

石門水庫繞庫排砂操作之研究

學生：陳韋豪

指導教授：葉克家

國立交通大學土木工程學系

摘要

石門水庫為北台灣供水的要角，如今，石門水庫淤積情況日益嚴重，水庫有效地執行防洪防淤策略成為當前最重要的課題。近年來，石門水庫針對繞庫排砂策略進行多項研究，目前已有三項規劃案：C1(延伸管)案(大灣坪)、D2 修改案(阿姆坪)與 C1(延伸管)+D2 修改案最有可能執行，三項規劃案之功能分別為排水排砂、清水沖淤及兩案聯合操作。本研究利用一維動床模式模擬石門水庫進行繞庫排砂策略，以了解考慮繞庫排砂策略前後，對於石門水庫之底床變化及既有各防淤設施之影響。

由本研究模擬結果可知，防洪防淤隧道之下游斷面，底床沖淤量才會改變；當防洪防淤隧道排出流量越高，對下游各防淤設施之排砂情況越顯著，考慮 C1(延伸管)案、D2 修改案與 C1(延伸管)+D2 修改案後，下游各防淤設施之排砂比分別減少 12.54%、6.26%、11.61%，C1(延伸管)案改善效果最為明顯，其次為 C1(延伸管)+D2 修改案，最小為 D2 修改案。

關鍵詞：石門水庫、繞庫排砂、顯式有限解析法、凝聚性沉澱

Study on Sediment Bypassing of Shimen Reservoir

Student: Wei- Hao Chen

Advisor: Keh- Chia Yeh

Department of Civil Engineering

National Chiao Tung University

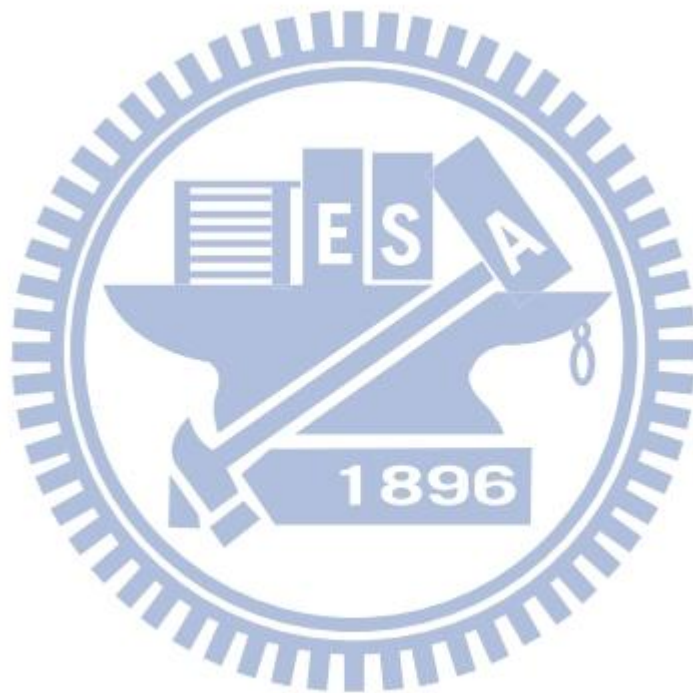
ABSTRACT

Shimen Reservoir with the function of water supply contributes to the north of Taiwan enormously. Nowadays, the problem of sediment deposition in Shimen Reservoir is more and more seriously. It becomes more important to deal with the deposition efficiently. Recently, there have been many research about sediment bypassing in Shimen Reservoir. There are three alternative cases about sediment bypassing, which are C1 case(with extension tube in Dawanping), D2 modified case(in Amouping) and C1(with extension tube)+D2 modified case. The functions of these cases which are drainage and desilting on C1 case, only drainage on D2 case, and joint operation of C1and D2 case. This study simulates sedimentation of Shimen Reservoir before and after with sediment bypassing operation with one-dimensional mobile mode tool in order to comprehend that the erosion and deposition of bed changes and the desilting efficiency of outlets.

From the simulation results in this study, we can know that the erosion and deposition in the reservoir occur downstream of the bypassing tunnel. The more water discharge from sediment bypassing tunnel, the less desilting efficiency of outlets will be improve. After considering the three cases, the reductions of sediment release efficiency of existing outlets are 12.54%, 6.26%, and 11.61%,

respectively. The improvement of C1case (with extension tube) is most obvious, followed by C1(with extension tube)+D2 modified case and D2 modified case.

Keywords: Shimen Reservoir, Sediment Bypass, Explicit Finite Analytic Model, Cohesive Sediment



致謝

首先要感謝的是指導教授葉克家博士，在悉心的指導下，使得本研究論文得以完成。

感謝口試委員蔡長泰教授、及蔡惠峰副主任，您們寶貴的建議使本篇論文更趨完善，並且從口試問答中體悟到艱深的理論從基本做起的道理。

感謝水利規劃試驗所吳慶現工程司提供石門水庫防洪防淤隧道物模試驗之資料。

感謝仲達學長在研究所兩年的身教與言教，也感謝仁凱學長於研究遇到瓶頸時如同及時雨給予協助且耐心教導我；在我做研究及生活上最困難的時候，兩位學長皆是最堅強的靠山，另外，也感謝曾幫過我的學長姐，滴水之恩，銘感五內。

感謝我的女友文怡在我做研究的這段時間，不斷給予我支持；在我最痛苦的時候，給予我溫暖。研究生涯有她的陪伴，讓我忘記寂寞與痛苦，得以從挫折中脫引而出，順利完成研究。她的鼓勵是我一生最大的動力。

感謝研究室的同伴，信富、岱玲、家榮、芳綺、建翔、阿直與書勤謝謝你們包容我的任性。感謝研究室的學弟妹，健賓、于軒等等，因為有你們，研究室充滿歡笑也充滿希望。

最後，本篇論文獻給我最親愛的家人：爸爸、媽媽、弟弟以及跟我一起奮鬥的奶奶。

目次

摘要	I
ABSTRACT	II
致謝	IV
目次	V
表目錄	VIII
圖目錄	IX
符號說明	XII
第一章 緒論	1
1.1 研究動機與目的	1
1.2 文獻回顧	3
1.2.1 水庫水力排砂相關研究	3
1.2.2 研究案例說明	7
1.3 研究內容	22
第二章 模式理論	23
2.1 顯式有限解析模式概述	24
2.2 水理控制方程式	25
2.3 輸砂控制方程式	26
2.4 輸砂輔助控制方程式	28
2.4.1 河床載通量 (Qbk)	28
2.4.2 非凝聚性懸浮載源 (Sk)	29

2.4.3 作用層厚度 (E_m).....	30
2.4.4 作用層源 (S_{ak}).....	30
2.4.5 水體沉載剖面公式.....	31
2.4.6 凝聚性沉澱.....	33
2.4.6.1 啟動條件.....	34
2.4.6.2 沉降速度.....	37
2.4.6.3 沖刷公式.....	39
2.4.6.4 沉淤公式.....	40
第三章 數值方法.....	42
3.1 水理方程式.....	42
3.2 輸砂方程式.....	43
第四章 模式檢定驗證.....	51
4.1 模式檢定.....	51
4.1.1 民國 97 年檢定案例之模擬條件.....	51
4.1.2 民國 97 年檢定案例之模擬結果.....	56
4.2 模式驗證.....	67
4.2.1 民國 98 年驗證案例之模擬條件.....	67
4.2.2 民國 98 年驗證案例之模擬結果.....	70
第五章 繞庫排砂案例模擬.....	75
5.1 案例說明.....	75
5.2 案例模擬.....	76
5.2.1 模擬案例條件設定.....	76
5.2.2 模擬結果.....	79

5.2.2.1 C1(延伸管)案	80
5.2.2.2 D2 修改案	85
5.2.2.3 C1(延伸管)+D2 修改案	88
第六章 結論與建議.....	95
6.1 結論	95
6.2 建議	97
第七章 參考文獻.....	98



表目錄

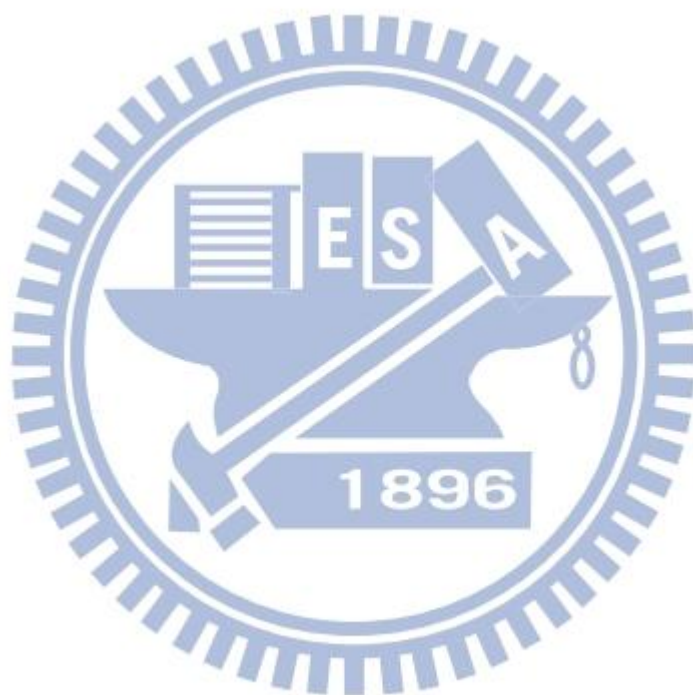
表 1-1	石門水庫歷年淤積量表	1
表 1-2	石門水庫新增防洪防淤規劃方案綜合表	12
表 1-3	日本與瑞士之繞庫排砂案例彙整表	20
表 2-1	凝聚性沉澱之臨界剪應力與各項參數建議值表	36
表 4-1	石門水庫水庫底質粒徑分析表	54
表 4-2	各凝聚性沉澱經驗式檢定列表	55
表 4-3	檢定案例底床之均方根誤差比較表(單位：M).....	59
表 4-4	石門水庫歷年清淤量表	60
表 4-5	民國 97 年颱風期間排砂效率表_實測資料	66
表 4-6	民國 97 年颱風期間排砂效率表_模擬結果	67
表 4-7	民國 98 年颱風期間排砂效率表_實測資料	74
表 4-8	民國 98 年颱風期間排砂效率表_模擬結果	74
表 5-1	各場颱風期間之模擬排砂效率表_新增前	93
表 5-2	各場颱風期間之模擬排砂效率表_C1(延伸管)案	93
表 5-3	各場颱風期間之模擬排砂效率表_D2 修改案	94
表 5-4	各場颱風期間之模擬排砂效率表_C1(延伸管)+D2 修改案	94

圖目錄

圖 1-1 石門水庫集水區範圍圖	3
圖 1-2 石門水庫歷年淤積圖	2
圖 1-3 石門水庫之各主要結構物平佈置圖	2
圖 1-4 各國水庫之來水來砂特性圖	6
圖 1-5 台灣地區主要水庫之來水來砂特性圖	7
圖 1-6 石門水庫上游規劃排砂隧道工程佈置	11
圖 1-7 石門水庫 1/100 全模型之各方案配置圖	13
圖 1-8 石門水庫防洪防淤隧道 C 案工程平面佈置圖	14
圖 1-9 水規所 C1(延伸管)案物模試驗照片	14
圖 1-10 阿姆坪 D2 修改案出水工平縱剖面圖	15
圖 1-11 布引壩之繞庫排砂平面示意圖	18
圖 1-12 旭壩之繞庫排砂平面示意圖	18
圖 1-13 美和壩繞庫排砂平面示意圖	19
圖 1-14 旭壩新增防淤隧道前後之水庫年平均及累積淤積量圖	19
圖 1-15 瑞士 SOLIS 水庫繞庫排砂試驗模型圖	21
圖 2-1 懸浮載泥砂平衡濃度剖面	33
圖 2-2 凝聚性沉滓力平衡示意圖	35
圖 2-3 不同粒徑及濕密度下之啟動剪應力圖	35
圖 2-4 團絮密度與沉降速度關係圖	39
圖 3-1 懸浮沈滓之移流特性軌跡示意圖	49
圖 3-2 模式運算流程圖	50
圖 4-1 石門水庫庫區斷面範圍圖	53

圖 4-2	石門水庫上游流量與泥砂濃度歷線圖(民國 97 年)	53
圖 4-3	石門水庫水位歷線圖(民國 97 年)	54
圖 4-4	石門水庫檢定底床變化量圖(民國 97 年)	58
圖 4-5	不同時間之水深方向泥砂濃度剖面圖(民國 97 年)	61
圖 4-6	各防淤設施之排砂濃度歷線圖(鳳凰)	62
圖 4-7	各防淤設施之排砂濃度歷線圖(辛樂克)	63
圖 4-8	各設施之排砂濃度歷線圖(蕃蜜)	64
圖 4-9	實測放流量(鳳凰)	65
圖 4-10	實測放流量(辛樂克)	65
圖 4-11	實測放流量(蕃蜜)	66
圖 4-12	石門水庫流量與泥砂濃度歷線圖(民國 98 年)	69
圖 4-13	石門水庫水位歷線圖(民國 98 年)	69
圖 4-14	石門水庫底床變化量圖(莫拉克)	71
圖 4-15	不同時間之水深方向泥沙濃度剖面圖(莫拉克)	72
圖 4-16	各防淤設施之排砂濃度歷線圖(莫拉克)	73
圖 4-17	實測放流量(莫拉克)	73
圖 5-1	側出流示意圖	75
圖 5-2	上游流量與側出流量歷線圖_C1(延伸管)案	78
圖 5-3	上游流量與側出流量歷線圖_D2 修改案	78
圖 5-4	上游流量與側出流量歷線圖_C1(延伸管)+D2 修改案	79
圖 5-5	模擬石門水庫底床變化量圖	80
圖 5-6	各設施排砂濃度歷線圖_新增前與 C1(延伸管)案(鳳凰)	82
圖 5-7	各設施排砂濃度歷線圖_新增前與 C1(延伸管)案(辛樂克)	83
圖 5-8	各設施排砂濃度歷線圖_新增前與 C1(延伸管)案(蕃蜜)	84
圖 5-9	各設施排砂濃度歷線圖_新增前與 D2 修改案(鳳凰)	86

圖 5-10	各設施排砂濃度歷線圖_新增前與 D2 修改案(辛樂克)	87
圖 5-11	各設施排砂濃度歷線圖_新增前與 D2 修改案(蕃蜜)	88
圖 5-12	各設施排砂濃度歷線圖_新增前與 C1(延伸管)+D2 修改案(鳳凰)	90
圖 5-13	各設施排砂濃度歷線圖_新增前與 C1(延伸管)+D2 修改案 (辛樂克)	91
圖 5-14	各設施排砂濃度歷線圖_新增前與 C1(延伸管)+D2 修改案(蕃蜜)	92



符號說明

- A : 通水斷面積
- a : 砂丘高度之一半
- B : 渠道寬
- C_k : 顆粒 k 之平均濃度
- C_c : 代表凝聚性沉滓之懸浮載濃度
- C : 顆粒蔡司係數
- c_w : 凝聚性沉滓含水率
- D : 凝聚性沉滓淤積造成之懸浮通量
- d : 顆粒粒徑
- E : 凝聚性沉滓沖刷造成之懸浮通量
- E_m : 作用層厚度
- g : 重力加速度
- h : 水深
- k : 凝聚性沉滓強度常數
- m_w : 凝聚性沉滓之濕比重

m_d	: 凝聚性沉滓之乾比重
n	: 曼寧值
P	: 凝聚性沉滓沉淤機率
p	: 孔隙率
Q	: 流量
Q_s	: 懸浮載之擴散通量(flux)
Q_{bk}	: 粒徑 k 之河床載通量
q_l	: 單位渠長之支流側流量
R	: 水力半徑
s	: 砂比重
S_c	: 凝聚性沉滓之懸浮載源
S_k	: 粒徑 k 之懸浮載資源項
S_{ak}	: 粒徑 k 於作用層底部資源項
$\Delta \bar{s}$: 疊代修正向量
T_k	: 輸送參數
TK	: 非均勻沉滓之代表粒徑數
TC	: 凝聚性沉滓之代表粒徑數

t	:時間
Δt	:時間間距
$\Delta t'$:模擬輸砂時間間距
U	:水體流速
u_l	:單位渠長之支流側流速
u_*	:有效河床剪力速度
u_{*c}	:臨界剪應力
W	:Stoke 定理之沉降速度
W_c	:凝聚性沉滓沉降速度
w_{lk}	:顆粒向上躍起之速度
w_k	:非凝聚性沉滓 k 之沉降速度
x	:沿渠道中心線之距離
Δx	:兩斷面間間距
Z	:水位
Z_b	:底床高程
<u>希臘符號</u>	
α	:沖刷權重因子

β	:底床粒徑百分比
β_k	:作用層內粒徑 k 之百分組成
β_c	:作用層內凝聚性沉滓之百分組成
β_w	:動量校正係數
ζ	:隱藏因子
ρ	:水體密度
ρ_b	:凝聚性土壤濕密度
ρ_s	:非凝聚性沉滓密度
ν	:運動滯度
κ	: von Karman 係數
τ_b	:底床剪應力
τ_{cd}	:凝聚性沉滓沉降剪應力
η	:水黏滯係數
ν	:運動黏滯係數
μ	:絕對黏滯度
ψ_c	:連續方程式之時間加權因子
ψ_m	:動量方程式之時間加權因子



第一章 緒論

1.1 研究動機與目的

石門水庫集水面積約 763.4 平方公里，如圖 1-1 所示，為一多目標水庫，除供應用水，更兼具防洪、發電、灌溉及觀光等多項功能，對於北台灣貢獻之大。近年來，氣候變化大，加上山坡地過度開發，導致洪水期間，上游之大量泥砂與流木進入庫區，造成石門水庫淤積情形日益嚴重。由石門水庫歷年淤積表(表 1-1)與淤積圖(圖 1-2)可知，民國 93 年艾利颱風，造成水庫淤積量高達 2820 萬 m^3 ，使得庫容量驟降並嚴重影響供水品質；民國 96 年韋帕颱風期間，巴陵壩損毀更造成庫區淤積 962 萬 m^3 ，對於水庫淤積無礙是雪上加霜。

石門水庫原設計並無水利防淤專用設施，有鑑於此，相關單位針對既有設施，如電廠、排洪隧道、溢洪道(圖 1-3)等設施進行改善，然而，對於近年來因氣候變遷情況惡劣，既有設施改善後，其排砂功能仍顯不足，再者，全球對於水庫永續經營的概念逐漸成熟，使得增設防洪防淤隧道以提升石門水庫之排洪及防淤功能，儼然成為石門水庫當下最重要的課題。

繞庫排砂策略之一大特點為於入庫前或庫區中，新增防洪防淤隧道使上游來砂能藉由隧道排放至庫區外。目前，水庫防淤策略研究中，主要為洩降排砂、異重流排砂等，甚少對於繞庫排砂相關有所探討。目前，繞庫排砂相關研究，多為物模試驗，較為耗費資源，而數值模擬仍為起步階段。故吾人興起對於應用一簡易之數值模式模擬繞庫排砂策略，即水庫新增防洪防淤隧道後，評估下游既有設施之影響。

本論文延續前人之研究，利用已植入凝聚性沉澱傳輸機制之水理及輸砂數值模式，即一維顯式有限解析法(EFA)，以石門水庫為例，模擬颱風期間，新增防洪防淤隧道後，對於下游各防淤既有設施之排砂效率影響，其目的為提供一簡易數值模式並能快速評估考慮繞庫排砂策略實施後，對於水庫整體防淤效率之影響。



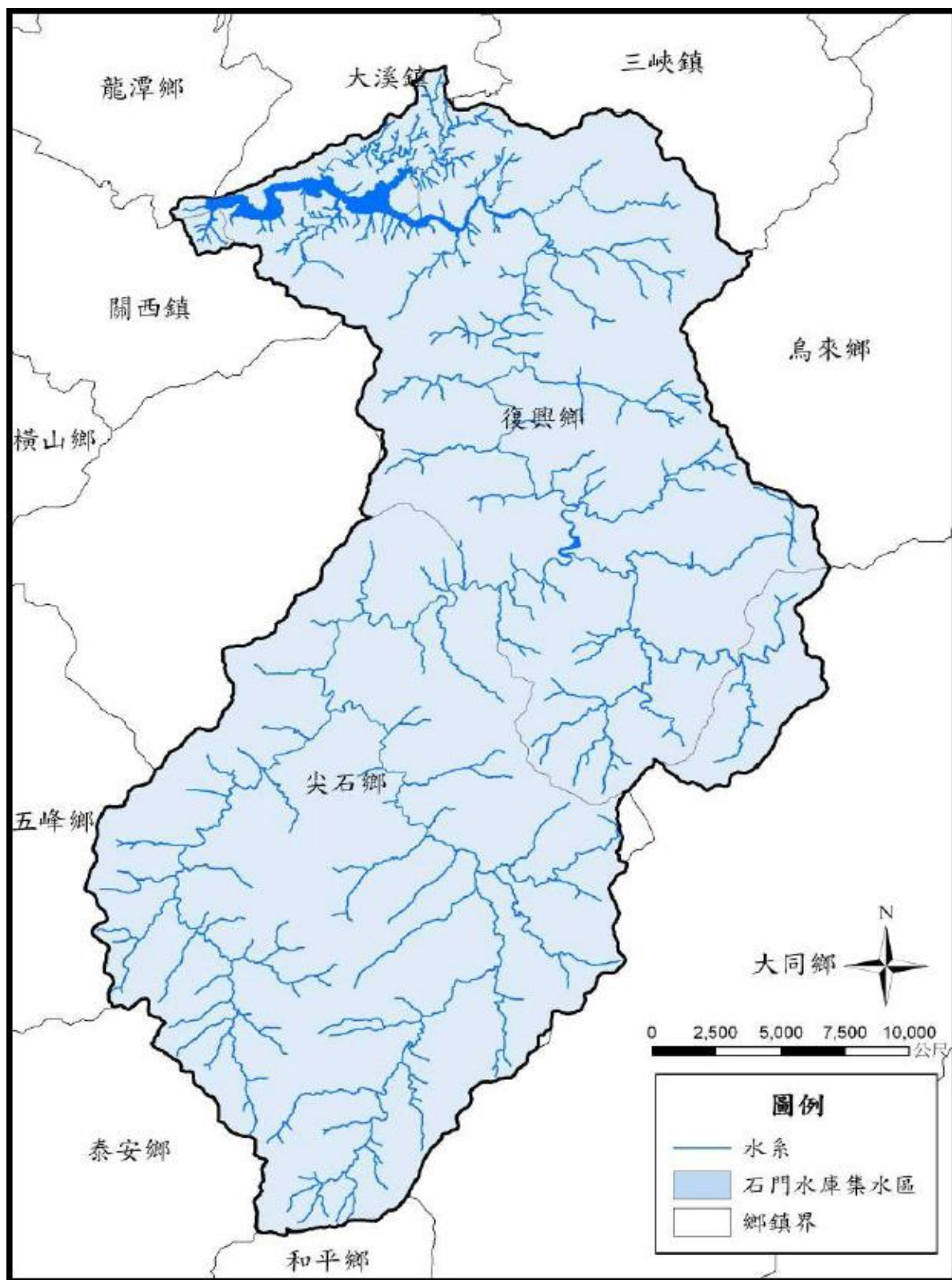


圖 1-1 石門水庫集水區範圍圖(資料來源：水規所)

表 1-1 石門水庫歷年淤積量表(資料來源：北水局)

期別	起迄年月	間隔	呆容量		有效容量		合 計			年平均淤積	
			10 ³ 立方公尺		10 ³ 立方公尺		10 ³ 立方公尺			10 ³ 立方公尺	
			剩餘	淤積	剩餘	淤積	剩餘	淤積	累計淤積	每期	累計
1	52.05-53.03	0.8	43,390	13,850	246,260	5,620	289,650	19,470	19,470		
2	53.03-54.04	1.1	43,220	170	245,660	600	288,880	770	20,240	700	10,653
3	54.04-55.05	1.1	42,080	1,140	244,810	850	286,890	1,990	22,230	1,809	7,410
4	55.05-56.05	1	40,450	1,630	244,250	560	284,700	2,190	24,420	2,190	6,105
5	56.05-57.06	1.1	38,630	1,820	244,890	-640	283,520	1,180	25,600	1,073	5,020
6	57.06-58.05	0.9	37,840	790	244,350	540	282,190	1,330	26,930	1,478	4,488
7	58.05-59.06	1.1	34,680	3,160	242,480	1,870	277,160	5,030	31,960	4,573	4,501
8	59.06-60.06	1	34,610	70	241,140	1,340	275,750	1,410	33,370	1,410	4,120
9	60.06-61.12	1.5	30,000	4,610	240,520	620	270,520	5,230	38,600	3,487	4,021
10	61.12-63.08	1.7	29,767	233	240,518	2	270,285	235	38,835	138	3,437
11	63.08-64.11	1.2	28,877	890	241,108	-590	269,985	300	39,135	250	3,131
12	64.11-65.11	1	29,480	-603	238,477	2,631	267,957	2,028	41,163	2,028	3,049
13	65.11-66.11	1	28,440	1,040	238,730	-253	267,170	787	41,950	787	2,893
14	66.11-67.11	1	28,534	-94	238,130	600	266,664	506	42,456	506	2,739
15	67.11-68.11	1	28,446	88	238,034	96	266,480	184	42,640	184	2,584
16	68.11-69.11	1	27,296	1,150	238,357	-323	265,653	827	43,467	827	2,484
17	69.11-70.11	1	27,155	141	238,375	-18	265,530	123	43,590	123	2,356
18	70.11-71.11	1	26,199	956	238,439	-64	264,638	892	44,482	892	2,281
19	71.11-72.11	1	25,554	645	238,986	-547	264,540	98	44,580	98	2,175
20	72.11-73.11	1	25,515	39	238,956	30	264,471	69	44,649	69	2,077
21	73.11-74.11	1	24,320	1,195	236,456	2,500	260,776	3,695	48,344	3,695	2,149
22	74.11-75.11	1	24,615	-295	236,036	420	260,651	125	48,469	125	2,063
23	75.11-76.11	1	24,868	-253	235,560	476	260,428	223	48,692	223	1,987
24	76.11-77.11	1	25,171	-303	235,669	-109	260,840	-412	48,280	-412	1,893
25	77.11-78.11	1	25,330	-159	235,337	332	260,667	173	48,453	173	1,828
26	78.11-79.11	1	24,367	963	235,607	-270	259,974	693	49,146	693	1,787
27	79.11-80.11	1	24,786	-419	236,590	-983	261,376	-1,402	47,744	-1,402	1,675
28	80.11-81.11	1	24,708	78	236,670	-80	261,378	-2	47,742	-2	1,618
29	81.11-82.11	1	24,972	-264	237,387	-717	262,359	-981	46,761	-981	1,533
30	82.11-83.11	1	22,751	2,221	239,075	-1,688	261,826	533	47,294	533	1,501
31	83.11-84.11	1	22,328	423	239,599	-524	261,927	-101	47,193	-101	1,452
32	84.11-85.11	1	18,762	3,566	234,495	5,104	253,257	8,670	55,863	8,670	1,668
33	85.11-86.11	1	17,954	808	233,826	669	251,780	1,477	57,340	1,477	1,662
34	86.11-87.11	1	17,682	272	233,086	740	250,768	1,012	58,352	1,012	1,644
35	87.11-88.11	1	17,544	138	232,766	320	250,310	458	58,810	458	1,611
36	88.11-89.11	1	17,476	68	232,560	206	250,036	274	59,084	274	1,576
37	89.11-90.11	1	15,407	2,069	238,251	-5,691	253,658	-3,622	55,462	-3,622	1,441
38	90.11-92.04	1.5	15,651	-244	237,601	650	253,252	406	55,868	271	1,397
39	92.04-93.03	1	15,216	435	237,760	-159	252,976	276	56,144	276	1,369
40	93.03-93.12	0.8	6,216	9,000	218,876	18,884	225,092	27,884	84,028	34,855	2,010
41	93.12-94.12	1	4,925	1,291	217,835	1,041	222,760	2,332	86,360	2,332	2,018
42	94.12-95.12	1	5,943	-1,017	217,825	9	223,768	-1,008	85,352	-1,008	1,949
43	95.12-96.12	1	5,066	877	209,078	8,747	214,144	9,624	94,976	9,624	2,120
44	96.12-97.12	1	5,150	-84	209,692	-614	214,842	-698	94,278	-698	2,058
45	97.12-98.12	1	5,370	-220	206,009	3,683	211,379	3,463	97,741	3,463	2,088
46	98.12-99.12	1	5,832	-462	207,309	-1,300	213,141	-1,762	95,979	-1,762	2,008
合 計		47.8		51,408		44,571		95,979			
容量損失				89.81%		17.70%		31.05%			

附註：
 1.水庫設計總容量 309,120*10³ 立方公尺,有效設計容量 251,880*10³ 立方公尺,呆容量 57,240*10³ 立方公尺
 2.1~36 期僅測量 34 條主斷面,修正 1/10000 舊地形等高線,以求積儀測面積及計算容積。
 3.第 37 期起,全面均勻測量水深,新測 1/1000 地形圖,電腦檔案計算面積及容積。

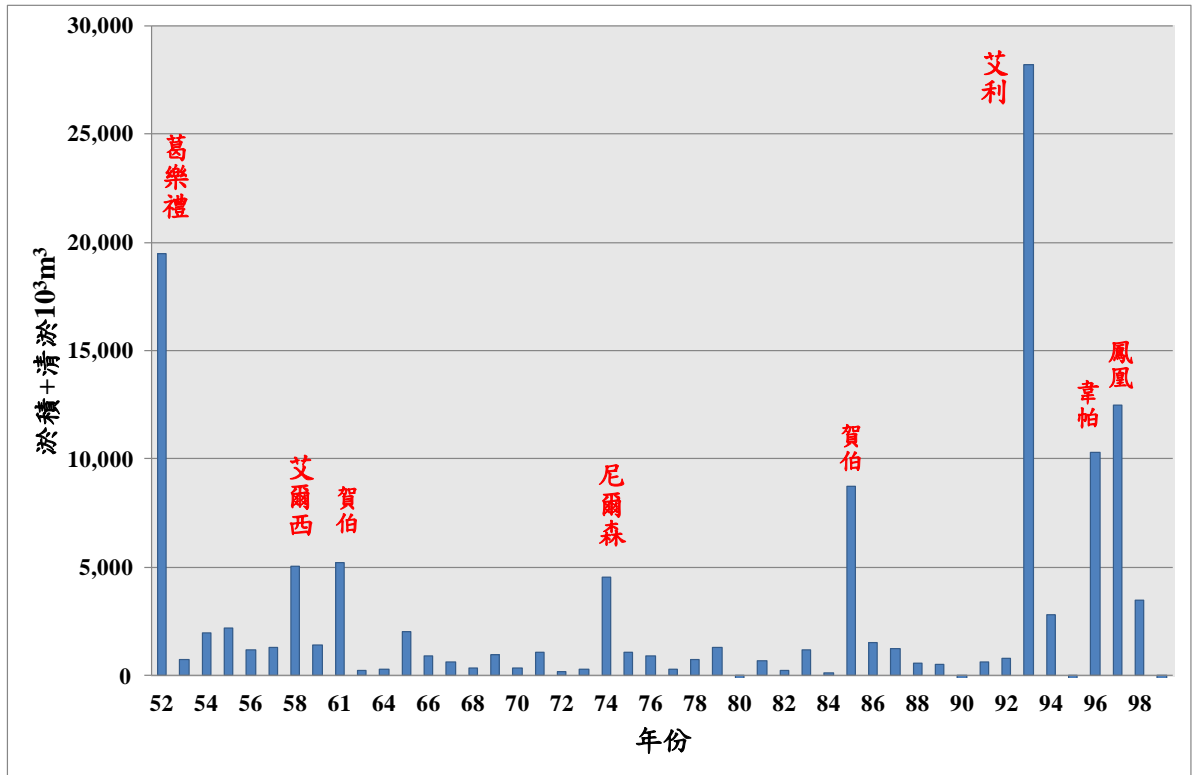


圖 1-2 石門水庫歷年淤積圖



圖 1-3 石門水庫之各主要結構物平佈置圖(資料來源：北水局)

1.2 文獻回顧

1.2.1 水庫水力排砂相關研究

目前國內外對於水庫防淤策略大致可分為：(1)減少泥砂產量，其因應對策以長期角度為落實集水區的水土保持或以短期的增設防砂壩為主；(2)促進通砂能力，主要因應對策包含繞庫排砂、洩降排砂、異重流排砂、空庫排砂等防淤策略，其目的為透過水庫之水力特性並利用水利設施將泥砂排出水庫；(3)排除庫區淤砂，其因應對策為開挖或浚渫。許多既有的水庫，並無完善的防淤設施，加上水庫集水區的過度開發與水文、地文條件的變化，使得水庫淤積日益嚴重(如石門水庫)。除了減少上游的泥砂產量及清除庫區部分的淤砂，對於水庫的通砂能力更應審慎評估，擇其適用的水庫排砂策略，更能有效地營運水庫。

Wang et al. (2009)對水庫泥砂所造成的問題進行討論，包括在迴水區泥砂淤積造成底床抬升增高洪水位、泥砂進入水力發電設施造成管路堵塞及減少水庫蓄水量等；並且對於水庫泥砂的控制，提出了以下策略：

1. 洩降排渾：在非汛期，入庫泥砂濃度不高時水庫採高水位操作，儲蓄清水；而在汛期間採低水位操作，降低水庫水位以增加入庫水流挾砂能力，連水帶砂一併排至庫區下游。
2. 異重流排砂：於颱風期間，大量入庫水砂在水庫庫區中會形成異重流現象，使得庫區中接近底床的水流挾帶了高濃度泥砂，可利用水庫低高程洩水孔將運移至壩前的高含砂水流排出，可有效降低水庫泥砂濃度以及減少泥砂淤積。
3. 空庫排砂：將水庫水位降至底孔高程，使入庫水流可直接藉底孔排

出，除了將入庫泥砂隨水流排出，甚至可擾動水庫已沉澱之淤泥，隨水流排出庫區，增加庫容。然而因為此種水力排砂方式會於短時間內，將大量水庫沉泥帶到庫區下游，使沉泥內富含之重金屬連砂帶水流入下游河道，對生態環境帶來極大的負面影響。

4. 機械清淤：使用機械挖泥、抽泥將淤積泥砂移出庫區，或擾動庫底使淤泥可藉水流排出庫區。與前三項水力排砂策略比較起來，人工清淤相對較無效率。

不同水庫有其適用之防淤策略，對於防淤策略的選擇可利用庫容逕流比(CIR, Capacity-Inflow Ratio)與庫容來砂比(CSR, Capacity-Sediment Ratio)作為初步對策擬定之參考指標。庫容逕流比為水庫總庫容(CAP, Reservoir Capacity, m^3)與年均逕流量(MAR, Mean Annual Runoff, m^3)之比值；庫容來砂比為水庫總庫容與年均來砂量(MAS, Mean Annual Sediment Load, m^3)之比值，如下：

1. 庫容逕流比(CIR) = $\frac{\text{水庫總庫容}(CAP)(m^3)}{\text{年平均逕流體積}(MAR)(m^3)}$ ，最早曾使用在囚砂率的計算中，其值越高表示囚砂率越高；其值越低表示有多餘的水源可供排砂，囚砂率越低。

2. 庫容來砂比(CSR) = $\frac{\text{水庫總庫容}(CAP)(m^3)}{\text{年平均來砂量}(MSR)(m^3)}$ ，其值越高表示水庫淤積速度較慢，淤積潛勢較小，其排砂策略較不具急迫性；反之，則淤積速度越快，潛勢較大，其排砂策略較具急迫性。

Basson (1997)、Sumi (2000)與 Palmieri (2003)蒐集世界各國之水庫資料案例，如圖 1-4 為 Sumi (2000)所繪製之水庫之來水來砂特性圖，該圖是利

用世界各水庫之總庫容量及年平均逕流與來砂量，分別計算庫容逕流比(CIR)與庫容來砂比(CSR)，以此兩參考指標繪製而成，接著，依各國之水庫特性初步擬定水庫之操作方式。由圖中可知目前世界上的水庫大部分落於兩條包絡線內，在線內依各水庫之來水來砂條件(庫容逕流比及來砂比)大至分為沖砂、洩砂、異重流排砂、繞庫排砂及蓄水攔砂等防淤策略，目前大部分的水庫仍以蓄水攔砂操作為主。

國內的主要水庫之來水來砂特性圖，如圖 1-5 所示，圖中可知僅尖山埤水庫落於包絡線外，表示該水庫有餘裕之水源可採多年一次排砂之操作方式，其餘水庫皆落於包絡線內；另外，大部分的水庫以蓄水攔砂操作為主，其餘排砂操作僅適用於少數水庫。以石門水庫為例，由圖中可知石門水庫適合洩降或繞庫排砂之操作方式，然而，洩降排砂於洪水期間需降低水位排砂，極可能影響水資源運用，而繞庫排砂可於高水位下操作，對水資源運用影響較低，因此相關單位也積極投入石門水庫繞庫排砂操作之相關研究。

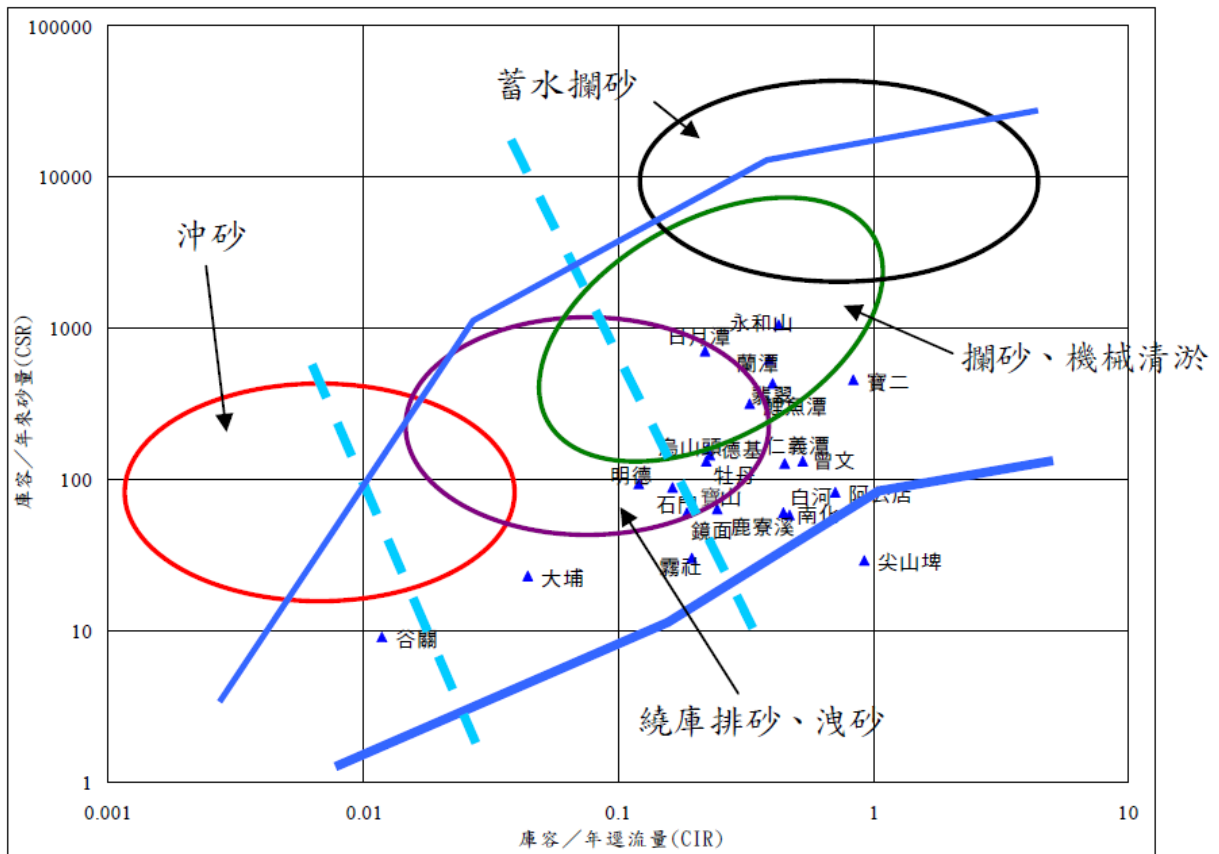


圖 1-5 台灣地區主要水庫之來水來砂特性圖(資料來源：水利署，2010)

1.2.2 研究案例說明

由研究動機及目的可知，石門水庫目前所面臨的問題主要為庫容日益縮減且缺乏現場泥砂監測資料，經改善石門水庫既有之防淤設施其改善後結果仍顯不足。透過台灣水庫來水來砂特性圖可知，石門水庫適用於繞庫排砂操作。因此，水利署與相關研究單位便開始積極投入繞庫排砂策略相關研究包括設計規劃、現場泥砂監測、方案研選與施作物模試驗等，以提升石門水庫之防淤效率。

繞庫排砂策略主要目的為減少水庫上游之高含砂水流進入庫區，將其渾水透過繞道方式排放至水庫外。該策略一般會在水庫迴水區以上佈設分流堰，以利分水分砂；此外，尚需興建排砂隧道，故工程成本較其於排砂操

作高。然而，繞庫排砂除可在高水位情況下操作，較不影響水資源運用外，該策略亦能將上游來砂補充至下游河道以減緩對環境的衝擊，因此該策略仍具研究價值。以下摘錄石門水庫繞庫排砂策略之相關研究案例。

水利規劃試驗所在「石門水庫上游主河道分洪防淤工程初步規劃及水工模型試驗研究-初步規劃報告 (2009)」中，藉水源量影響分析、分洪防淤功能探討、地質地形地貌調查評估選線、工程方案研擬與配置、相關計畫之規劃設計案，探討石門水庫增設防砂設施工程攔截粗顆粒泥砂，評估水庫上游分洪防淤通道水理流況與分洪防淤功能，並結合水庫暨有設施更新改善工程，提升過庫泥砂百分比。圖 1-6 為各防洪防淤工程規劃布置方案示意圖，表 1-2 為石門水庫新增防洪防淤規劃方案綜合表，以提供後續規劃設計參考。

國立交通大學在「石門水庫水砂運移監測與異重流模式開發及應用研究 (2/2) (2010)」中，從石門水庫集水區相關資料之蒐集、現場監測站與監測設施之規劃設計建置、颱風期間全洪程人工與自動化設備監測入庫濃度歷線與粒徑分析以推估排砂比及評估不同高程之過庫泥砂量與排放時間，與利用已開發之二維及三維之數值模式做局部應用分析。最後，藉由量測以及數值模擬結果，提供水庫防洪防淤隧道方案評估所需之相關資訊，輔助擬訂較佳水庫防淤及排淤方案，以供北區水資源局水庫永續經營之參考。

經前期之初步規劃與試驗評估後，水規所在「石門水庫大灣坪防洪防淤可行性規劃總報告 (2011)」提出方案 A(溪口)、方案 C(大灣坪)與方案 D(阿姆坪)等三個分洪防淤工程個案，其三項方案均能增強石門水庫防淤及防洪能力。因成本與期程等各項特性因素，水利署選定 C 案及 D 案進行可行性規劃，其旨在進一步研析整體工程的功能定位及主次要目標，包括各方案

的防洪防淤功能、工程成本及效益、營運管理規劃、替代方案、環境影響評估等項目。

藉此，水規所亦於「石門水庫防洪防淤工程模型試驗成果報告 (2011)」實施石門水庫 1/100 全模型以艾利颱風為例之水工物模試驗，其模型示意圖如圖 1-7 所示。針對初步規劃及可行性規劃方案進行異重流及防洪防淤效能模擬。對於兩項研究計畫之分析結果彙整如下：石門水庫防淤策略目前分為中游導淤(A 及 B 方案)與庫區防淤(C 及 D 方案)，就防洪防淤效能而言，依據水規所實施的水工物模試驗結果，就單一方案而言，以 C1(延伸管) 案效果較佳，該隧道排砂量為 920 萬噸，其排砂比為 31.7% 為各方案較高者；合併案中，C1(延伸管)+D6-2 案之排砂量為 921 萬噸，其排砂比為 31.5%。

根據上述相關研究報告之設計規劃、方案研選及物模試驗成果中，以初步規劃的 C1(延伸管)案排砂效率最高；另根據北水局於民國 100 年 12 月 09 號期末會議之討論，有意將 D2 修改案隧道改為清水沖淤方案，因此，本研究欲模擬石門水庫實行 C1(延伸管)案、D2 修改案與 C1(延伸管)案+D2 修改案前後，其底床變化及下游防淤設施之排砂效率影響。以下摘錄相關研究報告，分別概述 C1(延伸管)案、D2 修改案之規劃內容：

1. 大灣坪 C1(延伸管)方案

大灣坪之 C1(延伸管)方案於斷面 12 下游轉彎處設置隧道進水口，距離大壩溪心線約為 3.6km，隧道經過溪州山約 1km 接明渠段排放至後池消能，設計排洪流量為 1,200~1,600 秒立方公尺，如圖 1-8 所示；C1(延伸管)案為一引水鋼管，可隔離表層清水進入防洪防淤隧道，增加其隧道排砂效率，如圖 1-9 所示。

2. 阿姆坪 D2 修改案

防洪防淤隧道 D2 案因民國 100 年之期末會議討論有意將由原設計底孔排砂變更為清水沖淤方案，修正 D 案尾端改以沖淤池為主，以原有 10、11 號沉澱池向外擴張，池長約 600m，池深約 10~12m，池寬約 100m，其容量介於 24~32 萬立方公尺，如圖 1-10 所示。池內堆置庫區淤砂(粒徑約 0.04mm 左右)，待颱風期間利用隧道出口之高速水流，沖刷沖淤池內淤砂，使淤砂自然回歸下游河道，其隧道放流量目前規劃為 600cms，以不影響水資源運用為主。本研究目前僅依據定性描述該方案之操作原則作假設，並利用數值模式模擬該方案對整體水庫的防淤效率影響，建議未來可再依據水工模型試驗模擬該方案時所做之水流及泥砂條件之假設與設計，以有效評估及確認模擬結果。





圖 1-6 石門水庫上游規劃排砂隧道工程佈置(資料來源：北水局)

表 1-2 石門水庫新增防洪防淤規劃方案綜合表(資料來源：水規所)

項目	A 案	B 案	C 案	D 案
規劃流量	1600	1600	1600	1600
排砂效能	初估歷年颱風期平均排砂比約 61%	初估歷年颱風期平均排砂比約 61%	異重流及渾水水庫排砂	異重流及渾水水庫排砂
	非汛期抽砂浚漂	非汛期抽砂浚漂		非汛期抽砂浚漂
隧道長度(km)	8.1	14.7	0.9	4.0
隧道入口位置	溪口吊橋附近(水庫滿水位時深約 13 公尺)	羅浮下游(水庫滿位時水深約 5 公尺)	大壩上游約 1 公里，入口高程 EL.200m	斷面 Sm21 下游入口高程 EL.209.35m
隧道出口位置	#10 沉澱池右側	鳶山堰上游右岸山麓，上下游均有民舍	後池右邊坡	#10 沉澱池右側
	#4 省道下邊坡			#4 省道下邊坡
對環境影響	排砂時鳶山堰原水濁度升高	排洪時不影響鳶山堰原水濁度	排砂時，不影響後池原水濁度	排砂時，後池原水濁度升高
			入口若採岩塞爆破對環境影響待評估	
綜合評估	隧道較短，工期較短，工程費較低	隧道入口工區位於水庫淹沒區上游，工程佈設施工均易	完工後，可排放壩前異重流與高濃度渾水	汛期到達 D 案入口砂量已部份沉降，另受三民溪匯流及河道突擴，排砂功能可能降低
	上游排砂，大部份水砂免於入庫	不影響鳶山堰取水		非汛期浚漂砂石可利用為運輸通道
	為中游導淤較佳方案	隧道長、工程費高		
	非汛期規劃為上游清淤砂石運輸通道	非汛期規劃為上游清淤砂石運輸通道		

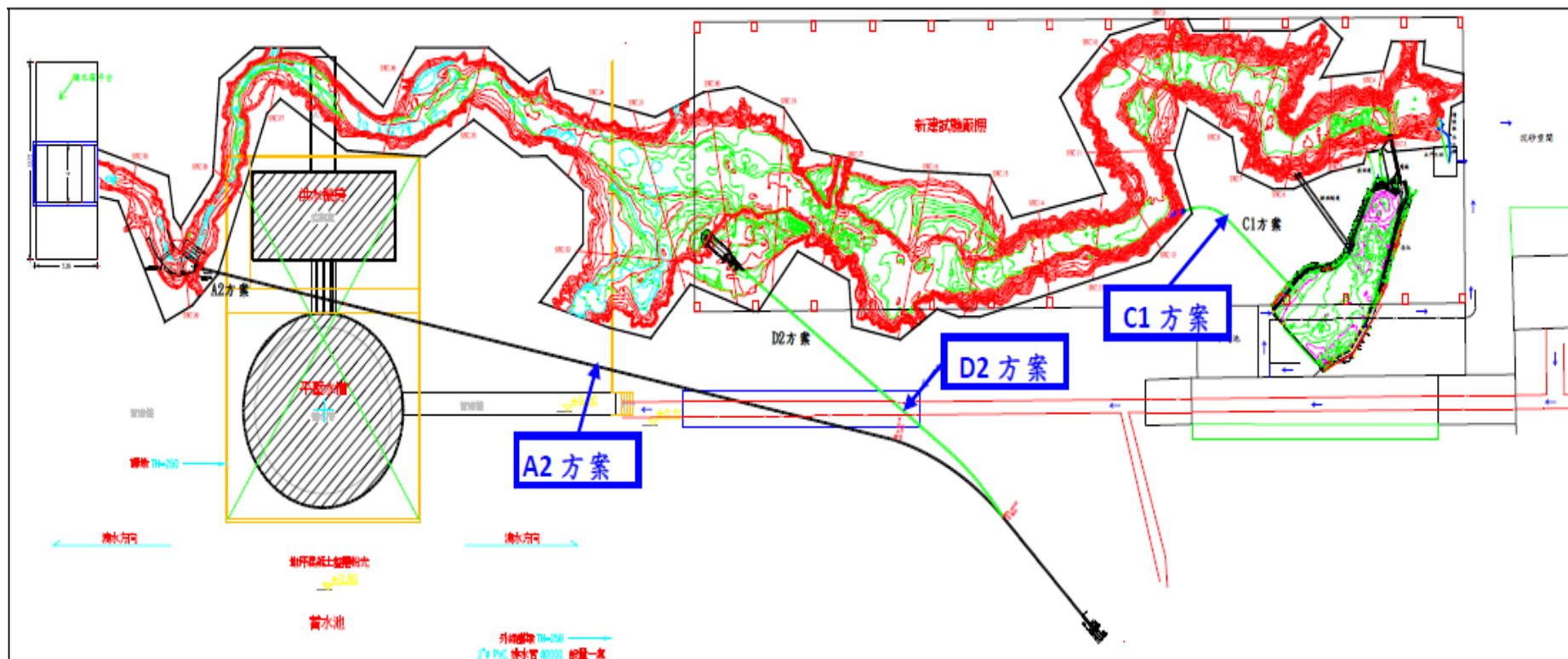


圖 1-7 石門水庫 1/100 全模型之各方案配置圖(資料來源：水規所)



圖 1-8 石門水庫防洪防淤隧道 C 案工程平面佈置圖(資料來源：水規所)



圖 1-9 水規所 C1(延伸管)案物模試驗照片(資料來源：水規所)

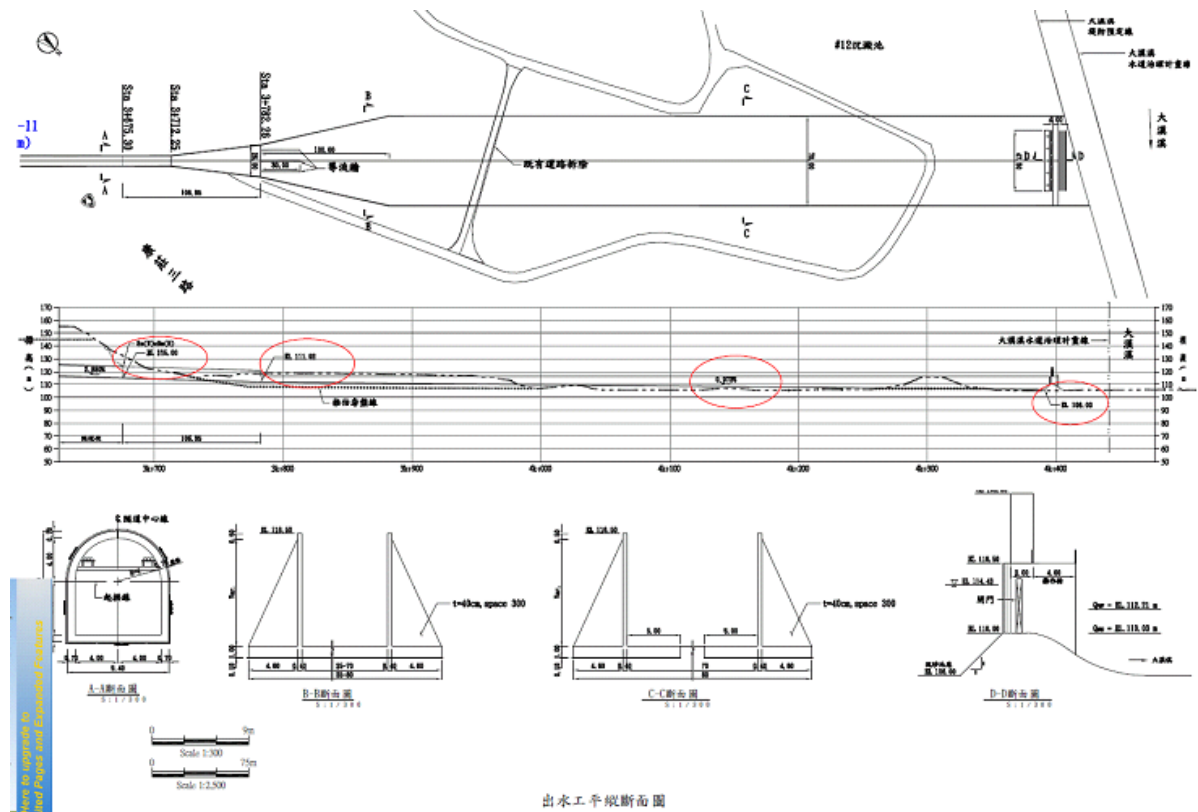


圖 1-10 阿姆坪 D2 修改案出水工平縱剖面圖(資料來源：水規所)

本研究欲透過國外文獻與相關工程案例，以了解各國對於繞庫排砂策略之相關經驗並概略性地與台灣之石門水庫案例做比較。目前全球水庫繞庫排砂操作之相關研究及工程案例多集中於日本及瑞士，以下簡要分述兩國對於該策略之研究內容及工程案例。

1. 日本：

日本境內，擁有近 3000 座超過 15m 以上之壩高之水庫，其總庫容約 230 億 m^3 ，這些水庫多為多目標水庫，具防洪、灌溉、發電等功能。然而，這些水庫的上游集水區，因水文、地文條件其泥砂產量高，導致水庫容易淤積；根據日本土砂監測管理資料統計結果，這些水庫每年淤積率約 0.1%~1%，其水庫壽命約為 100~1000 年，但多數水庫已使用

了近 30~50 年，其水庫淤積問題日益嚴重，因此，日本已提出相關的水力排砂策略，為解決水庫淤積問題。

日本目前現有的繞庫排砂案例為西元 1908 年完成神戶市的布引壩 (Nunobiki Dam)、西元 1998 年完成奈良縣的旭壩 (Asahi Dam) 及西元 2004 年完成長野縣的美和壩 (Miwa Dam)，如圖 1-11~圖 1-13 所示，未來其繞庫排砂案例將日益增加。Ashida 與 Okumura (1977) 針對布引壩 (Nunobiki Dam)，利用 stream power equation 估算該壩新增防洪防淤隧道前後，其入庫砂的改變量。估算結果，年平均入庫砂量從 3 萬 m^3 降至 1500 m^3 ，減少約 95% 砂量進入庫區，其效果相當顯著。Kataoka (2003) 統計西元 1989~2001 年間，旭壩 (Asahi Dam) 新增防洪防淤隧道前後，其年平均及累計淤積量，如圖 1-14 所示。由圖中可知，西元 1989~1992 年間為新增防洪防淤隧道前，水庫最高淤積量達 13.2 萬 m^3 ，年平均淤積量約 6.9 萬 m^3 ，然而，自隧道啟用後，最高淤積量僅 2.5 萬 m^3 ，而年平均淤積量僅 1.2 萬 m^3 ，水庫淤積量大幅減少約 83%，其效果亦相當顯著。

Sumi (2004) 針對目前全球及日本的水庫淤積情況及排砂策略進行概略性的討論，以上述現有水庫之繞庫排砂案例，布引壩 (Nunobiki Dam)、旭壩 (Asahi Dam) 及美和壩 (Miwa Dam) 做精簡的案例介紹，並針對日本及瑞士兩國之繞庫排砂之設計條件做探討，如表 1-3 所示。Sumi (2011) 對於目前日本水庫的泥砂管策略及防淤技術做廣泛性的檢討，文中先分析排砂隧道設置的地理位置，再以布引壩 (Nunobiki Dam)、旭壩 (Asahi Dam) 與美和壩 (Miwa Dam) 為例，探討其防淤策略及管理。另外，針對不同的泥砂監控技術做比較，最後再對水文、地文、交通等影響整體性的結論。

2. 瑞士

瑞士境內，擁有近 160 座超過 15m 以上之壩高之水庫，而水庫建設的目的主要以水力發電功能為核心，全國 90% 水庫都與水力發電有關。瑞士位於阿爾卑斯山區，其地質主要以出露岩盤為主，然而，受冰蝕作用影響，每年仍有土砂進入庫區，其水庫年淤積率約 0.2%~2%。

Auel et al. (2011) 於瑞士水工試驗所，針對瑞士蘇黎世(Solis)水庫的繞庫排砂計畫進行物模試驗，如圖 1-15 所示，主要針對隧道入流口、泥砂傳輸現象、漂流木等情況下進行測試，以了解繞庫排砂策略運用在水庫時之水力特性。同年 Auel et. al. 對於瑞士水庫的防淤目標及方針做通盤性的檢討，另外，再針對繞庫排砂中的防洪防淤隧道之設計經驗，包括隧道位置、隧道設計流量、隧道長度等做概略性探討。

由日本與瑞士之工程案例可知，其繞庫排砂案例之防淤隧道多設置於上游入庫處，且於隧道入口附近多設置分流堰，以利分水分砂並同時將含砂水流導引至隧道入口處以利上游來砂排至庫區外，與石門水庫僅規劃隧道而無分流堰之設計略有不同。

綜合上述水庫之水力排砂相關研究及研究案例，選擇水庫的水力排砂操作方式，因地制宜，且須考量水源運用等相關問題，才能優選出最適當地水庫防淤操作方式。在各防淤對策中，繞庫排砂策略之成本相較於洩降、異重流等防淤策略高，然而，由石門水庫目前規劃的案例與日本的現有三個水壩案例中可知，繞庫排砂策略之防淤效果相當顯著，除了降低影響水源運用之風險，亦可減少對下游環境之衝擊，故該策略仍有研究之價值。

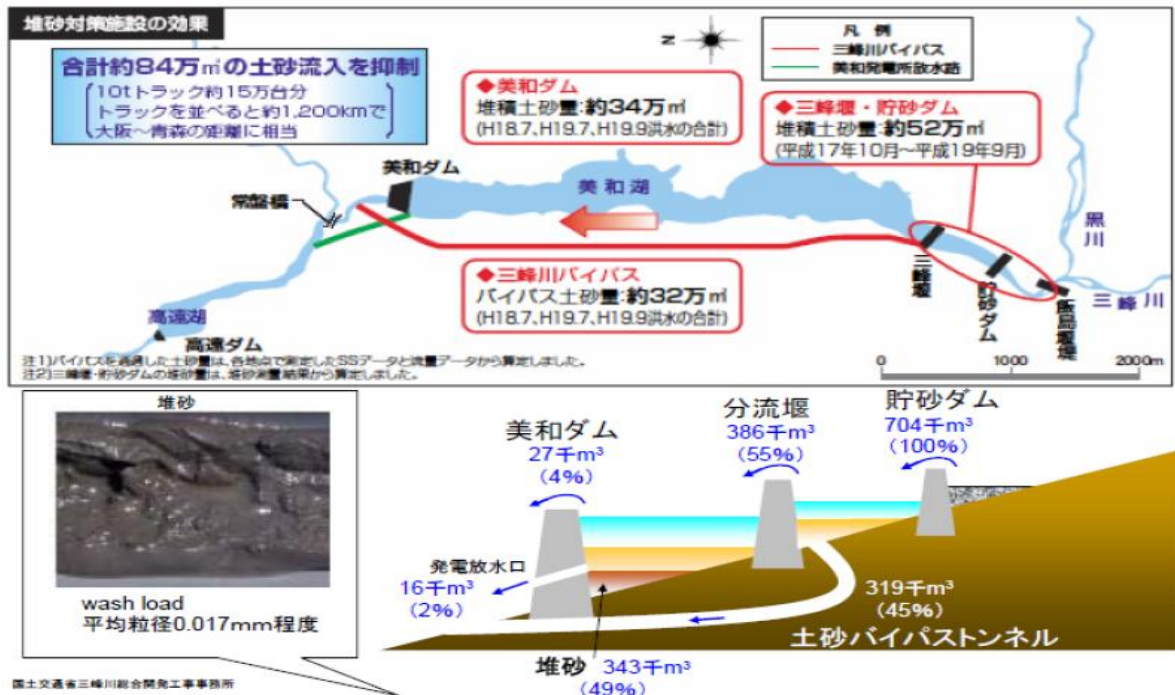


圖 1-13 美和壩繞庫排砂平面示意圖

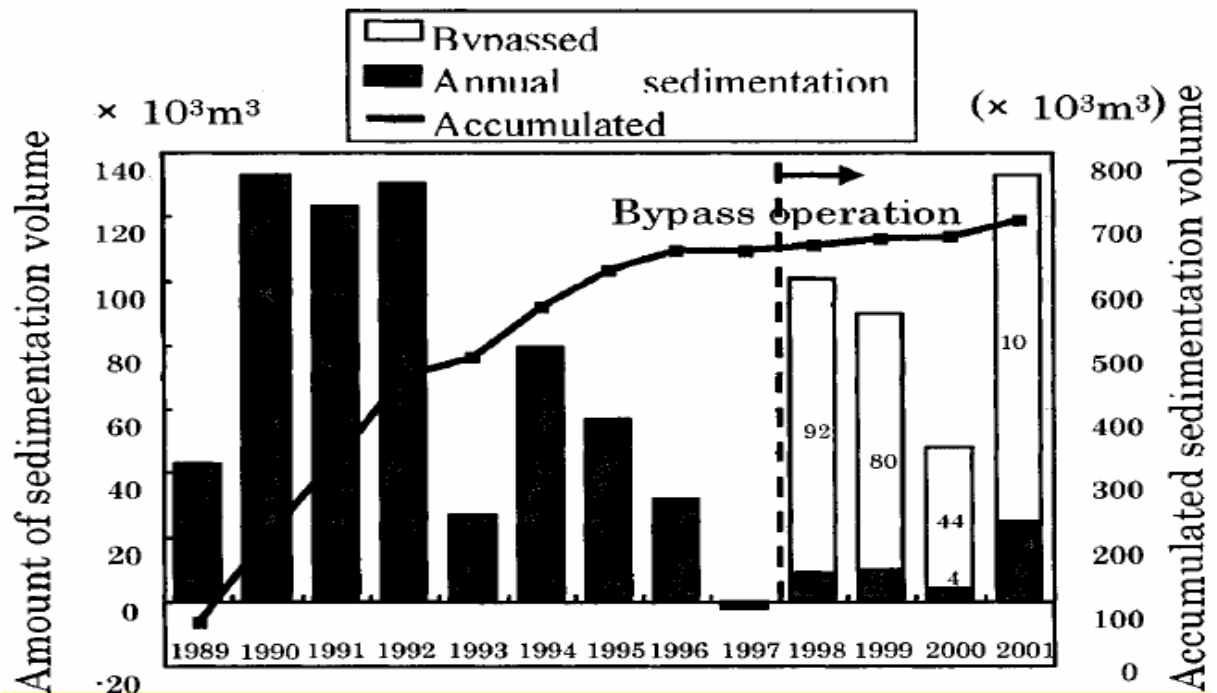


圖 1-14 旭壩新增防淤隧道前後之水庫年平均及累積淤積量圖 (Kataoka, 2003)

表 1-3 日本與瑞士之繞庫排砂案例彙整表(摘錄：Sumi，2010)

No.	Name of Dam	Country	Tunnel Completion	Tunnel Shape	Tunnel Cross Section ($B \times H(m)$)	Tunnel Length (m)	General Slope (%)	Design Discharge (m^3/s)	Design Velocity (m/s)	Operation Frequency (per year)
1	Nunobiki	Japan	1908	Hood	2.9×2.9	258	1.3	39	-	-
2	Asahi	Japan	1998	Hood	3.8×3.8	2,350	2.9	140	11.4	13 times
3	Miwa	Japan	2004	Horseshoe	2r = 7.8	4,300	1	300	10.8	-
4	Matsukawa	Japan	Under Construction	Hood	5.2×5.2	1,417	4	200	15	-
5	Egshi	Switzerland	1976	Circular	r = 2.8	360	2.6	74	9	10 days
6	Palagnedra	Switzerland	1974	Horseshoe	2r = 6.2	1,800	2	110	9	2 days or 1-5 days
7	Pfaffensprung	Switzerland	1922	Horseshoe	A= 21.0m ²	280	3	220	10~15	200 days
8	Rempen	Switzerland	1983	Horseshoe	3.5×3.3	450	4	80	~14	1-5 days
9	Runcahez	Switzerland	1961	Horseshoe	3.8×4.5	572	1.4	110	9	4 days

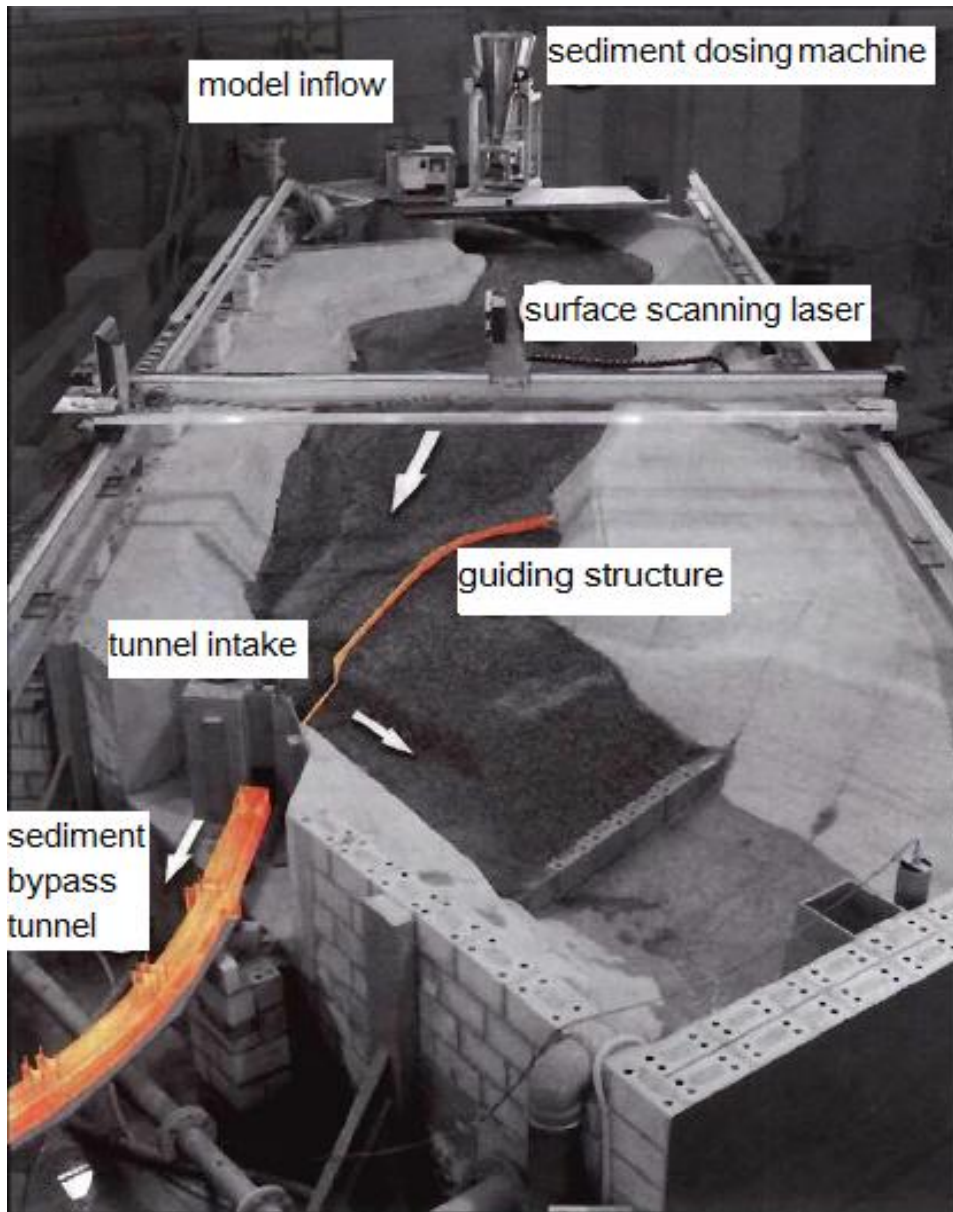


圖 1-15 瑞士 Solis 水庫繞庫排砂試驗模型圖(摘錄：Auel et al. , 2011)

1.3 研究內容

由文獻回顧可知，各水庫防淤操作中，洩降及空庫排砂於汛期時，需降低水位排砂，此舉將增加水資源運用的風險。石門水庫為北台灣供水之要角，為降低其風險，目前仍以異重流及繞庫排砂之相關研究為主。透過水庫來水來砂特性圖可知，石門水庫之水砂特性適合實施繞庫排砂操作。目前國內外之繞庫排砂相關研究多為工程後之量測或物模試驗成果，且大部分仍為定性描述繞庫排砂於水庫中所扮演的角色。

因此，吾人希望在繞庫排砂之規劃階段，藉由數值模式做定量分析，供後續物模試驗及工程執行時之參考。為了解水庫執行繞庫排砂操作時，該操作方式對水庫整體沖淤變化及防淤效率之影響，吾人針對繞庫排砂操作前後，水庫底床的變化及對下游水庫之各防淤設施的排砂效率影響進行探討。本研究延續前人之研究，將已植入凝聚性沉滓傳輸機制之一維顯式有限解析法動床數值模式，應用於石門水庫之繞庫排砂操作。

本研究蒐集石門水庫於民國 97~98 年之全洪程觀測資料與現場實際地形，對凝聚性沉滓傳輸機制進行檢定與驗證。待檢定驗證後之模式則應用於石門水庫防洪防淤工程之可行性規劃方案中，最有可能實行之 C1(延伸管)案、D2 修改案及 C1(延伸管)案+D2 修改案，並參考水工物模試驗設計與成果針對新增繞庫排砂方案前後，水庫之底床變化與下游各防淤設施之排砂效率影響，以評估各方案對石門水庫整體的排砂效率，其成果可供後續規劃之參考。

第二章 模式理論

天然河床是由多種粒徑之沉澱所組成，對水庫而言，水庫迴水區甚長，流淤在壩址前之沉澱一般均為細顆粒者，與一般河道之沉澱粒徑組合不同，再者，經由水庫防淤操作排放至下游河道之沉澱多屬細小之黏土或粉土，其特性與其下游河床上之底質有所差異，因此所採用之模式須具有模擬非均勻沉澱之特點，以反映水庫內淤積及排淤與河道原有沉澱不同之特性。

由上述可知水庫與一般河道泥砂粒徑組合不同，多為細小顆粒的凝聚性沉澱，其行為與非凝聚性沉澱完全不同。凝聚性沉澱具有粒子與粒子間結合成剪力強度較大的絮狀(flocs)或團狀物的作用而逐漸下沉，當絮狀或團狀物之剪力夠強時，可沉降到底床並與其緊密結合，於底床附近形成高濃度區域；反之，將受底床剪應力作用而破壞其絮狀結構，再度回到懸浮狀態。另外，凝聚性沉澱落淤於底床一段時間後，因水與自身之重量使得底床更加堅固，此即為凝聚性沉澱的壓密現象。如此複雜之運動行為，非凝聚性沉澱模式已無法適當描述水庫泥砂，故本研究沿襲前人之研究，利用已植入凝聚性沉澱傳輸機制之一維動床模式模擬水庫泥砂運移之現象，並針對本研究主要探討執行繞庫排砂策略前後，水庫之底床變化及對下游防淤設施排砂效率之影響。

2.1 顯式有限解析模式概述

本研究採用之有限解析法為美國佛羅里達大學陳景仁 (Chen C. J.) 教授所創，可分為隱式及顯式有限解析法兩種。隱式有限解析法係針對橢圓或拋物線型(elliptic or parabolic)之偏微分方程式求解，對於雙曲線型(hyperbolic)偏微分方程，如明渠流，並不適合，因此促使顯式有限解析法的發展。顯示有限解析法(Explicit Finite Analytic Method, EFA)的特色在於僅求解無自由表面之 Navier-Stokes 方程式；對流傳輸方程式中以特性法觀念求解其變量之局部解析解，且依時變量再透過適當給定之初始條件而求得；穩定性受可蘭(Courant) 數小於或等於 1 之限制，雖不如隱式法屬於無條件穩定，但解法卻較為簡易，故在應用上仍有其優點。

本研究沿用許(2002)之水理及輸砂兩大部分之動床數值模式架構。水理計算方面，在滿足 de Saint Venant 之基本假設下，採用顯式有限解析法，模式直接求解水流之連續及動量方程式。EFA 法具推導容易及精度良好之優點，且此法在計算流力與水力計算領域之應用已證明成果相當不錯。

沉滓運移計算方面，考慮非均勻及許(2008)所引入之凝聚性沉滓機制，此外，為考慮懸浮載與河床載不同之運移機制，故將兩者予以分開計算，並考慮沉滓在渠道底床附近發生沉淤與再懸浮之情形，因此模式引入懸浮載與河床載間之交換機制，藉以推估水體中各懸浮沉滓之濃度變化，以及河床上床質粒徑之組成。本研究採用適於雙曲線型方程式之特性法求解懸浮載質量守恆方程式，並與河床載質量守恆方程式及整體河床輸砂之質量守恆方程式進行結合演算，利用 Newton-Raphson 疊代聯立求解。

2.2 水理控制方程式

水理演算係根據 de Saint Venant 所推導之一維緩變非穩流控制方程式計算之，而 de Saint Venant 之基本假設如下：

1. 流速均勻分佈：

流速均勻分佈在通水面積上，即每一個通水斷面積僅存在一個流速，此即一維水流。

2. 靜水壓分佈：

假設渠道中水流之垂向流線曲率很小而且忽略其垂直加速度，因此水深方向速度梯度為零，可忽略垂向加速度，則假設成立。

3. 渠道定量流摩擦損失估計：

渠底摩擦與紊流效應對水流所造成的損失，可以定量流摩擦律估算。

4. 底床坡度甚小：

當假設成立時，重力沿渠道所造成的分力將會很小，甚至可忽略不計，亦即水深可以垂向水面與渠底高程差表示。

5. 忽略柯氏力及風力的影響：

以重力、靜水壓、摩擦力為主。

對於不可壓縮之水流控制方程式，包括水流連續與動量方程式，其形式

分述為如下：

1. 連續方程式：

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} \pm q_l = 0 \quad (2-1)$$

2. 動量方程式：

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta_W \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial z}{\partial x} + gAS_f \mp q_l u_l = 0 \quad (2-2)$$

(2-1)~(2-2)式中： A = 通水斷面積， Q = 流量， t = 時間， x = 沿渠道中心線之距離， g = 重力加速度， z = 水位， β_W = 動量校正係數， q_l = 單位渠長之側流量(+ q_l 以分流處理；- q_l 以合流處理)， u_l = 單位渠長之側流流速， $S_f = \frac{Q|Q||n|^2}{A^2 R^3}$ = 摩擦坡降，而摩擦坡降公式中 R = 水力半徑， n = 曼寧值。

2.3 輸砂控制方程式

輸砂控制方程式將河道輸砂通量分為非均勻之懸浮載與河床載兩部份，同時求解某一粒徑之懸浮載、河床載質量守恆，及整體河床質載之質量守恆等控制方程式，分別表示如下：

1. 整體河床載質量守恆方程式：

$$(1 - p) \frac{\partial}{\partial t} (BZ_b) + \sum_{k=1}^{TK} \left(\frac{\partial Q_b}{\partial x} + S \right)_k = 0 \quad (2-3)$$

2. 河床載質量守恆方程式：

$$(1-p) \frac{\partial}{\partial t} (\beta_k B E_m) + \frac{\partial}{\partial x} (Q_{bk}) + S_k - S_{ak} = 0, k = 1, 2, \dots, Tk \quad (2-4)$$

3. 懸浮載質量守恆方程式：

$$\frac{\partial}{\partial t} (C_k A) + \frac{\partial}{\partial x} (C_k Q) - \frac{\partial}{\partial x} \left(A \frac{\partial C_k}{\partial x} \right) + S_k = 0, k = 1, 2, \dots, Tk \quad (2-5)$$

(2-3)~(2-5)式中： p = 孔隙率， B = 渠道寬， Z_b = 底床高程， TK = 非均勻沉澱之代表粒徑數， Q_{bk} = 粒徑 k 之河床載通量， S_k = 粒徑 k 之懸浮載資源項， β_k = 作用層內粒徑 k 之百分組成， E_m = 作用層厚度， C_k = 某一代表粒徑 k 之懸浮載濃度， $C_k Q = Q_s$ = 懸浮載之擴散通量(*flux*)。

對於凝聚性沉澱部分，則因河床載之影響遠小於懸浮載部分，故在此可將河床載通量假設為零，並考慮凝聚性沉澱所造成之懸浮載，故凝聚性沉澱輸砂質量守恆方程式可表示如下：

1. 整體河床載質量守恆方程式：

$$(1-p) \frac{\partial}{\partial t} (B Z_b) + \sum_{c=1}^{TC} S_c = 0 \quad (2-6)$$

2. 河床載質量守恆方程式：

$$(1-p) \frac{\partial}{\partial t} (\beta_c B E_m) + S_c - S_{ak} = 0, c = 1, 2, \dots, TC \quad (2-7)$$

3. 懸浮載質量守恆方程式：

$$\frac{\partial}{\partial t} (C_c A) + \frac{\partial}{\partial x} (C_c Q) - \frac{\partial}{\partial x} \left(A \frac{\partial C_c}{\partial x} \right) + S_c = 0, c = 1, 2, \dots, TC \quad (2-8)$$

(2-6)~(2-8)式中： S_c = 凝聚性沉澱所造成的懸浮載源， TC = 凝聚性

沉滓之代表粒徑數， $C_c =$ 代表凝聚性沉滓之懸浮載濃度， $\beta_c =$ 作用層內凝聚性沉滓之百分組成。

2.4 輸砂輔助控制方程式

2.4.1 河床載通量 (Q_{bk})

Van Rijn (1984a)係以中值粒徑為代表粒徑來計算非均勻河床載之體積通量。其後，Spasojevic & Holly (1990)針對每一粒徑(D_k)，將 Van Rijn 公式稍加修正。假設河床載運移僅發生在作用層內，其中某粒徑之百分組成表示為 β_k ，且考慮較小粒徑在水體中會形成懸浮載，可引入懸浮載與河床質載之比值 (Van Rijn, 1984b)，對河床載通量作修正。此外，在一般非均勻之河床質中，較細顆粒可能被隱藏在較粗顆粒之間，而不易被水流帶動，故 Karim et al. (1987)提出一經驗因子，稱之為隱藏因子(hiding factor, ζ)，對河床載通量予以修正。綜合上述之影響因子可得粒徑為 D_k 之河床載通量如下：

$$Q_{bk} = (1 - \gamma)\zeta_k\beta_kq_b^t D_k B = (1 - \gamma)\zeta_k\beta_k(0.053)\sqrt{(s - 1)D_k}D_k \frac{T_k^{2.1}}{D_{*k}^{0.03}}B \quad (2-9)$$

(2-9)式中： $D_{*k} = D_k \left[\frac{(s-1)g}{\nu^2} \right]^{\frac{1}{3}}$ 為無因次顆粒粒徑，其中， $s = \frac{\rho_s}{\rho}$ 為砂的比重， ν 為運動黏滯係數， $T_k = \frac{u_*^2 - (u_{*c})_k^2}{(u_{*c})_k^2}$ ，為輸送參數， $u_* = \frac{u\sqrt{g}}{c}$ 為有效河床剪力速度，其中， $c = 18 \log \left(\frac{12d}{3D_{90}} \right)$ 為顆粒蔡司係數， $u_{*c} =$ 臨界剪應力； $\zeta_k = \left(\frac{D_k}{D_{50}} \right)^{0.85}$ ；

$$\gamma = \begin{cases} 1 & \frac{u_*}{\omega_k} \geq 10 \\ 0.25 + 0.325 \ln\left(\frac{u_*}{\omega_k}\right) & 0.4 < \frac{u_*}{\omega_k} < 10, \\ 0 & \frac{u_*}{\omega_k} \leq 0.4 \end{cases}$$

上式中， ω_k = 粒徑 k 之沉降速度。

2.4.2 非凝聚性懸浮載源 (S_k)

懸浮載源係由懸浮質向下之通量與底床亂流剪力作用產生河床質向上之通量交互作用之結果。使懸浮質下移到河床表面，主要是受到重力之影響。懸浮質之沈降速度決定向下沈淤之通量，所以對某一粒徑 k 之懸浮質而言，其向下之通量可表示為：

$$Q_{dk} = B\omega_k C_{dk} \quad (2-10)$$

(2-10)式中： $C_{dk} = \left[3.25 + 0.55 \ln\left(\frac{\omega_k}{\kappa u_*}\right)\right] C_k$ (Lin, 1984)，其中， C_k = 顆粒 k 之平均濃度， κ = von Karman 係數。

另一方面，河床面沈滓成為懸浮質，主要受到底床之亂流作用所造成。Bennet and Nordin (1977)認為對某一粒徑 k 而言，河床載向上之通量可表為：

$$Q_{ek} = B\omega_{lk} C_{dk} \quad (2-11)$$

(2-11)式中：

$$\frac{\omega_{lk}}{u_*} = \begin{cases} 3.2 - 4.5 \log \Theta, & \Theta < 1.2 \\ 3.1, & \Theta > 1.2 \end{cases}, \text{ 其中, } \omega_{lk} = \text{顆粒向上躍起之速度,}$$

$$\Theta = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho)gD}, \tau_b = \text{底床剪應力 (Hu \& Hui, 1996);}$$

$$C_{ak} = 0.015 \frac{D_k T_k^{1.5}}{a D_k^{0.3}}, \text{ 其中, } a = \text{砂丘高度之一半 (Van Rijn, 1984b);}$$

由(2-13)及(2-14)式得知，對某一粒徑 k 之懸浮載源可表示為：

$$S_k = B(\omega_{lk}C_{ak} - \omega_k C_{dk}) \quad (2-12)$$

2.4.3 作用層厚度 (E_m)

沖刷現象發生時，根據 Bennet and Nordin (1977)之研究， E_m 可以下式表示：

$$E_m^{n+1} = -C(Z_b^{n+1} - Z_b^n) \quad (2-13)$$

式中， C 為數值參數(模式設定為20)。當河床表面接近護甲條件時 (armored condition)，作用層厚度接近零，在這種情況下，可用 Borah et al. (1982)所提出護甲層之厚度(armored-layer thickness)，予以修正：

$$E_m^{n+1} = -C(Z_b^{n+1} - Z_b^n) + \frac{1}{\sum_{k=m}^k \beta_k} \frac{D_m}{1-p} \quad (2-14)$$

式中， D_m 為不動之最小顆粒粒徑。另外，作用層在淤積期間可定義為：

$$E_m^{n+1} = E_m^n + (Z_b^{n+1} - Z_b^n) \quad (2-15)$$

上式中之上標代表 n 及 $(n+1)$ 時刻。

2.4.4 作用層源 (S_{ak})

作用層源係表示介於作用地層(active stratum)控制體積間河床粒徑改變量，由於作用地層頂面之升降而產生，當其下降時，

$$S_{ak} = -(1-p) \frac{\partial}{\partial t} [\beta_{sk}(BZ_b - BE_m)] \quad (2-16)$$

其中, β_{sk} 為作用地層內某一粒徑之百分組成。如作用地層之厚度增加, 即其頂面上升時, (2-16)式中之 β_{sk} 則改為 β_k 。

2.4.5 水體沉載剖面公式

所謂水體承載濃度剖面, 指的是水流中在參考高程 δ_a 以上懸浮沉滓的分布情形; 在垂直二維或三維模式中, 此濃度剖面的發展可透過懸浮滓在水深方向的延散機制來模擬。然而在一維模式中不存在水深方向的維度, 無法模擬濃度剖面的發展過程, 因此模式中簡單假設水體承載濃度剖面與平衡濃度剖面具有相同的無因次濃度剖面(van Rijn, 1984b), 表示如下:

$$c(z) = \bar{c} \cdot nc_e(z) \quad (2-17)$$

z 為水深方向座標, 以底床為原點, \bar{c} 是斷面平均泥砂濃度, $nc_e(z)$ 為無因次平衡濃度剖面; 無因次平衡濃度剖面定義如下式:

$$nc_e(z) = \frac{c_e(z)}{c_e} \quad (2-18)$$

上式中的 $c_e(z)$ 為平衡濃度剖面, 如圖 2-1 所示, 在平衡濃度的狀態下, 沉滓向上擴散與向下沉降的速率相等。 $c_e(z)$ 可以下式表示:

$$c_e(z) = c_a \left[\frac{\delta_a}{(h-\delta_a)} \right]^{ze^{-4Z(z/h-0.5)}} \quad z/h \geq 0.5 \quad (2-19a)$$

$$c_e(z) = c_a \left[\frac{\delta_a(h-z)}{z(h-\delta_a)} \right]^Z \quad z/h < 0.5 \quad (2-19b)$$

式(2-35)中的 c_a 為參考平衡濃度, 以下式表之:

$$c_a = 0.015 \frac{D_{50} T^{1.5}}{\delta_a D_*^{0.3}} \quad (2-20)$$

其中 D_{50} = 中值粒徑， h = 水深，參考高程 δ_a 設定為 0.03 倍水深 (van Rijn, 1986)， $T = \frac{(u_*')^2 - (u_{*c})^2}{u_{*c}}$ = 傳輸參數， $u_*' = \frac{u\sqrt{g}}{c'}$ = 顆粒底床剪力速度， $c' = 18 \log \left(\frac{12R_b}{3D_{90}} \right)$ = 顆粒蔡司係數， R_b = 底床水力半徑， D_{90} = 90% 沉澱小於的粒徑， u_{*c} = Shields 臨界底床剪力速度， $D_* = D_{50} \left[\frac{(s-1)g}{\nu^2} \right]^{1/3}$ = 無因次沉澱粒徑， $s = \frac{\rho_s}{\rho}$ = 砂比重， $\frac{\rho_s}{\rho}$ = 沉澱密度， ρ = 清水密度。

式(2-19)的 $Z = w_s / \sigma \kappa u_* + \zeta$ = 懸浮沉澱參數， w_s = 沉澱沉降速度， $\sigma = \frac{\varepsilon_s(\text{沉澱擴散係數})}{\varepsilon_f(\text{流體擴散係數})}$ = 比例係數， κ = von Karman 常數， u_* = 底床剪力速度， $\zeta = 2.5 \left(\frac{w_s}{u_*} \right)^{0.8} \left(\frac{c_a}{c_0} \right)^{0.4}$ 懸浮沉澱參數修正值， $c_0 = 0.65$ 最高沉澱濃度體積比。應用描述由參考高程至自由水面平衡濃度剖面之式(2-19)，可得平衡濃度剖面之水深平均濃度 \bar{c}_e ，表示如下式：

$$\bar{c}_e = \frac{1}{(h - \delta_a)} \int_{z=\delta_a}^{z=h} c_e dz \quad (2-21)$$

模式使用 Jacobian 係數矩陣與 Newton-Raphson 法，可疊代求解得斷面平均泥砂濃度。將此平均濃度代入式(2-17)，可求得水深方向的濃度剖面，亦即不同高程處的懸浮載泥砂濃度。假設運移至壩址前之泥砂可藉由排水設施排出庫區，則壩址處不同高程的泥砂濃度即可近似表示為石門水庫不同高程放水口所排放的泥砂濃度。

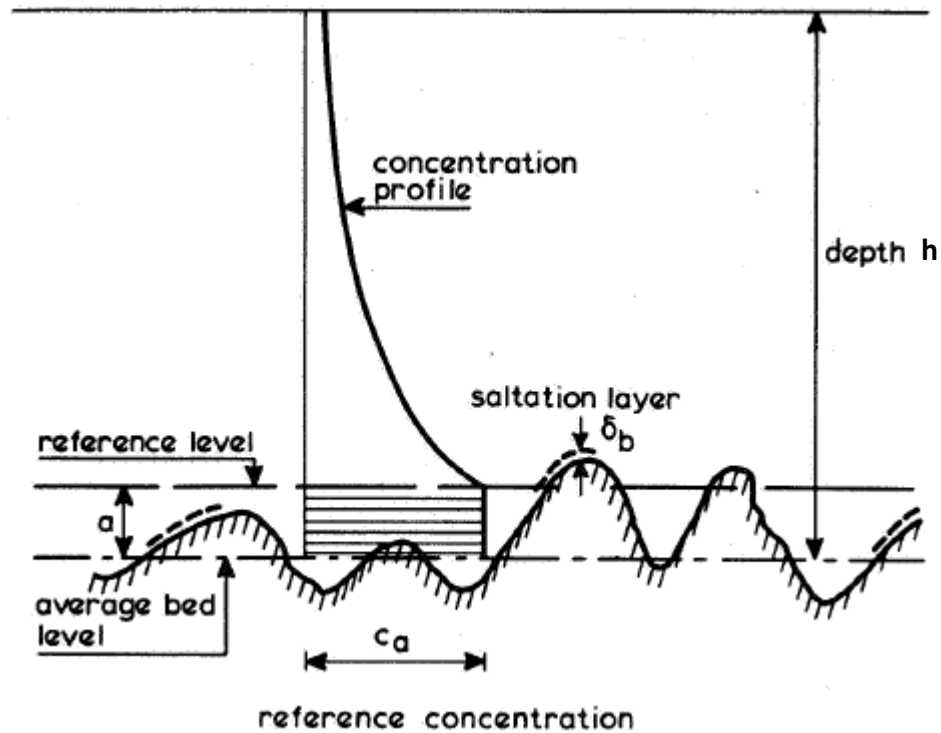


圖 2-1 懸浮載泥砂平衡濃度剖面(摘錄：van Rijn,1984b)

2.4.6 凝聚性沉澱

以上 2.4.1~2.4.5 為模式既有的非凝聚性沉澱傳輸機制，以下分述說明凝聚性沉澱傳輸機制。目前探討凝聚性沉澱運移過程中，不計算河床載部分而僅針對凝聚性沉澱所造成之懸浮載源作計算：

$$S_c = \frac{B(\beta_c E - D)}{100\rho_s}, \quad c = 1, 2, \dots, TC \quad (2-22)$$

(2-13)式中， S_c = 凝聚性沉澱懸浮載源， E = 凝聚性沉澱沖刷造成之向上懸浮通量($g/cm^2 \cdot s$)， D = 凝聚性沉澱淤積造成之向下懸浮通量($g/cm^2 \cdot s$)。模式中定義粒徑小於等於 0.01mm 屬於凝聚性沉澱，大於 0.01mm 屬於非凝聚性沉澱。懸浮質為向下之通量與底床亂流剪力作用產生河床質向上之通量交互作用之結果。運移機制包括啟動條件、沖刷公式(向上懸浮通量)、沉降速度、淤積公式(向下沉淤通量)，以下針對各運移機制

做概略性介紹。

2.4.6.1 啟動條件

凝聚性沉澱起動方面 Wilbert et al. (2004) 先利用非凝聚性沉澱的重力 F_g 、升力 F_l 與阻力 F_d 之力矩平衡 $F_d b = (F_g - F_l) a$ ，如圖 2-2 所示，推求非凝聚性沉澱之啟動剪應力。接著，針對凝聚性沉澱部分則加入黏滯力 F_c 影響修正非凝聚性沉澱之啟動剪應力，並根據 Roberts et al. (1998) 實驗數據，迴歸出一套半理論半經驗的凝聚性沉澱啟動剪應力 τ_c 。

$$\tau_c = \frac{(F_g + F_c)}{F_g} \tau_{cn} = \left(1 + \frac{c_4}{c_3 d^2}\right) (0.414 \times 10^3 d) \quad (2-23)$$

上式中， τ_{cn} = 非凝聚性沉澱之臨界起動剪應力； $c_3 = \pi(\rho_s - \rho)g/6$ ； $c_4 \approx \tau_c(\rho_b, 5) \times 10^{-4}$ ，而 $\tau_c(\rho_b, 5) = a_1 e^{b_1 \rho_b}$ 表示為粒徑 $5\mu m$ 時根據實驗數據推導出不同濕密度下之迴歸式，其中 $a_1 = 7 \times 10^{-8} N/m^2$ ， $b_1 = 9.07 L/Kg$ ，最後可以推算出如圖 2-3 所示，對應在不同粒徑及濕密度下之啟動剪應力。

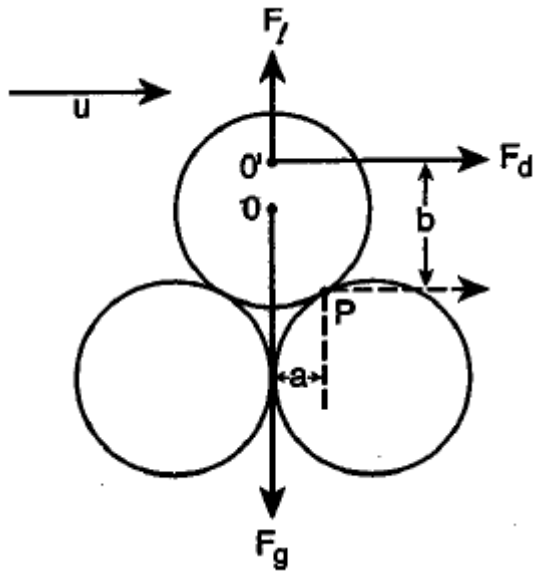


圖 2-2 非凝聚性沉降力平衡示意圖

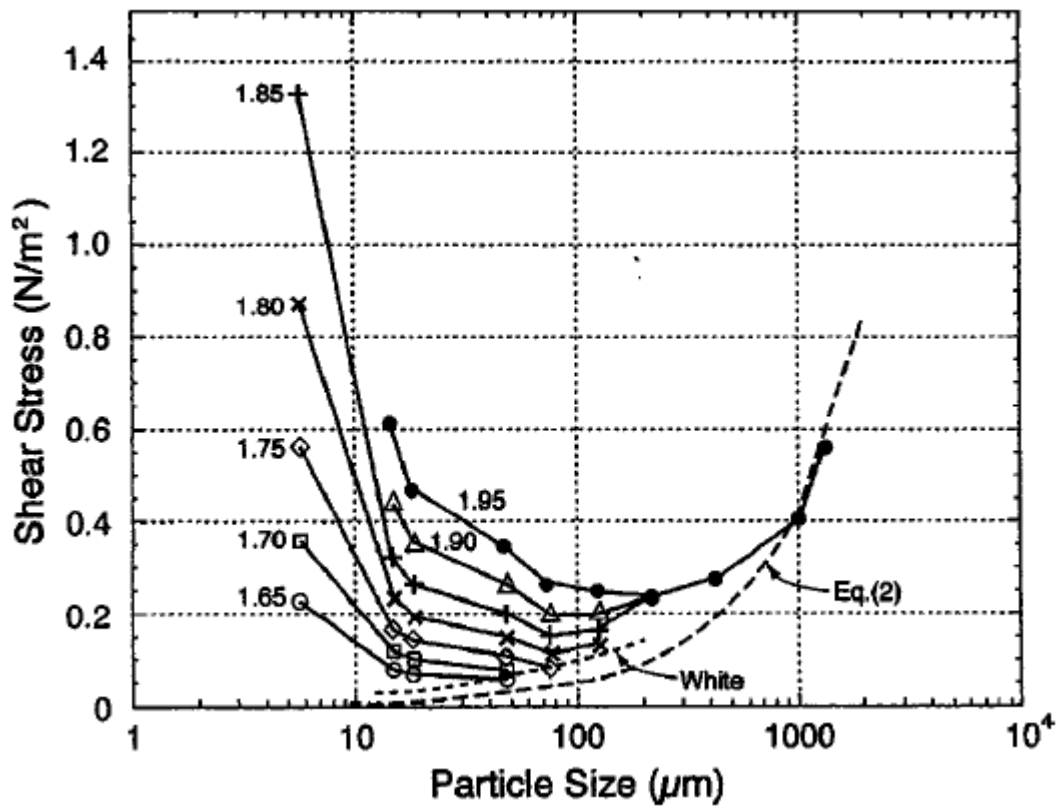


圖 2-3 不同粒徑及濕密度下之啟動剪應力圖 (摘錄: Wilbert et al.2004)

Ansari et al. (2007)則以凝聚性沉澱之土壤特性角度，包括初始土壤含水量 (Antecedent Moisture Content)、塑性指標 (Plastic Index)、相對孔隙率 (Void Ratio)等皆為影響啟動剪應力的因素。Ansari et al.利用砂土 (medium sand)與黏土 (Illie clay)於實驗水槽進行沖刷試驗，並建立上述各項土壤特性與啟動剪應力間之關係式，其無因次化之啟動剪應力如下所示：

$$\tau_{*c} = 0.001(1 + PI)^{2.89} \left(\frac{W}{W_*}\right)^{0.1} 10^{(-0.64e+2.3)} \quad (2-24)$$

上式中， $\tau_{*c} = \frac{\tau_c}{\Delta\gamma_s d_a}$ 為無因次化之啟動剪應力； τ_c = 啟動剪應力； $\Delta\gamma_s$ = 水砂比重差； d_a = 黏土與砂混合之算數平均粒徑；PI = 塑性指標 (Plastic Index)(%)； W = 初始土壤含水量 (Antecedent Moisture Content)(%)； W_* = 初始土壤含水量之飽和土樣 (Antecedent Moisture Content Required to Saturate The Soil Sample)； e = 相對孔隙率 (Void Ratio)。該試驗結果之建議值如下表：

表 2-1 凝聚性沉澱之臨界剪應力與各項參數建議值表 (摘錄：Ansari et al., 2007)

No.	Variables	Range of Values
1	Critical Shear Stress (τ_c) (N^2/m)	0.15~0.91
2	Dimensionless Critical Shear Stress (τ_{*c})	0.036~0.26
3	Relative Antecedent Moisture (W/W_*)	0.25~1.35
4	Void Ratio (e)	0.509~0.79
5	Plasticity Index (PI) (%)	Non Plastic
6	Percent Clay (P_c) (%)	5~20
7	Vane Shear Strength (S_c)	0~240
8	Relative Dry Density	1.48~1.75
9	Median Size (d_{50}) (mm)	0.217~0.257

2.4.6.2 沉降速度

沉降速度在凝聚性沉澱沉積佔了重要角色，顆粒在水中可能相互結合成團絮而影響沉降速度。本研究採用以下學者提出的沉降速度公式：

1. Migniot (1989)提出凝聚性沉澱之凝聚作用，其沉降速度比單一粒徑的還大，故須修正其沉降速度，式子如下：

$$W_c = F \times W \quad (2-25)$$

上式中，

W_c ：凝聚性沉澱沉降速度(m/s)；

W ：Stoke 沉降速度(m/s)；

其中， W_c 為凝聚後的沉降速度， F 為凝聚因子其值約 $250d^{-1.8}$ ，而 W 為Stoke定理得出之沉降速度，其公式表示為 $W = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \frac{gd^2}{18\nu}$ 。

2. Ziegler(1994)認為沉降速度與代表粒徑有關，而將沉降速度作修正，其修正的主要目的在於沉澱經膠結作用而形絮狀物，此時絮狀物的粒徑大小為未知，因此採用代表粒徑 d_m 做為懸浮絮狀物的代表粒徑，其回歸出 d_m 濃度與剪應力有關，其沉降速度之經驗式如下：

$$d_m = \left(\frac{\alpha_o}{C_k G_s} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2-26)$$

式中，

α_o ：實驗常數，細粒黏性沉澱在清水中 $=10^{-8} \text{ gm}^2/\text{cm}^3 - \text{s}^2$ ；

d_m ：代表粒徑； G_s ：流體剪應力($dyne/cm^2$)； C_k ：粒徑 k 之深度平均濃度($dyne/cm^2$)；

$$W_c = ad_m^b \quad (2-27)$$

式中，

$$a = B_1(C_1 G_s)^{-0.85} \quad (2-28)$$

$$b = -[0.8 + 0.5 \log(C_1 G_s - B_2)] \quad (2-29)$$

$B_1 = 9.6 \times 10^{-4}$ ， $B_2 = 7.5 \times 10^{-6}$ ，兩者均為實驗迴歸值； W_c ：沉降速度(m/s)。

3. Krishnappan (2000)之沉降速度公式

$$W_c = (1.65/18)e^{\frac{(-0.015d^{1.7})gd^2}{v}} \quad (2-30)$$

當 flocs 粒徑為 $55\mu m$ 時，其沉降速度為最大值 $0.7mm/s$ ；當粒徑大於 $175\mu m$ 時，flocs 密度趨近於水的密度，故凝聚性沉澱之沉降速度為零，如圖 2-4 所示。

4. You (2004)認為凝聚性沉澱沉降非顆粒大小為主要原因，其紊流、濃度、鹽度亦是重要因素，因此可推得一沉澱沉降速度與濃度關係之公式：

$$W_c = \frac{\int_0^k [C_c(z,t) - C_c(z,t+\Delta t)] dz}{\int_0^{t+\Delta t} C_0(t) dz} \quad (2-31)$$

回歸後之經驗公式：

$$\frac{w_c \Delta t'}{h} = \exp(-6.1952 + 0.9779C_c - 0.108C_c^2) \quad (2-32)$$

上式中：

$\Delta t'$ ：模擬輸砂時間間距；

H：水深。

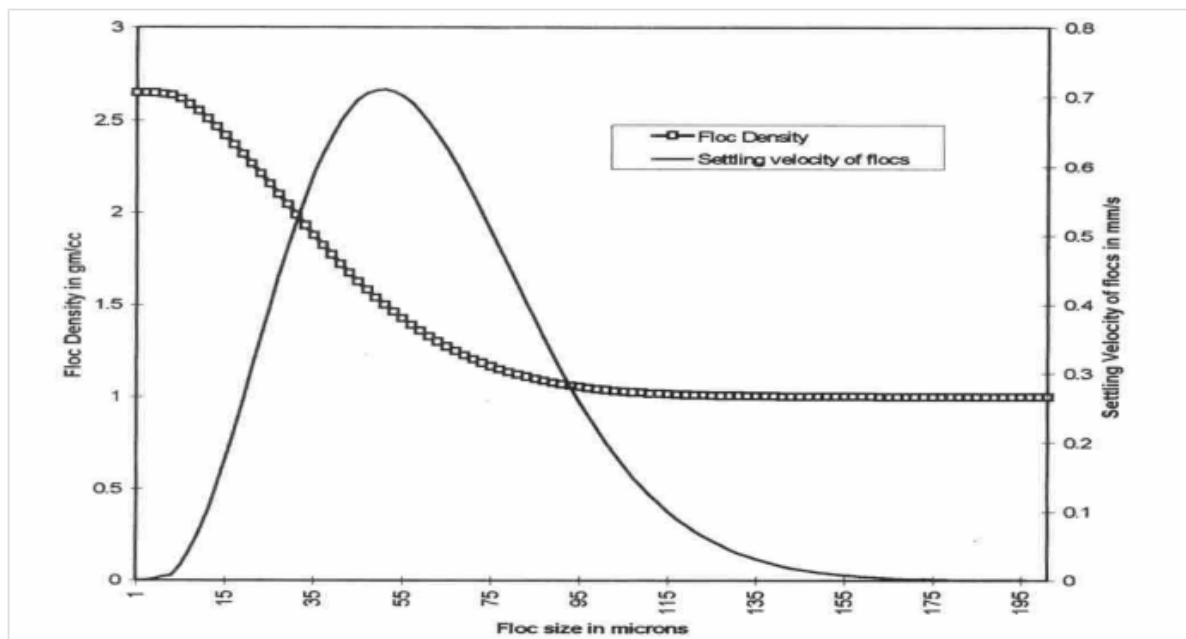


圖 2-4 團絮密度與沉降速度關係圖(摘錄：Krishnappan 2000)

2.4.6.3 沖刷公式

1. Partheniades (1965)之凝聚性沉澱沖刷率

$$E = E_f \left(\frac{\tau}{\tau_c} - 1 \right)^\alpha \quad \tau > \tau_c \quad (2-33)$$

上式中： τ_c =啟動剪應力(N/m^2)， E_f =團絮沖刷量($g/cm^2 \cdot s$)， α =沖刷權重因子。

2. Roberts et al. (1998)利用粒徑 $5\mu\text{m}$ 至 $1350\mu\text{m}$ 的石英材質在不同的壓密土壤進行沖刷試驗，研究結果顯示在粒徑大小為 $222\mu\text{m}$ 時，可判別顆粒是否具有凝聚性質，經驗參數 n_c 、 m_c 隨粒徑變大而增加，在粒徑大於 $222\mu\text{m}$ 時，沖刷速率已與土壤的濕密度無關。

$$E = A_c \tau^{n_c} \rho_b^{m_c} \rho_s \quad (2-34)$$

上式中： $\tau = \rho u_*^2$ ，其中， τ =底床剪應力(N/m^2)， A_c 、 n_c 、 m_c 由實驗結果，歸納如表所示， ρ_b =凝聚性土壤濕密度(g/cm^3)。

3. Krone (1999)採納 Roberts et al. (1998)實驗結果迴歸出經驗公式，認為沖刷速率和土壤濕密度存在著線性關係，在土壤濕密度為 $1.77g/cm^3$ 時，其土壤沖刷率大小之分界，公式如下：

$$E = 1.84 \times 10^{-3} (1.80 - \rho_b) \tau^2 \quad \rho_b < 1.77g/cm^3 \quad (2-35)$$

$$E = 3.65 \times 10^{-4} (1.92 - \rho_b) \tau^2 \quad \rho_b > 1.77g/cm^3 \quad (2-36)$$

當水流剪應力大於凝聚性沉澱啟動剪應力時，開始有沖刷行為產生，Parchure 與 Mehta (1985)由實驗室測試凝聚性啟動條件，認為 τ_c 介於 $0.04(N/m^2)$ 到 $0.62(N/m^2)$ 之間。當水深大時難以測定 E_f 及 α ，Ellegaard 與 Christiansen (1994)由實驗室結果認為 E_f 介於 $0.45 \times 10^{-4}(g/cm^2 \cdot s)$ 和 $0.162 \times 10^{-3}(g/cm^2 \cdot s)$ 之間，而 α 值介於 1.45 和 3.64 之間。Johnsen et al. (1994)則建議在現場案例中， $E_f=0.00136$ ， $\alpha=3.64$ 。

2.4.6.4 沉淤公式

當水流剪應力低於沉降剪應力時，其凝聚性顆粒將落淤於河床上，以

下將探討本研究採用之沉淤公式：

1. Krone (1962)之凝聚性沉滓之沉淤公式：

$$D = W_c \times C_c \times P/10 \quad (2-37)$$

$$P = \left(1 - \frac{\tau}{\tau_{cd}}\right) \quad (2-38)$$

式中 P 為沉淤機率因子， τ_{cd} 為凝聚性沉滓沉降剪應力，在物理上為沉滓對於底床的附著力，由於目前乃無學者對此機制有一完整定義，一般以率定方式給之。Krone (1962)利用沉淤機率因子 P 判斷淤積與否，當 τ 大於 τ_{cd} 時， P 為零，即表示無沉淤產生。

2. Shrestha 與 Orlob (1996)利用 Krone (1962)所做之實驗室數據迴歸，並提出沉降剪應力速率的概念來顯示凝聚性沉滓沉降作用，得到以下關係式：

$$D = B_c(G)C_c^{N(G)} \left(1 - \frac{\tau}{\tau_{cd}}\right) \frac{1}{h} \quad (2-39)$$

其中，

$$G = \sqrt{\frac{\bar{u}\tau}{\mu h}} \quad (2-40)$$

$$B_c(G) = e^{(-4.20706+0.1456G)} \quad (2-41)$$

$$N(G) = 1.1075 + 0.0386G \quad (2-42)$$

其中， μ 為動力黏滯度； $B_c(G)$ 、 $N(G)$ 均為平均剪力速度的實驗表示式，由實驗室資料求得，其中亦有 Krone 之沉淤機率因子。

第三章 數值方法

河道水理計算之控制方程式為非線性聯立方程組，本數值模式沿用葉等(1996)成果進行河道水理演算。水理模式採用顯式有限解析法(EFA)進行水理控制方程式之離散化，此數值方法主要係用以求解雙曲線型偏微分方程式，符合移流項之數學形式。輸砂模式方面採用與水理分離演算(uncoupled)的計算方式，即在每一計算時段內先求解水理條件，再以此推估輸砂量與底床沖淤量等，反之水理條件受到輸砂行為的影響則在累進時間的過程中反應。

3.1 水理方程式

連續方程式保存保守型方程式之特性，並以控制體積的觀念來差分之，用以求得水位變化量。動量方程式則因其具有雙曲線型方程式之特性，故針對移流項之部份採用顯式有限解析法予以處理。(2-1)式經離散後之連續控制方程式如下：

$$\frac{A_i^{n+1} - A_i^n}{\Delta t} + \left[\Psi_c \left(\frac{Q_{i+1}^{n+1} - Q_{i-1}^{n+1} \pm q_{li}^{n+1}}{2\Delta x} \right) + (1 - \Psi_c) \left(\frac{Q_{i+1}^n - Q_{i-1}^n \pm q_{li}^n}{2\Delta x} \right) \right] = 0 \quad (3-1)$$

式中，上標為時間點，下標為空間位置， A 表示通水面積， Q 表示流量， Δt 為時間間距， Δx 為兩斷面間間距， A_i^{n+1} 為未知數，上標為 $(n+1)$ 者，係先給定 n 時刻之量測值，經反覆疊代後，再將 $(n+1)$ 時刻所計算之值帶入； Ψ_c 與以下的 Ψ_m 分別為連續方程式與動量方程式之時間加權因子(time weighting factor)，其範圍在 $(0,1)$ 之間。 q_{li} 為支流流量，合流時 q_{li} 為負，分流時 q_{li} 為正。式(2-2)經離散後之動量控制方程式如下：

$$\begin{aligned} & \frac{Q_i^{n+1} - Q_\xi^n}{\Delta t} + \left[\Psi_m Q_i^{n+1} \beta \left(\frac{v_r^{n+1} - v_l^{n+1}}{n_d \Delta x} \right) + (1 - \Psi_m) Q_\xi^{n+1} \beta \left(\frac{v_r^n - v_l^n}{n_d \Delta x} \right) \right] + \\ & \left[\Psi_m g A_i^{n+1} \left(\frac{z_r^{n+1} - z_l^{n+1}}{n_d \Delta x} \right) + (1 - \Psi_m) g A_\xi^{n+1} \left(\frac{z_r^n - z_l^n}{n_d \Delta x} \right) \right] + \\ & g A_i^n S_{fi}^n - q_{li}^n q_{li}^n = 0 \end{aligned} \quad (3-2)$$

式中， Q_i^{n+1} 為未知數，而結合特性線與有限解析法之觀念，依水流方向及流況採用不同的差分方式。當流況為亞臨界流時($-1 < F_r < 1$)，則 $r = (i + 1)$ ， $l = (i - 1)$ ， $n_d = 2$ ，代表中央差分；當流況為正(向下游)之超臨界流($F_r > 1$)，則 $r = i$ ， $l = (i - 1)$ ， $n_d = 1$ ，代表後項差分；當流況為負(往上游)之超臨界流時($F_r < -1$)， $r = (i + 1)$ ， $l = i$ ， $n_d = 1$ ，代表前項差分， i 為計算點位置。上標者為時間點，下標者為空間位置， Δt 為時間間距， Δx 為二斷面之間距，下標符號 ξ 者為 n 時段上之特性線位置，該特性線係由 $(n + 1)$ 時段上之計算點向後(backward)投射，此為顯式有限解析法求解特色之一。

3.2 輸砂方程式

由於各物理量具有高度之相關性，如河床質與懸浮質藉著懸浮載源連結，河床高程及作用層內之粒徑百分組成又因懸浮載源而變動等，故有賴結合演算方式求解此之，所採用之方法為半隱式法差分聯立求解。因懸浮載之質量守恆方程式依物理特性可分割為移流及反應項(advection-reaction term)與擴散項(diffusion term)二部份，故首先將懸浮載質量守恆之移流及反應項與作用層質量守恆方程式、整體河床質載守恆方程式，利用 Newton-Raphson 法疊代聯立求解；然後，根據所獲得之變數值，再與懸浮載質量守恆方程式之擴散項反覆疊代至收斂為止。各控制方程式離散後之形式如下：

1. 作用層質量守恆方程式：

$$\begin{aligned} & \frac{(1-p)}{\Delta t} [(\beta_k BE_m)_i^{n+1} - (\beta_k BE_m)_i^n] + \frac{\theta}{2\Delta x} [(Q_{bk})_{i+1}^{n+1} - (Q_{bk})_{i+1}^n] + \\ & + \theta(S_k + S_c + S_a)_{i+1}^{n+1} + (1-\theta)(S_k + S_c + S_a)_i^n = 0 \end{aligned} \quad (3-3)$$

2. 整體河床載質量守恆方程式：

$$\begin{aligned} & \frac{(1-p)}{\Delta t} [(BZ_b)_i^{n+1} - (BZ_b)_i^n] + \frac{1}{2\Delta x} \{ \theta [(Q_{bk})_{i+1}^{n+1} - (Q_{bk})_{i-1}^{n+1}] + \\ & (1-\theta) [(Q_{bk})_{i+1}^n - (Q_{bk})_{i-1}^n] \} + \sum_{k=1}^n [\theta S^{n-1} + (1-\theta)S^n] = 0 \end{aligned} \quad (3-4)$$

3. 懸浮載質量守恆方程式：

$$\begin{aligned} & (C_k A)_{arr} - (C_k A)_{dep} + \sum_{k=1}^{LNS} \left[(S_{k+1} + S_k + S_{c+1} + S_c) \frac{t_{k+1} - t_k}{2} \right] + \\ & \frac{\theta A}{(\Delta x)^2} [(C_k)_{i+1}^{n+1} - 2(C_k)_i^{n+1} + (C_k)_{i-1}^{n+1}] \Delta t + \\ & \frac{(1-\theta)A}{(\Delta x)^2} [(C_k)_i^n - 2(C_k)_i^n + (C_k)_{i-1}^n] \Delta t - C_i A \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta x} = 0 \end{aligned} \quad (3-5)$$

圖 3-1 以一維空間為例示意沈滓之移流軌跡。就計算時刻之計算點 A 而言，移流軌跡存在於與時刻之間，定義時刻之端點 A 為到達點(arrival point)，時刻之端點 D 為離開點(departure point)。離開點 D 之懸浮沈滓濃度可由初始條件求得，但由於模式採用固定格點，故離開點 D 並不能保證剛好落在格點上，因此該點之濃度必須藉由鄰近格點濃度以內插的方式求得。一般情況下，河床質移動量遠小於懸浮質移動量，因而兩者在時間尺度上相差甚大，在必須聯立求解的前提下，懸浮載方程式必須使用較大之

可蘭數(Courant number)，此將導致移流軌跡穿越若干個計算格點空間，因而必須採分段處理以求得較正確之移流軌跡。假設移流軌跡從離開點 D 至到達點 A 共跨越 LNS 個計算格點空間，將該軌跡進入及離開各計算格點空間之座標依序編號為 $(LNS+1)$ 個節點，各節點間的相對位置可以表示為：

$$x_k = x_{k+1} - \frac{(u_{k+1}+u_k)}{2} (t_{k+1} - t_k) \quad (3-6)$$

其中，下標 k 為節點編號， $k=LNS+1$ 代表到達點 A ， $k=1$ 代表離開點 D 。利用式(3-5)推求各節點位置，必須要先知道各節點上的移流速度，但移流速度又與節點位置有關，可利用疊代收斂的方式來推求一正確的移流軌跡。

由懸浮質量守恆可清楚瞭解到，在水深平均模式中沈滓交換速率 S 所造成之影響會直接反應在水深平均濃度的改變上，應被視為一源項，其正確性將左右模式的表現，為影響沈滓濃度分佈的重要物理量。經由以上數值離散處理後，在非均勻沈滓共區分為 TK 個粒徑區間的情況下(TK)，任一計算點共可得 $(2TK + 1)$ 條代數關係式，包括 TK 條懸浮載質量守恆離散式、 TK 條作用層質量守恆離散式及 1 條整體河床輸砂質量守恆離散式。但在考慮均勻沈滓的情況下，則僅存懸浮載與整體河床輸砂質量守恆離散式各 1 條，至於作用層質量守恆離散式則退化成 $c_k = \bar{c}_k$ 的恆等式，符合單一粒徑時之情況。

為方便說明起見，在計算點上之未知量可以向量形式表式如下：

$$\vec{S}^{n+1} = (z_b, \bar{c}_1, \beta_1, \bar{c}_k, \beta_k, \dots, \bar{c}_{TK}, \beta_{TK})^{n+1} \quad (3-7)$$

或更簡潔地寫成：

$$\vec{s}^{n+1} = (s_1, s_{2k}, s_{2k+1})^{n+1} \quad (3-8)$$

其中， i 為粒徑區間之標號。則整體河床輸砂質量守恆離散式、作用層質量守恆離散式與式(3-6)可分別寫成：

$$F_1(\vec{s}^{n+1}) = 0 \quad (3-9)$$

$$F_{2k}(\vec{s}^{n+1}) = 0 \quad k = 1, 2, \dots, TK \quad (3-10)$$

$$F_{2k+1}(\vec{s}^{n+1}) = 0 \quad k = 1, 2, \dots, TK \quad (3-11)$$

以上三式為非線性代數式，可線性化後利用 Newton-Raphson 法疊代求解：

$$\frac{\partial F_1}{\partial \vec{s}} \Delta \vec{s} = -F_1({}^m \vec{s}^{n+1}) \quad (3-12)$$

$$\frac{\partial F_{2k}}{\partial \vec{s}} \Delta \vec{s} = -F_{2k}({}^m \vec{s}^{n+1}) \quad (3-13)$$

$$\frac{\partial F_{2k+1}}{\partial \vec{s}} \Delta \vec{s} = -F_{2k+1}({}^m \vec{s}^{n+1}) \quad (3-14)$$

式中， $\frac{\partial F}{\partial \vec{s}}$ 為 Jacobian 係數矩陣中之列向量； ${}^m \vec{s}^{n+1}$ 為前一次疊代所得之向量，上標 m 為疊代計數； $\Delta \vec{s}$ 為疊代修正向量，可表為 $\Delta \vec{s} = (\Delta s_1, \Delta s_{2k}, \Delta s_{2k+1})$ 。解得修正向量 $\Delta \vec{s}$ 後，可得新的 ${}^{m+1} \vec{s}^{n+1}$ 向量：

$${}^{m+1} \vec{s}^{n+1} = {}^m \vec{s}^{n+1} + \Delta \vec{s} \quad (3-15)$$

當 $\Delta \vec{s}$ 小於某一收斂容許值時，疊代得以結束。對於解凝聚性沉澱部分，與上述利用 Newton-Raphson 法同理，只需將非凝聚性粒徑組成換置成凝聚性組成即可。

以下針對模式之運算流程，繪製流程圖如圖 3-2 所示，並依序說明模式

運作流程與凝聚性沉滓運算原理。

1. 給定初始條件：

初始條件包括：渠道坡度、可蘭數、時間權重、 Δt 、總模擬時間、模擬類型、疊代次數、初始水深與流量、上游入流流量及泥砂濃度、下游水深、沉滓粒徑。根據初始條件，利用斷面處理的副程式，可得到每一斷面之初始通水斷面積、濕周邊長與河面寬等。

2. 判斷 Δt 值：

由初始條件所給定之流量、通水斷面積及計算所得之速度，經由 CFL 穩定條件判斷之副程式判定初始條件所給定之 Δt 是否過大，若給定之 Δt 值比經由 CFL 穩定條件下所得之 Δt 值小，則採用給定之值，若大於經由 CFL 穩定條件下所得之 Δt ，則以 CFL 穩定條件下所得之 Δt 取代之。

3. 給定邊界條件：

本文中上游給定條件為流量與泥砂濃度，下游給定條件為水深，配合水理與輸砂控制方程式可求得未知數（ Q 或 A ）。

4. 計算內部流量及通水面積：

配合水理及輸砂控制方程式，分別依據所給定之初始條件求得每一個斷面上之未知流量、通水面積與輸砂通量。

5. CFL 穩定判斷：

由每一斷面計算所得之新的流量、通水斷面積及流速，計算 CFL 穩

定條件下所得之 Δt 值，透過有如第二點的方法給定新的值，此一步驟將影響內插值的位置，但是若採用新的 Δt 值，則所計算得到的新流量與通水斷面積也將回復到舊的流量與通水斷面積（也就是前一時刻的值），亦即此一 Δt 的過程必須重新計算。

6. 內部穩定條件：

由計算所得之新的流量、通水斷面積與輸砂通量，將與前一內部疊代的流量、通水斷面積與輸砂通量作一比較，若兩者的絕對誤差值小於容許的誤差範圍，則內部疊代即可停止；若非如此，則給予適當的內部疊代次數。

7. 收斂條件：

將此一時刻與前一時刻的流量、通水斷面積與輸砂通量做一比較，若兩者的絕對誤差小於容許的範圍，則判定已達到穩定狀態。

8. 模擬條件：

經由給定的模擬條件：穩定流況、非穩定流況，決定模擬結束條件，若是模擬穩定流況，則程式將模擬至整個水庫達到穩定狀態為止，若是模擬非穩定流況，則視所欲模擬之時間而定。

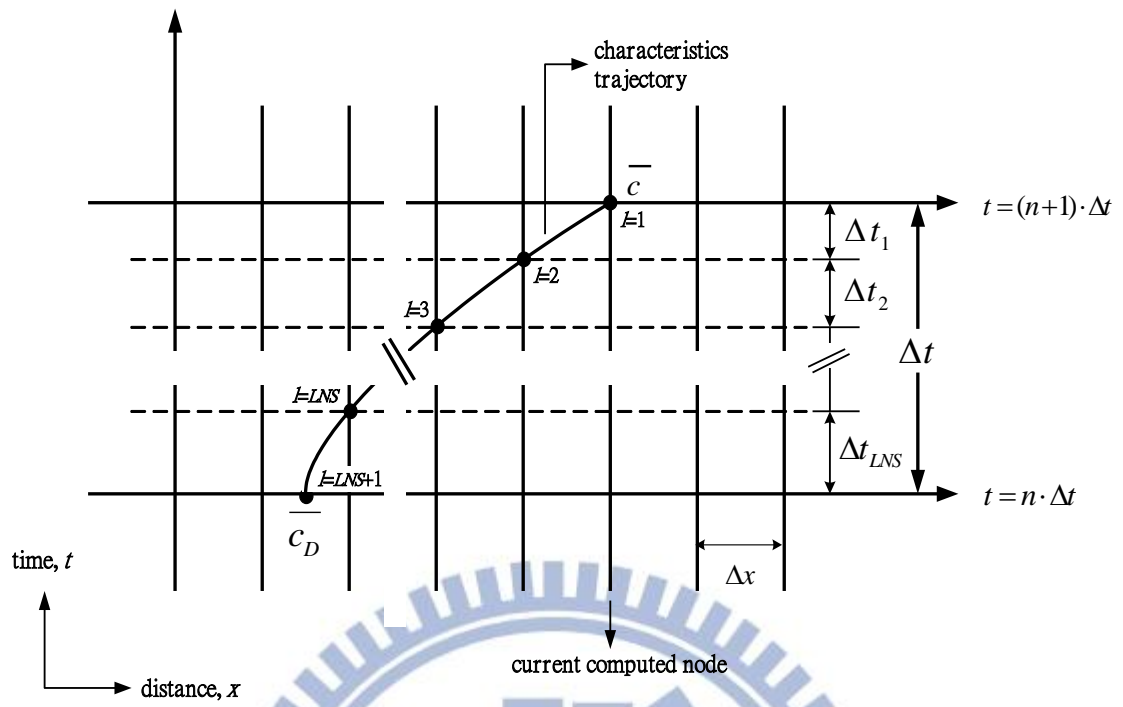


圖 3-1 懸浮沈滓之移流特性軌跡示意圖

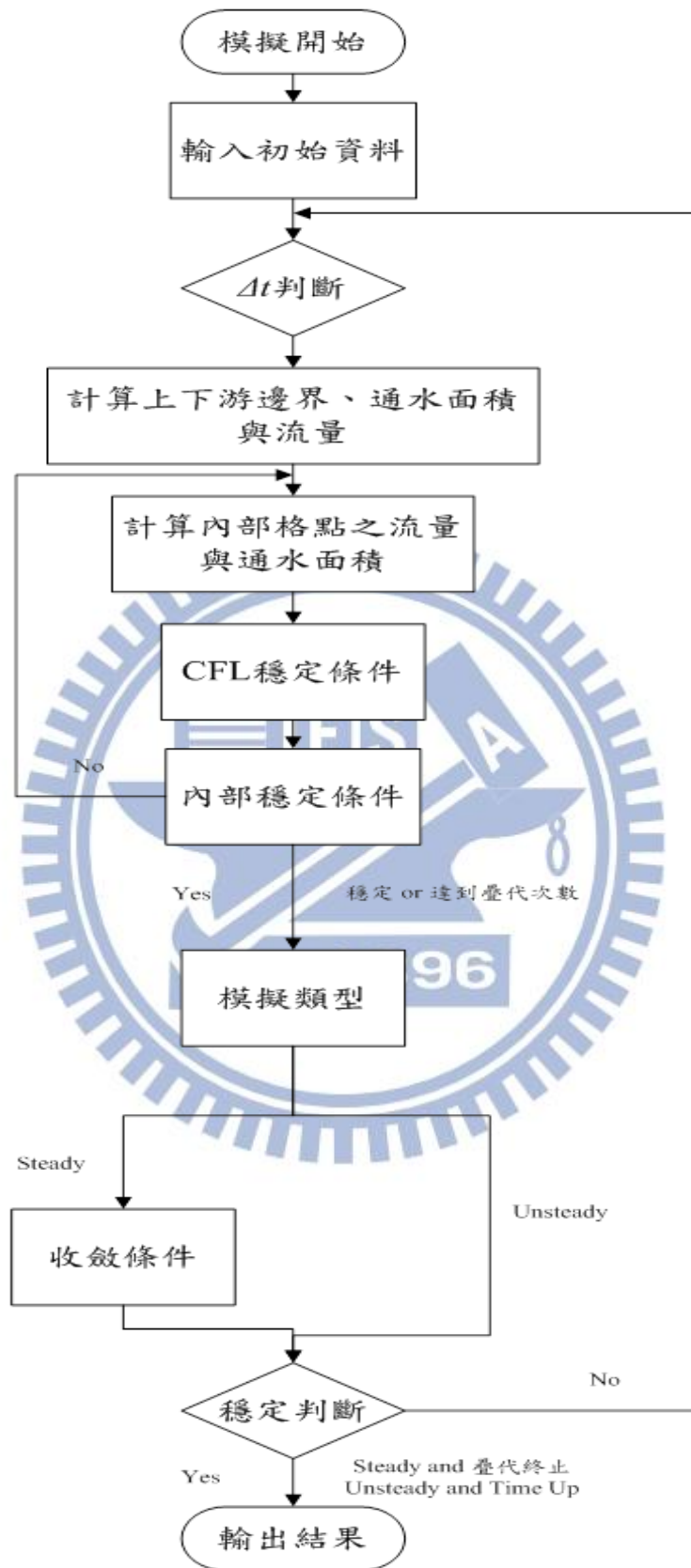


圖 3-2 模式運算流程圖

第四章 模式檢定驗證

許(2008)利用已植入凝聚性沉滓傳輸機制之一維顯式有限解析法之動床數值模式，模擬民國 93 年石門水庫歷經艾利颱風事件，其模擬成果與實測相近。本研究延續許(2008)之研究，並且為了確認許(2008)所選擇之凝聚性沉滓公式及參數仍適用於近期石門水庫之颱風事件，本研究利用石門水庫現場觀測資料針對各凝聚性沉滓公式進行檢定與驗證。

民國 97~98 年間，水規所委託交大防災中心進行石門水庫之上游羅浮站至下游壩址處之泥砂濃度監測作業，故本研究利用該現場觀測資料，上游邊界之泥砂條件採羅浮站之泥砂濃度資料，並利用民國 96 年 12 月現場地形資料做為檢定之初始地形，民國 97 年 12 月現場地形資料用以檢定；驗證案例則以民國 97 年 12 月現場地形資料作為驗證之初始地形，民國 98 年 12 月現場地形資料用以驗證，另外，民國 97~98 年下游壩址處之各防淤設施之泥砂觀測資料為檢定驗證之用。

4.1 模式檢定

4.1.1 民國 97 年檢定案例之模擬條件

1. 斷面資料：民國 96 年 12 月石門水庫大斷面為初始底床，範圍自上游斷面 32(羅浮)至下游斷面 3(石門壩址，斷面 3 為最靠近壩址處，斷面 1、2 不在庫區主深槽上)。斷面範圍如圖 4-1 所示。
2. 入流量：根據北水局記錄石門水庫於民國 97 年颱風期間(鳳凰、辛樂克與蕃蜜等三場颱風)所測得羅浮站之入流歷線，共計 122 小時，

其上游入流量歷線如圖 4-2 所示。

3. 入砂濃度：民國 97 年交通大學完成石門水庫全洪程觀測，於羅浮處測得逐時之懸浮載泥砂濃度。入砂濃度歷線如圖 4-2 所示。
4. 下游水位：下游水位利用颱風期間之石門水庫水位資料，其歷線如圖 4-3 所示。
5. 沉滓粒徑：根據許(2008)模擬時之經驗及表 4-1 之沉滓粒徑表，本研究設定，石門水庫庫區內之泥砂粒徑約分別為 0.003、0.05 及 0.3mm，各占全部入砂量之 1/3。
6. 曼寧 n 值：參考水規所(2008)報告「石門水庫水砂運移監測與異重流模式開發及應用研究(1/2)」，選用 0.03 為曼寧 n 值。
7. 凝聚性沉滓參數：沉降剪應力採用 Lumborg (2005)建議黏土及泥漿的沉降剪應力值為 $0.1N/m^2$ ，濕密度則採用 $1.65 g/cm^3$ 。
8. 凝聚性公式：延續許(2008)所植入之各凝聚性公式，本研究針對各公式應用於石門水庫實測地形進行檢定，以了解模式之適用性，其各公式組合，如表 4-2 所示。

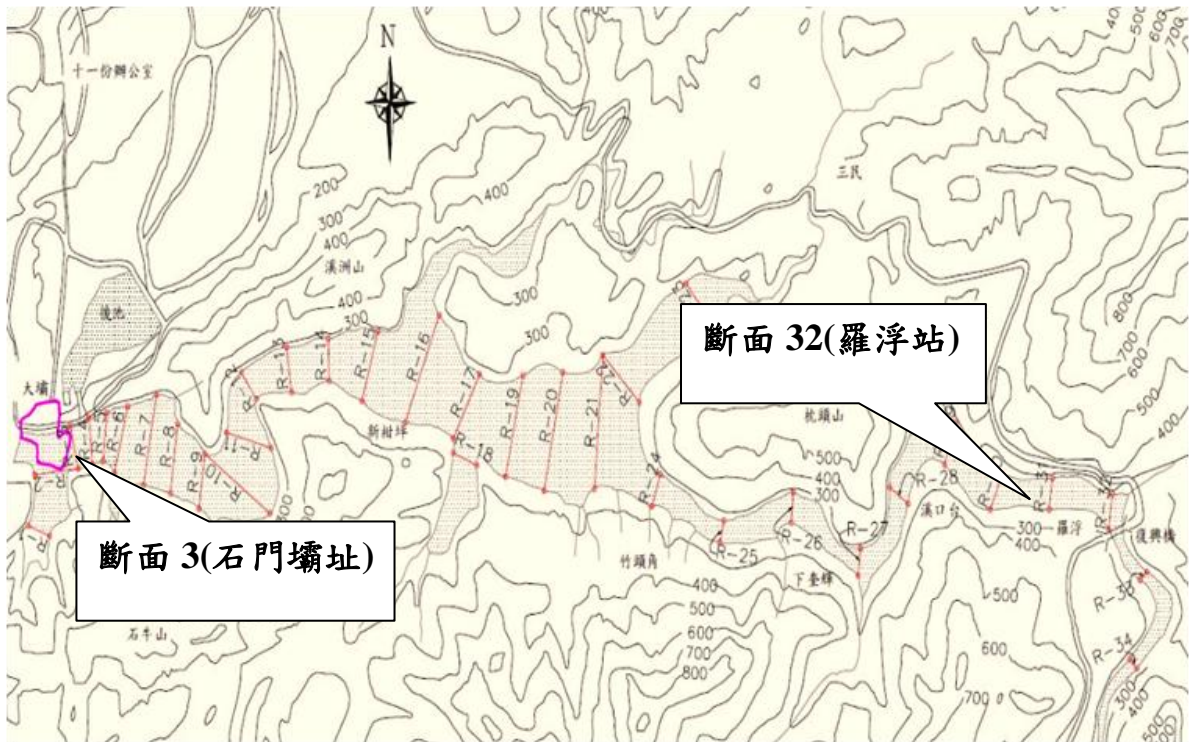


圖 4-1 石門水庫庫區断面範圍圖

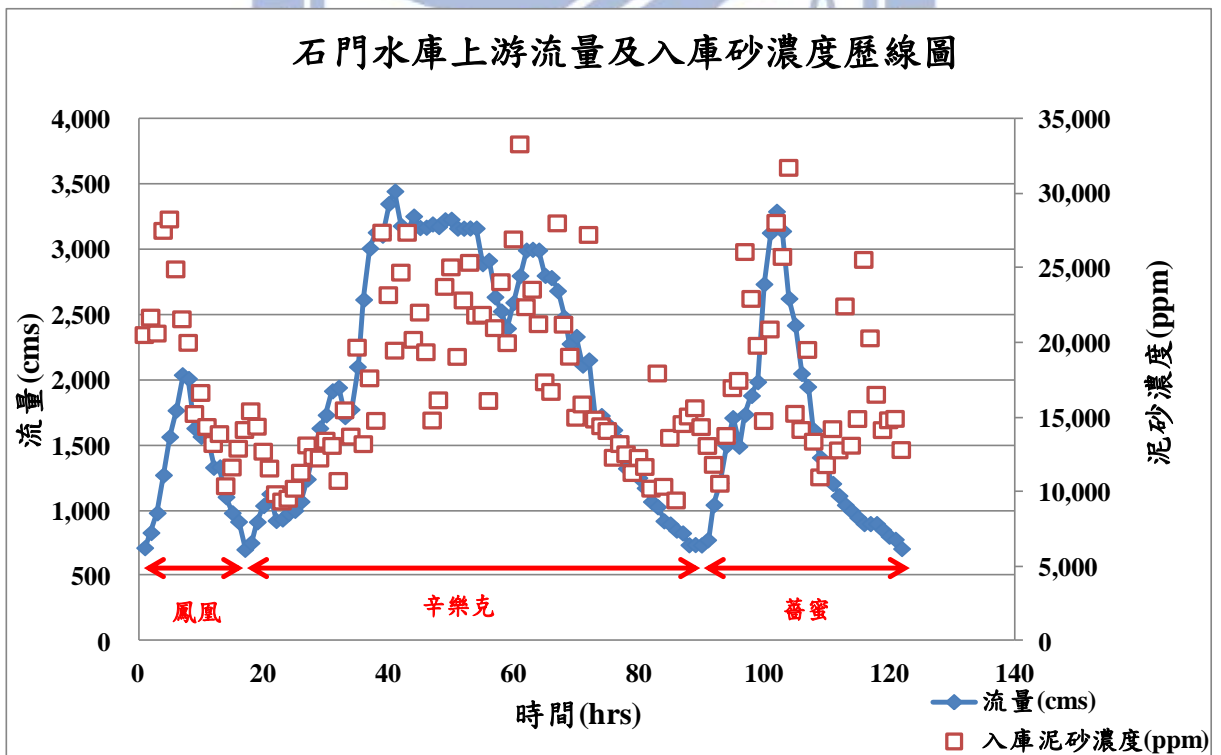


圖 4-2 石門水庫上游流量與泥砂濃度歷線圖(民國 97 年)

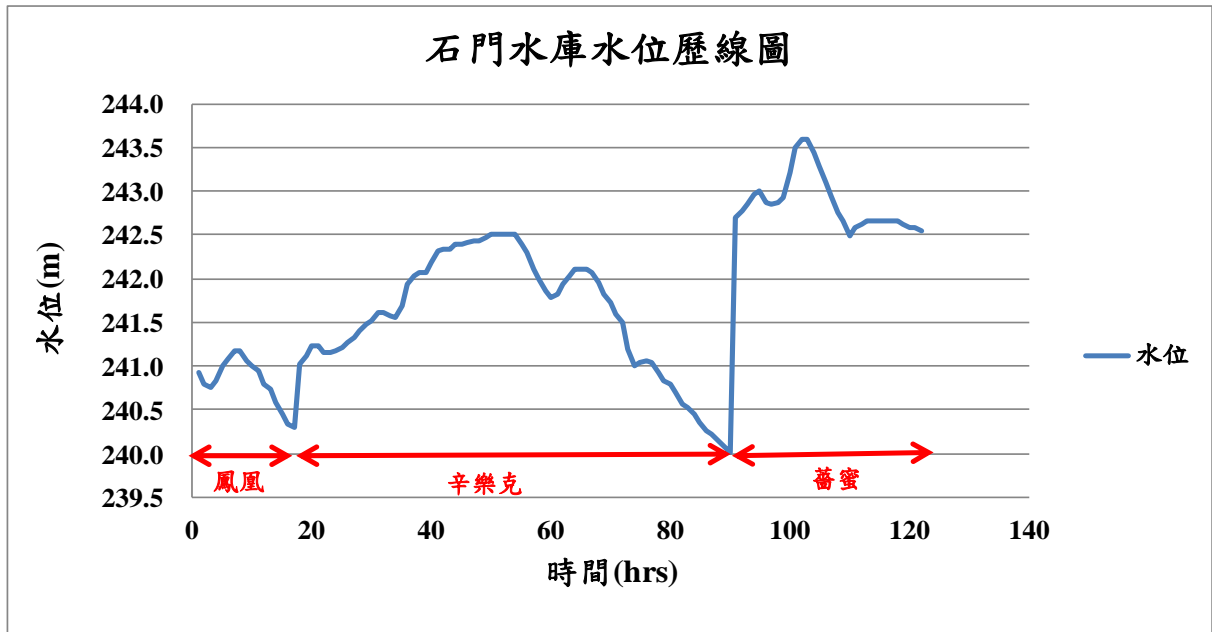


圖 4-3 石門水庫水位歷線圖(民國 97 年)

表 4-1 石門水庫水庫底質粒徑分析表(資料來源：水規所)

樣本編號	R05	R08	R11	R14	R17	R21	R25-右	R25-左
粒徑(mm)	累積重量百分比							
0.25	100	100	100	100	100	100	100	100
0.15	100	100	100	100	100	100	100	100
0.075	100	100	98.12	99.34	99.35	100	100	100
0.0637	89.17	93.87	78.79	76.6	84.56	88.28	94.29	89.26
0.0421	86.19	92.35	75.63	70.2	79.95	85.11	92.69	86.07
0.03	83.21	89.31	70.89	67	75.23	81.95	89.48	82.87
0.02	80.23	84.76	66.15	62.2	68.95	76.35	86.27	76.57
0.0116	69.88	75.74	58.25	54.2	61.09	67.81	76.75	66.97
0.0086	56.47	60.55	46.03	43.42	50.09	51.05	59.12	54.18
0.0063	20.78	27.24	12.64	5.76	7.86	9.49	19.14	19.09
0.0049	0	3.04	0	0	0	0	0	0
0.0042	0	0	0	0	0	0	0	0
0.0013	0	0	0	0	0	0	0	0
有效粒徑								
D10(mm)	0.0055	0.0052	0.0059	0.0065	0.0064	0.0063	0.0055	0.0056
D25(mm)	0.0065	0.0061	0.0071	0.0074	0.0071	0.0071	0.0066	0.0066
中值粒徑								
D50(mm)	0.0082	0.0078	0.0095	0.0103	0.0086	0.0086	0.008	0.0083
D60(mm)	0.0093	0.0086	0.0131	0.0172	0.0112	0.0101	0.0088	0.0099
D75(mm)	0.0152	0.0114	0.0402	0.0574	0.0296	0.0183	0.0112	0.0183
平均粒徑								
Dm(mm)	0.0093	0.082	0.0139	0.0164	0.0122	0.0104	0.0084	0.01

表 4-2 各凝聚性沉澱經驗式檢定列表

凝聚性沉澱經驗式				
No.	沉澱公式	沉降速度公式	沖刷公式	啟動公式
RUN1	Krone(1962)	Migniot(1989)	Roberts et al.(1998)	Wilbert et al.(2004)
RUN2			Krone(1999)	
RUN3			Partheniades(1965)	
RUN4	Krone(1962)	Kirshnappan(2000)	Roberts et al.(1998)	Wilbert et al.(2004)
RUN5			Krone(1999)	
RUN6			Partheniades(1965)	
RUN7	Krone(1962)	You(2004)	Roberts et al.(1998)	Wilbert et al.(2004)
RUN8			Krone(1999)	
RUN9			Partheniades(1965)	
RUN10	Shrestha&Orlob(1996)	—	Roberts et al.(1998)	Wilbert et al.(2004)
RUN11			Krone(1999)	
RUN12			Partheniades(1965)	

4.1.2 民國 97 年檢定案例之模擬結果

本節先針對有無凝聚性沉澱對庫區底床變化之模擬結果進行說明及探討，接著，再對不同的凝聚性沉澱公式組合對庫區底床變化之模擬結果作說明與討論，最後，比較下游各防淤設施之實測與模擬之排砂效率。

圖 4-4 為民國 97 年颱風期間，石門水庫底床沖淤模擬結果圖，圖中縱座標為底床變化量是指底床最低點高程之變化量。不考慮凝聚性沉澱機制 (van Rijn, 1984b) 情況下，模擬底床沖淤結果發現誤差最大發生於羅浮站往下游約 5~6 公里處，約 2.19m，而約 10 公里之後，沖淤現象並不明顯，推論其原因為非凝聚性沉澱之沉降速度主要為重力來決定，而因水庫下游處皆為細顆粒之懸浮載，重量較輕，其沉降速度較慢，導致下游處無法適當反映水庫下游之沖淤情況。

對於不同之凝聚性沉澱公式進行檢定，由底床變化量圖可知，以 RUN8 的公式組合與實測值較為接近，其誤差最大發生在羅浮站往下游約 4 公里處，高估約 1.31m，其誤差來源主要為民國 97 年，國軍於羅浮站進行清淤作業，如表 4-4 為石門水庫歷年清淤量表；其後之各斷面之底床變化量，誤差皆小於 1m，就均方根誤差 (RMSE，如表 4-3) 顯示 RUN8 誤差為 0.49m，相較於其他公式組合較小，其餘公式組合因誤差值較為接近，僅針對若干公式如 RUN2、RUN5 及 RUN11 繪製底床變化量圖，由圖中可知由羅浮站往下游約 10 公里處之後，沖淤現象不顯著，推論其原因如 Run2 為例，在沉降速度中，Migniot (1989) 僅考慮沉澱粒徑與團絮大小，在高濃度情況下沉澱粒子間距離縮小，顆粒間相互吸引，將對沉降速度有所影響，因此將會錯估泥砂濃度所造成的影響。

為了解不同高程洩水設施之排砂效率，模式中利用 van Rijn (1984b) 的無

因次泥砂濃度剖面公式，求得壩址處水深方向的泥砂濃度剖面。本研究以 RUN8 為例，將不同時間點之石門壩址處，其水深方向濃度剖面模擬值與實測值作比較，如圖 4-5 所示。由圖中顯示以 van Rijn 公式計算得之泥砂濃度剖面與實測值仍有差距，主要原因為一維模式無法精準描述水庫異重流對泥砂濃度分佈的影響。但無論是實測值或模擬值，皆反應出洩水設施高程越低，其排砂濃度越高的趨勢。

以下針對民國 97 年之鳳凰、辛樂克與蕃蜜三場颱風事件分述石門水庫各防淤設施之排砂濃度並比較其模擬值與實測值。

1. 鳳凰颱風：

圖 4-6 為鳳凰颱風期間各設施之排砂濃度歷線圖。電廠、排洪隧道與溢洪道實測排砂濃度峰值分別約 3.56 萬 ppm、975ppm 與 1367ppm；模擬結果方面，電廠、排洪隧道與溢洪道之排砂濃度分別約 2.4 萬 ppm、945ppm 與 642ppm，其模擬結果大致與實測值相近。

2. 辛樂克颱風：

圖 4-7 為辛樂克颱風期間各設施之排砂濃度歷線圖。電廠、排洪隧道與溢洪道實測排砂濃度峰值分別約 5.6 萬 ppm、6,966ppm 與 5485ppm；模擬結果方面，電廠、排洪隧道與溢洪道之排砂濃度分別約 4.3 萬 ppm、6,056ppm 與 4,790ppm。

3. 蕃蜜颱風：

圖 4-8 為蕃蜜颱風期間各設施之排砂濃度歷線圖。電廠與排洪隧道實測排砂濃度峰值分別約 2.8 萬 ppm、2,697ppm(蕃蜜颱風期間，溢洪道之泥砂觀測站於第 15 小時候故障，因此不列入比較)；模擬結果方面，

電廠、排洪隧道之排砂濃度分別約 2.4 萬 ppm 與 892ppm。

除峰值濃度比較外，本節另由庫區排砂量之實測值，檢定模式模擬所得之排砂量是否符合現場情況。將石門水庫各排砂設施之實測放流量(如圖 4-9 ~圖 4-11)與其排砂濃度作積分運算後，可求得各排砂設施之排砂量，並與上游羅浮站之排砂量做比較，即可計算各設施之排砂效率(排砂比)，即排砂

比 = $\frac{\text{下游各設施之排砂量}}{\text{上游羅浮站之入砂量}} \times 100\%$ 。表 4-5、表 4-6 分別為各設施實測與模擬之

排砂效率表，由表中彙整結果並比較後可知各排砂設施的總排砂比於鳳凰、辛樂克與蕃蜜三場颱風中，模擬與實測值相差分別為 1.15%、0.7% 及 3.49%。以石門水庫泥砂比重 1.12 公噸/立方公尺(水規所，2010a)推算，民國 97 年三場颱風實測之總淤砂量為 1146.13 萬立方公尺，而模擬之總淤砂量為 1164.83 萬立方公尺。

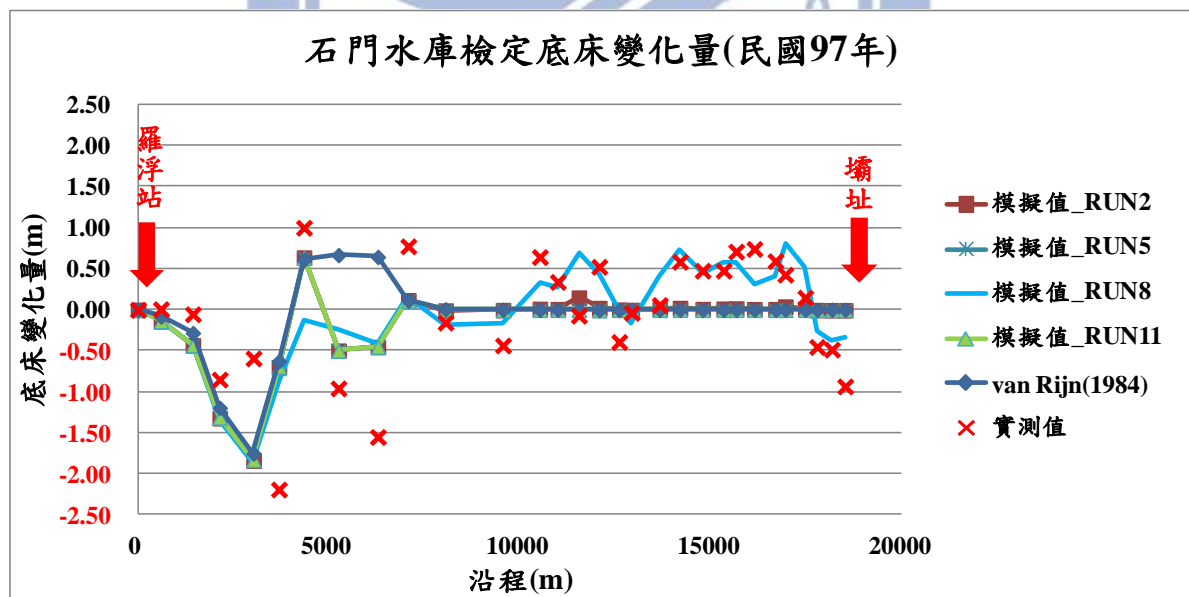


圖 4-4 石門水庫檢定底床變化量圖(民國 97 年)

表 4-3 檢定案例底床之均方根誤差比較表(單位：m)

凝聚性沉滓經驗式						
CASE	RUN1	RUN2	RUN3	RUN4	RUN5	RUN6
RMSE	0.600	0.511	0.570	0.512	0.514	0.573
CASE	RUN7	RUN8	RUN9	RUN10	RUN11	RUN12
RMSE	0.542	0.490	0.614	0.529	0.515	0.573
CASE	van Rijn(1984)	備註：RMSE 誤差 = (((模擬底床高程 - 實際底床高程) ²) / 總斷面數) ^{0.5}				
RMSE	0.68					

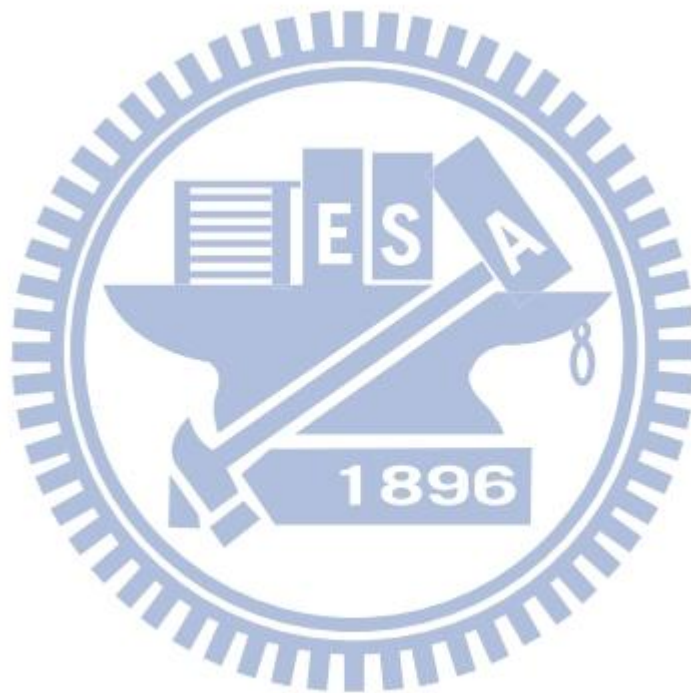


表 4-4 石門水庫歷年清淤量表(資料來源：北水局)

石門水庫淤積物清除數量統計表			
時間 (年)	水庫下游段抽泥及 沉澱池土方清運作 業	水庫中、上游段 浚漂作業	年疏浚量
66		151,795	151,795
67		123,203	123,203
68		194,929	194,929
69		165,063	165,063
70		224,376	224,376
71		197,732	197,732
72		70,649	70,649
73		219,901	219,901
74	321,863	556,844	878,707
75	534,530	426,475	961,005
76	410,860	300,315	711,175
77	323,301	385,452	708,753
78	315,420	264,730	580,150
79	302,000	281,700	583,700
80	300,322	835,000	1,135,322
81	300,144	385,000	685,144
82	328,531	915,845	1,244,376
83	351,845	308,404	660,249
84	233,128		233,128
86		43,970	43,970
87		52,550	52,550
88		210,000	210,000
89	42,759	52,500	95,259
90	257,434		257,434
91	176,853	85,080	261,933
92	28,736	216,387	245,123
93	296,146	220,000	516,146
94	254,015	60,000	314,015
95	213,372	244,465	457,837
96	151,358	185,336	336,694
97	242,572	430,360	672,932
98	135,000	443,500	578,500
99	480,000	354,100	834,100
小計	6,000,189	8,605,661	---
總計		14,605,850	

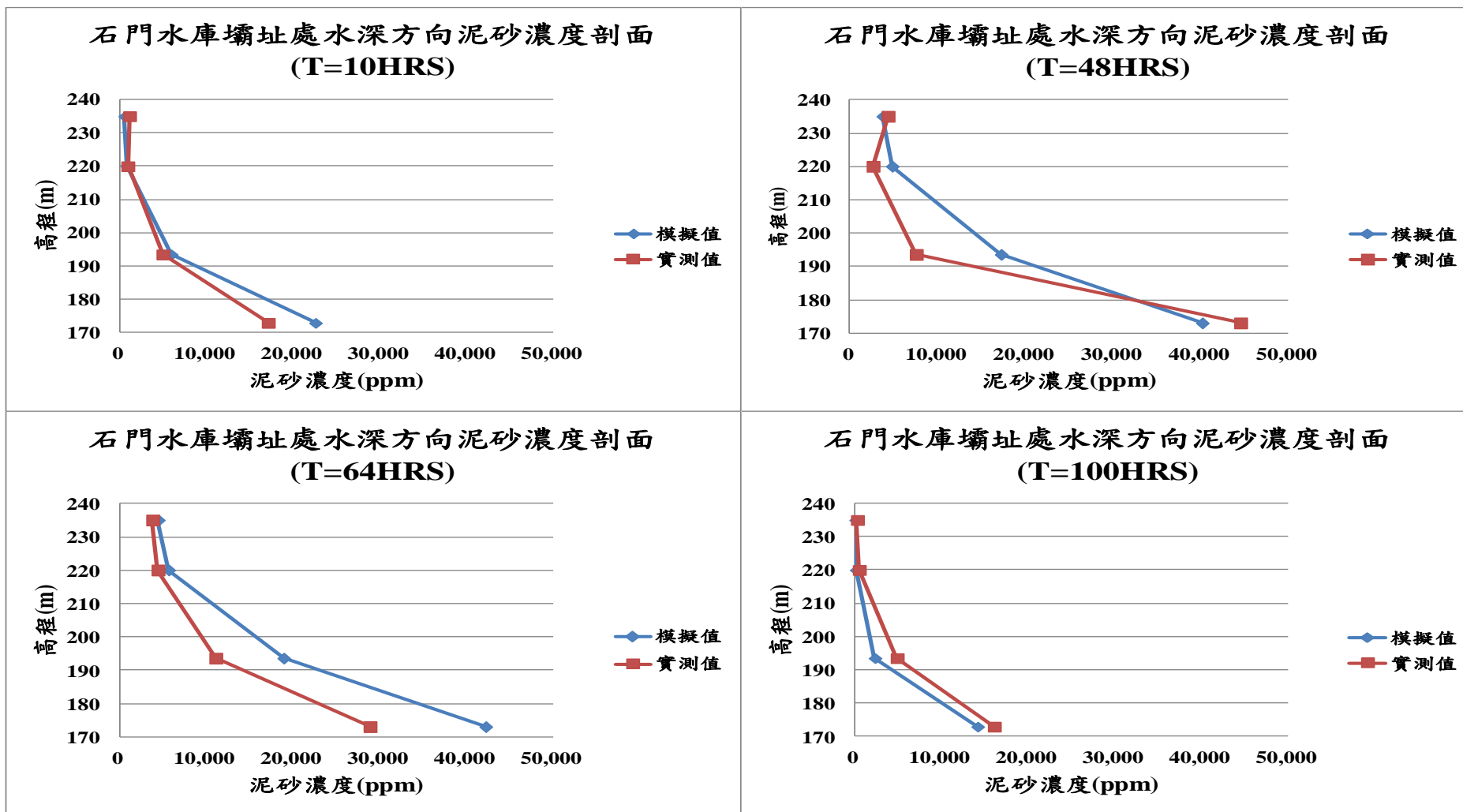


圖 4-5 不同時間之水深方向泥砂濃度剖面圖(民國 97 年)

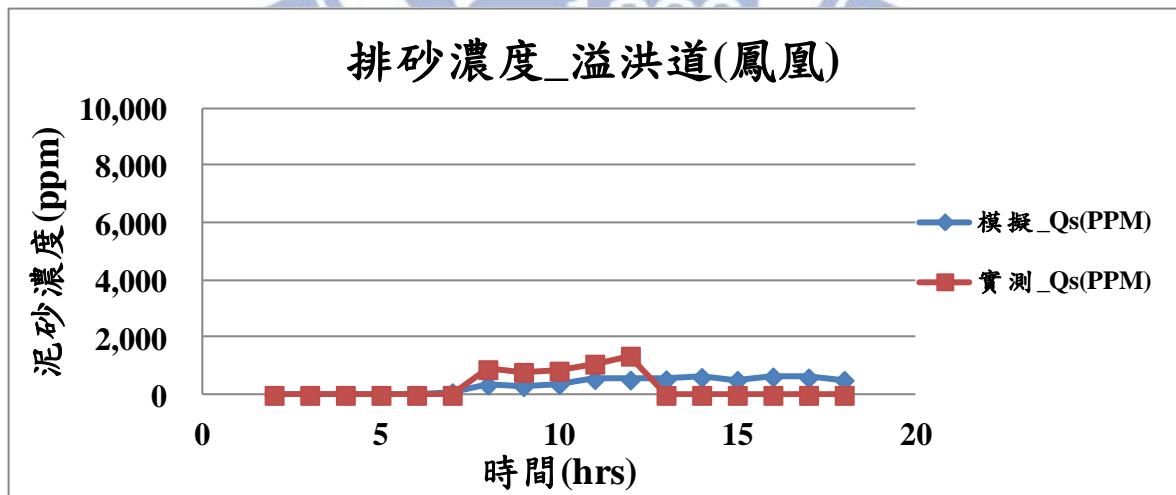
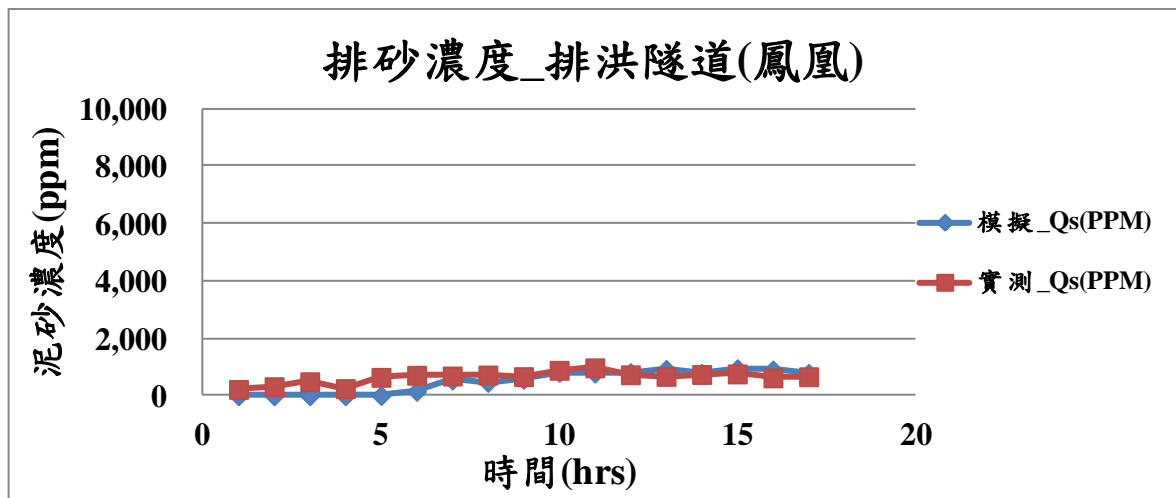
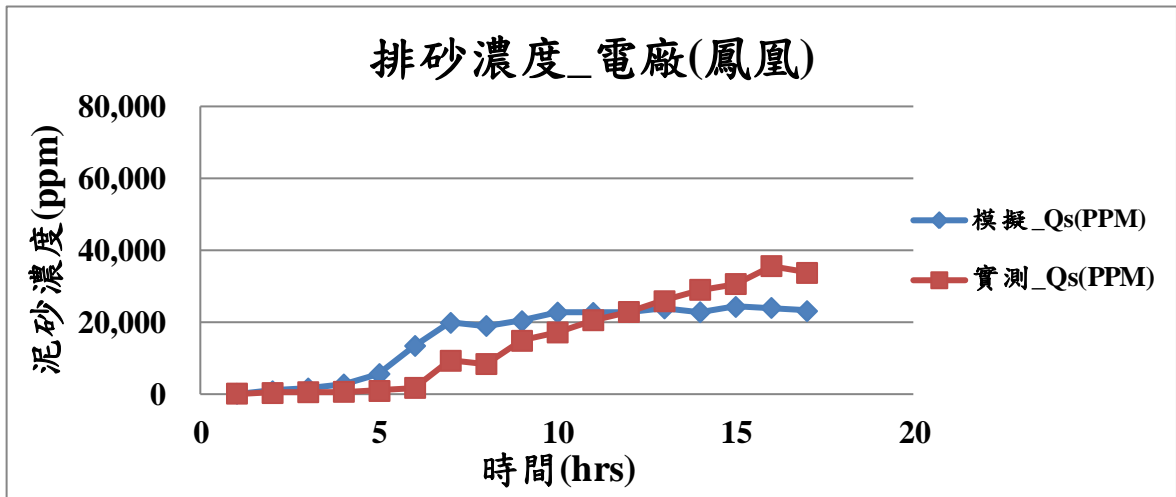


圖 4-6 各防淤設施之排砂濃度歷線圖(鳳凰)

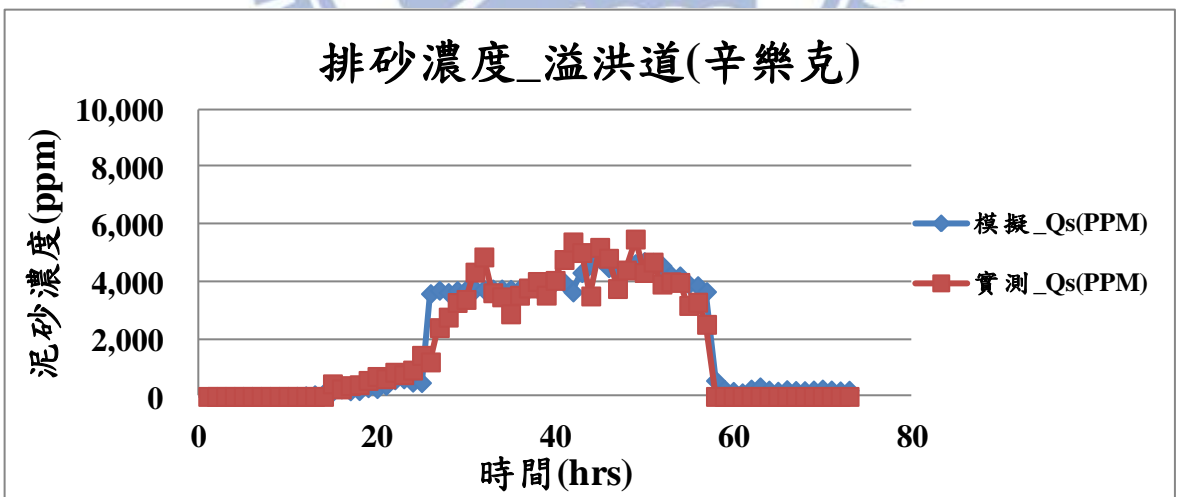
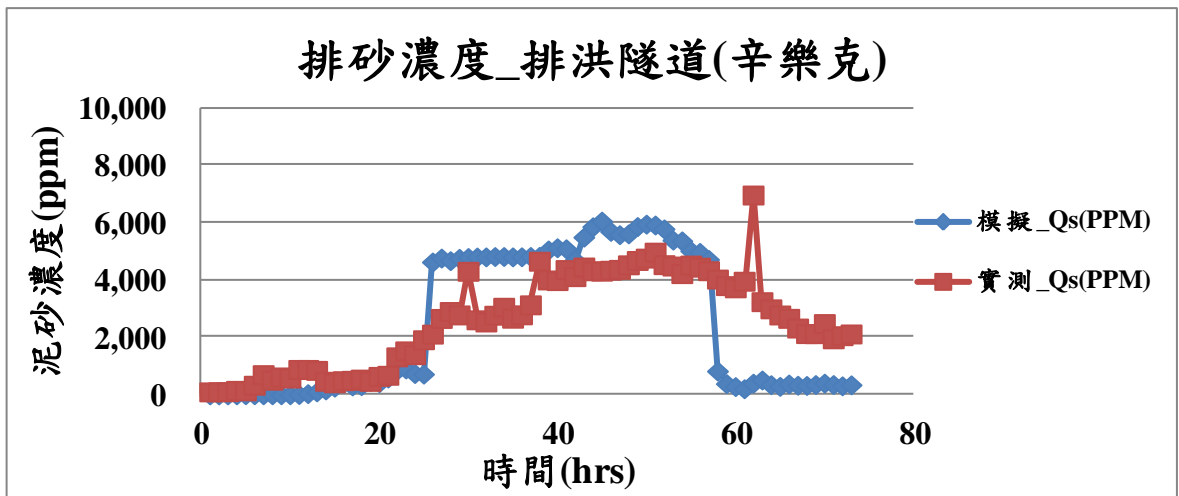
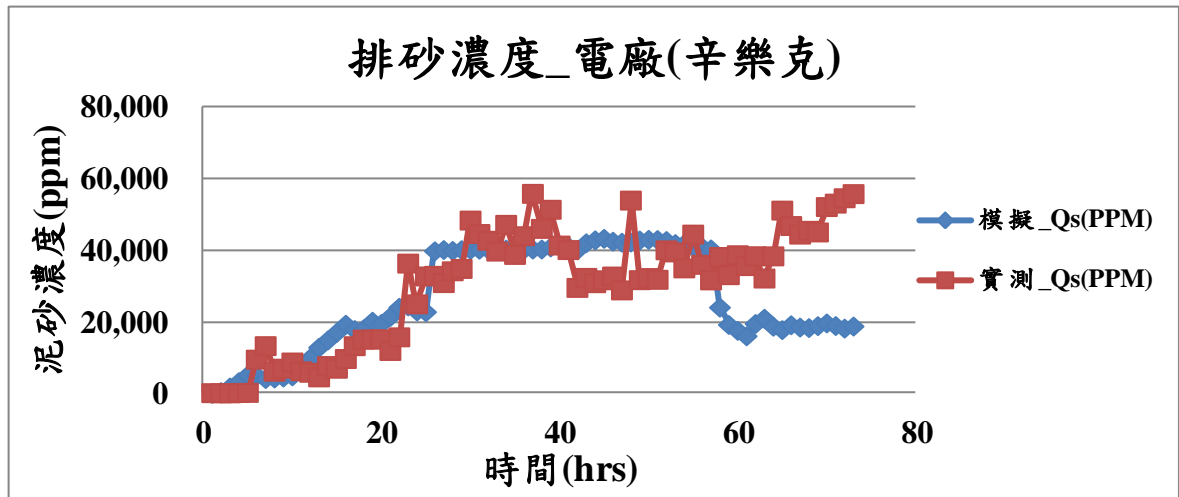


圖 4-7 各防淤設施之排砂濃度歷線圖(辛樂克)

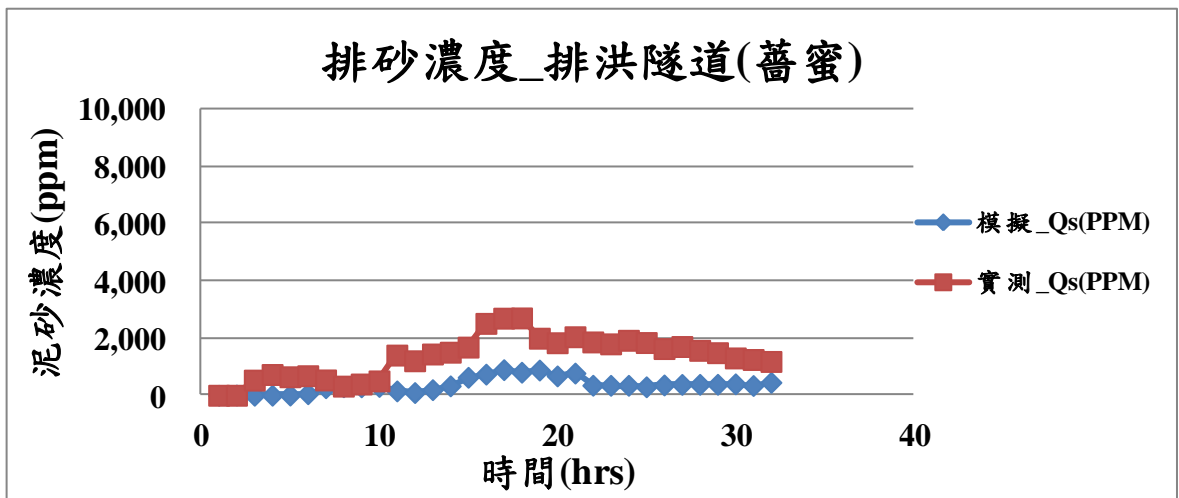
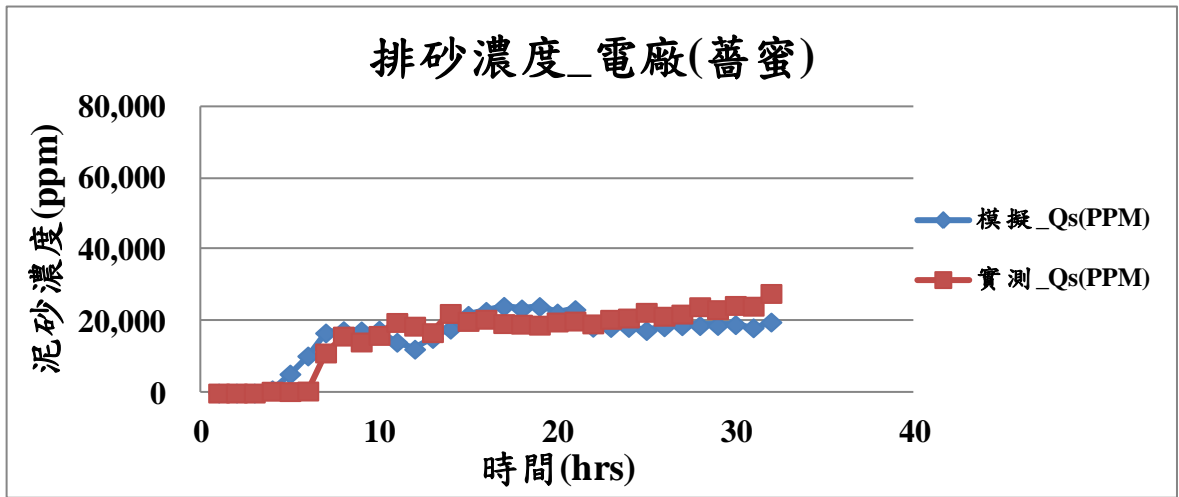


圖 4-8 各設施之排砂濃度歷線圖(蕃蜜)

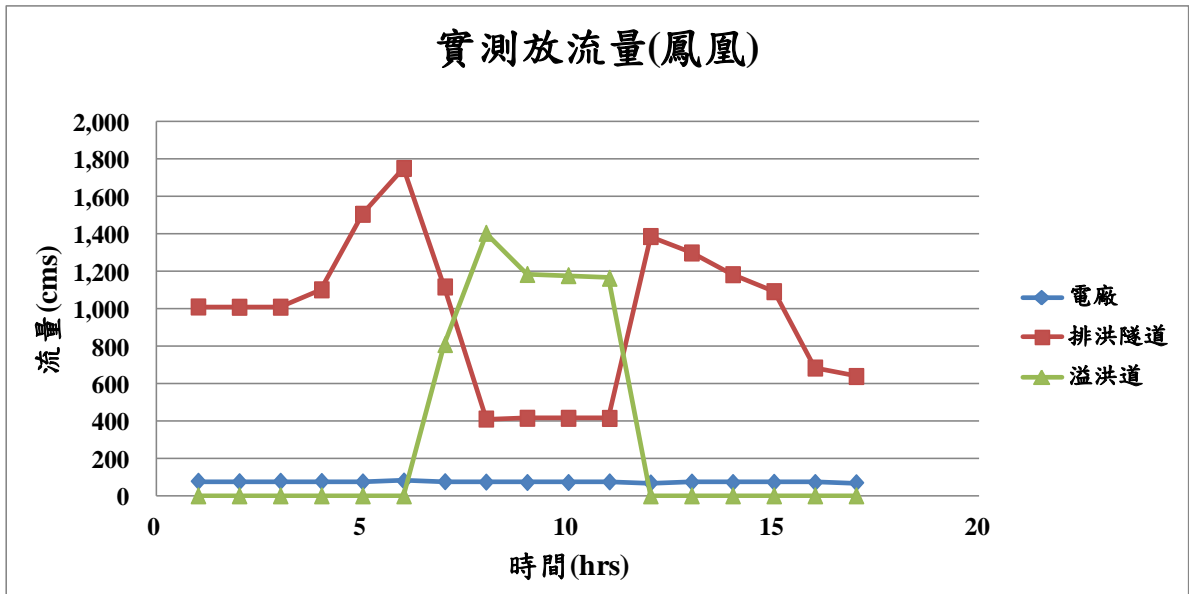


圖 4-9 實測放流量(鳳凰)

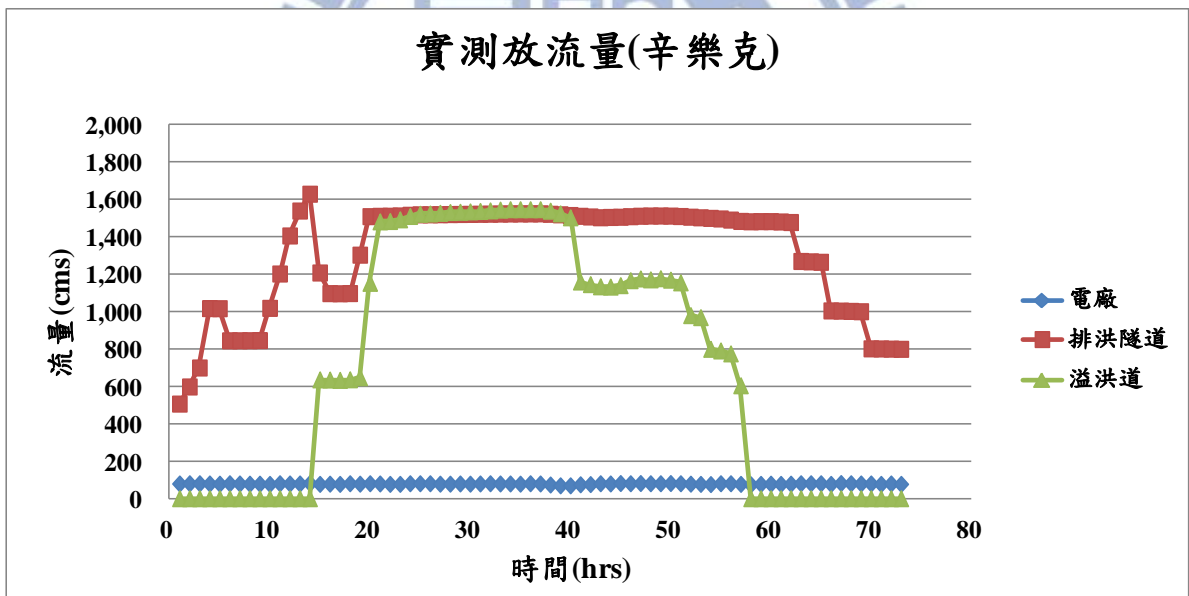


圖 4-10 實測放流量(辛樂克)

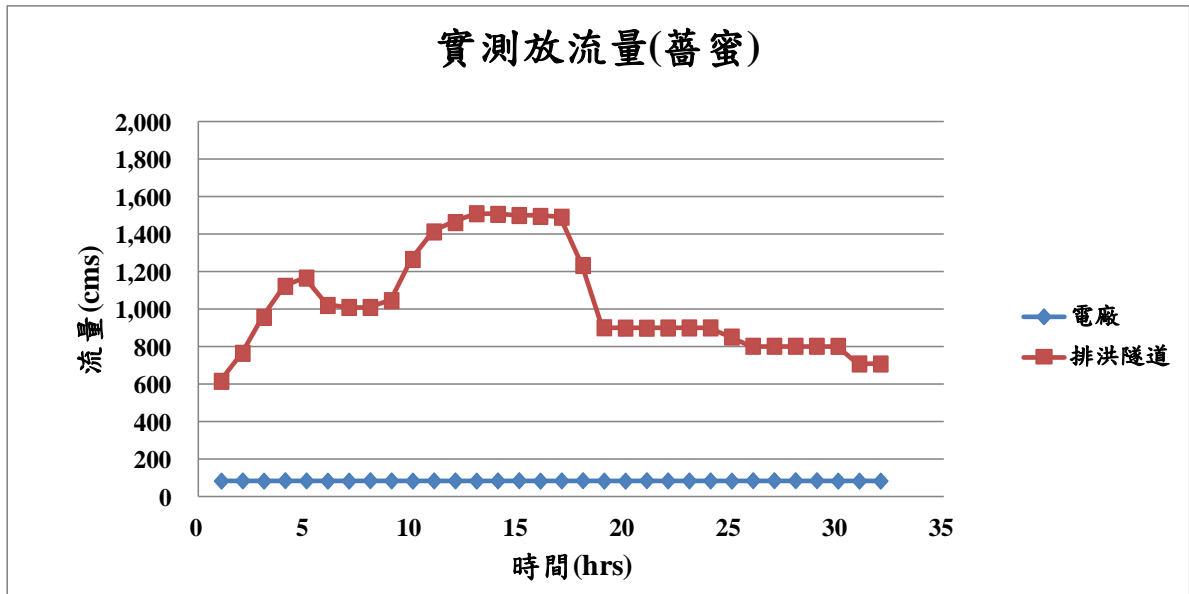


圖 4-11 實測放流量(蕃蜜)

表 4-5 民國 97 年颱風期間排砂效率表_實測資料

入(排)放口	鳳凰		辛樂克		蕃蜜	
	入(過庫)砂量 (萬噸)	排砂比 (%)	入(過庫)砂量 (萬噸)	排砂比 (%)	入(過庫)砂量 (萬噸)	排砂比 (%)
羅浮	143.61	-	1039.29	-	362.87	-
石門電廠	6.49	4.51	61.94	5.96	15.73	4.33
排洪隧道	3.65	2.54	96.57	9.29	16.64	4.59
溢洪道	2.06	1.43	59.13	5.69	-	-
總排砂量/ 總排砂比	12.2	8.48	217.64	20.94	32.37	8.92

表 4-6 民國 97 年颱風期間排砂效率表_模擬結果

入(排)放口	鳳凰		辛樂克		蕃蜜	
	入(過庫)砂量 (萬噸)	排砂比 (%)	入(過庫)砂量 (萬噸)	排砂比 (%)	入(過庫)砂量 (萬噸)	排砂比 (%)
羅浮	143.61	-	1039.29	-	362.87	-
石門電廠	7	4.87	54.14	5.21	15.32	4.22
排洪隧道	2.66	1.85	95.95	9.23	4.39	1.21
溢洪道	0.87	0.61	60.33	5.8	-	
總排砂量/ 總排砂比	10.53	7.33	210.42	20.24	19.71	5.43

4.2 模式驗證

4.2.1 民國 98 年驗證案例之模擬條件

1. 斷面資料：民國 97 年 12 月石門水庫大斷面為初始底床，範圍自上游斷面 32(羅浮)至下游斷面 3(石門壩址，斷面 3 為最靠近壩址處，斷面 1、2 不在庫區主深槽上)。斷面範圍如圖 4-1 所示。
2. 入流量：根據石門水庫於民國 98 年莫拉克颱風期間所測得羅浮站之入流歷線，共計 78 小時，其上游入流量歷線如圖 4-12 所示。
3. 入砂濃度：民國 98 年交通大學完成石門水庫全洪程觀測，於羅浮處測得逐時之懸浮載泥砂濃度。入砂濃度歷線如圖 4-12 所示。

4. 下游水位：利用北水局記錄颱風期間之石門水庫水位資料，其歷線如圖 4-13 所示。
5. 沉滓粒徑：根據許(2008)模擬時之經驗及表 4-1 之沉滓粒徑表，本研究設定，石門水庫庫區內之泥砂粒徑約分別為 0.003、0.05 及 0.3mm，各占全部入砂量之 1/3。
6. 曼寧 n 值：參考水規所(2008)報告「石門水庫水砂運移監測與異重流模式開發及應用研究(1/2)」，選用 0.03 為曼寧 n 值。
7. 凝聚性沉滓參數：根據檢定結果，沉降剪應力採用 Lumborg (2005) 建議黏土及泥漿的沉降剪應力值為 $0.1N/m^2$ ，濕密度則採用 $1.65 g/cm^3$ 。
8. 凝聚性沉滓公式：根據檢定結果，對於沉降速度將採用 You (2004) 之公式，並配合 Krone (1962)的沉淤公式，另外，沖刷公式採用 Wilbert et al. (2004)提出之凝聚性沉滓啟動條件並配合 Krone (1999) 的沖刷公式。

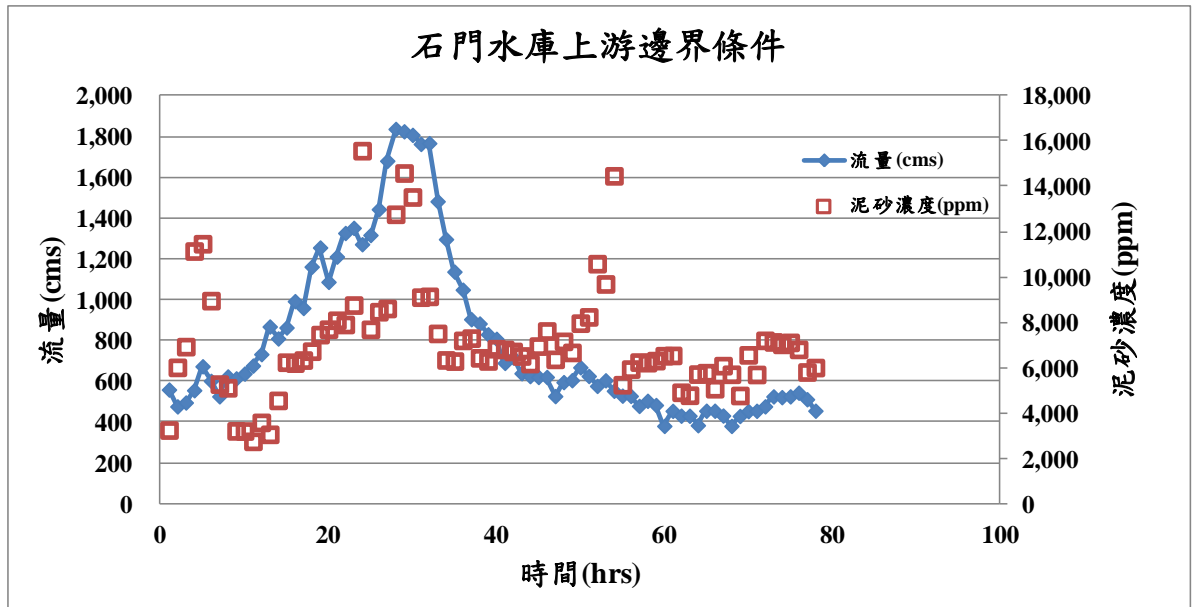


圖 4-12 石門水庫流量與泥砂濃度歷線圖(民國 98 年)

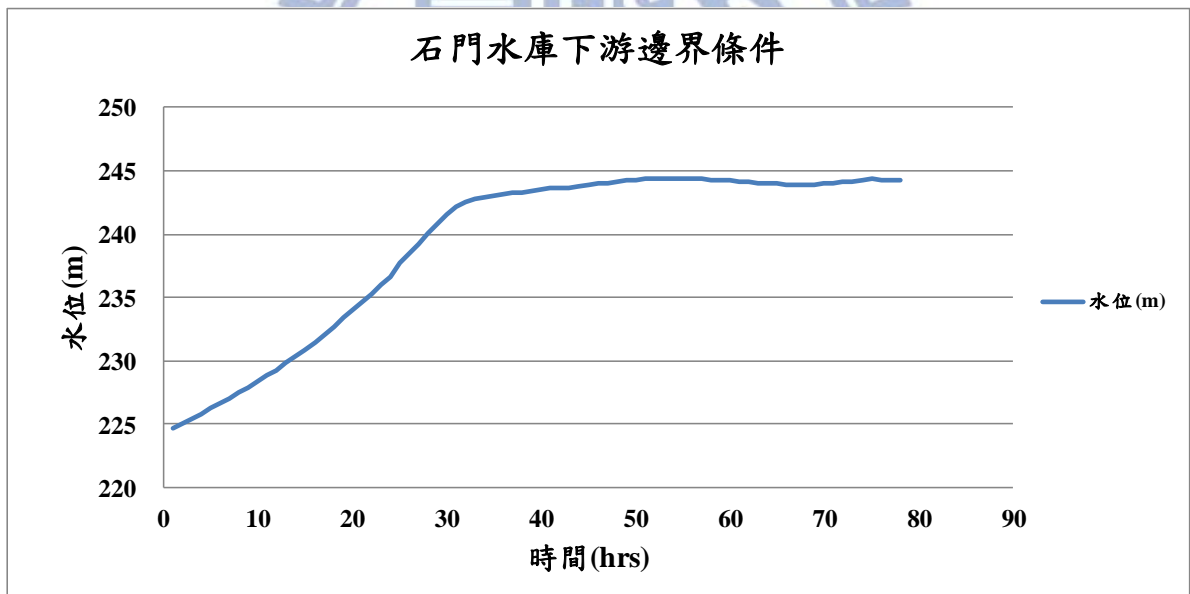


圖 4-13 石門水庫水位歷線圖(民國 98 年)

4.2.2 民國 98 年驗證案例之模擬結果

圖 4-14 為民國 98 年莫拉克颱風期間，石門水庫底床沖淤模擬結果圖，其底床變化量模擬結果與實測底床變化量相近，其誤差最大發生在羅浮站往下游約 7~10 公里附近，其誤差來源根據「石門水庫水砂運移監測與異重流開發及應用研究(2011)」報告中提及莫拉克颱風期間，該斷面位置有大量淤積崩潰進入庫區所導致，其均方根誤差(RMSE)約為 1.67m；爾後之各斷面之底床變化量，誤差皆小於約 1m。

模式中利用 van Rijn (1984b)的無因次泥砂濃度剖面公式，求得壩址處水深方向的泥砂濃度剖面。驗證案例中，將不同時間點之石門壩址處，其水深方向濃度剖面模擬值與實測值作比較，如圖 4-15 所示。由圖中顯示以 van Rijn 公式計算得之泥砂濃度剖面與實測值仍有差距，主要原因為一維模式無法精準描述水庫異重流對泥砂濃度分佈的影響。但無論是實測值或模擬值，皆反應出洩水設施高程越低，其排砂濃度越高的趨勢。

圖 4-16 為莫拉克颱風期間各設施之排砂濃度歷線圖。電廠與排洪隧道實測排砂濃度峰值分別約 2.35 萬 ppm 與 2,376ppm；模擬結果方面，電廠、排洪隧道之排砂濃度分別約 2.28 萬 ppm 與 2,497ppm，其中排洪隧道的部分，從實測值可知，排洪隧道於第 30 小時後才開啟，涉及操作因素，模式部分無法適時反映其效果。

為求得各排砂設施之排砂效率，將石門水庫各排砂設施之實測放流量(如圖 4-17)與其排砂濃度作積分運算後，可求得各排砂設施之排砂量，並與上游羅浮站之排砂量做比較，即可計算各設施之排砂效率。表 4-7 及表 4-8 分別為各設施實測與模擬之排砂效率表，由表中彙整結果並比較後可知各排砂設施的總排砂比於莫拉克颱風中，模擬與實測值相差為 6.78%。以石門

水庫泥砂比重 1.12 公噸/立方公尺(水規所，2010a)推算，民國 98 年莫拉克颱風實測之總淤砂量為 132.38 萬立方公尺，而模擬之總淤砂量為 142.88 萬立方公尺。

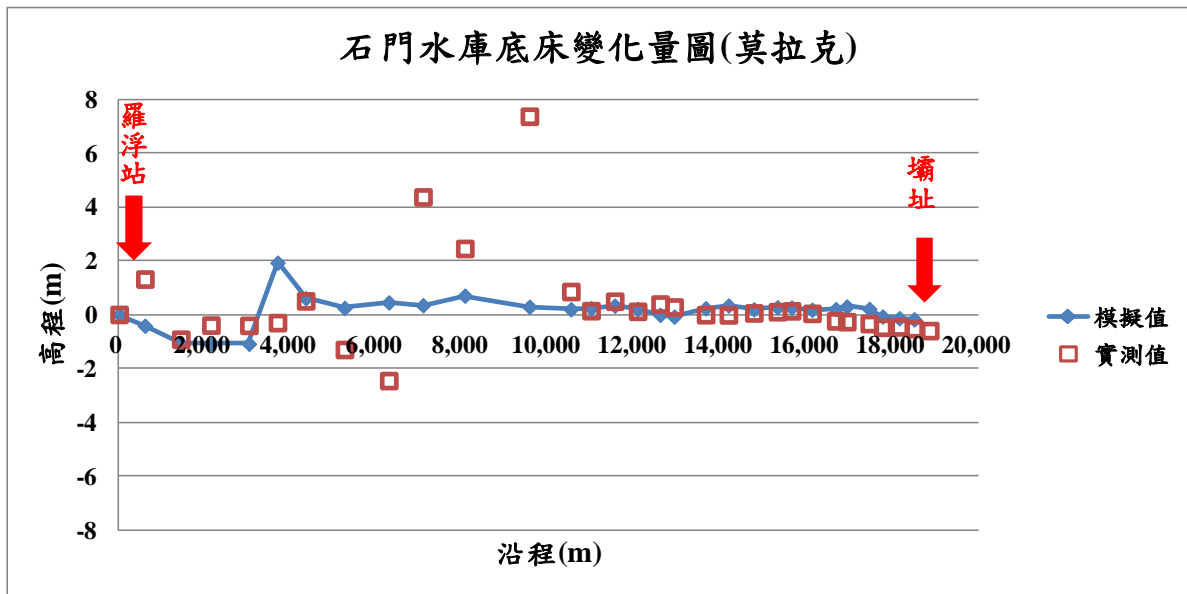


圖 4-14 石門水庫底床變化量圖(莫拉克)

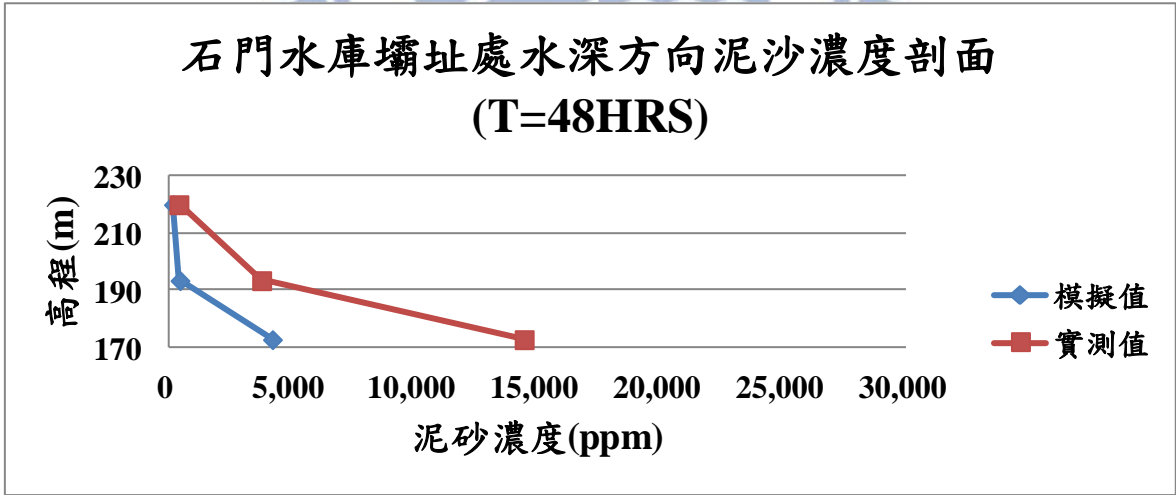
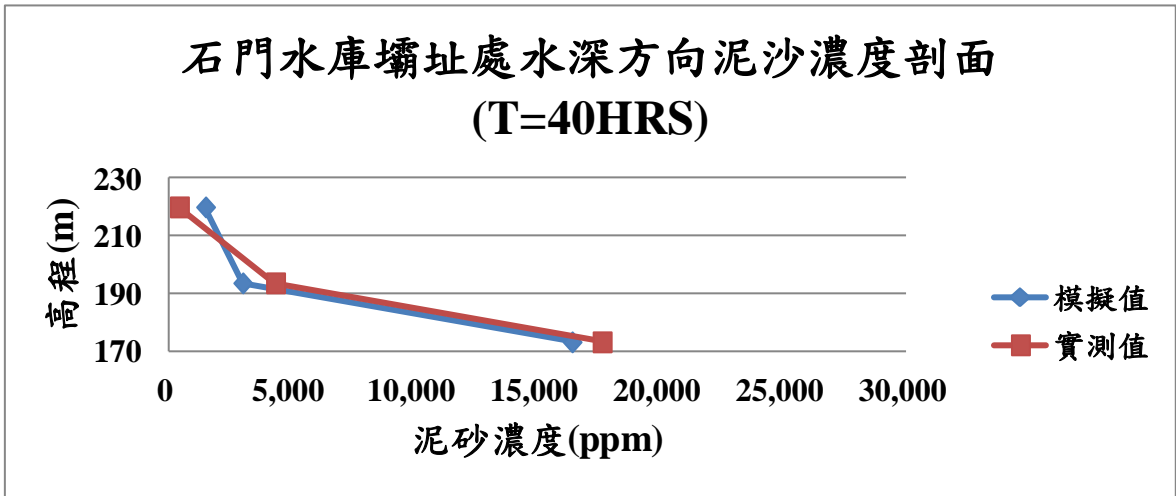
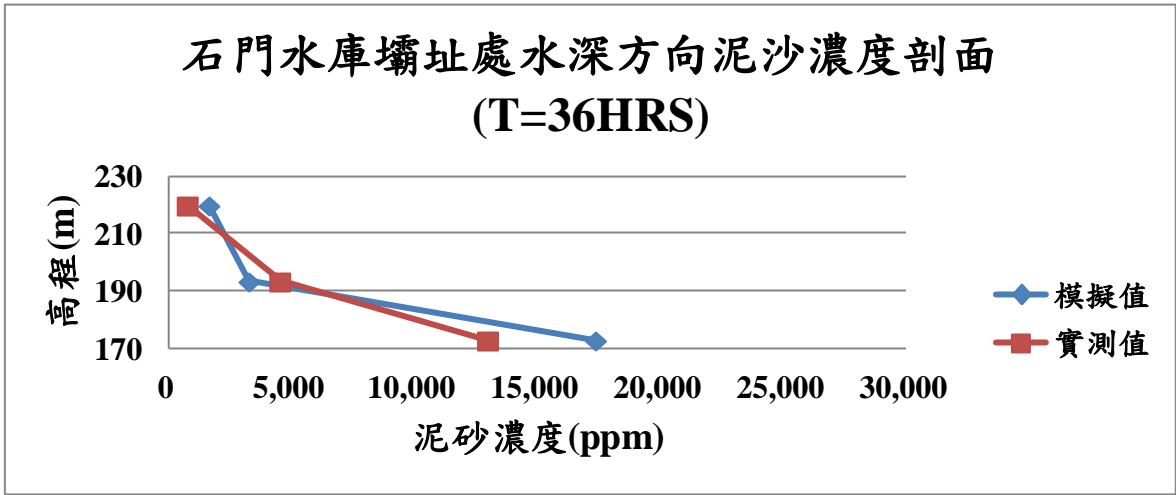


圖 4-15 不同時間之水深方向泥沙濃度剖面圖(莫拉克)

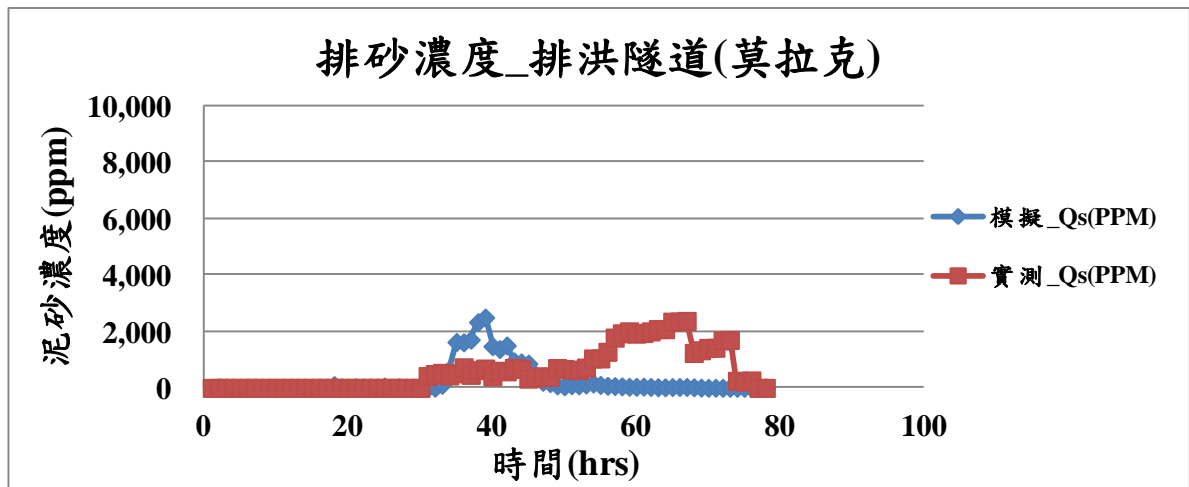
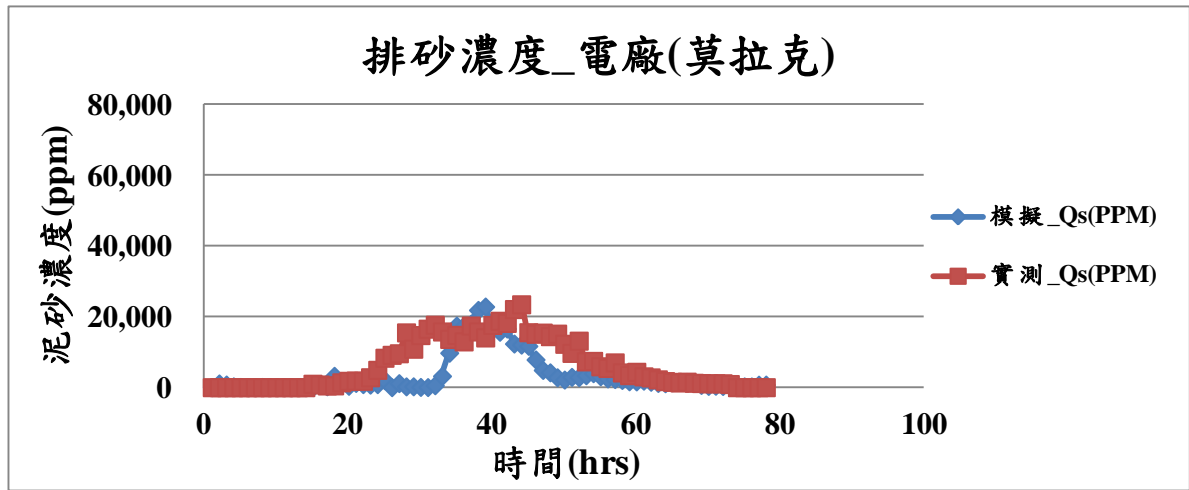


圖 4-16 各防淤設施之排砂濃度歷線圖(莫拉克)

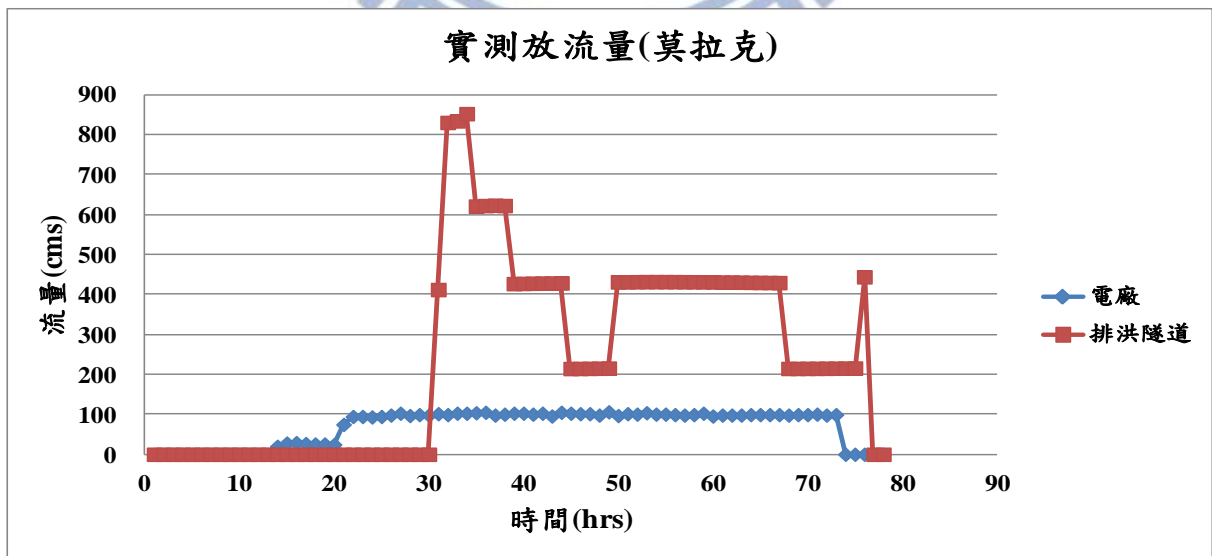


圖 4-17 實測放流量(莫拉克)

表 4-7 民國 98 年颱風期間排砂效率表_實測資料

莫拉克		
入(排)放口	入(過庫)砂量 (萬噸)	排砂比(%)
羅浮	173.23	-
石門電廠	17.97	10.37
排洪隧道	7	4.04
總排砂量/ 總排砂比	24.97	14.41

表 4-8 民國 98 年颱風期間排砂效率表_模擬結果

莫拉克		
入(排)放口	入(過庫)砂量 (萬噸)	排砂比(%)
羅浮	173.23	-
石門電廠	9.69	5.59
排洪隧道	3.52	2.03
總排砂量/ 總排砂比	13.21	7.63

第五章 繞庫排砂案例模擬

5.1 案例說明

石門水庫目前針對繞庫排砂策略，已有相當多之研究報告及物模試驗。為了解石門水庫之不同防洪防淤策略，對於庫區底床變化及庫區下游防淤設施之排砂效率之影響，本研究欲將該模式應用於不同防洪防淤策略實行前後並比較底床變化與下游各防淤設施之排砂效率影響結果。

本節將利用民國 99 年石門水庫現場地形做為初始地形，並重現民國 97 年颱風事件(鳳凰、辛樂克與薔密三場不同規模之颱風事件)，分別模擬新增方案前與新增 C1(延伸管)案、D2 修改案與 C1(延伸管)+D2 修改案之後，其底床變化及各設施排砂效率之差異。

本研究採用一維動床模式，故不考量防洪防淤隧道之隧道形狀、長度、摩擦等複雜因素，假設上游流量及泥砂運移至隧道所在斷面上直接排出，即隧道所在斷面上假設為一側出流處，其示意圖如圖 5-1 所示。

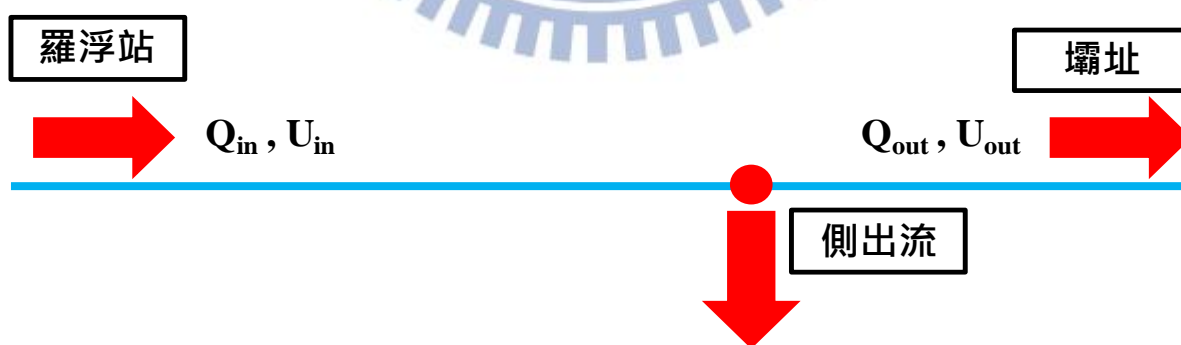


圖 5-1 側出流示意圖

5.2 案例模擬

5.2.1 模擬案例條件設定

1. 斷面資料：民國 99 年 12 月石門水庫大斷面為初始底床，範圍自上游斷面 32(羅浮)至下游斷面 3(石門壩址，斷面 3 為最靠近壩址處，斷面 1、2 不在庫區主深槽上)。斷面範圍如圖 4-1 所示。
2. 入流量：根據石門水庫於民國 97 年颱風期間(鳳凰、辛樂克與薔蜜等三場颱風)所測得羅浮站之入流歷線，共計 122 小時，其上游入流量歷線如圖 4-2 所示。
3. 入砂濃度：民國 97 年交通大學完成石門水庫全洪程觀測，於羅浮處測得逐時之懸浮載泥砂濃度。入砂濃度歷線如圖 4-2 所示。
4. 下游水位：利用颱風期間之石門水庫水位資料，其歷線如圖 4-3 所示。
5. 沉滓粒徑：根據許(2008)模擬時之經驗及表 4-1 之沉滓粒徑表，本研究設定，石門水庫庫區內之泥砂粒徑約分別為 0.003、0.05 及 0.3mm，各占全部入砂量之 1/3。
6. 曼寧 n 值：參考水規所(2008)報告「石門水庫水砂運移監測與異重流模式開發及應用研究(1/2)」，選用 0.03 為曼寧 n 值。
7. 凝聚性沉滓參數：根據檢定結果，沉降剪應力採用 Lumborg (2005) 建議黏土及泥漿的沉降剪應力值為 $0.1N/m^2$ ，濕密度則採用 $1.65 g/cm^3$ 。

8. 凝聚性沉澱公式：根據檢定結果，對於沉降速度將採用 You (2004) 之公式，並配合 Krone (1962) 的沉淤公式，另外，沖刷公式採用 Wilbert et al. (2004) 提出之凝聚性沉澱啟動條件並配合 Krone (1999) 的沖刷公式。
9. 防洪防淤隧道操作時機：依據「石門水庫上游主河道分洪防淤工程初步規劃及水工模型試驗研究-初步規劃報告」其防洪防淤隧道啟動流量為 300cms，另外，根據民國 100 年水規所之「石門水庫防洪防淤工程試驗成果報告」，防洪防淤隧道之設計流量約 1,200cms～1,600cms，隧道尖峰流量約為 1,452cms，然而，因本研究之假設案例與物模試驗設定之颱風事件不同，上下游及側流邊界條件亦不盡相同，本研究仍依防洪防淤隧道之設計條件並參考物模試驗結果，假設其入口之流量如圖 5-2 所示。

此外，水規所之「石門水庫防洪防淤工程試驗成果報告」，針對 C1 案(延伸管)之排砂比模擬結果為 31.7%，其排砂比 = $\frac{\text{防洪防淤隧道之排出砂量}}{\text{上游入庫砂量}} \times 100\%$ ，故依據此排砂比，假設防洪防淤隧道入口之泥砂濃度 = 上游入庫砂量 × 排砂比，如圖 5-2 所示。

D2 修改案之隧道放流量目前規劃為 600cms 之清水，目前僅定性描述操作原則以不影響水資源運用為主，並無實測資料，故根據此設計條件，假設其側出流量歷線，如圖 5-3 所示。

C1(延伸管)+D2 修改案聯合操作，目前亦僅定性描述操作原則，並無實測資料。本研究根據「石門水庫防淤策略對下游河道影響之評估研究」，所假設兩方案聯合操作之原則為：(1) 防洪防淤隧道之操

作以 C1(延伸管)案為主，D2 修改案為輔。(2)D2 修改案之啟動原則為以不影響 C1(延伸管)案操作為準。(3)D2 修改案之啟動時機為洪水歷線爬升段及退水段，故假設側流邊界條件如圖 5-4 所示。

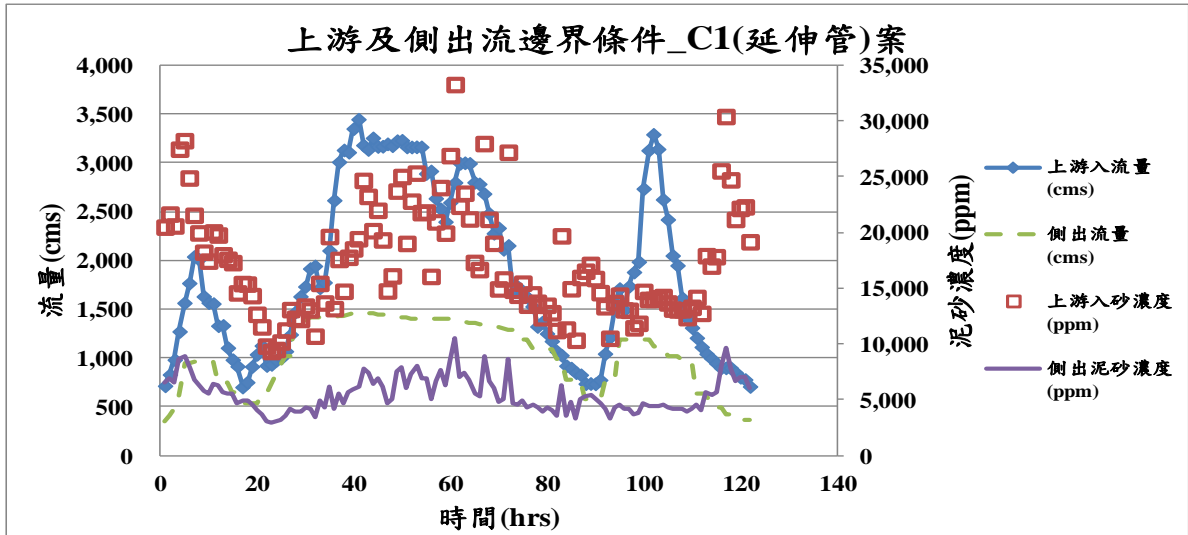


圖 5-2 上游流量與側出流量歷線圖_C1(延伸管)案

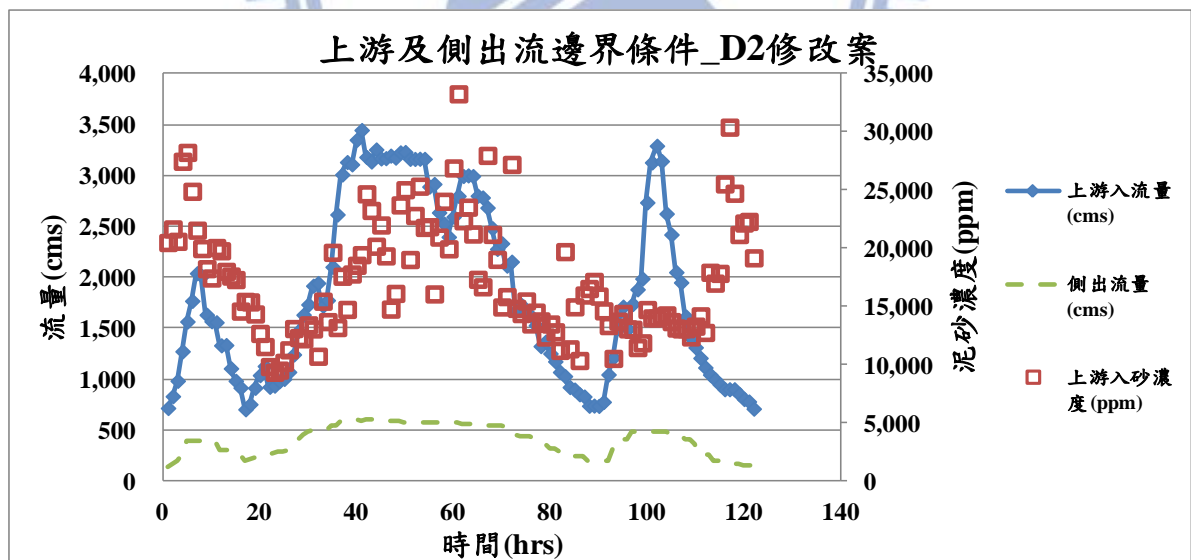


圖 5-3 上游流量與側出流量歷線圖_D2 修改案

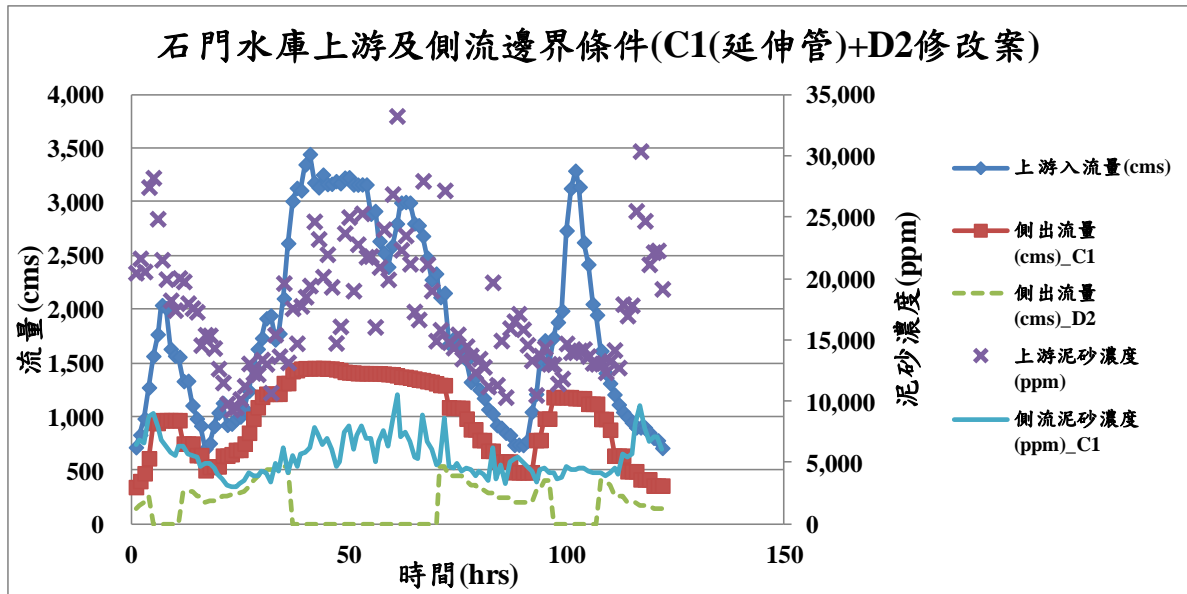


圖 5-4 上游流量與側出流量歷線圖_C1(延伸管)+D2 修改案

5.2.2 模擬結果

圖 5-5 為模擬民國 97 年颱風事件中，新增防洪防淤隧道前、新增 C1(延伸管)案、D2 修改案與 C1(延伸管)+D2 修改案聯合操作後之底床變化量圖。由圖可知，新增隧道前，於斷面 12 之前，其底床之沖淤變化不大，最大刷深深度為 0.79m；壩前約 4 公里之後之底床變化量較為劇烈，壩址為最高淤積處，其淤積高度為 5.3m，壩前約 1 公里附近有刷深現象，最大刷深深度為 2.35m，平均底床淤積高度為 0.69m。分別考慮 C1(延伸管)案、D2 修改案與 C1(延伸管)+D2 修改案後，其底床沖淤趨勢與新增前大致相同，然而，自各方案斷面之後，底床沖淤量有些微的不同。C1(延伸管)案與新增方案前之底床淤積情況較其他方案有明顯的改善，平均底床淤積高度為 0.58m，較新增前下降了 0.11m。

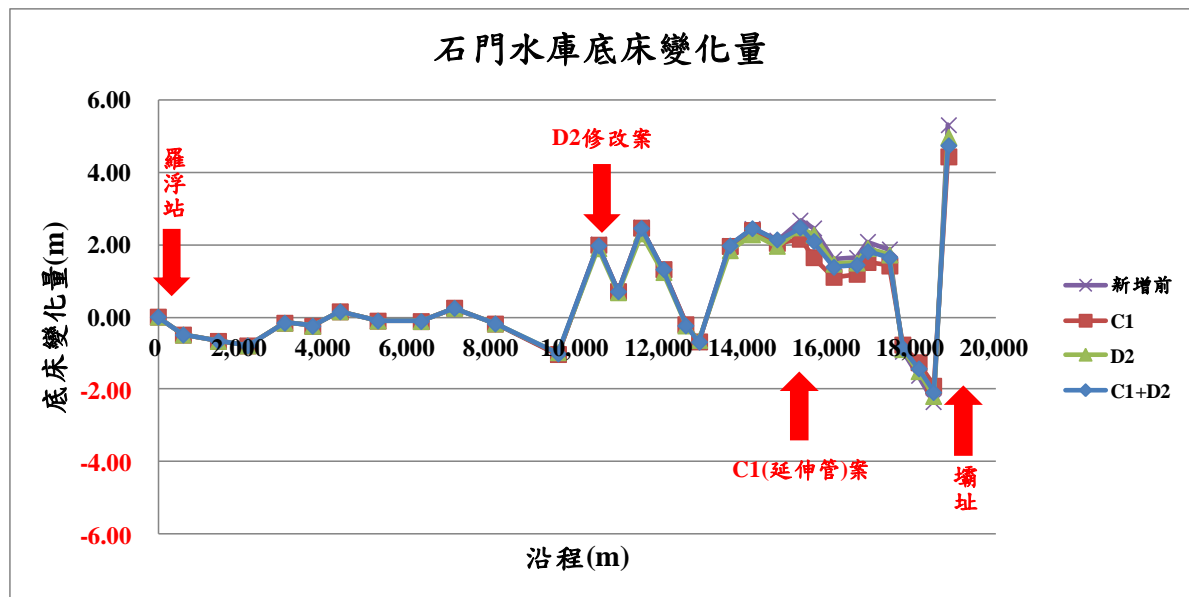


圖 5-5 模擬石門水庫底床變化量圖

以下將針對新增各方案前後，於鳳凰、辛樂克與薈密三場颱風期間，分述各設施排砂濃度之影響比較。

5.2.2.1 C1(延伸管)案

1. 鳳凰颱風：

圖 5-6 為鳳凰颱風期間，新增 C1(延伸管)案前後，石門水庫各設施之排砂濃度歷線圖。新增方案前，電廠、排洪隧道與溢洪道之尖峰泥砂濃度分別約 3.32 萬 ppm、1028.29ppm 與 858.57ppm；新增 C1(延伸管)案後，各設施尖峰泥砂濃度分別約 3.1 萬 ppm、1,227ppm 與 943ppm。比較排砂濃度歷線圖後可知，新增方案後，各設施之排砂濃度模擬結果，整體有下降之趨勢，推測部分泥砂已由防洪防淤隧道排出，僅排洪隧道與溢洪道之尖峰泥砂濃度仍略高於新增方案前，其原因推論其側出流量並非處於高流量狀態，排出泥砂量有限，部分泥砂仍往下游運移。

2. 辛樂克颱風：

圖 5-7 為辛樂克颱風期間，新增 C1(延伸管)案前後，石門水庫各設施之排砂濃度歷線圖。新增方案前，電廠、排洪隧道與溢洪道之尖峰泥砂濃度分別約 6.95 萬 ppm、4,719ppm 與 4,109ppm；新增 C1(延伸管)案後，各設施尖峰泥砂濃度分別約 2.63 萬 ppm、1,244ppm 與 722ppm。比較排砂濃度歷線圖後可知，新增方案後，各設施之排砂濃度模擬結果，均有下降之趨勢，推測大部分泥砂已由防洪防淤隧道排出。

3. 薔蜜颱風：

圖 5-8 為薔蜜颱風期間，新增 C1(延伸管)案前後，石門水庫各設施之排砂濃度歷線圖。新增方案前，電廠、排洪隧道之尖峰泥砂濃度分別約 3.46 萬 ppm、1,192ppm；新增隧道後，各設施尖峰泥砂濃度分別約 3.74 萬 ppm、1,881ppm。比較排砂濃歷線圖後可知，新增隧道後，各設施之排砂濃度部分有下降趨勢，推測部分泥砂已由防洪防淤隧道排出，然而，第 25 小時之後，電廠及排洪隧道之排砂濃度持續上升，推論原因為防洪防淤隧道於此時排出流量及砂量漸小，剩餘主流流量與泥砂量仍持續往下游運移。

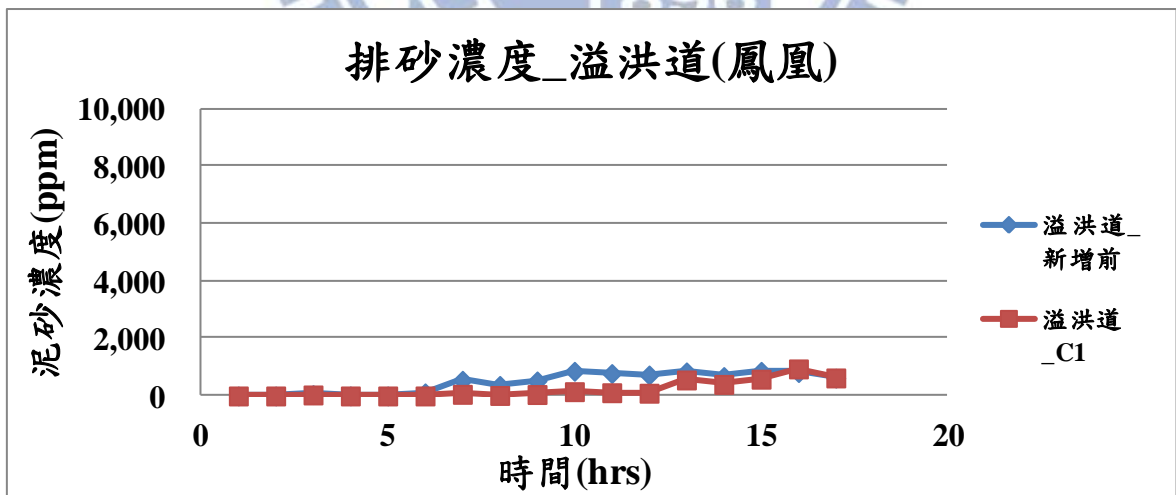
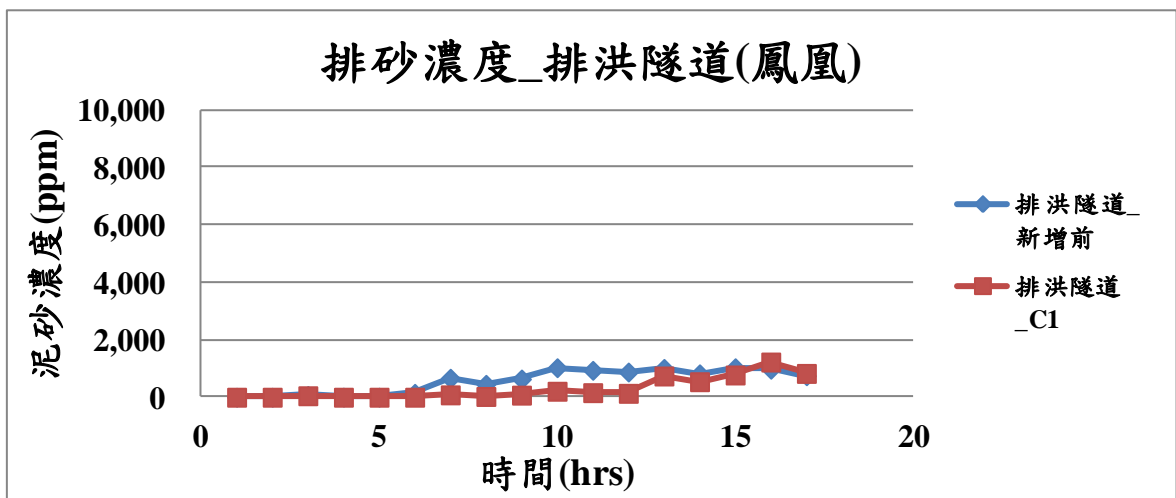
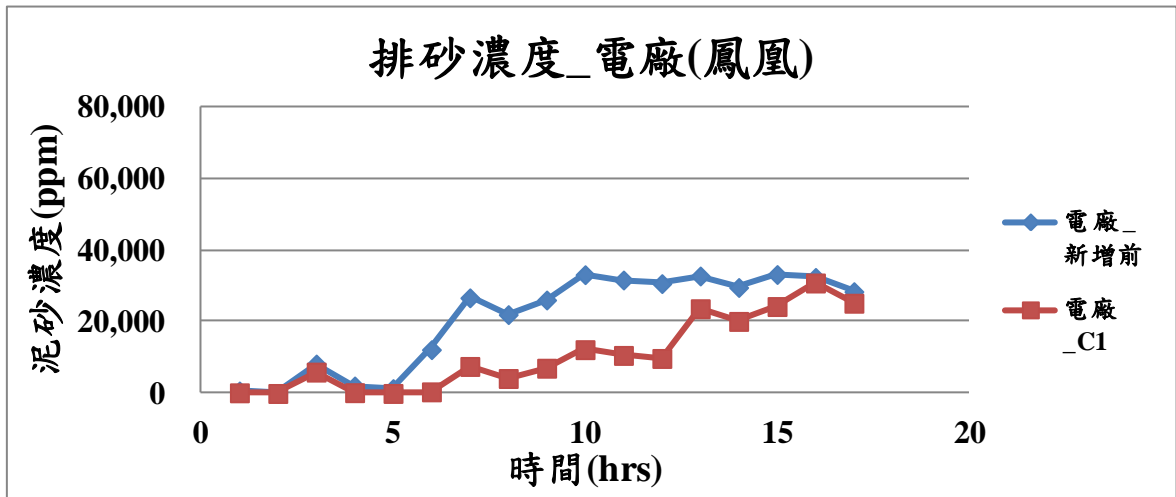


圖 5-6 各設施排砂濃度歷線圖_新增前與 C1(延伸管)案(鳳凰)

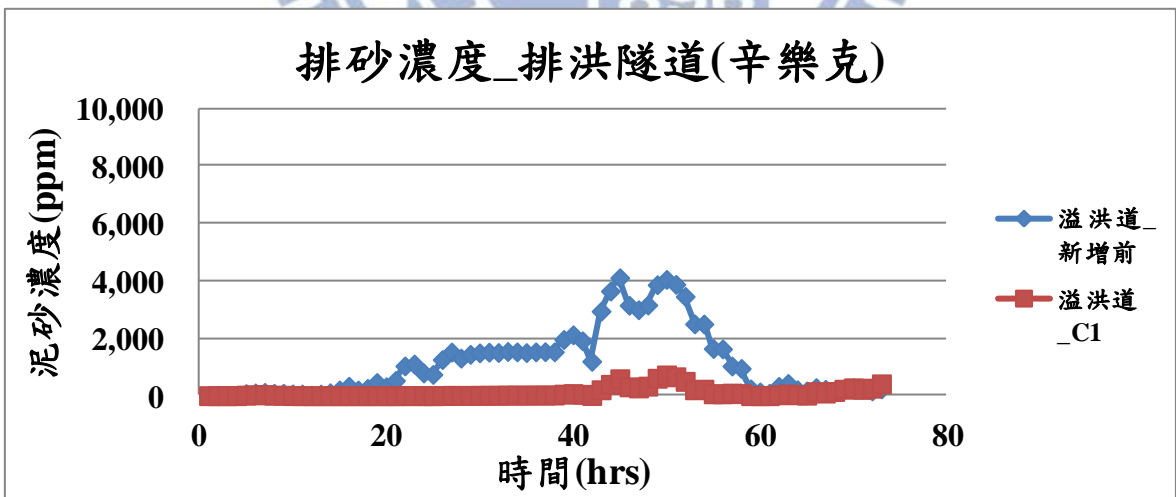
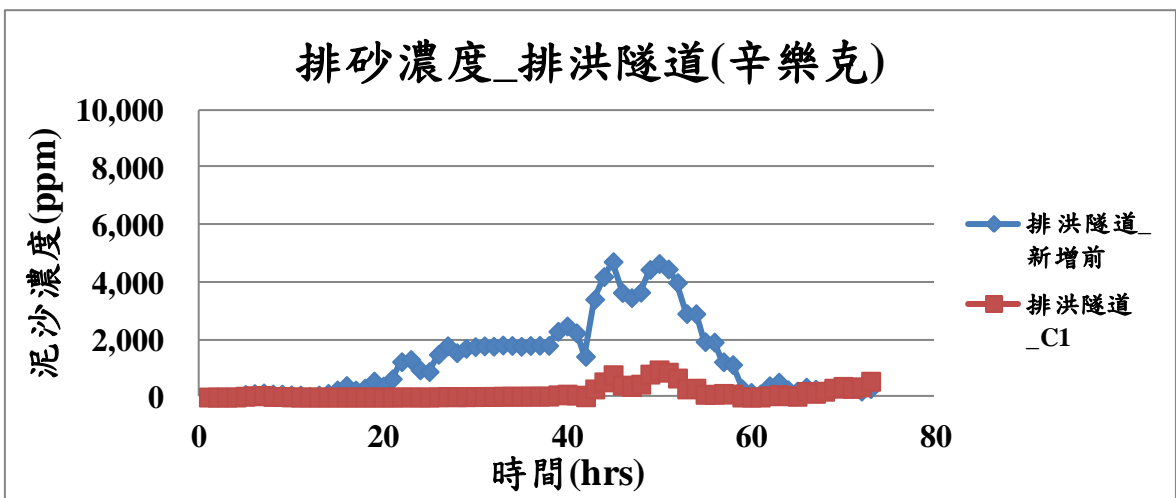
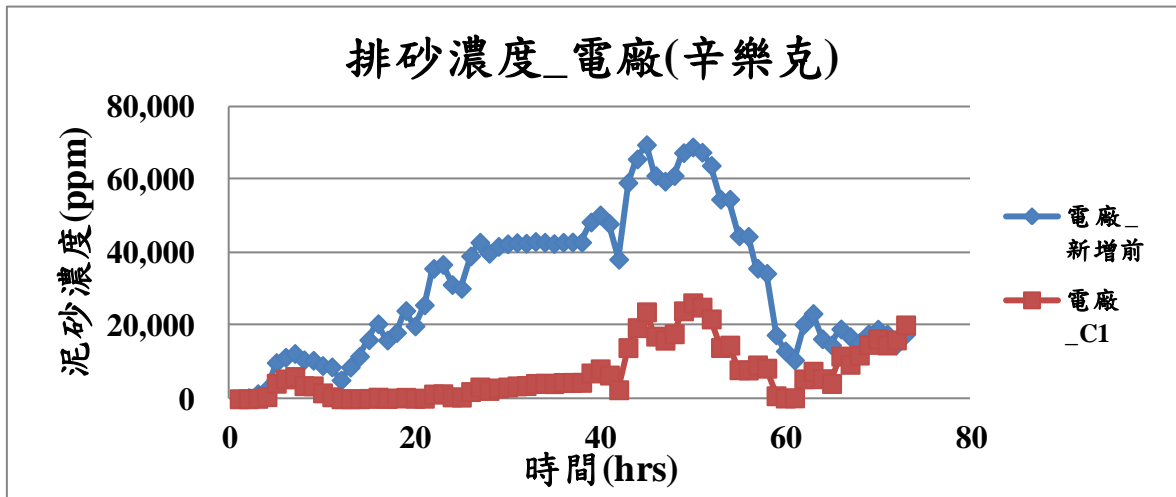


圖 5-7 各設施排砂濃度歷線圖_新增前與 C1(延伸管)案(辛樂克)

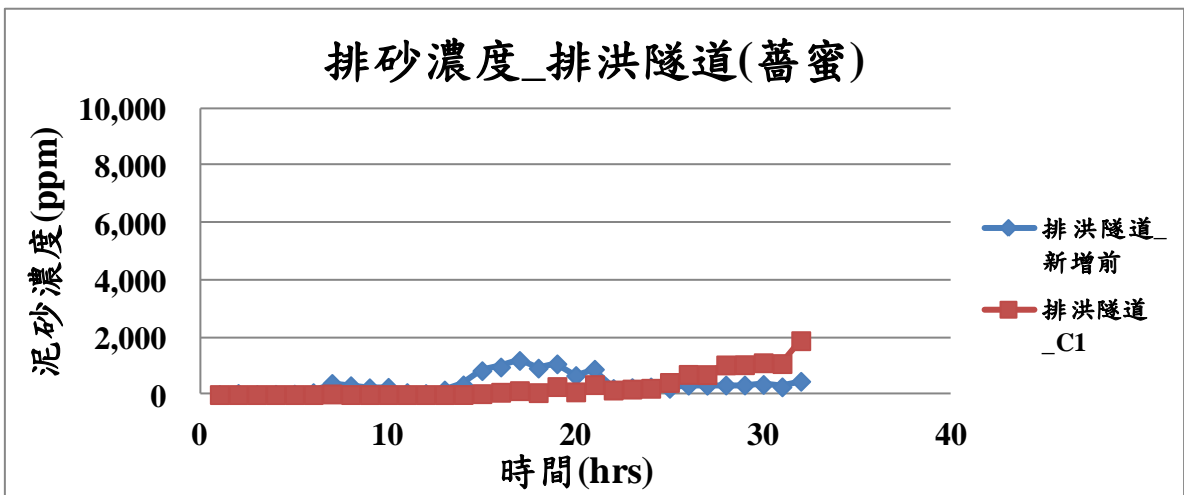
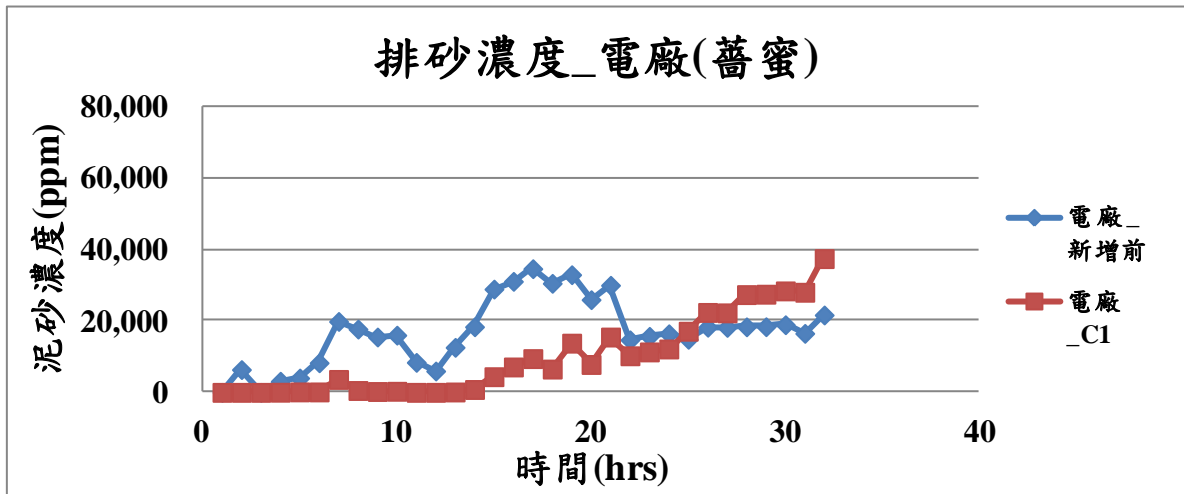


圖 5-8 各設施排砂濃度歷線圖_新增前與 C1(延伸管)案(舊蜜)

5.2.2.2 D2 修改案

1. 鳳凰颱風：

圖 5-9 為鳳凰颱風期間，新增 D2 修改案前後之石門水庫各設施之排砂濃度歷線圖。新增隧道後，電廠、排洪隧道與溢洪道之尖峰泥砂濃度分別約 3.32 萬 ppm、973ppm 與 791ppm，相較新增前，僅電廠尖峰泥砂濃度相近，其餘設施皆略有下降之趨勢。由排砂濃度歷線圖可知，新增 D2 修改案後，各設施之排砂濃度均有下降趨勢，然而其影響效果不大，推測雖有部分泥砂已由防洪防淤隧道排出，因側出流量相對主流小且排放清水，大部分泥砂仍往下游運移。

2. 辛樂克颱風：

圖 5-10 為辛樂克颱風期間，新增 D2 修改案前後之石門水庫各設施之排砂濃度歷線圖。新增隧道後，電廠、排洪隧道與溢洪道之尖峰泥砂濃度分別約 5.56 萬 ppm、2,876ppm 與 2,417ppm，相較於新增方案前，各防淤設施之整體泥砂濃度均有下降之趨勢，推測部分泥砂已由防洪防淤隧道排出。

3. 薔蜜颱風：

圖 5-11 為薔蜜颱風期間，新增 D2 修改案前後石門水庫各設施之排砂濃度歷線圖。新增隧道後，電廠、排洪隧道之尖峰泥砂濃度分別約 2.76 萬 ppm、715ppm，相較於新增方案前，各防淤設施之整體泥砂濃度均有下降之趨勢，推測部分泥砂已由防洪防淤隧道排出。

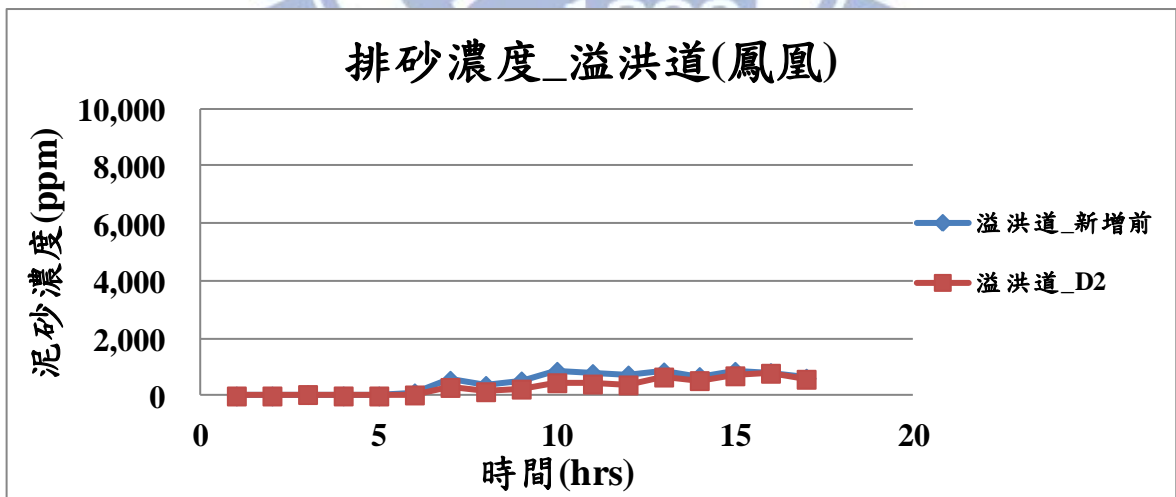
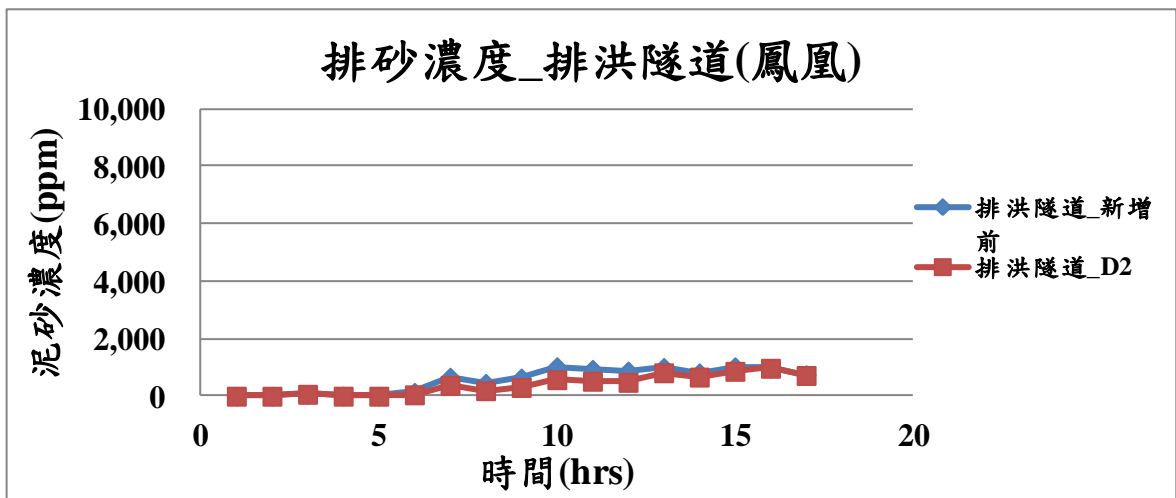
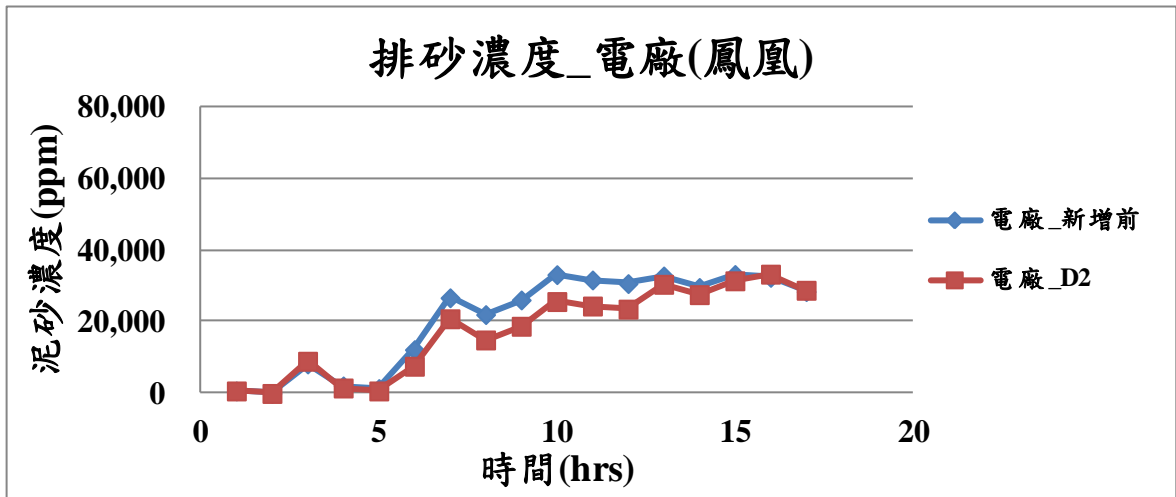


圖 5-9 各設施排砂濃度歷線圖_新增前與 D2 修改案(鳳凰)

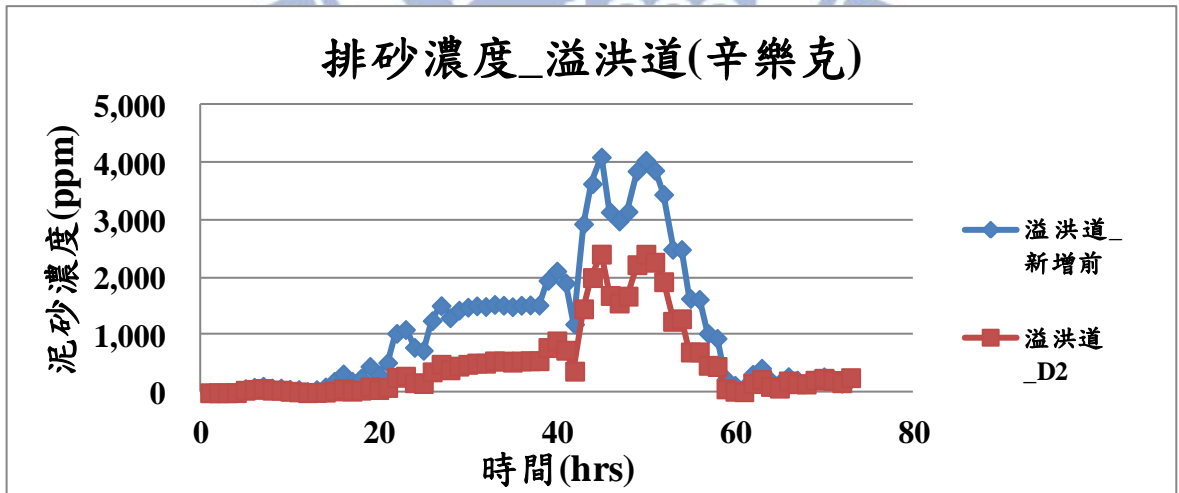
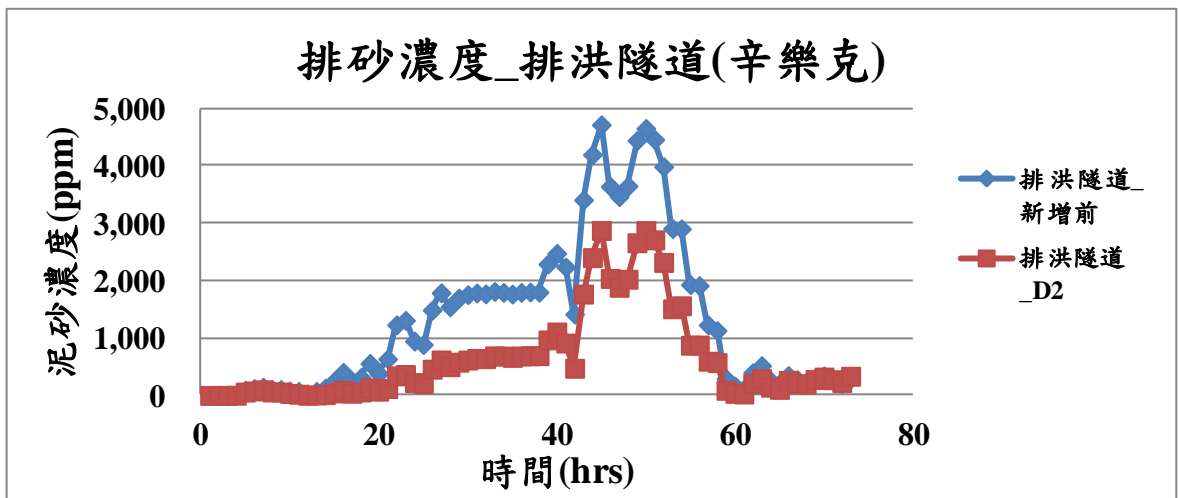
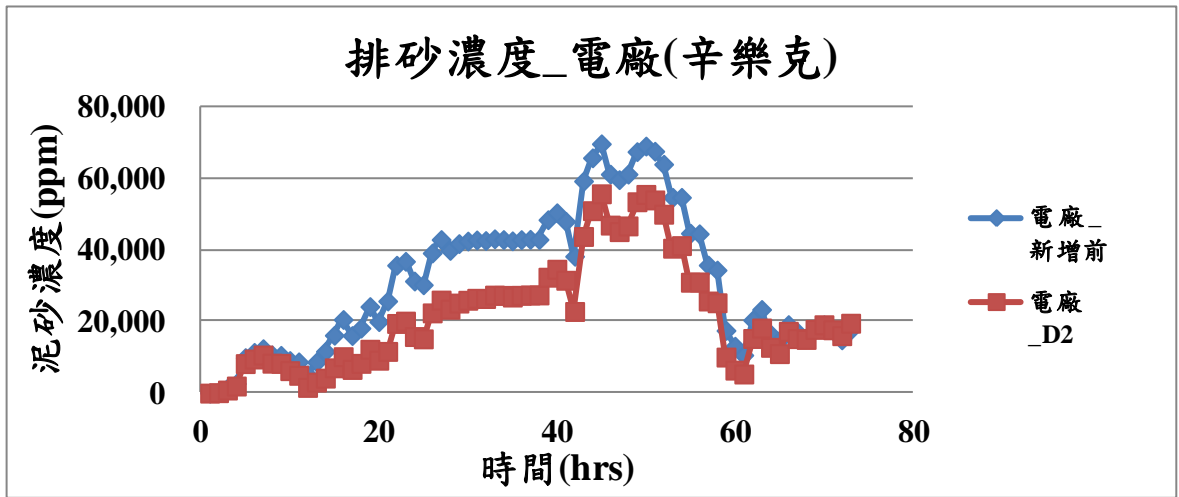


圖 5-10 各設施排砂濃度歷線圖_新增前與 D2 修改案(辛樂克)

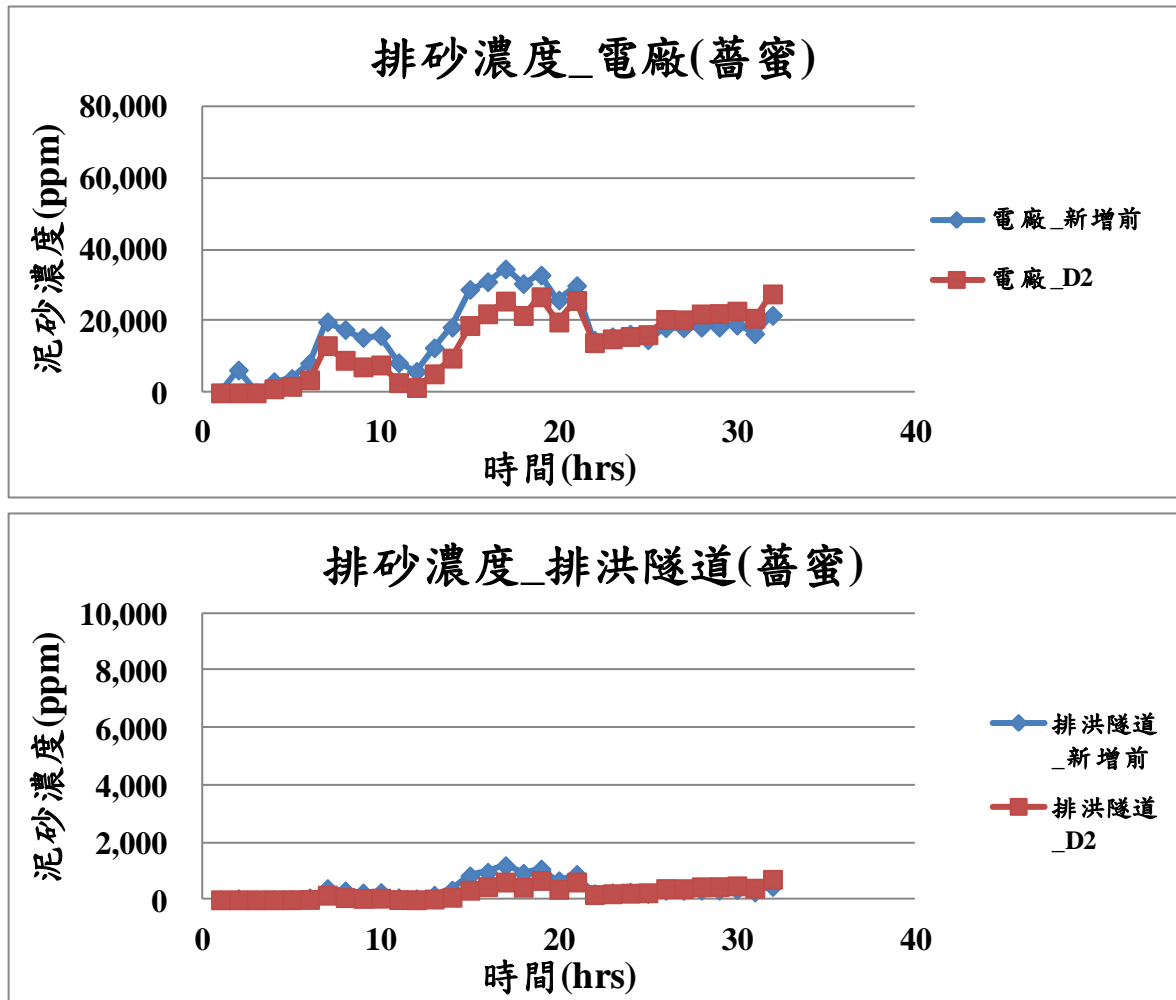


圖 5-11 各設施排砂濃度歷線圖_新增前與 D2 修改案(蕃蜜)

5.2.2.3 C1(延伸管)+D2 修改案

1. 鳳凰颱風：

圖 5-12 為鳳凰颱風期間，新增 C1(延伸管)+D2 修改案前後之石門水庫各設施之排砂濃度歷線圖。兩案聯合操作後，電廠、排洪隧道與溢洪道之尖峰泥砂濃度分別約 1.69 萬 ppm、627.24ppm 與 416.70ppm，相較新增前，各設施排砂濃度有下降之趨勢。由排砂濃度歷線圖可知，兩方案聯合操作後，各設施之排砂濃度均有下降趨勢，推測雖有部分泥砂已由防洪防淤隧道排出，因側出流量相對主流小且排放清水，大部分泥砂仍往下游運移。

2. 辛樂克颱風：

圖 5-13 為辛樂克颱風期間，新增 C1(延伸管)+D2 修改案前後之石門水庫各設施之排砂濃度歷線圖。兩案聯合操作後，電廠、排洪隧道與溢洪道之尖峰泥砂濃度分別約 3.37 萬 ppm、2196.07ppm 與 1564.85ppm，相較於新增方案前，各防淤設施之整體泥砂濃度均有下降之趨勢，推測部分泥砂已由防洪防淤隧道排出。

3. 薔蜜颱風：

圖 5-14 為薔蜜颱風期間，新增 C1(延伸管)+D2 修改案前後石門水庫各設施之排砂濃度歷線圖。兩案聯合操作後，電廠、排洪隧道之尖峰泥砂濃度分別約 3.5 萬 ppm、2352ppm，相較於新增方案前，各防淤設施之整體泥砂濃度均有下降之趨勢，推測部分泥砂已由防洪防淤隧道排出。

將各設施之排砂濃度與出流量，如圖 4-9~圖 4-11 所示，作積分運算後，可得各設施之排砂量，並可進一步分析其排砂效率。

分別將新增方案前、C1(延伸管)案、D2 修改案與 C1(延伸管)+D2 修改案後之各設施排砂量彙整如表 5-1~表 5-4 所示。由表中可知，新增防洪防淤隧道後，各設施之排砂濃度皆有明顯減少之趨勢。鳳凰、辛樂克與薔蜜颱風三場颱風事件中，新增 C1(延伸管)案後，下游各防淤設施之總排砂量分別減少 6.88、127.61 與 8.53 萬噸；新增 D2 修改案後，各設施之總排砂量分別減少 2.71、64.77 與 4.6 萬噸，兩案聯合操作後，各設施之總排砂量分別減少 8.84、120.28 與 10.8 萬噸，三種方案中，皆以辛樂克颱風期間之總排砂量降低程度最為顯著，推論其原因在於該段期間，防洪防淤隧道為全開狀態，其尖峰流量約為 1453.54cms，故所排出的泥砂較鳳凰與薔蜜颱

風多。

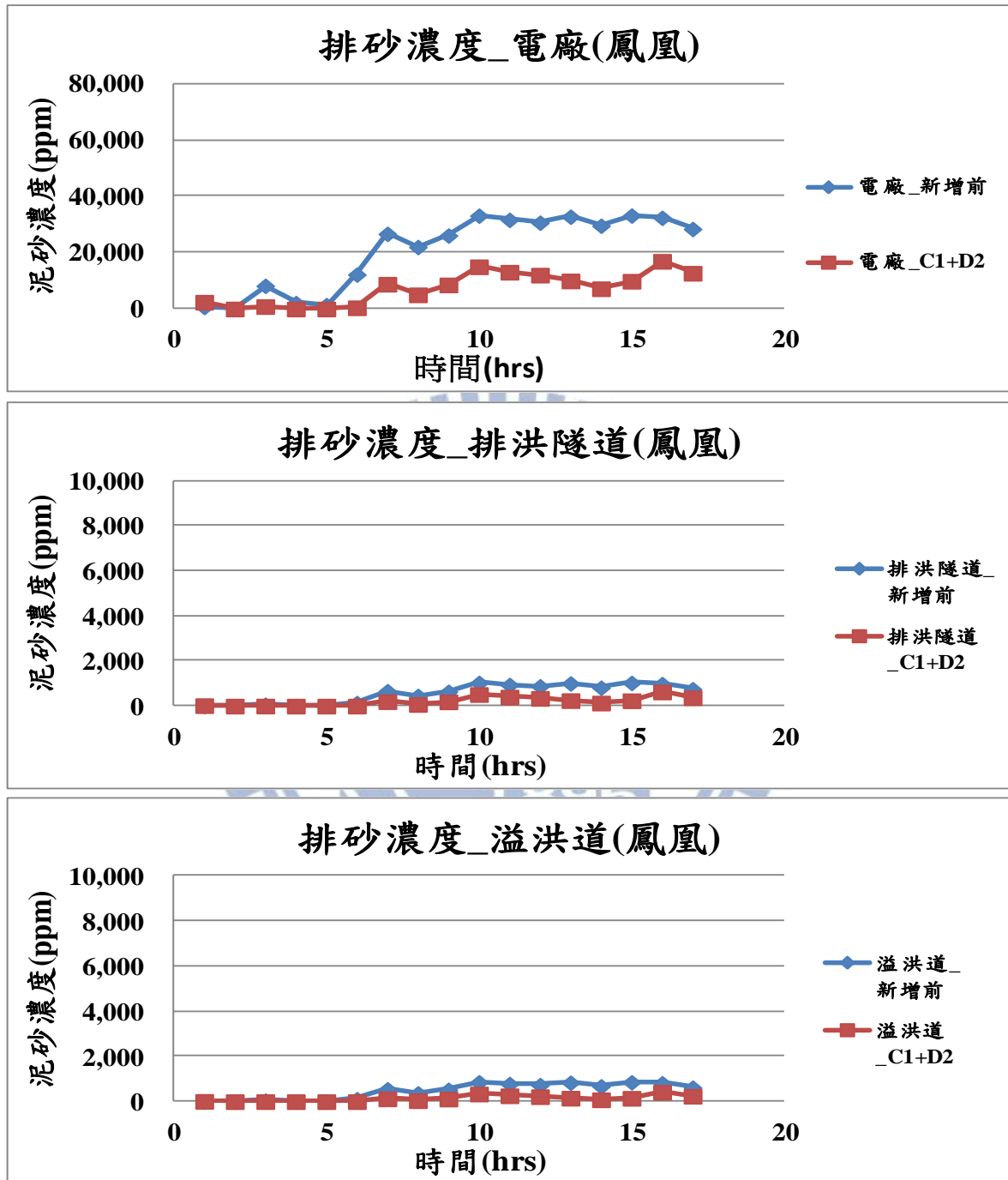


圖 5-12 各設施排砂濃度歷線圖_新增前與 C1(延伸管)+D2 修改案(鳳凰)

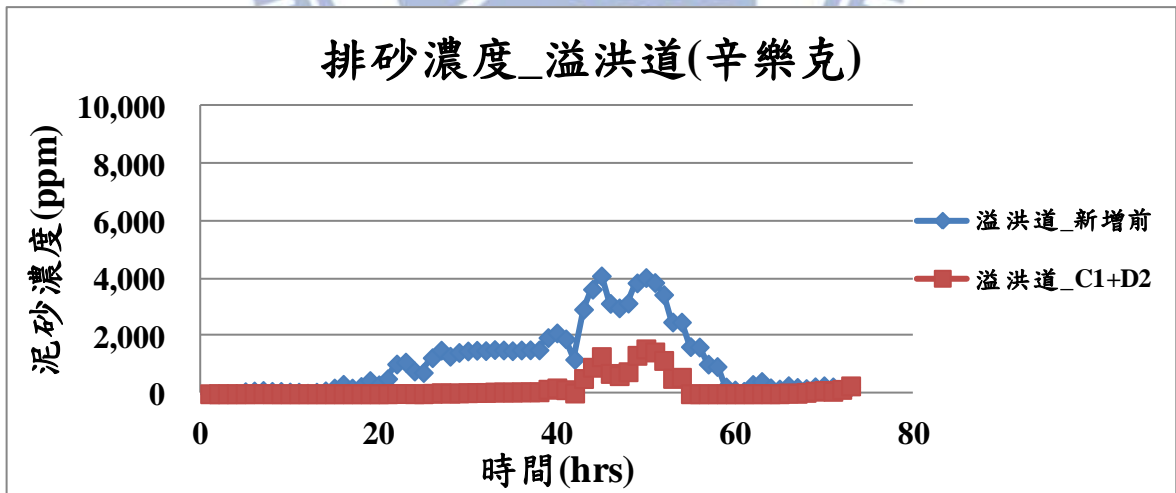
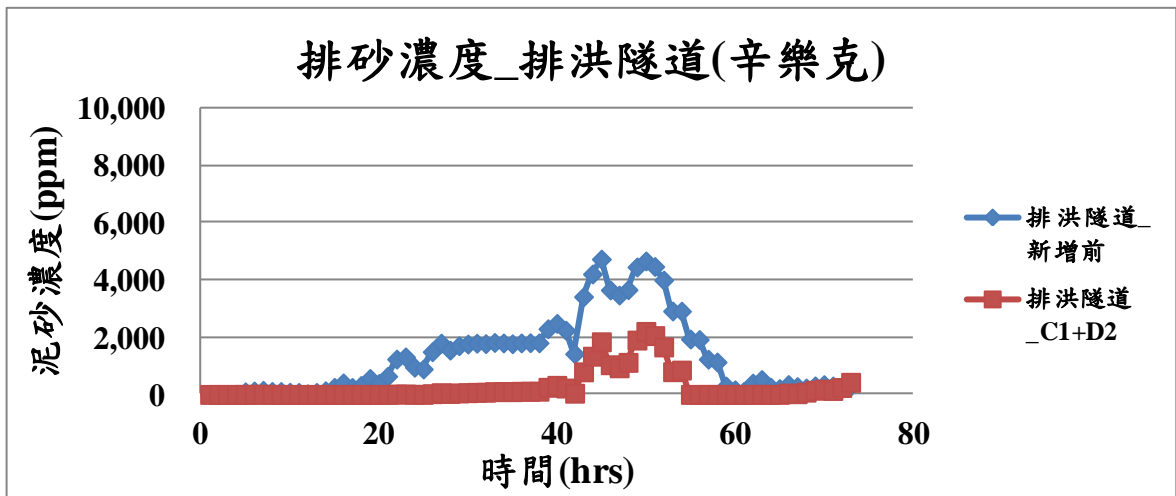
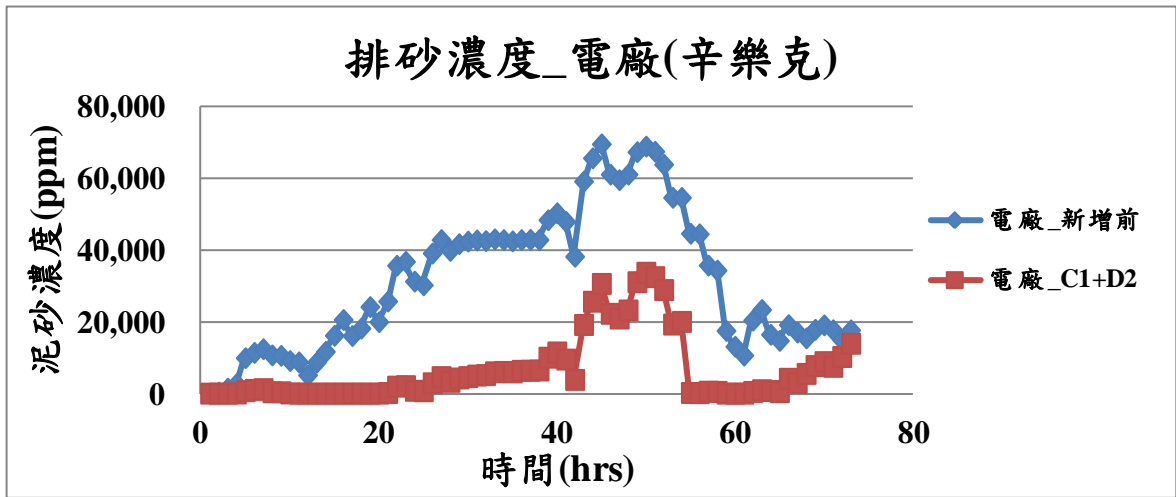


圖 5-13 各設施排砂濃度歷線圖_新增前與 C1(延伸管)+D2 修改案
(辛樂克)

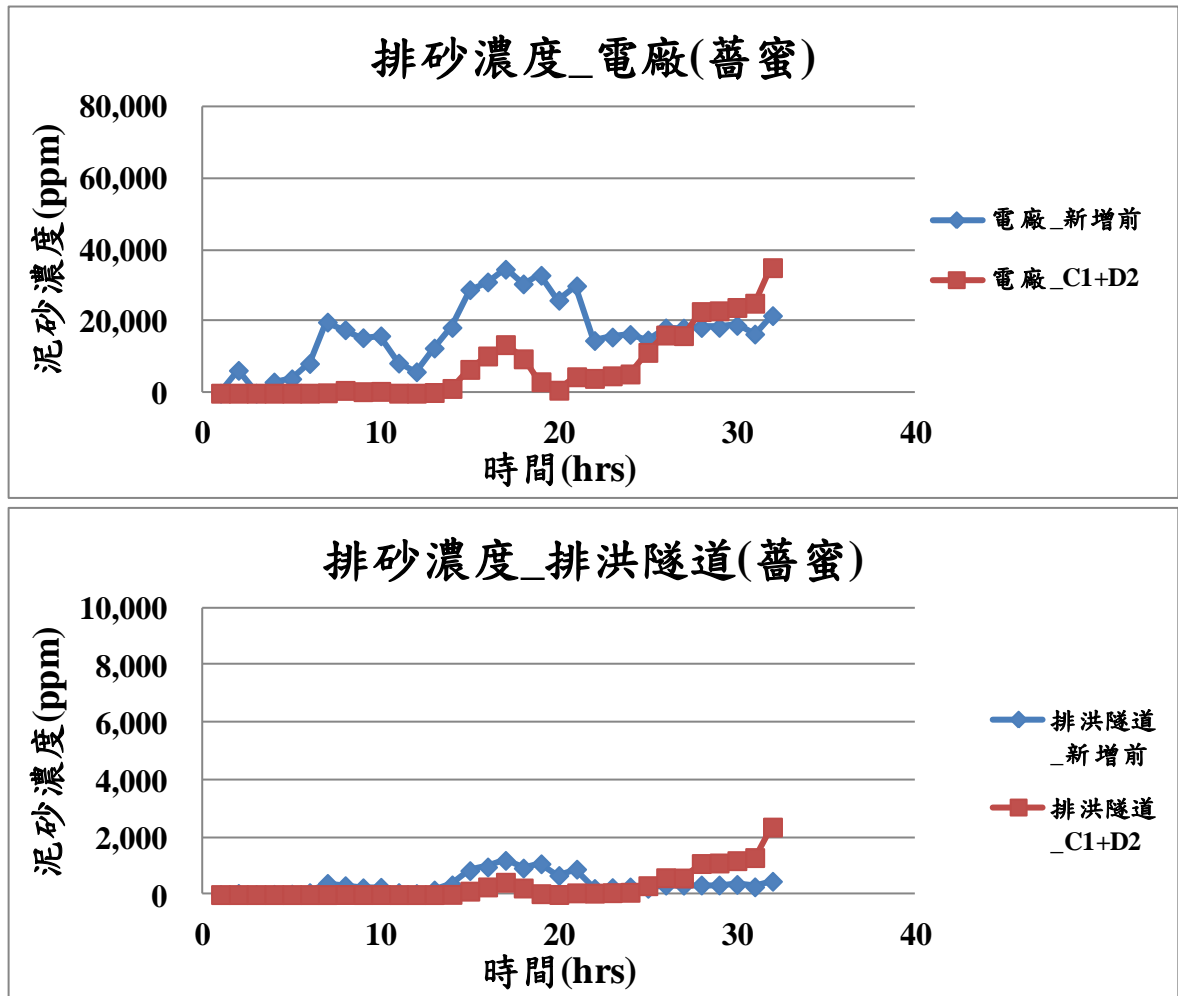


圖 5-14 各設施排砂濃度歷線圖_新增前與 C1(延伸管)+D2 修改案(蕃蜜)

表 5-1 各場颱風期間之模擬排砂效率表_新增前

入(排)放口	鳳凰		辛樂克		蕃蜜	
	入(過庫)砂量 (萬噸)	排砂比 (%)	入(過庫)砂量 (萬噸)	排砂比 (%)	入(過庫)砂量 (萬噸)	排砂比 (%)
羅浮	143.61	-	1039.29	-	362.87	-
石門電廠	9.16	6.40	64.07	6.20	16.22	4.47
排洪隧道	2.90	2.01	51.38	4.94	4.76	1.31
溢洪道	1.26	0.88	34.08	3.28	-	
總排砂量/ 總排砂比	13.32	9.29	149.53	14.42	20.96	5.78

表 5-2 各場颱風期間之模擬排砂效率表_C1(延伸管)案

入(排)放口	鳳凰		辛樂克		蕃蜜	
	入(過庫)砂量 (萬噸)	排砂比 (%)	入(過庫)砂量 (萬噸)	排砂比 (%)	入(過庫)砂量 (萬噸)	排砂比 (%)
羅浮	143.61	-	1039.29	-	362.87	-
C1(延伸管)案	29.21	20.34	168.45	16.21	43.35	11.95
石門電廠	4.72	3.33	14.38	1.38	9.42	2.6
排洪隧道	1.56	1.1	5.27	0.51	3.01	0.83
溢洪道	0.16	0.11	2.27	0.22	-	
總排砂量/ 總排砂比	35.65	24.88	190.37	18.32	55.78	15.38

表 5-3 各場颱風期間之模擬排砂效率表_D2 修改案

入(排)放口	鳳凰		辛樂克		蕃蜜	
	入(過庫)砂量 (萬噸)	排砂比 (%)	入(過庫)砂量 (萬噸)	排砂比 (%)	入(過庫)砂量 (萬噸)	排砂比 (%)
羅浮	143.61	-	1039.29	-	362.87	-
石門電廠	7.79	5.42	45.17	4.35	13.22	3.64
排洪隧道	2.10	1.46	24.54	2.36	3.14	0.86
溢洪道	0.63	0.44	15.04	1.45	-	
總排砂量／ 總排砂比	10.52	7.33	84.76	8.16	16.36	4.51

表 5-4 各場颱風期間之模擬排砂效率表_C1(延伸管)+D2 修改案

入(排)放口	鳳凰		辛樂克		蕃蜜	
	入(過庫)砂量 (萬噸)	排砂比 (%)	入(過庫)砂量 (萬噸)	排砂比 (%)	入(過庫)砂量 (萬噸)	排砂比 (%)
羅浮	143.61	-	1039.29	-	362.87	-
C1(延伸管)案	29.21	20.34	168.45	16.21	43.35	11.95
石門電廠	3.18	2.22	13.66	1.31	7.19	1.98
排洪隧道	0.94	0.65	10.37	1.00	2.97	0.82
溢洪道	0.36	0.25	5.21	0.50	-	
總排砂量／總 排砂比	33.69	23.46	197.70	19.02	53.51	14.75

第六章 結論與建議

本研究承襲前人之研究，應用許(2008)以具有凝聚性沉澱傳輸機制的水理輸砂數值模式，即一維顯式有限解析法 (EFA)，進行颱風期間水庫水力排砂的數值模擬，研究在不同的水砂條件及石門水庫增設防洪防淤隧道 C1(延伸管)案、D2 修改案與 C1(延伸管)+D2 修改案前後，模擬其底床變化，另外，利用 van Rijn (1984b)的公式計算水深方向之泥砂濃度剖面，並以此剖面推算不同高程洩水設施所排放的泥砂濃度以評估在水庫中不同高程之洩水口，其排砂效率之影響。下面就本研究之結論與建議敘述如下。

6.1 結論

1. 目前石門水庫之水力排砂策略朝異重流排砂或繞庫排砂之方向進行，其中因空庫排砂、洩降排砂皆需降低水位，影響水資源調度甚鉅，空庫排砂更因短時間內會大量將原本存在水庫內的泥砂排至下游，對生態有極大的衝擊。故現階段石門水庫水力排砂採用異重流排砂或繞庫策略為主。
2. 一維顯式有限解析法數值模式因斷面為一維之模式限制，無法詳細描述水深方向之泥砂運移行為，以致無法準確計算不同高程水庫出水口的排砂量；儘管如此，模式檢定驗證案例中，其模擬成果之底床變化量及排砂效率與實測資料有相同趨勢，說明模式應用於評估水庫之排砂效率仍具參考價值。
3. 由第四章檢定驗證案例中可知，不考慮凝聚性沉澱機制情況下，沉

滓沉降行為主要受重力影響，然而，庫區泥砂多為細顆粒沉滓，其重量相當輕，使得沉降速度緩慢，由底床模擬結果可知，最高淤積量發生在中上游地區約 2.19m，其餘下游區域沖淤現象較不顯著。

4. 各凝聚性沉滓公式中，在高濃度情況下，其沉滓間的距離縮小，顆粒相互吸引力增加，對於如 Migniot (1989)僅考慮粒徑大小與團絮大小尚未研究建全的 Partheniades 沉淤公式，對其沉降速度有所影響，因此將會錯估泥砂濃度造成的影響。
5. 由第五章的案例模擬可知，不同的防洪防淤隧道操作情況會影響底床變化及下游設施之排砂效率。就底床變化量而言，底床改變發生在新增防洪防淤隧道後之各斷面。對於下游各防淤設施之排砂效率影響，由案例模擬結果得知，在高流量情況下，如辛樂克颱風期間，且防洪防淤隧道為全開狀態下，對於各設施排砂濃度之影響較為顯著，其各方案對於下游各防淤設施之總排砂量分別減少 129.89、64.77 與 120.28 萬噸，而排砂比減少 12.54%、6.26%、11.61%。比較各方案之模擬結果後，C1(延伸管)案對於下游各防淤設施改善程度最為顯著，其次為 C1(延伸管)+D2 修改案，最後為 D2 修改案。

6.2 建議

1. 引入適用於水庫之凝聚性沉澱濃度剖面公式

本論文中引入 van Rijn (1984b) 的泥砂濃度剖面公式，配合凝聚性沉澱傳輸機制計算壩址前的水深方向泥砂濃度，在水庫水力排砂效率的評估上有不錯的成果；未來可引入適用於水庫流況之凝聚性沉澱濃度剖面公式，應可得到更好的成果。

2. 引入異重流模式

因本研究使用的是一維的模式，未能考慮到水深方向的流速或含砂量，尤其水庫之異重流現象對於水深方向不同高程處之泥砂濃度影響極大，故未來可考慮引進垂直二維甚至三維模式，並考慮水庫泥砂異重流現象，以對水庫水力排砂的過程能有更詳盡的描述。

3. 目前本研究假設 D2 修改案之側出流為清水流況，而 C1(延伸管)+D2 修改案僅依據定性之操作原則做假設，未來可再由水工模型試驗結果，依據觀測出流量、泥砂濃度及模擬結果之流況，更能準確評估數模結果。

第七章 參考文獻

1. Auel, C. and Boes, R, M. (2010) ” Sediment bypass tunnel design – hydraulic model tests ” Laboratory of Hydraulics, Hydrology Laboratory of Hydraulics, Hydrology and Glaciology (VAW).
2. Auel, C. and Boes, R, M., et al.(2011) ” Design and construdion of the sediment bypass tunnel at solis ” Hydropower & Dams Issue Three, 62-66.
3. Bennet, J. P., and C. F. Nordin, (1977). ” Simulation of sediment transport and armouring.” Hydrological Sciences Bulletin, XX II .
4. Borah, D. K., Alonso, C. V., and Prasad, S. H. (1982). ”Routing graded sediments in streams: formulations.” J. Hydr. Div., ASCE, 108(12),1486-1505.
5. Hu, C., and Hui, Y. (1996). ”Bed-load transport. I: mechanical characteristics.” J. Hydr. Eng., ASCE, 122 (5), 245-254.
6. Karim, M. F., and Kennedy, J. F. (1987). ”IALLUVIAL: A computer-based flow and sediment routing model for alluvial stream and its application to the Missouri River.” Report No. 250, Iowa Inst. of Hydr. Res., Univ. of Iowa, Iowa City, Iowa.
7. Krishnappan, B. G. (2000). ”In situ size distribution of suspended particles in the Fraser River.” J. Hydraul. Eng., ASCE, 126(8) , 561-569.
8. Krone, R. B. (1962). ”Flume studies of the transport of sediment in estuarial shoaling processes.” Final Report, J. Hydr. Engr Lab Sanitary Engr Res Lab, Univ, of California, Berkeley, 110pp.
9. Krone, R. B. (1999). ”Effects of bed structure on erosion of cohesive

sediments. ” J. Hydraul. Eng., ASCE, 125(12), 1297-1301.

10. Migniot, C. (1989). ”Bedding-down and rheology of muds, Part I.” La Houille Blanche, Vol.1, 11-29.(in French)

11. Partheniades, E. (1965). ”Erosion and deposition of cohesive soils. ” J. Hydr. Div., ASCE, 91 (HY1), 105– 139.

12. Roberts, J., Jepsen, J. Gotthard, D., and Lick, W. (1998). ”Effects of particle size and bulk density on erosion of quartz particles.” J. Hydraul. Eng ., ASCE, 124(12), 1261–1267.

13. S. A. Ansari., U. C. Kothyari, and K. G. Ranga Raju (2007). ” Incipient motion characteristics of cohesive sediments.” ISH Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 13, NO. 2, pp. 108-121.

14. Shrestha, P. L., and Orlob, G. T. (1996). ”Multiphase distribution of cohesive sediment and heavy metals in estuarine systems.” J. Env. Eng., ASCE, 122(8), 730-740.

15. Sumi, T. (2004) ” Reservoir sedimentation management with bypass tunnels in Japan. ” Proceedings of the 9th International Symposium on River Sedimentation, 1036-1043.

16. Sumi, T. (2006) ” Reservoir sediment management measures and necessary instrument technology to support them. ” Department of Civil and Earth Resources Eng., Kyoto University.

17. Sumi, T. (2011) ” Lighten the Load ” International water power & dam construction 38-45.

18. Sumi, T. and Kantoush, S, A. (2010) ” River morphology and sediment

management strategies sustainable reservoir in Japan and European alps ”
Annals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto University, 53B, 821-839.

19. U. Lumborg (2005) ” Modelling the deposition, erosion, and flux of
cohesive sediment through Oresund. ” Journal of Marine Systems, 56, 179-193.

20. Van Rijn, L. C. (1984a) ” Sediment transport, Part I: bed load transport. ” J.
Hydraul. Eng ., ASCE, 110(10), 1431-1456.

21. Van Rijn, L. C. (1984b) ”Sediment transport, Part II: suspended load
transport. ” J. Hydraul. Eng., ASCE, 110(11), 1613-1641.

22. Wang, Z. and HU Chunhong (2009). "Strategies for managing reservoir
sedimentation." International Journal of Sediment Research, 24(4), pp. 369-384.

23. Wilbert, L., Lijun, J., and Joe, G. (2004) ” Initiation of movement of quartz
particles.” J. Hydraul. Eng., ASCE, 130(8), 755-761.

24. You, Z. J. (2004) ” The effect of suspended sediment concentration on the
settling velocity of cohesive sediment in quiescent water.” J. Ocean.
Eng .,Vol.31,1955-1965.

25. Ziegler, C. K. and Nisbet, B. S.(1994), “Fine- grained sediment transport in
Pawtuxet River, Rhode island”, Journal of Hydraulic Engineering , ASCE,
Vol.120, No. 5, pp. 561-575.

26. Ziegler, C. K. and Nisbet, B. S.(1995), “Long-term simulation of fine-
grained sediment transport in large reservoir”, Journal of Hydraulic Engineering ,
ASCE, Vol.121, No. 11, pp. 773-781.

27. 許至聰(2002) , 「二維有限解析法明渠水理與輸砂模式之研發與應用」 ,
國立交通大學土木工程研究所博士論文。

28. 許佑民(2008),「凝聚性沉澱傳輸機制之模擬應用研究」,國立交通大學土木工程研究所碩士論文。

29. 國立交通大學防災工程研究中心(2010),「石門水庫水砂運移監測與異重流模式開發及應用研究總報告」,經濟部水利署水利規劃試驗所。

30. 國立交通大學(2011),「石門水庫防淤策略對下游河道影響之評估研究」,經濟部水利署北區水資源局。

31. 吳慶現(2011),「石門水庫防洪防淤工程規劃-水工模型試驗」,經濟部水利署水利規劃試驗所。

