

行政院國家科學委員會補助專題研究計畫 成果報告
 期中進度報告

防洪水利設施受損淹水數值模式之研發及應用－總計畫暨子計畫：
都市雨水下水道系統受損淹水數值模式之研發(2/2)
**Development of a Numerical Model for Urban Inundation
under the Damage of Storm Sewer Systems (2/2)**

計畫類別： 個別型計畫 整合型計畫

計畫編號：NSC 92 - 2625 - Z - 002 - 003

執行期間：92年8月1日至93年7月31日

計畫主持人：林國峰 教授

共同主持人：賴進松 助理研究員

計畫參與人員：郭文達，黃珮瑜，杜凱立 研究生

成果報告類型(依經費核定清單規定繳交)： 精簡報告 完整報告

本成果報告包括以下應繳交之附件：

赴國外出差或研習心得報告一份

赴大陸地區出差或研習心得報告一份

出席國際學術會議心得報告及發表之論文各一份

國際合作研究計畫國外研究報告書一份

處理方式：除產學合作研究計畫、提升產業技術及人才培育研究計畫、
列管計畫及下列情形者外，得立即公開查詢

涉及專利或其他智慧財產權， 一年 二年後可公開查詢

執行單位：國立台灣大學土木工程學系

中華民國 93 年 10 月 28 日

謝 誌

本研究承蒙國科會經費補助（計畫編號：NSC 92-2625-Z-002-003），
國立台灣大學土木工程學系與水工試驗所協助本計畫之執行，謹此致謝。

摘要

國內經濟的迅速成長，人口急遽成長，使得近年來都市水文有關問題日趨重要；都市雨水下水道系統似常無法負荷及滿足現有與未來都市發展之需求。尤其當雨季來臨，特別是颱風帶來之豪雨及夏季午後之暴雨，所挾帶之降雨強度遠超過雨水下水道系統之設計容量時，或是排水系統維護不當、抑或其它天然災害如地震等因素，使其受損壞時，溢流出下水道排水幹線之水量，將漫流於地表上，而造成淹水水患。為了探討都市區內，因雨水下水道系統受損，所造成淹水之情形，本子計畫將研發淹水模式並且應用模擬於研究區範圍洪流之傳遞現象以及可能之淹水範圍。

本研究計畫為整合型計畫：「防洪水利設施受損淹水數值模式之研發及應用」暨子計畫一，將以台北縣永和與新莊市區為研究對象，收集研究區域之降雨資料與地文資料，整合銜接二維地表淹水模式與雨水下水道系統模式，以模擬不同降雨或颱風事件下，研究區域內之可能淹水範圍與淹水深度。另外，本研究將加入抽水站功能於模式中，並進行抽水站損壞機制下之模擬演算，並針對結果做初步之分析，提供給洪災決策分析與應用。

計畫之研究內容將分三年依序進行。第一年已整合銜接二維地表淹水模式與雨水下水道排水系統模式，並將所研發之淹水模式應用於新莊市區。第二年，已完成台北縣永和地區之地形資料及網格劃分，並利用第一年建立之模式加以演算來測試模式之適用性。第三年將探討抽水站受損機制下淹水情形，並彙整其他子計畫之研究成果。

關鍵詞：雨水下水道排水系統模式，二維地表淹水模式。

ABSTRACT

Due to the economic growth, the urbanization at various areas in Taiwan is significant. Hence, the urban hydrologic problem is getting important. The urban storm sewer systems usually cannot meet the demand of the urban development. In particular, during the rainy season, the overflow from the main sewers will result in the surface inundation when the storms exceed the design capacity of the sewer systems. The improper maintenance of the sewer systems or the damage of the systems resulted from the natural disasters such as earthquakes may also result in flooding. In order to investigate the urban inundation under the damage of storm sewer systems, this project develop the inundation models. Then, the models are applied to the study area.

This project is a subproject of an integrated project entitled “The development and application of a flooding numerical model under the damages of flood-prevention measures.” The objective of this project is to combine the 2D inundation model with the storm-sewer system model. Then, the models are applied to simulate the urban inundation under the damage of storm sewer systems. The study areas are the Yung-Ho and Sin-Zwang areas in Taipei County. The urban inundation in the study areas under the damages of the pumping stations is simulated. Comparison of the simulated result with the flood hazard region is also performed.

The project will be performed in 3 years. In the first year, a 2D inundation model and a storm-sewer system model have been established. The models have been applied to simulate the urban inundation in the Sin-Zwang area. In the second year, the numerical treatment of the pumping stations has been added to the developed models. Then, the models have been applied to simulate the urban inundation in the Yung-Ho area for the Herb typhoon. In the third year, the inundation simulation under the damages of the pumping stations will be performed. Besides, the results of all the subprojects will be integrated.

Keywords : storm-sewer system model, two-dimensional inundation model.

目 錄

謝誌.....	I
中文摘要.....	II
英文摘要.....	III
目錄.....	IV
圖錄.....	V
第一章 緒論.....	1
1-1 前言.....	1
1-2 方法與目的.....	2
1-3 文獻回顧及其相關研究.....	3
第二章 淹水數值模式之研發.....	7
2-1 雨水下水道排水系統模式之建立.....	7
2-2 地表二維淹水模式之建立.....	12
2-3 下水道排水系統模式與二維淹水模式之銜接整合.....	15
第三章 研究區域之淹水模擬.....	17
3-1 模擬演算步驟.....	17
3-2 模擬結果.....	18
第四章 結論.....	20
參考文獻.....	21
附錄 整合型計畫之成果說明.....	48

圖 錄

圖 1	模式整合銜接之演算過程.....	25
圖 2	永和市區之數值地形高程圖及重要位置.....	26
圖 3	中永和排水分區略圖.....	27
圖 4	永和市轄區內抽水站位置圖.....	27
圖 5	永和市雨水下水道及人孔分佈圖.....	28
圖 6	中正橋雨量站，賀伯颱風事件下之降雨組體圖.....	29
圖 7	板橋、土城、中和及永和等區賀伯颱風實際淹水範圍圖.....	29
圖 8	淹水模擬演算至第 9 小時之淹水範圍圖.....	30
圖 9	淹水模擬演算至第 10 小時之淹水範圍圖.....	30
圖 10	淹水模擬演算至第 11 小時之淹水範圍圖.....	31
圖 11	淹水模擬演算至第 12 小時之淹水範圍圖.....	31
圖 12	淹水模擬演算至第 13 小時之淹水範圍圖.....	32
圖 13	淹水模擬演算至第 14 小時之淹水範圍圖.....	32
圖 14	淹水模擬演算至第 15 小時之淹水範圍圖.....	33
圖 15	淹水模擬演算至第 16 小時之淹水範圍圖.....	33
圖 16	淹水模擬演算至第 17 小時之淹水範圍圖.....	34
圖 17	淹水模擬演算 1 至 17 小時之最大淹水深範圍圖.....	34
圖 18	永和市區保安路之淹水歷線.....	35
圖 19	永和市區保平路之淹水歷線.....	35
圖 20	永和市區水源路之淹水歷線.....	36
圖 21	永和市區中和路之淹水歷線.....	36
圖 22	永和市區中正路之淹水歷線.....	37
圖 23	永和市區麥當勞之淹水歷線.....	37
圖 24	抽水站正常操作時，於一日降雨量 150 公厘之最大淹水深範圍.....	38
圖 25	抽水站正常操作時，於一日降雨量 200 公厘之最大淹水深範圍.....	38
圖 26	抽水站正常操作時，於一日降雨量 250 公厘之最大淹水深範圍.....	39
圖 27	抽水站正常操作時，於一日降雨量 300 公厘之最大淹水深範圍.....	39

圖 28 抽水站正常操作時，於一日降雨量 350 公厘之最大淹水深範圍.....	40
圖 29 抽水站正常操作時，於一日降雨量 400 公厘之最大淹水深範圍.....	40
圖 30 抽水站正常操作時，於一日降雨量 500 公厘之最大淹水深範圍.....	41
圖 31 抽水站正常操作時，於一日降雨量 600 公厘之最大淹水深範圍.....	41
圖 32 抽水站損壞時，於一日降雨量 150 公厘之最大淹水深範圍.....	42
圖 33 抽水站損壞時，於一日降雨量 200 公厘之最大淹水深範圍.....	42
圖 34 抽水站損壞時，於一日降雨量 250 公厘之最大淹水深範圍.....	43
圖 35 抽水站損壞時，於一日降雨量 300 公厘之最大淹水深範圍.....	43
圖 36 抽水站損壞時，於一日降雨量 350 公厘之最大淹水深範圍.....	44
圖 37 抽水站損壞時，於一日降雨量 400 公厘之最大淹水深範圍.....	44
圖 38 抽水站損壞時，於一日降雨量 500 公厘之最大淹水深範圍.....	45
圖 39 抽水站損壞時，於一日降雨量 600 公厘之最大淹水深範圍.....	45
圖 40 新莊市於模擬演算至 9 月 17 日上午 9 時之淹水範圍深度圖.....	46
圖 41 新莊市於模擬演算至 9 月 17 日上午 11 時之淹水範圍深度圖.....	46
圖 42 新莊市於模擬演算至 9 月 17 日上午 13 時之淹水範圍深度圖.....	47
圖 43 新莊市於模擬演算 1 至 75 小時之最大淹水深分布結果.....	47

第一章 緒論

1-1 前言

由於國內經濟的迅速成長，人口急遽成長，使得近年來各地區都市化的現象日益顯著；因之，都市水文有關問題亦日趨重要；都市雨水下水道系統似常無法負荷及滿足現有與未來都市發展之需求。尤其當雨季來臨，特別是颱風帶來之豪雨及夏季午後之暴雨，所挾帶之降雨強度遠超過雨水下水道系統之設計容量時，或是排水系統維護不當、抑或其它天然災害如地震等因素，使其受損壞時，溢流出下水道排水幹線之水量，將漫流於地表上，而造成淹水水患。因此，為研析如此複雜之流況，研發下水道排水系統受損之淹水模式是必要的。

新莊市位於台北市西南側，屬於大台北盆地之一部分，東鄰三重市，北接泰山鄉，西南有龜山鄉及樹林鎮，東南隔大漢溪與板橋市相望，為台北都會區之一衛星都市。全市行政區域面積為 19.7383 平方公里，共分八十四個里，除西部丹鳳、雙鳳里一帶屬於丘陵地外，其餘皆為平原。新莊市東南側瀕臨大漢溪，境內除西部丹鳳里及雙鳳里地區屬丘陵地，地勢較高外（標高在 10 公尺至 220 公尺間），其餘皆為平原，地勢較低窪平緩，標高介於 2~10 公尺間。平原地區大致以縱貫公路（中正路）為界，分為南北兩區，北區地形自縱貫公路由南向北傾斜，平均地面坡度約為 0.15%，以縱貫公路旁地勢較高，標高約 5.0~7.0 公尺，中港大排兩岸地勢較低，標高約 2.0~3.0 公尺。南區地形大致由西南向東北漸降，平均地面坡度約 0.1%，標高介於 5.0~10.0 公尺之間。新莊市現有排水設施係由中港大排及塔寮坑溪等天然排水路分別排除北部及西南部之雨水，另公館溝排水路原直接排入大漢溪，其集水範圍涵蓋至塔寮坑溪之建國橋（後港一路），係因台北防洪三期工程新莊提防設施，乃將其出口封口，並以雨水下水道方式南引排入塔寮坑溪排水閘門前，再排入大漢溪。新莊市區由於地勢低窪，每遇豪雨時河川水位高漲，區內排水幹線無法以重力順利排水，造成低窪地區淹水。

永和市位於台北盆地之南側，北面新店溪與台北市相望，東、西、南面隔中和市與板橋、土城、新店緊鄰，為北縣鄰近鄉鎮市進入台北市之交通樞紐。新店

溪為淡水河主要支流，流域面積廣闊，水源豐富，該溪迴繞永和市東北面，為永和市雨水下水道系統主要出口，且區內防洪抽水站皆設於該溪左岸旁，故與防洪計畫之關係至為密切。永和市雨水下水道規劃系統於民國六十一年由省府建設廳公共工程局所規劃，至今已逾 25 年之久。永和市轄區之主要排水系統包括永和排水分區、秀郎排水分區，以及與中和市相鄰之瓦瑤東支流排水分區、秀山排水分區。永和排水分區北鄰新店溪，西南與瓦瑤溝東支流排水分區為界，東南則與秀郎排水分區為鄰，集水面積 158 公頃。永和市轄區內之各主要排水幹線，除與中和市相鄰之瓦瑤溝東支流整治工作尚在進行，其餘幹線大致已設施完成，因此市區排水均能發揮功能，惟局部地區受地形地勢限制，造成排水瓶頸，易有淹水現象。

本研究計畫為整合型計畫：「防洪水利設施受損淹水數值模式之研發及應用」暨子計畫一，將以台北縣永和市區以及新莊市區為研究對象，收集研究區域之降雨資料與地文資料，透過二維地表淹水模式與雨水下水道排水系統模式之整合銜接與研發，以模擬永和與新莊市區內，於颱風事件或暴雨之下，可能之淹水範圍與淹水深度，使低窪地區之居民及行政機關得先了解淹水情況，提早防範及提出應變措施。

1-2 方法與目的

本研究首先建立地表二維淹水模式以及雨水下水道排水系統模式，接著將兩個模式整合銜接後應用在選定之研究區域中，期能模擬都市區內因下水道系統受損之淹水情形。

在建立雨水下水道排水系統模式方面：本研究擬採用都市暴雨經理模式（Storm Water Management Model）簡稱 SWMM 模式，係由美國環境署於 1969-1971 年所發展之模擬都市地區漫地流及管路系統之水理及水質模式，演算過程分地表逕流及幹線輸水兩部分求解。另外，於建立二維地表淹水模式方面：本研究選定可忽略二維水深平均變量流方程式中之慣性項的二維零慣性淹水模

式，以模擬洪水流經廣闊淹水地區之情形；並採用 MAC(marker & cell)之差分觀念，以交替方向顯式法(alternating direction explicit scheme)來解此二維零慣性方程式。

本研究將分三年依序進行。第一年已完成建立下水道排水系統模式以及地表二維淹水模式，並整合銜接兩模式後應用於新莊市區，於納莉颱風事件下之淹水模擬。第二年已完成所選定之台北縣永和市區，進行研究區域之淹水模擬應用。接著最後一年(本年度)，將第一年度所建立之模式加入抽水站操作之功能，並以永和市區為研究對象，模擬抽水站受損時之淹水情形；另外，將第一年度所採用的 120×120 公尺解析度之 DTM 數值資料，提高至 40×40 公尺精確度，並重新模擬新莊市區之淹水現象。

1-3 文獻回顧及其相關研究

本節首先回顧下水道排水系統模式，再回顧淹水模式方面之研究，最後回顧兩個模式整合銜接方面之研究。

現有下水道模式大多基於明渠流之聖文南(Saint-Venant)方程式或其簡化而來。完整之動力波方程式(complete dynamic wave equation)中，包含了描述明渠變量流之動力影響的所有項式。經過省略動力波方程式中之不同項式，可得到不同等級之簡化式。若省略局部加速度項，稱為擬似定量動力波(quasi-steady dynamic wave)簡化；若同時省略局部和位變加速度項(local and convective acceleration terms)，即為零慣性力波(noninertia wave)簡化；如果壓力項和慣性力項皆省略，此種簡化式即為運動波(kinematic wave)方程式[10,35,36,37,39]。完整之一維變量流方程式為一複雜的動力波模式，若用於複雜之排水系統中，則所花費之時間及人力甚為可觀，一般除在精密分析及評估排水系統幹線之水流狀況使用外，均將動力波模式於以簡化，如使用擴散波或運動波模式，以從事排水系統之水理計算。

由於都市排水系統之幾何邊界之複雜性，多年來許多水理研究機構、政府機構投入經費及時間發展出許多都市下水道數學模式，以從事水理分析及設計之

用。一般下水道模式依其使用之目的及模式之簡易可分成[16]：(1)規劃模式(planning model)，為大區域之計算模式，通常僅從事區域性簡易之水文與水質分析，而不涉及複雜之管線或明渠水力計算；(2)設計與分析模式(design and analysis model)，具有規劃及設計功能，通常可包括排水幹線系統之水力計算；(3)評鑑模式(operation model)，為一較高精度之模式，用以評估現有或設計之雨水下水道系統之排水功能。

關於較精確的動力波模式包括以下模式。Sevuk[13]於 1973 年所發展之 ISS 模式，是以一階表示式(first-order scheme)之特性方程式求解動力波方程式。ISS 模式考慮匯合點之迴水影響至三段下水道，而解網路中水理則以疊段法(overlapping segment method)。即在同時段中，一管一管地逐一求解。但此模式僅能處理明渠。Hoff-Caluson[6]於 1982 年所發展之 SII-S 模式，是採用 Abbott-Ionescu 六點隱式法，配合雙掃法同時解出流量及水深。Froise and Burges[5](1978)模式以四點非中心隱式法求解一維變量流方程式，下游邊界以正常流流況為邊界條件，但如此則不能考慮受迴水影響之情形；且亦僅能模擬明渠流，無法處理滿管流況。法國的 Chevereau[3]於 1978 年所發展之 CAREDAS 模式，其數值方法也是以四點隱式差分法。模式並會自動檢視渠道的坡度，以決定是否以簡化的運動波式計算，或是在夠緩的坡度時，以動力波式進行演算。Pansic[12]於 1980 年所發展出之 SURDYN 模式，乃能處理明渠流與滿管流的模式中，唯一以壓力管流來模擬滿管流，並連同明渠流一齊解出流況。其計算水深時並考慮水頭損失，滿管方程式為省略局部加速度項之擬似定量流動力波式。但其模擬結果在過渡段常有震盪現象產生。Metcalf 與 Eddy[11]於 1971 年所發展之暴雨水流經理模式(SWMM)，為美國環保署持續支持發展。主要依據變量流理論，以一維連續方程式與運動方程式為基礎，依水流流程之特性，將模式分成地表逕流及排水幹線輸水兩部分。地表逕流部分是依據運動波理論，將集水區之降雨量經由逕流演算，計算匯入排水幹線之水流流量歷線；對於滿管之處理，是假設溢流水量皆存於上游人孔。

淹水模擬方面，Bolloffect 等[1]曾以一維變量流方程式為基本控制方程式，

將洪氾區依地勢分隔為若干格網，網格間以管線相連接，利用管網分析法建立空間二維性網路模式(space two-dimensional network model)，以研究潰壩後洪水在洪氾區中傳播之情形。國內顏等[31]曾應用水庫瀦蓄之概念，以一維變量流理論探討濁水溪下游堤防潰決後洪水波傳遞之狀況。關於潰堤後洪水波傳播運行模擬之相關研究較多。Preissmann 與 Cunge[4]曾研究洪氾淹水區準二維洪流模式(quasi-two-dimensional flood plain flow model)，其將洪氾淹水區依地形和地貌，如灌溉渠道、低堤、涵洞等水工構造物，做為核胞(cell)網格畫分之根據，配合其所發展之理想化渠道、堰等概念模式，利用一維變量流理論，以隱式法聯立解得各網格中心之水深歷線，爾後應用於湄公河三角洲低窪之洪氾平原區；Vongvisessomjai 等[14]再將此模式推廣應用於曼谷地區。國內許等[19~24]曾以上述模式之概念建立淹水核胞模式(cell model)應用於台灣地區八掌溪北岸流域；蔡等[18,27,28]亦以核胞格網之觀念建立淹水模式，得到合理的模擬結果。不過上述方法需在洪氾區內廣設水文站來獲得長期洪水水位觀測記錄，以檢定模式中各種參數，如此模式方能符合實況。Katopodes & Strelkoff[8,9]以特性法解壩體在瞬間完全破壞之二維水流流況，Akanbi & Katopodes[40]則以有限元素法(FEM)模擬之；其皆利用移動網格(moving-grid)法處理潰壩後所產生巨大加速度與水頭差之水理特性，亦藉此處理移動鋒線邊界條件(moving boundary condition)，但是其模式中必須假設推估波鋒線下一計算時刻前進後之位置，而無法自行演算波鋒前進。

Xanthopoulos 等[15]簡化二維性變量流方程式，利用有限差法(FDM)求解潰壩後洪流運行於洪氾平原之流況。國內賴[17,29,30]利用有限差分法解忽略慣性項之二維水深平均變量流方程式，將之應用於三重蘆洲地區之淹水模擬。顏等[32,33]將此模式銜接淡水河系之洪水演算，以模擬潰堤後洪流在洪泛區傳播之情形；之後，又將之推廣使用於大台北都會區結合都市排水模擬，研究暴雨時都市淹水情形，以作為大台北都會區捷運車站入口高程設計之依據[34]。許等[21-23]亦曾將此模式應用於基隆河沿岸低窪地區及八掌溪流域淹水之模擬。許等[25]採用此模式應用於高速鐵路沿線車站及維修調車基地淹水位之研究。林等[38]採用此模式

應用於台北市捷運南港、淡水線站體與隧道淹水分析。許等[26]亦採用此模式應用於高速鐵路苗栗、彰化與雲林車站及汐止基地淹水防洪之研究。

在模式結合方面，謝[41]採用美國環境保護署發展之 SWMM 模式以地表逕流配合排水幹線輸水來模擬降雨後水流在地表及排水管線中之動態及超過排水設計容量人孔之溢流體積，再將河川溢堤流量與排水系統之溢流量視為都是淹水模式之輸入依據。Chang 等[2]將一維河川變量流動力波模式與二維零慣性波漫地流淹水模式結合演算，配合地理資訊系統資料庫，應用於台灣高鐵車站，做為車站設計洪水位計算之依據。Hsu 等[5]結合 SWMM 都市雨水下水道模式及二維零慣性波漫地流模式的演算模式，並考慮抽水站的操作，以探討都會區地表淹水模擬及抽水站操作狀況對研究範圍淹水之影響。

由以上回顧可知，雨水下水道系統受損後，水流由人孔溢流出，接著在都市低窪地區造成淹水；此淹水區域之洪水傳播模擬分析乃有很多需待研究的地方，本計畫將研發淹水數值模式以進行深入之研究。

第二章 淹水數值模式之研發

本研究將針對雨水下水道排水系統模式及地表二維淹水模式，進行整合銜接後應用在選定之研究區域中；模式中首先以雨水下水道排水系統模式模擬其排水系統超過設計排水量時，其人孔處之溢流量；將每個人孔溢流量視為地表二維淹水模式所需之側入流邊界條件，進行淹水演算[42,43]。以下先簡要說明雨水下水道排水系統模式以及二維地表淹水模式其基本方程式及數值解法，最後說明兩模式之整合與銜接方式。

2-1 雨水下水道排水系統模式之建立

雨水下水道輸水時，乃是將地表逕流量匯集於人孔處作為排水幹線之入流量，總和上游之輸水量及人孔入流量，作為該幹線之流量，再往下游輸水。如果當排水幹線受損時，便無法以滿管流輸水，多餘部分便由人孔溢流至地表，另由地表二維淹水模式演算水流在地表之運動情形，並計算其淹水深度。

a. 雨水下水道之水理演算

本研究採用 SWMM 模式進行雨水下水道之水理演算，演算過程分地表逕流及幹線輸水兩部分，當雨滴降落到地面後，或經入滲成為地下水，或經地表滯留一漫地流一邊溝等流程，由人孔進入排水幹道，因此在各幹道中流動之水流時有流量加入，總流量也隨流程在改變，使得整個排水系統構成一極複雜的現象。SWMM 模式即依排水系統的水流動態及特性，予以分成地表逕流及幹線輸水兩部份，再依各部份的水流特性分別給予合理之假設，以簡化方程式。關於管路的水理演算係採用一維變量流理論，根據 Saint-Venant 所導出之變量流基本方程式：

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} = S_o - S_f \quad (2)$$

式中：

方程式(1)及(2)乃假設無側流量下，一維緩變量流(one-dimensional gradually varied unsteady flow)之連續方程式及動量方程式，式中 Q 為流量， X 為沿流動方向之空間座標， V 為斷面之平均流速， y 為水深， t 為時間座標， g 為重力加速度， n 為曼寧糙度係數， R 為水力半徑， S_o 為渠底之縱向坡度， S_f 為能量坡度線，可利用曼寧公式計算，即 $S_f = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}}$ 。

1. 地表逕流

此部分模擬雨滴降落地面後，進入各排水幹道前之漫地流現象。當雨水降落後，如其強度超過地表滲容量(infiltration capacity)時，地面凹陷部份開始積水，積水達窪蓄飽和容量時，水便溢出而呈漫地流。在漫地流現象中，包括降雨量及入滲量等。

將地表逕流原理及解析解，簡述如下：

- (1) 根據降雨強度組體圖(hyetograph)計算降雨後之水深， $D_1 = D_i + R_i \cdot \Delta t$ ，式中， D_1 為雨過後之次區水深， D_i 為在 t 時刻時之次區水深， R_i 為在 Δt 時段內之平均降雨強度， Δt 為計算之時距(time interval)。
- (2) 由荷頓方程式(Horton's equation)計算入滲損失， $I_t = f_o + (f_i - f_o)e^{-\alpha t}$ ，式中， f_i 為起始入滲率， f_o 為最終入滲率， α 為入滲遞減率， I_t 為 Δt 內之平均入滲率。
- (3) 扣除入滲損失，計算入滲後之水深 D ， $D_2 = D_1 - I_t \cdot \Delta t$ 。
- (4) 如 D_2 大於地表阻滯量 D_d (detention requirement) 則有逕流發生，利用簡化之動量方程式(曼寧公式)計算速度及流量其出流速度， $v = (D_2 - D_d)^{2/3} S^{1/2} / n$ ，出流量， $Q_w = V \cdot W \cdot (D_2 - D_d)$ ，式中， W 為次區寬度。
- (5) 以連續方程式計算下一時段 $t + \Delta t$ 之水深 $D(t + \Delta t)$ ， $D(t + \Delta t) = D_2 - (Q_w / A) \cdot \Delta t$ ，式中， A 為次區之面積。
- (6) 計算側溝之入流量， $Q_{in} = \sum Q_{w,i} + \sum Q_{g,i}$ ，式中， $\sum Q_{w,i}$ 為各區入流量和， $\sum Q_{g,i}$ 為上游側溝流量和。
- (7) 利用連續方程式計算側溝水深， $Y_1 = Y_i + (Q_{in} / A_s) \cdot \Delta t$ ，中， A_s 為 Y_1 及 Y_i 之

自由水面面積平均值。

(8) 利用曼寧公式計算側溝流速及流量，出流速度： $V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$ ，出流量： $Q_g = V \cdot A_c$ 。

(9) 以連續方程式計算次時段 $t + \Delta t$ 之側溝水深 $Y(t + \Delta t)$ ， $Y(t + \Delta t) = Y_i + (Q_{in} - Q_g) \cdot \Delta t / A_s$ 。

(10) 重覆步驟(6)至(9)，直到所有側溝皆完成計算。

上述各步驟計算所得之出口流量 Q_w 及水深 $Y(t + \Delta t)$ ，將作為排水區域幹線輸水計算之輸入歷線。

2. 幹線輸水

雨水降落地面形成漫地流，經由側溝匯集進入人孔後，導入幹線中，此輸水模式依水力學原理，採用變量、非均勻之自由地表流(unsteady nonuniform free surface flow)特性，以模擬在管渠中之水流流動情況，藉以了解各管渠中之流量以及各人孔處可能之溢流量(surcharge)，作為檢討管渠排水之能力及系統改進之參考。

(1) 基本假設

為避免因複雜水力演算而耗用大量的計算時間及需求詳盡資料之困擾，SWMM 模式逕流演算做下列合理之假設：

a. 略局部加速度項(local acceleration term) V/t 的影響，即方程式為準變量流(quasi-steady)。

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

b. 如人孔上游端之入流量大於下端幹線之最大輸流量時，則溢流即發生淹水情況。SWMM 模式假設一旦淹水，其溢流之水量可暫時貯存於人孔附近，俟入流量減少時再回流幹線系統，而忽略人孔因淹水所造成能量坡降線的提高，僅用幹渠坡度代替能量坡降線以計算下游幹線滿管流量，此假設用在市區一般平坦地形，由於管線坡度和緩，因此管線兩端壓力水頭差變化不大，因而尚屬合理。

(2) 演算過程

將連續方程式(1)寫成有限差分方程式，可得：

$$\frac{(1-W_t)(A_{j,n+1} - A_{j,n}) + W_t(A_{j+1,n+1} - A_{j+1,n})}{\Delta t} + \frac{(1-W_x)(Q_{j+1,n} - Q_{j,n}) + W_x(Q_{j+1,n+1} - Q_{j,n+1})}{\Delta x} = 0 \quad (4)$$

式中， j 表示上游， $j+1$ 表示下游情況， n 表示前時段， $n+1$ 表示下一時段之情況；

W_t ：取時間微分時，在點 $j+1$ 位置之權重係數；

$1-W_t$ ：取時間微分時，在點 j 位於置之權重係數；

W_x ：取位置微分時，在 $n+1$ 時段之時間權重係數；

$1-W_x$ ：取位置微分時，在 n 時段之時間權重係數。

以每一管渠上游端已知之流量與通水面積為邊界條件，前時段之流量與通水面積作為起始條件，由上游沿管渠向下游計算，以求解下游之流量及通水面積。

$$Q_{j+1,n+1} + \frac{\Delta x W_t}{\Delta t W_x} A_{j+1,n+1} + \frac{\Delta X}{\Delta t W_x} [(1-W_t) \cdot (A_{j,n+1} - A_{j,n}) + W_t A_{j+1,n}] + \frac{1-W_x}{W_x} (Q_{j+1,n} - Q_{j,n+1}) Q_{j,n+1} = 0 \quad (5)$$

若以註腳 f 代表滿流情況，定義 α 及 φ 值如下：

$$\alpha = A/A_f, \quad \varphi = Q/Q_f \quad (6)$$

其中， A_f 及 Q_f 分別表示滿流時之斷面積及流量，如此式可改寫如下：

$$\varphi_{j+1,n+1} + C_1 \alpha_{j+1,n+1} + C_2 = 0 \quad (7)$$

式中：

$$C_1 = \frac{\Delta X W_t A_f}{\Delta t W_x Q_f} \quad (8)$$

$$C_2 = \frac{\Delta x A_f}{\Delta t W_x Q_f} [(1-W_t) \cdot (\alpha_{j,n+1} - \alpha_{j,n}) - W_t \alpha_{j+1,n}] + \frac{1-W_x}{W_x} (\varphi_{j+1,n} - \varphi_{j,n}) - \varphi_{j,n+1} \quad (9)$$

$$\varphi = \frac{Q}{Q_f} = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{A_f R_f^{2/3} S_f^{1/2}} = \frac{AR^{2/3}}{A_f R_f^{2/3}} = f(\alpha) = f\left(\frac{A}{A_f}\right) \quad (10)$$

因斷面資料為已知，水力半徑 R 亦為通水斷面積 A 之函數。(3)式在滿流情況下可寫成：

$$Q_f = \frac{1}{n} A_f R_f^{2/3} S_f^{1/2} \quad (11)$$

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

$$S_f = S_o - \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} = S_o - \frac{\partial}{\partial x} \left(y + \frac{V^2}{2g} \right) \quad (12)$$

再將上述之微分式寫成差分式，而式中各項值均可以前時段之值代入，得：

$$S_f = S_o + \frac{y_{j,n} - y_{j+1,n}}{\Delta x} + \frac{V_{j,n}^2 - V_{j+1,n}^2}{2g\Delta x} \quad (13)$$

為減少可能發生的不必要微小振盪及考慮迴水因素(back-water effect)的影響，SWMM 模式在每一時段中可使用數次疊代以求得 Q 值，且在計算 Q 時，採用前次疊代值與剛計算所得值之平均值，更能增加結果之穩定性。如以 i 代表疊代之次數，則在第 i 次疊代中 Q 可寫成：

$$Q_{f,i} = \frac{1}{2} Q_{f,i-1} + \frac{1}{2} \left(\frac{1}{n} A_f R_f^{2/3} S_f^{1/2} \right) \quad (14)$$

由(13)、(14)式及前時段資料計算出 Q ，由斷面資料及(10)式建立 α 及 φ 之關係曲線，再代入(10)式中，以牛頓-拉福生法(Newton-Raphson)解得 φ 及 α 值，最後代入(9)式中，可算得下游段之 Q 及 A 值，依此逐步向下游演算，直至最下游段為止。同理再向下一時段推進，直至模擬時間終止。其中，下水道系統由於管線交叉，其分配流量各依其排水能力。

$$QI_j = QO_i \times \frac{QF_j}{QF_j + QF_k} \quad (15)$$

$$QI_k = QO_i \times \frac{QF_k}{QF_i + QF_k}$$

式中， QI 為入流量， Q 為出流量， QF 為滿管流量。

b. 起始與邊界條件

模式之演算必須給定起始條件，亦即初始流量及初始水深。本模式先假設起始排水系統中之水流為定量流況，再根據上游邊界條件起始之流量和下游邊界起始之水深，以迴水演算法求得每一斷面之起始水深。

本模式上游邊界條件可有兩種選擇。一是水深與時間之關係，即水位歷線；一是流量與時間之關係，即流量歷線。下游邊界由於為模擬整個排水幹線水流及抽水之連續過程，故除了單獨的水位歷線、流量歷線或率定曲線(流量與水深的關係)之型式可個別選擇外，亦可再模擬時段內輸入由以上三者任意組合之混合歷線型式。

2-2 地表二維淹水模式之建立

一般而言，洪水波傳播運行於開闊之二維性區域時之水理特性，可以二維水深平均變量流方程式(二維淺水波方程式)描述。通常於水流流速在時間及空間上變化極大時，動量方程式中之慣性項之影響十分重要而不可忽略；然而，當水流運行於低窪平坦地區時，則地表之高程坡降及摩擦阻力漸成為控制水流運行之主要因素[42,43]。

a. 地表二維淹水模式之水理演算

基於緩變量流之假設，不計科氏力、風力和紊流擴散項之影響，忽略垂直方向速度分量，將納維爾-史托克方程式沿水深方向積分，則可推導出二維水深平均變量流方程式，寫成向量守恆型式如下：

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} f(q) + \frac{\partial}{\partial y} g(q) = b(q) \quad (16)$$

式中，守恆性物理量向量 $q = [h, hu, hv]^T$ ， x 方向通量向量 $f(q) = [hu, hu^2 + gh^2/2, huv]^T$ ， y 方向通量向量 $g(q) = [hv, huv, hv^2 + gh^2/2]^T$ ； $b(q)$ 為源項(source term)可包含有摩擦阻力、地面坡降、二次流效應及紊流擴散等其他外力，若僅考慮摩擦阻力及地面坡降項，則 $b(q) = [0, gh(S_{ox} - S_{fx}), gh(S_{oy} - S_{fy})]^T$ ；其中 h 為水深， u 為 x 方向分量之水深平均流速， v 為 y 方向分量之水深平均流速， g 為重力加速度， S_{ox} 為 x 方向之地面坡降， S_{oy} 為 y 方向之地面坡降， S_{fx} 為 x 方

向之摩擦坡降， S_{fy} 為 y 方向之摩擦坡降。

對於廣闊淹水區而言，式(16)中之二維動量方程式，其加速項的大小級次 (order of magnitude) 遠小於重力項及摩擦項，且若洪水波之歷線上升相當平緩時，洪氾區內洪水波傳播現象，可用忽略加速項之二維零慣性方程式予以描述，則二維連續及動量方程式可簡化為：

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(uh)}{\partial x} + \frac{\partial(vh)}{\partial y} = q_\ell \quad (17)$$

$$-\frac{\partial(h+z)}{\partial x} = u \left[\frac{n^2 |u|}{h^{4/3}} + \frac{q_\ell}{h \cdot g} \right] \quad (18)$$

$$-\frac{\partial(h+z)}{\partial y} = v \left[\frac{n^2 |v|}{h^{4/3}} + \frac{q_\ell}{h \cdot g} \right] \quad (19)$$

其中 q_ℓ 為單位面積之側流量，可為支流匯入流量、降雨強度或抽水量；摩擦坡度已表為 $S_{fx} = n^2 u |u| / h^{4/3}$, $S_{fy} = n^2 v |v| / h^{4/3}$ ， n 為曼寧糙度係數。

假若淹水區內地表於初始時刻為無水狀態，當洪水波由傳播洪氾平原後，洪流前進時地面將形成一水陸交界界面（即波鋒線位置所在），波鋒線隨洪流之運移而變，故下游（以主流方向定義之）邊界係隨時間改變。為有效處理此種移動邊界水流狀況，本文採用 MAC 差分觀念來建立交替方向顯式(alternative direction explicit scheme)差分法以求得二維零慣性方程式之數值解。

依 MAC 差分觀念，將(17)、(18)及(19)式中任意變量以 f 表示，其中 f 可代表式中各變量，採用之差分型式如下：

$$f_{i+1/2,j} = \frac{1}{2}(f_{i,j} + f_{i+1,j}) \quad (20-a)$$

$$f_{i,j+1/2} = \frac{1}{2}(f_{i,j} + f_{i,j+1}) \quad (20-b)$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{f_{i,j}^{m+1} - f_{i,j}^m}{\Delta t} \quad (20-c)$$

$$\frac{\partial f_{i,j}^m}{\partial x} = \frac{f_{i+1/2,j}^{m+1} - f_{i-1/2,j}^m}{\Delta x} \quad (20-d)$$

$$\frac{\partial f_{i,j}^m}{\partial y} = \frac{f_{i,j+1/2}^m - f_{i,j-1/2}^m}{\Delta y} \quad (20-e)$$

式中， Δx 、 Δy 代表沿 x 、 y 方向之網格距離； Δt 代表演算時間間距； m 為時間指標；在本節中 i 、 j 分別為沿 x 、 y 方向之空間指標。

本研究採用交替方向顯示法，將演算時距(Δt)等分為兩個時階，且每前進一個時階即分別交替求解流速 u 及 v 。(17)、(18)及(19)式之差分方程式可依第一、二時階分別列出，其第一時階($m + 1/2$)所得之差分式如下：

$$h_{i,j}^{m+1/2} = h_{i,j}^m - \frac{1}{2} \Delta t [(h^m u^{m+1/2})_{i+1/2,j} - (h^m u^{m+1/2})_{i-1/2,j}] / \Delta x + [(hv)_{i,j+1/2}^m - (hv)_{i,j-1/2}^m] / \Delta y - q_{\ell i,j}^{m+1/2} \quad (21-a)$$

$$[(h+z)_{i,j}^{m+1/2} - (h+z)_{i+1,j}^{m+1/2}] / \Delta x = \{u^{m+1/2} [(n_x)^2 |u^{m+1/2}| / (h^m)^{4/3} + q_{\ell}^{m+1/2} / (h^m \cdot g)]\}_{i+1/2,j} \quad (21-b)$$

$$[(h+z)_{i,j}^{m+1/2} - (h+z)_{i,j+1}^{m+1/2}] / \Delta y = \{v^{m+1/2} [(n_y)^2 |v^{m+1/2}| / (h^{m+1/2})^{4/3} + q_{\ell}^{m+1/2} / (h^{m+1/2} \cdot g)]\}_{i,j+1/2} \quad (21-c)$$

式(21-a)為 $(i, j, m + 1/2)$ 座標點之連續方程式，式(21-b)、(21-c)則分別為 $(i + 1/2, j, m + 1/2)$ 座標點沿 x 方向之運動方程式及 $(i, j + 1/2, m + 1/2)$ 座標點沿 y 方向之運動方程式。求解時先將式(21-b)及式(21-c)兩式聯立解出 u 及 h ，再代入式(21-a)中解出 v ，如此可得 $m + 1/2$ 時階之 u ， v 及 h 。第二時階($m + 1$)之重點是將式(21-a)待求流速分量 u 更替為 v ，並將式(21-b)、(21-c)之 u, v 互換。由第一及第二時階可交替解出每一演算時距 Δt 中之 u ， v 及 h 三個未知變數。

b. 起始與邊界條件

初始條件係依臨前水文條件(antecedent hydrologic condition)而定，若不考慮降雨和入滲因素，則於洪氾淹水區域為無水狀態，亦即水深及流速均為零。

利用數值方法求解二維性變量流方程式時，對於如何給予邊界條件之問題更應注意，因為不適當或錯誤之邊界條件，將隨演算時間及空間的增展而使誤差擴大。本研究所建立模式之邊界可分為三種型式：開放邊界、閉合邊界以及移動鋒

線邊界。其中開放邊界為模擬區域內水流進出之邊界處，其給定條件可為流量歷線、水位歷線、流速歷線或者為前兩者之組合，若欲精確計算入流量體積，必須採用流量歷線做為數值模擬之開放邊界條件。

本文將於本淹水模式中加入兩種出流邊界條件，即曼寧公式率定關係與交替方向數值差分法。其中對於曼寧公式率定關係，適用於明渠均勻流之假設下，且為寬廣渠道，則可將出流邊界處之單位寬度流量表示如下：

$$q_e = \frac{1}{n} h^{5/3} S_f^{1/2} \quad (22)$$

其中， S_f 為單位格網距離內之水深差值變化，即為能量損失。

另外，出流之單位寬度流量可以利用交替方向顯示差分方式給定；由於於出流邊界處之流速未知，故可藉由假設此處所計算求得之流速與 $u_{i+1/2,j}$ 及 $v_{i,j+1/2}$ 相同，以此流速乘上該格網點之水深，即可求得出流邊界處之單位寬度流量。另外，假若考慮抽水站之抽水機操作功能時，同理可以利用抽水機之抽水容量與起抽水水位配合方程式(22)進行二維淹水模式之演算。

2-3 下水道排水系統模式與淹水模式之銜接整合

模式整合之銜接，必須考慮兩模式之初始與邊界條件。初始條件之設定，通常依臨前水文情況而定，本研究假設降雨或人孔溢流前模擬區中不考慮地表任何水流存在，亦即水深及流速均為零。

另外，模擬區邊界之設定，以山區之逕流歷線視為於模擬邊界上之點源，利用下水道排水系統模式模擬之人孔溢流量做為二維淹水模式中之輸入點源(source)，用側流(lateral flow)型式加入模擬區各個發生溢流之網格中。另外若在邊界上有河川流出該模擬區域時，即在其邊界處設置一河川重力排水項如(22)式所示；模擬區內若有抽水站設置時，將抽水機之運作情形視為一沉源(sink)帶入二維淹水模式中模擬。

整模擬過程如圖 1 所示，首先將山區逕流視為點源輸入二維淹水模式中，經由演算後得到模擬區域之淹水區域及深度，再將所得到之結果配合排水系統人孔

集水分區之範圍，確定淹水區域是在哪一個排水分區範圍內，其平均淹水深度即為

$$\text{平均淹水深度} = \frac{V}{A} \quad (23)$$

其中 V ：排水分區內淹水體積

A ：排水分區面積

將平均淹水深度視為雨量深度，再加上原來真正降在該區域之降雨量，則該排水分區在 SWMM 運算地表逕流時之雨量資料即輸入平均淹水深度加上降雨量加以演算。接著再由 SWMM 演算幹線輸水後之結果得到各人孔之溢流量，再將各人孔溢流量依照其在網格上之位置，將其視為二維模式中之輸入點源 (source)，第二次演算二維淹水模式後所得到之淹水區域及淹水深度即為最終之結果[42-44]。

第三章 研究區域之淹水模擬

3-1 模擬演算步驟

本研究依永和市地表側溝流向劃分出人孔之集水分區，並決定各集水分區地表逕流流入之人孔後，經雨水水道模式中之逕流模式模擬計算出降雨流入人孔之地表逕流量，再使用雨水水道模式中之下水道管線模式模擬各管線流量及人孔水位。當下水道管線無法容納所有入流量時，則發生人孔溢流。並將模擬計算得到不同位置之人孔溢流量歷線，輸入二維淹水模式中，進行地表淹水之演算。

計畫之研究區域選定為台北縣永和市區。本研究收集到 40 x40 公尺解析度之 DTM 數值資料，以此高程資料作為該格網之代表高程，並將模擬區劃分為 2960 個網格，其數值地形高程如圖 2 所示。圖中並標示出永和市區內六個重要地點，分別為保安路、保平路、水源路、中和路、中正路以及麥當勞。圖 3 為中永和排水分區圖。圖 4 為抽水站位置圖。圖 5 為下水道人孔位置圖。利用所收集到之下水道系統資料即可進行模式演算。另外，曼寧 n 值初步由過去使用經驗值配合永和市區土地使用狀況進行推估。在水文條件方面則以賀伯颱風淹水事件為模擬對象，本文選用中正橋雨量站之賀伯颱風事件下為模式輸入雨量資料，其降雨組體圖如圖 6 所示。

此外，本研究進行抽水站正常以及損壞之下，永和市區之淹水現象。首先，依據 24 小時延時颱風雨資料，由小時降雨資料中選出降雨延時為 18 至 30 小時之事件，再經無因次轉換為 24 小時降雨延時，即可推估出八種不同程度的 24 小時延時空間均勻分佈之一日降雨量 (150、200、250、300、350、400、500、600 公厘)，以模擬不同總降雨量在抽水站正常與損壞機制下之淹水範圍及深度。接著，收集到永和市區內所有之抽水站資料，永和、瓦瑤、秀朗以及秀山抽水站之抽水機容量分別為 9、48、4.8、20cms，起抽水位分別為 2.9、2.7、8.7 以及 3.3 公尺。

3-2 模擬結果

整理賀伯颱風事件之雨量資料、地文資料以及下水道排水資料，依照圖 1 之演算步驟，進行永和市區之淹水模擬，模擬時間為民國 85 年 7 月 31 日中午 12 點至 7 月 32 日上午 8 點，共 17 小時。圖 7 代表永和市區賀伯颱風實際淹水範圍圖，調查結果顯示永和市區之淹水範圍為 0.4 至 1.5 公尺，平均淹水深度為 0.95 公尺。圖 8 為模擬演算至第 9 小時之淹水模擬結果，圖中顯示水源路、中和路以及中正路一帶已有明顯之淹水現象。圖 9 至圖 16 分別為模擬演算至第 10 到第 17 小時之淹水模擬結果，圖中顯示淹水範圍隨時間增加而擴大，水源路、中和路以及中正路一帶之模擬淹水深可達 2 至 2.5 公尺；而保平路附近之模擬淹水較小，約 0.3 至 0.5 公尺；麥當勞附近淹水深高達 2.5 公尺以上。圖 17 代表模擬演算時間內最大之淹水深分布結果。結果顯示模擬淹水結果與淹水範圍調查結果相近。另外，模擬演算最後輸出 6 各地點處之淹水歷線。圖 18 至 23 分別代表保安路、保平路、水源路、中和路、中正路以及麥當勞之模擬淹水歷線。經由淹水範圍之調查結果顯示，淹水平均深度為 0.95 公尺。而由模擬之淹水歷線結果顯示，模擬淹水深均介於淹水範圍之調查結果水深。

另外，於考慮抽水站損壞下之模擬方面，圖 24-31 分別為抽水站正常操作時，於一日降雨量 150、200、250、300、350、400、500、600 公厘之最大淹水深範圍。由模擬結果顯示，淹水範圍隨著降雨量之增加而加大，特別是瓦瑤溝低窪地區範圍，即永和與中和市區之交界範圍。圖 32-39 分別為抽水站損壞時，於一日降雨量 150、200、250、300、350、400、500、600 公厘之最大淹水深範圍。經由抽水站正常操作時模擬結果之比較，發現抽水站功能損壞時，淹水深度與範圍有明顯地增加，約略增加 0.5 公尺，其中以永和與瓦瑤抽水站為明顯，因其靠近較低窪地區之新店溪；反觀，處於較高地勢之秀朗抽水站，抽水站損壞對於淹水範圍影響不大。

最後，本研究提高第一年度進行新莊市區之淹水模擬時，所採用之 DTM 數值

資料，重新模擬並加以探討。關於新莊市區之地文資料與排水系統抽水站資料，可參考第一度之成果報告[42]。在水文條件方面同樣以納莉颱風淹水事件為模擬對象，選用新莊雨量站之納莉颱風事件下為模式輸入雨量資料，其降雨組體圖以及山區側入流歷線之模擬演算可參考[42]。圖 40-43 分別為模擬演算至 9 月 17 日上午 9 點、10 點、13 點以及最大淹水深之淹水模擬結果。圖中顯示淹水範圍隨時間增加而擴大，思賢公園與中港派出所一帶之模擬淹水深仍可達 2 至 2.5 公尺；而建福公園附近之模擬淹水較小，約 0.2 至 0.5 公尺。結果顯示模擬淹水結果與淹水範圍調查結果相近。

第四章 結論

1. 本研究計畫已完成三年度之工作目標。第一年完成建立二維零慣性淹水模式與下水道排水系統模式，並將兩模式整合銜接，初步模擬新莊市區於納莉颱風事件下之淹水情形。第二年以所研發之淹水模式進一步應用於永和市區於賀伯颱風事件下之淹水模擬。模擬結果顯示與實際淹水範圍相近。第三年整理前二年之研究成果，同時考慮排水系統抽水站功能損壞機制下之淹水趨勢。
2. 本研究利用交替方向顯示差分法，求解二維零慣性方程式，建立二維地表淹水模式；另外，選定 SWMM 模式模擬下水道排水系統之水理現象。整合銜接兩模式，配合降雨資料、地文資料、下水道排水系統資料，以及山區降雨逕流歷線，進行於不同降雨事件與颱風事件下之淹水模擬；結果發現，淹水潛勢與淹水範圍調查結果吻合。所以經由其結果顯示本文所研發之淹水模式，配合邊界條件與抽水功能之處理，確實能反應及模擬下水道系統受損之淹水情形。因此本文所建立及研發之模式，可提供防災參考與應用。
3. 本研究所研發之淹水模式假若再加上人孔或幹渠溢流及回流之模擬功能時，則更加能夠反映出淹水之趨勢，此研究內容應可加入未來之工作項目。

參考文獻

1. Balloffer, A. and M. L. Scheffler, "Numerical Analysis of the Teton Dam Failure Flood," *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 20, pp. 317-428 (1982).
2. Chang, T. J. Hsu, M. H. Teng, W. S. and Huang, C. J., "A GIS- Assisted Distribution Watershed Model for Simulation Flood and Inundation," *Journal of the American Water Resources Association*, Vol. 36, No. 5, pp. 975-988 (2000).
3. Cheverreau, G., Holly, F., Preissmann, A, "Can Detailed Hydraulic Modeling be Worthwhile when Hydrologic data is Incomplete," *Urban Storm Drainage, Proc. Int. Conf.*, 1st, Pentech, London and Wiley-Interscience, New York, pp. 317-326 (1987).
4. Cunge, J. A., Holly, F. M. and Verwey, A. "Practical Aspects of Computational River Hydraulics," Pitman Publishing Ltd., London (1980).
5. Froise, S., and Burges, S. J., "Least-cost Design of Urban drainage networks." *J. Water Resour. Plan. Manage. Div.*, ASCE, Vol. 104, No. WR1, pp. 75-92 (1978).
6. Hoff-Clausen, N. E., Havno, K., and Kej, A., "System 11 Sewer-A Storm Sewer Model." *Urban Stormwater Hydraulics and Hydrology*, Water Resources Publ., Littleton, Colorado, pp.137-146 (1982).
7. Hsu, M. H. Chen, S. H. and Chang, T. J. "Inundation Simulation for Urban Drainage Basin with Storm Sewer System," *Journal of Hydrology*, Vol. 234, No. 1-2, pp. 21-37 (2000).
8. Katopodes, N.D. and T. Strelkoff, "Computing Two Dimension Dam-Break Flow Wave," *Journal of Hydraulic Division*, ASCE, Vol.104, (1978).
9. Katopodes, N. D., and T. Strelkoff, "Two-Dimensional Shallow Water-Wave Models," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 105, No.EM2, pp. 317-434 (1979).
10. Mahmood, K., and V. Yevjevich, "Unsteady Flow in Open Channel," Vol. 2,

- Water Resources Publications, Inc., Fort Collins, Colorado (1975).
11. Metcalf and Eddy, Inc., Univ. of Florida, and Water Resources Engineers, Inc., Storm water Management Model, U.S. EPA (1971).
 12. Pansic, N. "Dynamic-Wave Modeling of Storm Sewers with Surge," M.S. Thesis, Dept. of Civ. Eng., Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois (1980).
 13. Sevuk, A.S., "Unsteady Flow in Sewer Networks," Ph. D. Thesis, Dept. of Civ. Eng., Univ. of Illinois at Urban-Champaign, Urbana, Illinois (1973).
 14. Vongvisessomjai, S., T. Tingsanchali, and C. Chaiwat, "Bangkok Flood Plain Model," 21st IAHR Congress, Melbourne, Australia, pp. 19-23 (1985).
 15. Xanthopoulos, T. and C. Koutitas, "Numerical Simulation of a Two-Dimensional Flood Wave Propagation due to Dam Failure", Journal of Hydraulic Research, Vol.14, pp.321-431 (1976).
 16. Yen, B.C., "Hydraulics of Sewers," Advances in Hydroscience, Vol. 14, Academic Press (1986).
 17. Zhao, D. H., H. W. Shen, J. S. Lai and Tibios III, "Approximate Riemann Solvers in FVM for 2D Hydraulic Shock Wave Modeling," Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vo.122, No.12, pp. 692-702 (1996).
 18. 呂育勳、蔡長泰、顏沛華、吳現慶，「淹水數學模式之實驗研究」，台灣水利，第四十三卷，第二期，第 37-44 頁（1995）。
 19. 許銘熙、顏清連、謝慧民，「基隆河沿岸低窪地區淹水模式(一)之建立與驗證」，行政院國科會研究計畫報告第 78-57 號（1990）。
 20. 許銘熙、顏清連、謝慧民、鄧慰先，「基隆河沿岸低窪地區淹水模式(二)市區排水設施納入模式中」，行政院國科會研究計畫報告第 79-66 號（1991）。
 21. 許銘熙、鄧慰先、吳啟瑞，「八掌河流域淹水模擬(一)河川演算模式與沿岸地區淹水模式之建立」，行政院國科會研究計畫報告第 80-56 號（1992）。
 22. 許銘熙、鄧慰先、吳啟瑞、楊應平，「八掌河流域淹水模擬(二)沿岸地區小範

- 圍之淹水模式之建立」，行政院國科會研究計畫報告第 81-50 號（1993）。
23. 許銘熙、吳富春、鄧慰先、吳啟瑞，「八掌溪北岸淹水預報模式之研究(一)」，行政院國科會研究計畫報告（1995）。
24. 許銘熙、楊錦釧、蘇明道，「嘉義地區流域逕流及淹水模式之研究(一、二、三)」，台灣省水利局專題研究計畫，台大水工試驗研究報告 154, 175, 202 號（1993, 1994, 1995）。
25. 許銘熙、林國峰、鄭克聲、賴進松，「高速鐵路沿線車站及維修調車基地淹水位之研究」，國立台灣大學水工試驗所研究報告第 316 號（1998）。
26. 許銘熙、林國峰、鄭克聲、賴進松，「高速鐵路苗栗、彰化與雲林車站及汐止基地淹水防洪之研究」，中國農業工程學會研究報告（2000）。
27. 蔡長泰、楊昌儒，「八掌溪洪水平原淹水及排水模式之研究(一、二)」，行政院國科會專題研究報告（1993, 1994）。
28. 蔡長泰、顏沛華，「濁水溪沿岸潰堤淹水模式之研究(一、二、三)」，行政院國科會防災科技研究報告 77-35, 78-26, 79-06 號（1988, 1989, 1990）。
29. 賴進松，「堤防潰決後二維性洪流演算模式」，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文（1986）。
30. 賴進松，「河川潰堤淹水模式之研究(一)」，國立台灣大學水工試驗所研究報告第 303 號（1998）。
31. 顏清連、葉克家，「濁水溪洪災模式初步研究」，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文（1980）。
32. 顏清連、許銘熙、陳昶憲、賴進松，「淡水河系洪水演算模式(4)堤防潰決洪流模式之建立」，行政院國科會防災科技研究報告 75-19（1986）。
33. 顏清連、許銘熙、賴進松，「洪氾區二維變量流模擬-ADE 與 SES 法之比較」，民國七十八年電子計算機於土木水利工程應用研討會，台北市，（1989）。
34. 顏清連等，「台北都會區大眾捷運系統防洪排水設計之研究」，國立台灣大學水工試驗所研究報告第 100 號（1989）。
35. 郭振泰、王如意、林國峰、許銘熙、楊德良、顏清連，「台北市雨水下水道

- 規劃手冊」，上冊，國立台灣大學水工試驗所研究報告第 93 號（1989）。
- 36.郭振泰、王如意、林國峰、許銘熙、楊德良、顏清連，「台北市雨水下水道規劃手冊」，下冊，國立台灣大學水工試驗所研究報告第 94 號（1989）。
- 37.林國峰、許銘熙、王如意，「受迴水影響之下水道排水功能檢討與改進」，國立台灣大學水工試驗所研究報告第 197 號（1995）。
- 38.林國峰、賴進松、何興亞，「台北市捷運南港,淡水線站體與隧道淹水分析」，國立台灣大學水工試驗所研究報告第 329 號（1999）。
- 39.林保宏、林國峰、許銘熙、王如意，「感潮下水道幹線流況模擬之研究」，農業工程學報，第 40 卷第 3 期，pp. 1-14（1994）。
- 40.顏清連、許銘熙，「河川體系變量流之數值模擬」，國立台灣大學土木工程研究所水利組研究報告，水利 7105（1982）。
- 41.謝慧民，「台北市低窪地區之淹水模擬」，國立台灣大學農業工程學研究所碩士論文（1980）。
- 42.林國峰等，「都市雨水下水道系統受損淹水數值模式之研發(I)」，國科會研究計畫報告(2002)。
- 43.林國峰等，「都市雨水下水道系統受損淹水數值模式之研發(1/2)」，國科會研究計畫報告(2003)。
- 44.林國峰、林志勇，「市區雨水下水道系統流況與地表水流之數值模擬」，第十三屆水利工程研討會論文集，pp. B254-B258（2002）。

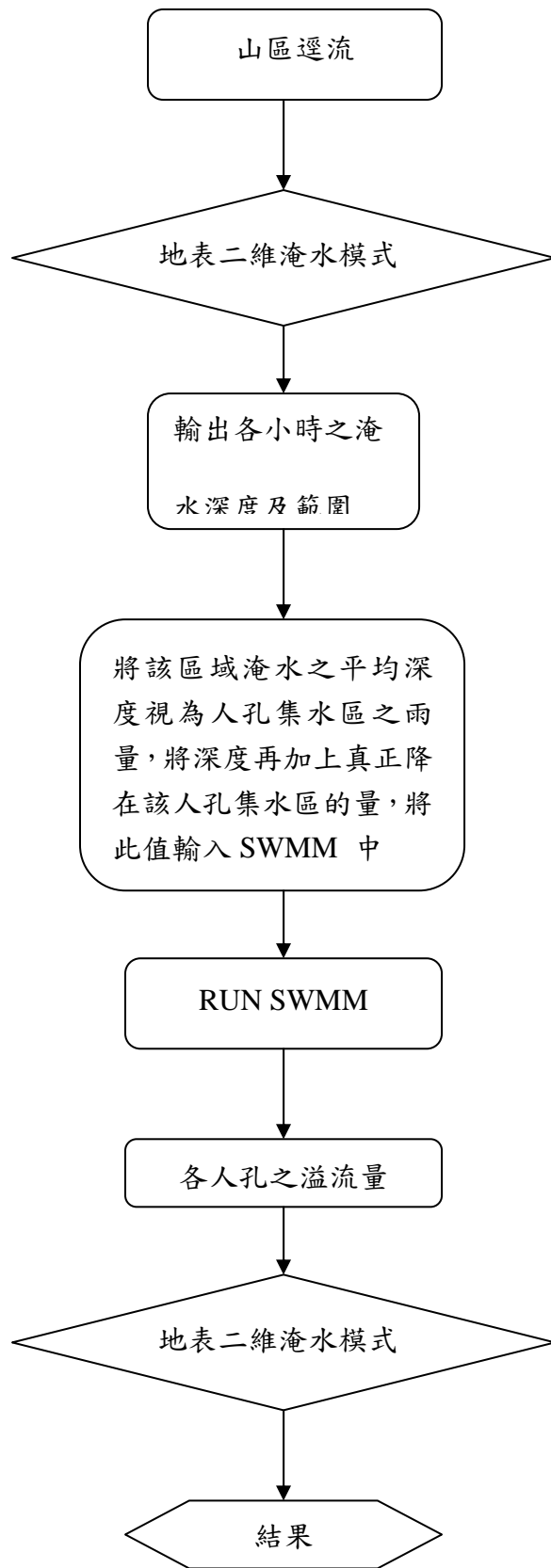


圖 1 模式整合銜接之演算過程

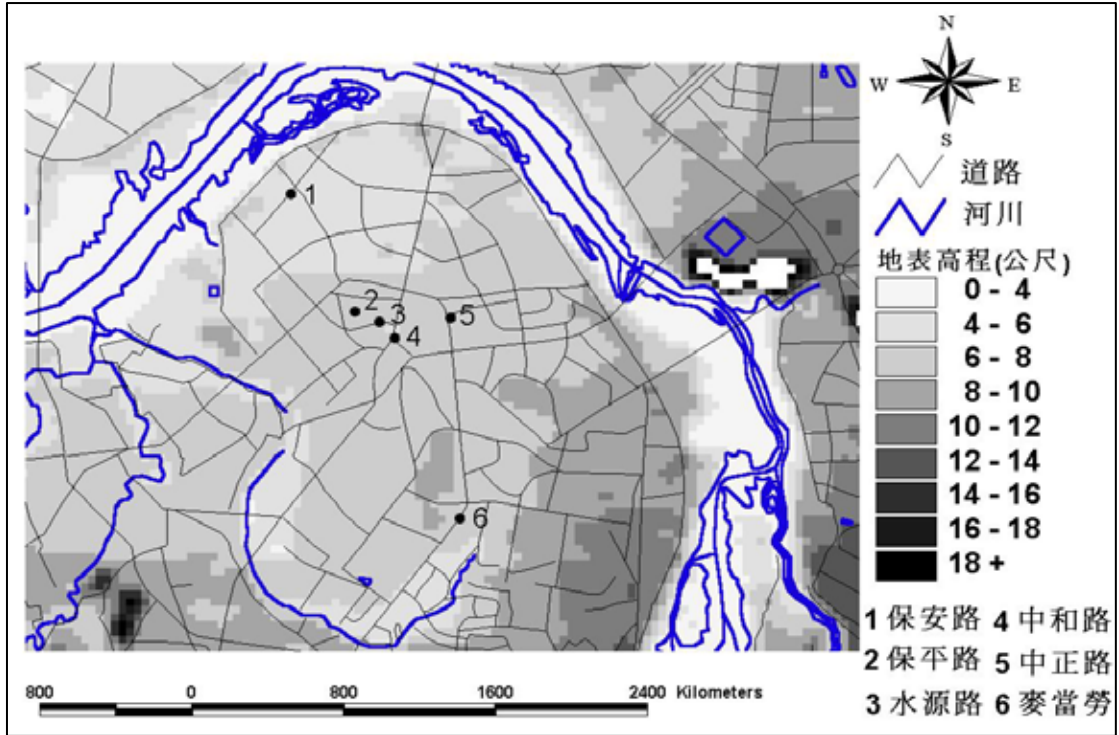


圖 2 永和市區之數值地形高程圖及重要位置

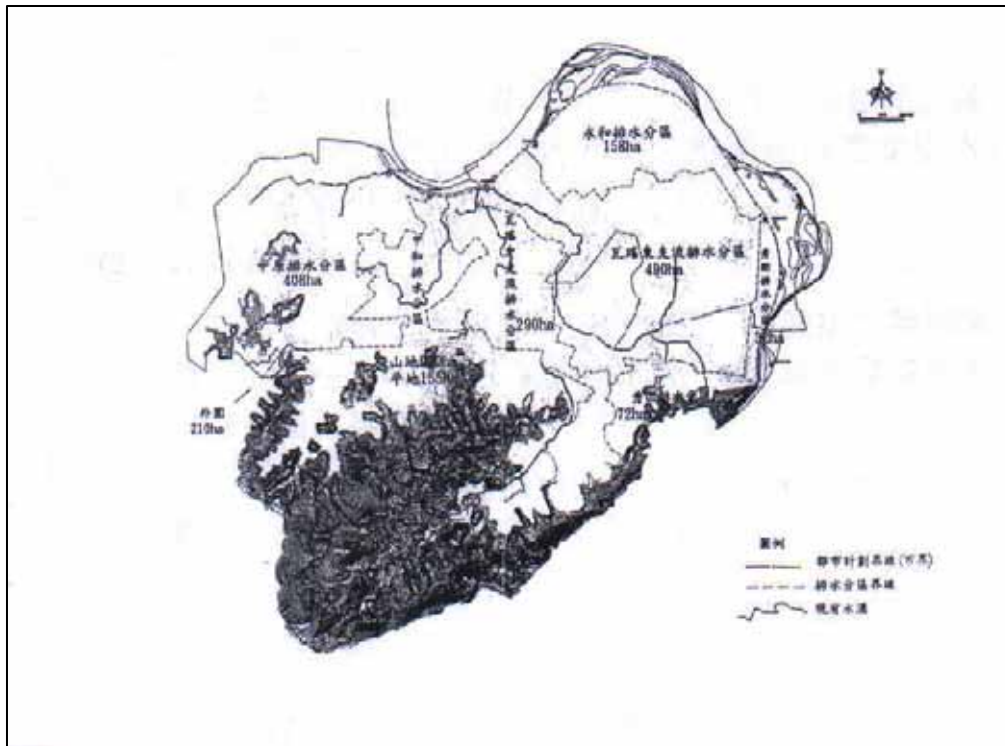


圖 3 中永和排水分區略圖

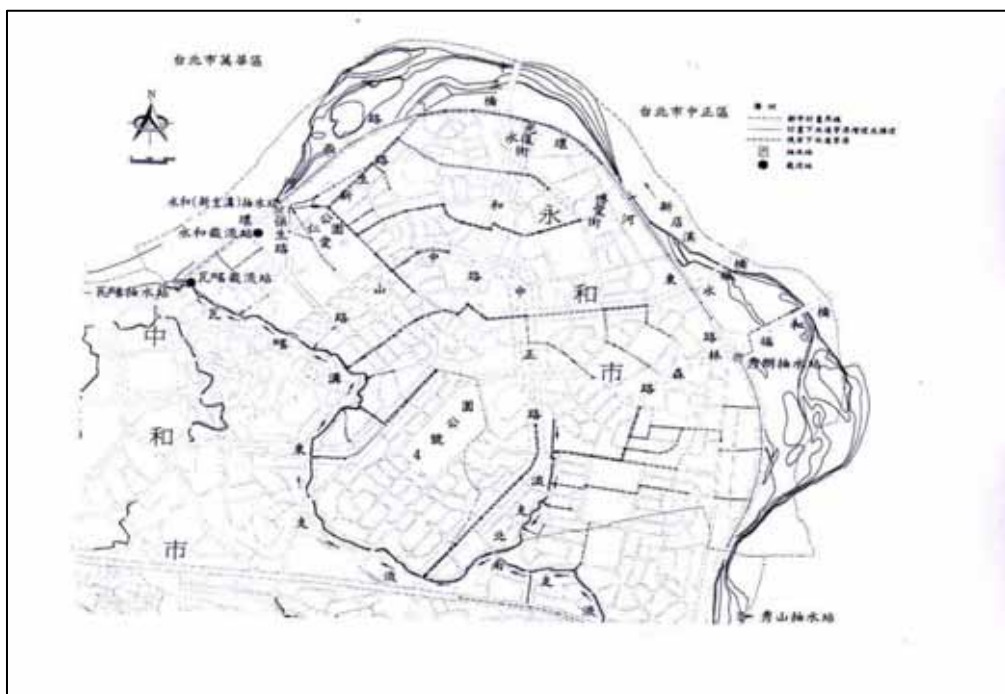


圖 4 永和市轄區內抽水站位置圖

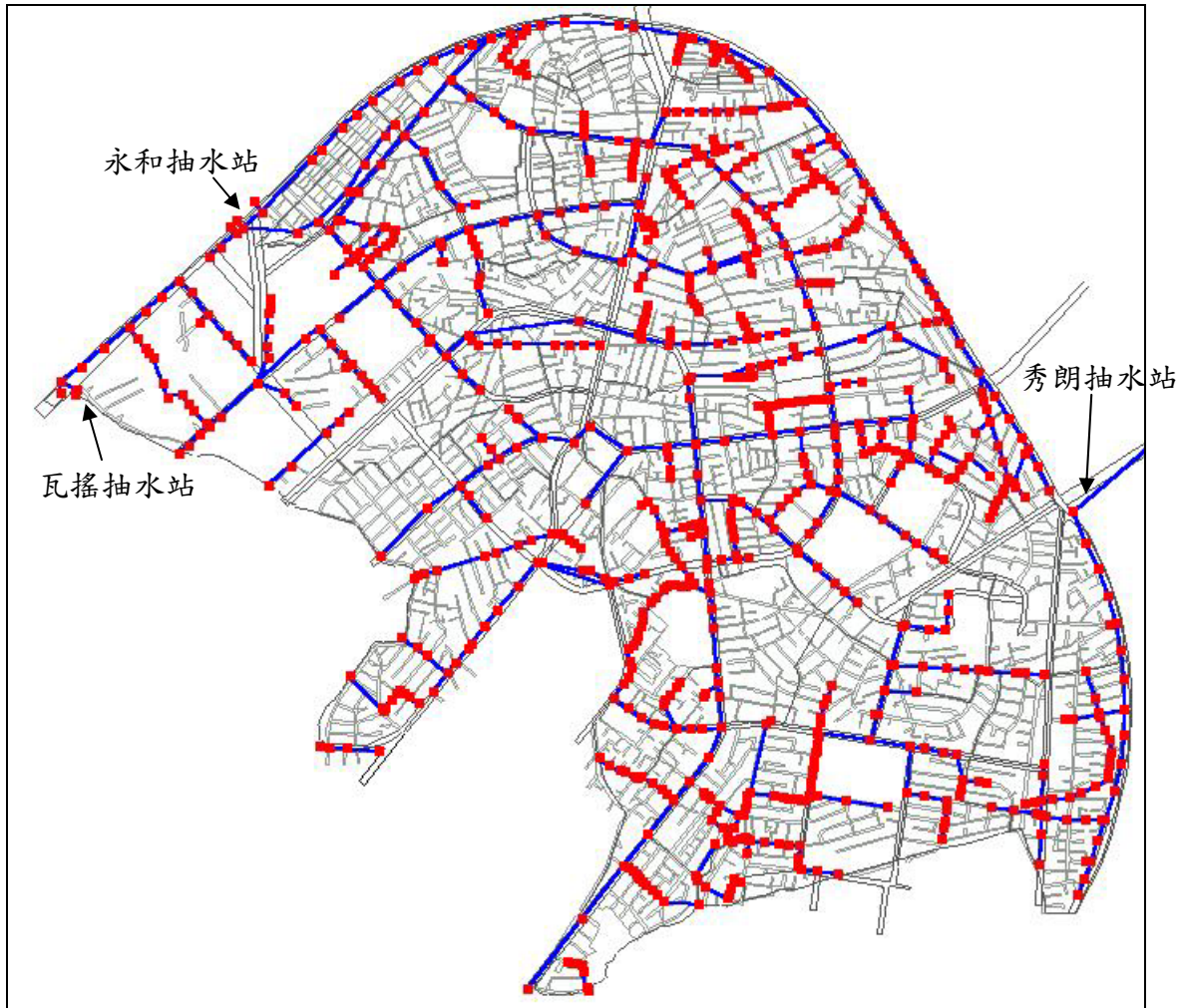


圖 5 永和市雨水下水道及人孔分佈圖

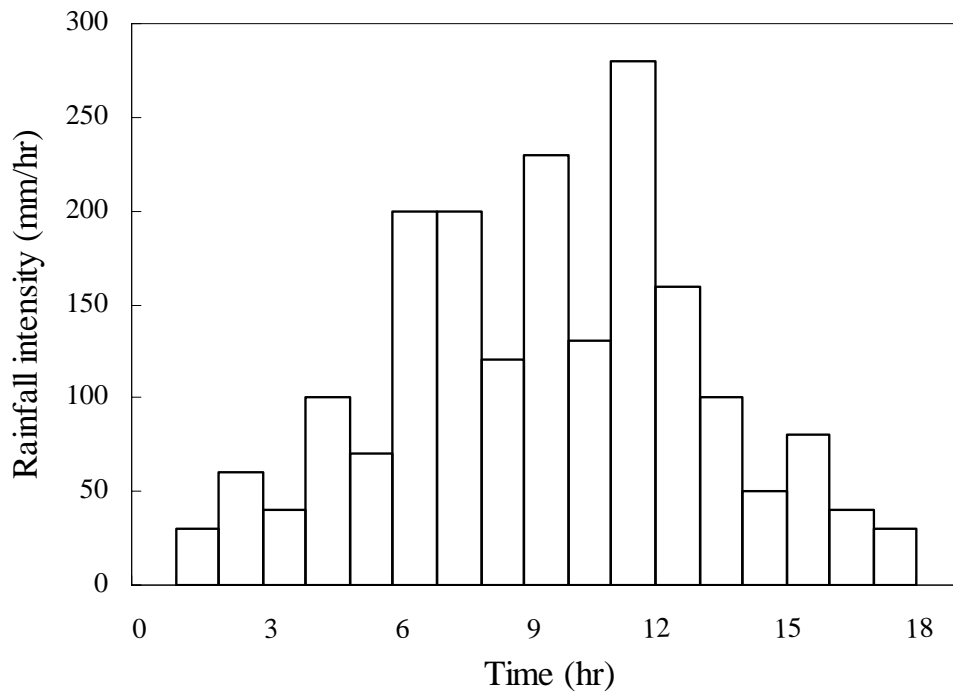


圖 6 中正橋雨量站，賀伯颱風事件下之降雨組體圖

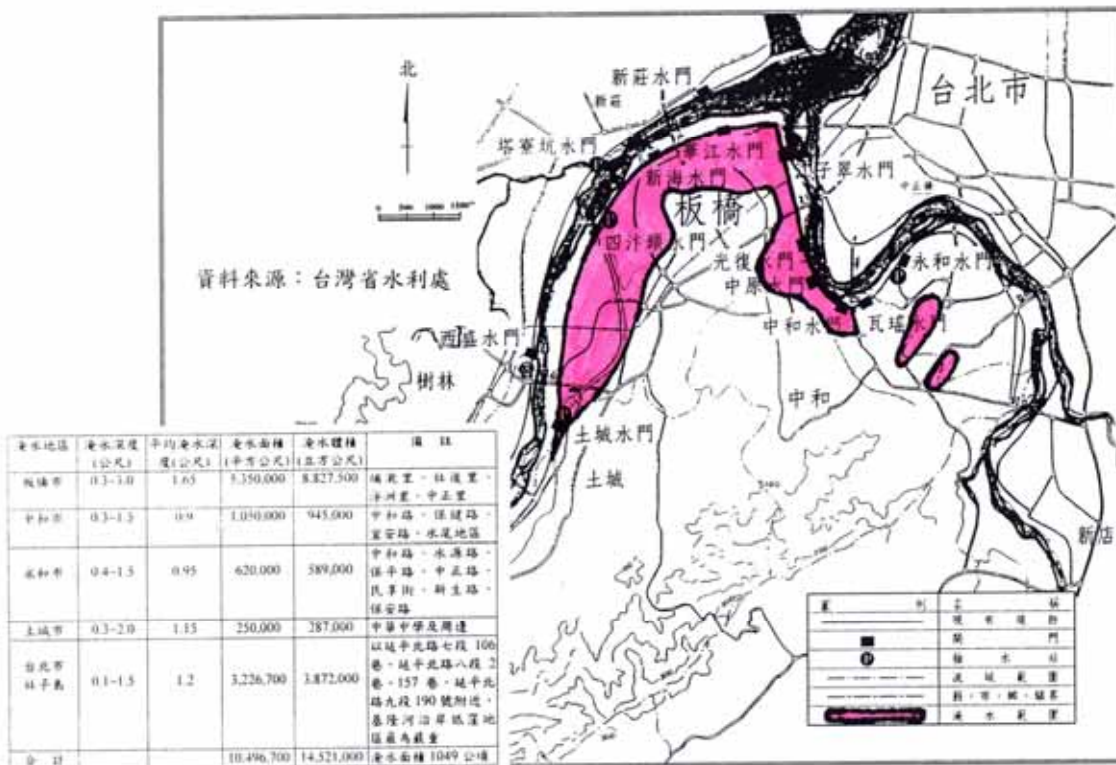


圖 7 板橋、土城、中和及永和等區賀伯颱風實際淹水範圍圖

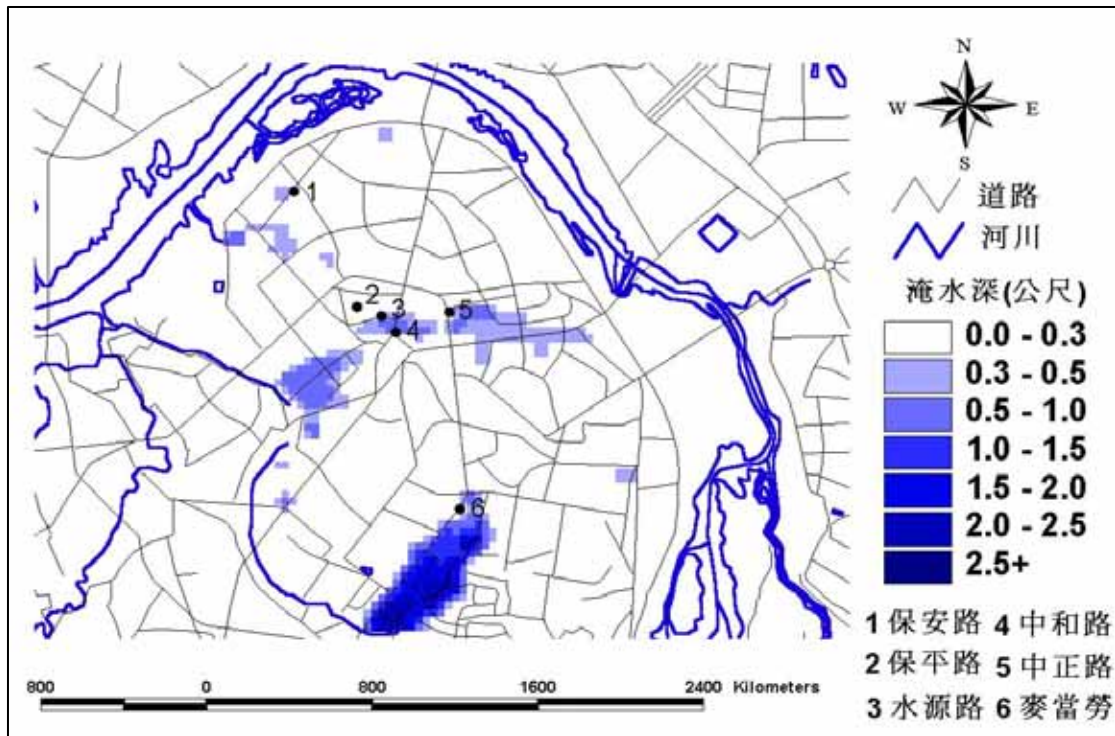


圖 8 淹水模擬演算至第 9 小時之淹水範圍圖

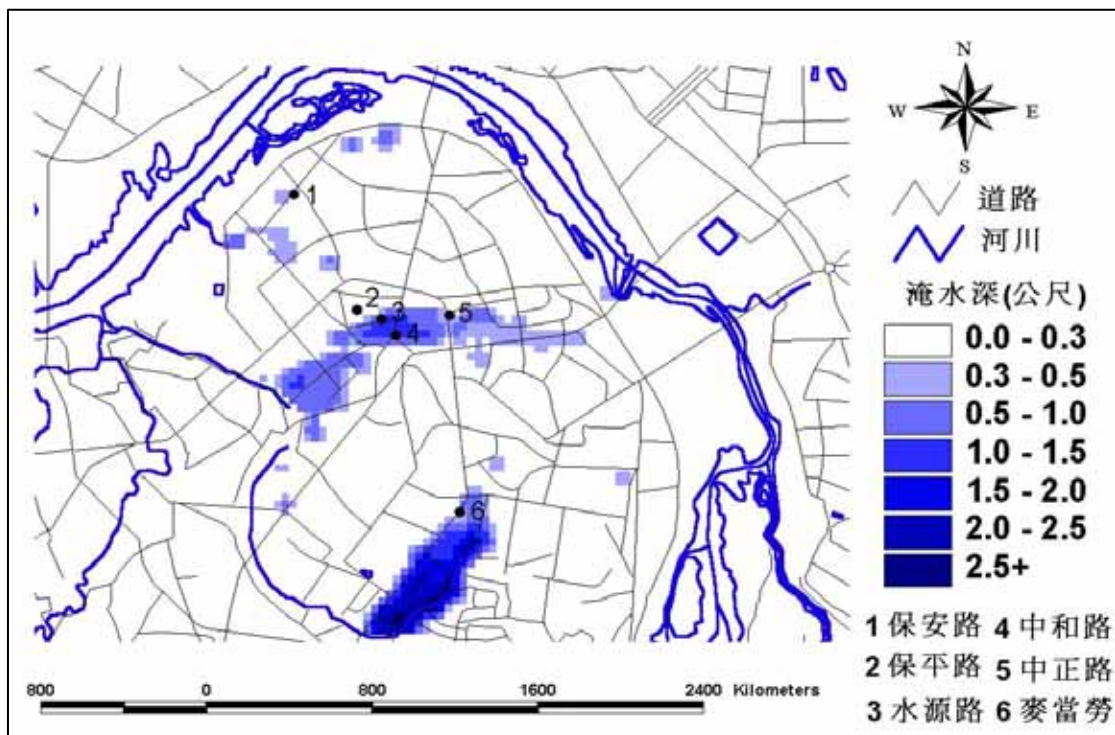


圖 9 淹水模擬演算至第 10 小時之淹水範圍圖

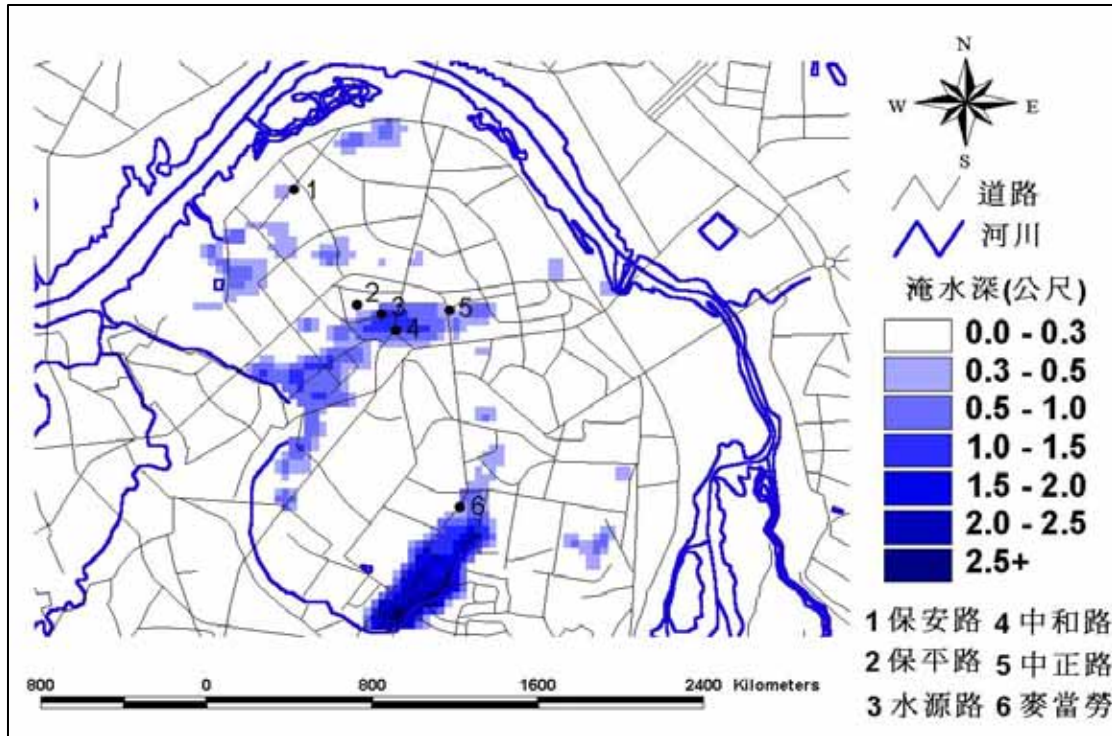


圖 10 淹水模擬演算至第 11 小時之淹水範圍圖

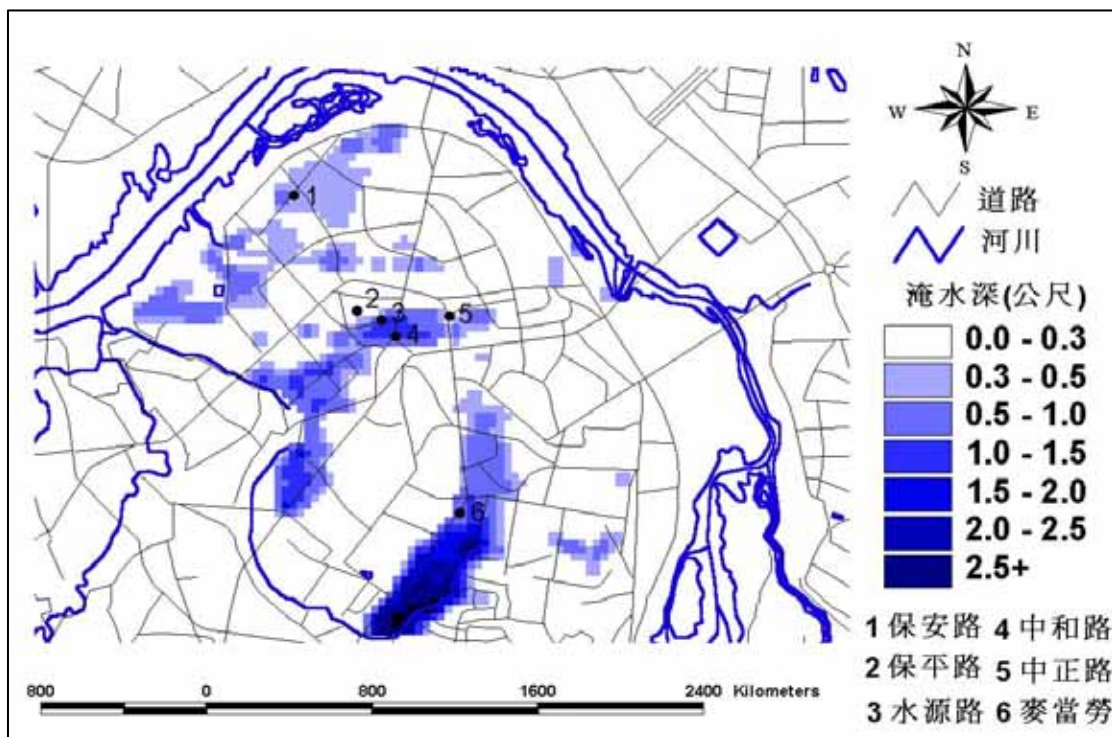


圖 11 淹水模擬演算至第 12 小時之淹水範圍圖

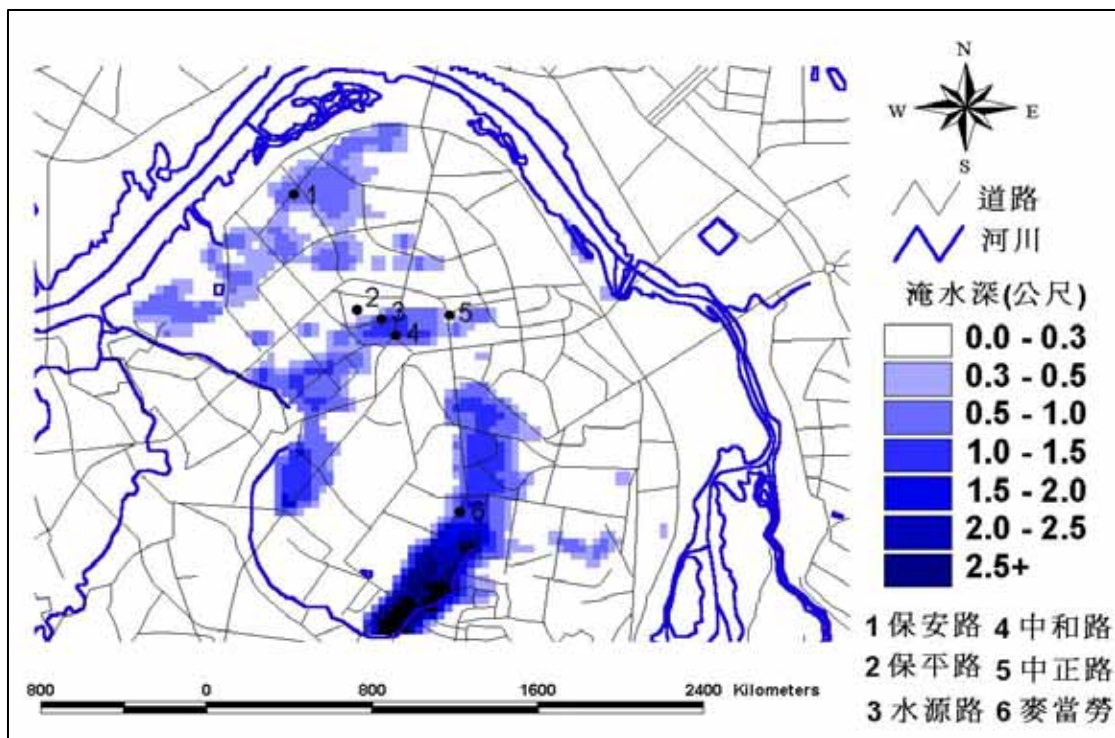


圖 12 淹水模擬演算至第 13 小時之淹水範圍圖

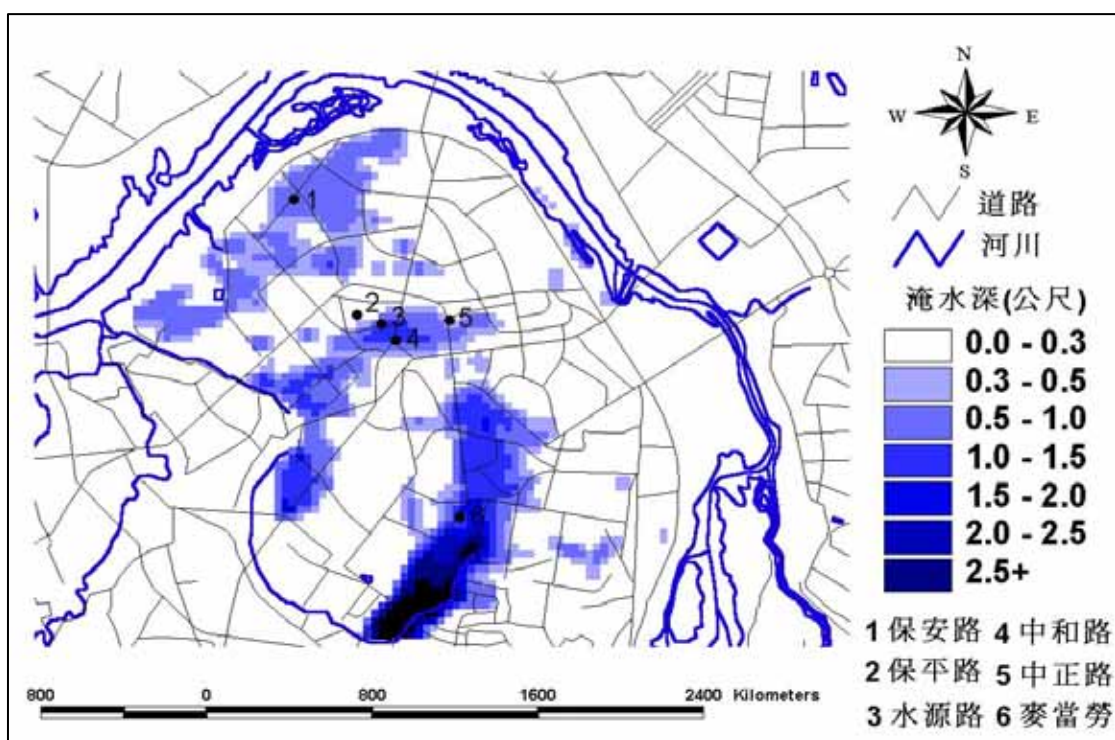


圖 13 淹水模擬演算至第 14 小時之淹水範圍圖

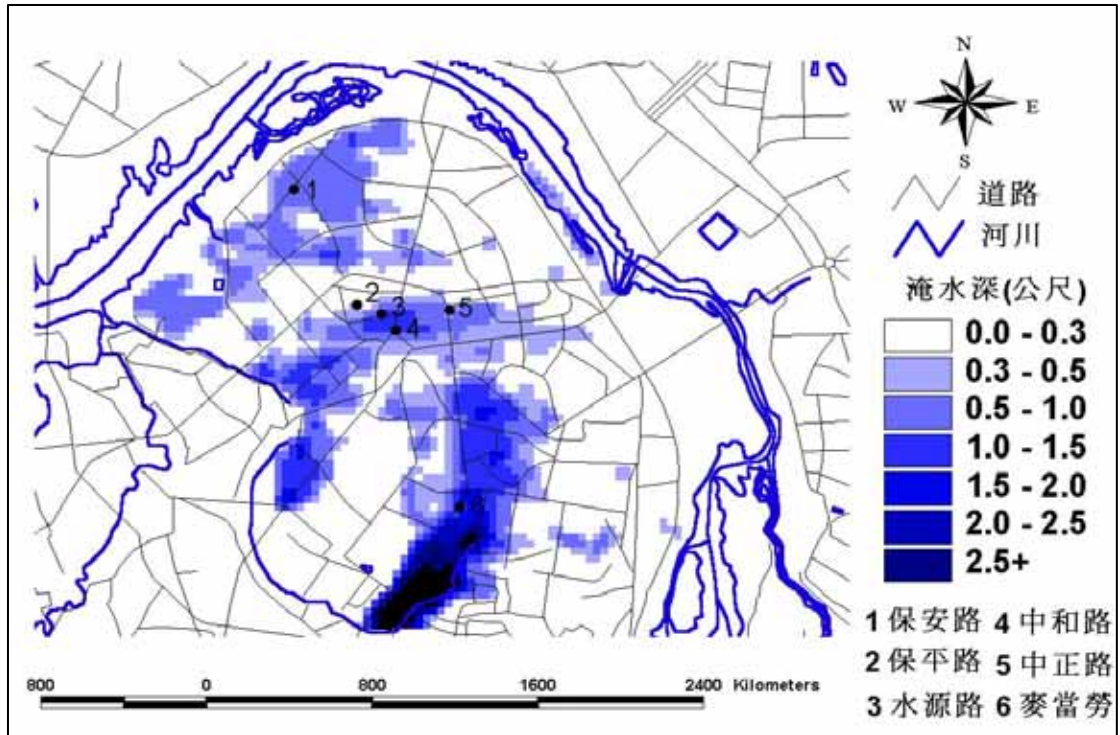


圖 14 淹水模擬演算至第 15 小時之淹水範圍圖

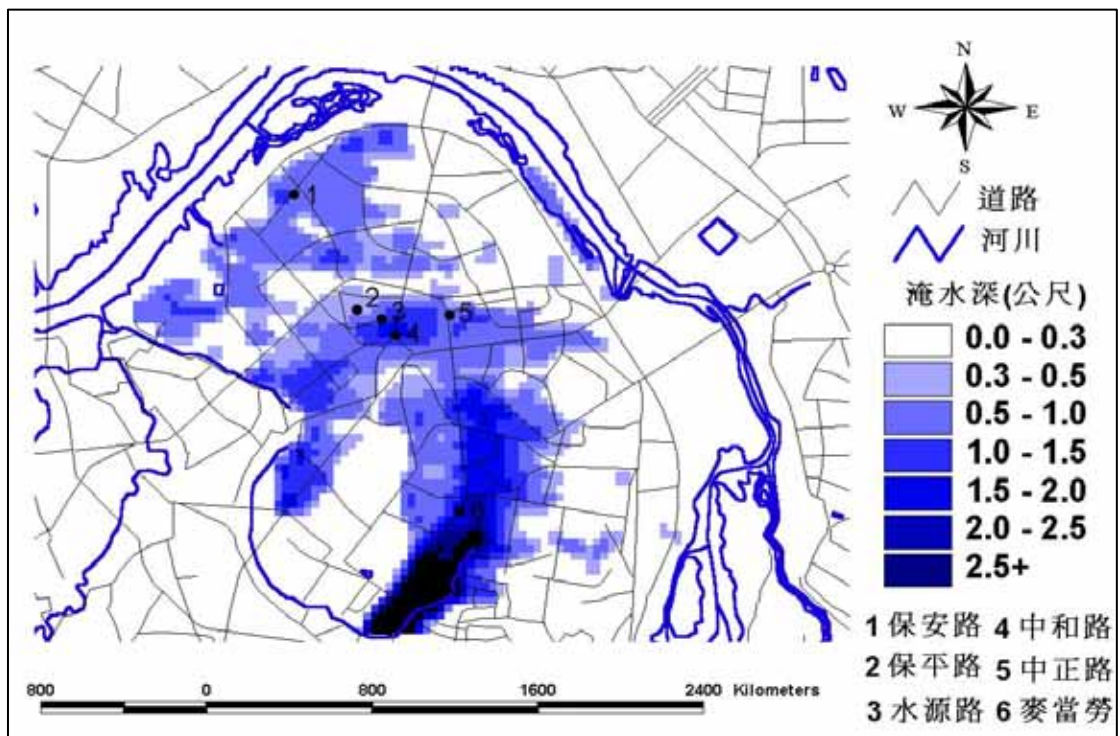


圖 15 淹水模擬演算至第 16 小時之淹水範圍圖

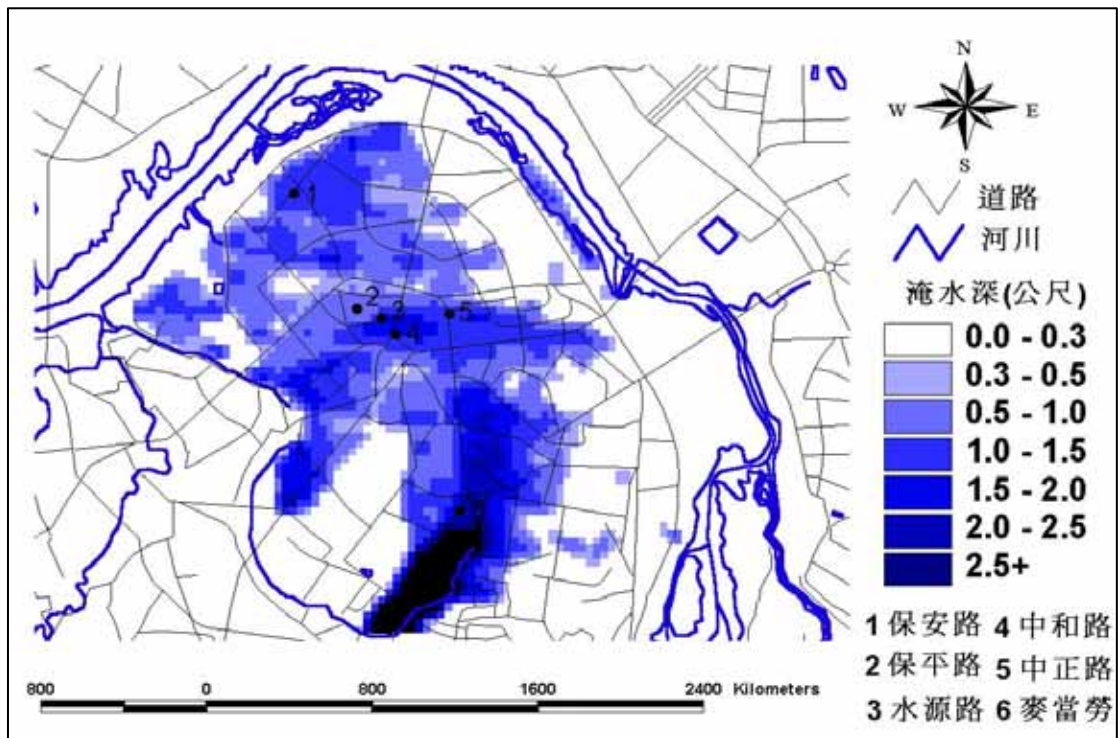


圖 16 淹水模擬演算至第 17 小時之淹水範圍圖

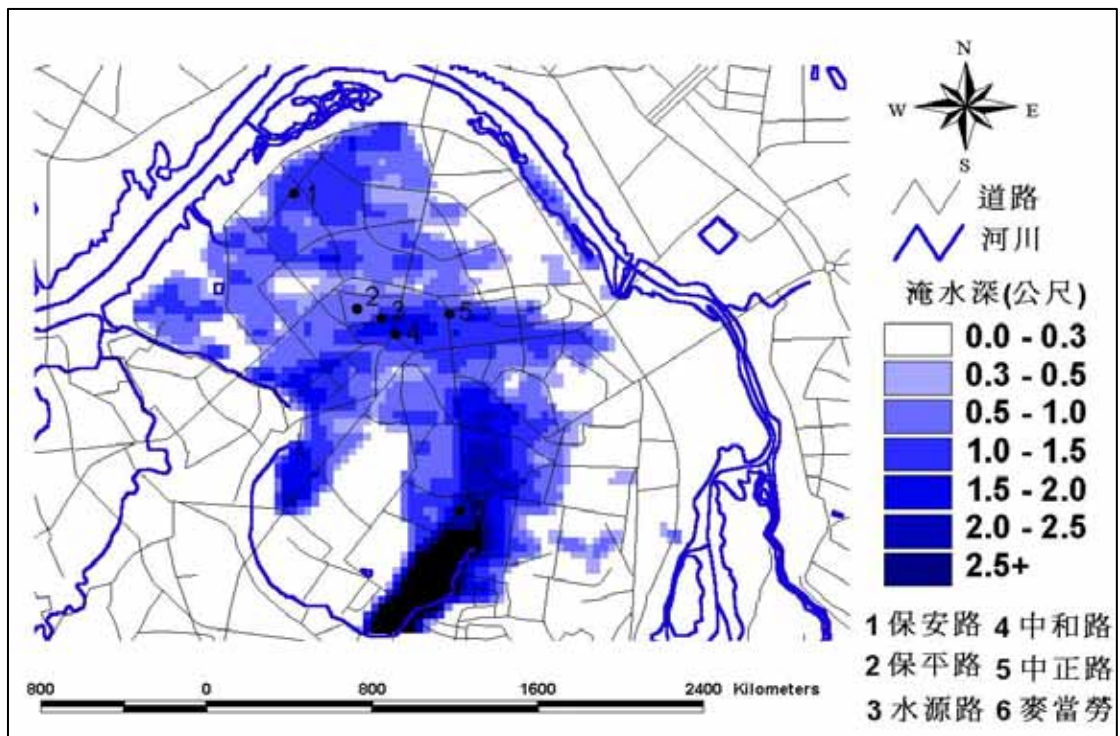


圖 17 淹水模擬演算 1 至 17 小時之最大淹水深範圍圖

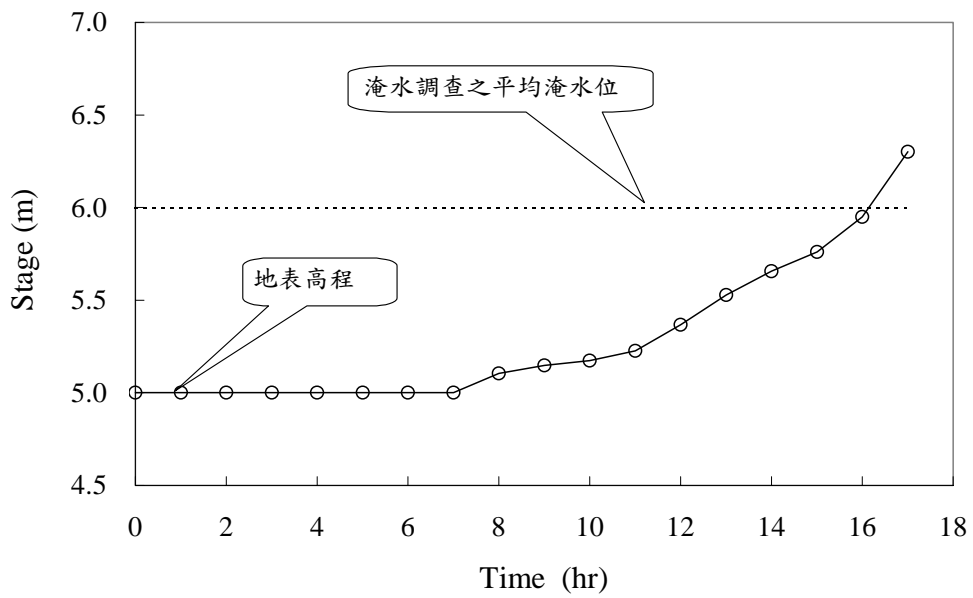


圖 18 永和市區保安路之淹水歷線

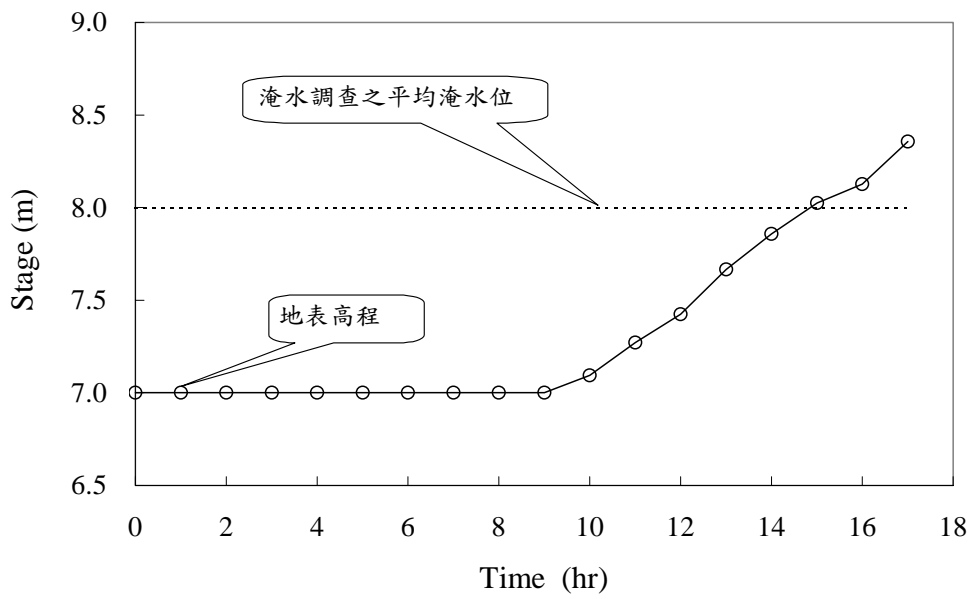


圖 19 永和市區保平路之淹水歷線

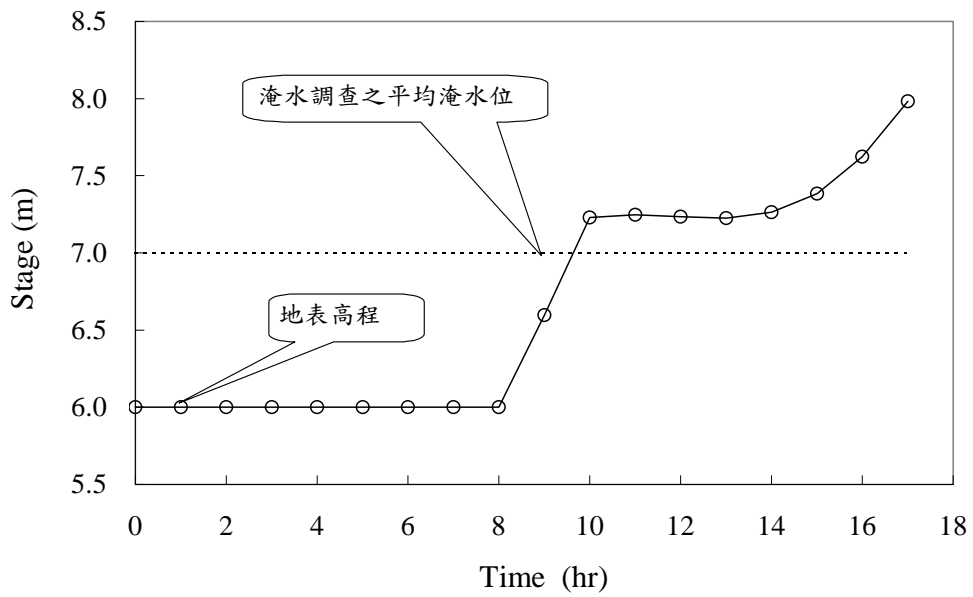


圖 20 永和市區水源路之淹水歷線

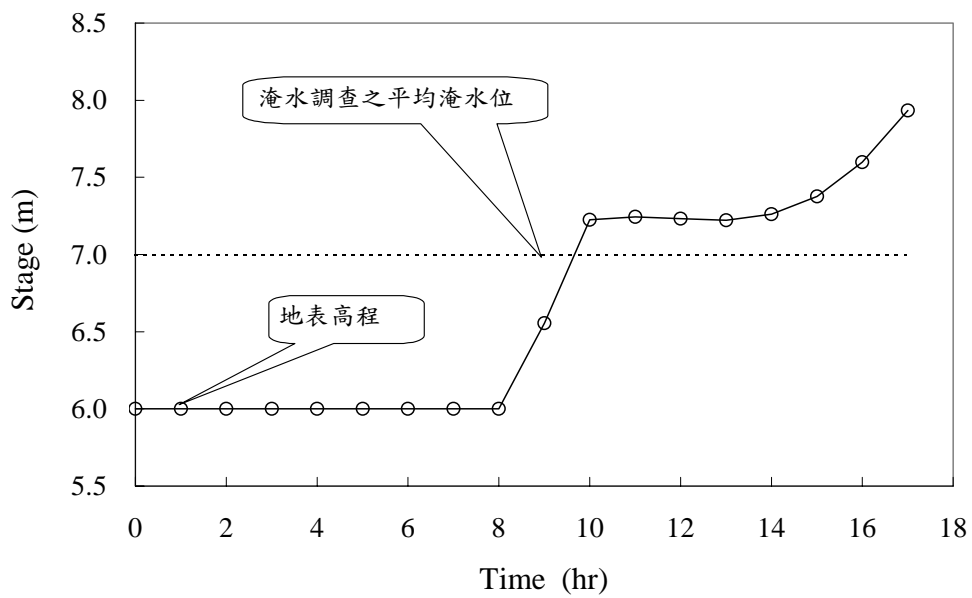


圖 21 永和市區中和路之淹水歷線

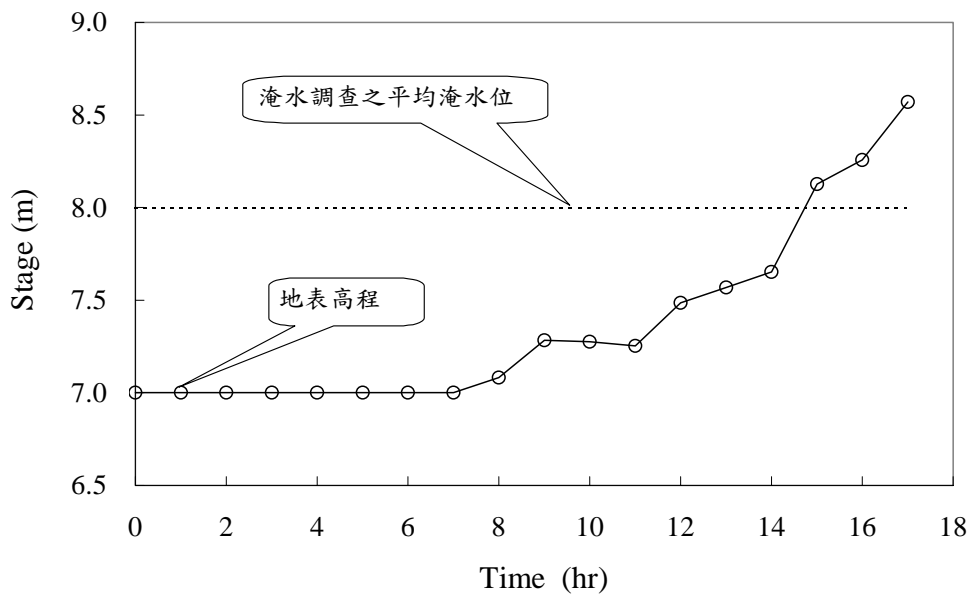


圖 22 永和市區中正路之淹水歷線

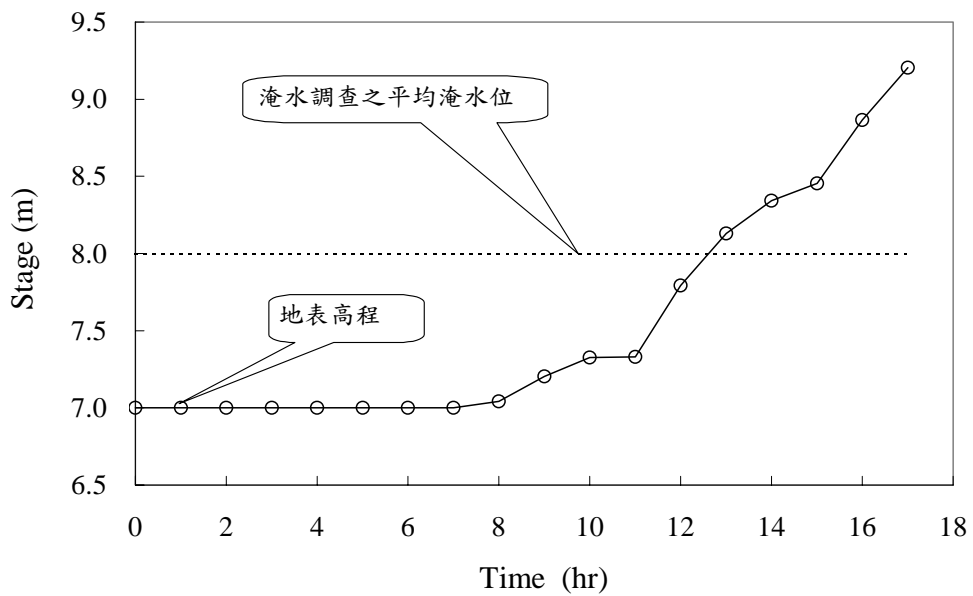


圖 23 永和市區麥當勞之淹水歷線

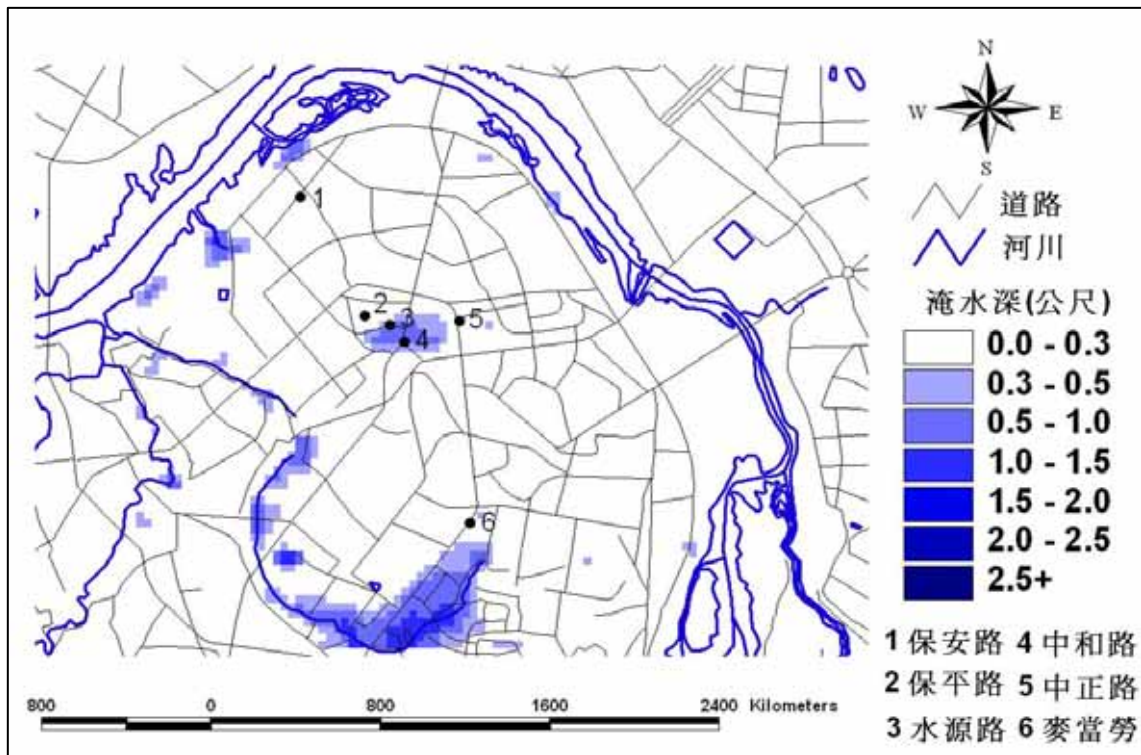


圖 24 抽水站正常操作時，於一日降雨量 150 公厘之最大淹水深範圍

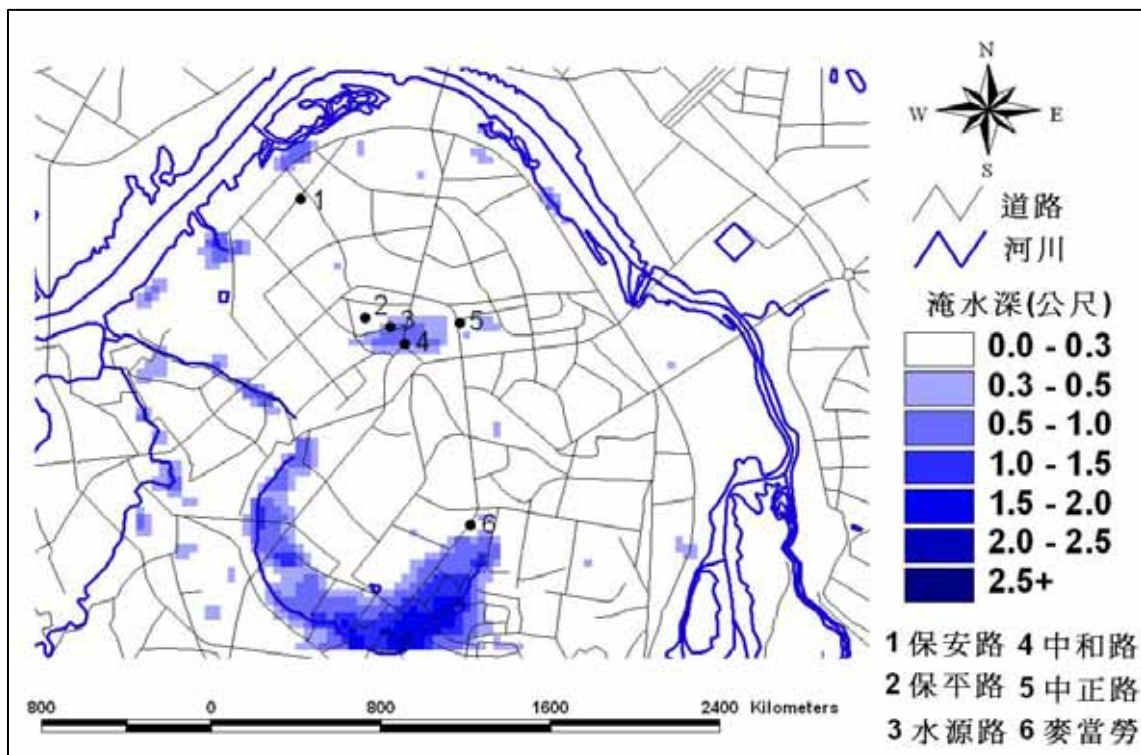


圖 25 抽水站正常操作時，於一日降雨量 200 公厘之最大淹水深範圍

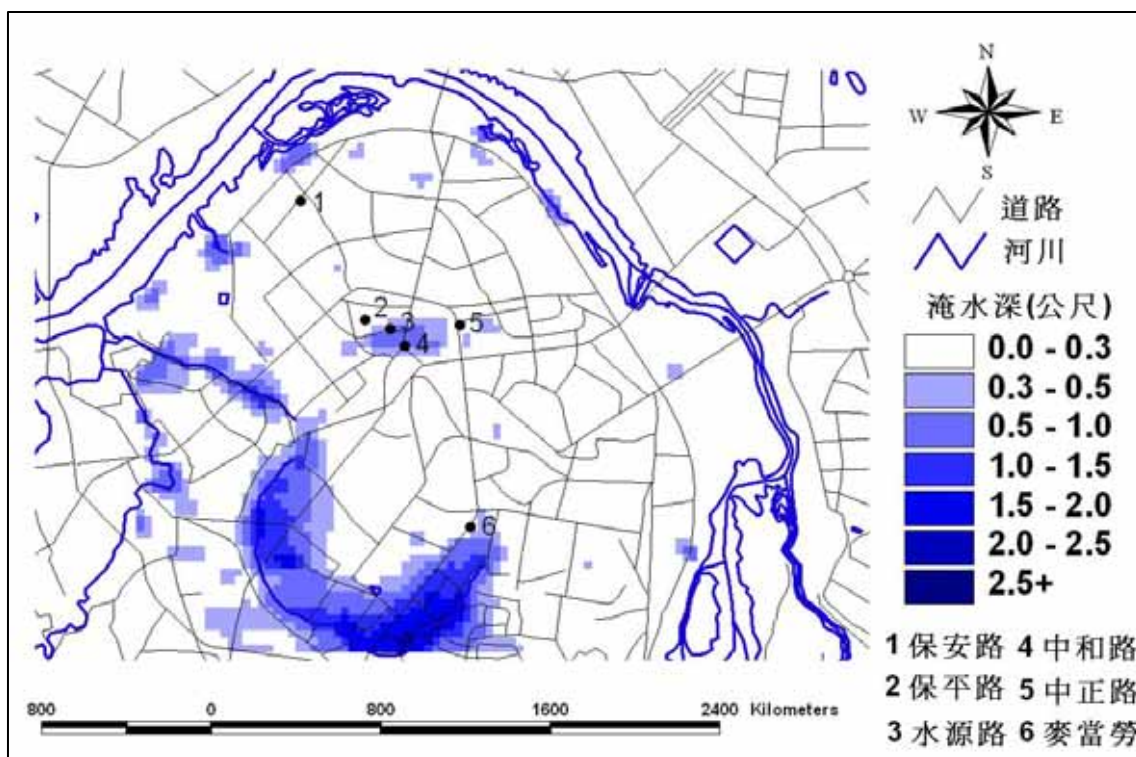


圖 26 抽水站正常操作時，於一日降雨量 250 公厘之最大淹水深範圍

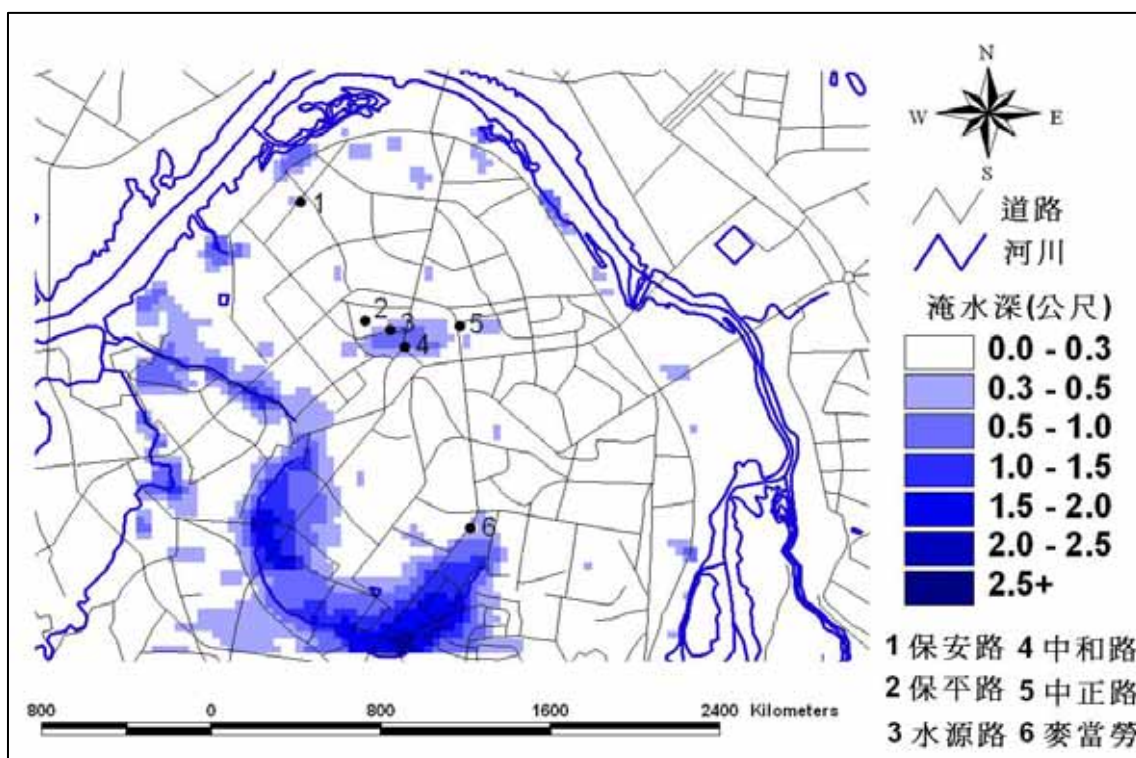


圖 27 抽水站正常操作時，於一日降雨量 300 公厘之最大淹水深範圍

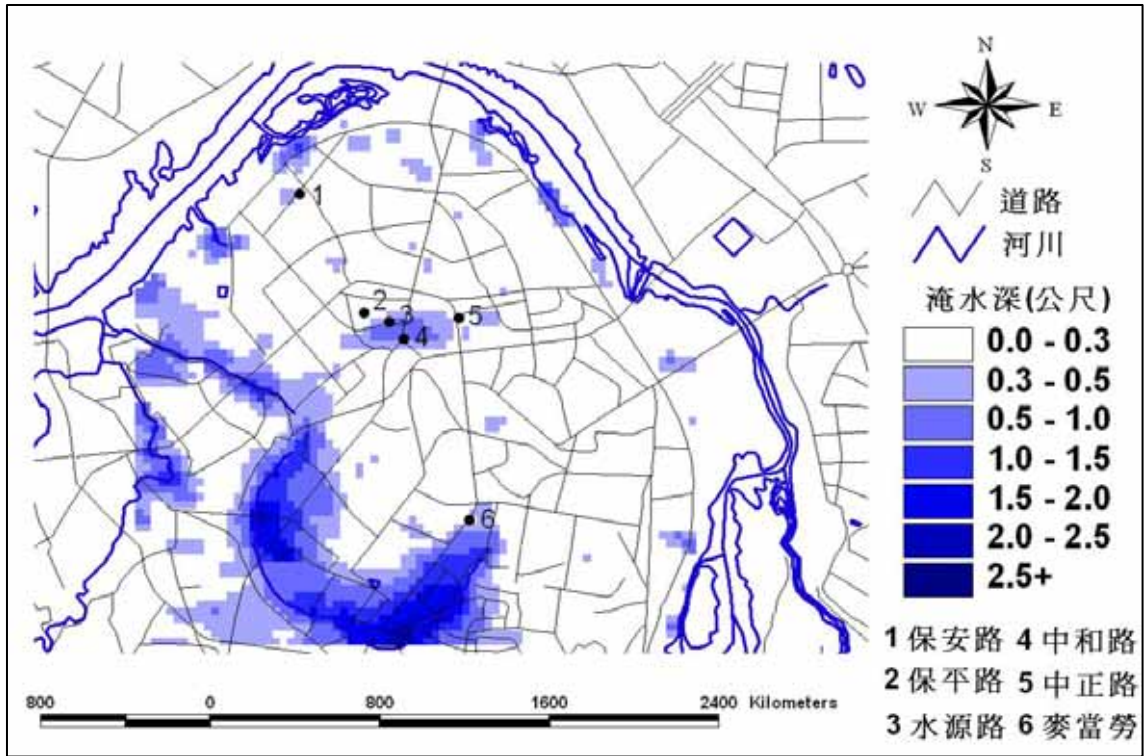


圖 28 抽水站正常操作時，於一日降雨量 350 公厘之最大淹水深範圍

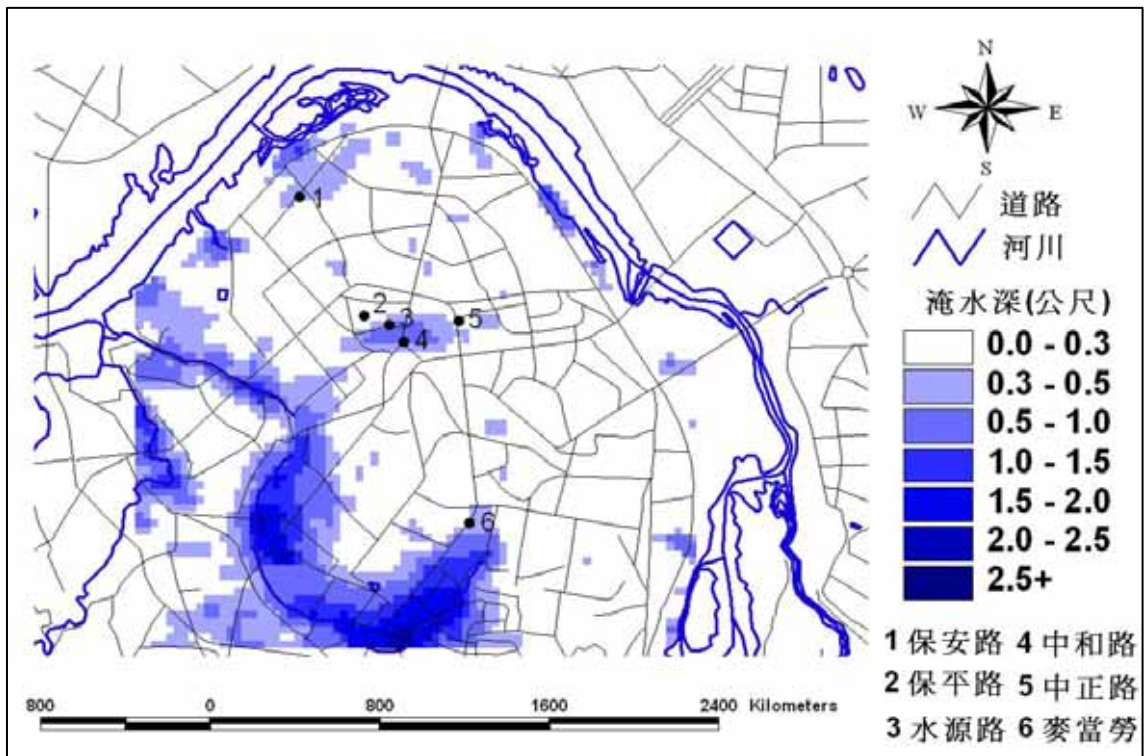


圖 29 抽水站正常操作時，於一日降雨量 400 公厘之最大淹水深範圍

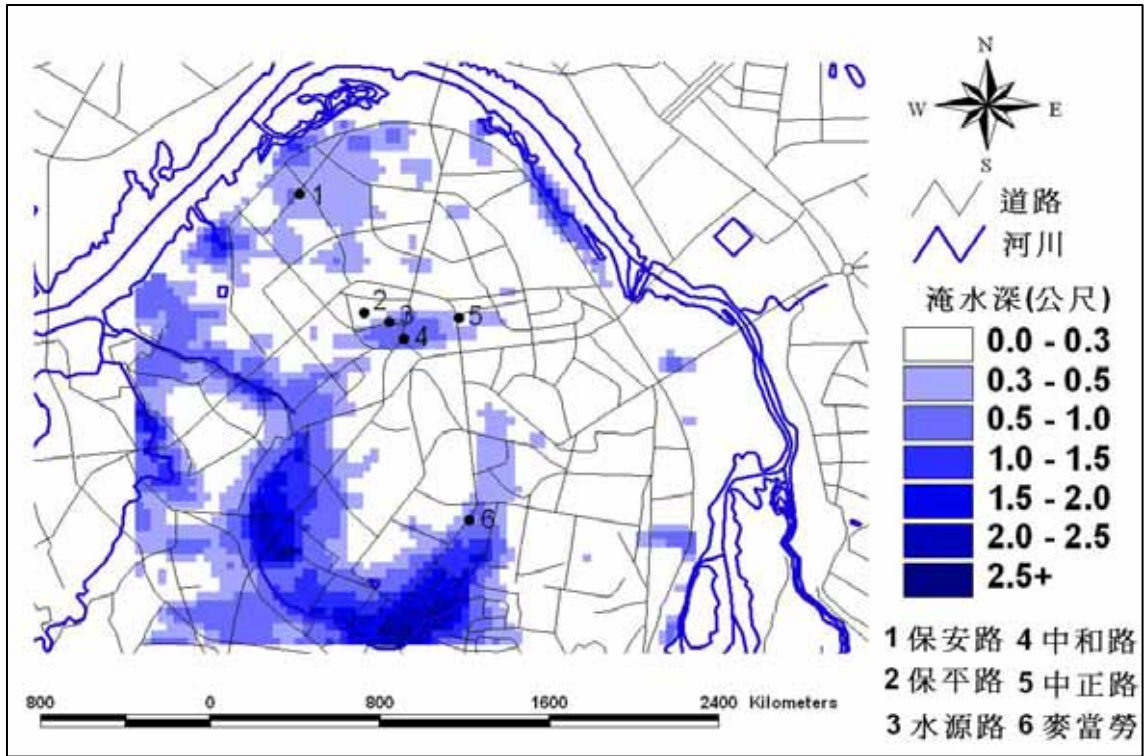


圖 30 抽水站正常操作時，於一日降雨量 500 公厘之最大淹水深範圍

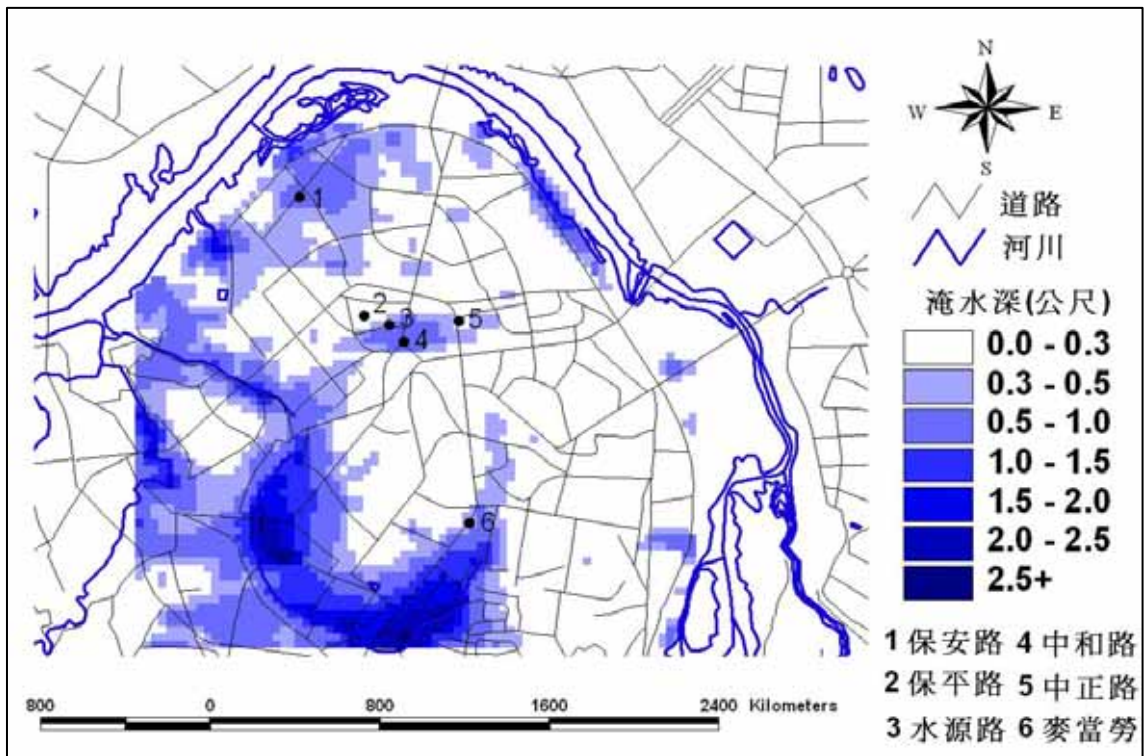


圖 31 抽水站正常操作時，於一日降雨量 600 公厘之最大淹水深範圍

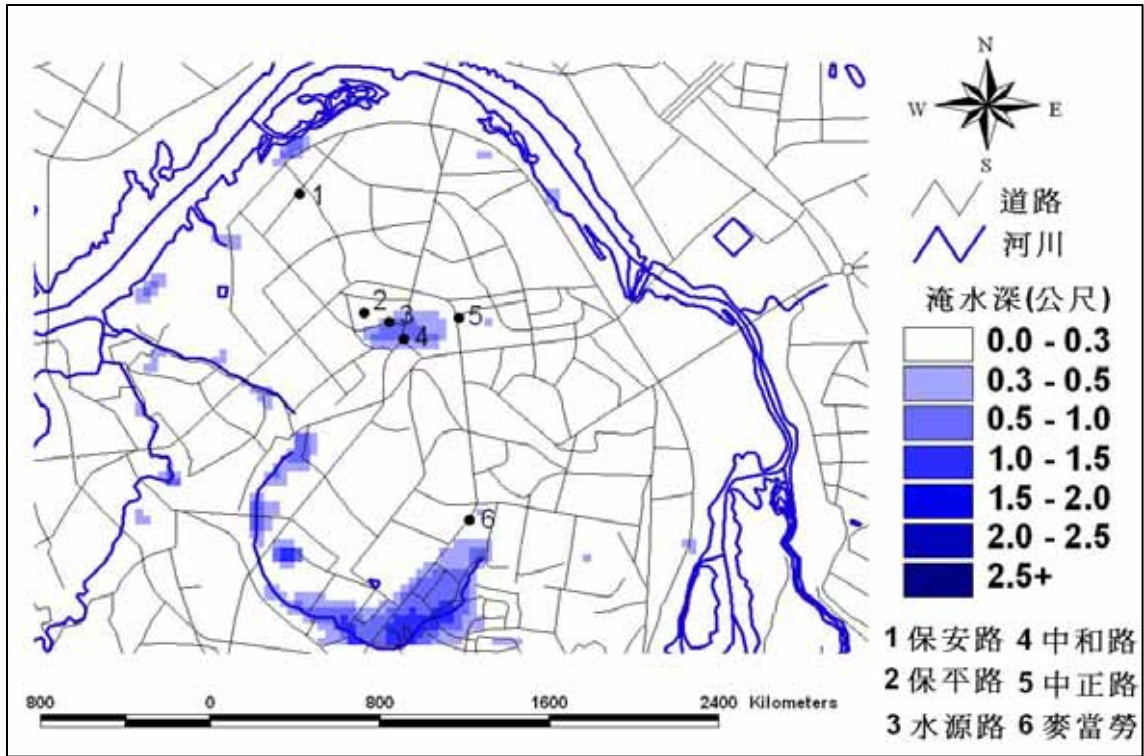


圖 32 抽水站損壞時，於一日降雨量 150 公厘之最大淹水深範圍

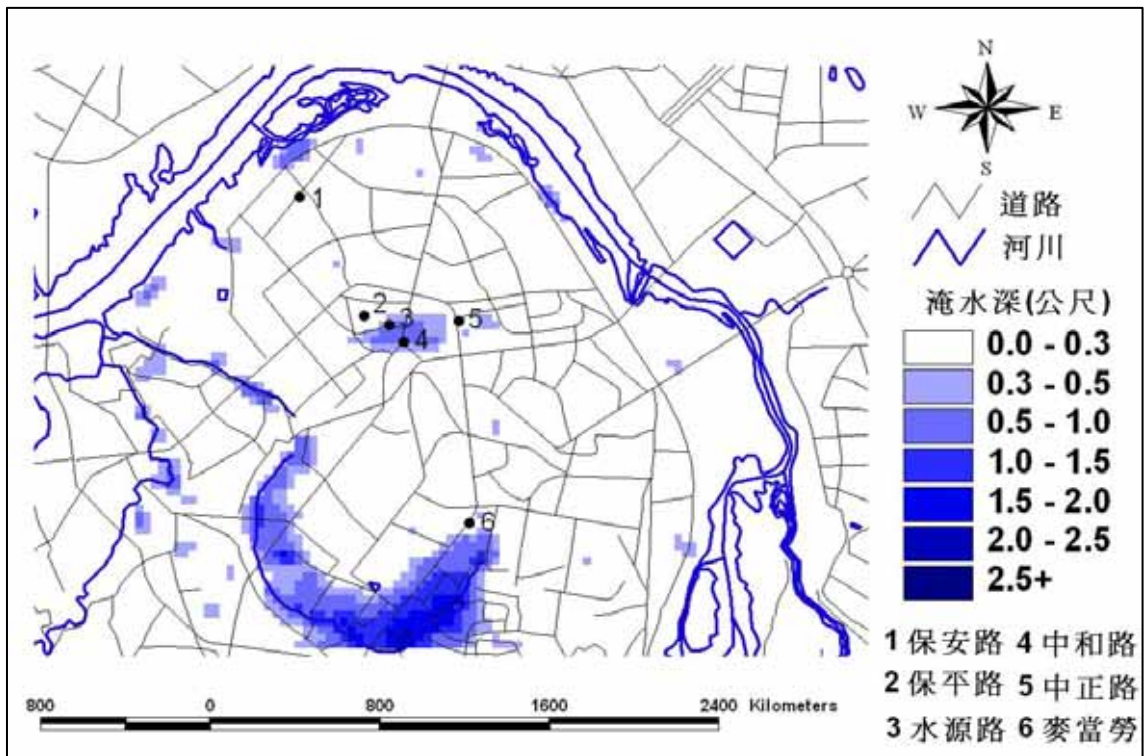


圖 33 抽水站損壞時，於一日降雨量 200 公厘之最大淹水深範圍

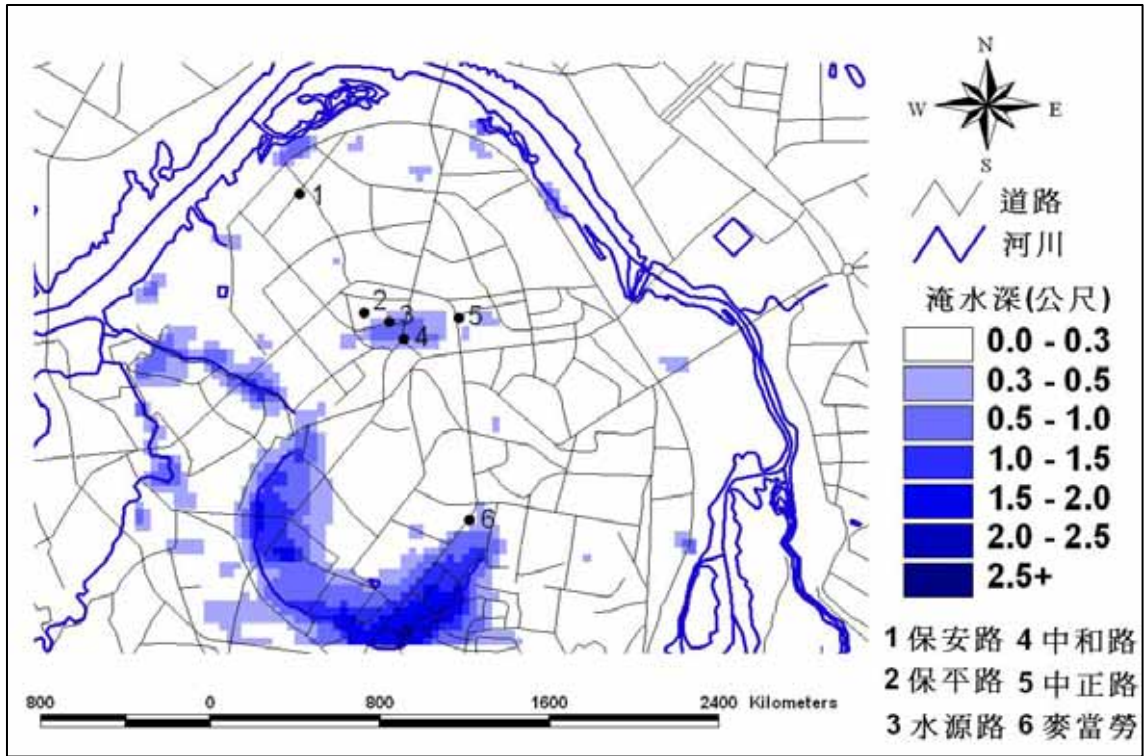


圖 34 抽水站損壞時，於一日降雨量 250 公厘之最大淹水深範圍

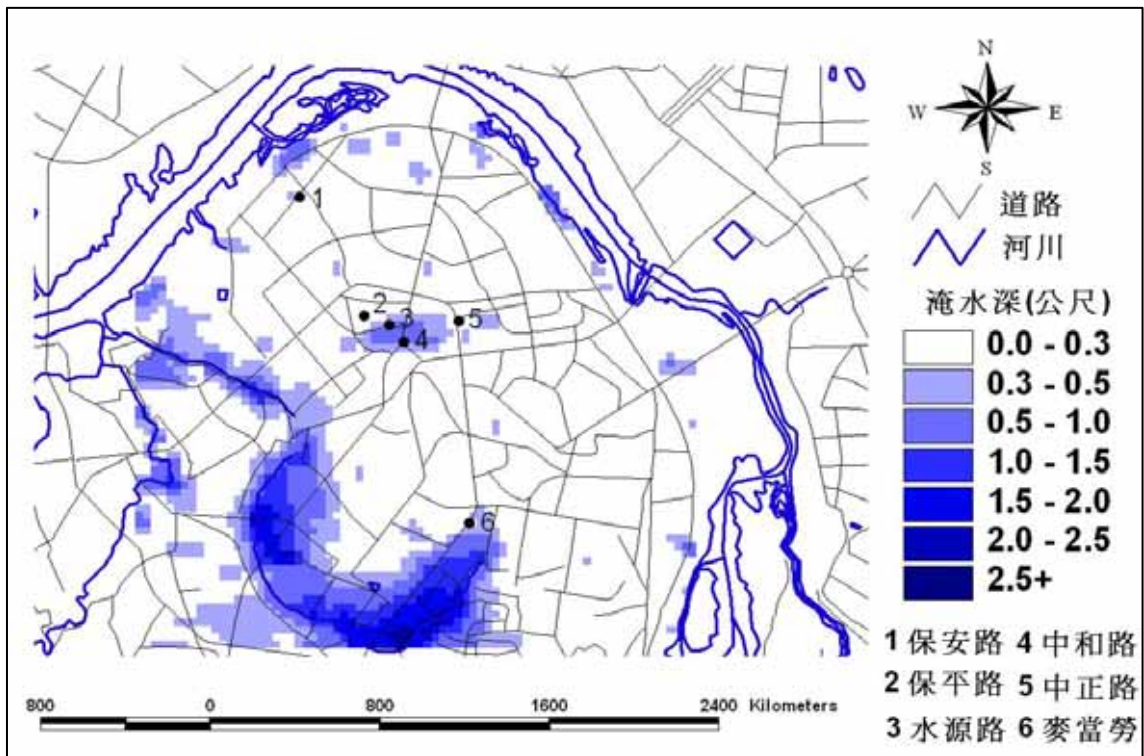


圖 35 抽水站損壞時，於一日降雨量 300 公厘之最大淹水深範圍

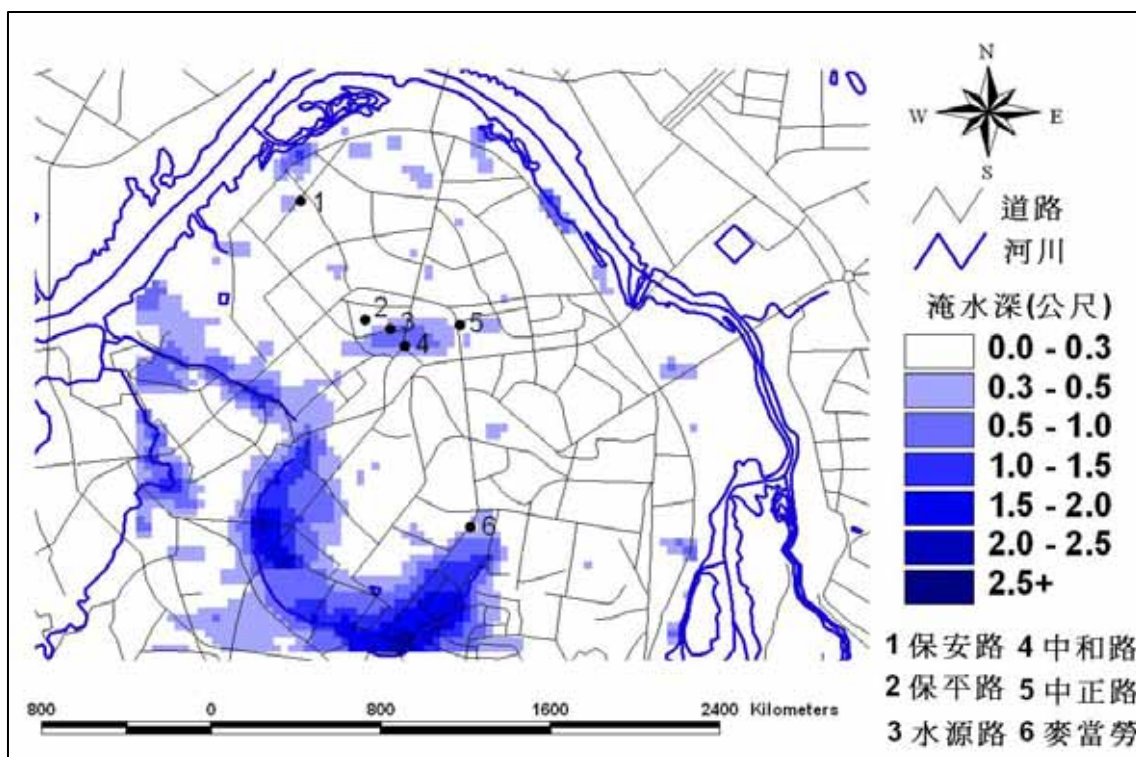


圖 36 抽水站損壞時，於一日降雨量 350 公厘之最大淹水深範圍

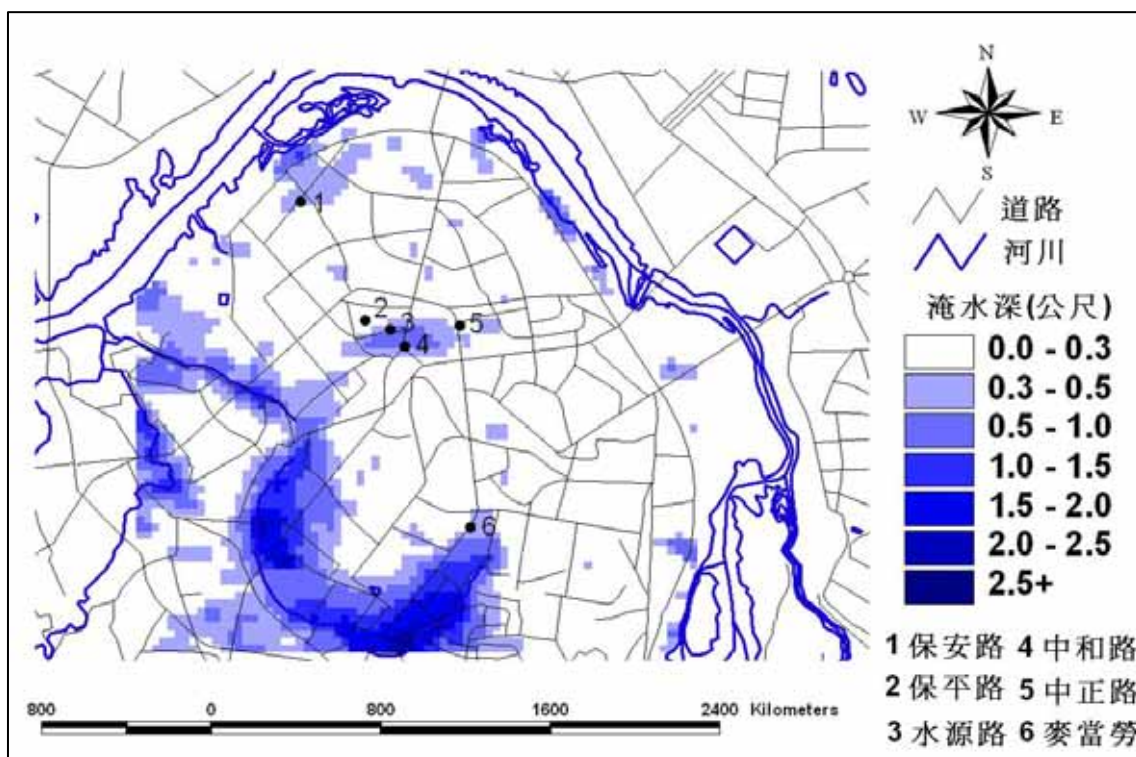


圖 37 抽水站損壞時，於一日降雨量 400 公厘之最大淹水深範圍

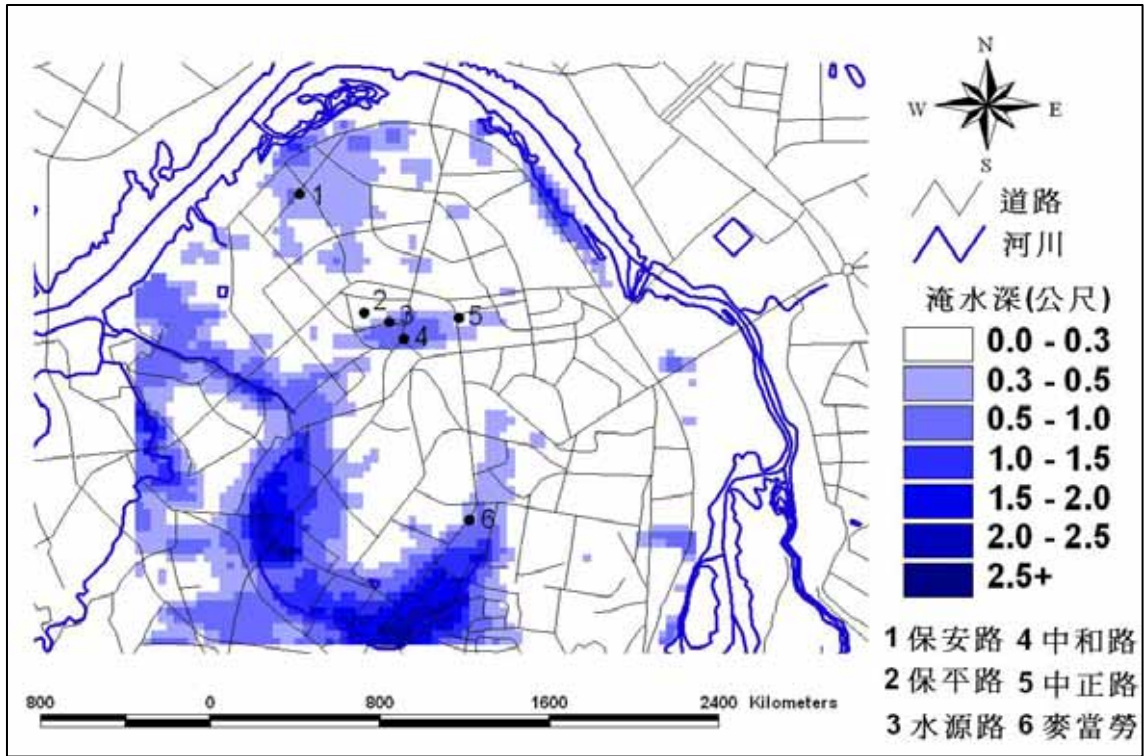


圖 38 抽水站損壞時，於一日降雨量 500 公厘之最大淹水深範圍

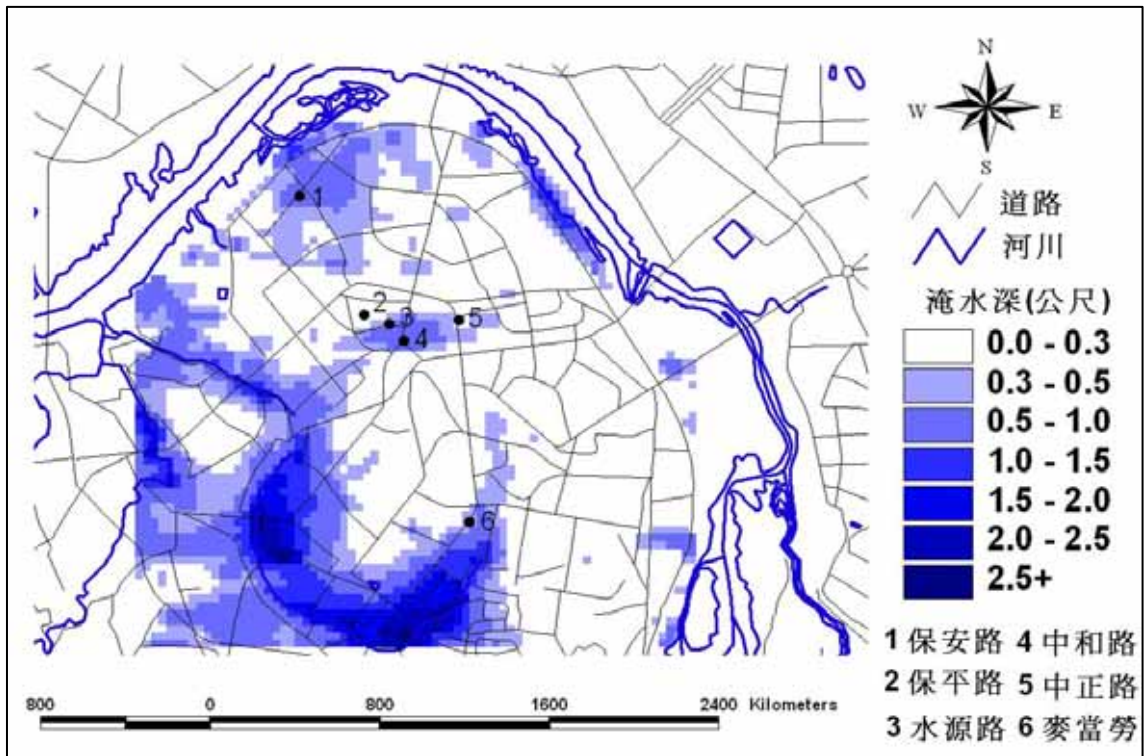


圖 39 抽水站損壞時，於一日降雨量 600 公厘之最大淹水深範圍

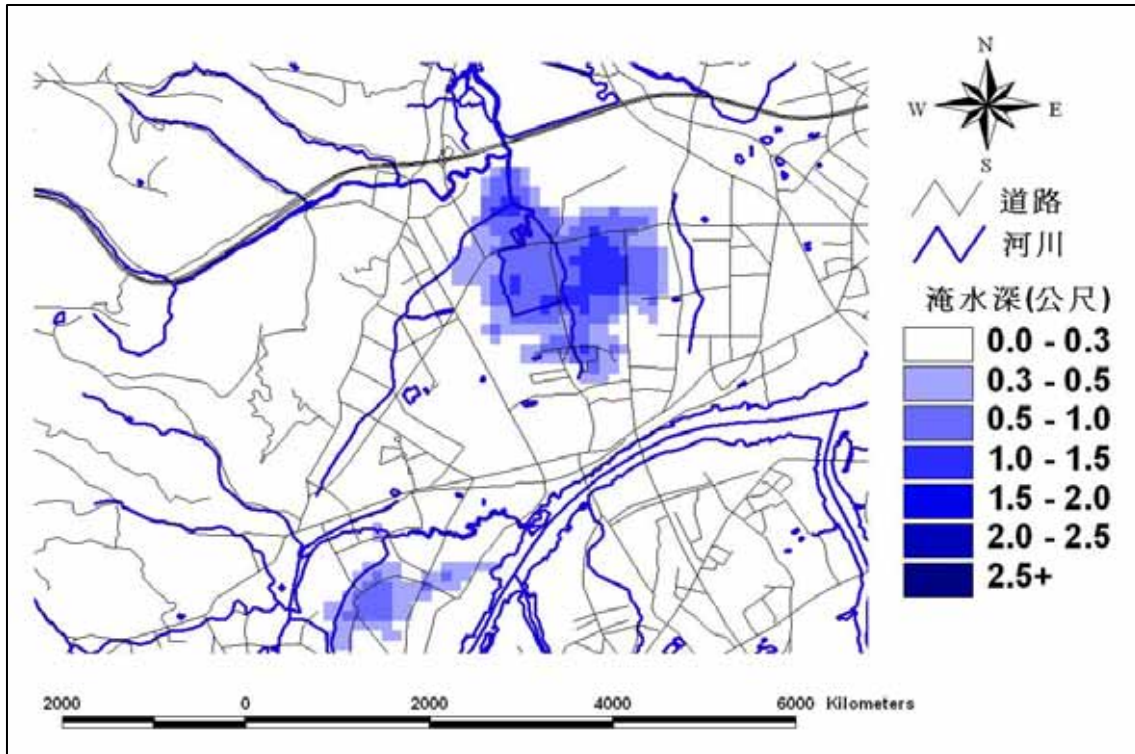


圖 40 新莊市於模擬演算至 9 月 17 日上午 9 時之淹水範圍深度圖

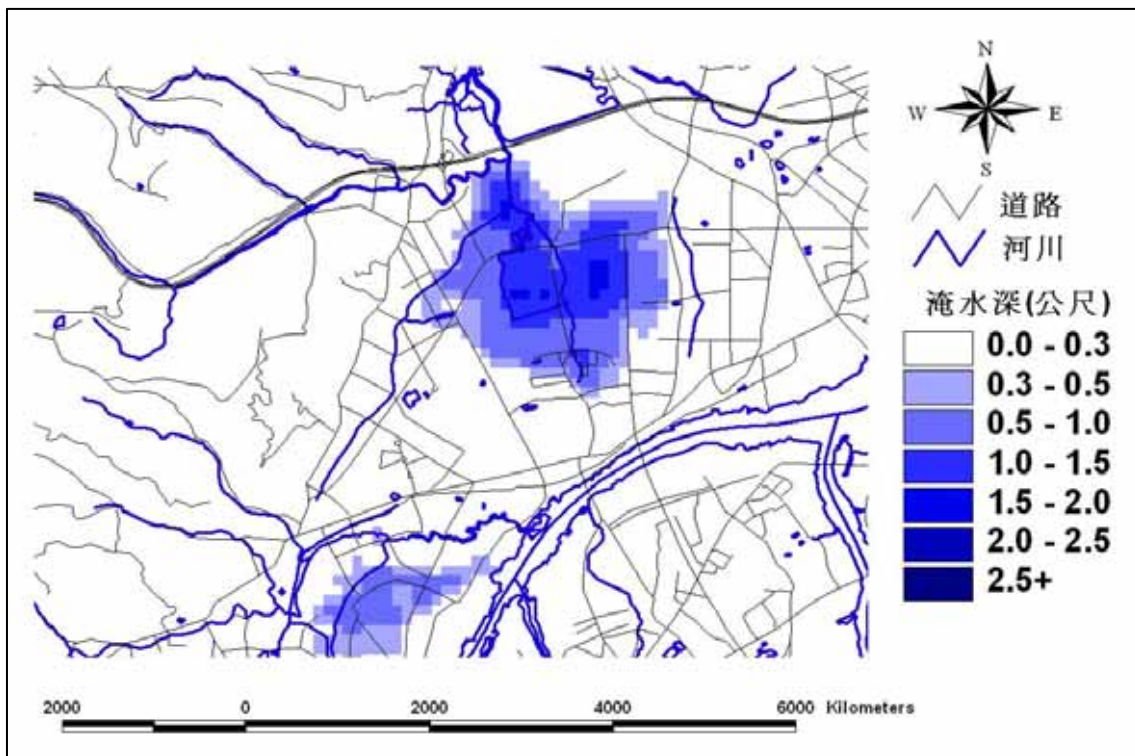


圖 41 新莊市於模擬演算至 9 月 17 日上午 11 時之淹水範圍深度圖

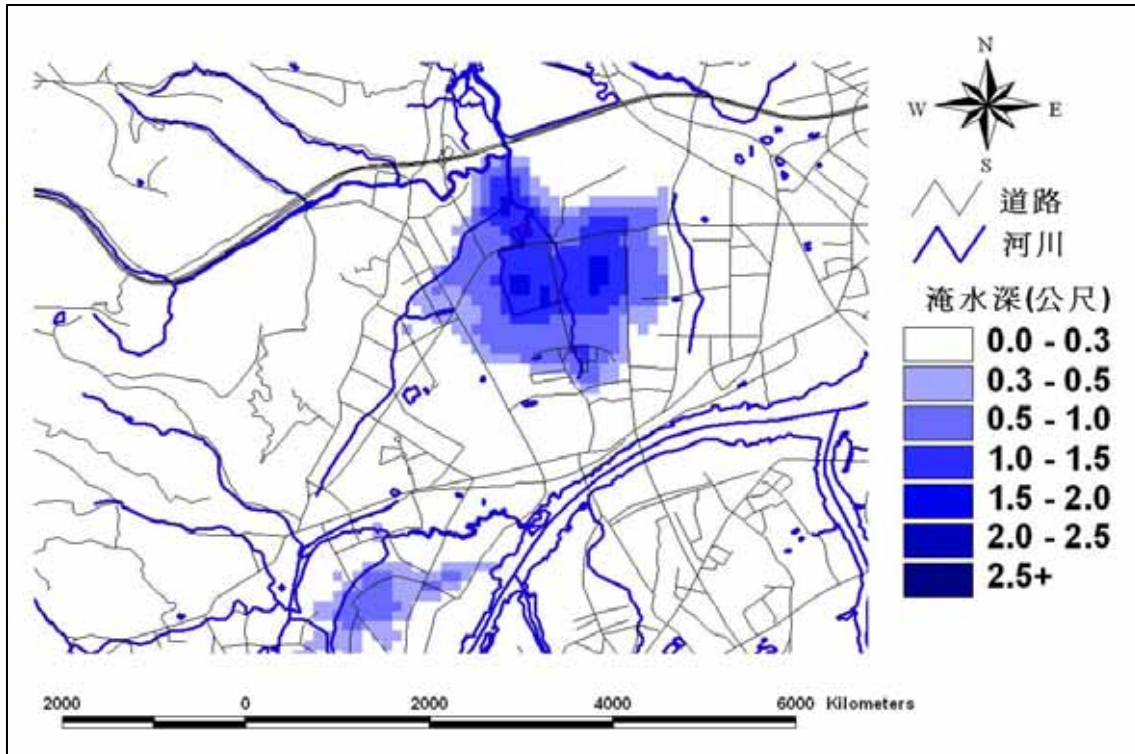


圖 42 新莊市於模擬演算至 9 月 17 日上午 13 時之淹水範圍深度圖

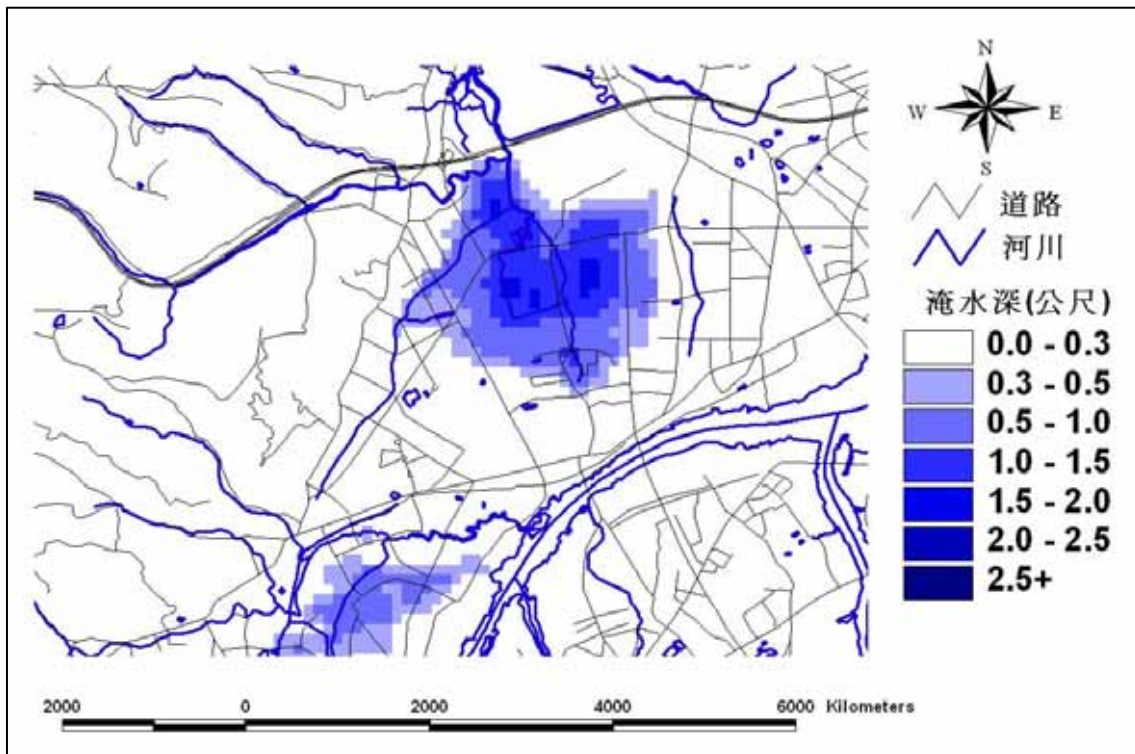


圖 43 新莊市於模擬演算 1 至 75 小時之最大淹深分布結果

附錄

整合型計畫之成果說明

防洪水利設施受損淹水數值模式之研發與應用(2/2)

成果說明

一、研究總目標

台灣地區為有效利用土地其大多在河川沿岸大多築堤束洪，或於河川上游築堤蓄洪，以防範水患，惟防洪問題涉及土地利用、工程及管理營運眾多因素，錯綜複雜。但是，由於防洪設施常因工程施工不良、營運管理不當或地震災害的自然因素，於颱風來臨時，若因兩岸堤防閘門損壞、抽水站操作故障、都會區內下水道排水系統受損、河川上游蓄洪水庫或集水區滯洪設施受損潰壞，可能造成嚴重之淹水或積水難退之災害，導致人民生命財產及國家社會經濟將蒙受重大損失。故防洪設施受損之淹水模擬及監測之研發與應用實屬重要。

本整合型計畫乃依據國科會永續會九十學年度「第二期防災國家型科技計畫規劃」之研究重點，針對目前及未來防洪科技研究相當關鍵的課題，提出「防洪水利設施受損淹水數值模式之研發及應用」之構想計畫內容。

本整合型計畫結合國立台灣大學、交通大學以及逢甲大學各校具有水利工程領域專長之教授專家，規劃三年期間完成建立都市雨水下水道系統受損淹水模式，結合淹水監測模式之研發，並且發展河川上游水庫受損淹水模式；另外，各子計畫之模式與成果，將由總計畫整合與彙整於研究報告中。期以非工程之預警方法，減少台北縣地區水患之損失。

二、分工研究之重要性

本整合型計畫針對各項防洪水利設施受損時，所造成之淹水災害進行模擬研究。若由單一子計畫執行各種防洪水利設施受損淹水模式研發，其工作量過於龐大，實無法達成本整合型計畫之預期目標；因此對於各項防洪水利設施受損淹水模式之研發，以研究群方式將各項防洪水利設施劃分，以分別進行研究區之淹水模式研發與建立。

台灣地區河川兩岸之都會區大都以築堤束洪，並高度開發使用土地，由於人口密集、工商繁榮，因此，都會區內的防洪措施（如堤防、水門等）或排水系統（如雨水下水道幹線、抽水站等）必須保護有較高的標準；再者，上游河川具防洪功能之水庫，對減洪亦有十分重要之貢獻。然而，在颱風期間這些防洪水利設施若受損害、無法正常運作或發生之洪水大於設計洪水量時，可能釀成極為嚴重之淹水災害，因此必須針對各項洪水利設施及淹水監測預警系統進行深入詳細之分析研究，以提供政府機關評估災損、支援決策過程之參考依據。

子計畫一依所選定之研究區域中具有排水系統（含抽水站及堤防閘門設施）之台北縣地區，進行都市雨水下水道系統輸水與淹水數值模式之研發；然而水利設施若受損害而無法正常操作運用時，如何監測淹水積水之狀態，使低窪地區淹水訊息得以掌控，故需排水淹水監測預警系統之研發與建置（子計畫二），如此可透過監測儀器設置訊號傳輸可獲得立即之淹水資訊，提供洪災淹水區域與淹水深度之預報，以掌握預警時機與效能；對於堤防外之河川水位，將直接影響都會區內排水系統出口處之水流順暢與否，而若河川上游水庫受損，則增大洪水量及河川水位之可能性，使淹水或積水之洪災更形嚴重，故子計畫三乃將針對河川上游水庫受損淹水數值模式研發與應用。最後，總計畫將彙整各子計畫之研究成果，期望可提供政府機關決策支援、災區居民洪災訊息及疏散應變措施之參考。

三、參與研究人力與分工情形

本研究計畫結合台大、交大及逢甲大學水利相關教授專家組成，計畫總主持人林國峰教授，曾主持或共同主持都會區逕流水、洪水防災相關群體計畫多項，對計畫進度之掌控各子計畫間之協調、彙整具有相當經驗，相信可勝任計畫整合之工作。而各子計畫主持人所參與之主題亦為其主要專長之研究領域，故在整合型計畫之推動上，當可相互協調、分工合作以達成計畫總目標。各子計畫之主持人及子計畫名稱分別為：

總計畫：（主持人：台灣大學土木系林國峰教授，共同主持人：台灣大

學水工試驗所賴進松助理研究員)

防洪水利設施受損淹水數值模式之研發及應用

子計畫一：(主持人：台灣大學土木系林國峰教授，共同主持人：台灣大學水工試驗所賴進松助理研究員)

都市雨水下水道系統受損淹水數值模式之研發

子計畫二：(主持人：交通大學防災工程研究中心許盈松助理研究教授，共同主持人：交通大學土木系楊錦釗教授)

淹水監測預警系統之研究

子計畫三：(主持人：逢甲大學水利系廖清標副教授)

河川上游水庫受損淹水數值模式之研發

四、研究成果

本整合型計畫依據都市雨下水道系統及抽水站閘門受損、淹水監測預警系統以及上游河川水庫受損之淹水模式研發及應用，共分三個子計畫，分三年度完成總計畫目標。本年度各子計畫完成之工作項目及具體成果分述如下：

4-1 總計畫暨子計畫一、都市雨水下水道系統受損淹水數值模式之研發(2/2)

由於國內經濟的迅速成長，人口急遽成長，使得近年來各地區都市化的現象日益顯著；因之，都市水文有關問題亦日趨重要；都市雨水下水道系統似常無法負荷及滿足現在與未來都市發展之需求。尤其當雨季來臨，特別是颱風帶來之豪雨及夏季午後之暴雨，所挾帶之降雨強度遠超過雨水下水道系統之設計容量時，或是排水系統維護不當、抑或其它天然災害如地震等因素，使其受損壞時，溢流出下水道排水幹線之水量，將漫流於地表上，而造成淹水水患。

永和市位於台北盆地之南側，北面新店溪與台北市相望，東、西、南面隔中和市與板橋、土城、新店緊鄰，為北縣鄰近鄉鎮市進入台北市之交通樞紐。新店溪為淡水河主要支流，流域面積廣闊，水源豐富，該溪迴繞永和市東北面，為永和市雨水下水道系統主要出口，且區內防洪抽水站皆設於該溪左岸旁，故與防洪

計畫之關係至為密切。永和市轄區內之各主要排水幹線，除與中和市相鄰之瓦瑤溝東支流整治工作尚在進行，其餘幹線大致已設施完成，因此市區排水均能發揮功能，惟局部地區受地形地勢限制，造成排水瓶頸，易有淹水現象。中正橋雨量站最大小時雨量高達 280mm，明顯超過設計排水容量，造成永和抽水站上游新生地、中正橋引道兩側、環河西路以南地區等的淹水情形嚴重。因此，為研析都市雨水下水道系統受損之淹水情形，本研究研發淹水數值模式進行永和市區，於不同降雨事件以及抽水站功能損壞機制下之淹水模擬。

本研究應用第一年度所建立之雨水下水道排水系統模式(SWMM)與二維地表淹水模式，整合銜接，加入抽水站之邊界功能，進行研究區域之淹水模擬。本研究採用 SWMM 模式是依排水系統的水流動態及特性，予以分成地表逕流及幹線輸水兩部份，再依各部份的水流特性分別給予合理之假設，以簡化方程式。另外選用忽略加速項之二維零慣性方程式予以描述地表淹水之情形，建立二維地表淹水模式。

模式整合之銜接，必須考慮兩模式之初始與邊界條件。初始條件之設定，通常依臨前水文情況而定，本研究假設降雨或人孔溢流前模擬區中不考慮地表任何水流存在，亦及水深及流速均為零。另外，模擬區邊界之設定，經由山區逕流模式得知之市區周圍山區集水區之逕流歷線，於邊界上作為輸入之點源，利用下水道排水系統模式模擬之人孔溢流量做為二維模式中之輸入點源(source)，用側流(lateral flow)型式加入模擬區各個發生溢流之網格中。將山區逕流視為點源輸入淹水模式中，經由演算後得到模擬區域之淹水區域及深度，再將所得到之結果配合排水系統各人孔集水分區之範圍，將其淹水深度視為雨量深度，再加上原來真正降在該區域之降雨量，則該排水分區在 SWMM 運算時之雨量資料即輸入(淹水深度加降雨量)加以演算。接著再由 SWMM 演算後之結果得到各人孔之溢流量，上述將人孔溢流量視為二維模式中之輸入點源，第二次演算二維淹水模式後所得到之淹水區域及淹水深度即為最後之結果。

本研究之模擬研究區域選定為永和市區，如圖 4-1 所示。本研究採用 40 x40 公尺解析度之 DTM 數值資料，以此高程資料作為該格網之代表高程，並將模擬

區劃分為 2960 個網格。曼寧 n 值初步由過去使用經驗值配合本區土地使用狀況進行推估。另外，依據 24 小時延時颱風雨資料，由小時降雨資料中選出降雨延時為 18 至 30 小時之事件，再經無因次轉換為 24 小時降雨延時，即可推估出八種不同程度的 24 小時延時空間均勻分佈之一日降雨量 (150、200、250、300、350、400、500、600 公厘)，以模擬不同總降雨量在抽水站正常與損壞機制下之淹水範圍及深度。接著，收集到永和市區內所有之抽水站資料，永和、瓦瑤、秀朗以及秀山抽水站之抽水機容量分別為 9、48、4.8、20cms，起抽水位分別為 2.9、2.7、8.7 以及 3.3 公尺。

圖 4-2 與圖 4-3 分別為抽水站損壞時，於一日降雨量 300 與 500 公厘之最大淹水深範圍。由模擬結果顯示，淹水範圍隨著降雨量之增加而加大，特別是瓦瑤溝低窪地區範圍，即永和與中和市區之交界範圍。最後，本研究提高第一年度進行新莊市區之淹水模擬時，所採用之 DTM 數值資料，重新模擬並加以探討。在水文條件方面同樣以納莉颱風淹水事件為模擬對象，選用新莊雨量站之納莉颱風事件下為模式輸入雨量資料。圖 4-4 至圖 4-6 分別為模擬演算至 9 月 17 日上午 9 點、10 點以及 13 點之淹水模擬結果。圖中顯示淹水範圍隨時間增加而擴大，思賢公園與中港派出所一帶之模擬淹水深仍可達 2 至 2.5 公尺；而建福公園附近之模擬淹水較小，約 0.2 至 0.5 公尺。結果顯示模擬淹水結果與淹水範圍調查結果相近。

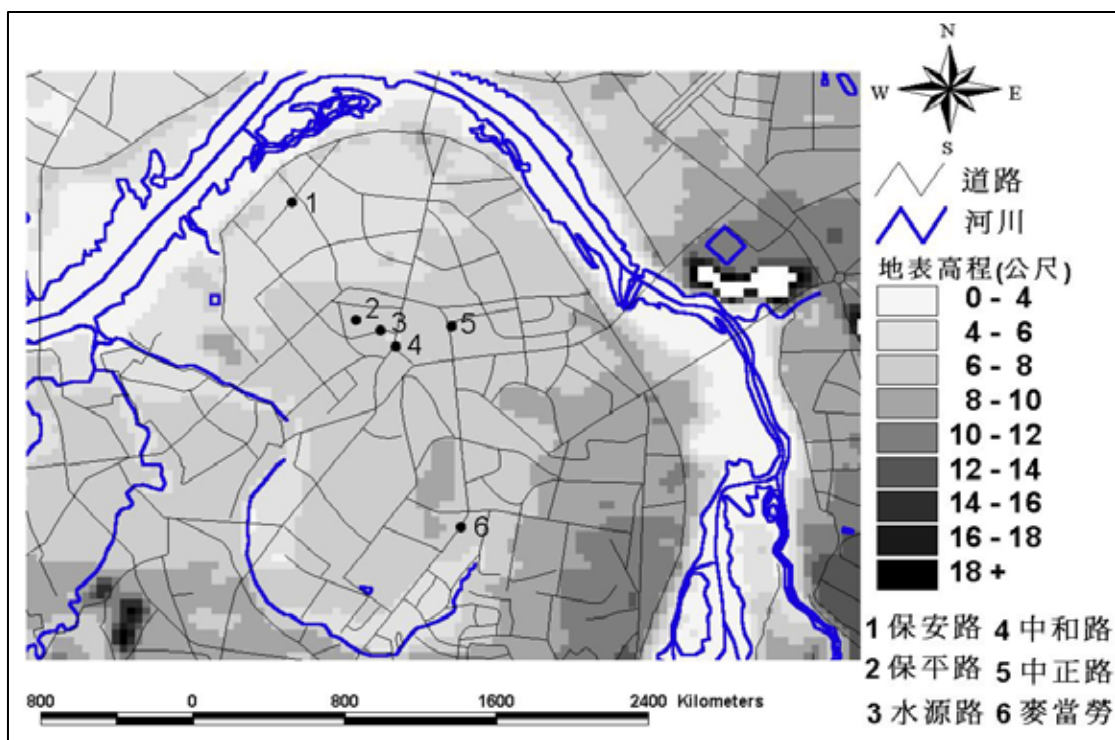


圖 4-1 永和市區之數值地形高程圖及重要位置

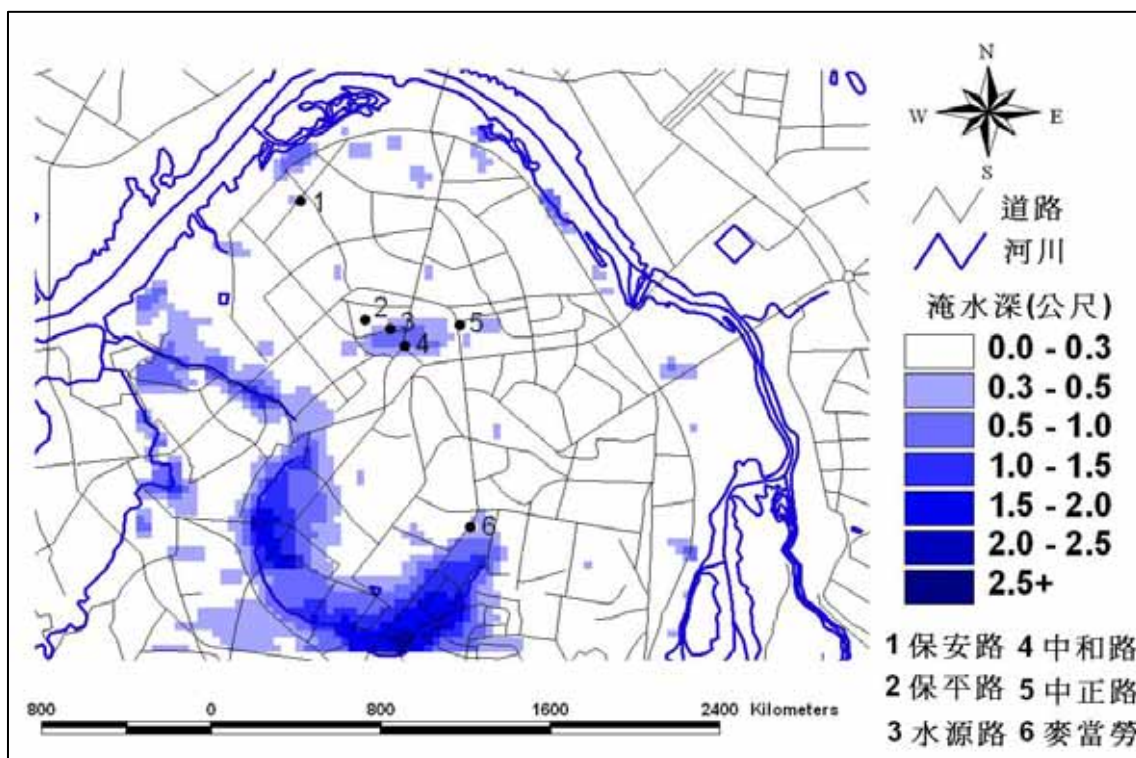


圖 4-2 抽水站損壞時，於一日降雨量 300 公厘之最大淹水深範圍

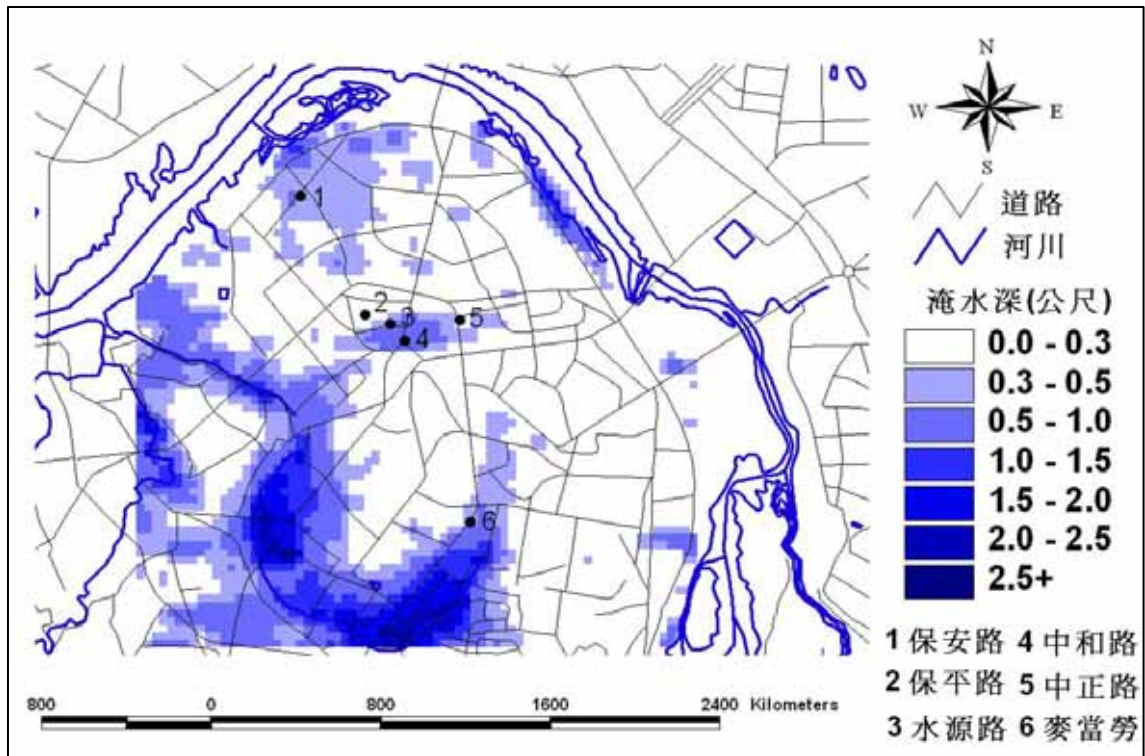


圖 4-3 抽水站損壞時，於一日降雨量 500 公厘之最大淹水深範圍

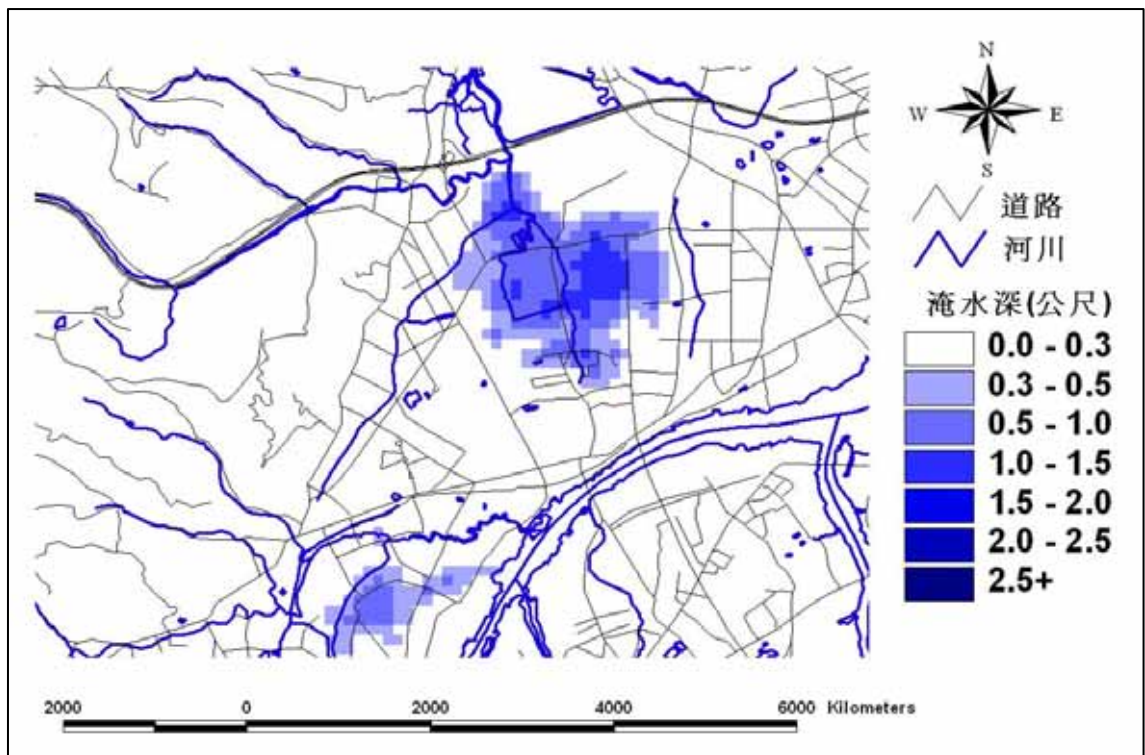


圖 4-4 新莊市於模擬演算至 9 月 17 日上午 9 時之淹水範圍深度圖

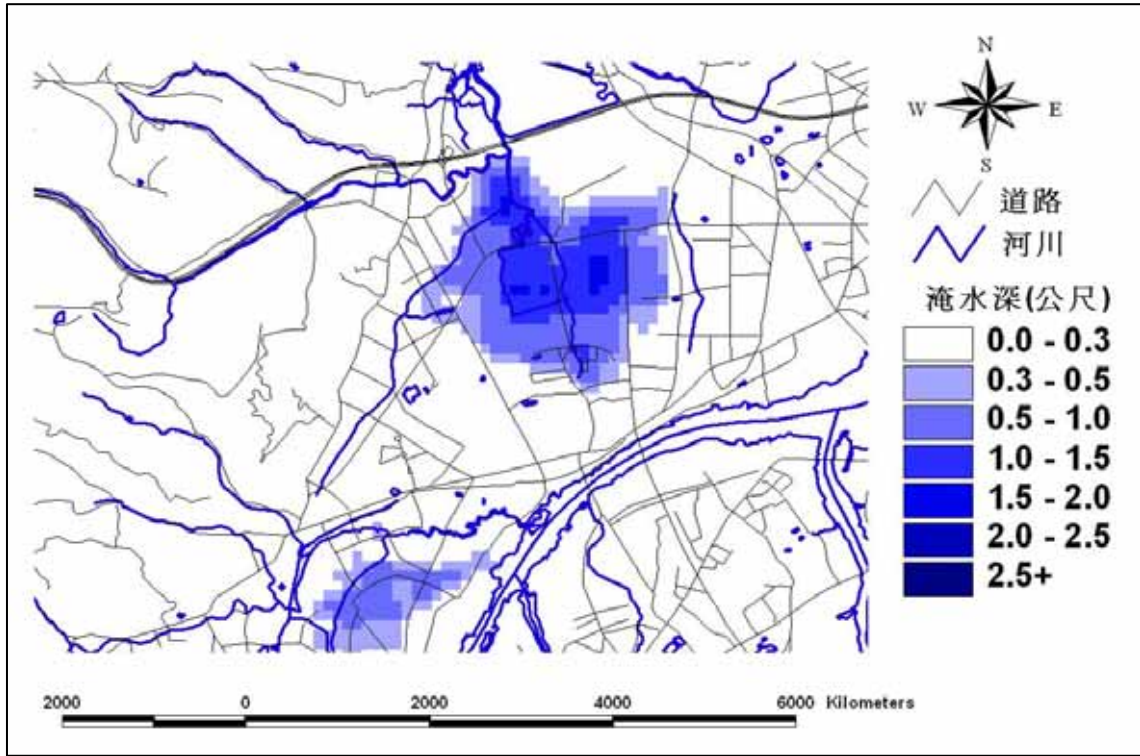


圖 4-5 新莊市於模擬演算至 9 月 17 日上午 11 時之淹水範圍深度圖

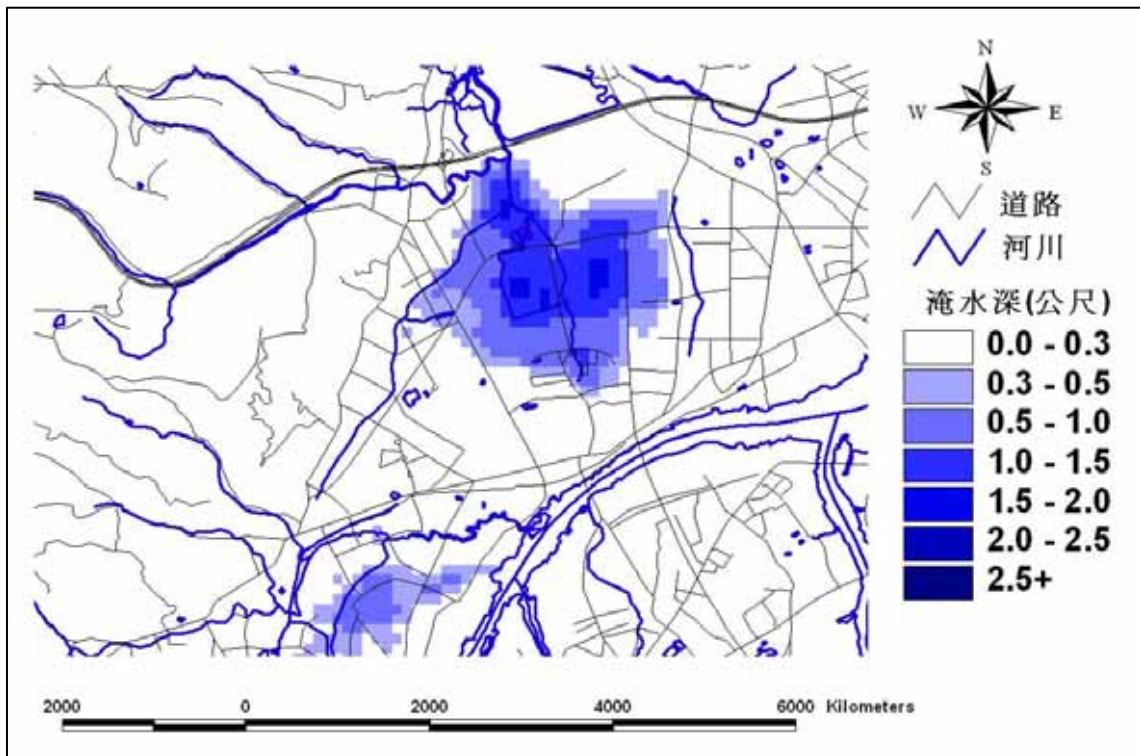


圖 4-6 新莊市於模擬演算至 9 月 17 日上午 13 時之淹水範圍深度圖

4-2 子計畫二、淹水監測預警系統規劃研究(2/2)

本研究目的在研發建構排水淹水監測預警系統，當水利設施若受損害而無法正常操作運用時，如何監測淹水積水之狀態，使低窪地區淹水訊息得以掌控，透過監測儀器設置訊號傳輸可獲得立即之淹水資訊，提供洪災淹水區域與淹水深度之預報，以掌握預警時機與效能，進而減少或避免災害的發生。

本研究重點前二年為都市淹水預警系統基本理論及模式之研發，並選定淡水河流域為研究區域(如圖 4-7 所示)加以建置應用探討，最後一年則將各子計畫間加強整合於視窗化之工作環境中，讓使用者應用時，得以易學易操作。

本子計畫第一年已完成國內外淹水監測預警系統相關資料之蒐集與分析，並應用在台灣地區尤其是淡水河流域。本年度之研究，採用自組織映射圖網路模式，進行都市排水監測分析評估。

自組織映射圖網路是一種無監督式學習網路模式，早在 1980 年 T.Kohonen 即提出此模式，至今仍是非監督式學習網路的典範。其基本原理可溯自大腦結構的特性，大腦中具有相似功能的腦細胞聚集在一起，例如人類大腦中明顯地有專司視覺、聽覺、味覺等區塊，也就是說腦神經細胞有「物以類聚」的特性。而 SOM 則模仿這種特性，從問題領域中取得訓練範例(所有輸入變數值)，並從中學習範例的內在聚類規則。

自我組織映射網路是根植於競爭式的網路架構，其輸出層的神經元會依照輸入資料的特徵，以有意義的拓撲結構(topological structure)展現在輸出空間中，由於所產生的拓撲結構可以反應輸入資料本身的特徵，因此稱為自我組織映射網路。自我組織映射網路進行資料聚類分析採用特徵映射的方式，將任意維度的輸入向量映射至二維或低維度的映射網路圖上。換句話說，此種特徵映射可以視為一種將輸入資料空間以非線性的投影(projection)法轉換至特徵空間上。

為了進行都市排水監測分析評估，本研究選定基隆河流域為案例，圖 4-8 為基隆河流域常淹水之範圍。基隆河流域之洪枯流量懸殊，以五堵站為例，在既有的完整實測資料中（註：完整實測資料係指有同時記錄水位、水位寬、通水斷面積及平均流速等資訊），流量量測值介於 $0.13 \text{ m}^3/\text{s}$ 至 $1,170 \text{ m}^3/\text{s}$ 之間；介壽橋

站則介於 $0.14 \text{ m}^3/\text{s}$ 至 $713 \text{ m}^3/\text{s}$ 之間。因流量為倒傳遞類神經網路的輸出值，故直接將所有的量測資料放入網路中學習，會使網路不易收斂或預測結果不佳的情形發生。故本研究先將學習資料中的水位、水面寬及通水面積作為輸入值，以自組織映射圖網路將資料分為三類。希望能藉由分類的步驟後，可將水位、水面寬及通水面積等三參數間彼此消漲互補的關係映射至低、中及高流量等三種不同流量大小的類別。並且因分類後各類別資料，有相似的資料特性，故能使後續的倒傳遞類神經網路模擬能依各類的情況加以學習及回想，可得到更好的學習效果及預測能力。

本研究以五堵站及介壽橋站兩水位-流量站之實測資料為例，選取民國 81 年至民國 91 年間之實測資料，其中五堵站共 313 筆資料，介壽橋站共 346 筆資料。兩站資料分別以隨機方式選取 85% 的資料供類神經模式學習，另 15% 供作驗證。將水位、水面寬及通水面積設為輸入值，先以一維 SOM 將訓練資料分成三類。再依各類別分別以倒傳遞類神經網路進行監督式訓練。

本研究以水位、水面寬及通水面積為輸入值，取 85% 的既有資料以 SOM 網路進行分類的訓練，將五堵站及介壽橋站的訓練結果以水位排序。在 SOM 網路分類後，在水位低、斷面窄及通水面積小的量測值會被分在第一類，水位高、斷面寬及通水面積大的量測值會被歸為第三類，而介於第一及第三類間則為第二類。而在民國八十一年至九十一年間，五堵站的水位變化介於 3.95~16.02 公尺，且可以看出在相同水位下，常有不同的水位寬、通水面積，並有不同的流量。經 SOM 網路分類後，可將在相同水位下，但水位寬及通水面積相差甚大的資料分類出來，並經過比對其流量值後可以發現，第一類的流量介於 $0.13\sim 33.6 \text{ m}^3/\text{s}$ 之間；第二類的流量介於 $4.64\sim 82.2 \text{ m}^3/\text{s}$ 之間；第三類的流量介於 $39.9\sim 1,107 \text{ m}^3/\text{s}$ 之間。故 SOM 網路可藉由水位、水面寬及通水面積三個參數分類映射的結果，大致將流量分為低、中及高三種流量範圍。所以由以上分析，可看出五堵站的初步分類結果尚屬合理。

就介壽橋站的分類情形來看，SOM 網路仍能以水位、水面寬及通水面積三個參數作出適當的分類，以利下一步倒傳遞類神經網路的模擬。本研究依以上

SOM 網路分類的結果，各類分別以水位、水面寬及通水面積為輸入值，流量為目標值做倒傳遞類神經網路的訓練。

將驗證的資料先輸入訓練後的 SOM 網路進行分類，而五堵站及介壽橋站分類結果。再依分類後的各類別輸入訓練後的倒傳遞類神經網路得到模擬的流量，五堵站及介壽橋站流量模擬結果如圖 4-9 至 4-13 所示。由圖 4-9 可以看出五堵站模擬流量結果與實測結果的誤差約在 14% 至 35% 之間。其中以第一類的誤差最大，其可能原因有：(1) 第一類的學習範圍太廣 ($0.13 \sim 33.6 \text{ m}^3/s$)，使得倒傳遞類神經網路在學習時收斂不易，所以模擬的結果較差；(2) 在 SOM 分類時發現五堵站於低流量時，水位、水面寬及通水面積三者與流量的對應關係並不十分良好；(3) 於低流量時，微小的差距會造成很大的誤差，如表 3-5 中觀測流量 $0.41 \text{ m}^3/s$ ，模擬流量 $1.13 \text{ m}^3/s$ ，兩者相差不到 $1 \text{ m}^3/s$ ，但以相對誤差而言即達 176.54 % 的誤差。

由圖 4-13 可以看出桶介壽橋站模擬流量結果與實測結果的誤差約在 26% 至 33% 之間，與五堵站相比誤差較大。這可能是因為介壽橋站的流量值偏低，故在使計算相對誤差時，很小的流量差異亦會造成很大的相對誤差。而介壽橋第一類流量模擬結果誤差較大，主要是因流量學習範圍太廣 ($0.14 \sim 14 \text{ m}^3/s$) 所造成的收斂不易所造成。而第二類及第三類的誤差值偏大主要是來自幾個誤差較大的模擬值所造成，若去掉較大的誤差值，則平均相對誤差將會下降許多。

經以上模擬結果發現，若以五堵站為例，以類神經網路模擬結果的誤差大約為 14% 至 35% 之間，模擬結果尚稱良好。因類神經網路的準確性與資料的多寡有很大的關係，越多可供學習的資料，其預測的準確度越高。而目前水位-流量的量測皆有包含水位、水面寬及通水面積等資料，故未來可繼續以更多實測資料進行學習，以達到更精準的預測。



圖 4-7 淡水河流域範圍

基隆河淹水範圍圖

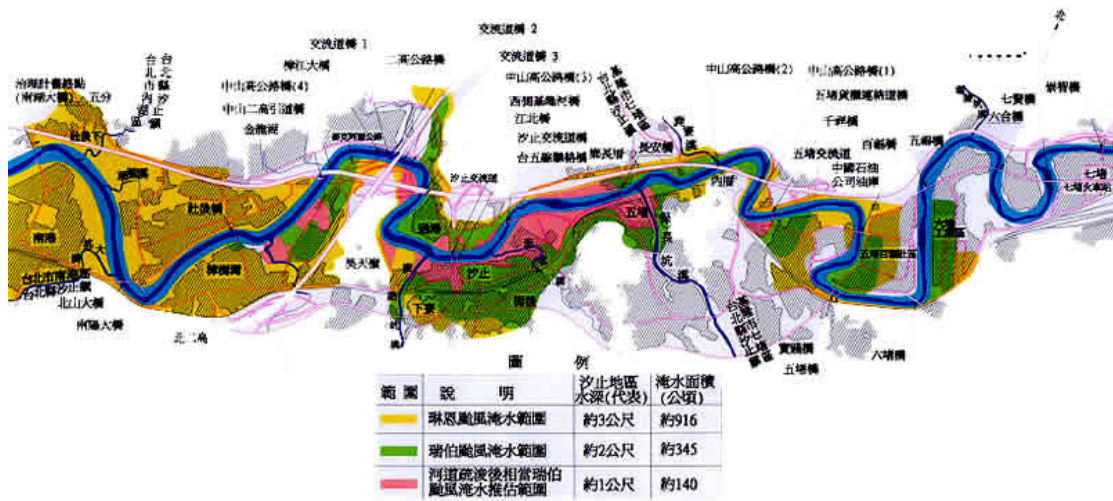


圖 4-8 基隆河常淹水地區

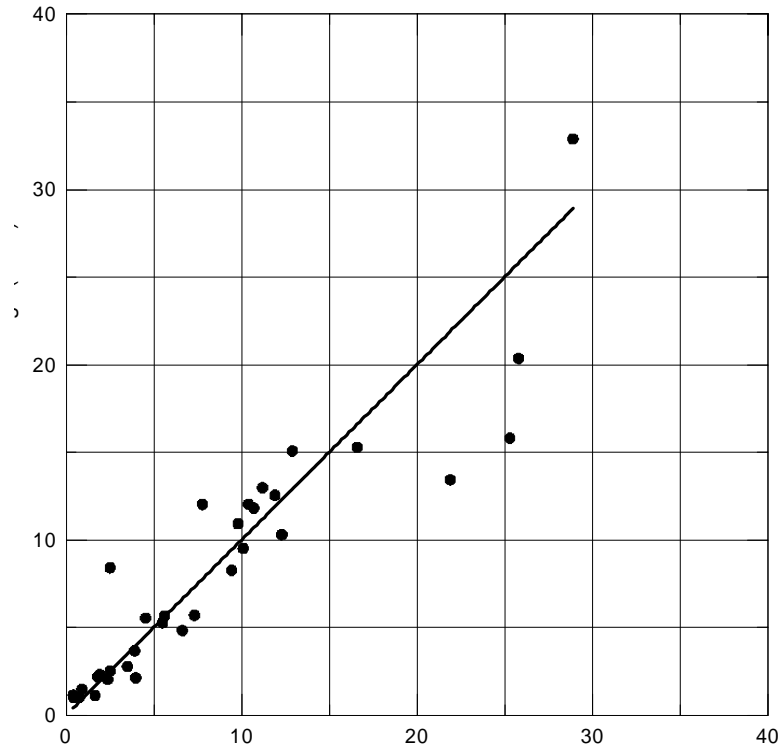


圖 4-9 五堵站第一類模擬結果與實測流量比較圖 (平均誤差=34.94%)

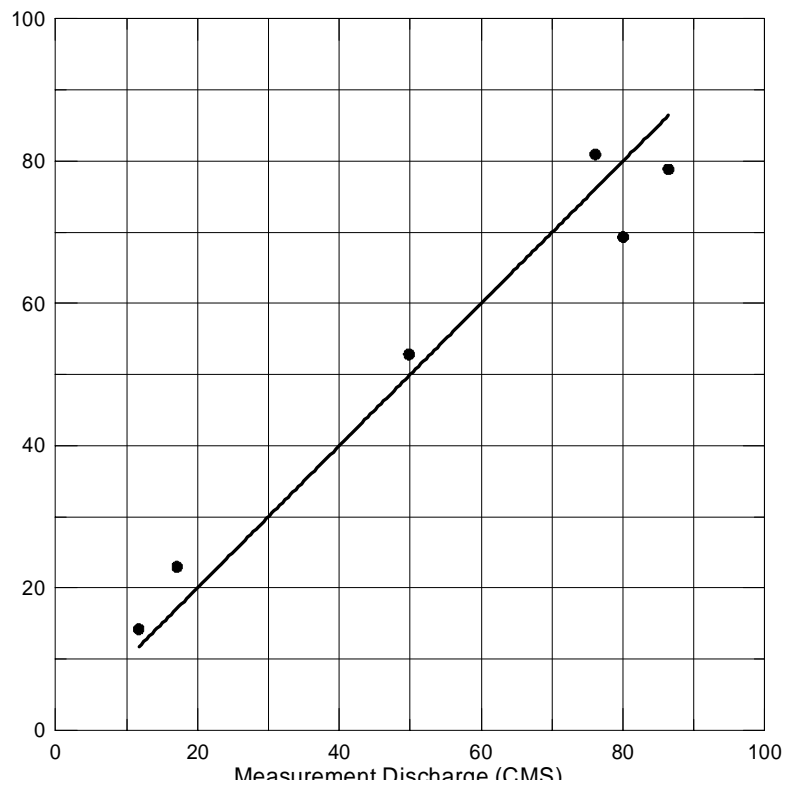


圖 4-10 五堵站第二類模擬結果與實測流量比較圖 (平均誤差=14.95%)

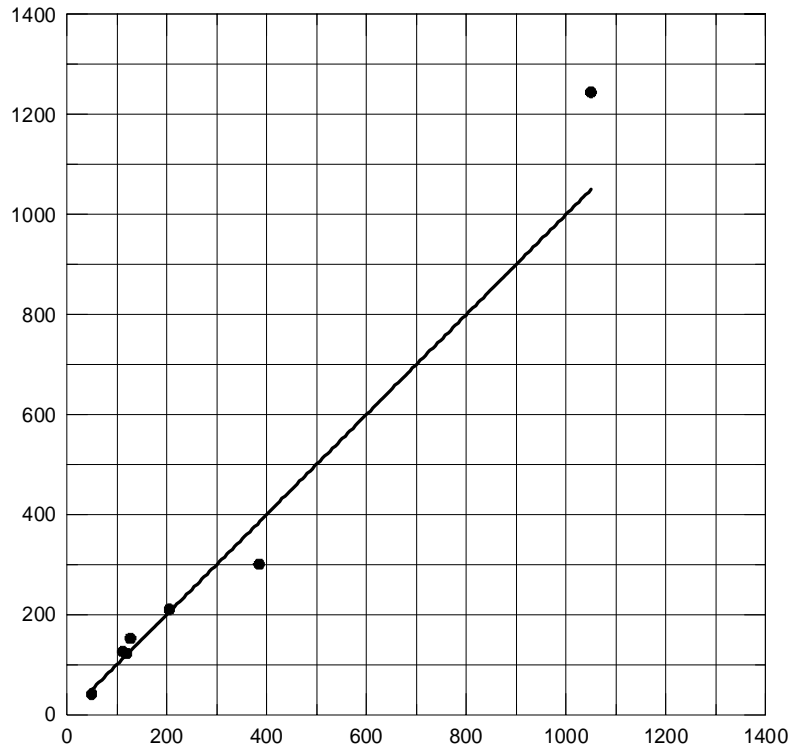


圖 4-11 五堵站第三類模擬結果與實測流量比較圖 (平均誤差=13.6%)

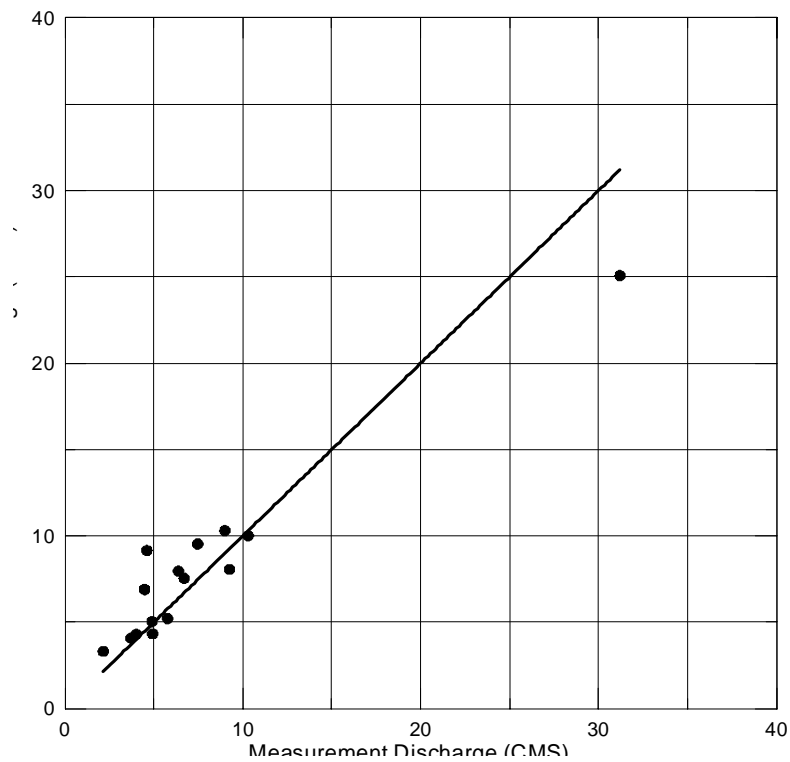


圖 4-12 介壽橋站第二類模擬結果與實測流量比較圖 (平均誤差=26.09%)

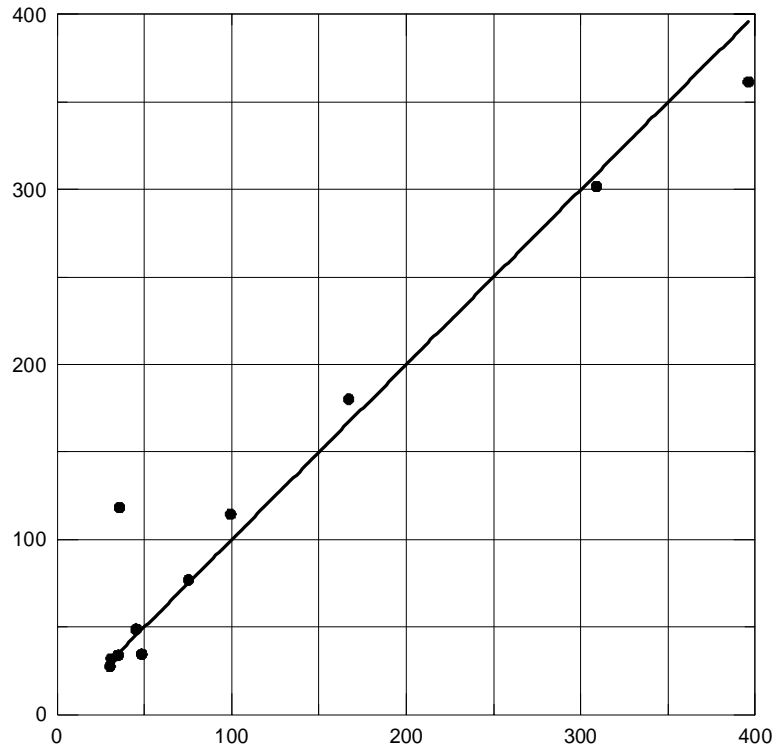


圖 4-13 介壽橋站第三類模擬結果與實測流量比較圖 (平均誤差=28.92%)

4-3 子計畫三、河川上游水庫受損淹水數值模式之研發(2/2)

建壩蓄水為提高水源利用效率之需，在水資源逐漸形成為有限資源的今日，其需求將日益殷切。但是發生安全問題，如水壩可能因地震、山崩或缺乏維護而崩塌，水庫無法發揮其蓄水功能，相對其所蓄存之水量將造成危害。一旦潰壩，流速極大，水位急速上漲，造成淹水區域，人民生命財產將受到嚴重損失。

在理論基礎方面，以混和型態總變量消滅 (TVD) 方法，計算一維及二維非恆定潰壩流場。因此，以不同型態的 TVD 法進行演算與修正。利用有限差分法求解淺水波方程式，引入單參數與雙參數型限制函數，進行濕床與乾床潰壩流計算。另外，數值計算方法之建立方面，針對一、二維非恆定潰壩流場採用總變量消滅 (TVD) 方法，將數值通量以 Upwind 與 Lax-Wendroff 相結合，為了減少數值上非物理性振盪，並採用若干數值通量限制器，如 Lax-Wendroff, Upwind, Minmod, Superbee, Van Leer, MC 和 MUSCL 等選其一。同時可以比較出不同限制器函數之耗散性與抑制性能力。

一維潰壩模擬，接續第一年的發展模式，加以修改，使模式更具有準確信。並與 WES. 之實驗數據作為我們數值解之驗證資料，達到更接近真實流場解與實用性。二維潰壩模擬，經第二年的發展，加入底床條件，使的模式有更加實用性。模擬下游障礙物與水下突起物流況，可發現流場反射與繞射真實物理性流場，應用至複雜斷面處理能力更佳。修正數值方法，加入乾、濕模式，用以處理複雜地形，有乾、濕峰介面流況問題；使問題能應用於實際 DEM 資料，模擬真實潰壩問題。

本年度主要將所發展之模式應用至實際地形之研究。以台灣北部地區淡水河流域支流新店溪為例，以翡翠水庫下游粗坑壩為例，模擬區域如圖 4-14 及圖 4-15 所示(資料來源:經濟部水利署網站)，模擬條件假定水庫上游無流量流入，下游為乾床的狀態，當壩體(粗坑壩)毀壞後，上游水庫之蓄水即大量往下游地區淹沒。再利用數值地形資料(DTM)建構出將欲模擬之新店溪流域數值地形模型，如圖 4-16 所示為模擬實際地形高程示意圖。所欲模擬範圍為 3960×3960 公尺的計算域，包含不規則的山谷地形及蜿蜒的渠道。模擬初始條件給定壩體上游水位 140

公尺，下游則為乾床狀態，固體邊界條件則設定為滑動邊界；在上游入流處，給定物理邊界條件，下游出流處設定為穿透邊界。此案例中取位於水庫上游 P1、P2 兩點及水庫下游 P3、P4 兩點，作為觀察水位之測點，如圖 4-17 所示，來觀察水位變化情形。圖 4-18 為 60 秒水位變化 3D 圖。

另一模擬案例，模擬條件假定水庫上游無流量流入，下游為乾床的狀態，當壩體(粗坑壩)完全破壞後，上游水庫之蓄水即大量往下游地區潰決，造成潰壩湧波往上、下游傳遞，因為山區不連續斷面多，且地形高低落差大，不是一般軟體可以輕易模擬的。首先利用 DEM 建構出將模擬之新店溪流域數值地形模型。此案例中取位於水庫下游 G1、G2 與 G3 三點，作為觀察水位之測點，及其橫斷面相對斷面 S1~S4，如圖 4-19 所示，來觀察不規則斷面水位變化情形。圖 4-20，發生潰壩波傳遞，呈現向上、下游潰壩湧傳遞的情形，這與一般水庫破壞情形一樣，由斷面變化圖得知，本模式確實可以在不規則斷面做模擬，並且可以適時提出水位變化關係圖，供防災預警之用。在第二案例中，模擬範圍為 9200×9200 公尺的計算域，屬於中尺度淹水範圍模擬，包含不規則的山谷地形、蜿蜒的渠道與平地地形。模擬時間由 0 秒至 32000 秒，入流單寬流量 160，入流口位於地形右側(翡翠水庫壩體處)，洪水由山區流入台北縣境內，造成地面淹水。地形由 DEM 資料建構，在地形內給定四個測點，用以測定當洪峰流量來時，其瀦蓄水深變化情形，作為河川下游淹水潛勢分析之用。測點座標分別為 G1 (229, 33892)、G2 (24503, 46945)、G3 (41907, 32289) 與 G4 (39846, 12137)，如圖 194 示意圖。在圖 4-21 中，當時間為 50 s 時，洪水波流入粗坑壩之山谷；600 s 時洪水波流入粗坑壩蓄水區，其波峰有向四周擴散流況；在 24000 s 時其洪水已傳達到整個地形四周至出口，明顯看出河道與蓄滿洪水，並向河岸兩旁漫淹。在 32000 s 時在平地地區已幾乎完全淹水。在歷時 21040 s 時，可看出其最大洪峰瀦蓄水深各約為 57、20、7 與 6 m 左右；隨著時間的增加，約在 32000 s 後水位漸趨於穩定狀況，持續保持恆定水位。平均淹水深在 20 m 內。在 G4 測點淹水水位，因側流山區淹水未加入，使下游淹水水位達到約 10 m 左右。

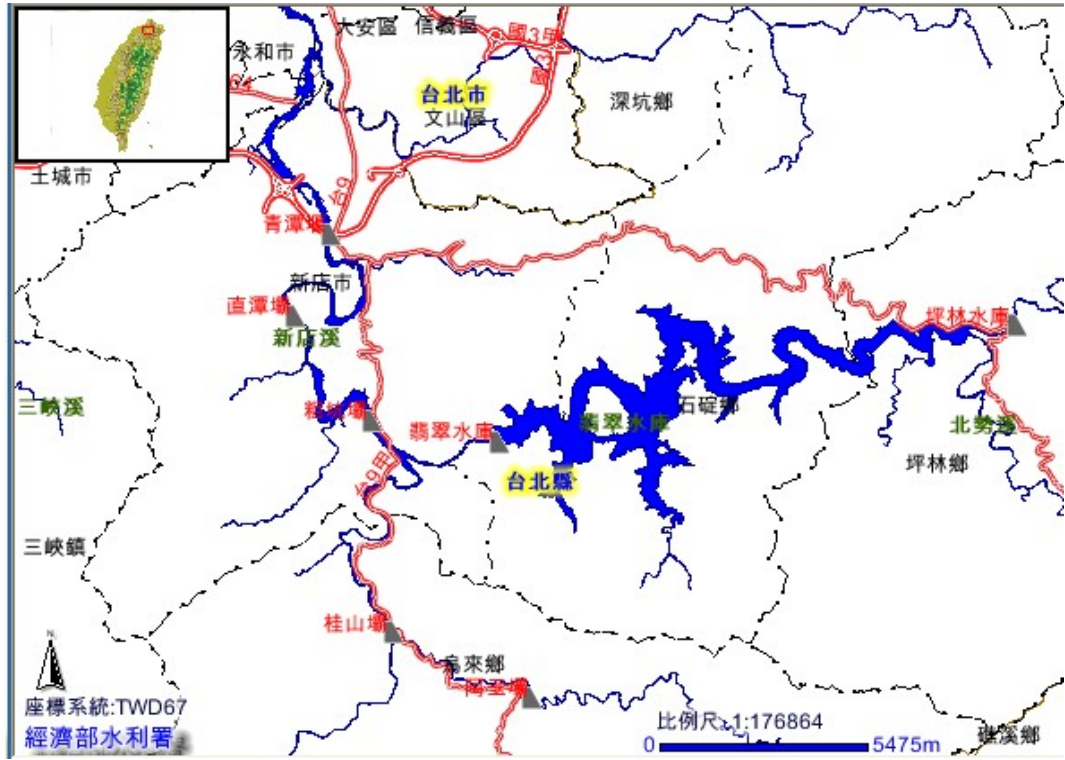


圖 4-14 模擬實際地形區域之地圖

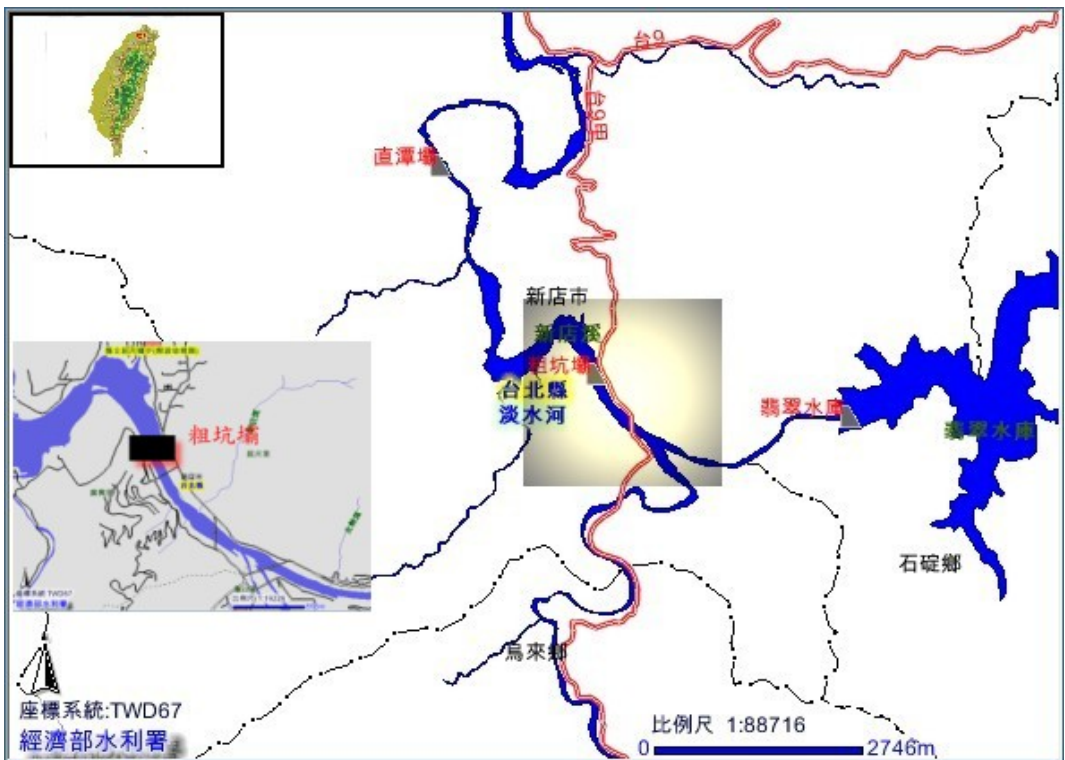


圖 4-15 模擬實際地形之範圍示意圖

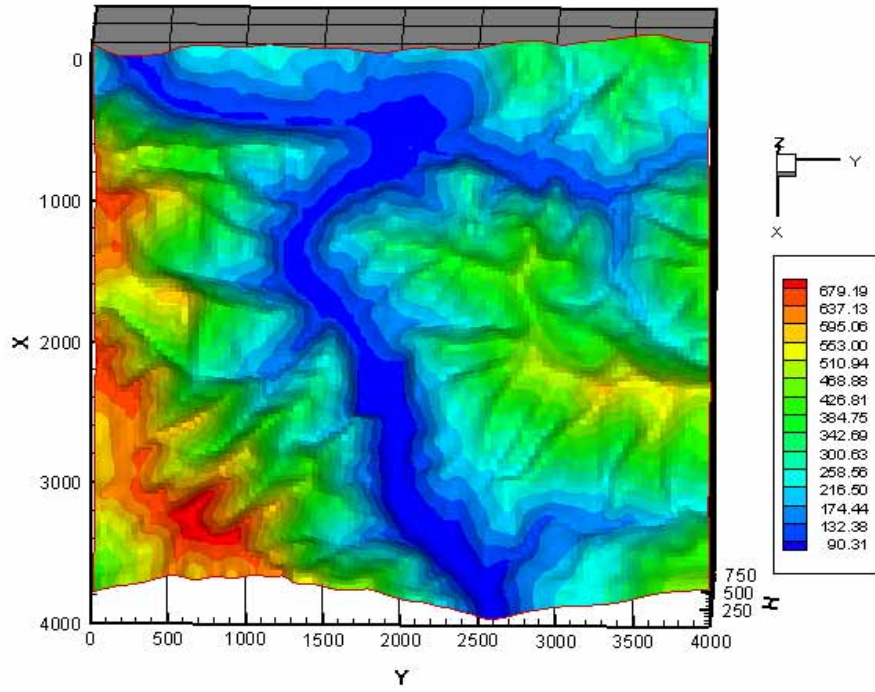


圖 4-16 模擬實際地形之 DEM 資料高程示意圖

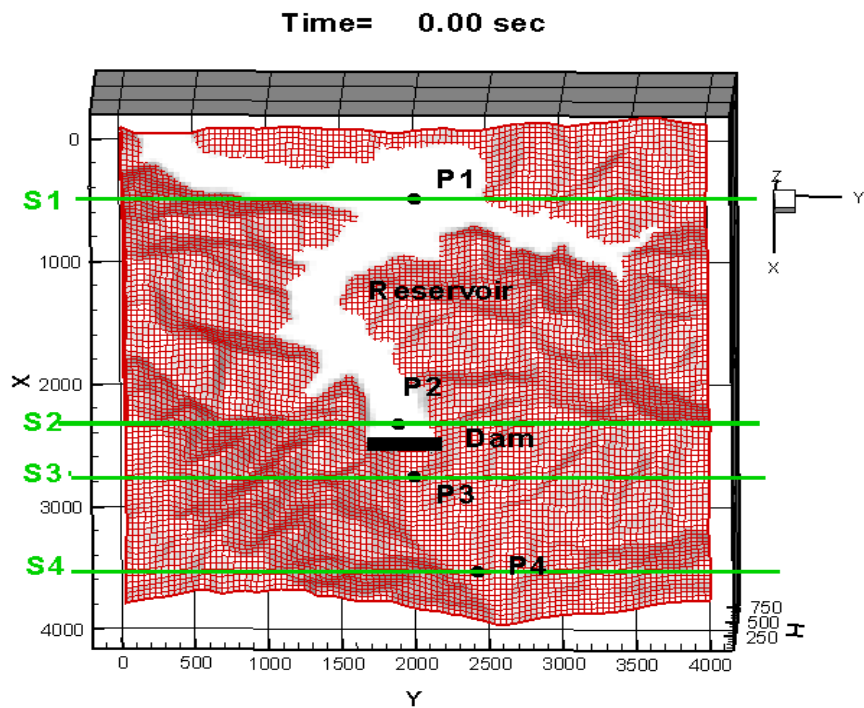


圖 4-17 局部測點與斷面示意圖

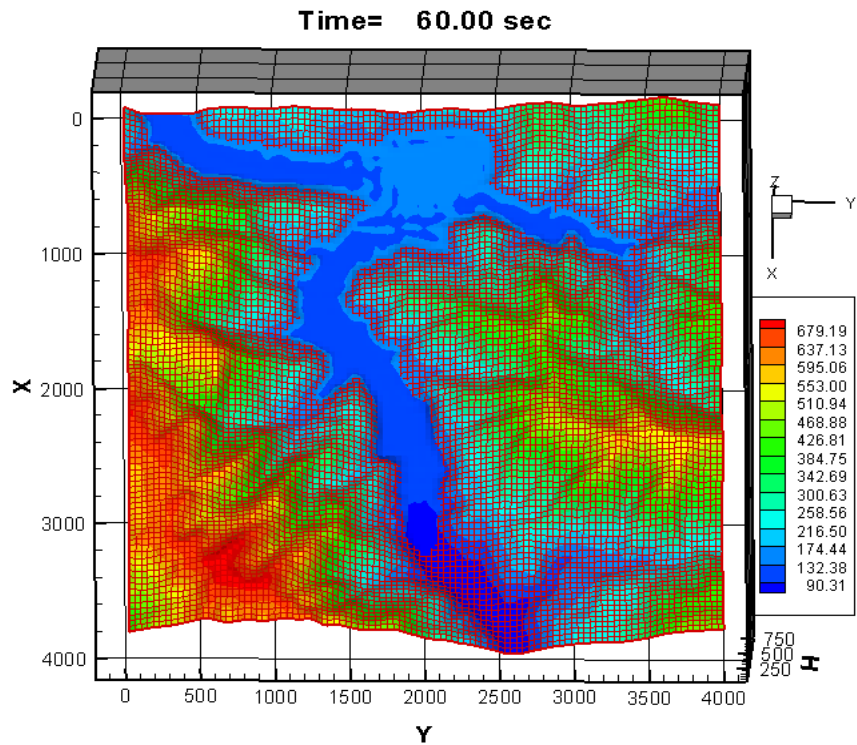


圖 4-18 模擬實際地形於 60 秒時，等水深線圖

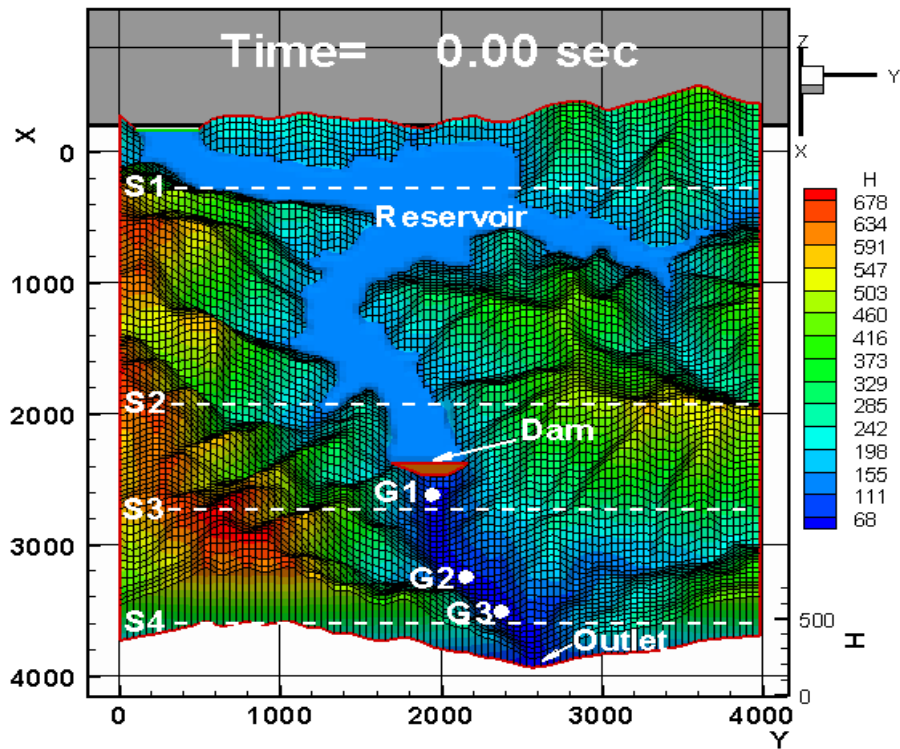


圖 4-19 模擬實際地形之測點與量測斷面位置示意圖

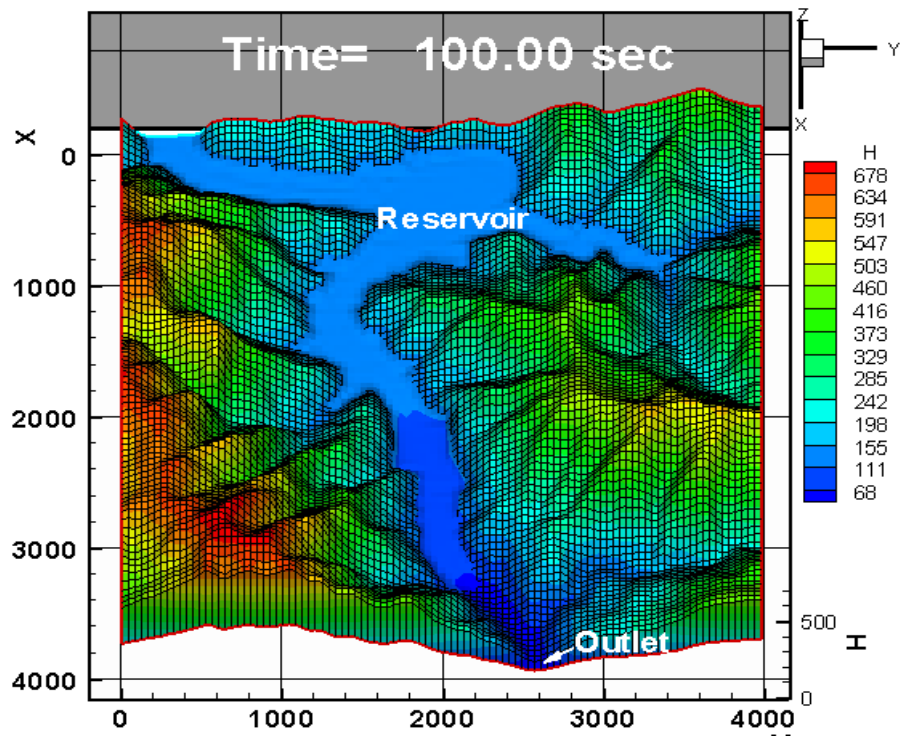


圖 4-20 模擬實際地形潰壩內水位變化圖 (t = 100 s)

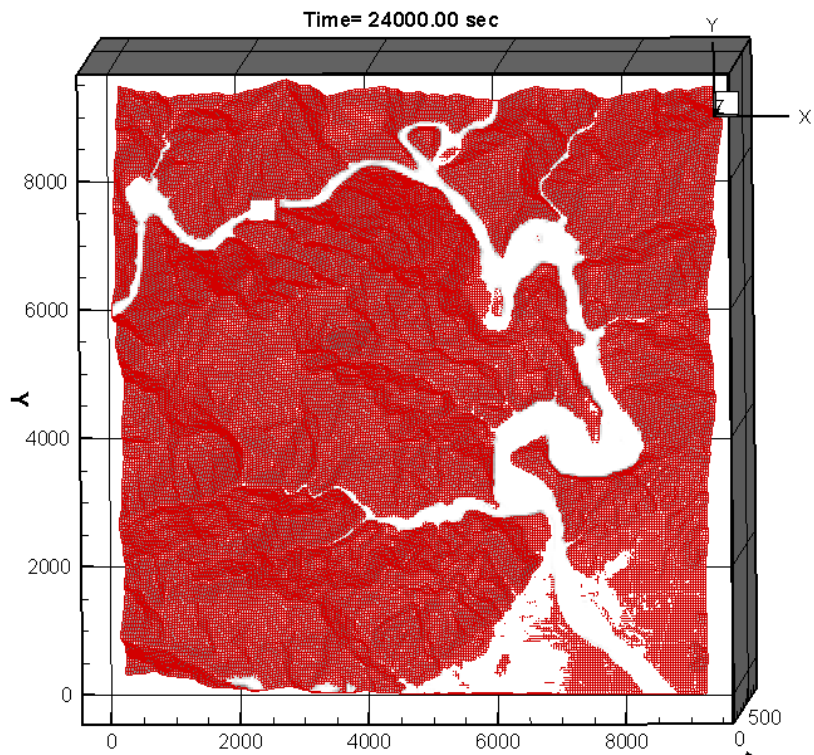


圖 4-21 模擬實際地形淹水流況變化圖 (t=24000 s)

五、結論

整合型計畫之總目標在於完成台北縣地區防洪水利設施受損淹水數值模式之研發與應用，本研究經由本年度之研究中，獲得相當不錯之研究成果。茲分別詳述各子計畫第三年度之重要結論如下：

5-1 總計畫暨子計畫一：都市兩水下水道系統受損淹水數值模式之研發(2/2)

1. 本研究計畫已完成三年度之工作目標。第一年完成建立二維零慣性淹水模式與下水道排水系統模式，並將兩模式整合銜接，初步模擬新莊市區於納莉颱風事件下之淹水情形。第二年以所研發之淹水模式進一步應用於永和市區於賀伯颱風事件下之淹水模擬。模擬結果顯示與實際淹水範圍相近。第三年整理前二年之研究成果，同時考慮排水系統抽水站功能損壞機制下之淹水趨勢。
2. 本研究利用交替方向顯示差分法，求解二維零慣性方程式，建立二維地表淹水模式；另外，選定 SWMM 模式模擬下水道排水系統之水理現象。整合銜接兩模式，配合降雨資料、地文資料、下水道排水系統資料，以及山區降雨逕流歷線，進行於不同降雨事件與颱風事件下之淹水模擬；結果發現，淹水潛勢與淹水範圍調查結果吻合。所以經由其結果顯示本文所研發之淹水模式，配合邊界條件與抽水功能之處理，確實能反應及模擬下水道系統受損之淹水情形。因此本文所建立及研發之模式，可提供防災參考與應用。
3. 本研究所研發之淹水模式假若再加上人孔或幹渠溢流及回流之模擬功能時，則更加能夠反映出淹水之趨勢，此研究內容應可加入未來之工作項目。

5-2 子計畫二、淹水監測預警系統規劃研究(2/2)

本計畫共三年執行，第一年完成國內都市排水監測預警系統需求評估，第二年完成研究案例之都市排水監測預警系統實際建置工作。而本子計畫今年的研究重點有：(1)都市排水監測預警系統整體架構（軟硬體）建置評估(2)都市排水監

測分析方法評估。並獲致以下結論：

- 1.本研究以五堵站為例，利用類神經網路進行模擬，而模擬誤差大約為 14%至 35%之間，結果尚稱良好。因類神經網路的準確性與資料的多寡有很大的關係，可供學習的資料越多，其預測的準確度越高，故本方法適用於設站較久的水位-流量站。而目前本研究所採用的網路學習資料大多為中低流量，故對高流量尚無預測能力。未來將繼續蒐集颱風時期的水位、水面寬及通水斷面積等資料加以學習，以達到更好的預測水準。
- 2.本研究針對淹水災害即時觀測系統進行詳細規劃，並對即時觀測系統的功能、傳訊設備及系統與 GIS 結合的細節進行研擬。
- 3.本研究提出「淹水災害影像即時觀測系統」之規劃設計，以智慧型自動化安全監控系為主體，經由架設於各個遠端現場的攝影機、感應器、遠端視訊終端主機（VRTU）及專門供操作人員監控所有設備與遠端現場用的控制中心，以掌握淹水事件的預警工作。
- 4.本研究以「淹水監測離型地理資訊系統」的構想，提出「淹水監測離型地理資訊系統」之系統架構，以達到整體觀測網的水情資訊化與地理資訊化，並提供正確、可靠、迅速的水情傳遞處理與防災應變措施所需的資訊。

5-3 子計畫三、河川上游水庫受損淹水數值模式之研發(2/2)

1. 測試水體遭遇阻礙物時之流況，亦採用 TPL MUSCL 限制函數作為計算之限制式模擬之後的案例，可以發現潰壩後約 20 秒，潰壩波前緣抵達方柱附近，水下障礙物上游水位逐漸抬高，而因潰壩波撞擊水下突起物，造成散射往四處擴散而去，模擬結果相當良好。而對於障礙物突出水表面，則加入邊界條件之處理使其完成模擬。由於障礙物邊壁設定其為反射邊界故不透水，水波一分為二分兩處水路進行而繞過方柱後再行會合，水波會合之同時亦進行水波散射之現象，而流經方柱後亦於方柱後方展生對稱之渦旋，模式計算之結果尚屬合理。

2. 本文所發展模式，以 J. M. Hiver 所量測的數據資料與數值結果做一簡單驗證比對，採用 MPD 法進行實際潰壩、河川流域之模擬，配合實際 DEM 地形資料，應用到台灣北部新店溪流域翡翠水庫下游淹水與下游粗坑壩實際地形潰壩之模擬，得到不錯之結果，證明本模式之正確性及可行性。
3. 為計算大區域之現象，則有需要加強網格之處理，對於水位變化較為劇烈之區域應採用較低之 CFL 值、較密之網格作計算，而水位變化較平緩之區域則可取較大之 CFL 值、較疏之網格作計算，以符合經濟效益。而非真正有必要，則一般研究採用小區域模擬較為合理。
4. 在將模式應用到實際地形之研究上，僅探討粗坑壩附近局部區域之潰壩問題，將來若有實際資料供應用，可將模式應用到台灣地區其他地方相關潰壩之探討並將其發展至更大範圍之研究，以供學術及工程上進一步參考及評估。