

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

河道水位變化對岸壁穩定性影響之試驗研究

Experimental Study on the River-Stage Effect for Riverbank Stability



研究生：許家偉

指導教授：楊錦釗 博士

謝德勇 博士

中華民國一〇一年二月

河道水位變化對岸壁穩定性影響之試驗研究

Experimental Study on the River-Stage Effect for

Riverbank Stability

研究生：許家偉

指導教授：楊錦釗

謝德勇

Student : Jia-Wen Hsu

Advisor : Jinn-Chuang Yang

Te-Yung Hsieh



Submitted to Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

in partial Fulfillment of the Requirements

for the Degree of Master

in

Civil Engineering

February 2012

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國一〇一年二月

誌謝

在研究所就學期間，承蒙恩師楊教授錦釗與謝博士德勇的悉心指導與諄諄教誨，使本論文得以順利完成，在此致上最誠摯的謝忱與敬意。特別感謝口試委員盧教授昭堯及賴教授進松給予寶貴意見與指教，使本論文更加完善。

在學期間，感謝建華學長耐心地教導，帶領我完成研究，感謝文祿學長、胤隆學長、世偉學長、浩榮學長、弘恩學長、昇學學長、筱萍學姊、仲達學長、仁凱學長、柏傑學長、鏡如學姊、歆淳學姊、俊宏學長、全鎰學長、振家學長、昀軒學長、仁猷學長、群玲學姊及綺雯學姊給予我的協助與照顧；感謝台大水工所的權順忠博士與志賢學長，不厭其煩地提供意見幫助我這個實驗初學者；感謝交大黃安斌教授與黃門團隊，提供儀器與場地協助實驗順利進行；感謝同窗彥酉、聖翔、綾玲、唯泰、紹唐、東洲和彥瑜在艱苦的研究所生活互相扶持與關懷；謝謝學弟妹建翔、昀直、書勤、芳綺，每天除了上課還要來幫忙做實驗，醇國、瑋廷、蓉瑩、筱雯和佩衡，還沒入學就被抓來學校，你們真的辛苦了，沒有你們的幫忙就無法完成實驗。感謝好友文岳、肉羹、柏廷、下巴、麻糬、揚歲、浩揚、柏凱、宗霖、G 荃、嘉若、昶慶及小 a 老師適時的加油打氣，感謝 303 健康玩樂團的 Stacy、Ce、Mini、Derrick、Ken 及黃大哥，在趕論文的日子裡可以與你們出門踏青，真的讓我放鬆了不少壓力，因為有你們一直在我身邊給予鼓勵，我才有辦法克服困難；感謝阿耶一路上的支持。由衷感謝大家。

感謝家人這段時間的體諒，始終給予我最大的支持與愛護，讓我的求學之路得以順利完成。最後，謹將本論文獻給你們，與你們一同分享這份喜悅。

河道水位變化對岸壁穩定性影響之試驗研究

學生：許家偉

指導教授：楊錦釗

謝德勇

國立交通大學土木工程學系碩士班

摘要

本研究旨藉由水槽試驗探討河道水位變化對岸壁穩定之影響，並與岸壁崩塌模式比對分析，相互驗證結果之合理性。首先針對重要影響參數進行因次分析，並採用 3 個具代表性的無因次參數進行試驗案例的設計。正式試驗前，先選用 2 組案例進行重複性試驗，完成試驗流程與方法可行性的驗證。試驗材料採用砂砂與高嶺土混合，量測項目包括岸壁地下水位、河道水位、岸壁破壞位置及破壞面角度，並進行土壤基本參數試驗，含篩分析、直接剪力及定水頭滲透性試驗等。依據試驗結果，探討河道水位下降速度、岸壁坡度及初始河道水位對岸壁穩定性之影響。最後，本研究採用 Chiang (2011)發展之岸壁崩塌模式進行模擬比對分析，求解孔隙水壓及岸壁穩定安全係數，藉以研判其穩定性，分析結果顯示模擬結果與量測值之整體趨勢相符。

關鍵字：河道水位變化、孔隙水壓、水槽試驗、光纖光柵水壓計、岸壁崩塌模式

Experimental Study on the River-Stage Effect for Riverbank Stability

Student : Jia-Wen Hsu

Advisor : Jinn-Chuang Yang

Te-Yung Hsieh

Department of Civil Engineering

National Chiao-Tung University

ABSTRACT

This study aims at employing a flume experiment to analyze the influence of river-stage effect on riverbank stability. Mass failure model developed by Chiang et al. (2011) is applied to verify the experimental results. In the beginning, three dimensionless parameters for this flume experiment are derived by dimensional analysis. To ensure the repeatability, a pretest is undergone to examine designed experimental procedure. The mixture of silica sand and kaolinite is selected as experimental bank material, and is measured by sieve analysis and direct shear and permeability test. Essential terms like initial river stage, drawdown speed of river stage, and angle of river bank have been acquired in the designed experiment for analyzing their effects on riverbank stability. Due to the need of cross examination, the above-mentioned model is used to calculate pore water pressure and safety factor of riverbank. Finally, it is confirmed that flume experiment outcomes show good agreement with the result from numerical simulation.

Keywords : river stage variation, pore water pressure, flume experiment, FBG pressure sensor, mass failure model

目錄

誌謝	I
摘要	II
ABSTRACT	III
目錄	IV
表目錄	VI
圖目錄	VII
符號表	IX
第一章 緒論	1
1.1 研究動機與目的	1
1.2 文獻回顧	1
1.3 章節介紹	3
第二章 試驗案例設計	6
2.1 影響參數彙整分析	6
2.2 因次分析	8
2.3 案例設計	9
第三章 試驗規劃	13
3.1 試驗水槽	13
3.2 試驗流程規劃	13
3.3 試驗材料製作	14
3.4 試驗岸壁鋪設	15
3.5 試驗初始條件設定	15
3.6 量測儀器設置	16
3.6.1 量測項目	16
3.6.2 量測儀器	16
第四章 試驗結果分析	29

4.1 土壤基本參數分析.....	29
4.2 試驗重複性分析.....	30
4.3 試驗現象說明.....	30
4.4 河道水位下降速度對岸壁穩定之影響.....	31
4.5 岸壁坡度對岸壁穩定之影響.....	32
4.6 初始河道水位對岸壁穩定之影響.....	32
第五章 數值模式比對分析.....	49
5.1 數值模式概述.....	49
5.1.1 理論基礎.....	49
5.1.2 數值方法.....	51
5.2 數值模擬分析.....	52
5.2.1 參數設定.....	52
5.2.2 模擬結果分析.....	52
第六章 結論與建議.....	61
6.1 結論.....	61
6.2 建議.....	61
參考文獻.....	63
附錄 A 篩分析試驗.....	66
附錄 B 直接剪力試驗.....	68
附錄 C 定水頭滲透性試驗.....	71



表目錄

表 2.1 試驗案例控制條件一覽表	11
表 4.1 試驗土壤基本性質	34
表 4.2 典型土壤之水力傳導係數	34
表 4.3 案例 BASE CASE 之重複性試驗結果	35
表 4.4 案例 V2 之重複性試驗結果	35
表 4.5 改變不同河道水位下降速度之試驗結果	36
表 4.6 改變不同岸壁坡度之試驗結果	36
表 4.7 改變不同初始河道水位之試驗結果	36
表 5.1 岸壁破壞時河道水位之模擬值與試驗結果比對	55
表 5.2 岸壁發生破壞時間之模擬值與試驗結果比對	55



圖目錄

圖 1.1 現地崩塌照片與模型試驗比對	5
圖 1.2 邊坡臨界高度與坡度關係示意圖	5
圖 2.1 岸壁穩定分析示意圖	12
圖 2.2 基本案例(BASE CASE)概念圖	12
圖 3.1 試驗水槽示意圖(A)側視圖；(B)俯視圖	19
圖 3.2 試驗流程圖	20
圖 3.3 試驗材料拌合過程	20
圖 3.4 岸壁土體分層夯實過程	21
圖 3.5 試驗岸壁(A)	21
圖 3.6 試驗岸壁(B)	22
圖 3.7 岸壁懸臂型破壞示意圖	22
圖 3.8 岸壁坡度維持圖	23
圖 3.9 流量計相片	23
圖 3.10 三用電錶相片	24
圖 3.11 光纖光柵水壓計相片	24
圖 3.12 電腦及光纖訊號解讀儀相片	25
圖 3.13 光纖光柵水壓計構造示意圖	25
圖 3.14 光纖光柵水壓計量測值波長與實際水位關係圖	26
圖 3.15 光纖光柵水壓計量測值與實際水位之誤差比較圖	26
圖 3.16 數位錄影機相片	27
圖 3.17 數位相機相片	27
圖 3.18 量角器及破壞面角度示意圖	28
圖 4.1 矽砂之粒徑分佈曲線	37
圖 4.2 直接剪力試驗結果圖	37
圖 4.3 案例 BASE CASE 與 V2 之岸壁破壞面角度誤差範圍圖	38
圖 4.4 案例 BASE CASE 與 V2 之岸壁破壞時河道水位誤差範圍圖	38

圖 4.5 案例 BASE CASE 與 BR1(重複試驗)之量測地下水位時變過程比較圖.....	39
圖 4.6 案例 V2 與 V2R1(重複試驗)之量測地下水位時變過程比較圖	39
圖 4.7 試驗岸壁破壞過程	40
圖 4.8 案例 V1 之量測地下水位時變過程.....	41
圖 4.9 案例 BASE CASE 之量測地下水位時變過程.....	41
圖 4.10 案例 V2 之量測地下水位時變過程.....	42
圖 4.11 河道水位下降速度與岸壁破壞面角度之關係圖	42
圖 4.12 河道水位下降速度與岸壁破壞時河道水位之關係圖	43
圖 4.13 河道水位下降速度與岸壁發生破壞時間之關係圖	43
圖 4.14 案例 S1 之量測地下水位時變過程	44
圖 4.15 案例 S2 之量測地下水位時變過程	44
圖 4.16 岸壁坡度與岸壁破壞面角度之關係圖	45
圖 4.17 岸壁坡度與岸壁破壞時河道水位之關係圖	45
圖 4.18 岸壁坡度與岸壁發生破壞時間之關係圖	46
圖 4.19 案例 H1 之量測地下水位時變過程.....	46
圖 4.20 案例 H2 之量測地下水位時變過程.....	47
圖 4.21 初始河道水位與岸壁破壞面角度之關係圖	47
圖 4.22 初始河道水位與岸壁破壞時河道水位之關係圖	48
圖 4.23 初始河道水位與岸壁發生破壞時間之關係圖	48
圖 5.1 一維 BOUSSINESQ 方程式邊界示意圖	56
圖 5.2 未考量張力裂縫之破壞面示意圖	56
圖 5.3 考量張力裂縫之破壞面示意圖	57
圖 5.4 不同河道水位下降速度之模擬 FS 時變過程圖	57
圖 5.5 不同河道水位下降速度之模擬值與試驗值比對	58
圖 5.6 不同岸壁坡度之模擬 FS 時變過程圖	58
圖 5.7 不同岸壁坡度之模擬值與試驗值比對	59
圖 5.8 不同初始河道水位之模擬 FS 時變過程圖	59
圖 5.9 不同初始河道水位之模擬值與試驗值比對	60

符號表

a : 水位高程變化量

b : 波長變化量

c' : 土壤有效凝聚力

C_c : 曲率係數

C_u : 均勻係數

d_{10} : 有效粒徑

d_{50} : 中值粒徑

FD : 沿破壞面上之下滑力

FR : 沿破壞面上之抗滑力

FS : 安全係數

h : 水力水頭

h_{gw} : 地下水位

h_{uw} : 破壞面上之某一點至水面線垂向距離

$h_0(x)$: 通過岸壁土層斷面之初始水頭分佈

H : 岸壁高

H_0 : 初始河道水位

H_w : 河道水位

H_{wb} : 破壞時河道水位

$H_1(t)$: 邊界上隨時間變動之水頭

i : 空間格網座標

K : 水力傳導係數

L : 破壞面之總長度

L_b : 岸壁灘地長度

L_c : 岸壁土體長度

L_f : 沿破壞面方向

L_{sat} : 破壞面之飽和土層長度



L_{uns} : 破壞面之未飽和土層長度
 n : 樣本個數
 N : 總正向力
 N_r : 補注率
 P : 河道水位靜水壓力
 s : 標準差
 S : 破壞面上未飽和土壤之基質吸力
 S_y : 比流率
 t : 時間格網座標
 t_b : 岸壁發生破壞時間
 T : 時間變數
 u_a : 孔隙氣壓力
 u_w : 孔隙水壓力
 U : 破壞面上土體飽和孔隙壓力引發之上舉力
 V : 河道水位下降速度
 W : 破壞土體重
 W_y : 破壞土體重(考量張力裂縫)
 X_k : 試驗量測值
 \bar{X} : 樣本平均值
 y : 張力裂縫深度
 β : 破壞面角度
 γ_d : 土壤乾單位重
 γ_m : 土壤濕單位重
 γ_s : 土壤單位重
 γ_w : 水單位重
 θ : 岸壁坡度
 θ_w : 破壞面上某一點至水面線交點之水面線坡度
 μ : 流體運動黏滯係數
 ρ : 流體密度



σ : 正向應力

τ : 土壤之剪力強度

τ_{sat} : 飽和土壤之剪力強度

τ_{uns} : 未飽和土壤之剪力強度

ϕ' : 土壤有效摩擦角

ϕ^b : 土體未飽和基質吸力造成剪力強度增加所對應之角度

ω : 土壤含水量

Δt : 時間間距

Δx : 空間間距



第一章 緒論

1.1 研究動機與目的

臺灣本島為歐亞板塊及菲律賓海板塊相互擠壓而形成，地震發生頻繁、地形陡峭、地質脆弱、河川短而湍急、豪雨集中且延時長之自然環境特性，使得河岸易受崩塌、沖蝕等破壞。在天然情況下，河流總是處在不斷的變化與發展過程之中。但隨著社會的發展需求、人為活動頻繁、跨河建造物之興建如：水庫、攔河設施、橋梁、固床工等造成河川流況不穩定，河川形態隨天然演變之規則，因而河道沖刷、淤積、擺盪行為變異頗大，影響兩岸的防洪、工農業生產及岸邊生態環境。於颱風時期，更由於坡陡流急，洪水歷程急促，導致河道水位變化劇烈，危及河防建造物之安全及兩岸土地之安定。因此，了解河岸的破壞機制，不論就河川治理規劃方面，如治理計畫線之擬定；或河川管理方面，如高灘地利用管理，都已成為重要的研究課題。

本研究之目的在於探討河道水位變化引發岸壁破壞之行為，考量不同岸壁幾何特性與河道水位變化等條件，藉由水槽試驗釐清岸壁崩塌造成的河岸破壞機制，並加入數值模式依據試驗案例條件進行模擬，比對分析模擬結果與試驗量測值，相互驗證結果之合理性。

1.2 文獻回顧

在岸壁穩定相關試驗研究方面，依據岸壁發生破壞的方式主要可分為水流沖蝕與水位變化造成岸壁穩定性降低等兩大類型。水流沖蝕作用為近岸水流直接沖刷岸壁坡趾，導致上方土層因重力作用而發生崩落，如簡氏(2009)將具黏性海菜粉加入砂質材料進行混合，模擬低凝聚性岸壁之土壤組成，並以吸塵器作為侵蝕來源，模擬河流的下切作用與側向侵蝕岸壁坡趾對岸壁穩定的影響，並將試驗結果與現地崩塌照片進行比對分析，如圖 1.1 所示，由試驗結果指出相較於側向侵蝕，河流的下切作用對於岸壁破壞影響較為顯著；游氏(2010)以不透水層滑動面

坡度 65°、45°及 35°三種情況，模擬不同土體堆積型態之岸壁模型試驗，探討坡趾直接受水流沖刷對岸壁破壞機制所造成的影響，最後歸納出當滑動面坡度若愈小，滑動面上方土體體積愈大，則岸壁崩壞滑移速度愈快。然而，水流沖蝕雖然為影響岸壁穩定的重要因素，但此岸壁破壞方式為長時間的水流沖刷行為，Thorne (1982)以及 Darby et al. (2010)指出欲探討長期的岸壁穩定機制，河道水流造成坡趾的掏刷為其關鍵因素。

水位變化造成岸壁穩定性降低，其成因包含河道水位與地下水位升降引發岸壁發生破壞，劉氏(2001)藉由砂箱試驗模擬非凝聚性砂質岸壁之地下水流動，並利用連通管原理設置測壓管量測地下水位變化，評估不同岸壁坡度及地下水頭高對岸壁土體破壞之影響，由試驗得知地下水面線坡度與單位寬土體流失量呈線性關係；藍氏(2008)以室內試驗進行降雨機制對岸壁破壞之研究，並在土體內部埋置土壤水分計及孔隙水壓計，藉此監測土壤含水量變化，降雨入滲過程中，降雨強度與濕潤前線速率成正比關係，隨著濕潤前線向上發展，土體之穩定性漸低。上述研究之岸壁破壞方式主要受地下水位抬升引起，並未考量河道水位變化之影響。因此，呂氏(2007)透過試驗的方式研究河道水位上升時岸壁之破壞機制，試驗目的在控制河道水位緩慢上升的條件下，歸納岸壁破壞型態與影響因子，最後試驗結果與建立之岸壁破壞臨界關係式進行比較，然而，呂氏(2007)在未考量地下水位變化情況下，探討河道水位上升導致土體濕潤而增加其自重並減少土壤顆粒間的鍵結強度形成之岸壁破壞，惟天然河岸土體崩塌破壞往往發生於颱風期間過後的河川水位洩降過程(Springer et al., 1985；Stypula et al., 1993；Lawler et al., 1997)，在過去相關研究甚少針對其進行分析研究。

在數值模式方面，目前文獻中已有許多解析理論與數值模式發展來探討岸壁崩塌破壞現象，分析方法多採用大地工程邊坡穩定的理論架構，以莫爾-庫倫破壞準則(Mohr-Coulomb failure criterion)分析作用於均質土體且不考慮其變形下之土體正向應力與剪力強度，當正向應力超過土體之剪力強度時即發生崩塌。Thorne et al. (1981)基於上述分析理論提出河岸高度與坡度之臨界破壞關係曲線。Chen (1975)依據現地調查之資料，以臨界坡高及不同河岸坡度來評估邊坡的穩定性，彙整結果如圖 1.2 所示，圖中橫軸岸壁坡度，縱軸為穩定數(stability number)，當量測值落於曲線上方判定岸壁為不穩定，反之則為穩定。Osman and Thorne (1988)

評估岸壁受水流沖蝕後對河岸穩定之影響，但上述研究皆未考量岸壁內地下水位及河道水位變化之影響，因此，Huang (1983)考量土體內孔隙水壓比對岸壁穩定之影響。Darby et al. (1996)建立河岸穩定分析理論，與現地資料及前人分析方法進行比較，進一步考量河道水流沖刷作用下對岸壁穩定之影響並且將地下水的影響納入計算。Rinaldi and Casagli (1999)加入考慮未飽和土壤之基質吸力，並說明了基質吸力對岸壁穩定之重要性。Dapporto et al. (2001、2003)採用義大利亞諾河(Arno River)的河岸調查資料與穩定性分析之結果做比較，建立評估岸壁穩定的方法，並歸納出岸壁坡高與坡面角度之臨界關係。Simon et al. (2002)以美國 Missouri River 為例，探討河道水位變化下岸壁之穩定性。上述研究雖提出土體之地下水位對岸壁穩定有相當大的影響，但所考量之地下水面線卻簡化為一水平狀態，此假設雖可快速分析岸壁穩定與否，但卻無法反映實際岸壁內地下水位分佈情況對岸壁穩定之影響。因此，Chiang et al. (2011)利用一維非穩態 Boussinesq 地下水流方程式，將河道水位視為邊界條件，並考量河道水位與地下水位的互制關係，計算岸壁內地下水位分佈，據以進行岸壁穩定之分析，惟受限於過去文獻中並無相關試驗研究，僅能藉由設計案例定性探討岸壁穩定機制。

綜觀上述回顧，目前並無相關試驗研究探討河道水位與地下水位升降對岸壁崩塌破壞的影響，因此本研究藉由進行水槽試驗分析地下水位及河道水位互制對岸壁穩定之影響。數值模擬部分，本研究採用 Chiang (2011)發展具有河道水位與地下水位升降參數的岸壁崩塌模式進行模擬比對分析，定量驗證模式發展的合理性。

1.3 章節介紹

本研究以六個章節探討岸壁破壞的過程與行為，茲將本文各章節內容扼要說明如下：

第一章為緒論，主要闡述本研究之起源與動機，且回顧前人之相關研究，最後提出本研究所採用之方法與研究重點，並介紹全文之架構。

第二章為試驗案例設計，分析作用於岸壁之相關影響參數，針對岸壁穩定性進行因次分析，找出主要影響因子，根據分析結果規劃試驗案例。

第三章為試驗規劃，首先介紹試驗水槽與試驗流程，試驗流程規劃分為前置作業與試驗過程，接著再分別詳細說明試驗內容。

第四章為試驗結果分析，針對試驗案例之控制條件改變，探討岸壁在河道水位變化下，土體崩塌破壞之機制。

第五章為數值模式比對分析，以數值模式依據試驗案例探討岸壁穩定性之影響，並將模擬結果與試驗結果比對分析。

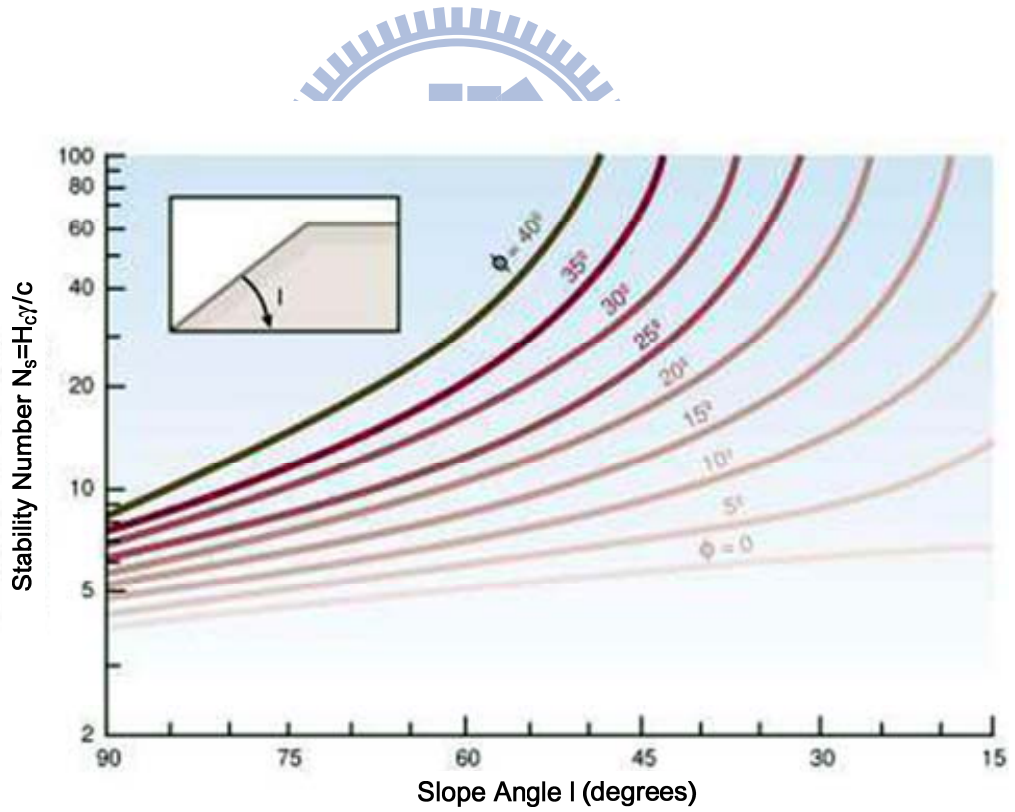
第六章為結論與建議，總結研究成果做綜合性之歸納說明，並對不盡完備或日後可改進之處提出建議。





資料來源：Chien (2009)

圖 1.1 現地崩塌照片與模型試驗比對



資料來源：Hagerty (1991)

圖 1.2 邊坡臨界高度與坡度關係示意圖

第二章 試驗案例設計

2.1 影響參數彙整分析

本研究採用之岸壁穩定分析理論係基於極限平衡法(limited equilibrium analysis)，以莫爾-庫倫破壞準則(Mohr-Coulomb failure criterion)定義破壞面上的正向應力與剪力強度之關係，並利用安全係數 FS(factor of safety)判斷岸壁是否穩定，其中安全係數定義為破壞面上之抗滑力 FR(force of resisting)與破壞面之下滑力 FD(force of driving)之比值，如下表示：

$$FS = FR / FD \quad (2.1)$$

當破壞面上之抗滑力小於下滑力，此時岸壁土體將沿破壞面滑動產生破壞，根據 FS 之定義，當 $FS < 1$ 則岸壁發生破壞。

考量一簡單幾何形狀且均質之岸壁，岸壁高為 H ，岸壁坡度為 θ ，河道水位為 H_w ，河道水位以速度 V 向下洩降，其中岸壁內地下水位線以上土體為未飽和土壤，地下水位線以下土體為飽和土壤，破壞面為一自岸壁表面裂縫通過坡趾之斜平面，該平面與水平面夾角即為破壞面角度 β (angle of failure plane)，如圖 2.1 所示。Fredlund et al. (1978) 基於前述的莫爾-庫倫破壞準則，提出廣義莫爾-庫倫破壞理論(extended Mohr-Coulomb failure theory)，將未飽和土壤之剪應力以淨正向應力(net normal stress)與基質吸力(matric suction)所組成之函數表示如下：

$$\tau_{uns} = L_{uns} (c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b) \quad (2.2)$$

式中， τ_{uns} 為未飽和土壤之剪應力， L_{uns} 為沿破壞面上之未飽和土層長度； c' 為土壤有效凝聚力(effective cohesion)； σ 為正向應力(total normal stress)； u_a 為孔隙氣壓力(pore air pressure)； u_w 為孔隙水壓力(pore water pressure)； ϕ' 為土壤有效摩擦角(effective friction angle)； ϕ^b 為土體未飽和基質吸力造成剪力強度增加所對應之角度(angle expressing the strength increase rate to the matric suction)； $(\sigma - u_a)$ 為淨正向應力； $(u_a - u_w)$ 為基質吸力。

當土壤飽和時，孔隙水壓力與孔隙氣壓力接近相等，在(2.2)式中 $u_a - u_w = 0$ ，其飽和土壤剪應力為：

$$\tau_{sat} = L_{sat}(c' + (\sigma - u_w) \tan \phi') \quad (2.3)$$

式中， τ_{sat} 為飽和土壤之剪應力； L_{sat} 為沿破壞面上之飽和土層長度； $(\sigma - u_w)$ 為有效正向應力(effective normal stress)。

將(2.2)式與(2.3)式合併後，土壤之剪應力 $\tau = \tau_{uns} + \tau_{sat}$ ，土壤剪應力亦即為(2.1)式中破壞面上之抗滑力 FR，如下表示：

$$FR = \tau = c'L + (N - U) \tan \phi' + S \tan \phi^b \quad (2.4)$$

式中， τ 為土壤剪應力； L 為沿破壞面之土層總長度($L = L_{sat} + L_{uns}$)； N 為總正向力(total normal force)； U 為破壞面上土體飽和孔隙壓力引發之上舉力(hydrostatic uplift force)； S 為破壞面上土體未飽和孔隙壓力所引發之基質吸力(suction force)。

上式中，總正向力包括破壞土體重與河道水位的靜水壓力分別在破壞面上分量之和，可表示如下：

$$N = W \cos \beta + P \cos(\theta - \beta) \quad (2.5)$$

式中， W 為破壞土體重(weight of failure block)； P 為靜水壓力(hydrostatic confining force)。

沿破壞面之下滑力為破壞土體重與河道水位產生之靜水壓力分別沿破壞面方向分量之和，如下表示：

$$FD = W \sin \beta - P \sin(\theta - \beta) \quad (2.6)$$

沿破壞面之抗滑力 FR 與下滑力 FD 包括的各作用力與相關影響參數可表示為：

$$\text{破壞土體重 } W = \frac{1}{2} \gamma_m H^2 (\cot \beta - \cot \theta) = f(\gamma_m, H, \theta) \quad (2.7)$$

其中 γ_m 為土壤濕單位重(moist unit weight of soil)。

$$\text{靜水壓力 } P = \frac{1}{2} \gamma_w \frac{H_w^2}{\sin \theta} = f(\gamma_w, H_w, \theta) \quad (2.8)$$

其中 γ_w 為水單位重(unit weight of water)；河道水位 H_w 可表示為下式。

$$\text{河道水位 } H_w = H_0 - VT = f(H_0, V) \quad (2.9)$$

其中 H_0 為初始河道水位； T 為時間變數。

$$\text{上舉力 } U = \int_0^{L_{sat}} u_w dL_f = f(u_w) \quad (2.10)$$

$$\text{基質吸力 } S = \int_0^{L_{uns}} -u_w dL_f = f(u_w) \quad (2.11)$$

其中 L_f 表示沿破壞面方向；孔隙水壓 u_w 可表示為下式。

$$\text{孔隙水壓 } u_w = \gamma_w h_{uw} \times \cos \theta_w^2 = f(\gamma_w, h_{gw}) \quad (2.12)$$

其中 h_{uw} 為破壞面上之某一點至水面線垂向距離； θ_w 為破壞面上某一點至水面線交點之水面線坡度； h_{gw} 為岸壁內地下水位。

彙整上述各項作用力之影響因子，其中孔隙水壓 u_w 為水單位重 γ_w 與地下水位 h_{gw} 的函數，由於岸壁內地下水位變化會造成孔隙水壓之變化，對於岸壁內上舉力與基質吸力亦造成影響，而岸壁土壤水力傳導係數 K 為影響地下水位 h_{gw} 變化之參數；另一方面，考量河道水位與岸壁內地下水位為一互制關係，而河道水位下降速度 V 直接影響河道水位變化情形，故本研究將水力傳導係數 K (土壤滲透速度) 與河道水位下降速度 V 一併納入考慮。因此可進一步將影響岸壁穩定參數分為四類，分別為流體性質、水力特性、幾何特性及土壤性質，其中流體性質包括流體密度 ρ ，黏滯係數 μ ，水單位重 γ_w 等；水力特性包括初始河道水位 H_0 ，河道水位下降速度 V 等；幾何特性包括岸壁高 H ，岸壁坡度 θ 等；土壤性質包括土壤濕單位重 γ_m ，土壤有效凝聚力 c' ，土壤有效摩擦角 ϕ' ，水力傳導係數 K 等。

2.2 因次分析

為解析在河道水位變化與考慮岸壁內地下水流運動之情況下，重要影響參數對岸壁穩定性的影響，須進行因次分析以選擇代表性之無因次參數，依據 2.1 節

所彙整之影響參數，安全係數可表示為各影響因子之函數關係式：

$$FS = f(\gamma_w, \gamma_m, H, \theta, H_0, c', \phi', K, V, \rho, \mu) \quad (2.13)$$

以 H, K, ρ 為特徵參數，利用 Buckingham 定理，可將(2.13)式中之影響參數無因次化為：

$$FS = f\left(\frac{H\gamma_w}{\rho K^2}, \frac{H\gamma_m}{\rho K^2}, \theta, \frac{H_0}{H}, \frac{c'}{\rho K^2}, \phi', \frac{V}{K}, \frac{\mu}{\rho KH}\right) \quad (2.14)$$

若所採用之試驗材料為固定時，則土壤性質 γ_m, c', ϕ' ，與流體性質 ρ, μ, γ_w 可視為定值。因此(2.14)式可進一步簡化為：

$$FS = f\left(\frac{V}{K}, \theta, \frac{H_0}{H}\right) \quad (2.15)$$

式中， $\frac{V}{K}$ 為河道水位下降速度與水力傳導係數之比值、 θ 為岸壁坡度、 $\frac{H_0}{H}$ 為初始河道水位與岸壁高之比值。

2.3 案例設計

由於本研究試驗採用相同試驗土壤，且由前節因次分析結果可知，主要影響岸壁穩定性之重要參數歸納為三個參數，分別為河道水位下降速度與水力傳導係數(土壤滲透速度)之比值 $\frac{V}{K}$ 、岸壁坡度 θ 、初始河道水位與岸壁高之比值 $\frac{H_0}{H}$ ，因此本研究擬改變上述三項重要參數，藉以探討各影響參數對於岸壁穩定性之影響。在試驗岸壁設計步驟上，本研究首先設計一組基本案例(Base case)，其岸壁高 H 為 47 cm，岸壁灘地長 L_b 為 42 cm，岸壁坡度 θ 為 70° ，初始河道水位 H_0 為 40 cm，河道水位下降速度 V 為 0.058 cm/sec，如圖 2.2 所示；接著以基本岸壁之條件為依據，每次僅改變一項影響參數進行試驗，茲將各影響參數改變量分述如下，並將試驗案例相關控制條件彙整於表 2.1 所示。

(1) 河道水位下降速度與水力傳導係數之比值 $\frac{V}{K}$ ：由於本試驗採用相同土壤，因

此在固定土壤水力傳導係數下，以 V1、Base case 及 V2 三組案例作為比較不同河道水位下降速度對岸壁穩定之影響，其河道水位下降速度分別為 $V=0.033$ 、 0.058 及 0.073 cm/sec。

(2) 岸壁坡度 θ ：以 S1、Base case 及 S2 三組案例作為比較不同岸壁坡度對岸壁穩定之影響，其岸壁坡度分別為 $\theta=60^\circ$ 、 70° 及 80° 。

(3) 初始河道水位與岸壁高之比值 $\frac{H_0}{H}$ ：固定岸壁高度，以 Base case、H1 及 H2 三組案例作為比較不同初始河道水位對岸壁穩定之影響，其初始河道水位分別為 $H_0=40$ 、 32 及 22 cm。



表 2.1 試驗案例控制條件一覽表

案例	灘地長 L_b (cm)	岸壁高 H (cm)	岸壁坡度 θ (°)	初始水位 H_0 (cm)	河道水位下降速度 V (cm/sec)
Base	42	47	70	40	0.058
V1	42	47	70	40	0.033
V2	42	47	70	40	0.073
S1	42	47	60	40	0.058
S2	42	47	80	40	0.058
H1	42	47	70	32	0.058
H2	42	47	70	22	0.058



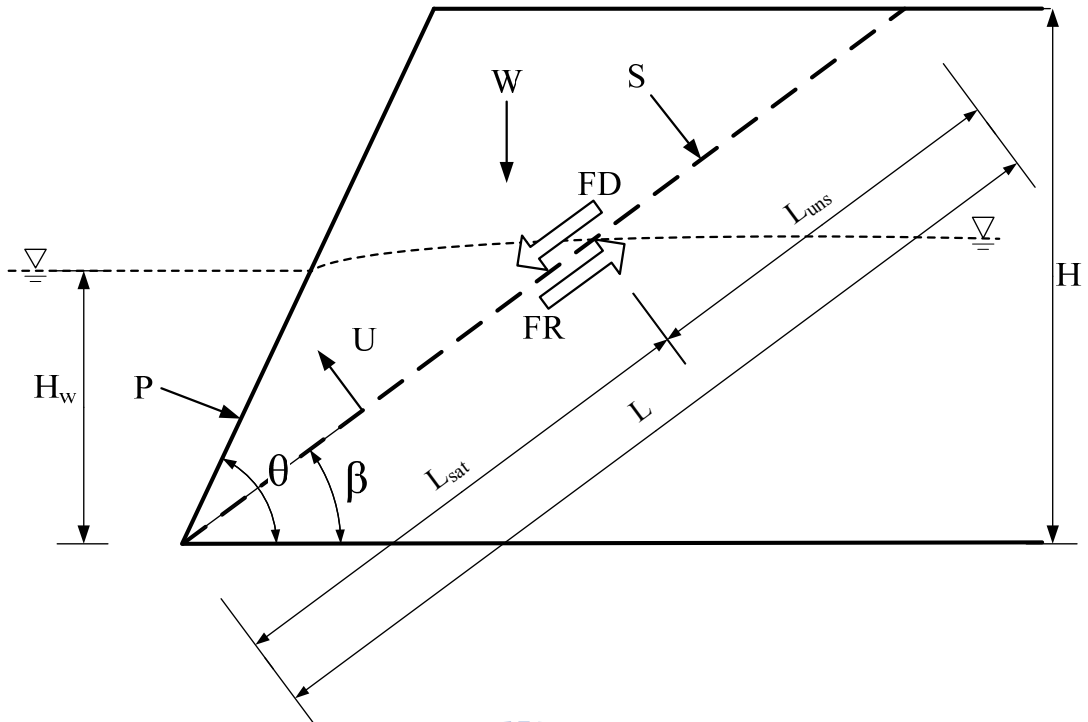


圖 2.1 岸壁穩定分析示意圖

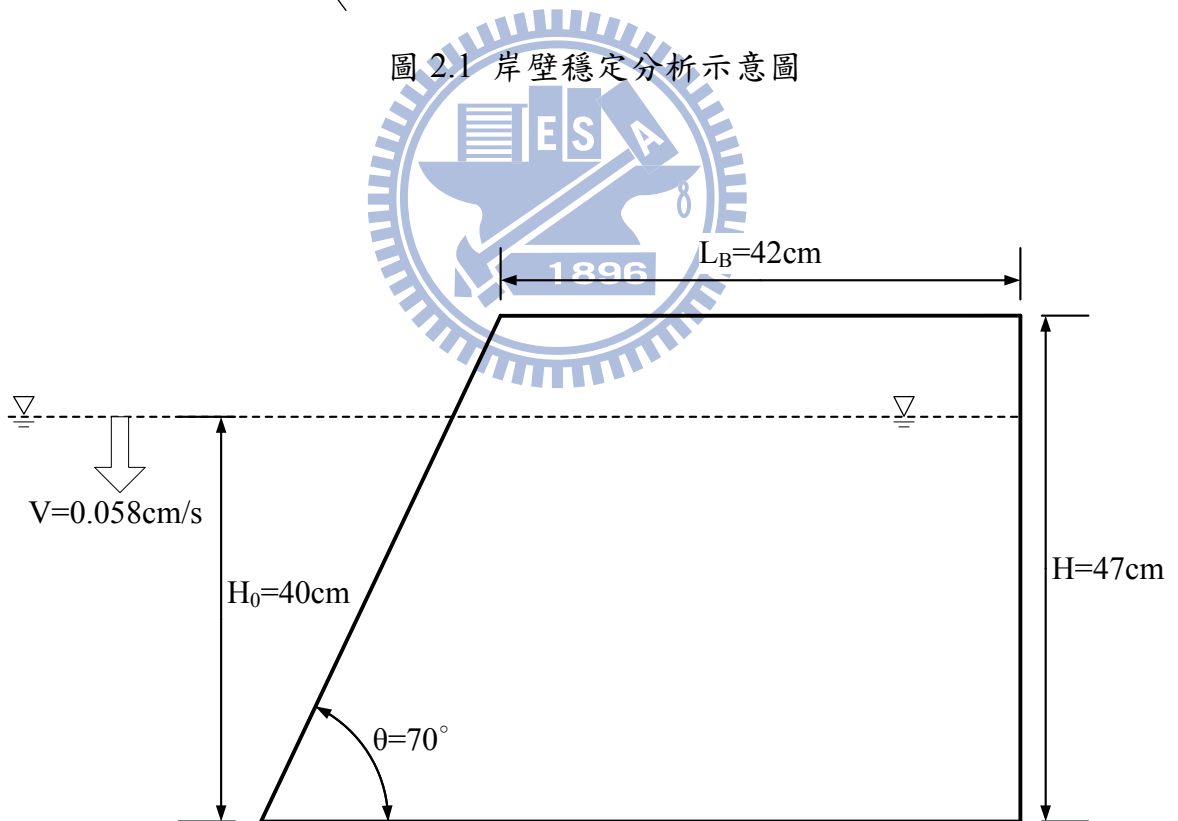


圖 2.2 基本案例(Base case)概念圖

第三章 試驗規劃

3.1 試驗水槽

本試驗於一長 216.4 cm、寬 28.4 cm、高 49.2 cm、厚度 0.8 cm 之透明壓克力水槽進行。水槽內部裝設有透明壓克力隔板，將水槽分為主要試驗段與蓄水段，隔板上佈滿密集之鑽孔(直徑 0.3 cm，間距 0.3 cm)，主要功能為整流及消除氣泡之用。主要試驗段全長 170 cm，右端約長 70 cm 段為預定岸壁鋪設位置，左側蓄水段長 22 cm。試驗水槽佈置之側視及俯視示意圖分別如圖 3.1(A)及(B)所示。本試驗利用抽水馬達提供動力對水槽內部抽水，模擬河道水位洩降過程。抽水系統裝設於水槽下方，並連接水管至水槽蓄水段底部抽水，於水管開口周圍放置玻璃珠，以消除抽取水流時產生之動能。當啟動馬達開始洩降水位時，可控制連接管路上的球閥開度，調整抽水量改變河道水位下降速度。

3.2 試驗流程規劃

本試驗流程規劃分為試驗前置作業與試驗過程兩部分，整體試驗流程規劃如圖 3.2 所示，以下分別說明各部分試驗項目並概述其內容。

(1) 試驗前置作業

1. 試驗材料製作：準備試驗材料，本研究試驗材料包含矽砂與高嶺土兩種試驗土壤。
2. 土壤基本參數試驗：為了解試驗土壤基本性質，本研究針對試驗土壤進行室內試驗，包含篩分析試驗、直接剪力試驗及定水頭滲透性試驗等。
3. 試驗岸壁鋪設：將試驗材料堆置於水槽中，並分層夯實土體，接著使用刮板去除多餘試驗材料，逐步調整岸壁坡面至所需角度。
4. 試驗初始條件設定：緩慢地提供水流至蓄水段，待河道水位上升至預定高度後，靜置一段時間，等候岸壁土體達到試驗初始條件。

(2) 試驗過程

1. 量測儀器設置：依據量測項目設置試驗儀器。
2. 河道水位洩降：啟動抽水馬達以洩降河道水位，並調整球閥開度以控制水位下降速度。
3. 記錄試驗過程：量測試驗結果與記錄過程。
4. 試驗結束，改變試驗條件，重複上述步驟。

茲將上述試驗步驟，包括試驗材料製作、試驗岸壁鋪設、試驗初始條件設定及量測儀器設置，分別於以下小節詳細說明試驗內容。

3.3 試驗材料製作

本研究主要在於利用水槽試驗探討河道水位變化對於岸壁穩定性之影響，在試驗材料的選擇上，若選擇非凝聚性之土壤，由於其顆粒間不具凝聚性，因此非凝聚性岸壁角度多小於或等於土壤安息角，且非凝聚性岸壁土壤在水流運動時，破壞型態主要為顆粒滑落現象，與底床河床載運移行為近似，意即非凝聚性岸壁破壞主要由沖刷機制主導，與本研究欲探討岸壁崩塌機制(塊體滑落)不同；另一方面，若試驗土壤為凝聚性土壤，由於其土壤顆粒間具有凝聚力，因此岸壁可維持較大坡度，且當凝聚性岸壁發生破壞情況時，岸壁土體主要以塊狀形式滑落，符合本研究預定探討之岸壁崩塌情況，為此，本研究於試驗材料選擇上將使用凝聚性土壤。

在試驗材料製作上，為使試驗土壤具凝聚力，本研究將不具凝聚力之砂砂與具凝聚力之高嶺土混合，並利用水泥攪拌機進行拌合，如圖 3.3 所示，然而在土壤拌合過程中，由於單場試驗用土量多(約 160 kg)，若單次大量攪拌時，容易出現局部不均勻混合的結果，因此本研究採取少量多次攪拌的方式，單次混合砂砂與高嶺土約 80 kg，而單次攪拌時間約 20 min，最後分別於攪拌桶內上、中及下層土體進行取樣，並分析單位土樣內高嶺土含量是否相同，如高嶺土含量不同表示攪拌桶內土樣並未均勻混合，則重新進行攪拌步驟，直至取樣結果顯示試驗材料已達均勻。

3.4 試驗岸壁鋪設

試驗岸壁鋪設主要可分為兩個步驟，第一步驟為試驗岸壁土體分層夯實，如圖 3.4 所示，且考量試驗土體夯實均勻程度，每次僅夯實相同重量試驗材料，並固定夯錘落距高度；第二步驟則依據試驗所規劃之岸壁坡度，利用刮板逐步將土體均勻地修整成試驗所需坡度，如圖 3.5 及圖 3.6 所示。由本研究初期多次測試經驗，發現高嶺土添加比例與土體夯實能量對於試驗結果影響顯著，當高嶺土比例增高或夯實能量加大時，岸壁則不容易發生破壞現象，反之，當高嶺土比例降低或夯實能量減小時，在河道水位洩降過程中，岸壁坡面容易發生淘刷現象，導致最終岸壁破壞型態為懸臂型破壞(cantilever failure)，如圖 3.7 所示，然而該破壞型態並非本研究探討之重點，因此岸壁土體夯實程度與高嶺土添加比例需進行測試，惟夯實程度與添加比例目前未有相關準則可供依循，故本研究利用試誤法逐步進行調整，經由本試驗測試結果可知，試驗岸壁鋪設方式為：高嶺土占總試驗材料之重量比例為 24%，而土體夯實能量為每層加入固定重量之試驗材料與固定次數夯實 16 下，其中每次夯實時於單位面積 110 cm^2 使用夯實錘以固定落錘高度 3 cm 自由落下，接著確認單層夯實後土體厚度相同，以維持試驗岸壁之土體夯實能量一致。

3.5 試驗初始條件設定

本研究假設試驗初始條件為河道水位與岸壁內地下水位等高，然而試驗岸壁建置之初，岸壁內並無地下水位，須透過河道水位以滲透方式逐漸將地下水位抬升，使試驗岸壁達到初始條件，惟於蓄水靜置階段，因試驗材料具凝聚性，其土壤水力傳導係數小，因此岸壁需靜置較長時間方可達到試驗初始狀態，以本研究試驗經驗可知靜置時間約需 8~10 hr，惟岸壁經由長時間蓄水靜置過程，岸壁土壤容易軟化，使試驗設定之初始岸壁坡度不易維持。為解決此問題，本研究利用一壓克力擋板覆蓋於試驗岸壁坡面上，固定試驗岸壁坡度，如圖 3.8 所示，待試驗初始條件達成後，再將壓克力擋板抽起進行試驗。

3.6 量測儀器設置

3.6.1 量測項目

根據本研究試驗流程規劃內容，整體試驗預定量測項目包含：

- (1) 水理資訊：抽水量、初始地下水位、時變河道水位、時變地下水位等。
- (2) 岸壁幾何形狀變化資訊：岸壁破壞位置、岸壁破壞後角度等。

3.6.2 量測儀器

(1) 流量計

如圖 3.9 所示，採用臺灣欣原精機公司生產之產品，裝設於抽水系統管路上，提供確認抽水量資訊，量測流量範圍為 5.0~58.0 liter/min，其精度為 $\pm 2\%$ 讀取值。

(2) 三用電錶

本研究採用三用電錶(如圖 3.10 所示)作為試驗岸壁初始地下水位之量測工具，其量測方法為將三用電錶切換至電阻模式並連接電線，當電極一端與水面接觸時，三用電錶之指針隨即跳動，由電線長度可知水面距量測基準面之距離，接著進一步換算為水位高程。

(3) 光纖光柵水壓計系統

由於本研究使用之試驗材料具有凝聚性，土壤水力傳導係數小，岸壁內地下水位變化量範圍小且為連續性動態過程，使用之水位量測儀器需具備時變量測功能，而使用三用電錶量測較為耗時，且僅可提供固定時刻下之水位值，難以量測時變水位資訊。因此本研究採用國立交通大學黃安斌教授所研發之光纖光柵水壓計系統，藉由光纖光柵水壓計具備自動化量測之優點，協助本試驗量測時變地下水位與時變河道水位。光纖光柵水壓計系統包括光纖光柵水壓計(如圖 3.11 所示)、訊號解讀儀與電腦設備(如圖 3.12 所示)，以下

分別概述光纖光柵水壓計設計原理與率定過程：

1. 設計原理 (高氏, 2006)

光纖光柵水壓計是以圓柱型中空鋼材為外殼，內部含有一光纖光柵與作為感測元件的金屬薄片組成，如圖 3.13 所示，水壓計設計原理係採用等周期式光纖光柵波長與壓力間之關係來設計，含有光纖光柵的光纖之一端固定於壓力計下方(如圖 3.13A 處)，此部分視為固定不動點，而另一端則黏著於彈性金屬膜上(如圖 3.13B 處)，當壓力計內部壓力改變時，金屬薄片將隨之變形，此時光纖光柵(FBG)亦隨金屬薄片變形而發生變化，且在金屬薄片的彈性範圍內，光纖光柵波長改變量是以等週期式變化，意即光纖光柵波峰值與壓力有一線性關係。

2. 率定過程

光纖光柵水壓計主要係以波長改變量反應水壓之變化，且由前述光纖光柵設計原理可知，在金屬薄片的彈性範圍內，光纖光柵波峰值與壓力為線性關係，因此在使用水壓計之初，須藉由水壓計率定過程得知光纖光柵波峰值與水壓變化之關係。水壓計率定程序說明如下：

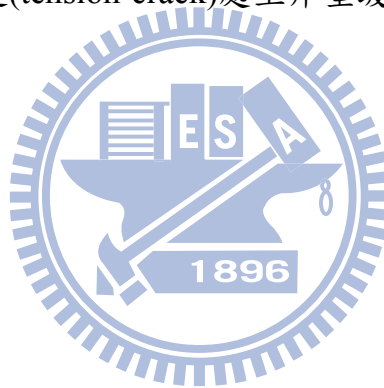
- I. 在水槽底部鑽一小孔且經由軟管連接至光纖光柵水壓計，而後將水槽蓄滿水並開啟光纖解讀儀，待光纖解讀儀讀數穩定後，以三用電錶量測此時初始水位高度，接著開啟馬達開始洩水，每隔固定時間後以三用電錶量測當時水位高度，並記錄對應時間之光纖波長值，最後分別將水位變化量與波長變化量進行迴歸分析，如圖 3.14 所示，光纖光柵水壓計率定結果為： $a=0.05582b$ ，其中 a 為水位高程變化量， b 為波長變化量。
- II. 藉由另一組水位洩降試驗，分別利用光纖光柵水壓計與三用電錶量測水位變化，接著比較兩者量測結果，可進一步得知，以三用電錶作為檢定標準之光纖光柵水壓計精度，如圖 3.15 所示，圖中橫軸為光纖光柵水壓計之量測水位值，縱軸為量測值與實際水位之誤差，而由圖可知光纖光柵水壓計精度約在 0.3 cm。

(4) 攝影設備

為記錄試驗岸壁破壞歷程與岸壁破壞後幾何形狀變化，分別利用數位攝影機與數位照相機進行記錄，其中數位攝影機採用日本新力(SONY)公司製造，型號 HDR-XR150，動態影像規格為 AVCHD：1980x1080i(最高畫質)，如圖 3.16 所示，本試驗以兩台數位攝影機同步針對試驗水槽上方及側方向進行記錄；數位相機則採用日製佳能(CANON)廠牌，型號 S2 之高精確度光學變焦相機，以水平解析度 2592 像素、垂直解析度 1944 像素進行拍攝，如圖 3.17 所示。

(5) 量角器

本試驗使用量角器量測岸壁發生破壞後之破壞面角度，其中破壞面角度為灘地表面張力裂縫(tension crack)處至岸壁坡趾連線對渠道底部之夾角，如圖 3.18 所示。



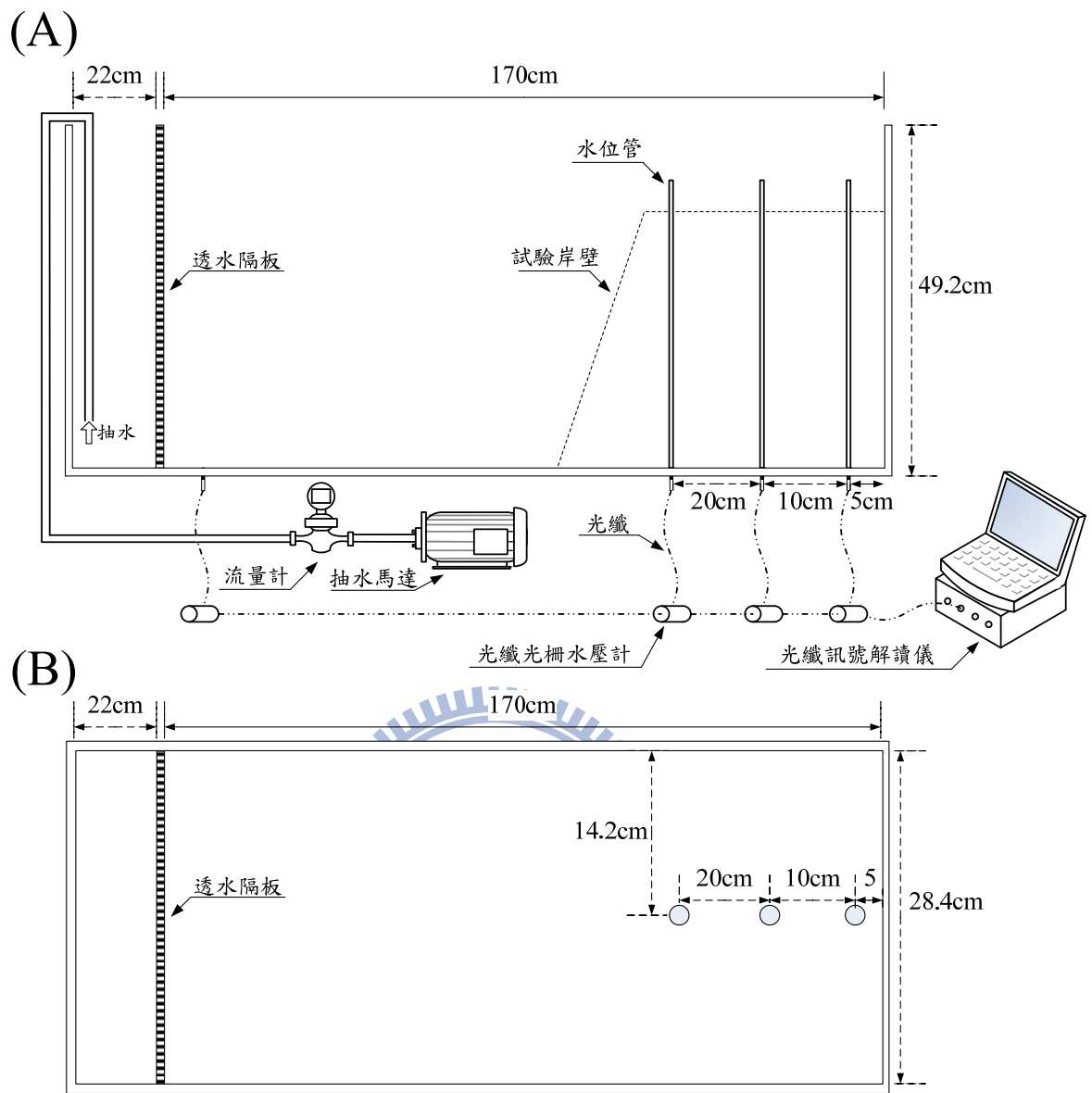


圖 3.1 試驗水槽示意圖(A)側視圖；(B)俯視圖

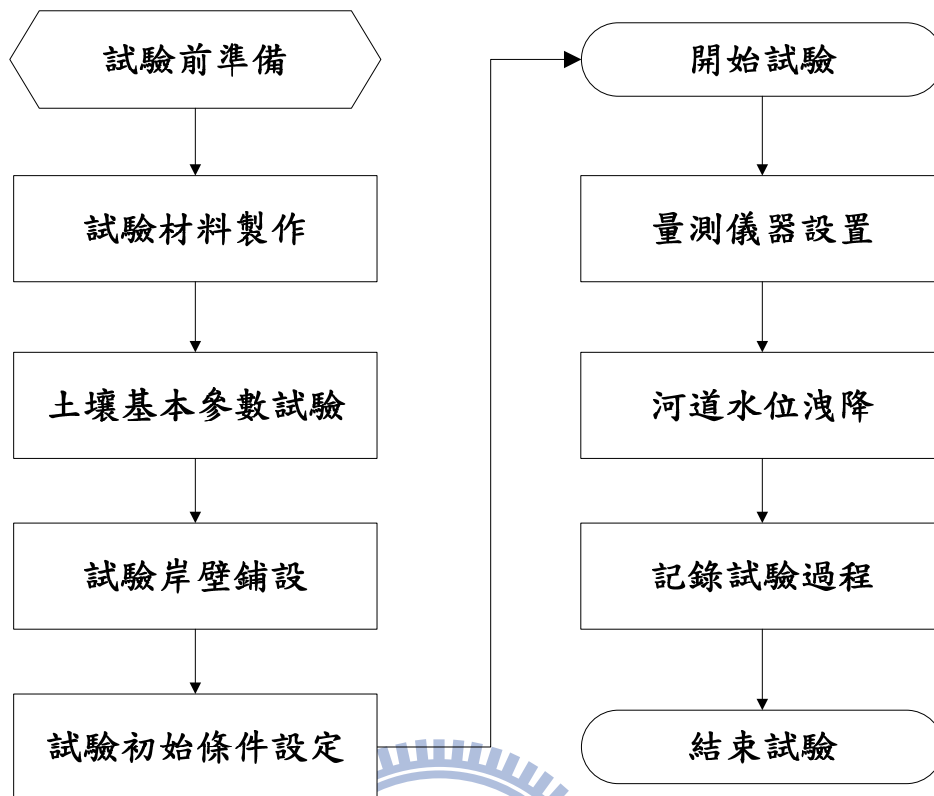


圖 3.2 試驗流程圖



圖 3.3 試驗材料拌合過程



圖 3.4 岸壁土體分層夯實過程



圖 3.5 試驗岸壁(A)



圖 3.6 試驗岸壁(B)

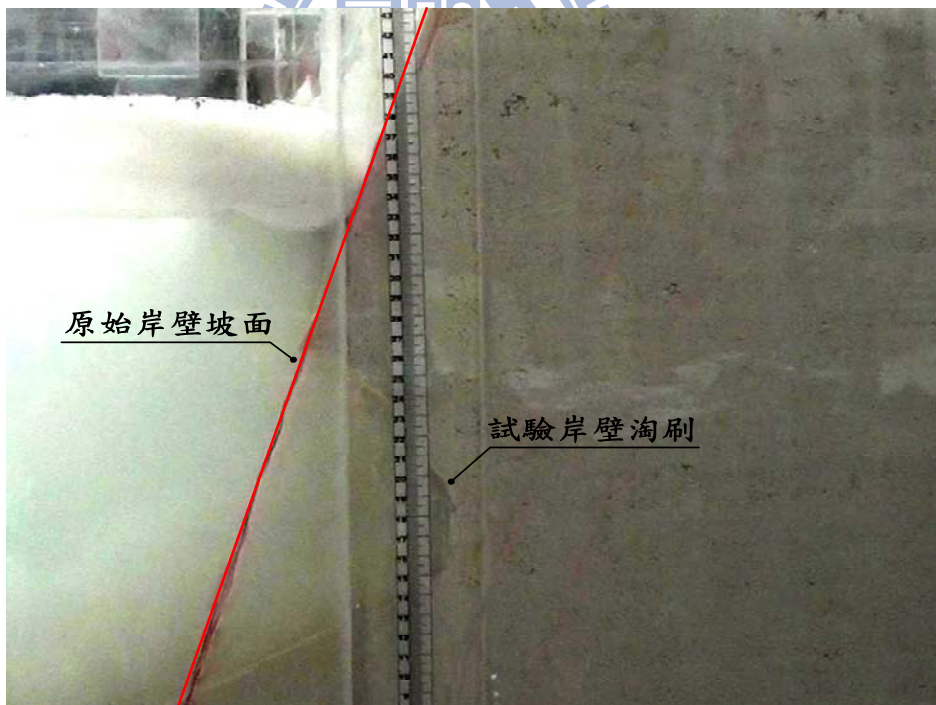


圖 3.7 岸壁懸臂型破壞示意圖

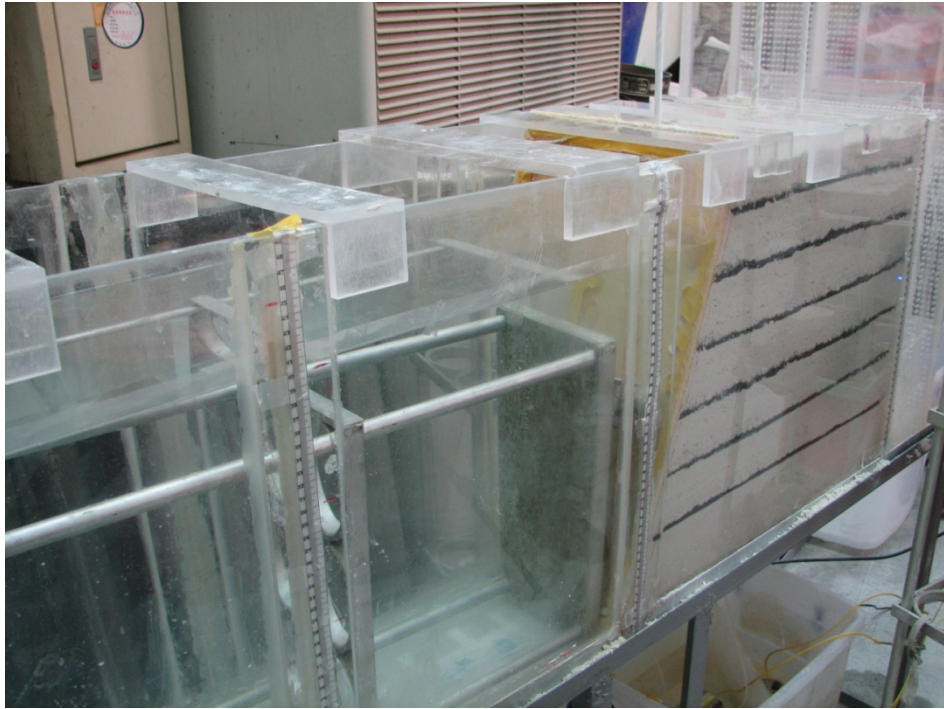


圖 3.8 岸壁坡度維持圖



圖 3.9 流量計相片

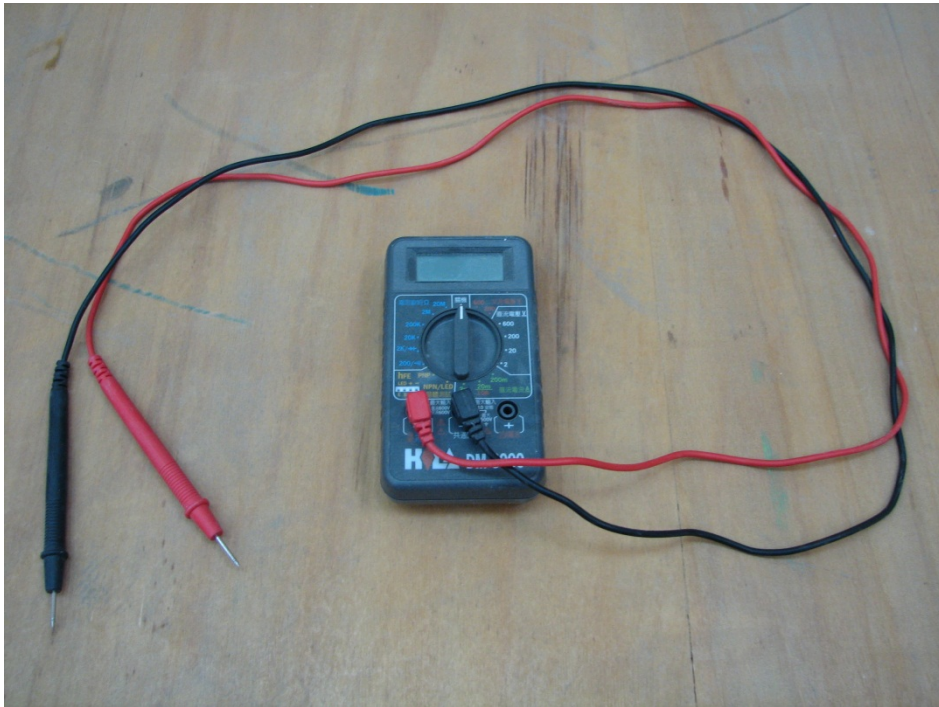


圖 3.10 三用電錶相片



圖 3.11 光纖光柵水壓計相片



圖 3.12 電腦及光纖訊號解讀儀相片

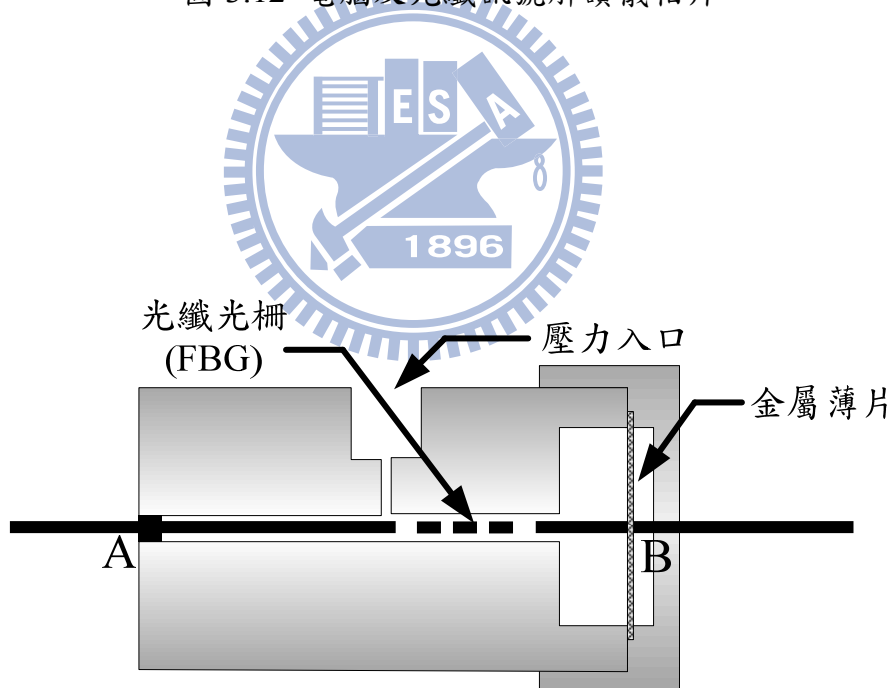


圖 3.13 光纖光柵水壓計構造示意圖

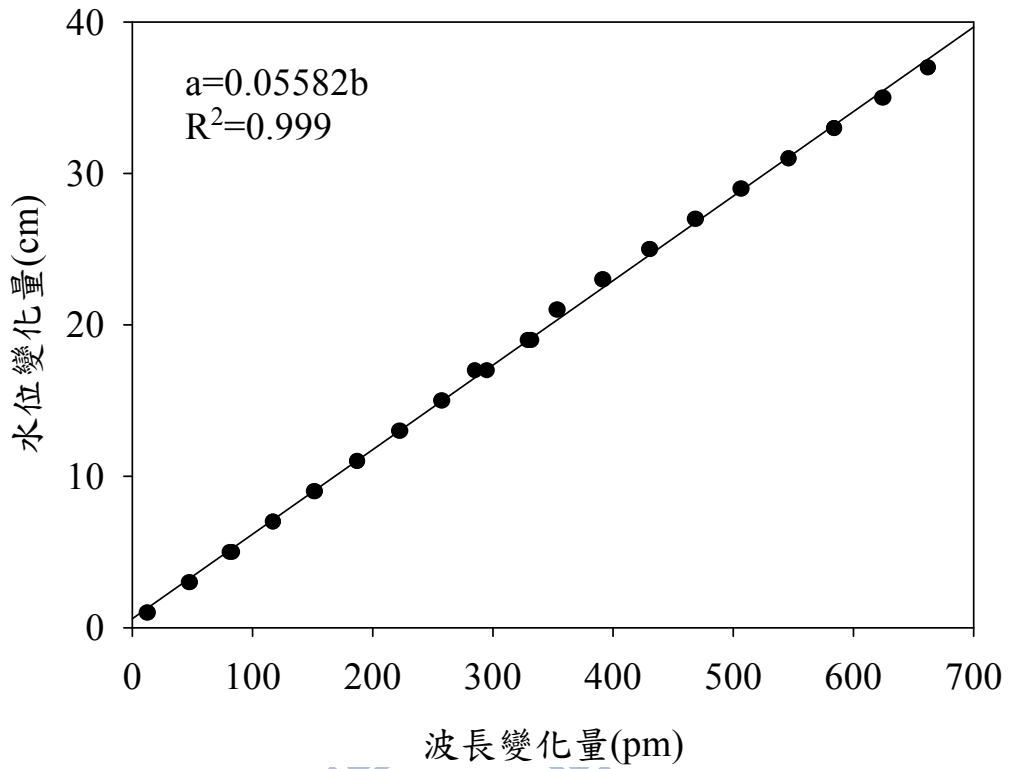


圖 3.14 光纖光柵水壓計量測值波長與實際水位關係圖

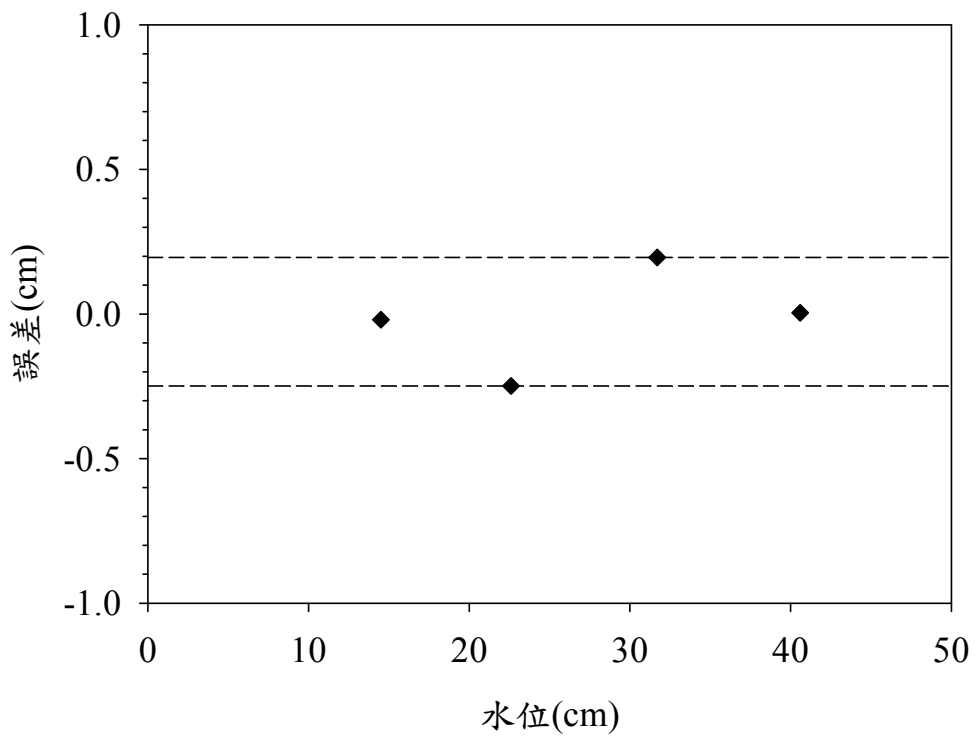


圖 3.15 光纖光柵水壓計量測值與實際水位之誤差比較圖



圖 3.16 數位錄影機相片



圖 3.17 數位相機相片

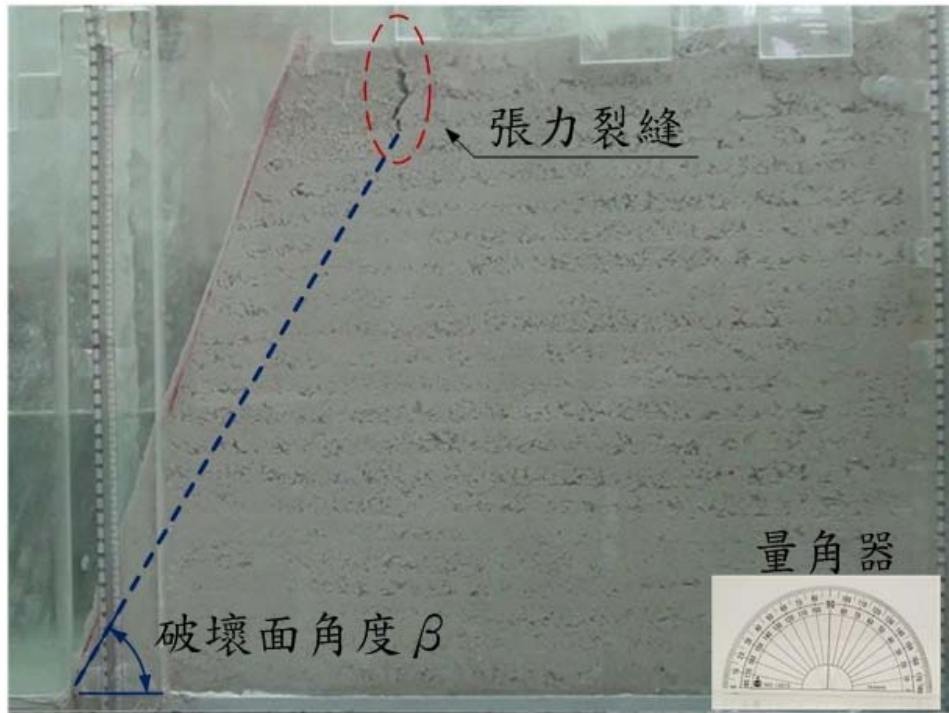


圖 3.18 量角器及破壞面角度示意圖



第四章 試驗結果分析

4.1 土壤基本參數分析

在試驗進行之初，須先得知試驗材料基本性質，而就本試驗而言，所求得土壤基本性質包含粒徑大小、土壤內摩擦角、凝聚力與水力傳導係數等，對應上述各項基本性質，本研究可分別利用篩分析試驗(分析矽砂粒徑)、直接剪力試驗(分析土壤內摩擦角與凝聚力)與定水頭試驗(分析水力傳導係數)求得，以下分別說明試驗方法並將試驗結果彙整於表 4.1。

(1) 篩分析試驗

依據規範 ASTM D421-85 進行篩分析試驗，藉由通過一組網格連續增加的篩網，並量測停留於各篩網上之土樣重量，進而繪出土樣的顆粒尺寸分佈曲線，分析矽砂粒徑大小及其所佔重量百分比，詳細試驗過程如附錄 A，試驗結果如圖 4.1 所示。由分析結果可知，本試驗使用矽砂之粒徑範圍約介於 0.30~0.05 mm 之間，其中值粒徑 d_{50} 為 0.22 mm；均勻係數 $C_u < 6$ 、曲率係數 C_c 介於 1~3 之間，經統一土壤分類系統(USCS)分類屬於級配不良(poorly graded)之均勻砂(SP)。

(2) 直接剪力試驗

依據規範為 ASTM D3080-04，利用不同載重做為土樣試體之正向應力施加於剪力盒上，再與其對應之破壞剪應力繪製正向應力-剪應力曲線，詳細試驗過程如附錄 B，試驗結果如圖 4.2 所示，連接圖上各點成一直線，並根據莫爾-庫倫破壞準則，土壤抗剪強度可表示為 $\tau = c + \sigma \tan \phi$ ，其中 τ 為土壤剪應力， c 為凝聚力， σ 為正向應力， ϕ 為內摩擦角；其直線斜率可經由上述公式計算得土壤內摩擦角 $\phi = 22.2^\circ$ ，在剪力軸上的截距即為土壤凝聚力 $c = 630$ Pa。

(3) 定水頭滲透性試驗

依據規範為 ASTM D2434-68，調整土樣試體入水口水位，使得入水口與出水口間之水頭差保持一定值，測定在固定時間內滲流出試體之水的總體積，求其滲流量，並應用達西定理計算試驗材料之水力傳導係數，詳細試驗過程如附錄 C，依據表 4.2 可知，本研究試驗材料之水力傳導係數介於 $10^{-3} \sim 10^{-5}$ cm/sec 之間，其土壤性質屬於粉質黏土。

4.2 試驗重複性分析

為測試本研究試驗結果具重複性且確認試驗流程規劃之可行，本研究選擇 Base case 及 V2 兩組案例進行重複性試驗。重複性試驗之控制條件與原試驗案例相同，試驗步驟為針對案例 Base case 及 V2 分別重複進行三次試驗，最後將兩組試驗結果列於表 4.3 及表 4.4 並計算試驗量測值之樣本平均值及標準差(誤差程度)，其計算公式如下：

$$\bar{X} = \frac{\sum_{k=1}^n X_k}{n} \quad (4.1)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n (X_k - \bar{X})^2}{n}} \quad (4.2)$$

式中， \bar{X} 為樣本平均值； n 為樣本個數； X_k 為試驗量測值； s 為標準差。

依據計算結果，進一步分析案例 Base case、V2 之岸壁破壞面角度與破壞時河道水位誤差範圍分佈，如圖 4.3 及圖 4.4 所示，由圖可知岸壁破壞面角度之誤差範圍約略在 2° 以內，破壞時河道水位之誤差範圍約略在 1 cm 以內；在地下水水位量測方面，比較案例 Base case 及 V2 與重複試驗 BR1 及 V2R1 之地下水位時變過程，如圖 4.5 及圖 4.6 所示，由圖可知相同試驗條件下重複性試驗所得之水位變化趨勢皆相近，因此由上述分析可知，本研究於相同試驗控制條件下，具有良好的重複性。

4.3 試驗現象說明

本試驗之岸壁破壞現象皆為相似，故挑選案例 V1 之試驗結果作為代表案例，

說明試驗案例之岸壁破壞型態，破壞過程如圖 4.7 所示，由於本研究使用之試驗材料屬於凝聚性土壤，水力傳導係數小，水份在土體內傳遞速度慢，岸壁具有較好的保水性，故在河道水位開始洩降後，側向給予岸壁支撐的靜水壓力減小，岸壁土體孔隙水壓消散較緩，地下水位仍維持相對較高，而停留在土體內部的水份增加了岸壁的重量，導致岸壁處於不穩定的狀態。岸壁是否會發生崩塌破壞，主要取決於潛在的臨界破壞面上促使岸壁土體滑動的力與土體抵抗滑動的力之間的對比關係，因此當河道水位持續下降，靜水壓力給予岸壁的支撐力小於土體的下滑力時，此時高灘地表面產生張力裂縫(見圖 3.18)，且張力裂縫隨時間變寬且深度向下發展，土體下滑力增加的速度遠大於抗滑力，岸壁穩定性大幅降低，最終岸壁發生崩塌破壞，而岸壁前端的破壞塊體在重力作用下，隨著河道水位下降，沿破壞面緩緩向前滑動。

在岸壁內地下水位分佈方面，由圖 4.5 及圖 4.6 可知，由於本研究使用之試驗材料具凝聚性，土壤水力傳導係數小，因此當河道水位洩降，土體內地下水面線會隨之下降，惟河道水位洩降初期，量測位置在接近岸壁坡面處之地下水位量測值相對低於河道水位，使地下水面線呈現非平滑曲線，其原因可能為本研究於試驗之初，覆蓋一壓克力擋板於岸壁坡面上，此時岸壁土體呈現受壓狀態，因此初始地下水位量測值相對較高，開始洩降河道水位時將擋板抽出，此步驟可能導致土體解壓，使得接近坡面處地下水位量測值呈現相對較大的變化量，此現象隨著岸壁坡度愈小或河道水位下降速度愈慢而愈不明顯，其原因可能為岸壁坡度愈小時坡面位置愈遠離地下水位量測處，使得影響程度較小；當河道水位下降速度愈慢，則量測處地下水位具有足夠時間回復，故此現象相對不明顯。

4.4 河道水位下降速度對岸壁穩定之影響

本研究以 V1、Base case 及 V2 三組案例作為比較不同河道水位下降速度對岸壁穩定之影響，分別為平均河道水位下降速度 $V=0.033$ 、 0.058 及 0.073 cm/sec，分析每一組案例之量測地下水位時變過程如圖 4.8、圖 4.9 及圖 4.10 所示，由圖可知，由於河道水位下降使其所提供之靜水壓力減少，且此時岸壁內仍維持相對較高之地下水位，岸壁穩定性將隨河道水位下降而減少，當河道水位下降至一定高度時，河道水位給予土體之支撐力不足，岸壁則發生破壞。

試驗結果彙整於表 4.5，並依據表 4.5 進一步分析不同河道水位下降速度與岸壁破壞面角度、岸壁發生破壞時河道水位及岸壁發生破壞時間之關係，如圖 4.11、圖 4.12 及圖 4.13 所示，比較圖 4.11 及圖 4.12，由於三組案例之岸壁土壤性質與土體幾何條件情況相同，因此岸壁發生崩塌破壞時的河道水位與破壞面角度均為接近；另一方面，由圖 4.13 可知，在不同河道水位洩降速度條件下，因為岸壁破壞時河道水位相同，當河道水位下降速度愈快時，則愈快達到土體抗滑力小於下滑力的情況，導致岸壁發生破壞，因此當河道水位下降速度愈快時，岸壁發生破壞的時間會愈早。

4.5 岸壁坡度對岸壁穩定之影響

本研究以 S1、Base case 及 S2 三組案例作為比較不同岸壁坡度對岸壁穩定之影響，分別為岸壁坡度 $\theta=60^\circ$ 、 70° 及 80° ，分析每一組案例之量測地下水位時變過程如圖 4.9、圖 4.14 及圖 4.15 所示，由圖可知，隨著河道水位洩降過程，導致岸壁最終發生破壞。

試驗結果彙整於表 4.6，並依據表 4.6 進一步分析不同岸壁坡度與岸壁破壞面角度、岸壁發生破壞時河道水位及岸壁發生破壞時間之關係，如圖 4.16、圖 4.17 及圖 4.18 所示。由圖 4.16 可知，根據經驗公式破壞面角度 $\beta=(\theta+\phi)/2$ (Taylor, 1948; Lohnes and Handy, 1968; Spangler and Handy, 1973; Hoek and Bray, 1981)，由於土壤性質(土壤內摩擦角 ϕ)相同，當岸壁坡度愈大時，破壞面角度愈大，岸壁內地下水面線以下飽和土體區域愈大，造成作用於岸壁的上舉力愈大，試驗岸壁穩定性相對較低。因此進一步比較圖 4.17 及圖 4.18 可知，當岸壁坡度愈大時，上舉力作用效果較大，使岸壁在河道水位較高時就發生破壞，因此岸壁發生破壞的時間比較早。

4.6 初始河道水位對岸壁穩定之影響

本研究以 Base case、H1 及 H2 三組案例作為比較不同初始河道水位對岸壁穩定之影響，分別為初始河道水位 $H_0=40$ 、 32 及 22 cm，分析每一組案例之量測地下水位時變過程如圖 4.9、圖 4.19 及圖 4.20 所示。由圖可知，隨著河道水位洩降

過程，導致岸壁最終發生破壞，惟案例 H2 之試驗結果為岸壁不發生破壞。

試驗結果彙整於表 4.7，並依據表 4.7 進一步分析不同初始河道水位與岸壁破壞面角度、岸壁發生破壞時河道水位及岸壁發生破壞時間之關係，如圖 4.21、圖 4.22 及圖 4.23 所示。由圖 4.21 可知，案例 Base case 及 H1 在不同初始河道水位條件下，由於岸壁土壤性質相同，岸壁破壞面角度相同，當初始河道水位愈低，地下水面線以下飽和土體區域愈小，則上舉力作用效果愈小，試驗岸壁相對較為穩定。比較圖 4.22 及圖 4.23 可知，當初始河道水位愈低時，上舉力作用較小，岸壁在河道水位洩降至較低水位才發生破壞，因此發生破壞的時間較晚。案例 H2 則顯示，岸壁在低水位情況下，未飽和土體區域遠大於飽和土體區域，土體下滑力作用相對不明顯，則最終試驗結果為岸壁不發生破壞。



表 4.1 試驗土壤基本性質

砂砂	中值粒徑 d_{50} (mm)	0.22
	有效粒徑 d_{10} (mm)	0.15
	均勻係數 C_u	1.55
	曲率係數 C_c	1.06
高嶺土	黏度(cps)	311
	平均粒徑(μm)	1.25
	含水率(%)	1.7
試驗材料	凝聚力 c (Pa)	630
	內摩擦角 ϕ ($^\circ$)	22.2
	水力傳導係數 K (cm/sec)	5.31×10^{-5}

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

表 4.2 典型土壤之水力傳導係數

土壤類別	K (cm/sec)	K (ft/min)
乾淨礫石	$10^2 \sim 1$	$2 \times 10^2 \sim 2$
粗砂	$1 \sim 10^{-2}$	$2 \sim 2 \times 10^{-2}$
細砂	$10^{-2} \sim 10^{-3}$	$2 \times 10^{-2} \sim 2 \times 10^{-3}$
粉質黏土	$10^{-3} \sim 10^{-5}$	$2 \times 10^{-3} \sim 2 \times 10^{-5}$
黏土	$< 10^{-6}$	$< 2 \times 10^{-6}$

資料來源：Das (2006)

表 4.3 案例 Base case 之重複性試驗結果

案例	破壞角度 β (°)	破壞時河道水位 H_{wb} (cm)
Base case	53	32.74
BR1	55	32.55
BR2	54	34.24
BR3	55	32.16
平均值	54.25	32.92
標準差	0.83	0.79

表 4.4 案例 V2 之重複性試驗結果

案例	破壞角度 β (°)	破壞時河道水位 H_{wb} (cm)
V2	54	33.22
V2R1	53	32.21
V2R2	57	34.68
V2R3	58	32.40
平均值	55.50	33.13
標準差	2.06	0.97

表 4.5 改變不同河道水位下降速度之試驗結果

案例	水位下降速度 V (cm/sec)	破壞角度 β ($^{\circ}$)	破壞時河道水位 H_{wb} (cm)	破壞時間 t_b (sec)	張力裂縫 y (cm)
V1	0.033	55	33.87	152	4.56
Base	0.058	53	32.74	101	6.25
V2	0.073	54	33.22	71	5.96

表 4.6 改變不同岸壁坡度之試驗結果

案例	岸壁坡度 θ ($^{\circ}$)	破壞角度 β ($^{\circ}$)	破壞時河道水位 H_{wb} (cm)	破壞時間 t_b (sec)	張力裂縫 y (cm)
S1	60	49	28.09	180	3.33
Base	70	53	32.74	101	6.25
S2	80	62	34.14	76	7.27

表 4.7 改變不同初始河道水位之試驗結果

案例	初始水位 H_0 (cm)	破壞角度 β ($^{\circ}$)	破壞時河道水位 H_{wb} (cm)	破壞時間 t_b (sec)	張力裂縫 y (cm)
Base	40	53	32.74	101	6.25
H1	32	54	22.37	139	5.66
H2	22	-	-	-	-

註：案例 H2 岸壁無發生破壞。

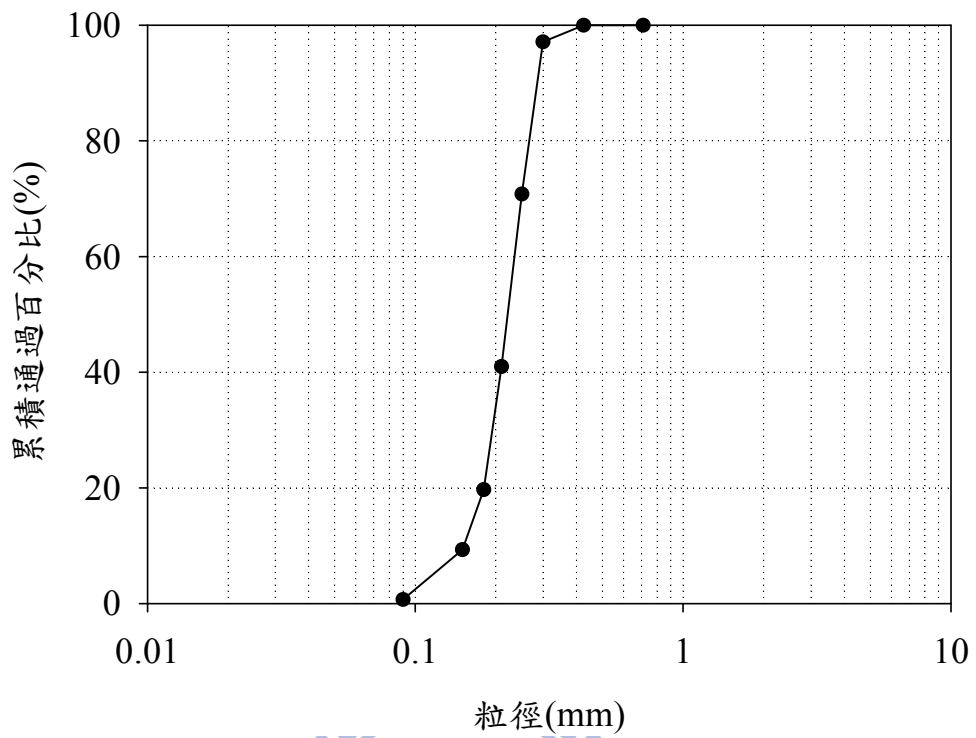


圖 4.1 砂砂之粒徑分佈曲線

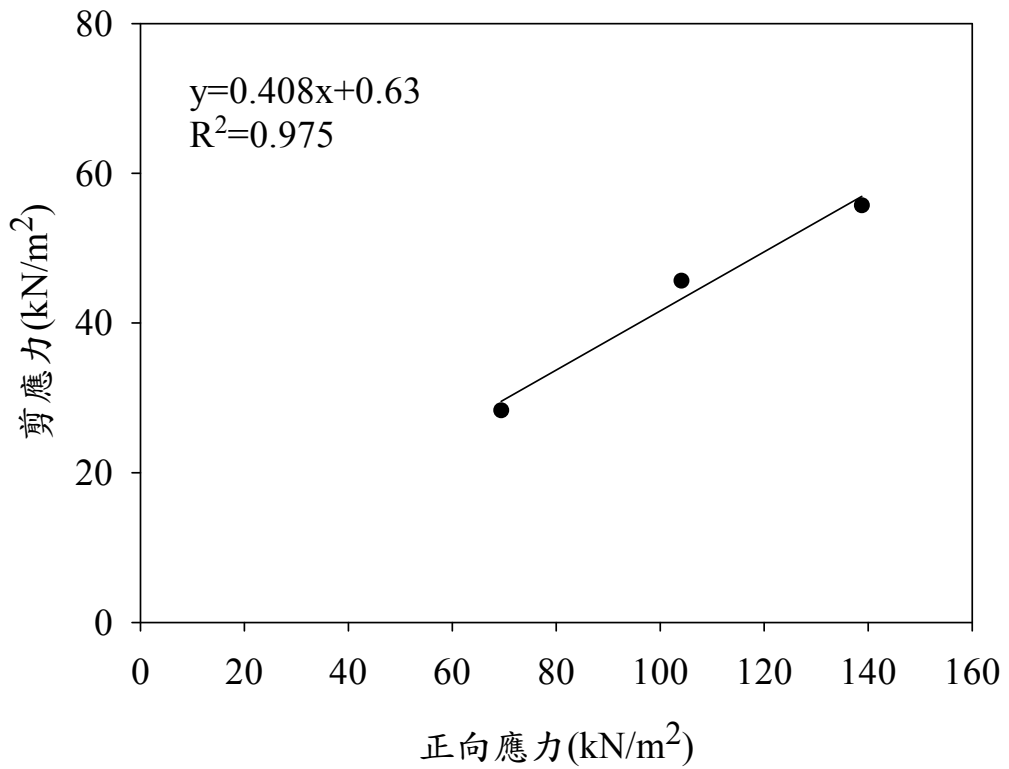


圖 4.2 直接剪力試驗結果圖

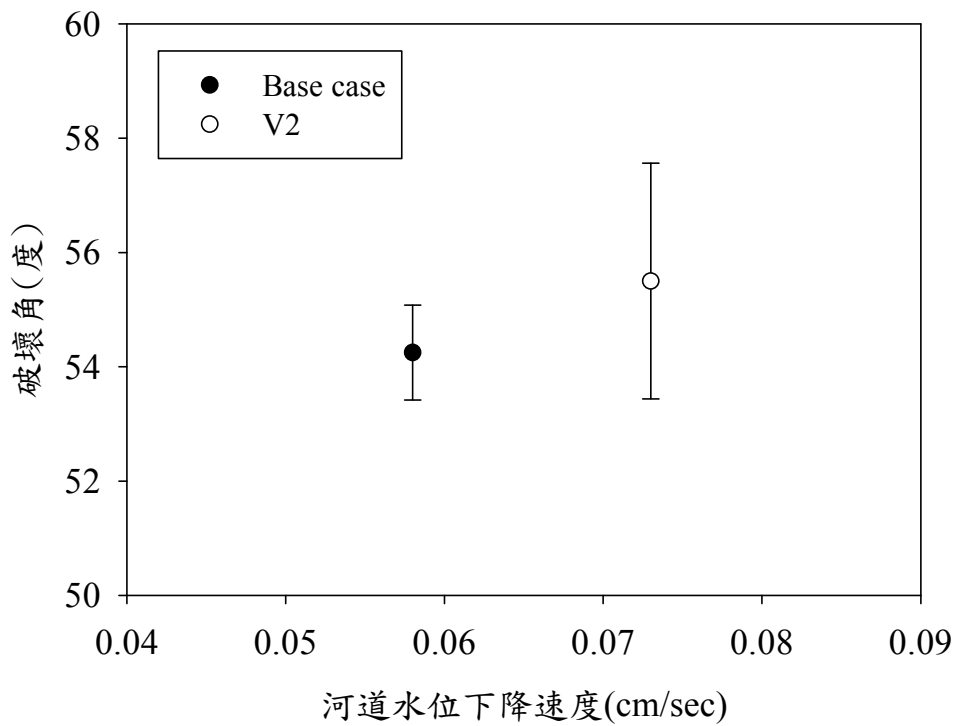


圖 4.3 案例 Base case 與 V2 之岸壁破壞面角度誤差範圍圖

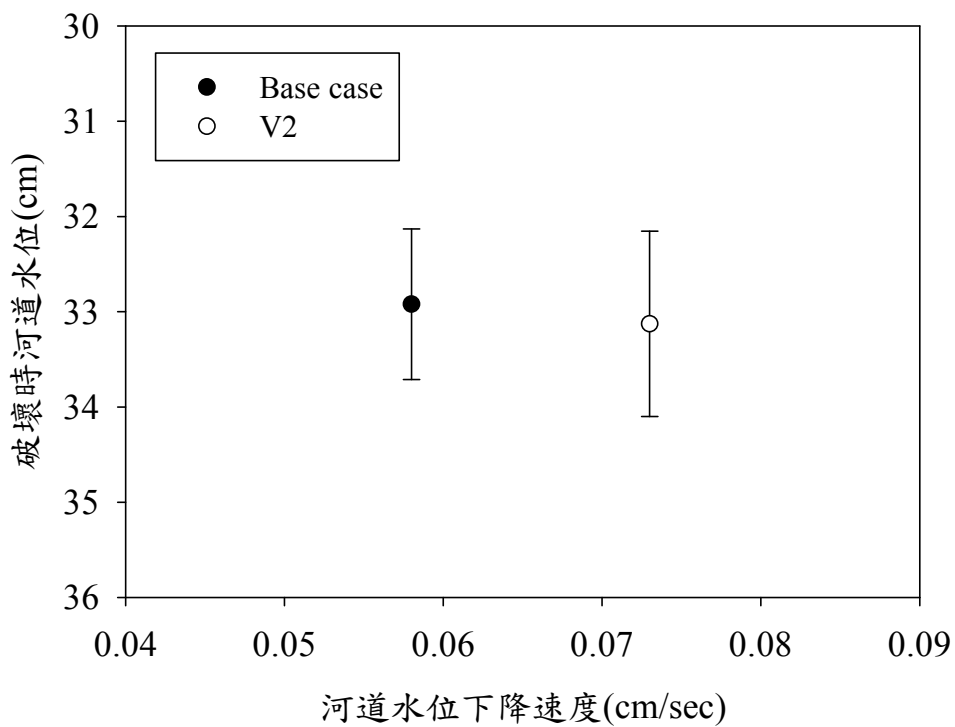


圖 4.4 案例 Base case 與 V2 之岸壁破壞時河道水位誤差範圍圖

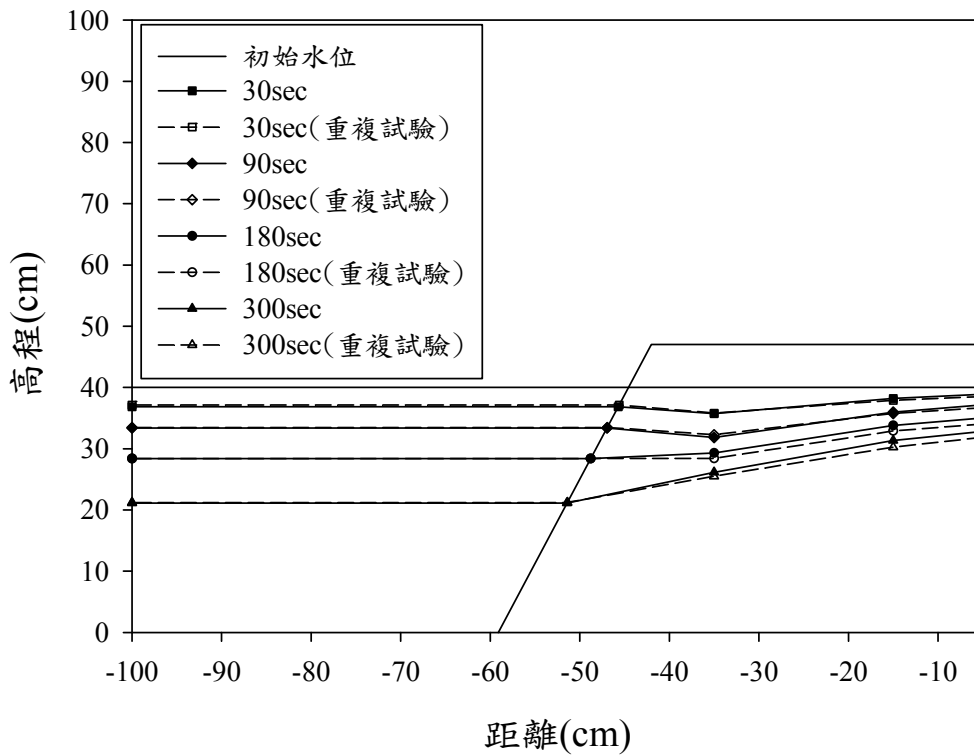


圖 4.5 案例 Base case 與 BR1(重複試驗)之量測地下水位時變過程比較圖

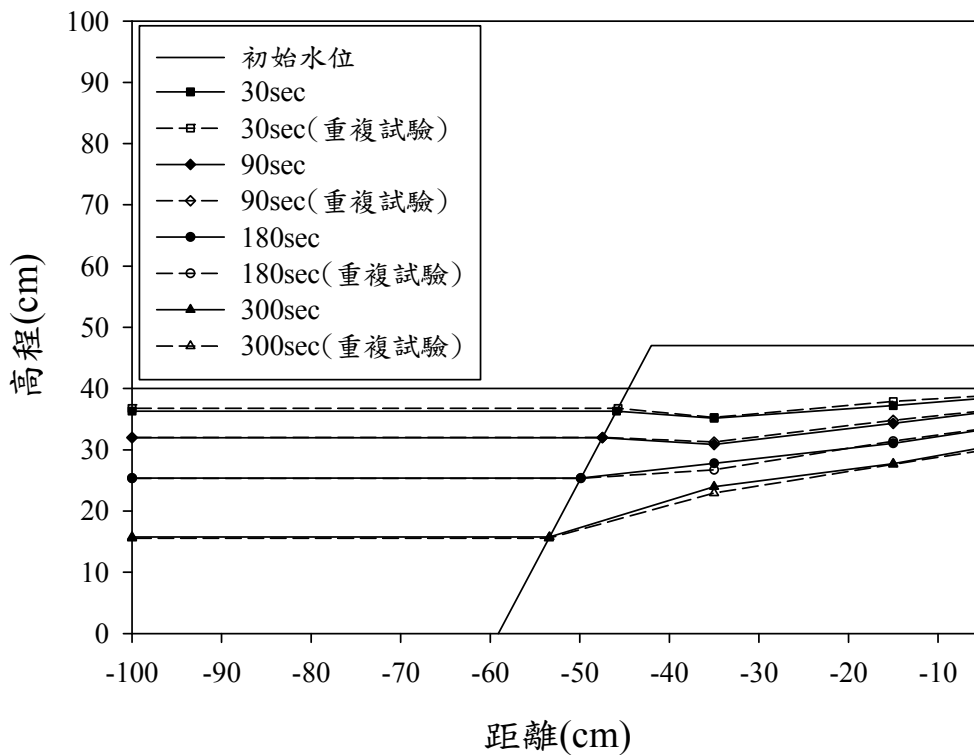


圖 4.6 案例 V2 與 V2R1(重複試驗)之量測地下水位時變過程比較圖

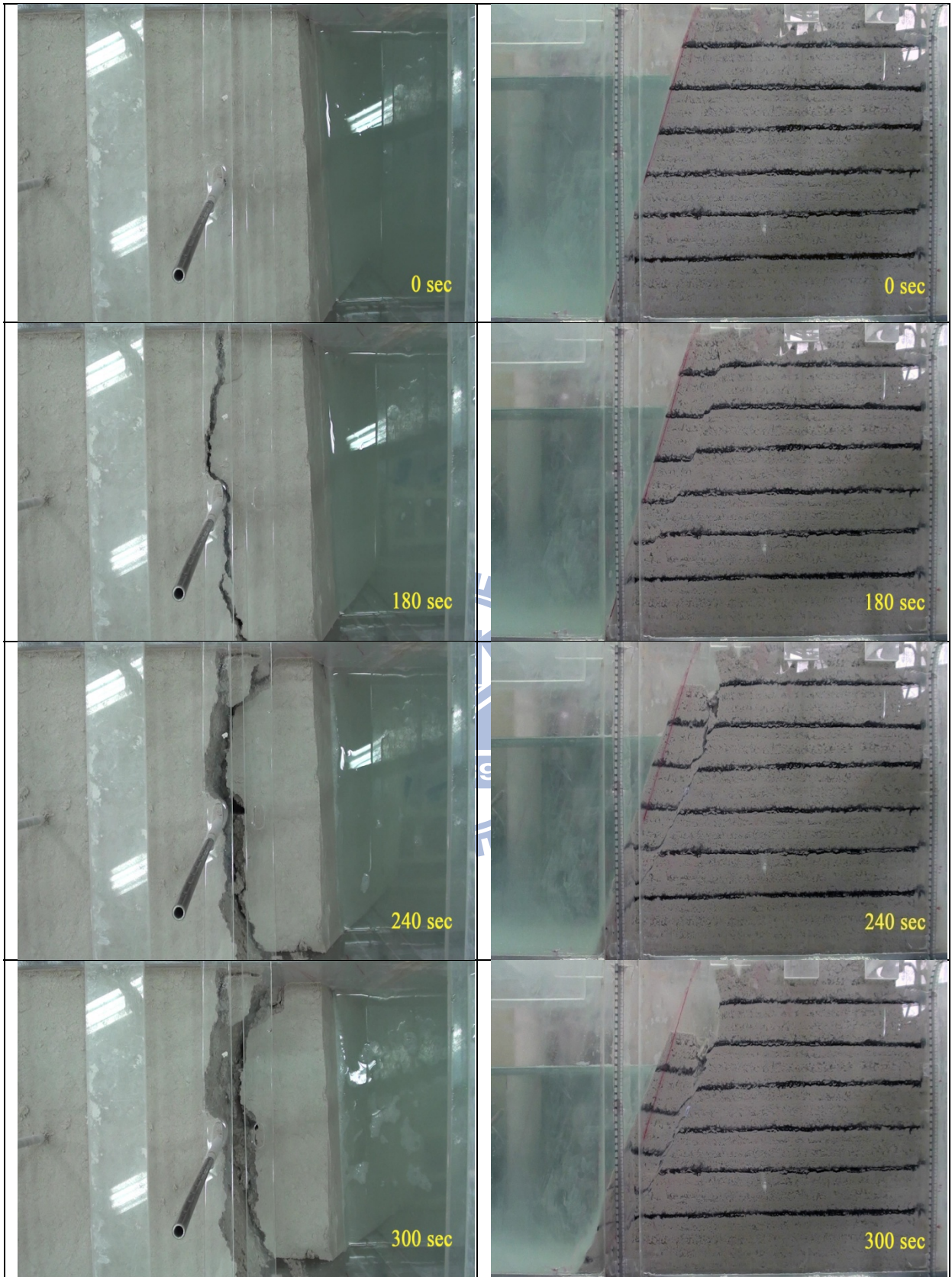


圖 4.7 試驗岸壁破壞過程

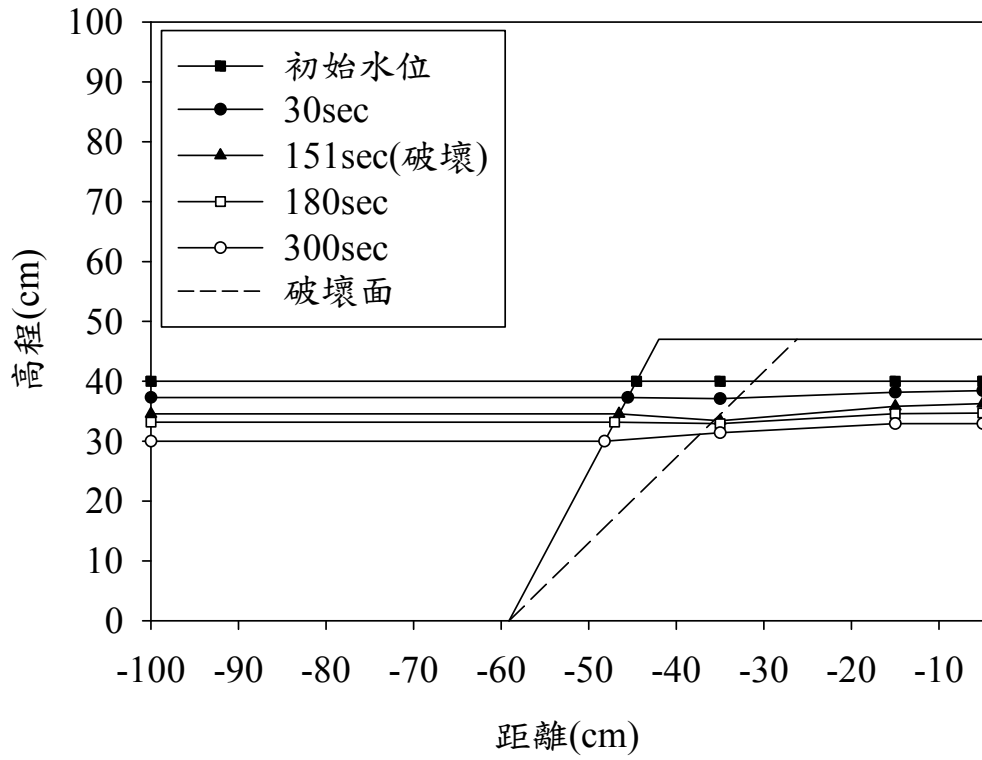


圖 4.8 案例 V1 之量測地下水位時變過程

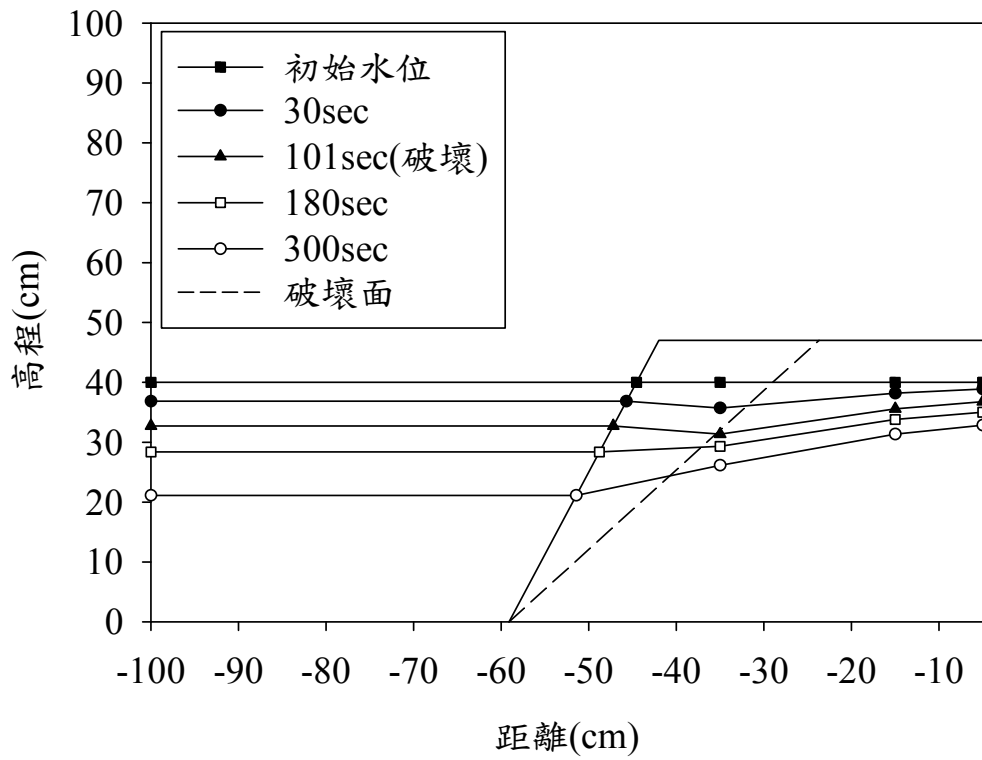


圖 4.9 案例 Base case 之量測地下水位時變過程

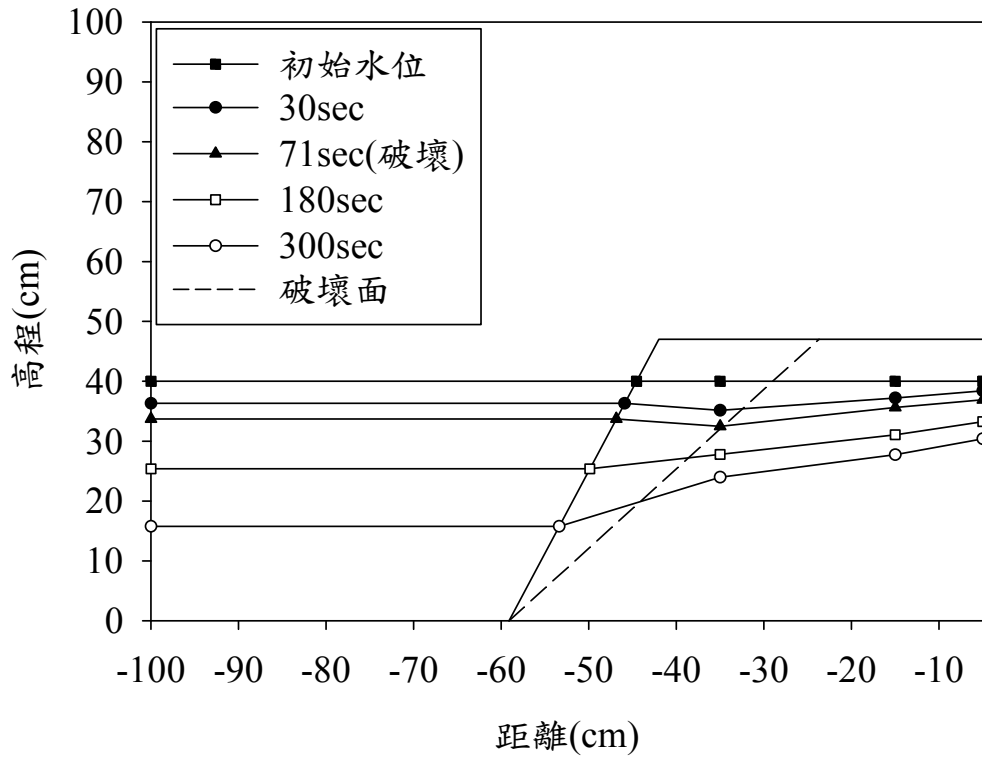


圖 4.10 案例 V2 之量測地下水位時變過程

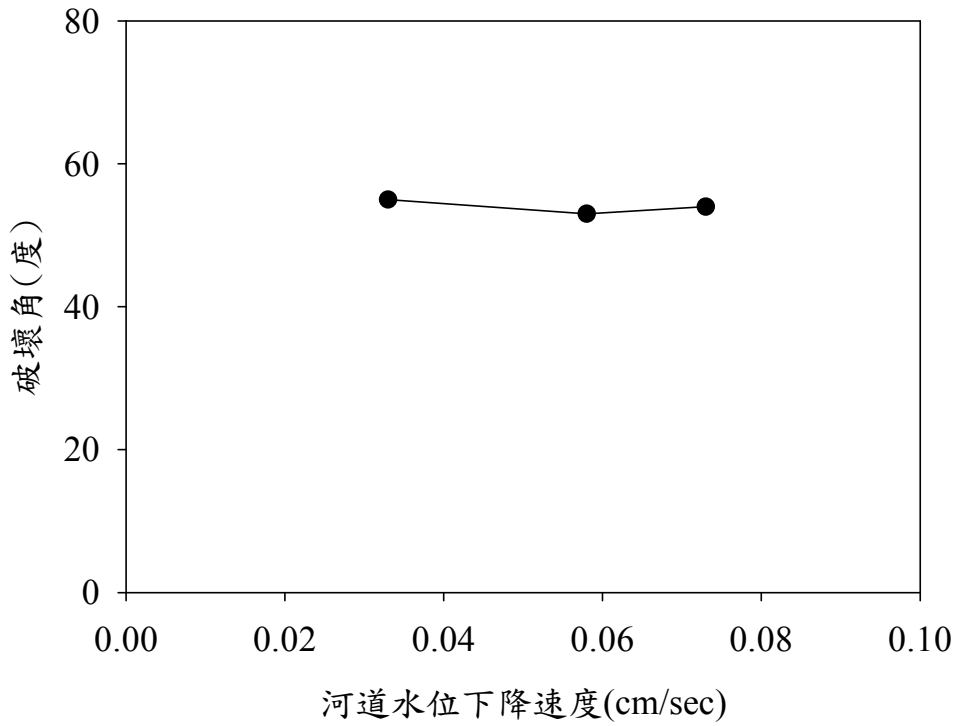


圖 4.11 河道水位下降速度與岸壁破壞面角度之關係圖

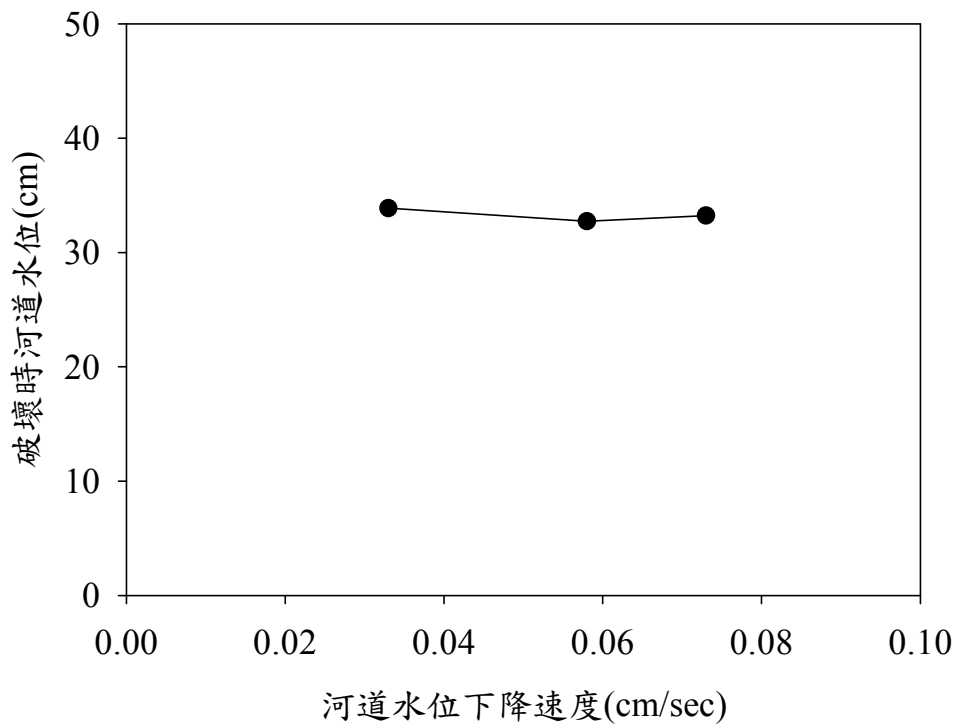


圖 4.12 河道水位下降速度與岸壁破壞時河道水位之關係圖

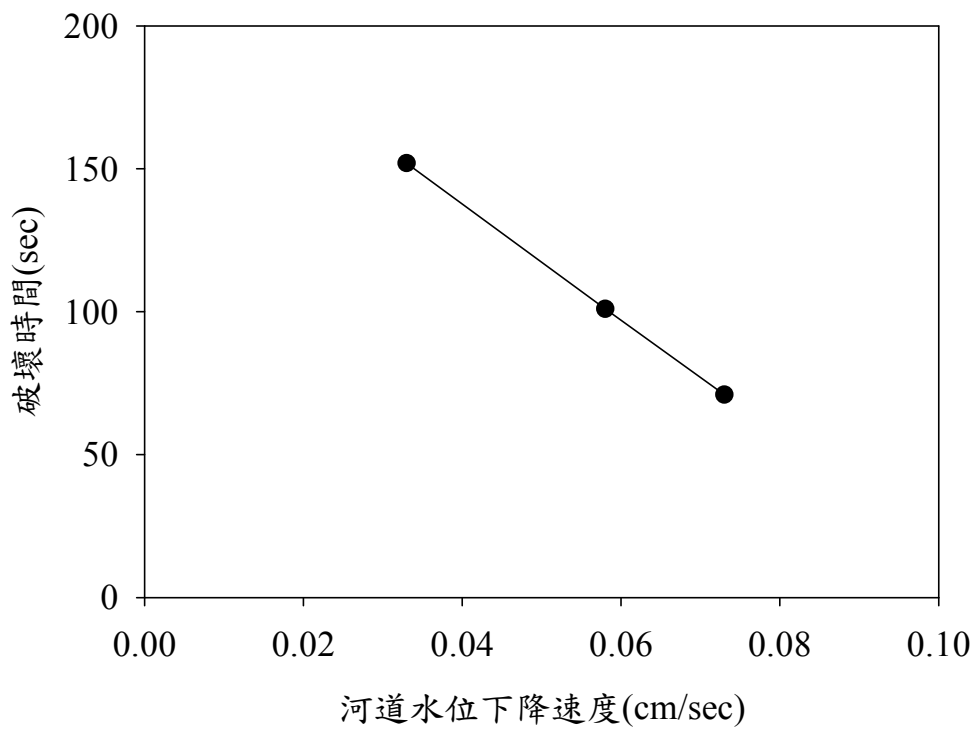


圖 4.13 河道水位下降速度與岸壁發生破壞時間之關係圖

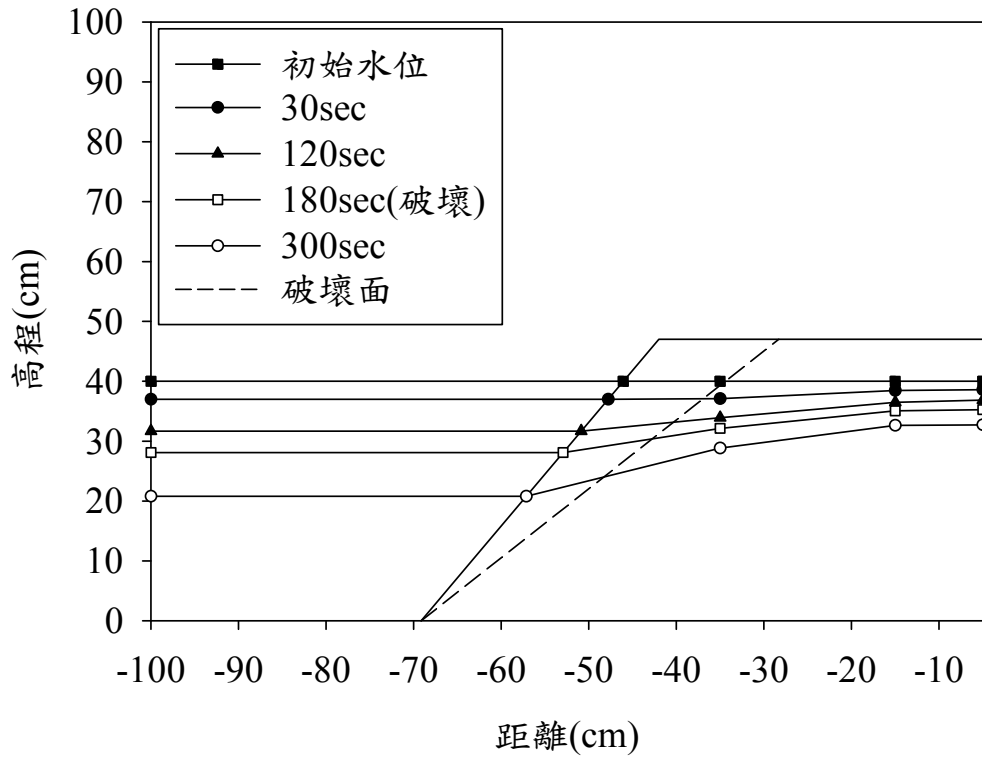


圖 4.14 案例 S1 之量測地下水位時變過程

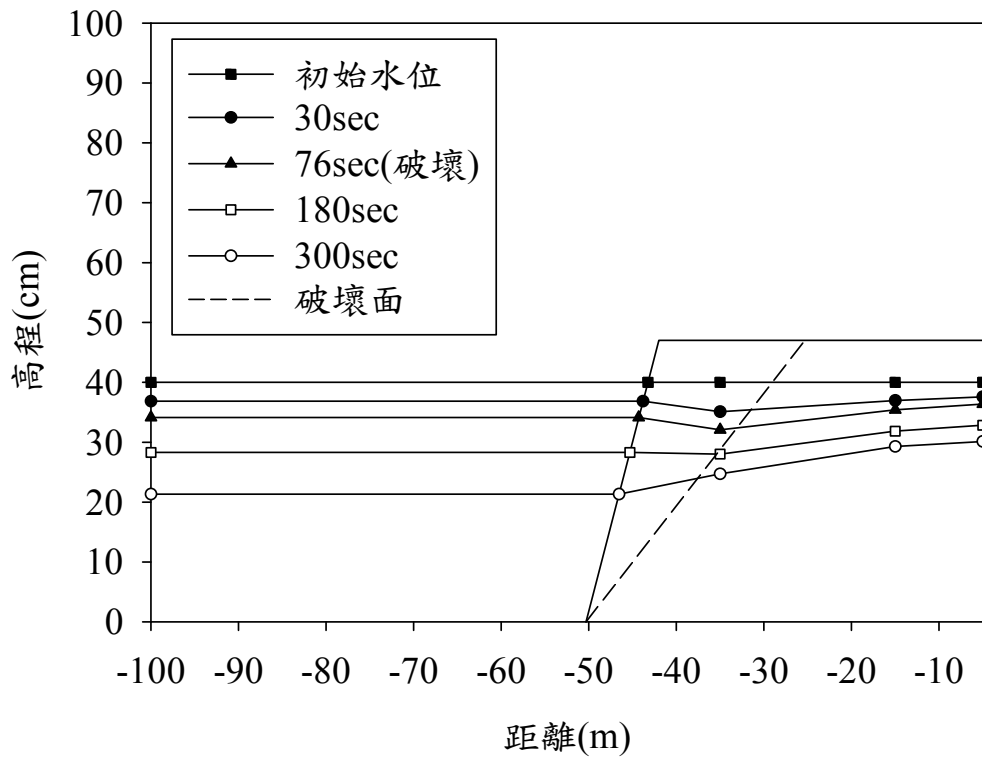


圖 4.15 案例 S2 之量測地下水位時變過程

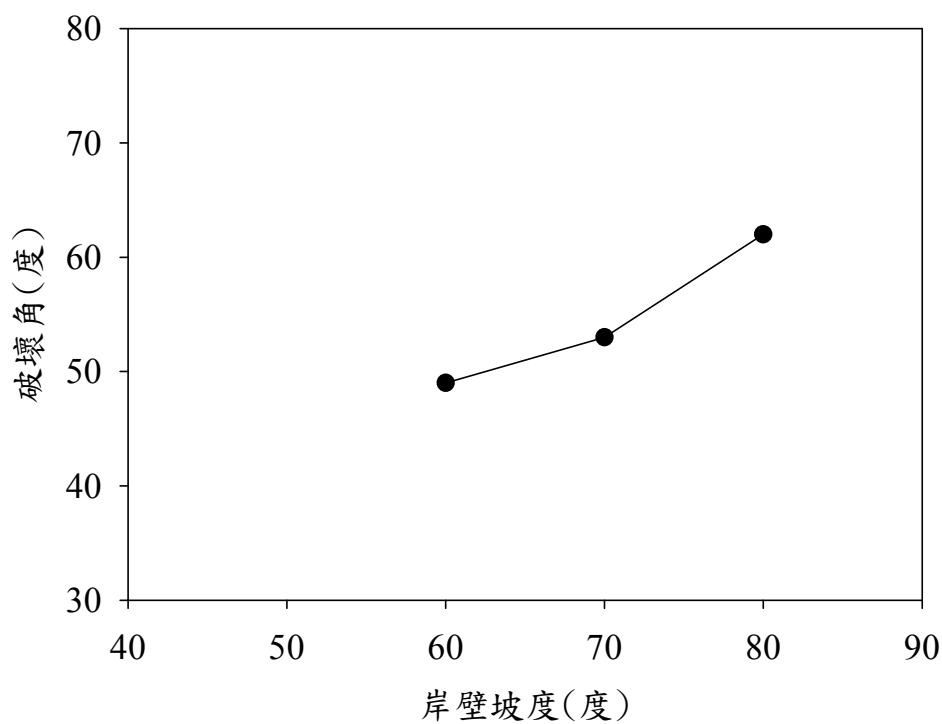


圖 4.16 岸壁坡度與岸壁破壞面角度之關係圖

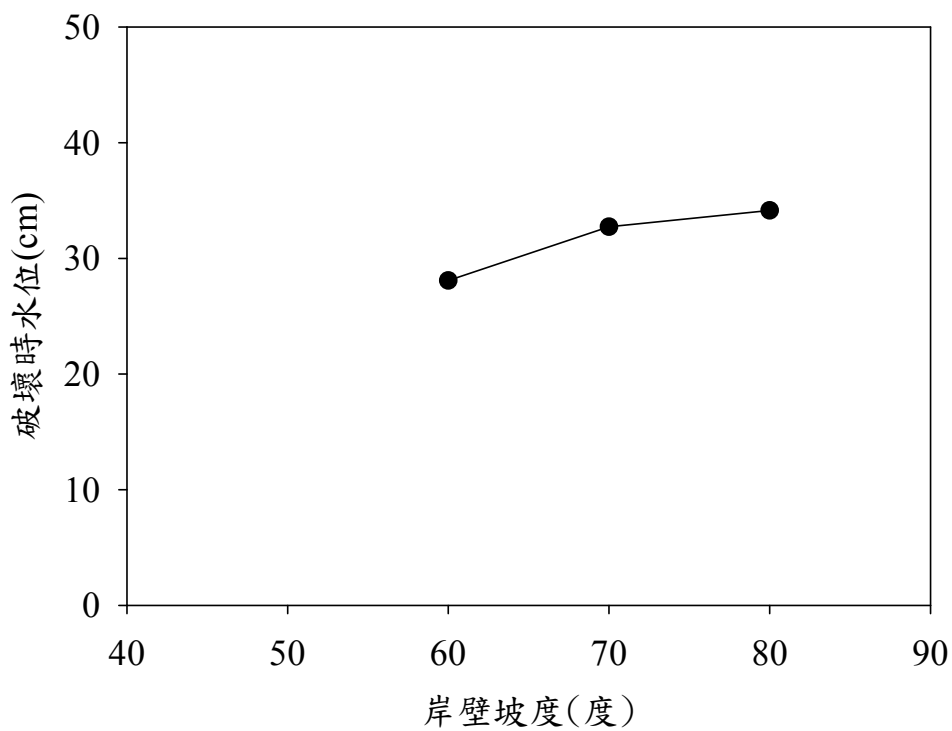


圖 4.17 岸壁坡度與岸壁破壞時河道水位之關係圖

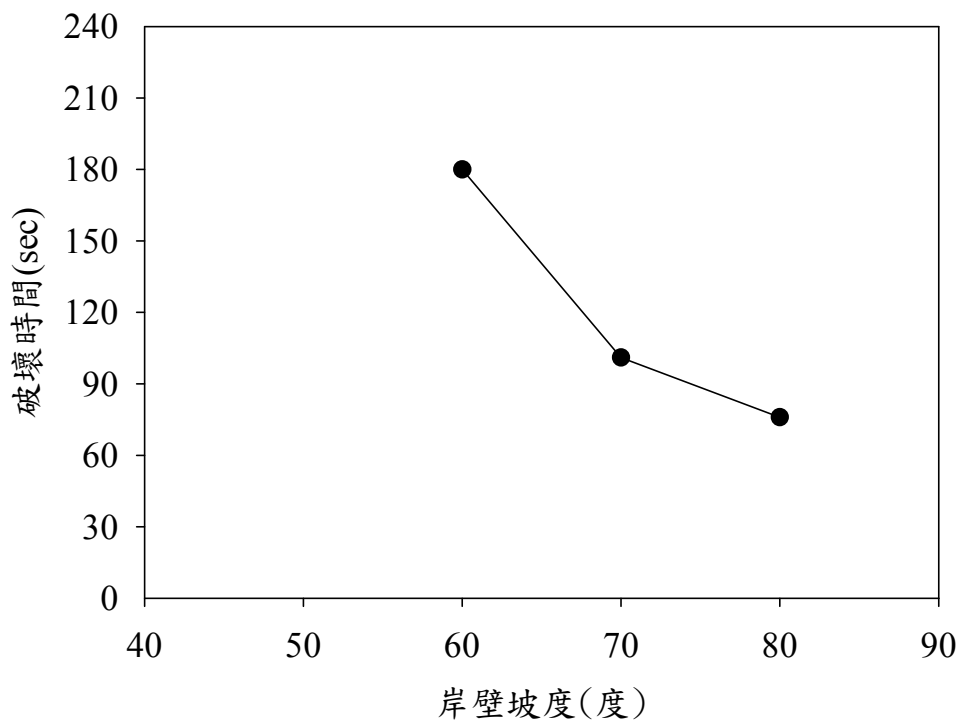


圖 4.18 岸壁坡度與岸壁發生破壞時間之關係圖

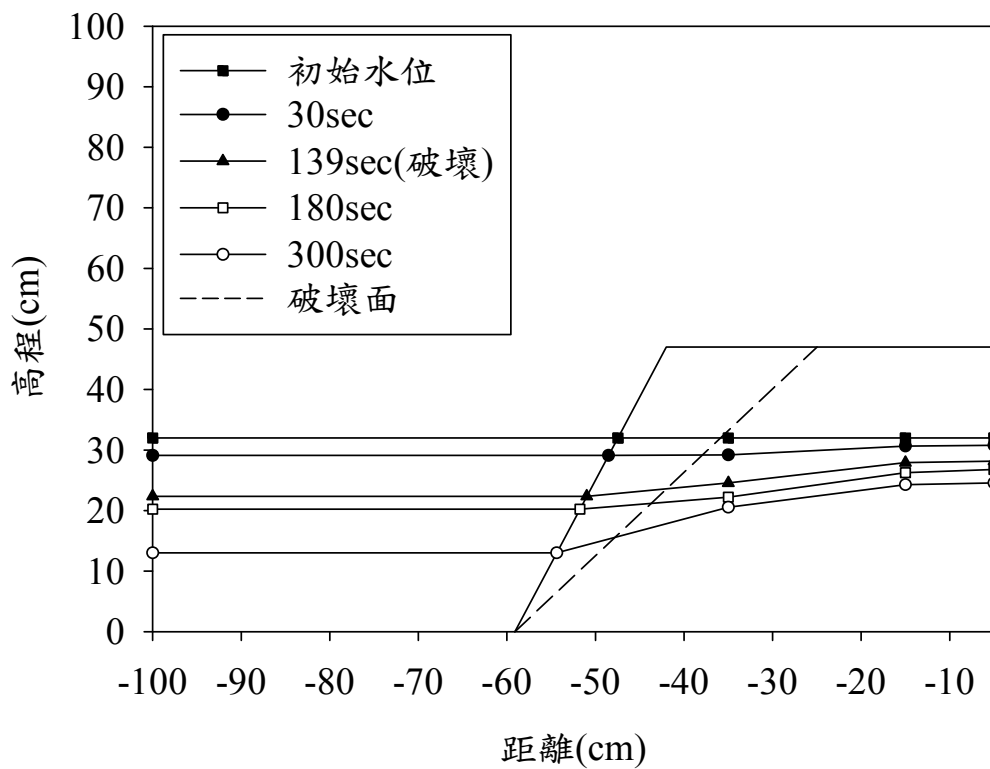


圖 4.19 案例 H1 之量測地下水位時變過程

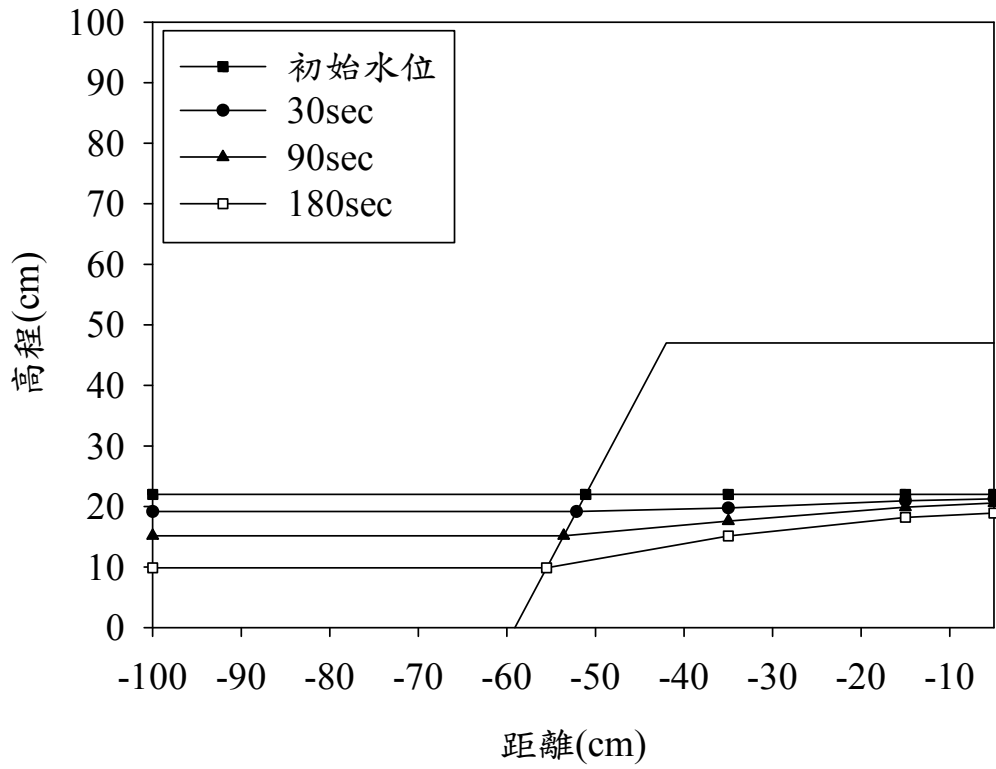


圖 4.20 案例 H2 之量測地下水位時變過程

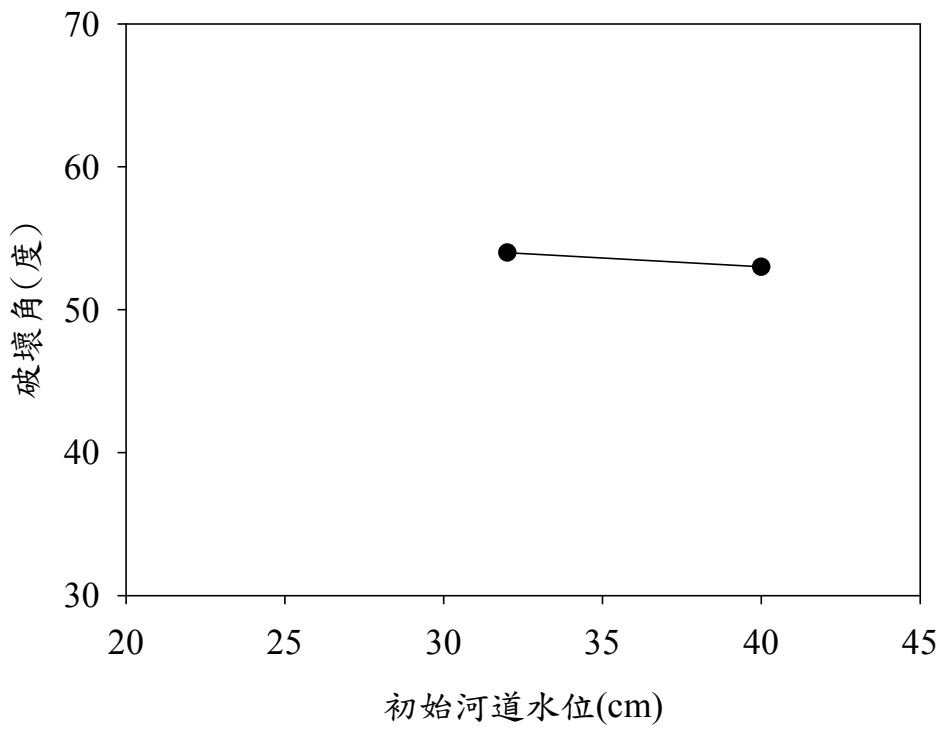


圖 4.21 初始河道水位與岸壁破壞面角度之關係圖

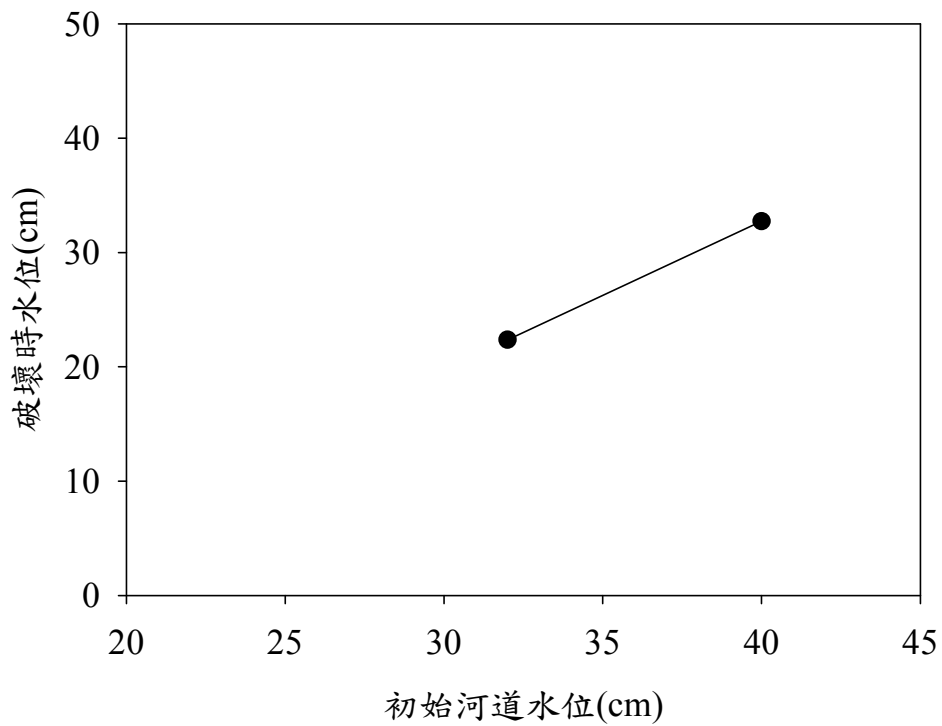


圖 4.22 初始河道水位與岸壁破壞時河道水位之關係圖

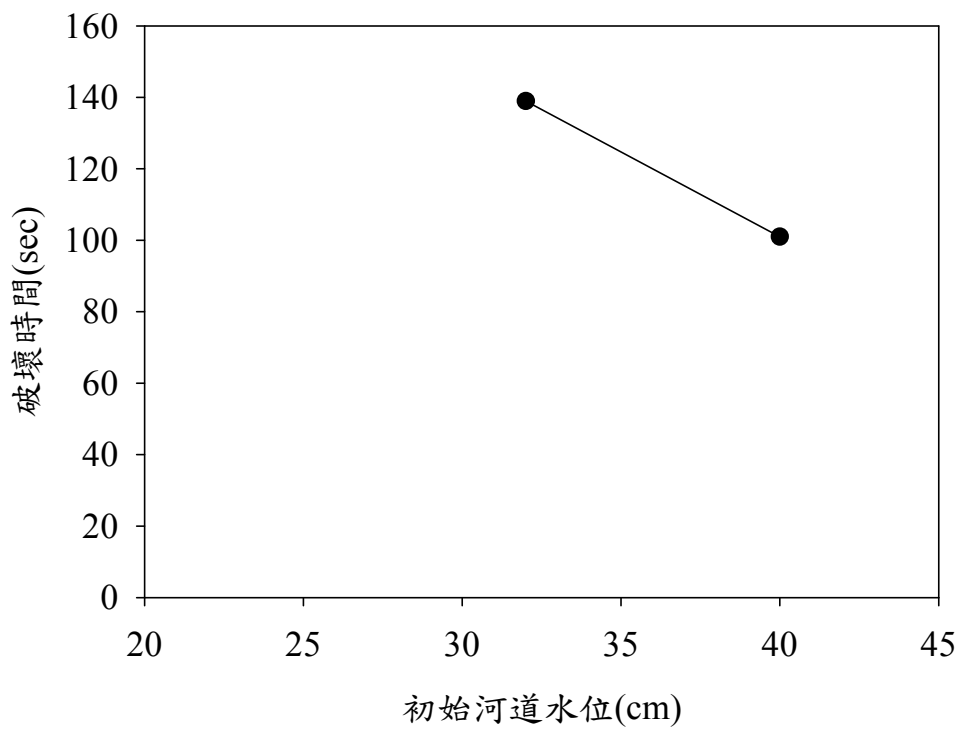


圖 4.23 初始河道水位與岸壁發生破壞時間之關係圖

第五章 數值模式比對分析

5.1 數值模式概述

Chiang (2011)發展一岸壁崩塌模式完整考量各項影響岸壁穩定之作用力，惟受限於過去文獻中並無相關試驗探討河道水位與地下水位升降對岸壁崩塌破壞的影響，僅能藉由設計案例定性探討岸壁穩定機制。因此，本研究擬利用 Chiang (2011)模式與本研究試驗成果進一步進行定量比對分析，以互相驗證結果之合理性，並加入探討張力裂縫對岸壁穩定性影響。模式相關理論基礎與數值方法說明如下。

5.1.1 理論基礎

(1) 地下水面線計算

一維非穩態地下水流 Boussinesq 控制方程式(Harr 1962；Bear 1972)，如下表示：

$$S_y \frac{\partial h}{\partial t} = K \frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial h}{\partial x} \right) + N_r \quad (5.1)$$

式中， S_y 為比流率(specific yield)， h 為水力水頭(hydraulic head)， K 為水力傳導係數(hydraulic conductivity)， N_r 為補注率(recharge rate)。

為求解此控制方程式，須給予初始條件及邊界條件如圖 5.1 所示。初始條件如下所示：

$$h_0(x) = H(x,0) \quad (5.2)$$

式中， $h_0(x)$ 為通過岸壁土體斷面之初始水頭分佈。

地下水位之邊界條件可表示為：

$$h(L_c, t) = H_w(t) \quad (5.3)$$

$$h(0, t) = H_1(t) \quad (5.4)$$

式中， L_c 為岸壁土體長度， $H_w(t)$ 為隨時間變動之河道水位， $H_1(t)$ 為邊界上隨時間變動之水頭。

(2) 岸壁崩塌分析理論

模式考量之岸壁型態如圖 2.1 所示，考慮到影響岸壁穩定因素是多方面，且破壞過程十分複雜，為簡化分析，本研究對於岸壁破壞過程進行以下假設。

1. 岸壁土壤組成為凝聚性土壤且均勻分佈。
2. 破壞面通過坡趾。
3. 暫不考慮植生密度與類型、降雨入滲的影響。
4. 假設岸壁破壞面為平面破壞且岸壁坡度為陡坡(大於 60°)。

本研究採用安全係數 FS 來判斷崩塌發生與否，其定義為破壞面上之抗滑力 FR 與下滑力 FD 之比值，其中抗滑力 FR 亦即為(2.4)式中土壤剪應力；下滑力 FD 為破壞土體重與河道水位的靜水壓力分別沿破壞面方向分量之和。計算圖影響岸壁穩定之各作用力，並結合(2.1)式、(2.4)式及(2.6)式，則安全係數可表示如下：

$$FS = \frac{c'L + S \tan \phi^b + [W \cos \beta - U + P \cos(\theta - \beta)] \tan \phi'}{W \sin \beta - P \sin(\theta - \beta)} \quad (5.5)$$

式中， W 為破壞土體重； P 為靜水壓力； θ 為岸壁坡度； β 為破壞面角度。

其中欲計算上式中破壞土體重，須考量土體含水量在空間與時間分佈的差異，則土壤濕單位重以下式進行估算：

$$\gamma_m = \gamma_d + \gamma_w \omega \quad (5.6)$$

式中， γ_m 為土壤濕單位重； γ_d 為土壤乾單位重(dry unit weight of soil)； ω 為土壤含水量(water content)。

(3) 張力裂縫處理說明

Chiang (2011)發展之岸壁崩塌模式為簡化問題，分析模式並未將張力裂縫納入考慮，假設破壞面為岸壁灘地表面裂縫處至坡趾之斜平面，如圖 5.2 所示。然而本研究為加入考量張力裂縫對岸壁穩定性之影響，假設破壞面為一自張力裂縫底部通過坡趾之斜平面，如圖 5.3 所示，其中破壞土體重則只需計算破壞面以上至張力裂縫處之區域，如圖 5.3 斜線部分，而破壞土體重 (2.7)式可改寫為下式

$$W_y = \frac{1}{2} \gamma_m H^2 (\cot \beta - \cot \theta) - \frac{1}{2} \gamma_m y^2 \cot \beta \quad (5.7)$$

式中， W_y 為破壞土體重(考量張力裂縫)； y 為張力裂縫深度

5.1.2 數值方法

模式計算步驟為首先將河道水位變化視為邊界條件，利用數值方法求解地下水流方程式獲得岸壁內壓力水頭隨時間變化情形與孔隙水壓分佈狀況，接續以 FS 評估岸壁穩定性。

(5.1)式為二階非線性偏微分方程式，令 $v = h^2$ 代入原方程式後可得下式：

$$S_y \left(\frac{1}{\sqrt{v}} \right) \frac{\partial v}{\partial t} = K \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right) + 2N_r \quad (5.8)$$

以全隱式有限差分法(fully implicit finite difference method)將上式離散化後可表示如下：

$$v_i^{t+1} - \frac{K\Delta t \sqrt{v_i^t}}{S_y (\Delta x)^2} (v_{i+1}^{t+1} - 2v_i^{t+1} + v_{i-1}^{t+1}) = v_i^t + 2N_r \frac{\Delta t \sqrt{v_i^t}}{S_y} \quad (5.9)$$

式中， i 表示為空間格網座標； t 表示為時間格網座標； Δx 為空間間距； Δt 為時間間距。

5.2 數值模擬分析

5.2.1 參數設定

在進行數值模擬前，首先需知模式基本參數設定，可分為四類，分別為岸壁幾何條件、土壤參數、數值參數及邊界條件設定，本研究參照水槽試驗設置與 4.1 節土壤基本參數分析，相關參數設定如下：

- (1) 岸壁幾何條件：岸壁高 $H=47$ cm，灘地長 $L_b=42$ cm；破壞面角度 β 及張力裂縫深度 y 輸入值參照試驗案例之量測結果。
- (2) 土壤參數：參考本研究試驗土壤基本性質試驗結果，其土壤單位重 $\gamma_s=18$ kN/m³，凝聚力 $c=630$ Pa，內摩擦角 $\phi=22^\circ$ ，土體未飽和基質吸力造成剪力強度增加所對應之角度 $\phi^b=11^\circ$ ，水力傳導係數 $K=10^{-7}$ m/s。
- (3) 數值參數：空間間距 $\Delta x=1$ cm，時間間距 $\Delta t=0.01$ sec。
- (4) 邊界條件設定：地下水初始條件假設與初始河道水位一致，岸壁左側邊界條件為河道水位 H_w ，岸壁右側邊界條件則固定為初始河道水位。

5.2.2 模擬結果分析

參照 2.3 節試驗案例設計，以數值模式探討河道水位下降速度、岸壁坡度及初始河道水位對岸壁穩定之影響，並與試驗結果進行比對分析，模擬結果彙整於表 5.1 與表 5.2 所示。

(1) 河道水位下降速度對岸壁穩定之影響

依據案例 V1、Base case 及 V2 之試驗條件模擬不同河道水位下降速度對岸壁穩定之影響，固定岸壁坡度 $\theta=70^\circ$ 與初始河道水位 $H_0=40$ cm，河道水位分別以 0.033 cm/sec、0.058 cm/sec 及 0.073 cm/sec 三種速度下降，岸壁左側邊界條件為不同下降速度之河道水位，計算岸壁穩定之時變過程並以安全係

數 FS 表示，不同河道水位下降速度之模擬 FS 時變過程圖如圖 5.4 所示。由圖 5.4 可知，由於初始試驗條件相同，故岸壁初始 FS 值為相同，其 FS 值為 1.6，FS 隨河道水位下降而減小，當 $FS < 1$ 時，意即岸壁發生破壞。當河道水位下降速度愈快時，FS 下降幅度愈大，意謂岸壁發生破壞的時間愈早，此模擬結果趨勢與試驗結果吻合。依據表 5.1 進一步比對不同河道水位下降速度之岸壁發生破壞時河道水位模擬值與試驗值，如圖 5.5 所示。由圖 5.5 可知，模擬結果之岸壁破壞時河道水位變化趨勢接近，岸壁均在相近之河道水位發生破壞，與試驗值趨勢吻合，惟模擬值普遍偏低，模式考慮張力裂縫影響之差異程度約在 1.98~5.39 cm 之間；未考慮張力裂縫影響之差異程度約在 4.55~8.87 cm 之間。

(2) 岸壁坡度對岸壁穩定之影響

依據案例 S1、Base case 及 S2 之試驗條件模擬不同岸壁坡度對岸壁穩定之影響，在相同河道水位下降速度 $V=0.058$ cm/sec 與初始河道水位 $H_0=40$ cm 條件下，岸壁坡度分別為 60° 、 70° 及 80° ，改變不同岸壁幾何條件進行模擬，不同岸壁坡度之模擬 FS 時變過程圖如圖 5.6 所示。由圖 5.6 可知，當岸壁坡度為 80° 時，岸壁初始 FS 為最小，其 FS 值為 1.1，主要原因在於坡度愈大，飽和土體區域之上舉力愈大，導致 FS 降低，FS 隨河道水位下降而減小，當 $FS < 1$ 時，意即岸壁發生破壞；另一方面，當岸壁坡度愈大時，土體穩定性降低，發生破壞的時間會愈早，此模擬結果趨勢與試驗結果吻合。依據表 5.1 進一步比對不同岸壁坡度之岸壁發生破壞時河道水位模擬值與試驗值，如圖 5.7 所示。由圖 5.7 可知，模擬結果為當岸壁坡度愈緩時，岸壁破壞時河道水位隨之愈低，符合試驗值趨勢，惟模擬結果之岸壁破壞時河道水位變化幅度較大，差異程度隨岸壁坡度愈緩而增加，當岸壁坡度為 60° 時，模式考慮張力裂縫影響之差異程度為 10.6 cm；未考慮張力裂縫影響之結果為不發生破壞，與試驗結果不相符。

(3) 初始河道水位對岸壁穩定之影響

依據案例 Base case 及 H1 之試驗條件模擬不同初始河道水位對岸壁穩定

之影響，固定岸壁坡度 $\theta=70^\circ$ 與河道水位下降速度 $V=0.058$ cm/sec，初始河道水位分別為 $H_0=40$ cm 及 32 cm，改變不同初始條件進行模擬，不同初始河道水位之模擬 FS 時變過程圖如圖 5.8 所示。由圖 5.8 可知，當初始河道水位為 40cm 時，岸壁初始 FS 為最大，其 FS 值為 1.6，主要原因在於河道水位給予土體之靜水壓力增加，岸壁較為穩定，FS 隨河道水位下降而減小，當 FS<1 時，意即岸壁發生破壞；另一方面，當初始河道水位愈低，飽和土體之上舉力作用力小，岸壁發生破壞的時間愈晚，此模擬結果趨勢與試驗結果吻合。依據表 5.1 進一步比對不同初始河道水位之岸壁發生破壞時河道水位模擬值與試驗值，如圖 5.9 所示。由圖 5.9 可知，模擬結果之岸壁破壞時河道水位隨初始河道水位降低而愈低，與試驗值趨勢吻合，惟模擬值普遍偏低，模式考慮張力裂縫影響之差異程度約在 1.11~1.98 cm 之間，未考慮張力裂縫影響之差異程度約在 4.55~8.67 cm 之間。

由以上分析結果可知，就岸壁 FS 時變過程與破壞時河道水位方面而言，數值模擬結果與試驗值之趨勢相同，惟在破壞時河道水位方面，模擬值相對低於試驗量測值，且有考慮張力裂縫影響之模擬結果較為接近試驗值。Chiang (2011)發展之岸壁崩塌模式並未考量張力裂縫造成岸壁穩定之影響，而經由本研究試驗結果可知，岸壁發生崩塌破壞時，首先於灘地表面產生張力裂縫(見圖 3.18)。因此本研究加入考量張力裂縫對岸壁穩定性之影響，當張力裂縫出現後，岸壁穩定性會大幅下降，加速岸壁發生崩塌破壞，岸壁發生破壞時間相對較早，導致模擬結果之破壞時河道水位較為接近試驗值；另一方面，比對不同河道水位下降速度、岸壁坡度及初始河道水位案例可知，在相同岸壁坡度條件下，模擬值與試驗值差異相近，反之，在不同岸壁坡度條件下，隨著岸壁坡度愈小，破壞時河道水位差異程度愈大。

表 5.1 岸壁破壞時河道水位之模擬值與試驗結果比對

案例	V1	Base	V2	S1	S2	H1
試驗結果(cm)	33.87	32.74	33.22	28.09	34.14	22.37
考慮張力裂縫之 模擬結果(cm)	28.48	30.76	29.93	17.49	37.29	21.26
差異(cm)	5.39	1.98	3.29	10.6	3.15	1.11
未考慮張力裂縫 之模擬結果(cm)	25.00	28.19	27.56	未破壞	33.52	13.70
差異(cm)	8.87	4.55	5.66	-	0.62	8.67

表 5.2 岸壁發生破壞時間之模擬值與試驗結果比對

案例	V1	Base	V2	S1	S2	H1
試驗結果(sec)	152	101	71	180	76	139
考慮張力裂縫之 模擬結果(sec)	302	144	130	356	21	148
差異(sec)	150	43	59	176	55	9
未考慮張力裂縫 之模擬結果(sec)	408	191	164	未破壞	75	264
差異(sec)	256	90	93	-	1	125

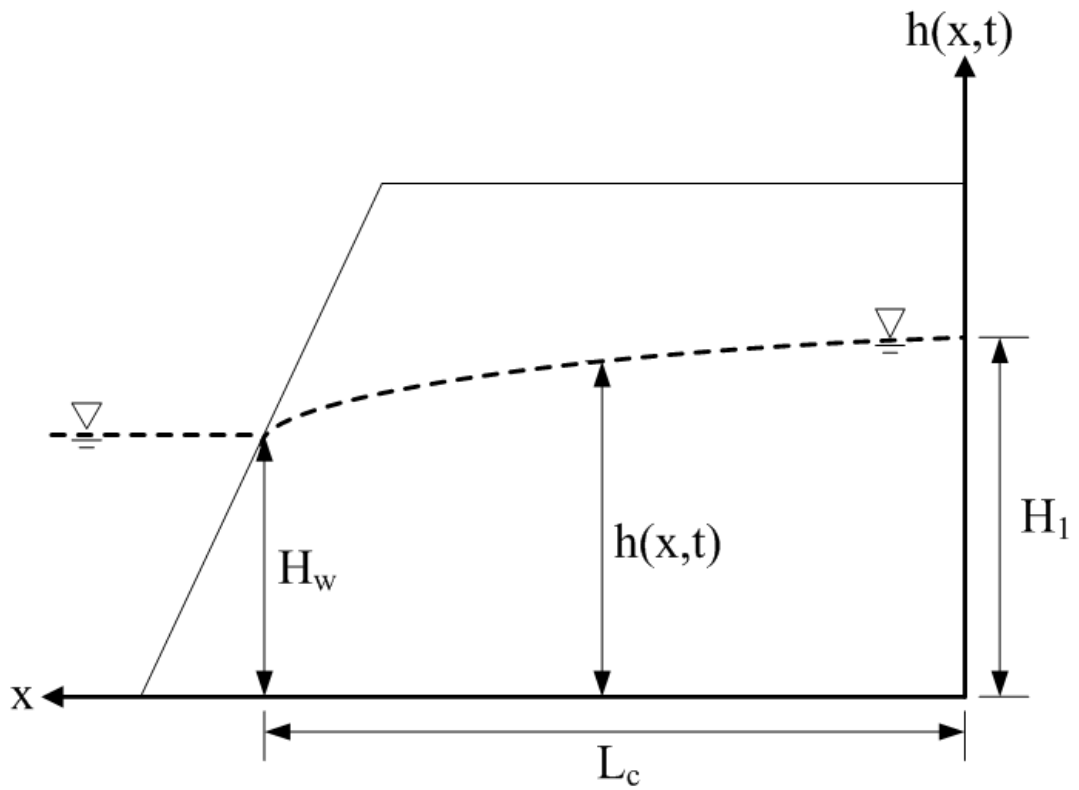


圖 5.1 一維 Boussinesq 方程式邊界示意圖

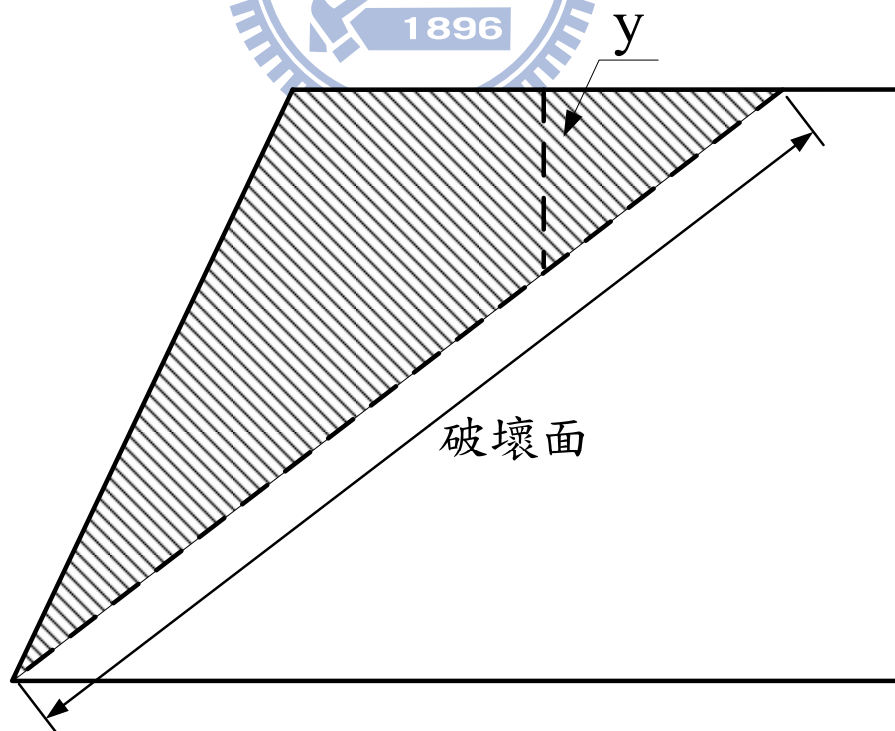


圖 5.2 未考量張力裂縫之破壞面示意圖

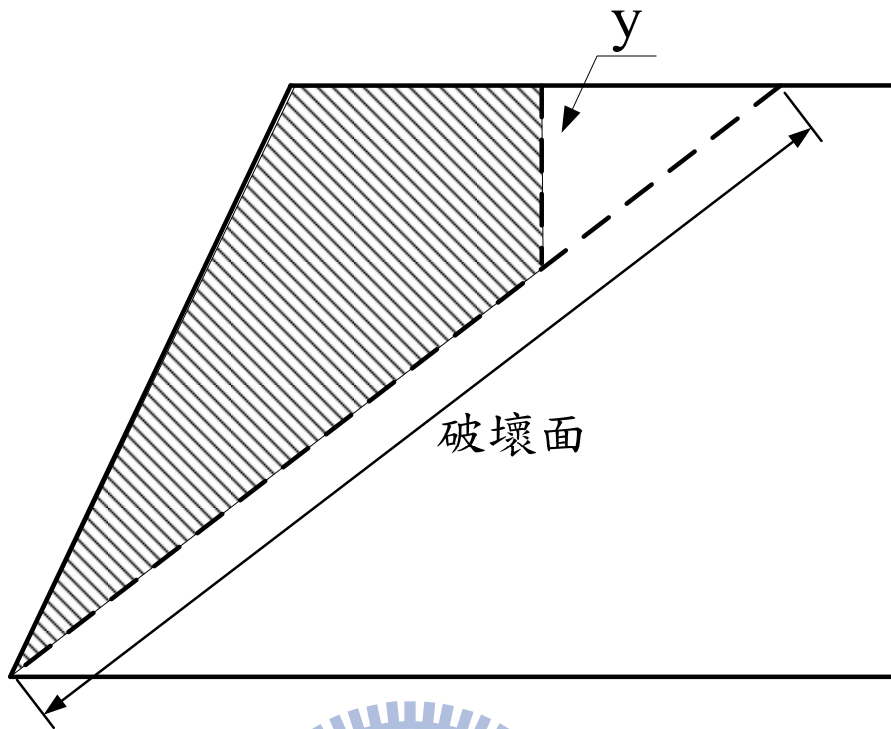


圖 5.3 考量張力裂縫之破壞面示意圖

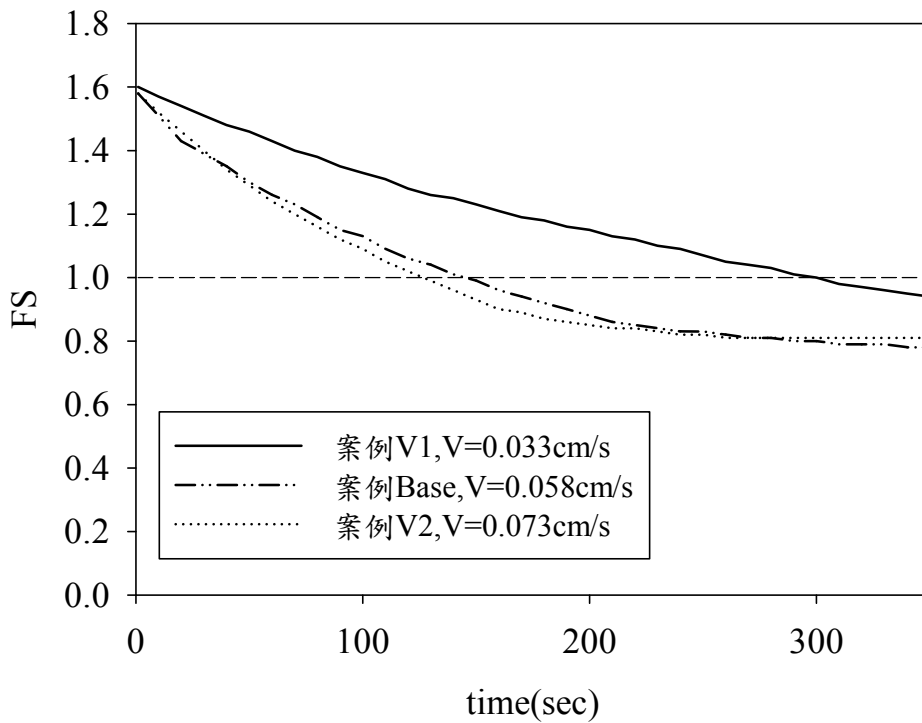


圖 5.4 不同河道水位下降速度之模擬 FS 時變過程圖

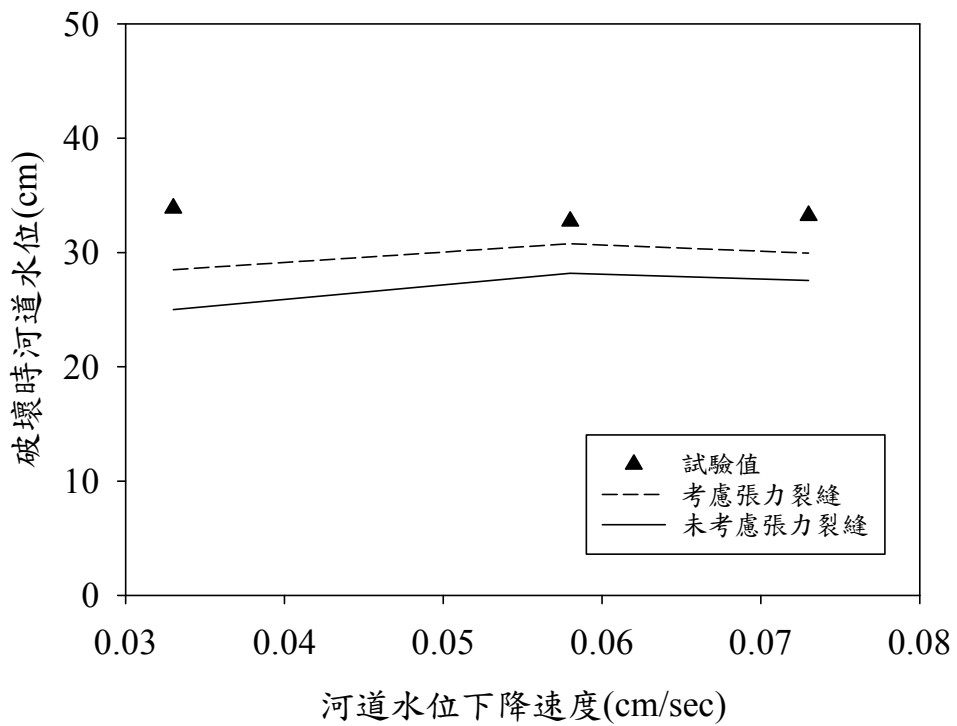


圖 5.5 不同河道水位下降速度之模擬值與試驗值比對

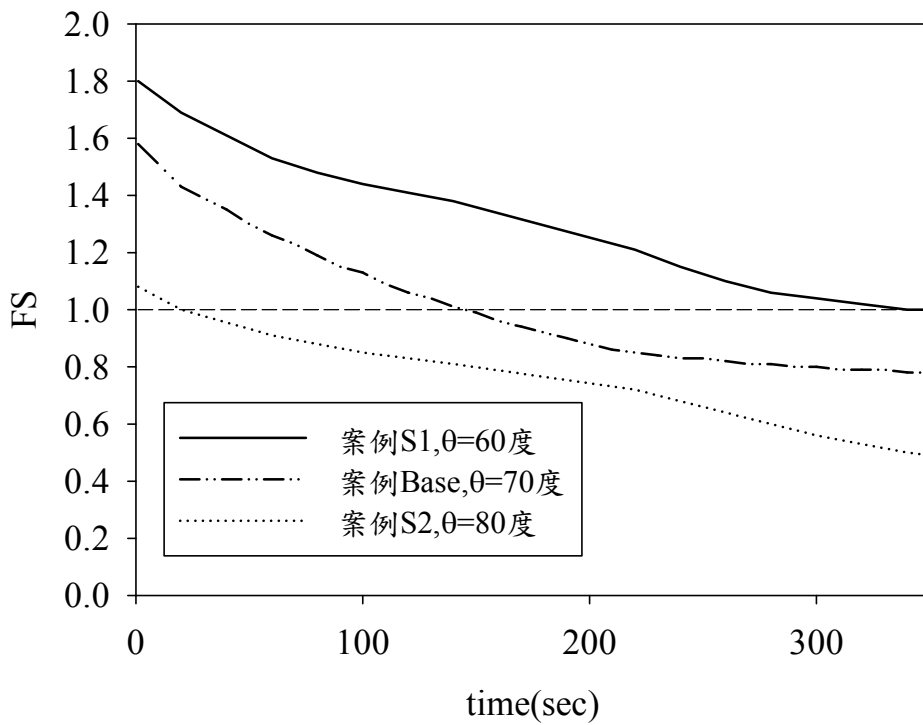


圖 5.6 不同岸壁坡度之模擬 FS 時變過程圖

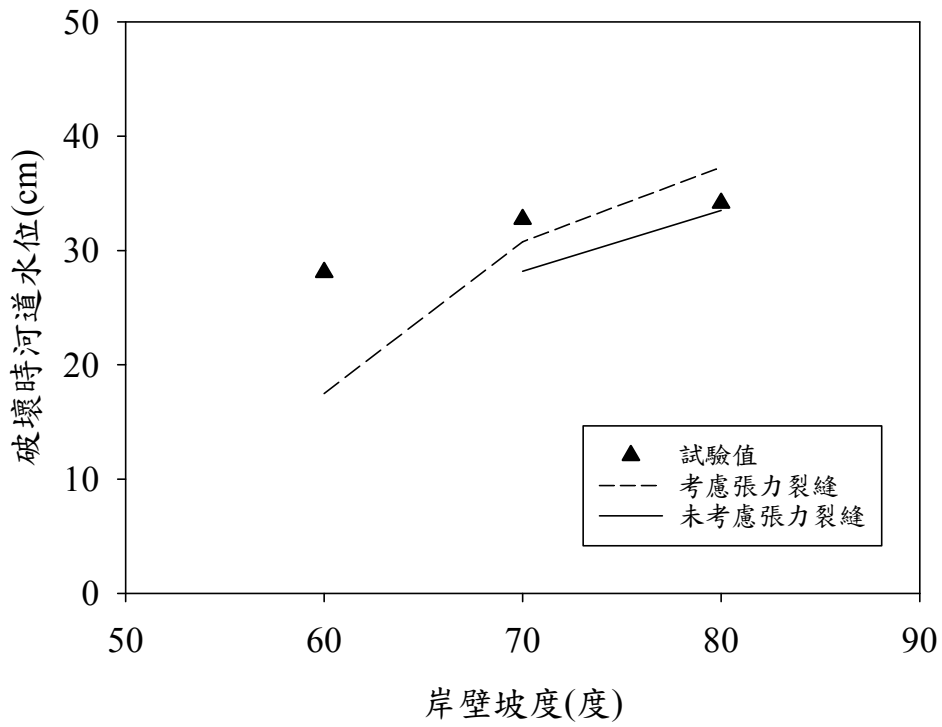


圖 5.7 不同岸壁坡度之模擬值與試驗值比對

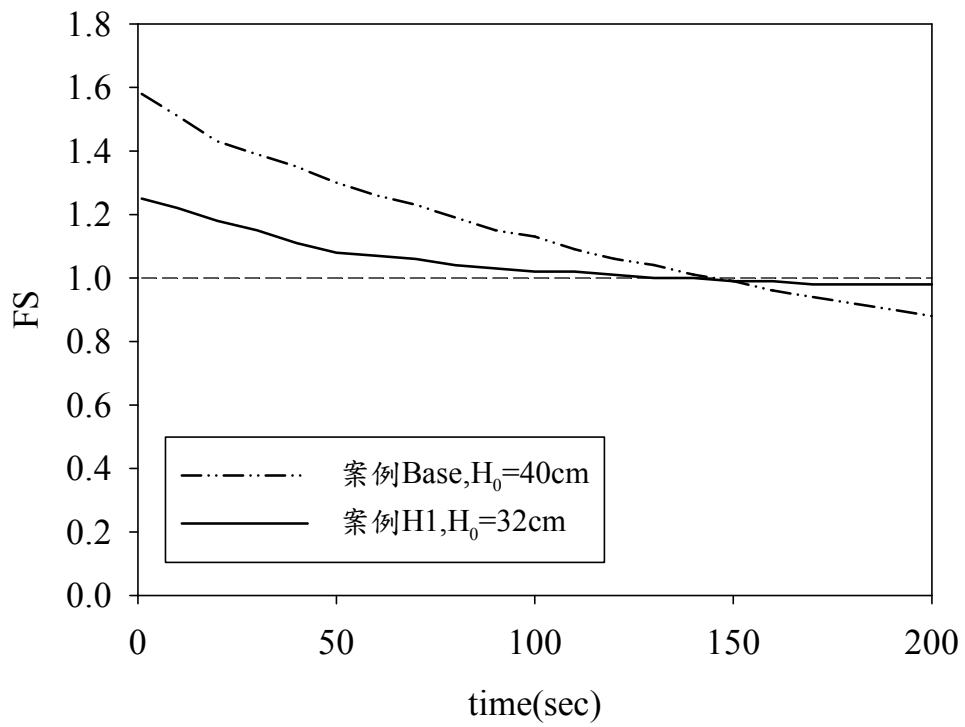


圖 5.8 不同初始河道水位之模擬 FS 時變過程圖

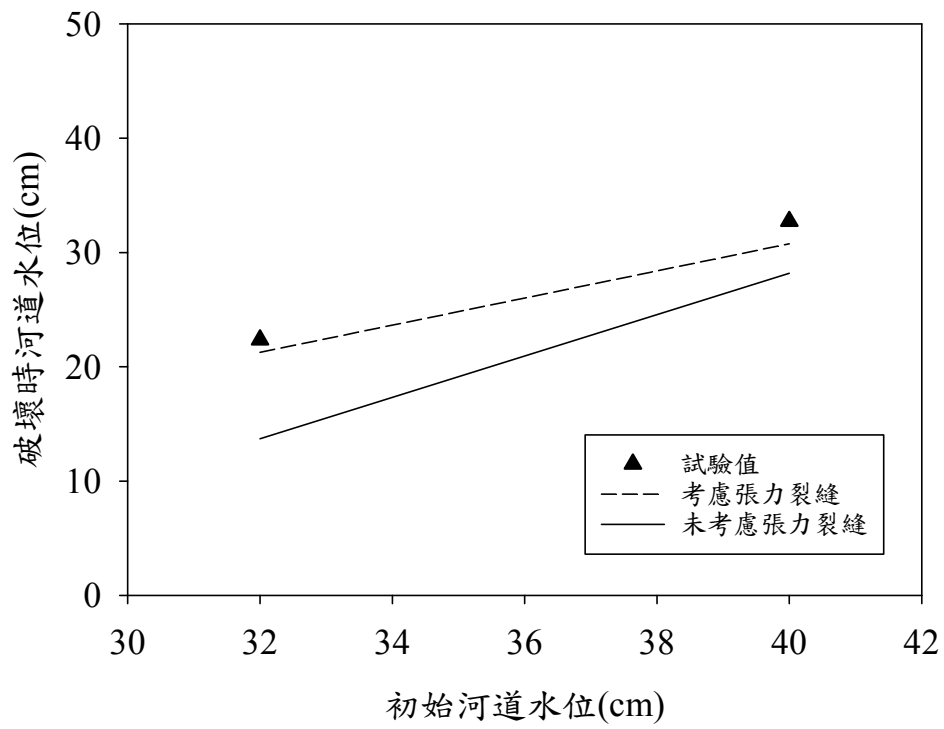


圖 5.9 不同初始河道水位之模擬值與試驗值比對



第六章 結論與建議

6.1 結論

- (1) 由於試驗岸壁土壤性質及幾何形狀相同，岸壁發生崩塌時的破壞面位置約略相同，且破壞時河道水位相近，因此當河道水位下降速度愈快時，岸壁發生破壞的時間會愈早。
- (2) 在相同土壤性質情況下，岸壁坡度愈大時，破壞面以上飽和土體區域愈大，造成作用於岸壁的上舉力愈大，土體穩定性相對降低，故當岸壁坡度愈大時，發生破壞的時間會愈早。
- (3) 在相同土壤性質情況下，初始河道水位愈低時，破壞面以下飽和土體區域愈小，則上舉力作用效果愈小，岸壁較為穩定，則岸壁發生破壞的時間愈晚，若未飽和土體區域遠大於飽和土體區域，岸壁下滑力作用相對不明顯，岸壁不容易發生破壞。
- (4) 本研究採用 Chiang (2011)發展具有考量河道水位與地下水位互制關係的岸壁崩塌模式，進行模擬比對分析，由分析結果可知，數值模擬結果與試驗值之整體趨勢相符，惟模擬值普遍低於試驗值，且岸壁破壞時河道水位受岸壁坡度改變影響較為明顯；加入考量張力裂縫對岸壁穩定性之影響，其模擬結果與試驗值較為吻合。

6.2 建議

- (1) 本試驗使用的岸壁土體鋪設材料隨著高嶺土的添加比例增加，可以使得試驗材料的凝聚力提昇，若要模擬不同土壤性質之試驗材料，可以由混合材料的配比或加入不同粒徑之砂砂，作進一步的討論。
- (2) 本研究所探討之試驗岸壁，屬於均質且岸壁坡度較大之土體，破壞面主要以平面破壞呈現，因此本試驗量測裂縫處至坡趾連線之夾角，可合理反應破壞

面角度，然而岸壁土壤組成為非均質且岸壁坡度較小，則其破壞型態主要為圓弧破壞呈現(Hagerty, 1991)，則須量測整體破壞面形狀變化，以更為符合實際破壞面角度。

- (3) 一般而言，岸壁發生破壞可能因水流沖刷作用造成，本研究尚未考慮近岸水流直接沖蝕岸壁表面土體使坡度變陡，導致岸壁穩定性降低，未來可進一步探討，應更能符合實際情形。



參考文獻

- 劉邦崇(2001)，「以砂箱試驗探討地下水滲流對邊坡崩壞之影響」，國立中興大學水土保持研究所碩士論文。
- 高聖傑(2006)，「光纖光柵壓力計之研發」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文。
- 呂家豪(2007)，「水位變化下河岸邊坡破壞之研究」，華梵大學環境與防災設計研究所碩士論文。
- 藍少村(2008)，「降雨導致淺層邊坡破壞之模型試驗與分析」，國立成功大學土木工程研究所碩士論文。
- 簡士堯(2009)，「低凝聚力材料趾部受侵蝕崩塌滑動模式研究」，國立台灣大學土木工程研究所碩士論文。
- 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研究所碩士論文。
- Bear, J. (1972). *Dynamics of fluids in porous media*, Dover, Mineola, New York.
- Chen, W. F. (1975). *Limit analysis and soil plasticity*, Elsevier Scientific Publishing Co., New York.
- Chiang, S. W., Tsai, T. L., & Yang, J. C. (2011). Conjunction effect of stream water level and groundwater flow for riverbank stability analysis. *Environmental Earth Sciences*, 62(4), 707-715.
- Dapporto, S., Rinaldi, M., & Casagli, N. (2001). Failure mechanisms and pore water pressure conditions: analysis of a riverbank along the Arno River (Central Italy). *Engineering geology*, 61(4), 221-242.
- Dapporto, S., Rinaldi, M., Casagli, N., & Vannocci, P. (2003). Mechanisms of riverbank failure along the Arno River, central Italy. *Earth Surface Processes and Landforms*, 28(12), 1303-1323.
- Darby, S. E. (1996). Development and testing of riverbank-stability analysis. *Journal of hydraulic engineering*, 122, 443.
- Darby, S. E., & Carling, P. (2010). A physically based model to predict hydraulic

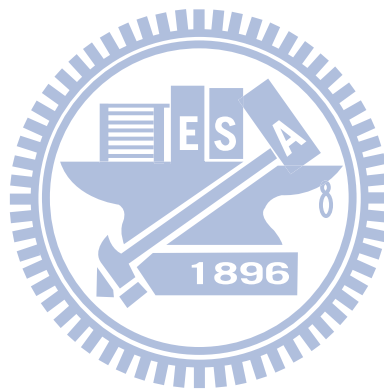
- erosion of fine-grained riverbanks: The role of form roughness in limiting erosion. *Journal of Geophysical Research*, 115, F04003-04020pp.
- Das, B. M. (2006). *Principles of geotechnical engineering*: Thomson Engineering.
- Fredlund, D., Morgenstern, N., & Widger, R. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3), 313-321.
- Hagerty, D. (1991). Piping/sapping erosion. I: Basic considerations. *Journal of hydraulic engineering*, 117(8), 991-1008.
- Harr, M. E. (1962). *Groundwater and seepage*, McGraw-Hill, New York.
- Hoek, E., & Bray, J. (1981). *Rock slope engineering*, Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Huang, Y. H. (1983). *Stability analysis of earth slopes*: Van Nostrand Reinhold, New York.
- Lawler, D., Thorne, C., & Hooke, J. (1997). Bank erosion and instability. *Applied fluvial geomorphology for river engineering and management*, Thorne CR, Hey RD, Newson MD (eds). Wiley: Chichester, 137-172.
- Lohnes, R., & Handy, R. (1968). Slope angles in friable loess. *The Journal of Geology*, 247-258.
- Osman, A. M. (1988). Riverbank stability analysis. I: Theory. *Journal of hydraulic engineering*, 114, 134-150.
- Rinaldi, M., & Casagli, N. (1999). Stability of streambanks formed in partially saturated soils and effects of negative pore water pressures: the Sieve River (Italy). *Geomorphology*, 26(4), 253-277.
- Simon, A., Thomas, R. E., Curini, A., & Shields Jr, F. D. (2002). Case study: channel stability of the Missouri River, eastern Montana. *Journal of hydraulic engineering*, 128, 880-890.
- Spangler, M., & Handy, R. (1973). *Soil Engineering*, Int: Educational Publishers, New York.
- Springer Jr, F. M. (1985). Streambank stability. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111, 624-640.
- Stypula, J., & County, K. (1993). *Guidelines for bank stabilization projects in the*

riverine environments of King County: King County Dept. of Public Works, Surface Management Division.

Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of soil mechanics*. John Wiley and Sons, New York, N.Y.

Thorne, C. R. (1981). Stream Channel Stability. Appendix D. Bank Stability and Bank Material Properties in the Bluffline Streams of Northwest Mississippi: DTIC Document.

Thorne, C. R. (1982). Processes and mechanisms of river bank erosion. in Hey, R. D., Bathurst, J. C. and Thorne, CR (Eds), *Gravel Bed Rivers*. John Wiley & Sons, Chichester, pp. 227-259.



附錄 A 篩分析試驗

(1) 試驗目的：

藉由篩分析所得之結果，可繪出土樣之完整粒徑分佈圖，進而利用分佈圖之結果進行統一土壤分類(USCS)，土壤性質概估等應用。

(2) 適用範圍：

篩分析是應用在土壤顆粒大於 75 μm 的部分，而小於 75 μm 是使用比重計分析。

(3) 試驗器材：

1. 烘箱：能保持 110 ± 5 $^{\circ}\text{C}$ 之自動示溫裝置，用以烘乾試樣。
2. 搖篩機，如圖 A.1 所示。
3. 一系列之標準篩、蓋與底盤，如圖 A.2 所示。
4. 電子秤：精度為 0.1 g。
5. 鋼刷及毛刷。

(4) 試驗步驟：

1. 選擇合適的篩號，最頂部的篩號網格應略大於最大之顆粒，使安排最大顆粒落於頂部，最小落於底部。本試驗採用 #40、#50、#70、#100、#140、#200 標準篩，共計 6 個。
2. 將各標準篩及底盤秤重記錄。
3. 將土樣置於烘箱烘乾後，量取土樣約 800~1000 g，倒入篩組中。
4. 將篩組置於搖篩機中搖盪約 5~10 min。
5. 將各篩取下後以刷子清出各篩中之土樣，分別秤其停留在各篩中之重量。



圖 A.1 搖篩機相片



圖 A.2 標準篩相片

附錄 B 直接剪力試驗

(1) 試驗目的：

量測土壤的不排水剪力強度、內摩擦角、凝聚力及受剪時體積變化情形。

(2) 試驗器具

1. 直接剪力試驗儀(如圖 B.1)：剪力盒，如圖 B.2 所示；垂直載重裝置；剪力裝置；計力環；測微計：量測試體之側向位移及垂直位移；呆重(鐵塊)；夾土板；透水石。
2. 截土環：不銹鋼質，一端為鋒利之刀口。
3. 土樣修整器(含刮刀、金屬線鋸等)。
4. 電子秤。
5. 其他：毛刷；手套；計時器；溫度計等。

(3) 試樣準備：

1. 利用薄管取樣試體。
2. 將土樣輕推進截土環內。
3. 取下截土環，以土樣修土器修整土樣。

(4) 試驗步驟：

1. 將剪力盒之上下盒接觸面塗以極薄之潤滑油，以插梢螺絲將上下盒框固定成一體。
2. 將下盒墊板、下透水石、濾紙與下夾土板依序放入下盒框內，夾土板牙紋方向須與剪力方向垂直。
3. 將加壓頂座放在土樣上，兩手抓住截土環，以拇指推頂座，將土樣推入剪力盒中。
4. 將平衡槓桿與加壓架調整，使加壓架與加壓頂座接觸，但無載重產生，安置水平及垂直變位測微計，並設定零點。
5. 決定所欲剪動之速率，調整剪力機器之齒輪箱齒輪及檔數，並稍微推動剪

- 力盒使與計力環接觸。
6. 開動剪力機使剪力機推進棒，與剪力盒接觸定位。
 7. 將產生垂直應力之呆重，施放於加壓架之吊架上。垂直載重施加後，即可準備施加剪力。
 8. 移除原先固定上下剪力盒框之插梢螺絲；並調整上剪力盒框之頂起螺絲，使上下剪力盒框分開間隔約 0.25 mm。
 9. 開動剪力機，記錄一定間隔時間之計力環讀數，直至試體破壞，或剪力不再變化，或試體達到相當於初始土樣直徑之 10 % 剪力變形時停止剪力馬達運作。
 10. 重複步驟 1 至 9，至少使用 3 個不同試體以 3 個不同之正向應力，完成剪力試驗為止。

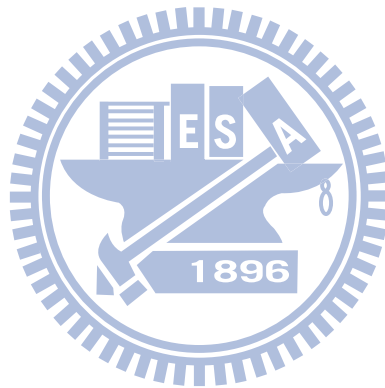




圖 B.1 直接剪力試驗儀相片

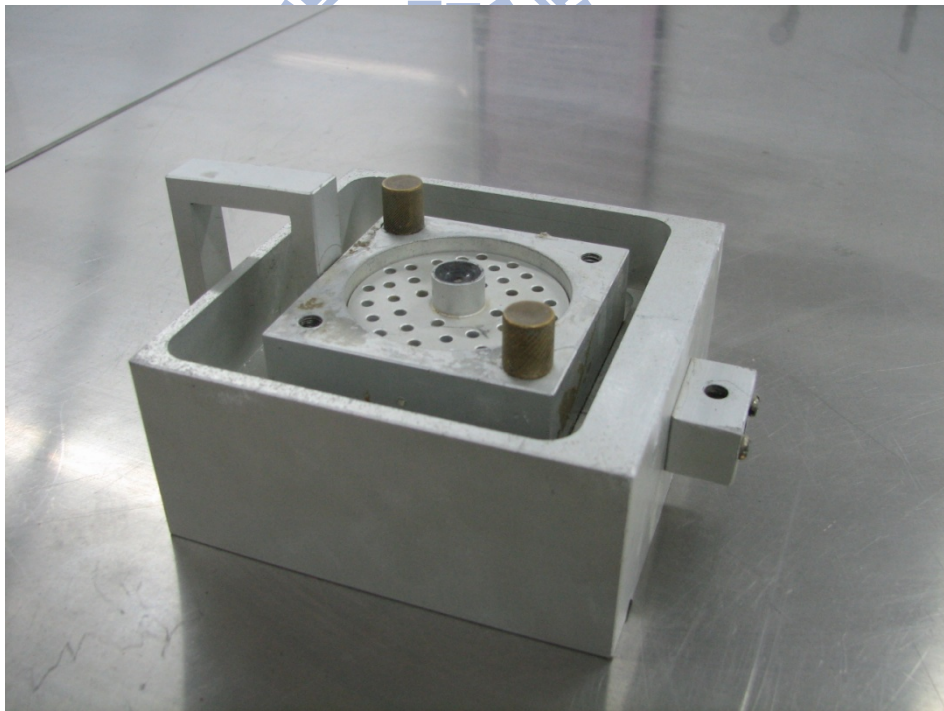


圖 B.2 剪力盒相片

附錄 C 定水頭滲透性試驗

(1) 試驗目的：

應用達西定理(Darcy's Law)，求取土壤之水力傳導係數。

(2) 試驗儀器：

1. 定壓力之水量供給設備，如圖 C.1 所示。
2. 滲透室(permeameter cell)，如圖 C.2 所示。
3. 透水石。
4. 凡士林。
5. 其它：漏斗；量杯；碼錶；直徑 2 mm~4 mm 之橡皮管；蒸發皿。

(3) 試驗步驟：

1. 量測滲透室內徑與兩壓力計間之距離。
2. 量測量筒乾重。
3. 清除室體底部，置一透水石於底部。並且在底部外圍塗上凡士林預防漏水。
4. 量測砂土加蒸發皿重量。
5. 利用漏斗將乾砂均勻至入室體中，且於其上另置一透水石，每兩公分夯實一次。
6. 量測剩餘砂土加蒸發皿重。
7. 將滲透室之透明管線連接固定壓力之水槽。
8. 打開進水閥並製造一緩和通過試體之水流，使試體內之氣泡完全消失，而達飽和之程度，再量測試體之高度，並且量測水頭差。
9. 調整出水閥，使水之流量達於適當，並收集由出水閥流出之水量與量測水溫，同時記錄時間。
10. 以不同洩降之水頭重複上述步驟，計算每一試驗相對應之水力傳導係數。



圖 C.1 定壓力之水量供給設備相片

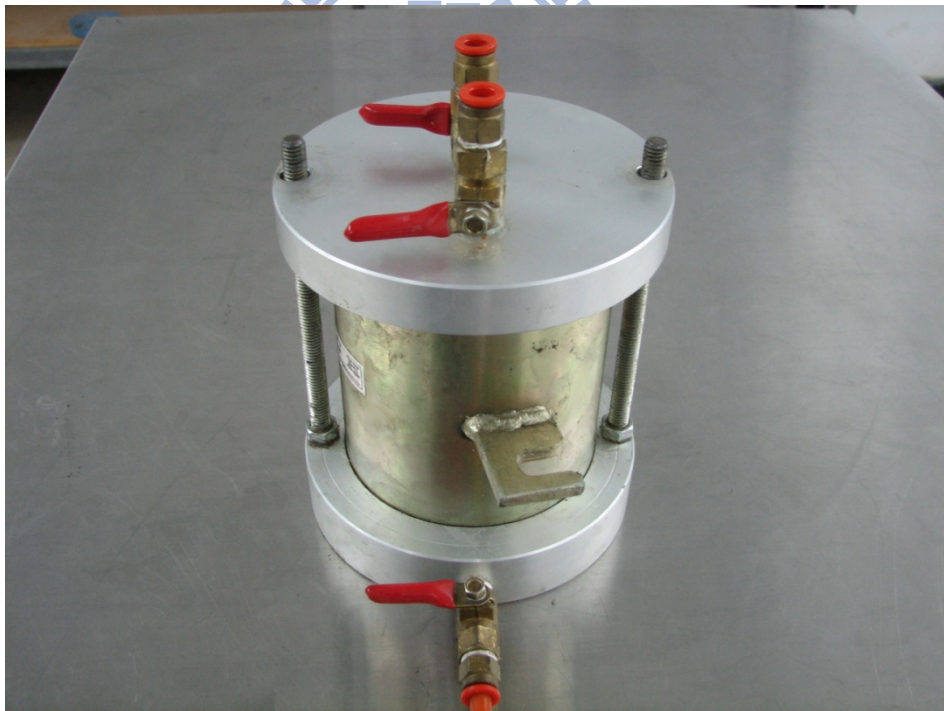


圖 C.2 滲透室相片