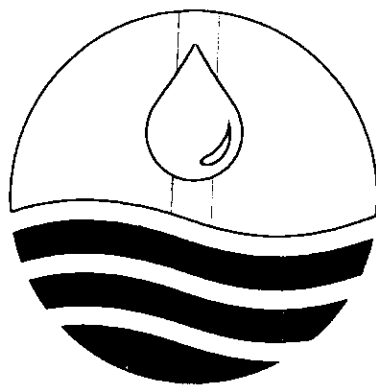


MOEAWRA0960199

影響水利建造物(蓄水建造物除外)功能 之風險因子探討與分析程序之建立 (1/2)

Evaluation of risk factors affecting the functions of hydraulic structures (except the storage structures) and development of its analysis procedure(1/2)



主辦機關：經濟部水利署

執行單位：國立交通大學防災工程研究中心

中華民國九十六年十二月

摘 要

根據經驗公式以特定頻率之水文量所設計之水利建造物，由於水文水理不確定性之存在，可能無法達到原先設定的保護標準，而承受了相當大的損壞風險。而台灣近年來水文氣象環境受全球氣候變遷之影響，水文資料可能已與過去有很大變異性，連帶使得水文水理特性（降雨量、逕流量等）產生更大的不確定性。為了確保水利建造物(蓄水建造物除外)安全，本計畫全方位針對水文、水理、地文及其他風險因子進行探討及評估，並建置一套風險分析程序，期使可作為擬定減輕風險策略之參考。

本研究所建置之水利建造物防洪風險分析模式可區分為四部份：(1) 風險因子之界定與衍生；(2) 採用拉丁高次取樣法(LHS)衍生各因子並代入水文、水理演算及多變數迴歸分析法，建立最高洪水位與風險因子之關係式；(3) 計算可靠度指標；及(4)計算水利建造物防洪功能失敗機率之 $\Phi(-\alpha_{H_{max}})$ 以評估水利建造物是否可達到預期之防洪功能。其中本計畫將影響水利建造物防洪功能之風險因子分別界定為水文風險因子(降雨延時、降雨量、雨型及河口潮位)、地文風險因子(河道糙度係數及土地開發程度(即 Curve Number, CN 值))及其他風險因子(分洪道堰流公式之參數、操作因子(抽水站及水門)、及結構破壞因子(例如地震、地層下陷及管湧等))。

本計畫第一年度以水文風險因子為基礎建立風險分析程序，並以基隆河流域為應用案例。研究成果發現基隆河降雨型態大致可分為前進型、中央型、均勻型及延後型等四種雨型，故針對各雨型進行風險分析並根據雨型發生機率求得水利建造物防洪功能之可靠度。採用基隆河實際暴雨事件應用於風險模式分析之結果可知大部份斷面之失敗機率趨近於零，顯示現有水利建造物在過去發生的淹水事件之水文

水理條件下仍可正常運作。此外，另針對基隆河保護標準重現期距 200 年三日降雨量之不確定性對防洪功能影響分析結果顯示，堤防出水高 1.5 公尺可有效提高防洪功能可靠度，且基隆河防洪功能之可靠度與水文紀錄長度有關，隨紀錄年份增加所推得之重現期距 200 年三日降雨量增加而致使可靠度降低。綜合上述結果可知，本計畫所發展之風險分析程序可適用於水利建造物之可靠度評估。

Abstract

The conventional approach in practice to design hydraulic infrastructures is based on a hydrologic quantity (i.e., floods or rainfalls) of predetermined level of protection. The level of protection is often related to the recurrence interval of hydrologic extremes. Due to the presence of various uncertainties, in addition to hydrologic inherent randomness, the actual performance reliability associated with the hydraulic infrastructure is less than the anticipated reliability. Climatic change in the foreseeable future might have altered hydro-meteorological environments in Taiwan and introduces more complexity and uncertainty in hydrological and hydraulic characteristics in hydrosystem infrastructural designs. To ensure that hydraulic infrastructures achieve their performance reliability as designed, this study attempts to develop a comprehensive framework for reliability analysis and risk assessment flood protection/control systems (not including storage facilities) by considering uncertainties in hydrology, hydraulics, geomorphology, and other aspects. Such framework could provide a viable tool for risk management and hazard mitigation.

In this study, the establishment of flood risk assessment framework for hydraulic infrastructures consists of four main parts: (1) Identification, definition and generation of uncertainty factors; (2) Use of Latin hypercubic sampling (LHS) technique to generate plausible uncertainty factors in hydrologic and hydraulic simulation for establishing database to construct representative relationship between the maximum water surface elevation and uncertainty factors at various points of interest in the system; (3) Calculation of reliability index according to the established relationship for maximum water surface elevation and uncertainty factors; and (4) Assessment of failure probability of flood protection infrastructural systems for risk management. Specifically, uncertainty factors affecting flood protection capability of hydraulic

infrastructures are categorized into hydrologic (rainfall duration, amount, pattern, and tide level at river mouth), geomorphologic (channel roughness and land use characteristics represented by curve number), structural (earthquake, subsidence, and piping, etc.), and others (weir coefficients at diversion, operations such as pumping stations and gates).

This project is to be implemented in two phases with one year each. The first phase (year-1) focuses on the consideration of various hydrologic uncertainties in the development of reliability analysis and risk assessment framework. Furthermore, the Keelung River Basin is chosen as the case study for demonstrating and testing the development framework. It was found that the storm pattern in the Keelung River Basin can be broadly categorized into four typical types, namely, advanced, central concentrated, uniform, and delayed patterns. According to the relative occurrence frequency of each rainstorm type, risk analysis is conducted to evaluate the performance reliability of the flood protection system in the Keelung River Basin. Using selected historical major rainstorm events the results of analysis indicate that the overtopping probability of the dike system along the Keelung River is almost zero. This implies that the existing flood control system in the study area is performed satisfactorily. Furthermore, by considering the performance of the existing flood control system subject to a 200-yr 3-day rainstorm event, it was found that overtopping probability is relatively high for the dike system along the Keelung River. Hence, the provision of 1.5m freeboard would eliminate the failure probability under the 200-yr loading. The framework developed thus far appears to be promising for risk assessment of a real-life flood defense infrastructural system.

目 錄

摘要	I
Abstract.....	III
目錄	V
表目錄	IX
圖目錄	XI
第一章 前言	1-1
1.1 計畫緣起與目的	1-1
1.2 工作項目	1-1
1.3 計畫工作流程	1-3
第二章 國內外水利建造物風險分析相關文獻蒐集	2-1
2.1 水利建造物範疇	2-1
2.2 水利建造物安全檢查相關法令	2-2
2.3 水利建造物損毀成因相關資料	2-6
2.4 風險分析	2-12
2.4.1 概述.....	2-12
2.4.2 風險分析理論	2-14
2.4.2.1 基本概念.....	2-14
2.4.2.2 風險分析方法簡介	2-15
2.4.3 國內外風險分析研究	2-17
第三章 水利建造物風險因子之界定與探討	3-1
3.1 風險因子之辨識程序	3-1
3.2 風險因子之界定	3-2
3.3 風險因子之探討	3-7
3.4 風險因子之不確定性分析方法	3-14

第四章 水利建造物風險分析模式之建置	4-1
4.1 風險分析模式基本架構	4-1
4.2 風險因子之衍生	4-3
4.2.1 降雨延時、降雨量及雨型	4-3
4.2.2 CN 值及河道糙度係數	4-4
4.2.3 河口潮位	4-4
4.2.4 分洪量	4-4
4.2.5 抽水站之排水量	4-4
4.3 降雨-逕流演算	4-5
4.4 水理演算	4-5
4.5 最高洪水位與風險因子關係式之建立	4-5
4.6 水利建造物防洪功能失敗機率計算	4-6
4.7 風險分析模式之操作步驟	4-7
第五章 基隆河水利建造物風險分析實例初步研析	5-1
5.1 基隆河流域概況	5-1
5.1.1 地理位置及一般特性	5-1
5.1.2 人文狀況	5-1
5.1.3 土地利用狀況	5-2
5.1.4 氣象及水文	5-2
5.1.5 歷年災害	5-2
5.2 水利建造物現況瞭解	5-12
5.3 風險分析模式之建置-以水文風險因子為基礎	5-16
5.3.1 建置條件	5-16
5.3.2 模式架構	5-18
5.3.3 水文風險因子之衍生	5-20

5.3.3.1 降雨延時及降雨量之衍生	5-20
5.3.3.2 河口潮位之衍生	5-23
5.3.4 降雨逕流演算	5-23
5.3.4.1 支流單位歷線之推估	5-23
5.3.4.2 支流逕流歷線之衍生	5-24
5.3.5 水理演算	5-26
5.3.5.1 演算條件.....	5-26
5.3.5.2 最高洪水位之推估及其統計分析	5-26
5.3.6 最高洪水位與水文風險因子關係式之建立	5-32
5.3.7 防洪功能失敗機率計算	5-33
5.4 應用範例	5-38
5.4.1 實際降雨事件	5-39
5.4.2 重現期距 200 年三日降雨量	5-44
第六章 結論及未來工作	6-1
6.1 結論	6-1
6.2 未來工作	6-2
參考文獻	R-1
附錄一 委託服務計畫建議書審查意見回覆	A-1
附錄二 期中報告審查意見回覆	B-1
附錄三 工作進度會議審查意見回覆	C-1
附錄四 期末報告審查意見回覆	D-1
附錄五 風險分析方法簡介	E-1
附錄六 隨機降雨序列模擬機制概述	F-1
附錄七 SOBEK 水文水理模式概述	G-1
附錄八 資料探勘(Data Mining)概述	H-1

附錄九 不確定性分析方法概述	I-1
附錄十 基隆河流域水利建造物相關資料彙整	J-1
附錄十一 基隆河各斷面最高洪水位與水文風險因子關係式參數值K-1	

表 目 錄

表 2-1 淹水災害成因分類表.....	2-6
表 2-2 抽水站失效事件與原因.....	2-7
表 2-3 堤防損毀事件與原因.....	2-9
表 2-4 水利建造物功能失靈或不足之原因分類表.....	2-11
表 2-5 風險之定義.....	2-13
表 2-6 常用之風險分析方法.....	2-15
表 2-7 風險分析方法之優缺點.....	2-16
表 3-1(a) 逕流曲線係數 CN 值表(Dunne and Leopold ,1978).....	3-10
表 3-1(b) 逕流曲線係數 CN 值(台北縣地區).....	3-11
表 3-2 SCS 方法中之土壤分類.....	3-11
表 3-3 橋墩束縮係數表.....	3-13
表 3-4 風險因子及其相對應影響之變數彙整.....	3-14
表 3-5 不確定性分析方法之優缺點(1/2).....	3-15
表 3-5 不確定性分析方法之優缺點(2/2).....	3-16
表 5-1 基隆河集水區土地類別分布情形統計表.....	5-4
表 5-2 基隆河流域松山站平均氣溫統計表.....	5-4
表 5-3 基隆河流域平均年月雨量.....	5-5
表 5-4 以水文風險因子為主之風險分析模式建置條件.....	5-16
表 5-5 基隆河各斷面河道糙度係數表.....	5-17
表 5-6 基隆河流域雨量站站況表.....	5-20
表 5-7 各雨型降雨延時及降雨量之統計特性.....	5-22
表 5-8 基隆河河口潮位(關渡水位)之統計特性.....	5-23
表 5-9 基隆河支流地文特性表.....	5-24
表 5-10 基隆河流域各水利建造物所位於之斷面表.....	5-33

表 5-11 用於模式驗證之暴雨事件相關資料.....	5-40
表 5-12 水文風險因子之統計特性(實際降雨事件).....	5-40
表 5-13 納莉颱風失敗機率不為零之斷面(實際降雨事件).....	5-41
表 5-14 水文風險因子之統計特性(重現期距 200 年三日降雨量).	5-45
表 5-15 不同年份失敗機率不為零之斷面(重現期距 200 年三日降雨量)	5-45
附表 E-1 查核表法範例	E-2
附表 E-2 層級分析法範例	E-3
附表 F-1 不同機率分布函數之轉換因子表	F-14
附表 J-1 基隆河流域堤防資料表	J-1
附表 J-2 基隆河流域閘(水)門資料表.....	J-3
附表 J-3 基隆河流域抽水站資料表(台北市河段) (1/5).....	J-5
附表 J-3 基隆河流域抽水站資料表(台北市河段) (2/5).....	J-6
附表 J-3 基隆河流域抽水站資料表(台北縣河段) (3/5).....	J-7
附表 J-3 基隆河流域抽水站資料表(台北縣河段) (4/5).....	J-8
附表 J-3 基隆河流域抽水站資料表(基隆市河段) (5/5).....	J-9
附表 J-4 基隆河流域橋樑相關資訊一覽表	J-10

圖 目 錄

圖 1-1 計畫工作流程.....	1-3
圖 2-1 風險管理架構.....	2-12
圖 3-1 風險辨識程序.....	3-2
圖 3-2 水利建造物防洪風險來源.....	3-7
圖 4-1 風險分析模式架構.....	4-1
圖 4-2 水利建造物風險分析模式.....	4-2
圖 4-3 降雨事件之模擬過程.....	4-3
圖 4-4 風險分析模式之操作步驟.....	4-8
圖 5-1 基隆河流域圖.....	5-6
圖 5-2 基隆河流域重要支排水路位置圖.....	5-7
圖 5-3 基隆河土地利用狀況.....	5-7
圖 5-4 琳恩颱風基隆河汐止段淹水範圍圖.....	5-8
圖 5-5 溫妮颱風基隆河汐止段淹水範圍圖.....	5-9
圖 5-6 瑞伯颱風基隆河淹水範圍圖.....	5-10
圖 5-7 象神颱風基隆河淹水範圍圖.....	5-10
圖 5-8 納莉颱風基隆河淹水範圍圖.....	5-11
圖 5-9 員山子分洪結構平面佈置圖.....	5-13
圖 5-10 基隆河流域水利建造物位置圖(1/2).....	5-14
圖 5-10 基隆河流域水利建造物位置圖(2/2).....	5-15
圖 5-11 員山子分洪堰水位流量率定曲線圖.....	5-17
圖 5-12 以水文風險因子為基礎之水利建造物風險分析模式.....	5-19
圖 5-13 基隆河流域雨量站分布圖.....	5-20
圖 5-14 基隆河流域之四種雨型.....	5-21
圖 5-15 基隆河無因次單位歷線.....	5-25

圖 5-16 基隆河各支流之單位歷線.....	5-25
圖 5-17 基隆河不同斷面之最高洪水位統計特性(前進型).....	5-28
圖 5-18 基隆河不同斷面之最高洪水位統計特性(均勻型).....	5-28
圖 5-19 基隆河不同斷面之最高洪水位統計特性(中央型).....	5-29
圖 5-20 基隆河不同斷面之最高洪水位統計特性(延後型).....	5-29
圖 5-21 基隆河不同斷面之最高洪水位統計特性(前進型且堤防扣除 出水高).....	5-30
圖 5-22 基隆河不同斷面之最高洪水位統計特性(均勻型且堤防扣除 出水高).....	5-30
圖 5-23 基隆河不同斷面之最高洪水位統計特性(中央型且堤防扣除 出水高).....	5-31
圖 5-24 基隆河不同斷面之最高洪水位統計特性(延後型且堤防扣除 出水高).....	5-31
圖 5-25 不同雨型之各斷面最高洪水位關係式 R^2 值.....	5-32
圖 5-26 各斷面失敗機率平均值(實際降雨事件).....	5-43
圖 5-27 不同雨型各斷面失敗機率(重現期距 200 年三日降雨量). 5-49	
圖 5-28 不同年份各斷面失敗機率(重現期距 200 年三日降雨量). 5-51	
附圖 F-1 降雨特性之定義.....	F-16
附圖 F-2 模式發展過程.....	F-16
附圖 F-3 多變量蒙地卡羅 MMCS 方法之模擬程序.....	F-17
附圖 F-4 降雨事件之無因次化.....	F-18
附圖 F-5 降雨序列之模擬過程.....	F-18
附圖 G-1 Scaramento 降雨逕流模式架構.....	G-11
附圖 G-2 柱狀基礎之橋樑示意圖.....	G-11
附圖 G-3 橋臺基礎之橋樑示意圖.....	G-11

附圖 G-4 孔口結構物之示意圖	G-12
附圖 G-5 堰之示意圖	G-12
附圖 G-6 涵洞示意圖	G-12
附圖 G-7 虹吸工示意圖	G-12
附圖 I-1 雙變數在標準空間之哈爾點估算法	I-8
附圖 I-2 蒙地卡羅取樣法	I-9

第一章 前言

1.1 計畫緣起與目的

台灣地區山脈縱向連綿、坡度陡峻、溪流短促，在氣候上又屬於溫帶與亞熱帶交界區，全年降雨量豐富，但大多集中於夏秋雨季，常造成雨季洪患而旱季缺水之旱澇現象。近年更由於台灣經濟繁榮，高度經濟發展及社會變遷均極為快速，居民對於河川邊際土地與窪地使用之需求激增，原屬洪氾區之土地相繼開發，造成築堤、設置閘門、抽水站等水利建造物成為不得不然之措施。

台灣近年來水文氣象環境受全球氣候變遷影響程度，雖然仍有爭議，但事實上水文資料已與過去有很大變異性，連帶使得水文特性(降雨量、逕流量等)亦產生變化而具有不確定性。台灣河川流域邊坡地大多土質鬆軟而不穩定，土砂容易崩落河川而形成淤積，不僅改變了河川地文特性，亦改變河川水理特性。整體而言，流域水文水理等特性具有諸多風險因子的存在，可能使得根據特定水文量所設計之水利建造物，已無法達到原先設定的保護標準，而承受了相當大的毀壞風險。為了確保水利建造物(蓄水建造物除外)安全，全方位針對水文、水理、地文及其他風險因子進行探討及評估，並建置一套風險分析程序作為擬定減輕風險策略之參考，實為當前河川防洪減災工作的重要課題。

為此本研究將提出一套水利建造物(蓄水建造物除外)功能評估之風險分析程序，並針對基隆河流域進行檢討應用。

1.2 工作項目

根據邀標書所載，茲將全程的工作項目說明如下所示。第一年主要蒐集水利建造物風險分析相關資料，界定出可能風險因子(例如水文地文及其他因子)，第一年以水文風險因子為基礎，發展風險分析

模式及風險分析程序，並針對基隆河水利建造物進行初步的風險分析；第二年則以第一年所發展的風險分析模式為基礎，增加考量其他風險因子，建構一完整的風險分析程序，並以基隆河水利建造物為應用案例，探討所建構之風險分析程序應用於評估水利建造物功能之可行性。

(一)、第一年:

1. 國內外水利建造物(蓄水庫除外)風險分析相關文獻蒐集
2. 基本資料蒐集與分析
3. 水利建造物風險因子之界定與探討
4. 水利建造物風險分析模式之建置-考量水文風險因子為基礎
5. 水利建造物風險分析模式之測試與驗證
6. 水利建造物風險分析程序之初步研析-(以基隆河流域為例)

(二)、第二年:

1. 水利建造物風險分析模式之建置-以第一年所建置風險分析模式架構為基礎增加考量其他風險因子之水利建造物風險分析模式
2. 水利建造物風險分析模式及程序之探討
3. 依據風險分析程序進行水利建造物之風險模擬
4. 風險分析程序之可行性探討
5. 基隆河水利建造物風險分析實例應用

1.3 計畫工作流程

本研究參考招標文件之工作內容及項目，其工作流程請參閱圖 1-1。

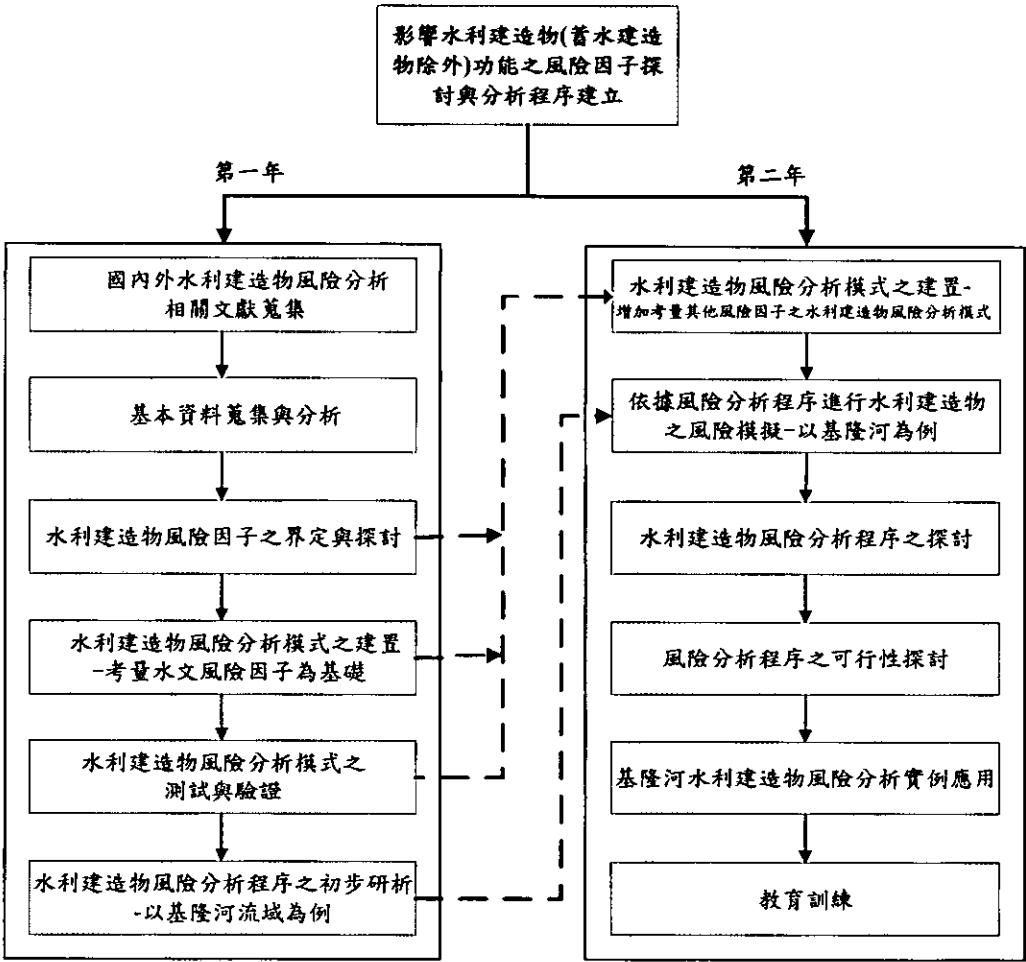


圖 1-1 計畫工作流程

第二章 國內外水利建造物風險分析相關文獻蒐集

2.1 水利建造物範疇

據中華民國九十二年十二月三日經濟部經水字第○九二○四六一四○五○號令訂定之「水利建造物檢查及安全評估辦法」第二條：「本辦法所稱水利建造物，指主管機關興辦或經中央主管機關認定公告與公共安全有關之防水、引水、蓄水、洩水建造物及其附屬建造物。」，及第三條「本辦法所稱水利建造物興辦人（以下簡稱興辦人）指該水利建造物之所有人，其由政府興辦者，為其指定之主辦或管理機關（構）或法人」。上述可知水利建造物泛指與公共安全有關之水利設施，主要有以下類型：

1. 防水水利建造物：

與水患防治有關之河堤(含防洪牆)、海堤、護岸與其他關聯設施。

2. 洩水水利建造物：

與水患防治有關之排水路(含明渠、涵管等型式)、抽水站、滯水與保水設施、分洪設施與其他關聯設施等。

3. 引水水利建造物：

與水資源利用有關之取水設施(攔河堰、沉砂池、進水口等)、輸水設施(含明渠、涵管等型式)及其他關聯設施。

4. 蓄水水利設施：

與水資源利用與防洪有關之蓄水量達2萬立方公尺之水壩、攔河堰、人工湖及其他關聯設施。

由於水利建造物項目相當多，且招標文件中註明蓄水建造物除外，因此本研究將著重於分析河川流域沿岸之具有防洪功能之水利建造物為主，包括堤防、閘門、抽水站及疏(分)洪道及等。

2.2 水利建造物安全檢查相關法令

防洪是長久維護人民生命財產安全、防止災害發生之工作，故其為國家重要之百年大計，除防洪之水利建造物應為永久固定設施外，其管理維護作業亦應以長久執行為考量基準。以下為水利建造物安全檢查之相關法令規定：

1. 水利法

(1) 水利法第五章 水利事業之興辦

第四十九條：興辦水利事業人經辦之防水、引水、蓄水、洩水之水利建造物及其附屬建造物，應維護管理、歲修養護、定期整理或改造，並應定期及不定期辦理檢查及安全評估。

前項檢查及安全評估之認定範圍及細目，其辦法，由中央主管機關會商相關機關定之。

(2) 水利法第九章 罰則

第九十二條之四：違反第四十九條第一項規定，不辦理檢查及安全評估者，處新臺幣三十萬元以上一百五十萬元以下罰鍰。

2. 水利法施行細則

(1) 第八十二條：主管機關得通知興辦水利事業人依本法第四十九條為歲修、養護、定期整理或改造、普遍檢查或更新之各項工作，並將預算、進度之執行成果報核。

(2) 第一百五十三條：水道建造物之歲修工程，除有特殊情形於事先報請中央主管機關核准者外，凡未能按期竣工者，主管人員應受處分。」

在水利法施行細則中第八十二條由於已納入水利法第四十九

條第二項授權辦法中規範，爰予刪除。第一百五十三條由於相關事項依照公務員懲戒相關規定辦理，爰予刪除。

3. 水利建造物安全檢查辦法

自九十年一月行政程序法施行後，有關限制人民權利、課予人民義務或其他重要事項等，應有法律授權之依據，且其法律授權之目的、內容及範圍須具體明確，故配合該法之施行，經濟部於九十二年二月六日修正公布水利法在案，其第四十九條規定：「興辦水利事業人經辦之防水、引水、蓄水、洩水之水利建造物及其附屬建造物，應維護管理、歲修養護、定期整理或改造，並應定期及不定期辦理檢查及安全評估。前項檢查及安全評估之認定範圍及細目，其辦法由中央主管機關會商相關機關定之」，爰依據上開規定訂定「水利建造物檢查及安全評估辦法」，於中華民國九十二年十二月三日經濟部經水字第○九二○四六一四○五○號令訂定，自發布日施行，計分六章二十九條條文，茲將該辦法重點分述如下：

(1) 適用範圍：

水利建造物檢查及安全評估係以確保公共安全為最終目的，爰以主管機關興辦或經中央主管機關認定公告與公共安全有關之防水、引水、蓄水、洩水建造物及其附屬建造物為範圍。
(第二條)

(2) 主管機關及興辦人辦理事項：

水利建造物檢查及安全評估之技術規範訂定、查核、管理人員之教育訓練、改善及緊急處理之技術指導、資料建立之督導及其他督導事項列為主管機關辦理事項，而實質之執行部分則為興辦人辦理事項。另主管機關為執行水利建造物檢查及安

全評估制度之審議、執行之查核與指導及督導權責，得設水利建造物檢查及安全評估小組。（第五條至第七條）

(3) 水利建造物檢查範圍及項目：

水利建造物檢查之主要範圍及項目，如主要結構、相關設施及操作設備之功能、有安全監測設備者其運用情形、維護管理及歲修養護情形、建造物或蓄水範圍周邊、安全資料完整性、其他有關安全事項。（第八條）

(4) 水利建造物檢查分類：

將水利建造物檢查分為定期及不定期檢查兩類，如下：

A.定期檢查：蓄水及引水建造物例行性平時檢查或防水及洩水建造物之防汛前檢查。

B.不定期檢查：指水利建造物遭受一定值以上之地震、洪水、豪雨或其他事故後立即辦理之特別檢查。（第九條）

(5) 資料建置：

規定水利建造物應編製安全維護手冊及建立安全資料之內容與建立方式，列舉潰壩緊急應變計畫內容，而前述之安全資料應定期更新並永久保留舊有資料，其屬應辦理安全評估之水利建造物，應配合安全評估期限辦理更新。（第十條至第十四條）

(6) 安全評估範圍、細目、分類及報告內容：

水庫之蓄水建造物及具一定規模以上之防水、引水與洩水建造物（如員山子分洪工程、曾文越域引水工程等）完工使用後，攸關建造物下游及附近地區公共安全，爰明確規定應定期辦理安全評估。（第十五條）

水利建造物安全評估範圍分為下列九項，水文及水理檢討、地質及地震檢討、主體結構及其基礎、排洪設施及其基礎、取、出水設施及其基礎、操作運轉與警報系統、建造物或蓄水範圍周邊、引水、輸水及沉砂等其他重要設施、其他重大事故影響之檢討。(第十六條)

將水利建造物安全評估分為四類，分別為使用前安全複核、初次使用評估、定期評估、特別評估，並詳細規定其辦理時機；規範安全評估報告內容及其安全評估與潰壩（決）演算相關技術規範由中央主管機關統一定之（第十七條至第十九條）。

(7) 執行注意事項：

蓄水及引水建造物興辦人應於每年一月底前將前一年辦理之定期檢查結果，彙報主管機關備查；防水及洩水建造物應於每年十月底前將該年定期檢查結果彙報主管機關備查；不定期檢查結果應於事件發生後十日內報主管機關備查。直轄市或縣（市）主管機關對其主管水利建造物之前項通報，應即轉報中央主管機關。

興辦人辦理第一項之檢查後發現有缺失時，應即辦理適當之修護或改善，並將其辦理情形併其定期檢查結果報主管機關備查。主管機關對於興辦人所辦理之定期檢查及不定期檢查，認為有必要時得辦理複查。(第二十條)

安全評估計畫書應先報核；水利建造物使用前安全複核結果須報核後方可使用；定期評估及特別評估報告須報主管機關審核；水利建造物檢查及安全評估後發現有缺失時之處置程序；免辦次期定期評估或延長辦理之時機；興辦人對檢查之複

查意見或安全評估報告審核意見應定期彙報主管機關等。(第二十一條至第二十七條)

2.3 水利建造物損毀成因相關資料

由於水利建造物功能失靈或不足之原因錯綜複雜，必須深入以抽絲剝繭方式將水環境災害成因做詳實而正確分類，才能釐清各項防災管理之利弊，並評估其風險性。一般而言，淹水災害的成因主要可分為(1)大自然的威脅及(2)人的不當行為，各類淹水災害之成因可參考表 2-1。

表 2-1 淹水災害成因分類表

淹水災害分類	項目
大自然的威脅	降下超出水路容量之雨量
	位於低窪不利排水地區
	位於出海口受海水潮汐頂托
	河道沖淤及植物雜生
	破壞流域結構的地震
	氣候異常、變遷
人的不當行為	過度開發改變土地利用狀況
	溫室效應所造成
	未作好整體和長遠的規劃
	工程設計和施工的缺失
	不當使用與維護管理不良

資料來源:黃哲宗(2005),「應用系統動態學建立水患風險評估模式之研究」

在颱風期間，對水利建造物所造成的災害項目，主要有堤防、護岸、抽水站、閘門等。其中又以抽水站失效以及堤防損毀，而導致重大淹水災情最受重視。由於抽水站係屬防洪體系之最後一道防線，故抽水站失效將對都市淹水的風險與規模造成嚴重的影響。而堤防與護岸是保護低窪或河岸地區居民生命財產安全之重要水利設施，尤其是颱風來襲期間所造成大雨、洪水或海水倒灌等問題時，更需要這些設施發揮功能來避免災情擴大。

以下是從歷年來國內外造成淹水災害的事件中，彙整因抽水站失

效或堤防損毀而導致重大淹水災害的事件與原因。其抽水站失效事件與原因，彙整如表 2-2；堤防損毀事件與原因，彙整如表 2-3。

表 2-2 抽水站失效事件與原因

事件 類型	抽水站失效事件	抽水站失效原因
颱風	納莉颱風期間台北市政府所屬抽水站因集水區降雨量過大或洪水溢堤，而使抽水機組失效之抽水站先後計有萬芳、南湖、南港、大直、成功、濱江、洲美二及玉成等八個抽水站，其中七座在基隆河沿岸，只有萬芳抽水站是在景美溪沿岸。大直、濱江、洲美二三個抽水站係因集水區降雨量過大，超過抽水站之設計容量，造成積水回堵導致當機；而萬芳、南湖、南港、成功等四個抽水站則因洪水溢堤導致停機，至於玉成抽水站則受洪水溢堤及集水區降雨過大雙重因素而當機。	1.集水區降雨量過大。 2.原設計抽水容量不堪負載。 3.抽水機組(含冷卻及潤滑系統、發電機、控制盤)故障。 4.抽水站防護高程過低。 5.抽水機組設備水密性不足。 6.抽水機組設備老舊。
颱風	瑞伯颱風挾帶的豪雨，再加上翡翠水庫洩洪，導致新店溪和景美溪水位暴漲超越警戒線，而景美抽水站因福和橋下拖吊車輛保管場擅自築堤加高地勢，嚴重影響排水功能，使得沿新店溪從來不淹水的台北市羅斯福路 5、6 段的住戶地下室全部浸泡在水中，造成極大的財物損失。此外堤防外的拖吊保管場的數百輛汽、機車亦全數滅頂，甚至有些車輛被洪流沖入溪流中。	1.居民擅自築堤加高地勢，影響抽水站之運作。
颱風	溫妮颱風來襲，土城、四汴頭部分抽水機組，仍因機械問題無法運作，造成板橋環河路、新莊西盛地區部分道路積水，且當地超過七千戶停電。	1.抽水機組(含冷卻及潤滑系統、發電機、控制盤)故障。
豪雨	新莊及樹林易淹水，主要受到塔寮坑溪及中港大排的水患所致。塔寮坑溪全長 11.6 公里，下游平坦的新莊、樹林地區工商發達，人口稠密，淹水原因	1.原設計抽水容量不堪負載。

	在於塔寮坑溪下游因排水渠道容量僅能排除 2 年頻率洪水量，低於設計保護程度的 10 年頻率洪水量，同時抽水站抽水容量僅 80cms，不足排除洪水量，塔寮坑溪整治工程預定在民國 98 年完成 10 年頻率洪水保護程度（100 年洪水不溢堤）。	
豪雨	2005 年 6 月 12 日豪雨來襲，嘉義縣東石鄉因為雨量過大，導致 10 座老舊的抽水站，無法負荷導致淹水。	1.抽水機組設備老舊。 2.排水設施設置地點不當。 3.地層下陷導致地文條件改變。
豪雨	2005 年 6 月 12 日豪雨來襲，屏東縣林邊大排的抽水站老舊需更換，卻因補助經費不足，遲遲無法動工，導致林邊淹大水。	1.抽水機組設備老舊。 2.補助經費不足。
雷擊	2004 年 7 月 16 日獅子頭抽水站，因雷擊造成抽水機組跳電，導致控制機板疑錯誤指示，污水迴流淹沒機組，無法抽水送入八里污水處理廠放再流外海，台北都會區每天近百萬噸污水逕行排入淡水河，嚴重污染生態。	1.雷擊造成控制機板錯誤指示。 2.人為操作不當。 3.擋水牆或水管破裂。
颶風	美國卡崔娜颶風，引起湧浪溢過堤頂，造成堤防破堤，導致紐奧良市八成以上的區域遭水淹沒，使抽水站失效。	1.集水區降雨量過大。 2.原設計抽水容量不堪負載。
人為不當行為	基隆河下游臨時抽水站，為感潮抽水站，閘門每日均隨潮汐漲落而啟閉。某日，閘門於漲潮前由值班人員關閉，約 1 小時後接班人員未詳加檢查即按鈕操作致閘門成開啟狀態而不自知，至凌晨發現操作錯誤，立即緊急關閉閘門，惟為時已晚，附近農田已遭受漲潮之海水淹沒約 40 餘公分高，面積約 50 甲，損失慘重。	1.操作人員未確實依標準作業程序執行。 2.人員平日教育訓練未落實。
人為不當行為	連續假日適逢楊妮颱風過境，抽水站值班人員於起抽水位時立即啟動抽水機，惟連續啟動 2 部機組，均無法發動，市區當時亦因降雨量過大而發生淹水，致部份低窪地區之一樓及地下室進水，損失慘重。	1.平日定期保養作業未落實。 2.機組設備老舊。

表 2-3 堤防損毀事件與原因

事件 類型	堤防損毀事件	堤防損毀原因
地震	日據時代嘉義曾發生兩次大地震，因此造成虎頭埤風景區堤防毀損。	1.堤防的結構破壞
颱風	桃芝颱風侵襲時，南投縣東埔蚋溪堤防潰堤，造成嚴重死傷。至於發生原因，則是「天災與人為缺失」等多重因素所導致。	1.洪水量已達百年頻率值，遠超過原設計的二十五年頻率值。 2.河道急彎束縮，發生水躍、彎道超高與河床淤積。 3.當地是易崩塌地質材料，且河床坡度甚陡，屬湍急流，易掏挖坡腳，造成溪谷兩側的坡體產生山崩及土石流現象。大量土石急流衝擊堤面，造成堤防結構破壞。 4.延平橋下游沖積扇之堤防，其規劃設計與施工，忽略舊河道影響下，有不自然之束縮急彎之河段，在超級土石洪流侵襲下，堤防潰決土石洪流奔溢。 5.山地道路在未考慮地質環境下開闢，林地不當放領並改植淺根作物，行水區及河川區域遭建築物佔用，流域分工管理不當與公權力不彰，砂石不當堆置，復建工程與道路搶通工程皆將土石堆棄於山谷河道。
颱風	納莉颱風侵襲造成台北市區溢堤，其區域是兩百年洪水頻率堤防，還未完工地區，像基隆河南湖大橋以上河段。或是原來只有五十年防洪頻率的大坑溪、四分溪等處。	1.規劃中的堤防未完工
颱風	敏督利颱風在台灣西南沿海造成重大災情，半夜的豪雨讓居民措手不及；雲林縣口湖鄉的對外排水溝渠因為堤防潰堤而導致農業及養殖業損失嚴重。	1.降雨量過大導致堤防的結構破壞。

土石流	敏督利颱風，由於挾帶大量土石沖刷而下，造成河川及排水通水斷面不足，以致於造成濁水溪上安堤防受損。	1.降雨量過大導致堤防的結構破壞。
豪雨	612 豪雨造成十人死亡、二人失蹤，最大日雨量出現在嘉義，將近 300 公釐，總雨量超過 1000 公釐。總計包括國道、省道、縣道、鄉道與市區道路，阻斷有 77 處，水利設施部份，各地受損堤防有二十四處。	1.降雨量過大導致堤防的結構破壞。
豪雨	2001 年羅馬尼亞境內，遭洪水肆虐，暴漲的多瑙河在東南部康士坦塔附近衝破堤防，使得羅馬尼亞北部和西北部部分地區約有一千七百棟房舍淹水，近三千公頃農地泡水以及約二十七公里長堤防和多座橋梁受損。	1.洪水氾濫導致堤防的結構破壞。
海嘯	日本三陸大海嘯襲擊三陸沿岸，流失房屋 10370 棟，死亡人數 27000 人，其他的堤防、道路、漁船的毀損、損失慘重。	1.海嘯造成的巨浪導致堤防的結構破壞
颶風	卡崔娜颶風湧浪溢過堤頂，造成堤防破堤，導致八成以上的紐奧良市區遭水淹沒。	1.長久以來市區受地層下陷影響，再加上颶風造成的湧浪，對堤防基礎造成侵蝕。 2.紐奧良市堤防設計防洪標準，對於超過規模3級以上的颶風，無法提供足夠的防護。 3. 紐奧良市都市發展一直倚賴堤防保護，而部份堤防年代較久，同時因地層下陷而加高堤防高度，增加堤防致災風險。 4. 美國工兵署評估紐奧良市堤防系統有潛的危險，尤其是部分引水道堤防已列入高風險區因為經費不足（由聯邦至州、市政府），對於加固現有堤防工程遲遲無法推動。

另從中興顧問公司(2007)中根據水利署發佈之「水利統計」資料及各河川「河川治理基本計劃」可瞭解現有水利建造物功能失靈或不足之原因如表 2-4。由表 2-4 資料可看出損毀之成因有些可定量而有些並無法定量，其中可定量因子包含水文分析因不考慮氣候變遷(水文量增加)之影響、集水區水土保持狀況不佳時(入滲量減少而逕流量增加)等，而無法定量因子包括河川型態不穩定、結構物位置失當、結構物外力荷重規劃失當、土砂條件失當、人為開發影響及社經環境等。本研究後續風險因子之界定，將依據損毀之成因，儘量將可定量之因子彙整納入分析。

表 2-4 水利建造物功能失靈或不足之原因分類表

致災類型	成因分析	案例
自然環境不良	河川型態不穩定：瓣狀河川流路分歧沖淤不定 河川坡陡流急破壞力大 集水區水土保持不佳：逕流量、輸沙量屢創新高 環境災害潛勢區難以佈置防災設施 下游水位頂拖：如暴潮溢淹區	頭前溪、大安溪、大甲溪、濁水溪等防水建造物 921 重建區及東部 低窪地、地層下陷區、土石流潛勢溪流區
設計條件失當	保護基準與相關治理事業未整合：如主流、支流、排水及野溪 水文分析無法反應氣候變遷 河系研判不當 結構物位置失當，如位於彎道、沖積扇、束制河段等不穩定區 結構物外力荷重規劃失當，如水力條件失當(易淹水地區未考慮浮力)；土砂條件失當(如低估輸砂量、土石衝擊力) 防災體系缺少長期性整體規劃之指導	桃芝、納利等颱風屢創降雨新紀錄 西部暴潮溢淹區之海堤、排水路、閘門經常損害 921 重建區河堤未考慮土石衝擊
人為開發影響	河川砂石超挖、河川區域濫墾改變地形、跨河建造物及蓄水建造物束制水流	
社經環境	公共建設投資不足 居民進入災害潛勢區 河川區域用地不足，洪水難以宣洩 防災保護與生態保育之取捨	洪氾區、地層下陷區、暴潮溢淹區、地質災害區

資料來源:中興顧問公司(2007)，「水利建造物工程設基準之檢討」

2.4 風險分析

2.4.1 概述

一般而言，在進行風險管理主要可分為以下三步驟(如圖 2-1) ，

1. 風險辨識：主要界定出造成風險之不確定性因子。
2. 風險分析：風險分析之目的在於建立一模式可用於評估可發生之結果及其發生之機率，與確定預期之損失。
3. 風險控制：主要制定風險計畫、減緩風險及監督風險。

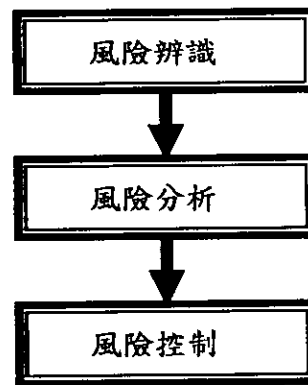


圖 2-1 風險管理架構

由以上可知風險分析方法主要透過風險辨識、評估、分析及處置的過程，來達到降低因不確定因素所造成的損失，故說明風險分析之前，需先對風險定義有所了解以便對風險因子進行辨識。

風險是一種不確定性之表現，不確定性是指一個事件或一個數據可能有許多不同的結果。因此當事件或數據重覆發生時，其前後結果並不一致。所謂風險是指此類型之不確定性或變異性，其存在對於未來的結果可能有利，亦可能造成某種損害。由以上可知風險不僅涉及不確定性的機率觀念，亦涉及因此而引發之損益利弊的產出(鄧定駒，1999)。此外風險之存在係因為人們對任何未來的結果不可能完全預料，實際結果與主觀預料之間的差異即構成了風險。因此風險定義可為「在給定的情況下和特定的時間內，可能發生的結果之間的差

異」(雷勝強 1999)。Tung(2006)定義工程系統中之風險結合系統中基本風險(如結構物本身之風險)及外在的不確定性(主要來自於大自然的變化及未知的知識)之結果。就水患風險管理而言，其風險處置的方法常被歸納為工程和非工程二類，前者乃興建防洪設備及營運措施，後者乃建立保險制度、制定法令限制使用洪氾區等，而其降低淹水損失的成效，往往須要依賴正確的風險評估分析。下表為其他各學者專家對風險之定義。

表 2-5 風險之定義

年代	主張者	定義
1921	Knight	謂可測定之不確定性。
1951	Willett	謂不幸事件發生與否的不確定性。
1964	Denenberg	謂損失的不確定性。
1981	C.Arthur Williams,Jr. & Richard M. Heins	在特定情況及時間之下，對可能發生結果的變異情形。
1984	Nielsen	任何活動或事件會對計劃的目標、品質、績效或執行的時間、成本造成負面的影響者。
1985	Shrader-Frechette	事件之主觀機率與不利影響程度的綜合衡量。
1990	Belve	是造成傷害，破壞或損失的機率。
1991	Chapman	發生經濟或財務上損失或獲利,物質的損失、損壞或延遲之可能性。
1994	Raftery	謂某一特定事件或活動有可能與原估計或預測值偏差之可能性,其帶來或許是有利或不利的。
2006	Tung	工程系統中之風險結合系統中基本風險(如結構物本身之風險)及外在的不確定性(主要來自於大自然的變化及未知的知識)之結果

資料來源：黃承傑(2002)，「專案進度風險分析模式－考慮不確性作業之影響」

2.4.2 風險分析理論

2.4.2.1 基本概念

工程系統之不確定性來源很多，從自然到人為因素，從技術性因素到非技術性因素，其可概分為：

1. 模式之不確定性：由於模式無法有效模擬實際之物理現象，因而將其理想化和簡單化，使得模式產生之不確定性。
2. 參數之不確定性：由於模式參數無法精確估算所致。
3. 自然環境之不確定性：自然現象或過程中所潛藏之隨機變化。
4. 資料之不確定性：資料之量測誤差、資料之不一致與不均勻性以及資料處理及紀錄誤差等人為因子（楊錦釗、湯有光，1992；陳信彰，1996）。

以上各不確定性之來源，可大略歸納為天然因素與人為因素。前者為無法控制的，故其風險無法避免，而後者可因科技進步及操作改良而降低其風險。工程系統的失敗(failure)可定義為對系統的載重(loading) L 超過系統抗阻(resistance) R 。水工結構物的可靠度 α' (reliability)可定義為當結構物的抗阻 R 大於所承受的載重 L 之機率在數學上可表示如下式：

$$\alpha' = P_r[L \leq R] \quad (2-1)$$

其中， $P_r[\]$ 代表機率。換言之，風險(risk)定義為當載重 L 大於抗阻 R 發生之機率，在數學上可表示如下式：

$$\alpha = P_r[L > R] = 1 - \alpha' \quad (2-2)$$

上式中機率 $P_r[L > R]$ 在實際應用時，通常寫成 $P_r[Z < 0]$ ，其中 Z 為作業函數(performance function)， Z 可為安全邊際 SM(Safety Margin)或是安全係數 SF(Safety Factor)，其數學上可表示為

$$SM = R - L \quad (2-3)$$

$$\text{或 } SF = \frac{R}{L} \tag{2-4}$$

如果 Z 為常態分佈 (normal distribution) 則可表示如下式：

$$\alpha = \phi\left[\frac{E(Z)}{\sigma_z}\right] = \phi(\beta) \tag{2-5}$$

其中 E(Z) 為 Z 之平均值(mean)， σ_z 為 Z 之標準偏差(standard deviation)， $\beta = \frac{E(Z)}{\sigma_z}$ 為可靠度指標(reliability index)，也是 Z 之變異係數之倒數； $\phi(\beta)$ 代表相對應於 β 值之累積標準常態分佈值。

2.4.2.2 風險分析方法簡介

風險分析方法依據風險因子屬性 (Attribute) 的性質可區分成定量(Quantitative)與定性(Qualitative)兩種風險分析方法。所謂「定性風險」是指對已界定出的風險因子其發生的機率與衝擊，決定其對目標影響的優先等級。而「定量風險分析」是指以計量方式分析每一項風險因子對目標影響的程度。國內外常用之定性及定量風險方法如下表。

表 2-6 常用之風險分析方法

性質	分析方法
定性方法	查核表法(Checklist) 層級分析法(AHP)
定量方法	模糊理論法(Fuzzy Set) 統計法(Statistics) 敏感度分析法(Sensitivity Analysis)
定性和定量方法	蒙地卡羅模擬法(Monte Carlo Simulation) 影響圖(Influence Diagram) 決策樹分析法(Decision Tree)

資料來源：鄧家駒(2000)，「風險管理」

上述風險方法主針對具不確定性之風險因子組成架構、分析及量化等提出解決方法，各方法之理論及其優缺點請分別參閱附錄五及表 2-5。

表 2-7 風險分析方法之優缺點

風險分析方法	說 明	優 缺 點
查核表法 (Checklist)	列風險調查表,給予權重與等級,兩者相乘之評分,分數越高風險越大。	優點:簡單、易用,對於缺乏計劃具體資料時,尤以適用於決策前期。 缺點:只是一大概程度值,較不精確且取決專家或決策者之個人意向。
層級分析法 (AHP)	構造因素因子與危害程度判斷矩陣,利用專家評判求出重要性權重值與危害程度值。	優點:以科學化方式,定量又定性分析。處理問題的程式與管理者的思維程序、分析解決問題相一致,並利用系統分析方法逐解各層次的風險程度。 缺點:變數增多,會造成填入矩陣複雜度。
模糊理論法 (Fuzzy Sets)	處理因風險無法用數字來定量地描述,提供合理數學規則去解決變數問題,相應得出數學結果又能通過一定的方法轉為語言描述。	優點:對於模擬、不清晰問題提供一種充份的概念化結構,並以數學的語言去分析和解決。 缺點:理論性高,較不易在實務上應用。
統計法 (Statistics)	將工程中每一不確定因素或風險因素的分佈曲線先估計之,再檢討所有風險對整體目標價值之組合效應。	優點:因將工程中每一風險因素的分佈曲線先行求出,故可檢討風險對整個工程目標價值之組合效應。 缺點:因每個專案工程的客觀條件差異頗大,因此決定每一因素之機率分佈曲線爭議性較大。
敏感度分析法 (Sensitivity Analysis)	每次變化工程影響因素或風險中之一個因素,檢視對整個工程之影響程度。	優點:該方法簡單且可快速得比較各風險相對之重要性。 缺點:由於每次僅變化其中的一個或兩個因素,對於眾多風險因素同時變化時可能產生之綜合影響狀況無法顯示。
蒙地卡羅 模擬法 (Monte Carlo Simulation)	依據選擇之隨機程序和統計的方法,並利用三種估計模擬估計風險值。	優點:改善原單一值估計,若利用電腦軟體來對模擬程序進行處理,可節省許多時間。 缺點:若選擇不適當的模式來描述,會造成模式風險(model risk)之錯誤。
決策樹分析法 (Decision Tree)	延續機率分析法之精神,再利用圖行之分析工具,應用邏輯順序建立決策樹圖。	優點:於樹狀圖中可清晰看出每一決策點可能影響之風險因素與機率。 缺點:此法應用機率進行分析,故有機率分析法之問題存在,且工程風險因素多時,決策樹可能會變得複雜不易瞭解。

資料來源:黃承傑(2002),「專案進度風險分析模式—考慮不確性作業之影響」

2.4.3 國內外風險分析研究

顏本琦與洪華生(Yen and Ang,1971)、鄧漢忠與顏本琦(Tang and Yen,1972)，以雨水排水系統為例，首先介紹風險與可靠度分析在水利工程上之可行性後，此新學科在水利工程之應用即漸推廣。

陳榮松(1985)引用洪水過程模式，以貝氏分析(Bayesian Analysis)消滅參數不確定性，探討防洪堤防於各種設計洪水下所發生之危險性，此法能使潛在之不確定性因子之影響減低至最小，以獲取較可靠之設計。

黃志元(1990)利用AFOSM(Advanced First-Order Second-Moment Method)分析壩堤溢流之風險；林景義(1992)也利用該方法計算石門水庫之溢流風險並配合可用性模式計算水壩安全評估之最佳週期，吳國儒(1991)、黃翰林(1996)亦利用AFOSM法評估堤防之安全性。

田振宏(1993)，以蒙地卡羅模擬法(Monte Carlo Simulation 簡稱 MCS)與均值一階二矩法(Mean-value First-Order and Second-Moment Method 簡稱 MFOSM)分別作風險計算之方法，探討明德水庫因洪水及風浪引起之溢頂潰壩的實際風險值。

張文綺(1996)利用均值一階二矩法計算下水道系統溢流風險分析；張景忠(1997)利用均值一階二矩法計算翡翠水庫之溢流風險，並以蒙地卡羅模擬法作驗證。

另外，Yeh and Tung(1993)應用不確定性分析和參數敏感度分析探討採砂坑模式(Pit-Migration Model)中控制方程式係數及參數之不確定性，分別採用一階變異數估計法(First-Order Variance Estimation, FOVE)，點估計法及拉丁超立方取樣法等三種統計分析方法分析，比較各個係數、參數間的相關性、敏感度及不確定性，

並列出係數及參數之重要性。

張哲豪(1994)以一階變異數估計法、蒙地卡羅模擬法以及兩種點估計法應用於橋基刷深模式之不確定性分析。楊錦釗等(1997、1999)藉由研究水庫 PMP 設計降雨強度與重現期距之關係，進而利用 Harr 點估計法進行水庫設計重現期距之不確定性分析。

黃勗哲(1993)使用拉丁超立方取樣法，利用多變數迴歸由演算結果與輸入參數間找出合理關係式，再由關係式判定 HEC2SR 模式之參數敏感度。

黃翰林等(1996)，採用一階二矩法考慮各水文量不確定性，建立河堤溢流風險模式，並比較由 MFOSM (Mean-value First-Order and Second-Moment Method) 及高級一階二矩法 (Advance First-Order and Second-Moment Method 簡稱 AFOSM) 兩者所求得結果，再以 MCS 及 Latin Hypercube Simulation (簡稱 LHS) 兩法作驗證求得河堤溢流風險值。

余家慶(1996)以一階二矩法為主，考慮各水文量之不確定性，探討水庫溢流之風險，並以蒙地卡羅法及拉丁超立方取樣法作驗證，以求得正確之溢流風險值。

另在國內水利署曾與交通大學防災中心合作，針對基隆河整體治理規劃計畫，在考量水文及水理之不確定性下，進行其相關改善工程之風險分析及效益評估(請參閱文獻 19、20)。

水利工程在二十世紀初，即已考慮洪水發生頻率之問題，以重現期法 (Return Period) 為計算風險之代表，但此法忽略變數的不確定性，且僅能考慮少數的水文因子；雖然有上述的缺點，此法在目前仍廣泛應用於水工結構物的風險計算 (Borgman,1963)，其後 Wood (1977) 以直接積分法評估堤防的溢流與結構風險，Duckstein and

Borgardi (1981) 考慮各種可能因素，直接積分阻抗 (Resistance) 與荷重 (Loading) 之聯合機率密度函數，計算堤防系統的風險值。

近年來常見之均值一階二矩法 (Mean Value First-Order Second Moment Method) 由 Meyer 於 1926 年建立，Conell (1969) 將此法用到工程系統上；Tung and Mays (1981) 在暗渠排水之設計上，以一階近似理論來估計靜態 (static) 與時變 (time-dependent) 性之情形而發展出風險與可靠度之模型並應用此法於河堤防洪設計上。

由於均值一階二矩法對於極端值與非線性問題的處理能力差，故 Rackwitz (1978) 提出將執行變數於破壞點上以 Taylor 級數展開，發展出高等一階二矩法 (Advanced First-Order Second Moment Method)，至今廣為應用水利建造物風險分析。

Warner and Kabaila (1968) 利用蒙地卡羅模擬法 (Monte Carlo Simulation) 模擬阻抗 (Resistance) 與荷重 (Loading) 之分佈情形，並計算結構物之安全性。Arthur et al. (1971) 應用此法規劃設計多目標水庫系統。

Melching (1992) 針對 HEC-1 和 Runoff Routing Program (RORB) 兩個水文模式應用於美國一農業集水區之實例，以均值一級二矩法、改良一階二矩法與蒙地卡羅法等三種統計分析方法，評估模式模擬之尖峰流量與超越機率之關係，並判定改良一階二矩法較能替代計算次數繁多之蒙地卡羅模擬法。Yen and Tung (1993) 將近年來之水利工程上可靠度分析、不確定性分析等相關著作彙編成冊。另針對水利建造物之風險分析方面，Apel et al., (2004) 曾發展一套採用蒙地卡羅方法，並結合水文水理模式，及水利建造物及人民財產災損曲線之風險模式。

第三章 水利建造物風險因子之界定與探討

3.1 風險因子之辨識程序

由第二章圖 2-1 可知於進行風險分析前，首先需進行風險辨識。所謂風險辨識為辨認所發現或推測的風險因子是否存在且具有潛在的不確定性，其辨識程序主要分為以下步驟(如圖 3-1)，

1. 檢查不確定性之存在

首先以客觀之角度辨識所發現或推測之風險因子是否存在且具有潛在之不確定性。

2. 建立初步分析清單

建立初步分析清單係辨識風險之起始點，清單中應以客觀角度明確列出存在及潛在之各種風險。

3. 確立各種風險事件並推測其結果

根據初步風險清單列出各種重要之風險因子，並推測與其相關之各種可能性間接風險。

4. 進行風險分類

其目的為對風險因子進行分類以加深對風險之認知且有助於更明確地制定風險管理之目標。依據風險因子之性質及可能結果，與彼此因子間可能發生之相互關係進行風險分類。

5. 建立風險目錄摘要

通過建立風險目錄摘要，彙整可能面臨之風險因子並列出影響程度排序。

上述風險辨識程序可參閱圖 3-1。

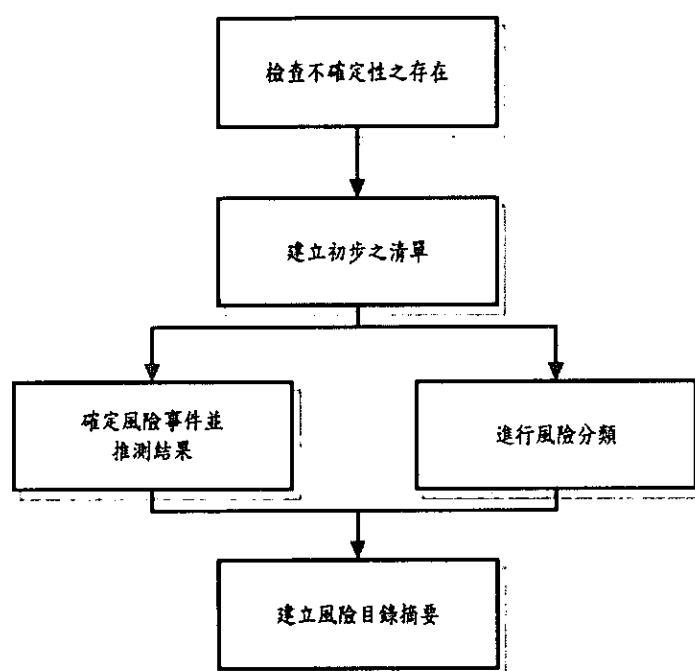


圖 3-1 風險辨識程序

3.2 風險因子之界定

水利建造物安全評估工作之目標，係在確認水利建造物設施現況及環境（含水文及集水區內地地文條件）現況之搭配是否還能符合適當之防洪設計標準，且水利建造物在興建時，是以當時已有之知識、分析工具及可取得之水文及地文資料，再依據保護標準而訂定設計條件。然而，在使用若干年後，或因為相關設施老舊，而無法達到設計條件之要求；或因為水文或地文條件改變，而使得興建時採用之設計條件，已無法滿足現況下之設計標準，則有必要進行水利建造物安全評估工作。但在進行水利建造物安全評估，必要需針對先對影響水利建造物防洪功能之風險來源進行瞭解。

水利建造物防洪功能失效往往會造成淹水，因此本計畫參考圖 3-1 風險辨識程序，採用故障樹分析方法(Fault-Tree-Analysis, FTA) 評估造成淹水災害之原因，藉以界定影響水利建造物防洪功能之風險因子。一般而言，造成淹水之原因主要可區分為外水入侵及內水滯流

(如圖 3-2)，其中造成外水入侵之原因主要有溢堤、破堤及防洪閘門失效，而造成內水滯流之原因可能為操作不當、抽水站失效、宣洩不及及下水道阻塞。茲將造成外水入侵及內水滯流之災害發生原因說明如下，

(一) 外水入侵

(1) 破堤：

1. 地震破壞堤防結構。
2. 堤基因主質鬆軟而致沈陷。
3. 以基地滲透為甚，導致土石淘空而堤腳崩塌。
4. 河水沖刷外堤河岸過甚導致堤防崩塌。
5. 發生管湧現象使堤內砂石被滲透水流沖刷而導致堤防邊坡滑落。
6. 混凝土老化劣化造成堤防毀壞。

(2) 溢堤：

1. 分洪效果不彰：亦即上游分洪量不足，致使下游淹水，而其原因可能來自於分洪量堰流公式參數之不確定性或分洪渠道阻塞。
2. 跨河構造物之影響：其影響原因主要為橋墩束縮效應造成能量損失而壅升水位。
3. 上游集水區逕流量大：造成逕流量增加之原因可能為集水區內實際降雨特性(降雨量、降雨延時及雨型)比設計水利建造物當時所採用之水文量為高，或者集水區土地過度開發，造成地表不透水率增加，而增加集水區地表逕流量。
4. 河口潮位：河口潮位會抬升河川下游水位，造成迴水現象，使得下游堤防有溢堤之風險存在。
5. 河川通水能力降低：當河道內之植生狀況有明顯改變或泥

砂淤積量增加時，常使河道通水面積減小，而造成河川通水能力降低。

(3) 防洪閘門失效：

主要發生原因為閘門設計不當及操作不當。

(二) 內水滯流

(1) 操作不當：

主要原因在於抽水站之設計內外位(起抽水位、最低水位及最高水位)條件，其中起抽水位及最低水位與抽水站之裝機容量、機組數、調整池及排水道之容量有關，而最高水位為抽水站及附近環境所能容忍之水位有關。因設計相關水位與堤外河道洪水現況有相當程度之差異，造成抽水站及其水門之操作無法反應堤內外水位上漲之變化情形。

(2) 抽水站失效：

即抽水站內之抽水機無法正常運作，造成原因如下，

1. 停電。
2. 抽水機疲勞或磨耗現象造成。
3. 汛期未作保養檢查。

(3) 宣洩不及：

主要逕流量增加而超過抽水站可處理排放之水量，其原因如同造成造成溢堤之上游逕流量增加緣由相同。

1. 降雨量特性(降雨量、延時及雨型)改變。
2. 地文因子改變：集水區地文條件改變，例如逕流係數及集水面積都是可能產生大幅變動之參數值而使流入抽水站之洪峰量遠比設計值為高，造成抽水站排水宣洩不及。

3. 排水道增加：因都市發展造成集水區內排水管路增加，使流入抽水站之逕流量增加，而造成超過其設定排水能力。

(4) 排水道阻塞

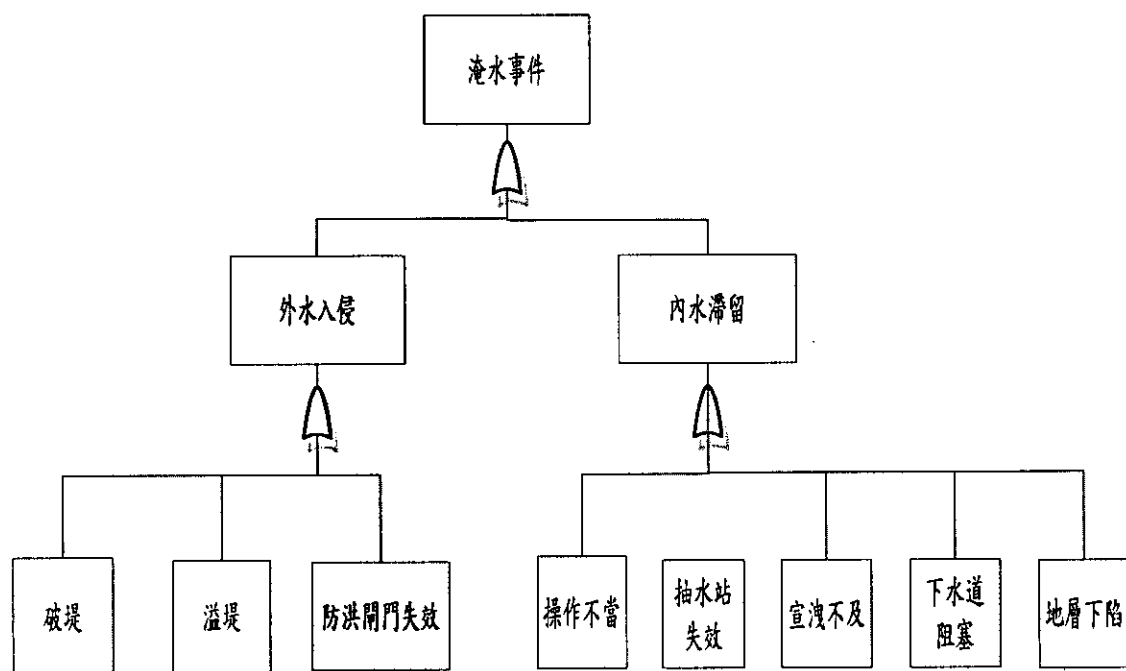
排水道因垃圾、棄土淤積於內，或遭侵佔造成通水面積減少，形成束縮效應，使逕流溢出排水道而形成淹水現象。

(5) 地層下陷：

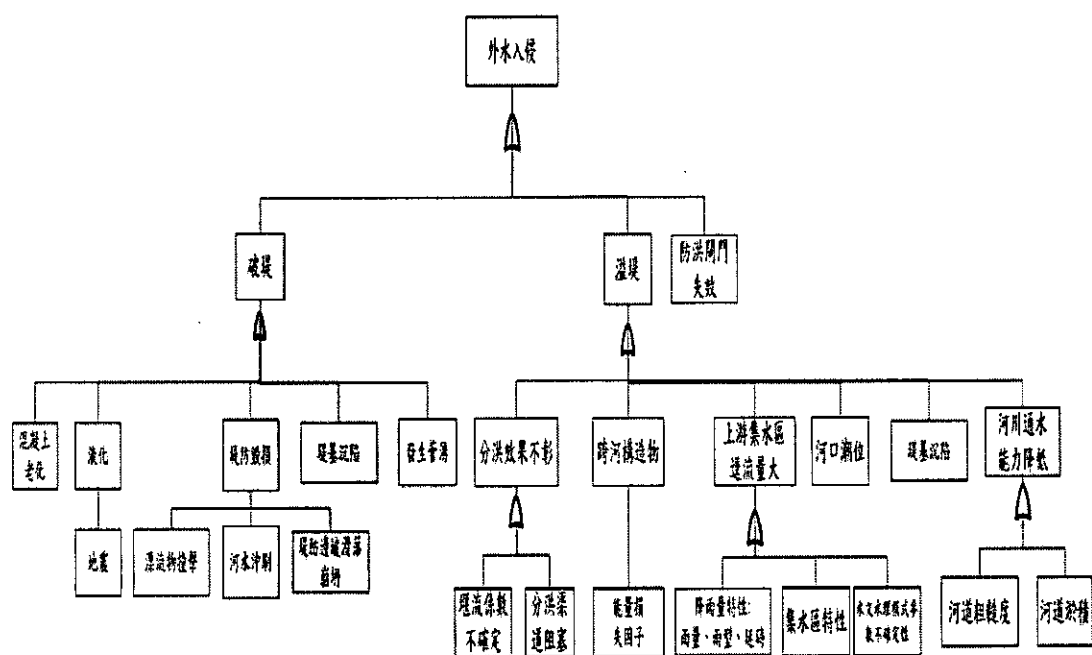
造成地層下陷之原因相當複雜，大多係因為地層未固結，如果抽出大量的地下水，引起孔隙壓縮，地面會因此下降。造成原因可歸納為：

1. 超抽地下水：超抽地下水易使地下水位下降，土中之水分被擠壓出地表或沙層變緊密而造成地層下陷。
2. 地表荷重過度：主要係指地表上之建築物或填土導致地層負荷增加而造成地層下陷。

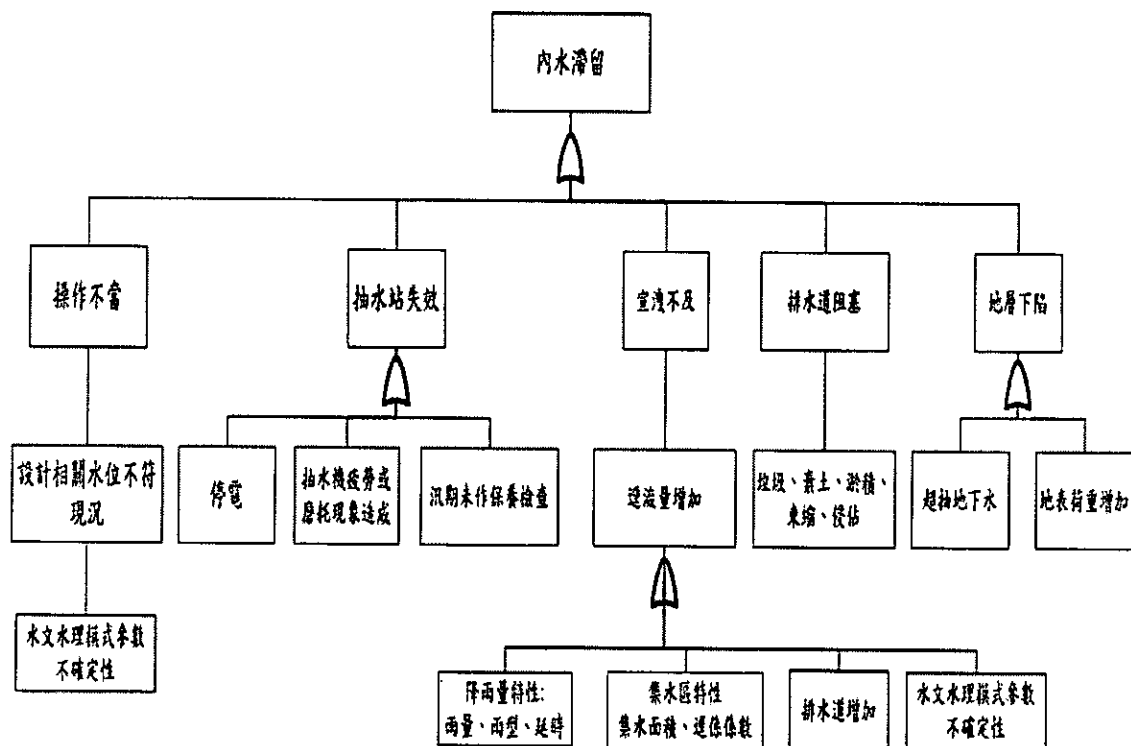
地層下陷造成內水滯留之原因在於集水區之地表水因地層下陷緣故無法以重力方式流至排水道而產生積水現象。



(1) 淹水事件形成原因



(2) 外水入侵



(3) 內水滯留

圖 3-2 水利建造物防洪風險來源

3.3 風險因子之探討

本研究根據圖 3-2 所示之影響水利建造物防洪風險來源圖中，界定可能影響防洪功能之風險因子，並探討如下。

(一) 水文因子

在設計水利建造物時大多採用高水治理，也就是根據高重現期距之洪水量來決定堤防高度(例如基隆河採用能抵抗 200 年重現期距洪水量作為防洪標準)，若遭遇一超過設計洪水量之暴雨事件時，勢必承受淹水風險而可能造成生命財物損失。故影響頻率分析推估不同重現期距降雨量及逕流量之風險因子，勢必也會影響水利建造物防洪功能。一般來說可能影響頻率分析之水文風險因子主要有：

1. 資料紀錄年限

在降雨頻率分析過程為了推求可靠的不同重現期距降雨量，常需要足夠的雨量資料。然而，常因雨量站或水文站儀器故障或人為疏失，造成紀錄中斷或錯誤，使得降雨量資料產生不確定性，進而影響降雨頻率分析結果之可靠度。

2. 降雨時間分布(雨型)

雨型即為降雨量或強度在時間之分配。由於不同的雨型會有不同的降雨在時間上之分佈，連帶影響降雨所形成的逕流在時間上的分佈情形，例如二場暴雨事件雖具有相同的降雨量但若搭配不同雨型，則會產生不同形狀的逕流歷線、洪峰流量及洪峰到達時間。因此雨型之不確定性對依據洪峰流量來設計的水利建造物之防洪功能，會造成一定程度的影響，顯示雨型亦為一必要考慮的風險因子。

3. 河口潮位

一般來說潮位主要可分為天文潮及暴潮，天文潮主要是因為地表海水受到天體引潮力(Tide Generating Force)作用所引發的潮汐現象。而暴潮主要是因為異常擾亂的氣象條件所衍生的氣壓與風場變化所造成的水位推升的現象，例如颱風所引起之異常水位稱為颱風暴潮。

由於台灣在颱風期間河口常因受到颱風暴潮影響而水位上升，此時若與天文潮相結合，則將造成相當嚴重之迴水現象。因此河口潮位的設定不僅會影響鄰近河口地區水位，更會因迴水效應而抬升上游水位，進而影響堤防閘門等水利建造物防洪功能之安全性。故河口潮位亦為必需考量之水文風險因子。

(二) 地文因子

地文因子包含二大類，一為影響推估降雨入滲損失準確性之因子（集水區土地利用程度），二為影響河道水位之因子（河道斷面及糙度係數），現將上述因子產生風險性之原因說明如下：

1. 河道糙度係數

河道底床之糙度一般用 Manning 經驗公式中之 n 值代表。各段河道底床植生或覆蓋情形有明顯改變時，則實際糙度係數較規劃水利建造物之採用值為大時，則洪水位可能高於原規劃值，而對水利建造物防洪功能產生風險。故河道糙度係數亦為影響水利建造物無法達到預期防洪功能之風險因子。

2. 集水區土地利用程度

由於集水區土地經由開發之後，建地與道路等不透水面積增加，造成集水區透水性減小進而提高了逕流量，進而對水利建造物防洪功能產生風險，故集水區土地開發程度亦為水利建造物之風險因子。

一般評估集水區土地之使用大多藉由比較集水區開發前後不同的 Curve Number (CN) 值所推得降雨量，再經由降與逕流分析推得逕流量(如 3-1 式)，來反應因集水區土地開發程度對水利建造物功能之影響。

$$\begin{aligned} F_a &= \frac{S(P - 0.2I_a)^2}{(P - I_a + S)} \\ S &= \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \times 25.4 \\ I_a &= 0.2 \times S \\ P_e &= P - F_a \end{aligned} \quad (3-1)$$

式中 F_a 為累積入滲量(mm)； P 為累積降雨量(mm)； S 為

土壤最大蓄水量(mm)；CN 為逕流量曲線係數； P_e 為有效累積降雨量。其中 CN 值採用 SCS 法根據水文臨前狀況、土地使用狀況、土壤類別，將其區分為 A、B、C 與 D 四類(如表 3-1)；由表 3-2 可知由 A 類至 D 類，土壤之可滲水性(入滲量)逐漸降低。

3. 河道斷面

在河川的治理過程中，變動河道需要定期量測，若無法準確量測或及時更新斷面資料，可能無法準確的判斷和估算水流路線及排洪容量，進而影響水利建造物的防洪功效。

表 3-1(a) 逕流曲線係數 CN 值表(Dunne and Leopold ,1978)

土壤種類 土地使用	A	B	C	D
建地	74	84	90	92
針葉林	25	55	70	77
地表水	94	93	95	96
旱田	62	71	78	81
公園、墓地	39	61	74	80
保安林	25	55	70	77
荒地	77	86	91	94
濕地	92	93	94	95
闊葉林	36	60	73	79
水田	70	79	84	88
果園	45	66	77	83
其他林地	38	62	74	80

資料來源：(Dunne and Leopold ,1978)

表 3-1(b) 逕流曲線係數 CN 值(台北縣地區)

土地利 用情況 \ 土壤 分類	A	B	C	D
建地	77	85	90	92
針葉林、保安林	25	55	70	77
水田、濕地	62	71	78	81
公園、墓地	39	61	74	80
荒地、旱地	72	81	88	91
闊葉林	30	58	71	78
果園	45	66	77	83
流域	98	98	98	98
其他林地	39	61	74	80

參考美國 Soil Conservation Service(1972)

表 3-2 SCS 方法中之土壤分類

種類	最小入滲率(mm/hr)	土壤情形
A	7.6~11.4	深層砂土、深層黃土、集合沉泥
B	3.8~7.06	淺層黃土、砂質壤土
C	1.3 ~ 3.80	黏層壤土、淺層壤土、低有機含量壤土、 高黏土含量壤土、
D	0.00 ~ 1.3	潮濕易膨脹之土壤、高塑性黏土、鹼土

資料來源：Dunne and Leopold (1978)

(三) 其他因子

1. 操作因子-閘門及抽水站操作

此類風險因子之影響主要針對閘門及抽水站等水利建造物之防洪功能，由於閘門及抽水站之設計往往未能配合充分考量內陸排水量之集中以及滯蓄問題，以致當防洪閘門關閉時，區內急速上升之水位，在極短時間內即淹沒抽水站之抽水機及儲油設備，抽水站隨即失卻功能，但欲搶救及維持抽水站，打

開閘門後則又可能引致河川洪水迅速入侵。於是管開門關或開，內外水災害均已形成，此外，抽水站或水門操作主要影響排放至河道之水量，故操作因子之不確定性可反映抽水站之排水量，故抽水站或水門之排水量為影響水利建造物安全的風險因子。

2. 分洪量因子-疏(分)洪道

疏(分)洪道之功用主要將主流洪水引導至其他河川或海洋，以減小主流洪峰流量，達到減災的效果。其中分洪量主要由堰流公式推得如下式。

$$Q_w = \alpha H^\beta \quad (3-2)$$

式中 α 及 β 為堰流公式之係數。由於不同的堰流公式係數可推得不同的分洪量 Q_w ，因此本研究亦將堰流公式係數定義為影響分洪量之風險因子。此外本研究亦考量疏(分)洪道失去分洪功能後對各水利建造物防洪功能之影響。

3. 能量損失因子-跨河構造物

由於洪水經過橋樑等跨河構造物時，因能量損失而形成壅水現象使得上游水位抬升而有溢堤的風險，一般而言造成橋墩壅水的成因包括（1）水流通過橋孔時，因橋樑之橋墩或基礎增加阻水面積，阻擋水流，迫使橋孔間單寬流量與流速加大，於流量固定下，造成橋址上游斷面水位抬升，此為束縮效應所造成的橋前壅水；（2）橋墩前面水流衝擊高度，是橋墩阻礙水流運動造成擾動波，並在橋墩前成衝擊水柱。衝擊水柱是水流動能轉化成位能，造成水位的抬升，此為超臨界水流衝擊橋墩造成的水位壅高；（3）於風力作用下水面波動產生波浪，波浪撞擊橋墩所造成的侵襲高度，亦為水位壅高的一種。故跨

河構造物之壅水現象亦為水利建造物的風險因子之一。傳統的壅水公式之推導，不外乎明渠動量方程式及能量方程式，並依橋墩形狀選取束縮係數 K_a (如表 3-3)。因此本研究將橋墩束縮係數視為跨河構造物之風險因子。

表 3-3 橋墩束縮係數表

橋墩形狀	橋墩形狀係數
Semi-circular nose and tail 半圓形墩鼻	0.90
Twin-cylinder piers with connecting diaphragm 連結樑雙圓柱橋墩	0.95
Twin-cylinder piers without diaphragm 雙圓柱橋墩	1.05
90 degree triangular nose and tail 90 度三角形墩鼻	1.05
Square nose and tail 方形墩鼻	1.25

資料來源：U.S. Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center, HEC-RAS Hydraulic Reference Manual, 1998

4. 破壞結構因子

係指地震、河水沖刷、管湧、混凝土老化及地層下陷等自然現象對水利建造物結構造成破壞之因子。

5. 風險因子之彙整

由於地震、河水沖刷、管湧及地層下陷等破壞結構因子，包含過多不確定性因子，目前水利單位所擁有的資料，可能無法研判其破壞地點及發生機率，且限於計畫執行期限及經費之考量，故破壞結構之風險因子不列入本計畫所考量之因子。因此，本計畫採用之風險因子及其相對應影響之變數彙整於表 3-4，作為發展風險分析程序之基礎。

表 3-4 風險因子及其相對應影響之變數彙整

風險因子	代表變數	對應變量
水文因子	降雨組體圖	降雨量、延時及雨型
	河口潮位	水理演算下游邊界值
地文因子	河道糙度係數	曼寧 n 值
	集水區土地利用	入滲量
	河道斷面	不同時間量測之河道斷面資料
其他因子	閘門及抽水站操作	排放量
	疏(分)洪道	分洪量
	跨河構造物	橋墩束縮係數
	水文水理模式不確定性	水文水理模式參數之不確定性
	破壞結構因子	地震,沖刷,地層下陷等

3.4 風險因子之不確定性分析方法

目前常用於水文及水理分析之不確定性分析方法有主要有以下六種 (Melching, 1995)：

1. 均值一階二矩法 (mean-value first-order second-moment method, MFOSM)。
2. 改良一階二矩法 (advanced first-order second-moment method, AFOSM)；
3. 羅森布魯斯點估計法 (Rosenblueth's point estimation method, Rosenblueth's PEM)
4. 哈爾點估計法 (Harr's point estimation method, Harr's PEM)。
5. 蒙地卡羅法 (Mote Carlo simulation, MCS)。
6. 拉丁高次取樣法 (Latin hypercube sampling technique, LHS)。

上述不確定性分析方法之理論請參閱附錄九，各不確定性分析方法在實際應用時各有其優缺點（如表 3-5）。理論上不確定分析方法可應用於各種問題，但實際應用上應根據蒐集之資料不同、問題性質及分析者喜好及程度等而使用不同之不確定性分析方法。由 3-1 及 3-2 節可知有些風險因子基本上具有相關性(如降雨延時與降雨量)，故本研究採用可處理相關性變數之哈爾點估計法，配合蒙地卡羅方法進行風險因子之衍生。風險計算將採用適合工程風險分析之改良一階二矩法。

表 3-5 不確定性分析方法之優缺點(1/2)

	基本假設	優點	缺點
均值一階二矩法	1. 假設各項影響因子呈現常態分佈或系統表現函數呈線性。 2. 假設各影響因子為統計上互相獨立變數。	1. 較簡便分析，當各項影響因子呈現常態分佈可得相當準確結果。	1. 當影響因子呈現極值分佈時，利用一階二矩法所估計的風險可能產生可觀的誤差。 2. 不考慮各影響因子間的相關性。
改良一階二矩法	1. 假設各項影響因子呈現極端值分佈或系統表現函數呈現非線性。 2. 假設各影響因子為統計上互相獨立變數。	1. 工程危險時，一些影響因子常呈極端值分佈，利用改良一階二矩法較均值一階二矩法可得較準確結果。	1. 計算較均值一階二矩法複雜。 2. 較適合極端事件之計算。
羅森布魯斯點估計法	1. 假設每一變數之機率質量可以集中於距平均值正負一個標準偏差的二個點。 2. 影響因子可為統計上相關或不相關的變數。	1. 影響因子可為統計上相關或不相關的變數。	1. 當不確定性變數增多時，計算量會大增。

表 3-5 不確定性分析方法之優缺點(2/2)

	基 本 假 設	優 點	缺 點
哈爾點 估計法	1. 假設每一變數之機率可以集中於距平均值正負一個標準偏差的二個點。 2. 影響因子可為統計上相關或不相關的隨機變數。	1. 利用主軸轉換的方法，大大減少了羅森布魯斯點估計法所需計算量。	1. 主軸轉換會將相關性忽略，而造成與羅森布魯斯點估計法些微之差異。 2. 程式撰寫較羅森布魯斯點估計法複雜。
蒙地卡羅 取樣法	1. 假設相關或不相關隨機變數的統計性質，計算過程中，系統的輸入參數係根據其統計分佈特性產生，當足夠的模擬數組產生後，便可計算相對應的系統輸出函數的統計特性。	1. 最基本、最簡單的不確定性分析方法。	1. 取樣效率較差。 2. 計算量過大，所需模擬數組的數目又無法準確估計，以致無法確知所得之輸出函數是否具有足夠的代表性及準確性。
拉丁高次 取樣法	1. 依隨機變數的統計性質作均勻分層取樣，改進蒙地卡羅法取樣不均勻之情況。	1. 取樣效率佳，採樣均勻，因此可將模擬組數減少，節省時間。	1. 與蒙地卡羅法同屬於取樣法，因此模擬次數關係輸出函數的代表性，因此也需要大量計算。

(摘至 91 年經濟部水資源局「水壩安全檢查最佳次序及週期之建立」)

第四章 水利建造物風險分析模式之建置

4.1 風險分析模式基本架構

由第二章圖 2-1 可知在界定風險因子後需建立一風險分析模式以評估可能發生風險之事件及其發生機率，以作為評估及控制風險之參考根據。一般而言，風險分析模式之架構主要可分為以下五項。

1. 蒐集相關資料。
2. 若所蒐集資料可定量分析，則計算其統計特性；若無資料可供統計分析，則需進行主觀判斷風險因子之特性。
3. 根據主觀判斷資料及客觀統計計算結果建立不確定性分析模式。
4. 藉由不確定性模式計算風險因子所引起之失敗機率(Failure Probability)並評估可能之結果。
5. 根據不確定性模式計算結果進行風險評估。

上述風險分析模式架構可參閱圖 4-1。

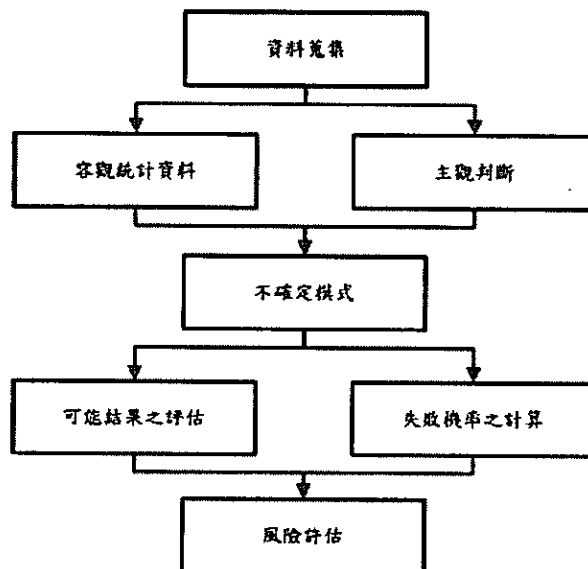


圖 4-1 風險分析模式架構

本計畫參考圖 4-1 風險分析模式架構，並配合第三章所述各風險因子之衍生方法，建立水利建造物風險分析模式(如圖 4-2 所示)，其模式主要包含四部份：

1. 風險因子之衍生：模擬風險因子之不同組合
2. 河道不同斷面之最高洪水位之衍生：將風險因子衍生值代入降雨逕流及水理演算，推估河道不同斷面之最高洪水位。
3. 最高洪水位與風險因關係式之建立：採用資料探勘(Data Mining)建立最高洪水位與風險因子之關係式，以作於最高洪水位統計特性之推求。
4. 失敗機率之計算：採用不確定性分析（改良一階二距方法 AFOSM），計算最高洪水位超過水利建造物防洪功能（例如堤防高程）之失敗機率。
5. 依據失敗機率計算結果評估水利建造物防洪功能之可靠度。

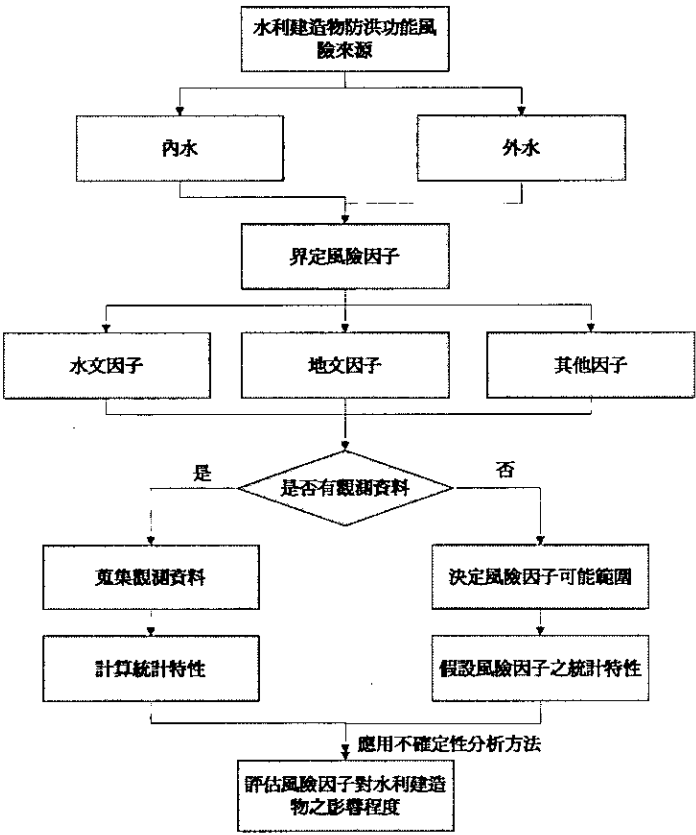


圖 4-2 水利建造物風險分析模式

上述風險分析模式中所採用之理論方法將在後續各節分別加以說明。

4.2 風險因子之衍生

本計畫衍生風險因子係以各風險因子之統計量為基礎，配合蒙地卡羅模擬法(LHS)及哈爾點估計法，衍生不同水文及地文條件的 CN 值、降雨特性及洪水平原及河道糙度係數。茲將各因子之模擬方法說明如下：

4.2.1 降雨延時、降雨量及雨型

本計畫將採用 Wu 等(2006) 所發展之隨機降雨序列模擬機制 (Stochastic generation model for rainfall series)衍生降雨事件之降雨延時、降雨量及其雨型(降雨時間分布)，並組合成一降雨組體圖(如圖 4-3 所示)。隨機降雨序列模擬機制(Stochastic generation model for rainfall series)之詳細內容可參閱附錄六。

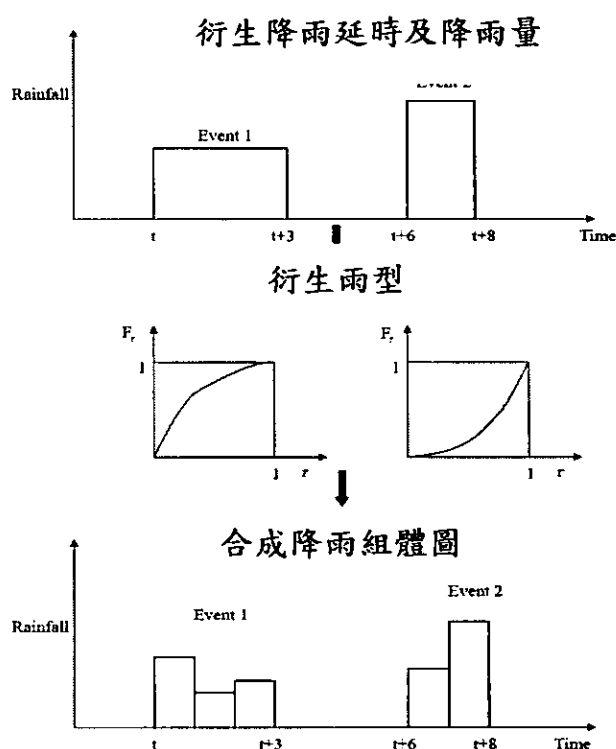


圖 4-3 降雨事件之模擬過程

4.2.2 CN 值及河道糙度係數

流域某一地方土地開發程度有改變時，則 CN 值必會連帶有所改變。同樣的河道不同斷面的糙度係數亦會受河道地表及植生狀況之影響而有變化。因此，本計畫將以不同地區的 CN 值及河道斷面的糙度係數為基礎，計算其統計特性，並用蒙地卡羅模擬法衍生其值，作為後續水文水理及風險計算之輸入資料。

4.2.3 河口潮位

參考河口潮位的量測資料，訂定其統計特性並配合蒙地卡羅模擬法(LHS)衍生河口潮位，作為水理演算時之下游邊界條件。

4.2.4 分洪量

以分洪堰分洪水位流量率定關係式中(式 4-1)參數 α 及 β 之原設計值為基礎，配合蒙地卡羅模擬法衍生參數值，藉以模擬分洪量。

$$Q = \alpha H^\beta \quad (4-1)$$

4.2.5 抽水站之排水量

本計畫採用可衍生事件發生次數之 Poisson 分布，模擬各抽水站可正常運作之抽水機數，藉以衍生抽水站排放至河道之水量。茲將 Poisson 分布理論介紹如下：

Poisson 分布常用於描述單位時間、平面或空間中事件發生次數之隨機分布。若事件發生次數為 X ，則其 Poisson 分布可表示 $X \sim P(\mu_x)$ ，且 X 之發生機率 $P(X)$ 如下所示，

$$P(X) = \frac{\mu_x^X}{X!} e^{-\mu_x} \quad (4-2)$$

式中 μ_x 為 Poisson 分布之平均值，其中 Poisson 分布的平均值與標準偏差相等。

4.3 降雨-逕流演算

此機制包含二部份：

1. 降雨組體圖之推估

將 4.2 節所得累積時降雨量 $P(\text{mm})$ 及所衍生的 CN 值代入式(3-1)求得有效累積入滲量 $F_a(\text{mm})$ ，則有效降雨量 $P_e(t)$ 可由下式求得

$$P_e(t) = [P(t) - F_a(t)] - [P(t-1) - F_a(t-1)] \quad (4-3)$$

式中 $P(t)$ 為第 t 小時之累積降雨量(mm)。

2. 降雨-逕流演算

將上述步驟衍生之有效降雨量，配合降雨-逕流模式推求不同水文及地文條件下之逕流歷線。在台灣有相當多的水文模式可用於台灣降雨-逕流演算，本計畫將採用水利署研發且已在多個流域已有良好推估成效之無因次單位歷線法推估逕流歷線。

4.4 水理演算

由 4.2 節所衍生河道糙度係數及河口暴潮位值，與 4.3 節所推得支流入流逕流歷線，經由水理模式計算河道各斷面水深。其中常用的水理模式主要有 HEC-RAS、FLO-2D、MAKE11 及 SOBEK 等。因 SOBEK 模式具有較多水工建造物模擬功能，故本計畫採用 SOBEK 水理模式進行水理演算(SOBEK 模式之理論請參見附錄七)。

4.5 最高洪水位與風險因子關係式之建立

於 4.2 至 4.4 節所述之方法架構可推得不同風險因子組合下於河道不同斷面之最高洪水位，故採用近年來常用於分析大量資料並建立不同變數關係的資料探勘(Data Mining)法(其理論可參閱附錄八)中之多變數迴歸分析方法，建立上述最高洪水位與風險因子之關係式(如

4-4 式)，作為下一步驟風險計算之基礎，

$$h_{\max} = f(\theta_{\text{hydro}}, \theta_{\text{geo}}, \theta_{\text{other}}) \quad (4-4)$$

式中 $h_{\max}$ 為最高洪水位； θ_{hydro} 代表水文風險因子； θ_{geo} 代表地文因子； θ_{other} 代表其他因子。

4.6 水利建造物防洪功能失敗機率計算

當推得最高洪水位與風險因子關係式(如 4-4 式)，則可計算不同水文及地文條件下所造成的最高洪水位，配合附錄九所介紹之改良一階二矩法 (AFOSM)，求得最高洪水位之統計特性(包括平均值 $\mu_{H_{\max}}$ 及變異數 $\sigma_{H_{\max}}^2$)如下式，

$$\begin{aligned} E(H_{\max}) &= h_* + \sum_{i=1}^m \left(\frac{\partial H_{\max}}{\partial \theta_i} \right)_{\theta_{i,*}} (\mu_{\theta_i} - \theta_{i,*}) \\ \text{Var}(H_{\max}) &= \sum_{i=1}^m \left(\frac{\partial H_{\max}}{\partial \theta_i} \right)_{\theta_{i,*}}^2 \sigma_{\theta_i}^2 \\ h_* &= f(\theta_{\text{hydro},*}, \theta_{\text{geo},*}, \theta_{\text{other},*}) = \text{水利建造物設計高程} \end{aligned} \quad (4-5)$$

式中 $\theta_{i,*}$ 為各因子之破壞值； μ_{θ_i} 為因子之平均值；及 σ_{θ_i} 為各因子之標準偏差。

因此本計畫將水利建造物無法達到預期防洪功能之風險定義為最高洪水位大於水利建造物防洪能力之失敗機率，則水利建造物防洪功能失敗機率可由下式求得。

$$\begin{aligned} \Pr(H_{\max} > h_0) &= \Pr\left(\frac{H_{\max} - \mu_{H_{\max}}}{\sigma_{H_{\max}}} > \frac{h_0 - \mu_{H_{\max}}}{\sigma_{H_{\max}}} \right) \\ &= \Pr(Z > \alpha_{H_{\max}}) = \Phi(-\alpha_{H_{\max}}) \end{aligned} \quad (4-6)$$

式中 $\alpha_{H_{\max}}$ 定義為可靠度指標； h_0 為水利建造物之防洪能力(例如堤防高度)； Z 為常態隨機變數；及 $\Phi(\bullet)$ 為標準常態分布(Standard Normal Distribution)。

4.7 風險分析模式之操作步驟

綜合上述，本計畫所建置之水利建造物防洪風險分析模式可區分為四部份：(1) 風險因子之界定；(2) 洪水位與風險因子關係式之建置；(3) 風險指標之計算；及(4) 水利建造物防洪功能風險之計算。其中最高洪水位與風險因子關係式主要與改良一階二矩法(AFOSM)整合，予以推估最高洪水位之統計特性，進而計算可靠度指標，以求得失敗機率 $\Phi(-\alpha_{H_{\max}})$ 及其可靠度 $[1 - \Phi(-\alpha_{H_{\max}})]$ ，最後並根據風險計算結果去評估水利建造物是否可達到預期之防洪功能。根據上述概念水利建造物風險分析模式可整理如下：

步驟(一) 利用本計畫所建立之洪水位與風險因子之關係式(如 4-4 式)，計算改變不同風險因子後之最高洪水位，並確定各風險因子之平均值及變異數。

步驟(二) 採用改良一階二矩近似法(AFOSM)不確定性分析方法，求得最高洪水位之統計特性(統計特性(包括平均值 $\mu_{H_{\max}}$ 及變數 $\sigma_{H_{\max}}^2$))。

步驟(三) 計算可靠度指標 $\left(\alpha_{H_{\max}} = \frac{h_0 - \mu_{H_{\max}}}{\sigma_{H_{\max}}} \right)$ 藉以推得失敗機率

$$\Phi(-\alpha_{H_{\max}}) \text{ 與可靠度 Reliability} = 1 - \Phi(-\alpha_{H_{\max}})$$

步驟(四) 藉由上步驟所算得失敗機率，以評估水利建造物功能受風險因子之影響程度。例如可靠度指標之機率 $\Phi(-\alpha_{H_{\max}}) = 0.05$ 則代表水利建造物只有 5% 的機率會無法達成預期防洪功能，亦即其可靠度為 95%。

其計算過程式如圖 4-4 所示。

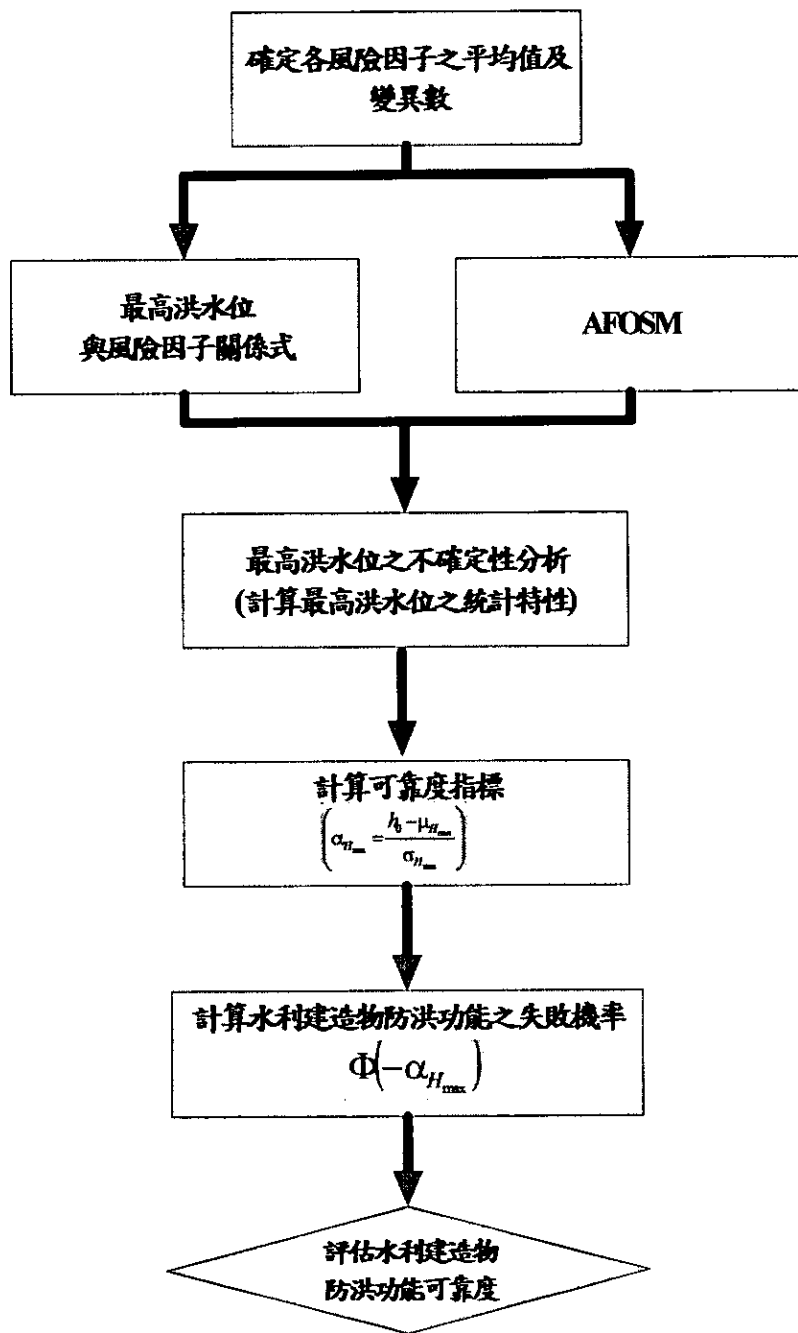


圖 4-4 風險分析模式之操作步驟

第五章 基隆河水利建造物風險分析實例初步研析

5.1 基隆河流域概況

5.1.1 地理位置及一般特性

基隆河發源於台北縣境平溪鄉菁桐山，河流於峽谷中蜿蜒下行，經平溪、十分寮、魚寮子、瑞芳、四腳亭、暖暖、八堵、汐止，再向西流經台北市區之南港、內湖、松山等地。流域面積 490.77 km^2 ，平地面積約佔 57.55%，兩岸土地大都已開發，幹流長度 86.4 km，自河口起至南湖大橋為下游段之河床平均坡降約 1/6,700，自南湖大橋起至七堵大華橋為中游段之河床平均坡降約 1/4,900，自大華橋以上至侯硐介壽橋為上游段之河床平均坡降約 1/250。河道平緩蜿蜒，為一平緩河川，流域概況如圖 5-1 所示。

自介壽橋流量水位站以下，計畫區域內之重要支排水路自上游往下游方向，右岸有深澳坑溪、大武崙溪、瑪陵坑溪、友蚋溪、北港溪、叭噠溪、內溝溪、外雙溪及貴子坑溪，左岸有桀魚坑溪、粗坑口溪、東勢坑溪、拔西猴溪、保長坑溪、茄東溪、康誥坑溪、下寮溪四分溪、磺港溪、水磨坑溪及貴子坑溪。各支排水路之位置如圖 5-2 所示。

5.1.2 人文狀況

基隆河流域行政區包括台北縣平溪鄉、瑞芳鎮、汐止鎮及基隆市、台北市。境內交通發達、高速公路貫穿其間，縱貫線鐵路、北迴線鐵路及北基、瑞金、瑞侯等公路分布如網。

基隆河南湖大橋以下河段屬台北市轄區，其土地利用與經濟發展情形自不待言。南湖大橋以上河段兩岸亦已高度開發利用，住家、工廠林立橋樑密集，尤以台北縣汐止鎮及基隆市七堵與暖暖區為甚。

本流域丘陵地多，平原狹小，且多雨日照不足，農產有水稻、茶及少許旱作，農業遠不及工商業發達，社會型態趨向工商社會。

5.1.3 土地利用狀況

採用水利署水利規劃試驗所與海洋大學所發展之數值地形系統查詢基隆河土地利用狀況如圖 5-3 所示，由圖 5-3 可看出基隆河流域上游大部份為樹林區，而下游大多屬於市區。表 5-1 為基隆河集水區土地類別分布情形統計表。

5.1.4 氣象及水文

1. 一般氣象：

- (1) 氣溫：年平均氣溫在攝氏 14.2 度至 22.2 度之間。松山站設於流域之下游，雖無法代表全流域，但亦可知其概略。松山站平均氣溫統計如表 5-2。
- (2) 日照：流域內各地冬季常受大陸冷氣團影響，寒冷而多細雨，夏季雲量多日照時間短。
- (3) 風：本流域盛行東北季風，風力強，夏季多西南風，風力弱。

2. 水文：

- (1) 雨量：本流域平均年雨量為 3,946.9 mm，平均年降雨體積為 1,977.4 百萬立方公尺，其間 11~4 月為 1,910.7 mm，5~10 月為 2,036.2 mm，基隆河平均年月雨量如表 5-3。
- (2) 逕流量：本流域平均年逕流體積 1,723.8 百萬立方公尺，逕流係數約為 0.87。各月流量變化較大，豐水期 9 月~3 月其逕流量佔全年之 80%，4 月~8 月為枯水期，其逕流量佔全年之 20%，其中以 7 月~8 月流量最低。

5.1.5 歷年災害

基隆河南湖大橋以上河段，河流蜿蜒於山谷間，河道兩岸均屬河谷地形，平地面積狹窄地勢低窪，因其鄰近台北都會區，致兩岸土地高度開發利用，造成嚴重與水爭地現象，且由於地理位置與地形影

響，流域山區形成兩大降雨中心，一為上游火燒寮山區，一為下游陽明山區，每遇颱風極易產生暴雨，導致山洪暴發，引起低窪地區遭洪水淹沒形成災害，其中尤以汐止、五堵地區最為嚴重。

基隆河歷年發生較嚴重之洪防包括民國 76 年 10 月發生之琳恩颱風，經統計其 23 日～25 日基隆河流域平均三日暴雨量約 847 mm，其洪水淹沒區域約 916 公頃，淹沒範圍包括台北市之松山、內湖、南港及中山等區，台北縣之平溪、瑞芳、汐止等鄉鎮及基隆市之暖暖、七堵區，其中汐止段的淹水範圍如圖 5-4 所示。該颱風事件除造成 21 人死亡外，亦造成土地流失、農作物損失、房屋損失、財產損失、公共工程損失等。

民國 86 年 8 月發生之溫妮颱風，則因山洪導致坡地滑動，汐止、林肯大郡因而倒塌，造成 28 人死亡，此次颱風基隆河本流雖有氾濫，但面積不大，約 38.8 公頃，圖 5-5 為汐止段的淹水範圍。

民國 87 年 10 月發生之瑞伯颱風較為嚴重，統計 14 日～16 日三日流域平均降雨量達 614 mm，圖 5-6 為該事件之淹水範圍圖。民國 89 年 10 月象神颱風。洪水淹沒區域約 465 公頃，淹沒範圍包括台北市之內湖、南港等區，台北縣之瑞芳、汐止等鄉鎮及基隆市之暖暖、七堵區，造成 59 人死亡，淹水戶數約 10,000 戶，圖 5-7 為該事件之淹水範圍圖。

民國 90 年 9 月納莉颱風則為基隆河歷年發生最嚴重之洪災，經統計其 16 日～18 日基隆河流域平均三日暴雨量約 972 mm，大於基隆河二百年年發生一次頻率之降雨量。圖 5-8 為納莉事件大台北地區的淹水範圍，淹沒範圍包括台北市之松山、內湖、南港、信義及中山等區，台北縣之平溪、瑞芳、汐止等鄉鎮及基隆市之暖暖、六堵、七堵等區，除造成 104 人死亡，約 20,000 戶淹水外，另造成土地流失、

農作物損失、房屋損失、財產損失，公共工程損失等。

民國 93 年 9 月 11 日台灣北部發生大豪雨(簡稱 911 暴雨事件)，連下數天的暴雨，造成基隆河沿岸數個區域發生淹水情況，其中又以汐止地區較為嚴重。淹水地區包括智慧里與江北里相連處，長安里、保長里與鄉長里三個里交會處，淹水深度最大約 1 m。

民國 93 年 10 月 25 日納坦颱風過境北台灣，由於基隆河各集水區均發生較強烈且集中的暴雨，在集流時間短促下，洪水由集水區流至主流(基隆河)之時間均在 1~3 小時內，故從降雨集中的現象反映，納坦颱風之暴雨量已達 60 mm/hr 以上，低窪地區排水及洪水之宣洩均非常困難。此次事件的淹水區域與 911 暴雨事件類似，惟淹水深度較 911 暴雨事件為深，最大約 2 m。

表 5-1 基隆河集水區土地類別分布情形統計表

土地利用類別	百分比(%)
水體(Water body)	6.51
森林(Forest)	62.13
草地(Grass land)	7.48
行栽作物(Trip crop)	5.92
細粒穀物(Fine corn)	4.56
休耕地(Dormancy land)	7.94
硬質表面(Hard surface)	5.46
總計(Total)	100

(摘自陳文福(2001)，基隆河逕流特性空間分布之研究)

表 5-2 基隆河流域松山站平均氣溫統計表

1 月	2 月	3 月	4 月	5 月	6 月	7 月	8 月	9 月	10 月	11 月	12 月	年平均
14.9	15.4	17.4	21.0	24.3	26.3	28.1	28.0	26.4	22.8	20.1	16.5	21.9

表 5-3 基隆河流域平均年月雨量

月份	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	全年	11-4 月	5-10 月
公厘	337.5	305.9	273.5	183.9	239.2	311.8	210.4	256.5	485.5	532.8	420.3	389.6	3,946.9	1,910.7	2,036.2
%	8.6	7.7	6.9	4.7	6.1	7.9	5.3	6.5	12.3	13.5	10.6	9.9	100	48.4	51.6

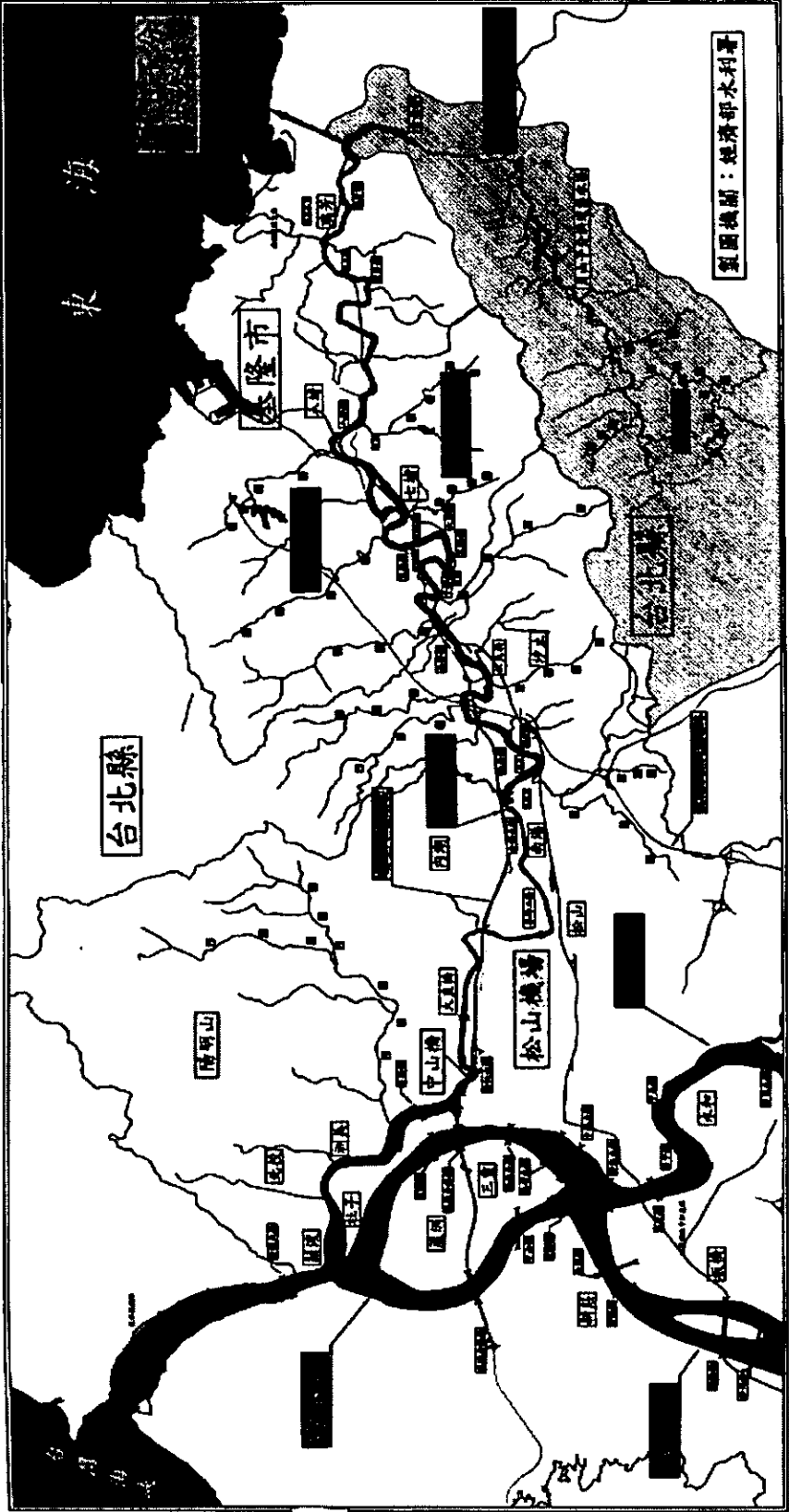


圖 5-1 基隆河流域圖

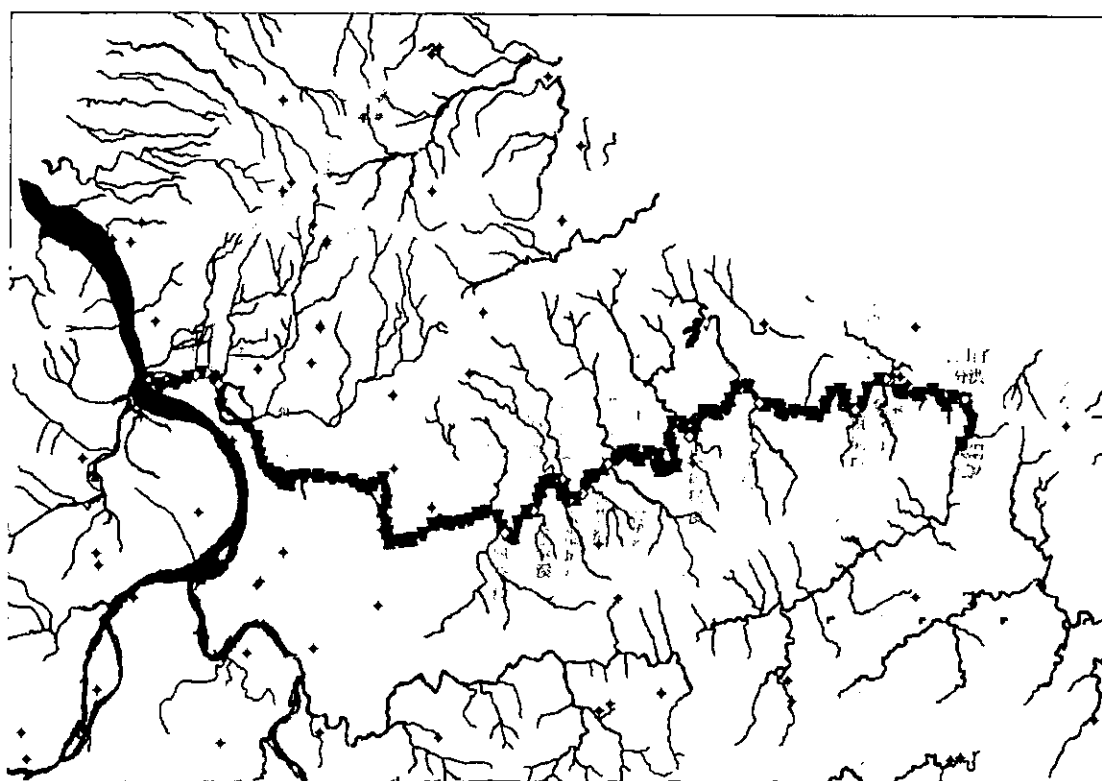


圖 5-2 基隆河流域重要支排水路位置圖

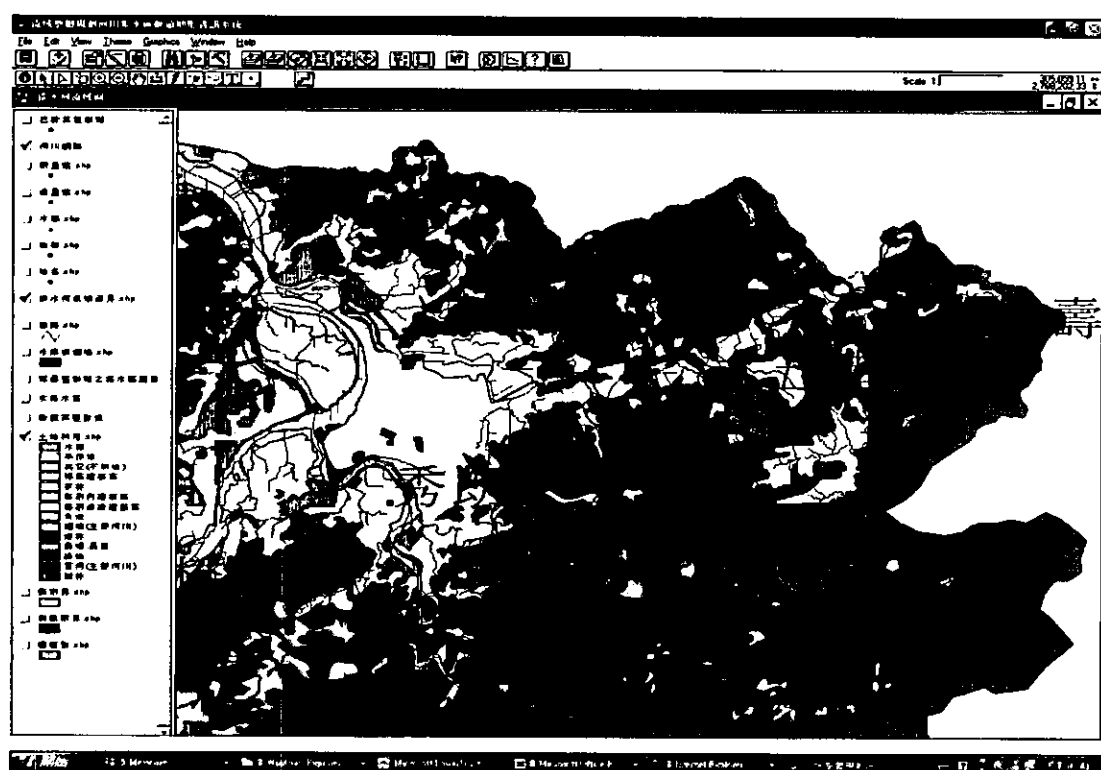


圖 5-3 基隆河土地利用狀況



圖 5-4 琳恩颱風基隆河汐止段淹水範圍圖

溫妮颱風淹水範圍調查圖(汐止鎮部份) 86.8.18

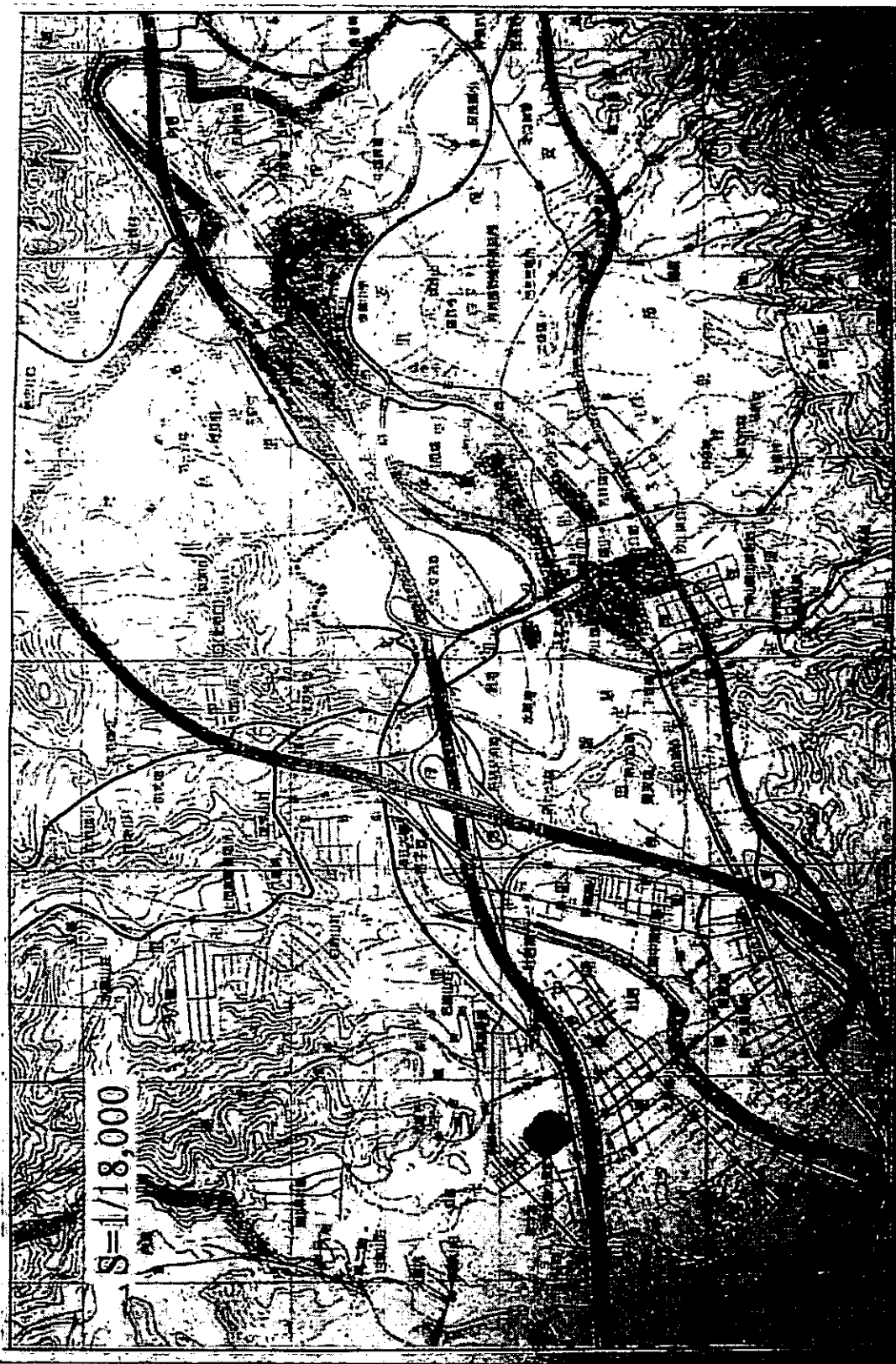


圖 5-5 溫妮颱風基隆河汐止段淹水範圍圖

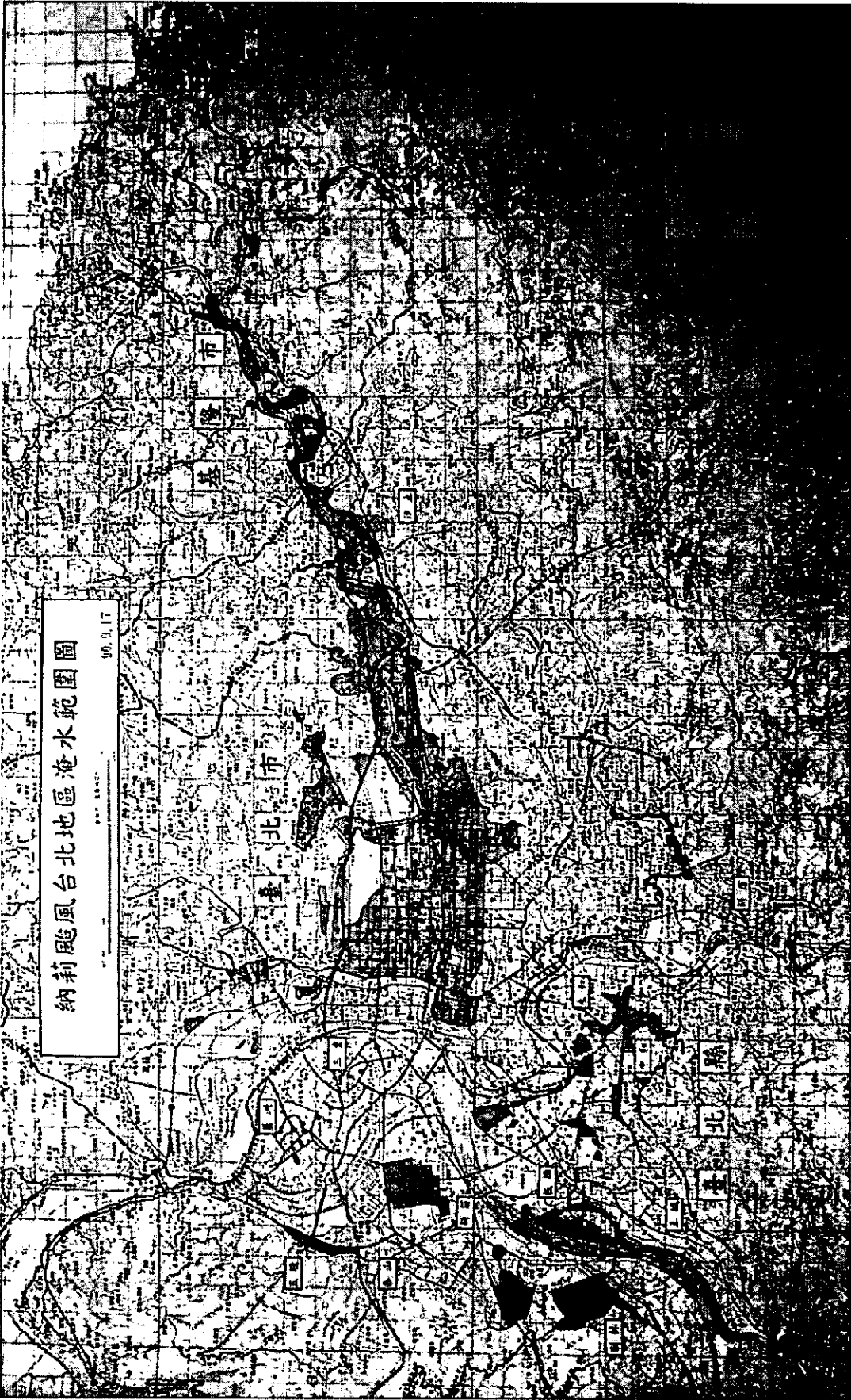


圖 5-8 納莉颱風基隆河淹水範圍圖

5.2 水利建造物現況瞭解

在探討影響基隆河水利建造物之風險因子及建立其分析程序前，首先需針對基隆河現有水利建造物進行收集及作初步的瞭解，並將相關資料彙整如下，

1. 員山子分洪道

基隆河流域之員山子分洪工程於 2002 年 6 月開始動工，此計畫係於基隆河主流員山子(臺北縣瑞芳鎮瑞柑里瑞柑新村)處設一座高 8 公尺、長 30 公尺之低型攔河堰，以攔蓄員山子上游 91.2 平方公里集水區之洪水，其分洪結構平面佈置如圖 5-9 所示。攔河堰下方設置兩孔口，長 9 公尺、高 2.5 公尺之矩形放水孔，藉以排放 310 秒立方公尺之流量至下游。攔河堰前右側設長 186 公尺、高 2.5 公尺之側流堰，當洪水超過 310 cms 時，大過 310 cms 以上之洪水將由側流堰溢流分洪，此乃以重現期 200 年洪峰流量所做之設計量($Q_{200}=1620\text{cms}$)，當 $Q_{200}=1620\text{cms}$ ，則分洪量 1,310cms，分洪堰與攔河堰前水位為 EL.67.2m，攔河堰頂高程採用 EL.68.0m；當攔河堰前水位為 EL.63.0m(即 24 水位於分洪堰頂)，孔口流量為 110cms，即為不分洪時之流量。本計畫洪水量分析資料擷取自基隆河整體治理計畫(草案 90 年 11 月)與基隆河員山子分洪工程規劃設計報告(91 年 2 月)。員山子分洪道完工後，除能有效控制全台最大暴雨中心火燒寮的影響，更助於流域 18% 面積(約 90 平方公里)雨量的排放，其最大分洪量為 1310cms，下游洪水位平均可降低 1.5 公尺，瑞芳地區甚至可降低 3 公尺水位，充分發揮減災功能。

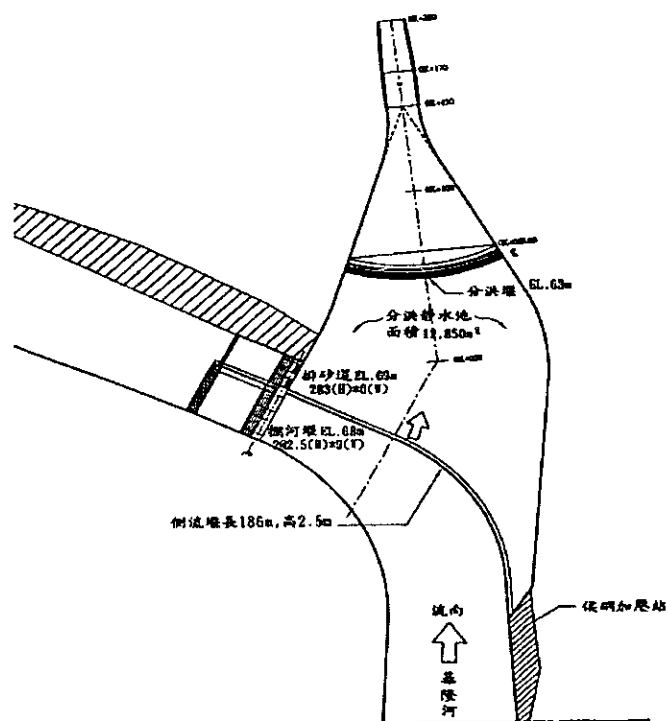
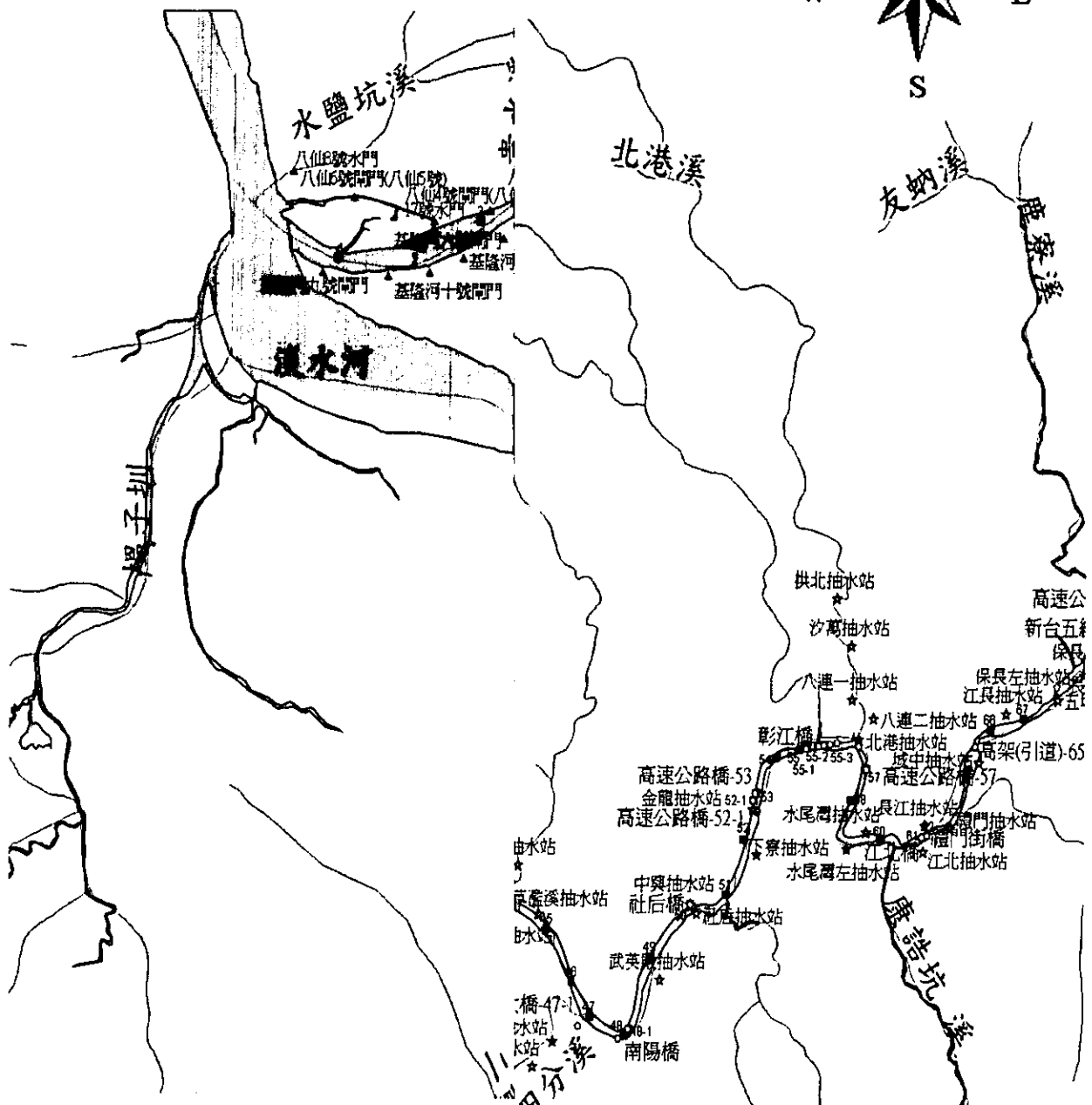
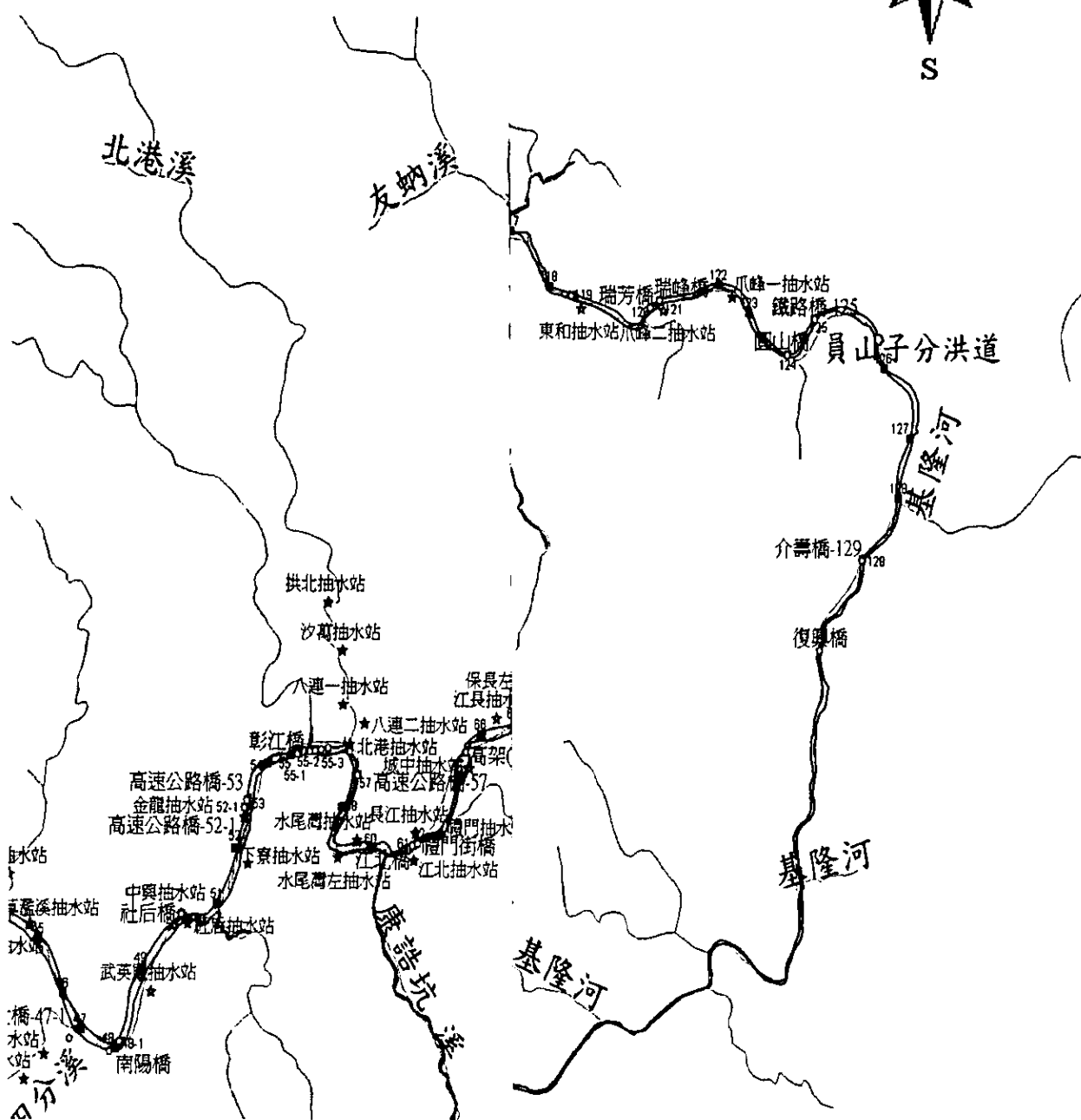


圖 5-9 員山子分洪結構平面佈置圖

2. 堤防，閘(水)門及抽水站之數目分別為閘(水)門 58 座、抽水站 64 座及橋樑 62 座，其詳細相關資訊請參閱附錄十。
3. 水利建造物相關位置圖

本計畫根據所蒐集各水利建造物之地理資訊，將其彙整於基隆河流域圖如圖 5-10 所示，藉由計算河道各斷面失敗機率結果，以評估位於各斷面附近之水利建造物防洪功能之可靠度。





5.3 風險分析模式之建置-以水文風險因子為基礎

5.3.1 建置條件

本計畫第一年主要以水文風險因子為基礎，建立基隆河水利建造物風險分析模式。但由第三章可知影響水利建造物防洪功能之風險因子仍有地文等風險因子，因此根據基隆河水文及地文特性現況，分別設定地文及其他風險因子之條件如表 5-4 所示。

表 5-4 以水文風險因子為主之風險分析模式建置條件

風 險 因 子	水文因子				地文因子		其他			
	降雨量	延時	雨型	河口潮位 (關渡水位)	河道糙 度係數	CN	員山子 分洪	堤防 水(開)門	橋樑	抽水站
	○	○	○	○	⊗	⊗	⊗	×	⊗	×

註：○表示考慮此風險因子；×表示未考慮此風險因子；⊗表示未考慮此風險因子但使用其功能。

茲將表 5-4 中未考慮其風險性之因子的設定條件說明如下：

1. 河道糙度係數：

採用水利署第十河川局(2005)，「基隆河洪氾指標之不確定性對洪氾區劃設之影響研究」之基隆河 SOBEK 模式河道糙度係數率定結果，如表 5-5 所示。

2. CN 值：

因 CN 值主要影響有效降雨量及入滲量之推估，故當不考慮 CN 值之不確定性，入滲量可假設為一常數。本計畫參考水利署(2004)「基隆河治理規劃檢討-水文分析報告」，將入滲量定為 3.3(mm/hr)。

3. 堤防及水門：

本計畫假設堤防無限高且水(開)門為關閉狀態，將逕流皆局限

於河道內且不會發生溢堤，其目的在於分析當水不溢流之情況下，河道內可能形成最高洪水位與水文風險因子之關係。

4. 抽水站：

本計畫現階段不考慮抽水站之排放水量。

5. 員山子分洪：

所採用員山子分洪水位流量率定曲線及其堰流公式如圖 5-11 所示。

表 5-5 基隆河各斷面河道糙度係數表

河段編號	包含之河道斷面	主深槽	洪水平原
1	00~14	0.025	0.03
2	15~17	0.04	0.045
3	19~31	0.035	0.06
4	32~46	0.04	0.05
5	47~54	0.04	0.05
6	55~65	0.04	0.055
7	66~74	0.04	0.07
8	75~87	0.045	0.075
9	88~96	0.05	0.075
10	97~102	0.055	0.075
11	103~119	0.055	0.075
12	120~129	0.055	0.075

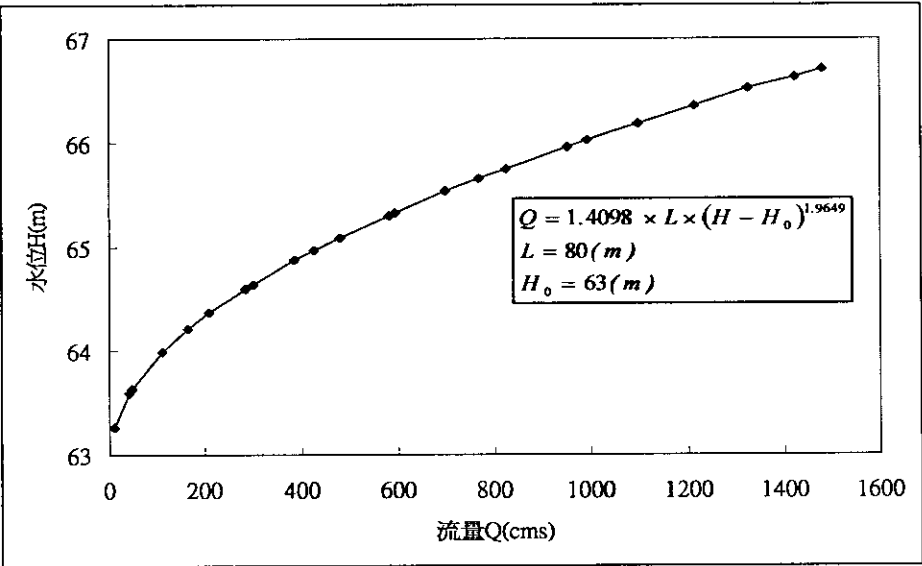


圖 5-11 員山子分洪堰水位流量率定曲線圖

5.3.2 模式架構

根據第四章可知水利建造物風險分析模式主要分為四部份(風險因子之界定、最高洪水位與風險因子關係式之建立、可靠度指標之計算及防洪功能失效機率計算)，其中有關於風險因子之界定已在上節已說明本計畫主要考量水文因子之風險，故先蒐集基隆河流域之各雨量站之降雨資料，從中選取降雨事件之特性(降雨延時，降雨量及雨型)，並採用集群分析先將降雨事件雨型分為四群(前進型，中央型，均勻型及延後型)，再計算各雨型之降雨延時及降雨量之統計特性，配合隨機降雨模擬機制(Wu, 2006)衍生降雨事件之降雨組體圖。此外亦參考基隆河整體治理計畫中所採用的河口潮位(關渡水位)為基礎採用蒙地卡羅方法(LHS)衍生其值。最後將衍生之水文風險因子代入水文及水理分析推求基隆河不同斷面之最高洪水位，並建立最高洪水位與水文風險因子之關係式，用以計算可靠度指標及失敗機率，以評估基隆河水利建造物無法達到預期之防洪功能之風險。上述模式架構可參閱圖 5-12。

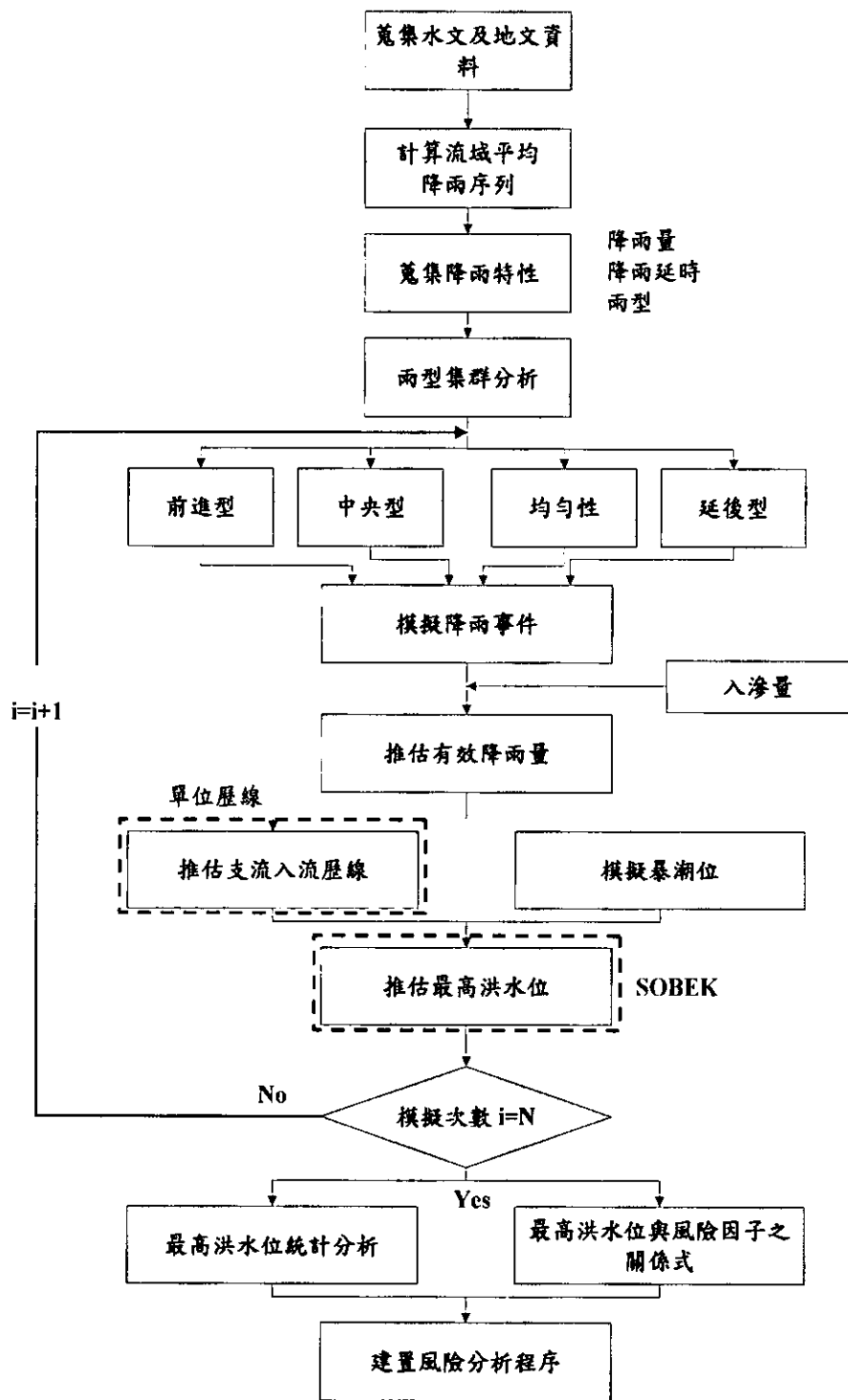


圖 5-12 以水文風險因子為基礎之水利建造物風險分析模式

5.3.3 水文風險因子之衍生

5.3.3.1 降雨延時及降雨量之衍生

1. 降雨事件之選取

本計畫主要蒐集基隆河流域內火燒寮雨量站等 5 站之每年時雨量資料(各站之雨量紀錄如表 5-6 所示；而各站之位置分布圖如圖 5-13 所示)，依各雨量站之徐昇氏面積比求得流域平均降雨量，並從中選取降雨延時大於 5 小時且總雨量大於 30mm 之事件，共 326 場降雨事件。

表 5-6 基隆河流域雨量站站況表

雨量站	編號	主管機關	紀錄年限	類型	徐昇氏面積比
火燒寮	01A200	水利署	1958~2006	自記	0.145
瑞芳(2)	01A380	水利署	1973~2006	自記	0.158
五堵	01B030	水利署	1965~2006	自記	0.362
竹子湖(2)	01A420	水利署	1978~2006	自記	0.222
中正橋	01A410	水利署	1978~2006	自記	0.113

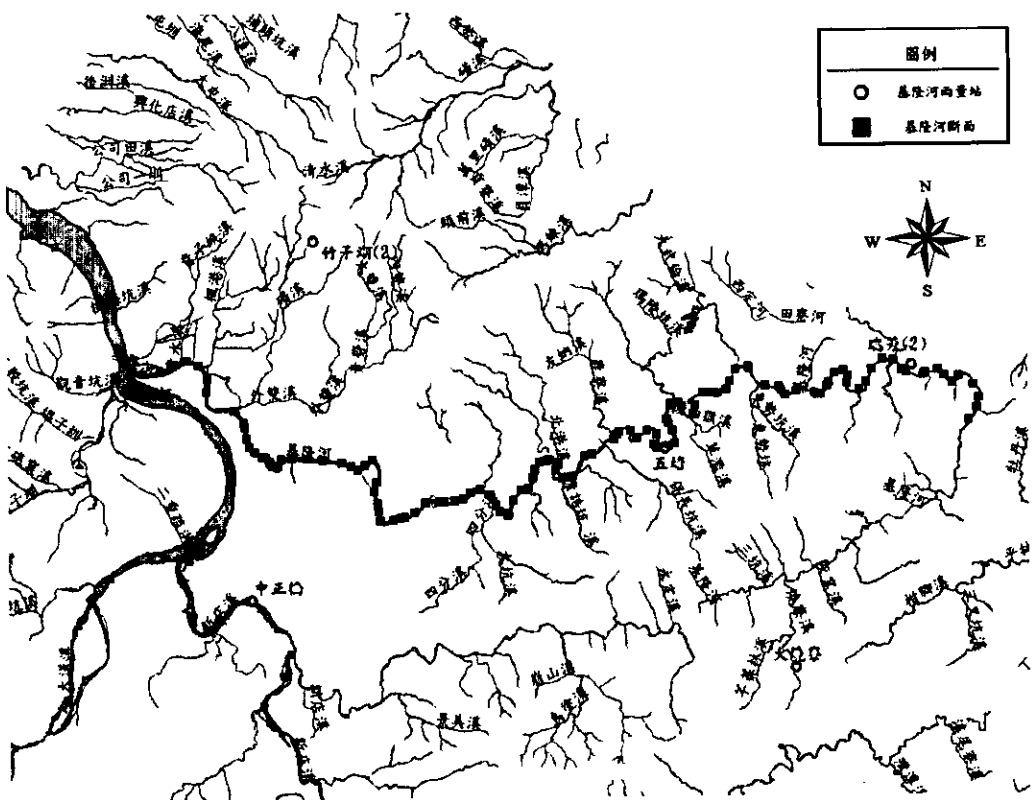


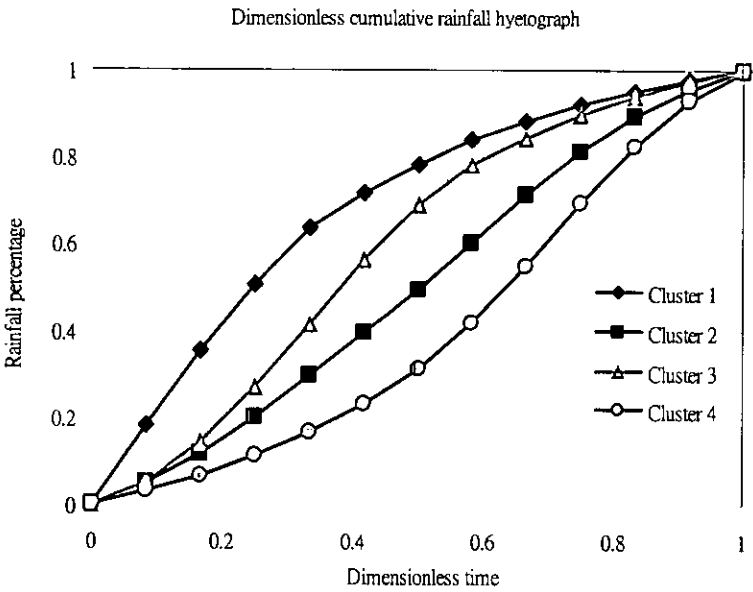
圖 5-13 基隆河流域雨量站分布圖

2. 雨型分析

本計畫採用集群分析法 K-Means 法(相關理論請參見附錄六)，將上節所得 326 場降雨事件根據其無因次累積降雨量分成四群時，降雨事件約可平均分配至各雨型，且可分別界定為前進型(Advanced Type：降雨量大都集中於延時前半段)、中央型(Central Type：降雨量集中於延時中間)、均勻型(Uniform Type：降雨量均勻分布於延時內)及延後型(Delayed Type：降雨量大都集中於延時後段)，如圖 5-14 所示。其中各雨型發生之機率定義為，

$$P(SP) = \frac{N(SP)}{\sum_{SP=1}^4 N(SP)} \quad (5-1)$$

式中 $N(SP)$ 為雨型 SP 之降雨事件數。



群集	Cluster 1	Cluster 2	Cluster 3	Cluster 4
雨型	前進型 Advanced	均勻性 Uniform	中央型 Central	延後型 Delayed
事件數目	33	135	80	78
發生機率	0.1	0.4	0.26	0.24

圖 5-14 基隆河流域之四種雨型

3. 降雨延時及降雨量統計分析

將上節所得各雨型所有降雨事件之降雨延時及降雨量進行統計分析，計算結果如表 5-7 所示。由表 5-7 可知，各雨型之降雨延時約為 20 小時而降雨量平均值以延後型雨型為最高(約 120mm)，此外降雨量之合適機率分布皆為指數分布(Exponential Distribution)。

4. 有效降雨組體圖之模擬

本計畫將依上述降雨延時及降雨量之統計特性，配合第四章之水文風險因子衍生方法，針對四種雨型分別衍生 100 組降雨量及降雨延時，亦即衍生 400 組有效降雨組體圖。

表 5-7 各雨型降雨延時及降雨量之統計特性

雨型	前進型 Advanced		均勻型 Uniform		中央型 Central		延後型 Delayed	
統計特性	延時 (hrs)	降雨量 (mm)	延時 (hrs)	降雨量 (mm)	延時 (hrs)	降雨量 (mm)	延時 (hrs)	降雨量 (mm)
平均值	17.82	87.68	24.51	93.24	17.00	89.55	21.22	120.92
標準偏差	12.75	100.70	16.99	91.89	11.67	106.61	17.91	182.85
偏態係數	1.34	2.58	1.39	2.94	1.78	3.02	3.20	3.74
峰度係數	4.47	9.31	4.88	13.98	6.73	12.89	17.20	18.70
95%信賴區間	5.44	26.74	7.47	32.42	5.61	29.08	8.13	31.62
	36.07	217.04	47.37	200.64	32.13	198.28	39.31	271.52
降雨量之相關係數								
降雨量	0.850		0.562		0.726		0.710	
合適機率分布								
	指數分布 Exponential	指數分布 Exponential	伽瑪分布 Gamma	指數分布 Exponential	對數常態分布 Log-normal	指數分布 Exponential	對數常態分布 Log-normal	指數分布 Exponential

5.3.3.2 河口潮位之衍生

本計畫主要參考水利署(2003)「基隆河整體治理計畫」中進行水理演算時，淡水河河口潮位分別採用 1.9、2.5 及 4.0 公尺進行重現期距 200 年洪水位之敏感度分析，結果在淡水河河口所求得之水位分別為 2.3、2.8 及 4.16 公尺，而在關渡之水位分別為 5.45、5.68 及 5.93 公尺。因此本計畫以淡水河河口潮位 1.9、2.5 及 4.0 公尺在關渡之相對水位(5.45、5.68 及 5.93 公尺)為基礎，計算其統計特性 (如下表 5-8 所示)，採用蒙地卡羅方法(LHS)衍生 400 組河口潮位作為水理演算時，河道下游水位邊界值。

表 5-8 基隆河河口潮位(關渡水位)之統計特性

平均值	標準 偏差	偏態 係數	峰度 係數	95%信賴區間		合適 機率分布
5.69	0.20	0.05	1.50	5.49	5.88	對數常態分布 Log-Normal

5.3.4 降雨逕流演算

本節主要推估 5.3.3 節所得 400 組有效降雨量在基隆河各支流所形成之逕流量。

5.3.4.1 支流單位歷線之推估

本計畫在第四章已說明將採用單位歷線法推估基隆河各支流之逕流量，故需先決定各支流之單位歷線。本計畫採用水利署所發展之無因次單位歷線(如圖 5-15)，配合基隆河各支流地文特性(如表 5-9)及基隆河流量稽延時間 T_{lag} 之關係式(如 5-2 式)，推得各支流之單位歷線(圖 5-16)。

$$T_{lag} = 0.53 \times \left(\frac{L \times L_{ca}}{\sqrt{S}} \right)^{0.366} \tag{5-2}$$

5.3.4.2 支流逕流歷線之衍生

採用 LHS 法隨機組合 5.3.3 節所得 400 組有效降雨組體圖及 400 組河口潮位，配合上節所得推各支單位歷線，推估各支流 400 組入流歷線。

表 5-9 基隆河支流地文特性表

編號	支流	集水面積 A(km ²)	主流長 L(m)	重心至出口 主流長度 L _{ca} (m)	平均坡度 S	座標	
						TM_X	TM_Y
Branch 1	介壽橋	85.2	23745.6	11849.1	0.0192	332759	2776033
Branch 2	深澳坑溪	4.7	4030.8	1629.0	0.0065	329393	2778779
Branch 3	魚桀魚坑溪	4.7	4030.8	1629.0	0.0065	329393	2778550
Branch 4	粗坑口溪	4.7	2950.8	1911.8	0.1007	327915	2777347
Branch 5	大武崙溪	16.4	9459.2	5728.6	0.0126	322518	2778467
Branch 6	東勢坑溪	17.0	6446.7	4754.9	0.0453	323514	2777596
Branch 7	瑪陵坑溪	18.9	8510.1	4836.2	0.0250	319742	2776932
Branch 8	拔西猴溪	5.5	3706.8	2667.8	0.0521	320677	2776227
Branch 9	鹿寮溪	17.1	8912.9	5212.7	0.0311	317379	2775726
Branch 10	保長坑溪	15.2	7468.9	4950.8	0.0439	316880	2775080
Branch 11	茄荖溪	4.4	3913.6	2980.9	0.0738	315709	2773909
Branch 12	北港溪	12.1	8946.1	6394.9	0.0349	314633	2774531
Branch 13	康詰坑溪	5.5	4775.9	3047.1	0.0710	314985	2773579
Branch 14	叭連溪	10.4	8289.5	6034.9	0.0352	314318	2774502
Branch 15	下寮溪	3.5	3054.2	2178.1	0.0291	313477	2773155
Branch 16	內溝溪	6.8	5632.5	3654.0	0.0162	311354	2773345
Branch 17	外雙溪	63.9	16246.4	7426.7	0.0429	300634	2776735
Branch 19	四分溪	21.4	8243.8	3694.0	0.0114	312076	2772232
Branch 18	磺港溪	12.5	8259.2	5557.7	0.0444	299315	2778513
Branch 21	水磨坑溪	5.4	6325.0	3164.3	0.0760	298641	2778966
Branch 20	貴子坑溪	4.0	6318.1	3670.6	0.0698	298083	2778921

註：上述地文特性皆由水利署水利規劃試驗數值地形系統查詢得知

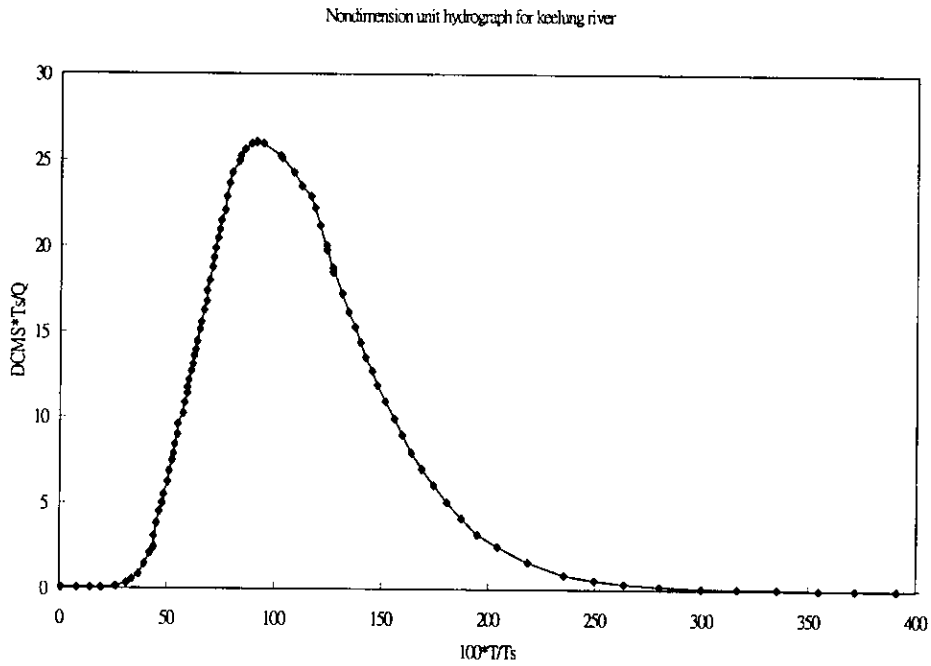


圖 5-15 基隆河無因次單位歷線

(摘自水利署(2004) , 「基隆河治理規劃檢討-水文分析報告」)

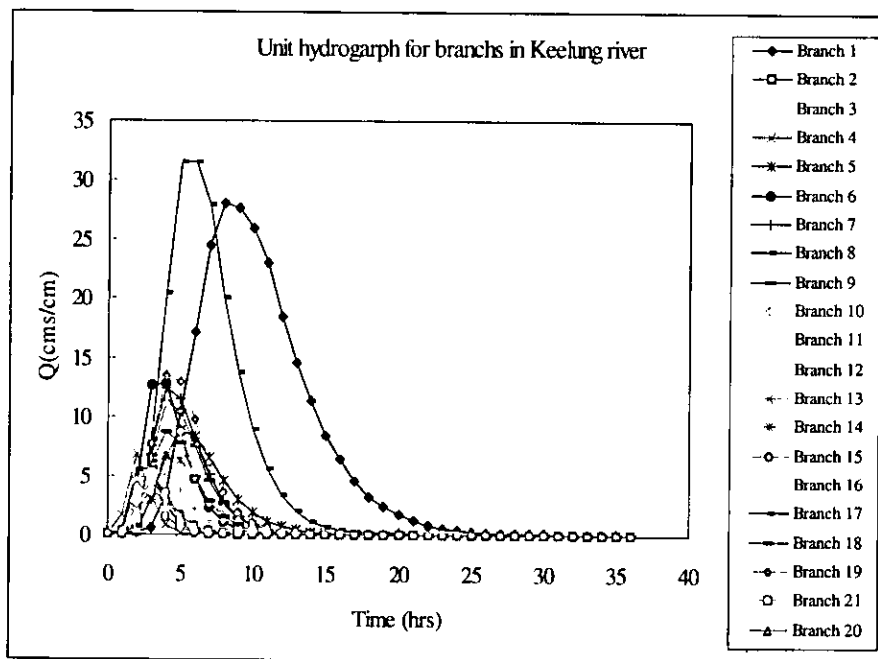


圖 5-16 基隆河各支流之單位歷線

5.3.5 水理演算

將 5.3.4 節所得 400 組支流入流歷線及河口潮位，利用 SOBEK 模式推估基隆河不同斷面之最高洪水位。

5.3.5.1 演算條件

本計畫主要採用 SOBEK 模式進行基隆河河道各斷面最高洪水位之推估，茲將相關水理演算之條件說明如下：

1. 模擬範圍：侯硐介壽橋以下至基隆河與淡水河交會處。
2. 邊界條件設定
 - (1) 河道上游入流邊界：採用侯硐介壽橋推估之流量資料。
 - (2) 河道下游水位邊界：採用 5.3.3 節所衍生之 400 組河口潮位。
 - (3) 側入流邊界：採用 5.3.4 節所衍生之 400 組支流入流歷線。
 - (4) 河道橋樑資料：將附錄十中基隆河主流具有相關數據資料的 62 座橋樑均納入水理分析考量。
 - (5) 員山子分洪：採用圖 5-11 員山子分洪水位率定曲線。
 - (6) 河道斷面：採用十河局提供之民國 95 年之斷面量測資料。

5.3.5.2 最高洪水位之推估及其統計分析

經由 SOBEK 模式配合上節之演算條件則可求得四種雨型各 100 組不同斷面之最高洪水位，並進行統計分析。且依各斷面至河口之距離(距河口的距離)，分別將其最高洪水位之平均值及 95%信賴區間上下界限值，與河道左右岸堤防高程繪入圖中，以比較最高洪水位與堤防高之差異(結果如圖 5-17 至圖 5-24)。其中圖 5-17 至 5-20 為最高洪水位與堤防高程之比較，而圖 5-21 至 5-24 為最高洪水位與堤防扣除出水高(1.5 公尺)高程之比較。

1. 堤防高程

由圖 5-17 至 5-20 顯示，除了位於南湖大橋(距河口的距離約

為 2000 公尺)附近，共有延後型四個斷面之最高洪水位 95%信賴區間上限值高於左岸堤防外，其他兩型之最高洪水位 95%上限值皆小於堤防高程。此外在距河口的距離 10000(公尺)~50000(公尺)間，中央型及延後型之最高洪水位 95%信賴區間變異程度明顯比其他二兩型值為大，而均勻型之最高洪水位之 95%信賴區者為最小者。

2. 堤防扣除出水高之高程

若不考慮堤防出水高(1.5 公尺)，即最高洪水位統計特性與堤防高程扣除 1.5 公尺後之高程比較。由圖 5-21 至圖 5-24 可發現，前進型、中央型與延後型最高洪水位 95%信賴區間上限值皆小於堤防扣除 1.5 公尺之高程。但位於南湖大橋(距河口的距離約為 2000 公尺)附近，延後型共有 13 個斷面之 95%上限值高於左岸堤防扣除出水高後之高程，此程差異程度大於上述堤防高程之比較結果。

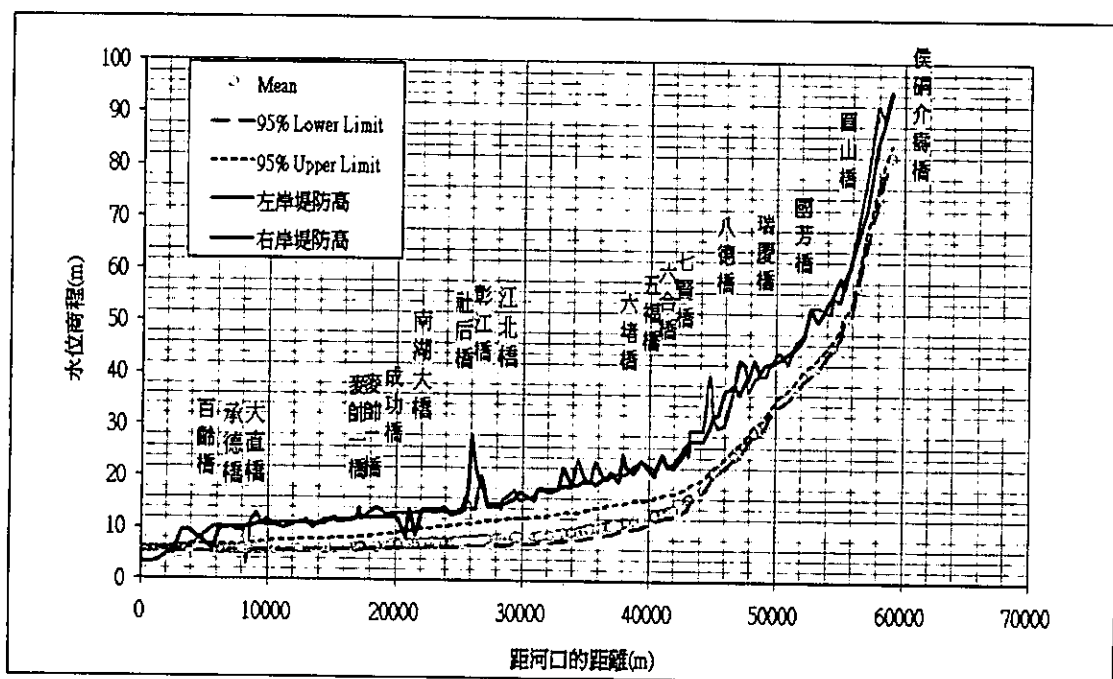


圖 5-19 基隆河不同斷面之最高洪水位統計特性(中央型)

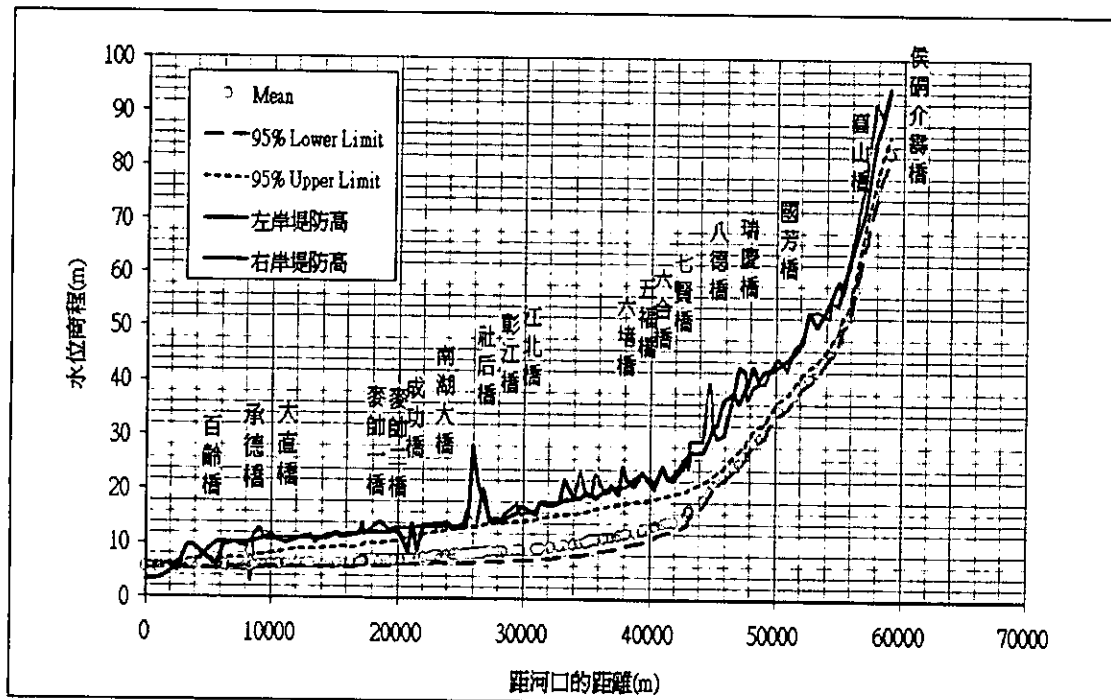


圖 5-20 基隆河不同斷面之最高洪水位統計特性(延後型)

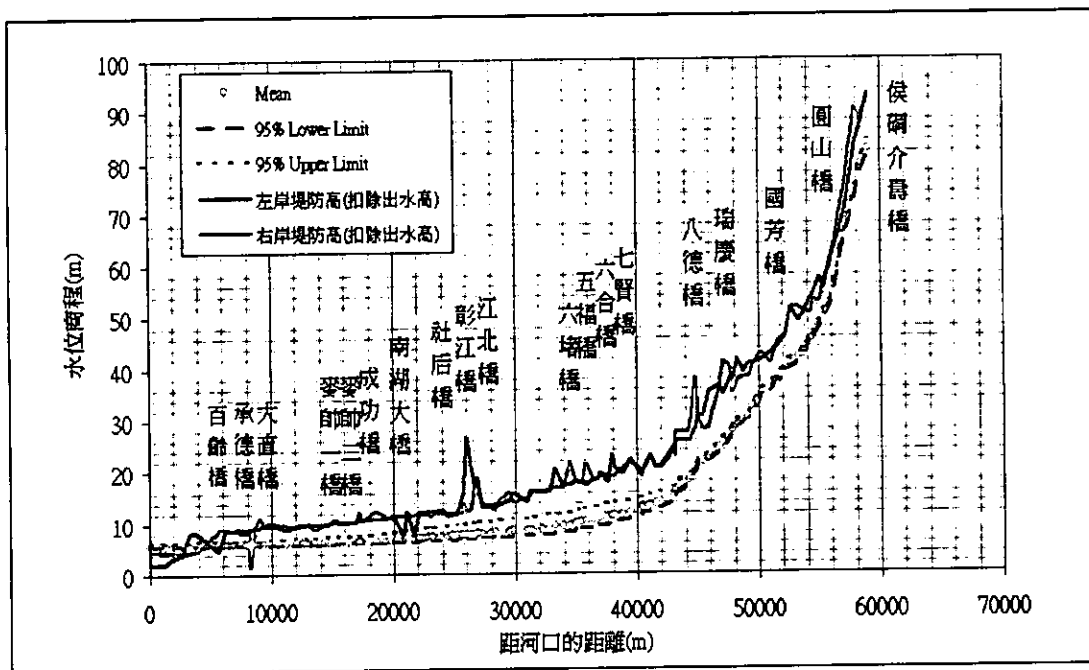


圖 5-21 基隆河不同斷面之最高洪水水位統計特性(前進型且堤防扣除出水高)

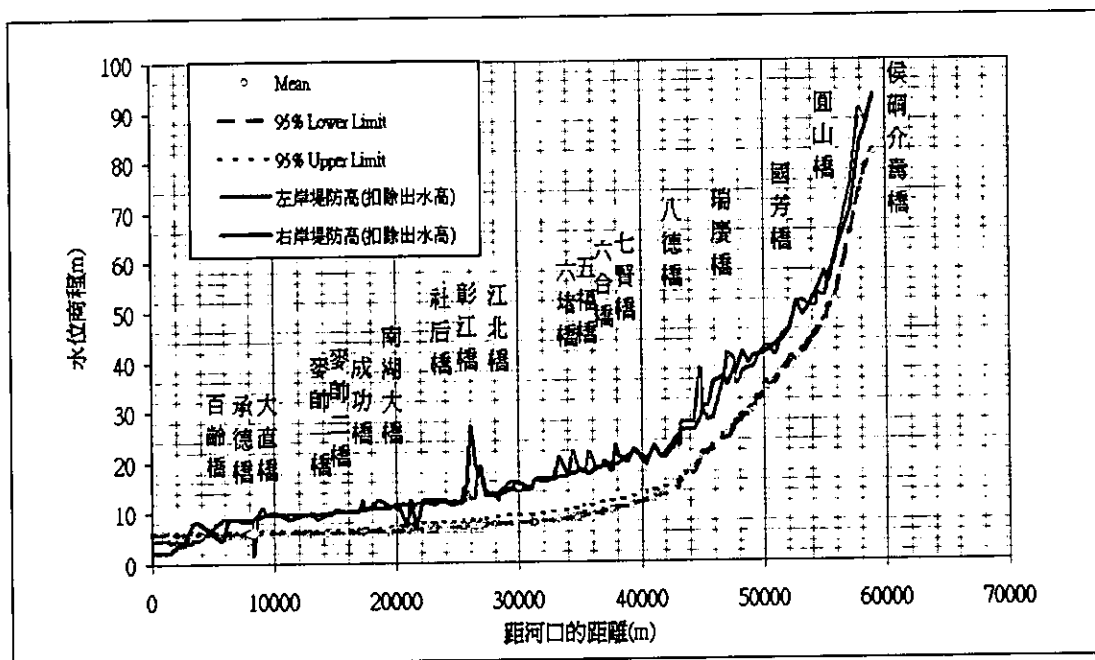


圖 5-22 基隆河不同斷面之最高洪水水位統計特性(均勻型且堤防扣除出水高)

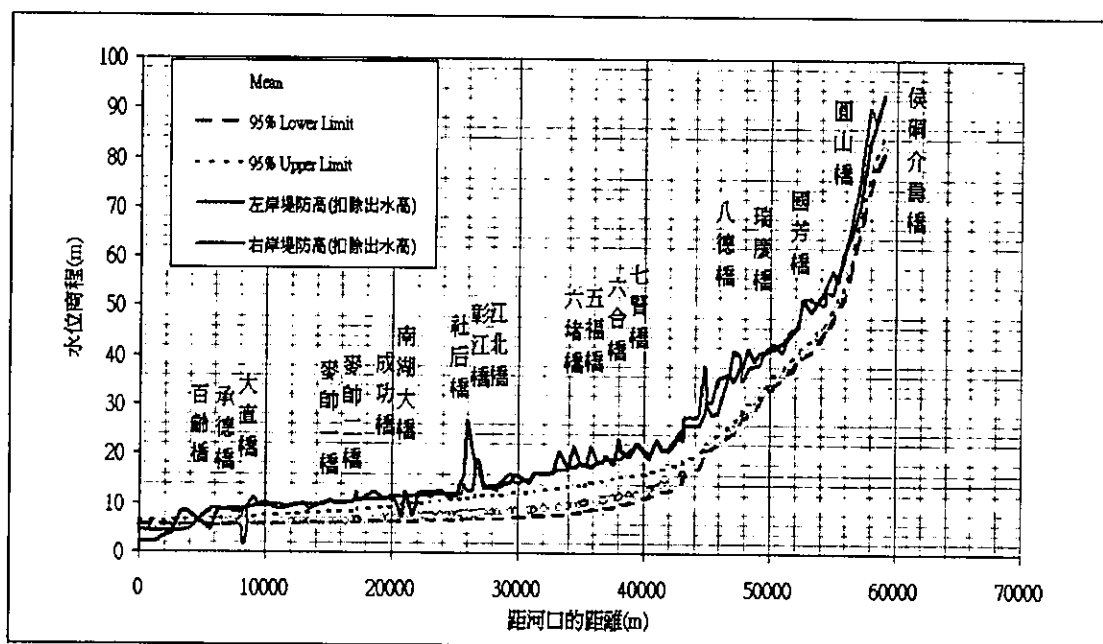


圖 5-23 基隆河不同斷面之最高洪水位統計特性(中央型且堤防扣除出水高)

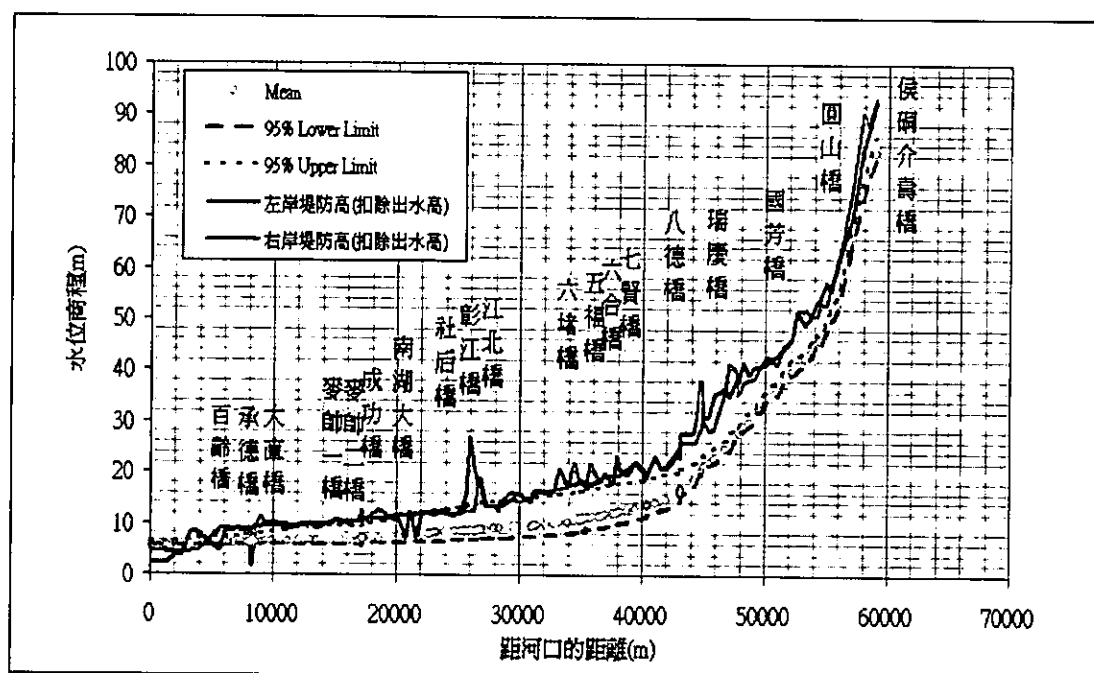


圖 5-24 基隆河不同斷面之最高洪水位統計特性(延後型且堤防扣除出水高)

5.3.6 最高洪水位與水文風險因子關係式之建立

本計畫將分別根據四種雨型於各斷面所推得 100 組最高洪水位，採用多變數迴歸分析法推導最高洪水位與水文風險因子關係式如下式所示。

$$h_{\max,SP} = \alpha(d)^{\beta_1}(t)^{\beta_2}(N_{R_p})^{\beta_3}(h_{TD})^{\beta_4} \quad (5-3)$$

式中 d 為降雨量(mm)； t 為降雨延時(小時)； N_{R_p} 為無因次最大降雨強度； h_{TD} 為河口(關渡)潮位(m)；及 SP 為特定雨型。附錄十一為四種雨型各斷面最高洪水位關係式係數值及 R^2 ，另由圖 5-25 可看出大部份斷面之 R^2 達 0.7 以上，顯示本計畫所推得之關係式應可適當反應出水文風險因子與最高洪水位之變化趨勢。

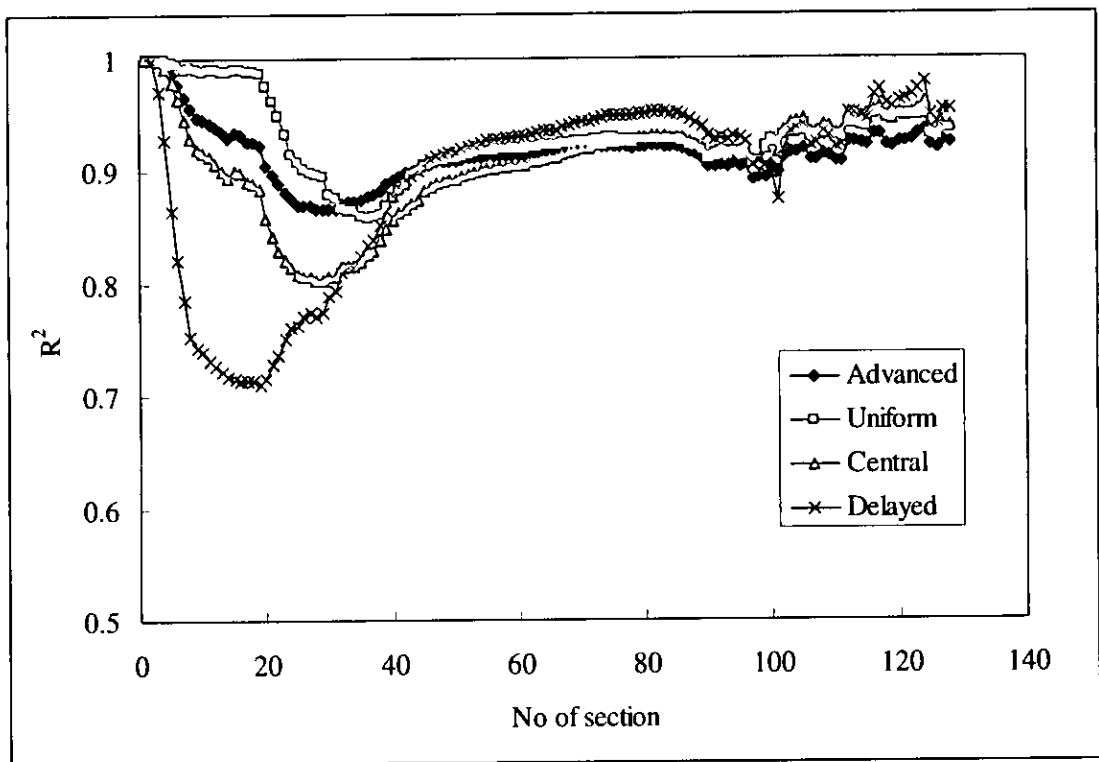


圖 5-25 不同雨型之各斷面最高洪水位關係式 R^2 值

5.3.7 防洪功能失敗機率計算

藉由(5-3)式與改良式一階二距方法(AFOSM)，推求已知水文風險因子統計特性下，最高洪水位之統計特性，進而計算各雨型於不同斷面之失敗機率 $\Phi(-\alpha_{H_{\max,SP}})$ 。因上述所求得失敗機率為個別雨型之分析結果，故水利建造物防洪功能在不同斷面之失敗機率期望值可由下式求得。

$$Risk = P_r(Z \geq \alpha_{H_{\max}} | x, y) = \sum_{SP=1}^4 [\Phi(-\alpha_{H_{\max,SP}}) \times P_r(SP)] \quad (5-4)$$

式中 $Pr(SP)$ 為四種雨型之發生機率(可參閱圖 5-14)。因上述各斷面最高高程皆採用為位於此斷面之水利建造物設計高程(如表 5-10)，故該斷面之風險分析結果可作為該水利建造物防洪功能可靠度之評估。

表 5-10 基隆河流域各水利建造物所位於之斷面表

斷面 樁號	左岸 堤防 高(m)	右岸 堤防 高(m)	員山 子分 洪道	橋樑	左岸 抽水站	右岸 抽水站	左岸水門	右岸水門
1	6.03	3.54					基隆河九號閘門 基隆河十號閘門	八仙 8 號水門 八仙 6 號閘門 (八仙 5 號)
2	5.9	3.49					基隆河七號閘門 基隆河八號閘門 基隆河十號閘門	17 號水門
3	5.88	3.64					基隆河六號閘門 基隆河七號閘門	八仙 4 號水門 (八仙 3 號)
4	5.68	5.04					基隆河五號閘門	八仙 2-1 號水門
5	5.81	5.34					基隆河四號閘門	八仙一號閘門洲 美 7 號閘門 洲美 6 號閘門 洲美 8 號閘門 洲美 4 號閘門
6	6	9.6					22 號水門 23 號水門	洲美 4 號閘門 洲美 3 號閘門 洲美 2 號閘門
7	6.12	9.6						洲美 2 號閘門

斷面 樁號	左岸 堤防 高(m)	右岸 堤防 高(m)	員山 子分 洪道	橋樑	左岸 抽水站	右岸 抽水站	左岸水門	右岸水門
9	10.22	5.98			社子抽水站	士林抽水站	27 號水門	26 號水門 28 號水門 雙溪一號疏散門 32 號水門 29 號水門 30 號水門 31 號水門
11	10.49	10.42			社子抽水站			雙溪一號疏散門 32 號水門 29 號水門 30 號水門 31 號水門
11A	10.2	10.01		百齡橋		大南抽水站		
12	10.06	10.15						
13	10.25	10.27						
14	10.17	9.82			大龍抽水站	劍潭抽水站	3 號水門	4 號水門
14A	10.17	9.78		承德橋				
15	10.06	10.23						
15A	10.18	10.18		捷運橋				
15B	9.93	10.29		高速公路橋-15B				
16	5.8	10.43						
16A	10.93	10.5		新生高架橋				
16C	12.93	10.93		高速公路橋-16C	新生抽水站 建國抽水站		5 號水門 6 號水門 基十號疏散門	
17	11	11.04						大直 2 號水門
18	11.6	10.89			中山抽水站		35 號水門 基九號疏散門	大直 1 號水門
19	11.07	10.94		大直橋			基九號疏散門 基八號疏散門	
20	11.08	10.24			濱江抽水站	大直抽水站	36 號水門 濱江 7 號水門 基七號疏散門	2 號水門
20-1	10.93	11.08				北安抽水站	濱江 7 號水門 基七號疏散門 濱江 6 號水門	34 號水門 基十六號疏散門
20-2	11.14	11					濱江 6 號水門 濱江 5 號水門 濱江 4 號水門	

斷面 樁號	左岸 堤防 高(m)	右岸 堤防 高(m)	員山 子分 洪道	橋樑	左岸 抽水站	右岸 抽水站	左岸水門	右岸水門
20-3	11.32	11.07				環山抽水站	濱江3號水門 濱江4號水門	33號水門
20-4	11.4	11.08					濱江2號水門	
20-5	10.25	11.14				港墘抽水站		
20-7	11.4	11.15		高速公路橋-27A		陽光抽水站	濱江1號水門	
28A	11.56	11.43		民權橋	撫遠抽水站		基六號疏散門	
20-8	11.61	12.24			撫遠抽水站	新民權抽水站	基五號疏散門	
20-8A	11.62	11.5		麥帥一橋	松山抽水站			
34A	11.73	11.75		麥帥二橋	松山抽水站 南京抽水站			
35	11.75	12						
35A	14.03	12.95		長壽橋	玉成抽水站			
35B	12.08	11.99		成美橋	玉成抽水站	成美抽水站		
36	12.05	12.18					基五號疏散門	基十三號疏散門
37	13.94	12.2		成功橋			基二號疏散門	基十二號疏散門
37-2	12.58	12.22			成功抽水站	長壽抽水站	基二號疏散門	基十二號疏散門
40	12.85	12.85						
41	12.85	11.94						
42	12.96	12.96						
43	12.89	13.92		南湖大橋	南港抽水站	南湖抽水站		
44	13.14	13				康樂抽水站		
45	13.1	13.71				草濫溪抽水站		
46	13.13	13.58						
47	13.3	13.68		北山大橋-47-1	民權抽水站 順安抽水站			
48	12.8	13.88		南陽橋	順安抽水站			
48-1	13.33	13.6		北山大橋-48-1				
49	13.31	14.13			武英殿抽水站			
50	13.34	12.79		社后橋	社后抽水站	中興抽水站		
51	13.32	13.25						
52	13.7	13.4			下寮抽水站			
52-1	13.49	15.98		高速公路橋-52-1		金龍抽水站		
53	15.39	16.78		高速公路橋-53				
54	13.89	28.52						
55	13.86	22.75						

斷面 樁號	左岸 堤防 高(m)	右岸 堤防 高(m)	員山 子分 洪道	橋樑	左岸 抽水站	右岸 抽水站	左岸水門	右岸水門
55-1	16.45	20.49		彰江橋-55-1				
55-2	19.65	19.41		高速公路橋-55-2				
55-3	18.46	20.42		高速公路橋-55-3 高速公路橋-55-4 高速公路橋-55-5 高速公路橋-56-1		拱北抽水站， 八連一抽水站， 汐萬抽水站， 北港抽水站		
57	17.12	18.44		高速公路橋-56-1 高速公路橋-57		汐萬抽水站， 北港抽水站， 八連二抽水站		
58	14.77	14.61			水尾灣左抽水 站	水尾灣抽水站		
60	14.86	14.71			水尾灣左抽水 站	水尾灣抽水站		
61	13.83	14.74		江北橋	江北抽水站	長江抽水站		
62	15.14	14.79		禮門街橋	江北抽水站 禮門抽水站	長江抽水站		
66	17.52	16.08		高架(引道)-65	城中抽水站	江長抽水站		
67	15.62	17.42		長安橋	五堵抽水站 保長左抽水站 保長抽水站	江長抽水站		
70	16.45	15.7		長安橋	保長左抽水站 保長抽水站			
71	17.18	17.56						
72	17.91	17.91		高速公路橋-72				
73	17.77	17.32		新台五線高架橋 -73-1 高速公路橋-73		中元抽水站		
74	17.82	18		千祥橋	堵南抽水站			
75	18.38	22.3						
76	18.28	18.78		百福橋		百福抽水站		
77	23.43	18.75				百福抽水站		
78	19.77	19.67		實踐橋	實踐抽水站			
79	19.94	19.34		新台五線高架橋-79	實踐抽水站			
80	19.16	19.31						

斷面 樁號	左岸 堤防 高(m)	右岸 堤防 高(m)	員山 子分 洪道	橋樑	左岸 抽水站	右岸 抽水站	左岸水門	右岸水門
80-1	18.95	19.37						
81	19.19	19.75						
82	23.16	18.83		六堵橋	六堵抽水站			
83	19.99	19.83						
84	20.25	19.99						
85	20.37	21.39		五福橋	工建西抽水站			
86	20.86	19.25						
87	20.59	24.71						
88	20.82	22.28		六合橋				
89	22.29	21.03			長興抽水站			
90	23.27	23.74		七賢橋	崇孝抽水站			
92	21.62	20.47		崇智橋	崇信抽水站	自強抽水站		
93	21.01	21.41			大華左抽水站	大華右抽水站		
94	24.53	24.81		大華橋	大華左抽水站	大華右抽水站		
95	22.21	22.39						
96	22.88	22.16		一高高架引道橋				
96-1	26.42	25.55		八德橋				
97	24.16	24.6		鐵路橋-97				
98	29.02	27.39		八堵橋				
100	29.22	27.33		暖江橋				
101	39.86	29.84						
102	31.4	32.22		鐵路橋-102	碗內抽水站			
103	29.58	32.51			碗內抽水站			
104	30.11	36.83						
105	37.79	37.99		瑞慶橋				
106	42.96	36.39						
107	41.72	39.31		鐵路橋-107				
108	36.75	39.6						
109	39.2	43.16						
110	39.84	40.64						
111	39.88	42.21						
112	41.9	42.26		鐵路橋-112				
113	44.41	43.21		國芳橋				
114	42.4	44.21						

斷面 樁號	左岸 堤防 高(m)	右岸 堤防 高(m)	員山 子分 洪道	橋樑	左岸 抽水站	右岸 抽水站	左岸水門	右岸水門
115	46.55	45.67						
116	47.41	47.61						
117	53	52.92						
118	53.17	50.43						
119	52.51	52.43		介壽橋-119	東和抽水站			
120	51.99	54.88		瑞芳橋	爪峰二抽水站			
121	54.85	55.51		瑞峰橋	爪峰二抽水站			
122	54.28	59.11			爪峰一抽水站			
123	58.23	56.75			爪峰一抽水站			
124	61.34	62.46		圓山橋				
125	67.13	65.38		鐵路橋-125				
126	76.57	71.65	員山 子分 洪道					
127	91.77	84.74						
128	89.38	88.35						
129	94.78	94.69		介壽橋-129 復興橋-131				

5.4 應用範例

本計畫分析應用實際降雨事件進行基隆河水利建造物之風險分析，以測試並驗證所發展風險分析模式，另不同年份所推得基隆河保護標準重現期距 200 年三日最大降雨量，評估其不確定性對水利建造物防洪功能之可靠度之影響。其分析步驟如下，

1. 以各斷面最高高程為設計高程。
2. 計算各斷面失敗機率。
3. 根據斷面失敗機率決定水利建造物防洪功能之可靠度。

5.4.1 實際降雨事件

分別選用基隆河歷史九場暴雨事件作為驗證之事件，表 5-11 各場暴雨事件之相關資料。因採用 AFSOM 計算失敗機率時需輸入各水文風險因子(降雨延時、降雨量、無因次最大降雨強度及河口潮位)，故將各水文風險因子之統計特性整理如表 5-12 所示，其中降雨延時採用實際降雨事件延時；降雨量、無因次最大降雨強度平均值採用實際觀測值。由圖 5-26 所示各斷面失敗機率平均值計算結果，及表 5-13 選取總降雨量最大之納莉颱風失敗機率不為零之斷面，可發現除了下游斷面 1 至 9 及斷面 16 外，其他斷面之失敗機率趨近於 0，其中斷面 1-9 主要受下游潮位影響，而斷面 16 左岸最高高程，雖僅為 5.8 公尺，但經查閱地圖發現附近另有一較高之垃圾山，故應不會發生淹水。

由以上結果發現，員山子分洪道完成後之暴雨事件除了下游九個斷面，基隆河水利建造物防洪功能之可靠度接近 100%；另由 5.1.5 節可知賀伯、象神及納莉等發生於員山子分洪道完成前之暴雨事件，皆在基隆河造成淹水，然由風險分析結果卻發現其可靠度趨近於 100%。造成此一矛盾現象之原因在於，此風險分析模式主要採用於員山子分洪道完成後大部份逕流可經由員山子分洪道流出之水文地文及水理條件所建立，故在賀伯、象神及納利等暴雨事件，相同的降雨條件下，對基隆河水利建造物防洪功能之風險性大為降低。上述分析結果不僅證明員山子分洪道之防洪效益，亦可證明本計畫所建立之風險分析模式適用於水利建造物防洪功能之評估。

表 5-11 用於模式驗證之暴雨事件相關資料

年份	事件名稱	總降雨量 (mm)	延時 (hr)	無因次最大降雨強度	啟動員山子分洪道
85	賀伯颱風	312.4	58	0.106	未完工
89	象神颱風	576.4	96	0.057	未完工
90	納莉颱風	1000.0	81	0.071	未完工
93	敏督利颱風	174.6	89	0.098	未完工
94	海棠颱風	286.8	71	0.081	有啟動
94	瑪莎颱風	311.7	48	0.086	有啟動
94	泰利颱風	335.9	47	0.108	有啟動
94	龍王颱風	93.1	24	0.256	有啟動
95	0910 豪雨	347.5	56	0.083	有啟動

表 5-12 水文風險因子之統計特性(實際降雨事件)

事件	統計特性	降雨量 (mm)	延時 (hr)	無因次最大降 雨強度	河口潮位	參考暴雨事件
1	平均值	312.4	58	0.106	5.69	賀伯颱風
	變異數	2385.3		0.001	0.04	
2	平均值	576.4	96	0.057	5.69	象神颱風
	變異數	8119.6		0.000	0.04	
3	平均值	1000.0	81	0.071	5.69	納莉颱風
	變異數	24439.6		0.000	0.04	
4	平均值	174.6	89	0.098	5.69	敏督利颱風
	變異數	744.9		0.001	0.04	
5	平均值	286.8	71	0.081	5.69	海棠颱風
	變異數	2010.5		0.001	0.04	
6	平均值	311.7	48	0.086	5.69	瑪莎颱風
	變異數	2374.7		0.001	0.04	
7	平均值	335.9	47	0.108	5.69	泰利颱風
	變異數	2758.2		0.001	0.04	
8	平均值	93.1	24	0.256	5.69	龍王颱風
	變異數	211.8		0.006	0.04	
9	平均值	347.5	56	0.083	5.69	0910 豪雨
	變異數	2951.8		0.001	0.04	

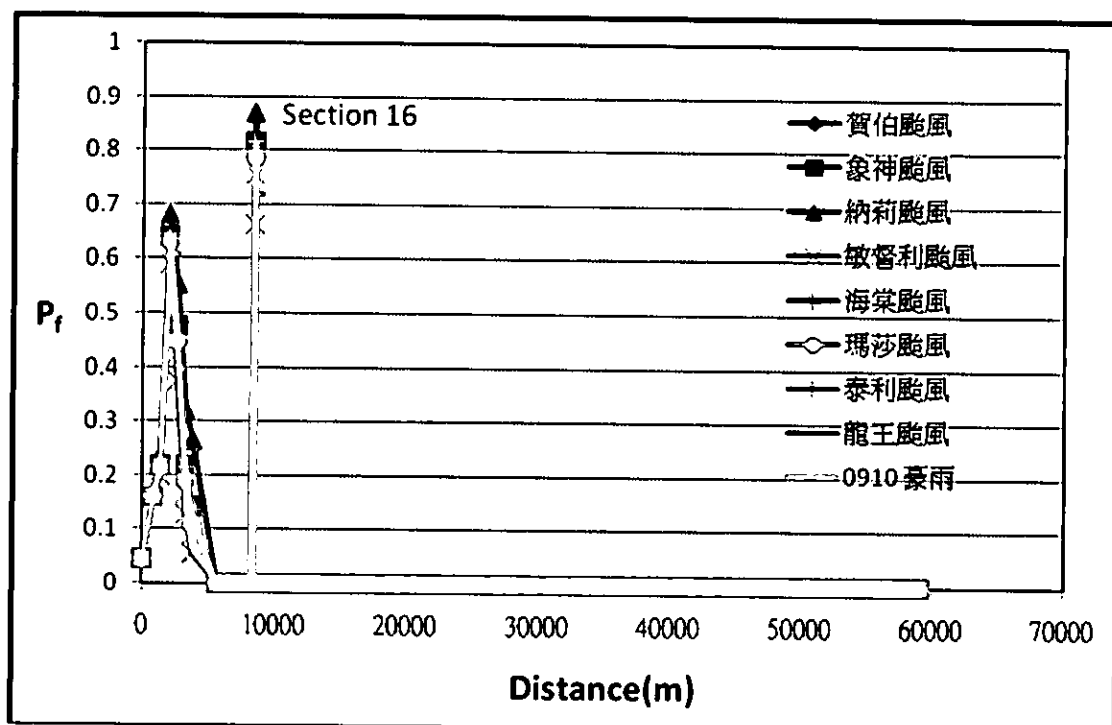
表 5-13 納莉颱風失敗機率不為零之斷面(實際降雨事件)

(1)左岸

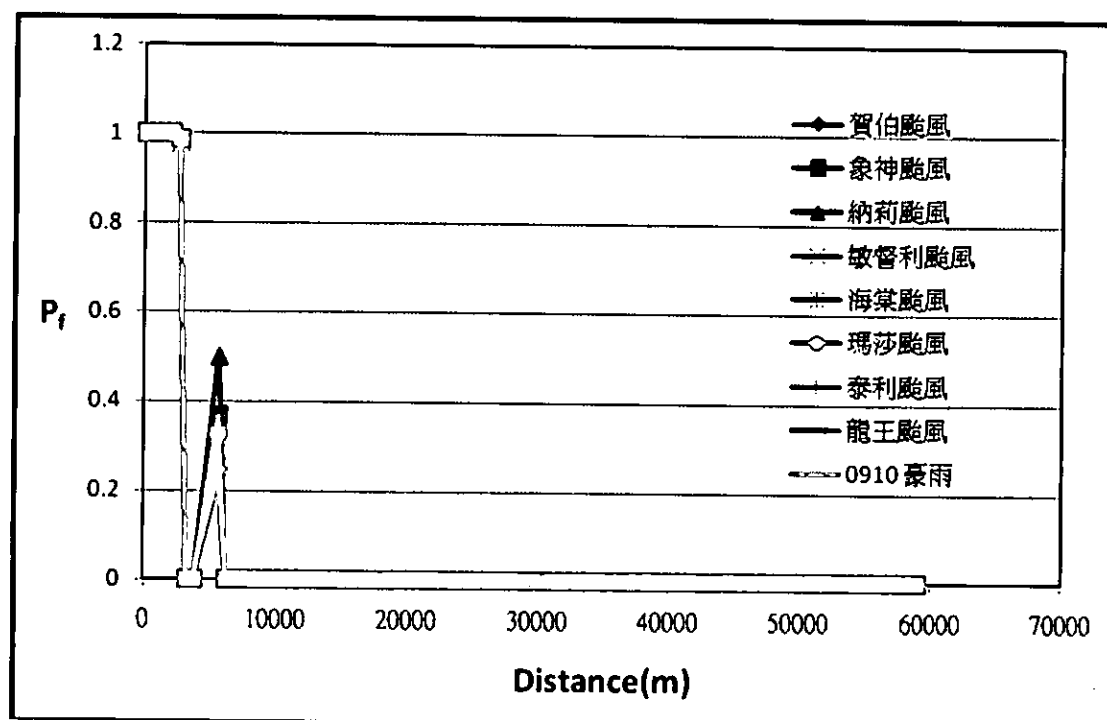
斷面 樁號	距河口的 距離(m)	橋樑	失敗機率	左岸抽水站	左岸水門
1	0		4.64E-02		基隆河九號閘門 基隆河十號閘門
2	847		1.62E-01		基隆河七號閘門 基隆河八號閘門 基隆河十號閘門
3	1350		2.38E-01		基隆河六號閘門 基隆河七號閘門
4	1991		6.81E-01		基隆河五號閘門
5	2611		5.55E-01		基隆河四號閘門
6	3271		3.21E-01		22 號水門 23 號水門
7	3809		2.66E-01		
9	5684		0.00E+00	社子抽水站	27 號水門
16	8419		8.70E-01		
50	24410	社后橋	0.00E+00	社后抽水站	
51	24785		2.40E-09		
52	25235		0.00E+00	下寮抽水站	
52-1	25500	高速公路橋-52-1	4.56E-08		
54	26009		2.40E-09		
55	26325		4.80E-09		
58	27305		0.00E+00	水尾灣左抽水站	
60	27943		0.00E+00	水尾灣左抽水站	
61	28326	江北橋	6.38E-05	江北抽水站	
62	28368	禮門街橋	0.00E+00	江北抽水站 禮門抽水站	
70	30989	長安橋	0.00E+00	保長左抽水站 保長抽水站	

(2) 右岸

斷面 樁號	距河口的 距離(m)	橋樑	失敗機率	右岸抽水站	右岸水門
1	0		1.00E+00		八仙8號水門 八仙6號閘門 (八仙5號)
2	847		1.00E+00		17號水門
3	1350		1.00E+00		八仙4號水門 (八仙3號)
4	1991		1.00E+00		八仙2-1號水門
5	2611		9.91E-01		八仙一號閘門 洲美7號閘門 洲美6號閘門 洲美8號閘門 洲美4號閘門
6	3271		0.00E+00		洲美4號閘門 洲美3號閘門 洲美2號閘門
7	3809		0.00E+00		洲美2號閘門
9	5684		5.00E-01	士林抽水站	26號水門 28號水門 雙溪一號疏散門 32號水門 29號水門 30號水門 31號水門
16	8419		0.00E+00		
50	24410	社后橋	4.44E-07	中興抽水站	
51	24785		4.80E-09		
52	25235		1.20E-08		
52-1	25500	高速公路橋-52-1	0.00E+00	金龍抽水站	
54	26009		0.00E+00		
55	26325		0.00E+00		
58	27305		2.40E-09	水尾灣抽水站	
60	27943		2.40E-09	水尾灣抽水站	
61	28326	江北橋	7.20E-09	長江抽水站	
62	28368	禮門街橋	4.80E-09	長江抽水站	
70	30989	長安橋	2.40E-09		



(1) 左岸



(2) 右岸

圖 5-26 各斷面失敗機率平均值(實際降雨事件)

5.4.2 重現期距 200 年三日降雨量

主要評估基隆河保護標準重現期距 200 年三日降雨量之不確定性對基隆河水利建造物防洪功能之影響程度，並評估堤防增加出水高(1.5 公尺)之成效。如同 5.4.1 節在進行風險分析前，需先確定各水文風險因子之統計特性，如表 5-13 所示。其中重現期距 200 年三日降雨量之統計特性係採用再取樣法(Bootstrap Method)重覆選取 200 組三日年最大降雨量，並採用 Log-Pearson III 分布推估重現期距 200 年降雨量值，藉以推得重現期距 200 年三日最大降雨量之平均值及變異數；無因次最大降雨強度係採用「基隆河整體治理計畫」中 72 小時無因次降雨曲線最大值 0.109 為平均值，變異係數假設為 0.3 下推得其變異數；河口潮位採用表 5-8 之統計特性。由圖 5-27 及圖 5-28 可發現，如同 5.4.1 節採用實際降雨事件之分析結果相同，下游受潮位之影響失敗機率較中上游斷面為高，故本計畫只針對中上游斷面風險分析結果進行探討，表 5-15 不同年份失敗機率不為零之斷面。

由圖 5-27 可發現不同雨型採用設計高程為堤防扣除出水高之失敗機率皆高於堤防，顯示堤防加出水高 1.5 公尺可有效提高防洪功能之可靠度，其中又以位於汐上市之斷面 48~70 成效最明顯。此外，四種雨型中以延後型雨型在設計高程分別為堤防高及扣除出水高之失敗機率皆高於其他雨型，其原因在於延後雨型降雨量平均量(如表 5-7 所示)基本上已大於其他三種雨型，連帶影響失敗機率亦大於其他雨型。另由圖 5-28 各斷面失敗機率平均值及表 5-15 可看出，各斷面失敗機率雖小於 0.1，但 91 年各斷面失敗機率約為 59 年失敗機率之 100 倍，呈現失敗機率隨著年份上升之趨勢，顯示重現期距 200 年三日降雨量之不確定性對水利建造物防洪功能可靠度造成一定程度之影響。

表 5-14 水文風險因子之統計特性(重現期距 200 年三日降雨量)

年份	統計特性	降雨量 (mm)	延時(hr)	無因次最大降雨強度	河口潮位(m)
59	平均值	761.7	72	0.109	5.690
	變異數	19961.3		0.001	0.040
77	平均值	720.5	72	0.109	5.690
	變異數	9289.2		0.001	0.040
91	平均值	878.9	72	0.109	5.690
	變異數	21016.9		0.001	0.040

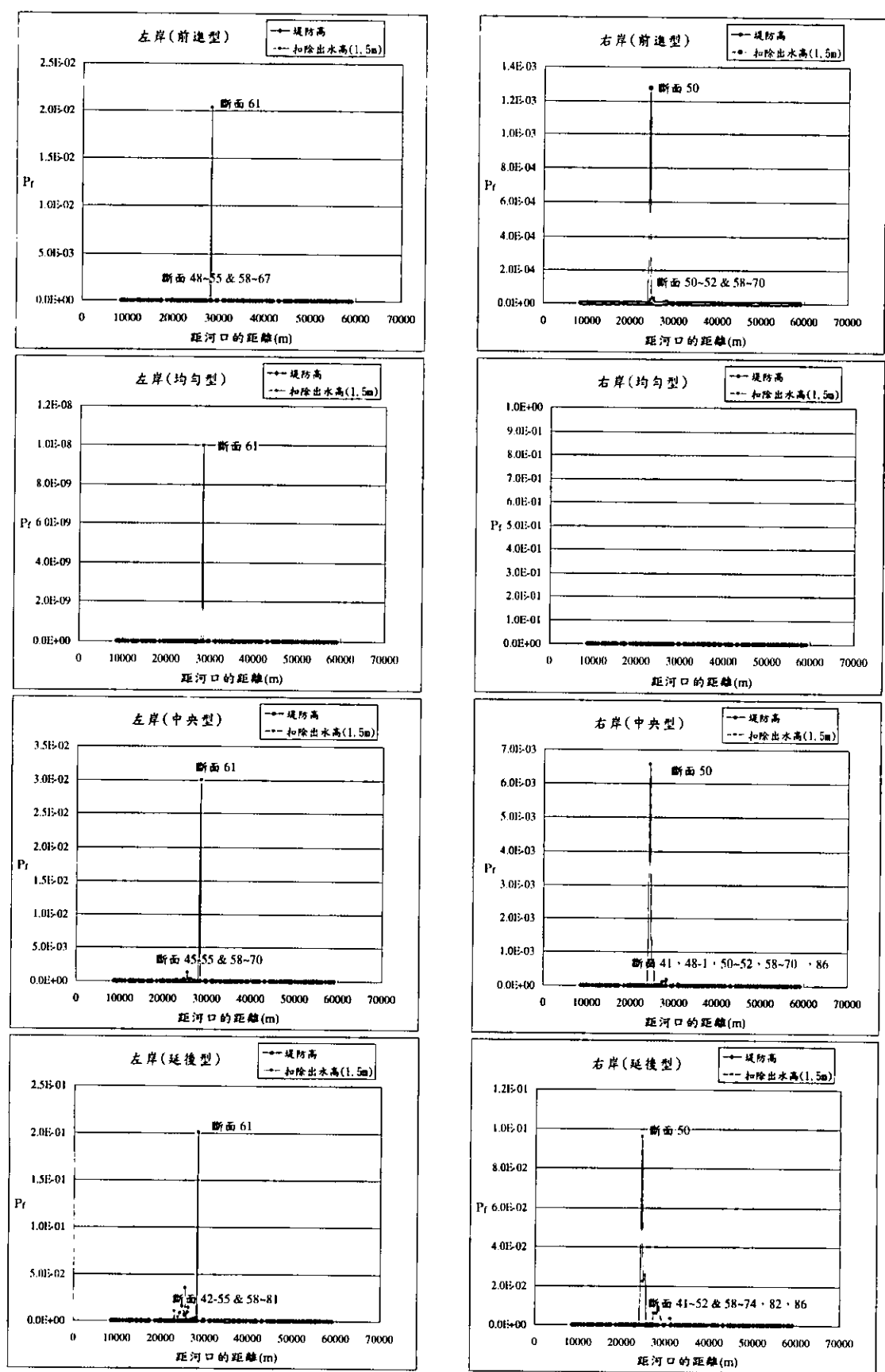
表 5-15 不同年份失敗機率不為零之斷面(重現期距 200 年三日降雨量)

(1)左岸

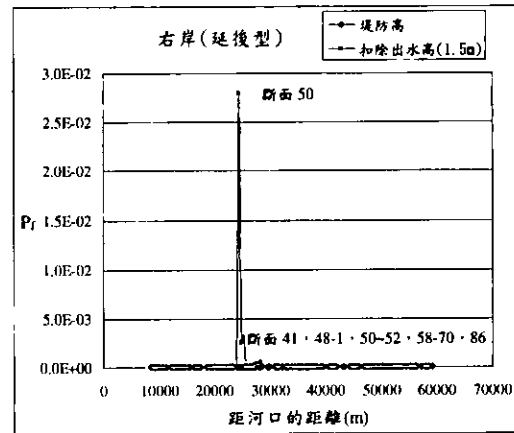
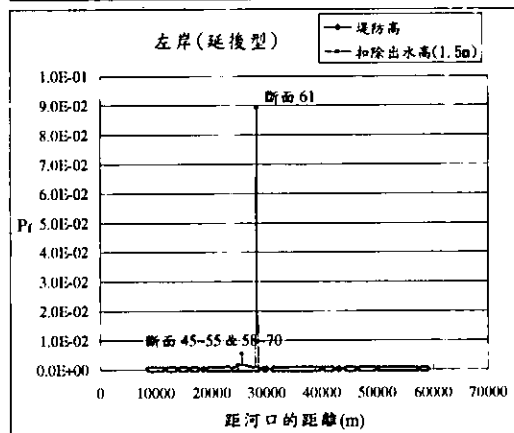
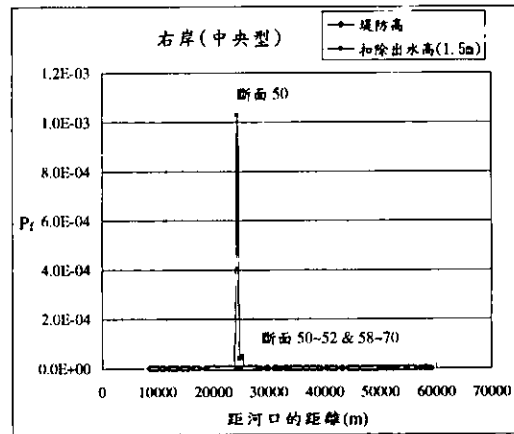
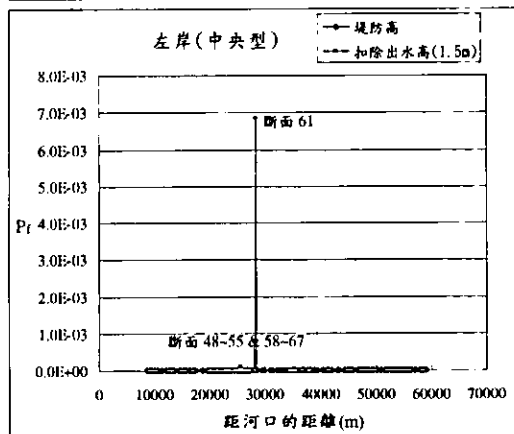
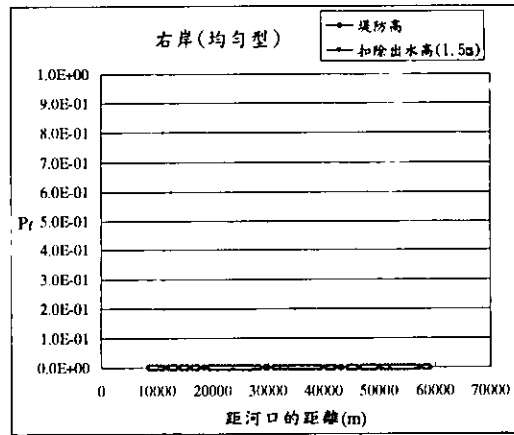
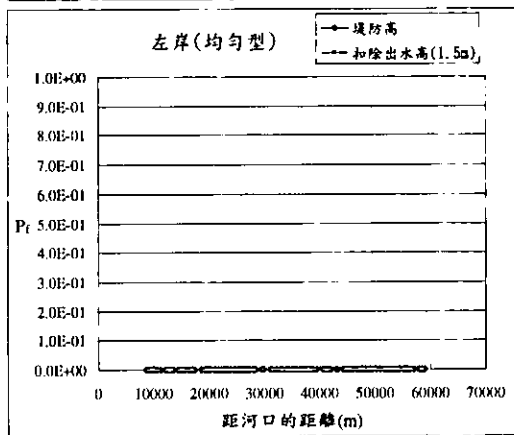
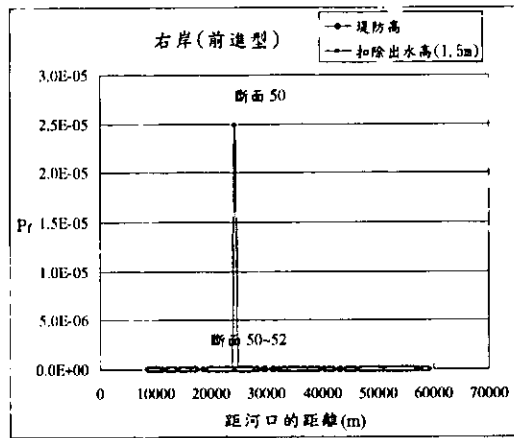
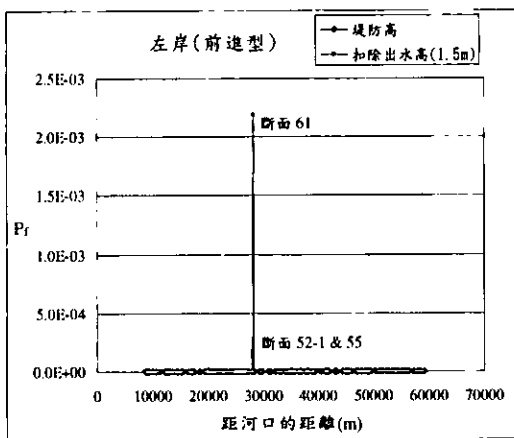
斷面 樁號	距河口的 距離(m)	橋樑	59 年	77 年	91 年	左岸抽水站
48	23112.5	南陽橋	0.00E+00	0.00E+00	1.68E-08	順安抽水站
49	23885		0.00E+00	0.00E+00	2.40E-09	武英殿抽水站
50	24410	社后橋	0.00E+00	0.00E+00	2.88E-08	社后抽水站
51	24785		4.80E-09	0.00E+00	1.78E-07	
52	25235		0.00E+00	0.00E+00	2.40E-08	下寮抽水站
52-1	25500	高速公路橋-52-1	8.64E-08	0.00E+00	2.66E-06	
54	26009		2.40E-09	0.00E+00	1.58E-07	
55	26325		9.60E-09	0.00E+00	4.32E-07	
58	27305		0.00E+00	0.00E+00	4.08E-08	水尾灣左抽水站
60	27943		0.00E+00	0.00E+00	5.04E-08	水尾灣左抽水站
61	28326	江北橋	6.53E-05	3.51E-07	7.02E-04	江北抽水站
62	28368	禮門街橋	0.00E+00	0.00E+00	9.60E-09	江北抽水站 禮門抽水站
67	29765	長安橋	0.00E+00	0.00E+00	2.40E-08	五堵抽水站 保長左抽水站 保長抽水站

(2) 右岸

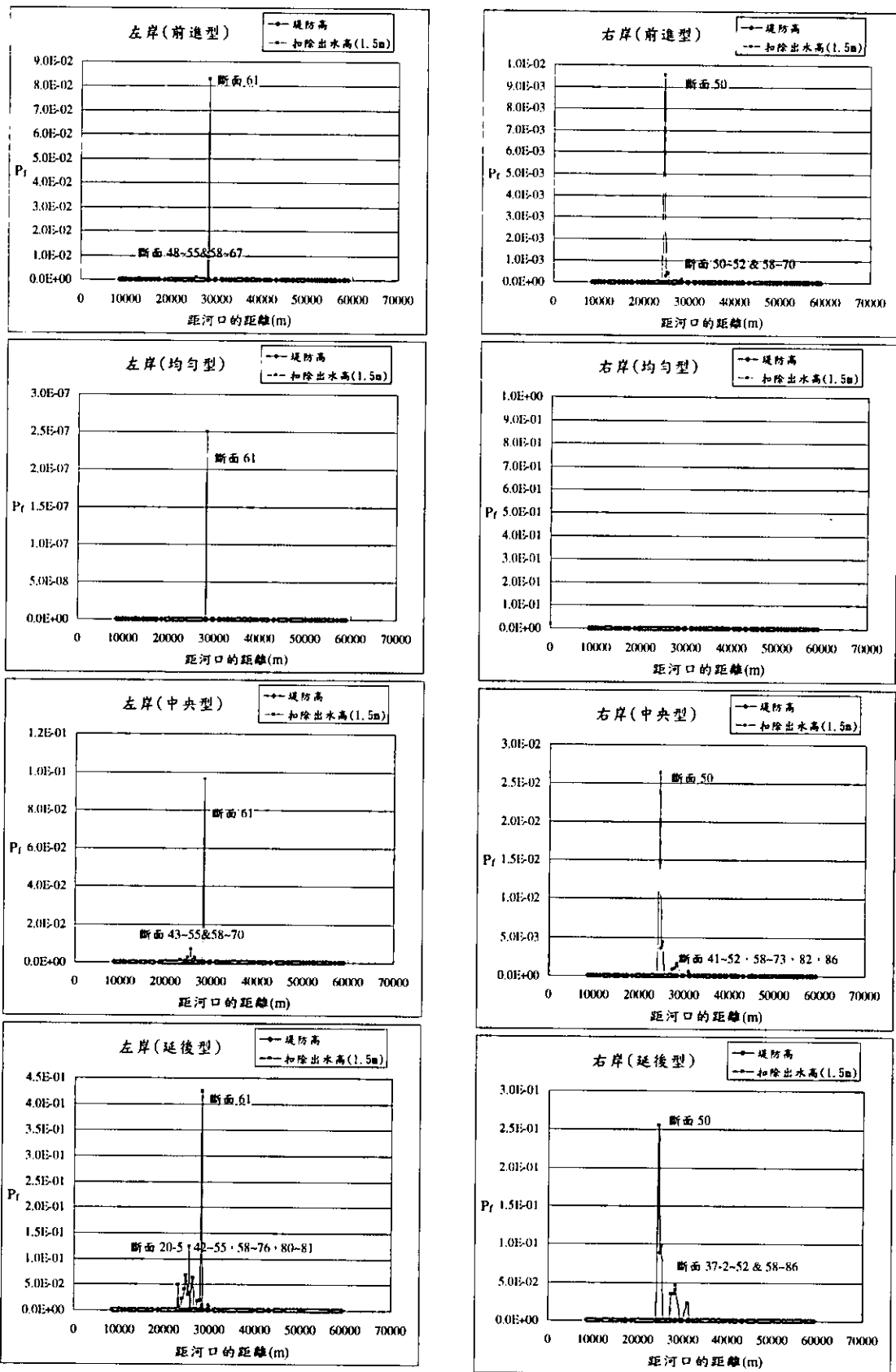
斷面 樁號	距河口的距 離(m)	橋樑	59 年	77 年	91 年	右岸抽水站
50	24410	社后橋	6.86E-07	0.00E+00	1.48E-05	中興抽水站
51	24785		9.60E-09	0.00E+00	4.06E-07	
52	25235		2.40E-08	0.00E+00	8.59E-07	
58	27305		4.80E-09	0.00E+00	2.38E-07	水尾灣抽水站
60	27943		4.80E-09	0.00E+00	2.54E-07	水尾灣抽水站
61	28326	江北橋	1.44E-08	0.00E+00	6.12E-07	長江抽水站
62	28368	禮門街橋	9.60E-09	0.00E+00	4.25E-07	長江抽水站
70	30989	長安橋	4.80E-09	0.00E+00	2.33E-07	



(1) 民國 59 年

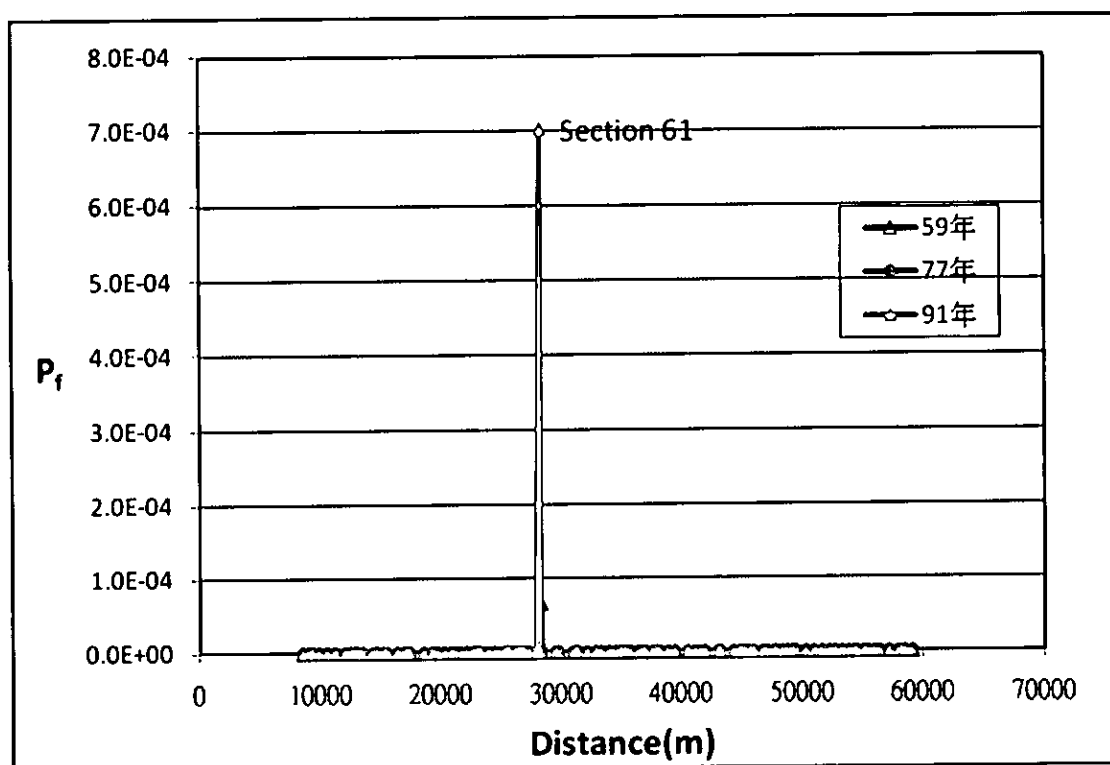


(2) 民國 77 年

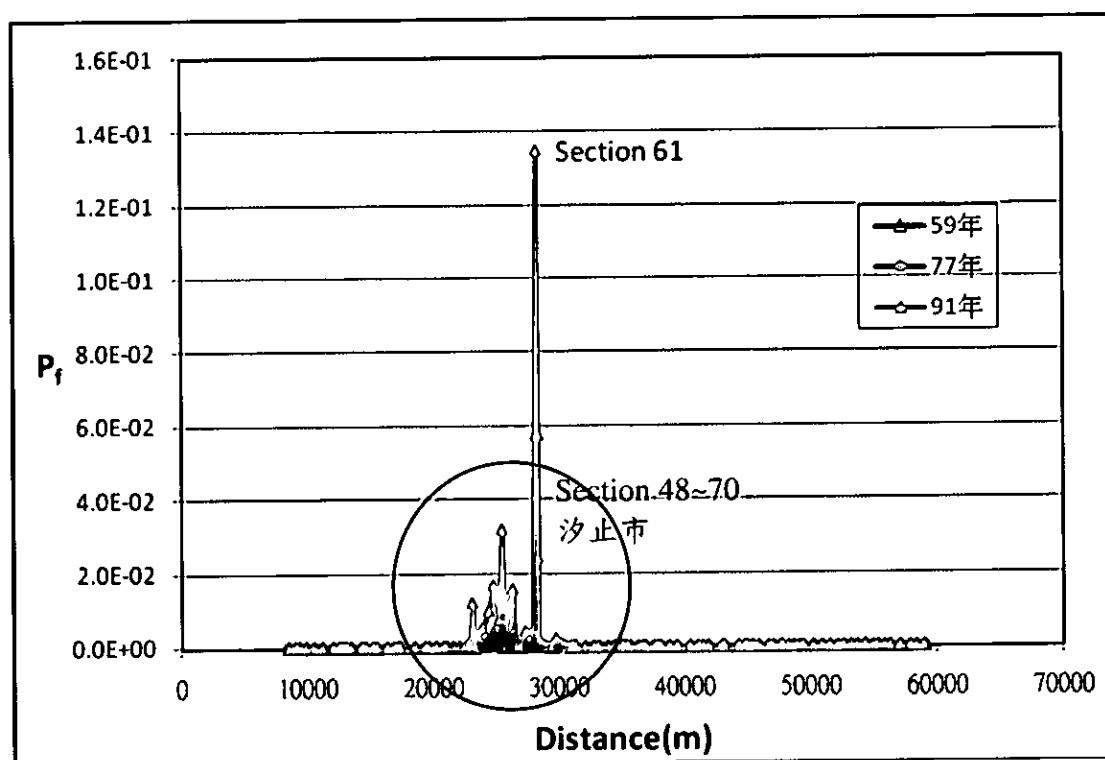


(3) 民國 91 年

圖 5-27 不同雨型各断面失敗機率(重現期距 200 年三日降雨量)

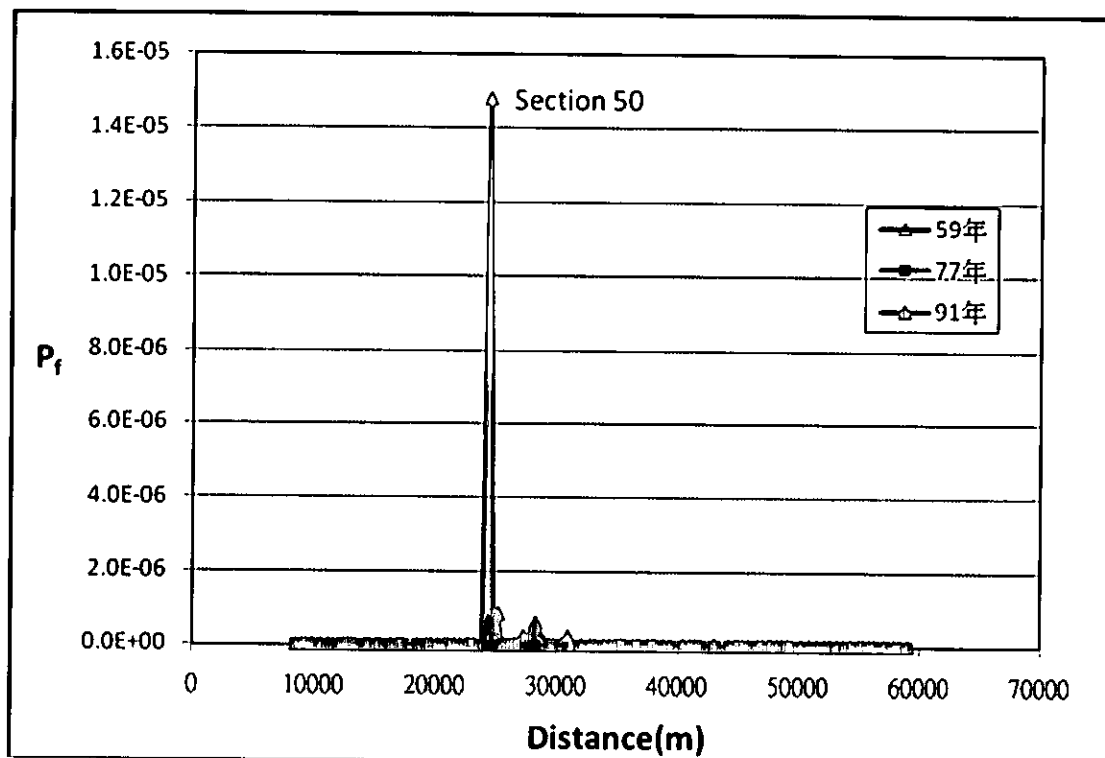


(A) 設計高程為堤防高程

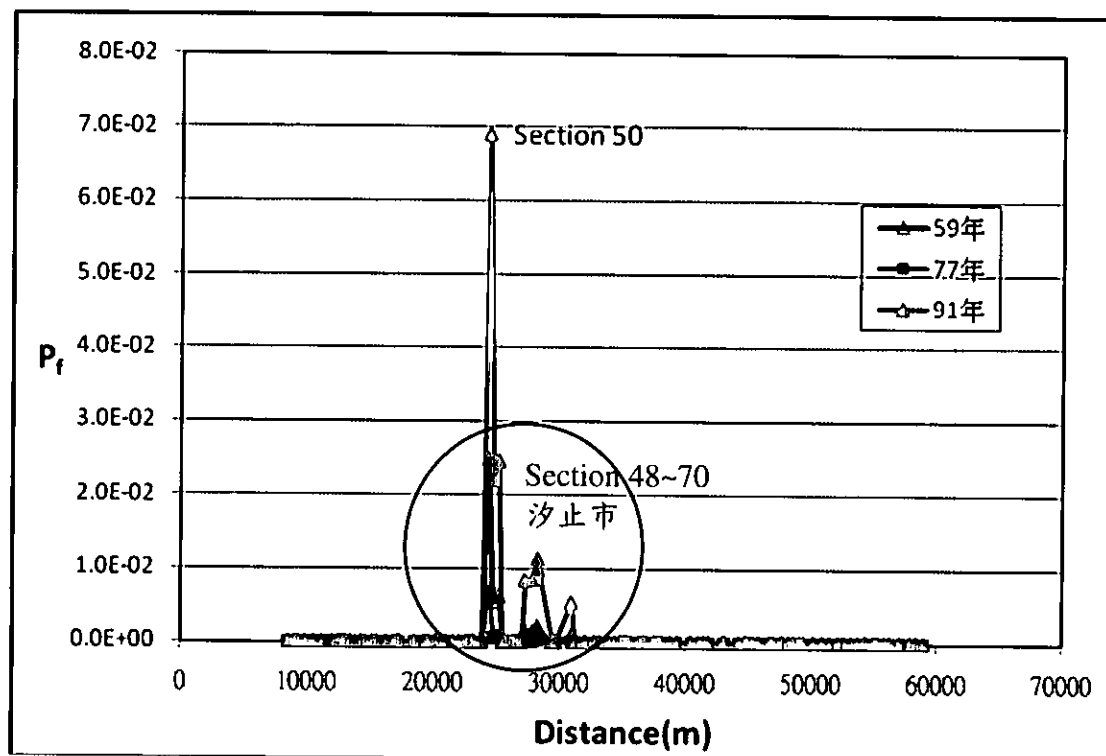


(B) 設計高程為堤防高程扣除出水高

(1) 左岸



(A) 設計高程為堤防高程



(B) 設計高程為堤防高程扣除出水高

(2) 右岸

圖 5-28 不同年份各斷面失敗機率(重現期距 200 年三日降雨量)

第六章 結論及未來工作

6.1 結論

本研究現階段已完成以下工作

1. 國內外水利建造物相關文獻蒐集

包括水利建造物之範疇、安全檢查相關法令、水利建造物毀損原因之彙整及風險分析模式之彙整。

2. 基本資料蒐集與分析

完成研究基隆河流域之水文地文資料及 95 年河道斷面量測資料之蒐集，並彙整基隆河現有水利建造物相關資料(包括堤防位置及高程、抽水站位置及操作相關資料、橋樑及員山子分洪道)。

3. 水利建造物風險因子之界定與探討

完成影響水利建造物防洪功能之風險因子辨識程序並界定風險因子，主要可分為：

- (1) 水文風險因子：降雨延時、降雨量、雨型及河口潮位。
- (2) 地文風險因子：河道糙度係數及土地開發程度(即 Curve Number, CN 值)。
- (3) 其他風險因子：分洪道堰流公式之參數、操作因子(抽水站及水門)、及結構破壞因子(例如地震、地層下陷及管湧等)。

4. 水利建造物風險分析模式之建置

完成水利建造物風險分析模式其主要可分為以下四部份

- (1) 風險因子之界定及衍生；
- (2) 最高洪水位與風險因子之關係式之建置；
- (3) 可靠度指標 $\alpha_{H_{\max}}$ 之計算；
- (4) 失敗機率 $\Phi(-\alpha_{H_{\max}})$ 之計算。

5. 水利建造物風險分析程序之初步研析-(以基隆河流域為例)

第一年主要建置水文風險因子為主之風險分析程序，故將水文風險因子之探討及最高洪水位之推估，初步研究成果說明如下：

- (1) 從基隆河流域平均降雨序列資料選取 326 場降雨延時大於 5 小時且總雨量大於 30mm 之事件。
- (2) 採用集群分析方法(Cluster Analysis)與上述 326 場降雨事件將基隆河降雨型態分為前進型(Advanced Type)、中央型(Central Type)、均勻型(Uniform Type)及延後型(Delayed Type)。
- (3) 四種雨型各衍生 100 組有效降雨量及河口(關渡)水位代入單位歷線推估支流入流歷線並經 SOBEK 模式推估各斷面之最高洪水位。
- (4) 根據四種雨型各 100 組最高洪水位衍生之統計分析結果可知，延後型雨型之最高洪水位比其他三種雨型具有較大變異程度。
- (5) 採用九場暴雨事件驗證本計畫所建立之風險分析模式，所推得風險分析結果符合特定水文及地文條件下基隆河防洪能力，顯示模式可適用基隆河水利建造物防洪功能之可靠度分析。
- (6) 評估基隆河保護標準重現期距 200 年三日降雨量之不確定性對防洪功能之影響。由風險分析結果顯示，堤防增加出水高 1.5 公尺可有效提高防洪功能之可靠度。此外，基隆河防洪功能之可靠度與水文紀錄長度有關，隨紀錄年份增加所推得之重現期距 200 年三日降雨量增加而致使可靠度降低。

6.2 未來工作

1. 持續界定可能影響水利建造物防洪功能之風險因子，並以操作、規劃、時間尺度及相關資料蒐集之難易程度及其精確度等面向予

以分類，並彙整其合適之風險分析模式。

2. 依據本年度所建立風險分析架構，配合風險因子之特性詳列其分析程序。
3. 以本年度所建立考量水文風險因子為主之水利建造物風險分析模式為基礎，加入地文及其他風險因子，以建立可考量不同風險因子之水利建造物防洪功能之風險分析模式。
4. 完成基隆河流域水利建造物風險分析，以評估各風險因子對基隆河水利建造物防洪功能之影響程度，並據以建立風險排序以利於進行風險處理及控制。

參考文獻

1. 中國土木工程學會，「治河與防洪」，民國 79 年 10 月。
2. 楊錦釗、湯有光，「水文模式不定性分析報告及其在水工結構之可靠度研究(一)」，行政院農業委員會計劃報告，農委會 81 農建-12.2-林-05(7)，民國 81 年 6 月
3. 楊錦釗，湯有光，「水文模式不定性分析及其在水工結構物之可靠度研究」，農業水利科技研究八十一年度計畫成果發表討論會論文集，民國 82 年 2 月。
4. 楊錦釗等，「台灣水庫集水區極端暴雨與其不確定性研究」，台灣電力股份有限公司委託，民國 86 年 6 月。
5. 台灣電力公司，「台灣水庫集水區極端暴雨及其不定性之研究」，民國 86 年 6 月。
6. 經濟部水利處南區水資源局，「阿公店水庫更新工程計畫施工期間之風險分析」，民國 88 年 5 月。
7. 台灣電力公司，「水文不確定性對水庫溢洪道之影響」，民國 88 年 6 月。
8. 楊錦釗等，「水文因素之不確定性對水庫溢洪道影響之研究」，台灣電力股份有限公司委託，民國 88 年 6 月。
9. 經濟部水資源局，「水利建造物安全評估及安全檢查實施計畫」，民國 88 年 8 月。
10. 雷勝強，「國際工程風險管理與保險」，淑馨書局，民國 88 年 1 月。
11. 鄧家駒，「風險管理」，華泰書局，民國 89 年 8 月。
12. 經濟部水資源局，「水利建造物安全評估實施計畫研討會論文集」，民國 89 年 10 月。

- 13.經濟部水利署，「台北防洪淡水河警戒水位檢討」，民國 90 年 12 月。
- 14.經濟部水利署，「基隆河整體治理計畫」，民國 91 年 4 月。
- 15.陳文福，「基隆河逕流特性空間分布之研究」，國科會計畫報告，民國 91 年 7 月。
- 16.經濟部水利署第十河川局，「基隆河洪氾區劃設水理模擬分析研究」，民國 92 年 6 月。
- 17.經濟部水利署水利規劃試驗所，「洪氾區劃設準則之模式研究」，民國 92 年 6 月。
- 18.經濟部水利署水利規劃試驗所，「基隆河治理規劃檢討水文分析報告」，民國 93 年 6 月。
- 19.經濟部水利署第十河川局，「基隆河洪氾管理指標之不確定性對洪氾區劃設之影響研究」，民國 94 年 8 月。
- 20.經濟部水利署水利規劃試驗所，「基隆河整體治理計畫(前期計畫)暨後期治理方案之效益與風險分析」，民國 94 年 12 月。
- 21.經濟部水利署，「水利建造物生命週期制度之建立」，民國 95 年 12 月。
- 22.余文德，「營建專案風險管理簡介」，民國 96 年 10 月。
- 23.經濟部水利署，「水利建造物工程設計基準之檢討」，民國 96 年 7 月。
- 24.陳榮松，「消減水文參數不確定性之堤防風險分析」，成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文，民國 76 年 5 月。
- 25.黃志元，「壩堤洪水溢流之風險及不確定性分析」，成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文，民國 79 年 6 月。
- 26.吳國儒，「堤防溢流風險分析」，成功大學水利及海洋工程學研

- 究所碩士論文，民國 80 年 6 月。
- 27.林景義，「石門水庫潰壩風險分析之研究」，臺灣大學土木工程學研究所碩士論文，民國 81 年 6 月。
- 28.田振宏，「風險分析在水利工程之應用——以明德水庫潰壩為例」，中華工學院，民國 82 年 6 月。
- 29.黃勗哲，「HEC2SR 模式敏感度與不確定性分析研究」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文，民國 82 年 6 月。
- 30.張哲豪，「考量非常態分佈資訊於水利系統不確定性分析之研究」，交通大學土木工程研究所博士論文，民國 83 年 6 月。
- 31.陳信彰，「分佈型降雨-逕流模式之不確定性與敏感度分析」，成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文，民國 85 年 6 月。
- 32.黃翰林，「河堤溢流之風險可靠度分析」，成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文，民國 85 年 6 月。
- 33.張文綺，「下水道系統溢流風險分析之研究」，台灣大學農業工程學研究所碩士論文，民國 85 年 6 月。
- 34.張景忠，「翡翠水庫洪水溢流風險分析之研究」，台灣大學農業工程學研究所碩士論文，民國 86 年 6 月。
- 35.余家慶，「水庫溢流風險及不確定性分析」，成功大學水利及海洋工程學研究所碩士論文，民國 86 年 6 月。
- 36.許永佳，「水壩溢流之風險分析—以翡翠水庫為例」，台灣大學土木工程研究所碩士論文，民國 90 年 6 月。
- 37.王治原，「防洪疏散門最佳啟閉時間之研究-以基隆河台北市河段為例」，中央大學土木工程研究所碩士論文，民國 91 年 6 月。
- 38.蔡憶文，「淡水河口暴潮位及河川水位機率預報研究」，台灣大學土木工程研究所碩士論文，民國 91 年 7 月。

- 39.簡錕彪，「台北市防洪抽水站現況與聯合運轉可行性之探討」，台灣海洋大學河海工程研究所碩士論文，民國 91 年 7 月。
- 40.黃承傑，「專案進度風險分析模式－考慮不確性作業之影響」，國立高雄第一科技大學營建工程系碩士論文，民國 91 年 12 月。
- 41.童台生，「烏溪雙冬橋橋墩壅水之二維模擬與比較」，逢甲大學土木及水利工程研究所碩士論文，民國 93 年 6 月。
- 42.黃哲宗，「應用系統動態學建立水患風險評估模式之研究」，台灣科技大學營建工程系碩士論文，民國 94 年 7 月。
- 43.吳祥禎，「整合時間尺度之隨機降雨序列模擬機制之發展與應用」，國立交通大學土木工程研究所博士論文，民國 95 年 5 月。
- 44.Cornell, C. A., (Feb.1967) "Bounds on the Reliability of Structural Systems", Journal of the Structural Division,ASCE,Vol.93,No.ST1, pp.171-200.
- 45.Warner, R. F. and Kabaila, A. P. (1968) "Monte Carlo Study of Structural Safety", Journal of the Structural Division,ASCE,Vol.94, No.ST12, pp.2847-2859.
- 46.Yen, B. C. (1970) "Risks in hydrologic design of engineering projects", Jour. Hydraul. Div., ASCE, 96 (HY4) : 959-966.
- 47.Arthur, J. A., William, W-G. Y., and Warren, A. H., (1971) "Use of Monte Carlo Techniques in the Design and Operation of a Multipurpose Reservoir System", Water Resources Research,Vol.7,No.4,Aug.
- 48.Yen, B.C.; Ang, A.H-S., (1971): Risk analysis in design of hydraulic projects. Stochastic Hydraulics, 1st International Symposium on Stochastic Hydraulics, 694-709
- 49.Tang, W.H.; Yen, B.C., (1972): Hydrologic and hydraulic design under uncertainties. Proceedings, International Symposium on

- Uncertainties in Hydrologic and Water Resources Systems, vol. 2, 868–882, Tucson, Arizona
50. Wood, E. F., (June. 1977) "Analysis of Flood Levee Reliability", *Water Resources Research*, Vol. 13, No. 3, pp. 665-671.
 51. Rackwitz, R., and B. Fiessler, (1978) "Structural reliability and combined random load sequences", *Comput. Struc.*, 9, 489-494.
 52. Dunne, T. and L. B. Leopold, (1978) *Water in Environmental Planning*. W. H. Freeman, New York, 818p.
 53. Yen, B. C. (1979), "Safety factor in hydrology and hydraulic engineering", *Reliability in water Resources Management*, ed. By E. A. McBean, K. W. Hipel, and T. E. Unny, 389-407.
 54. Tung, Y. K., and Mays, L. W., (Aug., 1981) "Risk Models for Flood Levee Design", *Water Resources Research*, Vol. 17, No. 4, pp. 833-841.
 55. Duckstein, L. and I. Borgardi, (July. 1981) "Application of Reliability Theory to Hydraulic Engineering Design", *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol. 107, No. HT7, pp. 799-815.
 56. Tung, Y. K., and Mays, L. W., (Aug. 1981) "Risk Models for Flood Levee Design", *Water Resources Research*, Vol. 17, No. 4, pp. 833-841.
 57. Chow, V. T. Maidment, D. R. and Mays, L. W., (1988) *Applied Hydrology*. McGraw-Hill, New York.
 58. Melching, C. S., and Sharath Anmangandla, (1992) "Improved First-Order Uncertainty Method for Water-Quality Modeling," *Journal of Environmental Engineering*, Vol. 118, No. 5, pp. 791-805.
 59. Yen, B. C., and Tung, Y. K., (1993) "Some Recent Progress in Reliability Analysis for Hydraulic Design," *Reliability and Uncertainty Analyses in Hydraulic Design*, ed. By Yen, B. C. and Y. K. Tung, pp. 17-34, ASCE, New York.
 60. Melching, C. S. (1995). *Reliability Estimation*. In: Singh, V. P. (Ed.)

Computer Models of Watershed Hydrology. Water Resources Publications.

61. Apel, H. et al., (2004) Flood risk assessment and associated uncertainty. *Nazards and Earth System Science*, 4(2), 295-308.
62. Pappenderger, F., Harvey, H., Romanowicz, R. and Smith, P., (2005) "Risk & Uncertainty Tools and Implementation." Technological Report, Lancaster University.
63. Wu, S.J., Yang, J.C., and Tung, Y.K., (2005) Identification and stochastic generation of representative rainfall temporal patterns in Hong Kong territory. *Stochastic Environment Research and Risk Assessment*, 20(3), 171-183. (SCI)
64. Tung, Y.K. and Yen, B.C., (2005) *Hydrosystems engineering uncertainty analysis*. McGraw Hill, New York.
65. Wu, S.J., Tung, Y.K., and Yang, J.C., (2006) Stochastic generation of hourly rainstorm events. *Stochastic Environment Research and Risk Assessment*. (Accepted) (SCI).
66. 經濟部水利署，「基隆河整體治理計畫-<http://keelung.wra.gov.tw/>」

附錄一

委託服務計畫建議書審查意見回覆

附錄一 委託服務計畫建議書審查意見回覆

發言人	審查意見	辦理情形
成功大學 水工試驗所 宋副研究員長虹	1. 依水利建造物規劃設計程序係先確定降雨頻率、河口邊界條件、河床地形及檢定糙率值應用定率水理模式進行分析，而本計畫捨此程序，以風險概念推估洪水位累積機率函數，研析不同，情境之風險指標，此與傳統方法差異為何？如何突顯本計畫分析方法功能性，請補充說明。	1. 本計畫所建立之水利建造物風險分析架構，係以常用之水利建造物規劃設計程序作為基礎，再考量規劃設計過程中可能遭受之各種外在不確定性因子，配合風險分析方法所建置之，故本風險分析模式除了可提供定率模式原先之分析結果，亦可提供計算結果之可靠度或風險性，也就是可提供分析結果之信賴程度，而此為與過去傳統方法不同之處。
巨廷工程顧問 股份有限公司 許董事長勝田	1. 由報告資料顯示，內容主要看重於結構物外在因子造成之風險，結構物本身的風險是否涵蓋在計畫內，建議釐清。 2. 風險因子很多，其影響將如何累積。 3. 怎樣的風險是可被接受的，又如何降低是否為本計畫的目標。	1. 本計畫主要著重於水利建造物外在之風險因子，並不考量建造物本身結構之風險性，而上述意見將在報告內予以釐清。 2. 本計畫主要係整合所考量的風險因子再進行水文水理分析求得洪水位，理論上所有風險因子之影響將會反應至洪水位，故本計畫藉由分析洪水位之不確定性以評估各種風險因子之影響性。 3. 本計畫主要是探討可能的風險因子及建立其分析程序，而風險之接受度及減少方式需綜合考量各種層面(人文社會及經濟等因素)予以決定，其決定過程相當複雜，故不在本計畫工作範圍內。

台灣大學 水工試驗所 何技正興亞	1. 因沖刷造成水利建造物安全受到影響(如潰堤等),是否含在本研究範圍內?應先予釐清。 2. 本研究宜針對允許承受之風險予以探討,俾便成果可供流域管理或水利建造物規劃設計參考。 3. 本研究是否對氣候變遷之降雨影響納入?	1. 本計畫並不考量因沖刷對水利建造物所造成之風險性。 2. 感謝委員之指導,將在計畫執行期間將委員之意見列入考量。 3. 本計畫並不直接探討氣候變遷之影響性而是採用近年來之水文資料進行分析之方式來反應水文之變異性。
逢甲大學 巫研究助理教授 仲明	1. 第 30 頁抽水站有 33 處,而第 33 頁之抽水站資料只有 23 個,請查明後補正。 2. 風險評估若加上,人文及經濟的損失是否較具意義。文中將風險指標以超越機率,較為薄弱,若加上經濟損失的因子可較為完整。	1. 感謝委員指正,將在報告予以修正。 2. 本計畫主要建立水利建造物風險分析架構,以用於評估水利建造物承受外在風險因子時可能產生危害之程度,而所得分析結果除了可作為判斷結構物之風險性外,未來亦可將其應用於委員所提之經濟損失分析之用。
會議結論	1. 本計畫共聘請計 9 位審查委員,共 6 位出席。委員依據評分標準,評定本計畫之結果,平均分數達 85.16 分。爰此,本案「影響水利建造物(蓄水建造物除外)功能之風險因子探討與分析程序之建立(1/2)」計畫,交通大學防災工程研究中心為優勝廠商,經簽報召集人核可由該校優先議價。	

附錄二

期中報告審查意見回覆

附錄二 期中報告審查意見回覆

發言人	審查意見	辦理情形
成功大學水工 試驗所 宋副研究員長虹	1. 本計畫雨型分析之四類單峰雨型與近年致災暴雨之雙峰型雨型間之差異(諸如降雨峰值，集流特性，入滲量等)引致風險為何，建議進行分析以符實情。	1. 本計畫於降雨逕流分析上係採用常用之流域平均降雨組體圖，其經過加權後原為雙峰之雨型亦很有可能成為單峰之流域平均降雨組體圖。
	2. 防洪功能發揮係流域各項設施系統統整之效益，上下游水利建造物功能風險有 Trade off 關聯性，諸如上游內水滯流將降減下游外水溢堤入侵風險，或暴潮偏差與天文潮疊合時間不確定性等，本計畫如何兼融考量，建請說明。	2. 本計畫在分析水利建造物防洪功能時雖個別衍生風險因子，但在分析風險性前，係將所有風險因子代入水文及水理演算推求在不同風險因子組合下由上游至下游各斷面最高洪水位，藉以計算各水利建造物防洪功能之失敗機率，故所推得之上下游水利建造物功能風險應具有關聯性。關於內水滯流之影響，將於明年度予以考慮，其作法擬考慮抽水量之不確定性對外水溢堤入侵風險之影響。至於潮位之不確定性，可根據暴潮潮差頻率分析結果加上最高天文潮方式反應暴潮之不確定性。
	3. 為利資料整合建議標列基隆河流域各項水利設施位置圖，另歷次洪災範圍亦建議標示在相同底圖，以利綜合判斷。	3. 本計畫已將基隆河水利建造物相關位置繪於流域圖(請參閱圖 5-10)，另由於歷次淹水圖並不採用同一尺度故繪於同一張流域域圖有相當困難性，故本計畫仍採用不同之淹水圖。

	4. 地文因子之檢定與引用資料正確性有關，相對亦存有不確定風險，其與水文因子間如何權衡其風險影響程度，請說明。 5. 第 2-3 頁文述 96 年 7 月 11 日修正水利法在案，其第四十九條規定…，「水利建造物檢查及安全評估辦法」爰依上開水利法規定於 92 年 12 月 3 日訂定發布施行；上下文義有先後法源依據關聯，惟其時間先後邏輯易引誤解(因第四十九條規定非 96 年修正)，請衡酌。 6. 部分文字誤植謬繕請查校，如表 2-3 定性和定「理」方法，應為「量」字之誤；第 2-13 頁利潤可能分「怖」，應為「佈」之誤；第 3-1 頁造成能量損失而「雍」升水位，應為「壅」字之誤。	4. 本計畫主要係以參考現有資料所得之地文因子為基礎，採用蒙地卡羅模擬方法衍生其值，藉以反應資料之不確定性。地文因子(CN 值、河道糙度係數)與水文因子之關係主要前者將影響有效降雨量及洪水位之推估。 5. 感謝委員指正，已於期末報告中予以修改。 6. 感謝委員指正，已於期末報告中予以修改。
巨廷工程顧問股份有限公司 許董事長勝田	1. 建議就各風險因子對水利建造物功能的影響做定性或定量的排序。	1. 本計畫在模式建立中儘量考慮可能影響水利建造物防洪功能之因子，未來藉由實例之應用結果，嘗試針對各風險因子對水利建造物防洪功能之影響做定性或定量之排序。

	2. 本計畫以員山子分洪工程為例，所建立之分析程序是否通用於其他水利結構物？請說明。	2. 本計畫主要藉由不同風險因子組合下，基隆河上游至下游各斷面最高洪水位是否超過水利建造物設計高程之方式決定其可靠度，故除了員山子分洪工程外，亦有考量其他水利建造物對防洪功能之可靠度。
水利署 水利防災中心 張主任國強	1. 請彙整國內外水利建造物風險分析之相關文獻，建議表列並評估各風險因子對台灣水利建造物功能之影響。 2. 影響水利建造物防洪風險因子有許多種類，文中僅以水文資料紀錄年限、雨型及河口潮位作為水文風險因子評估，是否需將降雨強度以及降雨頻率分析納入考量？ 3. 地文因子為何僅以河道糙度係數、土地開發程度及河道斷面作為風險評估因子，建請說明。 4. 期末報告請將期初、期中審查意見及處理情形列出。	1. 已在期末報告加強此一部份之內容。 2. 本計畫主要藉由衍生降雨事件之特性(降雨量、延時及雨型)組成完整之降雨組體圖，故基本上已將降雨強度及降雨頻率分析列入考量。 3. 本計畫所採用之地文因子主要考量可能影響逕流量與洪水位之因子為主。 4. 遵照辦理。
水利署水利規劃試驗所 陳課長春宏	1. 水利建造物功能包括防洪安全及本身結構物安全等，本計畫內容似乎略掉結構物安全部份，僅著重防洪功能，另水利建造物是否應將海堤納入。	1. 結構物本身之安全性很重要，但限於計畫執行期限及經費，故本計畫僅著重於防洪安全。因海堤係屬於另一類水利建造物，其分析方法及內容與河川水文水理關聯性不大，故本計畫中不予以考慮。

	2. 基隆河發源於菁桐山請修正。 3. 基隆河流域橋樑相關資訊為基隆河前期治理計畫完成前資料，請補充及修訂前期治理完工後資料。 4. 表 5-14 表題請修正，此將誤認為河口潮值，然此表應為關渡資料。 5. 以基隆河為事例時應檢討降雨分佈所造成之風險。 6. 水利建造物風險分析模式應檢討員山子分洪施作前後分洪能力及對下游河道之減洪效果，此應將計畫期間颱風事件所量測相關資料作為模式參數檢定及驗證。	2. 感謝委員之指正，已在期末報告中予以改正。 3. 感謝委員之意見，將在期末報告予以修正。 4. 感謝委員之指正，已在期末報告中予以改正。 5. 本計畫於降雨逕流分析上係採用常用之流域平均降雨組體圖，降雨在空間分布之不確定性難以顯現。另外本計畫亦會針對降雨空間分布對最高水位之影響進行分析與評估。 6. 本年度計畫主要以員山子分洪施作後之水利建造物防洪功能風險分析，下一年度將藉由考慮員山子分洪堰公式參數之不確定性方式，評估員山子分洪施作前後分洪能力及對下游河道之減洪效果。至於風險分析模式中參數之檢定，本計畫係採用最近幾場颱風事件予以驗證。
審查結果	1. 本計畫期中報告依契約規定準時提出，報告書經委員審查同意通過。 2. 請執行單位依據委員建議及防災中心審查意見，賡續辦理後續委託研究工作，並將辦理情形附於期末報告書內。	1. 2. 遵照辦理

	3. 水利建造物功能之風險分析中，各風險因子之代表變數考量太少，建請加以補充並評估分析。 4. 風險因子分析程序建立完成後，擬請於期末報告前召開工作會議，並請相關專家學者參與討論分析程序建置之完整性。	3. 已在期末報告中加以補充說明。 4. 已於 11 月 5 日舉行工作進度會議。
--	--	---

附錄三

工作進度會議審查意見回覆

附錄三 工作進度會議審查意見回覆

發言人	審查意見	辦理情形
水利署 水利防災中心 張主任國強	1.期中審查意見中，針對兩型分析之四類單峰兩型與近年致災暴雨之雙峰型兩型間之差異，引至風險為何？其回覆未能解答該審查意見，請補充說明。 2.在界定風險因子與建立分析程序中，主要是要架構一完整之標準作業程序(SOP)，故應將各失敗因子(如宣洩不及等)列入考量。而後續實例分析中，如該因子涉及層面太過複雜，再不予考慮。 3.西南沿海地區由於地層持續下陷，導致內水滯留，是否應將其列入考量。 4.需界定清楚此計劃所考量之風險因子是屬於長期的規劃風險或是設計操作風險。 5.採用 SOBEK 去推估所得之洪水位，與使用其他模式(如 HEC-RAS、HEC-2)所推得之洪水位，是否會有差異。	1. 雙峰型兩型主要造成之影響在於前一降雨尖峰可能已將水位抬升此時若有另一降雨尖峰接續發生，則可能形成更高之洪水位，而此為雙峰型與單峰型兩型最大之差異。然本計畫雖將兩型分為單峰四類，但其主要針對各兩型之無因次降雨百分比平均值而言，實際上在模擬各兩型之無因次降雨百分比時，是有可能製造雙峰型兩型。 2.已在期末報告建構一分析程序，並將各因子予以納入，未來將持續蒐集相關予以修正。 3.會將其列入地文因子來考量。 4.本計畫初期以探討可能淹水事件之因子為主，未來將對所界定之風險因子針對其屬性予以分類。 5.理論上不同水理模式所推得之洪水位應為相同，唯一不同的是流量之推估，其造成原因主要在於流量水位曲線

	6.當斷面有變化時(如淤積 10%、沖刷 10%)，其對風險的敏感度如何？其容許度之範圍為何？ 7.河心距應該改成距河口的距離。	不確定所造成。 6.將在期末簡報時呈現斷面有變化程度對洪水位之影響程度藉以分析其可能造成之風險性。 7.遵照辦理。
台灣大學 生物環境系統 工程學系 童教授慶斌	1.以風險管理的架構，應有風險預測(預防)、風險處理、風險檢討。建議其標準作業程序可依此三大步驟來建置，使決策者能夠活用其風險程序。 2.應將其風險因子依其屬性(如可否預測、時間尺度)做分類。 3.當水位過高超過抽水站的量測點，則會造成抽水站失效，關於此點是否也應納入抽水站失效因子。 4.若此計劃是著重在規劃面，建議可考量兩型在空間上的變異性。 5.最高洪水位與風險因子之關係式中若水文或地文因子改變，此迴歸式是否會改變。	1.本計畫研究目主要建立一風險分析程序，以提供相關單位作決策參考用，故著重於風險分析模式之建立，而風險處理及檢討涉及相當多層面(例如社會及經濟等)，需大量人力經費配合，故不在本計畫工作項目。 2.感謝委員意見，本計畫明年度將以本年度所建立之風險因子界定程序並根據委員建議針對風險因子進行分類。 3.已針對委員意見將抽水站相關設計水位(起抽水位，最高及最低水位等)列入考量因子但將其歸類於操作不當之因子。 4.降雨空間之變異性為影響降雨特性一重要因素，為本計畫下一年度工作之重點之一。 5.最高洪水位與風險因子主要係採用大量衍生之風險因子推導而成，理論上可適用任

	建議釐清此關係式後續應用上的相關問題。	何水文地文情況，但若河道斷面有明顯改變則需重新推導。
--	---------------------	----------------------------

附錄四

期末報告審查意見回覆

附錄四 期末報告審查意見回覆

發言人	審查意見	辦理情形
交通大學 土木工程學系 葉教授克家	1. 失敗機率應與風險是同一意義，建議採同一用辭。 2. 本研究如何考慮降雨量之不確定性，建議做較具體之說明。 3. 有關基隆河考慮水文風險因子所獲得之風險值，建議做較具體之綜合整理陳述。 4. 表 3-4 中水文因子代表變數「資料紀錄年限」嫌不妥，請更正之；請將基隆河之雨量站位置標示在相關圖中。	1. 感謝委員意見，因風險除了具失敗事件發生機率之意義外，亦代表災損程度，但因本計畫主著重於防洪功能失敗之機率故在文章撰寫仍將二者予以區別。 2. 本計畫主要藉由分析蒐集多數降雨事件之特性(降雨延時、降雨量及雨型)，再採用 Monte Carlo 模擬法衍生 400 組降雨特性並代入水文水理模式，以反應降雨量之不確定性對洪水位之影響。請參閱 5-22 頁。 3. 遵照辦理。請參閱 5-39 及 5-44 頁。 4. 感謝委員指正，請參閱 3-14 頁與 5-20 頁中。
成功大學 水工試驗所 宋副研究員長虹	1. 河口潮位之衍生捨淡水河口而採關渡站其原因為何，請說明。 2. 風險分析模式之建置，推衍四種雨型各 100 組有效降雨組體圖、400 組河口	1. 因本計畫僅針對基隆河段採用 SOBEK 模式進行水理演算，故採用基隆河口關渡站水位當作河口潮位。其影響性將於後續工作討論。 2. 本計畫主要採用 LHS 法隨機組合 400 有效降雨組體圖、400 組河口潮位、400 組支流

	潮位、400 組支流入流歷線，最高洪水位推估及統計分析計算事件如何組合各衍生條件(係否 400x 400 組)請說明。 3. 本計畫係以 200 年重現期設計條件風險為考量，故功能可靠度分析接近 100%，僅能推論在 200 年防洪標準前提下設計足可靠但整體風險為何(超逾 200 年設計條件)值得探析。 4. 部分文字謬誤請查校，第 2-8 頁可「瞭」解現有水利建造物，應為「瞭」解之誤；第 2-11 頁所謂風險「便是」，應為「辨識」之誤；第 3-1 頁其「辦」識程序，應為「辨」識程序之誤。另文內引述參考文獻部份未列入，如第 2-13 頁陳信彰，1996；第 2-16 Yen and Ang,1971，Tung and Yen,1972，請查校。 5. 出水高與分析水位關聯性之解讀宜多方評價俾趨客觀。	入流歷線，推得 400 組洪水位。請參閱 5-24 頁。 3. 本計畫第一年主要針對 200 年重現期設計條件影響水利建造物之防洪能力進行評估。下一年度將針對水文、地文及其他風險因子所建立之風險分析程序進行各種條件下之整體風險分析(包括超逾 200 年設計條件)。 4. 感謝委員指正，已於成果報告中予以修改。 5. 感謝委員之建議，將在明年度針對出水高與分析水位關聯性之多方解讀。
台灣大學 水工試驗所 何技正興亞	1. 由於水文資料隨時間增長，統計特性亦隨之變異。故若以特定頻率年之降雨量做為風險分析之標的(如 200 年頻率降雨)，將無法持續獲得一致	1. 感謝委員之建議，將在明年度針對其他可能分析標的(例如警戒水位等)，或對 200 年重現期距之相關水文量(例如洪峰流量)予以說明進行分析。

	之結論。建議考慮其他可能分析標的，或對 200 年頻率對應之水文量予以說明。 2. 在基隆河案例分析中，若能進一步比對演算過程中之尖峰流量，與當初設計防洪設施之設計流量，兩者之間的關係，將可進一步了解分析結果之合理性。 3. 本年度計畫利用現況基隆河防洪設施，進行九場颱風降雨之可靠度分析。若能以員山子分洪道建置前之防洪設施情況，分析賀伯、象神、納莉、敏督利等四場颱風之可靠度，將可進一步檢驗分析方法之合理性，以及員山子分洪道之功效。	2. 感謝委員之建議，將在明年度針對尖峰流量，與當初設計防洪設施之設計流量，兩者之間的關係進行分析。 3. 本年度之風險分析程序主要採用員山子分洪道完成後之地文及水理條件建置而成，明年度將以考量分洪堰參數之不確定性方式評估員山子分洪道建置前後之防洪功效。
淡江大學工學院 虞院長國興	1. 建議將繁衍之資料(雨量、延時、雨型、潮位)等繪出，以了解處理之情況是如何？ 2. 風險計算在於假設最高洪水位滿足常態分布，此假設之合理性可以再檢討。 3. 合成資料之組合可以儘量多，不要只採用 400 組。	1. 感謝委員之意見，本計畫所衍生之資料基本上以原有資料之統計特性為基礎，故衍生資料之統計特性仍與原有資料統計值接近。 2. 本計畫係採用最簡單之常態分布，未來將考量改用其他分布進行風險值計算。 3. 因受限模式演算時間故僅採用 400 組進行定性分析，未來將採用更多組衍生進行定理分析，以提高風險分析結

	4. 水理演算驗證很重要，可將結果列出。以供了解模式之精度。	果之可靠度。 4. 因其他基隆河相關計畫已針對 SOBEK 模式水理演算之進行驗證，且驗證成果良好，故本計畫採用 SOBEK 模式推估洪水位。
巨廷工程顧問股份有限公司 許董事長勝田	1. 水文是時間的函數，而且紀錄顯示降雨量越來越大，因之防洪結構物的水文風險與日俱增，建議此現象可在報告中加強說明。	1. 遵照辦理。基本上水文特性會隨時間而有所改變之氣候變遷現象，近年來已有多所探討，但因其確切之變化程度仍無一定的量化成果，故本計畫採用不同年份所推得之 200 年降雨量藉以反應水文特性會隨時間而改變之現象，已分別於摘要與結論中說明。
水利規劃試驗所 陳課長春宏 (書面意見)	1. 風險因子應針對共通性及一般性之風險因子作敘述，如溢堤：分洪效果不彰，非每條河川有，若欲將此因子納入，則全省如水庫、攔河堰、疏洪等因子亦應納入，非僅以特性河川作敘述。 2. Flow2D 是否應為 Flo-2D，土地利用圖應以彩色圖展現，以利研閱。 3. 今年度風險因子僅以水文因子作為建置基礎原因為何？另此建置與第十河川局委託 2005 年「基隆河洪氾管理指標之不確定性對洪氾區劃設之影響研究」內容差異為何？	1. 感謝委員之意見，本計畫嘗試將可能造成水利建造物防洪功能毀損之風險因子予以列入，委員所提疏洪基本上與分洪之因子相似，另攔河堰可列入能量損失因子。 2. 感謝委員指正，已於成果報告中予以修改。 3. 今年僅以水文因子建立模式，係因本年執行期限為四個月，在考量時間之因素下，故以本年度以水文因子所建置模式為基礎，於下一年度加入其他風險因子；本計畫與另一計畫最大差異在於主要針對水利建造物之防

	洪功能進行分析，而另一計畫係針對洪氾區之劃設進行風險分析。另本計畫主要乃擬建之風險分析程序，基隆河僅為一應用案例。	4. 文中湖山大橋應為南湖大橋，另 200 年....等請修正為重現期距 200 年。 5. 水利建造物風險分析模式之測試與驗證部分，所選取 9 場颱風事件，是否應針對此 9 場颱風事件依基隆河當時水利建設情形分析，若不與當時事件作驗證，否則以現在完成後之水利建造物作為分析，無法看出驗證成效。 6. 表 5-11、5-12 中無因次最大降雨強度其無因次化方程式為何？	4. 感謝委員指正，已於成果報告中予以修改。 5. 本年度之風險分析程序主要採用員山子分洪道完成後之地文及水理條件建置而成，明年度將以考量分洪堰參數之不確定性方式評估員山子分洪道建置前後之防洪功效。 6. 無因次最大降雨強度定義為最大降雨強度除以總降雨量。
水利防災中心 張主任國強	1. 本計畫之目標，主要係建立水利建造物風險因子之分析模式，及其分析程序，再以基隆河流域做為模式之應用範例。計畫中，僅以架構方式呈現，主要分析程序較不明確，建議說明如何確立較詳細之分析程序。 2. 建議將所有可能作為風險評估之因子及其分析模式例出；以本署現有資料所能分析之因子有那些？	1. 感謝委員之意見，本年度主要建立風險分析架構為主，下一年度將詳列分析程序。 2. 感謝委員之意見將列為明年度之工作重點之一。	

	3. 建議補充說明在作水利建造物風險因子評估時，各風險因子(例如降雨量、河口潮位、糙度係數等)所需之基本資料、及其所需資料之精度為何？且針對不同之水利建造物其合適之風險分析模式為何？	3. 本計畫已彙整常用之風險分析方法及其優缺點，未來將針對本計畫所列風險因子之特性彙整其適用方法。
經濟部水利署 謝總工程司勝彥	1. 建請說明各風險因子之定義；評估風險因子時乃基於何種基準或標準下計算出？本計畫是以 200 年重現期作為設計標準，若超越 200 年設計防洪條件，則各水利建造物之風險為何？如何有效量化相關風險因子？ 2. 模式之驗證應該以當時水利建造物之設計標準作為風險分析評估之基本資料。 3. 正式報告書中請檢附中、英文摘要，摘要部份建議說明本計畫研究方法與結果等，以便了解此計畫之執行目的與成果。	1. 本計畫各風險因子之界定主要係以可能造成水利建造物毀損原因為基準；本計畫主要分析 200 年降雨量之不確定性對水利建造物防洪能力之影響，理論上所衍生之 200 年降雨量可能包括超過當初 200 年設計防洪條件(降雨量)；本計畫主要藉由計算或假設各相關風險因子之統計特性配合蒙地卡羅方法量化其值。 2. 遵照辦理 3. 遵照辦理
會議結論	1. 期末報告同意審查通過。 2. 請將期末審查意見及處理請形列於正式報告中，並請檢附中、英文摘要。 3. 請執行單位參酌審查委員建議及水利防災中心意見修正，賡續辦理後續委託研究工作，並請將辦理情形附於正式報告內。	

附錄五

風險分析方法簡介

附錄五 風險分析方法簡介

風險分析方法依據風險因子屬性 (Attribute) 的性質可區分成定量 (Quantitative) 與定性 (Qualitative) 兩種風險分析方法。國內外常用之定性及定量風險方法有以下八種：

1. 查核表法 (Checklist)
2. 層級分析法 (AHP)
3. 模糊理論法 (Fuzzy Sets)
4. 統計法 (Statistics)
5. 敏感度分析法 (Sensitivity Analysis)
6. 蒙地卡羅模擬法 (Monte Carlo Simulation)
7. 影響圖 (Influence Diagram)
8. 決策樹分析法 (Decision Trees)

茲將各風險分析方法之理論說明如下：

1. 查核表法 (Checklist)

查核表法是工程中最常用的分析方法，其優點在於方法簡單、易於應用、節約時間。它的應用由兩步驟組成：

- (1) 辨識出計畫週期可能遇到的所有風險，列出風險調查表。
- (2) 利用專家經驗，對可能的風險因素的重要性進行評估，綜合成整個計畫風險。

其應用範例如附表 E-1。

附表 E-1 查核表法範例

可能發生的 風險因素	權重 (W)	風險因素發生的可能性(C)					W*C
		很大 1.0	比較大 0.8	中等 0.6	不大 0.4	較小 0.2	
政局不穩	0.2				◎		0.08
物價上漲	0.15		◎				0.12
業主支付能力	0.2				◎		0.08
技術難度	0.1				◎		0.04
工期緊迫	0.15			◎			0.09
費率浮動	0.2		◎				0.16
$\Sigma W*C=0.57$							

2. 層級分析法 (AHP)

AHP 方法首先係將所欲評估之複雜問題，分解成各個決策要素，予以層級化及結構化，並規劃成簡明之層級架構圖；然後再透過專家的評比，訂出各層級因素之相對權重，以協助決策者在複雜之變數中，歸納出各因子整體性之相對重要度。層級分析法之假設如下：

- (1) 一分析系統可解構成許多要素，並形成層級結構。
- (2) 每一層級內的各要素，均假設彼此具獨立性，是互斥的集合關係。
- (3) 每一層級內的各要素，可以用上一層級內某些或所有要素作為評準，進行評估。
- (4) 兩兩成對比較後，不僅優劣關係滿足遞移性，（A 優於 B，且 B 優於 C，則 A 優於 C）同時強度關係也滿足遞移性。（若 A 優於 B 二倍，且 B 優於 C 三倍，則 A 優於 C 六倍）。
- (5) 容許要素不具遞移性的存在。
- (6) 要素的優勢程度，經由加權方法計算求得。
- (7) 任何要素只要出現在階層結構中，不論其優勢程度如何，均視為與整個評估結構有關。

其應用範例如附表 E-2。

附表 E-2 層級分析法範例

影響要素 A	A 遠比 B 重要	A 比 B 重要	一樣重要	A 比 B 不重要	A 遠比 B 不重要	影響因素 B
A1.工期緊迫		✓				B2.物價上漲
A1.工期緊迫		✓				B3.業者支付能力
A1.工期緊迫		✓				B4.技術難度
A1.工期緊迫			✓			B5.天候
A2.物價上漲	✓					B3.業者支付能力
A2.物價上漲		✓				B4.技術難度
A2.物價上漲				✓		B5.天候
A3.業主支付能力		✓				B4.技術難度
A3.業主支付能力		✓				B5.天候
A4.技術難度				✓		B5.天候

3. 模糊理論法 (Fuzzy Sets)

在計畫風險評估程序中，有很多影響因素的性質和活動無法用數字來定量化描述，它們的結果也是含糊不定的，無法用單一的準則來評判。工程中也潛含的各種風險因素大部分難以用數字來準確地加以定量描述，大多以利用歷史經驗或專家知識，用語言描述其性質及變化，而且有些風險因素的結構也是模糊的、沒有統一的準則來評判。在此，模糊數學法即針對此一問題判斷工程的風險度。

4. 統計法 (Statistics)

統計和機率方法分析工程風險是比較傳統的做法，是利用統計的方法估計變數之平均值與標準差，經計算以求得風險事件損失與程度的平均值與標準差。

5. 敏感度分析法 (Sensitivity Analysis)

敏感度分析是一種最簡單的量化分析方法。其分析方式乃針對工程方案所面臨眾多的影響因素(或風險因子)，每次只變化一個或數個影響參數的數值，其他參數皆維持其固定值，來檢測此參數對整個目標價值的影響(敏感)程度。藉由敏感度分析，可以找出較敏感變數而

加以處理或規避。其優點為：

- (1) 敏感度分析在於其方法簡單且可快速的比較各風險相對的影響程度（或謂測試出各風險的敏感程度）。
- (2) 可依據分析結果將眾多的風險先作篩選，以集中精力處理較敏感者。
- (3) 同時也可瞭解工程的成本或利潤可能分佈的範圍，而採取必要的對策。

其缺點為由於敏感度分析中每次只變化其中的一個或幾個風險因子，無法測試眾多風險同時變化時可能產生之綜合影響狀況。

6. 蒙地卡羅模擬法 (Monte Carlo Simulation)

蒙地卡羅方法是估計經濟風險和工程風險常用的一種方法。在一般研究不確定因素問題的決策中，通常只考慮最好、最壞和最可能三種估計。而蒙地卡羅方法的應用是一種多元變化方法，能直接處理所有的不確定因素，並用機率分佈來表示每個不確定性，同時可透過電腦使時間縮短，以便在工程性質複雜的情況下能快速又準確的下達決策。

7. 影響圖 (Influence Diagram)

影響圖是由多方向圖構成的網路。它用直觀圖形表示出問題中主要變量間的相互關係，並可以清楚地表示出變數間存在的相互獨立性及進行決策所需的資訊。它既可以作為一般直觀的定性分析工具，又可以成為由電腦數量化分析。

8. 決策樹分析法 (Decision Trees)

決策樹名稱係來自其分析問題的樹狀圖形；對某一決策而言，其各個可行方案皆如樹枝般表現於圖上，而各方案所產生之可能結果則如樹枝般接於可行方案之後。基本上，決策樹分析為一種利用圖形分

析的工具，可將其中因果關係抽象思考予以形體化。製作決策樹重點不在最後分析成果，而是建立系統的組織，若將各方案有關機率、成本等資料亦顯示在樹狀圖上，則可使決策樹製定過程簡單明瞭，有利於個案的溝通討論。

附錄六

隨機降雨序列模擬機制概述

附錄六 隨機降雨序列模擬機制概述

降雨序列主要由不同場次之降雨事件所組合而成，而各降雨事件又由不同之降雨延時、雨量、雨型及事件間隔時間所組成(如附圖 F-1 所示)，故降雨事件發生次數(Number of Rainstorm)、降雨延時(Storm Duration)、雨量(Rainfall Depth)、雨型(Storm Pattern)及事件間隔時間(Inter-event Time)為組成降雨序列之基本元素，稱之為降雨特性。本文將針對各降雨事件之統計特性來發展一套隨機降雨序列模擬機制(Stochastic Rainfall Series Generation, SRSG, Model)並依降雨特性將模式區分成三部份：(1)降雨事件發生次數之模擬；(2)降雨延時、雨量及事件間隔時間之模擬；及(3)雨型之模擬，本文將依據上述降雨特性發展模式，其發展過程如附圖 F-2。

F1 降雨事件之定義

在發展隨機降雨模擬機制前，首先需先將降雨序列分成數個獨立的降雨事件，以利於分析及歸納其降雨特性之統計特性。若從氣象觀點來看，降雨事件之形成與當時的氣候條件(例如溫度及濕度等)有關，故不同降雨事件存在於不同的氣候環境，也就是說各事件因發生條件並不相同而使彼此間可能不具有相關性，因此各降雨事件間可視為一獨立的事件。在水文學上可用來定義互為獨立之不同降雨事件的統計方法有：(1) 自相關法(Autocorrelation Method) (Morris, 1978);(2) 級序相關法(Rank Correlation Method (Bonta 及 Rao, 1988); 及(3)指數法(Exponential Method) (Eagleson, 1977; Bonta and Rao, 1988; Restrepo and Eagleson, 1982)。

許多降雨-逕流研究(特別是在排水系統工程方面)較著重於颱風期間所發生的所有降雨量是否會造成洪災，並不需將降雨區分為不同的事件。相反地，若要進行雨型分析則需將降雨區分成不同事件。故

根據水文分析目的，降雨事件可分為二種：(1) 設定一段無降雨時間(Dry Time)，以求得延時內每一時刻皆有降雨量之連續降雨事件(Yen and Chow, 1980)；及(2)設定一降雨標準(例如降雨延時或降雨強度需大於某一標準)來選取事件，而此類事件之每一時刻並非皆有降雨量，即允許短暫無降雨時刻存在。

由於降雨序列模擬機制之建置係以實測降雨資料為基礎，故降雨事件之選取標準會直接影響模式模擬結果，需慎選降雨事件選取標準。由於本文主要著重於會形成顯著逕流狀況之降雨事件，故降雨事件研選標準設定為總降雨量及平均降雨強度需達某一特定標準之事件。

F2 降雨事件發生次數之模擬

在模擬 N 年內所發生的降雨序列時，每一年的事件發生次數之機率分佈函數需先予以決定。一般而言，可應用於水文事件發生次數之機率分佈主要有 Binomial 分佈、Negative Binomial 分佈及 Poisson 分佈。將上述三機率分佈介紹如下，

a. Poisson 分佈函數

$$P(N = n) = \frac{e^{-\mu} \mu^n}{n!}, n = 0, 1, 2, \dots \quad (F-1)$$

式中 N 為事件次數；及 μ 為在特定之單位時段內發生次數之平均值。

b. Binomial 分佈函數

$$P(N = n) = \binom{r}{n} a^n (1-a)^{r-n}, n = 0, 1, 2, \dots \quad (F-2)$$

式中 r 為所有降雨事件；及 a 為降雨事件之發生機率。

c. Negative binomial 分佈函數

$$P(N = n) = \binom{r+n-1}{n} a^n (1-a)^r, \quad n = 0, 1, 2, \dots \quad (F-3)$$

Cunnane(1979)提出以 Fisher 離散指數(Dispersion Index, D_1)來檢
定降雨事件發生次數之合適分佈

$$D_1 = \sum_{i=1}^N \frac{(m_i - \bar{m})^2}{\bar{m}} = \frac{(N-1)\text{Var}(m)}{E(m)} \quad (F-4)$$

式中 m_i 為第 i 年降雨事件發生次數； $\bar{m}$ 為年平均發生次數。其
中 D_1 屬於 χ^2 分佈且具有 $(N-1)$ 個自由度。其判斷準則如下，

- 若 $\chi_{\alpha/2}^2 \leq D_1 \leq \chi_{1-\alpha/2}^2$ ，則事件發生次數(m)為 Poisson 分佈。
- 若 $D_1 \leq \chi_{\alpha/2}^2$ ，則事件發生次數(m)為 Binomial 分佈。
- 若 $D_1 \geq \chi_{1-\alpha/2}^2$ ，則事件發生次數(m)為 Negative binomial 分佈

其中統計顯著水準 α 通常為 1% 或 5%。

在過去文獻(Eagleson, 1977; Alexandersson, 1985; Marien and
Vandewiele, 1986; Waymire and Gupta, 1981a,b,c)，Poisson 分佈廣泛
用於水文事件發生次數之模擬。因此本文將沿用前人研究成果採用
Poisson 分佈於事件發生次數之模擬。

F3 降雨延時、雨量及間隔時間之模擬

F3.1 非常態多變量蒙地卡羅模擬(Non-normal Multivariate Monte Carlo Simulation)

在實際水文系統中，降雨量通常隨著延時增加而增加，且在雨季
時降雨事件多且密集，相對地各事件間隔時間縮短。相反地，在旱季
時，降雨事件少連帶著間隔時間增長。由這些水文現象可知，降雨延
時、總雨量及事件間隔時間彼此之間存在著某種程度上的相關性，且

具有不同的統計特性(包括機率分佈函數種類)，更詳細來說降雨延時、雨量及事件間隔時間為非常態(Non-normal)且具有相關性之變數。由於此類隨機變數不易建立聯合機率分佈函數，使得模擬其值相當困難。Chang 等(1994)發表了一套應用多變量的邊際機率分佈函數(Marginal Probability Distribution)及變量之相關係數配合蒙地卡羅方法之模擬方法(Multivariate Monte Carlo Simulation, MMCS, Method)。MMCS 法除了傳統蒙地卡羅法模擬變量外，包含以下三個步驟(如附圖 F-3 所示)：

(1) 標準常態轉換(Normal Transformation)

第一步驟先利用 Nataf 二變量分佈(如 F-5 式)將相關性變量由原先空間轉換至標準常態空間，也就是將非常態相關變量轉換成常態相關變量。

$$\rho_{ij} = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \left(\frac{x_i - \mu_i}{\sigma_i} \right) \left(\frac{x_j - \mu_j}{\sigma_j} \right) \phi(z_i, z_j | \rho_{ij}^*) dz_i dz_j \quad (F-5)$$

式中 X_i 及 X_j 為具有相關係數 ρ_{ij} 之隨機變數； μ_i 及 μ_j 分別為隨機變數 X_i 及 X_j 之平均值； σ_i 及 σ_j 分別為隨機變數 X_i 及 X_j 之標準偏差； Z_i 及 Z_j 為具有相關係數 ρ_{ij}^* 標準常態變數； $\phi(z)$ 為標準常態分佈。其中將已知變量 X_i 及 X_j 之邊際機率分佈函數及相關係數 ρ_{ij} 代入解(F-5)式，可求得所對應在常態變量空間之相關係數 ρ_{ij}^* ，若(F-5)式無解析解則以數值方法求其解。Liu 及 Der Kiureghian (1986)將(F-5)式簡化為下式，

$$\rho_{ij}^* = T_{ij} \times \rho_{ij} \quad (F-6)$$

式中 T_{ij} 為轉換因子(Transformation Factor)，其型式隨著不同邊際機率分佈函數種類與隨機變數特性而異(如附表 F-1)，。

(2) 正交轉換(Orthogonal transform)

常態多變量分析(Multivariate normal analysis)中處理具有相關性的隨機變量時，正交轉換為一相當重要的步驟。此步驟主要係將由步驟(1)所得相關性多變量經過常態轉換成具有相關性的標準常態變量後，再利用正交轉換成獨立的常態變量。最後再藉由蒙地卡羅法模擬獨立常態變量，並將獨立常態變量模擬值再經由正交轉換成具有相關性的標準常態變量。

(3) 逆轉換(Inverse Transform)

由步驟(2)模擬標準常態變數後，可藉由下式將具有相關性之常態變數模擬值各別轉換成原空間變量。

$$x_i = F_i^{-1}[\Phi(z_i)] \quad (F-7)$$

式中 $F_i(\bullet)$ 為變量 X_i 之邊際機率分佈函數。

上述模擬過程可參見附圖 F-4。

F3.2 邊際機率分佈函數之檢定

在水文頻率分析中，一般常用 Kolmogorov-Smirnov (K-S) 檢定水文量之合適機率分佈。雖 K-S 檢定可決定合適分佈，但卻易於發生二種以上的分佈之通過檢定，也就是其 p-value 值皆大於某一特定顯著水準，而成為最佳分佈。為了解決這問題，本文將採用具有最大 p-value 之分佈為可被接受之機率分佈，並將其應用在於降雨延時、雨量及事件間隔時間之 MMSC 模擬。

F3.3 模擬程序

根據上述理論將模擬降雨延時、雨量及間隔時間之步驟整理如下：

Step[1]: 由蒐集的降雨事件計算其延時、雨量及事件間隔時間之各階

統計動差。

Step[2]: 應用 K-S 檢定決定降雨延時、雨量及事件間隔時間之合適機率分佈函數。

Step[3]: 應用非常態多變量蒙地卡模擬法衍生各事件之降雨延時、雨量及事件間隔時間。

F4 降雨雨型之模擬

降雨組體圖基本上為降雨量或降雨強度在時間上的分佈，也就是降雨雨型(Rainstorm Pattern)，換言之，雨型決定了降雨在時間上的分佈情形，進而影響了集水區之水文反應(Hydrologic Response)，例如暴雨所形成的逕流。已有許多學者進行相關研究如 Huff(1967)提出平均法設計雨型，此方法主要針對 3 至 48 小時降雨事件，依其嚴重程度分成四組(Quartile)，對較嚴重之降雨事件組，推求各場降雨無因次累積曲線，最後計算所有無因次累積曲線之平均值，作為該組之設計雨型；Pilgrim 及 Cordery(1975)發展一級序平均雨型法，此方法係將每場降雨事件分為數個時段，將每一時段之降雨量百分比給予級序，總級序最小者給予最小降雨量百分比，反之總級序最大則給予平均降雨量百分比最大值；Yen 與 Chow(1980)提出三角形設計雨型法，此法主要求得各場降雨之重心時間，加以無因次化並平均之，以此計算尖峰前後之直線公式，即得三角形法設計雨型；國內則有張守陽(1983)利用序率水文學原理，以馬可夫一階歷程(Markovian First-order Process)觀念，求取逐時雨量之轉移機率矩陣(Transitional probability matrix)，依此矩陣推求序率法設計雨型；余濤(1988)應用中央氣象局台北測站 1968 年至 1987 年之逐時降雨資料，以極端值選用法，選出 18 場降雨延時為 22 小時至 26 小時之最大降雨量，以 K-S 檢定法求

得台北市最佳一日設計雨型；顏清連等(1989)發展無因次移動平均法(Dimensionless Moving average Method)設計雨型，以移動平均法計算每三小時平均雨量並予以無因次化，將各場降雨累加平均之，以求取設計雨型；林國峰及張守陽(1992)分別針對長延時降雨（18 小時~30 小時）及較短延時降雨（3 小時~9 小時）之降雨事件，對降雨量進行統計特性分析、持續性檢定，建立不同設計方法，並開發合適的雨型評估方法。鄭克聲等(1999)視每一場降雨事件為一隨機歷程，考慮每個時刻之序列符合常態分佈，以一階高斯馬可夫歷程模擬臨前水文條件的遺傳效應，以序率方法得到具最大概似度之雨型。

由於不同的降雨事件會有不同的雨型，因此在模擬降雨事件時，除了需衍生降雨延時、雨量及事件間隔時間外，亦需製造雨型。因此，本文將發展一模擬降雨雨型之機制，包括(1)雨型特性之歸納(Characterization of Rainstorm Patterns)；(2)雨型之分群及辨識(Classification and Identification of Rainstorm Patterns)；及(3)雨型之模擬(Simulation of Rainstorm Patterns)。茲將各部份之詳細內容說明如下：

F4.1 雨型特性之分析與歸納

由於各降雨事件之延時及雨量彼此間具有差異性，連帶造成降雨型態間亦有所不同，故宜先將各降雨事件予以無因次化，以利於雨型的分群。降雨事件之無因次化可藉由調整累積降雨曲線之時間(橫軸)及雨量(縱軸)之尺度(如附圖 F-5)求得，如下式

$$\tau = \frac{t}{d}; F_{\tau} = \frac{D_{t \times d}}{D_d}; P_{\tau} = F_{\tau} - F_{\tau-1} \quad (F-8)$$

式中 t 為無因次時間，其值介於 0 跟 1 之間($\tau \in (0,1]$)； d 為降雨延時； F_{τ} 為無因次累積雨量($F_{\tau} \in [0,1]$)； P_{τ} 無因次降雨量。其中需注

意的是在無因次時間第一點 (τ_1) 之 $F_{\tau_1} = P_{\tau_1}$ 。降雨事件在進行因次化時，須先決定無因次時間點數目，以便將降雨延時分成數段後求取每一時間點相對應的無因次雨量。但須注意的是若取的時間點數目太少則可能無法完整地描述降雨型態，反之太多點將因太詳細描述兩型之細部變化，複雜了兩型並且掩蓋了兩型主要之變化。在考量以上的原因後，在本文中降雨延時將被區分成 11 段也就是無因次時間點數目 M 為 12 ($M=12$)，並求得各時間點之相對無因次累積雨量 F_i 或無因次降雨量 $P_i = F_i - F_{i-1}$, $\tau = i/M$ ($i=1, 2, \dots, M$)。

藉由上述無因次化方法，所有降雨事件的時間及雨量全被調整成同一尺度，也就是每一場降雨事件之降雨延時及雨量均被調整為 1。故降雨事件之無因次化不僅可使兩型去除了降雨延時及雨量多寡的影響而僅存在時間上的變異，更可以使原本具有不同雨量及延時之事件予以彙集、測試並分群而得到不同之降雨型態(兩型)。

F4.2 兩型之分群及判識

常用於水文事件之分群的方法主要有主成分(Principle Component Analysis, PCA)及群集分析(Cluster analysis, CA)(Zurich, 1971; Fang 及 Tung, 1996; Hannah et al., 2000; Lin et al., 2004)。其中群集分析的基本原理為依照各獨立個體的相關屬性(Attribute)予以分類(Collins, 1980)，也就是按自然類別(Natural Grouping)將分佈於某一計量空間(Metric Space)的點予以分類，使得同一群集內的個體具有相似屬性，而各群集彼此間卻具有不同屬性。在分群過程中為了將不同變量之尺度效予以消除，故在計算之前先將不同屬性變量標準化成為平均值為零而標準偏差為一的變量。

在進行集群分析前，需先訂定衡量變數間的相似程度尺標，最常

被使用的相似度尺標係計算各屬性變量在計量空間的距離(Distance Measurement)，主要有以下三種型式：

(1) 歐基里得距離(Euclidean distance, DE)

$$DE_{i,j} = \left[\sum_{l=1}^m (x_{i,l} - x_{j,l})^2 \right]^{1/2} \quad (F-9)$$

(2) 皮爾生距離(Pearson distance, DP)

$$DP_{i,j} = \left\{ \sum_{l=1}^m \left[(x_{i,l} - x_{j,l}) / \nu_l \right]^2 \right\}^{1/2} \quad (F-10)$$

(3) 曼哈頓距離(Manhattan distance, DM)

$$DM = \sum_{l=1}^m |x_{i,l} - x_{j,l}| \quad (F-11)$$

式中 m 為變量數目； $x_{i,l}$ 及 $x_{j,l}$ 為在計量空間中第 i 點跟 j 點對第 l 點之距離($k=1, 2, \dots, m$)；及 ν_l 為 l 群之樣本標準偏差。將各變量間的相似程度加以衡量後，接著應用集群方法將各樣本歸入不同集群中。在集群分析中一般採用層次分析法(Hierarchical Method)，例如平均連鎖法(Average Linkage Method)與華德法(Ward's Method)，另一方法為非層次分析法(Nonhierarchical Method)，例如 K-平均值法(K-means Method)。根據 Fang 及 Tung(1996)與 Ramos(2001)等人研究指出不同集群方法所得最後的分群結果並不會有明顯的差別，但以 K 平均值法具有較佳的分群效益也就是在分群的過程耗費較少的計算時間並具有較簡單的分析步驟(Ramos, 2001)。因此本文將採用以歐基里得距離為基礎的 K-平均法(MacQueen, 1967)，並應用統計軟體 Minitab(Minitab, 1999)，進行兩型之分群。茲將 K-平均值法分群步驟說明如下，

Step[1]: 將各變量分割成 K 個原始集群，並求出各集群之重心；

Step[2]: 將每一樣本點分配到重心最接近的群集中；

Step[3]: 重新計算每一個群集的重心；

Step[4]: 將群集中每一個樣本點距重心之歐基理得距離加以平均；

Step[5]: 找出新群集，每一樣本點再次被分配到重心最接近的群集中；

Step[6]: 重複進行直到群集邊界不再變動為止。

F4.3 具有約制條件之非常態多變量隨機變數之模擬

在模擬降雨事件過程中，當模擬降雨延時、降雨量及事件間隔時間後，接著需模擬降雨在時間的分佈(即雨型)。但在模擬雨型前，必需了解雨型的二種重要性質：(1)無因次降雨量 P_τ 為非負變量且局限於0跟1之間($0 \leq P_\tau \leq 1$)；及(2)不同的無因次時間 τ 的 P_τ 彼此間存在著相關性，也就是 P_τ 屬於具有相關性之非常態多變量。根據上述雨型的性質可知在模擬雨型需考量以下限制式，

$$(1) \text{ 總合為 } 1: \sum_{\tau=1/M}^{M/M} P_\tau = 1 \quad (F-12a)$$

$$(2) \text{ 非負變量: } P_\tau \geq 0, \tau = 1/M, 2/M, \dots, M/M \quad (F-12b)$$

式中M為無因次降雨時間點之數目，在本文中M定為12。

由於無因次降雨量 P_τ 屬於多變量非常態隨機變數，理論上可使用MMCS 蒙地卡羅法模擬雨型，但因具有(F-12)限制式存在，使得MMCS 在模擬無因次降雨量 P_τ 時，除了B4節中所述的非常態多變量模擬步驟外，仍需以下二種程序將具有約制條件之多變量轉變無限制式之多變量。

F4.3.1 對數比率轉換(Log-ratio Transformation method)

目前已有相當多方法被提出以解決具有約制條件之多數量相關

問題。例如 Aitchison(1986)曾針對具有約制條件的模擬技術詳細的探討，其研究成果建議可採用 Log-ratio 處理方法。Borgman 及 Faucette(1993)發展一實用的方法可將具有線性限制之多變量高斯模擬轉換成一條件多變量高斯模擬(Conditional multivariate Gaussian simulation)。Zhao(1992)提出一方法來模擬同樣具有總合需為 1 限制的單位歷線，且用在評估水工結構物因單位歷線不確定性所承受設計失敗的風險。其中亦有文獻針對雨型提出解決方法，例如 Lambert 及 Kuczera(1996)認為可將無因次降雨量 P_r 轉換成一對數常態隨機變數(Log-normal Random Variables)，藉以消除(F-12)式之限制。Fang 及 Tung(1996)採用接受-拒絕方法(Acceptance-rejection Method)、累積機率曲線法(Cumulated Probability Curve Method)及 log-ratio 法去模擬無因次降雨量 P_r ，發現 log-ratio 法具有較佳的適用性及較穩定的計算結果(Computational Robust)，因此本文將延用 Fang 及 Tung 之研究，採用 log-ratio 法應用於無因次降雨量 P_r 之模擬。

Log-ratio 轉換法應用於雨型之模擬主要採用下式，

$$R_r = \log(P_r/P_{r^*}), \tau = 1/M, 2/M, \dots, M/M; \tau \neq \tau^* \quad (\text{F-13})$$

式中為 τ^* 為無因次時間指標。無因次降雨量 P_r 介於 0 跟 1 之間，所以其對數比率 R_r 則介於 $-\infty$ 及 ∞ 。在模擬過程中，須注意的是 P_r 及 P_{r^*} 皆不可為 0 以避免在取對數之計算上的錯誤。

當無因次降雨量 P_r 經由 log-ratio 法轉換成 R_r ，則原本屬於具有約制條件之非常態多變量模擬轉變成如同模擬降雨延時、雨量及間隔時間一樣的非常態多變量，可直接用 MMCS 蒙地卡羅法模擬對數比率 R_r ，當求得對數比率模擬值 R_r 後，可由(F-13)式求得 $P_r = P_{r^*} \cdot \exp(R_r)$ ，將其代回(F-12)式求得 P_r (如下式)，

$$P_{\tau^*} = \frac{1}{1 + \sum_{\substack{\tau=1/M \\ \tau \neq \tau^*}}^{M/M} \exp(R_{\tau})} \quad (F-14)$$

再將(F-14)式代回(F-12)式，則可求得 P_{τ}

$$P_{\tau} = \frac{\exp(R_{\tau})}{1 + \sum_{\substack{\tau=1/M \\ \tau \neq \tau^*}}^{M/M} \exp(R_{\tau})}, \quad 0 < \tau \leq 1; \tau \neq \tau^* \quad (F-15)$$

F4.3.2 多變量 Johnson 分佈函數之模擬

由上節所述經由 log-ratio 轉換分法，可將具有約制條件之非常態多數量模擬問題將轉變為無約制條件非常態多數量模擬，也就是說可應用 MMCS 法模擬對數比率 R_{τ} 值。然而，由 B3.1 節可知，若需使用 MMCS 法，則先要檢定變量之合適機率分佈，由於兩型具有 $M(M=12)$ 個 R_{τ} 變量需檢定其合適分佈，無形中增加了檢定上的困難及模擬之繁雜度，為此具有較廣泛適用性的 Johnson 分佈函數組群可適用於描述

R_{τ} 之統計性質。

Johnson(1949)提出一個四參數之機率分佈函數

$$Z = g(X|\gamma, \delta, \xi, \lambda) = \gamma + \delta \times f\left(\frac{X - \xi}{\lambda}\right) \quad (F-16)$$

式中 Z 為標準常態變量； X 為原隨機空間之非常態變量； $\gamma, \delta, \xi, \lambda$ 為機率函數參數其中 ξ 為位置因子(Location Parameter)及 λ 為尺度因子(Scale parameter)。

Johnson 分佈主要有以下三種型式

(1) 對數常態系(Lognormal System, SL)

$$S_L: Z = \gamma + \delta \ln(X - \xi), \quad X < \xi \quad (F-17)$$

(2) 無界限系(Unbounded System, SU)

$$S_U: Z = \gamma + \delta \sinh^{-1}[(X - \xi)/\lambda] \quad (F-18)$$

(3) 有界限系(Bounded System, SB)

$$S_B: Z = \gamma + \delta \ln\left(\frac{X - \xi}{\xi + \lambda - X}\right), \xi < X < \xi + \lambda \quad (F-19)$$

Hill 等(1976)發展了一套演算法，利用變量 X 的前四階動差來率定數 $\gamma, \delta, \xi, \lambda$ 值並決定 Johnson 分佈之型式。

F4.4 模擬程序

根據上述的兩型分群及模擬理論方法，其模擬過程可整理如下，

Step[1]: 應用 (F-8) 式將降雨事件無因次化，則可得無因次降雨量

$$P_\tau = F_\tau - F_{\tau-1}, \tau = i/M, i = 1, 2, \dots, M, \text{ 其中本文將無因次時間點數目 } M \text{ 定為 } 12(M=12)。$$

Step[2]: 應用集群分析將兩型分為數群並定義各類型。

Step[3] 應用 Log-ratio 轉換法，即(F-13)式。將有約制條件之 P_τ 轉換成不具約制條件之非常態多變量數 $R_\tau = \log(P_\tau/P_{\tau^*})$, $\tau = 1/12, 2/12, \dots, 12/12$; $\tau \neq \tau^*$ ，其中本文將無因次時間指標 τ^* 定義為 $\tau^* = 3$ 。

Step[4] 決定 $M(M=12)$ 個對數比率值 R_τ 之 Johnson 分佈類型並率定其參數值 $\gamma, \delta, \xi, \lambda$ 。

Step[5]: 經由 Johnson 分佈函數求得對數比率值 R_τ 之相對標準常態值

$$Z_\tau = g_\tau(R_\tau | \gamma, \delta, \xi, \lambda)。$$

Step[6]: 採用多變量蒙地卡羅模擬(MMCS)法衍生 $\hat{Z}_\tau$ 。

Step[7]: 再利用 Johnson 分佈函數將對 $\hat{Z}_\tau$ 模擬數轉換成對數比率模擬

$$\text{值 } \hat{R}_\tau = g_\tau^{-1}(\hat{Z}_\tau | \gamma, \delta, \xi, \lambda)$$

(1) CAT1

		U	E	R	TIL	TIS
N	$T_y = \text{constant}$	1.023	1.107	1.014	1.031	1.031

(2) CAT2

		L	G	T2L	T3S
N	$T_y = f(\delta_j)$	$\frac{\delta_j}{\sqrt{\ln(1+\delta_j^2)}}$	$1.001 - 1.007\delta_{j+} + 0.118\delta_j^2$	$1.03 - 0.238\delta_{j+} + 0.364\delta_j^2$	$1.031 - 0.195\delta_{j+} + 0.328\delta_j^2$

(3) CAT3

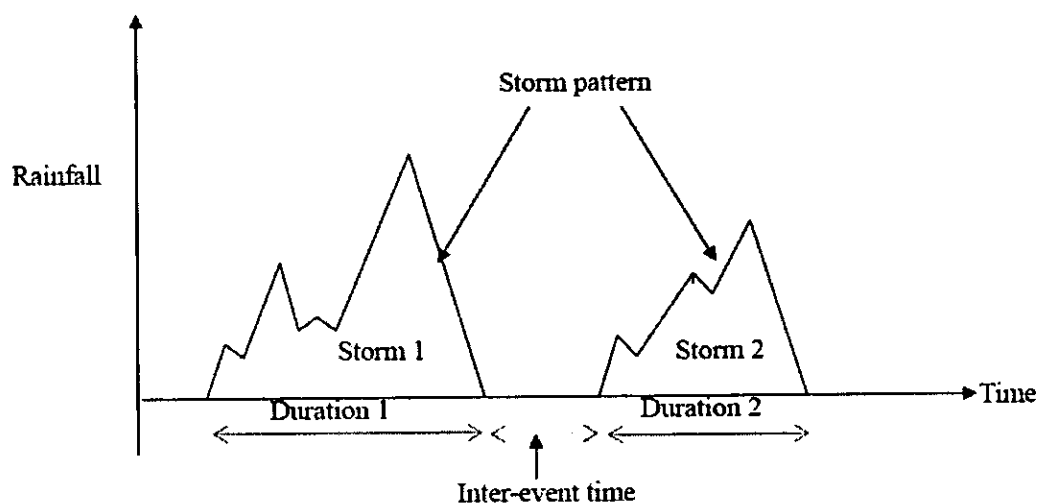
		U	E	R	TIL	TIS
U	$T_y = f(\rho_y, \delta_j)$	$1.047 - 0.04\rho_y^2$	$1.133 + 0.029\rho_y^2$	$1.038 - 0.008\rho_y^2$	$1.055 + 0.015\rho_y^2$	$1.055 + 0.015\rho_y^2$
E			$1.229 - 0.367\rho_y + 0.153\rho_y^2$	$1.123 - 0.1\rho_y + 0.0$	$1.142 - 0.154\rho_y + 0.031\rho_y^2$	$1.142 + 0.154\rho_y + 0.031\rho_y^2$
R				$1.028 - 0.029\rho_y$	$1.046 - 0.0454\rho_y + 0.006\rho_y^2$	$1.046 + 0.0454\rho_y + 0.006\rho_y^2$
TIL					$1.064 - 0.069\rho_y + 0.005\rho_y^2$	$1.064 + 0.069\rho_y + 0.005\rho_y^2$
TIS						$1.064 - 0.069\rho_y + 0.005\rho_y^2$

(4) CAT4

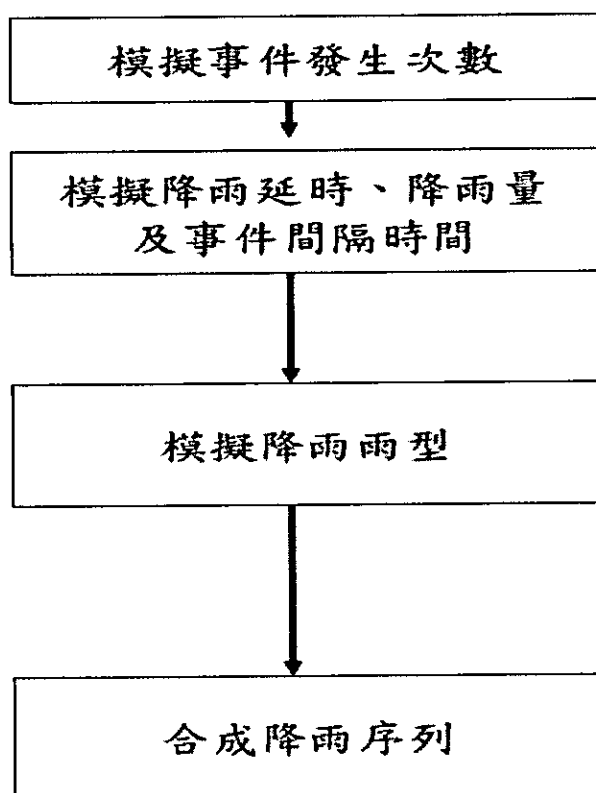
		L	G	T2L	T3S
U	$T_y = f(\rho_y, \delta_j)$	$1.019 - 0.14\delta_j + 0.01\rho_y^2 + 0.249\delta_j^2$	$1.023 - 0.007\delta_j + 0.003\rho_y^2 + 0.127\delta_j^2$	$1.033 + 0.305\delta_j + 0.074\rho_y^2 + 0.405\delta_j^2$	$1.061 - 0.23\delta_j + 0.003\rho_y^2 + 0.379\delta_j^2$
E		$1.098 - 0.003\rho_y + 0.019\delta_j + 0.025\rho_y^2 + 0.303\delta_j^2 - 0.437\rho_y\delta_j$	$1.104 + 0.003\rho_y - 0.008\rho_y^2 + 0.014\rho_y^2 + 0.173\delta_j^2 - 0.296\rho_y\delta_j$	$1.109 - 0.152\rho_y + 0.36\delta_j + 0.13\rho_y^2 + 0.455\delta_j^2 - 0.728\rho_y\delta_j$	$1.147 + 0.145\rho_y + 0.271\delta_j + 0.1\rho_y^2 + 0.459\delta_j^2 - 0.467\rho_y\delta_j$
R		$1.011 - 0.001\rho_y + 0.014\delta_j + 0.004\rho_y^2 + 0.231\delta_j^2 - 0.13\rho_y\delta_j$	$1.014 + 0.001\rho_y - 0.007\delta_j + 0.002\rho_y^2 + 0.126\delta_j^2 - 0.09\rho_y\delta_j$	$1.036 - 0.038\rho_y + 0.266\delta_j + 0.028\rho_y^2 + 0.383\delta_j^2 - 0.229\rho_y\delta_j$	$1.047 + 0.042\rho_y - 0.21\delta_j + 0.353\delta_j^2 - 0.13\rho_y\delta_j$
TIL		$1.029 + 0.001\rho_y + 0.014\delta_j + 0.004\rho_y^2 + 0.231\delta_j^2 - 0.197\rho_y\delta_j$	$1.031 + 0.001\rho_y - 0.007\delta_j + 0.003\rho_y^2 + 0.131\delta_j^2 - 0.132\rho_y\delta_j$	$1.056 - 0.06\rho_y + 0.263\delta_j + 0.02\rho_y^2 + 0.383\delta_j^2 - 0.332\rho_y\delta_j$	$1.064 + 0.06\rho_y - 0.21\delta_j + 0.003\delta_j^2 + 356\delta_j^2 - 0.21\rho_y\delta_j$
TIS		$1.029 + 0.001\rho_y + 0.014\delta_j + 0.004\rho_y^2 + 0.233\delta_j^2 - 0.197\rho_y\delta_j$	$1.031 - 0.001\rho_y - 0.007\delta_j + 0.003\rho_y^2 + 0.131\delta_j^2 - 0.132\rho_y\delta_j$	$1.056 - 0.06\rho_y + 0.263\delta_j + 0.028\rho_y^2 + 0.383\delta_j^2 - 0.332\rho_y\delta_j$	$1.064 - 0.06\rho_y - 0.21\delta_j + 0.003\delta_j^2 + 356\delta_j^2 + 0.21\rho_y\delta_j$

(5) CAT5

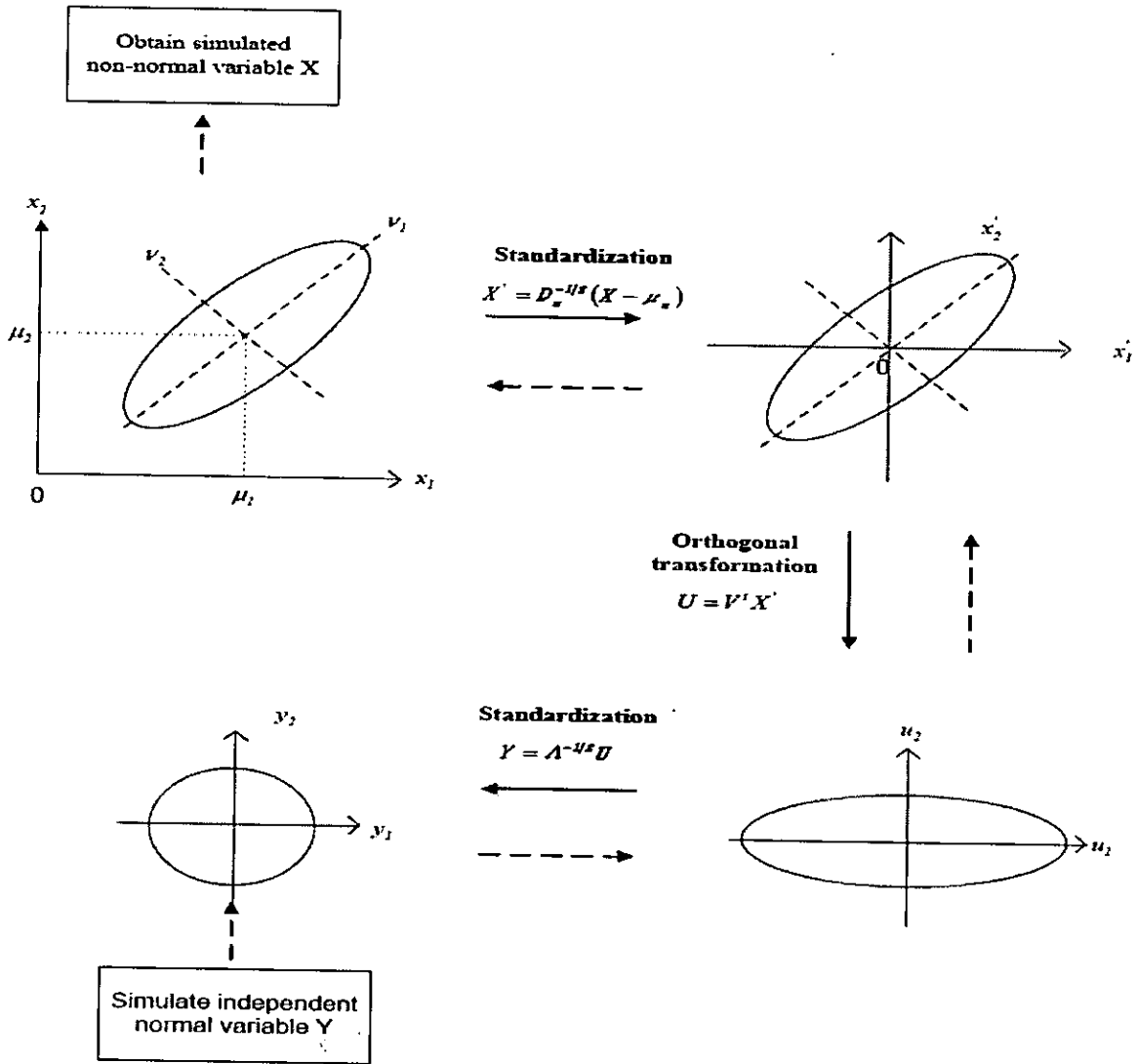
		L	G	T2L	T3S
L	$T_y = f(\rho_y, \delta_j)$	$\frac{\ln(1+\rho_y\delta_j)}{\rho_y\sqrt{\ln(1+\delta_j^2)}\ln(1+\delta_j^2)}$	$1.001 + 0.033\rho_y + 0.004\delta_j - 0.01 + 0.223\delta_j^2 + 0.13\delta_j^2 - 0.104\rho_y\delta_j - 0.119\rho_y\delta_j$	$1.026 + 0.082\rho_y - 0.019\delta_j - 0.222\delta_j^2 + 0.288\delta_j^2 + 0.379\delta_j^2 - 0.104\rho_y\delta_j + 0.277\rho_y\delta_j$	$1.031 + 0.052\rho_y + 0.011\delta_j - 0.21\delta_j + 0.002\delta_j^2 + 0.22\delta_j^2 + 0.35\delta_j^2 + 0.005\rho_y\delta_j + 0.009\delta_j\delta_j - 0.174\rho_y\delta_j$
G			$1.002 + 0.022\rho_y - 0.012(\delta_j + \delta_j) + 0.125(\delta_j^2 + \delta_j^2) - 0.077\rho_y\delta_j - 0.014\rho_y\delta_j$	$1.029 + 0.056\rho_y - 0.03\delta_j + 0.225\delta_j^2 + 0.174\delta_j^2 + 0.379\delta_j^2 - 0.313\rho_y\delta_j + 0.182\rho_y\delta_j$	$1.032 + 0.034\rho_y - 0.007\delta_j - 0.202\delta_j + 0.12 + 0.339\delta_j^2 - 0.006\rho_y\delta_j + 0.003\delta_j\delta_j - 0.111\rho_y\delta_j$
T2L				$1.086 - 0.054\rho_y + 0.104(\delta_j - \delta_j) + 0.055\rho_y^2 + 0.662(\delta_j^2 + \delta_j^2) - 0.57\rho_y(\delta_j + \delta_j) - 0.203\delta_j\delta_j - 0.02\rho_y^2 - 0.218(\delta_j^2 - \delta_j^2) - 0.371\rho_y(\delta_j^2 + \rho_y\delta_j^2) - 0.257\rho_y^2(\delta_j + \delta_j) + 0.141\delta_j\delta_j(\delta_j - \delta_j)$	$1.065 + 0.146\rho_y + 0.241\delta_j - 0.259\delta_j - 0.013\rho_y^2 + 0.372\delta_j^2 - 0.435\delta_j^2 + 0.005\rho_y\delta_j + 0.034\delta_j\delta_j - 0.481\rho_y\delta_j$
T3S					$1.063 - 0.004\rho_y - 0.2(\delta_j + \delta_j) - 0.01\rho_y^2 + 0.337(\delta_j^2 + \delta_j^2) + 0.007\rho_y(\delta_j + \delta_j) + 0.007\rho_y(\delta_j + \delta_j) - 0.007\delta_j\delta_j$



附圖 F-1 降雨特性之定義

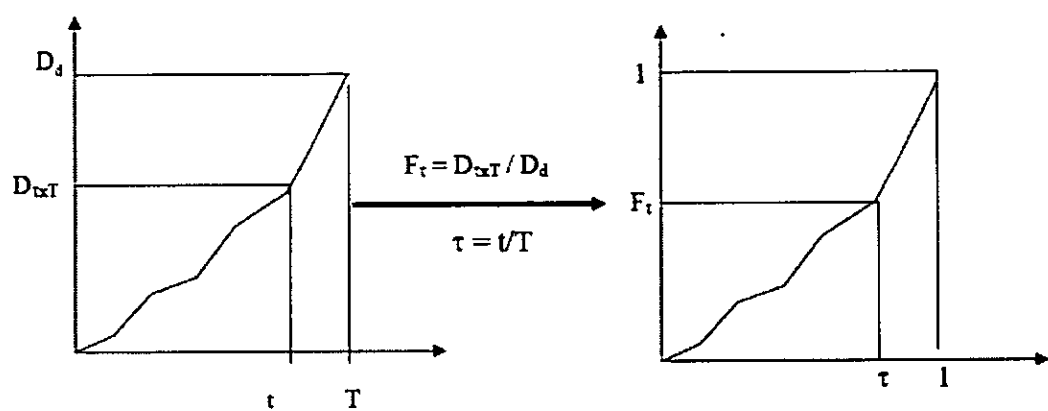


附圖 F-2 模式發展過程

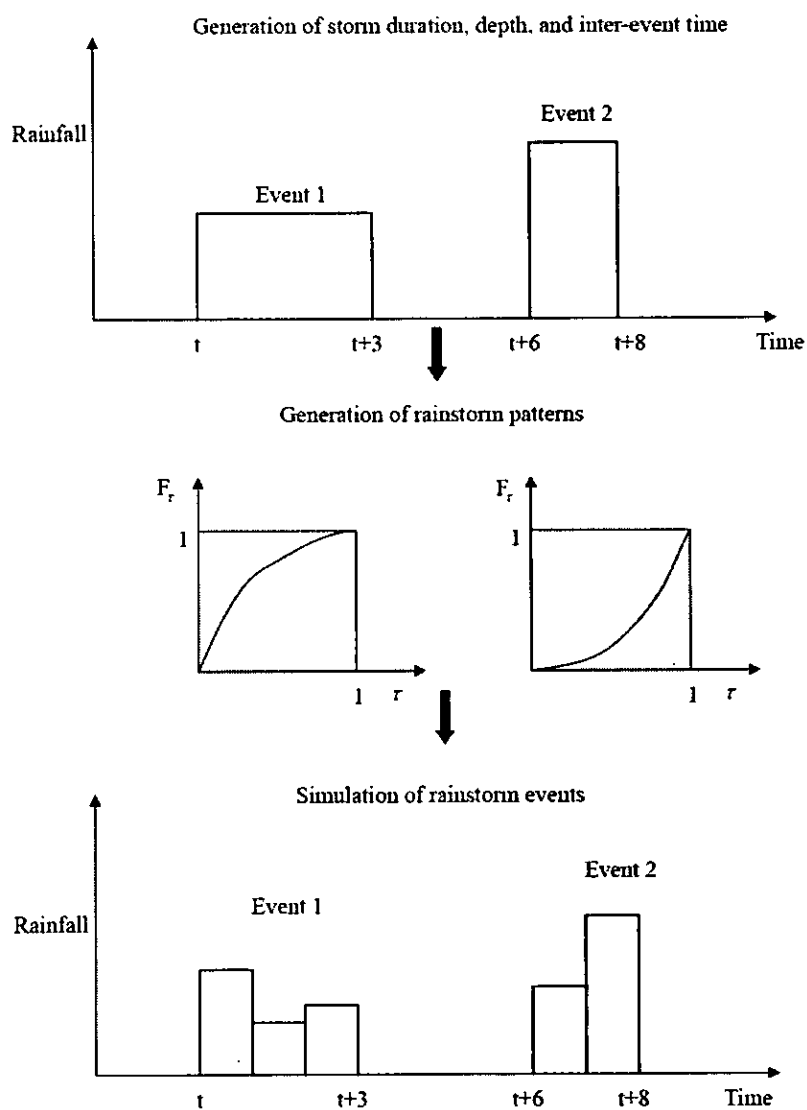


$D_x^{-1/2}, V', A'$: Parameters of multivariate Monte Carlo simulation method
 ———→ Transformation from non-normal space to standard normal space
 - - - - -> Generation of non-normal multivariate random variables

附圖 F-3 多變量蒙地卡羅 MMCS 方法之模擬程序



附圖 F-4 降雨事件之無因次化



附圖 F-5 降雨序列之模擬過程

附錄七

SOBEK 水文水理模式概述

附錄七 SOBEK 水文水理模式概述

G1 水文模式

SOBEK 水文分析一般多採用 Sacramento 降雨-逕流模式，該模式係以史丹福集水區模式(Stanford Watershed Model)為基礎，模擬降雨至地面形成逕流之每一過程，包括蒸發、入滲、地表下逕流、地下水等，為一以物理機制為基礎之模式(Physically Based Model)，整體架構如附圖 G-1 所示。茲將 Sacramento 降雨逕流模式的物理意義說明如下：

(一)地面上區域

當降雨落於地面時，若地面狀況為不透水(Impervious)情況，則此降雨量就會轉換成直接逕流(Direct Runoff)。此部分的直接逕流量 $q_{directrunoff1}$ 可表示為

$$q_{dirrunoff1} = I \times PCTIM \quad (G-1)$$

式中， I =降雨量； $PCTIM$ =不透水區域佔集水面積的比例。

若地面為透水(Pervious)情況，降雨量就能入滲至地面下的貯水空間，此部分的降雨逕流轉換則需借助土壤含水量的相關計算模式。

當地面下土壤含水量達到飽和的情況時，有部分的降雨量就會直接轉換成直接逕流，此部分的直接逕流 $q_{directrunoff2}$ 可表示為

$$q_{directrunoff2} = I \times ADIMP \quad (G-2)$$

式中， $ADIMP$ =土壤飽和情況下，透水區域的降雨量會轉換成直接逕流的比例。

因此，直接逕流總量 $q_{directrunoff} = q_{directrunoff1} + q_{directrunoff2}$ 。

(二)地面下區域

Sacramento 模式係以水筒概念描述入滲過程，其主要的概念係

將地面下區域劃分成上層區域(Upper zone)及下層區域(Lower zone)二個區域，上層區域可分成張力水貯蓄筒(Tension Water Storage)及自由水貯蓄筒(Free Water Storage)，下區同樣也分成張力水、自由水貯蓄二層，但自由水再分成初期自由水貯蓄筒(Primary Free Water)及補助自由水貯蓄筒(Supplementary Free Water)二層。茲將每個區域的意義與使用的理論基礎說明如下：

1. 上層區域

(1)上層張力水貯蓄筒

降雨入滲地面後將會先進入上層張力水貯蓄筒，貯存於該筒內。上層張力水貯蓄筒的物理機制包括：

(a)蒸發散

張力水貯蓄筒之蒸發散量 E_1 ，其計算方式為

$$E_1 = ED \times (UZTWC / UZTWM) \quad (G-3)$$

式中， ED =最大可能蒸發散量； $UZTWC$ =上層張力水貯蓄筒含水量； $UZTWM$ =上層張力水貯蓄筒最大含水量。

(b)溢流

當上層張力水貯蓄筒的貯水量大於最大貯水量(Maximum Storage Capacity)時，水即開始溢流至上層自由水貯蓄筒。

(2)上層自由水貯蓄筒

上層自由水貯蓄筒的物理機制包括：

(a)蒸發

當 $E_1 < ED$ 時，上層自由水貯蓄筒的蒸發散量 E_2 可表示成

$$E_2 = \min(ED - E_1, UZFWC) \quad (G-4)$$

式中， $UZFWC$ =上層自由水貯蓄筒含水量。

(b) 滲透

上層自由水貯蓄筒的水量會藉由滲透的方式流入下層區域，其滲透量 $PERC$ 的計算方式為

$$PERC = PERC_{act, dem} \times UZFWC / UZFWM \quad (G-5)$$

式中， $PERC_{act, dem}$ = 下層區域之滲透需求量； $UZFWC$ = 上層自由水貯蓄筒最大含水量。

當下層區域所有筒子都充滿水的情況下，此時的滲透需求量即可視為下層區域的最小滲透需求量 $PERC_{min, dem}$ 。

$$PERC_{min, dem} = PBASE = LZFPM \times LZPK \times LZSK \quad (G-6)$$

式中， $LZFPM$ = 下層初期水貯蓄筒之最大含水量； $LZPK$ = 下層初期水貯蓄筒之排水係數，定義為下層初期水貯蓄筒的貯水量中，每天能排出筒外而成為河川基流量(Baseflow)的比例； $LZSK$ = 下層補助自由水貯蓄筒之排水係數，定義為下層補助自由水貯蓄筒的貯水量中，每天能排出筒外而成為河川基流量(base flow)的比例。

當下層區域所有筒子都沒有水的情況下，此時的滲透需求量即可視為下層區域的最大滲透需求量 $PERC_{max, dem}$ 。

$$PERC_{max, dem} = PBASE(1 + ZPERC) \quad (G-7)$$

式中， $ZPERC$ = 定義下層區域最大滲透需求量的係數，通常 $ZPERC \geq 1$ 。

理論上， $PERC_{act, dem}$ 會介於 $PERC_{min, dem}$ 與 $PERC_{max, dem}$ 之間，因此定義 $PERC_{act, dem}$ 的計算方式為

$$PERC_{max, dem} = PBASE(1 + ZPERC \times G) \quad (G-8)$$

$$G = \left(1 - \frac{LZTWC + LZFSC + LZFPC}{LZTWM + LZFSM + LZFPM} \right)^{REXP} \quad (G-9)$$

式中， $LZTWC$ =下層張力水貯蓄筒含水量； $LZFSC$ =下層補助自由水貯蓄筒含水量； $LZFPC$ =下層初期水貯蓄筒含水量； $LZTWM$ =下層張力水貯蓄筒之最大含水量； $LZFSM$ =下層補助自由水貯蓄筒之最大含水量； $REXP$ =係數。

當下層區域所有筒子都沒有水的情況下， $G=1$ ， $PERC_{act, dem} = PERC_{max, dem}$ ；當下層區域所有筒子都充滿水的情況下， $G=0$ ， $PERC_{act, dem} = PERC_{min, dem}$ 。

(c)排水

當上層自由水貯蓄筒水量大於下層區域之滲透需求量($PERC_{act, dem}$)時，該筒就開始會有排水量流出，稱為中間流(Interflow) $q_{interflow}$ ，其計算方式為

$$q_{interflow} = UZFWC \times UZK \quad (G-10)$$

式中， UZK =上層自由水貯蓄筒之排水係數，定義為上層自由水貯蓄筒的貯水量中，每天能排出筒外而成為河川中間流的比例。

(d)溢流

當上層自由水貯蓄筒的貯水量大於下層區域之滲透需求量以及最大中間流排水量的總合時，水即開始溢流而成為地表逕流(Surface Runoff) $q_{surfacerunoff}$ 。

2. 下層區域

(1)下層張力水貯蓄筒

(a)滲透

理論上，滲透水量會先進入下層張力水貯蓄筒中，直至該筒滿了以後，水才會溢流至下層補助自由水貯蓄筒及下層初期水貯

蓄筒。但在實際的情況中，會有部分的滲透水量直接進入下層補助自由水貯蓄筒及下層初期水貯蓄筒，因此，以下式計算進入下層張力水貯蓄筒的滲透水量 $PERC_{act, dem, LZTW}$

$$PERC_{act, dem, LZTW} = PERC_{act, dem} \times (1 - P_{FREE}) \quad (G-11)$$

式中， P_{FREE} =滲透水量會直接進入下層補助自由水貯蓄筒及下層初期水貯蓄筒的比例。

(b) 蒸發散

當 $E_1 + E_2 < ED$ 時，下層張力水貯蓄筒之蒸發散量 E_3 可表示成

$$E_3 = (ED - E_1 - E_2) \times LZTWC / (UZTWM + LZTWM) \quad (G-12)$$

(c) 溢流

當下層張力水貯蓄筒的貯水量大於最大貯水量時，水即開始溢流至下層補助自由水貯蓄筒。

(2) 下層補助自由水貯蓄筒

(a) 滲透

進入下層補助自由水貯蓄筒的滲透水量 $PERC_{act, dem, LZFS}$ 可表示成

$$PERC_{act, dem, LZFS} = 1 - \left[PERC_{act, dem} \times P_{FREE} \times \frac{LZFPM}{LZFPM + LZFSM} \times \frac{2R_p}{R_p + R_s} \right] \quad (G-13)$$

$$R_s = 1 - LZFSM / LZFSM \quad (G-14)$$

$$R_p = 1 - LZFPC / LZFPM \quad (G-15)$$

(b) 排水

當下層補助自由水貯蓄筒開始貯水後，該筒就開始會有排水量 $Q_{baseflow1}$ 流出，其與下層初始水貯蓄筒的排水量 $Q_{baseflow2}$ 之

總合稱為基流量 (Baseflow) $Q_{baseflow}$ (即 $Q_{baseflow} = Q_{baseflow1} + Q_{baseflow2}$)，其計算方式為

$$Q_{baseflow1} = LZFSC \times LZSK \quad (G-16)$$

(c) 溢流

當下層補助自由水貯蓄筒的貯水量大於最大貯水量時，水即開始溢流至下層初期水貯蓄筒。

(3) 下層初期水貯蓄筒

(a) 滲透

進入下層初期水貯蓄筒的滲透水量 $PERC_{act,dem,LZFP}$ 可表示成

$$PERC_{act,dem,LZFP} = \left[PERC_{act,dem} \times P_{FREE} \times \frac{LZFPM}{LZFPM + LZFSM} \times \frac{2R_p}{R_p + R_s} \right] \quad (G-17)$$

(b) 排水

當下層初期水貯蓄筒開始貯水後，該筒就開始會有排水量 $Q_{baseflow2}$ 流出，其計算方式為

$$Q_{baseflow2} = LZFPC \times LZPK \quad (G-18)$$

(三) 河川區域

綜合地面上與地面下的水文歷程後，會流入河川而形成逕流的部分包括 $q_{directrunoff}$ 、 $q_{interflow}$ 、 $q_{surfacerunoff}$ 、 $q_{baseflow}$ 四個部分，但在整個轉換過程中還是會有其他損失發生，必須另外計算。

1. 蒸發散

河川區域的蒸發散量 E_4 計算方式為

$$E_4 = ED \times SARVA \quad (G-19)$$

式中， $SARVA$ =積水區面積受到河川、湖泊、作物覆蓋的比例。

2. 基流量傳送損失

基流量損失的計算方式為

$$q_{baseloss} = q_{baseflow} / (1 + SIDE) \quad (G-20)$$

式中， $SIDE$ =基流量傳送損失係數。

3. 河川損失量

另外，當水流入河川後，亦會有部分水入滲底床土層，形成河川損失(Channel Loss)，Sacramento 模式以 $SSOUT$ 參數表示河川損失量。

綜合河川入流量與損失量，實際流入河川的水文量 Q 可表示為

$$Q = q_{directrunoff} + q_{interflow} + q_{surfacerunoff} + q_{baseflow} - E_4 - q_{baseloss} - SSOUT \quad (G-21)$$

最後，再經由單位歷線模式進行降雨逕流轉換，將流入河川的水文量轉換成河道之逕流量，完成水文分析的工作。

G2 水理模式

(一)河川水理模式

SOBEK 中之河川水理模擬採用一維水理模式，所採用之控制方程為

$$\text{質量方程式} \quad \frac{\partial A_f}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial s} = q_{lat} \quad (G-22)$$

$$\text{動量方程式} \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{Q^2}{A_f} \right) + g A_f \frac{\partial h}{\partial s} + \frac{g Q |Q|}{C^2 R A_f} - B \frac{\tau_w}{\rho} = 0 \quad (G-23)$$

式中， Q =流量； g =重力加速度； t =時間； s =沿流動方向之空間座標； h =水位； R =水力半徑； q_{lat} =側入流量； A_f =濕周面積； C =Chezy 係數； B =河流寬度； τ_w =風剪力； ρ =水密度。

(二)淹水模式

SOBEK 模式中之淹水模擬採用二維水理模式，其所採用之控制方程為

$$\text{質量方程式} \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(ud)}{\partial x} + \frac{\partial(vd)}{\partial y} = 0 \quad (\text{G-24})$$

$$\text{動量方程式} \quad \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g \frac{u|V|}{C^2 d} + au|u| = 0 \quad (\text{G-25})$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial y} + g \frac{v|V|}{C^2 d} + av|v| = 0 \quad (\text{G-26})$$

式中， x, y =模擬區域之迪卡兒空間座標； u, v = x, y 方向之平均流速； d =模擬區地表水深； a =邊牆摩擦係數； $V = \sqrt{u^2 + v^2}$ 。

(三)水工結構物之處理

1.橋樑：

SOBEK 以下式估算水流通過橋樑之流量：

$$Q = \mu A_f \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (\text{G-27})$$

式中， μ =損失係數，依橋樑型式而定； A_f =橋樑上游面之通水面積； h_1 =上游水位； h_2 =下游水位。

(1)柱狀基礎之橋樑(Pillar Bridge)(示意如附圖 G-2 所示)

$$\mu = 1/\sqrt{\xi_p} \quad (\text{G-28})$$

$$\xi_p = \beta_p \alpha_p / A_f \quad (\text{G-29})$$

式中， ξ_p =橋柱損失係數； β_p =係數，依橋柱形狀而定，一般介於 0.22 至 1.56； α_p =橋柱阻礙之通水面積。

(2)橋臺基礎之橋樑(Abutment Bridge)(示意如附圖 G-3 所示)

$$\mu = 1/\sqrt{\xi_i + \xi_f + \xi_0} \quad (\text{G-30})$$

$$\xi_f = \frac{2gL}{C^2 R} \quad (\text{G-31})$$

$$\xi_0 = k(1 - A_f/A_{f2}) \quad (\text{G-32})$$

式中， ξ_i =入口損失係數，一般可設定為常數； ξ_f =摩擦損失係數； L =橋樑長度； ξ_0 =出口損失係數； k =損失常數； A_{f2} =橋樑下游面之通水面積。

2. 孔口：

孔口結構物之示意圖如附圖 G-4 所示，依其流動型態可分為五種型態，流量估算方式分別為：

(1) 自由孔口出流($h_1 - z_s \geq \frac{3}{2}d_g$ 且 $h_2 \leq z_s + d_g$)

$$Q = c_s B_s \mu_s d_g \sqrt{2g[h_1 - (z_s + \mu_s d_g)]} \quad (\text{G-33})$$

(2) 潛沒孔口出流($h_1 - z_s \geq \frac{3}{2}d_g$ 且 $h_2 > z_s + d_g$)

$$Q = c_s B_s \mu_s d_g \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (\text{G-34})$$

(3) 自由堰流($h_1 - z_s < \frac{3}{2}d_g$ 且 $h_1 - z_s > \frac{3}{2}(h_2 - z_s)$)

$$Q = c_s B_s \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}g} (h_1 - z_s)^{3/2} \quad (\text{G-35})$$

(4) 潛沒堰流($h_1 - z_s < \frac{3}{2}d_g$ 且 $h_1 - z_s \leq \frac{3}{2}(h_2 - z_s)$)

$$Q = c_e c_s B_s \left[h_1 - z_s - \frac{u_s^2}{2g} \right] \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (\text{G-36})$$

式中， μ_s =收縮係數，通常採用 0.63； c_s =寬度收縮係數； B_s =頂部(crest)寬度； d_g =開口高度； z_s =頂部高程； c_e =流量係數； u_s =頂部流速。

3. 堰：

堰之示意圖如附圖 G-5 所示，堰亦可分自由堰及潛沒堰兩種流況，流量估算方式為：

(1)自由堰($h_1 - z_s > \frac{3}{2}(h_2 - z_s)$)

$$Q = c_e c_w B_w \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} g (h_1 - z_s)^{\frac{3}{2}} \quad (G-37)$$

(2)潛沒堰($h_1 - z_s \leq \frac{3}{2}(h_2 - z_s)$)

$$Q = c_e c_w B_w \left(h_1 - z_s - \frac{u_s^2}{2g} \right) \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (G-38)$$

4.涵洞：

涵洞通常為地底下之水工建造物，以連結兩條明渠水路，其示意圖如附圖 G-6 所示。由涵洞上下游水位關係可決定通過涵洞的流量為：

$$Q = \mu_a A_b \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (G-39)$$

$$\mu_a = 1 / \sqrt{\xi_i + \xi_f + \xi_0} \quad (G-40)$$

for flow is submerged ($h_2 \geq z_{c2} + d_{c2}$)

$$\xi_0 = k(1 - A_b / A_{f2}) \quad (G-41)$$

for flow is free ($h_2 < z_{c2} + d_{c2}$)

$$\xi_0 = 0 \quad (G-42)$$

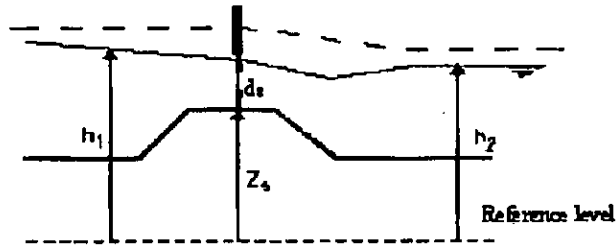
式中， μ_a =涵洞損失係數； A_b =平均通水面積，利用 h_1 及 h_2 決定； z_{c2} =涵洞下游端之底部高程； d_{c2} =涵洞下游端之臨界水深。

5.虹吸工：

虹吸工主要是將湖泊或蓄水池的水傳送至下游渠道，其示意圖如附圖 G-7 所示。虹吸工亦可分為自由虹吸及潛沒虹吸兩種流況，分別為

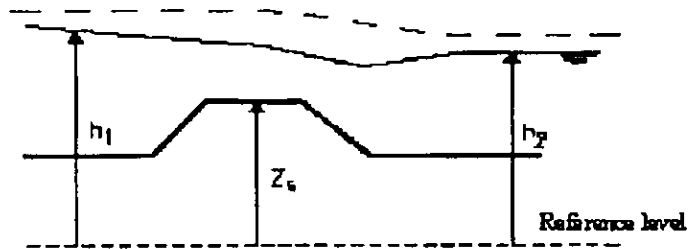
(1)自由虹吸工($h_2 \geq z_{c2}$)

$$Q = \mu_b A_c \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (G-43)$$



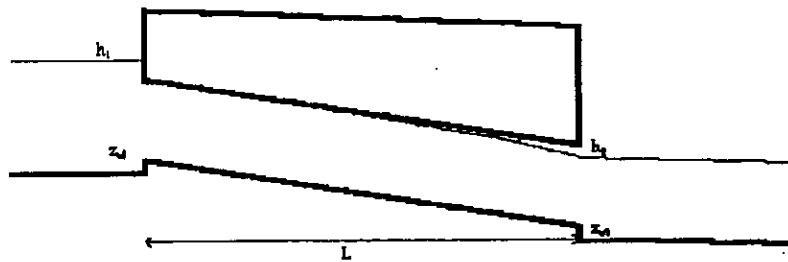
附圖 G-4 孔口結構物之示意圖

(摘自 SOBEK Manual)



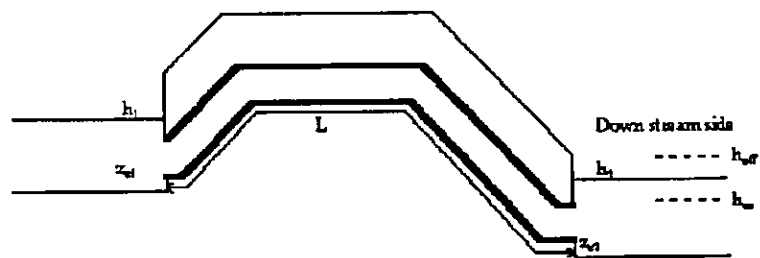
附圖 G-5 堰之示意圖

(摘自 SOBEK Manual)



附圖 G-6 涵洞示意圖

(摘自 SOBEK Manual)



附圖 G-7 虹吸工示意圖

(摘自 SOBEK Manual)

附錄八

資料探勘(Data Mining)概述

附錄八 資料探勘(Data Mining)概述

資料探勘 (Data Mining) 是近年來資料分析應用領域中，相當熱門的議題，其基本理論係以統計分析方法為基礎，並結合資料庫，可進行大量的資料分析，如預測模型（迴歸、時間數列）、資料庫分割 (Database Segmentation)、連接分析 (Link Analysis)、偏差偵測 (Deviation Detection) 等；美國政府從第二次世界大戰前，就在人口普查以及軍事方面使用這些技術，但是資訊科技的進展超乎想像，新工具的出現，例如關連式資料庫、物件導向資料庫、柔性計算理論 (包括 Neural network、Fuzzy theory、Genetic Algorithms、Rough Set 等)、人工智慧的應用 (如知識工程、專家系統)，以及網路通訊技術的發展，使從資料堆中挖掘寶藏，常常能超越歸納範圍的關係；使 Data Mining 成為需要進行大規模資料分析之水文水理分析不可或缺的工具之一。

一般而言，Data Mining 功能可包含下列五項功能：

1. 分類(classification)
2. 推估(estimation)
3. 預測(prediction)
4. 關聯分組(affinity grouping)
5. 同質分組(clustering)

茲將這些功能的意義及可能使用的技巧簡述如下：

1. 分類

按照分析對象的屬性分門別類加以定義，建立類組(class)。例如，將信用申請者的風險屬性，區分為高度風險申請者，中度風險申請者及低度風險申請者。使用的技巧有決策樹(decision tree)，記憶基礎推理(memory-based reasoning)等。

2. 推理

根據既有連續性數值之相關屬性資料，以獲致某一屬性未知之值。使用的技巧包括統計方法上之相關分析、迴歸分析及類神經網路方法。

3. 預測

根據對象屬性之過去觀察值來推估該屬性未來之值。使用的技巧包括迴歸分析、時間數列分析及類神經網路方法。

4. 關聯分組

從所有物件決定那些相關物件應該放在一起。

5. 同質分組

將異質母體中區隔為較具同質性之群組(clusters)。同質分組相當於行銷術語中的區隔化(segmentation)，但是，假定事先未對於區隔加以定義，而資料中自然產生區隔。使用的技巧包括 k-means 法及 agglomeration 法。

Data Mining 技術的導入水利及水資源工程相關分析中，它的重點不是建立水文資料庫來蒐集大量資料，而是在於以水利及水資源工程本身為主。現代的水利及水資源工程相關分析常蒐集了大量資料，包括雨量，流量，入滲量及地下水位等重要資訊，但是資訊超載與無結構化，使得水利決策單位無法有效利用現存的資訊，甚至使決策行為產生混亂與誤用。所以妥善的運用 Data Mining 技術，從巨量的資料庫中，發掘出不同的資訊與知識出來，作為決策支援之用，必能提高水利及水資源工程相關分析結果之可靠度及準確性。

附錄九

不確定性分析方法概述

附錄九 不確定性分析方法概述

水利建造物之風險主要來自於各種風險因子本身之不確定性，而各風險因子之不確定性計算方法隨因子之本身特性及其是否可予以量化而有所不同。目前常用於水文及水理分析之不確定性分析方法主要有以下六種 (Melching, 1995)：

1. 均值一階二矩法 (mean-value first-order second-moment method, MFOSM)。
2. 改良一階二矩法 (advanced first-order second-moment method, AFOSM)；
3. 羅森布魯斯點估計法 (Rosenblueth's point estimation method, Rosenblueth's PEM)
4. 哈爾點估計法 (Harr's point estimation method, Harr's PEM)。
5. 蒙地卡羅法 (Monte Carlo simulation, MCS)
6. 拉丁高次取樣法 (Latin hypercube sampling technique, LHS)。

茲將各不確定性分析之步驟詳述如下：

1. 均值一階二矩近似法 (MFOSM)：

在土木工程實際應用時，各個影響因子的機率分佈(probability distributions)常不易取得，為了避免此項限制，一階二矩近似法假設各個影響因子之機率分佈可以實際數據或假設的統計平均值(mean value)及變異係數(coefficient of variation, cov)來代表。此法之理論根據為泰勒級數 (Taylor series)展開並忽略高次項，其細節可參考 Ang and Tang(1975)；Benjamin and Cornell(1970)，一階二矩均值法(MFOSM)的計算流程如下：

- (1) 將系統的作業函數(performance function) Z 以各個影響因子表示如下：

$$Z = g(X_i) \quad i=1,2,3,\dots,n \quad (I-1)$$

(2) 以泰勒展開式將作業函數 Z 對平均值點 o 展開

$$Z = g(X_i) + \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X}_i) \left. \frac{\partial g}{\partial X_i} \right|_o + HOT \quad (I-2)$$

其中 $\frac{\partial g}{\partial X_i}$ 為對各項影響因子的一階導數，HOT 代表高次項之

展開(忽略不計)。

(3) 對(I-2)式求作業函數 Z 的平均值及變異數，其中：

$$\text{平均值(mean value):} \quad E(Z) \approx \bar{Z} = g(\bar{X}_i) \quad (I-3)$$

$$\text{變異數(variance):} \quad Var(Z) \approx \sum_{i=1}^m C_i^2 Var(\bar{X}_i) \quad (I-4)$$

$$\text{其中} \quad C_i = \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right) \quad (I-5)$$

註:(I-4)式的基本假設為各影響因子為統計上互相獨立之變數 (statistically independent)。

(4) 系統作業函數 Z 的標準偏差 σ_z 亦可由各影響因子之標準偏差 σ_i 依下式求得：

$$\sigma_z = \left[\sum_{i=1}^n (C_i \sigma_i)^2 \right]^{1/2} \quad (I-6)$$

(5) 假設系統作業函數 Z 呈常態分佈，則系統之風險可由下式算出：

$$P_f = 1 - \Phi \left[\frac{E(Z)}{\sigma_z} \right] = 1 - \Phi(\beta) \quad (I-7)$$

其中 $\Phi(\beta)$ 代表可靠度指標值之累積標準常態分佈值。均值一階二矩均值近似法(MFOSM)為工程風險分析一種簡便的近似法。當各項影響子因素呈常態分佈或是系統作業函數 Z 可表示為各項影響子因素的線性組合 (linear combination) 時，均值一階二矩均值近似法可得相當準確的結果。

2. 改良一階二矩近似法(AFOSM)

當系統的表現呈非線性分佈(non-linear behavior)或潰敗(failure)發生時，一些影響因素呈極端值(extreme values)分佈，如以均值一階二矩法估計風險，將產生可觀的誤差。改良一階二矩近似法(AFOSM)可改進風險分析的準確度(Yen et al., 1986)，其計算流程如下：

(1) 將系統作業函數 Z 以各個影響因子表示如下：

$$Z = g(X_i) \quad i=1,2,\dots,n \quad (I-8)$$

(2) 將系統作業函數 Z 對破壞點(failure point) p 作泰勒展開(Taylor's Expansion)：

$$Z = g(X_p) + \sum_{i=1}^m (X_i - X_{ip}) \frac{\partial g}{\partial X_i} \bigg|_p + HOT \quad (I-9)$$

其中 $\frac{\partial g}{\partial X_i} \bigg|_p$ 為各項影響因子在 X_i 破壞點 p 之一階導數。HOT代

表高次展開項，然而破壞點 p 的落點無法事先預知，必須以試誤法(trial and error)疊代求出。其疊代過程如下：

(a) 對各項影響因子 X_i 假設相應之初始試誤點(trial value)

(b) 計算每一變數之平均值及標準偏差。

(c) 對每一變數，計算相對應之初始試誤點上之一階導數 C_i

$$C_i = \frac{\partial g}{\partial X_i} \bigg|_p \quad (I-10)$$

計算每一變數之相對應之敏感度因子(sensitivity factors)

$$\alpha_i = \frac{C_i \sigma_i}{\left[\sum_{j=1}^n (C_j \sigma_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (I-11)$$

(d) 由下式計算可靠度指標

$$\beta = \frac{\sum_{i=1}^n C_i (\bar{x}_i - x_{ip})}{\sum_{i=1}^n \alpha_i C_i \sigma_i} \quad (\text{I-12})$$

(e) 如果此試誤點 X_{ip} 落在破壞面(failure surface)上，則

$$g(X_{ip}) = 0 \quad (\text{I-13})$$

(f) 求出失敗點

$$x_{ip} = \bar{x}_i - \alpha_i \beta \sigma_i \quad (\text{I-14})$$

(g) 重複步驟(c)~(g)直到疊代出正確的失敗點位置。失敗點的求法亦可由GRG (generalized reduced gradient) 演算法求取，請參考Cheng(1982)之研究。

(3) 求取作業函數Z之平均值、變異數及標準差平均值。在假設各項影響子因素為統計上互相獨立(statistically independent)之變數。

平均值：
$$E(Z) \approx \bar{Z} = g(\bar{x}_{ip}) \quad (\text{I-15})$$

變異數：
$$Var(Z) \approx \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)_p^2 Var(X_i) \quad (\text{I-16})$$

其中：
$$C_i = \frac{\partial g}{\partial X_i} \bigg|_p \quad (\text{I-17})$$

標準偏差：
$$\sigma_z = \left[\sum_{i=1}^n (C_i \sigma_i)^2 \right]^{1/2} \quad (\text{I-18})$$

(4) 假設系統作業函數Z呈常態分佈，則系統的風險為：

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (\text{I-19})$$

3. 羅森布魯斯點估算法(Rosenblueth's PEM)

Rosenblueth 於 1975 年首先提出點估計法 (point estimation method)，但其僅考慮對稱的隨機參數；而後於1981年，Rosenblueth

又將其點估計法改進成可處理非對稱的隨機參數。此法由各項隨機參數 X_i 之第一及第二動差 (first and second moment) 來估計系統輸出 (model output) 對原點 (origin) 的第 k 階動差；此法假設每一隨機參數以集中於距平均值正負一個標準偏差 (standard deviation) 的二個點來估計對每一隨機參數 X_i 總體機率質量 (total probability mass)；此外，每一隨機參數可視為統計相關或不相關之變數。一般而言，羅森布魯斯點估計法 (Rosenblueth's PEM)，當模式具有 p 個隨機參數時，則有 2^p 組之參數組合；因此當模式之參數個數過多時，則使用羅森布魯斯點估計法於不確定性分析所需之計算量將相當可觀。

就點估計法而言，當模式具有 p 個隨機參數時，作業函數 Z 對原點之 N 次動差 (N th moment) 期望值，泰勒展開式之點機率估算近似如下式

$$E[(Z^N)] \approx [P_{+++Kp}(Z_{+++Kp})^N + (P_{-+++Kp})(Z_{-+++Kp})^N + \Lambda + (P_{---Kp})(Z_{---Kp})^N] \quad (I-20)$$

其中 $Z_{+++Kp} = P(x_{m1} + \sigma_1, x_{m2} + \sigma_2, x_{m3} + \sigma_3, \Lambda, x_{mp} + \sigma_p)$

$Z_{---Kp} = P(x_{m1} - \sigma_1, x_{m2} - \sigma_2, x_{m3} - \sigma_3, \Lambda, x_{mp} - \sigma_p)$

Z 之下標 $+$ 、 $-$ 號分別代表隨機參數之平均值加或減一個標準偏差；

$P()$ ：代表所使用之模式；

x_{m1} 、 x_{m2} 、 x_{m3} 、...、 x_{mp} ：代表隨機參數之平均值；

σ_1 、 σ_2 、 σ_3 、...、 σ_p ：代表隨機參數之標準偏差；

函數 p 之定義如下：

$$P_{i,j,K,p} = \left[1 + \sum_{g=1}^p \sum_{h=1}^p g' h' \delta_{g,h} \rho_{g,h} \right] / 2^p \quad (I-21)$$

其中 $\delta_{g,h} = \begin{cases} 0 & \text{if } g \geq h \\ 1 & \text{if } g < h \end{cases}$

$g' h' = -\log + 1$ ，係根據函數 p 下標之符號；

$\rho_{g,h}$ 表示第 g 個和第 h 個隨機參數之相關係數。

舉一例子如下：

$$p_{+++} = (1 - \rho_{12} + \rho_{13} - \rho_{23}) / 8 \quad (I-22)$$

當 $N=1$ 時， Z 之期望值，而 $E[Z] = \bar{Z}$ 之變異數可由下式求得：

$$s_z^2 = E[Z^2] - (E[Z])^2 \quad (I-23)$$

4. 哈爾點估算法 (Harr's PEM)

Harr(1989)改進羅森布魯斯點估計法(Rosenblueth, 1975)因模式參數個數增多而使計算量大增之缺點，於1989年提出另一種方法，將羅森布魯斯點估計法計算次數由 2^p 次減少至 $2p$ 次。哈爾點估計法利用正交轉換 (principle axis transform) 將 p 個相關之隨機參數轉成 p 個不相關之隨機參數。根據模式中隨機參數之相關矩陣(correlation matrix)，找出 p 個特徵相量與特徵值。然後找出特徵向量與以參數平均值為圓心，以 $p^{1/2}$ 為半徑之圓的 $2p$ 個交點，一旦求得 $2p$ 個交點後模式輸出之 N 階動差便可求出 (陳信彰，1996)，如附圖I-1所示。

至於哈爾點估計法步驟如下所示：

- (1) 分解隨機變數之相關係數矩陣 ρ 為特徵向量矩陣 V 和特徵值矩陣 L 所組成之關係式

$$\rho = VLV^T \quad (I-24)$$

其中：

V = eigenvector matrix = $(v_1, v_2, \dots, v_p)$

L = diag($\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_p$)

- (2) 以下式求出特徵向量和以參數平均值為圓心，以 $\sqrt{p}$ 為半徑之圓的交點 $2p$ 個。

$$X_{i\pm} = \bar{X} \pm p^{1/2} \begin{bmatrix} \sigma_1 & . & . & . & . \\ . & \sigma_2 & . & . & 0 \\ . & . & - & . & . \\ 0 & . & . & - & . \\ . & . & . & . & \sigma_p \end{bmatrix} v_i \quad i=1,2,K,p \quad (I-25)$$

v_i ：為特徵向量的行矩陣

(3) 計算和 $Z_{i+} = g(X_{i+})$ 和 $Z_{i-}^2 = g^2(X_{i-})$ 之值，其中 $i=1,2,3,\dots,p$ 。

(4) 計算每一特徵向量之模式輸出值平均，如下所示：

$$\bar{Z} = (Z_{i+} + Z_{i-})/2 \quad (I-26)$$

$$\text{和 } \bar{Z}^2 = (Z_{i+}^2 + Z_{i-}^2)/2 \quad (I-27)$$

(5) 計算模式輸出之平均值和變異數

$$E[Z] = \left[\sum_{i=1}^p \bar{Z} \lambda_i \right] / p \quad (I-28)$$

$$E[Z^2] = \left[\sum_{i=1}^p \bar{Z}^2 \lambda_i \right] / p \quad (I-29)$$

$$Var(Z) = E[Z^2] - E^2[Z] \quad (I-30)$$

5. 蒙地卡羅模擬法 (MCS)

蒙地卡羅模擬法為一傳統的技術，從參數定義域之機率分佈中隨機取樣（如附圖 I-2）。今日的蒙地卡羅模擬法應用於模擬牽涉隨機過程的複雜問題。蒙地卡羅模擬法是一個完全的隨機的取樣法；換言之，任何一次取樣將有可能取到參數定義域中的任何位置，因此此法是相當無效率的，一般來言，樣本愈大則所得的解愈正確。因此此法相當費時，且輸入之隨機變數之額外變化將直接影響模式輸出之統計動差。

6. 拉丁超立方取樣法 (LHS)

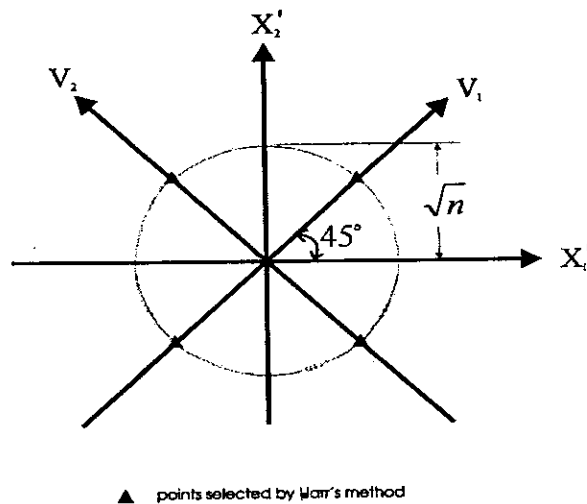
拉丁超立方取樣法(簡稱 LHS)和 MCS 皆是一種統計上的取樣方式，並在參數定義域中取出適當組數之模式輸入參數，但 LHS 和 MCS

不同之處在於 LHS 法一定要在參數定義域內均勻地取出參數樣本。經由 LHS 取出之樣本組，分別經過模式計算，然後得到相對應於各組數之模式輸出計算值，進而可統計出模式輸出之平均值以及標準偏差，LHS 取樣作業程序如下：

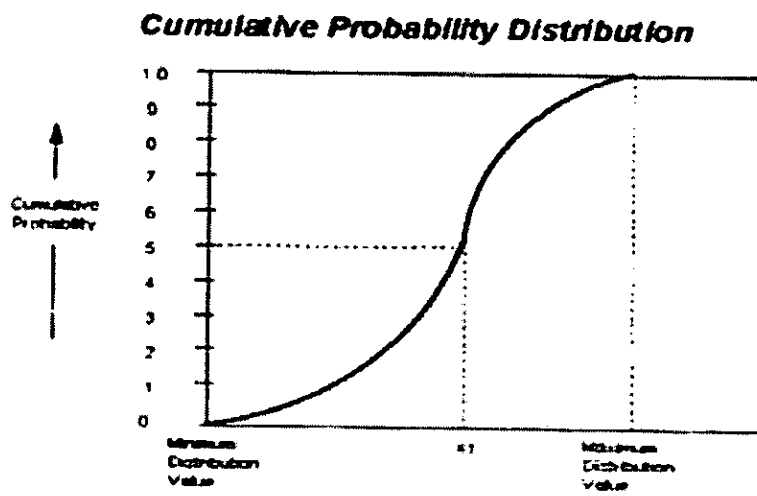
- (1) 首先定義於求解空間中，欲取出參數群之組數 K 。
- (2) 對於每一個參數 X ，分別指定其隨機型態或上下限，並決定其機率密度函數。三、將每一參數 X 之可能區間劃分為 K 組，並使得每一組被取得的機率均為 $1/K$ 。
- (3) 於每個細分區間中，以任意亂數之方式取樣。
- (4) 重覆步驟 1~4 直到各參數皆完成取樣。
- (5) 將各參數 X 任意混合，得到 K 組輸入參數群 X ，均勻分布於求解空間全域。

由以上步驟所得到之 K 組輸入參數，再將其個別代入模式計算，作為不確定性分析之用。

不確定性分析方法在實際應用時各有其優缺點，原則上可應用於各種問題，但實際應用上應根據蒐集之資料不同、問題性質及分析者程度等而使用不同之不確定性分析方法。



附圖 I-1 雙變數在標準空間之哈爾點估算法



附圖 I-2 蒙地卡羅取樣法

附錄十

基隆河水利建造物相關資料彙整

附錄十 基隆河流域水利建造物相關資料彙整

附表 J-1 基隆河流域堤防資料表

No.	堤防	分布 範圍	高程 (m)	長度 (m)	備註
1	爪峰五號護岸延長	—	—	550	左岸，上游
2	瑞芳一號護岸	—	—	230	左岸
3	楓瀨一號護岸	—	—	850	左岸
4	瑞慶二號護岸	—	—	170	左岸
5	八堵護岸	—	—	280	左岸
6	百福護岸	—	—	1008	左岸
7	五堵堤防	—	—	2400	左岸
8	堵北護岸	—	—	450	左岸
9	東北護岸	—	—	360	左岸
10	鄉長堤防	—	—	672	左岸
11	仁德護岸	—	—	500	左岸
12	過港堤岸	—	—	1884	左岸
13	樟江護岸	—	—	250	左岸
14	北山堤防	—	—	3916	左岸
15	南港堤防	K37~K43	—	—	左岸
16	玉成堤防	K34A~K37	—	—	左岸
17	撫遠擋水牆	K28A~K34A	—	—	左岸
18	松山堤防	K16C~K28A	—	—	左岸
19	圓山堤防	K11A~K16A	—	—	左岸
20	社子堤防	K01~K11A	—	—	左岸
21	爪峰一號護岸延長	—	—	170	右岸，上游
22	爪峰四號護岸延長	—	—	155	右岸
23	大寮護岸	—	—	410	右岸
24	瑞慶一號護岸	—	—	230	右岸
25	草濫護岸	—	—	600	右岸
26	六堵堤防延長	—	—	200	右岸
27	堵南堤防	—	—	2304	右岸
28	五堵護岸	—	—	160	右岸
29	保長坑護岸	—	—	250	右岸

No.	堤防	分布 範圍	高程 (m)	長度 (m)	備註
30	橋東堤防	—	—	3076	右岸
31	過港堤防	—	—	250	右岸
32	樟樹堤防	—	—	2548	右岸
33	新內湖堤防	K28A~K34A	—	—	右岸
34	大直堤防	K16A~K34A	—	—	右岸
35	士林堤防	K11~K16A	—	—	右岸
36	洲美堤防	K07~K11	—	—	右岸，未完成
37	關渡堤防	K01~K07	—	—	右岸，未完成

資料來源:民國 90 年，經濟部水資源局，「台北防洪淡水河警戒水位檢討」報告

附表 J-2 基隆河流域閘(水)門資料表

No.	水門編號	水門名稱	行政區名稱	TM 二度分帶 X 座標	TM 二度分帶 Y 座標	岸別
1	T01B79	八仙 8 號 水門	台北市北投區	296036	2779039.003	右
2	T01B80	八仙 6 號 閘門(八仙 5 號)	台北市北投區	296607.001	2778835.002	右
3	T01B81	八仙 4 號 水門(八仙 3 號)	台北市北投區	297880.999	2778730.002	右
4	T01B82	八仙 2-1 號 水門	台北市北投區	298646.999	2778897.999	右
5	T01B91	大直 2 號 水門	台北市中山區	302603.996	2774708.999	右
6	T01B92	大直 1 號 水門	台北市中山區	303312.999	2774700.998	右
7	T01B95	濱江 7 號水門	台北市松山區	304746.002	2774246.003	左
8	T01B96	濱江 6 號水門	台北市松山區	305312.003	2774204.999	左
9	T01B97	濱江 5 號水門	台北市松山區	305572.998	2774132.002	左
10	T01B98	濱江 4 號水門	台北市松山區	305664.002	2774095.998	左
11	T01B99	濱江 3 號水門	台北市松山區	306072.996	2774017	左
12	T01B100	濱江 2 號水門	台北市松山區	306286.999	2774018	左
13	T01B101	濱江 1 號水門	台北市松山區	306532	2773550.003	左
14	T01B102	洲美 2 號閘門	台北市北投區	299453.003	2777807.999	右
15	T01B103	洲美 3 號閘門	台北市北投區	299430.996	2778310	右
16	T01B104	洲美 4 號閘門	台北市北投區	299657.999	2778739.003	右
17	T01B105	洲美 6 號閘門	台北市北投區	299666.998	2778996.998	右
18	T01B106	洲美 7 號閘門	台北市北投區	299657.999	2779011	右
19	T01B107	洲美 8 號閘門	台北市北投區	299675.997	2779243.003	右
20	T01B108	基隆河四號閘門	台北市士林區	298710.998	2778560.005	左
21	T01B109	基隆河五號閘門	台北市士林區	298375.999	2778622.001	左
22	T01B110	基隆河六號閘門	台北市士林區	298012	2778508	左
23	T01B111	基隆河七號閘門	台北市士林區	297632.996	2778346.003	左
24	T01B112	基隆河八號閘門	台北市士林區	297316.004	2778232.002	左
25	T01B113	基隆河十號閘門	台北市士林區	296929	2778200.999	左
26	T01B114	基隆河九號閘門	台北市士林區	296311.998	2778234.002	左
27	T01B115	八仙一號閘門	台北市北投區	299120.999	2778641.003	右
28	T01E13	基十二號疏散門	台北市內湖區	309187.004	2772869.995	右
29	T01E14	基二號疏散門	台北市南港區	309096.998	2772659.004	左
30	T01E15	基五號疏散門	台北市南港區	308595.003	2772256.004	左
31	T01E16	基十三號疏散門	台北市內湖區	308519.003	2772449.003	右
32	T01E17	基五號疏散門	台北市松山區	306647.997	2772628.001	左
33	T01E18	基十六號疏散門	台北市松山區	305300.002	2774621	右
34	T01E19	基十號疏散門	台北市松山區	302586.996	2774183.997	左
35	T01E20	基九號疏散門	台北市松山區	303425.004	2774238.002	左
36	T01E21	基八號疏散門	台北市松山區	303638.999	2774252.004	左

No.	水門編號	水門名稱	行政區名稱	TM 二度分帶 X 座標	TM 二度分帶 Y 座標	岸別
37	T01E22	基七號疏散門	台北市松山區	304894.002	2774234.002	左
38	T01E23	基六號疏散門	台北市松山區	306516.996	2773339.002	左
39	T01E24	雙溪一號疏散門	台北市北投區	301933.001	2777099.999	右
40		2 號水門		304393.96	2774648.26	
41		3 號水門		301262.52	2774816.207	
42		4 號水門		301383.609	2775037.275	
43		5 號水門		302421.319	2774079.298	
44		6 號水門		302564.506	2774150.892	
45		17 號水門		297357.615	2778647.874	
46		22 號水門		299150.034	2778180.724	
47		23 號水門		299154.525	2778129.077	
48		26 號水門		300721.181	2776718.235	
49		27 號水門		300489.494	2776372.464	
50		28 號水門		301363.483	2777151.182	
51		29 號水門		302213.316	2777230.333	
52		30 號水門		302304.271	2777241.442	
53		31 號水門		302448.622	2777246.287	
54		32 號水門		302066.924	2777191.07	
55		33 號水門		305943.882	2774519.118	
56		34 號水門		305257.648	2774628.809	
57		35 號水門		303014.951	2774451.742	
58		36 號水門		304502.33	2774429.996	

資料來源:經濟部水利署水文水資源資料管理供應系統

附表 J-3 基隆河流域抽水站資料表(台北市河段) (1/5)

編號	抽水站名稱	地址	TM2 度分帶 (TWD67)座標		警戒 水位 (EL)	起抽 水位 (EL)	停抽 水位 (EL)	抽水機				集水面積 (ha)	設置 日期
			X	Y				型式	揚程 (m)	機組數 (台)	總出水量 (cms)		
1	大龍抽水站	大同區重慶北路三段底 (交流道—機車專用道旁)	301231.001	2774820	1.00	1.20	1.20	豎軸式	6.25	4	16		90.1
2	濱江抽水站	中山區濱江街 353 號	304580.00	2774265.01	0.60	0.90	0.90	豎軸式	4.10	6	32	171.73	87.05
3	中山抽水站	中山區濱江街 97 號	303020.00	2774354.00	1.60	1.80	1.80	豎軸式	4.50	9	49	499.4	71.03
4	建國抽水站	中山區濱江街 3 號	302534	2774058.004	1.30	1.50	1.50	豎軸式	4.00	6	82.98	659.56	71.11
5	新生抽水站	中山區濱江街 3 號	302487.999	2774006.999	2.7	3	3	豎軸式	3.50	12	89	920.2	71.11
								沉水式	4.75				88.01
								豎軸式	5.80				88.05
								豎軸式	6.00				
6	劍潭抽水站	士林區通河街 325 巷 18 號對面	301421.001	2775065.005	0.1	0.25	0.25	豎軸式	7.20	5	18	129.96	95
7	士林抽水站	士林區通河東街二段 150 號	300786.002	2776703.999	-0.20	0.00	-0.85	豎軸式	7.30	2	8	263.04	81
						0.50	-0.85	沉水式	6.40	10	51		
8	松山抽水站	松山區塔悠路 155 號	306705.999	2772123	3.1	3.4	2.5	豎軸式	5.80	3	12	74.77	87.02
9	南京抽水站	松山區松河街 14 號	306895.002	2771731.001	3.40	3.70	2.50	豎軸式	5.25	3	15	90	79.05
						2.20	0.60	豎軸式	7.50	5	25	122.18	81.06
11	社子抽水站	士林區通河西街二段 96 號	300497.00	2776368.00	0.70	1.00	0.00	豎軸式	6.00	5	12	67.95	83.02

附表 J-3 基隆河流域抽水站資料表(台北市河段) (2/5)

編號	抽水站名稱	地址	TM2 度分帶 (TWD67)座標		警戒 水位 (EL)	起抽 水位 (EL)	停抽 水位 (EL)	抽水機				集水面積 (ha)	設置 日期
			X	Y				揚程 (m)	機組數 (台)	總出水量 (cms)			
12	玉成抽水站	南港區南港路三段 268 號之 1	307937.997	2771941.002	1.80	2.40	2.00	豎軸式	5.20	7	184.1	1627.4	76.12
13	成美抽水站	內湖區潭美街 183 號	308033.002	2772225.001	4.00	4.30	3.20	豎軸式	4.90	3	15	50.7	83.10
14	成功抽水站	南港區向陽路中國電視公司對面	309297.004	2772583.997	3.00	3.60	2.40	豎軸式	5.80	4	32	170.6	85.08
15	長壽抽水站	內湖區安美街 38 號	309361.00	2772864.01	3.30	4.30	3.30	豎軸式	5.80	4	23	78.6	88.10
16	南湖抽水站	內湖區潭美街 896 號	310778.003	2773170.995	5.20	5.50	4.50	豎軸式	5.80	3	15	53.6	85.08
17	大直抽水站	中山區大直明水路 397 巷 (堤防邊)	304408.00	2774676.00	1.70	2.00	1.00	豎軸式	6.90	12	49.2	328.7	71.07
18	新民權抽水 站	內湖區新湖 2 路與堤頂大道 交叉口	307022.00	2772803.00	1.60	1.90	1.50	豎軸式	6.80	10	74	436.8	88.01
19	港墘抽水站	內湖區港墘路 227 號	306946.00	2774372.00	3.22	3.50	2.80	豎軸式	4.80	8	55	334.4	84.12
20	陽光抽水站	內湖區港墘路底(堤防邊)	307121.00	2773998.00	2.50	2.80	2.50	豎軸式	4.80	10	71	415.4	86.12
21	環山抽水站	中山區基湖路 168 號	305969.001	2774620	2.00	2.42	1.50	豎軸式	6.80	6	39	175.3	85.03
22	北安抽水站	中山區敬業三路 196 號對面(堤防 邊)	305276.00	2774731.00	2.01	2.31	1.30	豎軸式	5.80	8	55	323.7	85.02
23	南港抽水站	南港區重陽路 505 號(堤防邊)	310987	2772961.004	4.50	5.20	3.50	沉水式	5.80	5	20	121.7	86.05
24	大南抽水站	士林區大南路 391 號旁	301173.931	2776002.581	0.40	0.60	0.00	沉水式	5.80	2	2	8.6	90.3
25	康樂抽水站	內湖區東湖路 160 巷底	311473.601	2773496.51	4.80	5.00	2.50	沉水式	7.00	5	34	192.10	94.00

資料來源:台北市府工務局水利工程處、水文文資源管理供應系統

附表 J-3 基隆河流域抽水站資料表(台北縣河段) (3/5)

編號	抽水站名稱	地址	TM2 度分帶 (TWD67)座標		警戒 水位 (EL)	起抽 水位 (EL)	停抽 水位 (EL)	抽水機					抽水機 高程 (EL) 吸入鐘 口處	集水 面積 (ha)	設 置 日 期
			X	Y				型式	揚程 (m)	抽排量 (cms/台)	機組 數 (台)	總出 水量 (cms)			
1	草濫溪抽水站	汐止市南陽街 90 巷 110 號	311664.548	2773108.773	5.5	5.8	4.8	沉水式	4.2	6	4	24	-2.79	131.4	91
2	社后抽水站	汐止市中興路 106 號	313147.40	2773108.25	7.5	7.8	6.8	沉水式	3.8	5	2	10	1.94	59.6	91
3	中興抽水站	汐止市中興路 110 巷 4 弄 10 號	313087.628	2773183.662	7.0	7.3	6.3	沉水式	3.8	3	2	6	1.74	24.1	91
4	下寮抽水站	汐止市樟樹二路 137 號	313707.896	2773585.343	7.2	8.2	6.5	沉水式	3.6	5	2	10	2.8	52	91
5	金龍抽水站	汐止市福德一路 1-1 號	313675.036	2773955.338	6.2	6.5	5.5	沉水式	5.0	3	4	12	0.16	190	91
6	北港抽水站	汐止市汐萬路一段 301 號	314668.249	2774530.829	7.0	8.0	6.5	沉水式	4.5	3	2	6	4.7	22.2	91
7	汐萬抽水站	汐止市汐萬路二段 67 號	314594.57	2775284.316	6.8	7.8	6.3	沉水式	5.3	2	3	6	3.48	24.5	91
8	拱北抽水站	汐止市汐萬路二段 169 號	314454.594	2775666.105	7.5	8.0	7.3	沉水式	5.3	2	2	4	6.4	18.6	91
9	江北抽水站	汐止市大同路二段 315 號	315275.193	2773614.068	7.0	8.0	6.5	沉水式	4.6	6	3	18	3.1	130.6	91
10	水尾灣抽水站	汐止市汐萬路一段 169 巷 111 號	314734.11	2773772.382	8.0	8.5	7.5	沉水式	4.3	3	2	6	4.4	26.6	91
11	禮門抽水站	汐止市中正路 224 巷 7 號	315521.136	2773810.643	8.1	8.1	6.6	沉水式	5.2	4	4	16	2.2	92.2	91
12	長江抽水站	汐止市建成路 188 號	315283.663	2773832.261	8.0	8.0	7.8	豎軸式	4.6	3	2	6	5.02	23	91
13	城中抽水站	汐止市長江街 110 號	315793.733	2774343.044	8.0	8.7	7.8	豎軸式	5.2	4	3	12	4.86	57.9	91

附表 J-3 基隆河流域抽水站資料表(台北縣河段) (4/5)

編號	抽水站名稱	地址	TM2 度分帶 (TWD67)座標		警戒 水位 (EL)	起抽 水位 (EL)	停抽 水位 (EL)	抽水機					抽水機 高程 (EL) 吸入鐘 口處	集水 面積 (ha)	設置 日期
			X	Y				型式	揚程 (m)	抽排 量 (cms/ 台)	機組 數 (台)	總出 水量 (cms)			
14	江長抽水站	汐止市長江路180號	316043.126	2774745.799	8.0	8.6	7.8						3.76	41.6	91
15	保長抽水站	汐止市長興街2段1號	316886.24	2775101.954	8.0	8.6	7.8	豎軸式	5.2	4	3	12	6.69	37.5	91
16	五堵抽水站	汐止市鄉長路一段273號	316532.68	2774859.28	7.0	7.5	6.2	沉水式	4.0	2	2	4	3.4	19	81
17	順安抽水站	汐止市橫科路73巷53號	311613.844	2771880.253	5.3	6.3	5.0	豎軸式	6.0	4	1	4	3.8	23.08	92
18	民權抽水站	汐止市民權一街16號	311800.714	2772080.489	4.7	4.8	4.3	豎軸式	7.5	4	5	20	2.9	280	95
19	八連一抽水站	汐止市八連路一段201號	314600	2774850	8.5	8.5	7.8	豎軸式	4.7	4.5	2	9	6.3	41	95
20	八連二抽水站	汐止市八連路一段179號	314800	2774700	8.5	8.95	8.6	沉水式	3.6	0.75	2	1.5	7.4	7	95
21	水尾灣 左抽水站	汐止市大同路二段169巷320號	314556.258	2773633.992	7.0	7.6	7.3	豎軸式	5.7	4	3	12	6	51	95
22	保長左抽水站	汐止市鄉長路一段310號	316780.244	2775060.198	5.7	6.0	5.8	豎軸式	8.3	3	3	9	3.7	19	95
23	武英殿抽水站	汐止市大同路一段159-8號	312809.607	2772584.834	5.53	5.75	5.5	豎軸式	5.5	4	3	12	4.4	38	96
24	東和抽水站	瑞芳鎮三爪子坑路1號之1	330101	2778077	45.0	45.5	44.9	豎軸式	4.4	1.4	3	4.2	51.5	10	93
25	爪峰一抽水站	瑞芳鎮爪峰路2號	331520	2778170	49.5	50.0	49.0	豎軸式	4.4	1.4	3	4.2	55	8.4	94
26	爪峰二抽水站	瑞芳鎮中山路120號之1	330870	2778057	47.0	47.5	46.5	豎軸式	3.2	0.9	3	2.7	51.5	5.7	93

資料來源:台北縣政府水利及下水道局

附表 J-3 基隆河流域抽水站資料表(基隆市河段) (5/5)

編號	抽水站名稱	地址	TM2 度分帶 (TWD67)座標		警戒 水位 (EL)	起抽 水位 (EL)	停抽 水位 (EL)	抽水機					排水 出口 (mm)	集水 面積 (ha)	設置 日期
			X	Y				型式	揚程 (m)	抽排量 (cms/ 台)	機組 數 (台)	總出 水量 (cms)			
1	堵南抽水站	基隆市七堵區堵南街 48 之 2 號	318183.811	2775293.682	8.5	9.5	8.5	豎軸式	7.2	5	4	20	1650	74.3	93.08
2	長興抽水站	基隆市七堵區東興街 3 之 15 號	320980.883	2776261.963	15.5	17	—	沉水式	10	3.4	3	10.2	1200	40.3	93.07
3	碇內抽水站	基隆市暖暖區源遠路 129 之 9 號	324478.005	2777234.679	23.5	25	—	豎軸式	6	6	4	24	1600	75	93.08
4	大華左抽水站	基隆市七堵區大華橋旁明德一路 2 巷	321564.211	2777218.901	—	2	0.5	沉水式	5	0.65	2	1.3	600	2	90.07
5	大華右抽水站	基隆市七堵區大華一路 2 之 1 號	321619.754	2777311.504	—	15.8	15.2	沉水式	4.65	1.5	3	4.5	900	11	94.05
6	崇信抽水站	基隆市七堵區崇信街 41 巷 10 之 1 號	320947.833	2777215.643	—	16.8	16	沉水式	3.8	0.8	3	2.4	600	5	94.05
7	崇孝抽水站	基隆市七堵區崇孝街 11 之 6 號	320641.422	2776875.57	11.35	11.85	11.35	沉水式	7.5	0.8	3	2.4	600	4	94.05
8	自強抽水站	基隆市七堵區大華一路 123 之 12 號	321003.055	2777369.781	—	—	—	移動式	10	0.3	3	0.9	300	1.6	94.05
9	六堵抽水站	基隆市七堵區工建南路 25 號	320033.839	2775180.084	10	11	10	豎軸式	5.5	3	6	18	1200	71.5	94.10
10	工建西 抽水站	基隆市七堵區工建西路五福橋旁	319635.329	2776378.026	15.3	16.2	15.3	豎軸式	5.16	2	2	4	800	16	94.10
11	百福抽水站	基隆市七堵區實踐路 69 號	319136.683	2775267.764	10	12.5	10	沉水式	4.3	5	3	15	1500	70	91.02
12	實踐抽水站	基隆市七堵區大德路 1 之 2 號	318998.944	2774805.519	13.67	12	11.4	沉水式	4.6	2.5	4	10	3000 ×	24.88	96.06
13	中元抽水站	基隆市七堵區實踐路 253 巷 17 之 2 號	317985.642	2775692.682	10.2	8.8	7.7	沉水式	6.3	2.5	2	5	2400	8.98	96.06

註:實踐抽水站之排水出口為方形其餘為圓形

資料來源:基隆市政府工務局

附表 J-4 基隆河流域橋樑相關資訊一覽表

No.	橋樑名稱	橋長 (M)	橋面寬	橋面 高程	橋墩寬 及個數	樑底高 程	橋底高(M) (最高)/(最低)	引測點
1	百齡橋	442.05	46.5	9.01	2.0*13	6.31	7.26/6.20	基右 11A
2	承德橋	256.13	29	11.27	2.3*4	8.77	9.14/9.14	基右 14A
3	捷運橋	181.4	6.5	13.11	2.4*3	10.11	11.20/11.04	基左 15A
4	高速公路橋	562.3	40	--	3.3*3	--	20.35/16.21	基左 15B
5	新生高架橋	298.52	40	17.46	6.0*2	10.86	16.07/10.97	基左 16A
6	高速公路橋	404.61	29	--	3.14*7	--	18.04/14.72	基左 16C
7	大直橋	418.15	20	8.01	1.2*9	5.01	14.89/12.92	基右 19
8	高速公路橋	496.85	27	13.65	1.6*4	11.7	13.23/12.02	基左 27A
9	民權橋	438.58	24	14.66	3.4*4	11.16	16.19/15.75	基左 28A
10	麥帥一橋	512.16	24	17.77	4.8*2 2.4*2	15.37	15.12/13.43	基左 20-8A
11	麥帥二橋	403.63	24	13.32	2.0*5	11.72	15.48/13.57	基左 34A
12	長壽橋	155.87	3.5	13.05	1.4*4	11.85	11.85/11.73	基左 35A
13	成美橋	205.71	20	10.98	1.6*7	8.98	10.15/10.02	基右 35B
14	成功橋	231.03	20	13.82	2.4*6	11.42	11.34/11.06	基右 37T.P
15	南湖大橋	215.06	20	13.35	1.2*7	11.6	12.56/12.50	基右 43
16	北山大橋	240.64	14	14.88	2.0*4	12.03	14.75/12.21	基右 47-1
17	北山大橋	219.65	14	14.88	2.0*4	12.03	14.87/13.99	基右 48-1
18	南陽橋	114.52	14	14.23		12.63	15.00/12.55	基右 48-2
19	社后橋	78.5	14	12.02	3.95*4	10.72	10.99/10.61	基左 50
20	高速公路橋	147.77	13	19.86	2.2*5	17.96	18.14/14.63	基左 52-1
21	高速公路橋		33	15.35	2.3*4	13.45		基左 53
22	樟江橋	133.38	10	17.92	2.5*3	15.92	17.31/15.25	基左 55-1
23	高速公路橋	216.81	12	23.33	2.4*6	21.33	26.03/22.73	基左 55-2
24	高速公路橋	174.8	34	17.92	2.5*3	15.92	23.99/23.41	基左 55-3
25	高速公路橋	153.12	8	17.32	2.4*4	15.32	25.45/18.71	基左 55-4
26	高速公路橋	152.13	8	18.53	2.4*5	16.53	25.45/17.99	基左 55-5
27	高速公路橋	120.54	10	16.9	2.4*4	14.9	15.09/17.61	基左 56-1
28	高速公路橋	123.28	30	16.47	2.3*3	14.57	15.04/15.02	基左 57
29	江北橋	104.77	12	13.29	2.15*3	11.44	11.52/11.42	基右 61
30	禮門街橋	96.75	14	13.85	2.15*3	12.4	13.26/12.53	基左 62
31	高架(引道)	294.97	22.5	18.22	1.8*4	16.47	16.24/15.96	基左 65T.P
32	長安橋	107.71	10	12.91	1.5*3	11.26	13.88/13.46	基左 68
33	高速公路橋	121.98	30	17.9	2.3*5	16	15.93/15.81	基左 72
34	新台 5 線高 架橋	120	24	22.98	2.4*4	20.98	15.55/15.25	基左 73-1

No.	橋樑名稱	橋長 (M)	橋面寬	橋面 高程	橋墩寬 及個數	樑底高 程	橋底高(M) (最高)/(最低)	引測點
35	高速公路橋	121.36	30	17.34	2.3*3	15.44	23.10/19.94	基左 73
36	千祥橋	90	16	17.5	1.6*2	16	16.57/16.26	基左 74
37	百福橋	100	16	17.33	1.6*2	15.83	16.43/15.95	基左 76
38	實踐橋	84.33	20	17.21	2.0*2	15.41	16.63/16.06	基左 79
39	新台 5 線高 架橋		24	24.57	2.4*5	22.57		基左 79
40	六堵橋		24	21.97	2.5*4	19.27		基右 82T·P
41	五福橋	111.8	21	21.54	2.2*5	19.94	19.40/19.37	基右 85
42	六合橋	127.96	21	21.08	2.2*3	19.18	20.41/19.72	基右 88
43	七賢橋	229.05	21	23.45	2.2*4	20.95	21.33/21.16	基右 90
44	崇智橋	73.11	15	20.94	3.0*4	19.54	19.68/19.46	基左 92
45	大華橋	75.2	11	24.02	4.75*2	22.22	23.64/23.59	基右 94
46	一高高架 引道橋		22	---	2.0*2	---		基右 96
47	八德橋	112.1	10	25.4	2.2*2	22.9	23.19/22.89	基左 96-1
48	鐵路橋		15	24.07	4.0*4			基右 97
49	八堵橋	98.44	21	28.88	4.1*4	26.77	27.45/26.74	基右 98
50	暖江橋	57.92	5	26.24	2.2*2	25.76	24.62/24.55	基右 100
51	鐵路橋	116.39	9	32	2.2*6	30	31.71/29.90	基左 102
52	瑞慶橋	86.11	5	37.54	1.8*3	37.08	37.28/36.06	基左 105
53	鐵路橋		9	40.18	2.2*7	38.6		基左 107
54	鐵路橋	125.84	9	42.19	2.2*5	39.85	38.38/37.51	基左 112
55	國芳橋		7.3	42.83	2.4*1	40.63		基右 113
56	介壽橋	68.78	19	52.52	2.1*2	50.97	50.98/50.90	基左 119
57	瑞芳橋	112.54	16	54.74	2.5*3	54.38	52.28/50.25	基右 120
58	瑞峰橋	45.95	5	54.86	1.25*2	53.46	53.50/53.46	基左 121
59	圓山橋	74.96	5	61.3	1.5*2	59.5	59.45/59.40	基左 124
60	鐵路橋	122.14	27	66.95	2.0*5	65.8	65.77/64.15	基右 125
61	介壽橋	56.22	5	94.03	1.6*2	92.14	92.13/92.08	基右 129
62	復興橋	52.38	5.5	96.58	2.0*2	94.98	94.89/94.88	基右 131

參考資料:經濟部水利署第十河川局(2005), 水利署水利規劃試驗所(2005)

附錄十一

基隆河各斷面最高洪水位與水文 風險因子關係式參數值

附錄十一 基隆河各斷面最高洪水位與水文風險因子關係式參數值

(1) 前進型

斷面	編號	α	β_1	β_2	β_3	β_4	R^2
1	1	1.00	0.00012	-0.00016	0.00005	0.99913	0.99999
2	2	1.01	0.00016	-0.00008	0.00017	0.99493	0.99998
3	3	1.03	0.00177	0.00185	0.00159	0.97831	0.99856
4	4	1.06	0.00417	0.00376	0.00324	0.95791	0.99505
5	5	1.08	0.00844	0.00596	0.00575	0.93168	0.98741
6	6	1.11	0.01181	0.00777	0.0079	0.91203	0.978
7	7	1.14	0.01675	0.00998	0.01079	0.88319	0.9658
8	9	1.15	0.01478	0.01226	0.01109	0.88413	0.95531
9	11	1.19	0.01568	0.01314	0.01179	0.86191	0.94857
10	11A	1.20	0.01631	0.01354	0.01218	0.85494	0.94621
11	12	1.21	0.0154	0.01389	0.01206	0.85135	0.94351
12	13	1.22	0.01586	0.01457	0.01253	0.84639	0.93926
13	14	1.23	0.01656	0.01522	0.01305	0.84137	0.93459
14	14A	1.24	0.01742	0.01607	0.01369	0.83237	0.92973
15	15	1.23	0.01528	0.01507	0.01257	0.84258	0.9345
16	15A	1.24	0.01559	0.01529	0.01277	0.84068	0.93302
17	15B	1.25	0.01703	0.01633	0.01368	0.83048	0.9273
18	16	1.25	0.01728	0.01645	0.01385	0.82977	0.92607
19	16A	1.26	0.01778	0.01683	0.01421	0.82706	0.92324
20	16C	1.29	0.02429	0.01932	0.01765	0.79482	0.90597
21	17	1.32	0.03045	0.02064	0.02052	0.76713	0.89769
22	18	1.35	0.0368	0.02185	0.02346	0.74204	0.88861
23	19	1.39	0.04426	0.02297	0.02692	0.71126	0.88119
24	20	1.42	0.05159	0.02413	0.03045	0.68372	0.87576
25	20-1	1.45	0.05401	0.02516	0.03178	0.66898	0.87034
26	20-2	1.47	0.05724	0.02562	0.0333	0.65396	0.86954
27	20-3	1.48	0.05867	0.02566	0.03397	0.64781	0.8689
28	20-4	1.48	0.05849	0.02605	0.03398	0.64785	0.86679
29	20-5	1.49	0.05909	0.02596	0.03422	0.64178	0.86644
30	20-7	1.54	0.06647	0.02642	0.0376	0.61256	0.86666

斷面	編號	α	β_1	β_2	β_3	β_4	R^2
31	28A	1.56	0.06862	0.02616	0.0386	0.60221	0.86702
32	20-8	1.60	0.07634	0.02572	0.04213	0.57265	0.87165
33	20-8A	1.61	0.07847	0.02553	0.04306	0.56493	0.87259
34	34A	1.62	0.07685	0.02526	0.04221	0.56693	0.87261
35	35	1.65	0.08327	0.02516	0.04528	0.54434	0.87426
36	35A	1.69	0.08891	0.02492	0.04815	0.52501	0.87719
37	35B	1.71	0.09219	0.02482	0.04981	0.51126	0.87913
38	36	1.78	0.1	0.0247	0.0537	0.47674	0.88354
39	37	1.89	0.10936	0.02448	0.05845	0.42896	0.88883
40	37-2	2.00	0.11936	0.025	0.06359	0.37984	0.89304
41	40	2.08	0.1235	0.0249	0.06569	0.35387	0.89612
42	41	2.16	0.13008	0.02535	0.06917	0.32134	0.89836
43	42	2.29	0.14198	0.02735	0.07569	0.26854	0.89975
44	43	2.34	0.14614	0.02731	0.07777	0.25012	0.90179
45	44	2.46	0.15007	0.02647	0.07953	0.22139	0.90542
46	45	2.58	0.15735	0.02666	0.08316	0.18603	0.90684
47	46	2.67	0.16039	0.02639	0.08461	0.16516	0.90814
48	47	2.71	0.16263	0.02647	0.08579	0.15393	0.90858
49	48	2.77	0.16528	0.02646	0.08702	0.14039	0.90916
50	48-1	2.77	0.16546	0.02645	0.0871	0.1394	0.90921
51	49	2.92	0.17106	0.02622	0.08963	0.10731	0.91062
52	50	2.99	0.17385	0.02612	0.09089	0.09277	0.91129
53	51	3.04	0.17548	0.02596	0.09161	0.08228	0.91184
54	52	3.11	0.17853	0.0259	0.09305	0.0672	0.9125
55	52-1	3.18	0.18134	0.02582	0.09439	0.0535	0.91311
56	53	3.20	0.18238	0.02585	0.0949	0.04993	0.91325
57	54	3.23	0.18326	0.02577	0.0953	0.04438	0.91356
58	55	3.27	0.18399	0.02562	0.09562	0.03812	0.91396
59	55-1	3.28	0.18439	0.02562	0.09581	0.03604	0.91403
60	55-2	3.30	0.18542	0.02566	0.09632	0.03141	0.91414
61	55-3	3.32	0.18643	0.0257	0.09679	0.02721	0.91424
62	57	3.45	0.19197	0.02567	0.09926	0.00238	0.91509
63	58	3.50	0.19271	0.02549	0.09948	-0.00534	0.91541
64	60	3.60	0.19321	0.02502	0.09947	-0.01682	0.9162

断面	編號	α	β_1	β_2	β_3	β_4	R^2
65	61	3.69	0.19397	0.0248	0.09968	-0.02728	0.91664
66	62	3.69	0.19407	0.02478	0.09971	-0.02848	0.9167
67	66	3.95	0.19856	0.02441	0.10165	-0.06248	0.91809
68	67	3.99	0.19871	0.02426	0.10168	-0.06602	0.91836
69	70	4.20	0.20018	0.02393	0.10241	-0.08737	0.91948
70	71	4.29	0.20164	0.02376	0.10303	-0.09773	0.91996
71	72	4.31	0.2016	0.02371	0.10299	-0.09915	0.92003
72	73	4.56	0.20235	0.02324	0.10328	-0.1204	0.9211
73	74	4.88	0.20089	0.0222	0.10159	-0.14079	0.92167
74	75	5.21	0.19817	0.02123	0.09942	-0.15799	0.92189
75	76	5.37	0.19715	0.02087	0.09855	-0.16569	0.92184
76	77	5.61	0.19259	0.02045	0.09602	-0.17206	0.9212
77	78	6.00	0.1888	0.01957	0.09343	-0.18325	0.92125
78	79	6.00	0.18664	0.01958	0.09248	-0.18058	0.92084
79	80	6.30	0.18528	0.01864	0.0912	-0.18987	0.9221
80	80-1	6.36	0.18614	0.01842	0.09144	-0.193	0.92262
81	81	6.48	0.1866	0.01821	0.09145	-0.19778	0.92293
82	82	6.54	0.18607	0.01812	0.09111	-0.19917	0.92292
83	83	6.82	0.18261	0.01785	0.08916	-0.2038	0.92248
84	84	7.00	0.18117	0.01785	0.08829	-0.20731	0.92189
85	85	7.09	0.17922	0.01783	0.08731	-0.20759	0.92144
86	86	7.69	0.17192	0.01793	0.08382	-0.21592	0.91993
87	87	8.00	0.1652	0.01787	0.07987	-0.21563	0.91706
88	88	8.27	0.15986	0.01772	0.07662	-0.2155	0.91469
89	89	8.76	0.15042	0.017	0.07113	-0.2113	0.91094
90	90	9.19	0.13905	0.01735	0.06544	-0.20369	0.90328
91	92	10.32	0.12109	0.01363	0.0559	-0.18378	0.90464
92	93	10.54	0.119	0.01299	0.05472	-0.18046	0.90554
93	94	10.92	0.11333	0.01221	0.05196	-0.17129	0.90463
94	95	11.24	0.11127	0.01095	0.05084	-0.16201	0.90654
95	96	11.32	0.1093	0.01111	0.05004	-0.15928	0.90438
96	96-1	12.81	0.08989	0.00845	0.04147	-0.12755	0.90744
97	97	14.14	0.06904	0.00844	0.03199	-0.10455	0.8921
98	98	14.30	0.06884	0.00893	0.0329	-0.10291	0.89384

断面	編號	α	β_1	β_2	β_3	β_4	R^2
99	100	16.92	0.04803	0.00396	0.01818	-0.08641	0.89429
100	101	18.91	0.03105	0.00156	0.01165	-0.04795	0.90418
101	102	20.50	0.01872	0.0009	0.00699	-0.02721	0.89859
102	103	20.90	0.02214	0.0008	0.00833	-0.03213	0.91278
103	104	21.51	0.02631	0.00084	0.00993	-0.03835	0.91754
104	105	23.28	0.02798	0.00096	0.01057	-0.04134	0.91733
105	106	23.75	0.03187	0.00095	0.01206	-0.04709	0.91966
106	107	25.55	0.02192	0.0009	0.00828	-0.03243	0.91007
107	108	26.72	0.01933	0.00078	0.00729	-0.02835	0.91082
108	109	27.73	0.02317	0.00081	0.00875	-0.03389	0.91522
109	110	28.39	0.02339	0.00087	0.00883	-0.03395	0.913
110	111	29.47	0.01785	0.00072	0.00672	-0.02562	0.9093
111	112	31.49	0.01442	0.00056	0.00542	-0.02056	0.90927
112	113	33.55	0.01882	0.00033	0.00743	-0.02574	0.92683
113	114	34.68	0.01829	0.00037	0.00729	-0.02544	0.92676
114	115	36.66	0.01726	0.00042	0.00689	-0.02407	0.92509
115	116	38.51	0.01716	0.00049	0.00682	-0.02453	0.92277
116	117	39.51	0.02011	0.0007	0.00895	-0.03128	0.93318
117	118	41.00	0.01892	0.00057	0.00867	-0.03118	0.93252
118	119	42.93	0.0143	0.00088	0.00665	-0.02564	0.92389
119	120	44.79	0.0108	0.0007	0.00503	-0.01958	0.92229
120	121	45.04	0.01282	0.00068	0.00596	-0.02283	0.9259
121	122	47.27	0.01296	0.00072	0.006	-0.0228	0.92624
122	123	49.97	0.01095	0.00052	0.00506	-0.01887	0.92895
123	124	51.48	0.01292	0.00038	0.00589	-0.02086	0.93378
124	125	56.29	0.0106	-0.00025	0.00482	-0.01578	0.93712
125	126	64.23	0.01509	0.00084	0.00679	-0.02252	0.92265
126	127	72.81	0.01159	0.00072	0.00525	-0.01763	0.92029
127	128	77.40	0.01223	0.00054	0.00552	-0.01806	0.92657
128	129	80.09	0.01618	0.00078	0.00732	-0.02386	0.92572

(2) 均勻型

斷面	編號	α	β_1	β_2	β_3	β_4	R^2
1	1	1.01	0.00004	0.00005	0.00002	0.99719	0.99999
2	2	1.02	0	0.00006	0.00002	0.99254	0.99999
3	3	1.02	0.00023	0.00014	0.0003	0.99186	0.99989
4	4	1.03	0.00085	0.00051	0.00101	0.98449	0.99932
5	5	1.04	0.00249	0.00087	0.00222	0.97564	0.99742
6	6	1.04	0.00366	0.00104	0.00314	0.97425	0.99511
7	7	1.06	0.00578	0.00155	0.00473	0.96181	0.99054
8	9	1.04	0.00344	0.00132	0.00345	0.97939	0.99177
9	11	1.09	0.00355	0.00178	0.00379	0.95632	0.9903
10	11A	1.10	0.00368	0.00196	0.00401	0.95149	0.98938
11	12	1.11	0.0031	0.00207	0.00373	0.94634	0.99049
12	13	1.11	0.00309	0.00204	0.00382	0.947	0.98984
13	14	1.11	0.00332	0.00202	0.00391	0.94817	0.98905
14	14A	1.11	0.00338	0.00221	0.0041	0.94733	0.98782
15	15	1.11	0.00245	0.00211	0.00346	0.94989	0.99089
16	15A	1.11	0.00258	0.00214	0.00357	0.94954	0.99058
17	15B	1.12	0.00319	0.0023	0.00398	0.94623	0.98858
18	16	1.12	0.00323	0.00229	0.00406	0.94725	0.98824
19	16A	1.12	0.00327	0.0023	0.00422	0.94896	0.98757
20	16C	1.13	0.0058	0.00234	0.0059	0.93876	0.97561
21	17	1.14	0.00879	0.00221	0.00773	0.93232	0.96286
22	18	1.14	0.01202	0.00256	0.00995	0.92499	0.94998
23	19	1.16	0.01613	0.00282	0.01265	0.9137	0.93274
24	20	1.17	0.02042	0.00298	0.01535	0.90159	0.91604
25	20-1	1.18	0.02135	0.00318	0.01609	0.89699	0.90898
26	20-2	1.19	0.02339	0.00321	0.01738	0.88966	0.90169
27	20-3	1.19	0.02429	0.00309	0.01796	0.88734	0.89828
28	20-4	1.19	0.02386	0.00318	0.01774	0.88874	0.89779
29	20-5	1.20	0.02428	0.00313	0.01798	0.88492	0.89572
30	20-7	1.22	0.02919	0.00298	0.0211	0.87064	0.88007
31	28A	1.23	0.03081	0.00297	0.02222	0.86101	0.87545
32	20-8	1.25	0.03704	0.00288	0.02655	0.84687	0.86601

断面	編號	α	β_1	β_2	β_3	β_4	R^2
33	20-8A	1.25	0.03882	0.00275	0.02774	0.84402	0.86423
34	34A	1.26	0.03765	0.00266	0.02684	0.84295	0.86425
35	35	1.27	0.04283	0.00262	0.03046	0.82863	0.85965
36	35A	1.30	0.04809	0.00251	0.03403	0.81207	0.85909
37	35B	1.31	0.05135	0.00227	0.03618	0.80323	0.85924
38	36	1.33	0.05927	0.00194	0.04148	0.78142	0.86092
39	37	1.37	0.06946	0.00101	0.04785	0.75341	0.86935
40	37-2	1.40	0.07994	-0.00008	0.0543	0.72875	0.8769
41	40	1.43	0.08516	-0.00113	0.05715	0.71258	0.88273
42	41	1.46	0.09205	-0.00206	0.06113	0.6906	0.88835
43	42	1.53	0.10318	-0.00287	0.06803	0.65162	0.89682
44	43	1.58	0.10756	-0.00327	0.07066	0.63123	0.9003
45	44	1.68	0.11267	-0.0035	0.07407	0.59151	0.90557
46	45	1.77	0.11956	-0.00368	0.07858	0.55736	0.90776
47	46	1.84	0.12291	-0.00383	0.08074	0.53316	0.90953
48	47	1.87	0.12506	-0.00388	0.08218	0.52185	0.91029
49	48	1.91	0.12769	-0.00396	0.08386	0.50735	0.91127
50	48-1	1.91	0.12788	-0.00397	0.08397	0.50627	0.91133
51	49	2.04	0.13406	-0.00415	0.08791	0.46675	0.91435
52	50	2.10	0.13711	-0.0043	0.08982	0.44948	0.91558
53	51	2.15	0.13907	-0.00444	0.09102	0.43635	0.91659
54	52	2.21	0.14237	-0.00461	0.0931	0.41886	0.91787
55	52-1	2.27	0.14533	-0.00469	0.09497	0.40174	0.91883
56	53	2.28	0.14631	-0.0047	0.09561	0.39788	0.91901
57	54	2.31	0.14736	-0.00476	0.09625	0.39088	0.91944
58	55	2.35	0.14835	-0.00482	0.09685	0.38226	0.91998
59	55-1	2.36	0.14877	-0.00483	0.09711	0.37984	0.92012
60	55-2	2.37	0.1498	-0.00486	0.09776	0.37485	0.92036
61	55-3	2.39	0.15079	-0.00489	0.09838	0.37034	0.92056
62	57	2.50	0.15644	-0.00511	0.10183	0.34264	0.9216
63	58	2.55	0.15746	-0.00516	0.1024	0.33164	0.922
64	60	2.64	0.15868	-0.00529	0.10302	0.31376	0.9228
65	61	2.72	0.15987	-0.00535	0.10367	0.29862	0.9233
66	62	2.73	0.16002	-0.00536	0.10375	0.29685	0.92338

断面	編號	α	β_1	β_2	β_3	β_4	R^2
67	66	2.96	0.16548	-0.00569	0.107	0.25382	0.92487
68	67	3.00	0.16587	-0.00572	0.10723	0.24786	0.92512
69	70	3.19	0.1684	-0.00597	0.10874	0.21835	0.92647
70	71	3.27	0.17026	-0.00615	0.10981	0.20498	0.92704
71	72	3.29	0.17033	-0.00616	0.10983	0.2026	0.92713
72	73	3.55	0.17231	-0.00637	0.11093	0.16898	0.92838
73	74	3.88	0.1723	-0.00669	0.11022	0.13101	0.92881
74	75	4.24	0.17099	-0.0069	0.10877	0.09634	0.92916
75	76	4.41	0.17045	-0.00698	0.10819	0.08157	0.92916
76	77	4.67	0.16666	-0.00688	0.10558	0.06369	0.92914
77	78	5.11	0.16398	-0.00688	0.10355	0.03603	0.92869
78	79	5.12	0.16185	-0.00671	0.10226	0.03691	0.92859
79	80	5.43	0.16176	-0.00698	0.10191	0.01942	0.92898
80	80-1	5.47	0.16288	-0.00712	0.10251	0.01558	0.92911
81	81	5.59	0.1636	-0.00722	0.10287	0.00874	0.92911
82	82	5.65	0.1632	-0.00721	0.10259	0.00578	0.92904
83	83	5.95	0.16014	-0.00701	0.10061	-0.00592	0.92855
84	84	6.15	0.15859	-0.00682	0.09965	-0.01296	0.92785
85	85	6.25	0.15668	-0.00666	0.09846	-0.01556	0.92755
86	86	6.80	0.14973	-0.00601	0.09428	-0.02855	0.92665
87	87	7.10	0.14254	-0.00581	0.08937	-0.03094	0.92394
88	88	7.36	0.13691	-0.00572	0.08543	-0.03292	0.92141
89	89	7.84	0.12771	-0.00565	0.07914	-0.03491	0.91841
90	90	8.31	0.11493	-0.00462	0.07129	-0.03267	0.91117
91	92	9.38	0.1024	-0.00562	0.0623	-0.03513	0.91586
92	93	9.60	0.10118	-0.00585	0.06138	-0.03549	0.9167
93	94	10.02	0.0963	-0.00566	0.05837	-0.03483	0.91628
94	95	10.42	0.09526	-0.00591	0.05758	-0.03547	0.91761
95	96	10.51	0.09311	-0.0057	0.05637	-0.03429	0.91685
96	96-1	12.12	0.07689	-0.00475	0.04671	-0.03007	0.91801
97	97	13.53	0.05672	-0.00384	0.03375	-0.02087	0.9072
98	98	13.73	0.05652	-0.00362	0.03392	-0.02159	0.9086
99	100	15.48	0.04302	-0.00606	0.02264	0.00216	0.92112
100	101	17.91	0.02825	-0.00447	0.01457	0.00507	0.92842

断面	編號	α	β_1	β_2	β_3	β_4	R^2
101	102	19.89	0.01674	-0.00261	0.00864	0.0038	0.92463
102	103	20.13	0.02049	-0.00327	0.01055	0.00408	0.93138
103	104	20.54	0.02466	-0.00398	0.01268	0.00467	0.93363
104	105	22.15	0.02615	-0.00421	0.01343	0.00492	0.93285
105	106	22.43	0.03009	-0.0049	0.01544	0.00528	0.93538
106	107	24.61	0.02011	-0.00323	0.0103	0.00404	0.93021
107	108	25.85	0.01769	-0.00284	0.00906	0.00359	0.92954
108	109	26.63	0.02149	-0.0035	0.01099	0.00421	0.93231
109	110	27.28	0.02154	-0.00349	0.01103	0.00441	0.93116
110	111	28.62	0.01625	-0.0026	0.00834	0.00348	0.9289
111	112	30.76	0.01315	-0.0021	0.00676	0.00276	0.92946
112	113	32.48	0.01806	-0.00251	0.00983	0.00293	0.94119
113	114	33.60	0.01756	-0.00237	0.00964	0.00245	0.94141
114	115	35.60	0.01641	-0.00217	0.00902	0.00237	0.93943
115	116	37.36	0.01624	-0.0022	0.00889	0.0028	0.93839
116	117	38.28	0.02028	-0.00193	0.01209	-0.00519	0.94966
117	118	39.67	0.0198	-0.00184	0.01195	-0.00641	0.95054
118	119	41.83	0.01438	-0.0012	0.00878	-0.00471	0.94822
119	120	43.91	0.01075	-0.00085	0.00658	-0.00343	0.94755
120	121	43.99	0.01309	-0.00112	0.00797	-0.00441	0.94892
121	122	46.18	0.01299	-0.00107	0.00793	-0.00406	0.94788
122	123	49.03	0.01117	-0.00097	0.00679	-0.00381	0.94894
123	124	50.37	0.0131	-0.00112	0.00796	-0.00375	0.94835
124	125	55.32	0.01201	-0.00128	0.00717	-0.00497	0.94975
125	126	63.03	0.01364	-0.00083	0.00839	-0.00289	0.93148
126	127	71.73	0.01047	-0.00065	0.00643	-0.00218	0.93196
127	128	76.17	0.01142	-0.00078	0.00697	-0.00259	0.93688
128	129	78.43	0.01502	-0.00101	0.00919	-0.00332	0.93631

(3) 中央型

断面	編號	α	β_1	β_2	β_3	β_4	R^2
1	1	1.00	0.00004	0.00008	-0.00002	0.99739	0.99999
2	2	1.01	0.00009	-0.00002	-0.00003	0.99329	0.99999
3	3	0.97	0.00256	-0.00089	0.00184	1.01414	0.99761
4	4	0.95	0.00571	-0.00122	0.00395	1.02489	0.99184
5	5	0.91	0.01079	-0.00177	0.00714	1.04219	0.97942
6	6	0.88	0.01486	-0.00227	0.00981	1.05619	0.96467
7	7	0.85	0.02067	-0.00311	0.01329	1.07229	0.94571
8	9	0.82	0.01938	-0.00317	0.01362	1.09581	0.92977
9	11	0.83	0.02063	-0.00326	0.01461	1.09195	0.9208
10	11A	0.83	0.02137	-0.00322	0.01509	1.09089	0.91712
11	12	0.82	0.02066	-0.00391	0.01479	1.09647	0.91401
12	13	0.82	0.0214	-0.00428	0.01531	1.10171	0.9076
13	14	0.81	0.02235	-0.0044	0.01597	1.10696	0.9009
14	14A	0.81	0.02344	-0.00424	0.0167	1.10799	0.8934
15	15	0.81	0.02102	-0.0048	0.0151	1.10864	0.90101
16	15A	0.81	0.02142	-0.00489	0.0154	1.1107	0.89883
17	15B	0.80	0.02325	-0.00484	0.01659	1.11429	0.89121
18	16	0.80	0.02356	-0.0048	0.01677	1.11299	0.88912
19	16A	0.79	0.02419	-0.00495	0.0172	1.11757	0.88465
20	16C	0.77	0.03158	-0.00429	0.02188	1.12029	0.85803
21	17	0.78	0.03829	-0.00402	0.0255	1.10685	0.84248
22	18	0.76	0.04525	-0.00478	0.02917	1.11022	0.82957
23	19	0.75	0.05333	-0.0055	0.03319	1.10278	0.82034
24	20	0.74	0.0613	-0.00642	0.03702	1.10097	0.81452
25	20-1	0.74	0.06405	-0.00642	0.03865	1.10016	0.80758
26	20-2	0.74	0.06747	-0.00637	0.04019	1.088	0.80687
27	20-3	0.75	0.06896	-0.00645	0.04091	1.08253	0.80629
28	20-4	0.74	0.06887	-0.00644	0.04104	1.08814	0.80356
29	20-5	0.75	0.06948	-0.0064	0.04125	1.07897	0.8029
30	20-7	0.77	0.07709	-0.00629	0.04477	1.05427	0.80546
31	28A	0.78	0.07929	-0.00641	0.0457	1.04101	0.80653
32	20-8	0.81	0.08721	-0.0065	0.0489	1.0042	0.81436

断面	編號	α	β_1	β_2	β_3	β_4	R^2
33	20-8A	0.82	0.08941	-0.00652	0.04982	0.99449	0.81619
34	34A	0.84	0.0876	-0.00617	0.04881	0.98497	0.81554
35	35	0.85	0.09446	-0.00676	0.05191	0.9693	0.81991
36	35A	0.85	0.10046	-0.00802	0.05472	0.96137	0.82585
37	35B	0.85	0.10396	-0.00884	0.05626	0.95447	0.82974
38	36	0.87	0.11242	-0.01052	0.05988	0.9323	0.8387
39	37	0.90	0.12222	-0.01246	0.06433	0.90214	0.84931
40	37-2	0.92	0.13261	-0.01372	0.06969	0.87619	0.85716
41	40	0.96	0.13683	-0.01374	0.0719	0.84635	0.86258
42	41	0.97	0.14377	-0.01485	0.07548	0.83262	0.86694
43	42	0.94	0.15675	-0.0171	0.08272	0.83665	0.87119
44	43	0.96	0.16117	-0.01755	0.08497	0.82137	0.87519
45	44	1.01	0.16524	-0.01812	0.08706	0.78803	0.88225
46	45	1.03	0.17299	-0.01898	0.0913	0.76873	0.88619
47	46	1.06	0.17616	-0.01939	0.093	0.75071	0.88906
48	47	1.07	0.17854	-0.01961	0.09436	0.744	0.89021
49	48	1.09	0.18137	-0.02007	0.09575	0.73649	0.8917
50	48-1	1.09	0.18156	-0.0201	0.09584	0.73571	0.89183
51	49	1.13	0.18767	-0.02107	0.0988	0.71256	0.89596
52	50	1.15	0.1907	-0.02144	0.10029	0.70135	0.89781
53	51	1.16	0.19247	-0.02173	0.10114	0.6925	0.8992
54	52	1.18	0.19579	-0.02226	0.1028	0.68357	0.90087
55	52-1	1.20	0.19878	-0.02255	0.10431	0.67228	0.90252
56	53	1.21	0.19989	-0.02262	0.10487	0.66958	0.90294
57	54	1.22	0.20082	-0.02275	0.10531	0.66448	0.90369
58	55	1.24	0.20154	-0.02276	0.10564	0.65575	0.90465
59	55-1	1.24	0.20196	-0.02281	0.10585	0.65432	0.90488
60	55-2	1.24	0.20308	-0.02297	0.10642	0.65215	0.90529
61	55-3	1.25	0.20417	-0.02312	0.10694	0.65024	0.90568
62	57	1.26	0.21022	-0.02431	0.10966	0.63941	0.90821
63	58	1.29	0.21098	-0.02442	0.10989	0.62996	0.90923
64	60	1.33	0.2115	-0.02478	0.10984	0.61595	0.91101
65	61	1.36	0.21232	-0.02514	0.11005	0.6065	0.91225
66	62	1.36	0.21242	-0.02519	0.11008	0.60536	0.91241

断面	編號	α	β_1	β_2	β_3	β_4	R^2
67	66	1.43	0.2172	-0.02665	0.11203	0.58268	0.91599
68	67	1.45	0.21731	-0.02669	0.11203	0.57681	0.91655
69	70	1.53	0.21873	-0.0274	0.11262	0.55538	0.91915
70	71	1.55	0.22026	-0.02789	0.11318	0.54801	0.92028
71	72	1.56	0.22021	-0.02794	0.11313	0.54637	0.92045
72	73	1.66	0.2209	-0.02858	0.11322	0.52229	0.92307
73	74	1.79	0.21926	-0.02939	0.11114	0.49813	0.92503
74	75	1.92	0.21632	-0.03002	0.10861	0.476	0.9265
75	76	1.98	0.21525	-0.03044	0.1076	0.46849	0.92698
76	77	2.08	0.2104	-0.03041	0.10488	0.45715	0.92685
77	78	2.27	0.20635	-0.03066	0.10189	0.43377	0.92799
78	79	2.28	0.20405	-0.03031	0.10094	0.43379	0.9274
79	80	2.45	0.20245	-0.03063	0.09924	0.41202	0.92962
80	80-1	2.47	0.20334	-0.0309	0.09941	0.40831	0.93039
81	81	2.51	0.2038	-0.03124	0.09929	0.40352	0.93103
82	82	2.54	0.20322	-0.03125	0.0989	0.40069	0.93114
83	83	2.68	0.1995	-0.03105	0.09675	0.38939	0.9311
84	84	2.77	0.19794	-0.03086	0.0958	0.3829	0.93078
85	85	2.82	0.19586	-0.03064	0.09478	0.38028	0.93035
86	86	3.09	0.18806	-0.02978	0.09103	0.36547	0.92918
87	87	3.24	0.18095	-0.02902	0.08687	0.36016	0.92611
88	88	3.38	0.17532	-0.02844	0.08341	0.35418	0.92377
89	89	3.64	0.16529	-0.02779	0.07747	0.34602	0.92032
90	90	3.86	0.15323	-0.02612	0.07165	0.34671	0.91131
91	92	4.73	0.13363	-0.02529	0.0605	0.31044	0.91385
92	93	4.91	0.13128	-0.02534	0.05886	0.3033	0.91515
93	94	5.23	0.12505	-0.02482	0.05572	0.29509	0.91471
94	95	5.56	0.12258	-0.02447	0.05446	0.28324	0.91812
95	96	5.61	0.1205	-0.02411	0.05377	0.28514	0.91584
96	96-1	7.21	0.09901	-0.02008	0.0447	0.23624	0.91852
97	97	8.52	0.07625	-0.01615	0.03418	0.21638	0.90292
98	98	8.70	0.07571	-0.01544	0.03463	0.21191	0.9041
99	100	11.52	0.05241	-0.01513	0.01942	0.15963	0.92035
100	101	14.91	0.03345	-0.01048	0.01223	0.10513	0.92648

断面	編號	α	β_1	β_2	β_3	β_4	R^2
101	102	17.54	0.02028	-0.00683	0.00757	0.07342	0.91671
102	103	17.85	0.02384	-0.00731	0.00889	0.06984	0.93688
103	104	18.05	0.02827	-0.00829	0.01054	0.07476	0.9437
104	105	19.36	0.03004	-0.00868	0.01119	0.07769	0.94421
105	106	19.32	0.03418	-0.00989	0.01273	0.08629	0.94693
106	107	21.78	0.02357	-0.00727	0.00882	0.07064	0.93456
107	108	23.27	0.02077	-0.00629	0.00776	0.06077	0.93553
108	109	23.72	0.02485	-0.00727	0.00929	0.06695	0.94162
109	110	24.18	0.02509	-0.00741	0.0094	0.06985	0.9391
110	111	25.90	0.01918	-0.00584	0.0072	0.05765	0.93364
111	112	28.41	0.01545	-0.00468	0.00581	0.04599	0.93457
112	113	29.87	0.02037	-0.00545	0.00828	0.04859	0.9506
113	114	30.93	0.01985	-0.00527	0.00816	0.04773	0.94986
114	115	32.86	0.01875	-0.00496	0.00773	0.04595	0.94789
115	116	34.40	0.01865	-0.00505	0.00764	0.04773	0.94589
116	117	35.43	0.02215	-0.0047	0.01017	0.03747	0.95354
117	118	37.39	0.0209	-0.00406	0.00979	0.02654	0.95678
118	119	39.55	0.01593	-0.0031	0.0076	0.02567	0.94723
119	120	42.04	0.01204	-0.00236	0.00573	0.02009	0.94559
120	121	42.01	0.01424	-0.00274	0.00677	0.02075	0.95066
121	122	44.13	0.01437	-0.00267	0.0068	0.02024	0.94916
122	123	47.26	0.01212	-0.00224	0.00575	0.01606	0.95138
123	124	48.65	0.01417	-0.00248	0.00659	0.01458	0.95473
124	125	54.30	0.01156	-0.00218	0.00536	0.00664	0.96065
125	126	59.43	0.01653	-0.00295	0.00772	0.02654	0.93479
126	127	68.22	0.01275	-0.00243	0.00599	0.02352	0.93125
127	128	72.70	0.0134	-0.00253	0.00626	0.02154	0.94052
128	129	73.75	0.01774	-0.00326	0.00832	0.02821	0.93936

(1) 延後型

断面	編號	α	β_1	β_2	β_3	β_4	R^2
1	1	1.00	0.00003	0.00003	-0.00003	0.99782	0.99999
2	2	1.00	0.00091	-0.00111	0.00031	0.99912	0.9985
3	3	0.98	0.00778	-0.0053	0.00317	1.00512	0.97084
4	4	0.97	0.01447	-0.00836	0.00609	1.00302	0.92773
5	5	0.96	0.02413	-0.01212	0.01037	0.9984	0.86447
6	6	0.95	0.03206	-0.01543	0.01383	0.99372	0.82065
7	7	0.95	0.0419	-0.01864	0.01826	0.98364	0.78466
8	9	0.93	0.04369	-0.02143	0.01908	1.00005	0.75282
9	11	0.94	0.04616	-0.02249	0.02005	0.99101	0.74268
10	11A	0.94	0.04742	-0.0229	0.02057	0.98764	0.74014
11	12	0.94	0.04726	-0.02356	0.02038	0.98999	0.73151
12	13	0.94	0.04899	-0.02454	0.02106	0.98907	0.7259
13	14	0.94	0.05105	-0.0254	0.02188	0.98744	0.72163
14	14A	0.94	0.05326	-0.0263	0.02277	0.98484	0.7172
15	15	0.94	0.04985	-0.02584	0.02103	0.99181	0.71496
16	15A	0.94	0.05058	-0.0261	0.02135	0.99102	0.71388
17	15B	0.94	0.05348	-0.02695	0.02263	0.98691	0.71291
18	16	0.94	0.05402	-0.02714	0.02285	0.98464	0.71337
19	16A	0.94	0.0554	-0.02772	0.02349	0.98537	0.71005
20	16C	0.96	0.06644	-0.0301	0.02853	0.95825	0.71443
21	17	0.99	0.07511	-0.0314	0.03228	0.9264	0.72789
22	18	1.00	0.08462	-0.03315	0.03638	0.90228	0.73675
23	19	1.04	0.09475	-0.03439	0.04069	0.86497	0.75082
24	20	1.07	0.10487	-0.03543	0.04527	0.83297	0.76051
25	20-1	1.08	0.10889	-0.03623	0.04701	0.82078	0.76279
26	20-2	1.10	0.11263	-0.03629	0.04873	0.80248	0.77003
27	20-3	1.11	0.1143	-0.03635	0.04951	0.7939	0.77295
28	20-4	1.11	0.11468	-0.03676	0.04961	0.79681	0.77101
29	20-5	1.13	0.11515	-0.03655	0.04981	0.78652	0.77321
30	20-7	1.17	0.12326	-0.03667	0.0537	0.75328	0.78857
31	28A	1.19	0.1254	-0.0367	0.05476	0.74022	0.79299
32	20-8	1.22	0.13301	-0.03729	0.05848	0.71299	0.80942

断面	編號	α	β_1	β_2	β_3	β_4	R^2
33	20-8A	1.23	0.13516	-0.03736	0.05956	0.70428	0.81379
34	34A	1.25	0.13253	-0.03663	0.05826	0.69894	0.81434
35	35	1.27	0.13994	-0.0374	0.06198	0.67881	0.82395
36	35A	1.30	0.14611	-0.03793	0.06493	0.65807	0.83338
37	35B	1.32	0.14956	-0.03812	0.06657	0.64328	0.83886
38	36	1.36	0.15733	-0.03891	0.07075	0.61592	0.85174
39	37	1.43	0.16633	-0.03952	0.07547	0.57597	0.86558
40	37-2	1.49	0.17664	-0.04054	0.08058	0.53821	0.87808
41	40	1.56	0.17962	-0.03998	0.08226	0.50966	0.8867
42	41	1.61	0.18671	-0.04052	0.08591	0.48156	0.89238
43	42	1.65	0.20156	-0.04288	0.09305	0.44846	0.89581
44	43	1.69	0.20533	-0.04281	0.09505	0.42932	0.89989
45	44	1.80	0.20745	-0.04196	0.09636	0.39633	0.90632
46	45	1.88	0.21487	-0.04223	0.10021	0.36459	0.91076
47	46	1.94	0.21735	-0.04204	0.10161	0.34449	0.91362
48	47	1.97	0.21965	-0.04212	0.10296	0.33538	0.91468
49	48	2.00	0.22234	-0.04228	0.10422	0.32328	0.91626
50	48-1	2.00	0.2225	-0.04228	0.1043	0.32232	0.9164
51	49	2.11	0.22791	-0.04243	0.10683	0.29187	0.92057
52	50	2.15	0.2306	-0.0425	0.10808	0.2778	0.92261
53	51	2.19	0.23206	-0.04246	0.10878	0.26711	0.92396
54	52	2.24	0.23517	-0.04251	0.11035	0.2524	0.92575
55	52-1	2.29	0.23778	-0.04256	0.11166	0.23925	0.92767
56	53	2.30	0.23881	-0.0426	0.11218	0.23579	0.92827
57	54	2.33	0.23952	-0.04256	0.11255	0.23021	0.92903
58	55	2.36	0.23969	-0.04221	0.11269	0.22253	0.93049
59	55-1	2.37	0.24008	-0.04222	0.11288	0.22062	0.93072
60	55-2	2.39	0.24116	-0.0423	0.11341	0.21671	0.93111
61	55-3	2.40	0.24222	-0.04238	0.11391	0.21308	0.93149
62	57	2.48	0.24805	-0.04289	0.11645	0.19103	0.93349
63	58	2.52	0.24829	-0.04275	0.11643	0.18311	0.93465
64	60	2.60	0.24799	-0.04245	0.11613	0.1708	0.93608
65	61	2.66	0.24827	-0.04231	0.11612	0.16066	0.93712
66	62	2.67	0.24831	-0.04229	0.11613	0.1595	0.93725

断面	編號	α	β_1	β_2	β_3	β_4	R^2
67	66	2.84	0.25204	-0.04233	0.11777	0.12955	0.94
68	67	2.87	0.2518	-0.04216	0.11767	0.12544	0.94065
69	70	3.03	0.25202	-0.04147	0.11809	0.10368	0.94299
70	71	3.09	0.25315	-0.04144	0.11856	0.09418	0.94402
71	72	3.10	0.25301	-0.04139	0.11849	0.09272	0.94415
72	73	3.30	0.25233	-0.04066	0.11829	0.07046	0.94645
73	74	3.53	0.24944	-0.04045	0.11575	0.05035	0.94812
74	75	3.77	0.24544	-0.04014	0.11284	0.03283	0.94913
75	76	3.89	0.24408	-0.04008	0.11172	0.02489	0.94931
76	77	4.06	0.23885	-0.0397	0.10878	0.01867	0.94879
77	78	4.39	0.23376	-0.03899	0.10554	0.00137	0.94957
78	79	4.38	0.2315	-0.03876	0.1046	0.0043	0.94888
79	80	4.66	0.22855	-0.03806	0.1026	-0.01101	0.95096
80	80-1	4.71	0.22917	-0.03807	0.1027	-0.01516	0.95165
81	81	4.80	0.22937	-0.03808	0.10249	-0.0208	0.95229
82	82	4.85	0.22868	-0.03799	0.10205	-0.02281	0.95238
83	83	5.08	0.22462	-0.03753	0.09972	-0.0297	0.95216
84	84	5.22	0.22305	-0.03739	0.09865	-0.03449	0.95187
85	85	5.29	0.221	-0.03721	0.09762	-0.03499	0.95129
86	86	5.68	0.21305	-0.03641	0.09392	-0.0369	0.94925
87	87	5.89	0.20644	-0.03628	0.08981	-0.03578	0.94618
88	88	6.07	0.2011	-0.03624	0.08635	-0.03457	0.94374
89	89	6.44	0.19136	-0.03598	0.08055	-0.03268	0.93949
90	90	6.72	0.18062	-0.03536	0.07516	-0.02435	0.93083
91	92	7.69	0.15827	-0.03301	0.06402	-0.01773	0.92847
92	93	7.92	0.15528	-0.03263	0.06237	-0.01904	0.92976
93	94	8.30	0.14848	-0.03173	0.05921	-0.01701	0.92831
94	95	8.71	0.14483	-0.03104	0.05736	-0.01851	0.9312
95	96	8.75	0.14309	-0.03106	0.0566	-0.01487	0.92916
96	96-1	10.43	0.11755	-0.02524	0.04711	-0.01373	0.92636
97	97	11.58	0.09452	-0.02311	0.03603	0.00583	0.90525
98	98	11.70	0.09358	-0.02251	0.0366	0.00943	0.90828
99	100	14.57	0.06694	-0.02021	0.01781	-0.00754	0.90624
100	101	17.11	0.04342	-0.01455	0.01012	0.00329	0.89672

断面	編號	α	β_1	β_2	β_3	β_4	R^2
101	102	19.15	0.0269	-0.00947	0.00612	0.00747	0.87432
102	103	19.56	0.02959	-0.00962	0.00676	0.00302	0.91866
103	104	19.99	0.0341	-0.01067	0.00779	0.00095	0.93507
104	105	21.54	0.03603	-0.0111	0.00825	0.00048	0.93856
105	106	21.78	0.04072	-0.01242	0.00941	-0.00011	0.94184
106	107	23.89	0.02912	-0.00926	0.00663	0.00323	0.92398
107	108	25.21	0.02558	-0.00803	0.00587	0.00229	0.9258
108	109	25.98	0.03009	-0.0092	0.00699	0.00084	0.93493
109	110	26.56	0.03061	-0.00941	0.00709	0.00136	0.93173
110	111	27.97	0.02378	-0.00744	0.00548	0.00169	0.92259
111	112	30.21	0.01919	-0.00604	0.0044	0.00106	0.92374
112	113	32.02	0.0233	-0.00688	0.00591	0.00023	0.95141
113	114	33.13	0.02264	-0.0067	0.00583	0.00013	0.95171
114	115	35.11	0.02148	-0.00635	0.00555	0.00002	0.95
115	116	36.82	0.02163	-0.0065	0.00546	0.00034	0.94549
116	117	37.98	0.02369	-0.00494	0.00882	-0.00795	0.96761
117	118	39.58	0.02185	-0.0041	0.00879	-0.01004	0.97281
118	119	41.51	0.01738	-0.00351	0.00704	-0.00594	0.95923
119	120	43.62	0.01324	-0.00271	0.00536	-0.00421	0.95566
120	121	43.76	0.01535	-0.00304	0.00624	-0.00577	0.96333
121	122	45.95	0.01549	-0.00301	0.0063	-0.00606	0.96389
122	123	48.84	0.01295	-0.00251	0.00529	-0.00523	0.96684
123	124	50.36	0.0148	-0.0026	0.00611	-0.00748	0.9726
124	125	55.56	0.01132	-0.00184	0.00478	-0.00724	0.97851
125	126	62.47	0.01844	-0.0036	0.00747	-0.00654	0.95031
126	127	71.09	0.01444	-0.00294	0.00585	-0.0041	0.94302
127	128	75.71	0.01481	-0.00286	0.00606	-0.00529	0.95359
128	129	77.78	0.01961	-0.00379	0.00803	-0.00694	0.95363