

國立台灣大學工學院土木工程學系

碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

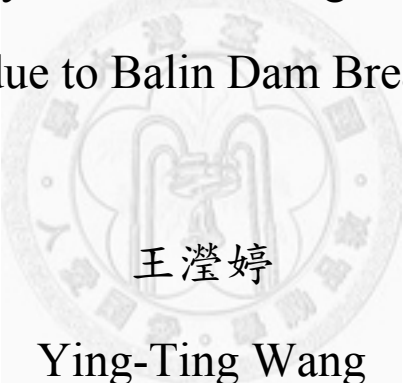
National Taiwan University

Master Thesis

巴陵壩潰壩後對上游河床變遷影響之研究

A Study on Head-cutting Behavior

due to Balin Dam Break



王滢婷

Ying-Ting Wang

指導教授：李鴻源 博士

Advisor : Hong-Yuan Lee, Ph.D.

中華民國 九十九 年 八 月

Aug, 2010

致謝

時間過得好快，轉眼間我竟然要正式的離開台大了，想當年傻傻的來到台北，又呆呆的去了美國，如今我帶著滿滿的回憶，以及淡淡的憂傷，要迎接我下一個旅程。

回想碩士生活的這兩年，首先要感謝我的指導教授-李鴻源老師，老師就像一盞明燈，指引我們不論是學術的方向或是人生的道理，老師總是教導我們眼光要放遠、想法要批判、要有效率的做對的事，也謝謝老師提供我機會去 UCLA 當交換學生，出國的這一年，實在是大開眼界，受益良多。再來要謝謝讓我論文進度大增的最大功臣-卡艾璋老師，卡老師的指點迷津以及百忙之中抽空跟我討論，讓我感受到卡老師對學術的熱情，也因為卡老師的一句話，不但點醒、也鼓舞了我對於研究的態度。

除此之外，謝謝願意抽空協助我、密集跟我討論和指導我文章寫作的富銘學長，還有建宏熱心的幫我處理相關的行政程序，咱們 217 的同窗情感真是令人難以忘懷。謝謝上粟學長的關心及支援，施敏學姐很有效率的協助我蒐集現地資料，所有曾經幫助過我的 301 學長姐們和 814 的學姐弟們，以及總是幫忙急救的 815 學長，謝謝你們。此外，也謝謝在 LA 時的救火隊：金諾學姐、哲全學長，Pro. Yeh 團隊帶來的歡樂以及 ECP 同學的鼓勵及支持。當然，還有我成大所有的學長姐弟妹們以及同學們的關懷。感謝一路來曾經啟發過我、協助過我、關心過我的人，感謝老天爺讓我有緣份與他們相遇。

最後，要謝謝我最摯愛的家人以及彥廷，陪我度過喜怒哀樂，讓我休息充電、抒發情感，也讓我可以無後顧之憂的專心念書，提供我一個溫暖的避風港，因為有你們才有今天的我。感激不盡！

王澄婷 謹誌於 2010 年 8 月

摘要

台灣山多坡陡、河川短促、地質脆弱且降雨強度大，往往一場颱風即可使集水區產生崩塌及河道輸砂量遽增，嚴重的淤砂對水庫壽命造成威脅，以桃園縣石門水庫為例，為了阻擋水庫上游的砂石進入石門水庫，水利署在石門水庫的上游集水區蓋了 122 座攔砂壩，巴陵壩是一座高 38 公尺的攔砂壩，位於大漢溪上距離石門水庫約三十五公里，設計淤積量為 1047 萬立方公尺，由於巴陵壩基礎早已遭沖刷掏空且溢洪道鋼筋亦有裸露狀況，經過韋帕颱風的侵襲，巴陵壩體結構禁不起洪水一再的侵襲，致使巴陵壩於民國九十六年九月十八日潰壩，部分上游攔蓄的砂石被帶往下游，上游因此產生嚴重掏刷。

為了瞭解巴陵壩潰後上游河床的變化，本研究係利用擬似二維輸砂演算模式(NETSTARS)，進行動床輸砂模擬及演算，此外，亦利用擴散方程式之理論，推導出一適用於本研究案例的解析解，利用此解析的數學模式來模擬並解釋河床之變動，觀察其向源侵蝕的行為及趨勢；且利用選定的穩定指標將模式輸出值先行判斷為穩定後再做討論，最後發現，巴陵壩潰壩後至民國 98 年底，河床穩定雖增加，但推移載持續在移動，整個河段呈現動態平衡，除此之外，利用觀察侵蝕點的移動行為，可推論出向源侵蝕現象是呈現冪次分佈且向上游移動的行為。

關鍵字：潰壩、NETSTARS、擴散方程式、解析解、向源侵蝕、穩定指標

Abstract

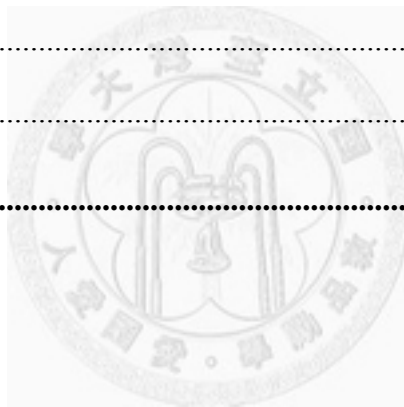
Balin Dam break cause the sediment goes down, and the upstream channel severe erosion. This is a big concern about head-cutting behavior after Balin dam break. Balin Dam is a 38 m-height dam, which is one of the dams on the upstream reaches of Shihmen reservoir. Balin dam broken because of the ruin of dam foundation and damage by flood events. In this paper, we will focus on simulating upstream channel evolution by using a quasi-two-dimensional model (NETSTARS) and analytical solution to compare with field observation, further to explain the river-bed evolution after Balin dam break. Owing to the transition of flow situation and severe landform variation, the output of model will be shaken. In case the simulation is more meaningful, choosing a stability index not only to evaluate the output of model, but also to estimate the river bed stability. In addition, Diffusion equation is developed as an analytical solution of riverbed evolution model so as to explain here the river bed evolution hourly after Balin dam break. Furthermore, to evaluate the head-cutting behavior by observing the motion of knick-point (or erosion threshold position) and finally find out head-cutting behavior is a power-rule distribution.

Keywords : Dam break, NETSTARS, Diffusion equation, Analytical solution, head-cutting, stability index.

目錄

致謝.....	I
摘要.....	II
ABSTRACT.....	III
目錄.....	IV
圖目錄.....	VI
表目錄.....	IX
符號說明.....	X
第一章 緒論.....	1
1.1 研究緣起.....	1
1.2 研究動機與目的.....	2
1.3 研究區域簡介.....	3
1.4 研究架構.....	13
第二章 文獻回顧.....	15
2.1 拆壩對河相變遷的影響.....	15
2.2 穩定指標.....	17
2.3 評估拆壩之數值分析方法.....	27
2.4 向源侵蝕之理論.....	29
第三章 研究方法.....	33
3.1 現地資料來源.....	34
3.2 模式及方法檢定方法.....	38
3.3 穩定指標分析方法.....	39

3.4	數值模式分析方法.....	41
3.5	解析理論分析方法.....	53
第四章 結果分析及討論		60
4.1	模式及方法檢定結果.....	60
4.2	穩定指標分析及討論.....	66
4.3	數值模式模擬結果及討論.....	70
4.4	解析解模擬結果及討論.....	74
4.5	綜合討論.....	81
第五章 結論與建議		88
5.1	結論.....	88
5.2	建議.....	89
參考文獻		90

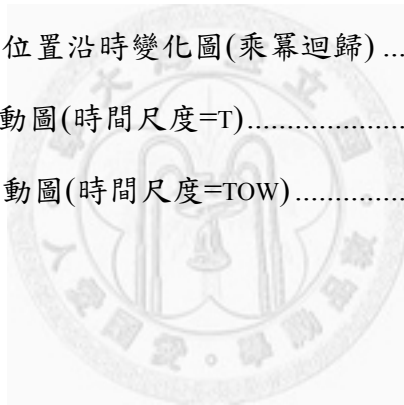


圖目錄

圖 1.1	石門水庫集水區位置圖 (97 年石門泥砂監測技術及調查分析)	3
圖 1.2	石門水庫集水區坡度分布略圖 (張明軒, 2005)	5
圖 1.3	石門水庫集水區內水文站及攔砂壩相關位置圖 (張明軒, 2005) ...	8
圖 1.4	巴陵壩體結構剖面圖 (陳伸德, 2008)	9
圖 1.5	巴陵壩毀壞前	10
圖 1.6	巴陵壩毀壞後(96.10)	10
圖 1.7	巴陵大橋(96.10.4)	11
圖 1.8	巴陵大橋 (96.10.15)	11
圖 1.9	玉峰溪與三光溪匯流處(94.11)	12
圖 1.10	玉峰溪與三光溪交會處(99.3)	12
圖 2.1	拆壩後河床演變時間尺度示意圖	15
圖 2.2	壩高與淤積組成的關係與運移機制	16
圖 2.3	低水頭水壩拆除後河床各階段變化示意圖	17
圖 2.4	LANE(1995)對沖積型河川穩定概念示意圖	18
圖 2.5	錢寧(1958)應用穩定指標之案例	23
圖 2.6	荊江沙市歷年河床平均高程變化圖 (錢寧, 1958)	25
圖 2.7	美國愛達荷州歷年河床平均高程變化圖 (錢寧, 1958)	25
圖 2.8	黃世村(1992)床梯示意圖	31
圖 2.9	初始床型示意圖	32
圖 2.10	有限渠道案例物理模型與解析解結果比較圖	32
圖 3.1	研究方法流程簡圖	33
圖 3.2	96.7-9 底床質採樣位置	35
圖 3.3	97.11-12 底床質採樣位置	35
圖 3.4	98.2-3 底床質採樣位置	35

圖 3.5	底床質粒徑曲線代表圖.....	35
圖 3.6	橫斷面資料代表圖.....	36
圖 3.7	CANTELLI ET AL. (2004)實驗室物理模型模擬拆壩案例之圖集.....	38
圖 3.8	CANTELLI ET AL. (2004) RUN6 實驗結果.....	39
圖 3.9	輸入粒徑曲線分佈圖.....	47
圖 3.10	模式率定輸入上游流量歷線.....	48
圖 3.11	模式驗證輸入上游流量歷線.....	49
圖 3.12	模式率定輸入下游水位歷線.....	49
圖 3.13	模式驗證輸入下游水位歷線.....	50
圖 3.14	模式率定輸入側流流量歷線.....	50
圖 3.15	模式驗證輸入側流流量歷線.....	51
圖 3.16	NETSTARS 率定驗證流程圖.....	52
圖 3.17	本研究之初始地形示意圖.....	53
圖 3.18	IMAGE METHOD 示意圖.....	58
圖 3.19	ERROR FUNCTION 示意圖.....	59
圖 3.20	COMPLEMENTARY ERROR FUNCTION 示意圖.....	59
圖 4.1	模擬 CANTELLI ET AL. (2004)實驗輸入之粒徑曲線.....	61
圖 4.2	利用 NETSTARS 模擬 CANTELLI ET AL. (2004)實驗之結果圖.....	62
圖 4.3	提出 26 秒及 5400 秒時模式與實驗值比較結果圖.....	63
圖 4.4	利用解析解 模擬 CANTELLI ET AL. (2004)實驗之結果圖.....	64
圖 4.5	提出 26 秒及 5400 秒時解析解與實驗值比較結果圖.....	65
圖 4.6	由模式輸出值計算出的沿時穩定指標值.....	66
圖 4.7	無因次化後的最小河川功率圖.....	67
圖 4.8	不同河段範圍的 Ω 值輸出.....	68
圖 4.9	率定 NETSTARS 參數結果.....	70

圖 4.10 驗證 NETSTARS 參數結果.....	71
圖 4.11 NETSTARS 模擬巴陵壩潰壩結果圖.....	73
圖 4.12 率定解析解參數結果.....	75
圖 4.13 驗證解析解參數結果.....	75
圖 4.14 解析解模擬結果圖.....	77
圖 4.15 解析解模擬距巴陵壩上游累距 4500 公尺的底床高程變化圖.....	78
圖 4.16 玉峰水文站流量歷線圖.....	78
圖 4.17 巴陵壩潰壩後侵蝕點位置的移動圖.....	80
圖 4.18 黃世村(1992)實驗與解析解跌落點移動圖.....	84
圖 4.19 CAPART(2009) ANALYTICAL KNICK-POINT MIGRATION.....	84
圖 4.20 巴陵壩侵蝕點位置沿時變化圖(乘冪迴歸).....	85
圖 4.21 侵蝕點位置移動圖(時間尺度=T).....	86
圖 4.22 侵蝕點位置移動圖(時間尺度=TOW).....	86



表目錄

表 1.1 石門水庫集水區近年來颱風事件	7
表 2.1 各家學者提出之河流穩定性指標及其物理意義	18
表 2.2 f_1 範圍對應不同河床狀況反應	20
表 2.3 錢寧(1958) 應用穩定指標 K 值結果	22
表 2.4 穩定指標比較	26
表 2.5 拆壩數值模式功能比較表	27
表 3.1 粒徑資料來源	34
表 3.2 河川斷面資料來源	37
表 3.3 水位站迴歸公式(單位 TONS/DAY)	48
表 4.1 模擬 CANTELLI ET AL. (2004)實驗，模式輸入值	60
表 4.2 輸入 CANTELLI ET AL. (2004)實驗之率定驗證參數	61
表 4.3 巴陵壩上游河段 f_1 值	69
表 4.4 巴陵壩案例模擬輸入參數值	71
表 4.5 巴陵壩案例模擬輸入曼寧 N 值	72
表 4.6 侵蝕點移動位置及速度	79
表 4.7 颱風資料列表	79

符號說明

A = 河道通水橫斷面積

A_d = 流管內單位長度底床泥砂淤積量

ALT = 可沖刷厚度

A_t = 流管之通水斷面積

C = Chezy 係數

C_D = 泥砂顆粒的阻力係數

C_k = 粒徑組 k 之懸浮載濃度

D = 擴散係數 = kq

D_{50} = 中值粒徑

D_m = 平均底床粒徑

f = Darcy-Weisbach 糙度係數

f_l = 勞哈金數

$f(\sigma)$ = 河床的形狀

g = 重力加速度

G = 單位寬度輸砂量

H = 壩高

K = 穩定指標

k_x, k_z = 縱向及橫向延散係數

n = 曼寧 n 值

q = 單位寬度流量

q_t = 各流管之流量

q_B = 推移質單位寬度輸砂率

Q_b = 流管內推移載輸砂量



Q =流量

Q_s =輸砂量

R =水力半徑

R_b = 與泥砂顆粒所產生的阻力有關的水力半徑

$s(t)$ = 跌落點位置

S =坡度

S_f =摩擦(能量線)坡度

S_w =水面坡降(‰)

S^{up} = 渠道初始的上游河床坡度

S^{down} = 渠道初始的下游河床坡度

t =時間

u =水深平均流速

V =平均流速

V_0 =河底流速

V_s =泥砂的沉速

x =沿水流方向之水平座標

x_R, x_L = 上下游邊界座標

x_0, z_0 = 跌落點(knick point)的座標

Y =單位重量的水的潛能

z =底床高程

z_1 = 床梯高程

z_2 = 河床高程

l, r = 代表左、右岸

α = 動量修正係數

λ =比例係數



ω =unit stream power

ρ_f, ρ_s =水及泥砂的密度

γ_f =水的單位重

γ_s =泥砂的單位重

τ =水流切應力

τ_c =泥砂啟動切應力



第一章 緒論

1.1 研究緣起

台灣山多坡陡、河川短促、地質脆弱且降雨強度大，往往一場颱風即可使集水區產生崩塌及河道輸砂量遽增，嚴重的淤砂對水庫壽命造成威脅，以桃園縣石門水庫為例，為了阻擋水庫上游的砂石進入石門水庫，水利署在石門水庫的上游集水區蓋了 122 座攔砂壩，攔砂壩之定義為攔蓄河道泥砂、調節泥砂輸送、穩定河床及兩岸崩塌、防止侵蝕、沖蝕，抑止土石流所構築五公尺以上之橫向構造物(水土保持手冊，1995)；因此，造就巴陵壩的誕生。巴陵壩位於大漢溪上距離石門水庫約三十五公里，壩長 80 公尺、壩高 38 公尺的巴陵壩是為一扶臂式重力壩，專司負責攔砂功能，設計淤積量為 1047 萬立方公尺。然因集水區本身地質的脆弱及人為破壞，使得巴陵壩上游的土砂嚴重淤積，早在十幾年前，逐年淤積的砂石已將巴陵壩淤滿。由於巴陵壩基礎早已遭沖刷淘空且溢洪道鋼筋亦有裸露狀況，經過韋帕颱風的侵襲，致使巴陵壩於民國九十六年九月十八日潰壩，幾乎整個壩體毀損，只剩餘左岸壩體寬約 25 公尺(水利署，2007)。由於巴陵壩潰壩，使大部分上游攔蓄的砂石被帶往下游，上游因此產生嚴重淘刷，首當其衝者為距離巴陵壩上游約五百公尺的巴陵大橋，該橋為預力鋼拱橋，雖其基座固定於岩盤上，但由於巴陵壩上游河床嚴重下刷，致使其基腳裸露，巴陵壩大橋的安全性已成為政府、學者及民眾關心的話題；除此之外，上游持續沖刷至下游的砂石量，以及上游河床的穩定性也成為各界討論之議題。故於本研究中，將針對巴陵壩潰壩後上游河床變遷之影響做進一步的分析及探討。

1.2 研究動機與目的

巴陵壩潰壩不論是對附近居民之安全顧慮甚或對其上、下游構造物之威脅，皆為一大警訊，令民眾、學者及政府相關單位擔憂；因此，本研究將針對巴陵壩潰壩後上游河床變化做進一步的分析及探討。首先，本研究將潰壩行為視為天然拆壩行為，雖潰壩與拆壩的機制不同，潰壩通常為大洪水的衝擊後導致壩體坍塌毀壞，而拆壩則為人為規劃於適宜之時機進行動作，但在壩體移除後之河床演變卻是一樣的趨勢，一樣有上游侵蝕、下游淤積之狀況發生；故本研究之結果亦可應用於拆壩後河床變遷影響之參考。再者，由於潰壩使地形產生極大的變化，進而使侵蝕的基準面下降，河床坡度變大、流速加大，侵蝕作用加強，致使原先於河流下游發生的侵蝕行為逐漸往上游發展，此行為即為向源侵蝕。由於潰壩後以壩體上游之河床變化最為顯著，故本研究將針對上游河床向源侵蝕之現象，做深度的討論，除了利用選定的穩定指標對研究區域河段的穩定分析之外，亦採用擬似二維輸砂演算模式(NETSTARS)，進行動床輸砂模擬及演算，觀察其向源侵蝕的行為及趨勢；此外，亦利用擴散方程式之理論，推導出一適用於本研究案例的解析解，利用此解析的數學模式來模擬並解釋河床之變動，以及補足數值模式無法解釋清楚的部分。

1.3 研究區域簡介

本研究之研究區域針對石門水庫集水區上游，大漢溪主流上的巴陵攔砂壩之上游五公里做探討。以下為石門水庫集水區以及巴陵壩之簡介。

一、石門水庫集水區簡介

(一)地理位置

石門水庫集水區地理位置居於東經 $120^{\circ}10'15''$ ~ $121^{\circ}23'10''$ ，北緯 $24^{\circ}25'45''$ ~ $24^{\circ}51'20''$ 之間，以淡水河上游之大漢溪流域為其主流，集水面積約為 76340 公頃，東鄰台北、宜蘭二縣，南接台中縣，西南與苗栗縣相連，西屬桃園與新竹二縣，行政區域除東邊之一部份屬宜蘭縣大同鄉、西端一帶屬新竹縣五峰鄉，西北角之極少部份屬新竹縣關西鎮、桃園縣大溪鎮與龍潭鄉外，大部分地區均隸屬桃園縣復興鄉與新竹縣尖石鄉。

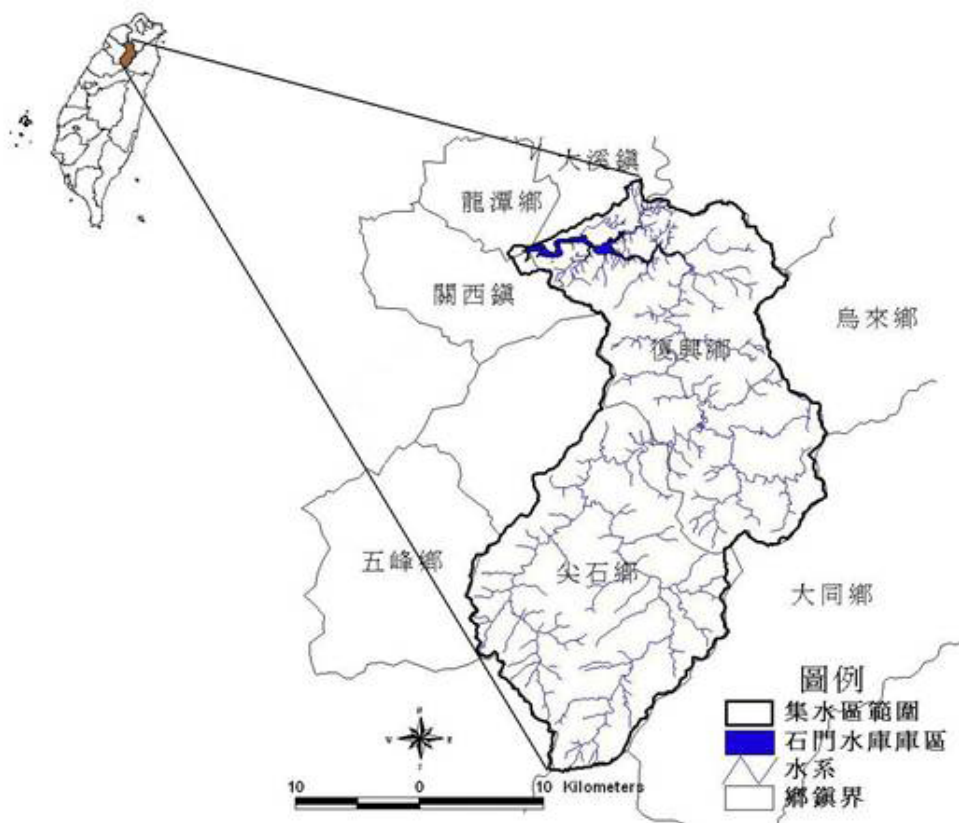


圖 1.1 石門水庫集水區位置圖 (97 年石門泥砂監測技術及調查分析)

(二)崩塌及淤積狀況

根據水利署之資料，52年9月葛樂禮颱風，洩洪量高達每秒10,000立方公尺，新增泥沙淤積量1,947萬立方公尺；85年7月賀伯颱風，新增泥砂淤積量達867萬立方公尺；93年艾利颱風於石門水庫洩洪量達每秒8,000立方公尺，平均降雨量達967mm，造成大範圍崩塌與土砂災害，以及尖峰流量高達8,594cms，水庫土砂淤積量新增2,788萬立方公尺，造成水庫總蓄水容量減少9%，水庫庫容剩餘73%，自來水停水長達17天；94年馬莎颱風於石門水庫洩洪量達每秒6,000立方公尺，平均降雨量達819mm，崩塌地雖僅新增42.1ha，但尖峰流量超過5,300cms，水庫淤積量推估新增1,000萬立方公尺，同樣造成石門水庫原水濁度過高而影響民生與工業用水長達7天。

檢討石門水庫集水區之崩塌土石災害原因主要如下：

- 1.地形因素：75%以上崩塌地發生於陡坡(坡度55%以上之林地)。
- 2.地質因素：崩塌地主要分佈在澳底層(砂岩、頁岩及煤質頁岩)、大桶山層(硬頁岩、砂頁岩及砂頁)與乾溝層(硬頁岩、板岩及千枚岩)，由流域水係研判崩塌土砂主要來自於玉峰溪上游之白石溪與泰崗溪集水區。
- 3.降雨因素：降雨量過大，白石地區艾利颱風期間二日降雨量高達1,600mm。
- 4.地震因素：921地震影響土質鬆動。
- 5.道路開發：道路開發與順向坡坡度陡峭及老舊崩積層。綜合而言，根據現有航照資料判釋崩塌地之分析，結果顯示地理環境與地質條件，加上超大豪雨降雨集中，為崩塌的主要原因。

(三) 地形介紹

石門水庫集水區域內之地形地勢除羅浮西北端為較低緩之丘陵地外，大部分均為山岳地帶，地勢起伏由海拔 135 公尺(石門水庫壩址)變化至 3,500 公尺之間，以南端之品田山 3,529 公尺為最高，全區地形自東南向西北傾斜，而呈南北向之狹長腰形，如圖 2-2 所示。依據水土保持技術規劃之坡度分類，坡度小於 30%之緩坡地約佔集水區之 10.2%，坡度 30~55%之約佔集水區之 29.3%，而集水區內多為坡度大於 55%，約佔集水區之 60.5%(林昭遠，2004)，其坡地分佈情形如圖 1.2 所示在地形上，石門水庫集水區內有兩大地形區，分別是雪山山脈及西部麓山帶地形區，兩地形區以屈尺斷層為界，在計畫區域內則由水車寮至復興延至阿姆坪一線為分界。

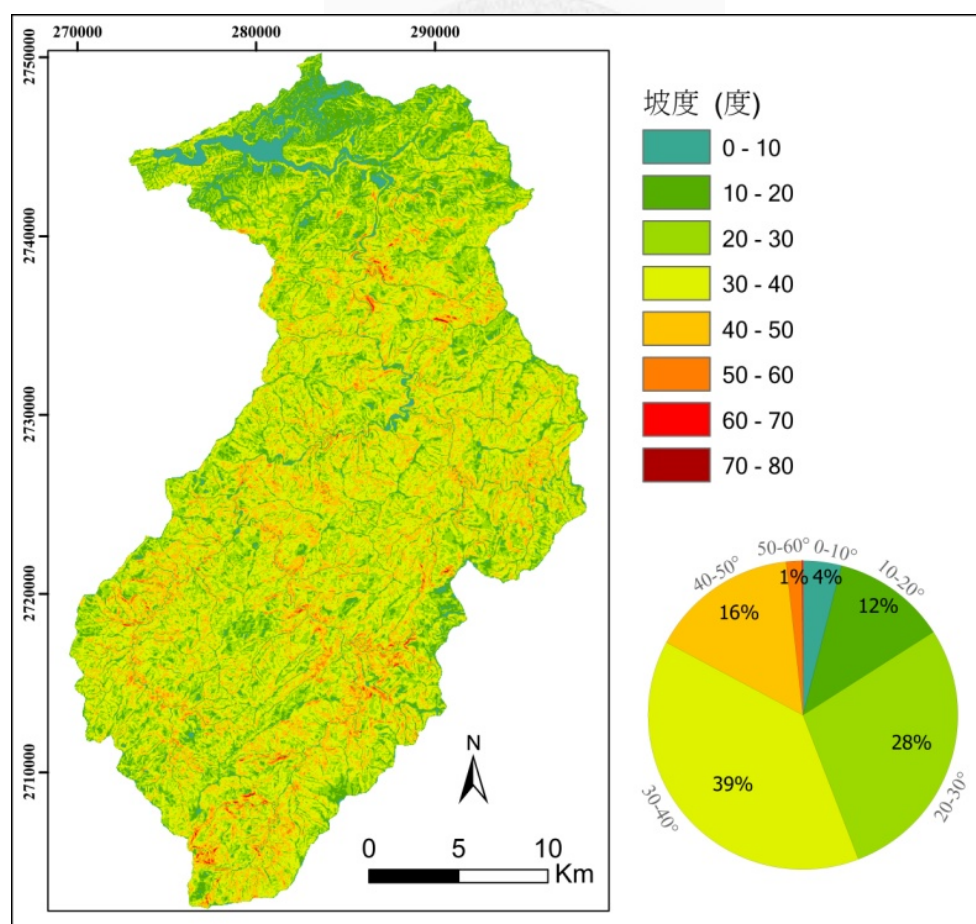


圖 1.2 石門水庫集水區坡度分布略圖 (張明軒，2005)

(四)氣候與水文介紹

1.氣候

水庫集水區屬於亞熱帶海洋季風氣候，因此冬夏季溫差極大。集水區內之氣溫，由於受到海拔高度之影響，各地氣溫變化較大，全年氣溫溫差約在 12°C~26°C 間，年平均溫度約為 20°C，以每年元月氣溫為低，約在 12°C 左右、七、八月份最熱，氣溫可達 24°C~26°C；在濕度方面集水區內各月份之平均濕度約在 80%~88%，年平均濕度約在 84%，故集水區內之乾濕季節變化不甚明顯，氣候型態屬亞熱帶重濕氣候。而經由歷年觀測資料得知集水區內年平均降雨量約為 2350mm，多集中在夏季，自二月開始增加，至十月達到最高，而十一月至翌年一月為乾燥季節，降雨量小於潛在蒸發散量。石門水庫管理中心於集水區內另設置水位流量站五處，水文觀測站以觀測地面上之水文動態，包括水位、流速、流量、含砂量為主，各站每月施測二至三次(全年施測三十次)為原則。(一).霞雲站：流域面積 622.83 平方公里 (二).高義站：流域面積 542.03 平方公里 (三).玉峰站：流域面積 335.29 平方公里 (四).稜角站：流域面積 107.76 平方公里 (五).秀巒站：流域面積 115.93 平方公里。

2. 近年侵台颱風事件

本研究蒐集石門水庫集水區從 96 年至 98 年之颱風事件以及主要研究區域相關之累積雨量，做為後面研究討論之參考。

表 1.1 石門水庫集水區近年來颱風事件

颱風名稱	日期	強度	累積雨量			
			高義	巴陵	三光	玉峰
帕布	96.8.6~96.8.8	輕度	71	131	85.5	65
聖帕	96.8.16~96.8.19	強度	236	467	374.5	222
韋帕	96.9.17~96.9.19	中度	460	332	377.5	508
柯羅莎	96.10.4~96.10.7	強度	874	822	687.5	711
米塔	96.11.26~96.11.27	中度	79	118	84	74
卡玫基	97.7.6~97.7.18	中度	70	82	69.5	67
鳳凰	97.7.26~97.7.29	中度	239	277	215	135
如麗	97.8.19~97.8.21	中度	0	1	0	0
新樂克	97.9.11~97.9.16	強度	1085	1079	888	1096
哈格比	97.9.21~97.9.23	中度	16	39	11	3
薔蜜	97.9.26~97.9.29	強度	454	470	338	260
蓮花	98.6.19~98.6.22	中度	-	-	-	-
莫拉菲	98.7.16~98.7.18	中度	-	-	-	-
莫拉克	98.8.5~98.8.10	中度	-	-	-	-
芭瑪	98.10.3~98.10.6	強度	-	-	-	-

3. 水文站分布

本研究主要以巴陵攔砂壩為研究重點，而榮華壩視為下游之控制點，玉峰水位站視為上游流量來源之根據點，稜角水文站視為側入流量來源之根據點。下圖 1.3 為石門水庫集水區內水文站及攔砂壩的分布圖。

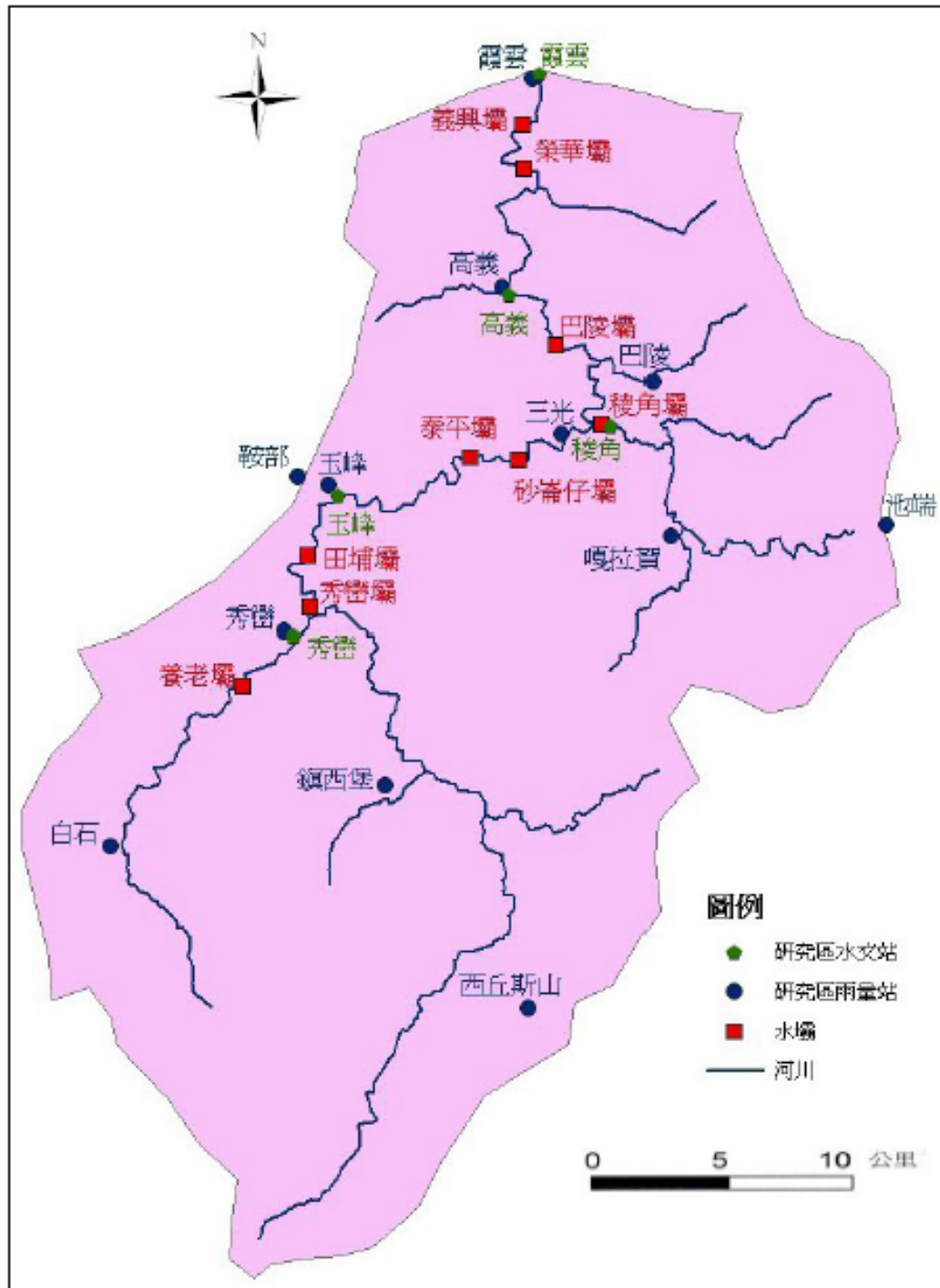


圖 1.3 石門水庫集水區內水文站及攔砂壩相關位置圖 (張明軒, 2005)

二、巴陵壩簡介

巴陵壩位於石門水庫上游約 25 公里之大漢溪主流上，為混凝土重力式攔砂壩，主要功能為攔砂，以減緩水庫之淤積量，保護水庫安全並延長其蓄水壽命。於民國六十一年二月興建，六十六年六月完工，長三十三公尺，寬八十公尺，壩高三十八公尺，原蓄砂量為一千零四十七萬立方公尺，迄毀損前已淤滿。其中，溢流頂高程為 527.5 公尺，基礎底板下河床標高為 502 公尺，河床坡度約 1.1%，淤沙坡度約 0.79%。

由於長期侵蝕，巴陵壩體基腳被淘空沖出裂縫，96 年 9 月 18 日韋帕颱風來襲，狂風暴雨挾帶大量上游崩落土石，巴陵壩體因不堪負荷而崩潰，有近三分之二面積遭沖毀，攔砂功能因而失效。這是國內首座崩壞的大型攔砂壩，巴陵壩攔下的砂石，潰壩後隨著溪水往下推移，然而上游河床因此下刷，造成距離巴陵壩上游約五百公尺之巴陵大橋情況危急。

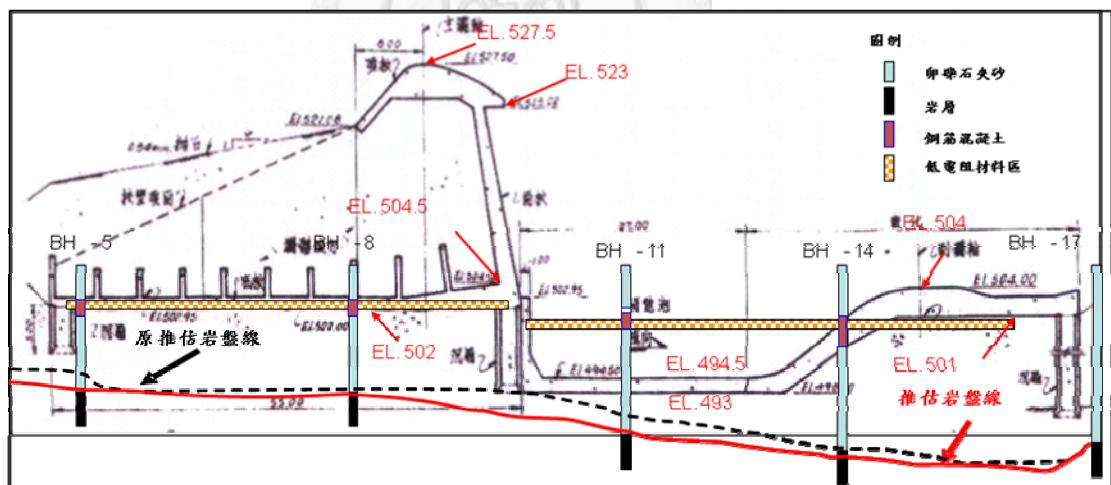


圖 1.4 巴陵壩體結構剖面圖 (陳仲德，2008)



圖 1.5 巴陵壩毀壞前



圖 1.6 巴陵壩毀壞後(96.10)



圖 1.7 巴陵大橋(96.10.4)



圖 1.8 巴陵大橋 (96.10.15)



圖 1.9 玉峰溪與三光溪匯流處(94.11)



圖 1.10 玉峰溪與三光溪交會處(99.3)

1.4 研究架構

本文全文共分為六個章節，簡述如下：

第一章「緒論」，敘述研究緣起及動機、目的以及介紹研究區域。

第二章「文獻回顧」，蒐集國內、外文獻，並將拆壩後河相變化、穩定指標比較、向源侵蝕理論及相關數值方法做文獻整理。

第三章「研究方法」，針對本研究之資料來源做交代，並且提出本研究所使用之方法如：穩定指標定義、闡述解析理論及選用之數值模式簡介。

第四章「結果分析及討論」，針對研究方法之結果做定量分析研究區域上游河床於潰壩後之變遷，並且利用討論侵蝕點位置的移動來了解向源侵蝕的行為。

第五章「結論與建議」，針對本研究之結果分析及討論做出研究結論以及給予後續研究者之建議。



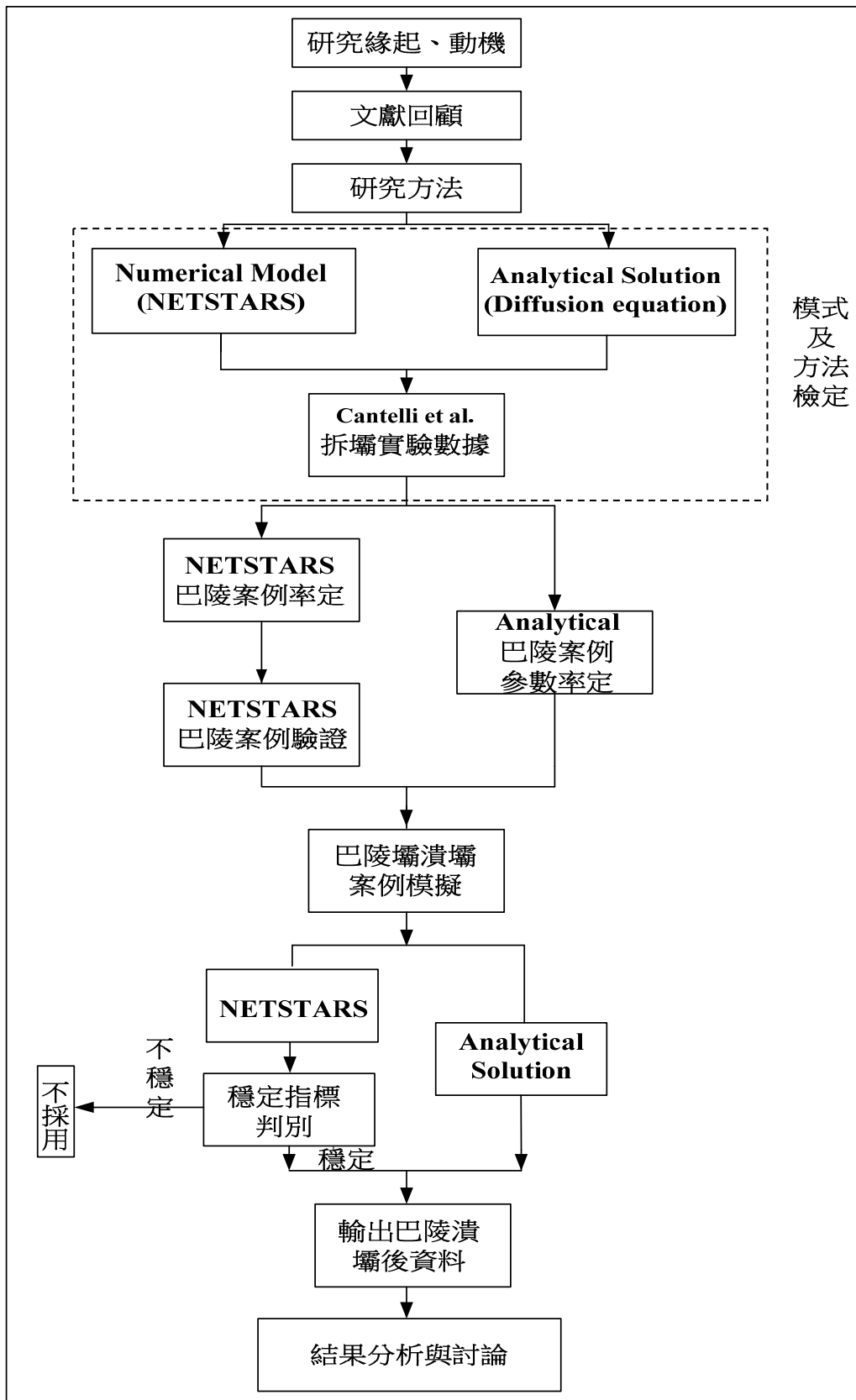


圖 1.11 研究架構流程圖

第二章 文獻回顧

2.1 拆壩對河相變遷的影響

Pizzuto(2002)，針對拆壩後的河相變化進行討論，並且指出在拆壩的起始的數個月內，劇烈的沖刷導致水庫上游區域的河岸坍塌，原本淤積的泥砂輸送至下游，隨著時間的演變經歷一到十年的時間尺度後，河床形成新的平衡狀態。圖 2.1 為一簡化表示拆壩後歷經時間變化，各段的河相變化。而對於拆壩後原本淤積的泥砂對於河相的變化探討，則必須先研究淤積泥沙的厚度及粒徑組成，而其中一個很重要的影響因素為壩高，如同圖 2.2 所示，當淤積泥沙的組成為粉土及黏土時，向源侵蝕(head-cutting)為主要的侵蝕機制；一般而言，低流量的狀態可以造成粉土及黏土組成的庫區淤積侵蝕運移，而粗顆粒在常流量的條件下不易移動，造成河床上坡度的不連續，形成所謂的跌水現象，在暴雨條件下形成的洪水事件，才能造成顆粒的運移。

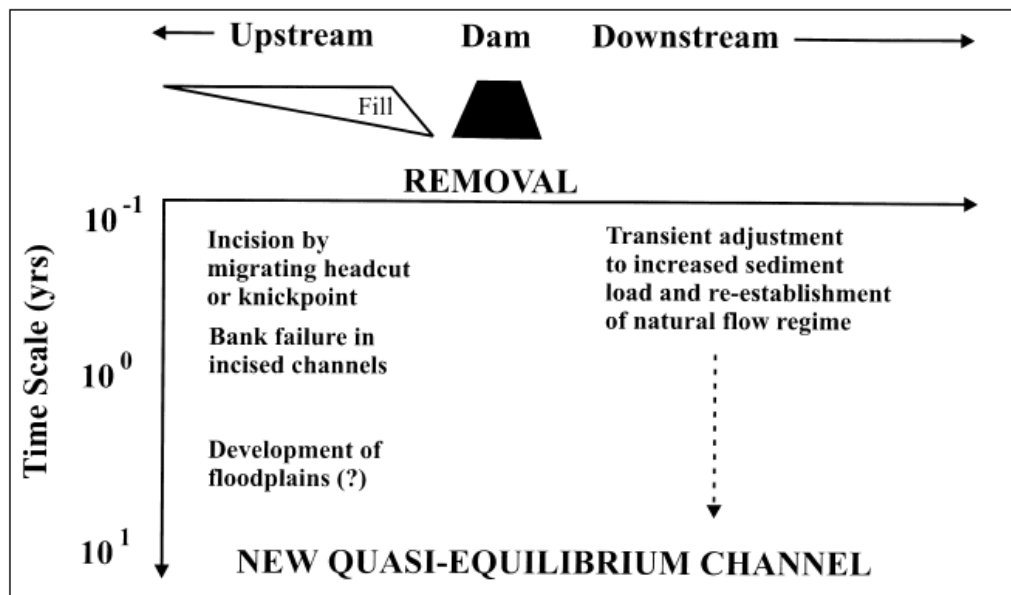


圖 2.1 拆壩後河床演變時間尺度示意圖

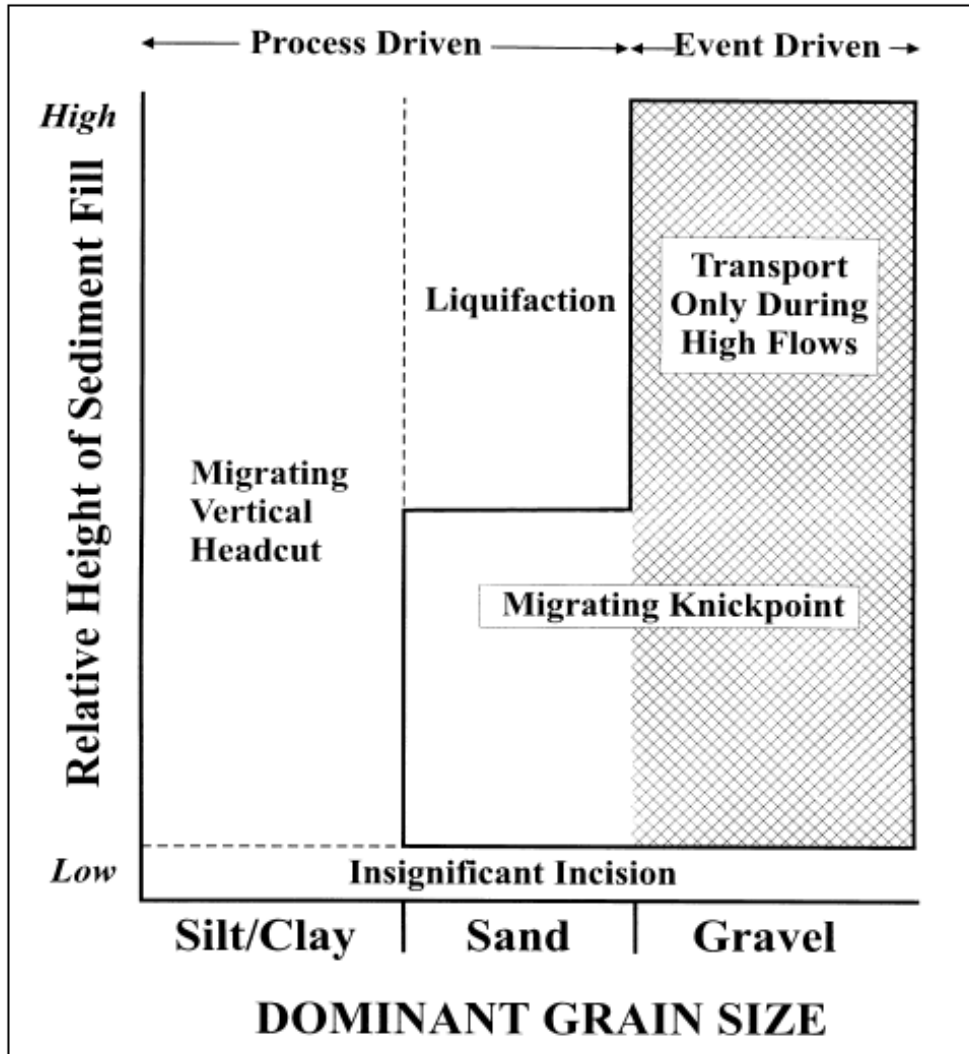


圖 2.2 壩高與淤積組成的關係與運移機制

Dolye et al.(2002)提出拆壩後河相變化的六個階段(6 Stage)，如圖 2.3 所示，利用 Simon and Hupp (1986)所提出的 CEM (channel Evolution Models) 應用到拆壩後河貌變化的分析，其中，A 階段為壩體未拆除的蓄水情形，有較下游河段寬廣的水面，也因為泥砂的淤積所以水深不大；B 階段為水壩拆除後的情形，水面的高度急遽下降；C 階段因為沖刷的原因造成河床下降，水流由 B 階段的寬廣分布集中至新形成的渠道中，由於水流集中造成的沖刷效果，河道進入 D 階段；D 階段渠道逐漸加寬加深，當河道加寬至 E 階段時，寬度變化則不再增加，輸砂運動也因為渠道再次寬淺化而產生淤積，河床底部逐漸升高；當到達 F 階段時，沖刷到下游河段的泥砂淤

積後，因為河床的冲刷切割，形成新的渠道，並與原有的河道形成二階的高灘地。

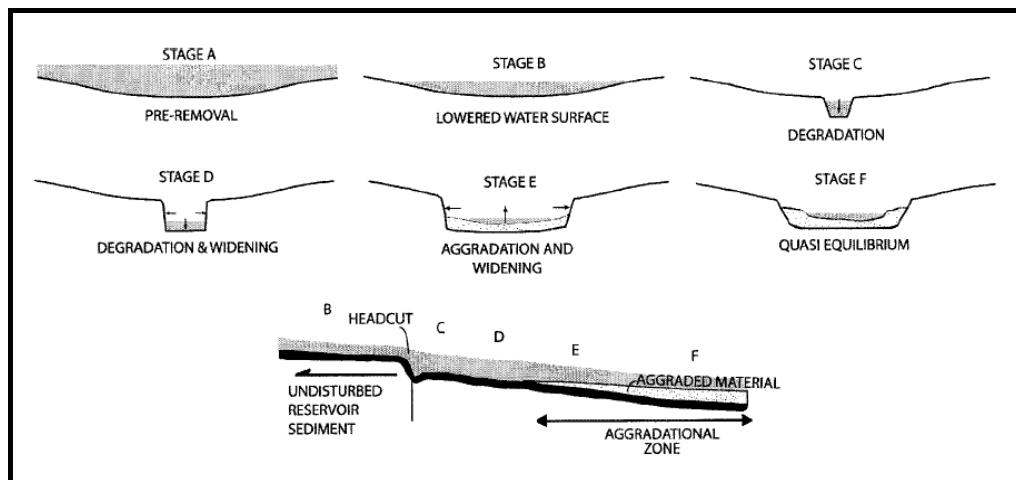


圖 2.3 低水頭水壩拆除後河床各階段變化示意圖

2.2 穩定指標

天然河川隨著水流輸砂能力、底床顆粒條件與邊坡抗沖力，以及來水來砂條件之變化做演變，然而，天然河川會自行利用水砂間的關係調整河床型態，使上游來水來砂順利通過河段到下游，整體來說，河川會趨向於近似沖淤平衡的狀態。Mackin(1948)對於平衡河流一詞定義為「一條河川會因流量或輸砂量之不同使其失去平衡，但經過一定的時間後，河流會利用調整床坡及沖淤變化，使河流逐漸回復平衡狀況，然而，當供砂量等於輸砂能力，河床高程淨變動量相當小時，則可視為平衡狀態。」除此之外，Lane(1995)以流量(Q)、坡度(S)、輸砂率(Qs)及中值粒徑(D₅₀)為變數來表示河川演變時之互動關係。在平衡狀態下，此四個變數維持著下列關係式

(1)，當沉積物粒徑越大、輸砂量越大則河川形貌呈現冲刷形態；反之，則呈現堆積狀態。示意圖如圖 2.4。

$$Q_s D_{50} \propto QS \quad (1)$$

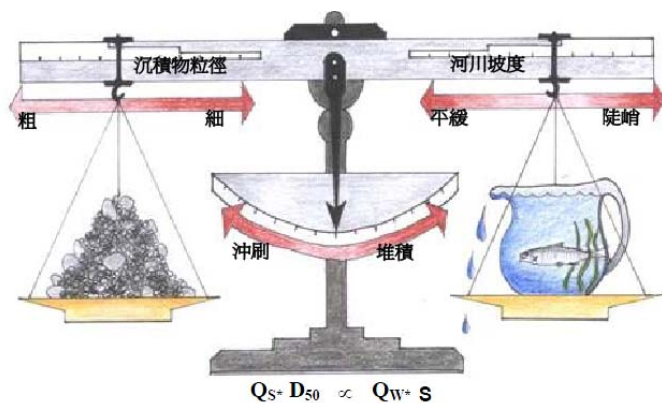


圖 2.4 Lane(1995)對沖積型河川穩定概念示意圖

由於在水流與河床地貌互相作用下，河川不斷地發生縱向的變形與橫向的變動，然而若想研究河床演變，其實有時不需要對河床變形做出精確的定量計算，而只需對於河床的穩定性做出一定性的分析，也因此各方學者也逐漸提出相關的概念(張書農、華國祥，1988)。但為了研究能有方便參考的指標，用一個定量的指標來說明河床穩定性程度的研究也相繼被提出；現有的河床穩定指標中，絕大多數的基本觀念是為一致，皆認為河床的縱向穩定性程度取決於水流對河床泥砂的作用力與河床抵抗力之間的對比關係，一般皆由下關係式為出發點去引申。 $K = \frac{\tau_c}{\tau}$ ， τ 為水流切應力、 τ_c 為泥砂啟動切應力。並且又可分為縱向穩定及橫向穩定來去探討，錢寧(1958)將各家學者對於河流穩定性指標的研究的公式彙整如表 2.1。由表 2.1，如其中分析對象為寬廣渠槽，則馬卡維也夫(1955)及伏喀蒂(1957)之結果會相似；若忽略容重變化，則馬卡維也夫(1955)及奧爾洛夫(1956)之結果會相似；因此除了雷布金以外，其他公式雖然形式上略有差異，但其中的主要觀念是一致的。

表 2.1 各家學者提出之河流穩定性指標及其物理意義

作者	穩定性指標	物理意義
洛赫欽 Ллохтнн	$K=D/\Delta h$, D 為床砂的平均直徑, Δh 為每公	泥砂對於水流的抵抗力($\sim D^3$)與水流的拖曳力($\sim D^2V^2, V^2 \sim S$)

(1903)	里內水位的降落。	的比值。
維立卡諾夫 Bennkahob (1955)	$K=D/S$	河流所具有的泥砂可動性與使河流處於動力平衡所需要的坡度的比值，與洛赫欽的指標具有同一形式，不過解釋略有不同。
維立卡諾夫 Bennkahob (1955)	$K=gD/V^2$ ， g 為重力加速度	考慮水流的拖曳力時，直接引用水流的速度，具有福祿數的形式。
馬卡維也夫 Makabeeb (1955)	$K=D/h S$	水流的深度也影響泥砂的輸送，在洛赫欽的處理中，應取 $V^2 \sim hS$ 。
伏喀蒂 Bogardi (1957)	$K=D/RS$ R=水力半徑	泥沙的啟動流速與 \sqrt{D} 成正比，而對於穩定的河渠說，真正的平均流速應與啟動流速成正比。
奧爾洛夫 Actpaxahueb (1956)	$K = \frac{(\gamma_s - \gamma_f) D}{\gamma_f h S}$ ， γ_s 及 γ_f 分別為泥砂及水的單位重	泥沙對於水流抵抗力與水流拖曳力的比值。
竇國仁 (1956)	$K = \frac{D}{V_0^2} + 0.107h$ ， V_0 為河底流(m/s)， h(m)，D(mm)	從泥沙啟動條件出發，考慮了水深對於啟動流速的影響。
雷布金 (1956)	$K = \frac{V_s}{\sqrt{ghS}}$ ， V_s =泥沙的沉速。	懸砂分佈公式中的指數。

Iljic (1903)起開始提出河川穩定性指標，並表示河床穩定程度取決於水流對河床的作用力與河床泥砂的抵抗力間的對比關係，提出一關係式用已代表河川穩定性的判別， $f1 = \frac{D_m}{S_w}$ ，其中， D_m 為平均底床粒徑(mm)， S_w 為水面坡降(‰)。一般而言， $f1$ 值越大表示河床越穩定，由於國外大量案例使用此指標值，故已可以將此指標值($f1$)歸納各種 $f1$ 範圍內的河床狀況如表 2.2，也因此，此指標值($f1$)成為目前國內最多研究使用來判斷穩定的指標值。

表 2.2 $f1$ 範圍對應不同河床狀況反應

$f1$ 值	河床狀況
$f1 < 1$	河床粒徑較細，經常發生泥砂運動，河床的演變速度也較快。
$f1 = 2 \sim 5$	河流整年都會經常發生推移載(bed load)運動，枯水季節只是少量的推移載(bed load)運動。
$f1 < 5$	垂直不穩定。
$f1 = 15 \sim 20$	河流將發生泥砂沿河底週期性移動，主要是汛期移動，非汛期幾乎沒有泥砂運動。

除此之外，錢寧(1958)提出對於一個處在準平衡(quasi-equilibrium)狀態的河流來說，河槽的挾砂能力就等於長期內流域所產生的底床質的數量，而決定河槽挾砂能力的水力指標，又是流域加諸於河槽的流量以及河槽的邊界條件所決定了的。因此，可用河槽挾砂能力的水力指標來說明沖積河流的相對穩定性。根據兩個具有代表性的推移質公式做研究如下：

1. 愛因斯坦從理論上推導，找出推移質的輸砂強度 ϕ 與水流強度間 ψ 成或然率的關係

$$1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-B\psi - \frac{1}{\eta}}^{B\psi - \frac{1}{\eta}} e^{-t^2} dt = \frac{A\phi}{1 + A\phi} \quad (1)$$

$$\text{其中：} \phi = \frac{q_B}{\rho_s g} \left(\frac{\rho_f}{\rho_s - \rho_f} \right)^{1/2} \left(\frac{1}{gD^3} \right)^{1/2} \quad (2)$$

$$\psi = \frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f} \frac{D}{SR'_b} \quad , \quad (3)$$

q_B = 推移質單位寬度輸砂率，以重量計

ρ_f, ρ_s = 水及泥沙的密度

g = 重力加速度

D = 泥沙的粒徑，如果是混合沙則採用 D_{35}

R'_b = 與泥沙顆粒所產生的阻力有關的水力半徑

A, B, η = 常數

2. 拜格諾(1956)闡明在各種不同的液體中，固體顆粒成規律的運動。他把泥沙的顆粒運動看成是顆粒與顆粒之間，以及顆粒與河床底部之間的剪切運動，這樣的剪切運動使水流中各泥砂層以及泥砂層與床面之間產生了一個與水流運動方向相垂直的分散力；其推導出的推移質輸砂公式如下：

$$\phi = 8.5B_b \left(\frac{1}{\psi'} - \frac{1}{\psi_c} \right) \left(\frac{1}{\psi'} \right)^{1/2}$$

$$\text{其中 } \psi' = \frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f} \frac{D}{SR_b}$$

R_b = 與河床上總體阻力有關的水力半徑

ψ_c = 泥沙啟動時的 ψ' 值，其中包括砂紋及砂丘的作用

$$B_b = \sqrt{\frac{2 \tan \alpha}{3C_D}} \quad , \quad \text{坡降較小時成立}$$

C_D = 泥沙顆粒的阻力係數

由於造床流量一般比年平均流量要大，在造床流量下，流速和輸砂率一般都很高，床面沙紋或沙丘不復存在，這時 $R'_b = R_b$ ， $\psi = \psi'$ 。天然河流一般既寬且淺，與河床阻力相當的水力半徑 R_b 就等於平均水深 h_0 ，在這種狀況下，沖積河流的穩定指標就變成 $K = \frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f} \frac{D}{hS}$ 。然而 $\frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f}$ 為一個常數，故可省略不計，最後可將穩定指標簡化成 $K = \frac{D}{hS}$ 。

其中： $D = D_{35}$ 粒徑組成 (mm)

h = 平均水深 (m)

S = 坡降 (%)

且指出可利用造床流量下的 $K = D/hS$ 作為河床穩定性指標，其中 D 為床砂組成(mm)， h 為平均水深(m)， S 為坡降(%)，並將此指標應用在黃河及長江流域判別其穩定性可得，長江漢口段比黃河下游更加穩定。

表 2.3 錢寧(1958) 應用穩定指標 K 值結果

河流	測站	H(m)	Q(cms)	h (m)	坡降 S	D_{35}	K 值
長江	漢口	25.35	43,500	17.75	0.0000136	0.223	0.924
荊江	觀音寺	41.80	37,000	13.25	0.00007	0.170	0.183
黃河	洛口	29.92	4,380	6.57	0.000107	0.051	0.072

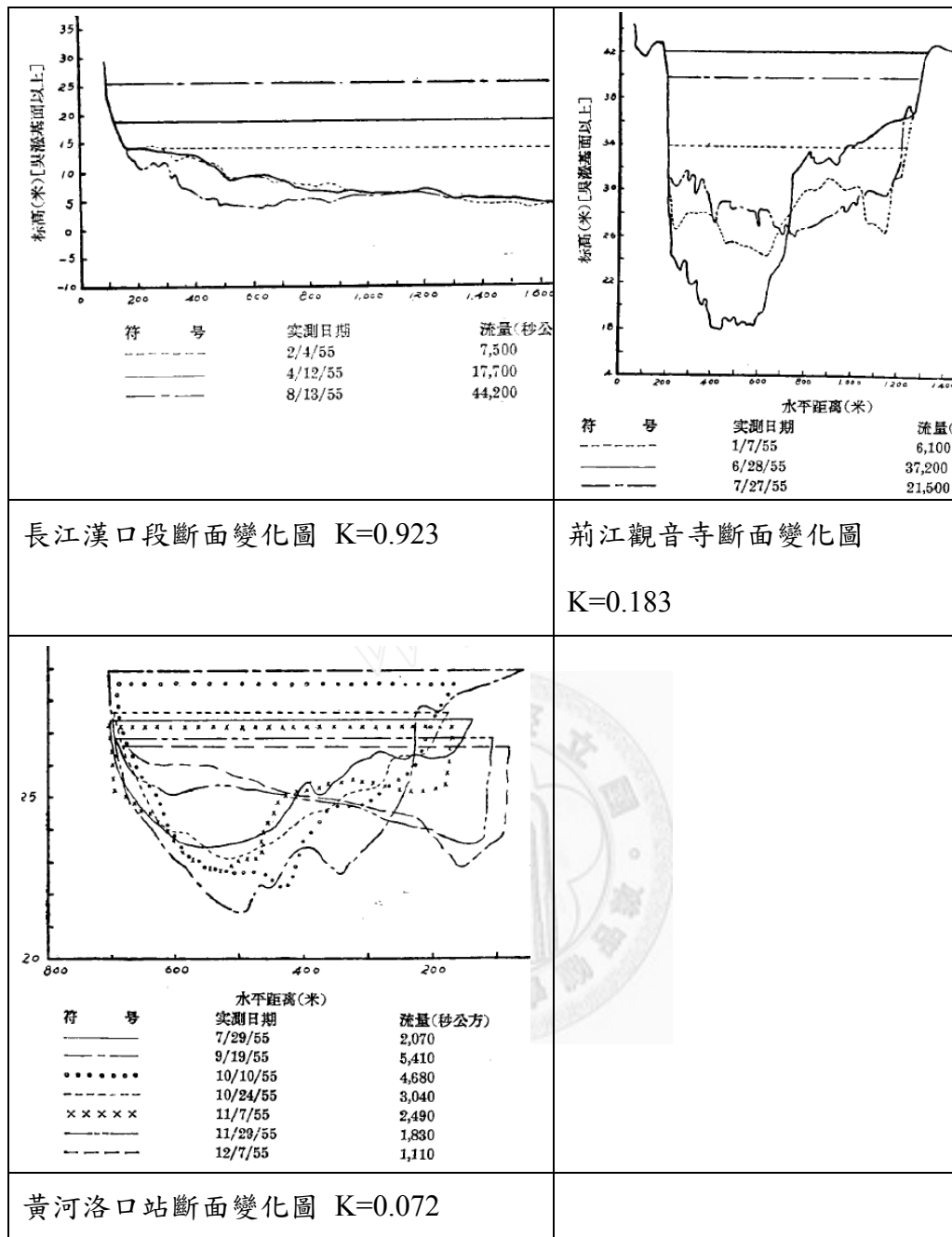


圖 2.5 錢寧(1958)應用穩定指標之案例

由上圖可觀察出，長江漢口段 $K=0.923$ ，其斷面的變化並不大，只有左岸有稍微的沖淤情形，呈現穩定狀；荆江觀音寺 $K=0.183$ ，其斷面雖有明顯的主深槽刷深的狀況發生，但河寬基本上並沒有太大的改變，呈現趨向穩定狀；黃河洛口站 $K=0.072$ ，其斷面的變化不但沖淤狀況明顯，河寬也擺盪不定，呈現非常不穩定狀。故單純由此三案例之穩定 K 值來判斷 K 值對穩定的範圍，可發現當 $K < 0.072$ 時，河段呈現非常不穩定的情況，而

當 $K > 0.923$ 時，河段呈現穩定狀，在這兩個值之間的 K 值則為河段趨向穩定中之狀態。但由於此穩定指標並沒有給定在某種河床狀況下 K 值的範圍，文獻的引用亦不夠歸納出，故並未被使用於本研究中。錢寧(1958)亦對「平衡」與「穩定」兩詞做定義上之區隔，提到平衡為一大範圍、長時間後河川會呈現的情況，但穩定是為一局部、短暫的河段表現且強調儘管在較長的時間以內河流是平衡的，而在較短的時間以內卻不一定是穩定的。為了說明清楚「平衡」和「穩定」的概念，錢寧(1958)利用下面兩個不同地點歷年河床的平均高程變化做解釋。圖 2.6 為荊江沙市河段歷年的河床平均高程演變圖，圖中很明顯的可以發現實線圈出的部分，河床上升的現象並不顯著，從這個角度來看，可稱此河段正處於平衡或準平衡狀態；但虛線圈的部分則因為某一場特大洪水事件，造成大幅度的沖淤行為，此則表示河段處於不穩定狀態。然而，圖 2.7 為美國威斯頓城附近的拜爾河近三十年的河床平均高程演變圖，由於人為商業化的行為，使得該河段在三十年內河床抬高約 2 公尺，由此可稱此河段為堆積型河流；可是觀察圖中的高程演變，逐月的河床沖淤變化的幅度卻很小，河槽的狀況卻是比較穩定。故由此兩張圖可以清楚的指出，荊江的河段過去三十年來雖處於平衡狀態，但卻因一場洪水事件，造成該河段呈現不穩定的狀態；而美國的拜爾河雖然屬於堆積河流形態，但河槽卻是比較穩定的，並沒有局部大幅度的沖淤情況發生。由上述，又再一次的證明，「平衡」及「穩定」兩詞為不同之外，兩者之間並無絕對的充要關係。

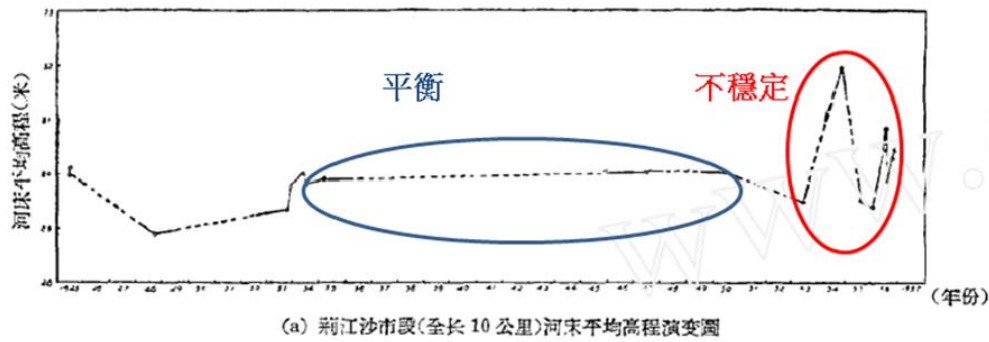


圖 2.6 荆江沙市歷年河床平均高程變化圖 (錢寧，1958)

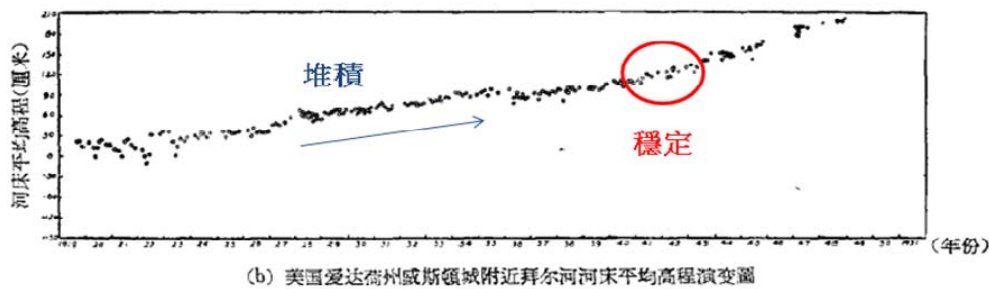


圖 2.7 美國愛達荷州歷年河床平均高程變化圖 (錢寧，1958)

總體來說，除了一些天然的和人為的干擾而發生劇烈變異的河段之外，只要所取的河段不是太短，所考慮的時間不是太長也不是太短，一般來說，世界上許多河流都是處在平衡或準平衡的狀態。另一方面，即使在一段平衡的河流上，在不同的時間、不同的地點，仍然存在著一定的沖淤變化，如果和水深比較起來，這樣沖淤變化的幅度相當大，所以從整體的觀點來看，河段固然是平衡的，但從局部的觀點來看，河段卻不一定是穩定的。

楊志達(1976)發表「最小單位河流功率理論 (Minimum Unit Stream Power)」，此理論說明當一個動態系統達到他的平衡狀態時，其能量消散率會成最小值，而這個最小值取決於系統的限制。對於一已知河寬的均勻河流來說，因為泥砂傳輸可被省略，故可以指考慮到水的能量消耗，而單位

重量的水耗能率為 $\frac{dY}{dt} = \frac{dx}{dt} \frac{dY}{dx} = VS = \text{unit stream power}$

其中：

Y=單位重量的水的潛能

V=平均水體流速

S=能量坡降

本研究將利用楊志達的最小單位河流功率(unit stream power)做為判識模式是否穩定輸出的工具，由於 $f1$ 值有大量文獻統計出不同 $f1$ 值所對應的河床狀況，為了使計算出的穩定值能直接了解相對的河床狀況，於本研究中將利用 Jloxtnh (1903) 的 $f1$ 值做為判斷河床穩定的指標值。

表 2.4 穩定指標比較

	Jloxtnh (1903)	Yang C.T (1976)
物理	泥沙對於水流的抵抗力與水流的拖曳力	單位重量水的能量消耗率
意義	表明局部的、暫時的相對變異幅度	當系統達平衡狀態時，能量消耗率呈最小值
指標	$f1 = D_{50}/S_w$ D_{50} ：平均粒徑(mm) S_w ：水面坡降(%)	$\omega = V S$ V ：流速(m/s) S ：水面坡降(%)
判斷	穩定 (局部) $f1$ 越大 越穩定	平衡 (大尺度) ω 越小 越平衡
優點	有大量文獻歸納，給定穩定範圍值相對應的河床狀況 台灣目前眾多研究使用	較易判別趨近於一最小值

2.3 評估拆壩之數值分析方法

現今有許多數值軟體可以分析河道泥砂運移狀況，然而於拆壩案例中，下表為本研究蒐集到文獻有使用於分析拆壩後河道狀況的數值軟體。

表 2.5 拆壩數值模式功能比較表

		EFA1D	HEC- RAS 4.0	DREAM	FLUVIAL -12	NETSTARS
維度	一維	○	○	○	○	
	擬似二維					○
水理 模組	亞臨界流	○	○	○	○	○
	超臨界流	○	○	○	○	○
	定量流	○	○	○	○	○
	變量流	○	○	○	○	○
	迴水演算	○	○	○	○	○
	主支合流	○	○	○		○
	主支分流					○
輸砂 模組	懸浮載與推 移載 分離	○	○	○	○	○
	床質級配	○	○	○	○	○
	護甲作用	○	○			○
	非均勻沈澱	○	○	○		○
	岸壁沖刷 輸砂量			○	○	

Chang(2008)研究美國加州 Ventura River 上的 Matilija 壩拆除後砂石在下游河道與水庫裡堆積的改變，該研究以 FLUVIAL-12 為研究工具，研究顯示，其模擬結果與美國墾務局的測量數據相當接近；並且指出拆壩後上游泥砂會被帶至下游，然而主要的泥砂來源不只是原本蓄積於壩體上方的泥砂，還有從上游集水區河川本身的輸砂量；最後並提出，欲模擬拆壩案例的數值模式必須為邊界也可沖刷的模式。

Cui et al. (2003)發表一個適用於拆壩案例的軟體，其全名為「Dam Removal Express Assessment Model (DREAM)」，此模式分為兩個部分，第一部分 DREAM-1 為模擬水庫中非黏性砂石之拆壩研究；第二部分 DREAM-2 則針對比較偏向黏土的水庫砂石來做模擬。兩個部分皆為一維模式，且針對拆壩後的泥沙沖淤情形加以分析，第一部分模式透過一連串實驗室實驗驗證之(Parker G, 2003)；第二部分則是以自然地形地貌來進行驗證。



2.4 向源侵蝕之理論

關於河床沖淤變化的理論分析，Culling(1960)首先提出河床沖刷的擴散方程式(diffusion model)。Culling(1960)假設輸砂量與河床坡度間之關係可類比熱傳導之費克定律(Fick's Law)，則由輸砂連續方程式可得一擴散方程式。至於床梯(bed-step)的動床分析，Heede(1967)曾調查科羅拉多的Manitou 實驗林中，河床床梯之向源沖刷現象，此外，Begin(1980)利用擴散方程式解析床梯之向源侵蝕現象。Jaramillo(1983)也利用擴散方程式解析自由跌水時所造成崖頂的向源沖刷。黃世村(1992)提出一控制河床沖淤變化的非線性波動模式，當流況趨近於臨界條件時則可簡化為非線性擴散模式；利用以上所提出之沖淤模式，經線性簡化後以數值方法解析床梯的運移特性，並依此兩線性模式解析溯源沖刷現象。其假設河道蜿蜒不明顯，河床粒徑分佈均勻，無遮蔽效應(hiding effect)及護甲現象(armoring effect)，並且考慮水流為穩定流，寬深比夠大(水力半徑 R =水深 h)，方程式如下：

水流部分：

$$\text{連續方程式：} \quad u \frac{\partial h}{\partial x} + h \frac{\partial u}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

$$\text{動量方程式：} \quad u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g \frac{\partial z}{\partial x} = -g \frac{u^3}{C^2 q} \quad (2)$$

沈載部分：

$$\text{連續方程式：} \quad \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial G}{\partial x} = 0 \quad (\text{含孔隙率}) \quad (3)$$

$$\text{輸砂關係式：} \quad G = au^b \quad (\text{含孔隙率}) \quad (4)$$

其中， u ：水深平均流速

h ：水深

g ：重力加速度

z ：底床高程

C ：Chezy 係數

q：單位寬度流量

G：單位寬度輸砂量

a、b：待定係數

將式(4)代入式(3)，並對 x 偏微分得：

$$\frac{\partial^2 z}{\partial x \partial t} + abu^{b-1} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + ab(b-1)u^{b-2} \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2 = 0 \quad (5)$$

設 $k = \frac{C^2 qbG}{3u^3}$ ，de Vries 所推導之砂波擾動速度：

$$V_c = \frac{bG}{h(1-Fr^2)} = C_3 \quad (6)$$

將式(1)到式(6)整理後，可將波動方程式表為

$$\frac{\partial z}{\partial t} - \frac{k}{C_3} \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial t} - k \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = 0 \quad (7)$$

由於 k 為流速 u 的函數，故式(7)為非線性波動方程式。當 Fr^2 趨近於 1 時， C_3 趨近於無窮大，此非線性波動方程式可簡化為非線性擴散方程式：

$$\frac{\partial z}{\partial t} - k \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = 0 \quad (8)$$

若流況為均勻流，亦即流速 u 可視為常數 u_0 ，則 k 為定值，上式(8)更進一步簡化為線性擴散方程式：

$$\frac{\partial z}{\partial t} - k \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = 0 \quad (9)$$

文章中更進一步的利用式(9)推導出一解析解，用以解釋河床變動的現象，方程式如下

$$z_1 = z_0 \left[1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{k_1}{k_2}\right)^{-1/2}} + \frac{1}{1 + \left(\frac{k_1}{k_2}\right)^{-1/2}} \operatorname{erf} \frac{|x|}{2\sqrt{k_1 t}} \right], \quad x \leq 0$$

$$z_2 = z_0 \left[1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{k_1}{k_2}\right)^{-1/2}} - \frac{1}{1 + \left(\frac{k_1}{k_2}\right)^{-1/2}} \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{k_2 t}} \right], \quad x \geq 0$$

除此之外，利用物理實驗模型與解析結果相互驗證，最後得出結果：當床梯附近水面曲線為第一類(M1)時，床梯運移可以線性波動模式模擬；當床梯附近水面曲線為第二類(M2)時，由於床梯運移之非線性行為相當明顯，線性模式無法充分描述床梯之運移；當床梯附近產生臨界流況時，短期的向源冲刷現象可以線性擴散方程式模擬，但長期則因流況的明顯改變使線性擴散方程式不再適用。故於本研究中，將利用擴散方程式來解析上游河床變動的情況。

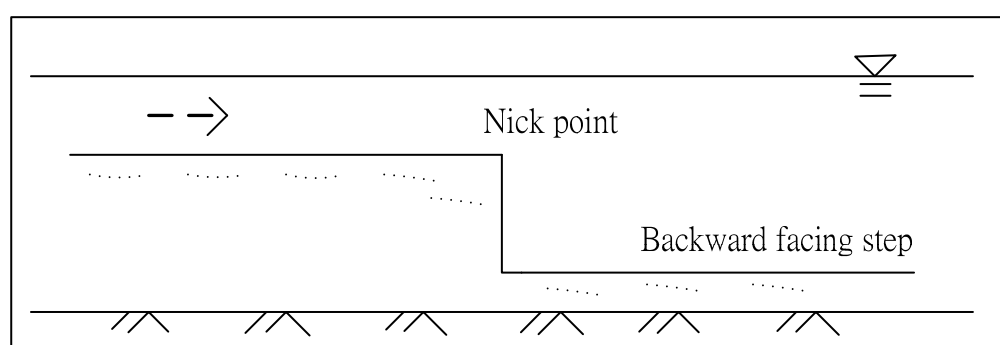


圖 2.8 黃世村(1992)床梯示意圖

Capart et al.(2009)利用擴散方程式為模式去導出一個向源侵蝕的解析解，為了能運用至許多實際案例內，除了討論無限長度的渠道案例之外，也討論近似於實際情況的有限長度渠道案例，並利用移動邊界的觀念，使複雜問題中的非線性方程式線性化，此移動邊界的觀念為，當跌落點(knick point)之坡度大於 S_{min} (起動坡度)後，才會參與擴散方程式，亦即才有輸砂行為，否則上游的坡度不會參與擴散方程式，上游不會被刷深。文中亦利用物理模型實驗去驗證此解析解，如圖 2.10 表現出的結果也很好。

無限渠道案例

$$z_{b1}(x, t) = -S^{down} x + \frac{(S^{down} - S^{up})\lambda}{ierfc(\lambda)} \sqrt{Dt} ierfc\left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}}\right)$$

$$z_{b2}(x, t) = -S^{up} x$$

$$z_b(x, t) = \min\{z_{b1}(x, t), z_{b2}(x, t)\}$$

有限渠道案例

$$z_{b1}(x, t) = z_0 - S^{down}(x - x_0) + B\sqrt{Dt} ierfc\left(\frac{x - x_0}{2\sqrt{Dt}}\right) - B\sqrt{Dt} ierfc\left(\frac{2x_R - x_0 - x}{2\sqrt{Dt}}\right)$$

$$z_{b2}(x, t) = z_0 - S^{up}(x - x_0)$$

$$z_b(x, t) = \min\{z_{b1}(x, t), z_{b2}(x, t)\}$$

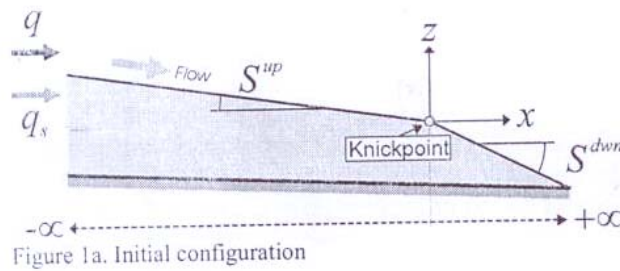


圖 2.9 初始床型示意圖

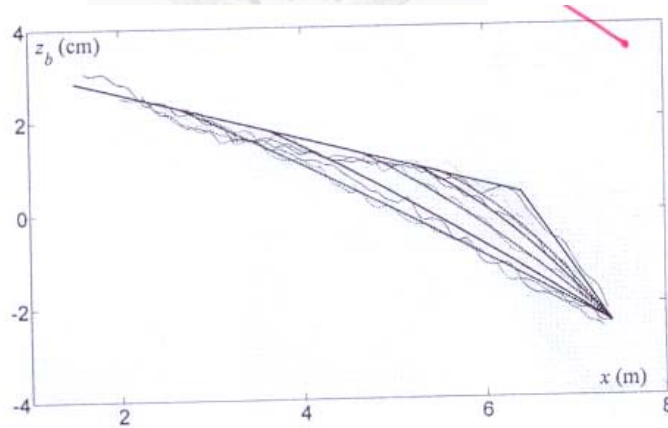


圖 2.10 有限渠道案例物理模型與解析解結果比較圖

第三章 研究方法

向源侵蝕是指河川因為地形的變化而使侵蝕的基準面下降，由於河床坡度變大，流速加大，使得侵蝕作用加強，剛開始在河流的下游發生侵蝕，然後漸漸向上游發展，即所謂「向源侵蝕」。為了能清楚的闡述石門水庫上游巴陵壩潰後，巴陵壩上游河段向源侵蝕之行為，本研究將利用數值模式(NETSTARS)以及理論解析(Analytical Solution)兩種方法去做模擬及探討。在探討巴陵壩潰壩案例之前，先利用 Cantelli et al. (2004)拆除壩體後上游河道變遷行為之實驗結果去做數值模式(NETSTARS)及理論方法檢定，再利用大漢溪上游實際的地文及水文量測值(由經濟部水利署提供)與數值模式及解析解做率定驗證之外，並利用時間單位(小時)模擬巴陵壩潰壩後三個月內之底床變化，探討巴陵壩上游五公里內不同時間下之向源侵蝕行為。

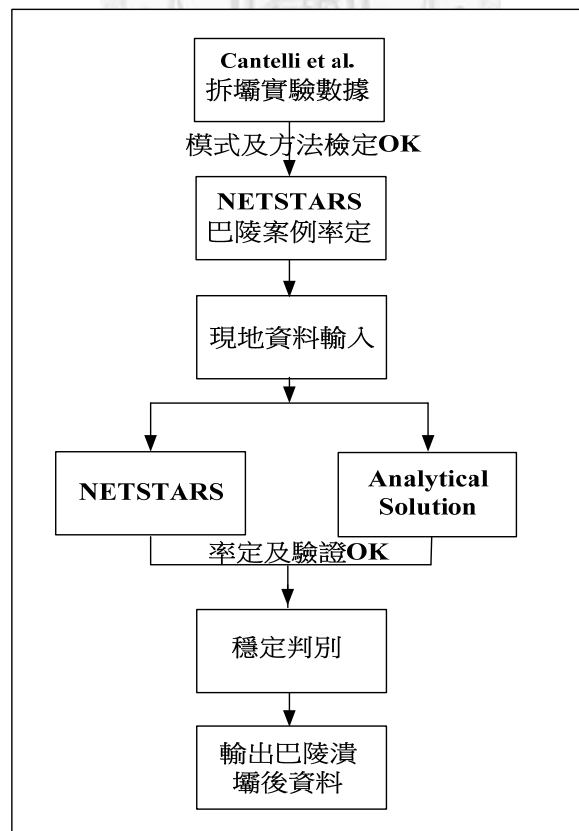


圖 3.1 研究方法流程簡圖

3.1 現地資料來源

一、粒徑資料來源

粒徑級配資料可用以判定河床質的特性及代表粒徑，本研究蒐集之採樣資料係由經濟部水利署委託測量單位量測之河床粒徑資料，且提供採樣結果進行分析。採樣孔之選定方法為人工判視能代表該斷面河床質之實際情形及參考歷年流路變化，選定於較穩定之河槽進行採樣；採樣方法則為明坑採樣，以人工或機械挖掘 1 立方公尺之採樣坑，進行野外粗顆粒分析及實驗室細顆粒分析；最後經由粒徑分析結果，繪製粒徑級配曲線圖，進而讀取代表粒徑值，做為數值模式(NETSTARS)之底床粒徑輸入值。

表 3.1 粒徑資料來源

量測時間	量測範圍	量測單位
96.7 ~ 96.9	泰崗溪白石溪匯流口至大漢溪 霞雲溪匯流口下游取樣 26 處， 泰崗溪取樣 2 處，白石溪取樣 2 處。	巨廷工程顧問 股份有限公司
97.11 ~ 97.12	(278680,2723043)->(287563,27 43109)	交通大學
98.2 ~ 98.3	羅浮橋上游(287199,2743581) 至司馬庫斯大橋上游 (281160,2722519)	成功大學

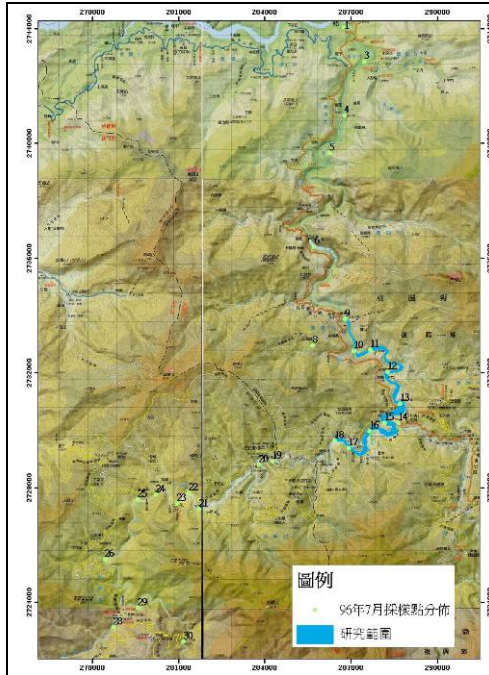


圖 3.2 96.7-9 底床質採樣位置

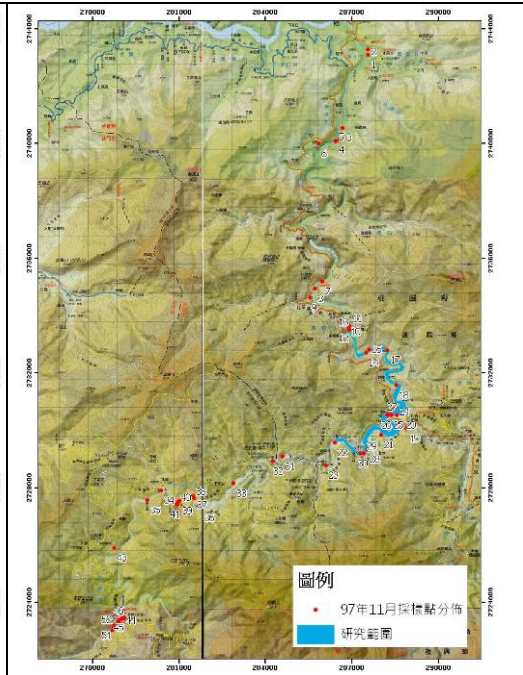


圖 3.3 97.11-12 底床質採樣位置

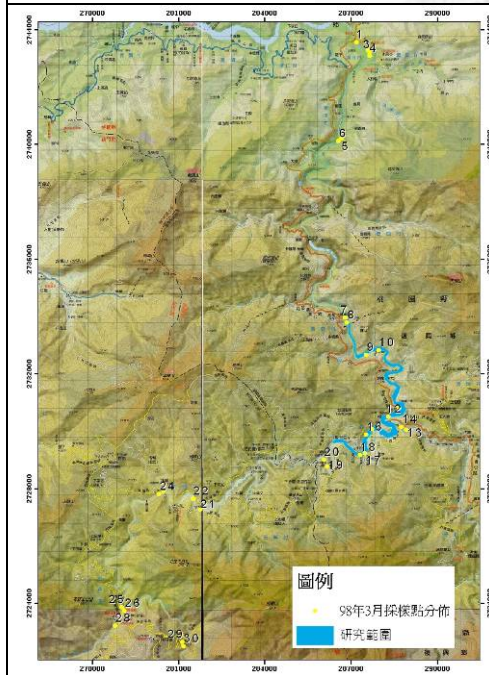


圖 3.4 98.2-3 底床質採樣位置

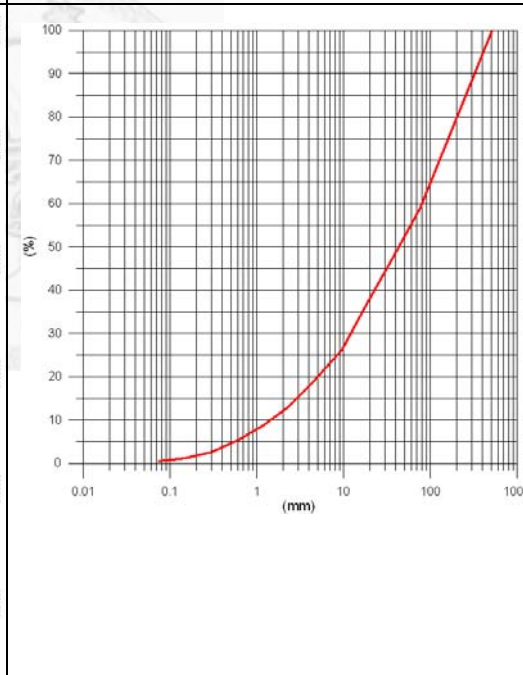


圖 3.5 底床質粒徑曲線代表圖

二、斷面資料來源

為了數值模式(NETSTARS)輸入所需，需要不同時間點研究區域沿程的大斷面測量資料，做為初始地形建置及模式率定驗證之資料。其資料格式為(x,z)，其中 x 為距左岸之距離，z 為底床高程，蒐集到的資料如下圖所示。由於蒐集到的資料格式與數值模式(NETSTARS)輸入之格式不同，故在輸入前須先確定，x 座標從左岸開始。

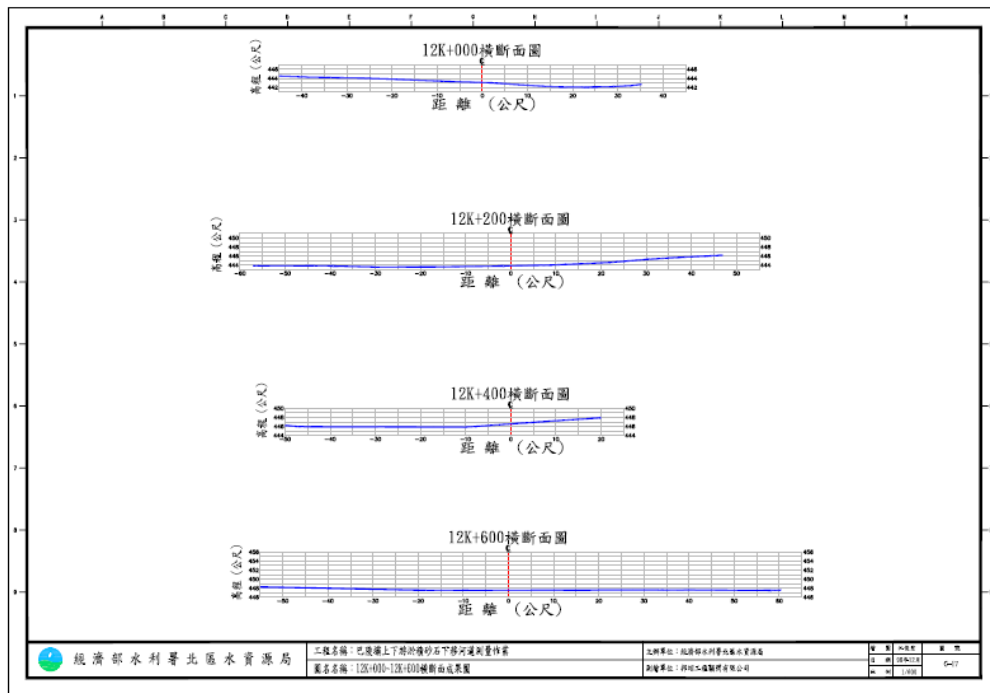


圖 3.6 橫斷面資料代表圖

表 3.2 河川斷面資料來源

量測時間	量測範圍	報告書	測繪單位
96.6 ~ 96.12	自台 7 線 19K 羅浮橋附近，往上游至涵蓋桃園縣及新竹縣之大漢溪中上游河道兩岸，司馬庫斯及養老	高台水庫可行性規畫-替代石門水庫供水水源工程規劃河道斷面測量成果報告書	巨廷工程顧問公司 萬象測量工程有限公司
96.11 ~ 97.1	巴陵防砂壩址起向下游 5 公里、向上游 5 公里區域內之沿線帶狀地區，其帶狀長度合計約 10 公里	巴陵壩上下游河道斷面測量作業成果報告書	佳昇工程管理顧問股份有限公司
97.6	大漢溪巴陵壩上、游各 5 公里	石門水庫上游主流攔砂壩淤積測量成果報告書	建安工程顧問有限公司
98.1	巴陵壩上游 5 公里至義興壩下游 1 公里區域內之沿線帶狀地區，其帶狀長度合計約 26 公里	巴陵壩上下游河道淤積砂石下移測量作業成果報告書 (第一次)	翊邦工程顧問有限公司
98.8 ~ 98.11	巴陵壩上游 5 公里至義興壩下游 1 公里區域內之沿線帶狀地區，其帶狀長度合計約 26 公里	巴陵壩上下游河道淤積砂石下移測量作業成果報告書 (第四次)	翊邦工程顧問有限公司

3.2 模式及方法檢定方法

所有之研究方法由上三小節為了在模擬本研究巴陵壩潰壩案例前，能確定本研究使用之數值模式以及解析解適用，在研究前先利用學者 Cantelli et al. (2004)所做的拆壩實驗數據，對本研究的研究工具(NETSTARS)及理論方法，先做一個檢定的動作。Cantelli et al. (2004)為利用各種不同的定量流實驗情況，闡述拆壩後，向源侵蝕及上游河道下切的狀況。設置一長 14 公尺、寬 0.61 公尺及高 0.48 公尺的等寬矩形渠道，初始床坡為 1.8%，泥沙比重 2.67， $D_{50}=0.8\text{mm}$ ， $\sigma_g=1.71$ 。實驗條件：流量為 $0.3 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ ，輸砂量為 $2 \times 10^{-3} \text{ kg}/\text{s}$ ，採用單一粒徑曲線。實驗模擬案例有十個，而本研究選擇文章中有發表實驗模擬結果的 Run6 做為模式方法(NETSTARS)及理論方法的率定案例。其實驗照片如下：

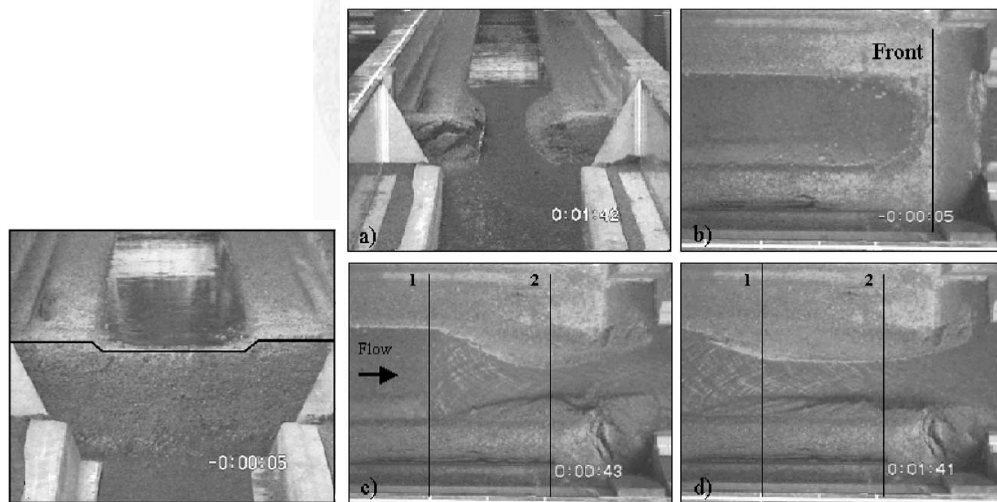


圖 3.7 Cantelli et al. (2004)實驗室物理模型模擬拆壩案例之圖集

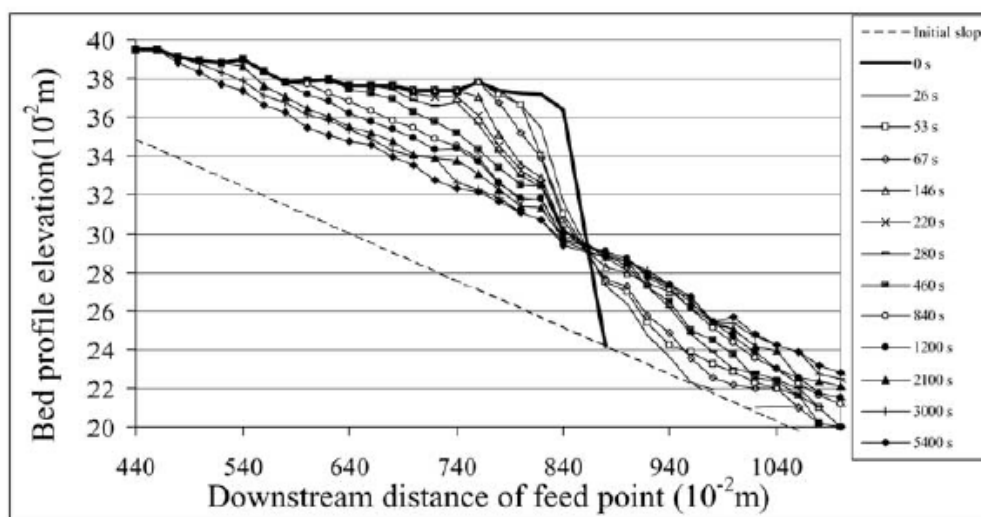


圖 3.8 Cantelli et al. (2004) Run6 實驗結果

數值模式(NETSTARS)與理論方法在此實驗結果的率定下，皆有良好的模擬結果，詳細敘述及結果於 4.2 節討論之。

3.3 穩定指標分析方法

整體來說，除了一些天然或人為的干擾而發生劇烈的變化的河段外，只要所取的河段不是太短，所考慮的時間間隔既不是太長也不是太短，一般來說，世界上許多河流都是處在平衡或準平衡(quasi-equilibrium)的狀態。另一方面，即使在一段平衡的河流上，在不同的時間，不同的地點，仍然存在著一定的沖淤變化。「如果沖淤變化的幅度相當大，則從整體觀點來看河段固然是平衡的，而就局部而言，卻不一定是穩定的。所謂沖積性河流的穩定指標，就是用來表明這種局部的、暫時的相對變異幅度，而不是用來闡明一條河流是否處在平衡狀態。」(錢寧，1958)對於穩定指標的選擇及探討，本研究提出兩種不同的穩定性指標(Jloxtnh (1903) f_1 值及 Yang(1979)最小單位河流功率 ω 值) 去做闡述及比較兩者之適用性，以下為兩者的理論介紹：

Yang(1976)以深槽、淺灘地貌、河流幾何型態、泥砂運動和沖積河流水力學等多方面去論證，河流水力要素中有主導作用的是「單位重量水的能量消耗率」。並提出當一個動態的系統到達其平衡的狀態時，其能量消耗率會成最小值。對於一個已知河寬的均勻河流來說，單位重量的水的能耗率為 $\omega = \frac{dY}{dt} = \frac{dx}{dt} \frac{dY}{dx} = VS = \text{unit stream power}$

其中：

Y=單位重量的水的潛能

t=時間

V=平均水體流速

S=能量坡降

最小單位河流功率理論(minimum unit stream power)= $V_m S_m = \text{a minimum}$
 m 代表經由最小單位河川能量所獲得的值。對於定量等速流(steady flow)來說，能量坡降可由水面坡降所代替去計算之。於本研究中，將利用 ω 值做為判識數值模式(NETSTARS)輸出是否呈現震盪的指標，當 ω 趨近整個研究時間尺度的最小值時，及判別為河床到達動態平衡，即表示模式輸出不再呈現震盪，已可以正常的表現動床變化。

Hloxtnh (1903)起開始提出河川穩定性指標，並表示河床穩定程度取決於水流對河床的作用力與河床泥砂的抵抗力間的對比關係，提出一關係式用已代表河川穩定性的判別， $f1 = \frac{D_m}{S_w}$ ，其中， D_m 為平均底床粒徑(mm)， S_w 為水面坡降(%)。本研究將以 $f1$ 值用來表示河床的穩定狀況，並經由文獻上歸納出的 $f1$ 值範圍，為河床狀況做分類及定義。

3.4 數值模式分析方法

一、模式簡介

NETSTARS (Network of Stream Tube model for Alluvial River Simulation) 是一個可用於模擬辮狀河系及水庫沖淤變化的擬似二維沖淤模式，為李鴻源等 (1996) 所發展。本模式在處理沖淤問題時，係採分離演算模式，將水理及輸砂分開計算，然其架構以 GSTARS 模式為主，網路之水理計算部份並結 BRALLUVIAL 及 CHARIMA 兩模式；而網路之輸砂計算則配合節點處輸砂量守恆的原則及泥沙連續方程式來推估底床的沖淤變化。沖淤模式部份，引用了 GSTARS 流管的概念，在每一流管中做一維演算，故兼具一維及二維的優點；除此之外，BRALLUVIAL 及 CHARIMA 模式分別為定量流及變量流水理輸砂模式對河川做沖淤模擬。

NETSTARS 模式可用於長、短期洪水演算及底床沖淤模擬，分離成水理演算及輸砂演算兩個步驟完成了底床沖淤的模擬，其中，水理演算可利用逐時的流量及水位紀錄作為邊界條件及進行檢定參數工作，並參考 GSTARS 模式引用的流管概念，依等輸水能力計算各流管邊界以劃分流管，然後在每一流管中在進行輸砂演算，每一演算時距完成後水位、底床型均更新一次。另外，也利用 GSTARS 的篩選(Sorting)及護甲(Armoring)的功能，並可用於非均勻砂演算。然而，在輸砂演算方面可選擇不同的輸砂公式去計算，並因其總輸砂量分開為懸浮載(Suspended load)與推移載(Bed load)分別計算，故可模擬懸移載的運移。

模式應用的範圍極廣，舉凡主支流、複雜河系、陡緩坡、定量流之水躍、超、亞臨界流及變量流之亞臨界流況之水理及相對應底床沖淤特性均可模擬，並可藉由流管之重新分配反應河床橫斷面之不規則變化。本模式係將地文及水文資料輸入後，利用節點處理對整個河川系統做模擬，由節點(nodes)連接許多河段(links)可形成河川網路系統(或辮狀河系)，同時也透

過節點傳遞各河段的水理及輸砂特性做進一步演算。水理演算部份可採用定量流演算及兩種不同的迴水演算(分別命名為甲、乙)，基本上在每一斷面均假設糙度係數為定值且不隨橫向位置而變；下游邊界條件主要以固定水位歷線為主，在有側流匯入時，於匯入點輸入流量歷線，演算之 Δt 可依需要在輸入檔內隨特定演算時間改變其值之大小。輸砂算部份也提供河床質載計算(即總輸砂量)及推移載計算共七種不同的公式可利用，且均可由泥沙起動條件控制各公式所算的輸砂量值。

模式之假設及限制：

- 1.對河川蜿蜒橫斷面上因二次流作用造成之泥沙偏向分佈的情況不適用。
- 2.對河川橫向及垂直向之二次流無法模擬。
- 3.河床床形變化也不做預測。
- 4.在水理計算中，斷面浸水區均假設為動床部份，所以在每個時區每個流管的浸水區內底床做均勻的沖淤變形，並藉由每個演算時距內重新計算流管邊界來反應不均勻的底床橫向變化。
- 5.由於總輸砂量公式只適用於輸砂平衡之狀況下，為反映懸浮質運動的機制，本模式將懸浮質運移行為從總輸砂量公式中分離出來，以較合乎懸浮載運動現象之對流擴散方程式來模擬，可以模擬懸浮載在不平衡狀況下之濃度變化。
- 6.糙度係數的表示可由資料檔輸入設定，也可用河川流量的函數計算代替，或由半經驗公式計算求得，在缺乏資料時可先由公式計算其概略值在行檢定或修正。
- 7.若要求精度高而調小 Δt 時，所有演算所使用的邊界條件，程式會在歷線資料內自動做線性內插計算。

二、模式理論基礎

(一) 水理模擬

水理模擬有定量流、變量流演算及迴水演算(甲)、(乙)四種方法；定量流演算係根據一維能量方程式配合節點連續關係差分聯立求解水位及流量值；變量流演算則係根據 de Saint Venant 之一維渠道變量流連續及動量方程式再配合節點連續關係，利用普里斯蒙四點差分法求解各時段及地點水位及流量值，因在單一河道模式中，每一計算點只與上、下游兩相連的計算點相關，故可利用雙掃法來計算求解；迴水演算(甲)、(乙)方法係均根據一維能量方程式先求解單一河道水位，其中，迴水演算(甲)利用非稜柱型渠道試誤步推法、迴水演算(乙)與迴水演算(甲)類似，但在水躍發生時則採用動量方程式求解，而後再由節點水位修正流量法則，並據此計算整個河系的水位及流量，此時節點所連接的河道水位應趨於一致。其控制方程式如下：

$$\text{連續方程式：} \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$

$$\text{動量方程式：} \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right) + gA \left(\frac{\partial y}{\partial x} \right) + gAS_f - u \cdot q = 0$$

$$\text{能量方程式：} \quad \frac{d}{dx} \left(y + \alpha \frac{Q^2}{2gA^2} \right) = -S_f$$

其中：

A=河道通水橫斷面積

Q=流量

u=側流量在主流方向的流速

t=時間

x=沿水流方向之水平座標

q=單位河斷長度之側流量

α = 動量修正係數

g = 重力加速度

y = 水位

$S_f = \left(\frac{Q|Q|}{K^2} \right)$ ，摩擦(能量線)坡度

K = 輸水容量

= (1) Manning :

= (2) Chezy :

= (3) Darcy-Weisbach :

R = 水力半徑

f = Darcy-Weisbach 糙度係數

n = Manning n 值

C = Chezy 係數

(二) 輸砂模擬

輸砂模擬採取擬似二維的流管概念是本模式的一大特色，首先以等流量分配的方式將河道畫分成所指定數目的流管，再於各流管中分別進行輸砂演算，以表現出斷面橫向上的沖淤變化。由於天然河川泥沙運動種類依性質可分為推移載、懸浮載及沖洗載，其中推移載及懸浮載合稱為河床質載，即總輸砂量，與河床變動有關，則沖洗載因以懸浮型態輸送，存在底床之量極小，可視為不參與床型改變之量並忽略之。各流管採用的控制方程式包括泥砂連續方程式、輸砂公式及懸浮質對流延散方程式。實際運用時可視需要以及現場可獲得基本資料的多寡，選擇下列二種演算方法之一進行演算。

1.總輸砂量公式計算。

2.推移載、懸浮載分離計算（泥沙連續方程式+對流延散方程式）。

模式中提供多種目前較常使用的輸砂公式，可依模擬河段的特性及輸砂公式的適用範圍適當地加以選擇。泥沙連續方程式及對流延散方程式表示如下：

$$(1-p) \frac{\partial A_d}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \sum_{k=1}^{N_{size}} q_t C_k + \frac{\partial Q_b}{\partial x} = q_{sl}$$

$$\frac{\partial(C_k A_t)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (C_k q_t) = \frac{\partial}{\partial x} (A_t k_x \frac{\partial C_k}{\partial x}) - a - b C_k + (h k_z \frac{\partial C_k}{\partial z}) \Big|_r^l$$

其中：

A_d ：流管內單位長度底床泥砂淤積量，

q_t 各流管之流量，

C_k 為粒徑組 k 之懸浮載濃度，

Q_b 為流管內推移載輸砂量，

A_t 為流管之通水斷面積，

k_x, k_z 為縱向及橫向延散係數，

h 為水深，

a, b 為懸浮載源的係數，

l, r 代表左、右岸。

將泥沙連續方程式經有限差分後，可計算出底床變動量；對流延散方程式則採用分離運算子法(split operator approach) 將方程式分為對流(convection)、縱向延散(longitudinal dispersion)、橫向延散(horizontal dispersion)及反應項(source term)四部份，再個別採用適當的數值方法加以

求解，以求得渠床的沖淤變化、輸砂量及懸浮載濃度...等。

至於活動層及護甲效應的部份，本模式參照 Bennett& Nordin 所提供之活動層及不活動層概念來執行護甲效應演算，程式處理時在每個流管內由輸入之可沖刷深度大小作為活動層厚度，淤積時若超過此活動層厚度，則部份活動層轉為不活動層，而活動層仍為可沖刷深度；沖刷時若所需沖刷深度大於可沖刷深度，則沖刷深度以可沖刷深度計算，下一個時階計算時再將活動層調回可沖刷深度，然而沖刷極限值可在資料輸入及程式運算過程加以控制之。本模式中可由使用者自行定義活動層為底床最大粒徑之某個倍數。

三、模式輸出

經由水理輸砂演算之模擬結果，模式可以輸出研究河段內每一個斷面之底床最低點高程(或平均底床高程)與各斷面的流速、水位、底床值中值粒徑、底床載及福祿數等資料，利用這些模擬結果即可進一步計算出河床穩定性指標值，以便做後續的研究分析，除此之外，亦可利用模式輸出，觀察沿程的河床高程或水位的變化，以及輸砂量的變化，以便做整個研究區域的相關資料參考。

四、模式率定及驗證

本研究數模率定案例簡述如下：以民國 96 年 6 月即巴陵潰壩前之資料作為初始地型輸入資料，依據玉峰水文站及榮華壩之時流量及時水位，作為模式輸入的上下游邊界，另有稜角水文站之時流量作為測流之輸入條件，模擬潰壩後研究區域的底床變化情形，並且對數模各項參數進行率定。此外，由於時流量資料之龐大，若全數輸入計算將浪費大量模式運算之時間，為讓程式計算有效率，本研究在模式驗證的部分，選取超過造床流量

(20cms)之逐時流量做為輸入之邊界條件。所謂造床流量係指在此流量下渠道才有輸砂行為的產生，在台灣一般採用 2~5 年重現期洪水流量代表之。

(一)初始河道斷面資料

採用 2007 年由經濟部水利署水利規劃試驗所委託巨廷工程顧問有限公司規劃，萬象測量工程有限公司執行並測繪的「高台水庫可行性規畫-替代石門水庫供水水源工程規劃河道斷面測量成果報告書」之資料作為初始河道橫斷面之輸入，並由榮華壩為下游邊界，斷面編號自下游遞增至上游，每個斷面之間距約為 200 公尺，共 85 個斷面。

(二)初始底床質資料

採用與河道斷面資料同一本報告書之資料(巨廷，2007)之河床質現地調查成果，作為初始底床質輸入資料，並採用研究區域之採點約 5 處作為輸入之粒徑曲線輸入代表。

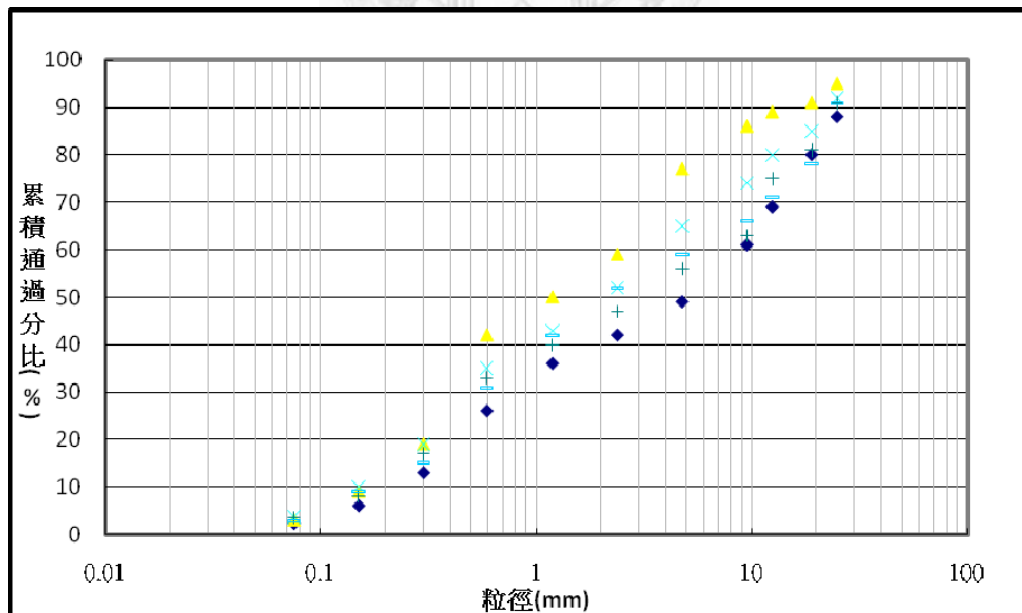


圖 3.9 輸入粒徑曲線分佈圖

(三)上游入沙濃度

根據經濟部水利署於民國 95 年「水庫集水區崩塌地潛勢分析及崩塌地土方量估算之研究(3/3)」之報告中估算玉峰及稜角站之迴歸公式(如下表 X)作為上游及側流輸砂濃度(tons/day)輸入。其中，形式為 $Q_s = \alpha Q^\beta$ 。

表 3.3 水位站迴歸公式(單位 tons/day)

水位站	迴歸公式
玉峰站	$79.49 Q^{1.989}$
稜角站	$97.63 Q^{1.908}$

(四)上游邊界條件

以農工中心提供之玉峰流量站民國 96 年 9 月 18 日 15 時至 96 年 12 月 31 日之時流量資料作為模式率定之上游邊界輸入條件；並以 97 年 1 月 1 日 0 時至 97 年 6 月 30 日大於造床流量(20cms)之時流量資料作為模式驗證之上游邊界輸入條件。

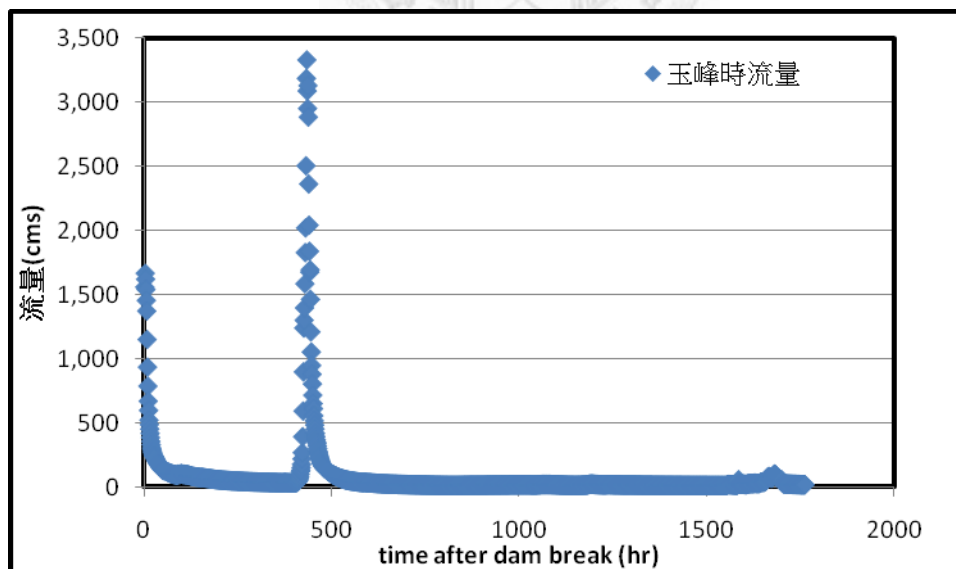


圖 3.10 模式率定輸入上游流量歷線

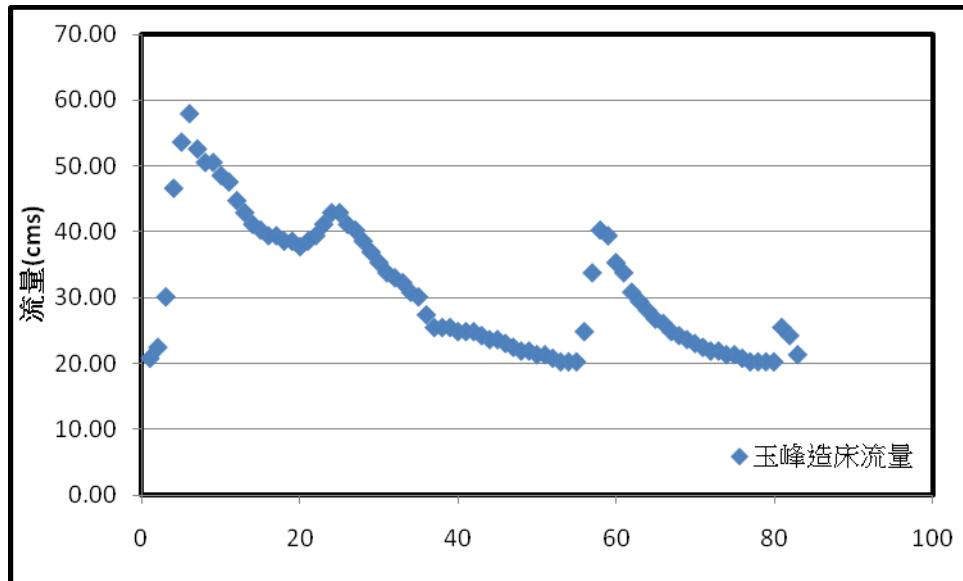


圖 3.11 模式驗證輸入上游流量歷線

(五)下游邊界條件

以石門水庫管理中心提供之榮華壩民國 96 年 9 月 18 日 15 時至 96 年 12 月 31 日之時水位作為模式率定的下游邊界輸入條件；並以 97 年 1 月 1 日 0 時至 97 年 6 月 30 日對應上游流量輸入之時水位做為模式驗證的下游邊界輸入條件。

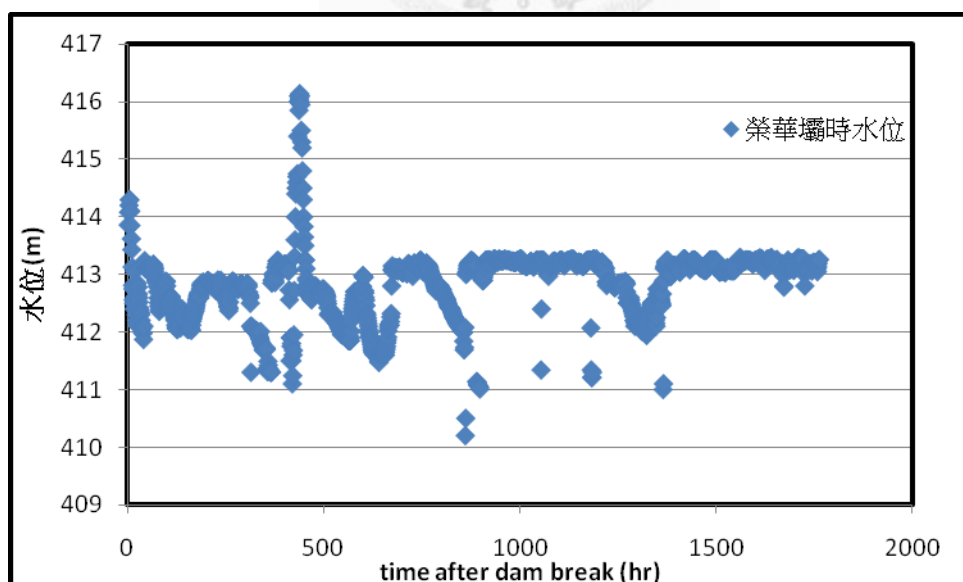


圖 3.12 模式率定輸入下游水位歷線

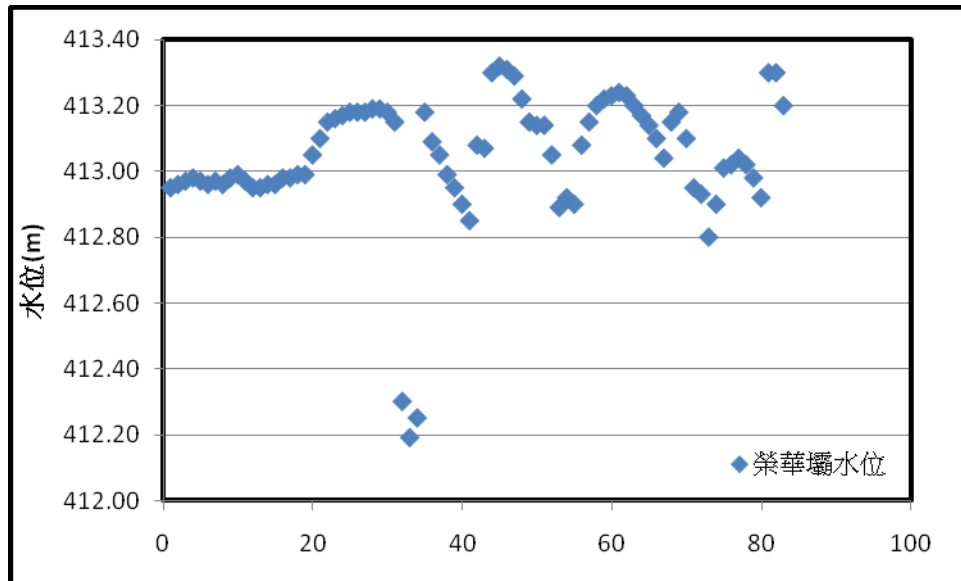


圖 3.13 模式驗證輸入下游水位歷線

(六)側入流

於巴陵壩上游約 1.5 公里處，有一支流(三光溪)匯流，由稜角水文站民國 96 年 9 月 18 日 15 時至 96 年 12 月 31 日之時流量資料作為模式率定側入流量輸入條件；並以 97 年 1 月 1 日 0 時至 97 年 6 月 30 日對應上游流量輸入之時流量做為模式驗證的側入流量輸入條件。

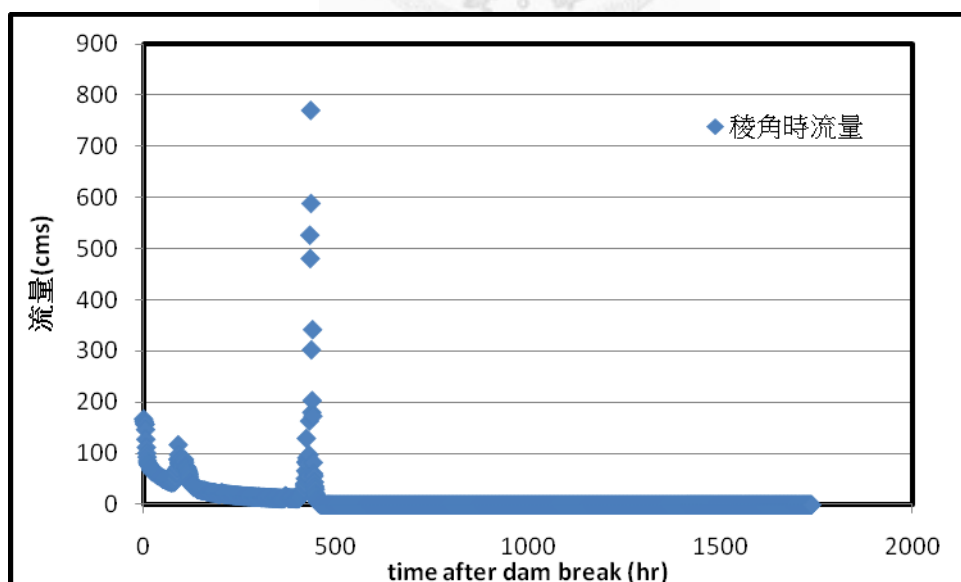


圖 3.14 模式率定輸入側流流量歷線

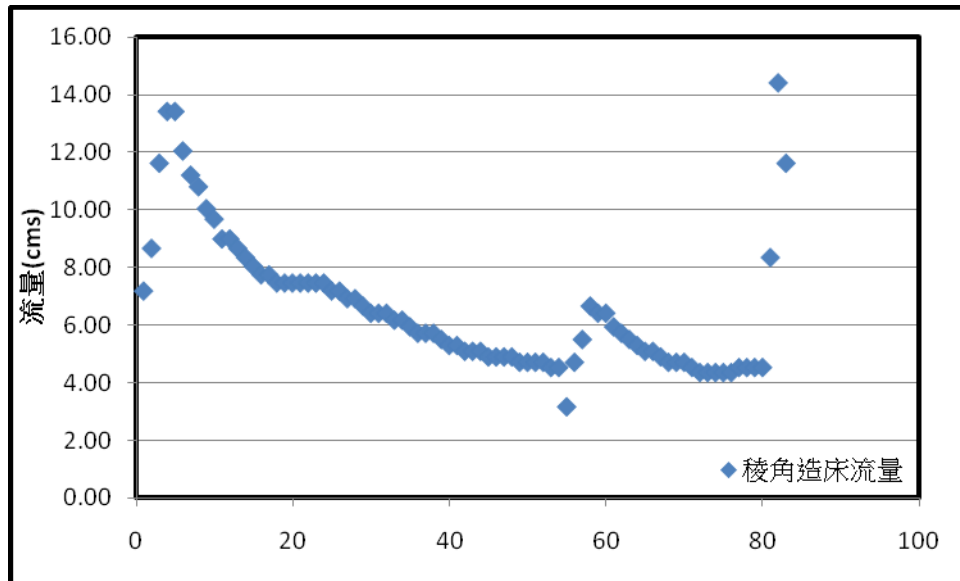


圖 3.15 模式驗證輸入側流流量歷線

(七)檢定之斷面資料

採用「巴陵壩上下游河道斷面測量作業成果報告書」(佳昇工程顧問股份有限公司, 2008)之斷面量測資料作為模式率定的河道橫斷面檢定, 其中量測完工時間為民國 97 年 1 月; 此外採用「石門水庫上游主流攔砂壩淤積測量成果報告書」(建安工程顧問有限公司, 2008)之斷面測量資料作為模式驗證的河道橫斷面檢定, 其中量測完工時間為民國 97 年 6 月。

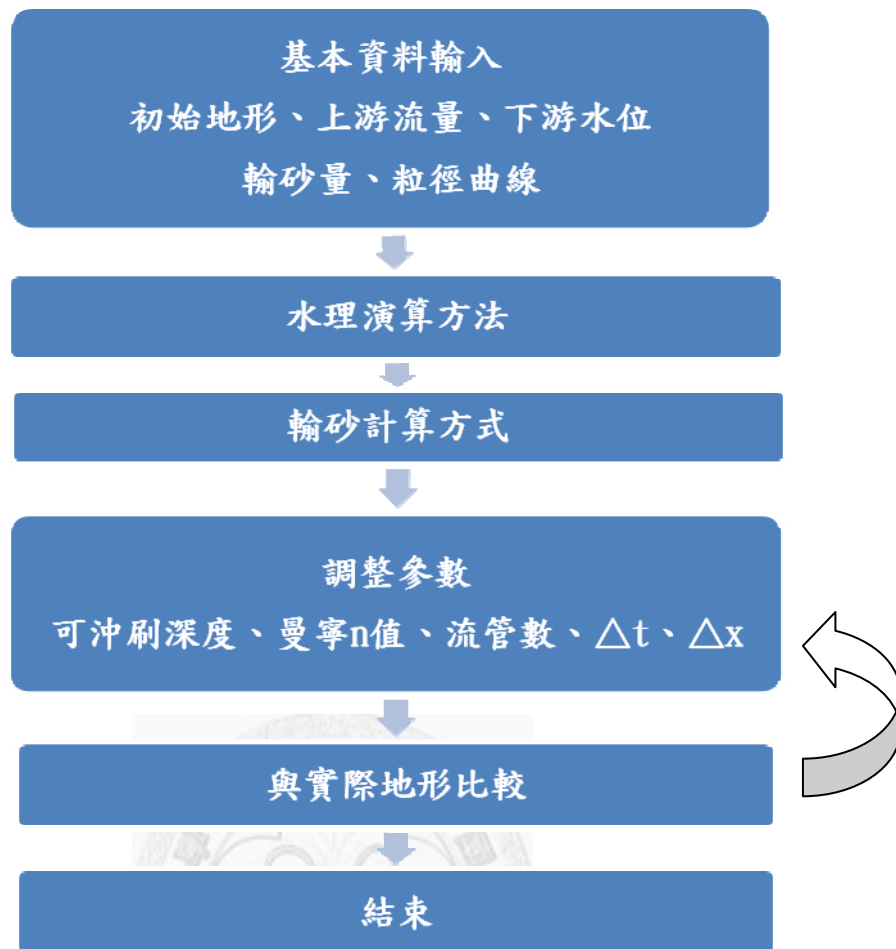


圖 3.16 NETSTARS 率定驗證流程圖

3.5 解析理論分析方法

向源沖刷現象的產生主要是由於床梯(bed step)附近水面線產生嚴重束縮，造成床梯附近有接近臨界流況的產生，而使床梯附近局部沖刷明顯，使能量向上游傳遞。故欲分析潰壩後上游河段向源侵蝕的現象，在理論的部分，可利用擴散方程式去加以簡化及說明(黃世村，1992)。

經由對本研究案例之了解，初始地形之壩體上游及下游各有一個坡度，分別為 S^{up} 及 S^{down} ，除此之外，有壩體的存在，使初始地形有一壩體高度 H 之影響，因此，在本研究之解析部分，利用擴散方程式為線性方程式可疊加的特性，將上述之兩種理論做合併，得到一個適用於本研究案例之方程式。如以下所述：

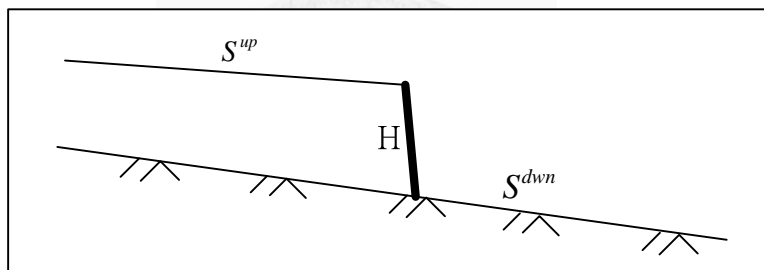


圖 3.17 本研究之初始地形示意圖

方程式之假設與限制：

1. 上游流量與輸砂量成一比值，簡化河道額外的淤積及沖刷問題。
2. 假設河道上的顆粒皆可移動
3. 坡度太大及太小皆不適用
4. 粒徑條件影響不大
5. 有護甲層的河道不適用
6. 常流量較不適用
7. 單一河段，無支流

一、當上游流量為定量流(steady flow)時，

$$\text{擴散方程式：} \quad \frac{\partial z}{\partial t} - D \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = 0 \quad , \quad -\infty < x < \infty \quad (1)$$

其中：

$$z = F(x, t, D, H)$$

H：壩高

D：擴散係數=kq

q：單位河寬流量

$$\text{初始條件：} \quad Z(x, t) = \begin{cases} H + z_0 - S^{up}(x - x_0), & x_L \leq x < x_0 \\ z_0 - S^{down}(x - x_0), & x_0 \leq x \leq x_R \end{cases} \quad (2)$$

因線性方程式可疊加(Superposition)，故可視初始條件為

$$Z(x, t) = z_1(x, t) = \begin{cases} H \\ 0 \end{cases} \quad (3) \quad + \quad z_2(x, t) = \begin{cases} z_0 - S^{up}(x - x_0) \\ z_0 - S^{down}(x - x_0) \end{cases} \quad (4)$$

先將式(3)、式(4)視為不同案例分別解析後，再行疊加得本研究最後之解析解。

$$(一) \quad z_1 = \begin{cases} H, & x < 0 \\ 0, & x \geq 0 \end{cases} \quad \text{案例}$$

$$\text{初始條件：} \quad z_1 = \begin{cases} H, & x < 0 \\ 0, & x \geq 0 \end{cases} \quad , \quad t=0 \quad (3)$$

其中：

z_1 ：床梯高程

H：初始壩高

首先，將參數(z, x, t, D, H)無因次化分析後得到

$$\frac{z}{H} = f\left(\frac{x}{\sqrt{Dt}}\right) \quad (5)$$

$$\text{令 } \xi = \frac{x}{\sqrt{Dt}} \quad , \quad \text{故 } z = Hf(\xi(x, t)) \quad (6)$$

再將式 (6) 分別對 t 及 x 微分，

$$\frac{\partial z}{\partial t} = H \frac{df}{d\xi} \frac{\partial \xi}{\partial t} = H \frac{df}{d\xi} \left(-\frac{1}{2} \frac{x}{\sqrt{Dt}} \frac{1}{t} \right) \quad (7)$$

$$\frac{\partial z}{\partial x} = H \frac{df}{d\xi} \frac{\partial \xi}{\partial x} = H \frac{df}{d\xi} \frac{x}{\sqrt{Dt}}$$

$$\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = H \frac{d^2 f}{d\xi^2} \frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{1}{\sqrt{Dt}} = H \frac{d^2 f}{d\xi^2} \frac{1}{Dt} \quad (8)$$

將式(7)、式(8) 代回式(1) 並將此 PDE 轉為 ODE 做計算，

$$\frac{\partial z}{\partial t} - D \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = -\frac{1}{2} \frac{H}{t} \xi \frac{df}{d\xi} - \frac{DH}{Dt} \frac{d^2 f}{d\xi^2} = 0$$

$$\frac{d^2 f}{d\xi^2} + \frac{1}{2} \xi \frac{df}{d\xi} = 0 \quad (9)$$

令 $g(\xi) = \frac{df}{d\xi}$ 將二階 ODE 式(9) 轉為一階 ODE 式(10)

$$\frac{dg}{d\xi} + \frac{1}{2} \xi g = 0 \quad (10)$$

$$g(\xi) = C \exp\left(-\frac{1}{4} \xi^2\right) \quad (11)$$

其中：C 為一積分常數。

利用 error function 定義為 $erf(y) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^y \exp(-\eta^2) d\eta$ (圖 3.19 為示意圖，

其中 η 為任意值)，將式(11)積分後可得

$$f(\xi) = \int g(\xi) d(\xi) + B = A erf\left(\frac{1}{2} \xi\right) + B \quad (12)$$

其中 A、B 為待定係數

根據擴散方程式 x 之範圍可得兩個邊界條件：

$$f(-\infty) = 1, \quad f(\infty) = 0 \quad (13)$$

因為 $erf(\pm\infty) = \pm 1$ ，將式(13) 代入 式(12)可得 $A = -1/2$ ， $B = 1/2$

$$\text{因此， } f(\xi) = \frac{1}{2} - \frac{1}{2} erf\left(\frac{1}{2} \xi\right) = \frac{1}{2} erfc\left(\frac{1}{2} \xi\right) \quad (14)$$

其中： $erfc(\eta) = 1 - erf(\eta)$ (圖 3.20 為示意圖其中 η 為任意值)

最後將式(14) 代回式(5) 即可得方程式

$$z_1(x, t) = \frac{H}{2} erfc\left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}}\right) \quad (15)$$

$$(二) \quad z_2 = \begin{cases} z_0 - S^{up}(x_0 - x), & x < 0 \\ z_0 - S^{dwn}(x - x_0), & x \geq 0 \end{cases} \quad \text{案例}$$

$$\text{初始條件：} \quad z_2(x,0) = \begin{cases} z_0 - S^{up}(x - x_0), & x_L \leq x < x_0 \\ z_0 - S^{dwn}(x - x_0), & x_0 \leq x \leq x_R \end{cases}, \quad t=0 \quad (4)$$

其中：

z_2 : 河床高程

S^{up} : 渠道初始的上游河床坡度

S^{dwn} : 渠道初始的下游河床坡度

x_0, z_0 : 為跌落點(knick point)的座標

x_R, x_L : 上下游邊界座標

並且假設其初始上游及下游坡度分別小於及大於最小門檻坡度，

$$S^{up} < S_{\min} < S^{dwn}$$

將方程式正規化(Voller et al., 2004)得式(16)

$$\frac{z_2(x,t)}{\xi(t)} = f\left(\frac{x}{\xi(t)}\right) = f(\sigma) \quad (16)$$

其中：

$f(\sigma)$: 河床的形狀

$$\xi(t) = 2\sqrt{Dt}$$

$$\text{故 } z_2(x,t) = f\left(\frac{x}{\xi(t)}\right)\xi(t) = f(\sigma)\xi(t) \quad (17)$$

將式(17)分別對 x 、 t 微分

$$\frac{\partial z_2}{\partial t} = \frac{2D}{\xi} [f(\sigma) - \sigma f'(\sigma)] \quad (18)$$

$$\frac{\partial z_2}{\partial x} = f'(\sigma)$$

$$\frac{\partial^2 z_2}{\partial x^2} = \frac{1}{\xi} f''(\sigma) \quad (19)$$

再將式(18)、式 (19) 代入擴散方程式 (1) 求解 ODE

$$\frac{2D}{\xi} [f(\sigma) - \sigma f'(\sigma)] - \frac{1}{\xi} Df''(\sigma) = 0$$

$$f''(\sigma) + \sigma f'(\sigma) - 2f(\sigma) = 0 \quad (20)$$

由式(20)可看出有一明顯解 $f(\sigma) = -\sigma$

故可將二階 ODE 轉為一階 ODE 後得一通解為式(21)

$$f(\sigma) = A\sigma + B \left[\frac{\exp(-\sigma^2)}{\sqrt{\pi}} + \sigma [\operatorname{erf}(\sigma) - 1] \right] = A\sigma + \operatorname{Bierfc}(\sigma) \quad (21)$$

其中，定義 $\operatorname{ierfc}(\lambda) = \frac{\exp(-\lambda^2)}{\sqrt{\pi}} + \lambda [\operatorname{erfc}(\lambda) - 1]$ ， λ 為任意數。

由於不論如何，最後的坡度都會趨近於 S^{down} ，且底床高程必須持續通過跌落點(knick point)，其中跌落點的位置 $x = s(t)$ 。

將以上兩種條件轉為數學表示式後，可得邊界條件式(22)、式(23)

$$S(\infty, t) = -S^{down} \quad (22)$$

$$z_2(-\infty, t) = -S^{up} x \quad (23)$$

其中： $x < s(t)$ ， S 為坡度。

將初始條件式(4) 與邊界條件式(22)、式(23) 帶入式(21)可求出待定係數

A、B

$$A = -S^{down}$$

$$B = \frac{(S^{down} - S^{up})\lambda}{\operatorname{ierfc}(\lambda)}$$

利用想像方法(image method)，與鏡射的地形結合，如圖 3.18 所示，兩種地形結合使 (x_R, z_R) 固定，不會改變。最後，利用此觀念將 A、B 代回式(17)

可得

$$z_2(x, t) = z_0 - S^{down}(x - x_0) + B\sqrt{Dt} \operatorname{ierfc}\left(\frac{x - x_0}{2\sqrt{Dt}}\right) - B\sqrt{Dt} \operatorname{ierfc}\left(\frac{2x_R - x_0 - x}{2\sqrt{Dt}}\right) \quad (24)$$

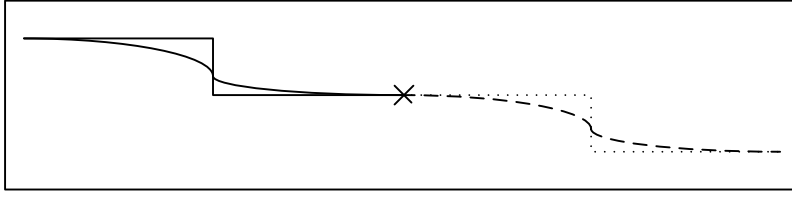


圖 3.18 Image method 示意圖

再將式(24)與式(15)疊加後，可得

$$z_a(x, t) = z_2(x, t) + z_1(x - t)$$

由於在此理論中，跌落點(knick point)的坡度必須到達 S_{\min} ，才会有輸砂行為，亦即為在 $S > S_{\min}$ 時擴散方程式才會被啟動，否則

$$z_b(x, t) = z_0 - S^{up}(x - x_0) + z_1(x, t) \quad (25)$$

綜合以上所述，最後可得本研究之解析解：

$$z(x, t) = \min\{z_a(x, t), z_b(x, t)\} \quad (26)$$

二、當上游流量為變量流(unsteady flow)時，

然而，當模擬案例為變量流(Unsteady flow) 時，由於擴散係數(D)會隨時間改變，故控制方程式需要做調整：

$$\frac{\partial z}{\partial t} - D(t) \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = 0 \quad (28)$$

$$\text{令 } \tau(t) = \int_0^t D(t^*) dt^* \quad , \quad \frac{\partial \tau}{\partial t} = D \quad (29)$$

將上式(29) 代回 (28)

$$\text{可得 } \frac{\partial z}{\partial \tau} - \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = 0$$

故可將定流量(steady flow)的所有方程式參數代換為 $\left\{ \begin{array}{l} t \rightarrow \tau = \int_0^t D(t^*) dt^* \\ D = 1 \end{array} \right\}$ 即

可使用於變量況(Unsteady flow)。

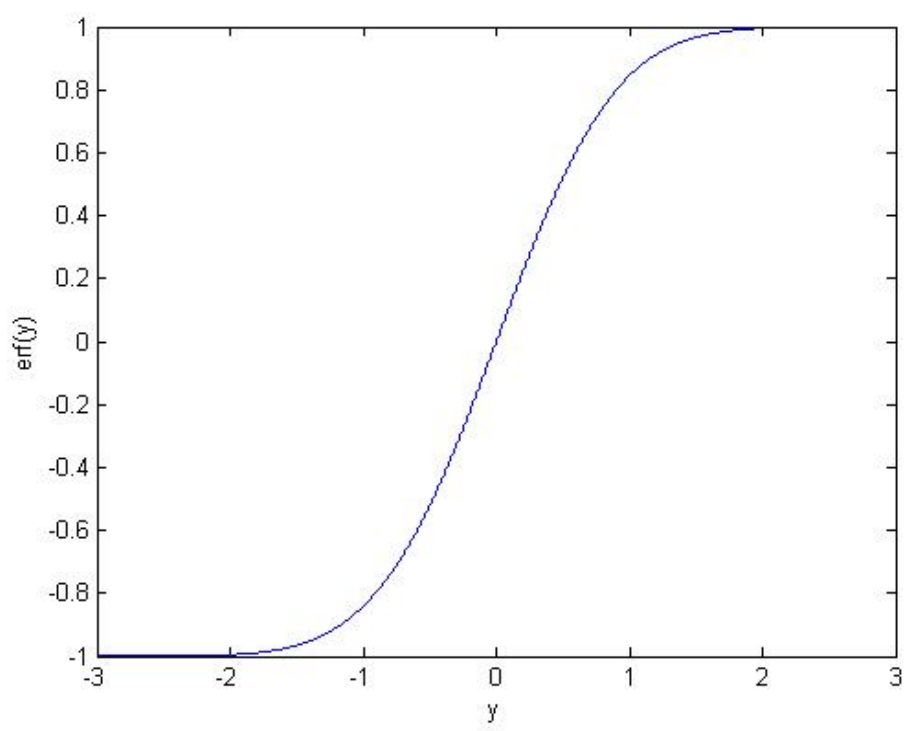


圖 3.19 Error Function 示意圖

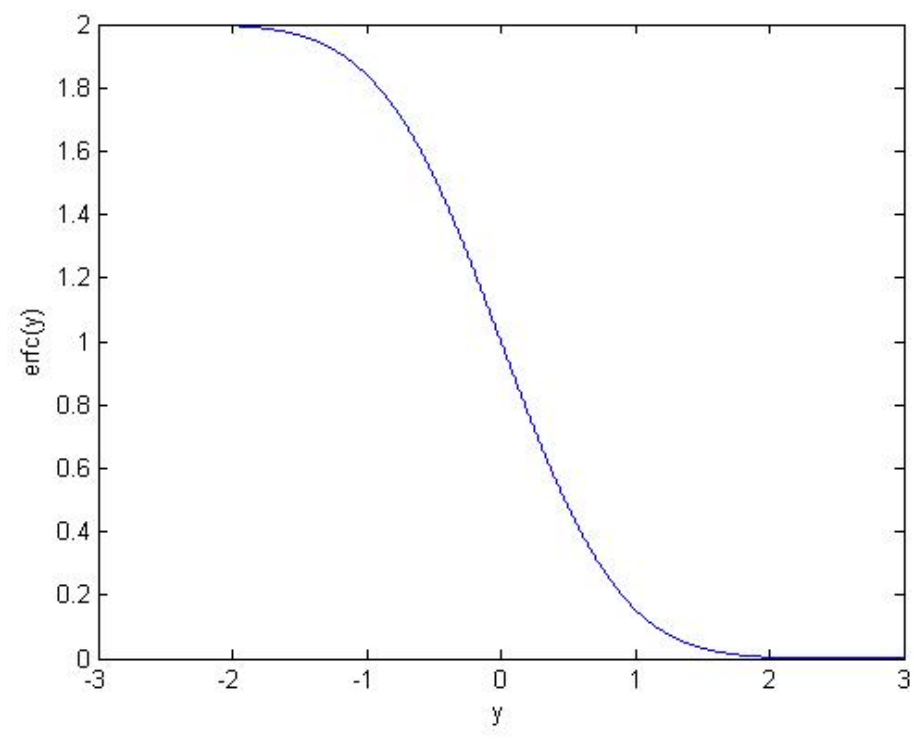


圖 3.20 Complementary error function 示意圖

第四章 結果分析及討論

本研究將於此章節敘述利用數值模式(NETSTARS)及解析解兩種方法模擬的結果；首先，利用學者 Cantelli et al. (2004)做的拆壩物理模型試驗結果數據來檢定數值模式(NETSTARS)及解析解兩種方法為適用；接下來利用石門水庫上游巴陵壩潰壩一案做為本研究主要之模擬案例。最後會以數值模型試驗來闡述不同流量下，向源侵蝕的變化及影響。

4.1 模式及方法檢定結果

為了確定模式及解析解的適用性，本研究先利用 Cantelli et al. (2004)針對拆壩後上游河床變化實驗的數據對數值模式(NETSTARS)做檢定，確定 NETSTARS 可充分表現出上游向源侵蝕的現象，除此之外，也利用本研究推導之解析解去分析 Cantelli et al. (2004)的實驗，觀察是否有不同時間下相同的沿程變化。

由圖 3.8 所示，此為 Cantelli et al. (2004)針對拆壩後上游河床變化影響之物理模型實驗之結果圖，如表 4.1 所示，此實驗條件為定量流 ($Q=0.3 \times 10^{-3} m^3/s$)，均勻底床粒徑($D_{50}=0.8mm$)，此外初始床坡為 1.8%。Cantelli et al. (2004)將拆壩後不同時間(單位為秒)之河床高程，利用錄影的影片讀出沿程之高程變化。以下為率定驗證的參數值：

表 4.1 模擬 Cantelli et al. (2004)實驗，模式輸入值

流量 (cms)	0.3×10^{-3}
輸砂量 (kg/s)	2×10^{-3}
水位 (m)	0.302
粒徑曲線	如圖 4.1

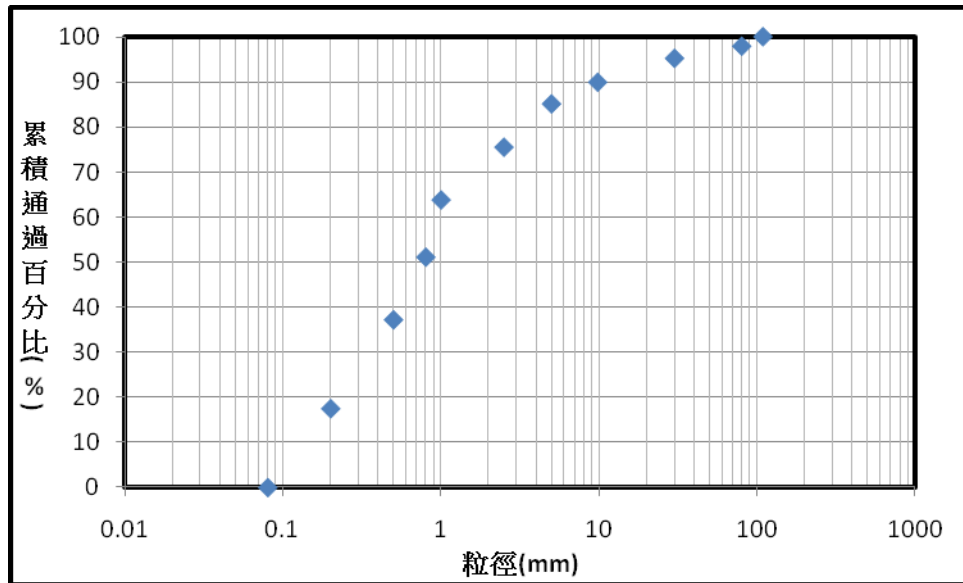


圖 4.1 模擬 Cantelli et al. (2004)實驗輸入之粒徑曲線

表 4.2 輸入 Cantelli et al. (2004)實驗之率定驗證參數

水理計算方法	迴水演算(甲)
輸砂公式	Meyer-Peter & Muller
ALT(可沖刷厚度)	9
曼寧 n	0.02
流管數	2
Δt	1 sec

模式率定驗證的參數結果如表 4.2，迴水演算(甲)是一個利用非稜柱型渠道試誤步推法來計算水位的演算方法；輸砂公式部分採用分開計算推移載及懸浮載的公式，利用 MPM 公式計算推移載，懸浮載部分模式則直接解析懸浮載對流擴散方程式來計算；可沖刷深度為可沖刷厚度(ALT)*輸入之最大粒徑(109mm)=9.81cm；流管數為 2，可了解河道橫斷面並無明顯的深槽。

一、數值模式(NETSTARS)模擬 Cantelli et al. (2004)實驗結果

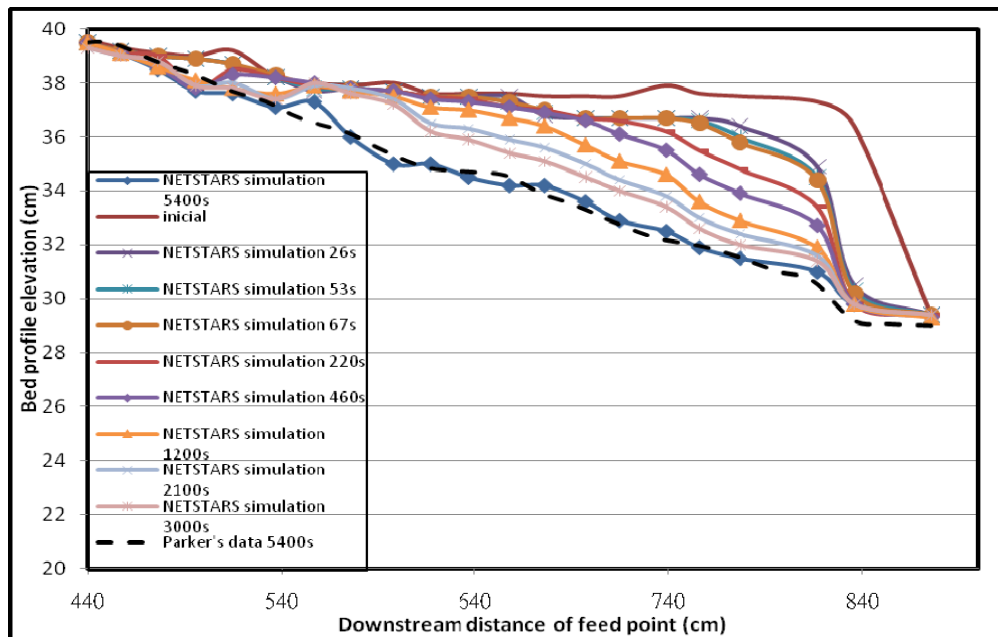


圖 4.2 利用 NETSTARS 模擬 Cantelli et al. (2004)實驗之結果圖

圖 4.2 為本研究利用數值模式(NETSTARS)模擬 Cantelli et al. (2004)實驗之結果圖，由圖中可看出整體的趨勢是與圖 3.8 一致，除此之外，模式有表現出向源侵蝕的行為。然而，在數值模式(NETSTARS)的表現上，模是在第 26 秒時，底床高程下刷較實驗結果值多，除此之外，亦可明顯指出跌落點(knick point)的移動較實驗結果值快；第 1200 秒時，橫軸為 540 公分處已開始有淤高的狀況；第 5400 秒時，同一處有明顯的淤積出現。於此誤差結果，有兩種可能，一為模式本身的限制條件；二為實驗本身無法表現出的結果或繪製結果圖時的誤差造成。為了更了解數值模式(NETSTARS)模擬 Cantelli et al. (2004)實驗結果的準確性，將 Cantelli et al. (2004)實驗繪製之第一筆時間(26 秒)的底床高程以及最後一筆時間(5400 秒)的底床高程，分別對數值模式(NETSTARS)的模擬結果做比較。

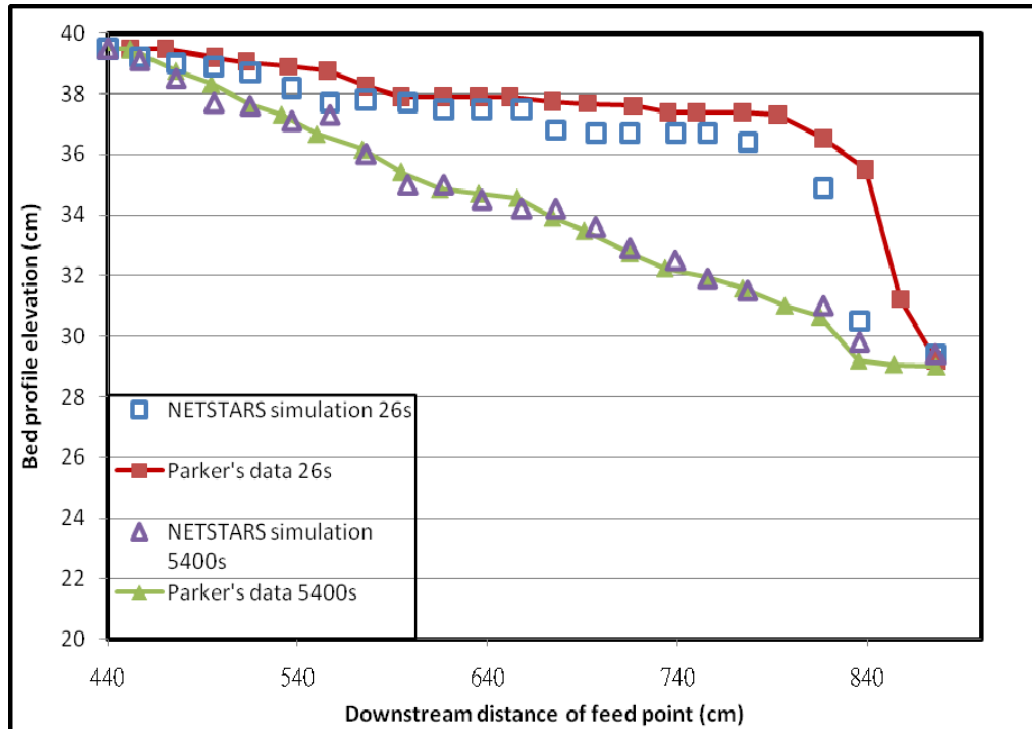


圖 4.3 提出 26 秒及 5400 秒時模式與實驗值比較結果圖

由上圖 4.3 可觀察出，數值模式(NETSTARS)於第 26 秒時的底床高程有明顯低於 Cantelli et al. (2004)的實驗數據，此部分不但看出數值模式(NETSTARS)在短時間內，河床刷的較深之外，跌落點(knick point)的位置也不同，此結果令人質疑數值模式(NETSTARS)是否能充分解釋拆壩後短時間內，壩體附近的底床變化。至於數值模式(NETSTARS)第 5400 秒的模擬狀況則與 Cantelli et al. (2004)的實驗結果無太大的差異，由此結果可證實數值模式(NETSTARS)可表現拆壩一定時間後的底床高程變化。

二、理論方法(解析解)模擬 Cantelli et al. (2004)實驗結果

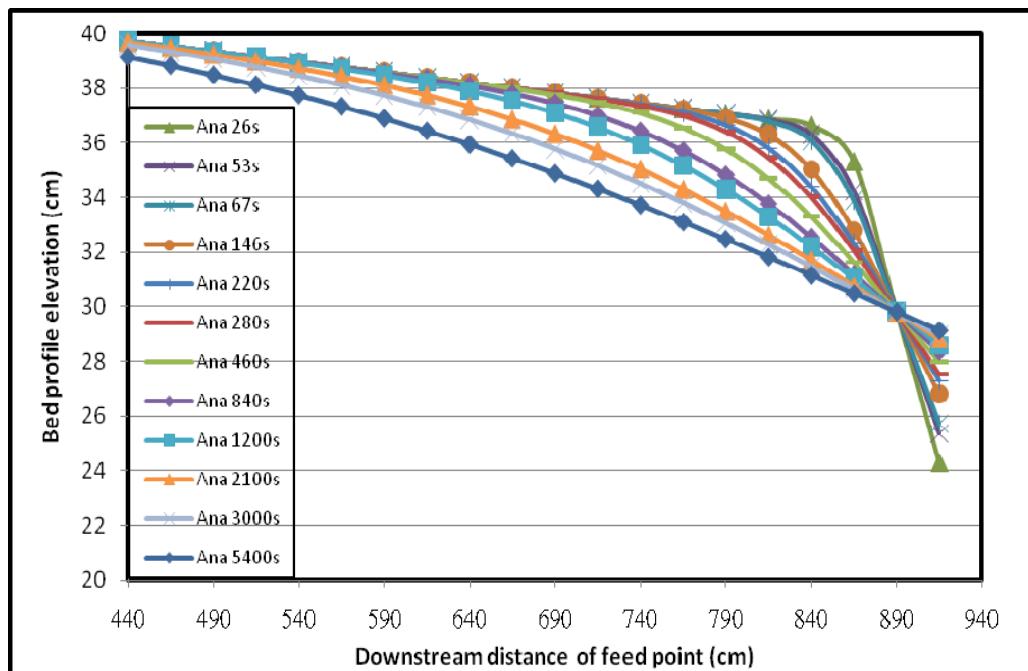


圖 4.4 利用解析解 模擬 Cantelli et al. (2004)實驗之結果圖

圖 4.4 為本研究利用理論方法(解析解)模擬 Cantelli et al. (2004)實驗之結果圖，其中，率定驗證之參數值 $k=3$ ， $\lambda=-1$ ，由圖中可看出整體的趨勢是與 Cantelli et al. (2004)一致，除此之外，利用理論方法模擬之跌落點(knick point)的移動狀況也與 Cantelli et al. (2004)相似。然而，由於理論方法是為數學式，故整個底床的線條是為平滑曲線，不同於 Cantelli et al. (2004)實驗結果中，底床高程之線條有些許不平滑。但由圖 4.3 與圖 3.8 的比較可發現，本研究所使用的解析解在 Cantelli et al. (2004)實驗案例中，可以清楚的表現出向源侵蝕的行為。為能更清楚了解理論方法結果與 Cantelli et al. (2004)實驗結果之誤差，本研究將 Cantelli et al. (2004)實驗拆壩後第一個記錄的時間點(26 秒)及最後一個時間點(5400 秒)的結果與理論方法結果做比較。

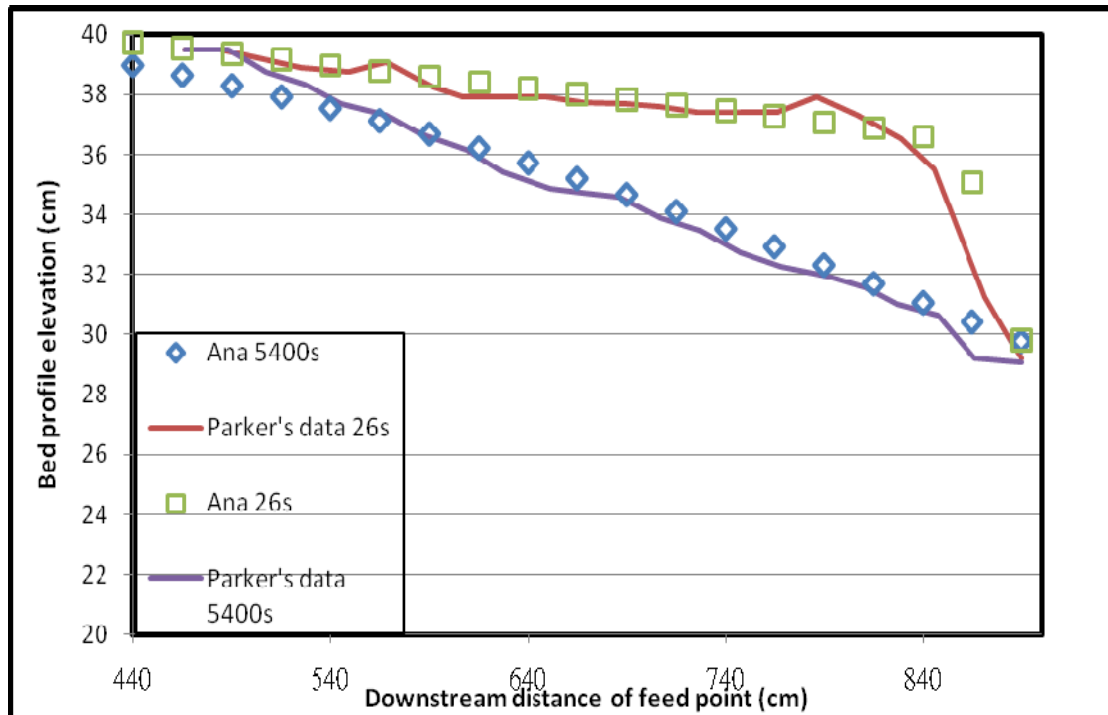


圖 4.5 提出 26 秒及 5400 秒時解析解與實驗值比較結果圖

由上圖可得知，利用理論方法模擬 Cantelli et al. (2004)實驗的部分，誤差非常小之外，跌落點(knick point)的位置也相似；雖然如此，理論方法所模擬的結果還是有幾個點與 Cantelli et al. (2004)的結果不同，於此可解釋為物理實驗多了一個粒徑的因子影響，可因為底床粒徑的影響造成局部的底床高程於理論方法及實驗結果有不同的表現。

由以上的檢定結果可發現，本研究使用之數值模式以及解析解皆可優良的反應出 Cantelli et al. (2004)實驗案例的趨勢，亦即綜合本研究使用之研究方法可有效分析拆壩案例及上游向源冲刷之現象。

4.2 穩定指標分析及討論

由於前一小節利用數值模式(NETSTARS)模擬 Cantelli et al. (2004)時，發現在拆壩初期，NETSTARS 的模擬狀況並不是非常符合 Cantelli et al. (2004)的實驗結果，其原因與模式本身的限制有關，在拆壩初期的泥砂運移狀況複雜，單純用模式中設定的輸砂公式必有誤差存在，除此之外，由於在拆壩初期的地形變化劇烈，會造成數值模式的數值，部分無法收斂，於是在對數值模式模擬結果進行分析前，本研究選擇兩種穩定指標來評估是否模式輸出的斷面已穩定且可輸出做進一步的分析。另外，也利用穩定指標的分析，對整個河段的穩定及平衡狀況做進一步的討論及分析。

由於穩定值為一相對比較的值，本研究先利用 NETSTARS 的輸出值計算 $f1$ 值，如圖 4.6 所示， $f1$ 值在巴陵壩潰後每一個小時的值，皆小於 1，亦即代表河床持續演變，然而 $f1$ 值的變化不規律，在判斷時較無法客觀的表示，故本研究加入 Yang(1979)所提出的單位河流最小功率來判斷研究區域的平衡狀態。利用數值模式輸出的流速(V)與水面坡降(S)計算出 Yang(1979)最小河流功率。

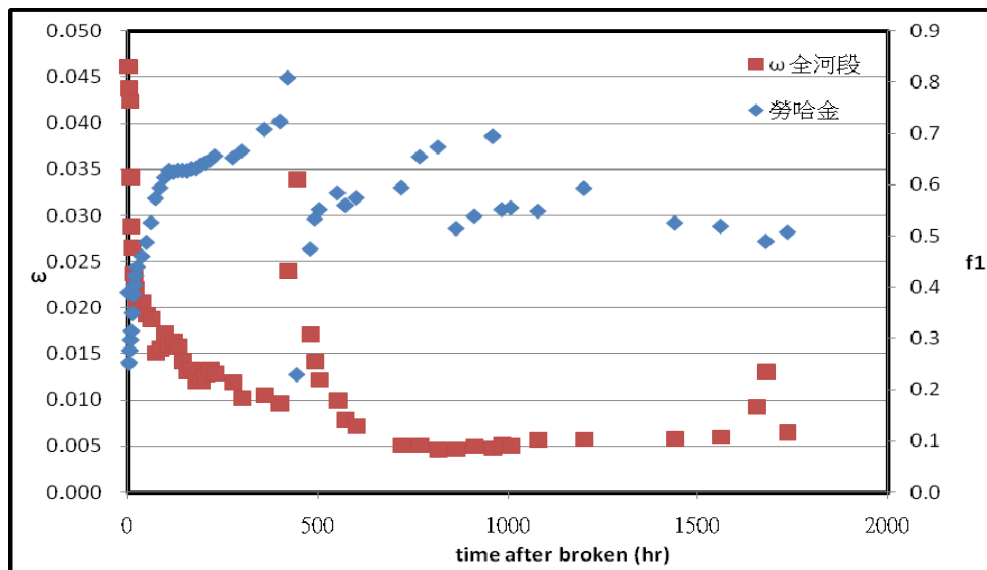


圖 4.6 由模式輸出值計算出的沿時穩定指標值

為了清楚了解河川何時呈現較平衡的狀態，係將上圖 4.6 無因次化，得到下圖 4.7

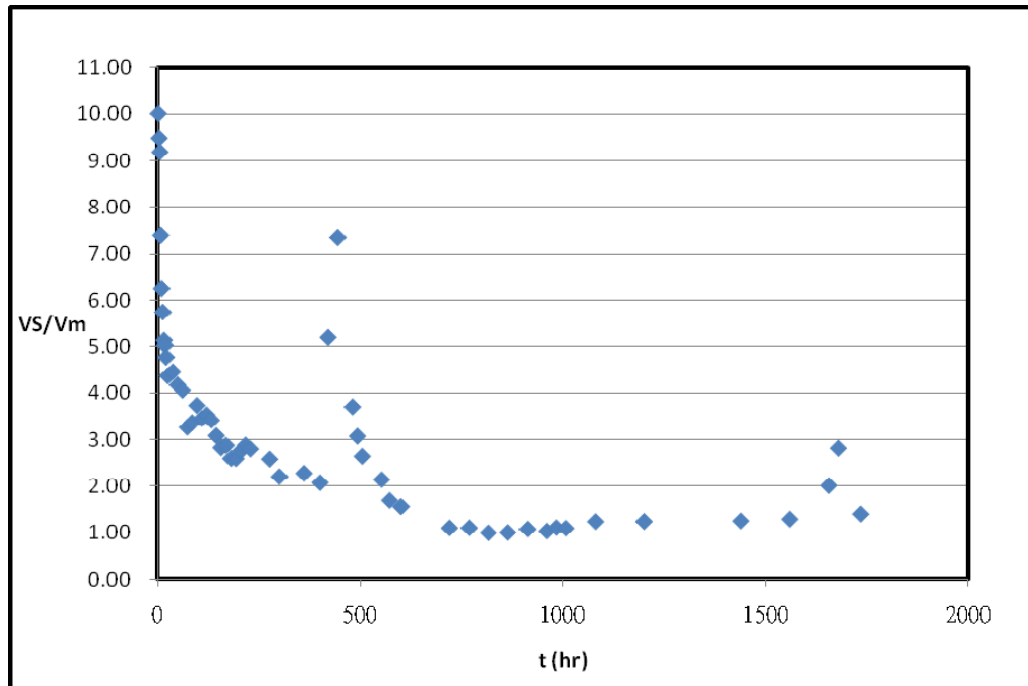


圖 4.7 無因次化後的最小河川功率圖

其中， V_m 為最小能量消耗率下的流速；由圖中可清楚觀察出，河段巴陵潰壩後約 500 小時後已逐漸達平衡，到米塔颱風來臨前，整個河段是呈現平衡的狀態。

為了解不同河段的穩定狀況，本研究也將不同河段的值輸出做比較如下圖。其中，上游為巴陵壩上游四公里，下游為巴陵壩下游五公里，上下游為巴陵壩上游五公里至巴陵壩下游四公里，全河段為巴陵壩上游五公里至榮華壩。

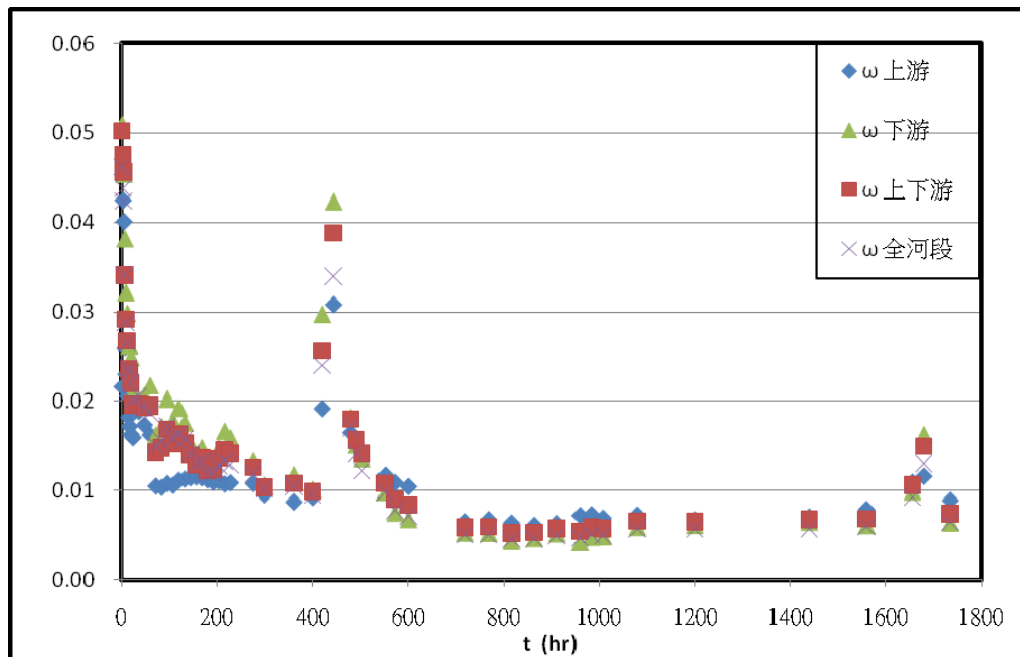


圖 4.8 不同河段範圍的 ω 值輸出

由上圖可發現，不論是上游、下游或全河段， ω 值並沒有太大的差異，由此可知整條河川的平衡狀況為一致，上下游並無太大之差異。由此圖可發現，全河段與上下游河段的 ω 值幾乎相同，故可判斷巴陵壩下游五公里可稱為巴陵壩潰壩影響範圍之下游邊界；至於，潰壩初期後上游 ω 值相較於下游 ω 值小，反之，柯羅莎颱風後下游 ω 值相較於上游 ω 值小，由此可解釋為巴陵潰壩後，巴陵壩上游河段較快呈現穩定狀況，然而下游河段呈現較不穩定狀。

總而言之，經由 ω 值判斷出在潰壩後約 500 小時後，河段已逐漸呈現平衡狀態，故河段於巴陵壩潰壩後 500 小時，全河段呈現平衡狀態，數值模式(NETSTARS)之輸出使用，採用巴陵壩潰壩 500 小時後，即可輸出做分析。

為了瞭解巴陵壩在潰壩前、後上游河床的穩定狀況，本研究將蒐集到的粒徑資料與河段坡度資料，計算 Jloxtnh (1903)的 $f1$ 值並以此做為判斷穩定的指標。

表 4.3 巴陵壩上游河段 $f1$ 值

$f1$ (年度)	$U1^k+000$	$U2^k+000$	$U3^k+000$	$U4^k+000$
f 90	3.07	14	27.9	-
f 96 (潰前)	0.41	0.8	0.45	0.3
f 97 (潰後)	3.87	-	-	2.8
f 98	3.1	-	1.6	1.8

由表 4.3 對照表 2.2 可發現，於民國 90 年時，巴陵壩上游部分河段泥砂呈現周期性的移動，主要以洪汛期才有泥砂運動行為，非汛期則無；民國 96 年巴陵壩潰壩前，河床的沿程粒徑皆小，屬於經常發生泥砂運動的河床狀態，且河床演變的速度也很快；97 年巴陵壩潰後的河床粒徑雖較 96 年的河床粒徑大，由於河床調節後坡度也較陡，指標值顯示出河流整年皆有推移載的運移，而枯水季節是非常少量的推移載在運動。由上表可發現，在巴陵壩潰後(96 年)至 98 年，河床狀況雖有較穩定，但依舊有推移載在移動，可視為動態平衡。

4.3 數值模式模擬結果及討論

本研究於 4.1 節已利用 Cantelli et al. (2004) 之拆壩實驗結果數據對數值模式(NETSTARS)做方法檢定，其結果反應良好，唯有在拆壩後的短時間內，模式會有不精準的問題。為了更準確模擬巴陵壩潰壩案例，本研究先將數值模式(NETSTARS)針對巴陵壩潰壩案例做參數(輸砂公式、流管數、最大可沖刷深度及曼寧 N 值)的率定驗證，其結果如下。

一、模式率定驗證結果

NETSTARS 在應用至案例前，需先對其參數做率定驗證的動作，其中需率定驗證的參數為 1.水理計算方法 2.輸砂公式 3.流管數 4.最大可沖刷深度 5.曼寧 N 值。其率定驗證結果如下圖所示：

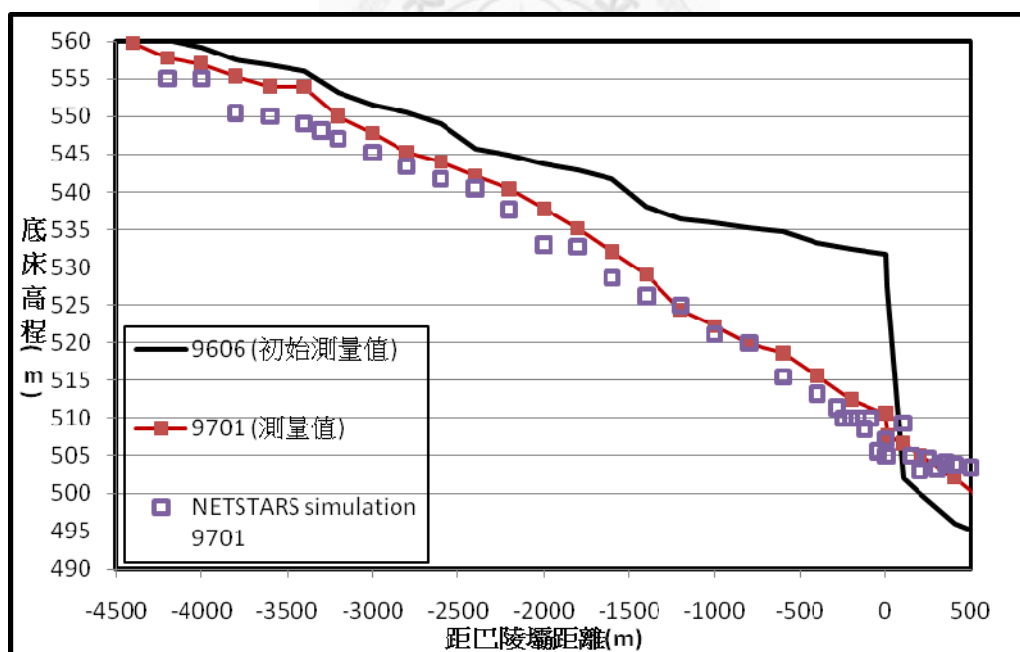


圖 4.9 率定 NETSTARS 參數結果

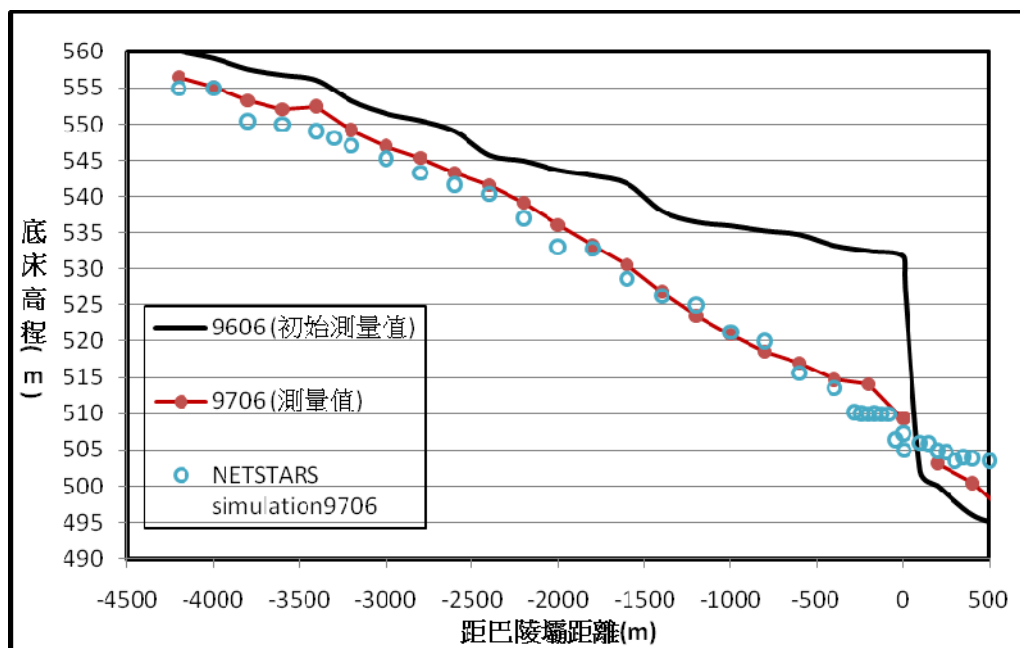


圖 4.10 驗證 NETSTARS 參數結果

由圖 4.9 和圖 4.10 可觀察出模式的率定及驗證結果狀況皆相當符合測量值，其中參數使用如下：

表 4.4 巴陵壩案例模擬輸入參數值

水理計算方法	迴水演算(乙)-可算漸變水躍
輸砂公式	Meyer-Peter & Muller (bed load) 對流擴散方程式(suspendde load)
ALT(可沖刷厚度)	8
曼寧 n	0.025~0.065 如表 4.5
流管數	2
Δt	0.2 hr

表 4.5 巴陵壩案例模擬輸入曼寧 n 值

累距	曼寧 n	累距	曼寧 n	累距	曼寧 n	累距	曼寧 n
-10200	0.025	-3600	0.04	-1000	0.06	285	0.03
-9740	0.025	-3500	0.04	-840	0.06	400	0.03
-9236	0.025	-3400	0.04	-720	0.06	600	0.045
-8339	0.025	-3300	0.04	-700	0.06	800	0.045
-7970	0.025	-3200	0.04	-600	0.06	1000	0.045
-7384	0.025	-3100	0.04	-500	0.06	1200	0.045
-7010	0.03	-3000	0.04	-400	0.06	1400	0.045
-6886	0.03	-2800	0.05	-350	0.06	1600	0.045
-6402	0.03	-2500	0.05	-300	0.06	1800	0.045
-5777	0.035	-2400	0.05	-250	0.06	2000	0.045
-4800	0.04	-2200	0.05	-200	0.06	2200	0.045
-4600	0.04	-2000	0.05	-150	0.06	2400	0.045
-4500	0.04	-1900	0.05	-100	0.06	2600	0.045
-4400	0.04	-1800	0.05	-5	0.06	2800	0.045
-4300	0.04	-1700	0.05	0	0.03	3000	0.045
-4200	0.04	-1600	0.05	45	0.03	3200	0.045
-4100	0.04	-1500	0.05	85	0.03	3300	0.045
-4000	0.04	-1400	0.05	125	0.03	3400	0.065
-3900	0.04	-1300	0.06	165	0.03	3600	0.065
-3800	0.04	-1200	0.06	205	0.03	3800	0.065
-3700	0.04	-1100	0.06	245	0.03	4200	0.065

其中，以巴陵壩為原點，「-」為下游方向，累距-10200m 處為榮華壩位址。

二、模式模擬結果

由於利用數值模式(NETSTARS)對巴陵案例做模擬的部分，探討的時間尺度為潰後每一個小時的變化，然而潰壩初期的行為非常複雜，並非一般情況下的輸砂行為；NETSTARS 在輸砂演算的部分是利用輸砂公式去計算輸砂量後再代入輸砂連續方程式中求解每個流管中平均底床沖淤情形。由於在潰壩之短時間內，泥砂運動行為非屬於一般輸砂行為，故模式計算出之輸砂量無法表現出潰壩短時間的河道狀況，輸出的底床變化也會呈現不合理的劇烈震盪。因此，在引用 NETSTARS 作為巴陵潰壩案例模擬的同時，必須先確定模式輸出結果為穩定後再行輸出及運用。本研究中，先利用 Jloxtnh(1903)提出的 f_l 值與 Yang(1979)提出的最小單位河流功率(unit stream power)作為模式輸出前，確認數值模式穩定後，再將其值輸出；於前一小節 4.2 節中已提及經由 Yang(1979)的最小河流功率判斷河段的平衡狀況於潰壩後約 500 小時即可開始利用 NETSTARS 進行模擬，故本研究從巴陵潰壩後 500 小時開始利用 NETSTARS 做上游河床演變之模擬，其模擬結果如下：

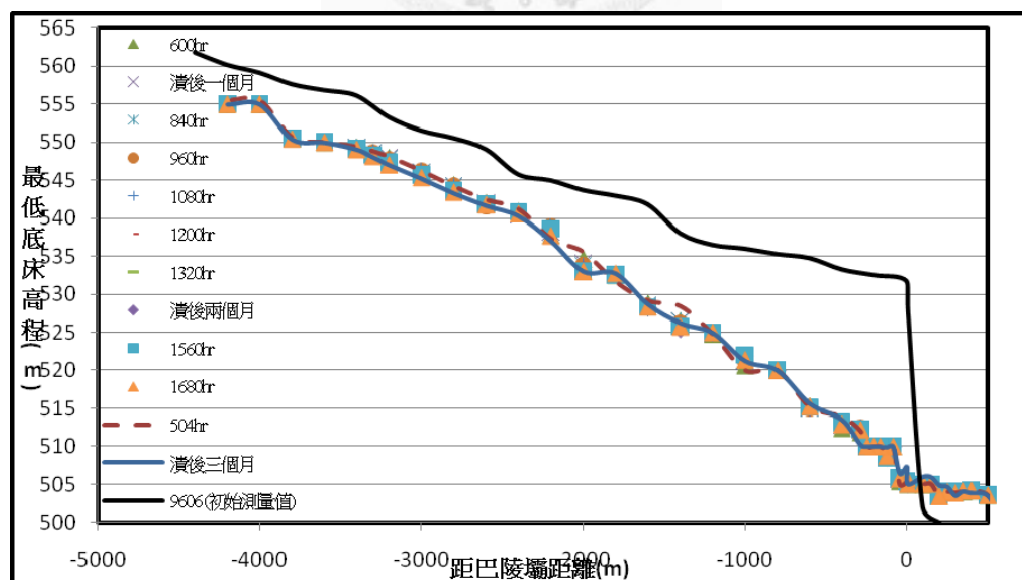


圖 4.11 NETSTARS 模擬巴陵壩潰壩結果圖

由於 NETSTARS 分析的部分是利用穩定指標先判定模式輸出的部分為穩定後才進行輸出，也因此經由上圖 4.11 可觀察出，巴陵壩潰壩第 500 小時後，河床並沒有太大的改變，只有局部的斷面進行沖淤的行為，整體來說，可推論出巴陵壩潰壩一案，再經過 500 小時後，整個河段已趨近於一般的河道輸砂行為。

4.4 解析解模擬結果及討論

如同數值模式的研究方式，本研究已於 4.1 小節利用 Cantelli et al. (2004) 的拆壩實驗數據將理論方法的解析解作方法檢定，得到的結果也符合趨勢，故將此解析解應用到巴陵壩潰壩案例做模擬，其中，理論方法中也有需要率定的參數(擴散係數、比例係數)，故在模擬巴陵壩潰壩案例前，先行對參數做率定及驗證的動作，其結果如下：

一、解析解參數率定及驗證結果

解析解在應用至案例前，需先對其參數做率定驗證的動作，其中需率定驗證的參數為 1.擴散係數(D) 2.比例係數(λ)。其率定驗證結果如下圖所示：

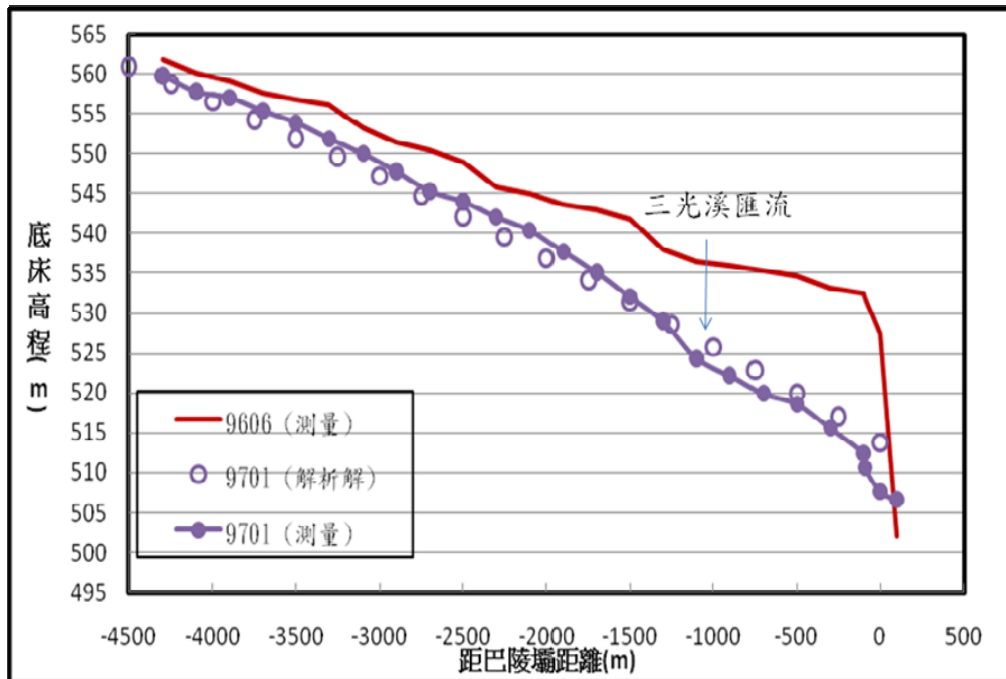


圖 4.12 率定解析解參數結果

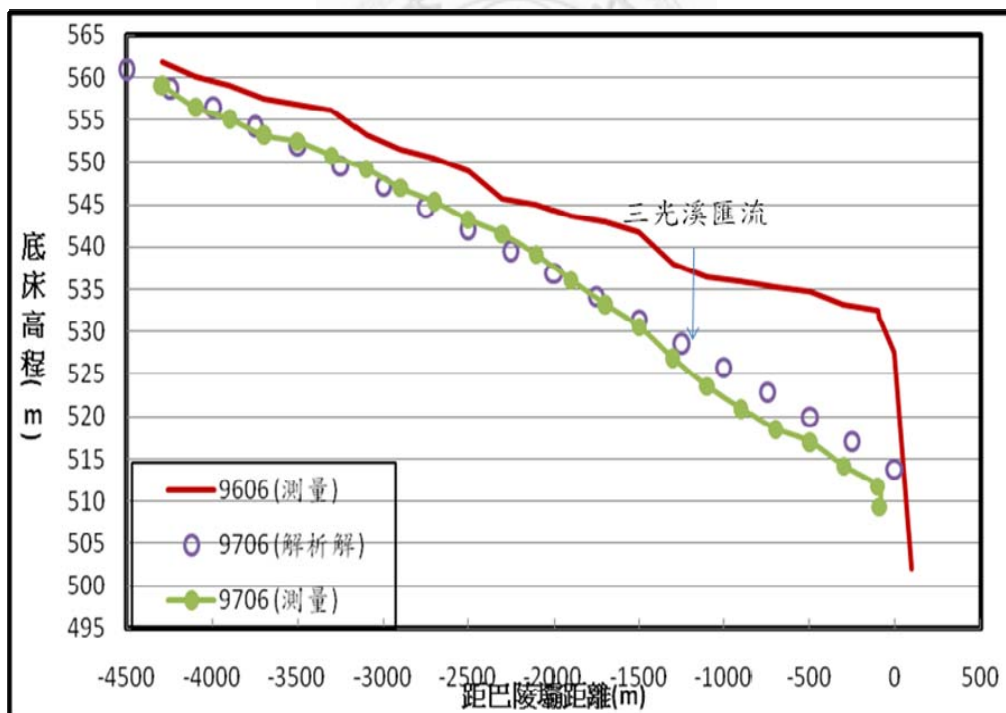


圖 4.13 驗證解析解參數結果

由上圖 4.12 及上圖 4.13 可觀察出解析解的率定及驗證狀況皆相當符合測量值，其中參數使用如下：

(1) 擴散係數(k)= 0.0065

(2) 比例係數(λ)= -0.05

解析解可模擬出巴陵壩潰後上游河床的狀況，然而壩體上游約 1200 公尺處開始，解析解的值明顯大於實測的測量值，在探討現地狀況時發現，壩上游約 1200 公尺處為三光溪與玉峰溪之匯流口，故流量會大於上游輸入的流量，由於此解析解限制於單一河道的流量輸入，必須忽略側流的影響，且單位時間通過河段的流體體積為影響河床變化的主因，故巴陵壩上游 1200 公尺處的側入流會因為累積時間越久，累積通過的流體體積越多，越有影響力，由此可知，本研究於解析解參數率定驗證的部分，位於巴陵壩體上游 1200 公尺內的誤差，可利用因三光溪匯流，造成流量變大、沖刷量變大來說明，整體的模擬結果是呈現合理的。

二、解析解模擬結果

由於解析解的參數經過率定驗證後，得到不錯的結果，故利用此組參數，將巴陵壩從潰壩後一小時開始，模擬巴陵壩上游河床的變動情形，並以深槽(河道斷面最低點)高程表示之，以颱風前後的地形變化做為代表來闡述巴陵壩潰壩後上游河床的情形。

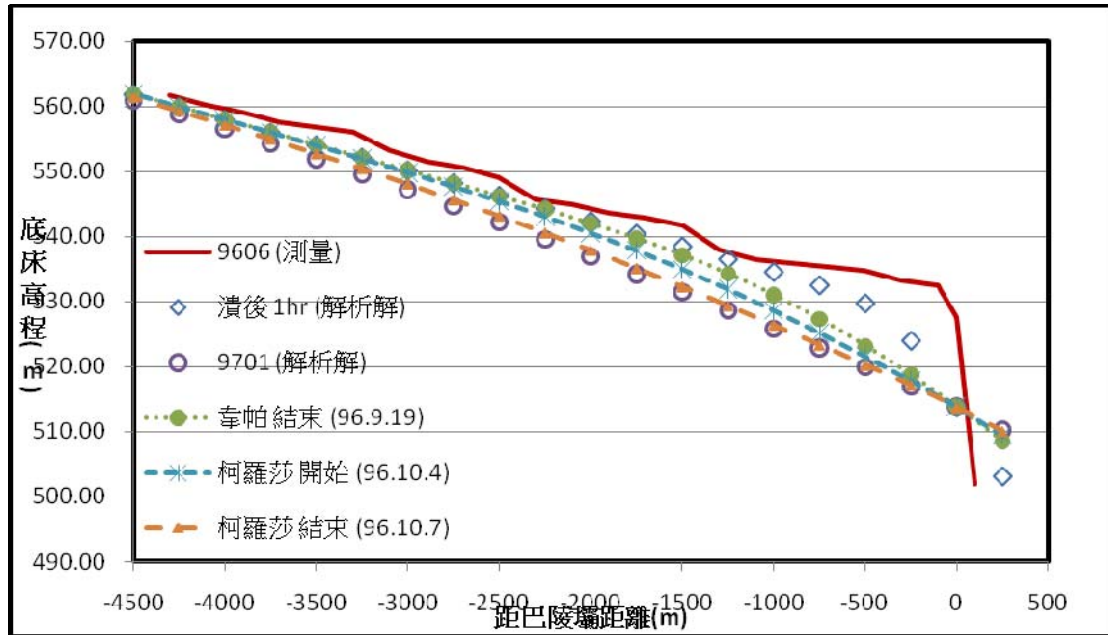


圖 4.14 解析解模擬結果圖

經由石門水庫(2007)數據統計顯示，巴陵壩原設計淤積量為 1,047 萬立方公尺，在潰壩後，韋帕颱風沖刷量約為 650 萬立方公尺，科羅莎颱風所造成之沖刷量約為 45 萬立方公尺，經由圖 4.14 比對可發現，模擬結果於韋帕颱風結束後，已將大約 1/2 巴陵壩攔蓄的砂石沖往下游；而柯羅莎颱風的侵襲使巴陵壩上游繼續下刷，但下刷量明顯少於韋帕颱風的影響，將模擬結果圖的表現與石門水庫官方發表的數據比較，可發現整體趨勢符合。再觀察巴陵壩潰後的地形變化，可發現潰後一個小時內，已影響到巴陵壩上游 1000 公尺左右，除此之外，庫容的砂石也將近被帶走一半左右；除此之外由上圖也可發現，整個巴陵壩上游河段於科羅莎颱風侵襲結束後，幾乎已經與潰後三個月地形無太大的差異，故得知，科羅莎颱風侵襲後，整個巴陵壩上游河段已回到一般的河道輸砂行為。

對應比較圖 4.15 巴陵上游累距 4500 公尺與圖 4.16 玉峰站流量歷線，上游底床高程的變化主要是受流量影響。由於模擬時間是從潰壩當下開始，且已於韋帕颱風的尖峰流量時刻附近；如圖 4.16 所示，對巴陵潰壩案例，韋帕颱風對於巴陵壩上游累距約 4500 公尺處的底床下刷約 0.5 公尺，然而第二場颱風-柯羅莎的侵襲，導致巴陵壩上游累距約 4500 公尺處向下刷深約兩公尺，是此研究區域最上游河床下切主要的原因；第三場颱風對整個上游河床高程影響並不顯著。由於跌落點(knickpoint)的移動甚快，且很快就會逼近無窮遠，故為了更了解上游向源侵蝕的行為，本研究自行訂定一侵蝕點位置(erosion threshold position)，為壩體潰後一小時斷面下切 2.7 公尺位置，並藉由觀察此侵蝕點(erosion threshold point)的移動狀況，來觀察巴陵壩上游向源侵蝕的現象。

表 4.6 侵蝕點移動位置及速度

t (hr)	X (移動位置)	V (移動速度)
1(潰後一小時)	-750 m	-16.1 m/hr
32(韋帕結束)	-1250 m	
369(柯羅莎開始)	-2300 m	-3.1 m/hr
464(柯羅莎結束)	-3700 m	-14.7 m/hr
2504(潰後三個月)	-4300 m	-0.3 m/hr

「-」表示上游方向。

表 4.7 颱風資料列表

颱風名稱	單場累積雨量	洪峰流量	氣象局分類
韋帕	332 mm	1665 cms(=Q ₂)	大豪雨
柯羅莎	822 mm	3330 cms(=Q ₁₀)	超大豪雨
米塔	118 mm	100 cms	豪雨

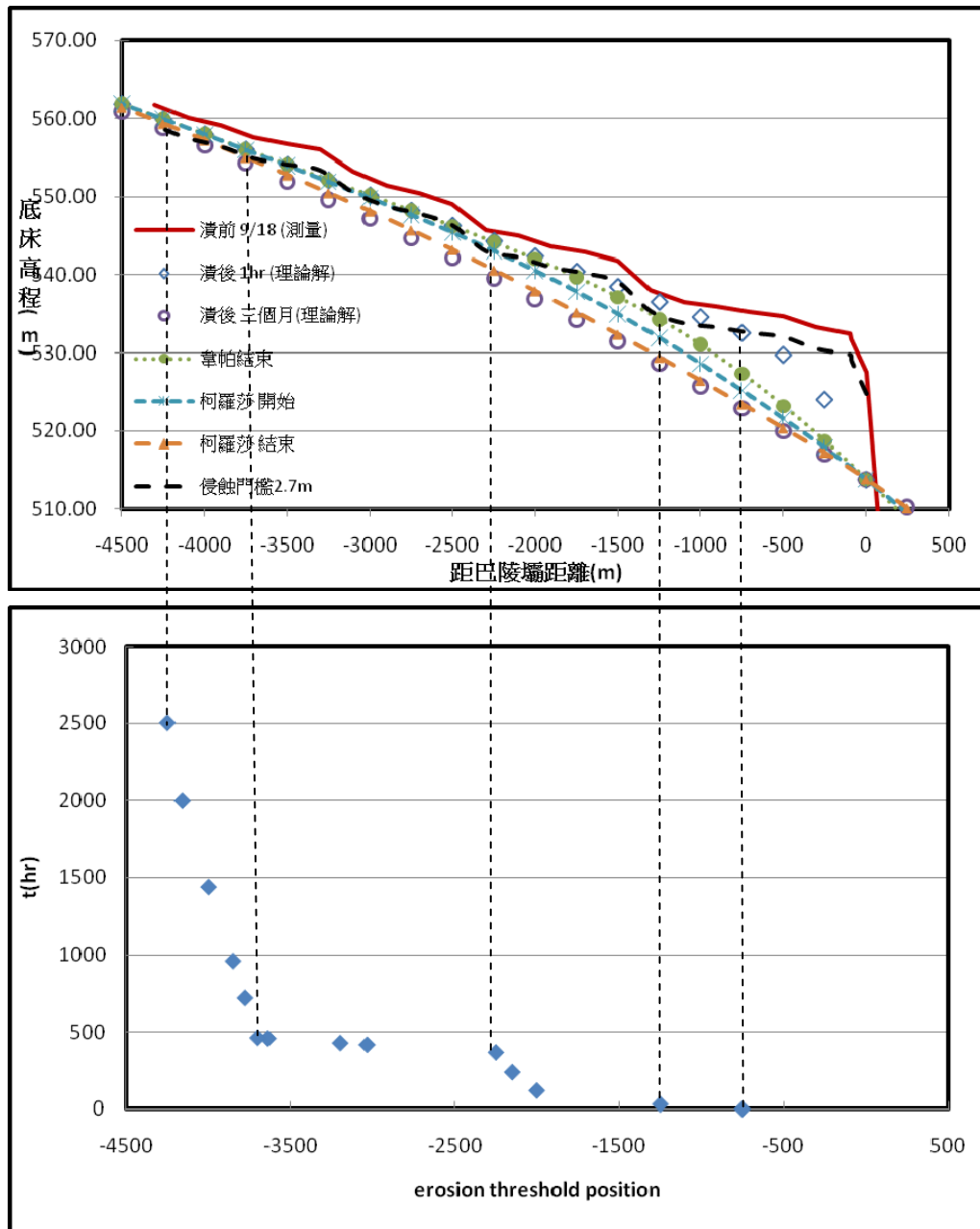


圖 4.17 巴陵壩潰壩後侵蝕點位置的移動圖

如表 4.7 所示，韋帕颱風尖峰流量約 1600cms 大約為石門水庫上游集水區的 2 年重現期距洪峰流量(Q_2)；柯羅莎颱風尖峰流量約 3400cms 大約為石門水庫上游集水區的 10 年重現期距洪峰流量(Q_{10})；由圖 4.17 及表 4.6 可觀察出，在巴陵壩潰後一小時，侵蝕點已移動至巴陵壩上游 750 公尺，換句話說，在巴陵壩潰後一小時上游 750 公尺已被下切 2.7 公尺。接下來

隨著颱風的侵襲以及結束，侵蝕點有著不同的移動速度，由表 4.6 可觀察到，韋帕颱風及柯羅莎颱風侵襲時，亦即 2 年頻率洪水及 10 年頻率洪水侵襲時，侵蝕點的移動速度大約每小時 15 公尺向上游移動的速度，然而柯羅莎颱風過後到巴陵壩潰壩後三個月間的洪水並沒有大於 2 年頻率洪水，故影響侵蝕點的速度非常慢，一小時向上游侵蝕約 0.3 公尺。

4.5 綜合討論

一、穩定指標討論

為了更了解巴陵壩潰壩後上游的河床變動情況，本研究利用 Jloxtnh (1903)的 $f1$ 值及 Yang(1979)的 unit stream power(ω)值，以上兩種量化的指標值，來判斷巴陵壩潰壩後上游河床的穩定狀況。其中，Yang (1979) Unit stream power, $\omega=VS$ ，若水的流速越小，河段坡度越小，即為能量消耗率較小，亦可判斷河段成平衡狀態，此指標雖較能反映出是否因流速過大，河段沖刷過多，導致河段越不平衡，但若有人為因素干擾，例如在上游建壩，就會導致水流流速變小以及上游坡度變緩，然而卻呈現沉積作用，並沒有平衡，故本研究只利用 ω 值作為判斷數值模式(NETSTARS)，全河段輸出是否已平衡並無大幅度震盪的數值參考，若是要判斷河段的穩定狀況，本研究利用 Jloxtnh (1903) $f1=D_{50}/S$ ，做為判斷的指標值，若粒徑 D 越大，坡度越小，即可使穩定值越大，再利用文獻歸納出的不同 $f1$ 值所代表河床狀況來闡述巴陵壩不同時段的河床穩定情形。由於國外河流(大陸性河川)的上游輸砂量平均來說並沒有很大，故利用上述兩種穩定性指標(ω 與 $f1$)可以表現出目前河段的情況，然而，台灣屬於坡陡流急的河川條件，加上人為工程的影響、天然崩塌地以及土石流的影響，使判斷河道穩定之因子更加複雜。

穩定指標	判斷	比較
Jloxtnh (1908) - f_1	縱向穩定	有大量文獻資料歸納出各種穩定值範圍的意義，現今台灣眾多研究使用
Yang (1979)- ω	平衡 大尺度	較方便能給定一平衡之範圍

二、數值模式與解析解比較討論

雖然在前面模式及方法檢定的部分，可以發現不論是數值模式 (NETSTARS) 或是解析解皆可以用來模擬上游河段向源侵蝕的行為，然而，數值模式及解析解還是各自有其假設及限制，使得現地測量值與模擬值產生誤差。

1. 由於數值模式於潰壩後短時間內，壩體附近的模式數值劇烈震盪，故潰壩後短時間並不適用數值模式去做模擬，然而，若要做長時間模擬，則數值模式的表現則會較佳，由於模式 (NETSTARS) 可考慮各斷面不同的粒徑曲線以及曼寧 n 值，台灣河川從上游到下游不論是粒徑或是曼寧 n 值皆變化很大，故若能針對各斷面狀況去做模擬會更貼近現場實地的狀況；除此之外，數值模式能模擬出常流量 (非洪汛期) 時地形的沖淤變化。
2. 雖解析解模擬潰壩初期的效果還不錯，但由於其假設為單一河道，所以如果有流入或流出的支流，則會在模擬結果上產生誤差；除此之外，由於數學公式的假設中，並沒有考慮粒徑，故不論粒徑大或小都視為可移動，然而以台灣的水文狀況，每當颱風來臨、大洪水侵襲，不論大小顆粒的砂石皆會被移動，故適用於台灣，但若是模擬低流量下的地形，由

於不是每一種粒徑的砂石都會被常流量啟動，故會有誤差的產生，並且若河道本身有護甲層亦會造成解析解產生誤差。本研究中的解析方程式假設為上游流量與輸砂量成一定值後，再去觀察擴散方程式所影響地形的變化，故地形不會有因上游輸砂量大於流量導致淤積的狀況發生，且崩塌地及土石流等額外的輸砂量不在考慮範圍中。

方法	優點	缺點
解析解	1.可模擬潰壩短時間內的上游河床變化 2.適合洪水期模擬 3.表達河床沖刷的狀況	1.時間過久後，因流況改變，擴散方程式則不適用 2.沒有粒徑考量 3.單一河道 不能有支流 4.無法模擬有護甲層河道
NETSTARS (數值模式)	1.可模擬潰壩後長時間的河床演變 2.常流量亦可模擬 3.考量粒徑，可更接近現地實況 4.表達河床沖刷及淤積狀況	1.地形變化過大時(如潰壩當下)，模式輸出值過於震盪 2.模式限制導致局部會有較大的沖刷坑

3. 為了更瞭解向源侵蝕現象，本研究用侵蝕點(erosion threshold)移動位置來觀察向源侵蝕行為，並且與文獻回顧所提及的其他研究之跌落點(knickpoint)移動位置來做比較。其中 $s(t)$ 為跌落點(knickpoint)。

(1) 黃世村(1992) $s(t) = -\sqrt{\frac{k}{2t}}$ 「-」表向上游方向，為了方便畫迴歸

分析線，在此以正值表示之。其中， k =擴散係數=0.03。

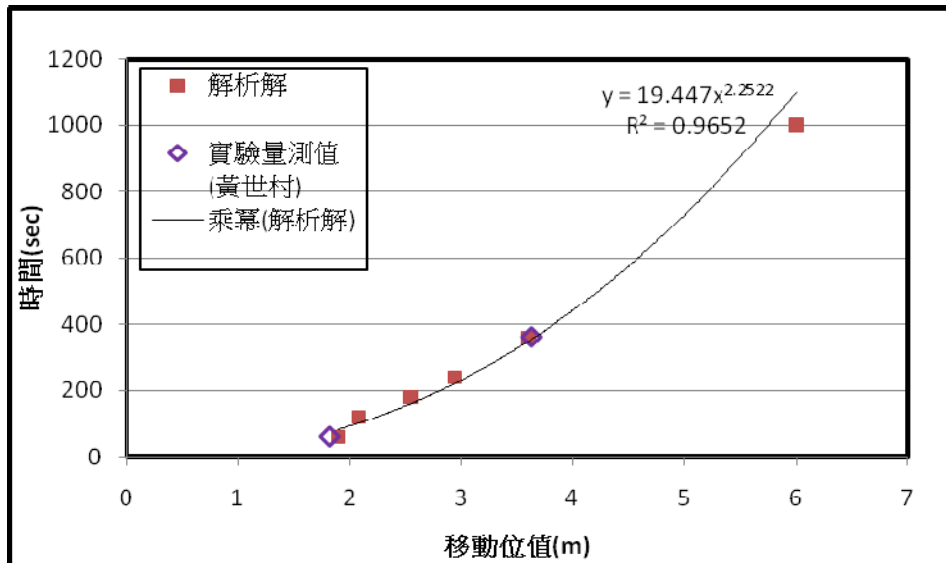


圖 4.18 黃世村(1992)實驗與解析解跌落點移動圖

(2) Carpart (2009) $s(t)=2\lambda\sqrt{Dt}$

其中： λ =比例係數=-0.9676； k =擴散係數=0.4

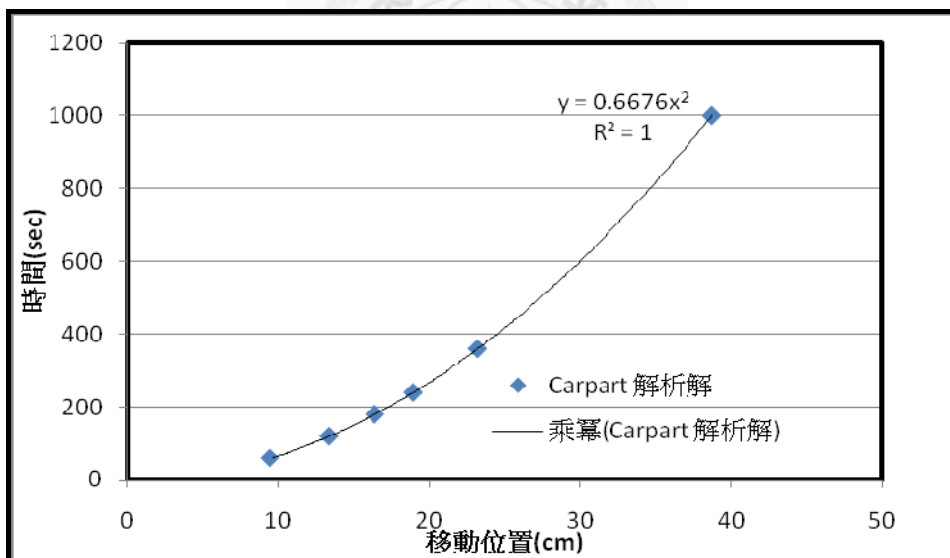


圖 4.19 Capart(2009) analytical knick-point migration

由上兩圖可發現，跌落點移動在定量流(steady flow)的流況下呈現冪次分佈(power rule)。

(3) 本研究巴陵壩案例

然而分析侵蝕點的移動位置，將各點利用迴歸分析去尋找其分佈趨勢，可發現冪次分佈(power rule)以及指數分佈(exponential rule)皆有不錯的

R-square 值，尤以冪次分佈之 R-square 值較高，為了解在巴陵壩潰後每場獨立洪水事件侵蝕點的位置變化是否也呈現一樣的趨勢，觀察圖 4.21 可發現，不論是颱風影響的時間內或颱風過後，侵蝕點的移動趨勢皆成冪次分佈(Power rule)，除了柯羅莎颱風影響時並沒有特別的趨勢，柯羅莎颱風的洪峰流量是 10 年洪水頻率年洪峰流量，由於韋帕颱風的洪峰流量是為 2 年洪水頻率年的洪峰流量，但其侵蝕點的移動趨勢呈現冪次分佈，故判斷若一洪水之洪峰流量大於 10 年洪水頻率年則上游向源侵蝕行為並不會有任何趨勢存在。再觀察圖 4.21 之斜率代表移動速度，可發現在颱風侵襲時，也就是大洪水事件時的侵蝕點移動速度較快，證實 Cantelli et al.(2004)提出的「大洪水事件時，會造成上游河床侵蝕速率加速」的觀念。

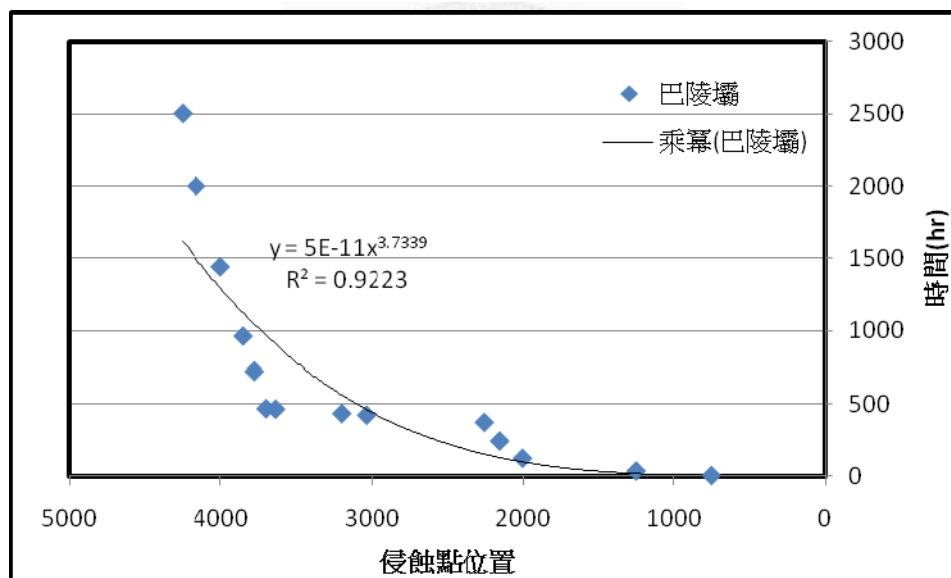


圖 4.20 巴陵壩侵蝕點位置沿時變化圖(冪次迴歸)

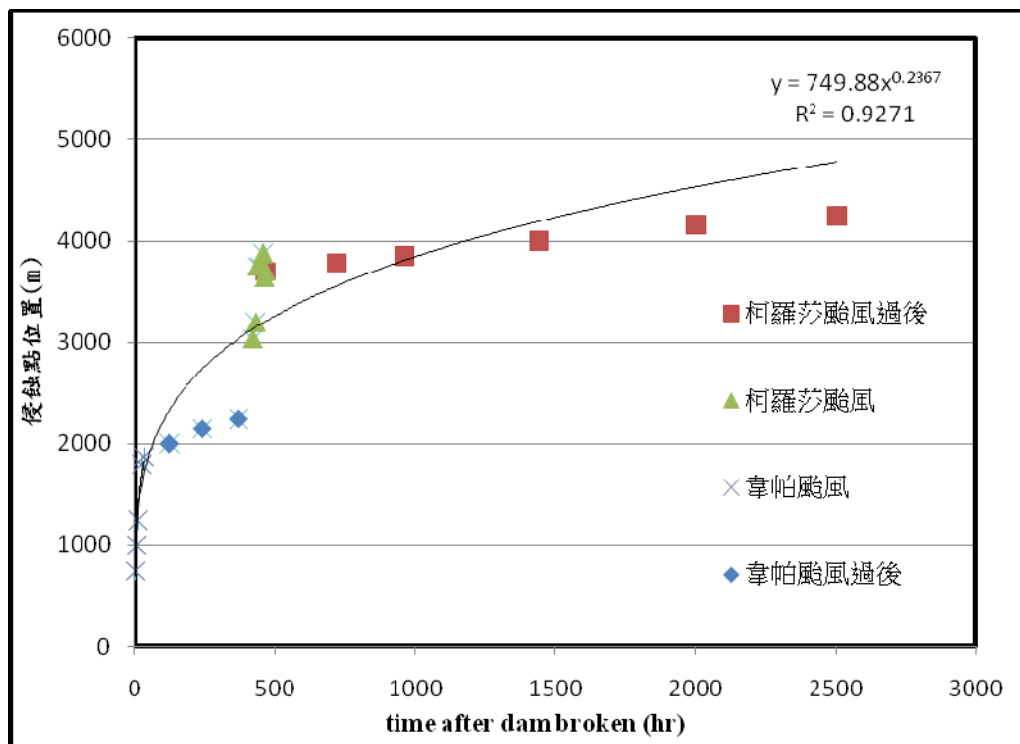


圖 4.21 侵蝕點位置移動圖(時間尺度=t)

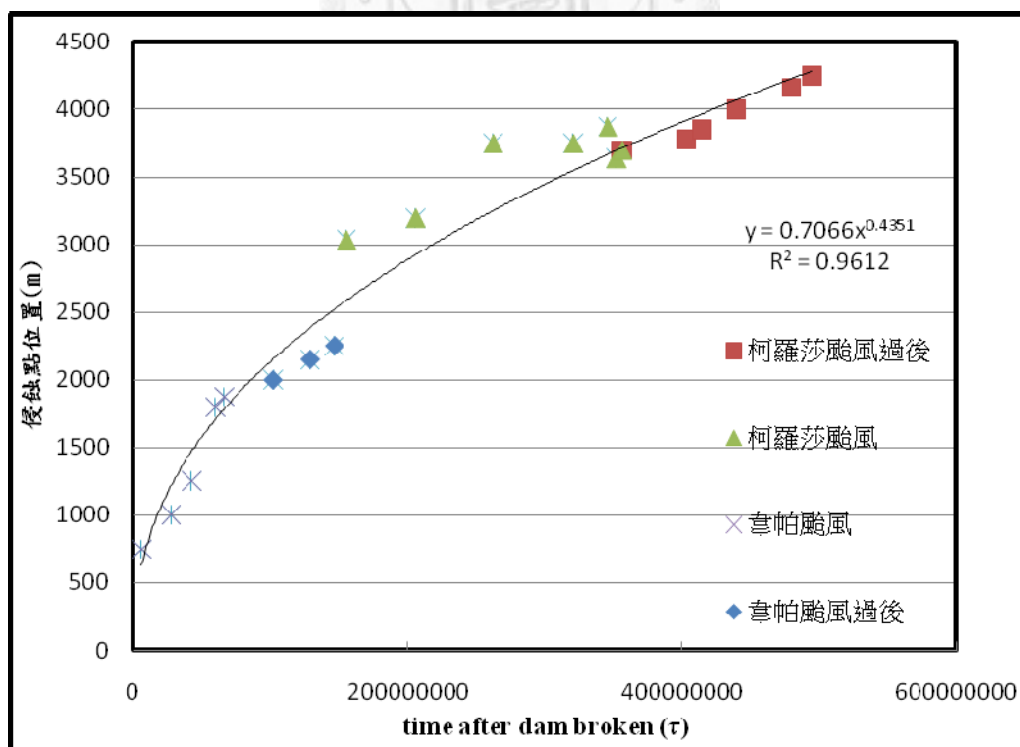


圖 4.22 侵蝕點位置移動圖(時間尺度= τ)

利用方程式假設的時間尺度($\tau=Dt$)畫出侵蝕點的移動速度，由圖 4.22 可發現移動的趨勢很明顯的是呈冪次分佈(power rule)。由以上結果可得知，不論是巴陵壩潰壩案例、黃世村(1992)研究河川中梯狀床型之運移特性研究，或是 Capart et al.(2009)發表的跌落點運移(knick-point migration)利用解析解、實驗及數值解分析研究，所得到跌落點(knick point)的運移方式皆利用冪次分佈(power rule)向上游侵蝕。故可下一結論，河川向源侵蝕的行為是以冪次(power rule)分佈向上游侵蝕。



第五章 結論與建議

5. 1 結論

一、穩定性指標

為了解巴陵壩上游河段於潰壩後，河床狀況是否達穩定，本研究利用 Jloxtnh(1903)提出的 $f1$ 值做為判斷河床穩定性的指標值，由結果顯示，巴陵壩上游河段於巴陵壩潰壩後，河段 $f1$ 值約從 0.5 上升至 3.3，雖穩定值增加，但推移載依舊處於運動狀態，河流整年皆有推移載的運移行為，而非汛期間，也有非常少量的推移載在運移，故可判斷巴陵壩上游河段於巴陵壩潰後呈現動態平衡的狀況。

二、數值模式(NETSTARS)

由於潰壩初期的行為非常複雜，並非一般情況下的輸砂行為，數值模式於模擬初期的輸出值會呈現極度震盪，導致分析及討論無意義，為避免此問題，本研究利用 Yang(1979)提出的 ω 值，將數值模式(NETSTARS)的輸出做計算，並且判斷該時間尺度的最小河流功率，確定河床狀況已達平衡後，再將模式輸出並分析討論；由研究結果顯示，數值模式(NETSTARS)必須於巴陵壩潰壩 500 小時後再輸出。然而，數值模式(NETSTARS)可模擬長時間以及常流量的案例，並且因為有考慮到粒徑以及護甲層，而更能接近現地實際的狀況，由輸出值可觀察出，巴陵壩潰壩 500 小時後，上游河床的變化並不大，屬一般河床之輸砂行為，符合現地量測資料的結果。

三、解析解

解析解主要是利用泥砂連續方程式推衍出擴散方程式，再以擴散方程式推導出解析解。由於本研究所使用之解析解適用於洪水期模擬河床沖刷的狀況，但其基本的假設與限制是無粒徑的考量以及不能有支流匯入的情況，並且在模擬時間過久後，擴散方程式則不適用，以上幾點皆為本研究結果的誤差產生原因。本研究利用此解析解分析巴陵壩潰後三個月內上游

的河床變化，由結果顯示，巴陵壩上游約 1200 公尺處的三光溪匯流，是為此處模擬的誤差來源。由模擬的結果可發現，韋帕颱風(Q_2 洪峰流量)對巴陵壩上游河床沖刷影響最大，其次，柯羅莎颱風(Q_{10} 洪峰流量)影響過後，河床高程已無太大之改變；且由數據顯示，於本研究案例 $Q_2 \sim Q_{10}$ 洪峰流量之洪水所造成的向源侵蝕速率約為 15m/hr；除此之外，研究結果也驗證了 Cantelli et al. (2004) 提出「大洪水事件時，會造成上游河床侵蝕速率加速」的觀念；至於向源侵蝕行為的部分，由研究結果顯示，河川的向源侵蝕行為是以冪次(power rule)之趨勢向上游運動。

5. 2 建議

一、穩定性指標

穩定指標是為一量化的參考數值，拿來判斷模式是否適合輸出則可，若要拿來判斷現地河段的穩定狀況，則需要判斷是否有其他因素，例如崩塌地、遞移率以及土石流等因素影響，除了利用指標判別之外，建議亦可利用河段本身來水來砂的條件來判斷其河段是否處於穩定或平衡之狀態。拉大時間尺度，預測未來上游河床變化。

二、數值模式(NETSTARS)

由於不同測量公司對量測斷面的結果資料表達不同，故輸入橫斷面資料前，須先做校正，再輸入模式；另外，亦可嘗試將研究時間拉長，預測未來河床變遷的情況。

三、解析解

可將研究時間尺度拉長，嘗試找出解析解適用的時間範圍，除此之外，應用至其他研究區域，觀察此解析解是否可通用，並且可嘗試歸納出台灣河川擴散係數的數值範圍。

參考文獻

1. Alessandro Cantelli, Chris Paola, Gary Parker (2004), "Experiments on upstream-migrating erosional narrowing and widening of an incisional channel caused by dam removal.", *Water Resource Research*, Vol. 40, W03304
2. Begin, Z. B., Meyer, D. F., and Schumm, S. A. (1980), "Knickpoint Migration in Alluvial Channels in Response to Base Level Lowering." *J. Waterways Port. Coastal and Ocean Div., ASCE*, Vol.106, No.WW3, 369-387
3. Cantelli, M. Wong, G. Parker, and C. Paola (2007), "Numerical model linking bed and bank evolution of incisional channel created by dam removal", *Water Resource Research*, Vol. 43, W07436, doi:10.1029/2006WR005621.
4. Chih Ted Yang (1978), "unit stream power equation for total load", *Journal of Hyderology*, Vol.40, 123-138.
5. Culling, W. E. H. (1960), "Analytical Theory of Erosion", *J. Geology*, Vol.68, No.3, 344-364
6. Heede (1967), "The Fusion of Discontinuous gullies", *Hydrological Sciences Journal*, Vol.12, Issue 4, 45-50
7. Howard H. Chang (2008) "Case Study of Fluvial Modeling of River Responses to Dam Removal", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 134, No. 3, 295-302
8. J. Crank (1956) "The Mathematics of Diffusion", Oxford Science Publication.

9. J. Keivorkian (1991) "Partial Differential equations: Analytical Solution Techniques", Springer-Verlag New York, Inc.
10. Jaramillo, W. F. (1983), "Aggradation and Degradation of Alluvial-Channel Beds." University of Iowa.
11. Jim Pizzuto(2002), "Effects of Dam Removal on River Form and Process" *BioScience*, Vol. 52 No. 8.
12. M. Bellal, H. Capart, S. Soares-Fraza, Y. Zech (2009), "Analytical, experimental, and numerical models of knickpoint migration", RCEM conference, 57-63.
13. Martin W. Doyle, Emily H. Stanley, and Jon M. Harbor(2002), "Geomorphic Analogies For Assessing Probable Channel Response To Dam Removal", Vol.38, No.6, 1567-1579
14. Yantao Cui, Christian Braudrick, William E. Diethrich, Brian Cluer, Gary Parker(2006), "Dam Removal Express Assessment Models (DREAM). Part 2: Sample runs/sensitivity tests", *Journal of Hydraulic Research* Vol. 44, No. 3, 308-323.
15. 台灣大學(2009), 「石門水庫集水區泥砂推估與處置綜合評析計畫」, 北區水資源局。
16. 巨廷工程顧問公司(2007), 「高台水庫可行性規畫—替代石門水庫供水水源工程規劃」, 經濟部水利署水利規劃試驗所。
17. 李鴻源, 楊錦釧, 葉克家, 楊志達, 謝慧民(1996), 「辮狀河系沖淤模式之發展(四)-NETSTARS 模式」, 國立台灣大學土木研究所。
18. 邦翊工程顧問公司(2009), 「98 年度巴陵壩上下游淤積砂石下一河道第一次測量作業」, 北區水資源局。
19. 邦翊工程顧問公司(2009), 「巴陵壩上下游河道淤積砂石下移測量

- 作業第四次測量報告」，北區水資源局。
20. 佳昇工程管理顧問股份有限公司(2008)，「巴陵壩上下游河道斷面測量作業」，北區水資源局。
 21. 林欣怡(2008)，「防砂壩移除對河床變遷影響之研究—以巴陵壩為例」，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文。
 22. 建安工程顧問有限公司(2008)，「巴陵壩上下游河道斷面測量作業」，北區水資源局。
 23. 財團法人台灣水利環境科技研究發展教育基金會(2009)，「橫向水工結構物移除、改善與河川效益評估」，水利規劃試驗所。
 24. 財團法人成大研究發展基金會(2008)，「大漢溪上游河床變化調查及治理規劃」，水利規劃試驗所。
 25. 張明軒(2005)，「集水區輸砂量變化與沖積物預算之分析」，國立台灣大學地理環境資源學研究所碩士論文
 26. 張書農，華國祥(1988)，「河流動力學」，水利電力出版社
 27. 黃世村(1992)，「河川中梯狀床形之運移特性研究」，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文。
 28. 黎明工程顧問股份有限公司(2001)，「石門水庫集水區攔砂壩淤積調查及清淤計畫」，北區水資源局。
 29. 錢寧(1958)，「沖積河流穩定性指標的商榷」，地理學報，Vol.24, No.2
 30. 錢寧、萬兆惠(1991)，泥砂運動力學，科學出版社。
 31. 謝慧民(1996)，「網路型河川擬似二維沖淤行為之數值模擬」，國立台灣大學土木工程學研究所博士論文。

簡歷



姓名：王滢婷 (Wang, Ying-Ting)

籍貫：花蓮縣 (Hualien, Taiwan)

生日：1986 年 7 月 25 日

e-mail：R97521308@ntu.edu.tw

學歷：

國立台灣大學土木工程研究所水利組 (2008~2010)

國立成功大學水利及海洋工程學系 (2004~2008)

國立花蓮女子高級中學 (2001~2004)