

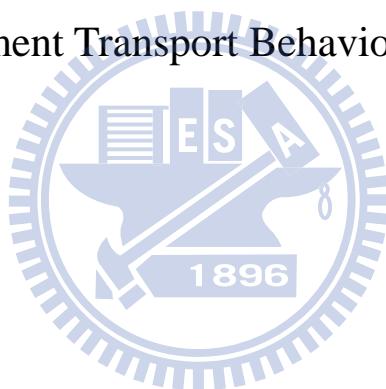
國立交通大學

土木工程研究所

碩士論文

固體邊界之泥砂輸送行為研究

Study on Sediment Transport Behavior of Solid Boundary



研究生:李唯泰

指導教授:葉克家 博士

中華民國一百年七月

固體邊界之泥砂輸送行為研究

學生：李唯泰

指導教授：葉克家

國立交通大學土木工程學系

摘要

近年來，石門水庫存在著洪水挾帶大量泥砂與流木進入庫區之問題。因此，增設防洪防淤隧道，提升水庫排洪與防淤功能為當下最重要之課題。現今國內研究輸砂之風氣雖然興盛，但是並沒有專門探討管道、隧道相關之輸砂研究。本研究欲探討在不同的管徑及不同的流速之下，其泥砂輸送行為對固體邊界造成之影響與差異。

本研究首先以迪聖凡南(de Saint Venant)方程式建立起一維水理模式，然後加入泥砂傳輸方程式，合併為一維水砂方程組。數值方法採用顯式有限體積法並結合加權基本不振盪法(WENO)以增加數值解之穩定性。本研究以 Banasiak and Verhoeven (2008)試驗案例與 Creaco and Bertrand - Krajewski (2009)模擬法國里昂(Lyon)拉卡薩涅(Lacassagne)地下水道之現場案例進行模式之檢定與驗證。最後，模式以艾利颱風事件對石門水庫防洪防淤隧道進行模擬，並由結果得知在高速水流情況下，隧道不會產生淤積，並且有可能造成固體邊界磨損，因此，加入 Bitter 磨損理論以探討固體邊界磨損之問題。

關鍵詞：管流輸砂、防洪防淤隧道、固體邊界磨損、數值模式

Study on Sediment Transport Behavior of Solid Boundary

Student: Wei-Tai Lee

Advisor: Keh-Chia Yeh

Institute of Civil Engineering
National Chiao Tung University

Abstract

In recent years, the severe problem existing in Shihmen Reservoir is the flood with a lot of sediment and driftwood flow into the reservoir. As the result, the most important thing is building sediment bypass tunnels and enhancing the function of reservoir on preventing drainage and silting. The research in sediment is flourish in Taiwan, but not particularly focuses on the area in pipe, tunnel, and sewer. This study is to explore sediment transport behaviour caused by the impact of solid boundary in different diameters and velocities.

First, we establish an one-dimensional model combined with de Saint Venant equations and sediment transport equations in this study. This numerical model uses explicit finite volume method with WENO method to increase stability of the numerical solution. In this study, we use the test cases, the case of Banasiak and Verhoeven (2008), and the on-site case of Creaco and Bertrand - Krajewski (2009) simulating the drain in Lyon and Lacassagne, France, to verify and validate the model. Finally, the model applies the case of Aere Typhoon to simulate the sediment bypass tunnels in Shihmen Reservoir. From the result, we find that sediment transport in high velocity flow condition may wear and tear on the solid boundary instead of depositing. To model the study more accurate, we combine the Bitter theory and our model to analyze problems about wearing on the solid boundary.

Keywords : sewer sediment, sediment bypass tunnels, solid boundary wear, numerical model

謝誌

首先，要感謝的是指導教授葉克家博士，在其悉心的指導下，使得本研究論文得以完成。

感謝口試委員蔡長泰教授、許銘熙教授及蔡惠峰副主任，您們寶貴的建議使本論文更趨完善。

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言教，也感謝仁凱學長於研究遇到瓶頸時，及時雨般之協助，並感謝其他曾經幫過我的學長姐。

感謝研究室的同伴，紹唐、東洲、彥瑜，謝謝你們之包容。

感謝研究室的學弟妹，因為有你們，研究室充滿歡笑。

感謝奕廷為本論文之英文摘要部分提供寶貴的意見，感謝晉榮提供隧道磨損相關之資料，感謝閩中幫忙借閱台大總圖之藏書，使文獻內容豐色不少。

感謝室友日全、順胤、明辰，同為研究生，這兩年來，大家互相勉勵打氣。

「要感謝的人太多了，那就謝天吧。」

最後，謹將此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。

目錄

摘要	I
ABSTRACT	II
謝誌	III
目錄	IV
表目錄	VIII
圖目錄	IX
符號說明	XIII
第一章 緒論	1
1-1 研究動機與目的	1
1-2 文獻回顧	2
1.2.1 管流輸砂相關研究	2
1.2.2 石門水庫防洪防淤隧道相關研究報告	7
1.2.3 高解析算則的發展	8
1.2.4 水工結構物邊界磨損相關文獻	10
1-3 研究方法	12
第二章 理論基礎	13
2.1 水理控制方程式	13

2.2 泥砂傳輸方程式	14
2.2.1 懸浮載泥砂方程式	15
2.2.2 底床載泥砂方程式	15
2.2.3 一維水砂方程組	16
2.2.4 整體河床質量守恆方程式	17
2.3 管流輸砂公式	18
2.3.1 底床載(bed load)輸砂公式	18
2.3.2 懸浮載(Suspended load)輸砂公式	18
2.4 沉降速度	19
2.5 通水斷面積計算方式	20
2.5.1 圓形斷面(circular section)	20
2.5.2 蛋形斷面(egg-shaped section)	21
2.5.3 馬蹄形斷面(horseshoe section)	22
2.5.4 考慮沉積底床通水斷面積	23
2.6 磨損理論	23
2.6.1 磨損理論	23
2.6.2 懸移質對水工結構物磨損之估算方法	25
2.6.3 推移質對水工結構物磨損之估算方法	26
第三章 數值方法	29

3.1 控制方程式之離散	29
3.2 基本不震盪法與加權基本不震盪法	31
3.3 邊界條件	33
3.4 數值穩定條件	34
第四章 模式檢定驗證	35
4.1 試驗案例一	35
4.1.1 試驗設置	35
4.1.2 模式檢定	36
4.1.3 模式驗證	37
4.2 試驗案例二	38
4.2.1 試驗概述	38
4.2.2 模式檢定	40
4.2.3 模式驗證	41
4.2.4 檢定驗證結果分析	42
4.2.5 不同輸砂公式分析	43
第五章 石門水庫防洪防淤隧道評估	45
5.1 研究區域概述	45
5.2 泥砂粒徑分析	46



5.3 排洪防淤隧道C案模擬與分析	47
5.3.1 模擬條件	47
5.3.2 模擬結果與分析	48
5.4 方案D之模擬與分析	49
5.4.1 模擬條件	49
5.4.2 模擬結果與分析	50
5.5 方案A之模擬與分析	51
5.5.1 模擬條件	52
5.5.2 模擬結果與分析	53
5.6 隧道磨損分析	53
5.6.1 參數設定	54
5.6.2 磨損計算	55
5.6.3 結果分析	57
第六章 結論與建議	58
6.1 結論	58
6.2 建議	60
參考文獻	61

表目錄

表 2-1 混凝土特性參數表.....	69
表 4-1 驗證案例參數設定.....	69
表 4-2 RMSE比較表.....	70
表 4-3 同架構不同輸砂公式RMSE比較表.....	70
表 4-4 不同SCHEME相同輸砂公式之RMSE比較表T=5320(s).....	71
表 4-5 不同SCHEME相同輸砂公式之RMSE比較表T=25630(s).....	71
表 5-1 底泥粒徑分析資料統整表.....	72
表 5-2 石門水庫防洪防淤隧道C案比較表.....	73
表 5-3 石門水庫防洪防淤隧道D案比較表.....	74
表 5-4 石門水庫防洪防淤隧道A案各工程方案比較.....	75
表 5-5 隧道磨損計算參數表.....	76
表 5-6 石門水庫排洪防淤隧道磨損量及厚度之計算結果表.....	76

圖目錄

圖 1-1 研究流程圖	77
圖 2-1 圓形斷面	78
圖 2-2 蛋形斷面	78
圖 2-3 馬蹄形斷面	79
圖 3-1 控制體積示意圖	80
圖 3-2 有限體積法之數值通量示意圖	80
圖 3-3 插值多項式示意圖	81
圖 3-4 邊界虛擬點示意圖	81
圖 4-1 試驗半圓管三區段圖	82
圖 4-2 檢定案例底床比較圖	82
圖 4-3 驗證案例一之底床比較圖	83
圖 4-4 驗證案例二之底床比較圖	83
圖 4-5 驗證案例三之底床比較圖	84
圖 4-6 拉卡薩涅(LACASSAGNE)下水道斷面	84
圖 4-7 拉卡薩涅(LACASSAGNE)下水道試驗案例初始底床	85
圖 4-8 上游邊界條件—初始流量	85
圖 4-9 檢定案例:與MEYER-PETER AND MÜLLER(C=8)比較	86
圖 4-10 檢定案例:與MEYER-PETER AND MÜLLER(C=12)比較	86

圖 4-11 檢定案例:與WIBERG AND SMITH比較.....	87
圖 4-12 驗證案例:與MEYER-PETER AND MÜLLER(C=8)比較.....	87
圖 4-13 驗證案例:與MEYER-PETER AND MÜLLER(C=12)比較.....	88
圖 4-14 驗證案例:與WIBERG AND SMITH比較.....	88
圖 4-15 同架構MEYER-PETER AND MÜLLER(C=12) 檢定案例比較.....	89
圖 4-16 同架構MEYER-PETER AND MÜLLER(C=12) 驗證案例比較.....	89
圖 4-17 同架構MEYER-PETER AND MÜLLER(C=8) 檢定案例比較.....	90
圖 4-18 同架構MEYER-PETER AND MÜLLER(C=8) 驗證案例比較.....	90
圖 4-19 同架構WIBERG AND SMITH 檢定案例比較.....	91
圖 4-20 同架構WIBERG AND SMITH 驗證案例比較.....	91
圖 5-1 石門水庫上游規劃排砂隧道工程佈置.....	92
圖 5-2 庫區斷面 4-28 底泥取樣位置.....	93
圖 5-3 民國 98 年枯水期斷面 27-32 試坑開挖取樣粒徑分析結果.....	93
圖 5-4 庫區斷面 4-28 底泥取樣粒徑分析結果.....	94
圖 5-5 石門水庫防洪防淤隧道C案佈置圖.....	94
圖 5-6 石門水庫防洪防淤隧道C案防洪防淤隧道標準斷面圖.....	95
圖 5-7 石門水庫防洪防淤隧道C1 案入流量歷線.....	95
圖 5-8 石門水庫防洪防淤隧道C1 案入砂濃度歷線.....	96
圖 5-9 石門水庫防洪防淤隧道C1 案水位.....	96

圖 5-10 石門水庫防洪防淤隧道C1 案底床模擬結果圖	97
圖 5-11 石門水庫防洪防淤隧道 C1 案底床變化圖	97
圖 5-12 石門水庫防洪防淤隧道C1 案出流量_模擬艾利颱風.....	98
圖 5-13 石門水庫防洪防淤隧道C1 案出流泥砂濃度_模擬艾利颱風.....	98
圖 5-14 石門水庫防洪防淤隧道D案佈置圖	99
圖 5-15 排砂分洪隧道標準斷面圖.....	99
圖 5-16 石門水庫防洪防淤隧道D2 案入流量歷線	100
圖 5-17 石門水庫防洪防淤隧道D2 案入砂濃度歷線	100
圖 5-18 石門水庫防洪防淤隧道D2 案水位.....	101
圖 5-19 石門水庫防洪防淤隧道D2 案底床模擬結果圖.....	101
圖 5-20 石門水庫防洪防淤隧道D2 案底床變化圖	102
圖 5-21 石門水庫防洪防淤隧道D2 案出流量_模擬艾利颱風	102
圖 5-22 石門水庫防洪防淤隧道D2 案出流泥砂濃度_模擬艾利颱風	103
圖 5-23 石門水庫分洪防淤隧道A案平面佈置圖.....	103
圖 5-24 石門水庫防洪防淤隧道A2 案入流量歷線	104
圖 5-25 石門水庫防洪防淤隧道A2 案入砂濃度歷線	104
圖 5-26 石門水庫防洪防淤隧道A2 案水位.....	105
圖 5-27 石門水庫防洪防淤隧道A2 案底床模擬結果圖	105
圖 5-28 石門水庫防洪防淤隧道 A2 案底床變化圖	106

圖 5-29 石門水庫防洪防淤隧道A2 案出流量_模擬艾利颱風 106

圖 5-30 石門水庫防洪防淤隧道A2 案出流泥砂濃度_模擬艾利颱風 107



符號說明

一般符號

A：通水面積

A_b ：泥砂底床面積

D：管徑

d：中值粒徑

g：為重力加速度

h：水深

k：臨界砂速

k_s ：管壁糙度係數

M_s ：磨料砂重量

n：曼寧糙度係數；水平回彈率因數

p：泥砂孔隙率

Q：流量

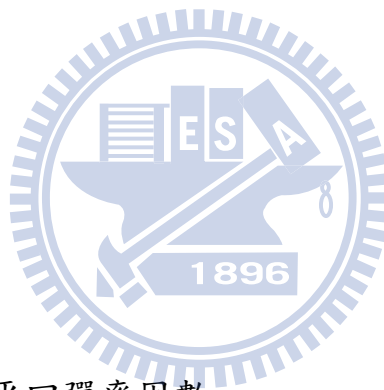
R_h ：水力半徑

S：泥砂濃度

S_f ：能量坡降

S_k ：懸浮載泥砂濃度

S_{*k} ：懸浮載傳輸能力



S_b ：底床坡降

S_{bk} ：底床載泥砂濃度

S_{b*k} ：底床載之泥砂傳輸能力

s ：砂的比重

t ：時間

u ：流速

$u_{*,b}$ ：剪力速度

V_s ：砂粒速度

v ：流速(m/s)

v_c ：泥砂啟動流速

v_t ：紊流黏滯係數

$W_{(\alpha)}$ ：沖磨損失重量單位

Z_b ：底床高程

希臘符號

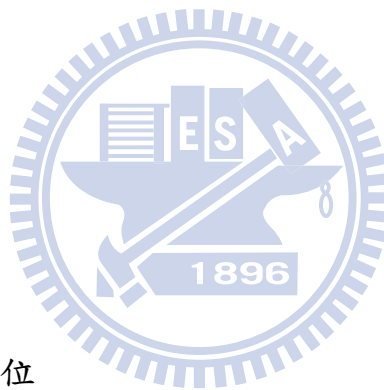
α ：沖角(度)

α_0 ：臨界沖角

α_{bk} ：非平衡底床載傳導係數

α_{sk} ：非平衡懸浮載傳導係數

ε ：沖擊磨損耗能因數



ε_k : 泥砂紊流擴散係數

ω_s : 泥砂沉降速度

φ : 微切削磨損耗能因數

ρ : 渾水密度

ρ_0 : 泥砂濕密度

ρ_w : 清水密度

ρ_s : 泥砂密度

κ : von Karman 係數

η : 水深管徑比

ν : 黏滯係數



第一章 緒論

1-1 研究動機與目的

石門水庫對桃園地區之供水有非常大之貢獻，但近年來水庫面臨問題為洪水挾帶大量泥砂與流木進入庫區，尤其民國 93 年艾利颱風重創石門水庫、民國 96 年韋帕颱風洪巴陵壩損毀，更造成水庫高濁度與大量淤積的問題。「水力防淤」為現今水庫操作策略之一，但石門水庫原設計並無水力防淤專用設施，既有設施更新改善後之排砂功能仍顯不足，因此，增設防洪防淤隧道，提升水庫排洪與防淤功能為當下最重要之課題。為進一步了解石門水庫防洪防淤隧道內泥砂運動行為，吾人興起研究固體邊界上之泥沙運移行為。

在自然界中的泥砂，很少是均勻的，通常是由許多大小不同、形狀各異的顆粒所組合。在一般河流中，泥砂從上游隨著水流向下游運移時，在水流中進行沖刷、搬運及沉積之運動行為，當水流流速較快時，甚至會對其邊界造成磨損，不論就自然現象的瞭解或者水利工程設計而言，都是甚為重要之問題。

現今國內研究輸砂之風氣雖然興盛，但甚少探討與管道、隧道相關之輸砂研究。本研究欲從小型的管道，例：實驗室圓管案例、地下汗水下水道當作出發點，建立模式，進行數值模擬，進而衍伸至較大型之輸水排砂隧

道。探討泥沙在不同的管徑及不同的流速之下，比較其運動行為。

1-2 文獻回顧

1.2.1 管流輸砂相關研究

根據錢和萬(1991)，以水砂混合二相水流來說，無論是在管道還是在明渠中運動，其力學性質雖有許多共同之處，但因其邊界條件不同，使兩者之間有其差別性：

- (1) 對於管道二相水流來說，出於設計及應用上的考量，一般都不希望管底有沉積物發生，因此，一般管路水力輸送中所處理的都是定床上的泥砂運動，而不像沖積河流那樣，主要是研究動床上的泥砂運動問題，正因為如此，在管路中在沒有推移運動的情況下全部泥砂均可以處於懸移狀態。
- (2) 明渠水流的動力是水體重量沿著水流方向的分力。有了泥砂之後，一方面增加了水體的勢能，另一方面又消耗了水流一部分的能量，當這兩者相等時，泥砂的存在並不增加水流的負擔，亦即出現自動懸浮的現象。對於管道水流而言，管道水流可分為滿管流及非滿管流討論之，若為非滿管流將其視為重力流。若為滿管流，其產生運動的動力是壓差，只要有泥砂存在，總會增加水流的負擔。
- (3) 當管道為滿管流況時，是為壓力流，與自由水面有關係的一些現象不可

能發生，例如，即使管底有沉積物時，沉積面上也不可能出現砂浪(逆行沙波)。

(4) 明渠水流河道的尺寸一般遠大於河床中泥砂的粒徑，而管路中管徑與泥砂粒徑的比值有時可以相當小，這時大尺度紊動會受到一定的遏制。

(5) 從泥砂供應率的角度而言，根據 Ab. Ghani(1993)，在一般天然河川，泥砂供應率是無限的，水流挾帶著泥砂長時間沖刷著河道之邊界，而在管道中，其泥砂供應率根據不同的情況與條件而有所不同，以下水道為例，其泥砂供應率決定從集水區之污水收集系統而得。

(6) 糙度係數的考量上，管道之糙度取決於管壁之邊界是否在沖刷後還存有泥砂淤積，大部分的管道設計幾乎為不淤積流速為設計標準，因此管道在不淤積的前提下，糙度係數可視為定值處理之。

由以上可知，明渠之輸砂行為跟管道輸砂行為略有所不同，因此，從 1950 年代開始，國外的研究學者陸陸續續地針對管流輸砂進行專門的研究。

早期管道水力輸送的研究以法國 Nyrpic 水力試驗室所進行的工作最有系統，Durand (1953) 用 0.44mm 細砂與 2.04mm 粗砂在不同的管徑下進行實驗，發現影響輸送的不是泥砂粒徑本身而是泥砂在自由沉降時的阻力係數。在引入阻力係數之後，Durand 進一步用不同比重之泥砂來進行試驗，這其中包括天然砂、塑料砂及金剛砂等，導出一個一般化的公式來描述泥砂之阻力損失，雖然是一個經驗式，但是它所概括的資料範圍相當廣，因此，

具有一定的代表性。Gibert (1960)進一步做了彙整，而在以後的文獻中，這些統稱為 Durand 公式。

Durand 公式至今被廣泛的應用，例如：Smith (1955)用 0.22~ 1.4mm 的砂在 50mm 及 75mm 的管路中進行試驗發現，當泥砂濃度在 $857\text{kg}/\text{m}^3$ 時依然適用。Wiedenroth (1972)在管徑 125mm 的管道中，將用 0.085~1.10mm 的砂進行試驗也得到類似的結果。另一方面，也有不少試驗室發現 Durand 公式和他們的試驗結果不盡相符，並提出各種修正方案，例如：Zandi and Govator (1967)分析當時所能蒐集到的 2,549 個數據，認為 Durand 公式不適用於床面出現躍移運動的情況，並提出修正式。Newitt (1955, 1962)曾試圖從理論上探討泥沙為懸移運動及推移運動時的管流阻力損失，但是由於所採用的基本假設還存在一些問題，因而得到的結論也只是半經驗公式。

泥沙啟動現象之研究，從早期 Shields (1936)之試驗研究認為泥沙啟動須大於臨界拖曳力，且與泥沙顆粒直徑與密度成正比關係。Camp (1946)推導單一粒徑泥砂所需之管渠自淨公式，建立摩擦係數、粒徑與密度與管渠自淨係數之函數關係。Craven (1953)針對管流進行試驗，以管徑 50mm 與 140mm 圓管進行試驗，並利用均勻顆粒粒徑於滿管流下進行，求得無沉積底床狀態下水力坡降與最大輸砂量之關係，以及動床條件下之泥砂傳輸關係。Ambrose (1953)則針對非滿管之動床管流進行試驗，發現非滿管流況之不穩定性。Laurson (1956)整理歸納 Craven 與 Ambrose 之研究，認為在滿管

流況下結合摩擦方程式與泥砂傳輸方程式，可定義出管渠之水流容量及泥砂傳輸能力，因此，藉由已知之流量與泥砂之通量，可預測底床是否產生淤積。

至 70 年代，因為歐洲地下水道老舊須改良設計，管流輸砂再度引起重視，此時，進行了深入的模型試驗和現場實測研究並取得大量成果。Acker (1978)利用 Acker-White (1973)之輸砂公式以及 Colebrook-White 之阻力公式，推導平均流速、水力坡降、管徑、管徑及底床糙度、水流深度與顆粒粒徑及泥砂濃度之關係式。Novak and Nalluri (1975)針對光滑固定底床之泥砂臨界啟動行為進行試驗，並於 1984 年進一步針對泥砂糙度為變因，以因次分析之方式設計有關定床管流之泥砂運動行為之試驗。Sonnen (1977)發表全輸砂公式，利用 Kalinske (1947)所提供的資料歸納出河床載公式，以 Rouse (1937)的理論基礎提出底床載公式，以 Durand(1953)為理論基礎衍伸出沖洗載輸砂公式。Macke (1982)在圓管內不會沉積的前提下，提出一個總載輸砂經驗公式。

在 90 年代，前人對原本的管流輸砂公式再度進行改良。Acker (1991)對 Acker -White 公式進行了數學變形，根據管道情況進行了修正。Nalluri and Alvarez (1992)在直徑 154mm 和 302mm 的管道，利用定床之糙度與凝聚性 (cohesion)泥砂進行試驗，研究管徑內剪力分佈，並比較凝聚性泥砂與非凝聚性泥砂之底床剪力分佈之經驗公式。May (1993)用直徑 77mm、158mm 的

光滑管及 229mm 的混凝土管進行管道底砂運動規律試驗研究，並提出了具有泥沙底床的底床載輸砂公式。Verbank (1996)以 Bagnold (1966)動量理論為基礎，推導出懸浮載之泥砂傳輸能力之公式，該法應用於計算比利時首都布魯塞爾(Brussels)之下水道時，能有效推估懸浮載輸砂量。Nalluri and Ghani (1996)整理研究結果，推導出非凝聚性泥砂下管渠之自淨流速計算公式，並建議較大管徑中可允許有限泥砂存在，以降低設計坡度，達到設計之經濟性。Tait et al. (1998)進行凝聚性沉澱的非滿管流輸砂試驗，探討與非凝聚性沉澱在管流中的差異性。

有鑑於電腦科技的發達，有的研究開始進行數值模擬，亦或運用電腦整理大筆的實驗資料並進行迴歸分析，都取得不錯的成效。De Sutter et al. (2003)對現今管流比較常用的河床載輸砂公式進行彙整與探討。Saul et al. (2003)利用迴歸方式計算管渠內懸浮載的濃度，預測在暴雨來臨後懸浮載之濃度並且取得不錯的效果。Butler et al. (2003) 在考慮管流輸砂的情況下，重新探討管流自淨速度。Banasiak and Verhoeven (2008)在部分滿管流的前提下，對圓管進行非黏聚性沉澱與部分凝聚性沉澱之實驗室試驗，並對試驗結果進行分析與比較。Creaco and Bertrand - Krajewski (2009)對法國里昂地下水管道進行沖刷數值模擬，並對所採用的四個輸砂公式所得到的模擬結果進行比較。T. Sumi and S.A. Kantoush (2011)對建在日本各水庫下的排砂隧道之排砂管理策略進行廣泛性的檢討。文中先分析排砂隧道適合在何種

類型的地理位置，然後以天龍(Tenryu)河上的三輪(Miwa)壩及新谷(Shingu)河上的朝日(Asahi)壩為例，討論其排砂策略與管理，然後將四種不同的排砂監控技術運用其中並比較之，最後對水文、水力，以及環境的影響做通盤性的結論。

1.2.2 石門水庫防洪防淤隧道相關研究報告

水利署為改善石門水庫淤積問題，近年來除了對既有防洪設施提出改善之外，也對增建防洪防淤隧道提出相關評估報告。

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，係藉水源量影響分析、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，評估水庫上游防洪防淤隧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，提供後續規劃設計參考。

北區水資源局「石門水庫阿姆坪防洪防淤工程可行性規劃（工作執行計畫書）(2010)」中，評估防洪防淤隧道在不同方案中之防洪功能、工期、經費、施工難易度、排砂清淤效益及下游衝擊等，並選擇優先方案推動實施。

國立交通大學「石門水庫防淤策略對下游河道影響之評估研究(2011)」中，藉由相關監測調查資料與動床數模工具，評估水庫洩洪排淤及相關改善措施及防洪防淤隧道之高濃度排砂，對石門水庫下游河道沖淤情形、含

砂濃度變化、取水穩定、河防安全、水域生態等之影響，以提供石門水庫未來防淤決策參考。

國立交通大學「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，以及提供所開發二維與三維之數值模式應用分析。最後，藉由量測結果以及數值模擬結果以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，以供北區水資源局作為水庫永續經營之參考。

1.2.3 高解析算則的發展

本研究欲建立數值模式模擬泥砂在管道、隧道之傳輸行為，所採用的數值方法將加入加權型基本不振盪(WENO)算則以提高數值解之穩定性，以下介紹其發展。

由於雙曲線方程式存在著不連續解，這些不連續解在使用許多傳統數值方法模擬時，易產生 spurious oscillations 問題，為了處理震盪的問題，Harten (1983)以 Van Leer (1974, 1979) 提出的通量修正法為基礎建構二階 TVD (total-variation diminishing)算則，通過限制函數(limiter)限制守恆量或通量的梯度變化，來減低數值傳遞產生的震盪，而後許多高階(指超過一階精度)

TVD 算則被陸續發展出來，廣泛的介紹與文獻回顧可參考 Roe (1986)、Yee (1989)及 LeVeque (1990)，高階精度的 TVD 算則發展提升了雙曲線型方程式數值解的品質，也正式開啟了高解析算則的時代。

Liu et al. (1994) 針對 ENO 算則的缺點，提出了加權型基本不振盪 (WENO)算則，取代 ENO 算則僅選取一組計算元來近似數值通量的作法，以定義的平滑指示器來決定各計算元的代表平滑程度，依此分配每組計算元一個加權係數，將所有採用的計算元全部組合起來。WENO 算則由於加權係數的值是由流場的物理量運算後所求得，不需如 ENO 算則用到邏輯判斷平滑度來選擇使用之計算元，因此電腦程式的計算方式可以向量化處理，而數值通量不再因為計算元的選取而有跳動現象，相對地也改善了收斂的效率，WENO 算則除了保持 ENO 算則的均勻高階的優點，同時改善了 ENO 算則的收斂性。

近年來有一些研究針對原始 WENO 算則，提高其收斂性與解析的精度。Despres and Lagoutiere (2001)首先提出一階限制函數下風算則(limited down-wind scheme)，可有效的避免流場中不連續面的模糊化(smearing)並同時保有非線性的穩定性，之後 Bouchut (2004)修正此算則使其滿足熵條件且提出一簡化的顯式逆擴散通量公式，在前兩項研究的基礎下，Xu and Shu (2005)提出了高階有限差分逆擴散通量修正之 WENO 算則，此一算則不僅在流場平滑區可維持高階精度外，在流場不連續區域也可保持不震盪的特性與不

連續接觸面陡峭的高解析度。Henrick et al. (2005)提出了 Mapped WENO 算則，此一算則改善了原始 WENO 算則在臨界點處的精確度。Zhang and Shu (2007)針對高階 WENO 算則提出了修正平滑指示器的觀念，依據數值試驗的測試結果，顯示在邊界無震波穿越的影響下，一維與二維的高強度震波問題使用此一修正算則可改進其收斂性至機械零點(machine zero)。李(2010)利用修正後的 WENO 算則結合類神經網路與遺傳演算法求解一維淺水波方程式取得不錯的效果。

1.2.4 水工結構物邊界磨損相關文獻

因為水工結構物所處環境特殊，長期暴露於水流中加上水流中大部分含有泥砂，當挾砂水流以較高的流速或水流於高水頭泄流於水工結構物時，對結構物產生極大的沖擊與磨耗，使結構物混凝土表面產生破壞。由Creagn et al. (1989) 將磨損作用主要分類於下列三種：(1)水流挾帶之懸浮物，如砂、礫、沉泥等，與混凝土表面磨損而造成之破壞作用，稱為水中磨耗作用 (abrasion)。(2)受高速水流所產生之作用力(拖曳與分離力)或水流挾帶顆粒及懸浮物，撞擊混凝土表面而產生破壞，稱為沖蝕或沖擊作用(erosion)。(3)高速水流中易挾帶氣泡，當流速減緩使壓力增大，導致水中氣泡破裂而對局部表面產生沖擊力，因而局部破壞，稱為穴蝕作用(cavitation)。

ASM International (2001)、Stachowiak and Batchelor(2005)認為沖蝕作用對磨損的影響，決定性的因素主要為流速與沖角，所有材料沖蝕的行為皆

與其有關。影響混凝土水中磨耗的因素很多，Truscott (1972)對水工結構物的磨損做一系列詳細的調查，由調查結果可知，影響磨損主要可分為結構物的材質、水中懸浮物的物理特性及流體特性等因素。日本土木學會之水理公式(1999)為兼具實務與簡易要求，且包含磨蝕(沖擊)及磨蝕(摩擦)之推估流程，但目前缺乏國內之材料沖擊及摩擦之相關係數。朱(2005)以大小不同的顆粒及泥砂含量沖擊混凝土，得出隨著顆粒粒徑及含砂量的增加磨損有增加的趨勢，另外以SEM 觀察受沖擊的混凝土試體表面，越大的顆粒，試體產生的裂縫越大，在泥砂粒徑2.5mm 以下，漿體表面主要為剪切面，並無裂縫產生。

在磨損理論分析上，Horszczaruk (2004, 2008)提出一種純粹考量磨蝕(摩擦)機理之磨損分析方法，其為一種考量可在試驗室中適用於磨蝕(摩擦)試驗之分析方法。黃(2006)等人把影響磨蝕的水力參數進行彙整，並從水流速度、水流的型態、過流的歷時與水中的含沙量等四種不同的層面進行探討。劉(2006)等人將日本學會之水理公式應用於員山子分洪隧道之現場案例，計算其隧道邊界層之磨損厚度。呂(2008)對水工混凝土磨耗層進行分析，整理前人的磨損理論與相關公式，並應用於員山子分洪隧道，將不同磨損公式進行比較與進行敏感度參數分析。陳(2009)利用Bitter (1963)之理論提出沖蝕變形理論來進行固體材料沖及擊及切割的分析，惟其材料特性以目前技術仍不易求得。

1-3 研究方法

在管流中，如果為滿管，以壓力流的情況處理之；若為非滿管，則以重力流處理之。經蒐集石門水庫防洪防淤隧道相關的報告可以得知，為了避免震盪造成過多小碎波，所以隧道設計是以重力流進行設計，原則上不會發生滿管之現象。由於本研究目的是希望了解石門防洪防淤隧道內泥砂運動行為及對邊界造成之影響，所以在建立模式時，以重力流模式為理論基礎，故水理方面根據迪聖凡南方程式，然後加入泥砂條件，合併為一維水砂方程式，數值方法採用顯式有限體積法並結合 WENO 以增加數值解之穩定性。對於模擬結果，依據底床變化進行判斷，可以得知泥砂在管道、隧道中之運動行為。若固體邊界上沒有發生淤積，也就是在高速水流情況下不斷地沖刷邊界，則再進一步進行固體邊界磨損之探討，計算邊界之磨損量。研究流程見圖 1-1。

案例選擇方面則先採用實驗室案例進行模式檢定與驗證，待檢定驗證完成後再進行現場案例模擬。本研究現場案例欲對目前石門水庫排洪防淤隧道的討論案最有可能實行之 C 案、D 案以及長遠規劃來看效益最大之 A 案進行數值模擬，並就模擬結果進行分析與討論。

第二章 理論基礎

為探討泥砂運動行為對固體邊界之影響，故本研究建立動床輸砂模式來模擬底床之變化。考慮到管道或者隧道可能為高速水流之情況，因此，採用耦合輸砂模式。耦合計算不僅可同時考慮水流、輸砂方程式，亦適用於底床高程劇烈變化者，在面對實際物理問題時，耦合計算較能準確捕捉泥砂運移行為。

2.1 水理控制方程式

在面對非滿管流問題時，因為同明渠流均屬重力流，故水理演算部分可根據迪聖凡南(de Saint Venant) 推導之一維緩變非穩流方程式處理之。其基本假設如下：

- (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) 靜水壓分布：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) 可以類似定量流中之阻力公式 (resistance laws)考慮變量流邊界摩擦及紊流現象。
- (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以水位高程及渠底高程差表

示。

(5) 忽略柯氏力及風力的影響。

(6) 水體密度假設為均勻分佈。

為處理水砂混合流的問題，將泥砂條件加入水流連續方程式(2-1)，與水流動量方程式(2-2)，使泥砂之影響能反映在水流條件上，其控制方程式引用 Wu et al. (2004)如下：

$$\frac{\partial(\rho A)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho Q)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho_b A_b)}{\partial t} = 0 \quad (2-1)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho Q) + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\rho Q^2}{A}\right) + \rho g A \frac{\partial z_s}{\partial x} + \frac{1}{2} g A h_p \frac{\partial \rho}{\partial x} + \rho g \frac{n^2 Q |Q|}{A R^{4/3}} = 0 \quad (2-2)$$

其中， t 為時間(sec)， A 為通水面積(m^2)， Q 為流量(m^3/sec)， g 為重力加速度(m/sec^2)， n 為曼寧糙度係數， z_s 為水位， $\rho = (1-S) \rho_f + S \rho_s$ ， ρ 為混水密度(kg/m^3)， ρ_w 為清水密度(kg/m^3)， ρ_s 為泥砂密度(kg/m^3)， S 為泥砂濃度(泥砂質量(kg)/單位水體積(m^3))， ρ_0 為泥砂濕密度(kg/m^3)， $\rho_0 = \rho_w p + \rho_s (1-p)$ ， p 為泥砂孔隙率， $h_p = \int_0^B h_{2d}^2 dy / A$ ， h 為水深(m)。

2.2 泥砂傳輸方程式

以往輸砂模式大多以總輸砂量公式計算輸砂量，所以在不平衡輸砂流況下會有較大的誤差，故本文採用懸浮載及底床載分開計算方式，以反映懸浮載控制之不平衡輸砂狀況。

2.2.1 懸浮載泥砂方程式

一維非平衡懸浮載泥砂方程式(2-3)，如下：

$$\frac{\partial}{\partial t}(AS_k) + \frac{\partial}{\partial x}(QS_k) = B(E - D) \quad (2-3)$$

其中，E 為沖刷率， $E = \alpha_{sk} \omega_{sk} S_{*k}$ ，D 為落淤率， $D = \alpha_{sk} \omega_{sk} S_k$ ，下標 k 指第 k 組代表粒徑， ϵ_k 為泥砂紊流擴散係數， S_k 、 S_{*k} 各為懸浮載泥砂濃度、懸浮載之泥砂傳輸能力(kg/m^3)， ω_{sk} 為泥砂沉降速度(m/sec)， α_{sk} 為非平衡懸浮載傳導係數。

式(2-3)中，非平衡懸浮載傳導係數之決定與代表粒徑之沉降速度有關。假設任一代表粒徑之傳導係數皆相同，將使河床沖刷時，出現水流挾帶粗顆粒泥砂比細顆粒泥砂多之現象，造成床質細化情形產生，此與實際現象不符。為了避免該情形發生，本文採 Wang and Xia (2001)之經驗公式，定義非平衡懸浮載傳導係數，如下：

$$\alpha_{sk} = \beta / \omega_{sk}^{0.3}, \text{ if } S_k > S_{*k} \quad (2-4)$$

$$\alpha_{sk} = \beta / \omega_{sk}^{0.7}, \text{ if } S_k \leq S_{*k} \quad (2-5)$$

其中， β 為經驗係數，範圍介於 0~1 間。

2.2.2 底床載泥砂方程式

一維底床載泥砂方程式(2-6)，如下：

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Q_b}{u_b} \right) + \frac{\partial Q_b}{\partial x} = \frac{1}{L} (Q_{b*} - Q_b) \quad (2-6)$$

其中， L 為調適長度， u_b 為底床載泥沙流速， Q_b 為底床載泥沙流量， $Q_b = A_b \alpha_{bk} \omega_{bk} S_{bk}$ ， Q_{b*} 為底床載傳輸通量， $Q_{b*} = A_b \alpha_{bk} \omega_{bk} S_{b*k}$ ， S_{bk} 為底床載泥沙濃度， S_{b*k} 為底床載之泥沙傳輸能力 (kg/m^3)， ω_{bk} 為沉降速度 (m/sec)， α_{bk} 為非平衡底床載傳導係數，範圍介於 0~1 間。

2.2.3 一維水砂方程組

將懸浮載泥沙方程式(2-3)以及底床載泥沙方程式(2-6)結合水理方程式，式(2-1)、式(2-2)合併為一維水砂方程組，其連續方程式如式(2-7)，動量方程式如式(2-8)：

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{1}{1-p} \left[B(E - D) + \frac{1}{L} (Q_{b*} - Q_b) \right] \quad (2-7)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) = -gA \frac{\partial z_s}{\partial x} - \frac{1}{2} gAh_p \frac{1}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial x} - g \frac{n^2 Q |Q|}{AR^3} - \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho} u \left(1 - \frac{S}{1-p} \right) \times \left[B(E - D) + \frac{1}{L} (Q_{b*} - Q_b) \right] \quad (2-8)$$

其中， t 為時間 (sec)， A 為通水面積 (m^2)， Q 為流量 (m^3/sec)， u 為流速 (m/s)， g 為重力加速度 (m/sec^2)， n 為曼寧糙度係數， z_s 為水位， E 為沖刷率， D 為淤積率， L 為調適長度， u_b 為底床載泥沙流速， Q_b 為底床載泥沙流量， Q_{b*} 為底床載傳輸通量， $\rho = (1-S) \rho_f + S \rho_s$ ， ρ 為混水密度 (kg/m^3)， ρ_w 為清水密度 (kg/m^3)， ρ_s 為泥沙密度 (kg/m^3)， S 為泥沙濃度 (泥沙質量 (kg)/單位水體

積(m³))。

2.2.4 整體河床質量守恆方程式

引用鍾(2010)，整體河床質量守恆方程式之表示式如式(2-9)、式(2-10)，其中式(2-9)為懸浮載質量守恆方程式，而式(2-10)則為底床載質量守恆方程式。

$$\rho_s \frac{\Delta Z_{sk}}{\Delta t} = \alpha_{sk} \omega_{sk} (S_k - S_{*k}) \quad (2-9)$$

$$\rho_s \frac{\Delta Z_{bk}}{\Delta t} = \alpha_{bk} \omega_{bk} (S_{bk} - S_{b*k}) \quad (2-10)$$

由式(2-11)說明總底床高程變化，而下一時刻之底床高程可表為式(2-12)。其中， N_s 及 N_b 各代表懸浮載、底床載代表粒徑數目。

$$\Delta Z = \sum_{k=1}^{N_s} \Delta Z_{sk} + \sum_{k=1}^{N_b} \Delta Z_{bk} \quad (2-11)$$

$$Z_b^{t+1} = Z_b^t + \Delta Z \quad (2-12)$$

據式(2-9)~(2-12)，可得一組底床高程控制方程式，發現影響底床高程之變動，主要取決於水體挾帶泥砂能力，而該能力則與局部的水理流況有關，其在空間上的分布為決定河床局部淤積或沖刷的主要機制。

2.3 管流輸砂公式

2.3.1 底床載(bed load)輸砂公式

May (1982)用直徑 77mm、158mm 的光滑管及 229mm 的混凝土管進行管道底砂運動規律之試驗研究，並於 1993 年提出河床載輸砂公式，然後通過對各家試驗數據的比較，進一步修正公式，而本研究引用 May (1995)修正後之河床載輸砂公式，如下：

$$S_{b*k} = 0.303 \left(\frac{D}{A}\right)^2 \left(\frac{d}{D}\right)^{0.6} \left(\frac{v^2}{gD(s-1)}\right)^{1.5} \left(1 - \frac{v_c}{v}\right)^4 \quad (2-13)$$

$$v_c = 0.125 \sqrt{gd(s-1)} \left(\frac{h}{d}\right)^{0.47} \quad (2-14)$$

上二式中， S_{b*k} = 底床載之泥砂傳輸能力(kg/m^3)， v = 流速(m/s)， v_c = 泥砂啟動流速(m/s)， h = 水深(m)， d = 中值粒徑(mm)， D = 管徑(m)， A = 通水面積(m^2)， s = 砂的比重， g = 重力加速度。

2.3.2 懸浮載(Suspended load)輸砂公式

引用 Verbank (1996)計算懸浮載之泥砂傳輸能力，該法用於計算比利時首都布魯塞爾(Brussels)之下水道時，能有效推估懸浮載輸砂量。將 Nikuradse (1933)進行一系列的管流測試所得到之管渠糙度經驗式結合柯布魯克定則(Colebrook's law)得到式(2-15)，進行疊代運算後可得管壁糙度係數，並將流

速、水深及 von Karman 係數一併代入式(2-16)求得剪力速度，最後，將求得之剪力速度 $u_{*,b}$ 再代入式(2-17)以進一步推得懸浮載傳輸能力 S_{*k} 。

$$k_s = 14.84 \times \left(\frac{R_h}{u} - \frac{0.6275v}{\sqrt{8gR_h S_f}} \right) \quad (2-15)$$

$$u_{*,b} = \frac{u}{\frac{1}{\kappa} \ln\left(\frac{12h}{k_s}\right)} \quad (2-16)$$

$$S_{*k} = \frac{1}{5.16} \frac{u_{*,b}^3}{g\Delta\omega_s R_h} \quad (2-17)$$

其中， S_{*k} = 懸浮載傳輸能力(kg/m^3)， u = 流速(m/s)， $u_{*,b}$ = 剪力速度(m/s)， h = 水深(m)， R_h = 水力半徑(m)， κ = von Karman constant， v = 黏滯係數， S_f 為能量坡降($S_f = n^2(u|u)/h^{4/3}$)， ω_s = 沉降速度(m/s)， $\Delta = \frac{\rho_s - \rho_L}{\rho_L}$ ， k_s = 管壁糙度係數。

2.4 沉降速度

本研究之沉降速度根據 Swanson (1967)推導出不含阻力係數 C_D 即能計算泥沙顆粒沉降速度之公式。將式(2-19)求出之 v_N 代入式(2-18)即可求得單一代表粒徑沉降速度 ω_i ，若考慮考慮數組代表粒徑，則取平均值得沉降速度 ω_s ，得式(2-20)，其式如下：

$$\omega_i = \frac{v_N}{\alpha} \left[\frac{1}{1 + \frac{\sqrt{48}\beta\mu}{d\rho v_N}} \right] \quad (2-18)$$

$$v_N = \sqrt{\frac{4gd(\rho_s - \rho)}{3\rho}} \quad (2-19)$$

$$\omega_s = \sum_{k=1}^N \Delta P_k \omega_i^N \quad (2-20)$$

上三式中 ω_i ＝單一代表粒徑之沉降速度(m/s)， ω_s ＝沉降速度(m/s)， d ＝中值粒徑 d_{50} (mm)， μ ＝黏滯係數， ρ ＝流體密度(kg/m³)， ρ_s ＝泥砂密度(kg/m³)， α ， β ＝Swanson 形狀係數， ΔP_k 為代表粒徑 k 所佔之比例。

在渾水中含有的固體顆粒種類眾多，形狀很不規則，小顆粒常呈現多角形，由於球體面積最小，在沉降中受到阻力也最小，非球體沒有一定的直徑，可用與該顆粒同容積的球體直徑表示，即所謂等容直徑。對於球體顆粒來說，Swanson 形狀係數為 $\alpha=0.6626$ ， $\beta=5.368$ 。在本研究中，假設懸浮載沉降速度與底床載沉降速度均採同一值，故 $\omega_s = \omega_{sk} = \omega_{bk}$ 。

2.5 通水斷面積計算方式

Sharma and Swamee (2009)整理一系列在不同管渠斷面下，由水深管徑比($\eta = \frac{h}{D}$)轉換成濕潤周及通水斷面積之公式，本研究引用此一系列由水深轉換通水面積之公式，搭配流量即可求得流速。以下介紹本研究有關之管道斷面。

2.5.1 圓形斷面(circular section)

圖(2-1)為管渠圓形斷面圖，式(2-21)為水深管徑比 η 轉換濕潤周之公式，

式(2-22)為水深管徑比 η 轉換通水面積之公式。

$$P = D[\cos^{-1}(1 - 2\eta)] \quad (2-21)$$

$$A = \frac{1}{4}D^2[\cos^{-1}(1 - 2\eta) - 2(1 - 2\eta)\sqrt{\eta(1 - \eta)}] \quad (2-22)$$

2.5.2 蛋形斷面(egg-shaped section)

圖(2-2)為管渠蛋形斷面圖，當水深管徑比 $\eta \leq 1/15$ 時，轉換濕潤周之公式為式(2-23)，而轉換通水面積之公式為式(2-24)；當水深管徑比介於 $1/15$ 與 $2/3$ 之間時，轉換濕潤周之公式為式(2-25)，而轉換通水面積之公式為式(2-26)；當水深管徑比 η 超過 $2/3$ 時，轉換濕潤周之公式為式(2-27)，而轉換通水面積之公式為式(2-28)。



For $\eta \leq 1/15$,

$$P = \frac{D}{3} [\cos^{-1}(1 - 6\eta)] \quad (2-23)$$

$$A = \frac{1}{36}D^2[\cos^{-1}(1 - 6\eta) - 2(1 - 6\eta)\sqrt{3\eta(1 - 3\eta)}] \quad (2-24)$$

For $1/15 \leq \eta \leq 2/3$,

$$P = D \left[1.596 - 2\sin^{-1}\left(\frac{2}{3} - \eta\right) \right] \quad (2-25)$$

$$A = D^2 \left[1.225 - \frac{4}{3}\eta - \sin^{-1}\left(\frac{2}{3} - \eta\right) - \left(\frac{2}{3} - \eta\right)\sqrt{1 - \left(\frac{2}{3} - \eta\right)^2} \right] \quad (2-26)$$

For $2/3 \leq \eta \leq 1$,

$$P = D \left[1.596 + \frac{2}{3} \sin^{-1}(3\eta - 2) \right] \quad (2-27)$$

$$A = D^2 \left[0.3359 + \frac{1}{9} \sin^{-1}(3\eta - 2) + \frac{1}{9} (3\eta - 2) \sqrt{1 - (3\eta - 2)^2} \right] \quad (2-28)$$

2.5.3 馬蹄形斷面(horseshoe section)

圖(2-3)為管渠馬蹄形斷面圖，當水深管徑比 $\eta \leq 0.08856$ 時，轉換濕潤周之公式為式(2-29)，而轉換通水面積之公式為式(2-30)；當水深管徑比介於 0.08856 與 1/2 之間時，轉換濕潤周之公式為式(2-31)，而轉換通水面積之公式為式(2-32)；當水深管徑比 η 超過 1/2 時，轉換濕潤周之公式為式(2-33)，而轉換通水面積之公式為式(2-34)。

For $\eta \leq 0.08856$,

$$P = 2D [\cos^{-1}(1 - \eta)] \quad (2-29)$$

$$A = D^2 [\cos^{-1}(1 - \eta) - (1 - \eta) \sqrt{\eta(2 - \eta)}] \quad (2-30)$$

For $0.08856 \leq \eta \leq 1/2$,

$$P = D \left[1.6961 - 2 \sin^{-1}\left(\frac{1}{2} - \eta\right) \right] \quad (2-31)$$

$$A = D^2 \left[0.9366 - \eta - \sin^{-1}\left(\frac{1}{2} - \eta\right) - \left(\frac{1}{2} - \eta\right) \sqrt{1 - \left(\frac{1}{2} - \eta\right)^2} \right] \quad (2-32)$$

For $1/2 \leq \eta \leq 1$,

$$P = D [1.696 + \sin^{-1}(2\eta - 1)] \quad (2-33)$$

$$A = D^2 \left[0.4366 + \frac{1}{4} \sin^{-1}(2\eta - 1) + \left(\eta - \frac{1}{2}\right) \sqrt{\eta(1 - \eta)} \right] \quad (2-34)$$

2.5.4 考慮沉積底床通水斷面積

考慮泥砂可能會淤積，造成通水面積減少，故提出通水面積公式之修正，其修正公式如式(2-35)，其中 A 為修正後的通水面積， A' 為水深通水面積， A_s 為泥沙底床面積。

$$A=A'-A_s \quad (2-35)$$

以圓管斷面積為例，見圖 2-4，令 $\eta = \frac{h}{D}$ ， $\eta' = \frac{h_s}{D}$ ， h 為水深， h_s 為泥砂底床高，並將 η 、 η' 分別代入式(2-22)，可得通水面積 A' 及含砂底床面積 A_s ，然後由式(2-35)可求得修正後的通水面積 A 。



2.6 磨損理論

2.6.1 磨損理論

Bitter (1963)提出磨損理論，以能量為出發點推導理論式，說明了顆粒對材料磨損有微切削作用和對材料表面的沖擊變形所共同作用造成的，Neilson and Gilchrist (1968)簡化了 Bitter (1963)的繁複公式理論，給出了簡化的近似表達式，若沖角 $\alpha \leq \alpha_0$ 時得出式(2-36)，若沖角 $\alpha > \alpha_0$ 時則如式(2-37)表示：

$$W_{(\alpha)} = \frac{M_s}{2\varepsilon} (V_s \sin \alpha - k)^2 + \frac{M_s}{2\varphi} V_s^2 \cos^2 \alpha \sin(n\alpha) \quad (2-36)$$

$$W_{(\alpha)} = \frac{M_s}{2\varepsilon} (V_s \sin\alpha - k)^2 + \frac{M_s}{2\varphi} V_s^2 \cos^2\alpha \quad (2-37)$$

其中， $W_{(\alpha)}$ = 沖磨損失重量單位(g)， M_s = 磨料砂重量(kg)， α = 沖角(度)， α_0 = 臨界沖角(度)， V_s = 砂粒速度(m/s)， k = 臨界砂速(m/s)， ε = 沖擊磨損耗能因數($\text{kg} \cdot \text{m}^2 / \text{g} \cdot \text{s}^2$)， φ = 微切削磨損耗能因數($\text{kg} \cdot \text{m}^2 / \text{g} \cdot \text{s}^2$)， n = 水平回彈率因數(無因次)。

式(2-36)中， $\frac{M_s}{2\varepsilon} (V_s \sin\alpha - k)^2$ 此項為沖擊磨耗量，若 $V_s \sin\alpha < k$ 時，則表示無衝擊磨耗量，即此項為零，而 $\frac{M_s}{2\varphi} V_s^2 \cos^2\alpha \sin(n\alpha)$ 項則為微切削磨耗量。單位面積之磨損深度 H_c (cm)可表示如下：

$$H_c = \frac{W_c}{\gamma_c} = \frac{0.1}{\gamma_c} \left\{ \frac{M_s}{2\varepsilon} (V_s \sin\alpha - k)^2 + \frac{M_s}{2\varphi} V_s^2 \cos^2\alpha \sin(n\alpha) \right\} \quad (2-38)$$

其中， γ_c = 混凝土之比重(kgf/m^3)，0.1為平衡等號兩邊單位所需之係數。

對於不同抗壓強度之混凝土，李(1989)以風砂槍由不同砂速及沖角($20^\circ \sim 90^\circ$)進行沖磨試驗，測得磨耗量，並由公式進行迴歸分析，得到混凝土特性參數 k 、 ε 、 φ 、 n 詳列於表2-1。陳(2009)根據李(1989)之試驗結果進一步建立線性迴歸公式如式(2-39)至式(2-42)：

$$k = 0.1182X + 3.3723 \quad (2-39)$$

$$\varepsilon = 12.561X + 668.57 \quad (2-40)$$

$$\varphi = 22.361X + 2086.4 \quad (2-41)$$

$$n = 0.0037X + 1.0294 \quad (2-42)$$

其中， X 為混凝土強度(MPa)。

當水流所挾之砂粒其粒徑改變時，特性參數 k 、 ε 、 φ 均會隨改變，而 n 值不變。如已知某一特定粒徑之特性參數，則另一粒徑之特性參數可由如下之關係得之，其關係轉換式如式(2-43)至式(2-45)：

$$\frac{k_2}{k_1} = \left(\frac{d_1}{d_2}\right)^{0.4} \quad (2-43)$$

$$\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} = \left(\frac{d_1}{d_2}\right)^{0.5} \quad (2-44)$$

$$\frac{\varphi_2}{\varphi_1} = \left(\frac{d_1}{d_2}\right)^{0.4} \quad (2-45)$$

2.6.2 懸移質對水工結構物磨損之估算方法

李(1989)根據 Bitter(1963)及泥砂運動力學原理，提出懸移質對水工結構物磨損之估算方法。由於懸移質泥砂對結構物表面所造成的磨損量來自微切削磨損，所以單位面積之磨損深度計算方式如式(2-46)。當雷諾數 $Re > 5 \times 10^5$ 時，砂粒速度 V_s 近似 0.467 倍近底處水流速 V_w ，但近底處水流速 $V_w < \text{平均流速 } V$ ，因此，當紊動猝發現象發生時， V 可近似等於 V_w ，故可取 $V_s = 0.467V$ 。沖角 α 方面，懸浮質泥砂在紊動猝發作用下，以與邊壁成 $5^\circ \sim 15^\circ$ 微小角度掃蕩床面。在高度含砂水流中，水流含砂濃度可近似為均勻分佈，明渠紊動水流在自河床往上 $0.1H$ (H 為水深)處流速最大，猝發現象多自此處發生並影響壁面，而有沖刷作用的僅是

0.1H 水層範圍內 1/4 水體所含之泥砂。又假設此種猝發現象每秒發生 N 次，故單位面積河床上作用之砂量如式(2-47)。微切削磨損能因數 ϕ 可由懸移質砂粒粒徑 d 即壁面混凝土強度根據式(2-45)求得。

$$H_c = \frac{0.1 M_s}{\gamma_c} \frac{V_s^2 \cos^2 \alpha \sin(n\alpha)}{2\phi} \quad (2-46)$$

$$M_s = \frac{0.1 W_s N}{4} \frac{\gamma_s - \gamma_w}{g B V \gamma_s} \quad (2-47)$$

其中， H_c =單位面積磨損深度(cm)， M_s =磨料砂重量(kg)， W_s =輸砂量(kg)， γ_s =砂粒比重， γ_w =水之比重， γ_c =混凝土比重， $N=3\sim 10$ (通常取 $N=5$)， B =管徑 D， V =水流流速， ϕ =微切削磨損耗能因數， V_s =砂粒速度(m/s)， n =水平回彈率因數(無因次)， α =沖角(度)。

2.6.3 推移質對水工結構物磨損之估算方法

本研究根據陳(2009) 估算推移質對水工結構物磨損之方法。一般而言，砂粒沖角決定對材料磨損的形式，當砂粒沖角小於 15° 時，固定各項參數，混凝土材料微切削磨損佔磨損總量之百分比如式(2-48)所表示。根據李(1989)，故當沖角 $\alpha < 15^\circ$ 時，可忽略沖擊磨損只計算微切削磨損。對於沖磨機制，若入射角大，則代表流速小，以大粒徑滾動、躍移磨損之沖擊磨損為主，對於硬度較高之材料傷害較大。若沖角小，則多位於高速挾砂水流環境，以微切削磨損為主，對於柔韌性之材料傷害較大。

推移層以接觸滾動(滾動質)或跳躍(躍移質)方式作用於水工結構之底板，粒徑較小者以跳躍為主，而粒徑較大者以滾動前進為主。為了計算方便將砂石依粒徑大小分為跳躍前進部分之輸砂比例 q'_s ，及滾動前進部分之輸砂比例 q''_s ，分別進行磨損估算，其中 $q'_s+q''_s=1$ 。

$$\frac{\int_0^{15} \frac{M_s V_s^2 \cos^2 \alpha \sin(n\alpha) d\alpha}{2\phi}}{\int_0^{15} \left[\frac{M_s}{2\epsilon} (V_s \sin \alpha - k)^2 + \frac{M_s}{2\phi} V_s^2 \cos^2 \alpha \sin(n\alpha) \right] d\alpha} \cong 95\% \quad (2-48)$$

(1) 計算滾動質造成磨耗深度

滾動前進之砂石，對壁面施以滾動磨擦，滾動磨擦係數約為滑動磨擦係數的 1/10，因此可將滾動質所造成之磨耗以微切削磨損來計算。滾動質造成磨耗深度計算式見式(2-49)，其中， $V_s = 0.467V$ ，沖角 α 可取為 $\alpha=15^\circ$ 。單位面積作用之砂量 M_s 之估算見式(2-50)， N 為滾動質每秒滾動磨擦次數，一般 $N=1$ 次 /sec。

$$H_c = \frac{0.1 M_s}{\gamma_c} \frac{V_s^2 \cos^2 \alpha \sin(n\alpha)}{2\phi} \quad (2-49)$$

$$M_s = q''_s \frac{W_s}{g} \frac{N}{BV} \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \quad (2-50)$$

其中， H_c =單位面積磨損深度(cm)， M_s =磨料砂重量(kg)， W_s =輸砂量(kg)， γ_s =砂粒比重， γ_w =水之比重， γ_c =混凝土比重， $N=3\sim 10$ (通常取 $N=5$)， B =管徑， V =水流流速， ϕ =微切削磨損耗能因數， V_s =砂粒速度(m/s)， n =水平回彈

率因數(無因次)， α =沖角(度)。

(2)計算躍移質造成磨耗深度

跳躍前進的砂石，落到地面時便發生一次沖磨，包括沖擊磨損及微切削磨損，磨耗深度計算式見式(2-51)。在式(2-51)中， $V_s = 0.467V$ ，沖角 α 可取 $\alpha = 30^\circ$ 。跳躍質砂粒粒徑 d ，沖擊磨損能因數 ε 、微切削磨損能因數 ϕ 、臨界磨損顆粒速 k 由躍移質砂粒粒徑 d 及壁面混凝土強度由式(2-42)及式(2-44)得知。單位面積作用之砂量 M_s 之估算見式(2-52)，其中， N 為躍移質每秒跳躍次數，一般取 $N = 1$ 次/sec。

$$H_c = \frac{0.1}{\gamma_c} \left\{ \frac{M_s}{2\varepsilon} (V_s \sin \alpha - k)^2 + \frac{M_s}{2\phi} V_s^2 \cos^2 \alpha \sin(n\alpha) \right\} \quad (2-51)$$

$$M_s = q_s \frac{W_s}{g} \frac{N}{BV} \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \quad (2-52)$$

其中， H_c =單位面積磨損深度(cm)， M_s =磨料砂重量(kg)， W_s =輸砂量(kg)， γ_s =砂粒比重， γ_w =水之比重， γ_c =混凝土比重， $N=3\sim 10$ (通常取 $N=5$)， B =管徑 D ， V =水流流速， ϕ =微切削磨損耗能因數， V_s =砂粒速度(m/s)， n =水平回彈率因數(無因次)， α =沖角(度)。

由上述磨損理論可以計算出輸水隧道、排砂隧道或其他水工結構物之磨損深度。總磨損深度由懸移質及推移質(包括滾動質、躍移質)各別所造成之磨損深度線性相加得之。

第三章 數值方法

3.1 控制方程式之離散

本研究之數值方法根據 Vukovic and Spota (2002) 之守恆加權基本不震盪法及有限體積法進行求解，對於震波等不連續面之傳遞分辨率高，且具備所謂“well-balanced”特性，能確保計算過程之穩定性。式(3-1)~(3-3)為含懸浮載泥砂控制方程組，可寫成通式如式(3-5)所示。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{1}{1-p} [B(E - D) + \frac{1}{L}(Q_{b*} - Q_b)] \quad (3-1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) = -gA \frac{\partial z_s}{\partial x} - \frac{1}{2} g A h_p \frac{1}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial x} - g \frac{n^2 Q |Q|}{AR^3} - \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho} u \left(1 - \frac{S}{1-p} \right) \times [B(E - D) + \frac{1}{L}(Q_{b*} - Q_b)] \quad (3-2)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (AS_k) + \frac{\partial}{\partial x} (QS_k) = B(E - D) \quad (3-3)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Q_b}{u_b} \right) + \frac{\partial Q_b}{\partial x} = \frac{1}{L} (Q_{b*} - Q_b) \quad (3-4)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} = S \quad (3-5)$$

$$\text{其中，} U = \begin{bmatrix} A \\ Q \\ AS_k \end{bmatrix}, \quad E = \begin{bmatrix} Q \\ Q^2/A \\ QS_k \end{bmatrix},$$

$$S = \left[\begin{array}{c} \frac{1}{1-p} \left[B(E-D) + \frac{1}{L} (Q_{b*} - Q_b) \right] \\ -gA \frac{\partial z_s}{\partial x} - \frac{1}{2} gAh_p \frac{1}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial x} - g \frac{n^2 Q |Q|}{AR^3} - \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho} u \left(1 - \frac{S}{1-p} \right) \times \left[B(E-D) + \frac{1}{L} (Q_{b*} - Q_b) \right] \\ B(E-D) \end{array} \right]$$

式(3-5)中， U 為欲求解變數， E 為傳導對流項， S 為源項(包含底床摩擦、泥砂作用損失)。同理，式(3-1)、式(3-2)及式(3-4)為含底床載泥砂控制方程組。以懸浮載控制方程為例，取一控制體積(如圖 3-1)，對式(3-5)作時間及空間上之積分如式(3-6)，式(3-6)化簡整理後，可得以下通式式(3-7)及式(3-8)。

$$\int_{x_{i-\frac{1}{2}}}^{x_{i+\frac{1}{2}}} \int_t^{t+\Delta t} \frac{\partial U}{\partial t} dt dx + \int_t^{t+\Delta t} \int_{x_{i-\frac{1}{2}}}^{x_{i+\frac{1}{2}}} \frac{\partial E}{\partial x} dx dt = \int_t^{t+\Delta t} \int_{x_{i-\frac{1}{2}}}^{x_{i+\frac{1}{2}}} S dx dt \quad (3-6)$$

$$\partial_t \mathbf{U} = \mathcal{L}(\mathbf{U}, x) \quad (3-7)$$

$$\mathcal{L}(\mathbf{U}, x) = \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(\mathbf{E}_{i+\frac{1}{2}} - \mathbf{E}_{i-\frac{1}{2}} \right) + \int_t^{t+\Delta t} S dt \quad (3-8)$$

其中， $\mathcal{L}(\mathbf{U}, x)$ 為空間運算子，式(3-7)為式(3-5)之有限體積法格式，式(3-7)可利用三階 TVD-Runge-Kutta 積分，表為時間項之離散式後，再進行求解，如式(3-9)、式(3-10)、式(3-11)所示。而空間運算子 $\mathcal{L}(\mathbf{U}, x)$ ，本文採加權基本不震盪法計算對流傳導項及源項之數值通 $\mathbf{E}_{i+\frac{1}{2}}$ 、 $\mathbf{E}_{i-\frac{1}{2}}$ 、 $\int_t^{t+\Delta t} S dt$ 。

$$\mathbf{U}^{(1)} = \mathbf{U}^t + \Delta t \mathcal{L}(\mathbf{U}^t, x) \quad (3-9)$$

$$\mathbf{U}^{(2)} = \frac{3}{4} \mathbf{U}^t + \frac{1}{4} \mathbf{U}^{(1)} + \frac{1}{4} \Delta t \mathcal{L}(\mathbf{U}^{(1)}, x) \quad (3-10)$$

$$\mathbf{U}^{t+1} = \frac{1}{3}\mathbf{U}^t + \frac{2}{3}\mathbf{U}^{(2)} + \frac{2}{3}\Delta t \mathcal{L}(\mathbf{U}^{(2)}, \mathbf{x}) \quad (3-11)$$

3.2 基本不震盪法與加權基本不震盪法

式(3-8)說明格網左右交界面淨通量之和，加上該格網之源項通量即為控制體積內物理量之變化，圖 3-2 為數值通量示意圖。式(3-8)中，對流傳導項之數值通量，可作以下定義(以 $\mathbf{E}_{i+\frac{1}{2}}$ 為例)：

$$\mathbf{E}_{i+\frac{1}{2}} = \text{KF}(\mathbf{U}_{i+\frac{1}{2}}^-, \mathbf{U}_{i+\frac{1}{2}}^+) \quad (3-12)$$

式(3-12)中，KF 為一函數，有 Godunov flux 及 Engquist-Osher flux 等可供選擇，本文依 Crnjaric-Zic et al. (2004)之說明，選擇 Lax-Friedrich flux 作為計算法則，其通式如下：

$$\text{KF}(a, b) = f^+(a) + f^-(b) \quad (3-13)$$

$$f^+(a) = \frac{1}{2}(f(a) + \alpha a) \cdot \ell_{i+\frac{1}{2}} \quad (3-14)$$

$$f^-(b) = \frac{1}{2}(f(b) - \alpha b) \cdot \ell_{i+\frac{1}{2}} \quad (3-15)$$

式(3-13)~(3-15)中，a、b 為帶入函數 KF 之值， $\alpha = \max|f'(\mathbf{U})|$ ($f'(\mathbf{U})$ 為 $f(\mathbf{U})$ 之一階導數)為全計算域最大特徵速度之絕對值。由式(3-12)知，求解空間運算子之值，關鍵在於求解 $\mathbf{U}_{i+\frac{1}{2}}^+$ 及 $\mathbf{U}_{i+\frac{1}{2}}^-$ 兩項，運算過程中，因需考慮特徵速度傳遞方向及大小，並不能由單純的算術平均求解，故本文採加權基本不震

盪法進行運算。Liu et al.(1994)對加權基本不震盪法有詳細介紹，Shu (1998)說明加權基本不震盪法之優點為：利用權重及多組自適應插值多項式克服 TVD 法在解連續之局部極值點，其精度會降階之困擾，在不連續及光滑連續計算域均可保留高精確度。故本文採加權基本不震盪法之優點，用於求解水流泥砂方程式，其運算說明如式(3-16)，先於位置 i 選定一系列格網 (Stencil)，其中， $I_i \equiv \left[x_{i-\frac{1}{2}}, x_{i+\frac{1}{2}} \right]$ ，下標 $i-r-1$ 表該系列格網之最左端位置，下標 $i+m$ 表該系列格網之最右端位置。以此系列格網為基礎，利用插值多項式近似 $\mathbf{U}_{i+\frac{1}{2}}^{(r)}$ ，可表為式(3-17)，其中， $C_{r,i-r-1+j}$ 為待定常係數。示意圖如圖 3-3。

$$\text{Stencil}(i) \equiv \{I_{i-r-1}, \dots, I_{i+m}\} \quad (3-16)$$

$$\mathbf{U}_{i+\frac{1}{2}}^{(r)} = \sum_{j=0}^{k-1} C_{r,i-r-1+j} \mathbf{U}_{i-r-1+j} \quad (3-17)$$

式(3-17)之精度為 k 階精度($k = r + m + 2$)，與該系列格網之數量有關，最高精度可達七階精度。以圖 3-3 中 $u_{i+\frac{1}{2}}^{(0)}$ 為例： $r=0$ ， $m=1$ ， $k=0+1+2=3$ ，故 $u_{i+\frac{1}{2}}^{(0)}$ 之近似值為三階精度，其餘 $u_{i+\frac{1}{2}}^{(1)}$ 、 $u_{i+\frac{1}{2}}^{(2)}$ 也同為三階精度。式(3-18)即所謂基本不震盪法，每次運算只能考慮一組系列格網，即每次運算需依局部極值位置之不同，選擇上標 r 為 0、1 或 2 等，若進一步同時考慮多組系列格網，並利用權重決定各系列網格影響之大小，則為加權基本不震盪法，表示如式(3-19)：

$$\mathbf{U}_{i+\frac{1}{2}}^- = \sum_{r=0}^{k-1} \omega_r \mathbf{U}_{i+\frac{1}{2}}^{(r)}, \quad \mathbf{U}_{i+\frac{1}{2}}^+ = \sum_{r=0}^{k-1} \tilde{\omega}_r \mathbf{U}_{i+\frac{1}{2}}^{(r)} \quad (3-18)$$

$$\omega_r = \frac{\alpha_r}{\sum_{r=0}^{k-1} \alpha_r}, \quad \alpha_r = \frac{d_r}{(\epsilon + \beta_r)^2}; \quad \tilde{\omega}_r = \frac{\tilde{\alpha}_r}{\sum_{r=0}^{k-1} \tilde{\alpha}_r}, \quad \tilde{\alpha}_r = \frac{d_{2-r}}{(\epsilon + \beta_r)^2} \quad (3-19)$$

其中, β_r 為平滑指標, d_r 為待定常係數, 決定兩者之方法可參考 Shu (1998) 及 Borges et al. (2008) 之說明; ϵ 為常係數, 其範圍介於 $10^{-6} \sim 10^{-8}$, 係為避免分母為零。由式(3-18)可求得空間運算子之值, 並可避免因只選擇單一系列格網而可能產生之震盪。

3.3 邊界條件

本文採穿透邊界條件如式(3-20)、式(3-21), 穿透邊界條件常應用於開放邊界(open-boundary), 而計算域外另需給定虛擬點(ghost point), 以維持計算精度, 虛擬點個數則依計算精度決定。以本文方法為例, 計算精度取三階時, 計算域之左、右邊界各需二個虛擬點, 如圖 3-4 所示。穿透邊界條件表示如下:

$$\mathbf{U}_0 = \mathbf{U}_1; \quad \mathbf{U}_{-1} = \mathbf{U}_2 \quad (3-20)$$

$$\mathbf{U}_{N+1} = \mathbf{U}_N; \quad \mathbf{U}_{N+2} = \mathbf{U}_{N-1} \quad (3-21)$$

3.4 數值穩定條件

本文之數值方法為顯式法，為求數值穩定，時間間距須遵守可蘭數條件 (CFL condition)，如式(3-22)，其中，N 為計算點總數。

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{2\max|u_j \pm \sqrt{gh_j}|}, \quad j = 1, 2, 3, \dots, N \quad (3-22)$$



第四章 模式檢定驗證

本模式建置完成後，選定 Banasiak and Verhoeven (2008)之實驗室案例以及 Creaco and Bertrand - Krajewski (2009)模擬法國里昂(Lyon)拉卡薩涅(Lacassagne)地下水道之現場案例分別進行模式之檢定與驗證，並提高模式之適用性。

4.1 試驗案例一

本研究根據 Banasiak and Verhoeven (2008)之實驗室案例之條件，進行模式之檢定與驗證，並對模擬之結果進行分析與探討。

4.1.1 試驗設置

選定一管長(L)11m，管徑(D)為0.39m之半圓形管，坡度(S)設定為0.022。在入口段設置壓頭箱(headbox)和整流器(flow straightener)，並以電腦控制閘門開關進而控制流量，以及使用抑波器(wave suppressor)避免水流在流動時產生過大的波浪而影響試驗結果。本試驗在半圓管內鋪上厚度為4cm之砂，砂之平均代表粒徑 $d_{50}=0.19\text{mm}$ 。於上游處放水進行清水沖刷，經過一定時間後，使用儀器量測管內底床之變化。

如圖 4-1，本試驗分為三區段，A 區段為上游段，此區段之距離長為 3m，此時的水流剛從入口進入管內，呈現不穩定流況，為水流發展區。B 區段為中游段，此區之距離長為 4.2m，為泥砂測試斷面區，此區泥砂開始進行

沖刷。C 區段為下游段，此區之距離長為 3.8m，迴水效應在此區減至最小，因此為試驗量測區，在下游段最後兩公尺進行雷射量測，紀錄底床之高程。

在本案例中，流量為可控制變因，因此分別在不同流量下進行數值模擬，然後將模擬結果與試驗實測值進行比較。以流量 $Q=18.5\text{L/s}$ 時當作模式之檢定案例，然後分別對流量 $Q=10.5\text{L/s}$ 、流量 $Q=29\text{L/s}$ 及流量 $Q=40\text{L/s}$ 時進行模式之驗證。

4.1.2 模式檢定

以流量 $Q=18.5\text{L/s}$ 時當作模式之檢定案例，以下為檢定案例之模擬條件與參數設定：

- (1) 斷面設定：斷面為管徑 $D=0.39\text{m}$ 的半圓形管斷面。在管長 $L=11\text{m}$ ，位置間距 $\Delta x=0.05\text{m}$ 下，斷面數為 221。
- (2) 入流量：流量為本案例之控制變因，採定量流，檢定案例的流量設定為 18.5L/s 。
- (3) 水深：下游水深給定為 0.12m 。
- (4) 泥砂粒徑：本案例屬實驗室案例，採用均一砂進行試驗，代表粒徑 $d_{50}=0.19\text{mm}$ 。
- (5) 入砂濃度：因本案例為清水沖刷，故無初始入砂濃度。
- (6) 孔隙率：本案例設定為 0.28 。
- (7) 曼寧糙度係數：本案例設定為 0.02 。

(8)管道摩擦因子：參照 Banasiak and Verhoeven (2008)試驗案例及經由柯布

魯克定則(Colebrook's law)疊代計算後，管道摩擦因子 $f=0.041$ 。

(9)黏滯係數：本案例設定為 $\nu=1.0\times 10^{-6} \text{ N}\cdot\text{s}/\text{m}^2$ 。

(10)模擬時間：模擬時間 $T=600(\text{s})$ 。

經由以上之參數設定之後，進行模式數值模擬，模擬結果如圖 4-2，由圖可以看出模擬結果與試驗值之差異性不大，因此將檢定案例之參數代入驗證之案例進行驗證。

4.1.3 模式驗證

分別以流量 $Q=10.5\text{L}/\text{s}$ 、流量 $Q=29\text{L}/\text{s}$ 及流量 $Q=40\text{L}/\text{s}$ 時進行模式之驗證。以 $Q=10.5\text{L}/\text{s}$ 當作驗證案例一，以 $Q=29\text{L}/\text{s}$ 當作驗證案例二，以 $Q=40\text{L}/\text{s}$ 當作驗證案例三。將檢定案例之參數設定當作驗證案例之參數，惟流量為控制變因，而初始水深之給定及管流摩擦因子皆會因流量改變而變化，因此，這三項參數會因不同流量而設定不同值，以下列表說明，見表 4-1。

驗證案例之模擬結果見圖 4-3 至圖 4-5，圖 4-3 為驗證案例一之底床比較圖，圖 4-4 為驗證案例二之底床比較圖，圖 4-5 為驗證案例三之底床比較圖。由驗證案例之結果圖，大致上可以看出模擬結果與試驗值之差異很小，雖然當流量變大時，數值模擬之結果與試驗實測值之底床差異會比在流量小時來得大，但底床變化符合趨勢，所以本研究之模式在 Banasiak and Verhoeven (2008)試驗案例中取得不錯的效果。

4.2 試驗案例二

為了提高模式之適用性，因此再挑選一法國里昂(Lyon)拉卡薩涅(Lacassagne)地下水道之案例進行模式數值模擬並與現場實測值及 Creaco and Bertrand – Krajewski (2009)所模擬之結果進行比較。

4.2.1 試驗概述

本案例模擬之現場地形為法國里昂(Lyon)拉卡薩涅(Lacassagne)之地下水道，其為一高 1.8m，寬 1.1m 之蛋形圓管，如圖 4-6。在上游處有閘門控制放水，今取一段 400m 長之距離進行數值模擬，其初始底床如圖 4-7，模擬條件參照 Creaco and Bertrand - Krajewski (2009)，以模擬時間 $T=5320(s)$ 當作檢定案例，然後以模擬時間 $T=25630(s)$ 當作驗證案例，然後現場實測值則根據 Bardin et al. (2005)之資料。

Creaco and Bertrand - Krajewski (2009)以數值模式應用於法國里昂(Lyon)拉卡薩涅(Lacassagne)地下水道之現場案例。其模式以 TVD MacCormack 數值方法為架構，求解一維 De Saint Venant-Exner 水砂聯立方程組。將方程組搭配不同輸砂公式，並對不同輸砂公式所模擬的結果進行比較，其輸砂公式介紹如下：

(1) Meyer-Peter and Müller (C=8)公式：

Meyer-Peter and Müller (1948)所定義之輸砂公式只考慮底床載部分，

其公式如下：

$$\phi = C(\theta - \theta_{cr})^{3/2} \quad (4-1)$$

$$\phi = \frac{Q_s \sqrt{\rho}}{B \sqrt{g(\rho_s - \rho) d_{50}^3}} \quad (4-2)$$

$$\theta = \frac{\tau}{(\rho_s - \rho) g d_{50}} \quad (4-3)$$

式中， ϕ =無因次輸砂量， θ =無因次剪應力， θ_{cr} =無因次臨界剪應力， C =Meyer-Peter and Müller 係數， τ =剪應力(N/m²)， Q_s =輸砂量(m³/s)， B =河床寬度(m)， d_{50} =中值粒徑(m)， ρ =水的密度(kg/m³)， ρ_s =泥砂的密度(kg/m³)， g =重力加速度(m/s²)。其中 Meyer-Peter and Müller 係數 $C=8$ ，而在一般情況下，無因次臨界剪應力 $\theta_{cr}=0.047$ 。

(2) Meyer-Peter and Müller (C=12)公式：

Nielsen(1992)提出改良 Meyer-Peter and Müller 之公式，除了原有的河床載並考慮懸浮載，認為 Meyer-Peter and Müller 係數應調整為 $C=12$ 。

(3) Wiberg and Smith 公式：

Wiberg and Smith (1989)根據 Kalinske (1947)所提出之輸砂公式進行修正改進。Kalinske 公式為式(4-4)與式(4-5)，而 Wiberg and Smith 對 Kalinske 公式參數提出式(4-6)，公式如下：

$$\phi = F\sqrt{\theta} \quad (4-4)$$

$$\theta = \frac{\tau}{(\rho_s - \rho) g d_{50}} \quad (4-5)$$

$$F = 1.5 \left(\frac{\theta_{cr}}{\theta} \right)^{1/6} \left(\sqrt{\frac{\theta_{cr}}{\theta}} - 1 \right)^{5/3} \quad (4-6)$$

上三式中， \emptyset =無因次輸砂量， θ =無因次剪應力， θ_{cr} =無因次臨界剪應力， F =Kalinske 公式參數， τ =剪應力(N/m²)， d_{50} =中值粒徑(m)， ρ =水的密度(kg/m³)， ρ_s =泥砂的密度(kg/m³)， g =重力加速度(m/s²)。在一般情況下，無因次臨界剪應力 $\theta_{cr}=0.047$ 。

4.2.2 模式檢定

以下為檢定案例之模擬條件與參數設定：

- (1) 斷面設定：斷面為管徑 $D=1.8\text{m}$ 的蛋形管斷面。在管長 $L=400\text{m}$ ，位置間距 $\Delta x=1.0\text{m}$ 下，斷面數為 401。
- (2) 入流量：入流量在一開始放流時為不穩定流，所以以流量歷線形式表示，見圖 4-8，而當放流時間超過 20(s)後，流量設定為定流量 $Q=0.2\text{m}^3/\text{s}$ 。
- (3) 水位：下游水位設定 $h=0.2\text{m}$ 。
- (4) 泥砂粒徑：根據 Bardin et al. (2005)，設定代表粒徑 $d_{50}=0.27\text{mm}$ 。
- (5) 入砂濃度：根據 Creaco and Bertrand – Krajewski (2009)模擬條件，忽略入砂濃度，由於現場實測值入砂濃度相當小，因此假設其為清水沖刷。
- (6) 孔隙率：根據 Bardin et al. (2005)，本案例孔隙率為 0.285。
- (7) 曼寧糙度係數：本案例設定為 0.02。
- (8) 管道摩擦因子：由柯布魯克定則(Colebrook's law)疊代計算。由於流速隨著斷面位置的改變而有不同，因此管道摩擦因子也會有所改變，經由

程式疊代後發現管道磨差因子 f 大約在 0.02 附近。

(9) 黏滯係數：本案例設定為 $\nu=1.0\times 10^{-6} \text{ N} \cdot \text{s}/\text{m}^2$

(10) 模擬時間：模擬時間 $T=5320(\text{s})$ 。

在設定以上參數之後，進行模式數值模擬，將模擬結果分別對 Creaco and Bertrand - Krajewski (2009) 模式選用的輸砂公式及現場實測資料進行比較，見圖 4-9 至圖 4-11。在圖 4-9 中，Creaco and Bertrand - Krajewski (2009) 模式所選用的輸砂公式為 Meyer-Peter and Müller ($C=8$)。圖 4-10，Creaco and Bertrand - Krajewski (2009) 模式選用的輸砂公式為 Meyer-Peter and Müller ($C=12$)。圖 4-11，Creaco and Bertrand - Krajewski (2009) 模式選用的輸砂公式為 Wiberg and Smith。由圖 4-9 至圖 4-11 可以看出本研究模式之模擬結果與現場實測值及 Creaco and Bertrand - Krajewski (2009) 模擬結果雖然還是存在一定的差異性，但是趨勢大致上符合，因此，將檢定案例之參數代入驗證之案例進行驗證。

4.2.3 模式驗證

在不改動其他參數及模擬條件下，以模擬時間 $T=25630(\text{s})$ 進行本案例之模式驗證。在進行數值模擬後，將模擬結果與 Creaco and Bertrand - Krajewski (2009) 及現場實測資料一起進行比較，如圖 4-12 至圖 4-14。在圖 4-12 中，Creaco and Bertrand - Krajewski (2009) 模式所選用的輸砂公式為 Meyer-Peter and Müller ($C=8$)，而圖 4-13 所選用的輸砂公式為 Meyer-Peter and Müller

($C=12$)，圖 4-14 選用的輸砂公式則為 Wiberg and Smith。然後，由圖 4-12 至圖 4-14 可看出本研究模式模擬之結果與現場實測值及 Creaco and Bertrand - Krajewski (2009)模式模擬之結果趨勢大致上符合，跟檢定案例的情況類似。另外，雖然模擬時間比起檢定案例變成 4 倍，但是底床淤積的變化量卻沒有呈倍數成長，而是只有緩慢地淤積。

4.2.4 檢定驗證結果分析

從圖 4-9 至圖 4-14 雖然可以看出底床淤積變化之趨勢與實測值與 Creaco and Bertrand - Krajewski (2009)模式模擬結果大致上符合，但為了能更準確地描述模擬結果，吾人打算用均方根誤差(RMSE)，也就是平均標準差進行分析。比較本研究之模式與 Creaco et al.(2009)模式與實測值之誤差，見表 4-2。本研究所採用之輸砂公式，底床載部分為 May(1995)修正 May(1982)後的輸砂公式，公式內容可參照 2.3.1 節，而懸浮載部分為 Verbank(1996)所提出的輸砂公式，公式內容可參照 2.3.2 節，而其餘三項為 Creaco and Bertrand - Krajewski (2009)模式中所選用之輸砂公式，分別為 Meyer-Peter and Müller ($C=8$)、Meyer-Peter and Müller ($C=12$)、及 Wiberg and Smith 等公式，其公式內容見 4.2.1。由表 4-2 可以看出本研究之模式比起 Creaco and Bertrand - Krajewski (2009)模式對實測值之均方根誤差還要來得小，探討原因可能是數值方法的選擇比起前人更完善或者是選擇之輸砂公式更能符合現場情況，因此在下一個小節將 Creaco and Bertrand – Krajewski (2009)中提

到之輸砂公式代入本研究之模式以進行比較。

4.2.5 不同輸砂公式分析

為了進一步探討誤差之差距，因此將 Creaco and Bertrand - Krajewski (2009)中提到之輸砂公式代入本研究之模式以進行比較，比較結果見圖 4-15 至圖 4-20。圖 4-15、圖 4-17、圖 4-19 為在本研究之模式只改動輸砂公式的前提下，對檢定案例進行模擬，輸砂公式分別為 Meyer-Peter and Müller (C=8)、Meyer-Peter and Müller (C=12)、及 Wiberg and Smith 輸砂公式，然後分別與 Bertrand - Krajewski (2009)模式之模擬結果進行比較。而圖 4-16、圖 4-18、圖 4-20 與檢定案例相同，只是換成模擬驗證案例，然後再與 Bertrand - Krajewski (2009)模式之模擬結果進行比較，並將模擬結果進行誤差分析，見表 4-3。

本研究模式採用之數值方法為有限體積法結合守恆加權基本不震盪法 (weno)，而 Creaco and Bertrand - Krajewski (2009)模式則以 TVD MacCormack 數值方法進行求解。由表 4-3 可以看出，將本研究之模式替換不同之輸砂公式其方均根誤差(RMSE)的差別不是很大，不過本研究一開始選用之輸砂公式更能符合現場案例，因此，見表 4-4 及表 4-5 為不同模式下，以相同的輸砂公式進行比較，由結果可以得知本研究模式所選用之數值方法比起 Creaco and Bertrand - Krajewski (2009)模式應用於現場案例模擬具有更好之效果。經由以上分析，在下章節模擬石門水庫防洪防淤隧道時，本

研究將以有限體積法結合守恆加權基本不震盪法(weno)求解一維水砂方程組，其輸砂公式的選擇為計算底床載的 May(1995)輸砂公式，及計算懸浮載的 Verbank(1996)輸砂公式。



第五章 石門水庫防洪防淤隧道評估

5.1 研究區域概述

石門水庫上游主河道分洪防淤工程排砂方案，根據水規所(2009)「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」，石門水庫防洪防淤隧道工程規劃方案共有四組方案，各方案布置如圖 5-1 所示，各方案內容簡述如下。

A 方案是在溪口處設置分洪防淤隧道入口，穿過百吉灣庫底及湍仔溝溪，並設置分洪防淤隧道出口於大漢溪下游處 10 號沉澱池；排洪期間會造成鳶山堰無法取水。

B 方案是在庫區上游霞雲處設置分洪防淤隧道入口，穿過大埔溪底及中埔溪，並設置分洪防淤隧道出口於鳶山堰下游；排洪期間不影響取水，但其工期較長，所需工程費也較高。

C 方案是在大灣坪處設置分洪防淤隧道入口，穿過溪洲山脈，並分洪防淤隧道出口於後池內；排洪期間將導致後池無法取水，也可能影響鳶山堰處之取水，雖隧道長度最短，但其進水口處施工不易，造成工期較長，所需工程費也較高。

D 方案是在大溪坪處設置分洪防淤隧道入口，約有 2.2 公里與 A 方案隧道共構，並共用其分洪防淤隧道出口於鳶山堰下游；排洪期間會造成鳶山

堰無法取水。

規劃方案由專家學者進行評估，研選原則為隧道力求直短，以縮短工期。初步評估之後目前優先考慮 C 方案與 D 方案。此外，A 方案設置於石門水庫上游處，最初為石門排洪防淤隧道工程建議規劃設計之方案，因此，本研究除了對 C 方案與 D 方案進行數值模擬外，並另外也對 A 方案進行模擬演算。

5.2 泥砂粒徑分析

防洪防淤隧道排出泥砂粒徑之決定，則以隧道入口處之底泥粒徑作為依據，根據「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)」在民國 99 年汛期後所調查資料顯示，於枯水期時，針對斷面 27 至斷面 32 範圍內擇點進行試坑開挖，以瞭解上游沿程落淤之粒徑組成情形，粒徑分析結果如圖 5-3。於莫拉克颱風侵台後，為分析颱風汛期後水庫底泥粒徑分佈情形，底泥取樣位置如圖 5-2，其粒徑試驗分析結果如圖 5-4 所示，由圖中可觀察到庫區斷面 4-斷面 21 有越往下游粒徑分佈越細之趨勢，另外，除斷面 24 資料外其餘資料 0.1mm 細砂約占 90%，斷面 4、16、21、24、26 與 28 六處斷面取得底泥粒徑 $D_{50}(\text{mm})$ 值分別為 0.006、0.007、0.021、0.033、0.043 與 0.026。由於斷面 24 取樣位置受莫拉克颱風來臨時遭鄰近上游大量淤積崩潰的影響，造成取樣結果可信度較低；在斷面 28 取樣分析之粒徑較

斷面 24 與 26 為細，研判與取樣點偏移主河道所致。由表 5-1 亦可得知，斷面 4 至斷面 32 主要底泥粒徑分佈概況，越往上游泥砂粒徑組成越大。靠近 A 方案的斷面 29 其泥砂粒徑 $D_{50}(\text{mm})$ 為 0.15mm，靠近 C 方案的斷面 16 其泥沙粒徑 $D_{50}(\text{mm})$ 為 0.007mm，靠近 D 方案的斷面 21 其泥沙粒徑 $D_{50}(\text{mm})$ 為 0.021mm。

5.3 排洪防淤隧道 C 案模擬與分析

根據「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)」，C 案依隧道入、出口位置研擬 C1、C2 兩案，C 案工程位置如圖 5-2。由入口地形水理、入口地質、隧道工程、出口地質、出口環境影響等項目評估比較列如表 5-2，由表知 C1 案(即出口排放入後池)其入口中心線與河道流向一致，分洪效率較高，且出口工程用地均為石門水庫管理中心所有，興建與管理較單純，因此，本研究採用 C1 案之工程設計進行模擬。

5.3.1 模擬條件

以下為 C1 案之模擬條件與參數設定：

- (1)斷面設定：C1 案工程計畫隧道入口標高為 200 公尺，終點底拱高程 191.40 公尺，隧道全長 860 公尺，縱坡 0.01。位置間距 $\Delta x=5.0\text{m}$ 下，斷面數為 179。隧道設計為內徑 10 公尺圓形斷面標準斷面如圖 5-6。
- (2)模擬時間：以民國 93 年艾利颱風為模擬對象，從 8 月 24 日 08:00 至 8

月 27 日 05:00 共 70 小時。

- (3) 入流量：根據水規所提供之模擬艾利颱風之 C1 案排洪隧道入流量資料，作成一流量歷線如圖 5-7。
- (4) 入砂濃度：根據水規所提供之模擬艾利颱風之 C1 案排洪隧道入流濃度資料，作成一入砂濃度歷線如圖 5-8。
- (5) 水位：水位由入流量經由曼寧公式換算正常水深而得，見圖 5-9。
- (6) 泥砂粒徑：在取樣的斷面中，C1 案最接近之斷面為斷面 16，為簡化問題，因此，採用斷面 16 之粒徑組成當作其代表粒徑， $d_{50}=0.007\text{mm}$ 。
- (7) 曼寧糙度係數：根據水規所(2009)「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」，本案例設定為 0.01。
- (8) 管道摩擦因子：由柯布魯克定則(Colebrook's law)疊代計算。由於流速隨著入流量及斷面位置而改變，因此管道摩擦因子也會隨著改變。
- (9) 孔隙率：本案例孔假設隙率為 0.285。
- (10) 黏滯係數：本案例設定為 $\nu=1.0\times 10^{-6}\text{ N}\cdot\text{s}/\text{m}^2$ 。

5.3.2 模擬結果與分析

以艾利颱風為例，底床模擬之結果如圖 5-10，由圖看出經過一場颱風後，底床變化並不明顯。為了進一步比較颱風來臨後底床之變化，將模擬後之底床高程減去初始底床高程，進而得到底床高程變化值，可以較清楚地看出在颱風過後是否有底床沖淤之情形，見圖 5-11，發現底床並沒有淤積之

情形，隧道內流速相當快，平均流速在每秒 17~19 公尺左右，高速水流將進入隧道之泥砂挾帶而走。最後，將模式模擬之出流量與出流泥沙濃度之結果與水規所之物模試驗結果進行比較，圖 5-12 為出流量之比較，圖 5-13 為出流泥沙濃度之比較，由於水流速度快，挾帶泥砂能力強，因此，比較入流量與出流量、入流砂濃度及出流泥砂濃度，可以發現其曲線趨勢非常的接近，也就是入流量等於出流量，入流泥砂濃度等於出流泥砂濃度，表示防洪防淤隧道內無泥砂淤積之情形。

5.4 方案 D 之模擬與分析

根據「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)」，D 案依隧道出入口位置研擬 D1、D2 兩案。D 案工程位置如圖 5-14，依規劃前題、隧道工程、水砂防淤效能、上游淤砂運移等項目評估比較列如表 5-3，可表知考慮 A2 案時 D1 案可為 A2 案前期工程共構段長 2,200 公尺。不考慮 A2 案時，則以 D2 案僅有一長約 200 公尺曲線段較優。因目前皆以單獨方案考慮之，故本研究以 D2 案進行現場模擬。

5.4.1 模擬條件

以下為 D2 案之模擬條件與參數設定：

- (1)斷面設定：D2 案工程計畫隧道入口標高為 210 公尺，終點底拱高程 127.47 公尺，隧道全長 4000 公尺，縱坡 0.01。位置間距 $\Delta x=10.0\text{m}$ 下，斷面數

- 為 401。隧道設計為內徑 12 公尺馬蹄形標準斷面，詳細斷面如圖 5-15。
- (2) 模擬時間：以民國 93 年艾利颱風為模擬對象，從 8 月 24 日 03:00 至 8 月 26 日 19:00 共 65 小時。
- (3) 入流量：根據水規所提供之模擬艾利颱風洪之 D2 案排洪隧道入流量資料，作成一流量歷線如圖 5-16。
- (4) 入砂濃度：根據水規所提供之模擬艾利颱風洪之 D2 案排洪隧道入流濃度資料，作成一入砂濃度歷線如圖 5-17。
- (5) 水位：水位由入流量經由曼寧公式換算正常水深而得，見圖 5-18。
- (6) 泥砂粒徑：在取樣的斷面中，D2 案最接近之斷面為斷面 21，為簡化問題，因此，採用斷面 21 之粒徑組成當作其代表粒徑， $d_{50}=0.021\text{mm}$ 。
- (7) 曼寧糙度係數：根據水規所(2009)「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」，本案例設定為 0.015。
- (8) 管道摩擦因子：由柯布魯克定則(Colebrook's law)疊代計算。由於流速隨著入流量及斷面位置而有不同，因此管道摩擦因子也會隨著改變。
- (9) 孔隙率：本案例孔假設隙率為 0.285。
- (10) 黏滯係數：本案例設定為 $\nu=1.0\times 10^{-6}\text{ N}\cdot\text{s}/\text{m}^2$ 。

5.4.2 模擬結果與分析

D2 案隧道入口處至沿程距 300 公尺處高程驟降 45 公尺，此段有可能造成跌流之情況。另外，由於隧道坡度明顯下降，此段坡度大於 0.01，加上

經由模式模擬結果得知，此段流況為超臨界流，在沿程距 300 公尺附近變為緩坡之後，發生水躍，而又變回亞臨界流，為了方便模擬，本研究在此假設其為亞臨界流，並忽略跌流現象。

底床模擬之結果如圖 5-19，由圖看出經過一場艾利颱風後，底床變化並不明顯。為了進一步比較颱風來臨後底床之變化，見圖 5-20，將模擬後之底床高程減去初始底床高程，得到底床高程變化值，可以較清楚地看出颱風過後是否有底床沖淤之情形。從圖 5-20 可見底床並沒有沖淤之情形，判斷可能是隧道內流速相當快，平均流速在每秒 15~17 公尺左右，高速水流將進入隧道之泥砂挾帶而走。圖 5-21 為模式模擬之出流量結果與水規所之物模試驗結果進行比較圖，圖 5-22 為出流泥砂濃度之比較圖。由圖 5-21 及圖 5-22 可看出數值模擬結果與水規所物模試驗結果相當接近。

5.5 方案 A 之模擬與分析

根據「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)」，入庫前導淤的繞庫排砂 A 案依隧道入口位置與分洪方式佈置規劃 A1-1、A1-2 及 A2 等 3 種設計案，工程位置圖見圖 5-23。依入口地形水理、入口工程、隧道工程、上游淤砂清運、分洪排砂效率等項目評估比較列如表 5-4，由表知 A2 案(即隧道入口佈設於水庫斷面 29 下游，溪口吊橋下游)入口工程佈設施工容易，隧道總長最短，亦易於佈設上游淤砂清運動線，評估為第一優

選方案。因此，本研究模擬 A 案案例時，本研究採用 A2 案之工程設計進行模擬。

5.5.1 模擬條件

以下為 A2 案之模擬條件與參數設定：

- (1) 斷面設定：A2 案工程計畫隧道入口標高為 210 公尺，終點底拱高程 127.47 公尺，隧道全長 8100 公尺，縱坡 0.01。位置間距 $\Delta x=10.0\text{m}$ 下，斷面數為 811。隧道設計為內徑 12 公尺馬蹄形標準斷面，詳細斷面如圖 5-15。
- (2) 模擬時間：以民國 93 年艾利颱風為模擬對象，從 8 月 24 日 03:00 至 8 月 26 日 23:00 共 69 小時。
- (3) 入流量：根據水規所提供之模擬艾利颱風洪之 A2 案排洪隧道入流量資料，作成一流量歷線如圖 5-24。
- (4) 入砂濃度：根據水規所提供之模擬艾利颱風洪之 A2 案排洪隧道入流濃度資料，作成一入砂濃度歷線如圖 5-25。
- (5) 水位：水位由入流量經由曼寧公式換算正常水深而得，見圖 4-26。
- (6) 泥砂粒徑：在取樣的斷面中，A2 案最接近之斷面為斷面 29，為簡化問題，因此，採用斷面 29 之粒徑組成當作其代表粒徑， $d_{50}=0.15\text{mm}$ 。
- (7) 曼寧糙度係數：根據水規所(2009)「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」，本案例設定為 0.015。
- (8) 管道摩擦因子：由柯布魯克定則(Colebrook's law)疊代計算。由於流速隨

著入流量及斷面位置而有不同，因此管道摩擦因子也會隨著改變。

(9)孔隙率：本案例孔假設隙率為 0.285。

(10)黏滯係數：本案例設定為 $\nu=1.0\times 10^{-6} \text{ N}\cdot\text{s}/\text{m}^2$ 。

5.5.2 模擬結果與分析

模擬艾利颱風過後底床之結果如圖 5-27，由圖看出底床變化並不明顯。為了進一步做比較，將模擬後之底床高程減去初始底床高程，進而得到底床高程變化值，可以比較清楚地看出在颱風過後是否有底床沖淤之情形，見圖 5-28，發現底床並沒有淤積之情形。隧道內平均流速在每秒 17~19 公尺左右，流速相當快，高速水流將進入隧道之泥砂挾帶而走。最後，將模式模擬之出流量與出流泥沙濃度之結果與水規所之物模試驗結果進行比較，圖 5-29 為出流量之比較，圖 5-30 為出流泥沙濃度之比較，可以發現數值模擬結果與物模試驗結果之趨勢相當接近，符合預期。

5.6 隧道磨損分析

根據模擬結果，不論 C1 案、D2 案，或者是 A2 案，水流流速平均在 15~19 公尺之間，石門防洪防淤隧道內泥砂均不產生淤積之情況。在如此高速水流下，對隧道管壁邊界必會產生磨損之情況。因此，以 Bitter (1963)磨損理論對隧道邊界進行磨損分析。

5.6.1 參數設定

石門水庫排洪防淤隧道設計為 $450\text{kg}/\text{cm}^2$ 高爐石襯切混凝土，相當於抗壓強度 44.1MPa ，故材料基準參數以抗壓強度 44.1MPa 之混凝土進行計算。不同的隧道斷面會有不同的設計流量，加上隧道的地理位置設置造成不同的排砂量以及泥砂粒徑，這都會影響臨界砂速 k 、沖擊磨損耗能因數 ε 、微切削磨損耗能因數 φ 等參數之改變。

(1) 臨界砂速 k

臨界砂速的轉換公式見式(2-42)，臨界砂速與代表粒徑的 0.4 次方成反比，根據水規所(2009)提供之表 2-1 混凝土特性參數表，選擇抗壓強度 44.1MPa 時的臨界砂速 $8.5(\text{m}/\text{s})$ 當作轉換之基準，將其試驗的泥砂粒徑 0.34mm 與 A2 案之代表粒徑 0.15mm 、C1 案之代表粒徑 0.007mm 及 D2 案之代表粒徑 0.021mm 代入公式進行計算，推得 A2 案之臨界砂速為 $7.36(\text{m}/\text{s})$ 、C1 案為 $26.15(\text{m}/\text{s})$ 及 D2 則為 $40.58(\text{m}/\text{s})$ 。

(2) 沖擊磨損耗能因數 ε

沖擊磨損耗能因數的轉換公式見式(2-43)，其與代表粒徑的 0.5 次方成反比，根據水規所(2009)提供之表 2-1 混凝土特性參數表，選擇抗壓強度 44.1MPa 時的沖擊磨損耗能因數 $1160(\text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{g} \cdot \text{s}^2)$ 當作轉換之基準，將其試驗的泥砂粒徑 0.34mm 與 A2 案之代表粒徑 0.15mm 、C1 案之代表粒徑 0.007mm 及 D2 案之代表粒徑 0.021mm 代入公式進行轉換

之計算，推得 A2 案之衝擊磨損耗能因數為 $1008(\text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{g} \cdot \text{s}^2)$ 、C1 案為 $4919(\text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{g} \cdot \text{s}^2)$ 及 D2 則為 $8520(\text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{g} \cdot \text{s}^2)$ 。

(3) 微切削磨損耗能因數 ϕ

微切削磨損耗能因數的轉換公式見式(2-44)，其與代表粒徑的 0.4 次方成反比，根據水規所(2009)提供之表 2-1 混凝土特性參數表，選擇抗壓強度 44.1MPa 時的微切削磨損耗能因數 $2965(\text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{g} \cdot \text{s}^2)$ 當作轉換之基準，將其試驗的泥沙粒徑 0.34mm 與 A2 案之代表粒徑 0.15mm、C1 案之代表粒徑 0.007mm 及 D2 案之代表粒徑 0.021mm 代入公式進行轉換之計算，推得 A2 案之微切削磨損耗能因數為 $4262(\text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{g} \cdot \text{s}^2)$ 、C1 案為 $9358(\text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{g} \cdot \text{s}^2)$ 及 D2 則為 $14522(\text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{g} \cdot \text{s}^2)$ 。

(4) 水平回彈率因數 n

水平回彈率因數 n 為無因次參數，其值只受混凝土抗壓強度的影響。根據水規所(2009)提供之表 2-1 混凝土特性參數表，當選擇的混凝土強度為 44.1MPa 時，其 n 值為 1.18，不論在 A2 案、C1 案及 D2 案時，其值都相同。

將上述經公式轉換而得之參數整理成表，見表 5-5。

5.6.2 磨損計算

根據水規所提供之泥沙濃度資料，進入防洪防淤隧道之泥沙幾乎屬於懸浮質，因此，在計算邊界磨損厚度時，假設所有的入砂量均為懸浮

質進行計算。為了計算磨損深度，必須先知道單位面積河床上作用之砂量，也就是磨料砂重量 M_s ，其計算公式採用計算懸浮質磨料砂重量之式(2-47)，將磨砂重量計算出來後再代入式(2-48)以求得磨損厚度。這裡沖角取 10(度)， N 取 5 進行計算。以下為各方案之磨損計算：

(1) C1 案磨損計算

C1 案之設計流量為 1200(cms)，根據水規所物模試驗模擬艾利颱風，其排砂量為 241 萬噸，而平均水流速根據水利規劃試驗所(2009)之設計流速為 17.81 (m/s)，經由計算後，磨料砂重量為 9.9×10^6 (kg)，而磨損厚度為 0.021 (cm)。

(2) D2 案磨損計算

D2 案之設計流量為 1600(cms)，根據水規所物模試驗模擬艾利颱風，其排砂量為 227 萬噸，而平均水流速根據水利規劃試驗所(2009)之設計流速為 15.87(m/s)，經由計算後，磨料砂重量為 8.7×10^6 (kg)，而磨損厚度為 0.022 (cm)。

(3) A2 案磨損計算

A2 案之設計流量為 1600(cms)，根據水規所物模試驗模擬艾利颱風，其排砂量為 918 萬噸，而平均水流速根據水利規劃試驗所(2009)之設計流速為 15.87 (m/s)，經由計算後，磨料砂重量為 3.5×10^7 (kg)，而磨損厚度為 0.197 (cm)。

5.6.3 結果分析

在經由磨損理論計算邊界磨損厚度之結果，見表 5-6，可以得知上游之 A2 案可能造成的磨損最為嚴重。其磨損厚度為 C1 案及 D2 案的 8 倍多。由於邊界磨損涉及的參數變因很多，根據水規所(2009)「輸水隧道磨損調查與分析」報告，隧道表面平整度、施工縫、隧道孔徑大小、平面配置、流速、含砂量及漂流木等，都是造成磨損發生之因子。位於石門水庫上游之 A2 案其排砂量相比於其他兩方案都還要來得大，加上位於上游，A2 案之平均泥砂粒徑也大於 C1 案及 D2 案，因此，在含砂量越高、泥沙顆粒較粗之情況下，較容易造成邊界磨損。

本研究在計算防洪防淤隧道磨損厚度時，以一場艾利颱風進行計算，因艾利颱風於民國 93 年重創石門水庫，造成石門水庫嚴重淤積，其龐大的排砂量在探討防洪防淤隧道之磨損問題時具有指標性。就計算結果而言，A2 案雖能排放大量泥砂，但造成隧道磨損的厚度也遠大於其他兩方案，在考量要長久使用防洪防淤隧道的前提下，其隧道磨損之問題不可不正視。

第六章 結論與建議

本研究先以迪聖凡南(de Saint Venant)方程式建立起一維水理模式，然後加入泥砂條件，合併為一維水砂方程式，數值方法採用顯式有限體積法並結合 WENO 增加數值解之穩定性。以 Banasiak and Verhoeven (2008)之實驗室案例以及 Creaco and Bertrand - Krajewski (2009)模擬法國里昂(Lyon)拉卡薩涅(Lacassagne)地下水道之現場案例進行模式的檢定與驗證後，最後，將模式應用於石門水庫防洪防淤隧道。另外，考慮到底床有可能因為流速很快而產生不淤積或者是直接沖刷至管底的情況，因此，加入了 Bitter 磨損理論探討固體邊界磨損問題。

6.1 結論

1. 本研究之模式在 Banasiak and Verhoeven (2008)試驗案例以及 Creaco and Bertrand - Krajewski (2009)模擬法國里昂(Lyon)拉卡薩涅(Lacassagne)地下水道之現場案例進行模式之檢定與驗證中，其模擬結果經與實測值比較，均有不錯的趨勢。
2. 本研究之模式與 Creaco and Bertrand - Krajewski (2009)模式之數值模擬結果分別與現場實測值進行誤差分析的比較，其誤差相當接近。然後將 Creaco and Bertrand - Krajewski (2009)模式之輸砂公式在本模式之架構下重新再進行模擬，所得到之誤差與 Creaco and Bertrand - Krajewski

(2009)模式所得到之誤差相近，因此，研判本模式選擇完善之數值方法以及能符合現場情況之輸砂公式以降低誤差值，提升準確度。

3. 以艾利颱風為例，本研究模式模擬石門水庫防洪防淤隧道內泥砂之運動行為，由模擬結果可以得知在高速水流情況下，幾乎將進入隧道之泥砂挾帶而走，因此，隧道不會產生淤積的情況。
4. 在高速水流中，泥砂不會造成淤積，而是不斷地沖刷四周的管壁及管底，因此，在高速排洪排砂隧道中，邊界層磨損的考慮相形重要。本研究將 Bitter 磨損理論應用於石門水庫防洪防淤隧道邊界層磨損方面，由結果得知在三個方案中，以 A2 案之磨損情況可能為最嚴重，研判原因在於最上游之 A2 案其排砂量相比於其他兩方案來得大，加上位於上游 A2 案之泥沙粒徑較 C1 案及 D2 案來得大。在含砂量越高、泥沙顆粒較粗情況下，則較容易造成邊界層磨損。
5. 在實驗室案例或者地下水道案例，因為其水流流速比較慢，泥砂有可能產生淤積的情形，而在輸水隧道或者是排砂隧道中，為了不使泥砂淤積，在設計時，都會使水流速高於臨界淤積流速。在一般流速情況下，管道的泥砂運動行為還是跟一般明渠一樣，有沖刷有淤積，若在高速水流中，當管內泥砂不淤積並且不斷沖於管壁時，就會造成邊界磨損的問題。

6.2 建議

1. 石門防洪防淤隧道之 A2 案經由邊界磨損厚度相比於其他兩方案還要來得高上許多，建議能提高 A2 案之隧道混凝土抗壓強度，亦或提高管壁邊界之厚度，以提升隧道之使用年限。
2. 由於國內地下水道汙染物傳輸以及管流排砂這方面之研究相對於一般河川明渠輸砂來得少，因此，本研究在國內算是初探，尚需後人對管流排砂作進一步之探討。
3. 本研究之模式雖能模擬大小管內之輸砂情形，但僅限於非滿管流。未來若能考慮加入壓力項，則可以模擬滿管流的輸砂情況。
4. 在高速水流情況下，其流況多數為超臨界流，若再碰到隧道高程驟降，坡度突然變大而產生跌流，本模式無法模擬其複雜之流量。其有關詳細之超臨流流及跌流之問題需後人做更進一步之討論。

參考文獻

1. Ab. Ghani, A.(1991), “Sediment transport in Sewer”, Ph D. thesis, Department of Civil Engineering, University of Newcastle upon Tyne, U.K..
2. Ackers, P. (1991), “Sediment aspects of drainage and outfall design”, Proc. Int., Conf. on Environmental Hydraulics, Hong Kong, 215-230.
3. Ackers, P. and White, W.R. (1973), “Sediment transport: new approach and analysis” , ASCE J. Hyd. Div., 99(HY11), pp.2041~ 2060.
4. Ackers, P. (1978), “Urban drainage: the effects of sediment on performance and design criteria”, Proc. 1st. Intern. Conf. on Urban Storm Drainage, Southampton, pp.535-545,England.
5. Ambrose, H. H. (1953), “The transportation of sand in pipes, free surface flow”, Hydraulics Conference, 5, Engineering Bulletin No. 34, pp.77-88, Iowa.
6. Saul, A.J., Skipworth, P.J., Tait, S.J. and Rushforth P.J. (2003), “Movement of Total Suspended Solids in Combined Sewers”, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, April.
7. ASM International (2001), “Surface Engineering for Corrosion and Wear Resistance” , 10M Communications.
8. Sharma, A.K., Swamee, P.K. (2008), “Design method for circular and non-circular sewer sections” , Journal of Hydraulic Research, Vol. 46, No.1, pp. 133–141.
9. Bitter, J.P.A. (1963), “A study of erosion phenomena part I”,Wear, 6, pp.5.
10. Bitter, J.P.A. (1963), “A study of erosion phenomena part II” , Wear, 6, pp.169.

11. Bouchut, F. (2004), "Nonlinear stability of finite volume methods for hyperbolic conservation laws and well-Balanced schemes for sources" Birkhauser Verlag, Germany.
12. Borges, R., Carmona, M., Costa, B., and Don, W.S. (2008), "An improved weighted essentially non-oscillatory scheme for hyperbolic conservation laws" Journal of Computational Physics, Vol. 227, pp.3191-3211.
13. Camp, T.R.(1946), "Sedimentation and the Design of Settling Tanks", Transactions, ASCE, Vol.111, No.2285, pp.895~958.
14. Craven, J. P. (1953), "The transportation of sand in pipes, full-pipe flow", Hydraulics Conference, 5, Bulletin 34, pp.67-76, Iowa.
15. Creegn, P.J., Hamilton, W.S., Hendrickson, J.G., Kader, J., McDonald, R.A., Noble, J.E., and Schrader, G.E.(1989), "Erosion of Concrete in Hydraulic Structure", ACI Materials Journal, Vol. 84, No.2, pp.136-157.
16. Crnjarić-Zić N., Vuković S., and Sopta L. (2004), "Extension of ENO and WENO schemes to one-dimensional sediment transport equations." J. Comput. Fluids., Vol. 33, pp. 31-56.
17. Durand, R. (1953), "Basic relationships of the transportation of solids in pipes experimental research", Minnesota Inter. Hyd. Conv., pp.89~103.
18. De Sutter, R., Huygens, M., Verhoeven, R., Tait, S., Rushforth, P., Saul, A., Ahyerre, M., and Chebbo, G. (2003), "Validation of existing bed load transport formula using in-sewer sediment." , Journal of Hydraulic Engineering, Vol.129, No. 4, ASCE, April 1.
19. Butler, D., May, R., and Ackers, J. (2003), "Self-cleaning sewer design based on sediment transport principles", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, April.
20. Despres, B. and Lagoutiere, F. (2001), "Contact discontinuity capturing

- schemes for linear advection, compressible gas dynamic.” *Journal of Scientific Computing*, Vol.16, pp.479-524.
- 21.Creaco, E., and Bertrand-Krajewski, J. L. (2009), “Numerical simulation of flushing effect on sewer sediments and comparison of four sediment transport formulas”, *Journal of Hydraulic Research* Vol. 47, No.2, pp.195~202.
- 22.Horszczaruk, E. (2004), “The model of abrasive wear of concrete in hydraulic structures”, *Wear* 256, pp.787–796.
- 23.Horszczaruk, E. (2008), “Mathematical model of abrasive wear of high performance concrete”, *Wear* 264, pp.113–118.
- 24.Gibert, R. (1960), “Transport hydraulique et refoulement des mixtures en conduits”, *Annales des Ponts et Chaussées*, 130 Année, No.3 and 4, pp.307~373, pp.437~491.
- 25.Harten, A. (1983), “High resolution schemes for hyperbolic conservation laws”, *J. Comput. Phys.*, Vol. 49, pp.357~393.
- 26.Henrick, A.K., Aslam, T.D., and Powers, J.M. (2005), “Mapped weighted essentially non-oscillatory schemes.” *J. Comput. Phys.*, Vol. 207, pp.542-567.
- 27.Laursen, E.M. (1956), “The hydraulics of a storm-drain system for sediment transporting flow”, *Iowa Highway Research Board, USA, Bulletin, No.5.*
- 28.Kalinske, A.A. (1947), “Movement of Sediment as Bed-Load in Rivers”, *Transactions of the AGU*, Vol. 28, No. 4.
- 29.Liu, X.D., Osher, S. and Chan, T. (1994), “Weight essentially nonoscillatory scheme”, *Journal of Computational Physics*, Vol.115, pp.200-212.
- 30.LeVeque, R.J. (1990), “Numerical methods for conservation laws”, *Birkhauser Verlag, Basel.*
- 31.Liu, X.D., Osher, S., and Chan, T. (1994), “Weighted essentially

- nonoscillatory schemes”, J. Comput. Phys., Vol.115, pp.200~212.
- 32.Macke, E. (1982), “About Sedimentation at Low Concentrations in Partly Filled Pipes”, Mitteilungen, Leichtweiss-Institut für Wasserbau der Technischen Univ. Braunschweig, Heft 76.
- 33.May, R. W. P. (1993), “Sediment Transport in Pipes and Sewers with Deposited Beds”, Rep. No. SR 320, HR Wallingford.
- 34.Verbanck, M.A. (1996), “Assessment of sediment behavior in a cunette-shaped sewer section”, Wat. Sci. Tech., Vol.33, No.9, pp 49-59.
- 35.Newitt, D.M., Richardson, J.F., Abbott, M. and Turtle, R.B. (1955), “Hydraulic conveying of solids in horizontal pipes”, Trans, Inst. Chem. Engin., Vol.33, No 4, pp.93~113.
- 36.Newitt, D.M., Richardson, J.F. and Shook, C.A.(1962), “Hydraulic conveying of solids in horizontal pipes, part 2, distribution of particles and slip velocities”, Proc., Symp. Interaction Between Fluids and Particles, Inst. Chem Engrs., pp.87.
- 37.Novak, P. and Nalluri, C. (1978), ”Sewer design for no sediment deposition”, Proc. Instn. Civ. Engrs., pp.669 ~ 674.
- 38.Nikuradse, J. (1933), “Stomungsgesetz in Rauhen Rohren”, VDI-Forschungsch, No. 361.
- 39.Neilson, J.H. and Gilchrist, A. (1968), “Erosion by a stream of particles”, Wear, 11, pp.111~122.
- 40.Nalluri, C. and Ghani, A. (1996), “Design options for self-cleaning storm sewers”, Wat. Sci. Tech., Vol.33, No. 9, pp.215-220.
- 41.Rouse, H. (1937), “Modern Conceptions of the Mechanics of Turbulence”, ASCE, Vol.102.
- 42.Banasiak, R. and Verhoeven, R. (2008), “Transport of sand and partly

- cohesive sediments in a circular pipe run partially full”, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, February.
43. Roe P. L. (1986), “Characteristics-based upwind scheme for the euler equations”, *Annual Review of Fluid Mechanics*, Vol. 18, pp.337~365.
44. Shields, A. (1936), “Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement”, *Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau* 26, pp.5–24.
45. Smith, R.A. (1955), “Experiments on the flow of sand-water slurries in horizontal pipes”, *Trans., Inst. Chem Engrs.*, Vol. 33, No. 2.
46. Stachowiak, B. (2005), “*Engineering Tribology*”, Elsevier.
47. Tait, S.J., Rushforth, P.J. and Saul, A.J. (1998), “A laboratory study of the erosion and transport of cohesive-like sediment mixtures in sewers”, *Wat. Sci. Tech.* Vol.37, No.1, pp.163~170.
48. Sonnen, M. (1977), “Abatement of Deposition and Scour in Sewer”, EPA-600/2-77-212, NTISPB 276 585, U.S. Environmental Protection Agency, Municipal Environmental Research Laboratory, Cincinnati, OH.
49. Shu, C.W. (1998), “Essentially non-oscillatory and weighted essentially non-oscillatory schemes for hyperbolic conservation laws.” *Advanced Numerical Approximation of Nonlinear Hyperbolic Equations, Lecture Notes in Mathematics*”, Vol.160, Springer, Berlin/New York.
50. Sumi, T. and Kantoush, S.A. (2011), “Comprehensive Sediment Management Strategies in Japan : Sediment by pass tunnels”, 34 th IAHR World Congress ,Brisbane ,Australia ,26 June-1 July, pp.1803~1810.
51. Swanson, V.F. (1967), “The development of a formula for direct determination of free settling velocity of any size particle”, *Transactions*,

- SME/AIME, 238, pp.160~166.
52. Truscott, G.F. (1972), "A Literature Survey on Abrasive Wear in Hydraulic Machinery," *Wear*, 20.
53. Van Leer B. (1974), "Towards the ultimate conservative difference scheme II, monotonicity and conservation combined in a second order scheme", *J. Comput. Phys.*, Vol.14, pp.361~470.
54. Van Leer B. (1979), "Towards the ultimate conservative difference scheme V, a second order sequel to Godunov's method", *J. Comput. Phys.*, Vol. 32, pp. 101~136.
55. Vukovic S. and Sopta L. (2002), "ENO and WENO schemes with the exact conservation property for one-dimensional shallow water equations." *J. Comput. Phys.*, Vol. 179, pp. 593-621.
56. Wang, G. Q. and Xia, J. Q. (2001), "Channel widening during the degradation of alluvial rivers", *Journal Of Sediment Research*, Vol. 16, No. 2, pp.139-149.
57. Wiedenroth, W. and Kirchner, M. (1972), "A summary and comparison of known calculations of critical velocity of solid water mixtures and some aspects of the optimization of pipelines", *Proc., Hydro-transport 2*, pp.E1-1 to 22.
58. Wu, W., Vieira, D. A., and Wang, S. S. Y. (2004), "1D numerical model for nonuniform sediment transport under unsteady flows in channel networks." *J. Hydraul. Eng.*, 130(9), 914-923.
59. Xu, Z. and Shu, C.W. (2005), "Anti-diffusive flux corrections for high order finite difference WENO schemes." *J. Comput. Phys.*, Vol. 205, pp. 458-485.
60. Yee, H.C. (1989), "A class of high-resolution explicit and implicit shock capturing methods", NASA TM-101088.

61. Zhang, S. and Shu, C.W. (2007), "A new smoothness indicator for the WENO schemes and its effect on the convergence to steady state solutions", *Journal of Scientific Computing*, Vol.31, Nos.1/2.
62. Zandi, I. and Govatos, G. (1967), "Heterogeneous flow of solids in pipeline", *J. Hyd. Div., Proc., Amer. Soc. Civil Engrs.*, Vol. 93, No. HY3, pp.145~159.
63. 水利規劃試驗所(2009), 「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」, 經濟部水利署水利規劃試驗所。
64. 日本土木學會(1999), 「水理公式集」, 平成 11 年版。
65. 朱孝宗(2005), 「水流中含沙特性對混凝土抗衝擊性之影響」, 國立嘉義大學碩士論文。
66. 呂坤樹(2008), 「水工混凝土磨耗層分析」, 國立台灣大學碩士論文。
67. 李勁頤(2010), 「加權基本不振盪法結合類神經網路與遺傳演算法應用於一維潛水波方程式之求解」, 國立交通大學碩士論文。
68. 李亞杰(1989), 「水工建築物砂粒磨損估算方法」, *水力學報* 60~66 頁。
69. 陳昱安(2009), 「水工混凝土之輸砂磨耗分析」, 國立台灣大學碩士論文, 6 月。
70. 逢甲大學營建及防災研究中心(2009), 「輸水隧道磨損調查與分析」, 經濟部水利署水利規劃試驗所。
71. 黃細彬、袁銀忠、王世夏(2006), 「含砂高速水流的磨蝕機理和滲氣抗磨作用」, *水利與建築工程學報*, 第 4 卷第一期。

- 72.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。
- 73.國立交通大學防災與水環境研究中心(2010),「石門水庫水砂運移監測與異重流模式開發及應用研究(2/2)」,經濟部水利署水利規劃試驗所,六月。
- 74.劉駿明、張吉佐、李民政、唐孟瑜(2006),「高流速水利隧道之耐磨耗設計及案例分析」,第五屆海峽兩岸隧道與地下工程學術與技術研討會,3月。
- 75.錢寧和萬兆惠(1991),「泥砂運動學」,科學出版社。
- 76.聯合大地工程顧問股份有限公司(2010),「石門水庫阿姆坪防洪防淤工程可行性規劃(工作執行計劃書)」,經濟部水利署北區水資源局。
- 77.鍾仁凱和葉克家(2010),「耦合輸砂數值模式之研發及應用」,第十九屆水利工程研討會。

表 2- 1 混凝土特性參數表

抗壓強度 (MPA)	k(m/s)	$\epsilon(\text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{g} \cdot \text{s}^2)$	$\phi(\text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{g} \cdot \text{s}^2)$	n
18.9	5.43	895	2520	1.1
23	6.5	905	2560	1.1
27.8	6.6	1098	2705	1.15
34.6	7.05	1115	2940	1.15
41.4	8.5	1160	2965	1.18

備註：高速水流夾砂試驗之砂粒直徑為 0.34mm
 混凝土沖磨試驗中所使用之齡期為 90~120 天

(資料來源：水規所 2009)

表 4- 1 驗證案例參數設定

	入流量(L/s)	水深(m)	管壁摩擦因子
驗證案例一	10.5	0.098	0.044
驗證案例二	29	0.1441	0.025
驗證案例三	40	0.1665	0.020

表 4- 2 RMSE 比較表

採用輸砂公式	T=5320(s)	T=25630(s)	平均值
May+Verbank	0.035	0.035	0.035
Meyer-Peter and Müller(C=8)	0.039	0.043	0.041
Meyer-Peter and Müller(C=12)	0.043	0.042	0.043
Wiberg and Smith	0.038	0.044	0.041

表 4- 3 本研究模式之不同輸砂公式 RMSE 比較表

採用公式	T=5320(s)	T=25630(s)	平均值
May+Verbank	0.035	0.035	0.035
Meyer-Peter and Müller(C=8)	0.037	0.039	0.038
Meyer-Peter and Müller(C=12)	0.037	0.037	0.037
Wiberg and Smith	0.039	0.037	0.038

表 4-4 不同模式相同輸砂公式之 RMSE 比較表 T=5320(s)

採用公式	本研究	Creaco and Bertrand - Krajewski
Meyer-Peter and Müller(C=8)	0.037	0.043
Meyer-Peter and Müller(C=12)	0.037	0.042
Wiberg and Smith	0.039	0.044



表 4-5 不同模式相同輸砂公式之 RMSE 比較表 T=25630(s)

採用公式	本研究	Creaco and Bertrand - Krajewski
Meyer-Peter and Müller(C=8)	0.039	0.043
Meyer-Peter and Müller(C=12)	0.037	0.042
Wiberg and Smith	0.037	0.044

表 5- 1 底泥粒徑分析資料統整表

測站	取樣位置	D ₅₀ (mm)	<0.01mm 細顆粒 所佔比例(%)
斷面 27-32 試 坑開挖	S32	10.5	<0.5
	國軍清淤處	21	<1
	S31	0.45	1.2
	S29(高灘地)	0.16	2.9
	S29(近河道)	0.15	6
	S27(高灘地)	0.16	1.8
	S27(近河道)	0.33	<2
斷面 4-28 底 泥取樣	S28	0.026	30.6
	S26	0.043	18.2
	S24	0.033	28.0
	S21	0.021	35.9
	S16	0.007	61.1
	S4	0.006	67.4

(資料來源：水規所 2010)

表 5-2 石門水庫防洪防淤隧道 C 案比較表

方案別 項目	C1 案	C2 案
入口地形水理	斷面 12 下游 300m 右岸凹入處隧道入口中心線與河道流向一致，異重流水砂較易流入隧道。	斷面 12 上游 120m 右岸凹入處，隧道入口中心線與河道流向約成 60 度角，異重流水砂較不易流入隧道。
入口地質	屬南港層砂頁岩互層，坡面約略垂直岩層走向。	屬南港層厚塊砂岩但坡面與岩層走向近乎平行之順向坡。
隧道工程	長 860m，有一 320.88m 之圓弧曲段。	長 780m，全程直線。
出口地質	後池堰上游右邊坡南港層之塊狀砂岩崩積層，附近有新店斷層通過，斷層帶寬約 100m。	後池堰下游 2 號沉澱池右邊坡，地質情況同 C1 案。
出口環境影響	以後池為消能池有 8 公尺消能水深，稍作加強即可。洩洪時後池濁度升高，影響桃園大圳取水。	1 號沉澱池區康莊路兩側均有民房，以 2 號沉澱池為消能池，須特別設計以消減 74 公尺水頭。且須穿過約 800 公尺私有地方能排入大漢溪。
綜合評估	引水路總長度較長，但入口分洪率較高，出口用地佈設均單純，建議為優選方案。	入口分洪率較低，洞口順向坡增加施工困難度，出口複雜度較高，評估為次佳方案。

(資料來源：水規所 2009)

表 5-3 石門水庫防洪防淤隧道 D 案比較表

項目 \ 方案別	D1 案	D2 案
規劃前題	配合上游分洪排砂長期計畫 A2 案，本 D1 案為新增庫區入口支線段，可合併 A2 案匯流點至出口段為前期工程。	不考慮上游分洪排砂 A2 案。
隧道工程	全長 4,170m，其中與 A2 案匯流點至出口共構段 2,200m。銜接 A2 案有一長 1,535.41mS 曲線段。	全長 4,000m 尺，有一長 199.59m 曲線段。
水砂防淤效能	上游水砂大部份於 A2 案入口(溪口)引排，入庫水砂大為漸量。	無 A2 案引排，入庫水砂沿途沉淤。
上游淤砂運移	溪口上游淤砂均可由 A2 案入口直接運移出水庫下游。	溪口上游淤砂須經約 9km 平面道路運送至大溪坪本案入口再經隧道運移。
綜合評估	考慮 A2 案時，以本案為優。	不考慮 A2 案時，以本案為優。

(資料來源：水規所 2009)

表 5-4 石門水庫防洪防淤隧道 A 案各工程方案比較 (資料來源：水規所 2010)

別 項目	方案	A1-1 案	A1-2 案	A2 案
入口地形水理		斷面 30 下游，河道平直水砂直線導入分洪隧道	斷面 30 下游，河道平直水砂直線導入分洪隧道	位斷面 29 下游，河道近 180 ⁰ 轉彎，洪流後期可能左凸岸淤砂，右(凹)案淘凼
入口工程		入口前無分洪堰，河床最深開挖約 28 公尺，施工排水需開挖一長 910 公尺隧道，入口工程不易佈設施工	入口前規設分洪堰控制分洪量，河床最深開挖約 18 公尺，施工排水佈設需開挖一長 910 公尺隧道，入口工程不易佈設施工	入口前規設分洪堰控制分洪量，河床最深開挖約 12 公尺，施工排水僅需開挖一長 320 公尺明渠，入口工程易佈設施工
隧道工程		長 8,596 公尺 0+409~0+524 段穿經庫底，計畫底拱高程約為 206 公尺，水庫滿水位期間增加施工困難度	長 8,570 公尺 0+383~0+498 段穿經庫底，計畫底拱高程約為 206 公尺，水庫滿水位期間增加施工困難度	長 8,100 公尺 無前二案情形
上游淤砂清運		受限地形，上游淤砂清運動線佈設不易	受限地形，上游淤砂清運動線佈設不易	隧道入口前右岸回填隧道開挖棄方後規設為淤砂暫置場，地形易佈設清運動線
分洪排砂效率		水砂直接導入隧道分洪排砂效率較 A1-2、A2 案佳，惟應以水工模型試驗驗證	規設分洪堰，排砂效率低於 A1-1 案，惟入口前河床載屬細顆粒，洪流時渾水型態，排砂效率差量有限	規設分洪堰，且入口佈設於曲流河段凹岸，排砂效率低於 A1-1、A1-2 案，惟入口前河床載屬細顆粒，洪流時渾水型態，排砂效率差量有限
綜合評估		入口工程佈設施工不易。隧道最長，多一穿經庫底段，增加施工困難度。上游淤砂清運動線佈設不易	入口工程佈設施工不易。隧道次長，多一穿經庫底段，增加施工困難度。上游淤砂清運動線佈設不易	入口工程佈設施工易。隧道最短。上游淤砂清運動線佈設易

表 5-5 隧道磨損計算參數表

隧道 案例	代表粒徑 (mm)	k (m/s)	ϵ (kg · m ² / g · s ²)	Φ (kg · m ² / g · s ²)	n
C1	0.007	26.15	4919	9358	1.18
D2	0.021	40.58	8520	14522	1.18
A2	0.15	7.36	1008	4262	1.18

表 5-6 石門水庫排洪防淤隧道磨損量及厚度之計算結果表

隧道 案例	設計流 量(cms)	輸砂量 (ton)	輸砂粒徑 d50(mm)	磨料砂重量 Ms(kg)	磨損厚度 (cm)
C1	1200	241 萬	0.007	9.9×10 ⁶	0.021
D2	1600	227 萬	0.021	8.7×10 ⁶	0.022
A2	1600	918 萬	0.15	3.5×10 ⁷	0.197

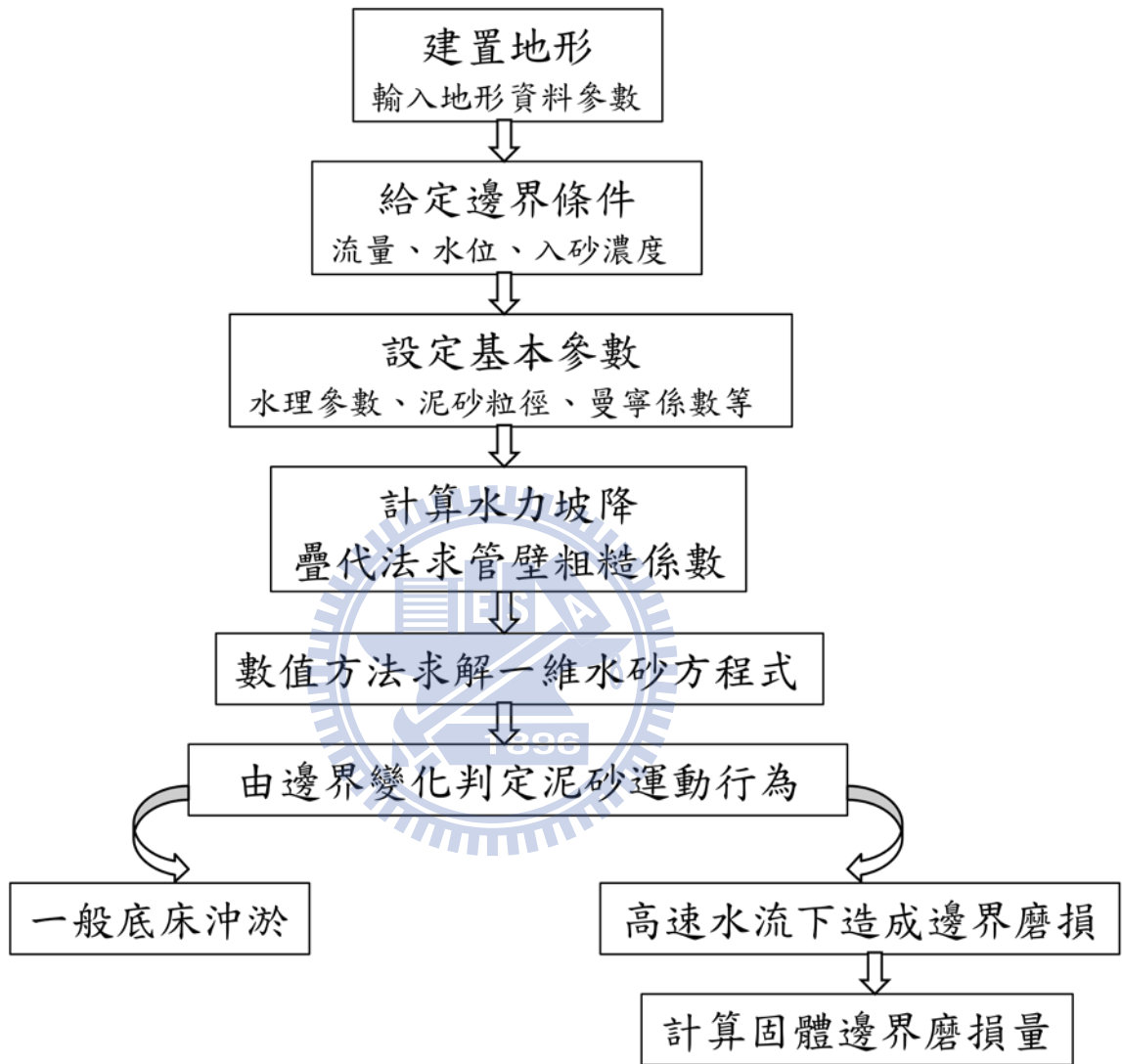


圖 1-1 研究流程圖

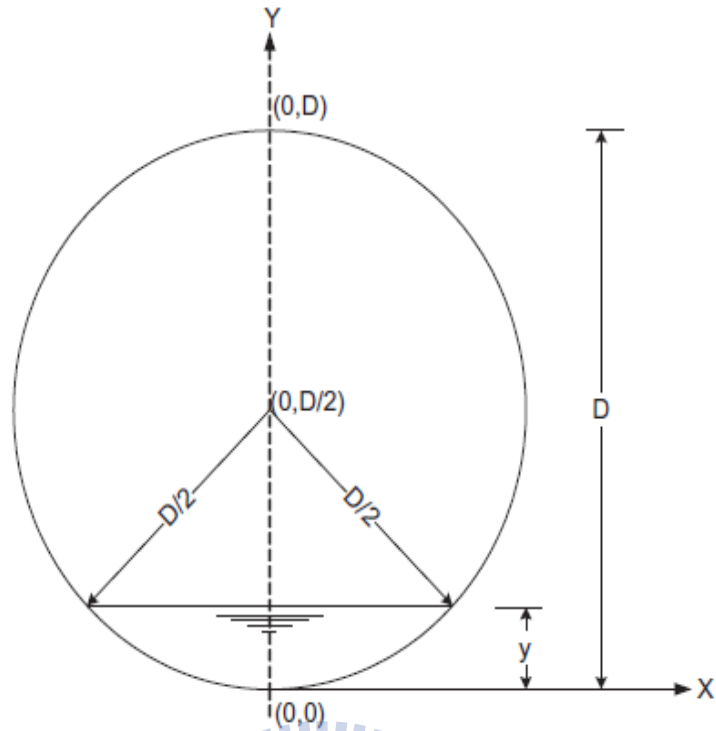


圖 2-1 圓形斷面

(資料來源：Ashok K. Sharma and Prabhata K. Swamee，2009)

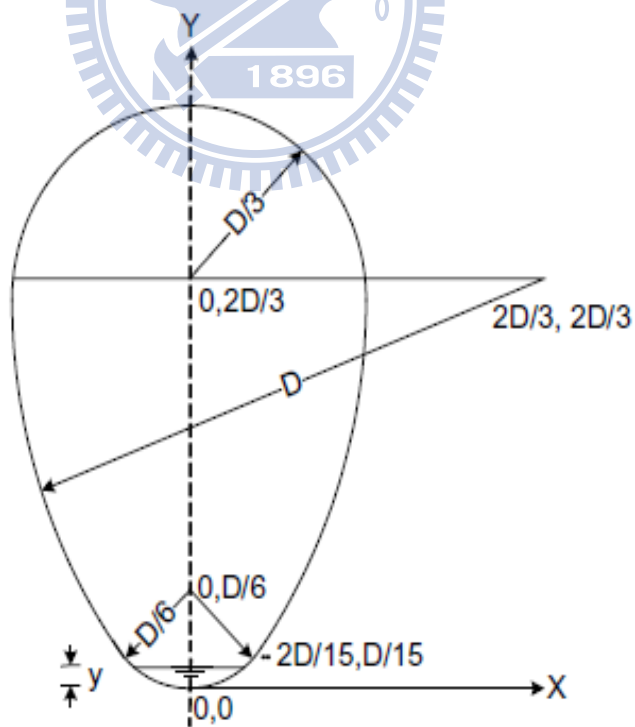


圖 2-2 蛋形斷面

(資料來源：Ashok K. Sharma and Prabhata K. Swamee，2009)

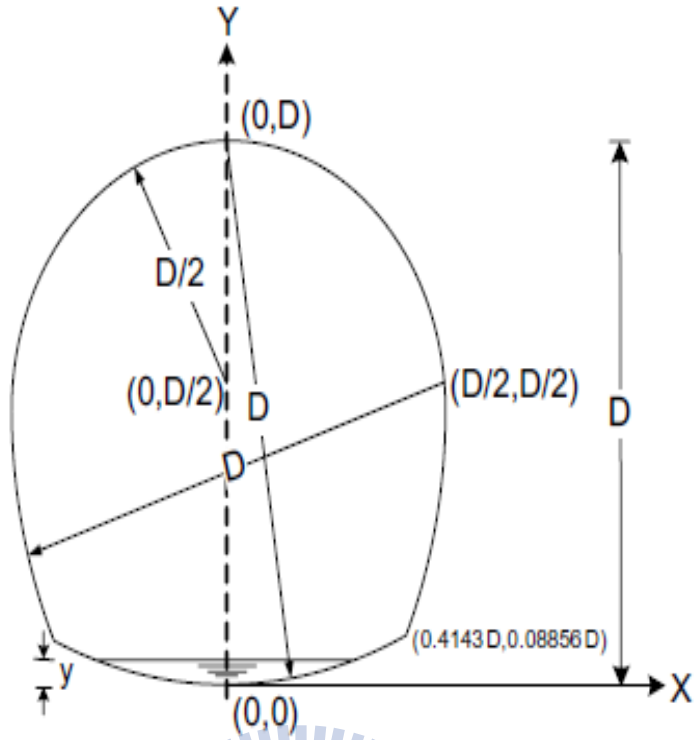


圖 2-3 馬蹄形斷面

(資料來源：Ashok K. Sharma and Prabhata K. Swamee，2009)

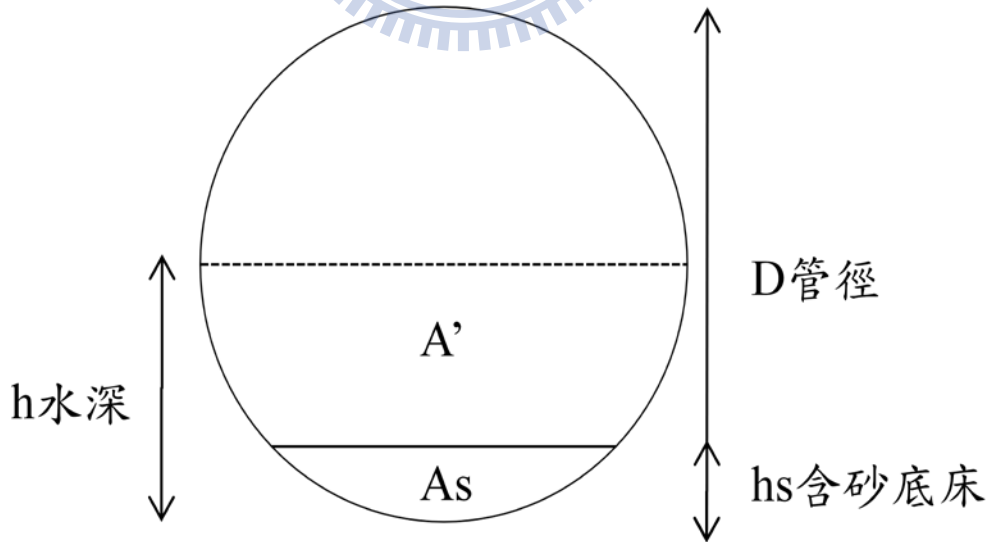


圖 2-4 含砂底床圓管斷面

控制體積
(積分域)

χ_{i-1} $\chi_{i-1/2}$ χ_i $\chi_{i+1/2}$ χ_{i+1}

圖 3-1 控制體積示意圖

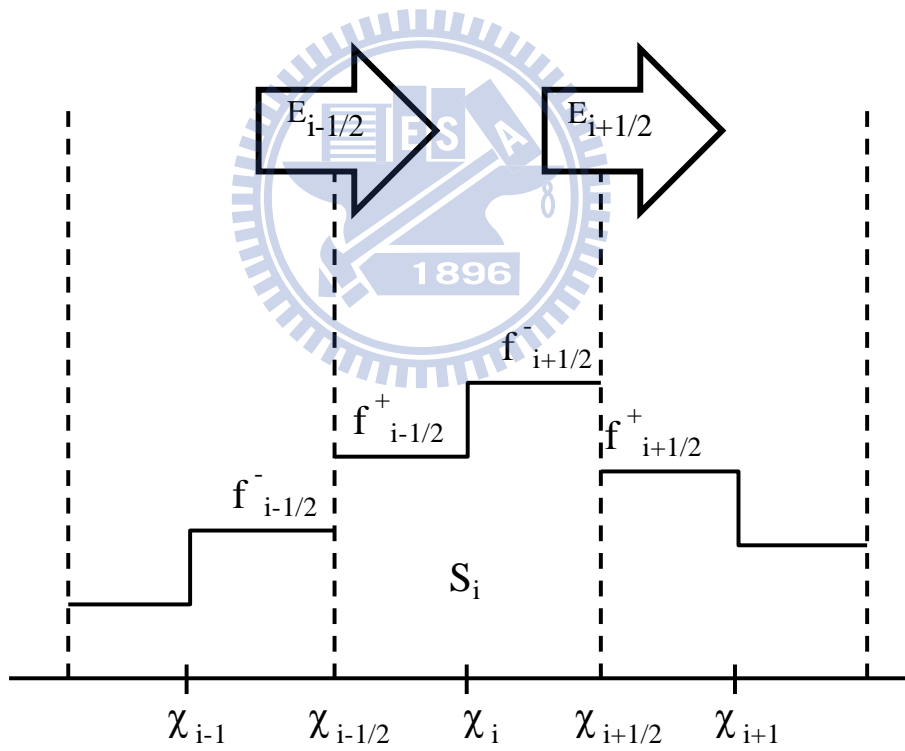


圖 3-2 有限體積法之數值通量示意圖

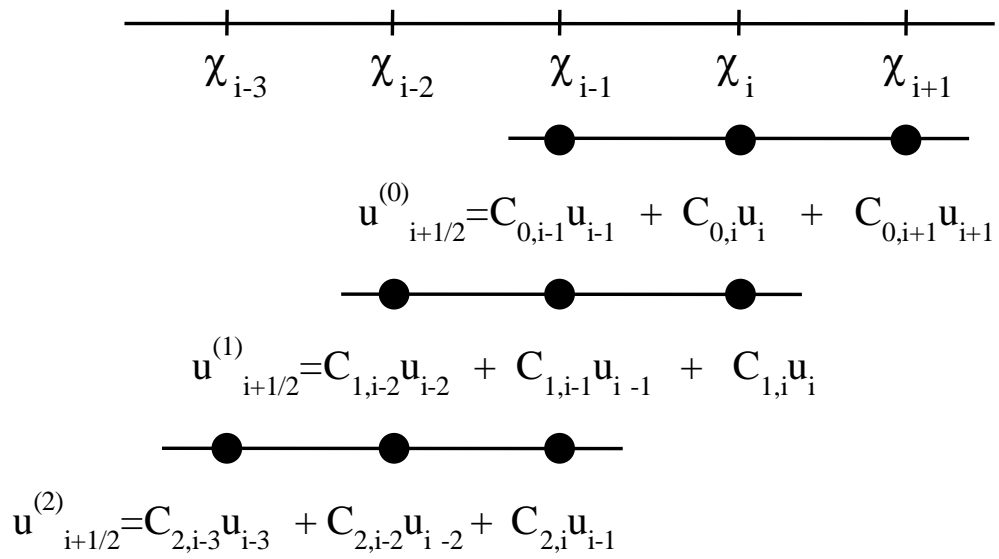


圖 3-3 插值多項式示意圖

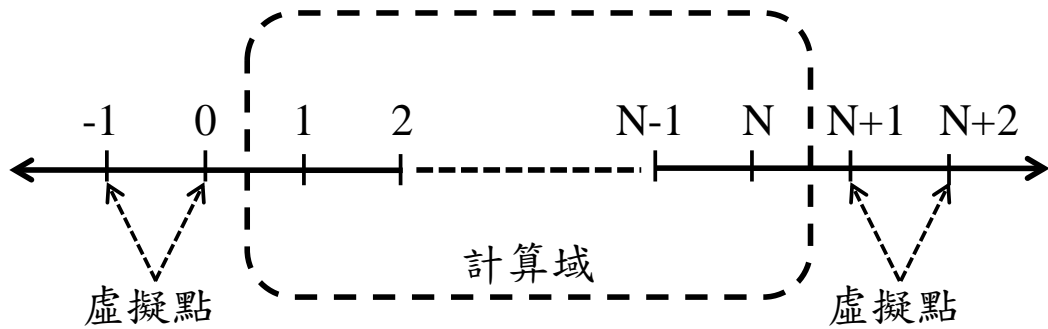


圖 3-4 邊界虛擬點示意圖

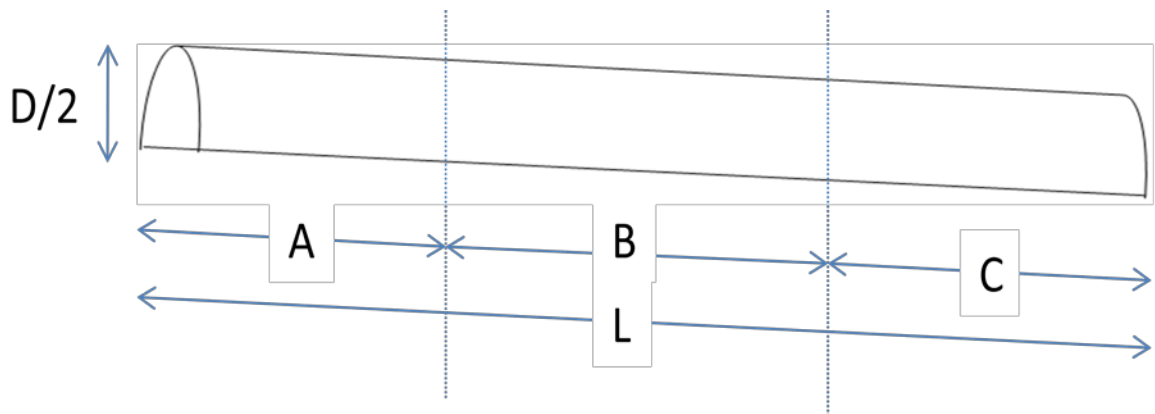


圖 4-1 試驗半圓管三區段圖

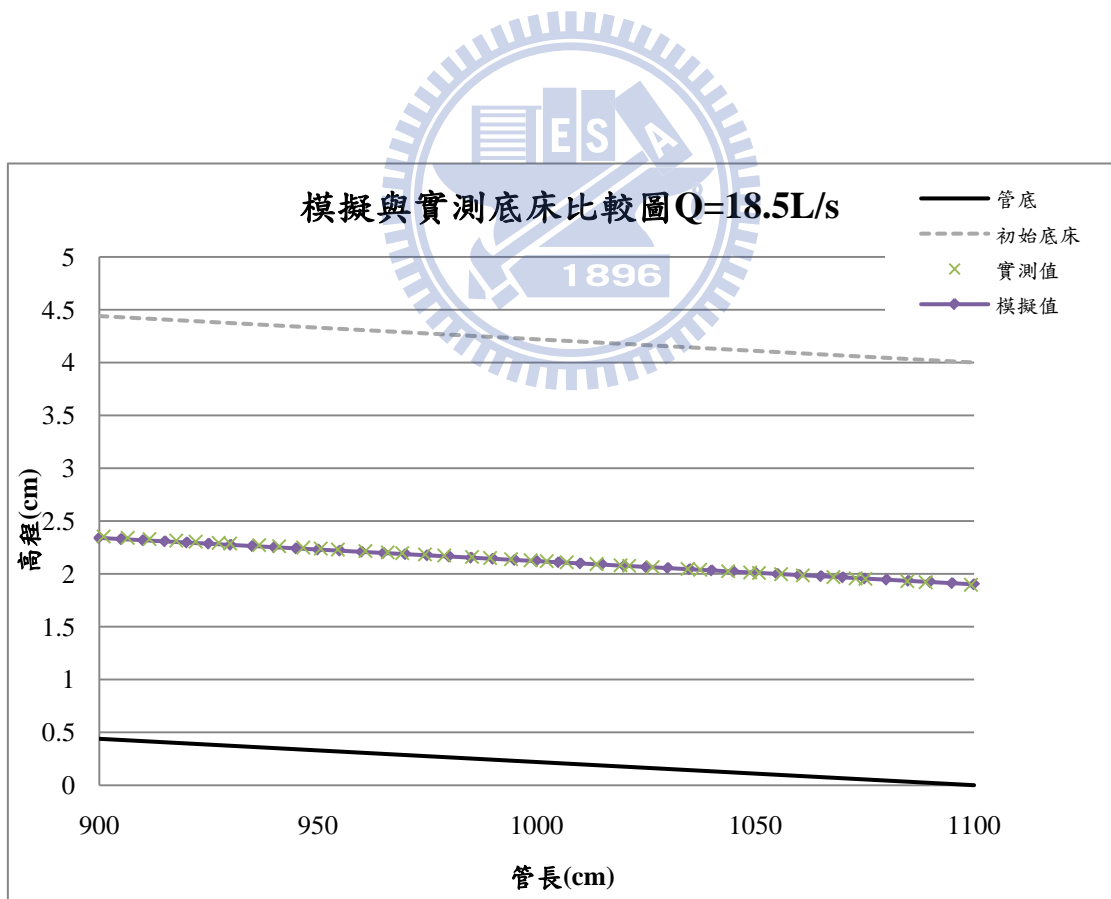


圖 4-2 檢定案例底床比較圖

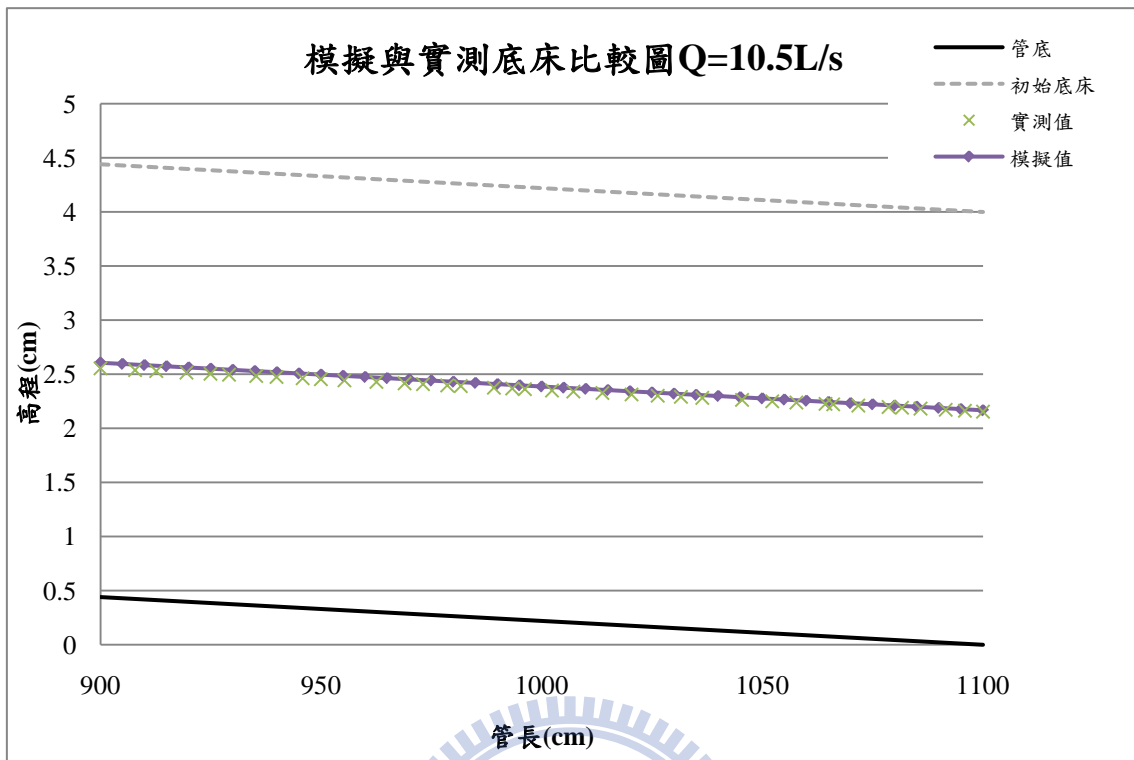


圖 4-3 驗證案例一之底床比較圖

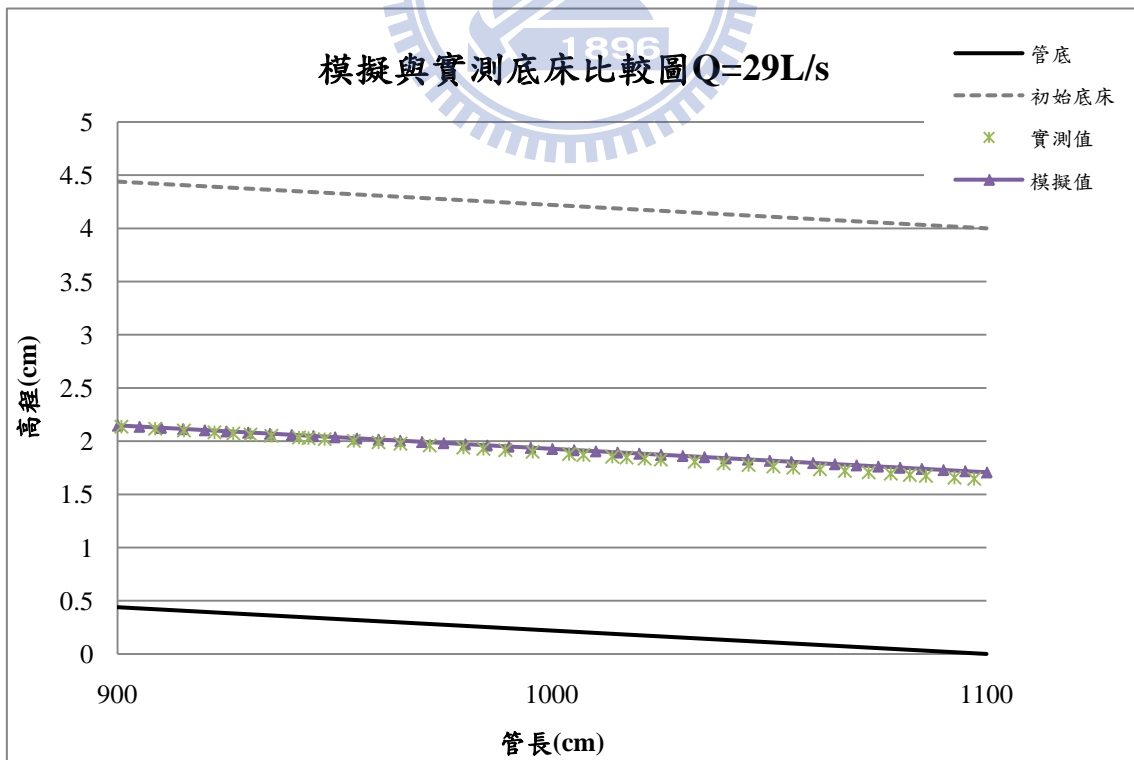


圖 4-4 驗證案例二之底床比較圖

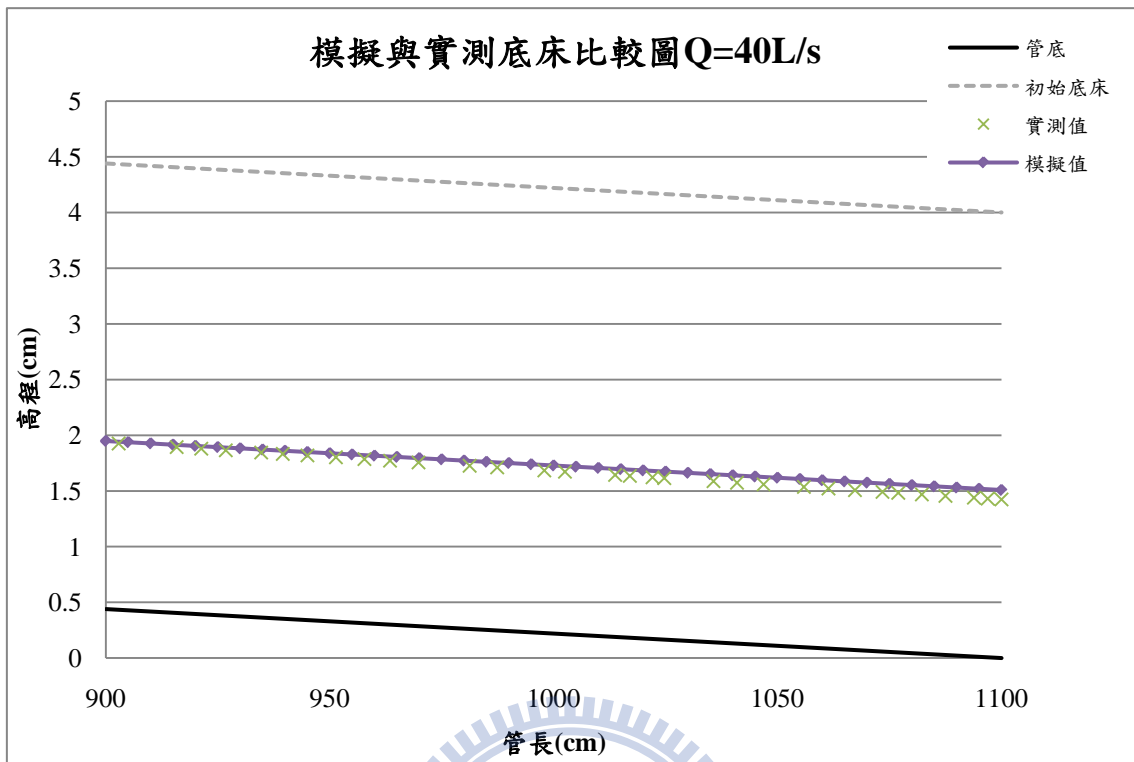


圖 4-5 驗證案例三之底床比較圖

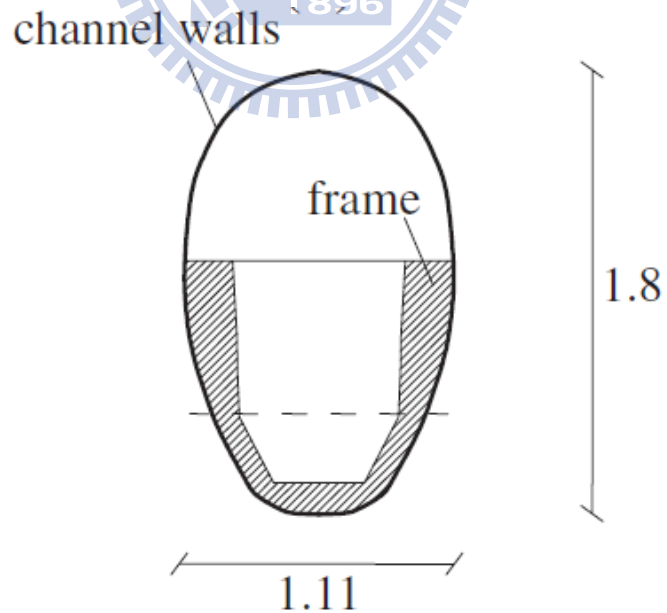


圖 4-6 拉卡薩涅(Lacassagne)下水道斷面

(資料來源：Bardin et al., 2005)

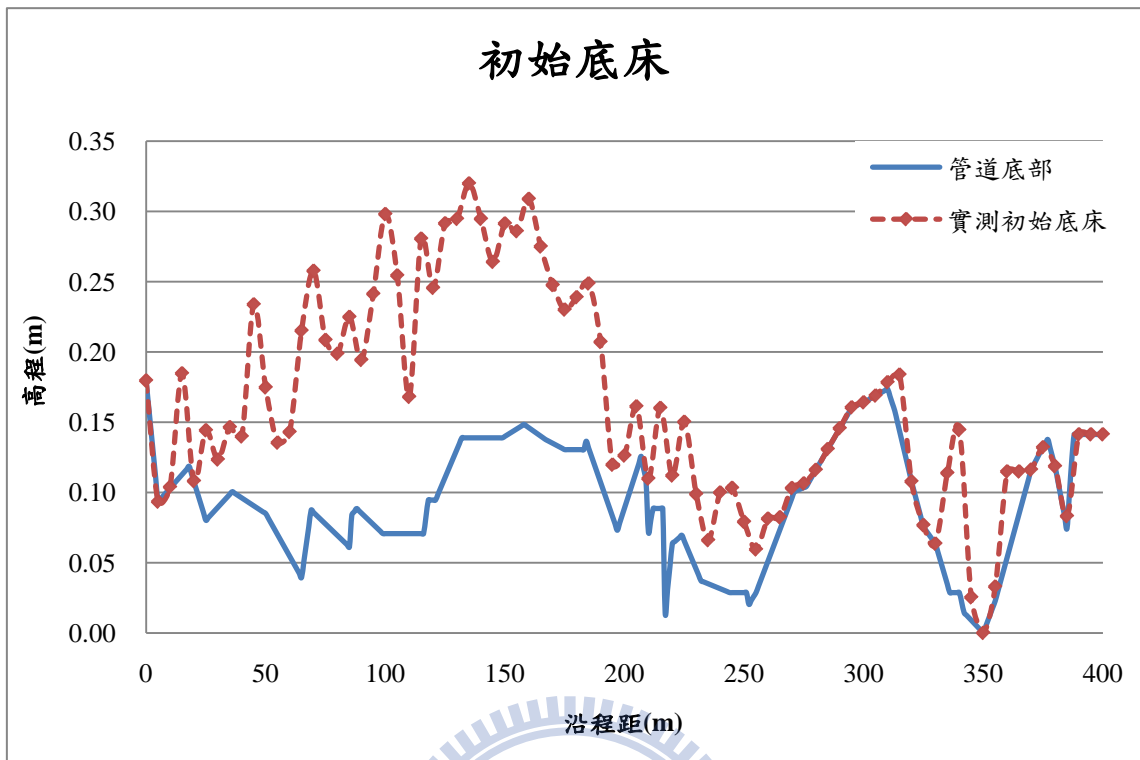


圖 4-7 拉卡薩涅(Lacassagne)下水道試驗案例初始底床

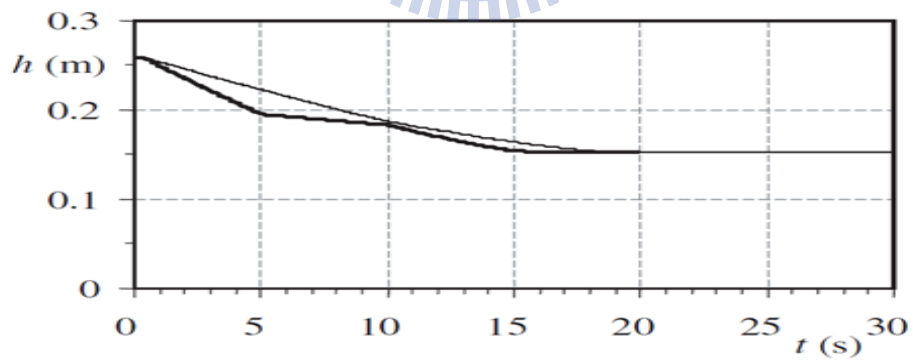


圖 4-8 上游邊界條件

(資料來源：Bardin et al.，2005)

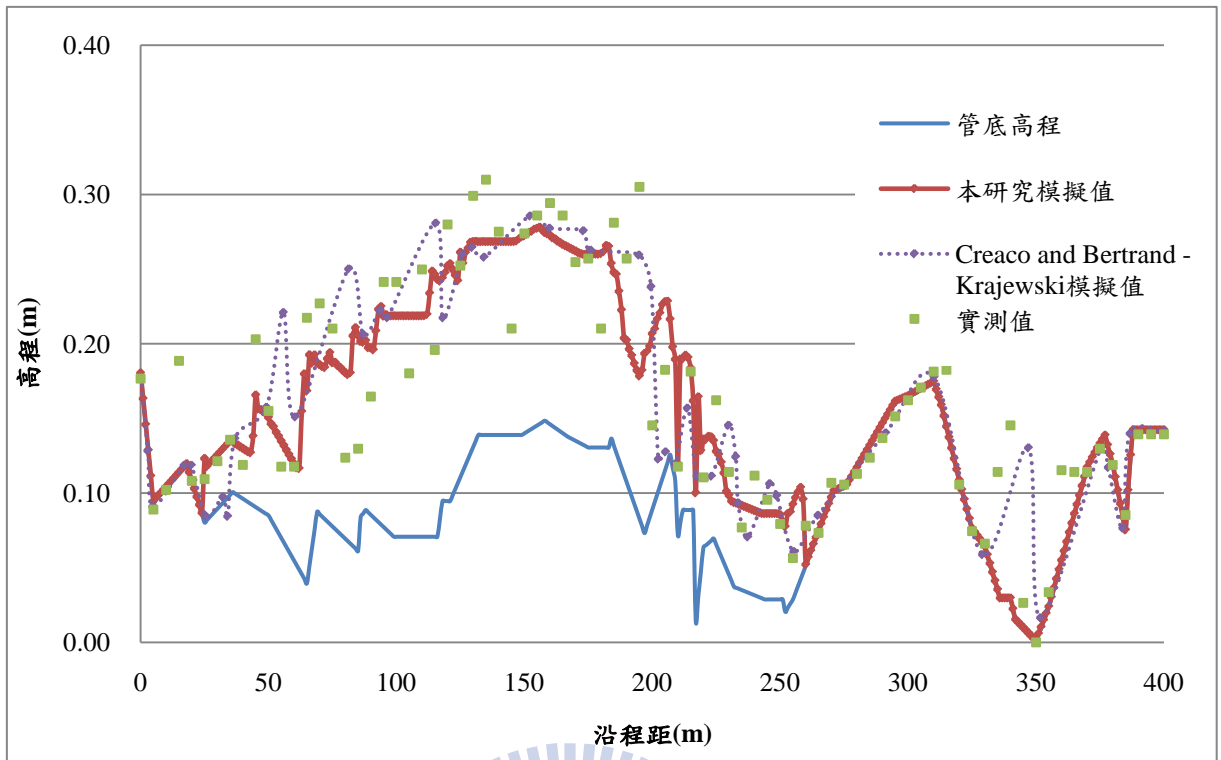


圖 4- 9 檢定案例：與 Creaco and Bertrand-Krajewski 模式比較

Creaco and Bertrand-Krajewski 模式選用之輸砂公式：Meyer-Peter and Müller(C=8)

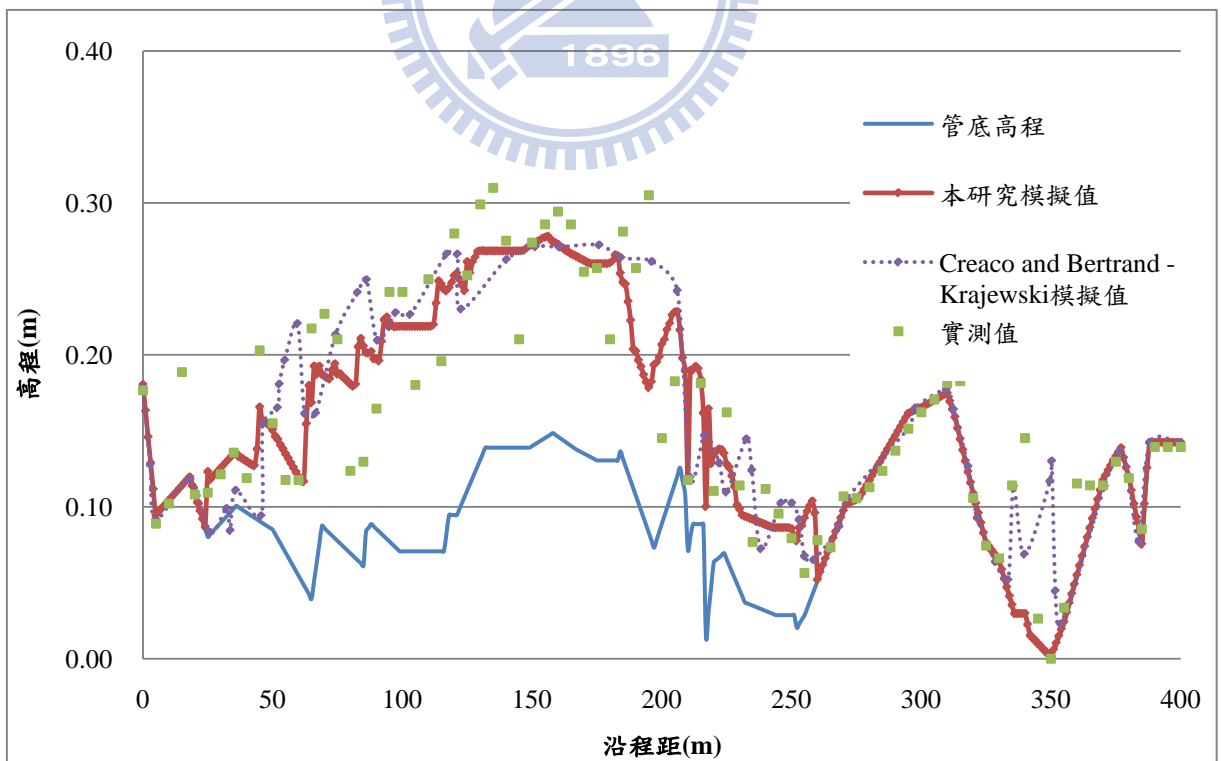


圖 4- 10 檢定案例：與 Creaco and Bertrand-Krajewski 模式比較

Creaco and Bertrand-Krajewski 模式選用之輸砂公式：Meyer-Peter and Müller(C=12)

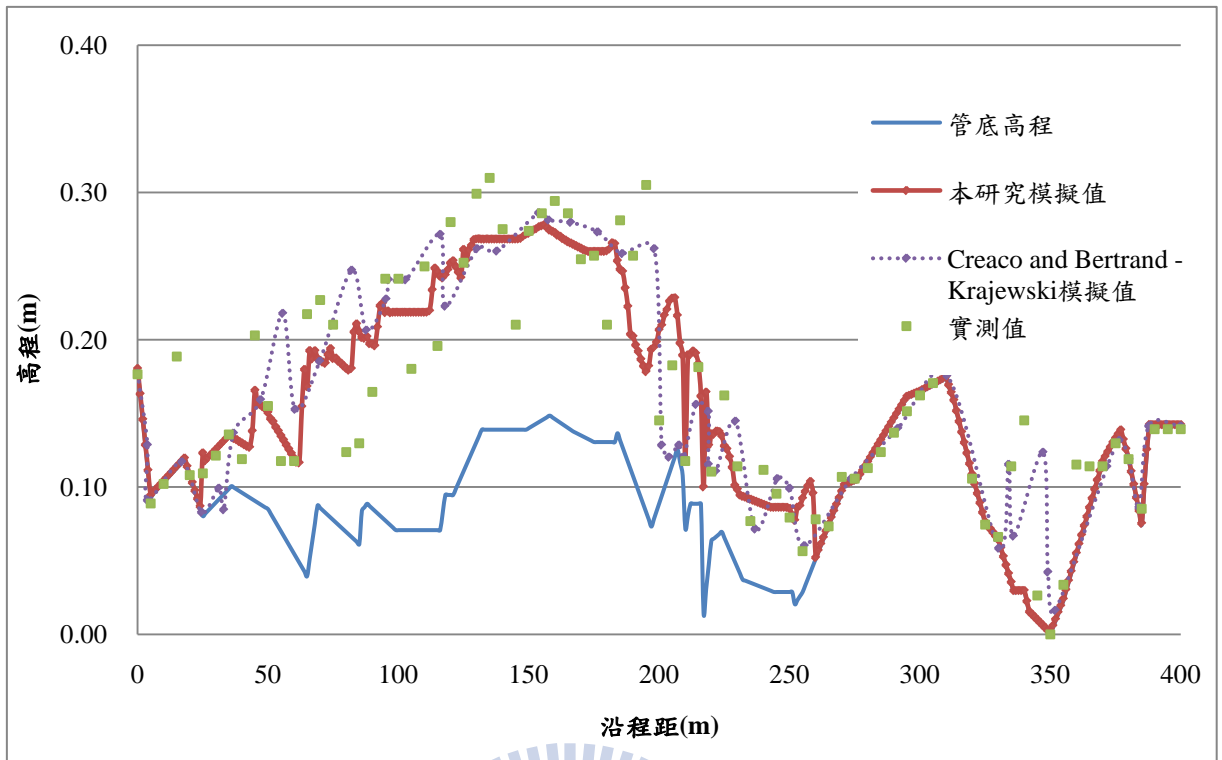


圖 4- 11 檢定案例: 與 Creaco and Bertrand-Krajewski 模式比較

Creaco and Bertrand-Krajewski 模式選用之輸砂公式: Wiberg and Smith

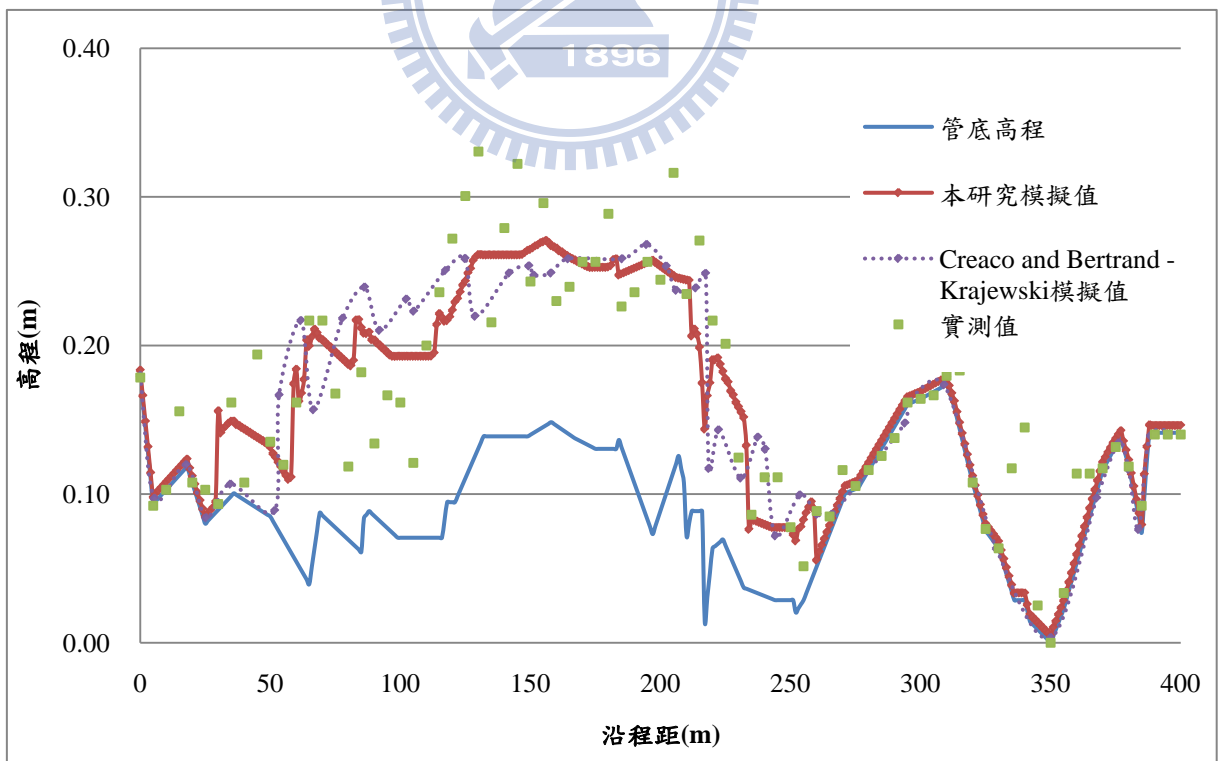


圖 4- 12 驗證案例: 與 Creaco and Bertrand-Krajewski 模式比較

Creaco and Bertrand-Krajewski 模式選用之輸砂公式: Meyer-Peter and Müller(C=8)

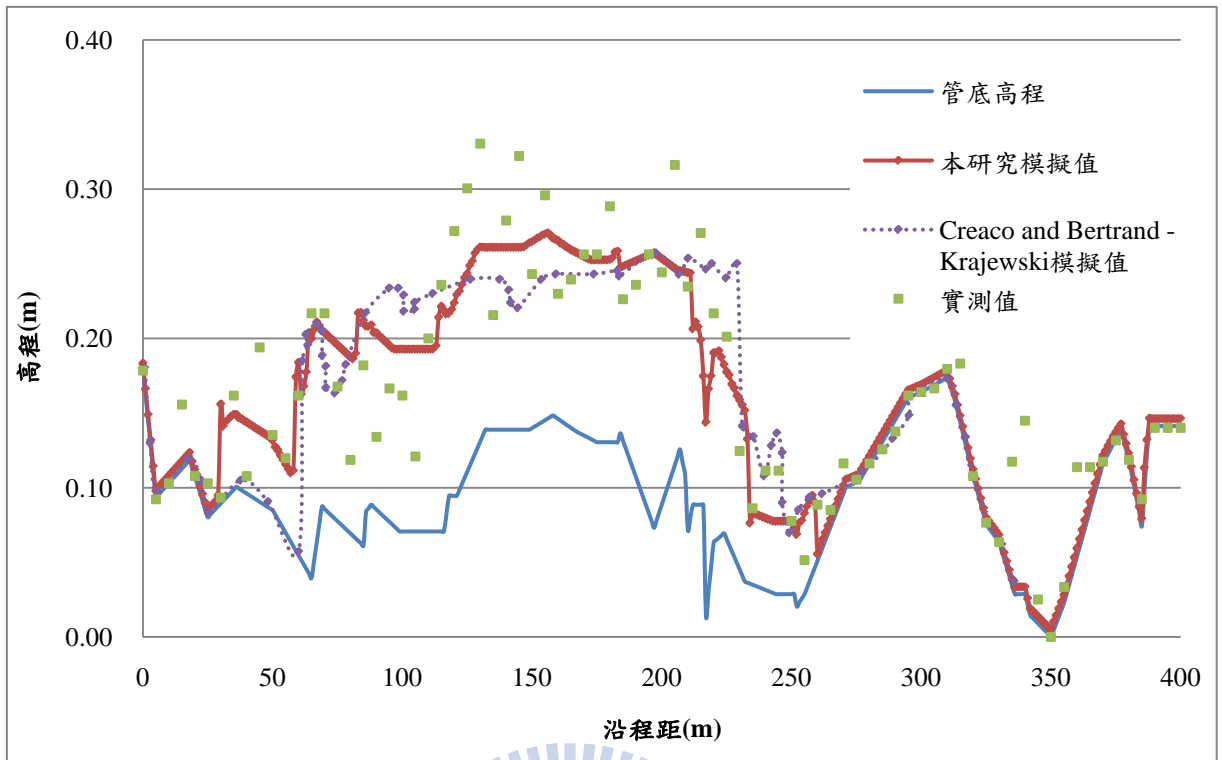


圖 4- 13 驗證案例：與 Creaco and Bertrand-Krajewski 模式比較

Creaco and Bertrand-Krajewski 模式選用之輸砂公式：Meyer-Peter and Müller(C=12)

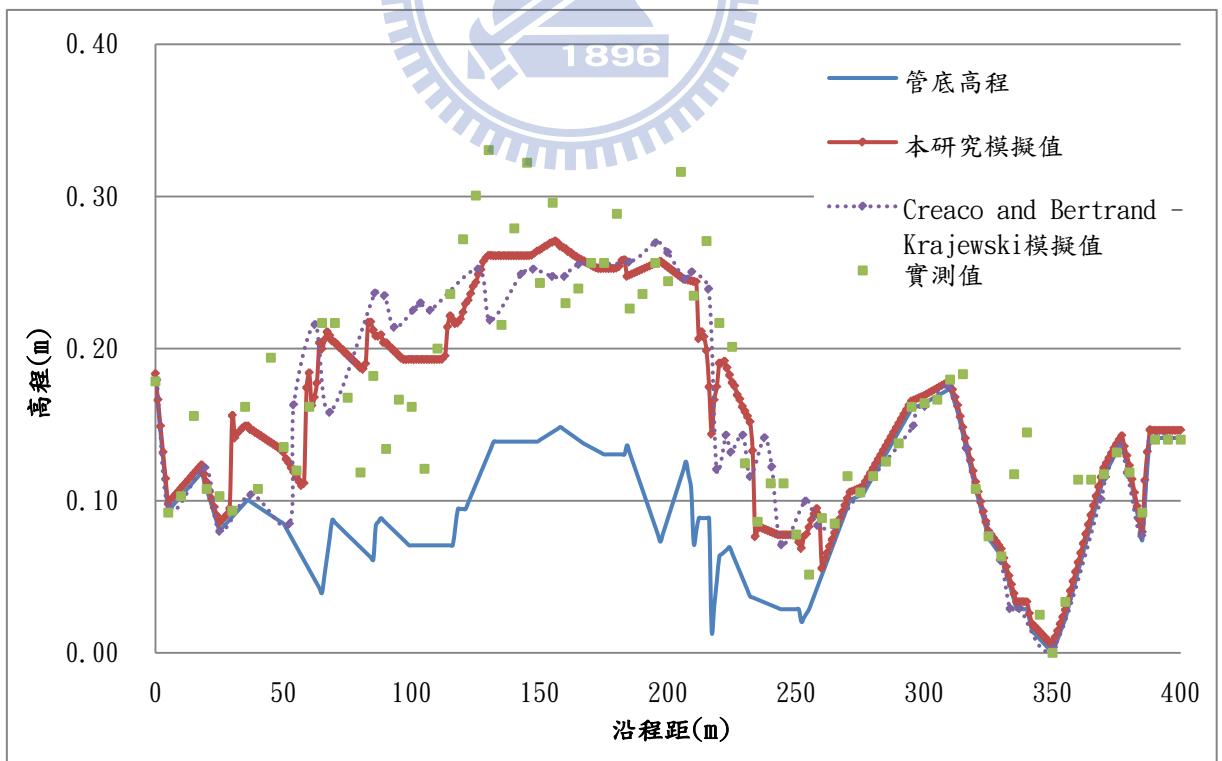


圖 4- 14 驗證案例：與 Creaco and Bertrand-Krajewski 模式比較

Creaco and Bertrand-Krajewski 模式選用之輸砂公式：Wiberg and Smith

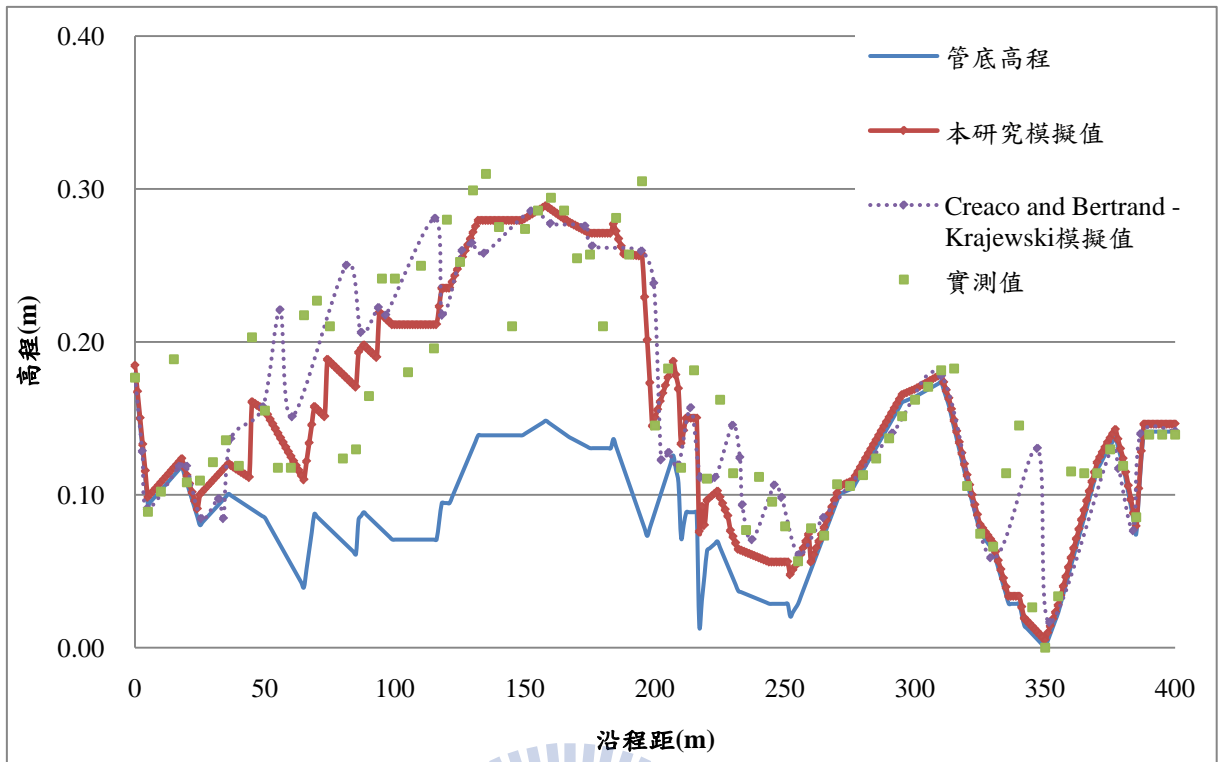


圖 4- 15 檢定案例：採用 Meyer-Peter and Müller(C=8)輸砂公式
本研究模式與 Creaco and Bertrand-Krajewski 模式之比較

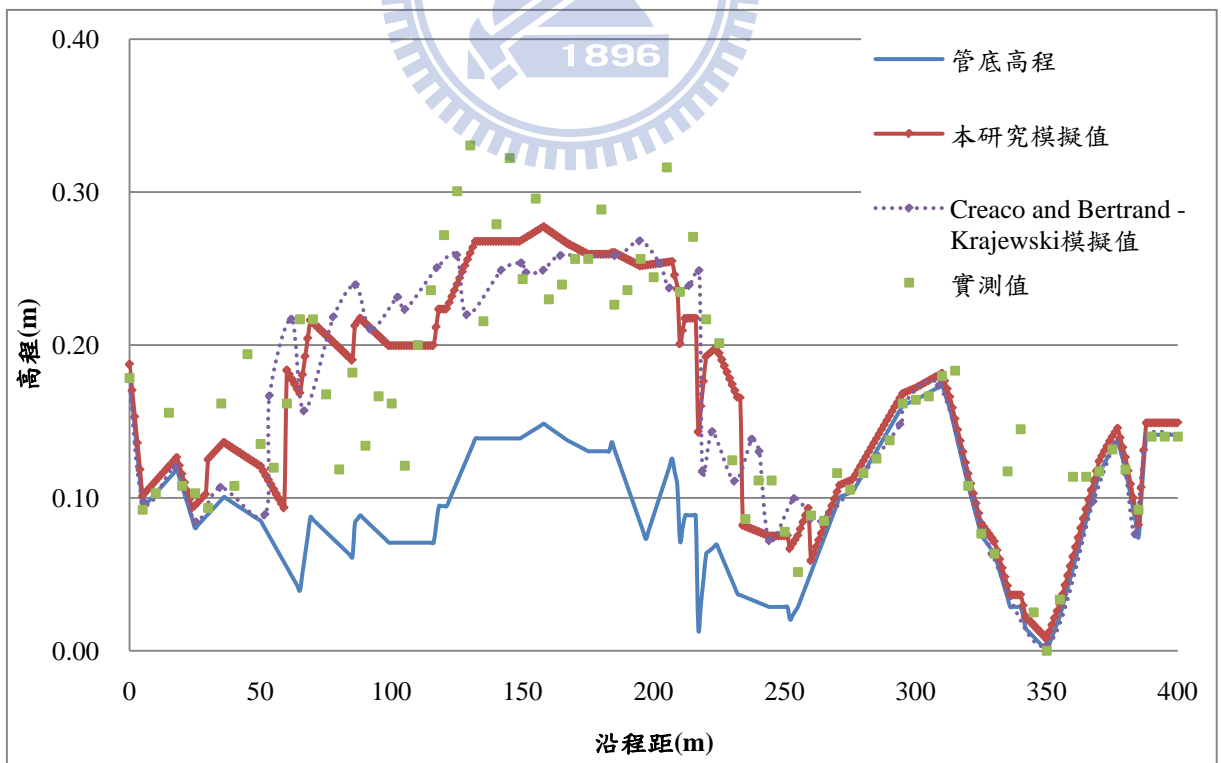


圖 4- 16 驗證案例：採用 Meyer-Peter and Müller(C=8)輸砂公式
本研究模式與 Creaco and Bertrand-Krajewski 模式之比較

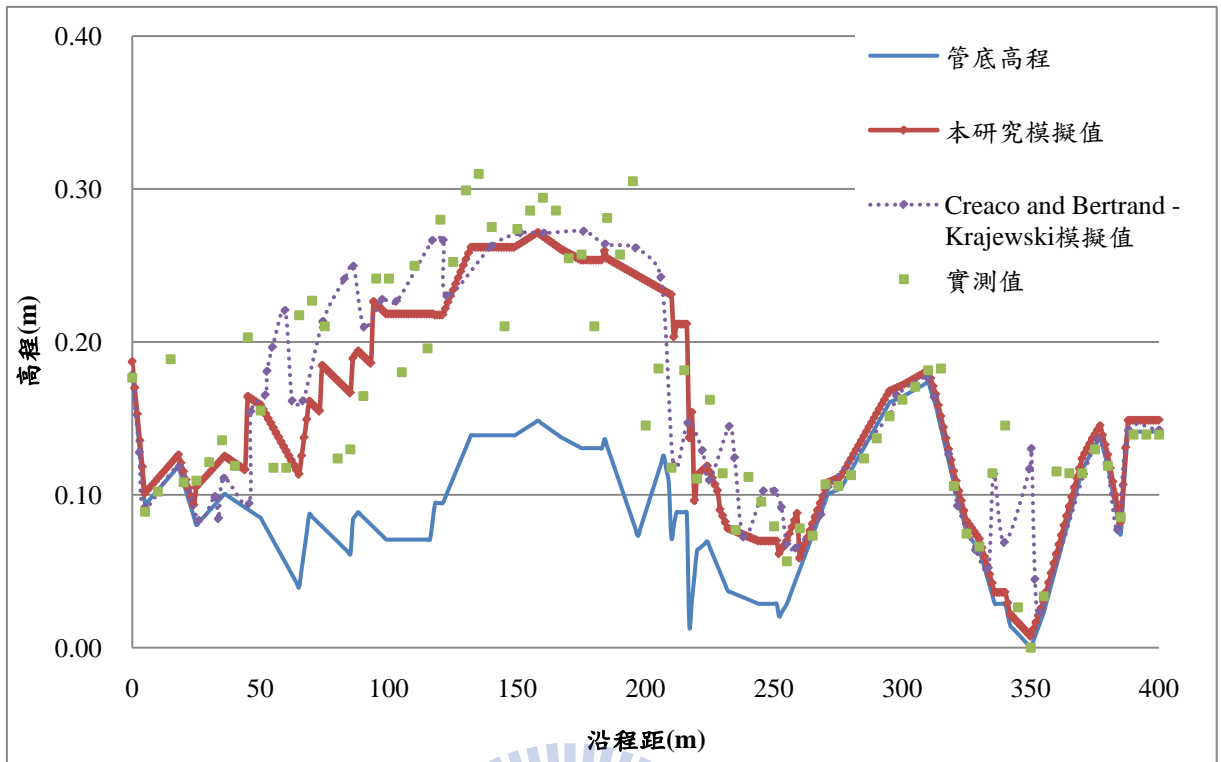


圖 4- 17 檢定案例：採用 Meyer-Peter and Müller($C=12$) 輸砂公式
本研究模式與 Creaco and Bertrand-Krajewski 模式之比較

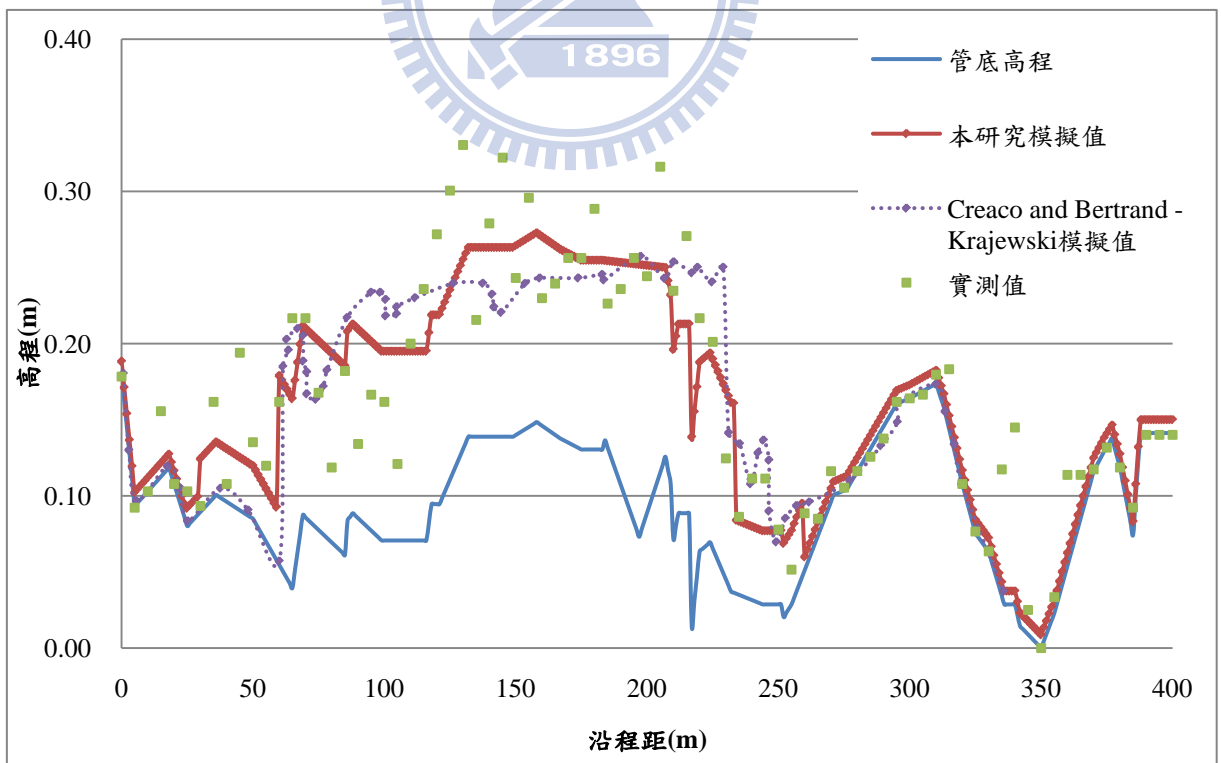


圖 4- 18 驗證案例：採用 Meyer-Peter and Müller($C=12$) 輸砂公式
本研究模式與 Creaco and Bertrand-Krajewski 模式之比較

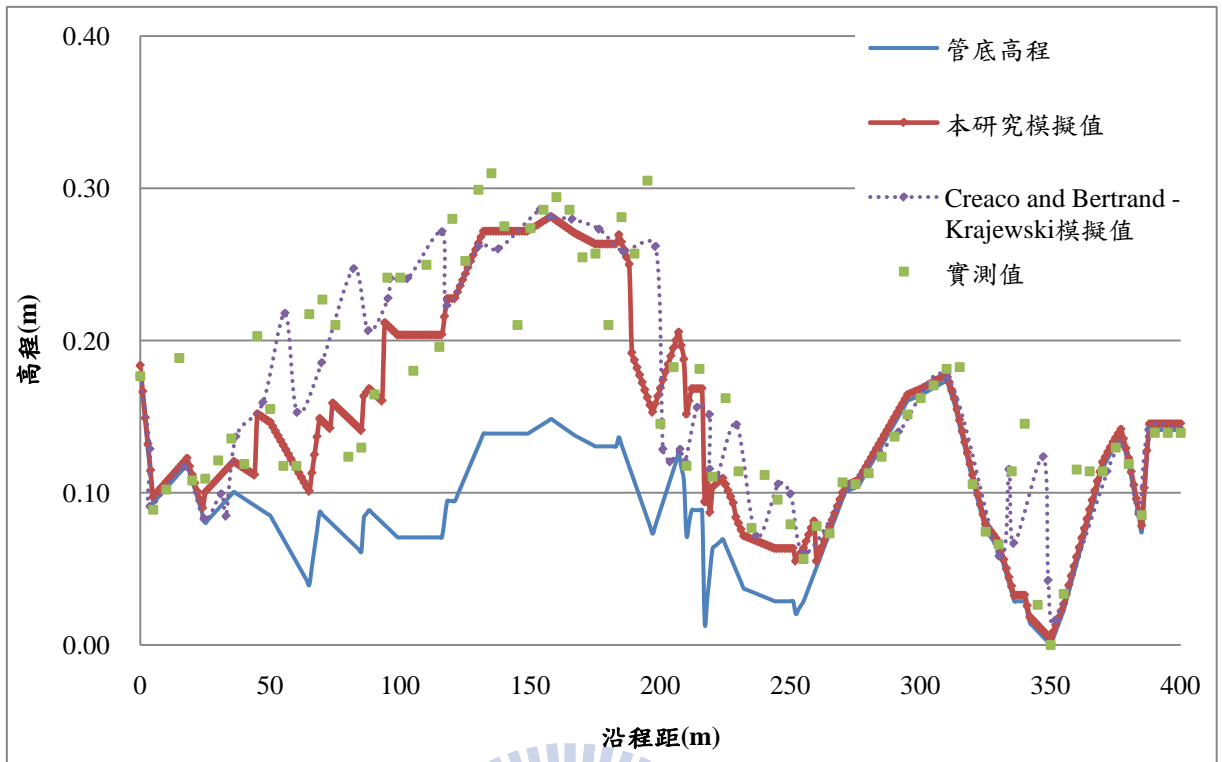


圖 4-19 檢定案例：採用 Wiberg and Smith 輸砂公式
 本研究模式與 Creaco and Bertrand-Krajewski 模式之比較

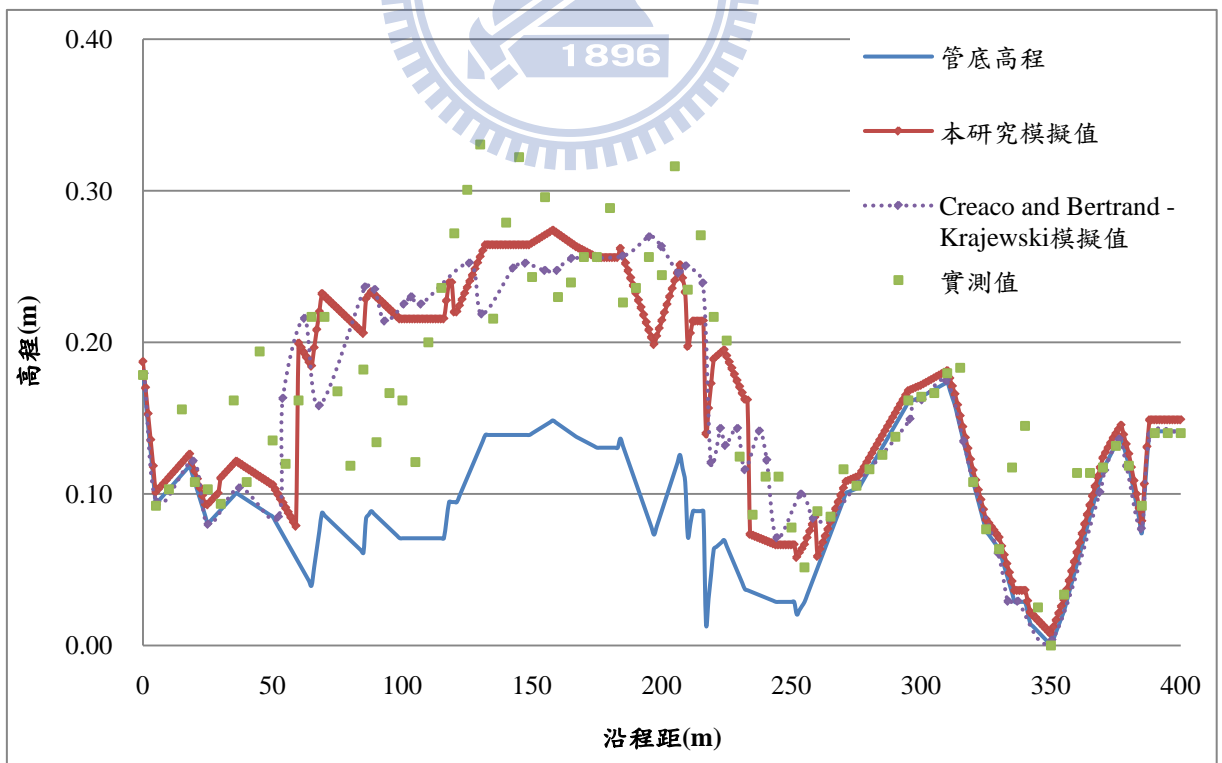


圖 4-20 驗證案例：採用 Wiberg and Smith 輸砂公式
 本研究模式與 Creaco and Bertrand-Krajewski 模式之比較



圖 5-1 石門水庫上游規劃排砂隧道工程佈置

(資料來源：水規所 2009)



圖 5-2 庫區斷面 4-28 底泥取樣位置

(資料來源：水規所 2010)

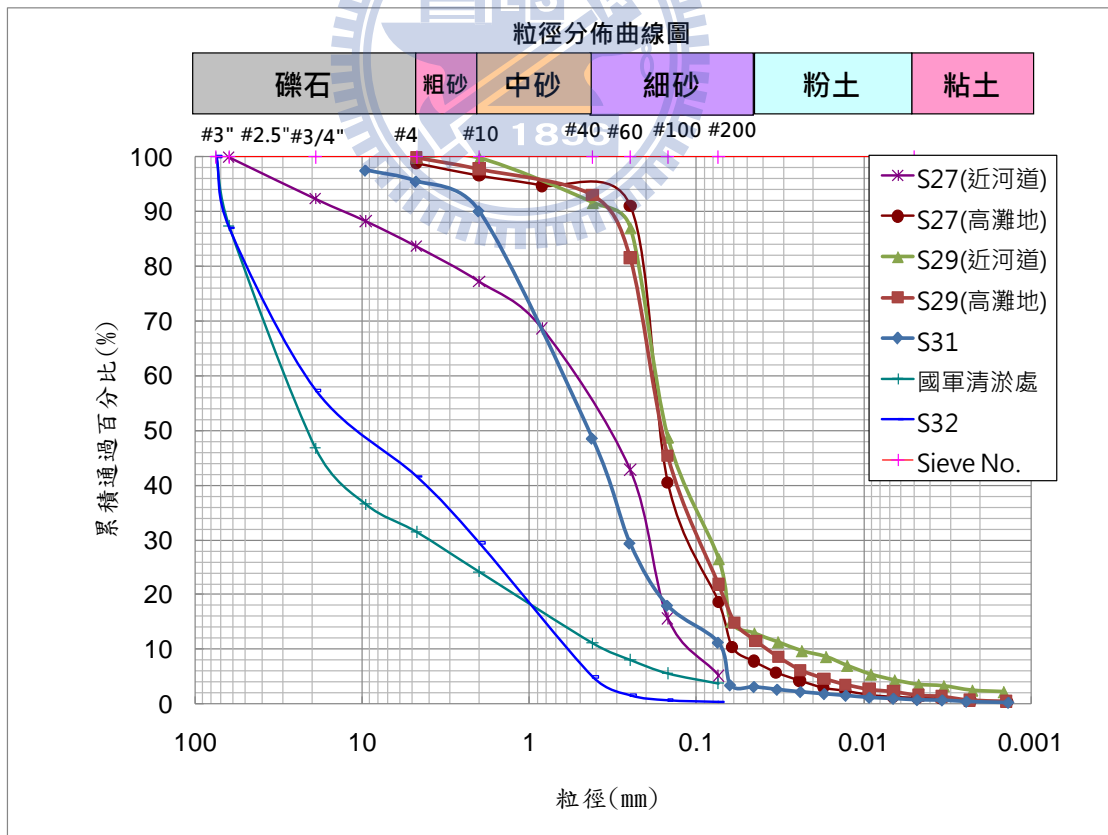


圖 5-3 民國 98 年枯水期斷面 27-32 試坑開挖取樣粒徑分析結果

(資料來源：水規所 2010)

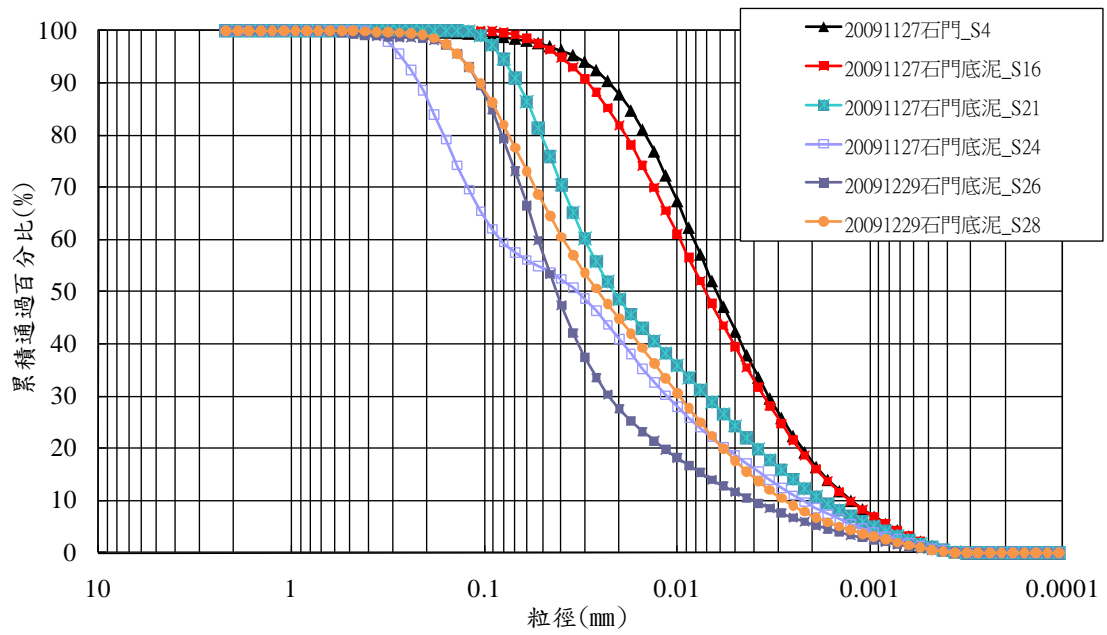


圖 5-4 庫區斷面 4-28 底泥取樣粒徑分析結果

(資料來源：水規所 2010)

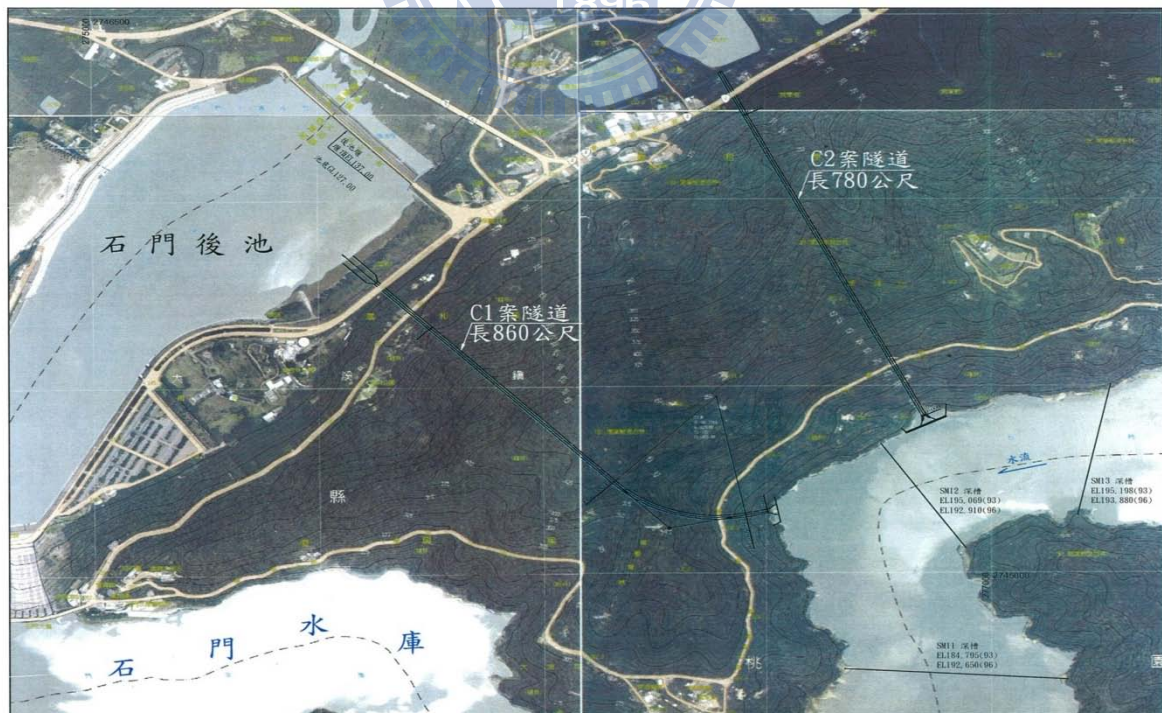


圖 5-5 石門水庫防洪防淤隧道 C 案佈置圖

(資料來源：水規所 2009)

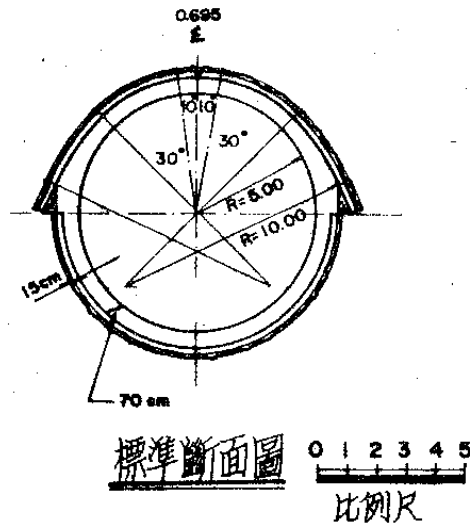


圖 5-6 石門水庫防洪防淤隧道 C 案防洪防淤隧道標準斷面圖

(資料來源：水規所 2009)

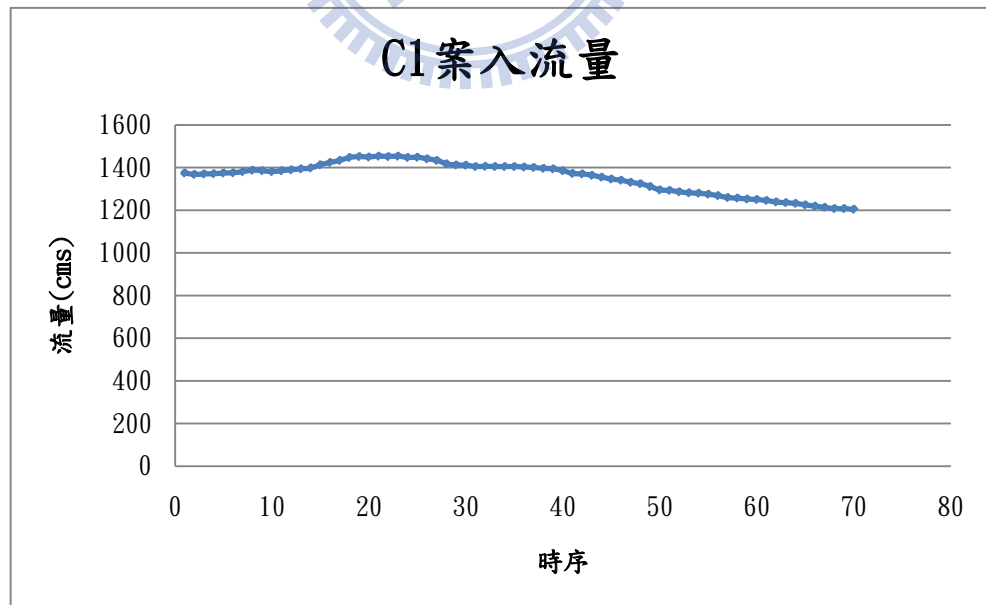


圖 5-7 石門水庫防洪防淤隧道 C1 案入流量歷線

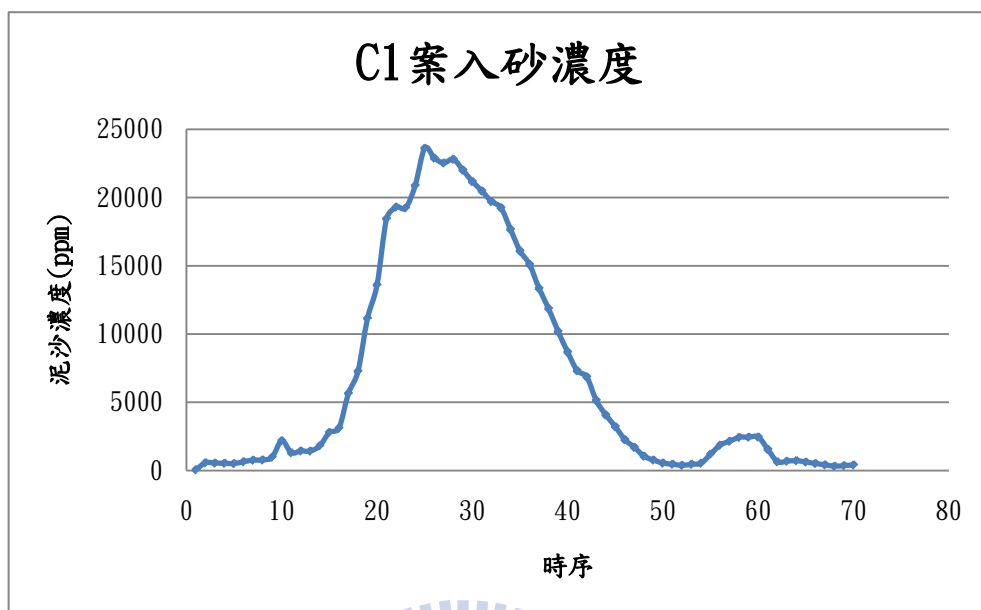


圖 5-8 石門水庫防洪防淤隧道 C1 案入砂濃度歷線

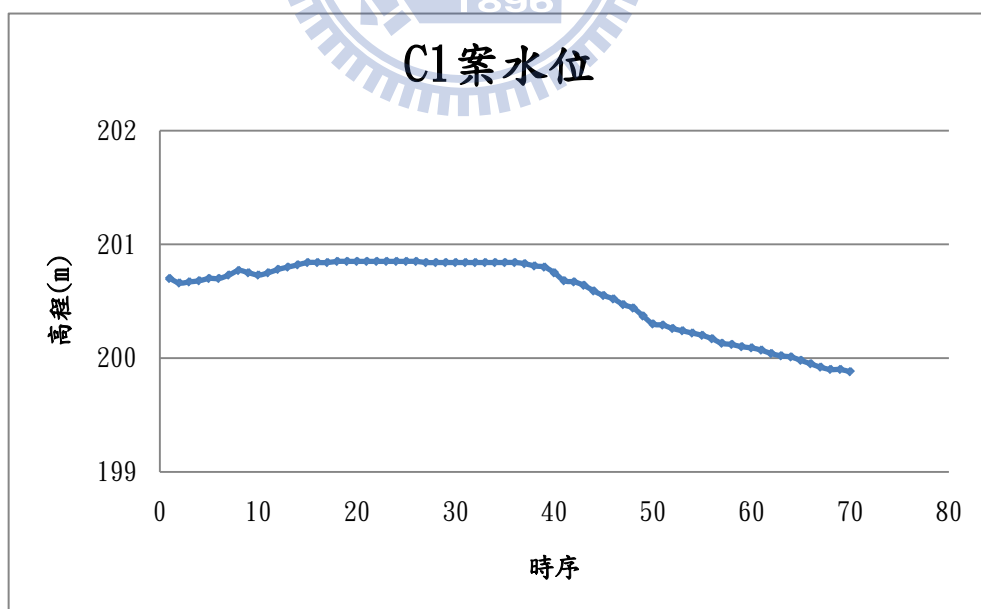


圖 5-9 石門水庫防洪防淤隧道 C1 案水位

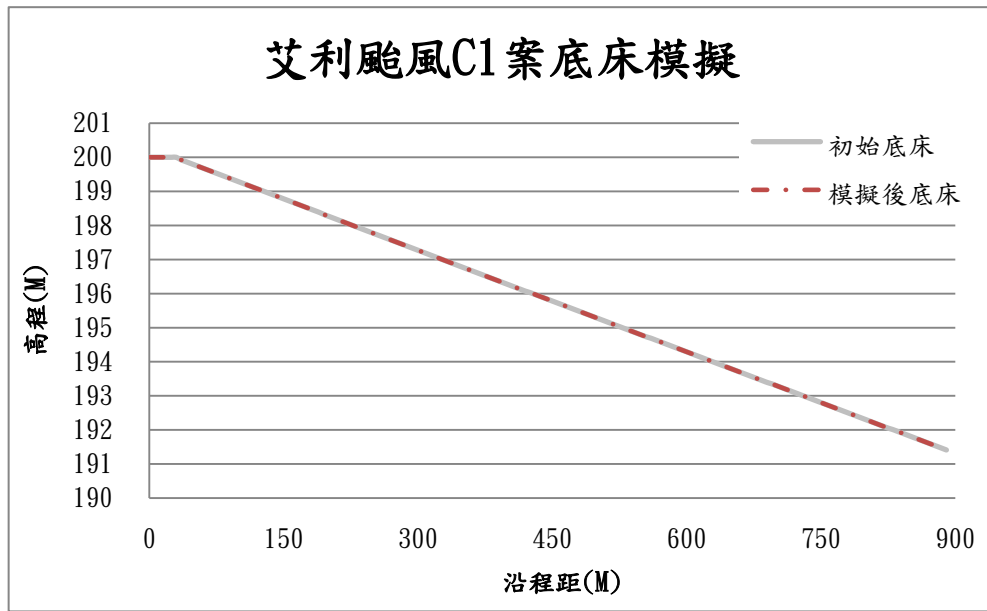


圖 5- 10 石門水庫防洪防淤隧道 C1 案底床模擬結果圖

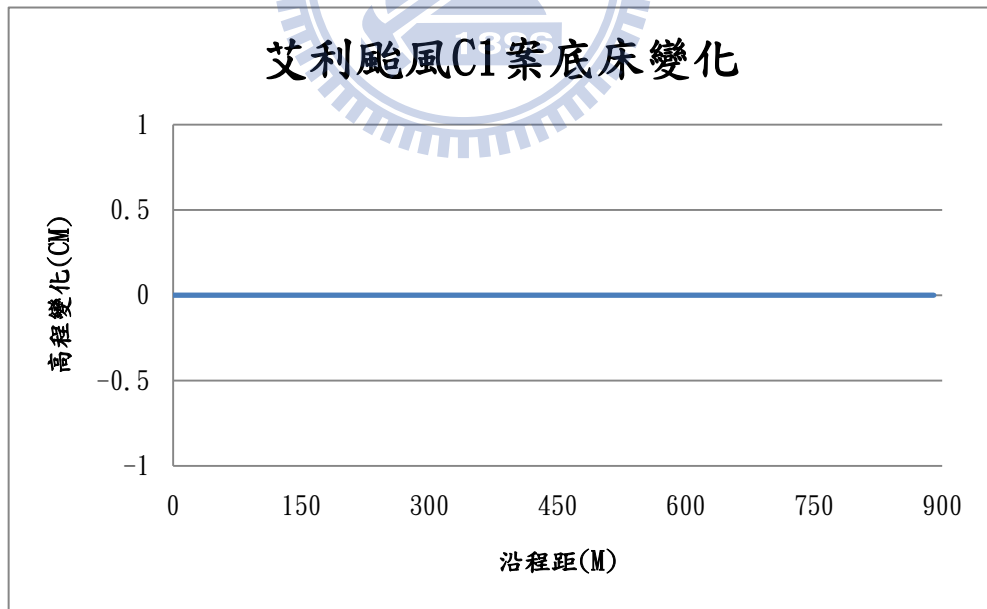


圖 5- 11 石門水庫防洪防淤隧道 C1 案底床變化圖

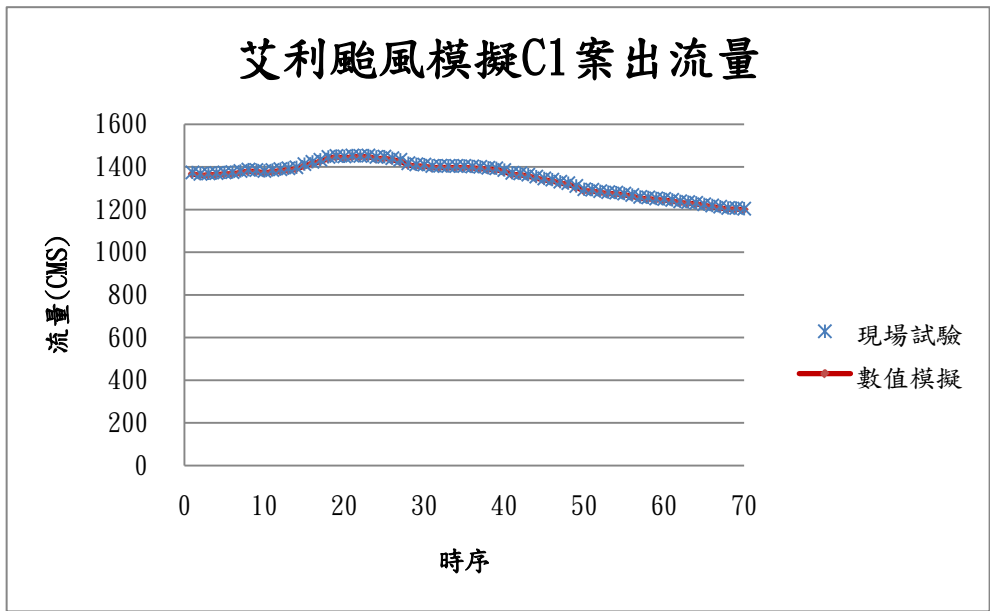


圖 5- 12 石門水庫防洪防淤隧道 C1 案出流量_模擬艾利颱風

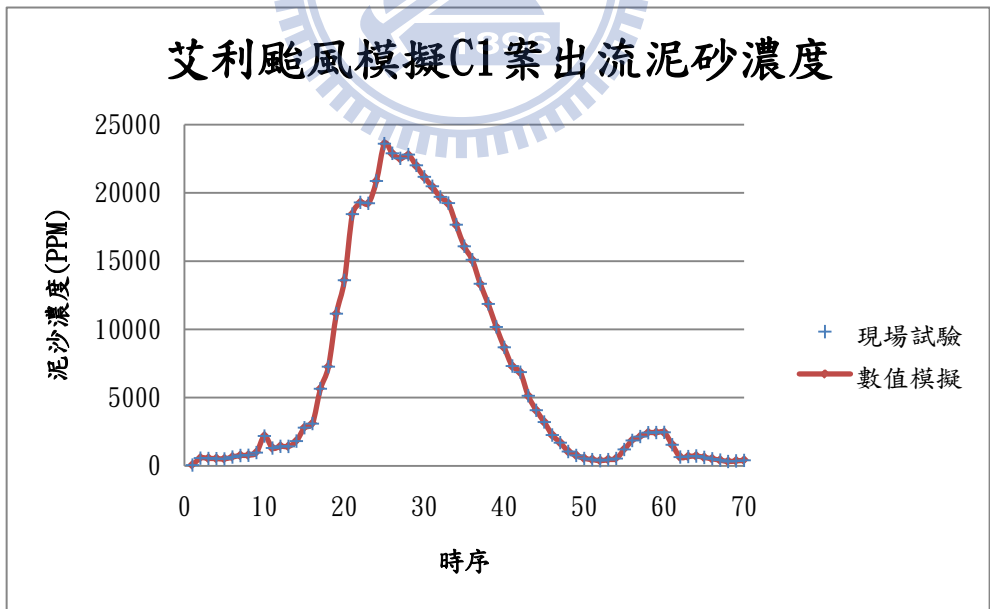


圖 5- 13 石門水庫防洪防淤隧道 C1 案出流泥砂濃度_模擬艾利颱風

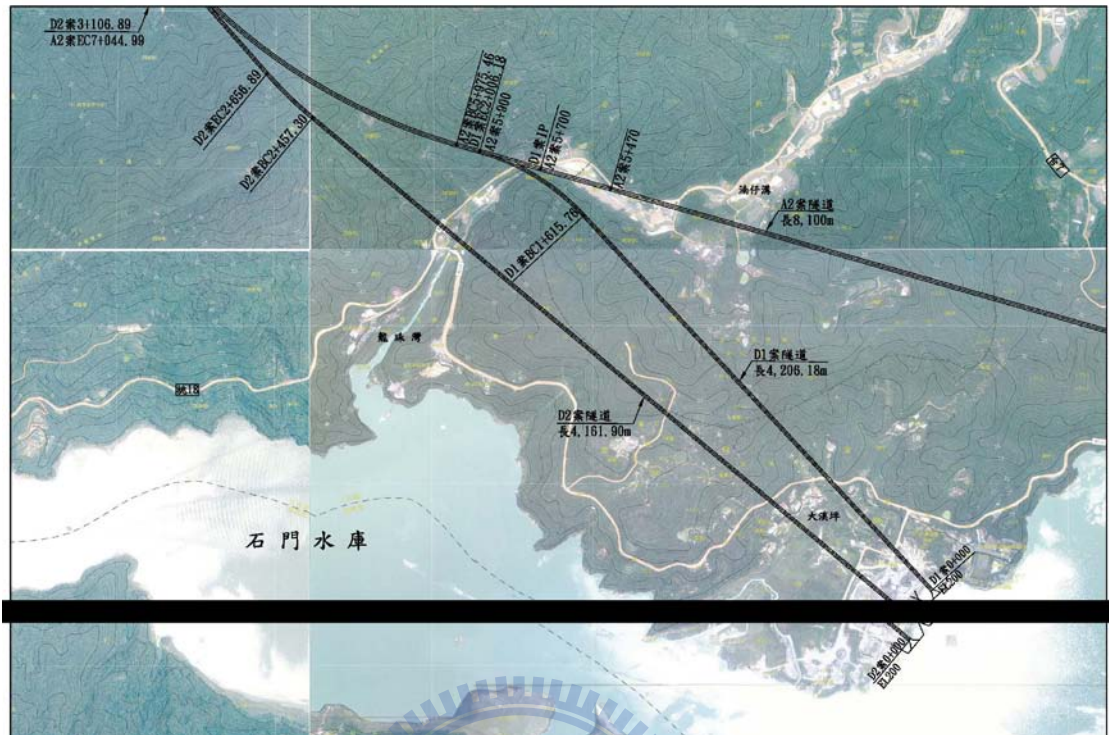


圖 5-14 石門水庫防洪防淤隧道 D 案佈置圖

(資料來源：水規所 2009)

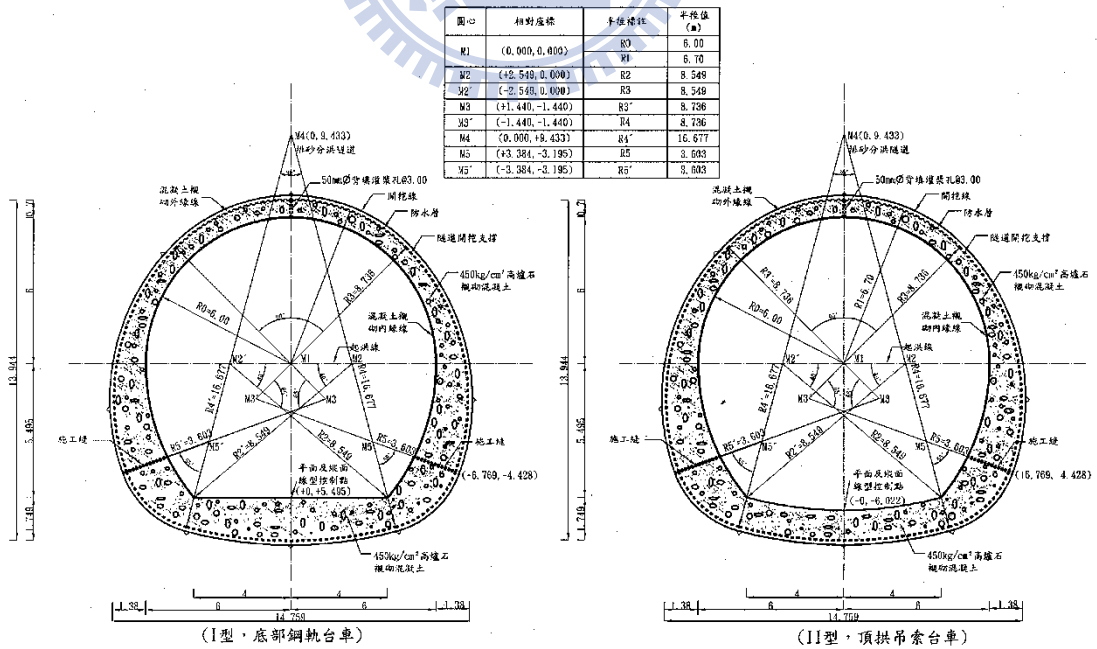


圖 5-15 排砂分洪隧道標準斷面圖

(資料來源：水規所 2009)

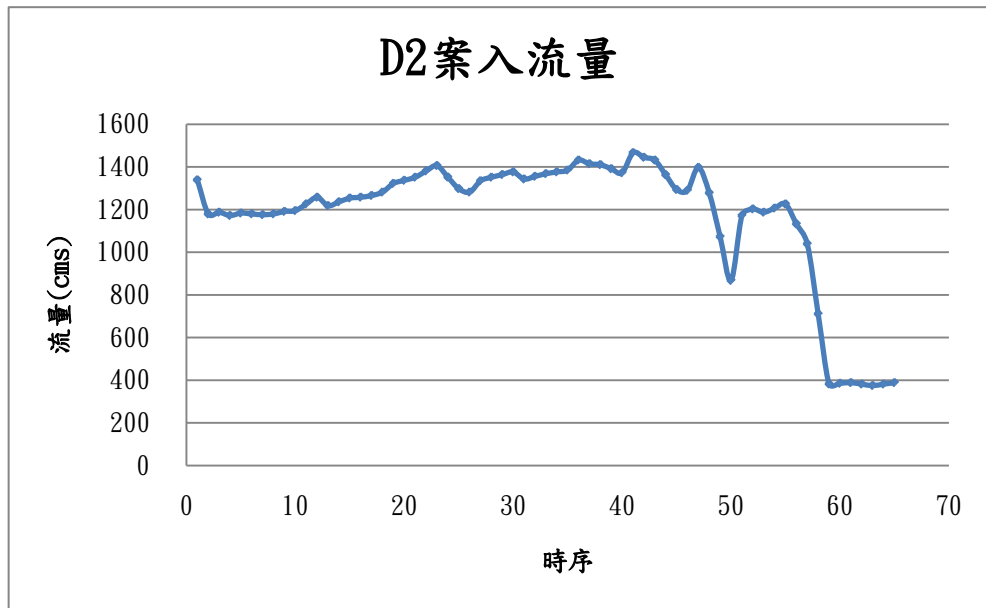


圖 5-16 石門水庫防洪防淤隧道 D2 案入流量歷線

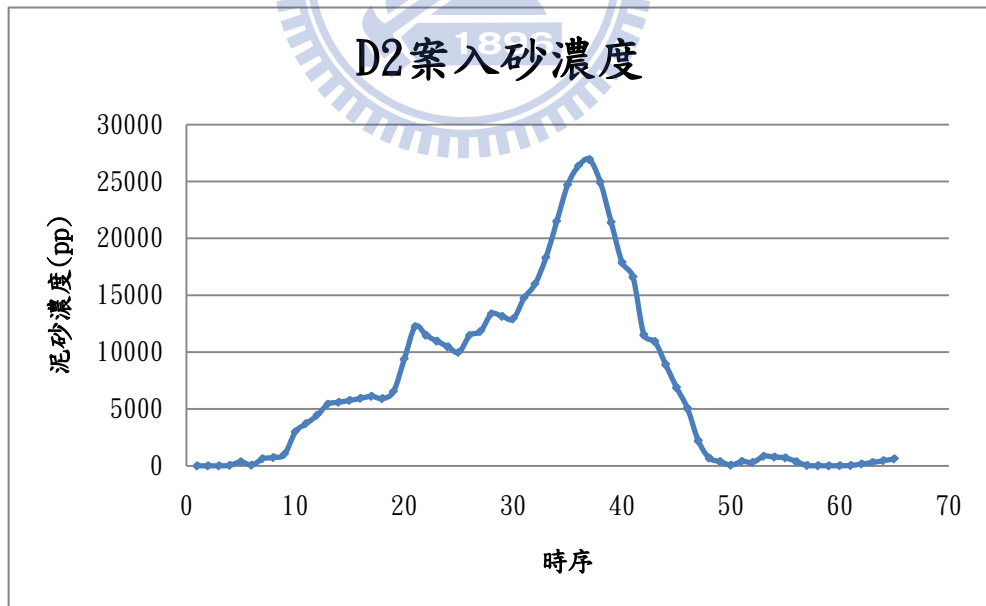


圖 5-17 石門水庫防洪防淤隧道 D2 案入砂濃度歷線

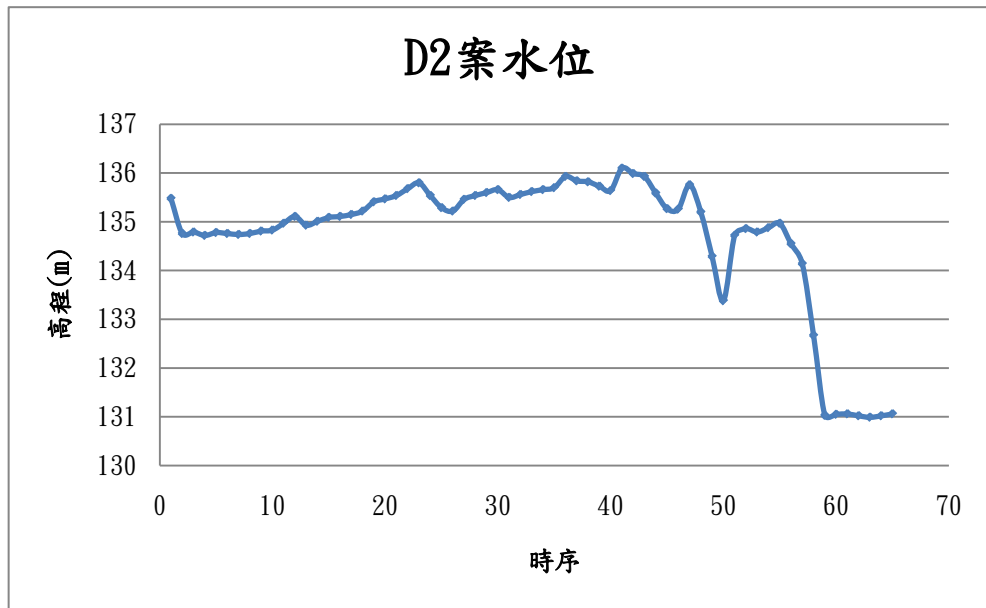


圖 5- 18 石門水庫防洪防淤隧道 D2 案水位

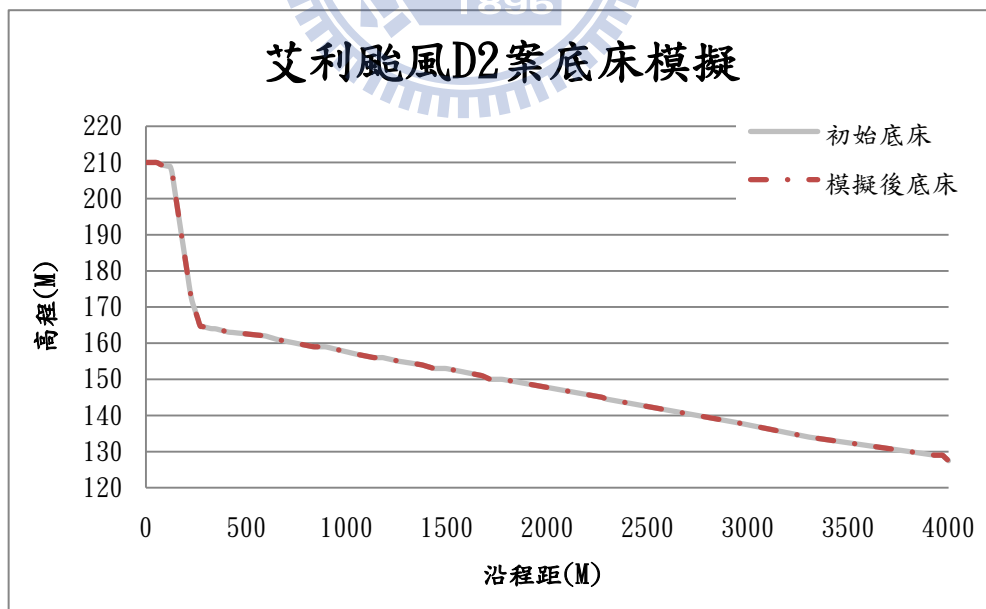


圖 5- 19 石門水庫防洪防淤隧道 D2 案底床模擬結果圖

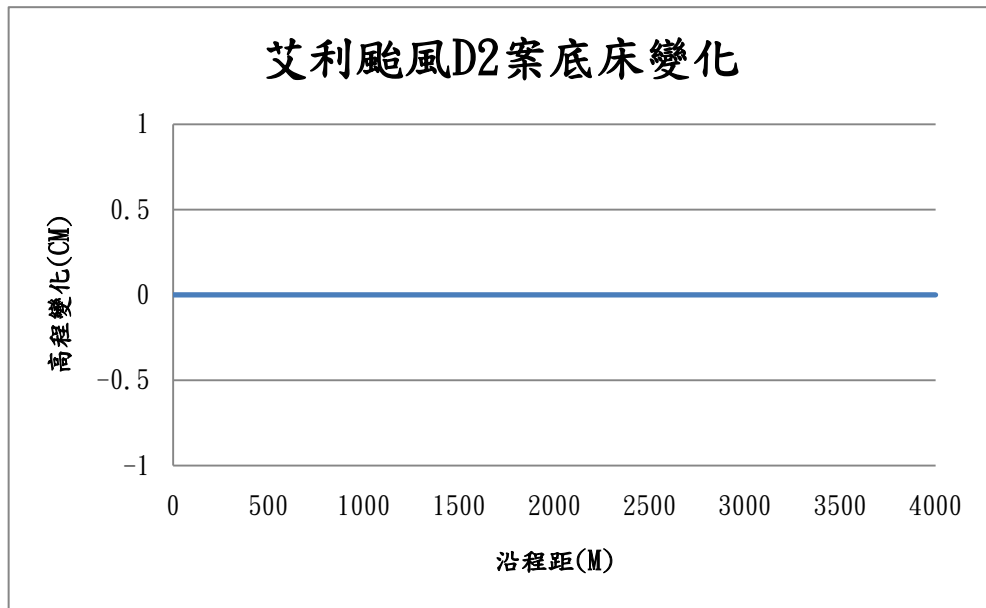


圖 5-20 石門水庫防洪防淤隧道 D2 案底床變化圖

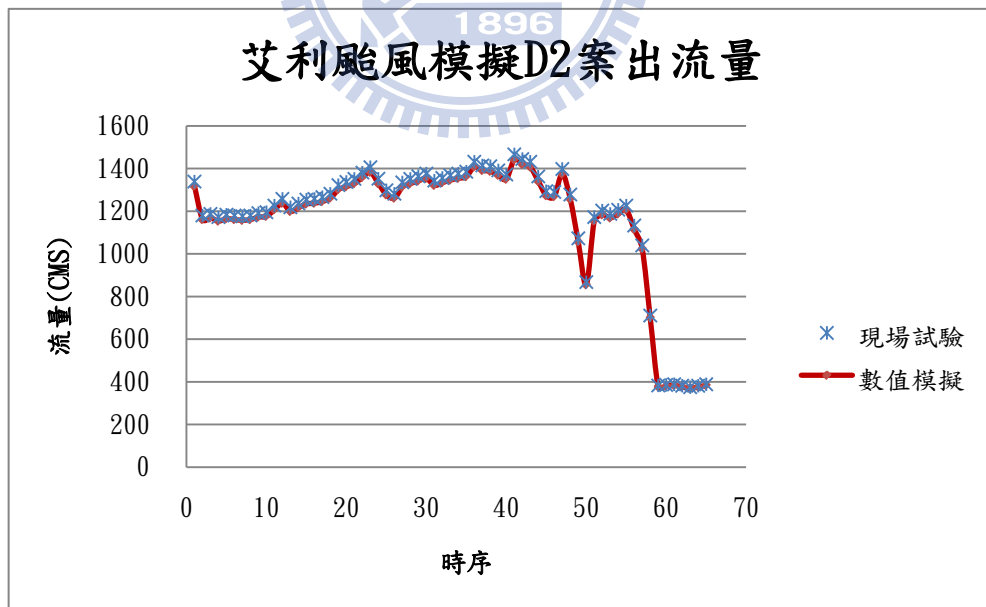


圖 5-21 石門水庫防洪防淤隧道 D2 案出流量_模擬艾利颱風

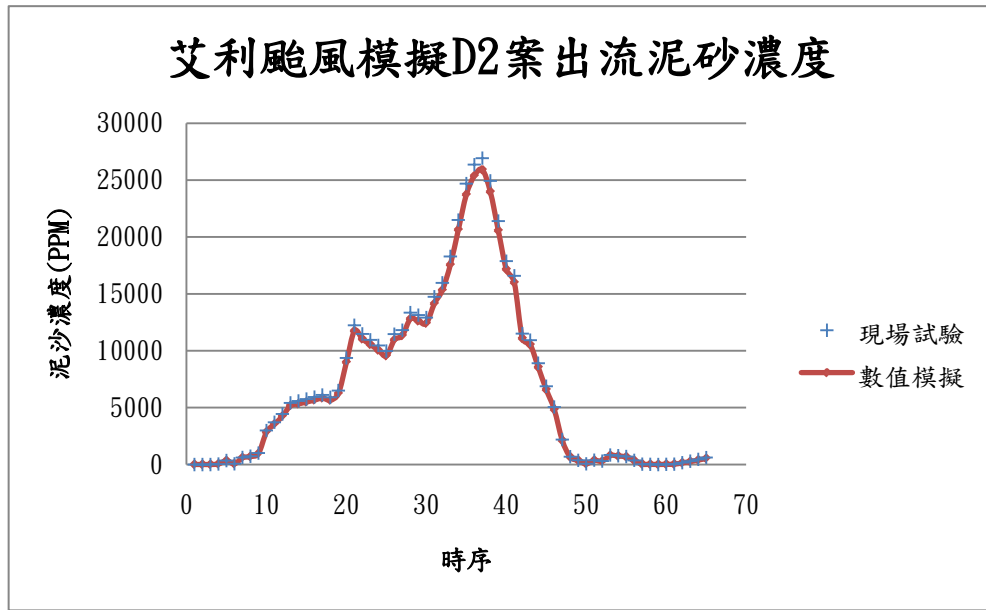


圖 5- 22 石門水庫防洪防淤隧道 D2 案出流泥砂濃度_模擬艾利颱風

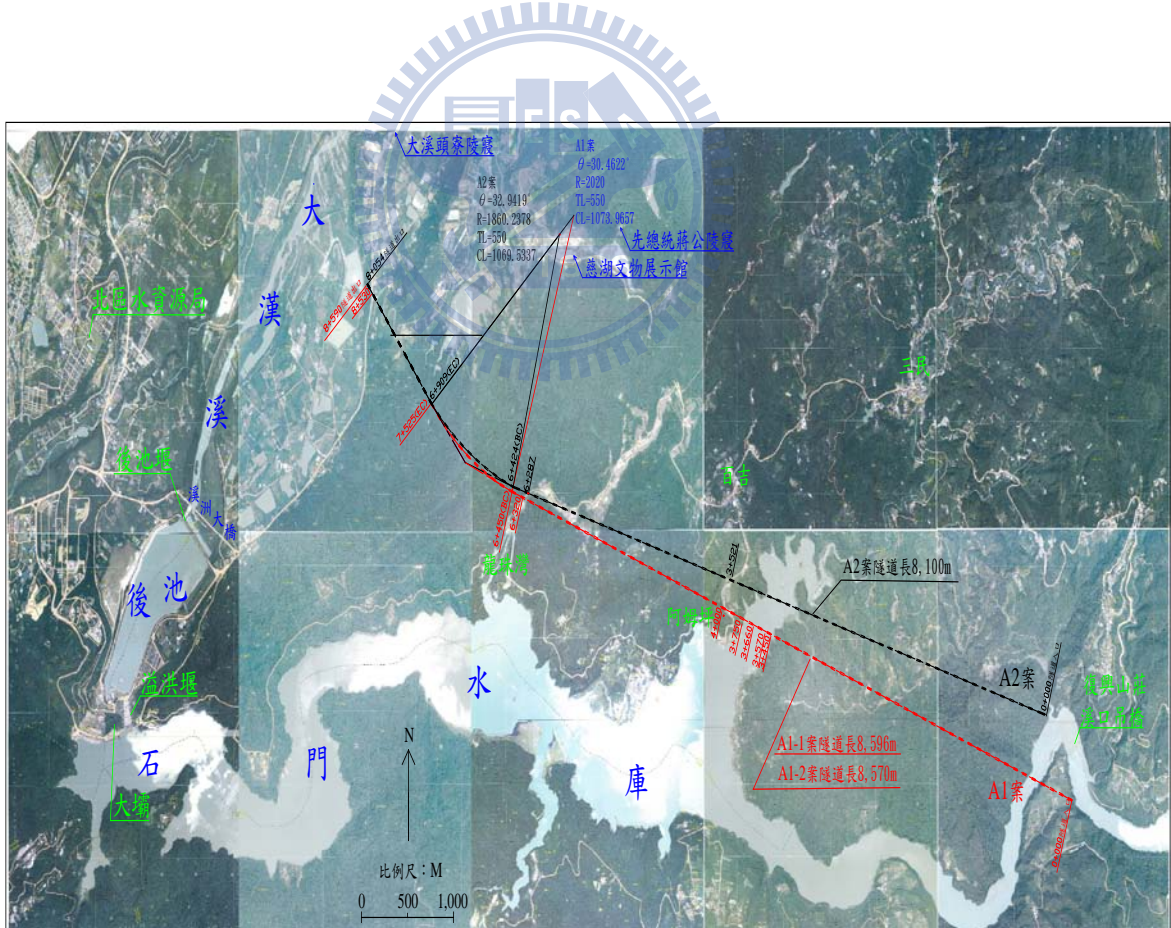


圖 5- 23 石門水庫分洪防淤隧道 A 案平面佈置圖

(資料來源：水規所 2009)

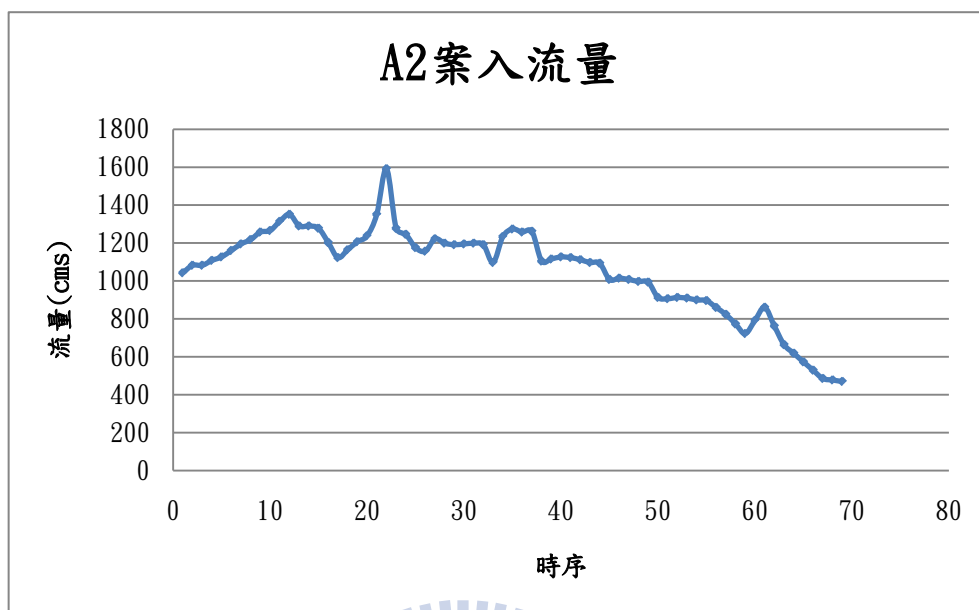


圖 5-24 石門水庫防洪防淤隧道 A2 案入流量歷線

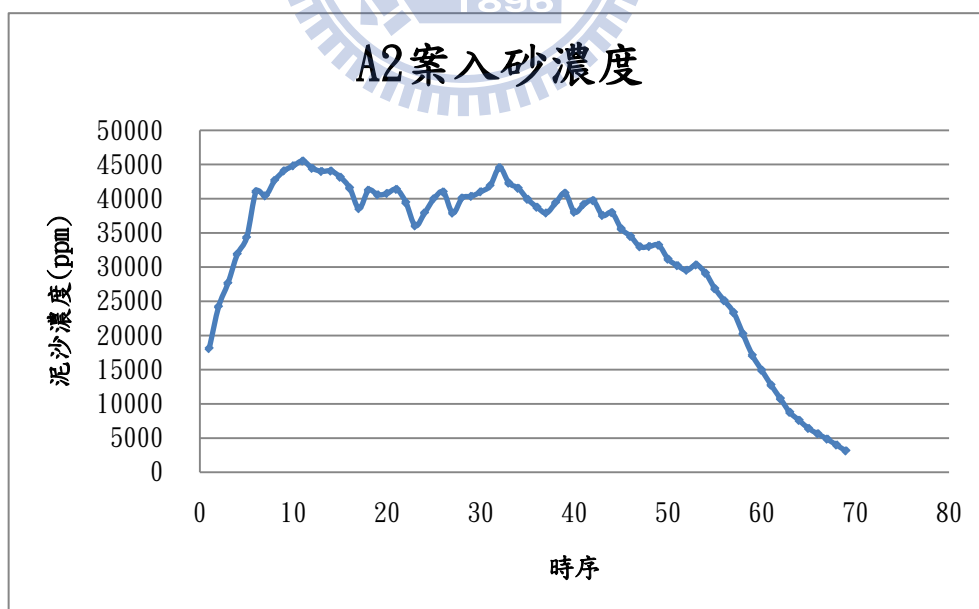


圖 5-25 石門水庫防洪防淤隧道 A2 案入砂濃度歷線

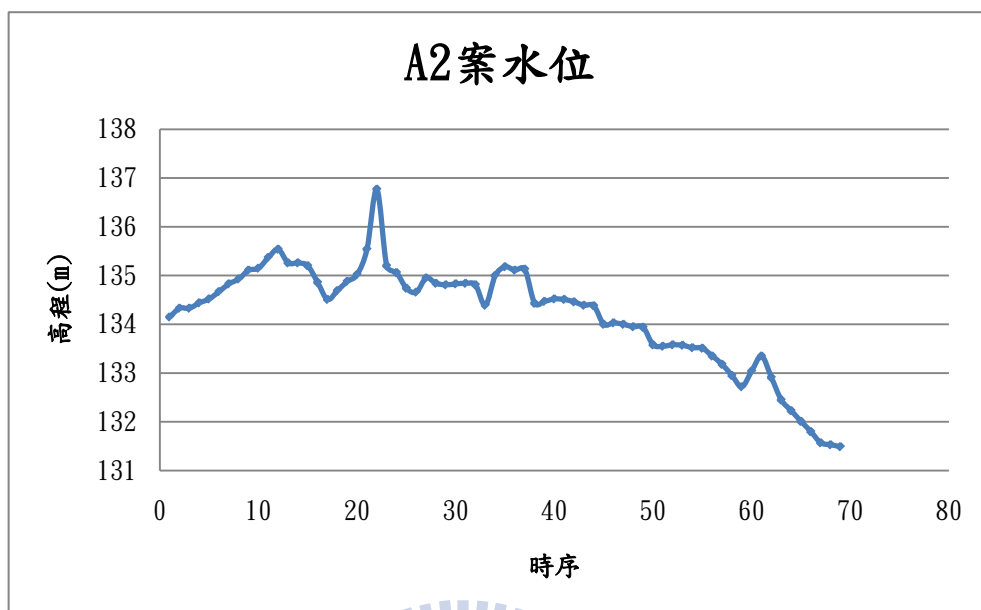


圖 5- 26 石門水庫防洪防淤隧道 A2 案水位

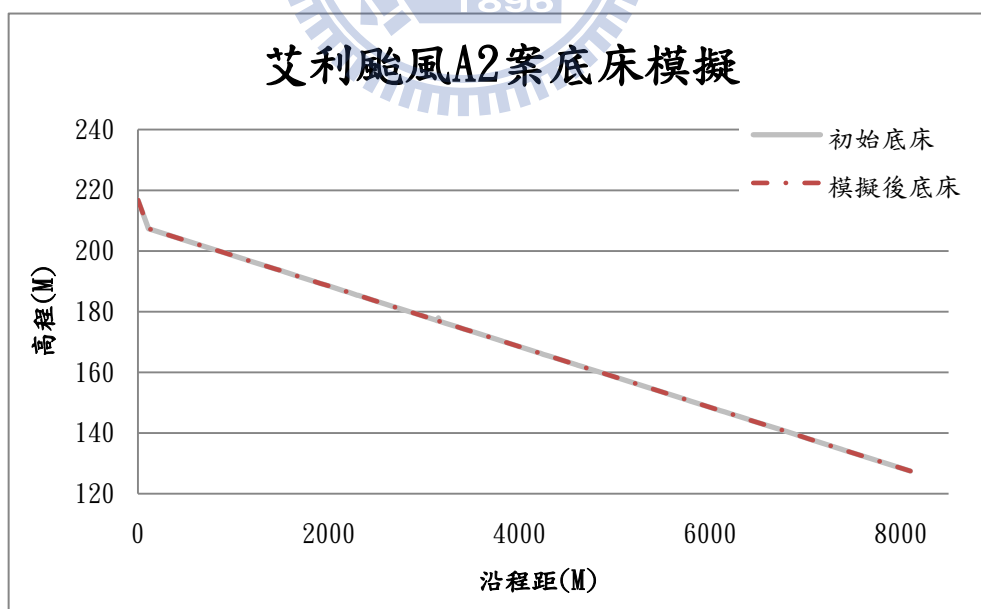


圖 5- 27 石門水庫防洪防淤隧道 A2 案底床模擬結果圖

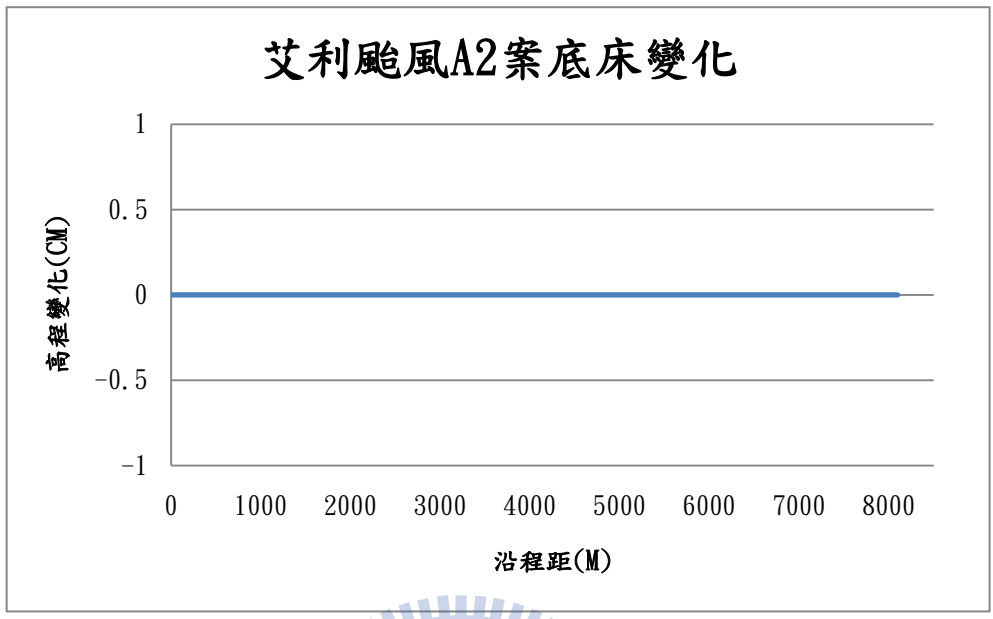


圖 5- 28 石門水庫防洪防淤隧道 A2 案底床變化圖

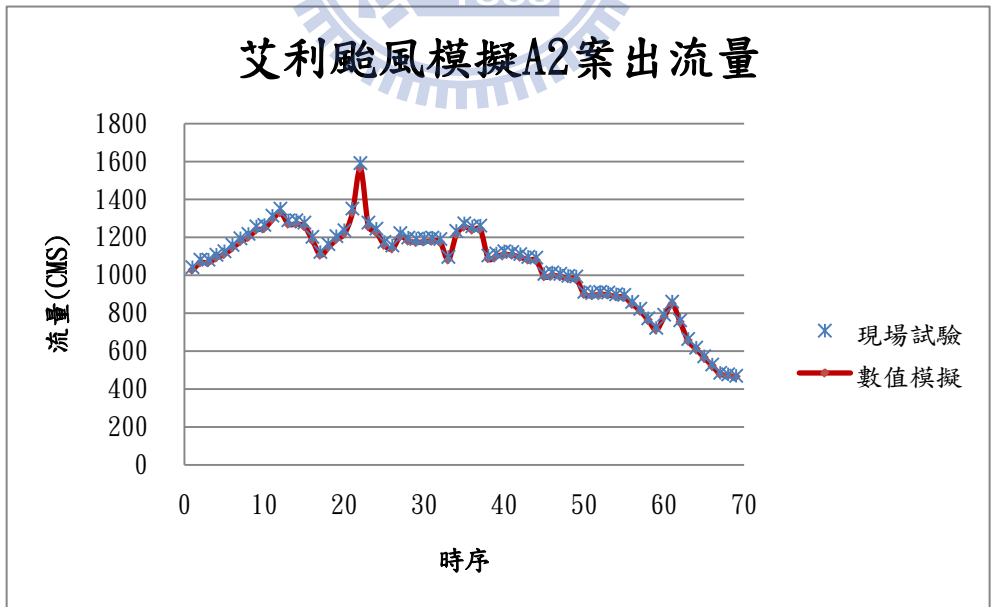


圖 5- 29 石門水庫防洪防淤隧道 A2 案出流量_模擬艾利颱風

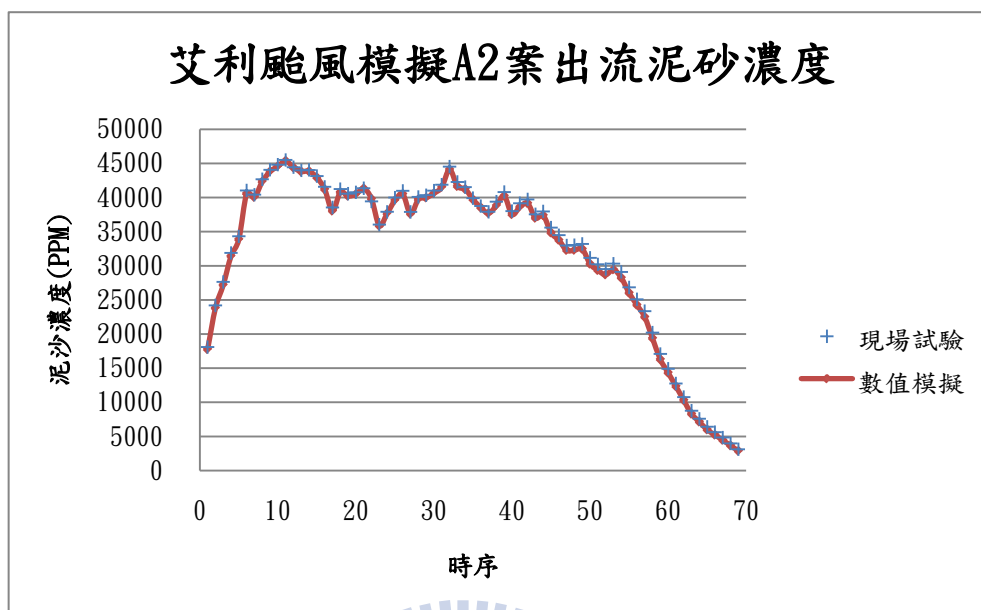


圖 5- 30 石門水庫防洪防淤隧道 A2 案出流泥砂濃度_模擬艾利颱風

