

南華大學科技學院永續綠色科技碩士學位學程

碩士論文

Master Program of Green Technology for Sustainability

College of Science and Technology

Nanhua University

Master Thesis

梨山地滑地臨界地下水位及滲流長度

Critical Groundwater Level and Seepage Length of

Landslide in Li-Shan

廖玉萍

Yu-Ping Liao

指導教授：洪耀明 博士

Advisor: Yao-Ming Hong, Ph.D.

中華民國 109 年 6 月

June 2020

# 南華大學

永續綠色科技碩士學位學程

碩士學位論文

梨山地滑地臨界地下水位及滲流長度

Critical Groundwater Level and Seepage Length of

Landslide in Li-Shan

研究生：廖玉萍

經考試合格特此證明

口試委員：林添益

林文賜

洪耀明

指導教授：洪耀明

系主任(所長)：洪耀明

口試日期：中華民國 109 年 6 月 21 日

## 誌謝

高職畢業後即進入職場，在歷經工程磨練的同時深感專業不足；爰發奮先修習二專後再考進臺北科技大學土木系完成學士學業。本以為據此應可勝任目前職務，惟隨著時日遞移，卻更覺學海無涯。遂在洪永峰強力推薦下共同就讀碩士班，在此特別感謝 洪耀明博士，得益於其細心教導及無私的傾囊相授，使我在就學期間收穫豐碩。另外，尚得含辛茹苦的母親 許阿葱、貼心懂事的兒女品仔、品瑄、鼎翰的鼓勵，以及同學洪永峰、王景田熱心參與討論並提供協助，深感於心，特此致謝。



## 中文摘要

強降雨會升高山坡地地下水位及產生地下水滲流，導致土壤流失及邊坡滑動。本研究驗證洪耀明(2019)所建立之建立深層崩塌臨界地下水位及臨界滲流沖蝕長度理論及計算模式。首先選擇梨山地滑地，透過室內試驗，包括夯實試驗、達西定律之 K 值試驗、壓密排水三軸試驗，獲取理論所需參數，再帶入邊坡破壞理論公式，計算發生崩塌之臨界地下水位及臨界滲流沖蝕長度，並與水土保持局之分析成果比較，發現臨界地下水位預測與實際發生位置相符，滲流沖蝕位置較水土保持局模式估算位置短，可進一步至現場確認。

關鍵詞：深層崩塌、地下水位、滲流長度

## Abstract

Heavy rainfall will increase the groundwater level and induce groundwater seepage erosion to result in soil loss and landside. This study validates the theory and calculation model established by Hong(2019) to establish the critical groundwater level and critical seepage erosion length of deep-seated landslide. First, Lishan landslide was selected. Through laboratory experiment, including the compaction test, the K value test of Darcy's law, and the triaxial test of compacted drainage, the parameters required by the theory are obtained, and then brought into the theoretical formula of slope failure to calculate the criticality of deep-seated landslide. Groundwater level and critical seepage erosion length are compared with the analysis results of the Bureau of Soil and Water Conservation. Prediction of the critical groundwater level is consistent with the actual location. The seepage erosion position is shorter than the estimated position of the model of the Soil and Water Conservation Bureau, which can be further confirmed on site.

**Keywords: Deep-seated landslide, groundwater level, seepage erosion length**

# 目錄

誌謝 .....	I
中文摘要 .....	II
ABSTRACT .....	III
目錄 .....	IV
圖目錄 .....	VII
表目錄 .....	VIII
<b>第一章 前言 .....</b>	<b>1</b>
1.1 研究動機 .....	1
1.2 研究目的 .....	1
1.3 研究架構 .....	2
<b>第二章 文獻回顧 .....</b>	<b>4</b>
2.1 無限邊坡破壞 .....	5
2.1.1 淺層崩塌 .....	5
2.1.2 深層崩塌 .....	6
2.2 滲流破壞 .....	10
2.3 崩塌地臨界地下水位及流線長度理論推估與計算 .....	11
2.3.1 無限邊坡破壞理論 .....	11
2.3.2 滲流破壞理論 .....	13
2.3.3 臨界流線長度推估 .....	14
2.4 滲流破壞臨界值實驗 .....	14

2.4.1 夯實試驗 .....	15
2.4.2 回填濾料對於防止堤壩管湧之試驗與理論 .....	15
<b>第三章 試驗規劃與設計 .....</b>	<b>17</b>
3.1 現場資料調查 .....	17
3.2 夯實試驗 .....	18
3.2.1 原理與儀器 .....	18
3.2.2 儀器 .....	19
3.2.3 試驗步驟 .....	19
3.3 變水頭滲透試驗 .....	20
3.3.1 試驗目的與公式 .....	20
3.3.2 試驗儀器 .....	20
3.4 壓密排水三軸試驗 .....	22
3.4.1 試驗目的 .....	22
3.4.2 試驗步驟 .....	22
<b>第四章 結果與討論 .....</b>	<b>24</b>
4.1 試驗參數 .....	24
4.1.1 篩分析試驗 .....	24
4.1.2 夯實試驗 .....	25
4.1.3 滲透試驗 .....	27
4.1.4 臨界滲流速度 .....	27
4.2 臨界地下水位及流線長度預測 .....	31
4.2.1 松茂地區破壞面分析 .....	31
4.2.2 臨界地下水位及流線長度 .....	33

第五章 結論與建議.....	34
5.1 結論.....	34
5.2 建議.....	35
參考文獻 .....	36





## 圖目錄

圖1.1 本研究架構 .....	3
圖2.1 深層崩塌各地形特徵示意圖 .....	7
圖2.2 管湧導致邊坡破壞之過程 .....	11
圖2.3 影響無限邊坡滑動之因子圖 .....	12
圖3.1 松茂地區位置與說明 .....	18
圖3.2 試驗用土壤 .....	20
圖3.3 變水頭滲透試驗之流程圖 .....	21
圖3.4 三軸試驗示意圖 .....	23
圖4.1 現地土壤粒徑分析結果 .....	24
圖4.2 現地土壤最大乾密度 .....	26
圖4.3 壓力變化與排水量變化 .....	29
圖4.4 排水及排砂體積隨時間之變化量 .....	30
圖4.5 松茂地區 S-1自動監測站邊坡剖面位置圖 .....	32

## 表目錄

表2.1 航照判釋山崩基準表 .....	7
表4.1 現地篩分析結果 .....	25
表4.2 現地土壤最佳乾密度計算表 .....	25
表4.3 現地土壤最佳含水量計算表 .....	26
表4.4 現地土壤滲透試驗 .....	27
表4.5 臨界流壓力計算 .....	28
表4.6 排水量與泥砂量變化 .....	29
表4.7 農委會水土保持局崩塌分析資料 .....	31



# 第一章 前言

## 1.1 研究動機

台灣地區四面環海，75%面積屬於山坡地地形，由於全球暖化造成極端氣候，雖然年總降雨量不變，但是降雨次數變少，使得極端降雨次數增加，坡地地下水位急遽上升導致水壓過大，使得邊坡下滑力增加，導致崩塌可能性增加；台灣又恰巧亦位於梅雨前線及西太平洋颱風路徑之上，每年5、6月間常有異常梅雨，7到9月間或強風豪雨，形成山高水急坡陡流急的特性，極易發生地滑、山崩、土石流等天然災害。

1990年4月中旬因連續降雨，造成梨山地區大規模地層滑動災害，致使中橫公路宜蘭支線梨山公路局車站下方產生邊坡滑動，嚴重的路基坍塌造成道路交通全面中斷，坍塌地上緣之梨山賓館設施嚴重損壞，而梨山國民旅社亦因此全毀，其他公共設施如臺汽梨山車站也因受到地滑災害影響，而受到不同程度的破壞。

## 1.2 研究目的

由於梨山地滑區係屬易匯集地表逕流之凹谷地形，使得降雨可直接由地表或裂隙滲入地下，沿著滑落崖陡坡或滑動體頭部裂隙發達處匯入，加注至本區地下水，降低了土體有效應力，破壞了邊坡之穩定性，因此降雨與地下水為梨山滑動之最大誘因。期冀能藉由本研究獲取梨山地滑地之臨界地下水位與滲流長度，並與水土保持局之分析成果比較，以達預防的工作的確實，能料敵機先，消弭於無形，保障人

民生命與財產、落實國土保安的政策及更宏觀的國土永續發展及國土保安復育政策有更積極的作為而非僅是從事善後工作。

### 1.3 研究架構

依研究重點將本文分成五章，如圖 1-1 所示，各章內容簡述如下：

本研究架構如下，一是前言，關於滲流導致邊坡或堤防破壞，二是文獻回顧，三是研究方法，四是針對本研究提出結果與討論，最後五為本研究結論與建議。依此研究重點將本文分成五章，各章內容簡述如下。

第一章為前言，說明研究動機及研究目的，並概述論文架構。

第二章為文獻回顧，收集國內外文獻，內容包括無限邊坡破壞、滲流破壞、崩塌地臨界地下水位及流線長度理論推估與計算、滲流破壞臨界值計算。

第三章為研究方法，內容包括試驗規劃與設計、夯實試驗、變水頭滲透試驗、壓密排水三軸試驗。

第四章為結果與討論，內容包括理論公式參數試驗結果、邊坡破壞理論值計算及綜合討論。

第五章為結論與建議，主要將上述各章之結果綜合歸納，並提出未來可以繼續研究之方向。

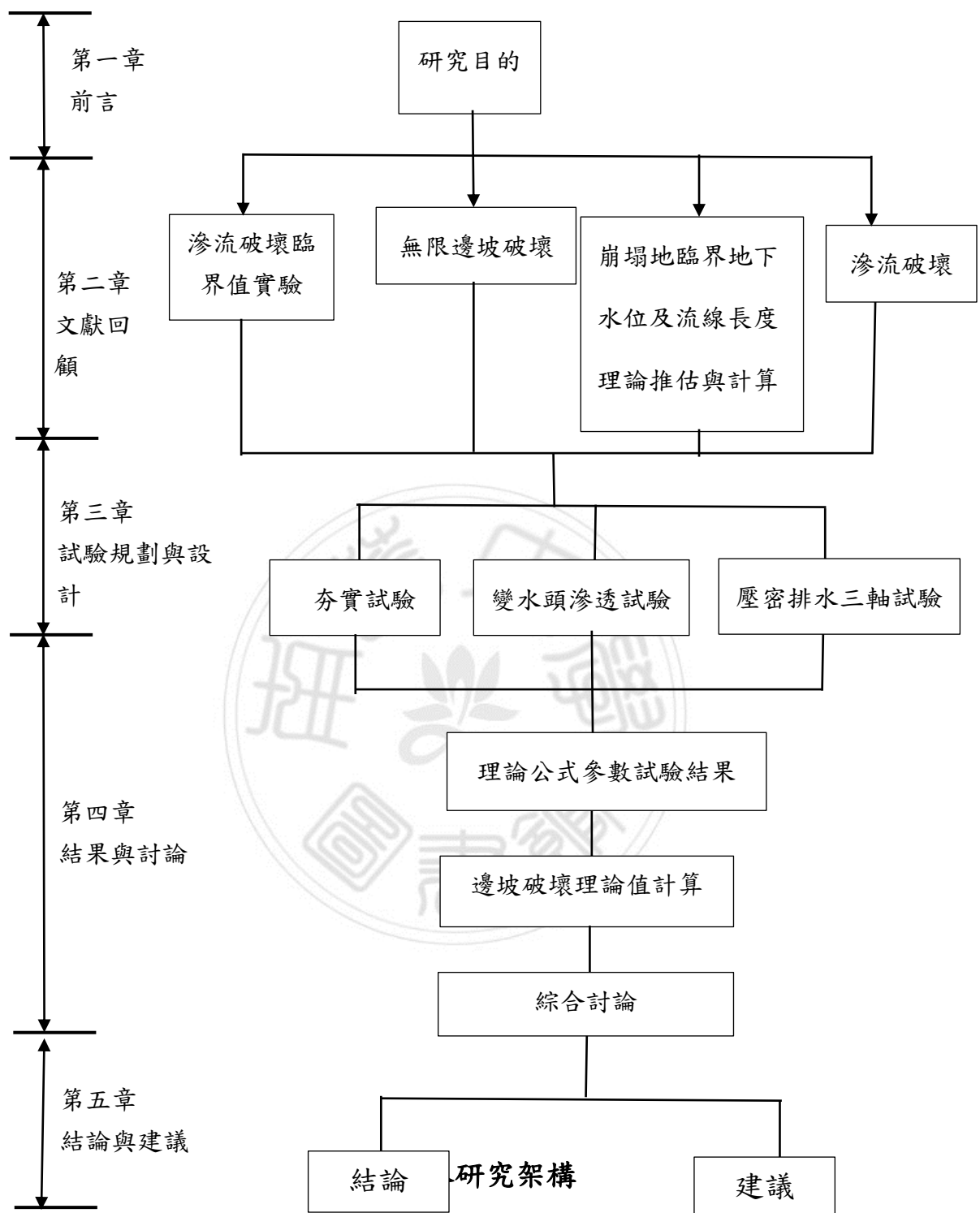


圖 1.1 本研究架構

## 第二章 文獻回顧

為防止邊坡破壞，常見方法是降低地下水位，如梨山地滑地及霧社水庫下游崩塌地，均透過設置排水廊道，於洪水期間將地下水快速排出以降低地下水位，可視排水廊道為人工之管湧通道，排地下水以增加臨界剪應力，而天然管湧會將細顆粒泥砂排出，且無有效支撐管湧通道之結構，導致邊坡破壞；而人工設置之排水道，並不會排出泥砂，且有有效支撐管道之設施，為邊坡安定之功臣；因此降低水力坡降為避免邊坡產生管湧破壞之辦法。自然邊坡崩塌之後，會形成一處堆積土體，此時若持續下雨，使得土體含水量增加，地下水位上升，會使得土體再次滑動，形成土石流。

土石壩管湧部分，除了會降低水位之外，由於土石壩為人工構造物，尚可藉由加上濾料層，防止細濾料被帶走而形成管湧，所以回填濾料之設計，實為土石壩防治管湧破壞之方法。

因此，不論天然的崩塌地及土石流，或人造的土石壩，滲流破壞均為崩塌之重要因素，值得在理論、數值及實驗上，進行深入研究，且研究主題橫跨水利及大地工程兩領域。依據四方向，分說明如下：

## 2.1 無限邊坡破壞

滲流可定義為水從不飽和土壤表面的小缺口和孔隙緩慢地流向地表或地下水體；或是水從地表或地下水體通過土壤表面的小缺口和孔隙緩慢地流向不飽和土壤，此一流動過程，輕者造成泥沙隨孔隙流出，嚴重者造成崩塌；若從廣義的滲流破壞，則包括邊坡崩塌、鬆軟土體之移動兩大類，過去有許多學者對於滲流造成之破壞。邊坡崩塌若以深度區分，可概分為淺層崩塌及深層崩塌，說明如下：

### 2.1.1 淺層崩塌

淺層滑動型山崩之定量潛感分析最常見之分析法為無限邊坡理論，介紹如下：當邊坡之臨界破壞機制為淺層滑動，地下水滲流方向跟坡面平行孔隙水壓一般指非飽和含水層土壤孔隙之水壓力，而地下水位則泛指飽和含水層水位。降雨落至地面後，入滲至地表下，導致孔隙中充滿水，使孔隙水壓升高，土體之內磨擦角降低，容易引起淺層土壤之崩塌；且孔隙水之下降將引致地下水位上升造成深層崩塌，兩者之關係密切，說明如下。

孔隙水壓(pore water pressure)之推估一直是邊坡穩定分析中一個重要的因子，例如早期 Hilf(1948)透過一維局限壓力試驗，估算土石壩之孔隙水壓，並結合 Henry's 公式及 Boyle's 公式，推算適合於無排水狀況下之孔隙水壓力計算公式。較近期 Rinaldi et al. (2004)採用了一系列的張力及壓力計量測四年河堤，以了解孔隙水壓在洪流期間壓力變化及河堤穩定性，並使用有限元素滲流分析，進行孔隙水壓推估，並透過實際孔隙水壓修正。而邱芝帆(2006)以三種不同孔隙水壓

推估方法，計算紅葉坪地區崩積層與岩盤交界面之孔隙水壓分布，此三種方法包括 (1)經現地監測孔隙水壓資料校正之邊坡地下水流有限差分數值模式；(2)水壓監測之孔隙水壓比平均值；(3)假設滑動面上總水頭為線性分布。

藍少村(2008)進行降雨導致淺層邊坡破壞之模型試驗與分析研究，以探討邊坡在豪雨中之破壞機制、土砂流出特性及降雨強度改變所造成之影響，發現沿著斜坡與不透水層介面的滲流是引起後退式淺層崩壞的主要原因。Huang and Yuin (2010) 透過試驗找出淺層邊坡破壞之臨界降雨量。

### 2.1.2 深層崩塌

有關深層崩塌之定義世界各國有不同看法。

日本對於深層崩塌之定義，為崩塌深度超過3 公尺以上且發生於岩體（岩盤）之山崩，即認定為深層崩塌；而歐美地區則多定義於地表下深度超過2 公尺以上之山崩類型。然而，台灣山區地質脆弱，加以造山運動頻繁，導致山區岩坡風化速率較快、土壤厚度甚深，故以崩塌深度3 公尺以上定義為深層崩塌有不合適之處。

根據經濟部中央地質調查所對於深層崩塌之定義，其深層崩塌之滑移面位於地表下5 公尺至10 公尺以上，且具備顯著之高陡崩崖及坡趾處較顯著的堆積區為其最重要的地形特徵。因此本文採用滑移面達5 公尺至10 公尺以上深度之基準，作為區分深層崩塌與淺層崩塌之分界。

Soeters 與 Van Western 在1996 年曾提出各山崩類型判釋之準則，其方法乃根據影像內崩塌地呈現之地貌特徵、植生及排水狀況等作為



航照判釋基準 (Soeters and Van Western, 1996)，並可區分淺層崩塌及深層崩塌等型態 (表2.1及圖2.1)。

表 2.1 航照判釋山崩基準表

山崩類別	航照影像山崩地形特徵、植生及排水狀況之判釋基準	
落石	地形特徵	一般坡度超過 45 度以上，其岩坡上常見裸露岩盤，亦可見到岩壁或自由面連接約 20-30 度之岩坡
	植生狀況	沿落石路徑常見線狀植生痕跡分布，且沿坡上植生密度極低
	排水狀況	無具體之特徵
岩崩	地形特徵	其崩塌面多具平面之特徵，崩塌體深度[D]/長度[L] $<0.1$
	植生狀況	其源頭區與運動路徑裸露，且崩塌體與週緣植生聚明顯之差異
	排水狀況	雜亂或樹枝狀水痕常見於崩塌邊緣，且水痕常於趾部偏轉或終止
岩體滑落	地形特徵	於地形上常見反凸狀之特徵，其邊界亦有明顯之雙溝同源特徵，具半月型冠部，圓丘狀推機等特徵，其崩塌體深度[D]/長度[L]在 0.3-0.1 範圍內，一般坡度分布在 20-40 度之間
	植生狀況	崩塌體與邊界外植生分布相比具明顯之擾動跡象，但與其他崩塌型態相比，深度崩塌之堆機體上植生密度相對較高
	排水狀況	比較崩塌體與為崩壞之邊坡，常見不良之表面排水，坡體或趾部區位附近

說明：修改自 Soeters and Van Western(1996)

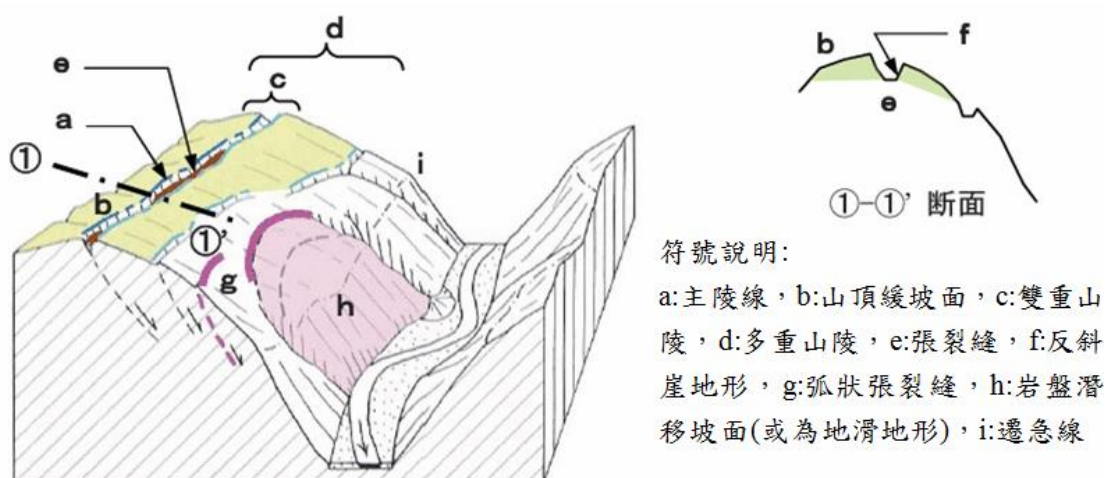


圖 2.1 深層崩塌各地形特徵示意圖

### 說明：修改自日本土木研究所（2008）

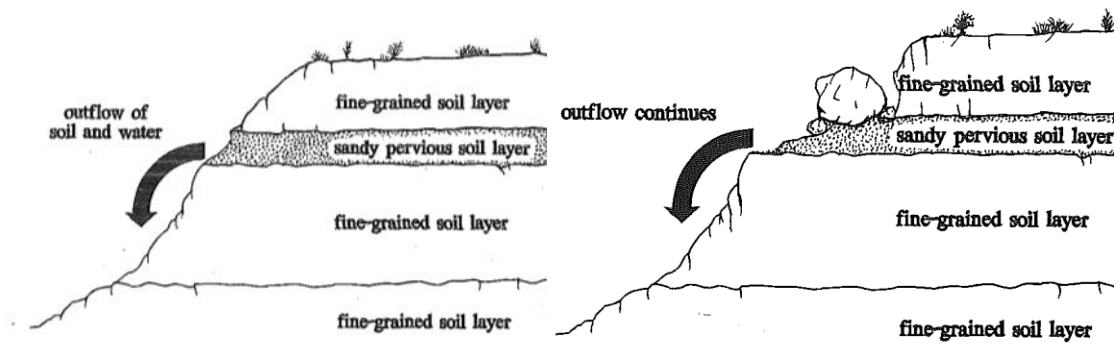
坡地產生崩塌或地滑等土石流動之主要因素係降雨導致地下水位上升及土壤內磨擦角降低，導致土體破壞，例如 Caris & Van Asch (1991) 研究法國 Alps 山區一小塊崩塌地，發現地下水位上升至離地表4公尺時就有可能發生崩塌；Van Asch et al.(1999) 發現深層崩塌(5–20m 深)大部份係因為滑動面地下水位上升產生向上孔隙水壓所導致；Mantovani et al., (2000) 認為崩塌與地下水位突然上升有關；Trigo et al., (2005)及 Ray and Jacobs (2007) 則認為崩塌係因為地下水位上升及土壤剪應力降低。若能藉由長期觀測降雨、地下水位及地滑之關係，或能建立降雨與地下水位關係式，並找出產生山崩、地滑或土石流之危險地下水位。再於獲取即時降雨與地下水位資料之後，預測下一單位小時之地下水位，若地下水位預測值已達到警戒值，則可對相關單位提出警告，達到即時預警的目的。

若依據堆積土層之基本物理性質，以無限邊坡分析為基礎，考慮土層內任意水位之條件下，進而推導出土層破壞公式，為常用來研究土砂災害發生機制之方法。例如 Takahashi(1978)以靜力平衡觀點，分析作用於土層之推移力及土層抵抗力，推導出飽和土層受地表逕流之作用下，將土砂運動區分為土層未破壞區、土砂顆粒個別傳輸區、不完全土石流區及土石流發生區等四種土砂運動情況；游繁結(1987)依據 Takahashi 之理論，加入滲流力理論，推導出在任意水位下，土層破壞之臨界公式；鄭瑞昌、江永哲(1986)考慮土層之凝聚力影響，推導出在任意水位下，土層破壞之臨界公式；黃宏斌 (1993)考慮土層飽和及非飽和之土粒比重，推導出在任意水位下，土層破壞之臨界公式；林炳森等(1993)考慮滲流力作用於土層，推導出在任意水位下，土層

破壞之臨界公式；連惠邦(1997)以水砂混合體中固體顆粒及液相水體間之驅動能量關係，分別建立泥砂體積濃度及溪床坡度兩參數之臨界公式，以作為鑑別礫石型土石流之定量關係式；張守陽(1998)藉由水槽實驗研析不同材料與粒徑組成下土石流發生之現象，經由迴歸分析及因次分析方法，探討逕流類土石流發生機制；陳晉琪(1999)探討土層於局部及全部破壞下，推導出在任意水位下，土層破壞之臨界坡度條件；Tarantino and Bosco (2000)舉出地滑所造成之土石流常發生於短暫延時之大降雨強度下、長延時之小雨，甚至發生於降雨停止後數小時內。Casadei et al. (2003)利用邊坡穩定分析結合水文模式，以建立淺層地滑預警模式，進而預測其坡地災害發生時間與位置，研究中並以加州 Montara Mountains 之1950-1998年所發生歷史坡地災害事件進行預測比對，結果顯示其預測結果與紀錄大致相符。

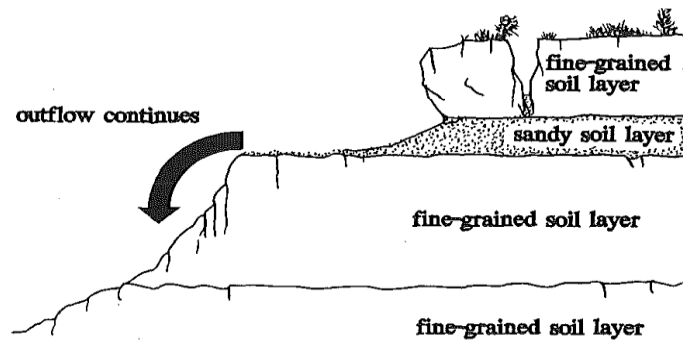
## 2.2 滲流破壞

Hagerty(1991)清楚描述了管湧造成邊坡破壞之過程，他將邊坡破壞分成三個階段如圖2.2，(a)為兩層細顆粒土壤中夾有砂質土，水流從砂質土中滲流，導致局部土壤流失；(b)土壤流失較多之後，上方產生岩塊或土石崩落；(c)土壤大量流失之後，產生更大規模之傾倒或滑動破壞。總而言之，邊坡是否發生管湧，首先取決於土的性質，管湧多發生在砂性土中，其特徵是顆粒大小差別較大，往往缺少某種粒徑，孔隙直徑大且相互連通。無粘性土產生管湧必須具備兩個條件：①幾何條件：土中粗顆粒所構成的孔隙直徑必須大於細顆粒的直徑，這是必要條件，一般均勻係數 $>10$ 的土才會發生管湧；②水力條件：滲流力能夠帶動細顆粒在孔隙間滾動或移動是發生管湧的水力條件，可用管湧的水力梯度來表示。但管湧臨界水力梯度的計算至今尚未成熟。對於重大工程，應儘量由試驗確定。而會產生管湧，則可由能量觀點，也就是水力坡降來考慮，當邊坡或堤壩兩側之水頭有差異時，水將從高處往低處流動，水頭差異越大，則流動速率愈快，若於流動過程中帶走大量泥砂，便會形成管湧破壞。



(a) 滲流導致土壤流失

(b) 上方產生岩塊或土石崩落



(c) 大規模之傾倒或滑動破壞

圖 2.2 管湧導致邊坡破壞之過程

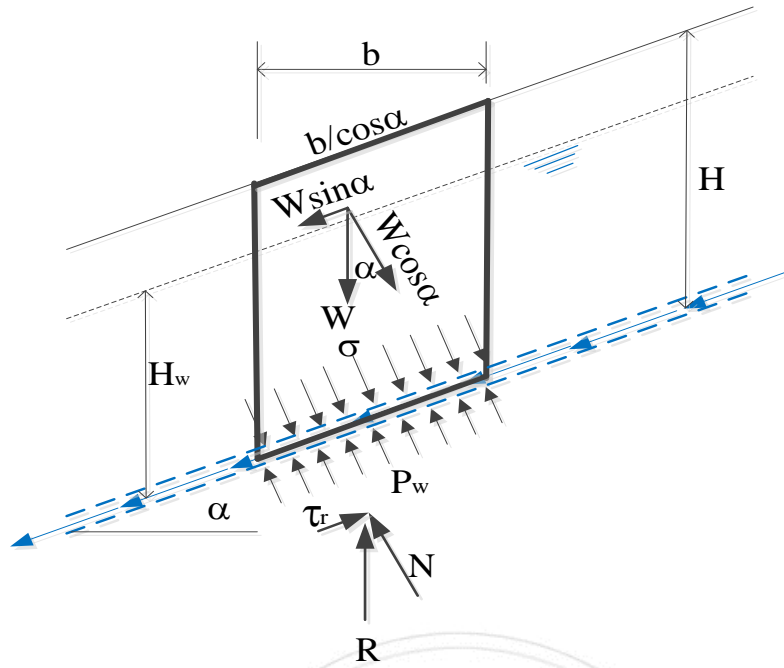
(Hagerty, 1991)

## 2.3 崩塌地臨界地下水位及流線長度理論推估與計算

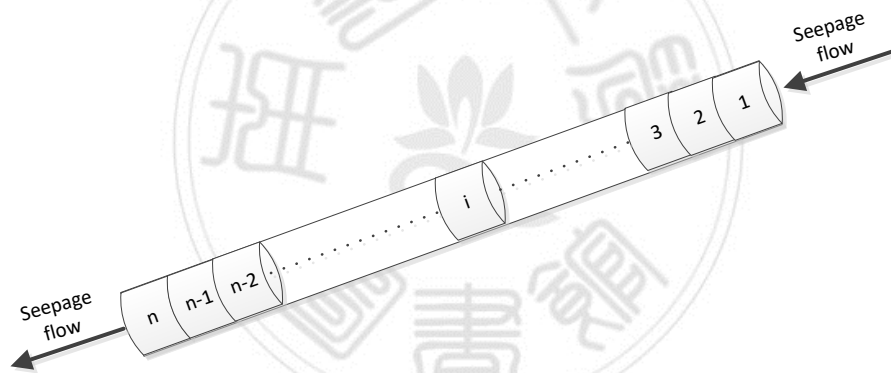
本研究整理洪耀明(2019)之研究成果如下：

### 2.3.1 無限邊坡破壞理論

圖2.3 顯示重力效應、地下水及滲流對於無限邊坡假設條件下，造成滑動之影響因子，推導控制方程式如下



(a)無限邊坡 Seepage erosion occurring in the slip surface



(b)滲流侵蝕

圖 2.3 影響無限邊坡滑動之因子圖

資料來源：洪耀明(2019)

假設土壤及水之重力為影響邊坡穩定之主要因子，當下滑力( $\tau$ )等於阻抗力( $\tau_r$ )時，稱為臨界條件，正向力、上舉例及剪應力之關係如下：

$$\sigma = \frac{W \cos \alpha}{b / \cos \alpha} = \frac{\gamma b H \cos \alpha}{b / \cos \alpha} = \gamma H (\cos \alpha)^2 \quad (1a)$$

$$P_w = \frac{\gamma_w H_w \cos \alpha}{b / \cos \alpha} = r_w H_w (\cos \alpha)^2 \quad (1b)$$

$$\tau = \frac{S}{b / \cos \alpha} = \frac{\gamma b H \sin \alpha}{b / \cos \alpha} = \gamma H \sin \alpha \cos \alpha \quad (1c)$$

式中 $\alpha$ 為滑動面角度； $\gamma$ 為固體單位重； $H$ 為滑動面至地表面高度； $H_w$ 為滑動面至水面高度。抵抗力採用 Mohr-Coulomb 條件，可以歸納如下：

$$\tau_r = c + (\sigma - p_w) \tan \varphi = c + (\gamma H - \gamma_w H_w) (\cos \alpha)^2 \tan \varphi \quad (2)$$

式中  $c$  為土壤內聚力； $\varphi$  為內摩擦角(Corominas et al.

2005)，高地下水位將增加  $p_w$ ，降低  $\tau_r$ ，因而導致地滑，

(2)式可改寫為如下：

$$P_{wc} = \sigma - (\tau - c) / \tan \varphi \quad (3a)$$

$$H_{wc} = (\gamma / \gamma_w) H - (\gamma H \sin \alpha \cos \alpha - c) / (\gamma_w (\cos \alpha)^2 \tan \varphi) \quad (3b)$$

式顯示  $H_{wc}$  為水及固體單位重、抵抗力、破壞面角度及內摩擦角之函數。

### 2.3.2 滲流破壞理論

#### (1)達西定律的理論

流體作用在孔隙介質上的力，亦即土體中的地下水本身的作用力，包括由壓力產生的表面力及重力產生的微體力。此二作用力合稱為推動力(driving forces)因為它們會造成地下水的流動。當地下水在流動時，顆粒會產生抵抗力(Resistance force,  $F$ )，來抵擋其流動。

根據達西定律(Darcy's law)，滲流單寬初始流率  $q_0$  可以表示為

$$q_0 = \frac{K_0}{2\mu} A \left( \frac{\Delta p}{\Delta L} \right) \quad (4)$$

式中  $q_0$ =初始單寬流率； $\mu$ =水黏滯率； $K_0$ =初始絕對滲透特性， $\Delta p / \Delta L$ =壓力梯度；靜水壓力時 $\Delta p = P_w$ ； $\Delta L$ =流線長度。當滲流發生時，細顆粒便沿著滑動面被滲流帶出，假設滲流如圖2.3(b)，Khilar & Fogler (1985) 發展了管湧公式如下：

$$\frac{\Delta P}{\Delta L} = \frac{\tau_c}{2.828} \left(\frac{n_0}{K_0}\right)^{1/2} \rightarrow \Delta L = \frac{\Delta P}{\frac{\tau_c}{2.828} \left(\frac{n_0}{K_0}\right)^{1/2}} = \frac{\gamma_w H_w (\cos \alpha)^2}{\frac{\gamma H \sin \alpha \cos \alpha \left(\frac{n_0}{K_0}\right)^{1/2}}{2.828}} \quad (5)$$

式中 $\tau_c$ =臨界剪應力； $n_0$ = 初始孔隙率；(5)式可以用來決定內部沖刷之抵抗力；

### 2.3.3 臨界流線長度推估

假設靜水壓時 $\Delta p = P_w$ ，式(5)可以改寫為地下水壓門檻值 $p_{wc}$

$$P_{wc} = \frac{\tau_c \Delta L}{2.828} \left(\frac{n_0}{K_0}\right)^{1/2} \quad (6a)$$

將(1b)式帶入(6a)式，臨界地下水位 $H_{wc}$ 可表示如下：

$$H_{wc} = \frac{\tau_c}{2.828 r_w (\cos \alpha)^2} \left(\frac{n_0}{K_0}\right)^{1/2} \quad (6b)$$

式中 $H_{wc}$ 為流線長度、水之比重、臨界剪應力、滑動面角度、初始孔隙率及初始滲透率之函數，(6b)式顯示流線長度增加，例如增加排樁擋土牆，最高地下水位隨之增加；進一步統整(3b)式及(6b)式，可替代臨界地下水位項，推導出臨界流線長度如下

$$\Delta L = (\gamma H (\cos \alpha)^2 - (\gamma H \sin \alpha \cos \alpha - c) / (\tan \varphi)) \times \left(\frac{2.828}{\tau_c}\right) \times \left(\frac{K_0}{n_0}\right)^{1/2} \quad (7)$$

## 2.4 滲流破壞臨界值實驗

本研究以試驗之設計及施作過程來區分，首先是夯實試驗、其次是決定土石壩壩體回填濾料之無沖蝕濾料試驗及滲流破壞試驗。



## 2.4.1 夯實試驗

若每次試驗土體之孔隙率不同，對於滲流導致之破壞亦將有所不同，因此試驗土體須保持一致的孔隙率，也就是一致之夯實度，方能達到相同之試驗結果，因此本研究試驗時，導入普諾特(Proctor)1939提出夯實理論，土壤於不同含水量下，以規定之夯實儀器加以夯實，再繪製含水量 $\omega$ 及乾密度 $r_d$ 之關係曲線，可求出最佳含水量(Optimum Moisture Content, OMC)之最大乾密度 $r_{dmax}$ 。Madejón et. al. (2002) 提出可由顆粒大小和總體密度(bulk density)計算出自由空氣體積(free air space, FAS)，且自由體積與最佳含水量有線性關係。夯實試驗完成後，可以作為試驗時土壤夯實之依據。

## 2.4.2 回填濾料對於防止堤壩管湧之試驗與理論

影響堤壩安全之變數眾多，造成土壩潰壩之原因主要包括壩頂溢流、管湧滲流等；管湧為土石壩內之泥砂流失，並於裂縫處形成透水路徑，造成地下水流路之內部沖蝕，土體內產生滲流；當水力坡降大到足以將土壤中的細顆粒帶出，使得顆粒間的阻力減少，水力坡降增加，再將較大顆粒的土壤帶出，並持續往上游面延伸而形成滲流管道。因此，土石壩經常會在壩體中設置不透水層，以保護土壤減少土壤流失，降低管湧發生之情形；或設置濾料層，防止細顆粒土壤流失造成管湧。

過濾料研究方面，Sherard et al.(1984)建立「臨界過濾料」的概念；U.S. Soil Conservation Service (1986)從1980~1985年進行一系列的試驗而訂出濾料設計規範；洪耀明等(2010)，採用了無沖蝕濾料(No

Erosion Filter, NEF)試驗進行地下水觀測井回填濾料配置；Hong et al. (2013)則認為無沖蝕濾料試驗時，基礎土壤需要達到最佳含水量 (Optimal Moisture Content, OMC) 及最大乾密度 (Maximum Dry Density)，試驗才能夠標準化。滲流研究方面，Sherard and Dunningan (1989)認為水壩核心的過濾料，能阻止在大壩的橫向裂縫侵蝕；鄭文隆及沈茂松(1995)，則認為滲流的土壤中，可能被水流帶離的土粒為介於方體與球體的土團，並依向下滲流與向上滲流等兩種可能的情況進行分析。



## 第三章 試驗規劃與設計

本研究於南華大學進行參數之實驗推估，包括以下三項：(1)以夯實試驗，計算初始孔隙率；(2)滲透係數量測；(3)利用三軸試驗推算內聚力(c)及內摩擦角( $\phi$ )。

### 3.1 現場資料調查

梨山松茂地區位於台7甲線68~70K公里處標高約在1,690公尺左右，公路兩側主要為泰雅族原住民部落，主要聯外道路為台7甲線，往南接梨山，往北可通往宜蘭。由於松茂地區之地形及地質因素影響，每逢地震、颱風及豪大雨期間，常引發地滑、路基崩壞等災害，造成當地居民生命財產之危害，為一處已久存的地滑區。

松茂地滑區地形上位於太保久稜線西側坡面，下邊坡處有大甲溪之曲流通過，地勢由東南向西北遞降，平均坡度 $20^{\circ}\sim 30^{\circ}$ 。地滑區依地形研判，大致以一小山脊分為南北兩區，兩區之下邊坡均位於大甲溪之攻擊凹岸，北區有一明顯老崩塌之馬蹄形陡坡及凸狀台地地形；南區除有一明顯崩塌地，馬蹄形陡坡崖頂位於松茂產業道路邊，凸狀台地地形向下邊坡延伸，並將台7甲線部份路段截斷下移；此一滑動體曾多次滑動，其下方房屋及植物之傾斜情況明顯。

滑動體特性：推測由一個圓弧形滑動面之滑動體所形成，屬風化岩或崩積土層之地滑。滑動區監測範圍與滑動面深度約20公頃，依目前監測結果，最深達地下48公尺，本研究於松茂地區採取土樣進行分析。

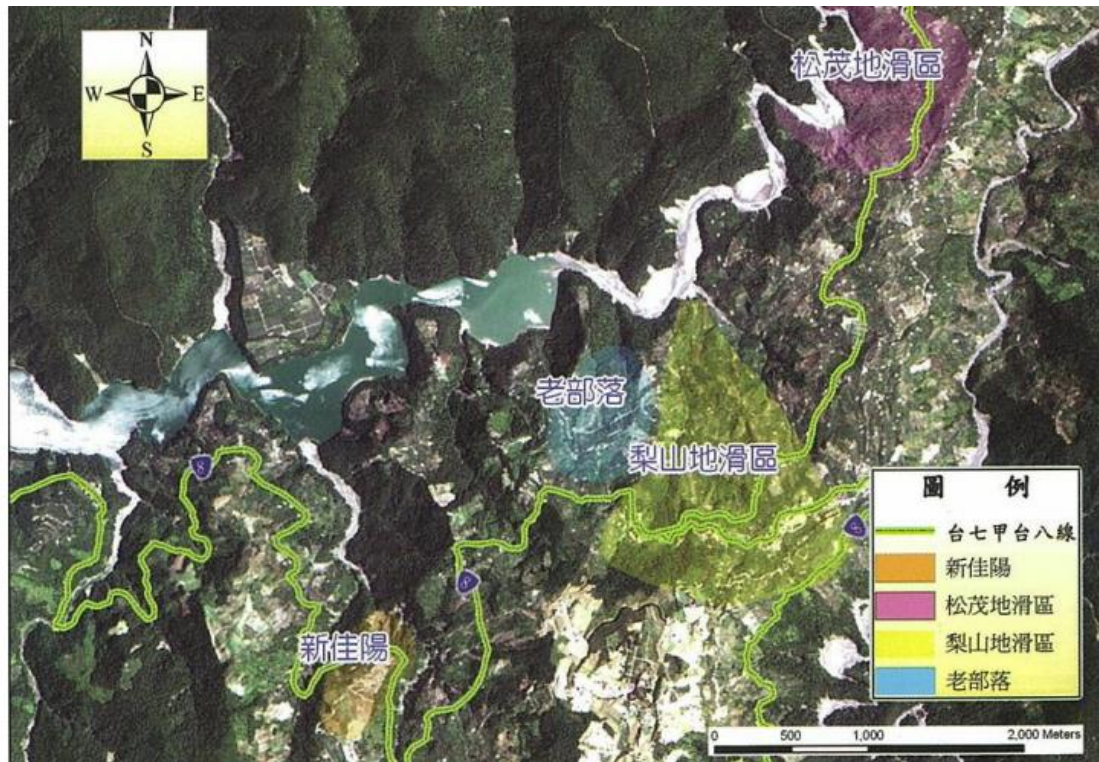


圖 3.1 松茂地區位置與說明

資料來源：農委會水土保持局(2008)。

## 3.2 夯實試驗

夯實試驗(Compaction Test)係用以測定土壤含水量與乾土單位重間之關係，進而決定最大乾單位重及最佳含水量作為填土工程之壓實控制之依據。

### 3.2.1 原理與儀器

土壤之緊密程度以乾單位重之大小表示之，土壤於不同含水量下，以規定之夯實儀器加以夯實，則可繪製以含水量為橫座標，以乾單位重為縱座標之夯實曲線。設備包括下列設施：

### 3.2.2 儀器

- (1)金屬夯錘(直徑5.1cm，質量2.5kg)，錘附外套管以控制30.5cm的自由落距。
- (2)金屬模(內徑10.2cm，高11.6cm，體積45cm<sup>3</sup>)，附底版與延伸環。
- (3)金屬盤(直徑約30cm，深約3cm)。
- (4)電子秤。
- (5)藥刀。
- (6)10號篩。
- (7)直尺(長約30cm)，抹平用。
- (8)頂土器或以螺旋起子及鐵鎚代替之。
- (9)拌合土壤與水之工具:抹刀、大盤與量筒。

### 3.2.3 試驗步驟

- (1)取通過4號篩之土壤約3公斤重，加入適當水量並調拌均勻。
- (2)稱模與底版重，置於堅硬之地板上，套上延伸環。
- (3)將拌合之濕土分三層裝入模內，每層以刮刀於夯實土壤表面打毛，再填入次一層。每層夯擊25下，第三層略伸出模頂5mm。
- (4)小心除去延伸環，以直尺刮平土面，稱號(濕土+模+底版)重。
- (5)取部份土樣做含水量試驗。
- (6)將土取出後搓散，再加入適量之水攪拌均勻，重複進行步驟3~5，直到土壤太濕，模內土重呈降低之現象為止。將緊密測試的土壤，裝入標準模子內，採規範化的壓實的能量配合濕氣含量，最大乾密度和最宜濕氣含量從測試的結果。



圖 3.2 試驗用土壤

### 3.3 變水頭滲透試驗

#### 3.3.1 試驗目的與公式

試驗目的為求土壤的滲透係數  $k_o$  值，其原理為有關滲透係數或滲流量的分析或試驗，皆以達西定理為基準，達西定理說明如下：

$$q = -a \frac{dh}{dt} = k \frac{h}{L} A$$
$$-\frac{dh}{h} = \frac{kA}{La} dt$$
$$-[\ln h_2 - \ln h_1] = \frac{kA}{La} (t_2 - t_1)$$
$$k = \frac{La}{A(t_2 - t_1)} \ln \left( \frac{h_1}{h_2} \right)$$

#### 3.3.2 試驗儀器

水頭試驗儀，設備包括：(a)豎管 (b)下游供水盆(含溢流口) (c)持續供水設施(d)游標尺(e)凡士林。(f)電子秤。步驟如下：

- 1、量試驗管斷面積與（試驗管+透水石+橡皮管+彈簧）淨重。將土壤分三層填入試驗管，量試體長度，直徑與重量，豎管直徑，豎管刻度至桌面高度，溢水槽高度。

- 2、打開滲透管下端閥門，使與供水槽相通，打開上端閥門，使水充滿整個試驗管，關閉閥門。
- 3、連結滲透管上端與供水槽相通，下端與溢水槽相連，打開上、下端閥門，使水滲流十五分鐘。
- 4、連結滲透管上端與豎管相通，量測水位由  $h_1$  變為  $h_2$  之時間。
- 5、再作一次，求平均值。

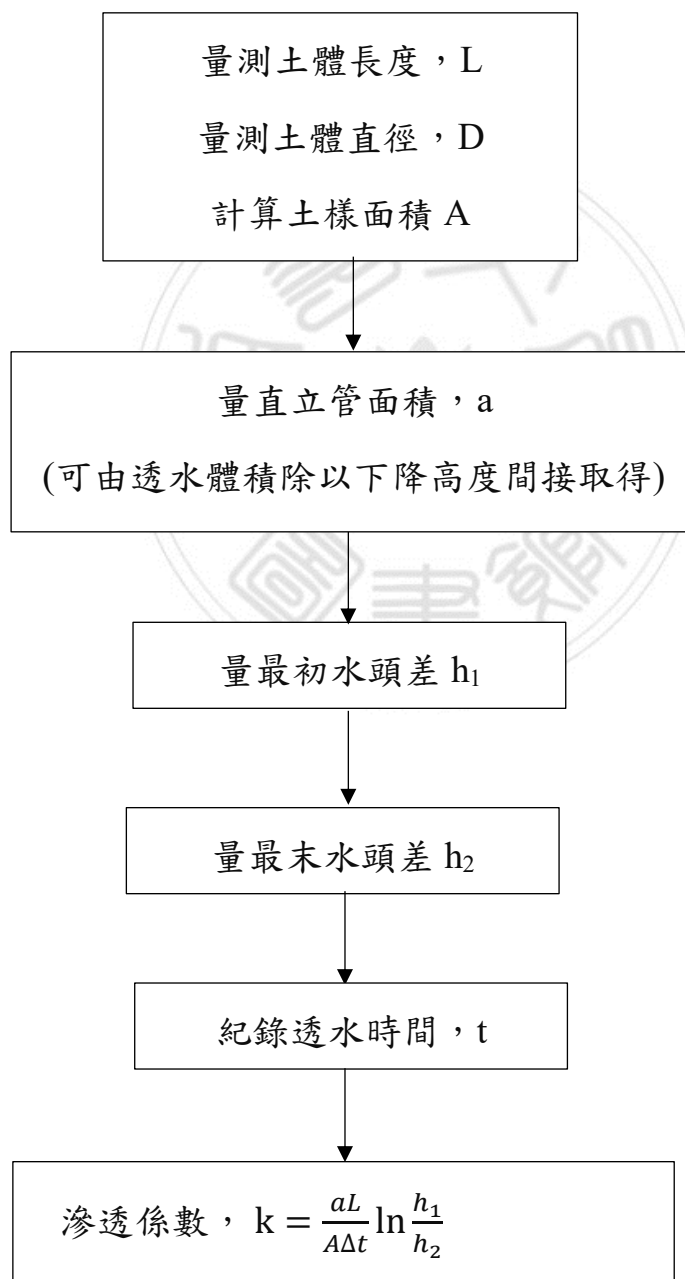


圖 3.3 變水頭滲透試驗之流程圖

### 3.4 壓密排水三軸試驗

壓密排水三軸 (Consolidated Drained, CD) 試驗為在圍壓及軸差應力作用階段，皆允許孔隙內之水份充分排出，每一階段均使孔隙水壓充分消散，以迄試驗破壞，本試驗簡稱 SCD 試驗，於壓密及施加軸差壓力之過程，均無超額孔隙水壓力產生。

本試驗係利用不同圍壓在飽和壓密排水狀況下測試土壤之抗剪強度，求土壤之凝聚力及內摩擦角。

#### 3.4.1 試驗目的

以不同圍壓進行試驗，依據莫爾-庫倫原理繪製莫爾圓，求得土壤剪力強度參數( $c$ 、 $\phi$ )，儀器如下：

- (1) 三軸壓密儀器
- (2) 孔隙水壓力計
- (3) 荷重計
- (4) 三軸壓力試驗面板

#### 3.4.2 試驗步驟

- (1) 將夯實模之內側均勻塗抹一薄層之凡士林。
- (2) 取約200g之濕土，分三層每層打擊16次夯實試體。
- (3) 把夯實模底部取下，將試體頂出後以游標卡尺測其直徑及高度並秤其重量。
- (4) 將試體放在三軸室底座後，加上頂蓋、將橡皮膜套上試體，並以O形環套在底座及頂蓋上。



- (5) 組裝三軸室，將其灌滿水後，施加預定之圍壓。
  - (6) 將三軸室放置在載重機器上，升高加壓台使試體與荷重計輕微接觸後將軸向變位計歸零。
  - (7) 以0.76 mm/分之速度加壓試體，軸向變位計每旋轉50小格記錄壓力衡圈讀數直至其破壞或應變達15%。
  - (8) 計算軸向應變、軸向力、及軸向應力。
  - (9) 繪製應力-應變關係曲線，找出破壞時之軸差應力  $\sigma_a$ ，計算最大主軸應力  $\sigma_1$ 。
  - (10) 改變圍壓  $\sigma_3$ ，重覆步驟(1)~(9)二至三次。
  - (11) 由各試驗結果之  $\sigma_3$ 、 $\sigma_1$ 繪製莫爾圓、破壞包絡線，求得土壤剪力強度參數( $c$ 、 $\varphi$ )
- 試體的兩端連以管路，用以測量孔隙水壓力(C 閥門)，或用以排水及加反水壓之用(B1及 B2閥門)，如圖3.4三軸試驗示意圖。

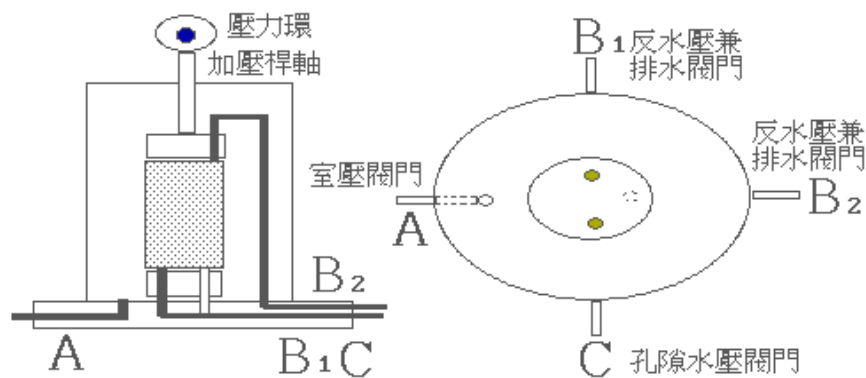


圖 3.4 三軸試驗示意圖

## 第四章 結果與討論

### 4.1 試驗參數

#### 4.1.1 篩分析試驗

首先進行篩分析如表4.1及圖4.1所示，顯示現地土壤大部分為砂土，僅5%通過200號篩，可視為良好級配砂土(GW)。

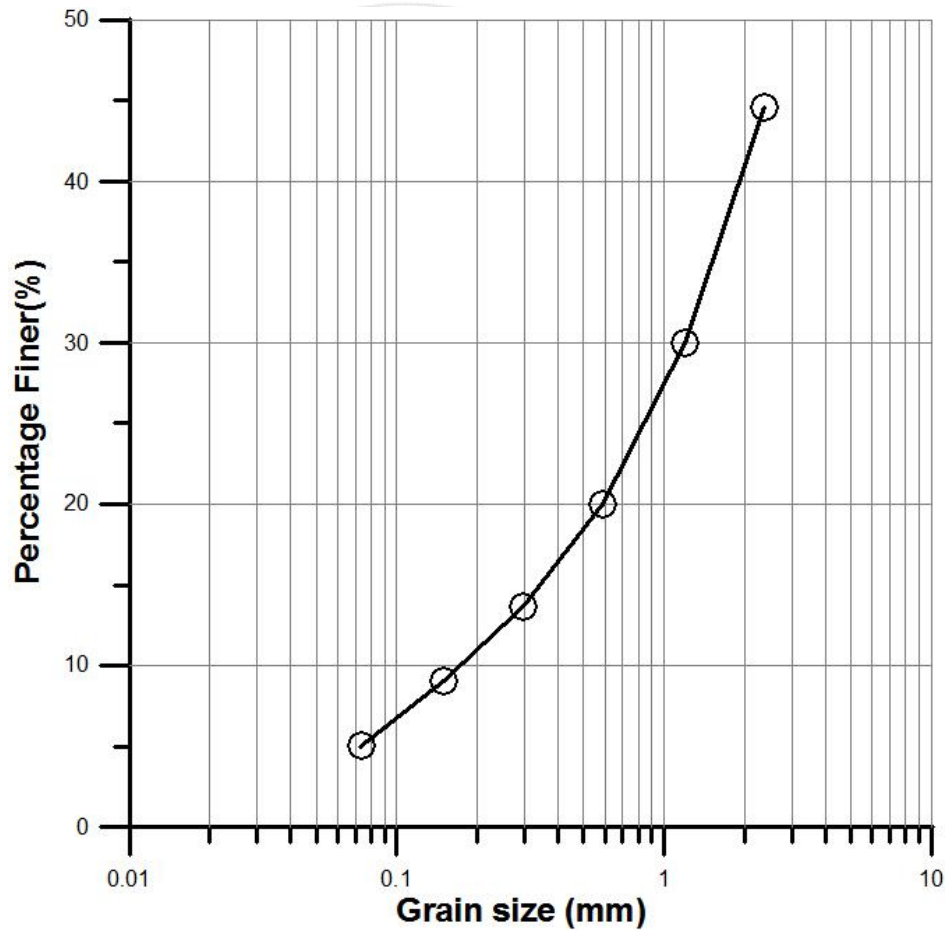


圖 4.1 現地土壤粒徑分析結果

表 4.1 現地篩分析結果

篩網編號	篩網網目 (mm)	篩網上方土重(g)	篩網上方土中百分率 (%)	累積百分率 (%)	通過百分率 (%)
8	2.38	1565.5	55.44	55.4	44.6
16	1.19	412.5	14.61	70.0	30.0
30	0.59	280	9.92	80.0	20.0
50	0.297	180	6.37	86.3	13.7
100	0.149	129.5	4.59	90.9	9.1
200	0.074	115	4.07	95.0	5.0
底盤	0	141.5	5.01	100.0	0.0
總重		2824			

#### 4.1.2 夯實試驗

首先加水入夯實模中夯實，然後量測夯實土重，及容積密度，得現地土壤最佳乾密度及最佳含水量計算表如表4-2及4-3所示，推得當含水量17.1%時，得最大乾密度1.73 (g/cm<sup>3</sup>)。

表 4.2 現地土壤最佳乾密度計算表

含水率 (%)	模具+底板 (g)	模具+底板 + 壓實土壤 (g)	壓實土壤 (g)	體積密度 (g/cm <sup>3</sup> )	乾密度 (g/cm <sup>3</sup> )
6%	4085.5	5723	1637.5	1.73	1.598
10%	4085.5	5860.5	1775	1.88	1.696
14%	4085.5	5951	1865.5	1.97	1.726
18%	4085.5	5935.5	1850	1.96	1.684
22%	4085.5	5908.5	1823	1.93	1.615

表 4.3 現地土壤最佳含水量計算表

含水率 (%)	容器+濕土 (g)	容器+乾土 (g)	水 (g)	容器 (g)	乾土 (g)	實際含水率 (%)
6%	136.5	133	3.5	90.5	42.5	8.2
10%	141.5	136	5.5	92.5	43.5	12.6
14%	145	136	9	85.5	50.5	17.8
18%	152	140.5	11.5	92	48.5	23.7
22%	183.5	166	17.5	88	78	22.4

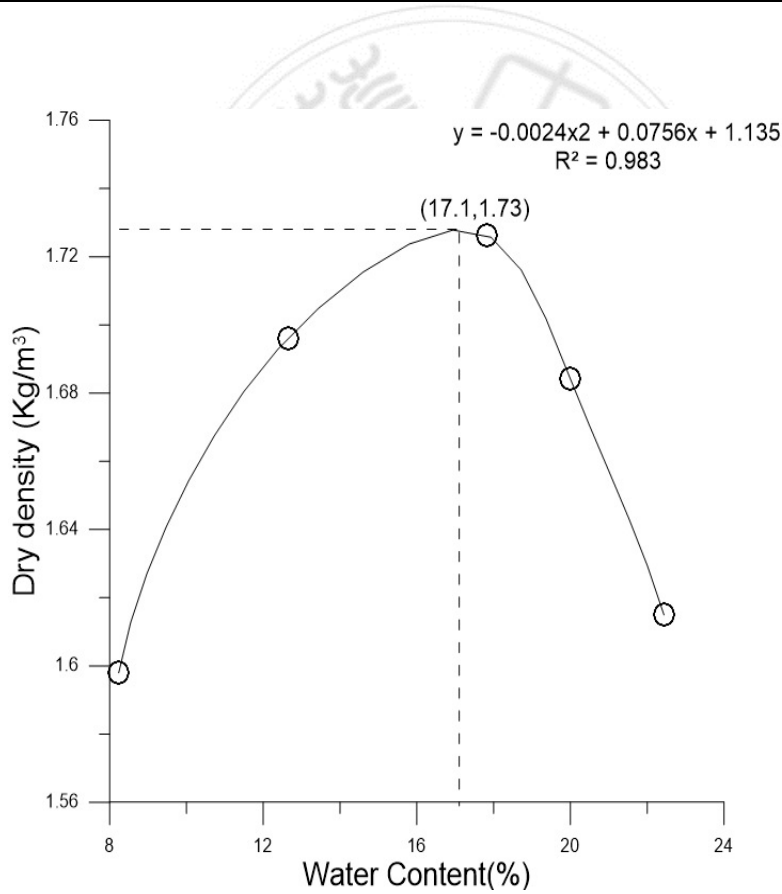


圖 4.2 現地土壤最大乾密度

### 4.1.3 滲透試驗

試驗結果如表4-4，平均 $2.9116 \times 10^{-3}$  cm/s，顯示滲透性良好。

表 4.4 現地土壤滲透試驗

Initial head (h <sub>1</sub> )(mm)	Final head (h <sub>2</sub> ) (mm)	Time interval (sec) ( Δt)	Ln(h 1/h <sub>2</sub> )	Coefficient of Permeability (K)(cm/s)
900	850	70	0.05 715	$2.972 \times 10^{-3}$
900	850	74	0.05 715	$2.811 \times 10^{-3}$
910	860	67	0.05 651	$3.070 \times 10^{-3}$
900	860	58	0.04 546	$2.853 \times 10^{-3}$
905	850	80	0.06 269	$2.852 \times 10^{-3}$

### 4.1.4 臨界滲流速度

首先計算使土壤產生滲流之臨界壓力如下表4.5及圖4.3，當壓力等於 $3.4 \text{ kg/cm}^2$ 時，排水體積突然增加，產生滲流。隨後以 $3.4 \text{ kg/cm}^3$ 壓力，量測流出之水量及泥沙量如表4.6及圖4.4所示，其結果是一開始流出大量水量及土砂，然後降低至定值，推測可能是一開始累積

水量夠大之後，局部壓力產生滲流，大量泥沙流出之後，流量就趨於穩定，因此滲流流速採用6分鐘穩定之後流量 $0.131\text{cm}^3/\text{sec}$ 。

表 4.5 臨界流壓力計算

Time(sec)	Pressure (Kg/cm <sup>2</sup> )	Drainage Volume (gm)
0	0	0
20	0.6	0
40	1.2	0
60	1.8	0
80	2.4	0
100	3	0
112	3.4	0
120	3.4	20
140	3.4	44

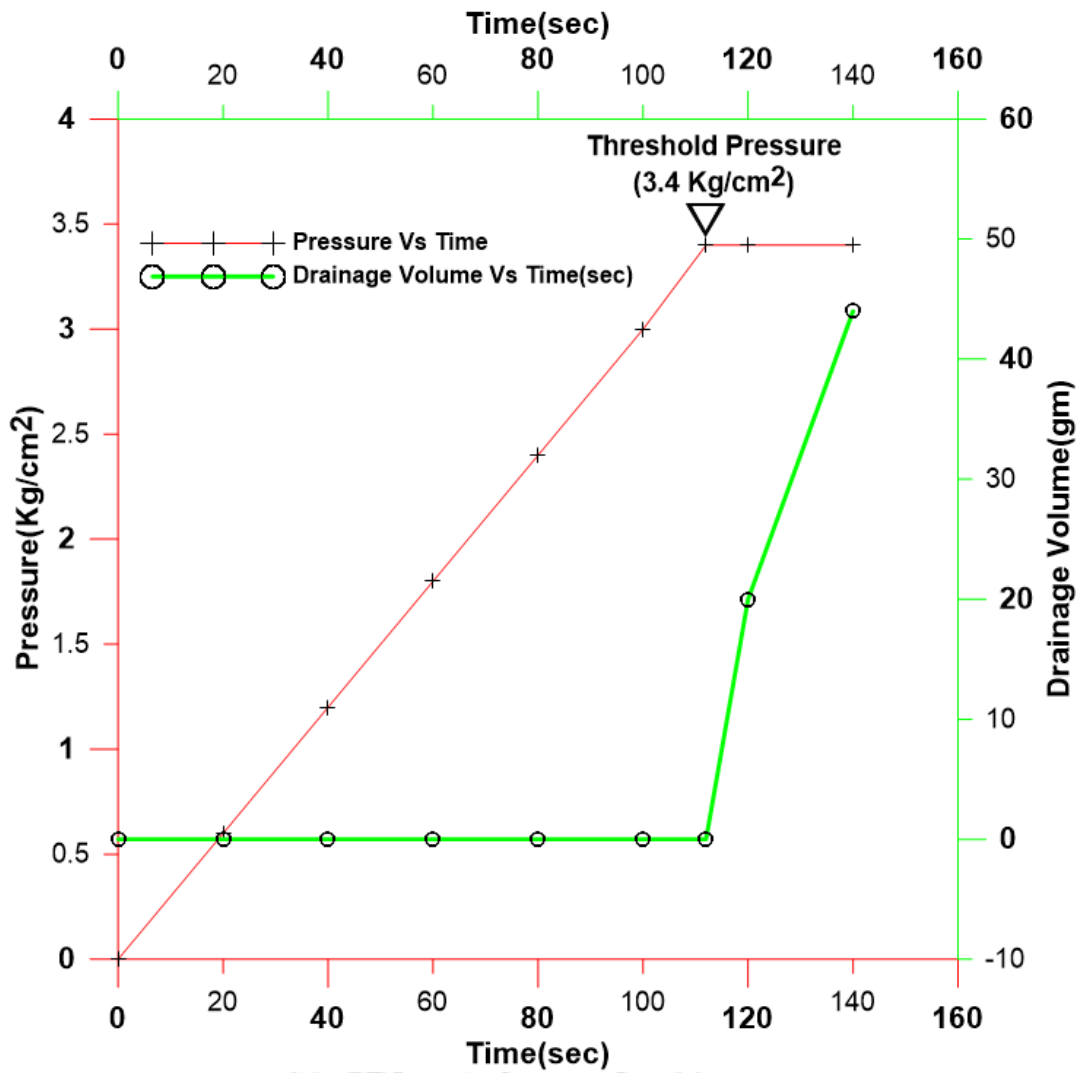


圖 4.3 壓力變化與排水量變化

表 4.6 排水量與泥砂量變化

Time(min)	Total weight (g)	Sediment weight(g)	Water weight (g)	Water volume (cm <sup>3</sup> )	water discharge (cm <sup>3</sup> /sec)
0	0	0	0	0	
2	178	57	121	121	1.008
4	39	13	26	26	0.217
6	26.5	11	15.5	15.5	0.129
8	22	7	15	15	0.125
10	20	5	15	15	0.125
12	19.5	2	17.5	17.5	0.146

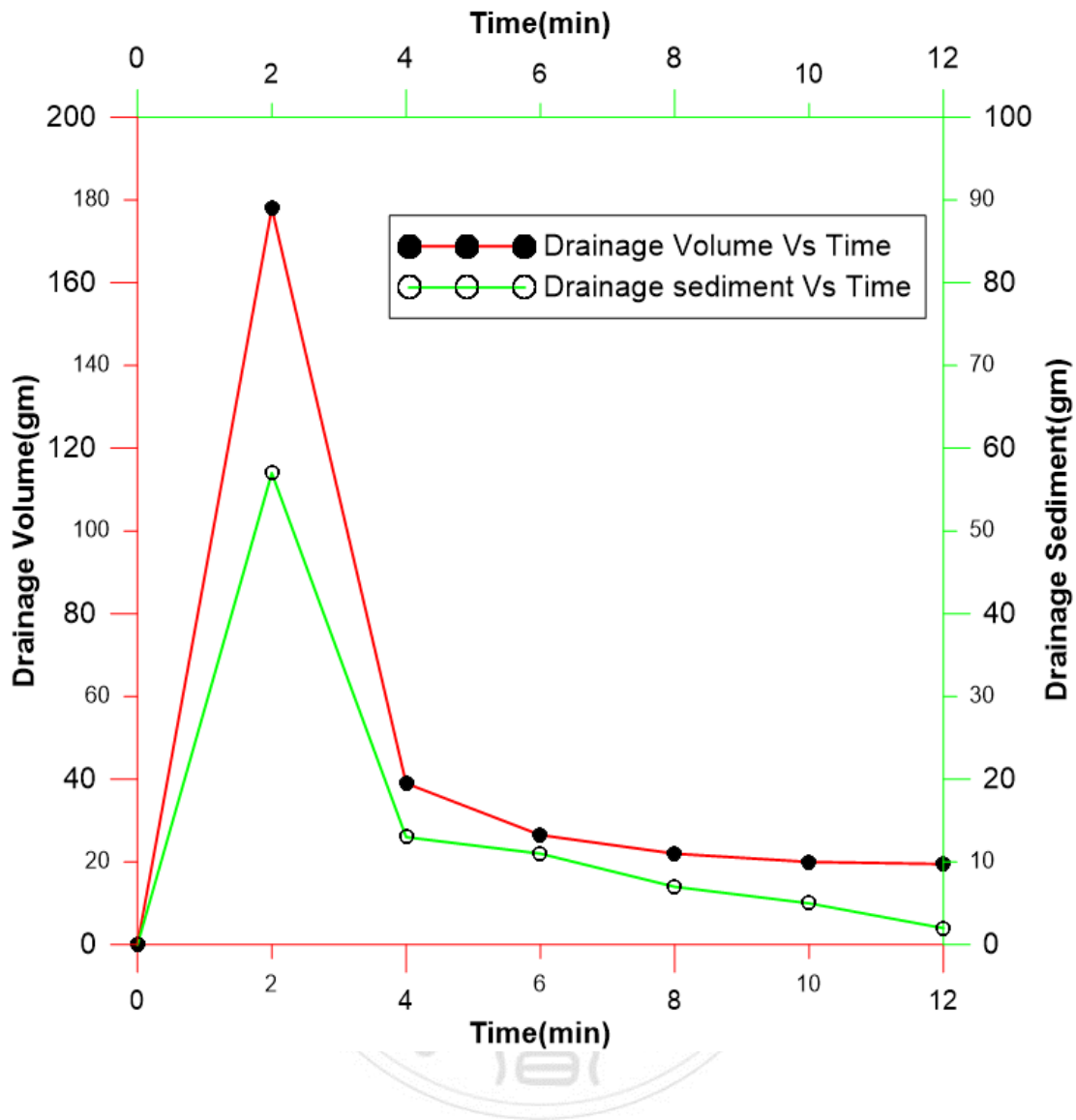


圖 4.4 排水及排砂體積隨時間之變化量

已知柱體橫斷面直徑為10cm，因此斷面積  $A = 78.54\text{cm}^2$ ，柱體之臨界流速為

$$V = Q/A = 0.131/78.54 = 0.00167\text{cm/sec}。$$

根據(4j)式，可推得

$$L = \frac{K_s}{V} (H_w + H_p) = \frac{0.0029116}{0.00167} (H_w + H_p) = 1.74(H_w + H_p)$$

上式說明，若區域為滲流產生區，則流線長度只要小於臨界水



位高度之1.74倍，就有可能產生滲流並啟動泥砂移動，進一步導致破壞，此方法可進一步確認破壞之可行性。

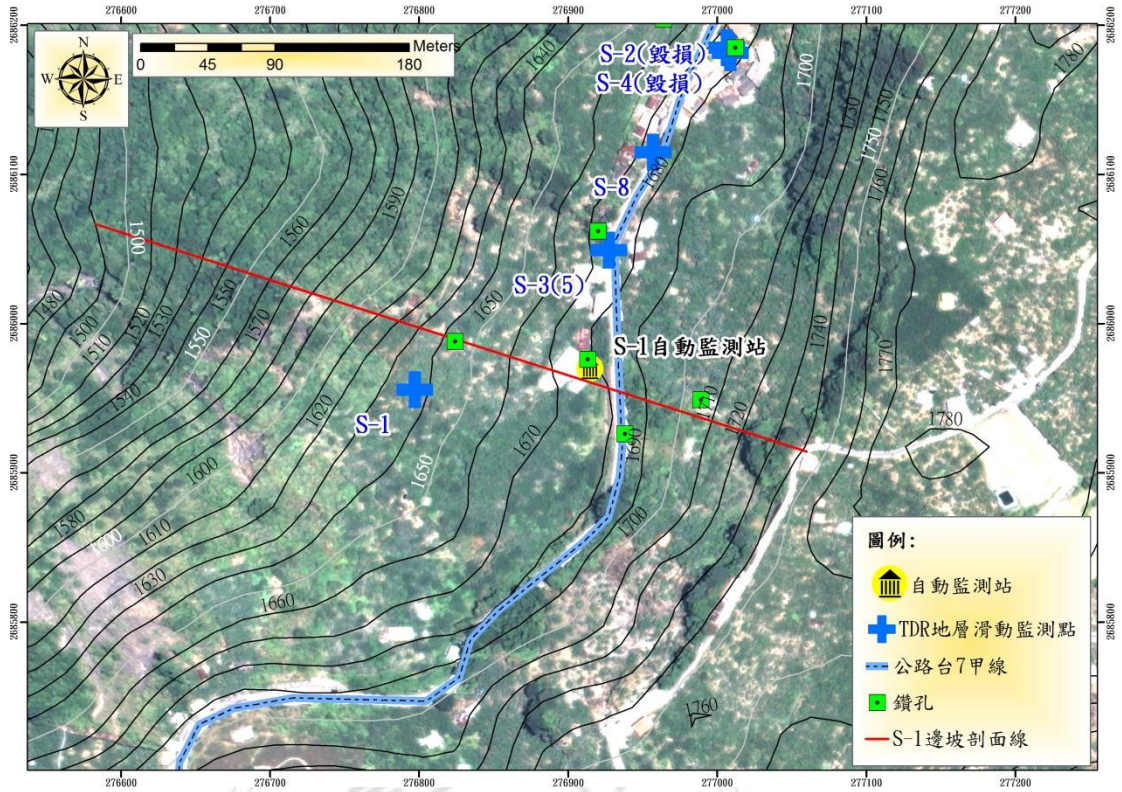
## 4.2 臨界地下水位及流線長度預測

### 4.2.1 松茂地區破壞面分析

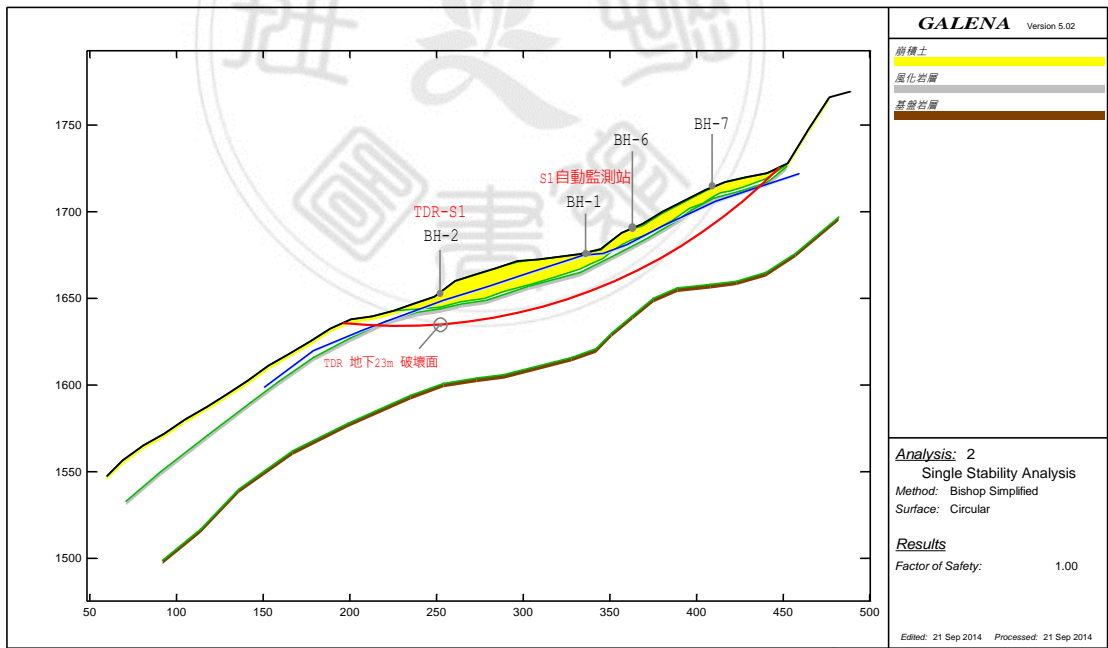
圖4.5為松茂地區 S-1自動監測站邊坡平面及剖面位置圖，地面高程1678公尺，下方為崩積層，因此滲流發達，根據農委會水土保持局，105年度大梨山地區地滑地監測管理及系統維護資料分析(2016)，2012年610豪雨為歷史高點水位1675公尺，剖面上 S-1之 TDR 監測站地下23公尺繪製滑動面，進行地下水水位之安全係數分析。圖4-5破壞面坡底地表與測站位置高差40公尺，水平距離為137公尺，高程為1638公尺，水平距離為137，鑽孔位置，向下坡度為23度。

表 4.7 農委會水土保持局崩塌分析資料

安全等級	安全係數	水位高(m)	地下位高程(m)	離滲流出口高差(m)
正常	1.15	6	1661	23
待命	1.1	13.6	1668.6	30.6
注意	1.05	15.5	1670.5	32.5
警戒	1	20.6	1675.6	37.6



(a) 平面圖



(b) 剖面圖

圖 4.5 松茂地區 S-1 自動監測站邊坡剖面位置圖

## 4.2.2 臨界地下水位及流線長度

目前現場地區並無提供土壤內聚力及內摩擦角，因此現場為崩積層，前節現地土壤採樣，經過室內試驗分析結果如下：

最大乾密度：1.73 (g/cm<sup>3</sup>)

最佳含水量：18%

內聚力  $C$  趨近於 0 (Newton/m<sup>2</sup>)

內摩擦角  $\varphi = 38$ 度

斜面坡度  $\alpha = 23$ 度。

$H=23$ m

根據理論公式(3b)，推得  $H_{wc} = 18.17$ m，對照表5-12，約介於安全係數1至1.05之間，推算結果相近。另根據5.1.2.4節推算，產生臨界流線長度為  $L=1.74(H_w + H_p) = 1.74(18.17 + 40) = 101.2$ m，但計畫預測實際水平距離為137公尺，大於產生滲流之距離，顯示地區崩積層滲流破壞發生位置應位於假設破壞底部之上，或是崩塌底部位置，並不會產生滲流破壞，將可於現場進行確認。

## 第五章 結論與建議

以梨山松茂地區 S1 觀測站為例，經本研究之試驗結果與分析探討後，可以得到下列各項結論。

### 5.1 結論

綜觀現有各無限邊坡於設計監測均只參考地表降雨量，或現地鑽探取樣試驗，取得數據地質既開始進行進一步研究。但最近數年，因極端氣候的影響下，使天氣不穩定造成在短時間內就降下豪大雨，而造成邊坡滑落、土石流、山崩等現象，造成無數生命損失及財產威脅。

1. 本研究利用三軸試驗、夯實試驗、變水頭滲透試驗推算邊坡破壞理論之臨界地下水位，而臨界地下水位可以知道地下水位達到臨界值，就有可能造成邊坡崩塌或滑坡。
2. 本研究以梨山松茂地區 S1 觀測站為例，進行歷史資料收集及現場土壤採樣，於實驗室進行臨界地下水位及滲流長度理論參數分析，結果如下：
  - (1) 臨界地下水位分析結果與 105 年度大梨山地區地滑地監測管理及系統維護資料分析(2016)結果深度在地下 23.3 公尺相近。
  - (2) 臨界滲流長度分析結果，其長度較破壞面底部短，顯示其滲流位置應在模擬破壞面之上，建議未來可進一步透過歷史資料，檢核下邊坡土壤流失位置，確認主要滲流出口位置。

## 5.2 建議

1. 選用一特定地區，採樣土壤樣品並進行試驗，其試驗結果再與相關學者之公式再次演算比對。
2. 現場採樣土壤樣品進行試驗，試驗結果與無限邊坡地下水位，水量進行演算其數據更精準性。
3. 採不同降雨量及降雨強度進行估算滲流量，推估最大降雨導致邊坡破壞性。
4. 研究一特定區域滲透量達預警值，採取有效滲流破壞防災措施或排樁設計參考依據，達減低災害之發生。



## 參考文獻

1. 連惠邦(1992)，“礫石型土石流流體性質與運動特性之相關研究”，國立中興大學水土保持學研究所博士論文。
2. 陳榮河(1994)，“花蓮地區土石流之研究(四)”，行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告，NSC-84-2621-P002-028-B。
3. 蔡元芳(1999)，“土石流扇狀地形狀特性之研究”，國立成功大學水利及海洋工程研究所博士論文。
4. 張守陽(1997)，“台灣北部地區土石流監測與防治之研究(二)”，行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告，NSC-86-2621-P-027-001。
5. 何敏龍(1997)，“土石流發生機制與流動制止結構物之研究”，國立臺灣大學土木工程學研究所博士論文。
6. 張守陽(1999)，“土石流發生相關顯著因子之研究(一)”，行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告，NSC-88-2625-Z-027-002。
7. 農委會水土保持局(2016)，105年度大梨山地區地滑地監測管理及系統維護資料分析。
8. 農委會水土保持局(2008)，「大梨山地區地層滑動整體治理計畫」，行政院農委會水土保持局台中分局。
9. 許鴻冠(1996)，“土石壩滲流行為之研究”，國立中興大學土木工程學研究所碩士論文。
10. 吳文隆(1999)，大地工程學，九樺出版社，pp. 3-19~3-21。
11. 林鼎祥(1999)，“土石滲流破壞之機制探討”，國立台北科技大學土木與防災研究所碩士論文。

12. 盧衍祺(1995)，流體力學，國立編譯館，pp. 609~614。
13. 周必凡(1991)，泥石流防治指南，科學出版社，pp. 96~103。
14. 國立中興大學(2000)，“八十九年度土石流觀測機制建置一九份二山堰塞湖規劃及防災演練計畫期末報告”，行政院農委會水土保持局，pp. 5-1~6-7。
15. 趙世照(1992)，“天然土石壩漸進破壞過程之探討”，國立中興大學水土保持學研究所碩士論文。
16. 李鴻源(1987)，“花蓮縣壽豐溪集水區防砂壩水工模型試驗研究報告”，國立臺灣大學水工試驗所，pp. 37~40。
17. 連惠邦、趙世照(1996)，“溪床堆積土體崩壞模式及其土石流化之研究”，中華水土保持學報，第二七卷，第三期，pp. 175~183。
18. 陳榮河(1999)，“土石流流出規模之研究”，行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告，NSC-89-2625-Z-035-001。
19. 中興工程顧問公司(2000)，“草嶺崩坍之處理對策評估”，經濟部水利處，pp. 2-1~6-38。
20. 張守陽(2001)，“土石流發生相關顯著因子之研究(三)”，行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告，NSC-89-2625-Z-027-003
21. 李光敦(2002)，「水文學」，五南圖書出版股份有限公司，台北。
22. 李振誥、陳尉平、李如晃(2002)，「應用基流資料估計法推估台灣地下水補注量」，台灣水利，50: 69-80。
23. 陳榮河(1999)，「土石流之發生機制」，地工技術，74: 21-28。
24. 經濟部水資源統一規劃委員會(1991)，「台灣水文頻率分析之規範標準研究(二)(年一日二日三日最大暴雨及年最大流量)」，計

劃編號：七九水科技八.(二).1.(7)~02 第076 號。

25. Pao, H. F.(1961), Fluid Mechanics, The Tan Chang Book Company, pp.213~228.50
26. Takahashi, T. (1991), Debris flows, IAHR Monograph Series, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, pp.83~99.
27. Vrise, M. D. (1982), On the Reproduction of the Alluvial Roughness in a Scale Model of an Alluvial River, Contribution to the Short Course, Bandung.
28. Simons, D. B. and Sentürk, F. (1977), Sediment Transport Technology, Water Resources publications Fort Collins, Colorado 80522, USA.
29. Allen, J. (1947), Scale Models in Hydraulic Engineering, Robert maclehose and CO.LTD.
30. Cedergren, S. R. (1967), Seepage, Drainage and Flow Nets, John Wiley and Sons,INC., USA.
31. Arnold, J. G. and P. M. Allen(1999), “Automated methods for estimating baseflow and ground water recharge from streamflow records,” Journal of the American Water Resources Association, 35: 411-424.
32. Arnold, J. G., R. S. Muttiah, P. M. Srinivasan and P. M. Allen(2000), “Regional estimation of base flow and groundwater recharge in the Upper Mississippi river basin,” Journal of Hydrology, 227: 21-40.
33. Barnes, B. S.(1939), “The structure of discharge recession curves,” Transactions of American Geophysical Union, 20: 721-725.
34. Chapman, T. G. and A. I. Maxwell(1996), “Baseflow Separation-



- Comparison of Numerical Methods with Tracer Experiments,” 23rd Hydrology and Water Resources Symposium, Hobart Australia, May 21-24: 539-545.
35. Chen, J. F. and C. H. Lee(2003), “An Analytical Solution on Water Budget Model in Unsaturated Zone,” Journal of the Chinese Institute of Engineers, 26: 321-332.
  36. Chow, V. T.(1964), Handbook of Applied Hydrology, McGraw-Hill, New York NY.
  37. Daniel, J. F. (1976), “Estimating groundwater evapotranspiration from streamflow records,” Water Resources Research, 12: 360-364.
  38. Delin, G., R. M. Healy(2000), Landon and J. Bohlke, “Effects of topography and soil properties in recharge at two sites in an agricultural field,” Journal of the American Water Resources Association, 36:1401-1416.
  39. Faye, R. E. and G. C. Mayer(1990), “Groundwater flow and stream-aquifer relations in the northern coastal plain of Georgia and adjacent parts of Alabama and South Carolina,” U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations Report 88-4143.
  40. Gerhart, J. M., and G. J. Lazorohick(1988), “Evaluation of the groundwater resources of the lower Susquehanna River Basin,” Pennsylvania and Maryland, U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 2284.
  41. Gehrels, H., N. E. Peters, E. Hoehn, K.Jensen, C. Leibundgut, J. Griffioen, B.Webb and W. J. Zaadnoordijk (2001), “Impact of Human Activity on Groundwater Dynamics,” IAHS Publication, 269.

42. Gumbel, E. J.(1941), “The occurrence interval of flood flows,” *Ann. Math. Stat.*, 12:163-190.
  43. Hazen, A.(1914), “Discussion on ‘Flood flows’ by W. E. Fuller,” *Trans. Amer. Soc. Civ. Eng.*, 77: 526-632.
  44. Horton, R. E.(1933), “The role of infiltration in the hydrologic cycle,” *Transactions of American Geophysical Union*, 14:446-460.
  45. Hoos, A. B.(1990), “Recharge Rates and Aquifer Characteristics for Selected Drainage Basins in Middle and East Tennessee,” U.S. Geological Survey Water Resources Investigations Report 90-4015.
  46. Kulandaiswamy, V. C. and S. Seetharaman (1969), “A note on Barnes’ method of hydrograph separation,” *Journal of Hydrology*, 9: 222-229.
22. Lee, W. A., T. S. Lee, S.