
整合地文與水文資訊之深層崩塌即時預警
模式(二)

Using the Information of Geology and
Hydrology on the Early Warning of Deep-
Seated Landslide (II)
成果報告書

執行單位：南華大學

執行期間：109 年 02 月 06 日至 109 年 12 月 31 日

計畫主持人：洪耀明 教授

共同主持人：林文賜 教授

行政院農業委員會水土保持局 編印

中華民國一〇九年七月

(本報告書內容及建議純屬執行單位意見，僅供本局施政參考)

整合地文與水文資訊之深層崩塌即時預警模式(二)

摘要

本研究發展深層崩塌之地下水位預警系統，首先透過無限邊坡及滲流分析理論與試驗驗證，推得深層崩塌臨界地下水位及位置，再採用線性水庫及類神經網路兩方式，發展下一小時、兩小時及三小時地下水位。並建立即時水文資料接收系統，即時接收來自崩塌地現場之降雨及地下水位，以建立整合現場雨量及地下水位之崩塌預測系統。分析結果顯示，線性水庫演算演算在尖峰地下水位，容易高估，其原因可能為滲透係數 K 值高估。前饋式倒傳遞類神經網路一小時及兩小時模擬結果，均方根誤差小於 0.2m，三小時之均方根誤差大於 0.5m，顯示可用於短時間預測。外因輸入非線性自迴歸回饋神經網路，因為有自迴歸回饋，使得一至三小時預測均方根誤差約為 0.25m，可用於三小時預測。

關鍵詞：深層崩塌、地下水位、即時預警系統、線性水庫、類神經網路

Using the Information of Geology and Hydrology on the Early Warning of Deep-Seated Landslide (II)

Abstract

This study developed a real-time early warning system for groundwater level of deep landslides. Through theoretical analysis and laboratory experiment, the critical groundwater level and position of seepage erosion was derived, and then the next hour, two hours and three hours of groundwater can be predicted by linear reservoirs and artificial neural networks. A real-time prediction system, which integrates on-site rainfall, groundwater level can be established. Outcomes shows that linear reservoir routing method gave a high estimation on the range of peak groundwater level because of high infiltration coefficient K . Because the Root Mean Square Error (RMSE) of Feedforward Back-Propagation Neural Network(FBPNN) was smaller than 0.2m in one and two hours prediction, and bigger than 0.5m in three hours prediction, FBPNN can be used to predict one and two hours prediction. RMSE of Nonlinear Autoregressive With external Input (NARX) Feedback Neural Networks was almost in the range of 0.25 in one to three hours prediction because of autoregressive mechanism. Therefore, NARX can be used to predict three hours groundwater.

Keywords: Deep-seated landslide , Groundwater level, Real-time Warning System, Linear Reservoir, Artificial Neuron Network.

目次

摘要	I
ABSTRACT	II
目次	III
表次	VI
圖次	VII
第一章 緒論	1
第一節 計畫目標	1
一、崩塌地臨界地下水位預測	1
二、崩塌地地下水位預測	1
第二節 實施方法與步驟	1
第二章 工作執行方法與步驟	7
第一節 理論分析	7
三、應用類神經網路預測地下水位變動量	26
第二節 試驗分析	32
一、夯實試驗	32
二、變水頭滲透試驗	34
三、壓密排水三軸試驗	38

四、 臨界滲流破壞壓力及流速試驗	40
第三節 現場驗證	46
一、 梨山地區	46
二、 大規模崩塌地區監測計畫	52
第四節 工作執行步驟	60
第三章 即時水文資料查詢系統建立	62
第一節 資料收集	62
一、 梨山崩塌區儀器位置與分配情形	62
二、 萬山崩塌區儀器位置與分配情形	67
第二節 水文資料庫網站建置	68
一、 系統建置	69
二、 監測項目	69
三、 資料庫建置	70
四、 網頁展示	71
第四章 即時地下水位預測	78
第一節 梨山松茂地區歷年重大暴雨紀錄	78
第二節 預測結果與比較	81
一、 模式計算方式	81

二、模式預測結果	83
第五章 工作進度與交付項目	89
第一節 計畫甘特圖	89
第二節 計畫交付項目	89
預計交付一套即時地下水位預警系統，內容包括	89
第六章 結論及建議	91
第一節 結論	91
第二節 建議	91
參考文獻	92
附錄	93
附錄一、計畫申請書回覆辦理情形	93
附錄二、工作計畫書期初審查意見暨回覆辦理情形	96
附錄三、期中報告書審查意見暨回覆辦理情形	100
附錄四、期末報告書審查意見暨回覆辦理情形	103

表次

表 1 計畫所需資料.....	4
表 2 各類土壤之內摩擦角.....	9
表 3 土壤內聚力.....	11
表 4 飽和滲流係數.....	18
表 5 大規模崩塌執行時程.....	53
表 6 崩塌區計畫執行時程表.....	54
表 7 自動監測站之監測儀器統整表.....	62
表 8 自動監測站之地下水位基準.....	67
表 9 萬山地區自動化監測站儀器配置表.....	68
表 10 感測器與對應地區關係表.....	70
表 11 資料庫表單說明.....	71
表 12 降雨與地下水位關係.....	79
表 13 降雨與地下水位關係.....	81
表 14 均方根誤差比較.....	88
表 15 計畫甘特圖.....	89

圖次

圖 1 降雨導致地下水位升高示意圖	2
圖 2 影響無限邊坡滑動之因子	7
圖 3 臨界沖蝕試驗	14
圖 4 實際邊坡滑動面	18
圖 5 地下水流動概念圖	21
圖 6 暴雨期間地下水位擾動變化	24
圖 7 原始資料矩陣轉換	28
圖 8 類神經網路訓練	32
圖 9 試驗用土壤	34
圖 10 變水頭滲透試驗之流程圖	37
圖 11 三軸試驗示意圖	40
圖 12 試驗設備規劃	41
圖 13 壓力控制系統	42
圖 14 無沖蝕濾料試驗容器	43
圖 15 試驗示意圖	45
圖 16 梨山地區主要地點分布圖	48
圖 17 梨山精華區位置與說明	49
圖 18 松茂地區位置與說明	50
圖 19 老部落地區位置與說明	51
圖 20 新佳陽地區位置與說明	52
圖 21 計畫區崩塌地區之地理位置圖	53
圖 22 研究區域地理位置及交通圖	55
圖 23 萬山地區地形圖	56

圖 24 萬山區域地質圖	58
圖 25 萬山地區地形圖	59
圖 26 萬山地區 3D 地形	60
圖 27 工作執行步驟	61
圖 28 大梨山地區監測站相關位置區	63
圖 29 梨山精華地區集水井、排水廊道與自動監測站分布圖	64
圖 30 梨山精華地區監測站現場圖	65
圖 31 松茂地區自動監測站分布圖	66
圖 32 松茂地區 S-1 自動監測站	66
圖 33 萬山地區鑽孔與儀器分布圖	68
圖 34 系統架構圖	69
圖 35 資料庫架構圖	70
圖 36 監測站地圖	72
圖 37 莫拉克颱風松茂地區降雨及地下水位紀錄	80
圖 38 610 颱風松茂地區降雨及地下水位紀錄	81
圖 39 線性水庫演算過程	83
圖 40 類神經網路演算模式	84
圖 41 FBPNN 類神經網路演算成果	85
圖 42 NARX 類神經網路演算成果	86
圖 43 線性水庫演算成果	87

第一章 緒論

大規模崩塌往往導致大量生命財產損失，本計劃希望發展即時崩塌預警系統，計畫目標及實施方法與步驟如下。

第一節 計畫目標

本計畫目標如下：

一、崩塌地臨界地下水位預測

本計畫定義臨界地下水位為產生崩塌之水位，以無線邊坡理論及滲流理論，發展臨界地下水位模式，並經過試驗驗證與修正模式，再利用既有監測資料及地文資料，將模式應用至現場。

二、崩塌地地下水位預測

收集歷史降雨及地下水位監測資料，分別採用線性水庫模式及類神經網路模式，建立即時地下水位預測模式，再輸入即時地下水及降雨資料，提供預警功能。

第二節 實施方法與步驟

Hong (2017) 認為深層崩塌山坡地地下水位在降雨期間，會因為地下水位上升，使得邊坡下滑力增加，導致崩塌可能性增加如圖 1。

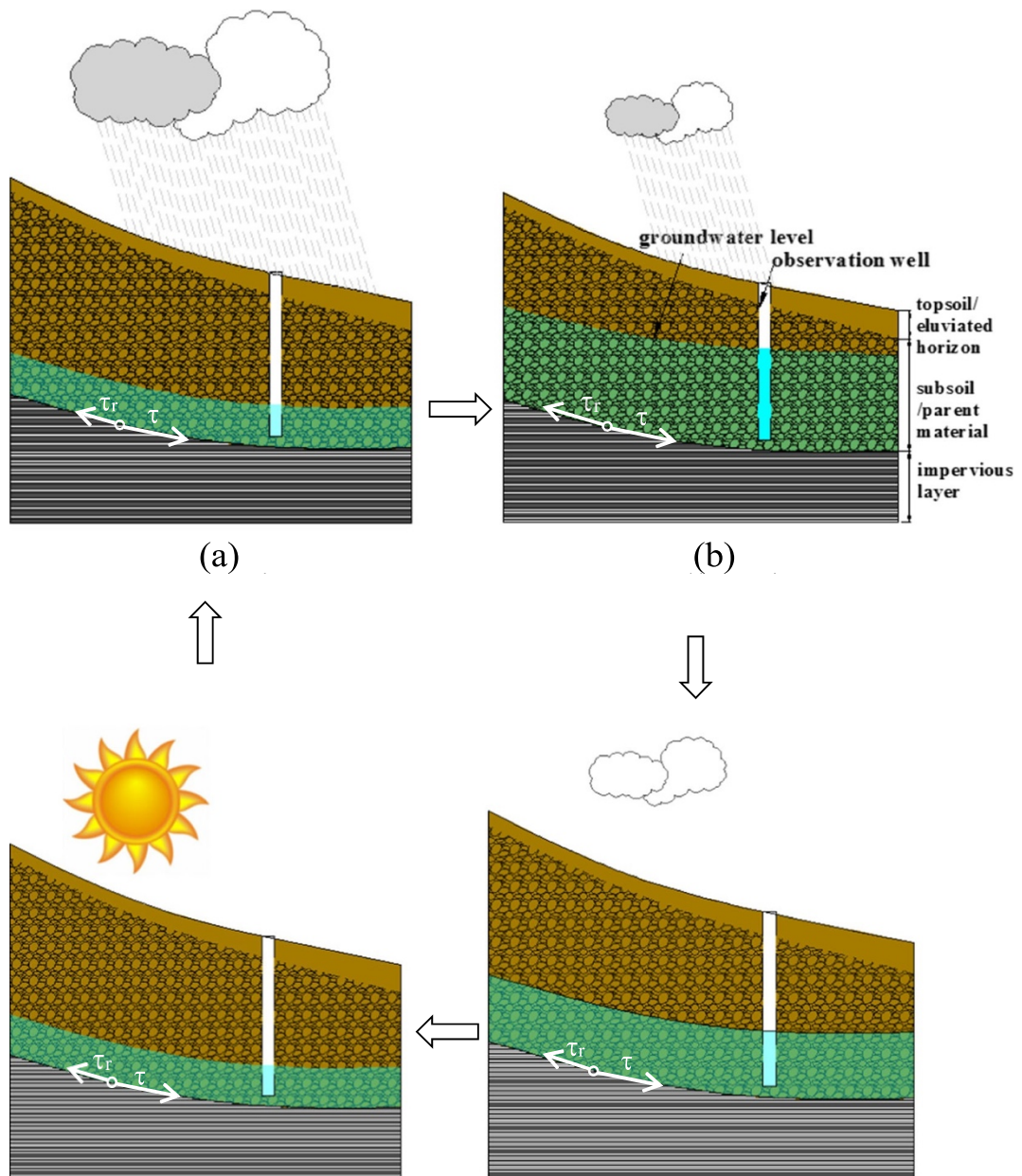


圖 1 降雨導致地下水位升高示意圖

(資料來源：Hong (2017))

由圖 1 可知，降雨、入滲至地下水位提高，會有一定時間差，因此發生崩塌之時間，通常會發生在最大降雨之後，且地下水流動會將泥沙往下游帶動而形成滲流，最後導致崩塌。

本研究經由理論推導、試驗推得參數、試驗驗證，及人工智慧

之類神經網路推導臨界地下水位，說明如下：

一、理論發展

(一) 深層崩塌臨界地下水位及位置

1. 臨界地下水位

以重力理論之無限邊坡理論，推導臨界地下水位。

2. 滲流長度推估

以無沖蝕濾料試驗，推估泥砂臨界流動之流速，反推崩積層產生滲流最長流線長度，小於或等於滲流長度之土體，為可能移動土體。

(二) 地下水位預測

1. 白盒分析：線性水庫模式

假設地下水流動為線性水庫，推得理論模式，再應用數值方法求解，並代入歷史資料，計算模式各項參數，再進一步

2. 黑盒分析：類神經網路模式

應用類神經網路模式，發展預測地下水位模式。

二、資料收集

收集目前有即時地下水位及雨量區域，包含地文及水文資料如表 1 所示，說明如下。

(一) 地文資料

1. 現場土樣收集

將採集試驗現場破壞面土樣，進行 Darcy 定律之 K 值試驗、破壞力之三軸試驗，推得無限邊坡理論公式所需參數。並以無沖蝕濾料試驗驗證，推得臨界水壓力，據以計算滲流長度。

2. 歷史變位資料收集

包括現地滲流點位置，造成崩塌地位移之地下水位、位移量、破壞面土壤粒徑、滲透係數、土壤內聚力、內摩擦角等歷史資料，據以作為臨界地下水位及滲流長度驗證參考依據。

表 1 計畫所需資料

名稱	使用目的	格式
預測雨量	預測下二及三小時雨量用	中央氣象局劇烈天氣監測系統 Qpesum
即時雨量	進行即時地下水位預測用	小時雨量
即時地下水	進行即時地下水位預測用	小時地下水位
即時位移	驗證臨界地下水位用	小時資料
歷史降雨	進行地下水位預測模式建立	(1)至少兩場暴雨，前期發生之第一場暴雨為訓練樣本，第二場暴雨為驗證樣本。 (2)需為小時降雨資料。
歷史地下水位	進行地下水位預測模式建立	(1)伴隨兩場暴雨之地下水位，降雨與地下水位需有明顯關係，前期發生之第一場暴雨為訓練樣本，第二場暴雨為驗證樣本。 (2)需為小時地下水位資料。
鑽孔位置	位移歷史資料	根據現場傾斜管或 TDR 研判是否發生位移
地下水位警戒值	與本研究成果比較	需為破壞面往上高程
破壞面土壤粒徑	進行臨界滲流壓力試驗	需為破壞面粒徑篩分析及機械分析結果
滲透係數	計算臨界滲流壓力	地下水位井位置資料
土壤內聚力 c	推算無限邊坡理論臨界水位	需為破壞面位置資料
內摩擦角 ϕ	推算無限邊坡理論臨界水位	需為破壞面位置資料

(二)水文資料

1. 中央氣象局劇烈天氣監測系統系統

本年度擬以中央氣象局劇烈天氣監測系統 Qpesum 之預測雨量，視為下一小時雨量，以提高地下水位二小時及三小時之地下水位預測精確度。

2. 歷史及即時降雨、地下水位及位移

本年度將選定有歷史及即時降雨、地下水位及位移監測站，且將與地下水位資料之測站，即時讀取資料，建立資料庫網站，透過所發展模式進行即時預測。

三、預警系統建立

(一)警戒值訂定

根據理論模式，算出地下水位警戒值，並與原有收集資料相互比對。同時推算最長滲流長度，比對原有破壞面假設滲流位置，並至現場勘查確認歷史滲流位置，確認滲流是否在最長滲流長度之上，藉以推估可能移動土體。

(二)資料庫建置

將所選定之現場，收集 Qpesum、現場地下水位及雨量即時及歷史資料，建立二階正規劃即時資料庫，提供即時地下水位演算之用。

(三)地下水位即時預測

先將現場地下水位及雨量歷史資料，代入本研究所發展之兩模式，經過校準(Calibration)、驗證(Verification)及確認(Validation)之後，推得模式所需參數，輸入即時地下水位、雨量及由 Qpesum 所推得之下一小時、二小時之預測雨量，預測下一小時、兩小時及三小時預測地下水位。

(四)即時預警平台建置

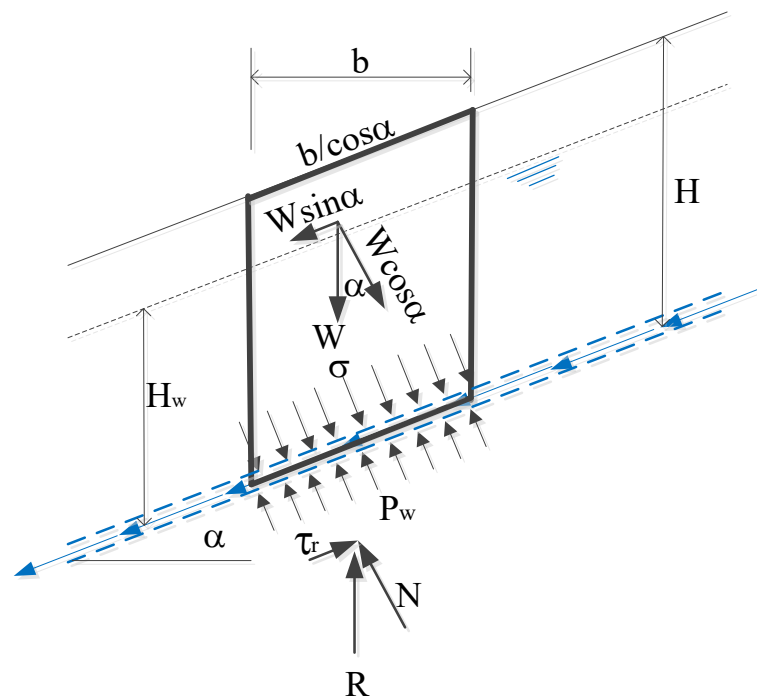
整合收集之地文、水文資料及即時分析資料，完成線上即時預警平台，提供直接預警用途。

第二章 工作執行方法與步驟

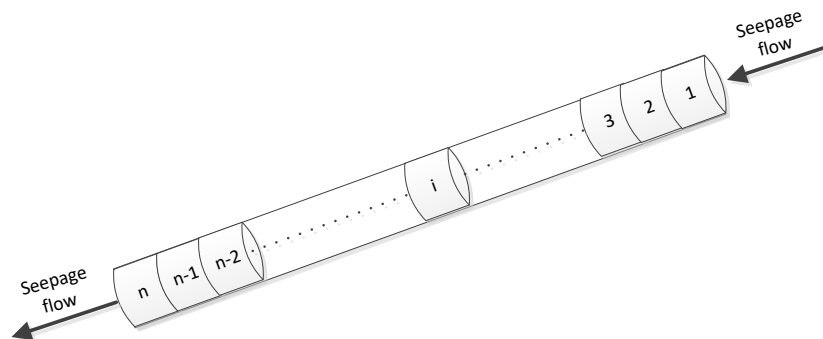
第一節 理論分析

一、崩塌地臨界地下水位及滲流長度

圖 2 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) Infinite slope



(b) Seepage erosion occurring in the slip surface

圖 2 影響無限邊坡滑動之因子

(一)無限邊坡理論模式推導

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(τ)等於抵抗力(τ_r)時，稱為臨界條件，正向力、上舉例及剪應力之關係如下：

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

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

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

式中 α 為滑動面角度； γ 為單位重； 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：

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

式中 c 為土壤內聚力； φ 為內摩擦角(Corominas et al. 2005)，高地下水位將增加 p_w ，降低 τ_r ，因而導致地滑，(2)式可改寫為如下：

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

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

(3b)式顯示 H_{wc} 為水及固體比重、抵抗力、土壤內聚力、破壞面角度及內摩擦角之函數，根據(3b)式，便可以推算邊坡臨界地下

水位。

表 2 為各類土壤之內摩擦角，表 3 為內聚力(Geotechdata.inf, 2013)，可提供現地使用依據。

表 2 各類土壤之內摩擦角

土壤特性	USCS 分類	土壤內摩擦角[°]		
		min	max	Specific value
Well graded gravel, sandy gravel, with little or no fines	GW	33	40	
Poorly graded gravel, sandy gravel, with little or no fines	GP	32	44	
Sandy gravels - Loose	(GW, GP)			35
Sandy gravels - Dense	(GW, GP)			50
Silty gravels, silty sandy gravels	GM	30	40	
Clayey gravels, clayey sandy gravels	GC	28	35	
Well graded sands, gravelly sands, with little or no fines	SW	33	43	
Well-graded clean sand, gravelly sands - Compacted	SW	-	-	38
Well-graded sand, angular grains - Loose	(SW)			33
Well-graded sand, angular grains - Dense	(SW)			45
Poorly graded sands, gravelly sands, with little or no fines	SP	30	39	
Poorly-graded clean sand - Compacted	SP	-	-	37
Uniform sand, round grains - Loose	(SP)			27
Uniform sand, round grains - Dense	(SP)			34
Sand	SW, SP	37	38	
Loose sand	(SW, SP)	29	30	
Medium sand	(SW, SP)	30	36	
Dense sand	(SW, SP)	36	41	
Silty sands	SM	32	35	

Silty clays, sand-silt mix Compacted	SM	-	-	34
Silty sand - Loose	SM	27	33	
Silty sand - Dense	SM	30	34	
Clayey sands	SC	30	40	
Clayey sands, sandy-clay mix - compacted	SC			31
Loamy sand, sandy clay Loam	SM, SC	31	34	
Inorganic silts, silty or clayey fine sands, with slight plasticity	ML	27	41	
Inorganic silt - Loose	ML	27	30	
Inorganic silt - Dense	ML	30	35	
Inorganic clays, silty clays, sandy clays of low plasticity	CL	27	35	
Clays of low plasticity - compacted	CL			28
Organic silts and organic silty clays of low plasticity	OL	22	32	
Inorganic silts of high plasticity	MH	23	33	
Clayey silts - compacted	MH			25
Silts and clayey silts - compacted	ML			32
Inorganic clays of high plasticity	CH	17	31	
Clays of high plasticity -compacted	CH			19
Organic clays of high plasticity	OH	17	35	
Loam	ML, OL, MH, OH	28	32	
Silt Loam	ML, OL, MH, OH	25	32	
Clay Loam, Silty Clay Loam	ML, OL, CL, MH, OH, CH	18	32	
Silty clay	OL, CL, OH, CH	18	32	
Clay	CL, CH, OH, OL	18	28	
Peat and other highly organic soils	Pt	0	10	

表 3 土壤內聚力

土壤特性	USCS 分類	內聚力 Cohesion [kPa]		
		min	max	Specific value
Well graded gravel, sandy gravel, with little or no fines	GW	-	-	0
Poorly graded gravel, sandy gravel, with little or no fines	GP	-	-	0
Silty gravels, silty sandy gravels	GM	-	-	0
Clayey gravels, clayey sandy gravels	GC	-	-	20
Well graded sands, gravelly sands, with little or no fines	SW	-	-	0
Poorly graded sands, gravelly sands, with little or no fines	SP	-	-	0
Silty sands	SM	-	-	22
Silty sands - Saturated compacted	SM	-	-	50
Silty sands - Compacted	SM	-	-	20
Clayey sands	SC	-	-	5
Clayey sands - Compacted	SC	-	-	74
Clayey sands -Saturated compacted	SC	-	-	11
Loamy sand, sandy clay Loam - compacted	SM, SC	50	75	
Loamy sand, sandy clay Loam - saturated	SM, SC	10	20	
Sand silt clay with slightly plastic fines - compacted	SM, SC	-	-	50
Sand silt clay with slightly plastic fines - saturated compacted	SM, SC	-	-	14
Inorganic silts, silty or clayey fine sands, with slight plasticity	ML	-	-	7
Inorganic silts and clayey silts - compacted	ML	-	-	67
Inorganic silts and clayey silts - saturated compacted	ML	-	-	9
Inorganic clays, silty clays, sandy clays of low plasticity	CL	-	-	4
Inorganic clays, silty clays, sandy clays of	CL	-	-	86

low plasticity - compacted				
Inorganic clays, silty clays, sandy clays of low plasticity - saturated compacted	CL	-	-	13
Mixture if inorganic silt and clay - compacted	ML-CL	-	-	65
Mixture if inorganic silt and clay - saturated compacted	ML-CL	-	-	22
Organic silts and organic silty clays of low plasticity	OL	-	-	5
Inorganic silts of high plasticity - compactd	MH	-	-	10
Inorganic silts of high plasticity - saturated compacted	MH	-	-	72
Inorganic silts of high plasticity	MH	-	-	20
Inorganic clays of high plasticity	CH	-	-	25
Inorganic clays of high plasticity - compacted	CH	-	-	103
Inorganic clays of high plasticity - satrated compacted	CH	-	-	11
Organic clays of high plasticity	OH	-	-	10
Loam - Compacted	ML, OL, MH, OH	60	90	
Loam - Saturated	ML, OL, MH, OH	10	20	
Silt Loam - Compacted	ML, OL, MH, OH	60	90	
Silt Loam - Saturated	ML, OL, MH, OH	10	20	
Clay Loam, Silty Clay Loam - Compaced	ML,	60	105	

	OL, CL, MH, OH, CH			
Clay Loam, Silty Clay Loam - Saturated	ML, OL, CL, MH, OH, CH	10	20	
Silty clay, clay - compacted	OL, CL, OH, CH	90	105	
Silty clay, clay - saturated	OL, CL, OH, CH	10	20	
Peat and other highly organic soils	Pt	-	-	

(二)產生滲流沖刷之最長流線長度

對於具備鬆軟土石且滲流發達之邊坡，滲流沖刷往往導致崩塌原因之一，滲流流過土壤時，若壓力不大則不會引起土壤流失，若水壓力過大，則產生管湧沖蝕(piping erosion)，造成土壤流失，例如 Okeke & Wang (2016)進行實驗室崩塌邊坡試驗，找出滲流導致崩塌破壞之滲流梯度。若崩塌地土壤為砂質土壤，則滲流沖刷為造成邊坡崩塌之主要因素，因此以無沖蝕濾料試驗(No Erosion Filter Test, NEFT)設備(Hong et. al., 2011)，進行產生滲流沖刷之臨界沖蝕試驗

（Critical Erosion Test, CET），如圖 3，為 CET 標準構造，上方施加壓力 P_1 ，為使壓力平均分佈，土壤上下方均設置一層礫石實驗時先在土體中心插一針頭大小的縫，當土壤產生滲流破壞，便會於中心產生較大孔隙，並形成管道破壞。

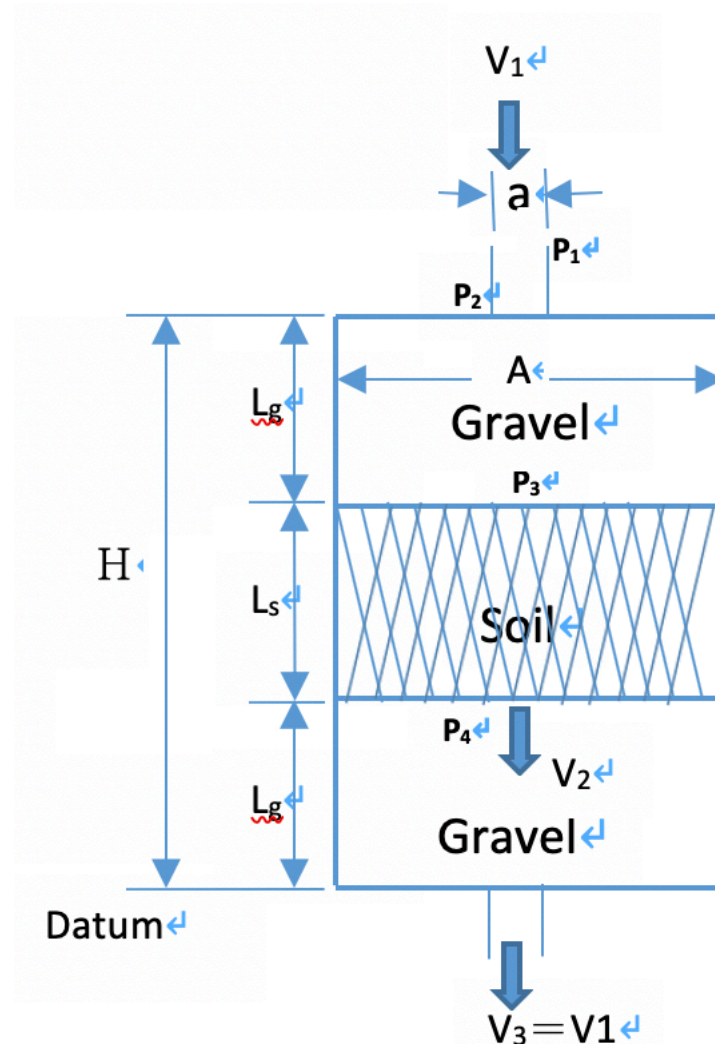


圖 3 臨界沖蝕試驗

依據伯努利定理(Bernoulli's Equation)，假設由入口管路放大至試驗柱體無能量損失，可推得

$$\frac{P_1}{\gamma} + H + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma} + H + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$\Rightarrow \frac{P_2}{\gamma} = \frac{P_1}{\gamma} + \frac{1}{2g}(V_1^2 - V_2^2)$$

根據連續方程式， $V_1a=V_2A$ ，推得下式

$$\boxed{\frac{P_2}{\gamma} = \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} \left[1 - \left(\frac{a}{A} \right)^2 \right]} \quad (4a)$$

進一步由總水頭能量經過上方礫石、土壤、下方礫石及出口管

路之後，總水頭出口壓力為 0，根據能量方程式，推得

$$\boxed{\frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\gamma} + H = \Delta H_g + \Delta H_s + \Delta H_g + \Delta H_f + \frac{V_3^2}{2g}} \quad (4b)$$

式中 ΔH_g 、 ΔH_s 、 ΔH_g 、 ΔH_f 分別為流經上方礫石、土壤、下方礫石及管路損失，設管路損失不計， $L_g=H_g$ ， $L_s=H_s$ 。根據達西定律，可

推得流速公式及水頭損失如下：

$$V_2 = K_g \frac{\Delta H_g}{L_g} = K_s \frac{\Delta H_s}{L_s}$$

$$\Rightarrow \Delta H_g = \frac{L_g V_2}{K_g}, \Delta H_s = \frac{L_s V_2}{K_s}$$

帶入(4b)式，推導如下：

$$\Rightarrow \frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\gamma} + H = \left(\frac{2L_g}{K_g} + \frac{L_s}{K_s} \right) V_2 + \frac{V_3^2}{2g} + \Delta H_f$$

$$\Rightarrow \frac{P_2}{\gamma} = \left(\frac{2L_g}{K_g} + \frac{L_s}{K_s} \right) V_2 + \frac{1}{2g}(V_3^2 - V_2^2) + \Delta H_f - H \quad (4c)$$

(4a)式等於(4c)式，且 $V_1=V_3$ ，消除共通項，可推得

$$\Rightarrow \frac{P_1}{\gamma} = \left(\frac{2L_g}{K_g} + \frac{L_s}{K_s} \right) V_2 + \Delta H_f - H \quad (4d)$$

P_3 亦可由伯努利定理(Bernoulli's Equation)，推算如下：

$$\frac{P_2}{\gamma} + H + \frac{V_2^2}{2g} = \frac{P_3}{\gamma} + (H - H_g) + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H_g$$

推得

$$\boxed{\frac{P_3}{\gamma} = \frac{P_2}{\gamma} + H_g - \frac{V_2 L_g}{K_g}} \quad (4e)$$

將(4a)帶入(4e)式，最後推得施於土體之壓力為

$$\boxed{\frac{P_3}{\gamma} = \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} \left[1 - \left(\frac{a}{A} \right)^2 \right] + H_g - V_1 \frac{L_g}{K_g} \left(\frac{a}{A} \right)} \quad (4f)$$

此外，土體下方 P_4 可推算如下：

$$\boxed{\frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_3}{\gamma} + (H_s + H_g) = \frac{P_4}{\gamma} + \Delta H_s + H_g + \frac{V_2^2}{2g}}$$

實際施加於土體之壓力，可由 P_3 與 P_4 之壓力差獲得如下式：

$$\boxed{\frac{\Delta P_s}{\gamma} = \frac{P_3}{\gamma} - \frac{P_4}{\gamma} = H_s + \Delta H_s}$$

$$\boxed{\frac{\Delta P_s}{\gamma} = H_s \left(1 + \frac{V_2}{K_s} \right)} \quad (4g)$$

$$\boxed{\frac{\Delta P_s}{\gamma} = H_s \left(1 + \frac{aV_1}{AK_s} \right)} \quad (4h)$$

當量測出產生管湧的流速，便可以由(4h)式，推得直接施加於土體臨界壓力 ΔP_s 。 ΔP_s 可定義為流經土體高度及長度均為 H_s ，產生滲流破壞之臨界壓力，與流經土體高度差、土壤達西定律滲透係數及滲流速度有關。

但實際上流經邊坡，滲流方向如圖 4，假設滲流速度不變，可由能量方程式建立下式

$$\frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + H_p = \frac{v^2}{2g} + \Delta H \quad (4i)$$

(4i)式中，壓力水頭 $\frac{p}{\gamma} = H_w$ ， H_p 為位置水頭，為量測水位位置底部與坡底高差， ΔH 為水頭損失，可用達西定律推估得 $\Delta H = \frac{LV}{K_s}$ ， L 為滲流長度， V 為滲流速度，帶入(4i)式，推得

$$L = \frac{K_s}{V} (H_w + H_p) \quad (4j)$$

(4j)式為滲流長度，當流速達到滲流破壞強度，則產生滲流破壞，此時 L 為滲流破壞最長長度，若滲流流線長度短於 L ，則產生滲流破壞。

(4j)式可解釋為，邊坡破壞若考慮管湧導致之滲流破壞現象，則須考慮流線長度，流線長度可由實驗室獲得臨界啟動流速、達西定律滲流係數，與無限邊坡理論整合，推得產生滲流之最長邊坡流線長度，若滲流長度小於(4j)式，則崩塌可能性增加，若滲流長度比(4j)式長，則降低崩塌可能性，實務解釋上，例如增加擋土牆，讓流路變長，則會使流線長度變長，防止崩塌產生，而推估滑動面以下土體，則與滑動破壞無關，不過本研究假設為均勻土體，為理想假設，現地往往為混合土、砂及石頭堆積，且土壤壓密度不一，因此理論值僅提供參考，

需到現場近一步踏勘驗證。

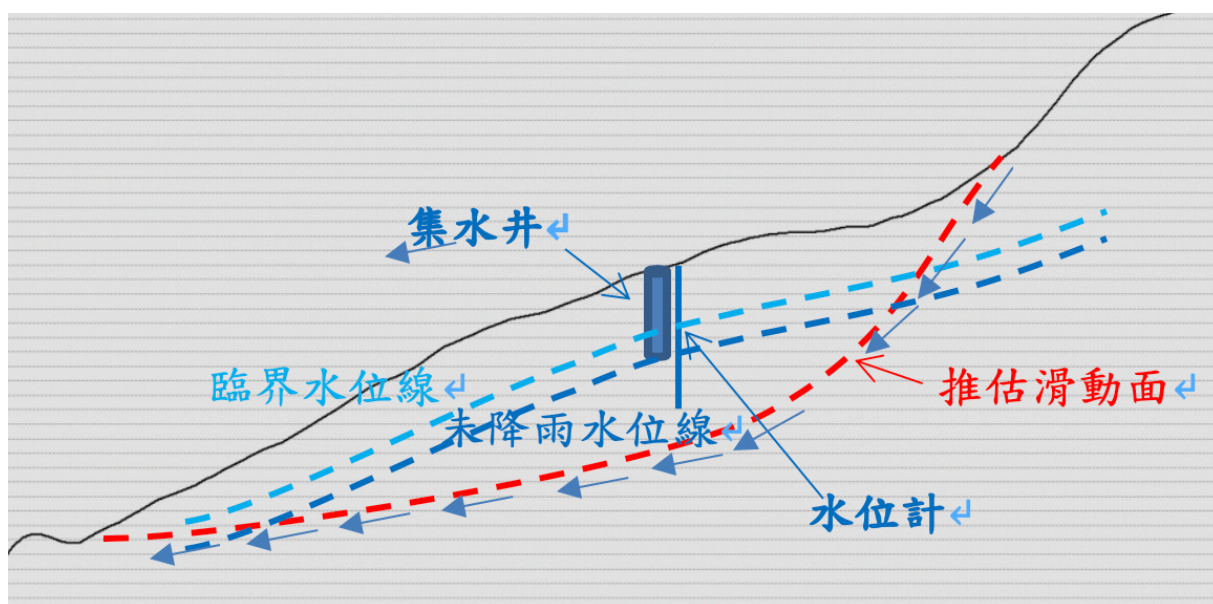


圖 4 實際邊坡滑動面

表 4 為飽和滲透壓（Geotechdata.inf, 2013），可提供未來現地土壤飽和滲透係數使用依據。而引起滲流之臨界壓力，目前尚無相關資料可以參考，本年度將持續研究，建立不同種類土壤之滲流速度，提供滲流破壞長度分析依據。

表 4 飽和滲流係數

土壤特性	USCS 分類	最小滲透係數 min (m/s)	最大滲透係數 max (m/s)
Well graded gravel, sandy gravel, with little or no fines	GW	5.00E-04	5.00E-02
Poorly graded gravel, sandy gravel, with little or no fines	GP	5.00E-04	5.00E-02
Silty gravels, silty sandy gravels	GM	5.00E-08	5.00E-06

Alluvial sand and gravel	(GM)	4.00E-04	4.00E-03
Clayey gravels, clayey sandy gravels	GC	5.00E-09	5.00E-06
Well graded sands, gravelly sands, with little or no fines	SW	1.00E-08	1.00E-06
Very fine sand, very well sorted	(SW)		
Medium sand, very well sorted	(SW)		
Coarse sand, very well sorted	(SW)		
Poorly graded sands, gravelly sands, with little or no fines	SP	2.55E-05	5.35E-04
Clean sands (good aquifers)	(SP-SW)	1.00E-05	1.00E-02
Uniform sand and gravel	(SP-GP)	4.00E-03	4.00E-01
Well graded sand and gravel without fines	(GW-SW)	4.00E-05	4.00E-03
Silty sands	SM	1.00E-08	5.00E-06
Clayey sands	SC	5.50E-09	5.50E-06
Inorganic silts, silty or clayey fine sands, with slight plasticity	ML	5.00E-09	1.00E-06
Inorganic clays, silty clays, sandy clays of low plasticity	CL	5.00E-10	5.00E-08
Organic silts and organic silty clays of low plasticity	OL	5.00E-09	1.00E-07
Inorganic silts of high plasticity	MH	1.00E-10	5.00E-08
Inorganic clays of high plasticity	CH	1.00E-10	1.00E-07
Compacted silt	(ML-MH)	7.00E-10	7.00E-08
Compacted clay	(CL-CH)	-	1.00E-09
Organic clays of high plasticity	OH	5.00E-10	1.00E-07
Peat and other highly organic soils	Pt	-	-

二、線性水庫模式預測地下水位

本研究採用計畫主持人發展(Hong & Wan, 2011)之線性水庫模式，來預測地下水如下：

(一) 地下水位擾動方程式推導

圖 5(a)為降雨至水流流至河川之過程，可用水文連續方程式_
(Chw et al. 1988) 描述水在土壤移動過程

$$\frac{dS}{dt} = I - O \quad (5)$$

式中 S 為水之儲蓄體積； I 為入流率，包括地下水流入及入滲； O 為地下水出流率。

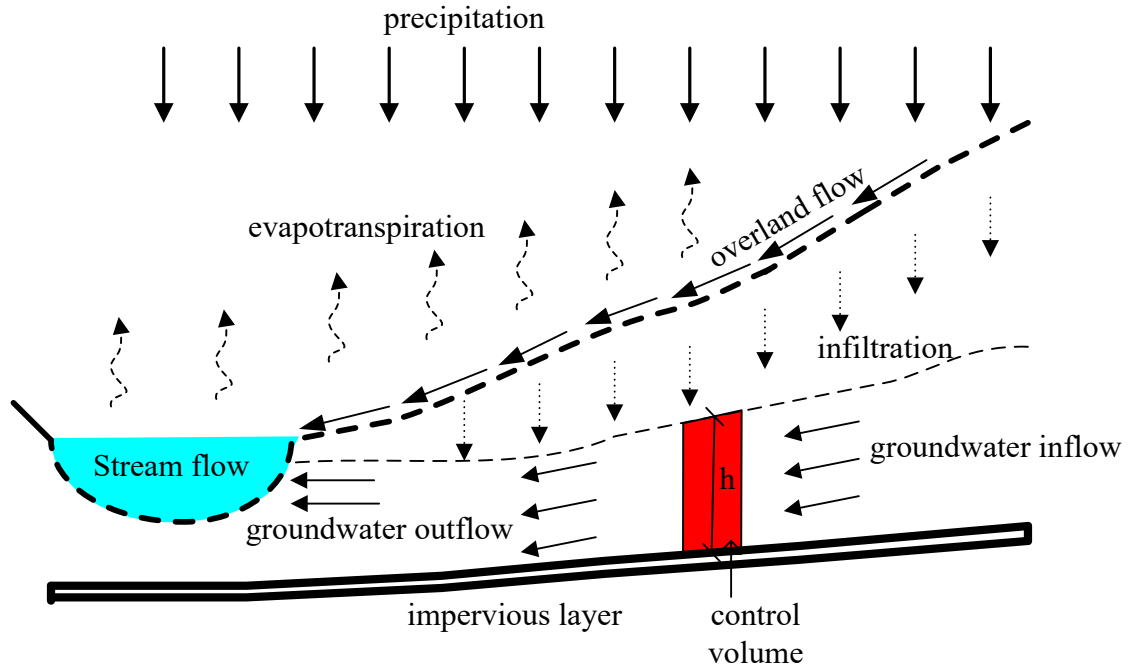
S 可用單位面積 L 之含水量表示如下(Rasmussen & Andreassen, 1959):

$$S = phL \quad (6a)$$

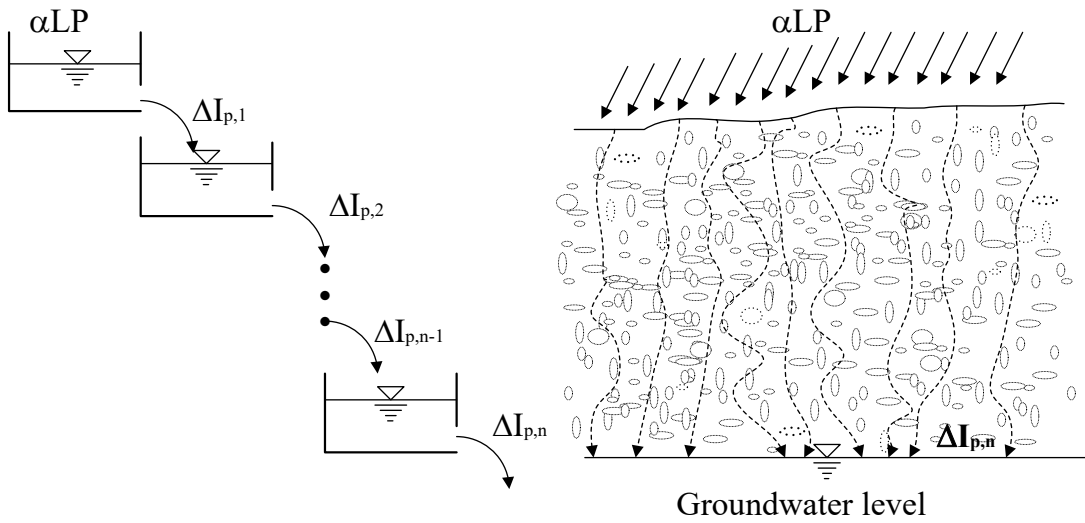
式中 p 為單位面積孔隙率， h 為水深(Maréchal et al. 2006; Park & Parker 2008; Sophocleous 1991)， S 對時間微分為

$$\frac{dS}{dt} = pL \frac{dh}{dt} \quad (6b)$$

1. 降雨入滲率



(a) Water travel process from precipitation to stream



(b) Conceptualization of infiltration process using a series of n identical linear reservoirs

圖 5 地下水流動概念圖

圖 5(a)顯示水之入流可表示如下：

$$I = I_p + I_g \quad (7a)$$

式中 I_g 為地下水入流； I_p 為入滲率，為降雨量 P_r 減蒸發散量 E_r 、漫地流 O_r 及窪蓄量 S_r 如下

$$I_p = [P_r - (E_r + O_r + S_r)]L \quad (7b)$$

[Wu et al. \(1996\)](#) 透過迴歸分析，推得降雨與入滲關係如下

$$I_{p,e} = 0.87(P_{r,e} - 5.25) \quad (7c)$$

式中 $I_{p,e}$ 為個別降雨事件之入滲量(mm)， $P_{r,e}$ 為降雨量(mm)， 5.25 mm 為個別降雨事件門檻值，低於此值則無入滲量。

[Park & Parker \(2008\)](#) 則假設每日入滲率 $I_{p,d}$ 與每日降雨量 $P_{r,d}$ 之間，可用係數表示如下

$$I_{p,d} = \alpha P_{r,d} L \quad (7d)$$

式中 α 代表降雨量之入滲比率。

本研究採用線性水庫模擬降雨入滲至地下水位過程，降雨至入滲補注地下水之時間藉由 n 個線性水庫來表示，每個水庫有相同的儲蓄常數 β 。圖 5(b)為線性水庫概念圖，第一個線性水庫流量 $\Delta I_{p,1}(t)$ 為入滲率除以儲蓄常數，將(7d)式代入，可推得降雨量之函數 $\alpha LP(t)$ ：

$$\Delta I_{p,1}(t) = \frac{\alpha LP(t)}{\beta} \quad (7e)$$

採用水文連續方程式，將(7e)代入(5)式，則可推得第 n 個水庫流出率為：

$$\Delta I_{p,n}(t) = \frac{\alpha LP(t)}{\beta(n-1)!} \left(\frac{t}{\beta} \right)^{n-1} e^{-\frac{t}{\beta}} = \alpha LP(t) H(t) \quad (7f)$$

式中 $H(t) = \frac{I}{\beta(n-1)!} \left(\frac{t}{\beta}\right)^{n-1} e^{-\frac{t}{\beta}}$ 為入滲率之單位脈衝函數，對 $H(t)$ 微分，

可獲得最大入滲率 H_p 及入滲時間 t_p

$$t_p = \beta(n-1) \quad (7g)$$

$$H_p = \frac{I}{\beta(n-1)!} (n-1)^{n-1} e^{-(n-1)} \quad (7h)$$

(7g)式可知 β 及 n 越大，則 t_p 越大且 H_p 越小。

將時間離散成許多 Δt ，設 P_m 為介於 $(m-1)\Delta t$ 及 $m\Delta t$ 間之降雨深度，

$t = N\Delta t$ 之入滲率為

$$\begin{aligned} I_{p,N}(t) &= \alpha L (P_1 H(N\Delta t) + P_2 H[(N-1)\Delta t] + \dots + P_m H[(N-m+1)\Delta t] + \dots + P_N H[\Delta t]) \\ &= \alpha L \sum_{m=1}^N P_m H[(N-m+1)\Delta t] \end{aligned} \quad (7i)$$

式中 N 為因為 n 及 β ，導致入滲結果之影響區間

2. 地下水流率

圖 6(a)說明地下水控制體積，入滲率 I_p 、地下水入流 I_g 及出流率 O_g 之相互關係，圖 6(b)-(e)，則說明交互作用導致地下水位上升及下降之其過程。

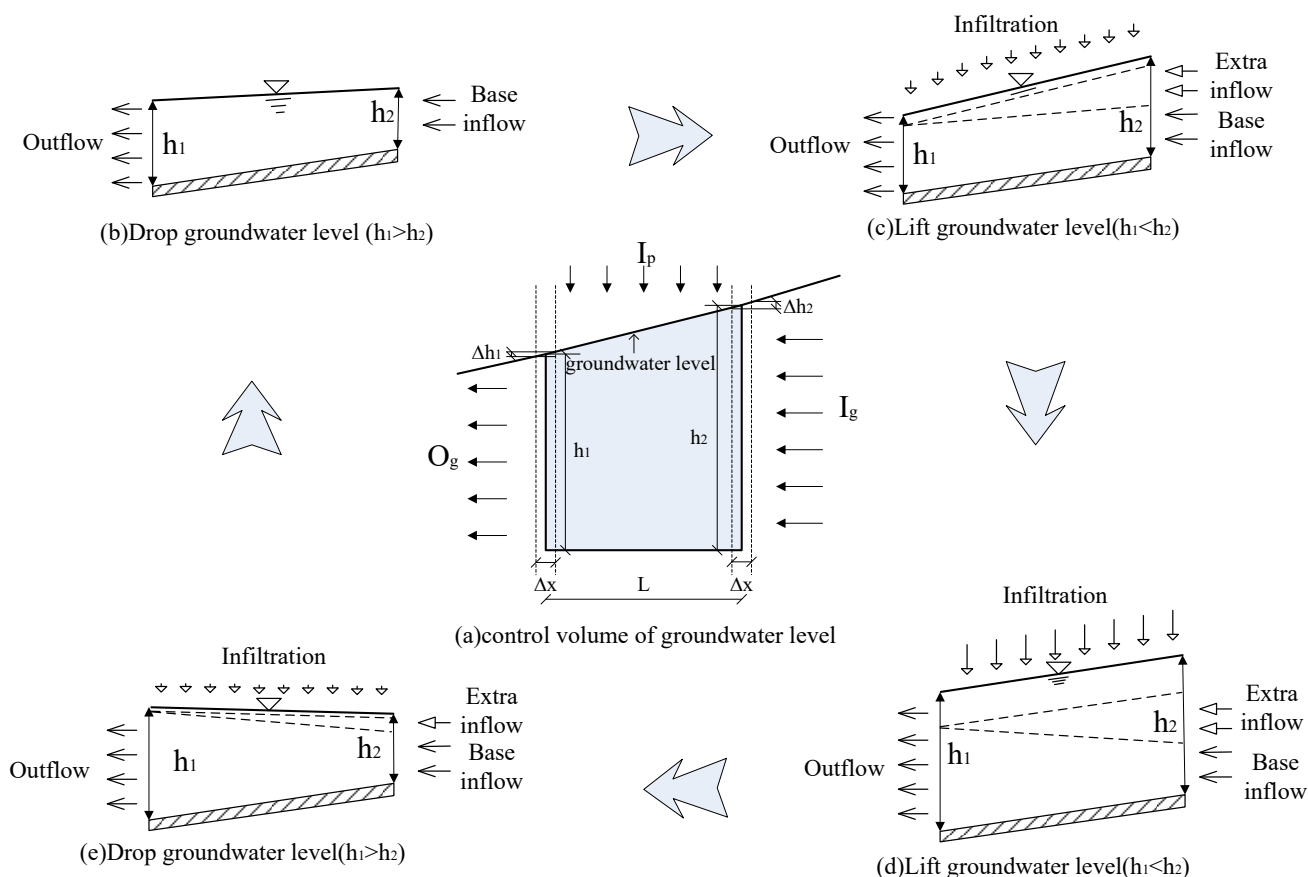


圖 6 暴雨期間地下水位擾動變化

經由 Darcy's law，地下水入流率可表示為

$$I_g = k \frac{\Delta h_2}{\Delta x} h_2 \quad (8a)$$

式中 k 為水力傳導係數； $\frac{\Delta h_2}{\Delta x}$ 為入流水力梯度； h_2 為入流單位寬度之水深，地下水流率為

$$O_g = k \frac{\Delta h_1}{\Delta x} h_1 \quad (8b)$$

式中 $\frac{\Delta h_1}{\Delta x}$ 為出流水力梯度； h_1 出流單位寬度之水深。假設局部水力梯度等於區域水力梯度，即 $\frac{\Delta h_2}{\Delta x} = \frac{\Delta h_1}{\Delta x} = \frac{\Delta h}{\Delta x}$ ，則入流率 I_g 與出流率 O_g 差值為

$$I_g - O_g = k \left(h_2 \frac{\Delta h_2}{\Delta x} - h_1 \frac{\Delta h_1}{\Delta x} \right) = -kL \frac{\Delta h}{\Delta x} \left(\frac{h_1 - h_2}{L} \right) = -kLi \frac{\Delta h}{\Delta x} \quad (8c)$$

式中控制體積平均水力梯度 $i = \frac{h_1 - h_2}{L}$ ，[Park & Parker \(2008\)](#) 假設淨

儲存體積改變量與儲存體積之間之關係如下

$$I_g - O_g = KS = KpLh \quad (8d)$$

式中 $K = \frac{-ki}{ph} \frac{\Delta h}{\Delta x}$ 為地下水傳輸參數，假設 $L \cong \Delta x$ 及 $(h_1 - h_2) \cong \Delta h$ ，則

$\frac{\Delta h}{\Delta x} \cong i$ ， $K = -\frac{ki^2}{ph}$ ，因為 i^2 ， k ， p 及 h 為正值， K 則為負值。

整合入滲及側向入流，則連續方程式可寫成下式：

$$I - O = KpLh + A\alpha L \sum_{m=1}^N P_m H[(N - m + 1)\Delta t] \quad (8e)$$

式中 A 為集水區面積

(二)數值方法求解

將(6b)、(7i)及(8e)式代入(5)式，再除以 pL ，可推得下式

$$\frac{\Delta h}{\Delta t} = Kh + I \sum_{m=1}^N P_m H[(N - m + 1)\Delta t] \quad (9a)$$

式中 $I = \frac{\alpha}{p}(A+1)$ ，為大於 0 之值，定義為上升數(Rise Number)，而

$I \sum_{m=1}^N P_m H[(N - m + 1)\Delta t]$ 為入滲及地下水入流， K 定義為下降數(Sink

Number)，為小於 0 之值。 Kh 為地下水水頭損失。

(9a)式為一階線性微分方程式，可用 4 階 Runge-Kutta 數值模式

求解(Anderson, & Woessner 1992; Chapra & Canale 1988; Hong 2008;

Hong 2010)，首先(9a)式可推導如下

$$\frac{\Delta h}{\Delta t} = f(t, h) \quad (9b)$$

定義 $t_i = \Delta t \times i$ ，其對應地下水位為 h_i ，則

$$C_1 = f(t_i, h_i) = Kh_i + I \sum_{m=1}^N P_m H[(N-m+1)\Delta t] \quad (9c)$$

$$\begin{aligned} C_2 &= f\left(t_i + \frac{\Delta t}{2}, h_i + \frac{\Delta t}{2} C_1\right) \\ &= K\left(h_i + \frac{\Delta t}{2} C_1\right) + \frac{1}{2} \left(I \sum_{m=1}^N P_m H[(N-m+1)\Delta t] + I \sum_{m=2}^{N+1} P_m H[(N-m+1)\Delta t] \right) \end{aligned} \quad (9d)$$

$$\begin{aligned} C_3 &= f\left(t_i + \frac{\Delta t}{2}, h_i + \frac{\Delta t}{2} C_2\right) \\ &= K\left(h_i + \frac{\Delta t}{2} C_2\right) + \frac{1}{2} \left(I \sum_{m=1}^N P_m H[(N-m+1)\Delta t] + I \sum_{m=2}^{N+1} P_m H[(N-m+1)\Delta t] \right) \end{aligned} \quad (9f)$$

$$C_4 = f(t_i + \Delta t, h_i + \Delta t C_3) = K(h_i + \Delta t C_3) + I \sum_{m=2}^{N+1} P_m H[(N-m+1)\Delta t] \quad (9g)$$

式中 P_{N+1} 為 $N\Delta t$ 時間之降雨率，進一步分析，於 $t_i + \frac{\Delta t}{2}$ 之降雨深

度未知，因此 $\frac{1}{2} \left(I \sum_{m=1}^N P_m H[(N-m+1)\Delta t] + I \sum_{m=2}^{N+1} P_m H[(N-m+1)\Delta t] \right)$ 可視為在

$t_i + \frac{\Delta t}{2}$ 時間之入滲率及額外入流率。根據 4 階 Runge-Kutta 演算法，

於時間 t_{i+1} 之地下水位 h_{i+1} 為

$$h_{i+1} = h_i + \frac{\Delta t}{6} (C_1 + 2C_2 + 2C_3 + C_4) \quad (9h)$$

(9h)式說明於 t_{i+1} 時間之地下水位可以由 t_i 時間之降雨求得。

三、應用類神經網路預測地下水位變動量

本研究將採用 Hong(2017)研發之方法，進行崩塌地之地下水位預

測，透過預測系統建置，可以提早得知未來一小時、二小時甚至更久

之後的地下水位預測，與已發展好之理論模式相結合，作為預警系統建置之用。

以水文循環觀點來看，降雨落於地面，然後入滲至土壤，經過一段時間之後，水分達到含水層，然後沿著不透水面流至下游。根據上述描述，即時地下水位及降雨將影響未來地下水位變化。即時地下水位及降雨為最常採用之因子，而預測之期程以一場暴雨，則蒸發散量及溫度可視為常數。定義 H_t 及 H_{t+1} 分別為 t 及 $t+1$ 時間之地下水位， P_t 為 t 時間之降雨量， $f(H_t; P_t, P_{t-1}, \dots, P_{t-s})$ 為轉換函數。可推得下式：

$$H_{t+1} = H_t + f(H_t; P_t, P_{t-1}, \dots, P_{t-s}) \quad (10)$$

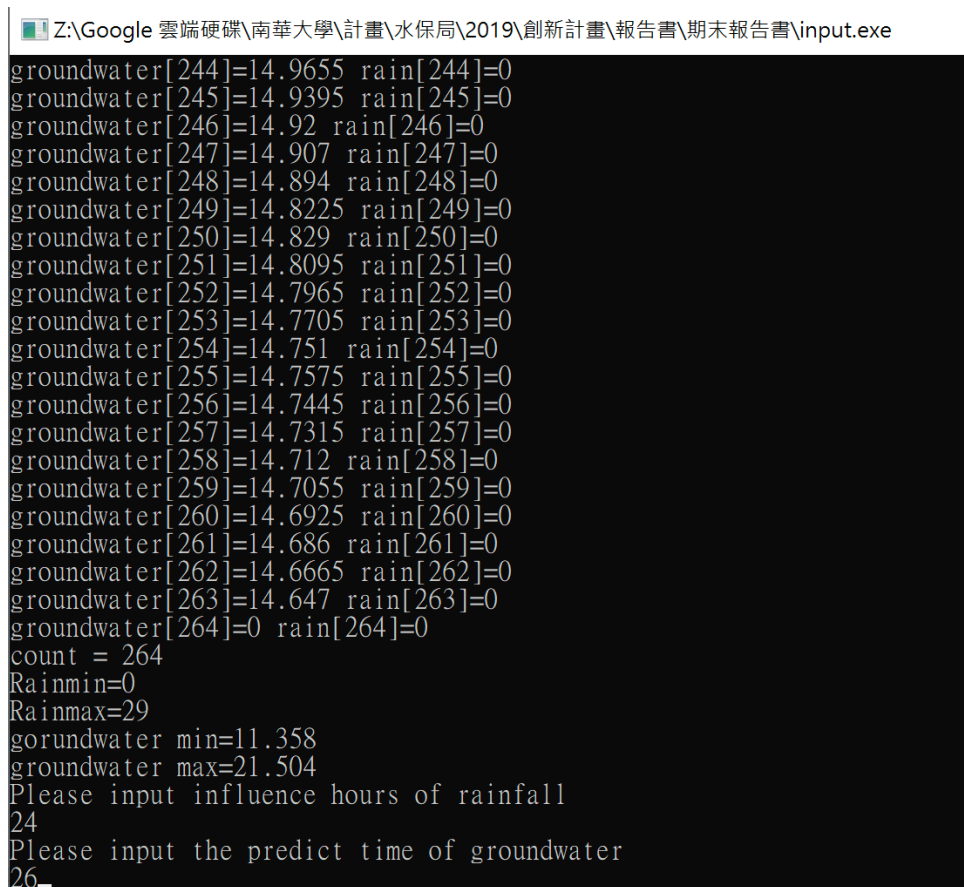
(10)式說明 $t+1$ 時間之地下水位為 t 時間的地下水位及之前累積降雨之影響。若另定 $H_{diff}(t)$ 為時間 t 至 $t+1$ 之間之地下水擾動量，則(10)式可改為

$$H_{diff}(t) = H_{t+1} - H_t = f(H_t; P_t, P_{t-1}, \dots, P_{t-s}) \quad (11)$$

本研究採用(11)式來描述一場暴雨地下水擾動量與相關因子關係，並以類神經網路進行時間序列之演算。首先地下水擾動模擬亦採用倒傳遞類神經網路，使用 25 個神經元，也就是影響預測時間的地下水位資料包括過去 24 小時及目前地下水位，包括 H_t 及 P_t ， $P_{t-1}, \dots, P_{t-23}$ 為輸入層，擾動變化量 $H_{diff}(t)$ 為輸出層；系統採用一層隱

藏層，亦為 73 個神經元，輸入層至隱藏層以 log-sigmoid 為轉換函數，隱藏層至輸出層採用線性函數(Howard and Mark 2004)。預測部分，可以預測之後時間，可選擇預測時間與目前時間之差。

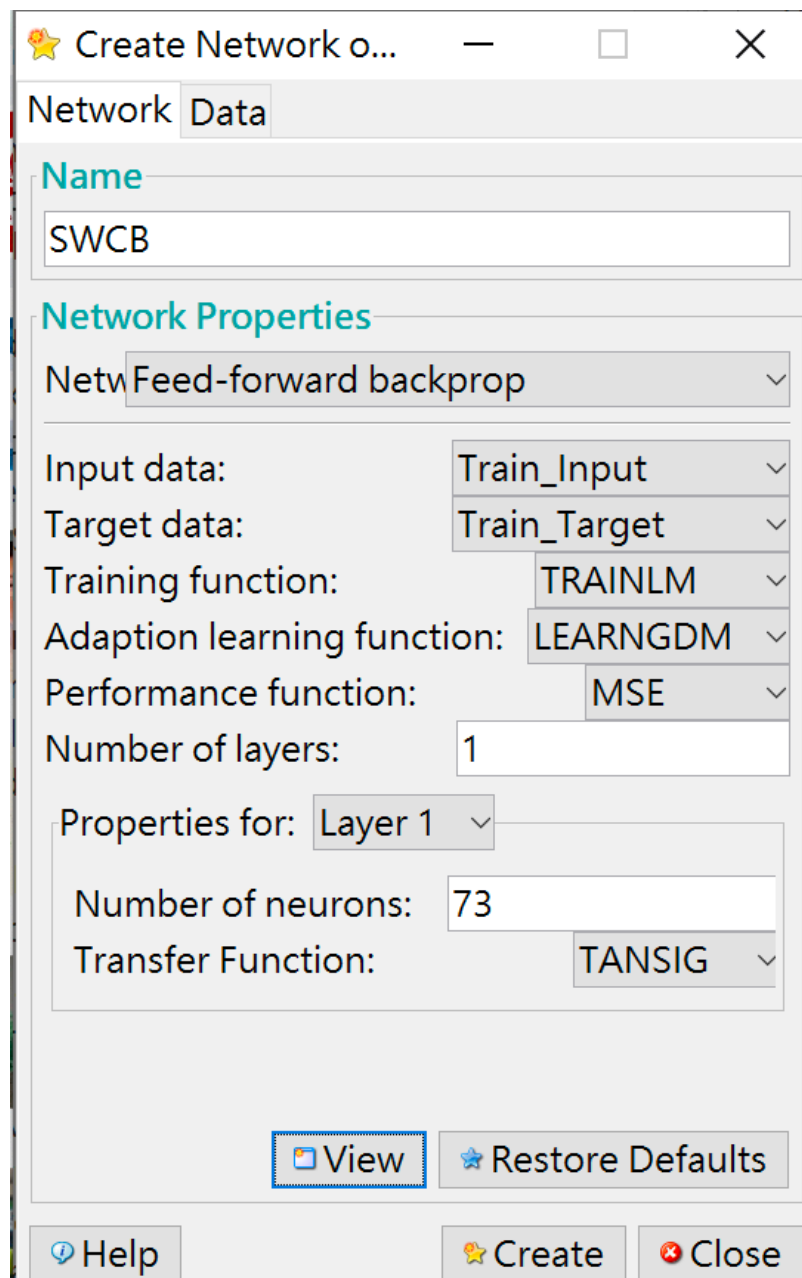
本研究目前先利用 C 語言，將原有降雨資料及地下水位資料，將訓練樣本及驗證樣本轉換為輸入矩陣，本計畫採用過去 24 小時降雨及當下之地下水位，預測下一小時、二小時及三小時地下水位，經過整理後之矩陣，使用 Matlab NNTool 進行訓練，訓練所得參數，再輸入另一場暴雨進行驗證，未來可以整合為執行檔，進行即時預測之用，圖 7 為預測兩小時後之地下水位。



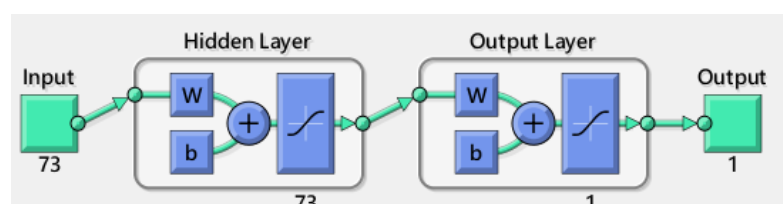
```
Z:\Google 雲端硬碟\南華大學\計畫\水保局\2019\創新計畫\報告書\期末報告書\input.exe
groundwater[244]=14.9655 rain[244]=0
groundwater[245]=14.9395 rain[245]=0
groundwater[246]=14.92 rain[246]=0
groundwater[247]=14.907 rain[247]=0
groundwater[248]=14.894 rain[248]=0
groundwater[249]=14.8225 rain[249]=0
groundwater[250]=14.829 rain[250]=0
groundwater[251]=14.8095 rain[251]=0
groundwater[252]=14.7965 rain[252]=0
groundwater[253]=14.7705 rain[253]=0
groundwater[254]=14.751 rain[254]=0
groundwater[255]=14.7575 rain[255]=0
groundwater[256]=14.7445 rain[256]=0
groundwater[257]=14.7315 rain[257]=0
groundwater[258]=14.712 rain[258]=0
groundwater[259]=14.7055 rain[259]=0
groundwater[260]=14.6925 rain[260]=0
groundwater[261]=14.686 rain[261]=0
groundwater[262]=14.6665 rain[262]=0
groundwater[263]=14.647 rain[263]=0
groundwater[264]=0 rain[264]=0
count = 264
Rainmin=0
Rainmax=29
gorundwater min=11.358
groundwater max=21.504
Please input influence hours of rainfall
24
Please input the predict time of groundwater
26
```

圖 7 原始資料矩陣轉換

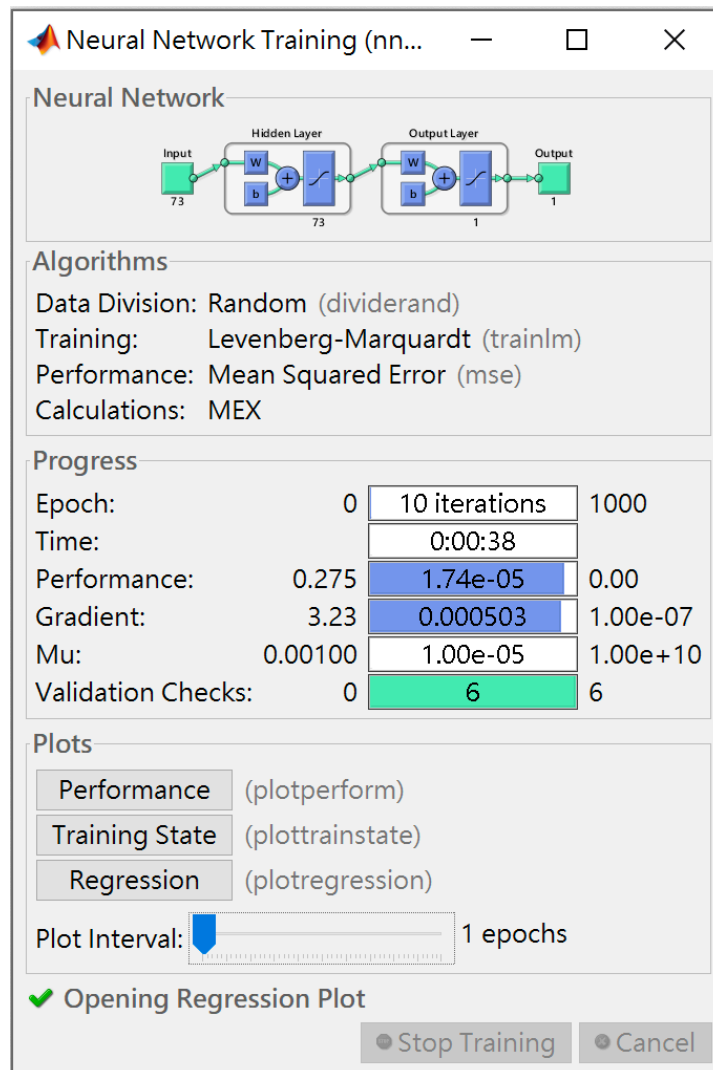
NNTOOL 執行時，需要選擇參數設定及訓練如圖 8。



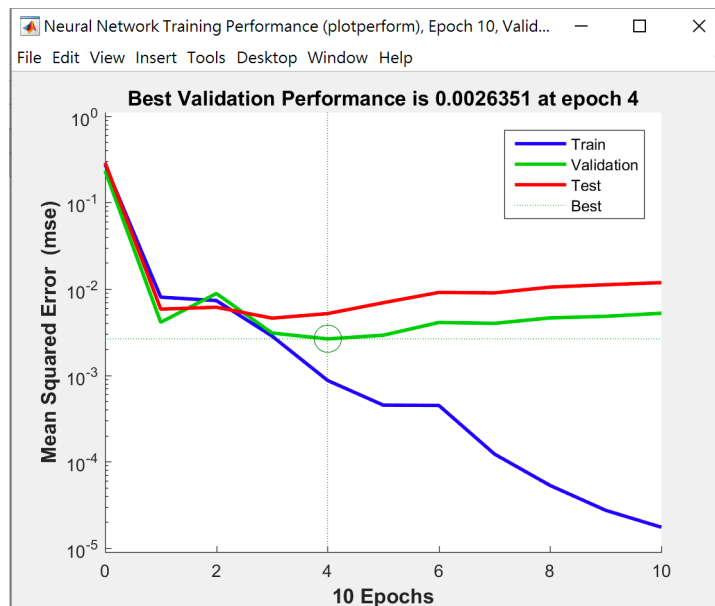
(a) NNTOOL 參數設定



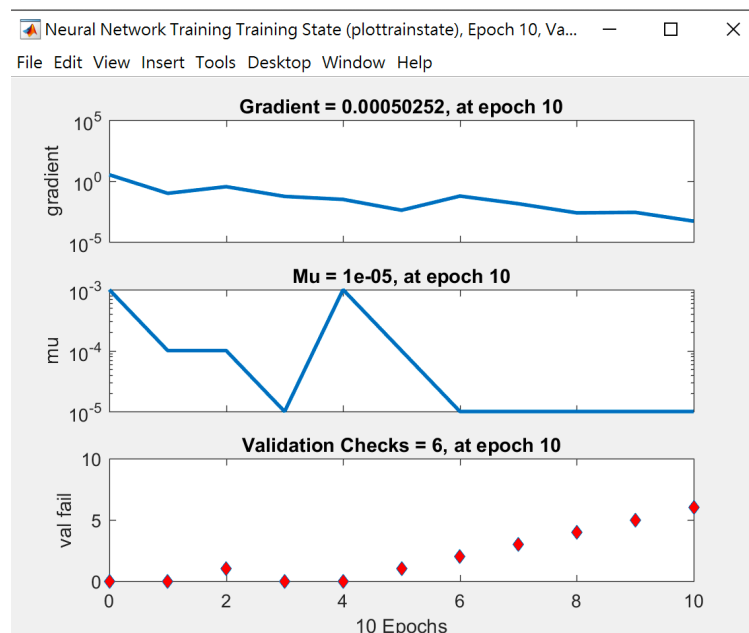
(b)設定之模型



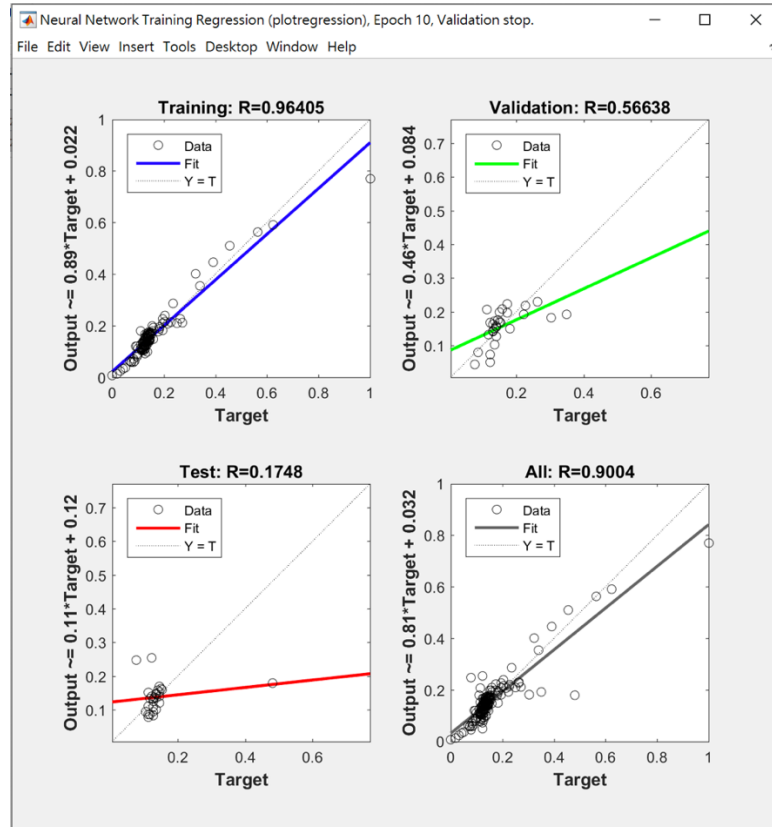
(c)演算成果



(d)均方根誤差



(e)訓練狀態



(f)回歸模型

圖 8 類神經網路訓練

第二節 試驗分析

本研究於南華大學進行參數之實驗推估，包括以下四項：

- (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(ϕ)。
- (4)進行產生滲流之臨界壓力計算

各項試驗說明如下：

一、夯實試驗

夯實試驗(Compact 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。

(一)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：

(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^3)，附底板與延伸環。

(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。

(一) 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 9 試驗用土壤

二、變水頭滲透試驗

(一)試驗目的與公式

目的：求土壤的滲透係數 k_o 值

原理: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：

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

(二) 試驗儀器

水頭試驗儀

(a) 豎管

(b) 下游供水盆(含溢流口)

(c) 持續供水設施(a)

- 游標尺。
- 凡士林。
- 電子秤。

(二) 試驗步驟

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、下端閘門，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。

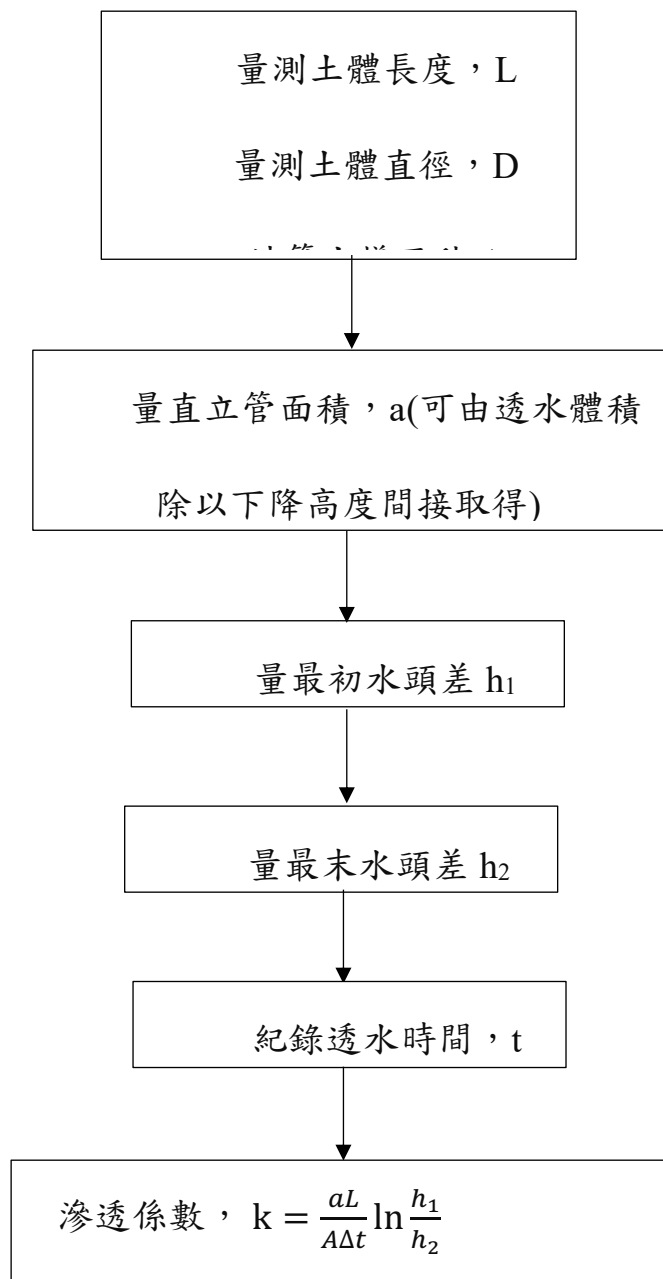


圖 10 變水頭滲透試驗之流程圖

三、壓密排水三軸試驗

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，簡稱壓密排水 (Consolidated Drained, CD) 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。

(一)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 、 φ)

儀器包括三軸壓密儀器、孔隙水壓力計、荷重計、三軸壓力試驗面板。

(二)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 σ_a ，計
算最大主軸應力 σ_1 。
- (10) 改變圍壓 σ_3 ，重覆步驟(1)~(9)二至三次。
- (11) 由各試驗結果之 σ_3 、 σ_1 繪製莫爾圓、破壞包絡線，**求**
得土壤剪力強度參數(c 、 φ)
- 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 11 三軸試驗示意圖。

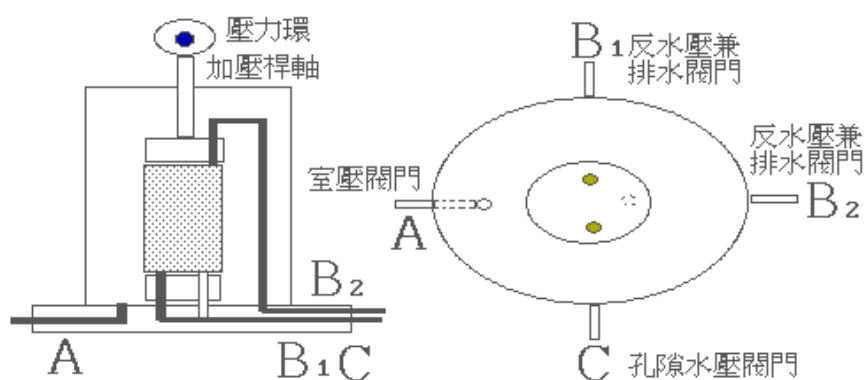


圖 11 三軸試驗示意圖

四、臨界滲流破壞壓力及流速試驗

(一)原理與儀器

本研究進行臨界壓力梯度量測。試驗設備基本配置如圖 12 所示，首先水箱中放置八分滿之水，以空氣壓縮機加壓水箱，以水管輸出水時，以壓力調節器，調節至所需之壓力，將水送至滲流參數設備，滲流參數設備會因為使用目的之不同而改變試驗配置，本團隊目前有无沖蝕濾料試驗設備，臨界壓力梯度量測設備可用無沖蝕濾料試驗設備，但不加濾料層即可。

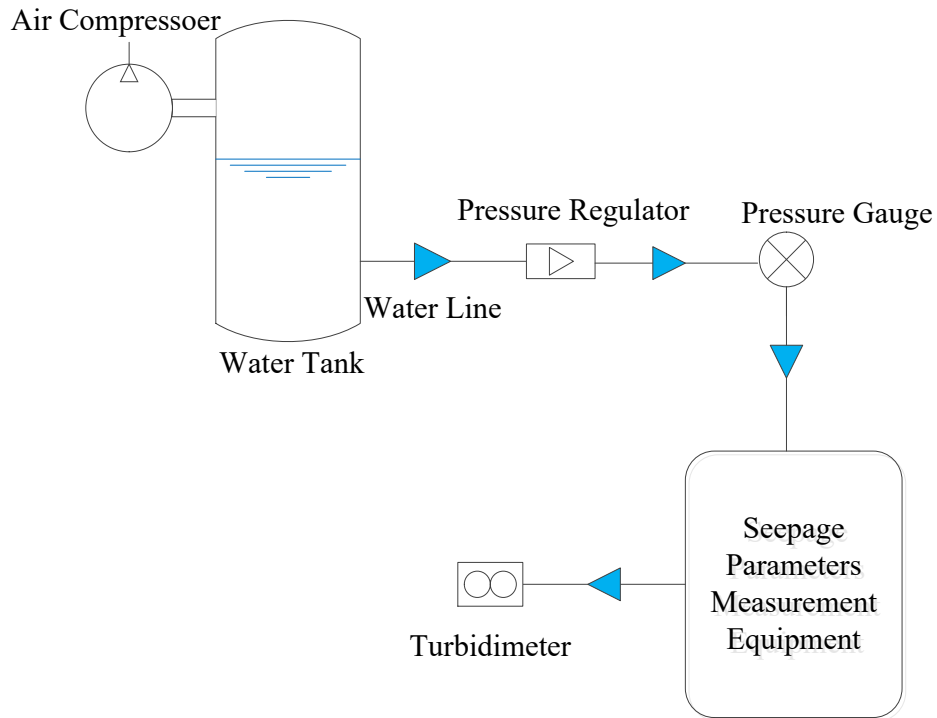


圖 12 試驗設備規劃

圖 13 為本團隊設計之壓力控制系統(Hong et. al. 2013)，設置於明道大學土壤沖蝕實驗室，透過空壓機打氣之後，可調整出所需之水壓。不銹鋼水箱為提供管湧及濾料選定試驗之供水容器，尺寸為 $30\text{cm} \times 140\text{cm}$ ，供水量可達 100 公升。該不銹鋼水箱與儲氣槽間以耐高壓之塑膠管連接，並設置一個調壓閥及氣壓錶，作為壓力調整與輸送之用。至於，不銹鋼水箱與立臥兩用壓克力容器間。亦以耐高壓之塑膠管連接，並設置一水壓錶，以量測水壓大小。





(a) Water Tank

(b) Pressure Gauge



(c) Pressure Regulator

圖 13 壓力控制系統

試驗容器如圖 14 所示(Hong et. al. 2013)，為 A.立臥兩用壓克力圓柱體容器，本壓克力圓柱型容器分為上、下兩截，第一截(下半截)尺寸為 $\phi 10\text{cm} \times 10.2\text{cm}$ ，裝置時，以螺帽固定於具有四支可調高度腳架之底版下。第二截(上半截)尺寸為 $\phi 10\text{cm} \times 17.8\text{cm}$ ，置於第一截圓柱筒上，其間以四支具有螺紋之不銹鋼棒，連接腳架後，再以螺帽固定(壓克力圓柱筒上、下兩截組合後尺寸為 $\phi 10\text{cm} \times 28\text{cm}$)。最後，將頂蓋版置於第二截柱筒上，並以螺帽固定。上、下蓋版尺寸為 $14.5\text{cm} \times 14.5\text{cm} \times 2.5\text{cm}$ ，版上分別有二孔，用以進水、排水及排氣。容器於試驗前，曾以 $6\text{kg}/\text{cm}^2$ 之高水壓力測試 24 小時，並無漏水及破裂情事。

土樣上方及下方均加上礫石，讓壓力能平均分布，並於設備內

部周圍加黏土，避免滲流。進行試驗時，土體需經過標準夯實試驗，以控制相同之條件；無沖蝕濾料試驗時，於土層上方加設試驗濾料，而土層需經過標準夯實試驗，以控制相同之條件，並以 2.6 kg/cm^2 之壓力進行試驗；而臨界壓力梯度試驗，則不加濾料層，試驗時，壓力逐漸由低壓至高壓，並以泥沙排出時之壓力，定為臨界壓力，並可以反推得臨界剪應力。兩者試驗時，均須量測其含砂量，以得知泥沙流出之狀況。含砂量測目前係採用容器接水烘乾後，量測其砂重，以推算其含砂量。

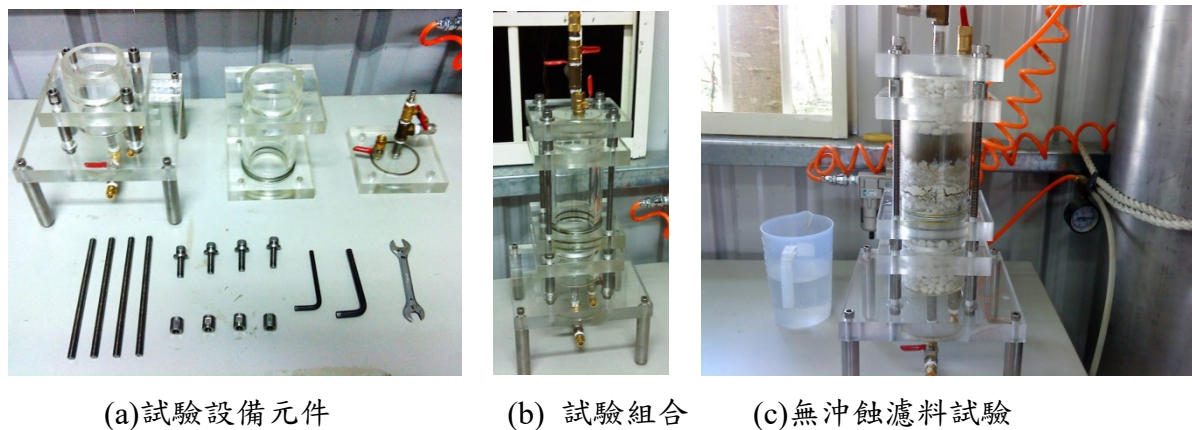


圖 14 無沖蝕濾料試驗容器

(二) 試驗試體製作

以無沖蝕濾料試驗說明如下：

A. 圓柱形容器底部加鐵絲網後，再放置#4~3/8 英吋礫石 6cm，做為濾料的過濾層，其上再加鐵絲網，以分隔該層與濾料。

B. 將含水量為標準 proctor 夯實試驗 $O.M.C \pm 2\%$ 之濾料，分十四次以定體積夯實方式夯入容器。夯實後厚度 5.5cm，並加水飽

和。

C.模型粘土搓成條狀，置於容器高 14.5~17.5cm 處，並壓緊管壁，以防止管壁流。

D.依步驟 B 再夯入濾料，夯實後厚度 3cm。

E.將含水量為標準 proctor 夯實試驗 O.M.C. $\pm 2\%$ 之基礎土壤，分十次以定體積夯實方式夯入容器。夯實後厚度 5.5cm，亦加水飽和。

F.再放入#4~3/8 英吋礫石 10cm，以擾流，俾產生靜水壓力。

G.試體製作完妥後，垂直放置，如圖 3-7，並加水於基礎土壤上方之礫石孔隙，至水由排氣孔溢出。

而臨界壓力梯度試驗，則不加入濾料，改為進行 A、E、F，但 A 步驟之礫石為 12cm，F 步驟之礫石為 12.5cm，以便取代濾料，而基礎土壤仍為 5.5cm。

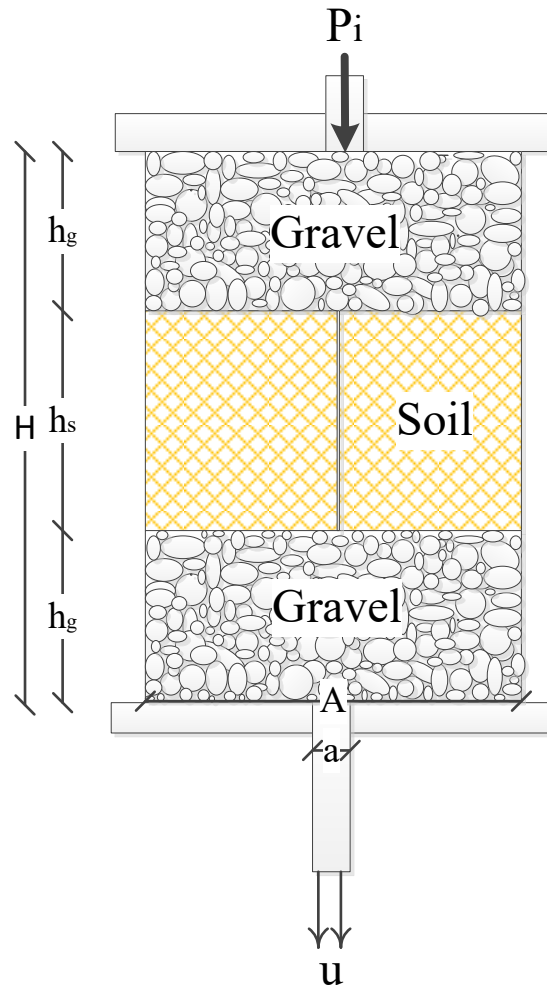


圖 15 試驗示意圖

(三)試驗步驟

以無沖蝕濾料試驗說明如下：

A.打開水閘，逐步加壓至產生破壞為止。

B.每分鐘量測排水量一次，量測後，將排出水烘乾，稱排出土壤顆粒重。

C.觀察排出水的流量、色澤，至流量達平衡止。

D.關閉水流，拆解儀器，並觀察土樣是否產生內部沖蝕。

而臨界壓力梯度試驗，則是打開水閘之後，分次加壓，直到水變濁之後，保持固定壓力 10 分鐘，至於加壓程度，則可視土壤特性調整。

第三節 現場驗證

本計畫引用何學承(2018)之資料，及水土保持局 107 年度萬山、寶山、來義等八處大規模崩塌地區監測計畫成果報告書，將選定三處，進行分析。並建立即時預警系統。

一、梨山地區

梨山地區地層滑動範圍涵蓋遼闊，主要包括中橫公路台 8 線與宜蘭支線(台 7 甲)交會處的梨山里一帶，本區域在民國 79 年 4 月間發生大規模的地層滑動，台 7 甲線路基嚴重下陷流失而致中斷，而台 8 線及座落在梨山地區的幾處重要公共設施，均發生嚴重地基下陷及建物損毀等情況。為防止地滑災害持續擴大，不利德基水庫集水區之維護管理，水土保持局自民國 84 年度起實施梨山地區的「坡地災害整治」計畫。於民國 91 年度完成治理之工作，並依現地需要擬定了梨山地區地層滑動整治後續的計畫，持續針對原有施工中監測系統，調整提昇為可即時通報的預警系統，並據此研定了各項監測預警的基準值。各年度除了持續維持系統運作及更新監測儀器外，並應對整體預警系統的介面與運作方法加強辦理。

梨山及其週遭範圍在歷經 921 地震及後續颱風影響，尤其是民國 93 年七二水災過後，原地滑地治理區之西區、東南區外

圍及東方，包括省道台 7 甲 68K~70K 附近的松茂部落、台 8 線 82K+200 加油站下方、台 8 線 80.9K 處下邊坡老部落及台 8 線 76K~79K 路段上的新舊佳陽部落等地，都有新的地滑地的產生，危及居民居家及耕作的安全，雖經緊急處理，仍有長期治理的需求及安全監測預警的必要，在第三期計畫(96~99 年度)，擴大原治理管理範圍，以保障原住民部落安全並加強保護德基水庫的上游集水區。

梨山隸屬於臺中市和平區，人口約 2,138 人，位置約在臺灣中部臺中市區東偏北約 100 公里的中央山脈中，標高約在 1,950 公尺左右，為中部橫貫公路（台 8 線）以及其宜蘭支線（台 7 甲線）交會點。此為中橫公路交通、商業、觀光旅遊及行政之綜合據點，圖 16 為梨山地區主要地點分布圖。

梨山周圍部落，包括位於宜蘭支線（台 7 甲線）61 公里處下方的環山地區與 68~70 公里兩側的松茂地區，以及中部橫貫公路（台 8 線）80.9 公里處下方的老部落與 76~79 公里公路上邊坡的新佳陽地區，統稱為「大梨山地區」，都有新的地滑地產生，有長期治理的需求及安全監測預警的必要，擴大原管理監測範圍，以保障原住民部落安全並加強保護德基水庫的上游集水區。



圖 16 梨山地區主要地點分布圖

(一) 梨山精華區

梨山賓館是梨山著名的地標，為昔日蔣公行館之一，其他有臺灣家喻戶曉之觀光景點，梨山文物館、台汽車站等公共設施，但皆因民國 79 年 4 月 15 日至 19 日間，梨山地區發生大規模之地層滑動，造成國民旅舍與台汽車站內部嚴重損壞而暫停使用，921 地震後，中橫公路谷關往德基段中斷，因交通不便，梨山觀光產業一落千丈，梨山賓館更是幾近閒置。目前國民旅舍與台汽車站已拆除，環境已大致改善，政府相關單位積極推動振興觀光產業計畫，希望能逐漸恢復往日景象，目前梨山賓館進行 OT 案，101 年營運，圖 17 為梨山精華區位置與說明圖。

地滑體特性：水對於邊坡滑動的影響甚大，由於本地滑區係位於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土體冠部裂隙發達處匯入，加注

至本區地下水，降低了土壤有效應力，破壞了邊坡之穩定性，因此降雨與地下水為滑動之最大誘因。

滑動體特性：由數個上下關聯之滑動體所構成，屬複合型風化岩或崩積土層之地滑。

監測治理範圍之面積共 300 公頃(包括梨山地區約 230 公頃、松茂地區約 20 公頃、老部落地區約 20 公頃、新佳陽地區約 30 公頃)。



圖 17 梨山精華區位置與說明

(二)松茂地區

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。



圖 18 松茂地區位置與說明

(三)老部落地區

梨山老部落地區位於省道台 8 線 80K+900，梨山往德基方向，齡恩路下方山坡地，海拔約 1,750 公尺，於進入梨山街區前約 1 公里。位於梨山地滑分區中的西區(A 區滑動土體)所匯集之坑溝以西，鄰近大甲溪，區域內地表水匯集成一主要坑溝後排入大甲溪。主要通行道路為齡恩路，為當地農民輸運貨物、人員進出之唯一對外道路。

區域內地表大部分坡度從 15° ~ 45° ，坡度 35° 以上區域主要分布在靠近德基水庫之區域坑溝下游部分，自西側稜線以西向上延伸，此部份目前現地踏勘並未發現有明顯滑動跡象。

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 37.5 公尺。



圖 19 老部落地區位置與說明

(三) 新佳陽地區

新佳陽部落位於台 8 線 76K~79K 之公路上邊坡，原舊佳陽部落位於德基水庫對岸的台地上，因興建德基水庫致使舊佳陽部落被淹沒，於民國 57 年遷村到現址的新佳陽部落。

新佳陽部落高程介於 1,750~1,900 公尺，位於一個呈西南—東北走向之山脊的坡腹，地勢由西南向東北遞降，終而沒入大甲溪。新佳陽部落東側為一山凹，地形上屬侵蝕面，有一條溪溝通過。因為地質破碎，加以岩層的解壓作用，造成裂隙發達，地表水淘刷溪溝兩岸土石，向源侵蝕作用極強烈。滑動體特性：推測新佳陽滑動面由塊體解壓所形成並逐漸向上發展，屬平面滑動之地滑。滑動區監測範圍約 30 公頃，依目前監測結果，最深達地下 13.9 公尺。



圖 20 新佳陽地區位置與說明

二、大規模崩塌地區監測計畫

依據水土保持局 107 年度萬山、寶山、來義等八處大規模崩塌地區監測計畫成果報告書，設置 8 處大規模崩塌地區位置與面積說明，如圖 4-6。其相關位置與面積概述下，表 4-1 為計畫區

執行時程概況，表 5 為崩塌區計畫執行時程表。本計畫先採用萬山地區，進行分析。

表 5 大規模崩塌執行時程

地區	執行監測事由	開始監測日期	計畫合併時間			
九份二山	921 集集大地震	2005 年	2012 年 (二合一)	2015 年 (五合一)	2017 年 (八合一)	2018 年 (八合一)
藤枝林道 3.5k	莫拉克颱風	2010 年				
萬山	2012 年中央地質調查所調查莫拉克災區潛在大規模崩塌區之分析報告	2013 年				
寶山				2016 年 (三合一)		
來義						
隙頂		2015 年				
新庄						
新興						

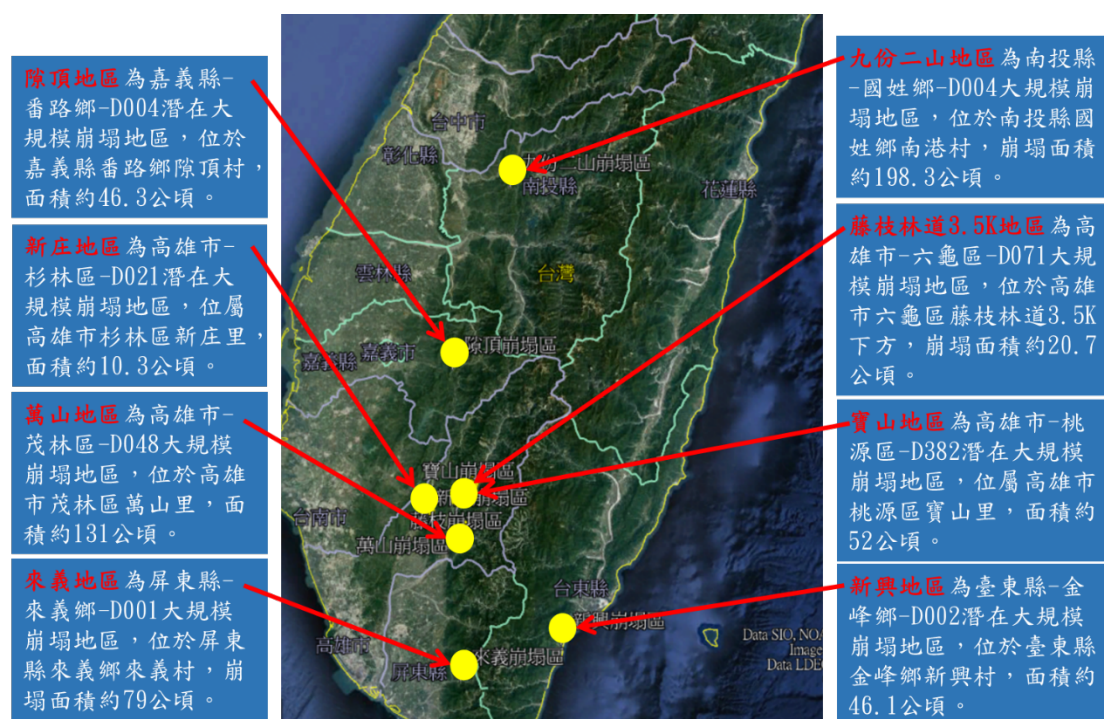


圖 21 計畫區崩塌地區之地理位置圖

表 6 崩塌區計畫執行時程表

地區	年度	監測計畫
九份二山	2005 年	九份二山觀測計畫
	2006 年	九份二山崩塌地觀測計畫
	2007 年	九份二山崩塌地地形變動觀測計畫
	2008 年	九份二山崩塌地地表變動觀測分析及成果展示
	2009 年	九份二山崩塌地觀測及警戒機制整合平台建立
二合一計畫	2010 年	藤枝林道 3.5K 下方坡地走山崩塌安全監測計畫
	2011 年	100 年度藤枝林道下方 3.5K 坡地走山崩塌安全監測計畫
	2012 年	101 年藤枝林道 3.5K 及九份二山崩塌地監測計畫
	2013 年	102 年藤枝林道 3.5 k 及九份二山崩塌地監測與潛在崩塌地簡易監測研析計畫
萬山	2013 年	102 年萬山潛在大規模崩塌區調查監測計畫
來義	2013 年	102 年屏東縣來義鄉來義村潛在大規模崩塌地區調查監測計畫
寶山	2013 年	102 年寶山潛在大規模崩塌地區調查監測計畫
萬山	2014 年	103 萬山潛在大規模崩塌地區監測系統維運與擴充計畫
來義	2014 年	103 年屏東縣來義鄉來義村潛在大規模崩塌地區監測系統維運與擴充計畫
寶山	2014 年	103 年寶山潛在大規模崩塌地區監測系統維運與擴充計畫
二合一計畫	2014 年	103 年藤枝林道 3.5k 及九份二山崩塌地監測與後續因應措施研究計畫
五合一計畫	2015 年	104 年度萬山、寶山、來義、藤枝林道 3.5K 及九份二山等崩塌地區監測系統維運與擴充計畫
隙頂	2015 年	嘉義隙頂潛在大規模崩塌地區調查監測計畫(1/2)
新庄	2015 年	高雄新庄潛在大規模崩塌地區調查監測計畫(1/2)
新興	2015 年	臺東新興潛在大規模崩塌地區調查監測計畫(1/2)
三合一計畫	2016 年	嘉義隙頂、高雄新庄及臺東新興大規模崩塌地區監測系統維運
八合一計畫	2017 年	106 年度萬山、寶山、來義等八處大規模崩塌地區監測計畫
八合一計畫 (本期計畫)	2018 年	107 年度萬山、寶山、來義等八處大規模崩塌地區監測計畫

沙石堆積的現象，使得岸邊較寬廣低平，形成凸岸（滑走坡）。隨著河流的作用，曲流的彎曲度逐漸變大，使曲流頸慢慢的被截斷，河川改走新的河道，舊的河道則逐漸枯竭，同時，地殼舉升使得陸地高出河平面，被新舊河道所環繞，這被環繞的山丘，即是環流丘。一般環流丘的比高在 10 公尺至 30 公尺之間，濁口溪的環流丘比高則在 100 公尺以上，屬「高峻環流丘」，相當罕見。

(二)區域地質

在地質分區上，區域位於之中央山脈的脊樑山脈帶地質區，出露之地層為中新世之潮州層，岩性以輕度變質之板岩或硬頁岩為主。本地質區的西側以潮州斷層為界，往西越過荖濃溪河床後則進入西部麓山帶地質區，岩性為未變質的碎屑狀沉積岩，出露地層主要包含中新世的角井層、更新世的六龜層及全新世的階地堆積層與沖積層等。地質構造方面，本地區最大的構造線是潮州斷層，分隔東側的中央山脈山地和西側的屏東平原和旗山丘陵地。中央山脈地區岩性雖然單調，但岩層受褶曲程度甚高，具有一些背、向斜同斜構造；潮州斷層以西，主要的構造則包含新威向斜及六龜斷層等，本地區區域地質圖如圖 24 所示。

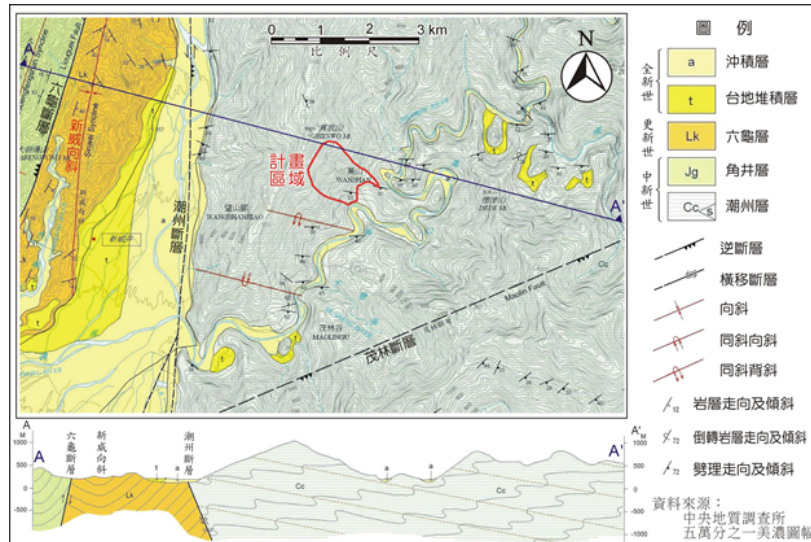


圖 24 萬山區域地質圖

(三)崩塌區地質調查

研究區域位於萬山聚落西北側邊坡，本邊坡之頂部為一東北—西南走向之山脊稜線，附近最高點為計畫區域西北側的真我山，海拔高度 1060 公尺。計畫區域屬於真我山東南側邊坡，自海拔高度一千公尺左右陡降至濁口溪河床之二百公尺左右，落差達八百公尺，地形可謂陡峭。

濁口溪在本邊坡下方坡趾處通過，並於此處形成一 180 度轉彎之曲流，坡趾處恰位於曲流之攻擊坡，河水長期沖刷之下，對邊坡穩定形成隱憂。計畫區域東南至與濁口溪河床之間，有一扇狀階地，應為計畫區域東側野溪古土石流與濁口溪合成堆積之複合型沖積扇，海拔高度約自 210 公尺緩緩上升至 300 公尺左右，由於屬附近地區較為少見的平坦區域，目前為萬山里人口、聚落主要集中處。本扇狀階地相對濁口溪河岸兩側之近代階地，乃屬於高位階地，但其南端亦受濁口溪曲流攻擊坡之沖刷，形成近於垂直之陡崖，最大落差近五十公尺，崖面上植生不佳地層裸

露，出露河成堆積之卵礫石層與古土石流塊石堆積交替堆疊之現象。

研究區域坡面主要由岩性均一之板岩所構成，平均坡向為東南向，坡面上有數條西北－東南向之蝕溝發育，包含形成萬山階地之野溪，共同刻畫出本邊坡坡面之地形細節。這些蝕溝之發育方向可能受到區域板岩劈理位態之控制。計畫區域平面及 3D 地形圖見圖 25 及圖 26。

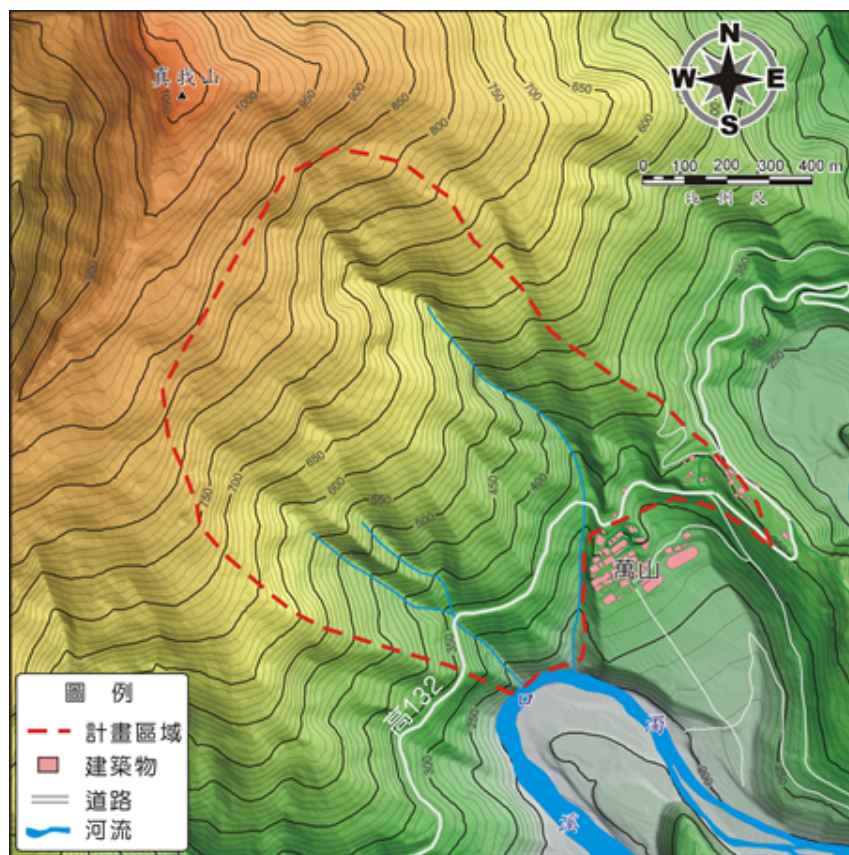


圖 25 萬山地區地形圖

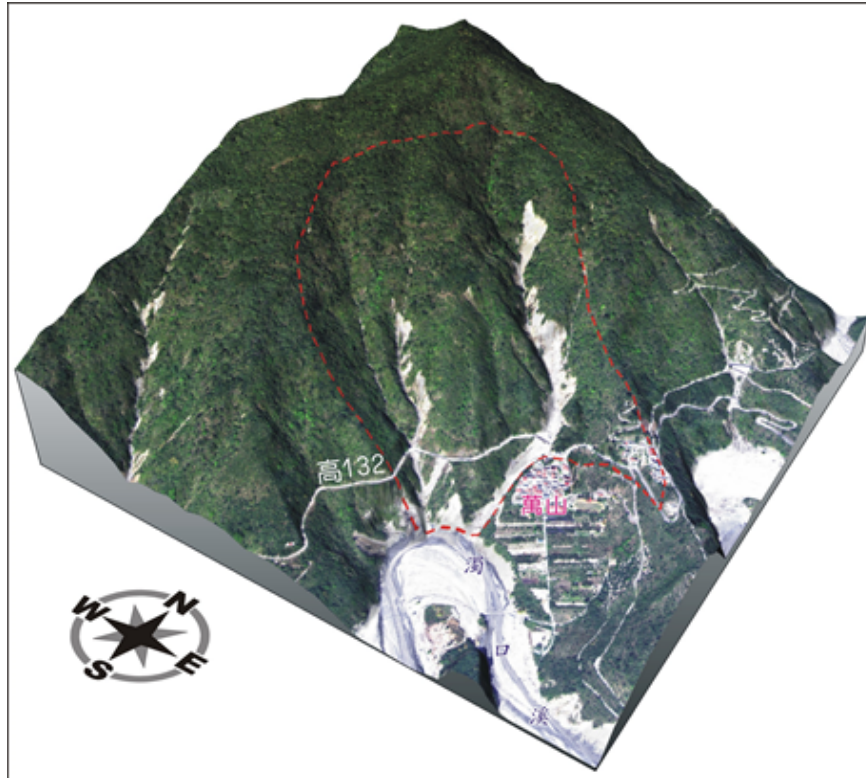


圖 26 萬山地區 3D 地形

第四節工作執行步驟

工作執行流程如下圖，分為五部分，首先收集水保局大規模崩塌成果報告，挑選降雨與地下水位關係密切之四至六處試驗區，收集試驗區歷史資料；然後介接現場監測資料，架設即時水文資料庫網站；在進行地下水預測，確認合適模式。

包括產生崩塌之臨界地下水位、崩塌土體預估及預測未來地下水位。

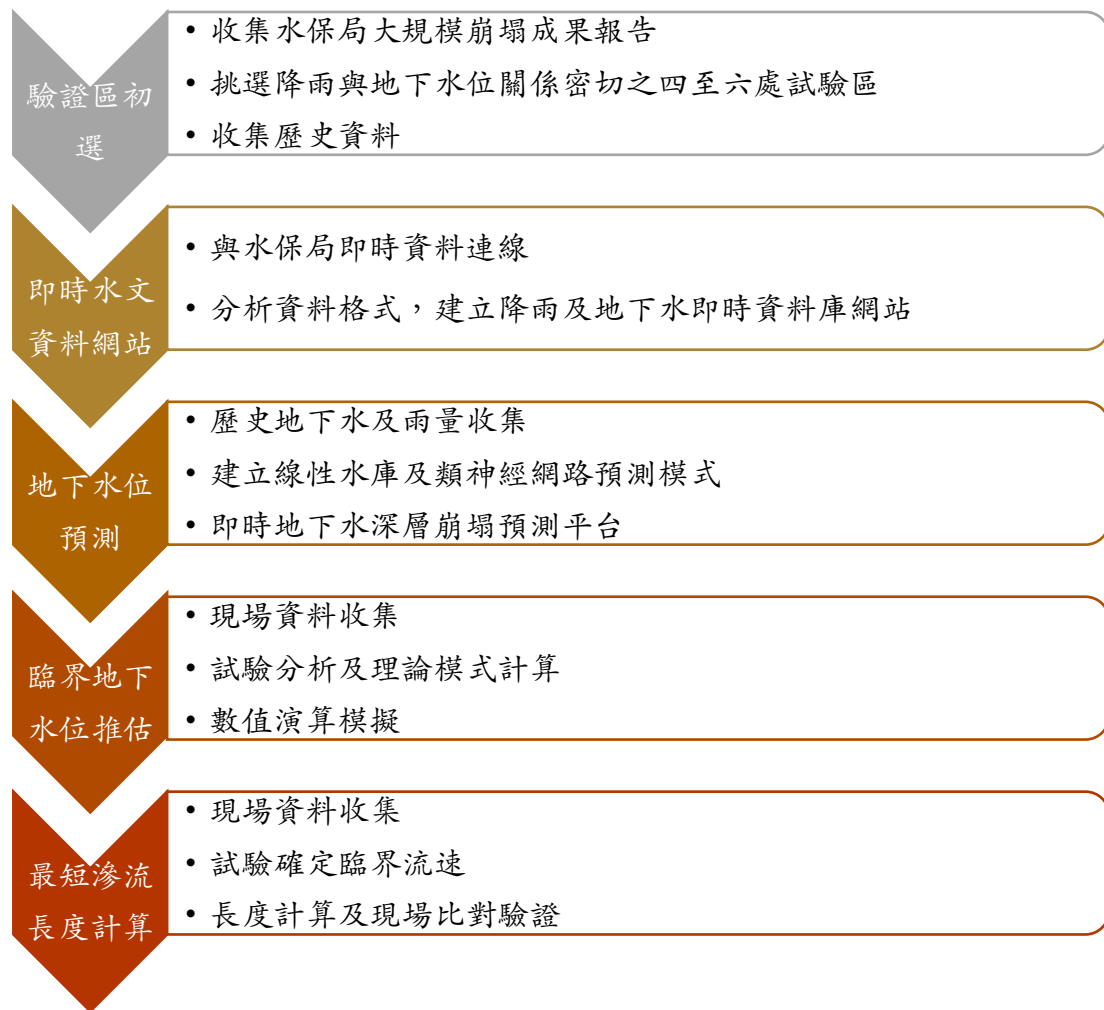


圖 27 工作執行步驟

第三章 即時水文資料查詢系統建立

第一節 資料收集

一、梨山崩塌區儀器位置與分配情形

梨山共有 14 處自動監測站，包括梨山地區 9 處，松茂地區

3 處，老部落地區與新佳陽地區各 1 處，如表 7 所示。

表 7 自動監測站之監測儀器統整表

地區	所在 滑動土體	編號	儀器設置
梨山 精華 區	西區	A-1	雨量計、水位觀測井、地表傾斜儀、CCD攝影機
	中區	B-4	雨量計、水位觀測井、地表傾斜儀
	東南區	B-5	水位觀測井、地表傾斜儀、CCD 攝影機、GPS 衛星定位固定站
	東南區	B-9	水位觀測井、地表傾斜儀、CCD 攝影機
	東南區	B-11	水位觀測井、地表傾斜儀、GPS 衛星定位固定站
	東南區	B-13	水位觀測井、地表傾斜儀
	中區	R-1	水位觀測井、地表傾斜儀、CCD 攝影機
	東北區	C-1	雨量計、水位觀測井、地表傾斜儀、GPS 衛星定位固定站
	東北區	C-2	水位觀測井、地表傾斜儀
松茂 地區	南區(上松茂)	S-1	雨量計、水位觀測井、地表傾斜儀、CCD 攝影機、GPS 衛星定位固定站
	北區(下松茂)	S-2	水位觀測井、地表傾斜儀
	松茂部落	S-3	雨量計、水位觀測井、地表傾斜儀
老部 落地 區	老部落	L-1	雨量計、水位觀測井、地表傾斜儀、GPS 衛星定位固定站
新佳 陽地 區	新佳陽	J-1	雨量計、水位觀測井、地表傾斜儀、CCD 攝影機、GPS 衛星定位固定站

各區域相關位置，如圖 28 所示，參考 105 年度大梨山地區地滑地監測管理及系統維護資料分析，選擇降雨與地下水有直接關係之梨山精華區及松茂地區，進行分析。

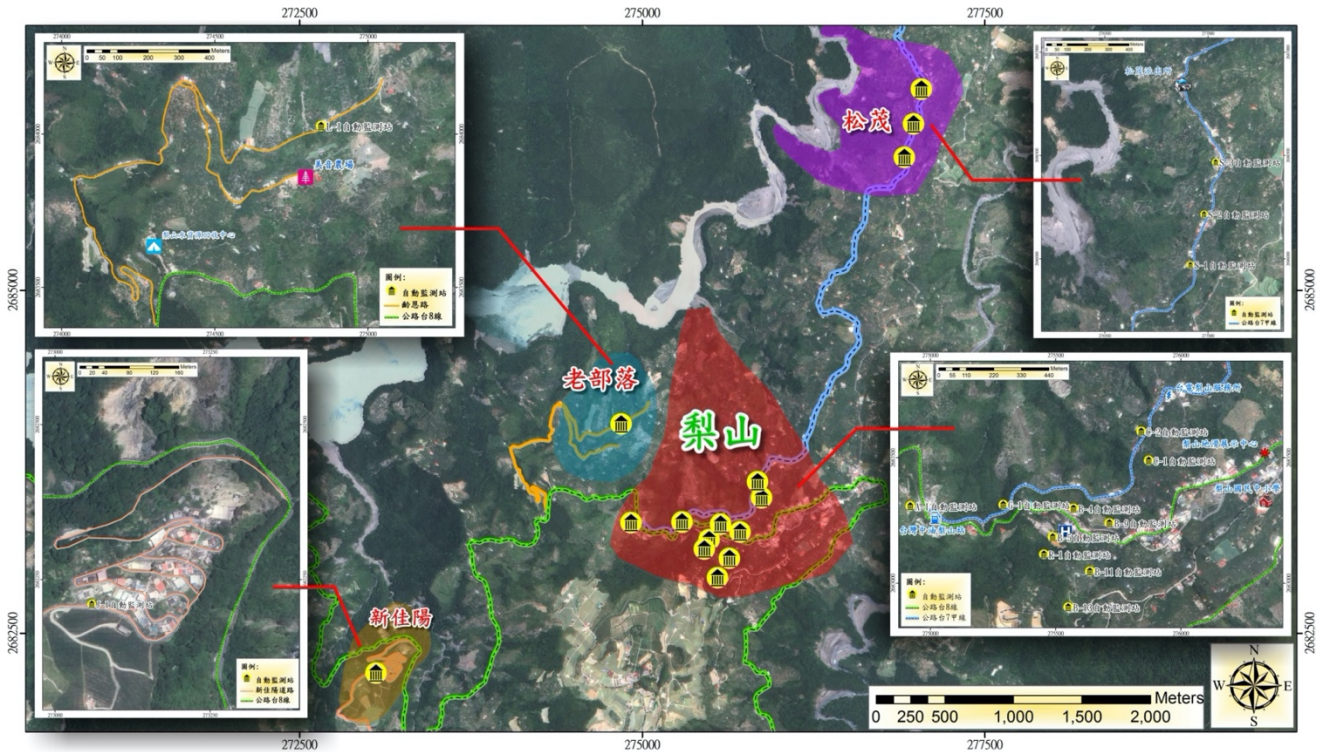


圖 28 大梨山地區監測站相關位置區

梨山精華地區集水井、排水廊道與自動監測站分布如圖 29 所示。選擇二處目前降雨與地下水位有關之 A-1 及 B-11，進行資料收集。A-1 站位於台 7 甲線與台 8 線交會處上方邊坡，座標 E:274909；N: 2683294，公路里程台 8 線 82K+200 上邊坡，設站時間民國 94 年 12 月，所在高程 1943 公尺。地下水水位與雨量關係於設站初期相當明顯，顯示本區域降雨會導致地下水水位的升高，因為本區域內並無集水井等排水工程，所以地下水水位上升後下降的速度亦較為緩慢。

B-11 自動監測站位於梨山郵局後方，往福壽山道路下邊坡，座標 E:275633；N: 2683039，公路里程台 8 線 83K 上邊坡，設站

時間民國 89 年 8 月，地表高程2008 公尺，長期觀察以來顯示地下水水位與雨量關係十分明顯，降雨地下水水位迅速上升又下降，顯示地下水水位受降雨入滲影響大，若降雨延時較為長則可能產生邊坡滑動等災害，於颱風或雨季期間應注意本站地下水水位變化情況。

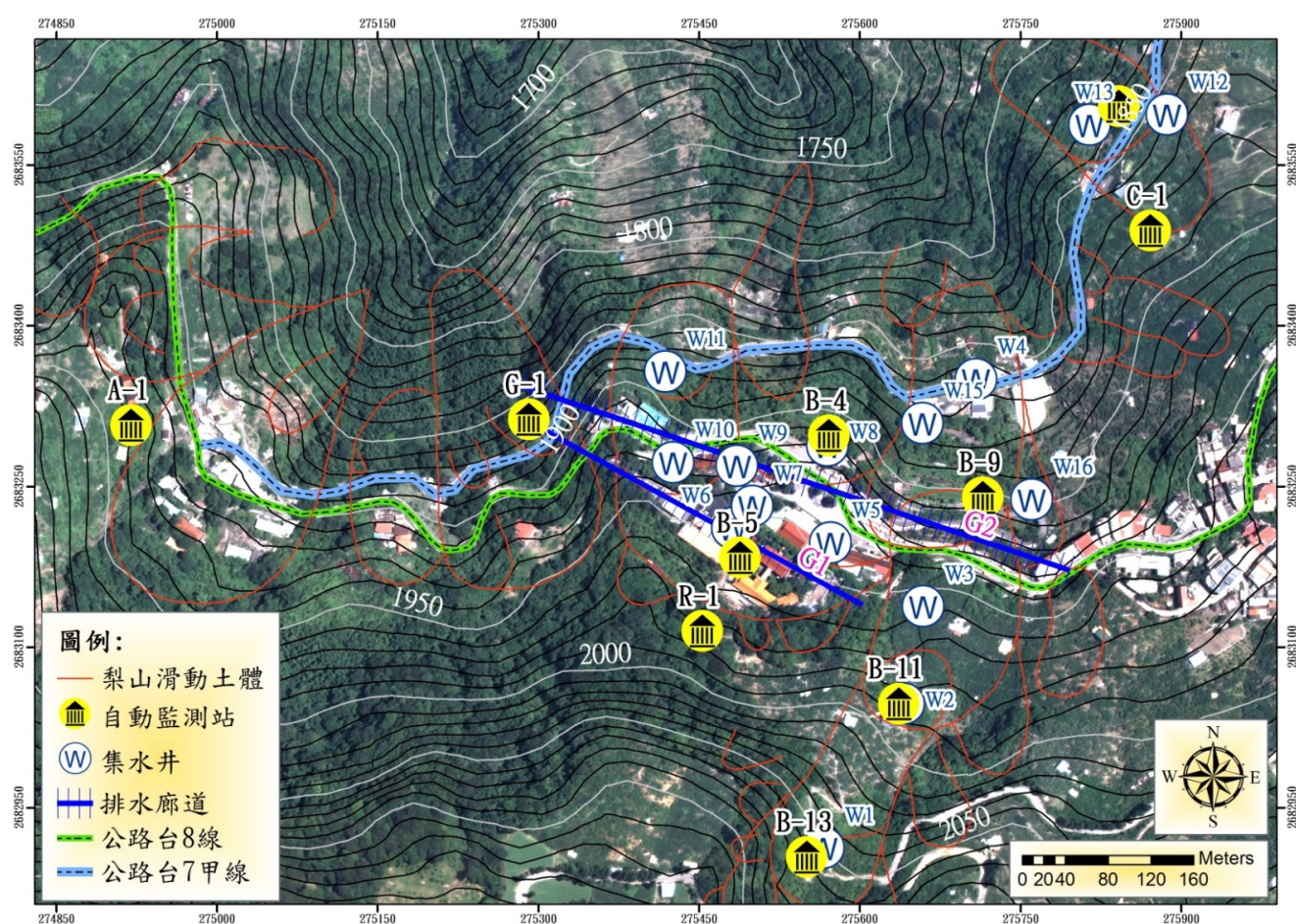


圖 29 梨山精華地區集水井、排水廊道與自動監測站分布圖



(A)A-1 監測站



(B)B-11 監測站

圖 30 梨山精華地區監測站現場圖

松茂地區選擇 S-1 監測站如圖 31 及 32。S-1 自動監測站為松茂地滑區自動監測站之一，座標E:276892；N: 2686005，公路里程台 7 甲線 69K+700 下邊坡，設站時間民國 97 年 1 月，所在高程1678 公尺位於台 7 甲線 69.7K 下邊坡，屬松茂南區，於民國 96 年 12 月設置完成，民國 97 年 1 月整合納入梨山自動監測

系統，目前水位高程穩定維持在 1661 公尺附近，莫拉克颱風水位最大上升 10 公尺顯示此區域受降雨入滲影響大。

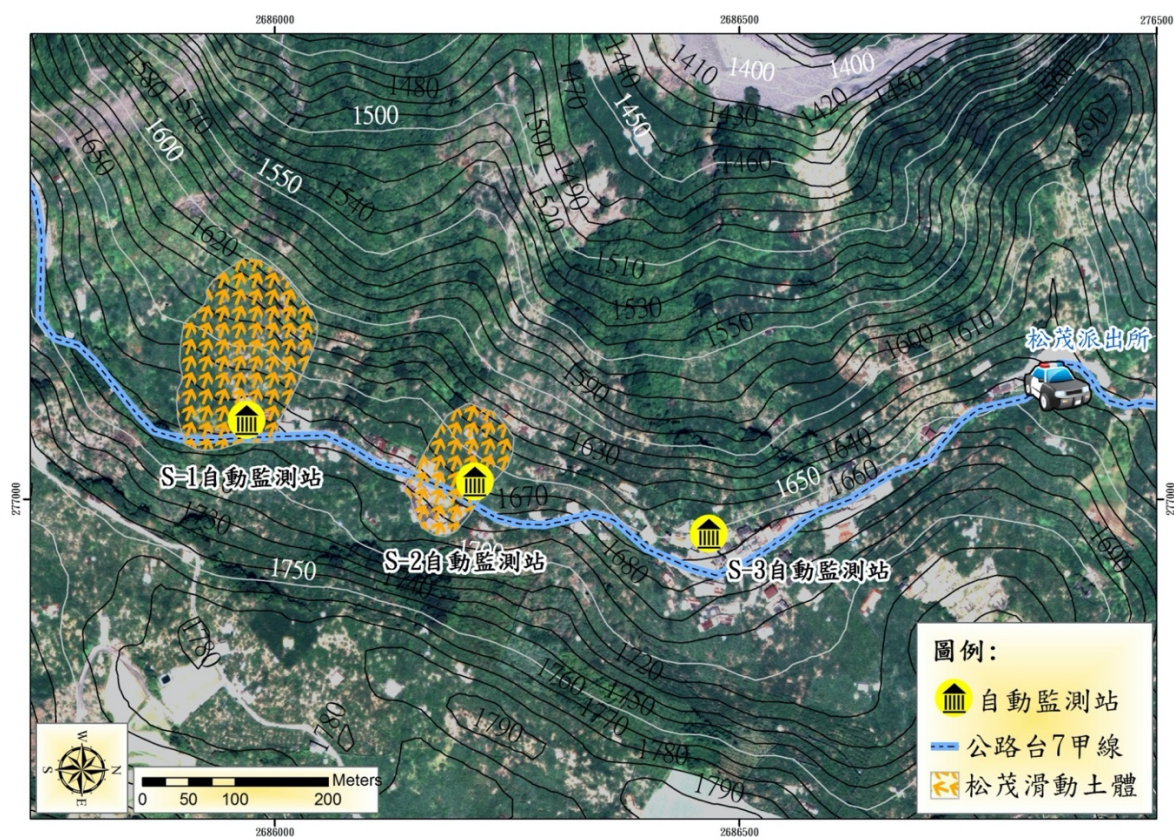


圖 31 松茂地區自動監測站分布圖



圖 32 松茂地區 S-1 自動監測站

各站地下水位安全係數對應之基準值如表 8。

表 8 自動監測站之地下水位基準

區域	安全係數	地下水位基準值(m)
A-1	1.15	1920
	1.1	1923
	1.05	1925
	1	1930
B-11	1.15	1978
	1.1	1987
	1.05	1991
	1	2004
S-1	1.15	1655
	1.1	1657
	1.05	1660
	1	1662

資料來源：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。

二、萬山崩塌區儀器位置與分配情形

萬山地區共有 11 處鑽孔，且有 5 處自動監測站。詳細儀器內容與配置如圖 33 鑽孔與儀器分佈圖，萬山地區自動化監測站儀器配置如表 10，目前即時回傳資料包括編號WS_01 站雨量資料，及 WS_02、WS_03 及 WS_05 地下水位資料。

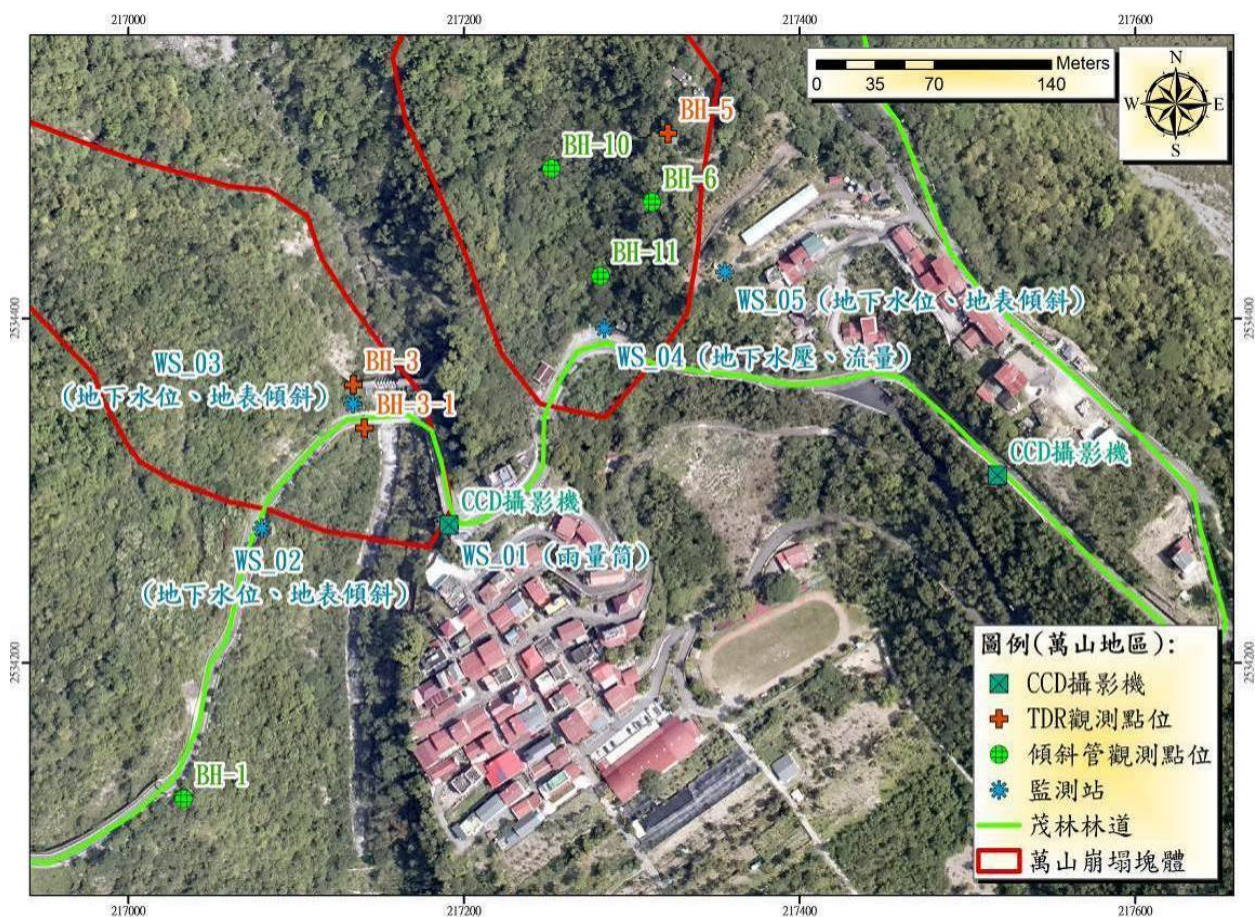


圖 33 萬山地區鑽孔與儀器分布圖

表 9 萬山地區自動化監測站儀器配置表

站名	儀器內容
WS_01	雨量計 1 處、CCD 即時影像 2 處
WS_02	地表傾斜 1 處、地下水位計 1 處
WS_03	地表傾斜 1 處、地下水位計 1 處
WS_04	水壓計 1 處、流量計 1 處
WS_05	地表傾斜 1 處、地下水位計 1 處

第二節 水文資料庫網站建置

由於降雨預測資料無法取得，因此先行建置計畫所需歷史及即時之降雨、地下水位資料，若未來能取得降雨預測資料，再補充至水文資料庫。

一、系統建置

本計畫以 WAMP(Windows + Apache + PHP + MySQL)的架構開發。WAMP 是基於 Windows、Apache、MySQL 和 PHP 的資源開放網路開發平台；Apache 是最通用的網路伺服器；MySQL 是帶有網路管理附加工具的資料庫，MySQL 資料庫體積小、速度快、總體擁有成本低，開源、支援多種作業系統，資料庫提供的介面支援多種語言連線操作。靈活地為使用者提供服務，而不過多的系統資源。上述各自獨立的程式，因為常被放在一起使用，擁有相當高的兼容性，共同組成強大的網路發展平台。優點是沒有頻寬流量限制、沒有空間限制、沒有設定上的限制。系統架構圖如下：



圖 34 系統架構圖

二、監測項目

監測來源包括萬山、梨山的地下水位與雨量資料，其中萬山有一個雨量計與三個地下水位計，梨山包括梨山精華區及松茂地區，有五個雨量計與五個地下水位計，對應編號如下表所示。

表 10 感測器與對應地區關係表

地區與感測器	雨量計	地下水位計
萬 山	WS_01-R	WS_02-GW
		WS_03-GW
		WS_05-GW
梨 山	A-1-R	A-1-OW
	B-4-R	B-11-OW
	C-1-R	C-1-OW
	S-1-R	S-1-OW
	S-3-R	S-3-OW

三、資料庫建置

資料庫包含地區、感測器標號、時間與雨量及地下水位資料，
資料庫架構如下圖。

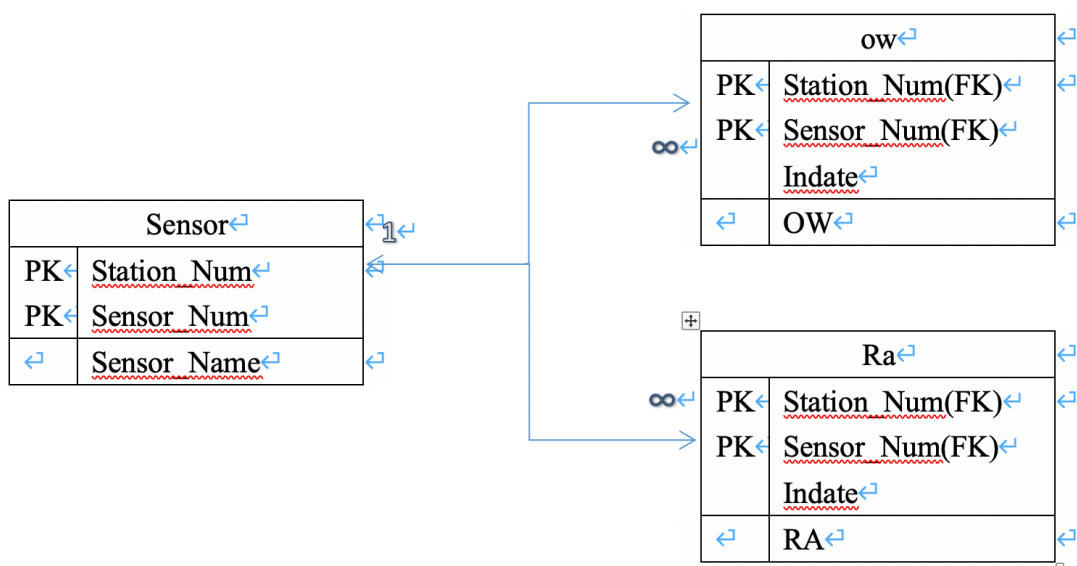


圖 35 資料庫架構圖

資料庫與表單欄位說明如下表。

表 11 資料庫表單說明

表單名稱	表單說明	欄位名稱	欄位說明
Sensor	定義站與感測器關係表	Station_Num	主鍵(Primary Key, PK) 監測站編號
		Sensor_Num	主鍵(Primary Key, PK) 感測器編號
		Sensor_Name	感測器名稱
OW	監測站地下水水位資料表	Station_Num	外部鍵(Foreign Key, FK) 監測站編號
		Sensor_Num	外部鍵(Foreign Key, FK) 監測站編號
		indate	日期時間
		OW	感測器紀錄地下水水位資料
RA	監測站雨量資料表	Station_Num	外部鍵(Foreign Key, FK) 監測站編號
		Sensor_Num	外部鍵(Foreign Key, FK) 感測器編號
		indate	日期時間
		RA	感測器紀錄雨量資料

四、網頁展示

目前展示項目包括監測站說明，讓使用者了解監測基本資料，及即時資料查詢，功能包括兩大項，說明如下：

1. 監測站地圖

可切換梨山或萬山地區如下圖。

大規模崩塌資料收集系統

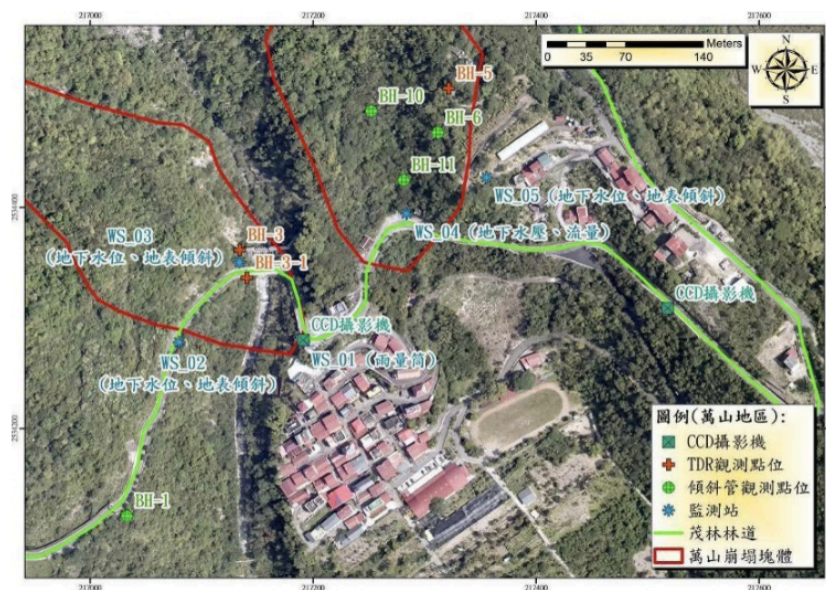
Large-scale collapse data collection system

監測站地圖▼ 資料報表▼



監測站地圖

萬山地區監測站地圖



萬山地區共有11處鑽孔，且有5處自動監測站。詳細儀器內容與配置如鑽孔與儀器分佈圖，萬山地區自動化監測站儀器配置如圖，目前即時回傳資料包括編號 WS_01站雨量資料，及WS_02、WS_03及WS_05地下水位資料。

圖 36 監測站地圖

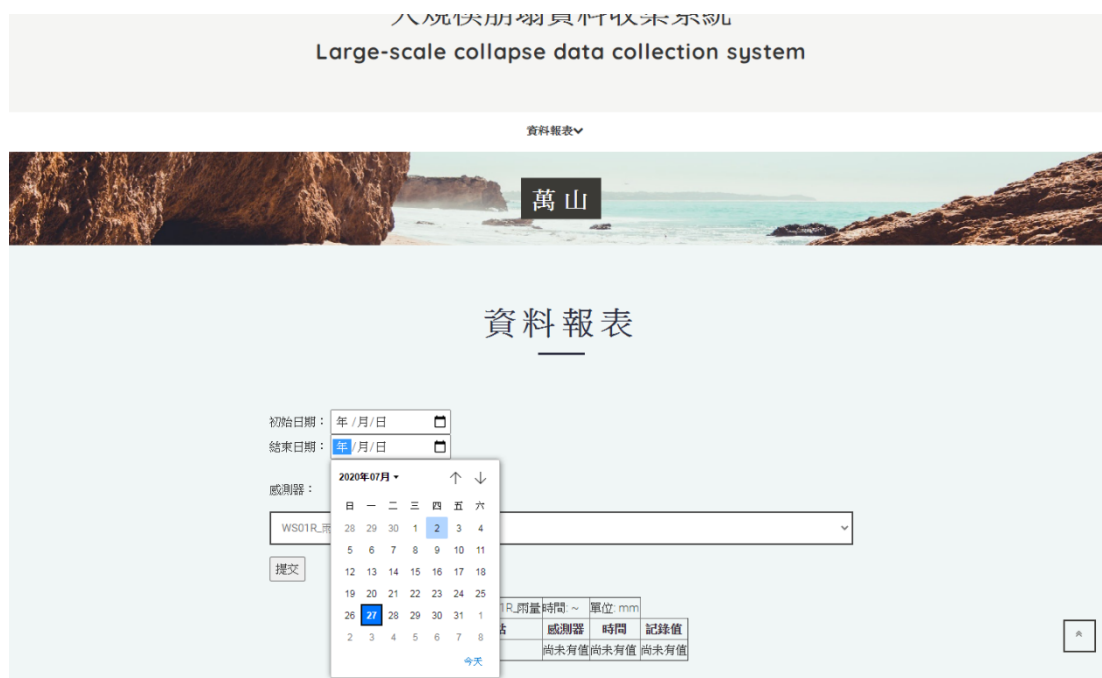
2. 監測站資料查詢

以查詢萬山資料為例，說明如下。

(1)選擇萬山



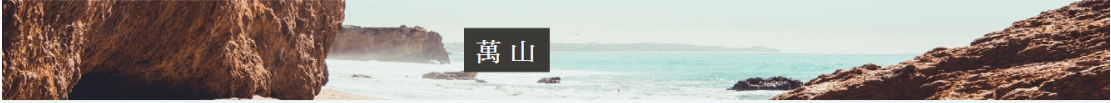
(2)選擇起始時間與結束時間



(3)選擇感測器，目前萬山資料中依下圖顯示有 4 個感測器，而範例選擇 WS_02-GW 地下水位。

八瓊快册翊貝竹収未尔就
Large-scale collapse data collection system

資料報表▼



資料報表

初始日期：2020/01/01

結束日期：2020/01/03

感測器：

WS01R_雨量 ▼

請選擇

WS01R_雨量

WS02GW_地下水位

WS03GW_地下水位

WS05GW_地下水位

監測站	感測器	時間	記錄值
尚未有值	尚未有值	尚未有值	尚未有值

(4)選擇時間區段，在這裡可以選擇小時、日、月的平均值或是日與月的平均最大值，最後再按下提交按鈕送出即可。

資料報表

初始日期：2020/01/01

結束日期：2020/01/03

感測器：

WS02GW_地下水位 ▼

時間區段：

請選擇 ▼

請選擇

1小時

日平均值

月平均值

日平均最大值

月平均最大值

尚未有值	尚未有值	尚未有值	尚未有值
------	------	------	------

Copyright © 2020 - Nanhua University Sustainability Center. All right reserved.

(5)下步驟會以範例顯示各時間區段的功能顯示頁面，下圖是為時間區段選擇小時平均，時間為 2020-01-01 至 2020-02-28 的 WS_02-GW 地下水位資料。

感測器：
WS02GW_地下水位

時間區段：
請選擇

提交

感測器: WS02GW_地下水位 時間: 2020-01-01~2020-02-28 單位: M			
監測站	感測器	時間	記錄值
WanShan	WS_02-GW	2020-01-01 00:00:00	294.423
WanShan	WS_02-GW	2020-01-01 01:00:00	294.421
WanShan	WS_02-GW	2020-01-01 02:00:00	294.425
WanShan	WS_02-GW	2020-01-01 03:00:00	294.423
WanShan	WS_02-GW	2020-01-01 04:00:00	294.417
WanShan	WS_02-GW	2020-01-01 05:00:00	294.41
WanShan	WS_02-GW	2020-01-01 06:00:00	294.415
WanShan	WS_02-GW	2020-01-01 07:00:00	294.417
WanShan	WS_02-GW	2020-01-01 08:00:00	294.419
WanShan	WS_02-GW	2020-01-01 09:00:00	294.427
WanShan	WS_02-GW	2020-01-01 10:00:00	294.421
WanShan	WS_02-GW	2020-01-01 11:00:00	294.421
WanShan	WS_02-GW	2020-01-01 12:00:00	294.423
WanShan	WS_02-GW	2020-01-01 13:00:00	294.427
WanShan	WS_02-GW	2020-01-01 14:00:00	294.423
WanShan	WS_02-GW	2020-01-01 15:00:00	294.425
WanShan	WS_02-GW	2020-01-01 16:00:00	294.421
WanShan	WS_02-GW	2020-01-01 17:00:00	294.423
WanShan	WS_02-GW	2020-01-01 18:00:00	294.419

(6)下圖是為時間區段選擇日平均，時間為 2020-01-01 至 2020-02-28 的 WS_02-GW 地下水位資料。

初/終日期： 年 / 月 / 日

結束日期： 年 / 月 / 日

感測器：
WS02GW_地下水位

時間區段：
日平均值

提交

感測器: WS02GW_地下水位 時間: 2020-01-01~2020-02-28 單位: M			
監測站	感測器	時間	記錄值
WanShan	WS_02-GW	2020-1-1	294.421
WanShan	WS_02-GW	2020-1-2	294.418
WanShan	WS_02-GW	2020-1-3	294.42
WanShan	WS_02-GW	2020-1-4	294.423
WanShan	WS_02-GW	2020-1-5	294.418
WanShan	WS_02-GW	2020-1-6	294.417
WanShan	WS_02-GW	2020-1-7	294.417
WanShan	WS_02-GW	2020-1-8	294.413
WanShan	WS_02-GW	2020-1-9	294.413
WanShan	WS_02-GW	2020-1-10	294.413
WanShan	WS_02-GW	2020-1-11	294.412
WanShan	WS_02-GW	2020-1-12	294.415
WanShan	WS_02-GW	2020-1-13	294.412
WanShan	WS_02-GW	2020-1-14	294.41
WanShan	WS_02-GW	2020-1-15	294.411
WanShan	WS_02-GW	2020-1-16	294.41
WanShan	WS_02-GW	2020-1-17	294.408

(7)下圖是為時間區段選擇月平均，時間為 2020-01-01 至 2020-02-28 的 WS_02-GW 地下水位資料。

資料報表

初始日期： 年 / 月 / 日

結束日期： 年 / 月 / 日

感測器：

WS02GW_地下水位

時間區段：

月平均值

提交

感測器	WS02GW_地下水位	時間	2020-01-01~2020-02-28	單位	M
監測站	感測器	時間	記錄值		
WanShan	WS_02-GW	2020-1	294.408		
WanShan	WS_02-GW	2020-2	294.388		

(8)下圖是為時間區段選擇日平均最大值，時間為 2020-01-01 至 2020-02-28 的 WS_02-GW 地下水位資料。

資料報表

初始日期： 年 / 月 / 日

結束日期： 年 / 月 / 日

感測器：

WS02GW_地下水位

時間區段：

日平均最大值

提交

感測器	WS02GW_地下水位	時間	2020-01-01~2020-02-28	單位	M
監測站	感測器	時間	記錄值		
WanShan	WS_02-GW	2020-1-4	294.423		

(9)下圖是為時間區段選擇月平均最大值，時間為 2020-01-01 至 2020-02-28 的 WS_02-GW 地下水位資料。

資料報表

初始日期：

年 / 月 / 日

結束日期：

年 / 月 / 日

感測器：

WS02GW_地下水位

時間區段：

月平均最大值

提交

感測器 WS02GW_地下水位時間 2020-01-01 ~ 2020-02-28單位 M			
監測站	感測器	時間	記錄值
WanShan	WS_02-GW	2020-1	294.408

第四章 即時地下水位預測

本年度採用與 108 年相同試區，比較線性水庫及類神經網路演算法，了解其優缺點，作為後續比較基礎。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最大乾密度 $1.73 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ ，最佳含水量 18%，內聚力 $C=0 \text{ (Newton/m}^2\text{)}$ ，內摩擦角 $\phi=38$ 度，斜面坡度 $\alpha=23$ 度， $H=23\text{m}$ ，根據理論公式(3b)，推得 $H_{wc}=18.17\text{m}$ ，約介於安全係數 1 至 1.05 之間，與現場推算結果相近。另臨界流線長度為 $L=1.74(H_w + H_p) = 1.74(18.17 + 40) = 101.2\text{m}$ ，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。

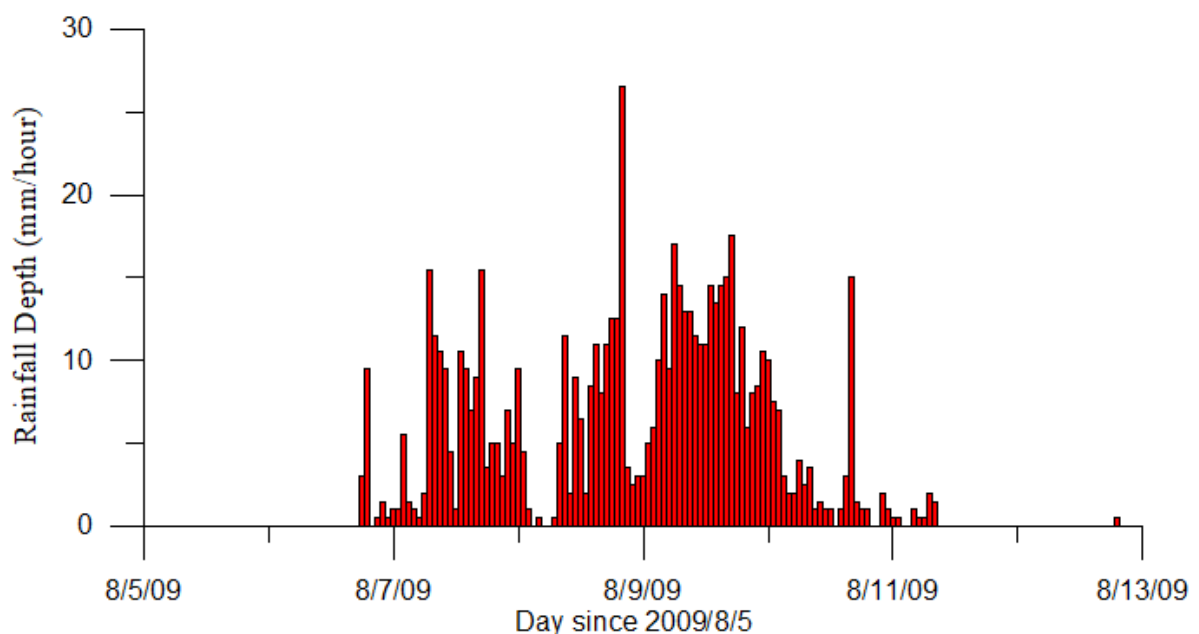
第一節 梨山松茂地區歷年重大暴雨紀錄

定義破壞面以上高程為地下水位深度，梨山松茂地區，民國 98 年莫拉克颱風期間地下水水位由破壞面以上 11.025m，上升至 20.56m，上升達 9.535m，總降雨量為 656 公釐，最高水位於最大降雨後 24 小時發生。於民國 101 年 610 豪雨期間，S1 站地下水水位上升達 10.146m，已達警戒標準，其總降雨量為 561.5 公釐，但最大地下水位於最大降雨之前就已達到，研判最大地下水位發生後，使得坡面產生

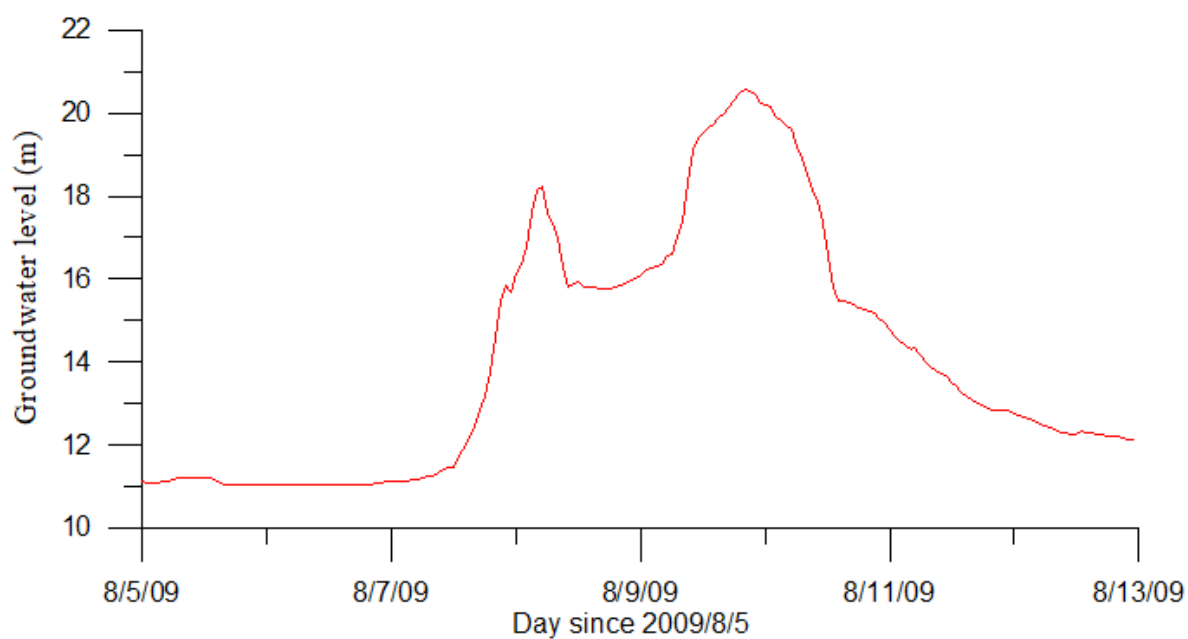
滑移，並洩水導致地下水位降低，同時測得 101 年 TDR 監測站七月地面下 4.8 公尺發生 4 公分錯動現，101/06 邊坡至往下邊坡位移累計 7.0 公分。圖 37 至 38 為二次暴雨及地下水位紀錄，地下水位係以假設滑動破壞面高程往上推算。表 12 為降雨與地下水位關係，上述分析可知，若崩塌地未滑移，最高地下水位發生於最大降雨之後，但崩塌地未滑移，顯示地下水流失，導致降雨重新累計至地下水，然後逐步上升。

表 12 降雨與地下水位關係

暴雨名稱	最大降雨深度 (mm/hour)	地下水位深度變化(m)			時間 稽延 (hour)	總降雨量 (mm)
		最高	最低	差值		
莫拉克	26.5	20.56	11.025	9.535	24	656.0
610	29	21.504	11.358	10.146	-6	561.5

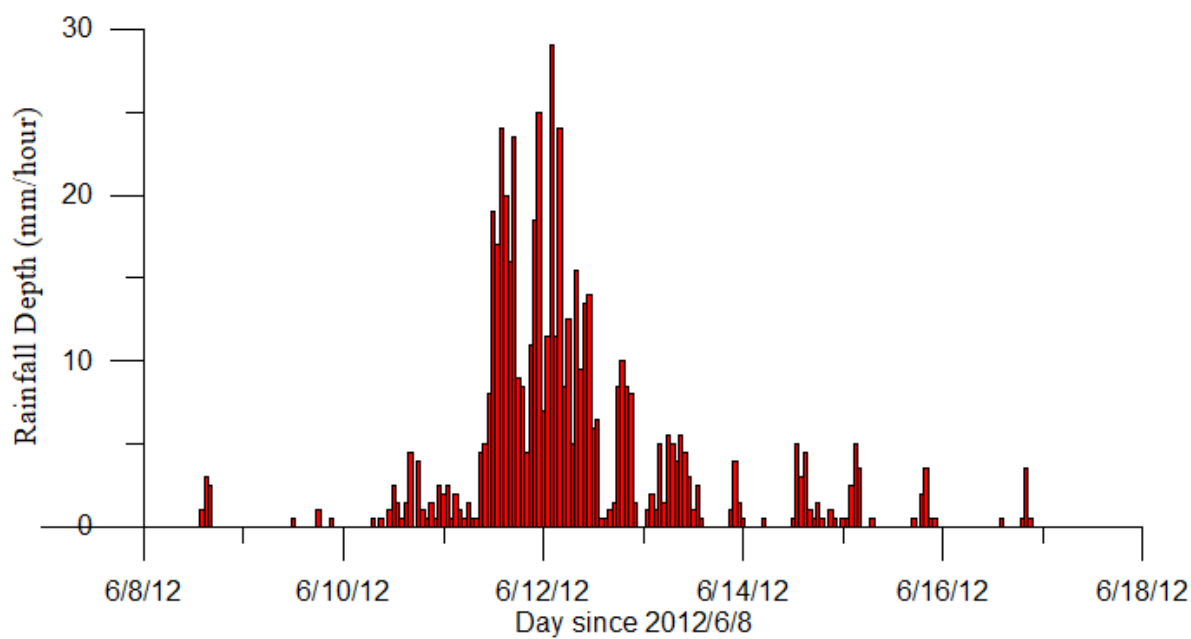


(a) 小時降雨紀錄

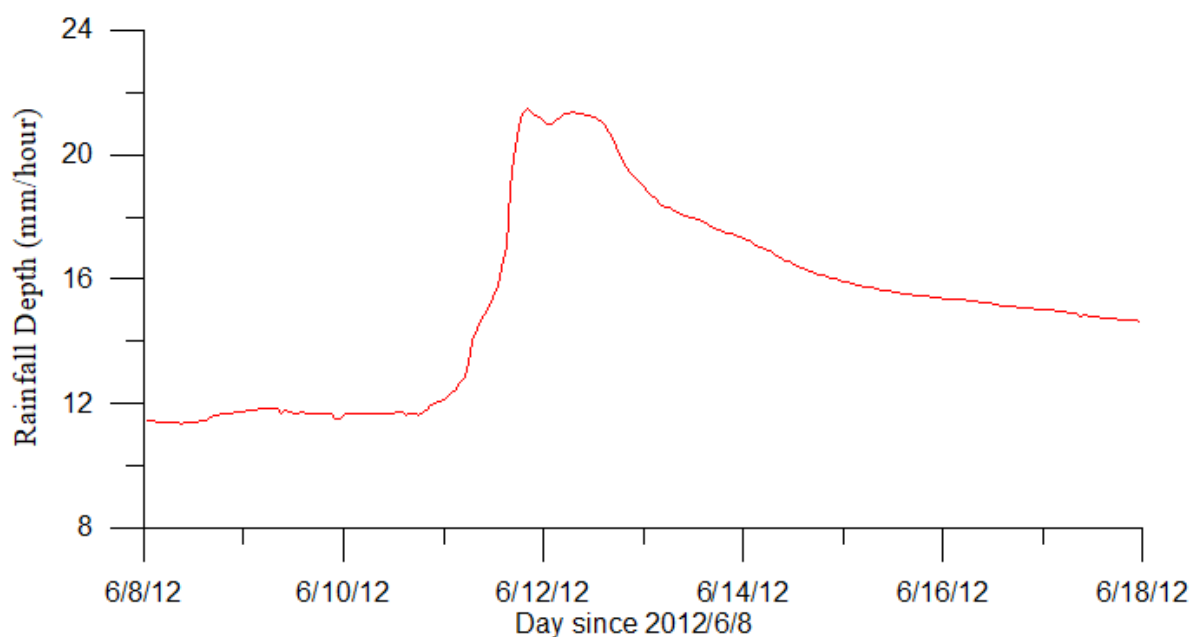


(b) 小時地下水位紀錄

圖 37 莫拉克颱風松茂地區降雨及地下水位紀錄



(a) 小時降雨紀錄



(b)小時地下水位紀錄

圖 38 610 颱風松茂地區降雨及地下水位紀錄

第二節 預測結果與比較

一、模式計算方式

預測目的是希望精準預測未來地下水位，當預測水位達到警戒值，可以提早預警。方法是先預測一小時後地下水位，再用一小時後預測地下水位，與一小時後預測降雨，預測兩小時後地下水位，依此往下類推，如下表所示。

表 13 降雨與地下水位關係

項目	輸入	輸出
訓練	莫拉克風災即時地下水位及雨量	訓練樣本模擬一小時後地下水位結果，及模擬後模式參數

預測	610 颱風即時地下水位 及雨量	推算之一小時後地下水位
	610 颱風推算之一小時 後地下水位及觀測雨量	推算之二小時後地下水位
	610 颱風推算之二小時 後地下水位及觀測雨量	推算之三小時後地下水位

本計畫 108 年採用類神經網路演算法，本年度計劃採用線性水庫演算方式，並撰寫 C++ 程式，進行演算。演算時會由訓練樣本，計算達西定律之滲透係數 K ，線性水庫數量 n ，及 Hong(2012) 定義之上升數 α 及下降數 β ，並計算 RMSE 如下圖。

預計將放在網頁上直接計算，提供即時預測。

```
Z:\Google 雲端硬碟\南華大學\計畫\水保局\2020\程式\線性水庫模式\Linear reservoir.exe
The current beta=1
The current n=5
The current alfap=50
MinRMS=0.211236
The suitable K=-0.00976
The subtable beta=2
The suitable n=2
The suitable alfap=4
The life number =18000
The current RMSerr=1.88396
The current K=-0.02176
The current beta=3
The current n=5
The current alfap=50
MinRMS=0.211236
The suitable K=-0.00976
The subtable beta=2
The suitable n=2
The suitable alfap=4
The RMS error is 0.211236
The K value is -0.00976
The beta value is 1
The n value is 2
The alfap value is 4
Training file has translate to trian_out.txt successfully.
The RMS error of simulation data is 0.20595

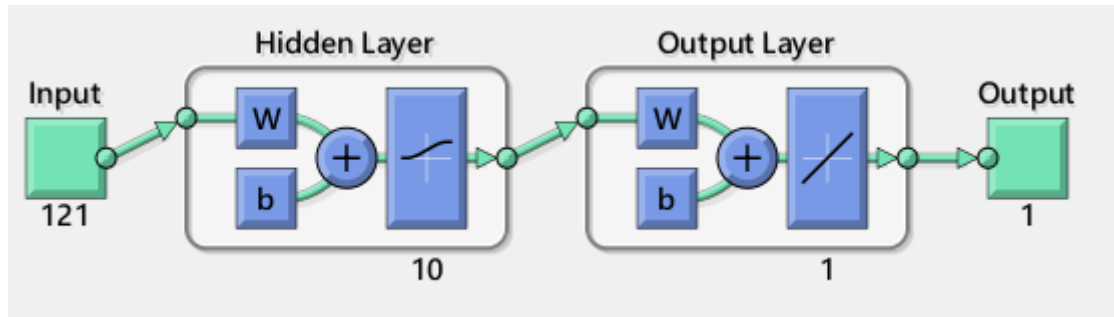
-----
Process exited after 4.725 seconds with return value 0
請按任意鍵繼續 . . .
```

圖 39 線性水庫演算過程

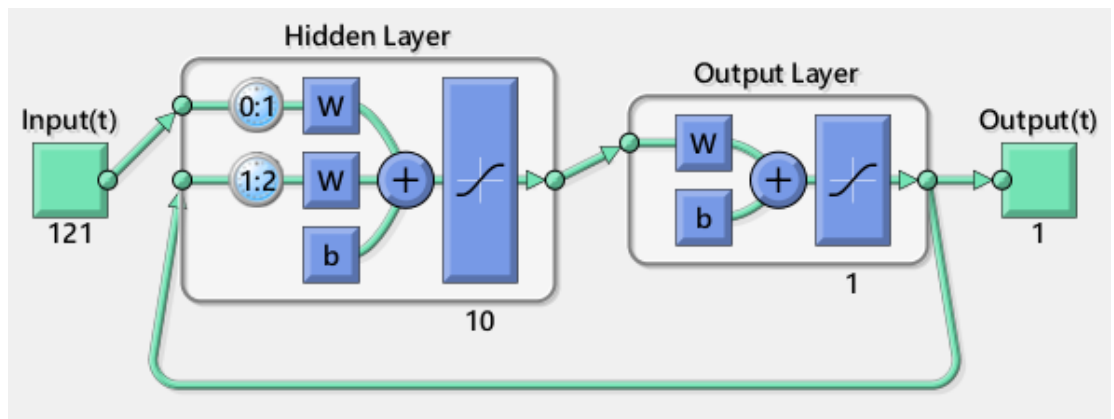
二、模式預測結果

根據資料分析結果，取莫拉克颱風為訓練樣本，610 暴雨事件為驗證樣本，紀錄資料共有 263 筆，進行一小時、兩小時、三小時及四小時之地下水位預測分析。本次採用 24 小時紀錄訓練及驗證。經過訓練之後，進行模擬，類神經網路分為兩方式，預測方式包括前饋式倒傳遞類神經網路(Feedforward Back-Propagation Neural Network, FBPNN)，及外因輸入非線性自迴歸(Nonlinear

Autoregressive With external Input, NARX)回饋神經網路(Feedback Neural Networks)，如圖 40 所示。



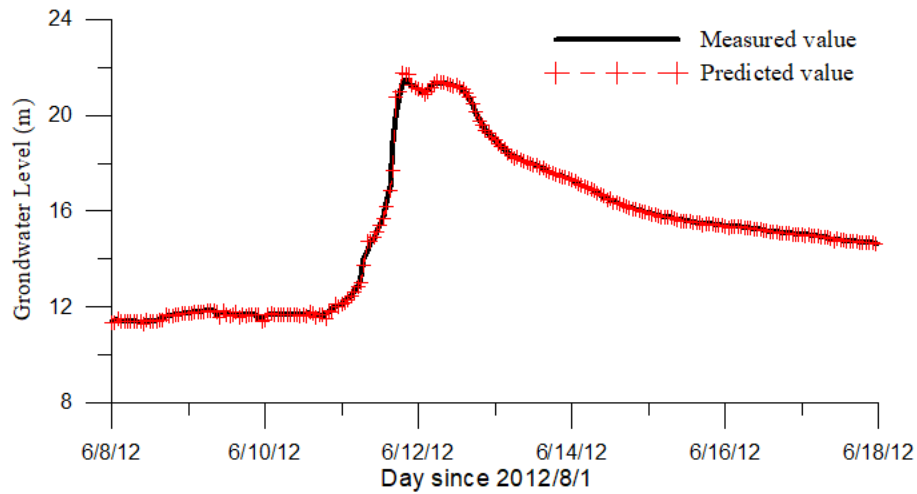
(a) 前饋式倒傳遞類神經網路



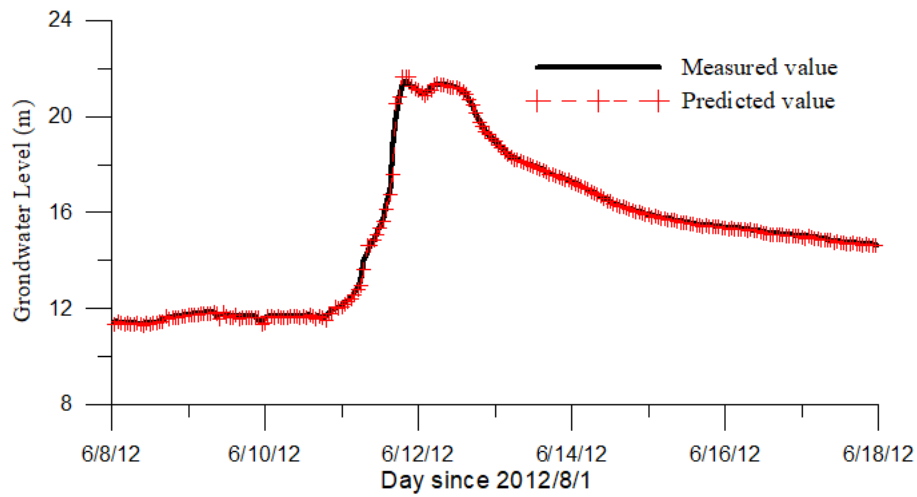
(c) 外因輸入非線性自迴歸回饋神經網路

圖 40 類神經網路演算模式

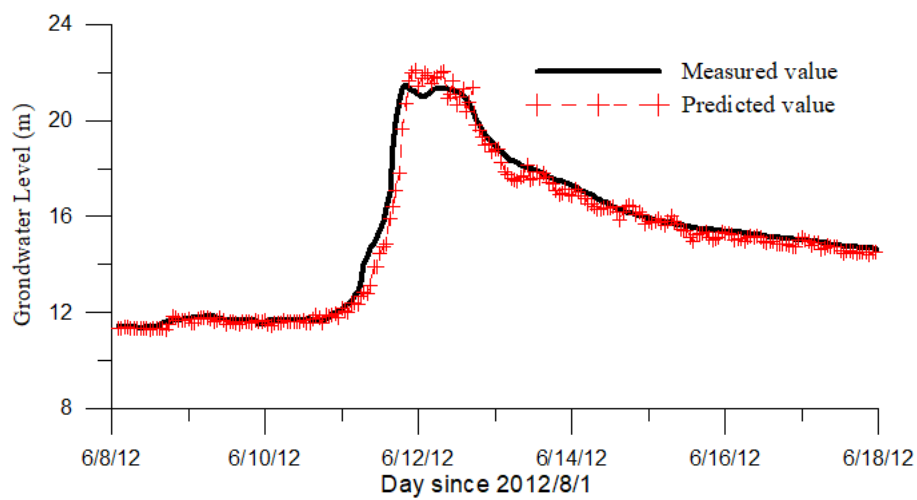
前饋式倒傳遞類神經網路，所使用之一小時至三小時模擬結果如圖如圖 41。



(a)一小時預測結果

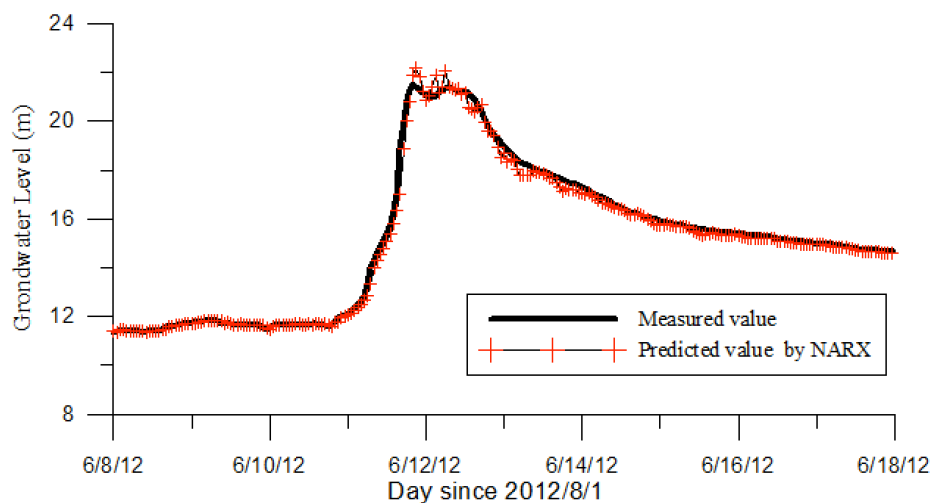


(b)二小時預測結果

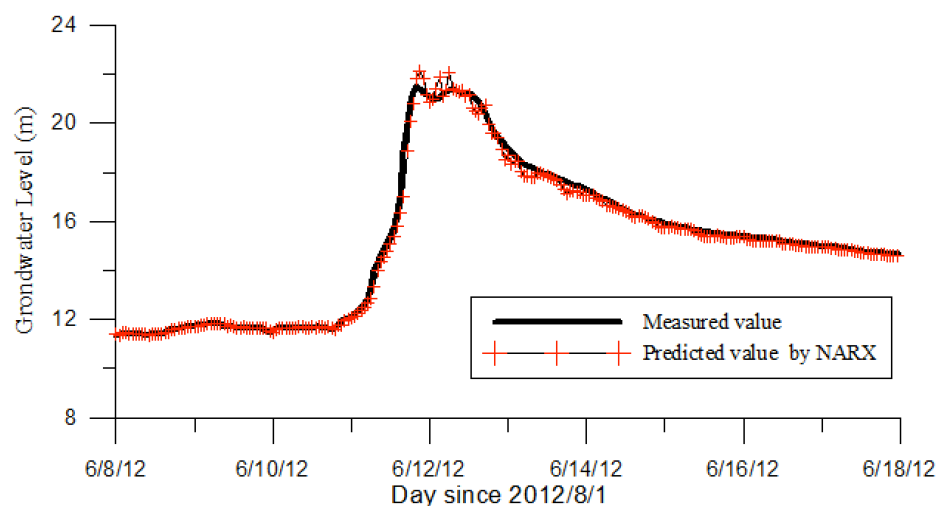


(c)三小時預測結果

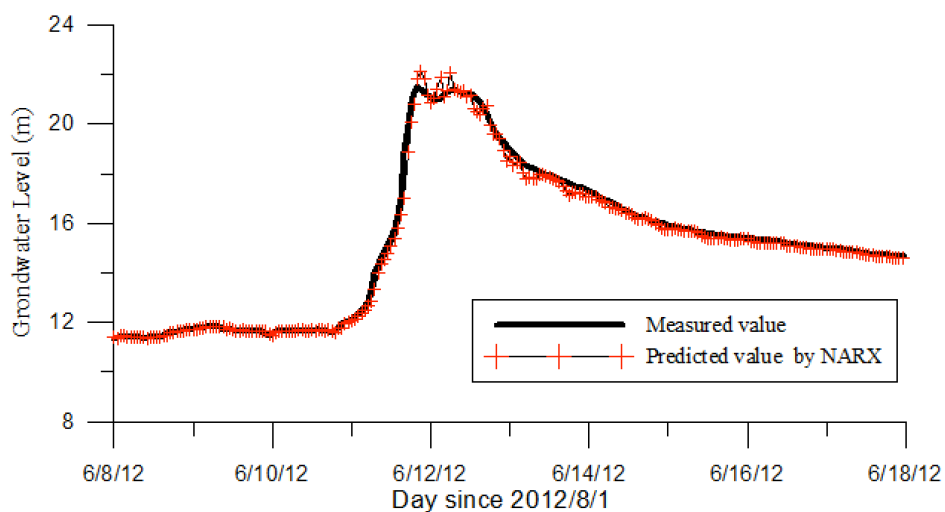
圖 41 FBPNN 類神經網路演算成果



(d)一小時預測結果

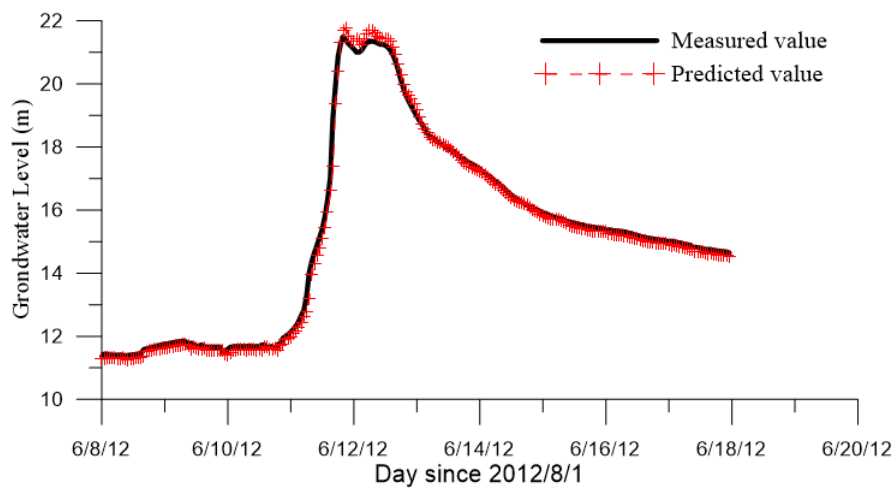


(e)二小時預測結果

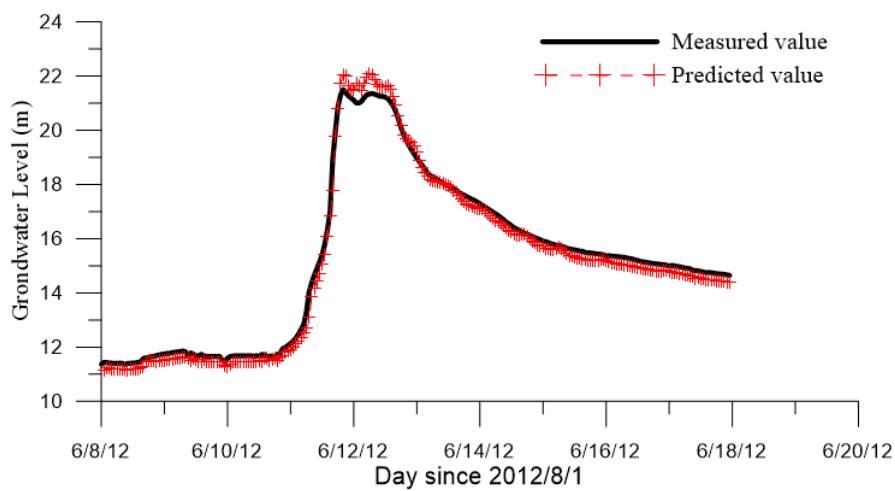


(f)三小時預測結果

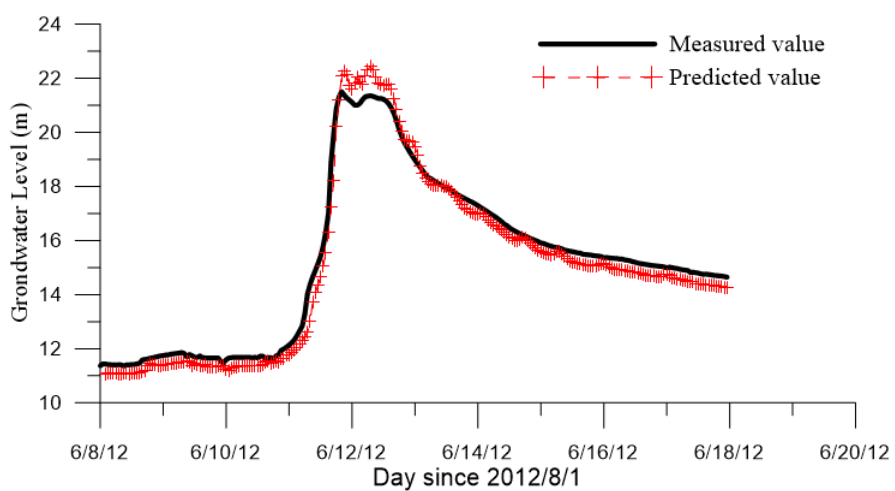
圖 42 NARX 類神經網路演算成果



(a)一小時預測結果



(b)二小時預測結果



(c)三小時預測結果

圖 43 線性水庫演算成果

由圖 41 至 43 比較可知，線性水庫演算演算在尖峰地下水位，容易高估，其原因可能為滲透係數 K 值高估，因此將進一步採用移動平均法，讓滲透係數於演算期間，能夠依據實測地下水而不斷調整，以降低誤差。而 FBPNN 在一小時及兩小時預測準確，但三小時則預測失準，NARX 在三小時預測方面，有良好表現，其原因為 NARX 有回饋機制，使得較長預測時間，可以有較好結果，三方法之均方根誤差(Root Mean Square Error, RMSE)如下表。一小時及兩小時模擬結果預測準確。三小時之 RMSE 預測則差異大，顯示降雨到達地下水位，影響時間少於三小時。

表 14 均方根誤差比較

預測小時	RMSE (m)		
	FBPNN	NARX	線性水庫
一小時	0.118	0.254	0.196
二小時	0.121	0.250	0.281
三小時	0.509	0.250	0.452

第五章 工作進度與交付項目

第一節 計畫甘特圖

預計執行進度如下表所示。

表 15 計畫甘特圖

任務名稱	日期											
	2月 1日	3月 1日	4月 1日	5月 1日	6月 1日	7月 1日	8月 1日	9月 1日	10 月 1 日	11 月 1 日	12 月 1 日	12月 31日
試區資料收集 與決定	■	■										
水文資料庫建 立			■	■	■							
即時地下水位 預測				■	■							
期中報告撰寫						■						
臨界地下水位 決定				■	■	■	■					
即時水文資料 查詢系統					■	■	■					
即時地下水位 預測發展完成							■	■	■			
期末成果撰寫 及修正										■	■	■

第二節 計畫交付項目

預計交付一套即時地下水位預警系統，內容包括

(1)即時及歷史水文資料庫：即時及歷史降雨、水位及災害資料庫查

詢系統建置。

(2)即時地下水位預測：一區之地下水位即時預測，預計預測一、二、三小時水位。

第六章 結論及建議

第一節 結論

- (1) 資料收集：確定地下水位與降雨關係密切地區，經篩選後區域為梨山精華地 A-1 及 B-11 測站，松茂地區 S-1 測站，萬山 WS_02、WS_03 及 WS_05 地下水位測站。
- (2) 資料庫網站建置：已設立資料庫網站，即時接收篩選資料，並可即時查詢歷史資料及即時資料。
- (3) 地下水位預測：比較結果發現，線性水庫演算演算在尖峰地下水位，容易高估，其原因可能為滲透係數 K 值高估，因此將進一步採用移動平均法，讓滲透係數於演算期間，能夠依據實測地下水而不斷調整，以降低誤差。前饋式倒傳遞類神經網路一小時及兩小時模擬結果預測準確，三小時之 RMSE 預測則差異大，顯示可用於短時間預測。外因輸入非線性自迴歸回饋神經網路，因為有自迴歸回饋，使得一至三小時預測成果差不多，可用較長時間預測。

第二節 建議

目前尚無法取得 Qpesum 資料資料庫，需再進一步確認。同時未來現地監測案，提供本計畫分析所需資料，方便減少爾後即時預測時，減少需至現場進行資料收集之難度與時間。

參考文獻

1. Corominas J, Moya J, Ledesma A, Lloret A, Gili JA (2005) Prediction of ground displacements and velocities from groundwater level changes at the Vallcebre landslide (eastern Pyrenees, Spain). Landslides 2(2):83-96
2. Geotechdata.info (2013),
<http://www.geotechdata.info/parameter/permeability.html>
3. Hong Y. M., Shiuan Wan (2011), “Forecasting groundwater level fluctuations for rainfall-induced landslide”, Natural Hazards, 57, 167-184
4. Hong, Y. M., Yun-Chih, H., Lin, H. C., Sung, W. P., & Kan, Y. C. (2013). The Design and Experiment of Backfill Filter for Groundwater Monitoring Well. DISASTER ADVANCES, 6, 381-391.
5. Hong, Y. M. (2017). Feasibility of using artificial neural networks to forecast groundwater levels in real time. Landslides, 14(5), 1815-1826.
6. Okeke, A. C. U., & Wang, F. (2016). Critical hydraulic gradients for seepage-induced failure of landslide dams. Geoenvironmental Disasters, 3(1), 9.
7. WASHINGTON FOREST PROTECTION ASSOCIATION,
<http://www.wfpa.org/news-resources/blog/deep-seated-landslides-shallow-landslides-washington/>
8. 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。
9. 農委會水土保持局(2017)，106 年度萬山、寶山、來義等八處大規模崩塌地區監測計畫。

附錄

附錄一、計畫申請書回覆辦理情形

項次	審查意見	回覆辦理情形
報告內容審查意見：		
一	實施方法中，有關理論推導部分說明較充實，但對於其他的參數取得說明有限。。	已說明於第二章，試驗分析及現場驗證章節
二	重要儀器使用，包含K值試驗，三軸試驗、無沖蝕濾料試驗，大型人工砂箱試驗等都具有相當規模的工作，請謹慎評估可行性。	感謝建議，因分析需求，K值試驗，三軸試驗、無沖蝕濾料試驗，均須完成，大型人工砂箱試驗將量力而為。
三	如何於現地質鑽探，採集深層土樣，以進行室內實驗，並未詳細交代。具大型砂策試驗設備，如何能仿真現地深層地質特性，也未見著墨，對研究的應用性恐有打折。	本研究選定地區，係採用崩積層為主，因此採取崩塌區上端土樣分析，同時收集現地已有鑽探分析資料，進行比對。

項次	審查意見	回覆辦理情形
四	建議挑選3處試驗區，宜考慮該處大規模崩塌破壞因子以地下水位控制者為宜。	會以歷史崩塌破壞發生時間點與最高地下水位發生時間點相符之地點，作為試驗區，進行後續分析與預測。
五	建議建立歷史事件資料庫，於試驗區多做幾場訓練及驗證，以分析現地反應狀況。	感謝建議，將建立歷史事件資料庫。
六	介接QPESUMS預測降雨資料，宜考量其準確性，通常山區預測準確率隨預測時間長則愈差	本年度為第一次測試，希望引入 QPESUMS，可以提升二、三小時後，地下水位預測之準確性，待驗證之後確認方法是否可行。
七	本局即時監測相關資料系統尚在整合中，如何介接及資料使用之授權或會影響計畫時程。	已透過貴局承辦人，與台灣世曦直接聯繫取得資料庫

項次	審查意見	回覆辦理情形
八	地點之選擇除有紀錄時間長度及設備齊全外，尚需考慮地下水位是否能充分反應降雨等因素造成之變化。	會先做試驗分析，找出地下水位升降與降雨有實質相關地點進行試後續研究。

附錄二、工作計畫書期初審查意見暨回覆辦理情形

項次	審查意見	回覆辦理情形
報告內容審查意見：		
一	1.封面標題文字”即”應是”即時”之漏植，請修正。	已修正
二	2.本研究所採理論及其發展工作項目屬明確可行，值得嘗試。	感謝建議。
三	3.以地下水位變化作為警戒值之依據，應釐清此等地下水位是屬土壤水之地下水亦或含水層之地下水。	淺層崩塌係因為短延時暴雨造成表層土壤飽和造成。 而深層崩塌指長延時暴雨造成非拘限含水層之地下水位升高所造成，本研究界定研究方向為深層崩塌，因此係指指非拘限含水層之地下水位。

項次	審查意見	回覆辦理情形
四	實驗室所進行之試驗，係以土體確實模擬之破壞試驗，能否驗證現場之深層岩層破壞，其可靠性如何，應詳加論述。	(1) 邊坡穩定分析公式所需參數：若現場於鑽探初期，已獲取邊坡穩定分析公式所需參數，則以現場資料為準，若無則需自行假設及試驗。 (2) 滲流公式則假設土壤透過滲流帶動往下移動，因此採用現場土體，進行流速計算。
五	建議本計畫於期中報告前應盡速與水保局律定出具代表性的三處大規模崩塌區之地下水位及滲流位置，並透過理與試驗驗證，預測下一、下二、下三小時之地下水位與即時網站查詢之系統。	感謝建議，期中報告找出三處建議點，並由其中一處先行完成地下水位預測。 已建立網站查詢系統，並將資料庫匯入，建立即時資料查詢，預計期末報告前，可建立即起預測系統。

項次	審查意見	回覆辦理情形
六	以理論分析結合試驗驗證，推求崩塌臨界地下水位及位置及相關崩塌預測，如經驗可行，或可提供可行的預警方案，做為後續執行相關防災及疏散避難之重要參據。	感謝建議，將持續努力落實，將水土保持局多年監測資料，建立預警方案。
七	地下水井可能因長期使用而產生阻塞，而使地下水位與降雨之關係愈來愈不明顯，而經洗井作業後，地下水位與降雨之關係亦可能不同以往，如何解決此問題。	建議方式如下： (1)新設地下水井之回填濾料，應確實按規範回填，或更進一步進行無沖蝕濾料試驗，分析濾料顆粒分佈，降低地下水井阻塞問題。 (2)地下水位不明顯，建議進行洗井。 (3)洗井之後可重新收集暴雨資料，進行訓練及預測。

項次	審查意見	回覆辦理情形
八	本研究擬擇出三處進行後續研究，惟報告書並無明確說明挑選之理由，研究區位置，建議應補充相關內容。	挑選位置條件如下： (1)地下水位與降雨關係明顯。 (2)歷史資料足夠。 (3)過去曾發生位移尤佳。

附錄三、期中報告書審查意見暨回覆辦理情形

項次	審查意見	回覆辦理情形
報告內容審查意見：		
一	(4_j_)式之L_係垂直滲流長度，亦或坡面滲流線之長度，請釐清。	為流線長度，補充於公式中。
二	試驗材料以卵磚、土壤之互層方式模擬，與實際深層崩塌發生之岩體剖面是否契合，宜檢討之。	感謝建議，本期將重點放在推估地下水預測，目前先以均值砂土進行試驗，將列入未來研究方向。
三	室內試驗之完成，視察土樣之內部沖蝕，如何為之？該等沖蝕對深層崩塌之關聯性如何？	採用無沖蝕濾料試驗(No erosion filter test)，可觀察土壤沖蝕，觀察方法包括 (1) 出口接水量測，透過烘乾，以量測土壤流失量。 (2) 試驗完成後，打開試體，觀察試驗土體完整性。 與深層崩塌關聯部分，係假

項次	審查意見	回覆辦理情形
		設深層崩塌誘發因素包括以下因素 (1) 重力效應：由無限邊坡理論可推算，因為地下水導致下方土體增加而滑動。 (2) 土壤滲流，因內部土壤沖蝕，導致滲流，帶走滑動面土壤，並減少內摩擦角而滑動。
四	表12，最大地下水位深度最高、最低是何意？最高是離地面最短或最長，宜用明確用詞，以免誤解。（若依內文之意，似指高程？請確認。）	文中加註 “定義破壞面以上高程為地下水位深度”，因此最高地下水位，為破壞面以上之地下水位。

項次	審查意見	回覆辦理情形
五	P78頁：滑移洩水所指為何？	文字改為：”研判最大地下水位發生後，使得坡面產生滑移，並洩水導致地下水位降低”，以清楚說明。
六	目前所選樣區，雖有不同程度會動，但均未發生符合大規模崩塌或深層崩塌之要件，未來應如何律定預警門檻值？又部分地區已投入相關工程或陸續投入工程，未來這些工程所造成之影響(如集水井或橫向排水管)，應如何濾除？	(1) 本研究區域，均有律定預警門檻值，本研究以滲流提供提供最大可能崩塌範圍建議。 (2) 增設橫向排水管或集水井可有效排水，使地下水位將不至於上升至危險水位高度，也將不至於有危險之虞。

附錄四、期末報告書審查意見暨回覆辦理情形

項次	審查意見	回覆辦理情形
報告內容審查意見：		
一	臨界水位如何訂定？需要參考可能滑動面嗎？	臨界水位係以滑動面高度往上計算。
二	可持續推動	感謝肯定。
三	研究中提供了地下水位變化之預測，而崩塌之發生與時間的預測成果應可提供以確立其應用性。	感謝肯定。
四	建議考量地下水在很多情況下並不直接入滲到深層，而是滯留在淺層，形成濕潤區，且藉由孔隙介質流，向側下流動的情形。	感謝建議，若有土壤水分計，將可提供參考，作為未來預測之用。
五	無限邊坡模式以不同模式採用數值方式解析，應具有可行性	感謝肯定