

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

曾文水庫防洪減淤操作最佳規劃模式之研究

**Study of Optimal Flood Control and Sediment
Sluicing Model for Tseng-Wen Reservoir**

研究生：徐肇君

指導教授：張良正博士

中華民國 102 年 6 月

曾文水庫防洪減淤操作最佳規劃模式之研究

Study of Optimal Flood Control and Sediment Sluicing Model for Tseng-Wen Reservoir

研 究 生：徐肇君

Student : Chao-Chun Hsu

指 導 教 授：張良正

Advisor :Dr. Liang C. Chang



中 華 民 國 1 0 2 年 6 月

曾文水庫防洪減淤操作最佳規劃模式之研究

學生：徐肇君

指導教授：張良正 博士

國立交通大學土木工程研究所

摘要

台灣山區地勢高聳，地質結構鬆散，且夏秋季時常發生颱風豪雨，大量洪水及土石流，除造成水庫潰壩，與下游河段溢堤等災害之風險外，大量泥砂進入水庫庫區造成嚴重淤積，將縮短水庫壽命，並影響水庫長期供水效應。因此，如何在颱洪時期藉由適當的操作手段，減輕颱風暴雨對水庫壩體與下游河道災害之影響，以及提高水庫排砂量，乃是一個當前重要的議題。

有鑒於此，本研究乃整合遺傳演算法、河道水理演算、類神經網路及庫區泥砂動態模式，並以曾文水庫為研究區域，發展水庫防洪減淤操作最佳規劃模式，利用多場歷史颱風場次進行分析，其結果可提供後續規納防洪操作規線研究時之參考依據。模式中之目標函數同時考量減災、水資源與減淤等不同標的，水庫操作則以曾文水庫運用要點之規定為依歸，本研究並針對各目標項之權重值做進一步探討，並建議出在優先保障民眾安全且兼顧水資源供應與水庫排砂下較合理之權重比例。

本研究進一步比較本研究發展之模式所得結果，與以往之實際操作結果，以 2007 年柯蘿莎颱風及 2008 年辛樂克颱風為例，就降低下游淹水而言，對柯蘿莎颱風本模式可將溢堤高度由 2.7 公尺降至 0.9 公尺，對辛樂克颱風則可將水位由溢堤 0.6 公尺降至堤頂以下。就減淤效果而言，對柯蘿莎颱風本模式可將排砂量由 627 萬噸增至 840 餘萬噸，約增加 33%，對辛樂克颱風而言，本模式可將排砂量由 160

萬噸增至 200 萬噸，約增加 25%。整體而言，模擬的結果顯示本研究發展之水庫防洪減淤操作最佳規劃模式，除可降低下游河道溢堤情況，保障民眾生命外，更可有效提升排砂量，延長水庫壽命，達永續經營之目的。



Study of Optimal Flood Control and Sediment Sluicing Model for Tseng-Wen Reservoir

Student : Chao-Chun Hsu

Advisor : Dr. Liang-Cheng Chang

Institute of Civil Engineering
National Chiao Tung University

Abstract

Due to fragile geology, steep topography, and frequent storm events, reservoirs are threaten by sedimentation and dam failure in Taiwan. Moreover, flooding and water supply problems are also related to the same reasons. Therefore, this study develops a model to optimize the reservoir operation to control the flooding damage, increase the water supply, and improve the sediment sluicing efficiency.

This model includes four parts: (1) genetic algorithms (GAs), (2) river simulation model, (3) artificial neural network (ANN) model, and (4) reservoir turbidity dynamic model. This developed model is applied to Zengwen Reservoir and is tested using multiple historical storm events. A multi-objective function is adopted. These objectives include flood control, water supply, and sediment sluicing. The weighting coefficients for each objective is also studied and discussed.

The results show better operation efficiency in terms of flooding control and sediment sluicing. For example, the maximum river depth is reduced by 1.8m for Typhoon Krosa and flooding is completely avoided for Typhoon Sinlaku. The sluicing sediment increases 33%, which is about 1,130,000 tons, for Typhoon Krosa and increases 25%, which is about 400,000 tons, for Typhoon Sinlaku, respectively. These results show the efficiency and capability of the proposed model.

謝誌

首先感謝我的指導教授張良正教授，老師的細心指導，不厭其煩的反覆提醒，學生在這兩年多不管是知識還是處理事情的態度，有了更加宏觀的角度去解決問題，才能完成人生一重要里程碑。同樣感謝，徐年盛教授、陳昶憲教授、李光敦教授及何智超助理教授等口試委員對於此論文的指教，諸位老師的指教使得論文更加完備，特此由衷感謝。

再來感謝研究室的同胞們；陳文哥提攜著我，就像是大哥哥，是我模仿的對象；沒有小瑜先前所鋪好的路，學弟我會走的更加艱辛；彬哥、雲直、阿卡、深惠及莫名變成學妹的逸儒帶著當年剛進研究室的我，讓我很快就可以融入這大家庭；貓哥一起嘴砲一起打籃球的時光，紓解研究的苦悶；佑誠葛葛、阿布跟爸爸大人日日陪我走過這最艱辛的時光；同屆國陞的相互照應；學弟小榮、阿文及阿漳的夜晚殺殺時光；兩個學妹又瑜跟海倫的每月大餐時光。種種時光拼湊出人生回憶的故事書，電玩呼喊聲音、嘴砲的歡笑聲音、打開九九的各種吶喊聲都是背景音樂，雖然研究本身苦悶又嘗不到成就感，但在這大家庭的支持，就像登山在前方總有人拉著不會讓你往下掉，人生在此，我不只得到學術上的成就，再某些地方更感謝老天讓我認識大家。最後家庭的支持、鼓勵。老爸不說話，但我知道你在想什麼。老媽話一堆，但我也知道你主要是想講什麼。姑姑、姑丈及眾姐妹的幫忙，提供優質又溫暖的環境，使得我無憂的學習成長，再此由衷感謝各位親人。

目錄

摘要.....	I
Abstract.....	III
謝誌.....	IV
目錄.....	V
圖目錄.....	VII
表目錄.....	X
第一章 前言.....	1
1.1 研究動機.....	1
1.2 研究目的.....	1
1.3 研究流程.....	2
第二章 文獻回顧.....	4
2.1 水庫防洪操作.....	4
2.2 遺傳演算法.....	5
2.3 類神經網路.....	8
2.4 水力排砂.....	10
第三章 理論概述.....	12
3.1HEC-RAS 河道變量流演算.....	12
3.2 類神經網路.....	15
3.3 遺傳演算法.....	21
第四章 水庫防洪減淤操作最佳規劃模式之發展.....	26
4.1 模式系統架構.....	26
4.1.1 地表逕流模式.....	28
4.1.2HEC-RAS 河川水理模式與洪水位類神經模式建置.....	30

4.1.3 泥砂動態分析模式	31
4.2 水庫防洪減淤操作最佳規劃模式發展	34
4.2.1 依據曾文水庫運用要點建立水庫防洪操作原則	35
4.2.2 模式目標函數與限制式	39
4.2.3 水庫防洪減淤最佳規劃模式說明	44
第五章 案例應用	49
5.1 研究區域概述	49
5.2 研究區域模擬模式建立	55
5.2.1.應用地表逕流模式於曾文水庫下游集水區之檢定與驗證	56
5.2.2.應用河川洪水類神經網路於曾文溪主流之檢定與驗證	63
5.2.3.應用庫區泥沙動態分析模式於曾文水庫濁度歷程之模擬與驗證	74
5.3 目標函數權重設定影響分析	78
5.4 防洪減淤操作最佳規畫模式應用成果分析	85
5.4.1.依據曾文水庫運用要點建立水庫防洪操作原則	85
5.4.2.洪峰來臨前放流量需逐步增加限制必要性檢討	89
5.4.3.防洪減淤操作綜合分析	93
第六章 結論與建議	100
6.1 結論	100
6.2 建議	101
參考文獻	102

圖目錄

圖 1-1 研究步驟流程圖	3
圖 3-1 前饋式類神經網路	16
圖 3-2 回饋式類神經網路	17
圖 3-3 常見的轉換函數	20
圖 4-1 水庫防洪減淤操作最佳規劃模式架構圖	27
圖 4-2 水庫防洪減淤操作最佳規劃模式系統圖	28
圖 4-3 集水區逕流路徑示意圖(Lee and Yen, 1997)	29
圖 4-4 曾文水庫內泥砂濃度變化意識圖	34
圖 4-5 防洪運轉階段示意圖	36
圖 4-6 得開啟溢洪道之判定流程圖	38
圖 4-7 遺傳演算法演算流程圖	46
圖 4-8 水庫防洪減淤最佳規劃模式求解流程圖	48
圖 5-1 曾文水庫與烏山頭水庫地理位置	51
圖 5-2 曾文水庫集水區雨量站分佈圖	52
圖 5-3 曾文水庫溢洪道現況	52
圖 5-4 曾文水庫下游流量站、雨量站分佈圖	53
圖 5-5 曾文水庫標高-面積-容積曲線圖	54
圖 5-6 曾文河流域系統圖	57
圖 5-7 曾文水庫至玉豐大橋間空照圖(Google Earth 提供)	58
圖 5-8 玉豐大橋流量比較圖(辛樂克颱風)	60
圖 5-9 玉豐大橋流量比較圖(聖帕颱風)	60
圖 5-10 玉豐大橋流量比較圖(科羅莎颱風)	61
圖 5-11 玉豐大橋流量比較圖(薔蜜颱風)	61

圖 5-12 玉豐大橋流量比較圖(鳳凰颱風)	62
圖 5-13 玉豐大橋流量比較圖(卡玫基颱風)	62
圖 5-14 曾文溪縱剖面圖	64
圖 5-15 HEC-RAS 模擬流程	65
圖 5-16 新中站模擬水位與觀測水位比較圖(辛樂克颱風)	68
圖 5-17 新中站模擬水位與觀測水位比較圖(聖帕颱風)	68
圖 5-18 新中站模擬水位與觀測水位比較圖(科羅莎颱風)	69
圖 5-19 新中站模擬水位與觀測水位比較圖(蕃蜜颱風)	69
圖 5-20 新中站模擬水位與觀測水位比較圖(鳳凰颱風)	70
圖 5-21 新中站模擬水位與觀測水位比較圖(卡玫基颱風)	70
圖 5-22 河川洪水位類神經網路架構圖	71
圖 5-23 對數雙彎曲轉移函數圖	72
圖 5-24 斷面 85 之類神經網路與 HEC-RAS 比較圖(卡玫基颱風)	73
圖 5-25 斷面 85 之類神經網路與 HEC-RAS 比較圖(蕃蜜颱風)	73
圖 5-26 模擬濃度與觀測濃度歷程(辛樂克颱風)	76
圖 5-27 入流量與放流量歷程(辛樂克颱風)	76
圖 5-28 水庫水位與渾水潭面高程變化歷線圖(辛樂克颱風)	77
圖 5-29 各時刻水庫累積入沙與排沙量歷程(辛樂克颱風)	77
圖 5-30 權重設定分析第一階段鳳凰颱風場次模擬結果	79
圖 5-31 權重設定分析第一階段蕃蜜颱風場次模擬結果	80
圖 5-32 權重設定分析第一階段蕃蜜颱風場次模擬結果	80
圖 5-33 權重設定分析第二階段鳳凰颱風場次模擬結果	82
圖 5-34 權重設定分析第二階段蕃蜜颱風場次模擬結果	82
圖 5-35 權重設定分析第二階段柯羅莎颱風場次模擬結果	83
圖 5-36 不同階段判定方式下放流量之結果比較(柯羅莎颱風)	86

圖 5-37 不同階段判定方式下下游河道水位之結果比較(柯羅莎颱風)	86
圖 5-38 不同階段判定方式下放流量之結果比較(卡玫基颱風)	87
圖 5-39 不同階段判定方式下下游河道水位之結果比較(卡玫基颱風)	87
圖 5-40 不同階段判定方式下放流量之結果比較(薔蜜颱風)	88
圖 5-41 不同階段判定方式下下游河道水位之結果比較(薔蜜颱風)	88
圖 5-42 不同限制式設定下放流量之結果比較(辛樂克颱風)	90
圖 5-43 不同限制式設定下下游河道水位之結果比較(辛樂克颱風)	90
圖 5-44 不同限制式設定下放流量之結果比較(辛樂克颱風)	91
圖 5-45 不同限制式設定下下游河道水位之結果比較(薔蜜颱風)	92
圖 5-46 規劃操作與實際操作之放流量結果(辛樂克颱風)	93
圖 5-47 規劃操作與實際操作之下游河道水位結果(辛樂克颱風)	94
圖 5-48 規劃操作與實際操作之水庫渾水潭面變化(辛樂克颱風)	94
圖 5-49 規劃操作與實際操作之放流量結果(柯羅莎颱風)	95
圖 5-50 規劃操作與實際操作之下游河道水位結果(卡玫基颱風)	95
圖 5-51 規劃操作與實際操作之水庫渾水潭面變化(柯羅莎颱風)	96
圖 5-52 規劃操作與實際操作之放流量結果(卡玫基颱風)	96
圖 5-53 規劃操作與實際操作之下游河道水位結果(卡玫基颱風)	97
圖 5-54 規劃操作與實際操作之水庫渾水潭面變化(卡玫基颱風)	97

表目錄

表 4-1 各模式 IO 列表	27
表 4-2 超大豪雨情況下得開始溢洪道洩洪之水庫進水流量	38
表 4-3 豪雨情況下得開始溢洪道洩洪之水庫進水流量	38
表 4-4 遺傳演算法懲罰函數設定	46
表 4-5 遺傳演算法參數設定	47
表 5-1 曾文溪流量站列表	53
表 5-2 曾文水庫歷年容積比較表	55
表 5-3 地表逕流模式檢定及驗證之颱風場次	58
表 5-4 漫地流糙度係數(HEC,1985,1990)	58
表 5-5 渠流糙度係數(Chow,1959)	59
表 5-6 地表逕流模式評估指標列表	63
表 5-7 曾文溪主流各河段曼寧 n 值	66
表 5-8 HEC-RAS 模式模擬結果評估表	67
表 5-9 河川洪水位類神經模式評估指標	74
表 5-10 權重設定分析第一階段評估指標(i)	81
表 5-11 權重設定分析第一階段評估指標(ii)	81
表 5-12 權重設定分析第二階段評估指標(i)	83
表 5-13 權重設定分析第二階段評估指標(ii)	83
表 5-14 權重設定分析第二階段評估指標(iii)	83
表 5-15 三場颱風之綜合評估指標	98
表 5-16 入、放流及下游測入流總量資訊(卡玫基颱風)	99

第一章 前言

1.1 研究動機

台灣夏季常受到颱風的肆虐，除了強勁的風力外，往往還帶來豐沛的雨量，然而台灣地區地狹人稠，行水區域無法容量與排除過多的水量時，將嚴重影響人民生命財產之安全。因此在颱洪期間，在顧及水庫壩體本身安全的前提下，如何利用水庫剩餘之儲蓄空間，以適當之水庫防洪運轉滯延或是消弭下游河道流量，減少淹水風險，保障人民居住安全，為目前最重要的課題。

由於台灣地區雨量之時空分佈極不均衡，因此水庫為台灣地區水資源運用上，用於調豐濟枯之主要設施，然台灣地區多數水庫普遍存在泥砂淤積問題，每年汛期颱風豪雨從上游集水區，沖刷後挾帶大量泥砂淤積於庫區，大幅減少水庫容積，影響水庫正常運轉效率，使得民生與工業用水之供水穩定度大減。在水庫永續利用的角度下，藉由各式手段清除水庫淤積，提昇水庫蓄水容積，延長水庫運用壽命，為目前刻不容緩之重要課題。

如可運用颱風時期帶來之豐沛水量，運用水庫防洪運轉，在安全無虞與考量後續枯水期水資源運用下，運用防洪運轉等操作手段，以水力排砂的方式增加排放之砂量，減少水庫淤積量，可有效延長水庫壽命。

1.2 研究目的

綜合上述，故本研究同時針對防洪、減淤及水資源供給等三個不同角度與目標，建立一個多目標之水庫最佳規劃模式，其中整合地表逕流模式、河道模擬演算、遺傳演算法、類神經網路及庫區泥砂動

態分析等模式。在入流情況已知的情況之下，規劃出水庫最佳放水歷程，在保障水庫壩體安全無虞及下游災損最小之條件下，排出最多砂量以降低水庫庫區淤積量，增加水庫運用容積量，達到水庫永續利用之精神；其後，利用歷史上多場颱風場次，利用水庫防洪減淤操作最佳規劃模式進行分析所得到的結果，可提供後續規納防洪操作規線之研究做參考。

1.3 研究流程

本研究之研究步驟如圖 1-1 所示，首先針對研究區域收集相關資料，其中包含曾文水庫與鄰近區域之颱風降雨資料與流量資料等；其次，建立曾文水庫與鄰近區域之模擬模式，其中包括以地表逕流模式、河道演算模式、河川洪水位類神經模式與庫區泥砂動態分析模式等四者。地表逕流模式可計算鄰近區域的地表逕流，作為曾文水庫之入流量與河道演算模式之側入流量，河道演算模式則以曾文水庫放水量與前述之側入流量計算曾文溪之河道水位，河川洪水位類神經網路是為了加速河道演算的計算速度，經過訓練檢定完成後，本研究以此類神經網路取代前述之河道演算模式，庫區泥砂動態分析模式則以連續方程式，透過入庫砂量與排砂量之間的差值以及渾水潭的升降所造成體積的改變量，推估水庫內各高程泥砂濃度的變化；接著，本研究以遺傳演算法結合河川洪水位類神經網路和庫區泥砂動態分析模式，建立水庫防洪減淤操作最佳規劃模式。

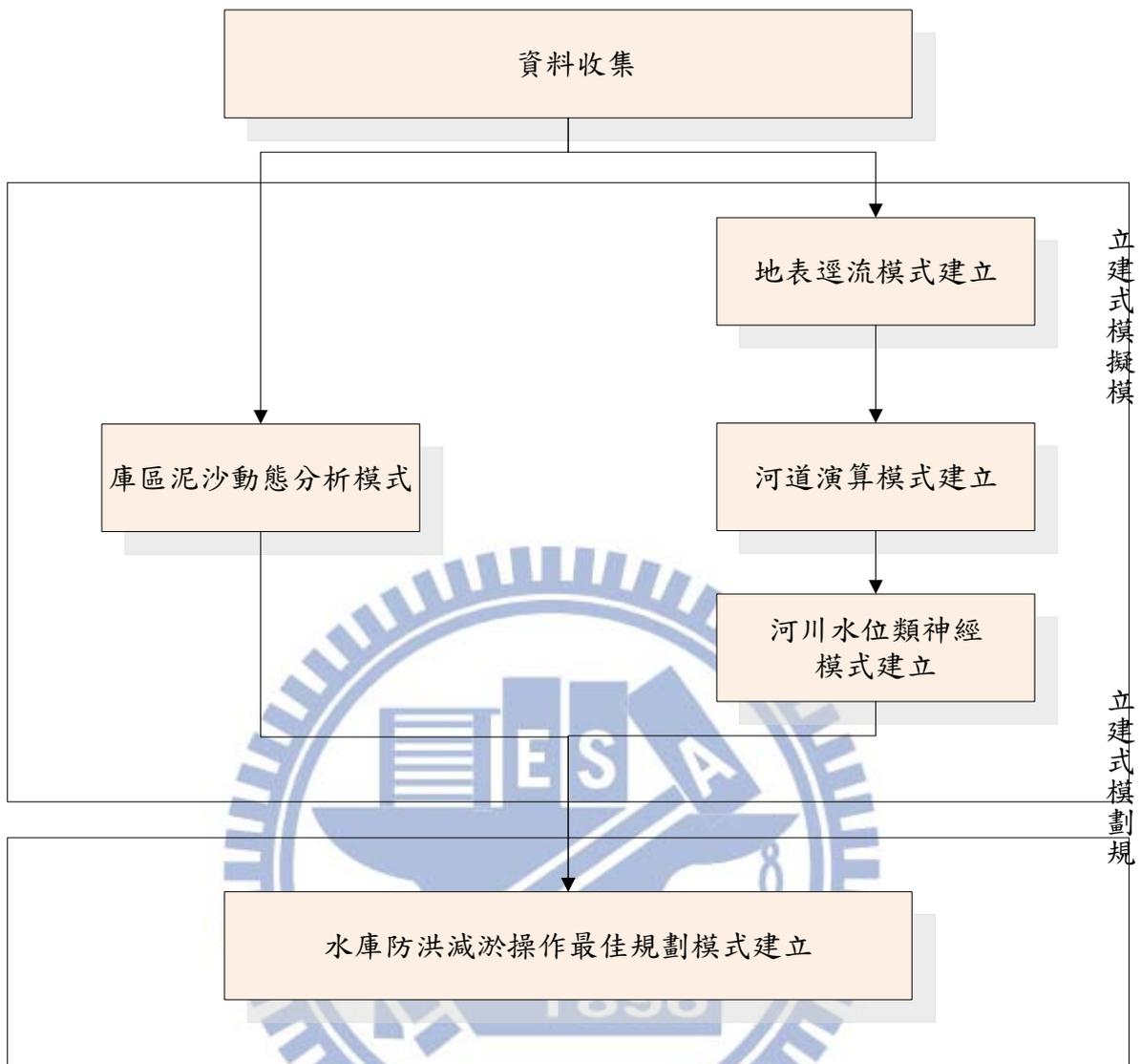


圖 1-1 研究步驟流程圖

第二章 文獻回顧

2.1 水庫防洪操作

因台灣山高坡陡，降雨時間、空間分佈不均，如此特殊的地理環境常造成豐水期雨季來臨時下游地區氾濫成災，而於枯水期時水資源不足而分段限水，故如何於豐水期時透過一個良好的水庫防洪操作，保留足夠的水資源並減少下游的災害，成為目前最重要的課題。

本研究收集有關水庫防洪操作之研究如下:Windsor (1973)將遞歸式線性規劃(LP)處理程序應用於水庫防洪系統上，其目標函數選定洪峰流量為自變數的下游最小損失函數，限制式包括水庫物理限制及使用馬斯金更法(Muskingum method)所建立的河道演算方程式，最後根據最新的流量預測資訊即可調整不同時刻水庫的防洪操作放水策略。Wasimi and Kitanidis(1983)採用線性二次高斯法進行多水庫系統防洪即時操作日模式之建立，對於高維度的最佳化問題而言線性二次高斯法是一種計算上有效率且有彈性的方法，但此模式僅適用於中小型洪水狀況。Unver and Mays (1990)利用數學規劃中的非線性規劃(NLP)解法，處理 Lower Colorado River 之 Lake Travis 的即時防洪控制問題，其目標函數為使偏離湖面水位標的及水庫放水標的的階段性償罰函數值為最小，限制式除一般的控制點水位、水庫放流量及閘門開度上下限外，河道隱式動力波變量流演算亦成為一水力限制條件。陳昶憲(1991)以全隱式法(Fully Implicit Scheme)建立全流域動力波洪流演算模式，評估水庫優選操作策略對下游控制點影響；其次分別以轉換函數觀念與一般時序分析建立水庫入流量預測統計模式；最後以動態規劃-增量動態規劃(DP-IDP)二階段演算法建立水庫防洪優選模式，其目標函數考慮水庫的滯洪效應、水庫潰壩風險償罰值、水庫未

來調蓄能力及河川溢岸風險償罰值，並應用於淡水河流域。周乃昉等(1999)發展即時防洪運轉模式，模式以消減下游河道控制點之洪峰流量為目標，限制式包括防洪運轉法規、水庫物理限制條件、溢洪道閘門操作規定、其它出水工限制條件及以馬斯金更法所建立之河道演算方程式，其中限制式之非線性項則利用線性規劃連續趨近法加以線性化，在實際操作時，依逐時段之最新觀測及預估資料進行即時演算求得各時段之最佳防水策略，並運用於曾文水庫。周乃昉(2004, 2005)在洪峰後，根據即時之水庫尚可蓄水容量與集水區內尚待流出水量來決定閘門關閉時機，以確保停止放水後水庫恰可繼續蓄水至正常水位，以滿足水庫蓄水利用之目標。並且考慮在不同降雨量及降雨型態情況下應用曾文河流域水庫洩洪模式，其預期曾文水庫最佳放水量及蓄水過程，並比較不同放水策略對下游河道洪水及淹水潛勢之影響，讓水庫決策者最佳水庫放水策略

以上方法皆採用優選模式求解放水策略，有效率提升防洪操作成效，提供水庫操作人員重要參考資訊。參考前人之在水庫放水決策上的研究，故本研究選定以遺傳演算法作為求解水庫放水歷程之最佳解。在 2.2 節則收錄了本研究所收集之遺傳演算法方面文獻。

2.2 遺傳演算法

有關最佳化的設計法可分兩類型，第一類為特定型最佳化法則，由於是針對特定的函數特性所發展而成，因此目標函數必須滿足某些特性，如線性、連續、可微分等，例如微分法及梯度法屬此類；第二類為廣義最佳化法則，不論目標函數的特性為何，皆不需修改設計法則，其中隨機搜尋及遺傳演算法皆屬此類。就系統效能而言，特定型最佳化法則效率較高但僅能處理特定系統；廣義型最佳化法則的

應用範圍較廣但效率較低。

遺傳演算法最早是由密西根大學的 John Holland 教授將 這種自然界的選擇方法系統化並發展一可用之演算法，其在 1975 年於 *Adaption in Natural and Artificial System* 文中所提出，發展出遺傳演算法搜尋技術的基本架構，其學生 David Goldberg 更於 1989 年提出遺傳演算法具有搜尋的強健性與有效性，在即龐大又複雜的問題中仍可搜尋出問題之最佳解。由於遺傳演算法能順利解決大部份傳統的解析與數值法難以求解的不連續、不可微分、非凸及多峰的函數最佳化問題，因此遺傳演算法被廣泛的運用於各領域。

本研究所收集之遺傳演算法應用於水資源的相關研究如下：
Wang(1991)應用遺傳演算法於降雨逕流模式參數之檢定。Oliveira and Loucks(1997)，使用遺傳演算法發展多水庫操作系統，由前一操作時段已知之水庫入流量、蓄水量，求得各水庫最大之放流量。Akter and Simonovic(2004)，將遺傳演算法運用於缺水時期水庫模糊多目標最佳化問題，並使用非線性懲罰函數進行搜尋進而得到水庫最佳放水策略。East and Hall(1994)以遺傳演算法來解出一個四水庫系統，以各水庫各月之放水量為其決策變數，目標函數乃是在考慮水庫蓄水和放水限制條件下，求得水庫發電效益和供水灌溉的最大利益值，其結果顯示遺傳演算法在計算技巧上優於動態規劃法。王國威(2004) 運用簡形法 (simplex method) 與限制型遺傳演算法 (constrained genetic algorithm) 搜尋水庫最佳洩放歷程，以探討水庫合理的防洪運轉操作之決策。結果顯示兩種方法皆能有效地消滅洪峰並儲存洪水，而限制型遺傳演算法所提供之洩放歷程較簡形法在實際操作上更為合理且具實用性。袁倫欽(2001)應用遺傳演算法解決序率動態規劃應用於多水庫聯合系統所遇到之維度問題，在能夠盡量多利用翡翠水庫的餘水

之條件下，找出石門、翡翠兩水庫間聯合操作的準則，使得現有水資源能做最有效的調配與利用。陳莉(1994)以淡水河流域之石門水庫為對象，檢討及修正其 M-5 運用規線，首先分析其運用規則及年度運轉報告，了解其旬運轉操作模式，並以 C++物件導向程式撰寫上述操作的模式，以遺傳演算法為最佳化模式，再考慮 1994、2001、2021 年的需水情形下，搜尋一組使缺水指數最少的運用規線，使該區之缺水情況得以舒緩並提高水資源利用效率。郭蒼霖(2000)應用遺傳演算法結合 HEC-5 模式，建構出以規線操作為基礎之最佳水資源調配模式。石明輝(1999) 利用遺傳演算法(genetic algorithms)在多目標規劃問題中，優選出最佳之放水策略，對於模式中限制式之處理乃是利用可行解集合觀念及線性規劃找出決策變數可行解集合，將染色體在決策變數可行解範圍內解碼，如此便可滿足系統之限制條件。蔡宗志(2000)以智慧型理論中的模糊理論結合遺傳演算法發展出一套實用的水庫防洪操作系統，文中指出一般的水庫洪水操作系統，包括了許多的不確定性與時變性，而模糊理論具有「漸進」的特色，能考量程度上的差異，所以可以適切的表現水庫洪水操作系統，至於遺傳演算法可用來搜尋模糊規則庫中的最佳參數，並使從屬函數自動調整出最佳組合，使模糊系統性能達到最佳的效能。向子菁(1999)利用遺傳演算法配合模糊規劃理論優選出水庫長期供水之操作方式，並且跟現行 M-5 規線比較其優劣，結果顯示其優選模式更能降低缺水情況。鄭又瑜(2010)利用遺傳演算法在多目標規劃化問題中，以下游河道減災情況最小化及期末水位滿足目標蓄水位兩者為目標，優選出最佳放水策略，完成水庫防洪操作最佳規劃模式，並加入颱風案例資料庫，將模式進一步提升為水庫即時性防洪操作模式，可利用颱風案例資料庫特性，收尋最相似的水庫過去入流歷程，作為即時防洪操作模式規劃放

水策略之參考準則。楊艾芸(2010)為結合水庫入流預報模式及水庫放水策略決策模式(Adaptive Network-base Fuzzy Inference System,ANFIS)完成水庫防洪最佳即時操作模式,ANFIS 是以水庫防洪操作優選模式所優選出之水庫放水歷程作為輸出值,並透過無母數統計分析方法進行相關性分析,選取相關性較高者做為輸入值,已進行 ANFIS 模式之訓練與驗證。

因為遺傳演算法非線性搜尋的特性,使得在求解最佳解時可避免落入區域最佳解的情況,況且由上述各研究可發現將遺傳演算法運用於水資源領域求解最佳化問題時皆可得到良好成果且頗具效率。故本研究整合遺傳演算法、河道模擬與類神經網路等模式,以水庫洩洪對下游河道水位之影響最少,且颱風過後水庫之水位回蓄至目標水位為目標,考量水庫防洪運用要點的要求等建立水庫最佳防洪操作模式。

2.3 類神經網路

由於本研究之水庫最佳防洪減淤操作模式目標函數包含,「探討水庫洩洪對下游河道洪水水位之影響最少」、「颱風過後水庫之水位回蓄至目標水位以利未來供水調配」及「排出最大量化的砂量」。故為發展上述之最佳防洪減淤操作模式,首先必需建立曾文水庫下游河道水位模擬模式進行曾文溪流流域之模擬,模擬水位與堤防高度之比較可作為下游地區淹水程度之評估依據。

由於河道演算需鉗入優選模式反覆呼叫,因此本研究擬以完成訓練之類神經網路(Artificial Neural Network, ANN)發展河川洪水水位類神經模式取代 HEC-RAS 模式,藉此降低模式計算量。

本研究所收集之類神經相關研究如下:French 等人(1992)應用倒

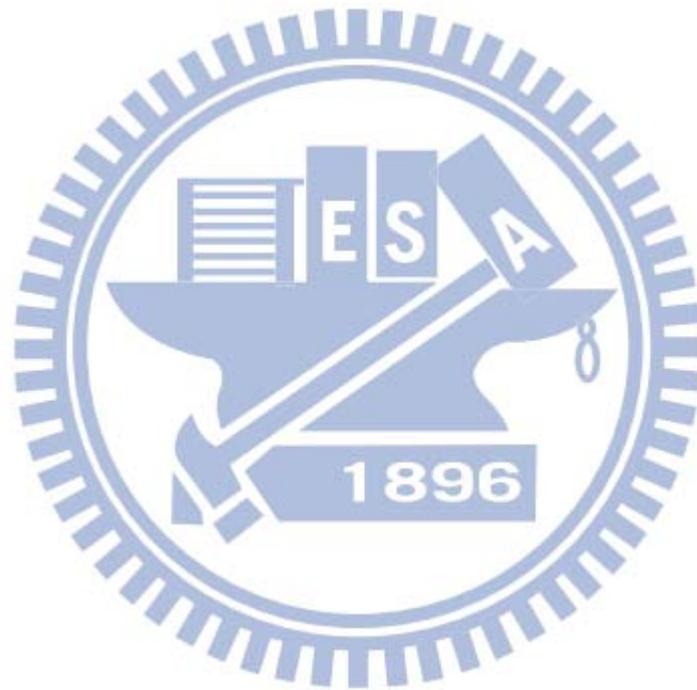
傳遞類神經網路於空間與時間上之降雨強度預報，預測一小時後的降雨。Loke 等人(1997)將類神經網路應用於都市排水上，以給定雨量與放水量下，推估下一時刻之都市排水量。Sajikumar and Thandaveswara(1999)探討當雨量資料缺乏時如何推求月流量，測試類神經網路是否能在資料不完整的狀況下，推估季節性的河川流量。Gorkmen(2006)利用模糊理論、類神經方法與運動波理論三種模式比較相同集水區之降雨-逕流關係，結果顯示以模糊理論與類神經所模擬之逕雨-逕流關係較運動波理論來的好。張大元(2003)利用倒傳遞類神經網路模擬流域特性，以雨量為網路輸入，流量為網路輸出，建立即時流量預測系統，以推算未來六小時流量；其次模擬「水庫放流—水位」的關係，以雨量、水庫放流、河口潮汐為輸入，下游河道水位為輸出，模擬水庫放流對水位增量之影響。Halff、Azmoodeh(1993)以類神經網路模擬降雨-逕流關係，研究結果顯示資料經正規化處理後較未經正規化處理之結果佳。Lorrai and Sechi(1995)使用二層隱藏層的倒傳遞類神經建置「降雨-逕流」模式，並分析 30 年之月雨量與月流量的關係。Tayfur(2006)分別以模糊理論、類神經網路與運動波理論，建立即水區之降雨量及地表逕流之關係。黃群岳(2000)以類神經網路預測石門水庫流域在颱風時的洪水進流量，以流域各雨量站不同延時之逐時雨量為輸入值，水庫進流量為輸出值，對於不同流域利用倒傳遞運算法則可修正調整類神經網路的權值以建立降雨-逕流模式，進而預測洪峰到達時間與洪峰值。孟中杰(2001)以數值高程模式、運動波模式以及類神經網路模式等理論，建立各項地文、水文計算模組以及降雨逕流預報模組。唐偉倫(2009) 考量集水區之降雨分佈不均及地文條件差異，以類神經網路為主要架構，結合水文分佈模式與類神經網路理論，建構模擬集水區降雨-逕流之概念模式。

2.4 水力排砂

水庫的防淤策略大致上有集水區經營、抽泥船浚渫、機械開挖及水力排砂等不同方式(Fan and Morris,1992)。其中最經濟且有效就屬水利排砂之方式，在於利用管理水庫過多蓄水資源等無成本之方法排出淤泥(Shan and Lai,1996；Chang et al,2003)。在本研究所建立之水庫防洪減淤操作最佳規劃模式中，其主要就是透過水力排砂方式滿足減淤之目標，以下為針對水力排砂方面文獻收集。

Salas 與 Shin(1999)運用蒙地卡羅亂數模擬法量化水庫淤積之不確定性，所考慮的不確性來源包含：水庫進水流量、入砂量率定曲線、推估排砂比之經驗 Brune 公式、入庫泥砂中黏土、泥與砂之比例。Nicklow 與 Mays(2000)運用 HEC-6 模式模擬多水庫系統之泥砂傳輸運移過程，並利用最佳控制理論方法求取可最小化系統總沖刷與淤積之操作策略。Wan 等人(2010)依據洪水時期入庫水砂及水庫運轉特性，運用主成分分析及群集分析等統計方法將歷史洪水事件分類，並對各類洪水事件分別檢定-經驗性水砂運移推估模式之代表性參數，當水庫時間進行水力排砂運轉時，運用相似系統理論(similarity system theory)對即時颱風研判其所屬的歷史颱風案例類別，並運用該類別之代表性水砂運移模式預估未來水庫入流及水砂歷程，再依據遇水砂粒歷線進行水力排砂操作，以提升排砂效率。Khosronejad(2009)於伊朗 Sefid-Roud 水庫進行水力排砂操作，採用一維水理輸砂模式模擬泥沙變化並分別與 1980 及 1981 年的現地觀測資料作檢定驗證奇摩是準確性，模擬颱風時期水庫操作方式，提供最有效之排砂操作策略。賴進松(2004)建立入庫泥沙觀測系統，實際調查水庫現場異重流之濃度分佈，利用水理模式試驗及數值模式，找出適合台灣水庫之減

淤操作方式及減淤通道型式。謝沃田和俞維昇(1994)之曾文水庫淤積清理規畫初步研究中，在曾文水庫興建以前有照興懸浮懸浮載測站，水庫是於 1973 年完成，依據見建庫前 1957~1963 年實測水庫入流量 Q 與水庫入庫砂量 Q_s ，得到曾文水庫入庫砂量與流量關係式。許少華和俞維昇 (2006)之渾水水庫沈降特性與排渾減淤操作研究，以石門水庫為研究區域，建立出水庫渾水潭面與水庫水面上升下降的關係方程式。



第三章 理論概述

3.1 HEC-RAS 河道變量流演算

本研究河道演算部份，是應用美國陸軍工兵團水文工程中心發展之河川分析模式(River Analysis System, HEC-RAS)，HEC-RAS 為一可進行一維變量流與定量流河道水力計算之系統軟體。HEC-RAS 變量流水理模式可模擬整個洪水歷線經過河川系統時各不同斷面之水位，因模擬時每個時段及每個斷面間水流狀況會相互影響，故其結果與實際水流狀況較為接近，而定量流演算，則因模擬時每個時段及每個斷面間水流狀況無關，故其結果較不符合實際水流狀況。而本研究所建立之水庫防洪規劃模式因考量到降低下游地區淹水之影響，故在此採較符合實際流況的變量流模式計算河道水位。

3.1.1. HEC-RAS 理論

HEC-RAS 河道水理理論在變量流部份之控制方程式包含連續方程式與動量方程式；若假設水體為不可壓縮流 (incompressible flow)，則其連續方程式可表示為

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l \quad (3-1 \text{ 式})$$

式中 A 為通水斷面積； Q 為流量； q_l 為單位渠道長度之側入流。水流之動量方程式則可表示為

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(QV)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) + q_l V_x \quad (3-2 \text{ 式})$$

式中 V 為平均流速； g 為重力加速度； y 為水深； S_0 為底床坡降； S_f 為摩擦坡降； V_x 為水流在 x 軸方向上的流速。

3.1.2. 數值方法

HEC-RAS 是利用四點完全隱式差分法處理連續方程式與動量方程式，以求解各時段之水深及流量，若以 f 表示欲求解之變數，四點完全隱式差分法可表示為

$$f = \frac{1}{2}(f_j^i + f_{j+1}^i) + \frac{1}{2}\theta[(f_j^{i+1} - f_j^i) + (f_{j+1}^{i+1} - f_{j+1}^i)] \quad (3-3 \text{ 式})$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \frac{1}{\Delta x} \left\{ (f_{j+1}^i - f_j^i) + \theta[(f_{j+1}^{i+1} - f_{j+1}^i) - (f_j^{i+1} - f_j^i)] \right\} \quad (3-4 \text{ 式})$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{1}{2\Delta t} [(f_{j+1}^{i+1} - f_{j+1}^i) + (f_j^{i+1} - f_j^i)] \quad (3-5 \text{ 式})$$

式中 i 、 j 分別代表時間與空間座標指數； $\Delta x = x_{j+1} - x_j$ 為河川相鄰斷面之距離； $\Delta t = t^{i+1} - t^i$ 為演算時距。將(3-3 式)、(3-4 式)與(3-5 式)代入(3-1 式)與(3-2 式)中，即可把任意兩斷面間 (x_{j+1}, x_j) 之連續方程式與動量方程式表示為

$$F_j(Q_{j+1}^{i+1}, y_{j+1}^{i+1}, Q_j^{i+1}, y_j^{i+1}) = 0 \quad (3-6 \text{ 式})$$

$$G_j(Q_{j+1}^{i+1}, y_{j+1}^{i+1}, Q_j^{i+1}, y_j^{i+1}) = 0 \quad (3-7 \text{ 式})$$

式中 $j=1, 2, 3, \dots, n-1$ ； Q_j^i 為 i 時刻 j 位置點之流量； y_j^i 為 i 時刻 j 位置點之水深。因此每二斷面間可寫出一組如上兩式之聯立方程組，若一河道有 n 個斷面，共有 $2n$ 個未知數，但僅有 $2(n-1)$ 個方程式，所以需要提供 2 個邊界條件，方得以求解；則(3-6 式)與(3-7 式)可改寫成下列型式

$$F_j(Q_j^{i+1}, y_j^{i+1}, Q_{j+1}^{i+1}, y_{j+1}^{i+1}) = 0 \quad (3-8 \text{ 式})$$

至(3-1 式)之解。若不能滿足精度要求，必需將 Q_j^{i+1} 及 y_j^{i+1} 重新代入(3-12 式)中，進行下一次迭代，直到滿足所需精度為止，依此方法即可求出各斷面之流量與水深。若在匯流處則假設其流量進出平衡及匯流前後之速度水頭差極小，以進行下一河段演算。

3.2 類神經網路

近年來類神經網路 (Artificial Neural Network, ANN)已被視為非常有效的非線性模型建構工具。類神經網路 (Artificial Neural Network) 是指模仿生物神經網路的資訊處理系統，其定義為：「類神經網路是一種計算系統，包括軟體與硬體，它使用大量簡單的相連人工神經元來模仿生物神經網路的能力。人工神經元是生物神經元的簡單模擬，它從外界環境或者其他人工神經元取得資訊，加以簡單的運算，再輸出其結果到外界環境或者其他人工神經元。」

3.2.1. 類神經網路種類

類神經網路模式大致上可依學習策略與網路架構來加以分類，下列將各別簡單介紹之。

一、依學習策略分類

(1) 監督式學習網路(Supervised Learning Network)

從問題領域中取得訓練範例，包含有輸入變數值及輸出變數值在學習的過程，輸入值經類神經演算後會得到一組模擬值，將此模擬值與範例輸出值的差值用來調整網路內的權重及閾值，經由不斷反覆的演算，使模擬值與範例輸出值差距最小，最後將此網路應用於新的案例，此種學習策略即為監督式學習網路。倒傳遞網路即屬此類型網路。

(2) 非監督式學習網路(Unsupervised Learning Network)

從問題領域中取得訓練範例，只有輸入變數值，並從中學習過程中找尋輸入變數的聚類規則，最後將此網路應用於新的案例。自組織映射圖網路類神經即屬此類型網路。

(3) 聯想式學習網路(Associate Learning Network)

從問題領域中取得訓練範例，狀態變數值，並從中學習範例的內在記憶規則，以應用於新的案例。霍普菲爾網路即屬此類型網路。

(3) 最適化應用網路(Optimization Application Network)

對一問題所設計的變數值，使其滿足設計限制條件，並使設計目標達最佳狀態的應用。Hopfield-Tank 神經網路即屬此類型網路。

二、依網路架構分類

(1) 前饋式網路架構(Feedforward Network)

前饋式網路為一種階層式網路，包含輸入層、隱藏層及輸出層，網路所有的神經元階無後向或側向的連結傳遞，信號傳遞方向由前往後傳輸如圖 3-1。倒傳遞類神經網路及學習向量量化網路即屬此類型網路。

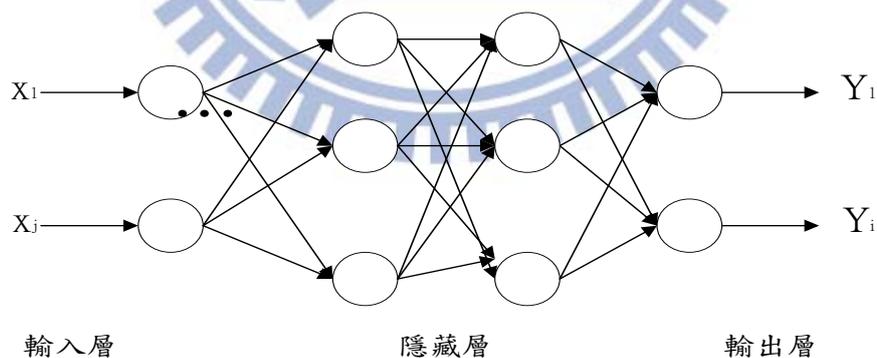


圖 3-1 前饋式類神經網路

(2) 回饋式網路架構(Feedforward Network)

回饋式網路至少會含有一回饋迴圈，神經元會各自將其輸出之訊號傳給同一層或前一層中的神經元，以作為輸入資料如圖 3-2，常用於處理動態現象或動態的時間序列。Hopfield 網路即屬此類型網

路。

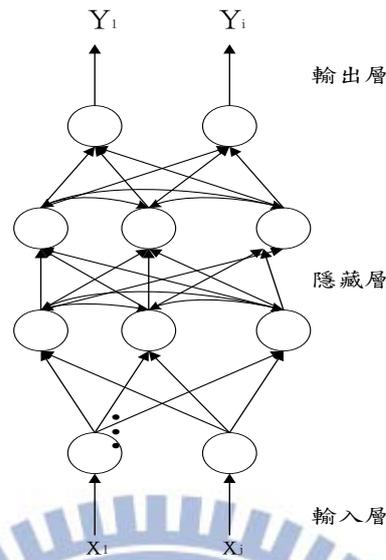


圖 3-2 回饋式類神經網路

3.2.2. 倒傳遞類神經網路概述

倒傳遞類神經網路(Backward Propagation Network,BPN)是種被廣泛使用的一種網路，因為其具有學習及回想的功能，故可進行定率預測。倒傳遞網路模式學習訓練方式由所探討問題中取得相當數量之訓練樣本，並從樣本中應用向前饋入與誤差向後推導兩步驟推求輸入變數與輸出變數的內在對映規則，再應用回想功能進行新案例之輸出變數值推估。

而本研究所建立之水庫防洪規劃模式因考量到降低下游地區淹水之影響，以 HEC-RAS 建立下游河道水理模式。由於河道演算需鉗入水庫即時操作模式反覆呼叫，因此本研究採倒傳遞類神經網路，應用前述 HEC-RAS 模式建立大量之水庫放水量與對應之河道流量與水位等水理資訊，將該資料作為類神經網路之訓練資料，建立河川洪水類神經模式藉此降低模式計算量。

以下說明倒傳遞網路學習過程的建立:

(1) 令輸入層、隱藏層與輸出層節點分別以 i 、 j 、 k 為下標符號，建立一輸入層、隱藏層與輸出層節點數分別為 m 、 n 、 o 個，以均勻分佈隨機亂數設定加權值矩陣 W_{ij} 、 W_{jk} 與閾值 b_j 、 b_k 的初始值。

(2) 輸入一個訓練案例的輸入向量 $\vec{X} = [X_i]$ $i=1,2,\dots,m$ 與目標輸出向量 $\vec{T} = [T_k]$

$k=1,2,\dots,o$

(3) 計算推估輸出向量 \vec{O}

(a) 輸入層向量

$$\vec{X} = [X_i] \quad i=1,2,\dots,m \quad (3-15 \text{ 式})$$

(b) 計算隱藏層輸出向量 \vec{H}

$$H_j = f_h(\text{net}_j), \quad \text{net}_j = \sum_{i=1}^m x_i w_{ij} - b_j, \quad j=1,2,3,\dots \quad (3-16 \text{ 式})$$

式中 $f_h(x)$ 為隱藏層轉換函數，可依問題型態挑選轉換函數

(c) 計算輸出層輸出向量 \vec{O}

$$O_k = f_o(\text{net}_k), \quad \text{net}_k = \sum_{j=1}^n H_j w_{jk} - b_k, \quad k=1,2,3,\dots,o \quad (3-17 \text{ 式})$$

式中 $f_o(x)$ 為輸出層轉換函數，可依問題型態挑選轉換函數

(4) 計算加權值矩陣修正量 ΔW ，及閾值修正量 Δb 。因為監督式學習的目的在降低網路輸出單元目標輸出值與推論輸出值之差距，所以一般以能量函數（又稱誤差函數）表示學習的品質：

$$E = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^o (O_k - T_k)^2 \quad (3-18 \text{ 式})$$

因此網路的學習過程即為使能量函數最小化的過程，通常以最陡坡降法來使能量函數最小化，即每輸入一個訓練案例，網路即小幅調整加權值的大小，調整的幅度和誤差函數對該加權值的敏感程度成正比，即與誤差函數對加權值的偏微分值大小成正比：

$$\Delta \mathbf{w} = -\eta \frac{\partial \mathcal{E}}{\partial \mathbf{w}} \quad (3-19 \text{ 式})$$

$$\Delta \mathbf{b} = -\eta \frac{\partial \mathcal{E}}{\partial \mathbf{b}} \quad (3-20 \text{ 式})$$

式中 $\Delta \mathbf{w}$ 與 $\Delta \mathbf{b}$: 加權值與閾值調整的幅度; η 稱為學習速率 (learning rate)，控制每次以最陡坡降法最小化誤差函數的步幅。

(5) 更新加權值矩陣與閾值

$$W_{new} = W_{old} + \Delta W \quad (3-21 \text{ 式})$$

$$b_{new} = b_{old} + \Delta b \quad (3-22 \text{ 式})$$

(6) 重覆步驟 2 至步驟 6，直至收斂，即誤差不再有明顯變化且符合所要求的精度。

3.2.3. 轉換函數

在類神經網路的運算過程中，轉換函數可用來控制輸出單元的形狀，藉由轉換函數將輸入值與權重的乘積和轉換為輸出值。轉換函數可分線性函數及非線性函數，圖 3-3 為較常見之轉換函數。

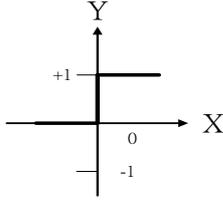
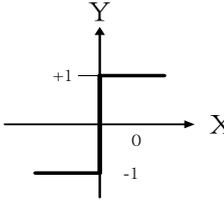
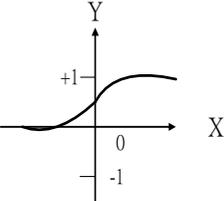
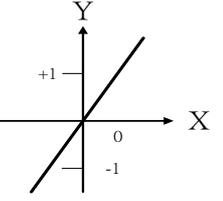
Step function	Sign function	Sigmoid function	Linear function
			
$Y^{step} = \begin{cases} 1, & \text{if } X \geq 0 \\ 0, & \text{if } X \leq 0 \end{cases}$	$Y^{sign} = \begin{cases} +1, & \text{if } X \geq 0 \\ -1, & \text{if } X \leq 0 \end{cases}$	$Y^{sigmoid} = \frac{1}{1 + e^{-X}}$	$Y^{linear} = X$

圖 3-3 常見的轉換函數

3.2.4. 網路參數

一般網路使用參數主要分下列三種

一、隱藏層神經元數目

隱藏層的神經元個數若越多雖然可以達到更小的誤差，但收斂速度會越慢，當神經元個數超過一定的數量後，對誤差降低幾乎沒有幫助，反而會增加運算時間。故為了平衡品質與時間成本，取適當的數目為宜，一般而言隱藏層的神經元個數選取原則如下：

- (1)問題複雜性高，隱藏層的單元數目宜多。
- (2)問題雜訊高，隱藏層的單元數目宜少。
- (3)測試範例誤差遠高於訓練範例誤差，隱藏層的單元數宜減少；
反之隱藏層的單元數目宜增加。

(4)隱藏層神經元數目=(輸入層單元數目+輸出層單元數目)/2

隱藏層神經元數目=(輸入層單元數目+輸出層單元數)^{1/2}

二、隱藏層層數

大多數的情況下隱藏層的層數取一至二層即有較好的收斂性質，若太多層或太少層則收斂性逐漸降低。根據經驗，一般問題取一層隱藏層，較複雜問題取兩層隱藏層。

三、學習效率

學習速率太大或太少均不利網路收斂。因較大的學習速率有較大的網路加權值修正量，可較快逼近函數最小值，但過大的學習速率將導致網路加權值修正過量，造成數值振盪而難以達到收斂。根據經驗顯示若學習速率取 0.5 或 0.1 到 1.0 間的值作為學習速率，其結果對學習速率並不敏感，大都可得到良好的收斂性。

3.3 遺傳演算法

3.3.1 基本理論概述

遺傳演算法(genetic algorithm)的理論基礎可回溯自 1859 年達爾文(Charles Darwin)的「物種起源」(On the Origin of Species by Means of Nature Selection)書中之「物競天擇，適者生存」演化及淘汰觀念。在這種由自然選擇的演化機制中，生物界中的任一個體會將其特徵繁衍到下一代，而生物特徵是由細胞內的染色體來決定的，也就是由基因所組成的基因鏈，由於不同特徵的生物對於環境的適應力不大一樣，基於自然生態之淘汰，適應力較高的個體會有較高機率與異性交配繁衍，就如同自然界中求偶期生物往往必須藉由爭鬥來展示自身的強健與否，方有機會得到另一半的青睞。基於此一理論，具有較佳適應力之染色體亦有較高之機率繁衍至下一代。

此外，多數生物之繁衍均以採用有性生殖方式，因此子代是由父母雙方之染色體組合而成，使得子代染色體具備與父代不同之適應力，可能會出現「歹竹出好筍」之情況。由於較能適應環境之生物，有較高之繁衍機率，因此可將整體族群引導向更適合生存之方向。經由長時間之繁衍，最後將演變至最能適應於此生態環境下的種族。

最早是由密西根大學的 John Holland 教授將這種自然界的選擇

方法系統化並發展一可用之演算法，其在 1975 年於 Adaption in Natural and Artificial System 文中所提出，發展出遺傳演算法搜尋技術的基本架構，並且由其學生 David Goldberg 成功地運用在工程問題上。之後，有許多研究亦證實了遺傳演算法在最佳化問題的求解上是十分有效率的，其有以下幾個優點：

1. 可同時優選連續(continuous)及不連續(discrete)的問題。
2. 優選過程中，無須求取目標函數的導函數。
3. 可以擴張處理多參數的優選問題。
4. 演算法具有平行計算之本質，若在平行電腦中，可以容易地進行平行計算，大幅減少計算時間。
5. 演算優選的結果，可提供一組最佳解群，而非只有單一最佳解。
6. 不同於單點搜尋方式，而是採用多點搜尋，因此不容易掉入局部解 (local optimum)。
7. 在優選複雜非線性的問題中，其演算機制可跳脫局部最佳解(local optimum)。
8. 參數優選機制係以演化方式(複製交配突變)進行，此一方式不受問題函數型態之影響

以上的優點，使得我們發現當傳統的最佳化方法無法解決一個問題或得到令人滿意的優選結果時，遺傳演算法便是一個很有趣且擁有很大潛力去替代部份傳統的優選法。

對所有的問題而言，遺傳演算法並非都是一個最佳的方法，例如當在處理一具有凸函數型態，且僅有少量變數之問題時，一般傳統以微積分為基礎的搜尋法，即可比遺傳演算法快速的找到最佳解，對於一些簡單優選的問題，傳統的演算法亦都能很快的解決，然而當我們在處理實際的問題時，經常會遇見的是非凸函數且多變數型態或更

複雜的問題，這是一般演算法不易解決的，而遺傳演算法就有解決此類問題的能力，且可得到近以全域最佳解。

3.3.2 遺傳演算法架構流程

遺傳演算法係將各參數視為基因(gene)，透過編碼(Encoding)組合成染色體(chromosome)個體，每條染色體即為一組解，演算初始以隨機方式產生初始群解，即為最原始的親代經由三大運算元—複製(reproduction)、交配(crossover)及突變(mutation)過程產生適合度(fitness)較佳的新群集，直到找到最佳值或達到收斂條件為止。其演化步驟如下(1987, Davis)(1995, 陳莉):

1. 開始以隨機方式產生具 n 個 L 位元的染色體之群集。
2. 計算問題中每一個染色體的適合度 $f(x)$ 。
3. 重複下列步驟直到 n 個後代全部產生:
 - (1)在現有的群集中選擇一對親代染色體。
 - (2)以機率 P_c (交換率)使一對親代隨機的選擇位置交換，形成子代;若無交換則所形成的子代則由親代複製而來。
 - (3)突變是以 P_m (突變率)使兩個子代在任一位置改變其值。
4. 以新的群集取代現有的群集。
5. 重複步驟 2~5。

經過多代的演算後即可得到能夠收斂於整體的最佳解。遺傳演算架構流程如圖 3-4 所示:

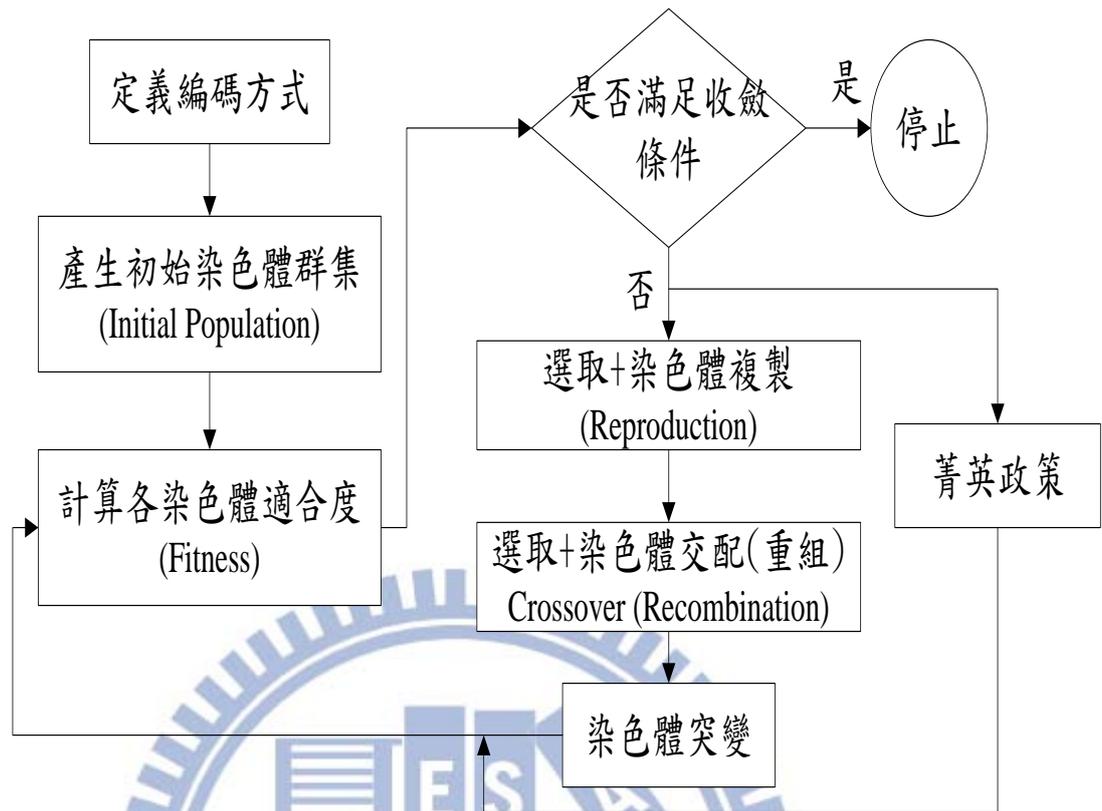


圖 3-4 遺傳演算法演算流程圖

3.3.3 遺傳演算法參數設定

一、群體大小

群體大小代表一個世代裡個數的數量，即為編碼後字串的總數，需視問題尺度決定，若群集太少會因搜尋範圍過小，導致無法收斂且搜尋結果不佳；群集太多會使收斂緩慢，增加模式計算時間。一般而言遺傳演算法是從親代繁衍至子代，故每一代都維持一定大小的群體數目。

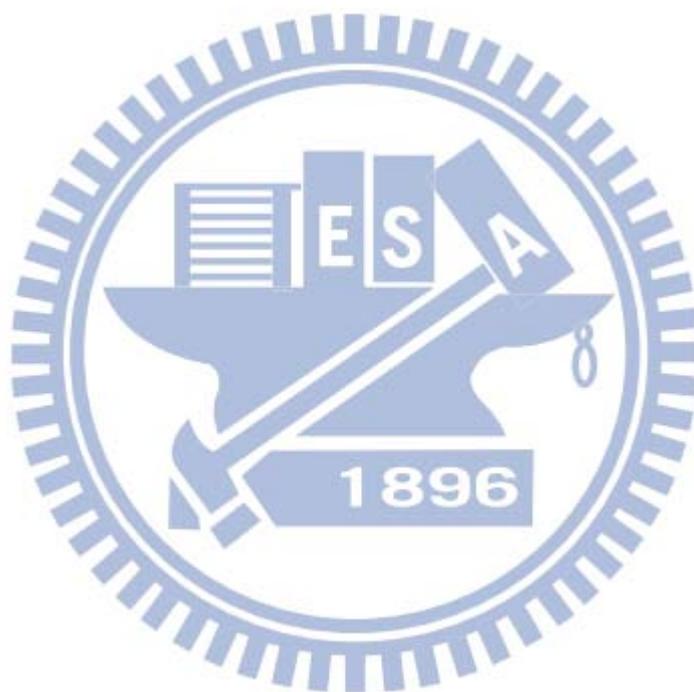
二、交配率

交配率是指每個個體或字串，當其被挑選為親代個體時，決定加否要進行交配運算的機率。較大的交配率雖然擴大搜尋空間，但也容易將個體中較好的基因替換掉；若較小的交配率則會使個體變異幅度降低造成收斂速度緩慢。

三、突變率

突變率是指當交換後的子代可能產生變異的機率，其最主要的目的在避免基因落入局部最佳解，通常突變率都不高。

關於其它有關遺傳演算法詳細之編碼、解碼方式、適合度函數計算、菁英政策、選取方法、交配方法、收斂條件等請參考附錄二遺傳演算法相關參數介紹。



第四章 水庫防洪減淤操作最佳規劃模式之發展

水庫防洪減淤操作除了需考量水庫本身之水量守恆外，水庫上游集水區與水庫下游河道亦需要考量。氣象系統藉降雨經上游集水區，產生地表逕流，逕流對於上游集水區產生泥砂沖蝕，所產生之水量與泥砂量均會匯流進入水庫庫區，對水庫系統造成影響；此外水庫如過度放水，將對下游河道與下游平原可能造成淹水氾濫等災損。因此，將於第 4.1 節說明水庫防洪減淤操作最佳規劃模式之系統架構，其中包含以降雨逕流模式推估地表逕流量、HEC-RAS 河川水理模式與河川洪水位類神經網路模擬下游河道因應水庫放水量產生可能之洪氾，以及應用泥砂動態分析模式分析上游集水區產生之泥砂沖刷量與庫區渾水潭之渾水面水位與濁度變化；第 4.2 節則應用遺傳演算法建立水庫防洪減淤操作最佳規劃模式，其中包含模式之最佳化限制式與遺傳演算法之相關設定。

4.1 模式系統架構

本研究之防洪減淤操作最佳規劃模式是在入流量已知之前提下，在兼顧水庫壩體安全、降低下游地區淹水損失及排出砂量最大化三者不同之目標，並考量水庫防洪運用要點，規劃最佳放水歷程。系統架構如圖 4-1 所示，其中以遺傳演算法求解最佳化問題，模式中嵌入數種模擬模式，包含降雨逕流模式、河川洪水位類神經模式與庫區泥砂動態分析模式三者。而其模式之 IO 檔為表 4.1 所示。

由於遺傳演算法需以各種水庫系統狀態來來呈現操作效能，因此除了模擬模式可用以模擬水庫之入流量、入流泥砂量、下游河道水位(用以近似下游淹水災損)外，水庫之質量守恆方程式可用以模擬水庫水位，確保壩體安全。系統圖如圖 4-2 所示。

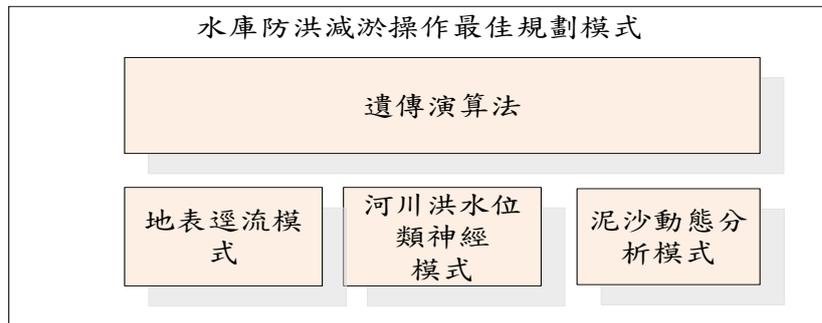


圖 4-1 水庫防洪減淤操作最佳規劃模式架構圖

表 4-1 各模式 IO 列表

模式名稱	輸入檔	輸出檔
地表逕流模式	颱風時期，下游各時刻的雨量站資訊。	颱風時期，曾文溪下游各時刻測入流流量資料。
河道演算模式、河川洪水位類神經模式	颱風時期，下游各時刻的側入流量資訊。	颱風時期，曾文溪主流控制點之各時刻水位資訊。
庫區泥砂動態分析模式	颱風時期，曾文溪上流各時刻的雨量、入庫流量及放流量資訊。	颱風時期，曾文水庫庫區各時刻泥沙濃度數值。
水庫防洪減淤操作最佳規劃模式	颱風時期，曾文水庫各時刻入庫流量資訊。	颱風時期，曾文水庫各時刻最佳放水流量資訊。

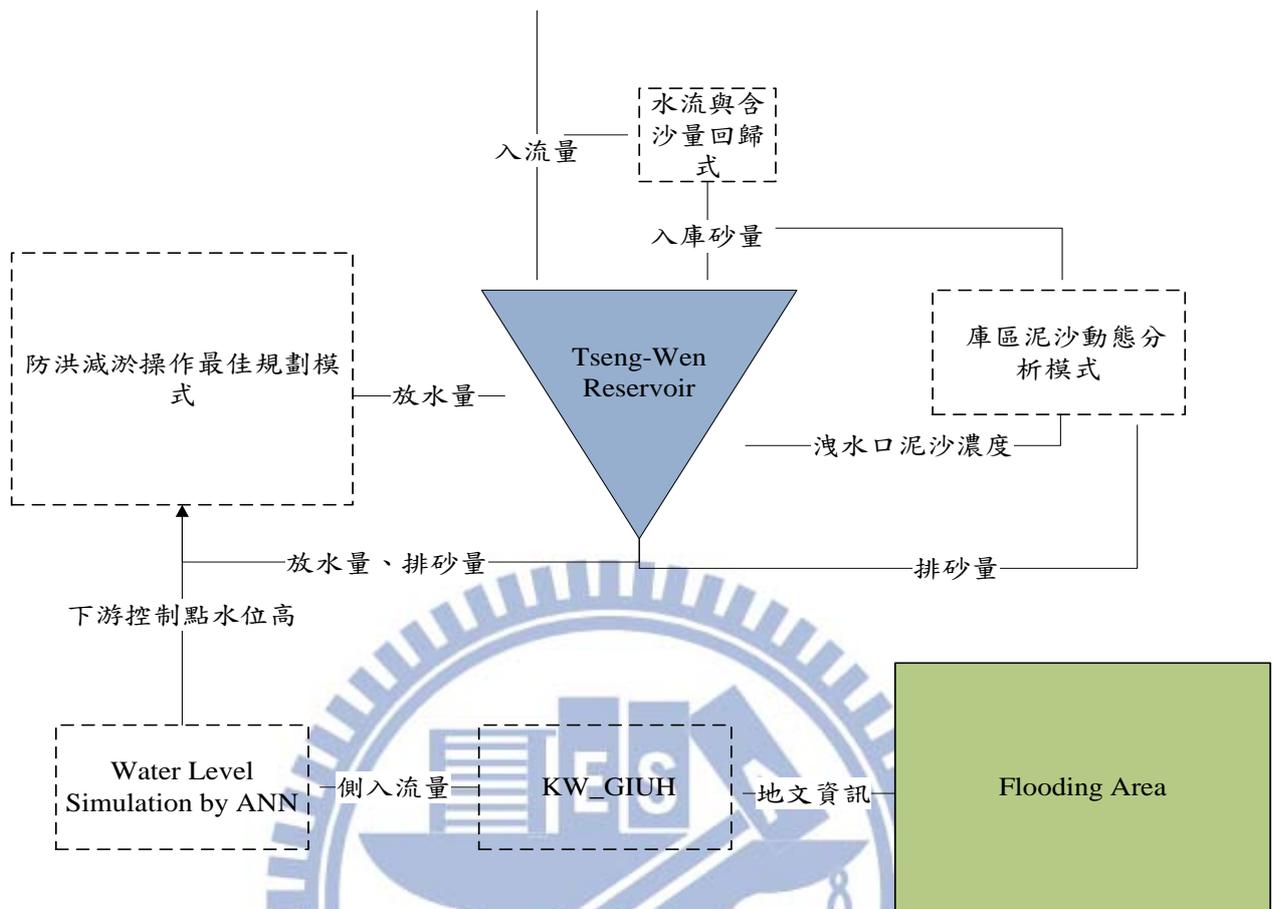


圖 4-2 水庫防洪減淤操作最佳規劃模式系統圖

4.1.1 地表逕流模式

本研究採 Lee and Chang(2003)開發之運動波-地貌瞬時單位歷線模式(KW_GIUH)。模式建構於 ArcView 地理資訊系統上，首先依據研究區域挑選區域內之雨量站，並輸入各雨量站之小時雨量時序資料輸入，其將以徐昇多邊法計算研究區域之平均降雨量，以及各雨量站之涵蓋範圍。其次，模式以平均降雨，結合漫地流平均糙度係數與渠道糙度係數等地表逕流參數，模式即可計算出地表逕流量之流量歷線。

當一單位有效降雨，在 $t=0$ 瞬間，均勻落於集水區。若此一單位降雨含有 N ($N \rightarrow \infty$) 個彼此獨立且不相互作用之雨滴，而且假設直

接落於河川上之雨滴可予以忽略，則這些雨滴將逐步形成地表逕流，逐一抵達集水區出口處，落於較遠處之雨滴需要較長之移動時間方能抵達出口，而較近之雨滴則較快抵達出口，而雨滴個數對時間的分佈即為該集水區之瞬時單位歷線。基於 Horton-Strahler 之河川級序定律，一個 Ω 級序之集水區可以被區分為數個階段；當雨滴降落於漫地流區域後，將循序由低級序河川流往高級序河川，而後逐漸流至集水區出口(如圖 4-3)。

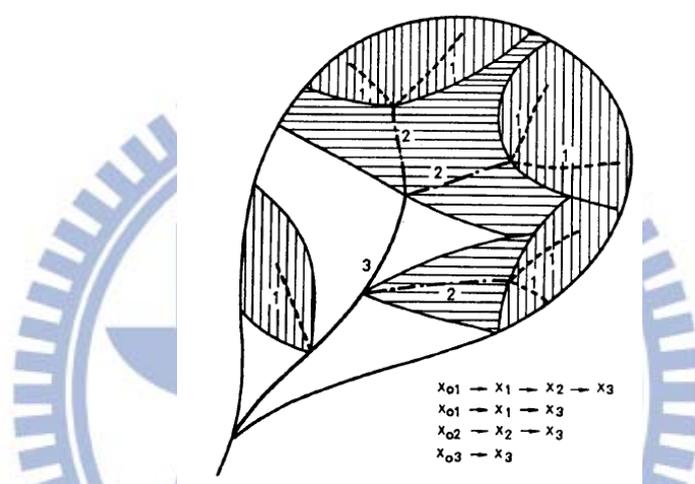


圖 4-3 集水區逕流路徑示意圖(Lee and Yen, 1997)

由於一個集水區由多個不同級序之子集水區所構成，以 x_{oi} 為 i 級序漫地流區域，而 x_i 為 i 級序河川，其中 $i = 1, 2, \dots, \Omega$ ，且假設 $x_{oi} \rightarrow x_i \rightarrow x_j \rightarrow \dots \rightarrow x_{\Omega}$ 表示某一特定逕流路徑 w ，則雨滴採取此一特定路徑之機率可表示為式4-1(Rodriguez-Iturbe and Valdes, 1979)。

$$P(w) = P_{OA_i} \cdot P_{x_{oi}x_i} \cdot P_{x_ix_j} \cdot \dots \cdot P_{x_kx_{\Omega}} \quad (4-1)$$

式)

就一廣大且地形複雜之集水區而言，若以機率密度函數來表示雨滴於各階段之逕流時間，將更能反應地文因子之空間變異特性對逕流過程之影響效應。假設以 $f_{x_j}(t)$ 表示雨滴於 x_j 階段之逕流運行時間

分佈，且其平均值為 T_{x_j} ，可得(4-2式) (Feller, 1968)

$$P(T \leq t) = \sum_{w \in W} \left[\int_0^t f_{x_{oi}}(t') * f_{x_i}(t') * f_{x_j}(t') * \dots * f_{x_{\Omega}}(t') dt' \right] \cdot P(w) \quad (4-2 \text{ 式})$$

由於瞬時單位歷線是以在起始時刻，瞬間降下一單位之累積降雨量，意即當 $t=0$ 時，系統累積降雨量為 1; 當 $t \neq 0$ 時，則無降雨，而在此降雨條件下之集水區出流歷線，即為該集水區之瞬時單位歷線 $u(t)$ 。Rodriguez-Iturbe and Valdes (1979) 與 Gupta et al. (1980) 提出瞬時單位歷線之方程式，如式 4-3 所示

$$u(t) = \sum_{w \in W} \left[\int_0^t f_{x_{oi}}(t') * f_{x_i}(t') * f_{x_j}(t') * \dots * f_{x_{\Omega}}(t') dt' \right] \cdot P(w) \quad (4-3 \text{ 式})$$

上式表示集水區之瞬時單位歷線可表示為雨滴於不同階段運行時間分佈之褶合積分，乘上雨滴選取不同逕流路徑之機率; 因此集水區之瞬時單位歷線，可完全以機率密度函數之形式表示之。

4.1.2 HEC-RAS 河川水理模式與河川洪水位類神經模式建置

由於系統需考量水庫下游河道水位對於下游平原之洪氾災損，因此藉由下游河道之水理演算模擬水庫放水下之衝擊為重要之量化依據，由於本模式係由遺傳演算法建立之最佳規劃模式，需反覆呼叫模擬模式，因此若模擬模式之計算量過大，將造成最佳規劃模式之計算上之負荷。因此本研究將以HEC-RAS河川水理演算模式建立大量之模擬案例，並藉由類神經網路等資料探勘技術學習水庫放水量、下游側入流量與河道水位之關係，以河川洪水位類神經模式取代HEC-RAS水理演算模式，藉此降低河川洪水位計算之複雜度與計算量。

i. HEC-RAS河川水理演算模式

以HEC-RAS進行水理演算的過程中，是採用連續方程式及動量方程式兩者推算的。連續方程式則如4-4所示。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_t \quad (\text{式4-4})$$

式4-4中，A為通水斷面積；Q為流量； q_t 為單位渠道長度之側入流量。動量方程式則如式4-5所示。

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(QV)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) + q_t V_x \quad (\text{式4-5})$$

式4-5中，式中V為平均流速；g為重力加速度；y為水深； S_0 為底床坡降； S_f 為摩擦坡降； V_x 為水流在x軸方向上的流速。

ii. 河川洪水位類神經網路

$$\vec{L}_t = f_{RIV}(\vec{IL}_t, \vec{IL}_{t-1}, \vec{R}_t) \quad (\text{式4-6})$$

式4-6其中， \vec{L}_t 為第t時刻之河川水位，為向量形式，向量長度為所欲推估之河川斷面數； \vec{IL}_t 為第t時刻之河道側入流量，長度為側入流量之數量； \vec{R}_t 為水庫放水量，長度為水庫放水口的數量，可保留給未來進行多水庫操作之用。類神經網路即以資料探勘之方式，建立河川水位對側入流量與水庫放水量之函數關係。

4.1.3 泥砂動態分析模式

水庫泥砂運行歷程來看，集水區之水土保持若無妥善管理，集水區泥砂將產生沖蝕現象，藉由河道輸送至水庫庫區，泥砂受到壩體本身的阻隔停留，形成泥砂濃度較濁之渾水潭，並與泥砂濃度較低之

清水潭形成上下對壘，如圖 4-4 所示。圖中顯示曾文水庫各放水口之高程，而高程越高對應之泥沙濃度越低，高程越低對應之泥沙濃度越濁。

泥砂產出的部份採用(謝與俞,1994) 入口斷面來砂量之推估，採用之 Q 與 Q_s 關係型式如式 4-7 所示。

$$Q_s = a Q^b, \quad b = 2 \sim 3 \quad (\text{式4-7})$$

式中 Q 與 Q_s 分別是挾砂水流流量與泥砂輸送流量，係數 a 與 b 係由實測值迴歸而得。曾文水庫興建之前有照興懸浮載測站，水庫於 1973 年完成，依據建庫前 1957~1963 年實測 Q 與 Q_s (謝和俞,1994)，可得來砂量與流量關係式如式 4-8 所示。

$$Q_s = 0.000002Q^{2.12} \quad (\text{式 4-8})$$

在庫區渾水潭方面，渾水潭面受到入流水量與放流水量之差異，而影響渾水潭面的上升或下降，許和俞(2006)進行相關試驗，發現颱風期間造成水庫水位上升或溢流情況時，渾水面將隨之逐漸升高，但渾水面上升率約為水面上升率之八成。假設水庫水位上升為正方向，下降為負方向，則當水庫水位上升時，渾水潭面上升速率如式 4-9 所示。

$$V_{ml}^t = 0.8V_{ml,c} \quad (\text{式4-9})$$

式 4-9 中 $V_{ml,c}$ 是渾水潭面升降等值速率。當水庫水位下降，渾水潭下降速率如 4-10 所示。

$$V_{ml}^t = V_{ml,c} - W_s \quad (\text{式4-10})$$

式 4-10 中 $W_s = 0.01\text{mm/s}$ 是渾水面在靜止狀態下的絮網沉降速率。由式 4-9 與 4-10 可估算渾水潭面的上升與下降速率，式 4-11 為

渾水潭面高程與升降速度之運動方程式，在給定初始渾水潭面高程後，即可遞迴計算各時刻渾水潭面高程。

$$H_{ml}^{t+1} = H_{ml}^t + V_{ml}^t \cdot \Delta t \quad (\text{式4-11})$$

式 4-11 中 H_{ml}^t 為渾水潭面在第 t 時刻之潭面高程。渾水潭與清水潭的泥砂濃度可依式 4-12 來計算。

得到各時刻渾水潭面的水位值後，接者進行渾水潭內泥砂濃度的計算，其控制方程式為連續方程式，如下所示。

$$W^{t+1} = W^t + W_{in}^{t,t+1} - W_{out}^{t,t+1} \quad (\text{式4-12})$$

$$W^t = C_{ml}^t \times Vol_{HAV}(H_{ml}^t) + C_{cl}^t \times [Vol_{HAV}(H^t) - Vol_{HAV}(H_{ml}^t)] \quad (\text{式4-13})$$

W^t 為第 t 時刻水庫蓄水體積內之含砂量， $W_{in}^{t,t+1}$ 與 $W_{out}^{t,t+1}$ 分別為 t 時刻之入庫泥砂量與放流泥砂量， C_{ml}^t 與 C_{cl}^t 分別代表渾水潭與清水潭泥砂濃度， $Vol_{HAV}(H)$ 為在水庫水位為 H 下之水庫容積。式 4-12 為泥砂之質量守恆方程式，兩時刻間的泥砂量差值，應等於入庫泥砂量扣除放流泥砂量。式 4-13 為泥砂濃度推估式，庫區內的泥砂總量應為渾水潭之濃度乘上渾水潭部分的體積，加上清水潭濃度乘上清水潭部分的體積。

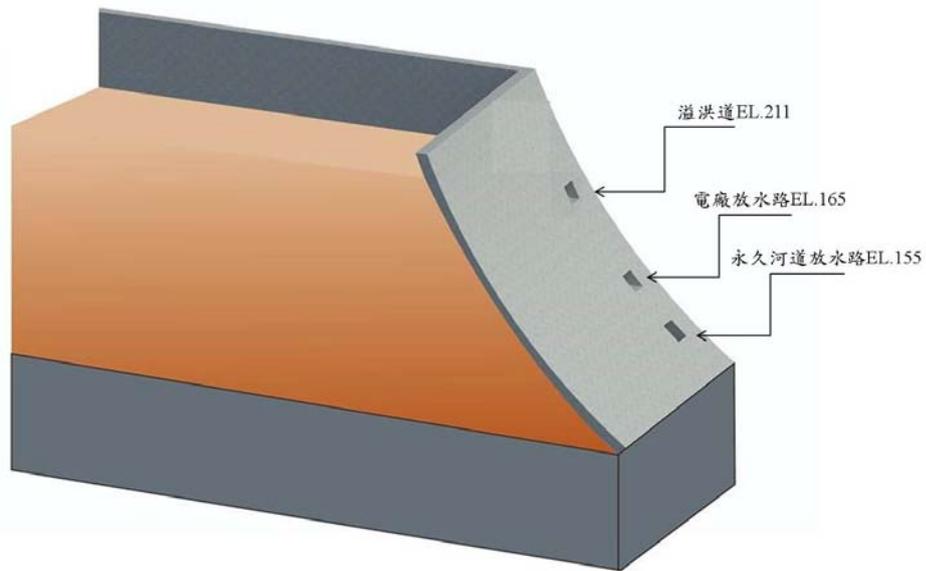


圖 4-4 曾文水庫內泥砂濃度變化意識圖

4.2 水庫防洪減淤操作最佳規劃模式發展

本研究整合遺傳演算法與前述各項模擬系統，建立一水庫防洪減淤操作最佳規劃模式。本水庫防洪減淤操作最佳規劃模式參考曾文水庫運用要點，建立下列五項操作原則：

- 一、洪水來臨前，應視水庫當下水位，進行調節性放水，以增加蓄洪空間，以免洪水來臨時因水庫水位過高，來不及放水導致潰壩之風險。
- 二、洪水來臨時，充分運用水庫的防洪空間，調節水庫放水量，避免因水庫放水，增加下游生命財產之損失。
- 三、水庫防洪操作過程中，需確保水庫之安全，以避免水庫潰壩。
- 四、水庫防洪操作過程中，透過水力排砂之方式，盡可能排出最大量化的土砂，以延長水庫使用壽命。
- 五、洪水過後，水庫水位回蓄至目標水位，以利未來枯水期之水資源調配使用。

4.2.1 依據曾文水庫運用要點建立水庫防洪操作原則

本研究依據曾文水庫運用要點之規定，修正以往防洪各階段判定之方式，並且之補充特定情況下其運用要點無規定之放水原則，以達到更完善更具安全性之防洪操作方式。在此分兩部分做說明，第一部分為依據應用要點判定防洪操作階段之實作，第二部份為補充高臨前水位下之放水原則。

A. 依據應用要點判定防洪操作階段之實作

依曾文水庫運用要點，曾文水庫之防洪操作可分為三個階段，如圖 4-4 所示，分別為洪水來臨前（第 I 階段）、洪峰發生前（第 II 階段）與洪峰發生後（第 III 階段）。

洪水來臨前（第 I 階段）：為調節性放水階段，在洪水尚未來臨且入流量較小的時期，以大於入流量之放水量放水，藉此降低水庫蓄水位，以騰出水庫蓄洪空間。

洪峰發生前（第 II 階段）：為主要防洪操作的階段，為確保水庫的存在與否，對下游淹水災害不致於增加，因此水庫放水量不應大於最高入流量，放水量增加率不應大於入流增加率等限制，為此階段最主要的放水規則與限制。

洪峰發生後（第 III 階段）：為洪峰過後階段，是以入流尖峰過後，流量為尖峰流量之八成作為分界。流量逐漸消去，為考量後續枯水期之水資源應用，應持續蓄水，但考量後續可能還有颱風，水位不應過高致使應變不及，故在此以操作規線之防洪層底部高度作為目標蓄水位。

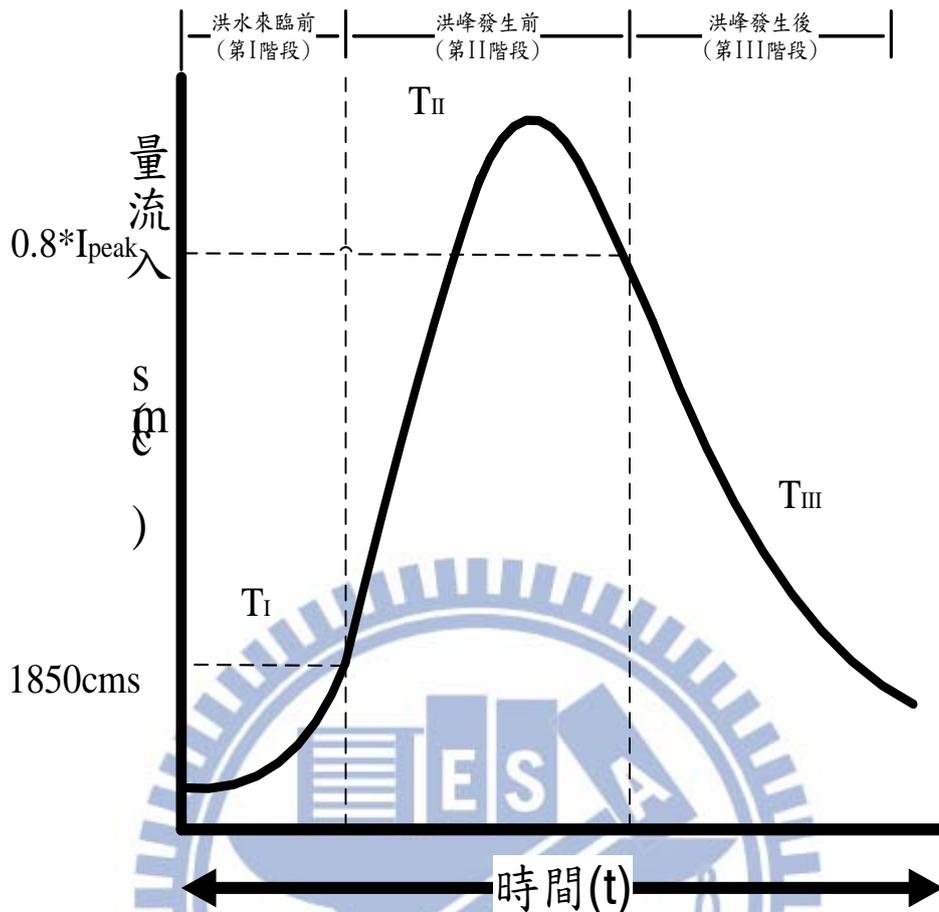


圖 4-5 防洪運轉階段示意圖

在鄭又瑜(2010)之研究中，其僅以入流量 1850cms 做為第一與第二階段之分界，在相同的入流條件下，當下水庫水位越高時，危險程度越高，如圖 4-5 所示。因此僅以入流量作為防洪操作起始的判斷依據，可能有所疏漏。曾文水庫運用要點中，規定防洪運轉時機，以下是開始防洪運轉機制說明。

✓ 開啟防洪運轉之說明

由曾文水庫運用要點中節錄出以下兩點，分別為：

- i. 15.2 之規定在超大豪雨情況時，水庫水位超過標高 223 公尺，或水庫水位即進水流量達到表 4-21 之水庫水位及進水流量，得開始防洪運轉
- ii. 15.3 之規定未達超大豪雨情況，水庫水位超過標高 226 公尺，

或水庫水位即進水流量達到表 4-3 之水庫水位及進水流量，得開始防洪運轉。

綜合上述兩點，以氣象局頒布的豪雨特報分成超大豪雨與非超大豪雨兩種等級。在不同等級中，不同的水庫水位有其相對應的入流量值，如表 4-2 與表 4-3 所示。當水位越高，只需較少量的入流量就必須進入防洪操作的階段，當水位較低時，卻要大量入流量才必須進入防洪操作的階段；又或當水庫水位大於某一界線值，無須另外考量當下入流量即進入防洪操作兩種判別方式。此說明防洪操作最重要為壩體本身安全性，在水位較高的情況，即使當下入流量較小，但是還是必須要因應後續可能來臨的洪峰量，以進入防洪操作第 II 階段預防潰壩情況發生。

綜合上述，說明單以入流量來判斷進入防洪操作階段是不完善的，尚需加入當下的水庫水位，以兩者同時考量進行防洪階段判別，較能更全方面顧及壩體安全及下游河道周邊的人民生命財產。故本研究參考曾文水庫運用要點 15.2 及 15.3 之規定，修正單以入流量為依據的分界條件，以同時考量當下入流量及水庫水位兩者來綜合評判得否進入洪峰發生前(第 II 階段)之標準。由圖 4-6 說明，第一時刻之階段判定，根據水庫的起始水位及第一時刻之入流量並根據氣象局頒布的降雨等級，來依循不同降雨等級的得開始。

防洪運轉規定之表格，可決定此時刻所屬放水階段，再經各階段放水規則決定放水量後，由水庫模擬後得到時刻末的水庫水位，來當作下一時刻之階段判別其水庫水位的依據，直到判別結果階段為第二階段便停止此判別防洪操作階段之流程。

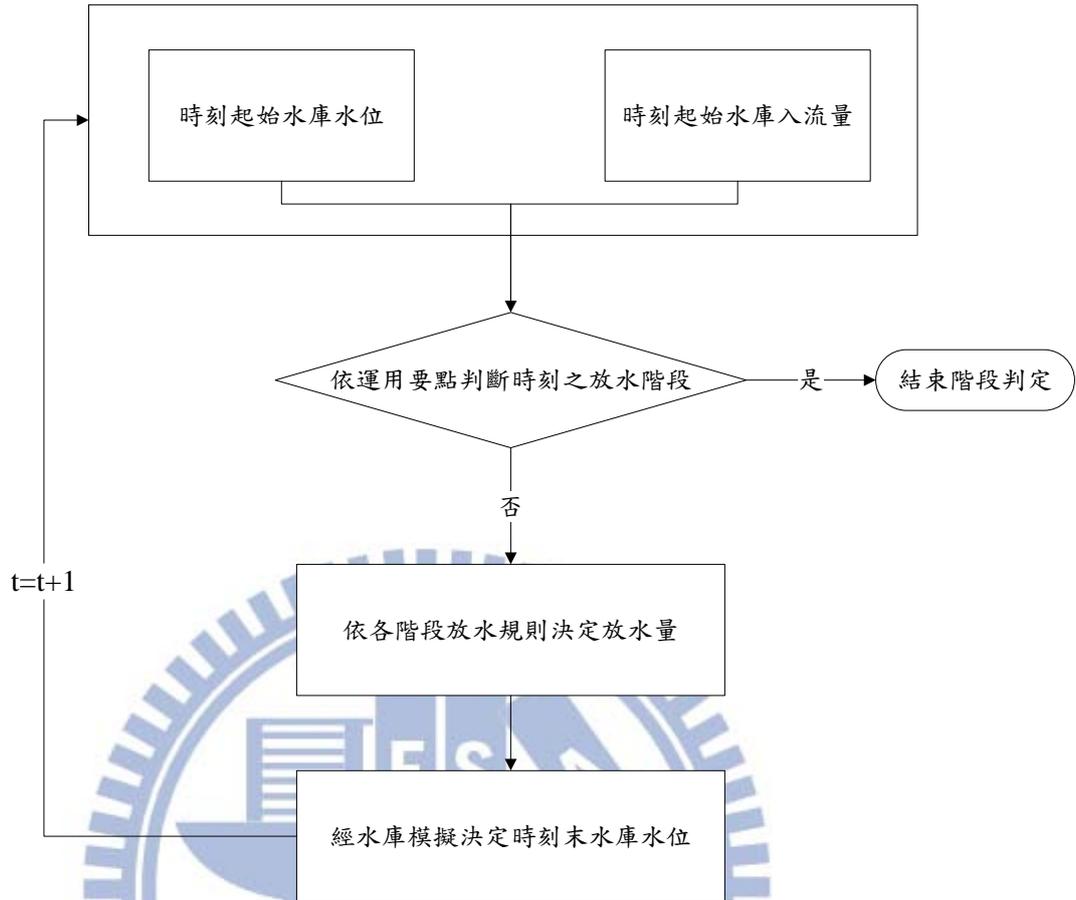


圖 4-6 得開啟溢洪道之判定流程圖

表 4-2 超大豪雨情況下得開始溢洪道洩洪之水庫進水流量

水庫水位(標高公尺)	223	222	221	220
進水流量(秒立方公尺)	200	400	600	800
水庫水位(標高公尺)	219	218	217	216
進水流量(秒立方公尺)	1,700	2,500	3,200	4,000

表 4-3 豪雨情況下得開始溢洪道洩洪之水庫進水流量

水庫水位(標高公尺)	226	225	224	223	222
進水流量(秒立方公尺)	200	600	1,300	1,700	2,100

B. 補充高臨前水位之放水原則

當依據應用要點，實作同時考量入流量與水庫水位之防洪操作

階段判定方式時，在起始水位極高時，水庫入流量已因滿足表 4-1 或 4-2，進入洪峰發生前(第二階段)階段，而無法藉由洪水來臨前(第一階段)階段，以大於入流量之放水量，盡量降低水庫水位。對於防洪運轉時的操作，應用要點有此規範：

防洪運轉時，水庫之放水流量應依下列規定：

在洪峰通過前，洩洪流量超過一千八百五十秒立方公尺時，洩洪流量之增加率應小於水庫進水流量之最高增加率，洩洪流量應小於最大進水流量。水庫水位超過標高二百三十公尺，或水庫水位及進水流量達到附表四之設計洪水情況時，得依本要點及水門操作規定允許之最大流量放水。

在應用要點中，在入流量大於 1850(cms)時，防洪操作之放水量與其增加率，有其操作上之限制，但應用要點並未規範入流量小於 1850(cms)時之操作限制。故實際進行防洪操作時，當入流量超過 1850(cms)時，放水量與放水增加率應受到最大入流量與入流增加率之限制；但當入流量尚未超過 1850cms 前，不受前述限制，以大於入流量之放水量放水，可盡量降低水庫水位，其最大放水量仍應不得超過 1850cms。

4.2.2 模式目標函數與限制式

本最佳規劃模式是在入流量已知之前提下，在兼顧水庫壩體安全、降低下游地區淹水損失及排出砂量最大化三者不同之目標，並考量水庫防洪運用要點，規劃最佳放水歷程。目標函數表示如下(如式 4-14 所示)：

$$\text{Min}_{R_t} \left\{ C1 \text{Max} \left\{ \frac{L^p - L^{bank}}{L^{bank}}, 0 \right\} + C2 \frac{|H^{normal} - H_{III}|}{H^{normal}} - C3 \frac{1}{M} \sum_{t, t \in [t_0, T]} R_t \times C_t \right\} \quad (\text{式 4-14})$$

其中， L^{bank} 為下游控制點堤防高； L^p 為下游控制點之尖峰水位； H^{normal} 為目標蓄水位高； H_{III} 為防洪操作期末蓄水位高； M 為總入庫泥砂量； R_t 為 t 時刻的放水量； C_t 為 t 時刻的出口泥砂濃度。

目標函數中考量三項目標，第一項目標是減災項，以減少下游地區之淹水災損為主，因此若已發生溢堤淹水的情況下，控制點之溢堤水位應越低越好；第二項目標是水資源項，主要讓期末蓄水量停留於目標蓄水量，可以蓄存一定量之水源以便因應來年的枯水期使用，亦不致於過度蓄水以保留餘裕容量應付後續颱風；第三項目標為減淤項，是在不違反曾文防洪操作運用要點規定之放水原則，在防洪操作過程中，以水力排砂方式盡可能排出最大化的土砂量。由於三目標因單位不同，故本研究先將三者進行正規化，再以權重值組合為單一目標。

由於水庫防洪減淤操作最佳規劃模式考慮多項子目標，因此權重值之給定，會影響各子目標之影響程度，而有不同之放水結果。如 C_1 所佔比重較大時，意味著在減災項佔整體總目標的比重較大，模式會傾向於先滿足下游河道不發生溢堤現象，在滿足其它目標項；如 C_2 所佔比重較大時，其在水資源項就佔整體總目標的比重較大，其影響為優先使期末蓄水位停留在目標蓄水位上，在滿足其它目標項；如 C_3 所佔比重較大時，表示比較重視減淤項，傾向排出最大量的泥砂量而可能會犧牲下游河道安全性造成溢堤發生，或是排出過多的水量而期末蓄水位蓄與目標蓄水位間有差值。綜合上述，不同的權重設定比例上，模式結果所呈現的結果會有所不同，故本研究針對權重設定分

析上做進一步的探討，其收錄在第五章案例分析中。

在限制式方面，以數學式呈現包含水庫演算、防洪三階段放水原則、水庫安全限制式及溢洪道最大流量限制式等四大項。

一、水庫演算

水庫演算是以質量平衡方程式為描述水庫蓄水量，蓄水方程式(如 4-15 式)所示，水庫蓄水量受到水庫入流量與放水量之影響，水庫蓄水量可透過水庫標高、面積與容積曲線(H-A-V Curve)進一步轉換成水庫水位。

$$(I_{t-1} + I_t) - (R_{t-1} + R_t) = \frac{2}{\Delta t} (S_t - S_{t-1})$$
$$H_t = f_{HAV}(S_t) \quad t=1,2,\dots,t_{III} \quad (4-15 \text{ 式})$$

式中 I_t 為 t 時刻水庫入流量； R_t 為 t 時刻水庫放水量； S_t 為 t 時刻水庫蓄水量； H_t 為 t 時刻水庫水位。

二、防洪三階段放水原則

(1) 洪水來臨前(第 I 階段)

第 I 階段為洪水尚未來臨，藉由適時調節性放水，以增加水庫之蓄洪容量。本階段放水限制為放水量不可大於 1,850 (cms)。式 4-16 中 R_t 為 t 時刻水庫放水量。

$$R_t \leq 1850 \text{ cms} \quad t=1,2,\dots,t_I \quad (4-16 \text{ 式})$$

(2) 洪峰發生前(第 II 階段)

第 II 階段為主要防洪操作的階段，本階段共有三項放水限制，說明如下：

- 放水量不可大於最大進水流量：

$$I_t^{\max} = \max \{ I_{t-1}^{\max}, I_t \}$$
$$R_t \leq I_t^{\max} \quad t=t_I+1,\dots,t_{II} \quad (4-17 \text{ 式})$$

式中 I_t^{\max} 為 t 時刻以前之最大進水量； R_t 為 t 時刻水庫放水量。

- 放水增加率不可大於進流量之最高增加率：

$$\Delta I_t^{\max} = \max\{(\Delta I_{t-1}^{\max}, I_t - I_{t-1})\}$$

$$R_t - R_{t-1} \leq \Delta I_t^{\max} \quad t = t_I + 1, \dots, t_{II} \quad (4-18 \text{ 式})$$

式中 ΔI_t^{\max} 為 t 時刻以前之最高增加率； R_t 為 t 時刻水庫放水量。

- 放水量不可小於前一時刻放水量：運用要點中並為規範此操作原則，但許多前人研究均加入此原則，使得放水歷程逐步隨入流歷程而提升。

$$R_t \geq R_{t-1} \quad t = t_I + 1, \dots, t_{II} \quad (4-19 \text{ 式})$$

式中 R_t 為 t 時刻水庫放水量。

(3) 洪峰發生後(第 III 階段)

第 III 階段為洪峰發生後，操作上為退水階段的時期，主要功用在於回復水庫水位至目標蓄水位。本階段共有兩項放水限制，說明如下：

- 放水量不可大於洪峰入流量：

$$R_t \leq I^{peak} = \max\{I_{t'}\}_{t'=1,2,\dots,t_{III}} \quad t = t_{II} + 1, \dots, t_{III} \quad (4-20 \text{ 式})$$

式中 I^{peak} 為洪峰流量； R_t 為 t 時刻水庫放水量。

- 洪峰通過後，水位低於標高二百三十公尺，洩洪流量不得大於進水流量加上附表五之可增放流量，且不得大於進水流量之洪峰流量。

$$R_t \leq I_t + R_{extra} \quad t > t_{peak} \quad (4-21 \text{ 式})$$

式中 R_t 為 t 時刻水庫放水量， I_t 為 t 時刻水庫放水量， R_{extra} 為 t 時刻水庫入流量下可增加放水量。

- 放水量不可大於前一時刻放水量：

$$R_t \leq R_{t-1} \quad t = t_{II} + 1, \dots, t_{III} \quad (4-22 \text{ 式})$$

式中， R_t 為 t 時刻水庫放水量。

三、水庫安全限制式

確保最大可能洪水時水庫之安全性，使最大洪水位不至溢壩。

式中 H_t 為 t 時刻水庫水位； H_{\max} 為水庫最高蓄水位。

$$H_t \leq H_{\max} \quad t = 1, 2, \dots, t_{III} \quad (4-23 \text{ 式})$$

四、溢洪道最大流量限制式

水庫各時段放流量應小於溢洪道之最大放水限制，最大放水限制可由自由流率定曲線(Free Flow Rating Curve)求得，其為水庫蓄水量或水庫水位之函數。式中 R_t 為 t 時刻放水量； $U_{t,\max}$ 為溢洪道之最大放水限制。

$$R_t \leq U_{t,\max} = g_{FRC}(S_t) \quad t = 1, 2, \dots, t_{III} \quad (4-24 \text{ 式})$$

五、下游河道水位模擬

下游河道水位模擬，則由前述建立之河川洪水位類神經網路計算。

六、放流口泥砂排放量模擬

$$M = \sum_{t=1}^T \sum_{n=1}^3 C_{n,t} \times Q_{n,t} \quad (4-25 \text{ 式})$$

$$C_{n,t} = \begin{cases} C_{ml,t} & \text{if } h_{ml} \geq h_{n,t} \\ C_{cl,t} & \text{if } h_{ml} < h_{n,t} \end{cases}$$

M 為總排砂量， $C_{n,t}$ 為 t 時刻第 n 個洩水設施之泥砂濃度值， h_n 為第 n 個洩水設施之高程，利用前述泥砂動態分析模式可模擬庫區渾水潭之渾水面高程、渾水潭與清水潭之濃度變化，而放流口泥砂濃度則以各放流口高程與渾水面高程進行比較，當渾水面高於放流口，則以渾水潭濃度乘上放流量，作為泥砂排放量；當渾水面低於放流口，則

以清水潭濃度乘上放流量，作為泥砂排放量。

其中，式 4-19 定義在第二階段時，放水量需大於或等於前一時刻放水量，此一規定使得放流尖峰之發生時刻必等於或晚於入流尖峰。對於防洪操作而言，無法藉由防洪操作，預先降低水庫蓄水量，可進一步分散洪峰期間之放水量，提升減洪效果，式 4-19 施行與否之成效將於第五章進一步分析。

4.2.3 水庫防洪減淤最佳規劃模式說明

式 4-14 至 4-26 為水庫防洪減淤操作最佳規劃模式之目標函數與限制式，本研究以遺傳演算法求解，演算流程如圖 4-6 所示。

本模式之決策變數為各時刻之放水量，因此遺傳演算法需針對決策變數進行染色體之編碼，本研究編碼方式採二位元編碼。由於不同階段之放水原則均不同，在此採動態編碼與解碼方式，運算時需先執行階段判定後，再選擇對應之解碼方式。

由於第 I 階段為洪水來臨前，屬調節性放水階段，為避免在此階段排放過多的蓄水量導致日用水資源的流失，故在入流量小於 300 cms 時，可利用高程較低的永久河道放水路與發電放水路進行少量放水，兩洩水設施之設計放水量總量為 140 cms，由於永久河道放水路無法操作關閉，因此放水量下限為其設計放水量，為 90 cms；而入流量大於 300 cms 時，從當下入流量之 0.8 倍或 300 cms 兩個數值中取較大的數值，作為放水量之下限，而放水量之上限則為 1850 cms。

由於第 II 階段為洪峰來臨前，如欲實作式 4-19，即放水量需大於或等於較前時刻之放水量，故染色體編碼為放水量之縮放係數

(C_t)，放水量應為前一時刻放水量與縮放係數之乘積(如式 4-27 所示)，基於式 4-19 之規範，縮放係數之下限應為 1。而基於式 4-18，放流增加率不應高於最大入流增加率，因此縮放係數之上限為當下之最大入流增加率。如不加入放水量需大於或等於較前時刻之放水量之限制，縮放係數之下限則設定為 0.6，亦即放水量最小為前一時刻放水量之六成。

$$R_t = C_t \times R_{t-1} \dots\dots\dots (4-27 \text{ 式})$$

$$C_t \geq 1, \quad t = t_I + 1 \sim t_{II} \dots\dots\dots (4-28 \text{ 式})$$

由於第 III 階段為洪峰來臨後，如欲實作式 4-22，即放水量需小於或等於較前時刻之放水量，故染色體編碼為放水量之縮放係數(C_t)，放水量應為前一時刻放水量與縮放係數之乘積(如式 4-27 所示)，基於式 4-22 之規範，縮放係數之上限應為 1。而縮放係數之下限為 0.7，亦即放水量最小為前一時刻放水量之七成。

$$C_t \leq 1, \quad t = t_{II} + 1 \sim t_{III} \dots\dots\dots (4-29 \text{ 式})$$

此外，式 4-17 與 4-20(放流量不可大於最大入流量之限制)、式 4-23(水庫水位不可高於壩頂)與其他限制式，則採懲罰函數進行規範，由於本問題為最小化問題，各懲罰方式則加上一懲罰值，懲罰值詳列於表 4-4。遺傳演算法相關參數設定如表 4-5 所示。

圖 4-7 為遺傳演算法之求解流程圖，首先輸入整場颱風之入流量歷線；其次產生初始群集，各染色體即代表一組放水量歷線，放水量歷線長度與入流量歷線一致；接著進行水庫與下游河道水位模擬，計算該染色體對應之適合度；接下來檢查是否違反放水規則，若有則施

予一大值作為懲罰函數；最後以複製、交配與突變等流程進行遺傳演算法之求解，即可求得該入流量歷線下之最佳放水量歷線。

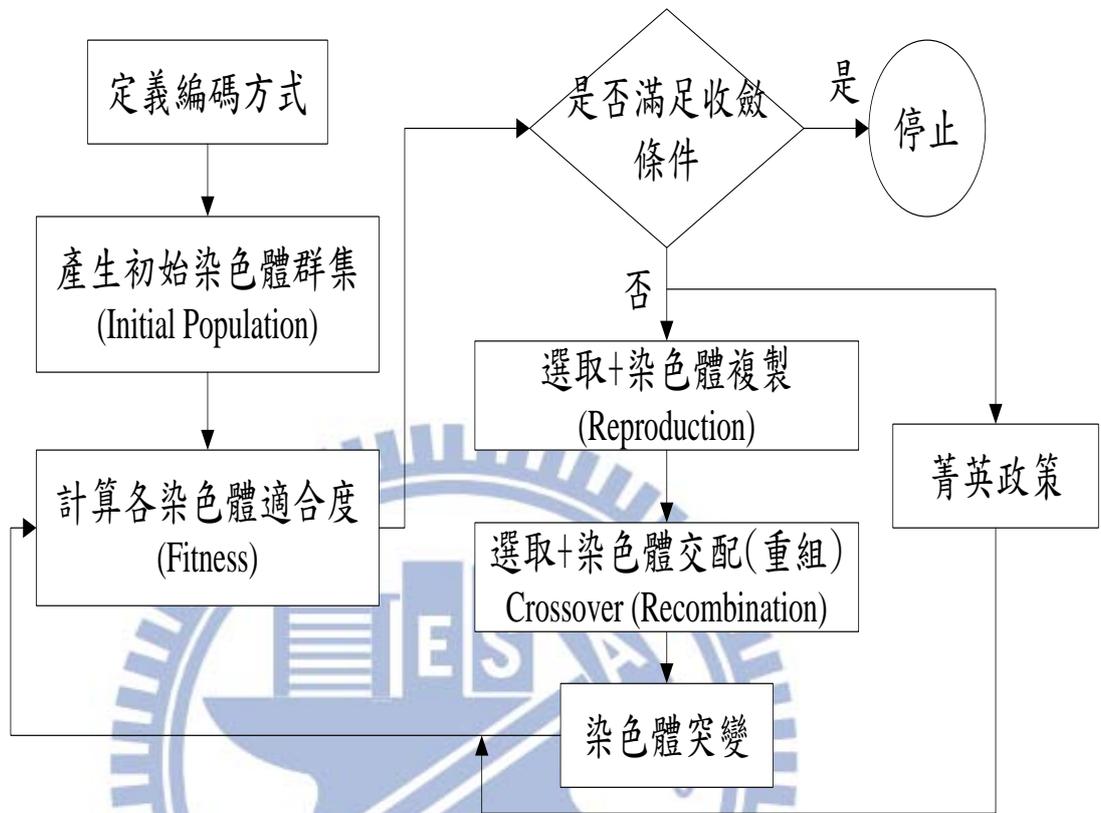


圖 4-7 遺傳演算法演算流程圖

表 4-4 遺傳演算法懲罰函數設定

不滿足4-15式	$P(X)=P(X)+2000$
不滿足4-17式、4-22式	$P(X)=P(X)+100000$
不滿足4-23式	$P(X)=P(X)+1000000$
不滿足4-20式	$P(X)=P(X)+600$

表 4-5 遺傳演算法參數設定

決策變數	每一時刻放水量
初始群集	50條染色體
突變率	0.01
決策變數字串長度	10 bit
交配率(採均勻交配)	0.6
菁英保留數目	4條
收斂條件	至少疊代100代，且連續20代最佳值不變 若疊代1500代皆無法收斂則停止疊代



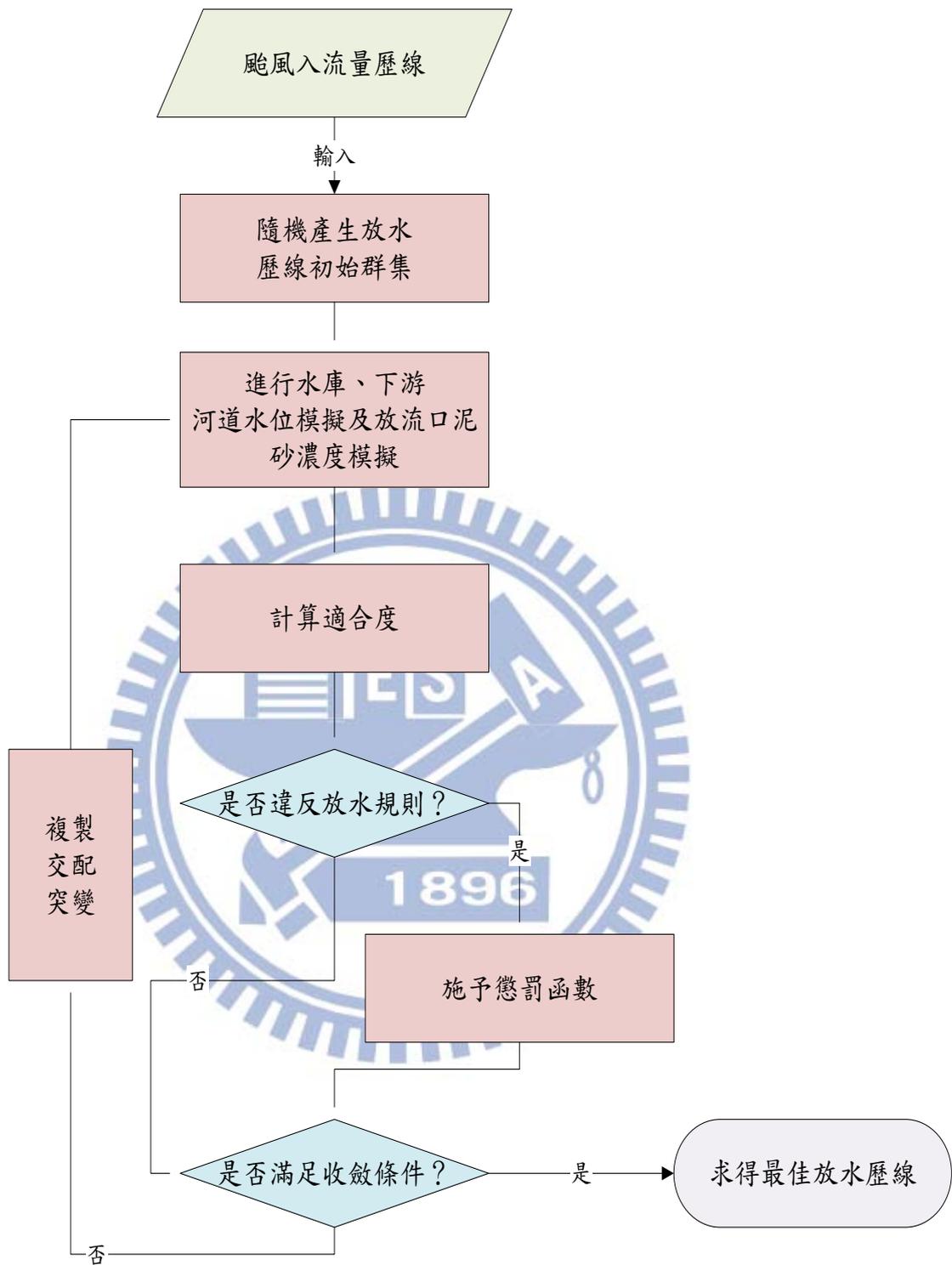


圖 4-8 水庫防洪減淤最佳規劃模式求解流程圖

第五章 案例應用

5.1 研究區域概述

曾文溪位於臺灣西南部，北鄰急水溪，東界高屏溪，南接鹽水溪，西鄰台灣海峽，是全臺灣第四長的河流，屬於中央管河川。主流發源於嘉義縣阿里山鄉的東水山，上游蜿蜒於山谷中，途經嘉義縣吳鳳鄉、番路鄉、大埔鄉及高雄縣三民鄉，流入曾文水庫；出壩址後經台南縣楠西鄉、玉井鄉、大內鄉、山上鄉、善化鎮、官田鄉、麻豆鎮、安定鄉、西港鄉、七股鄉、最後在台南市安南區和七股鄉之間，流入台灣海峽。全長 138.5 公里，流域面積 1176.7 平方公里，河床的平均坡降為 1/200。源頭海拔高 2440 公尺，其主要支流有後堀溪、菜寮溪、官田溪等。曾文溪有豐富的水力資源，全臺灣最大的水庫曾文水庫，即在曾文溪上游，此外，在曾文溪的支流上，尚有南化水庫、鏡面水庫及烏山頭水庫等，除了蓄洪、發電、給水、灌溉等多目標功能之外，也都成為重要的觀光景點，分布地點詳如圖 5-1 所示。曾文溪為嘉南地區最大河川，主流堤防設計採 100 年重現期洪峰流量，其中河口計畫洪峰流量為 9,200 立方公尺/秒。

曾文水庫位於曾文溪上游之柳藤潭峽谷，為一多目標水庫，用水標的包括：灌溉用水、公共給水、工業用水、水力發電及防洪，發電以配合灌溉及給水需要為原則。水庫從民國 56 年底開始動工興建，至民國 62 年 10 月完成，於民國 63 年 1 月正式發電供水營運。營運迄今已分期採用 3 種規線；建庫初期各標的計畫分配水量為灌溉用水 96,382 萬噸、公共給水 5,760 萬噸；民國 75 年改採 T10 規線，調整分配水量為灌溉用水 90,000 萬噸、公共給水 12,000 萬噸及工業用水 2,700 萬噸；自民國 86 年起修正蓄水上限並開始採用

MT10 規線，目前計畫核定分配水量為灌溉用水 90,000 萬噸、公共給水 12,000 萬噸及工業用水 2,700 萬噸，合計 104,700 萬噸，但由於水庫進水量不足，平水年運用水量約僅 78,000 萬噸左右，因而常態性實施灌溉用水減供水措施，如間歇灌溉、減少甘蔗雜作灌溉等。

曾文水庫集水區內外共有九個電傳雨量站，包括曾文、水山、樂野、里佳、表湖、馬頭山、龍美、三角南山及大棟山等，雨量站分佈位置如圖 5-2 所示；曾文水庫為分區輻壓式土石壩，高 133 公尺、長 400 公尺、壩頂標高 235 公尺、防浪牆標高 234.6 公尺。溢洪道為曾文水庫之主要排洪設施，位於大壩右側，採閘門控制多階明渠式結構，功能為排放大壩上游最大可能洪峰流量，控制水庫水位與達成多目標間相互最佳運用，其現況照片如圖 5-3 所示。水庫集水面積 481.16 平方公里，滿水面積 17 平方公里，完工時總蓄水量容積 70,800 萬立方公尺，民國 98 年測量結果，水庫總蓄水容量為 49,059 萬立方公尺；曾文水庫下游之流量站有玉田、左鎮、二溪大橋、玉豐大橋、新中、曾文溪橋等六站，其中新中水文測站記錄年份為 2000-2008 年，於 2009 年改至曾文溪橋，站點之詳細資料見表 5-1；曾文溪流域下游雨量站有曾文新村、曾文、楠西、三角南山、關山、西阿里關、北寮、南化(2)、環湖、大內等。流量站與雨量站相關位置如圖 5-4 所示。

曾文水庫集水區內全區地勢地形陡峭，水庫因集水區沖蝕及上游挾砂入庫而減低壽命，從水庫之淤積量表示水庫自運轉以來，所攔截上游來砂之累積量，因此可藉由估算水庫容積來了解其淤積量，根據歷年來的淤積測量報告，曾文水庫自民國 62 年四月蓄水至 99 年四月止，完成 36 次水庫淤積量測，其中民國 91 年及 95 年水庫未量測淤積量，故 92 年及 96 年之施測結果為兩年之累積淤積量，本研究收

集 93、94、96、97、98、99 年度的水庫標高-面積-容積表，並繪製圖 5-5，其中 100 年度資料乃節錄『經濟部水利署南區水資源局-100 年度曾文水庫淤積量測工作』。

圖 5-5 為歷年之水庫 HAV 曲線，其中顯示 98 年至 100 年水庫容積，較 97 年的水庫容積明顯減少許多，顯然在莫拉克風災時因大量雨水帶進大量泥沙，風災期間為帶來近九千萬立方公尺淤砂。

如以 EL.171m 高程為例，94 年間尚有約 1938 萬立方公尺，而至 98 年度之後已趨近於 0 立方公尺，顯示已經瘀滿；如以 EL.227m 為例，94 年尚有約 60252 萬立方公尺，而至 100 年度僅剩下約 49173 萬立方公尺，相差約減少了 11079 萬立方公尺容積，減少比例約 14.8%。歷年容積計算彙整於表 5-2。

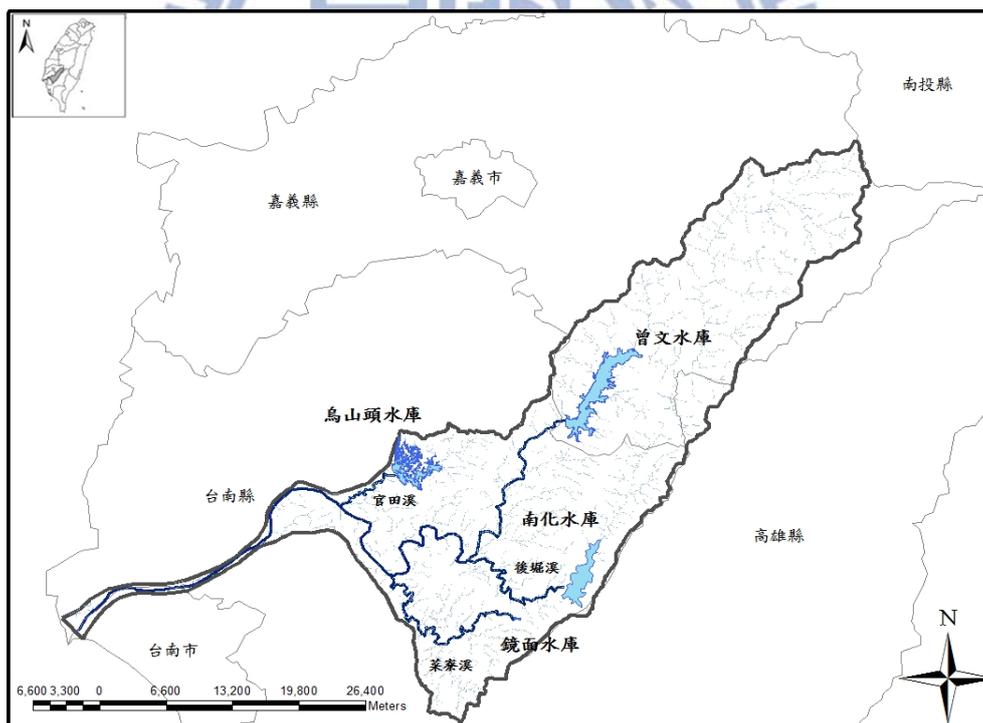


圖 5-1 曾文水庫與烏山頭水庫地理位置

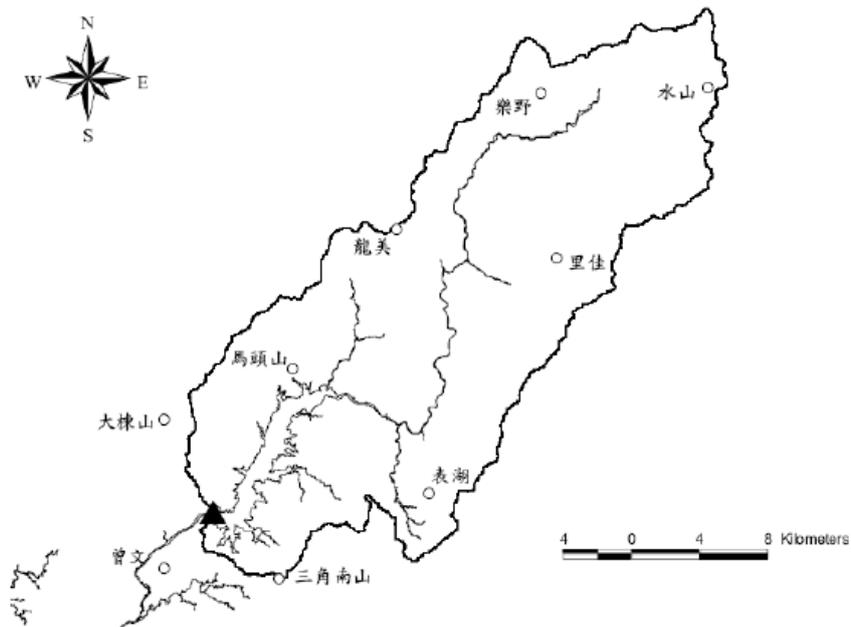


圖 5-2 曾文水庫集水區雨量站分佈圖



圖 5-3 曾文水庫溢洪道現況

表 5-1 曾文溪流量站列表

站名	玉豐大橋	玉田	二溪大橋	左鎮	新中	曾文溪橋
位置	台南縣	台南縣 玉井大橋	台南縣 大內鄉	台南縣 左鎮鄉	台南縣	台南縣
紀錄年份	2004~迄今	1941~1944 , 1947, 1959~2003 , 2005~迄今	2000~迄今	1971~迄今	2000~2008	2009~迄今
集水面積	629.73	160.53	825.05	121.31	987.74	987.74

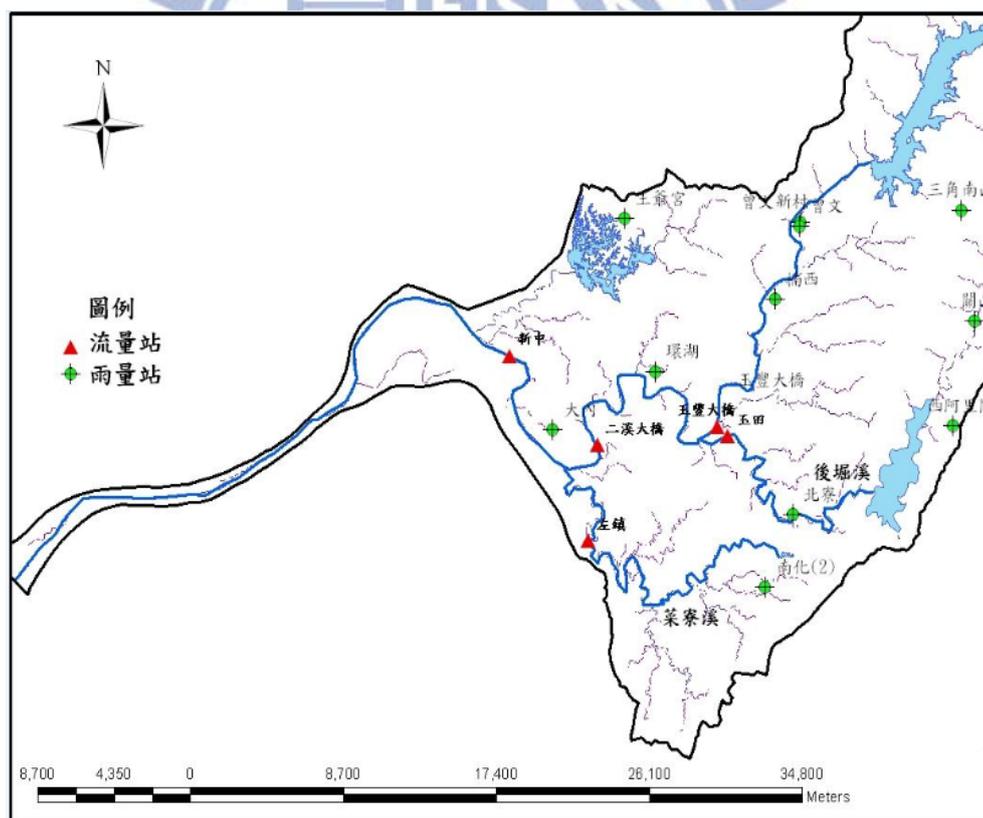
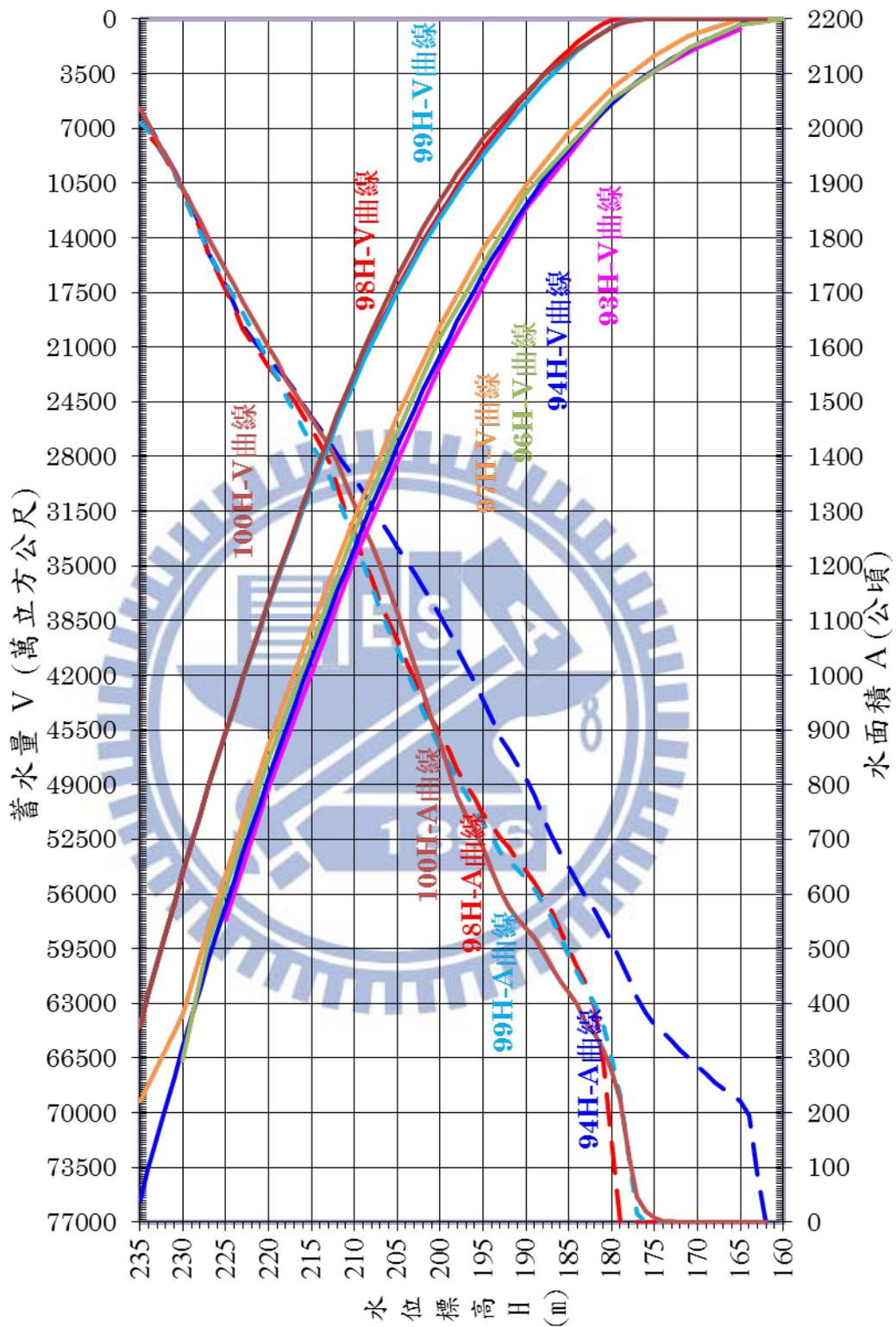


圖 5-4 曾文水庫下游流量站、雨量站分佈圖



曾文水庫水位-面積-容積曲線圖

圖 5-5 曾文水庫標高-面積-容積曲線圖

表 5-2 曾文水庫歷年容積比較表

年份		62(竣工)	94	98	99	100*
水位 EL:171	剩餘容積 (萬 m ³)	11720	1938	0	0	0
	累積淤積 (萬 m ³)	-	9782	11720	11720	11720
	泥沙淤積 百分比	-	83.40%	100%	100%	100%
水位 EL:227	剩餘容積 (萬 m ³)	74840	60252	49059	49159	49173
	累積淤積 (萬 m ³)	-	14588	25781	25681	25667
	泥沙淤積 百分比	-	19.40%	34.40%	34.30%	34.20%

5.2 研究區域模擬模式建立

建立防洪減淤操作最佳規劃模式之前，需先建立整體系統之反應方程式，其中除了曾文水庫中水平衡方程式，下游河道之淹水模擬及總排砂量計算也為防洪減淤操作最佳規劃模式中重要資訊。淹水模擬模式包含應用地表逕流模式模擬各側入流量，以及曾文溪之河道水理演算；其中河道水理演算部分首先以 HEC-RAS 建立曾文水庫放流量與側入流量，對下游控制點水位之關係，最後以類神經網路取代 HEC-RAS 模式，以降低防洪減淤操作最佳操作模式之複雜度與整體計算量，後續稱為河川洪水位類神經模式，分別於第 5.2.1 小節及 5.2.2 小節說明；再者，延續減淤之目標，需先完成庫區泥砂動態分析模式建置，模擬颱風時期各洩水設施出口之泥砂濃度歷程，最後乘以放水歷程並加總為累積排砂總量，於 5.2.3 小節說明。

5.2.1. 應用地表逕流模式於曾文水庫下游集水區之檢定與驗證

圖 5-6 為曾文溪流域系統圖，曾文溪主幹上之流量站共有玉豐大橋、二溪大橋與新中三個流量站。曾文溪系統主要有後堀溪、菜寮溪與官田溪三個支流，另外由於在二溪大橋以上河畔並無堤防，因此兩岸集水區亦有地表逕流側流流入曾文溪系統中，因此共有五個側入流量，包含後堀溪、菜寮溪與官田溪三個支流，以及曾文水庫至玉豐大橋間的地表逕流量，還有玉豐大橋與玉田至二溪大橋間之地表逕流量，合計共五個側入流量。二溪大橋以下河道旁設有堤防，故無側入之地表逕流量。

由於後堀溪與菜寮溪之流量可直接以玉田與左鎮兩觀測流量站代表，曾文水庫至玉豐大橋間之地表逕流量，可以玉豐大橋觀測流量扣除曾文水庫放流量間接求得。但是官田溪並無觀測流量站，且二溪大橋資料大幅缺漏，因此兩者無觀測流量。

模式以曾文水庫至玉豐大橋間的地表逕流量進行參數之檢定與驗證，其以辛樂克颱風作為檢定場次，而蕃蜜等五場颱風則作為驗證場次（如表 5-3 所示）。檢定所得之參數值將應用於官田溪流量與玉豐大橋與玉田至二溪大橋間之地表逕流量之推估。

檢定參數包含漫地流與渠流之曼寧值，漫地流糙度可參考美國陸軍兵工團(HEC,1985,1990)之研究(如表 5-4)；渠流糙度係數可參考 Chow(1959)之研究(如表 5-5)。藉由曾文水庫至玉豐大橋間地表逕流觀測量，所檢定得之渠流曼寧值與漫地流曼寧值分別為 0.07 與 0.3，由表 5-4 可知，該數值範疇約為一般草地及牧草間，屬於天然植物覆蓋之區域，圖 5-7 為曾文水庫至玉豐大橋間之 Google Earth 空照圖，圖中顯示該區域多為天然植物覆蓋。圖 5-8 至圖 5-9 為地表逕流量之檢定結果與驗證結果，圖中呈現地表逕流模擬值與水庫放水量之和，並與

玉豐大橋實際觀測流量比較。

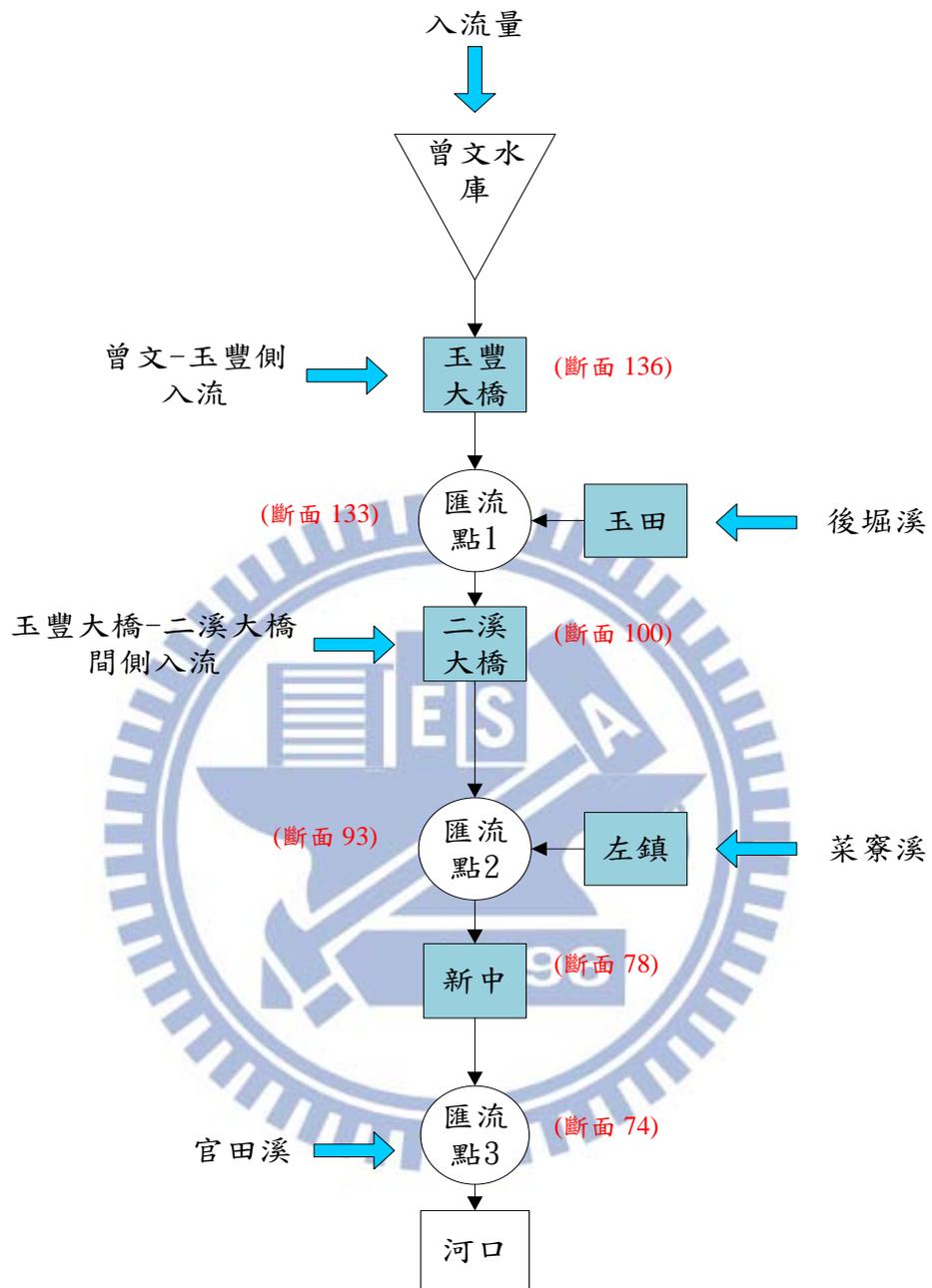


圖 5-6 曾文河流域系統圖

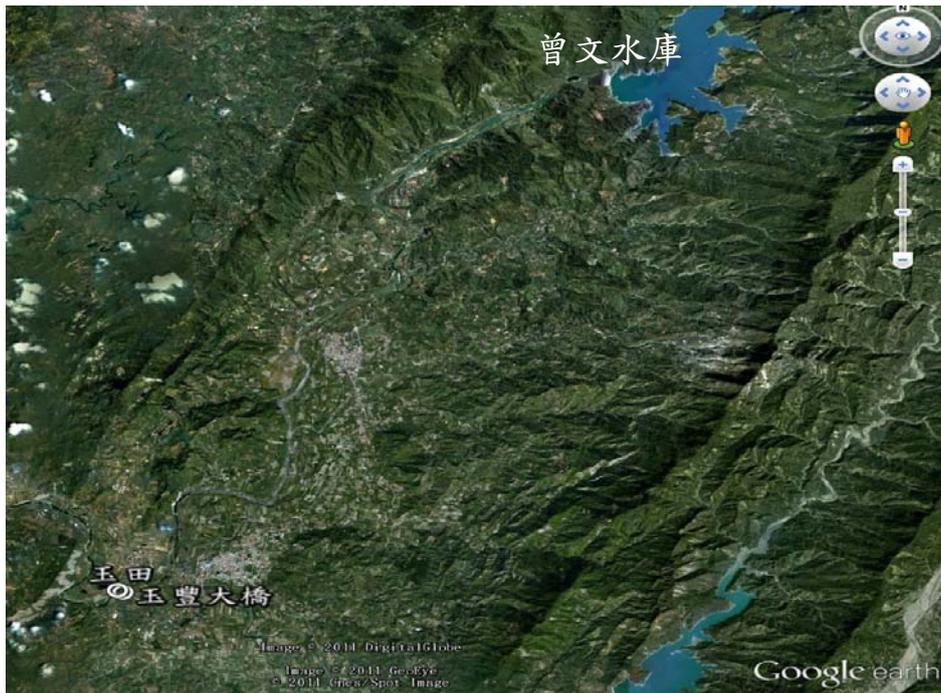


圖 5-7 曾文水庫至玉豐大橋間空照圖(Google Earth 提供)

表 5-3 地表逕流模式檢定及驗證之颱風場次

颱風	時間
辛樂克	2008/9/12~2008/9/16
薔蜜	2008/9/27~2008/10/1
卡玫基	2007/7/17~2007/7/21
鳳凰	2007/7/26~2007/7/30
聖帕	2007/8/16~2007/8/22
科羅莎	2007/10/5~2007/10/9

表 5-4 漫地流糙度係數(HEC,1985,1990)

地表覆蓋情況	漫地流糙度係數
1.瀝青/混凝土	0.050~0.150
2.裸露且密集之石塊	0.100
3.耕作地(有殘餘物)	0.160~0.220
4.一般草地	0.200~0.300
5.牧草	0.300~0.400

6.密集植生(草皮、灌木或森	0.400~0.800
----------------	-------------

表 5-5 渠流糙度係數 Chow,1959)

渠流之情況	最	正	最
1.潔淨、直道、高水位、無深潭或裂縫	0.025	0.030	0.33
2.同上，惟多石塊及水草	0.030	0.035	0.040
3.潔淨蜿蜒，有深潭及淺灘	0.033	0.040	0.045
4.同上，有石塊及水草	0.035	0.045	0.050
5.同上，低水位	0.040	0.048	0.055
6.同 4，更多石塊	0.045	0.050	0.060
7.流水不暢，有水草及深潭	0.050	0.070	0.080
8.水草極多，深潭，或有樹木生長及灌木 叢生之洪水排水道	0.075	0.100	0.150

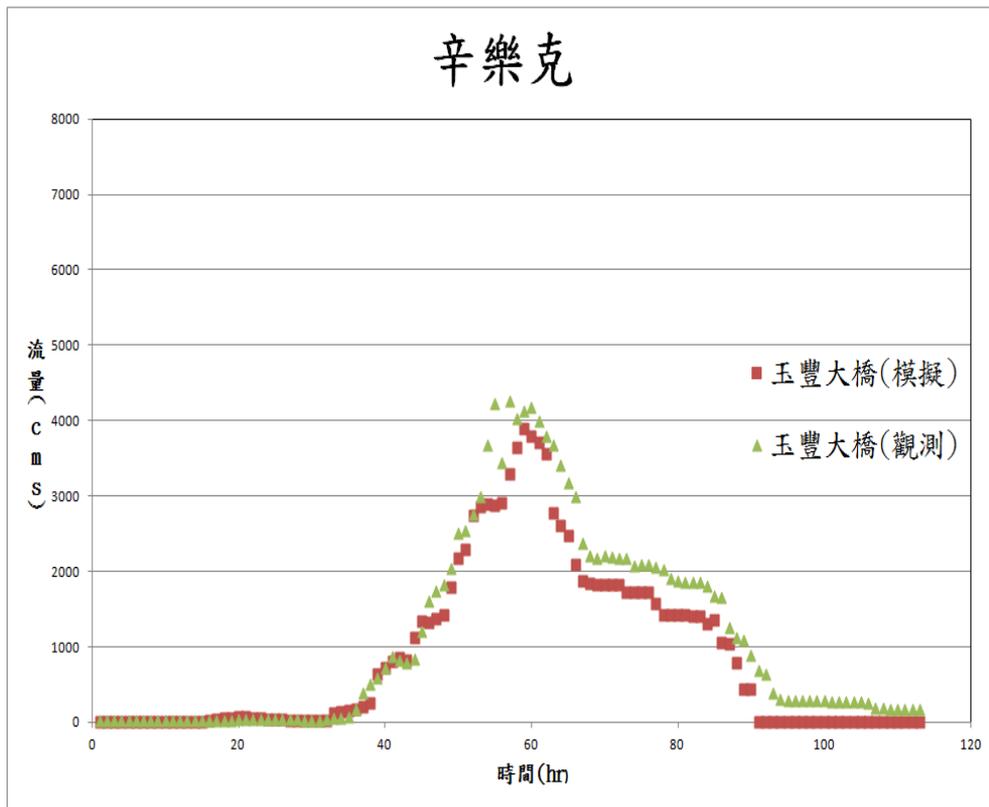


圖 5-8 玉豐大橋流量比較圖(辛樂克颱風)

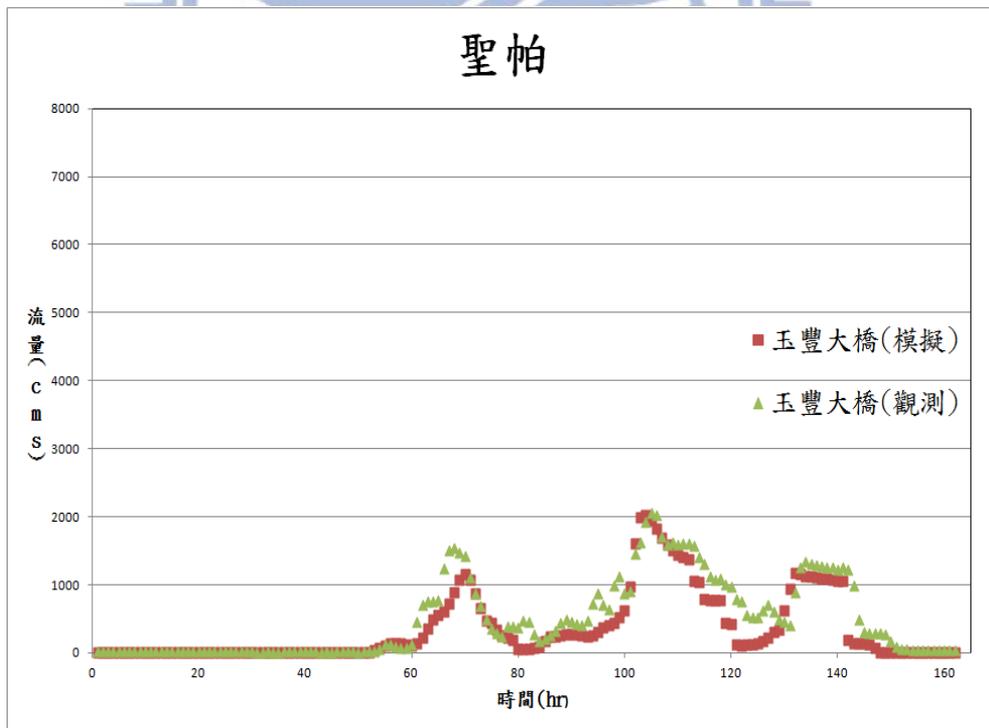


圖 5-9 玉豐大橋流量比較圖(聖帕颱風)

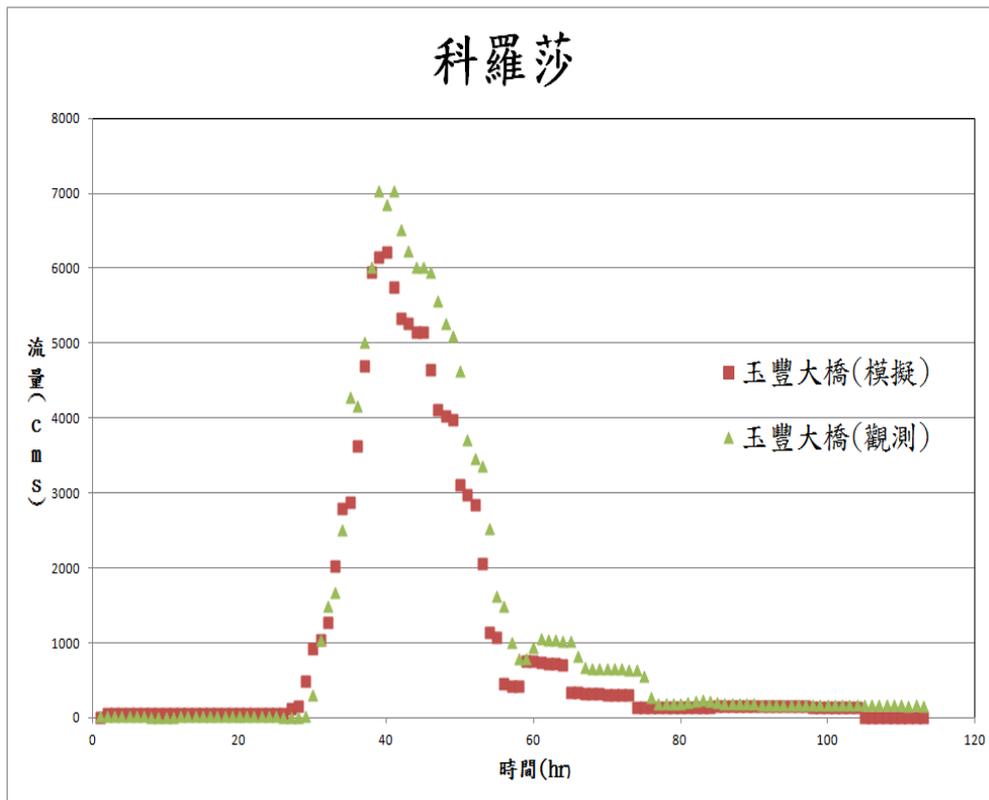


圖 5-10 玉豐大橋流量比較圖(科羅莎颱風)

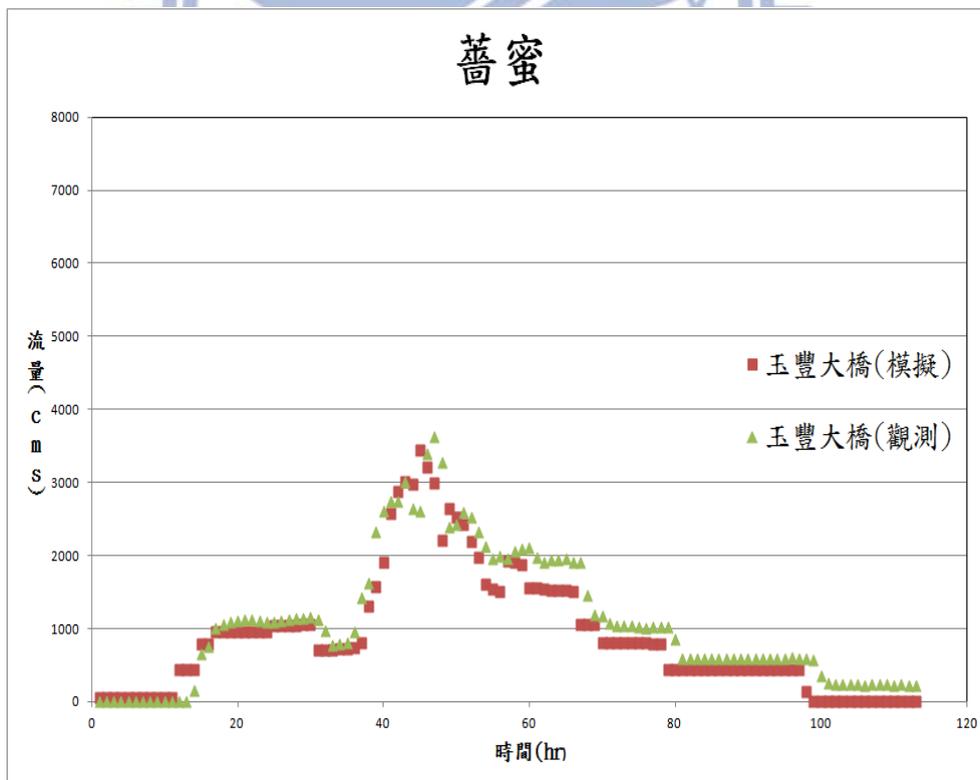


圖 5-11 玉豐大橋流量比較圖(薔蜜颱風)

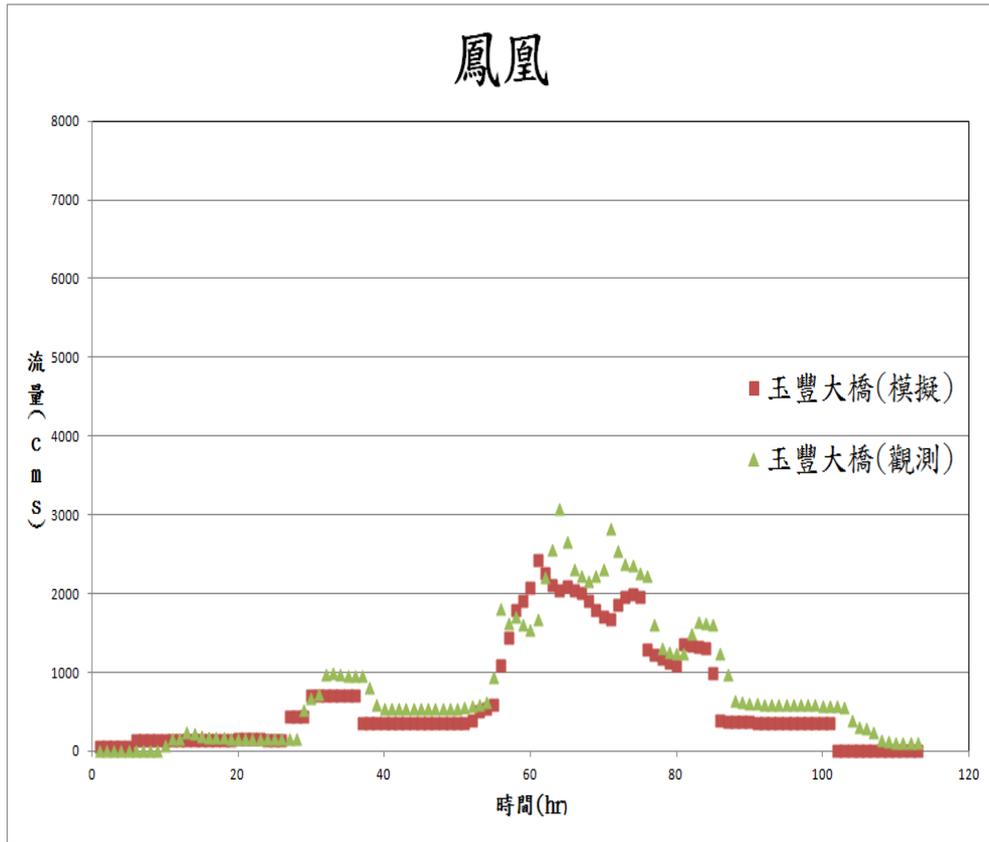


圖 5-12 玉豐大橋流量比較圖(鳳凰颱風)

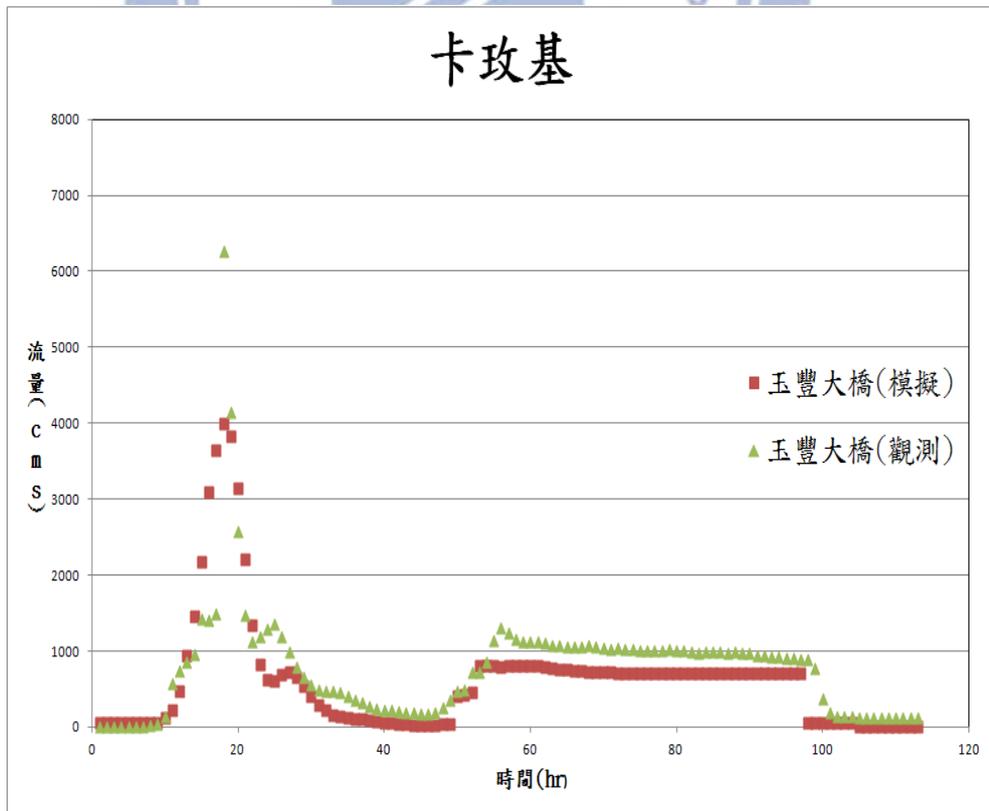


圖 5-13 玉豐大橋流量比較圖(卡玫基颱風)

表 5-6 為模式模擬結果之評估指標列表，由圖 5-8 至圖 5-13 與表 5-6 可看出，在趨勢上本模式大致上可有效掌握，唯就洪峰流量上約略低估，除卡玫基颱風外，其餘颱風之洪峰誤差均低於 1000(cms) 以下。

表 5-6 地表逕流模式評估指標列表

颱風	相關係數	均方根誤差(cms)	尖峰流量誤差(cms)	尖峰時間誤差(hr)
辛樂克	0.98	359	365	2
聖帕	0.95	264	30	1
科羅莎	0.98	497	815	1
薔蜜	0.96	314	188	2
鳳凰	0.94	334	647	3
卡玫基	0.85	449	2266	0

5.2.2. 應用河川洪水類神經網路於曾文溪主流之檢定與驗證

曾文水庫下游之系統如圖 5-6 所示，其中包含後堀溪、菜寮溪與官田溪三個支流，以及曾文水庫至玉豐大橋間的地表逕流量，還有玉豐大橋與玉田至二溪大橋間之地表逕流量，合計共五個側入流量匯入曾文溪主流。透過地表逕流模式模擬各側入流量後，此章節第一部分為應用 HEC-RAS 模擬曾文水庫放流量及側入流量兩者對於控制斷面水位之關係，接者第二部分採用類神經模式取代前述 HEC-RAS 模擬模式，以降低最佳規劃模式之計算量。

1. 應用 HEC-RAS 於曾文溪水理演算建置

圖 5-14 為曾文溪縱剖面，橫軸為曾文溪主流之河心累距，縱軸為高程，圖中繪出河川底床高程與左右岸堤防高程分布。從圖中可

知，以玉豐大橋為分界，玉豐大橋上游平均坡度約為 3.68×10^{-3} ，而玉豐大橋下游平均坡度則降至 6.98×10^{-4} ，顯示以玉豐大橋為界，可區分出山區與下游平原區。

應用 HEC-RAS 模擬自曾文水庫至河口之水位變化，模擬過程易有數值發散現象。如僅模擬玉豐大橋至河口之水位變化，相對於前者，其數值收斂性明顯改善。且因玉豐大橋上游坡度較陡，故其流況應為流速快但水深較淺之流況，相較於下游平緩處，其溢堤淹水之可能性亦相對較低。故本研在此直接以玉豐大橋為 HEC-RAS 模擬之上游邊界，流量邊界條件則設定為曾文水庫放流量，與曾文水庫至玉豐大橋之地表逕流量之和。

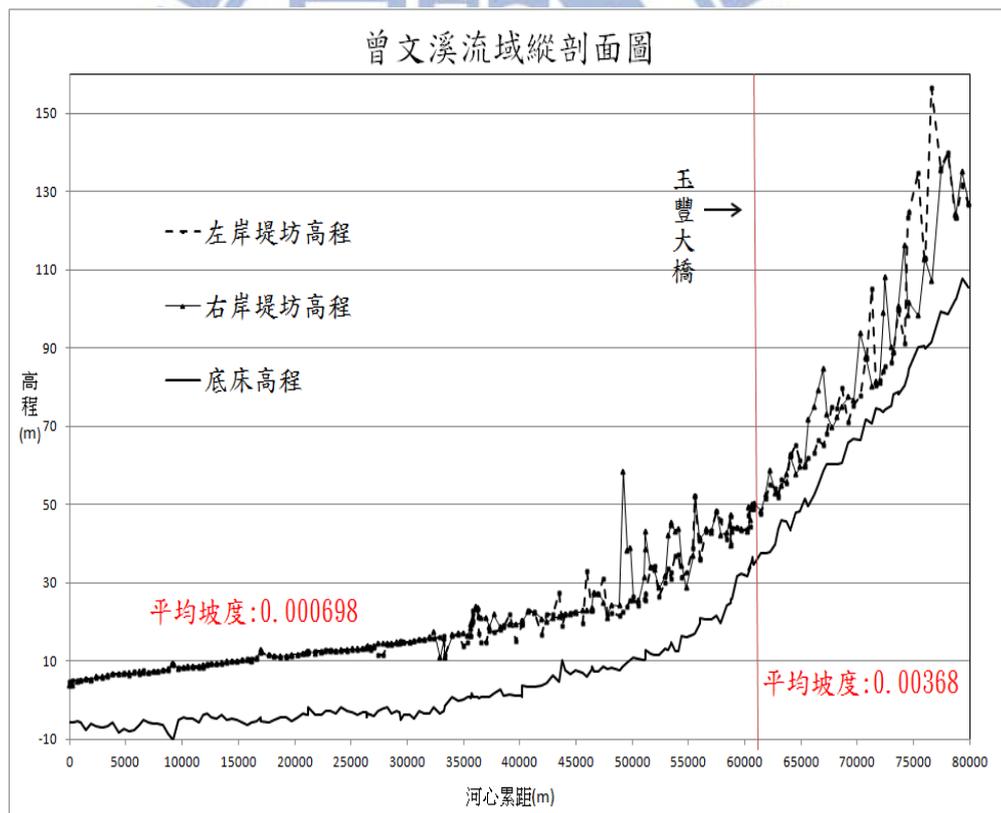


圖 5-14 曾文溪縱剖面圖

iii. HEC-RAS 模式說明與參數設定

HEC-RAS 為一視窗化整合型軟體，包括圖形使用者介面

(graphical user interface, GUI)、水理分析程式集、資料儲存與管理、圖表製作等功能。在使用上，首先依據河川量測資料給定幾何特性資料，若有其它水工結構物如橋樑、涵洞、側流堰、溢洪道、閘門、蓄水池等，HEC-RAS 亦可處理上述之水工結構物對水流之影響；接著，選定欲模擬流況，設定問題邊界條件，其中邊界條件包括上游邊界、下游邊界、側入流邊界等；最後，即可模擬河道水位剖面線，HEC-RAS 操作流程如圖 5-15 所示。

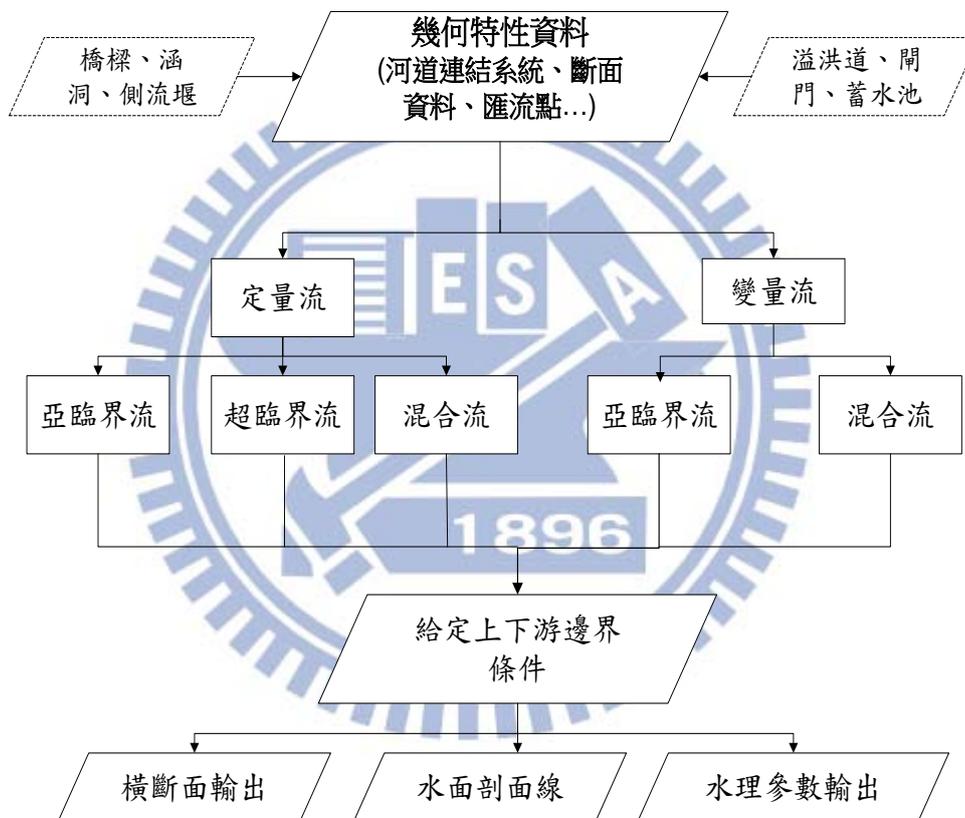


圖 5-15 HEC-RAS 模擬流程

本研究以 HEC-RAS 變量流模式模擬河川洪水位，所需要資料包含河川斷面幾何資料、曼寧 n 值，上游邊界條件、下游邊界條件、側向邊界條件等，以下將詳加說明：

一、河川斷面幾何資料

河川幾何斷面資料，係採民國 99 年量測之曾文溪大斷面測量實

測資料，本模式採用其中之斷面 0 至斷面 178，斷面資料包含包括斷面形狀與該斷面之河心累距等。

二、曼寧 n 值

本研究採用曾文溪水系治理規劃報告(1994)之建議值，報告中以實測之有效斷面、坡降及河床質等基本資料，以經驗及理論公式等推算曾文溪主流各河段之曼寧 n 值，如表 5-7。

表 5-7 曾文溪主流各河段曼寧 n 值

河段	曼寧 n 值
斷面 0 至斷面 49	0.030
斷面 50 至斷面 91	0.035
斷面 92 至斷面 103	0.038
斷面 104 以上河段	0.040

三、上游邊界條件

本研究上游邊界條件為流量邊界條件，在此以玉豐大橋流量站之觀測流量給定之。

四、下游邊界條件

本研究下游邊界條件為定水位邊界條件，在此設為正常水深 (Normal Depth)。

五、側向邊界條件

側入流部分，由於共有四個側入流量待給定，其中後掘溪與菜寮溪分別以玉田與左鎮之觀測流量給定，官田溪部分則假設烏山頭水庫於暴雨期間並不放水，故其側入流量則以地表逕流模式推估之，玉豐大橋與玉田至二溪大橋間之地表逕流量，亦以地表逕流模式推估。

六、模擬案例

本研究以 2007 年聖帕與科羅莎颱風，2008 年卡玫基、鳳凰、辛

樂克與薔蜜颱風作為模擬案例。

iv. HEC-RAS 模式模擬結果

本研究以新中站作為評比對象，以下以 HEC-RAS 模擬水位與觀測水位做比較，如圖 5-16 至圖 5-21 所示。

圖中顯示，模擬水位與觀測水位趨勢相當一致，在尖峰水位之模擬上，所有颱風之模擬誤差均在 0.5 公尺以下，且每場颱風下游河道水位歷線之相關係數高達 0.97 以上，尖峰時間誤差亦都在 2 小時以下，其詳細之評估指標如表 5-8 所示，顯現本 HEC-RAS 模式已可準確模擬曾文溪系統主流之洪水位變化。

表 5-8 HEC-RAS 模式模擬結果評估表

	相關係數	均方根誤差	尖峰水位誤差(m)	尖峰時間誤差(hr)
辛樂克	0.99	0.52	0.3	1
聖帕	0.98	0.33	0.21	0
科羅莎	0.98	0.8	0.43	2
薔蜜	0.97	0.82	0.28	0
鳳凰	0.98	0.68	0.16	1
卡玫基	0.98	0.58	0.38	1

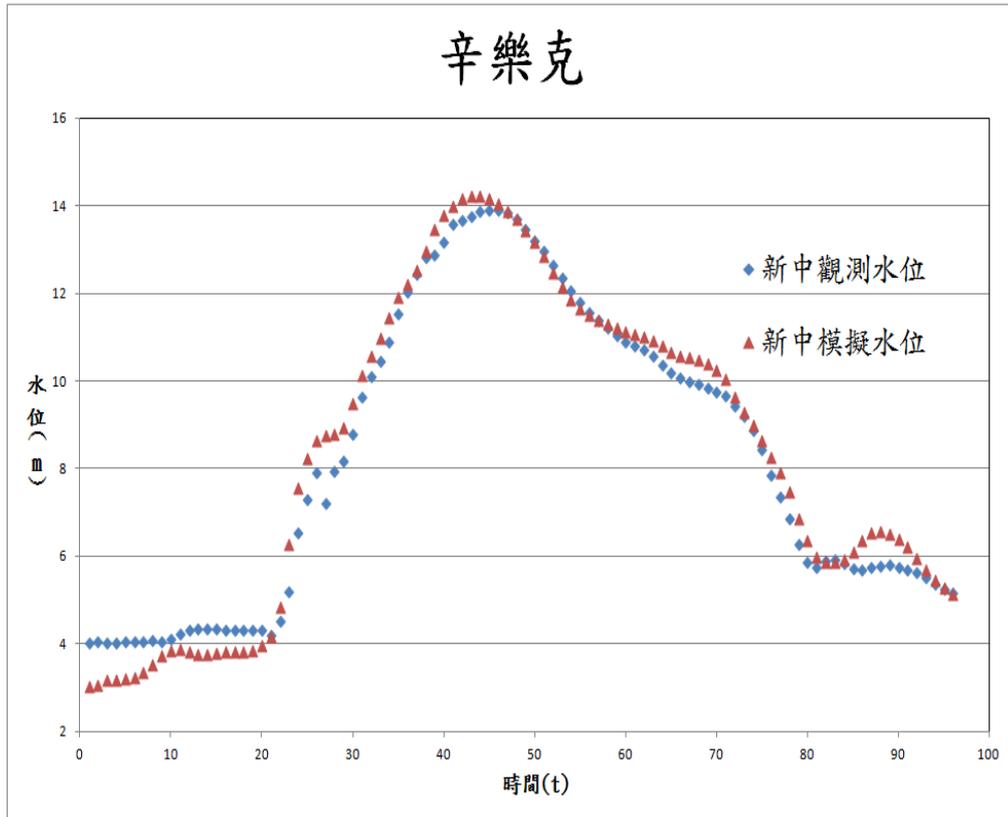


圖 5-16 新中站模擬水位與觀測水位比較圖(辛樂克颱風)

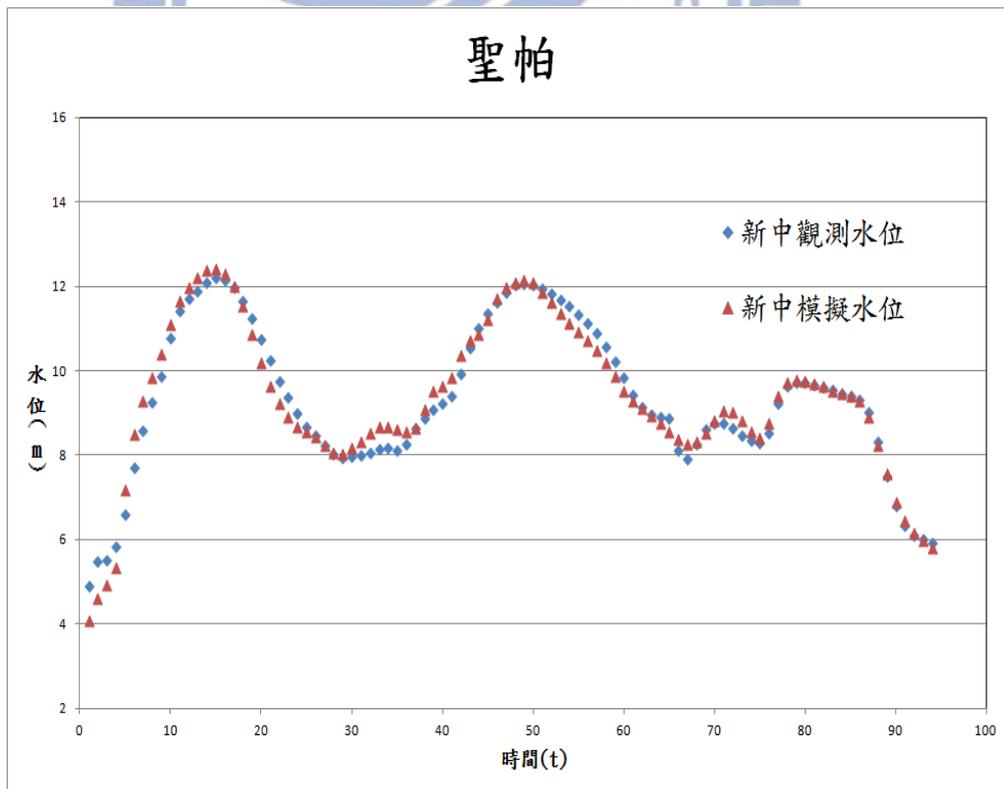


圖 5-17 新中站模擬水位與觀測水位比較圖(聖帕颱風)

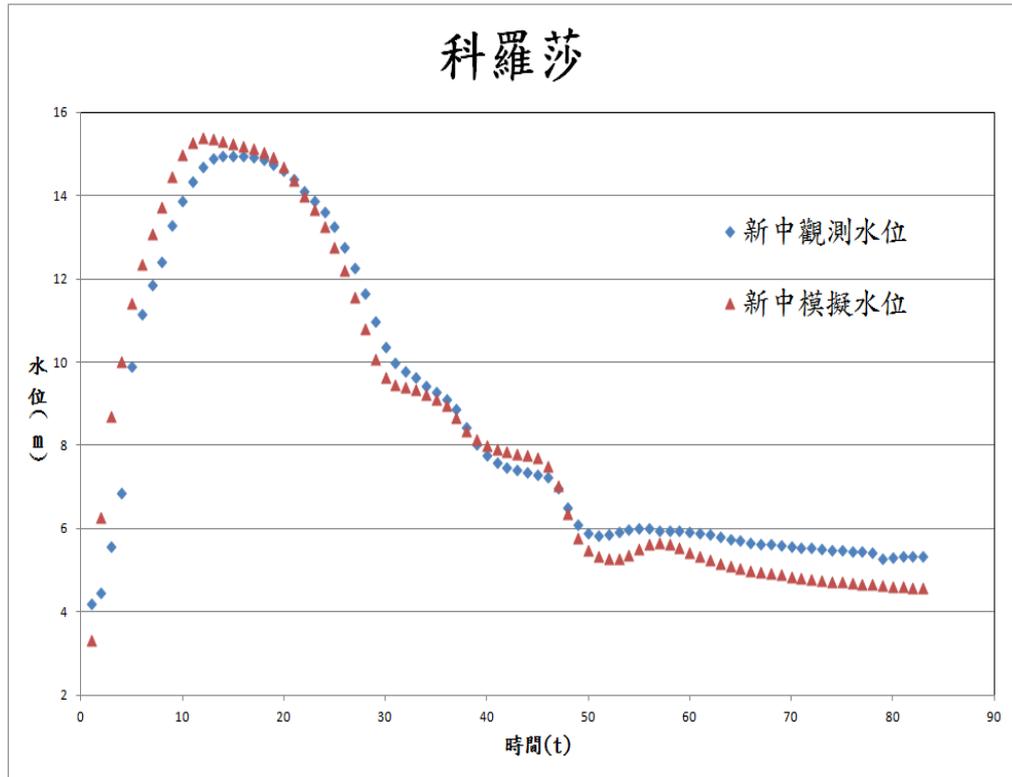


圖 5-18 新中站模擬水位與觀測水位比較圖(科羅莎颱風)

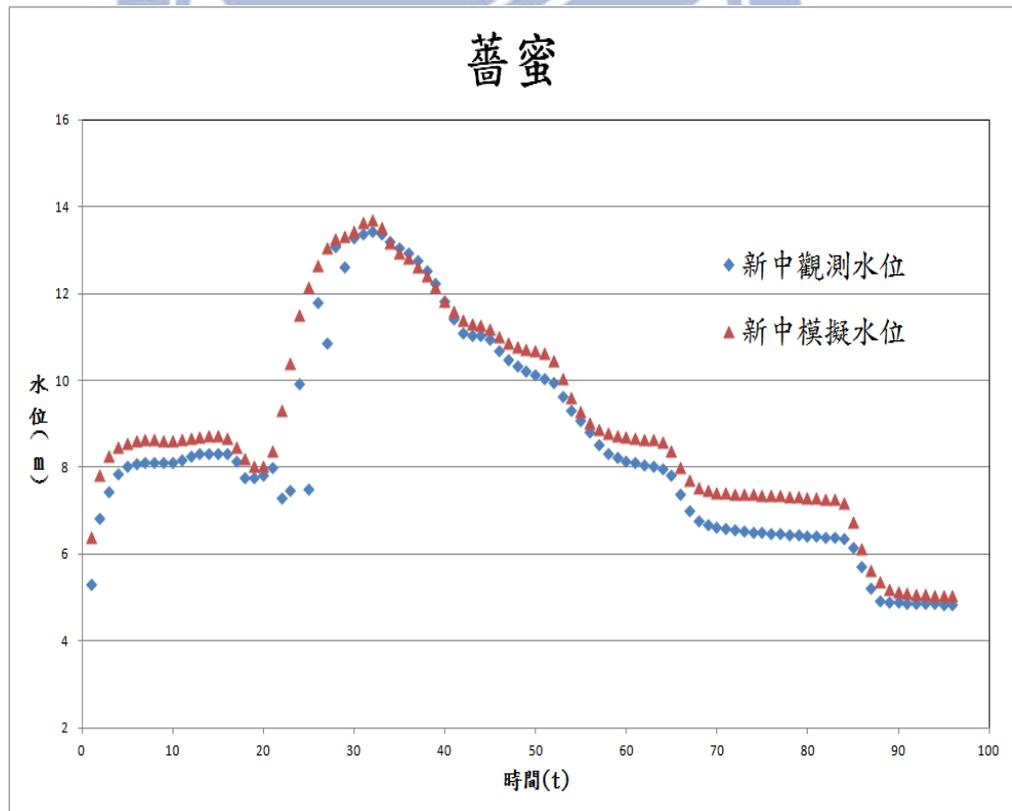


圖 5-19 新中站模擬水位與觀測水位比較圖(薔蜜颱風)

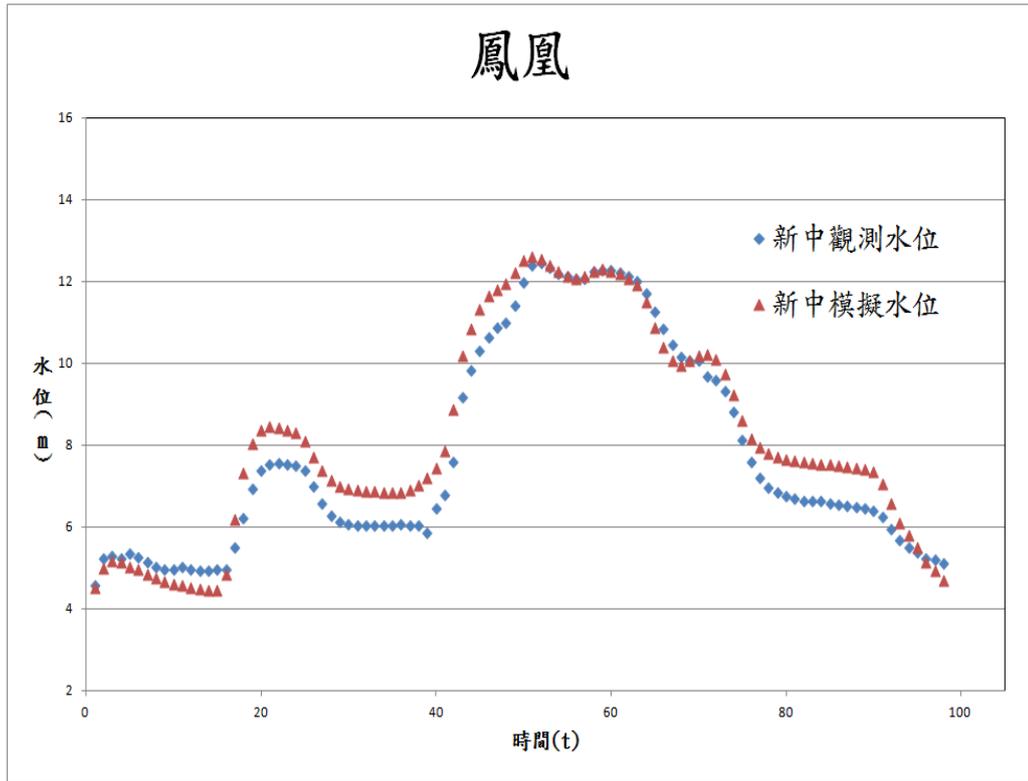


圖 5-20 新中站模擬水位與觀測水位比較圖(鳳凰颱風)

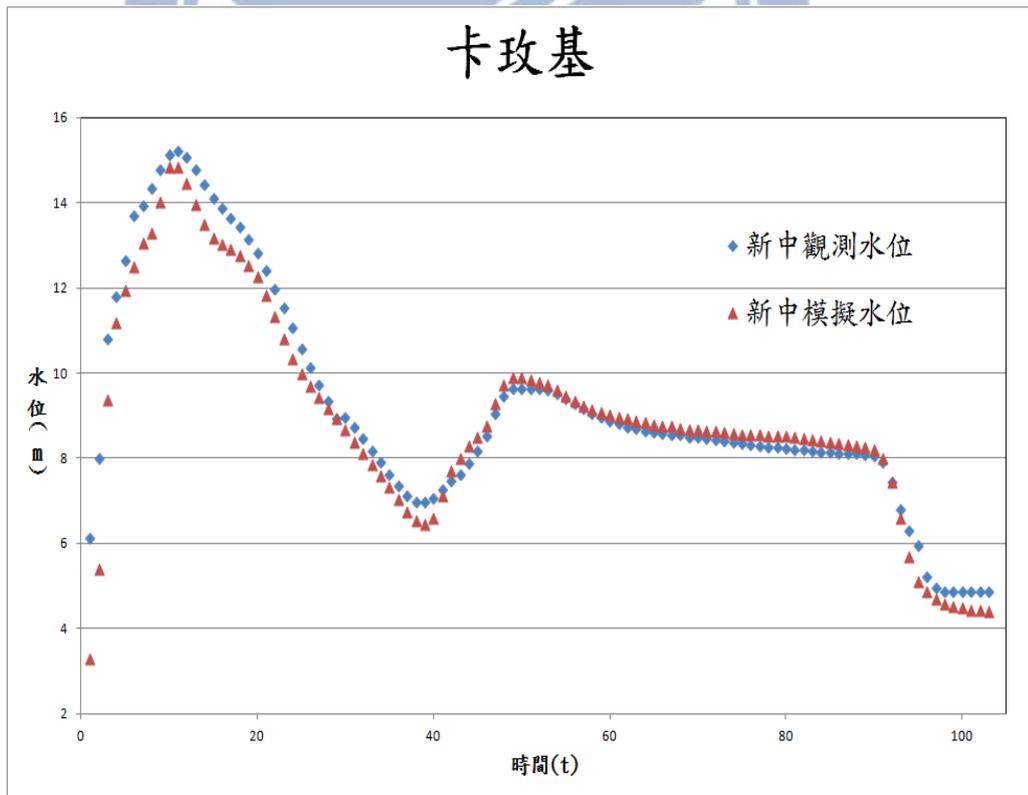


圖 5-21 新中站模擬水位與觀測水位比較圖(卡玫基颱風)

2. 河川洪水類神經模式建置

前述 HEC-RAS 水理演算模式建立大量之水庫放水量與對應之河道流量與洪水位等對應資訊，在此作為類神經網路之訓練資料，建立河川洪水類神經模式藉此降低模式計算量。以下為河川洪水類神經模式建置說明。

A. 類神經模式架構

本模式所使用之網路為倒傳遞類神經網路，倒傳遞類神經網路為監督式學習的一種。玉豐大橋、玉田、二溪大橋、左鎮及官田溪五者於 t 時刻及 $t-1$ 時刻之流量資料為網路輸入資料，第 t 時刻控制點之水位則為網路輸出資料，本研究控制點的選擇係將前述辛樂克等六場颱風經過 HEC-RAS 模擬過後皆會溢堤之斷面，在此為斷面 85。倒傳遞類神經網路隱藏層為一層，其中包含 4 個神經元，如圖 5-22 所示。

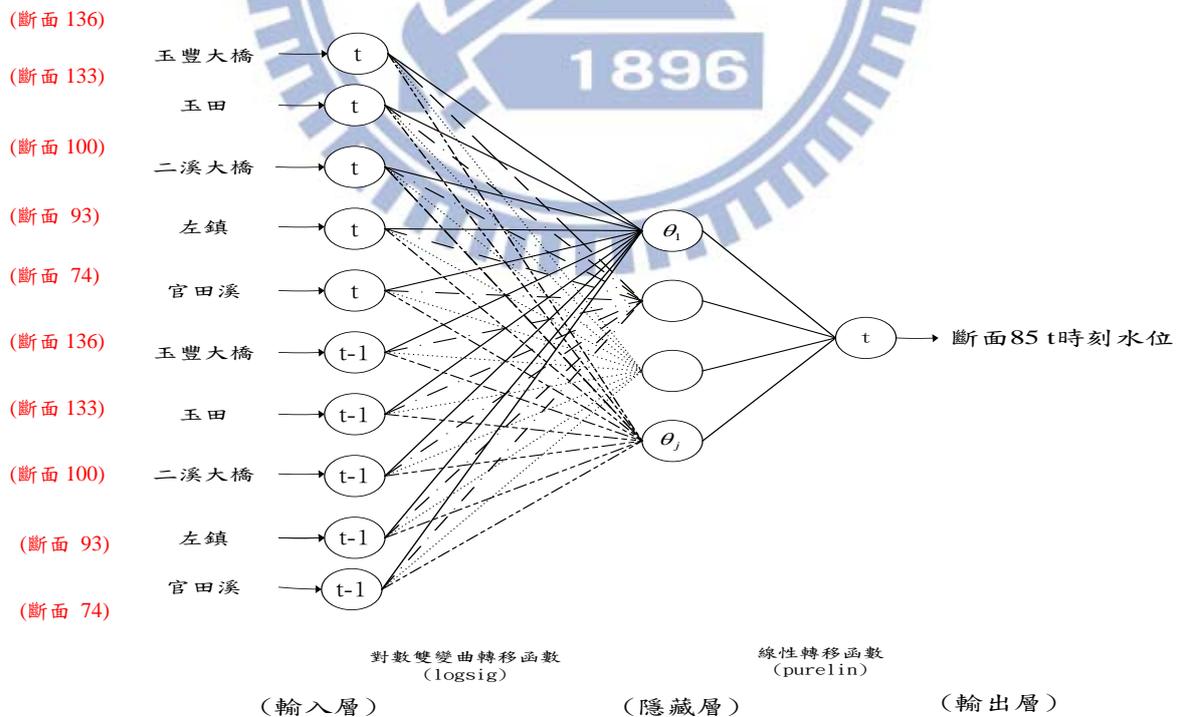


圖 5-22 河川洪水水位類神經網路架構圖

而模式所用之轉換函數為 S 形函數(Logsig)函數，圖形如圖 5-23，方程式如(5-1 式)所示。由於所選用之轉換函數可微分，故可利用最陡坡降法(Gradient Steepest Decent Method)等方法在學習訓練的過程中，逐步修正倒傳遞類神經網路的權重與閾值，使模擬誤差值逐步縮小，達到機器學習之目的。

$$Y^{sigmoid} = \frac{1}{1 + e^{-x}} \quad (5-1 \text{ 式})$$

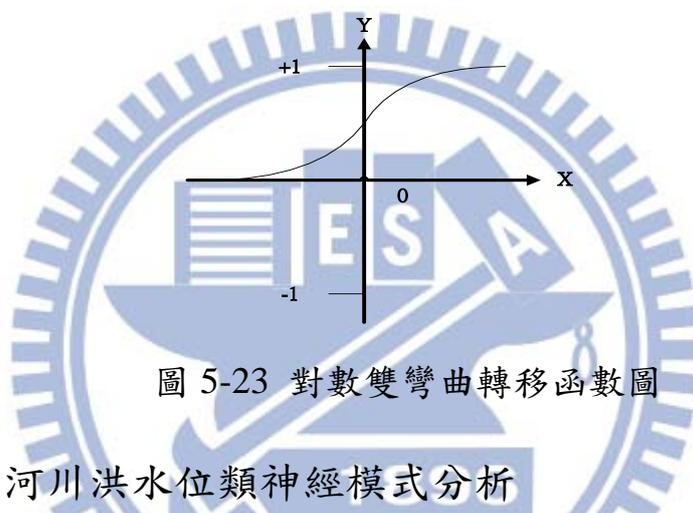


圖 5-23 對數雙彎曲轉移函數圖

B. 河川洪水位類神經模式分析

本模式以辛樂克、聖帕、鳳凰與科羅莎颱風做訓練案例，卡攻基與蕃蜜颱風則為驗證案例，驗證結果如圖 5-24 及 5-25 所示。圖中顯示，河川洪水位類神經模式與 HEC-RAS，兩者之模擬水位在趨勢上十分一致，兩場颱風之相關係數亦高達 0.98，尖峰水位誤差最高約 0.51 公尺，其詳細之評估指標如表 5-9 所示。

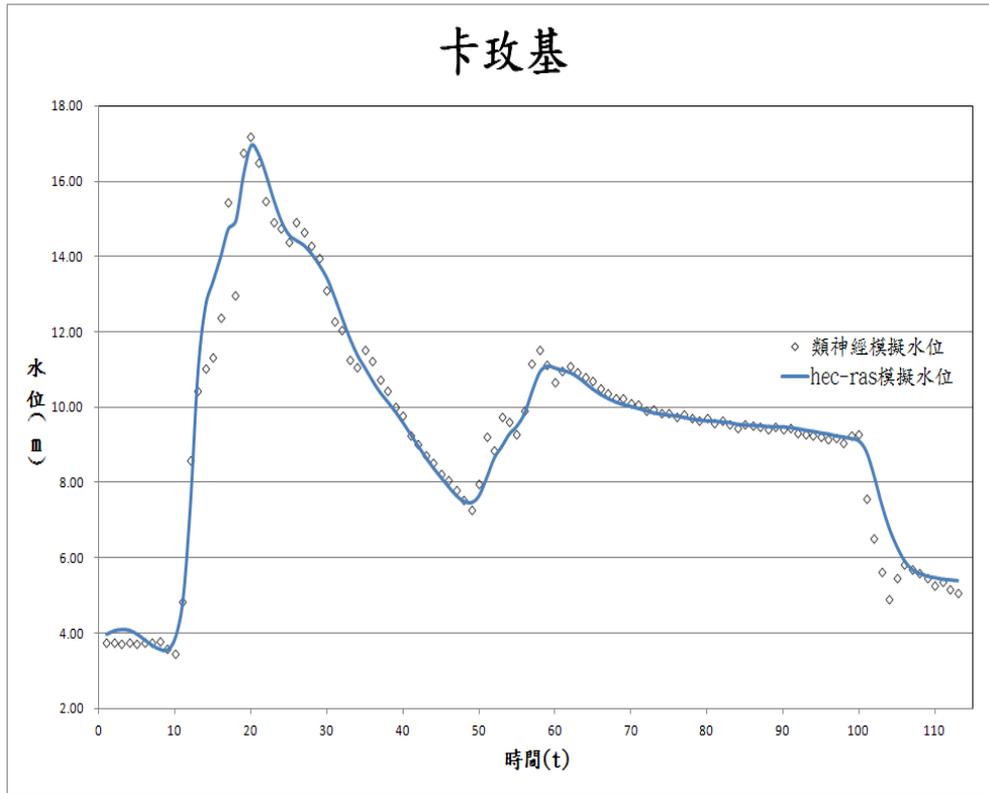


圖 5-24 斷面 85 之類神經網路與 HEC-RAS 比較圖(卡玫基颱風)

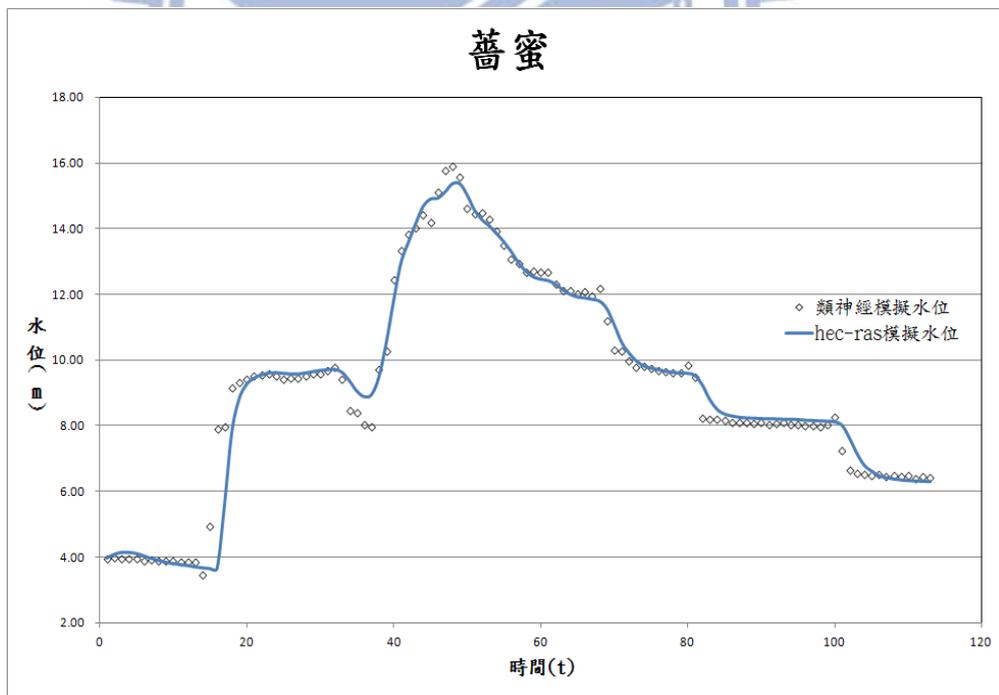


圖 5-25 斷面 85 之類神經網路與 HEC-RAS 比較圖(薔蜜颱風)

表 5-9 河川洪水類神經模式評估指標

	相關係數	均方根誤差	尖峰水位誤差 (公)
卡玫基颱風	0.98	0.55	0.25
薔蜜颱風	0.98	0.58	0.51

5.2.3. 應用庫區泥沙動態分析模式於曾文水庫濁度歷程之模擬與驗證

基於減淤之目標項，必須透過庫區泥沙動態分析模式，模擬各洩水口之泥沙濃度歷程。過去曾文水庫庫區泥沙濃度的監測報告，在賴(2007)之研究中，實際量測過去颱風場次發生時，在水庫內不同高程之泥沙濃度資料，各場次內包含 EL168.2、EL173.2、EL178.2、EL188.2 及 EL208.2 等五種高程下之觀測泥沙濃度資訊。本研究將所收集之泥沙濃度觀測資料，與真實放流情況下其渾水潭之模擬泥沙濃度歷程做驗證。以辛樂克颱風場次為例，將實際觀測資料中 EL168.2、EL173.2 及 EL178.2 三種不同高程之觀測泥沙濃度與模擬結果以圖形呈現。

如圖 5-26。可發現模擬之結果在颱風歷程前、中期可大致上符合觀測資料之特性，且第 20 小時候觀測之結果上升幅度增加，在模擬之結果也有抓住其特性，唯獨在約第 50 小時之後，入流量開始減少且水庫中水流變化變緩之際，如圖 5-27 所示。可推估部分泥沙因而沈將至庫底，造成觀測資訊在期末略微下降；反觀模擬之結果，因無曾文水庫在颱風過程中泥沙沈降之資訊，故此本研究做了無沈降的假設，同時影響在期末泥沙濃度居高不下。

水庫水位依渾水潭面為依據，將其分下層為渾水潭，上層為清水潭，兩層內之泥砂濃度比值設定為 1/20，亦即清水潭濃度為渾水潭濃度之 1/20。

圖 5-27 為辛樂克颱風場次在曾文水庫上游造成之入流量歷程以及曾文水庫管理中心所因應的實際放水歷程。在此本研究將放水歷程，依據不同高程呈現出來，在較低的永久和道放水路(PRO)及電廠放水路其放水量皆為 90(cms)及 50(cms)，故加總一起來呈現。可發現低高程之放水上限總和為 140(cms)，與溢洪道放水量動則每秒數千立方公尺差異甚大。

圖 5-28 為水庫水位與渾水面高程變化歷線圖，由於洪峰來臨前階段之操作方式，入流量大於出流量，故水庫水位亦隨之增加；反之，洪峰來臨後，其出流量大於入流量，故水庫水位亦隨之降低。渾水面高程之上升與沉降速度，分別以式 4-9 與 4-10 定義，其均與水庫水位之上升與沉降速度呈正比。圖 5-29 為累積入砂量與出砂量歷程，其中藍線為累積入砂量，累積出砂量以出口泥沙濃度大小分成兩部分，將泥沙濃度較低之溢洪道排砂量為紅色部分，以及將濃度較高之電廠放水路及永久河道放水路兩者為綠色部分，累積入砂量與累積出砂量差值則為水庫庫區之泥沙變化量，其中紫色與綠色部分分別代表渾水潭與清水潭之泥砂含量，整場歷程累積入沙量近 1100 萬噸，累積出沙量約 180 萬噸，約佔入沙量之一成五左右。

辛樂克颱風

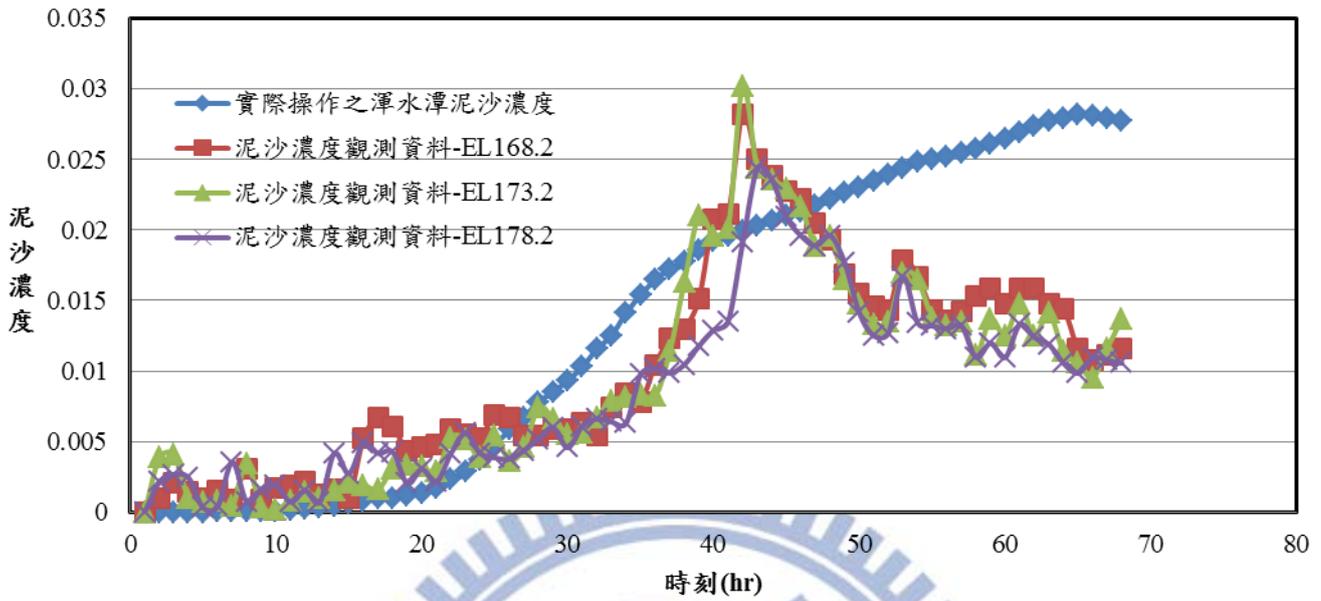


圖 5-26 模擬濃度與觀測濃度歷程(辛樂克颱風)

辛樂克颱風

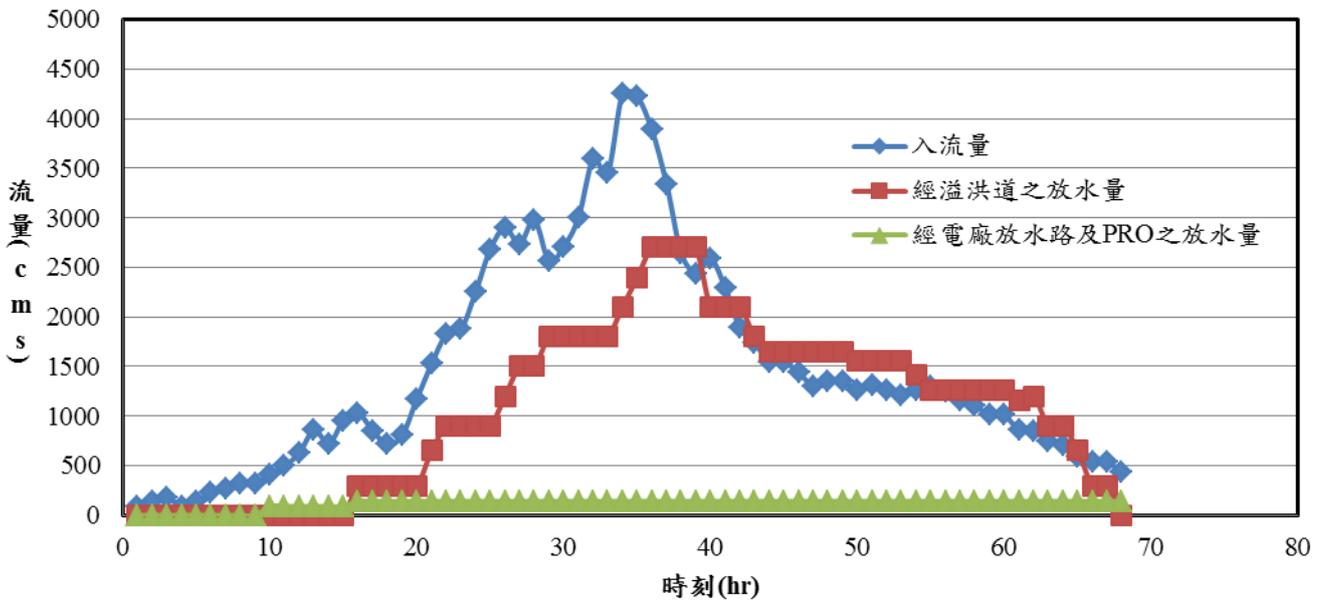


圖 5-27 入流量與放流量歷程(辛樂克颱風)

辛樂克颱風

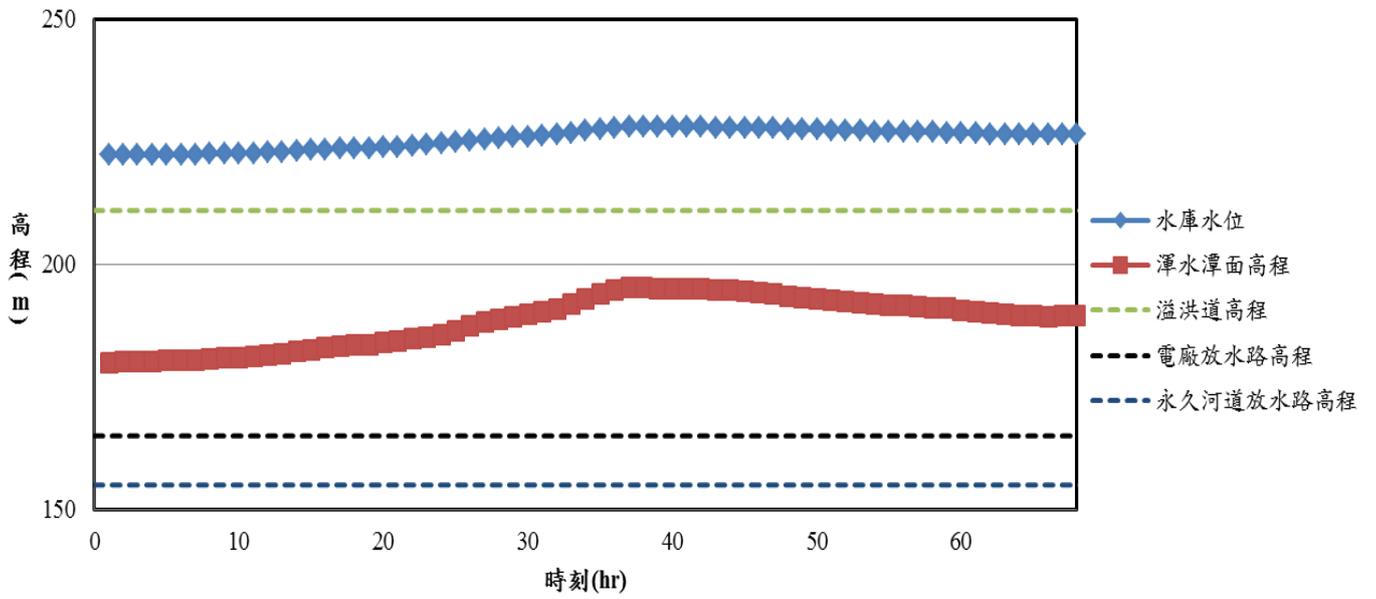


圖 5-28 水庫水位與渾水潭面高程變化歷線圖(辛樂克颱風)

辛樂克颱風

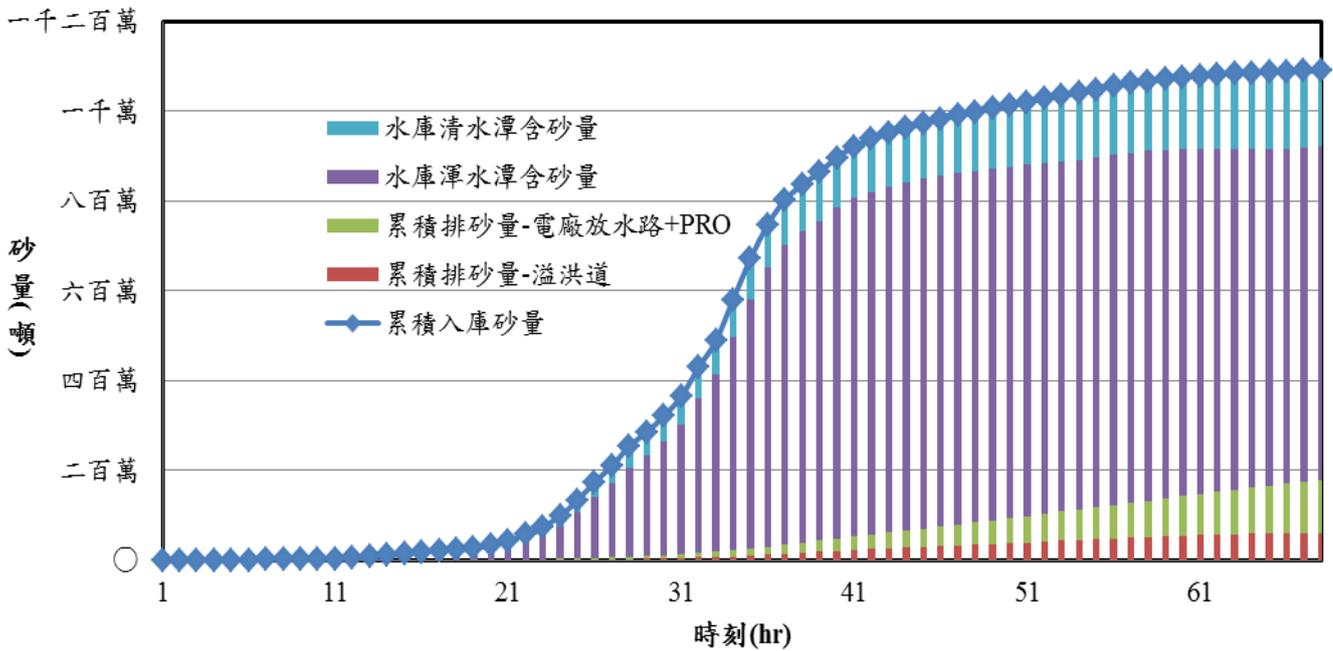


圖 5-29 各時刻水庫累積入沙與排沙量歷程(辛樂克颱風)

5.3 目標函數權重設定影響分析

本研究目標函數如式 5-11 所示，其包含多個子目標，不同子目標以權重的方式組合為單一目標，因此權重數值的給定會影響優選結果，以下藉由權重影響分析決定最佳權重組合，供後續案例成果分析探討使用。

$$\text{Min}_{R_t} \left\{ C1 \times \text{Max} \left\{ \frac{L^p - L^{\text{bank}}}{L^{\text{bank}}}, 0 \right\} + C2 \times \frac{|H^{\text{normal}} - H_{\text{III}}|}{H^{\text{normal}}} - C3 \times \frac{1}{M} \sum_{t,t \in [t_0, T]} R_t \times C_t \right\} \quad (5-11 \text{ 式})$$

子目標函數包含減災項(O1)、水資源項(O2)及減淤項(O3)，分別以權重 C1、C2 及 C3 組合成單一目標，各子目標項所代表的物理意義並盡不相同，故在組成上需搭配研究者之主觀判斷與喜好，搭配模擬成果決定權重值比例。各子目標項之物理意義說明如下：

1. 第一個子目標為減災項，為減少下游控制斷面的溢提水位的高度，藉此降低下游溢堤造成之災損。
2. 第二個子目標為水資源項，為減少水庫期末蓄水位與目標蓄水位的差值，以因應來年枯水期之用水。
3. 第三個子目標，為增加排砂量值的最大化。

基於安全與民眾生命財產考量，減災項之重要性應最高，其次為水資源項，再來才是減淤項。說明了在颱風時期，保障人民生命財產為首要條件，而在過程中儲蓄足夠的水資源供給未來生活機能持續的運作為次要條件，再者才是盡可能減少水庫淤積量，延長水庫壽命，以達永續利用之目標。

目標函數之權重值的決定方式，在此採兩個階段逐步探討。第

一階段，忽略減淤項的影響考慮，將 C_3 設定為 0，調整減洪項對水資源項之比值，亦即 $C_1:C_2$ 之比例，視模擬結果決定最佳 $C_1:C_2$ 組合；第二階段，則採前述之最佳 $C_1:C_2$ 比例，加入減淤項(C_3)，調整 C_3 數值以求得最佳 $C_1:C_2:C_3$ 組合。如此藉由權重影響分析，所得之最佳權重組合，可作為後續評估分析之用。

I. 第一階段

在第一階段做法上，首先將減災項之權重值 C_1 固定為 1，逐步調整水資源項之權重 C_2 ，藉由調整 C_2 之權重值，評估最佳 $C_1:C_2$ 比例。從多場歷史颱風中，依據小型、中型與大型為區分挑選三場代表性颱風，分別為鳳凰、薔蜜及柯蘿莎三場颱風，進行權重影響分析。

模擬結果分別呈現各案例之不同目標之河水位溢堤高度與水庫期末水位差值，如圖 5-30~5-32 所示。其橫軸為不同之 $C_1:C_2$ 比例，縱軸為水位高度(m)。

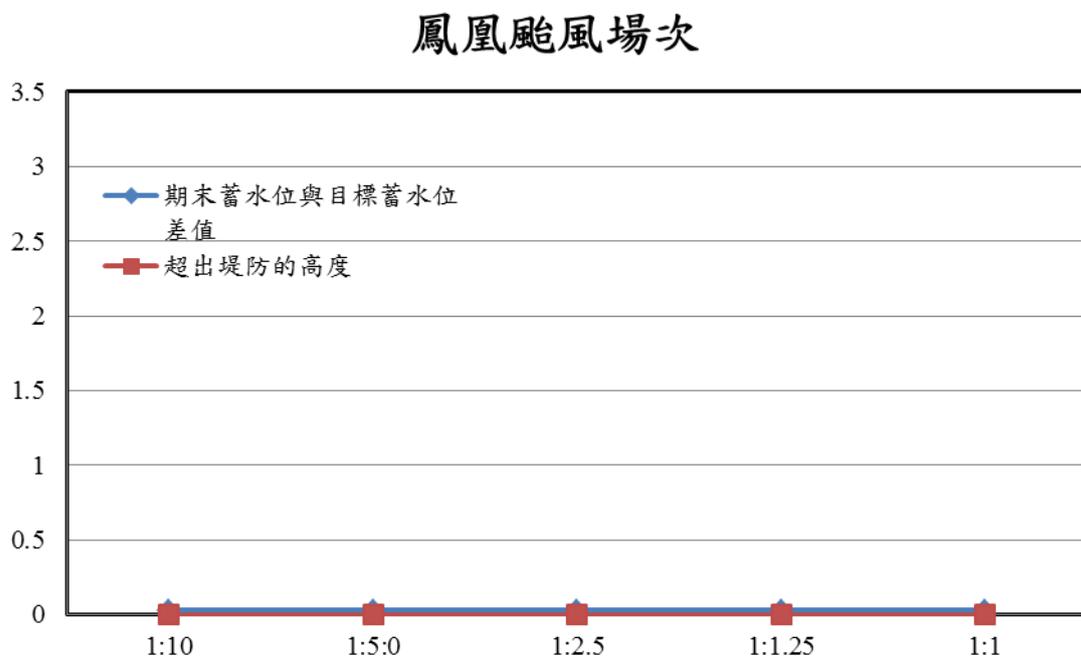


圖 5-30 權重設定分析第一階段鳳凰颱風場次模擬結果

薈蜜颱風場次

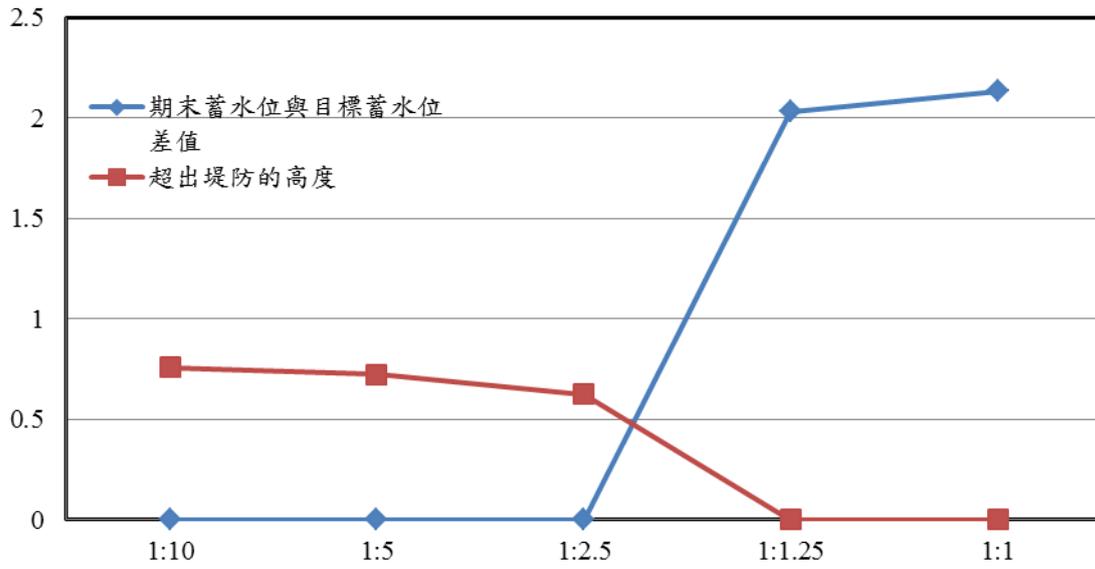


圖 5-31 權重設定分析第一階段薈蜜颱風場次模擬結果

柯蘿莎颱風場次

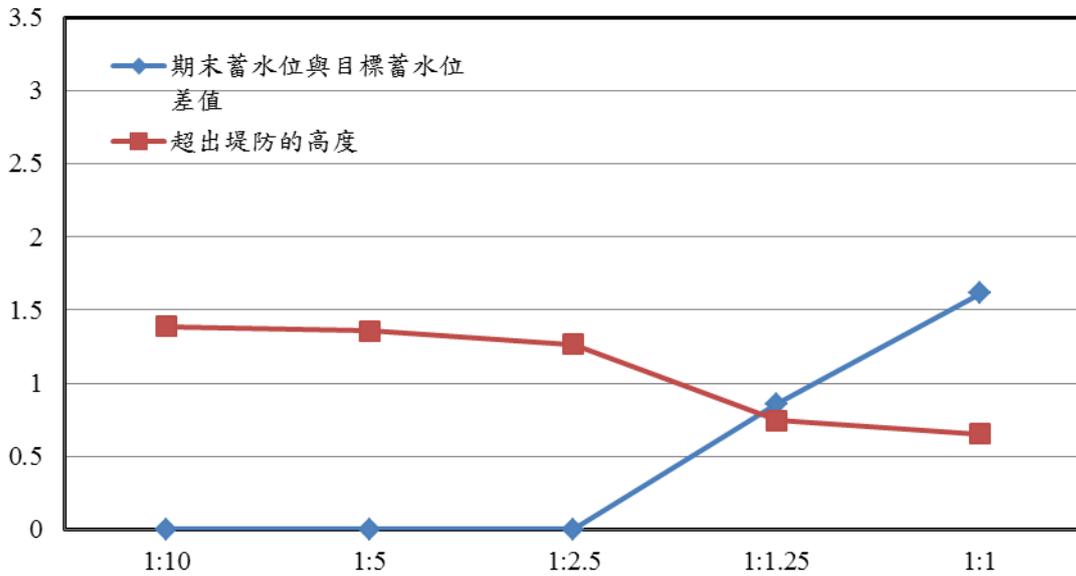


圖 5-32 權重設定分析第一階段薈蜜颱風場次模擬結果

表 5-10 權重設定分析第一階段評估指標(i)

期末蓄水為與目標蓄水位的差值(m)					
權重值比例	1:10	1:5	1:2.5	1:1.25	1:1
鳳凰颱風	0	0	0	0	0
薔蜜颱風	0	0	0	2.0	2.1
柯蘿莎颱風	0	0	0	0.85	1.6

表 5-11 權重設定分析第一階段評估指標(ii)

下游控制點水位溢堤高度(m)					
權重值比例	1:10	1:5	1:2.5	1:1.25	1:1
鳳凰颱風	0	0	0	0	0
薔蜜颱風	0.75	0.72	0.62	0	0
柯蘿莎颱風	1.38	1.35	1.26	0.74	0.65

表 5-10~5-11 為三場颱風在不同比例下之操作結果。由於鳳凰颱風屬於小型颱風之代表颱風，因此無論權重比例為何，兩目標均可完全滿足。在中型與大型颱風中，不同權重比例下，可能會有不同之操作結果。

薔蜜颱風(中型)在不同權重比例下，下游控制點均無溢堤發生，但在部分比例下，如 1:1.25 與 1:1 之案例中，其期末水庫水位產生約 2 公尺之差值。柯蘿莎颱風(大型)之下游控制點已有溢堤情事發生，且存在期末水庫水位差值，最高達 1.6 公尺。隨著 C_2 數值逐步降低，河水位溢堤高度逐步降低，而水庫期末水位差值則逐步升高。在 1:2.5 與 1:1.25 兩權重比例間，兩目標均有劇烈變化。

由於考慮下游溢堤情況發生必須優先考量，故採 1:2.5 與 1:1.25 兩權重比例中，溢堤高度較低者，亦即 1:1.25 為最佳權重比例。

II. 第二階段

決定減災項與水資源項之權重後，在此加入減淤項，進行第二階段的權重分析。延續第一階段在 $C_1:C_2$ 的比例，逐步調整 C_3 ，操作結果如圖 5-33 至 5-35 所示。

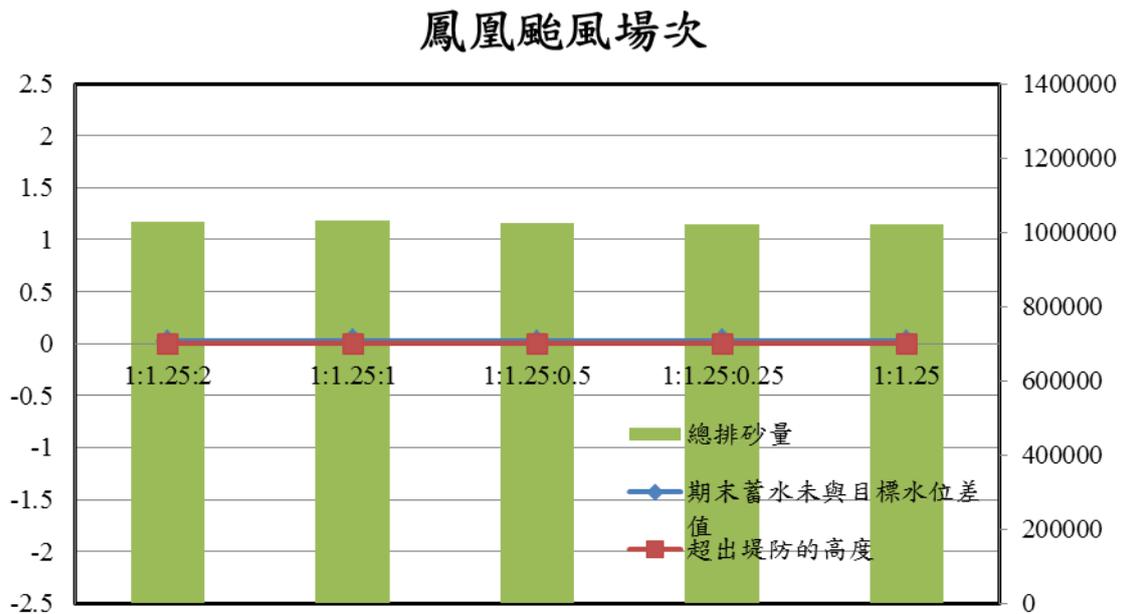


圖 5-33 權重設定分析第二階段鳳凰颱風場次模擬結果

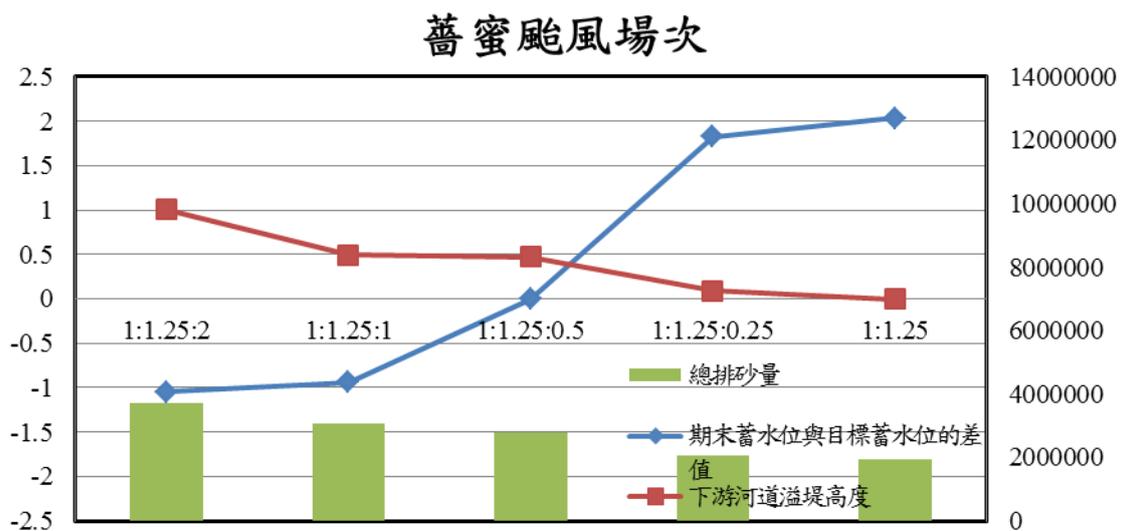


圖 5-34 權重設定分析第二階段蕃蜜颱風場次模擬結果

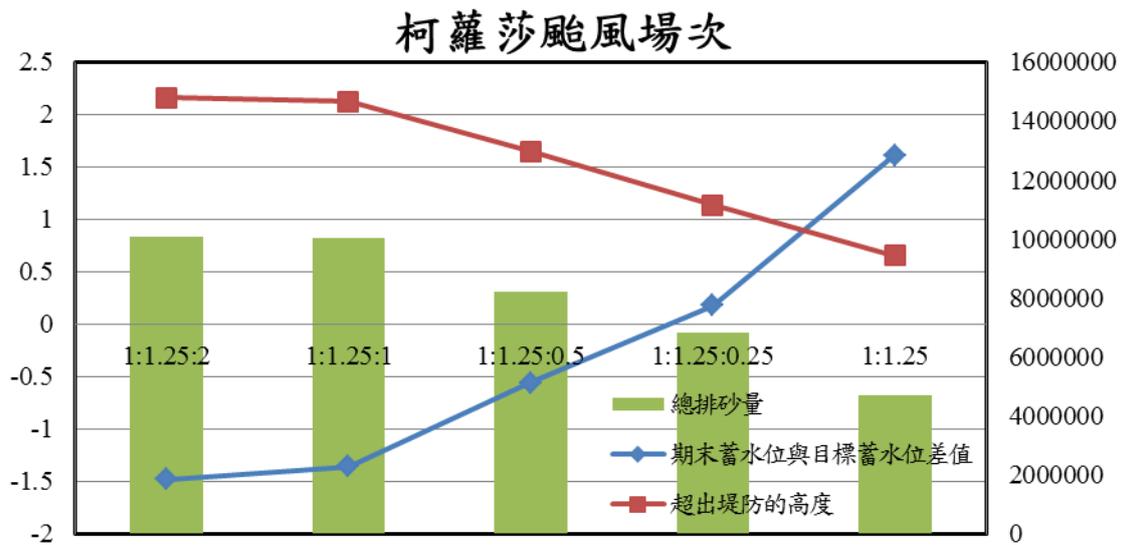


圖 5-35 權重設定分析第二階段柯羅莎颱風場次模擬結果

表 5-12 權重設定分析第二階段評估指標(i)

期末蓄水為與目標蓄水位的差值(m)					
權重值比例	1:1.25:2	1:1.25:1	1:1.25:0.5	1:1.25:0.25	1:1.25:0
鳳凰颱風	0	0	0	0	0
薔蜜颱風	-1	-0.9	0	1.8	2.0
柯羅莎颱風	-1.48	-1.35	-0.55	0.18	1.61

表 5-13 權重設定分析第二階段評估指標(ii)

下游控制點水位溢堤高度(m)					
權重值比例	1:1.25:2	1:1.25:1	1:1.25:0.5	1:1.25:0.25	1:1.25:0
鳳凰颱風	0	0	0	0	0
薔蜜颱風	1	0.49	0.47	0.09	0
柯羅莎颱風	2.15	2.1	1.65	1.13	0.65

表 5-14 權重設定分析第二階段評估指標(iii)

排砂量 (千萬噸)					
權重值比例	1:1.25:2	1:1.25:1	1:1.25:0.5	1:1.25:0.25	1:1.25
鳳凰颱風	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102
蕃蜜颱風	0.371	0.307	0.280	0.204	0.191
柯蘿莎颱風	1.00	1.00	0.800	0.680	0.460

先各將圖 5-33~圖 5-35 依據水庫期末水位差值、河水溢堤高度及總排砂量三項資訊整理成表 5-12~表 5-14，透過數值量化輔助判斷權重設定之組，以得到最佳權重比例。

其透過圖表方式呈現，在圖 5-33，鳳凰颱風屬小型颱風場次，在設定不同權重比例並無明顯產生變化；在表 5-13，蕃蜜颱風場次與柯蘿莎場次其之期末水位與目標水位在排砂量項權重 $C_3=0$ 時相差最多，但隨著 C_3 數值設定增大(排砂量比重增加)，差值有越小且低於目標蓄水位的趨勢；在表 5-14，下游溢堤情況的部分，也隨著 C_3 數值設定增大，溢堤情況也越來越嚴重；在表 5-15，排砂量在權重比例 $C_3=0$ 為排砂量最少，隨著 C_3 數值設定增大排砂量也逐漸增加。總和上述結果，同一場颱風場次，隨 C_3 數值設定增大排出的砂量就越多，但因排出過多的水量下，下游控制點發生溢堤情況就越嚴重，同時也會使期末蓄水位降低以致無法滿足目標蓄水位。

在三者相互競爭的目標項，其加入減淤項之權重值考量後，必須增加下游河道溢堤的高度與未來供水不足的風險，來換取增加排砂量的空間。基於各目標項考量的優先順序下，在排砂量權重值 $C_3=0.25$ 比起 $C_3=0$ 相比較下，下游控制點水位部分，蕃蜜颱風與柯蘿莎颱風各多增加 0.09 公尺與 0.48 公尺，都在尚在可接受範圍；期末水位的部分，各可減少 0.2 公尺與 1.4 公尺；排砂量部分，也增加約 13 萬噸

與 220 萬噸。而在排砂量權重值 C_3 設定大於 0.25 之後下的結果看來，下游溢堤情況以柯羅莎颱風來講，增加至 1.5 公尺以上是無法接受，故不考慮。

經由兩階段的權重設定分析影響上，決定以 1:1.25:0.25 的權重比例來當作模式之權重比例，以進行後續分析使用。

5.4 防洪減淤操作最佳規畫模式應用成果分析

經由目標權重設定影響分析，可得最合適的權重比值設定，此節將以此最合適權重比例進一步分析。後續分成三部分作探討，第一部分將依據曾文水庫運用要點實作防洪操作階段之判定進行模擬，並與鄭又瑜(2011)之研究成果進行比較，將於 5.4.1 小節說明；第二部分以檢驗放流量必須大於等於前一時刻放流量之限制式(即式 4-19)之必要性，檢討該限制式加入與否對防洪操作之影響，於 5.4.2 小節說明；第三部分則應用本研究建置之防洪減淤操作最佳規劃模式，以各颱風進行防洪減淤操作，並與曾文水庫管理中心之實際操作進行比較，於 5.4.3 小節做說明。

5.4.1. 依據曾文水庫運用要點建立水庫防洪操作原則

於 4.2.1 小節說明應用曾文水庫運用要點，建立水庫防洪操作原則，其中分別說明防洪運轉之階段判定，及補充高臨前水位之放水原則，在此將以柯羅莎、卡玫基及薔蜜三場歷史颱風，並提高起始水位至 227 公尺進行防洪操作。後續將以鄭又瑜(2011)之研究為對照組，其稱為 CASE-A，本研究結果則稱為 CASE-B。

柯羅莎07年10月

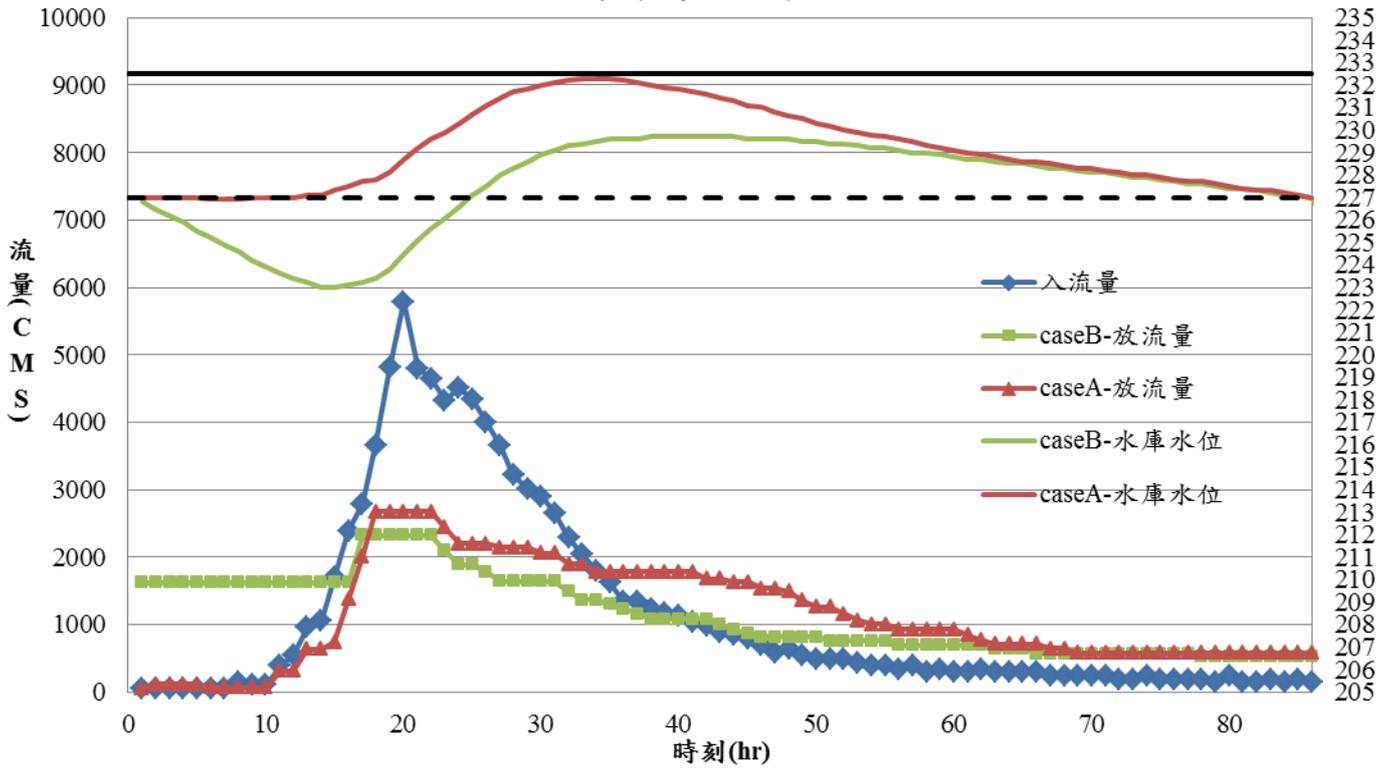


圖 5-36 不同階段判定方式下放流量之結果比較(柯羅莎颱風)

柯羅莎07年10月

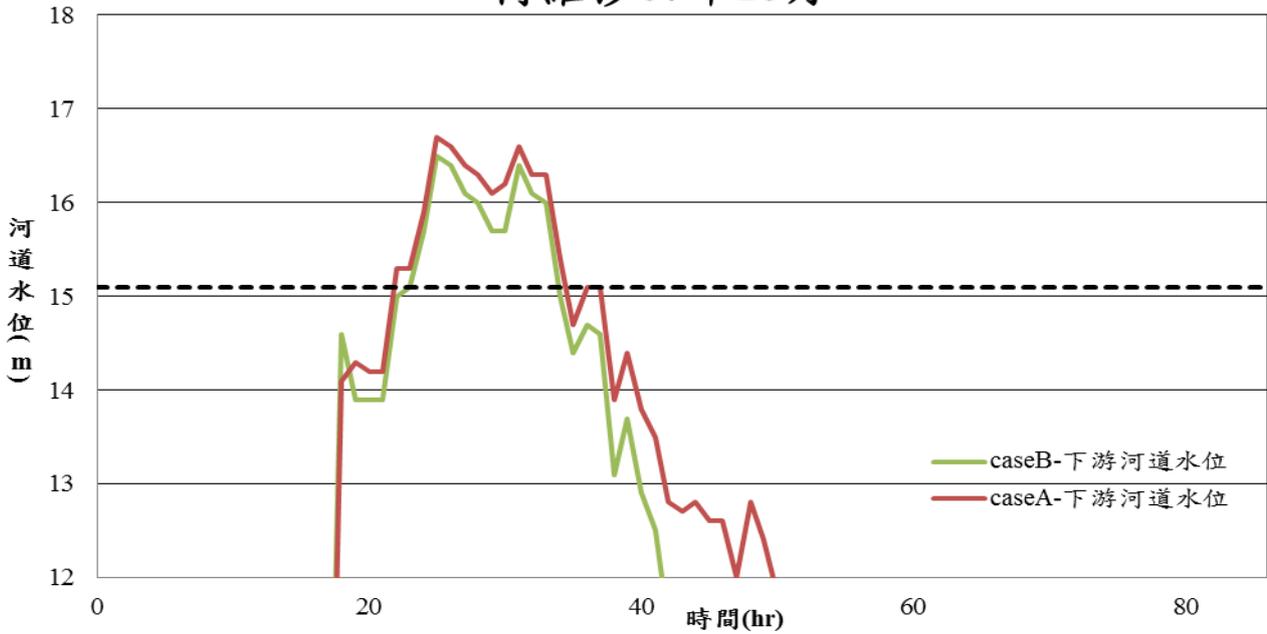


圖 5-37 不同階段判定方式下下游河道水位之結果比較(柯羅莎颱風)

卡玫基(08年7月)

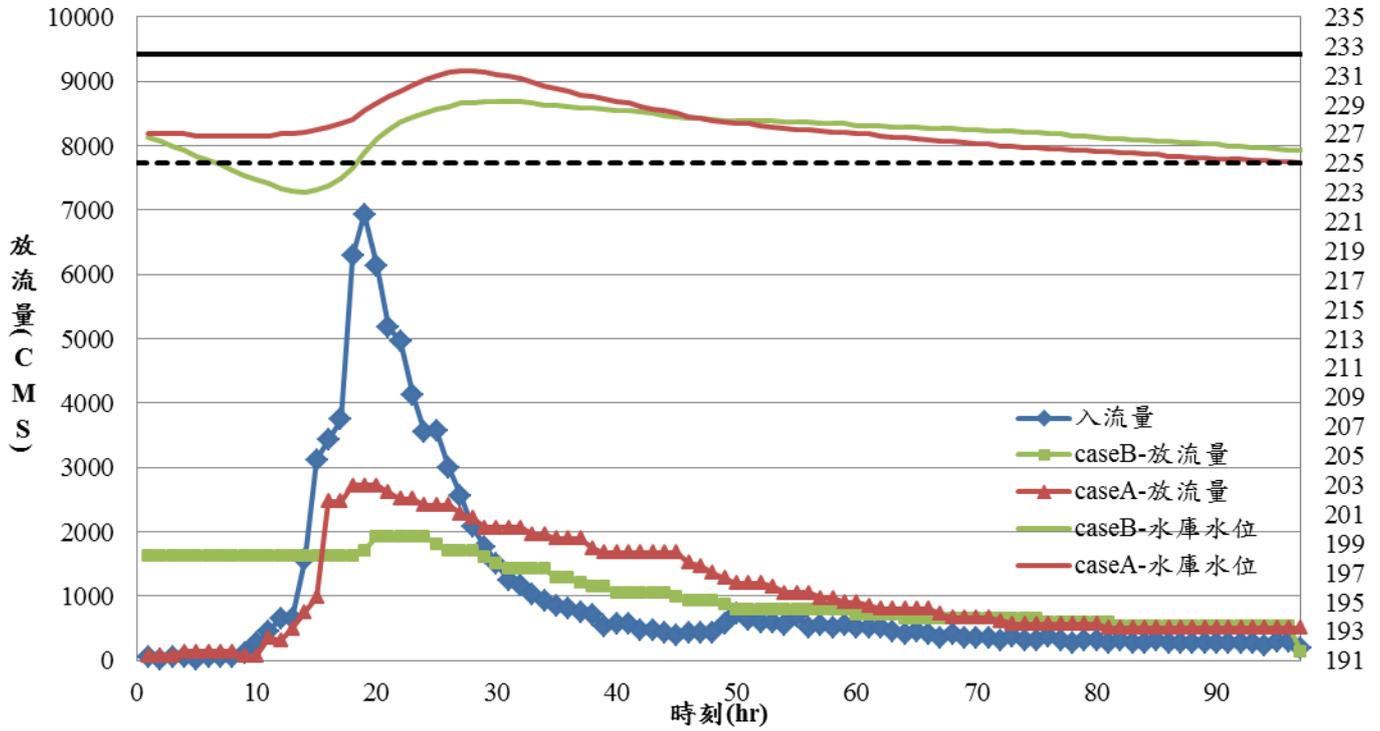


圖 5-38 不同階段判定方式下放流量之結果比較(卡玫基颱風)

卡玫基(08年7月)

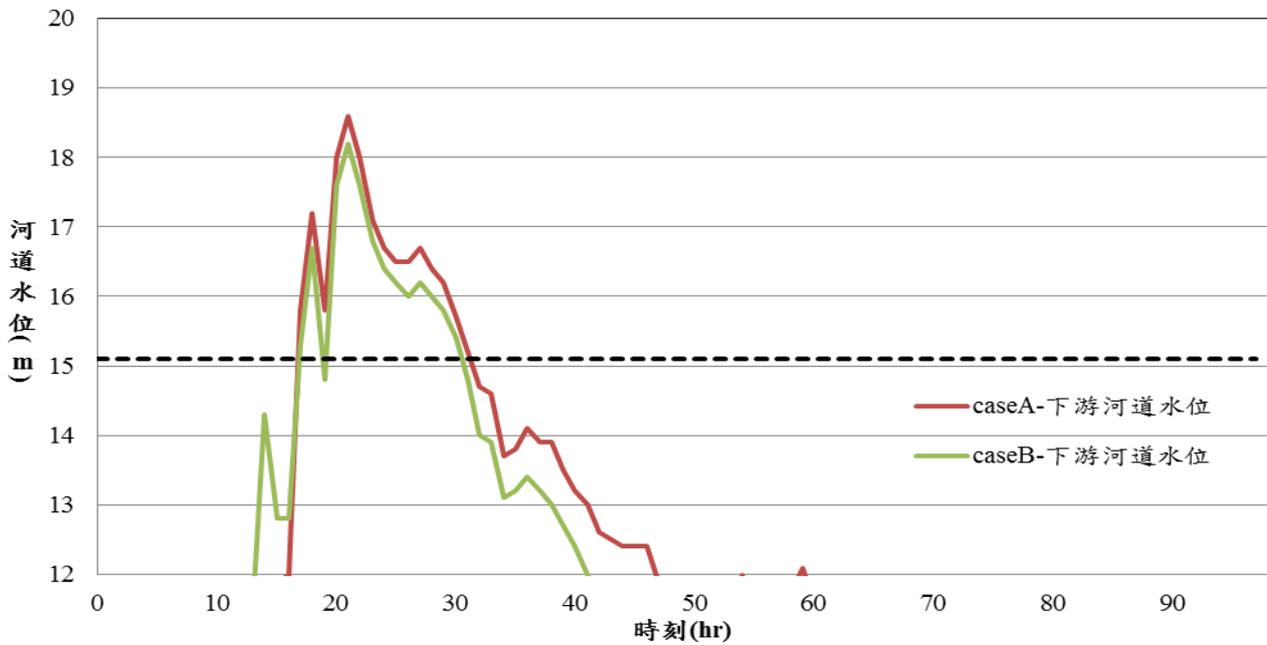


圖 5-39 不同階段判定方式下下游河道水位之結果比較(卡玫基颱風)

薈蜜08年9月

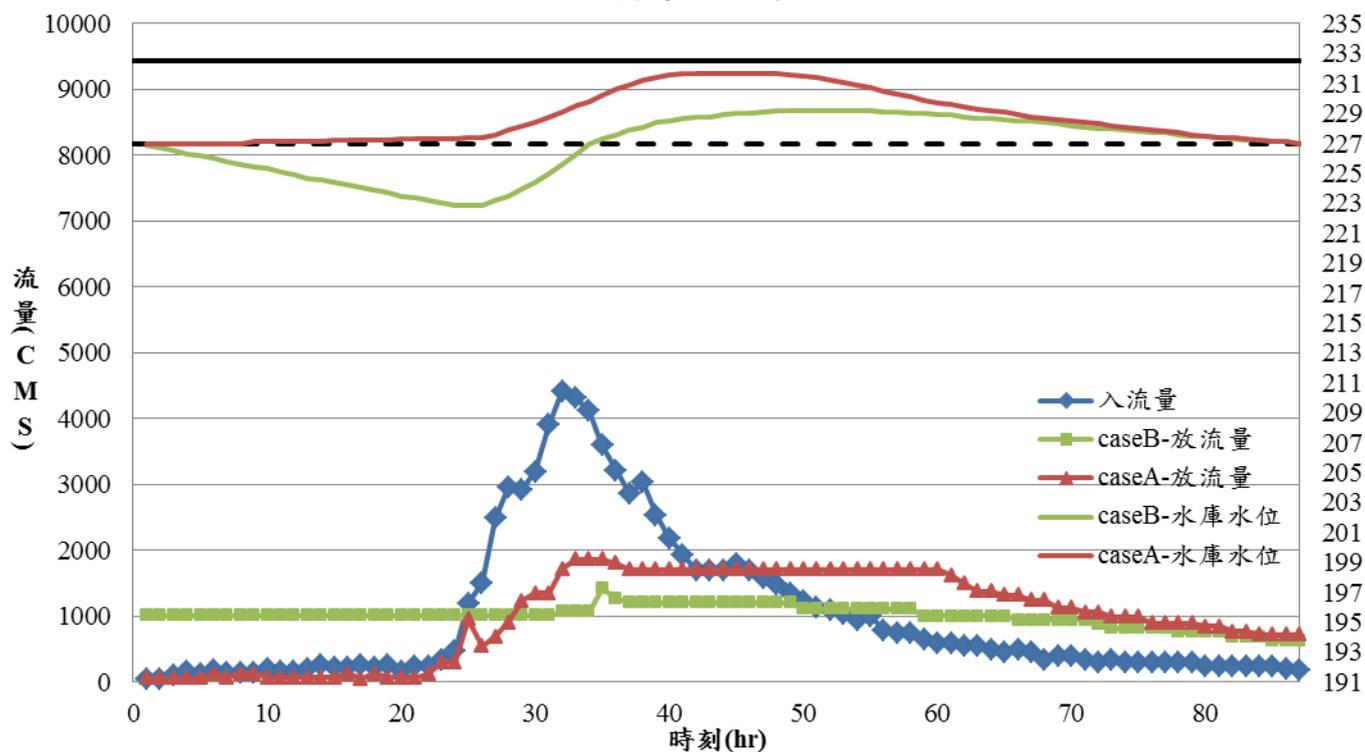


圖 5-40 不同階段判定方式下放流量之結果比較(薈蜜颱風)

薈蜜08年9月

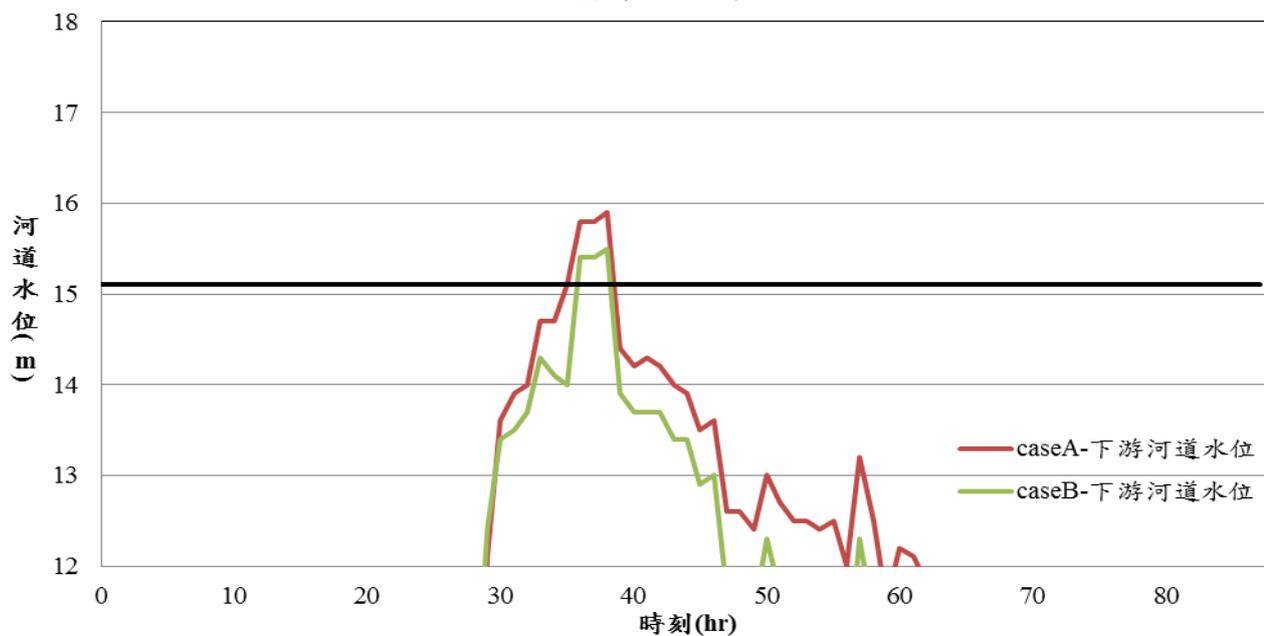


圖 5-41 不同階段判定方式下下游河道水位之結果比較(薈蜜颱風)

以柯羅莎颱風而言，其結果如圖 5-36~圖 5-37 所示，CASE-A 之放水歷程起初傾向於不放水，其後再隨著入流量增加而逐步增加放水量，但因為入流尖峰高達 6000 (cms)，大量的入庫水量造成，造成水庫水位最高可達 232.3 公尺，距離水庫最高安全水位 232.5 公尺，僅有 0.2 公尺，相當危險；反之，CASE-B 之放水歷程因起始水位較高，啟用高臨前水位之操作原則，可於前期大幅降低水庫水位，騰出防洪蓄水容量，有助於水庫安全。此外，因為水庫可在初期盡可能之宣洩水量，故在洪峰來臨時，CASE-B 之尖峰放流比 CASE-A 減少 350 (cms)，可約略減緩下游河道之災損。

以卡玫基颱風與薔蜜颱風而言，其結果分別如圖 5-38~圖 5-41 所示。CASE-B 之放流尖峰比 CASE-A 更降低分別達 800 與 400 (cms) 的流量，均可減輕下游河道的淹水情形。

5.4.2. 洪峰來臨前放流量需逐步增加限制必要性檢討

本章節針對規劃模式中，防洪操作第二階段其中放水量需大於前一時刻之限制式進一步分析，在 Hsu and Wei(2007)所提出之水庫防洪優選模式以及謝(2010)年之研究利用遺傳演算法訂定操作規線方法等，皆在防洪操作第二階段(洪峰來臨前)使其放流量需逐步增加之限制式，希望在水庫入流量上升段(洪峰來臨前)減少水庫壩體安全性及下游因潰壩造成的危險。但在本研究發現，其限制式可能造成入流洪峰及放流洪峰發同時發生，也就是減少利用水庫剩餘空間來減洪或是滯延的空間，在此利用本章節作此問題的探討，在不違反曾文水庫運用要點之規定下，規劃出更加完善的防洪操作之放水歷程。

分析結果呈現上，利用辛樂克颱風為說明的案例，並調整起始水位呈現出高及低兩種起始水位來探討。以加入第二階段放水量需大

於前一時刻放水之限制式 CASE-A 以及取消限制式 CASE-B 兩者比較放水歷程。

I. 低起始水位

辛樂克08年9月

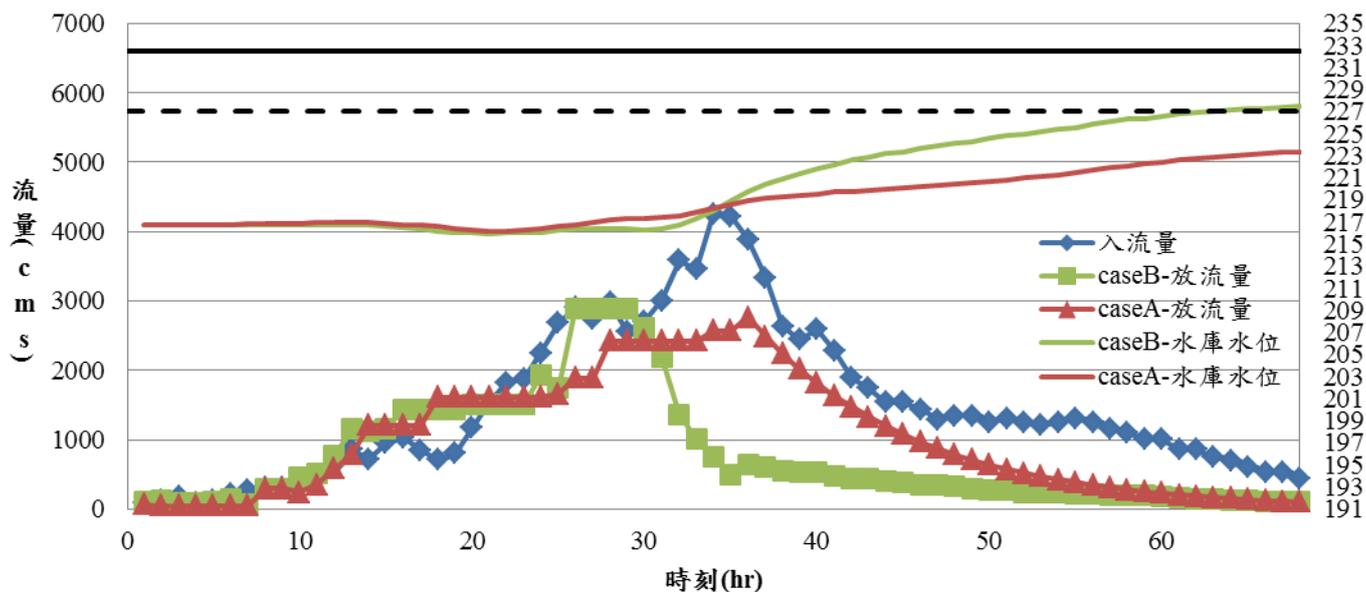


圖 5-42 不同限制式設定下放流量之結果比較(辛樂克颱風)

辛樂克08年9月

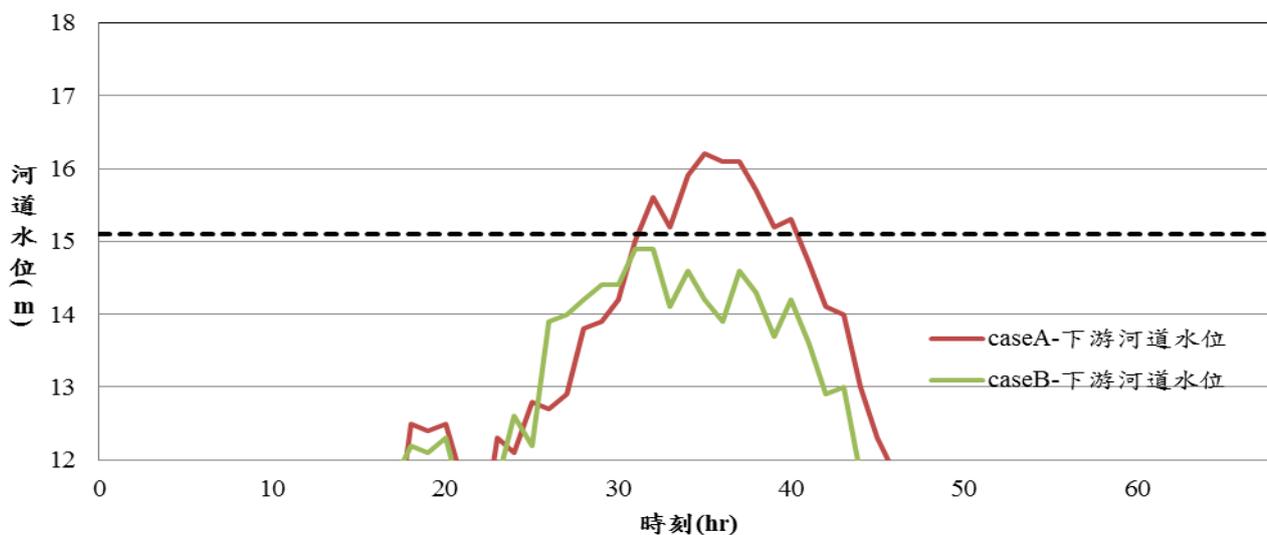


圖 5-43 不同限制式設定下下游河道水位之結果比較(辛樂克颱風)

以放流量來看，如圖 5-42 所示。加入此限制式之 CASE-A 在尖峰放水量過高，而在退水段放水量下降不及，因此放出過多的水量，以致期末蓄水位與目標蓄水位相差 4 公尺左右；比較其取消此限制式之 CASE-B，因提早降低了尖峰放水量，以至於在退水段時期，放水量下降得比較快，可避免放出過多的寶貴的水資源，其期末蓄水位是滿足目標蓄水位。

而在下游河道控制點的水位來看，如圖 5-43 所示。加入限制式之 CASE-A 因放流尖峰時間點與入流尖峰時間點相互重疊，也就是在下游側入流較大的時間點也相互重疊，故造成下游控制點最高溢堤約 1 公尺左右，且溢堤延時發生近 10 小時之久；因此相較於取消此限制式之 CASE-B 可避免掉上述之問題，在下游控制點發生溢堤的情況可減免至 0 公尺甚至低於堤防 0.2 公尺以上。

II. 高起始水位

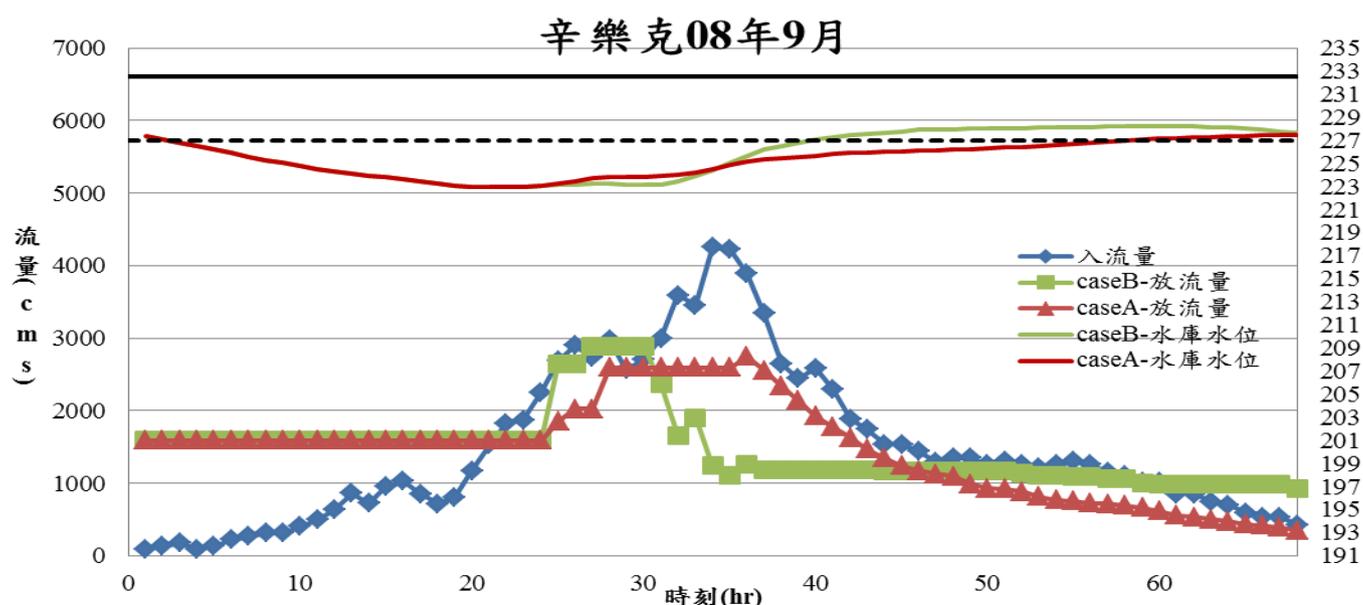


圖 5-44 不同限制式設定下放流量之結果比較(辛樂克颱風)

辛樂克08年9月

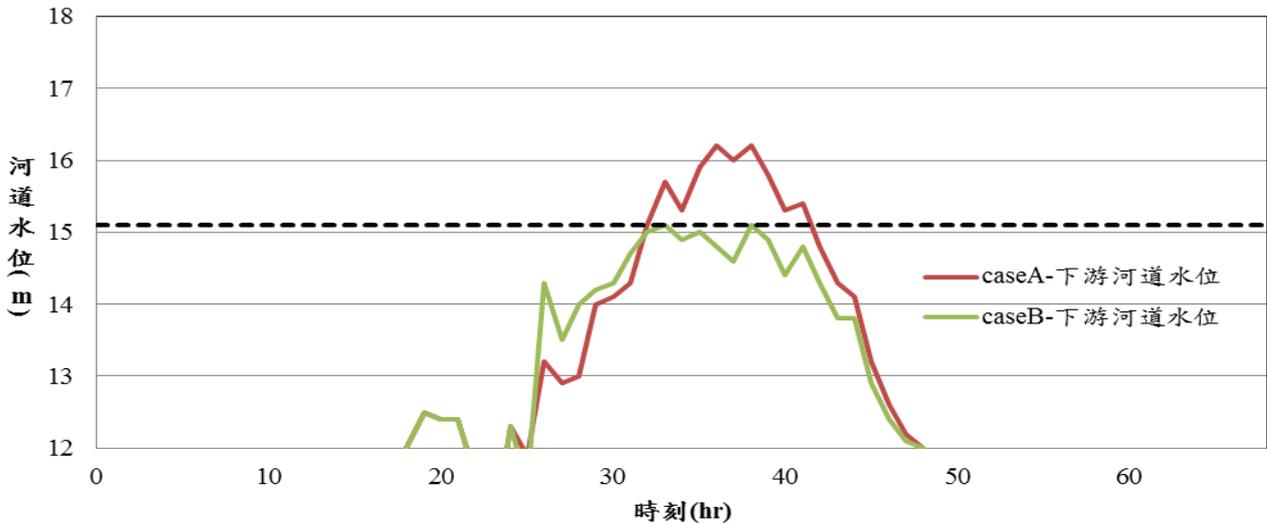


圖 5-45 不同限制式設定下下游河道水位之結果比較(薔蜜颱風)

放流歷程結果呈現上，如圖 5-44 所示。在起始水位較高的情況下，加入此限制式 CASE-A 及取消此限制式 CASE-B 在放水歷程前段，都以本研究補充高臨前水位之放水原則進行處理，但在入流量進入尖峰段之時期，CASE-B 相較 CASE-A 之放水尖峰較提前了 7~8 小時；在退水段的歷程也有所不同，但期末蓄水位皆滿足目標蓄水位。

在下游控制點水位的部分，如圖 5-45 所示。可看出其差異性，加入此限制式之 CASE-A 無法避免其放水尖峰與入流尖峰重疊的問題，造成下游溢堤高度最多 1 公尺多且延時近 10 小時左右；取消此限制式之 CASE-B 可避免放水尖峰與入流尖峰重疊，造成下游溢堤的問題，而提前提高放水量並在入流尖峰有效降低，且利用水庫剩餘空間將過多的水量移置退水段來排放，如此便可減免下游控制點溢堤的發生。

5.4.3. 防洪減淤操作綜合分析

在此就歷史上發生的颱風場次，透過本研究建置的防洪減淤操作最佳規劃模式所模擬出的放流歷程跟曾文水庫管理中心所實際操作的放水歷程做比較。以辛樂克、柯蘿莎及卡玫基當作分析比較的案例。

圖 5-46~圖 5-54 為三場颱風之放流比較圖、下游河道水位比較圖及渾水潭面變化圖。將其結果整合如表 5-15。

辛樂克(08年9月)

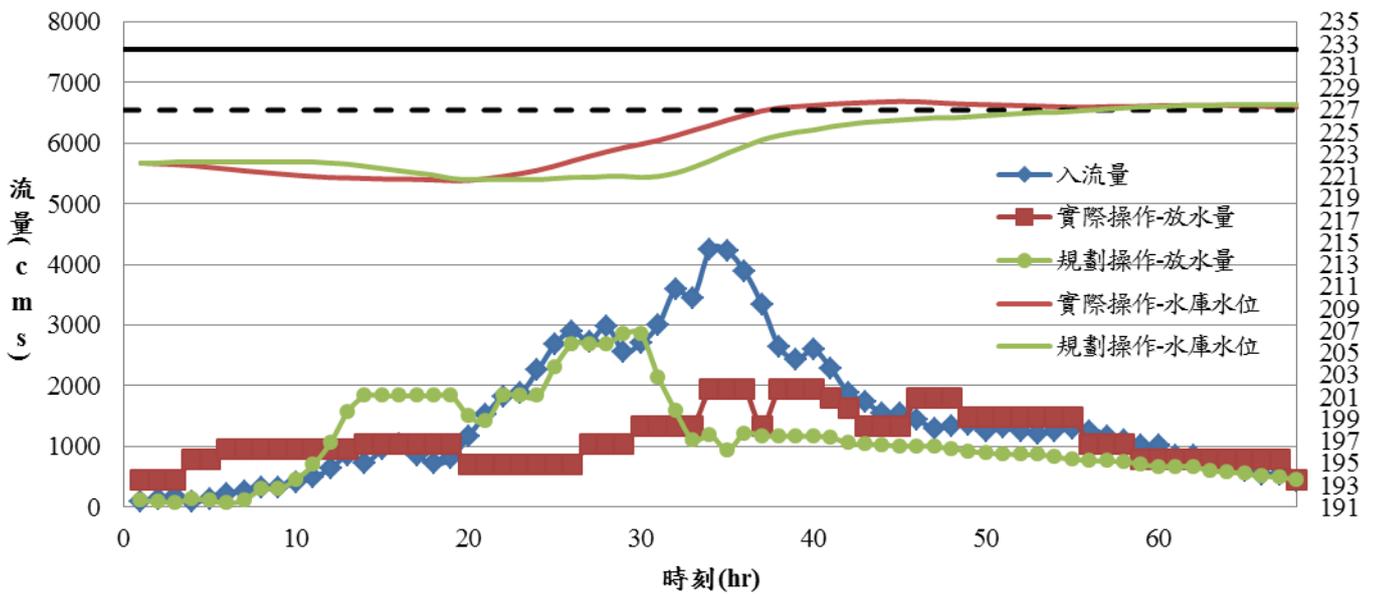


圖 5-46 規劃操作與實際操作之放流量結果(辛樂克颱風)

辛樂克(08年9月)

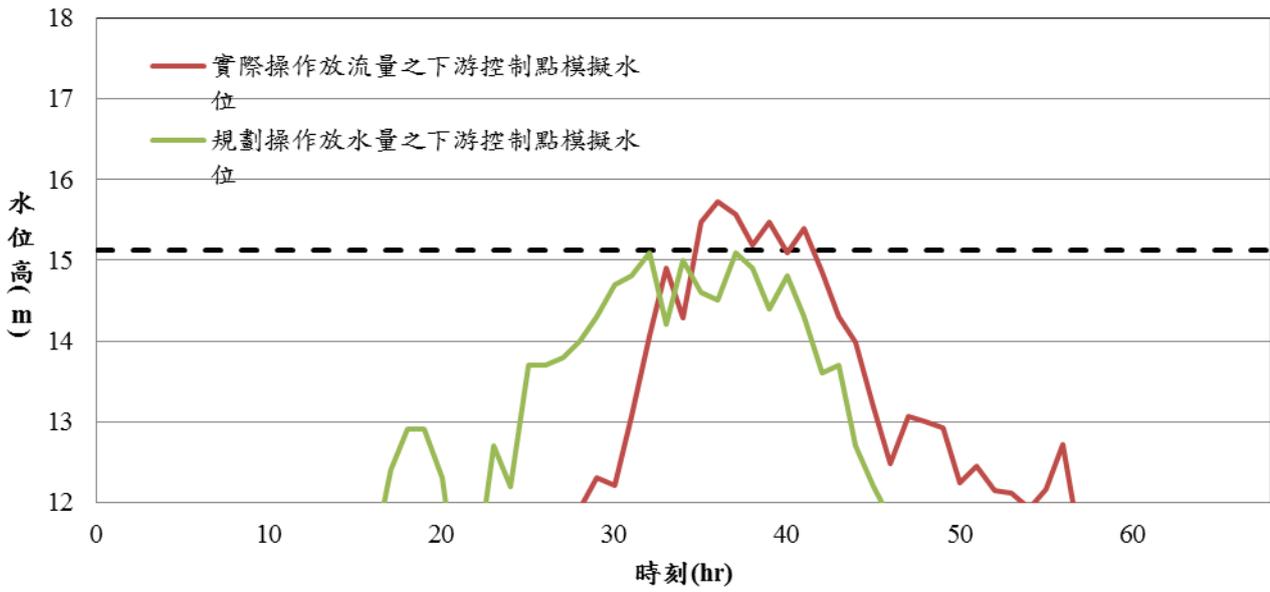


圖 5-47 規劃操作與實際操作之下游河道水位結果(辛樂克颱風)

辛樂克(08年9月)

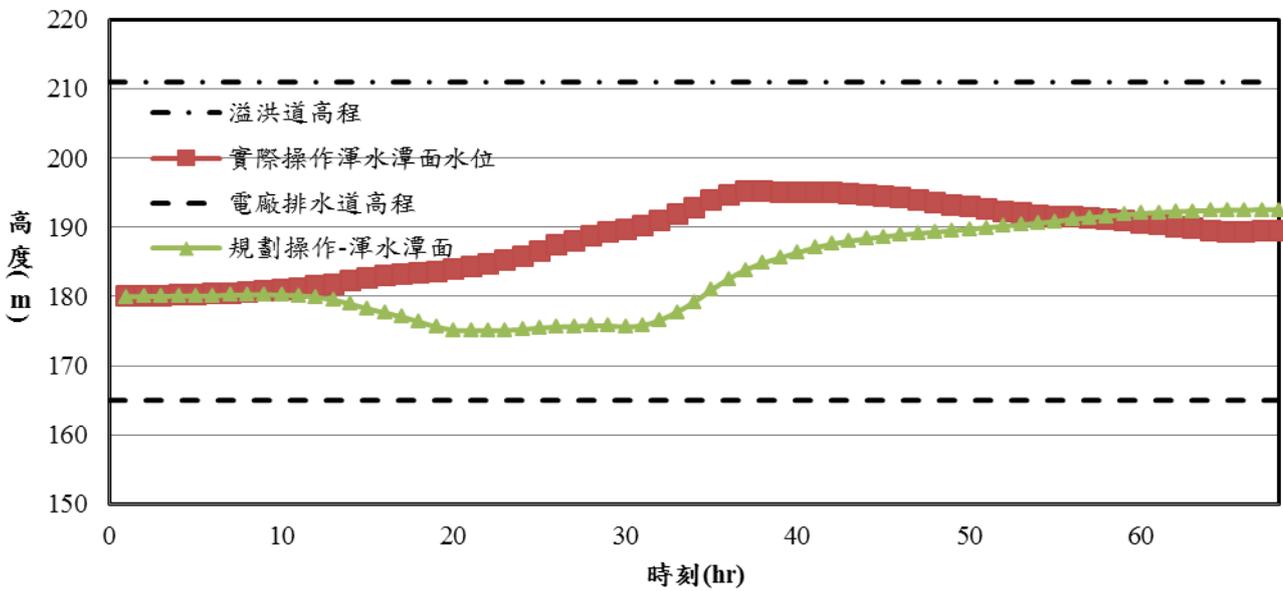


圖 5-48 規劃操作與實際操作之水庫潭水潭面變化(辛樂克颱風)

柯羅莎颱風(07年10月)

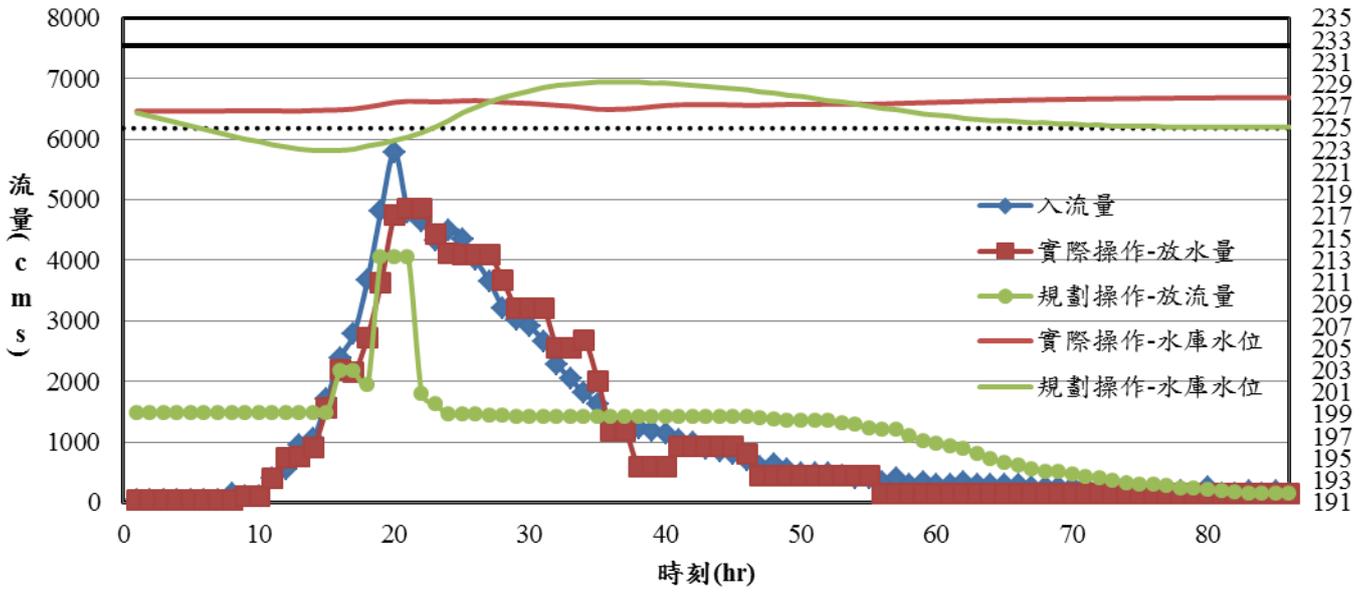


圖 5-49 規劃操作與實際操作之放流量結果(柯羅莎颱風)

柯羅莎颱風(07年10月)

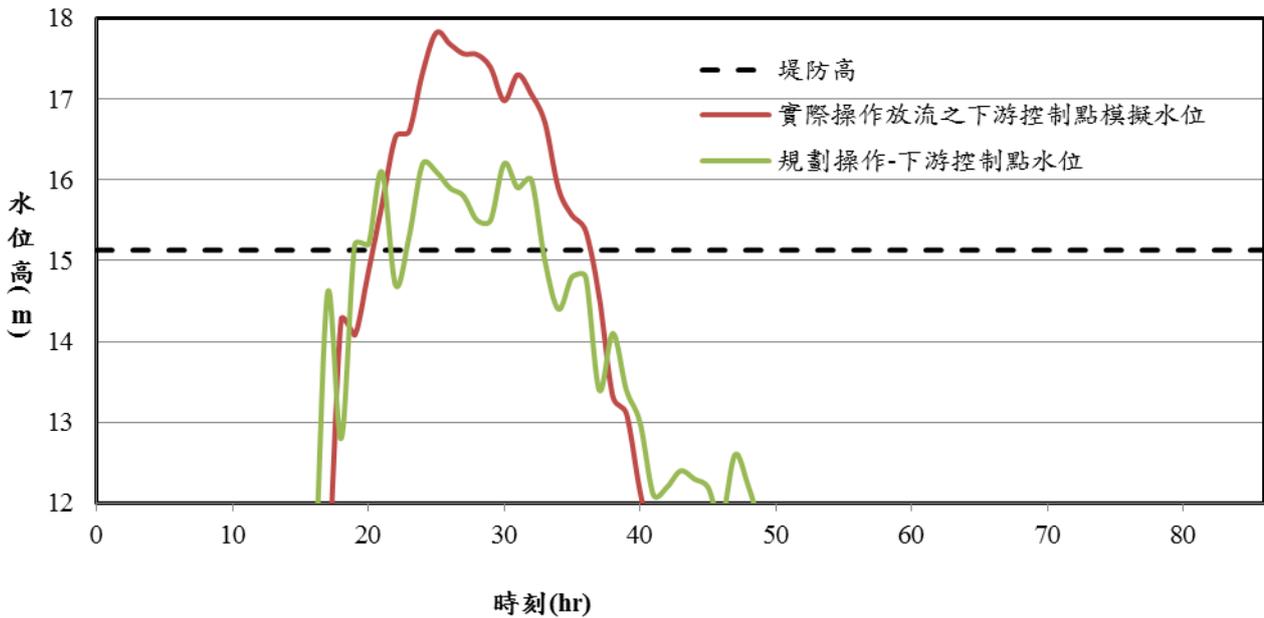


圖 5-50 規劃操作與實際操作之下游河道水位結果(卡玫基颱風)

柯羅莎颱風(07年10月)

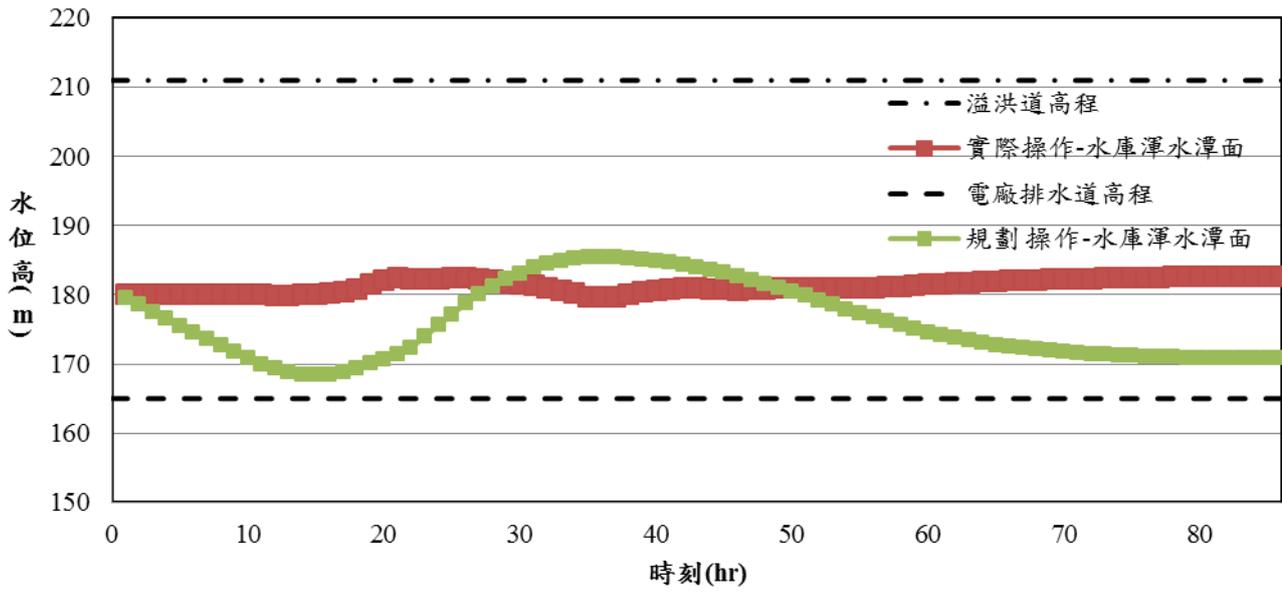


圖 5-51 規劃操作與實際操作之水庫渾水潭面變化(柯羅莎颱風)

卡玫基(08年7月)

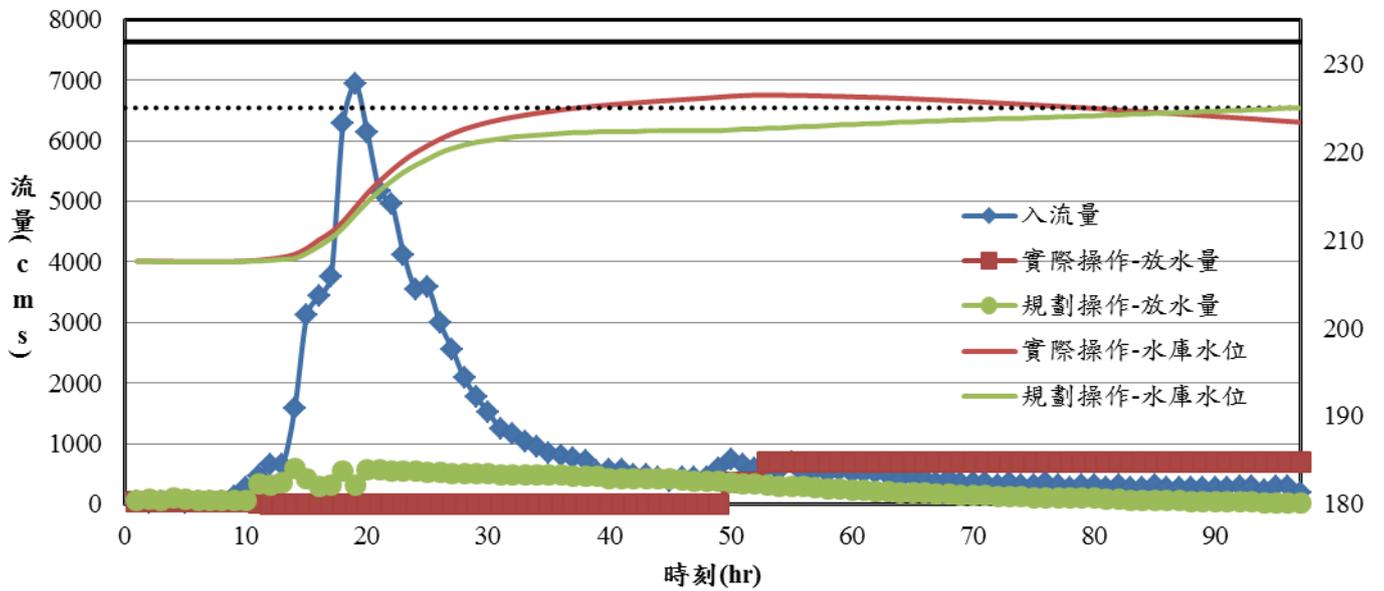


圖 5-52 規劃操作與實際操作之放流量結果(卡玫基颱風)

卡玫基(08年7月)

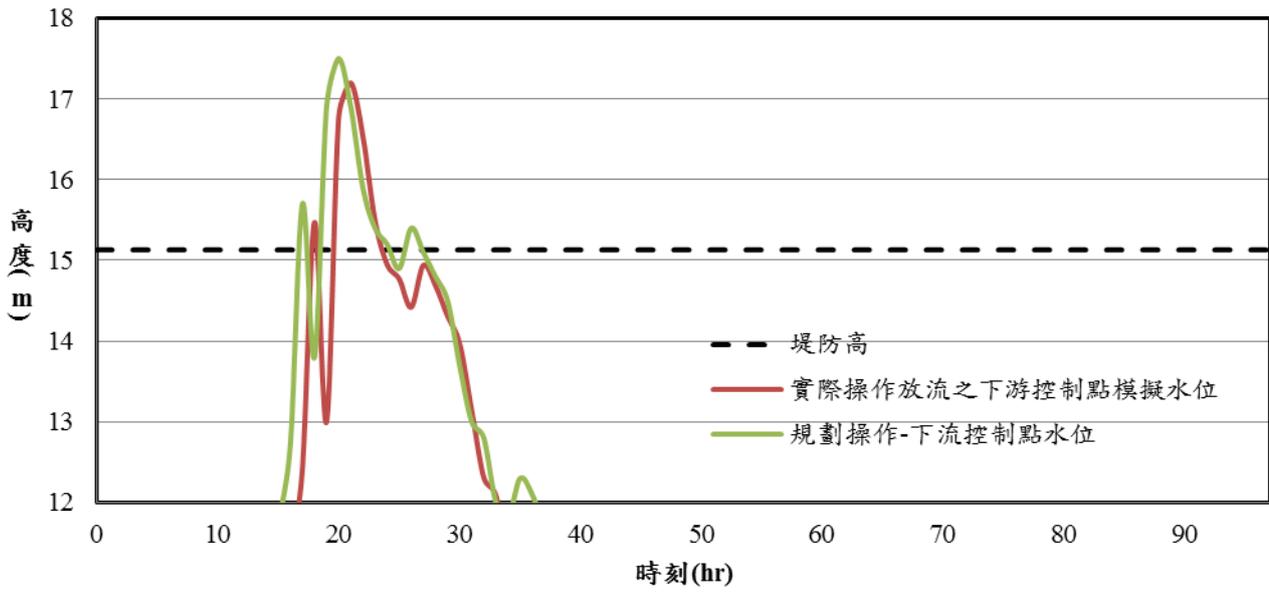


圖 5-53 規劃操作與實際操作之下游河道水位結果(卡玫基颱風)

卡玫基(08年7月)

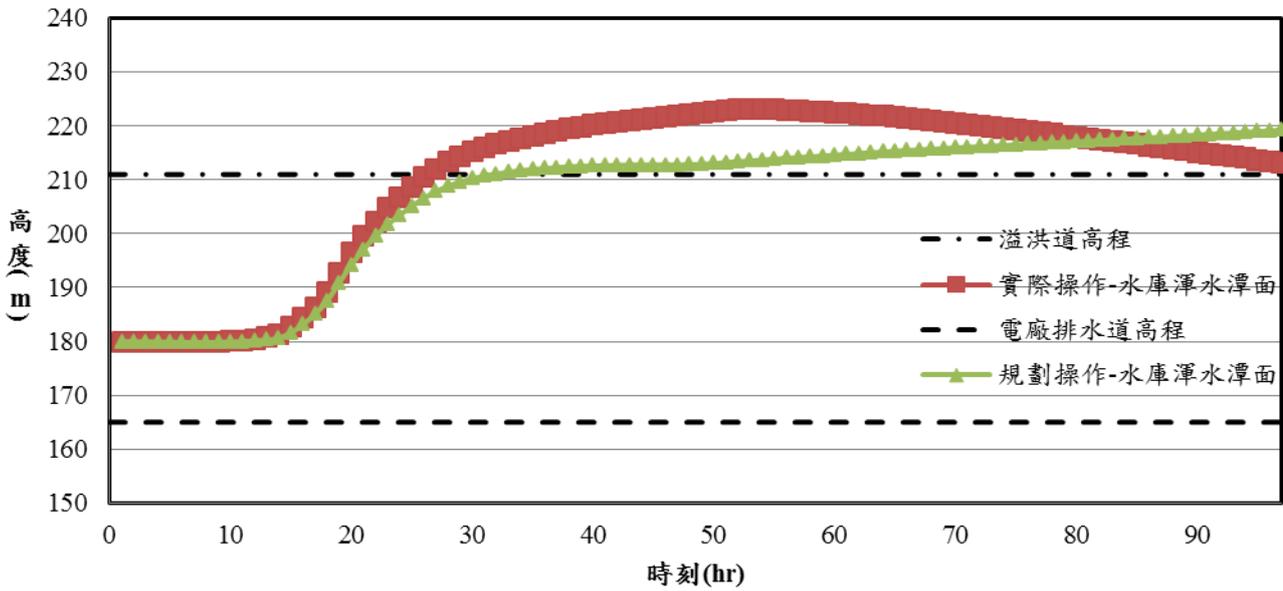


圖 5-54 規劃操作與實際操作之水庫渾水潭面變化(卡玫基颱風)

表 5-15 三場颱風之綜合評估指標

		辛樂克	柯蘿莎	卡玫基
期末蓄水位 與目標蓄水 位差值(m)	實際操作	0.28	0.79	-1.6
	規劃操作	0.5	0.1	0
下游控制點 溢堤高度(m)	實際操作	0.6	2.7	2.0
	規劃操作	0	0.9	2.3
總排砂量(百 萬噸)	實際操作	1.66	6.27	3.41
	規劃操作	2.02	8.61	2.25

結果如表 5-15 所示，就辛樂克颱風而言，期末水位與目標水位差值來看，雖說規劃操作相較於實際操作結果差，但在另外兩目標項結果卻是比較好的，如下游控制點溢堤情況規劃操作結果是沒有溢堤發生，實際操作卻發生約 60 公分溢堤情況；總排砂量的部分，規劃操作相較實際操作多排出了約 40 萬噸的砂量，總觀來上，由於模式主要述求為優先降低下游發生溢堤的高度，觀察兩者之放水操作歷程，如圖 5-46，在規劃操作下的放水歷程，為減免下游溢堤發生，故在洪峰時降低了放水量，以致期末時放水不及，乃至超出目標蓄水位。

柯蘿莎颱風而言，期末水位與目標水位差值來看，實際操作比規畫操作差值有 0.7 公尺；而下游溢堤的情況，規劃操作比起實際操作將低了約 2 公尺左右；排砂量部分，規劃操作也可多排出 150 餘萬噸的砂量。綜合來看，成效相當明顯。

最後是卡玫基颱風，期末水位來看，規劃操作及實際操作期末

蓄水位各為 223.4 公尺及 225 公尺，就結果而言，規劃操作比起實際操作更符合目標水位 225 公尺之需求；下游溢堤情況部分，規劃操作比起實際操作溢堤高度多增加 30 公分；最後是排砂量的部分也是規劃操作比起實際操作多排出近 100 萬噸的砂量；綜合來看，規劃操作表現不如實際操作。進一步觀察兩模式之放水歷程，如圖 5-52 所示。從入流量來看，卡孜基颱風屬於大型颱風，最大入流達近 7000(CMS)；在入流尖峰期時放水量，實際操作及規劃操作之放水量各為 0(CMS)及 500(CMS)，分別造成下游最大溢堤是 2.0 公尺及 2.3 公尺，如圖 5-53 所示。發現造成下游溢堤的原因不完全是水庫放水量造成，而是多過的曾文溪下游側入流總量所致，實際操作在入流尖峰並無排放水量，仍造成下游溢堤發生，可推斷下游溢堤情況主要來自側入流總量過多，如表 5-16 中顯示，下游側入流的總量大於上游入流的總量約 1.3 億噸；而排砂量部分，規劃操作之總排砂量結果上，比起實際操作減少了 100 萬噸。綜合來看，扣除下游溢堤情況，在規劃操作上，滿足水資源項比減淤項更為優先，故在此規劃模式在排砂量的結果不如實際操作之排砂量值來的多，卻在期末水位部分比起實際操作更加貼近目標水位。

表 5-16 入、放流及下游測入流總量資訊(卡孜基颱風)

	實際操作總 放水流量 (億噸)	規劃操作總 放水流量 (億噸)	下游總側入 流量(億噸)	上游總入流 量(億噸)
卡孜基颱風	1.2	0.9	4.8	3.5

第六章 結論與建議

6.1 結論

1. 本研究成功整合遺傳演算法、河道模擬與類神經網路及庫區泥砂動態分析等模式，發展水庫防洪減淤操作最佳規劃模式，由模擬結果與過去多年防洪操作經驗所得之實際操作相比較，不論是在下游溢堤情況、水庫減洪乃至水庫減淤之長期影響結果皆較佳，顯示本研究所發展之防洪減淤操作最佳模式具相當之實用性，可做為水庫防洪操作之輔助。
2. 本研究加入考量曾文水庫運用要點之規定，並改善防洪操作階段判定之方式，補充高臨前水位之放水原則，可使整體防洪操作更具安全性。
3. 本研究發展之模式同時考量為多項標的，因此本研究根據各目標項其代表的重要性探討各目標權重值之影響，得出在以減災為優先下兼顧水資源及排砂之合理的權重比例值。
4. 曾文水庫本身之減洪功能顯著，惟從水庫至曾文溪下游仍有相當大面積的集水區，而此部份之逕流並不受曾文水庫之調節，因此若遇下游有大量豪雨，則即使曾文水庫上游之高逕流量已受水庫防洪操作之調節，下游部份地區仍可能發生淹水現象。

6.2 建議

1. 建置庫區泥砂動態分析模式中，因渾水潭模式尚未考量泥沙之沉降機制，因此泥沙濃度在排洪操作後期有高估的情形，建議後續之泥砂動態分析模式應加以考量，使得水庫泥砂濃度之模擬更加準確。
2. 目標函數權重之探討上，目前選用三場颱風進行分析，建議後續可增加颱風場次之分析，使成果更加完整。
3. 目前水庫防洪操作實務上仍然參考颱風路徑、集水區降雨情況、總降雨量等做為水庫防洪操作放水之參考，故建議後續研究可將上述因子納入考量，使模式能更接近實際操作情形。
4. 除了曾文水庫外，曾文溪流域另有南化水庫、烏山頭水庫，建議後續研究能考慮多水庫系統聯合最佳防洪操作，擴展模式之實用性。

參考文獻

1. Akter, T. and Simonovic, S. P., “Modelling uncertainties in short-term reservoir operation using fuzzy sets and a genetic algorithm”, *Hydrol.Sci.J.* 49(6),1081-1097,2004.
2. Chow, V.T. *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, Inc., p.113,1959.
3. Chang, F.-J., and Chen, L. “Real-coded genetic algorithm for rule-based flood control reservoir management”, *Water Resour. Manage.*, 12,185-198,1998.
4. East, V.& M.J.Hall. , “Water resource system optimization using genetic algorithms” *Hydroinformatics 94, Proc., 1st Int. Conf on Hydroinformatics, Balkema, Rotterdam, The Netherlands*, pp.225-231,1994.
5. E.Loke, E. A. Warnars, P. Jacobsen, F. Nelen and M. do C’eu Almeida., “Artificial neural networks as a tool in urban storm drainage”, *Wat. Sci. Tech.*, Vol.36,NO.8-9,pp.101-109,1997.
6. French, M. N., Krajewski, W. F., and Cuykendall, R.R. “ Rainfall forecasting in space and time using a neural network”, *J.Hydro.*,137,1-31,1992.
7. Gokmen Tayfur, Vijay P. Singh., “ANN and Fuzzy Logic Models for Simulating Event-Based Rainfall-Runoff”, *Journal of Hydrologic Engineering* , Vol. 132, pp. 1069-1075,2006.
8. Hydrologic Engineering Center. “HEC-1 Flood hydrograph package:User’s manual,”U.S.Army Corps of

- Engineers, Davis, California, 1990.
9. Halff, A. H., and Azmoodeh, M., "Predicting runoff from rainfall using neural networks", ASCE National Conference on Hydraulic Engineering, 760-765, San Francisco, 1993.
 10. Hsu, N.-S., and Wei, C.-C. "A multipurpose reservoir real-time operation model for flood control during typhoon invasion", Journal of Hydrology, 336, 282-293, 2007.
 11. M. Lorrai and G. M. Sechi., "Neural nets for modeling rainfall-runoff transformation", Water Resources Management, Vol.9, pp.299-313, 1995.
 12. N. Sajikumar and B. S. Thandaveswara., "A non-linear rainfall-runoff model using an artificial neural network", Journal of Hydrology, Vol.216, pp.32-55, 1999.
 13. Oliveira, R and P.P. Loucks., "Operating rules for multireservoir systems", Water Resource Research, 33(4), pp839-852, 1997.
 14. Salas JD, Shin HS. Uncertainty analysis of reservoir sedimentation . Journal of Hydrologic Engineering 1999 ; 125(4):339-350
 15. Unver, O. I., and Mays, L.W. "Model for real-time optimal flood control operation of a reservoir system", Water Resour.Manage., 4, 21-46, 1990.
 16. Windsor, J.S. "Optimization model for the operation of flood control systems", Water Resour.Res., 9(5), 1219-1226, 1973.
 17. Wasimi, S. A., and Kitanidis, P. K. "Real-time forecasting and daily operation of a multireservoir system during floods by linear quadratic Gaussian control" , Water resour. Res., 19(6), 1511 -

1522 , 1983.

18. Wang, Q.J., "The Genetic Algorithm and Its Application to Calibrating Conceptual Rainfall-Runoff Models", *Water Resource Research*, Vol.27, NO.9, pp.2467-2471, 1991.
19. 王國威, 「運用懲罰機制遺傳演算法於水庫颱風操作之規劃」, 淡江大學水資源及環境工程學系, 碩士論文, 民國 90 年。
20. 石明輝, 「基因演算法在多水庫多目標規劃之應用」, 國立交通大學土木研究所, 碩士論文, 民國 88 年。
21. 石全隆, 「三爺溪流域淹水潛勢及綜合治理規劃分析研究」, 國立成功大學水利及海洋工程研究所, 碩士論文, 民國 94 年。
22. 江柏寬, 「以進化演算法應用於德基水庫即時操作之研究」, 中華大學土木工程學系, 碩士論文, 民國 91 年。
23. 何曜顯, 「納莉颱風期間基隆河水位之數值模擬-貨櫃堵塞與竹子嶺防洪閘門對水位之影響」, 國立海洋大學河海工程學系, 碩士論文, 民國 93 年。
24. 周乃昉、楊豐榮、鄭子璉、鄭志偉, 「曾文水庫即時防洪運轉分析模式之研擬」, 第二屆環境系統分析研討會, 民國 88 年。
25. 邱仕宏, 「遺傳演算法於水庫即時操作之應用」, 中興大學土木工程研究所, 碩士論文, 民國 90 年。
26. 邱昱禎, 「模糊規劃理論與優選法於水庫操作之研究」, 國立台灣大學生物環境系統工程學研究所, 碩士論文, 民國 92 年。
27. 柯欽彬、許少華、龔誠山, 「以濁水溪颱風過程探討定量流與變量流模擬在台灣之堤防高度設計適用性」, *中華水土保持學報*, 36(3):239-248, 民國 94 年。

- 28.袁倫欽，「序率動態規劃配合遺傳演算法之研究-以石門水庫供水系統為例」，國立台灣海洋大學碩士論文，民國 90 年。
- 29.唐偉倫，「以類神經網路建構集水區降雨-逕流分佈模式」，逢甲大學水利工程與資源保育研究所，碩士論文，民國 98 年。
- 30.郭振泰、朱文生、徐年盛等，「淡水河流域水庫系統即時優選操作模式之發展與應用(一)(二)(三)」，國立台灣大學土木工程學研究所水利工程組研究報告 7711 號，民國 77 年。
- 31.陳昶憲，「水庫防洪即時優選操作之研究」，國立台灣大學土木工程研究所，博士論文，民國 80 年。
- 32.陳莉，「以物件導向之遺傳演算法優選水庫運用規線之研究」，國立台灣大學農業工程研究所，博士論文，民國 83 年。
- 33.張大元，「類神經網路在水庫放流對河川水位增量之研究」，中原大學土木學系，碩士論文，民國 92 年。
- 34.張淑勤，「模糊決策在防洪之應用」，中原大學土木工程學系，碩士論文，民國 95 年。
- 35.張振源，「集塊式與分佈式逕流模式於石門水庫集水區之應用研究」，國立海洋大學河海工程學系，碩士論文，民國 95 年。
- 36.陳振豐，「應用 HEC-RAS 模式於基隆新山水庫下游河道通洪能力之檢討」，國立台灣海洋大學河海工程學系，碩士論文，民國 96 年。
- 37.黃群岳，「颱風洪流量之神經網路預測」，中原大學土木工程學系，碩士論文，民國 88 年。
- 38.黃俊傑，「洪水時期水庫最佳操作之研究-以石門水庫為例」，中原大學土木工程學系，碩士論文，民國 93 年。

- 39.萬象，「水庫即時優選操作與風險分析之研究」，國立台灣大學土木工程研究所，博士論文，民國 79 年。
- 40.經濟部南區水資源局，「曾文水庫淤積清理規劃初步研究」，民國 82 年。
- 41.經濟部水利處，「曾文溪水系治理規劃報告」，民國 83 年。
- 42.經濟部水利署水利規劃試驗所，「流域整體規劃河川集水區數值地形資訊系統建立」，民國 93 年。
- 43.經濟部水利署第十河川局，「潭水水庫沈降特性與排渾減淤操作研究」，民國 94 年。
- 44.經濟部水利署第六河川局，「曾文溪及鹽水溪河床變動與防洪分析研究」，民國 96 年。
- 45.經濟部水利署水利規劃試驗所，「美國國家計算水科學及工程中心河道變遷模式之引進及應用研究(1/3)」，民國 96 年。
- 46.經濟部，「曾文水庫運用要點」，經授水字第 09920209830 號令修正，民國 99 年。
- 47.蔡宗志，「智慧型理論於水庫防洪操作之研究」，中華大學土木工程學系，碩士論文，民國 89 年。
- 48.楊艾芸，「水庫防洪最佳即時操作模式之研究」，國立台灣大學土木工程研究所，碩士論文，民國 99 年。
- 49.蔡明暉，「複式斷面河道一維與平面二維水理現象模擬之研究」，國立成功大學水利及海洋工程研究所，碩士論文，民國 93 年。
- 50.鄭又瑜，「曾文水庫即時最佳防洪操作之研究」，國立交通大學土木工程研究所，碩士論文，民國 100 年。

- 51.謝奇良，「水庫即時防洪預警模式之研究」，國立海洋大學河海工程研究所，博士論文，民國 98 年。
- 52.顏清連、劉家富(1988)，淡水河洪流演算模式: (五)水庫操作對洪流之影響，國科會防災科技研究報告 76-15 號。

