

國立交通大學

土木工程學系

博士論文

水位流量率定解析方法及其不確定性

**An Analytical Method for Stage- Discharge
Rating and Its Associated Uncertainties**

The logo of National Central University (NCU) is a circular emblem with a gear-like border. Inside the circle, there is a stylized building and the year '1896' at the bottom. The text 'NATIONAL CENTRAL UNIVERSITY' is written around the inner edge of the circle.

研究生：吳瑞濱

指導教授：楊錦釗 博士

湯有光 博士

中華民國九十七年五月二十二日

水位流量率定之解析方法及其不確定性

An Analytical Method for Stage-Discharge Rating and Its Associated Uncertainties

研 究 生：吳瑞濱

Student : Reuy-Bean Wu

指 導 教 授：楊錦釗

Advisor : Jinn-Chuang Yang

湯有光

Yeou-Koung Tung

國 立 交 通 大 學
土 木 工 程 研 究 所

博 士 論 文



Submitted to Institute of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

In Partial Fulfillment of the Requirements

For the Degree of

Doctor of Philosophy

in

Civil Engineering

July, 2008

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中 華 民 國 九 十 七 年 五 月

水位流量率定解析方法及其不確定性

學生：吳瑞濱

指導教授：楊錦釗
湯有光

國立交通大學土木工程學系（研究所）博士班

摘 要

本文旨在利用明渠水力履性圖(Hydraulic performance graph)概念推求理論(定常河段近似正常流)率定曲線，以 USGS 傳統之坡度參數流量率定方法為基礎，建立水位－落差－流量關係曲線。為驗證其實用性將本文提出之程序實際應用於基隆河與高屏溪並進行不確定性分析，結果顯示河道幾何條件及糙率係數等參數都會影響河段之水力履性圖、流量與落差關係指數與關聯性，進而造成水位-落差-流量關係的變化。本文提出之率定方法因係根據實際水理計算而得，在應用上不必以試誤法對照修正可降低其不確定性，而實測水位流量資料僅在提供已足夠率定關係之檢定驗證，能節省大量時間、人力，且無高流量偏離與可信度偏低問題。

關鍵詞：率定曲線、水力履性圖、水位落差流量率定方法、不確定性

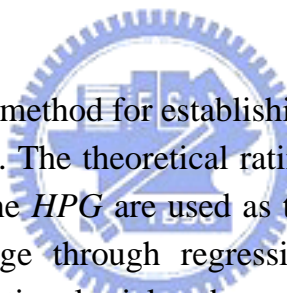
An Analytical Method for Stage- Discharge Rating and Its Associated Uncertainties

student : Reuy-Bean Wu

Advisors : Dr. Jinn-Chuang Yang
Dr. Yeou-Koung Tung

Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University

ABSTRACT



This thesis presents an analytical method for establishing stage-fall-discharge rating using hydraulic performance graph (*HPG*). The theoretical rating (steady reachwise approximated normal flow) curves derived from the *HPG* are used as the basis to establish the functional relation of stage, fall and discharge through regression analysis following the USGS procedure. In doing so, the conventional trial-and-error process can be avoided and the associated uncertainties involved may be reduced. For illustration, the proposed analytical method is applied to establish stage-fall-discharge relations for the Keelung River and Kaoping River in Taiwan for examining its accuracy and applicability in natural rivers. Based on the data extracted from the *HPG* for the Keelung River and the Kaoping River, one can establish a stage-fall-discharge relation that is more accurate than the one by the conventionally used relation; the associated uncertainties can be analyzed. The uncertainty analysis shows that the channel geometry and channel bed roughness should be the significant factors to affect the functional relation of stage, fall, and discharge. Furthermore, the discharges obtained from the proposed rating method are verified through backwater analysis for measured high water level events. The results indicate that the analytical stage-fall-discharge rating method is capable of circumventing the shortcomings of those based on single-station data and, consequently, enhancing the reliability of flood estimation and forecasting.

Keywords: *Rating curve; hydraulic performance graph; stage-fall-discharge method; uncertainty*

誌 謝

九年研究期間，承蒙指導老師楊教授錦釗與湯教授有光及已故顏教授本琦，在學術研究上引領進門，在求學生涯過程中多所照顧，是我個人最大的福氣，兩位教授既是嚴格的長官、耐心的老師、更是親切的朋友。無論是治學訓練或人生啟蒙，我都有相當多的收穫。在此致上我最誠摯的謝意，並對不幸過逝的顏老師獻上最誠敬的追思。

感謝口試委員黃顧問金山、許教授銘熙、蔡教授長泰與林教授志平及謝進南博士，對論文細心指正與寶貴意見，使本研究更臻完備。此外。研究室的夥伴們也是功不可沒，特別是德勇、祥禎、夢祺及胤隆。謝謝您們的協助與指導。沒有您們的友誼與討論，相信研究的路會走的崎嶇許多。

最後謹將本論文獻給爸爸、媽媽、老婆月萌及小兒宗翰、宗憲，感謝您們長久以來對我的包容與鼓勵，讓我在攻讀學位的路上無後顧之憂，同時也感謝長官與同事們的鼓勵與支持，謹以此學位論文與您們分享，感激之情永銘於心。



目 錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
誌 謝.....	III
目 錄.....	IV
表目錄.....	VII
圖目錄.....	X
第一章 緒 論	1
1.1 前言	1
1.2 研究目的與方法	2
第二章 文獻回顧	4
2.1 水位流量率定關係.....	4
2.2 水位流量率定關係之理論發展.....	5
2.3 水位流量率定方法.....	7
2.3.1 單站水位流量率定方法(Jones 方法).....	7
2.3.2 USGS 水位落差流量率定方法	9
2.3.3 Schmidt 水位落差流量率定修正	10
2.4 水位流量率定方法之不確定性分析.....	12
第三章 水力履性圖概論	28
3.1 定型渠道之水力履性圖	28
3.1.1 水力履性曲線	28
3.1.2 水力履性圖之特性	29
3.1.3 水力履性圖建立之步驟	30
3.2 天然河道之水力履性圖	32

第四章	流量率定解析方法	36
4.1	水位落差流量關係式	36
4.2	解析方法之推導程序	37
4.3	解析方法與經驗方法之比較	39
第五章	解析方法參數影響分析	49
5.1	斷面幾何參數之影響	49
5.2	水力參數之影響	55
5.3	幾何參數之影響	58
5.4	水位落差流量關係係數變異性	58
第六章	不確定性分析	70
6.1	理論率定曲線之不確定性	70
6.2	水位落差關係之不確定性	74
6.3	水位落差流量率定關係之不確定性	77
第七章	應用案例	89
7.1	高屏溪應用案例	89
7.1.1	水文站及研究河段	89
7.1.2	數值模式建立、檢定及驗證	90
7.1.3	HPG 與理論率定曲線之建立	92
7.1.4	HPG 應用比較與檢討	94
7.1.5	局部敏感度分析	94
7.1.6	理論率定曲線之適用性	97
7.1.7	不同水位流量關係率定檢驗	99
7.1.8	水位流量關係率定校正檢討	100
7.2	基隆河應用案例	101
7.2.1	水文站及研究河段	101

7.2.2 數值模式建立、檢定及驗證	103
7.2.3 HPG 與理論率定曲線之建立	106
7.2.4 理論率定曲線之適用性	107
7.2.5 不同率定曲線估算流量比較	108
7.2.6 不同水位流量關係率定檢驗	109
7.2.7 水位流量關係率定校正檢討	110
第八章 結論與建議	148
8.1 結論	148
8.2 建議	149
參考文獻.....	150
附錄 A、USGS 水位—落差—流量率定程序	155
附錄 B 不確定性分析方法.....	163



表目錄

表 2-1 水位流量關係概念重要發展之相關文獻摘述表.....	16
表 2-2 探討流量為水位函數關係之重要研究摘述表.....	16
表 2-3 以水位函數處理流量方法之相關技術文獻摘述表.....	17
表 2-4 以水位與定值坡降函數處理流量方法之相關技術文獻摘 述表.....	18
表 2-5 以水位與坡降函數處理水位流量關係之單站方法相關技 術文獻摘述表.....	19
表 2-6 以水位與坡降函數處理水位流量關係之多站方法相關技 術文獻摘述表.....	20
表 2-7 相關水位流量關係之不確定性研究文獻摘述表.....	21
表 2-8 相關可靠度分析方法之研究文獻摘述表.....	22
表 2-9 相關可靠度分析方法應用在水資源工程系統之研究文獻 摘述表.....	23
表 4-1 研究渠道採用各項參數.....	41
表 4-2 不同參數情況下渠道之水位落差流量研究成果比較.....	41
表 4-3 不同水流條件下渠道之迴歸係數 c & d' 值及應用成果 統計參數比較.....	41
表 5-1 參數影響分析研究渠道採用各項參數.....	60
表 5-2 不同參數情況下渠道之水位落差流量研究成果比較.....	60
表 6-1 相關研究水理變數之不確定性統計參數採用值.....	79
表 6-2 不確定性分析研究渠道採用各項參數.....	79
表 6-3 不同參數情況下渠道之水位落差流量研究成果比較.....	80
表 6-4 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線(率定流	

量)FOVE 不確定分析成果.....	80
表 6-5 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線(率定流 量)PPE 不確定分析成果.....	81
表 6-6 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線(水位)FOVE 不確定分析成果.....	81
表 6-7 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線(水位)PPE 不 確定分析成果.....	82
表 6-8 複式斷面非均勻渠道水位與落差關係 FOVE 不確定分析 成果.....	82
表 6-9 複式斷面非均勻渠道流量與落差關係曲線 FOVE 不確定 分析成果(迴水情況).....	83
表 6-10 複式斷面非均勻渠道流量與落差關係曲線 FOVE 不確定 分析成果(跌水情況).....	83
表 6-11 複式斷面非均勻渠道流量與落差關係曲線 FOVE 不確定 分析成果.....	84
表 7-1 高屏溪研究河段 HEC-RAS 計算結果重要參數比較.....	112
表 7-2 高屏溪不同水流條件下二水位站河段的迴歸係數 c & d' 值及統計參數比較.....	112
表 7-3 基隆河流域橋樑樑底高程及橋面高程統計表.....	113
表 7-4 基隆河河道迴水計算各斷面曼寧 n 值採用表.....	115
表 7-5 基隆河河道迴水計算各斷面曼寧 n 值修正採用表.....	117
表 7-6 基隆河研究河段 HEC-RAS 計算結果重要參數比較.....	119
表 7-7 基隆河來自不同率定曲線 與 HPG 估算之流量比較.....	120
表 7-8 基隆河不同水流條件下三水位站的迴歸係數 c & d' 值 及統計參數比較.....	121

表 7-9 基隆河來自不同率定方法 與 *HPG* 估算之流量比較.....122



圖目錄

圖 2-1 對數延伸法水位流量率定曲線	24
圖 2-2 水位與流量迴圈率定關係	24
圖 2-3 典型水位落差關係示意圖	25
圖 2-4 緩坡渠道之典型水力履性圖(A. R. Schmidt, 2002)	25
圖 2-5 以水力履性圖為基礎之參考水位流量率定(A. R. Schmidt, 2002)	26
圖 2-6 以水力履性圖為基礎之範例參考水位流量率定及校正曲線(A. R. Schmidt, 2002)	26
圖 2-7 在 Lansford 與 Mitchell's 水槽研究針對斷面 2 之理論率定成果 (A. R. Schmidt, 2002)	27
圖 3-1 緩坡明渠河段水力履性圖	34
圖 3-2 陡坡明渠河段水力履性圖	34
圖 3-3 流經橋墩流場之局部水位變化模擬比較	35
圖 4-1 解析率定方法之推導程序	42
圖 4-2 梯形斷面(a)河段水力履性圖 (b)水位站流量與落差關係曲線 (c)水位站流量與落差關係曲線(d)迴水情況流量與落差關係曲線 (e)跌水情況流量與落差關係曲線 (f)水位流量曲線與 USGS 率定關係校正流量比較 (g) 水位流量曲線與本研究率定關係校正流量比較	44
圖 4-3 複式斷面(a)河段水力履性圖 (b)水位站流量與落差關係曲線 (c)水位站流量與落差關係曲線(d)迴水情況流量與落差關係曲線 (e)跌水情況流量與落差關係曲線 (f) 水位流量曲線與 USGS 率定關係校正流量比較 (g) 水位流量曲線與本研究率定關係校正流	

量比較.....	46
圖 4-4 複式斷面非均勻渠道(a)河段水力履性圖 (b)水位站水位與落差關係 (c)水位站流量與落差關係曲線 (d)水位站流量與落差關係曲線(e) 迴水情況流量與落差關係曲線 (f)跌水情況流量與落差關係曲線 (g) 水位流量曲線與 USGS 率定關係校正流量比較 (h) 水位流量 曲線與本研究率定關係校正流量比較.....	48
圖 5-1(a) 矩形斷面河段水力履性圖.....	61
圖 5-1(b) 矩形斷面水位站流量與落差關係曲線.....	61
圖 5-1(c) 矩形斷面迴水情況流量與落差關係曲線.....	61
圖 5-1(d) 矩形斷面跌水情況流量與落差關係曲線.....	61
圖 5-1(e) 矩形斷面水位站流量與水位率定曲線.....	62
圖 5-2(a) 梯形斷面渠道河段水力履性圖.....	62
圖 5-2(b) 梯形斷面水位站流量與落差關係曲線.....	62
圖 5-2(c) 梯形斷面迴水情況流量與落差關係曲線.....	62
圖 5-2(d) 梯形斷面跌水情況流量與落差關係曲線.....	62
圖 5-2(e) 梯形斷面水位站流量與水位率定曲線.....	62
圖 5-3(a) 複式斷面水位站河段水力履性圖.....	63
圖 5-3(b) 複式斷面水位站流量與落差關係曲線.....	63
圖 5-3(c) 複式斷面迴水情況流量與落差關係曲線.....	63
圖 5-3(d) 複式斷面跌水情況流量與落差關係曲線.....	63
圖 5-3(e) 複式斷面水位站流量與水位率定曲線.....	64
圖 5-4 複式斷面河段水力履性圖(b/B=100/700).....	64
圖 5-5 複式斷面水位站河段水力履性圖(b/B=300/500).....	64
圖 5-6 複式斷面水位站河段水力履性圖(b/B=350/450).....	64
圖 5-7(a) 複式斷面非均勻渠道河段水力履性圖.....	64

圖 5-7(b) 複式斷面非均勻渠道水位站水位與落差關係	64
圖 5-7(c) 複式斷面非均勻渠道水位站流量與落差關係曲線	65
圖 5-7(d) 非均勻渠道迴水情況流量與落差關係曲線	65
圖 5-7(e) 非均勻渠道跌水情況流量與落差關係曲線	65
圖 5-7(f) 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線	65
圖 5-8(a) 複式斷面非均勻渠道河段水力履性圖($n=0.0315$)	65
圖 5-8(b) 複式斷面非均勻渠道河段水力履性圖($n=0.0385$)	65
圖 5-8(c) 複式斷面非均勻渠道河段水力履性圖($n=0.050$)	66
圖 5-9(a) 非均勻渠道水位與落差關係比較	66
圖 5-9(b) 非均勻渠道流量與落差關係曲線比較	66
圖 5-9(c) 非均勻渠道迴水情況流量與落差關係曲線比較	66
圖 5-9(d) 非均勻渠道跌水情況流量與落差關係曲線比較	66
圖 5-10(a) 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線($n=0.0315$)	66
圖 5-10(b) 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線($n=0.0385$)	67
圖 5-10(c) 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線($n=0.050$)	67
圖 5-11(a) 複式斷面非均勻渠道河段水力履性圖($S=0.0006$)	67
圖 5-11(b) 複式斷面非均勻渠道河段水力履性圖($S=0.001$)	67
圖 5-12(a) 非均勻渠道水位與落差關係比較	67
圖 5-12(b) 非均勻渠道流量與落差關係曲線比較	67
圖 5-12(c) 非均勻渠道迴水情況流量與落差關係曲線比較	68
圖 5-12(d) 非均勻渠道跌水情況流量與落差關係曲線比較	68
圖 5-13(a) 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線($S=0.0006$)	68
圖 5-13(b) 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線($S=0.001$)	68
圖 5-14 複式斷面非均勻渠道河段水力履性圖	68
圖 5-15 複式斷面非均勻渠道水位與落差關係比較	68

圖 5-16 複式斷面非均勻渠道流量與落差關係曲線.....	69
圖 5-17 非均勻渠道迴水情況流量與落差關係曲線.....	69
圖 5-18 非均勻渠道跌水情況流量與落差關係曲線.....	69
圖 5-19 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線.....	69
圖 6-1 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線 FOVE(率定流 量)不確定分析成果.....	85
圖 6-2 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線 PPE(率定流 量水位)不確定分析成果.....	85
圖 6-3 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線(率定流量水 位)不確定分析成果比較.....	86
圖 6-4 複式斷面非均勻渠道水位與落差關係 FOVE 不確定分析 成果.....	86
圖 6-5 複式斷面非均勻渠道流量與落差關係曲線 FOVE 不確定 分析成果(迴水情況).....	87
圖 6-6 複式斷面非均勻渠道流量與落差關係曲線 FOVE 不確定 分析成果(跌水情況).....	87
圖 6-7 複式斷面非均勻渠道流量與落差關係曲線 FOVE 不確定 分析成果.....	88
圖 7-1 里嶺大橋站河段河道平面圖.....	123
圖 7-2 里嶺大橋站實測水位流量資料.....	123
圖 7-3 高屏溪里嶺大橋沿水文站橋墩中心縱斷面圖.....	124
圖 7-4 高屏溪里嶺大橋橋墩剖面圖.....	124
圖 7-5 高屏溪全河段水面線計算比較.....	125
圖 7-6 潛堰至里嶺大橋下游河段水力履性圖.....	125
圖 7-7 潛堰斷面之推求所得率定曲線.....	126

圖 7-8 里嶺大橋河段水力履性圖	126
圖 7-9 里嶺大橋下游斷面（水文站）率定曲線比較.....	127
圖 7-10 里嶺大橋上游河段水力履性圖	127
圖 7-11 里嶺大橋上游斷面率定曲線比較.....	128
圖 7-12 里嶺大橋下游斷面（水文站）率定曲線比較.....	128
圖 7-13 里嶺大橋下游斷面（水文站）率定曲線比較.....	129
圖 7-14 里嶺大橋下游斷面（水文站）率定曲線比較.....	129
圖 7-15 里嶺大橋下游斷面（水文站）率定曲線比較.....	130
圖 7-16 里嶺大橋水文站局部流場二維模式模擬結果.....	130
圖 7-17 高屏溪里嶺大橋水位站理論率定曲線與實測值比較.....	131
圖 7-18 高屏溪匯流點斷面研究測站(未設水位站)位置及大斷面圖	131
圖 7-19 里嶺水位站河段 (a)水位站水位與落差關係 (b)水位站流量與落 差關係曲線 (c)迴水情況流量與落差關係曲線 (d)跌水情況流量與 落差關係曲線 (e)水位站水位與流量率定曲線.....	132
圖 7-20 高屏溪里嶺匯流口研究測站河段 (a)水位站水位與落差關係 (b)水位站流量與落差關係曲線 (c)迴水情況流量與落差關係曲線 (d)跌水情況流量與落差關係曲線 (e)水位站水位與流量率定曲線....	133
圖 7-21 基隆河五堵水位站相關位置圖	135
圖 7-22 基隆河五堵水位站位置與構造型式	135
圖 7-23 (a)基隆河流域水位站位置圖(b)五堵站歷年斷面比較(c) 介壽橋歷年斷面比較.....	136
圖 7-24 基隆河五堵水位站瑞伯颱風(a)水位歷線(b)流量歷線模 擬值與實測值比較.....	137
圖 7-25 基隆河五堵水位站芭比絲颱風(a)水位歷線(b)流量歷線 模擬值與實測值比較.....	137

圖 7-26 基隆河象神颱風洪水水位實測值與模擬值比較.....	138
圖 7-27 基隆河瑞伯颱風洪水水位實測值與模擬值比較.....	138
圖 7-28 基隆河 200 年及 10 年再現期洪水模擬結果.....	139
圖 7-29 五堵水位站(a)水力履性圖(b)理論率定曲線與實測值比較.....	140
圖 7-30 介壽橋水位站(a)水力履性圖(b)理論率定曲線與實測值比較.....	141
圖 7-31 民權橋河段(a) 斷面示意圖 (b)水力履性圖.....	142
圖 7-32 水力履性圖應用推求颱風洪流量(a)五堵水位站河段(b)民權橋河段.....	143
圖 7-33 基隆河瑞伯颱風洪水水位實測值與模擬值比較.....	144
圖 7-34 五堵水位站河段 (a)水位與落差關係 (b)流量與落差關係曲線 (c)迴水情況流量與落差關係曲線 (d)跌水情況流量與落差關係曲線 (e) 水位流量率定曲線與 USGS 率定關係校正流量比較(f) 水位流量率定曲線與本研究率定關係校正流量比較.....	145
圖 7-35 介壽橋水位站河段 (a)水位與落差關係 (b)流量與落差關係曲線 (c)迴水情況流量與落差關係曲線 (d) 水位流量率定曲線與 USGS 率定關係校正流量比較(e) 水位流量率定曲線與本研究率定關係校正流量比較.....	146
圖 7-36 民權橋河段(a)水位與落差關係(b)流量與落差關係曲線 (c)迴水情況流量與落差關係曲線(d)跌水情況流量與落差關係曲線 (e) 水位流量率定曲線與 USGS 率定關係校正流量比較(f) 水位流量率定曲線與本研究率定關係校正流量比較.....	147

第一章 緒 論

1.1 前言

河川流量資料係水資源調配利用、防災預警與水利工程規劃設計之依據，如何快速準確推估流量乃防救災與水資源規劃重要之課題，無論是數值模擬預測或物理模型試驗，其輸入之流量邊界條件係由水位觀測資料推估得到；然而，台灣河川具有流域小、坡陡、沖淤劇烈與洪枯懸殊等特徵，且水位流量站為方便觀測經常設置於橋樑處，於深槽橋墩下游面裝設自計水位計記錄水位歷線，流速通常不定時以流速儀或浮標測法，結合相應之水位與流速觀測資料推估流量，因此諸多影響水位流量觀測精度之因素中，以站址與觀測方法兩者最為直接，其觀測誤差常遠大其研究精度或敏感度範圍，又洪水期流量隨時間急劇變化，流量測驗很難滿足瞬時性和同步性條件，尤以洪峰流量推估（含洪水位與流速量測）為最，而且往往施測困難、危險性大、精度較低。

由於水位站設於橋墩下游面，水位波動受橋墩分離圈(Flow Separation Pocket)影響較大，且站址水位常受上下游橋樑、固床工、攔河堰等跨河構造物影響，又，天然河川斷面、流路變化不定，若河床沖淤量劇烈則水位與流量關聯性不佳，此等天然、人為干擾所造成之局部水理變化都將影響實測資料的準確性。此外，河川高流量多發生於颱風期間，流速觀測不易，致實測水位流量資料偏低，更增加水資源利用、防洪與防救災等規劃成果之不確定性。因此，詳實評估台灣河川水位流量率定曲線之問題，著手建立較精確之水位流量率定曲線與流量推求方法實是當務之急。本研究所提出水位流量率定之解析方法正可解決上述問題，即利用明渠水力履性圖概念直接應用推求理論率定曲線，以 USGS 傳統坡降參數之流量率定方法為基礎，建立水位落差流量關係曲線，進而利用主要、輔助水位站觀測水位推求實際流量，而實測水位流量資料僅在提供已足夠率定關係之檢定驗證，能節省大量時間、人力，且無高流量偏離與可信度偏低問題。

1.2 研究目的與方法

水位與流量之單一率定關係僅存在於定常(steady)均勻流之理想狀況，一般水文作業中根據實測水位流量資料迴歸之率定曲線，僅代表既有水位流量資料關係的最佳符合曲線，然河川水位流量關係於洪水期間受洪水波運動之影響，已知水位於漲水與退水期間具有不同之能量坡降，流量無法單由水位決定，須以適當之方式修正。美國地質調查署(USGS, 1982)之水位—落差—流量率定傳統法，為常用且較可靠之水位流量率定關係修正法之一，其修正方式係以實測之水位及流量結果，透過經驗及試誤方式將許多迴圈關係轉換為單一基本標準率定曲線配合輔助圖反映水面坡降，若欲使其關係涵蓋完整的水位變化範圍仍需有足夠之中、高流量(溢岸)量測值方能達成；然而，台灣河川中、高流量多發生於颱風期間，觀測不易且誤差大，以致可供運用之實測水位流量資料均偏低，使得水位流量關係與率定曲線的推導上仍有其困難，若以外插應用於高水位則將衍生更大之不確定性。由於防洪治理規劃與洪水預警等工作均為高流量之範疇，因此，改進水位流量率定方法，並檢討補強水位站水位流量關係率定成果，藉以提高洪水流量推估之可靠度實為當務之急。

傳統單站或多站水位流量率定方法因無法獲得完整的各種可能流量之迴水情形，如 USGS 修正法僅能以費時費錢且有限之實測資料以經驗方式透過指數曲線函數與試誤法修正水位—落差—流量關係，Yen & Gonzalez(1994, 1995)提出之水力履性圖(Hydraulic Performance Graph, HPG)係配合數值模式計算河段內各種可能情況之迴水曲線，以分析不同流量下之河段上下游水位或水深關係曲線圖，正可藉以補強傳統法之不足，並提供理論水位流量率定方法發展的良好基礎。本研究目的係應用水力履性圖(HPG)之概念，提出解析方式之率定架構與程序，將其應用於天然河川水位流量率定曲線之製作，並以水力履性圖為基礎，藉由理論推導之完整水位落差流量函數關係式，採數值迴歸分析方法直接推求水位、落差、流量之關係圖形並檢定，探討複製 USGS 水位-落差-流量率定程序之可行性。

由於天然河川河道地文與水文參數的條件所導致的河道斷面水位流量關係即可視為水文系統之一種，河川流量為水資源開發與河川整治之依據，因此，如何藉由此率定關係配合水位站水位觀測來準確決定流量是水資源規劃利用及工程設計之重要關鍵。本研究建立 HPG 所採用模擬渠道水理現象的迴水計算水理模式，其水理輸入參數存在若干的不確定性，導致對於水理輸出參數可能偏離實際觀測值。因此，本研究乃首將針對各項影響參數加以分析探討，並參考張(1994)採用二種方法包括一階變方估計法(FOVE)及 Rosenblueth 機率點估算法(PPE)，依需要進行理論率定曲線、水位落差關係及水位落差流量率定關係之不確定性分析。除基本研究及不確定性分析外，將以台灣基隆河、高屏溪為應用案例作為探討之對象。



第二章 文獻回顧

2.1 水位流量率定關係

河川流量歷線通常以水位站之水位歷線透過水位—流量率定關係轉換，此率定關係需根據該水位站各種水位多次實測流量來確定，通常以經驗曲線、經驗方程或表格等形式表達，台灣地區水位站之水位—流量關係多由單站實測資料，並以對數延伸法得知高流量水位資料，如圖 2-1 所示，由於水位—流量關係由各項水理因數（如斷面面積、能量坡降、曼寧糙率等）決定，其狀態是否穩定端視該河段沖淤條件而定，若斷面情況改變，則此關係須重新率定。

所謂穩定的水位—流量率定關係，係長時間內實測流量與對應水位的資料點呈密集帶狀分佈，可以單一曲線來表示，該率定關係維持穩定，必須具備下列條件之一：(1)斷面面積、能量坡降和曼寧糙率等水理因素在同一水位時維持不變；(2)在同一水位時上述各因數雖有變動，但其變動對率定關係之影響可以互相補償；在穩定條件下，其率定關係為單一的曲線，水位站應盡可能選擇於具備穩定條件之河段，必要時以人工鋪設固定河床或於站址下游附近設置低堰等來維持穩定條件。

但實務上實測流量與對應水位並非呈密集帶狀分佈，通常一個水位具有多個對應流量，即所謂不穩定之水位—流量率定關係(如圖 2-2)，其原因包括：(1)河道沖淤：河床沖淤致洪水期間斷面面積隨時間變化，多砂河川尤為劇烈；(2)漲、退水：因洪水波傳遞致漲水、退水階段能量坡降不同而有不同之流速，漲退急劇的河川變化較為明顯；(3)變動迴水：河川的中下游水位受支流匯合、閘門啟閉、湖水頂托，致水面坡降發生變化；(4)結冰、水生植物等致通水斷面積、曼寧糙率等水理因數改變。對於不穩定之率定關係，須根據其變動因素分類處理，為水文資料編製之技術關鍵，處理方式大致可歸類為：(1)洪水漲退影響：可將流量視為水位及其時變率之函數；(2)迴水影響：可將流量視作是水位及其河段間落差之函數，以實測資料檢定三變數間之關係；(3)其他不穩定之情況，則只能將流量視作

是水位和時間的函數來處理。

水位—流量率定關係若因條件限制，不能測得最高、最低水位之對應流量，在無實測流量範圍須將其率定關係作高低水的之延伸(如圖 2-1)，曲線延伸是否恰當將影響最大、最小流量及洪枯水期逕流量推估之正確與否，特別是在外延幅度較大時，必須審慎處理。

2.2 水位流量率定關係之理論發展

河川水位流量關係於洪水期間受洪水波運動之影響，已知水位於漲水與退水期間具有不同之能量坡降，流量無法單由水位決定，須以適當之方式修正。河川流量通常以水位站水位及通過斷面之流量公式或流速公式估算

$$Q = AV = AK\sqrt{RS_f} = (A\sqrt{R})K\sqrt{S_f} \quad (2.1)$$

其中， S_f 為摩擦坡降， A 為通水斷面積， V 為斷面平均流速， R 為水力半徑， K 為阻力係數，若採曼寧公式則阻力係數為 $K = \frac{K_n}{gn} R^{1/6}$ ； g 為重力加速度及 K_n 為曼寧 n 值之定值單位校正係數 (Yen, 1992)。

不考慮側入流，摩擦坡降可由一維非定常漸變流的動量方程式(動力波)決定

$$S_f = S_0 - \left[\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{gA} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta}{A} Q^2 \right) + \frac{\partial h}{\partial x} \right] \quad (2.2a)$$

$$S_f = S_0 - \left[\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} \right] \quad (2.2b)$$

其中， S_0 為底床坡降； t 為時間； x 為水平方向沿渠道之縱向座標； β 為斷面非均勻流速分佈之動量校正係數； h 為在垂直座標 z 方向量測之水深。而 $(\partial h / \partial x) - S_0 = (\partial Z_w / \partial x)$ ，其中 Z_w 為自由水面高程，而 $(\partial Z_w / \partial x) = -S_w$ 為自由水面坡降。

對於定形渠道而言，藉由設定方程式(2.2)括弧內值為定值則可建立一參考的單一水位流量關係曲線，此一參考水流條件若是就括弧部份為零(亦即 $S_r = S_0 = S_f$)，以邏輯而言，理論上定常均勻流(steady uniform flow)，其流量

$Q_r = (A\sqrt{R})K\sqrt{S_0}$ 。相對參考的單一水位流量關係曲線，實際流量與其關係可寫成下式(Schmidt, 2002)：

$$\frac{Q}{Q_r} = \frac{KA\sqrt{R}}{K_r A_r \sqrt{R_r}} \sqrt{\frac{S_0 - \left[\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{gA} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta}{A} Q^2 \right) + \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} \right]}{S_r}} \quad (2.3)$$

假設兩者通水斷面與水力半徑相同，若局部與對流加速度項可忽略，則方程式(2.3)可簡化為：

$$\frac{Q}{Q_r} = \frac{K}{K_r} \sqrt{\frac{S_w}{S_r}} \quad (2.4)$$

由於定形渠道於天然河道中不多見，參考的單一水位流量關係普遍採用定常河段近似正常流(steady reachwise approximated normal flow)，亦即該河段內為近似定常均勻流，則 $\partial Q/\partial t$ 、 $\partial h/\partial x$ 則忽略，而對流加速度之梯度為 $-\frac{\beta Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x}$ ，則參考坡降可表示如下(Schmidt, 2002)：

$$S_r = S_0 + \frac{\beta Q_r^2}{gA_r^3} \frac{\partial A}{\partial x} \quad (2.5)$$

若動量係數(β)不隨縱向變化，Xia (1992)證明此一假設對於大多數水流相當合理。假設漸變流動量係數通常為定值(Yen, 1973, 1979)且忽略局部加速項，河段近似正常流之參考流量可由方程式(2.1)及(2.2)得到：

$$Q_r = K_r A_r \sqrt{R_r} \sqrt{S_0 + \frac{\beta Q_r^2}{gA_r^3} \frac{\partial A}{\partial x} \Big|_r} \quad (2.6)$$

於此，實際與參考流量比可改寫為：

$$\frac{Q}{Q_r} = \frac{KA\sqrt{R}}{K_r A_r \sqrt{R_r}} \sqrt{\frac{S_0 - \left[\frac{\partial h}{\partial x} - \frac{\beta Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x} \right]}{S_0 + \frac{\beta Q_r^2}{gA_r^3} \frac{\partial A}{\partial x} \Big|_r}} \quad (2.7)$$

方程式(2.7)顯示實際與參考流量比受水深與斷面縱向變化影響。

明渠流可依流路採不同程度之簡化近似如運動波模式、非慣性波模式(Tsai

及 Yen, 2001)及完整動力波模式(Yen, 1973; 1979)，漸變流能量坡降受迴水與流量影響，若忽略加速度項等因素，即非慣性波模式，不考慮側入流下，能量坡降以曼寧公式表示，則動量方程式(2.2b)可簡化表示如下

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}} = S_0 \quad (2.8)$$

則流量可簡化為

$$Q = Q_s \left[1 - \frac{1}{S_0} \frac{\partial h}{\partial x} \right]^{1/2} \quad (2.9)$$

其中， $Q_s = \frac{1}{n} AR^{2/3} S_0^{1/2}$ ，為未受迴水影響之定常均勻流流量。

2.3 水位流量率定方法

水位站通常經由其長期實測資料建立水位—流量率定曲線用以決定河渠流量，關於率定方法之發展與應用，其概念及論述經 Schmidt(2002)彙整如表 2-1；亞臨界流水位站水位受下游控制條件影響，若流量僅為水位的函數，則以已知水位之固定坡降明渠流或堰流兩種觀念處理流量常用以研定水位流量關係，相關文獻彙整如表 2-2(Schmidt, 2002)，而以水位函數為處理水位流量關係之率定方法相關文獻彙整如表 2-3 (Schmidt, 2002)。但若水位站受下游天然或人為干擾控制，在此變異迴水條件下流量與水位及坡降有關，由於水面坡降係由落差計算所得，一般以水位與落差的函數表示，以水位與定值坡降函數為處理水位流量關係之率定方法相關文獻彙整如表 2-4 (Schmidt, 2002)。

水面坡降率定方法又可分為單站與多站，表 2-5 為單站方法相關文獻彙整 (Schmidt, 2002)，其中以 Jones Method (Jones, 1916)最為廣泛採用，雙站或多站水位站率定方法相關文獻則彙整如表 2-6 (Schmidt, 2002)，其中以美國地質調查署 (USGS, 1982)之水位—落差—流量率定方法最為常用，茲簡述如後。

2.3.1 單站水位流量率定方法(Jones 率定方法)

單站水位流量率定方法即以單一水位站觀測值為基礎以估算坡降的方式，

Jones (1916)利用幾何分析藉由水面流速與水位時變率估算水面坡降，代入(2.4)式可得下列方程式可校正漲水或退水之觀測流量。

$$\frac{Q_m}{Q_r} = \frac{\sqrt{S_r + \frac{1}{V_s} \frac{\partial h}{\partial t}}}{\sqrt{S_r}} \quad (2.10)$$

其中， Q_r 為已知水位之正常流量(“normal” discharge)， Q_m 為量測流量， S_r 為正常水面坡降(“normal” water-surface slope)， V_s 為表面流速，Jones 定義表面流速在大河川為平均流速除以 0.90，而在較小河川為平均流速除以 0.85。

忽略方程式(2.3)中對流與局部加速度，並假設洪水波形均勻行進(uniform progressive) (Chow, 1959; Gilcrest, 1950; Henderson, 1963, 1966; Posey, 1943; and Thomas, 1937)，非定常流可轉換成定常流，考慮參考座標以洪水波速 V_w 向下游行進，亞臨界流洪水波速大於斷面平均流速，產生向上游之淨流量，因洪水波均勻行進，洪水波速可表示如下：



$$V_w = \frac{dQ}{dA} = \frac{1}{T} \frac{dQ}{dh} \quad (2.11)$$

因參考座標隨洪水波行進，水流可視為定常流，則

$$\frac{dh}{dt} = \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial t} = \frac{\partial h}{\partial t} + V_w \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad (2.12)$$

即

$$\frac{\partial h}{\partial t} = -V_w \frac{\partial h}{\partial x} \quad (2.13)$$

將上式代入方程式(2.4)，並假設：(a)穩定均勻流，即 $S_r = S_f = S_0 = S_w$ ；(b)對流加速度為可忽略；及(c)幾何與阻力條件在參考與實際流況下為不變而得：

$$\frac{Q}{Q_r} = \sqrt{\frac{S_r + \frac{1}{V_w} \frac{\partial h}{\partial t}}{S_r}} = \sqrt{1 + \frac{1}{S_r V_w} \frac{\partial h}{\partial t}} \quad (2.14)$$

2.3.2 USGS 水位落差流量率定方法

大部份率定方法以估算水面坡降為基礎，這些方法以經驗方式選定參考(reference)或正常(normal)之穩定水流條件下，建立一參考之單一曲線的水位與流量關係，其中落差(fall)為兩點的水位差，參考落差可由水位觀測紀錄以經驗方式率定，並以其建立對其他因子之輔助關係(諸如實測落差對參考落差比值或水位變化率除以參考坡降)。若實測資料數量足夠可滿足連續、動量及流量方程式(2.1、2.2b 及 2.3 式)決定函數關係，水位落差—流量率定關係則可考慮如下(USGS, 1982)：

$$\frac{Q_m}{Q_r} = f\left(\frac{F_m}{F_r}\right) \quad (2.15)$$

其中， Q_m 為對應實測程差 F_m 之流量， Q_r 為對應參考落差 F_r 之流量， f 代表率定之函數關係。此率定方式稱為水位—落差—流量率定方法(Stage-fall-discharge method)，為國際上水文作業所廣泛採用之標準作業規範，USGS(Rantz, S. E. et al., 1982)並彙編訂定率定程序(詳附錄A)，以為水文工作者參考應用。

通常可用的實測資料有限且存在量測誤差，(2.15)可以表示如下

$$\frac{Q_m}{Q_r} = \left(\frac{F_m}{F_r}\right)^d \quad (2.16)$$

其中， $0.4 < d < 0.6$ 。一般而言，當 d 值採0.5且資料與(2.16)式有最佳的符合(best-fit)時，則水位落差流量率定之外插可較具信心。但當水位站與其附近河段存在下列情況時，主要與輔助水位站間落差無法反應兩站真實水面坡降：

- (1) 任何受迴水影響的河段在河段點間之水面線非直線。
- (2) 河段內斷面變化或存在淺灘、急流、湍流或彎道等使水面坡降無法確定。
- (3) 流向急遽改變或跌水作用等使水位量測無法反應水面坡降的真實指標。
- (4) 兩水位站未確實設在同一基準面而無法顯示真實的水面坡降。

由於以上種種情況，水位、落差與流量之間的理論關係不能直接應用而且其關係必須經由完整的迴水條件範圍下之流量量測加以經驗地定義。因此，方程式(2.16)

裡 F_m/F_r 的理論指數為 0.5，但最佳指數值通常落在 0.4 至 0.6 間，甚至可能需要脫離純粹指數曲線以便滿足符合繪製的點。

水位與率定落差之關係型態可分為下列兩種，相關率定程序整理於附錄 A。

1. 定值率定落差 (Rating Fall Constant) — 如圖 2-3 曲線 a，通常存在於定形渠道，即斷面形狀不隨流向變化。
2. 水位函數率定落差 (Rating Fall A Function of Stage) — 如圖 2-3 曲線 b 及 c，可能存在於：(a) 水位站間水面剖面發生明顯的曲度；(b) 河段為非均勻河道；(c) 水位站間河段裡存在浸沒或非浸沒斷面控制工；(d) 上述某些情況組合。

並以 F_m/F_r 值將水流情況區分為迴水(Backwater, $F_m/F_r \leq 1$)情況及跌水(Free fall, $F_m/F_r > 1$)情況。

2.3.3 Schmidt 水位落差流量率定修正

Schmidt (2002) 檢討動量方程式之物理機制，將實際與參考流量比關係重新整理如下

$$\frac{Q}{Q_r} = \frac{KA\sqrt{R}}{K_r A_r \sqrt{R_r}} \sqrt{\frac{S_0 - \left[\frac{\partial h}{\partial x} - \frac{\beta Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x} \right]}{S_0 + \frac{\beta Q_r^2}{gA_r^3} \frac{\partial A}{\partial x} \Big|_r}} \frac{KA\sqrt{R}}{K_r A_r \sqrt{R_r}} \sqrt{\frac{S_0 - \left[\frac{\partial h}{\partial x} - \beta \frac{V^2}{gD} \left(\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{D}{b} \frac{\partial b}{\partial x} \right) \right]}{S_0 + \frac{\beta D V_r^2}{b_r gD} \frac{\partial b}{\partial x} \Big|_r}} \quad (2.17)$$

其中 b 為水流之水面寬，並假設渠道有足夠寬以致 $D \approx h$ ，方程式(2.17)中 $V^2/(gD)$ 項為福祿數的 2 次方。而方程式(2.6)平方根內之參考坡降 S_r 項則重新整理如下

$$S_r = S_0 + \frac{\beta Q_r^2}{gA_r^3} \frac{\partial A}{\partial x} = S_0 + \frac{\beta Q_r^2}{gA_r^3} b \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\beta Q_r^2}{gA_r^3} D \frac{\partial b}{\partial x} = S_0 + \mathbf{F}^2 \frac{\partial h}{\partial x} + \mathbf{F}^2 \frac{D}{b} \frac{\partial b}{\partial x} \quad (2.18)$$

其中 \mathbf{F} 為水流福祿數； $\frac{D}{b}$ 為渠道寬深比。由河段近似正常流的水流條件，方程式

(2.18)中壓力項等於零($\frac{\partial h}{\partial x} = 0$)，則方程式(2.18)改寫成：

$$S_r = S_0 + \mathbf{F}^2 \frac{D}{b} \frac{\partial b}{\partial x} \quad (2.19)$$

此參考坡降代入方程式(2.17)得到：

$$\frac{Q}{Q_r} = \frac{KA\sqrt{R}}{K_r A_r \sqrt{R_r}} \sqrt{\frac{S_0 - (1-F^2) \frac{\partial h}{\partial x} + F^2 \frac{D}{b} \frac{\partial b}{\partial x}}{S_r}} \quad (2.20)$$

假如渠道為定形，就前所述河段近似正常流而言，在方程式(2.17)中，斷面積之縱向變化項($\partial A/\partial x$)則為零，參考坡降將等於渠道末端的底床坡降($S_r = S_0$)。在此情況下，方程式(2.20)之分數中分子最後一項將為零而變成：

$$\frac{Q}{Q_r} = \frac{KA\sqrt{R}}{K_r A_r \sqrt{R_r}} \sqrt{\frac{S_0 - (1-F^2) \frac{\partial h}{\partial x}}{S_r}} \quad (2.21)$$

在方程式(2.19)中最後一項代表非定形渠道的作用，對於適當的水位站此項應相較於其他項為小，且天然河道寬深比大，此項可忽略不計，因此，方程式(2.21)為方程式(2.17)的合理簡化。

方程式(2.17)中分數的分子描述了任何組合的邊界條件，分母則為河段式正常流之簡化，在河段內水流的近似狀況可以水力履性圖(*HPG*)加以描述，河段水力履性圖綜合各種不同流量下，河段上下游之水位或水深關係曲線圖。*HPG*相當於非慣性波近似解，亦即非穩定流動量方程式(2.2)或方程式(2.17)之解，方程式

(2.21)進一步由(2.17)式忽略 $\left(F^2 \frac{D}{b} \frac{\partial b}{\partial x}\right)$ 項而得，在非定形渠道中此項隨水深變化，

在率定關係中需額外修正，但如前討論許多河道此項可忽略不計，因此 *HPG* 可提供建立理論水位流量率定的一個工具。水力履性圖綜合河段所有可能水流條件之迴水剖面資訊，因此包含所有可能水位與流量間環狀關係，一般應用上根據上下游水位關係則由此圖推得對應之通過河段流量，可作為定出水位流量率定曲線之理論基礎，以檢驗實測水位流量資料之可靠度。同時根據該理論定出率定曲線最大好處是大量減少實地量測工作，可靠度佳之量測資料只是用來驗證率定曲線之準確度，不再需要用大量之量測資料建立率定曲線，可省下大量時間及費用。

假設阻力、面積與水力半徑對於參考及實際水流情況有適當地表達，*HPG*(如

圖 2-4)則可反應來自方程式(2.17)的水流資訊，*N-line*線相當於方程式(2.6)，利用獲自*N-line*線之上游或者下游水位作為參考水位及流量，可定出參考的單一水位流量率定曲線(如圖 2-5)。參考水位流量率定曲線提供了水位流量間單一參考關係。然而真實水流卻可能不會落在*N-line*線上，從*HPG*上所得任一點上游與下游水位間的差值為落差 F_m ，*N-line*線上點的落差則為參考落差 F_r 。任一點的率定或參考流量可由水位—流量率定參考曲線與主站水位加以決定。在*HPG*上任意點的流量與參考流量比與*HPG*上任意點的落差與參考落差比，可以傳統校正曲線建立其率定關係，圖 2-6、2-7 顯示從圖 2-4 *HPG*所定出之落差比值為基礎所建立的水位流量率定曲線及校正曲線參考範例。

2.4 水位流量率定方法之不確定性分析

天然河川河道地文與水文參數的條件所導致的斷面水位流量關係即可視為水文系統之一種，而河川流量情形會直接影響到水資源開發與河川整治之效果。因此，瞭解水位流量率定關係所代表之水文系統為必要，而如何藉由此率定關係配合水位站水位觀測，準確地決定流量成為水資源規劃利用及工程設計成敗之重要關鍵。

計算模式經常應用在定量模擬水文系統的反應上，譬如本研究所採用模擬渠道水理現象的迴水計算水理模式，雖然包括主要的基本水力理論，但反應水位流量率定關係之水流與河道幾何條件的交互作用與影響，為非常複雜而難以完全掌握，也就是對於考慮的物理現象與過程，由於缺乏完全的瞭解而存在若干的不確定性，進而言之，所採用的許多經驗公式是基於某些假設與有限的資料量所建立之結果以預測其間的數學關係，導致無法正確表達水理和水文真實世界之物理法則，結果從模式所獲得之預測值常會偏離實際觀測值。

儘管大部份水文系統計算模式所採用定性關係為確定，但由於模式輸入值與參數本質上之不確定性與序率性，則輸出值為具不確定性。以本研究而言，分析採用簡化之一維迴水計算模式*HEC-RAS 3.1*，以下游斷面能量坡降等於平均河床

坡度計算出正常流水深 y_n 進而定出 N -line線，實際上仍以曼寧公式計算建立流量與水位率定關係，其中曼寧糙率係數 n 不能準確地定量估計，再加上資料量測誤差、取樣不均勻及主觀意識判斷等所造成作業不確定性，尤其在河道裡相關參數為非定值會隨時間與空間變化，即同實測底床坡降都會隨流量過程而變化，所以其不確定性都非常明顯，需進一步分析驗證，尤其受橋墩流場影響之水理不確定性也有待進一步加以驗證。而且即使應用相同的模式於相同的問題上，由於輸入參數評估之主觀認定，不同的使用者可能會給定不同的參數值，諸如種種都顯示模式或水力關係應用在水文系統分析所存在的不確定性。不確定性為所有物理過程所與生具有的而且不能消除，但是可經由適當的研究加以消滅。

顏氏等(Yen et al., 1986)指出在水文/水理分析與模擬中，不確定性可由下列但非限制的來源所產生：

1. 自然過程的隨機性所伴隨之本質的不確定性。
2. 反應模擬模式之能力不足或表達系統真實物理行為的設計技術之不確定性。
3. 無法精確量化模式輸入參數所導致之不確定性。
4. 包括資料的測量誤差、非一致性與非齊性、資料管理及抄錄的錯誤等資料之不確定性。
5. 包括無法在模擬與設計過程中列計的建造、生產、毀壞、維護及其他人為因素之營運的不確定性。

水位流量關係之不確定性可區分為以下不同分類，這些誤差分類基本來自上述顏氏所表列的五種來源：(1) 自然過程的隨機性所伴隨之本質的不確定性；(2) 知識不確定性；(3) 資料之不確定性。甚如 2 至 5 項為定論地已知，代表水位流量關係的可變性之本質的不確定性依然存在，上述 2 至 3 項經常當作所謂知識不確定性，反應對真實過程未有適當瞭解的結果，包括在水位、流量與其相關參數間關係公式的不適當假設、重要參數的忽略、參數的不正確定義及其他類似的誤差，可由改進物理過程與參數的瞭解加以減低。模式不確定性(第 2 項)被認為大部份水位流量關係誤差最大來源，如同迴圈與非唯一的率定關係所反應的。模式

參數不確定性(第 3 項)反應諸如估算的曼寧糙率係數參數的不確定性。至於資料的不確定性已在若干研究有所探討(Carter and Anderon, 1963; Dickeson, 1967; Herschy, 1975; Pelletier, 1988, 1990), 包括水位、流量、幾何及其他水流與渠道特性的量測誤差、抄寫誤差及不適當的空間與時間取樣。而營運不確定性對於流量計算的影響非在率定關係上, 因此, 不在水位流量關係之不確定性研究範疇, 相關水位流量關係之不確定性研究文獻則彙整如表 2-7 (Schmidt, 2002)。

大多數完整而理想的描述變量之不確定性為機率密度函數(PDF), 所以完整的不確定性分析目的在評估支配不確定性來源的機率密度函數與統計動差等統計特性, 但是在大部分實際問題由於模式之數學複雜性一般都難以獲得真確的 PDF。如分析水位流量關係及其過程為非線性與高度複雜, 如河床粗糙係數、底床坡降、床質級配、底床沖淤、彎道、流路變遷、潮汐及水工構造物等參數與影響因素都須配合實測資料加以綜合分析。不確定性分析實用上都採近似分析法, 各分析方法有不同程度的複雜化、計算複雜度與資料需求, 一階變方估計法(first-order variance estimation (FOVE) method)、蒙地卡羅模擬法(Monte Carlo simulation)或點估計法(point estimates (PE) method) 為實際研究所採用以進行不確定性分析, 不確定性分析之適當方法的選擇, 端賴考慮的模式、計算時間、包含的序率參數與相對於序率輸入值與參數之可用資料而定。相關可靠度分析方法之研究文獻則彙整如表 2-8 (Schmidt, 2002)。

其中一階變方估計法(FOVE)在工程應用上經常採用, 此方法利用泰勒級數展開以估計在某選定展開點之模式輸出值的局部不確定性。其優劣點顏氏等(1986)曾經加以詳細敘述, 此外, Karmeshu 與 Lara-Rosano (1987)也曾指出當序率性參數之不確定性微小時則 FOVE 為點估計法(PE)之特例。只要 FOVE 與 PE 兩者所包含的計算量大約相同情況下, 則 PE 法較為通用(Yen and Tung, 1993)。

至於蒙地卡羅模擬法則藉由序率參數所歸屬機率分佈之詳細解析以複製模式輸出值, 模式輸出值不確定性具良好精度之量化可由重複多次執行模式以達成。甚而不僅可獲得模式輸出值之統計動差, 而且可用於衍生大量樣本以使分佈

曲線符合實際機率密度函數。但是模式計算相當費時，以致蒙地卡羅模擬法在不確定性分析較為不實用。在此種情況下，則 PE 法因為所需的模式推導較蒙地卡羅模擬法為少，且對序率輸入參數僅要求首幾級動差會是較實用的方案，儘管其具計算優勢，但 PE 法並非適用所有模式。相關可靠度分析方法應用在水資源工程系統之研究文獻則彙整如表 2-9 (Schmidt, 2002)，以本研究而言，係利用一維迴水計算模式 *HEC-RAS 3.1* 為工具衍生大量樣本探討不確定性，則採用 FOVE 與考量序率性參數之不確定性的點估計法(PE)應可符合需求。



表 2-1 水位流量關係概念重要發展之相關文獻摘述表(A. R. Schmidt, 2002)

作者	年	敘述
Ellet	1853	Described empirical rating in United States, for Ohio River at Wheeling, West Virginia.
Humphries and Abbot	1963	Described early ratings for Mississippi River, as well as review of literature.
Noble	1899	Described development and application of rating for Cedar River, Washington.
Seddon	1900	Examined changes in ratings, developed method to estimate velocity of flood wave.
Newell	1901	Discussed graphical development of rating, use of first differences to check and smooth rating.
Murphy	1904a	Discussed characteristics of good gauging location.
Follansbee	1994	Described early development of stream gauging by U. S. Geological Survey.

表 2-2 探討流量為水位函數關係之重要研究摘述表(A. R. Schmidt, 2002)

作者	年	敘述
Murphy	1904a	Discussed graphic development of rating, use of first and second differences to check and smooth rating, development of rating table.
Hanna	1905	Constructed rating by examining discharge, mean velocity, and area curves independently.
Barrows	1907	Suggested that separate curves should be developed for area and mean velocity as function of stage.
Horton	1907	Presented Stevens method; examines importance of slope.
Schodar	1912	Suggested logarithmic plotting to develop ratings.
Grumann	1935	Developed ratings based on flow differences for different stage intervals.

表 2-3 以水位函數處理流量方法之相關技術文獻摘述表(A. R. Schmidt, 2002)

作者	年	敘述
Humphries and Abbott	1861	Reviewed literature related to understanding of discharge determination.
Hoyt and Grover	1912	Gave thorough overview of state-of-art of rating development and application.
Steward	1921	Examined rating types for different conditions; examines variable backwater and other obstacles.
Liddell	1927	Gave brief overview of methods of developing and applying streamflow ratings
Corbett et al.	1943	Gave summary of U.S. Geological Survey understanding and methods to measure stage and discharge and to develop and apply stage-discharge ratings.
Linsley et al.	1949	Gave brief history of methods of developing and applying streamflow ratings.
Boyer	1964	Gave brief history of flow measurement, overview of methods of developing and applying streamflow ratings.
World Meteorological Organization	1980	Gave summary of methods and understanding related to developing and applying stage-discharge ratings. This manual essentially duplicates of chapters from Rantz et al. (1982b)
Rantz et al.	1982b	Gave summary of U.S. Geological Survey methods and understanding related to developing and applying stage-discharge ratings.
International Organization for Standardization	1983a	Gave summary of factors to consider when establishing a gauging station that will use stage-discharge ratings.
International Organization for Standardization	1983b	Gave summary of methods to develop, apply, and evaluate stage-discharge ratings.
Kennedy	1984	Gave summary of U.S. Geological Survey methods to develop and apply stage-discharge ratings.
Riggs	1985	Gave brief overview of methods of developing and applying streamflow ratings.
Herschy	1995	Gave summary of methods to develop, apply, and evaluate stage-discharge ratings.
Herschy	1999	Gave a brief summary of methods to develop, and apply stage-discharge ratings in context of discharge measurement.

表 2-4 以水位與定值坡降函數處理流量方法之相關技術文獻摘述表(A. R. Schmidt, 2002)

作者	年	敘述
Literature illustrating concept of ratings based on open-channel flow equations		
Borrows	1907	Made distinction between ratings for weir stations and those defined by the open-channel flow equations, described slope as most important term affecting velocity
Beardsley	1907	Treated discharges as steady, uniform open-channel flow, assume \sqrt{S} is constant and $KA\sqrt{R}$ varies with stage.
Stevens	1907	Treated discharge as steady, uniform open-channel flow, assume $(K\sqrt{S})$ is constant and $A\sqrt{R}$ varies with stage.
Horton	1907	Treated discharge as steady, uniform open-channel flow, $KA\sqrt{SR}$ varies with stage.
Boyer	1964	Discussed some factors that affect stage-discharge ratings and adjustments to account for these factors as a slope term in open-channel flow equations.
Herschy	1995	Discussed some factors that affect stage-discharge ratings as a slope term in open-channel flow equations.
Atabay and Knight	1999	Used Manning's equation and steady, uniform flow to examine effect of bedform and overbank flows on ratings.
Dawdy et al.	2000	Combined Limerinos (1970) equation to estimate n with Manning's equation to estimate coefficients for equation 1.
Calculation methods that are based on concept of open-channel flow		
Murphy	1907	Treated discharges as steady, uniform open-channel flow, $KA\sqrt{R}$ varies with stage and measure water slope.
Bailey and Ray	1966	Presented methods to determine rating shape or extend rating based on convergence of flow profiles from open-channel flow equations.
Ervine and Baird	1982	Used Manning's equation for steady, uniform flow and considered turbulent shear to examine effect of overbank flows on ratings.
Rantz et al.	1982b	Presented methods to determine rating shape or extend rating based on open-channel flow equations.
Kennedy	1984	Presented methods to determine rating shape or extend rating based on open-channel flow equations.

表 2-5 以水位與坡降函數處理水位流量關係之單站方法相關技術文獻摘述表(A. R. Schmidt, 2002)

作者	年	敘述
Description of method application		
Liddell	1927	Presented methods by Hall et al. (1915) and Jones (1916) to correct for changing stage.
Corbett et al.	1943	Presented methods by Boyer, Jones, Lewis, Wiggins to account for changing stage. Discussed development and application of these ratings, and provided examples of these.
Linsley et al.	1949	Presented Jones (1916) and Wiggins methods and “change-in-stage” ratings to adjust for changing stage.
Boyer	1964	Presented Jones and Boyer methods to correct for changing stage.
Dickenson	1967	Presented Jones method to correct for changing stage. Suggested that the ratio of the maximum difference between the rising and falling slopes to the channel slope provides an indicator of whether the effect of changing stage is important or negligible.
Rantz et al.	1982b	Presented detailed overview of methods by Boyer and Wiggins to account for changing stage. Gave detailed discussion and examples of development and application of these ratings.
International Organization for Standardization	1983b	Presented a generalized method in form of Jones equation to correct for changing stage.
Kennedy	1984	Presented an overview of methods to adjust discharge for changing stage, including $1/US_c$ method with example.
Herschly	1995	Presented of Boyer method to account for changing stage. Discussed development of ratings using Jones’ method, along with example.
Example applications and general discussion		
Davenport	1943	Gave example of loop rating for rising and falling stages
Remenieras	1949	Reviewed methods for rating unsteady /non-uniform flows. Suggested that three gauges are necessary to rate.
Mishra and Seth	1996	Described relation between loop in rating curve and terms in momentum equation.
Ponce and Lugo	2001	Used Muskingum-Cunge routing to estimate rating hysteresis.

表 2-6 以水位與坡降函數處理水位流量關係之多站方法相關技術文獻摘述表(A. R. Schmidt, 2002)

作者	年	敘述
Liddell	1927	Presented method by Hall et al.(1915).
Corbett et al.	1943	Presented “constant-fall” method to account for backwater, which neglects convective and local acceleration terms. Discussed development and application of these ratings.
Linslet et al.	1949	Discussed errors from approximating slope based on fall between two gauges. Presented “unit fall” and “constant fall,” ratings.
Remenieras	1949	Presented through review for unsteady /non-uniform flow.
Boyer	1964	Discussed “constant fall” and “unit fall” methods to correct for effects of backwater.
Rantz et al.	1982b	Presented detailed overview of methods to correct for slope and for changing discharge. Presented “unit-fall” and “constant-fall” methods to account for backwater. Gave detailed discussion and examples of development and application of these ratings.
International Organization for Standardization	1983b	Discussed “constant-fall” method for backwater conditions.
Kennedy	1984	Presented overview of methods to adjust discharge for changing stage or slope. Presented constant fall methods to adjust for slope.
Herschy	1995	Presented “unit-fall” and “constant-fall” methods to account for backwater. Discussion and examples of development of these ratings.

表 2-7 相關水位流量關係之不確定性研究文獻摘述表(A. R. Schmidt, 2002)

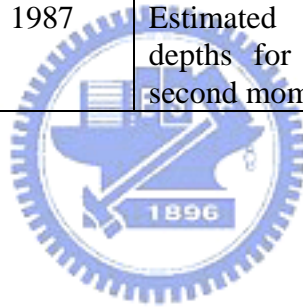
作者	年	敘述
Methods that lump all uncertainties into single value		
Burkham and Dawdy	1970	Determined uncertainty in the ratings for ranges as mean square differences between randomly selected subsets of groups of discharge measurements and the rating developed from the remaining discharge measurements.
Herschy	1969	Showed procedures to determine accuracy of the stage-discharge rating from the standard error of estimate and the standard error of the mean of the stage-discharge relation.
Herschy	1970,1975	Presented results of statistical analysis of deviations from log-log curve to all measurements. Determined accuracy of the stage-discharge rating from the standard error of estimate and the standard error of the mean of the stage-discharge relation. Presented method to use Student'-T test for bias.
Venetis	1970	Described statistical analysis of errors in discharge from confidence interval for fit of log curve to all measurements. Used maximum-likelihood estimator because of non-linearity from term for rating offset.
International Organization for Standardization	1983b	Presented calculations for standard error of estimate of discharge determined from rating. Also presented tests for rating bias.
Herschy	1995	Presented results similar to earlier work, but also included effect of the difference between the mean and observed stages on the confidence limits.
Freeman et al.	1995, 1996	Presented results of statistical analyses of deviations from (1) log-log curve fit to all measurements and (2) polynomial curve fit to all measurements. Also developed regional estimate of uncertainty. These all gave error in stage for known discharge.
Methods that distinguish among different possible sources of uncertainties		
Dickenson	1967	Presented statistical analysis of errors from logarithmic rating curve fit to "stable periods" for mountain streams. Analyzed two ranges of flows to attempt to account for errors in discharge measurements. Developed confidence limits based on mean of observations.
Dymond and Christian	1982	Presented statistical analysis of errors in discharge from confidence interval for least-squares fit of logarithmic curve to all measurements. Developed expression for term that accounts for physical parameters that are ignored in rating. Determining this term requires calculation for each instantaneous discharge determined from rating.

表 2-8 相關可靠度分析方法之研究文獻摘述表(A. R. Schmidt, 2002)

作者	年	敘述
Ang and Tang	1975	Described first-order estimation of uncertainty.
Ang and Tang	1984	Presented a thorough description of Monte Carlo simulation, and first-order, second moment techniques for reliability analysis. Also discussed estimation of uncertainties.
Yen at al.	1986	Presented detailed description and comparison of first-order, second moment techniques for reliability analysis.
Harr	1987	Presented overview of Monte Carlo simulation and first-order, second moment methods. Presented details and examples of point-estimation method.
Melching et al.	1987	Reviewed and described direct integration, Monte Carlo simulation, and first-order, second moment techniques for reliability analysis.
Tung and Yen	1993	Described direct integration, Monte Carlo simulation, point estimation (Rosenblueth's) method, and first-order, second moment techniques for reliability analysis.
Yen and Tung	1993	Described direct integration, Monte Carlo simulation, and first-order, second moment techniques for reliability analysis.
Haldar and Mahadevan	2000	Described first-order, second-moment and Monte Carlo simulation methods for reliability analysis.

表 2-9 相關可靠度分析方法應用在水資源工程系統之研究文獻摘述表(A. R. Schmidt, 2002)

作者	年	敘述
Burges	1979	Applied first-order techniques for discharge estimation to estimate uncertainties in floodplain mapping.
Garen and Burges	1981	Applied first-order, second moment techniques to examine uncertainties in flood volumes.
McBean et al.	1984	Applied first-order techniques for discharge estimation and channel capacity to estimate uncertainties in floodplain mapping.
Harr	1987	Presented overview of Monte Carlo simulation and first-order, second moment methods. Presented details and examples of point-estimation method.
Melching et al.	1987	Applied Monte Carlo simulation, MVFOSM, and AFOSM techniques to examine reliability of predictions from flood-warming model.
Tung	1987	Estimated uncertainties for precipitation depths for United States using first-order, second moment methods.



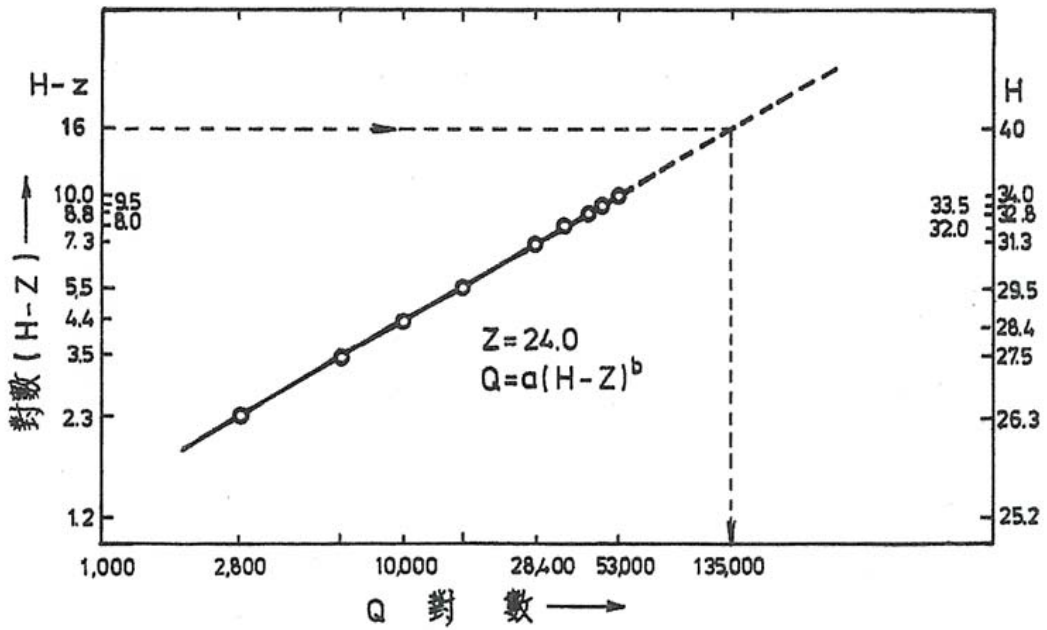


圖 2-1 對數延伸法水位流量率定曲線(王如意與易任，民國 88 年)

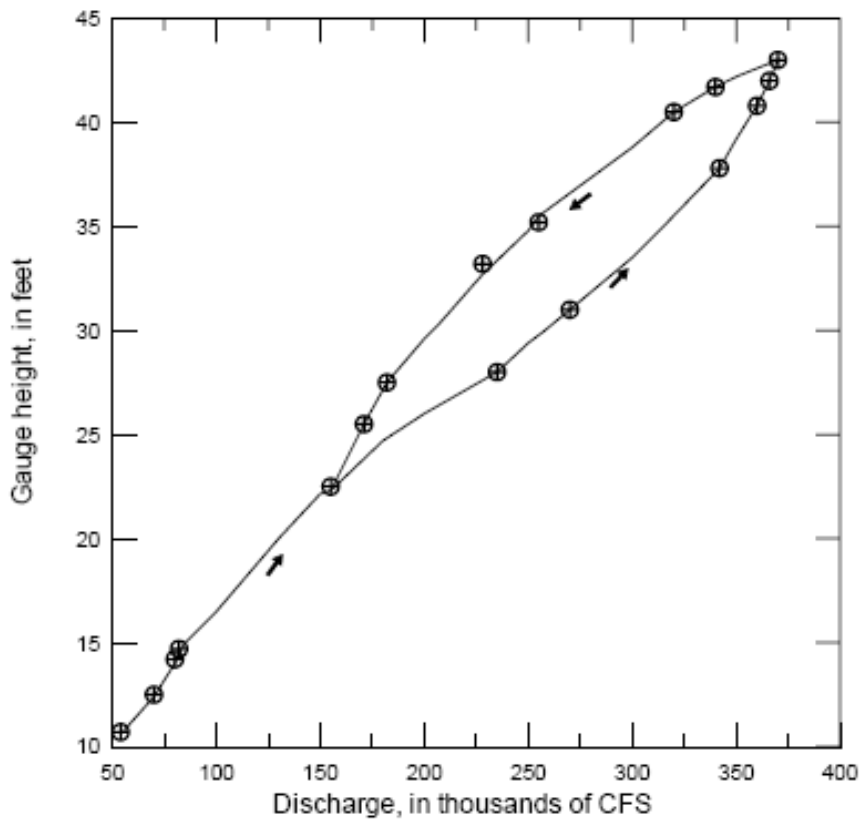


圖 2-2 水位與流量迴圈率定關係(美國俄亥俄河位於 Wheeling, W. Va., 1905 年 3 月間洪水, Rantz et al., 1982b 修正)

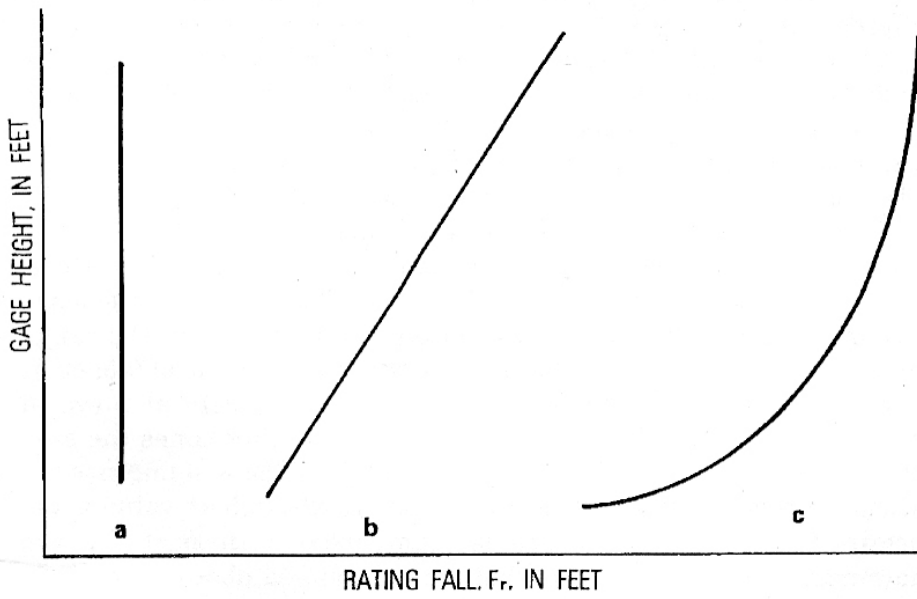


圖 2-3 典型水位落差關係示意圖(USGS, 1982)

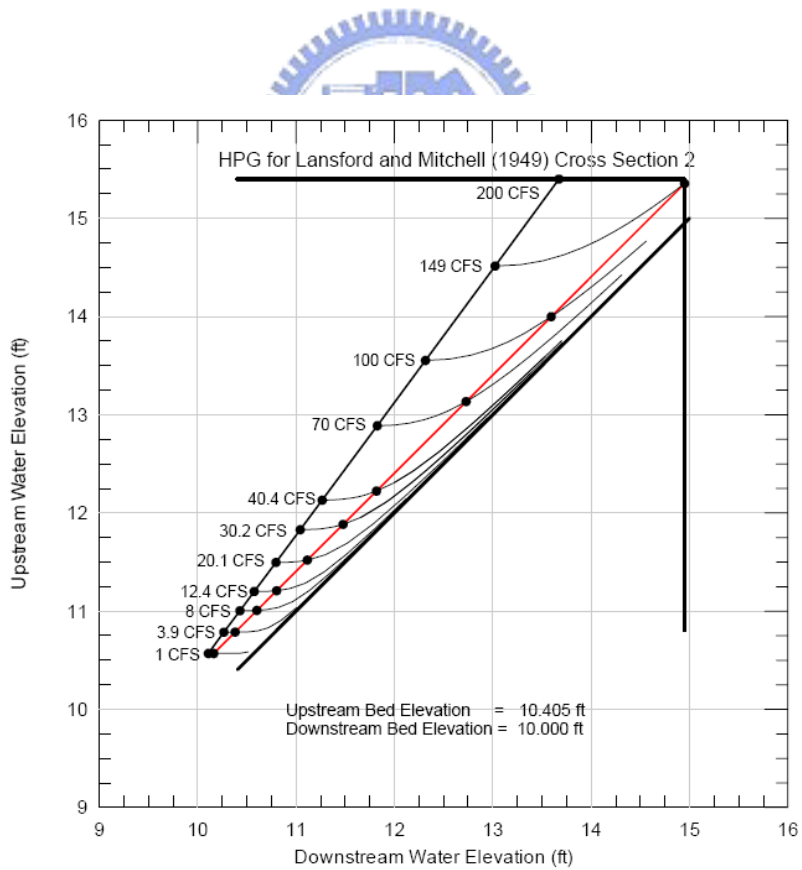


圖 2-4 緩坡渠道之典型水力履性圖(A. R. Schmidt, 2002)

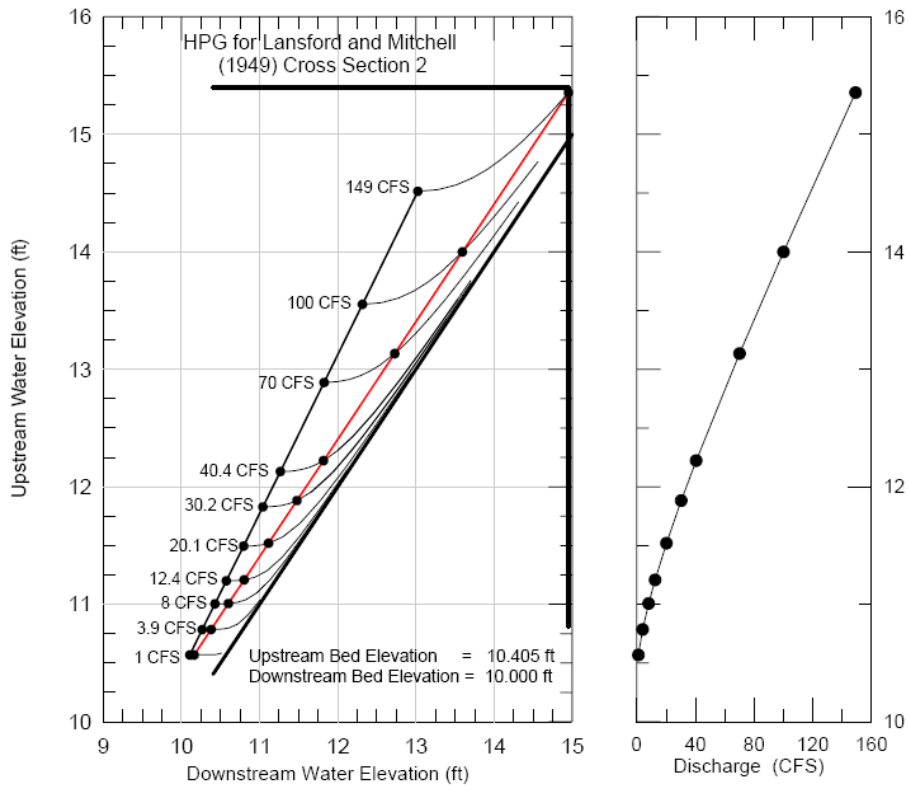


圖 2-5 以水力履性圖為基礎之參考水位流量率定(A. R. Schmidt, 2002)

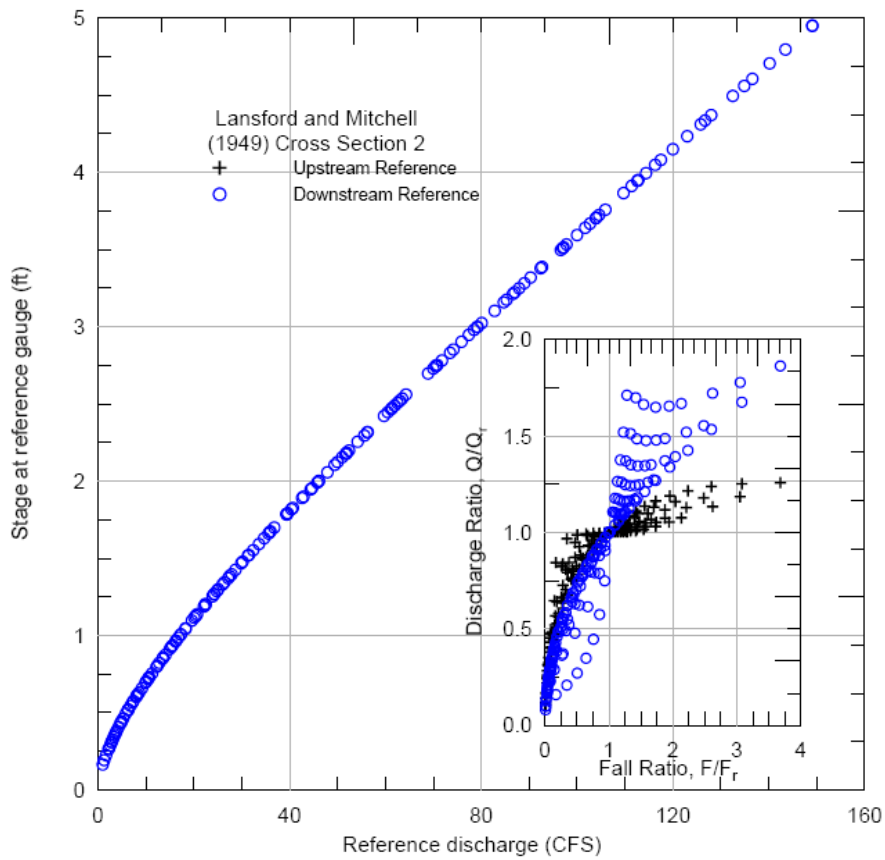


圖 2-6 以水力履性圖為基礎之範例參考水位流量率定及校正曲線(A. R. Schmidt, 2002)

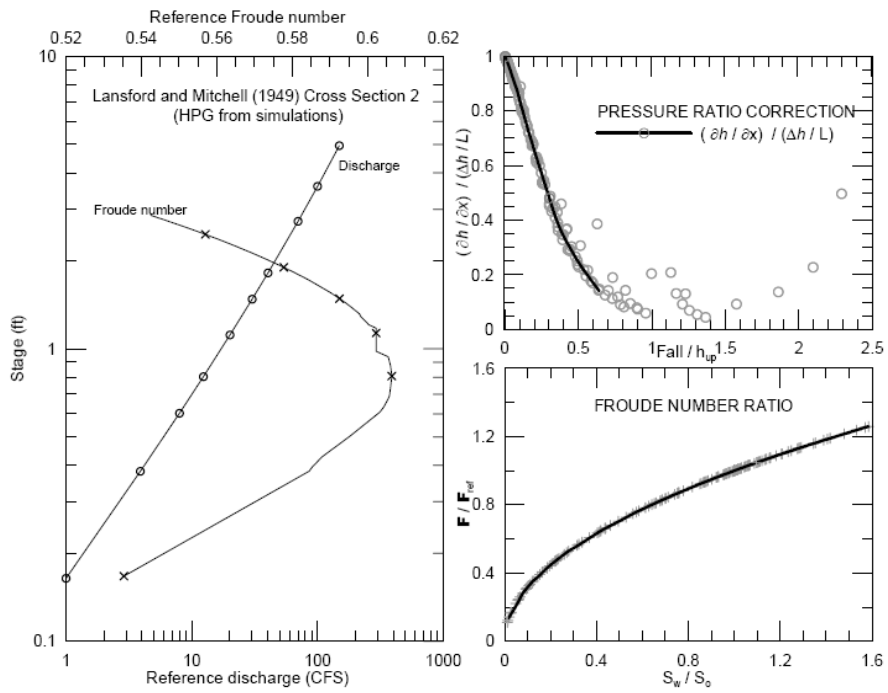


圖 2-7 在 Lansford 與 Mitchell's 水槽研究針對斷面 2 之理論率定成果(A. R. Schmidt, 2002)



第三章 水力履性圖概論

水力履性圖係以步推法或數值模式計算各種不同流量下水位流量站之流量與主輔站水位間關係，涵蓋了該河段各種可能情況之迴水曲線，可作為訂定水位流量率定曲線之工具，本章就水力履性圖相關理論、特性及建立步驟作一概述，相關參數與座標系統亦參採應用如後述。

3.1 定形渠道之水力履性圖

3.1.1 水力履性曲線

天然河道因非定形斷面或迴水影響而形成非均勻流(non-uniform flow)，一維定常非均勻流水深變化可表示如下(Chow, 1959)

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - F_r^2} \quad (3.1)$$

式中， y 為水深； x 為水平方向沿渠道之縱向座標； $S_f = \frac{V^2 n^2}{K_n^2} R^{4/3}$ = 摩擦坡降； V = 斷面平均流速； $K_n = 1$ (單位轉換係數)； $F_r = \frac{V}{\sqrt{gD}}$ = 福祿數； g = 重力加速度； $D = A/T$ = 水力水深； T = 水面寬。

依據Chow (1959) 及Henderson (1966)，在亞臨界流之順坡渠道水面剖線有 M_1 、 M_2 及 S_1 等三種剖線，可由(3.1)式給定起算水深以積分或步推法求得；Bakhmeteff(1932)針對兩湖問題(two lakes problem)提出定形渠道之三種類型輸水曲線(delivery curve)，首先，若上游端水深不變(y_u = 常數)，流量為下游水深之函數，即 $Q = f(y_d)$ ；若下游段水深不變(y_d = 常數)，則 $Q = f(y_u)$ ，其中 y_u 及 y_d 分別為上、下游端之水深。在上游端水深不變之情況下，則下游端可有三種特殊水深：

1. 零流量水深：當上、下游水位相同時，流量等於零，即 $Q = 0$ ， $y_u = y_d = S_0 L$ 。
2. 均勻流(正常流)水深：當 $y_u = y_d = y_n$ = 常數時，流量相當於正常流(Q_n)，此流量可由 $S_f = S_0$ 計算 $Q = Q_n = f(y_u = y_d)$ ，不需迴水演算。
3. 最大流量水深：當下游水深為臨界水深時渠道有最大流量(Q_{max})，即

$Q=Q_{max}=f(y_d=y_c, y_u=\text{常數})$ ，但下游湖面低於臨界水深時，渠道流量不再增加，上游水深則依迴水演算之結果。

上述情況，當流量大於 Q_n 時水面線為 M_2 曲線，流量小於 Q_n 時則為 M_1 曲線。

此外，若渠道輸水量為定值，各流量之迴水關係可以定流量曲線(Q-constant curve)表示，即水力履性曲線(hydraulic performance curve, HPC)(如圖 3-1 及 3-2 所示)，該曲線顯示在某一流量下河段上、下游斷面水深 y_u 與 y_d 或水位 H_u 與 H_d 之間迴水關係，亦即 $y_u=f(y_d, Q=\text{常數})$ 。

緩坡渠道之水力履性曲線 y_u 隨 y_d 遞增(圖 3-1)，曲線左端點乃河段下游具臨界水深， $y_d=y_c(Q)$ ，即圖示與 C_d 線之交會點，任一流量所對應之臨界水深可由下式求得：

$$\frac{A_c^3}{T_c} = \frac{Q^2}{g} \quad (3.2)$$

式中， A_c 及 T_c 為對應於 y_c 之通水面積及水面寬。對應正常水深即 $y_u=y_d=y_n$ ，則如圖示與 N 線交會點；介於 C_d 與 N 兩點之間，其迴水水面線屬 M_2 型；曲線在 N 點之右方時，其水面線屬 M_1 型；當水深 y_u 及 y_d 極大時，該曲線漸近於 45° Z線(零流量線)，亦即 $y_u=y_d-S_oL$ ，表示上、下游水位相同。

同理，陡坡渠道亞臨界流之水力履性曲線亦可給如圖 3-2，該曲線在某一流量 Q 自 C_u 線交點開始，然後趨近於 45° Z線，起點乃上游具臨界水深。

3.1.2 水力履性圖之特性

水力履性圖為各種不同流量之水力履性曲線組合，在緩坡渠道， $y_n > y_c$ ，其水力履性圖(HPG)具有下列特性：

1. 各流量之水力履性曲線不交截，大流量曲線位於小流量曲線之上方。
2. 水力履性曲線群之左界限曲線 C_d (圖 3-1)係下游具臨界水深之各流量點連線，其臨界水深可依式(3.2)求得。
3. 水力履性曲線群隨水深增加以漸進方式向右界限之Z線(零流量線)靠近，即 45° 直線 $y_u=y_d-S_oL$ 。
4. 所有可能之流量，其正常水深資料點連線，以 N 線稱之，具 $y_u=y_d$ 特性，在Z

線左方距離 S_oL 處。

5. N 線將水力履性曲線群區分為兩個區域，在曲線 C 與 N 線間區域，其迴水水面線屬 M_2 型；在 N 線與 Z 線間區域其迴水水面線則屬 M_1 型。

陡坡渠道 S_1 型迴水水面線之水力履性圖 HPG (圖 3-2)則具下列特性：

1. 各流量水力履性曲線不交截，大流量曲線位於小流量曲線之下方。
2. 水力履性曲線群在右界限曲線 C_u (圖 3-2)係上游具臨界水深之各流量資料點連線，其游臨界水深可依式(3.2)求得。
3. S_1 型水力履性曲線群之左界為門檻流量(threshold discharge) Q_s 對應之水力履性曲線，該曲線以 C_u 為起點，隨 y_u 及 y_d 增大以漸進方式靠近 Z 線，此時速度頭可忽略，門檻流量 Q_s 乃渠道具臨界坡度之流量，小於此流量渠道轉為緩坡，此時正常水深與臨界水深相等， $y_c(Q_s)=y_n(Q_s)$ ，或相當於臨界流量等於正常流量， $Q_s=Q_c(y_s)=Q_n(y_s)$ 。 y_s 可由均勻流與臨界流組合公式計算求得

$$\frac{R_s^{4/3} T_s}{A_s} = \frac{gn^2}{K_n^2 S_o} \quad (3.3)$$

亦即，若已知 y_s ，則可由(3.2)式求得 Q_s 。

目前已有多種方法(Bakhmeteff, 1932; Chow, 1959)及數值模式(HEC-RAS, 1998)可用以計算迴水水面線，這些方法或模式可找出給定尾水位之河段水流容量，但過程煩瑣且無法涵蓋所有可能尾水位。水力履性圖則綜合河段所有迴水剖面資訊，應用上可根據上下游水位關係由此圖推得對應之流量，圖 3-1 係利用水力履性圖在不同設計洪水位情形下，決定明渠之水流容量 Q_{nmax} ，以滿足某重現期洪峰流量通過之需求。

3.1.3 水力履性圖建立步驟

緩坡渠道建立水力履性圖(HPG)之步驟如下：

1. 決定渠道兩端水深或水位之上下限範圍。
2. 繪出上、下游水位相等之 Z 線，即 $y_d=y_u+S_oL$ 。
3. 繪出 $45^\circ N$ 線， $y_d=y_u$ ，此線距 Z 線左方 S_oL 處。
4. 擇定一流量 Q ，計算其正常水深 $y_n=y_u=y_d$ ，並點繪此點於 N 線上。

5. 同步驟 4 之流量 Q ，(a)利用式(3.2)計算下游之臨界水深 y_c ；(b)以 Q 與 y_c 值作迴水演算求上游水深 y_u ；(c)將此組 (y_u, y_d, Q) 值點繪於 HPG ，作為原曲線 C 之一點並為流量 Q 水力履性曲線之起點。
6. 同步驟 4 之流量 Q ，選擇一可行之下游水深 y_d ，並進行迴水演算求得上游水深 y_u ，這組 (y_d, y_u) 構成流量 Q 水力履性曲線之一點。
7. 重複步驟 6，選定新的 y_d 值，並求 y_u ，直至取得足夠之 (y_d, y_u) 數據點，以繪出流量 Q 之水力履性曲線，此曲線起自曲線 C ，跨過 N 線，當 y_u 及 y_d 趨大時，漸近於 Z 線。
8. 選定各種不同之流量，重複步驟 4 至 7，以建立不同流量之水力履性曲線。
9. 連接各流量之臨界水深點(步驟 5)，即得曲線 C 。

陡坡渠道 S_1 水面線之水力履性圖 HPG 之建立步驟如下：

1. 決定渠道兩端水深或水位之上下限範圍。
2. 繪出上、下游水位相等之 Z 線， $y_d=y_u+S_oL$ 。
3. 利用式(3.3)計算渠道仍為陡坡(相當於最小流量 Q_s)之水深，再依此水深利用式(3.2)計算陡坡最小流量 Q_s 。
4. 擇定一 $Q \geq Q_s$ ，(a)利用式(3.2)計算上游之臨界水深 y_c ；(b)以 Q 與 y_c 值作迴水演算求下游水深 y_d ；(c)將此組 $(y_d, y_u=y_c, Q)$ 數據點繪於 HPG ，作為曲線 C_u 之一點，並為流量 Q 水力履性曲線之起點。
5. 同步驟 4 之流量 Q ，選擇一可行之下游水深 y_d (需大於 C_u 之 y_d)，並進行迴水演算求得 y_u ，這組 (y_d, y_u) 構成流量 Q 水力履性曲線之一點。
6. 重複步驟 5，選定新的 y_d 值，並求 y_u ，直至取得足夠之 (y_d, y_u) 數據點，以繪出流量 Q 之水力履性曲線，此曲線起自曲線 C_u ，隨 y_u 與 y_d 之增大而漸近於 Z 線。
7. 選定另一流量 $Q > Q_s$ ，重複步驟 4 至 6，以建立此一流量之水力履性曲線。選定其他可行之流量，重複本步驟，以建立各種不同流量之水力履性曲線。
8. 連接各流量之臨界水深 C_u 點(步驟 4)，即得曲線 C_u 。

3.2 天然河道之水力履性圖

依據 Yen & Gonzalez 定形河槽之水力履性圖建立步驟， N 線代表水文站河段正常流況之上下游水深關係，具唯一性，因此，由 N 與各水力履性曲線交會各點，訂出正常流(Normal flow)之率定曲線，即可求得該水位站斷面定值率定落差之理論率定曲線。吳等(2003)將水力履性圖應用於天然河川中發現，能量損失水頭除考慮摩擦損失外，因斷面幾何變化導致之水頭損失及因迴水降低之速度水頭均不可忽略，故 N 線將視幾何條件變化而異，並非平行 Z 線。

天然河道之水力履性圖，係以河段近似正常流概念，水位站主站為上游邊界，於輔站給定下游水位邊界，即以能量坡降平行平均底床坡降進行迴水演算求得 y_n ，可定出 N 線，再由 N 線水力履性曲線交會點對應之上游水位及流量資料，可建立理論率定曲線。本研究採用美國工兵團所發展以標準步推法求解水流能量方程式之一維水理模式 *HEC-RAS 3.1* 版進行水理演算。參照定形河槽方法，根據河道現況，以各類構造物為邊界，將研究河段區分為若干河段，分別推求各段之水力履性圖，其迴水演算所需注意事項如下：

1. 一般河段：根據有實測斷面資料決定上下游範圍，作迴水演算即可建立水力履性圖。
2. 固定堰或潛堰河段：以潛堰為下游邊界，以潛堰或固定堰開始浸沒時為起點，推求各流量水面剖線，即可建立水力履性圖。

橋樑段：國內水文站多位於橋樑下游面，水流受水流分離影響水位波動較大，且不全代表主流水理狀況，理論率定曲線須作校正。若採一般斷面平均模式計算，無法反應受橋墩影響之局部流況，為檢討本研究採用 *HEC-RAS 3.1* 版一維模式之適用性，本文則以 Yarnell(1934)橋墩試驗資料檢定，由圖 3-3 可看出 *HEC-RAS* 模擬結果對於橋墩上下游水位變化與試驗值相當接近，能適度反應橋墩對流場之影響，但局部水位變化則無法反應，顯示一維模式仍不足以反應流況變化較劇之橋墩區，致觀測水位與推求之理論率定曲線仍有偏離之情形。對於複雜

流況，則須以水深平均二維或三維模式進行計算，以檢核校正理論率定曲線，以提供水位站後續實際應用之準確性。



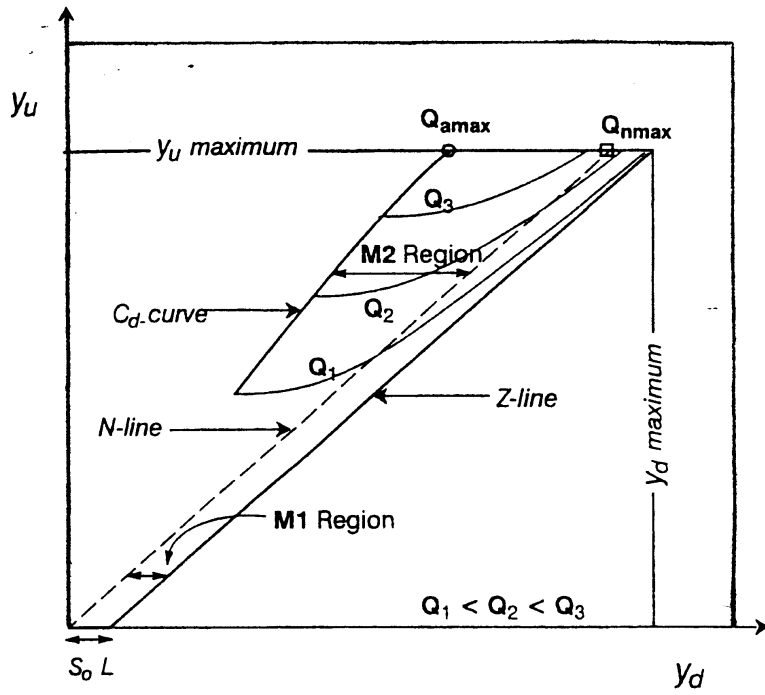


圖 3-1 緩坡明渠河段水力履性圖(Yen and Gonzalez, 1995)

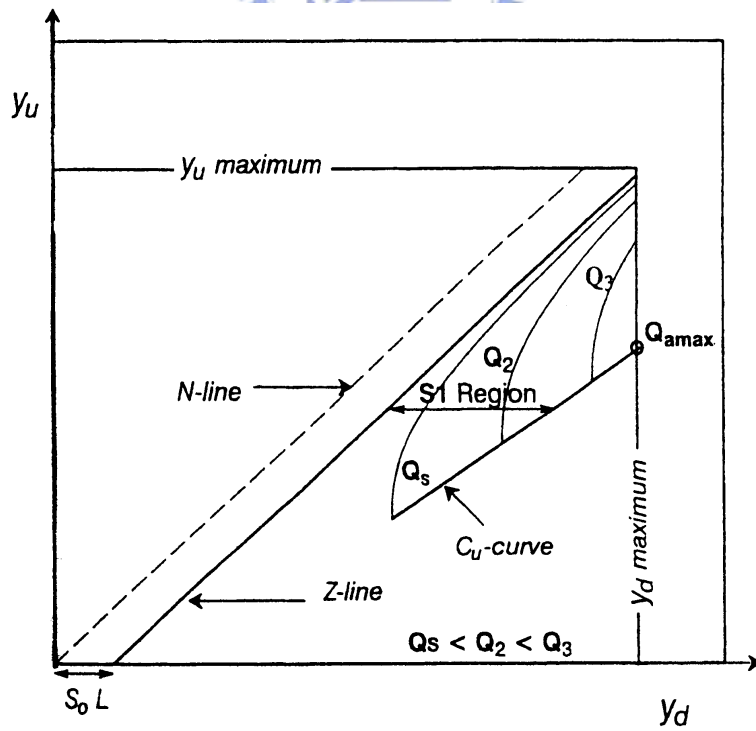


圖 3-2 陡坡明渠河段水力履性圖(Yen and Gonzalez, 1995)

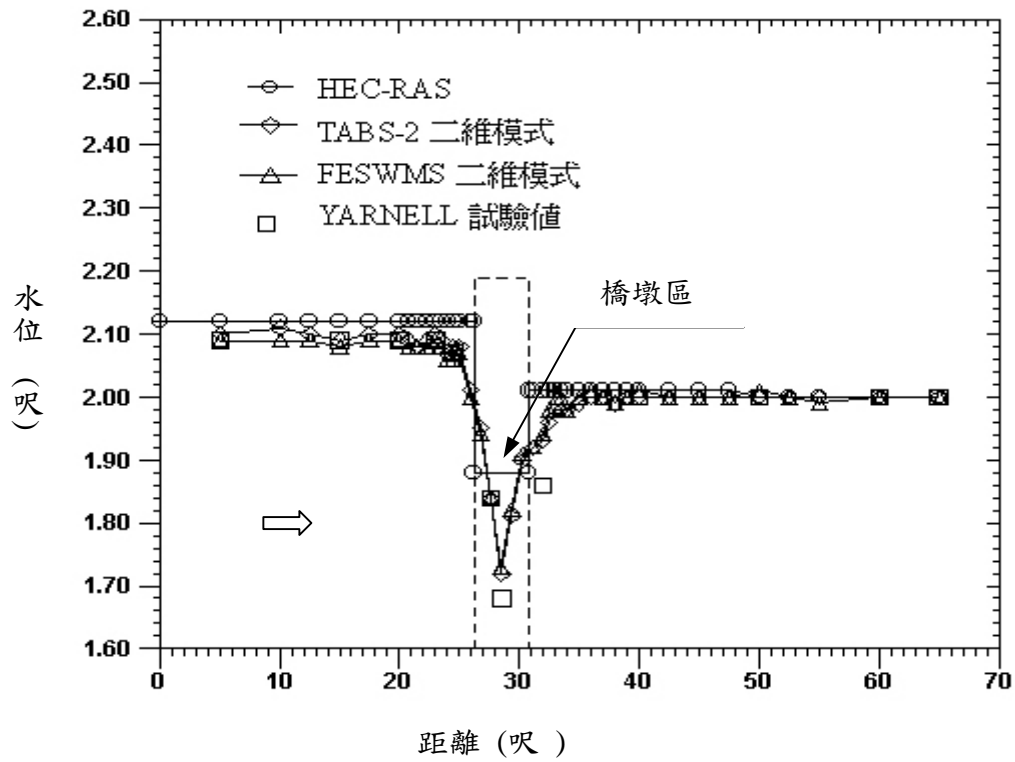


圖 3-3 流經橋墩流場之局部水位變化模擬比較

第四章 流量率定解析方法

本研究提出之解析方法係參考第二章所述前人水位流量率定關係理論及率定方法，以非慣性波模式(即(2.7)式)及河段近似正常流之參考流量推導水位落差流量函數關係式，利用明渠水力履性圖概念推求理論率定曲線，配合水力履性圖建立水位—流量資料庫，並應用 USGS 水位—落差—流量率定程序，期由其完整資料檢定實際水位、落差、流量函數關係，補強傳統複雜的經驗地近似方法之不足。應用本方法之河段須設有主要及輔助水位站，通常兩站間不能有側入流且須避開彎道及沖淤嚴重河段，有關水位落差流量率定解析方法之理論推導與檢定程序分別說明如下：

4.1 水位落差流量關係式

天然河川受斷面變化、跨河構造物或迴水影響，水頭損失或速度頭變化不可忽略時，若不考慮慣性項，則河道瞬時流量可由下式反映真實水面坡降之改變

$$Q = Q_s \left[1 - \frac{1}{S_0} \frac{\partial y}{\partial x} \right]^{1/2} = K S_f^d \quad (4.1)$$

其中， $Q_s = \frac{1}{n} A R^{2/3} S_0^{1/2}$ ，為未受迴水影響之定常均勻流量。 d 值理論值為 0.5， S_f 則可表示為

$$S_f = \frac{F + k \left(\alpha_u \frac{V_u^2}{2g} - \alpha_d \frac{V_d^2}{2g} \right) + h_e}{L} = \frac{(1 + c_v + c_e) F}{L} \quad (4.2)$$

其中， y 為水深； x 為水平方向沿渠道之縱向座標； F 為水位落差； L 為主要水位站與輔助水位站間之距離，其距離以維持水位站間落差值不小於 0.15m (0.5ft)為宜 (USGS, 1982)； h_e 為渠道中局部突擴或突縮、橋墩束縮及洪水平原等作用所造成

之能量水頭損失； $h_v = c_v F = k(\alpha_u \frac{V_u^2}{2g} - \alpha_d \frac{V_d^2}{2g})$ 為上下游斷面速度水頭差， k 為斷面突擴或突縮能量損失係數， α 為斷面非均勻速度分布之速度水頭係數， u 、 d 註標分別表河段上下游斷面，上游為主要水位站，下游為輔助水位站。其中 c_v 與 c_e 分別代表速度水頭差與能量水頭損失對水位落差之比值係數，由於其值在洪水漲退水情況有不同趨向反應，因此本研究建議分析時針對迴水(Backwater)情況及跌水(Free fall)情況作分開處理，並於研究中加以討論。在均勻定形渠道中兩項水頭損失可忽略不計，即 $S_f = F/L$ 。傳統渠流洪水流量計算方法坡度面積法即以等速渠流公式計算近似流量開始，再依據上下游(主輔站)水位計算斷面之速度水頭，再計算水面落差與速度水頭差總和 $h_f = F + k(\alpha_u \frac{V_u^2}{2g} - \alpha_d \frac{V_d^2}{2g})$ 之能量坡降進而計算近似流量，再重複計算步驟直至假定之流量與計算所得之流量相等為止，其方法應用有其限制(適用於規則斷面河道，且無法考量渠道中局部突擴或突縮、橋墩束縮及洪水平原等作用所造成之能量水頭損失)且必須透過繁複的(需要針對每 1 組上下游水位重複計算)計算過程，故在應用上不如 USGS 水位落差流量率定方法來得方便及適用度與可靠度高。

由於天然河道中難以存在穩定均勻流，本研究根據(4.2)式將水位站完整的水位落差流量函數關係式(2.3)式簡化為(2.7)式，而表示成以下之指數函數關係

$$\frac{Q_m}{Q_r} = \left(\frac{1 + c_{vm} + c_{em}}{1 + c_{vr} + c_{er}} \right)^d \left(\frac{F_m}{F_r} \right)^d = c \left(\frac{F_m}{F_r} \right)^d \quad (4.3)$$

其中 c 為修正係數， d 為指數係數，而以未受輔助水位站下游迴水影響之河段近似正常流來處理參考的水位流量關係。(4.3)式中，理論值 $c = 1.0$ ； $d = 0.5$ ，即渠道水流趨近於穩定均勻流。

4.2 解析方法之率定程序

本研究以河段近似正常流概念處理(4.3)式之參考水位流量關係，並利用天然河道水力履性圖(HPG)之 N -line 線建立參考之率定落差與水位關係及理論率定

曲線。由於水力履性圖綜合河段所有上下游水位流量可能迴水情形之特性，以往水位站製作流量率定曲線所需量測資料即可由水力履性圖產生，由水力履性圖(HPG)之*N-line*線建立理論率定曲線，經由水力履性圖產生之資料即可參照USGS之水位流量率定程序，製作水位對率定落差(F_r)、水位對率定流量(Q_r)及量測流量與率定流量比值 Q_m / Q_r 對量測落差與率定落差比值 F_m / F_r 等關係圖，並以數值迴歸分析方法檢定(4.3)式之水位站水位—落差—流量關係。為後續探討解析方法與傳統方法之差異比較及應用之可行性，本研究將以梯形、複式斷面定形渠道及複式斷面非定形渠道等三種型式加以說明。

假設河段長 1000 公尺，底床坡降定為 0.0003，渠道曼寧粗糙係數為 0.035，通水斷面積相近之設計斷面相關參數詳如表 4-1。其流量率定方法之推導程序如圖 4-1，並說明如下：

1. 以主要水位站及輔助水位站分別為河段上、下游邊界斷面繪製水力履性圖(如圖 4-2(a)、4-3(a)及 4-4(a)所示)。
2. 以流量為橫座標、水位為縱座標，將組成 *N* 線各點之流量與主站水位點繪於圖上，即可得主要水位站理論率定曲線(如圖 4-2(g)、4-3(g)及 4-4(h)所示)。
3. 以水位落差為橫座標、水位為縱座標，將組成*N*線各點之主站水位及主輔站間水位落差點繪於圖上，即可得水位站水位與率定落差 (F_r) 關係，其中定形渠道為定值率定落差(即 F_r =定值)，非定形渠道之率定落差則為水位函數(如圖 4-4(b)所示)。
4. 對任意已知水位，由率定曲線得到對應之理論流量 Q_r 及理論落差 F_r 為參考值，復由HPG得量測流量 Q_m 及量測落差 F_m ，該量測資料包含M₁與M₂曲線之水理狀況。
5. 將上述資料，點繪於以 F_m / F_r 為橫座標、 Q_m / Q_r 為縱座標之圖上，並採(4-3)式之型式以數值迴歸分析方法，推求水位站流量比與落差比之指數函數關係(如圖 4-2(b)、4-3(b)及 4-4(c)所示)。
6. 將步驟 5 之資料點以迴水(M₁)及跌水(M₂)情況區分，各自分析其流量與落差之

關係，可分別求得其主要水位站流量與落差關係曲線(如圖 4-2(d)、4-3(d)與 4-4(e)及圖 4-2(e)、4-3(e)與 4-4(f)所示)。

7. 將步驟 4 之量測流量 Q_m 及其對應水位點繪於圖上可得流量水位關係，並以迴水與跌水條件區分，將量測流量 Q_m 以步驟 6 之關係曲線 $Q_r = Q_m / (c(F_m / F_r)^d)$ 計算校正流量 Q'_r ，接著，以校正流量 Q'_r 檢定理論率定曲線 Q_r (步驟)之適合度(goodness-of-fit)(如圖 4-2(g)、4-3(g)及 4-4(h)所示)。

4.3 解析方法與經驗方法之比較

本研究以水力履性圖(HPG)衍生之資料涵蓋所有可能迴水情形增加資料完整性，並考慮非定形渠道速度水頭差與能量水頭損失，依據非慣性波模式之指數函數關係(4.3)式，以數值迴歸分析方法直接推求得水位—落差—流量之率定關係，改善傳統方法在水位流量關係與率定曲線之不足。

本節藉由梯形、複式斷面定形渠槽及複式斷面非定形渠槽（河道相關各項參數如表 4-1 所示）檢定分析比較兩者之差異，其水力履性圖推求分析理論率定曲線及水位、落差與流量關係之檢定成果分別如表 4-2 及圖 4-2~4 所示。以定形之複式斷面渠道為例，落差為定值，圖 4-3(b)為以本研究所提出方法所推求流量與落差關係式， c 為 0.9547， d 為 0.4249；採用 USGS 傳統(試誤法)方法時，則分別繪製 $d=0.3$ 及 $d=0.4$ 關係線，推得較符合之 USGS 流量與落差關係式， d 值約為 0.4。以非定形之複式斷面非均勻渠道為例，落差為水位函數，圖 4-4(c)為以本研究所提出方法所推求流量與落差關係式， c 為 0.9822， d 為 0.4224；採用 USGS 傳統(試誤法)方法時，則分別繪製 $d=0.3$ 、 $d=0.4$ 及 $d=0.5$ 關係線，推得較符合之 USGS 流量與落差關係式， d 值約為 0.4。分析結果顯示符合水位落差流量關係之(4-3)式指數函數關係，其中各不同渠道之 c 修正係數、 d 指數係數如表 4-2 所列，與 USGS 傳統坡度參數之流量率定方法所建立之純指數關係如圖 4-2(b)、4-3(b)及 4-4(c)所示（如虛線部分）比較，(4-3)式結果較佳且過程更為便捷。

若將迴水及跌水情況分開考慮如圖 4-2(d)~4-2(e)、4-3(d)~4-3(e)、4-4(e)~

4-4(f)及表 4-2 所示，並與迴水、跌水混合分析比較（如圖 4-2(c)、4-3(c)、4-4(d) 所示），虛線部分為以 USGS 傳統坡度參數之流量率定關係並以直接迴歸方式所推求之結果。以定形之複式斷面渠道為例，落差為定值，圖 4-3(c)為以本研究所推求流量與落差關係式，混合情況 c 為 0.9547， d 為 0.4249；迴水情況 c 為 0.9962， d 為 0.4466；跌水情況 c 為 1.0128， d 為 0.2808，而推得 USGS 流量與落差關係式， d 值約為 0.4400；以非定形之複式斷面非均勻渠道為例，落差為水位函數，圖 4-4(d) 為以本研究所推求流量與落差關係式，混合情況 c 為 0.9822， d 為 0.4224；迴水情況 c 為 1.0054， d 為 0.4380；跌水情況 c 為 1.0042， d 為 0.3109，而 USGS 流量與落差關係式， d 值約為 0.4313。顯示迴水、跌水情況分開考慮有較佳之關聯性，迴水情況下符合理論 d 值為自 0.6 至 0.4 變化，自由跌水情況則有較低的關係指數（小於 0.4）。再以流量與落差關係式將水位流量資料點之流量值加以校正，以比較同一水位之理論水位流曲線上流量值之符合度，其中以非定形之複式斷面非均勻渠道為例，混合情況本研究關係式 $S_x = 0.095$ ；USGS 關係式 $S_x = 0.099$ ，而本研究建議分開處理迴水與跌水情況關係式 $S_x = 0.081$ ，綜合表 4-3 及圖 4-2(f)~4-2(g)、4-3(f)~4-3(g)及 4-4(g)~4-4(h) 之校正結果顯示，本研究之解析方法能更精確地率定水位流量關係。

表 4-1 研究渠道採用各項參數

渠道型態	幾何參數								水理參數		備註
	上游斷面			下游斷面			斷面積 m ²	渠道長 m	n	S	
	寬度 m	深度 m	底床高 m	寬度 m	深度 m	底床高 m					
梯形斷面	450 (350)	5	0.3	450 (350)	5	0.0	2000	1000	0.035	0.0003	() 代表 底部寬
複式斷面	600 (200)	5 (2.5)	0.3	600 (200)	5 (2.5)	0.0	2000	1000	0.035	0.0003	() 代表 洪水平原
非均勻渠道	700 (300)	5 (2.5)	0.3	500 (100)	5 (2.5)	0.0	2000	1000	0.035	0.0003	() 代表 洪水平原

表 4-2 不同參數情況下渠道之水位落差流量研究成果比較

渠道型態	迴水		跌水		混合		水位與落 差關係	通水容量 (cms)	相關係數 R^2
	c	d	c	d	c	d			
梯形斷面	1.0128	0.4744	1.0098	0.3338	0.9694	0.4524	定值	2760	0.9878
複式斷面	0.9962	0.4466	1.0128	0.2808	0.9547	0.4249	定值	2330	0.9864
非均勻渠道	1.0054	0.4380	1.0042	0.3109	0.9822	0.4224	水位函數	2522	0.9836

表 4-3 不同水流條件下渠道之迴歸係數 c & d' 值及應用成果統計參數比較

(a) 梯形斷面

水流條件	c	d'	R^2	S_x
迴水(本研究率定關係)	1.0128	0.4744	0.9861	0.094
跌水(本研究率定關係)	1.0098	0.3338	0.9808	
混合(本研究率定關係)	0.9694	0.4524	0.9878	0.103
混合(USGS 率定關係)	1.0000	0.4613	0.9894	0.123

(b) 複式斷面

水流條件	c	d'	R^2	S_x
迴水(本研究率定關係)	0.9962	0.4466	0.9866	0.067
跌水(本研究率定關係)	1.0128	0.2808	0.9605	
混合(本研究率定關係)	0.9547	0.4249	0.9864	0.094
混合(USGS 率定關係)	1.0000	0.4400	0.9882	0.097

(c) 非均勻渠道

水流條件	c	d'	R^2	S_x
迴水(本研究率定關係)	1.0054	0.4380	0.9805	0.081
跌水(本研究率定關係)	1.0042	0.3109	0.9667	
混合(本研究率定關係)	0.9822	0.4224	0.9836	0.095
混合(USGS 率定關係)	1.0000	0.4313	0.9901	0.099

備註： R^2 代表相關係數(correlation coefficient)； S_x 標準偏差(standard error)

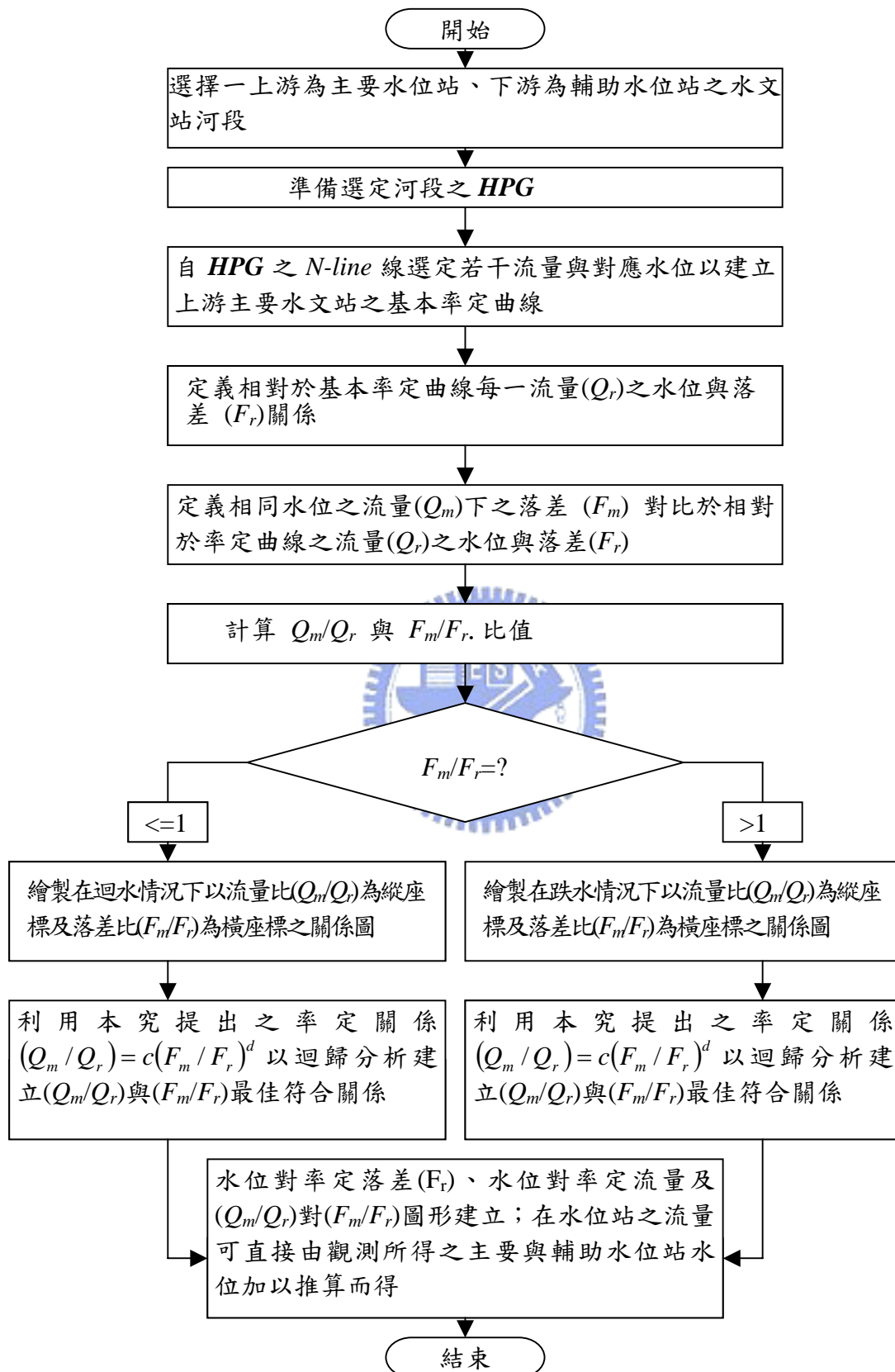
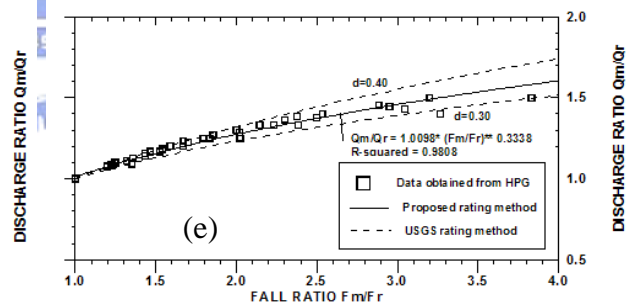
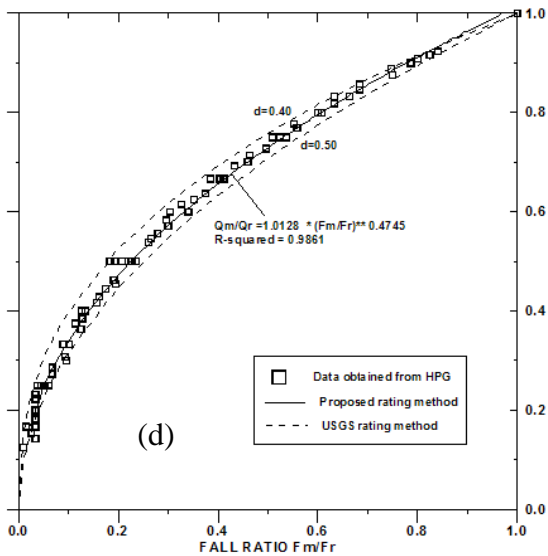
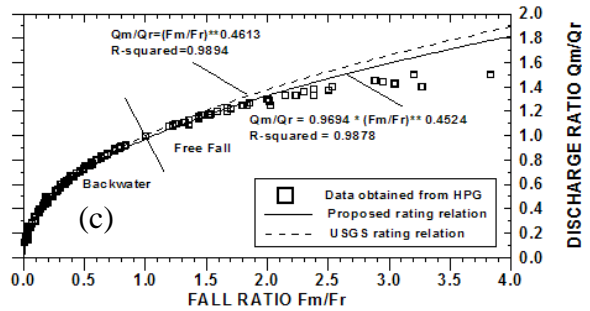
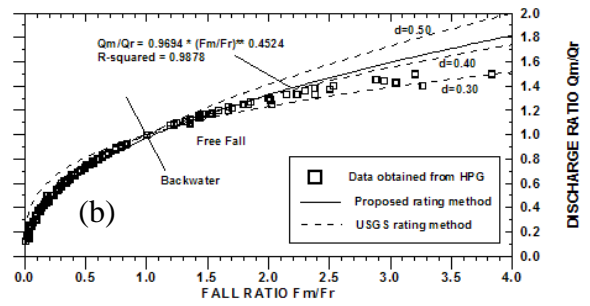
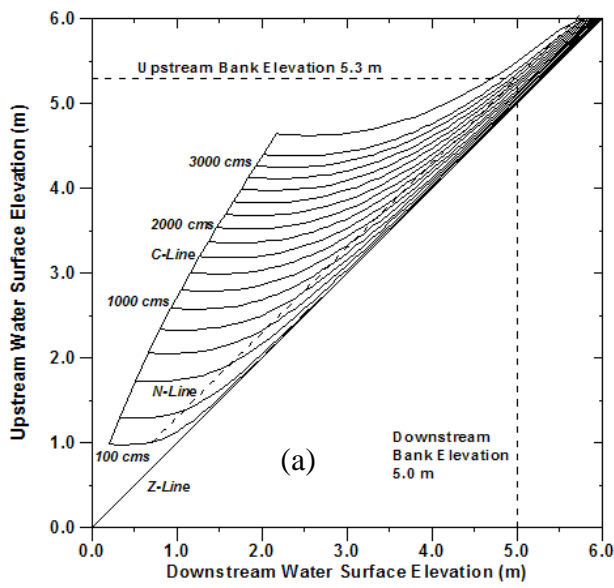


圖 4-1 解析率定方法之推導程序



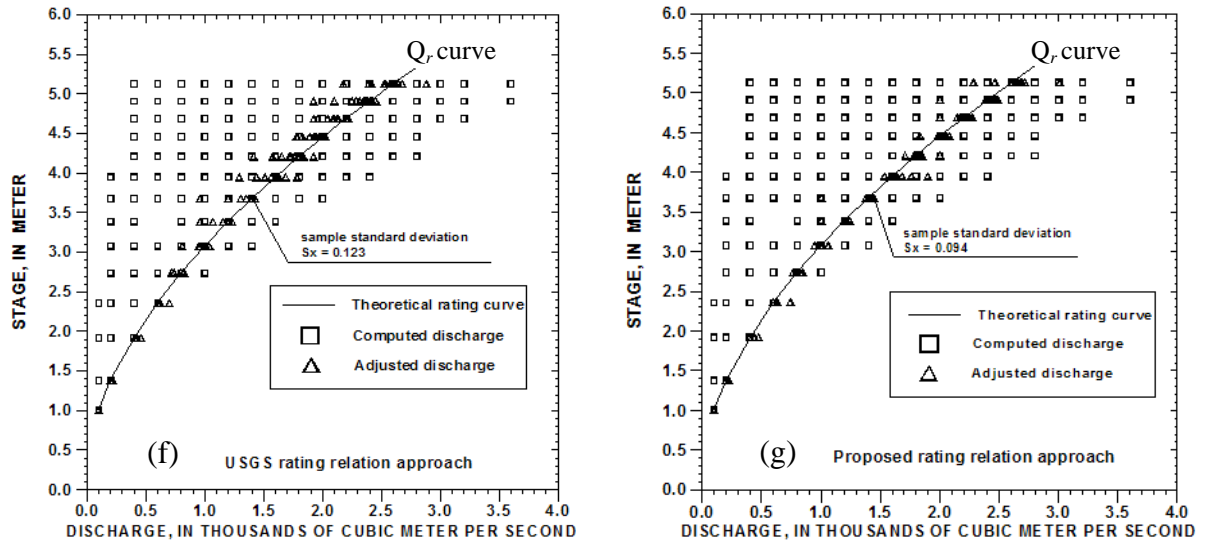
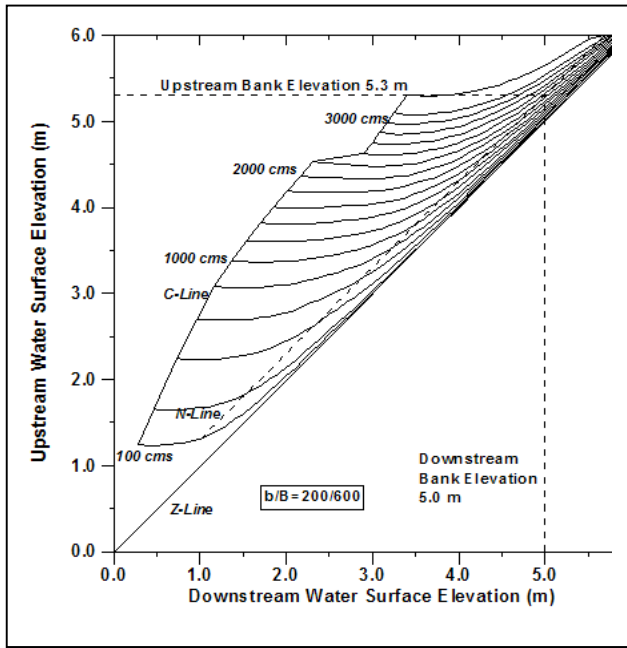
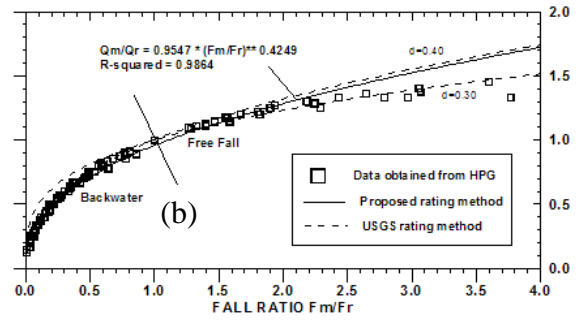


圖 4-2 梯形斷面(a)河段水力履性圖 (b)水位站流量與落差關係曲線 (c)水位站流量與落差關係曲線 (d)迴水情況流量與落差關係曲線 (e)跌水情況流量與落差關係曲線 (f)水位與流量曲線與USGS 率定關係校正流量比較 (g)水位流量曲線與本研究率定關係校正站流量比較

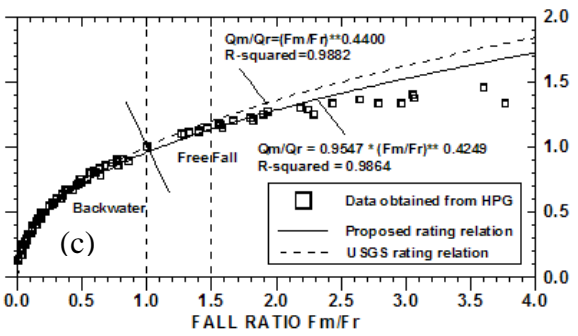




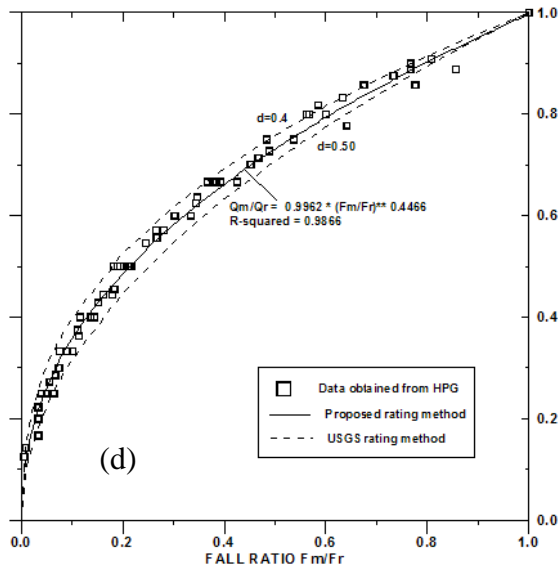
(a)



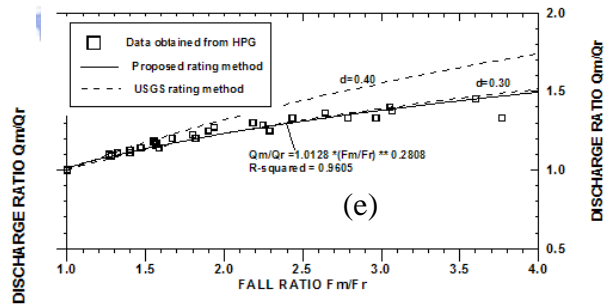
(b)



(c)



(d)



(e)

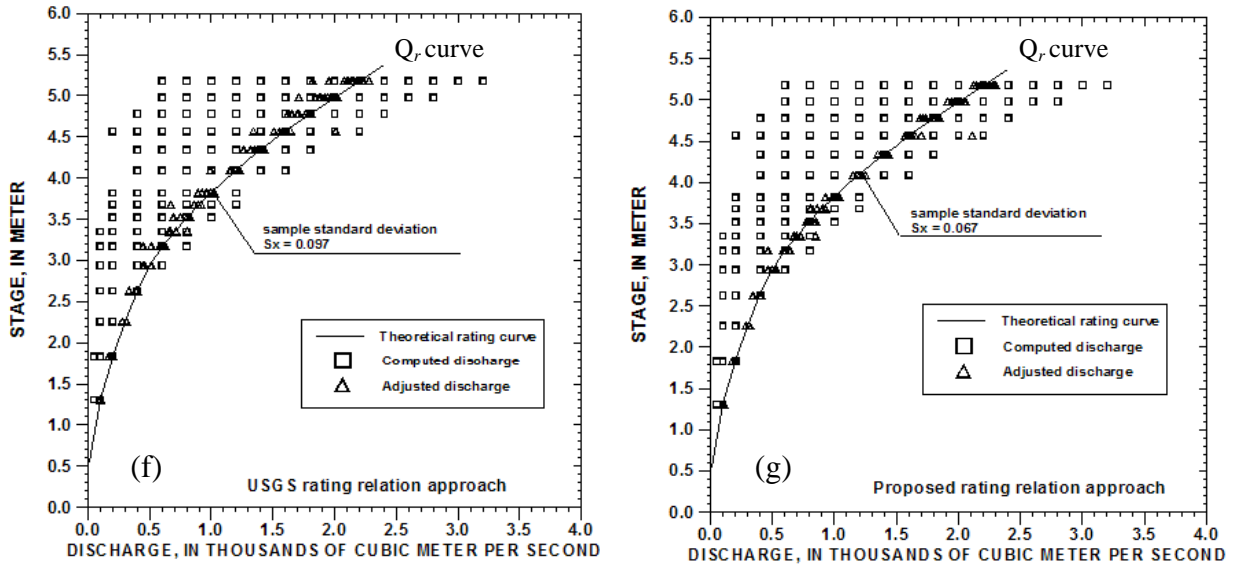
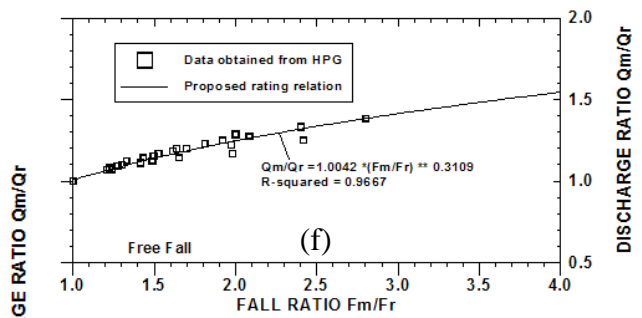
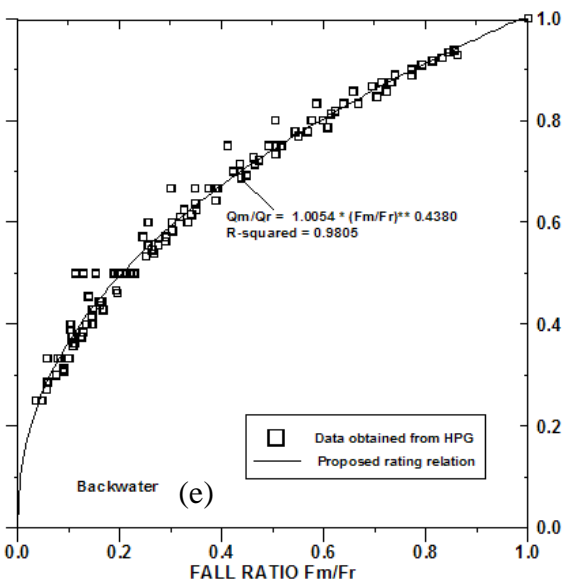
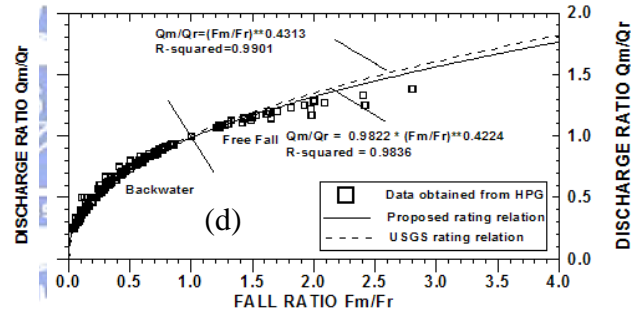
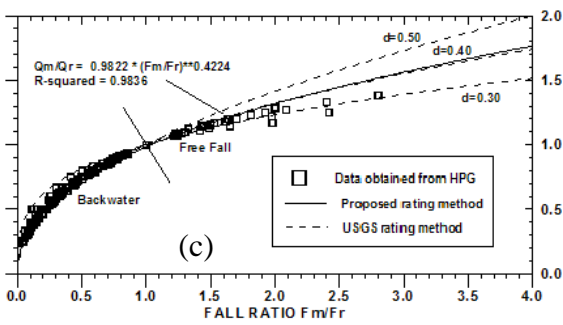
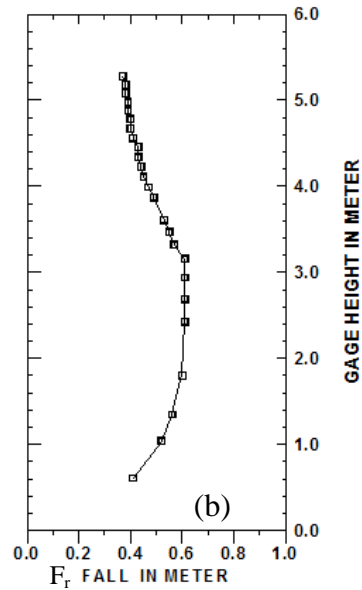
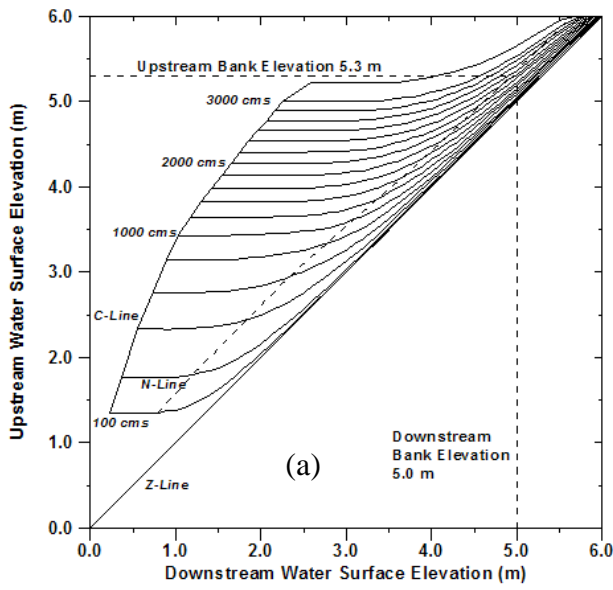


圖 4-3 複式斷面(a)河段水力履性圖 (b)水位站流量與落差關係曲線(c)水位站流量與落差關係曲線(d)迴水情況流量與落差關係曲線 (e)跌水情況流量與落差關係曲線 (f)水位流量曲線與 USGS 率定關係校正流量比較 (g)水位流量曲線與本研究率定關係校正流量比較





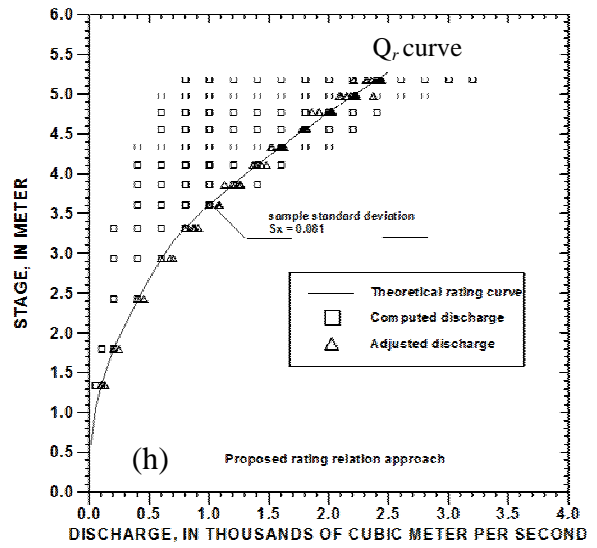
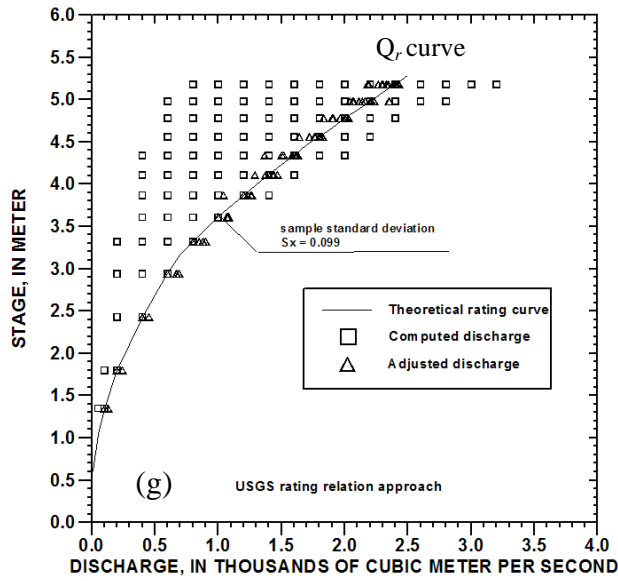


圖 4-4 複式斷面非均勻渠道(a)河段水力履性圖 (b)水位站水位與落差關係 (c)水位站流量與落差關係曲線 (d)水位站流量與落差關係曲線(e)迴水情況流量與落差關係曲線 (f)跌水情況流量與落差關係曲線 (g)水位流量曲線與 USGS 率定關係校正流量比較 (h)水位流量曲線與本研究率定關係校正流量比較



第五章 解析方法參數影響分析

就本研究而言，其所需分析的關係與過程為非線性與高度複雜，如河床粗糙係數、底床坡降、床質級配、底床沖淤、河道形狀、河床型態、植生狀態、流路變遷、潮汐及水工構造物等參數與影響因素都須配合實測資料加以綜合分析，通常予以簡化分析之率定關係再額外的考量與修正。在任何已知流量下水位站水位與坡降同樣地為變異的。如前所討論於理論地考量上述的變異情況，顯示流量乃相關於水位與坡降。因為固定兩點間的坡降為由其間落差加以測定，所以流量表示成水位與落差的函數較為方便。由水力學理論分析，河道斷面地形、河道形狀、底床高程變化（底床坡度）、曼寧糙率係數等為造成水位-落差-流量關係的變化之主要參數，因此在實際應用推求天然河道各河段之水力履性圖與水位落差流量關係推估流量之前，本研究首將針對上述各項影響參數加以分析探討。

5.1 斷面幾何參數之影響

對於單一河槽，水力履性圖(*HPG*)根據河道斷面地形、河道形狀、底床高程變化（底床坡度）、曼寧糙率係數等參數藉助迴水計算即可推求而得，其中定形河槽正常流之上下游水位關係曲線通常為直線（*N-line*， $y_d=y_u-S_0L$ ），且平行*Z-line*。本研究根據已提出應用於天然河段之水力履性圖建立步驟，即依據河道現況，以各類構造物為邊界，取適當距離以上游主要水位站，下游輔助水位站為邊界之研究河段，推求包含水位流量站斷面河段之水力履性圖，河段近似正常流上下游水位關係曲線（*N-line*）則定義為於各流量下以下游輔助水位站邊界條件為能量坡降平行於平均底床坡降之迴水計算成果，再由此線相交於各流量之水力履性曲線（*HPC*）所對應之上游斷面水位、落差與流量資料，即可求得主要水位站之率定落差與水位關係及理論率定曲線。本節即以此理論基礎分別探討河槽渠道斷面形狀之影響，包括三角形、矩形、梯形斷面定形渠道，再進一步探討不同寬深比複式斷面之定形渠道及非均勻斷面非定形渠道之影響，以瞭解斷面幾何參數與水力履性圖關係之特性。同時，水力履性圖一般應用上配合河段上下游斷面

即主輔水位站實測水位，則可由此圖推得對應之通過河段流量。再由 N 線相交於各流量之水力履性曲線點，為所對應之主要水位站水位與流量，即可求得該水位站之理論率定曲線，如水文站受迴水影響相當小可忽略不計，則可代表該水文站之率定曲線。本研究以幾種類型之渠道分別探討斷面幾何參數之影響：

1. 矩形斷面
2. 梯形斷面
3. 複式斷面
4. 不規則渠道

本研究根據前述理論與方法，取 1000 公尺長之研究渠道，並為比較方便則採用斷面積（2000 平方公尺）相同之各類型渠道為設計斷面，底床坡度定為 0.0003，渠道曼寧粗糙係數為 0.035，推求包含水位流量站斷面河段之水力履性圖，再以明渠水力履性圖綜合計算表示各種可能迴水情形之特性，以其計算成果加以整理分析，嘗試以 USGS 傳統坡度參數之流量率定方法建立相同之水位—落差—流量關係曲線，以驗證本研究方法之可行性與可靠度。

1. 矩形斷面

矩形斷面採用河寬為 400 公尺，渠道深度為 5 公尺，主要水位站位於上游，底床高程為 0.30 公尺，兩岸高程為 5.30 公尺，輔助水位站位於下游，底床高程為 0.0 公尺，兩岸高程為 5.0 公尺。以下游輔助水位站為邊界，以臨界水深為起算條件，分別計算各流量（100 cms 至 3,600 cms）不同流況條件之水面線變化。再依前述研究成果之方法與步驟，以輔助水文站為下游邊界條件，並令該斷面之能量坡降等於平均底床坡度（0.0003），進行迴水計算求出各流量之正常流水深 y_n ，進而定出 N 線。最後根據所得各組成對之流量與上游斷面水位，點繪於以流量為橫座標、水位為縱座標之座標系統上，即可得如圖 5-1(a)所示主要水位站河段水力履性圖（ HPG ），其渠道通水容量約為 2,800 cms。本研究再以明渠水力履性圖綜合計算各種可能迴水情形之特性，以其計算成果加以整理分析，以輔助水

文站為下游邊界條件，並令該斷面之能量坡降等於平均底床坡度(0.0003)，進行迴水計算求出各流量之上下游斷面水位差為率定落差，由計算結果得知定形渠道水位與率定落差關係為定值率定落差。因此，本研究再以USGS建立定值率定落差之水位-落差-流量率定曲線之一般程序加以分析，可得如圖 5-1(b)矩形斷面定形渠道主要水位站流量與落差關係曲線，其中 F_r 為 0.30 公尺，其方法為以率定曲線之各流量(Q_r)相對應之水位及落差(F_r)為參考值，分別由HPG推求同一水位下，各流量(Q_m)上下游水位站之落差值為 F_m ，可得水力履性圖中M1 與M2 曲線上迴水及自由跌水情況之成對水理資料，點繪於以 F_m/F_r 為橫座標、 Q_m/Q_r 為縱座標之座標系統上，可得圖 5-1(b)，相同於USGS傳統坡度參數之流量率定方法建立之水位-落差-流量關係曲線，以本研究解析方法(推導程序如圖 4-1 所示)直接以迴歸分析建立之水位-落差-流量關係曲線，其 $(Q_m/Q_r) = c(F_m/F_r)^d$ 關係式之 c 值為 0.9732、 d 值為 0.4562。再分別分析迴水及自由跌水情況下流量與落差之關係，則可得如圖 5-1(c)~5-1(d)主要水位站流量與落差關係曲線，由本研究解析方法所建立之主要水位站流量與落差關係曲線，其 c 、 d 值分別為 1.0185、0.4816 及 1.0105、0.3406。其結果都顯示迴水情況有較佳之關聯性。迴水情況下符合前章理論 d 值為自 0.6 至 0.4 變化，但自由跌水情況則有較低的關係指數(小於 0.4)。

其次，再以前述所得流量水位資料點繪於以流量(Q_m ，相當於USGS傳統方法所需之實測流量資料)為橫座標，主要水位站水位為縱座標，可得如圖 5-1(e)所示之流量水位關係，其中率定曲線(Q_r rating curve)即為水力履性圖上N-line 線上各點成對之流量與主要水位站水位點繪而成，而分別以上述迴水及自由跌水情況下之主要水位站流量與落差關係式校正流量(Q_m)，即由每一流量觀測值(Q_m)利用方程式 $Q_r = Q_m / c(F_m/0.3)^d$ (F_r 為定值 0.3m)計算對應之校正流量 Q_r ，以其為橫座標，主要水位站水位為縱座標點繪於上述座標系統，可得相當符合率定曲線(Q_r rating curve)之結果，則率定曲線及相配的 (Q_m/Q_r) 對 $(F_m/0.3)$ 流量與落差關係為相當可靠。由此可知水力履性圖一般應用上配合河段上下游斷面實測水位，則可由此圖推得對應之通過河段流量，不必如USGS傳統坡度參數之流量率定方法，

利用大量的現場實測資料作繁複的推求流量—水位—落差關係與校正程序。

2. 梯形斷面

梯形斷面採用頂部河寬為 450 公尺，底部河寬為 350 公尺，渠道深度為 5 公尺，主要水位站位於上游，底床高程為 0.30 公尺，兩岸高程為 5.30 公尺，輔助水位站位於下游，底床高程為 0.0 公尺，兩岸高程為 5.0 公尺。同樣再依前述研究成果之方法與步驟，可得如圖 5-2(a)所示主要水位站河段水力履性圖 (HPG)，其各流量水力履性曲線較圖 5-1(a)之矩形斷面渠道略為往上移，亦即渠道通水容量 (2,760 cms) 較矩形斷面者略小。同樣其水位與率定落差關係為定值率定落差，可得圖 5-2(b)水力履性圖中 M1 與 M2 曲線上包括迴水及自由跌水情況之水位—落差—流量關係曲線，以本研究解析方法(推導程序如圖 4-1 所示)直接以迴歸分析建立之水位—落差—流量關係曲線，其 $(Q_m / Q_r) = c(F_m / F_r)^d$ 關係式之 c 值為 0.9694、 d 值為 0.4524。再分別分析迴水及自由跌水情況下流量與落差之關係，則可得如圖 5-2(c)~5-2(d)主要水位站流量與落差關係曲線，由本研究解析方法所建立之主要水位站流量與落差關係曲線，其 c 、 d 值分別為 1.0128、0.4744 及 1.0098、0.3338。其結果亦顯示迴水情況有較佳之關聯性。其次，再以前述迴水及自由跌水情況下之主要水位站流量與落差關係式 $Q_r = Q_m / c(F_m / 0.3)^d$ 及所得流量水位資料可得如圖 5-2(e)所示之流量水位關係，同樣可得相當符合率定曲線 (Q_r rating curve) 之結果，則率定曲線及相配的 (Q_m / Q_r) 對 $(F_m / 0.3)$ 流量與落差關係為相當可靠。

3. 複式斷面

複式斷面採用深槽河寬 (b) 為 200 公尺，渠道深度為 5 公尺，兩岸洪水平原河寬為 200 公尺，全河寬 (B) 為 600 公尺，渠道深度為 2.5 公尺，主要水位站位於上游，底床高程為 0.30 公尺，兩岸高程為 5.30 公尺，輔助水位站位於下游，底床高程為 0.0 公尺，兩岸高程為 5.0 公尺。同樣再依前述研究成果之方法與步驟，可得如圖 5-3(a)所示主要水位站河段水力履性圖 (HPG)，其各流量水力

履性曲線較圖 5-1(a)之矩形斷面渠道往上移，亦即渠道通水容量（約 2,330 cms）較矩形斷面者為小，另因高流量時，洪水滿溢上岸河幅變寬則上下游水位差變小，以致水力履性曲線亦產生變化，不同於其他形狀斷面渠道。又由計算結果得知複式斷面定形渠道水位與率定落差關係為定值率定落差，同樣可得圖 5-3(b)水力履性圖中 $M1$ 與 $M2$ 曲線上包括迴水及自由跌水情況之水位—落差—流量關係曲線，以本研究解析方法直接以迴歸分析建立之水位—落差—流量關係曲線，其 $(Q_m / Q_r) = c(F_m / F_r)^d$ 關係式之 c 值為 0.9547、 d 值為 0.4249。再分別分析迴水及自由跌水情況下流量與落差之關係，則可得如圖 5-3(c)~5-3(d)主要水位站流量與落差關係曲線，由本研究解析方法所建立之主要水位站流量與落差關係曲線，其 c 、 d 值分別為 0.9962、0.4466 及 1.0128、0.2808。其結果亦顯示迴水情況有較佳之關聯性。

其次，再以前述迴水及自由跌水情況下之主要水位站流量與落差關係式 $Q_r = Q_m / c(F_m / 0.3)^d$ 及所得流量水位資料可得如圖 5-3(e)所示之流量水位關係，由每一流量觀測值(Q_m)利用方程式 $Q_r = Q_m / c(F_m / 0.3)^d$ 計算對應之校正流量 Q_r ，同樣可得相當符合率定曲線 (Q_r rating curve) 之結果，則率定曲線及相配的 (Q_m / Q_r) 對 $(F_m / 0.3)$ 流量與落差關係為相當可靠。

4.不同寬比 (b/B) 複式斷面

複式斷面分別採用深槽河寬 (b) 為 100、200、300、350 公尺，渠道深度為 5 公尺，兩岸洪水平原河寬分別為 300、200、100、50 公尺，即全河寬 (B) 分別為 700、600、500、450 公尺，渠道深度為 2.5 公尺，主要水位站位於上游，底床高程為 0.30 公尺，兩岸高程為 5.30 公尺，輔助水位站位於下游，底床高程為 0.0 公尺，兩岸高程為 5.0 公尺。同樣再依前述研究成果之方法與步驟，可得分別如圖 5-4、5-3(a)、5-5、5-6 所示主要水位站河段水力履性圖 (HPG)，其各流量水力履性曲線較圖 5-1(a)之矩形斷面渠道往上移，亦即渠道通水容量（分別約為 2,000 cms、2,330 cms、2,600 cms、2,730 cms）較矩形斷面者（2,800 cms）為小，

另因高流量時，洪水滿溢上岸河幅變寬則上下游水位差變小，以致水力履性曲線亦產生變化，不同於其他形狀斷面渠道， b/B 值愈小變化愈明顯，而 b/B 趨近於 1 則水力履性圖愈趨近於矩形斷面者。

5. 非均勻渠道

非均勻渠道採用上游複式斷面深槽河寬為 100 公尺，渠道深度為 5 公尺，兩岸洪水平原河寬為 300 公尺，渠道深度為 2.5 公尺，下游複式斷面深槽河寬為 300 公尺，渠道深度為 5 公尺，兩岸洪水平原河寬為 100 公尺，渠道深度為 2.5 公尺，主要水位站位於上游，底床高程為 0.30 公尺，兩岸高程為 5.30 公尺，輔助水位站位於下游，底床高程為 0.0 公尺，兩岸高程為 5.0 公尺。同樣再依前述研究成果之方法與步驟，可得如圖 5-7(a)所示主要水位站河段水力履性圖 (HPG)，其各流量水力履性曲線較圖 5-1(a)之矩形斷面渠道往上移，亦即渠道通水容量 (約 2,522 cms) 較矩形斷面者為小，另因高流量時，洪水滿溢上岸河幅變寬則上下游水位差變小，以致水力履性曲線亦產生變化，不同於其他形狀斷面渠道。

又由計算結果得知，複式斷面非均勻渠道水位與率定落差關係為圖 5-7(b)所示之水位函數率定落差，因此，本研究再以 USGS 建立水位函數率定落差之水位-落差-流量率定曲線之一般程序加以分析，可得圖 5-7(c)水力履性圖中 $M1$ 與 $M2$ 曲線上包括迴水及自由跌水情況之水位-落差-流量關係曲線，以本研究解析方法直接以迴歸分析建立之水位-落差-流量關係曲線，其 $(Q_m / Q_r) = c(F_m / F_r)^d$ 關係式之 c 值為 0.9822、 d 值為 0.4224。再分別分析迴水及自由跌水情況下流量與落差之關係，則可得如圖 5-7(d)~5-7(e)主要水位站流量與落差關係曲線，由本研究解析方法所建立之主要水位站流量與落差關係曲線，其 c 、 d 值分別為 1.0054、0.4380 及 1.0042、0.3109。其結果亦顯示迴水情況有較佳之關聯性。其次，再以前述迴水及自由跌水情況下之主要水位站流量與落差關係式校正流量 (Q_m)，即由每一流量觀測值 (Q_m) 利用方程式 $Q_r = Q_m / c(F_m / F_r)^d$ 計算對應之校正流量 Q_r ，所得流量水位資料可得如圖 5-7(f)所示之流量水位關係，其中率定曲線 (Q_r rating curve) 即為水力履性圖上 N -line 線上各點成對之流量與主要水位站水位點繪而成，而分

別以上述迴水及自由跌水情況下之主要水位站流量與落差關係式校正流量 (Q_m)，同樣可得相當符合率定曲線 (Q_r rating curve) 之結果，則率定曲線及相配的 (Q_m/Q_r) 對 (F_m/F_r) 流量與落差關係為相當可靠。

綜而言之，河道斷面及河道幾何條件等參數都會影響河段之水力履性圖、流量與落差關係指數與關聯性，造成水位-落差-流量關係的變化。

5.2 水力參數之影響

1. 曼寧糙率係數

本節仍以非均勻渠道為探討對象，採用上游複式斷面深槽河寬為 100 公尺，渠道深度為 5 公尺，兩岸洪水平原河寬為 300 公尺，渠道深度為 2.5 公尺，下游複式斷面深槽河寬為 300 公尺，渠道深度為 5 公尺，兩岸洪水平原河寬為 100 公尺，渠道深度為 2.5 公尺，主要水位站位於上游，底床高程為 0.30 公尺，兩岸高程為 5.30 公尺，輔助水位站位於下游，底床高程為 0.0 公尺，兩岸高程為 5.0 公尺，亦即底床坡降為 0.0003，而河道曼寧糙率係數分別採用 0.035、0.0315、0.0385 與 0.050 加以分析比較。以下游輔助水位站為邊界，以臨界水深為起算條件，分別計算各流量 (100 cms 至 3,600 cms) 不同流況條件之水面線變化。同樣再依前述研究成果之方法與步驟，可得如圖 5-7(a)、5-8(a)~(c) 所示主要水位站河段水力履性圖 (HPG)，因曼寧糙率係數增加同一流量下水深增加，其中曼寧糙率係數 0.050 之流量水力履性曲線較曼寧糙率係數 0.035 之渠道往上移，亦即渠道通水容量 (約 1,764 cms) 較前者 (約為 2,522 cms) 為小。

又由計算結果得知，複式斷面非均勻渠道水位與率定落差關係為圖 5-9(a) 所示之水位函數率定落差，其中各流量率定水位曼寧糙率係數 0.050 較曼寧糙率係數 0.035 者為高，相對的落差有增大現象。因此，本研究再以建立水位函數率定落差之水位-落差-流量率定曲線之一般程序加以分析，可得如圖 5-9(b)~5-9(d) 複式斷面非均勻渠道迴水及自由跌水情況之主要水位站水位-落差-流量關係曲線結果比較，其中 F_r 為主要水位站水位函數之率定落差，其方法為以率定曲線之

各流量 (Q_r) 相對應之水位及落差 (F_r) 為參考值，分別由 HPG 推求同一水位下，各流量 (Q_m) 上下游水位站之落差值為 F_m 。以本研究解析方法直接以迴歸分析建立之水位—落差—流量關係曲線，其 $(Q_m / Q_r) = c(F_m / F_r)^d$ 關係式，曼寧糙率係數 0.050 之 c 值為 0.9870、 d 值為 0.4331；曼寧糙率係數 0.0385 之 c 值為 0.9827、 d 值為 0.4224；曼寧糙率係數 0.035 之 c 值為 0.9822、 d 值為 0.4224；曼寧糙率係數 0.0315 之 c 值為 0.9939、 d 值為 0.4219。再分別分析迴水及自由跌水情況下流量與落差之關係，則可得如圖 5-9(c)~5-9(d) 主要水位站流量與落差關係曲線，其 c 、 d 值，曼寧糙率係數 0.050 分別為 1.0154、0.3863 及 1.0032、0.2136；曼寧糙率係數 0.0385 分別為 1.0068、0.4394 及 1.0067、0.3169；曼寧糙率係數 0.035 分別為 1.0054、0.4380 及 1.0042、0.3109；曼寧糙率係數 0.0315 分別為 1.0131、0.4335 及 1.0101、0.2980。如自由跌水情況所得數據點較少，於此對分別分析迴水情況之關聯性影響差異不大。另與圖 5-12(b)~5-12(d)；5-16(a)~5-16(c) 同樣非均勻渠道（曼寧糙率係數亦為 0.035 及 0.050），但底床坡度為 0.0006 之結果比較，其關係指數及關聯性都隨之提高。而曼寧糙率係數增加為 0.050 時則對於底床坡度為 0.0006 之渠道有提高關聯性的作用，此由曼寧公式 n 值與能量坡降 S_f 關係可加以說明，相關研究成果彙整如表 5-2。

其次，再以前述所得流量水位資料可得如圖 5-7(f)、5-10(a)~5-10(c) 所示之流量水位關係，同樣分別以上述迴水及自由跌水情況下之主要水位站流量與落差關係式校正流量 (Q_m)，即由每一流量觀測值 (Q_m) 利用方程式 $Q_r = Q_m / c(F_m / F_r)^d$ 計算對應之校正流量 Q_r ，亦可得相當符合率定曲線 (Q_r rating curve) 之結果，則率定曲線及相配的 (Q_m / Q_r) 對 (F_m / F_r) 流量與落差關係為相當可靠。但一致顯示與圖 5-13(a)、5-17 之同樣非均勻渠道（曼寧糙率係數亦為 0.035、0.050），但底床坡度為 0.0006 之結果比較，則底床坡度為 0.0006 符合度較為偏離，尤其在 1,000 cms 以下之流量，而曼寧糙率係數增加為 0.050 時則對於底床坡度為 0.0006 之渠道亦有提高符合度的作用。綜而言之，對 USGS 建立水位函數率定落差之水位-落差-流量率定曲線方法而言，曼寧糙率係數與底床坡降為重要影響參數。

2.底床坡降

以非均勻渠道為探討對象，分別採用上游複式斷面深槽河寬為 100 公尺，渠道深度為 5 公尺，兩岸洪水平原河寬為 300 公尺，渠道深度為 2.5 公尺，下游複式斷面深槽河寬為 300 公尺，渠道深度為 5 公尺，兩岸洪水平原河寬為 100 公尺，渠道深度為 2.5 公尺，而主要水位站位於上游，底床高程分別為 0.30、0.60、1.0 公尺，兩岸高程分別為 5.30、5.60、6.00 公尺，輔助水位站位於下游，底床高程為 0.0 公尺，兩岸高程為 5.0 公尺，亦即底床坡降分別為 0.0003、0.0006、0.001，而河道曼寧糙率係數採用 0.035 加以分析比較。同樣再依前述研究成果之方法與步驟，可得如圖 5-7(a)、5-11(a)及 5-11(b)所示主要水位站河段水力履性圖(HPG)，其中底床坡降愈大則流量水力履性曲線愈往下移，亦即渠道通水容量(約 4,400 cms)較前兩者(分別約為 2,522、3,467 cms)都為大。

又由計算結果得知，複式斷面非均勻渠道水位與率定落差關係為圖 5-12(a)所示之水位函數率定落差，其中各流量率定水位，底床坡度 0.001 均較前兩者為高，相對的落差亦增大。另以建立水位函數率定落差之水位-落差-流量率定曲線之一般程序加以分析，可得如圖 5-12(b)複式斷面非均勻渠道主要水位站流量與落差關係曲線，以本研究解析方法直接以迴歸分析建立之水位-落差-流量關係曲線，其 $(Q_m / Q_r) = c(F_m / F_r)^d$ 關係式，採用底床坡降 0.001 之 c 值為 1.1059、 d 值為 0.3645，亦均較底床坡度採用 0.0003 之 c 值為 0.9822、 d 值為 0.4224 者及底床坡度採用 0.0006 之 c 值為 1.0454、 d 值為 0.4079 者為低，且所得數據都落於迴水情況下，較理論偏離且關聯性不佳，因而不適宜利用建立水位函數率定落差之水位-落差-流量率定曲線之方法與步驟，非均勻渠道在利用此方法時，其底床坡降宜限制於河床平均坡降低於 0.001。然而水力履性圖理論與方法仍適用，通常河床平均坡降高於 0.001 大都屬位於山區之河道，洪水波在陡峻的山區渠道將有單一水位流量關係，可直接引用理論率定曲線為水位流量關係曲線。

5.3 幾何參數之影響

1. 斷面高程變化

如前節所述主要水位站斷面高程變化，即河段平均底床坡降亦產生變化，則推導之水力履性圖則產生變化，其相當之渠道通水容量亦改變，同時其水位—落差—流量關係亦改變，因此斷面高程變化差異大時，即必須重新計算或觀測率定上述關係。

2. 底床沖淤

同樣，底床沖淤如造成較大之斷面高程變化或底床坡降改變，則如前所述不同複式斷面渠道或底床坡降渠道之分析結果，推導之水力履性圖則產生變化，其相當之渠道通水容量亦改變，同時其水位—落差—流量關係亦改變，因此斷面高程變化差異大時，即必須重新計算或觀測率定上述關係。

以上斷面高程變化與底床沖淤等幾何參數變化將納入下章不確定性加以探討。

5.4 水位落差流量關係係數變異性

本研究所提出解析方法之水位落差流量函數關係式，由參數影響分析成果探討，河道斷面地形、底床高程變化（底床坡度）、曼寧糙率係數等參數都會造成水位-落差-流量關係的變化，因此在實際應用推求天然河道各河段之水力履性圖與水位落差流量關係推估流量之前，本研究再針對水位落差流量關係係數變異性進行分析探討，不同參數渠道佈置(詳表 5-1)情況下渠道之水位落差流量研究成果彙整如表 5-2，其中迴水情況下，水位落差流量函數關係式之係數 c ，平均值為 1.0305，標準偏差為 0.0999，變異係數為 0.0970；係數 d ，平均值為 0.4318，標準偏差為 0.0345，變異係數為 0.0798；跌水情況下，水位落差流量函數關係式之係數 c ，平均值為 1.0075，標準偏差為 0.0047，變異係數為 0.0047；係數 d ，平均值為 0.2976，標準偏差為 0.0528，變異係數為 0.1775；而包括迴水及跌水情況下，水位落差流量函數關係式之係數 c ，平均值為 0.9997，標準偏差為 0.1010，變異係數為 0.1011；係數 d ，平均值為 0.4210，標準偏差為 0.0275，變異係數為

0.0653，由以上分析成果可看出，關係指數符合迴水情況下 d 值為自 0.6 至 0.4 變化，自由跌水情況則有較低的 d 值（小於 0.4），而常係數 c 約為 0.90 至 1.10，此可由(2.7)式中右邊 $\frac{\partial h}{\partial x}$ 與 $\frac{\beta Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x}$ 兩項於迴水及跌水情況下有不同正負值表現推論，而造成以上不同關係指數反應，其中跌水情況 d 值變異性較大，亦即如以迴水及跌水情況以同一關係式校正流量則會產生較大的偏離，而 c 值於各種情況變異性不致維持 0.1 以內，因此率定時以迴水及跌水情況分別分析為宜。



表 5-1 參數影響分析研究渠道採用各項參數

渠道型態	幾何參數								水理參數		備註
	上游斷面			下游斷面			斷面積 m ²	渠道長 m	n	S	
	寬度 m	深度 m	底床高 m	寬度 m	深度 m	底床高 m					
矩形斷面	400	5	0.30	400	5	0.0	2000	1000	0.035	0.0003	
梯形斷面	450 (350)	5	0.3	450 (350)	5	0.0	2000	1000	0.035	0.0003	()代表底部寬
複式斷面	600 (200)	5 (2.5)	0.3	600 (200)	5 (2.5)	0.0	2000	1000	0.035	0.0003	()代表洪水平原
非均勻渠道(1)	700 (300)	5 (2.5)	0.3	500 (100)	5 (2.5)	0.0	2000	1000	0.035	0.0003	()代表洪水平原
非均勻渠道(2)	700 (300)	5 (2.5)	0.3	500 (100)	5 (2.5)	0.0	2000	1000	0.0315	0.0003	()代表洪水平原
非均勻渠道(3)	700 (300)	5 (2.5)	0.3	500 (100)	5 (2.5)	0.0	2000	1000	0.0385	0.0003	()代表洪水平原
非均勻渠道(4)	700 (300)	5 (2.5)	0.3	500 (100)	5 (2.5)	0.0	2000	1000	0.050	0.0003	()代表洪水平原
非均勻渠道(5)	700 (300)	5 (2.5)	0.6	500 (100)	5 (2.5)	0.0	2000	1000	0.035	0.0006	()代表洪水平原
非均勻渠道(6)	700 (300)	5 (2.5)	1.0	500 (100)	5 (2.5)	0.0	2000	1000	0.035	0.001	()代表洪水平原
非均勻渠道(7)	700 (300)	5 (2.5)	0.6	500 (100)	5 (2.5)	0.0	2000	1000	0.050	0.0006	()代表洪水平原

表 5-2 不同參數情況下渠道之水位落差流量研究成果比較

渠道型態	迴水		跌水		全部		水位與落差關係	通水容量 (cms)	相關係數 R ²
	c	d	c	d	c	d			
矩形斷面	1.0185	0.4816	1.0105	0.3406	0.9732	0.4562	定值	2800	0.9908
梯形斷面	1.0128	0.4744	1.0098	0.3338	0.9694	0.4524	定值	2760	0.9878
複式斷面	0.9962	0.4466	1.0128	0.2808	0.9547	0.4249	定值	2330	0.9866
非均勻渠道(1)	1.0054	0.4380	1.0042	0.3109	0.9822	0.4224	水位函數	2522	0.9836
非均勻渠道(2)	1.0131	0.4335	1.0101	0.2980	0.9939	0.4219	水位函數	2800	0.9758
非均勻渠道(3)	1.0068	0.4394	1.0067	0.3169	0.9827	0.4244	水位函數	2295	0.9842
非均勻渠道(4)	1.0591	0.4137	1.0102	0.3476	0.9870	0.4331	水位函數	1764	0.9850
非均勻渠道(5)	1.0591	0.4137	1.0003	0.1961	1.0454	0.4079	水位函數	3467	0.9594
非均勻渠道(6)	1.1059	0.3645	-	-	1.1059	0.3645	水位函數	4400	0.9299
非均勻渠道(7)	1.0280	0.4147	1.0025	0.2541	1.0057	0.4042	水位函數	2432	0.9777
平均值	1.0305	0.4318	1.0075	0.2976	0.9997	0.4210			
標準偏差	0.0999	0.0345	0.0047	0.0528	0.1010	0.0275			
變異係數	0.0970	0.0798	0.0047	0.1775	0.1011	0.0653			

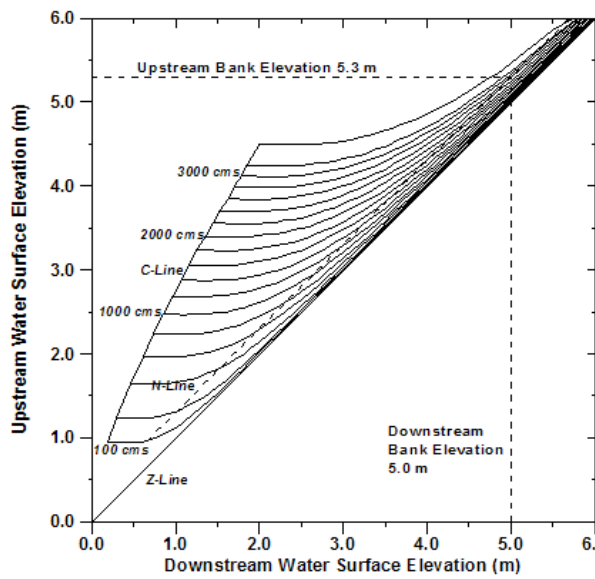


圖 5-1(a) 矩形斷面河段水力履性圖

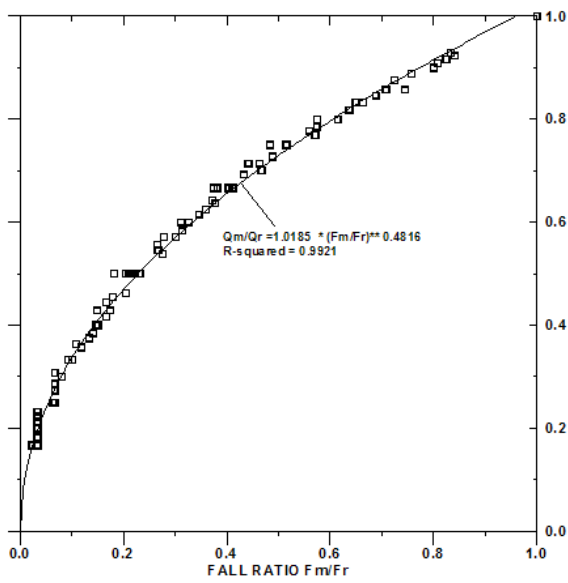


圖 5-1(c) 矩形斷面迴水情況流量與落差關係曲線

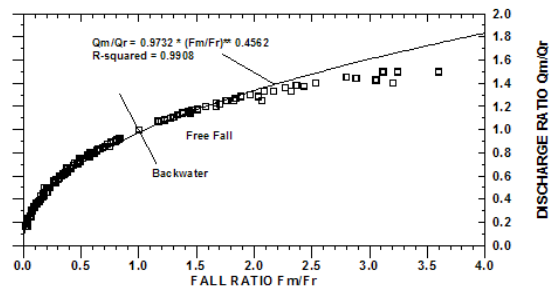


圖 5-1(b) 矩形斷面水位站流量與落差關係曲線

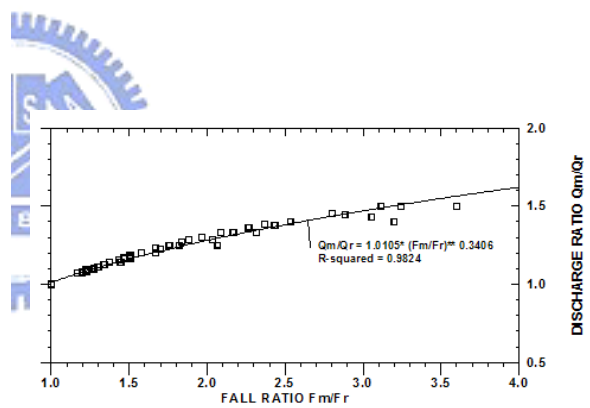


圖 5-1(d) 矩形斷面跌水情況流量與落差關係曲線

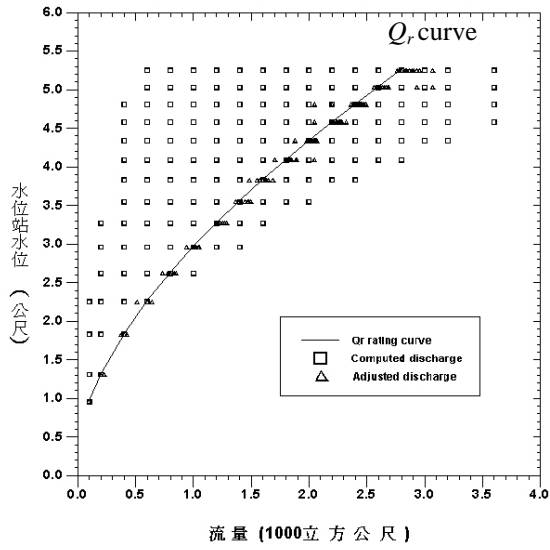


圖 5-1(e) 矩形斷面水位站流量與水位率定曲線

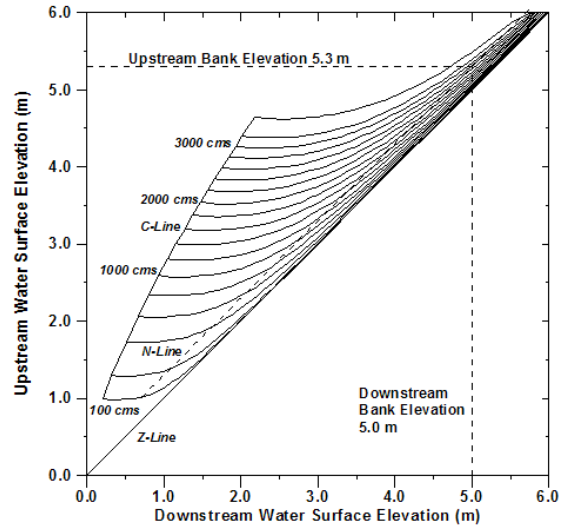


圖 5-2(a) 梯形斷面渠道河段水力履性圖

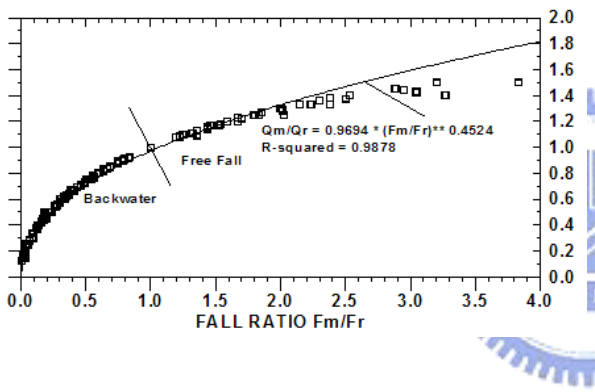


圖 5-2(b) 梯形斷面水位站流量與落差關係曲線

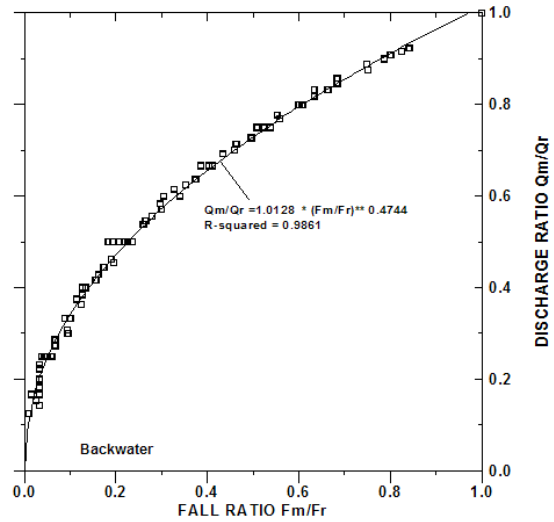


圖 5-2(c) 梯形斷面迴水情況流量與落差關係曲線

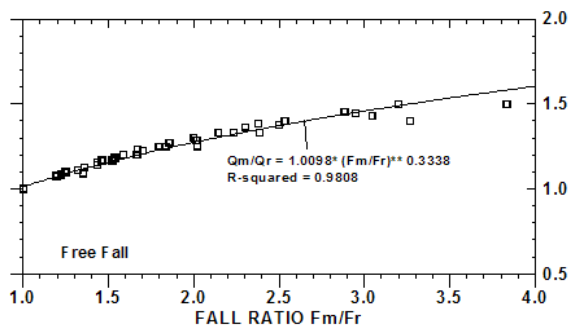


圖 5-2(d) 梯形斷面跌水情況流量與落差關係曲線

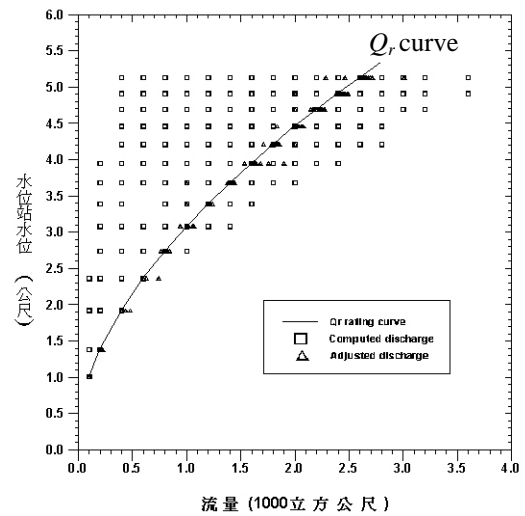


圖 5-2(e) 梯形斷面水位站流量與水位率定曲線

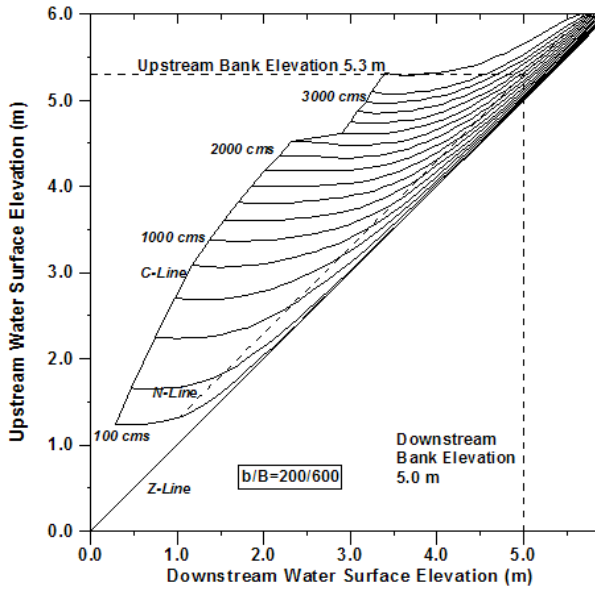


圖 5-3(a) 複式斷面水位站河段水力履性圖

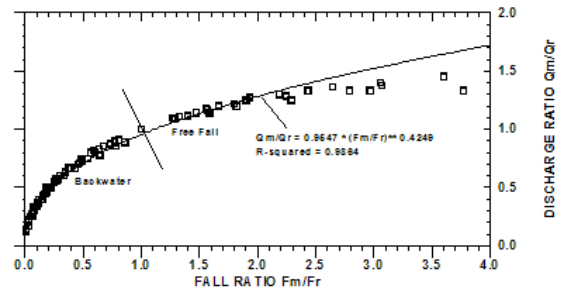


圖 5-3(b) 複式斷面水位站流量與落差關係曲線

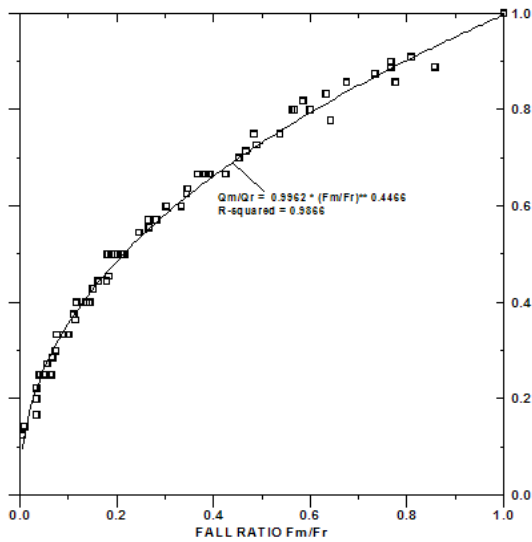


圖 5-3(c) 複式斷面迴水情況流量與落差關係曲線

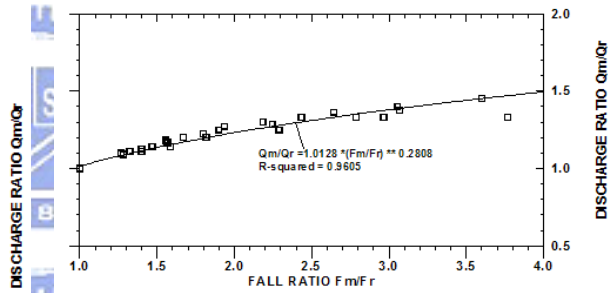


圖 5-3(d) 複式斷面跌水情況流量與落差關係曲線

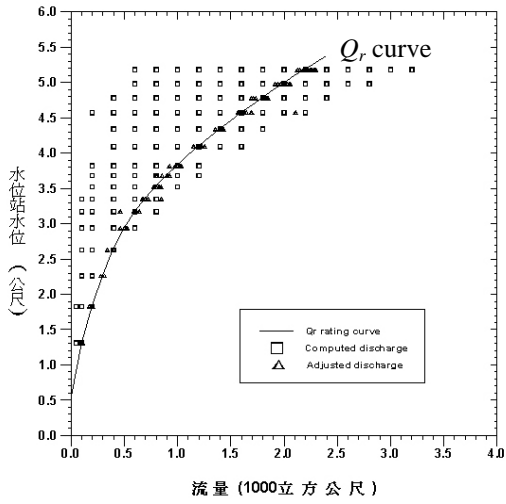


圖 5-3(e) 複式断面水位站流量與水位率定曲線

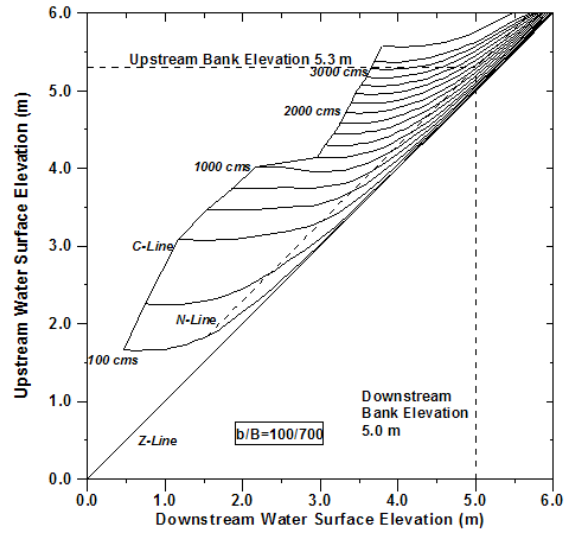


圖 5-4 複式断面河段水力履性圖

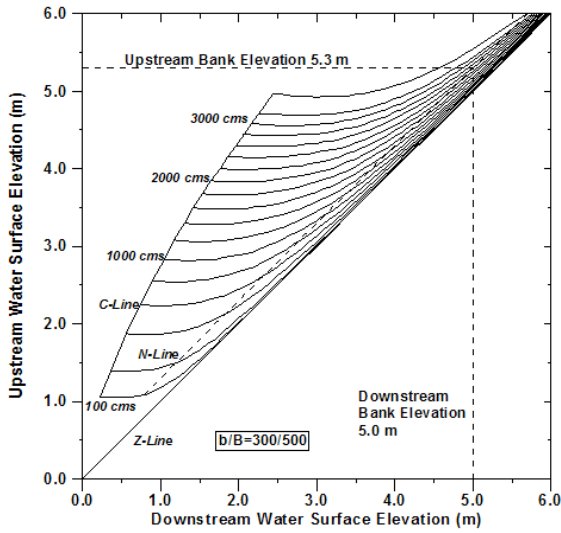


圖 5-5 複式断面水位站河段水力履性圖

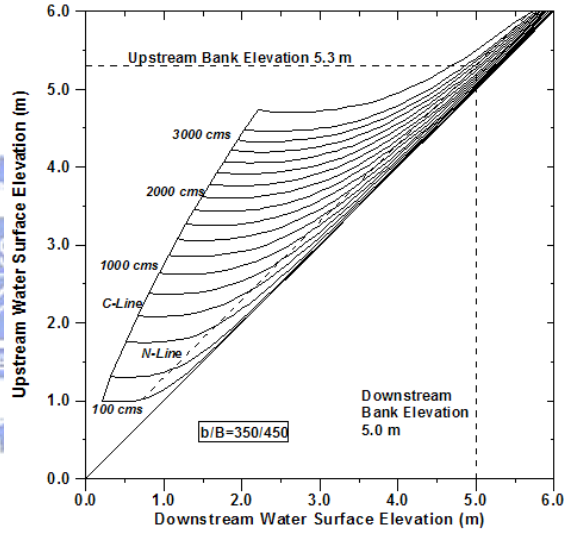


圖 5-6 複式断面水位站河段水力履性圖

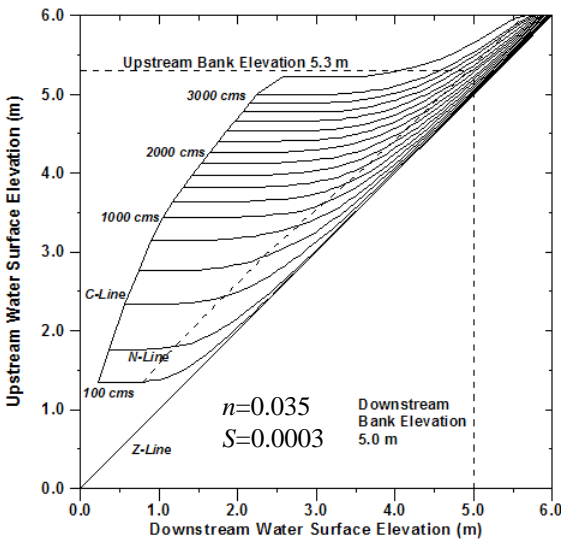


圖 5-7(a) 複式断面非均匀渠道河段水力履性圖

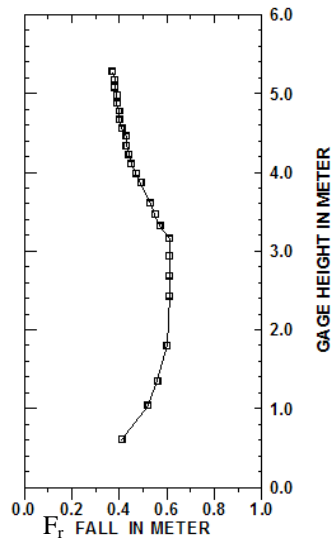


圖 5-7(b) 複式断面非均匀渠道水位站水位與落差關係

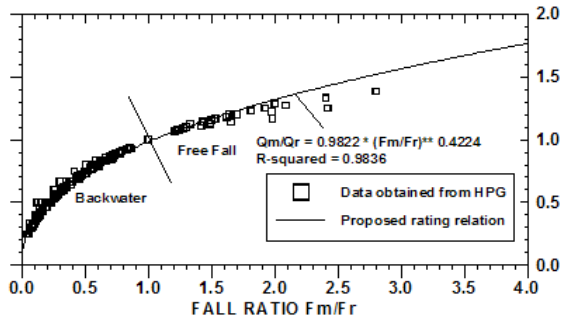


圖 5-7(c) 複式斷面非均勻渠道水位站流量與落差關係曲線

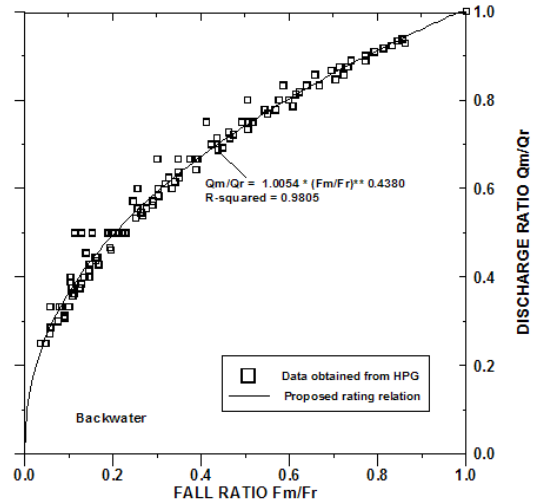


圖 5-7(d) 非均勻渠道迴水情況流量與落差關係曲線

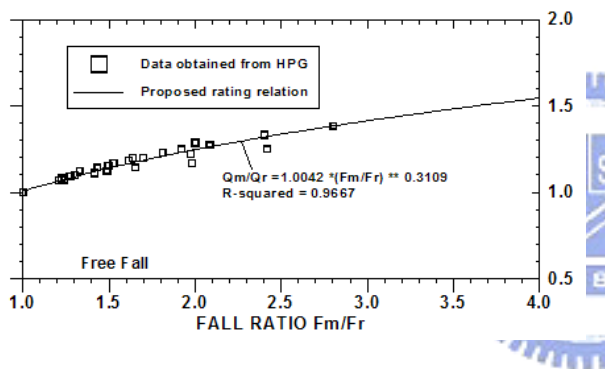


圖 5-7(e) 非均勻渠道跌水情況流量與落差關係曲線

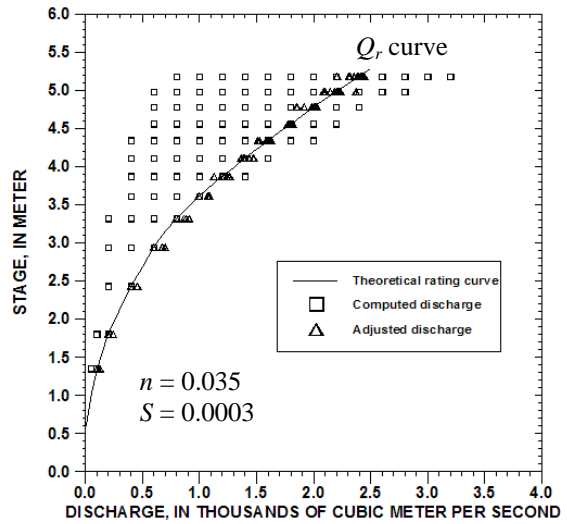


圖 5-7(f) 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線

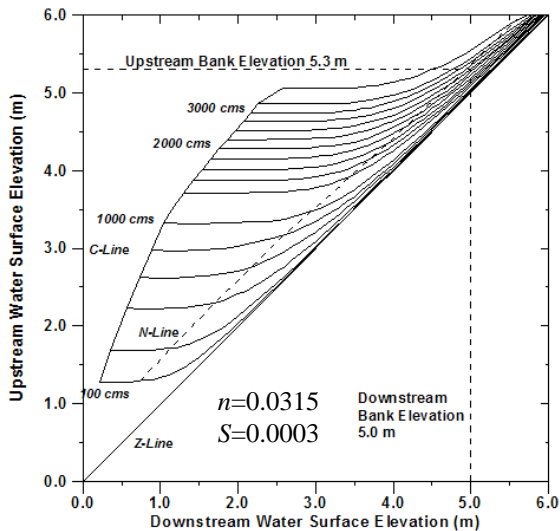


圖 5-8(a) 複式斷面非均勻渠道河段水力履性圖

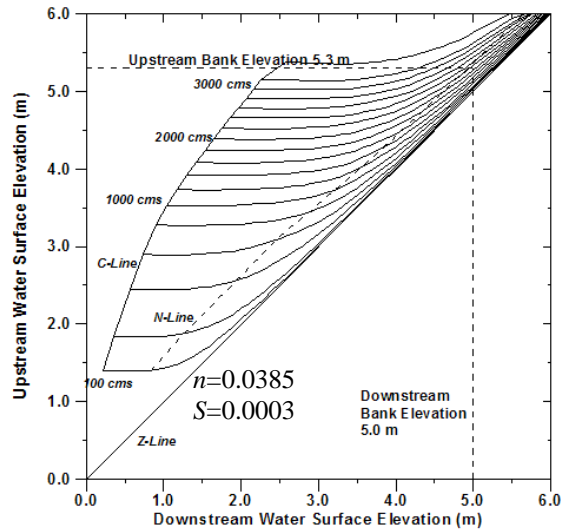


圖 5-8(b) 複式斷面非均勻渠道河段水力履性圖

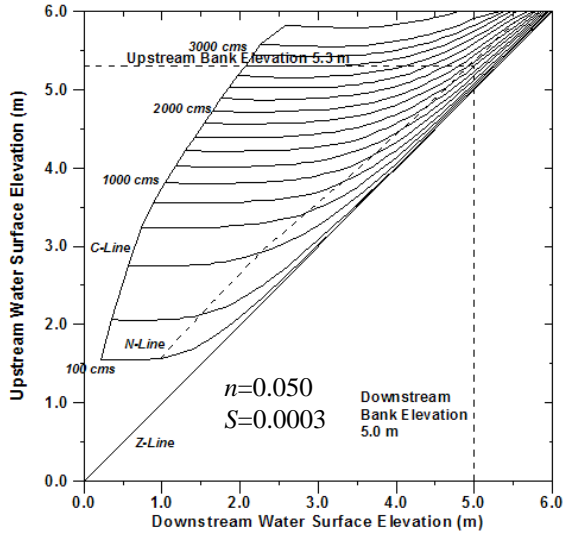


圖 5-8(c) 複式斷面非均勻渠道河段水力履性圖

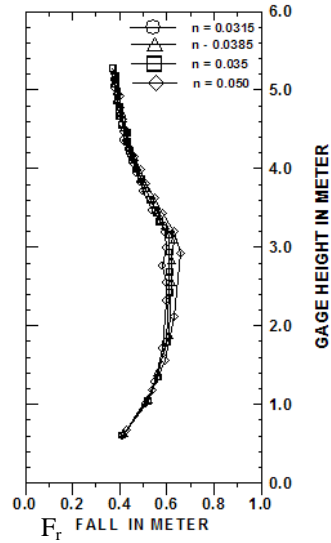


圖 5-9(a) 非均勻渠道水位與落差關係比較

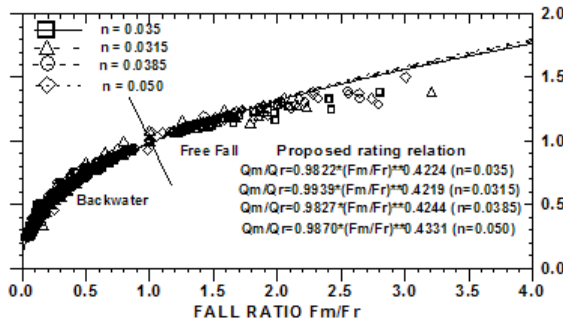


圖 5-9(c) 非均勻渠道流量與落差關係曲線比較

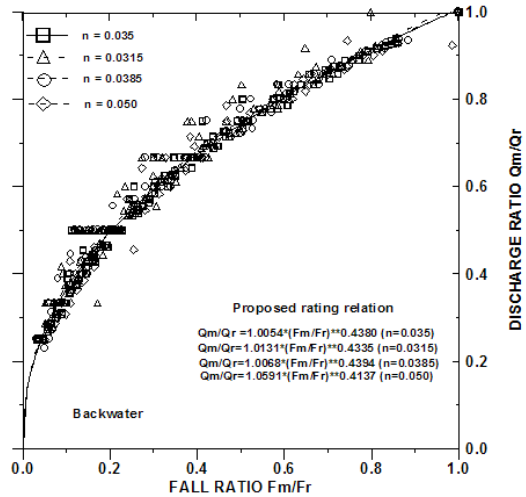


圖 5-9(d) 非均勻渠道迴水情況流量與落差關係曲線比較

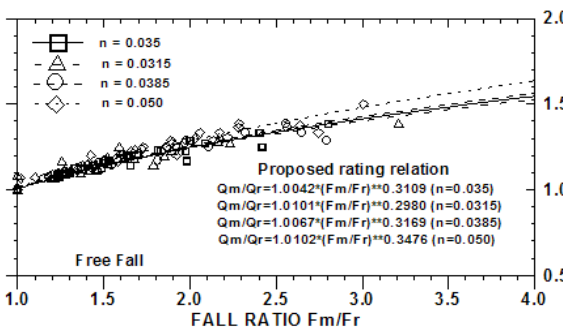


圖 5-9(e) 非均勻渠道跌水情況流量與落差關係曲線比較

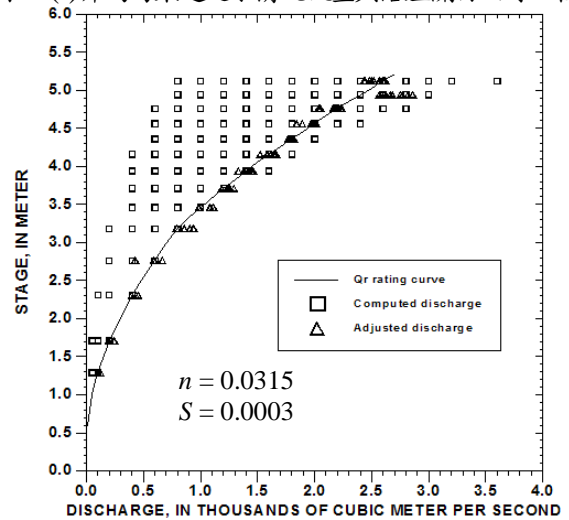


圖 5-10(a) 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線

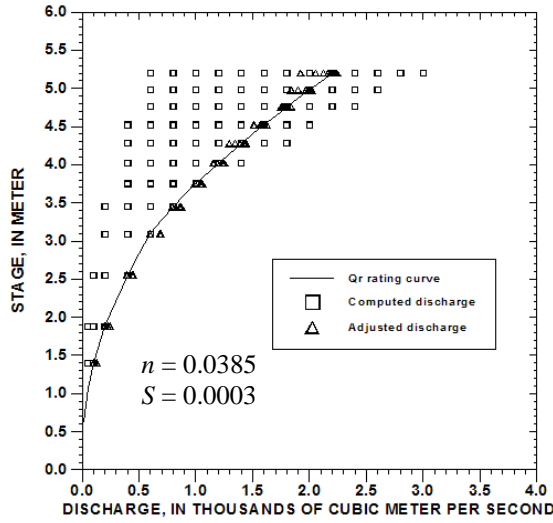


圖 5-10(b) 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線

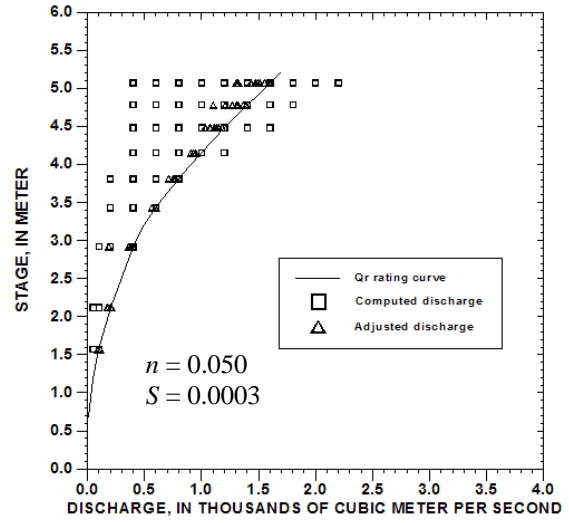


圖 5-10(c) 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線

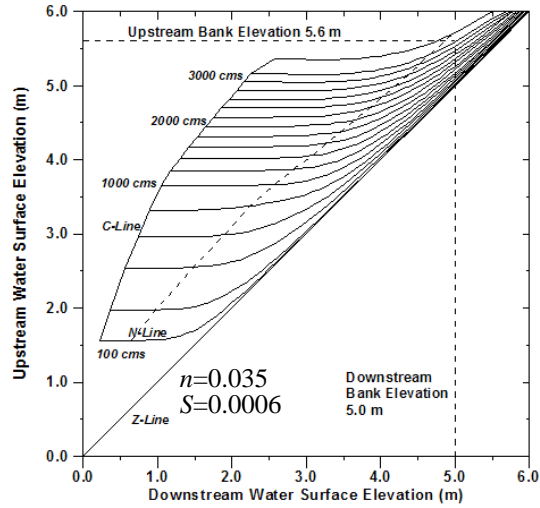


圖 5-11(a) 複式斷面非均勻渠道河段水力履性圖

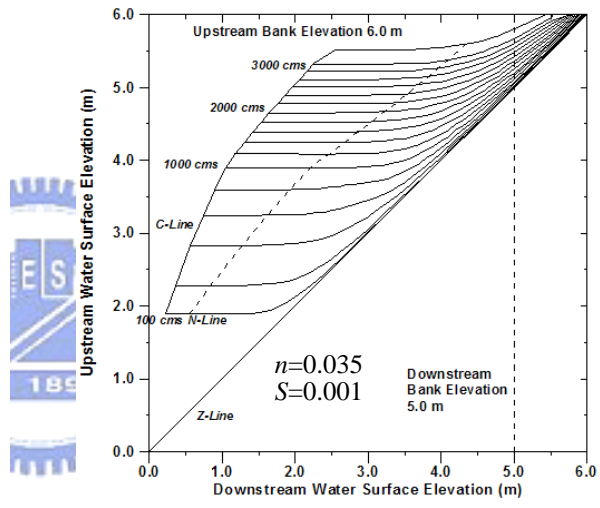


圖 5-11(b) 複式斷面非均勻渠道河段水力履性圖

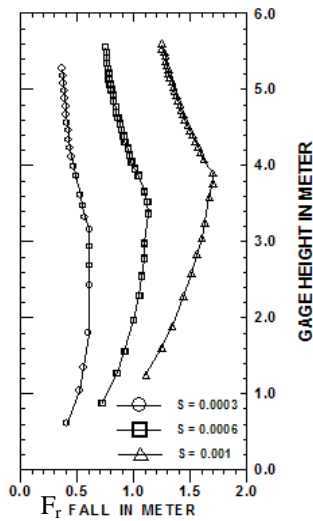


圖 5-12(a) 非均勻渠道水位與落差關係比較

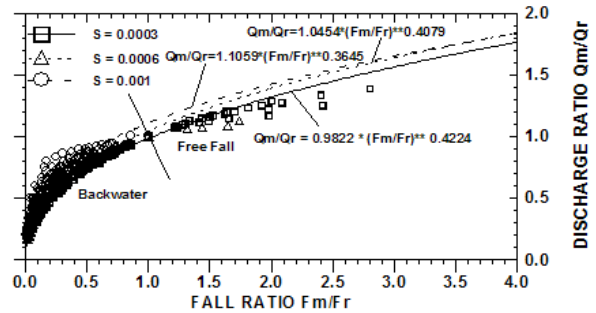


圖 5-12(b) 非均勻渠道流量與落差關係曲線比較

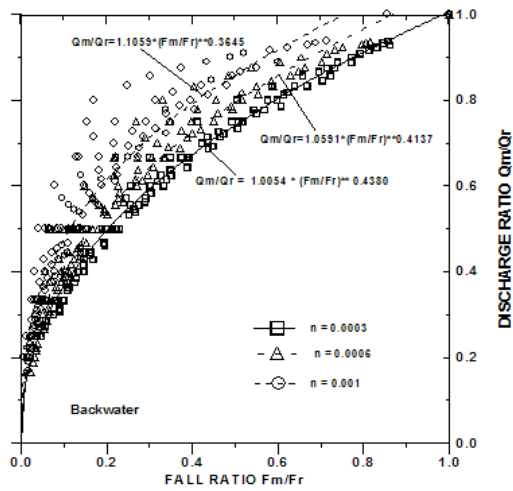


圖 5-12(c) 非均勻渠道流量與落差關係曲線比較

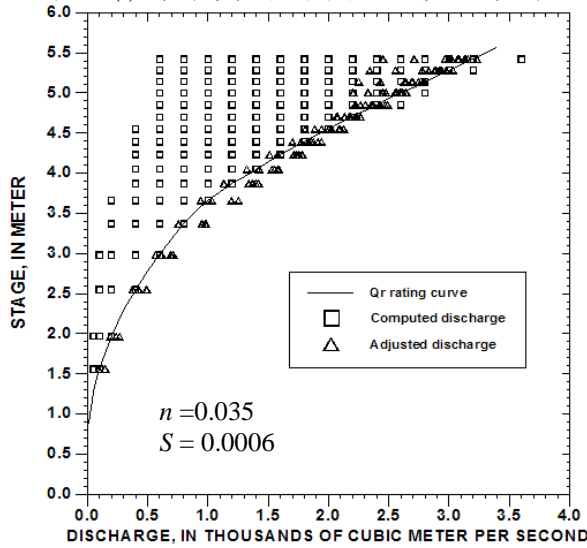


圖 5-13(a) 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線

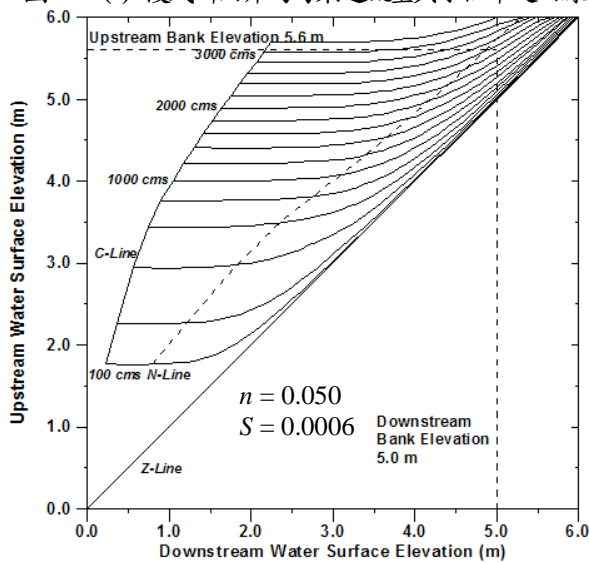


圖 5-14 複式斷面非均勻渠道河段水力履性圖

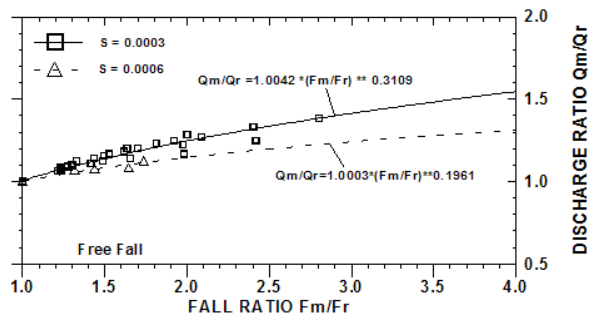


圖 5-12(d) 非均勻渠道跌水情況流量與落差關係曲線比較

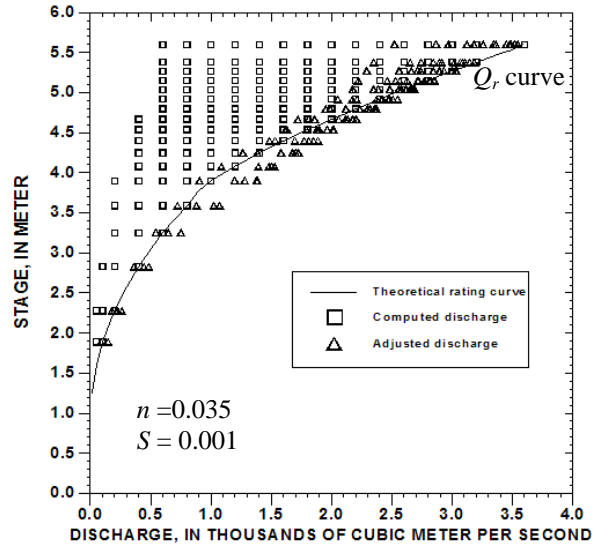


圖 5-13(b) 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線

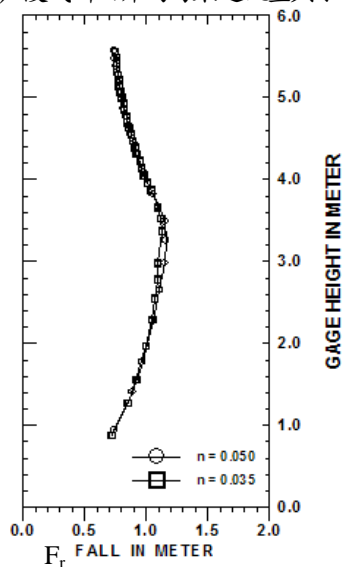


圖 5-15 非均勻渠道水位與落差關係曲線比較

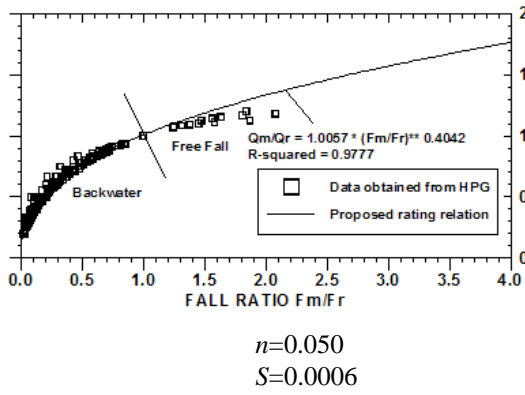


圖 5-16 複式斷面非均勻渠道流量與落差關係曲線

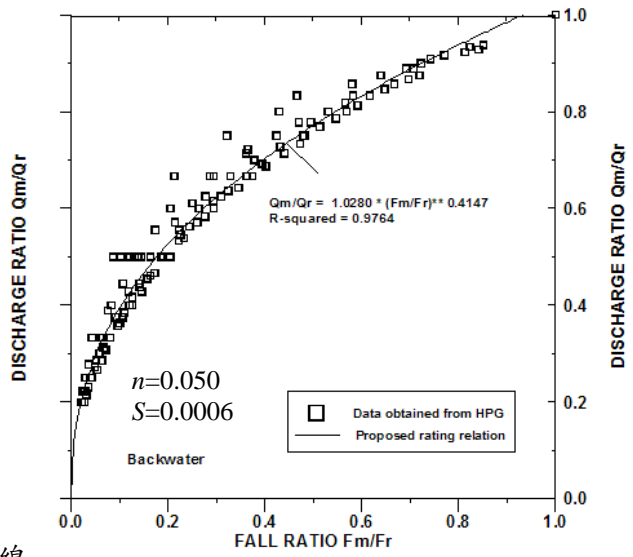


圖 5-17 非均勻渠道迴水情況流量與落差關係曲線

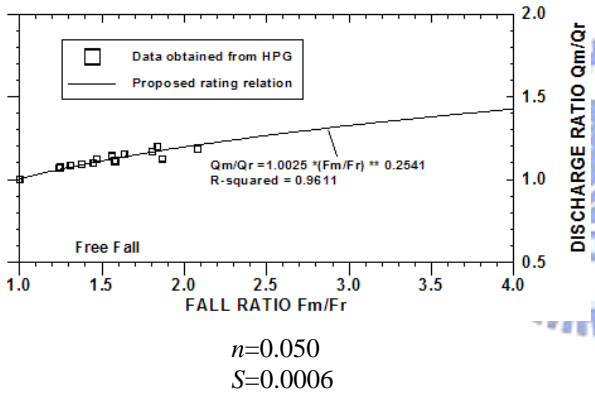


圖 5-18 非均勻渠道迴水情況流量與落差關係曲線

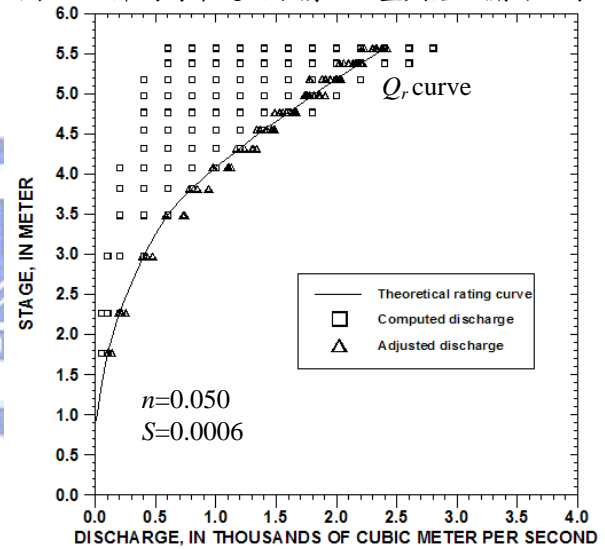


圖 5-19 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線

第六章 不確定性分析

前章中本研究針對各項影響參數，包含斷面幾何形狀、河道形狀、水力參數與平均底床坡降等加以探討其對解析方法水位—流量率定曲線製作之影響，分析結果顯示曼寧糙率係數(n)與平均底床坡降(S)為重要之影響參數，但洪水過程中斷面高程變化與底床沖淤等幾何參數變化及水深變化會造成其變異性產生，故本章將視此二項重要參數為具有不確定性之隨機變數(random variable)，利用一階變方估計法(first-order variance estimation, FOVE)與 Rosenblueth's 機率點估計法(probabilistic point estimation, PPE)等，進行「理論率定曲線」、「水位—落差關係」以及「水位—落差—流量率定關係」之不確定性分析，做為本研究應用成果之評估。

本章不確定性分析將以非定形渠道為案例，其渠道幾何採用與 5.1 節相同之設定(可參考表 6-2)，而在曼寧糙率係數與平均底床坡降之統計特性方面，本研究假設兩者期望值 μ_n 與 μ_S 分別為 0.035 以及 0.0003，另依據表 6-1 所列水理參數不確定性之歷年研究成果(Peggy A. Johnson, 1996)，同時根據李鴻源等(2000)以 Limerinos (1970) 公式於高屏溪流域之研究成果，斷面粗糙係數 n 會隨水力深度增加而調整變小，但其幅度大約都在 10% 以內，本研究進一步假設曼寧糙率係數與平均底床坡降之機率型態皆為常態分布(normal distribution)，並具有相同之變異係數 Ω (coefficient of variation)等於 0.1，且兩者彼此無相關性。此外，本研究依據曼寧糙率係數與平均底床坡降之統計特性，共設計 9 組不同之案例以衍生樣本(如表 6-2 所示)，並計算此 9 組案例之迴歸係數(c 與 d)及其樣本平均值與標準差(計算結果如表 6-3 所示)，作為後續「水位—落差—流量率定關係」不確定性分析過程中，迴歸係數統計特性採用之依據。

6.1 理論率定曲線之不確定性

天然河道理論率定曲線建立之主要目的係在考慮定常河段近似正常流之情況下以其為參考之水位流量關係進而推求實際流量，即取適當距離以上游主要水

位站，下游輔助水位站為邊界之研究河段，推求包含水位流量站斷面河段之水力履性圖，河段近似正常流上下游水位關係曲線（*N-line*）則定義為於各流量下以下游輔助水位站邊界條件為能量坡降平行於平均底床坡降之迴水計算成果，再由此線相交於各流量之水力履性曲線（*HPC*）所對應之上游斷面水位與流量，即可求得該斷面之理論率定曲線。藉由已知之上游主要水位站水位推求理論流量（ Q_r ），由(4.1)式則可表示為

$$Q = Q_s \left[1 - \frac{1}{S_0} \frac{\partial y}{\partial x} \right]^{1/2} = K S_f^d \approx A R^{2/3} n^{-1} S_f^{1/2} \quad (6.1)$$

其中， $Q_s = \frac{1}{n} A R^{2/3} S_0^{1/2}$ ，為未受迴水影響之穩定均勻流量。 d 值理論值為 0.5， S_f 則可表示為(4.2)式，故可採用曼寧公式作為計算理論流量之工具。

1. 一階變方估計法(Bivariate FOVE method)

由前段所述，率定流量(Q_r)之計算公式為曼寧公式：

$$Q = A R^{2/3} n^{-1} S^{1/2} \quad (6.2)$$

採用雙變數FOVE方法分析，並選擇 $(n_0, S_0) = (\mu_n, \mu_S)$ 為展開點，依據(6.1)式進行泰勒級數展開並忽略二次以上高階項，則

$$\begin{aligned} Q &\approx A R^{2/3} n_0^{-1} S_0^{1/2} + \left[\frac{\partial Q}{\partial n} \right]_{n=0.035, S=0.0003} (n - 0.035) + \left[\frac{\partial Q}{\partial S} \right]_{n=0.035, S=0.0003} (S - 0.0003) \\ &= Q_0 - \left[A R^{2/3} (0.035)^{-2} (0.0003)^{1/2} \right] (n - 0.035) + \left[0.5 A R^{2/3} (0.035)^{-1} (0.0003)^{-1/2} \right] (S - 0.0003) \end{aligned}$$

其中， A 為通水面積； R 為水力半徑，則率定流量之進似變方可寫為

$$\sigma_Q^2 = \left[A R^{2/3} (0.035)^{-2} (0.0003)^{1/2} \right]^2 \text{Var}(n) + \left[0.5 A R^{2/3} (0.035)^{-1} (0.0003)^{-1/2} \right]^2 \text{Var}(S)$$

其中， $\text{Var}(n)$ 與 $\text{Var}(S)$ 分別代表曼寧糙率係數與平均底床坡降之變方(variance)，其值分別為 3.5×10^{-3} 與 3×10^{-5} (因本研究假設變異係數為 0.1)。

利用上式可計算在不同上游水位條件下率定流量之變方，若進一步假設率定

流量為常態分布，則可進一步分析上游水位所對應率定流量值之信賴區間 (confidence interval, CI)，其計算結果如表 6-4 及圖 6-1 所示。由表 6-4 可知率定流量之變方雖然隨著上游水位之增加而增加，但其變異係數都維持在 0.1 以下，顯示在本案例設定下，即便曼寧糙率係數與平均底床坡降具有不確定性，亦不致使率定流量產生過大之變異性 (variability)。另根據前人推導定常均勻流流量水位關係一階的不確定性，流量的變異性可以流量與河床粗糙係數 n 及坡度 S 變數的不確定性關係以變異係數 (coefficient of variation; $\Omega = \sigma / \mu$ ， μ 為平均值； σ 為標準偏差) 簡化表示如下式 (Larry W. Mays and Yeou-Koung Tung, 1992)：

$$\Omega_Q^2 = \Omega_n^2 + 0.25\Omega_S^2$$

亦即可視為定值，以本研究所假設參數的變異性而言， Ω_Q 約為 0.112，但對於非定形複式渠道相當於大部分天然河道，其水流情況受斷面及河道幾何變化影響，主要水位站率定流量之變異係數由(6.1)式可以下式表示

$$\Omega_Q = \Omega_Q f \left(1 - \frac{1}{S_0} \frac{\partial y}{\partial x} \right)$$

如表 6-4 所示 Ω_Q 為非定值，為 0.0387 至 0.0856，而需經過詳細計算，其最小值為於水位達到約高於洪水平原高程(2.8m)附近，此與圖 5-7(b)所示主要水位站率定落差之變化趨勢符合。

2. Rosenblueth 點估算法 (Bivariate Rosenblueth PPE method)

此處將採用雙變數 PPE 方法，利用(6.1)式分析率定流量之變方，由於本研究假設河床粗糙係數與平均底床坡降為常態分布，故其偏度係數 (skewness coefficient) 均等於零，因此依據附錄 B(B.8)式， $n'_- = n'_+ = S'_- = S'_+ = 1$ ，河床粗糙係數 n 及底床坡降 S 相當值為

$$n_+ = \mu_n + n'_+ \sigma_n = 0.035 + (1)(0.0035) = 0.0385$$

$$n_- = \mu_n - n'_- \sigma_n = 0.035 - (1)(0.0035) = 0.0315$$

$$S_+ = \mu_S + S'_+ \sigma_S = 0.0003 + (1)(0.00003) = 0.00033$$

$$S_- = \mu_S - S'_- \sigma_S = 0.0003 - (1)(0.00003) = 0.00027$$

其中 σ_n 與 σ_S 分別為河床粗糙係數與平均底床坡降之標準差。將 n_+ 、 n_- 、 S_+ 、 S_- 值代入下式計算相當流量

$$\begin{aligned} Q_{++} &= AR^{2/3}(n_+)^{-1}(S_+)^{1/2} \\ Q_{+-} &= AR^{2/3}(n_+)^{-1}(S_-)^{1/2} \\ Q_{-+} &= AR^{2/3}(n_-)^{-1}(S_+)^{1/2} \\ Q_{--} &= AR^{2/3}(n_-)^{-1}(S_-)^{1/2} \end{aligned}$$

則 4 點($2^2 = 4$)機率質量可被決定如下：

$$\begin{aligned} p_{++} &= p_{--} = (1 + \rho_{n,S}) / 4 = (1 + 0) / 4 = 0.25 \\ p_{+-} &= p_{-+} = (1 - \rho_{n,S}) / 4 = (1 - 0) / 4 = 0.25 \end{aligned}$$

因此流量對原點之 r 階動差可以下式估算

$$\begin{aligned} E(Q^r) &= p_{++}(Q_{++})^r + p_{+-}(Q_{+-})^r + p_{-+}(Q_{-+})^r + p_{--}(Q_{--})^r \\ &= 0.25(Q_{++})^r + 0.25(Q_{+-})^r + 0.25(Q_{-+})^r + 0.25(Q_{--})^r \end{aligned}$$

率定流量的期望值可以 $r=1$ 加以估算，亦即

$$\mu_Q = 0.25(Q_{++}) + 0.25(Q_{+-}) + 0.25(Q_{-+}) + 0.25(Q_{--})$$

另外率定流量之變方則可計算如下：

$$\text{Var}(Q) = E(Q^2) - (\mu_Q)^2$$

其中，

$$E(Q^2) = 0.25(Q_{++})^2 + 0.25(Q_{+-})^2 + 0.25(Q_{-+})^2 + 0.25(Q_{--})^2$$

利用上式計算不同上游水位條件下率定流量之變方後，可進一步分析率定流量值之信賴區間，其計算結果如表 6-5 及圖 6-2 所示，圖 6-3 則為 FOVE 與 PPE 兩方法所計算信賴區間之比較圖。相同於 FOVE 之分析結果，由表 6-5 可知，即便曼寧糙率係數與平均底床坡降具有不確定性，亦不致使率定流量產生過大之變異性(variability)，同樣反應對於非定形複式渠道相當於大部分天然河道，其水流

情況受斷面及河道幾何變化影響，如表 6-5 所示 Ω_Q 為非定值，為 0.0391 至 0.0865，而需經過詳細計算，其最小值同樣為於水位達到約高於洪水平原高程 (2.8m) 附近。

6.2 水位落差關係之不確定性

水位落差關係不確定性分析主要包含兩步驟，首先在假設流量已知下，分析上游水位因曼寧糙率係數與平均底床坡降不確定性之影響而造成之變異性，接著再依據水位變異性分析結果計算上下游水位差之不確定性，茲詳述於下。

(一) 水位之變異性

1. 一階變方估計法(Bivariate FOVE method)

依據(6.2)式之曼寧公式，上游水深($Y_u=H_u - .30$)之計算公式可表示為：

$$H_u - 0.30 = Y_u = A^{-1} Q n^{3/2} S^{-3/4} \quad (6.3)$$

採用雙變數FOVE方法分析，並選擇 $(n_0, S_0) = (\bar{\mu}_n, \bar{\mu}_S)$ 為展開點，依據(6.3)式進行泰勒級數展開並忽略二次以上高階項，則

$$\begin{aligned} Y_u &\approx A^{-1} Q n_0^{3/2} S_0^{-3/4} + \left[\frac{\partial Y_u}{\partial n} \right]_{n=0.035, S=0.0003} (n - 0.035) + \left[\frac{\partial Y_u}{\partial S} \right]_{n=0.035, S=0.0003} (S - 0.0003) \\ &= Y_{u0} + \left[1.5 A^{-1} Q (0.035)^{1/2} (0.0003)^{-3/4} \right] (n - 0.035) - \left[0.75 A^{-1} Q (0.035)^{3/2} (0.0003)^{-7/4} \right] (S - 0.0003) \end{aligned}$$

則水位的進似變方可寫成

$$\sigma_{H_u}^2 = \left[1.5 A^{-1} Q (0.035)^{1/2} (0.0003)^{-3/4} \right]^2 \text{Var}(n) + \left[0.75 A^{-1} Q (0.035)^{3/2} (0.0003)^{-7/4} \right]^2 \text{Var}(S)$$

對於非定形複式渠道相當於大部分天然河道，其水流情況受斷面及河道幾何變化影響，主要水位站率定落差為水位函數，非定值關係，其統計參數須經詳細計算，利用上式計算不同流量條件時上游水位之變方後，假設上游主要水位站水位為常態分布，則可分別計算各流量對應上游水位值之信賴區間，其結果如表 6-6

所示。由表 6-6 可知上游水位標準偏差隨流量之變化，依據水流是否有漫溢至洪水平原而有所不同，當水流漫溢至洪水平原河幅突寬後，流量之增加對水位之變化將較不敏感，故此時上游水位標準偏差隨流量增加而遞增之幅度將較低。

此外觀察表 6-6，在不同流量下，上游水位之變異係數都維持在 0.005 以下，顯示在本案例設定下，即便曼寧糙率係數與平均底床坡降具有不確定性，亦不致使上游水位產生過大之變異性(variability)。

2. Rosenblueth 點估算法(Bivariate Rosenblueth PPE method)

同樣依據(6.3)式，並利用雙變數PPE分析方法以及 6.1 節所推求之河床粗糙係數與平均底床坡降相當值(n_+ 、 n_- 、 S_+ 、 S_-)，則相當上游水深可以下式計算：

$$\begin{aligned} Y_{u++} &= A^{-1}Q(n_+)^{3/2}(S_+)^{-3/4} \\ Y_{u+-} &= A^{-1}Q(n_+)^{3/2}(S_-)^{-3/4} \\ Y_{u-+} &= A^{-1}Q(n_-)^{3/2}(S_+)^{-3/4} \\ Y_{u--} &= A^{-1}Q(n_-)^{3/2}(S_-)^{-3/4} \end{aligned}$$

其 4 點($2^2 = 4$)機率質量可被決定如下：

$$\begin{aligned} p_{++} &= p_{--} = (1 + \rho_{n,S}) / 4 = (1 + 0) / 4 = 0.25 \\ p_{+-} &= p_{-+} = (1 - \rho_{n,S}) / 4 = (1 - 0) / 4 = 0.25 \end{aligned}$$

因此，上游水深對原點之 r 階動差可以下式估算：

$$\begin{aligned} E(Y_u^r) &= p_{++}(Y_{u++})^r + p_{+-}(Y_{u+-})^r + p_{-+}(Y_{u-+})^r + p_{--}(Y_{u--})^r \\ &= 0.25(Y_{u++})^r + 0.25(Y_{u+-})^r + 0.25(Y_{u-+})^r + 0.25(Y_{u--})^r \end{aligned}$$

則上游水深之期望值與變方可分別以下式計算：

$$\begin{aligned} \mu_{Y_u} &= 0.25(Y_{u++}) + 0.25(Y_{u+-}) + 0.25(Y_{u-+}) + 0.25(Y_{u--}) \\ \text{Var}(Y_u) &= E(Y_u^2) - (\mu_{Y_u})^2 \end{aligned}$$

由於上游水位僅為水深減一常數(底床高)，因此水位之標準偏差將與水深相同，

即：

$$\sigma_{H_u} = \sigma_{Y_u} = \sqrt{\text{Var}(Y_u)}$$

藉由以上步驟，上游水位之不確定性分析結果如表 6-7 所示。分別比較表 6-4 與 6-5，以及表 6-6 與 6-7 可發現，FOVE 與 PPE 兩種方法所推估之率定流量(或上游水位)不確定性並沒有明顯之差異，因此吾人可歸納在僅考慮曼寧粗糙係數與平均底床坡降之不確定性，且兩者變異程度不大時，FOVE 相當適合作為分析率定流量與上游水位不確定性之方法，且具有計算簡單與快速之優點。

(二) 落差與水位關係之變異性

率定水位落差關係為主要水位站水位(H_u)與主要水位站和輔助水位站間水位(H_d)差之關係，亦即

$$F_r = f(H_u, H_d) = H_u - H_d \quad (6.4)$$

(6.4)式為線性方程式，因此 F_r 之期望值與變方可分別表示為

$$\mu_{F_r} = H_{u0} - H_{d0}$$

$$\sigma_{F_r}^2 = \text{Var}(H_u) + \text{Var}(H_d) - 2\text{Cov}(H_u, H_d)$$

其中， μ_{F_r} 與 σ_{F_r} 分別為率定落差之期望值與標準差； H_{u0} 與 H_{d0} 分別為主要與輔助水位站水位之期望值； $\text{Cov}(H_u, H_d)$ 為主要與輔助水位站水位之共變異數(covariance)。

參考表 5-2 本研究渠道主要和輔助水位站水位差之落差與流量關係分析成果，假設主要和輔助水位站水位之相關係數為 0.98，且兩者具有相同之標準差，即 $\sigma_{H_u} = \sigma_{H_d}$ ，並採用表 6-6 主要水位站水位標準差之分析結果，則率定水位落差之標準差及信賴區間計算成果如表 6-8 所示及圖 6-4。依據分析結果顯示，由於率定水位落差為主要水位站之函數，因此其標準差變化幅度同樣會隨水位是否漫溢至洪水平原而有所不同，但變異係數都維持在 0.5 以下。

6.3 水位落差流量率定關係之不確定性

本研究提出解析方法以建立水位—落差—流量關係迴歸式(如(6.5)式)，由於曼寧粗糙係數與平均底床坡降具有不確定性，使得迴歸係數 c 與 d 亦具有不確定性，此處本研究以非均勻渠道(1)案例之水位落差流量率定關係(包括全部、迴水及跌水三種情況)為對象，將利用FOVE探討迴歸係數不確定性對實際流量(Q_m)與率定流量(Q_r)比值變異性之影響。

$$\frac{Q_m}{Q_r} = c \left(\frac{F_m}{F_r} \right)^d \quad (6.5)$$

在迴歸係數之統計特性設定方面，依據表 6-3 九個案例之計算結果，本研究令迴歸係數之期望值(即 μ_c 與 μ_d)等於非均勻渠道(1)案例所計算之 c 與 d 值，而標準差(即 σ_c 與 σ_d)則為九個案例所計算 c 與 d 值之樣本標準差；則依據(6.5)式利用FOVE在點 $(c_0, d_0) = (\mu_c, \mu_d)$ 以泰勒級數展開，並忽略二次以上高階項，則 Q_m/Q_r 之期望值與變方可以下列二式表示：

$$\begin{aligned} E\left(\frac{Q_m}{Q_r}\right) &\approx c_0 \left(\frac{F_{m0}}{F_{r0}}\right)^{d_0} + \left[\frac{\partial(Q_m/Q_r)}{\partial c}\right]_{c=c_0, d=d_0} (c-c_0) + \left[\frac{\partial(Q_m/Q_r)}{\partial d}\right]_{c=c_0, d=d_0} (d-d_0) \\ &\approx \left(\frac{F_m}{F_r}\right)_0^{d_0} (c-c_0) + d_0 \times \left(e^{d_0} \log_e \left(\frac{F_m}{F_r}\right)_0 + \left(\frac{F_m}{F_r}\right)_0 \log_e \left(\frac{F_m}{F_r}\right)_0 \right) (d-d_0) \\ \sigma_{(Q_m/Q_r)}^2 &= \left(\left(\frac{F_m}{F_r}\right)_0^{d_0} \right)^2 \text{Var}(c) + \left(c_0 \times \left(e^{d_0} \log_e \left(\frac{F_m}{F_r}\right)_0 + \left(\frac{F_m}{F_r}\right)_0 \log_e \left(\frac{F_m}{F_r}\right)_0 \right) \right)^2 \text{Var}(d) + \\ &2 \left(\left(\frac{F_m}{F_r}\right)_0^{d_0} \right) \left(c_0 \times \left(e^{d_0} \log_e \left(\frac{F_m}{F_r}\right)_0 + \left(\frac{F_m}{F_r}\right)_0 \log_e \left(\frac{F_m}{F_r}\right)_0 \right) \right) \text{Cov}(c, d) \end{aligned}$$

假設迴歸係數 c 、 d 之相關係數為0，則依據上二式與表 6-3，吾人可計算迴水、跌水與全部(同時考慮回水與跌水)等三種情況下，實際流量與率定流量比值(Q_m/Q_r)之變方、變異係數與信賴區間，表 6-9 至 6-11 以及圖 6-5 至 6-7 所示分別為迴水、跌水與全部等三種情況之計算結果。

以全部情況而言，如圖 6-7 所示 9 個案例以HEC-RAS 3.1 為工具計算所衍生

資料為樣本所得流量比值與落差比值點大致都落於 95% 信賴區間內，惟落差比值大於 1.0 (跌水) 部份有較大偏離，若參照將流量比值與落差比值點點繪於迴水與跌水兩情況 (圖 6-5 與 6-6)，則 9 個案例流量比值與落差比值點都落於 95% 信賴區間內，此現象係肇因於在考慮全部之情況時， d 值之變異係數較迴水與跌水等兩情況為小，又 Q_m/Q_r 之變異係數受 d 值變異係數影響較大，導致所計算 Q_m/Q_r 之變異係數較分別考慮迴水與跌水等兩情況為低，連帶造成全部情況之 95% 信賴區間較其他二者窄進而使得 9 個案例部分之流量比值點皆落於信賴區間外，顯示全部情況所推得之參數可能無法反應流量比值與落差比值間之關係。綜合上述結果可知，若分別針對迴水與跌水等兩情況推估 (4.2) 式參數 c 及 d 值，所推得之參數值 (尤其是 d 值)，較能反應出流量比值與落差比值之變化趨勢，此與第四章在討論 (4.2) 式時，因組成因素值在洪水漲退水情況有不同趨勢反應，及如第五章分析成果若作全部情況混合分析，其校正效果較差。因此由不確定性分析結果亦可佐證本研究在第四章所提出之建議，也就是在建立流量率定曲線時，需將迴水 (Backwater) 及跌水 (Free fall) 情況作分開處理，以提高流量推估結果之準確性及可靠度。

藉由本章之分析，吾人可歸納當曼寧糙率係數與平均底床坡降之不確定性程度較低時，本研究所發展之解析「水位—落差—流量率定關係」亦具有相當低之變異度，而一般主要與輔助水位站間距離控制在兩站間水位落差不小於 0.15 公尺，曼寧糙率係數與平均底床坡降之變異有限，顯示本研究所提出之解析方法可實際應用於推求天然河道各河段之水力履性圖以及水位落差流量關係，並據以推估流量。

表 6-1 相關研究水理變數之不確定性統計參數採用值

變數 (1)	變異係數 (2)	機率分佈 (3)	參考文獻 (4)
曼寧糙率係數 n	0.1,0.15	normal	(Cessare,1991)
曼寧糙率係數 n	0.2,0.053	normal	(Mays and Tung 1992)
曼寧糙率係數 n	0.08	triangular	(Yeh and Tung 1993)
曼寧糙率係數 n	0.10,0.055	Triangular, gamma	(Tung 1990)
曼寧糙率係數 n	0.20~0.35	lognormal	(Hydr. Engrg. Center 1986)
曼寧糙率係數 n	0.28,0.18	uniform	(Johnson 1996)
曼寧糙率係數 n	0.10	normal	Present proposed*
渠道坡降	0.3,0.068	normal	(Mays and Tung 1992)
渠道坡降	0.12,0.164	triangular	(Tung 1990)
渠道坡降	0.25	lognormal	(Johnson 1996)
渠道坡降	0.10	normal	Present proposed*

表 6-2 不確定性分析研究渠道採用各項參數

參數情況	幾何參數								水理參數		備註
	上游斷面			下游斷面			斷面積 m ²	渠道長 m	n	S	
	寬度 m	深度 m	底床高 m	寬度 m	深度 m	底床高 m					
非均勻渠道(1)	700 (300)	5 (2.5)	0.3	500 (100)	5 (2.5)	0.0	2000	1000	0.035	0.0003	()代表 洪水平原
非均勻渠道(2)	700 (300)	5 (2.5)	0.3	500 (100)	5 (2.5)	0.0	2000	1000	0.035	0.00033	()代表 洪水平原
非均勻渠道(3)	700 (300)	5 (2.5)	0.3	500 (100)	5 (2.5)	0.0	2000	1000	0.035	0.00027	()代表 洪水平原
非均勻渠道(4)	700 (300)	5 (2.5)	0.3	500 (100)	5 (2.5)	0.0	2000	1000	0.0315	0.0003	()代表 洪水平原
非均勻渠道(5)	700 (300)	5 (2.5)	0.3	500 (100)	5 (2.5)	0.0	2000	1000	0.0315	0.00033	()代表 洪水平原
非均勻渠道(6)	700 (300)	5 (2.5)	0.3	500 (100)	5 (2.5)	0.0	2000	1000	0.0315	0.00027	()代表 洪水平原
非均勻渠道(7)	700 (300)	5 (2.5)	0.3	500 (100)	5 (2.5)	0.0	2000	1000	0.0385	0.0003	()代表 洪水平原
非均勻渠道(8)	700 (300)	5 (2.5)	0.3	500 (100)	5 (2.5)	0.0	2000	1000	0.0385	0.00033	()代表 洪水平原
非均勻渠道(9)	700 (300)	5 (2.5)	0.3	500 (100)	5 (2.5)	0.0	2000	1000	0.0385	0.00027	()代表 洪水平原

表 6-3 不同參數情況下渠道之水位落差流量研究成果比較

參數情況	迴水			跌水			全部		
	c	d	R ²	c	d	R ²	c	d	R ²
非均勻渠道(1)	1.0054	0.4380	0.9805	1.0042	0.3109	0.9667	0.9822	0.4224	0.9836
非均勻渠道(2)	1.0100	0.4408	0.9774	1.0088	0.2899	0.9523	0.9850	0.4252	0.9799
非均勻渠道(3)	0.9949	0.4336	0.9672	1.0042	0.3330	0.9809	0.9795	0.4229	0.9771
非均勻渠道(4)	1.0131	0.4335	0.9712	1.0101	0.2980	0.9249	0.9939	0.4219	0.9758
非均勻渠道(5)	1.0103	0.4266	0.9785	1.0035	0.2974	0.9518	0.9899	0.4143	0.9814
非均勻渠道(6)	1.0040	0.4361	0.9843	1.0050	0.3043	0.9719	0.9785	0.4199	0.9861
非均勻渠道(7)	1.0068	0.4394	0.9805	1.0067	0.3169	0.9690	0.9827	0.4244	0.9842
非均勻渠道(8)	1.0026	0.4321	0.9790	1.0035	0.3185	0.9777	0.9836	0.4207	0.9835
非均勻渠道(9)	1.0063	0.4432	0.9822	1.0076	0.3309	0.9740	0.9811	0.4266	0.9859
平均值	1.0059	0.4359		1.0060	0.3111		0.9840	0.4220	
標準偏差	0.0055	0.0052		0.0025	0.0168		0.0062	0.0038	
變異係數	0.0055	0.0120		0.0024	0.0539		0.0063	0.0089	

表 6-4 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線(率定流量)FOVE 不確定分析成果

流量 (cms)	水位 (m)	變方 $\sigma_{Q_r}^2$	標準偏差 σ_{Q_r}	變異係數 Ω_{Q_r}	Q_r 信賴區間 (90%)		Q_r 信賴區間 (95%)	
					下限 (cms)	上限 (cms)	下限 (cms)	上限 (cms)
100	1.35	29.7756	5.46	0.0546	91	109	89	111
200	1.80	94.7124	9.73	0.0487	184	216	181	219
400	2.43	301.7006	17.37	0.0434	371	429	366	434
600	2.94	598.0881	24.46	0.0408	560	640	552	648
800	3.32	957.9673	30.95	0.0387	749	851	739	861
1000	3.61	2479.6333	49.80	0.0498	918	1082	902	1098
1200	3.87	4842.9085	69.59	0.0580	1086	1314	1064	1336
1400	4.11	8123.2765	90.13	0.0644	1252	1548	1223	1577
1600	4.34	12486.6420	111.74	0.0698	1416	1784	1381	1819
1800	4.56	17985.3836	134.11	0.0745	1579	2021	1537	2063
2000	4.78	24984.8761	158.07	0.0790	1740	2260	1690	2310
2200	4.98	32825.8608	181.18	0.0824	1902	2498	1845	2555
2400	5.18	42240.7384	205.53	0.0856	2062	2738	1997	2803

表 6-5 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線(率定流量)PPE 不確定分析成果

流量 (cms)	水位 (m)	變方 $\sigma_{Q_r}^2$	標準偏差 σ_{Q_r}	變異係數 Ω_{Q_r}	Q_r 信賴區間 (90%)		Q_r 信賴區間 (95%)	
					下限 (cms)	上限 (cms)	下限 (cms)	上限 (cms)
100	1.35	30.3955	5.51	0.0551	91	109	89	111
200	1.80	96.6840	9.83	0.0492	184	216	181	219
400	2.43	307.9810	17.55	0.0439	371	429	366	434
600	2.94	610.5384	24.71	0.0412	559	641	552	648
800	3.32	977.9091	31.27	0.0391	749	851	739	861
1000	3.61	2531.2513	50.31	0.0503	917	1083	901	1099
1200	3.87	4943.7223	70.31	0.0586	1084	1316	1062	1338
1400	4.11	8292.3768	91.06	0.0650	1250	1550	1222	1578
1600	4.34	12746.5735	112.90	0.0706	1414	1786	1379	1821
1800	4.56	18359.7812	135.50	0.0753	1577	2023	1534	2066
2000	4.78	25504.9805	159.70	0.0799	1737	2263	1687	2313
2200	4.98	33509.1892	183.06	0.0832	1899	2501	1841	2559
2400	5.18	43120.0541	207.65	0.0865	2058	2742	1993	2807

表 6-6 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線(水位)FOVE 不確定分析成果

流量 (cms)	水位 (m)	變方 $\sigma_{H_u}^2$	標準偏差 σ_{H_u}	變異係數 Ω_{H_u}	H_u 信賴區間 (90%)		H_u 信賴區間 (95%)	
					下限 (m)	上限 (m)	下限 (m)	上限 (m)
100	1.35	0.1857	0.43	0.0043	0.64	2.06	0.51	2.19
200	1.80	0.3683	0.61	0.0030	0.80	2.80	0.61	2.99
400	2.43	0.7280	0.85	0.0021	1.03	3.83	0.76	4.10
600	2.94	1.0780	1.04	0.0017	1.23	4.65	0.91	4.97
800	3.32	0.3152	0.56	0.0007	2.40	4.24	2.22	4.42
1000	3.61	0.2781	0.53	0.0005	2.74	4.48	2.58	4.64
1200	3.87	0.2679	0.52	0.0004	3.02	4.72	2.86	4.88
1400	4.11	0.2672	0.52	0.0004	3.26	4.96	3.10	5.12
1600	4.34	0.2695	0.52	0.0003	3.49	5.19	3.32	5.36
1800	4.56	0.2739	0.52	0.0003	3.70	5.42	3.53	5.59
2000	4.78	0.2775	0.53	0.0003	3.91	5.65	3.75	5.81
2200	4.98	0.2849	0.53	0.0002	4.10	5.86	3.93	6.03
2400	5.18	0.2913	0.54	0.0002	4.29	6.07	4.12	6.24

表 6-7 複式斷面非均勻渠道流量與水位率定曲線(水位)PPE 不確定分析成果

流量 (cms)	水位 (m)	變方 $\sigma_{H_u}^2$	標準偏差 σ_{H_u}	變異係數 Ω_{H_u}	H_u 信賴區間 (90%)		H_u 信賴區間 (95%)	
					下限 (m)	上限 (m)	下限 (m)	上限 (m)
100	1.35	0.2365	0.49	0.0049	0.55	2.15	0.40	2.30
200	1.80	0.4692	0.69	0.0034	0.67	2.93	0.46	3.14
400	2.43	0.9275	0.96	0.0024	0.85	4.01	0.54	4.32
600	2.94	1.3735	1.17	0.0020	1.01	4.87	0.64	5.24
800	3.32	0.4016	0.63	0.0008	2.28	4.36	2.08	4.56
1000	3.61	0.3544	0.60	0.0006	2.63	4.59	2.44	4.78
1200	3.87	0.3413	0.58	0.0005	2.91	4.83	2.72	5.02
1400	4.11	0.3404	0.58	0.0004	3.15	5.07	2.97	5.25
1600	4.34	0.3434	0.59	0.0004	3.38	5.30	3.19	5.49
1800	4.56	0.3490	0.59	0.0003	3.59	5.53	3.40	5.72
2000	4.78	0.3535	0.59	0.0003	3.80	5.76	3.61	5.95
2200	4.98	0.3630	0.60	0.0003	3.99	5.97	3.80	6.16
2400	5.18	0.3711	0.61	0.0003	4.18	6.18	3.99	6.37

表 6-8 複式斷面非均勻渠道水位與落差關係FOVE 不確定分析成果

水位 (m)	落差 (m)	變方 $\sigma_{F_r}^2$	標準偏差 σ_{F_r}	變異係數 Ω_{F_r}	F_r 信賴區間 (90%)		F_r 信賴區間 (95%)	
					下限 (m)	上限 (m)	下限 (m)	上限 (m)
0.61	0.41	0.0001	0.0096	0.0234	0.39	0.43	0.39	0.43
1.04	0.52	0.0019	0.0431	0.0828	0.45	0.59	0.44	0.60
1.35	0.56	0.0074	0.0862	0.1539	0.42	0.70	0.39	0.73
1.80	0.60	0.0147	0.1214	0.2023	0.40	0.80	0.36	0.84
2.43	0.61	0.0291	0.1706	0.2797	0.33	0.89	0.28	0.94
2.94	0.61	0.0431	0.2077	0.3404	0.27	0.95	0.20	1.02
3.32	0.57	0.0165	0.1284	0.2252	0.36	0.78	0.32	0.82
3.61	0.53	0.0126	0.1122	0.2117	0.35	0.71	0.31	0.75
3.87	0.49	0.0115	0.1073	0.2189	0.31	0.67	0.28	0.70
4.11	0.45	0.0111	0.1053	0.2340	0.28	0.62	0.24	0.66
4.34	0.43	0.0110	0.1049	0.2440	0.26	0.60	0.22	0.64
4.56	0.41	0.0112	0.1057	0.2577	0.24	0.58	0.20	0.62
4.78	0.40	0.0113	0.1063	0.2657	0.23	0.57	0.19	0.61
4.98	0.39	0.0115	0.1072	0.2748	0.21	0.57	0.18	0.60
5.18	0.38	0.0117	0.1083	0.2851	0.20	0.56	0.17	0.59

表 6-9 複式斷面非均勻渠道流量與落差關係曲線FOVE 不確定分析成果(迴水情況)

F_m/F_r	Q_m/Q_r	變方 ² σ_{Q_m/Q_r}^2	標準偏差 σ_{Q_m/Q_r}	變異係數 Ω_{Q_m/Q_r}	Q_m/Q_r 信賴區間 (90%)		Q_m/Q_r 信賴區間 (95%)	
					下限	上限	下限	上限
0.10	0.37	0.000398	0.0200	0.0544	0.33	0.40	0.33	0.41
0.20	0.50	0.000224	0.0150	0.0301	0.47	0.52	0.47	0.53
0.30	0.59	0.000146	0.0121	0.0204	0.57	0.61	0.57	0.62
0.40	0.67	0.000101	0.0100	0.0149	0.66	0.69	0.65	0.69
0.50	0.73	0.000072	0.0085	0.0114	0.73	0.76	0.73	0.76
0.60	0.79	0.000052	0.0072	0.0090	0.79	0.82	0.79	0.82
0.70	0.84	0.000040	0.0063	0.0073	0.85	0.87	0.85	0.87
0.80	0.89	0.000032	0.0057	0.0062	0.90	0.92	0.90	0.92
0.90	0.94	0.000029	0.0054	0.0056	0.95	0.97	0.95	0.97
1.00	0.98	0.000030	0.0055	0.0055	1.00	1.01	0.99	1.02

表 6-10 複式斷面非均勻渠道流量與落差關係曲線FOVE 不確定分析成果(跌水情況)

F_m/F_r	Q_m/Q_r	變方 ² σ_{Q_m/Q_r}^2	標準偏差 σ_{Q_m/Q_r}	變異係數 Ω_{Q_m/Q_r}	Q_m/Q_r 信賴區間 (90%)		Q_m/Q_r 信賴區間 (95%)	
					下限	上限	下限	上限
1.00	1.00	0.000006	0.0025	0.0025	1.00	1.01	1.00	1.01
1.20	1.06	0.000069	0.0083	0.0078	1.05	1.08	1.05	1.08
1.40	1.11	0.000254	0.0159	0.0143	1.09	1.14	1.08	1.15
1.60	1.16	0.000561	0.0237	0.0204	1.12	1.20	1.12	1.21
1.80	1.21	0.000994	0.0315	0.0261	1.15	1.26	1.14	1.27
2.00	1.25	0.001558	0.0395	0.0317	1.18	1.31	1.17	1.32
2.20	1.28	0.002258	0.0475	0.0370	1.20	1.36	1.19	1.38
2.40	1.32	0.003102	0.0557	0.0422	1.23	1.41	1.21	1.43
2.60	1.35	0.004096	0.0640	0.0474	1.25	1.46	1.23	1.48
2.80	1.38	0.005245	0.0724	0.0524	1.26	1.50	1.24	1.53
3.00	1.41	0.006556	0.0810	0.0573	1.28	1.55	1.25	1.57
3.50	1.48	0.010584	0.1029	0.0694	1.31	1.65	1.28	1.68
4.00	1.55	0.015757	0.1255	0.0812	1.34	1.75	1.30	1.79

表 6-11 複式斷面非均勻渠道流量與落差關係曲線FOVE 不確定分析成果

F_m/F_r	Q_m/Q_r	變方 σ_{Q_m/Q_r}^2	標準偏差 σ_{Q_m/Q_r}	變異係數 Ω_{Q_m/Q_r}	Q_m/Q_r 信賴區間 (90%)		Q_m/Q_r 信賴區間 (95%)	
					下限	上限	下限	上限
0.10	0.37	0.000201	0.0142	0.0381	0.35	0.39	0.34	0.40
0.20	0.50	0.000117	0.0108	0.0218	0.48	0.52	0.48	0.52
0.30	0.59	0.000081	0.0090	0.0153	0.58	0.61	0.57	0.61
0.40	0.67	0.000061	0.0078	0.0117	0.65	0.68	0.65	0.68
0.50	0.73	0.000049	0.0070	0.0095	0.72	0.74	0.72	0.75
0.60	0.79	0.000041	0.0064	0.0081	0.78	0.80	0.78	0.80
0.70	0.84	0.000037	0.0061	0.0072	0.83	0.85	0.83	0.86
0.80	0.89	0.000036	0.0060	0.0067	0.88	0.90	0.88	0.91
0.90	0.94	0.000036	0.0060	0.0064	0.93	0.95	0.93	0.95
1.00	0.98	0.000038	0.0062	0.0063	0.97	0.99	0.97	0.99
1.50	1.17	0.000075	0.0087	0.0074	1.15	1.18	1.15	1.18
2.00	1.32	0.000152	0.0123	0.0094	1.30	1.34	1.29	1.34
2.50	1.45	0.000273	0.0165	0.0114	1.42	1.47	1.41	1.48
3.00	1.56	0.000442	0.0210	0.0135	1.53	1.60	1.52	1.60
3.50	1.67	0.000663	0.0257	0.0154	1.62	1.71	1.62	1.72
4.00	1.76	0.000941	0.0307	0.0174	1.71	1.81	1.70	1.82

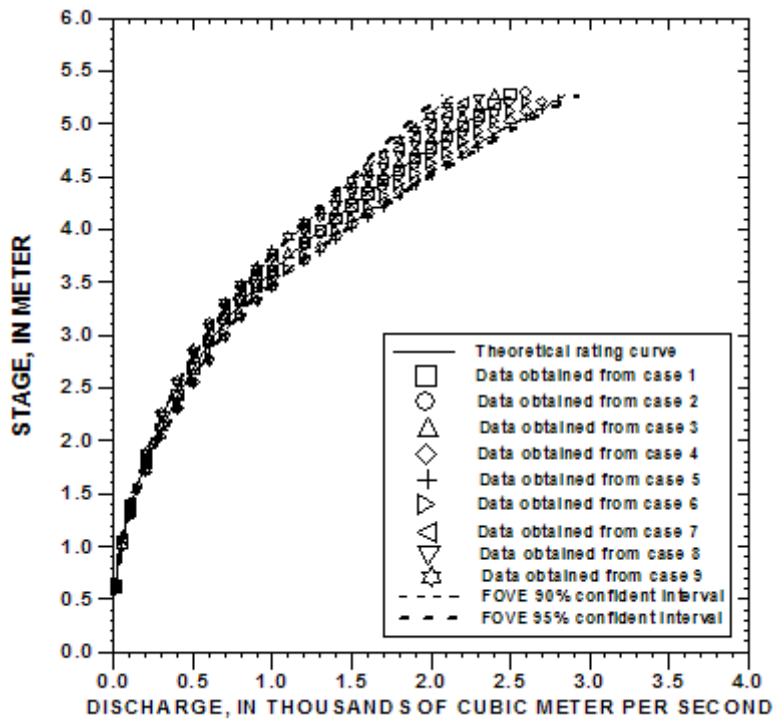


圖 6-1 複式斷面非均勻渠道水位與流量率定曲線(率定流量)FOVE 不確定分析成果

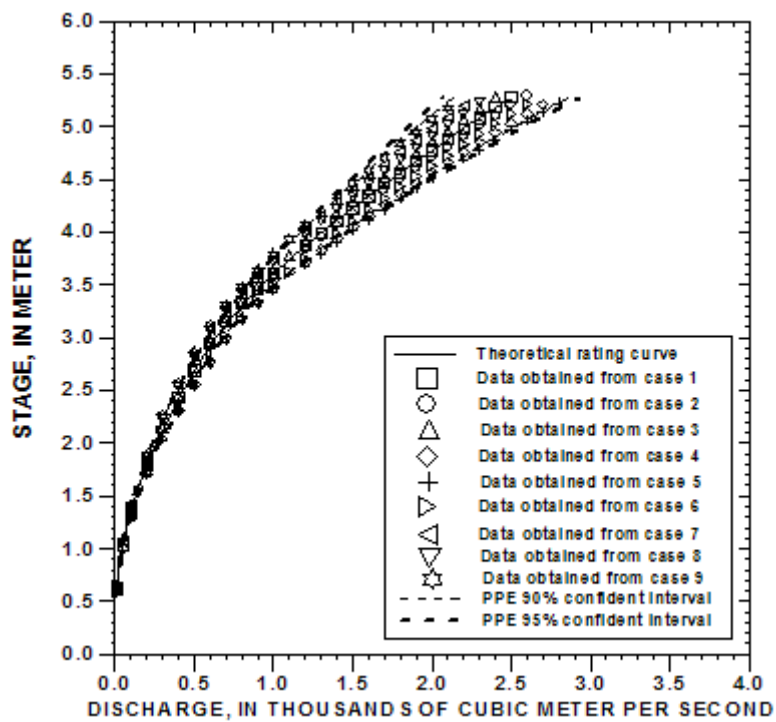


圖 6-2 複式斷面非均勻渠道水位與流量率定曲線(率定流量)PPE 不確定分析成果

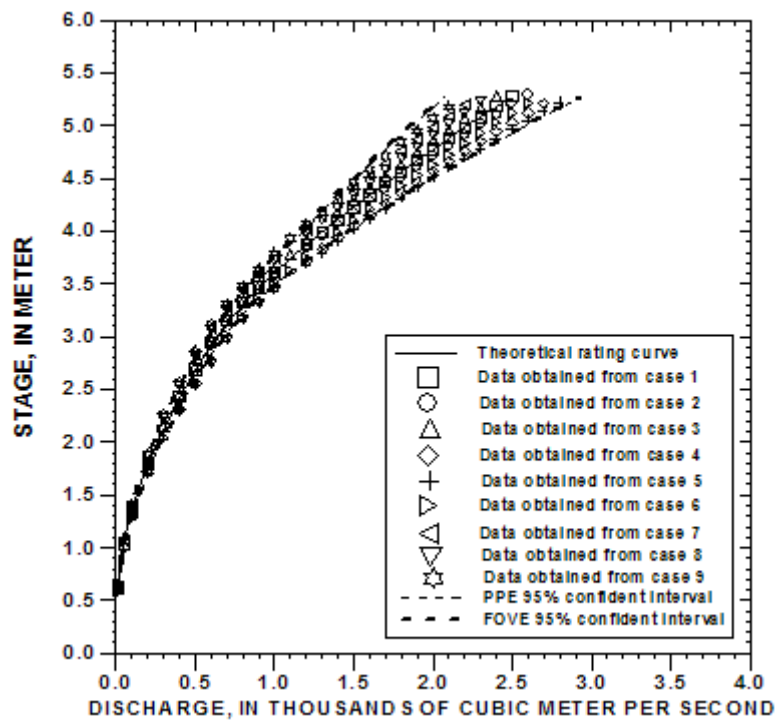


圖 6-3 複式斷面非均勻渠道水位與流量率定曲線(率定流量)不確定分析成果比較

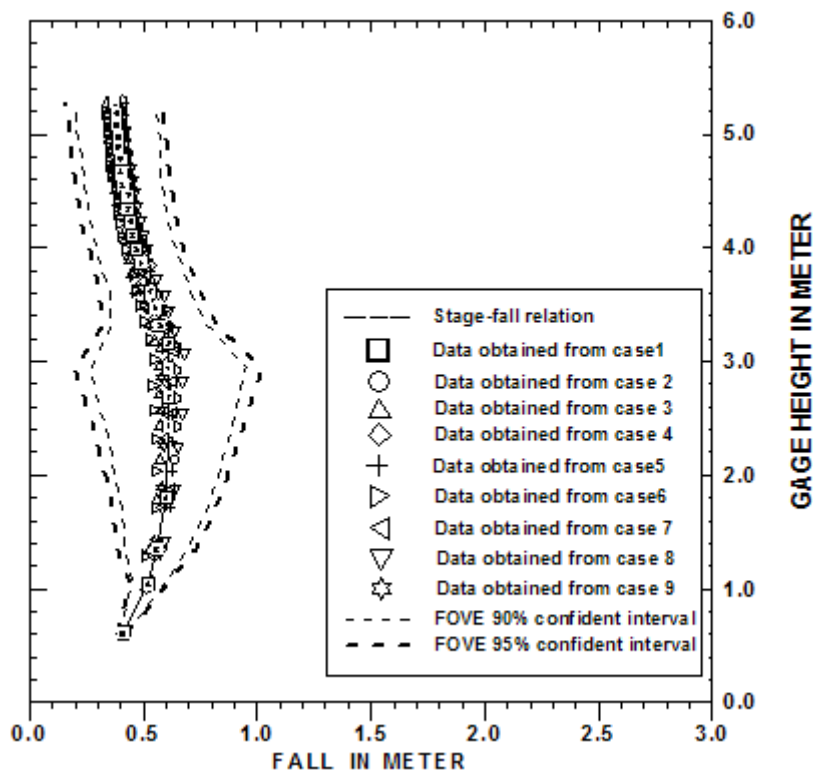


圖 6-4 複式斷面非均勻渠道水位與落差關係 FOVE 不確定分析成果

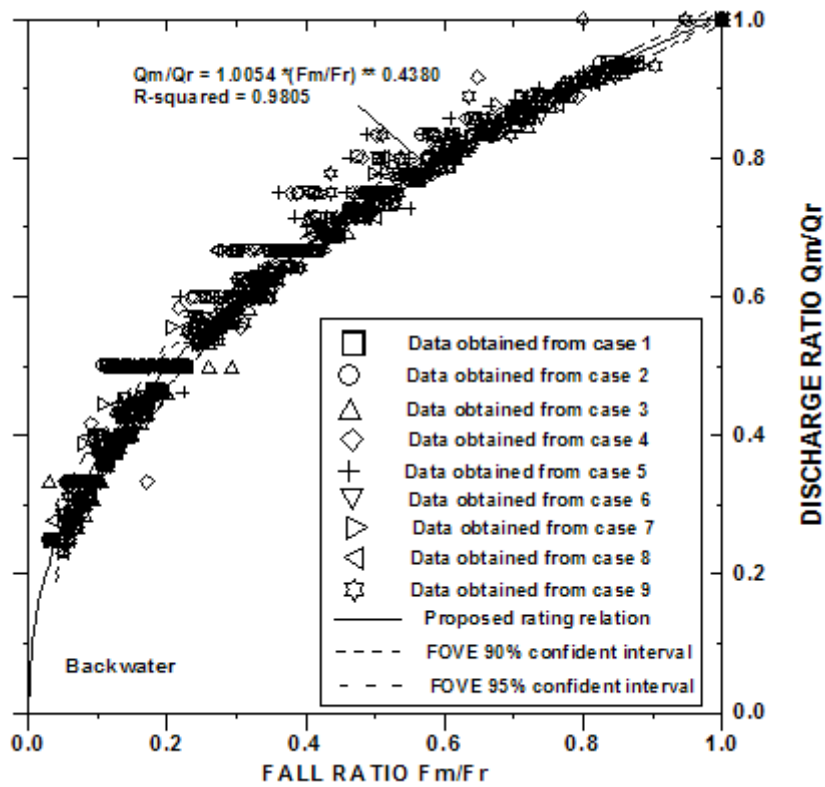


圖 6-5 複式斷面非均勻渠道流量與落差關係曲線迴水情況不確定分析成果

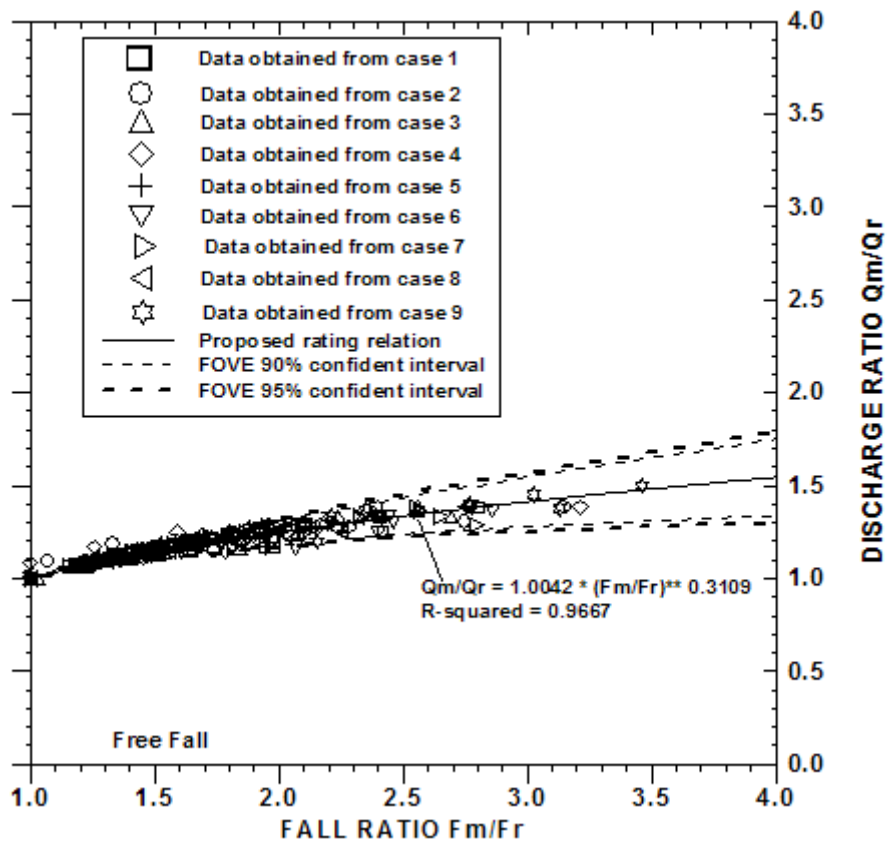


圖 6-6 複式斷面非均勻渠道流量與落差關係曲線跌水情況不確定分析成果

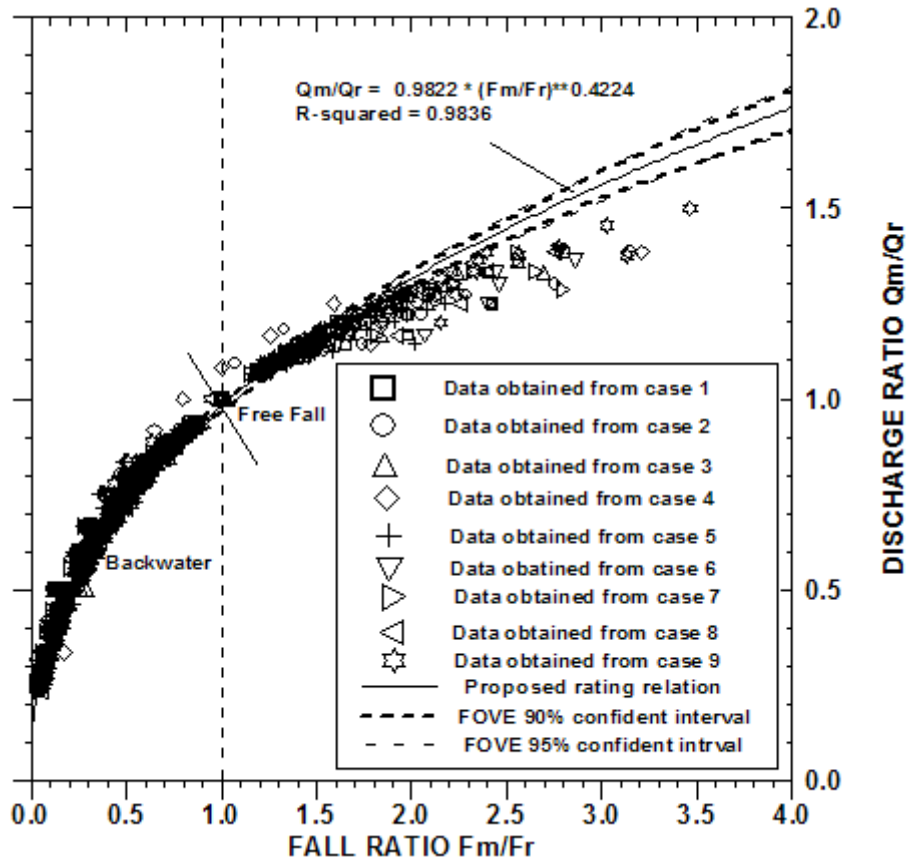


圖 6-7 複式斷面非均勻渠道流量與落差關係曲線不確定分析成果

第七章 應用案例

台灣河川之水位流量站通常設置於橋樑處以便於觀測水位，水位計固定於橋墩下游面，不定時以流速儀或浮標經面積流速法推估流量，並採單站率定方法建立水位—流量率定曲線，後續流量歷線則以水位站水位歷線依已建立之率定曲線轉換而得。由於率定曲線以單站率定方式建立，無法反映洪峰前後水面坡降變化之影響，且台灣河川高流量多發生於颱風期間，觀測不易致使可供率定之實測流量偏低，又洪水期流量隨時間急劇變化，流量測驗很難滿足瞬時性和同步性條件，實測水位流量資料無法足夠提供傳統方法之率定。因此，改進水位—流量關係率定方式已刻不容緩。本研究以水力履性曲線衍生之流量資料取代觀測資料，不僅可提供高流量資料，更可反映水面坡降變化之影響，第五、六章已分析本研究解析方法之參數敏感度與不確定性，本章將解析方法應用於實際河川，就河川形態、特性與規模及資料之不同，選擇分別位於台灣南部與北部的高屏溪與基隆河為探討對象，其中基隆河具有相對較為完整的水文站斷面(1969年迄今)及觀測資料(1962年迄今)，首先以本研究方法針對一般河川代表高屏溪加以探討其適用性，再經由以基隆河為對象選定實測資料較完整之水文站作為驗證應用對象，期冀能有代表性的檢討結果。

7.1 高屏溪應用案例

7.1.1 水文站及研究河段

高屏溪本流範圍自嶺口至河口，依河道基本資料調查分析結果，全段坡降平直、變化不大，以高屏大橋為界，分為上下二段。自河口至高屏大橋段，有效行水河寬平均為 2,085 公尺，河床平均坡降為 1:1,026；自高屏大橋至嶺口段，有效河寬平均為 2,239 公尺，河床平均坡降約 1:925。全段河床平坦，河幅寬闊，河道坡降平順，水流緩慢，就河性而言，基本上屬於沖積平原河道，河口至高屏大橋段河床質平均粒徑在 0.4~36 公厘間，高屏大橋至嶺口段河床質平均粒徑在 6~60 公厘間。高屏溪水文測站共有 21 站，目前仍繼續觀測的有新發大橋、六龜、大津橋、三地門、民族橋、杉林大橋及里嶺大橋，共有七站。

1. 里嶺大橋水位站河段

高屏溪依河道基本資料調查分析結果，自高屏大橋至嶺口段，有效河寬平均為 2,239 公尺，河床平均坡降約 1:925。全段河床平坦，河幅寬闊，河道坡降平順，水流緩慢，就河性而言，基本上屬於沖積平原河道，高屏大橋至嶺口段河床質平均粒徑在 6~60 公厘間。本研究選定的高屏溪里嶺大橋水文測站（0335），約位於高屏溪斷面 71 附近，研究河段相關位置與河道如圖 7-1 所示，83、86 及 87 年實測之水位-流量資料如圖 7-2 所示。此河段 200 年再現期洪水洪峰流量為 24,200 秒立方公尺，曼寧粗糙係數 n 採用 0.038(高屏溪治理規劃報告，1981)，斷面地形根據水利單位於 88 年 3 月施測該站中軸及上、下游各距 200 公尺之大斷面資料，圖 7-3 為沿水文站橋墩中心線之縱斷面，水位站位於左岸起第 61 座橋墩處(2K+135)，橋墩採雙圓墩柱設計(如圖 7-4)，自記水位計施設於橋台下游側，距下游墩柱心約 5 公尺。目前里嶺水文站實測最大流量為 6,620 cms 如圖 7-2 所示，僅約大於 1.1 年再現期洪水洪峰流量(4,160 cms)，且水位站下游數公尺有一低堰。本研究河段即以里嶺水位站斷面為上游邊界，而以低堰斷面為下游邊界。

2. 未設置水位站河段

另為探討本研究方法對於類似河川未設水位站河段應用之可行性，則以高屏溪本流最上游邊界斷面為研究案例，此斷面為屏斷 74 位於里嶺大橋上游匯流口處，研究河段即以屏斷 74 為上游斷面，並以里嶺大橋上游斷面為其下游邊界斷面，此河段同樣 200 年再現期洪水洪峰流量為 24,200 秒立方公尺，曼寧粗糙係數 n 採用 0.038，河床平均坡降仍採用 1:925，藉以和里嶺大橋河段成果作比較探討。

7.1.2 數值模式建立、檢定及驗證

河道斷面地形、底床高程變化（底床坡度）、曼寧糙率係數等參數都會造成水位流量關係的變化，因此在推求各河段之水力履性圖之前，必須進行全河段迴水計算以檢定所採用上述各項參數之適用性。除為參數之檢定驗證外，並為能與實測水位流量資料（83、87 年）比較，本研究乃以高屏溪 84 年實測之斷面資料

為迴水計算檢定及後續應用依據。其迴水演算條件如下，以河口為起點往上游至斷面 80 為計算河段，沿河段有里嶺大橋（含其下游潛堰）等五座橋樑與攔河堰乙座等跨河構造物，曼寧係數 n 參考臺灣省水利局「高屏溪治理規劃報告」（1981）及「高屏溪（里嶺大橋下游）河川低水治理規劃」（1996），初步採用 0.028~0.038（深槽與左右洪水平原均同值），由於缺乏可供檢定之現場颱風洪水痕跡水位資料，本研究則分別以 80 年及 84 年斷面資料在不同流量條件下演算進行迴水計算檢定。研究過程中為探討感潮之影響，下游邊界分別給定各流量臨界水深與暴潮位進行迴水計算，發現 16 斷面以上河段（含本研究水位站河段）即不感潮，但為比較檢定，本研究下游邊界則一致採用河口下游暴潮位 2.2 公尺。如圖 7-5 所示為 100 年再現期洪水水面線計算與 64 年治理規劃計畫洪水位(高屏溪治理規劃報告, 1981)比較，其中除反應攔河堰構造物施設後局部洪水位有所變化外，其上下游水面坡降大約一致，但 80 年全河段計算洪水位較計畫洪水位(高屏溪治理規劃報告, 1981)整體水面線降低，由 80 年與 64 年斷面 74 至河口段之平均河床高資料比較得知，全河段平均刷深 1.46 公尺(高屏溪里嶺大橋下游河川低水治理規劃, 1996)，因此計算比較結果為河床刷深所導致整體水位下降約 1.0 至 1.5 公尺，而 80 至 84 年間則變化不大，各斷面變化比較結果，河道漸趨穩定，水面線亦趨近一致。其中里嶺大橋站(屏斷 71)河段水理計算結果，200 年再現期洪水洪峰流量（24,200 cms）下，上游斷面之能量坡降（ S_f ）為 0.000936、福祿數（ F_r ）為 0.35；下游斷面之能量坡降為 0.00102、福祿數為 0.36，而 10 年再現期洪水洪峰流量（17,400 cms）下，上游斷面之能量坡降為 0.001053、福祿數為 0.37；下游斷面之能量坡降為 0.001278、福祿數為 0.40，此河段大致趨近於均勻流（steady uniform flow），其能量坡降平均約 0.00107，與本研究所採用平均河床坡降 1/925 約一致，由模擬檢定結果顯示所採用之曼寧 n 值與坡降等各項參數及以 84 年實測之斷面資料為迴水計算依據相當可靠。

經由資料蒐集分析及迴水計算檢定，對於具有洪水平原之不規則斷面河道且有橋樑、固床工及潛堰等構造物之研究河段，HEC-RAS 3.1 版模式可反應前述影響因子之整體作用，建立之 84 年地形模式可作為本研究之基礎，有利於評估探

討水力履性圖理論是否適用於天然河川，並可驗證理論率定曲線之新方法及其步驟與程序應用於天然河段之可行性。

7.1.3 HPG 與理論率定曲線之建立

台灣河川高流量的發生都為颱風，觀測不易，致使可供運用之實測水位流量資料都偏低，以高屏溪為例，目前里嶺水文站實測最大流量為 6,620 cms 如圖 7-2 所示，僅約大於 1.1 年再現期洪水洪峰流量(4,160 cms)，根據實測水位流量資料迴歸之率定曲線，當外延應用於較高頻率洪峰流量時即遭遇極大的困難與不確定性，而颱風流量又都依據該水位站觀測洪水位以率定曲線推估而得，更嚴重影響相關水資源利用、管理及水利防洪等規劃成果之不確定性與可信度。又經實地觀察，發現該水文站位於橋墩下游，可能在橋墩分離圈影響範圍以內，如此水位除受主流影響外，更大受分離圈之水流影響，以致量出水位波動較大，且不全部代表主流情形。而且主流水態並非一般河川水流情形，而是通過橋墩間之加減速流，因此所量水位與測站在此加減速流中之位置及河道幾何條件有關。

且水位站下游數公尺有一低堰。此低堰對水文站水位有直接影響。在低流量時堰頂水深為臨界水深，流量可直接由此水深算出，測站水位與此過堰水深有直接關係。在大流量高水位時此堰有穩定水位作用，因為無堰時，大流量可能產生橋墩旁邊砂石挖深淘空，退水時泥沙回填，測站水位變動頗大。低堰有減少淘空回填作用，減少水位變化。此低堰只建於河床西段水位站附近，河床東段並無低堰。如上所述里嶺水文測站同受橋墩及低堰影響，如要推出實際適用之理論率定曲線，不僅要計算河段水力履性圖，尚須計算不同流量之橋墩間流場及低堰與橋墩間之迴水影響。其中除需評估合乎需求之計算方法以外，更需要水位測站附近詳細地形資料。依水理原則推論，低水深時下游低堰為控制邊界，水流則受低堰影響較大，而高水深時低堰影響變小而橋墩流場影響較大。

本研究除繪製理論率定曲線外，並為進一步探討水位站附近橋墩、潛堰等結構物流場對率定曲線之影響，本研究乃以里嶺站河段（斷面 74~69）河川 84 年斷面資料及 88 年 3 月施測該站中軸及上、下游各距 200 公尺之大斷面資料建立模型，採用前經檢定可靠之曼寧係數值（0.038）及河床坡度（1/925），並依據前

述配合迴水計算之原則以橋樑、潛堰為界將該河段區分為三河段，分別推求各河段之水力履性圖。河段 3 為里嶺大橋下游潛堰至橋下游面，其位置如圖 7-3 所示，以潛堰為下游邊界取各流量臨界水深之河段計算水面剖線，經各流況條件計算結果整理如圖 7-6~7-7 所示。圖 7-6 為河段水力履性圖，其中 *N-line* 線為非直線，除反應不規則斷面外，隨著流量變化潛堰的影響也隨之變化，大致低流量時潛堰影響最大，滿槽（相當 1.1 年再現期洪水，4160 cms）時，其影響逐漸減少，高流量時則不受影響。圖 7-7 為潛堰處斷面之正常水深與臨界水深（堰流）率定曲線。

河段 2 為里嶺大橋河段，以下游斷面為邊界分別計算不同流況條件之水面線變化，圖 7-8 為河段水力履性圖，顯示 *N-line* 受不規則斷面影響為非平行 *Z-line* 之曲線，受橋墩影響而致上游水位抬高約由低流量 2 公分增至高流量之 7 公分。圖 7-9 為由水力履性圖（*HPG*）所推得橋下游斷面（水文站）之率定曲線與 83 年及 86 年實測值及由潛堰率定曲線往上游推得橋下游處水位流量關係值比較。以實測值而言，隨著流量愈大，量測水位則有愈偏低現象，可能係水位站水位計位於如圖 7-3 所示橋墩區內，水流受橋墩束縮加速於橋墩後緣造成分離之水位降低現象，而導致實測值偏離，且流量愈大愈明顯，符合前所推論該水文站位於橋墩下游，可能在橋墩分離圈影響範圍以內，水位除受主流影響外，更大受分離圈之水流影響。而與由潛堰率定曲線往上游推得橋下游處水位流量關係值比較，低流量時，後者水位較高，為受堰流影響，滿槽附近流量則屬正常流影響，後者則稍為偏低，高流量時兩者趨於一致，由此可看出潛堰對 *HPG* 及率定曲線之影響。

河段 1 為橋上游斷面至斷面 74，圖 7-10 為整理所得之水力履性圖，可明顯看出 *N-line* 線受複式斷面影響，以滿槽正常流流況的上下游水位關係為準所繪得平行 *Z-line* 為理論 *N-line* ($S_f=S_0, H_d=H_u-S_0L$)，但在不規則斷面河段之實際計算中，理論 *N-line* 所得上下游水位關係不能滿足正常流條件，即 $S_f=S_0$ ，應如本研究所提修正方法定出所對應之下游斷面水深為其各流量正常流水深 y_n 進而修正，如圖則可看出修正 *N-line* 線的變化，低流量時，水位差低於理論值約為上下游底床高程差，高流量時水位差擴大，高於理論值，此與定形河槽反應不同。圖 7-11 為里嶺

大橋上游斷面由水力履性圖所推得之率定曲線，經與由前述下游斷面率定曲線推求所得水位流量關係值比較，由於HEC-RAS計算結果顯示里嶺大橋造成上游水位抬高不明顯，高流量時亦僅抬高差約7公分，兩者比較大約一致。

7.1.4 HPG 應用比較與檢討

天然河段受不規則複式斷面影響，滿槽以下低流量時，與定形河槽反應相似，水位差約為上下游底床高程差，高流量時水位差擴大，高於上下游底床高程差，即水面坡降改變與底床坡降不相等，如直接簡化以能量坡降等於水面坡降且等於平均河床坡降條件（原步驟）即平行Z-line之直線（ $H_u=H_d-S_oL$ ）來定出N-line線，高流量時同一流量之下游斷面正常水深則偏於高估，其定出理論率定曲線與實測值比較如圖7-12所示有較大的偏離，本研究修正步驟係由以水文站斷面為下游邊界，分別以水文站斷面能量坡降等於平均河床坡度為條件實際迴水計算求出所對應之水深為其各流量正常流水深 y_n 進而定出N-line線，由N-line線相交於各流量之水力履性曲線（HPC）點所對應之下游斷面正常流水深與流量，訂出正常水流（Normal flow）之率定曲線則已有明顯的改進。本研究結果另以「高屏溪（里嶺大橋下游）河川低水治理規劃」（1996）資料加以比較檢討，其分別採用民國80年實測河道斷面之各再現期洪水流量與計算洪水位及配合深水槽設計斷面之建床流量9,000cms與計算洪水位，如圖7-12所示其與實測資料趨勢比較則更形偏離，而建床流量9,000cms與里嶺站計算洪水位則與本研究所推得率定曲線相當接近，又如圖7-5所示為民國80年實測河道斷面之100年再現期洪水水面線計算與64年治理規劃計畫洪水位(1991)比較，則原治理規劃計畫洪水位為更高，此係河床整體刷深之結果，顯示本研究新方法所推得理論率定曲線相當合理，尤其實測流量因觀測不易且取得資料都偏低情況下，其更具參考應用價值，同時可看出準確的流量水位關係資料的決定對水資源及防洪規劃整體作業的重要性。但此結果並不足以保證導出率定曲線圖之精確性，為進一步驗證本研究結果的合理性及修正理論率定曲線方法的可行性，本文初步針對研究結果相關重要參數之不確定性進行局部的敏感度分析。

7.1.5 局部敏感度分析

以本研究而言，分析採用簡化之一維迴水計算模式 $HEC-RAS 3.1$ ，分別內插算出河段下游斷面能量坡降等於平均河床坡度所對應之下游斷面水深為各流量正常流水深 y_n 進而定出 N -line線，實際上仍以曼寧公式計算流量與水位關係，其中河床粗糙係數為估計，且同實測底床坡降都會隨流量過程而變化，所以其不確定性都非常明顯，需進一步分析驗證，尤其受橋墩流場影響之水理不確定性也有待進一步以二維模式加以驗證。本文分別針對前述研究結果之水力參數(Hydrologic Parameter)與河道幾何參數(Geometry Parameter)等不確定性，以一階的不確定性分析法及二維模式進行局部的敏感度分析，並與實測值比較以探討其相關參數影響變化趨勢與適用性。

(1)水力參數不確定性

不確定性分析實用上都採近似分析方法，各分析方法有不同程度的複雜化、計算複雜度與資料需求，其中一階的不確定性分析(delta-method)僅需要所採用參數的平均值與標準偏差而不考慮其機率密度函數，為相當普遍地採用，藉由敏感度係數的計算可用於評估模式與相關參數等不確定性的組合影響(Chow, V. T., et al., 1988; Tung and Hathhorn, 1988)。參考前人研究採用簡化之推導流量水位關係一階的不確定性分析，則假設河床粗糙係數 n 及坡度 S 為獨立變數，定常均勻流量的變異性可表示成(Larry W. Mays and Yeou-Koung Tung, 1992)：

$$\sigma_Q^2 = \left[\frac{\partial Q}{\partial n} \right]_{(\bar{n}, \bar{S})}^2 \sigma_n^2 + \left[\frac{\partial Q}{\partial S} \right]_{(\bar{n}, \bar{S})}^2 \sigma_S^2$$

式中， \bar{n} 、 \bar{S} 分別為河床粗糙係數 n 及坡度 S 變數之平均值， $\left[\frac{\partial Q}{\partial n} \right]$ 及 $\left[\frac{\partial Q}{\partial S} \right]$ 為敏感度係數，流量與河床粗糙係數 n 及坡度 S 變數的不確定性關係以變異係數(coefficient of variation； $\Omega = \sigma / \mu$ ， μ 為平均值； σ 為標準偏差)項表示可推導得：

$$\Omega_Q^2 = \Omega_n^2 + 0.25\Omega_S^2$$

依據前節所述，本研究係估計里嶺站河段(斷面74~71)曼寧係數值0.038及河床坡度1/925為計算條件，以河段2之里嶺大橋河段，假設河床粗糙係數 n

及坡度 S 為獨立變數，理論率定曲線與實測值可能發生差異的狀況為本研究所採用的河床粗糙係數 n 偏高及坡度 S 偏緩，該河段粗糙係數 n 可能的情況為因橋墩的構造物阻力而增加橋墩區的粗糙係數 n ，另外根據李鴻源等(2000)以 Limerinos (1970) 公式於高屏溪流域之研究成果，斷面粗糙係數 n 會隨水力深度增加而調整變小，但其幅度大約都在 10% 以內，所以本研究進行以下分析，即分別以河床粗糙係數 n 及坡度 S 作 $\pm 10\%$ 調整為計算條件，以下游斷面為邊界分別計算不同流況條件之水面線變化，再依本研究方法求得該水位站斷面正常流率定曲線，其結果分別如圖 7-13 及 7-14 所示。其中曼寧 n 值的不確定性顯然對流量的不確定性影響較大，其變化趨勢和前述曼寧公式的不確定性分析一致，以實測流量 5,740cms 及水位 25.77 公尺為例，根據迴水計算其坡度 S 須調整至約 0.008，而根據自河口之全河段迴水計算，1.1 年再現期洪水之里嶺大橋站河段流量為 4,160cms 時，潛堰處發生臨界流，水文站斷面受其迴水影響控制，能量坡降加大為 0.002876，洪水位為 25.94 公尺，則較趨近於實測值，然實測值仍較偏低，並證明本研究所推得的理論正常流率定曲線的合理性，但在約 1.1 年再現期洪水 4,160cms 流量時，如同前應用檢討，以上流量潛堰影響逐漸減少，高流量時則不受影響，以下流量則受潛堰迴水影響須作修正，如圖 7-15 所示，其與實測值的差異並非模式與推估河床粗糙係數 n 及實測坡度 S 相關參數等不確定性的組合影響所造成，恐係水位站所在附近橋墩等構造物影響或觀測技術與方法的人為誤差所造成的偏離。

(2)河道幾何參數不確定性

前節已針對水力參數的不確定性加以敏感度分析探討，至於水位站位置及各類構造物影響大致可歸為河道幾何參數的不確定性。本研究河段自 73 斷面以後主流深槽即緊靠河道右岸，由左岸高灘種植狀況判斷，高水時大致亦維持此流路，此河段深槽大致呈平直，其水位流量關係受彎道影響甚微，因此本研究取斷面 71 至里嶺大橋下游潛堰之水位站河段局部流場（如圖 7-16 所示）以水深平均二維模式 TABS-2 (W. A. Thomas et al., 1985) 進行橋墩與潛堰構造物等影響的水理敏感度分析，其分析方法為根據前述圖 7-9 所示修正 HPG 推得之水位站斷面

正常流率定曲線，求出各流量對應之斷面平均水位，以計算局部流場水位站處斷面水深，並取曼寧係數值 0.038 及能量坡度相等於河床坡度 1/925 為計算條件，再以曼寧公式計算得通過斷面之流量為局部流場上游邊界，並在假設為穩定流的條件下，以前述圖 7-7 所示修正 HPG 推得之潛堰斷面正常流率定曲線之各流量對應之斷面平均水位為下游邊界進行二維水流模擬計算。圖 7-16 為全河道流量相當於 6,000cms 時之局部流場水位與流速變化情況，分析結果，兩側相當於橋墩間中心線水理幾不受橋墩影響，而水位站所在位置受橋墩影響水位有朔動現象產生，且隨流量增加而幅度加大，但因里嶺大橋橋墩跨距尚大達 35 公尺，墩徑 2.4 公尺，前後墩距 9 公尺，所產生的朔動影響都在 0.5 公尺以下，至於潛堰的影響則和前述一維模式模擬結果一致，在低流量時會受潛堰水位控制影響，迴水計算水位較圖 7-9 之修正 HPG 推得之水位站斷面正常流率定曲線所示各流量對應之斷面平均水位為高，隨著流量變化潛堰的影響也隨之變化，大致低流量時潛堰影響最大，滿槽（相當 1.1 年頻率洪水，4160 cms）時，其影響逐漸減少，高流量時則不受影響。以二維模式模擬所推得之水位站水位流量率定曲線整理如圖 7-15 所示。並針對修正 HPG 推得之水位流量資料以雙對數回歸分析所得結果與關係式亦如圖 7-15 所示，其統計上關係符合度相當良好，其與修正 HPG 推得之差異可由前述水力參數之不確定性河床粗糙係數 n 值隨水流之變化影響加以解釋且符合實際物理現象。由此，更加證明本研究所推得的理論正常流率定曲線的合理性及具可行性，其與實測值的差異並非水力參數或河道幾何參數的不確定性的影響所造成，恐係觀測技術與方法的人為誤差所造成的偏離。

7.1.6 理論率定曲線之適用性

本研究所選定的高屏溪里嶺大橋水文測站下游數公尺有一低堰。此低堰對水文站水位有直接影響。在低流量時堰頂水深為臨界水深，流量可直接由此水深算出，測站水位與此過堰水深有直接關係。如上所述里嶺水文測站同受橋墩及低堰影響，依水理原則推論，低水深時下游低堰為控制邊界，水流則受低堰影響較大，而高水深時低堰影響變小而橋墩流場影響較大。採用前經檢定可靠之曼寧係數值 (0.038) 及河床坡度 (1/925)，並依據前述配合迴水計算之原則以橋樑、潛堰

為界即河段為里嶺大橋下游潛堰至橋下游面，其位置如圖 7-3 所示，以潛堰為下游邊界取各流量臨界水深之河段計算水面剖線，經各流況條件計算結果整理如圖 7-17 所示。圖 7-6 為河段水力履性圖，各流量之水力履性曲線以開始浸沒為起始點，其中 *N-line* 線為非直線，除反應不規則斷面外，隨著流量變化潛堰的影響也隨之變化，大致低流量時潛堰影響最大，滿槽（相當 1.1 年再現期洪水，4160 cms）時，其影響逐漸減少，高流量時則不受影響。圖 7-17 顯示於高流量時正常流率定曲線與理論率定曲線幾一致，但約兩倍堰高水深之水位流量則受潛堰處斷面之臨界水深（堰流）率定曲線控制而有所差異。本研究因為里嶺大橋水位站沒有輔助水位站設置，因此以其下游低堰斷面為輔助水位站，作為本研究應用河段加以探討。原則上，天然河道過堰水流，可以堰流的基本公式加以估算流量， $Q = \sigma_s \epsilon m B \sqrt{2g} H_0^{3/2}$ ，其中 m 為流量係數； σ_s 為側收縮係數； ϵ 為淹沒係數，考慮到側收縮與淹沒對流量的影響，亦因缺乏實測資料故有相關係數推求的困難。本研究另以高屏溪本流最上游邊界斷面為研究案例，此斷面為屏斷 74 位於里嶺大橋上游匯流口處（斷面如 7-18 所示），研究河段即以屏斷 74 為上游斷面，並以里嶺大橋上游斷面為其下游邊界斷面推求該河段之水力履性圖，其結果如圖 7-10 所示，同樣以 *N* 線所得各組成對之流量與上游斷面（即屏斷 74）水位點繪於以流量為橫座標、水位為縱座標之座標系統上，即可得匯流口處斷面理論率定曲線。其中各河段水力履性圖與理論率定曲線亦作為後續研究之依據。

由圖 7-17 顯示於高流量時正常流率定曲線與由 *N* 線相交於各流量之水力履性曲線點為所對應之水位站水位（下游潛堰處斷面為固定條件之正常流水深）與流量之理論率定曲線幾一致，但約兩倍堰高水深之水位流量則受潛堰處斷面之臨界水深（堰流）率定曲線控制而有所差異，而實測者流量都偏低即屬於低於兩倍堰高水深之水位範圍內，應屬於非浸沒流，而趨近於上述臨界水深率定曲線。本研究成果另以「高屏溪（里嶺大橋下游）河川低水治理規劃」（1996）資料加以比較檢討，除評估本研究之合理性外，並說明其在防洪規劃設計之參考應用價值。其分別採用 80 年實測河道斷面之各再現期洪水流量與計算洪水位及配合深

水槽設計斷面之建床流量 9,000cms 與計算洪水位，如圖 7-17(a)所示其與實測資料趨勢比較則更形偏離，而建床流量 9,000cms 與里嶺站計算洪水位則與本研究所得之率定曲線相當接近，顯示本研究新方法所推得理論率定曲線相當合理，尤其實測流量因觀測不易且取得資料都偏低情況下，其更具參考應用價值，同時可看出準確的流量水位關係資料的決定對水資源及防洪規劃整體作業的重要性。

7.1.7 不同水位流量關係率定檢驗

由計算結果整理分析算結果得知河段水位與率定落差關係為圖 7-19(a)、7-20(a)所示之水位函數率定落差，顯示受河道幾何條件、斷面形狀與不規則變化等迴水的影響之水位與率定落差關係變化。本研究再以USGS建立水位函數率定落差之水位-落差-流量率定曲線之一般程序加以分析，可得如圖 7-19(b)、7-20(b)水位站流量與落差關係曲線，其中如圖 7-19(b)之 F_r 為里嶺大橋水位站水位函數之率定落差，其方法同樣以率定曲線之各流量 (Q_r) 相對應之水位及落差 (F_r) 為參考值，分別由HPG推求同一水位下，各流量 (Q_m) 上下游水位站之落差值為 F_m ，可得水力履性圖上M1 與M2 曲線上包括迴水及自由跌水情況之成對水理資料，點繪於以 F_m/F_r 為橫座標、 Q_m/Q_r 為縱座標之座標系統上，可得圖 7-19(b)水位—落差—流量關係曲線，其 $(Q_m/Q_r) = c(F_m/F_r)^d$ 關係式中 c 、 d 值分別為 0.9534、0.4446；若以USGS率定方法(試誤法)推求關係式 $(Q_m/Q_r) = (F_m/F_r)^d$ ，其中 d 值約為 0.4。

再分別分析迴水及自由跌水情況下流量與落差之關係，則可得如圖 7-19(c)~7-19(d)、7-20(c)~7-20(d)主要水位站流量與落差關係曲線，各研究河段之各項率定關係係數如表 7-2 所示。如里嶺大橋水位站，其 c 、 d 值分別為 1.0133、0.4859 及 1.0033、0.3127，亦顯示迴水情況有較佳之關聯性。迴水情況下符合理論 d 值為自 0.6 至 0.4 變化，同樣，自由跌水情況則有較低的關係指數 (小於 0.4)。其次，再以前述所得流量水位資料點繪於以流量 (Q_m ，相當於USGS傳統方法所需之實測流量資料) 為橫座標，主要水位站水位為縱座標，可得如圖 7-19(e)、7-20(e)所示之流量水位關係，其中率定曲線 (Q_r rating curve) 即為水力履性圖上 N -line

線上各點成對之流量與主要水位站水位點繪而成之理論率定曲線，而分別以上述迴水及自由跌水情況下之主要水位站流量與落差關係式校正流量 (Q_m)，即由每一流量觀測值(Q_m)利用方程式 $Q_r = Q_m / c(F_m / F_r)^d$ 計算對應之校正流量 Q_r ，以其為橫座標，主要水位站水位為縱座標點繪於上述座標系統同樣可得相當符合率定曲線 (Q_r rating curve) 之結果，由調校後流量對率定流量之標準偏差比較如表 7-2 所示，如里嶺大橋水位站就本研究率定方法分別以迴水及自由跌水情況率定關係校正結果，標準偏差 S_x 為 0.907 較優於以混合情況率定關係校正結果，其標準偏差 S_x 為 1.355，而 USGS 率定方法（試誤法）之率定關係校正結果，標準偏差 S_x 為 1.668。顯示本研究率定方法調校結果與理論率定曲線密合度更佳，能更精確地分析率定曲線與可函數化的輔助圖檢定水位流量關係，藉以補強傳統方法之不足。以兩研究河段比較，里嶺大橋站河段下游斷面為潛堰斷面控制處，其迴水情形 (Q_m / Q_r) 對 (F_m / F_r) 關係趨近於理論值，而匯流口河段下游斷面遠離潛堰斷面控制處，其結果則顯示流量與落差關係與理論值差異趨大。同時由圖 7-19(e) 顯示部分實測水位流量資料偏離分析成果可能分佈範圍之外，更顯此類型河道流量資料之觀測不易與不確定性。

7.1.8 水位流量關係率定校正檢討

由以上應用成果之分析研討正足以說明水力履性圖 HPG 應用上，由 N 線相交於各流量之水力履性曲線點為所對應之水位站水位（下游斷面為固定條件之正常流水深）與流量，即可求得該水位站斷面之理論率定曲線，如水文站受迴水影響相當小可忽略不計，則可代表該水文站之率定曲線。藉由其所包含計算成果之完整資料以數值迴歸分析方法可推求得水位、落差、流量圖形關係與函數關係，由實際河川應用案例成果顯示水位落差流量函數關係為具常係數之指數函數關係，迴水情況下關係指數 d 值為自 0.6 至 0.4 變化，自由跌水情況則有較低的關係指數（小於 0.4），而常係數 c 約為 0.90 至 1.10。然後由可列表化的圖形關係與函數關係直接計算推估洪水流量。本研究方法與步驟利用水力履性圖概念結合 USGS 水位-落差-流量率定程序之理論方法應用在檢討高流量觀測不易而可供運

用之實測水位流量偏低之測站站址與水位流量率定成果，極具可行性，可彌補傳統純指數函數近似方法之不足，能更精確且有效地應用在水位流量關係率定與洪水流量估算。其分析成果除可檢驗水文站實測水位流量資料與率定曲線問題外，並可作為防洪規劃設計參考依據。後續以資料較完整之基隆河案例進一步驗證本研究方法之可行性。

7.2 基隆河應用案例

7.2.1 水文站及研究河段

基隆河水位測站共有 13 站，目前仍繼續觀測的有在淡水河洪水預報監測站內屬於基隆河流域有大直橋與五堵水位站，十河局新增之有線傳輸方式水位站南湖大橋、康誥坑橋、社后橋、長安橋、大華橋及介壽橋（瑞芳）等處，共有八站，其中資料較完整則僅有五堵水位站。其相關位置如圖 7-23(a)。本研究所選定的基隆河五堵(4)水文測站（站號 H058），位於基隆市七堵區堵北里，即約位於基隆河實踐橋上游斷面 80 五堵吊橋（如圖 7-21）附近，其水位站與流量站位置與構造型式如圖 7-22 所示，自民國 51 年設站觀測至今，86(1997)年至 89(2000)年實測水位流量資料如圖 7-28(b)所示，此河段 200 年再現期洪水洪峰流量為 2,630 cms，河道主深槽曼寧粗糙係數採用 0.035。水位站位於基隆河中游段，根據 74 年「基隆河治理規劃報告」，此河段河床平均坡降約為 0.00048，而根據 89 年「基隆河整體治理計畫規劃總報告草案」約為 1/4,900，本研究另參考實際水理計算之能量坡降結果，採用 0.0003 作為本研究水位站所在河段平均河床坡降。根據經濟部水利處第十河川局 86~89 年施測水位站大斷面資料，整理如圖 7-23(b)所示，迴水計算係以此大斷面為模擬範圍，並假設洪水束流於左右兩岸邊界內。另基隆河介壽橋水文測站（站號 H078），位於台北縣瑞芳，即約位於基隆河介壽橋下游（如圖 7-21），施設於橋墩下游面，自民國 70 年設站觀測至今。86 年至 89 年實測水位流量資料圖 7-29 所示。此河段 200 年再現期洪水洪峰流量為 1,380 cms，河道主深槽曼寧粗糙係數採用 0.045。水位站位於基隆河上游段，根據 74 年「基隆河治

理規劃報告」此河段河床平均坡降約為 0.0036，而根據 89 年「基隆河整體治理計畫規劃總報告草案」約為 1/250。本研究另參考實際水理計算之能量坡降結果，採用 0.0031 作為本研究水位站所在河段平均河床坡降。根據經濟部水利處第十河川局 88(1999)~89(2000)年施測水位站大斷面資料，整理如圖 7-23(c)所示，同樣迴水計算係以此大斷面為模擬範圍，並假設洪水束流於左右兩岸邊界內。

基隆河水文測站僅五堵水文站水位流量資料較為完整，但都未有輔助水位站設置，都採單水位站率定方法，其中五堵水文站目前實測最大流量為 1,150 cms，約相當於 5 年再現期洪水洪峰流量(1,210 cms)。本研究應用檢討包括以下水文站河段：

1. 設於堤岸之水位流量站河段

本研究所選定的基隆河五堵水文測站，約位於實踐橋上游斷面 80 之五堵吊橋（如圖 7-21）附近，其水位站與流量站位置與構造型式如圖 7-22 所示，自 51 年設站觀測至今。86(1997)年至 89(2000)年實測水位流量資料如圖 7-28 所示。此河段 200 年再現期洪水洪峰流量為 2,630 cms，河道主深槽曼寧粗糙係數參考歷年規劃研究資料採用 0.035。本研究參考基隆河歷年現場規劃調查結果採用 0.0003 作為水位站所在河段之平均底床坡度。86~89 年施測水位站大斷面資料，整理如圖 7-23(b)所示，迴水計算係以此大斷面為模擬範圍，並假設洪水束流於左右兩岸邊界內。由於水位站未設置輔助水位站，僅能利用五堵水位站（主要水位站）下游 306 公尺有實測水位之實踐橋斷面當下游邊界（輔助水位站），其有效河寬約為 80 公尺，河段長約 306 公尺，其間並有五堵橋乙座。

2. 設於橋墩下游面之水位流量站河段

另基隆河介壽橋水文測站，約位於介壽橋下游（如圖 7-21，約位於基斷 119），施設於橋墩下游面，自 70 年設站觀測至今。此河段 200 年再現期洪水洪峰流量為 1,380 cms，河道主深槽曼寧粗糙係數參考歷年規劃研究資料採用 0.045。本研究同樣參考基隆河歷年現場規劃調查結果採用 0.0031 作為水位站所在河段之平均底床坡度。88(1999)~89(2000)年施測水位站大斷面資料如圖 7-23(c)

所示。同樣由於水位站未設置輔助水位站，考慮河道情況則以基斷 118 為下游邊界（假定為輔助水位站），河段長約 515 公尺。

3. 未設置流量站河段

由於基隆河下游缺乏有足夠實測水位流量資料之水文站，為推求相關颱風之基隆河下游段流量以供全河段颱風水理驗證，又為探討本研究於未設置流量站河段之應用，則以有實測颱風痕跡水位資料之民權橋(約基斷 28)、大直橋(僅設有自計水位站，約基斷 19)兩站分別為另一研究河段上下游斷面，而以大直橋斷面為下游邊界，河段長約 4,302 公尺，其間有高速公路橋乙座。此河段 200 年再現期洪水洪峰流量為 3,200 秒立方公尺，河道主深槽曼寧粗糙係數則參考歷年規劃研究資料採用 0.030。本研究同樣參考參考基隆河歷年現場規劃調查結果採用 0.00015 作為河段平均底床坡度。88(1999)年 12 月施測之水位站大斷面資料如圖 7-30(a)所示。

7.2.2 數值模型建立與檢定驗證

由水力學理論分析，河道斷面地形、底床高程變化（底床坡度）、曼寧糙率係數等參數都會造成水位流量關係之變化，同時本研究對於曼寧糙率係數 n 的設定，則相同於一般的明渠數值模式於現場之應用採用固定值，並採用洪水平原曼寧糙率係數 n 較深槽為高的方式以反應具洪水平原斷面對迴水之影響，因此，在推求各河段之水力履性圖之前，必須進行全河段變量流模式計算，並與實測水位歷線資料比較，以檢定所採用曼寧糙率係數等參數之適用性。除前述參數之檢定驗證外，後續應用研究所需迴水計算，本研究則採用 *HEC-RAS* 3.1 版一維定量流水理模式，有關模式及應用相關重要參數之檢定驗證亦分別說明如下。

一、變量流模擬與參數檢定

本研究乃以 *HEC-RAS* (3.1 版)非穩定流模式模擬基隆河 87(1998)年 10 月 16 日瑞伯颱風及 10 月 26 日芭比絲颱風，比較模擬洪水位與實測水位站水位歷線資料，以檢定研究水位站河段所採用曼寧糙率係數參數。本研究迴水計算中所需之河川斷面資料，整治前係採用經濟部水利處 88(1999)年 12 月施測之河道大斷面

資料；初期治理計畫整治後係採用經濟部水利處 89 年施測之河道大斷面資料，河道洪水流水理分析範圍全長約 60 公里。基隆河流域橋樑樑底高程及橋面高程統計如表 7-3 所示，曼寧粗糙係數 n 參考臺灣省水利局「基隆河治理規劃報告」及國立台灣大學水工試驗所「基隆河整治對河川影響及監測系統之評估」，初步採用 0.025~0.055（深槽與左右洪水平原不同值）如表 7-4，其中各研究河段同前所述。以 87(1998)年瑞伯颱風事件為檢定之對象，原因為資料較完備，整個颱風水位歷程記錄相當完整，並可為後續定量流模擬之基礎。取非感潮河段中介壽橋、大華橋、五堵及長安橋之水位歷線記錄為檢定之依據，其中由水位歷線以現有單站流量率定曲線推得之介壽橋流量歷線為上游邊界條件，再以長安橋水位歷線為下游邊界條件，並考慮支流匯流流量歷線條件，以本研究水位站河段的五堵水位站為代表，其水位歷線及流量歷線模擬結果如圖 7-24(a)、7-24(b)所示，檢定後再以 87(1998)年芭比絲颱風事件為驗證之對象，其水位歷線及流量歷線模擬結果如圖 7-25(a)、7-25(b)所示。對於颱風期間水位變化激烈的河段，在固定曼寧 n 值下，若要符合颱風期間的高水位變化，平時在低水位計算上必然會有高估的現象，本研究所採用的曼寧粗糙係數 n 經變量流模式檢定，確實是合理且可行，大致符合本研究颱風期間高洪水位與流量之需求。

另模擬結果於高流量之比較差異係實測流量歷線係透過單站實測資料迴歸分析所得「水位流量率定曲線」，由實測水位歷線未經修正轉換而來，但事實上，由於河川流量施測過程複雜，且洪水來臨期間流量施測困難度更高，曲線上高水位之點不足甚至沒有實測值，使得歷線上各點無法反應在時間上之連續性，所推估較高水位之流量則存在極高的不確定性，而又採單站率定結果，所建立的水位流量率定關係，不僅準確度很難掌握，也不足以代表水位及流量兩者在時序上之連續關係，此亦顯示由實測資料推導率定曲線之困難所在。

二、定量流模式檢定驗證

本文乃以 *HEC-RAS* 3.1 版一維定量流水理模式模擬 89(2000)年象神颱風、87(1998)年瑞伯颱風，比較模擬洪水位與颱風痕跡水位資料，並分析基隆河 200

年及10年再現期洪水之水位剖面，以檢定驗證模式與相關參數，其迴水演算條件分述如次。象神颱風模擬係依據經濟部淡水河流域防洪指揮中心「象神颱風淡水河洪水報告」資料，洪峰流量各站推估分別為介壽橋1,600 cms、五堵1,900 cms與大直橋3,069 cms，以河口基隆河與淡水河匯流處基斷1（中國海專）為下游邊界，實測颱風痕跡水位為2.94公尺。瑞伯颱風模擬係依據台灣省政府水利處淡水河流域防洪指揮中心「瑞伯颱風淡水河洪水報告」資料，洪峰流量各站推估分別為介壽橋1,140 cms、五堵1,600 cms與大直橋2,100 cms（本研究方法推得），下游邊界基斷1之實測颱風痕跡水位為2.36公尺。基隆河200年再現期洪水之洪峰流量為3,200 cms，10年再現期洪水之洪峰流量為2,120 cms，下游邊界基斷1之水位，200年再現期洪水採用7.71公尺，另10年再現期洪水為4.68公尺。

根據前述河道幾何資料與橋樑資料建立數值模型，模式模擬89年象神颱風結果如圖7-26所示。首先以表7-4為河道斷面給定之曼寧 n 值，洪水位模擬值與實測水位比較，在南湖大橋以上至八堵橋河道有明顯差異，分析原因係因該段河道蜿蜒有多處彎道存在，造成局部水流減速水位抬高現象。本研究乃針對彎道處對其曼寧 n 值作修正，各斷面給定曼寧 n 值修正整理如表7-5所示，再進行象神颱風模擬，則模擬值與實測洪水位比較，仍在南湖大橋以上至八堵橋間河道有差異外，其餘洪水位相當符合。最後依據象神颱風當時水情報導及水理情況研判，模擬值與實測洪水位之差異恐係橋樑處通水斷面發生遮蔽現象。依此以模式所提供斷面高程調整功能墊高北新大橋及五福橋至八堵橋等橋樑斷面底床高程，藉以調整通過斷面通水面積，其結果則模擬值與實測洪水位相當一致，但整體而言八堵橋以上河道洪水位因河道幾何條件受其下游水位差異迴水影響較小。

另為進一步驗證本研究所採用模式及相關參數之合理性，本研究則以表7-5所示針對彎道處對其曼寧 n 值作修正後之值為依據，再進行瑞伯颱風模擬，則洪水位模擬值與實測颱風痕跡水位比較，其結果如圖7-27所示相當符合。圖7-28為在200年及10年再現期洪水洪峰流量條件下洪水位模擬結果，其水面線變化趨勢一致，各河段在200年及10年再現期洪水洪峰流量條件下，洪水位模擬結果如表

7-6所示，其中五堵水位站河段，200年再現期洪水流量下，上游斷面之能量坡降為0.000401、福祿數為0.29；下游斷面之能量坡降為0.000354、福祿數為0.26，而10年頻率洪水流量下，上游斷面之能量坡降為0.000357、福祿數為0.26；下游斷面之能量坡降為0.000342、福祿數為0.24，其能量坡降平均約與本研究所採用平均底床坡度0.0003一致。而介壽橋水位站河段之迴水計算結果，200年再現期洪水流量下，上游斷面之能量坡降為0.003163、福祿數為0.51；下游斷面之能量坡降為0.002096、福祿數為0.44。而10年再現期洪水流量下，上游斷面之能量坡降為0.003472、福祿數為0.51；下游斷面之能量坡降為0.003118、福祿數為0.50，其能量坡降平均亦約與本研究所採用平均底床坡度0.0031一致。由各河段檢定驗證結果如表7-6所示，顯示本模式及相關參數適合於本研究迴水演算及後續水力履性圖推導與分析資料計算之運用。

7.2.3 HPG 與理論率定曲線之建立

本研究針對五堵水文站河段(研究河段 1)首先以五堵水文站斷面之能量坡降等於平均底床坡度(0.0003)，計算求出各流量(100 cms至4,000 cms)之正常流水深 y_n ，所得各組成對之流量與水文站水位點繪於以流量為橫座標、水位為縱座標之座標系統上，即可得如圖 7-28(b)所示五堵水位站正常流率定曲線(normal flow rating curve)，代表不受水位站下游河道迴水影響之水位流量關係。雖然水位站自記水位計位於施測流量斷面上游處，但根據迴水計算結果，流量施測斷面與81斷面計算水位差都在3~4公分之間，故本研究所得結果幾不影響其實際應用之代表性。再依據本研究方法步驟，推求五堵水位站河段之HPG，即以下游實踐橋斷面為邊界以臨界水深為起算條件分別計算各流量(100 cms至4,000 cms)不同流況條件之水面線變化。再令該斷面之能量坡降等於平均河床坡度(0.0003)為下游邊界條件，進行迴水計算求出各流量之正常流水深 y_n ，進而定出N線。最後根據所得各組成對之流量與上、下游斷面水位點繪於以下游斷面水位為橫座標、上游斷面水位為縱座標之座標系統上，即可得如圖 7-28(a)所示五堵水位站河段水

力履性圖。再由 N 線所得各組成對之流量與上游斷面（即水位站）水位點繪於以流量為橫座標、水位站水位為縱座標之座標系統上，即可得如圖 7-28(b)所示五堵水位站理論率定曲線(theoretical rating curve)。同樣介壽橋河段(研究河段 2)水力履性圖及理論率定曲線如圖 7-29(a)、7-29(b)所示。本研究另以有實測颱洪痕跡水位資料之民權橋(相關位置及斷面如 7-30(a)所示)、大直橋(僅設有自計水位站)兩站分別為另一研究河段上下游斷面，而以大直橋斷面為下游邊界推求該河段(研究河段 3)之水力履性圖，其結果如圖 7-30(b)所示，同樣由 N 線可得民權橋斷面理論率定曲線。以上所得各河段水力履性圖與理論率定曲線為後續研究之依據。

7.2.4 理論率定曲線之適用性

由理論率定曲線與正常流率定曲線比較結果顯示水位站受下游河道幾何條件變化與橋樑之迴水影響，但差異不大，為條件尚佳的水位站，為驗證本研究所得理論率定曲線(88(1999)年斷面)之可靠度，本研究再與五堵水位站 86~89 年之實測水位流量資料比較(如圖 7(a)所示)，其中 87(1998)、89(2000)年有較高流量實測值，而與 89 年實測資料相當符合。另介壽橋水位站成果如圖 7-29(a)、7-29(b)所示，其中 87(1998)、89(2000)年有較高流量實測值，除 89 年實測資料有較大的偏離外，亦與實測資料相當符合，且正常流率定曲線與理論率定曲線幾乎重疊，為條件甚佳的水位站。另由 88(1999)年與 89(2000)年正常流率定曲線比較，其中介壽橋斷面有較大變化(如圖 7-23(c)所示)，致使反應斷面變化而有較大的差異。以上結果都顯示以輔助水位站為正常流所推得理論率定曲線相當可靠，且較高流量時，實測資料與率定曲線的偏離趨大，亦即流量與能量坡降的變異關係趨於明顯，在應用推估流量時應作適當修正，同時也獲得流量愈高時理論率定曲線愈偏離正常流率定曲線，此顯示應用 HPG 為基礎之理論率定曲線推估流量時，能量坡降用以計入迴水效應。

7.2.5 不同率定曲線估算流量比較

由於水位站未設置輔助水位站，依前述研究成果，若以上述正常流率定曲線

直接應用推估颱風洪流量，89 年象神颱風洪之五堵水位站最高水位為 17.98 公尺，根據現有單站率定曲線(如圖 7-33(e)所示)推估洪峰流量為 1,900 cms，以正常流率定曲線內插求得約為 2,100cms。而 87 年瑞伯颱風洪之最高水位為 16.36 公尺，根據現有單站率定曲線推估洪峰流量為 1,600 cms，以正常流率定曲線內插求得約為 1,630 cms，流量推估結果參見表 7-7(a)。介壽橋水位站於 89 年象神颱風洪之最高水位為 49.54 公尺，根據現有單站率定曲線(如圖 7-34(d)所示)推估洪峰流量為 1,600 cms，以正常流率定曲線內插求得約為 1,550 cms，流量推估結果參見表 7-7(b)。但為比較受迴水影響之水位站水位流量關係，利用如圖 7-28(a)所示五堵水位站河段 *HPG*，根據河段之上下游水位關係由此圖推得對應之通過河段流量加以檢討單一水位站水位流量關係之可靠度，其應用結果如圖 7-31(a)所示，瑞伯颱風洪實踐橋最高水位為 16.02 公尺、五堵水位站最高水位為 16.36 公尺，由圖推得通過該河段的流量約為 1,630 cms 和前述利用五堵站所推得之正常流率定曲線(如圖 7-28(b))而以洪水位 16.36 公尺所對應求得之流量 1,630 cms 相同。

又如表 7-7(c)所示，本研究再依據瑞伯颱風洪之民權橋河段大直橋最高水位為 5.50 公尺、民權橋最高水位為 6.40 公尺，由圖推得通過該河段之流量為 2,100 cms(如圖 7-31(b)所示)。為驗證其可靠度則以本研究所分別推得之介壽橋站(750 cms)、五堵站(1,630 cms)及大直橋(2,100 cms)流量資料再進行全河段瑞伯颱風洪模擬，洪水位模擬值並與實測颱風洪痕跡水位進行比較，結果如圖 7-32 所示，與原推估流量下模擬結果比較則顯示本研究所推得的流量已有較佳之符合度。而象神颱風洪之大直橋最高水位為 7.30 公尺、民權橋為 7.90 公尺，由圖 7-31(b) *HPG* 推得通過該河段之流量為 2,800 cms，較現採用推估之流量 3,069 cms 稍低，由於象神颱風洪有溢流現象發生，其上下游水位關係是否真實反應通過流量之洪水縱坡恐是其不確定因素。

但由水力履性圖(*HPG*)圖形內插比對推求流量易因人為誤差而影響其精確度，且應用上不如利用可函數化圖形關係直接計算推估方便有利。因此，後續則利用明渠水力履性圖之計算成果，以本研究之解析率定方法複製 USGS 水位-落

差-流量率定程序加以分析，以檢定水位落差流量函數關係，期冀更精確且有效地應用在水位流量關係率定與洪水流量估算。

7.2.6 不同水位流量關係率定檢驗

本研究再以第四章所提出之方法與步驟加以分析，首先分別由各河段計算結果整理分析得知河段水位與率定落差關係為圖 7-33(a)、7-34(a)、7-35(a)所示之水位函數的率定落差，然後再分別採用傳統純指數函數關係及 $(Q_m / Q_r) = c(F_m / F_r)^d$ (4-3)式之指數函數關係，直接以數值迴歸分析方法建立相對於水位函數的率定落差之水位-落差-流量檢定關係，以為比較檢討。可得如圖 7-33(b)、7-34(b)、7-35(b)所示各水位站流量與落差關係曲線，其中如圖 7-33(b)中 F_r 為五堵水文站之水位函數的率定落差，其 $(Q_m / Q_r) = c(F_m / F_r)^d$ 檢定關係式之 d 值為 0.4582， c 值為 0.9081；同樣，可利用上述資料並以數值迴歸分析方法直接推求 USGS 傳統率定方法所建立之純指數關係（如虛線部分）， d 值約為 0.4376，而不必以試誤方式推求，與前章本研究解析方法之檢測成果相同顯示本研究方法過程更為便捷。

因此，依據前述檢測成果與研訂的本研究率定流程之檢定程序（如圖 4-1 所示），再分別分析迴水及自由跌水情況下流量與落差之關係，則可得如圖 7-33(c)~7-33(d)、7-34(c)、7-35(c)~7-35(d)所示主要水位站流量與落差關係曲線，各研究河段之各項率定關係係數如表 7-8 所示。如五堵水文站，其 c 、 d 值分別為 0.9614、0.4956 及 0.9884、0.3208，顯示迴水情況有較佳之關聯性。迴水情況下 d 值為自 0.6 至 0.4 變化，同樣，自由跌水情況則有較低的關係指數（小於 0.4）。而介壽橋水文站河段之底床坡降大於 0.003，大致屬於陡峻的山區渠道之運動波水流情況（渠道坡度大於 0.001，Chow, V. T., 1988），結果顯示僅存在迴水情況之水位—落差—流量關係。由以上完整資料分析成果顯示傳統指數函數近似關係式（如虛線部分）應用於天然河川仍不足以反應水位—落差—流量關係。其次，以如圖 7-33(b)、7-34(b)、7-35(b)之純指數檢定關係求得如圖 7-33(e)、7-34(d)、7-35(e)之流量水位關係之檢定調校結果，再與以本研究方法步驟 7 所得如圖 7-33(f)、7-34(e)、7-35(f)之流量水位關係之檢定調校結果比較，調校後流量對率

定流量之標準偏差比較如表 7-8 所示。如五堵水位站分別以迴水及自由跌水情況率定關係校正結果，其標準偏差 S_x 為 0.090，較優於以混合情況率定關係校正結果及 USGS 率定關係校正結果，後兩者標準偏差 S_x 分別為 0.163 及 0.254。顯示本研究理論檢定方法調校結果與理論率定曲線密合度更佳，即能更精確地藉由分析所得率定曲線與可函數化的輔助圖檢定水位流量關係，藉以補強傳統方法之不足。

7.2.7 水位流量關係率定校正檢討

如圖 7-33(f)、7-34(e)、7-35(f)所示本研究方法之流量水位關係的檢定調校結果，其中計算流量(相當於可能之實測流量)經調校後與理論率定曲線更趨符合，而實測資料亦落在其分佈範圍內，因此，率定曲線及相對的 (Q_m/Q_r) 對 (F_m/F_r) 檢定關係可接受採用。同時與現行採用之單站率定曲線比較，發現後者因無高流量實測資料可供率定而須依賴人為外延，因此應用上存在相當不確定性，與本研究成果比較檢定，其中五堵站於高水位時則流量有低估情況(如圖 7-33(f)所示)，而介壽橋站則有高估情況(如圖 7-34(e)所示)。

再進一步應用此成果與前節加以檢討比較，同樣以瑞伯颯洪為例，其實踐橋最高水位為 16.02 公尺、五堵水位站最高水位為 16.36 公尺，由圖 7-33(a)所示之水位函數率定落差關係求得其率定落差 F_r 為 0.22 公尺，而觀測落差 F_m 為 0.34 公尺，再由圖 7-33(e)所示之流量水位關係之率定曲線對應求得率定流量 Q_r 為 1,501 cms，考慮如圖 7-33(d)所示自由跌水情況($F_m/F_r=0.34/0.22>1.0$ ，如圖 7-31(a)所示迴水曲線屬於 M2 型)之水位落差流量檢定關係，即 $Q_m = Q_r * 0.9884(F_m / F_r)^{0.3208}$ 計算而得實際流量 Q_m 為 1,706 cms，此結果較前述直接利用水力履性圖推求值 1,635 cms 稍高。在民權橋河段，大直橋最高水位為 5.50 公尺、民權橋最高水位為 6.40 公尺，由圖 7-35(a)所示之水位函數率定落差關係求得其率定落差 F_r 為 0.88 公尺，而觀測落差 F_m 為 0.90 公尺，再由圖 7-35(e)所示之流量水位關係之率定曲線對應求得率定流量 Q_r 為 2,072 cms，考慮如圖 7-35(d)所示自由跌水情況($F_m/F_r=0.90/0.88>1.0$ ，如圖 7-31(b)所示迴水曲線屬於 M2 型)之水位落差流量檢定關係，即 $Q_m = Q_r * 1.0101(F_m / F_r)^{0.2603}$ 計算而得實際流量 Q_m 為 2,105 cms，此結果亦較

前述直接利用水力履性圖推求值 2,100 cms稍高，但較水力履性圖HPG利用兩水位站觀測水位對應推求來得方便，且相對地減少內插比對之人為誤差，不同水位流量關係率定方法推估流量比較如表 7-9。同時經由與實測資料的驗證結果(如圖 7-32)，亦顯示本率定解析方法之檢定程序在流量率定及檢定實務應用上可信度甚高。但研究河段因未施設可供應用的輔助水位站以配合五堵水位流量站觀測水位，僅能採用洪水痕跡資料，難免在精確度上有難以掌握之處，期望未來能配合主要與輔助水位站的規劃設置而有所改進，並有質量較佳的實測資料提供更精進的驗證。



表 7-1 高屏溪研究河段 HEC-RAS 計算結果重要參數比較

(a)里嶺大橋水位站河段 (n = 0.038)

重現期距 洪水	流量 cms	上游		下游	
		S_f	F_r	S_f	F_r
200 year	24,200	0.00102	0.36	0.001021	0.38
10 year	17,400	0.001278	0.40	0.001358	0.42

備註：研究所採用之平均底床坡降為 1/925=0.001081

(b)匯流口河段 (n = 0.038)

重現期距 洪水	流量 cms	上游		下游	
		S_f	F_r	S_f	F_r
200 year	24,200	0.00041	0.25	0.000936	0.35
10 year	17,400	0.00035	0.23	0.001053	0.37

備註：研究所採用之平均底床坡降為 1/925=0.001081



表 7-2 高屏溪不同水流條件下二水位站河段的迴歸係數 c & d' 值及統計參數比較

(a)里嶺大橋水位站河段

水流條件	c	d	R^2	S_x
跌水(本研究率定方法)	1.0033	0.3127	0.9300	0.907
迴水(本研究率定方法)	1.0133	0.4859	0.9713	
混合(本研究率定方法)	0.9534	0.4446	0.9564	1.355
混合(USGS 試誤法)	1.0000	0.4000	-	1.668

(b)匯流口河段

水流條件	c	d	R^2	S_x
跌水(本研究率定方法)	0.9989	0.2142	0.9342	1.251
迴水(本研究率定方法)	1.0835	0.4523	0.9841	
混合(本研究率定方法)	1.0443	0.4414	0.9818	1.565
混合(USGS 試誤法)	1.0000	0.4000	-	1.972

備註： R^2 代表相關係數(correlation coefficient)； S_x 標準偏差(standard error)

表 7-3 基隆河流域橋樑樑底高程及橋面高程統計表

河流名稱	橋樑名稱	橋面寬	橋墩寬及個數	樑底高程	橋面高程	引測點	備註
基隆河	百齡橋	46.5	2.0*13	6.31	9.01	基右11A	
基隆河	承德橋	29	2.3*4	8.77	11.27	基右14A	
基隆河	捷運橋	6.5	2.4*3	10.11	13.11	基左15A	
基隆河	高速公路橋	40	3.3*3	-----	-----	基左15B	無法施測
基隆河	中山橋	25	6.0*2	3.97	10.62	基右16A	
基隆河	新生高架橋	40	6.0*2	10.86	17.46	基左16A	
基隆河	高速公路橋	29	3.14*7	-----	-----	基左16C	無法施測
基隆河	大直橋	20	1.2*9	5.01	8.01	基右19	
基隆河	高速公路橋	27	1.6*4	11.70	13.65	基左27A	
基隆河	民權橋	24	34.*4	11.16	14.66	基左28A	
基隆河	麥帥一橋		4.8*2、2.4*2	15.37	17.77	基左20-8A	
基隆河	麥帥二橋		2.0*5	11.72	13.32	基左34A	
基隆河	長壽橋	3.5	1.4*4	11.85	13.05	基左35A	
基隆河	成美橋	20	1.6*7	8.98	10.98	基右35B	
基隆河	成功橋	20	2.4*6	11.42	13.82	基右37T.P	
基隆河	南湖大橋	20	1.2*7	11.60	13.35	基右43	
基隆河	北山大橋		2.0*4	12.03	14.88	基右48	
基隆河	社后橋	14	3.95*4	10.72	12.02	基左50	
基隆河	高速公路橋	30	2.3*4	13.45	15.35	基左53	
基隆河	高速公路橋	30	2.3*3	14.57	16.47	基左57	
基隆河	江北橋	12	2.15*3	11.44	13.29	基右61	
基隆河	禮門街橋	14	2.15*3	12.40	13.85	基左62	
基隆河	高架(引道)	22.5	1.8*4	16.47	18.22	基左65T.P	
基隆河	長安橋	10	1.5*3	11.26	12.91	基左68	
基隆河	高速公路橋	30	2.3*5	16.00	17.90	基左72	
基隆河	高速公路橋	30	2.3*3	15.44	17.34	基左73	
基隆河	千祥橋	16	1.6*2	16.00	17.50	基左74	

表 7-3 基隆河流域橋樑樑底高程及橋面高程統計表（續）

河流名稱	橋樑名稱	橋面寬	橋墩寬及個數	樑底高程	橋面高程	引測點	備註
基隆河	百福橋	16	1.6*2	15.83	17.33	基左76	
基隆河	實踐橋	20	2.0*2	15.41	17.21	基左79	
基隆河	新台5線高架橋	24	2.4*5	22.57	24.57	基左79	
基隆河	六堵橋	24	2.5*4	19.27	21.97	基右82T·P	
基隆河	五福橋	21	2.2*5	19.94	21.54	基右85	
基隆河	六合橋	21	2.2*3	19.18	21.08	基右88	
基隆河	七賢橋	21	2.2*4	20.95	23.45	基右90	
基隆河	崇智橋		3.0*4	19.54	20.94	基左92	
基隆河	大華橋		4.75*2	22.22	24.02	基右94	
基隆河	一高高架引道橋		2.0*2	---	---	基右96	無法施測
基隆河	八德橋		2.2*2	22.90	25.40	基左96-1	
基隆河	鐵路橋		4.0*4	21.97	24.07	基右97	
基隆河	八堵橋		4.1*4	26.77	28.88	基右98	

資料來源：本研究整理

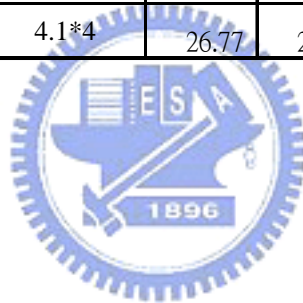


表 7-4 基隆河河道迴水計算各斷面曼寧 n 值採用表

斷面區分	主深槽 曼寧 n 值	洪水平原 曼寧 n 值	斷面區分	主深槽 曼寧 n 值	洪水平原 曼寧 n 值
1	0.040	0.050	35	0.030	0.045
2	0.030	0.040	(長壽橋)	0.030	0.045
3	0.025	0.040	(成美橋)	0.030	0.045
4	0.025	0.040	36	0.030	0.045
5	0.025	0.040	37	0.030	0.045
6	0.025	0.040	(成功橋)	0.030	0.045
7	0.025	0.040	38	0.030	0.045
8	0.025	0.040	39	0.030	0.045
9	0.025	0.040	40	0.030	0.045
10	0.025	0.040	41	0.030	0.045
11	0.025	0.040	42	0.030	0.045
(百齡橋)	0.025	0.040	43	0.030	0.045
12	0.025	0.040	(南湖大橋)	0.030	0.045
13	0.025	0.040	44	0.030	0.045
14	0.0275	0.040	45	0.030	0.045
(承德橋)	0.0275	0.040	46	0.030	0.045
15	0.0275	0.040	47	0.030	0.045
(捷運橋)	0.0275	0.040	48	0.030	0.045
(高速公路橋)	0.0275	0.040	49	0.030	0.045
16	0.025	0.040	50	0.030	0.045
(中山橋)	0.025	0.040	(社後橋)	0.030	0.045
(松江橋)	0.025	0.040	51	0.030	0.045
(高速公路橋)	0.025	0.040	52	0.030	0.045
17	0.025	0.040	53	0.030	0.045
18	0.0225	0.040	(高速公路橋)	0.030	0.045
19	0.0225	0.040	54	0.030	0.045
(大直橋)	0.025	0.040	55	0.030	0.045
20	0.025	0.040	56	0.030	0.045
21	0.030	0.040	57	0.030	0.045
22	0.030	0.045	(高速公路橋)	0.030	0.045
23	0.030	0.045	58	0.030	0.045
24	0.030	0.045	59	0.030	0.045
25	0.030	0.045	60	0.030	0.045
(舊內湖橋)	0.030	0.045	61	0.030	0.045
26	0.030	0.045	(江北橋)	0.030	0.045
27	0.030	0.045	62	0.030	0.045
(內湖橋)	0.030	0.045	(汐止交流道橋)	0.030	0.045
(高速公路橋)	0.030	0.045	63	0.030	0.045
28	0.030	0.045	64	0.030	0.045
(民權大橋)	0.030	0.045	65	0.030	0.045
29	0.030	0.045	(高架引道)	0.030	0.045
30	0.030	0.045	66	0.030	0.045
31	0.030	0.045	67	0.030	0.045
32	0.030	0.045	68	0.030	0.045
33	0.030	0.045	(長安橋)	0.030	0.045
34	0.030	0.045	69	0.030	0.045
(麥帥二號橋)	0.030	0.045	70	0.030	0.045

断面區分	主深槽 曼寧 n 值	洪水平原 曼寧 n 值	断面區分	主深槽 曼寧 n 值	洪水平原 曼寧 n 值
71	0.030	0.045	99	0.040	0.055
72	0.030	0.045	100	0.040	0.055
(高速公路橋)	0.035	0.050	(暖江橋)	0.040	0.055
73	0.035	0.050	101	0.040	0.055
(高速公路橋)	0.035	0.050	102	0.040	0.055
74	0.035	0.050	(鐵路橋)	0.040	0.055
(千祥橋)	0.035	0.050	103	0.040	0.055
75	0.035	0.050	104	0.040	0.055
76	0.035	0.050	105	0.040	0.055
(百福橋)	0.035	0.050	(瑞慶橋)	0.040	0.055
77	0.035	0.050	106	0.040	0.055
78	0.035	0.050	107	0.040	0.055
(實踐橋)	0.035	0.050	(鐵路橋)	0.040	0.055
79	0.035	0.050	108	0.040	0.055
(新台5線高架橋)	0.035	0.050	(慶安橋)	0.040	0.055
80	0.035	0.050	109	0.040	0.055
(五堵吊橋)	0.035	0.050	110	0.040	0.055
81	0.035	0.050	111	0.040	0.055
82	0.035	0.050	112	0.040	0.055
(六堵橋)	0.035	0.050	(鐵路橋)	0.040	0.055
83	0.035	0.050	113	0.040	0.055
84	0.035	0.050	(國芳橋)	0.040	0.055
85	0.035	0.050	114	0.040	0.055
(五福橋)	0.035	0.050	115	0.040	0.055
86	0.035	0.050	116	0.045	0.055
87	0.035	0.050	117	0.045	0.055
88	0.035	0.050	118	0.045	0.055
(六合橋)	0.035	0.050	119	0.045	0.055
89	0.035	0.050	(瑞芳介壽橋)	0.045	0.055
90	0.035	0.050	120	0.045	0.055
(七賢橋)	0.035	0.050	(瑞芳橋)	0.045	0.055
91	0.035	0.050	121	0.045	0.055
92	0.035	0.050	(瑞峰橋)	0.045	0.055
(崇智橋)	0.035	0.050	122	0.045	0.055
93	0.035	0.050	123	0.045	0.055
94	0.035	0.050	124	0.045	0.055
(大華舊橋)	0.035	0.050	125	0.045	0.055
(大華新橋)	0.035	0.050	(鐵路橋)	0.045	0.055
95	0.035	0.050	(鐵路橋)	0.045	0.055
96	0.035	0.050	126	0.045	0.055
(攔河堰)	0.040	0.055	127	0.045	0.055
(七堵交流道)	0.040	0.055	128	0.045	0.055
(八德橋)	0.040	0.055	(攔河堰)	0.045	0.055
97	0.040	0.055	129	0.045	0.055
(八堵鐵路橋)	0.040	0.055	(侯硐介壽橋)	0.045	0.055
98	0.040	0.055			
(八堵橋)	0.040	0.055			

表 7-5 基隆河河道迴水計算各斷面曼寧 n 值修正採用表

斷面區分	主深槽 曼寧 n 值	洪水平原 曼寧 n 值	斷面區分	主深槽 曼寧 n 值	洪水平原 曼寧 n 值
1	0.040	0.050	35	0.030	0.045
2	0.030	0.040	(長壽橋)	0.030	0.045
3	0.025	0.040	(成美橋)	0.030	0.045
4	0.025	0.040	36	0.030	0.045
5	0.025	0.040	37	0.030	0.045
6	0.025	0.040	(成功橋)	0.030	0.045
7	0.025	0.040	38	0.030	0.045
8	0.025	0.040	39	0.030	0.045
9	0.025	0.040	40	0.030	0.045
10	0.025	0.040	41	0.030	0.045
11	0.025	0.040	42	0.030	0.045
(百齡橋)	0.025	0.040	43	0.030	0.045
12	0.025	0.040	(南湖大橋)	0.030	0.045
13	0.025	0.040	44	0.030	0.045
14	0.0275	0.040	45	0.030	0.045
(承德橋)	0.0275	0.040	46	0.030	0.045
15	0.0275	0.040	47	0.030	0.045
(捷運橋)	0.0275	0.040	48	0.030	0.045
(高速公路橋)	0.0275	0.040	49	0.030	0.045
16	0.025	0.040	50	0.030	0.045
(中山橋)	0.025	0.040	(社後橋)	0.030	0.045
(松江橋)	0.025	0.040	51	0.030	0.045
(高速公路橋)	0.025	0.040	52	0.030	0.045
17	0.025	0.040	53	0.030	0.045
18	0.0225	0.040	(高速公路橋)	0.030	0.045
19	0.0225	0.040	54	0.030	0.045
(大直橋)	0.025	0.040	55	0.030	0.045
20	0.025	0.040	56	0.030	0.045
21	0.030	0.040	57	0.030	0.045
22	0.030	0.045	(高速公路橋)	0.030	0.045
23	0.030	0.045	58	0.030	0.045
24	0.030	0.045	59	0.030	0.045
25	0.030	0.045	60	0.030	0.045
(舊內湖橋)	0.030	0.045	61	0.030	0.045
26	0.030	0.045	(江北橋)	0.030	0.045
27	0.030	0.045	62	0.030	0.045
(內湖橋)	0.030	0.045	(汐止交流道橋)	0.030	0.045
(高速公路橋)	0.030	0.045	63	0.030	0.045
28	0.030	0.045	64	0.030	0.045
(民權大橋)	0.030	0.045	65	0.030	0.045
29	0.030	0.045	(高架引道)	0.030	0.045
30	0.030	0.045	66	0.030	0.045
31	0.030	0.045	67	0.030	0.045
32	0.030	0.045	68	0.030	0.045
33	0.030	0.045	(長安橋)	0.030	0.045
34	0.030	0.045	69	0.030	0.045
(麥帥二號橋)	0.030	0.045	70	0.030	0.045

断面區分	主深槽 曼寧 n 值	洪水平原 曼寧 n 值	断面區分	主深槽 曼寧 n 值	洪水平原 曼寧 n 值
71	0.030	0.045	99	0.040	0.055
72	0.030	0.045	100	0.040	0.055
(高速公路橋)	▲ 0.040	0.050	(暖江橋)	0.040	0.055
73	彎道 0.040	0.050	101	0.040	0.055
(高速公路橋)	0.040	0.050	102	0.040	0.055
74	0.040	0.050	(鐵路橋)	0.040	0.055
(千祥橋)	▼ 0.040	0.050	103	0.040	0.055
75	0.035	0.050	104	0.040	0.055
76	▲ 0.040	0.050	105	0.040	0.055
(百福橋)	0.040	0.050	(瑞慶橋)	0.040	0.055
77	彎道 0.040	0.050	106	0.040	0.055
78	0.040	0.050	107	0.040	0.055
(實踐橋)	0.040	0.050	(鐵路橋)	0.040	0.055
79	0.040	0.050	108	0.040	0.055
(新台5線高架橋)	▼ 0.040	0.050	(慶安橋)	0.040	0.055
80	0.035	0.050	109	0.040	0.055
(五堵吊橋)	0.035	0.050	110	彎道 0.045	0.055
81	0.035	0.050	111	0.045	0.055
82	彎道 0.040	0.050	112	0.040	0.055
(六堵橋)	0.040	0.050	(鐵路橋)	0.040	0.055
83	0.035	0.050	113	0.040	0.055
84	0.035	0.050	(國芳橋)	0.040	0.055
85	▲ 0.040	0.050	114	0.040	0.055
(五福橋)	0.040	0.050	115	0.040	0.055
86	0.040	0.050	116	0.045	0.055
87	0.040	0.050	117	0.045	0.055
88	彎道 0.040	0.050	118	0.045	0.055
(六合橋)	0.040	0.050	119	0.045	0.055
89	0.040	0.050	(瑞芳介壽橋)	0.045	0.055
90	0.040	0.050	120	0.045	0.055
(七賢橋)	▼ 0.040	0.050	(瑞芳橋)	0.045	0.055
91	0.040	0.050	121	0.045	0.055
92	0.035	0.050	(瑞峰橋)	0.045	0.055
(崇智橋)	0.035	0.050	122	0.045	0.055
93	0.035	0.050	123	0.045	0.055
94	0.035	0.050	124	0.045	0.055
(大華舊橋)	0.035	0.050	125	0.045	0.055
(大華新橋)	0.035	0.050	(鐵路橋)	0.045	0.055
95	0.035	0.050	(鐵路橋)	0.045	0.055
96	0.035	0.050	126	0.045	0.055
(攔河堰)	0.040	0.055	127	0.045	0.055
(七堵交流道)	0.040	0.055	128	0.045	0.055
(八德橋)	0.040	0.055	(攔河堰)	0.045	0.055
97	▲ 0.045	0.055	129	0.045	0.055
(八堵鐵路橋)	彎道 0.045	0.055	(侯硐介壽橋)	0.045	0.055
98	0.045	0.055			
(八堵橋)	▼ 0.045	0.055			

表 7-6 基隆河研究河段 HEC-RAS 計算結果重要參數比較

(a)五堵水位站河段 (n = 0.035 (主深槽) ; 0.050 (洪水平原))

重現期距 洪水	流量 cms	上游		下游	
		S_f	F_r	S_f	F_r
200 year	2,630	0.000401	0.29	0.000354	0.26
10 year	1,650	0.000357	0.26	0.000342	0.24

備註：研究所採用之平均底床坡降為 0.0003

(b)介壽橋站河段 (n = 0.045 (主深槽) ; 0.055 (洪水平原))

重現期距 洪水	流量 cms	上游		下游	
		S_f	F_r	S_f	F_r
200 year	1,380	0.003163	0.51	0.002096	0.44
10 year	862	0.003472	0.51	0.003118	0.50

備註：研究所採用之平均底床坡降為 0.0031

(c)民權橋河段 (n = 0.030 (主深槽) ; 0.045 (洪水平原))

重現期距 洪水	流量 cms	上游		下游	
		S_f	F_r	S_f	F_r
200 year	3,200	0.00013	0.18	0.000063	0.15
10 year	2,120	0.000188	0.20	0.000093	0.17

備註：研究所採用之平均底床坡降為 0.00015

表 7-7 基隆河來自不同率定曲線 與 HPG 估算之流量比較

(a) 五堵水位站河段

颱風事件	象神颱風		瑞伯颱風	
	輔助	主要	輔助	主要
水位站				
最高洪水位 (m)	17.89	17.98	16.02	16.36
單站率定曲線 (cms)	1,900		1,600	
1999 正常流率定曲線 (cms)	2,100		1,665	
1999 理論率定曲線 (cms)	1,905		1,501	
HPG (cms)	1,200*		1,630	

(b) 介壽橋站河段

颱風事件	象神颱風		瑞伯颱風	
	輔助	主要	輔助	主要
水位站				
最高洪水位 (m)	-	49.54	-	47.28
單站率定曲線 (cms)	1,600		678	
1999 正常流率定曲線 (cms)	1,500		729	
1999 理論率定曲線 (cms)	1,600		750	
HPG (cms)	-		-	

(c) 民權橋河段

颱風事件	象神颱風		瑞伯颱風	
	輔助	主要	輔助	主要
水位站				
最高洪水位 (m)	7.30	7.90	5.50	6.40
單站率定曲線 (cms)	-		-	
1999 正常流率定曲線 (cms)	-		-	
1999 理論率定曲線 (cms)	3,108		2,072	
HPG (cms)	2,800		2,100	

* 象神颱風期間五堵站下游溢流與橋樑開口堵塞所致迴水效應

表 7-8 基隆河不同水流條件下三水位站的迴歸係數 c & d' 值及統計參數比較

(a) 五堵水位站河段

水流條件	c	d'	R^2	S_x
跌水(本研究率定關係)	0.9884	0.3208	0.978	0.090
迴水(本研究率定關係)	0.9614	0.4956	0.982	
混合(本研究率定關係)	0.9081	0.4582	0.985	0.163
混合(USGS 率定關係)	1.0000	0.4376	-	0.254

(b) 介壽橋站河段

水流條件	c	d'	R^2	S_x
跌水(本研究率定關係)	-	-	-	-
迴水(本研究率定關係)	1.1114	0.4427	0.980	0.108
混合(本研究率定關係)	1.1114	0.4427	0.980	0.108
混合(USGS 率定關係)	1.0000	0.4097	-	0.198

(c) 民權橋河段

水流條件	c	d'	R^2	S_x
跌水(本研究率定關係)	1.0101	0.2603	0.975	0.077
迴水(本研究率定關係)	1.0377	0.4660	0.994	
混合(本研究率定關係)	0.9788	0.4400	0.989	0.149
混合(USGS 率定關係)	1.0000	0.4469	-	0.146

備註： R^2 代表相關係數(correlation coefficient)； S_x 標準偏差(standard error)

表 7-9 基隆河來自不同率定方法 與 HPG 估算之流量比較

(a) 五堵水位站河段

颱風事件	象神颱風		瑞伯颱風	
	輔助	主要	輔助	主要
水位站				
最高洪水位(m)	17.89	17.98	16.02	16.36
單站率定曲線(cms)	1,900		1,600	
HPG (cms)	1,200*		1,630	
USGS 率定關係	1,329*		1,816	
本研究率定關係	1,218*		1,706	

(b) 民權橋河段

颱風事件	象神颱風		瑞伯颱風	
	輔助	主要	輔助	主要
水位站				
最高洪水位(m)	7.30	7.90	5.50	6.40
單站率定曲線(cms)	-		-	
HPG (cms)	2,800		2,100	
USGS 率定關係	2,606		2,093	
本研究率定關係	2,684		2,105	

*象神颱風期間五堵站下游溢流與橋樑開口堵塞所致迴水效應



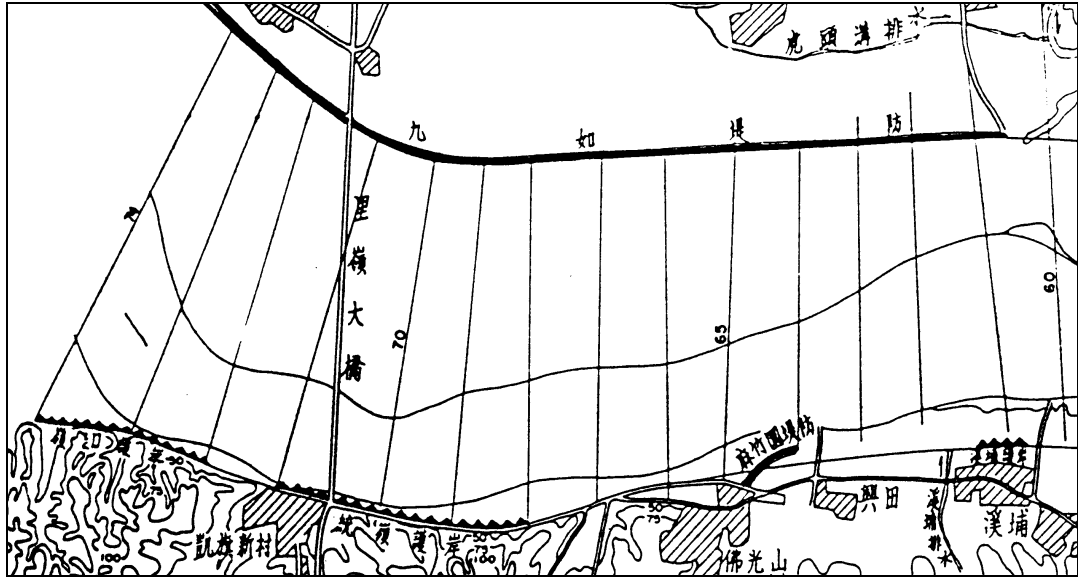


圖 7-1 里嶺大橋站河段河道平面圖

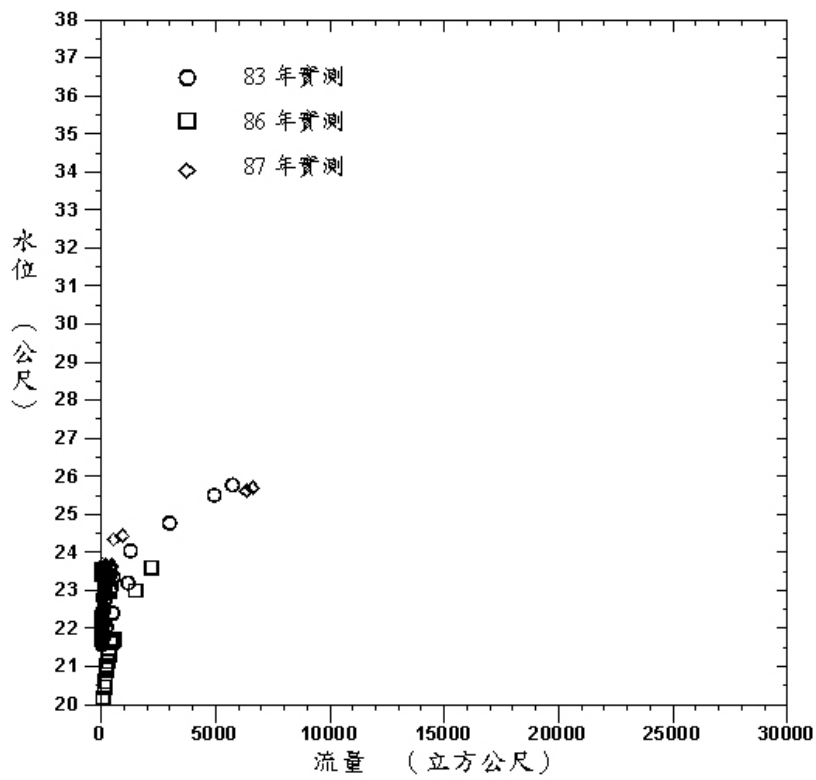
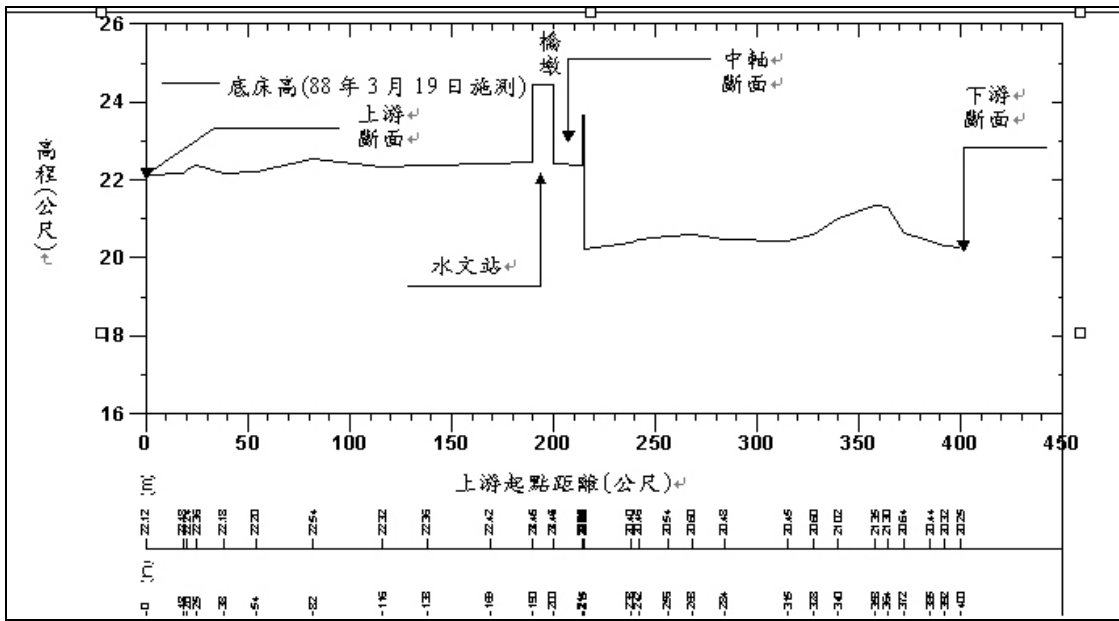
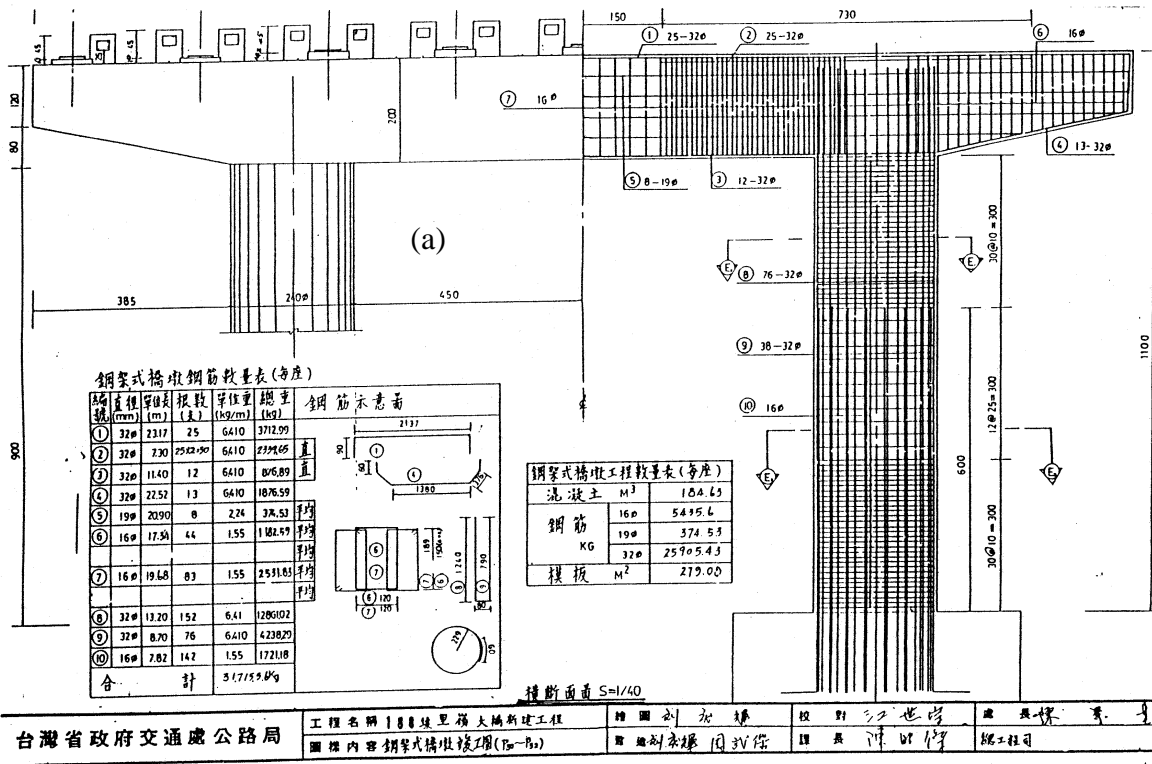


圖 7-2 里嶺大橋站實測水位流量資料



(經濟部水利處第七河川局配合施測)
圖 7-3 高屏溪里嶺大橋沿水文站橋墩中心縱斷面圖



(交通部公路局提供)
圖 7-4 高屏溪里嶺大橋橋墩剖面圖

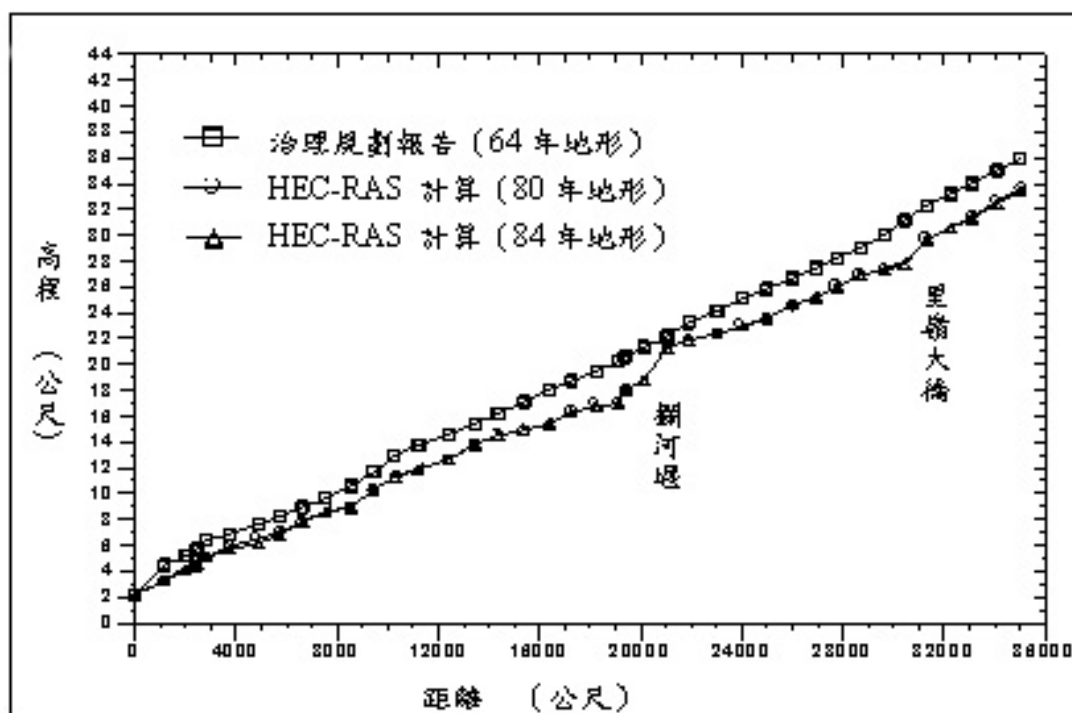


圖 7-5 高屏溪全河段水面線計算比較

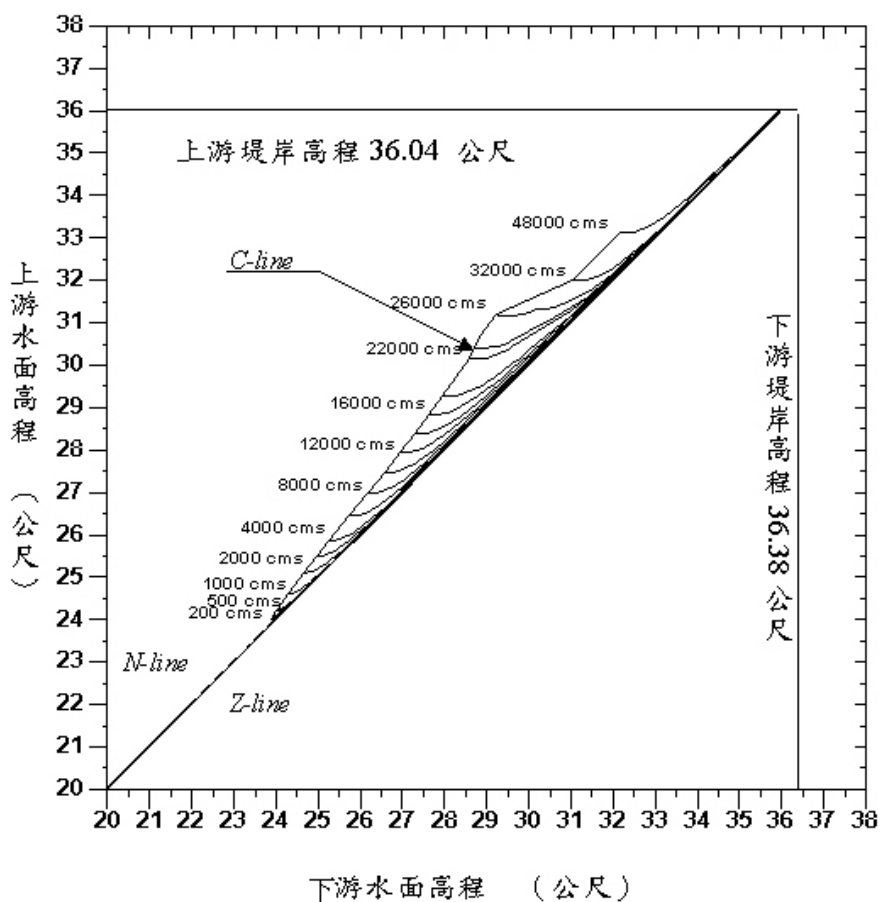


圖 7-6 潛堰至里嶺大橋下游河段水力履性圖

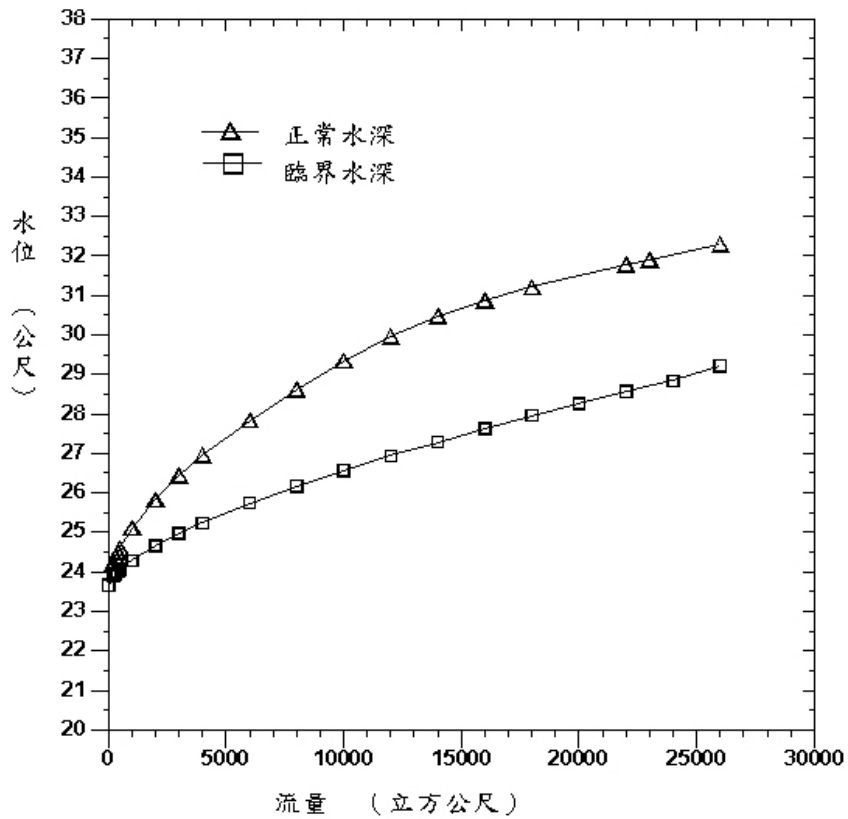


圖 7-7 潛堰斷面之推求所得率定曲線

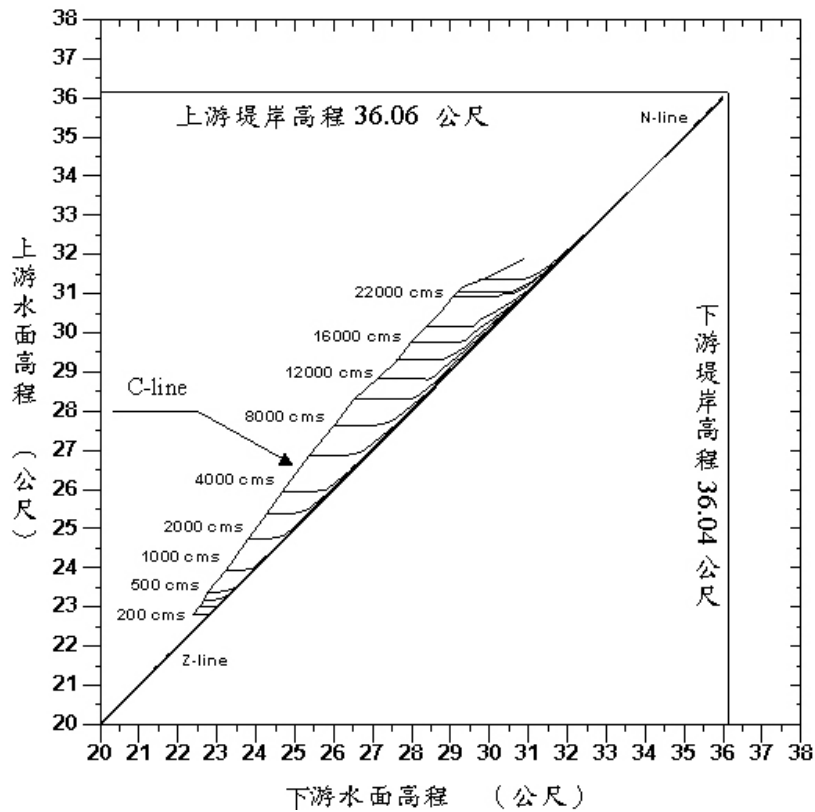


圖 7-8 里嶺大橋河段水力履性圖

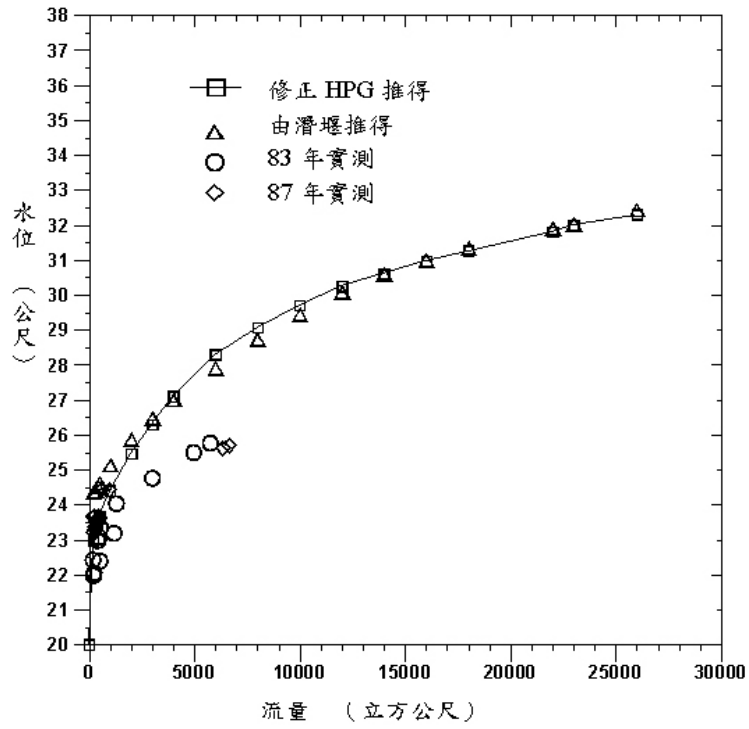


圖 7-9 里嶺大橋下游斷面(水文站)率定曲線比較

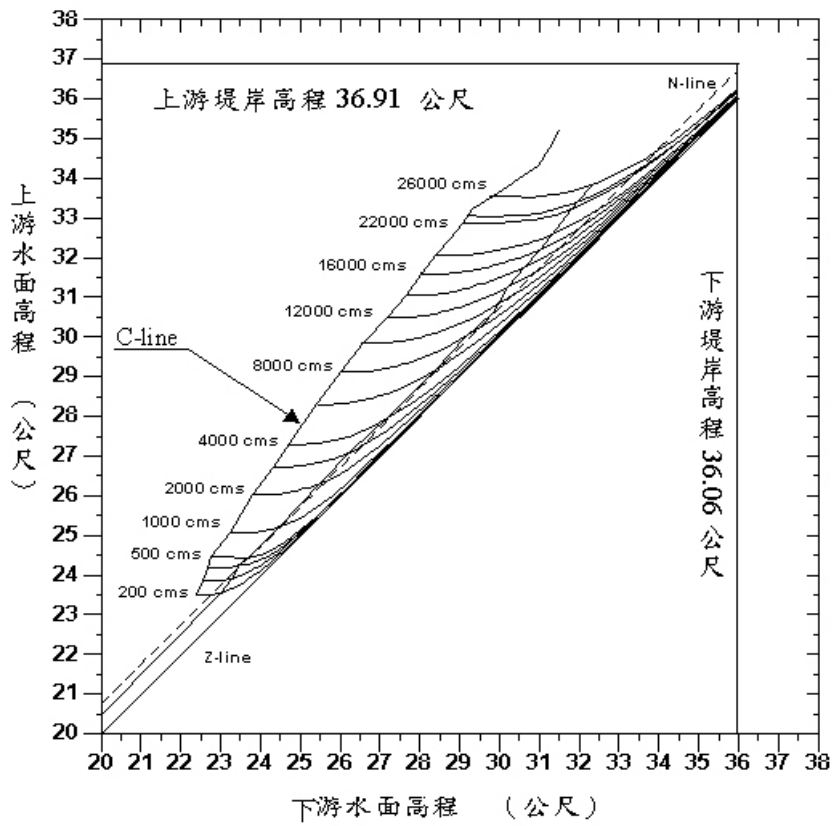


圖 7-10 里嶺大橋上游河段水力履性圖

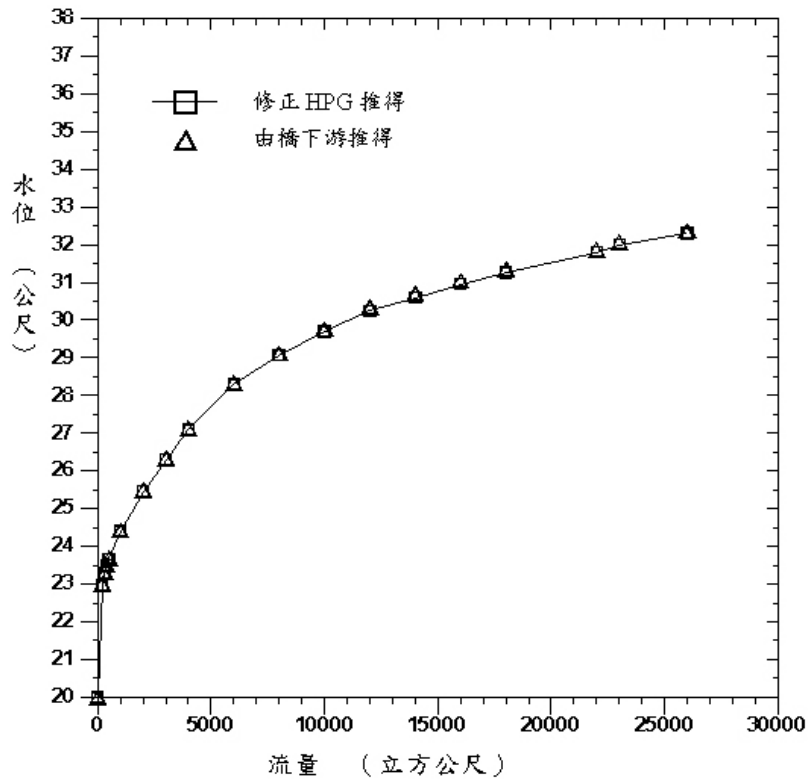


圖 7-11 里嶺大橋上游斷面率定曲線比較

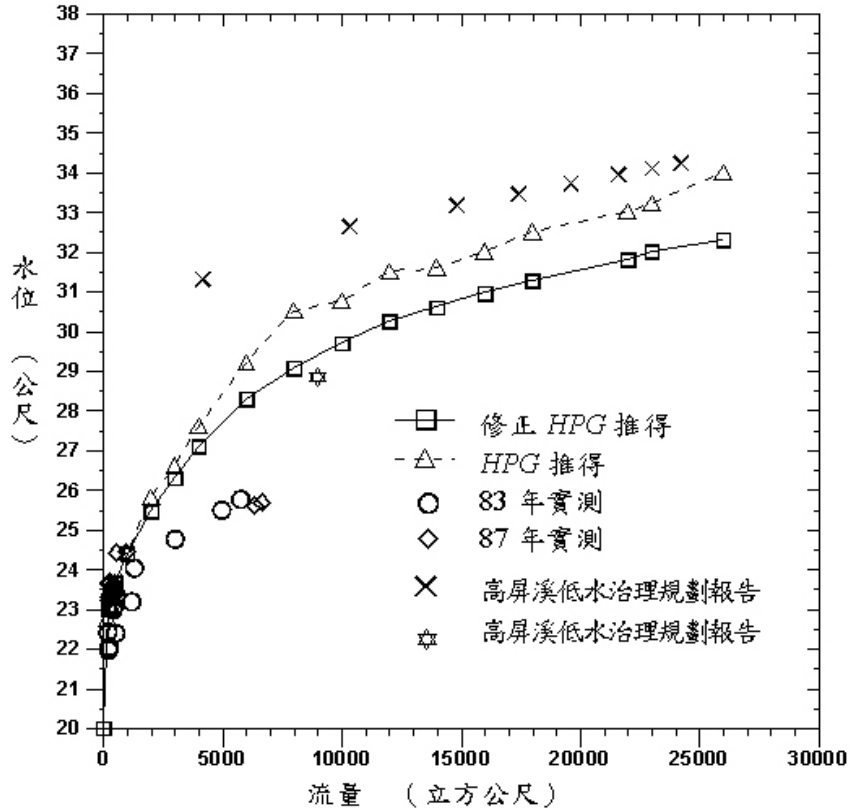


圖 7-12 里嶺大橋下游斷面 (水文站) 率定曲線比較

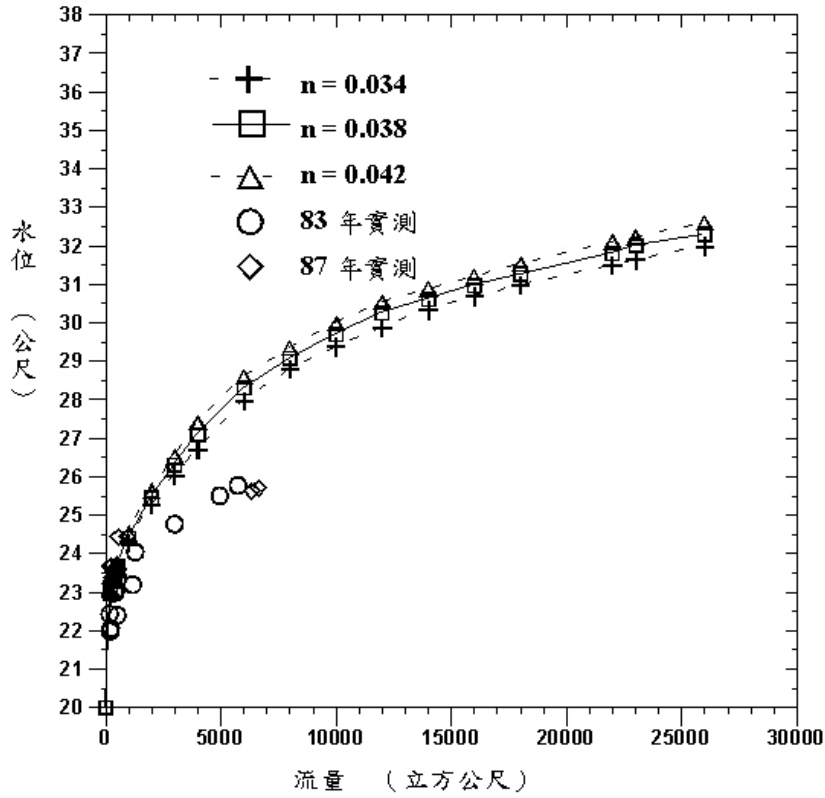


圖 7-13 里嶺大橋下游斷面(水文站)率定曲線比較

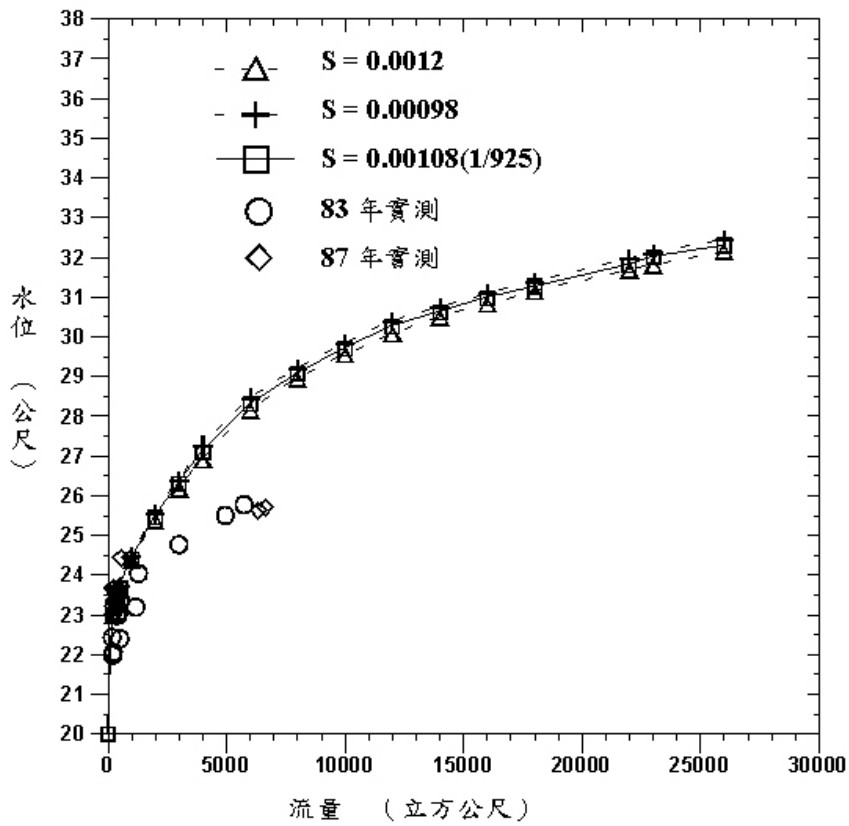


圖 7-14 里嶺大橋下游斷面(水文站)率定曲線比較

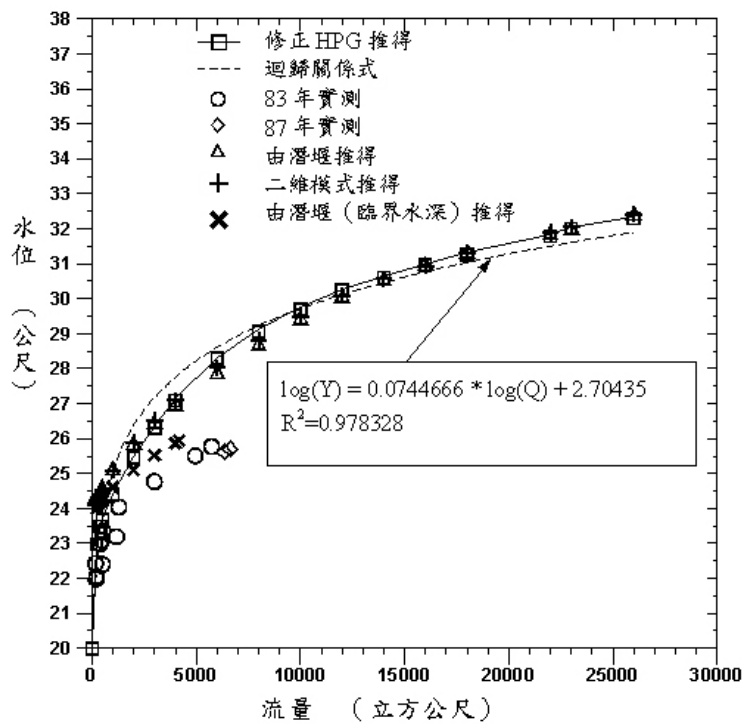


圖 7-15 里嶺大橋下游斷面 (水文站) 率定曲線比較

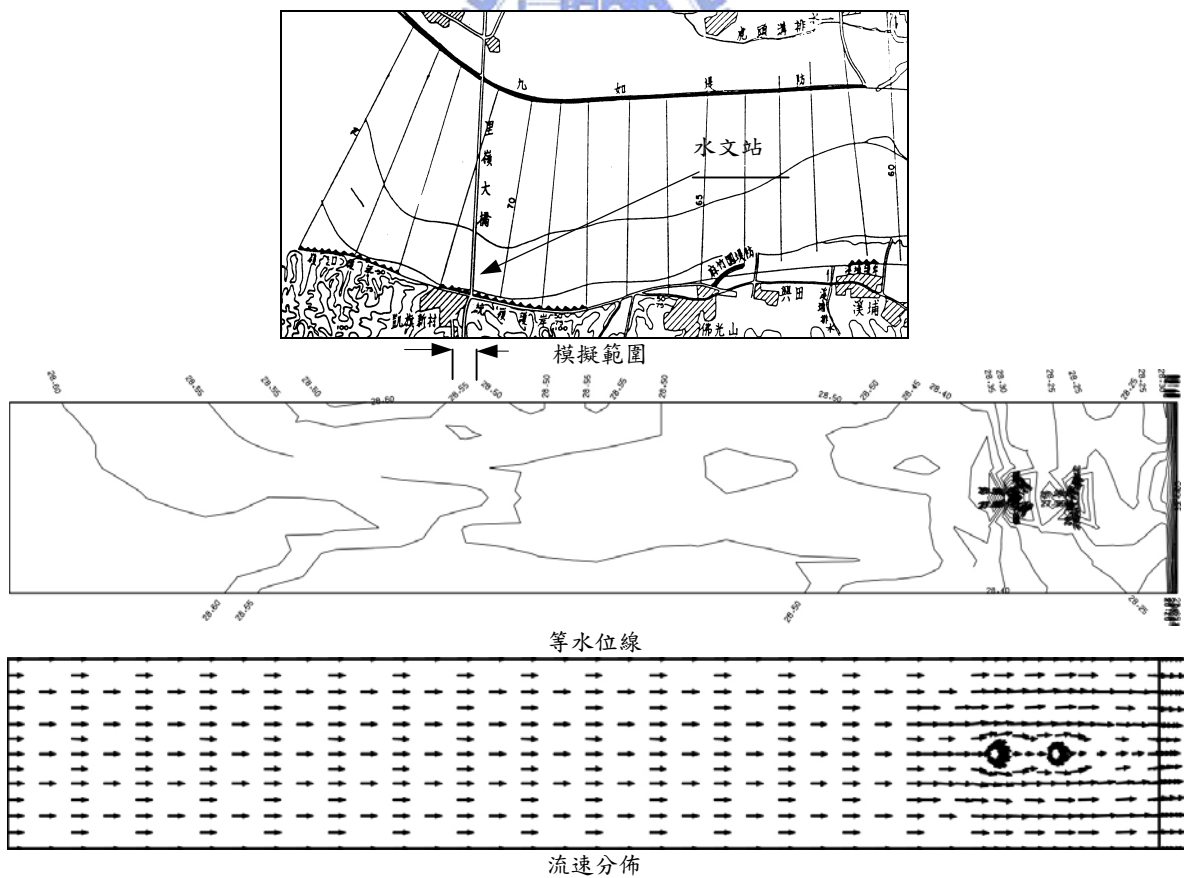


圖 7-16 里嶺大橋水文站局部流場二維模式模擬結果

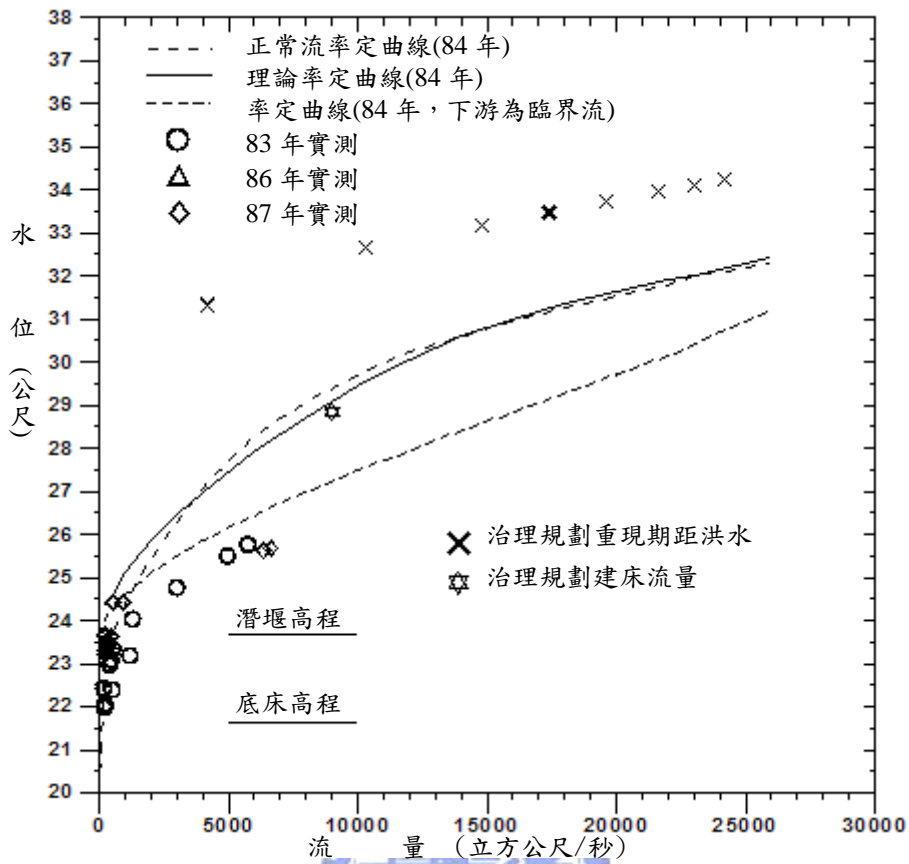


圖 7-17 高屏溪里嶺大橋水位站理論率定曲線與實測值比較

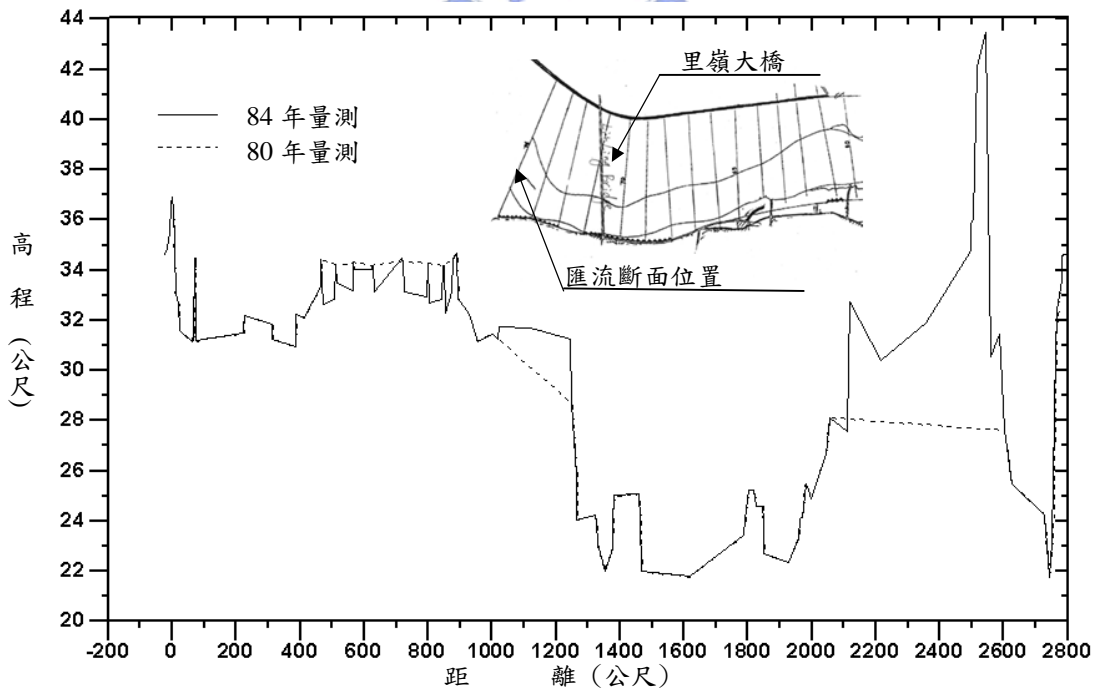
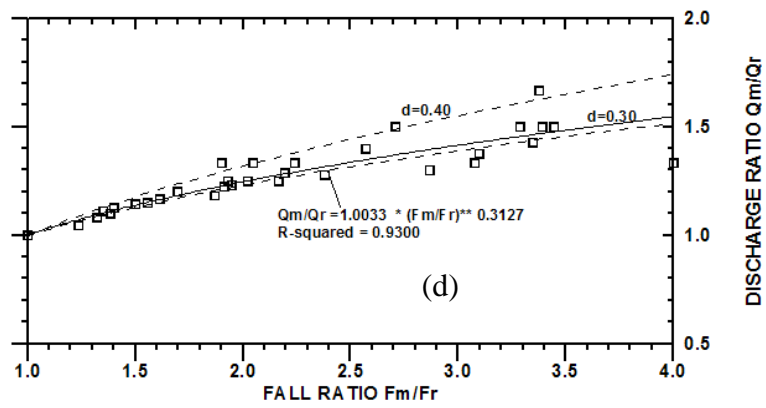
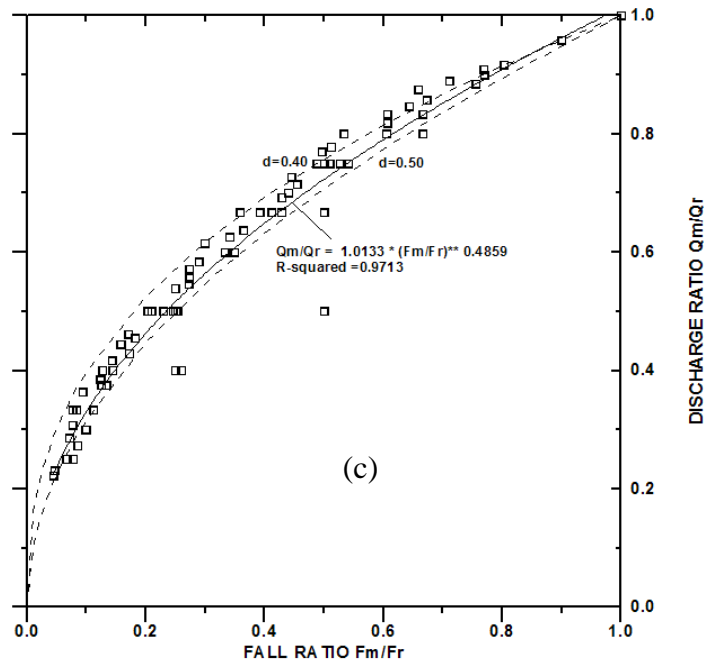
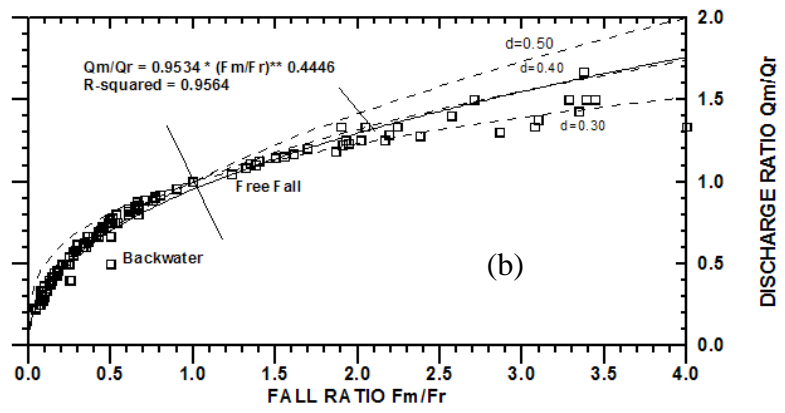
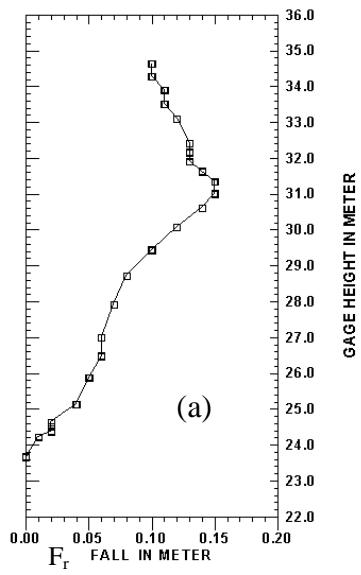


圖 7-18 高屏溪匯流點斷面研究測站(未設水位站)位置及大斷面圖



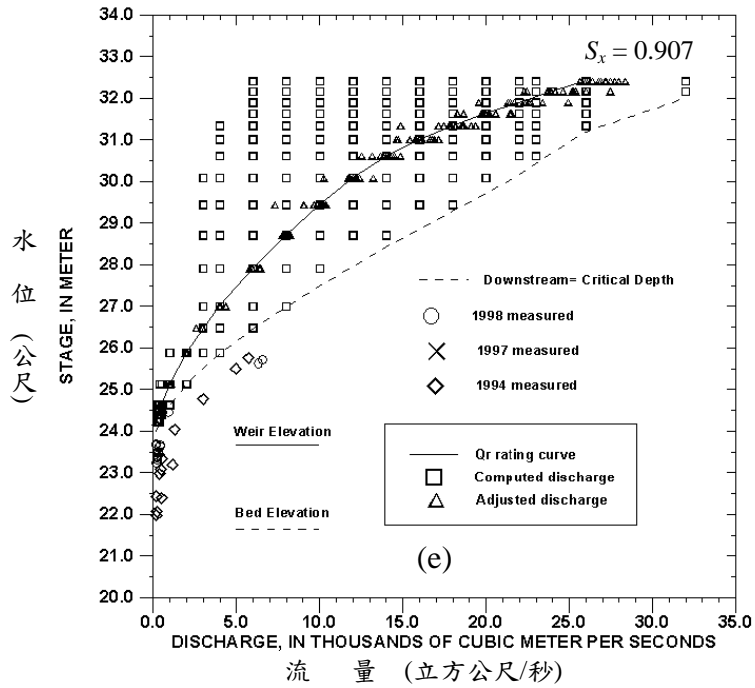
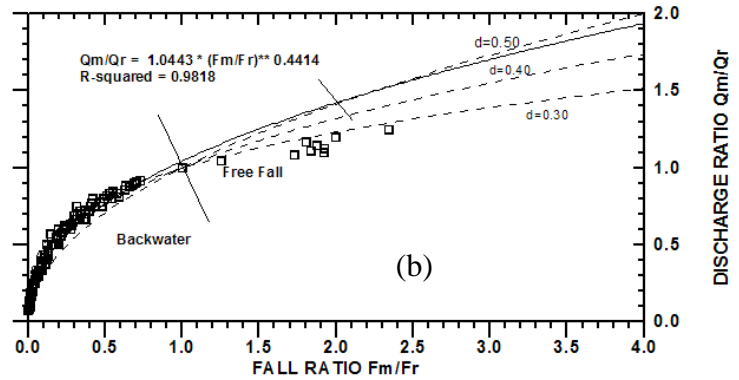
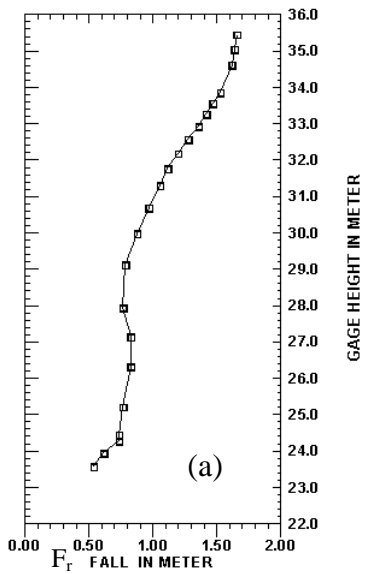


圖 7-19 里嶺水位站河段 (a)水位站水位與落差關係 (b)水位站流量與落差關係曲線 (c)迴水情況流量與落差關係曲線 (d)跌水情況流量與落差關係曲線 (e)水位站水位與流量率定曲線



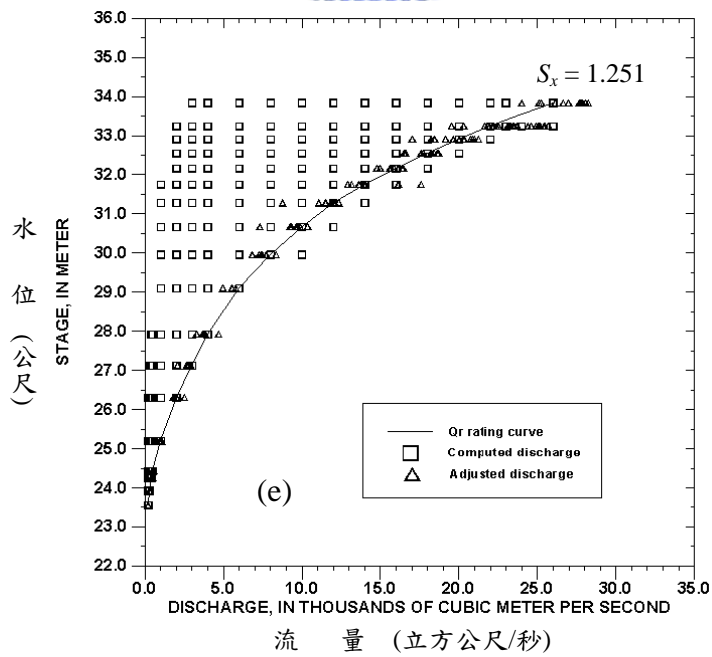
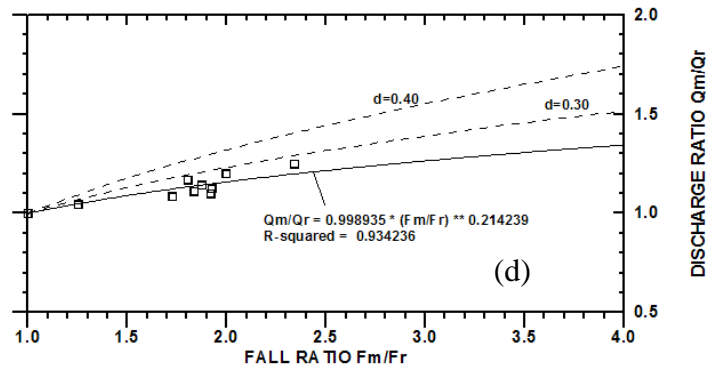
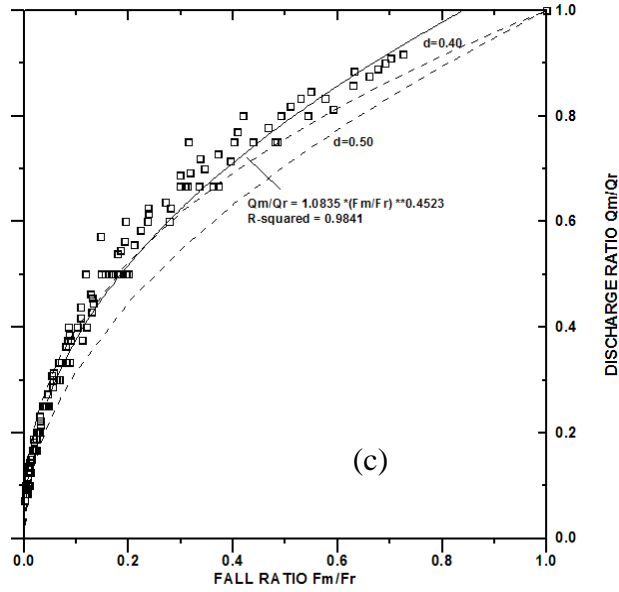


圖 7-20 高屏溪里嶺匯流口研究測站河段 (a)水位站水位與落差關係 (b)水位站流量與落差關係曲線 (c)迴水情況流量與落差關係曲線 (d)跌水情況流量與落差關係曲線 (e)水位站水位與流量率定曲線

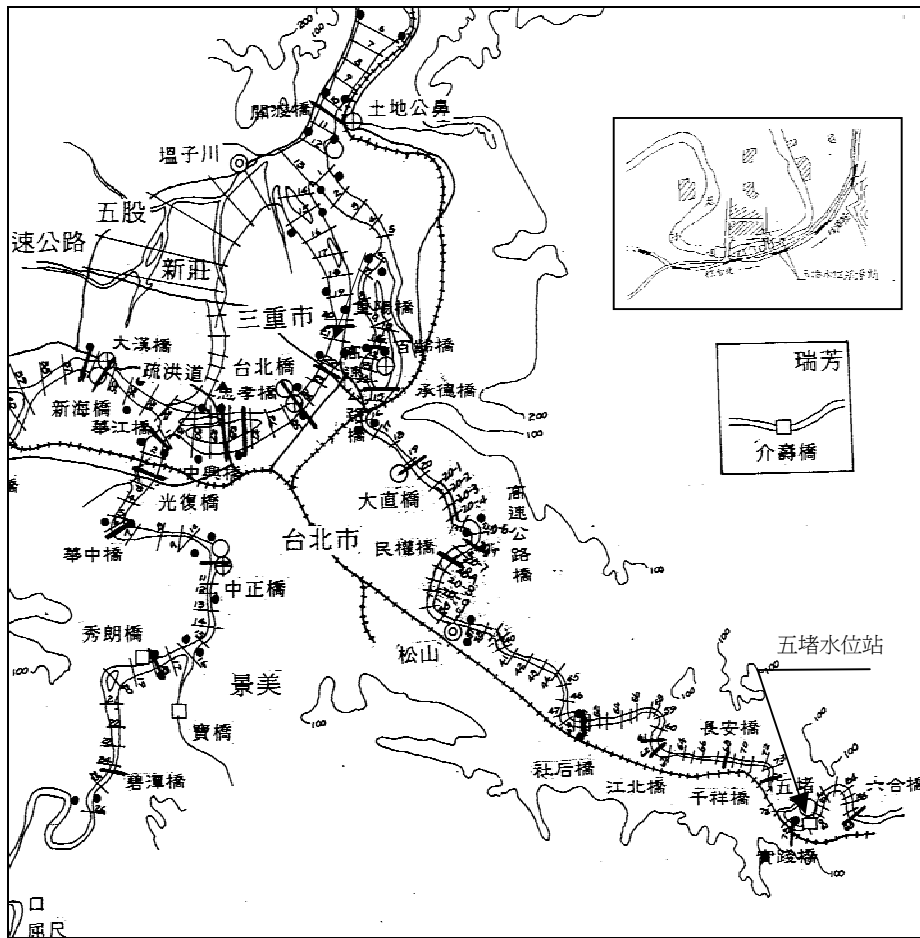


圖 7-21 基隆河五堵水位站相關位置圖

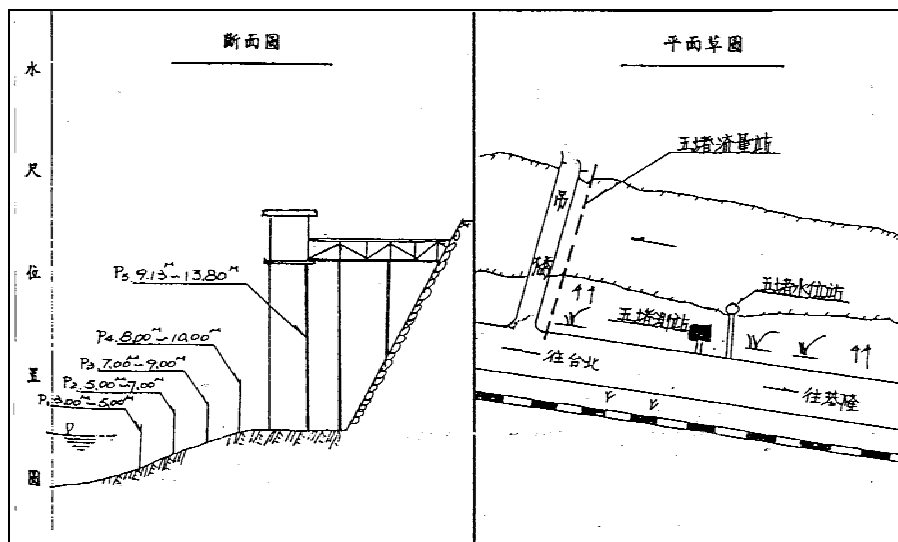


圖 7-22 基隆河五堵水位站位置與構造型式

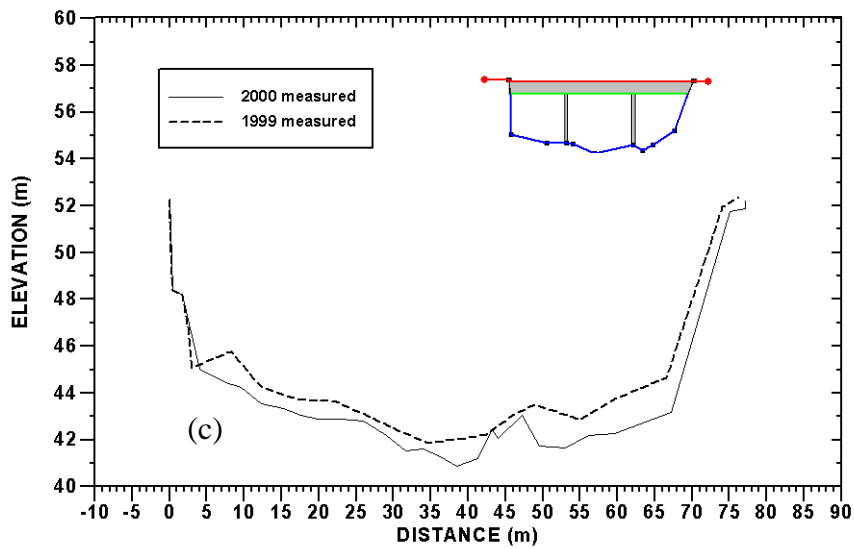
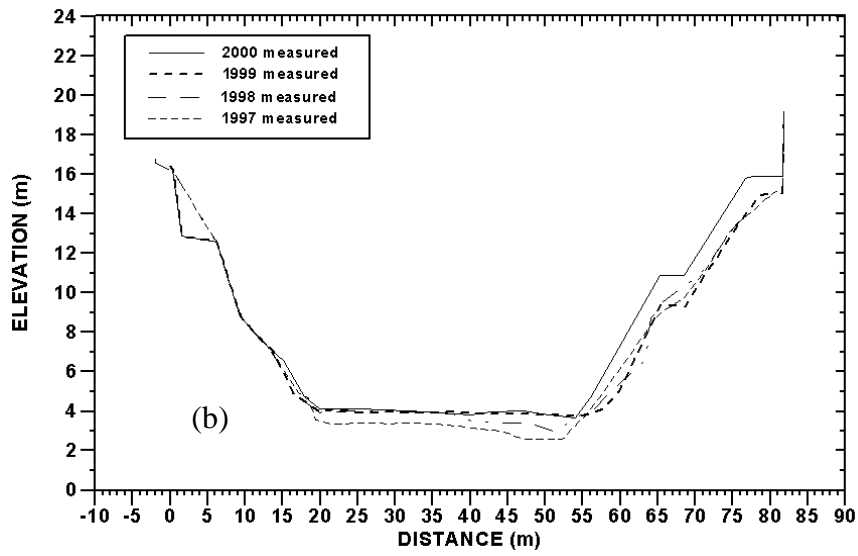
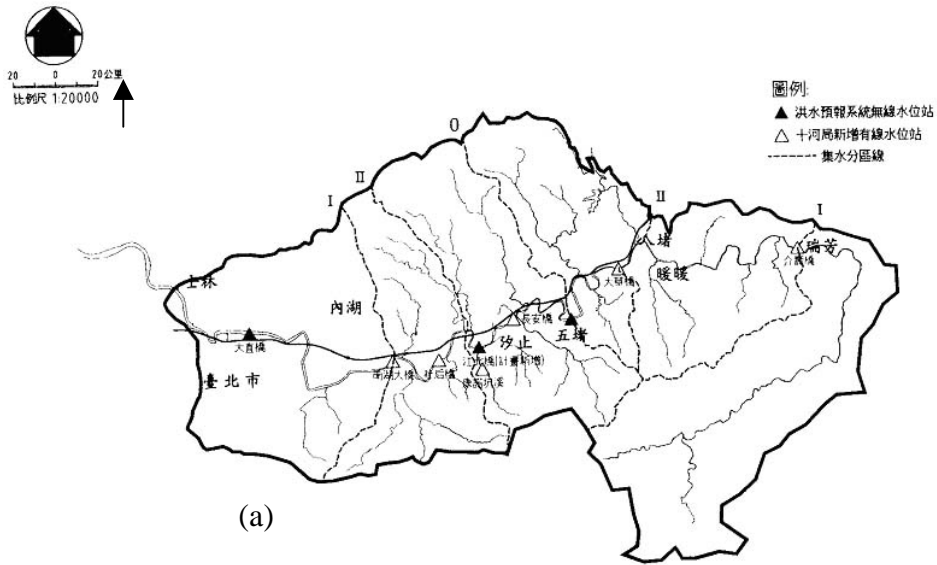


圖 7-23 (a) 基隆河流域水位站位置圖 (b) 五堵站歷年斷面比較 (c) 介壽橋歷年斷面比較

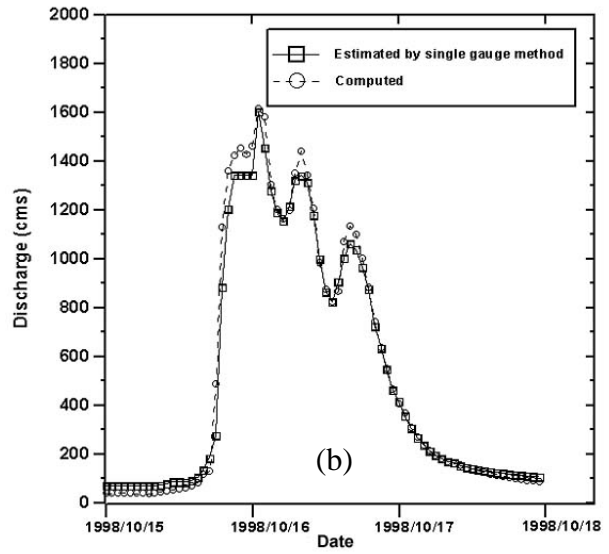
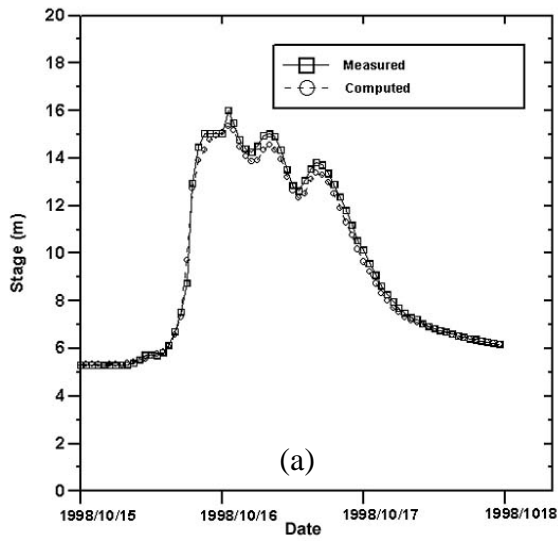


圖 7-24 基隆河五堵水位站瑞伯颱風洪(a)水位歷線(b)流量歷線模擬值與實測值比較

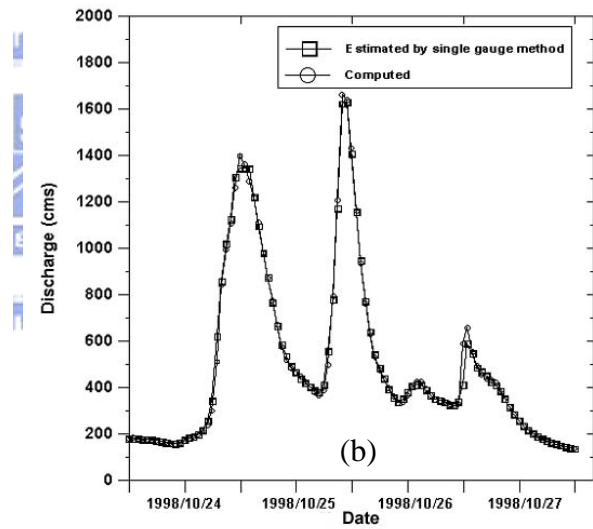
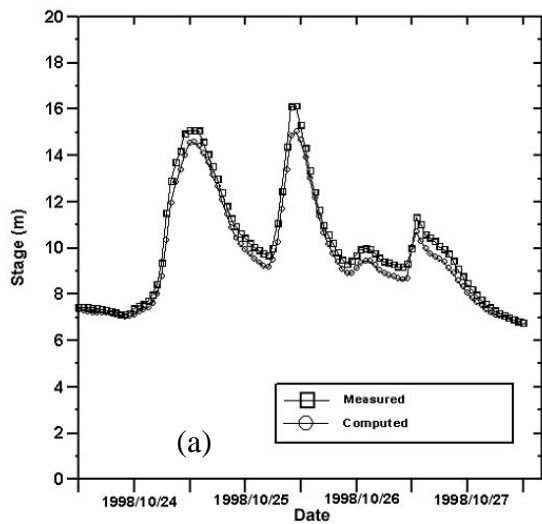


圖 7-25 基隆河五堵水位站芭比絲颱風洪(a)水位歷線(b)流量歷線模擬值與實測值比較

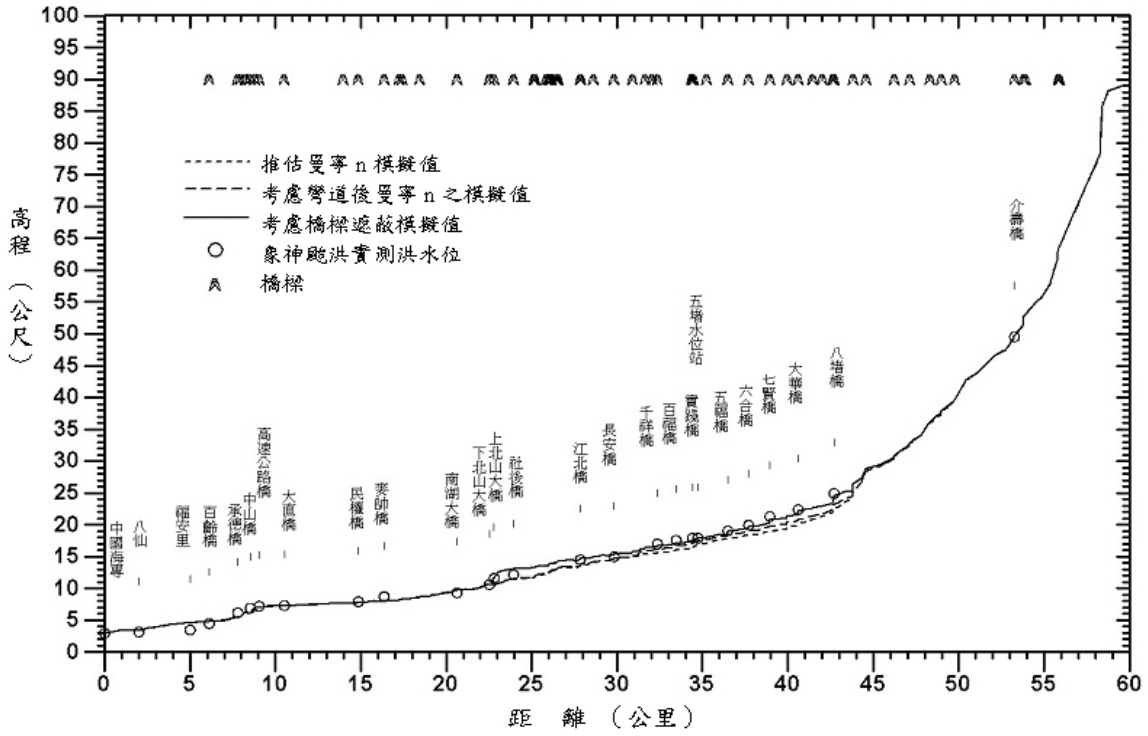


圖7-26 基隆河象神颱風洪水位實測值與模擬值比較

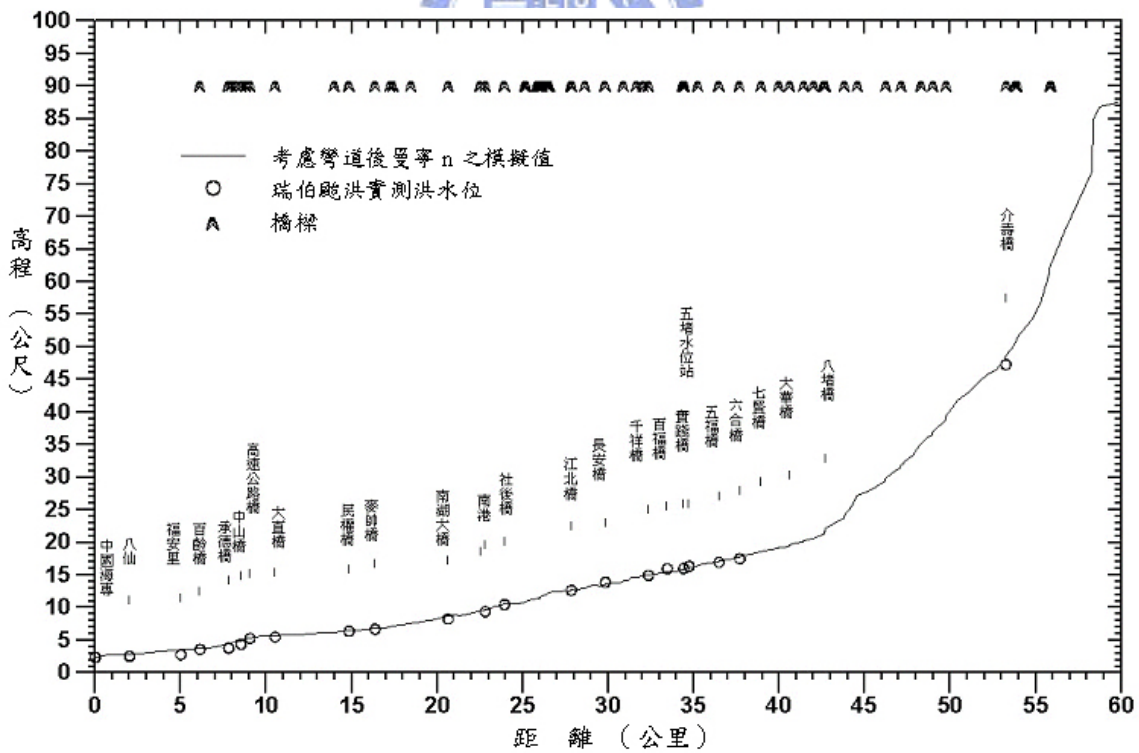


圖7-27 基隆河瑞伯颱風洪水位實測值與模擬值比較

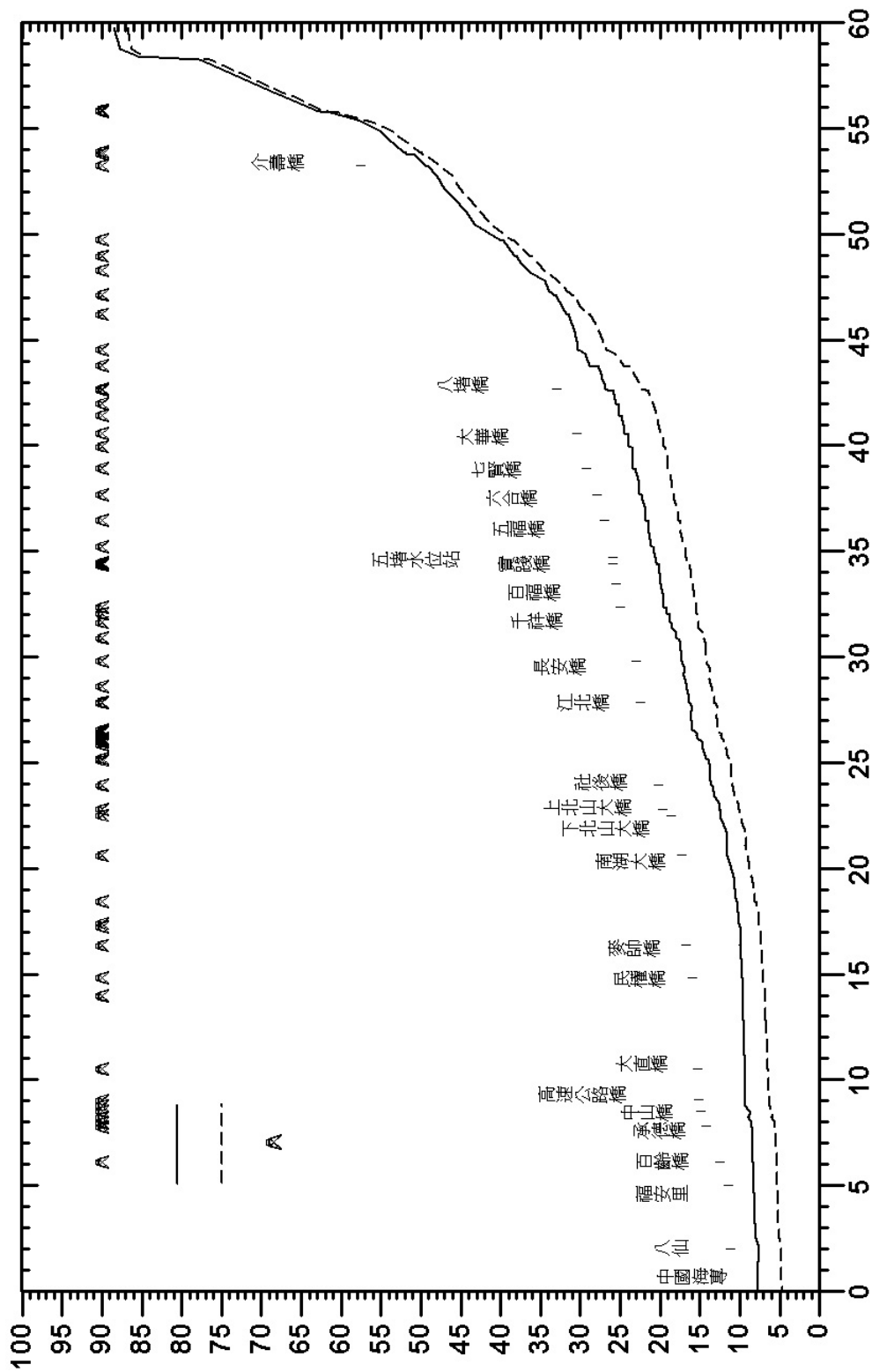


圖 7-28 基隆河 200 年及 10 年再現期洪水模擬結果

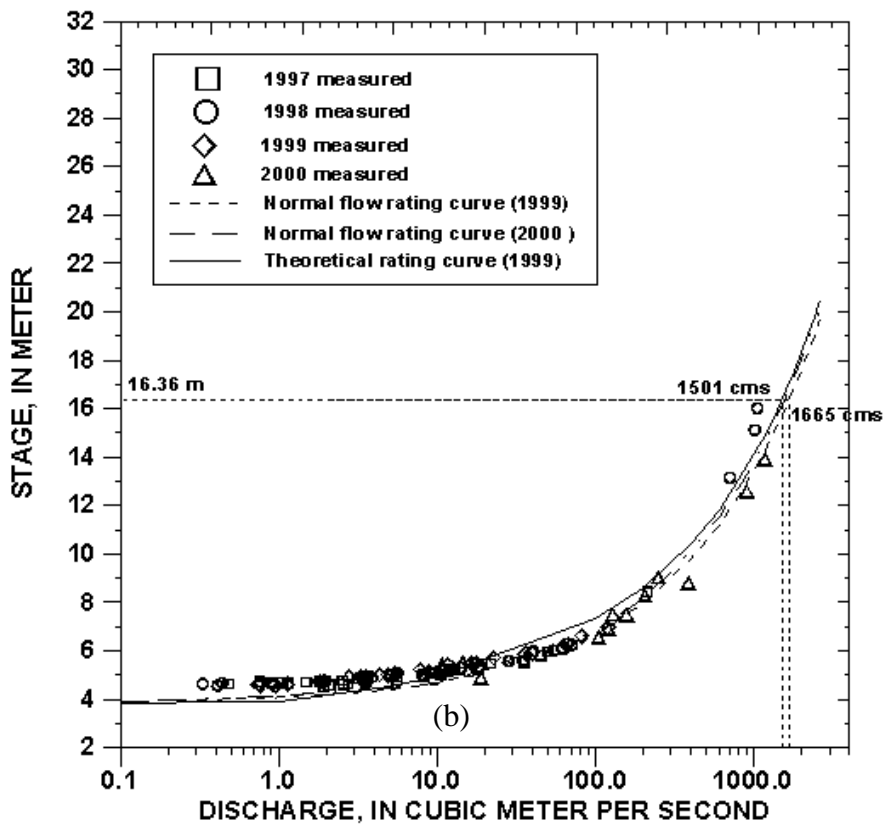
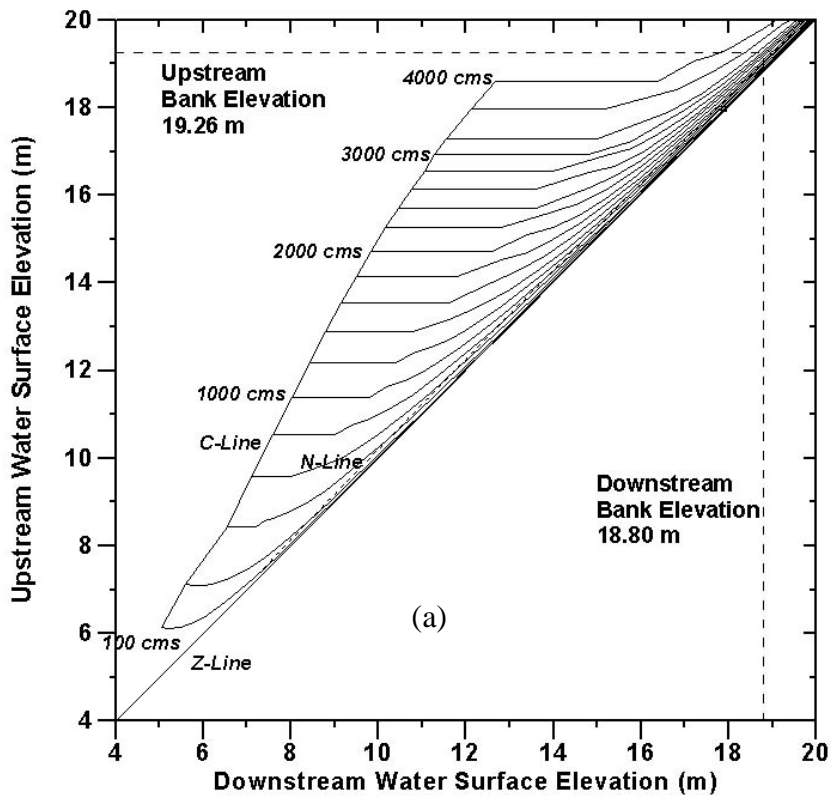


圖 7-29 五堵水位站 (a) 水力履性圖(b) 理論率定曲線與實測值比較

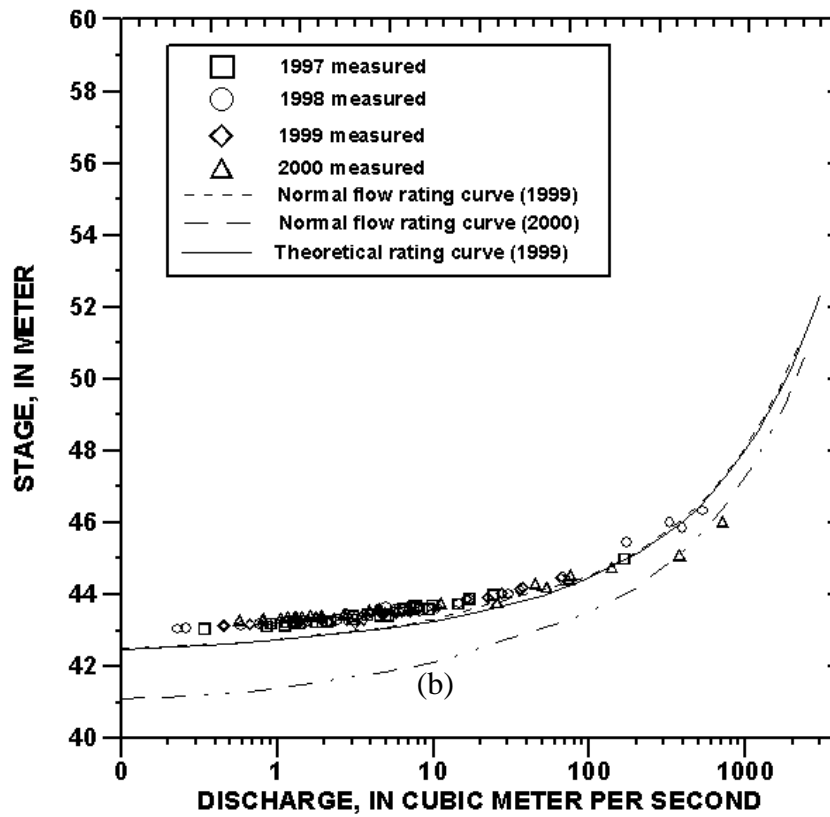
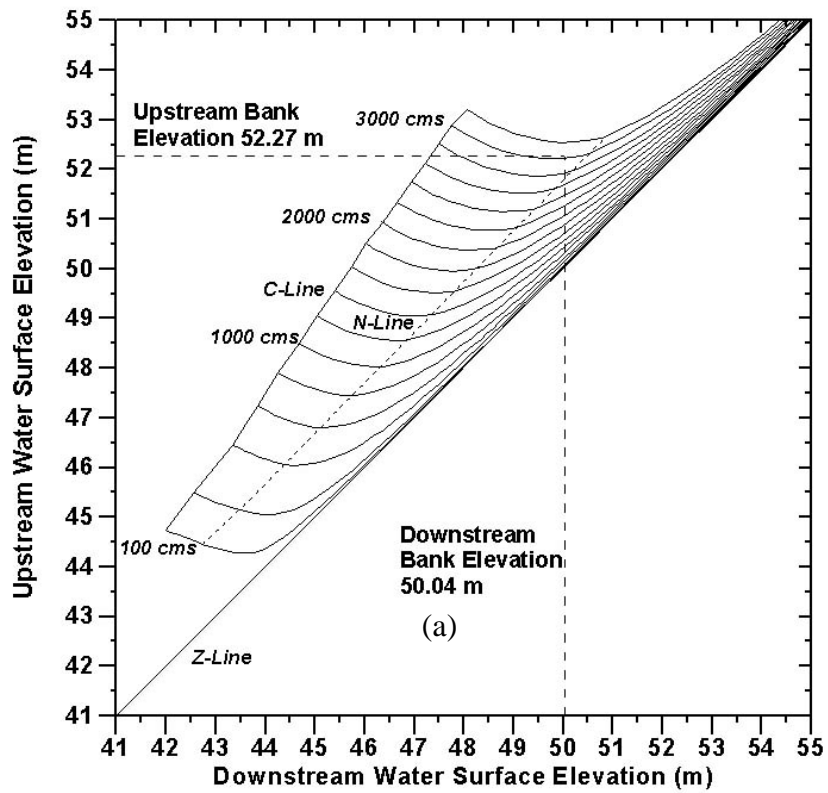


圖 7-30 介壽橋水位站 (a) 水力履性圖 (b) 理論率定曲線與實測值比較

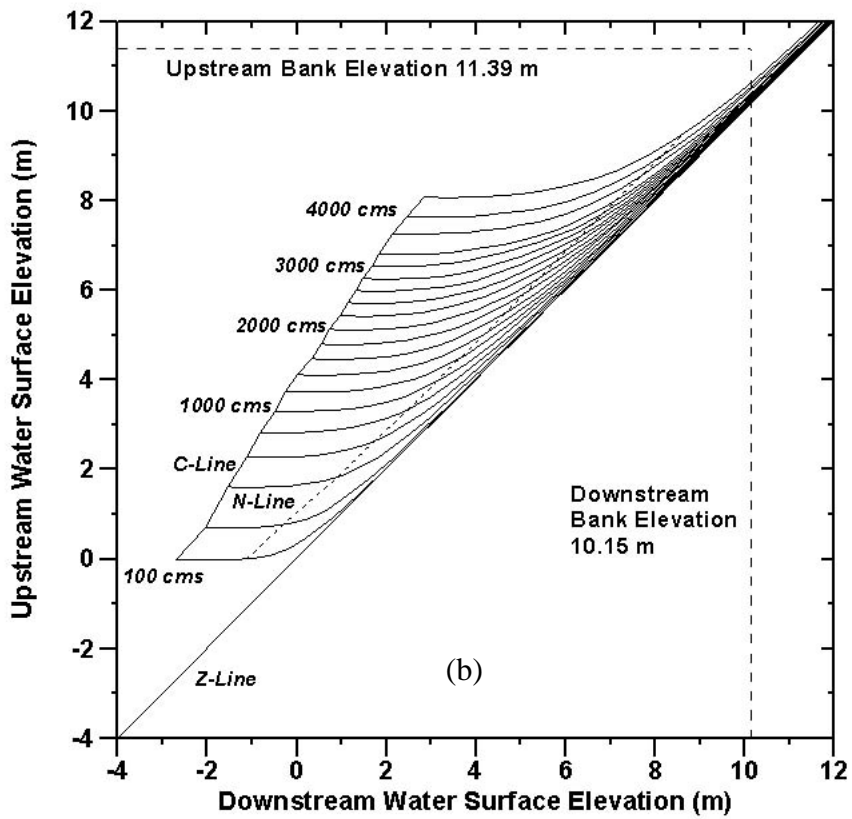
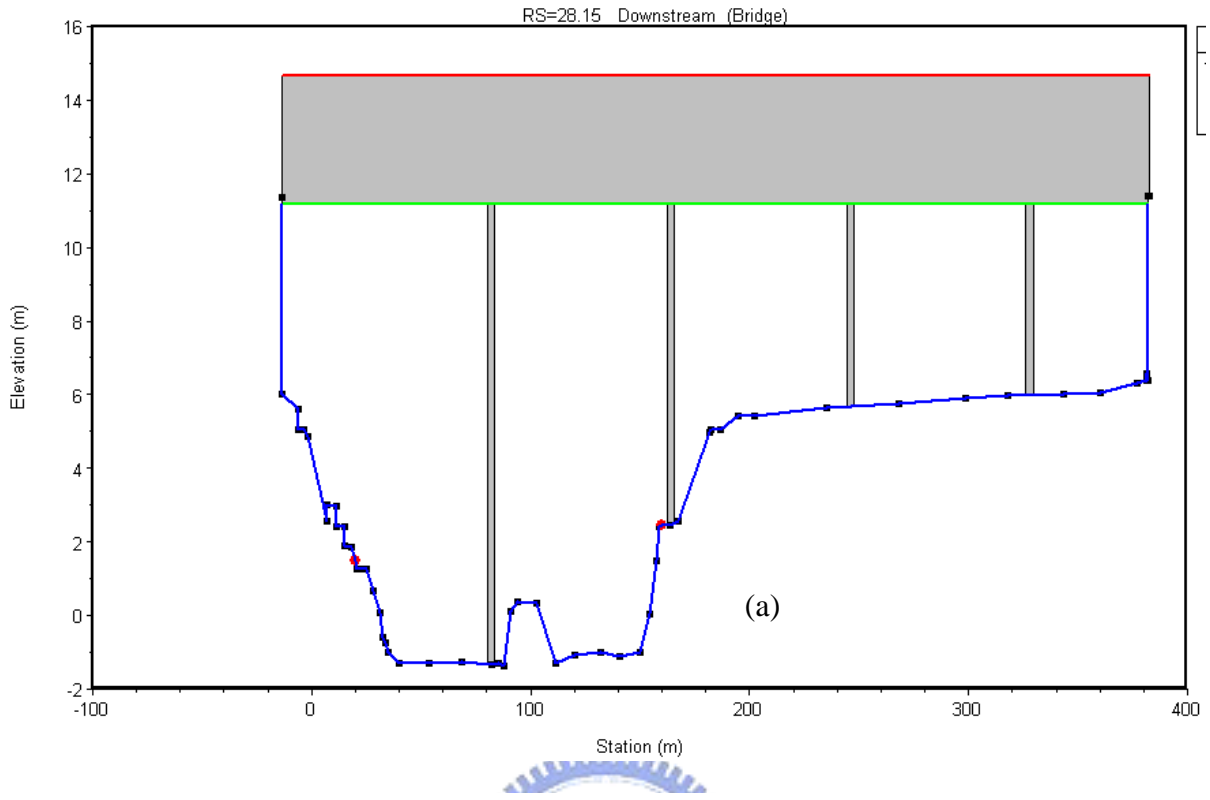


圖 7-31 民權橋河段(a) 断面示意图 (b)水力履性圖

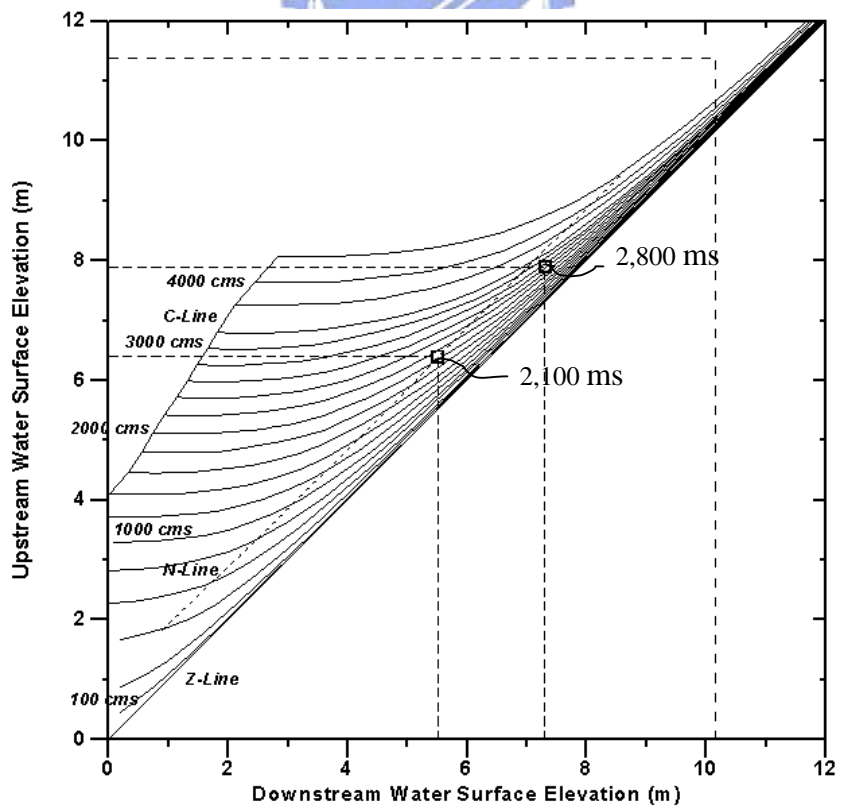
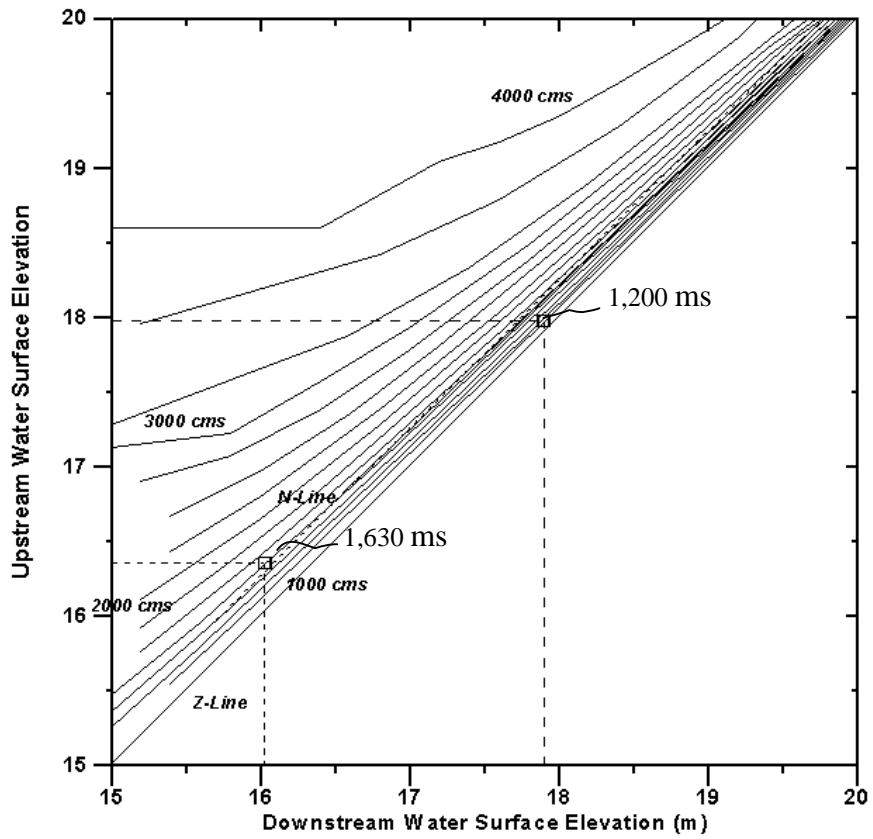


圖7-32 水力履性圖應用推求颱洪流量(a) 五堵水位站河段 (b)民權橋河段

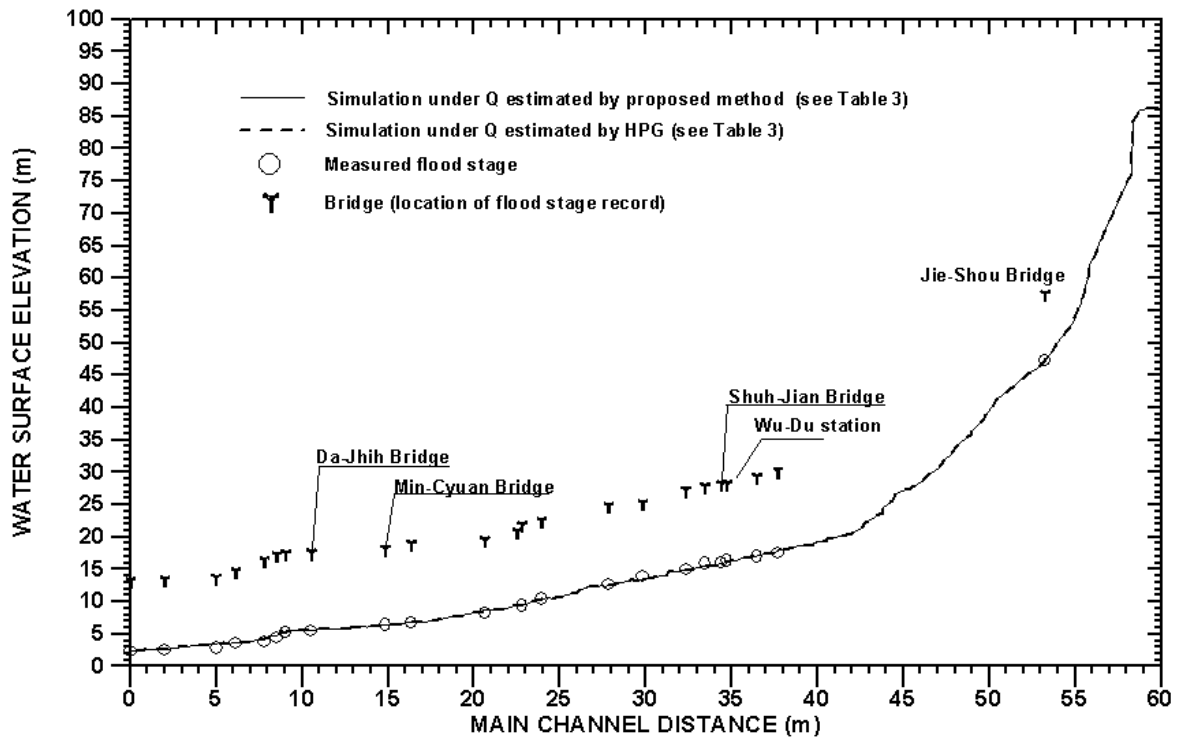


圖7-33 基隆河瑞伯颱風洪水水位實測值與模擬值比較



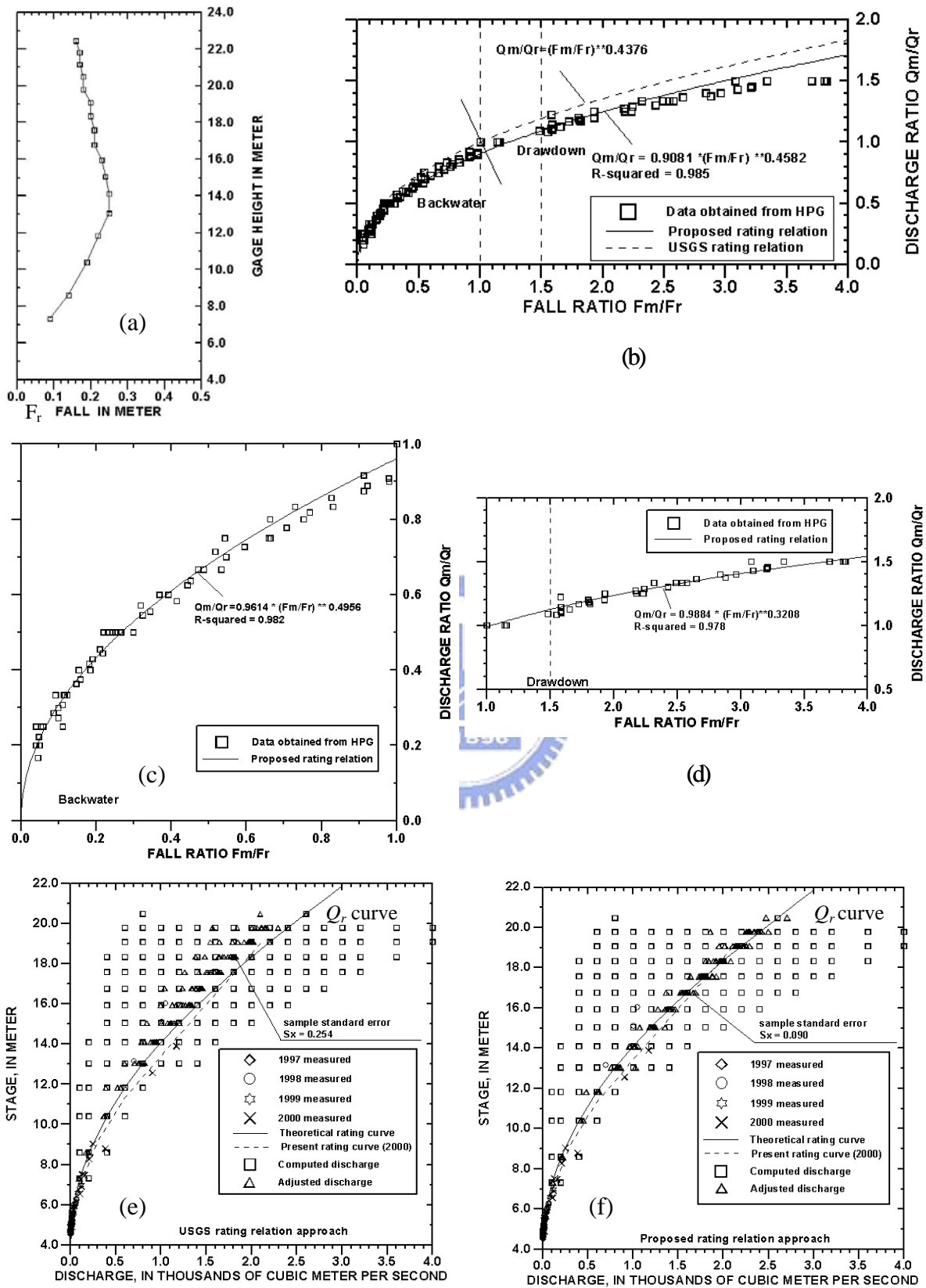


圖 7-34 五堵水位站河段 (a)水位與落差關係 (b)流量與落差關係曲線 (c)迴水情況流量與落差關係曲線 (d)跌水情況流量與落差關係曲線 (e) 水位流量率定曲線與USGS 率定關係校正流量比較 (f) 水位流量率定曲線與本研究率定關係校正流量比較

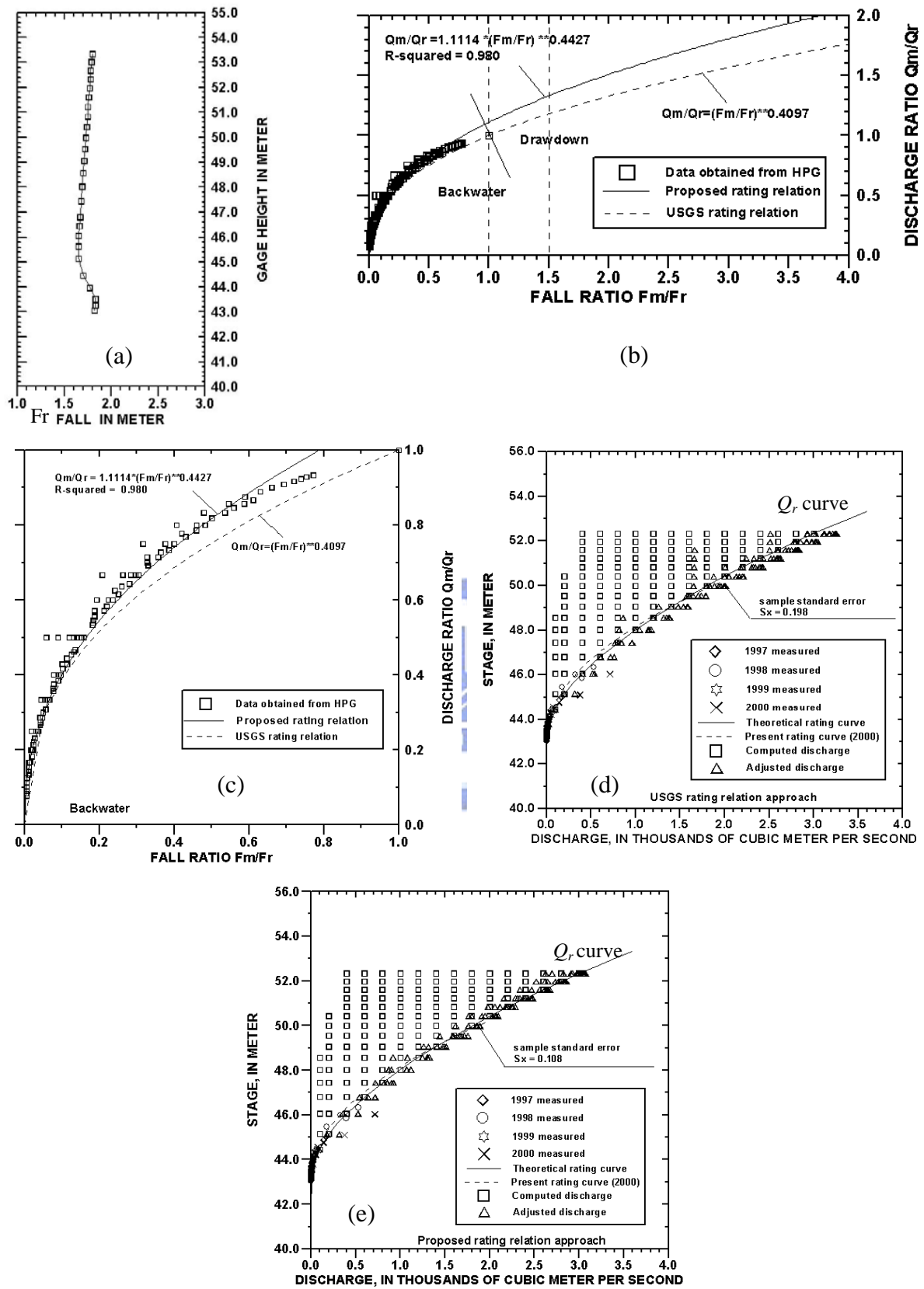


圖 7-35 介壽橋水位站河段 (a)水位與落差關係 (b)流量與落差關係曲線 (c)迴水情況流量與落差關係曲線 (d) 水位流量率定曲線與 USGS 率定關係校正流量比較 (e) 水位流量率定曲線與本研究率定關係校正流量比較

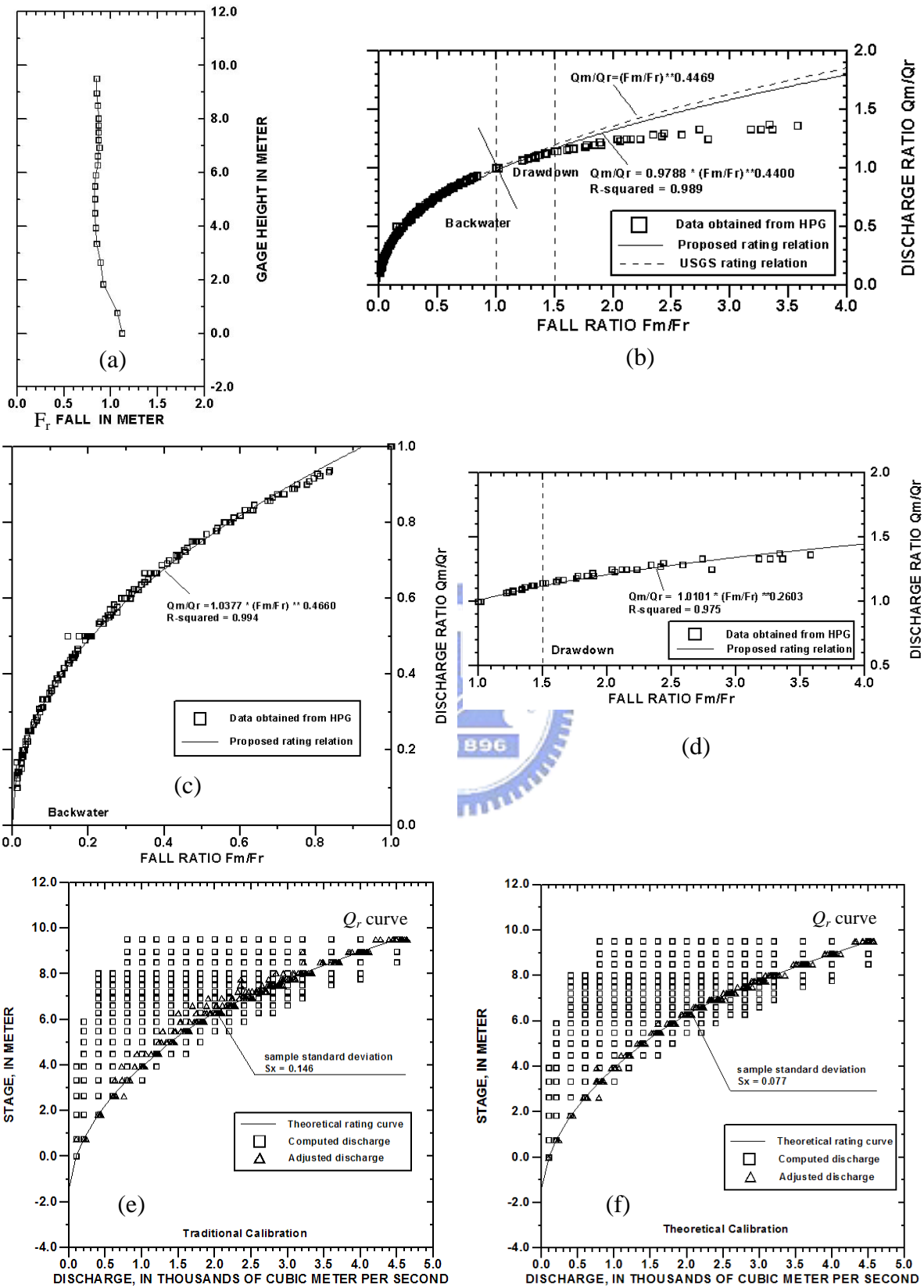


圖 7-36 民權橋河段 (a)水位與落差關係 (b)流量與落差關係曲線 (c)迴水情況流量與落差關係曲線 (d)跌水情況流量與落差關係曲線 (e) 水位流量率定曲線與 USGS 率定關係校正流量比較 (f) 水位流量率定曲線與本研究率定關係校正流量比較

第八章 結論與建議

8.1 結論

本研究提出天然河川之修正水力履性圖，並由水力履性圖之 N 線相交於各流量之水力履性曲線點為所對應之水位站水位（下游斷面為固定條件之正常流水深）與流量，定出水位站率定落差為水位函數關係之理論率定曲線，再藉由其計算成果所包含滿足非慣性波近似模式之連續方程式、動量方程式及流量方程式之完整資料，直接採用(4-3)式以數值迴歸分析方法推求得水位、落差、流量關係圖形與函數關係。並以實際基隆河應用案例檢討現有水位流量測站水位流量率定成果之可信度及不同檢定應用之可行性。結果可獲得以下的結論：

1. 本研究以水力履性圖為基礎，藉由引用非慣性波模式及定常河段近似正常流概念推導而得之完整指數函數關係，採用數值迴歸分析方法推求水位、落差、流量函數關係，複製 USGS 水位-落差-流量之率定程序，可避免過去採經驗近似法過程中試誤判斷之複雜程序與不確定性。
2. 由參數影響分析成果探討，河道斷面地形、河道形狀、底床高程變化（底床坡度）、曼寧糙率係數等參數都會影響河段之水力履性圖、流量與落差關係指數與關聯性，造成水位-落差-流量關係的變化，對建立水位函數率定落差之水位-落差-流量率定曲線方法而言，曼寧糙率係數與底床坡降為重要影響參數。
3. 由不確定性分析，吾人可歸納當曼寧糙率係數與平均底床坡降之不確定性程度較低時，本研究所發展之解析「水位—落差—流量率定關係」亦具有相當低之變異度，而一般主要與輔助水位站間曼寧糙率係數與平均底床坡降之變異有限，顯示本研究所提出之解析方法可實際應用於推求天然河道各河段之水力履性圖以及水位落差流量關係，並據以推估流量。
4. 以台灣地區基隆河為應用案例，經由水位落差流量指數函數關係與傳統的經驗近似方法比較，並與實測資料及現有單站率定曲線加以檢定，結果顯示本研究方法確可檢討補強水位站水位流量關係率定成果，藉以提高洪水流量估算之可信度。

5. 天然河道水位落差流量函數關係為具常係數之指數函數關係，迴水情況下關係指數 d 值為自 0.6 至 0.4 變化，自由跌水情況則有較低的關係指數（小於 0.4），而常係數 c 約為 0.90 至 1.10。
6. 本研究之理論檢定程序因係根據實際詳細水理計算而得，在應用上不必如 USGS 傳統經驗近似方法之完全依賴實測資料與複雜對照修正，而實測水位流量資料僅用於提供檢定驗證，能節省大量時間、人力。

8.2 建議

1. 利用本研究率定方法針對中央管河川之水位流量關係進行全面檢討，於適當地點增設水文站及施設可供應用的輔助水位站以配合水位流量站觀測水位，期望未來能配合主要與輔助水位站的規劃設置而有所改進，並有質量較佳的實測資料提供更精進的驗證與分析，以提升水資源規劃設計與管理之可靠度與效益。
2. 本研究以簡化之非慣性波模式處理洪水漲退之實際流量問題，對於其他可能影響因素如變量流局部加速度項、包括河床形態與沖淤變化所造成對流加速度項、水位站觀測位置與斷面水位變化關係等作用，所造成水位-落差-流量率定關係的變化與其不確定性，可為未來持續研究的重要課題。

參考文獻

- Ang, A.H. S., and Tang, W.H., (1975) "Probability concepts in engineering planning and design, Vol.I: Basic principles", John Wiley & Sons, Inc.
- Cesare, M. A., (1991). "First-order analysis of open-channel flow", J. Hydr. Engrg., ASCE, 117(2), 242-247.
- Chow, V. T., (1959). Open Channel Hydraulics, McGraw-Hill, New York.
- Chow, V. T., Maidment, David R., and Mays, Larry W., (1988). Applied Hydrology, McGraw-Hill, New York.
- Carter, R. W., and Davidian, Jacob, (1965). Discharge ratings at gauging stations, U.S. Geological Survey, Surface-Water Techniques, book 1, chap. 12, p. 15-36.
- Corbett, D. M., et al., (1943). Stream gauging procedure, U.S. Geological Survey, Water-Supply Paper 888, p. 130-167.
- Daveport, R. W., (1943). "Discussion of Early Contributions to Mississippi River Hydrology, C. S. Jarvis", Transation, American Society of Civil Engineers, 108(paper No. 2190):629-633 p.
- Dickenson, W. T., (1967). "Accuracy of Discharge Determination", Hydrology papers, No. 20, Department of Civil Engineering, Colorado State University, 54 p..
- Eisenlohr, W. S., Jr., (1964). Discharge ratings for streams at submerged section controls, U.S. Geological Survey, Water-Supply Paper 1779-L, 32 p..
- Gilceat, B. R., (1950). "Flood Routing", in: Engineering Hydraulics (Proceedings of the Fouth Hydraulic Conference, Iowa Institute of Hydraulic Rsearch, June 12-15, 1949), edited by H. Rouse, John Wiley and Sons, Inc., New York, 635-710 p.
- Gonzalez-Castro, J. A., and Yen B. C., (2000). Applicability of hydraulic performance graph for unsteady flow routing, Civil Engineering Studies, Hydraulic Engineering Series, No. 64, University of Illinois at Urbana-Champaign, 199 p..
- Harr, M. E., (1987). Reliability-based Design in Civil Engineering, Dover Publications, Mineola, New York, 291 p..
- Henderson, F. M., (1963). "Flood Waves in Prismatic Channels", Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, 89(HY4):39-67.

- Hersch, R. W., (1975). The Accuracy of Existing and New Methods of River Gauging, Ph.D. Thesis, Department of Geography, University of Reading, Reading, Berkshire, England, 485p.
- Hersch, R. W., (1995). Streamflow measurement, Second Edition, E & FN Spon, London, UK, 524 p.
- Hersch, R. W., (1999). Hydrometry: Principles and Practice, 2nd Edition, John Wiley and Sons, New York, NY, 376 p.
- Larry W. Mays, and Yeou-Koung Tung, (1992). Hydrosystems Engineering And Management, McGraw-Hill Book Co., New York.
- Jones, B. E., (1916). "A Method of Correcting River Discharge for a Changing Stage", Water Supply Paper 375, U.S. Geological Survey, 117-130 p.
- Karmeshu, and Lara-Rosano, F., (1987). "Modeling data uncertainty in growth forecasts", Appl. Math. Modelling, Vol. 11, 62-68.
- Kennedy, E. J., (1984). "Discharge Ratings at Gauging Stations", Techniques of Water-Resources Investigations Book 3, Chapter A 10, U.S. Geological Survey, 58 p.
- Mitchell, W. D., (1954). Stage-fall-discharge relations for steady flow in prismatic channels, U.S. Geological Survey, Water-Supply Paper 1164, 162 p..
- Peggy A. Johnson, (1996). "Uncertainty of Hydraulic Parameters", Journal of Hydraulic Engineering, February 1996, 112-114 p.
- Pelletier, P. M., (1988). "Uncertainties in the Single Determination of River Discharge: A Literature Review", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 15, pp. 834-850.
- Pelletier, P. M., (1990). Uncertainties in the Determination of River Discharge and the Determination of Their Relative Significance Using Multiobjective Analysis Techniques, Ms Thesis, Department of Civil Engineering, University of Manitoba, 240 p..
- Posey, C. J., (1943). "Flood Wave Characteristics as Related to Flood Routing", Proceedings Second Hydraulics Conference, University of Iowa Studies in Engineering, Bulletin 27, 224-233 p.
- Rantz, S.E., et al., (1982). Measurement and computation of streamflow, U.S.

- Geological Survey, Water–Supply Paper 2175.
- Rosenblueth, E., (1975). "Point estimates for probability moments", Proceedings, Natl. Academy of Science. 72(10), 3812-3814.
- Rosenblueth, E., (1981). "Two-Point estimates in probabilities", Appl. Math. Modeling, Vol.5, 329-335 p.
- Rouse, H., (1950). Engineering Hydraulics, John Wiley & Sons, Inc., New York, p. 638-661.
- Schmidt, A. R., (2002). Analysis of stage-discharge relations for open-channel flows and their associated uncertainties, Ph.D. dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, 329 p..
- Tsai, C., W.-S., and Yen, B. C., (2001). "On Noninertia wave Versus Diffusion Wave in Flood Routing", Journal of Hydrology, Elsevier Science, 244(2001): 97-104.
- Thomas, W. A., and MacAnally, W. H., Jr., "User's Manual for The Generalized Computer Program System Open-Channel Flow And Sedimentation TABS-2", Hydraulics Laboratory, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers,
- Thomas, H. A., (1937). "The Hydraulics of Flood Movements Rivers", Carnegie Institute of Technology, Engineering Bulletin, 70 p.
- Tung, Y. K. and Yen, B. C. (2005). Hydrosystems Engineering Uncertainty Analysis, McGraw-Hill Book Co., New York.
- U.S.Army. U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, (2001). "HEC-RAS, River Analysis System, Hydraulic Reference Manual," Version 3.0, Davis, California.
- World Meteorological Organization, (1980). "Manual on Stream Gaging, Volume II: Computation of Discharge", Operational Hydrology Report No. 13, WMO No. 519, Secretariat of the World Meteorological Organization, 258 p.
- Wu, R. B., Yang, J. C., and Yen, B. C., (2003). "Evaluation of Theoretical Rating Curve for Natural Channel," Journal of the Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering, Vol. 15 No. 2, p. 241-252 (in Chinese).
- Wu, R. B. and Yang, J. C., (2007). "An Analytical Method of Stage-Fall-Discharge Rating ", Journal of Hydrological Processes (in press).

- Xia, R. (1992). Sensitivity of Flood-Routing Models to Variations of Momentum Equatin Coefficients and Terms, Ph.D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois, 376 p.
- Yen, B. C., (1973). "Open-Channel Flow Equations Revisited", Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, 99(EM):979-1009.
- Yen, B. C., (1979). "Unsteady Flow Mathematical Modeling Techniques", Chapter 13 of Modeling River, ed. by H. W. Shen, Wiley-Interscience, New York, 13.1-13.33 p.
- Yen, B. C., Cheng, S. T., and Melching, C. S., (1986). "First-Order Reliability Analysis", in: Stochastic and Risk Analysis in Hydraulic Engineering, edited by B.C. Yen, Water Resources Publications, Littleton, CO, 1-36 p.
- Yen, B. C., (1992). "Hydraulics Resistance in Open Channels", in Channel Flow Resistance: Centennial of Manning's Formula, edited by B.C. Yen, Water Resources Publications, 1-135 p.
- Yen, B. C., (1992). "Dimensionally Homogeneous Manning's Formula," Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 118, No. 9, pp. 1326-1332, 1992, Closure: Vol. 119, No. 12, pp.; 1443-1445, 1993.
- Yen, B. C. and Tung, Y. K., (1993). "Uncertainty and sensitivity of a pit migration model," J. of Hydraulic Engr., ASCE, 119(2): 262-281.
- Yen, B. C., and Gonzalez, J. A., (1994). Determination of Boneyard Creek flow capacity by hydraulic performance graph, Research Report No. 219, Water Resources Center, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign.
- Yen, B. C., and Gonzalez, J. A., (1995). Bottleneck Analysis and Channel Capacity Improvement Alternatives for UIUC Campus Portion of Boneyard Creek, Report No. 46, Hydraulic Engineering Series, Department of Civil Engineering, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, 83 p..
- Yen, B. C., and Gonzalez-Castro, J. A., (2000). "Open-Channel Capacity Determination Using Hydraulic Performance Graph," Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers, 126(2): 112-122.
- 台灣省水利局，「高屏溪治理規劃報告」，民國 70 年。
- 台灣省水利局，「水文觀測實務講義」，民國 71 年 4 月。

台灣省水利局，「基隆河治理規劃報告」，民國 74 年。

台灣省水利局，「基隆河治理規劃檢討報告」，民國 77 年 7 月。

台灣省政府水利處，「高屏溪（里嶺大橋下游）河川低水治理規劃」，85 年。

台灣省政府水利處，「基隆河治理工程初期實施計畫」，民國 86 年 5 月。

台灣省政府水利處淡水河流域防洪指揮中心「瑞伯颱風淡水河洪水報告」，民國 87 年 10 月。

台灣省水利規劃試驗所，「臺水文調查分析講義」，民國 87 年 2 月。

李鴻源等，「旗山溪中游段採砂對高雄農田水利會取水設施影響之研究」，財團法人曹公農業水利研究發展基金會委託研究計畫報告，89 年 10 月。

吳瑞濱，楊錦釗，顏本琦，"理論率定曲線應用在天然河段之評估探討"，中國土木水利工程學刊(EI)，第十五卷，第二期，241-252，民國 92 年。

國立台灣大學水工試驗所，「基隆河整治對河川影響及監測系統之評估(一)、(二)、(三)」，民國 84 年 1 月。

淡水河觀測預報隊，「淡水河長期水理觀測暨洪水預報計劃颱風專題報告」，台灣省水利局第十工程處。

許銘熙，吳瑞濱，「河川二維流場水理之模擬」，臺灣水利季刊，第四十一卷第一期，民國八十二年三月。

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」，國立交通大學土木工程研究所博士論文，民國 83 年 6 月。

經濟部，「基隆河整體治理計畫規劃總報告」，民國 89 年 4 月。

經濟部淡水河流域防洪指揮中心，「象神颱風淡水河洪水報告」，民國 89 年 10 月。

附錄 A、USGS 水位—落差—流量率定程序

USGS(1982) 之傳統率定方法係根據 Corbett et al(1943), Mitchell (1954)及 Eisenlohr (1964)等研究整理訂定，根據量測資料分析，採用試誤近似方法繪製獲得水位—落差—流量關係曲線，茲簡介如後。

一、率定程序

水位—落差—流量率定關係曲線圖通常經由位於上游之主要水位站之流量與水位及與輔助水文站間的水面落差觀測值三項資料以經驗方式繪製。依水理條件分為定值率定落差、水位函數率定落差兩種率定方式，其程序分述如下：

(一) 定值率定落差之水位—落差—流量率定：

1. 以水位站水位為縱座標及流量為橫座標點繪所有流量量測值，並於每一繪點旁邊註明其量測落差值。如果繪圖結果顯示一族群曲線，每一曲線相當於某一定值落差之水位流量關係(如圖 A-1)，則應當以定值率定落差加以探討。


$$\frac{Q}{Q_r} = \sqrt{\frac{F}{F_r}} \quad (\text{A.1})$$

2. 從高水外插觀點，定值率定落差之最滿足(most satisfactory)的類型為其流量比值對落差比值關係為純正拋物線如方程式(2.18)，即指數接近於 0.5，若此關係符合實測流量則其結果不受定值落差(F_r)之改變而影響。為方便而簡化為

$$Q_r = \frac{Q}{\sqrt{F}} \quad (\text{A.2})$$

3. 由每一流量觀測值(Q_m)利用方程式 $Q_r = Q_m / (F_m)^{0.5}$ 計算對應之 Q_r 。
4. 點繪水位及其對應之 Q_r 值(步驟 3)，由資料點定出符合曲線作為 Q_r 率定曲線。
5. 表列計算並繪製 Q_r 流量及其與 Q_r 率定曲線之偏離百分比。
6. 重複 3-5 步驟， F_m 指數採接近 0.5 之其他值如 0.40, 0.45, 0.55, 0.60 等。
7. 比較 5 條 Q_r 率定曲線，選取最適合(best-fit)作為定義之 Q_r 率定曲線 Q_{rd} ，其對應之 F_m 指數即為選用之 d 值。

8. 若流量繪點相當適合(closely-fit)之 Q_{rd} 率定曲線，則 (Q_m / Q_{rd}) 對 F_m 關係被接受。
9. 若流量繪點並非相當適合 Q_{rd} 率定曲線，則採用步驟 7 之d值並以 $(F_m + y)$ 替代 F_m 項重複 3-5 步驟，嘗試若干正負之y值以相當適合流量繪點之 Q_r 率定曲線。
10. 從步驟 9 之 Q_r 率定曲線選取最適合(best-fit)作為定義之 Q_r 率定曲線 Q_{rd} ，若流量繪點相當適合(closely-fit)之 Q_{rd} 率定曲線，則 (Q_m / Q_{rd}) 對 $(F_m + y)$ 關係被接受。若適合度(fitness)不夠接近則放棄拋物線關係，改採用下列步驟之完全經驗法。
11. 步驟 1 水位流量曲線族中，選取其中之一為基本 Q_r 曲線並以定值落差為其 F_r 值。
12. 計算 Q_m / Q_r 及 F_m / F_r 比值，以流量比為縱座標及落差比為橫座標點繪，並對繪點作一通過座標點(1.0,1.0)之平均曲線。
13. 將量測流量以上述平均曲線計算 Q_r 值，點繪 Q_r 並畫 Q_r 平均曲線。
14. 重複 11-13 步驟，採不同替代 F_r 直到水位—落差—流量最佳關係建立為止(如圖A-2 所示)。
15. 假如從步驟 11-14 應用所得最佳關係仍未能滿足，則採用較具彈性的水位函數率定落差方法。

(二) 水位函數率定落差之水位-落差-流量率定：

1. 以主站水位為縱座標及流量為橫座標點繪所有流量量測值，並於每一繪點旁邊註明其量測落差(F_m)值。
2. 以水位為縱座標及量測落差為橫座標，在另一圖上點繪各流量量測值之量測落差對應主要水位站水位之關係曲線。
3. 如果主站有一斷面控制(如堰)，在水位與量測落差(對數)關係圖上以開始浸沒之水位為起始點，畫出基於跌水條件量測流量之率定曲線直線段，其餘量測流量資料點繪落於率定曲線左邊，為受迴水影響之量測值；後續步驟僅討論落於率定曲線上方與左側之量測值。
4. 由步驟 1 之點繪圖試繪適合(fit) Q_r 率定曲線，由步驟 1 之點繪圖試繪適合

(fit) F_r 率定落差曲線。

5. 由步驟 4 之 Q_r 、 F_r 曲線求得對應量測(水位)流量之水位對應之 Q_r 及 F_r 值。
6. 計算各流量量測值之 Q_m / Q_r 及 F_m / F_r 比值。
7. 再以流量比值為縱座標及落差比值為橫座標點繪步驟 6 所得結果，並在圖上繪製 $Q_m / Q_r = (F_m / F_r)^{0.5}$ 曲線。
8. 在步驟 7 之曲線附近繪點散佈範圍的基礎上，調整 Q_r 及 F_r 曲線（步驟 4）以求得 Q_r 及 F_r 校正值（步驟 5），以便新的 Q_m / Q_r 及 F_m / F_r 比值儘可能緊密符合步驟 7 之曲線。 Q_r 及 F_r 曲線的調整不宜太激烈以致調整後曲線不再是平滑曲線。
9. 重複 4-8 步驟，採用 0.5 左右之其他(F_m / F_r)指數值，如 0.40、0.45、0.55 及 0.60 等。
10. 比較 5 條 Q_m / Q_r 對 F_m / F_r 曲線圖及選取與繪點最適合之曲線。（ Q_m / Q_r 點繪值對曲線值之比值以及量測流量對由水位落差流量關係求得之流量比值，兩者相等）下列 11 及 12 步驟中最佳落差比值曲線之指數將被視作 d 值。
11. 如果點繪資料相當適合 $(Q_m / Q_r) = (F_m / F_r)^d$ 曲線，則曲線與相對的 Q_r 及 F_r 曲線被接受採用。
12. 若流量繪點並非相當適合 $(Q_m / Q_r) = (F_m / F_r)^d$ 曲線，則採用指數 d 並以 $(F_m + y)$ 及 $(F_r + y)$ 分別替代 F_m 項及 F_r 項，重複 4-8 步驟嘗試 y 值，以使繪點適合 $(Q_m / Q_r) = [(F_m + y) / (F_r + y)]^d$ 曲線。
13. 比較步驟 12 所得落差比圖之曲線並選取曲線與繪製點間最適合者，如果適合度可接受，則該曲線與其對應之 Q_r 、 F_r 曲線亦被接受。若不夠適合則摒棄如下之純拋物線關係如

$$(Q_m / Q_r) = (F_m / F_r)^d \quad (\text{A.3})$$

或

$$(Q_m / Q_r) = [(F_m + y) / (F_r + y)]^d \quad (\text{A-4})$$

而改採下列步驟之完全經驗的方法。

14. 選擇如步驟 4 所建構的某一試誤 Q_r 及 F_r 曲線及如步驟 5 與 6 所求得之 Q_r 、 F_r ，

Q_m/Q_r 及 F_m/F_r 相當值。

15. 以流量比為縱座標及落差比為橫座標點繪步驟 14 所得結果，再繪製一通過座標點(1.0,1.0)之平均曲線。
16. 基於步驟 15 之繪點散佈狀況，調整 Q_r 與 F_r 曲線(步驟 14)及落差比值曲線，注意曲線之調整須保持平順。
17. 重複 14-16 步驟，嘗試其他 Q_r 與 F_r 及落差比對流量比之關係曲線，直到在水位—落差—流量之間建立最佳關係為止；換句話說，直到繪製點與落差比值曲線間相當適合為止。
18. 在求得可接受之 Q_r ， F_r 與落差比曲線後，將量測流量之調整值繪於 Q_r 率定曲線上，調整值計算方式如下：給定一量測流量(Q_m)與一量測落差(F_m)，以量測流量之水位輸入 F_r 曲線(水位-落差關係)並求得 F_r ，接著，計算落差比值 F_m/F_r 並輸入落差比值曲線以求得流量比值 Q_m/Q_r ，將 Q_m 除以 Q_m/Q_r 求得 Q_r 並點繪於圖上。

圖 A-3 及圖 A-4 為落差為水位函數(分別為線性與曲線函數)之水位站，其水位-落差-流量關係應用案例。

二、流量由率定關係之估算

在決定三種率定必要的圖形關係後，即水位對率定落差(F_r)、水位對率定流量(Q_r)及 Q_m/Q_r 對 F_m/F_r ，則進行對應已知水位與已知落差(F_m)之流量估算：

- (1) 由水位-落差關係決定已知水位之率定落差 F_r 。
- (2) 計算 F_m/F_r 。
- (3) 由流量比 Q_m/Q_r 與落差比 F_m/F_r 關係決定 Q_m/Q_r 。
- (4) 由水位-流量關係決定已知水位之率定流量 Q_r 。
- (5) 由 Q_m/Q_r 比值乘以 Q_r 值計算得 Q_m 。

三、流量改變引起之坡降變動

在渠道控制點有效範圍內，流量變化在水位流量關係圖上產生迴圈曲線，對任意已知水位，漲水段之流量大於退水段。換言之，對定常流單一水位流量關係(即所有量測流量值)，則漲水段量測值之繪點將落在曲線右側而退水段將

落在曲線左側，而對各自洪水波的流量量測值經常在率定曲線上形成各自迴圈。量測值與定常流率定曲線有顯著偏差僅發生在水流坡降為相當平坦且流量改變快速時，當流量量測值有此散佈情況之水位站，流量率定曲線必須經由定常流與非定常流之調整因子加以推估(如圖 A-5 所示)。

在相同水位下，Rouse(1950) 在相同水位下由一般非定常流控制方程推導出定常流與非定常流間之關係，若忽略所有加速項加可推得如下之簡化方程式

$$\frac{Q_m}{Q_s} = \sqrt{1 + \frac{1}{S_s v_w} \frac{dh}{dt}} \quad (\text{A.5})$$

其中， Q_m 為非定常流流量； Q_s 與 S_s 分別為相同水位下定常流之流量與能量坡降； v_w 為洪水波波速； $\frac{dh}{dt}$ 為對時間之水位變化率(dh 對漲水水位為正)。

然而方程式(A.3)裡 F_m/F_r 的最佳指數值雖然經常是在 0.4 至 0.6 的範圍內獲得，其實未必能滿足純指數曲線函數。同時，在實測流量偏低且資料有限的情況下，USGS水位落差流量率定方法的推導仍有實質的困難，且當率定結果應用於資料以外較高水位與相對流量時更遭遇極大的可信度問題。因此，近年來有相關研究以理論方法來尋求水位流量率定關係推求之突破。

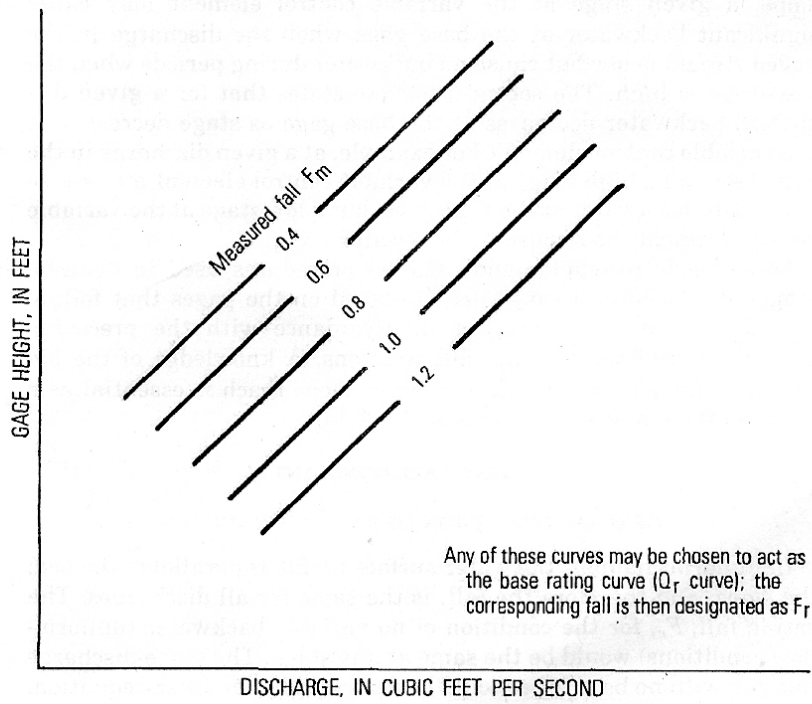


圖 A-1 水位-流量曲線族示意圖(USGS, 1982)

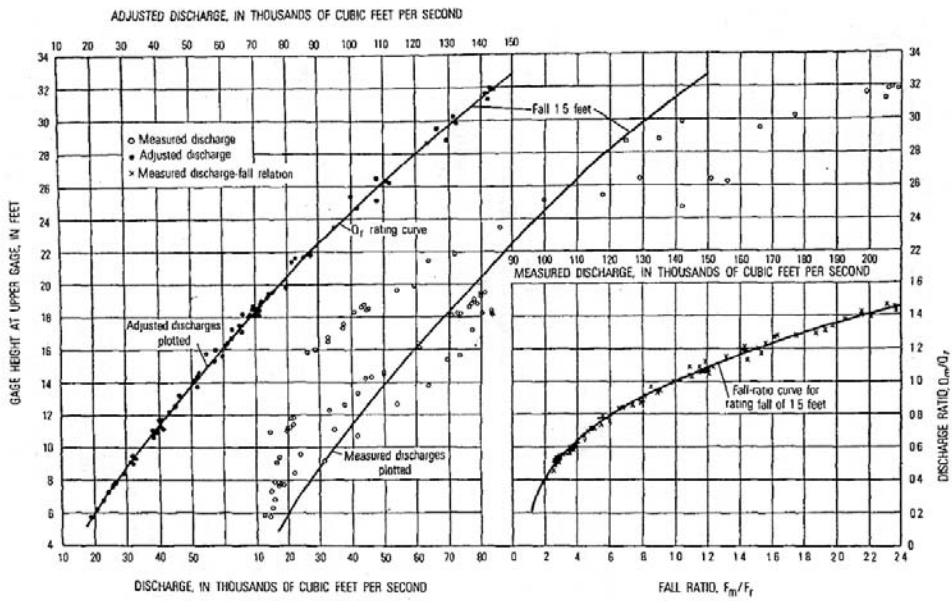


圖 A-2 位於 Guntersville, Ala. 之 Tennessee River 水位-落差-流量率定關係曲線(USGS, 1982)

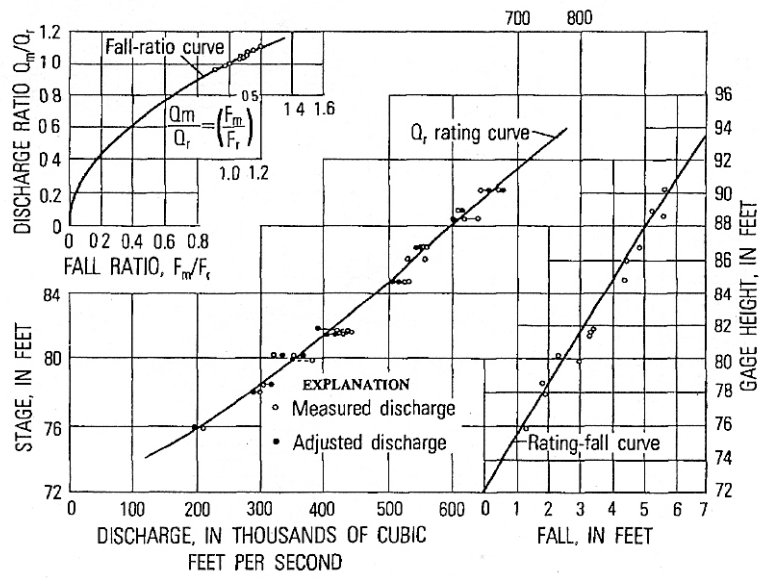


圖 A-3 位於 The Dalles, Oreg. 之 Columbia River 水位-落差-流量率定關係曲線(USGS, 1982)

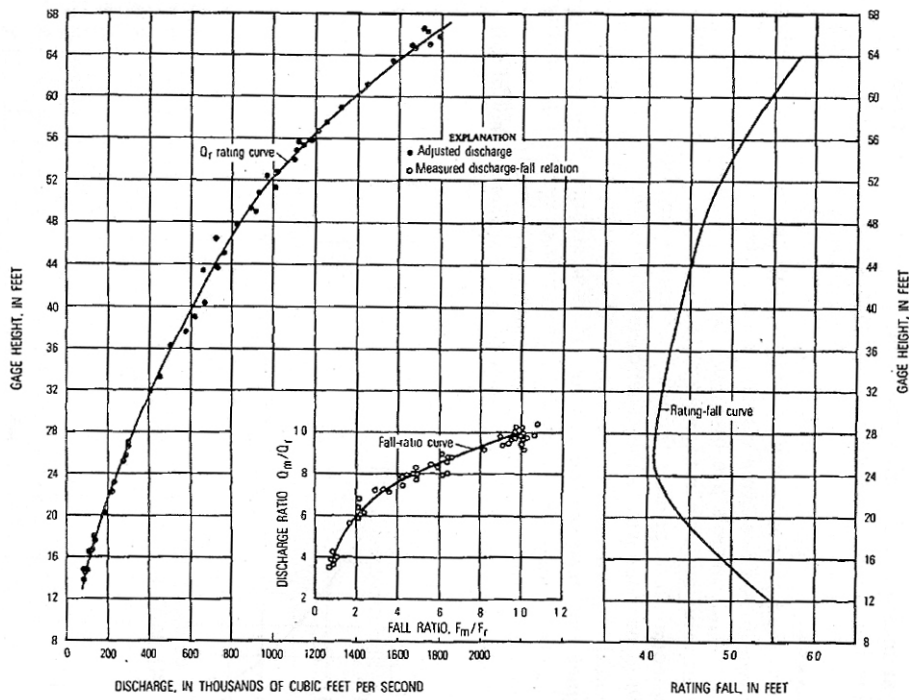
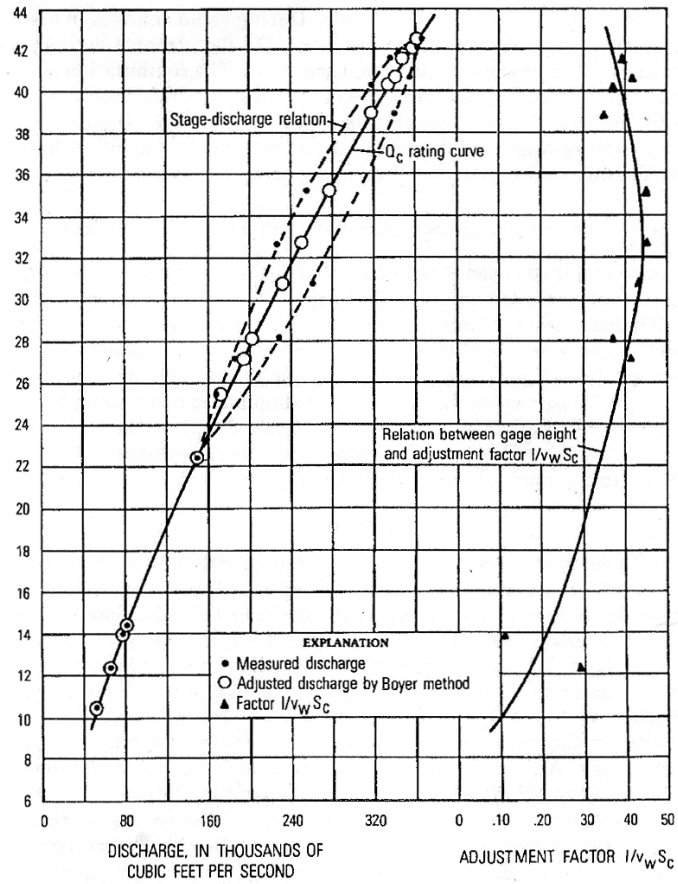


圖 A-4 位於 Metropolis, Ill. 之 Ohio River 水位-落差-流量率定關係曲線(USGS, 1982)



(位於 Wheeling, W. Va. 之 Ohio River, 1905 年三月 14 日至 27 日期間)
 圖 A-5 流量量測值針對於變化流量之調整(USGS, 1982)

附錄 B 不確定性分析方法

水文系統的不確定性(uncertainty)為其所具有，無法為我們完全掌握而且不能以定性決定的特性，如前所述可能來自所採用水文系統模式之輸入參數的序率性(stochasticity)，轉而導致輸出結果的不確定性，然而模式輸出結果又經常為工程設計與管理之基礎，適當評估其不確定性為必要。不確定性分析的目的為決定受序率輸入參數影響之模式輸出結果的不確定性特徵，進一步而言，不確定性分析有助於模擬者與模式使用者瞭解每一序率輸入參數對模式輸出結果整體不確定性之影響程度，這些資訊應該給予重視，其對於篩選重要輸入參數以減低模式輸出結果之不確定性為必要的。

一般而言，除經濟因素外，不確定性可概分為三類，即水文、水理及結構等。特別是水文、水理的不確定性，其包括本質的、模式、參數與資料的不確定性，大多數完整而理想的變量之不確定性描述為機率密度函數(PDF)，所以完整的不確定性分析，目的在於評估支配不確定性來源之機率密度函數與統計動差等統計特性。但是，由於模式之數學複雜性，一般都難以獲得真確的 PDF，為可能遭遇之最大實際問題。就本研究而言，其所需分析的關係與過程為非線性與高度複雜，如河床粗糙係數、底床坡降、床質級配、底床沖淤、彎道、流路變遷、潮汐及水工構造物等參數與影響因素都須配合計算或實測資料加以綜合分析。不確定性分析實用上都採近似分析法，各分析方法有不同程度的複雜化、計算複雜度與資料需求，一階變方估計法(first-order variance estimation (FOVE) method)、蒙地卡羅模擬法(Monte Carlo simulation)及點估計法(point estimates (PE) method) 為研究者普遍所採用以進行不確定性分析。不確定性分析之適當方法的選擇，端賴考慮的模式、計算時間、相關序率參數及相關於序率輸入值與參數之可用資料而定。

其中一階變方估計法(FOVE)在工程應用上經常採用，此方法利用泰勒級數展開以估計在某選定展開點之模式輸出值的局部不確定性。其優劣點顏氏等(1986)曾經加以詳細敘述，此外，Karmeshu 與 Lara-Rosano (1987)也曾指出當序率性參

數之不確定性微小時則 FOVE 為點估計法(PE)之特例。只要 FOVE 與 PE 兩者所包含的計算量大約相同情況下，則 PE 法較為通用(Yen and Tung, 1993)。

至於蒙地卡羅模擬法，則藉由序率參數及所屬機率分佈之詳細解析，以複製模式輸出值，模式輸出值之不確定性，其良好精度之量化可由重複多次執行模式以達成。甚而不僅可獲得模式輸出值之統計動差，而且可用於衍生大量樣本以使分佈曲線符合實際機率密度函數。但是模式計算相當費時，以致蒙地卡羅模擬法在不確定性分析較為不實用。在此種情況下，則 PE 法因為所需的模式推導較蒙地卡羅模擬法為少，且對序率輸入參數僅要求首幾級動差，一般為較實用的方法，儘管其具計算優勢，但 PE 法並非適用所有模式。

一、一階變方估計法(FOVE)

一階變方估計法為在模式之序率變數(stochastic variable)的統計性基礎上，估計結合於模式輸出之不確定性。水理或水文模式可由函數 $f(X)$ 代表之，其中 $X = [x_1, x_2, \dots, x_n]^T$ ， X 為模式中受不確定性支配具有不確定性之 k 維度參數向量，註標 T 代表矩陣或向量轉換。FOVE 法(Ang and Tang, 1984; Yen et al., 1986)，乃對函數 $f(X)$ 於預測變數之平均值 X^* 取泰勒級數展開式(Taylor's Series Expansion)到第一階：

$$f(X) \approx f(X^*) + \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial f}{\partial x_i} \right)_{x_i^*} (x_i - x_i^*) \quad (B.1)$$

令 $S^* = [s_1^*, s_2^*, \dots, s_n^*]^T = \left[\frac{\partial f}{\partial x_1}, \frac{\partial f}{\partial x_2}, \dots, \frac{\partial f}{\partial x_n} \right]_{x^*}^T$ ，稱之為在 x^* 點之敏感度係數向量，註標*

表平均值，則式(B.1)可寫成

$$f(X) \approx f(X^*) + (S^*)^T (X - X^*) \quad (B.2)$$

所以函數 $f(X)$ 的期望值(Expected Value)和變方(Variance)分別可為

$$E(f(X)) = f(X^*) + (S^*)^T (E(X) - X^*) \quad (B.3)$$

$$\text{Var}(f(X)) = (S^*)^T Q S^* \quad (\text{B.4})$$

式中， Q 為變方—協變方矩陣(Variance Covariance Matrix)。

在一般應用常令 $X^* = E(X) = \mu$ ，則式(B.3)與(B.4)可被寫成：

$$E(f(X)) = f(\mu) \quad (\text{B.5})$$

$$\text{Var}(f(X)) = (S)^T Q S \quad (\text{B.6})$$

式中， S 為模式 $f(X)$ 在 μ 點之一階敏感度係數向量。由式(B.5)、(B.6)得知，由參數 X 的隨機統計性質，即其期望值與標準偏差，可計算得到模式輸出值的期望值與標準偏差。在一般應用時，均以平均值之計算取代期望值。此方法不需要知道序率變數的機率分佈，因而可以簡化分析，但是，因為在不確性分析之序率變數分佈的不敏感性，則其利處亦是其不利處。FOVE 方法簡單而直接，其連帶的計算效果，端賴所計算敏感係數的方式而定。對於簡單的解析函數導數的計算僅為瑣細的工作，但是，對於具有複雜或且計算程式為隱式或圖解/圖形，則導數的計算可能變為煩雜或困難。在如此情況，則機率的點估算技術(probabilistic point estimation techniques) 為可行的替代方案。

二、機率的點估算方法(probabilistic PE method)

Rosenblueth 點估算法(Rosenblueth, E., 1975, 1981)為在模式中序率變數的平均值取泰勒級數展開的基礎上，對水理或水文模式不確定性分析之直接計算技術，可用以估算包括有相關或非相關序率變數的模式輸出之任何階級統計動差，一般有單變數、雙變數及多變數之分。以單變數點估算法為例， $W = g(X)$ ，為包含單一序率參數 X 之隨機變數，其機率密度函數(PDF)為已知。如圖B-1 所示，首先須決定模式推導參數空間兩點的位置之 x_+ 與 x_- 及其相對機率質量之 p_+ 與 p_- ，以維持序率參數之首三級動差。在標準化的參數空間，令 $X' = (X - \mu) / \sigma$ ， μ 與 σ 分別為 X 的平均值與標準偏差，則兩點與其相對機率質量可由求解下列方程式獲得：

$$\begin{aligned}
p_+ + p_- &= 1; \\
p_+ x'_+ - p_- x'_- &= \mu_{x'} = 0; \\
p_+ x'^2_+ + p_- x'^2_- &= \sigma_{x'}^2 = 1; \\
p_+ x'^3_+ - p_- x'^3_- &= \gamma,
\end{aligned} \tag{B.8}$$

其中 $x'_- = |x_- - \mu|/\sigma$, $x'_+ = |x_+ - \mu|/\sigma$ 及 γ 為序率參數的彎度係數(skew coefficient) , (B.8)式中四未知數可解得為如下。

$$\begin{aligned}
x'_+ &= \frac{\gamma}{2} + \sqrt{1 + \left(\frac{\gamma}{2}\right)^2}; \\
x'_- &= x'_+ - \gamma; \\
p_+ &= \frac{x'_-}{x'_+ + x'_-}; \\
p_- &= 1 - p_+,
\end{aligned} \tag{B.9}$$

只要定出在標準化空間的兩點，則在原有空間的相對點可求得為(B.9)式。

$$\begin{aligned}
x_- &= \mu - x'_- \sigma \\
x_+ &= \mu + x'_+ \sigma
\end{aligned} \tag{B.10}$$

在 x_+ 與 x_- 點之模式輸出值分別計算而得，為 $w_- = g(x_-)$ 與 $w_+ = g(x_+)$ ，對模式輸出值 W 原點之任何級統計動差，即 $\mu'_{W,m}$ 可從下式建立。

$$E[W^m] = \mu'_{W,m} = p_+ w_+^m + p_- w_-^m \tag{B.11}$$

然後，模式輸出值 W 的第 m 級中央動差 $\mu_{W,m}$ 可由下式計算而得，

$$\mu_{W,m} = \sum_{i=0}^m (-1)^i C_i^m \mu_W^i \mu'_{W,m-i} \tag{B.12}$$

其中， $C_i^m = m! / [i!(m-i)!]$ 為二項係數。

對於包含 n 個序率相關參數的多變異模式而言，則 $W = g(X) =$

$g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ ，定義兩點值 x_{i+} 與 x_{i-} 的單一序率參數之前述方法，個別應用到每一序率參數 X_i ，然後每一參數的兩點值，用以形成模式推導中於參數空間之 2^n 個不同的點。於此，相對於模式輸出值 W 原點之統計動差可估計為

$$E(W^m) = \sum_{\delta_1=+,-} \dots \sum_{\delta_n=+,-} P(\delta_1, \dots, \delta_n) W_{(\delta_1, \dots, \delta_n)}^m \quad (\text{B.13})$$

其中底標文字 $\delta_i, i=1 \sim N$ 為符號標示且僅能為”+”或”-“，分別代表序率參數 X 值 x_{i+} 或 x_{i-} ，而 $W_{(\delta_1, \dots, \delta_n)}$ 為選定點的相對模式值。如序率參數相互獨立，則權因子 $P(\delta_1, \dots, \delta_n)$ 簡化為獲自單一序率參數之前述方法之機率質量乘積。當序率參數間之相關性存在，則須加入一校正項結果如下

$$P(\delta_1, \dots, \delta_n) = \prod_{i=1}^n p_{i, \delta_i} + \sum_{i=1}^{n-1} \left(\sum_{j=i+1}^n \delta_i \delta_j a_{ij} \right) \quad (\text{B.14})$$

其中 p_{i+} 與 p_{i-} 分別表示點 x_{i+} 與 x_{i-} 的機率質量； a_{ij} 如下所示

$$a_{ij} = \frac{\rho_{ij} / 2^n}{\sqrt{\prod_{i=1}^n \left[1 + \left(\frac{\gamma_i}{2} \right)^2 \right]}} \quad (\text{B.15})$$

式中， ρ_{ij} 為序率參數 X_i 與 X_j 間之相關係數。Rosenblueth方法處理雙變數問題如圖B-2所示，由(B.15)式可看出用以估算模式輸出值的統計動差對於包含序率參數的模式則需要 2^n 次模式的推導。當序率參數數目增加，則Rosenblueth方法在計算上變得較不切實用。而且數值經驗顯示，(B.15)式在某一包含相關且非對稱變數的情況下，機率質量計算可能在某些選定點導致負值機率，在此結果下通常則可能發生求解無法解析的情況。

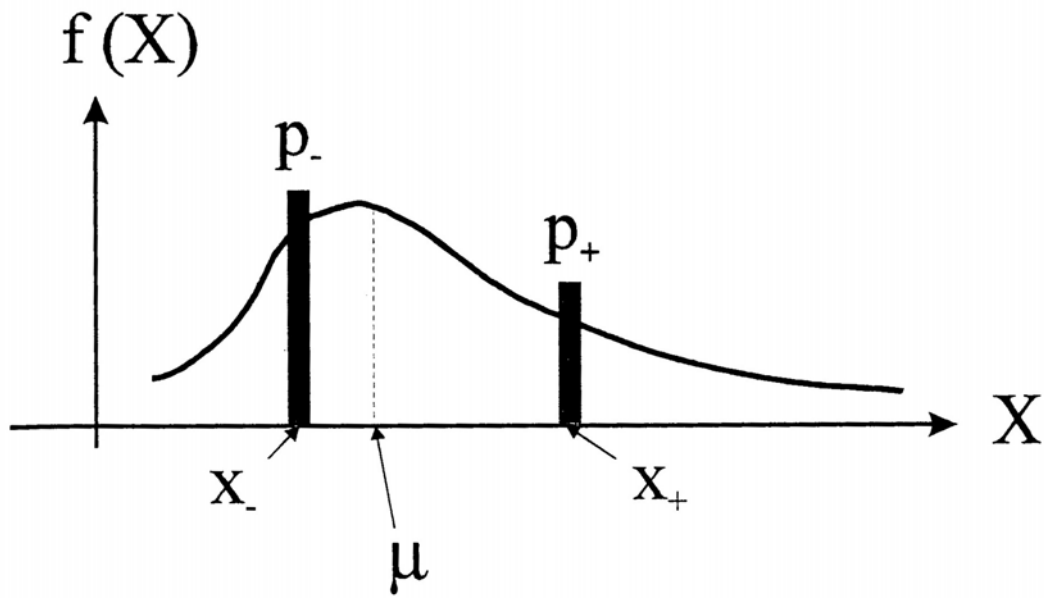
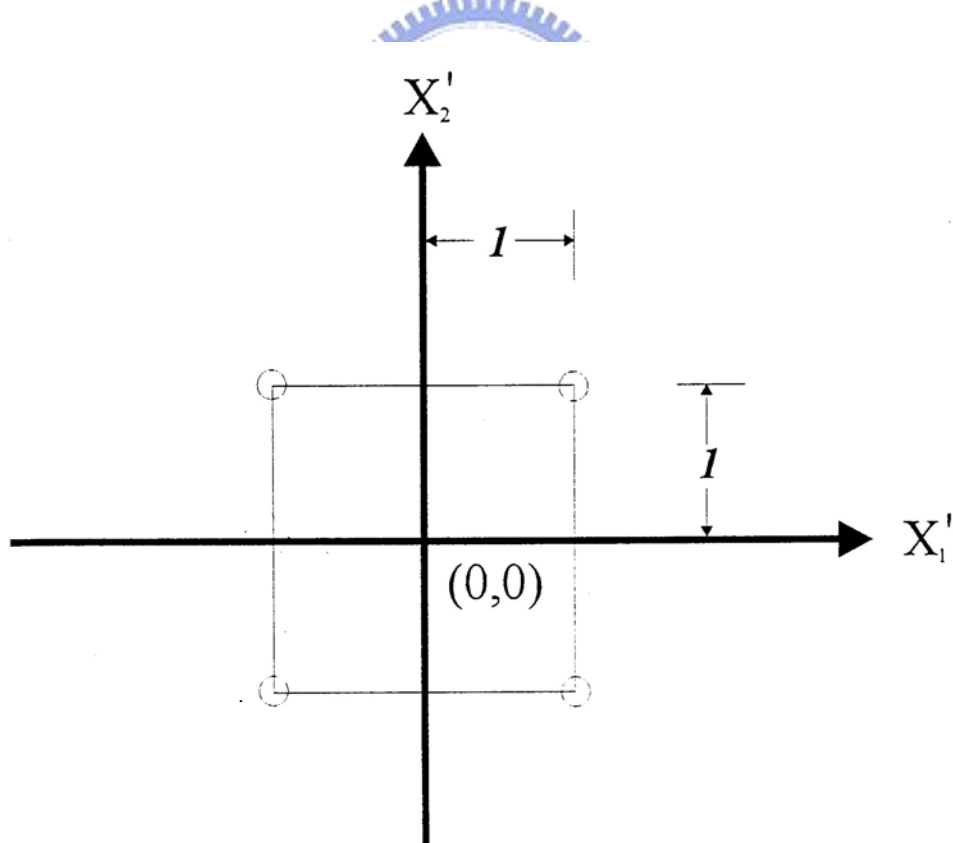


圖 B-1 Rosenblueth 點估計法於單一序率變數之點選擇示意圖



points selected by Rosenblueth's method

圖 B-2 在標準化空間 Rosenblueth 點估計法於雙序率變數示意圖

吳瑞濱

Reuy-Bean Wu

學歷

博士 民國九十六年十二月交通大學土木工程學研究所
碩士 民國八十五年二月荷蘭國際水利暨環境工程學院水利所
碩士 民國八十二年六月台灣大學農業工程學研究所
學士 民國六十九年六月中原大學土木工程學系

考試

民國八十二年公務人員水利工程高等考試及格
民國八十二年專門技術人員高等考試水利技師及格

經歷

簡任正工程司 民國九十六年～迄今經濟部水利署
科 長 民國九十一年～九十六年經濟部水利署
正工程司兼科長 民國八十九年～九十一年經濟部水利處
正工程司 民國八十八年～八十九年經濟部水利處
副工程司 民國八十八年經濟部水利處
副工程司 民國八十七年～八十八年台灣省政府水利處
副工程司 民國八十七年台灣省政府水利處水利規劃試驗所
薦任工程員 民國八十三年～八十七年台灣省水利局規劃總隊
工 程 員 民國七十五年～八十三年台灣省水利局規劃總隊
工 程 員 民國七十五年台灣省水利局第九工程處
約僱工程員 民國七十一年～七十五年台灣省水利局規劃總隊