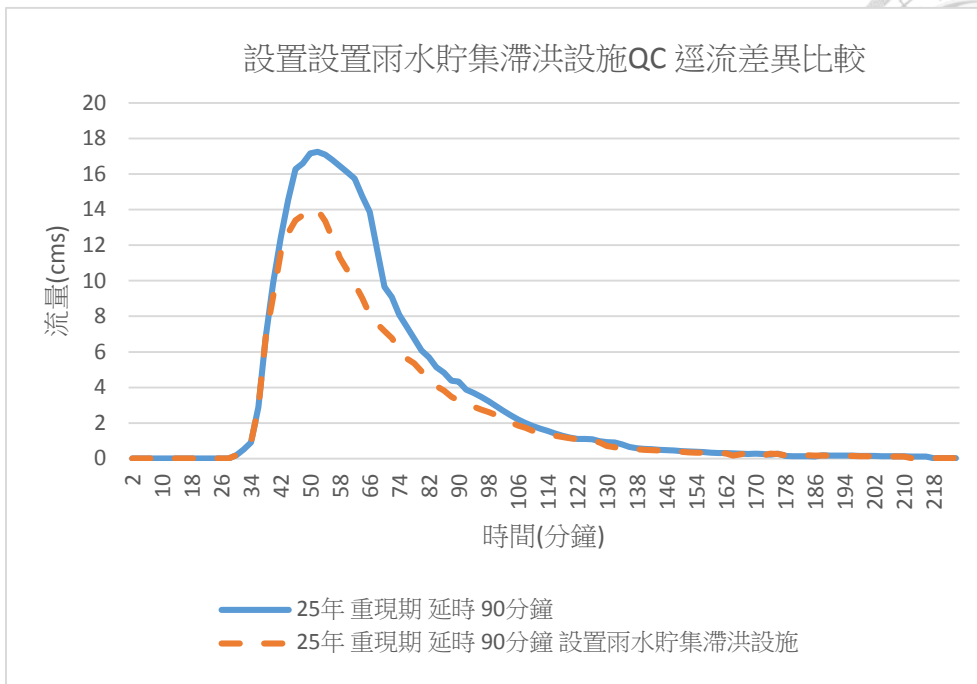


圖 3-12 延時九十分鐘二十五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QC 逕流差異比較

延時九十分鐘二十五年重現期降雨設置雨水貯集滯洪設施後控制點出流變化(圖 3-10~5-12)，A 區因為原先排水系統於此設計降雨事件中遍不會有嚴重淹水發生，故設置雨水貯集滯洪設施後，區域出流量幾乎沒有改變，和延時九十分鐘五年重現期降雨結果相似，B 區與 C 區皆有使用滯洪空間削減洪峰流量，削減量達 10% 以上，大於延時九十分鐘五年重現期降雨設置滯洪空間後的差異。

(三)延時七百二十分鐘五年重現期

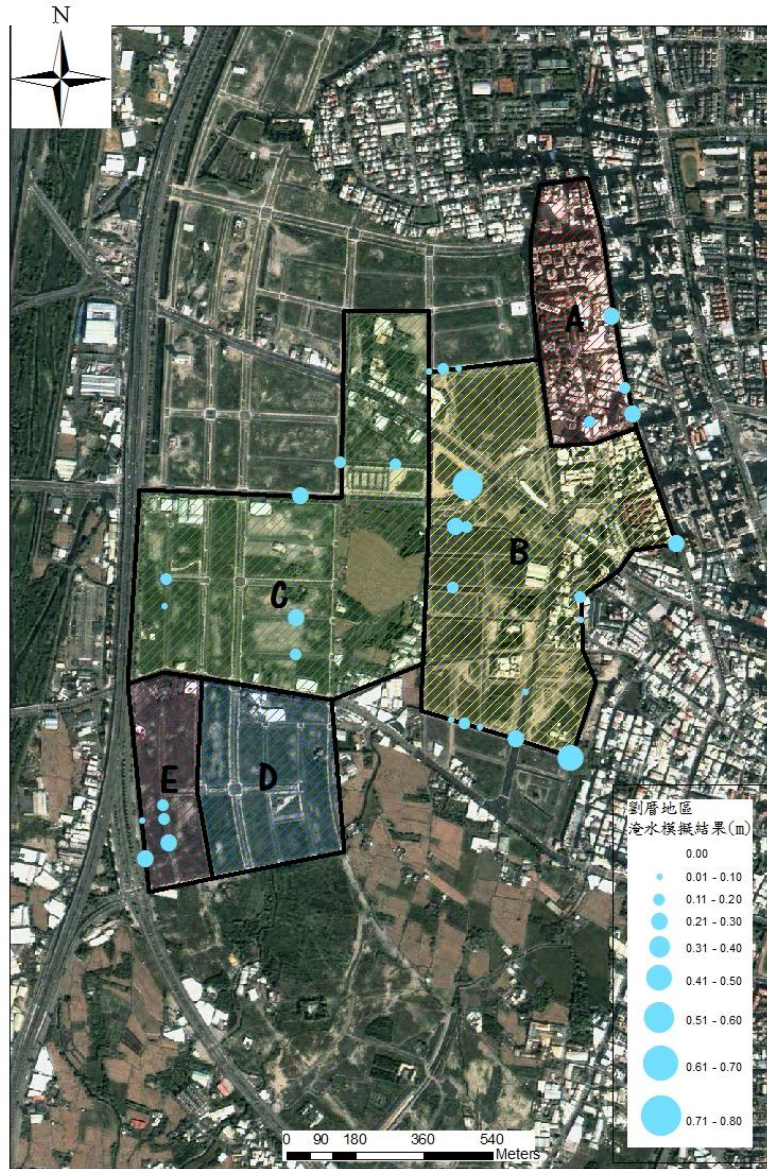


圖 3-13 延時七百二十分鐘五年重現期模擬結果

如圖 3-13 當發生延時七百二十分鐘五年重現期降雨時，零星地區發生淹水情形，淹水深度在半公尺以下，B 區淹水災情最為嚴重。淹水災情沒有九十分鐘五年重現期降雨淹水情形嚴重。

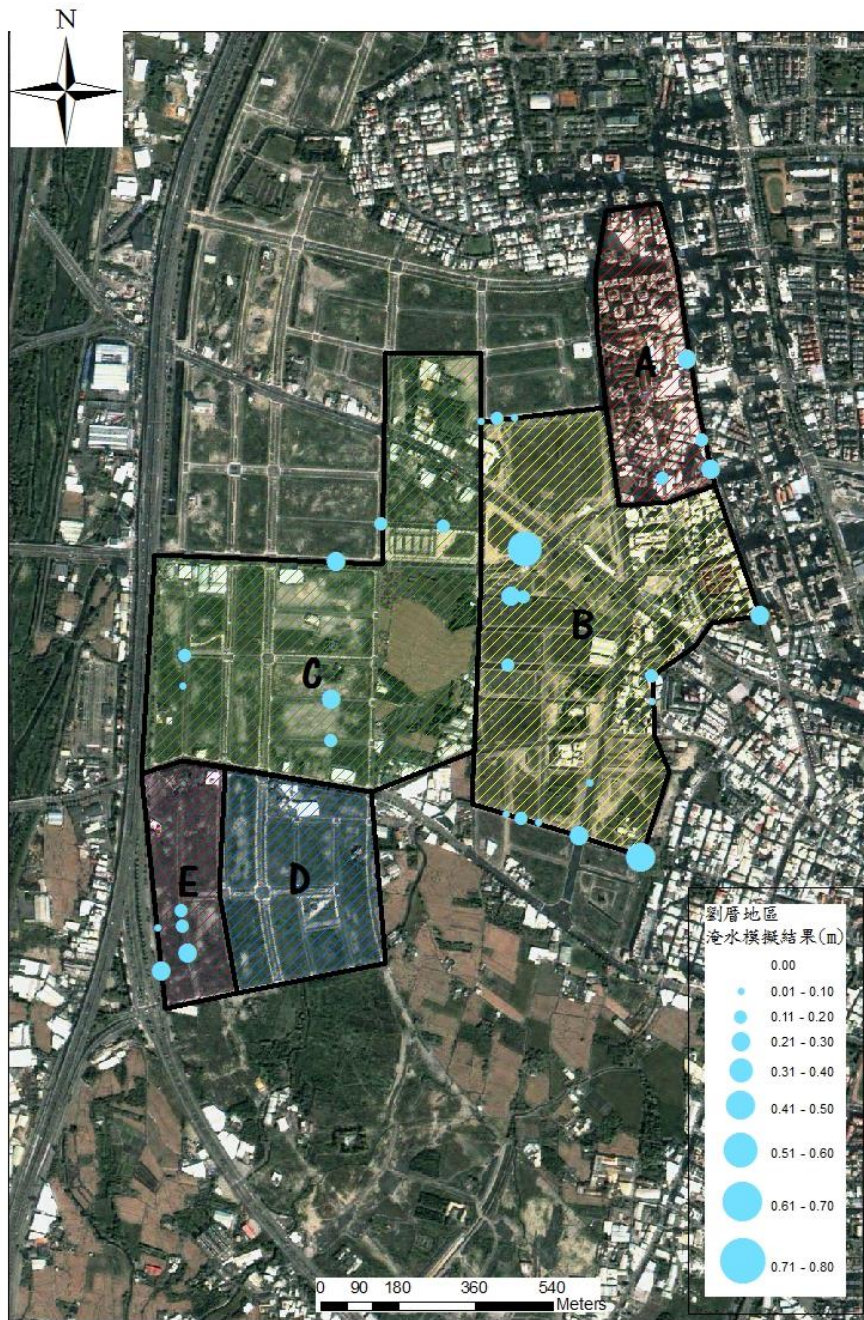


圖 3-14 延時七百二十分鐘五年重現期設置雨水貯集滯洪設施模擬結果

如圖 3-14 當發生延時七百二十分鐘五年重現期降雨且設置雨水貯集滯洪設施，只有少數地區發生淹水情形，淹水深度在五十公分以下，因為未設置滯洪設施前淹水情形並不嚴重，故設置前後差異不大。

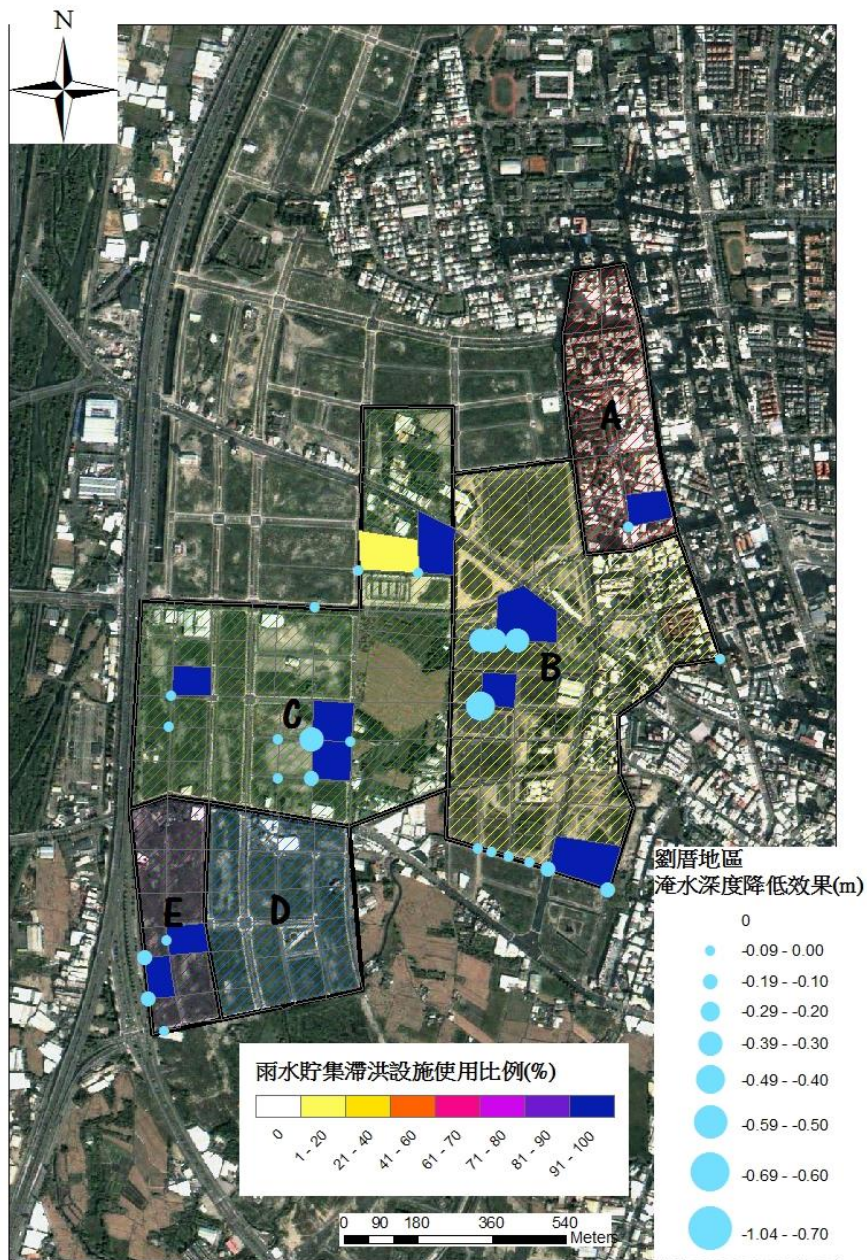


圖 3-15 延時七百二十分鐘五年重現期設置雨水貯集滯洪設施所減低淹水深度

如圖 3-15 當發生延時七百二十分鐘五年重現期降雨，設置雨水貯集滯洪設施後，原先淹水發生點淹水深度都有不同程度減低，B 區災情減緩效果最為明顯，可減少約十幾至二十幾公分淹水深度，因為未設置滯洪設施前淹水情形並不嚴重，故設置前後差異不大。

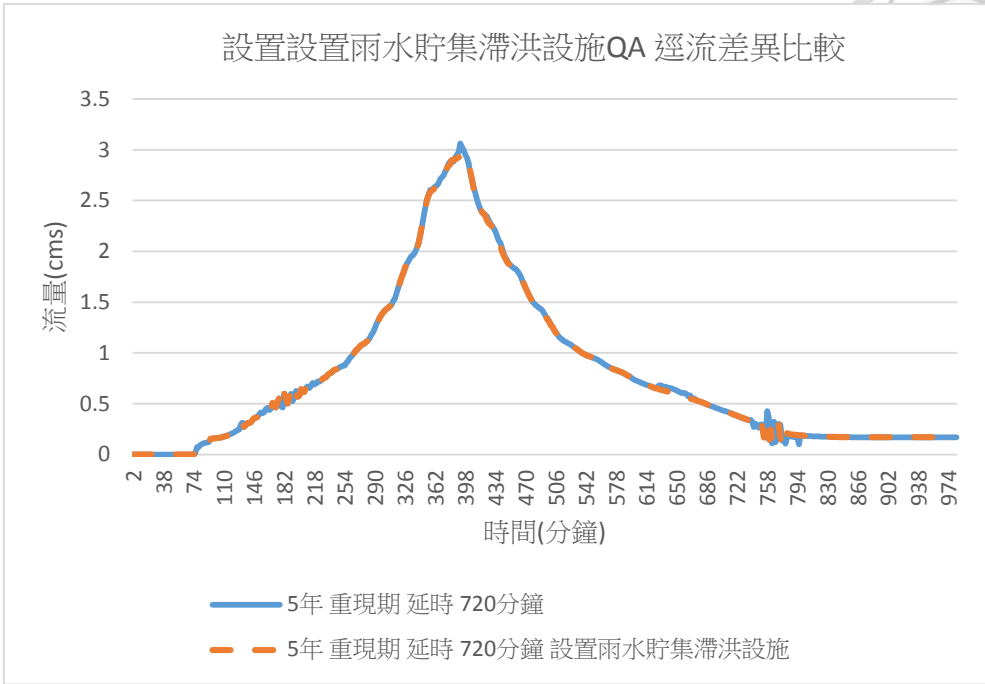


圖 3-16 延時七百二十分鐘五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QA 逕流差異比較

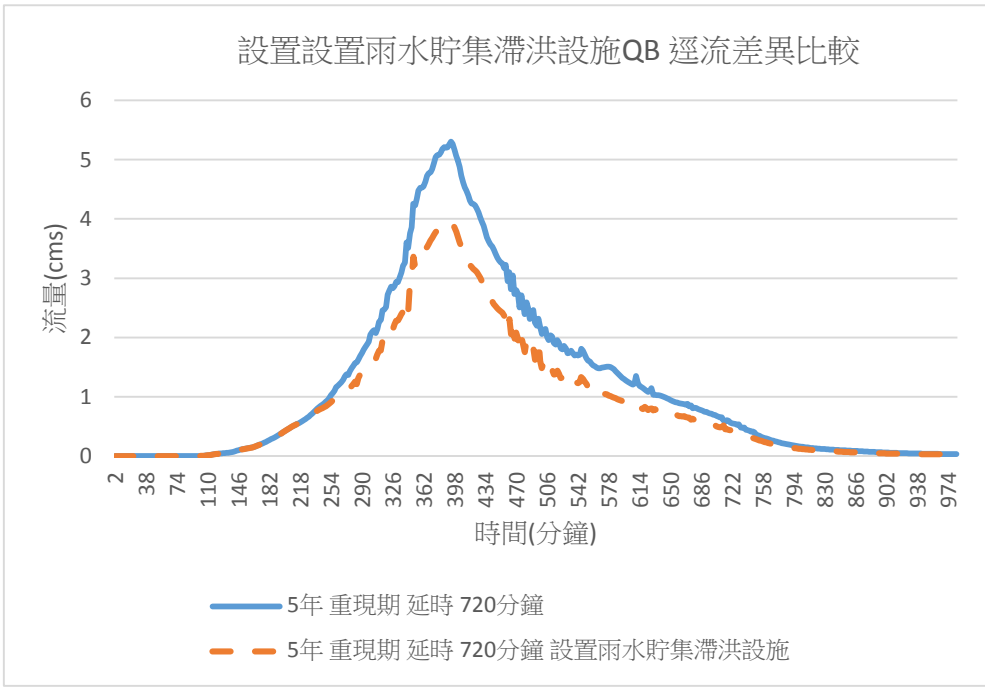


圖 3-17 延時七百二十分鐘五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QB 逕流差異比較

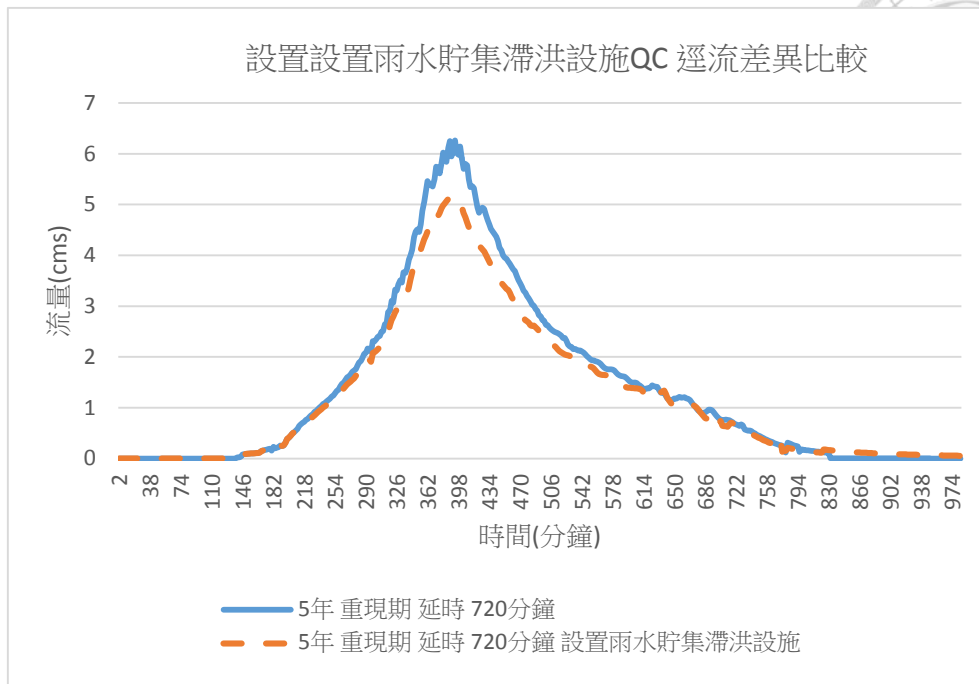


圖 3-18 延時七百二十分鐘五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QC 逕流差異比較

延時七百二十分鐘五年重現期降雨設置雨水貯集滯洪設施後控制點出流變化(圖 3-16~5-18)，A 區因為原先排水系統於此設計降雨事件中遍不會有嚴重淹水發生，故設置雨水貯集滯洪設施後，區域出流量幾乎沒有改變，和延時九十分鐘降雨結果相似；B 區與 C 區皆有使用滯洪空間削減洪峰流量，B 區削減量達 20% 以上。

(四)延時七百二十分鐘二十五年重現期

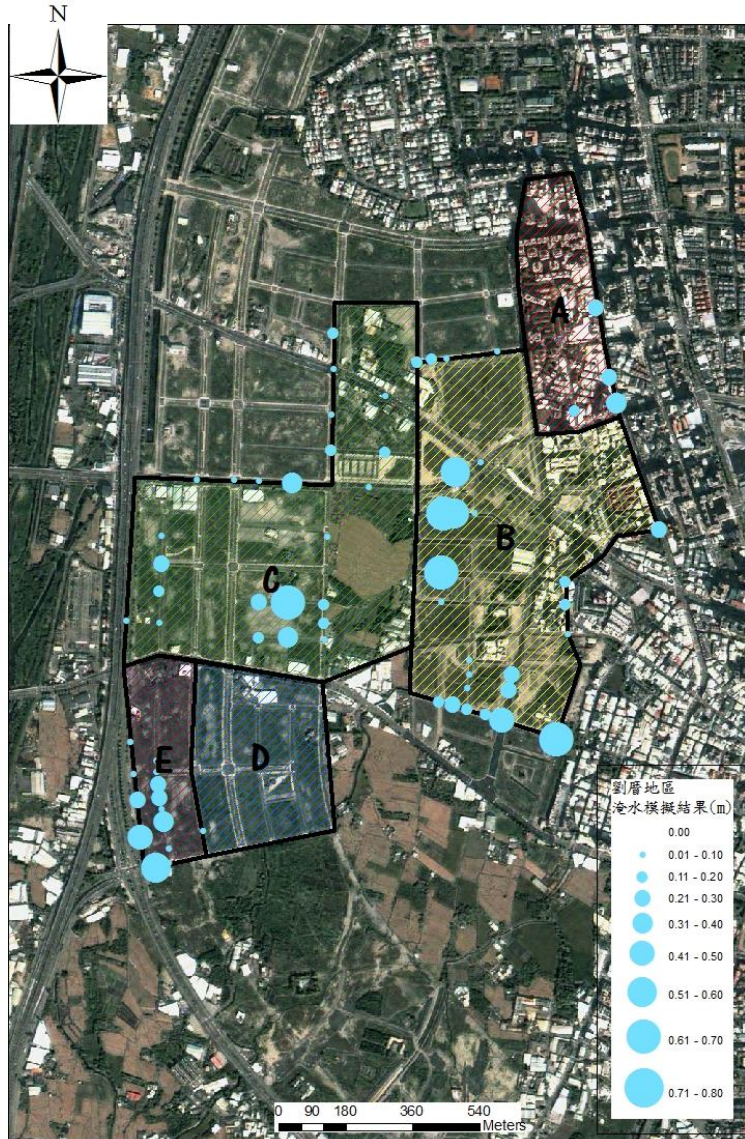


圖 3-19 延時七百二十分鐘二十五年重現期模擬結果

如圖 3-19 當發生延時七百二十分鐘二十五年重現期降雨，多處地區發生淹水情形，淹水深度約四、五十公分左右，B 區淹水災情最為嚴重。淹水情形較七百二十分鐘五年重現期降雨嚴重。

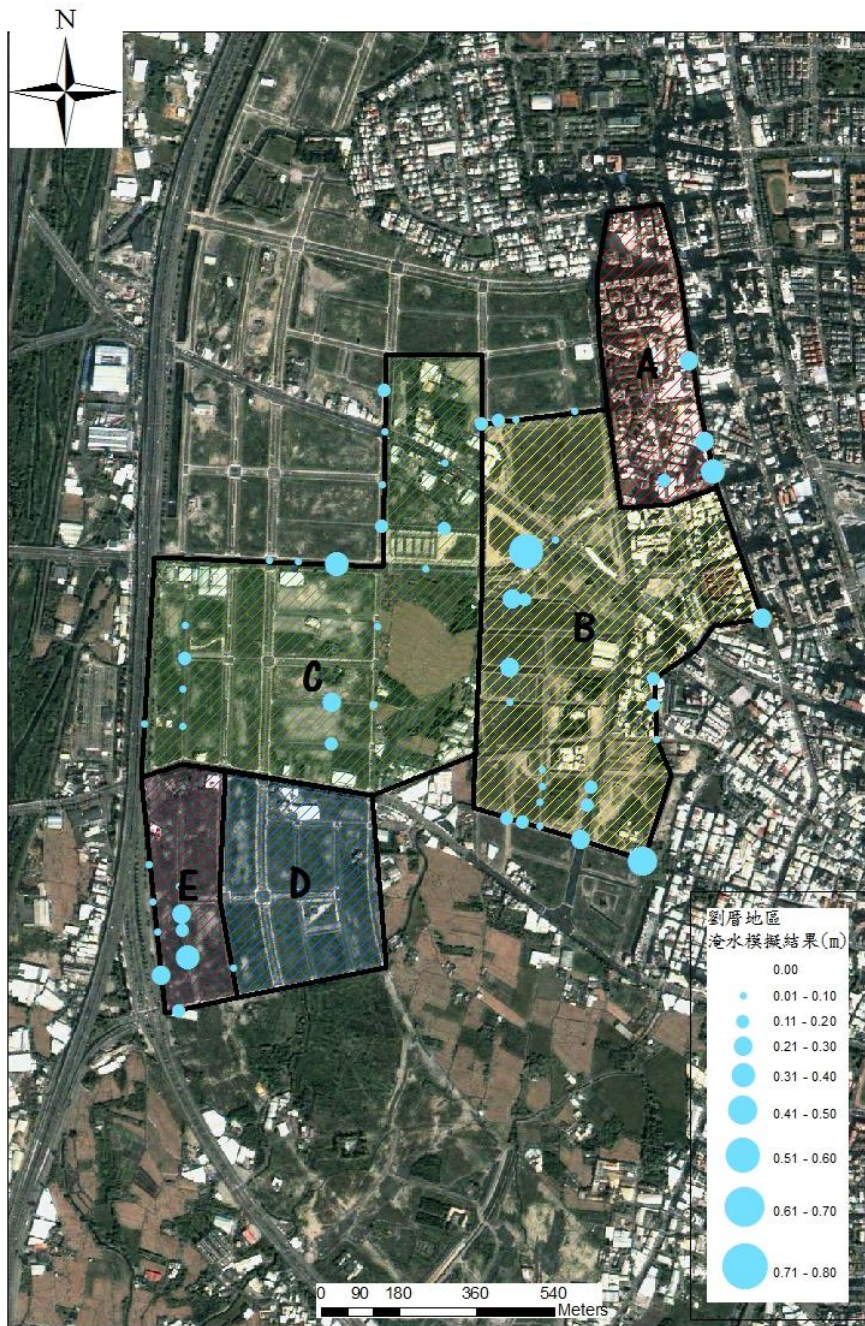


圖 3-20 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置雨水貯集滯洪設施模擬結果

如圖 3-20 當發生延時七百二十分鐘二十五年重現期降雨，且設置雨水貯集滯洪設施，淹水情形與設置雨水貯集滯洪設施前相較減緩許多，淹水深度多在四十公分以下。

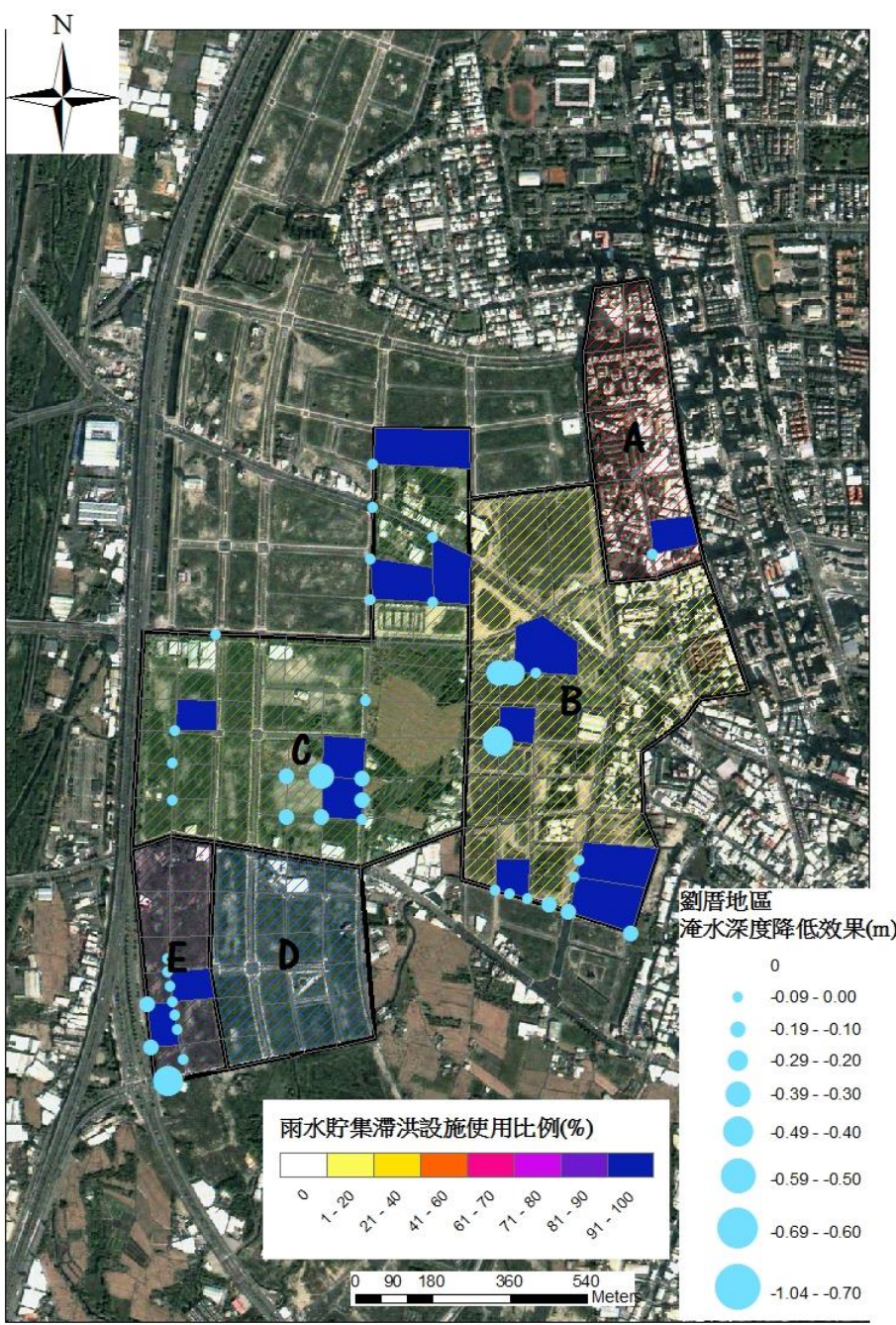


圖 3-21 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置雨水貯集滯洪設施所減低淹水深度

如圖 3-21 當發生延時七百二十分鐘二石五年重現期降雨，設置雨水貯集滯洪設施後，原先淹水發生點淹水深度都有不同程度減低，減少約四五十公分淹水深度。

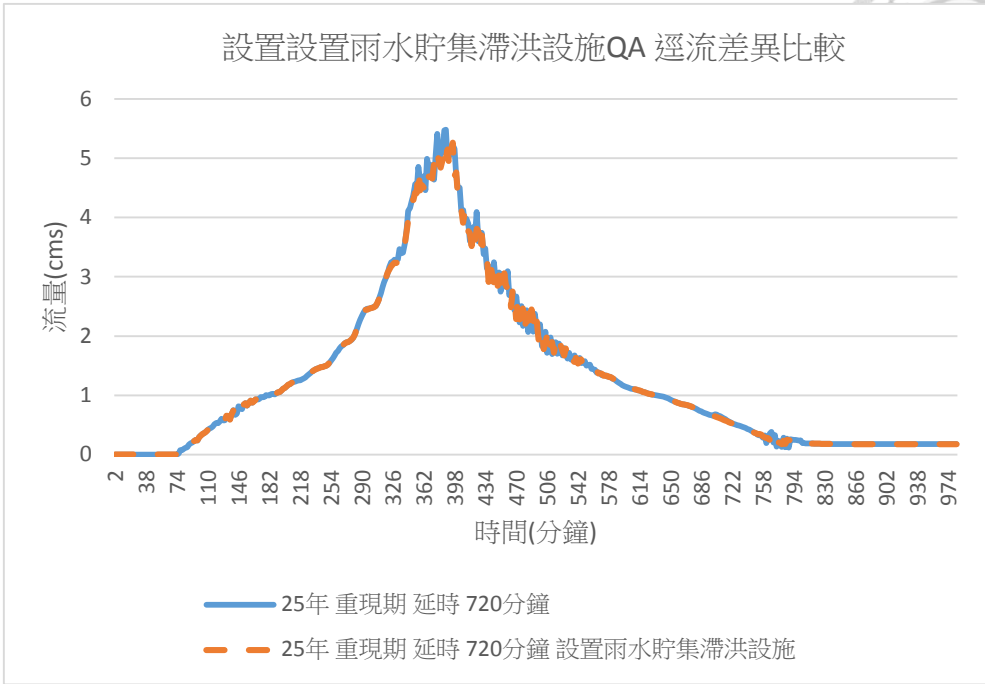


圖 3-22 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QA 逕流差異比較

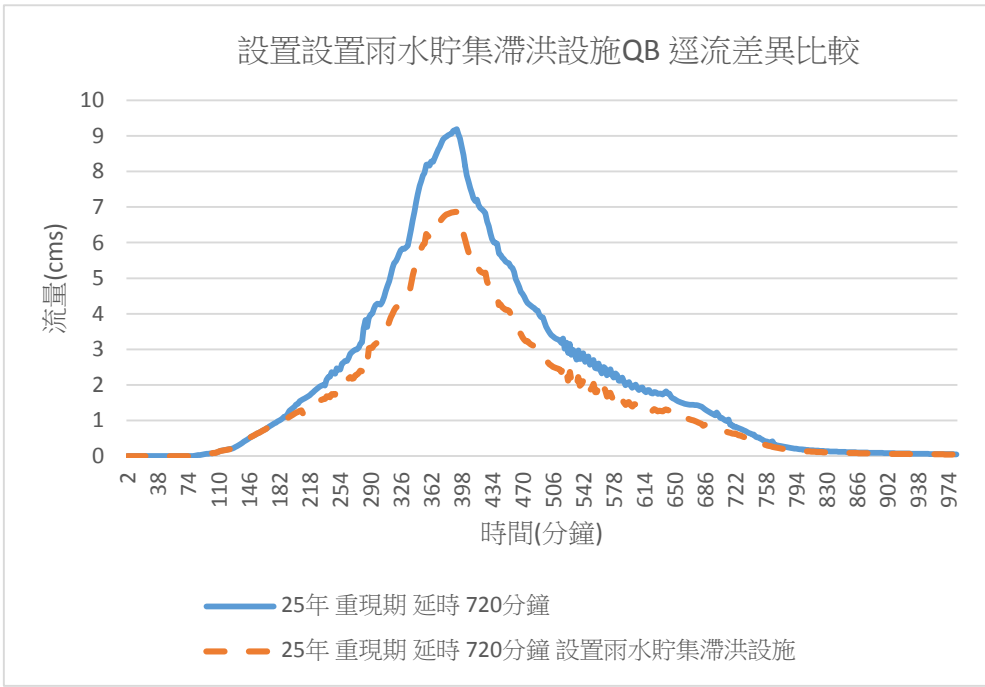


圖 3-23 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QB 逕流差異比較

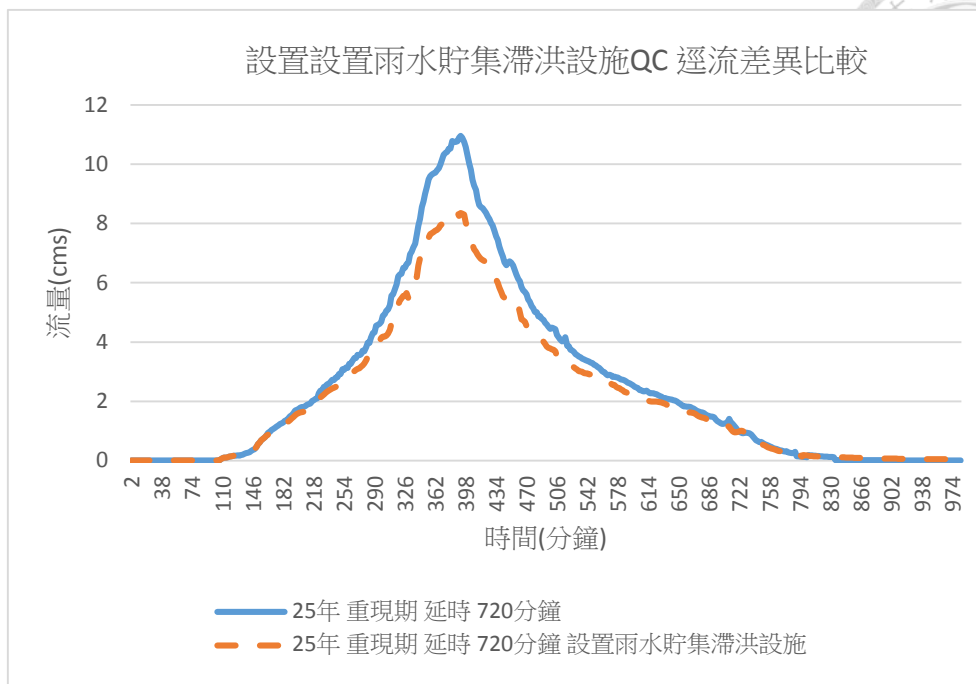


圖 3-24 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置雨水貯集滯洪設施 QC 逕流差異比較

延時七百二十分鐘二十五年重現期降雨設置雨水貯集滯洪設施後控制點出流變化(圖 3-22~5-24)，A 區因為原先排水系統於此設計降雨事件中遍不會有嚴重淹水發生，故設置雨水貯集滯洪設施後，區域出流量幾乎沒有改變；B 區與 C 區皆有使用雨水貯集滯洪設施削減洪峰流量，B 區削減量達 20% 以上。

第二節 設置滯洪空間與 LID

本節分別評估單獨施作衝擊開發設施或雨水貯集滯洪設施，或是兩者皆施作所能達到的減洪效益。期模擬結果見表 3-2 與表 3-3，詳細模擬結果見後圖 3-25~圖 3-44。

從表 3-2 與表 3-3 可以觀察設置低衝擊開發與雨水貯集滯洪設施的減洪效益，於短延時降雨事件發生時，設置低衝擊開發減洪效益高於滯洪空間，低衝擊開發可以同時削減總逕流量與洪峰流量；但是當長延時事件發生時，設置雨水貯集滯洪設施效益則提升許多，尤其洪峰流量削減效益明顯高於單獨設置低衝擊開發設施，可以推測於降雨延時更長的降雨事件中，低衝擊開發設施減洪效益會逐

漸減低，因為低衝擊開發之容積有限，且於降雨強度較高時低衝擊開發設施容積已接近滿載，故洪峰流量削減效益降低。若是同時設置兩項設施，以低衝擊開發設施應付短延時降雨事件，雨水貯集滯洪設施則可於長延時事件中發揮效用。



表 3-2 重現期 25 年延時 90 分鐘設置衝擊開發設施或水貯集滯洪設施減洪效益

25 年重現期，延時 90 分鐘						
削減效益	流量削減(%)			洪峰流量削減(%)		
	單設置 雨水貯集 滯洪設施	單設置 LID	設置雨水貯集 滯洪設施 與 LID	單設置 雨水貯集 滯洪設施	單設置 LID	設置雨水貯集 滯洪設施 與 LID
QA	-0.67	-29.48	-30.03	-1.93	-30.52	-30.95
QB	-24.54	-39.84	-52.85	-23.84	-48.80	-56.77
QC	-22.34	-39.46	-49.08	-18.94	-38.82	-52.00

表 3-3 重現期 25 年延時 720 分鐘設置衝擊開發設施或水貯集滯洪設施減洪效益

25 年重現期，延時 720 分鐘						
削減效益	流量削減(%)			洪峰流量削減(%)		
	單設置 雨水貯集 滯洪設施	單設置 LID	設置雨水貯集 滯洪設施 與 LID	單設置 雨水貯集 滯洪設施	單設置 LID	設置雨水貯集 滯洪設施 與 LID
QA	-1.11	-14.08	-14.70	-4.05	-5.58	-9.07
QB	-24.49	-17.67	-37.64	-25.30	-10.55	-32.08
QC	-15.59	-18.17	-30.68	-23.34	-11.97	-30.61



(一) 延時九十分鐘二十五年重現期

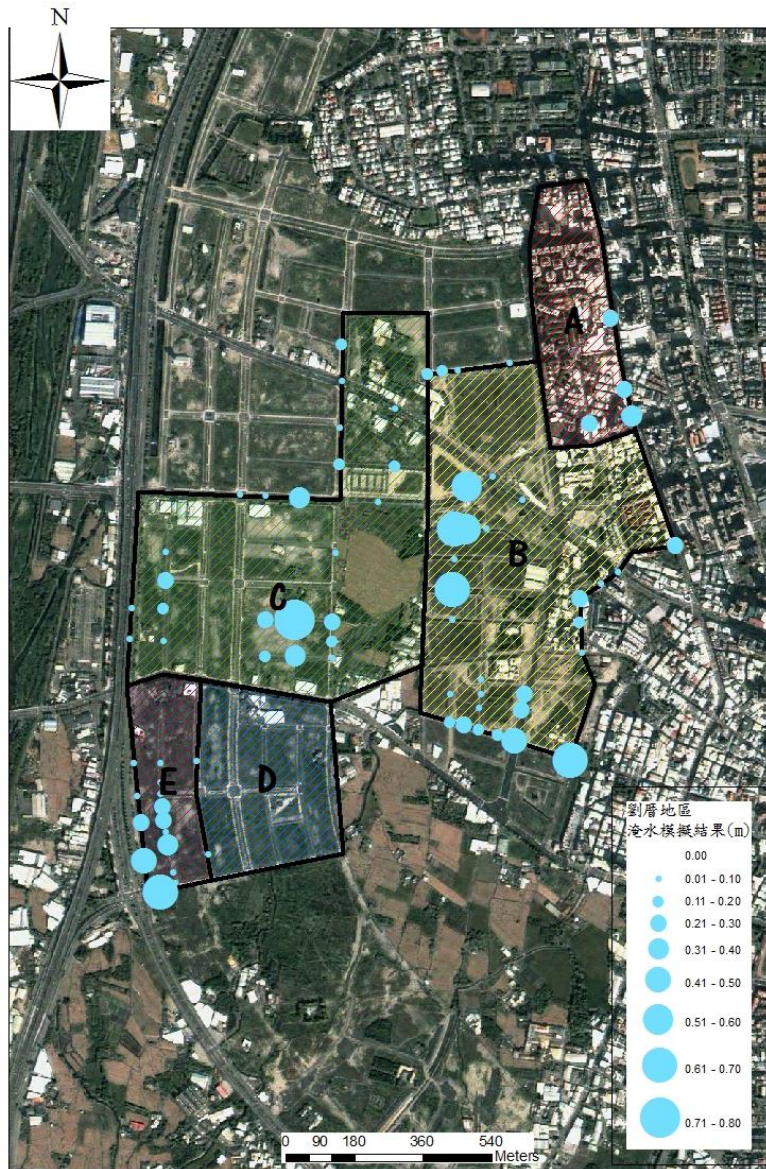


圖 3-25 延時九十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發模擬結果

如圖 3-25 當發生延時九十分鐘二十五年重現期降雨，單獨設置低衝擊開發設施時，與圖 3-8 相較，單獨設置雨水貯集滯洪設施時較單獨設置低衝擊開發設施嚴重。

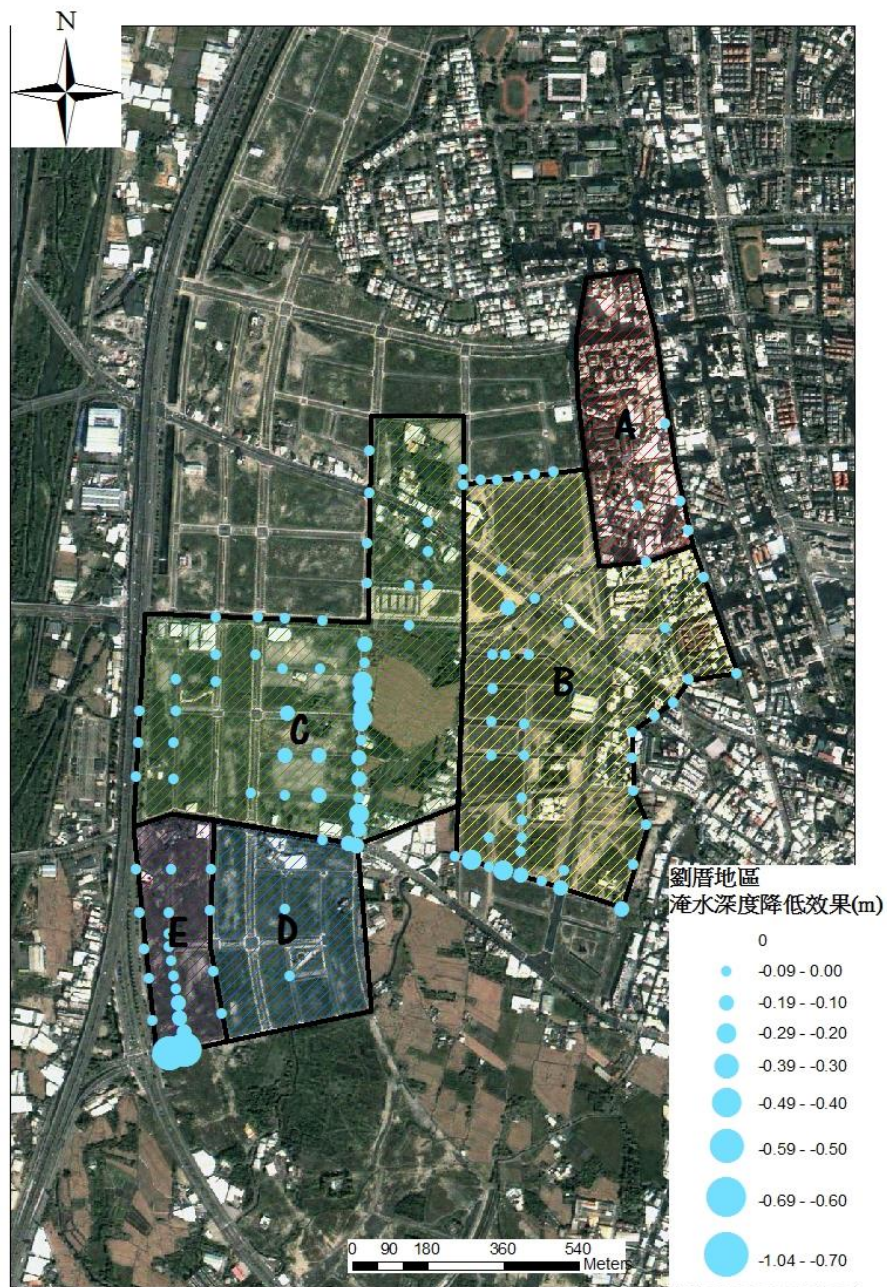


圖 3-26 延時九十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發所減低淹水深

如圖 3-25 當發生延時九十分鐘二十五年重現期降雨，單獨設置低衝擊開發設施時，與圖 3-9 相較，單獨設置雨水貯集滯洪設施時較單獨設置低衝擊開發設施嚴重，設置低衝擊開發設施可大範圍減低淹水深度。

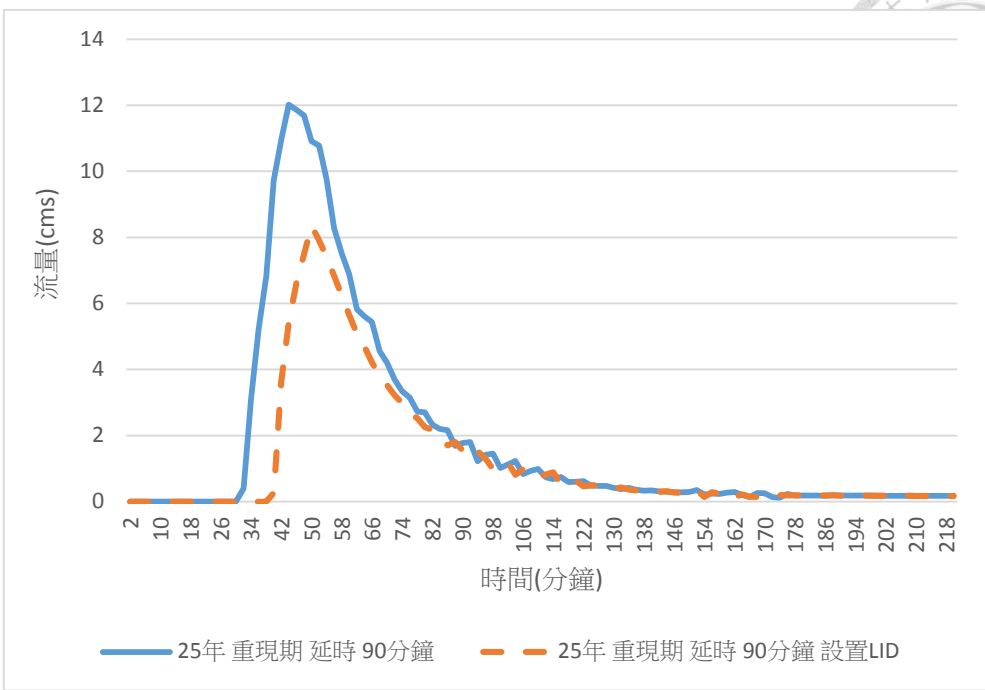


圖 3-27 延時九十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發 QA 逕流差異比較

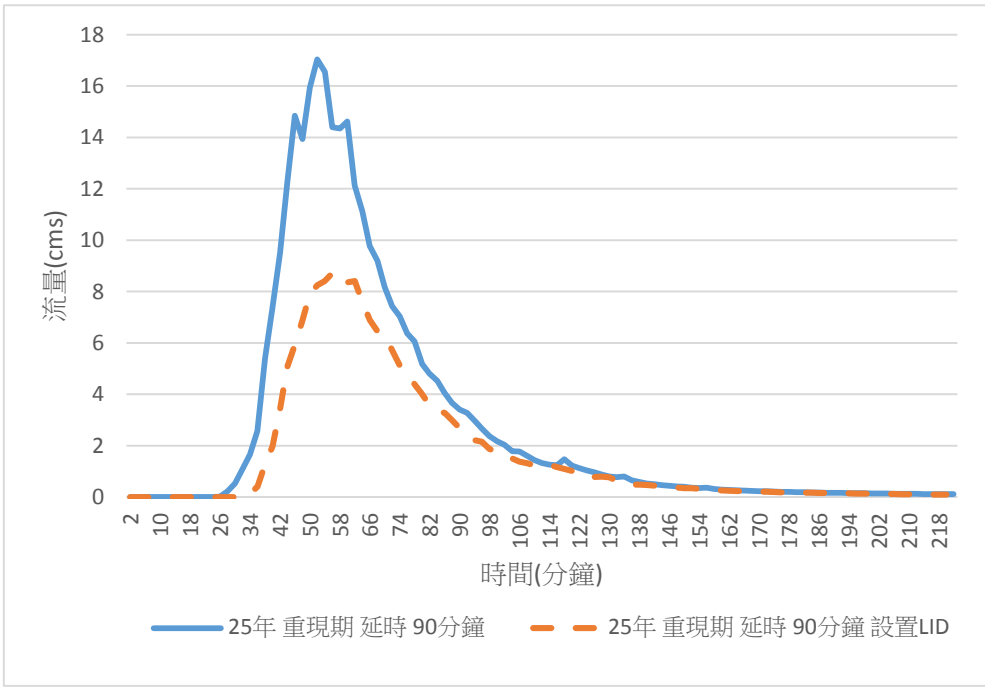


圖 3-28 延時九十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發 QB 逕流差異比較

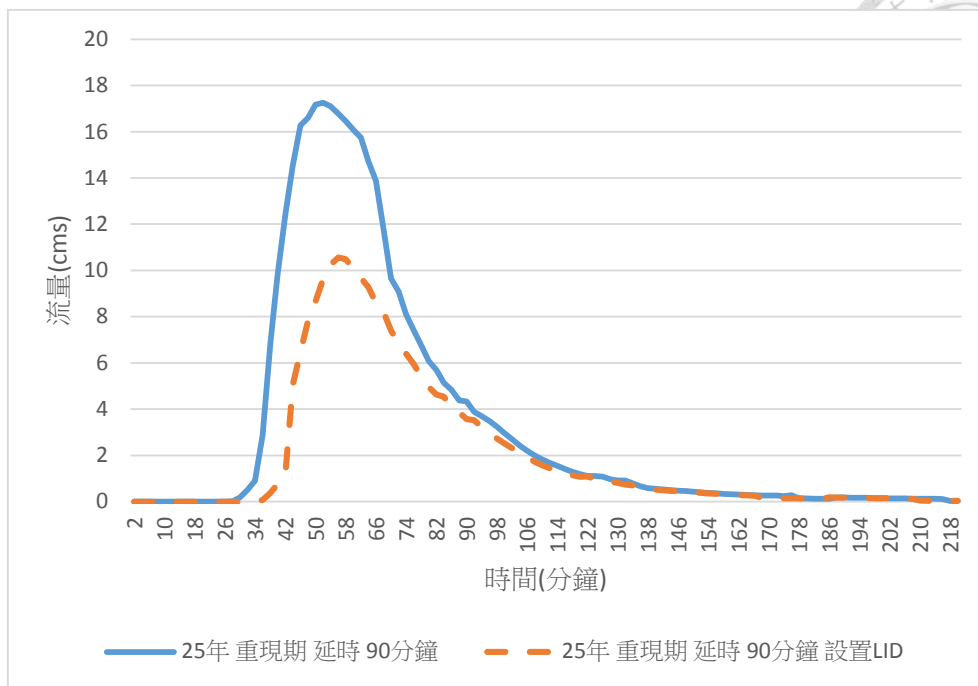


圖 3-29 延時九十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發 QC 逕流差異比較

圖 3-27~5-29 施作低衝擊開發於延時九十分鐘二十五年重現期降雨事件中，削減洪峰與總逕流量效果皆顯著，單設置雨水貯集滯洪設施時，A 區出流量變化不明顯，但是設置低衝擊開發，所有區域出流量都明顯下降，透過降雨損失增加減少逕流量。

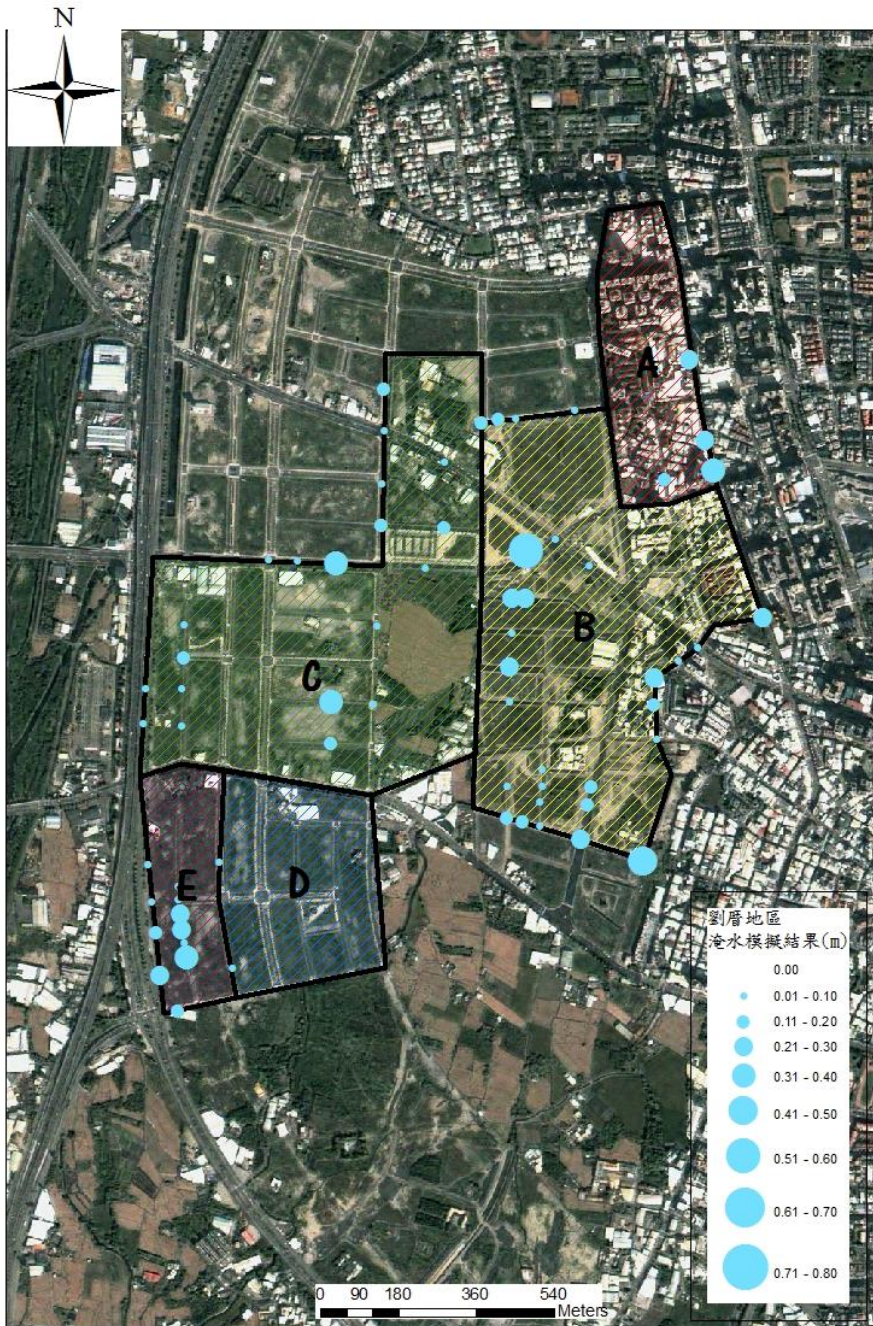


圖 3-30 延時九十分鐘二十五年重現期設置滯洪空間與低衝擊開發模擬結果

如圖 3-30 當發生延時九十分鐘二十五年重現期降雨，同時設置滯洪空間與低衝擊開發，與圖 3-8、圖 3-25 相較，淹水情形減緩許多。

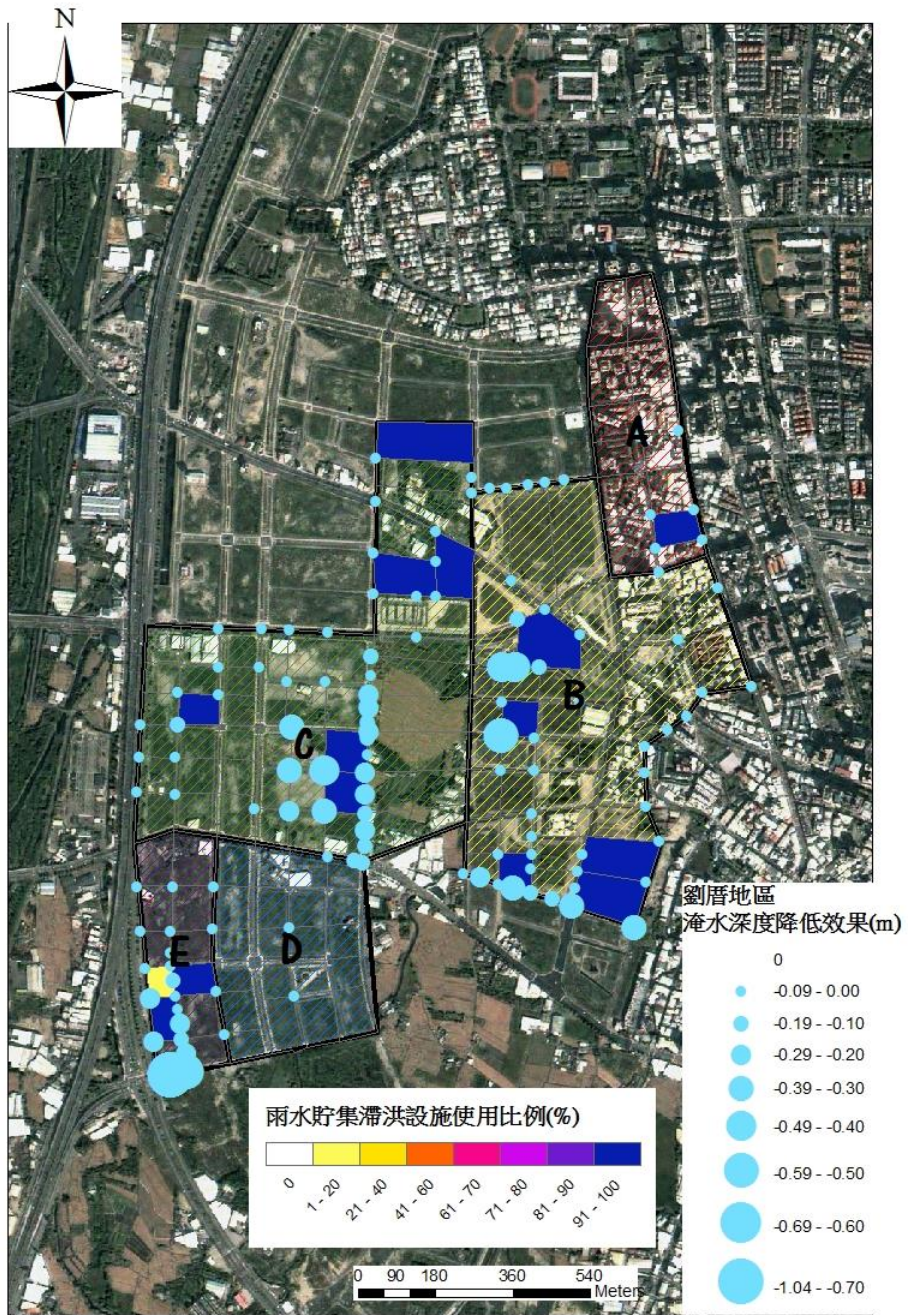


圖 3-31 延時九十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發與雨水貯集滯洪設施所減低淹水深度

如圖 3-31 當發生延時九十分鐘二十五年重現期降雨，同時設置滯洪空間與低衝擊開發，與圖 3-9、圖 3-26 相較，可大範圍減低淹水深度。

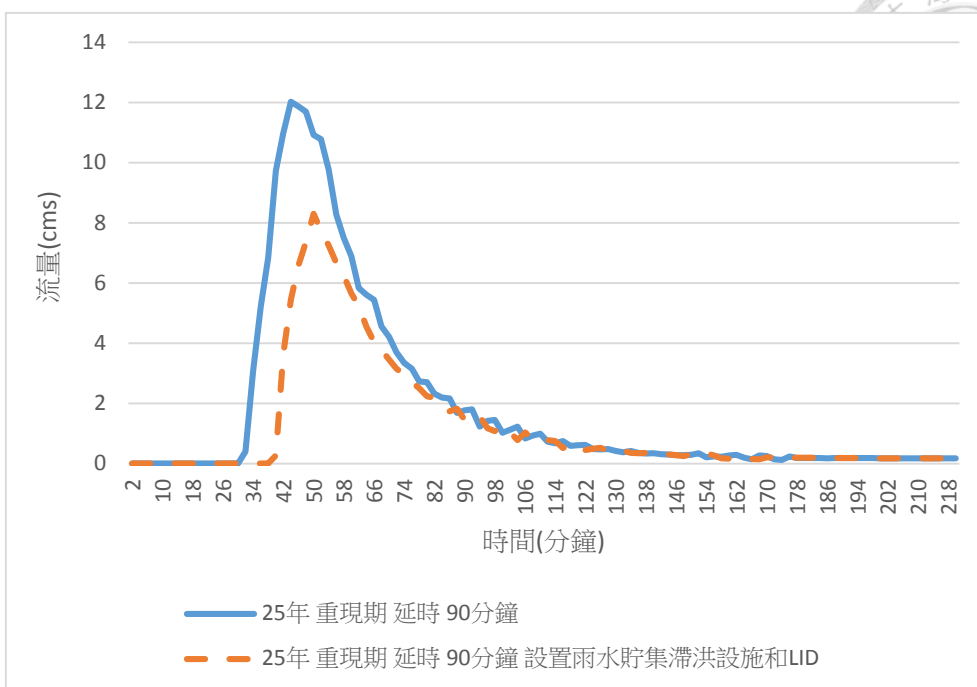


圖 3-32 延時九十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發與雨水貯集滯洪設施 QA 逕流差異比較

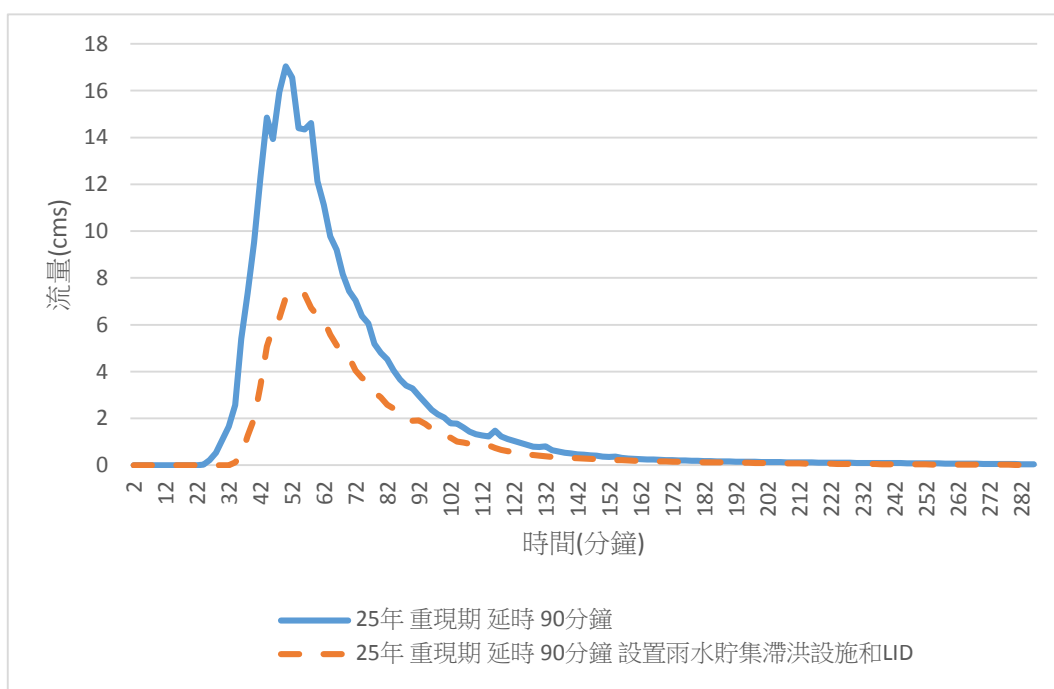


圖 3-33 延時九十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發與雨水貯集滯洪設施 QB 逕流差異比較

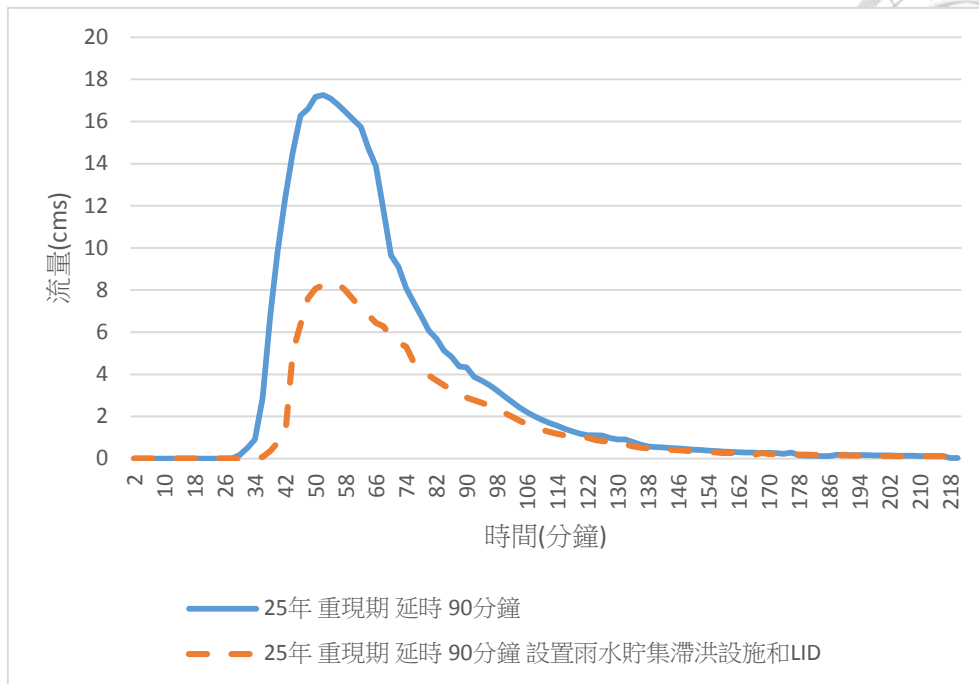


圖 3-34 延時九十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發與雨水貯集滯洪設施 QC 逕流差異比較

圖 3-32~5-34 施作低衝擊開發與雨水貯集滯洪設施，於延時九十分鐘二十五年重現期降雨事件中，削減洪峰與總逕流量效果皆顯著，但期減低原因多是源自於設置低衝擊開發，透過降雨損失增加減少逕流量。



(二) 延時七百二十分鐘重現期二十五年

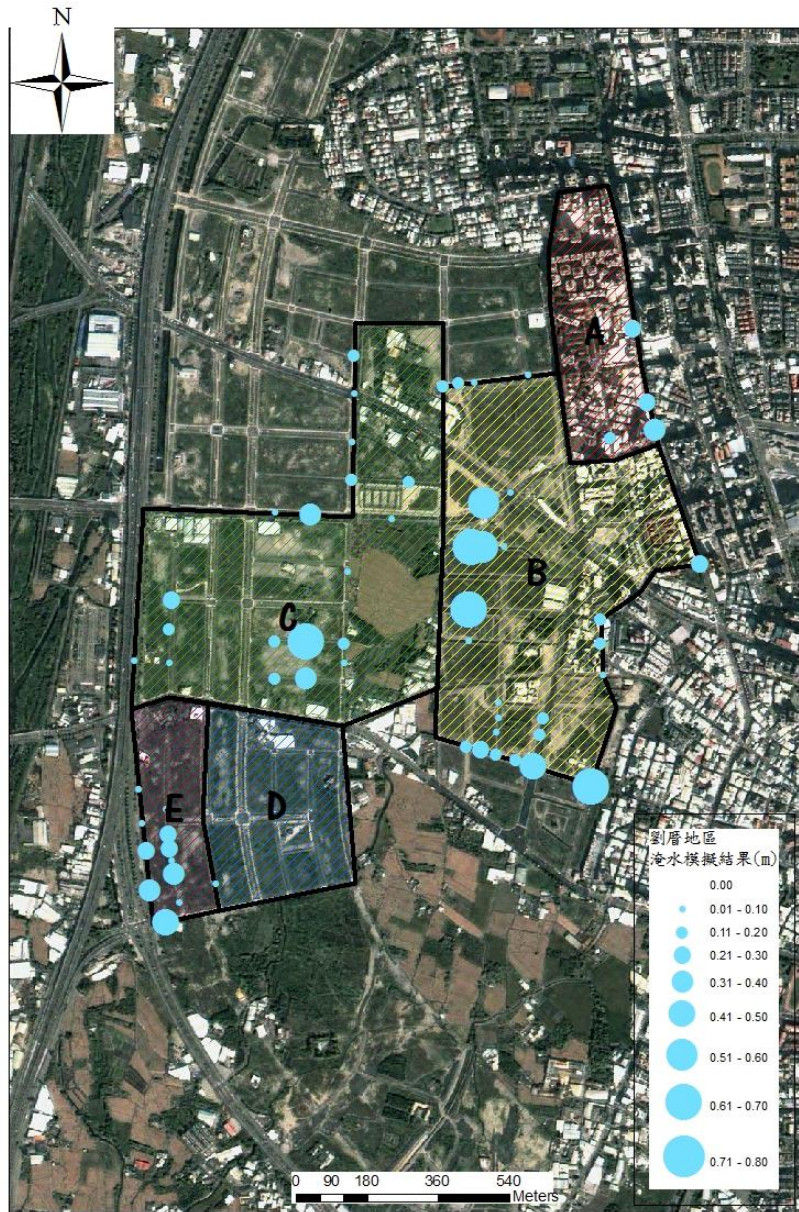


圖 3-35 延時七百二十分鐘重現期二十五年設置低衝擊開發模擬結果

如圖 3-35 當發生延時七百二十分鐘二十五年重現期降雨，單獨設置低衝擊開發設施時，與圖 3-20 相較，單獨設置低衝擊開發設施較單獨設置雨水貯集滯洪設施時淹水情形較為嚴重。

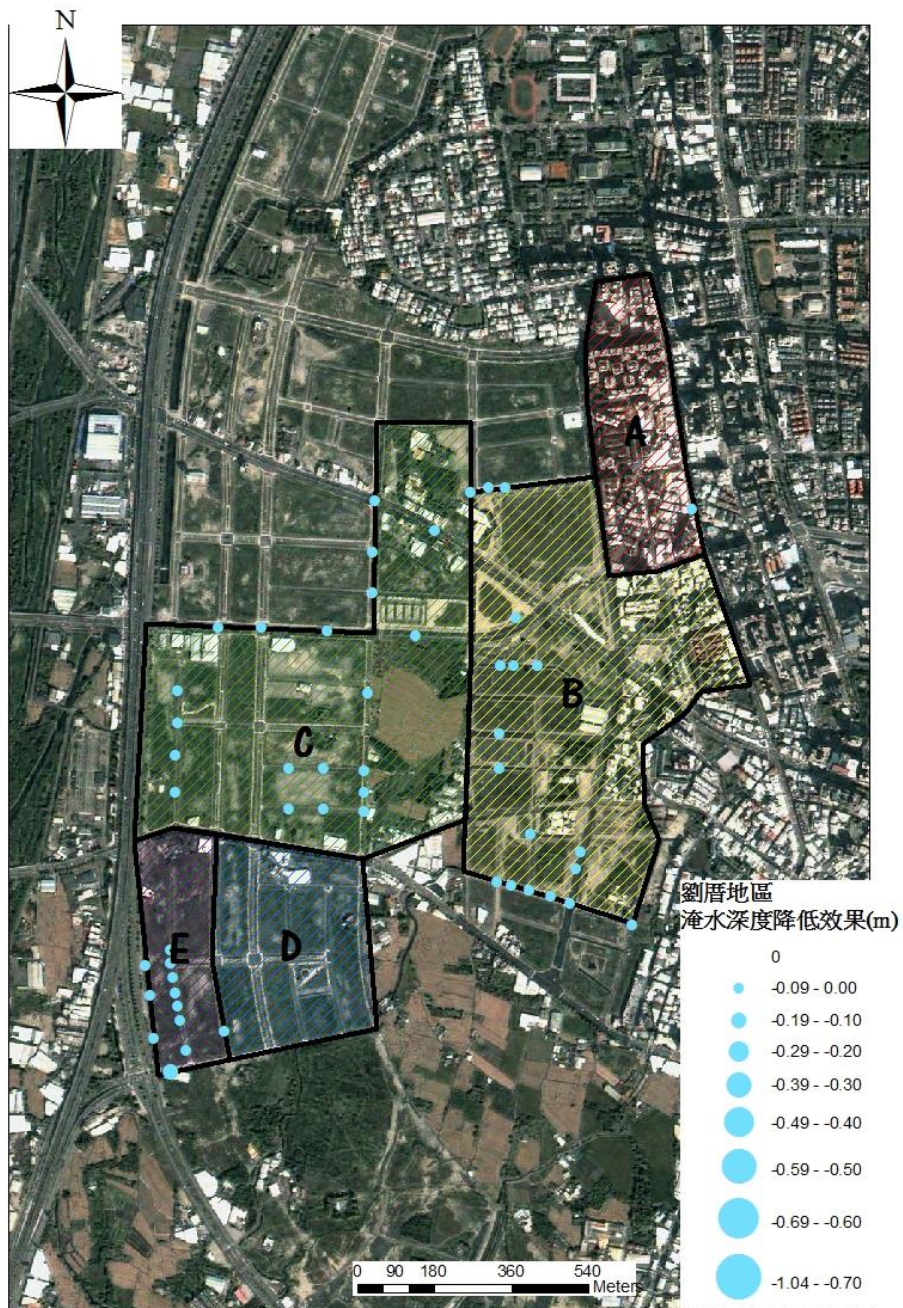


圖 3-36 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發所減低淹水深

如圖 3-36 當發生延時七百二十分鐘二十五年重現期降雨，單獨設置低衝擊開發設施時所減低的淹水水深，因為可利用空間於降雨較強時已接近飽和，故減緩效果並不明顯，只有十公分左右的差異。

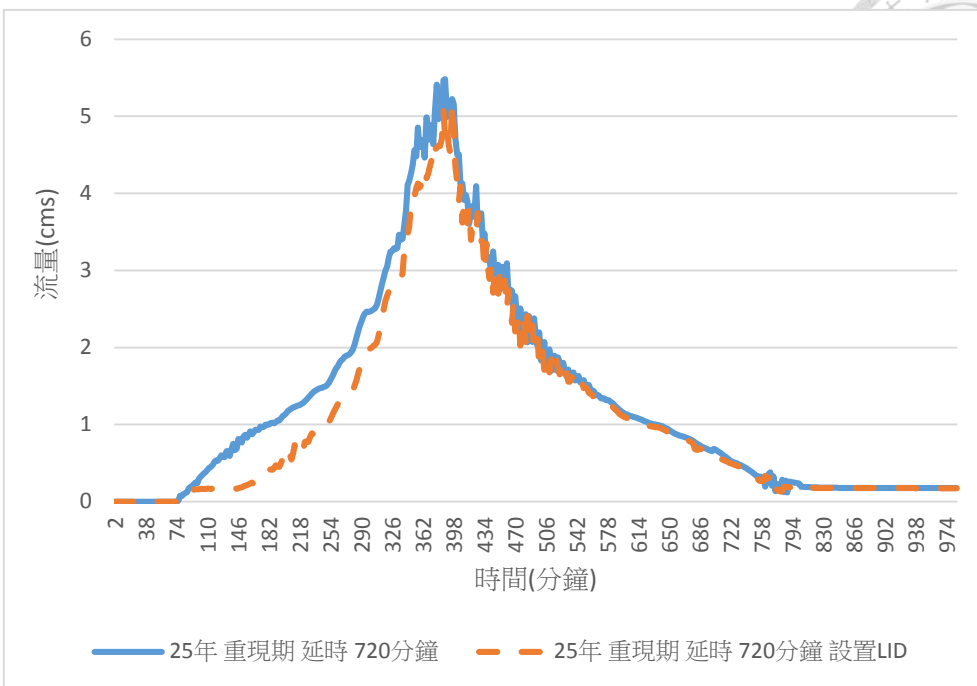


圖 3-37 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發 QA 逕流差異比較

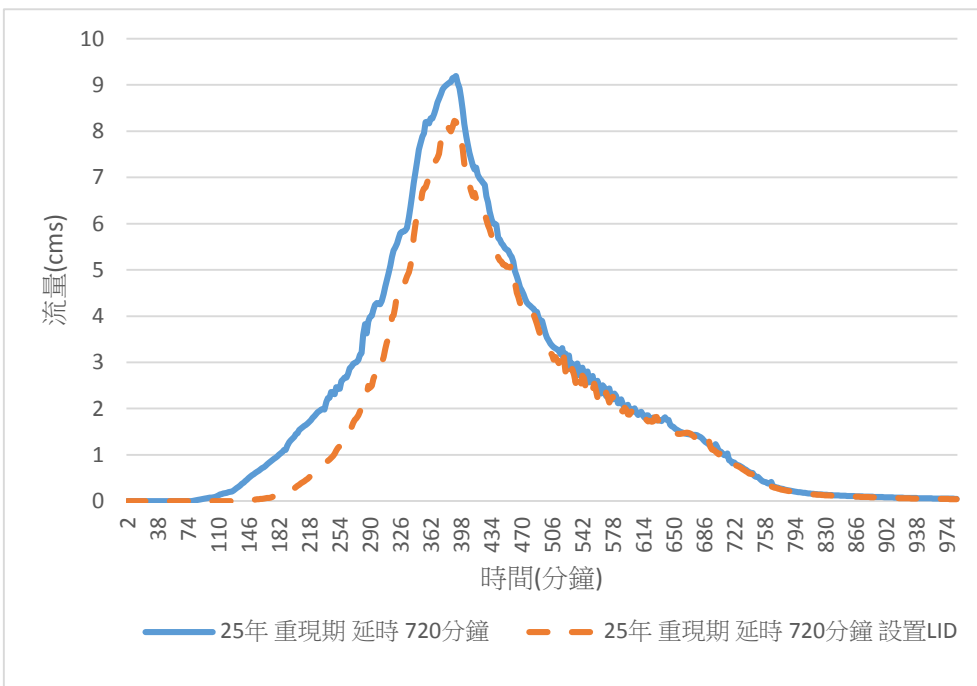


圖 3-38 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發 QB 逕流差異比較

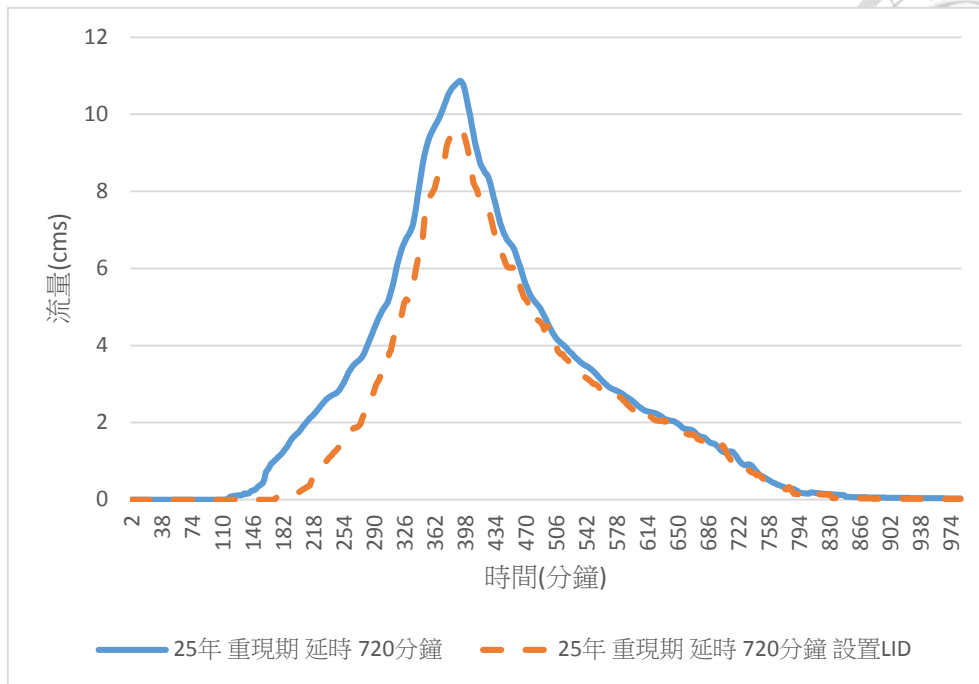


圖 3-39 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發 QC 逕流差異比較

圖 3-37~5-39 顯示施作低衝擊開發，於延時七百二十分鐘二十五年重現期降雨事件中，削減洪峰與總逕流量效果較不顯著，因為低衝擊開發以增加入滲量來減低地表逕流，但於長延時降雨事件，低衝擊開發設施可用容積降低，便無法發揮的減洪效果，如圖 3-37~5-39 中，於降雨事件後半部，低衝擊開發設施已無法減低逕流量。

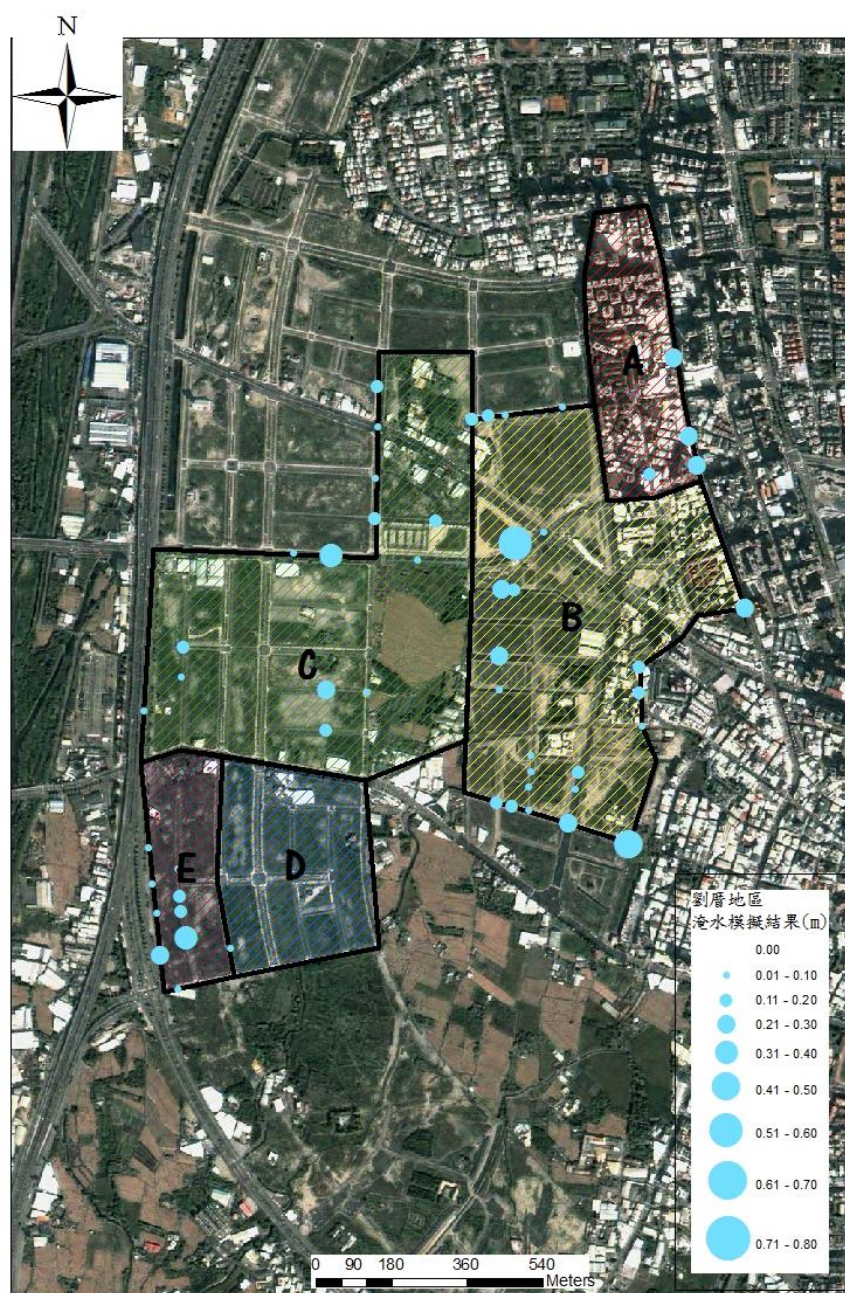


圖 3-40 延時七百二十分鐘重現期二十五年設置雨水貯集滯洪設施與低衝擊開發模擬結果

如圖 3-40 當發生延時七百二十分鐘二十五年重現期降雨，同時設置滯洪空間與低衝擊開發，與圖 3-20、圖 3-35 相較，淹水情形減緩許多。

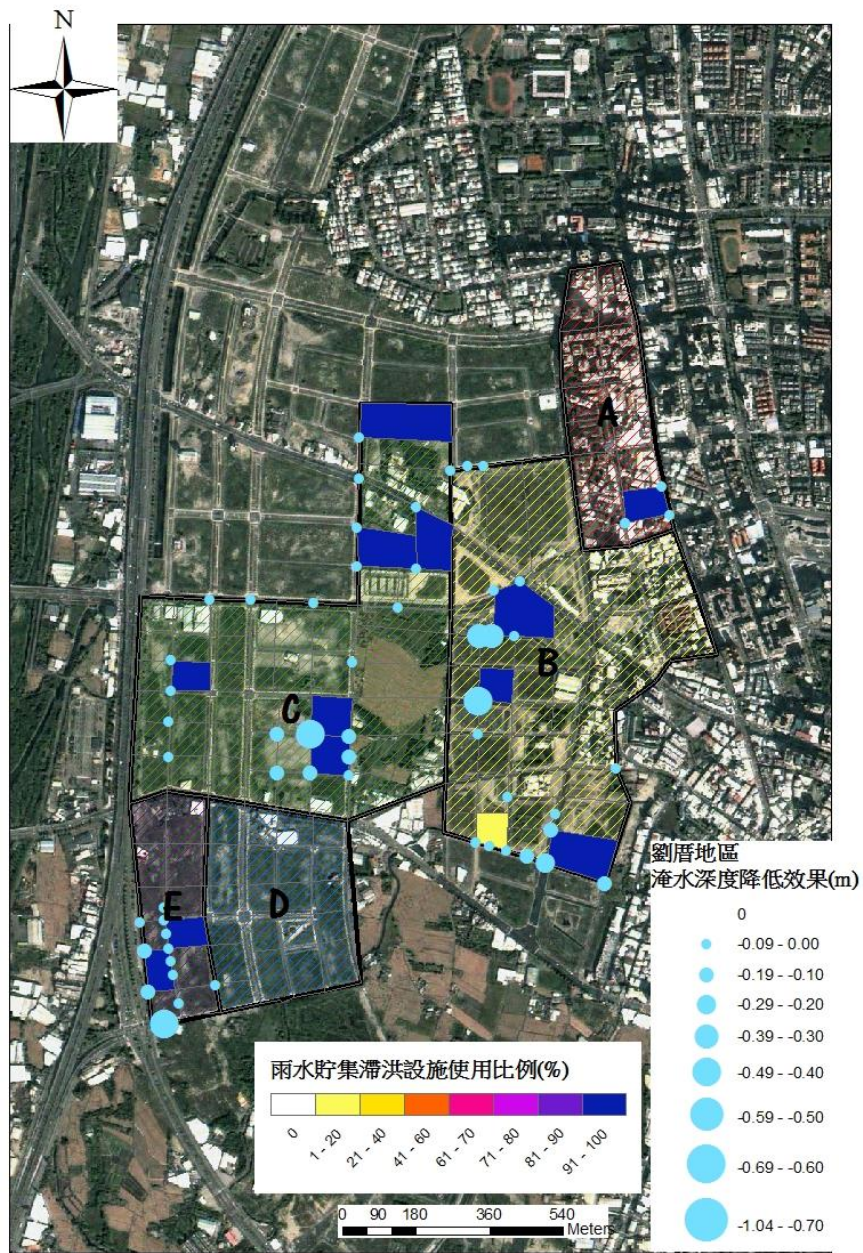


圖 3-41 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發與雨水貯集滯洪設施所減低淹水

如圖 3-41 當發生延時七百二十分鐘二十五年重現期降雨，同時設置滯洪空間與低衝擊開發，與圖 3-21、圖 3-36 相較，淹水情形減緩多源自於設置雨水貯集滯洪設施。

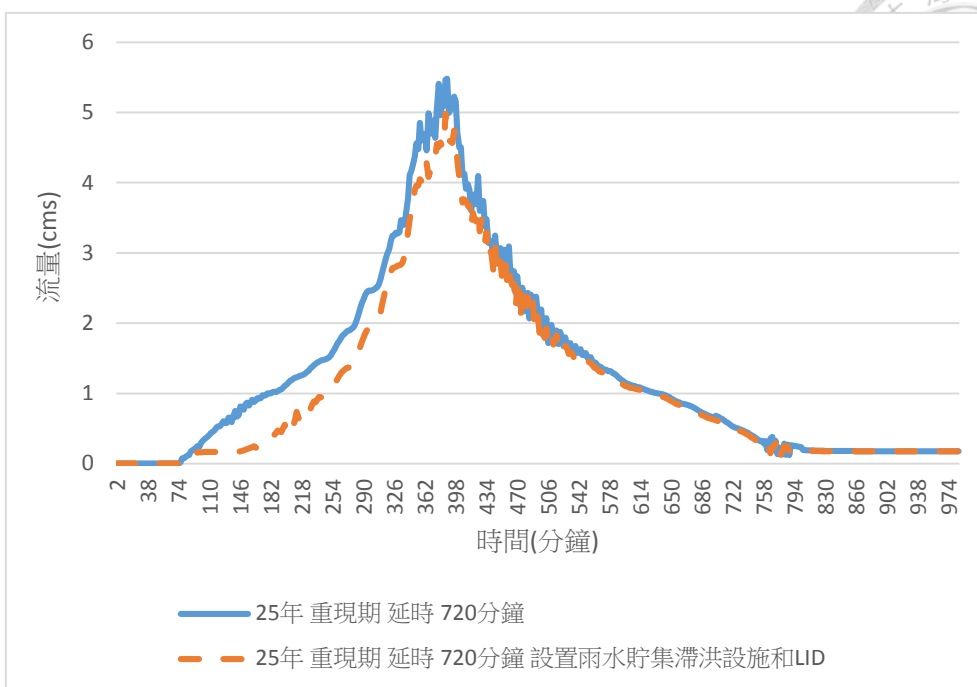


圖 3-42 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發與雨水貯集滯洪設施 QA 逕流差異

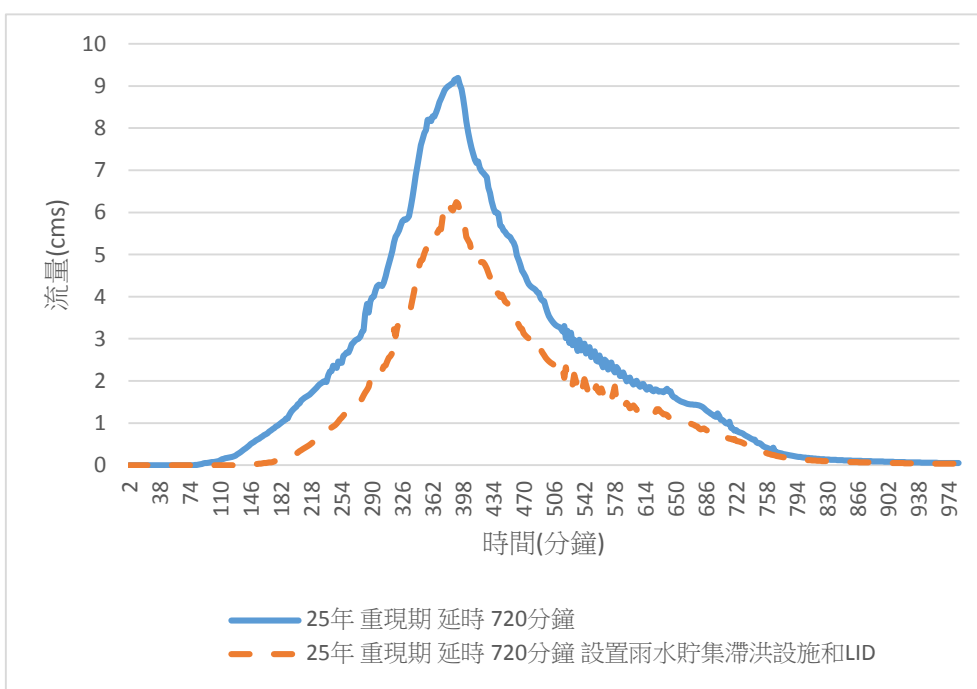


圖 3-43 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發與雨水貯集滯洪設施 QB 逕流差異

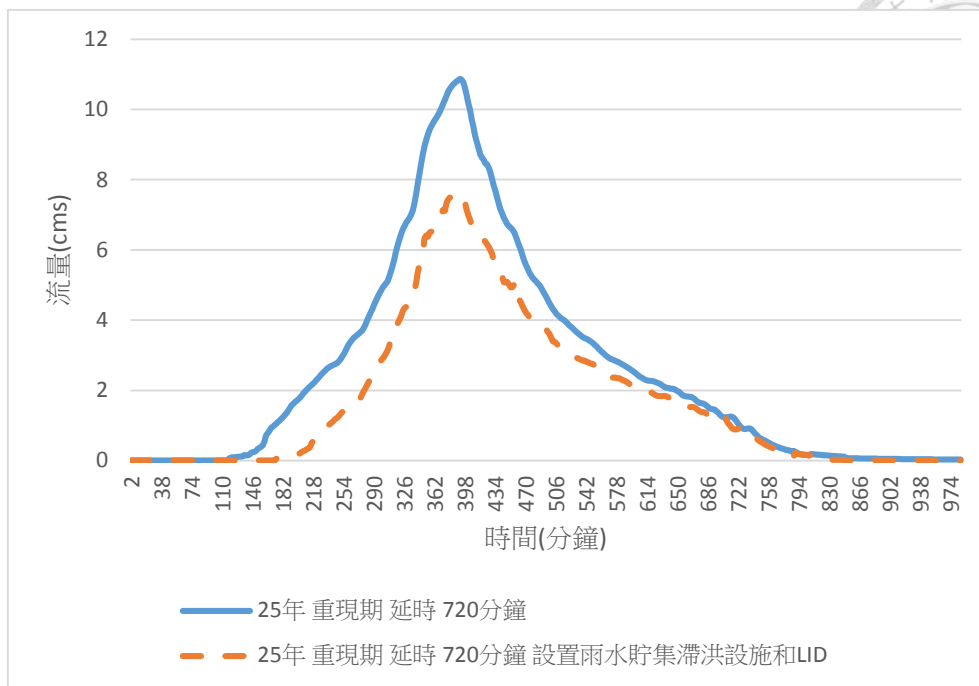


圖 3-44 延時七百二十分鐘二十五年重現期設置低衝擊開發與雨水貯集滯洪設施 QC 逕流差異

圖 3-42~5-44 顯示同時施作低衝擊開發與雨水貯集滯洪設施，於延時七百二十分鐘二十五年重現期降雨事件中，削減洪峰與總逕流量效果顯著，因為低衝擊開發以增加入滲量來減低地表逕流，但於長延時降雨事件，低衝擊開發設施可用容積接近飽含後便無法發揮的減洪效果，故此降雨事件多是因為設置雨水貯集滯洪設施而發揮減峰效果。

第三節 策略設置設施之模擬

然而如本章前兩節班全區域設置低衝擊開發設施與雨水貯集滯洪設施並不符合實際成本效益，且由前兩節模擬結果發現多數雨水貯集滯洪設施空間並無被使用。固本節依據本文所提淹水風險層級管理策略設置設施，上游設置低衝擊開發設施，減少逕流產生，中下游低窪地易淹水地區設置雨水貯集滯洪設施。前兩節為全區域依據內政部規範，每平方公尺設置 45 毫米的貯留體積，此次策略模擬所挑選設置區塊面積占全面積約 19%，故將貯留容積提升至每平方公尺設置 200

毫米，設置總容積仍不超過全區域依法規所需設置最小總滯流量。

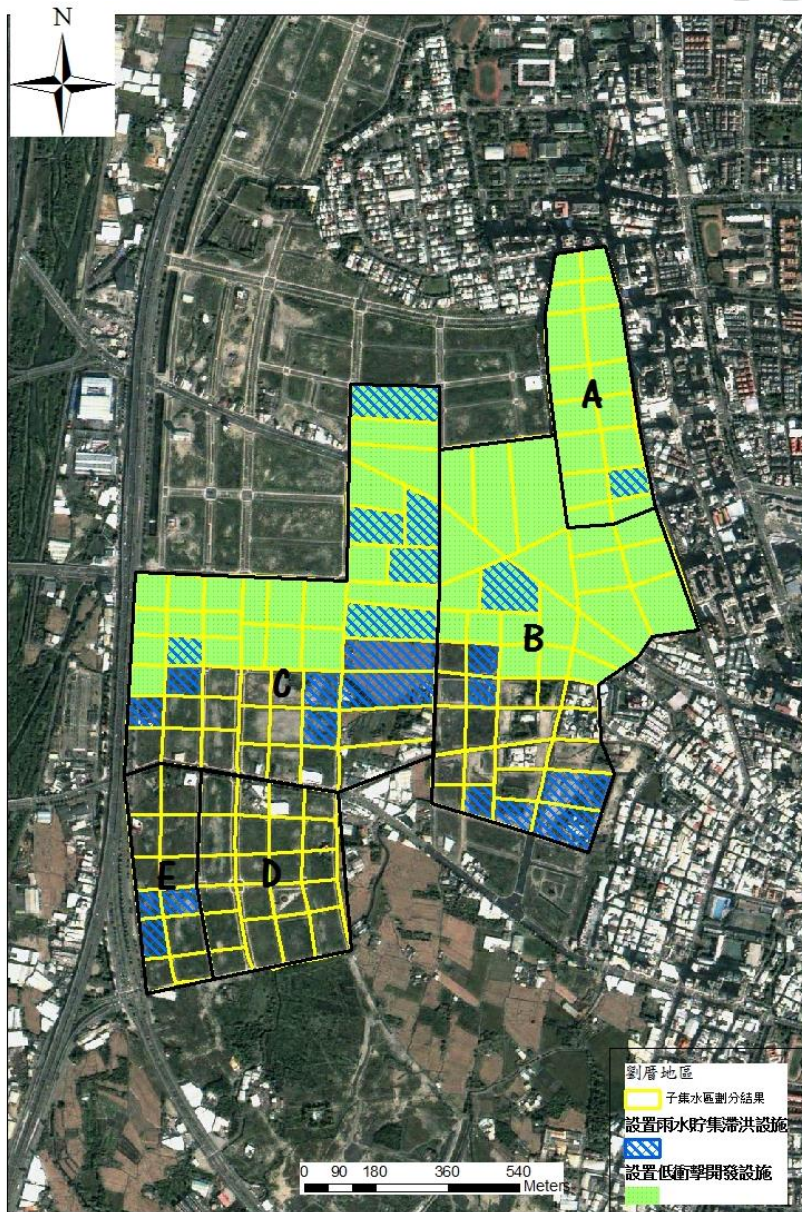


圖 3_45 策略性設置雨水貯集滯洪設施和低衝擊開發設施

圖 3-45 為依據策略設置設施空間分布圖，上游部分為了達到減量目的設置低衝擊開發設施，低窪地區和區域下游處較易淹水地帶則設置雨水貯集滯洪設施。

表 3-4 為策略性設置雨水貯集滯洪設施和 LID 與全區域性設置區域出口逕流比較，圖 3-46~圖 3-48 為 A、B、C 區逕流差異比較。依據策略設置設施效益略低於全區域皆設置兩種設施，A 區全區仍然施作低衝擊開發設施，故模擬結果



差異不大；但 B、C 區低衝擊開發面積減少，流量削減約降低 6-7%，洪峰流量削減降低約 4%。

表 3-4 重現期 25 年延時 720 分鐘策略性設置雨水貯集滯洪設施和 LID 效益

重現期 25 年延時 720 分鐘								
削減效益	流量削減(%)				洪峰流量削減(%)			
	單設置雨水貯集滯洪設施	單設置 LID	全區域設置雨水貯集滯洪設施和 LID	策略性設置雨水貯集滯洪設施和 LID	單設置雨水貯集滯洪設施	單設置 LID	全區域設置雨水貯集滯洪設施和 LID	策略性設置雨水貯集滯洪設施和 LID
QA	-1.11	-14.08	-14.70	-14.46	-4.05	-5.58	-9.07	-9.94
QB	-24.49	-17.67	-37.64	-31.88	-25.30	-10.55	-32.08	-28.89
QC	-15.59	-18.17	-30.68	-23.91	-23.34	-11.97	-30.61	-26.56

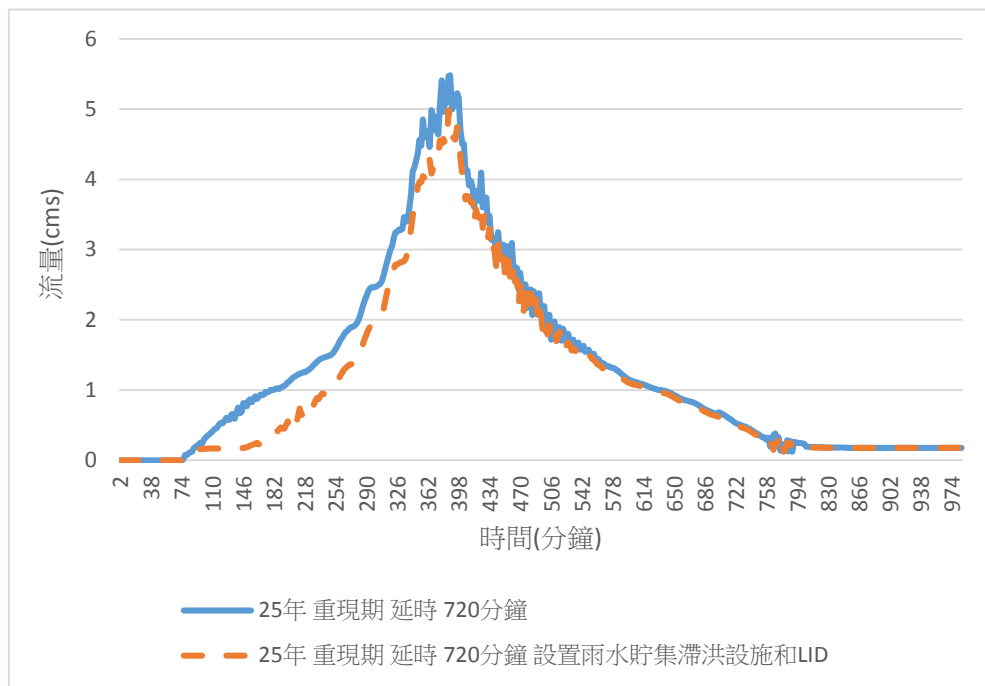


圖 3-46 重現期 25 年延時 720 分鐘策略性設置雨水貯集滯洪設施和 LID QA 逕流差異

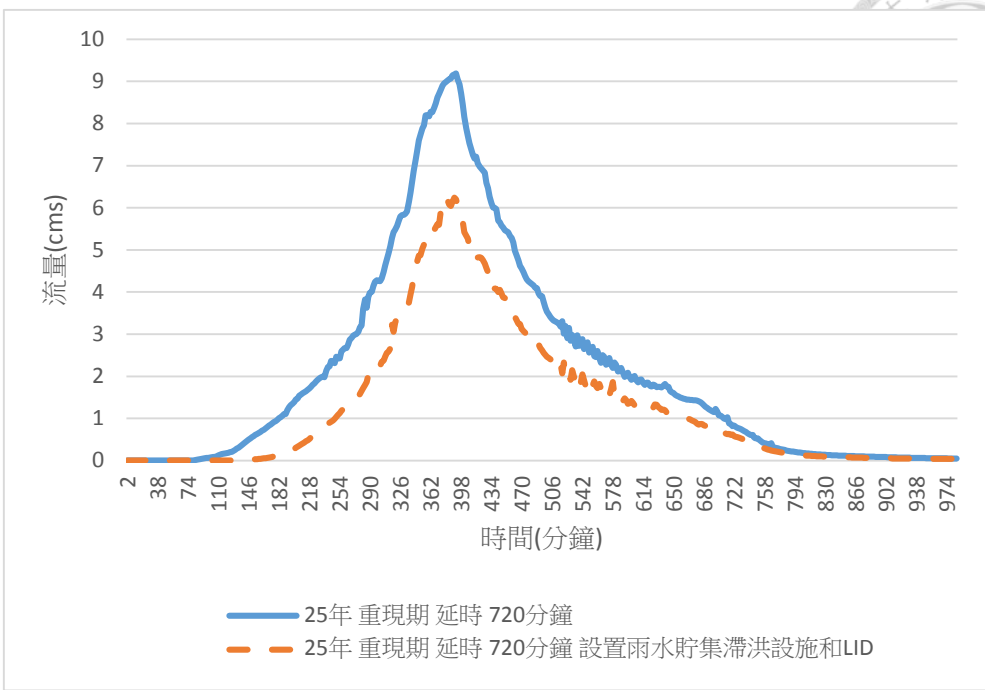


圖 3-47 重現期 25 年延時 720 分鐘策略性設置雨水貯集滯洪設施和 LID QB 逕流差異

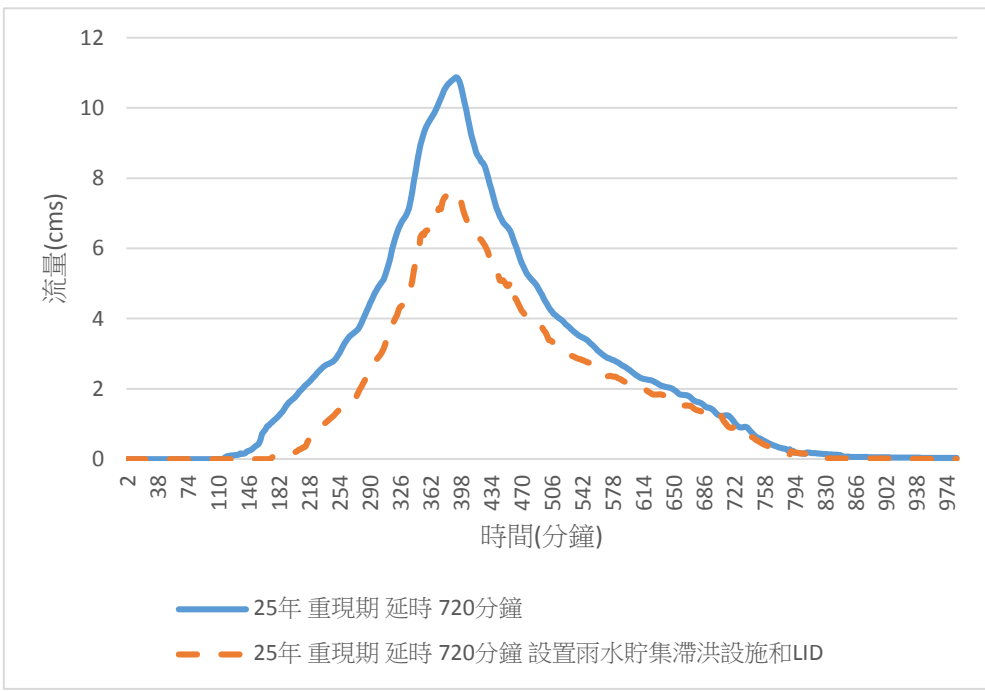


圖 3-48 重現期 25 年延時 720 分鐘策略性設置雨水貯集滯洪設施和 LID QC 逕流差異

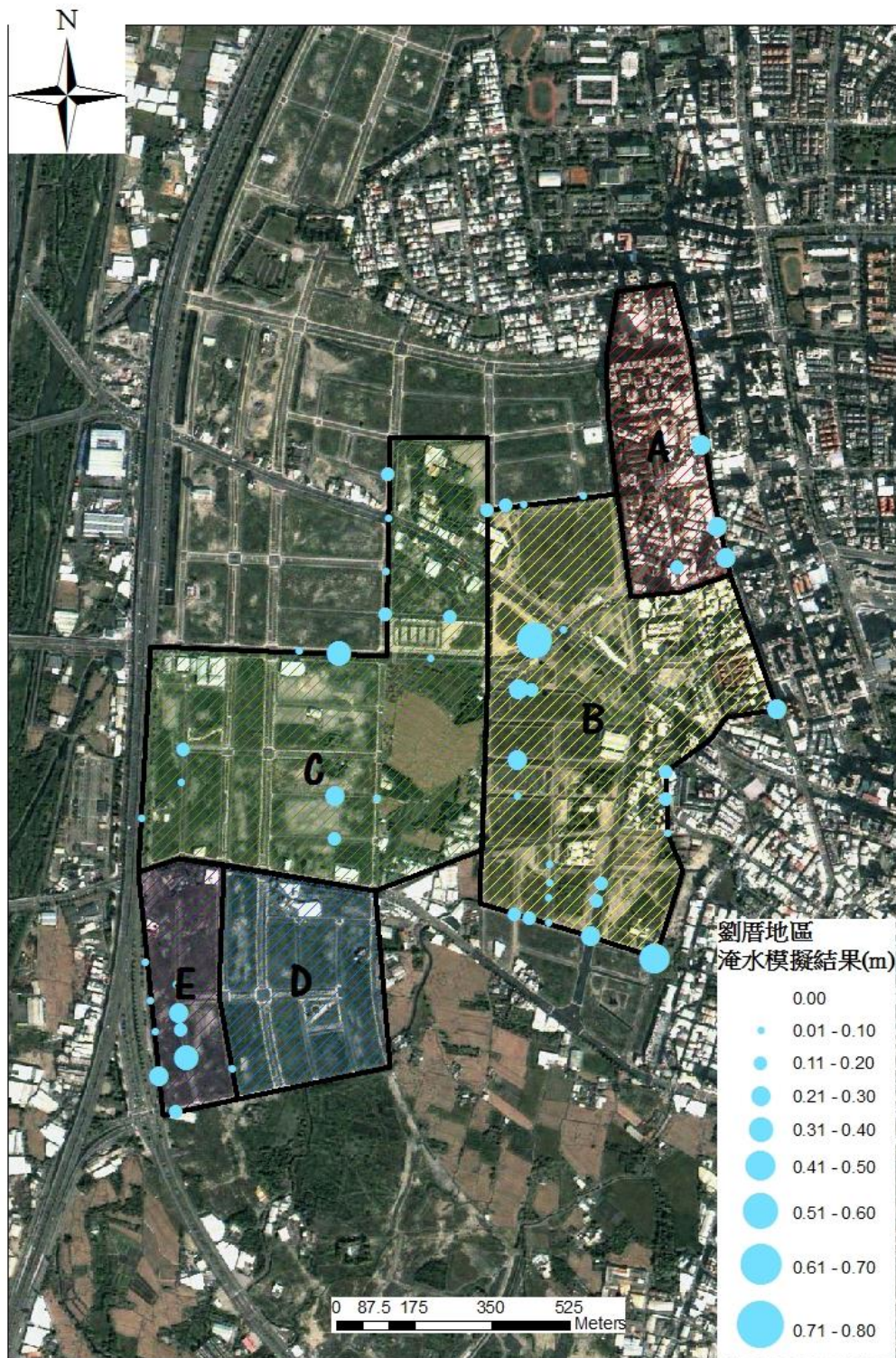


圖 3-49 重現期 25 年延時 720 分鐘策略性設置雨水貯集滯洪設施後淹水模擬結果

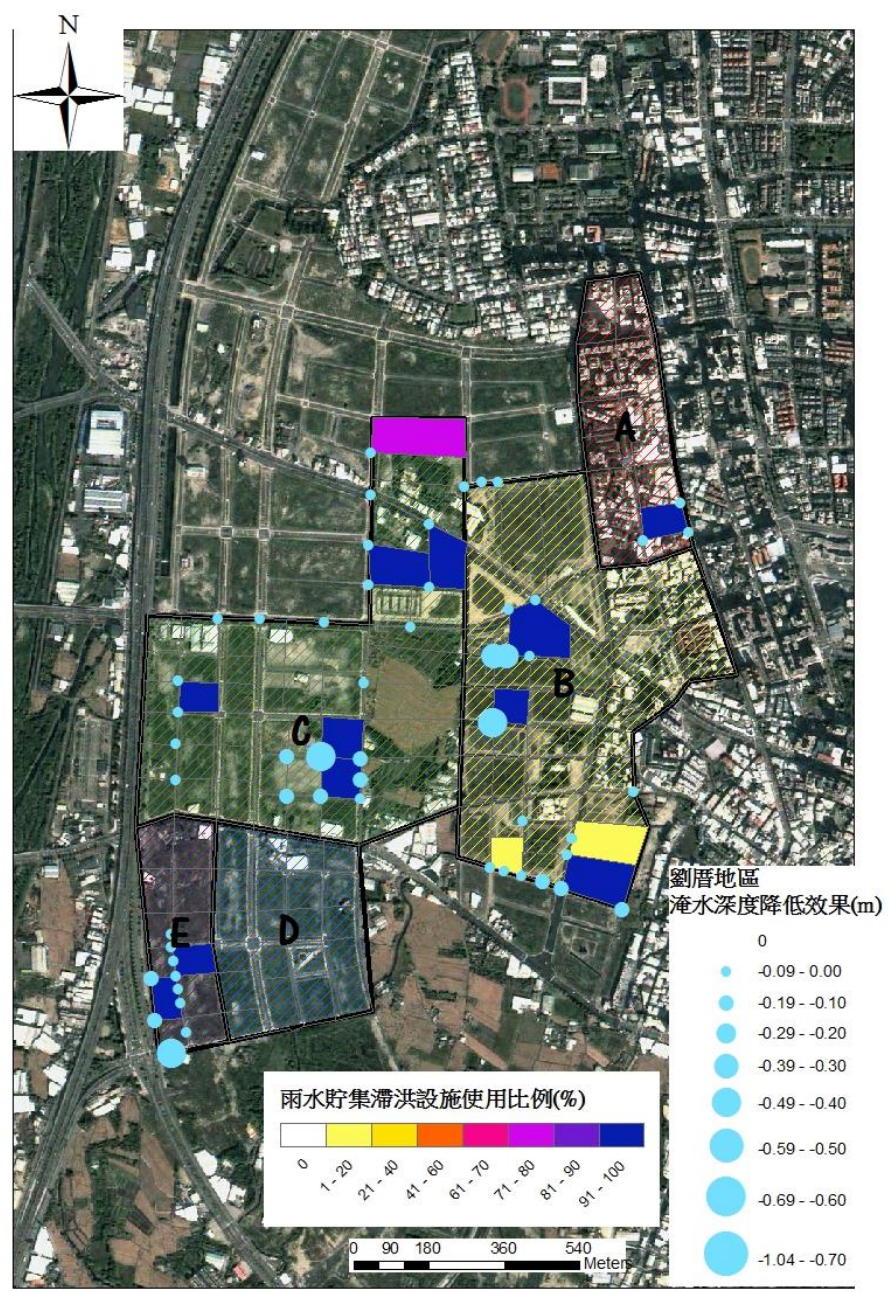


圖 3-50 重現期 25 年延時 720 分鐘策略性設置雨水貯集滯洪設施後淹水降低效益

圖 3-49、圖 3-50 分別為重現期 25 年延時 720 分鐘策略性設置雨水貯集滯洪設施後淹水模擬結果與淹水降低效益，多數雨水貯集滯洪設施容積使用比例達百分之百，淹水深度控制在 50 公分以下，且多數淹水地區深度在二十公分以下。



第四節 模擬結果小結

觀察設置低衝擊開發與滯洪空間的減洪效益，總雨量不高之降雨事件發生時，設置低衝擊開發減洪效益高於滯洪空間，低衝擊開發可以同時削減總逕流量與洪峰流量；當面對總雨量較大的事件時，設置滯洪空間效益則提升許多。

圖 3-51~3-56 分別為重現期 25 年降雨延時 90 分鐘與 720 分鐘時，總降雨量分別為 133 與 165 毫米，不同逕流減量設施設置策略之逕流比較。A 區處於相對上游的位置，加上下水道設計容量較大，本來就較不容易發生淹水，因而無法彰顯雨水貯集滯洪設施效益，低衝擊開發於此區顯現效益較高；B 區與 C 區逕流減量效益相似，於 90 分鐘延時事件當中低衝擊開發設施逕流減量效益較高，但是在延時為 720 分鐘事件當中，低衝擊開發設施對逕流影響能力下降，相較之下顯現雨水貯集滯洪減峰效益。

其實於 90 分鐘延時降雨事件後期便可觀察到低衝擊開發設施對逕流影響的衰減情形，但是其衰減現象發生在降雨事件後期，故並無降低其減洪效益；720 分鐘延時降雨事件當中，則可明顯觀察到低衝擊開發設施因為設施容量逐漸達到飽含故對逕流影響減弱之現象，且其衰弱現象發生在降雨最強時段之前，故對洪峰削減能力也隨之下降。

因為研究中雨水貯集滯洪設施啟用機制為路面淹水十公分後才可流入，故當路面淹水深度未達標準時，其並不會發揮逕流減量效用，故於降雨事件初期或是累積雨量不大時，其並沒有發揮減量效益。在延時 90 分鐘的降雨事件當中減洪效益低於低衝擊開發設施，卻在總雨量較高之延時 720 分鐘事件減洪效益高於低衝擊開發設施，其現象是因為雨水貯集設施所針對的是超出原有排水系統設計之逕流量，故其於降雨量相對較高之降雨事件當中，能顯現較高的減峰效益。

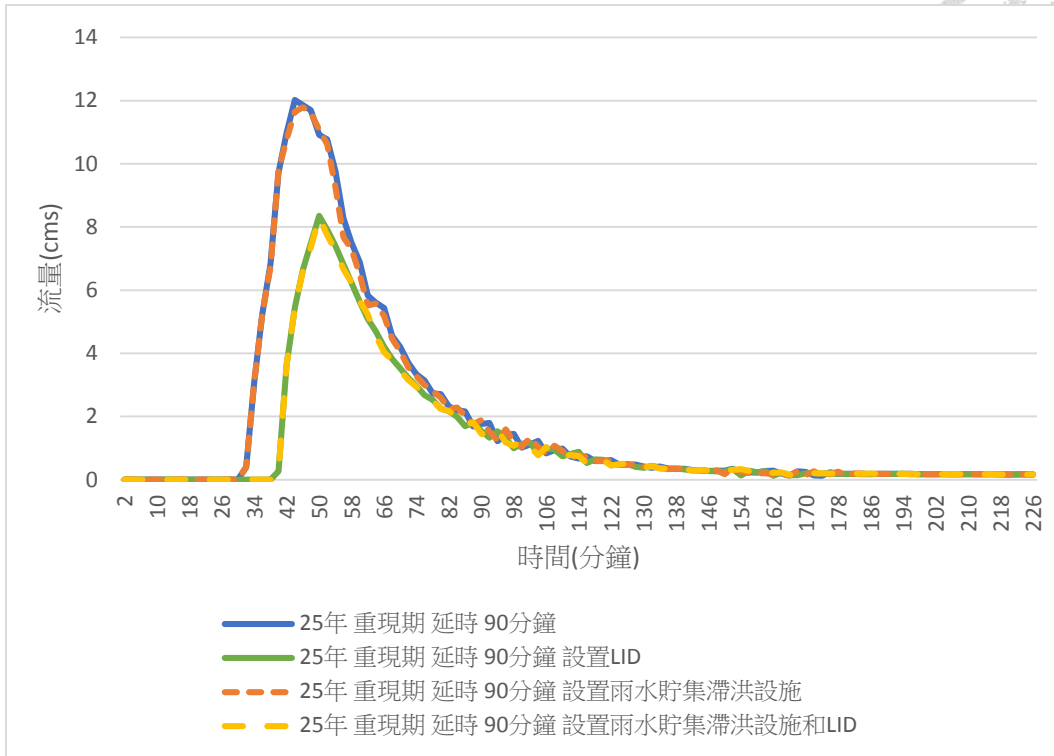


圖 3-51 重現期 25 年延時 90 分鐘設置逕流減量設施 QA 逕流

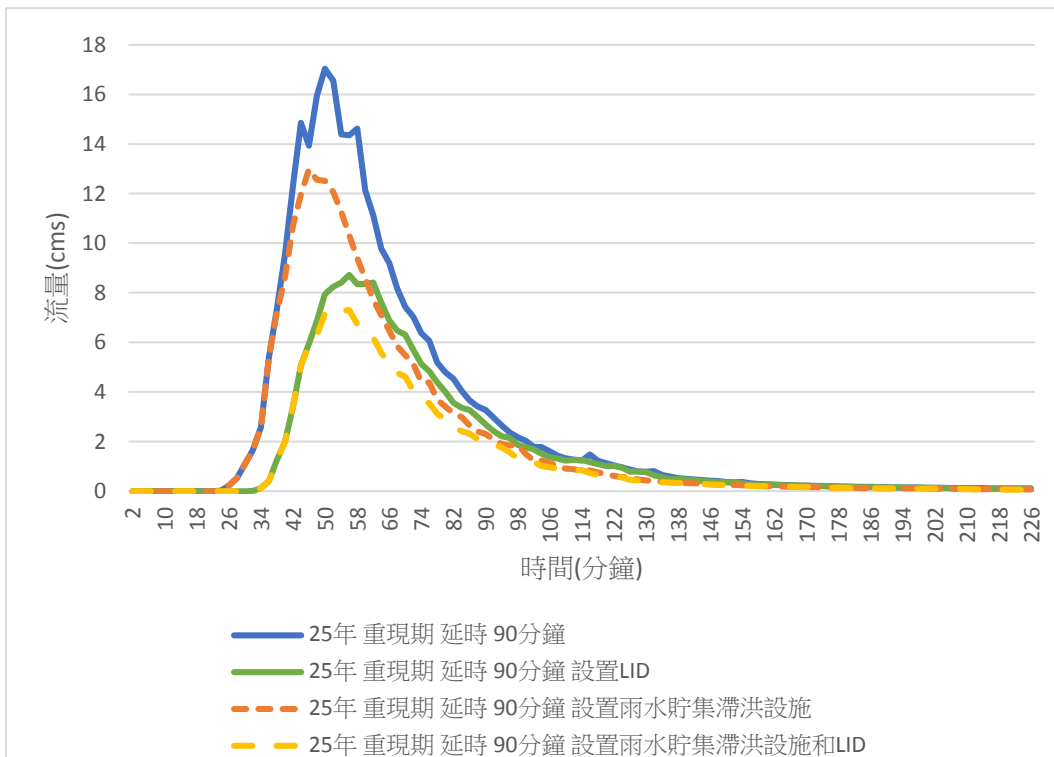


圖 3-52 重現期 25 年延時 90 分鐘設置逕流減量設施 QB 逕流

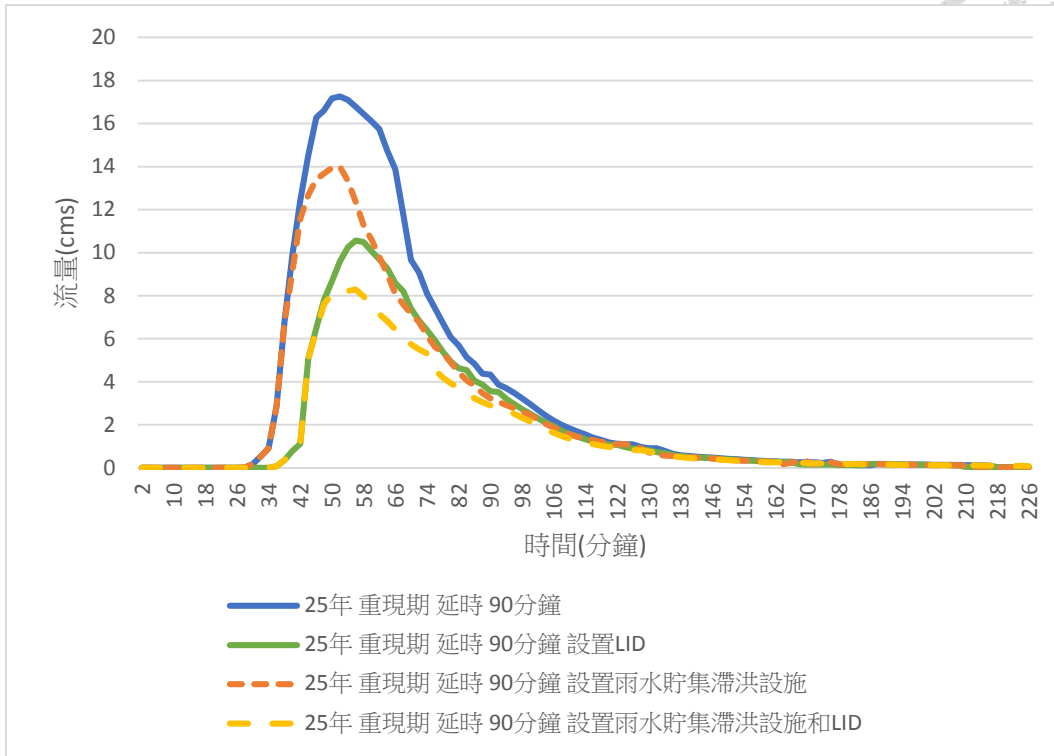


圖 3-53 重現期 25 年延時 90 分鐘設置逕流減量設施 QC 逕流

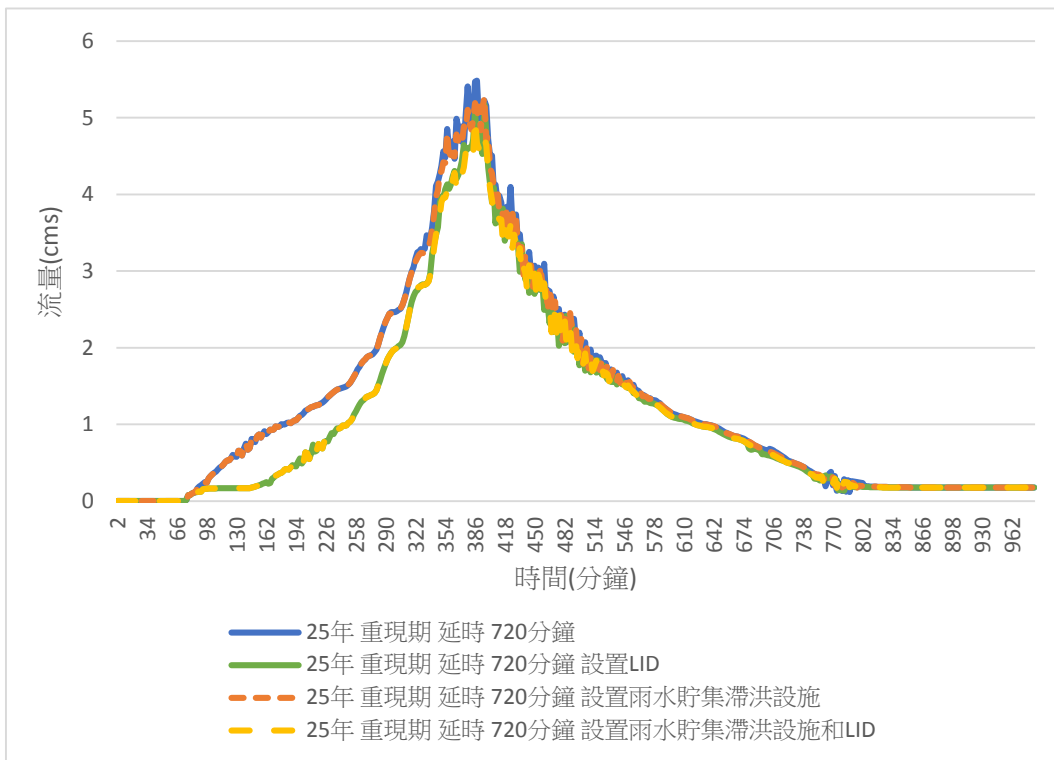


圖 3-54 重現期 25 年延時 720 分鐘設置逕流減量設施 QA 逕流

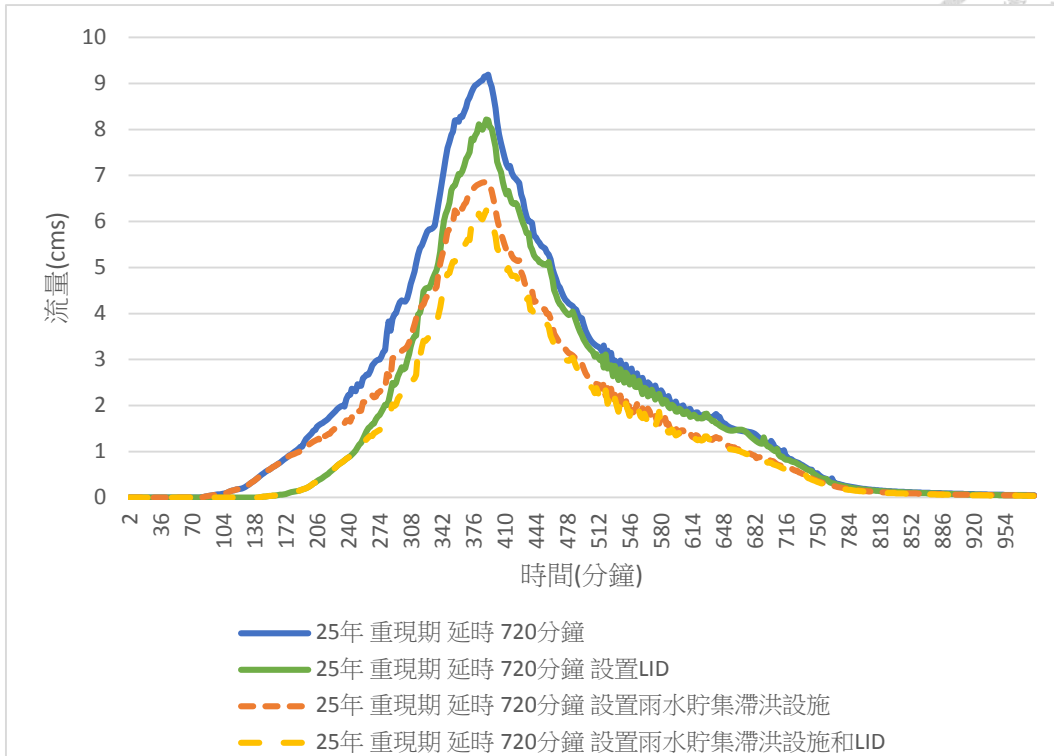


圖 3-55 重現期 25 年延時 720 分鐘設置逕流減量設施 QB 逕流

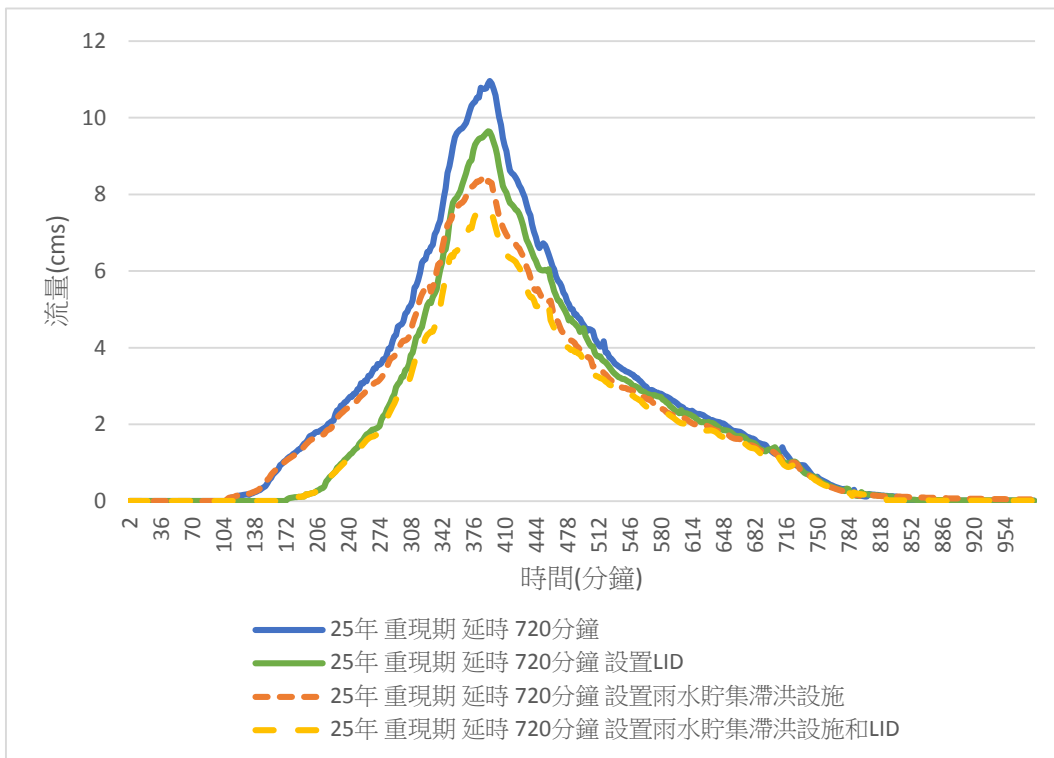
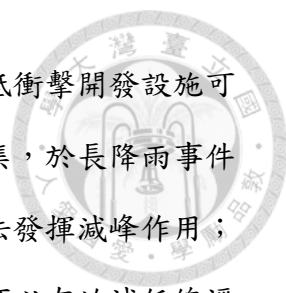


圖 3-56 重現期 25 年延時 720 分鐘設置逕流減量設施 QC 逕流



低衝擊開發設施減以增加透水面積及入滲量方式減洪，但低衝擊開發設施可用容積有限，且無法控制入流時間，於降雨事件初期便開始蒐集，於長降雨事件中，降雨強度較高時低衝擊開發設施容積可能已接近滿載，無法發揮減峰作用；但是其於降雨總量較低的降雨事件，如短延時或高頻率降雨，可以有效減低總逕流量。而雨水貯集滯洪設施是以當下逕流量大小控制入流時間，是針對性削減洪峰流量，故於總雨量較低的事件中無法顯現效益。

從雨水貯集滯洪設施淹水減低分布圖(如圖 3-41)中雨水貯集滯洪設施體積使用比例得知，多數雨水貯集滯洪設施是沒有被使用，設施容積被使用地區多是位於在局部低窪或出流口附近，上游地區因為逕流量不大，淹水深度沒有達到於流入設施標準，故容積未被使用。且觀測模擬結果，逕流會先進入局部較低窪處雨水貯集滯洪設施後，當此設施滿載後才會進入附近另一個雨水貯集滯洪設施。

此章第三節因為區域皆設置兩種設施成本效益過高，且過多雨水貯集滯洪設施沒有發揮作用，故採用策略性設置設施，上游一帶設置低衝擊開發設施，局部低窪或出流口附近則設置容量較高的雨水貯集滯洪設施，模擬結果中雖然減量、減峰效益低於全區域皆設置兩種設施，但兩者間差異不大，且策略性設置較符合經濟效益。

第四章 結論與建議



臺灣都市雨水管理參考歐美先進國家的策略，如低衝擊開發設施、雨水貯留筒、設置雨水貯集滯洪設施、都市高程管理等，但是與這些國家的氣候降雨和都市土地密集等條件不同，未必能直接運用於台灣。本論文利用 SWMM 模式，模擬臺中市劉厝排水降雨逕流資料，評估逕流減量設施差異運用和配置的效益，最後根據淹水層級管理策略與模擬結果，做出低衝擊開發、貯集滯洪設施差別配置運用效益的初步評估，提出總結與建議。

第一節 結論

1. 雨水貯集滯洪設施的設置目標，影響其運用操作。若貯留雨水的目的是(1)作為中水資源應用，則運用設計規則是將所有降雨導入貯集滯洪設施，填滿設施容量時，透過無控制排水設計，將超過容積的雨水溢排進入下水道。若目的是(2)削減建築基地流出超過某門檻值的流量，或是(3)減少建築基地外道路淹水深度，則運用設計規則是避免將一般強度降雨逕流量導入，儘量保持雨水貯集滯洪設施空庫，唯有在建築基地排出逕流量超過某門檻值時，或是基地外道路淹水深度超過某設定門檻值時，才容許基地雨水或道路淹水進入雨水貯集滯洪設施。
2. 決定雨水貯集滯洪設施能否在降雨事件中發揮減少逕流峰值，或是減少淹水的效益的主要因素，是在發生逕流峰值或淹水時，雨水貯集滯洪設施是否還有未填滿的可用容量。發生逕流峰值或淹水時，若可用容量愈大，則減少逕流峰值和淹水的效益愈高。因此必須根據降雨特性，計算雨水貯集滯洪設施容量需求，和建築基地最大可排出流量門檻值。若要保持雨水貯集滯洪設施的可用容量，可以設計抽水馬達，在逕流量低於某設計門檻值時，將雨水貯集滯洪設施中的雨水排出，以利最大化可用




容量。

3. 歐美國家的低衝擊開發設施，運用設計規則是將所有逕流量導入設施，超過設計容量時滿溢流出。基於此運用規則，隨著個別事件的累積雨量增加、設施的可用容量遞減，削減洪峰流量的潛在效益隨之降低。因此，影響低衝擊開發設施能發揮多少削減尖峰逕流量效益的因素，是事件總降雨量除以低衝擊開發設施容量的比值；若比值愈大，例如颱風梅雨，則削減尖峰逕流量的潛在效益愈低；反之，若比值愈小，例如夏季午後暴雨，則設施削減尖峰逕流量的潛在效益較高。和設定入流條件的雨水貯集滯洪設施比較，無入流控制條件的低衝擊開發設施的削減洪峰、降低淹水風險的效益較低。
4. 都市排水系統的保護標準通常僅有 3-5 年的重現期，下水道滿管、發生路面或地表淹水的機率高，除了建築基地設置雨水貯集滯洪設施外，還可以設計利用道路輸送地表的積淹水。為了達到道路輸送積淹水效率，必須重新設計道路的橫剖面形狀（包括輸水效率和行車安全考量），縱向坡度（將積淹水導向何處，例如相鄰排水系統或鄰近的雨水貯集滯洪設施），路緣石高度，和容許淹水深度（例如 10cm 到半個汽機車輪胎高）等。為了減少積淹水，需要利用 SWMM 模式等，評估雨水貯集滯洪設施在排水系統上、中、下游的最佳化配置。
5. 本研究模擬分析顯示，因為劉厝排水系統包括灌溉溝渠，設計保標準相對較高，降雨整體逕流量不大。模擬結果顯示，只有在局部低窪道路，和雨水下水道下游末端，道路淹水（或道路逕流）或基地逕流量才會流入雨水貯集滯洪設施，且其充填方式是先填滿最低窪地區的雨水貯集滯洪設施容量後，再繼續進入鄰近的另一個雨水貯集滯洪設施。其他道路淹水深度控制的雨水貯集滯洪設施在模擬事件中多未發揮蓄水作用，沒

有顯著減少逕流量。設施容量較為容易滿載之地區常發生「下水道滿管淹水」和「迴水淹水」，此些地區雨水貯集滯洪設施容積使用時機應該與上游地區有所區別，以達到較高減洪效益。



6. 雨水貯集滯洪設施配置於不同上、中、下游區域的作用和效益不同，宜作差異設計。
 - 都市排水系統上游地區的淹水風險較低，僅在發生高強度降雨時發生逕流淹水，模式模擬結果中設置雨水貯集滯洪設施效益不大，雨水貯集滯洪設施的目的主要是減少建築基地流出的逕流峰值（從上游而下的道路淹水機會較低），故建議採用比較低的逕流尖峰門檻值，以達到減峰效益；以臺北盆地為例，考慮將逕流尖峰門檻值由 62.3mm/hr/m² 降低為 50mm/hr/m²。
 - 都市排水系統中游所面臨的淹水型態主要為「下水道滿管淹水」，此區需要負擔上游流量以及本身地區的逕流量，故雨水下水道滿溢、地表淹水和道路輸水機率較高，可以設計使用雨水貯集滯洪設施，發揮滯洪減量的作用。作法包括減少建築基地流出逕流峰值，和吸納從上游而下的道路淹水，所以，以臺北盆地為例，建議仍採用 62.3mm/hr/m² 基地流出的逕流尖峰門檻值。
 - 都市排水系統下游地區的淹水，主要是從中、上游而下，超過抽水站排水能力的道路和地表淹水，所以，基地流出的逕流尖峰門檻值，建議予以提高，例如採用 78.8mm/hr/m²，或甚至不予限制，全部雨水貯集滯洪設施容量都用來減少淹水深度。
7. 根據模擬分析和以上說明，檢視臺北都市地區綜合治水計畫的上游保水、中游減洪、下游防洪策略。本研究認為都市內水與流域集水區不完



全同，若「保水」和「減洪」代表使用無入流控制條件的低衝擊開發設施，不如改採用削減洪峰、吸納超過設計深度淹水的雨水貯集滯洪設施；下游可能出現超過雨水貯集滯洪設施總容量的淹水體積，應開發都市積淹水潛勢預警報，淹水潛提出預警，讓下游地區建築物裝設擋水閘板，減少淹水損失。因此建議不包括周邊山區集水區的臺北都市內水三策略，考慮將文字修訂為意涵更精確的上游減峰、中游滯滯、下游防淹三策略。

第二節 後續研究方向

本研究嘗試利用模擬方式，檢討低衝擊開發設施和雨水貯集滯洪設施的效益，內容和策略都是初步嘗試，雖釐清方向、獲得部分成果，但問題設定尚未細緻，仍有很大的改進空間。以下謹根據研究心得，提供後續研究方向的建議。

1. 劉厝地區為灌排結合系統，在不考量外水進入的情況下，此地區的設計排水容量相對較高，建議後續研究採用非灌排結合的都市排水系統模擬，以佐證模擬和推論結果。
2. 本研究將道路兩側的下水道合併為一，採用雙向銳緣堰作為下水道與市街的水流交換機制，降雨逕流模式採用簡化的排水密度概念分配和計算逕流量，這幾項都有空間可以大幅改進。
3. 本研究採用 SCS 的曲線數(Curve Number)法計算降雨損失，利用 Google 地圖衛星資料的土地利用，目視概估計算曲線數值 CN；並且利用降低曲線數值的方式代表低衝擊開發設施的效益。前者的精確度還可以再改進，後者的正確性和數值代表性都還需要再檢討（偏向過度樂觀，即模擬的損失和減量效益會超過實際狀況，需要再參考相關文獻，重新設定）。最後，對於臺灣常見的長延時颱風降雨，利用 SCS 法模擬的降雨


損失多集中於降雨前期，後段的降雨損失逐近趨近於零，和 Horton、Green-Ampt 等入滲損失公式不同，最後應該趨近土壤飽和水力傳導係數方正確，亦為可以檢討的問題。

4. 本研究建議不包括周邊山區集水區的臺北都市內水三策略，考慮將文字修訂為意涵更精確的上游減峰、中游滯滯、下游防淹三策略僅為方向。上、中、下游建築基地的單位面積最大可排出逕流量門檻值，和道路容許淹水深度門檻值等具體數值，還須要透過詳細模擬檢討。

參考文獻



- Botzen, W. J. W., Aerts, J. C. J. H., & van den Bergh, J. C. J. M. (2013). Individual preferences for reducing flood risk to near zero through elevation. *Mitigation and Adaptation Strategies for Global Change*, 18(2), 229-244. doi: 10.1007/s11027-012-9359-5
- Chen, T.-C., Wang, S.-Y., & Yen, M.-C. (2007). Enhancement of afternoon thunderstorm activity by urbanization in a valley: Taipei. *Journal of Applied Meteorology and Climatology*, 46(9), 1324-1340.
- Chow, V. T. (1964). *Handbook of applied hydrology*.
- Dietz, M. E., & Clausen, J. C. (2008). Stormwater runoff and export changes with development in a traditional and low impact subdivision. *J Environ Manage*, 87(4), 560-566. doi: 10.1016/j.jenvman.2007.03.026
- US Environmental Protection Agency (EPA) (2000). *Low Impact Development (LID) A Literature Review*.
- Guo, J. (2000a). Street Storm Water Conveyance Capacity. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 126(2), 119-123. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9437(2000)126:2(119)
- Guo, J. (2000b). Street stormwater storage capacity. *Water environment research*, 626-630.
- Hsu, M. H., Chen, S. H., & Chang, T. J. (2000). Inundation simulation for urban drainage basin with storm sewer system. *Journal of Hydrology*, 234(1), 21-37.
- Hsu, M. H., Chen, S. H., & Chang, T. J. (2002). Dynamic inundation simulation of storm water interaction between sewer system and overland flows. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 25(2), 171-177.
- Prince George's County, M. o. a. D. (1999). *Low-Impact Development Hydrologic Analysis*.
- Pyke, C., Warren, M. P., Johnson, T., LaGro, J., Scharfenberg, J., Groth, P., . . . Main, E. (2011). Assessment of low impact development for managing stormwater with changing precipitation due to climate change. *Landscape and Urban Planning*, 103(2), 166-173. doi: 10.1016/j.landurbplan.2011.07.006
- RIBA, R. I. o. B. A. (2009). *Designing for Flood Climate Change Toolkit*.

- 
- Rizwan, A. M., Dennis, Y. C. L., & Liu, C. H. (2008). A review on the generation, determination and mitigation of Urban Heat Island. *Journal of Environmental Sciences-China*, 20(1), 120-128. doi: Doi 10.1016/S1001-0742(08)60019-4
- Vaes, G., & Berlamont, J. (2001). The effect of rainwater storage tanks on design storms. *Urban Water*, 3(4), 303-307. doi: [http://dx.doi.org/10.1016/S1462-0758\(01\)00044-9](http://dx.doi.org/10.1016/S1462-0758(01)00044-9)
- Villarreal, E. L., & Dixon, A. (2005). Analysis of a rainwater collection system for domestic water supply in Ringdansen, Norrköping, Sweden. *Building and Environment*, 40(9), 1174-1184. doi: 10.1016/j.buildenv.2004.10.018
- WB, T. W. B. (2015). Average precipitation in depth. from <http://www.worldbank.org/>
- 內政部營建署. (2009). 市區道路及附屬工程設計規範.
- 內政部營建署. (2012). 建築物雨水貯留利用設計技術規範.
- 內政部營建署. (2014). 建築技術規則施工篇
- 王婕妤. (2012). 臺灣地區區域降雨總量及極端降雨與乾旱之變遷特性. 中央大學土木工程學系學位論文, 1-90.
- 史健軍, & 高家偉. (2007). 蘭陽地區住宅小型雨水回收系統雨水貯留槽容積探討. [A Study on Household Rainwater Tank Volume for Lan Yang Area]. *蘭陽學報* (6), 8-17.
- 巨廷工程顧問股份有限公司 (2013). 都市防洪空間規劃與管理之研究: 經濟部水利署水利規劃試驗所.
- 巨廷工程顧問股份有限公司 & 宋長虹. (2013). 土地利用型態變遷對逕流影響之評估研究(2/2). 經濟部水利署水利規劃試驗所
- 朱傲祖, & 記者湯佳玲. (2014). 台灣砂石沖海 比率居全球之冠. Retrieved from
- 呂少驊, 王妤玲, & 羅瑞邦. (2015). 都市內水新策略-透水城市.
- 周仲島. (2009). 氣候變遷對災害防治衝擊調適與因應策略整合研究—子計畫一:台灣地區劇烈降雨與侵台颱風變異趨勢與辨識研究(II): 行政院國家科學委員會.
- 林聖恩. (2011). 都市街道與下水道淹水模擬. (碩士), 國立臺灣海洋大學, 基隆市.
- 胡修華. (2011). 區塊運動波直接逕流模式之研發. 臺灣大學. Available from Airiti AiritiLibrary database. (2011 年)
- 張富銘. (2015). 低衝擊開發規劃與設計之研究(Low Impact Development of research

and design). (博士), 國立臺灣大學.

郭純園. (2014). 綜合流域治理之都市排洪規範及作法 (2/2)

綜合流域治理評估技術之先期研究 專案整理. 災害防救電子報, 104.

曾淳錚, 吳律平, 陳志方, 莫懿美, & 郭遠錦. (2014). 總合治水推動歷程及發展現況—以臺北市為例. 「中華技術」(CECI Engineering Technology), 101, 10.

游翔麟. (2013). 區塊運動波模式水理改進之研究. 臺灣大學. Available from Airiti AiritiLibrary database.

經濟部水利署. (2002). 台灣地區水資源開發綱領計畫政策評估說明書.

經濟部水利署水利規劃試驗所. (2006). 區域排水整治及環境營造規畫參考手冊.

經濟部水資源局. (2001). 水文設計應用手冊.

臺北市. (2013). 臺北市基地開發排入雨水下水道逕流量標準.

鍾文忠. (2015). 區塊化運動波直接逕流模式的誤差分析與最佳化應用.



附錄 A 逕流減量設施法規與相關研究



A.1 雨水貯留

《建築物雨水貯留利用設計技術規範修正規定》(內政部營建署, 民 101 年)根據《建築技術規則設計施工編》第三百十九條第二項規定(內政部營建署, 民 103 年)訂定之, 第三百十九條屬建築技術規則第十七章_綠建築基準, 是針對綠建築所設計之規範, 但當總樓地板面積低於一萬平方公尺, 非新建建築物, 或是衛生醫療類建築與主管核定之建物時, 不須設置雨水貯留空間, 對於非綠建築之建築物也無強制作用。必須滿足 A-1、A-2 的規定, 評估標準為:

$$R_c \geq R_{cc} \quad (A-1)$$

$$V_s \geq V_{sm} \quad (A-2)$$

計算方法如下:

$$R_c = W_s / W_t \quad (A-3)$$

$$W_t = A_f \times W_f \quad (A-4)$$

$$V_{sm} = N_s \times W_s \quad (A-5)$$

$$W_r = R \times Ar \times P \quad (A-6)$$

$$W_d = \sum R_i \quad (A-7)$$

$$W_r > W_d, W_s = W_d \quad (A-8)$$

$$W_r \leq W_d, W_s = W_r \quad (A-9)$$

R_c : 雨水貯留利用率, 無單位。

R_{cc} : 雨水貯留利用率基準值 4%, 根據建築技術規則建築設計施工編第三百十六條規定。



V_s ：雨水儲水槽設計容積。

V_{sm} ：最小雨水儲水槽容積。

W_s ：推估自來水替代水量（公升/日）。

N_s ：儲水倍數，無單位。

W_t ：建築物總用水量（公升/日），依技術規則所給標準計算，不在表列之建築物類型，根據建築實際設計的用水量需求計算之。

A_f ：為停車場、機械室、倉庫及梯廳、電梯、樓梯等服務空間除外之居室總樓地板面積。

W_f ：單位面積用水量。

W_r ：基地內雨水利用系統設計平均單日集雨量（公升/日）。

R ：基地所在地區日平均降雨量(mm/日)，可以查表或就近取得中央氣象局在當地雨量測站之近十年之年平均降雨量資料。

P ：日降雨概率，查表。

A_r ：集雨面積，一般設計以屋頂面積計算，也可以將基地地面集雨面積納入，但是必須有集雨管路系統及過濾處理設備設計。

W_d ：雨水利用設計量。

R_i ：可用雨水來替代之再生水用途項目用水量，由設計單位依據該建築物利用於廁所、清潔、洗車、園藝澆灌之再生水用途項目計算水量來認定，住宅類建築依據表 4 計算，其他類建築必須依據該建築物所能使用於與人體無接觸的廁所、清潔、洗車、園藝澆灌等再生水量用途合理設定，同時應有該用途之配套供水管路系統設計才能被認可。

雨水貯留利用率須高於法定基準值(>4%)，但是有一上限值 32% 存在，因收集之雨水只能替代廁所、清掃等部分生活用水，若是裝設雨水淨化設備便可替代其餘種類用水。設計容積需大於法定最小雨水儲水槽容積，最小雨水儲水槽容積須衡量當地日均雨量與建築物需水量。

於雨水充沛地區($W_r > W_d$)，如以附表中用水較多的中大型休閒旅館為例，單位面積用水量為 $25 \text{ 公升}/\text{m}^2 \cdot \text{日} = 0.025 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{日}$ ，假設居室樓地板面積近似於總樓地板面積，且樓數為 N 層， $A_f \cong A_r \times N$ ，推估單為面積需水 $\frac{W_d}{A_r}$

$$W_r > W_d, W_s = W_d \quad (\text{A-10})$$

$$R_c = \frac{W_s}{W_t} = \frac{W_d}{A_f \times W_f} \geq R_{cc} = 4\% \quad (\text{A-11})$$

$$\frac{W_d}{A_r} \geq \frac{R_{cc} \times A_f \times W_f}{A_r} = R_{cc} \times N \times W_f \quad (A-12)$$

故一 10 樓的中大型休閒旅館，單位面積貯水須達 $4\% \times 10 \times 0.025 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{日} = 0.01\text{m} = 1\text{cm}$ 。此設置門檻對於低樓層數之建築物不算嚴苛，但是當基地面積不變時，隨著樓層數增加，建築物所需設置之貯留空間也會增大，高於基準值難度因而提升。且住宅類建物，須以戶數計算而非居室樓地板面積，當居住密度越高所需設置貯水空間越大。

基地內雨水單日集雨量不可能如上述假設無限大，當設計之利用雨量大於當地日降雨量時，表示即使設計的貯留空間很難裝滿，無法達到原先雨水利用設計量，故只能以當地日降雨量為設計標準。地區降雨量為限制規模因子之一，故建築物若需滿足綠建築規章，其建設樓地板面積或是住宅戶數會受 W_r 之限制。

$$W_r \leq W_d, W_s = W_r \quad (A-13)$$

$$R_c = \frac{W_r}{W_t} = \frac{W_r}{A_f \times W_f} \geq R_{cc} = 4\% \quad (A-14)$$

$$A_f \leq \frac{W_r}{R_{cc} \times W_f} \quad (A-15)$$

最小雨水儲水槽容積為另一要求基準，所需設置大小為 W_s 乘上儲水倍數 N_s ，儲水倍數可查表得知，為當地降雨概率倒數之三倍

$$N_s = \frac{3}{P} \quad (A-16)$$

意即當地降雨機率越低時， N_s 便會越高。推估為全利用雨水 $W_s = W_r$ ，單位面積需貯留最小雨量 $\frac{V_s}{A_r}$ 即為三日均降雨量

$$\begin{aligned} V_s &> V_{sm} = N_s \times W_s = N_s \times W_r \\ &= N_s \times R \times A_r \times P = 3 \times R \times A_r \end{aligned} \quad (A-17)$$

$$\frac{V_s}{A_r} > 3 \times R \quad (A-18)$$

以日均降雨量最高的蘇澳(12.96mm)為例，單位面積所需貯存的雨量深度接

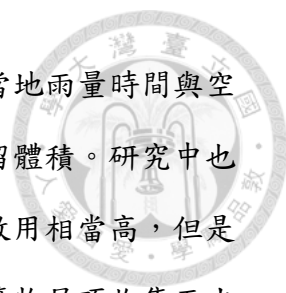


近 39 毫米；中雨量地區以台北市日均降雨量為 6.59mm，單位面積需貯存約 20 毫米。

附表中日降雨機率最低之梧棲 $N_s = 15.15$ ，降雨機率最高之宜蘭 $N_s = 5.55$ ，一棟建築物所設計 W_d ，於梧棲及宜蘭兩地建造，若是 W_d 小於兩處的 W_r ，所需最小雨水儲水槽容積相差近三倍，梧棲需要設計龐大的。此外降雨機率較高的地區，多數其 W_r 也較大，建設規模較不易受限。

史健軍與高家偉(2007)以雨水利用率 PRU、自來水替代率 PCW 分析雨水貯留效率。雨水利用率為利用之雨水量佔收集雨量之比例，當貯留空間內雨水會因為貯留空間有限而漫溢，除非貯留空間能容納當地當年最強降雨事件降雨延時內總雨量，否則 PRU 應是低於 100%；PCW 則為雨水利用量替代”可取代自來水使用量”之比例，與設計技術規範中的雨水貯留利用率(R_c)除以 32%後相等。假設情境為：位於蘭陽地區之四樓建築物，每個樓層只有一戶，屋頂集雨面積為 120 平方公尺，考量 PRU、PCW 與雨水貯留容積之間關係後，以 60%為採用之雨水貯留效率(PRU)，蘇澳、宜蘭地區 PCW 分別為 50%、35%， R_c 分別為 16%、11.2%，並以其計算雨水儲水槽設計容積，分別為 $8.5m^3$ 、 $4m^3$ ，與建築物雨水貯留利用設計技術規範比較後，其設計容積 V_s 大於規範中的 V_{sm} ， R_c 也高於基準值，符合設計規範，但是評估其水費節省效益並不高，因為臺灣低水費政策，每戶每月水費原為 250 元，可節省水費分別為 43 與 27 元，相較於其他日常花費，其節省金額無法吸引人們投資裝設雨水貯留系統，不過若是配合政策推行，如提升水費，或是分段收費，抑或補助裝設等措施，以雨水貯留挹注中水系統之法可行性極高，尤其是考量近年水情吃緊，可減少自來水廠及水庫的負擔。

外國瑞典研究當地雨水貯留效率，當地用水情形為 20%施用於抽水馬桶，15%用為洗滌，10%用以洗車，探討此三部分用水以雨水替代效率，當雨水貯留體積越大，屋頂集雨面積越大，其能收集用以替代自來水之雨量越多，但是當到



達一定數字，其增加體積與面積所增加之效率並不顯著，考量當地雨量時間與空間分布，以及水資源豐富與否等，經效益評估後選擇適當之貯留體積。研究中也提及世界各地雨水貯留使用情形，於某些案例中其自來水替代效用相當高，但是此些研究建築物多為體育館等公共建築物，其容積比較低，建築物屋頂收集雨水面積較大，如前文討論雨水貯留效率，若要維持一定自來水替代效率，樓層、樓地板面積、居住密度都是限制因子。(Villarreal and Dixon, 2005)

A.2 雨水貯集滯洪設施

雨水貯集滯洪設施法源依據為建築技術規則建築設計施工編 4-3 條：

「都市計畫地區新建、增建或改建之建築物，除本編第十三章山坡地建築已依水土保持技術規範規劃設置滯洪設施、個別興建農舍、建築基地面積三百平方公尺以下及未增加建築面積之增建或改建部分者外，應依下列規定，設置雨水貯集滯洪設施：

一、於法定空地、建築物地面層、地下層或筏基內設置水池或儲水槽，以管線或溝渠收集屋頂、外牆面或法定空地之雨水，並連接至建築基地外雨水下水道系統。

二、採用密閉式水池或儲水槽時，應具備泥砂清除設施。

三、雨水貯集滯洪設施無法以重力式排放雨水者，應具備抽水泵浦排放，並應於地面層以上及流入水池或儲水槽前之管線或溝渠設置溢流設施。

四、雨水貯集滯洪設施得於四周或底部設計具有滲透雨水之功能，並得依本編第十七章有關建築基地保水或建築物雨水貯留利用系統之規定，合併設計。

前項設置雨水貯集滯洪設施規定，於都市計畫法令、都市計畫書或直轄市、縣（市）政府另有規定者，從其規定。

第一項設置之雨水貯集滯洪設施，其雨水貯集設計容量不得低於下列規定：

新建建築物且建築基地內無其他合法建築物者，以申請建築基地面積乘以零點零四五（立方公尺／平方公尺）。

二、建築基地內已有合法建築物者，以新建、增建或改建部分之建築面積除以法定建蔽率後，再乘以零點零四五（立方公尺／平方公尺）。」

新建大面積基地建築物，若未受山坡地之水土保持技術規範規範，都要遵守此法條設置滯洪空間，與雨水貯留只限於規範綠建築不同，此法的施行針對的建

建築物較為全面，但是其設置目標和雨水貯留利用設施不同，此空間主要是應用於滯洪，與雨水貯留利用設施則為減少自來水使用量，但是法條文中提及可以合併設計，部分替代容積，此合併設計所造成的影響值得深入探討。



雨水貯集設計容量須為建築基地面積計算，規定每平方公尺需設計 0.045 立方公尺的容量，考量建蔽率換算成屋頂集雨面積後，才可與建築物雨水貯留利用設計技術規範容量比較

$$0.045 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times A_0 < V_s \times A_r \quad (\text{A-19})$$

$$C = A_r/A_0 \quad (\text{A-20})$$

$$V_s > 0.045 \times \frac{A_0}{A_r} = \frac{0.045}{C} \quad (\text{A-21})$$

A_0 ：建築物基地面積

C ：建蔽率

雨水貯留利用設施中若是充分利用雨水，於宜蘭及台北地區為屋頂面積每平方公尺設計容量約 0.04 與 0.02 立方公尺，若是較高建蔽率 70% 為例，而以滯洪空間為設計標準，屋頂面積每平方公尺至少需設計 0.064 立方公尺的容量，隨著建蔽率大小不同，單位屋頂面積滯洪空間容量會有不同，但是可以得知的是，即使是以充分使用雨水之標準設計之較大容量，也是低於滯洪空間設施最低標準需多，位於中等雨量的台北，兩法規設計之容量可差兩倍以上。

比利時學者研究，於 30% 不透水面積，雨水貯留容量為 $0.05\text{m}^3/\text{m}^2$ ，若是適當分配雨水貯留容量於降雨事件中，可將當地五年重現期之降雨強度降至兩年重現期以下，文中設施操作假設可能較為理想化，理念為削減降雨強度最強時期之產生之逕流，故不會一開始就讓雨水佔有容積，且滯洪空間應該盡量保持淨空，以免因為雨水滯留影響可配置使用的消洪空間(Vaes and Berlamont, 2001)。

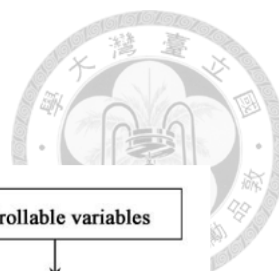


A.3 低衝擊開發設施(Low Impact Development)

低衝擊開發起源於 1990s 初期，其宗旨為透過設置低衝擊開發設施，使已開發地區盡可能接近未開發前的環境狀態，達到降低降雨產生之地表逕流和汙染物排放量。最早低衝擊開發之研究目標為洪水管理，小尺度範圍(micro scale)處理降雨，減少地區逕流量，和傳統洪水管理方式截然不同，以往都盡速將雨水收集至下水道，當強降雨事件發生，常造成下游排水系統不堪負荷而淹水。低衝擊開發將地貌或水文情境恢復至開發前狀態，雨水於透水面積之入滲或滯留過程，可降低雨水因流經路面所攜帶之汙染物濃度，故減洪與減低汙染為美國環保署最為著重的兩項低衝擊開發效益(EPA, 2000)。

施行低衝擊開發，不透水面積降低，草地面積和生態池數量增加，可提升生態多樣性與減低熱島效應，雨水滯留再利用之部分，則符合水資源有效管理。熱島效應是都市化與人口快速成長所造成的環境問題，造成都市熱島效應熱源為二，一是人為製造的熱源，源自於汽機車、空調等，二為都市複雜結構所貯留與反射來自太陽能的熱源，圖 2-2 為熱島效應熱能來源示意圖(Rizwan et al., 2008)。示意圖中與低衝擊開發直接相關的為綠地面積，施行低衝擊開發地區可增加綠屋頂和綠地面積，削減都市結構因子所導致熱島效應之熱能，也可透過減低建築物溫度，間接減低人為產生熱能中的空調產熱。

眾多實驗已證實植栽表面相較於不透水表面可降低溫度，但是人為行為產生的熱能則較難量化並實驗比較。人為產生的熱能與都市結構改變造成的影響，兩者造成熱島效應權重難以衡量，唯一可以肯定的是人口密度越高地區人為產生的每單位面積的熱能會較高(Rizwan et al., 2008)。若是於台灣都市施作低衝擊開發設施，提升綠屋頂、綠地面積，可以削減都市結構變化所增加之熱能，但是人為行為所造成的熱能因子仍然存在，即使前文中所述會間接減低空調產熱，但是台灣夏季時期溫度即高，空調使用是在所難免，其所產生的熱能若是遠高於結構物因



子，低衝擊開發所能減緩的熱島效應可能較為有限。

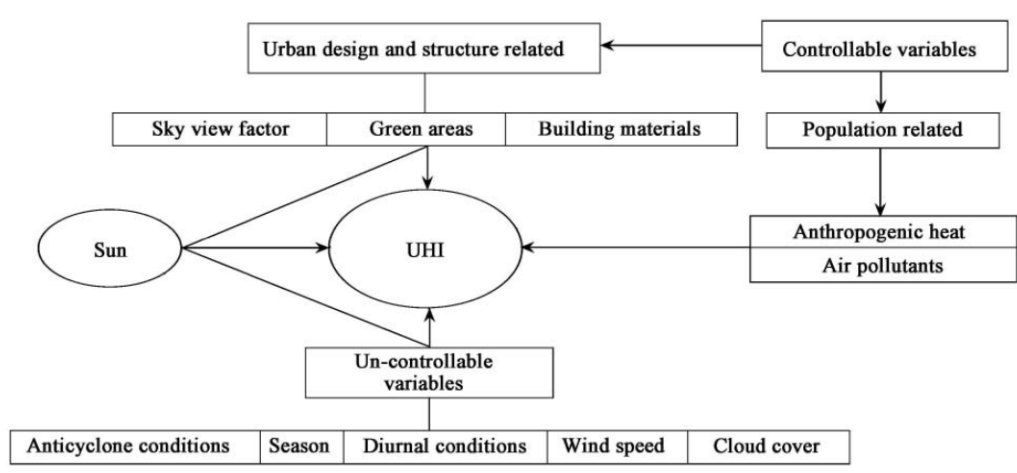


圖 A-1 熱島效應熱能來源示意圖(Rizwan et al., 2008)

低衝擊設施項目包羅萬象，設計原理為減少不透水面積或設置滯留空間，使雨水滲入土壤或是進入滯留空間，以削減和延遲洪峰流量，並於其滲透和滯留過程同時降低污染物濃度，較常見低衝擊開發設施有綠屋頂、樹箱、植生溝、雨水花園(EPA, 2000)。低衝擊開發設施和前文所介紹的滯洪設施似乎有所重疊，但前文所介紹之雨水貯留與滯洪空間為臺灣以個別立法規範，對其設置技術及目的個別定義，故與低衝擊開發分別討論，此處低衝擊開發會針對其透水鋪面項目進行探討。

EPA 並無將低衝擊開發效能無限上綱，其設置地區之地質、水文條件都會影響設施設置的效果，土壤性質、地下水水位、坡度都會左右低衝擊開發減洪效果，且其並無法完全替代傳統洪水管理之設施的功能，如雨水下水道、堤防等(EPA, 2000)。此外低衝擊開發設施相對而言為較新的洪水管理方法，其詳細物理機制與設置效益等方面，還需更深入的研究或是觀測實驗資料佐證。

附錄 B SWMM 參數設定



因為 SWMM 內參數繁多無法一一列出，其餘本附錄未提及的 SWMM 參數，可能是未使用該模組或是和初始設置一致。

B.1 Simulation Options

General

Process Models : Flow Routing
Miscellaneous : Minimum Conduit Slope 0.01%
Infiltration Model : Unused
Routing Model : Dynamic Wave

Time Steps

Runoff; Dry Weather : 00:00:10 Hr:Min:Sec
Runoff; Wet Weather : 00:00:05 Hr:Min:Sec
Routing : 1 seconds
Steady Flow Periods :
System Flow Tolerance 5%
Lateral Flow Tolerance 5%

Dynamic Wave

Inertial Terms : Dampen
Normal Flow Criterion : Both
Force Main Equation : Hazen-Williams
Use Variable Time Steps; Adjusted By 75%
Time Step For Conduit Lengthening : 0sec
Minimum Nodal Surface Area : 12.557 m²
Maximum Trials per Time Step : 20
Head Convergence Tolerance : 0.001meters



B.2 Hydrology

Subcatchments : Unused

B.3 Hydraulics

Nodes

Junctions (Street):

Inflow : Yes(Imported Time Series From BKW Model)

Invert EI. : Data from DEM

Max. Depth : 3m

Initial Depth : 0

Surcharge Depth : 0

Ponded Area : 1m²

Junctions (Sewer)

Inflow : No

Invert EI. : Data from 下水道系統圖

Max. Depth : 7m

Initial Depth : 0.1m

Surcharge Depth : 0

Ponded Area : 0.01m²

Storage Units

Inflow : No

Invert EI. : Data from DEM minus 3m

Max. Depth : 0.045m

Initial Depth : 0

Ponded Area : 0

Evap. Factor : 0

Seepage Rate : 0

Storage Curve : Functional

Functional Curve :

Coefficient : Regional Area

Exponent : 1

Constant : 0



Links

Conduits(Street)

Shape : IRREGULAR
Max. Depth : 3m
Length : Data from DEM
Roughness : 0.01
Inlet Offset : *
Outlet Offset : *
Flap Gate : No

Conduits(Sewer)

Shape : Data from 下水道系統圖
Max. Depth : 3m
Length : Data from 下水道系統圖
Roughness : 0.01
Inlet Offset : Data from 下水道系統圖
Outlet Offset : Data from 下水道系統圖
Flap Gate : No

Weirs(Connection Street and Sewer)

Type : TRANSVERSE
Height : 2m
Length : 5m
Side Slope : 0
Inlet Offset : Data from DEM minus 0.03m
Discharge Coeff. : 3.33
Flap Gate : NO

Weirs(Connection Street and Storage)

Type : TRANSVERSE
Height : 1m
Length : 5m
Side Slope : 0

Inlet Offset : Data from DEM add 0.1m

Discharge Coeff. : 3.33

Flap Gate : YES

