

國 立 交 通 大 學

土木工程學系

碩士論文

堰塞湖溢頂潰壩之試驗研究

Experimental Study on Overtopping Failure of Landslide Dams



研 究 生：黃信富

指 導 教 授：葉克家 博士

中 華 民 國 一 〇 一 年 八 月

堰塞湖溢頂潰壩之試驗研究

Experimental Study on Overtopping Failure of Landslide Dams

研究生：黃信富

Student : Hsin-Fu Huang

指導教授：葉克家

Advisor : Keh-Chia Yeh

國立交通大學

土木工程學系



Submitted to Institute of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

In Partial Fulfillment of the Requirements

For the Degree of Master

In

Civil Engineering

August 2012

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國 一〇一年 八月

堰塞湖溢頂潰壩之試驗研究

學生：黃信富

指導教授：葉克家

國立交通大學土木工程研究所

摘要

本研究以渠槽實驗模擬堰塞湖溢流破壞之過程。實驗中壩頂受到均勻之沖刷而不致產生局部潰口，為全斷面沖刷之一維動床過程。利用數位攝影機擷取到之影像來對水位歷程與水位變化速率、壩體剖面破壞過程與水流沖刷能力等進行探討；藉由無因次因子間之關係得到迴歸式，並與現地案例進行比較。

實驗結果發現，在壩體溢頂沖刷過程中，會分別出現反射波與退水波，可由水位變化速率的歷程中之最高與次高值來判別。而水流沖刷能力與水位變化速率存在有對應關係，主要沖刷階段發生於水位變化速率之最高值與次高值之間。

利用實驗數據獲得之迴歸式歸納(在壩體下游坡角 $\alpha = 35.5^\circ$ 時)，當壩體縱剖面類型為平坦型或稱矮長壩(寬高比， $B/H \geq 7.20$)時，其入流總水體積與壩體體積之比值將大於 1800；而當壩體縱剖面類型為高聳型或稱高長壩($7.20 > B/H \geq 1.20$)時，其比值將介於 240 ~ 1800 之間。

關鍵詞：堰塞湖、溢頂潰壩、沖刷能力、水位變化速率

Experimental Study on Overtopping Failure of Landslide Dams

Student : Hsin-Fu Huang

Advisor : Keh-Chia Yeh

Institute of Civil Engineering
National Chiao Tung University

Abstract

This study focuses on flume experiment to demonstrate the overtopping failure of landslide dam, and the purpose of this experiment is to observe and record the failure process. In the experiment, dam crest receives uniform erosion without encountering breach, so it can be considered as full-section erosion, i.e., one-dimensional mobile-bed process. Using the images captured by digital video camera, we discuss stage hydrograph, stage changing rate, dam profile with time, erosive capacity, and so on. Besides, using the functional relationship between dimensionless variables, we can obtain regression equation then compare it with field cases in Japan.

Experimental results show that, during the overtopping failure, reflected wave and retreated wave occur respectively. We can discern them by the highest stage change rate and the second. There is a corresponding relation between erosive capacity and stage change rate. Major erosion happens between the highest stage change rate and the second.

Taking the regression equation which is obtained from experiment data, under the condition of that slope of downstream face is degree of 35.5, it can be concluded that when the dam profile is flat ($B/H \geq 7.20$), the ratio value of total inflow water volume to dam volume would be larger than 1800; when the dam profile is sharp ($7.20 > B/H \geq 1.20$), the ratio value would be between 240 and 1800.

Keywords : landslide dam, overtopping, erosive capacity, stage change rate

誌謝

承蒙恩師 葉教授克家於就學期間的悉心指導與諄諄教誨，使本論文得以順利完成。研究所兩年期間，恩師對於做事方法與態度、分析問題、獨立解決問題能力之培養、邏輯思考的訓練等，熱心指導讓學生受益良多。並於日常生活中，受到恩師與師母的關心與照顧，謹此獻上最誠摯的感謝。

文稿初成，感謝國立台灣海洋大學趙教授勝裕、國網中心蔡博士惠峰及國立交通大學潘教授以文細心斧正與建議，使本論文更臻完善；此外，感謝系上老師於課業上的教導與啟發，亦感念交大土木系的資源設施，使學生受益無窮。

研究所期間非常感謝楊博士昇學的傾囊相授與指導，感謝仁凱學長與紹唐學長於實驗過程中的提點與協助。感謝仲達學長、柏傑學長、彥瑜學姐、唯泰學長、東洲學長在學業及研究上的照顧。感謝相處兩年的研究夥伴家榮、韋豪、岱玲、昀直、舒勤、芳綺、建翔，有了你們，我的研究生活才會如此的精采豐富，這段回憶會永遠存在我心。感謝學弟于軒、健賓的幫忙與參與，沒有你們的協助，我的實驗不會如此順利。

最後，衷心感謝的是含辛茹苦、撫育我成長的母親與兄長，由於你們的扶持與栽培，使我得以在無後顧之憂的情況下努力衝刺我的學業。謹將此份榮耀與喜悅獻給關心我的家人、師長、同學及所有朋友們，謝謝你們。

黃信富 謹銘於國立交通大學輸砂實驗室民國 101 年 8 月 2 日

目錄

摘要	I
Abstract.....	II
誌謝	III
目錄	IV
表目錄	VI
圖目錄	VII
符號說明	IX
第一章 緒論	1
1.1 研究動機.....	1
1.2 研究目的.....	2
1.3 文獻回顧.....	2
1.3.1 堰塞湖破壞機制	2
1.3.2 堰塞湖相關模型試驗(實驗方法).....	4
1.3.3 堰塞湖參數分析與迴歸(統計方法).....	7
1.4 研究方法.....	9
1.5 本文組織.....	10
第二章 實驗參數因次分析	16
2.1 因次分析方法.....	16
2.2 實驗參數因次分析.....	18
第三章 實驗佈置與實驗步驟	22
3.1 實驗設備.....	22
3.2 實驗配置與條件.....	24
3.3 實驗步驟.....	25
3.4 土壤力學試驗分析.....	26
3.4.1 篩分析試驗	26
3.4.2 比重試驗	26
3.4.3 定水頭試驗	27
3.4.4 直剪試驗	28
第四章 實驗結果與討論	42
4.1 水位對壩體安定性之影響.....	42
4.1.1 上游水位在不同流量下之特性	42
4.1.2 水位變化速率與壩體破壞時間之關聯	44
4.2 壩體幾何因子對壩體安定性之影響.....	45
4.3 水流沖刷能力對壩體存在之關係.....	46
4.3.1 壩體逐時體積計算	46

4.3.2 水流冲刷能力(Erosive capacity).....	47
4.3.3 水流冲刷能力與水位變化速率關係探討.....	48
4.3.4 壩體幾何因子對水流冲刷能力之影響.....	48
4.3.5 壩體逐時剖面分析.....	49
4.4 下游底床變遷過程討論.....	49
4.5 迴歸式建立.....	50
4.6 現地案例比較.....	52
4.6.1 迴歸式物理意義.....	52
4.6.2 日本地區案例比對.....	53
第五章 結論與建議.....	96
5.1 結論.....	96
5.2 建議.....	98
參考文獻.....	100



表目錄

表 3-1 流量率定紀錄表	30
表 3-2 DV 數位攝影機資料	30
表 3-3 試驗壩體比例常數	30
表 3-4 梯形壩體溢頂沖刷破壞實驗條件	31
表 3-5 實驗土壤粒徑分析紀錄表	32
表 3-6 實驗土壤比重分析紀錄表	32
表 3-7 實驗土壤滲透係數紀錄表	32
表 3-8 直接剪力試驗機壓力環校正報告書	33
表 3-9 實驗土壤直接剪力試驗表	33
表 3-10 實驗土壤各項土力性質	34
表 4-1 壩體上游水位紀錄表	55
表 4-2 特徵水位變化速率與對應時間	58
表 4-3 不同壩體編號對應之寬高比與破壞時間因子	59
表 4-4 壩體編號 D-I-18 沖刷能力	59
表 4-5 壩體編號 D-I-26 沖刷能力	60
表 4-6 壩體編號 D-II-18 沖刷能力	60
表 4-7 壩體編號 D-II-26 沖刷能力	61
表 4-8 壩體編號 D-III-18 沖刷能力	61
表 4-9 壩體編號 D-III-26 沖刷能力	62
表 4-10 沖刷能力迴歸壩體破壞時間比較表	62
表 4-11 日本地區堰塞湖資料收集表(重整 田畑茂清等, 2002)	63

圖目錄

圖 1-1 台灣與世界著名河川坡降比較圖(游佳飴, 2007).....	11
圖 1-2 草嶺地區大規模山崩前後對照圖(廖翊鈞, 2001).....	11
圖 1-3 堰塞湖的壽命(Shuster and Costa, 1986).....	12
圖 1-4 堰塞湖溢頂破壞示意圖(Takahashi and Kuang, 1988).....	12
圖 1-5 堰塞湖邊坡失穩破壞示意圖(Takahashi and Kuang, 1988).....	13
圖 1-6 堰塞湖溯源沖刷破壞示意圖(Takahashi and Kuang, 1988).....	13
圖 1-7 溯源沖刷類型(Gardner, 1983).....	14
圖 1-8 因溢頂沖刷造成堤岸破壞過程(Chinnarasri et al., 2003).....	14
圖 1-9 實驗值與迴歸值比較圖(修改自 Gregoretti et al., 2010).....	15
圖 1-10 無因次阻塞指標(DBI)定義圖(Ermini and Casagli, 2003).....	15
圖 2-1 實驗壩體相關參數示意圖.....	21
圖 3-1 可坡度大型明渠試驗水槽.....	35
圖 3-2 蜂巢型整流器.....	35
圖 3-3 傾斜度調整器.....	36
圖 3-4 坡度儀.....	36
圖 3-5 梯型不鏽鋼模具.....	37
圖 3-6 抽水馬達控制器.....	37
圖 3-7 大型明渠試驗機流量率定曲線(重繪 康偉國, 2007).....	38
圖 3-8 實驗配置圖.....	38
圖 3-9 實驗現場佈置.....	39
圖 3-10 壩體架設完成圖.....	39
圖 3-11 梯形壩體溢頂沖刷破壞實驗流程圖.....	40
圖 3-12 實驗土壤粒徑分佈.....	41
圖 3-13 直接剪力試驗結果圖.....	41
圖 4-1 取像分析流程圖(D-III-18, T = 20 sec).....	65
圖 4-2 上游流量 $Q = 12713.7\text{cm}^3/\text{s}$ 之水位歷線.....	66
圖 4-3 上游流量 $Q = 21676.9\text{cm}^3/\text{s}$ 之水位歷線.....	66
圖 4-4 壩體破壞時間判別流程(D-III-18).....	67
圖 4-5 壩體編號 D-I, 馬達頻率為 18Hz 與 26Hz 之水位歷線.....	68
圖 4-6 壩體編號 D-II, 馬達頻率為 18Hz 與 26Hz 之水位歷線.....	68
圖 4-7 壩體編號 D-III, 馬達頻率為 18Hz 與 26Hz 之水位歷線.....	69
圖 4-8 壩體編號 D-I-18 與 D-I-26 之水位變化速率過程.....	69
圖 4-9 壩體編號 D-II-18 與 D-II-26 之水位變化速率過程.....	70
圖 4-10 壩體編號 D-III-18 與 D-III-26 之水位變化速率過程.....	70
圖 4-11 上游來水碰撞壩體(D-II-18)產生之反射波.....	71
圖 4-12 壩體上游產生之退水波(D-II-18).....	71

圖 4-13	水位變化速率因子、寬高比與破壞時間因子關係圖.....	72
圖 4-14	壩體逐時剖面，壩體編號 D-I-18.....	73
圖 4-15	壩體逐時剖面，壩體編號 D-I-26.....	74
圖 4-16	壩體逐時剖面，壩體編號 D-II-18.....	75
圖 4-17	壩體逐時剖面，壩體編號 D-II-26.....	76
圖 4-18	壩體逐時剖面，壩體編號 D-III-18.....	77
圖 4-19	壩體逐時剖面，壩體編號 D-III-26.....	78
圖 4-20	壩體逐時體積，壩體規模 D-I.....	79
圖 4-21	壩體逐時體積，壩體規模 D-II.....	80
圖 4-22	壩體逐時體積，壩體規模 D-III.....	81
圖 4-23	梯形法示意圖(長度不相同的區間).....	82
圖 4-24	壩體逐時沖刷能力，壩體編號 D-I-18.....	83
圖 4-25	壩體逐時沖刷能力，壩體編號 D-II-18.....	84
圖 4-26	壩體逐時沖刷能力，壩體編號 D-II-18.....	85
圖 4-27	壩體逐時沖刷能力，壩體編號 D-II-26.....	86
圖 4-28	壩體逐時沖刷能力，壩體編號 D-III-18.....	87
圖 4-29	壩體逐時沖刷能力，壩體編號 D-III-26.....	88
圖 4-30	水位變化速率與水流沖刷能力對應關係圖，壩體編號 D-I-18.....	89
圖 4-31	水位變化速率與水流沖刷能力對應關係圖，壩體編號 D-I-26.....	89
圖 4-32	水位變化速率與水流沖刷能力對應關係圖，壩體編號 D-II-18.....	90
圖 4-33	水位變化速率與水流沖刷能力對應關係圖，壩體編號 D-II-26.....	90
圖 4-34	水位變化速率與水流沖刷能力對應關係圖，壩體編號 D-III-18.....	91
圖 4-35	水位變化速率與水流沖刷能力對應關係圖，壩體編號 D-III-26.....	91
圖 4-36	水位變化速率因子、寬高比與水流沖刷因子關係圖.....	92
圖 4-37	破壞時間因子之實驗數據與迴歸式計算值比較圖，採迴歸式(4-3).....	92
圖 4-38	水流沖刷因子之實驗數據與迴歸式計算值比較圖，採迴歸式(4-4).....	93
圖 4-39	破壞時間因子之實驗數據與迴歸式計算值比較圖，採迴歸式(4-6).....	93
圖 4-40	迴歸式物理意義示意圖：(a) 破壞時間因子類比關係；(b) 迴歸式(4-6)呈 現結果.....	94
圖 4-41	日本地區案例分析圖.....	95

符號說明

B ：壩頂寬度

C_c ：級配係數(曲率係數)

C_u ：均勻係數

d_{10} ：土壤之有效粒徑

d_{50} ：土壤之中值粒徑

e ：孔隙比

E_r ：水流沖刷能力

g ：重力加速度

G_s ：土壤比重

h ：壩體上游水位

H ：壩體高度

H_r ：壩體下游泥砂層厚度

K_s ：滲透係數(飽和水力傳導度)

L ：壩底寬度

Q ：上游入流量

T_b ：壩體穩定存在的時間

T_f ：至壩體開始產生局部潰口所需之時間(壩體破壞時間)

α ：壩體下游坡角

β ：壩體上游坡角

γ_d ：土壤乾單位重

θ ：渠道坡度

μ ：流體黏滯係數

ρ_w ：流體密度

ϕ_s ：土壤摩擦角



第一章 緒論

1.1 研究動機

台灣本島位於西太平洋板塊交界處，係由歐亞大陸板塊、沖繩板塊和菲律賓海板塊擠壓而隆起的島嶼。南北縱長 383 公里，東西寬約 142 公里，總面積 36,000 平方公里中，因山峰綿延，山多平地少，坡降在 5% 以內之平原地區僅占約 30%，全島以中央山脈縱貫其間，河川溪流多以中央山脈為其分水嶺，坡陡流短且急促，此特性與世界著名河川的坡降相比更甚顯著，如圖 1-1 所示。民國 88 年發生的九二一大地震使得全台山脈之土石產生嚴重鬆動，圖 1-2 為草嶺地區大規模山崩前後對照圖，自此之後每逢颱風豪雨，上游邊坡發生大規模地滑或崩塌已屢見不鮮，且當崩落土石落於河道並堆置其中時，將阻斷河道水流而形成堰塞湖。

潘以文等(2011)曾對堰塞湖作如下定義：原有水系被阻塞物阻斷溪流因而造成上游淹沒成湖；阻塞物的來源可能因豪雨或地震造成的崩塌物堆積或是因火山的熔岩流或冰河的冰積物等堆積而形成。

根據 Schuster & Costa (1986)統計 83 個案例資料顯示(圖 1-3 所示)，22% 堰塞湖形成一天內便潰決，44% 於一週內潰決，59% 於一個月內潰決，91% 於一年內潰決。如前段所述，由於台灣河道坡降劇烈，當堰塞湖於狹窄山谷潰決後，其洪水波迅速沖向下游，對下游居民帶來嚴重威脅。

1.2 研究目的

當堰塞湖形成時，人們對它的初步了解只有幾何形狀與該地區之水文特性，並無法立即獲得顆粒組成、土壤特性抑或是壓實程度等細部資訊。為能利用壩體幾何特性與上游流量對壩體破壞時間(T_f)進行約略性預測，同時提供決策者判定依據，本研究製作縮尺度之梯型土壩，設計不同定流量(Q)與不同寬高比(B/H)之案例，對水位變化特性與壩體沖刷過程進行探討。本研究結果除尋求實驗參數無因次間之關係外，亦對壩體逐時剖面進行記錄，彙整基本數據供後續數值模擬檢定與驗證之用。

1.3 文獻回顧

1.3.1 堰塞湖破壞機制



堰塞湖破壞可分為壩頂溢流、壩體邊坡不穩定或溯源沖刷三種機制所引致。以下介紹不同破壞機制之天然壩潰決過程。

1. 壩頂溢流破壞(Erosion due to overtopping)

根據 Schuster (1995)統計顯示，在 202 個天然壩破壞案例中，共有 197 個案例係因壩頂溢流而破壞，佔破壞總數 97.5%，比例極高，故壩頂溢流破壞是堰塞湖破壞之主因。Takahashi & Kuang (1988)說明此破壞機制發生於上游水量充足，且壩體具有低滲透性及高強度。上游水量增加速度大於滲流量，因壩體強度較高之關係，壩體不致在水流溢頂前產生崩潰。當上游水位持續上升溢過壩頂時，溢流沖刷便開始，壩頂的土體隨水流沖刷至下

游而形成土石流，如圖 1-4 所示。

2. 邊坡失穩破壞(Instantaneous slip failure)

Takahashi & Kuang (1988)提出壩體具有中度滲透性與較低強度時，雖水位上升快速，但水流亦可從壩體底部流出。當水位達一臨界值，壩體自身將沿滑動面破壞，此種破壞通常發生在壩體上、下游面陡峭之狀況，且在破壞過程中，滑動塊體滑出而導致壩高降低，湖水越過壩頂而產生二次破壞。然而，堰塞壩體在形成過程中由於崩落土石滑動撞擊河床表面而堆積成壩，壩體上、下游坡面傾角通常小於崩落材料安息角甚多，故此種破壞機制發生機會並不多，如圖 1-5 所示。

3. 溯源沖刷破壞(Progressive failure)

Takahashi & Kuang (1988)提到若壩體具有高度滲透性，且壩體強度較低時，下游壩趾滲流出口易產生崩塌，漸進式地向上游傳遞，直到壩體發生破壞，如圖 1-6 所示。此外，Gardner (1983)對於溯源沖刷型態作分類，敘述如下：

- (1) 下游淤積傾斜型：坡折面隨時間以坡折點旋轉，如圖1-7(a)所示；
- (2) 下游無淤積傾斜型：坡折點於底部旋轉，如圖1-7(b)所示；
- (3) 平行退後型：土體崩落而平行退後，如圖1-7(c)所示；
- (4) 交替型：(1)及(2)型交替，如圖 1-7(d)所示。

1.3.2 堰塞湖相關模型試驗(實驗方法)

Leps (1973)提到堆石壩體下游坡面之穩定性是根據：(1) 壩體材料相對密度：隨著相對密度增加，剪應力也會增加，穩定性也會上升；(2) 滲流最大坡降(maximum gradient)：當水力坡降越大時，滲流速度也越快，穩定性進而下降；(3) 壩體下游坡角(α)：此為控制滲流之邊界條件。

Wörman (1993)調查造成土砂離開下游濕潤面之剪應力與壩體破壞過程中下游坡面之變化體積。實驗過程使用排列良好之粗礫石土壩，渠槽為水平狀態，壩體破壞過程與一些參數相關，包含離開濕潤面之滲流高度(h_s)、滲流角度(α)與比例係數($\lambda = \text{滲流區域體積} / \text{下游坡面表層土壤體積}$)。結果顯示，下游坡面之最小穩定體積(minimum stable volume, MSV)在不同材質下其大小也不同，碎礫石的最小穩定體積相對於圓礫石減少約 20%。

Liao & Chou (2003)利用一系列的實驗來了解堰塞壩體破壞的機制，實驗壩體由粗砂與細礫石材料組成，給定一壩頂甚寬之壩體形狀，置於可坡度渠槽，而實驗時之坡度變化從 $12^\circ \sim 24^\circ$ 之間，並藉由不同流量觀察壩趾破壞狀況。當流量較小時，壩趾破壞逐漸往上游傳遞；流量較大時，壩趾則呈現不穩定狀態，同時壩體發生溢流破壞。

Chinnarasri et al. (2003)說明堤岸頂溢流時之沖刷率(degradation rate)與

堤後坡度有關，坡度愈大，沖刷率愈大，並利用非均勻砂堆置試驗壩體，描述溢頂沖刷之變化過程，如圖 1-8 所示。

Ripendra (2008)藉由實驗案例對自身模式進行檢定驗證，實驗壩體為三角壩體，壩體下游坡角(α)小於上游坡角(β)。當上游流量與壩高為固定時，可決定臨界渠道坡度。若渠槽坡度接近臨界渠道坡度時，壩體將發生邊坡失穩破壞；若渠槽坡度小於臨界渠道坡度，破壞型態為溯源沖刷；若渠槽坡度大於臨界渠道坡度，破壞型態則為溢流破壞。

Yan & Cao (2009)於實驗室觀察土壩邊坡受水流侵蝕過程，提出當水位高過土壩時，侵蝕壩體主要作用為溢流沖刷，在沖刷過程中，壩體下游處有水躍產生；而土壩完全潰決後，底床變化則由入流流量、泥沙粒徑及底床床形決定，且潰壩後底床高程示意圖與 Chinnarasri et al. (2003)所提之結論相吻合。

Gregoretto et al. (2010)利用三種不同粒徑(材料 A, $d_{50} = 3.9\text{mm}$; 材料 B, $d_{50} = 6.8\text{mm}$; 材料 C, $d_{50} = 10.3\text{mm}$)之壩材在坡度 $10\%(5.71^\circ)$ 以下之實驗渠槽進行實驗，針對溯源沖刷破壞探討臨界水位(D_{cr})與實驗參數間之函數關係。該研究使用 Buckingham π -method，選取壩高(H)，滲透係數(K)與水密度(ρ)為重複參數，得到關係式：

$$\frac{D_{cr}}{H} = f\left(\frac{D_0}{H}, \frac{1}{K} \frac{\Delta D}{\Delta t}, \frac{b}{H}, \tan\alpha, \tan\beta, \tan\theta, \frac{d_{50}}{H}, \frac{\rho_s}{\rho}, \tan\phi_s, n, \frac{K}{\sqrt{gH}} \right) \quad (1-1)$$

式中， D_{cr} ：壩體上游之臨界水位； D_0 ：壩體上游之初始水位； $\frac{\Delta D}{\Delta t}$ ：水位變化速率； H ：壩體高度； b ：壩寬； α ：壩體下游坡角； β ：壩體上游坡角； θ ：渠槽坡度； ρ ：水密度； d_{50} ：土壤顆粒之中值粒徑； ρ_s ：土壤密度； φ_s ：土壤摩擦角； n ：土壤孔隙率； K ：滲透係數。同時根據實驗條件與探討目標對關係式進行省略後，依實驗數據可得到(1-2)式：

$$\frac{D_{cr}}{H} = [a_1 + a_2 \tan \theta] \left[a_3 + a_4 \left(\frac{H}{d_{50}} \right)^{a_5} \right] [a_6 + a_7 \tan \alpha] \quad (1-2)$$

式中， $a_1 = 0.0855$, $a_2 = 0.4359$, $a_3 = 2.4661$, $a_4 = 51.22$, $a_5 = -1.1967$, $a_6 = 4.1901$, $a_7 = -2.4952$ 。最後，對實驗值與迴歸值進行比較，如圖 1-9 所示。

何欣眉(2009)使用非凝聚性土石壩對滲流及溢流破壞做定性描述，滲流實驗中，壩體在穩定狀況(下游放置石籠)壩體崩壞速率較非穩定狀況快；溢流實驗中，不同壩底寬度在溢流破壞後，短壩蓄水量的下降曲線相較長壩，呈現較陡之趨勢。

游承勳(2010)對二維壩體潰口進行探討，潰口形成初始會產生側向侵蝕，而後接著縱向刷深，再以側向侵蝕速率漸增而縱向刷深速率漸減的方式結束沖刷行為。若水流沖刷能力較大，則潰口形狀為梯形；反之為三角形。

回顧相關實驗研究，其探討重點多圍繞在壩體破壞型態發生之特性，與壩體潰口形狀變化，大多皆為定性描述，鮮少輔以數據分析，雖對未來現地堰塞湖破壞機制之預測有相當助益，但仍無法概估可能破壞時間範圍。

而進行定量分析者(Gregoretto et al., 2010)使用之參數多為壩體細部資訊(如中值粒徑、河床坡度與壩體下游坡角)。因此，本研究將分析不同定流量在不同壩體規模下之沖刷速度，並對實驗參數間之無因次關係進行定量探討。

1.3.3 堰塞湖參數分析與迴歸(統計方法)

Ermini & Casagli (2003)以義大利、日本、美加地區及少數其他國家之堰塞湖案例資料，歸納出堰塞湖天然壩穩定性指標，即無因次阻塞指標(dimensionless blockage index, DBI)，其定義為：

$$DBI = \log\left(\frac{A_b \times H_d}{V_d}\right) \quad (1-3)$$

式中， A_b 為集水面積， H_d 是天然壩壩高， V_d 為堰塞湖體積。

根據 84 個堰塞湖案例統計結果發現(如圖 1-10)， $DBI < 2.75$ ，則壩體為穩定， $DBI > 3.08$ 則為不穩定， DBI 介於 2.75 與 3.08 之間者則為過渡區。

Korup (2004)分析紐西蘭境內 232 個堰塞湖，提出了壩高、壩體積、湖體積、集水面積及集水區內之高差(local relief)是影響堰塞湖的重要因子，並建議了三個無因子指標如下：

1. Backstow Index: $I_s = \log\left(\frac{H_D^3}{V_L}\right)$ ， $I_s < -3$ 為不穩定， $I_s > 0$ 為穩定 (1-4)

2. Basin Index: $I_a = \log\left(\frac{H_D^2}{A_c}\right)$ ， $I_a > 3$ 為穩定 (1-5)

3. Relief Index: $I_r = \log\left(\frac{H_D}{H_R}\right)$ ， $I_r = -1$ 為穩定存在之臨界值 (1-6)

上述各式中， H_D 為最大壩頂高， V_L 為堰塞湖體積， A_c 為集水區面積， H_R 為集水區內高差。上述經驗式指標只用於快速評估，而指標之臨界值亦應隨著資料之增加而有所修正。

Dong et al. (2009)利用日本地形資料齊全之案例 46 筆，採用鑑別分析找尋控制影響堰塞湖穩定性的參數，其中最重要者包括尖峰流量或集水面積、壩高、壩寬以及壩長，該研究亦建立預測壩體穩定性之多變量分析模式，其方程式 PHWL_Dis (式(1-7))與 AHWL_Dis (式(1-8)) 如下：

$$D_s = -2.94*\log(P)-4.58*\log(H)+4.17*\log(W)+2.39*\log(L)-2.52 \quad (1-7)$$

$$D_s = -2.62*\log(A)-4.67*\log(H)+4.57*\log(W)+2.67*\log(L)+8.26 \quad (1-8)$$

式中 D_s 為鑑別分數，當 $D_s < 0$ ，壩體屬於不穩定；當 $D_s > 0$ ，則壩體屬於穩定。 P ， A ， H ， W ， L 為天然壩上游集水區尖峰流量、集水面積、天然壩壩高、壩寬(沿河道寬)、壩長(跨河道長)，這兩個鑑別分析統計模型正確率分別為 88.4%與 86%。

綜合上述研究，前人對於壩體與集水區之相關參數進行統計，分別對各自研究內的堰塞湖案例進行分析，找出最近似之不等式或迴歸式，此法可供日後快速評估使用。然其缺點為迴歸式隨著案例數增加而必須有所調整，以達到較精準預測之目的，缺乏以物理現象解釋之關係式。本研究以實驗結果之迴歸式對現地案例進行比較，探究模型實驗結果可否對現地狀況做評估。

1.4 研究方法

本研究利用位於國立交通大學河川輸砂實驗室之可調坡度大型明渠試驗機，進行模型梯型土壩之溢流破壞所引致潰壩及其下游底床沖刷實驗，考量兩種不同上游流量下，梯型壩體受沖刷之行為與上游水位變化，並對現象作分析探討。藉由觀測上游水尺得到水位歷線及水位變化速率；利用拍攝之影像轉換成圖片，得到逐時壩體剖面進而推求水流沖刷能力。研究方法大致可分為，土壤實驗、影像觀測及壩體溢頂沖刷實驗。

1. 土壤實驗：為掌握實驗土壤之力學性質，將實驗土壤分別作篩分析試驗、比重試驗與定水頭試驗，以了解實驗土壤特性。
2. 影像觀測：架設一台數位攝影機於渠槽玻璃側邊記錄壩體受上游水流沖刷下之過程，另架設兩台數位相機，一台用於觀看壩體是否產生非一維潰口之破壞；另一台用於記錄壩體上游水位之變化。影像經過剪輯後，須經由軟體(free video to JPG converter)將影像轉換成圖片。判圖上，使用 WINDIG25 軟體，利用圖片上不共線三點決定座標軸，此可記錄實驗壩體逐時剖面與對應水位，並還原壩體體積。
3. 壩體溢頂沖刷實驗：利用梯型不鏽鋼模具將實驗壩體定型，調整每次實驗所需之流量，而當上游來水到達壩體坡面，碼表開始計時，當渠槽中的壩體土壤完全消失，實驗結束，重複不同壩體規模與流量進行沖刷實驗。

1.5 本文組織

本研究對模型壩體進行溢頂沖刷試驗研究，全文共分五章，茲簡述章節內容如下：

第一章 緒論：說明研究動機、回顧前人研究及研究方法概述。

第二章 實驗參數因次分析：考慮影響因子決定觀測參數與因次式。

第三章 實驗佈置與實驗步驟：介紹實驗設備、配置、條件與土壤性質。

第四章 實驗結果與討論：分析水位歷線對壩體安定性之影響、水流沖刷能力對壩體存在之關係與下游底床變遷過程，建立迴歸式，最後，利用實驗迴歸式與日本現地案例進行比較。

第五章 結論與建議：歸納研究中得到之結果，並建議後續研究方向。



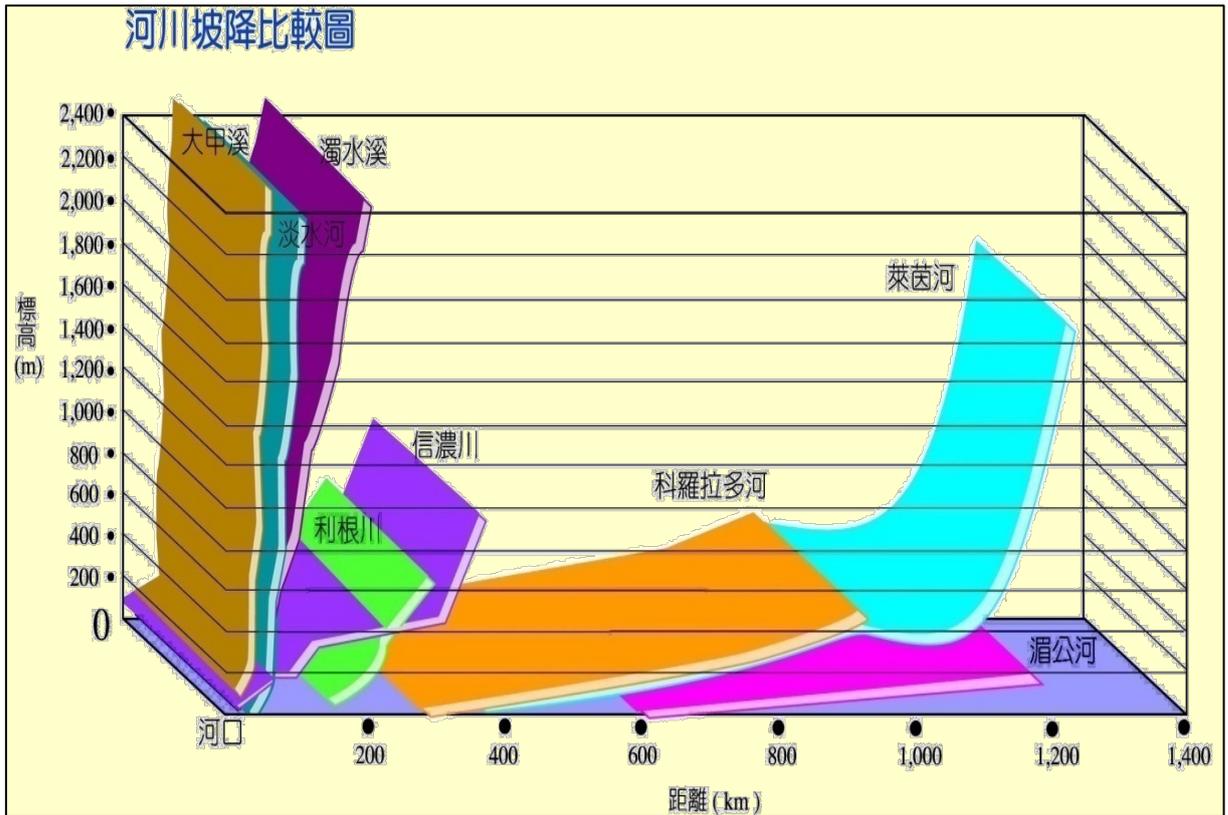


圖 1-1 台灣與世界著名河川坡降比較圖(游佳飴，2007)

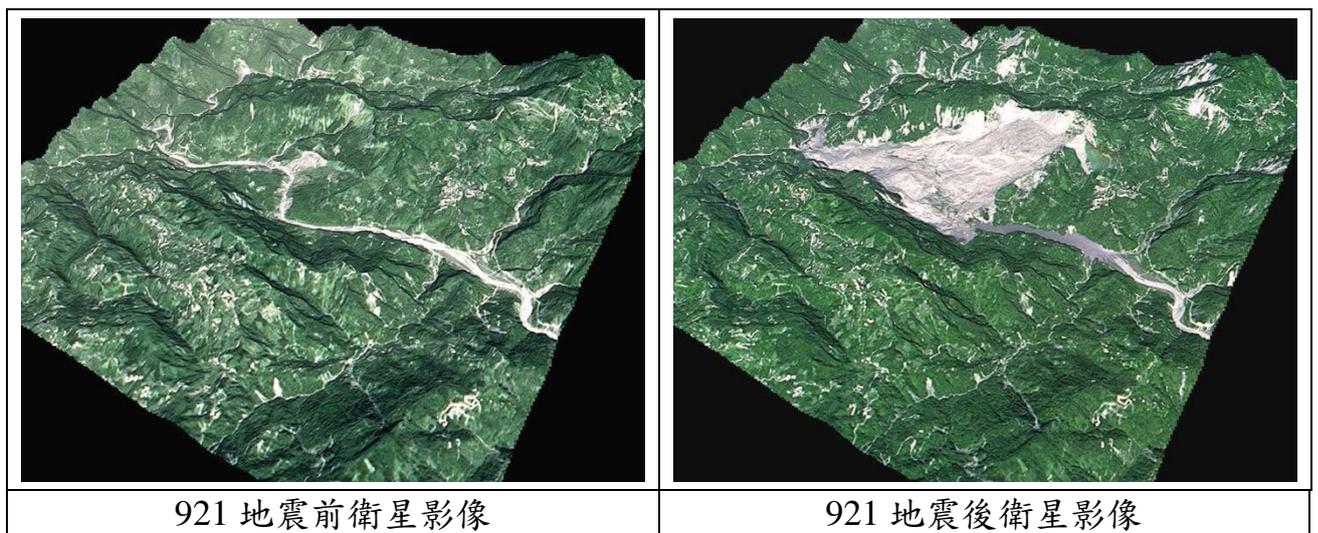


圖 1-2 草嶺地區大規模山崩前後對照圖(廖翊鈞，2001)

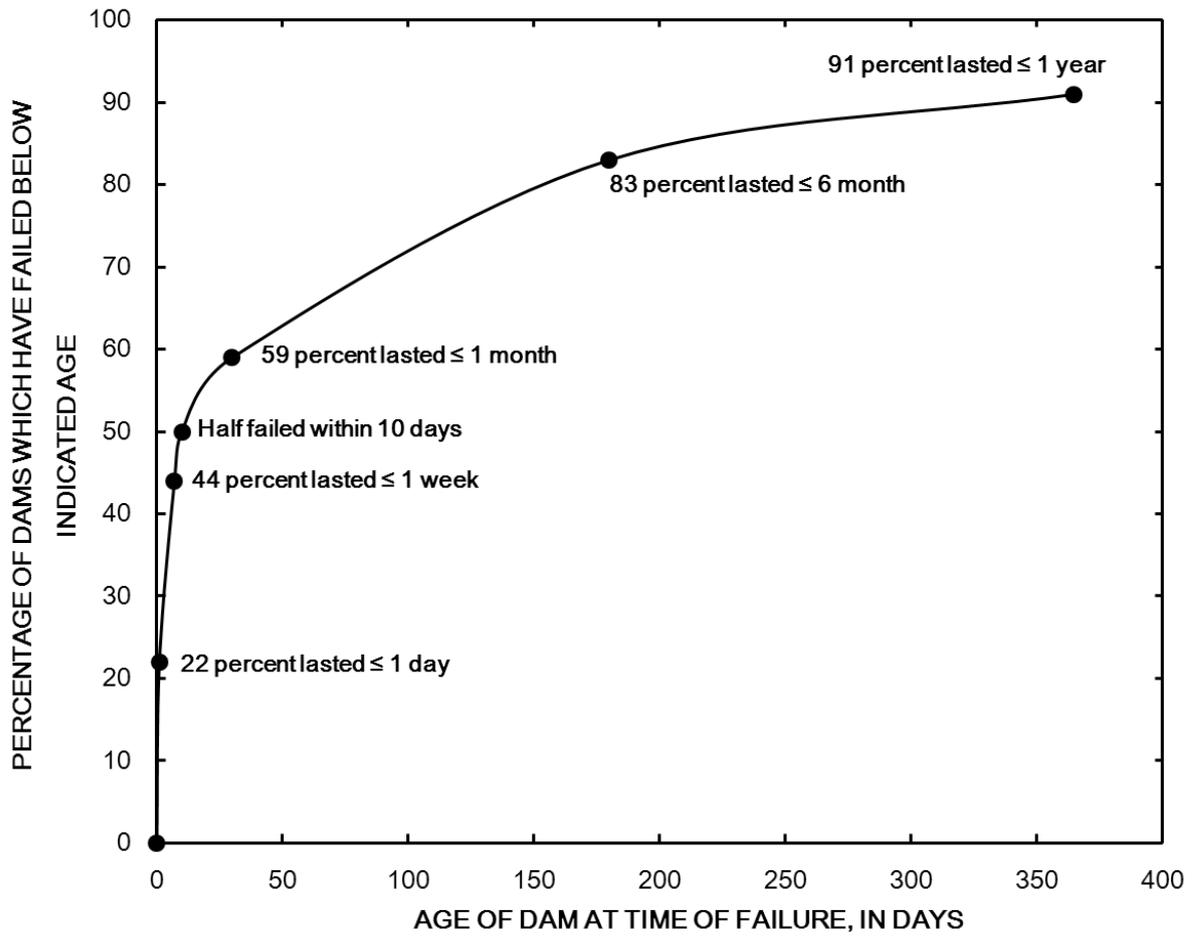


圖 1-3 堰塞湖的壽命(Shuster and Costa, 1986)

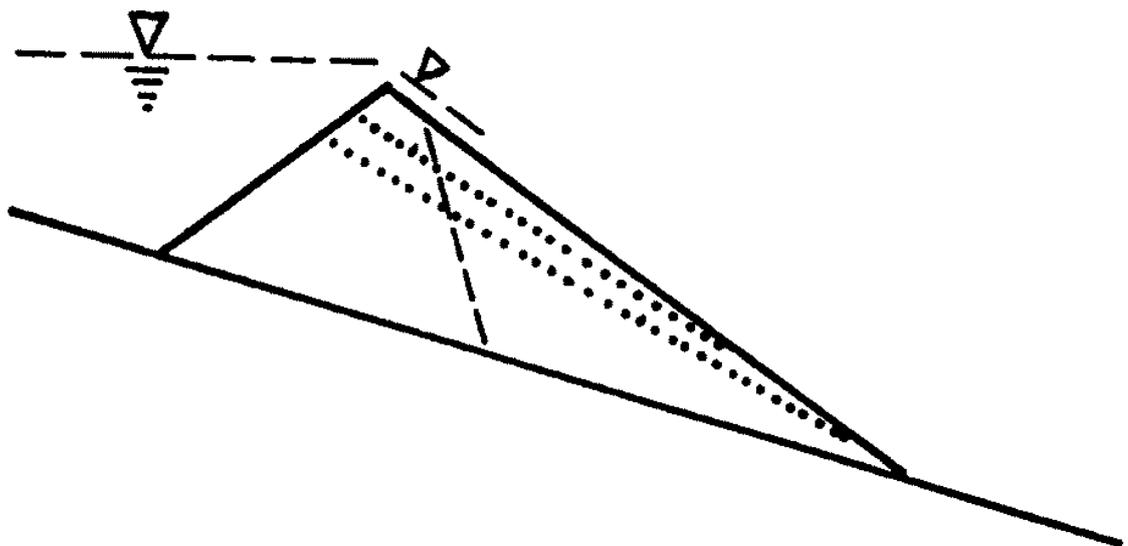


圖 1-4 堰塞湖溢頂破壞示意圖(Takahashi and Kuang, 1988)

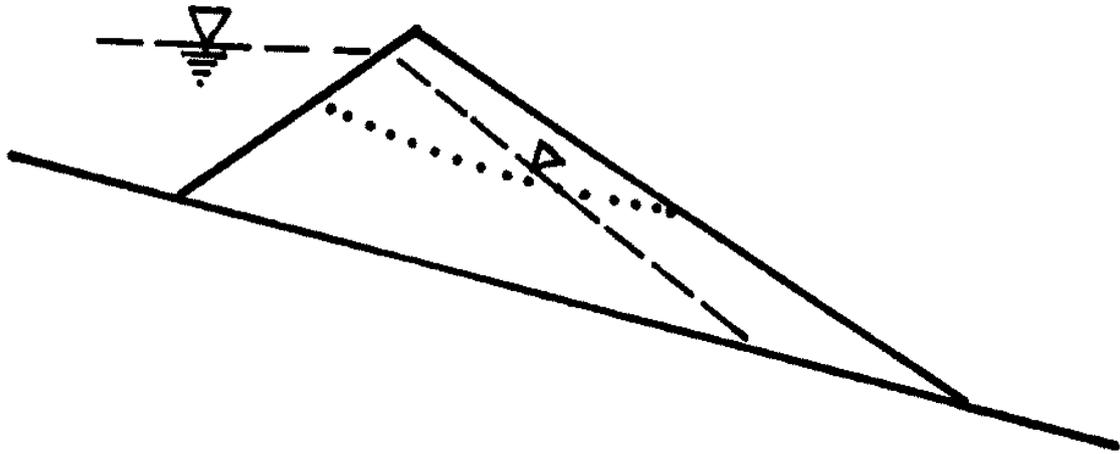


圖 1-5 堰塞湖邊坡失穩破壞示意圖(Takahashi and Kuang, 1988)

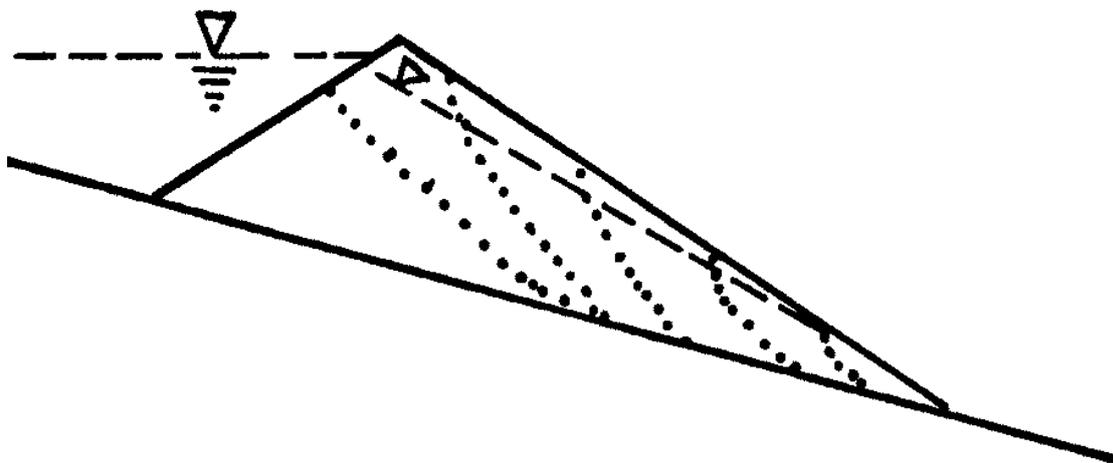


圖 1-6 堰塞湖溯源沖刷破壞示意圖(Takahashi and Kuang, 1988)

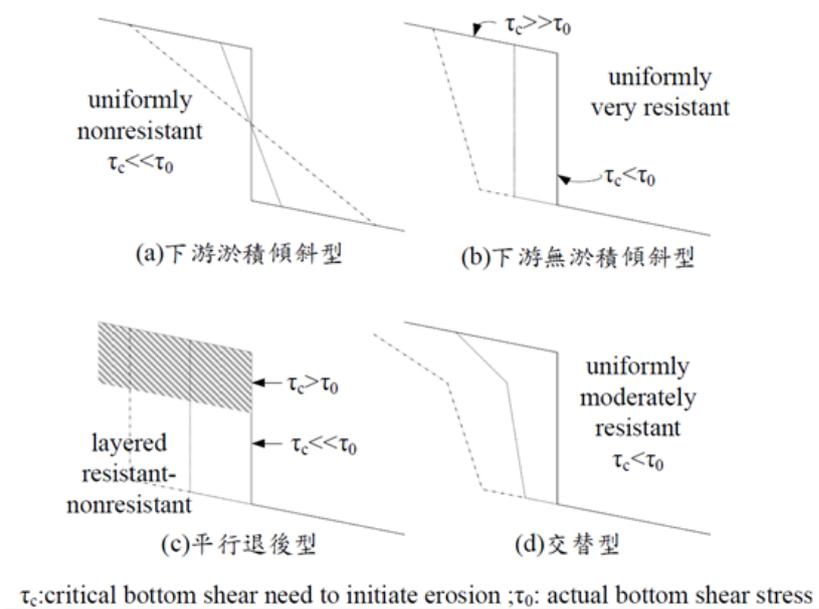


圖 1-7 溯源沖刷類型(Gardner, 1983)

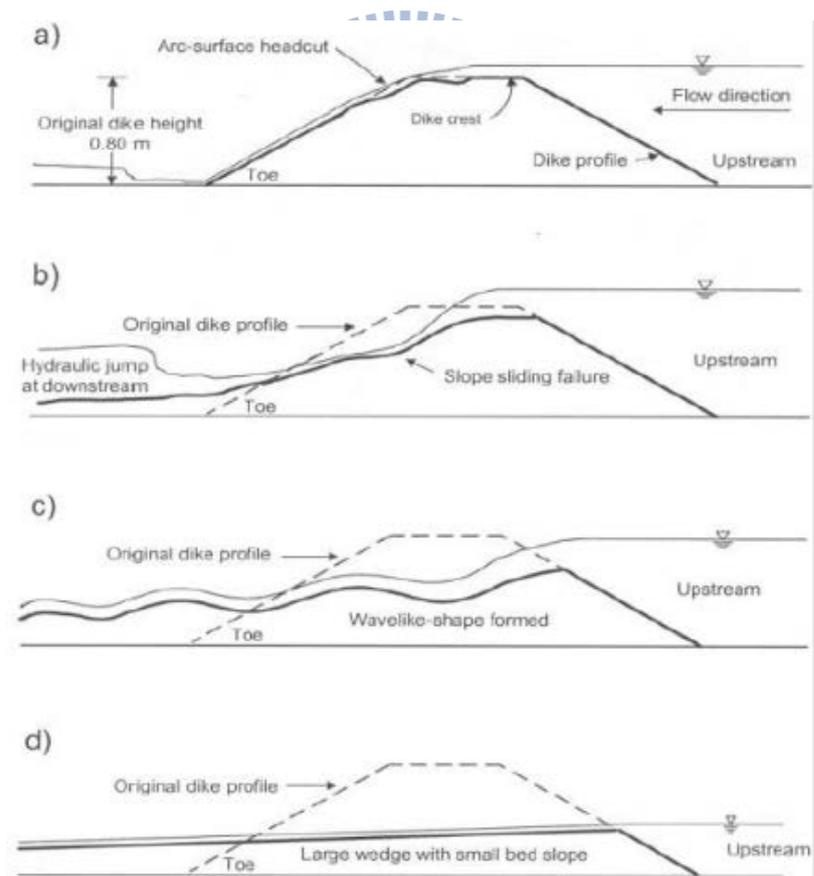


圖 1-8 因溢頂沖刷造成堤岸破壞過程(Chinnarasri et al., 2003)

(a)起始於堤頂發生微小沖蝕，(b)邊坡發生滑動破壞，(c)床形發展成波浪形狀，(d)最後發展成一楔型床形。

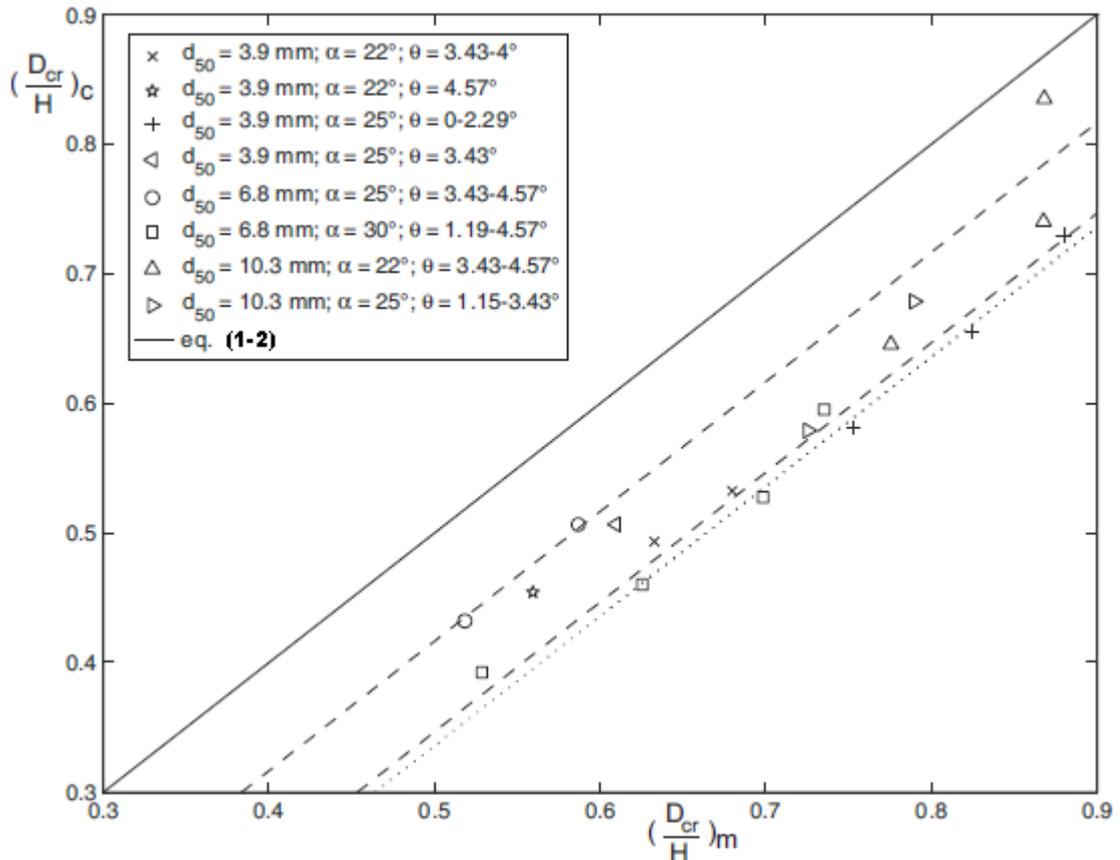


圖 1-9 $(\frac{D_{cr}}{H})$ 實驗值與迴歸值比較圖(修改自 Gregoretti et al., 2010)

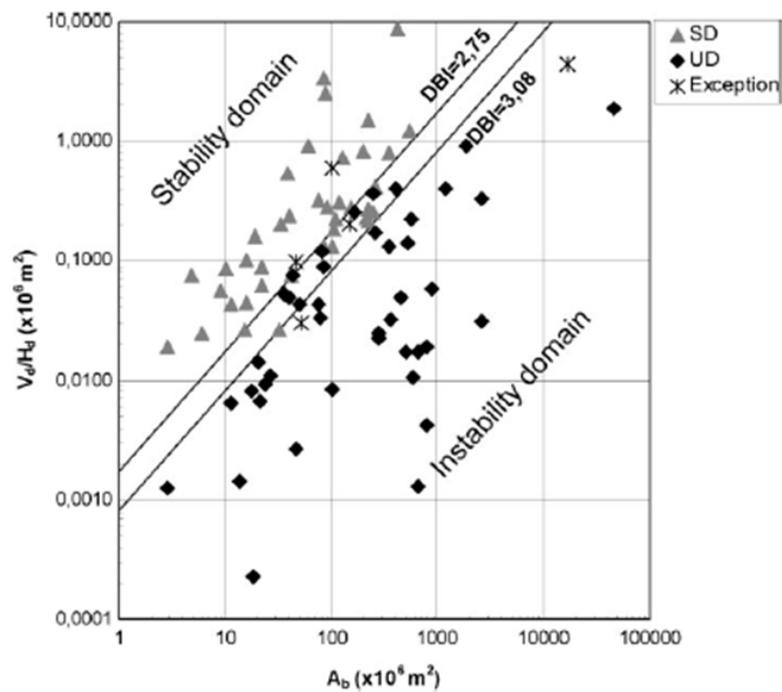


圖 1-10 無因次阻塞指標(DBI)定義圖(Ermini and Casagli, 2003)

第二章 實驗參數因次分析

2.1 因次分析方法

因次分析，可減少問題中之變數，將帶有因次之變數進行組合，形成無因次參數，使更容易了解變數間之函數關係。經因次分析決定主要因子，一般常用的因次分析方法有兩種：(a) Rayleigh method 及(b) Buckingham π -method。

(a) Rayleigh method

西元 1899 年 Rayleigh 所提出的一種因次分析方法，其方法是以指數方程式的形式表示，等號兩邊之因次須為齊次。一般表示為：

$$A = C(A_1^a, A_2^b, A_3^c, \dots) \quad (2-1)$$

(b) Buckingham π -method

Buckingham π -method 敘述的是，在一個因次齊次方程式若有 n 個變數可被 m 個基本因次(如 M 、 L 、 T 等)完全描述，則可將其歸為 $(n-m)$ 個 π 項，其皆為無因次之參數並可以獨立變數 A 表示：

$$\begin{aligned} \pi_1 &= A_1^{a_1} A_2^{b_1} \dots A_m^{m_1} A_{m+1} \\ \pi_2 &= A_1^{a_2} A_2^{b_2} \dots A_m^{m_2} A_{m+2} \\ &\dots\dots\dots \\ \pi_{n-m} &= A_1^{a_{n-m}} A_2^{b_{n-m}} \dots A_m^{m_{n-m}} A_n \end{aligned} \quad (2-2)$$

分析步驟：

1. 列出相關實驗參數：

此步驟是將實驗相關參數列出，不論該參數是否含有因次，而參數的選用則是依實驗者的問題或是欲探討現象而定。在實驗進行時，實驗操作者一般會希望參數數量盡可能保持最少，以便減少實驗量，因此，最重要的是確保實驗參數間是獨立的。例如，壩體體積(V)及壩體高度(H)都是重要的參數，然而這兩參數間具有關聯性，必須則一選取。

2. 將實驗參數用基本因次表示：

通常在處理一般的流體力學問題時，基本因次會選用 M 、 L 、 T 或 F 、 L 、 T 。這兩組因次可利用牛頓第二定理轉換($F = ma$)，而 $F \equiv MLT^{-2}$ 。例如， $\rho_w \equiv ML^{-3}$ 或是 $\rho_w \equiv FL^{-4}T$ 。

3. 決定需要之 π 項：

若有 n 個變數可被 m 個基本因次(如 M 、 L 、 T 等)完全描述，則可將其歸為 $(n-m)$ 個 π 項。

4. 選取固定數目之重複參數：

此步驟之重複參數數量必須等同於使用到之基本因次數，目的是為了防止實驗參數與自身形成無因次。

5. 藉由乘上未重複參數形成 π 項：

每個 π 項皆可由 $A_1^{a_i} A_2^{b_i} A_3^{c_i} A_i$ 所組成，其中 A_i 為未重複參數， A_1 、 A_2

與 A_3 為重複參數；此外，指數 a_i 、 b_i 與 c_i 可藉由與 A_i 之因次項進行平衡而得到。

6. 重複步驟 5 將其餘參數無因次化。
7. 檢查是否每個 π 項為無因次。
8. 將所有之 π 項組合為關係式：

典型之關係式可表示為 $\pi_1 = f(\pi_2, \pi_3, \dots, \pi_{n-m})$ ，其中 π_1 是實驗者所重視的無因次因子，並可利用此式來對問題進行描述。實驗者須注意的是必須是對因子作探討，而非只對個別實驗參數，確切的方程式關係則取決於實驗數據。



2.2 實驗參數因次分析

本研究採用之方法為 Buckingham π -method。為決定影響壩體穩定及對下游底床沖刷造成地形改變之相關物理參數，本實驗將影響物理參數因子分為三類，分別為流體性質、幾何特性與水力特性。

- (1) 流體性質：流體密度(ρ_w)、流體黏滯係數(μ)；
- (2) 幾何特性：壩體高度(H)、壩底寬度(L)、壩頂寬度(B)、壩體下游底床泥沙厚度(Hr)、土壤顆粒之中值粒徑(d_{50})、壩體下游坡角(α)、壩體上游坡角(β)、土壤摩擦角(ϕ_s)；
- (3) 水力特性：重力加速度(g)、上游入流量(Q)、水位變化速率(V_c)、壩體後方之上游水位(h)、水流沖刷能力(Er)、渠道坡度(θ)、壩體穩定存在的

時間(T_b)、至壩體產生局部潰口所需之時間(或稱壩體破壞時間)(T_f)。

依據上述影響參數，利用 Buckingham π -method，在實驗渠槽中調整不同的幾何形狀及水力特性，分析影響壩體破壞之函數關係如(2-3)式與(2-4)式所示：

$$F_1(T_f, \rho_w, \mu, g, Q, V_c, h, \theta, H, L, B, Hr, \alpha, \beta, \varphi_s, d_{50}, T_b) = 0 \quad (2-3)$$

$$F_2(Er, \rho_w, \mu, g, Q, V_c, h, \theta, H, L, B, Hr, \alpha, \beta, \varphi_s, d_{50}, T_b) = 0 \quad (2-4)$$

選取 ρ_w 、 Q 、 H 為重複參數，將(2-3)式與(2-4)式無因次化如下：

$$\frac{T_f Q}{H^3} = f' \left(\frac{\mu H}{\rho_w Q}, \frac{H^5 g}{Q^2}, \frac{h}{H}, \tan \theta, \frac{L}{H}, \frac{B}{H}, \frac{Hr}{H}, \tan \alpha, \tan \beta, \tan \varphi_s, \frac{d_{50}}{H}, \frac{T_b Q}{H^3}, \frac{V_c H^2}{Q} \right) \quad (2-5)$$

$$\frac{Er}{\rho_w Q} = f'' \left(\frac{\mu H}{\rho_w Q}, \frac{H^5 g}{Q^2}, \frac{h}{H}, \tan \theta, \frac{L}{H}, \frac{B}{H}, \frac{Hr}{H}, \tan \alpha, \tan \beta, \tan \varphi_s, \frac{d_{50}}{H}, \frac{T_b Q}{H^3}, \frac{V_c H^2}{Q} \right) \quad (2-6)$$

流體密度(ρ_w)設為固定。 $\frac{\mu H}{\rho_w Q}$ 可視為雷諾數，將每個案例之初始雷諾數計算後，案例值介於 63,000 ~ 210,000，為紊流狀態，隨著時間增加壩高(H)會逐漸降低，進而使其雷諾數改變，然本研究並未對不同點位量測流量，只針對初始上游給定流量，考慮上述情境後，將 $\frac{\mu H}{\rho_w Q}$ 影響忽略不計。 $\frac{H^5 g}{Q^2}$ 將其無因次式轉換成 $\frac{Q}{g^{1/2} H^{5/2}}$ ，則近似於描述水流狀態之福祿數，案例值介於 0.23 ~ 2.19，然此數值僅代表初始的水流狀態，在未對不同點位量測流量下，此項影響亦忽略不計。水流沖刷能力(Er)參考自 Annandale (2006)，此參數是用來描述水流沖刷之狀態，其相對強度來自於水流剪應力(shear stress, τ)、流速(average flow velocity, U)與流功(stream power, P)，因此，其強度大小與

破壞時間之快慢應具有函數關係，而將此二者分開討論。由於實驗中採用同一地區之現地土壤，所以土壤摩擦角(ϕ_s)及土壤顆粒之中值粒徑(d_{50})皆設為定值。在實驗進行時，渠道坡度(θ)、壩體下游坡角(α)與壩體上游坡角(β)同樣也以定值考慮；此外，壩體下游泥砂層厚度(H_r)為用於觀察上游壩體溢頂沖刷後對下游底床的影響，因而將泥砂層厚度取定值來考慮不同潰壩情況對底床的改變情形。由於上述參數為定值，故 $\tan\theta$, $\frac{H_r}{H}$, $\tan\alpha$, $\tan\beta$, $\tan\phi_s$, $\frac{d_{50}}{H}$ 同時可視為定值。此外， $\frac{h}{H}$ 其呈現結果為歷程，且最高水位在歷程中並非只出現一次，因而無法取其特徵值而視為定值；在壩體的上下游坡角設定為 $\alpha = \beta$ 的情況下，固定壩頂寬度(B)與壩高(H)後，壩底寬度(L)會與上述參數產生函數關係： $L = 2 \times \frac{H}{\tan\alpha} + B$ ，必須在壩頂寬度(B)與壩底寬度(L)擇一考慮；壩體穩定存在的時間(T_b)是包含在壩體破壞時間(T_f)內，存在一定的函數關係，也視為定值。因此(2-5)式與(2-6)式可分別簡化為：

$$\frac{T_f Q}{H^3} = f_1\left(\frac{B}{H}, \frac{V_c H^2}{Q}\right) \quad (2-7)$$

$$\frac{E_r}{\rho_w Q} = f_2\left(\frac{B}{H}, \frac{V_c H^2}{Q}\right) \quad (2-8)$$

根據(2-7)式與(2-8)式可定義出下列因子：

$\frac{T_f Q}{H^3}$ ：破壞時間因子； $\frac{E_r}{\rho_w Q}$ ：水流沖刷因子； $\frac{B}{H}$ ：寬高比； $\frac{V_c H^2}{Q}$ ：水位變化速

率因子。相關參數如圖 2-1 所示。

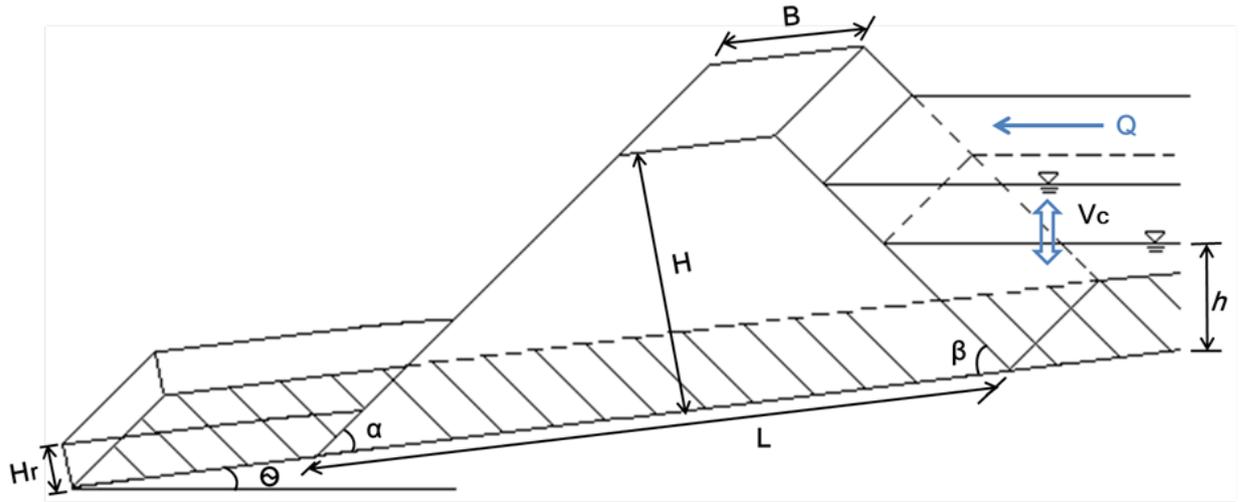
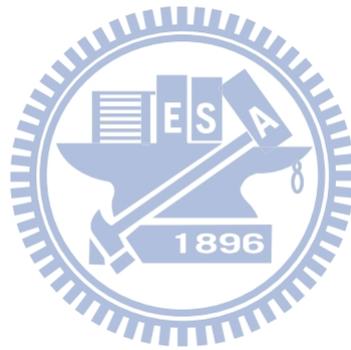


圖 2-1 實驗壩體相關參數示意圖



第三章 實驗佈置與實驗步驟

本研究利用可坡度大型明渠試驗水槽，進行固定斜坡上現地土壤之溢流破壞所引致潰壩及其下游底床沖刷所致之形狀變化。本章節將敘述實驗設備、實驗配置與條件及實驗步驟，並呈現土壤力學試驗分析結果。

3.1 實驗設備

1. 渠槽結構

實驗渠槽長 15 公尺、寬 0.6 公尺、高 0.7 公尺，渠槽本體為鋼板製作，兩側由厚 1.2 公分之玻璃所組成，以便於實驗之觀測與拍攝，下游側及側邊則有一連通長條型蓄水槽，如圖 3-1 所示。

2. 渠槽流況

進水口處設有三層蜂巢型整流器，如圖 3-2 所示。目的是使水流近似為 Gregoretti et al. (2010)所提到之均勻紊流狀態(uniform turbulent flow condition)，減少土體受到不必要水面擾動之影響。

3. 渠槽坡度

利用傾斜度調整器，如圖 3-3 所示，藉由渠槽中央支點進行坡度調整，然受限於本渠槽之長度，因此可調整範圍約 0 ~ 5 度之間，並使用坡度儀，如圖 3-4 所示，調整至實驗所需之坡度。

4. 實驗使用之現地土壤

本研究使用位於濁水溪之現地土壤，為求得土壤特性，如：中值粒

徑(d_{50})、均勻係數(C_u)、級配係數(C_c)、土壤比重(G_s)等等參數，須對試驗土壤進行篩分析試驗、比重試驗、定水頭試驗與直剪試驗，其實驗數據與過程將於第 3.4 節中呈現。本研究主要是探討堰塞壩溢流所造成之破壞機制，根據 Takahashi & Kuang (1988)所提，當壩體材料為低滲透性及高強度時，會發生溢流破壞，因此本試驗土壤之性質必須具有低滲透性，避免滲流破壞之影響大於溢流破壞。此外，製作固定之梯型不鏽鋼模具，如圖 3-5 所示，先將每次試驗所需之土體重量依其乾單位重乘上體積算出，並倒入模具內進行分層壓實至需求高度，以確保每次試驗所之土體重量符合所需。

5. 供水系統

本研究之上游流量是利用固定於可坡度渠槽上之抽水馬達控制器 (AC motor speed controller, LS600)，如圖 3-6 所示。可藉由指針調整馬達運轉頻率，進而改變流量。依據康偉國(2007)操作此型號儀器所做出之流量率定紀錄表，如表 3-1 所示，並獲得流量率定曲線，如圖 3-7 所示。

6. 攝影配備

架設一台 DV 數位攝影機於渠槽玻璃側邊記錄其受上游水流沖刷下之過程，其功能與細部資訊如表 3-2 所示。另架設兩台畫素較低之數位相機，一台用於觀看壩體是否產生非一維潰口之破壞；另一台用於記錄

壩體上游水位之變化。待實驗結束後對其連續影像及下游之底床變化進行分析探討。

3.2 實驗配置與條件

本實驗渠槽長度雖有 15 公尺，但為觀察與實作上之方便，僅利用渠槽上的單面玻璃長度(約 1.4 公尺)作為主要實驗區，實驗配置俯視與側視設計如圖 3-8 所示，實驗現場佈置狀況如圖 3-9 所示。

陳樹群(1999)利用實驗歸納天然壩體之形狀與其潰決型式之間的關聯性如下，與 Takahashi & Kuang (1988)之差異在於，前者探討壩體外型之幾何比例，後者分析材料之強度與滲透性。

- (1) 矮長壩(長高比 1:10, $L/H = 10$): 容易發生溢流破壞，壩頂溢流水於下游坡腳處產生溯源淘刷，並於壩頂處引起層蝕。
- (2) 高長壩(長高比 1:4, $L/H = 4$): 破壞情況類似矮長壩。
- (3) 高短壩(長高比 1:2, $L/H = 2$): 容易在下游壩址處發生滲流破壞，進而使下游坡面崩塌發生溯源侵蝕，甚至產生壩體滑移潰決。

為符合本試驗所要求的溢頂沖刷破壞，實驗土體配置之長高比盡可能達到 1:4 至 1:10 ($L/H = 4 \sim 10$)。實驗中使用代表中值粒徑 $d_{50} = 0.195\text{mm}$ 之現地土壤，壩體鋪設型態共有三種，分別為高長梯形壩(D-I, $L/H = 3.80$, 壩高 20cm, 壩頂寬度 20cm, 壩底寬度 76cm, 壩長 60cm)、高長梯形壩(D-II, $L/H = 5.23$, 壩高 13cm, 壩頂寬度 30cm, 壩底寬度 68cm, 壩長 60cm)及矮

長梯形壩(D-III, $L/H = 7.40$, 壩高 10cm, 壩頂寬度 46cm, 壩底寬度 74cm, 壩長 60cm), 相關比例常數如表 3-3 所示。上游流量則取馬達控制器在其頻率分別為 18Hz ($Q = 12713.7\text{cm}^3/\text{sec}$)與 26Hz ($Q = 21676.9\text{cm}^3/\text{sec}$)之流量進行溢流破壞實驗, 渠槽坡度固定在 $\theta = 1.23^\circ$ ($S = 0.0215$), 以數位攝影機拍攝壩體溢流破壞與上游水位變化之過程, 試驗條件如表 3-4 所示。

3.3 實驗步驟

1. 將梯型不鏽鋼模具放入試驗渠槽內, 以便實驗壩體之定型。
2. 依照試驗土壤之乾單位重(γ_d)乘上所需之壩體體積(V), 得到需放置在模具內之土量。
3. 將模具內之試驗土壤以夯錘分層壓實至固定高度, 並利用砌刀來回切平使土體保持平整。
4. 將燈光投射至實驗壩體上, 並開啟分別架設在壩體側面、下游壩趾斜上方與壩體上游水尺面之數位攝影機。
5. 啟動抽水馬達, 調至該次實驗所需之固定頻率。
6. 當壩體被沖刷至完全消失後, 將抽水馬達關閉並停止錄影。
7. 改變壩體規模(Dam I, II, III), 並重複步驟 1 ~ 6。
8. 改變上游入流量(12713.7 、 $21676.9\text{ cm}^3/\text{sec}$), 並重複步驟 1 ~ 7。

壩體架設完成如圖 3-10 所示, 而實驗流程圖整理如圖 3-11 所示。

3.4 土壤力學試驗分析

3.4.1 篩分析試驗

A. 試驗儀器：

- (1) 烘箱；(2) 標準篩；(3) 搖篩機；(4) 電子秤。

B. 試驗步驟：

- (1) 將試驗之土樣置入烘箱烘乾。
- (2) 量測各篩號之篩重。
- (3) 將烘乾完土樣倒入堆疊好之篩組中，順序由上至下為#4、#10、#16、
#20、#40、#60、#100、#200、底盤並加上頂蓋。
- (4) 將篩組置於搖篩機上搖動 5 分鐘。
- (5) 將各篩號篩盤取下並秤含土篩重。

實驗數據繪製成表格與圖形，篩分析粒徑分布如表 3-5 與圖 3-12 所示。

3.4.2 比重試驗

A. 試驗儀器：

- (1) 比重瓶；(2) 酒精燈；(3) 電子秤；(4) 烘箱；(5) 燒杯；(6) 溫度計。

B. 試驗步驟：

- (1) 將實驗土壤置入烘箱烘乾 24 小時。
- (2) 量測單次試驗土重(W_0)。
- (3) 將比重瓶裝水到標記位置並秤重(W_1)。

- (4) 將單次試驗土樣放入已裝水之比重瓶。
- (5) 將比重瓶置於三角鐵架石棉板上加熱以驅除空氣。
- (6) 待空氣驅除後，使比重瓶冷卻至室溫。
- (7) 將冷卻之比重瓶加水至標記刻度並秤重(W_2)。

實驗結果如表 3-6 所示。

3.4.3 定水頭試驗

A. 試驗儀器：

- (1) 滲透室(Permeameter cell)；(2) 塑膠盤；(3) 透水石；(4) 漏斗；(5) 溫度計；(6) 量杯；(7) 碼表；(8) 直徑 2mm ~ 4mm 之橡皮管；(9) 凡士林；
- (10) 定壓力之水量供給設備。

B. 試驗步驟：

- (1) 量測儀器基本尺寸(滲透室內徑 D_i 、量杯重)。
- (2) 利用漏斗將試驗土樣均勻置入室體中，且於其上另置透水石，每 2cm 夯實一次。
- (3) 打開模上之排氣孔，自模底進水口送入清水。使水逐漸浸沒土樣，排出土中空氣，進而達到飽和狀態。
- (4) 量測試體高度 h_s ，並且量測水頭差 h_L 。
- (5) 由供水設備將水由圓柱模之頂端引入，使圓柱模的溢流口溢流，水位保持固定。待溢出流量穩定後，記錄時間 t 、溢出水量 O 、水溫 T 。

其中溢出水量 $O = (\text{量杯加水重} - \text{量杯重}) \times 1\text{cm}^3/\text{g}$ 。

- (6) 重複以不同洩降水頭。
- (7) 計算每次試驗時對應之滲透係數。

實驗結果如表 3-7 所示。

3.4.4 直剪試驗

A. 試驗儀器：

- (1) 直接剪力試驗儀；(2) 砝碼；(3) 電子秤；(4) 碼表；(5) 蓋板。

B. 試驗步驟：

- (1) 量出直剪盒尺寸。
- (2) 剪力盒組合，裝於剪力儀上。
- (3) 秤取一盤試驗用之土樣。
- (4) 將土樣放入容器內，鋪成約 2.8cm 厚。
- (5) 將透水石放置於土樣上，並於其上置放蓋版及相關設備。
- (6) 施加所要的正向力。
- (7) 將上盒與下盒分開一段距離。
- (8) 架好量測知應變計，記錄初始讀數。
- (9) 進行試驗前，需檢查剪力盒之上下部份不相接觸，避免上下盒間產生摩擦阻力。
- (10) 開始施加剪力，並每隔 10 秒記錄側向位移、垂直位移與側向力，



其中用於量測側向力之壓力環，校正報告書如表 3-8 所示。

(11) 試驗待水平位移已達試體全長之 15%，即停止試驗。除非作用之剪力已先達一固定值，則可停止。

實驗結果如表 3-9 與圖 3-13 所示。

綜合 3.4.1 至 3.4.4 節之試驗可得知，本實驗土壤為非凝聚性細砂顆粒，滲透係數 K_s 為 4.05×10^{-4} cm/sec，已符合溢頂沖刷破壞之低滲透性要素，整合各項土力性質如表 3-10 所示。

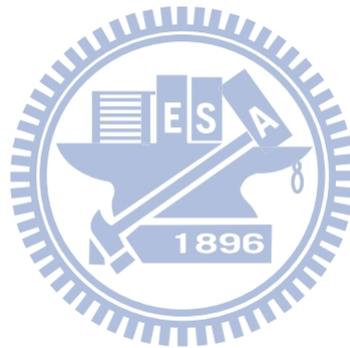


表 3-1 流量率定紀錄表

馬達頻率 (HZ)	試驗一 (sec)	試驗二 (sec)	試驗三 (sec)	試驗四 (sec)	試驗五 (sec)	平均值 (sec)	流量 (m ³ /s)	流量 (cm ³ /s)
14	94.68	77.91	107.15	68.64	90.69	87.81	0.007459	7459
15	79.21	61.07	89.15	60.02	85.06	74.9	0.008745	8745
16	68.99	59.06	71.71	49.66	60.5	61.98	0.010568	10568
17	56.57	49.44	66.08	44.65	58.63	55.07	0.011894	11894
18	46.28	44.09	56.01	42.16	50.71	47.85	0.013689	13689
20	45.94	40.5	46	35.43	41.89	41.95	0.015614	15614
25	42.23	27.73	31.56	29.22	31.15	32.37	0.020235	20235
30	29.17	21.32	24.63	25.29	26.93	25.46	0.025727	25727
35	22.03	20.91	21.48	17.64	20.77	20.56	0.031858	31858

註：蓄水體積為 0.655 m³；(康偉國，2007)

表 3-2 DV 數位攝影機資料

製造商	JVC
產品型號	HD520
螢幕尺寸	2.7"
顯示螢幕類型	液晶
顯示畫素	123000 畫素
最大解析度	1920 × 1080
最大幀率	60 張/秒
對焦方式	自動
硬碟容量	120G

表 3-3 試驗壩體比例常數

壩體編號	壩高(H) (cm)	壩底寬度(L) (cm)	壩頂寬度(B) (cm)	長高比 ($\frac{L}{H}$)	寬高比 ($\frac{B}{H}$)
D-I	20	76	20	3.80	1.00
D-II	13	68	30	5.23	2.31
D-III	10	74	46	7.40	4.60

表 3-4 梯形壩體溢頂沖刷破壞實驗條件

壩體代表 中值粒徑 d_{50} (mm)	壩體規模		渠槽坡度 (度)	壩體 體積 (m^3)	上游入流量		壩體 編號
					頻率 (Hz)	Q (cm^3/sec)	
0.195	I	壩高 20cm	1.23° (S=0.0215)	0.0576	18	12713.7	D-I-18
		壩頂寬度 20cm					D-I-26
	壩底寬度 76cm	0.03822		18	12713.7	D-II-18	
	壩長 60cm					D-II-26	
	II	壩高 13cm		0.0360	18	12713.7	D-III-18
		壩頂寬度 30cm					D-III-26
III	壩底寬度 68cm	0.0360	18	12713.7	D-III-18		
	壩長 60cm				D-III-26		
壩高 10cm	0.0360	18	12713.7	D-III-18			
壩頂寬度 46cm				D-III-26			
壩底寬度 74cm	0.0360	18	12713.7	D-III-18			
壩長 60cm				D-III-26			
壩高 10cm	0.0360	18	12713.7	D-III-18			
壩頂寬度 46cm				D-III-26			
壩底寬度 74cm	0.0360	18	12713.7	D-III-18			
壩長 60cm				D-III-26			
壩高 10cm	0.0360	18	12713.7	D-III-18			
壩頂寬度 46cm				D-III-26			
壩底寬度 74cm	0.0360	18	12713.7	D-III-18			
壩長 60cm				D-III-26			
壩高 10cm	0.0360	18	12713.7	D-III-18			
壩頂寬度 46cm				D-III-26			
壩底寬度 74cm	0.0360	18	12713.7	D-III-18			
壩長 60cm				D-III-26			

表 3-5 實驗土壤粒徑分析紀錄表

篩號	篩孔(mm)	留篩重(g)	過篩重(g)	過篩率(%)
4	4.750	0.00	1150.49	100.00
10	2.000	54.27	1096.22	95.28
16	1.180	266.38	829.84	72.13
20	0.850	5.42	824.42	71.66
40	0.425	71.00	753.42	65.49
60	0.250	66.18	687.24	59.73
100	0.150	228.11	459.13	39.91
200	0.075	333.45	125.68	10.92
底盤	---	125.68	0.00	0.00

表 3-6 實驗土壤比重分析紀錄表

名稱	試驗一	試驗二	試驗三	試驗四
單次試驗土重(W ₀) (g)	50.09	100.10	127.75	101.71
比重瓶加水(W ₁) (g)	331.40	348.96	331.07	348.71
比重瓶加水加土(W ₂) (g)	362.10	411.61	409.98	412.15
$G_s = \frac{W_0}{W_1 - W_2 + W_0}$	2.62	2.67	2.62	2.66
	Average		G _s = 2.64	

表 3-7 實驗土壤滲透係數紀錄表

名稱	試驗一	試驗二	試驗三
滲透室內徑 D _i (cm)	10.14		
試體高度 h _s (cm)	9.915		
水頭差 h _L (cm)	100.0	135.7	55.4
時間 t (sec)	240.9	203.1	340.0
量杯加水重 (g)	184.94	199.22	174.10
量杯重 (g)	108.92		
溢流量 O (cm ³)	76.02	90.30	65.18
溫度 T (攝氏)	27		
滲透係數 (cm/sec) $K_s = \frac{O \times h_s}{\pi/4 D_i^2 \times h_L \times t}$	3.87×10 ⁻⁴	4.02×10 ⁻⁴	4.25×10 ⁻⁴
	Average		4.05×10 ⁻⁴

表 3-8 直接剪力試驗機壓力環校正報告書

儀器名稱: 直接剪力試驗機		廠牌型號: HCH300
壓力環: 200 kg		荷重元型號: HCH-426
單位(kg)	Compression (0.01 mm)	
0	0	
20	38	
40	71	
60	110	
80	148	
100	185	
120	222	
140	260	
160	298	
180	336	
200	375	

壓力環校正曲線圖

$y = 0.5337x + 0.8859$
 $R^2 = 0.9999$

表 3-9 實驗土壤直接剪力試驗表

砝碼荷重	5 kg	20 kg	35 kg
試驗土重	830 g		
土壤比重	2.64		
試驗土體高度	2.80 cm		
土體直徑	6.30 cm		
土體面積	31.17 cm ²		
正向應力	0.080 kg/cm ²	0.456 kg/cm ²	0.782 kg/cm ²
剪應力	1.33 kg/cm ²	1.85 kg/cm ²	1.96 kg/cm ²

表 3-10 實驗土壤各項土力性質

項目	量值
中值粒徑(d_{50})	0.195 mm
有效粒徑(d_{10})	0.073 mm
均勻係數(C_u)	3.51
曲率係數(C_c)	0.745
比重(G_s)	2.64
飽和水力傳導度(K_s)	4.05×10^{-4} cm/sec
土壤摩擦角(ϕ_s)	36.1°
孔隙比(e)	0.44
乾單位重(γ_d)	$1,833.11$ kg/m ³

註： $C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ ， $C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \times d_{60}}$ 。

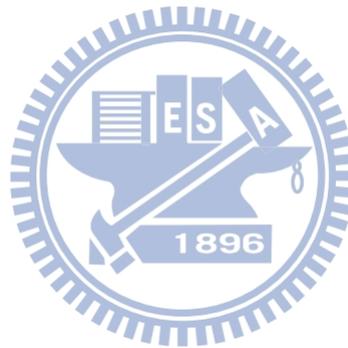




圖 3-1 可坡度大型明渠試驗水槽

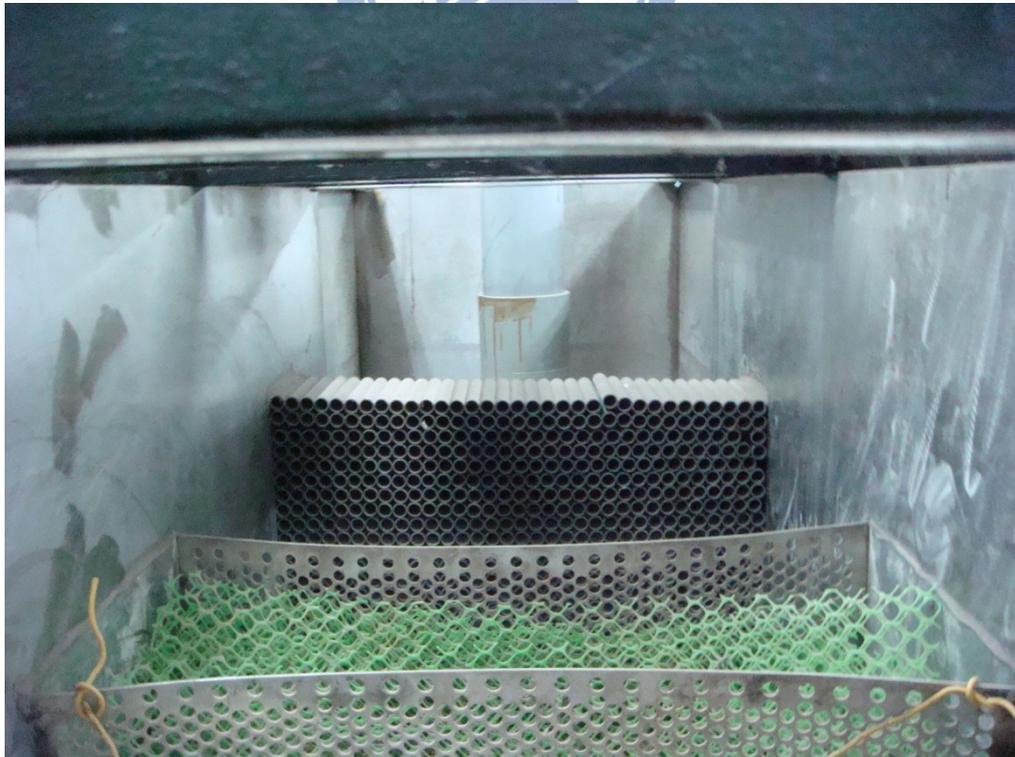


圖 3-2 蜂巢型整流器



圖 3-3 傾斜度調整器

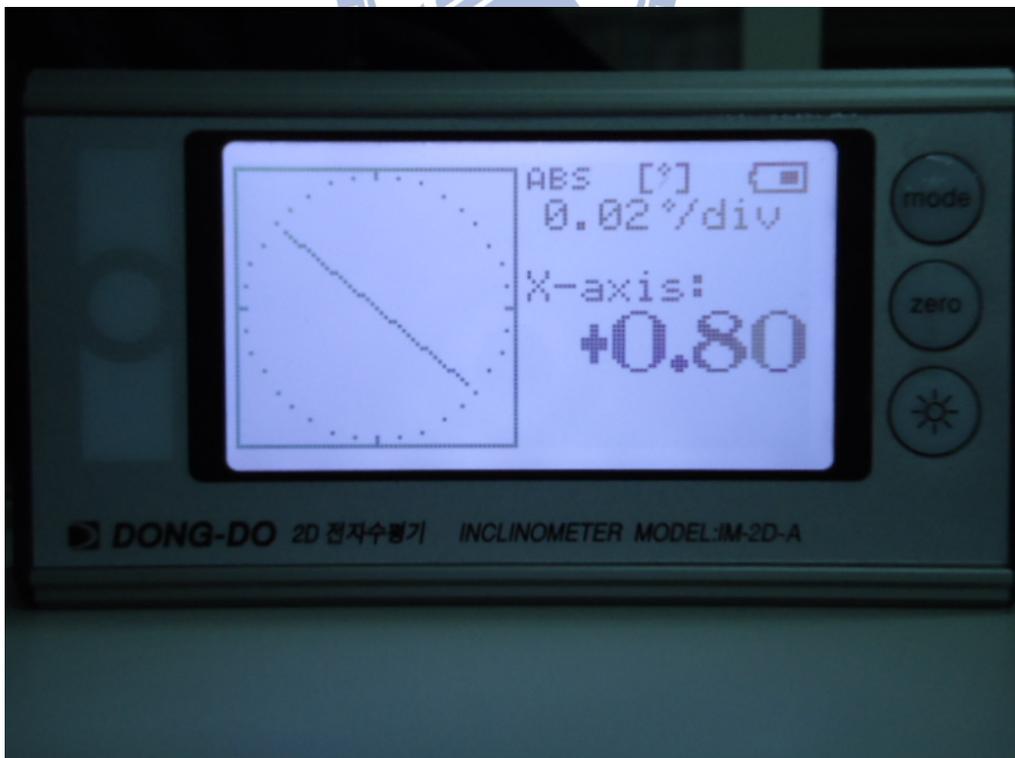


圖 3-4 坡度儀

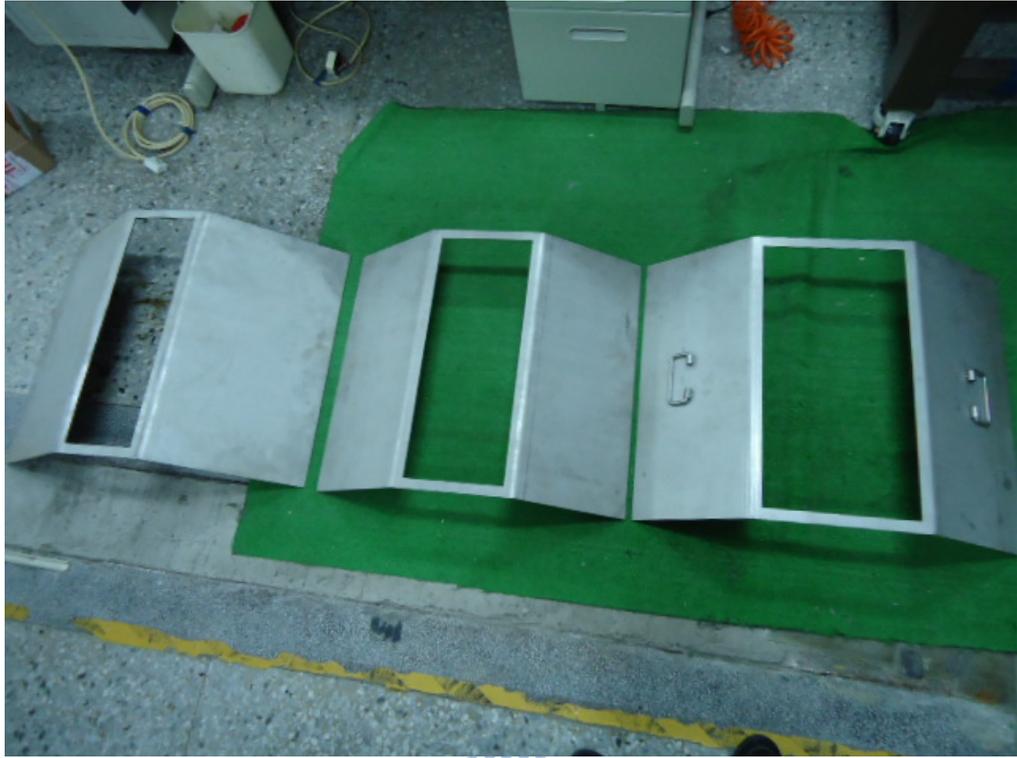


圖 3-5 梯型不鏽鋼模具



圖 3-6 抽水馬達控制器

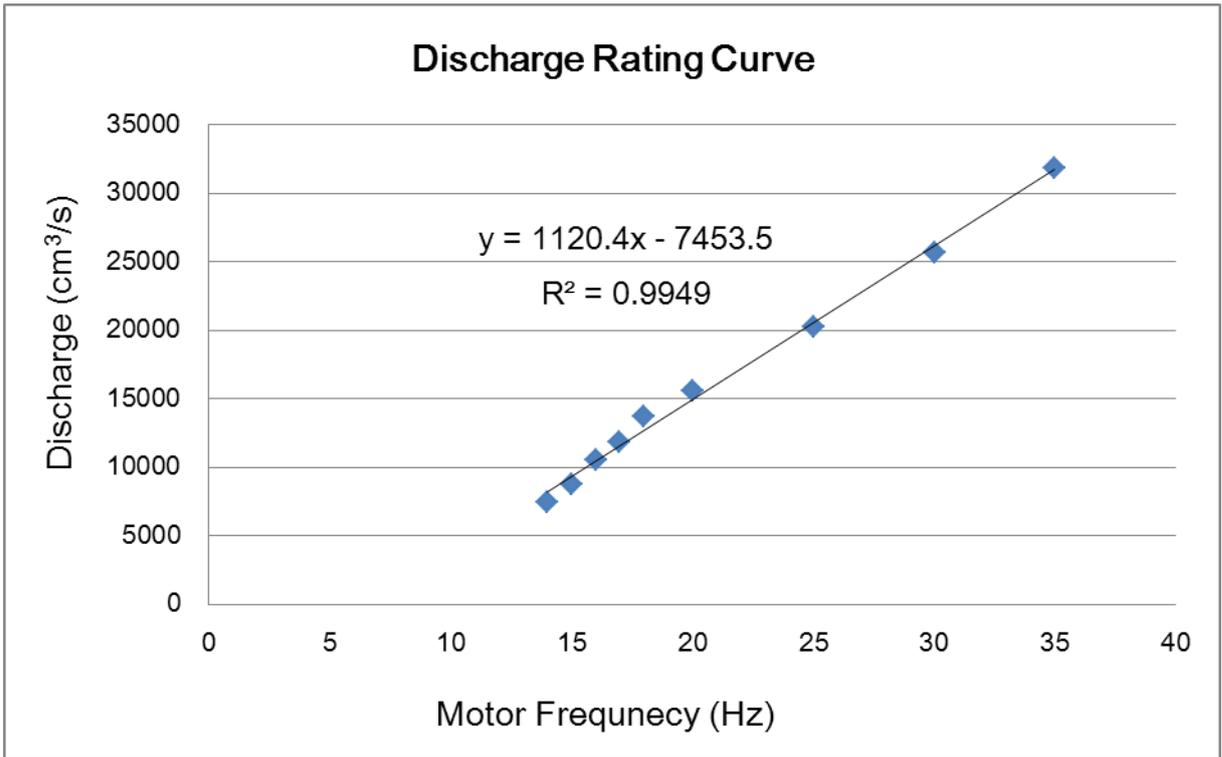


圖 3-7 大型明渠試驗機流量率定曲線(重繪 康偉國，2007)

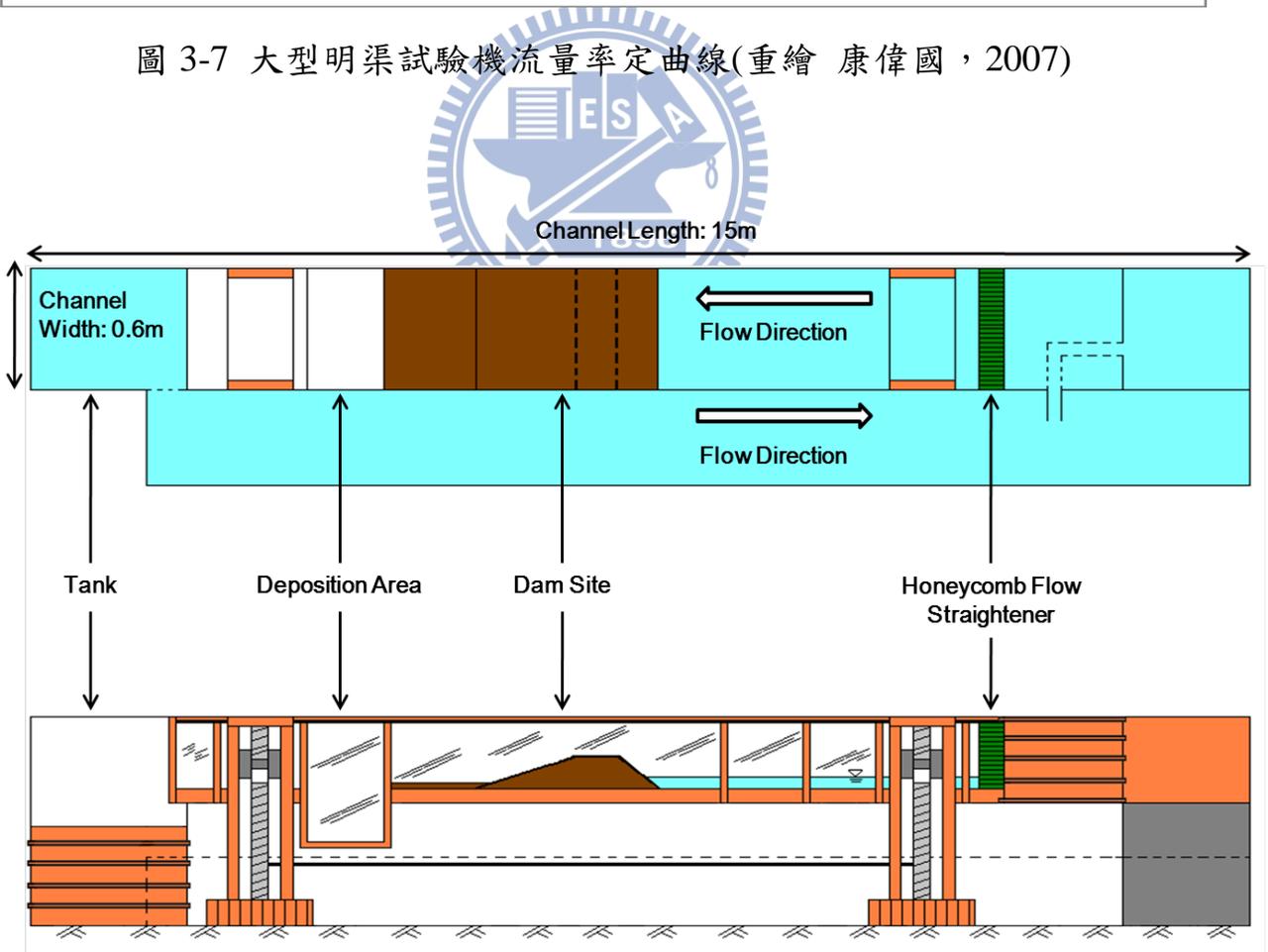


圖 3-8 實驗配置圖



圖 3-9 實驗現場佈置

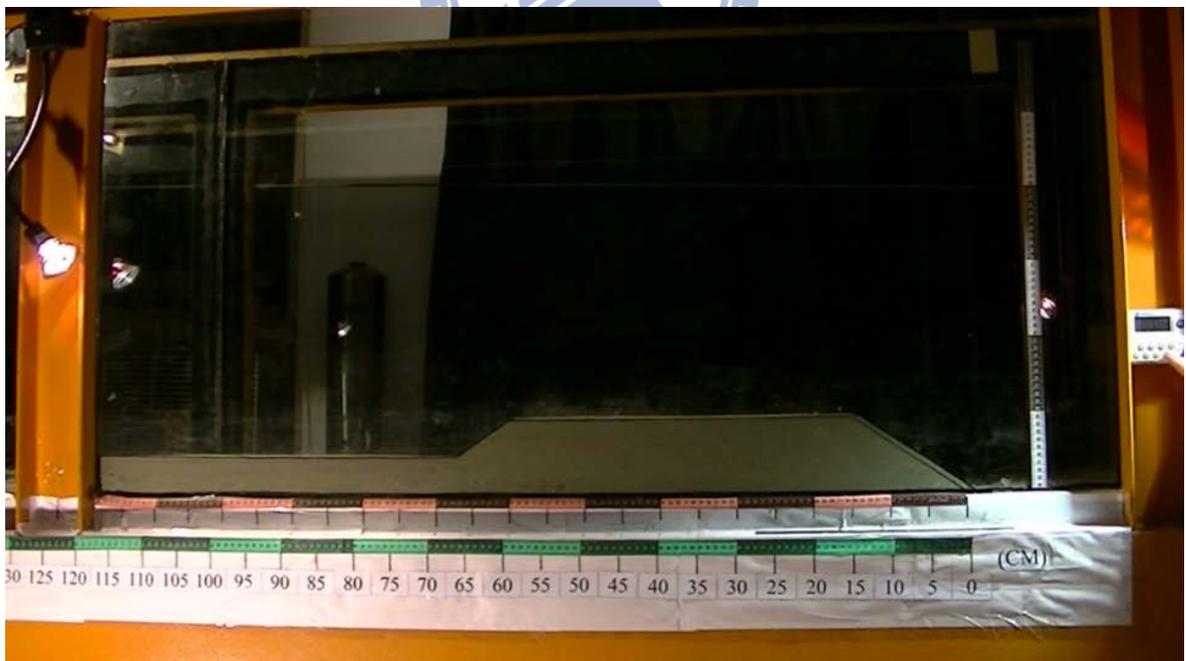


圖 3-10 壩體架設完成圖

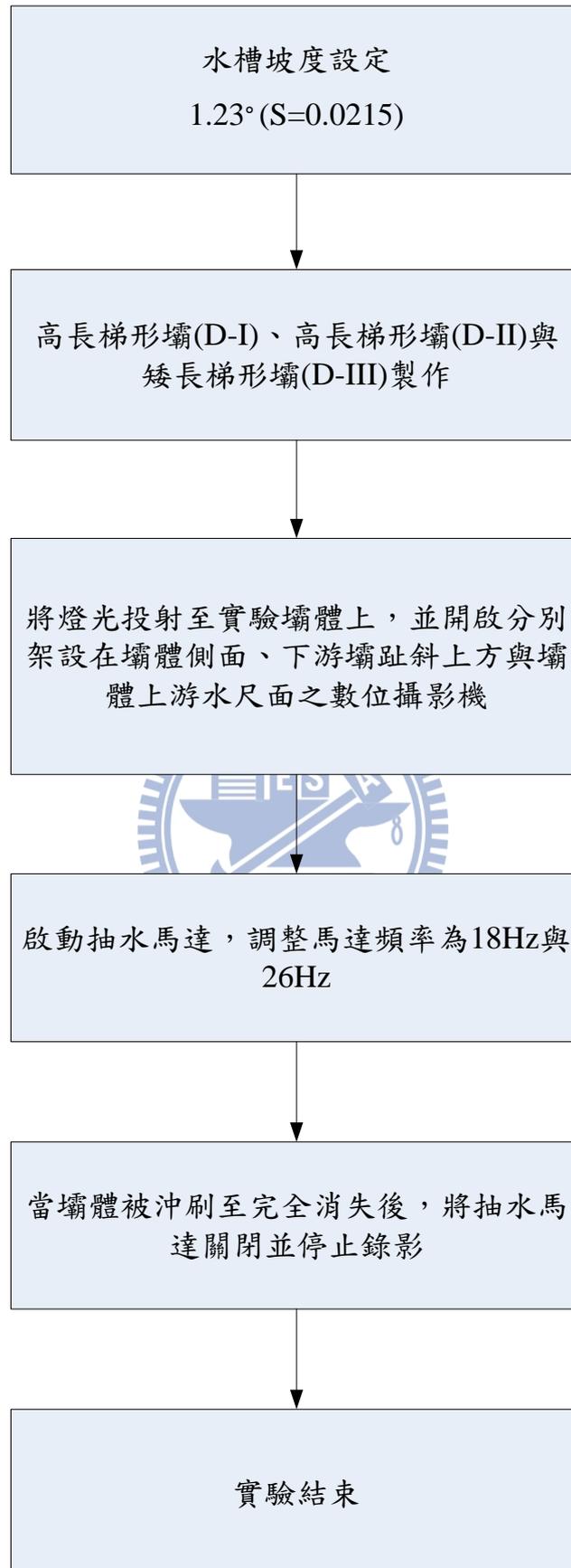


圖 3-11 梯形壩體溢頂冲刷破壞實驗流程圖

Particle-Size Distribution Curve

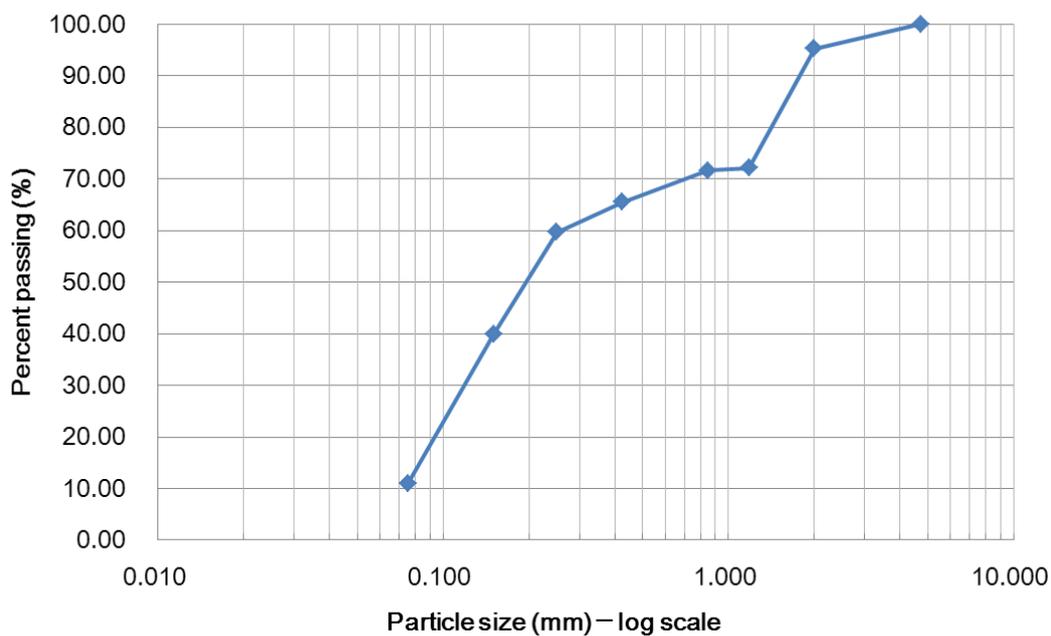


圖 3-12 實驗土壤粒徑分佈



Direct Shear Test

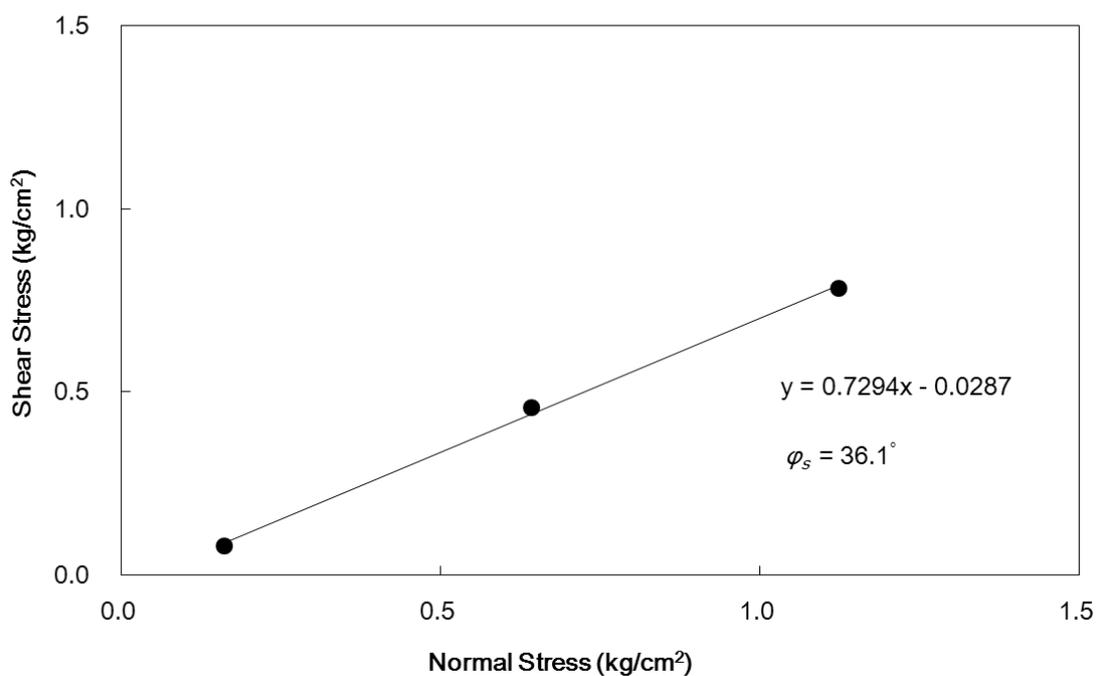


圖 3-13 直接剪力試驗結果圖

第四章 實驗結果與討論

本研究所得到的實驗結果皆以影像表示，因此影像處理為後製工作之重點。影像經過剪輯後，須經由軟體(Free Video to JPG Converter)將影像轉換成圖片，由於探討的現象其對時間的需求不大，因此影像時間間隔為 1 張/秒。判圖上，本研究中使用 WINDIG25 軟體，利用圖片上不共線三點決定座標軸，此可記錄實驗壩體逐時剖面與對應水位，並還原壩體體積。上游水位除可用上述方法外，可直接利用壩體上游面的水尺進行人工判讀，取像流程如圖 4-1 所示。單張圖像之解析度為 1920×1080 ，而影像實際寬度約為 160cm，因此系統誤差的範圍約為 0.083cm/pixel。

本章將呈現實驗壩體溢頂沖刷之實驗結果，並探討壩體在破壞過程中，上游入流量及壩體幾何因子對壩體破壞的影響。如在此兩種不同條件時，水位對壩體安定性之影響、壩體幾何因子對壩體安定性之影響、水流沖刷能力對壩體存在之關係與下游底床變遷過程，並建立迴歸式。

4.1 水位對壩體安定性之影響

4.1.1 上游水位在不同流量下之特性

在實驗壩體幾何形狀固定下，不同的上游入流量會導致水位產生差異，壩體上游水位紀錄如表 4-1 所示，結果呈現如圖 4-2 與圖 4-3 所示。由於本實驗的時間計算為上游來水開始接觸到壩體本身開始，因此，上下游底床初始狀態為乾床，係考慮當堰塞湖土壤從山坡或邊壁崩落至河床瞬間水位

開始上升之機制。由於壩體的阻擋，使得水位能穩定抬升並越過壩頂，而從圖 4-2 與圖 4-3 可觀察到，水位在變化過程初期為直線上升，當過了壩體高度後，下游為開放邊界，因此水位上升會漸趨緩；另一方面，也由於水位溢過壩頂後便會對壩體開始進行沖刷導致壩體高度下降，此為水位上升漸緩之原因。當水位上升速度約等於水位下降速度時，最高水位將到達最高，此最高水位並非維持單點，隨著水位的微幅震盪可能會延續一段時間，尤其在壩體寬高比($\frac{B}{H}$)較大的案例(D-II 與 D-III)更為明顯，原因為壩頂寬度較寬時，水位高度可維持較長時間。到了沖刷後期，水位下降速度高於上升速度，水位開始下降，同時水位震盪幅度會因為退水波的生成而加劇，關於退水波的生成與影響將於 4.1.2 節討論。最後，當壩體產生非一維潰口表示壩體已完全破壞，其判別流程如圖 4-4 所示，此時水位已完全由上游入流量決定，可由圖 4-2 與圖 4-3 觀察到，當壩體完全破壞後，水位皆趨向一致。

在固定壩體尺寸下，不同流量之水位歷線如圖 4-5 至圖 4-7 所示，從圖中可觀察到，水位在壩體的阻擋下，隨著流量增大，破壞時間越短。水位變化起伏現象類似，當破壞所需時間減少，便使得歷程受到擠壓，從圖 4-5 至圖 4-7 可發現，流量增加可使水位在高於壩頂後，仍可保有較高的水位上升速度，這也造成最高水位增加。壩體編號 D-I-18 的最高水位原為 22.90cm，流量增大後，壩體編號 D-I-26 的最高水位增加至 25.05cm，增加了 9.4%；

壩體編號 D-II-18 的最高水位原為 18.30cm，流量增大後，壩體編號 D-II-26 的最高水位增加至 19.20cm，增加了 4.9%；壩體編號 D-III-18 的最高水位原為 15.75cm，流量增大後，壩體編號 D-III-26 的最高水位增加至 18.20cm，增加了 15.6%。

綜合上述，本實驗研究可得到，在固定壩體形狀情況下，增加上游入流量可壓縮壩體沖刷歷程，但仍保有水位改變特性，並使最高水位增加。

4.1.2 水位變化速率與壩體破壞時間之關聯

取圖 4-5 至圖 4-7 的水位歷線對時間進行微分，並對結果取絕對值抹去其方向性，可得到水位變化速率(V_c)，計算結果如圖 4-8 至圖 4-10 所示。從圖中可觀察到，在初始乾床狀態時，上游來水碰撞到壩體產生反射波(如圖 4-11 所示)而流量仍持續注入，此使得壩體上游坡面附近水位變化速率極大。隨著反射波持續往上游傳遞，水位變化速率會處於較低區段位置，此時對應到的水位則是處於峰值區段。通過最高水位後，水位變化速率開始出現震盪，此時上游遠處產生退水波(如圖 4-12 所示)，當退水波越往壩體上游坡面逼近，水位變化速率越大。壩體破壞時間(T_f)的定義為當壩體開始產生非一維潰口，本研究發現退水波接觸至壩體上游坡面後便會產生此種潰口，因此，可藉由退水波來對上游變化速率(V_c)與壩體破壞時間(T_f)彼此間之關聯性進行討論。

根據第二章的實驗參數因次分析，水位變化速率因子($\frac{V_c H^2}{Q}$)預設為關

鍵因子，而為純粹探討退水波之影響，本研究挑選的特徵水位變化速率，為到達最高水位後產生之最大水位變化速率，利用圖 4-8 至圖 4-10 可得到不同壩體編號的特徵水位變化速率值與對應時間，如表 4-2 所示。利用此特徵水位變化速率值帶入無因次之水位變化速率因子($\frac{V_c H^2}{Q}$)中，並同時與破壞時間因子($\frac{T_f Q}{H^3}$)進行探討，結果如圖 4-13 所示。從圖中可觀察到隨著水位變化速率因子增加，在寬高比($\frac{B}{H}$)為定值之切面下，則破壞時間因子略呈下降趨勢。

此現象顯示，若壩體幾何因子相似時，退水波之特徵水位變化速率較劇烈時，其壩體破壞時間會縮短，也進而影響到壩體之安全性。然而，目前要使用此數據去驗證現地案例是具有難度的，必須先推測可能出現堰塞湖之潛勢地區，並預先架設觀測儀器，因此，在壩體基本資料不足的情況下，本章 4.6 節之現地案例驗證將不納入水位變化速率因子($\frac{V_c H^2}{Q}$)。

4.2 壩體幾何因子對壩體安定性之影響

在堰塞湖形成過程中，天然堰塞壩體呈現不規則堆積，因此，必須從大尺度角度來特徵其尺寸。本實驗研究以現地中常出現的梯形壩體當作設計案例，根據土壤摩擦角(ϕ_s)設計壩體上下游坡角，其角度必須小於 44.8° ，同時在土體規模與施作方便之考量下，選定 $\alpha = \beta = 35.5^\circ$ 。一般而言，壩底寬度(L)跟壩頂寬度(B)無直接之函數關係，然而在壩體的上下游坡角皆相同之情況下，固定壩頂寬度(B)與壩高(H)後，壩底寬度(L)會與上述參數產生函

數關係： $L = 2 \times \frac{H}{\tan \alpha} + B$ ，是故探討幾何因子時，須在壩頂寬度(B)與壩底寬度(L)擇一考慮。

壩體編號對應之寬高比($\frac{B}{H}$)與破壞時間因子($\frac{T_f Q}{H^3}$)如表 4-3 所示，在水位變化速率因子($\frac{V_c H^2}{Q}$)為定值切面下，結果可參考圖 4-13 所示。從圖中觀察到，隨著寬高比逐漸上升，破壞時間因子也略呈線性增加。

此現象顯示，若是梯形壩體的寬高比越大時，其破壞時間因子也會逐步增加，在其它因子無法立即獲得之情況下，此現象對於壩體破壞時間判定將有實質的助益。

4.3 水流沖刷能力對壩體存在之關係

本節欲討論壩體剖面在不同時刻下之形狀變化並利用一維壩體概念還原實驗壩體，取相同區間時段內之壩體體積進行相減後乘上土壤乾單位重，便可得到水流沖刷能力(Er)，最後對其特性進行探討。

4.3.1 壩體逐時體積計算

實驗中拍攝的影像檔，經由軟體(Free Video to JPG Converter)將影像轉換成圖片後，使用 WINDIG25 軟體，利用圖片上不共線三點決定座標軸，取實驗壩體的輪廓點，得到壩體逐時剖面如圖 4-14 至圖 4-19 所示，而壩體逐時體積如圖 4-20 至圖 4-22 所示。壩體體積計算方法是利用梯形法估算上述輪廓點構成的不規則曲線面積，示意如圖 4-23 所示。輪廓點每點區間並

不相同，給予 x_1, x_2, \dots, x_N 以及 y_1, y_2, \dots, y_N ，定積分就可以估算成 $\int_a^b f(x)dx \approx \frac{1}{2} \sum_{i=2}^N (x_i - x_{i-1})(y_i + y_{i-1})$ ，最後再乘上壩長，可獲得特定時刻之壩體體積。

4.3.2 水流沖刷能力(Erosive capacity)

由 4.3.1 節可知，壩體受到沖刷其體積會隨著時間而減少，為推求沖刷能力與壩體破壞時間關係，必須先了解沖刷能力的變化趨勢。取各實驗案例之逐時體積 $V(t)$ 之斜率，可得到單位時間之沖刷體積 $(\Delta V/\Delta t)$ ，整理各壩體編號資訊如表 4-4 至表 4-9 所示。將上述表中之沖刷能力對時間之關係圖繪出如圖 4-24 至圖 4-29 所示。從上述圖中可觀察到，水流沖刷能力具有峰值，當峰值產生時，壩體削減速度最快，隨後因壩體高度縮減，水流沖刷能力會遞減，整體沖刷行為可以二次曲線近似。在上升段(rising part)，由於實驗開始時水位尚未漫過壩頂及其下游底床，須超過壩體穩定存在的時間 (T_b) 後，沖刷才開始產生，因此，初期沖刷能力變化之線性關係較不明確；到了下降段(failing part)，此段定義是過了沖刷能力峰值後之區段，可發現沖刷能力隨著時間減少而遞減，其變化呈現高度線性關係。而利用沖刷能力之二次曲線與下降段擬合直線，將沖刷能力零值套入迴歸式可預估出壩體破壞時間 (T_f) ，與實驗結果比較如表 4-10 所示。從誤差值可判斷出，使用二次曲線預估壩體破壞時間是較準確的，其考量為實驗過程整體沖刷行為，非只考量沖刷能力之下降段。

4.3.3 水流沖刷能力與水位變化速率關係探討

在前述 4.1.2 節曾提到，上游來水撞擊壩體上游坡面後會隨著反射波持續往上游傳遞，水位變化速率在此時處於較低區段位置，同時間對應到的水位則是處於峰值區段，也是位能最大區段。不斷累積的位能會轉化為動能、流速上升進而增強沖刷能力。水位變化速率是由水位歷線微分而獲得，因此，可預期水位變化速率(V_c)與沖刷能力(E_r)之對應關係，將兩者之實驗數據繪出如圖 4-30 至圖 4-35 所示，圖中顯示，沖刷能力處於峰值前後的數據值，對應到的水位變化速率是實驗進行過程中，介於反射波與退水波之最低區段。例如，壩體編號 D-I-18 的沖刷能力峰值為 2.628kg/s 發生在 35 秒處，水位變化速率在 33 秒至 39 秒處為 0.1cm/s 是反射波與退水波間之最低值。以此類推，皆可找到約略之對應關係。

針對無因次項之關係，將水流沖刷因子($\frac{E_r}{\rho_w Q}$)、水位變化速率因子($\frac{V_c H^2}{Q}$)與寬高比($\frac{B}{H}$)繪出如圖 4-36 所示，在寬高比($\frac{B}{H}$)為定值切面下，隨著水位變化速率因子值增加，水流沖刷因子也略為增加，然呈現趨勢並不明顯。

4.3.4 壩體幾何因子對水流沖刷能力之影響

為了解梯形壩體之寬高比($\frac{B}{H}$)與水流沖刷因子($\frac{E_r}{\rho_w Q}$)之關係，在水位變化速率因子($\frac{V_c H^2}{Q}$)為定值切面下，如圖 4-36 所示。結果顯示，隨著寬高比增加，水流沖刷因子將隨之遞減。因寬高比越大，壩高呈相對較低，導致

流體動能降低，進而代表水流沖刷能力也較低。

4.3.5 壩體逐時剖面分析

各實驗案例間之破壞現象相似，本研究以壩體編號 D-III-18(圖 4-18)為例加以說明。從上游來水接觸到壩體上游面，到壩體被沖刷至完全消失共花費 98 秒($T_f = 80$ 秒)。根據實驗觀察顯示，壩頂受到均勻之沖刷使得壩體未產生局部潰口，而為全斷面沖刷之一維動床過程。在 $T = 10$ 秒時，沖刷量並不大，此是因上游水位上升至漫過壩頂及下游底床需約 7 秒($T_b = 7$ 秒)。當 $T = 26$ 秒時，上游水位為最高之 15.75cm，自 $T = 20$ 秒至 $T = 60$ 秒為本案例主要之沖刷階段，圖 4-22 中說明壩體沖刷前段過程中(約 $T = 20$ 秒前)，上游流量持續進入實驗渠槽，因溢流水流所受的阻抗增加(受壩體阻擋關係)，溢流水流以增加水深、提高位能之方式，克服阻抗續往下游運移，而往下游運移過程，位能轉化為動能、流速增加，使單位時間之沖刷體積較大，並有增加趨勢；在壩體沖刷之後段過程，因壩體逐漸縮小，壩前水流位能漸減，以致單位時間之沖刷體積趨緩，並有遞減趨勢。壩體與下游底床的交界面為一相對弱面，水流易往此面沖蝕，造成在 $T = 30$ 秒時就刷深至渠槽底部，下游底床土壤則於 $T = 80$ 秒消失。

4.4 下游底床變遷過程討論

本試驗研究案例，下游皆鋪設長約 50 公分至 60 公分之實驗土砂層，以

便符合實驗區之單面玻璃長度(約 1.4 公尺)，而在不同壩體編號之下游底床厚度(Hr)皆固定為 5 公分，觀察下游底床之變化。從圖 4-14 至圖 4-19 之壩體逐時剖面可看到，在流量較小時，下游底床維持時間較長，當溢頂水流漫過底床後便開始進行沖刷，壩體與下游底床交界為一相對弱面，因而在此會持續進行刷深，形成沖刷坑並起動底床泥砂顆粒，然由於實驗設備因素，其刷深至渠槽底板便停止縱向沖刷行為。隨著時間增加，沖刷逐漸往橫向進行，靠近下游面之底床為開放邊界，同樣會產生溯源沖刷，由於是清水沖刷，下游底床沖刷速率將完全由上游流量決定。在流量較大時，同一種壩體規模，於較早時刻，下游底床便已刷至底板。例如，壩體編號 D-I-18 之壩體逐時剖面(圖 4-14)，40 秒時刷深至渠槽底板，至 90 秒下游底床消失；對於較大流量之壩體編號 D-I-26(圖 4-15)，20 秒時刷深至底板，至 40 秒下游底床消失。

由於本研究使用之抽水馬達其啟動流量是足以將渠槽上之實驗土壤完全沖刷至清水狀態，且上游來水為清水而非含砂水流，在此二情境下，無法探求壩體消失後其對下游底床變化。是故，在後續研究方面，流量必須不致使底床泥砂顆粒立刻被啟動，同時對於上游泥砂補充也須一併考量。

4.5 迴歸式建立

本實驗研究目的是利用無因次因子間之相關性進行迴歸分析，並與歷史上統計完整的壩體破壞資料進行比較。

根據第二章溢頂潰壩實驗參數因次分析，得到之無因次關係如(4-1)式與

(4-2)式所示：

$$\frac{T_f Q}{H^3} = f_1\left(\frac{B}{H}, \frac{V_c H^2}{Q}\right) \quad (4-1)$$

$$\frac{E_r}{\rho_w Q} = f_2\left(\frac{B}{H}, \frac{V_c H^2}{Q}\right) \quad (4-2)$$

為了解上述壩體影響因子對於破壞時間因子與水流沖刷因子之關係，和因子之間互相影響參數的權重，因此將實驗案例之寬高比($\frac{B}{H}$)與水位變化速率因子($\frac{V_c H^2}{Q}$)經迴歸分析可得到(4-3)式與(4-4)式。

$$\frac{T_f Q}{H^3} = 232.18 \times \frac{B}{H} - 2874.42 \times \frac{V_c H^2}{Q} + 94.66, R^2 = 0.9746 \quad (4-3)$$

$$\frac{E_r}{\rho_w Q} = 0.0015 \times \frac{B}{H} - 3.30 \times \frac{V_c H^2}{Q} + 0.033, R^2 = 0.9180 \quad (4-4)$$

此二迴歸式是針對本實驗研究所得出之結果，實驗數據值與迴歸式計算值比較如圖 4-37 與圖 4-38 所示。從圖中可觀察到，實驗數據值與迴歸式計算值，彼此間存在著(4-3)與(4-4)之關係式。然(4-3)式與(4-4)式要真實應用在現地案例具有相當難度，首先該壩址須具備水位資料，且堰塞壩體形成地點之水位歷線通常難以取得；而壩體整體的沖刷過程同樣需要全程記錄才可獲得，僅能由實驗室案例推求。因此，選擇(4-1)式並簡化為(4-5)式：

$$\frac{T_f Q}{H^3} = f\left(\frac{B}{H}\right) \quad (4-5)$$

將(4-5)式之實驗數據值經迴歸分析可得到(4-6)式。

$$\frac{T_f Q}{H^3} = 261.78 \times \frac{B}{H} - 70.92, R^2 = 0.9712 \quad (4-6)$$

此迴歸式只考量寬高比($\frac{B}{H}$)對破壞時間因子($\frac{T_f Q}{H^3}$)的影響，實驗數據值與

迴歸式計算值比較如圖 4-39 所示。所顯現出之相關性良好，然本實驗研究省略之影響因子過多，在迴歸現地案例時或多或少會有誤差產生，若能在未來研究時將省略之因子考慮在內，將能完整還原至現場情境。

4.6 現地案例比較

本章節主要針對實驗研究所作出之趨勢圖進行驗證，本實驗研究之目的為在知道現地堰塞湖生成之情境下，如何藉由其幾何參數(壩高 H 、壩頂寬度 B)及上游流量(Q)對壩體破壞時間進行預測，雖說考慮條件似有不足，然對於壩體細部條件未知情況下，此一作法可適時提供決策參考。

4.6.1 迴歸式物理意義

在前節中已提供本實驗參數間之迴歸式與相關性，而為符合現況可獲得之基本資料條件下，選取(4-6)式為現地案例之檢驗迴歸式。驗證用之現地案例必須具備完整之參數資料，如流量(Q)、壩高(H)、壩頂寬度(B)及壩體壽命(T_f)，為賦予因子物理意義必須詳述因子內部之參數乘積關係。

破壞時間因子($\frac{T_f Q}{H^3}$)，分子為流量乘上破壞時間，也可解讀為在壩體破壞過程中接觸到壩體之總水體積，分母為壩高三次方，可視為初始壩體規模。因此，破壞時間因子代表可代表通過壩體總水體積與壩體體積之比例。寬高比(B/H)，分子為壩頂寬度，分母為壩高，代表的是壩體縱剖面類型。從已建立之迴歸式歸納(在壩體下游坡角 $\alpha = 35.5^\circ$ 時)，當壩體縱剖面類型

為平坦型或稱矮長壩($\frac{B}{H} \geq 7.20$)時，其入流總水體積與壩體體積之比例將大於 1800；而當壩體縱剖面類型為高聳型或稱高長壩($7.20 > \frac{B}{H} \geq 1.20$)，其比例將介於 240 ~ 1800 之間。上述示意如圖 4-40 所示。依圖中(b) 迴歸式呈現結果，此一結論為合理現象，當壩體高度較低時，所允許的水流通過量較高；而當壩體高度較高時，所能通過的水流通量則較低。

4.6.2 日本地區案例比對

根據田畑茂清等(2002)所整理出「天然ダムによる被災事例の一覧」，擷取本實驗研究相關參數並重新整理，如表 4-11 所示。參考潘以文等(2011)對田畑茂清之日本案例地形參數定義，其形狀為上底下底相同之矩形縱剖面，還原河道為三角形斷面，雖此表案例資料最齊全，但與本實驗研究比較上仍有一定之落差。從壩體之壽命天數可發現，有些壩體存在時間過長，可能並非類似本實驗研究之溢頂潰壩，因此，為避免此種案例影響，納入比較之案例選定其破壞時間小於一天者(原 36 組，考量破壞時間後剩餘 15 組)。此外，本實驗研究之上游流量為定流量，在現場狀況下則非如此，大抵皆為變量流，而在此表中附有平均流量與尖峰流量，將此二種流量皆考慮在內，其結果如圖 4-41 所示。從此圖中可發現到，日本地區案例中，不論是採取的是平均流量抑或尖峰流量，壩體壽命在一天以內的破壞時間因子($\frac{T_f Q}{H^3}$)數值絕大多數分佈在 $\frac{T_f Q}{H^3} \leq 4000$ 中；其餘三個案例點，編號分別為 10、16 與 20 者，以尖峰流量計算時，數值皆偏差過大，造成偏離現象。

圖 4-41 中充分顯現出，迴歸公式對於採取尖峰流量的現地案例趨勢較類似，並無出現數據點趨於集中等現象，雖說仍有少數數據點偏離實驗迴歸線；而採取平均流量的現地案例則較無直接關聯性，數據點全數位於實驗迴歸線以下。如同前述，由於本研究使用之抽水馬達其啟動流量是足以將渠槽上之實驗土壤完全沖刷至清水狀態，而與現地案例之尖峰流量數據點相近便屬合理現象。

從圖 4-41 看來，現地案例(採尖峰流量)與實驗迴歸線比較結果良好，未來，當天然堰塞壩體形成時，可將該壩體之幾何參數(B、H)與尖峰流量(Q)代入此實驗迴歸式，便可得到概估之壩體破壞時間(T_f)。



表 4-1 壩體上游水位紀錄表(1/4)

壩體編號											
D-I-18		D-II-18		D-III-18		D-I-26		D-II-26		D-III-26	
時間 t(sec)	水位 h(cm)										
0	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00
2	9.30	2	7.54	2	9.40	2	11.15	2	9.80	2	11.80
3	10.00	3	8.78	3	9.70	3	13.00	3	12.40	3	12.70
4	10.90	4	10.06	4	10.80	4	14.30	4	14.25	4	14.00
5	11.50	5	11.25	5	11.60	5	15.20	5	14.70	5	14.60
6	12.70	6	12.01	6	12.10	6	16.85	6	15.50	6	15.20
7	13.50	7	12.59	7	12.60	7	17.60	7	16.35	7	15.50
8	13.80	8	13.16	8	13.10	8	17.95	8	16.70	8	16.00
9	14.40	9	13.47	9	13.20	9	19.25	9	16.95	9	16.70
10	14.60	10	13.81	10	13.90	10	19.75	10	17.45	10	17.00
11	15.40	11	14.71	11	13.85	11	20.25	11	17.85	11	16.80
12	16.10	12	15.02	12	14.45	12	20.80	12	17.55	12	17.30
13	16.60	13	15.47	13	14.70	13	21.75	13	19.10	13	17.10
14	17.20	14	15.72	14	14.80	14	22.00	14	18.50	14	17.40
15	17.50	15	15.94	15	14.85	15	22.10	15	19.00	15	17.20
16	18.00	16	16.18	16	15.00	16	22.40	16	19.10	16	17.30
17	18.30	17	16.48	17	15.40	17	23.40	17	18.90	17	17.00
18	18.70	18	16.76	18	14.95	18	23.50	18	19.12	18	17.80
19	19.40	19	16.82	19	15.20	19	23.95	19	18.70	19	18.20
20	19.60	20	17.08	20	15.10	20	24.10	20	19.00	20	17.50
21	19.90	21	17.24	21	15.45	21	24.20	21	19.00	21	17.70
22	20.30	22	17.57	22	15.30	22	24.40	22	18.80	22	18.00
23	20.60	23	17.90	23	15.30	23	24.80	23	19.20	23	18.15
24	20.90	24	17.71	24	15.35	24	24.70	24	18.40	24	17.50
25	21.20	25	17.90	25	15.20	25	24.80	25	18.70	25	18.00
26	21.40	26	17.92	26	15.75	26	24.75	26	18.45	26	17.60
27	21.60	27	18.01	27	15.55	27	24.90	27	18.90	27	17.40
28	21.80	28	18.20	28	15.40	28	25.05	28	18.50	28	16.90
29	22.00	29	18.09	29	15.25	29	24.95	29	18.80	29	16.70
30	22.20	30	17.97	30	15.35	30	24.85	30	18.10	30	15.60
31	22.40	31	18.01	31	15.35	31	24.95	31	18.25	31	16.90

表 4-1 壩體上游水位紀錄表(2/4)

壩體編號											
D-I-18		D-II-18		D-III-18		D-I-26		D-II-26		D-III-26	
時間 t(sec)	水位 h(cm)										
32	22.60	32	18.24	32	15.25	32	25.00	32	18.40	32	16.40
33	22.70	33	18.30	33	15.15	33	24.80	33	17.50	33	16.20
34	22.80	34	17.99	34	15.08	34	24.65	34	17.50	34	16.00
35	22.90	35	18.13	35	15.05	35	24.45	35	16.70	35	15.90
36	22.80	36	18.18	36	15.00	36	24.20	36	16.50	36	15.80
37	22.70	37	18.18	37	14.90	37	24.05	37	16.60	37	15.55
38	22.80	38	18.05	38	14.80	38	23.80	38	16.00	38	15.40
39	22.70	39	17.94	39	14.90	39	23.60	39	15.50	39	15.20
40	22.60	40	17.90	40	14.80	40	22.90	40	15.30	40	14.80
41	22.40	41	17.77	41	14.75	41	22.55	41	14.60	41	14.55
42	22.20	42	17.73	42	14.50	42	22.15	42	14.55	42	13.00
43	22.10	43	17.67	43	14.47	43	22.00	43	14.75	43	13.40
44	22.00	44	17.46	44	14.45	44	21.70	44	14.00	44	13.10
45	21.80	45	17.39	45	14.42	45	21.00	45	13.85	45	13.75
46	21.50	46	17.25	46	14.20	46	20.85	46	13.20	46	11.45
47	21.20	47	17.02	47	13.50	47	20.20	47	12.90	47	11.65
48	20.90	48	16.97	48	13.10	48	20.00	48	12.50	48	9.50
49	20.60	49	16.65	49	12.90	49	19.95	49	12.20	49	9.75
50	20.30	50	16.48	50	13.60	50	19.20	50	10.30	50	9.85
51	20.00	51	16.25	51	13.75	51	18.80	51	10.05	51	9.60
52	19.60	52	16.27	52	13.40	52	18.30	52	10.00	52	9.50
53	19.20	53	16.02	53	12.90	53	17.75	53	8.00	53	9.30
54	18.70	54	15.53	54	12.95	54	16.80	54	9.10	54	8.00
55	18.50	55	15.66	55	12.50	55	16.75	55	9.20	55	6.55
56	18.20	56	14.98	56	12.20	56	15.30	56	7.70	56	3.83
57	17.90	57	14.91	57	11.30	57	15.00	57	5.45	57	3.50
58	17.30	58	14.82	58	12.00	58	14.55	58	3.75	58	3.40
59	17.00	59	14.71	59	11.10	59	14.80	59	3.90	59	3.25
60	16.70	60	14.64	60	10.95	60	14.50	60	3.65	60	3.40
61	16.10	61	13.64	61	10.00	61	14.00	61	3.50	61	3.15
62	15.60	62	14.28	62	10.10	62	13.00	62	3.45	62	3.05

表 4-1 壩體上游水位紀錄表(3/4)

壩體編號											
D-I-18		D-II-18		D-III-18		D-I-26		D-II-26		D-III-26	
時間 t(sec)	水位 h(cm)										
63	15.40	63	14.25	63	9.55	63	12.90	63	3.20	63	3.20
64	15.00	64	13.55	64	9.50	64	12.00	64	3.30	64	3.15
65	15.00	65	13.25	65	9.70	65	11.20	65	3.40	65	3.30
66	14.80	66	13.29	66	8.80	66	8.30	66	3.25	66	3.05
67	14.50	67	12.92	67	9.80	67	8.50	67	3.30	67	3.10
68	14.20	68	12.52	68	8.60	68	9.70	68	3.35	68	3.20
69	13.70	69	12.33	69	6.70	69	8.00	69	3.20	69	3.35
70	13.50	70	10.92	70	6.30	70	8.80	70	3.10	70	3.10
71	13.50	71	10.93	71	7.00	71	7.80	71	---	71	---
72	13.20	72	9.56	72	6.85	72	5.75	72	---	72	---
73	12.60	73	10.36	73	7.00	73	3.95	73	---	73	---
74	13.00	74	8.86	74	7.05	74	3.70	74	---	74	---
75	12.20	75	10.17	75	6.90	75	3.50	75	---	75	---
76	11.90	76	9.29	76	6.80	76	3.60	76	---	76	---
77	11.00	77	9.50	77	5.80	77	3.50	77	---	77	---
78	11.20	78	7.20	78	6.00	78	3.55	78	---	78	---
79	10.70	79	7.98	79	4.90	79	3.30	79	---	79	---
80	9.90	80	7.69	80	4.50	80	3.50	80	---	80	---
81	9.30	81	8.00	81	3.80	81	3.55	81	---	81	---
82	9.00	82	6.99	82	3.35	82	3.55	82	---	82	---
83	8.70	83	6.65	83	3.20	83	3.45	83	---	83	---
84	7.00	84	6.76	84	2.50	84	3.40	84	---	84	---
85	6.30	85	6.67	85	2.40	85	3.35	85	---	85	---
86	6.40	86	6.40	86	2.40	86	3.15	86	---	86	---
87	7.30	87	5.85	87	2.50	87	3.35	87	---	87	---
88	6.00	88	5.46	88	2.45	88	3.10	88	---	88	---
89	6.80	89	4.87	89	2.40	89	3.20	89	---	89	---
90	6.30	90	4.37	90	2.40	90	3.30	90	---	90	---
91	6.20	91	4.28	91	2.30	91	3.40	91	---	91	---
92	5.50	92	3.44	92	2.30	92	---	92	---	92	---
93	5.00	93	3.05	93	2.30	93	---	93	---	93	---

表 4-1 壩體上游水位紀錄表(4/4)

壩體編號											
D-I-18		D-II-18		D-III-18		D-I-26		D-II-26		D-III-26	
時間 t(sec)	水位 h(cm)										
94	4.00	94	3.00	94	2.30	94	---	94	---	94	---
95	3.30	95	2.68	95	2.40	95	---	95	---	95	---
96	2.70	96	2.79	96	2.40	96	---	96	---	96	---
97	2.50	97	2.70	97	2.35	97	---	97	---	97	---
98	2.40	98	2.72	98	---	98	---	98	---	98	---
99	2.50	99	2.68	99	---	99	---	99	---	99	---
100	2.40	100	2.63	100	---	100	---	100	---	100	---
101	2.30	101	2.70	101	---	101	---	101	---	101	---
102	2.30	102	2.67	102	---	102	---	102	---	102	---
103	2.40	103	---	103	---	103	---	103	---	103	---
104	2.30	104	---	104	---	104	---	104	---	104	---
105	2.30	105	---	105	---	105	---	105	---	105	---
106	2.40	106	---	106	---	106	---	106	---	106	---
107	2.30	107	---	107	---	107	---	107	---	107	---
108	2.40	108	---	108	---	108	---	108	---	108	---

註：“---”表示至該時段已無紀錄

表 4-2 特徵水位變化速率與對應時間

壩體編號	壩高 H(cm)	壩頂寬度 B(cm)	上游入流量 Q(cm ³ /s)	特徵水位變化 速率 V _c (cm/s)	特徵水位變化速率 V _c 對應之時刻(sec)
D-I-18	20	20	12713.7	1.70	84.0
D-II-18	13	30	12713.7	2.31	78.0
D-III-18	10	46	12713.7	1.90	69.0
D-I-26	20	20	21676.9	2.90	66.0
D-II-26	13	30	21676.9	2.25	57.0
D-III-26	10	46	21676.9	2.73	56.0

表 4-3 不同壩體編號對應之寬高比($\frac{B}{H}$)與破壞時間因子($\frac{T_f Q}{H^3}$)

壩體編號	壩高 H(cm)	壩頂寬度 B(cm)	上游入流量 Q(cm ³ /s)	產生局部 潰口時刻 T _f (sec)	寬高比 ($\frac{B}{H}$)	破壞時間因子 ($\frac{T_f Q}{H^3}$)
D-I-18	20	20	12713.7	97.0	1.00	154.2
D-II-18	13	30	12713.7	92.0	2.31	532.4
D-III-18	10	46	12713.7	80.0	4.60	1017.1
D-I-26	20	20	21676.9	75.0	1.00	203.2
D-II-26	13	30	21676.9	58.0	2.31	572.3
D-III-26	10	46	21676.9	57.0	4.60	1235.6

表 4-4 壩體編號 D-I-18 沖刷能力

壩體編號	D-I-18		
時間 (t)(sec)	壩體體積 V(t)(cm ³)	單位時間之沖刷體積 ($\Delta V/\Delta t$)(cm ³ /s)	沖刷能力 Er(kg/s)
0	57600.00	0.00	0.000
30	48931.99	288.93	0.530
35	41762.87	1433.82	2.628
40	35315.23	1289.53	2.364
45	30042.98	1054.45	1.933
50	24809.25	1046.75	1.919
55	19464.91	1068.87	1.959
60	14908.48	911.29	1.670
65	11289.23	723.85	1.327
70	9419.18	374.01	0.686
75	7504.96	382.84	0.702
80	6084.43	284.11	0.521
85	5205.31	175.82	0.322
90	4140.45	212.97	0.390
95	4088.90	10.31	0.019

註：土壤乾單位重 $\rho_d = 1833.11 \text{ kg/m}^3$

表 4-5 壩體編號 D-I-26 沖刷能力

壩體編號	D-I-26		
時間 (t)(sec)	壩體體積 V(t)(cm ³)	單位時間之沖刷體積 ($\Delta V/\Delta t$)(cm ³ /s)	沖刷能力 Er(kg/s)
0	57600.00	0.00	0.000
15	53024.59	305.03	0.559
20	39618.94	2681.13	4.915
25	35126.86	898.42	1.647
30	30474.94	930.38	1.705
35	26336.58	827.67	1.517
40	22129.20	841.48	1.543
45	18276.07	770.63	1.413
50	14304.81	794.25	1.456
55	10561.28	748.71	1.372
60	7671.04	578.05	1.060
65	5624.27	409.35	0.750
70	4978.01	129.25	0.237
75	3628.63	269.88	0.495

註：土壤乾單位重 $\rho_d = 1833.11 \text{ kg/m}^3$

表 4-6 壩體編號 D-II-18 沖刷能力

壩體編號	D-II-18		
時間 (t)(sec)	壩體體積 V(t)(cm ³)	單位時間之沖刷體積 ($\Delta V/\Delta t$)(cm ³ /s)	沖刷能力 Er(kg/s)
0	38220.00	0	0.000
12	36777.00	120.25	0.220
22	35024.82	175.22	0.321
32	27694.63	733.02	1.344
42	21338.70	635.59	1.165
52	14289.54	704.92	1.292
62	8930.12	535.94	0.982
72	4778.74	415.14	0.761
82	3371.56	140.72	0.258
92	2889.52	48.20	0.088

註：土壤乾單位重 $\rho_d = 1833.11 \text{ kg/m}^3$

表 4-7 壩體編號 D-II-26 沖刷能力

壩體編號	D-II-26		
時間 (t)(sec)	壩體體積 V(t)(cm ³)	單位時間之沖刷體積 ($\Delta V/\Delta t$)(cm ³ /s)	沖刷能力 Er(kg/s)
0	38220.00	0.00	0.000
10	34788.71	343.13	0.629
15	32530.33	451.68	0.828
20	27820.45	941.98	1.727
25	21456.61	1272.77	2.333
30	16851.52	921.02	1.688
35	13711.85	627.93	1.151
40	10266.42	689.09	1.263
45	7813.97	490.49	0.899
50	6083.17	346.16	0.635
55	4951.14	226.41	0.415

註：土壤乾單位重 $\rho_d = 1833.11 \text{ kg/m}^3$

表 4-8 壩體編號 D-III-18 沖刷能力

壩體編號	D-III-18		
時間 (t)(sec)	壩體體積 V(t)(cm ³)	單位時間之沖刷體積 ($\Delta V/\Delta t$)(cm ³ /s)	沖刷能力 Er(kg/s)
0	36000.00	0.00	0.000
10	34868.80	113.12	0.207
15	33393.49	295.06	0.541
20	31264.33	425.83	0.781
25	28479.72	556.92	1.021
30	25451.45	605.65	1.110
35	22889.32	512.43	0.939
40	19345.95	708.67	1.299
45	16456.38	577.91	1.059
50	13300.86	631.10	1.157
55	10876.19	484.93	0.889
60	8768.95	421.45	0.773
65	7274.24	298.94	0.548
70	6088.85	237.08	0.435

75	5130.35	191.70	0.351
80	4205.86	184.90	0.339

註：土壤乾單位重 $\rho_d = 1833.11 \text{ kg/m}^3$

表 4-9 壩體編號 D-III-26 沖刷能力

壩體編號	D-III-26		
時間 (t)(sec)	壩體體積 $V(t)(\text{cm}^3)$	單位時間之沖刷體積 $(\Delta V/\Delta t)(\text{cm}^3/\text{s})$	沖刷能力 $E_r(\text{kg/s})$
0	36000.00	0.00	0.000
5	35368.69	126.26	0.231
10	33039.96	465.75	0.854
15	31148.58	378.28	0.693
20	26703.20	889.08	1.630
25	22655.53	809.53	1.484
30	18672.28	796.65	1.460
35	14294.54	875.55	1.605
40	11732.88	512.33	0.939
45	8739.74	598.63	1.097
50	7186.43	310.66	0.569
55	5932.40	250.81	0.460

註：土壤乾單位重 $\rho_d = 1833.11 \text{ kg/m}^3$

表 4-10 沖刷能力迴歸壩體破壞時間比較表

壩體編號	二次曲線預估 $T_f(\text{sec})$	下降段直線預估 $T_f(\text{sec})$	T_f (sec)	二次曲線 誤差值(%)	下降段直線 誤差值(%)
D-I-18	88.8	94.2	97.0	8.48	2.93
D-II-18	96.4	97.4	92.0	4.78	5.85
D-III-18	86.3	89.8	80.0	7.92	12.20
D-I-26	72.0	94.0	75.0	4.00	25.39
D-II-26	56.6	63.8	58.0	2.50	10.06
D-III-26	57.6	68.4	57.0	1.03	20.01

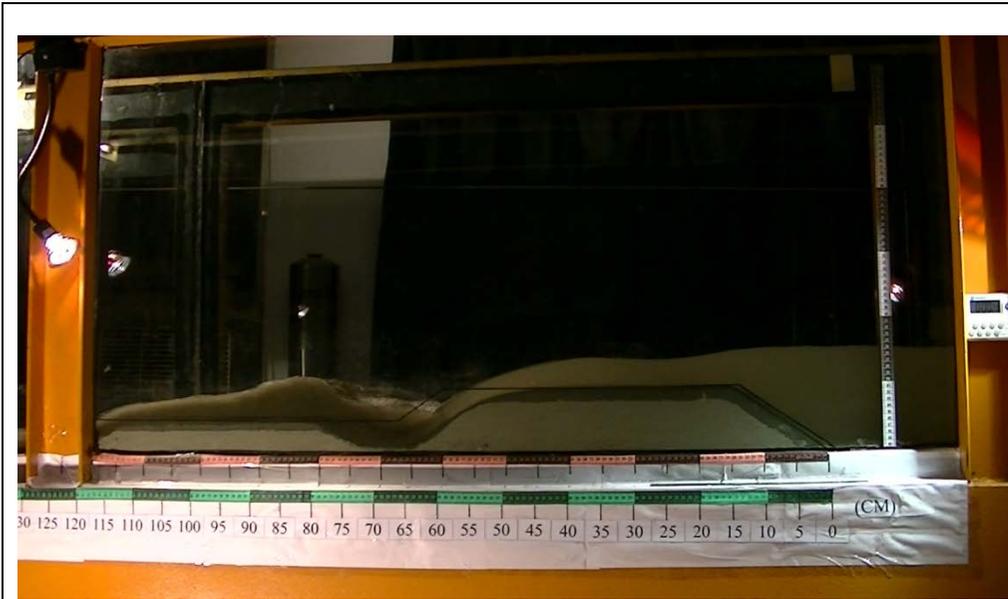
表 4-11 日本地區堰塞湖資料收集表(重整 田畑茂清等，2002)

編號	發生年 (西元)	名稱	平均 流量 Q_a (m^3/s)	尖峰 流量 Q_p (m^3/s)	壩高 H(m)	壩寬 B(m)	壽命 T_f (天)	壽命 T_f (秒)
1	1586	天正・(歸雲山)	40	1900	100	700	19.68	1.7E+06
2	1683	日光・南会津(五十里)	10	620	70	700	15046.3	1.3E+09
3	1788	高知・上韭生川・堂岡	5	440	50	400	578.7	5.0E+07
4	1847	善光寺・犀川(岩倉山)	100	3700	65	650	18.52	1.6E+06
5	1847	善光寺・裾花川(岩下)	3	510	54	300	109.95	9.5E+06
6	1858	立山・鳶崩れ(湯川・泥鱒池)	1	157	20	620	59.03	5.1E+06
7	1858	立山・鳶崩れ(真川)	2	687	150	600	13.89	1.2E+06
8	1889	十津川・鹽野新湖	20	2400	80	180	0.29	2.5E+04
9	1889	十津川・進堂新湖	30	3400	18	88	0.04	3.6E+03
10	1889	十津川・宇井新湖	30	3500	10	130	0.21	1.8E+04
11	1889	十津川・牛ノ鼻新湖	34	2900	6	70	4.05	3.5E+05
12	1889	十津川・立里新湖	3	480	140	400	6.02	5.2E+05
13	1889	十津川・河原樋新湖	16	2000	80	530	17.36	1.5E+06
14	1889	十津川・旭新湖	6	790	25	120	0.21	1.8E+04
15	1889	十津川・林新湖	56	4800	110	150	0.71	6.1E+04
16	1889	十津川・川津新湖	69	5800	10	150	0.13	1.1E+04
17	1889	十津川・杉清新湖	9	1300	20	110	0.06	5.0E+03
18	1889	十津川・內野新湖	11	1600	15	100	0.02	1.8E+03
19	1889	十津川・風屋新湖	70	5900	50	180	0.67	5.8E+04
20	1889	十津川・小原新湖	83	6900	7	130	0.08	7.2E+03
21	1889	十津川・小川新湖	4	580	190	600	5.21	4.5E+05
22	1889	十津川・山手新湖	1	170	80	300	21.99	1.9E+06
23	1889	十津川・柏溪新湖	1	92	70	170	21.99	1.9E+06
24	1889	十津川・無名新湖	1	10	100	350	9.95	8.6E+05
25	1889	十津川・突合新湖	1	150	75	340	1.16	1.0E+05
26	1889	十津川・桂釜新湖	2	230	60	250	0.06	5.0E+03
27	1889	十津川・久保谷新湖	7	980	20	300	0.37	3.2E+04

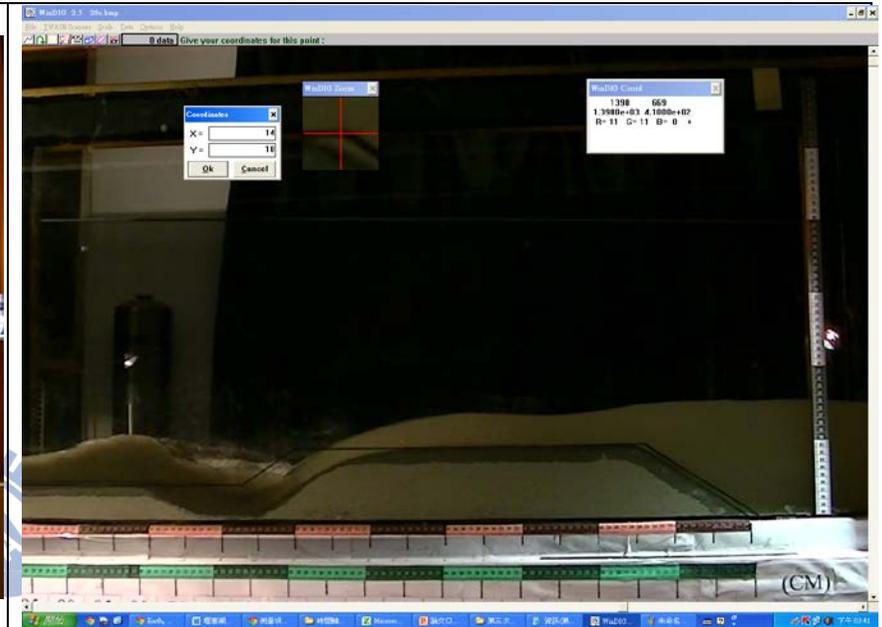
28	1889	十津川・重里新湖	8	1200	25	250	0.37	3.2E+04
29	1889	十津川・西ノ陰地新湖	8	1100	20	100	0.37	3.2E+04
30	1895	濃尾地震後・ナンノ崩壊	3	76	38	110	6.02	5.2E+05
31	1892	那賀川・高磯山	70	5600	80	250	3.47	3.0E+05
32	1892	徳島縣・海部川・保瀨	9	73	45	300	1157.41	1.0E+08
33	1911	姫川・稗田山崩	30	1800	60	250	347.22	3.0E+07
34	1953	有田川・金剛寺	3	750	60	480	41.67	3.6E+06
35	1953	有田川・北寺	4	890	10	120	0.0012	1.0E+02
36	1953	有田川・有中谷	1	86	40	100	67.13	5.8E+06

註：粗體字為壩體壽命 T_f 小於一天者





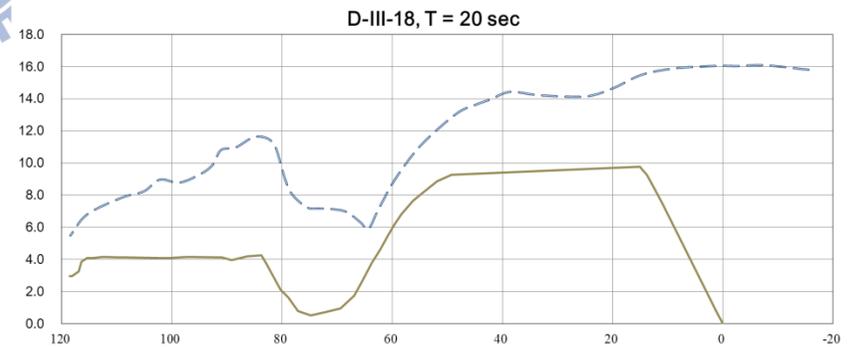
(1) 擷取影像



(2) 利用不共線 3 點決定座標軸



(3) 壩體與水表面輪廓線繪製



(4) 圖像量化

圖 4-1 取像分析流程圖(D-III-18, T = 20 sec)

Upstream Stage Hydrograph, $Q = 12713.7\text{cm}^3/\text{s}$

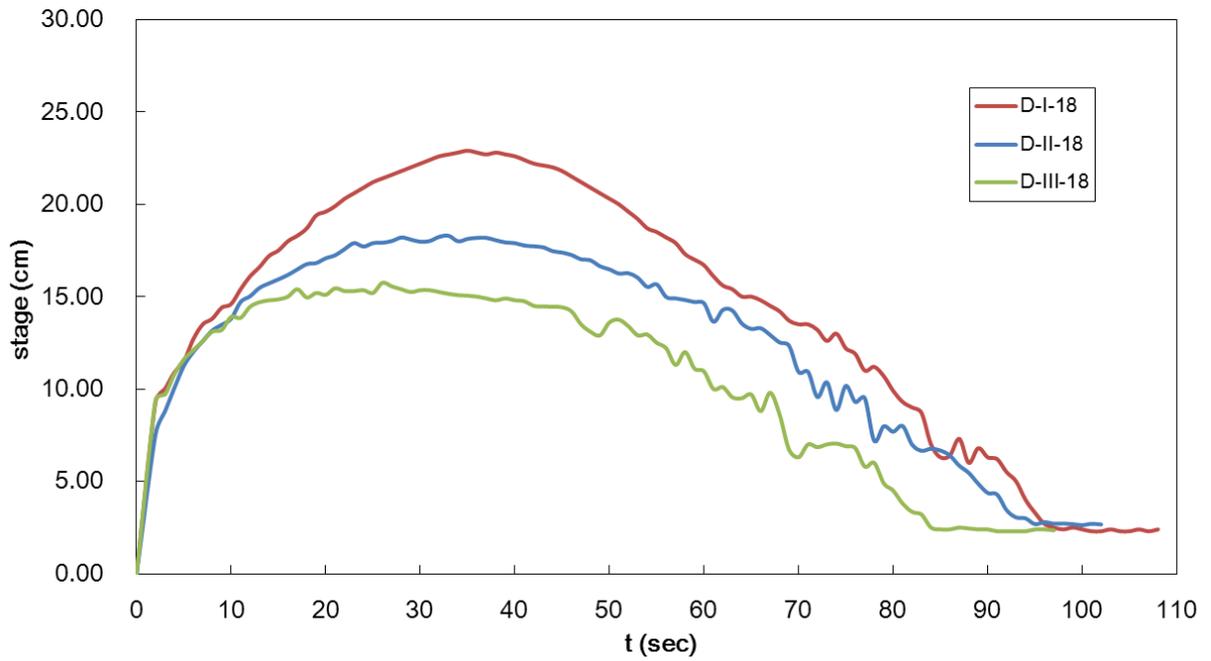
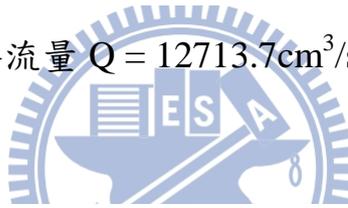


圖 4-2 上游流量 $Q = 12713.7\text{cm}^3/\text{s}$ 之水位歷線



Upstream Stage Hydrograph, $Q = 21676.9\text{cm}^3/\text{s}$

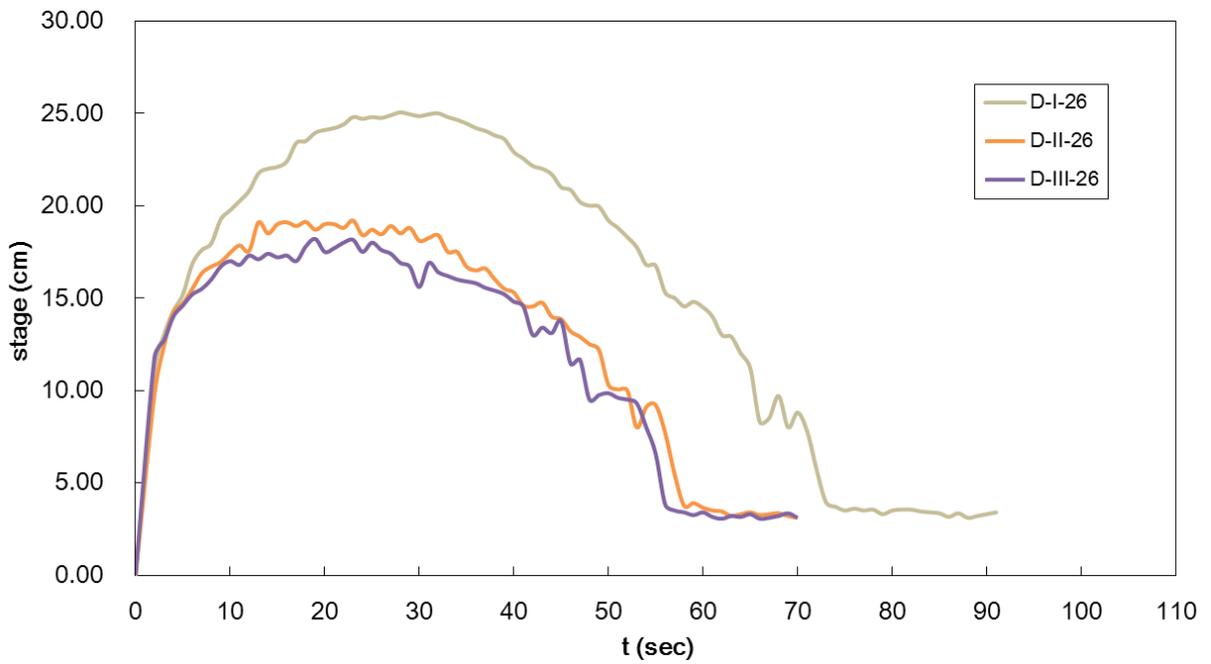


圖 4-3 上游流量 $Q = 21676.9\text{cm}^3/\text{s}$ 之水位歷線

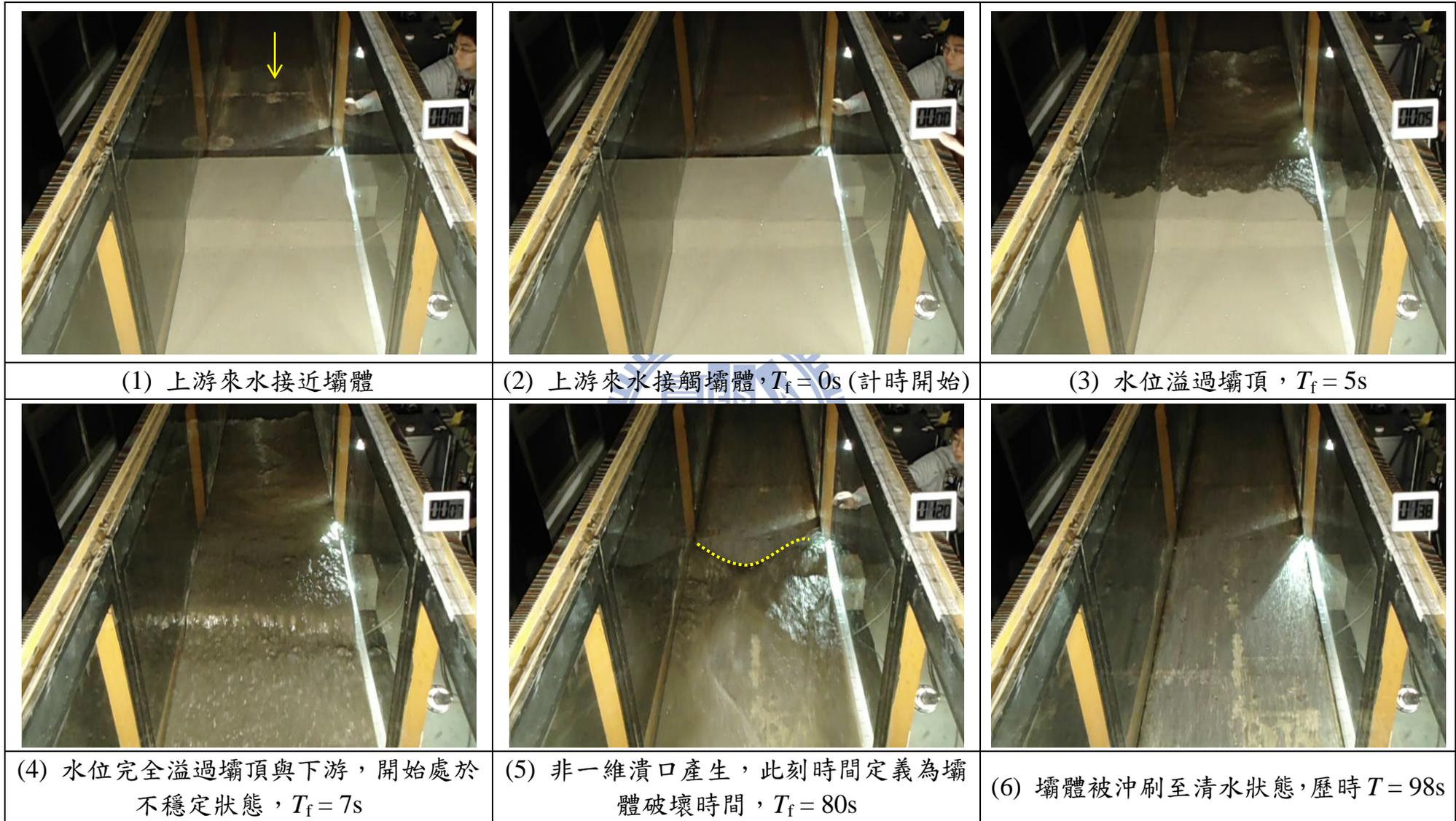


圖 4-4 壩體破壞時間判別流程(D-III-18)

Upstream Stage Hydrograph, D-I

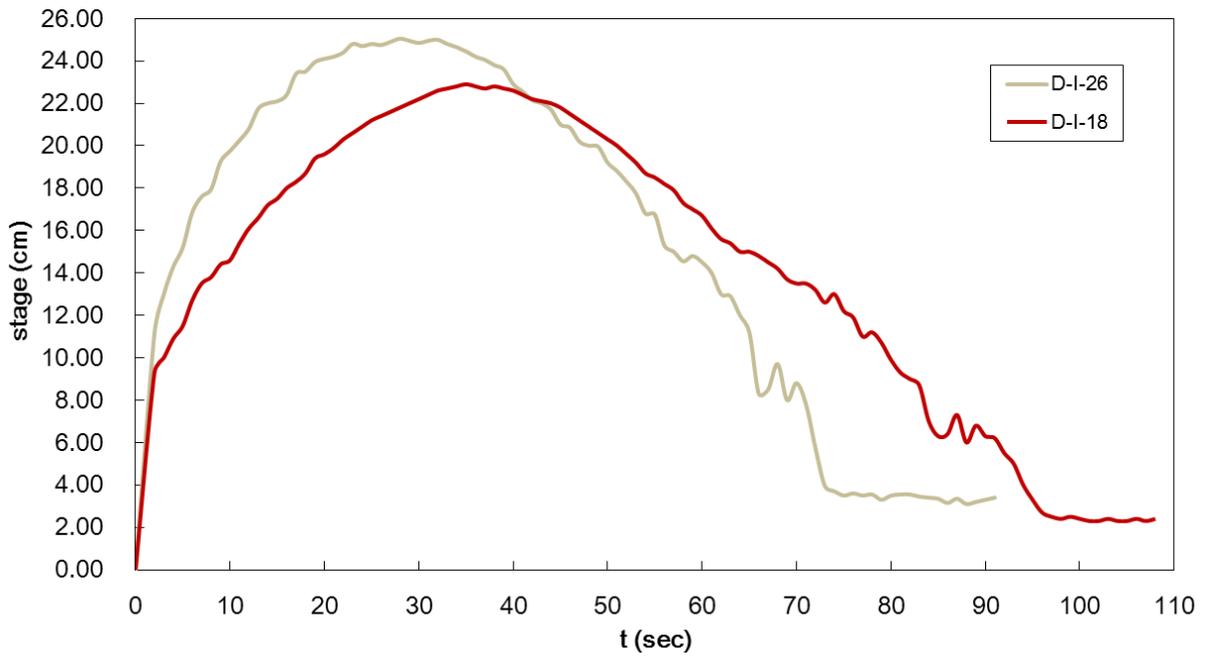


圖 4-5 壩體編號 D-I，馬達頻率為 18Hz 與 26Hz 之水位歷線



Upstream Stage Hydrograph, D-II

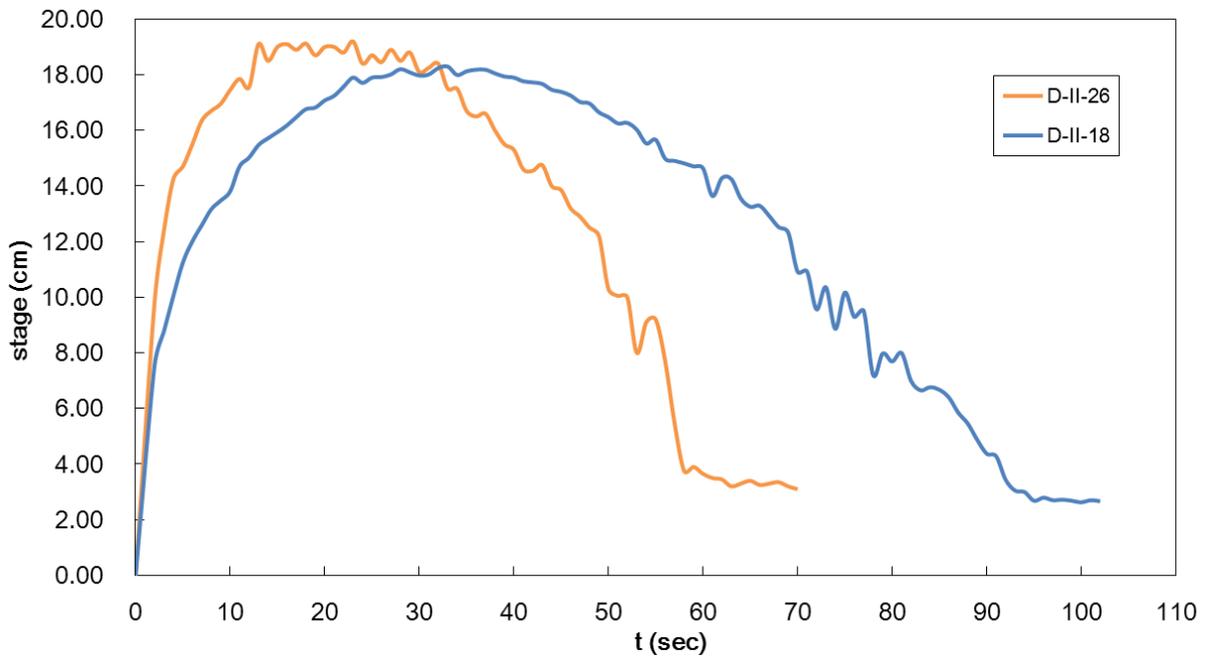


圖 4-6 壩體編號 D-II，馬達頻率為 18Hz 與 26Hz 之水位歷線

Upstream Stage Hydrograph, D-III

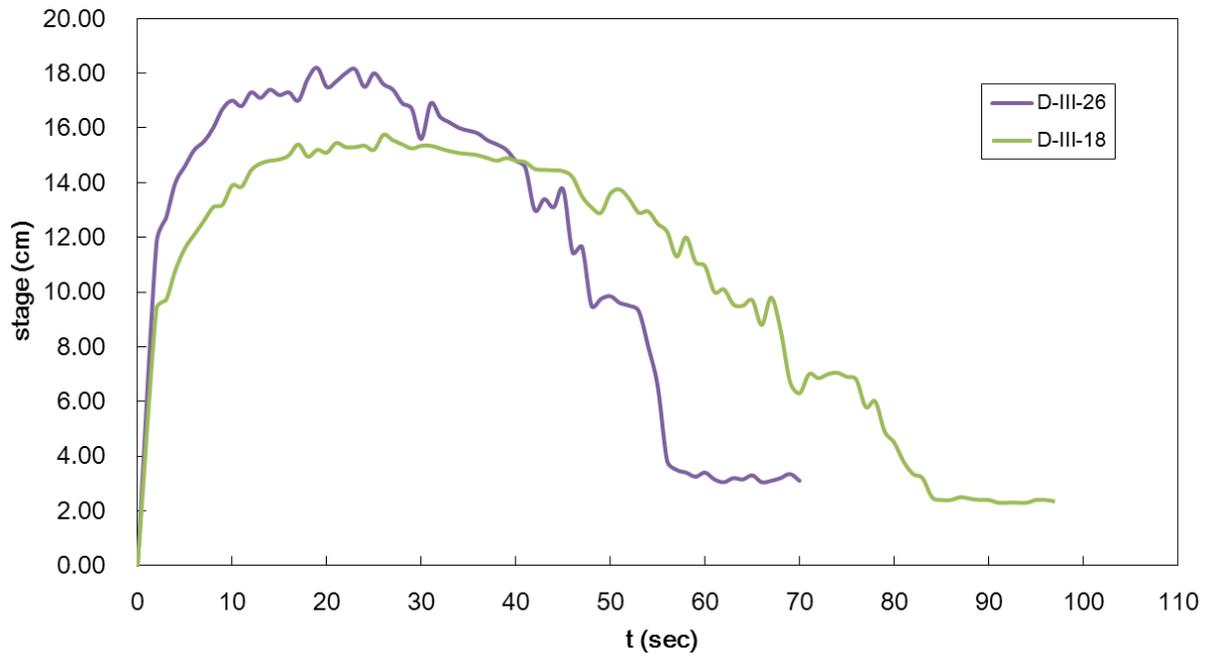


圖 4-7 壩體編號 D-III，馬達頻率為 18Hz 與 26Hz 之水位歷線



Stage Change Rate

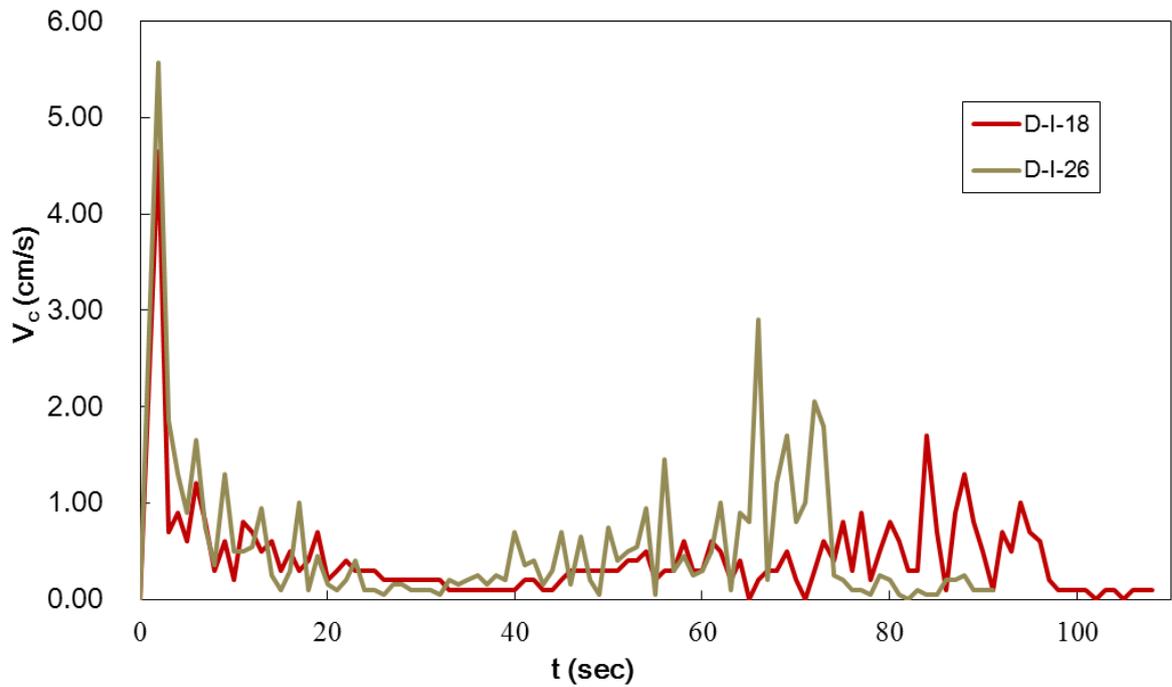


圖 4-8 壩體編號 D-I-18 與 D-I-26 之水位變化速率過程

Stage Change Rate

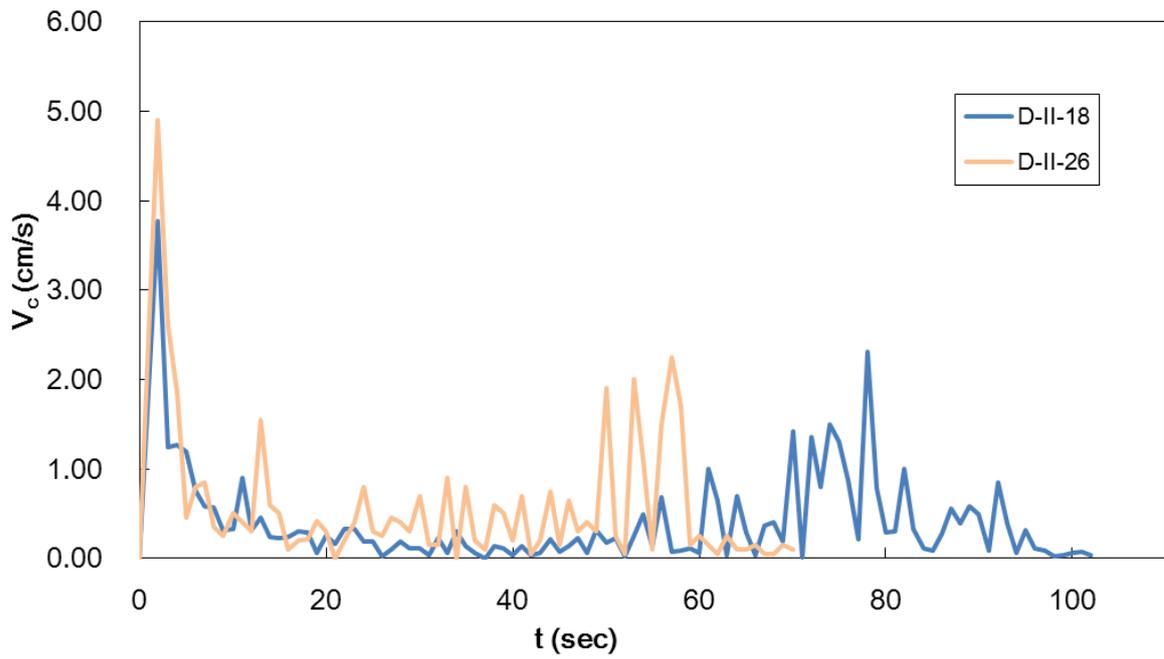


圖 4-9 壩體編號 D-II-18 與 D-II-26 之水位變化速率過程

Stage Change Rate

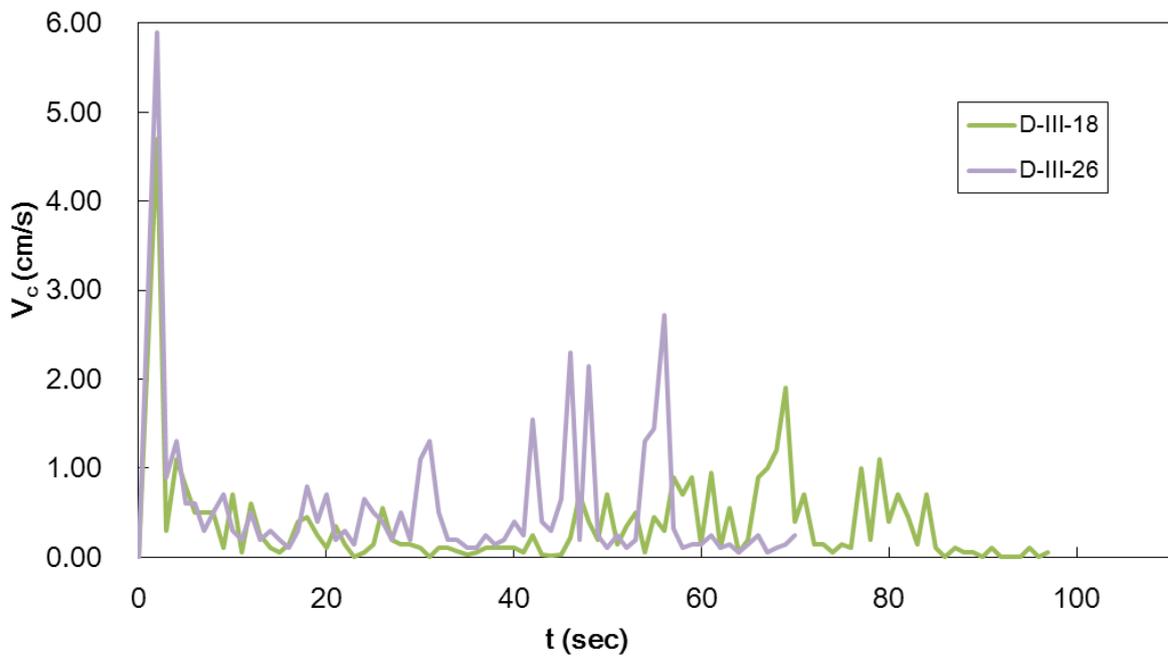


圖 4-10 壩體編號 D-III-18 與 D-III-26 之水位變化速率過程

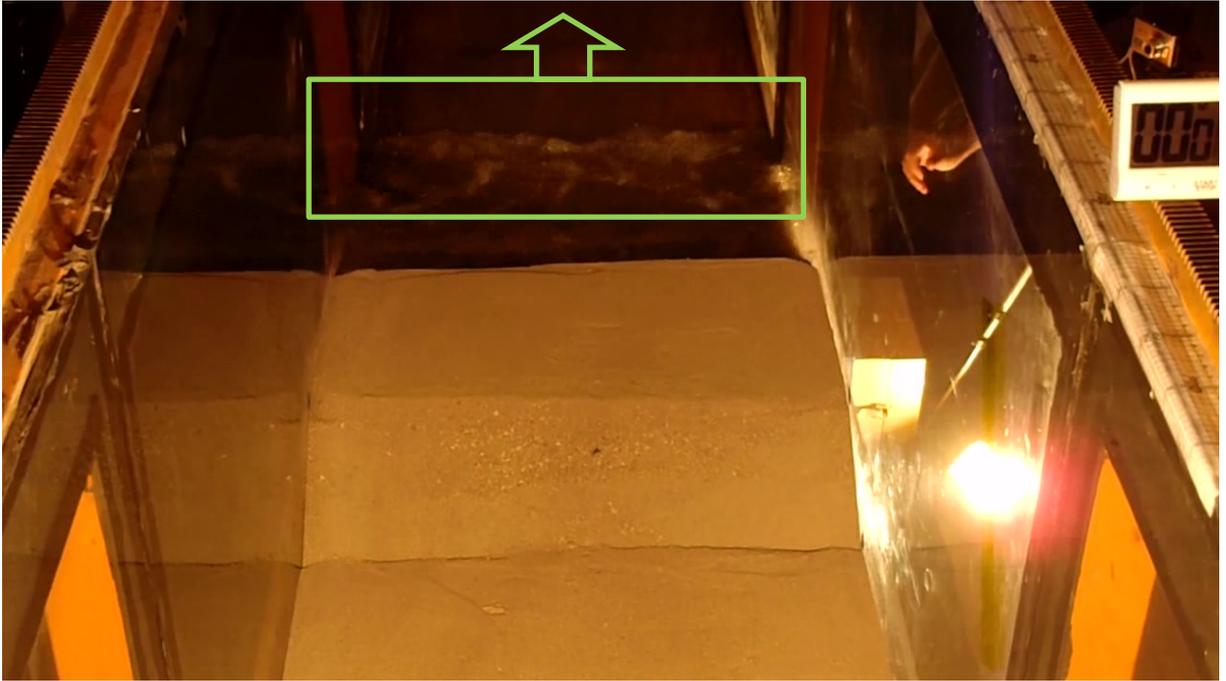


圖 4-11 上游來水碰撞壩體(D-II-18)產生之反射波



圖 4-12 壩體上游產生之退水波(D-II-18)

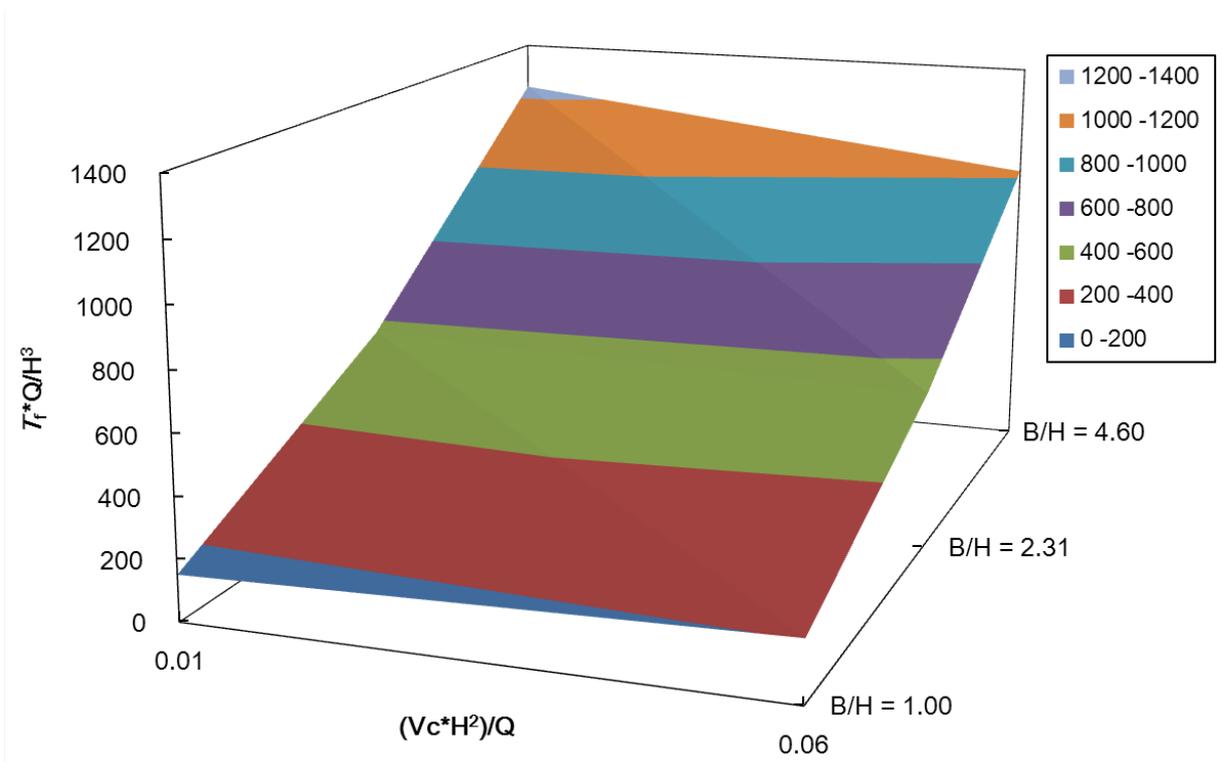


圖 4-13 水位變化速率因子、寬高比與破壞時間因子關係圖



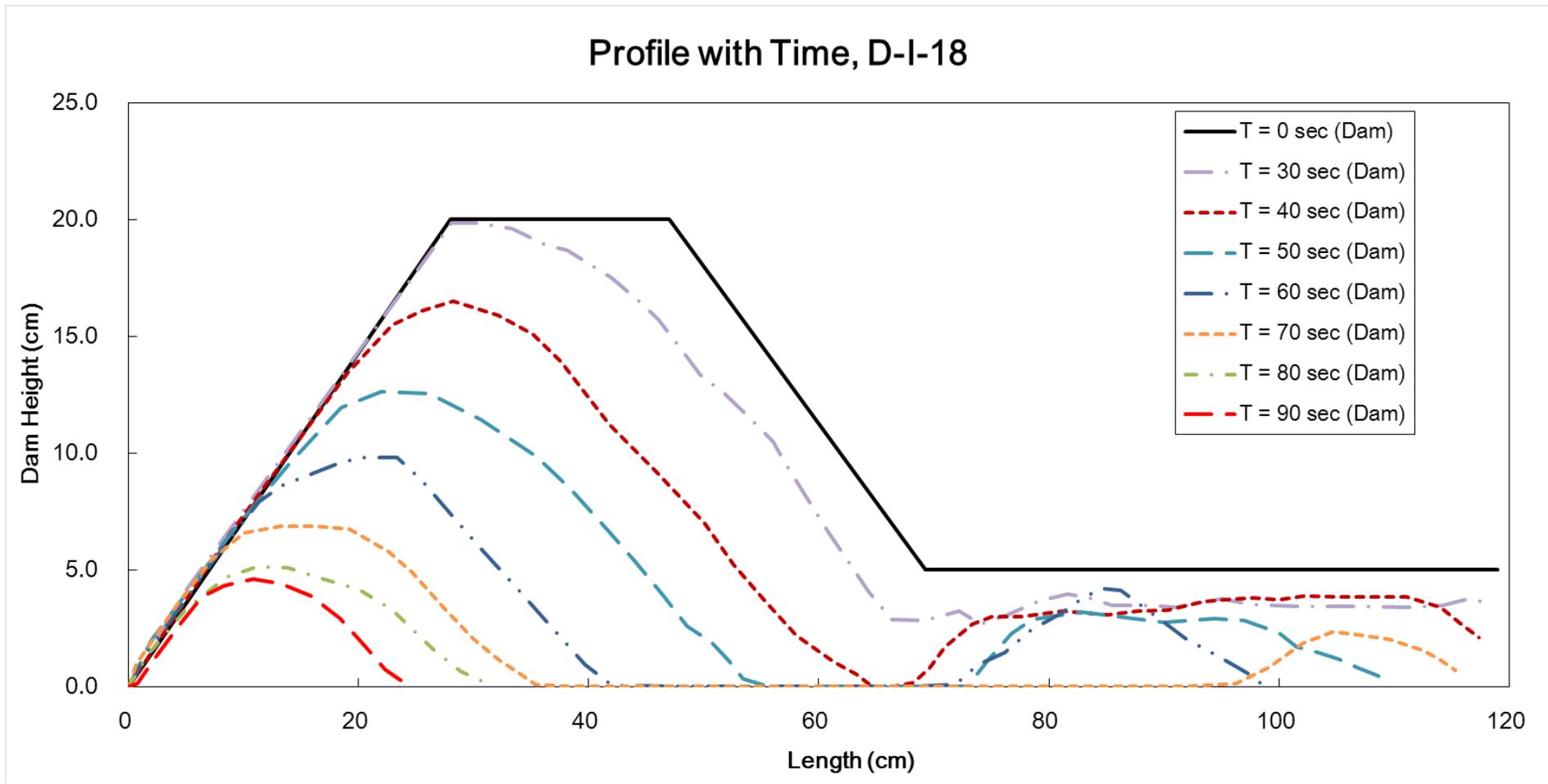


圖 4-14 壩體逐時剖面，壩體編號 D-I-18

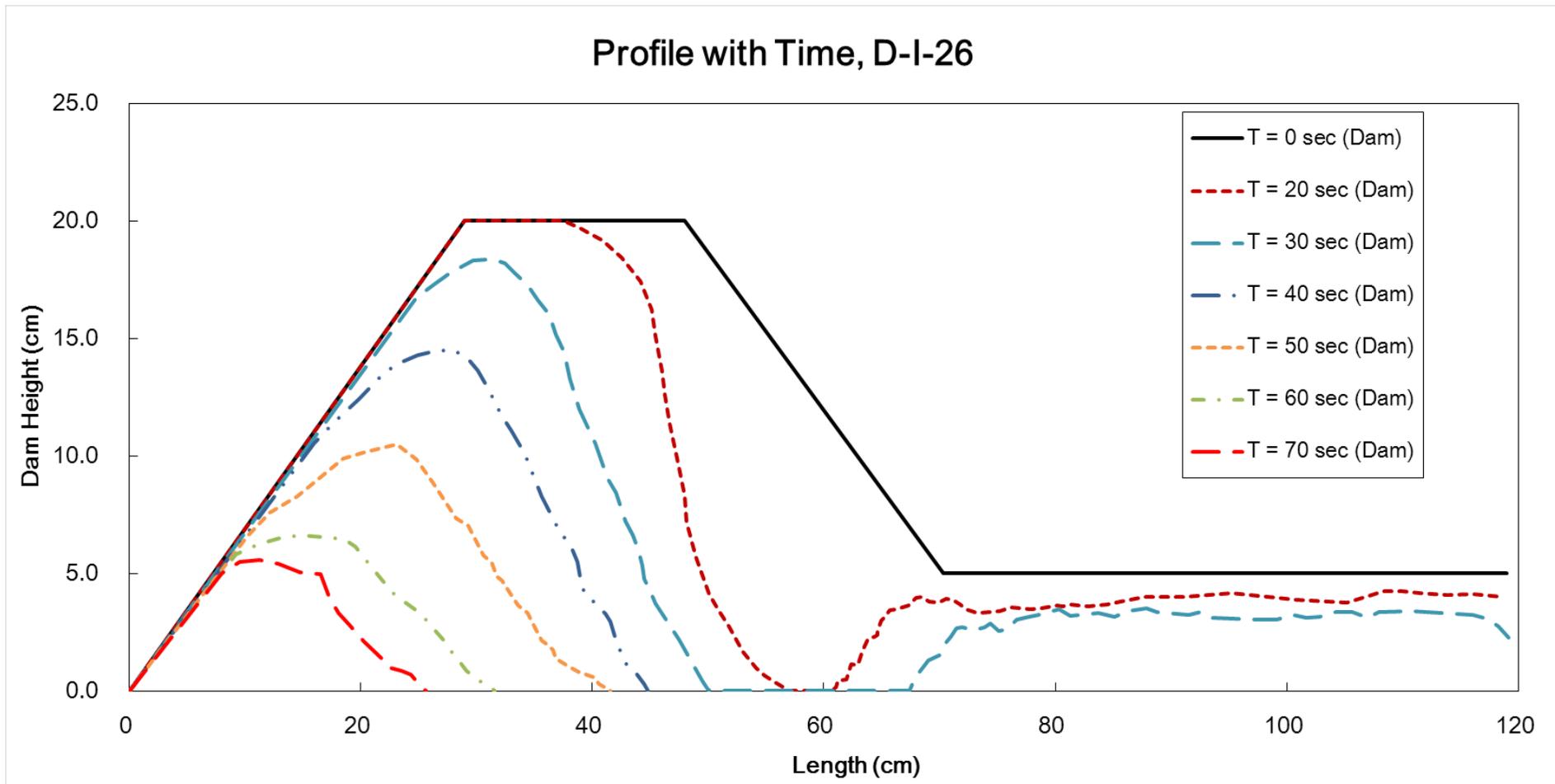


圖 4-15 壩體逐時剖面，壩體編號 D-I-26

Profile with Time, D-II-18

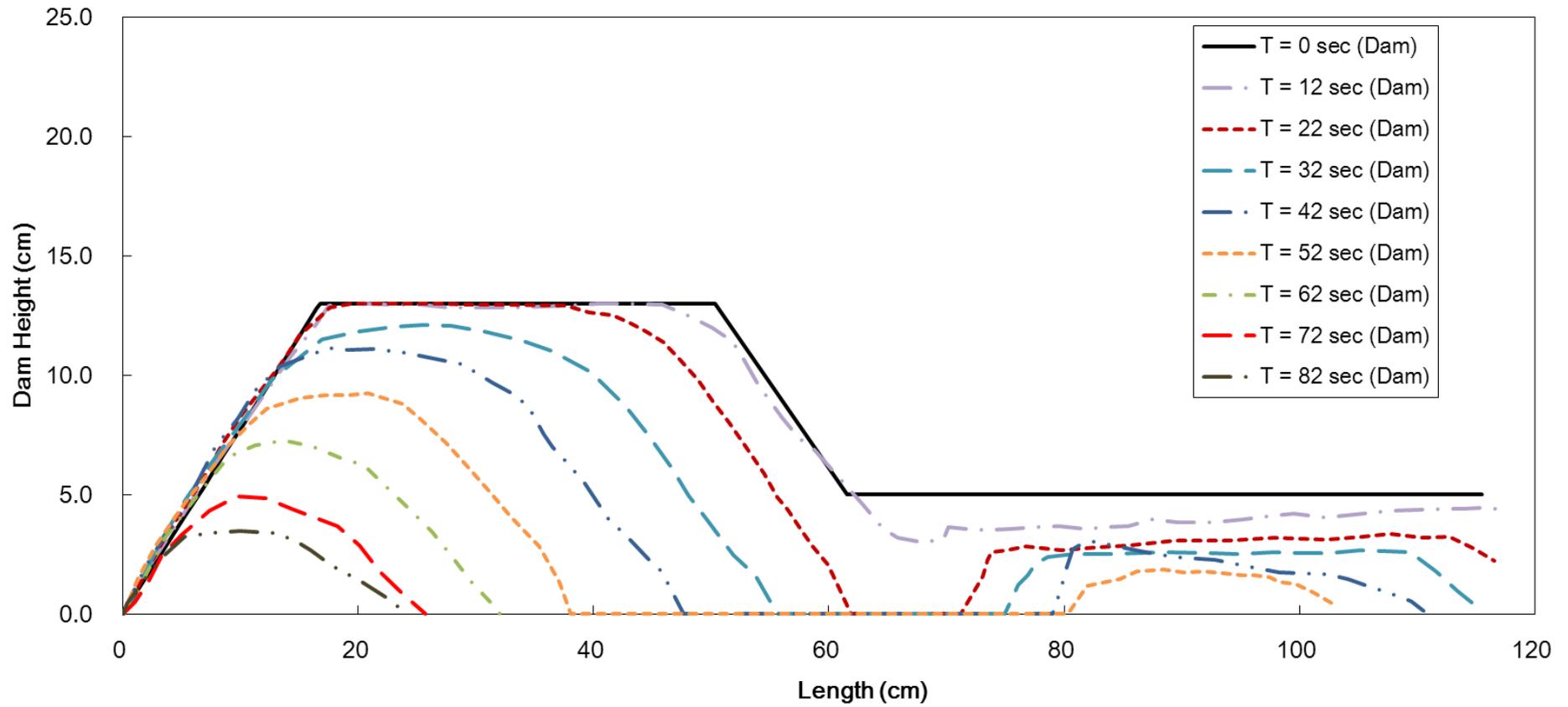


圖 4-16 壩體逐時剖面，壩體編號 D-II-18

Profile with Time, D-II-26

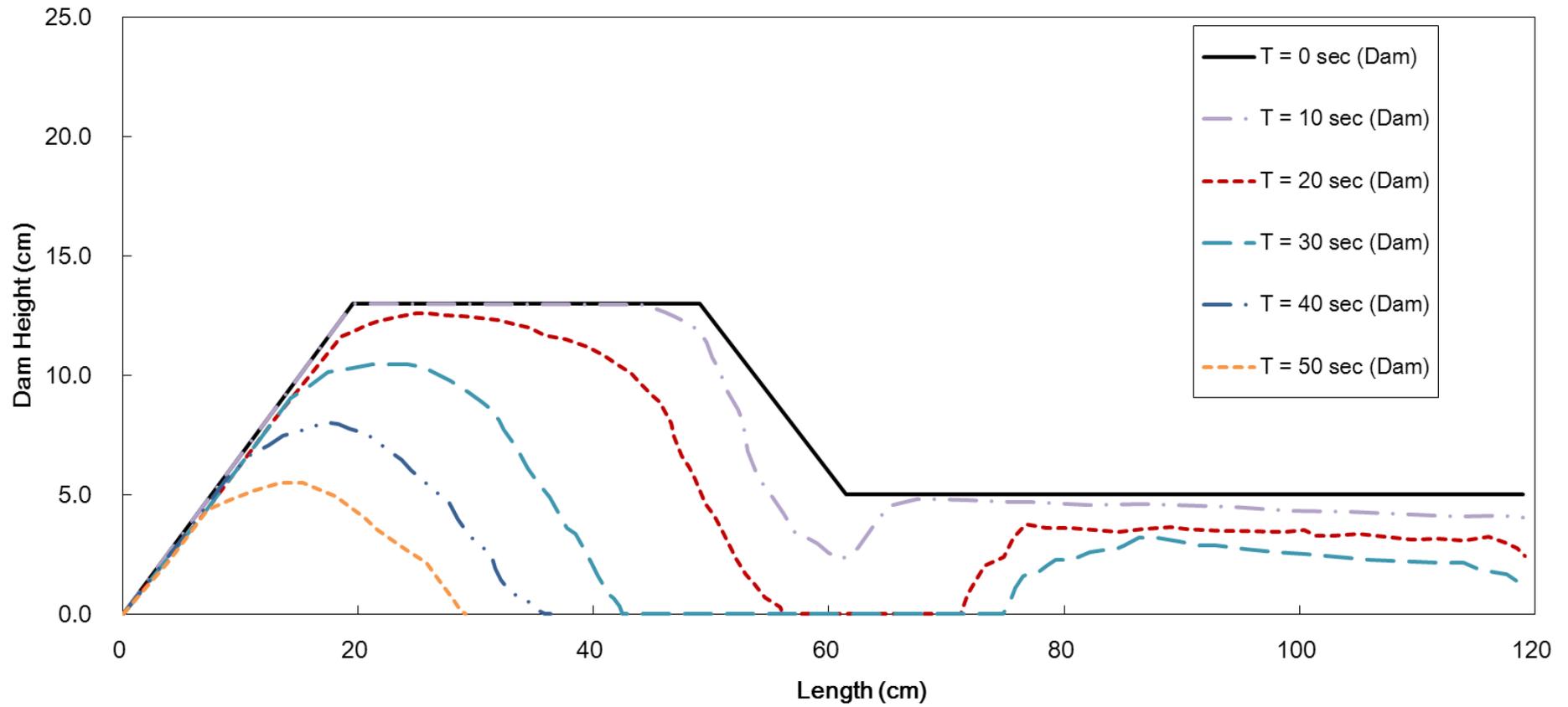


圖 4-17 壩體逐時剖面，壩體編號 D-II-26

Profile with Time, D-III-18

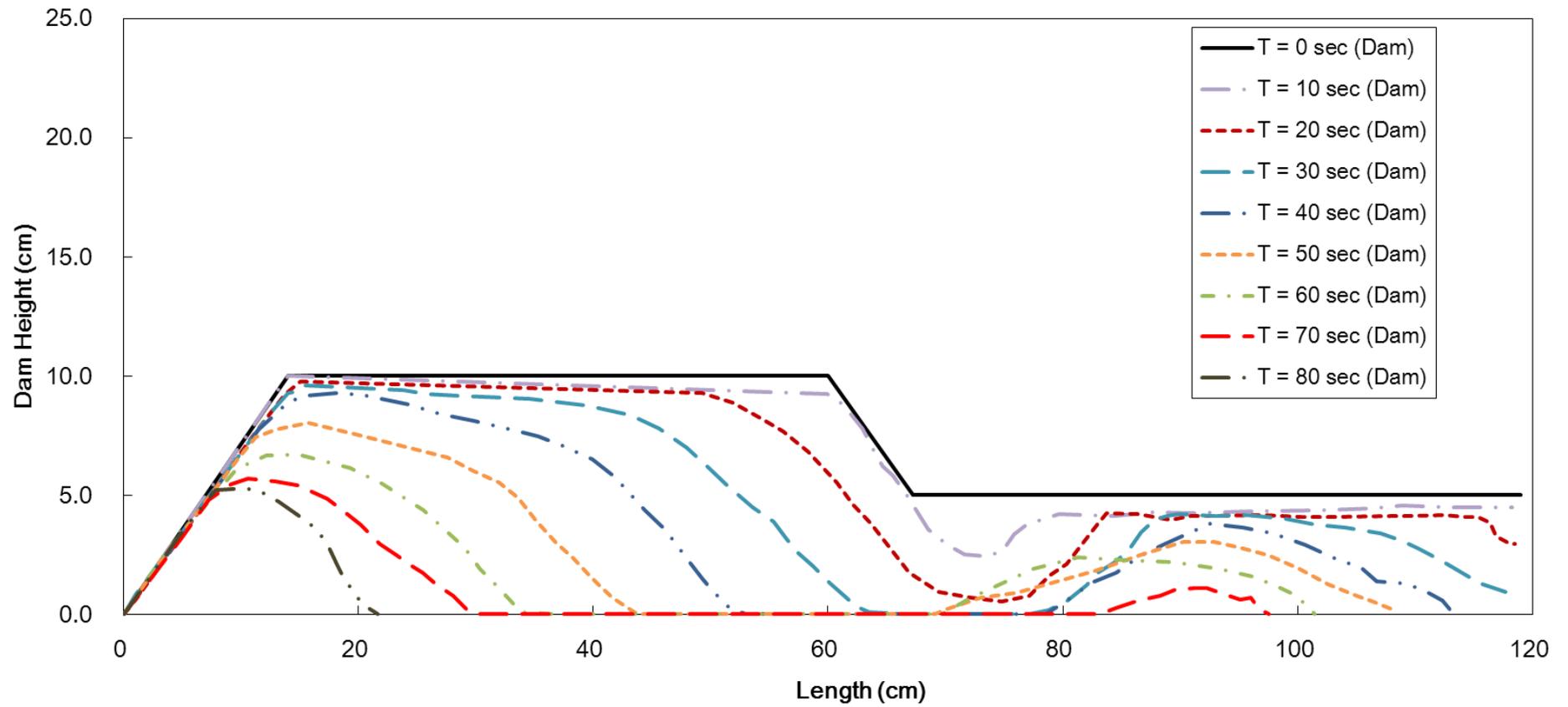


圖 4-18 壩體逐時剖面，壩體編號 D-III-18

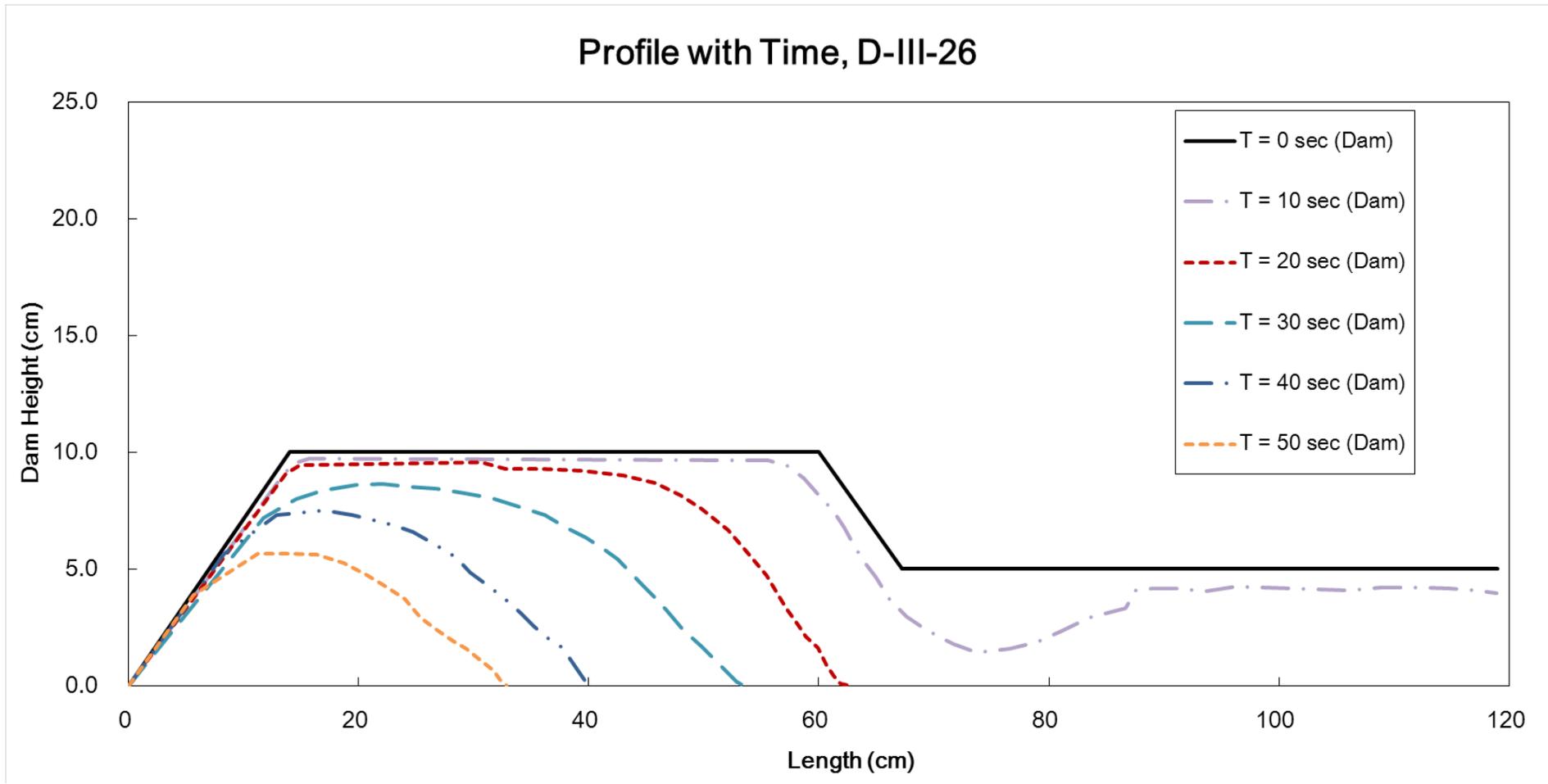


圖 4-19 壩體逐時剖面，壩體編號 D-III-26

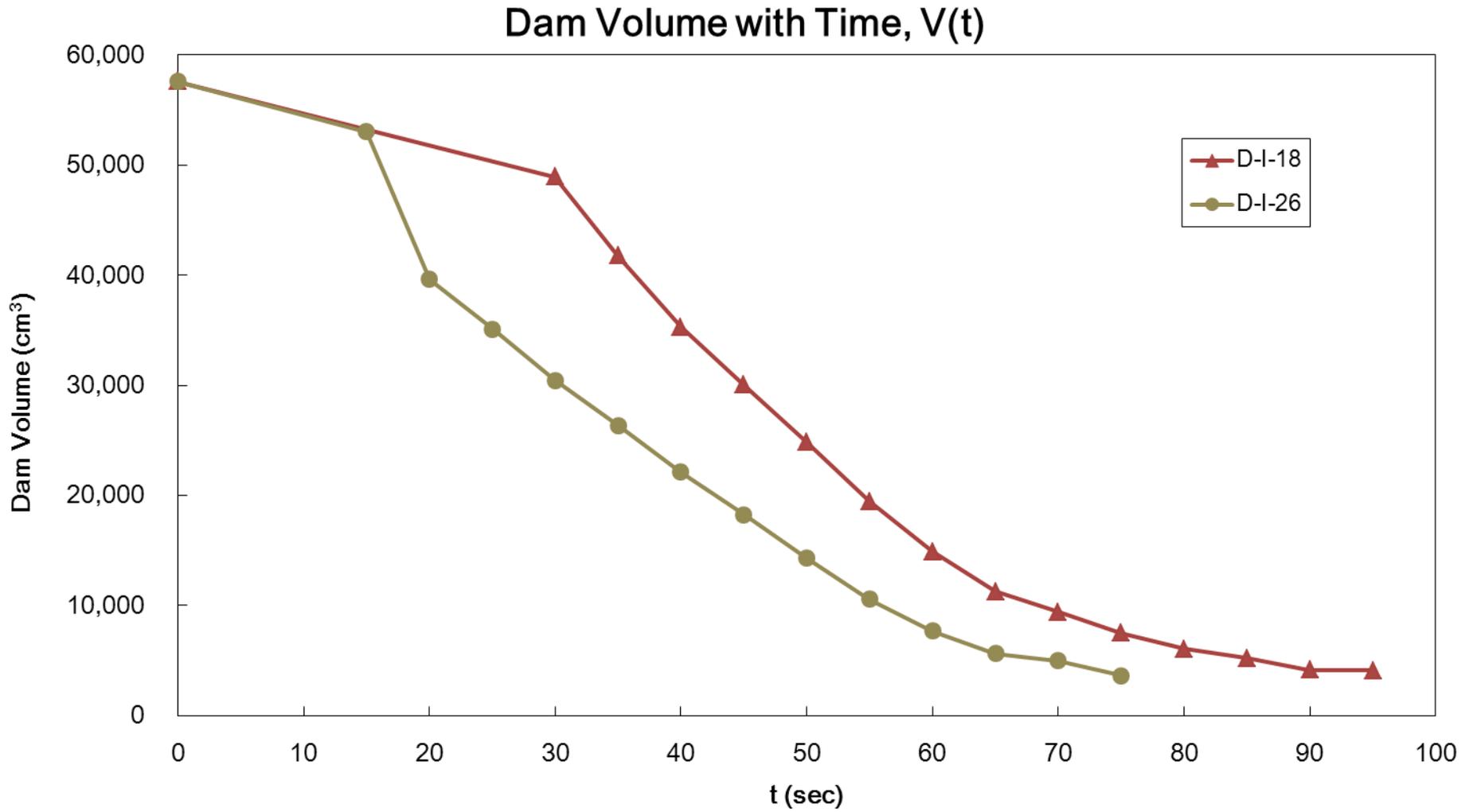


圖 4-20 壩體逐時體積，壩體規模 D-I

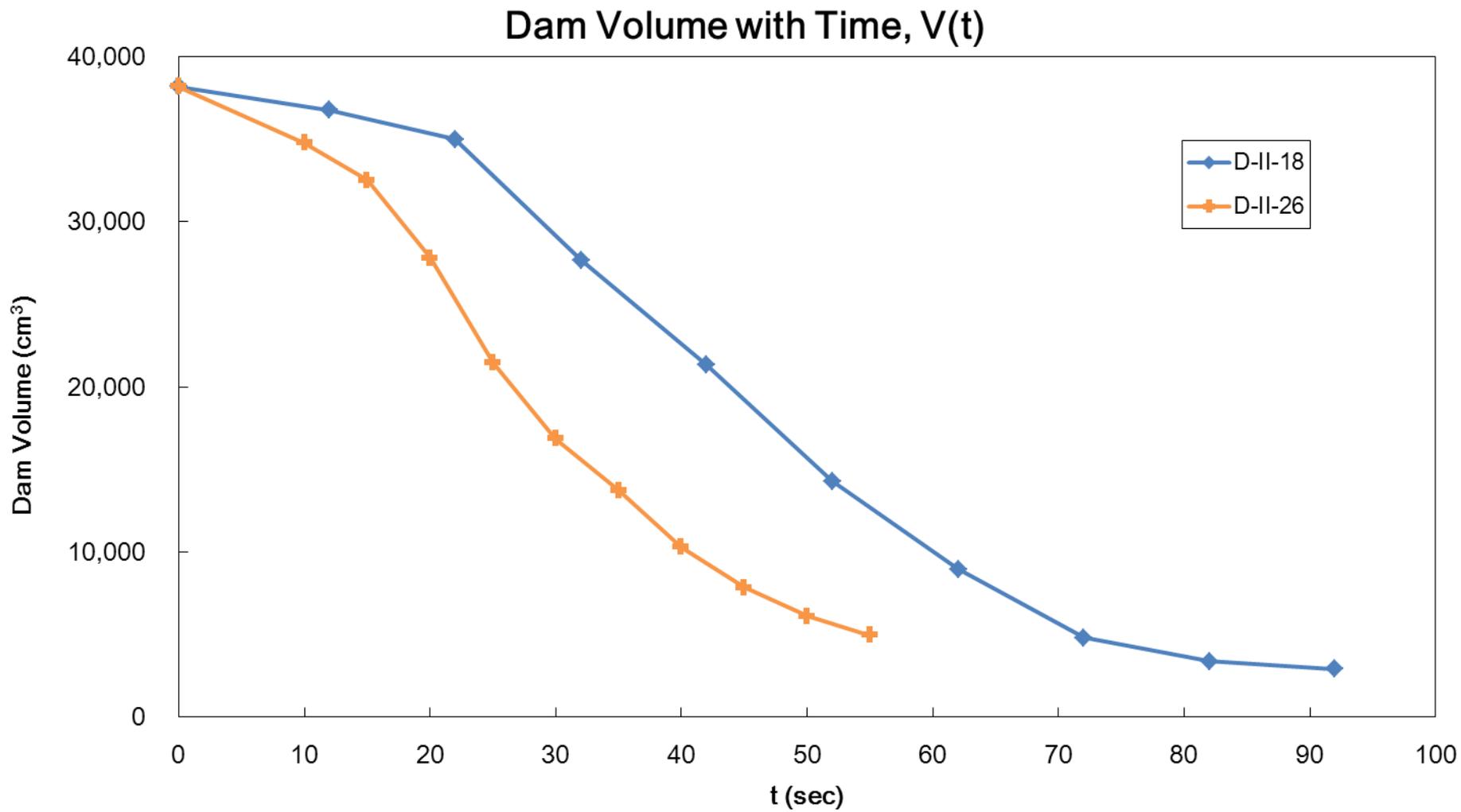


圖 4-21 壩體逐時體積，壩體規模 D-II

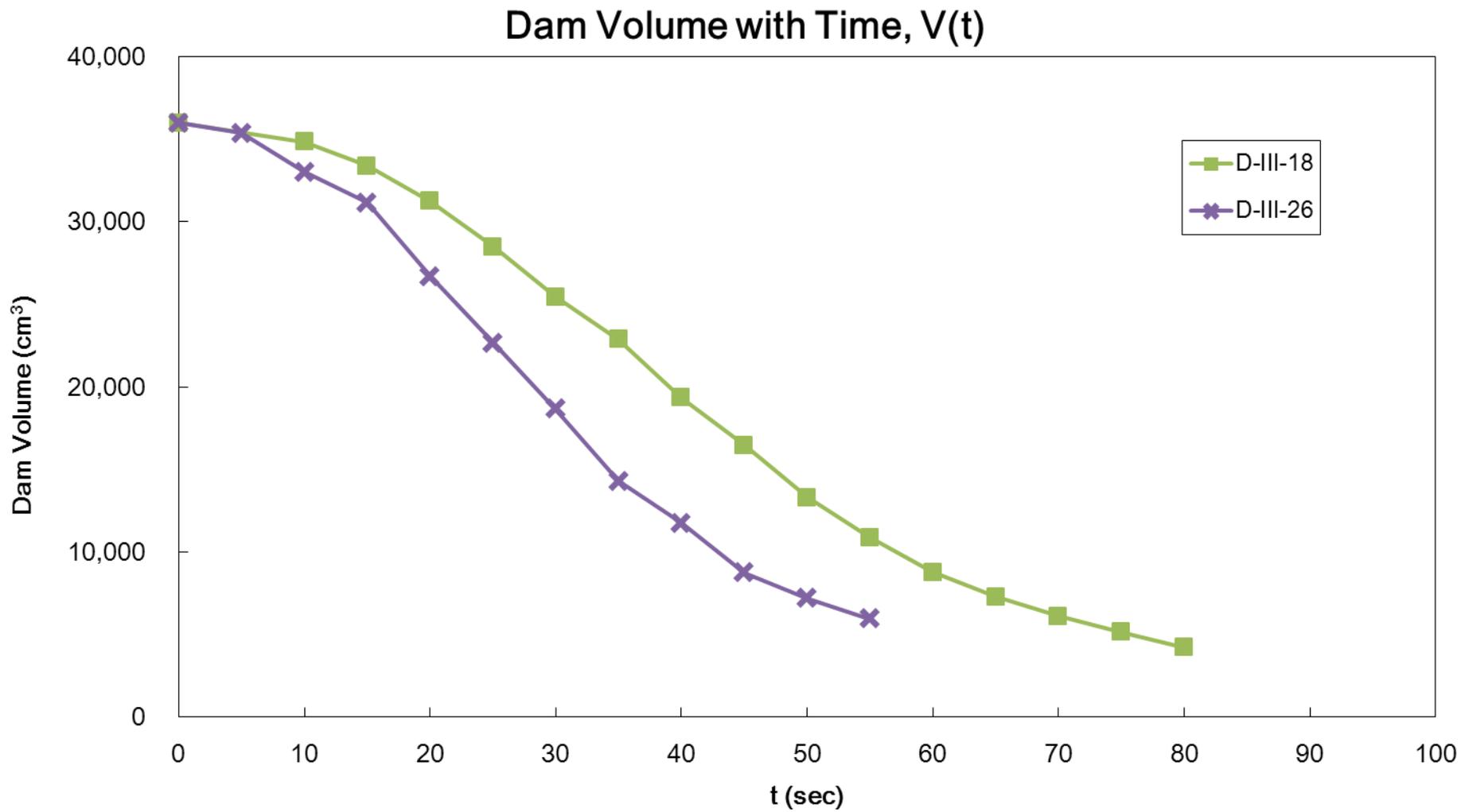


圖 4-22 壩體逐時體積，壩體規模 D-III

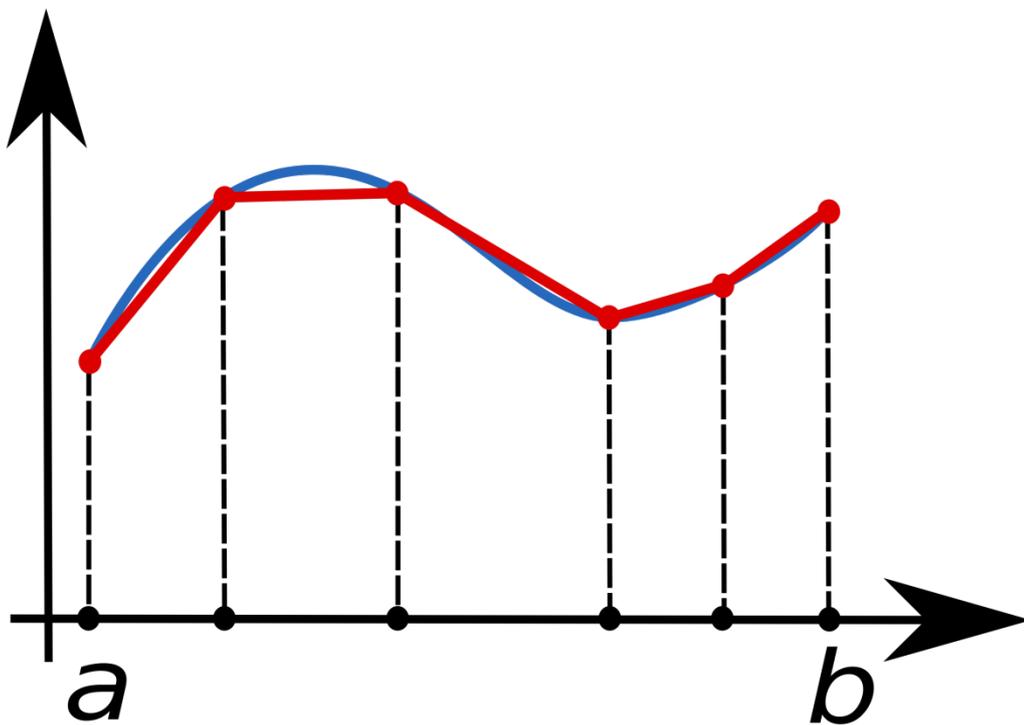


圖 4-23 梯形法示意圖(長度不相同的區間)



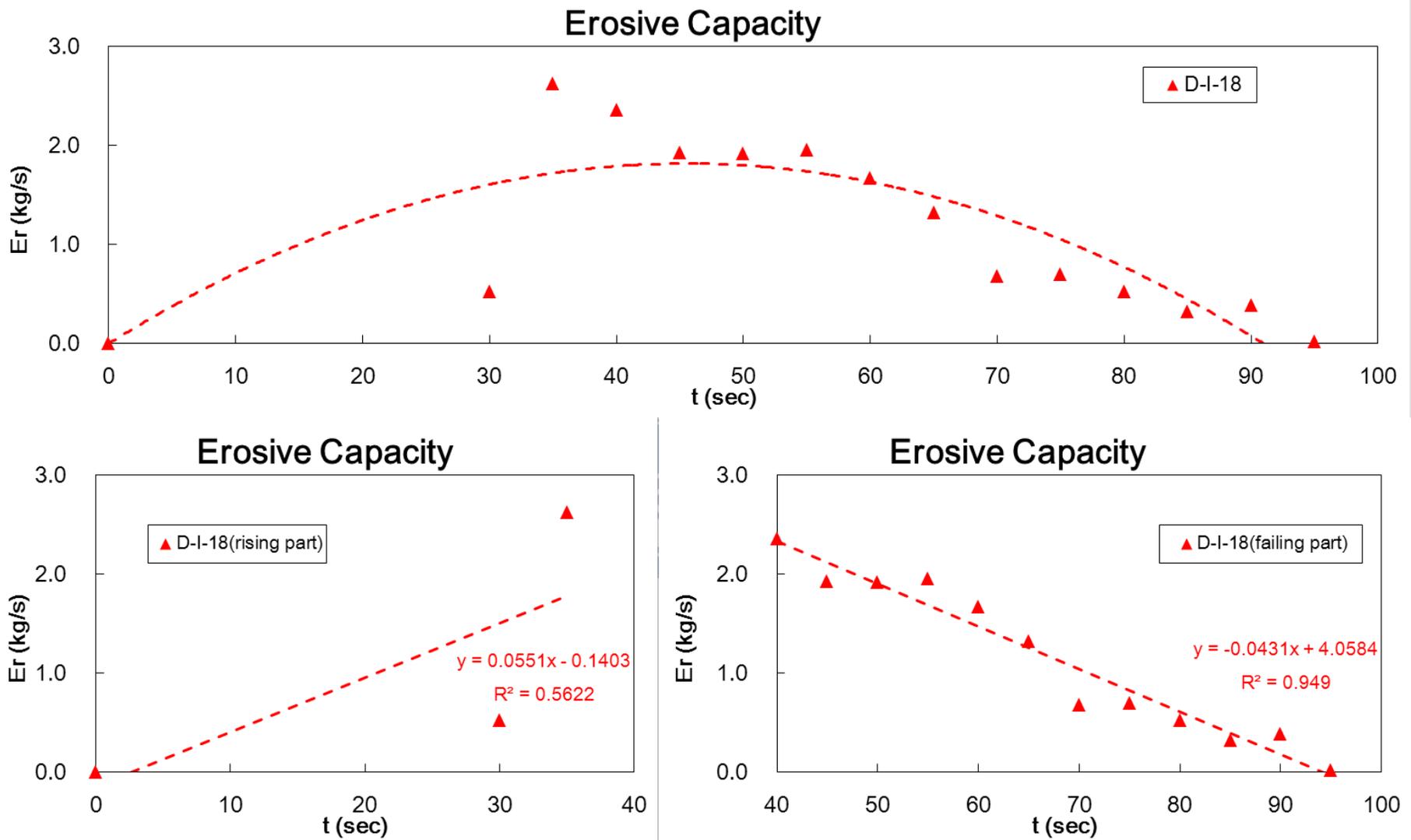


圖 4-24 壩體逐時沖刷能力，壩體編號 D-I-18

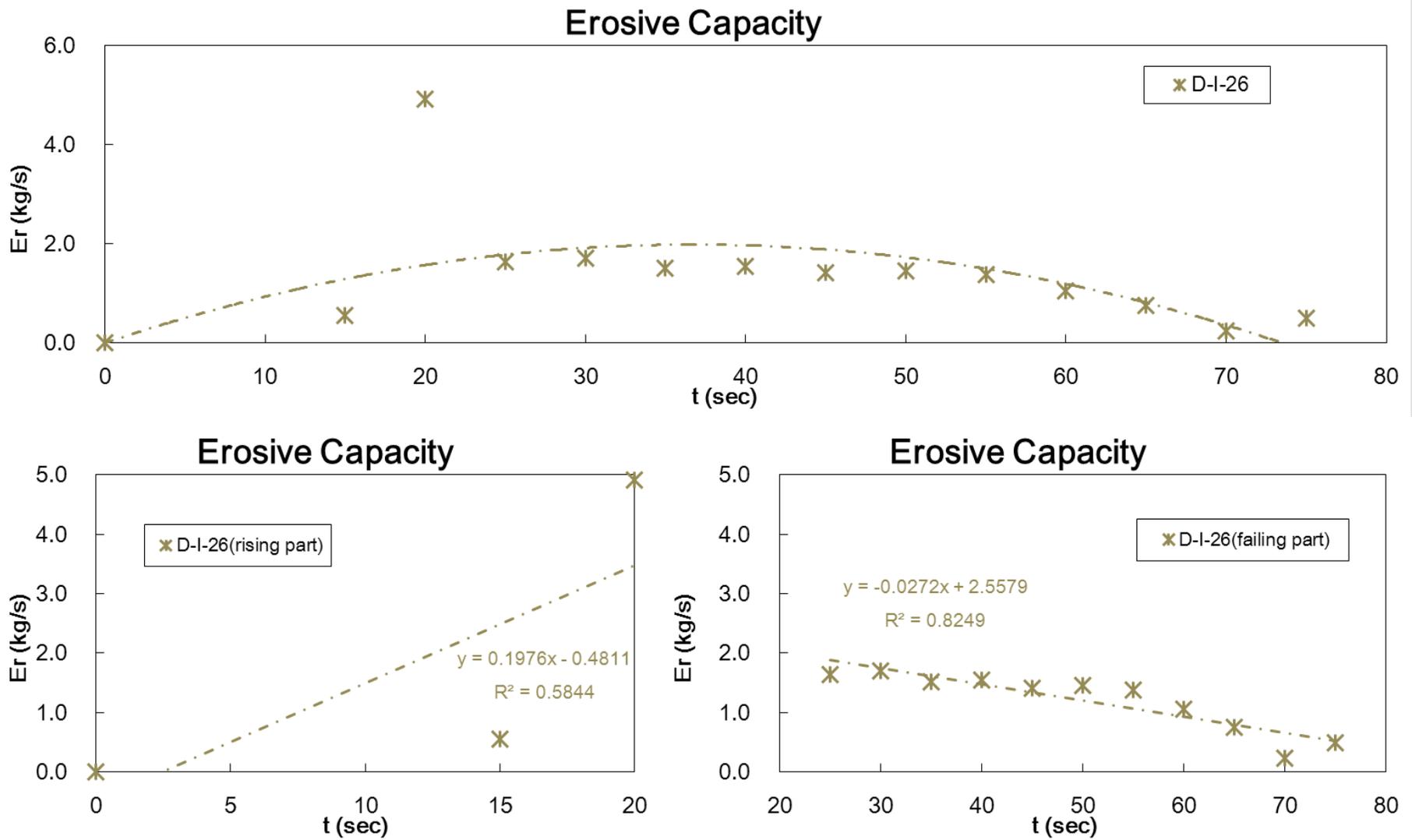


圖 4-25 壩體逐時沖刷能力，壩體編號 D-II-18

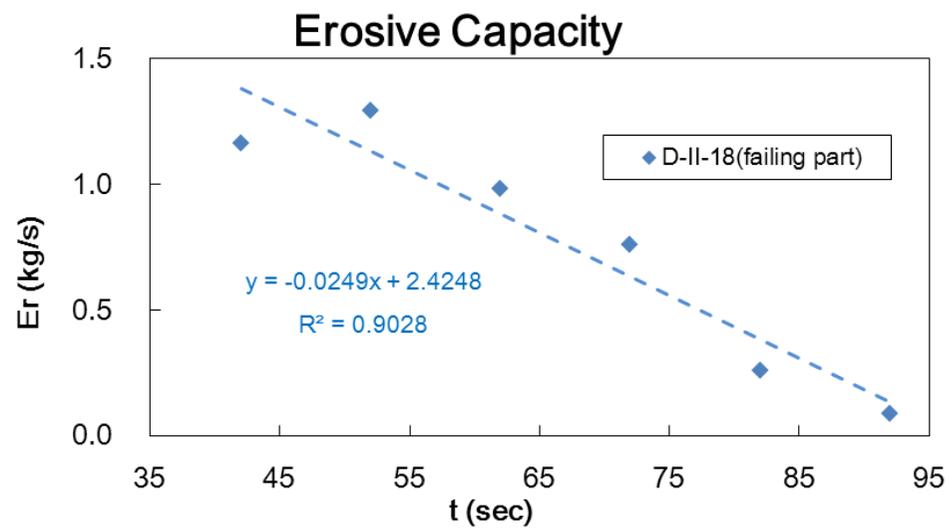
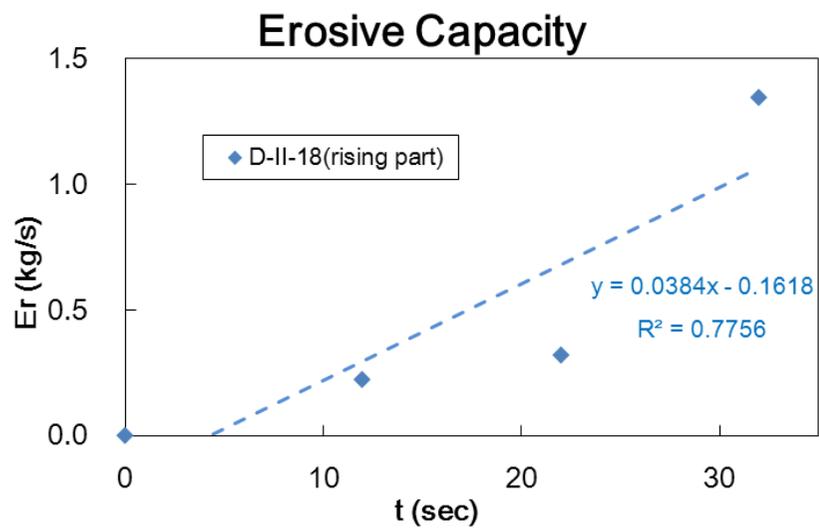
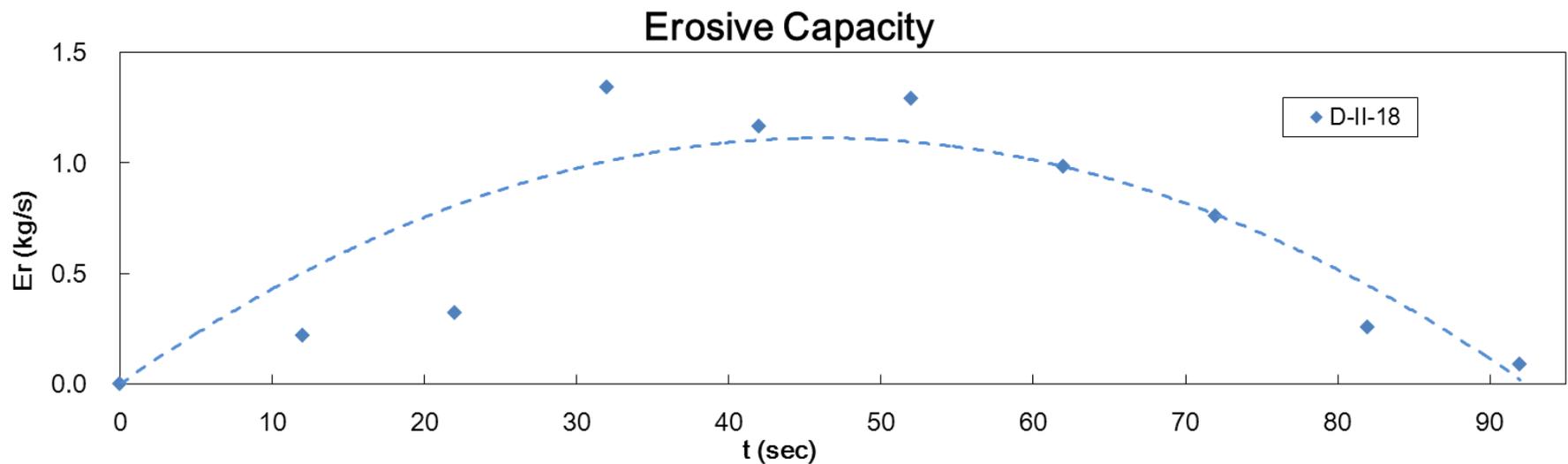


圖 4-26 壩體逐時沖刷能力，壩體編號 D-II-18

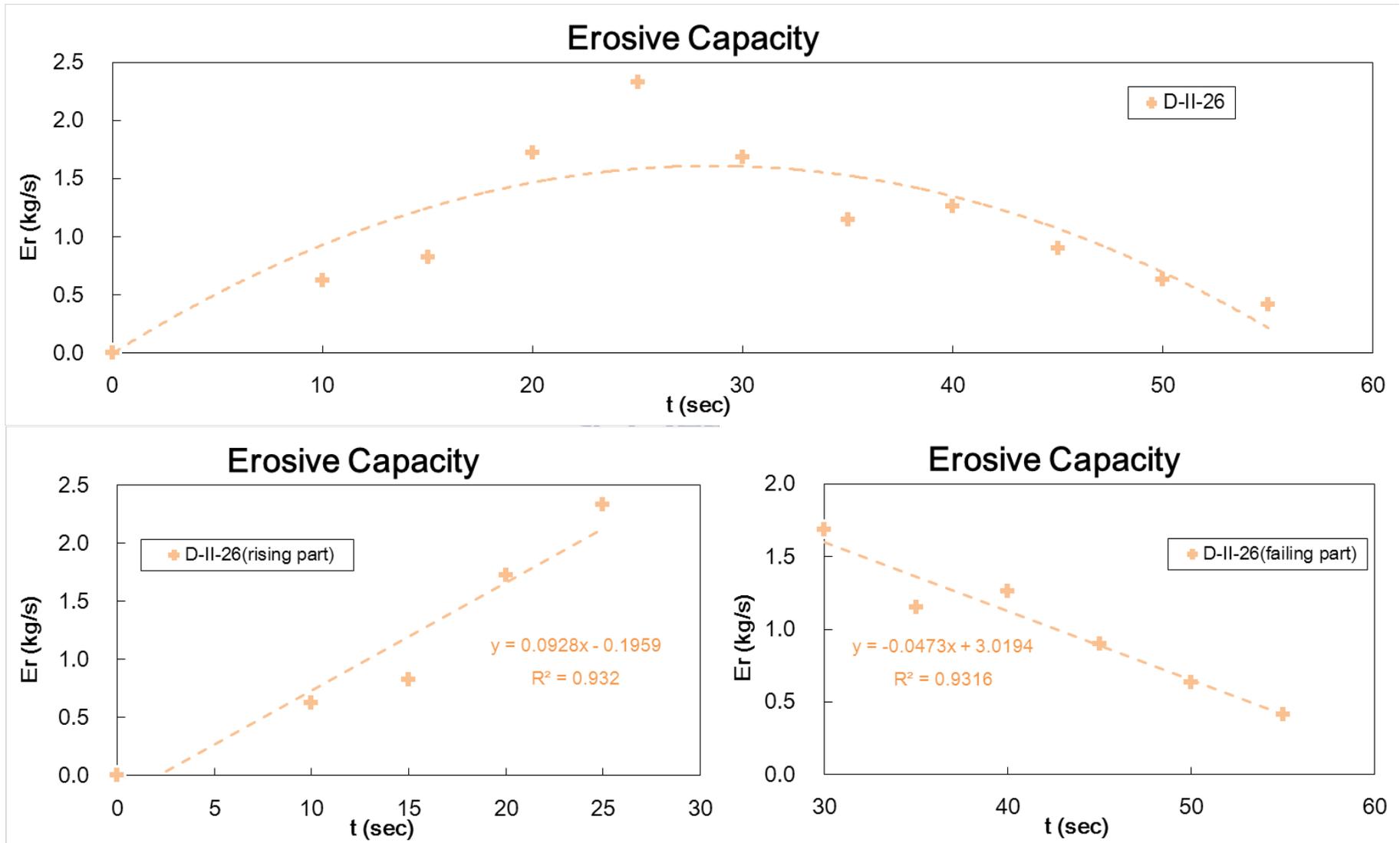


圖 4-27 壩體逐時沖刷能力，壩體編號 D-II-26

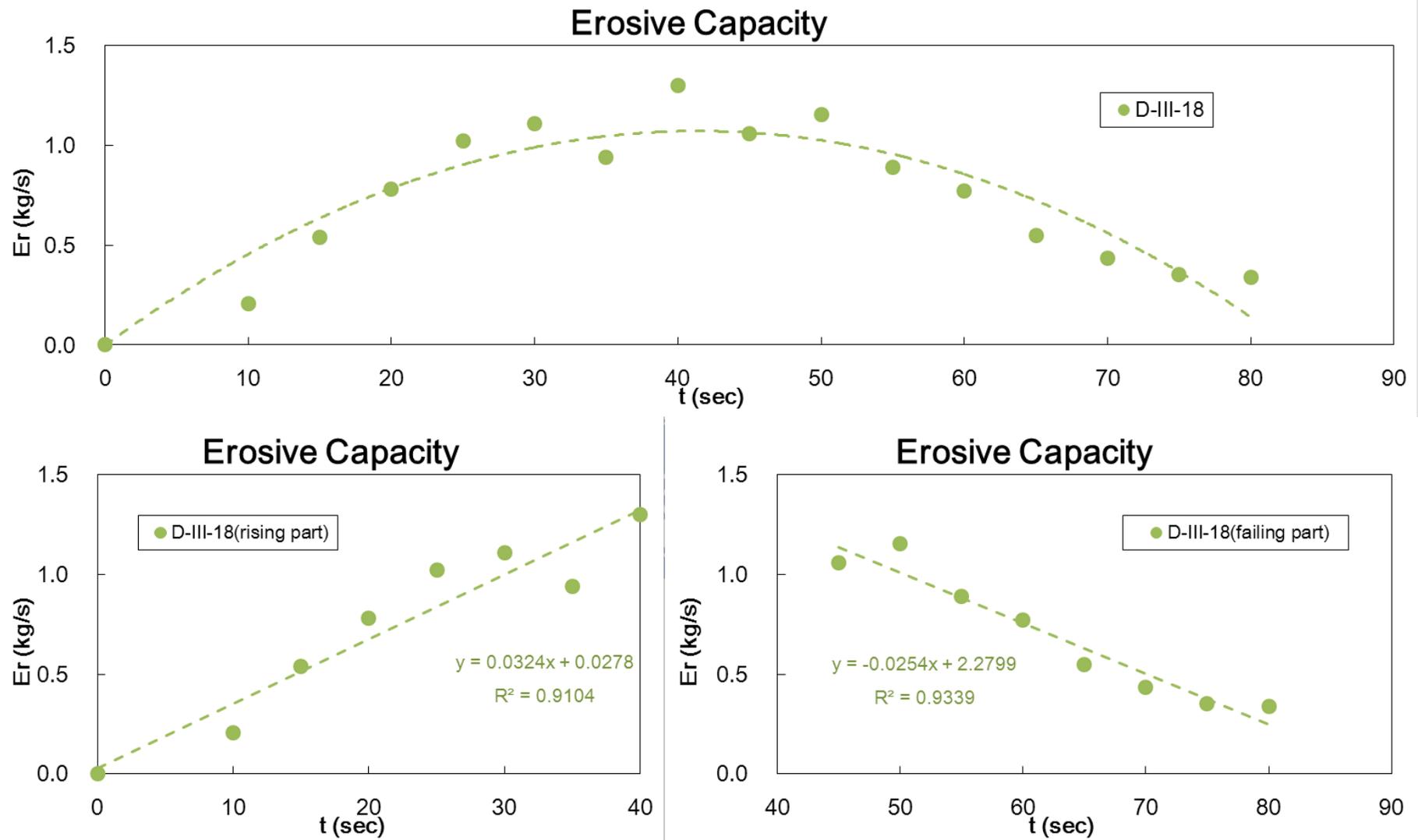


圖 4-28 壩體逐時沖刷能力，壩體編號 D-III-18

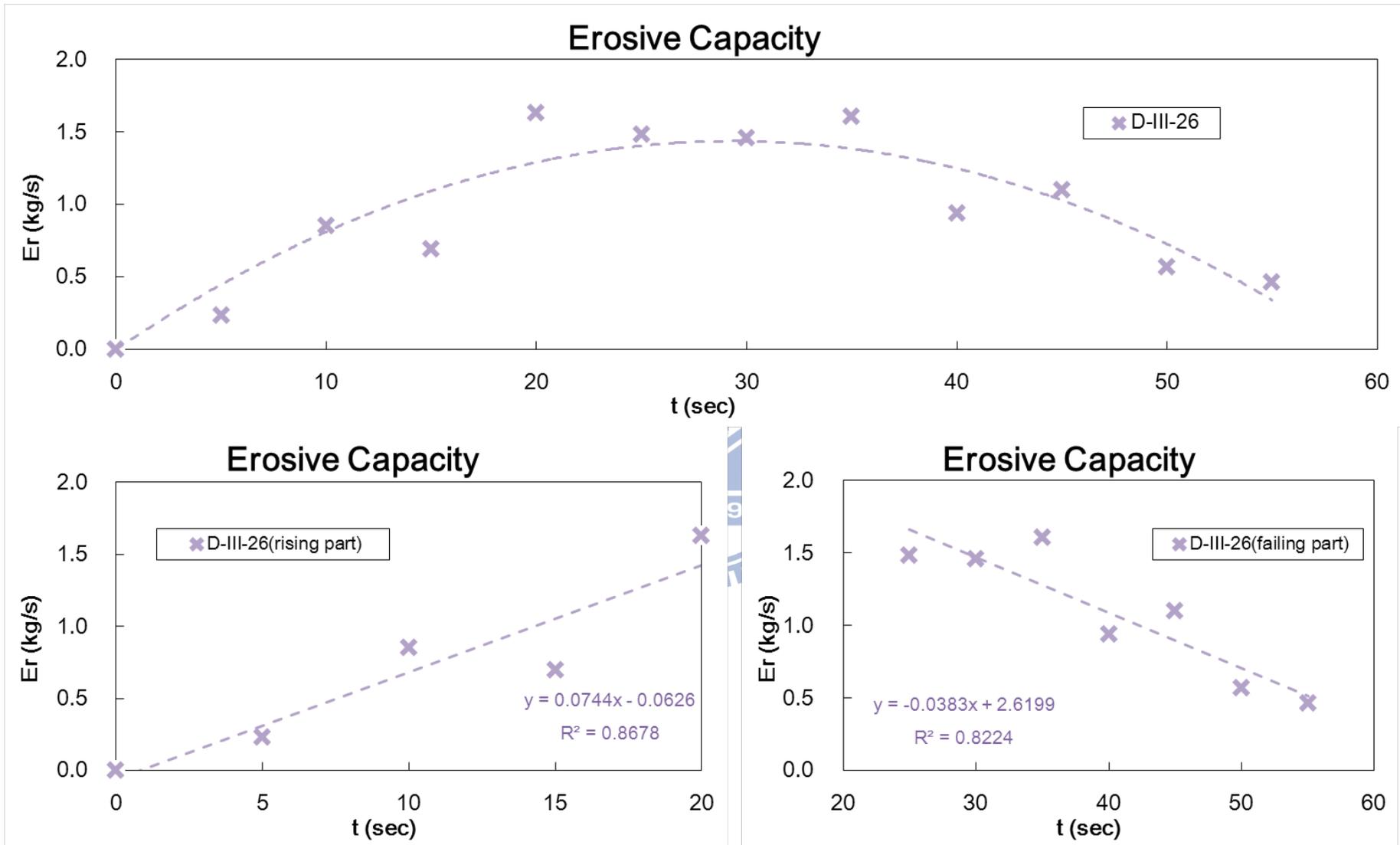


圖 4-29 壩體逐時沖刷能力，壩體編號 D-III-26

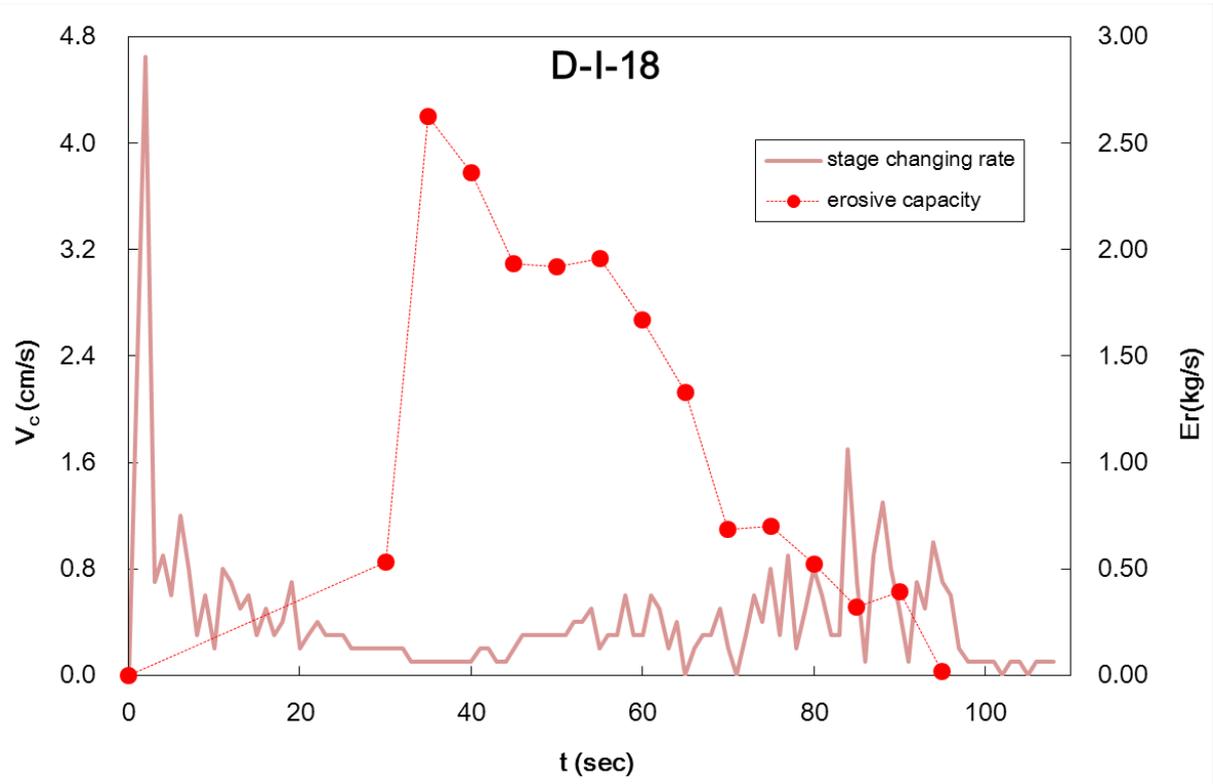


圖 4-30 水位變化速率與水流沖刷能力對應關係圖，壩體編號 D-I-18

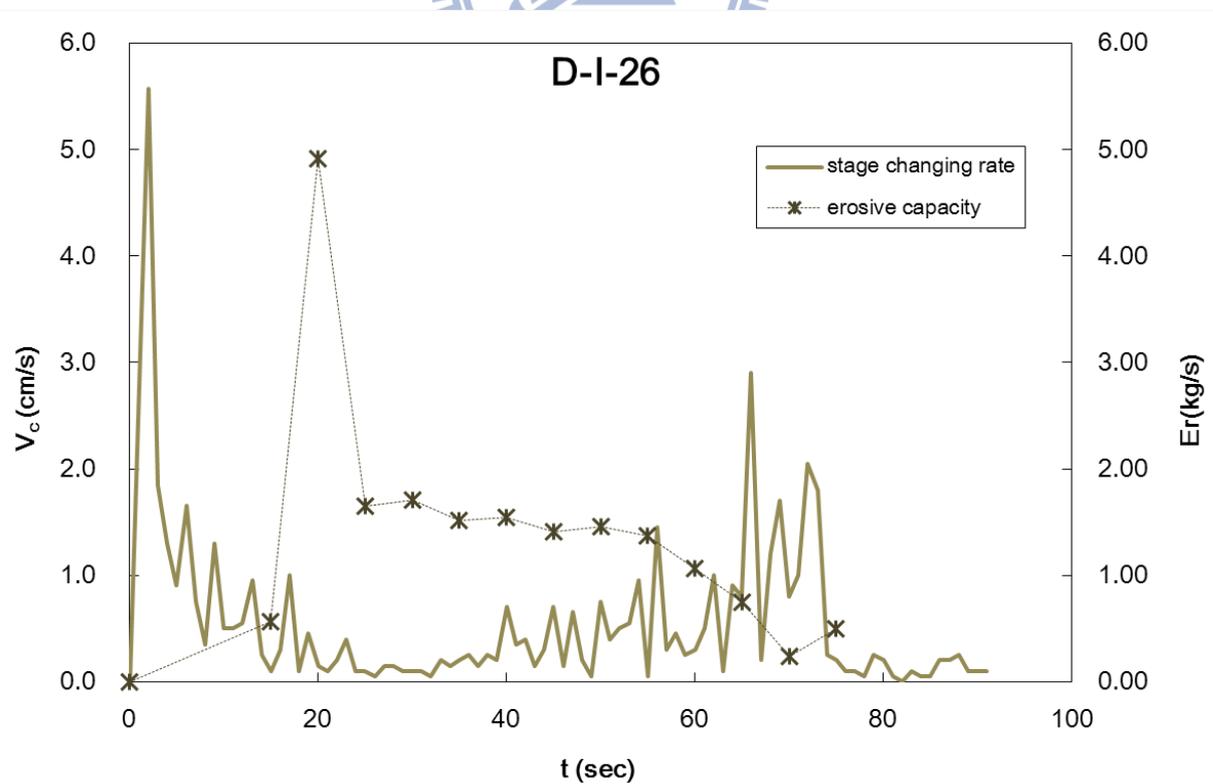


圖 4-31 水位變化速率與水流沖刷能力對應關係圖，壩體編號 D-I-26

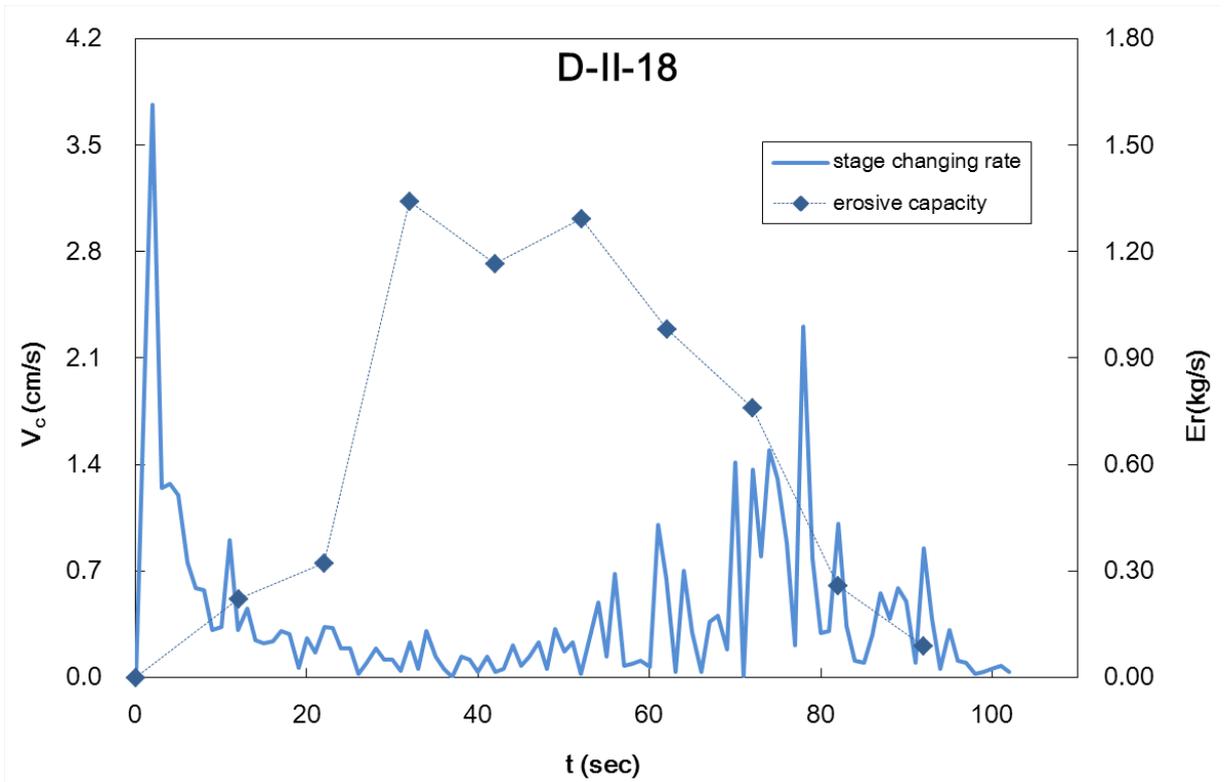


圖 4-32 水位變化速率與水流沖刷能力對應關係圖，壩體編號 D-II-18

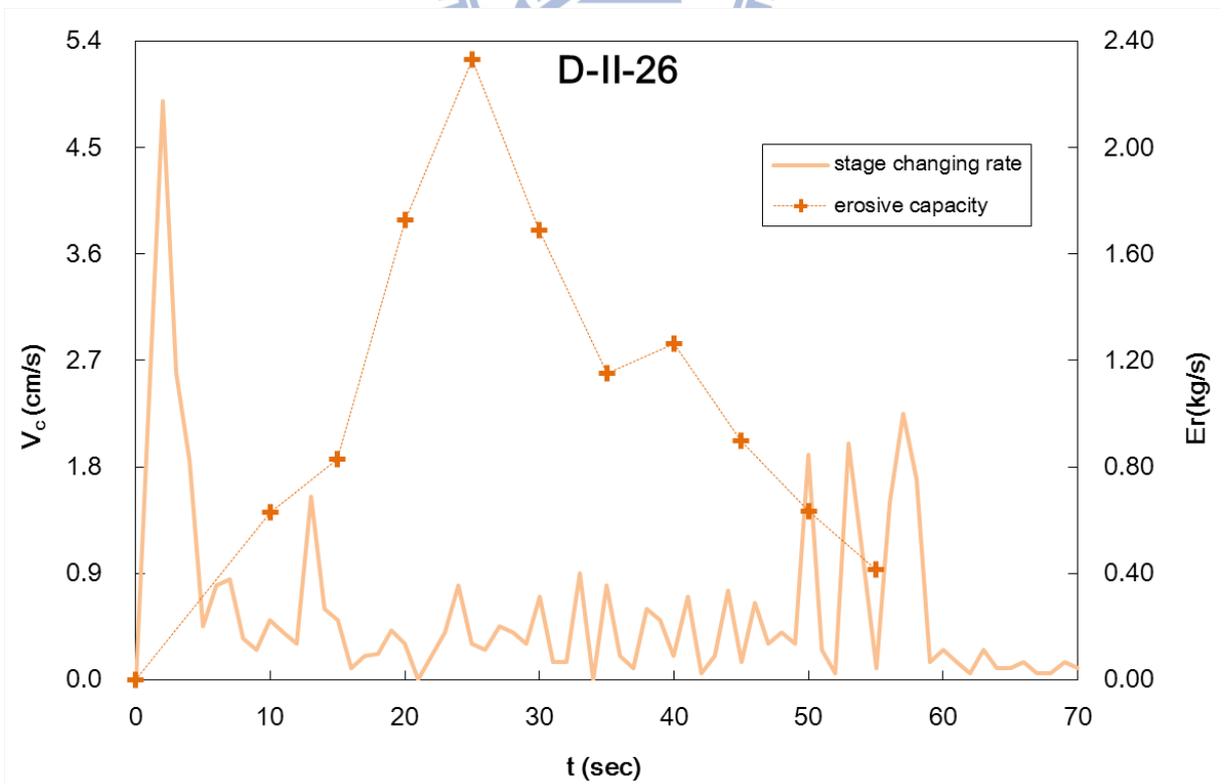


圖 4-33 水位變化速率與水流沖刷能力對應關係圖，壩體編號 D-II-26

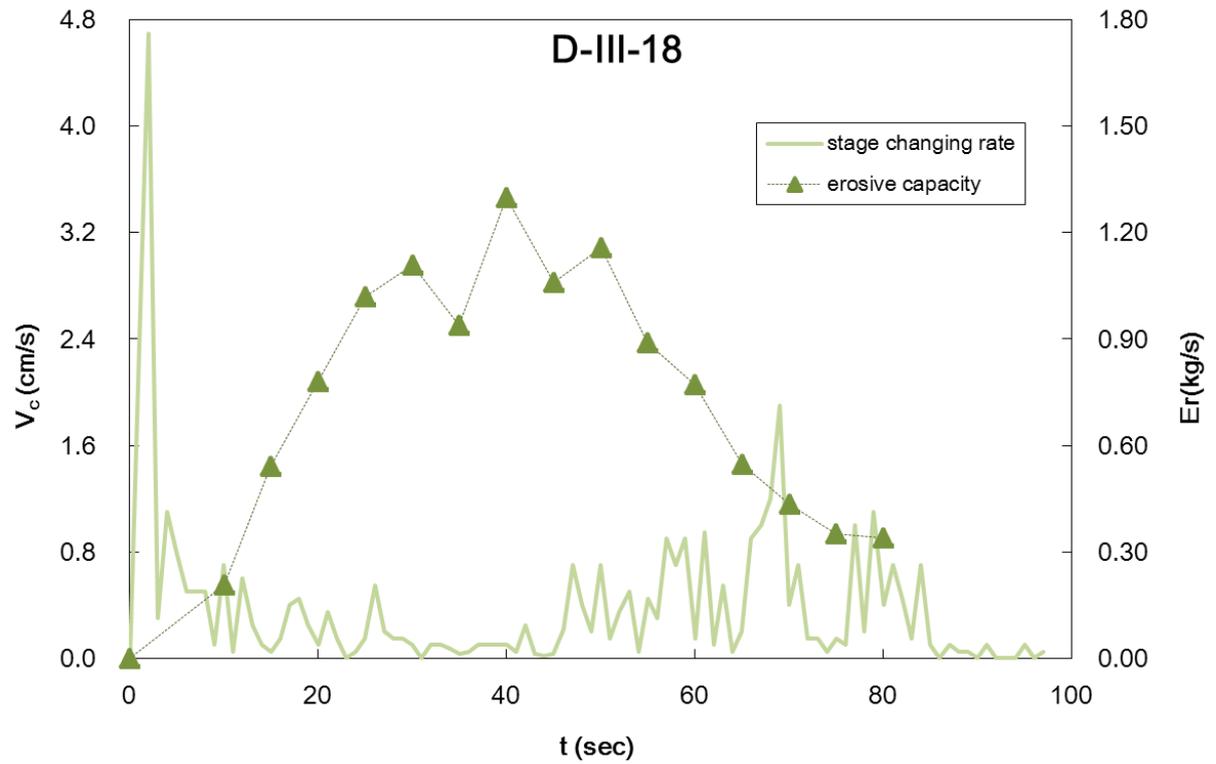


圖 4-34 水位變化速率與水流沖刷能力對應關係圖，壩體編號 D-III-18

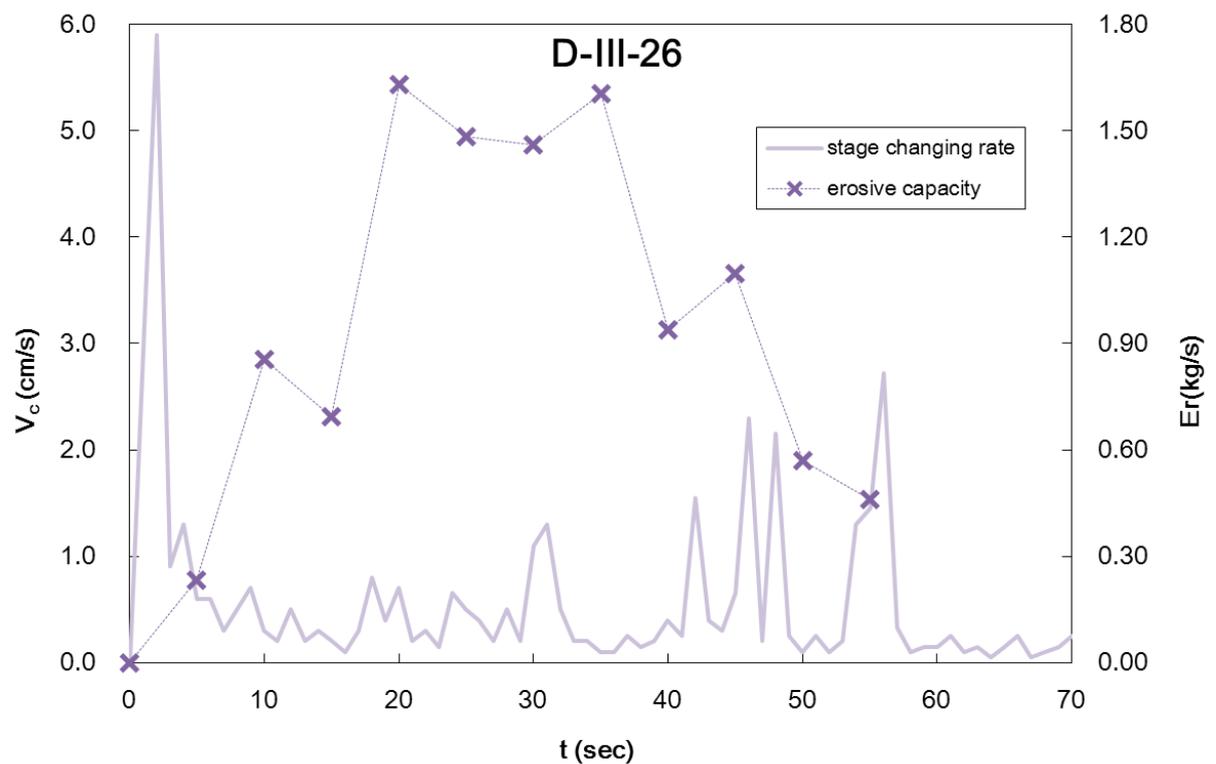


圖 4-35 水位變化速率與水流沖刷能力對應關係圖，壩體編號 D-III-26

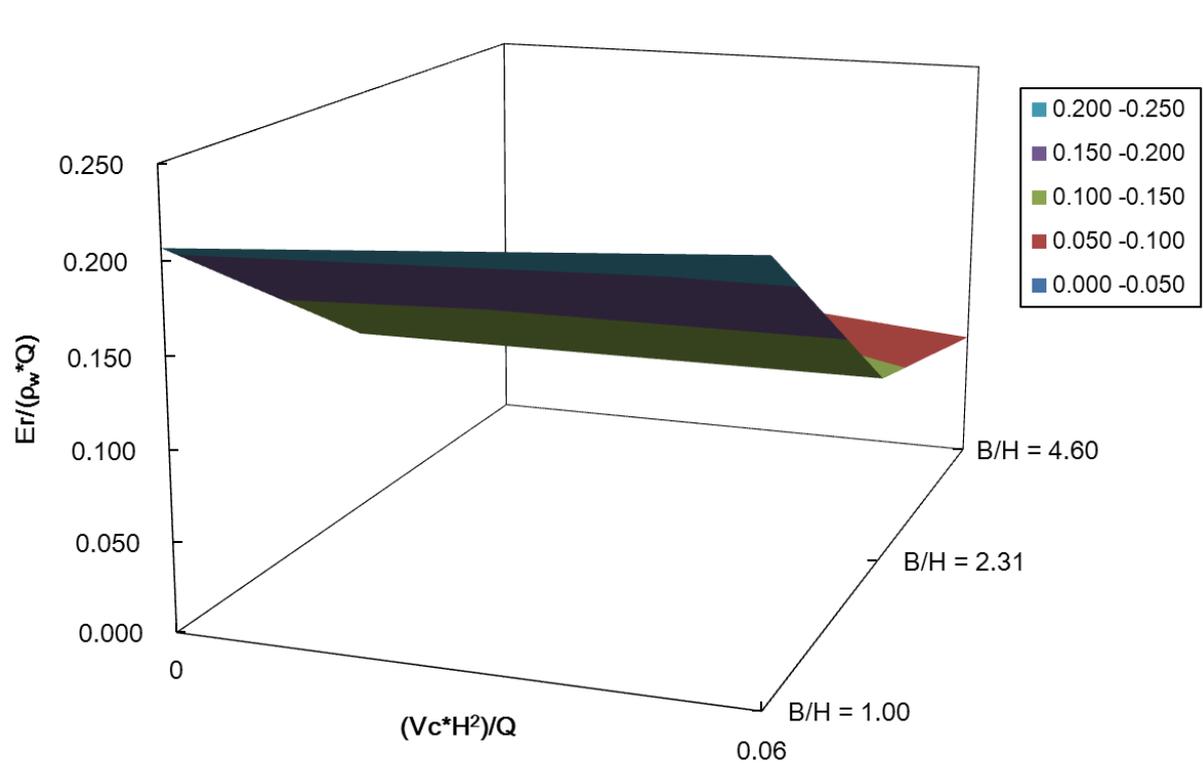


圖 4-36 水位變化速率因子、寬高比與水流冲刷因子關係圖

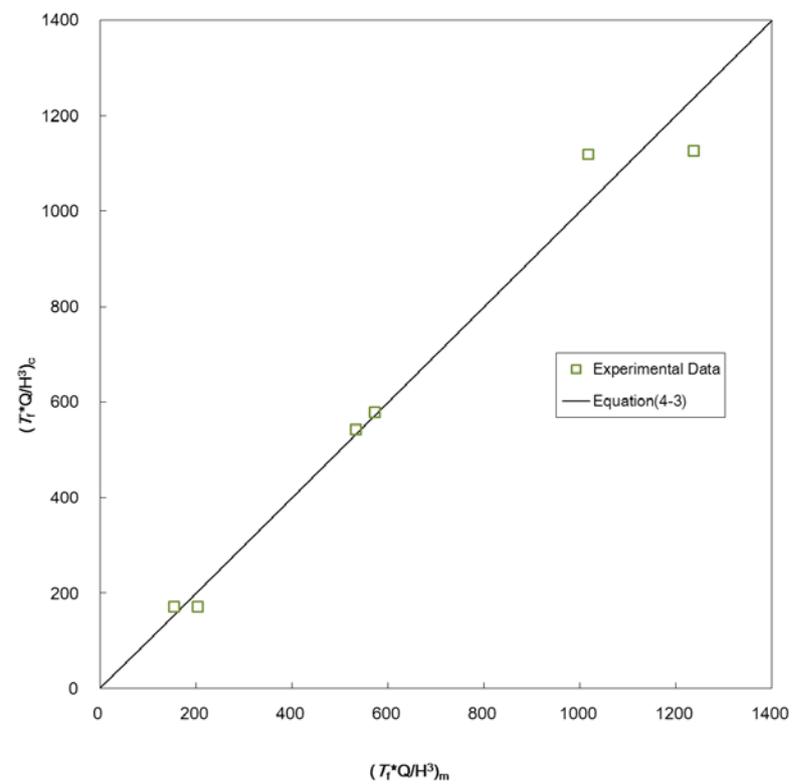


圖 4-37 破壞時間因子之實驗數據與迴歸式計算值比較圖，採迴歸式(4-3)

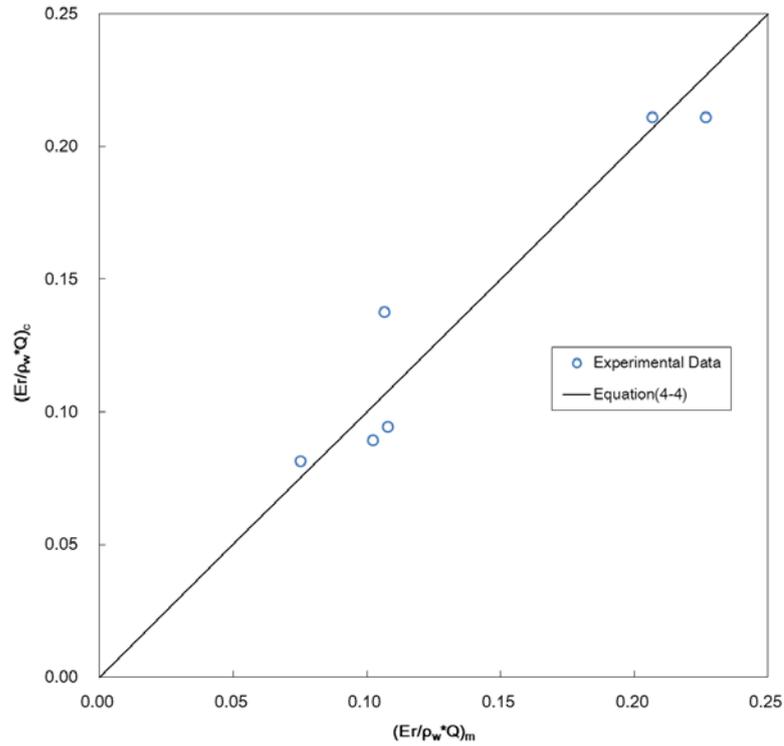


圖 4-38 水流沖刷因子之實驗數據與迴歸式計算值比較圖，採迴歸式(4-4)

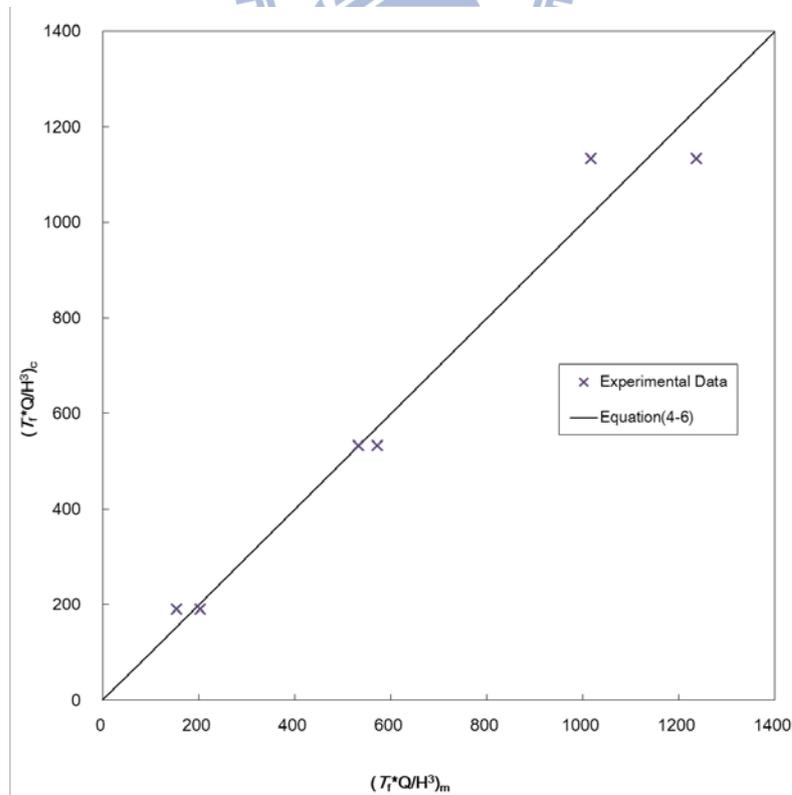


圖 4-39 破壞時間因子之實驗數據與迴歸式計算值比較圖，採迴歸式(4-6)

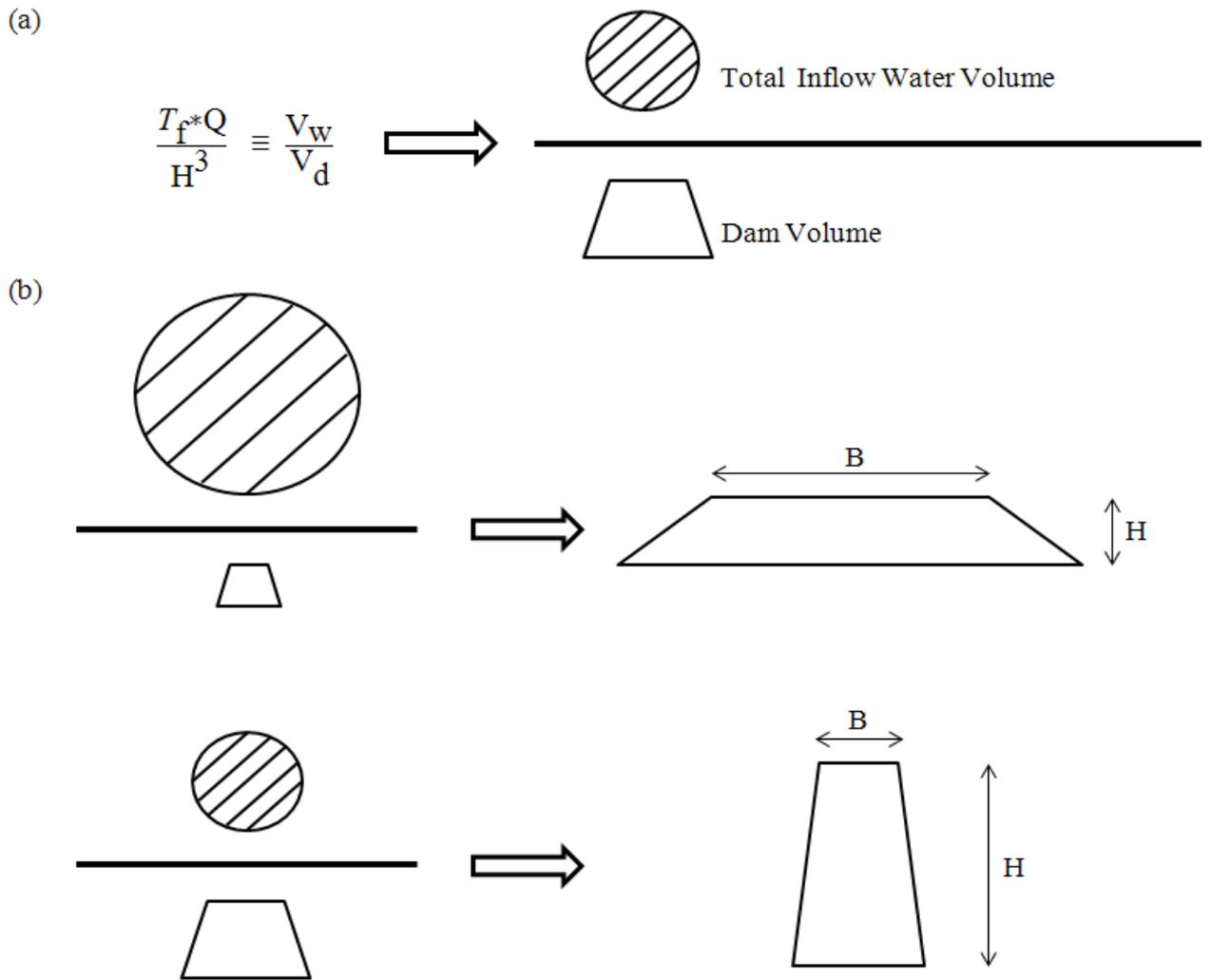


圖 4-40 迴歸式物理意義示意圖：(a) 破壞時間因子($\frac{T_f Q}{H^3}$)類比關係；(b) 迴歸式(4-6)呈現結果

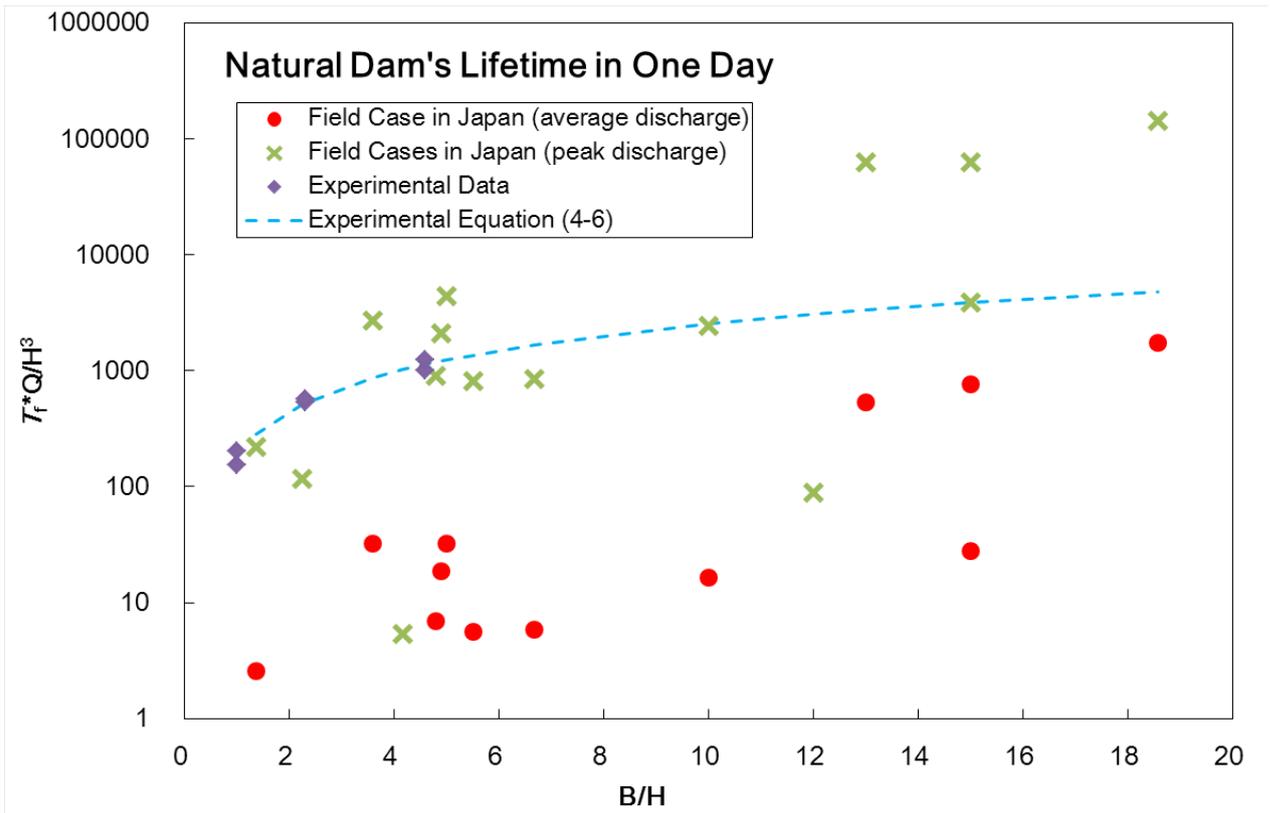


圖 4-41 日本地區案例分析圖



第五章 結論與建議

本研究於實驗渠槽中，在採用同一地區之現地土壤($d_{50} = 0.195\text{mm}$)、渠槽坡度固定在 $\theta = 1.23^\circ$ ($S = 0.0215$)與下游泥砂層厚度為 5cm 情況下，改變不同上游入流量($Q = 12713.7\text{cm}^3/\text{s}$ 與 $Q = 21676.9\text{cm}^3/\text{s}$)與壩體規模(D-I、D-II 與 D-III)，使壩頂受到均勻之沖刷而不致產生局部潰口，實驗期間為全斷面沖刷之一維動床過程。利用數位攝影機擷取到之影像來對水位歷程與水位變化速率、壩體剖面破壞過程與水流沖刷能力等進行探討；並藉由無因次因子間之關係得到迴歸式，再與現地案例進行比較。綜合試驗結果，獲致如下結論與建議。



5.1 結論

1. 在固定壩體尺寸下，隨著流量增大，壩體破壞所需時間越短，同時也會壓縮壩體沖刷歷程，但水位震盪特性仍相似，並使最高水位增加。
2. 水位歷線對時間進行微分，並對結果取絕對值抹去其方向性，可得到水位變化速率(V_c)。在壩體溢頂沖刷過程中，會分別出現反射波與退水波，可由水位變化速率歷程中之最高與次高來判別。
3. 在上游流量固定時，退水波之特徵水位變化速率(歷程中次高者)較劇烈時，其壩體破壞時間會縮短，也進而影響到壩體之安定性。
4. 壩體逐時變化剖面顯示，前段過程：上游流量持續進入實驗渠槽，溢流水流所受的阻抗增加(受壩體阻擋關係)，溢流水流以增加水深、提高位

能之方式，克服阻抗續往下游運移，而往下游運移過程，增加之位能轉化為動能、流速增加，使水流沖刷能力較大，並有增加趨勢；後段過程：因壩體逐漸縮小，壩前水流位能漸減，以致水流沖刷能力趨緩，並有遞減趨勢。且以水流沖刷能力峰值作為沖刷過程前後段之界定點。

5. 水流沖刷能力(E_r)與水位變化速率(V_c)間存在有相對關係，沖刷能力峰值附近為主要沖刷區段，其發生於水位變化速率之最高值與次高值之間。

6. 考慮壩體影響因子對於破壞時間因子與水流沖刷因子之關係，將實驗案例寬高比($\frac{B}{H}$)與水位變化速率因子($\frac{V_c H^2}{Q}$)經迴歸分析可得到(4-3)式與(4-4)式： $\frac{T_f Q}{H^3} = 232.18 \times \frac{B}{H} - 2874.42 \times \frac{V_c H^2}{Q} + 94.66$ ， $R^2 = 0.9746$ ； $\frac{E_r}{\rho_w Q} = 0.0015 \times \frac{B}{H} - 3.30 \times \frac{V_c H^2}{Q} + 0.033$ ， $R^2 = 0.9180$ 。

7. 為與現地案例進行比較，將(4-1)式中之水位變化速率因子($\frac{V_c H^2}{Q}$)去除，只留下寬高比($\frac{B}{H}$)，經迴歸分析後可得到(4-6)式： $\frac{T_f Q}{H^3} = 261.78 \times \frac{B}{H} - 70.92$ ， $R^2 = 0.9712$ 。

8. 下游底床變遷過程，溢頂水流漫過底床後便往壩體與下游底床交界面進行沖刷，並形成沖刷坑起動底床泥砂顆粒。受限於實驗設備，其刷深行為碰觸到渠槽底板便停止縱向沖刷行為，隨著時間增加，沖刷逐漸往橫向進行，在上游無來砂補助，同時下游面之底床又為開放邊界之情況下，底床泥砂層下游側邊緣同樣會產生溯源沖刷，在壩體尚未完全破壞前，

底床泥砂層便已消失。

9. 從已建立之迴歸式歸納(在壩體下游坡角 $\alpha = 35.5^\circ$ 時)，當壩體縱剖面類型為平坦型或稱矮長壩($\frac{B}{H} \geq 7.20$)時，其入流總水體積與壩體體積之比例將大於 1800；而當壩體縱剖面類型為高聳型或稱高長壩($7.20 > \frac{B}{H} \geq 1.20$)，其比例將介於 240 ~ 1800 之間。
10. 利用實驗迴歸(4-6)式對田畑茂清等(2002)所整理出「天然ダムによる被災事例の一覽」進行比較，與現地案例(採平均流量)比較之相關性較低；而與相同現地案例(採尖峰流量)比較結果，其相關性較高。

5.2 建議

1. 本實驗研究受限於渠槽與場地因素，所能調整的渠槽坡度有限，且現地發生之天然壩體會受到渠道之斷面形狀而有不同幾何形狀。因此，若能將不同形狀(長方形、梯形與三角形)在不同渠道坡度之因素皆考慮在內，所獲得的結果更具代表性。
2. 在探討下游底床變遷過程時，本實驗過程係以清水進行沖刷，在上游無砂源補充之情境下，所產生之流量將使底床泥砂顆粒立刻被啟動。後續研究可考慮設計加砂器，並搭配流量得到設計泥砂濃度曲線，以便對下游底床變遷有更周全的考量。
3. 試驗進行中，上游流量為固定馬達運轉頻率所產生之定量流流況，但天然河川並非如此，因此，後續研究可採用變量流，以符合河川水流實況。

4. 本實驗為壩頂受到均勻之沖刷，且為全斷面沖刷之一維動床過程。為數不少的天然堰塞湖在沖刷過程會伴隨著局部潰口的產生，而沖刷過程為潰口縱向與側向同步擴大，造成二維潰壩過程。建議未來可對二維潰壩行為進行潰口破壞過程之拍攝、量測與沖刷能力之計算。



參考文獻

1. Annandale, G. W., 2006. Scour Technology: Mechanics and Engineering Practice. McGraw-Hill.
2. Chinnarasri, C., Tingsanchali, T., Weesakul, S., and Wongwises, S., 2003. Flow patterns and damage of dike overtopping. *International Journal of Sediment Research*, Vol. 18, No. 4, pp. 301-309.
3. Dong, J. J., Tung, Y. H., Chen, C. C., Liao, J. J., and Pan, Y. W., 2009. Discriminant analysis of the geomorphic characteristics and stability of landslide dams. *Geomorphology* 110, pp. 162-171.
4. Ermini, L. and Casagli, N., 2003. Prediction of the behavior of dams using a geomorphological dimensionless index. *Earth Surface Processes and Landforms* 28, pp. 31-47.
5. Gardner, T. W., 1983. Experimental study of knickpoint and longitudinal profile evolution in cohesive, homogeneous material. *Geological Society of America Bulletin*, Vol. 94, pp. 664-672.
6. Gregoretti, C., Maltauro, A., and Lanzoni, S., 2010. Laboratory experiments on the failure of coarse homogeneous sediment natural dams on the sloping bed. *Journal of Hydraulic Engineering*, 136(10), pp. 868-879.
7. Korup, O., 2004. Geomorphometric characteristics of New Zealand landslide dams. *Engineering Geology* 73, pp. 13-35.
8. Leps, T. M., 1973. Flow through rockfill. *Embankment dam engineering Casagrande volume*, R. C. Hirschfield and S. J. Poulos, eds., Wiley, New York, pp. 86-107.
9. Liao, W. M. and Chou, H. T., 2003. Debris flows generated by seepage failure of landslide dams. *Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*. Switzerland, pp. 315-325.
10. Ripendra A., 2008. Study on Landslide Dam Failure Due to Sliding and Overtopping. Doctoral dissertation, Kyoto University, Japan.
11. Schuster, R.L. and Costa, J.E., 1986. A perspective on landslide dams. In Schuster, R.L. (Ed.), *Landslide Dam: Processes Risk and Mitigation*. ASCE, Geotechnical Special Publication, Vol. 3, pp. 1-20.
12. Schuster R.L., 1995. Landslide dams – a worldwide phenomenon. *Journal of the Japanese Landslide Society*, 31(4), pp. 38-49.
13. Takahashi T. and Kuang S. F., 1988. Hydrograph prediction of debris flow due to failure of landslide dam. *Annuals, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University*, No. 31 B-2, pp. 601-615.

14. Wörman, A., 1993. Seepage-induced mass wasting in coarse soil slopes. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 119(10), pp. 1155-1168.
15. Yan, J. and Cao, Z. X., 2009. Experimental study of landslide dam-break flood over erodible bed in open channels. *Journal of Hydrodynamics*, 21(1), pp. 124-130.
16. 陳樹群(1999),「堰塞湖潰決機制與減災工法研究」,中華水土保持學報, 30(4), pp. 299-311。
17. 廖翊鈞(2001),「草嶺崩坍歷史之初步研究」,中興工程第七十三期, pp. 1-26。
18. 田畑茂清、水山高九、井上公夫(2002),「天然ダムと災害」,古今書院, 東京。
19. 廖志中, 潘以文、史天元、葉克家、王承德、董家鈞(2004),「堰塞湖引致災害防治對策之研究(3/3)」,經濟部水利署水利規劃試驗所。
20. 康偉國(2007),「河川堤岸溢頂沖刷之試驗研究」,國立交通大學土木工程學系碩士論文。
21. 游佳飴(2007),「台灣地區河川砂石採取作業執行方式探討」,朝陽科技大學營建工程系碩士論文。
22. 何欣眉(2009),「非凝聚性土石壩滲流及溢流破壞之實驗探討」,國立中央大學土木工程學系碩士論文。
23. 游承勳(2010),「天然堰塞壩及河岸邊坡之崩潰試驗探討」,國立中央大學土木工程學系碩士論文。
24. 潘以文、廖志中、葉克家、林志平、董家鈞、楊昇學、鐘志忠、王慧蓉(2011),「堰塞湖危險度、危害度評估方法與堰塞湖處置資訊管理系統建置」,經濟部水利署水利規劃試驗所。