國 立 成 功 大 學
土 木 工 程 研 究 所
碩 士 論 文

臺東縣達仁鄉大規模崩塌潛勢區降雨及地下水位變動引致邊坡崩壞之研究

Investigating the Instability of the Large Landslide Induced by Rainfall and the Groundwater Variation at Tadren, Taitung

研 究 生： 鄭樺駿
指導教授： 李德河 博士
吳建宏 博士

中華民國 一零八 年 一 月

國 立 成 功 大 學
在職專班碩士論文

臺東縣達仁鄉大規模崩塌潛勢區降雨及地下水位變動引致邊坡崩壞之研究

Investigating the Instability of the Large Landslide Induced by Rainfall and the Groundwater Variation at Tadren, Taitung

研究生：鄭 樺 駿

本論文業經審查及口試合格特此證明

論文考試委員

吳建宏　李德河

指導教授：李德河　吳建宏

系 主 任：

中 華 民 國 108 年 1 月 15 日

摘要

全球暖化帶來的氣候變遷，使得極端氣候頻繁發生，引發降雨型態異常並導致土砂災害發生造成經濟上的損失。經濟部中央地質調查所及行政院農業委員會林務局從 2010 年起陸續辦理崩塌敏感區之大規模崩塌潛勢區初步調查分析，於 2015 年底已判釋出 1,867 處大規模崩塌潛勢區，其中 106 處會影響到 96 個聚落安全，倘大規模崩塌潛勢區發生崩塌，恐造成高雄甲仙小林村的憾事再次重現。因此，探討降雨造成大規模崩塌潛勢區邊坡地下水位變動對坡體的影響並建立起警戒系統是當前坡地防災必須面對的課題之一。

本研究以臺東縣達仁鄉大規模崩塌潛勢區邊坡作為研究對象，除了進行現地鑽探與雨量資料收集外，輔以設置傾斜觀測管、水位井來取得現地地層資料，並利用現地樣本進行室內試驗求得各試驗場址土層之一般物理與力學性質。再利用數值軟體 Geo-Studio 建立數值模型，分析地下水位變動與邊坡穩定的關係，最後以筒狀模式探討降雨量與地下水位變化之關係，並將降雨量、地下水位變動、以及邊坡穩定性三者整合出關聯性，以此建立邊坡預警之指標。藉由降雨量之監測，可利用此關係式預估累積降雨量當作警戒系統之基準，於坡地災害發生之前盡早進行疏散作業。

關鍵字：大規模崩塌災害、筒狀模式、降雨與地下水位變動、邊坡預警

Investigating the Instability of the Large Landslide Induced by Rainfall and the Groundwater Variation at Tadren, Taitung

Cheng, Hua-Chun

Lee, Der-Her

Wu, Jian-Hong

Department of Civil Engineering, National Cheng Kung University.

SUMMARY

The climate change brought about by global warming has caused extreme weather to occur frequently, causing abnormal rainfall patterns and causing economic losses due to soil sand disasters. The Central Geological Survey of the Ministry of Economic Affairs and the Forestry Bureau of the Agricultural Committee of the Executive Yuan have successively handled the preliminary investigation and analysis of the large-scale landslide potential area of the collapse-sensitive area since 2010. At the end of 2015, 1,867 large-scale landslide potential areas have been released. Among them, 106 will affect the safety of 96 settlements. If the large-scale landslide potential area collapses, it will cause the resentment of Kaohsiung Jiaxian Xiaolin Village to reappear. Therefore, it is one of the topics that must be faced in the current sloping land disaster prevention to investigate the impact of rainfall on the slope of the large-scale landslide potential area on the slope and establish a warning system.

This study takes the slope of the large-scale landslide potential area in Daren Township, Taitung County as the research object. In addition to the local drilling and rainfall data collection, the slope observation tube and water level well are used to obtain the local stratigraphic data, and the local sample is used. The laboratory tests were carried out to obtain the general physical and mechanical properties of the soil layers of each test site. Then use the numerical software Geo-Studio to establish a numerical model to analyze the relationship between groundwater level fluctuation and slope stability. Finally, the relationship between rainfall and groundwater level changes is discussed in a tubular mode, and the rainfall, groundwater level changes, and slope stability are discussed. The three sexes integrate the correlation to establish an indicator of the slope warning. Through the monitoring of rainfall, this relationship can be used to estimate the cumulative rainfall as the benchmark for the warning system, and evacuation operations should be carried out as early as possible before the sloping disaster occurs.

Key words: Large-scale landslide disaster, Tank model, Rainfall and groundwater level fluctuation, Slope early warning

INTRODUCTION

Taiwan is surrounded by the sea, belonging to the island-type climate, the main source of rainfall is from the plum rain and typhoon rain, the average annual rainfall is more than 2,500 mm, furthermore, in the mountain areas, which is more than 3,000 mm. According to the research in historical disaster events, rainfall is one of the major factors in causing slope failure. When rainwater infiltrate into the surface will cause the groundwater level to rise, increasing pore water pressure between the soil grains and decreasing soil effective stress, which leads to collapse of the slope (Brand, 1981).

In order to understand the effect of rainfall on the safety of the large-scale landslide, The No.D003 and No.D004 large-scale landslide potential area are target area at Tadren, Taitung in this study. We conduct several in-situ monitoring works and laboratory test to clarify local strata, physical and mechanical properties of the local geological material, inculding (1) borehole drilling,(2) inclinometer monitoring, (3) groundwater fluctuation monitoring, (4) rainfall data collecting, (5) basic physics characteristic test, (6) direct shear test. Establishing the relationship between rainfall, groundwater level fluctuation, and safety of slope by using numerical simulation and utilizing tank model procedure. Then it can be used as an indicator for early warning to prevent inhabitant from disasters.

MATERIAL AND METHODS

The study is composed of three parts: (1) In-situ investigation and monitoring, (2) Laboratory test, (3) Numerical simulation.

In-situ investigation and monitoring

1. Borehole drilling

Fig.1 shows the borehole configuration of two large-scale landslide potential area in this study.The trial site is located at the No.D003 and No.D004 large-scale landslide potential area are target area at Tadren, Taitung.Imformation of each borehole is shown in Table.1 Imformation of each borehole is shown in Table.1

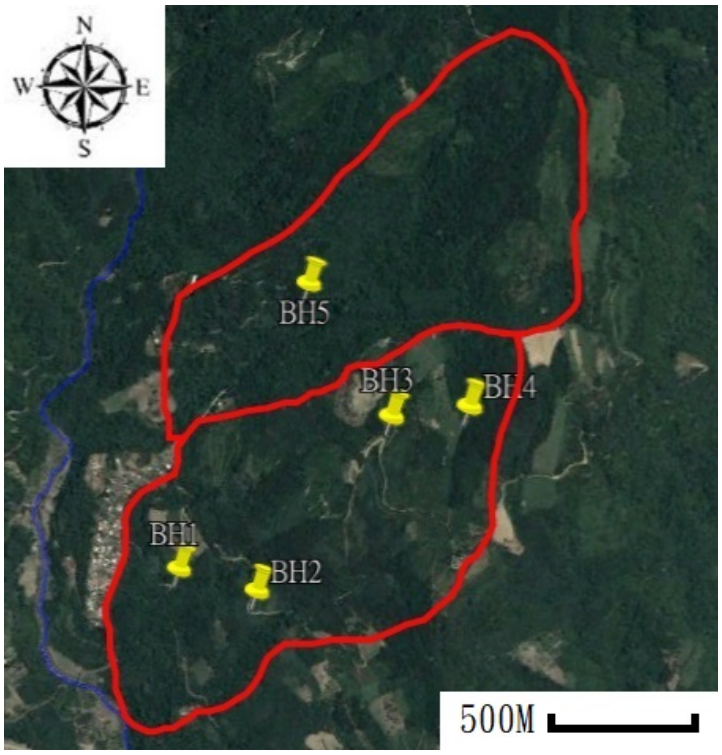


Fig.1 The arrangement of boreholes at trial area

Table.1 Imformation of each borehole

Site	Borehole	Coordinate (TWD97)		Depth(m)	Classification
No.D003 large-scale landslide potential area	BH5	241700.852	2487517.884	50	Chaochow Formation
No.D004 large-scale landslide potential area	BH1	241315.955	2486538.100	50	
	BH2	241579.639	2486591.465	50	
	BH3	241972.974	2487111.540	50	
	BH4	242211.628	2487157.427	50	

2. Inclinometer

The data measured at the first time was used as the baseline to draw the displacement diagram. Direction A is the dip direction of slope sliding, while Direction B is the direction 90 degree counterclockwise against Direction A in the horizontal plane.The illustration of measurement is shown in Fig.2, and the depth of potential failure plane is shown in table.2.

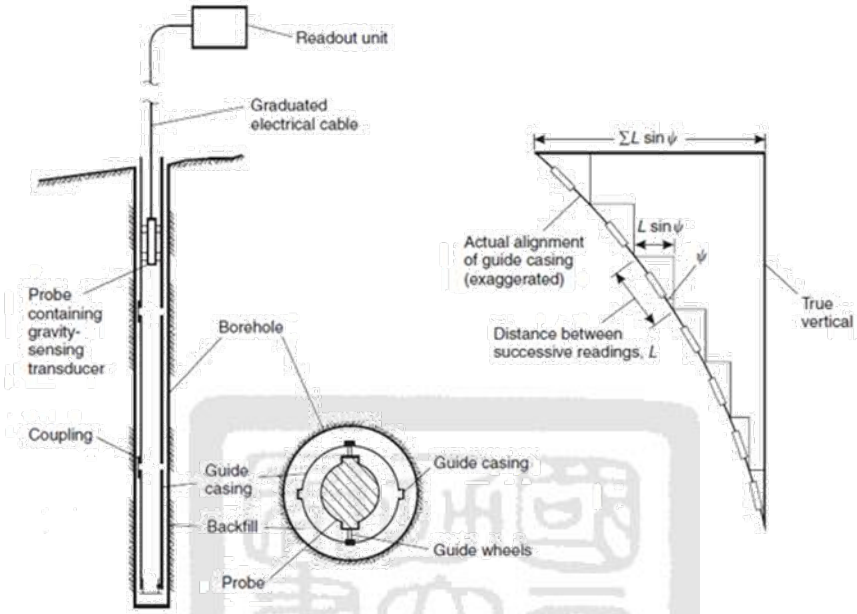


Fig.2 Illustration of measurement (Dunnicliff, 1988)

Table.2 The depth of potential failure plane

Site	Borehole	Maximum variation depth (m)	Maximum displacement (mm) A direction	Maximum displacement (mm) B direction	Depth of potential failure plane(m)
No.D003 large-scale landslide potential area	BH5	25~26	9.91	-3.11	25~26
No.D004 large-scale landslide potential area	BH1	1.5~2.5	-4.87	3.82	—
	BH2	6~7	-1.15	1.08	44
	BH3	36~37	2.71	2.13	—
	BH4	1~2	3.29	1.57	48

3. Fluctuation of groundwater level and rainfall

To understand the relation between rainfall and the fluctuation of groundwater level, an automatic-recording water manometer was installed in the boreholes in every trial slope. In addition, the variation of water level was plotted in Fig.4 with the precipitation collected by rainfall stations of Central Meteorological Daxi Mountain, which is adjacent to the trial area. In addition, in order to improve the representativeness of the rainfall monitoring results, the BH4 hole is located adjacent to the open space without shelter such as trees or inductors.Install a self-metering rain gauge at a height of at least 1.5m from the surface.

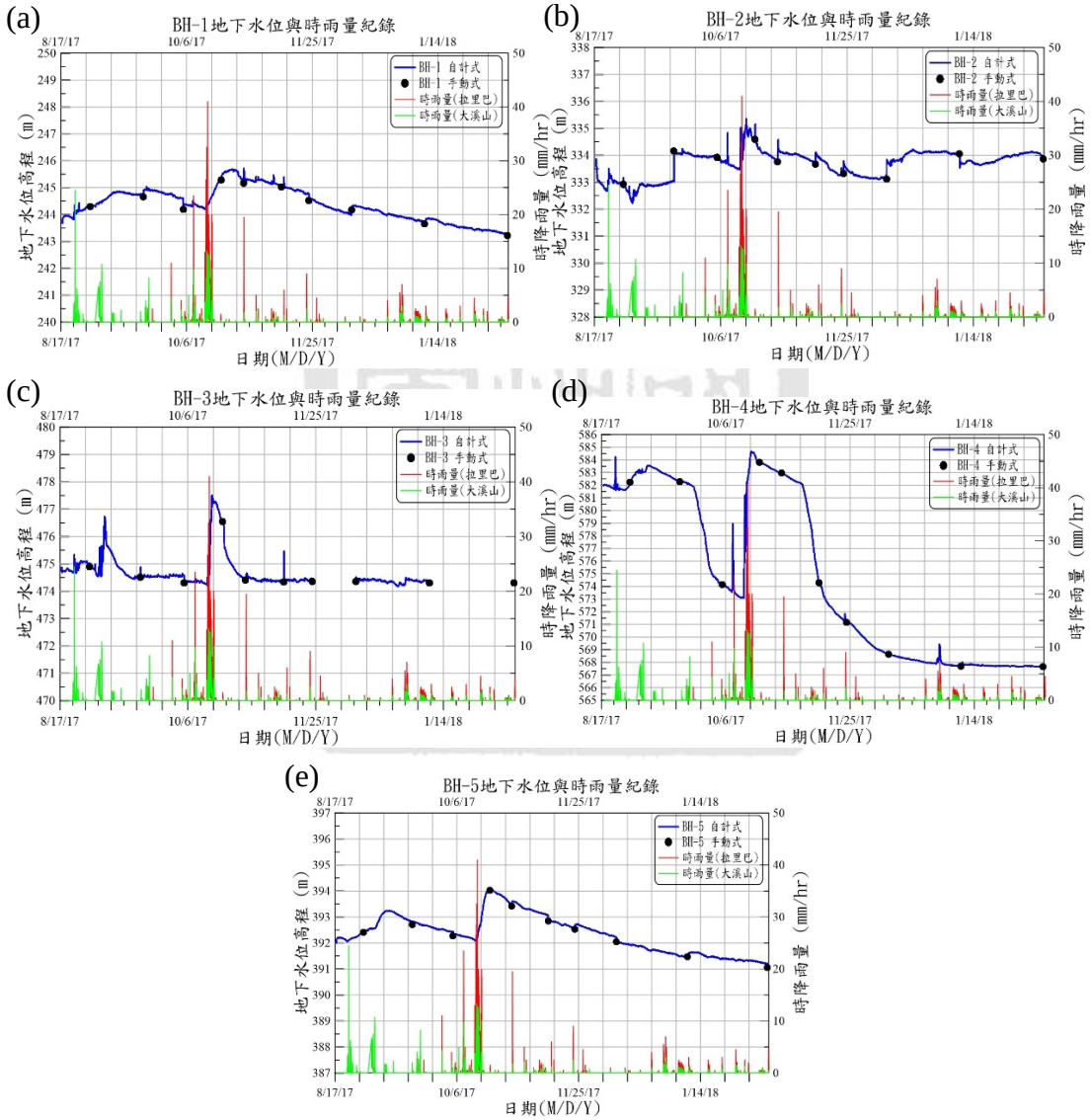


Fig.4 Rainfall and the fluctuations of groundwater level (a) BH1 (b) BH2 (c) BH3 (d) BH4 (e) BH5

4. Soil water index

The potential triggering factors for slope failure include rainfall density, rainfall duration, groundwater level, runoff, and antecedent rainfall. Using tank model to discuss the relationship between the fluctuations of groundwater level and the precipitations, there are four kinds of parameters for model calculating shown in Table.3. Refers to the permeability coefficients of each trial slope the Granite parameters was used to calculate the relationship between SWI, rainfall, and fluctuations of groundwater level respectively.

Table.3 Parameters of tank model (Ishihara and Kobatake, 1979)

Area	L_1	L_2	L_3	L_4	a_1	a_2	a_3	a_4	b_1	b_2	b_3
Granite	15	60	15	15	0.1	0.15	0.05	0.01	0.12	0.05	0.01
Volcanic rocks	30~40	60~75	15	15	0.1	0.15	0.05	0.01	0.12	0.08	0.01
Paleozoic	30	75	5	15	0.1	0.15	0.05	0.01	0.12	0.04	0.01
Quaternery	15	40	5	15	0.1	0.15	0.05	0.01	0.12	0.04	0.01

Laboratory test

In view of historical disaster events, most of the slope failures are due to soil effective stress decreased by groundwater rising. To simulate the stability of slope during groundwater rising, the samples, which drilled from each trial slope were conducted laboratory test. The result of physic characters and mechanics character test are shown in Table.4. And refer to the numerical simulation parameter setting of Zhong,You-wei (2018) and NCKU Hydraulic and Ocean Engineering Research and Development Foundation (2017) to determine the required ground material parameters in the numerical model.

Table.4 Soil strength and physics parameters

Site	Stratum material	Unit weight γ (kN/m3)	Cohesion c (kPa)	Friction angle ϕ (∘)
No.D003 and No.D004 large-scale landslide potential area	Colluvium	24	28	21
	Fractured zone	27	107	13
	Slate	28	160	38

RESULTS AND DISCUSSION

1. Variation of groundwater level – Soil water index – Rainfall

After analyzing the rainy events, the accumulated rainfall will be plotted with SWI value shown in Fig.5. Then there's a linear relationship (Eq.1) between SWI value and rainfall.

$$SWI = \alpha \times R \qquad \text{(Eq.1)}$$

Where :

α: index of rainfall

R: accumulated rainfall

Similarly, plotting the change of the groundwater level with SWI value in the same way. As the Fig.6 shows, when there is rain, the groundwater level doesn't respond immediately, which will rise up as soon as the precipitation accumulates to a certain value, called "The threshold of rainfall". Also, there is a linear relationship can be obtained from the change of the groundwater level and SWI value, as Eq. 2. Then, integrating two equations into Eq. 3 to be used in prediction of the highest change in groundwater level during the rainy event.

$$\Delta h = \beta \times SWI + c \qquad \text{(Eq.2)}$$

$$\Delta h = \alpha \times \beta \times R + R_T \qquad \text{(Eq.3)}$$

Where:

β: coefficient of groundwater level fluctuation

c: threshold value

R_T: threshold of rainfall ($R_T = \alpha \times c$)

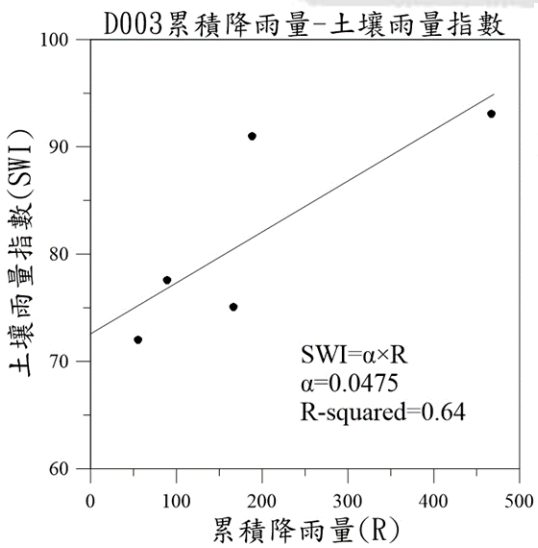


Fig.5 Rainfall and the fluctuations of groundwater level

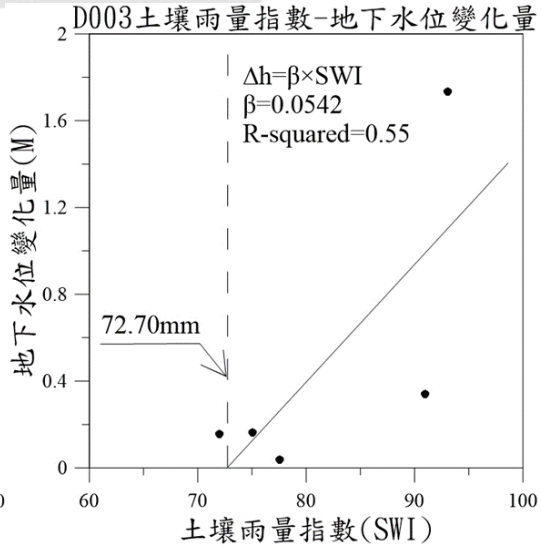


Fig.6 Rainfall and the fluctuations of groundwater level

2. Variation of groundwater level – Safty factor of slope

According to the result of inclinometer monitoring, the potential failure surfaces of every slopes in this study were marked in numerical software to do simulation. Based on the lowest watertable, by gradually raising the groundwater level to discuss the influence of groundwater level change on stability of the slopes. As shown in Fig.7, the variation of waterable correspond to the critical safety factor will be found by linear equation. Potential failure surface in The No.D003 large-scale landslide trial slope will reach to critical state when the water raising up 22.375m. But, the No.D004 large-scale landslide potential area is simulated in the numerical model to simulate that the groundwater level rises to the surface and the critical value of the collapse is not reached, that is, the safety factor is equal to 1.

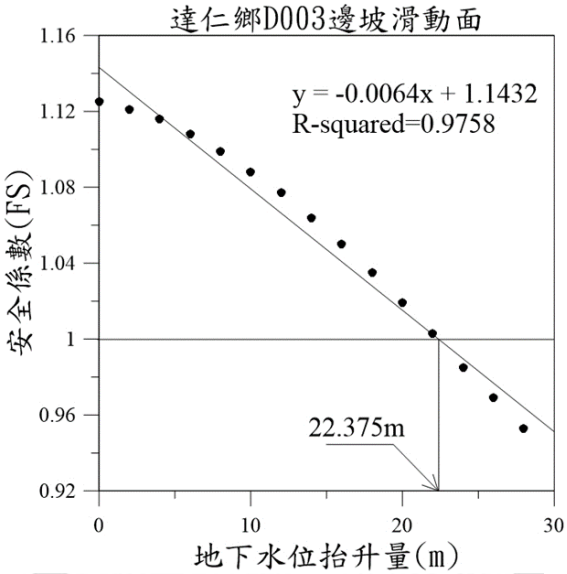


Fig.7 relationship between safety factor and watertable change

3. The early warning index of slope stability

By integrating the two above result, the critical accumulated rainfall will be derived as a reference for index of early warning system.

Table.6 the prediction of critical watertable change

Site	$\Delta h = \alpha \times \beta \times R + R_T$		Threshold of rainfall(mm)	Critical water level change(m)	Critical accumulated rainfall(mm)
	α	β			
No.D003 large-scale landslide potential area	0.0475	0.0542	72.70	22.375	8763.71

CONCLUSIONS

Compared with the domestic historical rainfall record, the rainfall of typhoon Morakot in the Alishan area reached 2858.5mm in 2009. It is quite an alarming rainfall record. Therefore, the critical cumulative rainfall of the No.D003 large-scale landslide trial slope is 8763.71mm, which is obviously not in line with the actual rainfall. In the case, the research and judgment should be caused by fewer rainfield events affecting the change of groundwater level during the monitoring period. Therefore, the correlation coefficient between the cumulative rainfall and soil rainfall index, the relationship between groundwater level change and soil rainfall index showed a lower 0.64, 0.55, respectively. Therefore, the parameters α and β obtained through regression analysis are not representative of the No.D003 large-scale landslide trial slope to reverse the cumulative rainfall. The research in this area should be completed through continuous data collection. The early warning system hope be established through these index to evacuate inhabitants before the disaster happen, and prevent the loss of lives and properties from dangerous.

誌謝

成功大學一直是自己十分嚮往學術殿堂，而求學生涯的遺憾，終於在進入職場工作後一償宿願。回想三年半之前因緣際會選擇岩石力學實驗室，從完全的學術研究素人到學會完整執行實驗、分析數據以及建立數值模型，再次體會辛苦耕耘終有收穫。感謝恩師 李德河博士、吳建宏博士在碩士研究生涯上所給予的種種指導與教誨，讓學生得以順利完成學業，也感謝口試委員 尹孝元主任、賴文基副主任、許琦教授於百忙之中抽空參與學生論文口試，並給予寶貴的意見使本研究更臻於完美，特別感謝賴文基副主任於研究上資料的提供與提點，以及研究室李璧玲助理及系辦王莉華小姐在研究所求學期間的幫忙。

而這本自己費盡心力的論文中也充滿著研究室的青春氣息，謝謝學弟 致仁、允哲、維振、俊森、鈺友、仰翎、嘉益、嘉祥，因為年紀長個幾歲讓你們叫一聲學長,實際上卻在求學與研究過程中經常接受你們的幫忙,特別是致仁、允哲，若不是有你們，我想這段過程並不會這麼的順利。也希望還在研究室的學弟們繼續加油。

最後，感謝我的家人一路以來的支持，尤其是我太太，從我研究所期間開始交往的我們，求學過程中歷經結婚，到現在迎接我們的女兒出生，這本論文也可算是我們愛的結晶，謝謝妳的鼓勵，讓曾經一度想放棄的我繼續堅持，又在妳懷孕期間還讓我能無後顧之憂的做研究，接下來我會持續努力，作你們母女的支柱。

鄭樺駿

二零一九年一月

目錄

摘要 I
誌謝 XI
目錄 XII
表目錄 XVI
圖目錄 XVIII
照片目錄 XX
第一章 緒論 1
1-1 前言 1
1-2 研究動機與目的 2
1-3 研究方法 3
1-4 研究流程 4
第二章 文獻回顧 6
2-1 大規模崩塌潛勢區 6
2-1-1 大規模崩塌潛勢區定義 6
2-1-2 大規模崩塌地形特徵 8
2-1-3 潛勢區判釋與處理 10
2-2 降雨與地下水對邊坡安全性之影響 13
2-2-1 雨場定義與分級 13
2-2-2 降雨與地下水位之影響 15
2-3 土砂災害致災警戒值之建立 18
2-3-1 臨界降雨警戒值 20
2-3-2 邊坡穩定性之分級準則 24
2-4 邊坡穩定理論 27
2-4-1 極限平衡法 27
2-5 筒狀模式理論 31
2-6 數值模擬程式簡介 33

2-6-1 SLOPE/W 邊坡穩定分析 33
第三章 研究區域環境概述 35
3-1 土坂集水區地文資料 35
3-1-1 地理位置 35
3-1-2 土坂集水區之地質 39
3-1-3 土坂集水區之土壤 40
3-2 土坂集水區水文資料 41
3-2-1 研究地區之氣象 41
3-2-2 研究地區之雨量 42
3-2-3 研究範圍之水系 44
3-3 歷年災害及整治資料 45
3-3-1 降雨災害記錄 45
3-3-2 土石流災害紀錄 46
3-3-3 歷年規劃及整治情形 48
3-4 大規模崩塌潛勢區 49
3-4-1 地質調查 50
3-4-2 地形判釋 51
3-5 鑽探結果 53
3-6 試驗數據彙整 57
3-6-1 現地透水試驗 57
3-6-2 室內試驗 58
第四章 邊坡現地調查監測 61
4-1 傾斜觀測管之判釋 62
4-1-1 原理與儀器介紹 62
4-1-2 監測成果 65

4-1-3 各孔位監測成果整理 73
4-2 降雨量與地下水位變化 74
4-2-1 儀器架設 74
4-2-2 常態地下水位 76
4-2-3 監測成果 77
第五章 數值模擬分析 83
5-1 參數設定 83
5-1-1 材料參數設定 83
5-1-2 雨場設定 84
5-2 D003 試驗邊坡 85
5-2-1 數值模型建立與邊界條件設定 85
5-2-2 模擬假設與滑動面選定 87
5-2-3 地下水位抬升與邊坡穩定性 89
5-2-4 現地邊坡地形變化 93
5-3 D004 試驗邊坡 98
5-3-1 數值模型建立與邊界條件設定 98
5-3-2 模擬假設與滑動面選定 100
5-3-3 地下水位抬升與邊坡穩定性 102
5-3-4 試驗邊坡穩定性局部分析 105
5-4 降雨與地下水位變動之關係 111
5-4-1 Tank model 與地下水位變化 111
5-4-2 地下水位與土壤雨量指數 113
5-5 邊坡安全警戒指標之建立 116
5-5-1 降雨與地下水位變動 116
5-5-2 邊坡安全指標 118

5-5-3 邊坡滑動後再崩塌模擬 119
第六章 結論與建議 121
6-1 結論 121
6-2 建議 122
參考文獻 123
附錄 A 岩心描述與照片 129
附錄 B 現地透水試驗報告 149
附錄 C 室內試驗報告 154
附錄 D 口試委員建議 167

表目錄

表 2-1 山崩與土石流的分類名詞與定義表(中央地質調查所，2006)..... 7
表 2-2 深層崩壞及淺層崩塌對照表(改自日本砂防學會，2012)..... 7
表 2-3 航照判釋山崩基準表(改自 Soeters and Van Western，1996) 10
表 2-4 大規模崩塌判斷要素關聯表(國家災害防救科技中心，2013)..... 12
表 2-5 雨場切割分類表(詹錢登等人，2003)..... 13
表 2-6 中央氣象局雨量分級與警戒事項(中央氣象局，2015)..... 14
表 2-7 時雨量分級(日本氣象廳，2017)..... 15
表 2-8 大規模崩塌潛勢區保全評分表(行政院農業委員會林務局，2017)..... 18
表 2-9 保全危害度因子分配表(水土保持局，2013)..... 19
表 2-10 公路防災預警機制 (改自交通部公路總局網站，2014)..... 23
表 2-11 地表滑動危險度分級表(藤原明敏，1970) 24
表 2-12 大規模崩塌發生度評分表(行政院農業委員會林務局，2017)..... 25
表 2-13 大規模崩塌危險等級評分表(行政院農業委員會林務局，2017)..... 25
表 2-14 位移速率與邊坡穩定性判斷建議(日本地滑對策技術協會，1978)..... 25
表 2-15 山坡地工程監測參考管理值(廖洪鈞、廖瑞堂，1999)..... 26
表 2-16 各切片法之靜力平衡條件(Abramson，1996) 30
表 3-1 土坂集水區地形坡向分佈統計表..... 38
表 3-2 土坂集水區土壤分布統計表..... 40
表 3-3 土坂集水區周圍氣候資料表(改自中央氣象局，2017)..... 41
表 3-4 土坂及大溪山雨量站單日最大降雨表(改自中央氣象局，2017)..... 44
表 3-5 土坂集水區近年重大雨場事件雨量資料(改自中央氣象局，2017)..... 45
表 3-6 土坂集水區近年颱風災情彙整表(成大水利海洋研究發展文教基金會，2017)..... 46
表 3-7 土坂集水區土石流潛勢溪總表(改自水土保持局，2017)..... 46
表 3-8 土坂集水區近年整治工程彙整表(成大水利海洋研究發展文教基金會，2017)..... 48
表 3-9 臺東縣達仁鄉 D003、D004 基本資料表 49
表 3-10 定水頭透水試驗成果表(成大水利海洋研究發展文教基金會，2017).. 57
表 3-11 物理性質試驗結果表(成大公共工程研究中心，2017)..... 58
表 3-12 吸水比重試驗成果表(成大公共工程研究中心，2017)..... 59
表 3-13 弱面剪力試驗結果表(成大公共工程研究中心，2017)..... 60
表 3-14 直接剪力試驗結果表(成大公共工程研究中心，2017)..... 60
表 3-15 岩石單軸壓縮試驗結果整理表(成大公共工程研究中心，2017)..... 60
表 4-1 變位量與邊坡穩定性判斷建議..... 73
表 4-2 各孔位監測成果整理..... 73

表 4-3 各孔位井頂高程與架設深度彙整表 77
表 4-4 監測期間主要降雨事件彙整表 77
表 5-1 D003、D004 試驗邊坡之地層材料參數(鍾友維，2018) 84
表 5-2 D003、D004 試驗邊坡之水力參數(成大水利海洋研究發展文教基金會，2017) 84
表 5-3 D003 試驗邊坡穩定分析結果 89
表 5-4 D003 試驗邊坡地下水位抬升量與安全係數變化表 92
表 5-5 D003 試驗邊坡歷年影像(改自臺灣百年地圖，2018) 95
表 5-6 D004 試驗邊坡穩定分析結果 102
表 5-7 D004 試驗邊坡 A 滑動面穩定分析結果 107
表 5-8 D004 試驗邊坡 B 滑動面穩定分析結果 109
表 5-9 D003 試驗邊坡降雨事件與筒狀模式分析結果 115
表 5-10 D004 試驗邊坡降雨事件與筒狀模式分析結果 115
表 5-11 試驗場址之臨界累積降雨量 118

圖目錄

圖 1-1 研究流程圖 5
圖 2-1 大規模崩塌特徵示意圖(改自 Varnes，1978) 8
圖 2-2 大規模崩塌圓弧形滑動地形特徵示意圖(改自 Coltorti et al.，2009)..... 9
圖 2-3 大規模崩塌潛勢區光達判釋示意圖(經濟部中央地質調查所，2012).... 11
圖 2-4 豪雨引致之山崩示意圖(Brand，1985) 16
圖 2-5 土石流警戒值與黃紅警戒代表意義(水土保持局，2013)..... 21
圖 2-6 土石流警戒基準值更新流程圖(水土保持局，2013)..... 22
圖 2-7 平片分析法示意圖(摘自吳偉特，1980)..... 28
圖 2-8 圓弧分析法及摩擦圓分析法示意圖(摘自吳偉特，1980)..... 29
圖 2-9 土體楔型破壞模擬圖(1)被動楔型區(2)中央楔型區(3)主動楔型區..... 29
圖 2-10 切片法示意圖 30
圖 2-11 筒狀模式示意圖(岡田憲治，2002) 31
圖 3-1 臺東縣達仁鄉地理位置圖 36
圖 3-2 土坂集水區地理位置圖(改自 Google，2018) 36
圖 3-3 土坂集水區地形分布圖(成大水利海洋研究發展文教基金會，2017).... 37
圖 3-4 土坂集水區坡度分布圖(成大水利海洋研究發展文教基金會，2017).... 37
圖 3-5 土坂集水區坡向分布圖(成大水利海洋研究發展文教基金會，2017).... 38
圖 3-6 土坂集水區地質分佈圖(改自經濟部中央地質調查所，2018)..... 39
圖 3-7 土坂集水區土壤分佈圖(成大水利海洋研究發展文教基金會，2017).... 40
圖 3-8 土坂集水區與鄰近雨量站位置(改自經濟部中央地質調查所，2018).... 42
圖 3-9 土坂及大溪山雨量站月平均降雨量比較圖(改自中央氣象局，2017).... 43
圖 3-10 土坂及大溪山雨量站歷年總降雨量(改自中央氣象局，2017)..... 43
圖 3-11 土坂集水區水系分佈圖(改自經濟部中央地質調查所，2018)..... 44
圖 3-12 土坂集水區土石流潛勢溪流(A)東縣 DF083(B)東縣 DF084(C)東縣 DF085(D)東縣 DF086(E)東縣 DF087(改自水土保持局，2017) 47
圖 3-13 D003、D004 邊坡位置圖(改自災害潛勢地圖網站，2018) 49
圖 3-14 D003、D004 邊坡地質圖(改自經濟部中央地質調查所，2018) 50
圖 3-15 臺東縣達仁鄉 D003、D004 衛星影像(Google Earth，2017)..... 50
圖 3-16 臺東縣達仁鄉 D003、D004 邊坡潛勢區光達影像..... 51
圖 3-17 D003、D004 試驗邊坡孔位配置圖(改自 Google Earth，2018)..... 53
圖 3-18 BH1 至 BH3 岩心柱狀圖(成大水利海洋研究發展文教基金會，2017) 55
圖 3-19 BH4 至 BH5 岩心柱狀圖(成大水利海洋研究發展文教基金會，2017) 56
圖 4-1 傾斜觀測管操作及變位計算說明(鍾明劍等，2014)..... 63
圖 4-2 各孔位假設滑動方向示意圖 65
圖 4-3 BH1 孔位傾斜管監測結果 67

圖 4-4 BH2 孔位傾斜管監測結果 68
圖 4-5 BH3 孔位傾斜管監測結果 69
圖 4-6 BH4 孔位傾斜管監測結果 70
圖 4-7 BH5 孔位傾斜管監測結果 72
圖 4-8 大溪山雨量站與試驗邊坡位置圖(改自 Google Earth，2017) 75
圖 4-9 拉里巴與大溪山雨量站時雨量紀錄 76
圖 4-10 BH1 孔位地下水位變化與雨量關係圖 78
圖 4-11 BH2 孔位地下水位變化與雨量關係圖 79
圖 4-12 BH3 孔位地下水位變化與雨量關係圖 80
圖 4-13 BH4 孔位地下水位變化與雨量關係圖 81
圖 4-14 BH5 孔位地下水位變化與雨量關係圖 82
圖 5-1 D003、D004 豪雨雨場切割示意圖 84
圖 5-2 D003 研究邊坡等高線地形圖(改自二萬五千分之一經建版地形圖) 85
圖 5-3 D003 試驗邊坡數位模型 86
圖 5-4 D003 試驗邊坡數值邊界條件 86
圖 5-5 D003 試驗邊坡光達影像 87
圖 5-6 D003 試驗邊坡滑動面 88
圖 5-7 D003 試驗邊坡滑動面之地下水位變動與穩定性關係 92
圖 5-8 D003 大規模崩塌潛勢區光達影像判釋 94
圖 5-9 D004 研究邊坡等高線地形圖(改自二萬五千分之一經建版地形圖) 98
圖 5-10 D004 試驗邊坡數位模型 99
圖 5-11 D004 試驗邊坡數值邊界條件 99
圖 5-12 D004 試驗邊坡光達影像 100
圖 5-13 D004 試驗邊坡滑動面 101
圖 5-14 D004 試驗邊坡光達影像(局部分析) 105
圖 5-15 D004 試驗邊坡滑動面(A)橙色圈處之 A 滑動面(B)紫色圈處之 B 滑動面 106
圖 5-16 筒狀模式示意圖(日本氣象廳網站，2017) 111
圖 5-17 筒狀模式參數表(陳樹群，2013) 112
圖 5-18 D003 試驗邊坡土壤雨量指數與地下水位關係 114
圖 5-19 D004 試驗邊坡土壤雨量指數與地下水位關係 114
圖 5-20 D003 試驗邊坡累積降雨量與土壤雨量指數關係圖 117
圖 5-21 D003 試驗邊坡地下水位變化與土壤雨量指數關係圖 117
圖 5-22 D003 試驗邊坡原滑動面崩塌後穩定分析(1) 119
圖 5-23 D003 試驗邊坡原滑動面崩塌後穩定分析(2) 120
圖 5-24 D003 試驗邊坡原滑動面崩塌後穩定分析(3) 120

照片目錄

照片 4-1 臺東縣-達仁鄉 D003、D004 試驗場址全貌 61
照片 4-2 傾斜觀測管示意圖(A)外溝式(B)內溝式 62
照片 4-3 傾斜觀測儀設備(A) RST MEMS 數位式傾斜觀測儀(B)手持電腦(C)電纜線(D)傾斜儀感應器 64
照片 4-4 BH1 孔位週邊施工情形與完工後現狀 66
照片 4-5 BH2 孔位深度 43m 至 46m 岩心照片 68
照片 4-6 BH4 孔位深度 47m 至 50m 岩心照片 71
照片 4-7 BH5 孔位邊坡及傾斜管(A)(B)崩塌前(C)(D)崩塌後 71
照片 4-8 BH5 孔位深度 24m 至 27m 岩心照片 72
照片 4-9 現地自設雨量計 74
照片 4-10 (A)手持式水位計(B)自計式水壓計 75

第一章 緒論

1-1 前言

近年來氣候變遷導致極端降雨事件發生頻繁，依據統計自 2000 年後迄今所發生之極端降雨導致台灣崩塌面積增加 21,069 公頃，依此崩塌趨勢發展推估，在氣候變遷影響下，於未來 25 年間，全台崩總崩塌面積將增加至 10 萬公頃，嚴重威脅山坡地環境(行政院農業委員會，2017)。而坡地災害類型將多元呈現，且災害規模將遠超越過去歷史記錄，大規模崩塌不僅造成重大災害，也使現有土石流警戒、預報與應變制度面臨相當程度的考驗，例如 2009 年 8 月 8 日至 10 日的莫拉克風災，颱風及伴隨其後續之西南氣流挾其長延時、高強度、高累積雨量及廣範圍的特性，在中南部連續四天創下總雨量近 3,000 公釐的降雨紀錄(陳怡良，2009)，同時誘發大規模崩塌等的新型態土砂災害，其中位於台灣高雄甲仙鄉的小林村滅村事件更是近年台灣豪雨引致大規模崩塌最具代表性傷害也最大的土砂災害。

台灣位於季風氣候帶，且位於西太平洋地區颱風侵襲的主要路徑，因此降雨主要來源為鋒面型梅雨和颱風豪雨，平均年雨量達 2,500mm 以上，山區更是高達 3,000mm 以上(陳亮全等，2011)。又台灣位於歐亞板塊與菲律賓海板塊交界帶，活躍的板塊聚合作用造成台灣境內多高山且地質條件較為破碎，山坡地占總面積的百分之七十以上，當長時間連續強降雨發生時，多處山區常發生邊坡崩塌、土石流、地滑等大規模的土砂災害。從歷史土砂災害事件中可發現，降雨是造成坡地災害的主要原因，雨水滲入地表後使地下水位上升造成土層間孔隙水壓力增加，土壤有效應力下降，進而引發坡地產生崩壞(Brand，1981)。

1-2 研究動機與目的

根據中央地質調查所完成的判釋資料，臺東縣達仁鄉之土坂集水區範圍內有多處潛在大規模崩塌區(經濟部中央地質調查所，2013)，其中臺東縣達仁鄉編號第 D003 及 D004 號等 2 處大規模崩塌潛勢區屬於有保全對象之區域，不但對周遭部落帶來直接之威脅，更可能因龐大崩塌土石量造成二次災害。故本研究以土坂集水區範圍內之 D003 及 D004 潛在大規模崩塌區作為研究調查對象，為了瞭解降雨造成地下水位變化對坡地安全性的影響，利用中央氣象局之雨量站資料、各試驗場址之自計式水壓計地下水位監測資料、傾斜觀測管監測結果並輔以數值模擬探討地下水位上升時對邊坡穩定性的影響，最後將降雨量、地下水位變動、以及邊坡穩定性三者整合出關聯性，並以此建立邊坡崩壞預警之指標。期許能在災害發生之前即時疏散人員將損害降到最低。

1-3 研究方法

研究可分為三大部分：現地監測、室內試驗與數值分析，研究場址則選定臺東縣達仁鄉潛在大規模崩塌區為研究對象。

(1). 現地監測

蒐集研究場址地質鑽探與雨量資料外，搭配用以設置傾斜觀測管、水位井及施測地電阻來取得現地地層資料，並透過週期性監測觀察降雨量對於邊坡穩定性之影響。

(2). 室內試驗

利用地質鑽探取得之土壤與岩石樣本，分別進行土壤及岩石基本物理和力學試驗，藉此得到研究場址之地層材料參數及力學參數，並供後續數值模擬分析使用。

(3). 數值分析

利用數值模擬軟體 Geostudio 建立各潛在大規模崩塌區邊坡之數值模型，分析各潛勢區內地下水位變動與邊坡穩定之關聯性，並加入雨量資料進行模擬，最後將模擬成果與現地監測結果進行比對。

1-4 研究流程

本研究整理現地監測資料並歸納出降雨量與地下水位變化關係再將室內試驗之結果帶入數值模擬軟體探討地下水位變動與邊坡安全性之關係，最後加入降雨量資料進行模擬，將降雨量、地下水位變動、以及邊坡穩定性三者整合出關聯性，以此評估邊坡破壞可能性。研究流程圖如圖 1-1 所示，本研究各章節簡述下：

第一章　緒論

前言、研究動機及目的、研究方法、研究流程

第二章　文獻回顧

蒐集邊坡類型、邊坡破壞及成因、降雨對於邊坡之影響、邊坡災害警戒機制相關文獻，以及極限平衡法與有限元素法之理論背景。

第三章　研究區域概況

介紹各研究場址之地理位置、地形與地質構造、水系分布、降雨情形及歷年災害與整治資料以及地質鑽探、研究場址邊坡地層材料之地工參數。

第四章　現地邊坡調查及監測

研究場址進行量監測項目結果，包含傾斜管監測、雨量、地下水位等資料，並藉此提供後續數值模擬分析。

第五章　邊坡災害警戒值之建立

利用研究場址之降雨事件彙整降雨量及地下水位變動之關聯性，以數值模擬分析軟體分別模擬地下水位變動對於研究場址邊坡的安全性影響，最後建立邊坡災害預警值。

第六章　結論與建議

將研究場址調查量監測結果與數值模擬分析結果整合提出結論，並給予建議，提供後續相關研究做為參考。

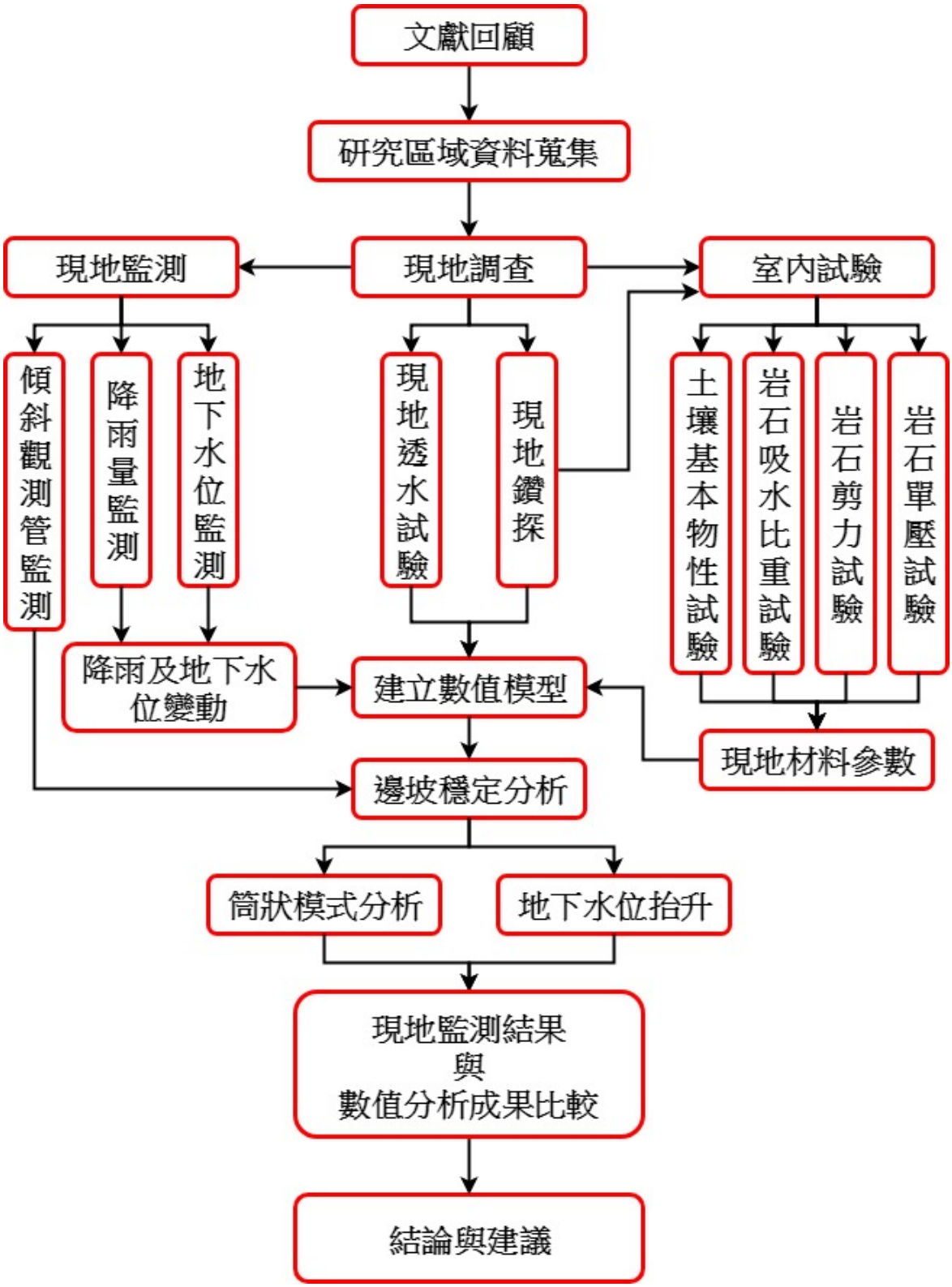

文獻回顧
研究區域資料蒐集
現地監測
現地調查
室內試驗
傾斜觀測管監測
降雨量監測
地下水位監測
現地透水試驗
現地鑽探
土壤基本物性試驗
岩石吸水比重試驗
岩石剪力試驗
岩石單壓試驗
降雨及地下水位變動
建立數值模型
現地材料參數
邊坡穩定分析
筒狀模式分析
地下水位抬升
現地監測結果與數值分析成果比較
結論與建議

圖 1-1 研究流程圖

第二章 文獻回顧

台灣位在歐亞板塊與菲律賓海板塊擠壓之處，山區地形隨處可見，臺灣面積有 70%以上是高山、丘陵與台地。近年來因極端氣候導致高強度、長延時之降雨時常發生，而地震或降雨所造成之地質災害中，又以邊坡破壞最為常見。根據目前大規模崩塌的定義(國家災害防救科技中心，2012)，無論是深度超過 10 公尺、面積大於 10 公頃或土砂量大於 10 萬立方公尺以上者，均屬大規模崩塌的範疇。

2-1 大規模崩塌潛勢區

2-1-1 大規模崩塌潛勢區定義

目前國內定義的大規模崩塌(國家災害防救科技中心，2012)，是指崩塌面積超過 10 公頃或土方量達 10 萬立方公尺或崩塌深度在 10 米以上的崩塌地，而此類型的深層崩塌，近似於高速運動的地滑。大規模崩塌的發生，成因有其特殊之地質、地形及水文條件，因此藉由坡地之地質、地形與水文調查分析，即可推斷出潛在大規模崩塌易發生之區域。現推動大規模崩塌災害的防治，是以崩塌發生時，可能直接導致保全對象受到災害之處為重，即是優先以具有重大保全對象地區實施。

日本對於深層崩塌之定義，崩塌長度及寬度皆大於 100 公尺，崩塌深度超過 5 公尺，總崩塌量超過 10 萬立方公尺，崩塌塊體移動速度快的崩塌事件，且發生於岩體（岩盤）之山崩，即認定為深層崩塌(日本獨立行政法人土木研究所，2008)。在歐洲地區稱此類型崩塌為 DSGSD(Deep-Seated Gravitational Slope Deformation) (Agliardi et al.，2001)，而經濟部中央地質調查所(2006)將山崩與土石流的名詞提出詳細分類與定義，其中提到的岩體滑動即為深層崩塌之定義(表 2-1)。

表2-1山崩與土石流的分類名詞與定義表(中央地質調查所，2006)

分類名詞	定義
落石 Rock fall	指岩塊或岩體自岩壁上分離以後，以自由落體、滾動或彈跳等方式快速向下運動之現象。
岩屑崩塌 Debris slide	為風化土層、岩屑、崩積層或鬆軟破碎等地質材料之崩落或滑動現象。
岩體滑動 Rock slide	指滑動面深入新鮮岩體中之滑動現象。
土石流 Debris flow	係指土石與水混合，在重力作用下，沿山溝或溪谷流動之現象。

然而大規模崩塌與淺層崩塌除了在量體上的差異以外，日本砂防學會(2012)彙整歷年大規模崩塌案例比較(表 2-2)，大規模崩塌與淺層崩塌在機制及特性上截然不同。由於大規模崩塌多屬於地質組成或構造特殊的案例，其土方量跟著每個案例變異很大，其等價摩擦係數相對變小，土砂的運動距離變大，而由於每次發生伴隨的土砂量大，所以發生頻度相對較小。也因為大規模崩塌與淺層崩塌在以上各個性質的差異，也反應在大規模崩塌的發生與流動機制與淺層崩塌有很大的差異。

表2-2深層崩壞及淺層崩塌對照表(改自日本砂防學會，2012)

	淺層崩塌	大規模崩塌
對策種類	硬體及軟體對策	軟體對策為主
工程對策	發生區對策	堆積區對策
等價摩擦係數	大	小
土砂影響距離	小	大
發生頻率	多	少
發生徵兆	不易察覺	較多特徵
地形、地質	風化土層	岩盤
地下水影響	小	大

2-1-2 大規模崩塌地形特徵

大規模崩塌的發育過程中，地形上常存在一些地形特徵。大規模崩塌大致可以分為冠部、陷落區和隆起區，主要特徵有主崩崖、次崩崖、冠部崩崖、冠部裂隙，反向坡與陷溝等地形構造(何岱杰等，2014)，如圖 2-1 所示。

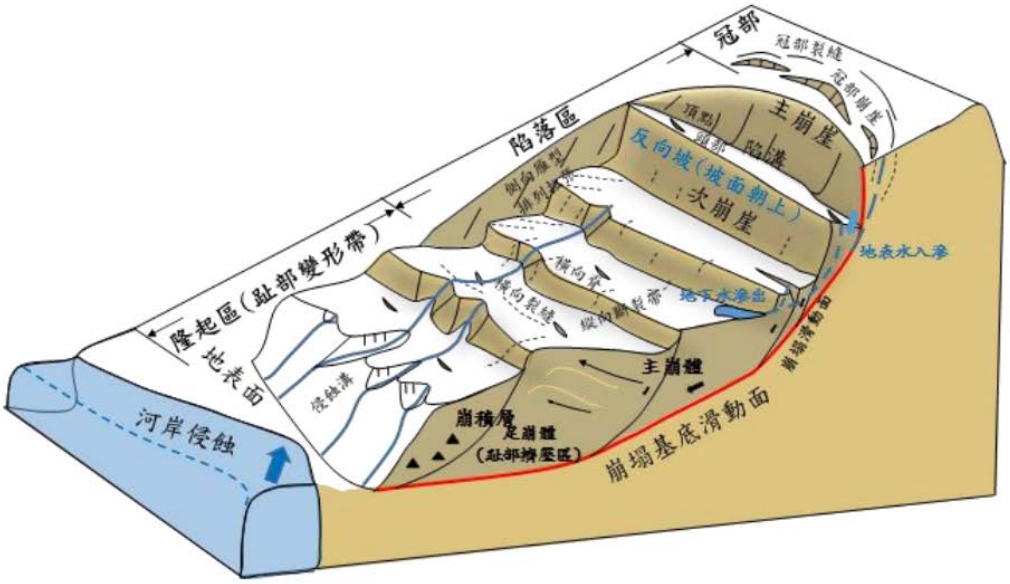


圖 2-1 大規模崩塌特徵示意圖(改自 Varnes，1978)

主要大規模崩塌地形特徵說明如下：

1. 冠部

   冠部是大規模崩塌發育的頭部，此區為張裂環境。坡面因拉張而發育較大落差者稱為冠部崩崖，較小者為冠部裂縫。

2. 陷落區

   陷落區為大規模崩塌主要材料來源，一般地貌會發育為類似碗狀的凹谷地形。內部主要崩塌構造是主崩崖、次崩崖，若滑動體因圓弧滑動，可能造成坡面反轉(坡面朝上)，形成反向坡地形。

3. 隆起區

隆起區為大規模崩塌趾部變形帶或崩崖堆積區。趾部變形帶的主要應力狀態是壓應力，並呈現隆起狀。崩塌體內可見岩盤破碎變形。

4. 主崩崖

主崩崖為大規模崩塌主要特徵，為崩塌最主要的滑動面，且為地形判釋中最重要之特徵。

5. 次崩崖

次崩崖是大規模崩塌滑動體內部之崩崖，主要為舊崩崖。若崩塌區內存在較多的次崩崖，會造成坡面如同階梯狀，即是坡面內部存在許多舊崩塌。

6. 反向坡與陷溝

多重山脊地形是指滑動體因旋轉運動，導致坡面反轉使坡面向朝上，而與正常坡面(朝下)之間形成一凹谷。此朝上之坡面稱為反向坡，而凹谷稱之為陷溝(如圖 2-2)。

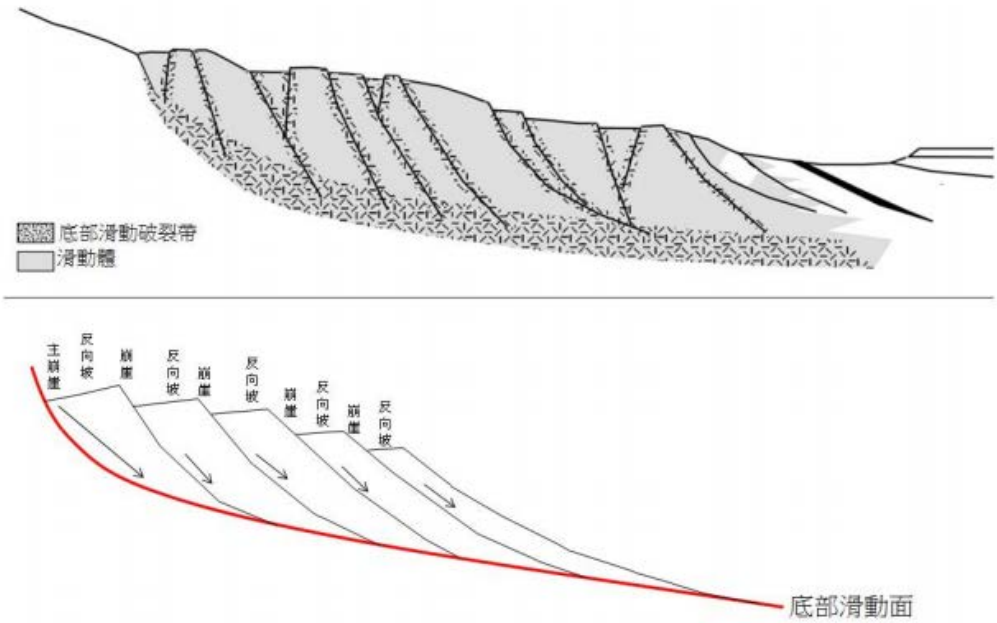


圖 2-2 大規模崩塌圓弧形滑動地形特徵示意圖(改自 Coltorti et al.，2009)

2-1-3 潛勢區判釋與處理

大規模崩塌的判釋主要根據潛移的相關地形特徵，傳統判釋崩塌方法為使用航空照片之立體像對進行判釋(Chigira and Kiho，1994)，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（如表 2-3）。

表2-3航照判釋山崩基準表(改自Soeters and Van Western，1996)

山崩類型	於航照影像上山崩地形特徵、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度之岩坡或崖錐堆積
	植生狀況	沿著落石路徑常見線狀植生痕跡分布，且岩坡上植生密度極低
	排水狀況	無具體之特徵
岩屑崩滑	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，且崩塌體與周緣植生具明顯之差異
	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
岩體滑動 (深層崩塌)	地形特徵	於地形上常見反凸狀之特徵，其邊界亦具有明顯之雙溝同源特徵；具半月形冠部、反斜崖、圓丘狀堆積等特徵；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	崩塌體內與邊界外植生分布相比，具明顯之擾動跡象，但與其它崩塌型態相比，深層崩塌之堆積體上植生密度相對較高
	排水狀況	比較崩塌體與未崩壞之邊坡，常見不良之表面排水或水池於反斜崖、坡體或趾部區位附近

而現今多以光學影像(衛星影像、航空照片)結合數值地形資料進行判釋(魏倫瑋等，2012)。然而，自從空載光達(LiDAR)技術發展後，其所產製之高精度數值地形資料可達到 1 米解析度，不同於以往利用航空照片製作的數值地形模型(如圖 2-3)，空載光達同時移除了植被影響(劉進金、史天元，2009)，結合有利崩塌發生之各項地質與地形因子分析等方式，篩選出潛在崩塌面積大於 10 公頃或影響聚落安全者，為潛在大規模崩塌區。

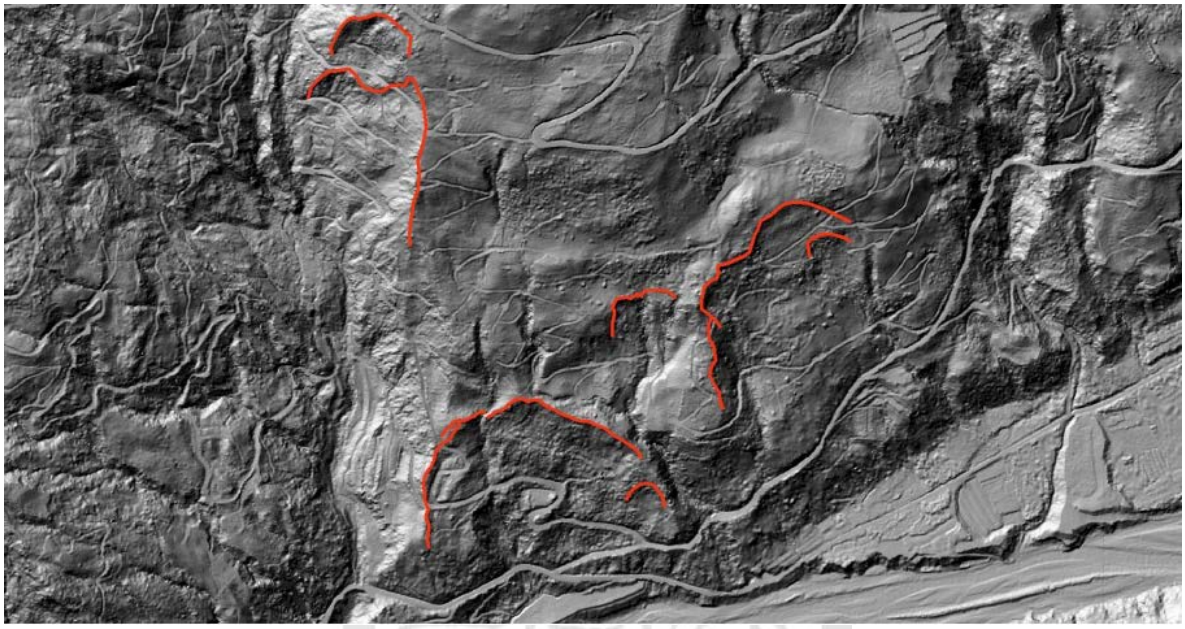


圖 2-3 大規模崩塌潛勢區光達判釋示意圖(經濟部中央地質調查所，2012)

國家災害防救科技中心(2013)整理出大規模崩塌判斷要素有關之地形解析要素(如表 2-4)，從大範圍區域的評估了解了大規模崩塌潛勢較高區域之後，接下來便要依序找出較高潛勢之坡面，除了從遙感探測所獲得的資料進行經驗累積之外，透過野外探勘實際確認這些現象更是不可或缺，現地調查是勘查和確認大規模崩塌徵兆最為重要的方法，透過現地調查能夠確認徵兆發生的程度以及位置，但將耗時且需要豐富的野外探勘經驗才能夠正確地判別。

表2-4大規模崩塌判斷要素關聯表(國家災害防救科技中心，2013)

判斷要素	與大規模崩塌關聯性	解析量之特徵
坡度	單位面積內最大傾斜度。大規模崩塌多集中發生在坡度30~40度處	崩塌地頭部附近有30度以上之急陡坡
地形起伏量	單位面積內高度差，起伏量大則有比高差，表示坡面較不安定	170M以上
高度分散量	單位面積內所含高度值的標準偏差。高度分散量大則坡面凹凸比例大，坡面較不安定	40M以上
曲率	坡度變化量。坡面之緩陡變化處附近易發生崩塌。從坡面變化處的有無及其分部位置，取易發生大規模崩塌坡面	解析數值有正有負(凹凸變化激烈)
坡面凹凸度(TPI)	表示坡面凹凸狀態。凸型坡面在重力上較凹型坡面不安定	解析數值(TPI)在0以上
濕潤度(TWI)	坡面濕潤比例。數值高則坡面集水度高且判定為濕潤，崩塌發生比例也較高	解析數值(TWI)在6以下
山頂緩坡面	大規模崩塌發生處之上半部坡面多具有緩坡面。量測是否有緩坡面及寬度，考量下部陡坡面有崩塌發生可能性	山頂坡度在25度以下，且TPI大於0之區域
地形	具有明顯線性構造、圓弧狀疤痕、坡向轉折點，以及填谷地形處易發生大規模崩塌	-
地質	斷層分布處	-

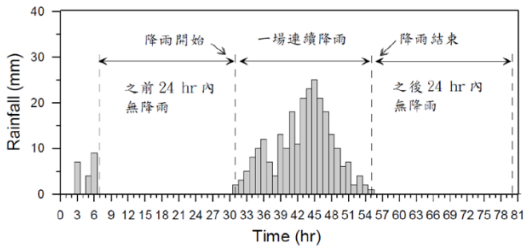
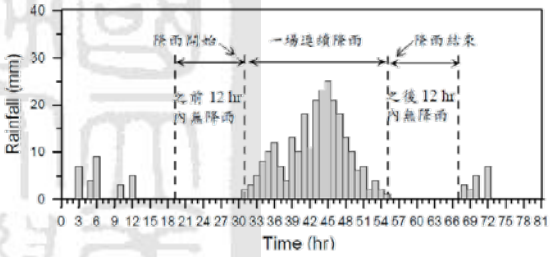
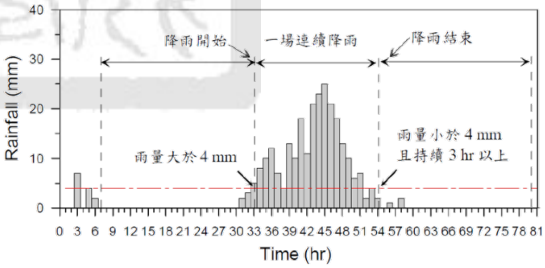
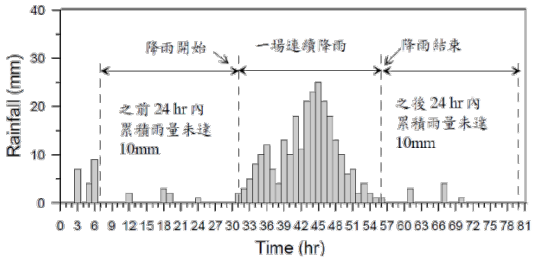
依行政院備查之「坡地崩塌防災權責分工表」，經濟部中央地質調查所及行政院農業委員會林務局從民國 99 年起陸續辦理崩塌敏感區之大規模崩塌潛勢區初步調查分析，於 104 年底已判釋出 1,867 處大規模崩塌潛勢區，其中 106 處會影響到 96 個聚落安全(行政院農業委員會水土保持局，2017)，這些初步判釋的大規模崩塌潛勢區主要由行政院農業委員會進一步調查與評估，並充實及設置重點區域坡地崩塌災害即時監測設備，再經行政院國家科學委員會研究災害警戒基準，配合適當的災害應變措施，藉此降低大規模崩塌及土砂災害所造成人命財產損失。

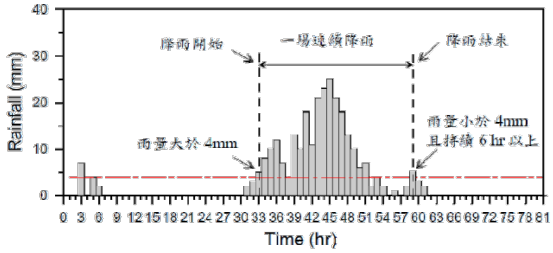
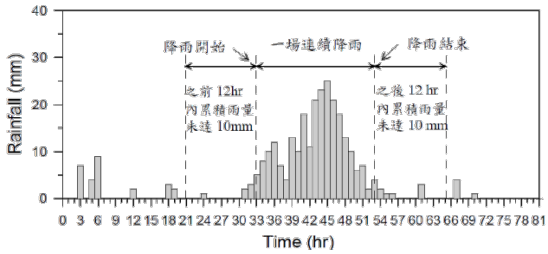
2-2 降雨與地下水對邊坡安全性之影響

2-2-1 雨場定義與分級

對邊坡安全而言降雨有著相當大的影響，至於一場連續降雨的定義，國內外學者看法不盡相同，詹錢登等人(2003)對於雨場的分割提出六種類型，如表2-5。

表2-5雨場切割分類表(詹錢登等人，2003)

第一類型	一連續降雨過程，其前後連續24小時均無降雨。	
第二類型	一連續降雨過程，其前後連續12小時均無降雨。	
第三類型	一連續降雨，以時雨量大於4mm 為有效降雨開始時間，以時雨量連續3小時均小於4mm之開始點為有效降雨結束時間。	
第四類型	一場連續降雨在其前24小時內累積雨量達 10mm 之時間點為降雨開始時間；其後24小時內累積雨量未達 10mm 之時間點為降雨結束時間。	

第五類型	一連續降雨，以時雨量大於 4mm 處為降雨開始時間，以時雨量連續 6 小時均小於 4mm 處為降雨結束時間。	
第六類型	一連續降雨，以 12 小時累積雨量達 10mm 處為降雨開始時間，以 12 小時累積雨量小於 10mm 為降雨結束時間。	

中央氣象局 2015 年修訂之新雨量分級與警戒事項如表 2-6，日本氣象廳(2017)亦針對時雨量進行分級及描述，如表 2-7 所示。

表2-6中央氣象局雨量分級與警戒事項(中央氣象局，2015)

名稱		雨量	警戒事項
大雨		80mm/24hr以上 或40mm/hr以上	山區：可能發生山洪爆發、落實、坍方。 平地：排水差或低窪地區發生積淹水。 雨區：強陣雨、雷擊
豪雨	豪雨	200mm/24hr以上 或100mm/3hr以上	山區：山洪暴發、落石、坍方、土石流。 平地：亦發生積淹水。 雨區：強陣風、雷擊、甚至冰雹。
	大豪雨	350mm/24hr以上	山區：山洪暴發、落石、坍方、土石流、崩塌。 平地：積淹水面積擴大、河川中下游防河水淹溢。 雨區：強陣風、雷擊、甚至冰雹。
	超大豪雨	500mm/24hr以上	山區：大規模山洪暴發、落石、坍方、土石流、崩塌。 平地：易有大範圍積淹水。 雨區：強陣風、雷擊、甚至冰雹。

表2-7時雨量分級(日本氣象廳，2017)

<table>
<tr><td>時雨量(mm)</td><td>10~20</td><td>20~30</td><td>30~50</td><td>50~80</td><td>80以上</td></tr>
<tr><td>預報用語</td><td>中等強度降雨</td><td>強降雨</td><td>暴雨</td><td>大暴雨</td><td>猛烈降雨</td></tr>
<tr><td>看到的景象</td><td>大雨或暴雨</td><td>傾盆大雨</td><td>如水桶翻倒般的下</td><td>如瀑布般的下</td><td>有股令人窒息的壓力</td></tr>
<tr><td>對人影響</td><td>地面濺起的水會弄溼腳</td><td colspan="2">即使撐傘仍會被淋濕</td><td colspan="2">撐傘完全沒有用</td></tr>
<tr><td>室內影響(木造屋)</td><td>雨聲會讓人聽不清楚說話的聲音</td><td colspan="4">在睡覺中的人，大概有一半會注意到有下雨</td></tr>
<tr><td>戶外情形</td><td colspan="2">一旁的地面可能有水坑</td><td>馬路好像變成一條河流</td><td colspan="2">水濺到周圍整面變成白色的。能見度差</td></tr>
<tr><td>行車中</td><td>---</td><td>雨刷快速的刷動也看不清楚</td><td>高速行駛可能造成煞車失靈(滑水現象)</td><td colspan="2">開車很危險</td></tr>
</table>

2-2-2 降雨與地下水位之影響

賴明煌(2013)指出，影響邊坡穩定的氣候因子中以降雨最為重要，降雨引發的邊坡崩塌、土石流均是坡地災害的主要項目。而降雨所導致的邊坡破壞，好發於兩個時間點，一是在降雨過程中，邊坡無法抵抗降雨的直接沖刷而產生破壞，主控因子為最大降雨強度；二是降雨持續入滲後導致邊坡不穩定，直至產生破壞，主控因子為有效累積降雨量及有效降雨延時。因此當降雨特性發生超出邊坡最大抵抗限度時，邊坡即產生破壞。降雨特性係指降雨強度、降雨延時、累積雨量、前期雨量、降雨型態、雨量分布等。

而降雨為地下水補注的重要來源，部分雨水經由地表滲入未飽和層土壤進而補注地下水位。降雨對於邊坡穩定性之影響不外乎與造成土壤孔隙水壓上升導致有效應力降低有關。

Brand(1985)指出豪雨導致山崩成因主要可分為兩大類：滲透(Infiltration)與表面侵蝕(Erosion)，當降雨事件發生，雨水入滲至地表下使地下水位上升，導致土壤抗滑力降低，同時雨水過剩產生地表逕流帶走坡體表面土石，如圖 2-4 所示。

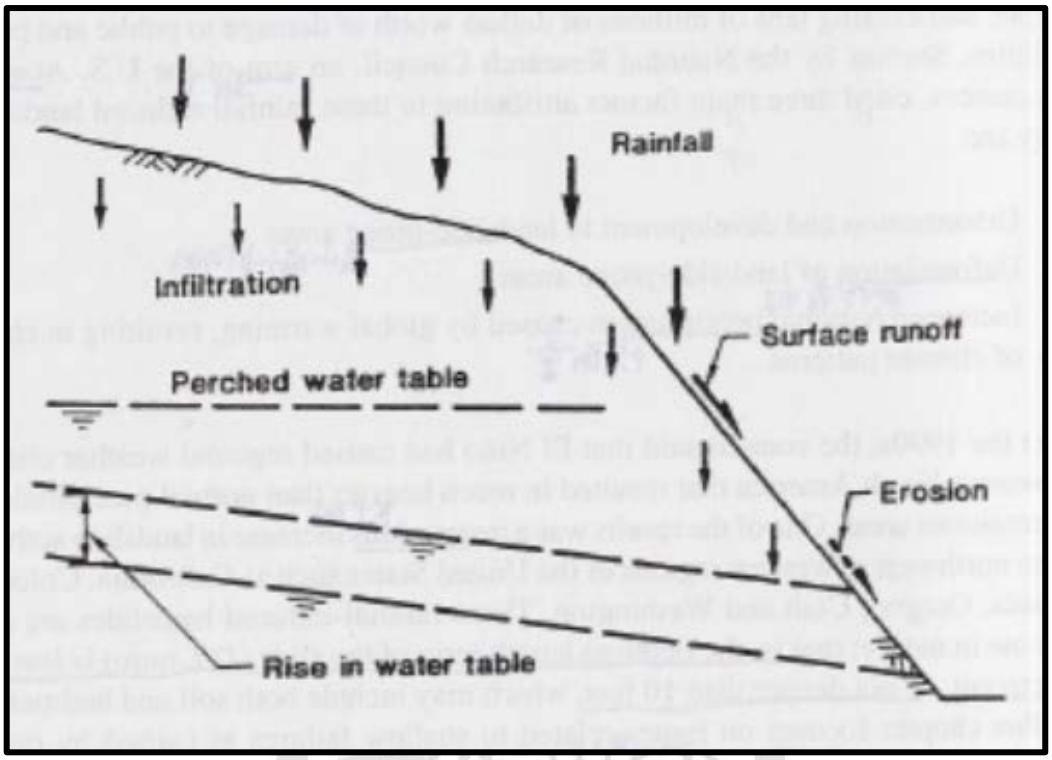


圖 2-4 豪雨引致之山崩示意圖(Brand，1985)

張博雯(2000)利用類神經網路檢討出不同滑動體因降雨所引致的地下水位上升量受不同地區降雨來源的情況明顯,顯示滑動體地下水位的變化與地下水脈流向有關。經模式擬合在暴雨期間之水位上升段、退水段、尖峰水位與延時均有不錯的表現，相關係數達 0.95 以上。最後建議梨山地滑地下水警戒值訂定為 1990m，地下水注意值訂定為 1885m。

張德鑫與蔡西銘(2002)指出，雨水入滲使得地下飽和層水位升高，並增加未飽和層土壤之單位重，亦使邊坡土體之下滑應力隨之增加，再則由於土壤顆粒含水量跟著增加，使得土壤抗剪強度降低，造成某些脆弱面發生破裂變形。

Tsaparas(2002)研究未飽和土層於降雨發生時，浸潤帶變化情形對於邊坡穩定的影響，研究指出當浸潤帶隨雨水入滲增加至臨界深度時，會導致未飽和層中含水量與孔隙水壓增加而使材料有效應力下降，導致坡地發生滑動破壞。

王大維(2004)提到地下水之狀況，在邊坡穩定分析中為一項決定穩定性之重要參數。因為地下水位的上升，不但一方面減低土壤之抗剪強度，同時亦會增加土體之下滑力，其值之高低會直接影響邊坡之穩定程度。

Yeh(2008)指出，降雨入滲未飽和土壤改變基質吸力，會是影響邊坡穩定最重要的原因，另結合修正的 Mohr-Coulomb 破壞準則計算出安全係數，其結果顯示，當降雨入滲使土壤含水量增加，將造成剪力強度降低，而導致邊坡坡壞。

楊宏慶(2012)利用有限元素分析軟體 GeoStudio 分析台北金山鄉三河溪與高雄甲仙小林村邊坡之破壞，探討不同的邊坡材料、坡角、坡高、地下水位面及降雨類型等影響，結果顯示坡角、坡高、水力傳導係數及降雨強度越高時，邊坡越容易產生破壞。而在高降雨強度的情況下，地下水位的深度對邊坡穩定之影響較不顯著。

賴明煌(2013)指出，在大氣水文循環過程中，當降雨落至地表時，產生兩種不同水流路徑，部分降雨未能入滲至邊坡地表下，因此形成地表逕流或是地表下淺層的逕流，地表逕流沿著邊坡往下流時，由於水力作用溶解作用或其他物理化學作用造成坡面沖刷，沖刷使邊坡受到程度不一的沖蝕，進而影響邊坡的穩定性。此外另一部分雨水則入滲邊坡地表內較深處或不連續的層理面上竄流，緊接向下滲流直接補注地下水，造成地下水位上升，對邊坡內之土壤岩體穩定有明顯的負面影響。邊坡破壞機制為雨水滲入未飽和土壤中或岩體內，造成土壤負孔隙水壓力消除，當土層含水量趨於飽和時，邊坡土壤孔隙水壓增加，抗剪強度下降，進而誘發邊坡崩塌。

2-3 土砂災害致災警戒值之建立

因台灣高山及坡地面積大，由於經濟及工商業的繁榮與進步，以及人口集中於都市，致使都會區迅速發展，有限的平地土地不敷使用，使人們的活動逐漸地由平地往山坡地擴展，為避免坡地災害造成生命財產安全，而坡地災害透過長期監測則可發現發生前常有徵兆，因此從監測資料中依危險性高低將可能發生災害之區域進行分級，並利用歷史致災紀錄建立起安全警戒值，進而有效的避免損失。

行政院農業委員會林務局(2017)參考日本治水砂防協會針對地滑的影響範圍之評估，以鏡射法為基礎，保守評估並配合地形修正可能致災與影響範圍，圈繪計算大規模崩塌潛勢區影響範圍內之保全對象後予以評分(如表 2-8)。若評分結果大於等於 36 分者，列為高重要性；小於等於 35 大於等於 12 者列為中重要性；小於等於 11 者列為低重要性，最高得分為 72 分。

表2-8大規模崩塌潛勢區保全評分表(行政院農業委員會林務局，2017)

	保全對象	分數
住戶	住戶50戶以上	36
	住戶20戶到49戶	25
	住戶10戶到19戶	16
	住戶10戶以下	9
交通	主要聯外道路、橋樑	4
	道路	1
重要設施	防災措施相關之公共設施、高壓電塔、攔河堰	16
水庫蓄水區		16

行政院農業委員會水土保持局(2013a)訂定土石流潛勢溪流劃設作業要點，其中提及保全對象之定義是指係指土石流災害發生時，影響範圍內人員、建物及交通設施等。並將保全對象的危害程度進行分級，保全危害度因子之選定主要考慮兩項因子，分別為對建築物之危害及對交通設施之危害。若評分結果大於等於 60 分者，列為高保全危害度；小於 60 大於 40 者列為中保全危害度；小於等於 40 者列為低保全危害度。其保全危害度因子配分方式如表 2-9 所示，最高得分為 100 分。

表2-9保全危害度因子分配表(水土保持局，2013a)

因子	分類	評分
建物（65）	與防災措施相關之公共場所（學校、醫療設施及避難公共場所等）	65
	5 戶民宅以上	60
	1 戶至 4 戶間之民宅	30
	無住戶	0
交通設施 （35）	橋梁	35
	道路	20
	無	0

2-3-1 臨界降雨警戒值

多數的邊坡崩塌發生在豪雨之後，常見的降雨因子包括降雨強度、降雨延時、累積降雨量、前期降雨等等。不同的降雨誘因亦產生不同的破壞，在短時間的暴雨下多為淺層崩塌，長時間的連續降雨則使地下水位上升可能導致地滑的發生，而在高強度且高降雨延時的情況下，則可能發生複合型的嚴重災害(藤田正浩，2013)，利用歷史降雨致災事件可將降雨因子與邊坡破壞之關係整理歸納出臨界破壞門檻值，以作為警戒之標準。

蔡明君(2008)指出，阿里山地區在不同降雨特性下，邊坡崩塌時雨場的累積降雨量及降雨強度，以及崩塌前先期累積雨量，為影響邊坡崩壞預警值的重要參數，其研究結果顯示如下：

1. 在颱風暴雨情況下，邊坡崩塌之警戒值訂為最大降雨強度達 20 至 25mm/hr 以上，及有效累積雨量達 250 至 310mm 以上；而避難值訂為最大降雨強度達 35 至 50mm/hr 以上，及有效累積雨量達 350 至 600mm 以上。
2. 當山區豪雨連續降雨 24 小時累積降雨量達 160 至 165mm 以上，而最大降雨強度達 35 至 48mm/hr 時，則該降雨特性可視為颱風暴雨型。
3. 在山區豪雨情況下，邊坡崩塌之避難值訂為先前 24 小時累積雨量達 50 至 60mm，先前 15 天累積雨量達 280 至 360mm 以上；而先前 24 小時累積雨量達 25 至 30mm，先前 15 天累積雨量達 250 至 300mm 以上，邊坡崩塌達到警戒標準。

雨量是土石流發生的重要因素，故行政院農業委員會水土保持局(2013b)以雨量作為土石流警戒基準值發布的主要參考依據。土石流警戒基準值之訂定，係依據各地區之地質特性及水文條件，並考量前期降雨與雨場分割等因素，以有效累積雨量及降雨強度兩個項目，並配合地形、地質及坡度等地文因子及機

率觀念，利用統計方法計算出相類似性質集水區的雨量警戒值，然後再簡化為累積雨量，以土石流發生機率 70%時之累積雨量值訂為土石流警戒值，容許誤差為正負 50mm(若受地震、颱風因素影響，調降為發生機率 50%，並持續加強後續觀察者)，作為土石流紅黃警戒發布及疏散避難使用，如圖 2-5。近年來為因應短沿時強降雨的影響，實施警戒值動態調降，分成一級調整、二級調整、三級調整，土石流警戒基準值更新流程如圖 2-6，說明如下：

1. 一級調整(近 3 小時累積雨量>200mm)：原警戒基準值 400mm 以下(含)調降 100mm，原警戒基準值 400mm 以上（不含）調降 150mm。
2. 二級調整(近 3 小時累積雨量>150mm)：原警戒基準值 400mm 以下(含)調降 50mm，原警戒基準值 400mm 以上（不含）調降 100mm。
3. 三級調整(近 2 小時累積雨量>100mm)：原警戒基準值 400mm 以下(含)調降 50mm，原警戒基準值 400mm 以上（不含）維持不變。

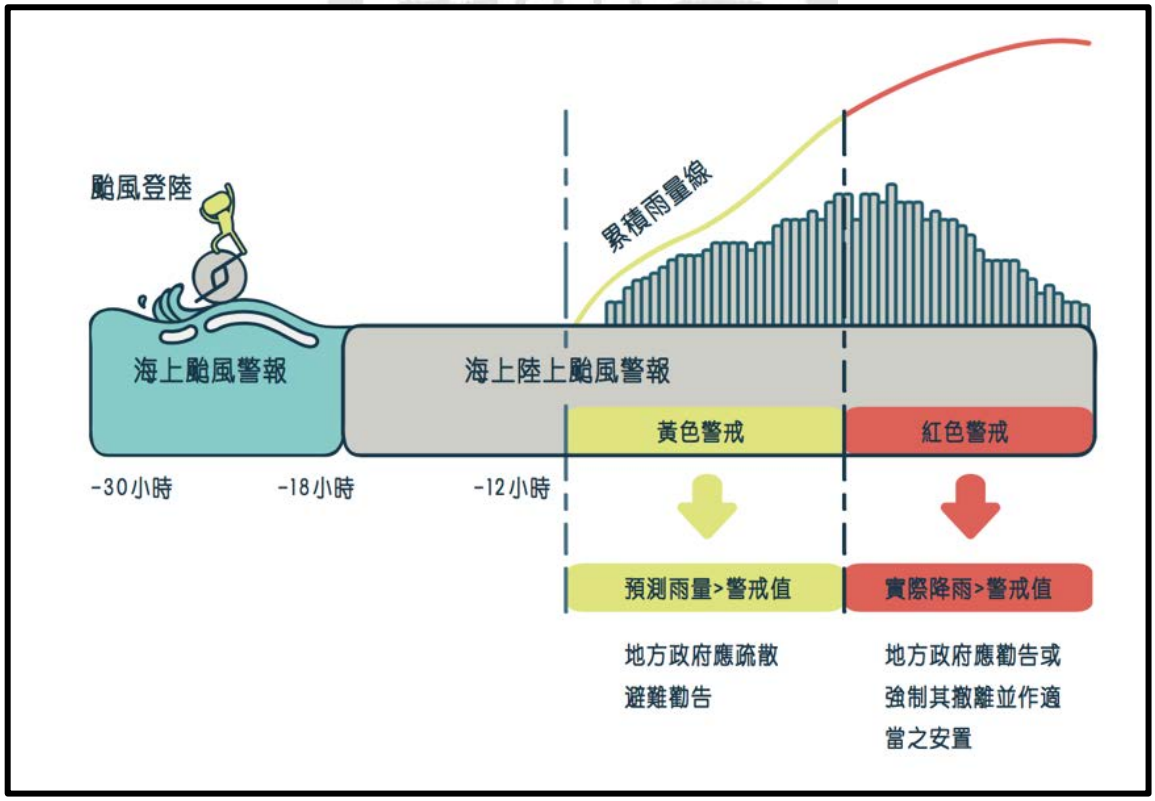


圖 2-5 土石流警戒值與黃紅警戒代表意義(水土保持局，2013b)

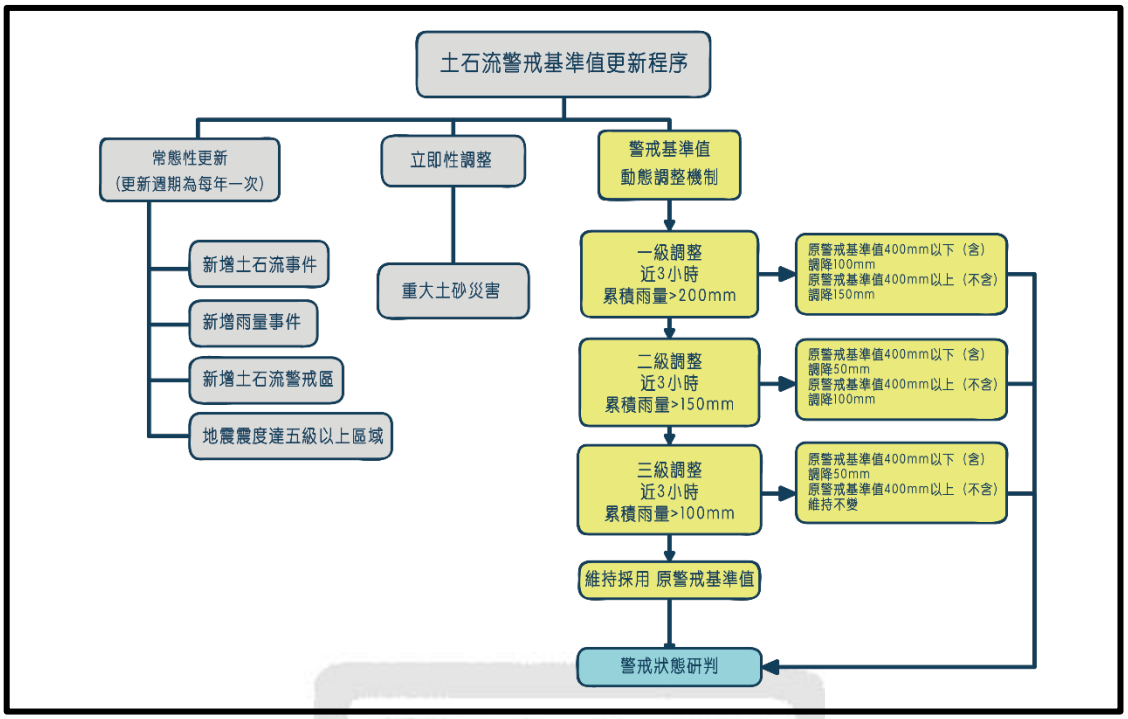


圖 2-6 土石流警戒基準值更新流程圖(水土保持局，2013b)

交通部公路總局(2014)根據歷史資料及經驗條件，統計歷次豪雨期間山區公路致災風險值較高的路段，採保全方式管理。而啟動及管理機制參考各路段於歷次致災之降雨事件中各降雨延時累積雨量(10 分鐘、1 小時…24 小時)之特徵值，律定為行動值參考，而考量各路段不同之交通量特性及動員所需時間，往前律定警戒值與預警值。一定降雨條件下，特定山區路段（重點監控路段）之致災風險值依歷史經驗統計可能提高，便採強制封閉方式管制，待降雨事件趨緩後再行開放。於表 2-10 列出其警戒的等級與相關對應措施。

表2-10公路防災預警機制 (改自交通部公路總局網站，2014)

警戒等級	預警值	警戒值	行動值
警示燈號顏色	黃色	橙色	紅色
降雨指標(平均)	時降雨量(降雨強度)達 30mm	時降雨量(降雨強度)達 50mm	時降雨量(降雨強度)達 70mm
警戒指標	氣象局預測降雨量達到降雨觀測指標行動值以上。 實測降雨量達降雨觀測指標預警值以上。	實測降雨量達各路段降雨觀測指標警戒值以上。 可能出現零星落石或小規模破壞。	實測降雨量達各路段降雨觀測指標行動值以上。
處理對策	通報地方政府或契約廠商等管制人員進行現場警戒。 請用路人收聽警廣或從網路注意管制應變訊息。	簡訊通知工務段加強戒備。 保全人員進駐並嚴密監控現場降雨情形。 預作封閉路段之前期準備。 管制點勸導人車撤離且避免進入小規模落石或坍方區域。 電視、電台廣播、提醒遠端用路人避免行經該路段。	經研判後續仍有持續降雨趨勢或路況不明確則封閉路段。 封閉有邊坡破壞情形或破壞潛勢之路段。 加強監控巡查。 可變路況標誌與簡訊發佈道路封閉訊息，請用路人更改路線或前往安全空間暫停。 危險路段用路人之撤離與安置。

2-3-2 邊坡穩定性之分級準則

邊坡的危險性通常根據為變位量、滑動速率及地形地貌的判釋，透過長期監測、現地探勘可以清楚掌握邊坡是否有滑動的可能。

藤原明敏(1970)依據地表滑動現象觀測結果及坡地建築之重要性等因素，依滑動土體的危險度分成 A、B、C 三等級，如表 2-11 所示。

表2-11地表滑動危險度分級表(藤原明敏，1970)

危險度	說明
A	產生新生裂隙，並有明顯地滑特徵且寬度在 100m 以上，當自然環境發生變化時，即使未有開發行為，極有可能誘發滑動而直接危及保全對象。此等級之滑動土體須即刻以地工技術加強穩定，避免擴大危險。
B	未出現滑動變形現象，但具有明顯的地滑特徵且坡面寬度在 50m 以上，恐因人為因素造成環境變化引致滑動，危及保全對象。此等級之滑動土體，應進行坡面保護。
C	雖具有地滑地形特徵，但規模在 100m 以下，目前尚處穩定狀態，不會立即產生危害，或即使有人為破壞而誘發地滑，仍不直接影響保全對象。此等級屬低危險度，可暫緩處理，或進行初步坡地保護，惟仍須持續觀察及監測。

行政院農業委員會林務局(2017)提出大規模崩塌發生度評分方式係以研究區域內已發生之大規模崩塌及大規模崩塌潛勢區目錄為樣本，檢討誘發崩塌之因子，配合證據權重法簡化各因子之分級（類），並計算各分級之權重值，正規化後解得各項因子分數，以評估各潛勢區之發生度(如表 2-12)。若發生度評分結果大於等於 10 分者，列為高發生度；小於等於 9 大於等於 7 者列為中發生度；小於等於 6 者列為低發生度，最高得分為 14 分。

再配合保全重要性，並參考國際減災策略組織(ISDR)公式，以評估矩陣演算危險等級(表 2-13)。若危險度評分結果 6~9 分者，列為高危險度；2~5 分者列為中危險度；0~1 分者列為低危險度。

表2-12大規模崩塌發生度評分表(行政院農業委員會林務局，2017)

因子	分級/分類	分數
坡度	>45度	4
	30~45度	1
	<30度	0
河道距離	河道通過或相切	3
	無河道通過或相切	1
岩性	板岩	3
	砂岩、砂頁岩互層變質砂岩、片岩	2
	頁岩	1
順向坡	有	2
	無	1
構造距離	構造線通過或相切	2
	無構造線通過或相切	1

表2-13大規模崩塌危險等級評分表(行政院農業委員會林務局，2017)

危險等級評分表		保全重要性			
		高	中	低	無
發生度等級	高	9	7	4	0
	中	8	5	2	0
	低	6	3	1	0

日本地滑對策技術協會(1978)利用滑動速率進行邊坡危險程度的分級，如表 2-14 所示。該判斷法係由測得之地層位移量除以所觀測之時間求得邊坡之位移速率，再以位移速率之大小及位移趨勢是否顯著做為分級之依據。

表2-14位移速率與邊坡穩定性判斷建議(日本地滑對策技術協會，1978)

變動種別	日變位量 (mm)	月變位量 (mm)	定方向之累積傾向	活動性判斷	滑動機制
緊急變動	20 以上	500 以上	非常顯著	急速崩壞	崩壞型 泥流型
確定變動	1 以上	10 以上	顯著	活潑運動中	崩積土滑動 深層滑動
準確定變動	0.1 以上	2.0 以上	略顯著	緩慢運動中	粘土滑動 回填土滑動
潛在變動	0.02 以上	0.5 以上	稍微	待持續觀測	粘土滑動 崖錐滑動

內政部建築研究所(1999)提出坡地社區開發施工作業手冊，為了解坡地之移動及變化管理，對於位移量、地層沉陷量之變化採用預警值、警戒值、行動值方式以涵蓋較多之情況，並於觀測值達到不同管理值賦予不同程度之意義，表 2-15 為廖洪鈞、廖瑞堂(1999)綜合各機關學者所提出之意見的建議值。

表2-15山坡地工程監測參考管理值(廖洪鈞、廖瑞堂，1999)

觀測項目	需考量之因素	預警值	警戒值	行動值
地層移動	1. 位移量 2.位移速率	2.0mm/月 有一定位移傾向	2.0~10.0mm/月 有一定位移傾向	＞10.0mm/月 有一定位移傾向
地下水位	設計地下水位	設計水位	—	—
地下水壓	設計地下水壓	設計水壓	—	—
建物傾斜管	容許傾斜量	1/500	1/360	1/250
裂縫增量	容許裂縫寬度	1mm	—	—
地面沉陷	容許沉陷量	沉陷量不影響結構之使用性	—	—
建物沉陷	1.容許沉陷量 2.差異沉陷量	沉陷量不影響結構之使用性 1/500	— 1/360	— 1/250
擋土牆變位	位移量	—	—	—
地錨荷重	1.設計拉力 2.鋼鍵容許拉力	設計拉力	±設計拉力×1.2	鋼鍵容許拉力
擋土牆鋼筋應力	1.鋼筋降伏應力 2.鋼筋容許應力	設計應力	容許應力	降伏應力
註：1.不同之山坡地依其特性訂定管理值。 2.各觀測值必須已排除誤差及干擾因素後再作判讀。				

2-4 邊坡穩定理論

由於近年邊坡災害所帶來的損失，所以使邊坡開發前，更審慎評估邊坡安全性，因此邊坡穩定分析則為近代邊坡研究不可或缺的一環。目前常見的邊坡穩定分析方法為極限平衡法，極限平衡法為土壤在極限狀態下計算力或力矩之平衡方法。

2-4-1 極限平衡法

極限平衡法係假設為所考慮之可能滑動土體範圍內均為極限塑性狀態，藉此以能量平衡的概念求得邊坡之安全性。極限平衡方法常為工程界在實務上所應用，主要是能簡單且快速得到安全係數與可能滑動面。而安全係數可由力平衡或力矩平衡求得，如式 2-1 所示。

$$F.S.=\frac{\text{滑動面之抵抗力}}{\text{滑動面之下滑力}} \qquad \text{式 2-1}$$

大略可分為下列 4 步驟進行分析：

1. 首先將假設最可能之滑動面，以圓弧型破壞或沿著極弱面之平面滑動，並假設其潛在滑動面上各點同時發生破壞，各點之安全係數均相同。
2. 藉由作用於滑動區塊上之靜力平衡(包括力平衡與力矩平衡)，計算出潛在滑動面上所承受之剪應力，與滑動面下滑之剪應力比值即為滑動面之安全係數。
3. 假設另一可能滑動面，重複上述 1 至 2 步驟，可得另一安全係數。
4. 藉由步驟 1 至 3 反覆數次後，其中最小之安全係數，所代表的潛在滑動面為此穩定分析中最易發生破壞之滑動面，而此值同時代表整體之安全係數。

極限平衡法依其滑動面以及考慮方向的不同有各種不同的計算分析方法，常用方法有平面分析法、圓弧分析、楔型分析法、切片法等等。各種不同的計算分析方法，具有不同的準確度，主要原因是各方法處理對象不同，適用性及

假設條件也不同。考量不同的破壞型式及限制條件，常用方法敘述如下：

1. 平面分析法

破壞面係假設為一平面(非曲面)，如 Culmann(1866)分析法及無限邊坡法均是，其中 Culmann 法定義一穩定係數 Ns，可求得邊坡之臨界開挖深度。無限邊坡法則考慮砂性地層之安全性與邊坡高度或地層厚度無關，破壞面接近平行於坡面，如圖 2-7。

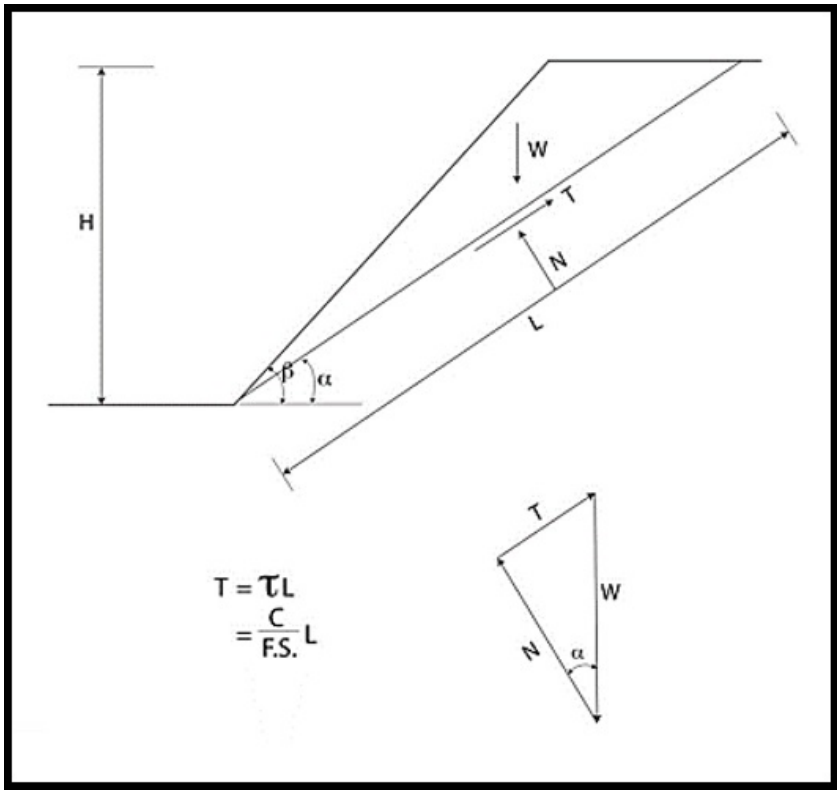


圖 2-7 平片分析法示意圖(摘自吳偉特，1980)

2. 圓弧分析法

假設破壞面為一圓弧，採用 Taylor(1937)分析法則假設坡頂為水平，且圓弧破壞面不延伸至堅硬土層，根據整個土體之力矩平衡以抗滑力力矩 Mr 與滑動力矩 Md 之比值，求得安全係數；摩擦圓分析法(Taylor，1948)考量均質土壤強度參數 C、ϕ，滑動面為 AD 弧，反力 R 必與以 O 點為圓心半徑 rsin 之圓相切，如圖 2-8(B)。

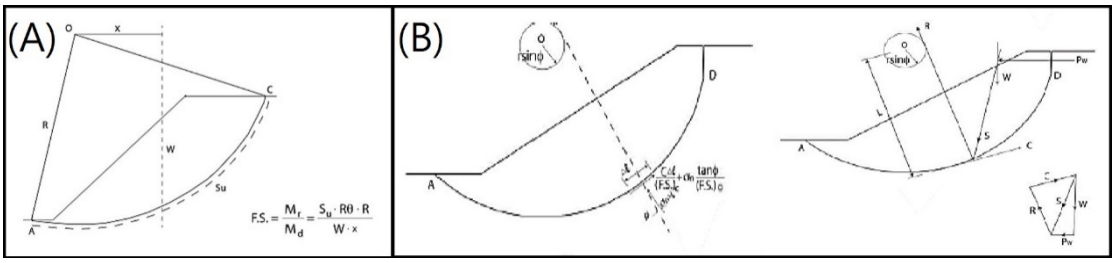


圖 2-8 圓弧分析法及摩擦圓分析法示意圖(摘自吳偉特，1980)

3. 楔型分析法

將整個破壞土體分為幾個楔型或切片，並假設為楔型或切片接觸面間側力為水平，因此滿足水平與垂直平衡條件。楔型破壞分析特別適用於當滑動面不為圓弧形狀，而楔型破壞的機制之滑動面選擇，可分成三個分區，如圖 2-9。

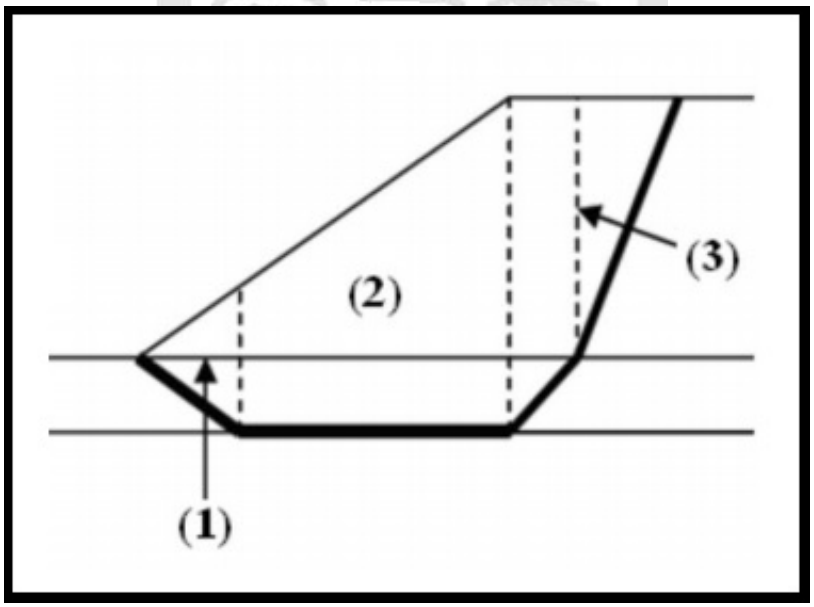


圖 2-9 土體楔型破壞模擬圖(1)被動楔型區(2)中央楔型區(3)主動楔型區

4. 切片法

將可能之滑動土體分為許多垂直切片，如圖 2-10 所示，分段以有地勢變動處為佳，因此較能模擬邊坡之幾何形狀、土層變異、及水壓力等狀況(Terzaghi & Peck，1967)，由於不同的切片間作用力之假設，而有各種不同的方法，如 Ordinary Method、Bishop 簡化法、Spencer 法、Janbu

簡化法、Janbu 修正法及 Morgenstern-Price 法等。而切片法之目的在於將一靜不定問題簡化為靜定問題，因此不同的切片法主要差別為於簡化過程中所做的假設不同以及對薄片的靜力平衡條件不同，表 2-16 為各常見切片法之平衡條件。

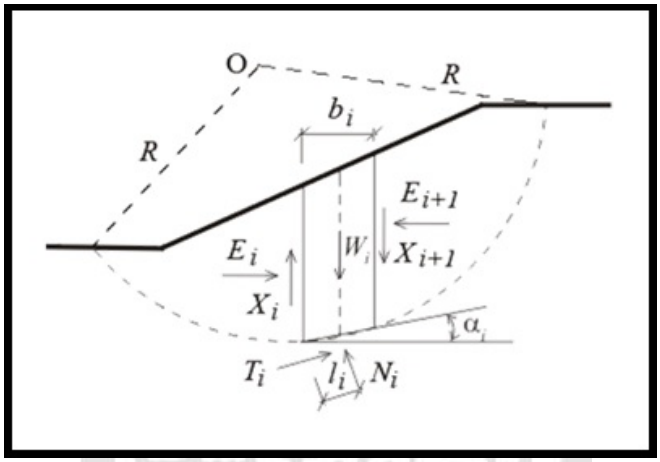


圖 2-10 切片法示意圖

表2-16各切片法之靜力平衡條件(Abramson，1996)

切片法	力平衡條件		力矩平衡條件
	X向	Y向	
Ordinary method of slices	否	否	是
Bishop’s simplified	否	否	是
Janbu’s simplified	是	是	否
Corps of engineers	是	是	否
Lowe and Karafiath	是	是	否
Janbu’s generalized	是	是	否
Bishop’s rigorous	是	是	是
Spenser’s	是	是	是
Sarma’s	是	是	是
Morgenstern-Price	是	是	是

極限平衡法在使用上有其限制，正因假設邊坡滑動面上各點均同時達到極限狀態，即滑動面上安全係數均相同，無法實際反應邊坡破壞之行為，除非邊坡已近似臨界狀態。因此，隨著數值分析方法及計算能力的演進與提昇，極限平衡法的有效性逐漸受到存疑。

2-5 筒狀模式理論

邊坡災害發生主要受降雨強度、有效累積雨量、地下水深度及地表逕流量誘發所致，筒狀模式是由菅原正巳(1971)首先提出，直到石原安雄(1979)將筒狀模式簡化為三層筒，三筒內的雨水深度總和可視為有效累積雨量與地下水深度，岡田憲治(2002)將其定義為土壤雨量指數(SWI: Soil Water Index)，以筒狀模式模擬實測得到的降雨量與逕流量，推算土壤中所儲留雨量深度，而應用SWI可以忽略真實狀況中複雜之山坡地內地形、地質及土壤等複雜問題，直接以土壤雨量指數代替坡地土層含水量，並研究與坡地災害間的關係。如圖2-11。

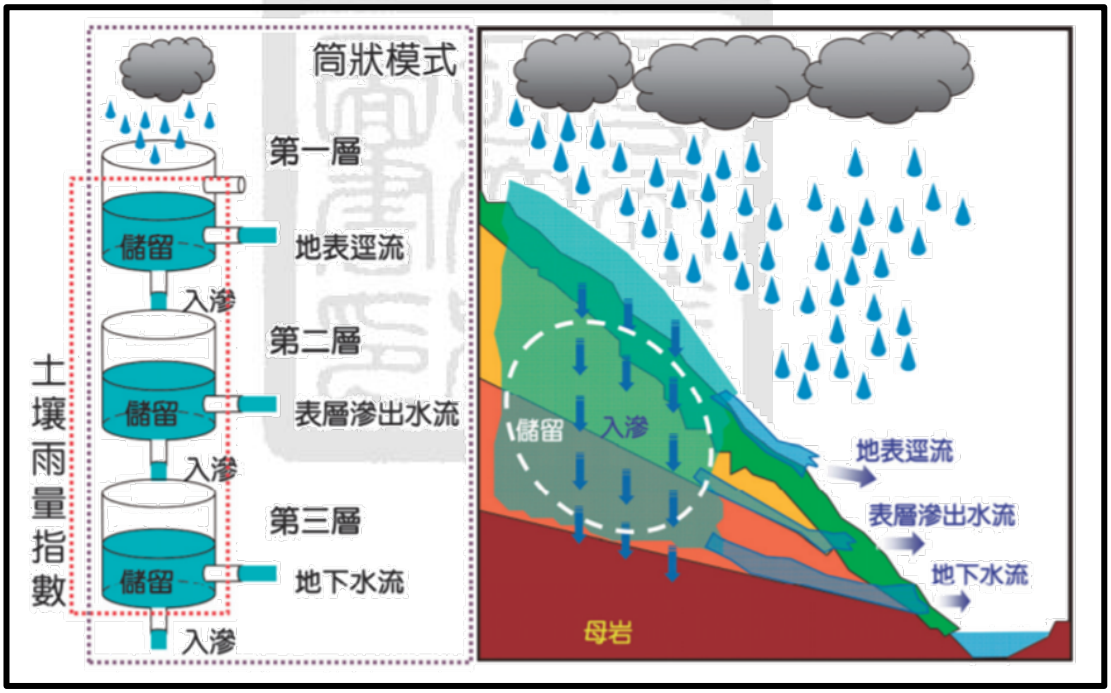


圖 2-11 筒狀模式示意圖(岡田憲治，2002)

岡田憲治(2007)比較十年間崩塌發生案例與土壤雨量指數之關係，結果顯示每當土壤雨量指數突破歷史最高紀錄時，其災害帶來之風險也就越高， 損失也越嚴重。且岡田憲治於研究中亦考量土壤雨量指數與岩石風化程度對邊坡破壞之影響，結果顯示當岩石風化程度越高，引發邊坡破壞所需之土壤雨量指

數也就越低。

齊藤仁(2011)將土壤雨量指數標準化，以土壤雨量指數十年內之最大值作為分母，被分析降雨事件之土壤雨量指數為分子作運算，探討短時間強降雨及高累積長延時之降雨與崩塌發生之機制，其研究結果顯示多數崩塌事件皆由短時間強降雨所致，且於崩塌事件發生前標準化土壤雨量指數(NSWI)會有急遽攀升之特性。而無論短時間強降雨或高累積長延時之降雨型態，崩塌事件通常發生在 NSWI 大於 0.7 以上。

陳樹群等(2013a)利用 2006 年至 2013 年 295 場崩塌災害案例各降雨事件之前 7 日至降雨結束後平均雨量資料，以筒狀模式計算每小時之各筒水深值，結果顯示崩塌主要發生在三筒深度總和大於 125mm 時，且第一筒水深超越 90mm 後至第二筒峰值之間。

財團法人資源及環境保護服務基金會(2014)提出結合降雨驅動指標(RTI)與土壤雨量指數(SWI)可有效提升防災預警之精確度，且土壤雨量指數對於短延時強降雨所引發之土砂災害能較快反應並提早發布警報。

2-6 數值模擬程式簡介

本研究採用之數值模擬程式 Geo-studio，專門探討土壤及岩石於不同條件下之變形及應力情況，並可分析土層中結構桿件之應力以及變形行為，且可支援多種地工結構物。最早於 1977 年由 Saskatchwen 大學的 D.G.Fredlund 教授於開發，發展初期最先開始於 SLOPE/W 模組的開發，後續於 1983 年重新發布軟體，為能應用於大地工程中各種類型之問題，發展出用戶交互式繪圖介面，更與 Windows 作業系統環境進行整合，並成為一款應用於邊坡穩定分析的商業軟體。

Geo-Studio 總共有 8 種應用模組，既可以單一使用亦能合併使用進行耦和分析，分別有邊坡穩定分析模組(SLOPE/W)、滲流分析模組(SEEP/W)、應力應變分析模組(SIGMA/W)、溫度變化分析模組(TEMP/W)、地震有限元素動力分析模組(QUAKE/W)、氣流分析模組(AIR/W)、表層土壤蒸散分析模組(VADOSE/W)以及地下汙染物擴散分析模組(CTRAN/W)。本研究係利用 SLOPE/W(邊坡穩定分析)模組分別對大規模崩塌潛勢區內邊坡進行分析，探討降雨與地下水變動對邊坡安全性之影響。

2-6-1 SLOPE/W 邊坡穩定分析

SLOPE/W 模組採極限平衡法(limit equilibrium method)進行邊坡穩定分析，其方法包含 Morgenstern-Price、Bishop、Janbu、Ordinary、Spencer 及 GLE 等，可對不同土體類型、複雜地層和滑動面形狀邊坡作分析，主要是將通過土體的滑動面以滿足力平衡或力矩平衡的方式求解安全係數。而因應不飽和土壤之地下水問題，SLOPE/W 提供了與 SEEP/W 的耦合分析功能，可在分析中進而探討邊坡在不飽和條件下或是不同孔隙水壓分布下之穩定性。

SLOPE/W 模組可用於分析均質與非均質的土層或較複雜之邊坡穩定計算，其分析理論採極限平衡法進行邊坡穩定分析，將邊坡之幾何形狀、各地層之材料參數輸入於程式中後利用切片法計算各個切片力與力矩平衡以求得臨界的安全係數(FS=1)。而極限平衡假設所有切片之安全係數皆相同，亦即滑動面上各點之破壞是同時間發生，不考慮漸進式破壞。剪力強度之定義如式 2-11(Geo-SLOPE International Ltd, 2014)：

$$\tau = c' + (\sigma_n - u)\, tan\, \varphi' \qquad \text{式 2-11}$$

$\tau =$ 剪力強度

$c' =$ 有效凝聚力

$\sigma_n =$ 正向總應力

$\varphi' =$ 有效內摩擦角

考量土壤在負孔隙水壓條件下剪力強度變化與正孔隙水壓狀態下有所不同，SLOPE/W 於計算不飽和土壤剪力強度時係利用 Fredlund 等(1977)提出之 Mohr-Coulomb 修正式，如式(2)所示。而若探討不飽和土壤基質吸力受含水量之影響，土壤之剪力強度可分為凝聚力、內摩擦角及基質吸力提供之強度三個部份結合，則可將式 2-11 改寫如下式 2-12。

$$\tau = c' + (\sigma_n - \sigma_a)\, tan\, \varphi' + (u_a - u_w)\, tan\, \varphi^b \qquad \text{式 2-12}$$

$u_a =$ 孔隙氣壓力

$u_w =$ 孔隙水壓力

$\varphi^b =$ 為基質吸力所貢獻之摩擦角

第三章 研究區域環境概述

本研究地點選定臺東縣達仁鄉北方之土坂集水區內大規模崩塌潛勢區，依經濟部中央地質調查所調查成果，係具有影響聚落安全其中 2 處潛在大規模崩塌區(經濟部中央地質調查所，2013)，本章將先蒐集土坂集水區範圍環境之基本資料，包含地文、水文資料，再進一步就大規模崩塌潛勢區分述，以下將整理結果詳細說明。

3-1 土坂集水區地文資料

地文基本資料，包括了地理位置、地形、地質與地層構造資料、數值地形資料，以及土壤分類資料等。

3-1-1 地理位置

達仁鄉位於臺東縣最南端，是大武山下東南麓之山地原住民鄉，由於地處邊陲，保留了許多自然風貌，人口大多分布在沿海岸地區及河谷兩岸，對外交通主要以臺 9 線(南迴公路)大竹高橋北端沿臺東 68 縣道西行，以及南迴鐵路(瀧溪火車)北接臺東市，往南可至屏東。達仁鄉東側濱臨太平洋，與蘭嶼鄉相望。而集水區主要屬於達仁鄉中的土坂村與台坂村，集水區範圍北鄰金峰鄉，東比太麻里鄉及大武鄉 (如圖 3-1 及圖 3-2)，南北地勢皆高，且屬潛在大規模崩塌地區(成大水利海洋研究發展文教基金會，2017)。

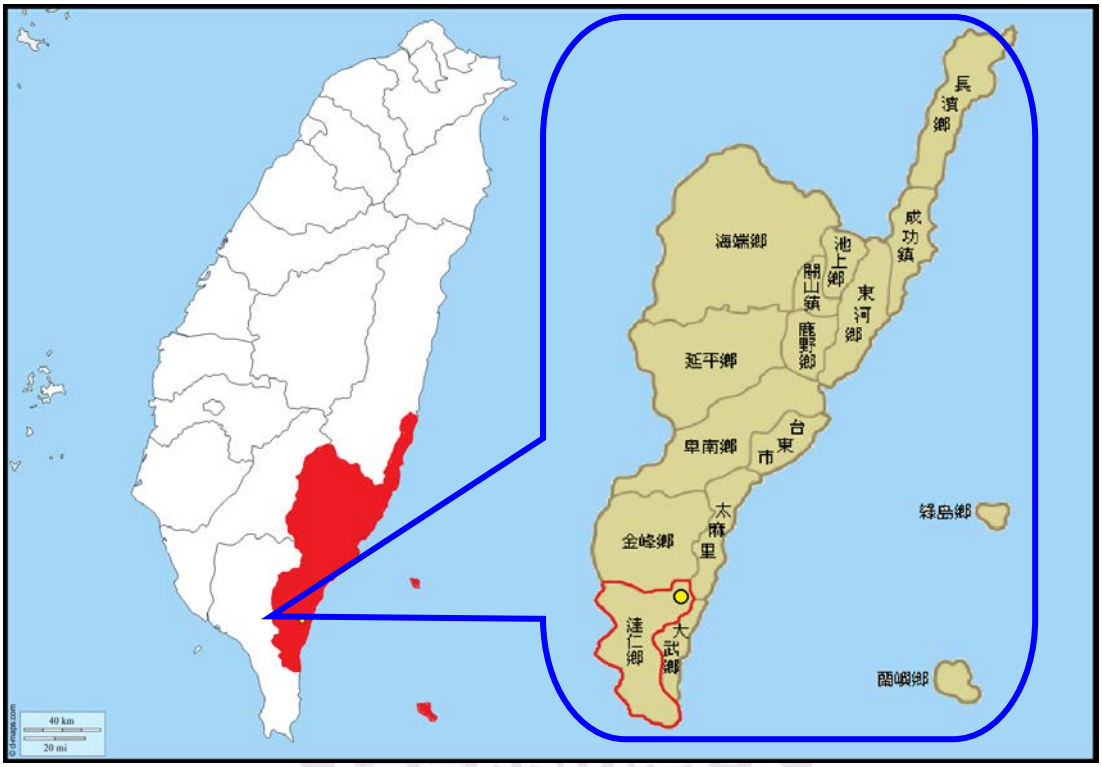


圖 3-1 臺東縣達仁鄉地理位置圖

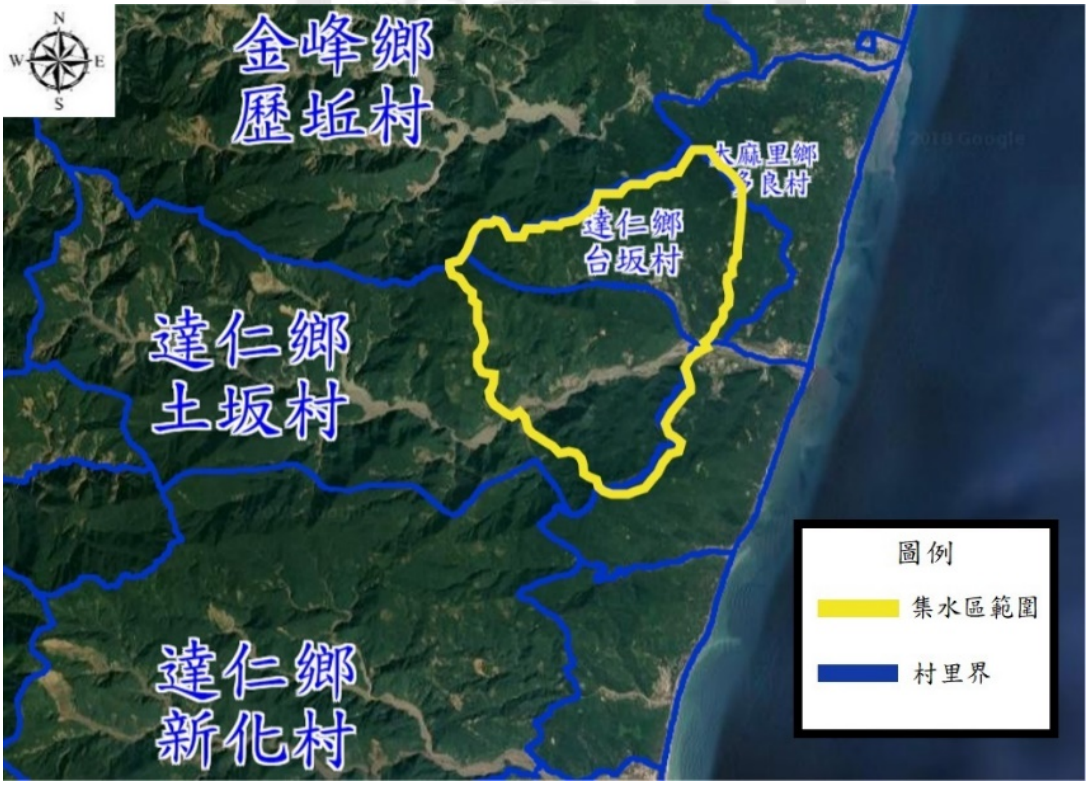


圖 3-2 土坂集水區地理位置圖(改自 Google，2018)

土坂村地形多山地、少平原，地形分布如圖 3-3，集水區最高點落於西方，高程為 1150 公尺，山地及丘陵佔 90%以上，而平均高程大約為 500 公尺。在坡度上主要為六級坡(如圖 3-4)，佔集水區的 46.8%，五級坡為次之，佔 18.2%。坡向主要為東南向，佔集水區的 17.7%，南向為次之，佔 15.4%。

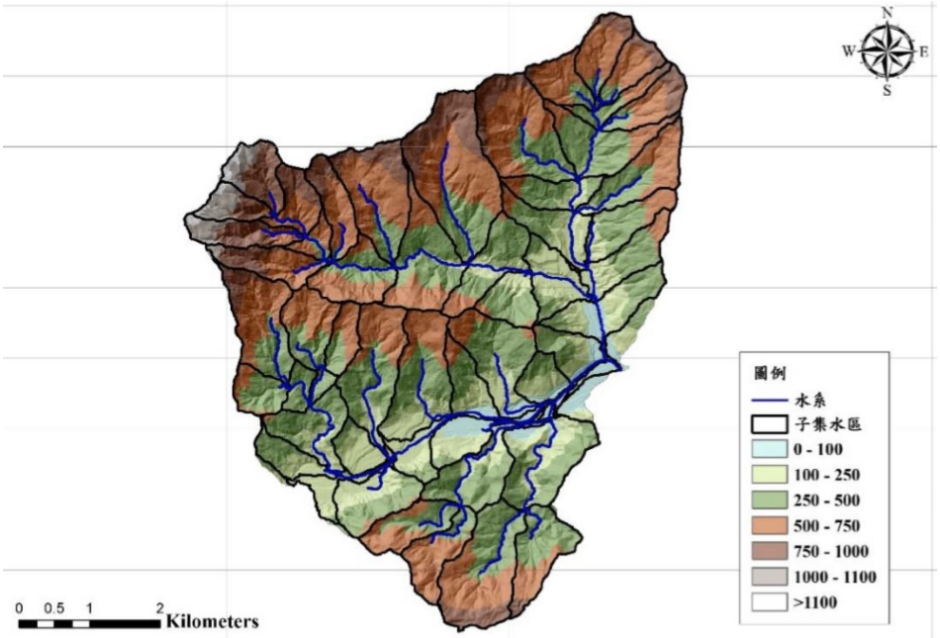


圖 3-3 土坂集水區地形分布圖(成大水利海洋研究發展文教基金會，2017)

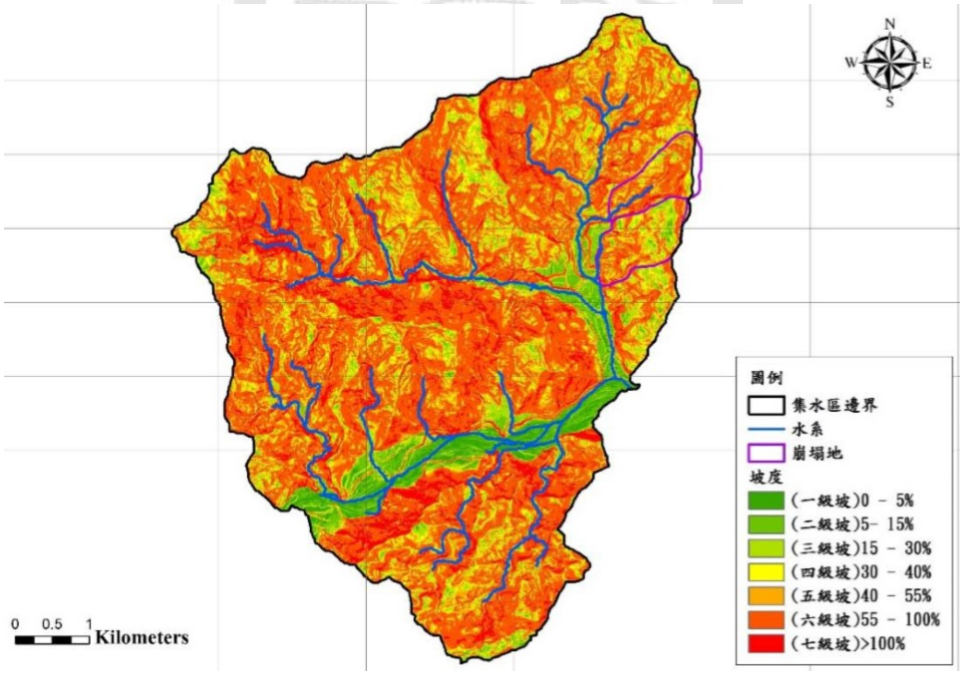


圖 3-4 土坂集水區坡度分布圖(成大水利海洋研究發展文教基金會，2017)

盛行風雨降雨的方向影響坡向與邊坡穩定的關係，在集水區內則以東南向為主，佔 17.7%，次之為南向，佔 15.4%，如下表 3-1 及圖 3-5 所示。

表3-1土坂集水區地形坡向分佈統計表

高程(公尺)	所佔百分比(%)
0-100	3.8
100-250	16.4
250-500	37.4
500-700	30.4
750-1,000	10.2
1,000-1,100	1.4
1,100 以上	0.4
合計	100.00

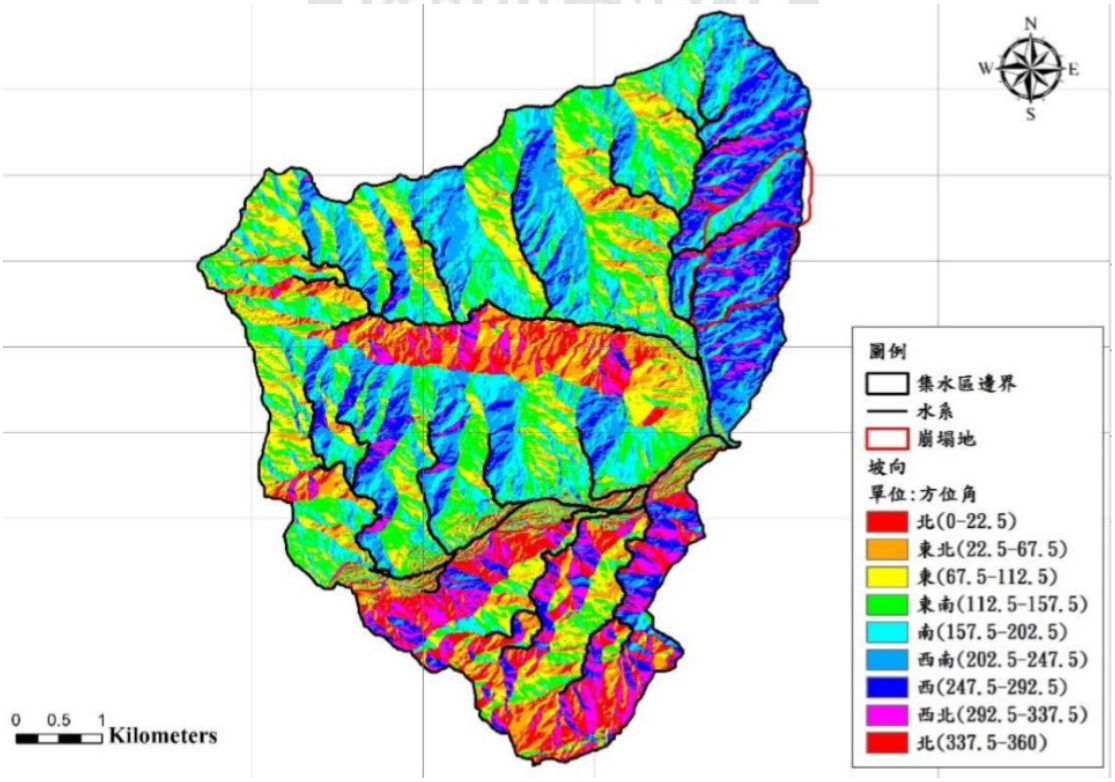


圖 3-5 土坂集水區坡向分布圖(成大水利海洋研究發展文教基金會，2017)

3-1-2 土坂集水區之地質

本研究集水區周圍之地質，皆屬於中央山脈板岩系，而集水區分布屬於中央山脈板岩系之潮州層。本層主要分布於大竹溪上游以及大竹溪下游加奈美山一帶，估計潮州層的厚度超過 1,500 公尺，而大竹溪構造剖面呈現複背斜及高角度的逆斷層擠壓構造，顯示出中央山脈南段板岩區的複雜構造。

圖 3-6 土坂集水區地質分佈圖(改自經濟部中央地質調查所，2018)

此區岩性主要為硬頁岩及板岩(林偉雄等，1993)，其間夾少許變質砂岩。但缺乏層面指引，地質構造仍不易確定，但從現場調查發現露頭常見許多褶皺十分緊密，且發現硬頁岩新鮮時呈黑色，風化後常遭鐵銹染成灰褐色，且其劈理並不發達。除了溪口造成的沖積扇及溪谷處堆積的崩積土以外，土坂集水區的表面土壤並不發達，而一般於山坡上所見的土壤厚度大多只有 1 至 2 公尺，多半是由受到擾動的風化岩盤而生成，但由於長期雨水入滲以及所位處坡度甚陡，此處呈暫時安定，但土壤倘是經過如農用蓄水池或山區產業道路開挖等的人為開發，皆易觸發土石崩塌。

3-1-3 土坂集水區之土壤

土壤分類及天然植被與農、林業資源分布及土砂災害問題息息相關。圖 3-6 為研究範圍內土壤分布圖，石質土區主要多屬於中央山脈土壤區，佔 49.5%，此土由母質經簡單之物理、化學風化作用所生成之土壤，通常位於淺層，含石量超過 50%以上，所在之地形不穩定，易崩塌，只宜造林保育，不宜農牧。其次為崩積土，佔 14.9%，崩積土為山坡上之土壤物質因滾落、滑降甚至崩塌等位移作用而生成，通氣、排水良好，含量約 25%，可用於農牧地，但必須做好水土保持工作。其餘黃壤為 2.8%，沖積土為 0.7%，如表 3-2、圖 3-7。

表3-2土坂集水區土壤分布統計表

土壤種類	面積(公頃)	百分比(%)
沖積土	26	0.7
崩積土	548	14.9
石質土	1,821	49.6
黃壤	104	2.8
無資料	1,176	32
總計	3,675	100

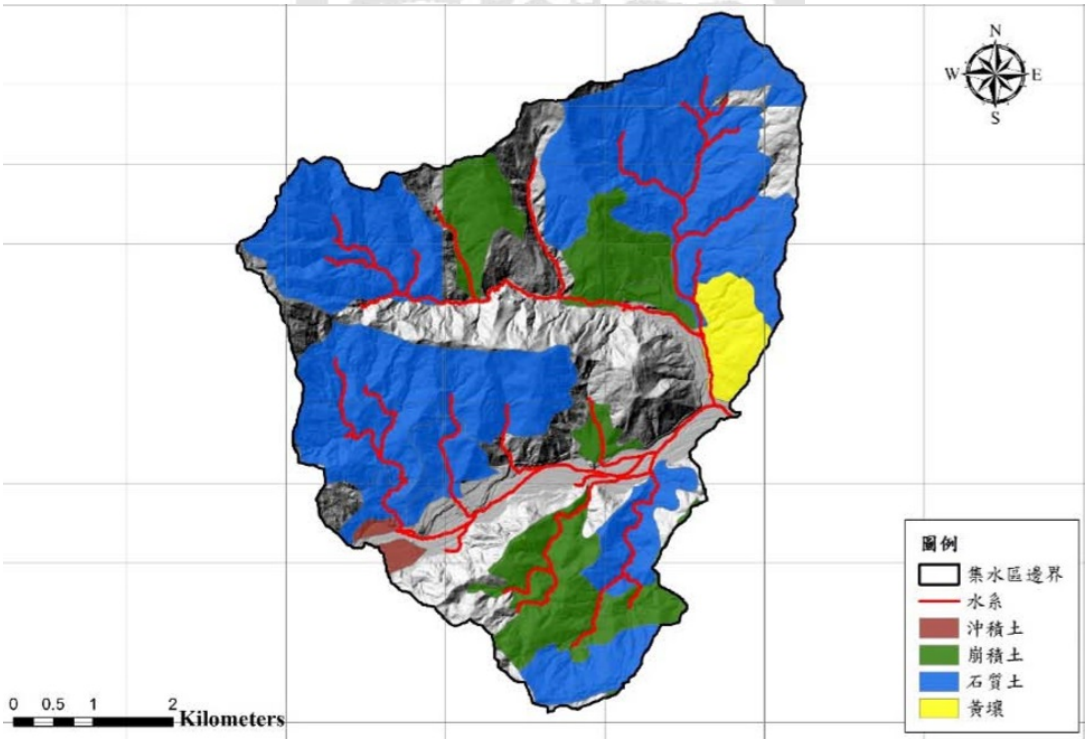


圖 3-7 土坂集水區土壤分佈圖(成大水利海洋研究發展文教基金會，2017)

3-2 土坂集水區水文資料

水文資料中主要包括降雨量資料、水位及流量等河川基本水文測量資料。

3-2-1 研究地區之氣象

土坂集水區內除了具有高地氣候特徵，亦屬於熱帶氣候。依中央氣象局氣象資訊，集水區周圍氣象站有二處，分別為臺東站以及大武站。依 2017 年氣候資料中顯示，臺東縣每月平均氣溫落在攝氏 19.2 至 28.7 度左右，氣溫最低為一月，氣溫最高為七月，年平均氣溫約在 24 至 25 度之間；相對濕度約在 70.5％至 79.4％之間，夏季時(5 至 7 月)相對濕度較高，冬季時(11 至次年 1 月)較低，臺東站與大武站月平均相對濕度均約為 75.6%；月平均日照時約為 82.5 至 242 小時之間，最短日照為二月，最長日照為七月，大武站月平均日照時數為 158.3 小時，臺東站月平均日照時數為 144.3 小時；大武站平均風速約 3.7 公尺/秒，臺東站平均風速約 2.3 公尺/秒。

表3-3土坂集水區周圍氣候資料表(改自中央氣象局，2017)

項目	測站	1 月	2 月	3 月	4 月	5 月	6 月	7 月	8 月	9 月	10 月	11 月	12 月
氣溫	臺東	20.8	19.6	20.9	23.6	26.2	29.0	29.4	29.7	29.1	26.5	24.5	20.4
	大武	21.8	20.7	22.0	24.3	26.6	29.1	28.6	29.1	28.5	27.2	25.1	21.6
相對濕度	臺東	69	71	76	75	79	77	74	74	78	75	76	70
	大武	67	67	73	73	77	74	76	74	78	73	73	65
日照時數	臺東	102.2	79.0	65.9	138.0	146.1	234.6	263.3	280.9	250.7	171.4	104.5	101.5
	大武	114.6	83.6	79.8	147.3	137.5	231.2	237.2	252.1	218.4	152.4	91.4	86.1
風速	臺東	1.5	1.8	1.5	1.3	1.4	1.3	1.4	1.3	1.2	2.0	1.7	2.1
	大武	3.2	3.1	2.5	2.2	2.1	2.0	1.9	2.0	2.0	3.4	3.4	4.0

3-2-2 研究地區之雨量

此水文分析之比對以氣象局雨量資料為主，用以分析流域降雨事件特性。研究區位於達仁鄉，基於地理位置、集水區相近等條件，以此做為分析研究區內降雨趨勢之依據。

本研究區其附近現有且記錄年份長之雨量站，包括中央氣象局的自動雨量測站，土坂站(C1S620)、大溪山站(C0S770)及紹家站(01S360)，主要以土坂站及大溪山站資料分析研究區域內之代表雨量值；紹家站由於距離研究區域較遠，故不納入代表雨量之測站。圖 3-8 為土坂集水區與鄰近雨量站位置。

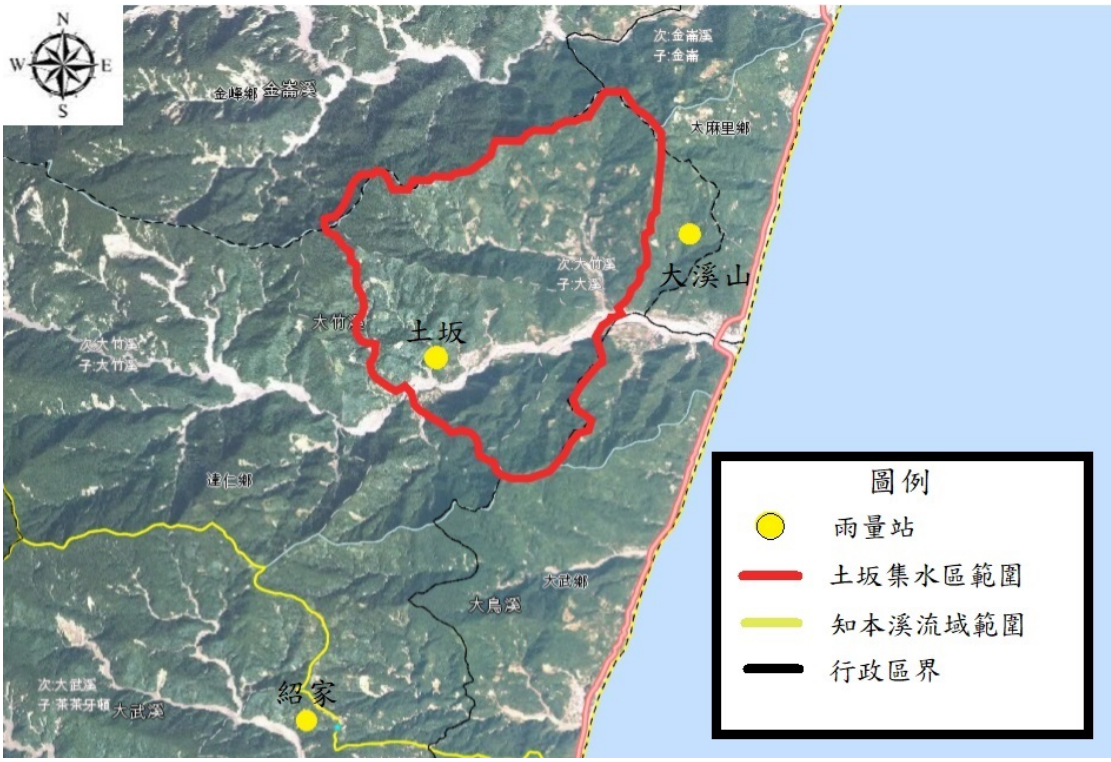


圖 3-8 土坂集水區與鄰近雨量站位置(改自經濟部中央地質調查所，2018)

本研究區域降雨量主要集中在 5~6 月的梅雨季及 7~11 月的颱風期，12 月起至翌年 4 月降雨量逐漸減少，集水區乾枯季明顯；土坂及大溪山雨量站月平均降雨量最多均係 9 月份，月平均降雨量分別為 571.31mm、473.5mm，而月平均降雨量最少同樣均為 3 月份，分別僅降下 40.56mm 及 64.63mm，如下圖 3-9；另 2010 年至 2017 年間土坂雨量站年平均降雨量為 2941mm，大溪山雨量

站年平均降雨量為 2611mm，土坂及大溪山雨量站單日最大降雨整理成果如下表 3-4 所示。

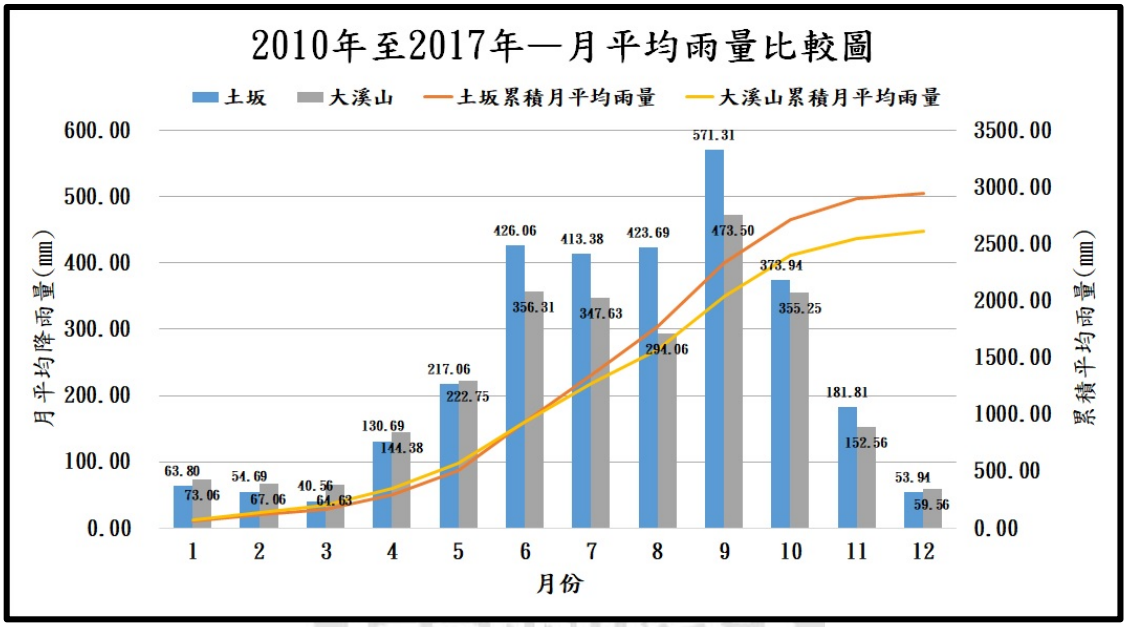


圖 3-9 土坂及大溪山雨量站月平均降雨量比較圖(改自中央氣象局，2017)

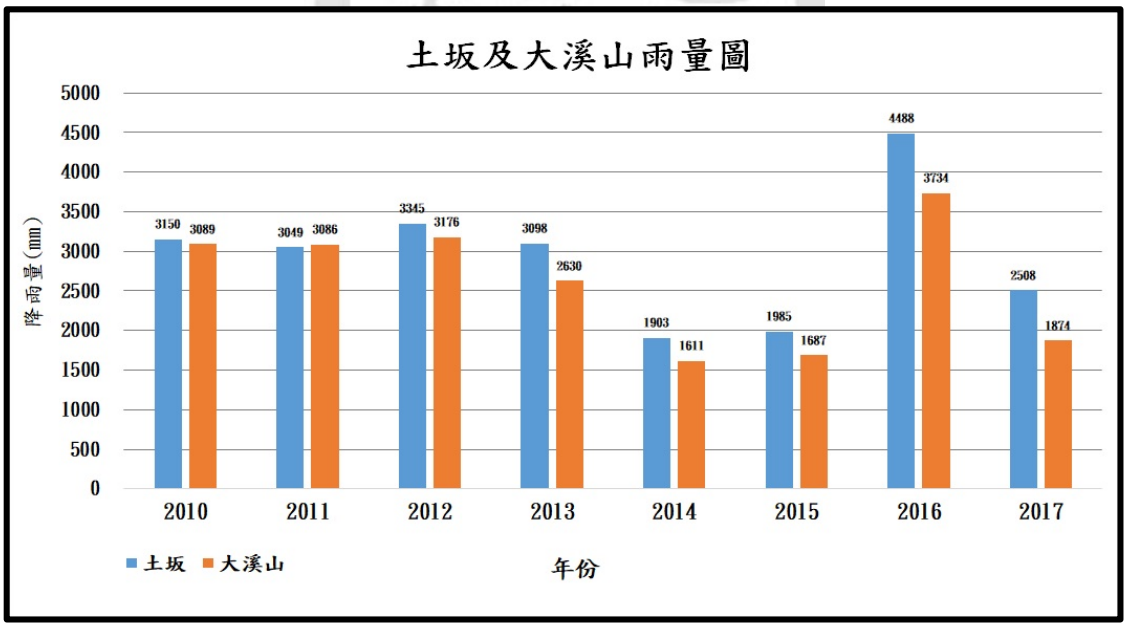


圖 3-10 土坂及大溪山雨量站歷年總降雨量(改自中央氣象局，2017)

表3-4土坂及大溪山雨量站單日最大降雨表(改自中央氣象局，2017)

年份	單日最大降雨(mm)	
	土坂雨量站(C1S620)	大溪山雨量站(C0S770)
2010	424.0	303.0
2011	228.0	194.0
2012	467.5	252.5
2013	293.5	181.0
2014	418.5	220.0
2015	307.5	191.0
2016	425.5	345.0
2017	270.5	175.5

3-2-3 研究範圍之水系

土坂集水區內最大水系為大竹溪主流，支流部分自上游依序為土興橋野溪、土坂三號橋野溪、土坂二號橋野溪、土坂一號橋野溪、台坂溪及拉里巴溪，而拉里巴溪則為影響本研究大規模崩塌潛勢區之重要水系，各水系分布狀況如圖3-11。

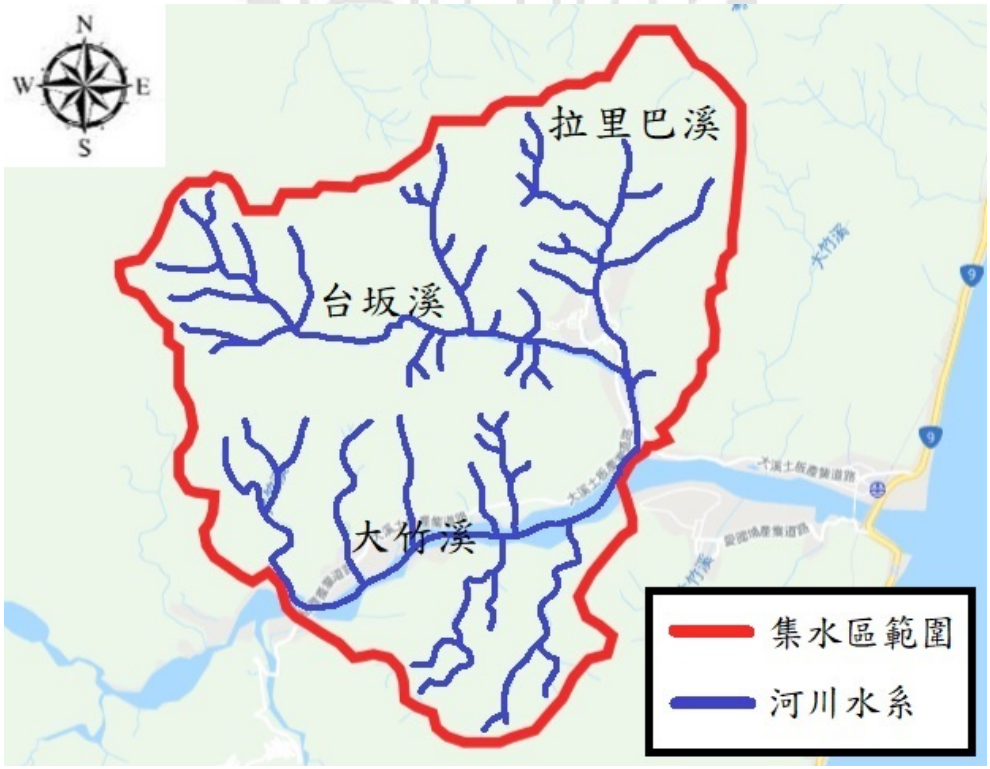


圖 3-11 土坂集水區水系分佈圖(改自經濟部中央地質調查所，2018)

3-3 歷年災害及整治資料

3-3-1 降雨災害記錄

土坂集水區近年遭遇之降雨事件主要為 2016 年 7 月尼伯特颱風、9 月莫蘭蒂颱風、梅姬颱風及 10 月艾利颱風，近年重大雨場事件之雨量資料如下表 3-5，由於大溪山雨量站鄰近研究邊坡，雖未位於拉里巴流域中，因此採用土坂雨量站與大溪山雨量站之監測值並列參考。近年紀錄颱風災害部份，整理如表 3-6 所示。

表3-5土坂集水區近年重大雨場事件雨量資料(改自中央氣象局，2017)

年份	雨場事件	累積降雨量(mm)	
		土坂雨量站(C1S620)	大溪山雨量站(C0S770)
2010	凡那比颱風	629	378.5
2010	萊羅克颱風	365	376
2010	0907 豪雨	571	498
2011	南瑪都颱風	470.5	392
2012	天秤颱風	727.5	458.5
2013	天兔颱風	441.5	252.5
2014	麥德姆颱風	306	220
2015	蘇迪勒颱風	240	129
2016	尼伯特颱風	574	276
2016	莫蘭蒂颱風	534	464.5
2016	梅姬颱風	224.5	282
2016	艾利颱風	1010.5	827.5
2017	海棠颱風	424	288
2017	天鴿颱風	270.5	171
2017	1013 豪雨	466.5	406

表3-6土坂集水區近年颱風災情彙整表(成大水利海洋研究發展文教基金會，2017)

侵襲期間	颱風名稱	颱風災情概述
2010.09	萊羅克(輕度)	大竹村愛國浦部落已屆土石流警戒，並進行疏散至安全處所。
2010.09	莫蘭蒂(輕度)	達仁鄉土坂部落聯外道路中斷。
2010.09	凡那比(中度)	1.大武鄉大鳥村、大竹村、太麻里鄉金崙村、多良村、海端鄉利稻村等等村落疏散撤離至安全避難處所。 2.洪水沖刷造成太麻里溪、大竹溪等下游區域邊坡潰堤，以及海端鄉利稻鋼便橋等多處橋樑封閉。 3.土石流潛勢溪流東縣DF086有發生土石流
2011.08	南瑪都(強烈)	愛國埔部落再度遭受崩塌土石侵襲部落。
2016.09	莫蘭蒂(強烈)	愛國埔部落再度遭受崩塌土石侵襲部落，土石流漫流出橋函。

3-3-2 土石流災害紀錄

依據行政院農業委員會水土保持局土石流潛勢溪流調查成果資料顯示，在集水區內共有 5 條土石流潛勢溪流，土坂村的 4 條土石流潛勢溪分別為東縣 DF084、東縣 DF085、東縣 DF086 和東縣 DF087，皆由北向南匯入大竹溪，其中東縣 DF087 緊鄰土坂村西側，其影響範圍內之保全住戶數約有 23 戶，東縣 DF084、東縣 DF085 及東縣 DF086 位於土坂村東側，其影響範圍內保全對象為產業道路;在台坂村、拉里巴部落與拉里巴溪的土石流潛勢溪為東縣DF083，且影響範圍緊臨大規模崩塌潛勢區，如下表 3-7 及圖 3-12。

表3-7土坂集水區土石流潛勢溪總表(改自水土保持局，2017)

潛勢溪流編號	村里	溪流名稱	道路	保全對象	潛勢等級	溪流長度(公里)	集水區面積(公頃)
東縣DF083	台坂村	拉里巴溪	東68	4戶	中	5.109	880.7
東縣DF084	土坂村	大竹溪無名野溪	土坂產業道路	產業道路	持續觀察	1.487	86.33
東縣DF085	土坂村	土坂1號橋野溪	土坂產業道路	產業道路	持續觀察	0.866	38.5
東縣DF086	土坂村	土坂2號橋野溪	土坂產業道路	產業道路	持續觀察	1.461	79.58
東縣DF087	土坂村	土坂3號橋野溪	土坂產業道路	23戶	高	2.167	121.73

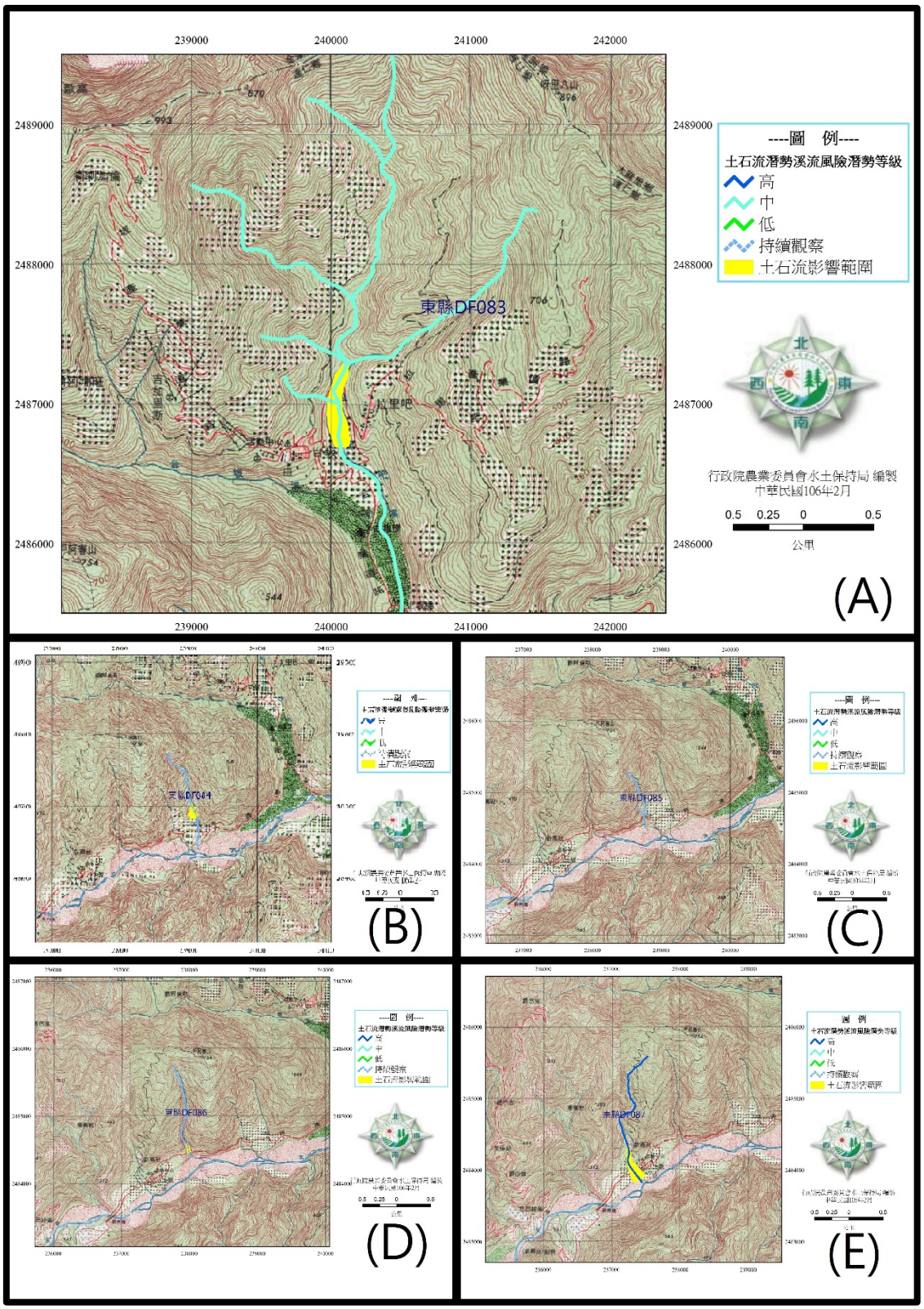


圖 3-12 土坂集水區土石流潛勢溪流(A)東縣 DF083(B)東縣 DF084(C)東縣 DF085(D)東縣 DF086(E)東縣 DF087(改自水土保持局，2017)

3-3-3 歷年規劃及整治情形

土坂集水區內有土石流潛勢溪流及大規模崩塌潛勢區，而因颱風或豪大雨等所導致之坡地崩塌、土石流災害，主要由行政院農業委員會水土保持局臺東分局自 2006 年起於上游陸續辦理分年分期治理工程(如表 3-8)。而整治以治山防洪為核心，災後投入河道清疏及復建工程，改善河道瓶頸段，加大排洪斷面，或於匯流口處設置大型固床工，導正溪水匯流後之流心。藉由整治解決集水區內水系通洪問題，確保當地重要橋樑交通安全，改善生態環境。

表3-8土坂集水區近年整治工程彙整表(成大水利海洋研究發展文教基金會，2017)

主辦單位	年份	工程名稱
臺東分局	2010	土坂527農路支線災害復建工程
臺東分局	2010	拉里巴野溪四期治山防洪
臺東分局	2010	拉里巴橋上游野溪復建工程
臺東分局	2010	台坂橋上游護岸災害復建工程
臺東分局	2011	土坂二號橋野溪整治
臺東分局	2011	土坂新興段蝕溝整治工程
臺東分局	2011	土坂無名橋野溪整治
臺東分局	2012	拉里吧野溪五期治山防洪
臺東分局	2014	拉里吧野溪六期治山防洪工程
臺東分局	2015	土坂新興野溪及鄰近蝕溝加強維護工程
臺東分局	2015	台坂溪野溪治理一期工程
臺東分局	2015	大竹溪芭葩菈苒橋段護岸整治工程
達仁鄉公所	2015	大竹溪流域第四期清疏工程
臺東分局	2016	台坂溪野溪治理二期工程
達仁鄉公所	2016	大竹溪流域第五期清疏工程
臺東分局	2017	大竹溪上游護岸整治工程
臺東分局	2017	台坂溪野溪加強暨週邊環境整理工程

3-4 大規模崩塌潛勢區

本研究主要針對土坂集水區內之潛在大規模崩塌區臺東縣達仁鄉 D003 及 D004 等 2 處潛勢區，潛勢區位置緊鄰拉里巴部落。分布位置如圖 3-13 所示。D003 潛勢區面積為 78.9 公頃，平均坡度 27.6 度，高差約為 510 公尺；D004 潛勢區面積 88.8 公頃，平均坡度 23.7 度，高差約為 570 公尺。潛勢區之基本資料說明如表 3-9。

表3-9臺東縣達仁鄉D003、D004基本資料表

編號	潛勢區面積	平均坡度	高差	可能影響部落(保全對象)
臺東縣達仁鄉D003	78.9公頃	27.6°	510公尺	臺東縣達仁鄉台坂村 拉里巴聚落
臺東縣達仁鄉D004	88.8公頃	23.7°	570公尺	

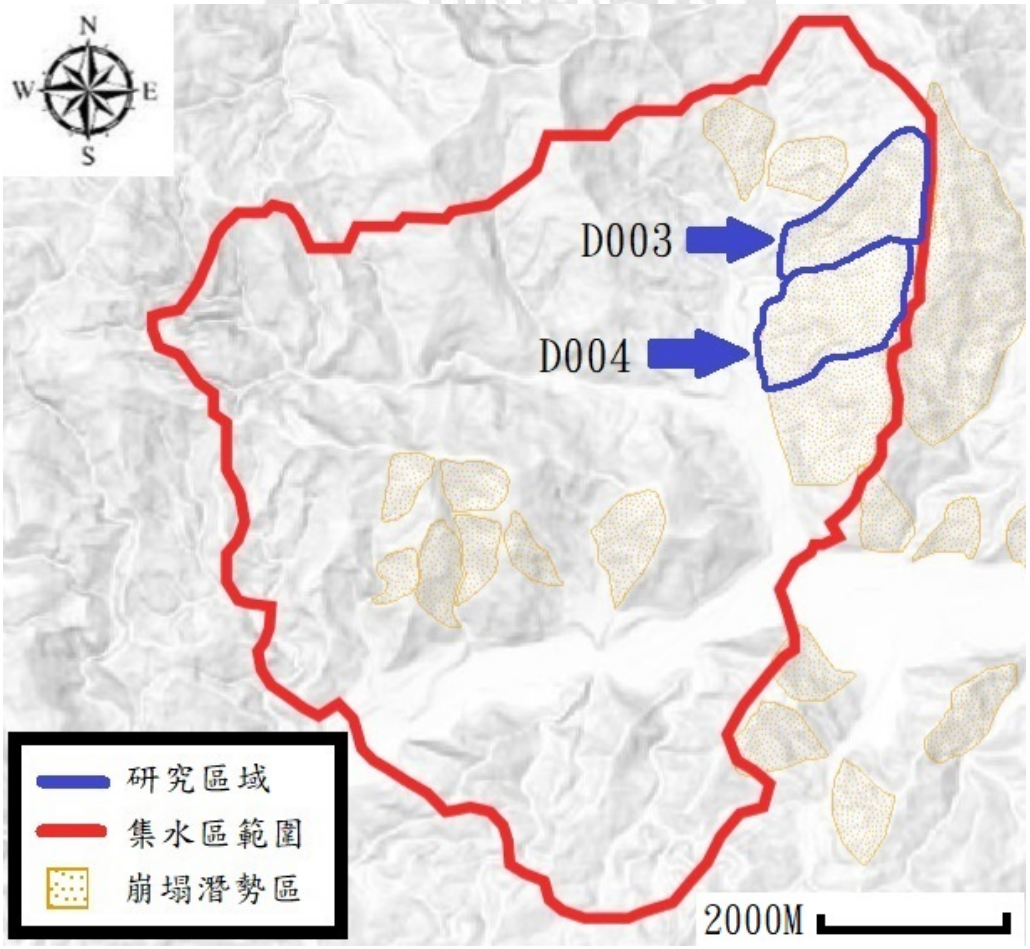


圖 3-13 D003、D004 邊坡位置圖(改自 災害潛勢地圖網站，2018)

3-4-1 地質調查

2 處大規模崩塌潛勢區周圍之地質圖均屬於中央山脈板岩系，集水區分布屬於中央山脈板岩系的潮州層，如圖 3-14 所示。岩性以硬頁岩及板岩為主，間夾少許變質砂岩，硬頁岩之劈理並不發達，新鮮時呈黑色，風化後常遭鐵銹染成灰褐色，於岩層出露的部分可見到許多緊密的褶皺。圖 3-15 為臺東縣達仁鄉 D003、D004 大規模崩塌潛勢區衛星影像，目前潛勢區內除部分人為活動外，大部分區域植生覆蓋良好。

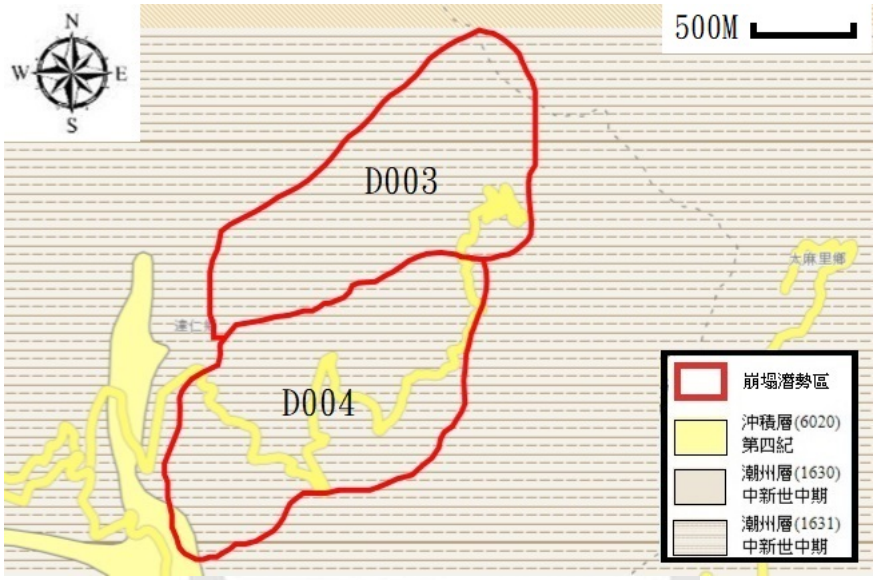


圖 3-14 D003、D004 邊坡地質圖(改自經濟部中央地質調查所，2018)

圖 3-15 臺東縣達仁鄉 D003、D004 衛星影像(Google Earth，2017)

3-4-2 地形判釋

依據中央地質調查所判釋之潛勢區範圍與內部崩崖之位置(如圖 3-16)，坡頂發育多重山脊地形,坡面多處有圓弧形運動現象,顯示該範圍曾有崩塌發生，其坡趾皆有侵蝕溝發育，侵蝕溝頂端有舊崩崖，易於豪雨後導致崩塌的發生。

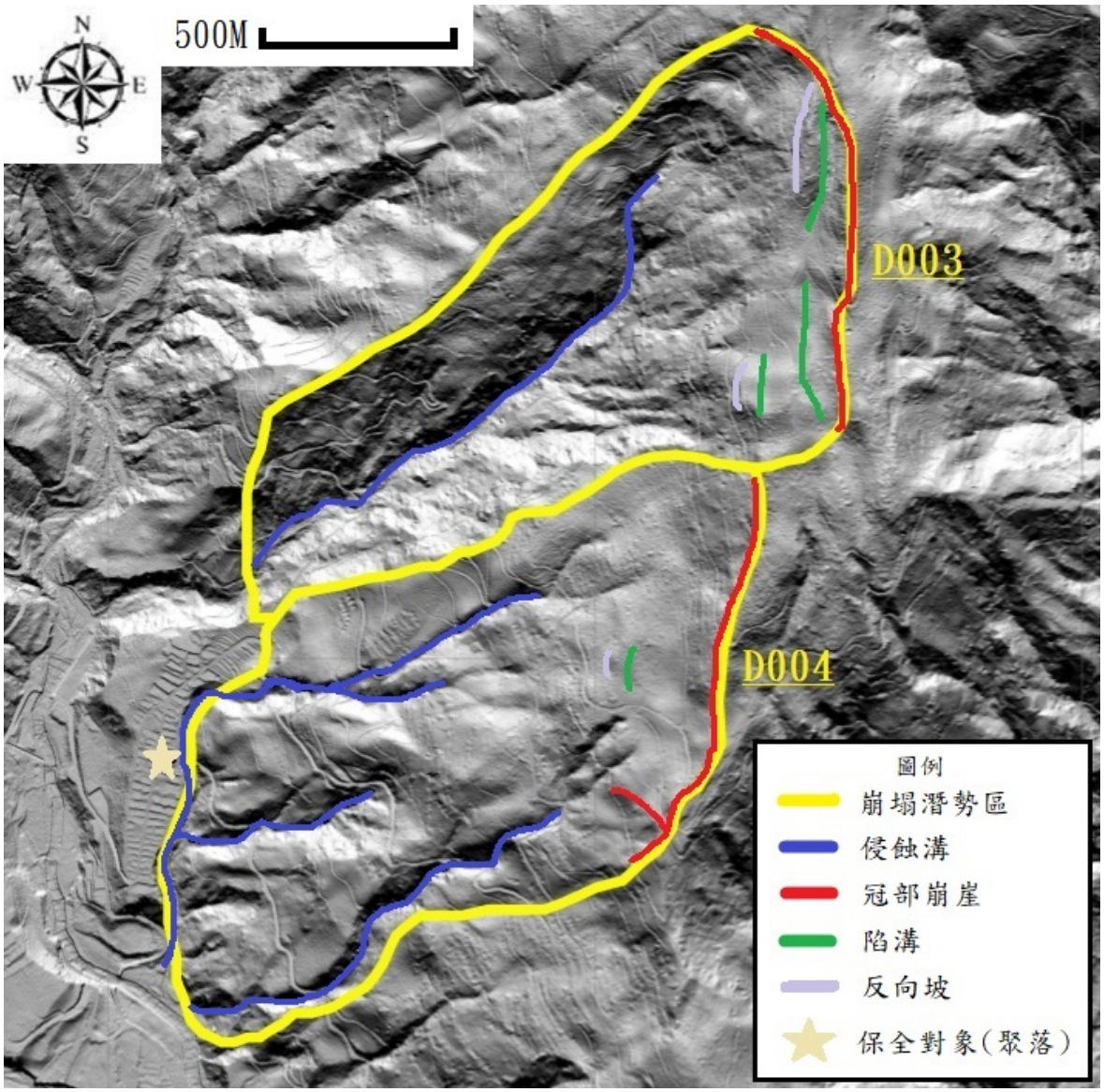


圖 3-16 臺東縣達仁鄉 D003、D004 邊坡潛勢區光達影像

而成大水利海洋研究發展文教基金會(2017)調查大規模崩塌潛勢區 D003 及 D004 所示，2 處潛勢區內主要發育有四條侵蝕溝，以 D003 所涵蓋的侵蝕溝規模最大，附近露頭岩性以板岩夾薄層變質砂岩為主。整體而言，板劈理及變質砂岩岩層走向多呈南北向朝東傾沒，對此 2 處大規模崩塌潛勢區而言為逆向坡，少數受侵蝕溝發育影響而有順向坡趨勢。因地形因素影響，侵蝕溝下切旺盛，多引發侵蝕溝右岸有崩塌跡象，再加上向源頭侵蝕發達，導致 D003 東側與北側有多處明顯崩崖。另 D004 所屬 3 條侵蝕溝，同樣有向源頭侵蝕所誘發崩塌的跡象。

侵蝕溝發育初期，伴隨向源頭及向下侵蝕，陸續會有小規模或淺層崩塌發生，多發生於侵蝕溝末端，呈現尖端朝侵蝕溝的水滴狀外型。但隨著侵蝕溝發育越具規模，向源頭及向下侵蝕越劇，所產生的崩塌型態則越來越複雜，規模也越發展越大。

潛勢區地勢以由西向東及由北向南漸為趨緩，導致南北向的侵蝕溝發展容易向東偏移，而東西向的侵蝕溝則往南偏，形成葉脈或樹枝狀水系。因此侵蝕溝偏向侵蝕結果，導致該側邊坡地勢陡峭，另一側相對較為平緩。經過時間累積，陡峭側因坡腳掏空而常有落石或淺層崩塌事件發生，而平緩側雖然相對較為安定，但在侵蝕溝持續的發育下，漸漸的孕育出大規模崩塌潛勢。

3-5 鑽探結果

本研究 2 處邊坡利用成大水利海洋研究發展文教基金會所埋設 5 處鑽孔(BH1、BH2、BH3、BH4、BH5)深度皆為 50m，其中達仁鄉 D003 邊坡僅埋設 1 處鑽孔，餘 4 處鑽孔均位於達仁鄉 D004 邊坡，孔位配置如圖 3-17 所示，根據中央地質調查所判釋資料圖中紅框範圍為推測可能滑動範圍。

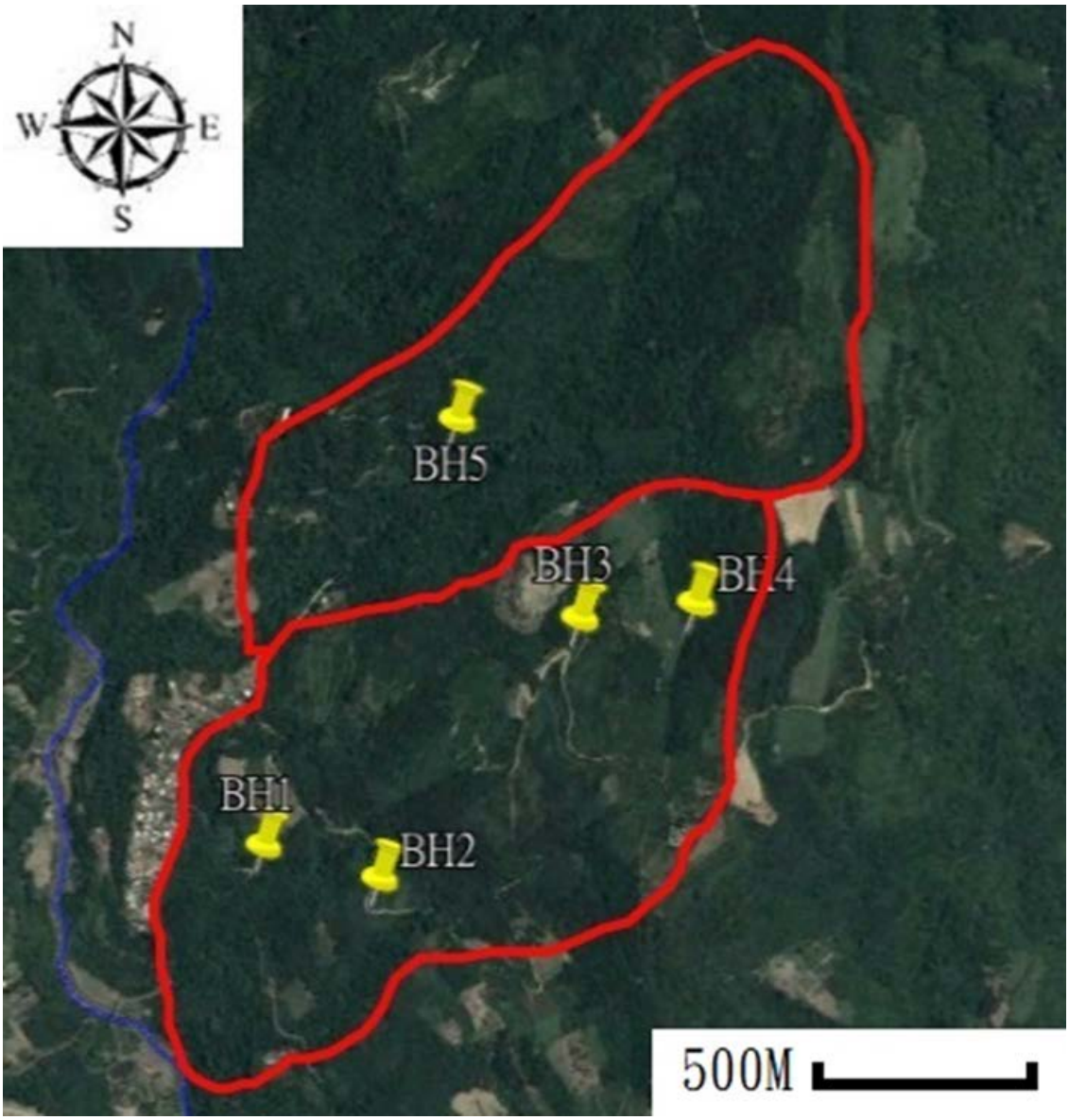


圖 3-17 D003、D004 試驗邊坡孔位配置圖(改自 Google Earth，2018)

根據成大水利海洋研究發展文教基金會委託青山工程顧問有限公司(2017)所鑽取之 5 孔鑽探報告顯示(各孔位岩心描述及照片請參閱附錄 A)，由上而下大致可分為崩積層、強剪裂層、局部剪裂層及岩盤，鑽探結果說明如下：

1. 崩積層:5孔鑽井均只有淺層有少量風化殘餘表土,地表以下即為崩積層，厚度約 2~15 公尺不等，以黃褐色泥質材料為基質，間夾終至高度風化稜角狀的板岩與變質砂岩礫石，沉積組構以顆粒支持為主，下向與強剪層接觸。
2. 強剪裂層：岩體呈中度破碎，岩性以深灰色板岩和灰白色變質砂岩為主，部分深度為具泥質材料填充的剪裂帶或高角度裂隙(角度約為 60~90°不等)。本層為先期發育之崩塌破碎帶，多為高度風化，厚度 6~20 公尺不等，視剪切與風化程度高低，而有無殘存岩塊以供判釋
3. 局部剪裂層：本層為近期發育之崩塌破碎帶，多大於 20 公尺，以中至低度風化為主，特徵以發育良好之剪裂帶為基準，向上或往兩側岩體有碎裂跡象，剪裂帶或鄰近裂隙多中度風化或有嚴重氧化鏽染。
4. 完整岩盤：以低度風化至新鮮岩盤為主，多為板岩、變質砂岩或兩種岩性互層，多有石英脈發育。

各孔位岩心柱狀圖如圖 3-18 至圖 3-19 所示。

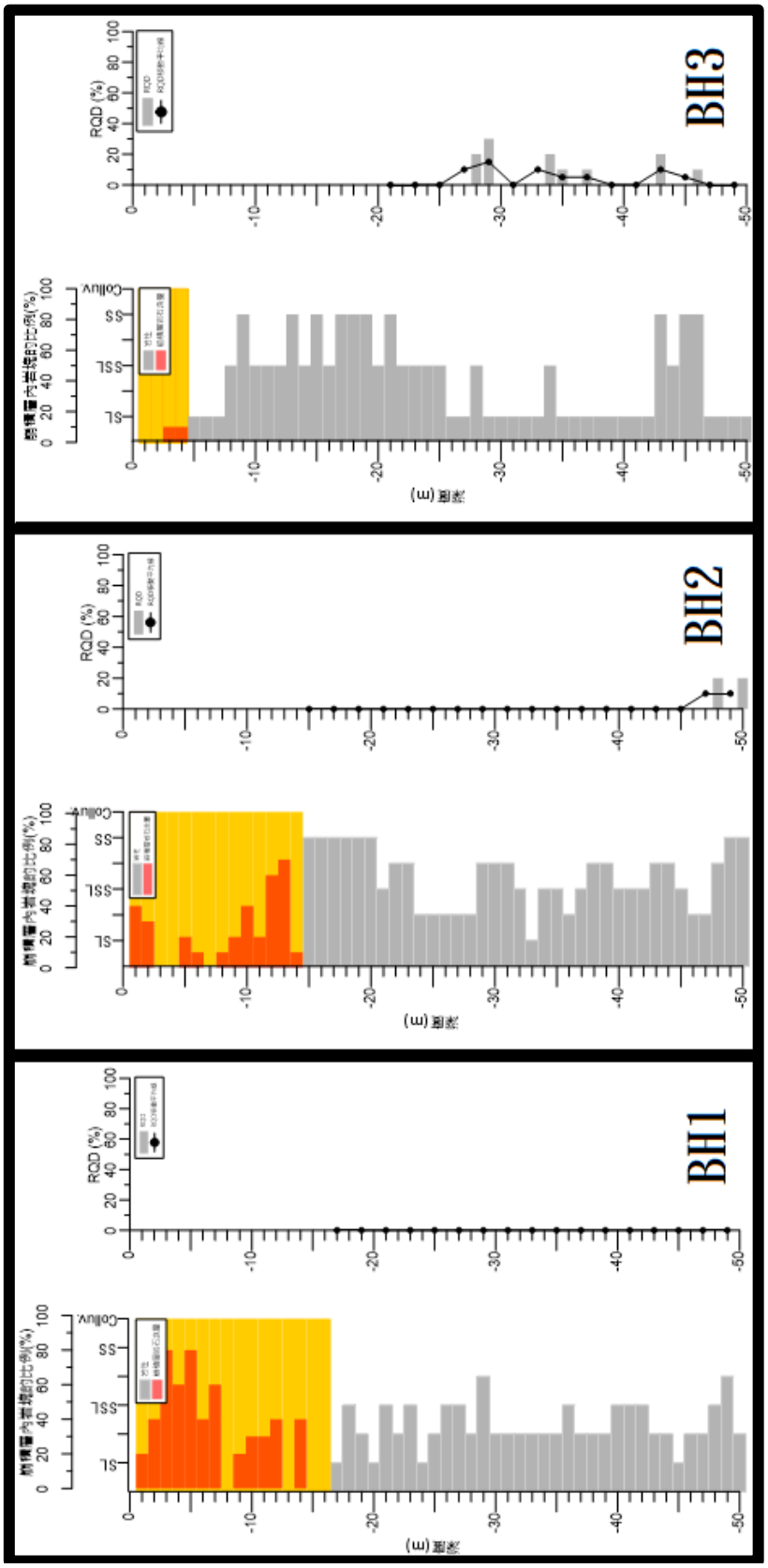


圖 3-18 BH1 至 BH3 岩心柱狀圖(成大水利海洋研究發展文教基金會，2017)

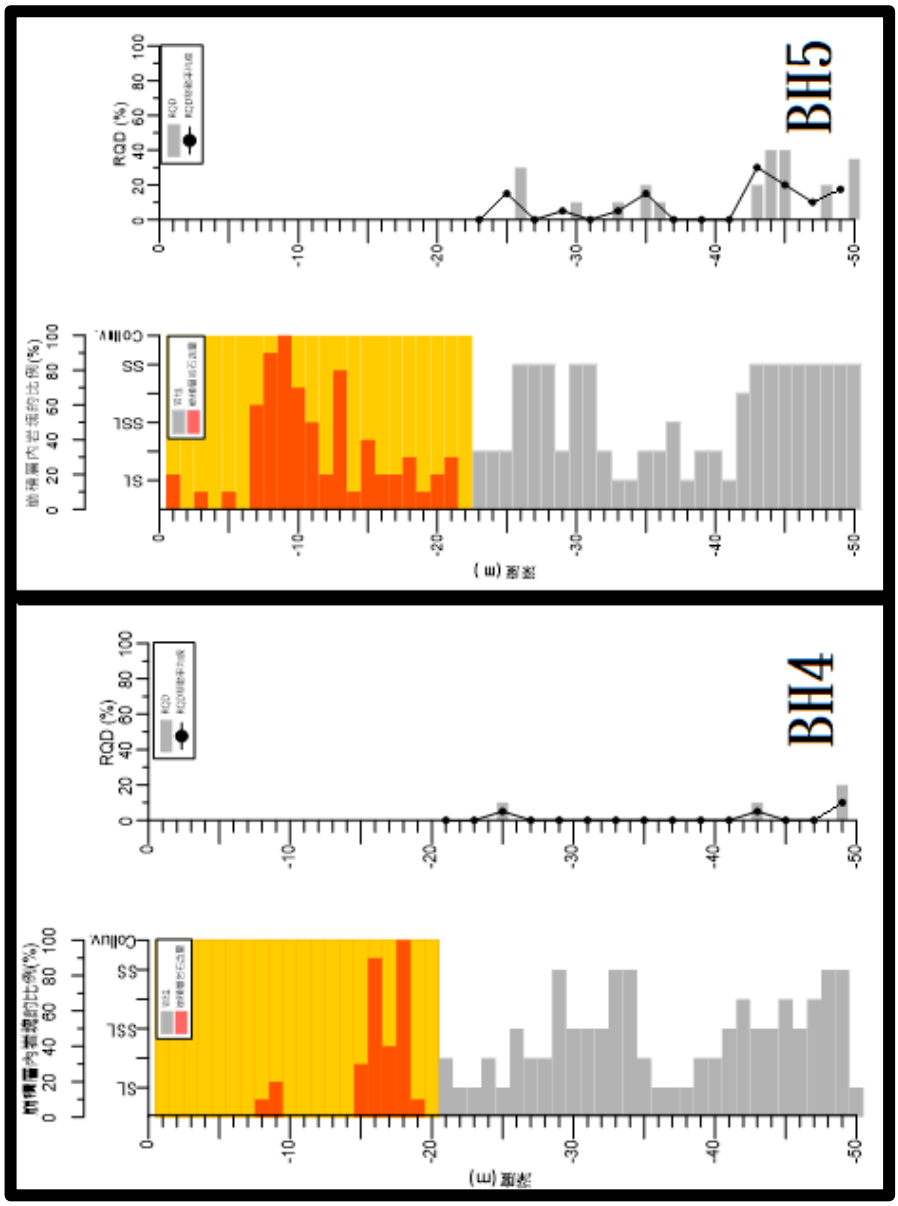


圖 3-19 BH4 至 BH5 岩心柱狀圖(成大水利海洋研究發展文教基金會，2017)

3-6 試驗數據彙整

3-6-1 現地透水試驗

成大水利海洋研究發展文教基金會於 BH2、BH3、BH4、BH5 鑽孔在鑽探時所進行現地定水頭透水試驗，當鑽至預定試驗深度時，將套管下至孔底，放入適當之皂土，以適當之器具擠壓，使皂土封堵套管與鑽孔壁間之孔隙，然後進行透水試驗，各次試驗長度均為 1m。而進行透水試驗前應先量測地下水位。試驗時，開啟控制水閥，保持上下端水頭固定，並於 1、2、4、8、16、32、64 分鐘後，分別記錄水錶讀數。該孔段試水之頂部於施行透水試驗期間須將栓塞固定。

藉以測得各個地層分層之飽和水力傳導係數值，相關之定水頭透水試驗結果整理如下表 3-10 所示，現地定水頭透水試驗紀錄表詳附錄 B。

表3-10定水頭透水試驗成果表(成大水利海洋研究發展文教基金會，2017)

試驗孔號	試驗深度(m)	地下水位(m)	平均透水係數(cm/sec)
BH2	44.4~45.4	35	2.29×10^{-4}
BH3	11.8~12.8	12.8	4.33×10^{-2}
BH3	23.6~24.6	2.6	1.28×10^{-4}
BH4	29.6~30.6	13.8	4.42×10^{-5}
BH5	27.0~28.0	6	9.63×10^{-5}

3-6-2 室內試驗

成大公共工程研究中心以鑽探所取得之現地土岩試體進行多項室內試驗以求得地質材料之物理及力學性質。室內試驗依照美國材料試驗協會ASTM(American Society for Testing and Material)之規範進行，實驗內容包括基本物理試驗(ASTM-D854、D2216、D4318、D452、D422)、吸水比重試驗(ASTM-D6473)、岩石直接剪力試驗(ASTM-D5607)、岩石單軸壓縮試驗(ASTM-D7012)及岩石弱面直剪試驗(ASTM D5607)，各項試驗彙整如表 3-11 至表 3-15，各項試驗紀錄表詳附錄 C。

表3-11物理性質試驗結果表(成大公共工程研究中心，2017)

試體編號	深度(m)	比重Gs	含水量(%)	液性限度(%)	塑性限度(%)	PI(%)	C_u	C_C	土壤分類	岩性
BH2	5.7-6	2.52	11.97	25.81	21.14	4.67	193.47	5.20	SM-SC	崩積層
							297.38	3.00		
BH2	10.6-11	2.60	17.12	25.2	17.82	7.38	138.69	11.78	SC	強剪裂層
							77.93	4.70		
BH3	11.7-12	2.54	21.20	30.61	20.96	9.65	127.4577	1.1365	SC	局部剪裂層
							72.9086	0.8893		
BH4	10-11	2.56	7.57	23.87	21.41	2.46	367.3698	1.7285	SM	崩積層
							561.5141	1.1286		
BH5	5.1-5.4	2.61	16.57	21.33	17.81	3.52	82.4921	1.3574	SM	崩積層
							153.7750	9.2703		

表3-12吸水比重試驗成果表(成大公共工程研究中心，2017)

試體編號 深度(m)	試體烘乾重量A (gw)	試體面乾內飽和重量B (gw)	飽和試體在水中重量C (gw)	容積比重(乾燥) Gsb	容積比重(面乾內飽和試體) $G_{s,ssd}$	視比重 G_{sa}	吸水率(%)	岩性
BH2-(1) 47.7~47.9	479.8	484.44	300.44	2.61	2.63	2.68	0.97	強剪裂層
BH2-(2) 47.7~47.9	326.93	330.54	206.62	2.65	2.67	2.72	0.95	
BH3-(1) 23.5~23.6	323.28	333.17	205.04	2.52	2.6	2.73	3.06	變質砂岩 - 砂質板岩
BH3-(2) 23.5~23.6	300.73	310.29	191.09	2.52	2.6	2.74	3.18	
BH5-(1) 9.7~9.9	132.35	132.93	83.05	2.65	2.66	2.68	0.44	強剪裂層
BH5-(2) 9.7~9.9	175.47	176.33	110.51	2.67	2.68	2.7	0.49	
BH5-(1) 29.6~29.8	274.98	276.27	172.65	2.65	2.67	2.69	0.47	變質砂岩 - 板岩
BH5-(2) 29.6~29.8	555.07	556.28	348.22	2.67	2.67	2.68	0.22	
BH5-(1) 33.3~33.5	340.04	342.46	218.11	2.73	2.75	2.79	0.71	板岩 - 砂質板岩
BH5-(2) 33.3~33.5	199.04	200.63	127.9	2.74	2.76	2.8	0.8	
BH5-(1) 33.5~33.7	257.87	259.93	165.6	2.73	2.76	2.79	0.8	板岩 - 砂質板岩
BH5-(2) 33.5~33.7	272.53	275.16	174.91	2.73	2.75	2.79	0.78	
BH5-(1) 43.5~43.7	681.69	684.03	428.47	2.67	2.68	2.69	0.34	變質砂岩
BH5-(2) 43.5~43.7	481.98	483.54	301.8	2.65	2.66	2.67	0.32	
BH5-(1) 44.6~45	597.76	599.39	375.57	2.67	2.68	2.69	0.27	變質砂岩
BH5-(2) 44.6~45	341.25	342.27	214.77	2.67	2.68	2.69	0.29	

說明：
1.A：試體烘乾後之重量
2.B：試體面乾飽和之重量
3.C：飽和試體在水中之重量
4.容積比重 (Bulk specific gravity, Dry) Gsb =A/(B-C)
5.面乾內飽和之容積比重(Bulk specific gravity, SSD) Gs,ssd =B/(B-C)
6.視比重(Apparent specific gravity) Gsa =A/(A-C)
7.吸水率(%) = (面乾飽和重-烘乾重)/烘乾重 x100%

表3-13弱面剪力試驗結果表(成大公共工程研究中心，2017)

試體編號	深度(m)	σ_n(MPa)	τ_r(MPa)	C_r(MPa)	Φ_r(°)	含水量(%)
BH-4	28.1~28.2	0.36	0.31	0.21	14.30	0.24
		0.74	0.39			
		1.46	0.59			
BH-5	42.8~42.9	0.56	0.60	0.16	37.93	0.29
		1.12	1.04			
		2.23	1.91			

表3-14直接剪力試驗結果表(成大公共工程研究中心，2017)

試體編號	深度(m)	σ_n(MPa)	τ_p(MPa)	τ_r(MPa)	C_p(MPa)	C_r(MPa)	Φ_p(°)	Φ_r(°)	含水量(%)
BH-3	33.9~34	0.45	3.47	1.37	2.99	1.13	69.0	22.0	0.21
		0.86	6.22	1.41					
		1.75	7.23	1.91					
BH-5	36.4~36.6	0.51	4.20	1.74	2.11	0.78	70.8	53.9	0.59
		0.99	6.01	1.78					
		2.02	8.20	3.68					

表3-15岩石單軸壓縮試驗結果整理表(成大公共工程研究中心，2017)

試體編號 深度(m)	試體直徑 (cm)	試體高度 (cm)	含水量(%)	單壓強度 (MPa)	岩性
BH2 47.7-47.9	6.11	13.54	1.32	25.02	強剪裂層
BH5 9.7-9.9	6.08	9.19	0.50	150.09	強剪裂層
BH5 29.6-29.8	6.09	13.29	0.24	133.70	變質砂岩-板岩
BH5 33.3-33.5	6.07	12.53	1.05	29.61	板岩-砂質板岩
BH5 33.5-33.7	6.06	12.71	1.10	21.28	板岩-砂質板岩
BH5 43.5-43.7	6.09	13.47	0.29	141.11	變質砂岩
BH5 44.6-45	6.09	13.47	0.35	143.16	變質砂岩

第四章 邊坡現地調查監測

為瞭解試驗邊坡穩定性及是否有崩塌可能，因此經由長期且週期性的監測來觀察，首先在試驗場址進行鑽探，埋設傾斜觀測管、自計式水壓計、雨量計等監測儀器，並以雨季，兩周一次；乾季，一個月一次之頻率蒐集數據。而為了掌握岩盤與崩塌地分布深度關係及地層剖面。雨量資料則是採用鄰近之中央氣象局雨量測站以及自設於試驗場址之雨量計資料。本試驗場址邊坡地貌如照片 4-1 所示。

照片4-1臺東縣-達仁鄉D003、D004試驗場址全貌

4-1 傾斜觀測管之判釋

邊坡穩定性可透過地層位移變化掌握坡地滑動的情形,可由地表的垂直位移、水平位移、裂縫擴張及坡趾隆起等改變,在崩塌潛勢區設置多項監測儀器，例如傾斜觀測管、傾度盤、沉陷釘、裂縫計、地錨荷重計等。用來作為邊坡滑動之重要指標。其中傾斜觀測管監測為相當具代表性的監測方法，因此本研究以傾斜觀測管進行地中位移監測，週期性前往研究場址以傾斜觀測儀記錄地中位移量，可進一步評估崩塌地的潛在滑動面位置及滑動方向，作為判斷坡地安全性評估基準，並可供後續校正數值模型。

4-1-1 原理與儀器介紹

本研究利用鑽探鑽孔裝設傾斜觀測管，目前國內常採用材質為 ABS 之傾斜管，依管材製成可分為內溝式及外溝式 2 種，如照片 4-2(A)及(B)，外溝式管材勁度較內溝式差，因此相同直徑之 2 種管材，內溝式管材可受較大剪變形量，使用壽命較長，且溝槽及管變形量較為一致，監測結果較為穩定。本研究為後續能長期使用並持續監測，採用內溝式管材。

照片4-2傾斜觀測管示意圖(A)外溝式(B)內溝式

傾斜觀測儀因內部設有伺服加速器，觀測儀上下兩端共有 2 對滑輪所連結的雙軸感應器，透過與感應器讀數計算兩測點間傾斜角度。而傾斜管內含 2 組共 4 道溝槽，管內 1 組溝槽對準平行試驗邊坡之假設滑動方向定義為 A 方向，而與 A 方向相垂直溝槽所對之方向定義為 B 方向，量測方法為將傾斜觀測儀感應器對準 A 方向溝槽滑入傾斜管內至底部，並以 0.5m 為間隔向上拉至孔口深 0.5m 處，每次量測均需測讀兩正交方向之傾斜讀數，完成後將手持電腦所得數據與首次測量之初始值進行計算，求出地層變位量及傾斜方向。傾斜觀測管操作示意圖及變位計算說明如圖 4-1 所示。

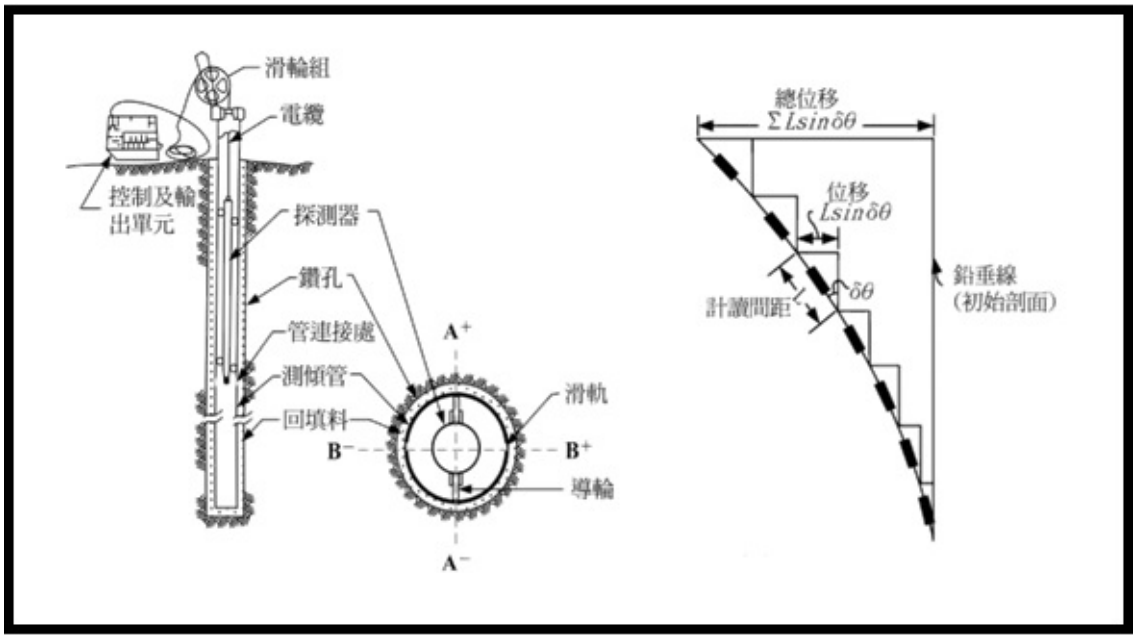
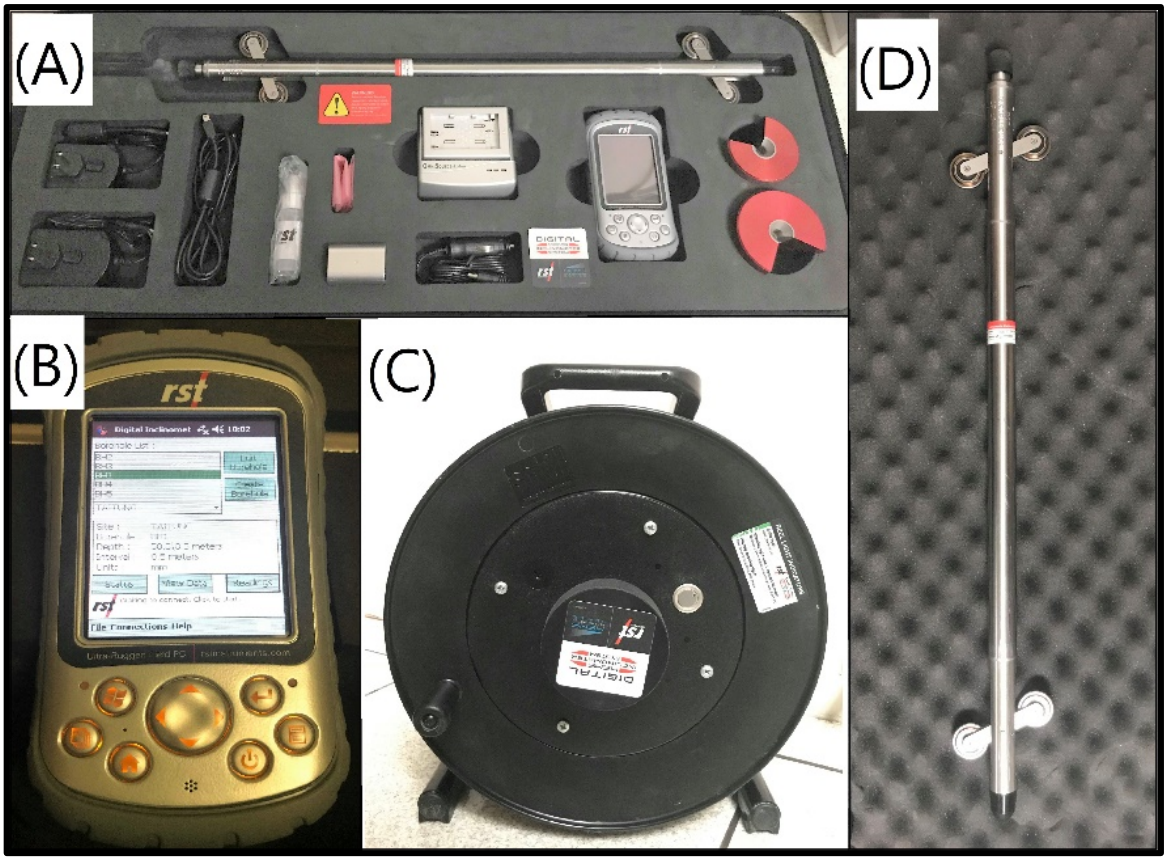


圖 4-1 傾斜觀測管操作及變位計算說明(鍾明劍等，2014)

本研究使用 RST MEMS 數位式傾斜觀測儀量測主要設備有傾斜儀感應器(Probe)、電纜(Cable and Cable Reel)及手持電腦(Read-out Device)等，觀測時將 RST MEMS 數位式傾斜儀以滑輪組件放入套管內，以藍芽無線通訊系統連結電纜及手持電腦，並配合量測儀器之頂點位置量測，即可量測出邊坡變形撓曲程度，土層側向移動量及方向。照片 4-3 為傾斜觀測儀之基本配備。



照片4-3傾斜觀測儀設備(A) RST MEMS數位式傾斜觀測儀(B)手持電腦(C)電纜線(D)傾斜儀感應器

4-1-2 監測成果

本研究試驗邊坡達仁鄉 D003、D004 共 2 處，試驗邊坡之 5 處鑽孔 BH1、BH2、BH3、BH4 及 BH5 深度皆為 50m，均自 2017 年 8 月 17 日開始量測，其後每次測量皆以 2017 年 8 月 17 日之結果作為基準。

將試驗邊坡上孔位之假設滑動方向定義為 A 方向(A+、A-)，而與 A 方向相垂直溝槽所對之方向定義為 B 方向(B+、B-)，BH1 至 BH5 假設滑動方向如圖 4-2 所示。

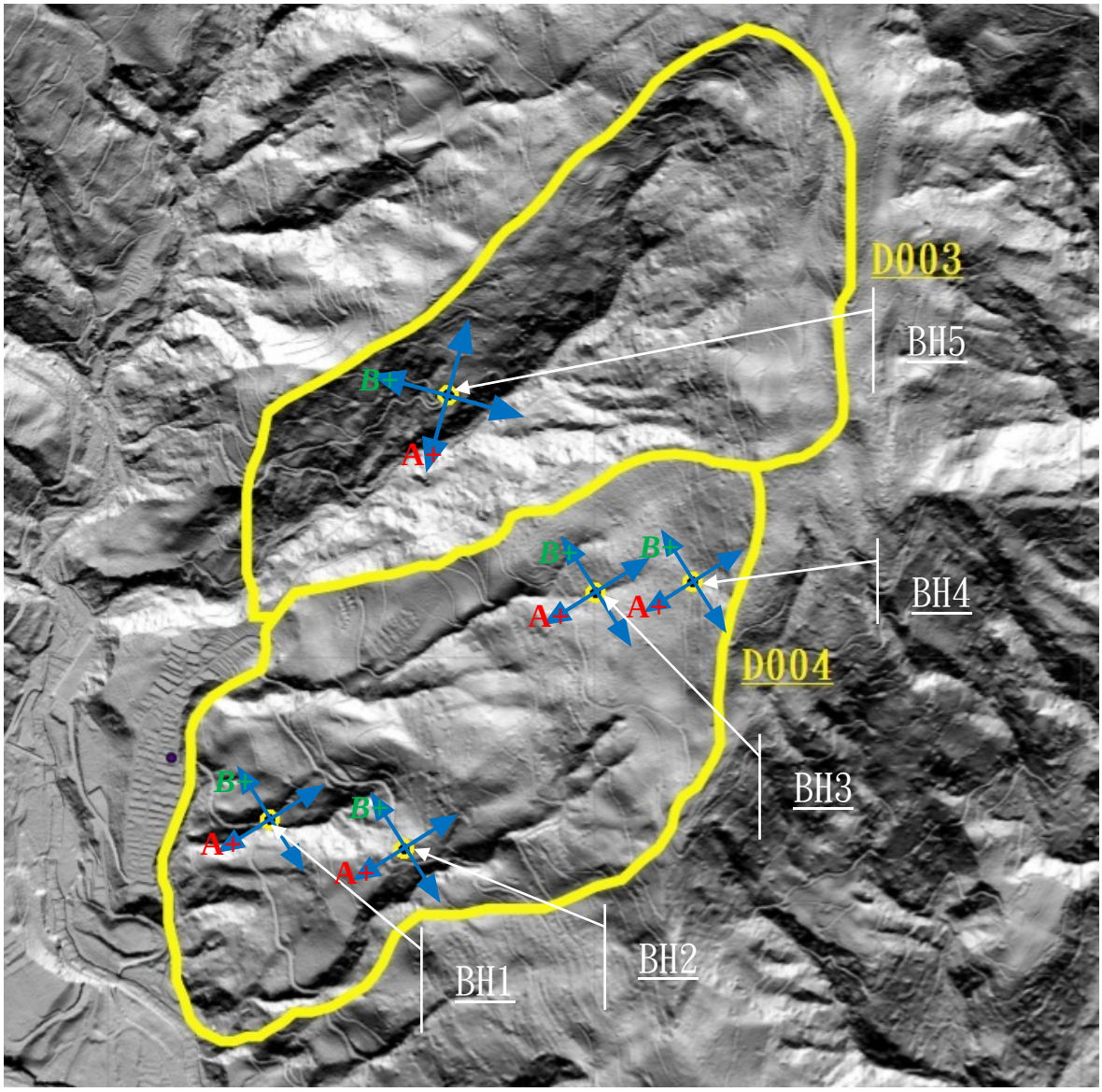


圖 4-2 各孔位假設滑動方向示意圖

各孔位監測結果說明如下：

1. BH1 傾斜管監測：

此處為所有監測孔位海拔最低處，井頂高程為 247 公尺，圖 4-3 為 BH1 孔位之監測結果，可發現 BH1 於 2017 年 10 月 4 日前原先朝預定滑動 A 方向移動，自 2017 年 10 月 19 日觀測突然朝 A-方向移動，且傾斜管自深度約 12m 開始產生負向位移，經監測期間至現地確認係因附近工地施工導致的影響(如照片 4-4)；而傾斜管深度 12m 至 27m 呈現不規則 S 型挫曲現象，表示傾斜管可能受到地盤擠壓，此現象大部分發生在厚層回填土層、薄層破碎岩層、剪裂帶或高度風化岩層內(鍾明劍等，2014)，此情況與 BH1 岩心描述此段板岩-砂質板岩(岩體呈中至高度破碎，具剪裂帶)相符，不過就整體監測結果來看，未有明顯變動。

照片4-4 BH1孔位週邊施工情形與完工後現狀

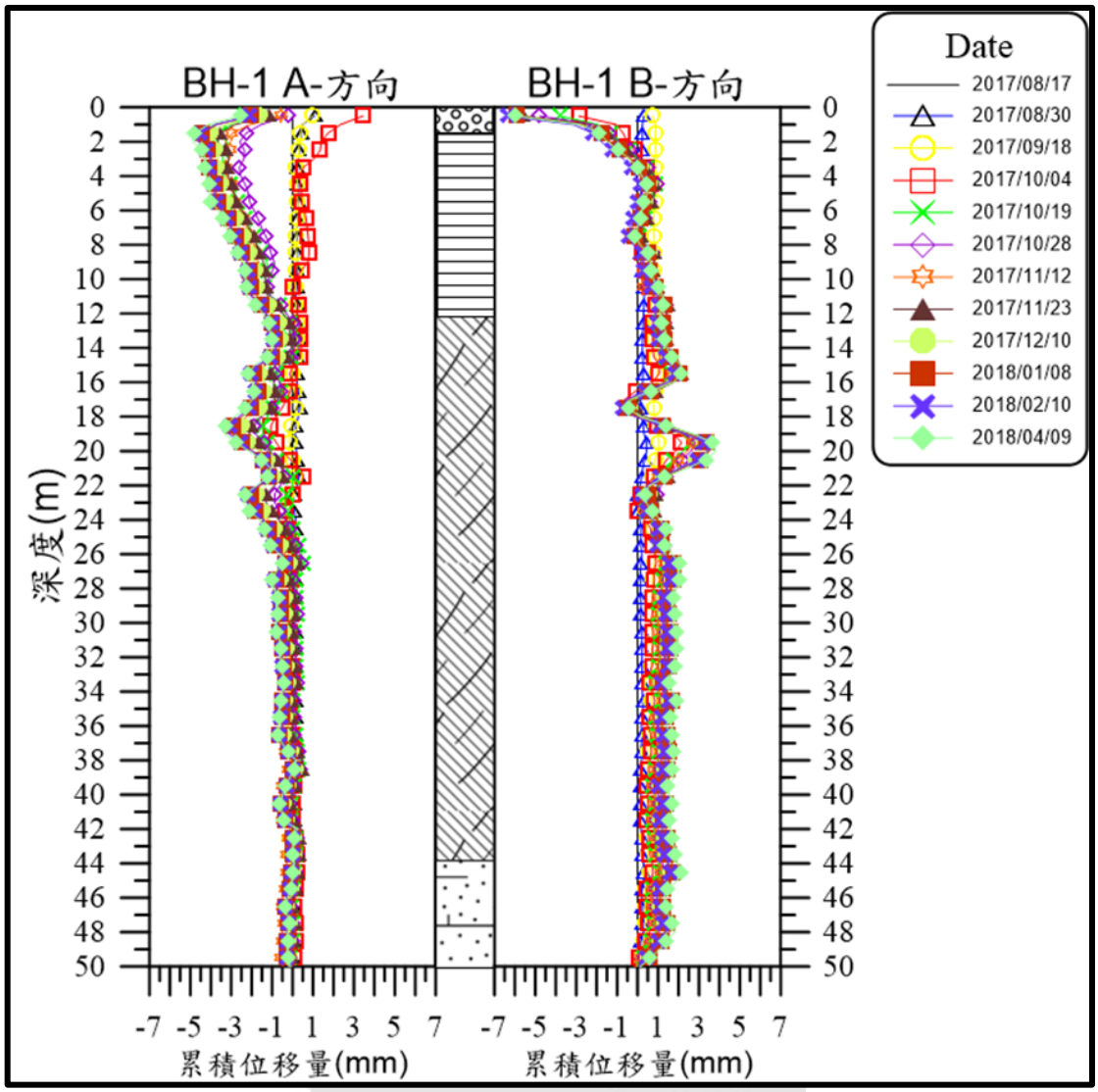


圖 4-3 BH1 孔位傾斜管監測結果

2. BH2 傾斜管監測：

BH2 孔位井頂高程海拔 378.7 公尺，整體監測結果呈不規則的變動，由於位移幅度均小於 1~2mm，應為觀測環境的雜訊或傾斜管埋設時回填不實所導致，而於 2017 年 10 月 19 日的變動，應該是受到監測期間同年 10 月 13 日至 16 日豪雨的影響，因為管壁開孔，水壓臨時蓄積造成管壁變動，而此水壓蓄積所造成之變動僅發生於深度 44m 以上，對照岩心照片此範圍深度 44m 以上岩體呈中至高度破碎(如照片 4-5)，雖位移程度甚小，推測於 44m 處可能有一潛在滑動面，如圖 4-4。

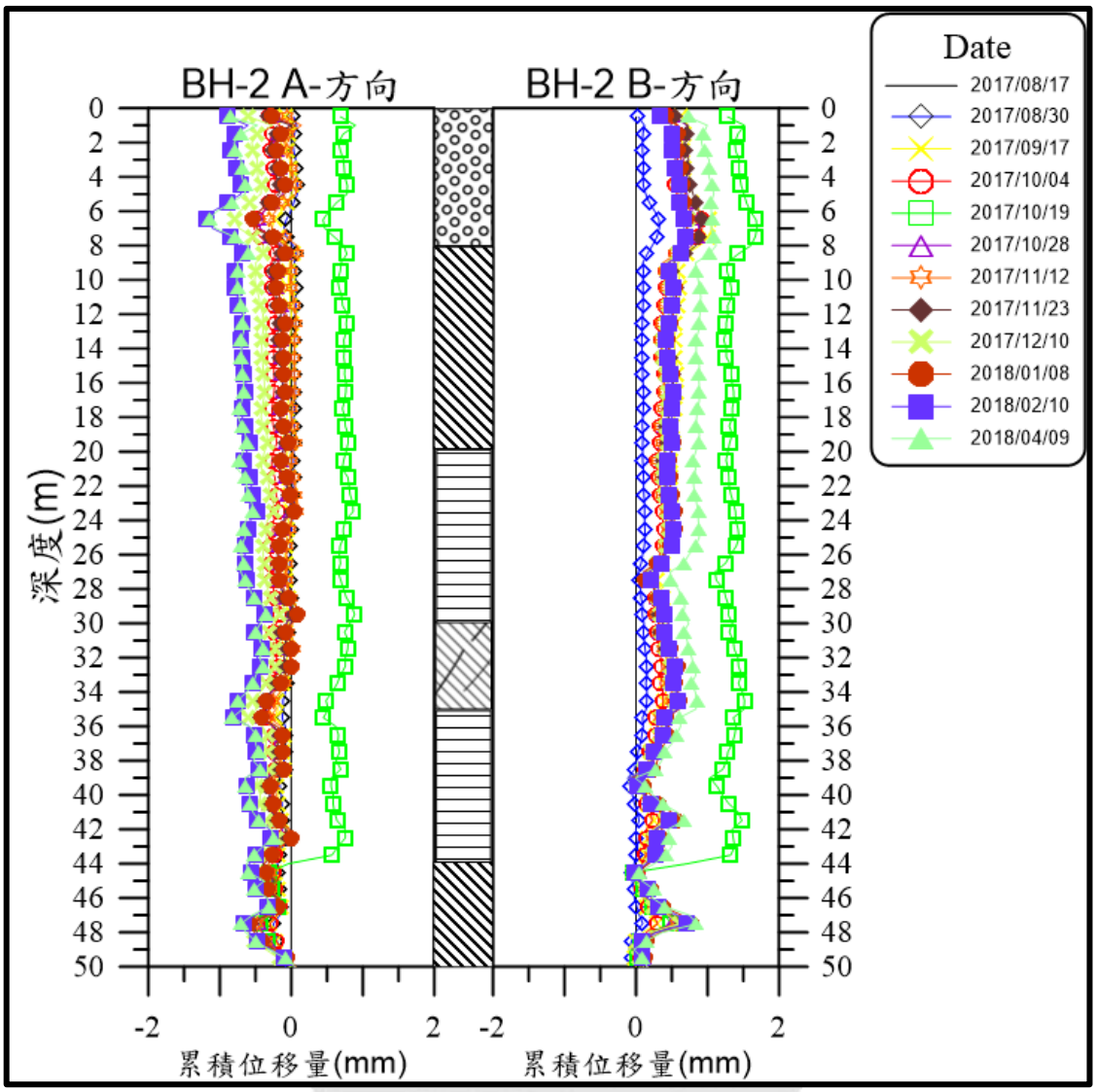


圖 4-4 BH2 孔位傾斜管監測結果

照片4-5 BH2孔位深度43m至46m岩心照片

3. BH3 傾斜管監測：

此傾斜管井頂高程海拔 523.8 公尺，而孔底仍有位移產生，底部可能仍在主要的滑動體塊內，深度 34m 以下則為明顯曲折處且整段幾乎呈現 S 型不規則狀，研判可能係傾斜管受擠壓所致。整體監測結果呈不規則的變動，由於位移幅度均小於 1~3mm，應為觀測環境的雜訊或傾斜管埋設時回填不實所導致，推測是鑽孔深度未達滑動面深度，因此無觀測到明顯滑動面之剪動情形，如圖 4-5。

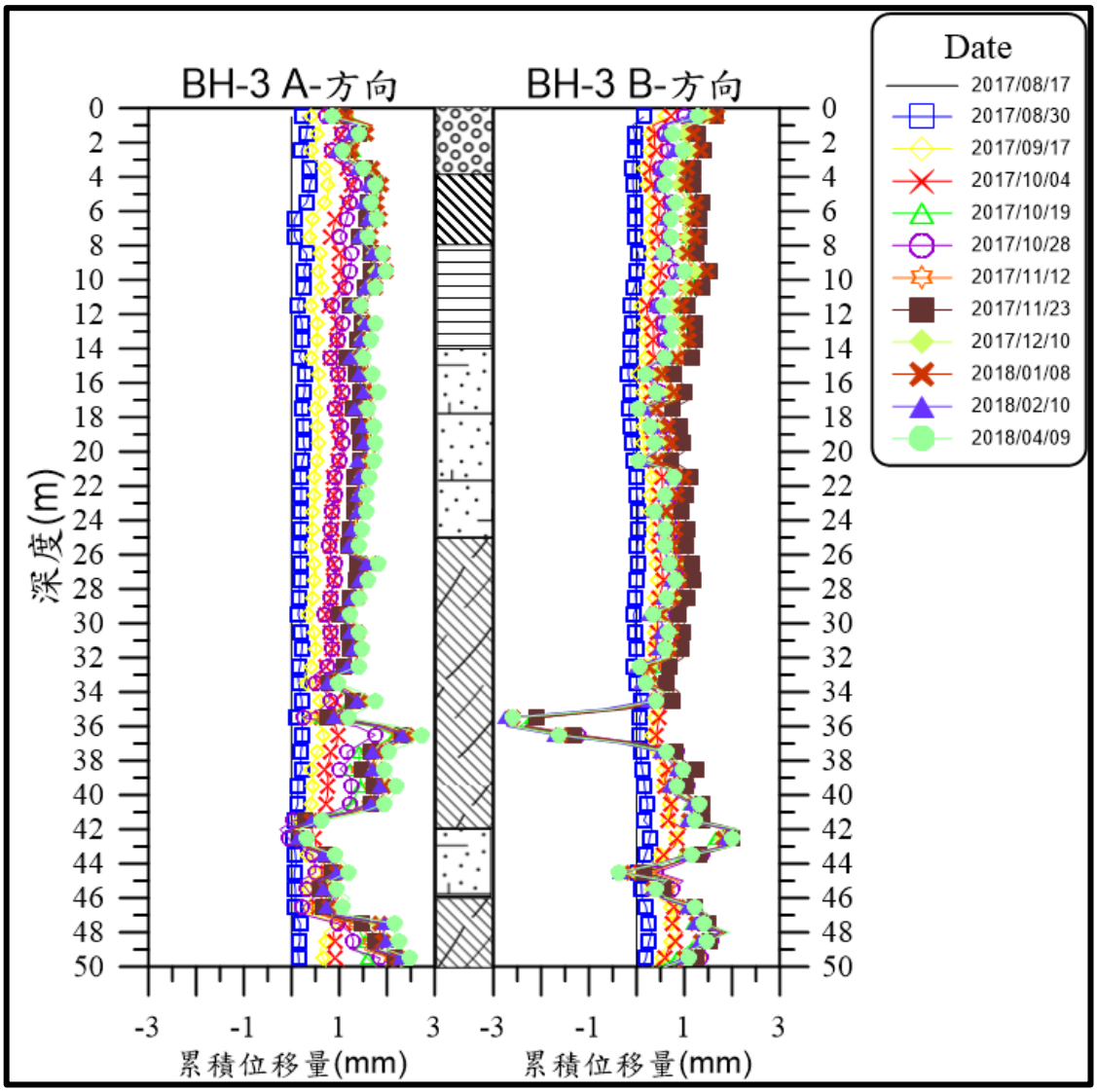


圖 4-5 BH3 孔位傾斜管監測結果

4. BH4 傾斜管監測：

BH4 孔位井頂高程為海拔 601.9 公尺，為達仁鄉 D004 邊坡上近稜線位置，監測結果如圖 4-6 所示，BH4 孔位之滑動方向與原先預測一致，於深度 48m 處有些許剪動現象，對照岩心照片此範圍深度 48m 以上明顯具有裂隙，而深度 48m 以下岩心完整(如照片 4-6)，因此可能有一潛在滑動面存在。但由於位移幅度僅 1~4mm，位移量很少，亦可能傾斜管埋設時回填不實導致回填土因降雨或是邊坡滑動而流失，傾斜管壁未與坡體貼合，形成傾斜管傾倒。

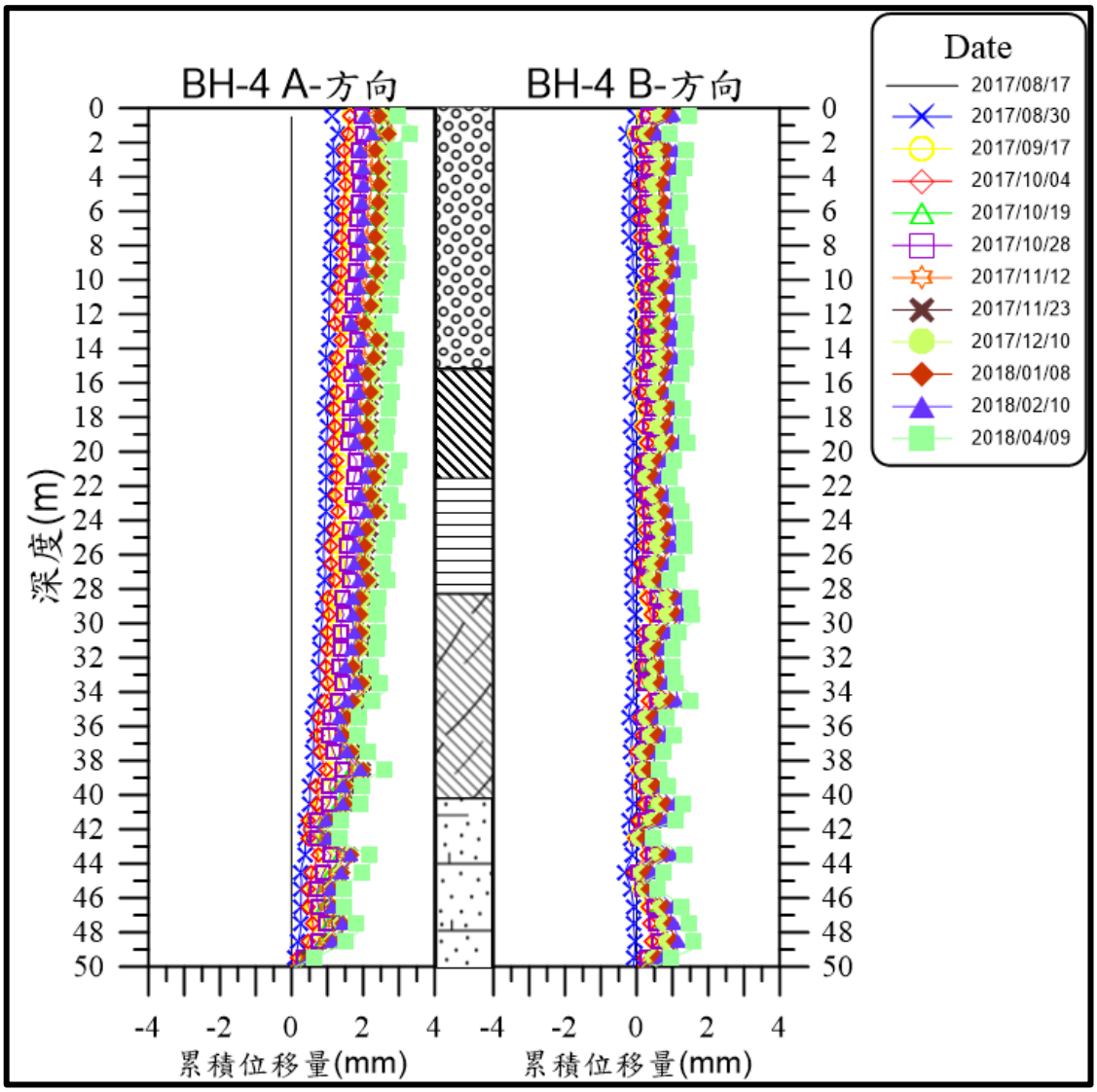


圖 4-6 BH4 孔位傾斜管監測結果

照片4-6 BH4孔位深度47m至50m岩心照片

5. BH5 傾斜管監測：

BH5孔位係唯一位於達仁鄉D003邊坡上之孔位，井頂高程海拔423.9公尺，孔口於 2017 年 9 月 17 日向 A-方向移動，經監測期間至現地確認係因孔位上邊坡崩塌，崩落土石衝擊傾斜管所致(如照片 4-7)。由傾斜管監測資料(圖 4-7)可發現此孔於地表下 25 至 26m 處為一轉折處變位，且滑動方向與預測相同，研判此處為一滑動面，對照岩心此範圍正位於剪裂層及岩盤交界(如照片 4-8)。深度 34m 以下則為明顯曲折處且整段幾乎呈現 S 型不規則狀，研判可能係傾斜管受擠壓所致。

照片4-7 BH5孔位邊坡及傾斜管(A)(B)崩塌前(C)(D)崩塌後

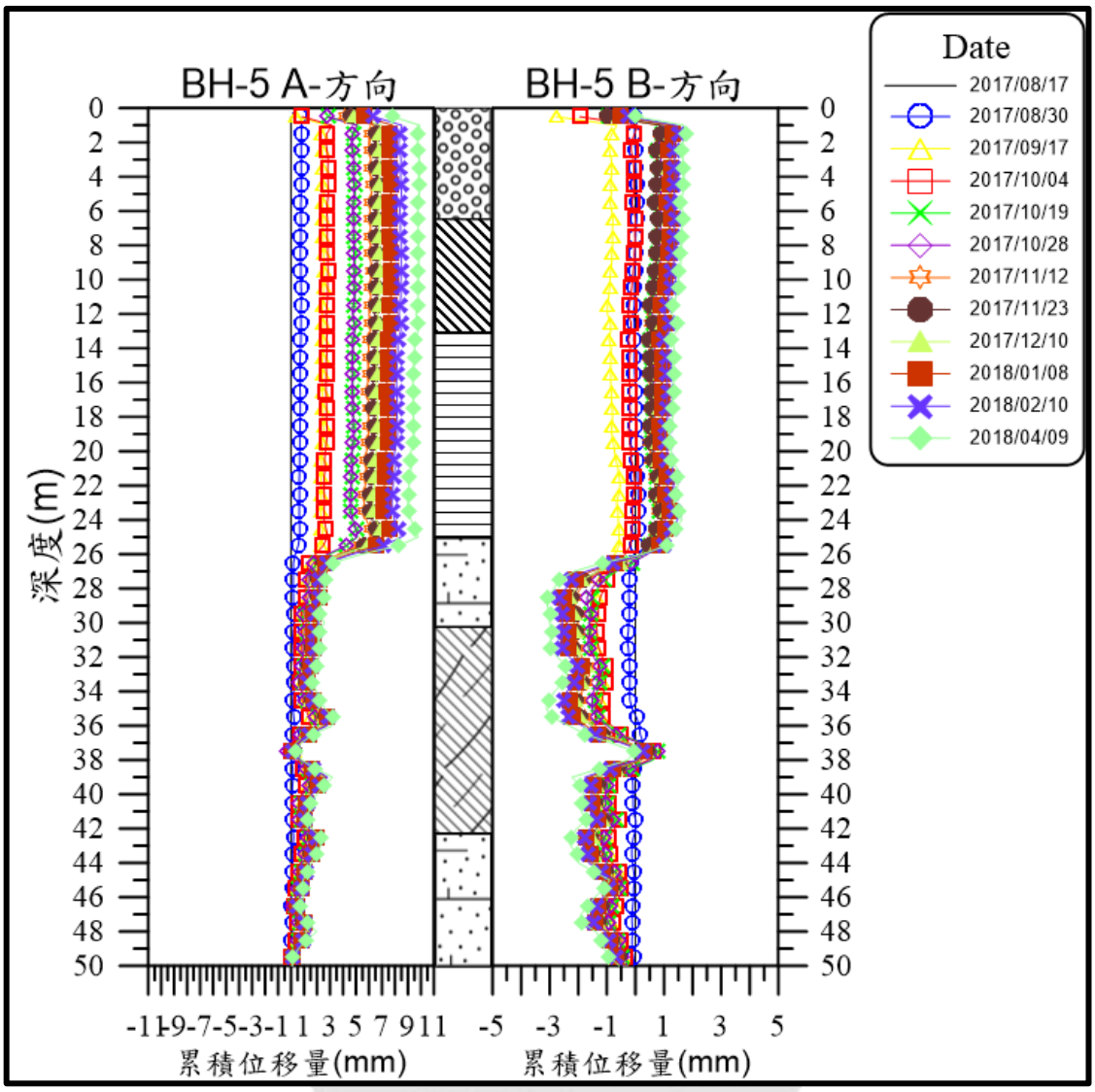


圖 4-7 BH5 孔位傾斜管監測結果

照片4-8 BH5孔位深度24m至27m岩心照片

4-1-3 各孔位監測成果整理

依據傾斜觀測儀長期監測結果，可觀察出試驗邊坡之可能滑動面，並大略推估出試驗場址之滑動深度、範圍等等，日本地滑對策技術協會(1978)對傾斜觀測管以變位量及其趨勢是否顯著作為穩定性分級依據，將危險性分為四級，除潛在變動為邊坡尚未有明顯之位移出現，須持續進行監測外，緊急變動、確定變動及準確定變動，此三類邊坡均屬有位移情形且處於活動中，需儘速作出改善措施以防止災害發生。分級如表 4-1 所示。

表 4-1 變位量與邊坡穩定性判斷建議(日本地滑對策技術協會，1978)

變動種別	日變位量 (mm)	月變位量 (mm)	定方向之累積傾向	活動性判斷	摘要
緊急變動	20 以上	500 以上	非常顯著	急速崩壞	崩壞型 泥流型
確定變動	1 以上	10 以上	顯著	活潑運動中	崩積土滑動 深層滑動
準確定變動	0.1 以上	2.0 以上	略顯著	緩慢運動中	粘土滑動 回填土滑動
潛在變動	0.02 以上	0.5 以上	稍微	有待持續觀測	粘土滑動 崖錐滑動

而本研究監測之結果顯示，除位在達仁鄉 D003 邊坡之 BH-5 有明顯變動，最大位移量約 10mm，而位在達仁鄉 D004 邊坡之其餘 4 孔位變動則尚不明顯。仍需進行更長期的觀測後，才能進一步釐清。各孔位監測成果整理如下表 4-2。

表4-2各孔位監測成果整理

邊坡	孔位	最大變動量深度(m)	最大位移量 (mm) A方向	最大位移量 (mm) B方向	可能滑動面深度 (m)
達仁鄉 D004	BH1	1.5~2.5	-4.87	3.82	—
	BH2	6~7	-1.15	1.08	44
	BH3	36~37	2.71	2.13	—
	BH4	1~2	3.29	1.57	48
達仁鄉 D003	BH5	25~26	9.91	-3.11	25~26

4-2 降雨量與地下水位變化

先前完成之鑽探鑽孔除設置傾斜觀測管外，各孔位均共管做水位觀測井使用，進行地下水位量測。經由水位觀測井監測，可得知地表下地下水位昇降情形。一般水位觀測井係採人工手動量測，而為有效掌握試驗邊坡地下水之連續變化，本研究於各孔位中以自計式水壓計紀錄地下水位隨時間之變化，並可觀察降雨地下水位上升之程度，進而探討降雨對試驗場址之地下水位變化的影響。

4-2-1 儀器架設

為提高降雨量監測結果代表性，於達仁鄉 D004 邊坡研究場址範圍內安裝 1 處自計式雨量計，降雨量觀測採自動連續記讀方式，藉以完整蒐集當地降雨資料，並選擇於 BH4 孔位鄰近無樹木或電桿等遮蔽物之空曠處，採距地表至少 1.5m 之架高安裝，如照片 4-9。中央氣象局大溪山雨量站距試驗邊坡約 2100 公尺，另選用該雨量站雨量資料，輔以配合現地雨量監測資料比對，圖 4-8 為自設雨量計及大溪山雨量站與此試驗邊坡各孔位之相對位置。

照片4-9現地自設雨量計

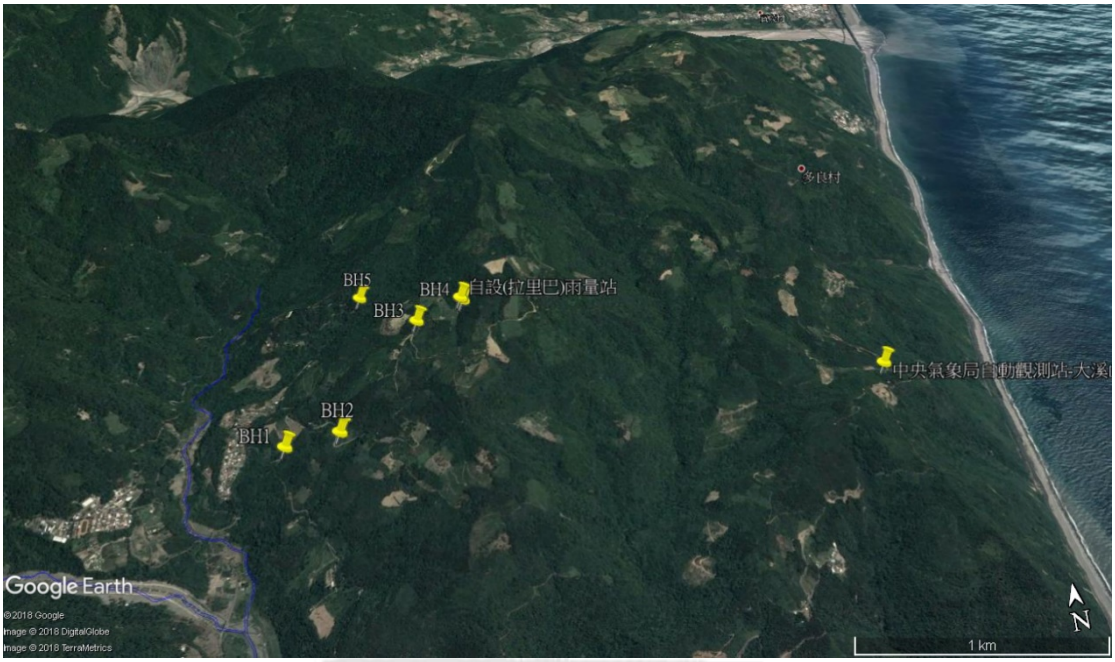
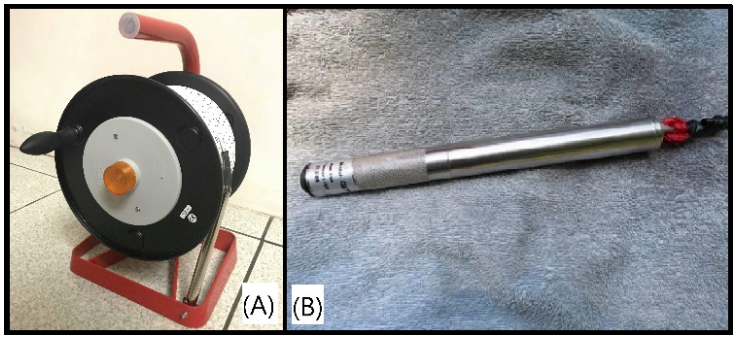


圖 4-8 大溪山雨量站與試驗邊坡位置圖(改自 Google Earth，2017)

由於地下水位的分布與變化，對於邊坡穩定性影響甚大，特別是有互層情況下，過量的靜態孔隙水壓可能造成崩塌或滑動，因此邊坡滑動體內的孔隙水壓成為評估穩定性的重要參數。

地下水位量測方式則是同樣採用鑽探鑽孔裝設水位觀測井，透過自計式地下水水壓計量測地層中之水壓力，並藉由水壓力的變化，就可掌握地下水位變動情形，而地下水位資料監測除利用自計式水壓計外，另於每次蒐集數據時利用手持式水位計(如照片 4-10(A))進行人工計讀，亦同時進行重複檢查或校正自計式水壓計之參數。而本研究於 2017 年 8 月 17 日完成架設 5 孔水位監測井(如照片 4-10(B))，採自記式連續記錄，觀測頻率為 10 分鐘 1 次，且定時回收資料。



照片4-10 (A)手持式水位計(B)自計式水壓計

4-2-2 常態地下水位

依經濟部地下水管制區劃定作業規範(2017)將地下水位定義為指地下水觀測井井管內水位面之高程，本研究所監測 D003、D004 大規模崩塌潛勢區共有 5 孔水位監測井，因各水位井地下水位均不相同，且地下水位又深受雨量影響而變化，而地下水位的分布與變化，對於邊坡穩定性影響甚大，層層的關係之間，掌握地下水位平時狀態及變化，即是瞭解邊坡穩定性的重要課題。

對照雨量資料來源中央氣象局大溪山雨量站及於 BH4 孔位旁之自設(拉里巴)雨量站，因拉里巴雨量站自 2017 年 9 月 1 日架設完成後開始監測至 2018 年 2 月 10 日，比較相同期間大溪山雨量資料(中央氣象局雨量站)可知監測期間集水區內拉里巴雨量站的雨量高於集水區外的大溪山雨量站(如圖 4-9)，另參考第 3-2-2 節集水區內土坂雨量站、大溪山雨量站月平均降雨量比較圖(如圖 3-9)，同樣係集水區內的土坂站雨量高於大溪山站，與本研究自設雨量站監測情形相似，且土坂雨量站及大溪山雨量站同樣是乾枯季分明，雨季落在 5 至 11 月，旱季則為 12 月至隔年 4 月。

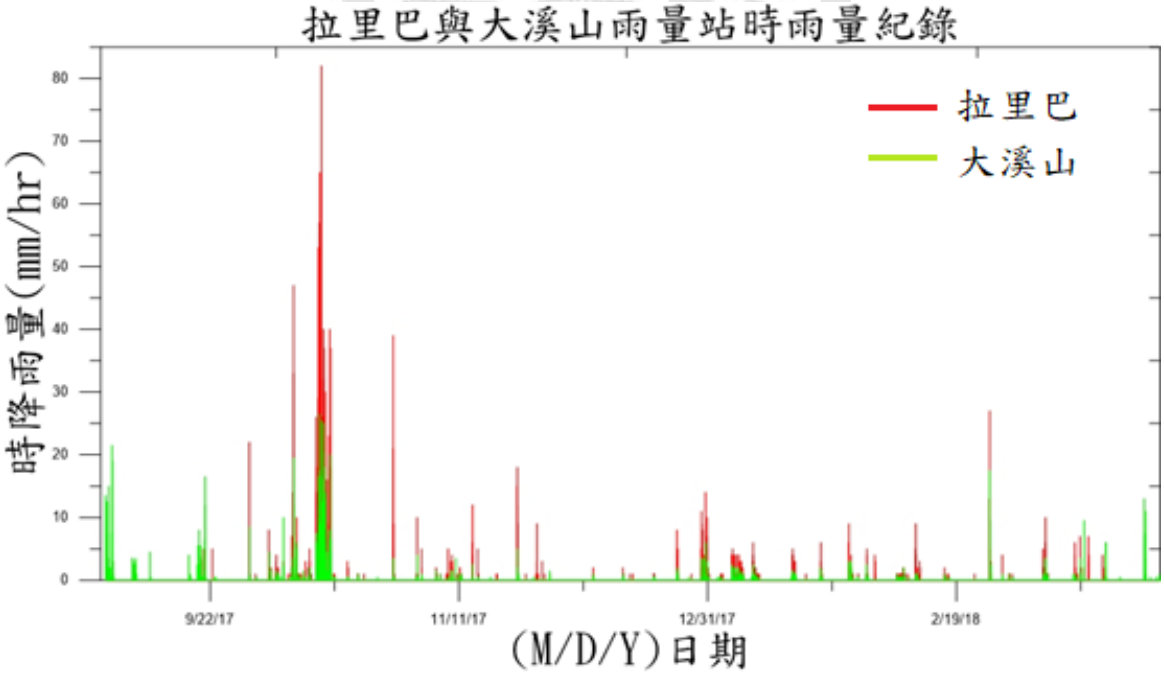


圖 4-9 拉里巴與大溪山雨量站時雨量紀錄

參照上述雨量站資料之分析結果，能推斷本研究各水位井地下水位的變化於降雨較少的旱季受影響程度較小，因此定義本研究各水位井的常態地下水位為監測期間旱季水位深度，並藉此得到的各水位井常態地下水位高程用於後續數值模擬分析。

4-2-3 監測成果

圖 4-10 至圖 4-14 為 BH1 至 BH5 孔位之地下水位變化與雨量關係，地下水位監測期間自 2017 年 8 月 17 日開始至 2018 年 2 月 10 日，雨量資料之來源為中央氣象局大溪山雨量站及於 BH4 孔位旁之自設(拉里巴)雨量站。拉里巴雨量站自 2017 年 9 月 1 日架設完成並開始監測，因此自拉里巴雨量站架設完成後，雨量資料連同大溪山雨量站資料併列參考，而拉里巴雨量站架設前自 2017 年 8 月 17 日至 8 月 31 日止，僅採用大溪山雨量站資料，各監測孔位井頂高程與儀器架設深度整理如表 4-3。監測期間主要降雨事件共有 3 場，整理如表 4-4 所示。

表4-3各孔位井頂高程與架設深度彙整表

孔位	井頂高程 (海拔，m)	鑽孔深度 (m)	水壓計架設深度 (m)	備註
BH1	247	50	40.71	與傾斜管共管
BH2	378.7	50	49.72	
BH3	523.8	50	50	
BH4	601.9	50	47.52	
BH5	423.9	50	48	

表4-4監測期間主要降雨事件彙整表

時間	最大累積雨量 (mm)	最大降雨強度 (mm)	備註
2017/8/21~2017/8/24	166.5	49	天鴿颱風
2017/8/31~2017/9/2	188	21.5	豪雨
2017/10/13~2017/10/16	467	26.5	豪雨

BH1 孔位井頂高程海拔 247 公尺，水壓計設置深度約於海拔 201 公尺，自架設後已處於雨季尾聲，鮮少降雨事件，因此地下水位持續下降約在海拔 243 公尺左右，設為該孔位之常態水位所在深度，且十分接近地表。而從監測資料中可發現除 2017 年 10 月 13 日豪雨導致地下水位有明顯上升外，後續監測期間雖有降雨，但水位依舊持續下降或呈現持平，顯示該區域之地下水位變動存在著一降雨門檻值，即當降雨量超越此值時，地下水位開始變動，反之，當降雨量低於此門檻時，因降雨量不足以入滲補充地下水層，地下水位則呈現持平亦或開始下降。

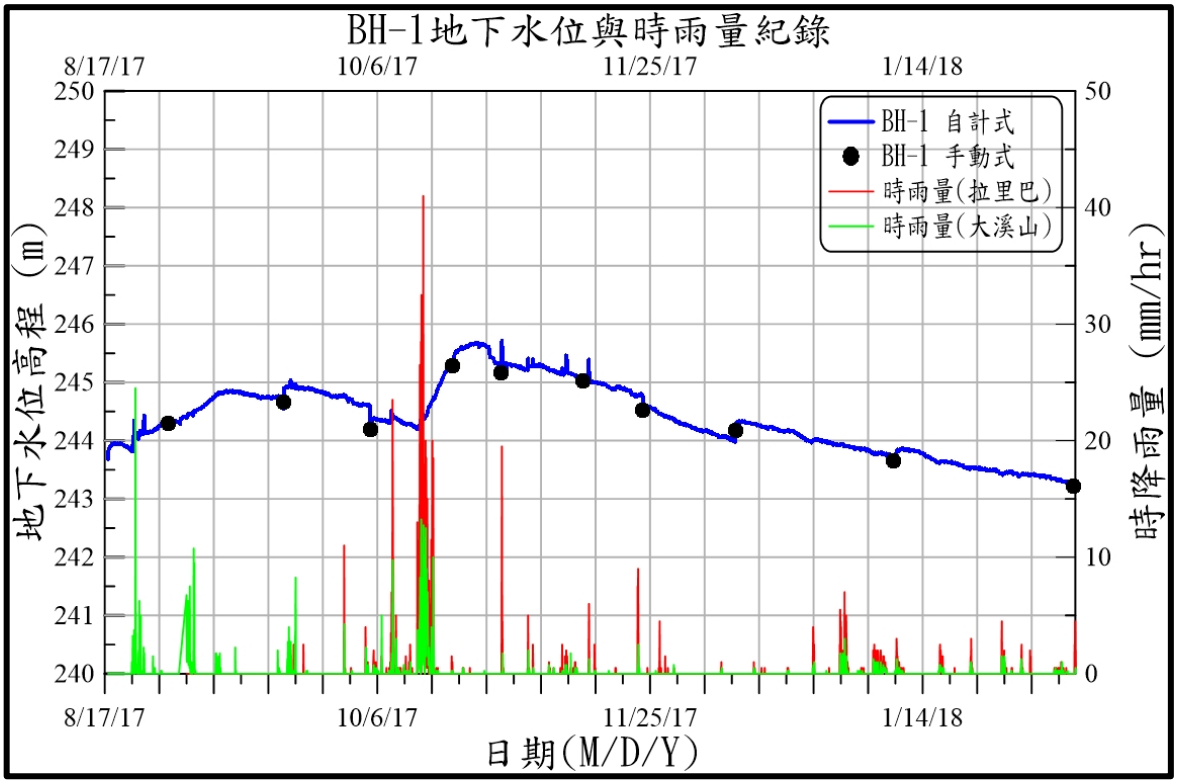


圖 4-10 BH1 孔位地下水位變化與雨量關係圖

BH2 孔位井頂高程海拔 378.7 公尺，水壓計設置深度約於海拔 329 公尺，地下水位維持約在海拔 333 公尺左右，因此設定為 BH2 之常態水位，而監測資料中除 2017 年 10 月 13 日豪雨導致地下水位有明顯上升外，前後監測期間降雨未造成地下水位劇烈變動，研判可能是該孔位地下水已入板岩層，需要儲蓄足夠的雨量才能使地下水位上升。

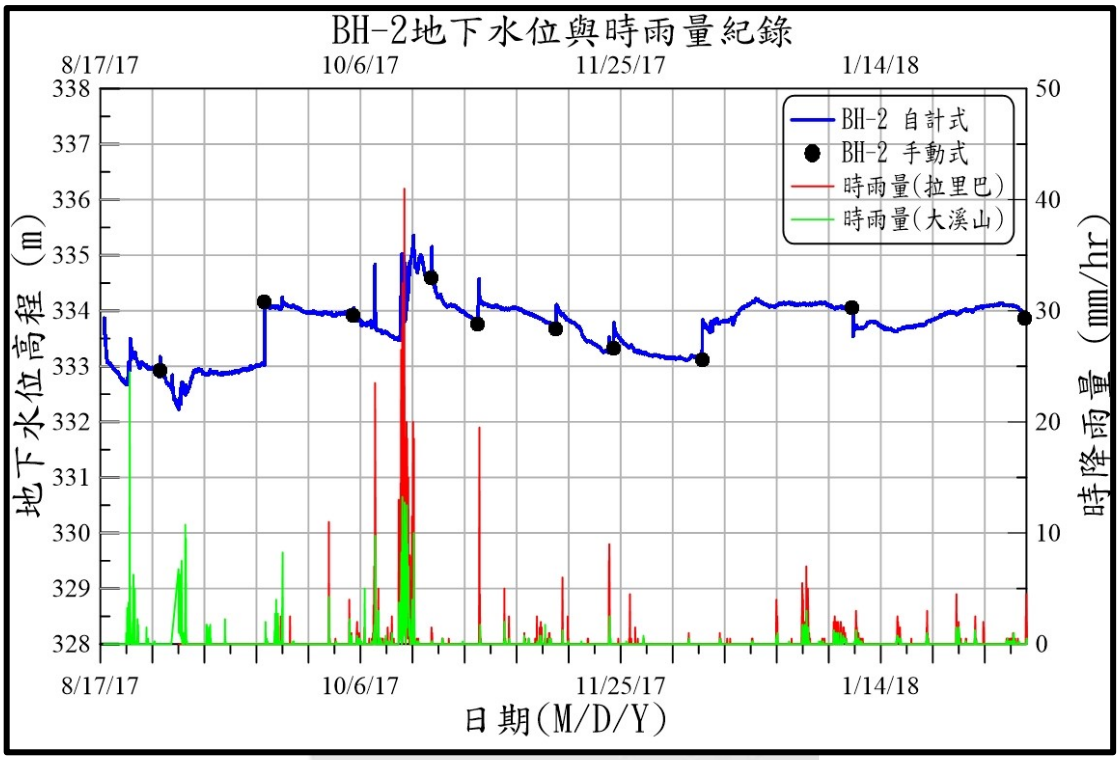


圖 4-11 BH2 孔位地下水位變化與雨量關係圖

BH3 孔位井頂高程海拔 523.8 公尺，水壓計設置深度約於海拔 474 公尺，地下水位多維持約在海拔 474.3 公尺左右，故設定為常態水位，而監測資料中除 2017 年 10 月 13 日豪雨導致地下水位有明顯上升外，前後監測期間降雨未造成地下水位劇烈變動，研判可能是該孔位常態地下水位面已入板岩層，需要儲蓄足夠的雨量才能使地下水位上升。另此孔位因水壓計電路問題，導致於 2017 年 11 月 23 日至 12 月 10 日及 2018 年 1 月 8 日至 2 月 10 日間未監測到任何數據。

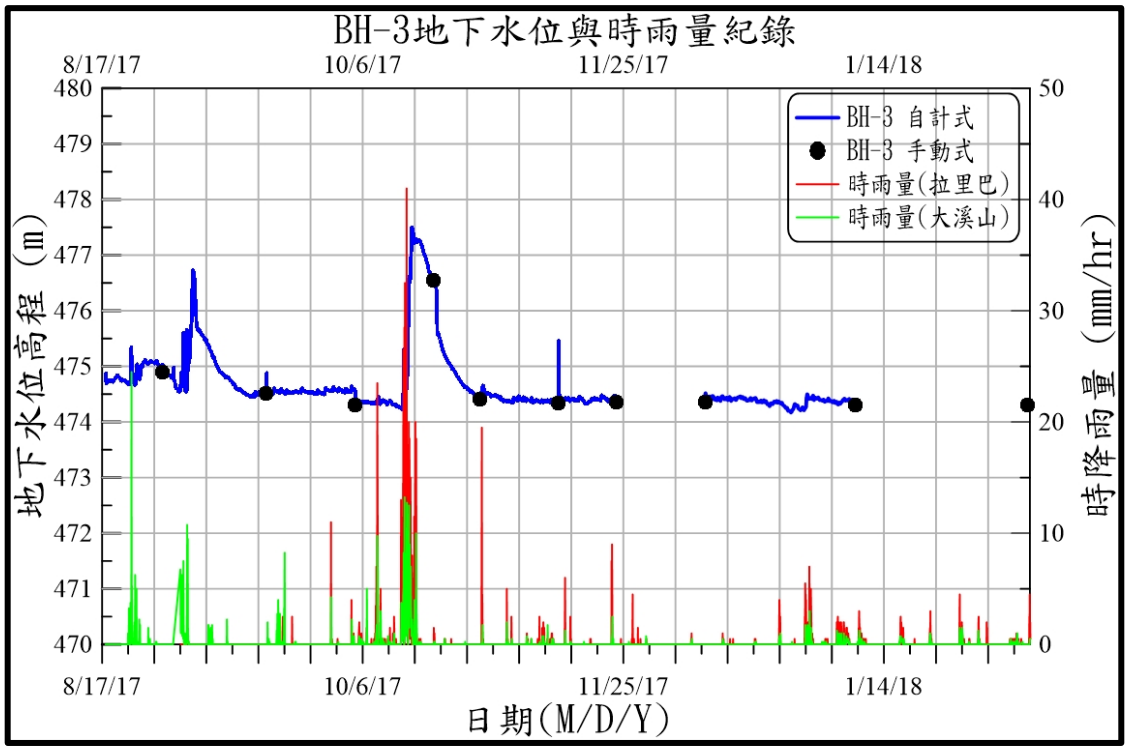


圖 4-12 BH3 孔位地下水位變化與雨量關係圖

BH4 孔位井頂高程海拔 601.9 公尺，水壓計設置深度約於海拔 554 公尺，水壓計裝設初期屬於雨季雨量較為充足，地下水位於監測期間屬相對高點，而自 2017 年 9 月起降雨驟減，地下水位明顯下降，直至 2017 年 10 月 13 日豪雨帶來大量雨水地下水位達到最高值約在海拔 584.5 公尺，隨後因季節變換進入旱季，地下水位持續下降至海拔 567.5 公尺，代表該處地下水位若要維持在某一高度時，需累積達一定量之降雨，其中之原因可能係 BH4 孔位此處排水狀況優良，或是原地下水常態水位高程就非如監測初期成果所示，而是監測前降雨導致監測初期地下水位於高點，因此將此孔位常態水位設為 567.5 公尺。

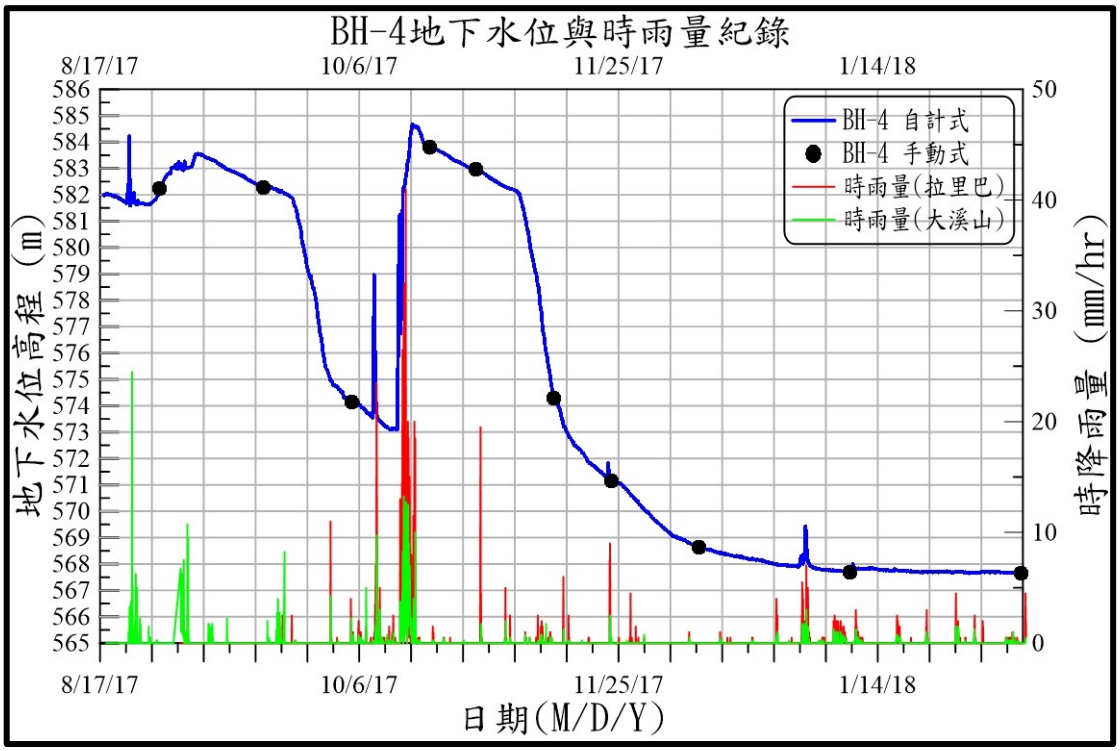


圖 4-13 BH4 孔位地下水位變化與雨量關係圖

BH5 孔位井頂高程海拔 423.9 公尺，水壓計設置深度約於海拔 376 公尺，自架設後已處於雨季尾聲,鮮少降雨事件,因此地下水位持續下降約在海拔 391 公尺左右，設為該孔位之常態水位所在深度。而從監測資料中可發現除 2017 年 10 月 13 日豪雨導致地下水位有明顯上升外，後續監測期間雖有降雨，但水位依舊持續下降，顯示該孔位之地下水位變動存在著一降雨門檻值，即當降雨量超越此值時，地下水位開始變動，反之，當降雨量低於此門檻時，因降雨量不足以入滲補充地下水層，地下水位則呈現持平亦或開始下降。

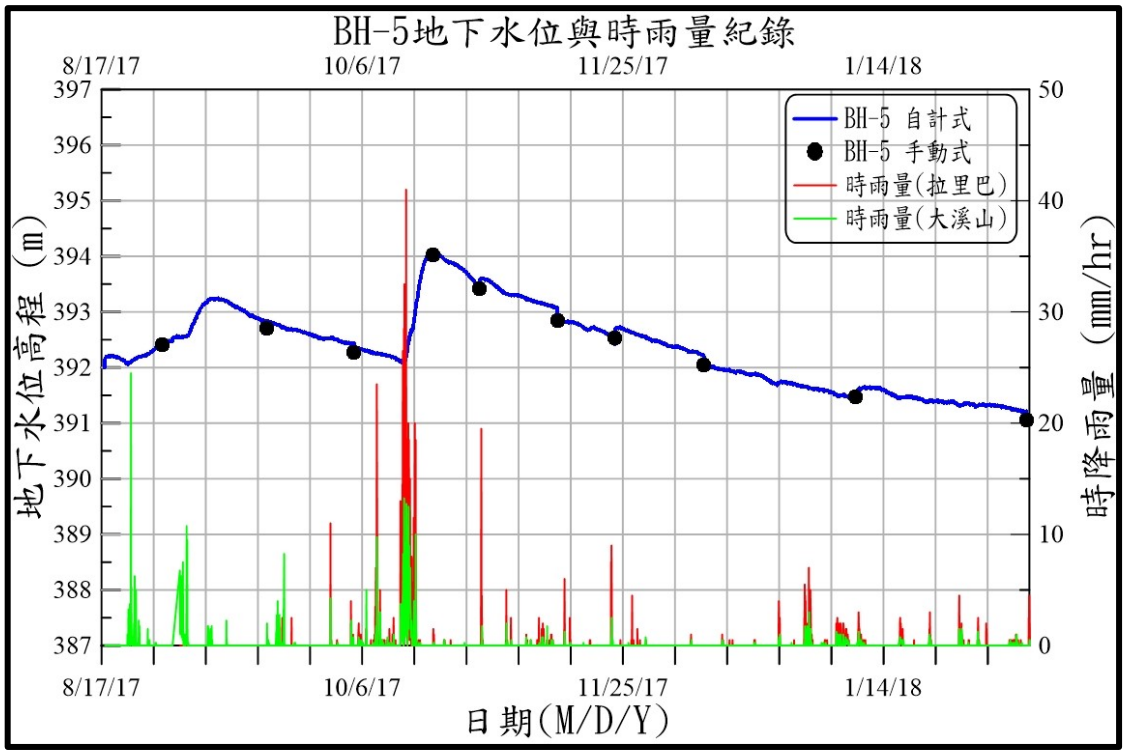


圖 4-14 BH5 孔位地下水位變化與雨量關係圖

第五章 數值模擬分析

在實際的大地工程問題中，由於土壤材料的非線性和邊界條件的複雜性，幾乎不可能求得理論解析解。目前多使用數值分析的方法來得到其近似解，致使數值解法成為當今土壤力學理論的重要組成部分，它是理論和工程應用之間的橋樑。近年來由於電腦性能和計算方法的快速發展，可以容易的利用有限元素程式進行計算，使得數值分析方法成為解決工程問題的最佳途徑。因此，數值解法已成為現代大地(土木)工程技術人員必備的基本技能之一。為了研究降雨、地下水位、邊坡穩定性三者間關係，本章節將利用監測資料及數值分析軟體 Geo-studio 分別以 D003 及 D004 試驗邊坡等 2 處場址進行穩定性分析，並選取監測期間內最大降雨事件，將分析結果與現地監測資料進行比對。

5-1 參數設定

D003、D004 試驗邊坡因皆屬於中央山脈板岩系之潮州層，為彌補現地與室內試驗取樣之不足及 D003 試驗邊坡鑽孔數量較少之故，統整 2 個試驗邊坡試驗結果，並於分別進行數值模擬時採用相同參數。

5-1-1 材料參數設定

本研究所材料參數設定除利用第 4-5 節進行 D003、D004 試驗邊坡基本物理性質試驗與力學試驗所取得土壤參數，並參考鍾友維(2018)及成大水利海洋研究發展文教基金會(2017)之數值模擬參數設定，來率定數值模型中所需要的地層材料參數，其中剪裂層及板岩層利用岩石直接剪力試驗及弱面剪力試驗，再根據不同深度所對應岩性選定；而崩積層則是以中央地質調查所的工程地質探勘資料庫內位於本研究區域西北方約 11.2 公里處之國道南橫公路路線研選工程規劃階段地質調查井 B-16 之鑽孔資料，作為本研究崩積層之地層材料參數值。而 D003、D004 試驗邊坡均採用相同材料參數，如表 5-1、表 5-2 所示。

表5-1 D003、D004試驗邊坡之地層材料參數(鍾友維，2018)

參數 土層材料	單位重 (kN/m3)	凝聚力 c (kPa)	摩擦角 ϕ(°)
崩積層	24	28	21
剪裂層	27	107	13
板岩層	28	160	38

表5-2 D003、D004試驗邊坡之水力參數(成大水利海洋研究發展文教基金會，2017)

參數 土層材料	飽和體積含水量 (m3/m3)	殘留含水量 (m3/m3)	飽和水力傳導係數 k(m/sec)
崩積層	0.275	0.03	$4.33x10^{-3}$
剪裂層	0.275	0.03	$4.33x10^{-4}$
板岩層	0.25	0.03	$2.29x10^{-6}$

5-1-2 雨場設定

雨場之切割方式是以一連續降雨過程其前後連續 12 小時均無降雨之定義進行切割，以 2017 年 10 月 13 至 16 日豪雨之真實降雨為例，如下圖 5-1 所示。而為了探討降雨前後之地下水位變化將降雨延時延長至 138 小時，分別將雨場提前至 2017 年 10 月 12 日雨場開始前一天及延長至 2017 年 10 月 18 日。

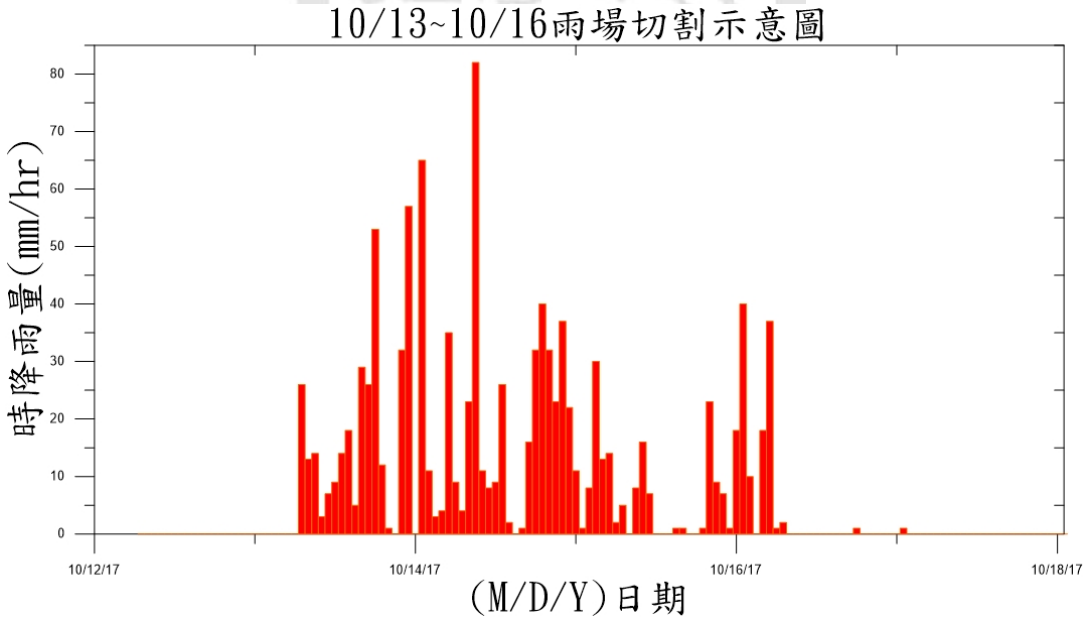


圖 5-1 D003、D004 豪雨雨場切割示意圖

5-2 D003 試驗邊坡

5-2-1 數值模型建立與邊界條件設定

D003 試驗邊坡之數值模型則是採用二萬五千分之一經建版地形圖(第三版)之等高線地形圖(圖 5-2)，依第 4-1-2 小節 BH5 傾斜管監測之假設滑動正負方向繪出 A-A’ 測線延伸至山稜與坡趾溪谷處建置而成，沿線經本研究所打設之 BH5 鑽孔，另因上邊坡缺乏鑽探資料，假設於上邊坡各地層材料深度依 BH5 鑽探結果平行於地表。

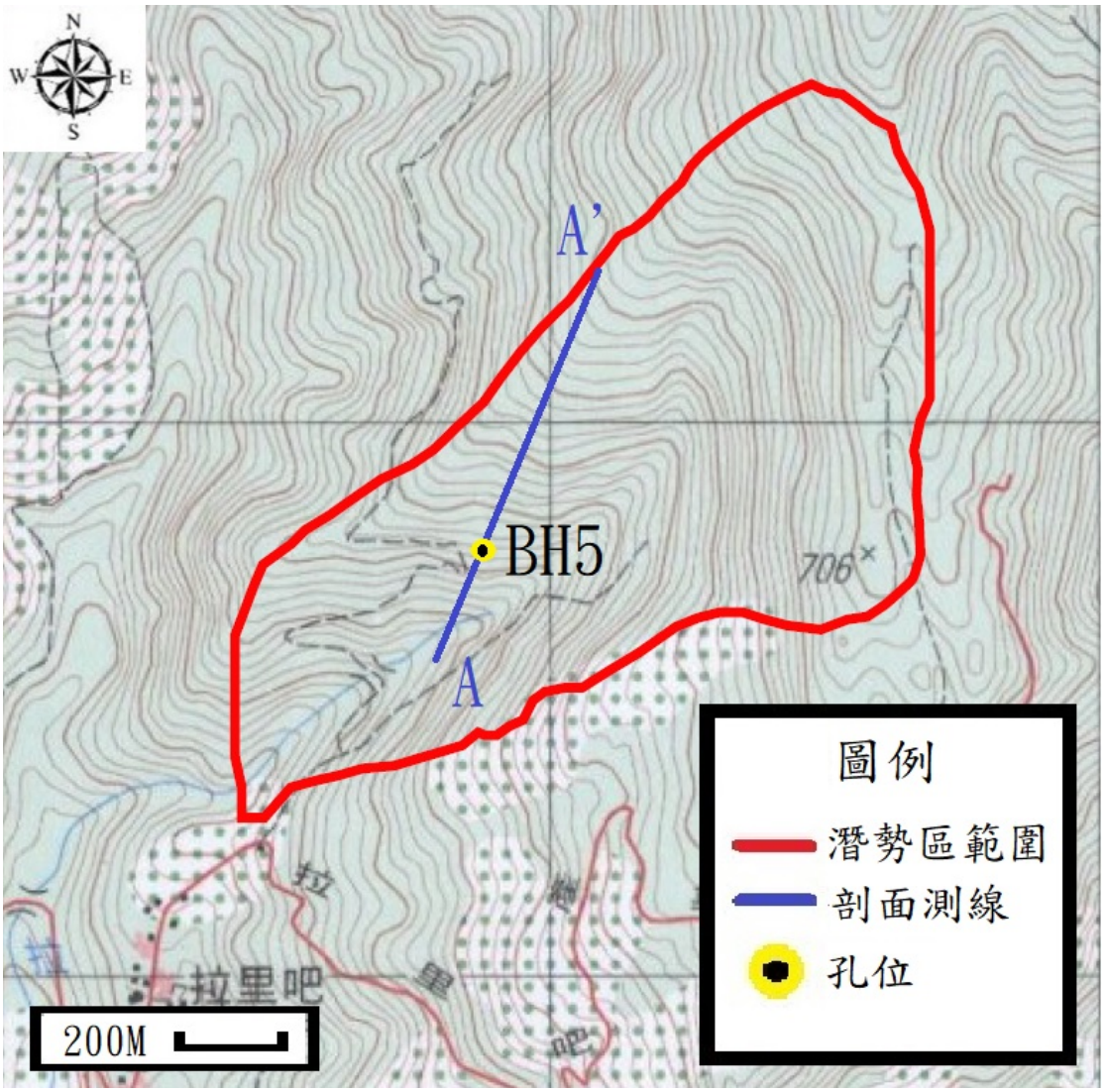


圖 5-2 D003 研究邊坡等高線地形圖(改自二萬五千分之一經建版地形圖)

D003 試驗邊坡數值模型全長約 790M、高程由 280M 至 603M 且依據第 3-5 節鑽孔之鑽探資料以及物理性質試驗結果將此試驗邊坡由淺至深依序分別為崩積層、剪裂層、板頁岩互層三層，如圖 5-3 所示。

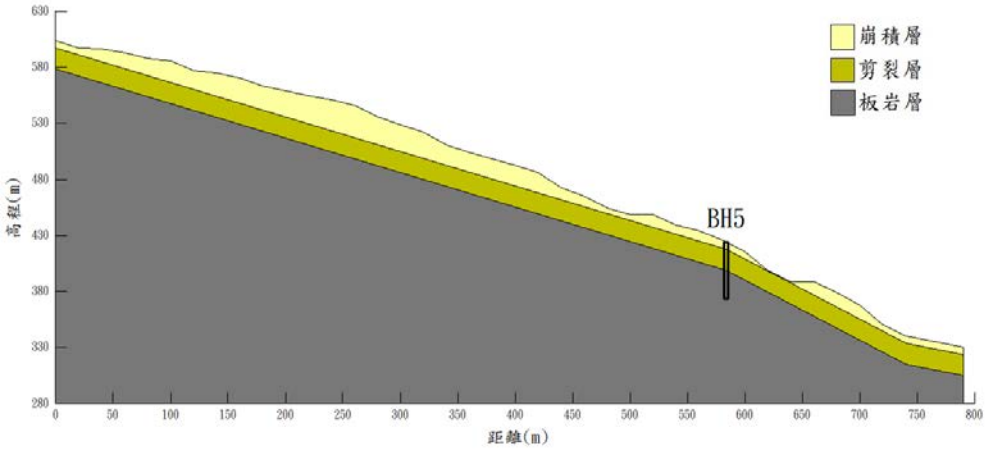


圖 5-3 D003 試驗邊坡數位模型

數值模型有限元素總數為 440 個，節點總數為 482 點，依本研究之地下水位監測資料設定初始水位面，詳細之邊界條件如圖 5-4，AB 為降雨入滲邊界；BC 因坡趾處緊鄰無名溪，故依其高程設定為定水頭邊界，為低水位所在；底部 CD 則為無滲流邊界(Close Boundary)設為總滲流量(Q)為零之不透水邊界，即 Q=0；AD 則參考 BH-4’ 之地下水位監測資料亦設為定水頭邊界，是為高水位所在。

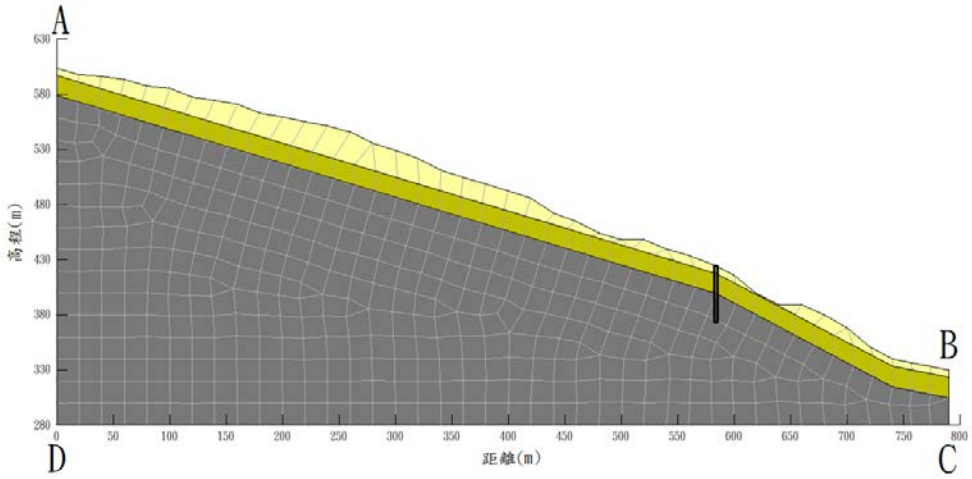


圖 5-4 D003 試驗邊坡數值邊界條件

5-2-2 模擬假設與滑動面選定

D003 試驗邊坡滑動面選定則是依據現地傾斜觀測管監測資料，標出變位有明顯轉折之區段，此試驗邊坡於 BH5 鑽孔地表下約 25~26m 處有一明顯變位轉折處，故滑動面設定固定通過此點，並沿著垂直高度落差較大之滑落崖產生滑動，此外透過現地光達(LiDAR)影像，在 D003 試驗邊坡數值模擬 A-A’ 剖面測線上，依據第 2-1-2 節大規模崩塌地形特徵，可以發現滑動面上邊坡邊界位置，有一類似碗狀的下凹地形特徵，且於上方有裂縫，而邊坡趾部邊界處則為明顯的隆起區(橙線處，如圖 5-5)，而 BH5 鑽孔於監測期間上邊坡亦有發生崩塌情形(如照片 4-7)，因此將選定滑動面之冠部崩塌滑動區間設定於 BH5 沿測線至光達影像之裂縫位置，另趾部崩塌滑動區間則設定於光達影像的隆起區位置；數值模型假設之滑動面如圖 5-6 所示。

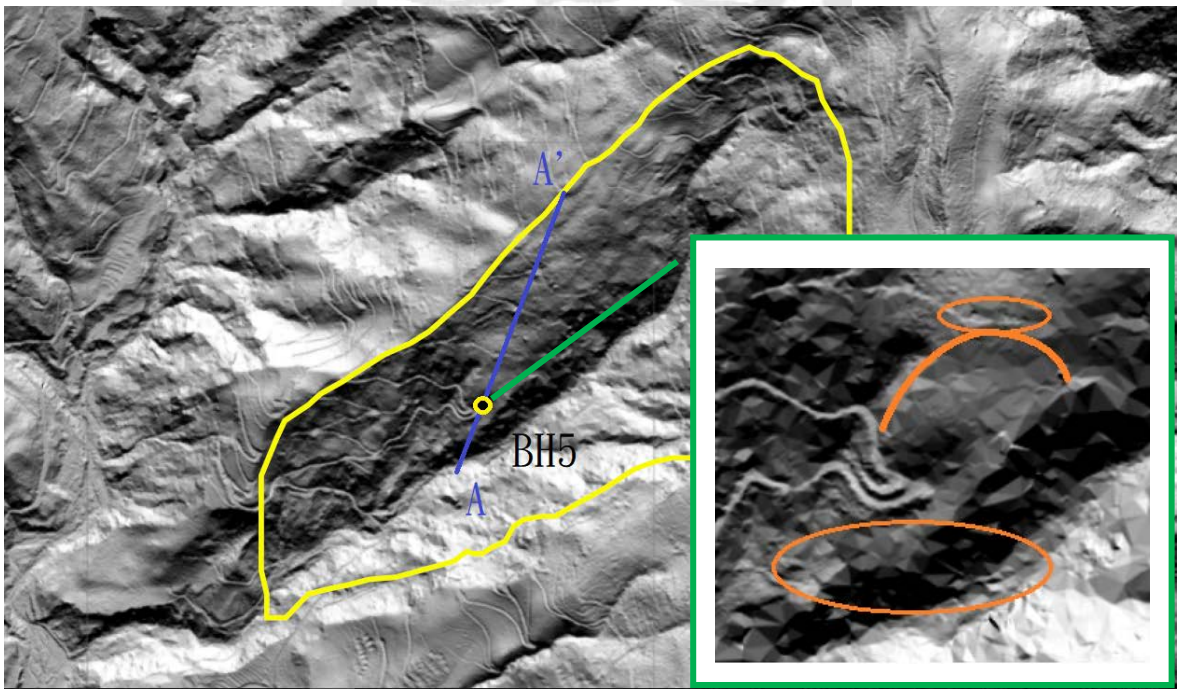


圖 5-5 D003 試驗邊坡光達影像

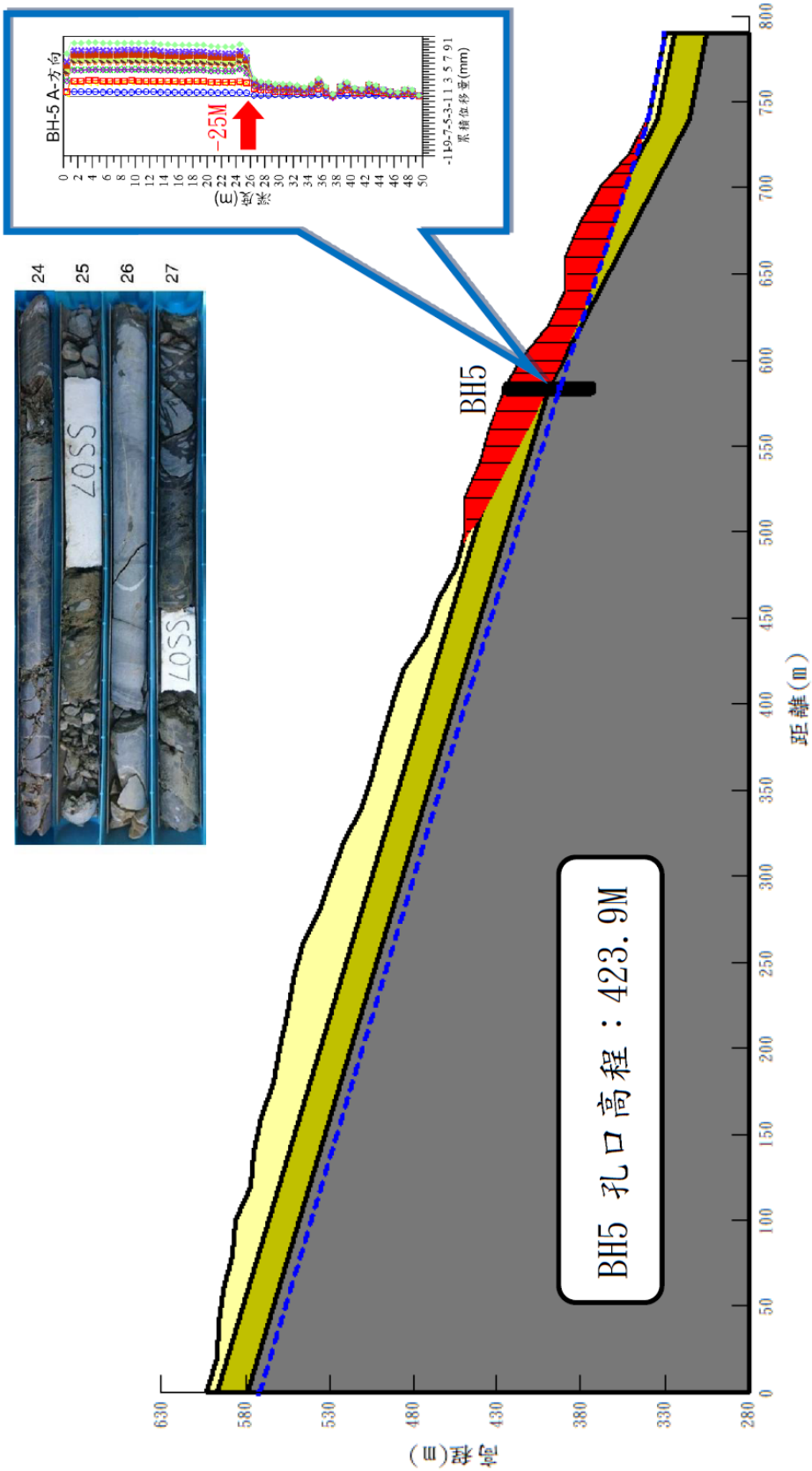
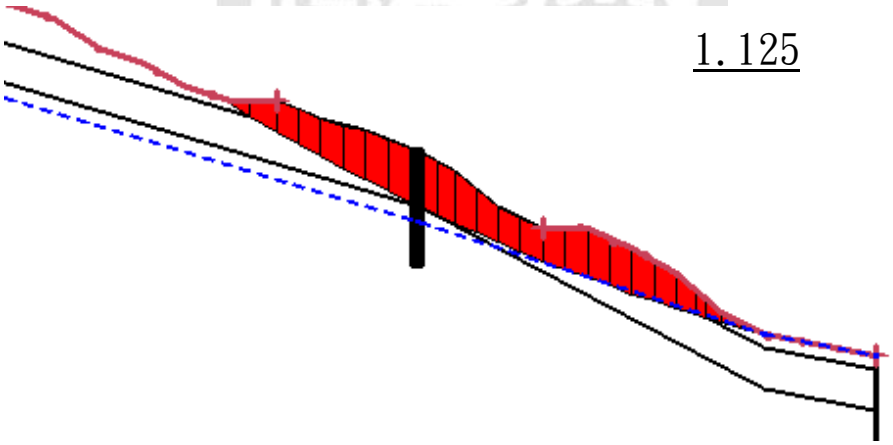
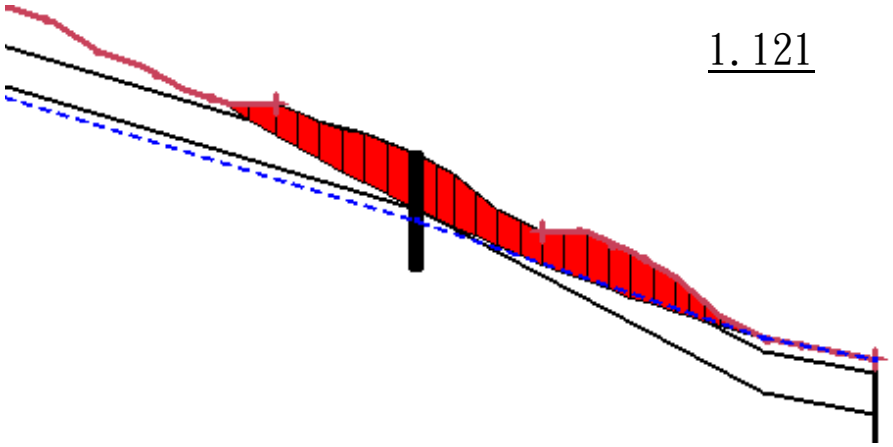


圖 5-6 D003 試驗邊坡滑動面

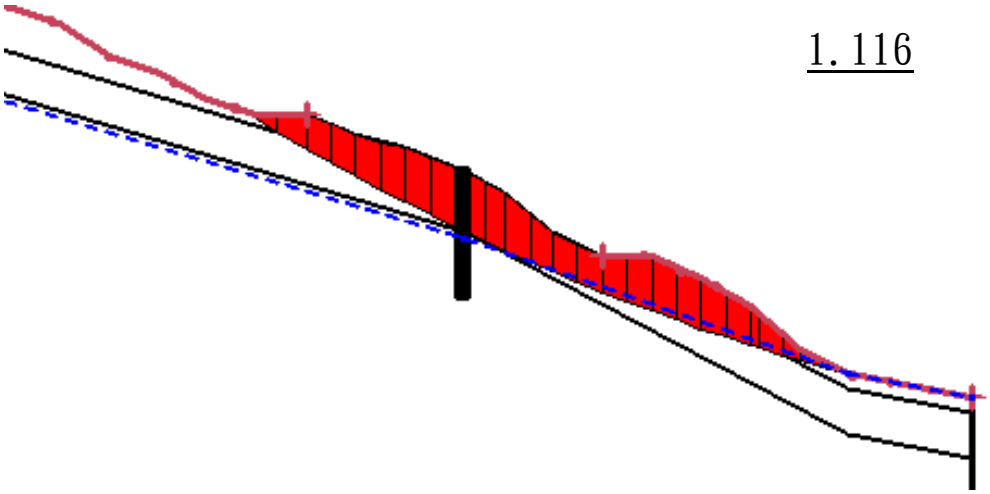
5-2-3 地下水位抬升與邊坡穩定性

為瞭解 D003 試驗邊坡於地下水位上升時對邊坡安全性的影響，因此利用逐次抬升地下水位之方式模擬，探討滑動面於不同水位高度時之邊坡穩定性。將 BH5 監測之常態地下水位 391M 設定為水位基準面，將地下水位逐次依等距離抬升，分析結果如下表 5-3。滑動面在常態水位狀態之安全係數為 1.125，隨著地下水位上升，安全係數逐漸下降，而地下水位上升 22m 時安全係數下降至 1.003，接近臨界值 1，滑動面則有崩塌之虞，且水位上升 24m 後安全係數降到 0.985，邊坡將產生崩塌。

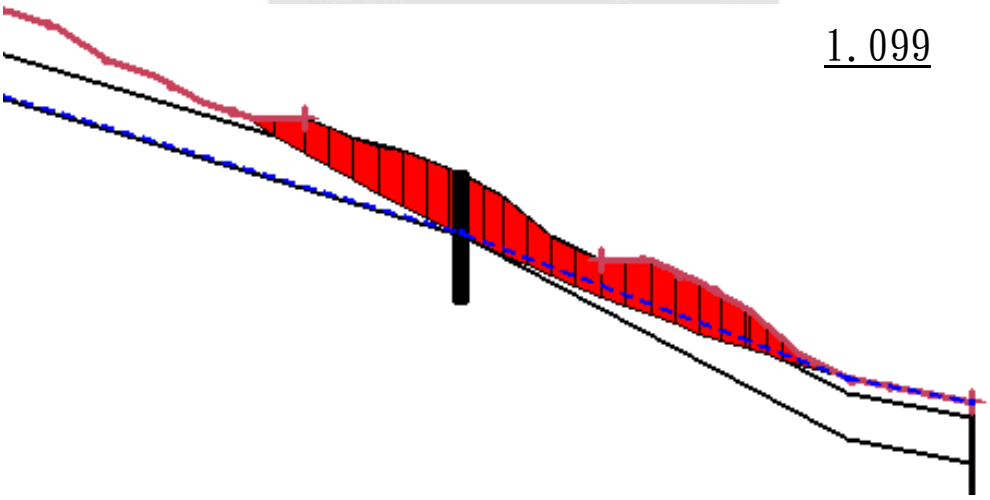
表5-3 D003試驗邊坡穩定分析結果

水位基準面+0m(常態地下水)

水位基準面+2m


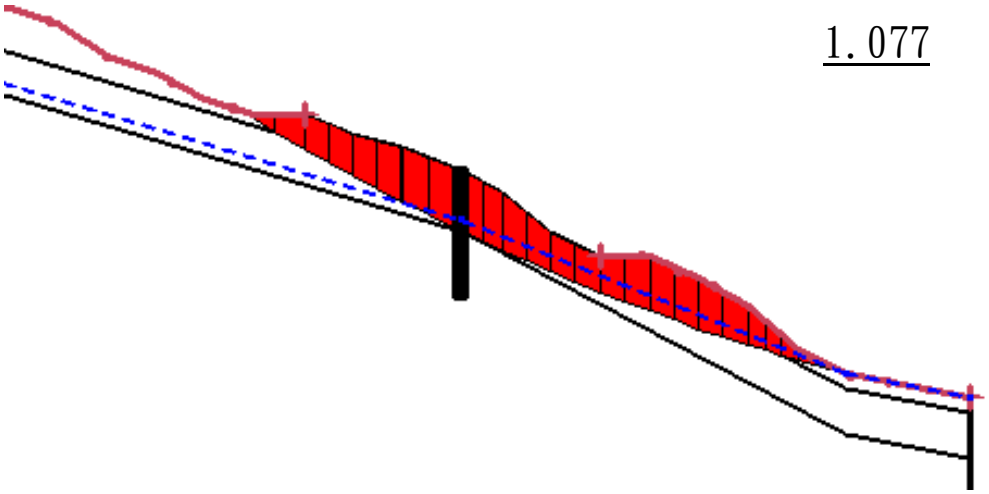
水位基準面+4m

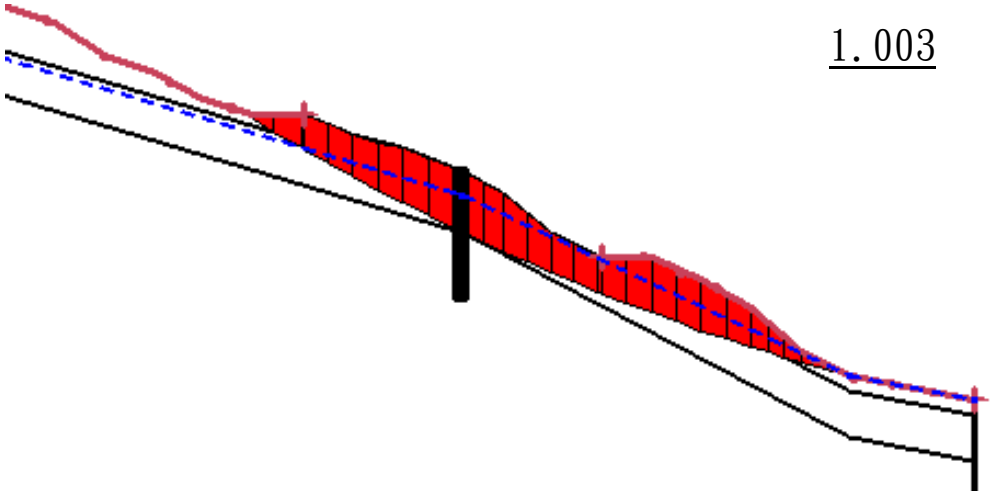
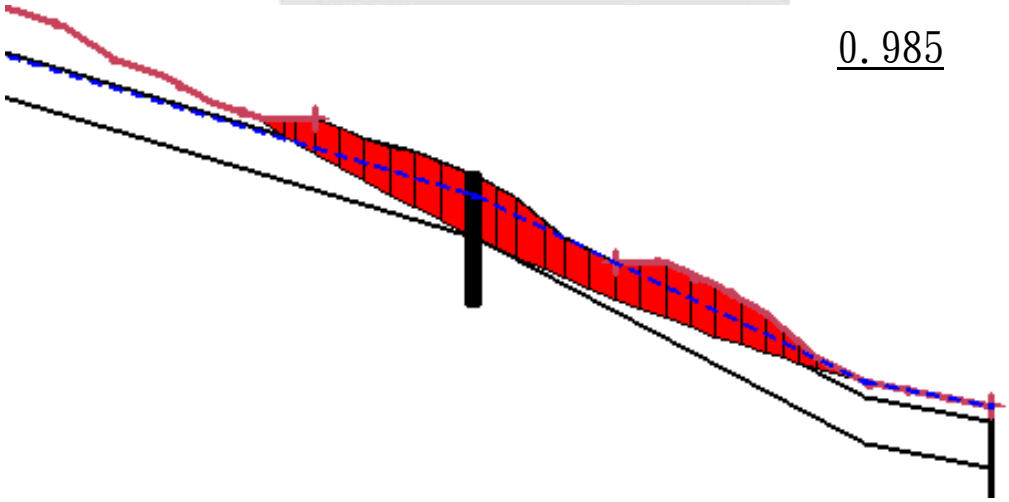


水位基準面+8m



水位基準面+12m



水位基準面+22m

水位基準面+24m


D003 試驗邊坡以抬升地下水位方式探討邊坡安全性之模擬分析，地下水位抬升量與安全係數變化情形詳細結果整理成表 5-4，並利用迴歸分析後繪製成圖 5-7，可知滑動面之地下水位變化量與邊坡安全性之關係式為：

$$Y = -0.0064X + 1.1432；當\ Y = 1，X = 22.375$$

即代表當水位上升到 22.375m 時，滑動面會達到臨界狀態。

表5-4 D003試驗邊坡地下水位抬升量與安全係數變化表

地下水位抬升量	+0m	+2m	+4m	+6m	+8m
安全係數	1.125	1.121	1.116	1.108	1.099
地下水位抬升量	+10m	+12m	+14m	+16m	+18m
安全係數	1.088	1.077	1.064	1.050	1.035
地下水位抬升量	+20m	+22m	+24m	+26m	+28m
安全係數	1.019	1.003	0.985	0.969	0.953

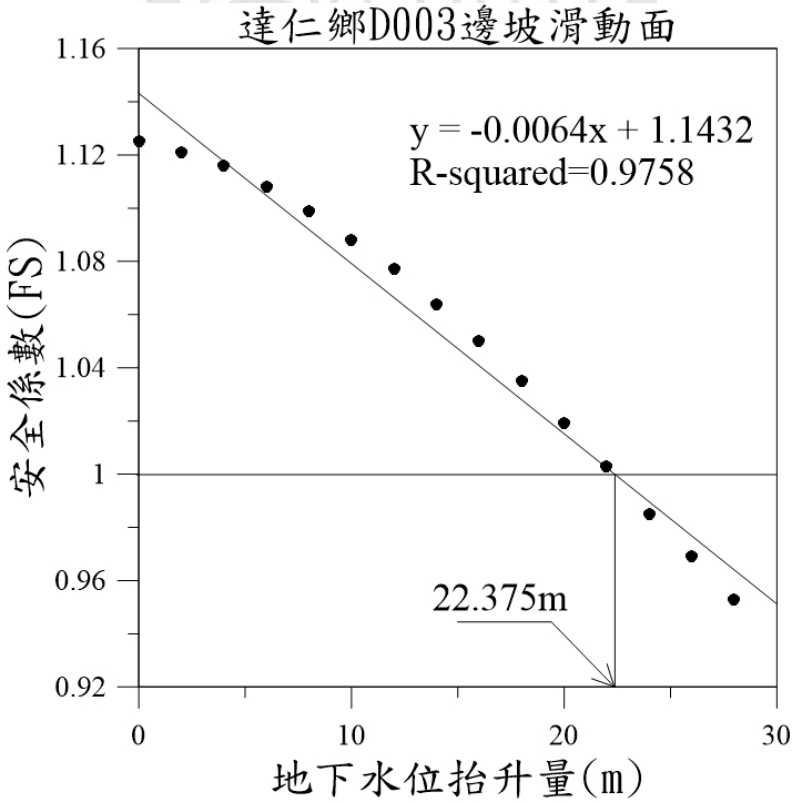


圖 5-7 D003 試驗邊坡滑動面之地下水位變動與穩定性關係

而根據水土保持技術規範(2014)第七十三條之規定，邊坡穩定設計上常時之安全係數應大於 1.5，地震時應大於 1.2，暴雨高水位時應大於 1.1，D003 試驗邊坡滑動面於常時狀態之安全係數偏小，而傾斜管量測結果試驗邊坡 BH5 孔位地表下 25m 以上，也有明顯持續向滑動方向移動的跡象，也說明與模擬結果安全係數偏小有所關聯。

5-2-4 現地邊坡地形變化

數值模擬以通過 BH5 孔位所選定的滑動面，其滑動面上下邊坡邊界分別距離 BH5 孔位約 95m、約 155m，對照現地 D003 試驗邊坡，透過光達(LiDAR)影像與歷年來相關空拍衛星影像，來觀察研究範圍內之地形變化進程，做為數值模擬破壞潛勢的依據。

在 D003 試驗邊坡數值模擬 A-A’剖面測線上，依據第 2-1-2 節大規模崩塌地形特徵，可以發現滑動面上邊坡邊界位置，有一類似碗狀的下凹地形特徵，且於上方有裂縫，而邊坡趾部邊界處則為明顯的隆起區(橙線處)；除此之外，於 D003 大規模潛勢區內有二處發育明顯的碗狀凹谷地形(紅線處，如圖 5-8)，可能是舊有崩落的痕跡，其中鄰 BH5 孔位的陷落區的崩塌地形發育，更可能與試驗邊坡測線上的破壞潛勢息息相關。

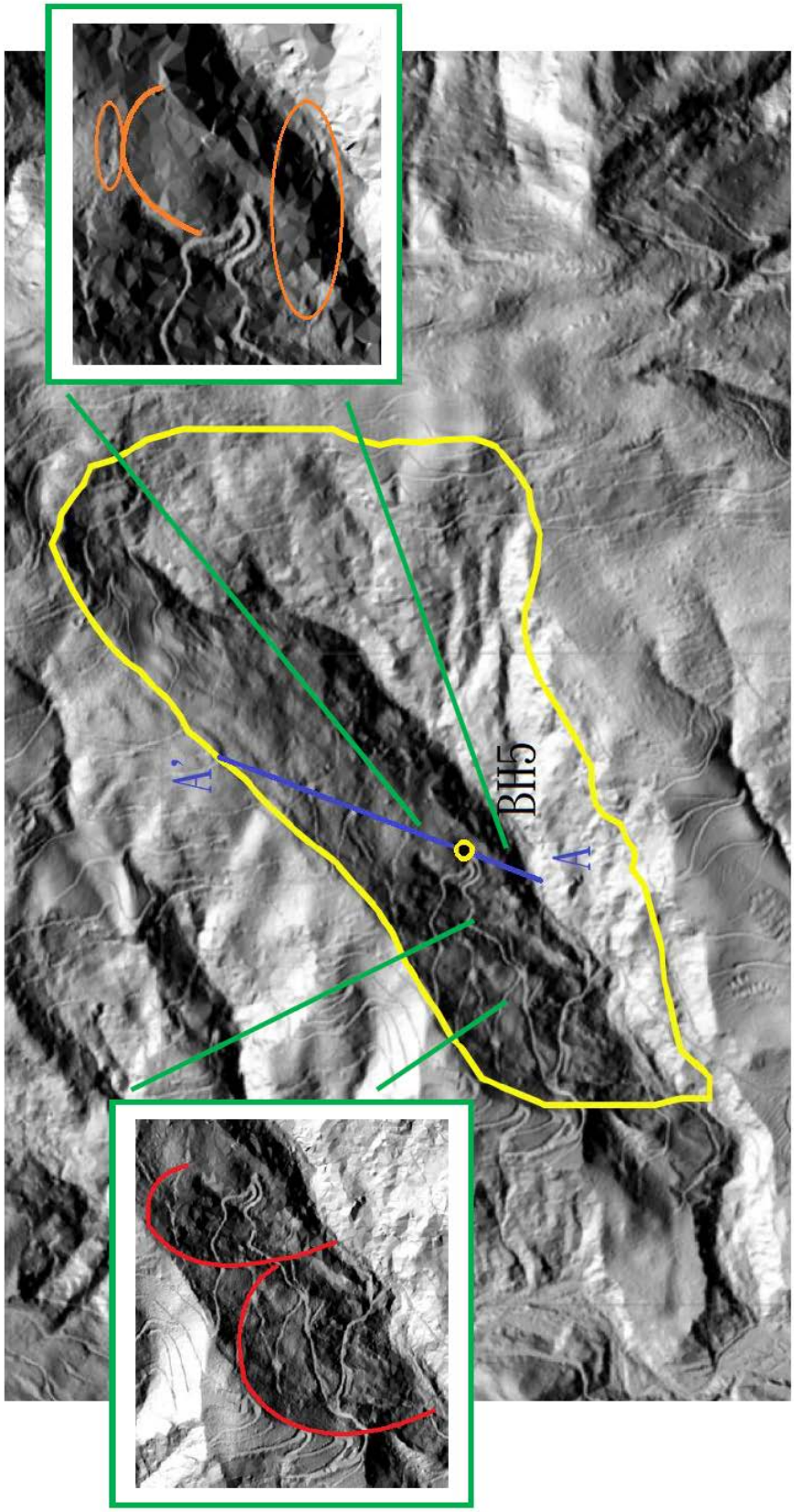
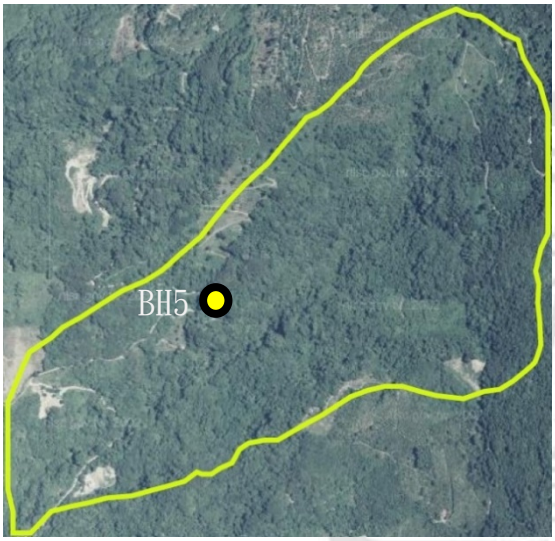
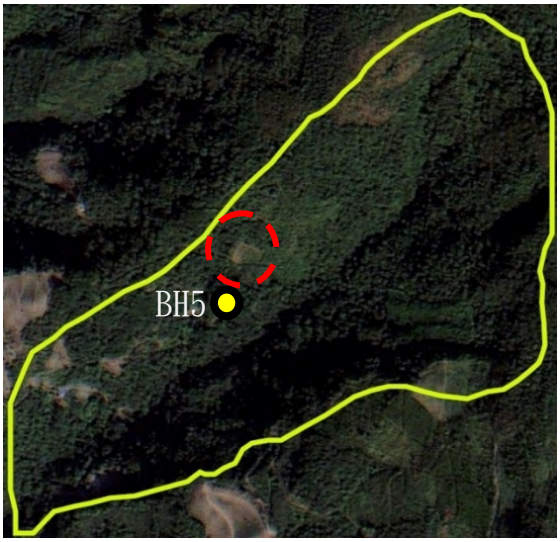
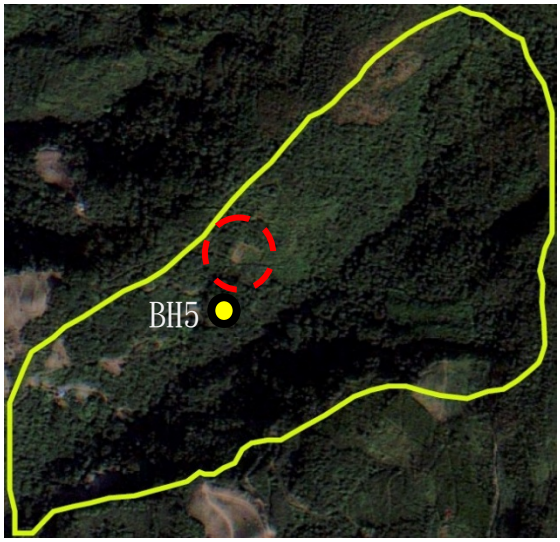


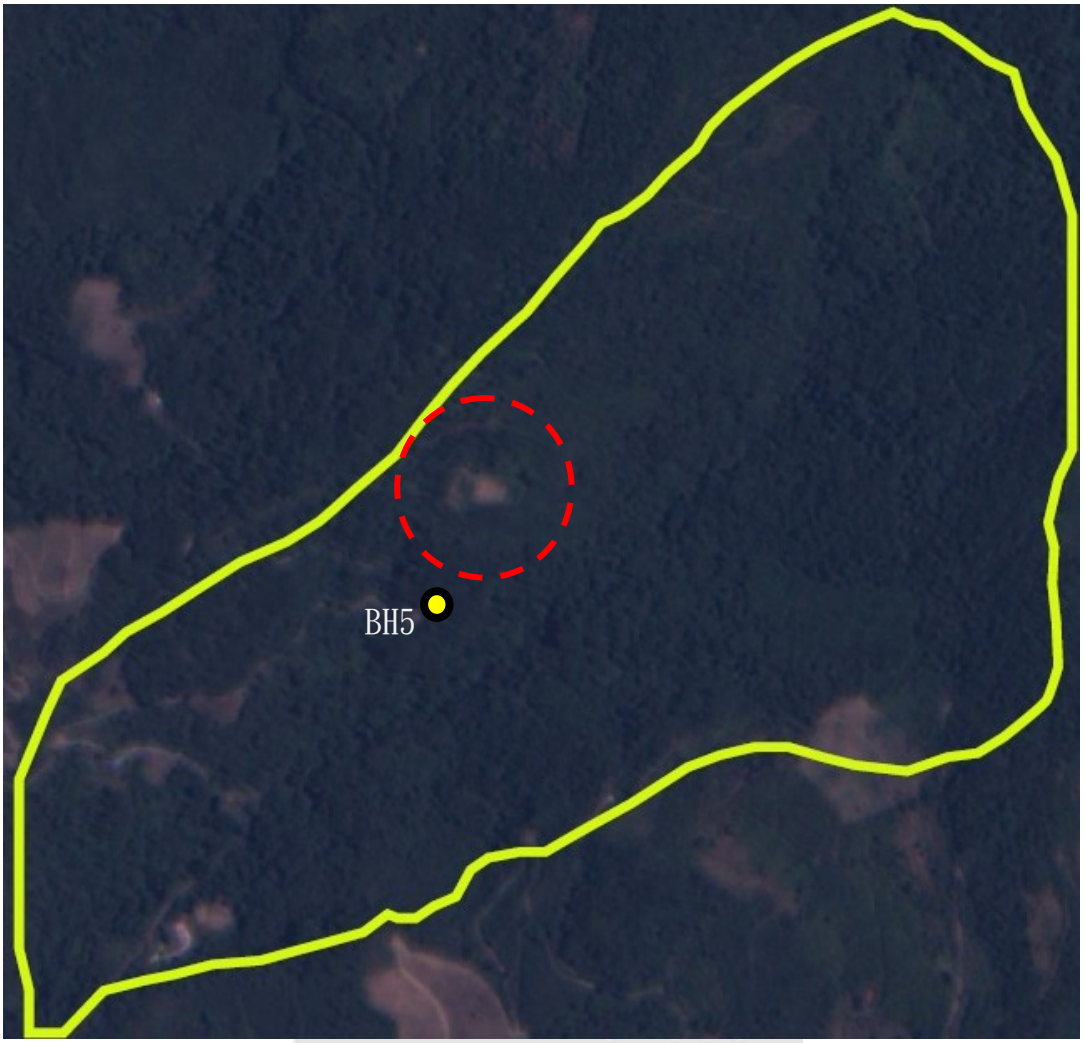
圖 5-8 D003 大規模崩塌潛勢區光達影像判釋

再由 2002 年正射影像與 2005 年衛星影像顯示，D003 試驗邊坡滑動面上下邊坡邊界內植生茂密，由 2006 年至 2008 年衛星影像可發現在上邊坡滑動面的邊界位置，有著明顯部分植生減少的變化(圓圈處)，而自 2009 年至 2015 年衛星影像與 2017 年正射影像所示該植生減少範圍又恢復植披密集的情況，且未再有明顯變化，如表 5-5。研判植生減少可能是小型的表層崩落，也與光達影像所判釋的結果相符。

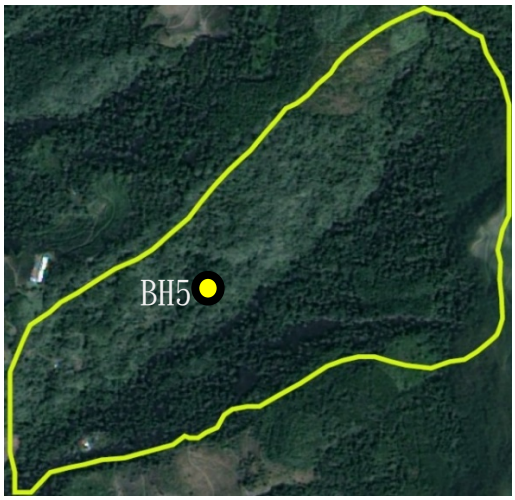
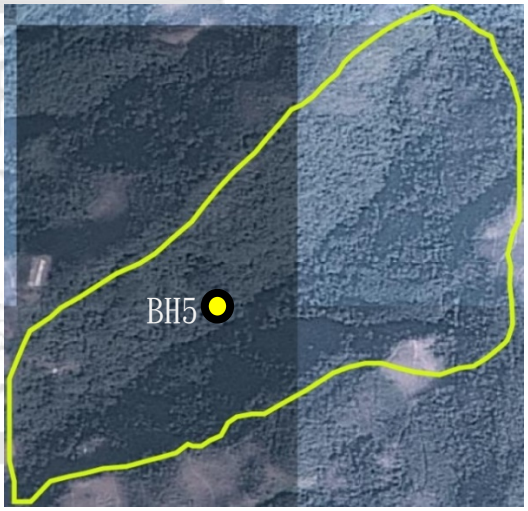
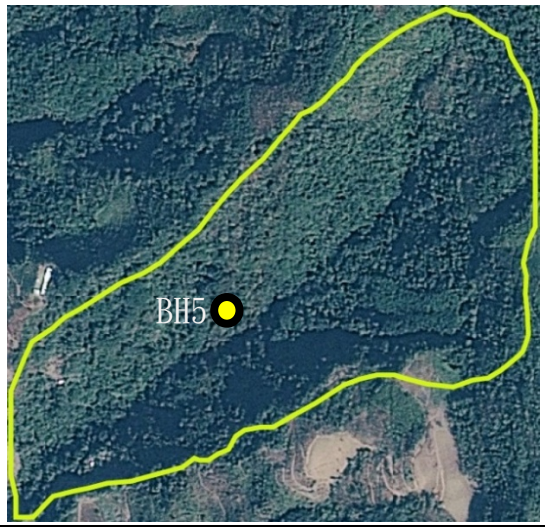
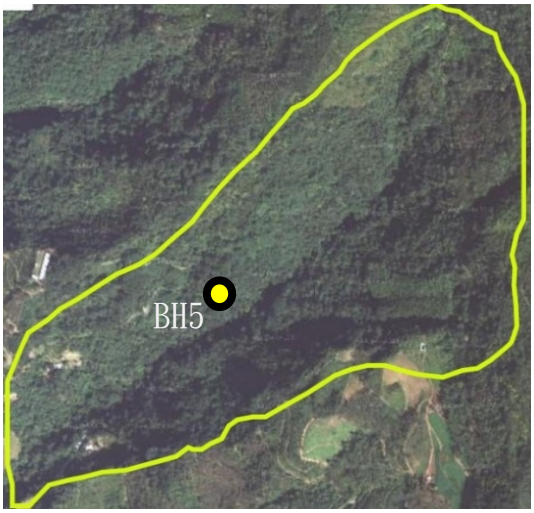
表5-5 D003試驗邊坡歷年影像(改自臺灣百年地圖，2018)

2002 年正射影像	2005 年福衛二號影像
	
2006 年福衛二號影像	2007 年福衛二號影像
	

2008 年福衛二號影像



2009 年福衛二號影像	2010 年福衛二號影像

2011 年福衛二號影像	2012 年福衛二號影像
	
2013 年福衛二號影像	2014 年福衛二號影像
	
2015 年福衛二號影像	2017 年正射影像
	

5-3 D004 試驗邊坡

5-3-1 數值模型建立與邊界條件設定

D004 試驗邊坡之數值模型同樣是採用二萬五千分之一經建版地形圖(第三版)之等高線地形圖(圖 5-9)依第 4-3-2 小節 BH4 傾斜管監測之假設滑動的正負方向繪出 B-B’ 測線延伸至山稜與坡趾溪谷處建置而成，沿線經本研究所打設之 BH4 鑽孔，此試驗邊坡監測期間傾斜管變位不大，故以 BH4 鑽孔之假設滑動方向延伸 B-B’ 測線，並假設於測線上有相同高程之 BH1’、BH2’及 BH3’孔，並於數值模型圖面上以虛線表示。

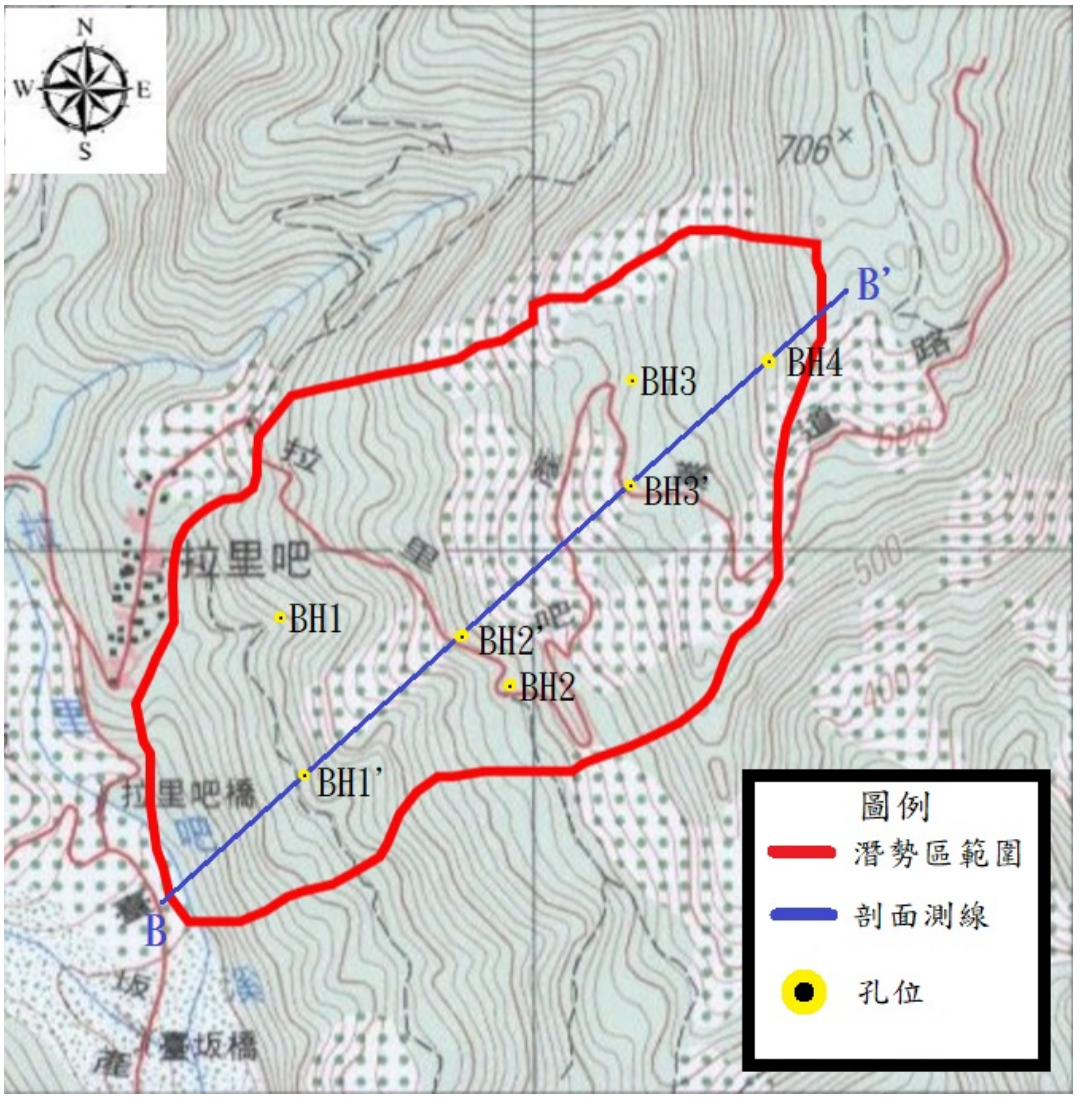


圖 5-9 D004 研究邊坡等高線地形圖(改自二萬五千分之一經建版地形圖)

D004 試驗邊坡數值模型全長約 1820M、高程由 110M 至 690M 且依據第 3-5 節鑽孔之鑽探資料以及物理性質試驗結果將此試驗邊坡由淺至深依序分別為崩積層、剪裂層、板頁岩互層三層，如圖 5-10 所示。

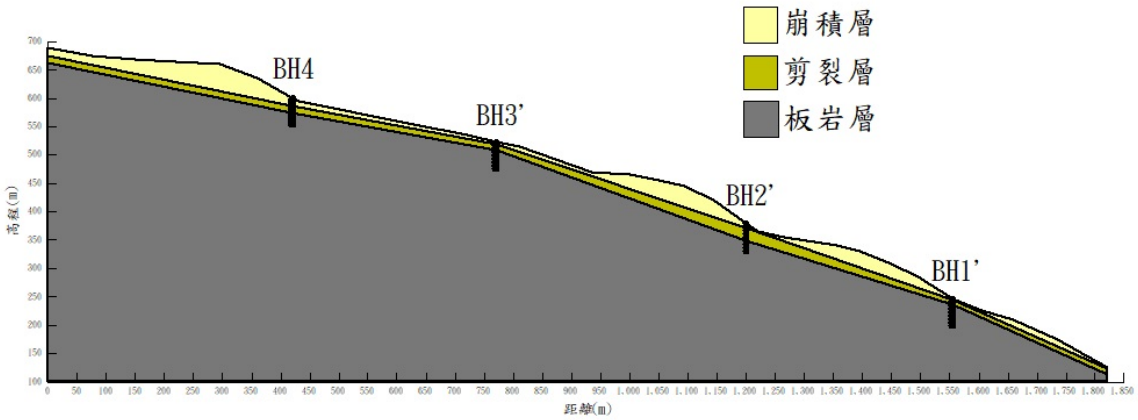


圖 5-10 D004 試驗邊坡數位模型

數值模型有限元素網格為 873 個，節點總數共 811 點，依據地下水位監測資料設定初始水位面，邊界條件如圖 5-11 所示，AB 為降雨入滲邊界；BC 因坡趾處為高程最低邊界，故依此處高程設定為定水頭邊界；底部 CD 則為無滲流邊界(Close Boundary)設為總滲流量(Q)為零之不透水邊界，即 Q=0；AD 則為最高邊界設定為分水嶺亦設為定水頭邊界，是為高水位所在。

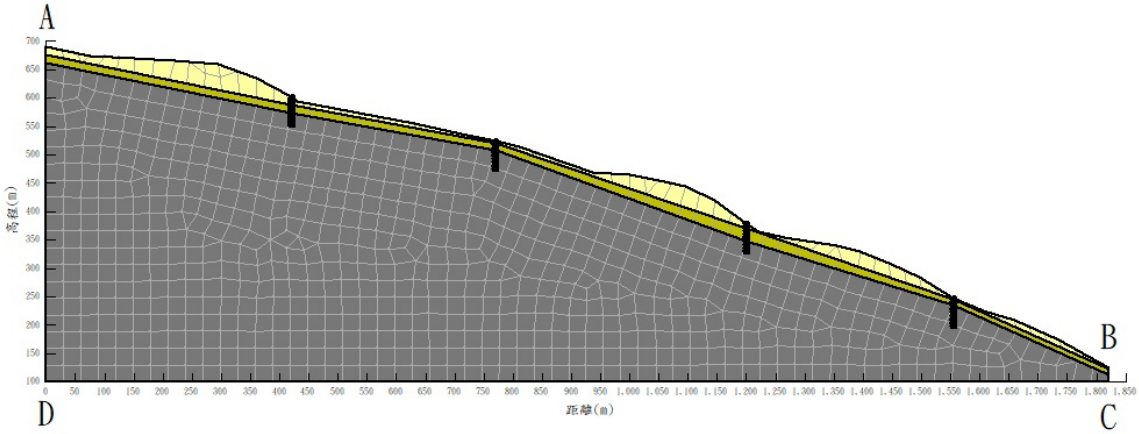


圖 5-11 D004 試驗邊坡數值邊界條件

5-3-2 模擬假設與滑動面選定

D004 試驗邊坡各孔位傾斜管變動較少，因此假設於數值模型破壞係一深層崩塌，暫不考慮表層淺層岩屑崩落情形，故滑動面選定同樣依據現地傾斜觀測管監測資料，將變位有明顯轉折之區段標出，此試驗邊坡之滑動面於 BH2 鑽孔監測結果地表下 44m 處有因水壓蓄積所產生變動及 BH4 鑽孔監測結果發現其地表下約 48m 處有些許轉折，雖各孔位因監測結果變位過小，仍僅設定滑動面固定通過此 2 點，並沿著垂直高度落差較大之滑落崖產生滑動，此外透過現地光達(LiDAR)影像，在 D004 試驗邊坡數值模擬 A-A’ 剖面測線上，依據第 2-1-2 節大規模崩塌地形特徵，可以發現 BH4 鑽孔上邊坡為冠部崩崖，且於測線沿線有舊崩崖地形，而邊坡趾部邊界處則為明顯的隆起區(如圖 5-12)，因此將選定滑動面之冠部崩塌滑動區間設定於 BH4 沿測線至光達影像之冠部崩崖，另趾部崩塌滑動區間則設定於光達影像的隆起區位置；數值模型假設之滑動面如圖 5-13 所示。

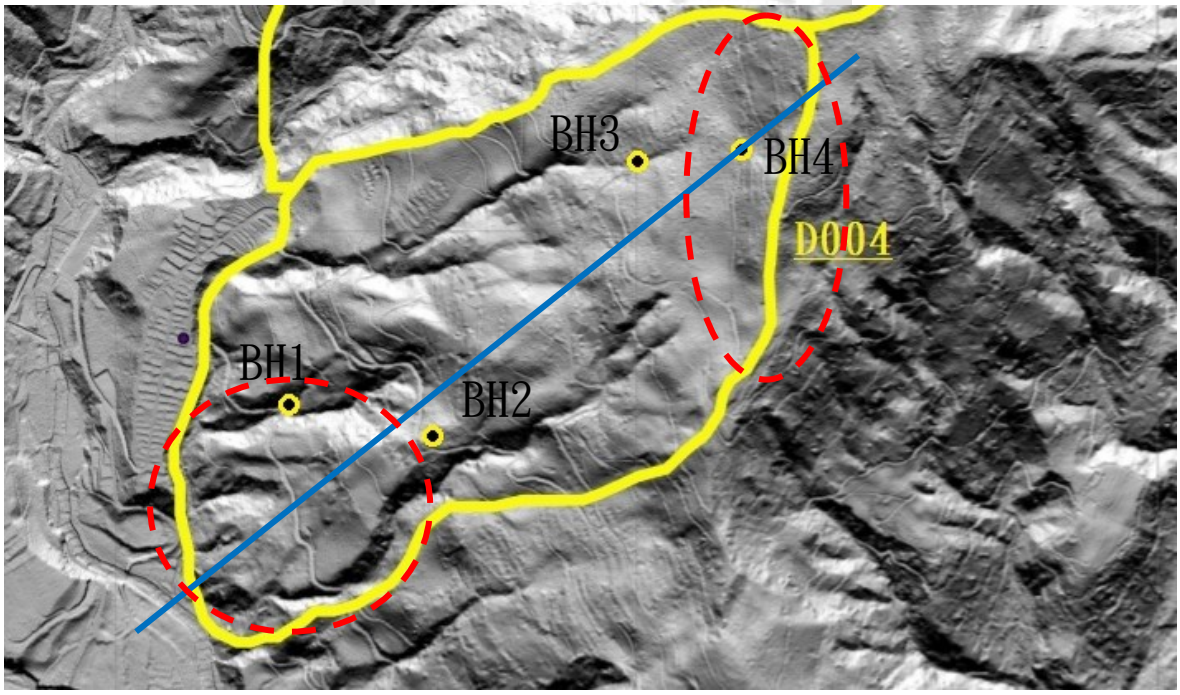


圖 5-12 D004 試驗邊坡光達影像

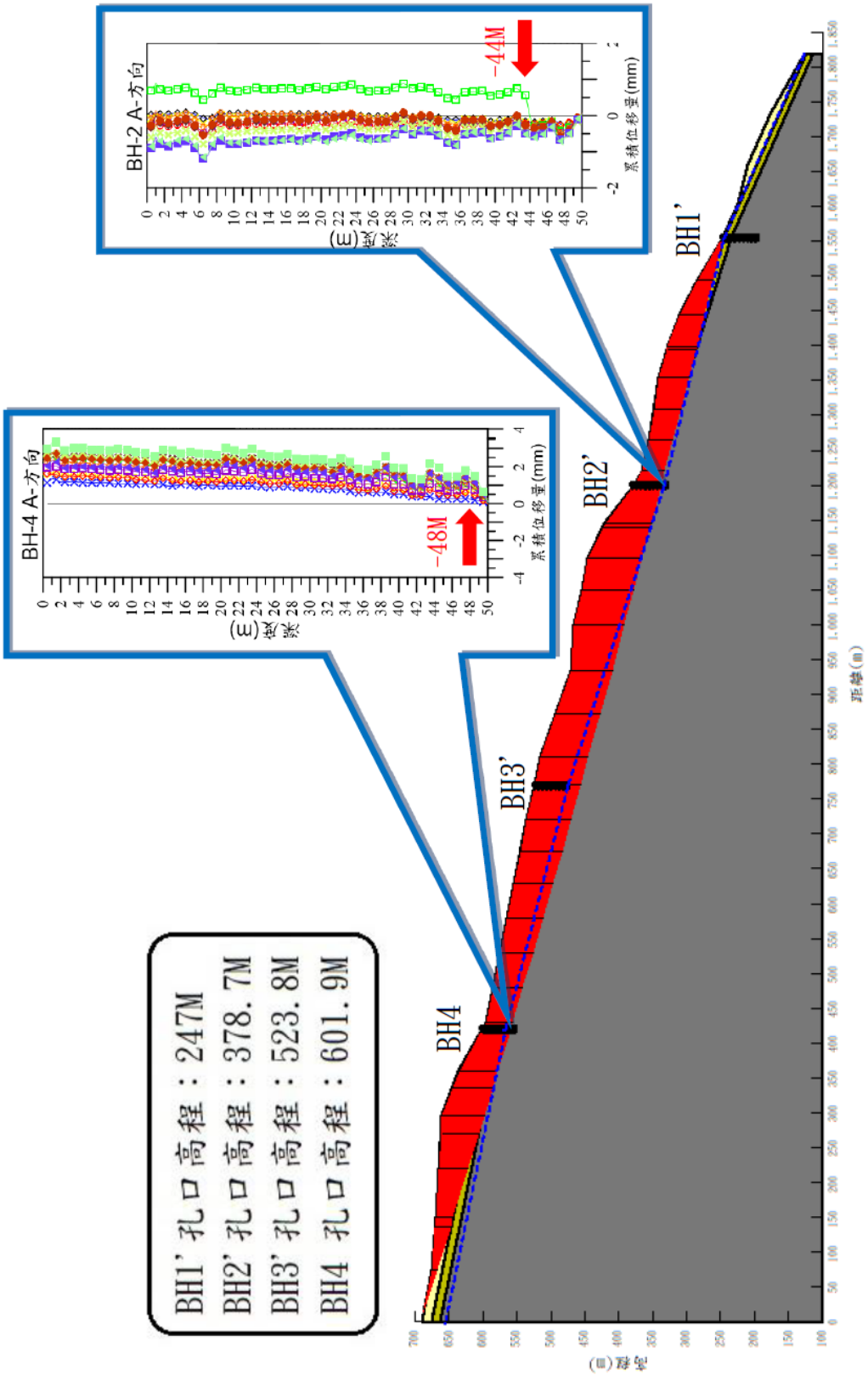
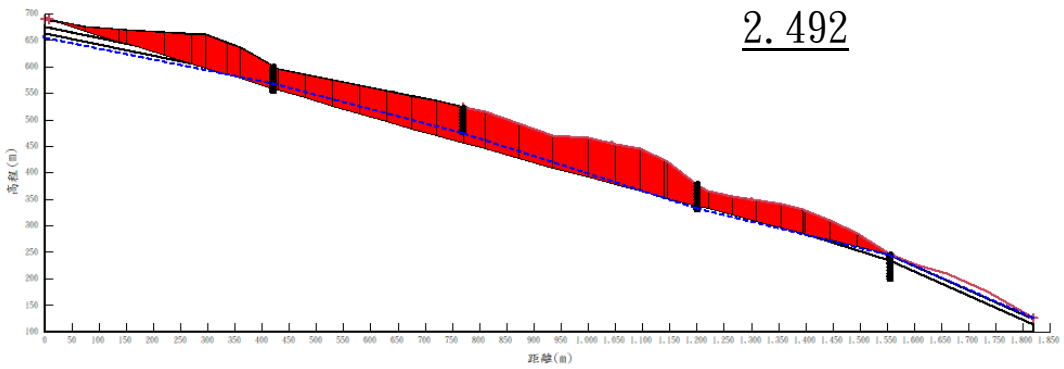
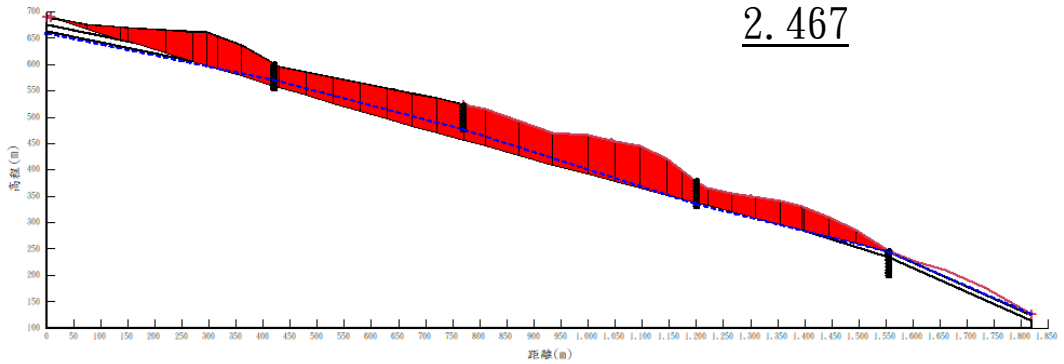


圖 5-13 D004 試驗邊坡滑動面

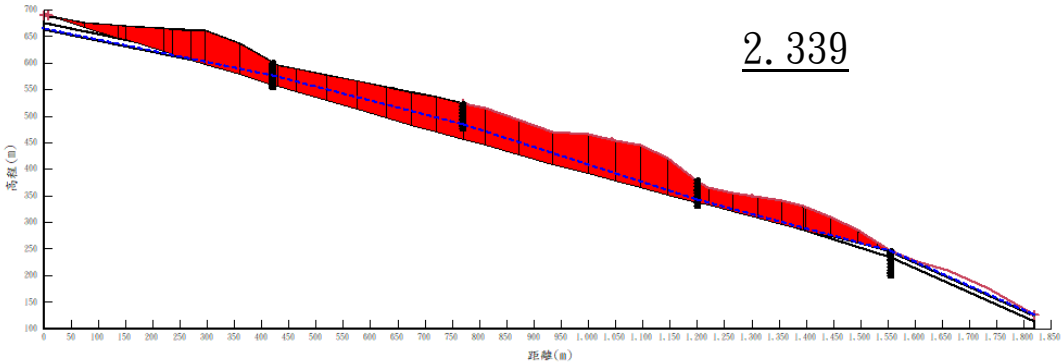
5-3-3 地下水位抬升與邊坡穩定性

為瞭解 D004 試驗邊坡於地下水位上升時對邊坡安全性的影響，因此利用逐次抬升地下水位之方式模擬，探討滑動面於不同水位高度時之邊坡穩定性。將 BH1 至 BH4 孔監測之常態地下水位設定為水位基準面，各孔位水位基準高程依序為 243M、333M、474.3M、567.5M，將地下水位逐次依等距離抬升，分析結果如下表 5-6。滑動面在常態水位狀態之安全係數為 2.492，隨著地下水位上升，安全係數逐漸下降，然而下降的速率非常緩慢，於地下水位上升 30m 時安全係數下降至 1.994，直到地下水位上升 50m 時安全係數下降至 1.793，且此時各孔位地下水位已達滿水位，邊坡仍未產生崩塌。

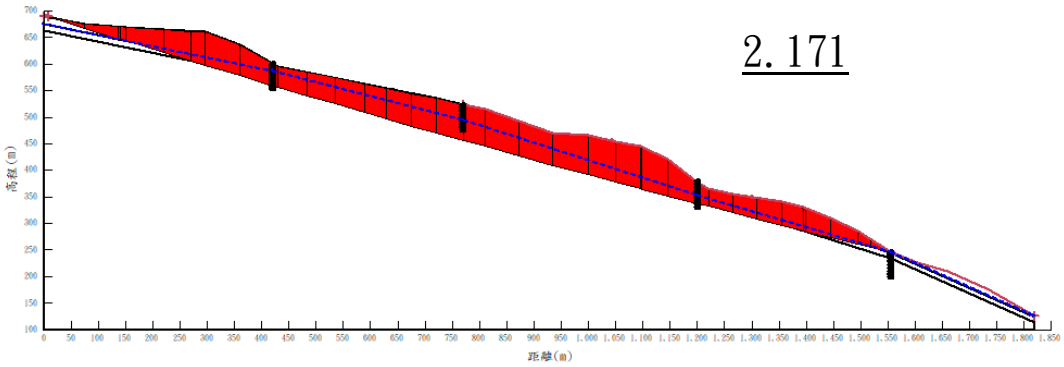
表5-6 D004試驗邊坡穩定分析結果

水位基準面+0m(常態地下水)

水位基準面+2m


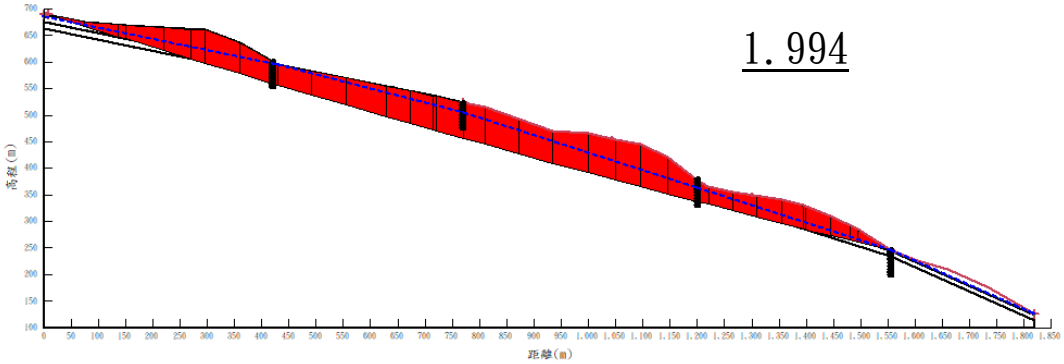
水位基準面+10m

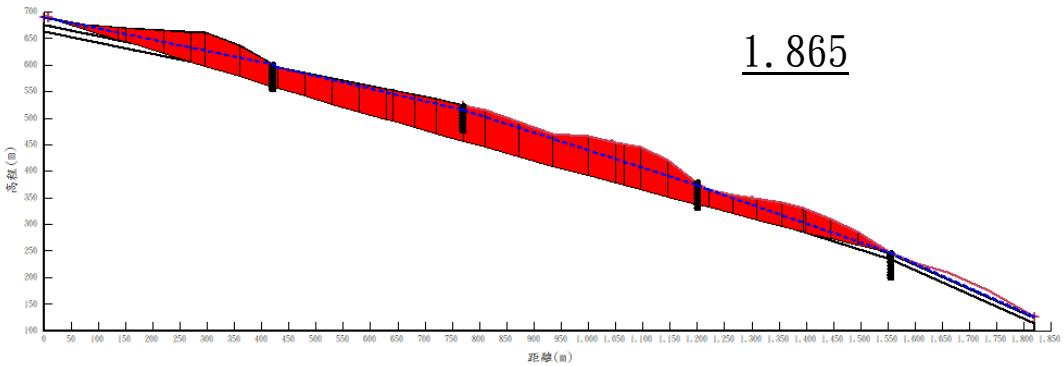
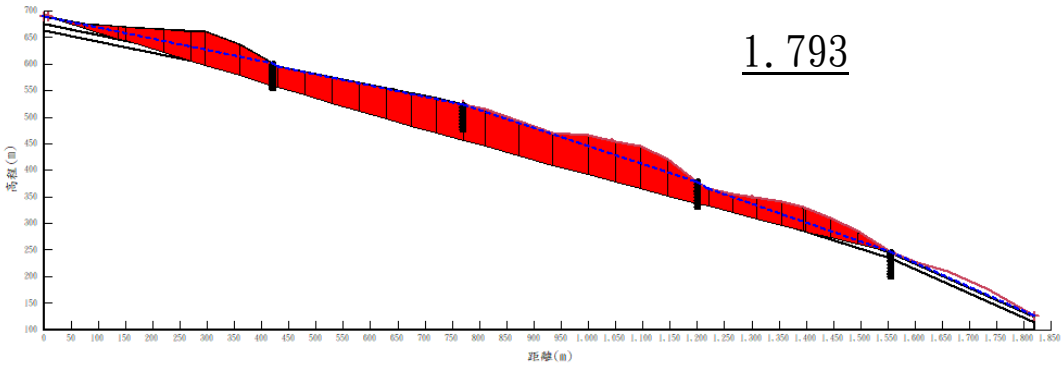


水位基準面+20m



水位基準面+30m



水位基準面+40m

水位基準面+50m


而根據水土保持技術規範(2014)第七十三條之規定，邊坡穩定設計上常時之安全係數應大於 1.5，暴雨高水位時應大於 1.1，D004 試驗邊坡滑動面於常時狀態之安全係數即大於 1.5，且於地下水位抬升 50M 之安全係數仍大於 1.5，由模擬分析結果得知 D004 試驗邊坡穩定性相對高於 D003 試驗邊坡，而對照第 4-1-2 節傾斜管量測結果，除 BH1 接近地表處因受施工影響有約 5~7mm 位移量，BH2 至 BH4 位移量均不超過 3mm，就模擬分析結果說明傾斜管量測變位可能係環境雜訊或誤差所致，或是各孔位鑽探深度未達滑動面，未來本區若再進行鑽探，應考慮再加深，使鑽探深度超過滑動面。

而模擬結果安全係數偏高的原因，研判係數值模型假設整個崩塌潛勢區為破壞範圍所致，推測可能崩塌區域並非全部潛勢區，因此模擬結果安全係數高，並且與光達影像所見崩塌地形特徵有破壞潛勢無法吻合，故應考慮本區範圍內規模較小的局部崩塌地形特徵來進行研究與分析。

5-3-4 試驗邊坡穩定性局部分析

利用前一小節模擬結果推測可能崩塌區域並非全部潛勢區，因此再次光達影像所見崩塌地形特徵，重新在 D004 試驗邊坡數值模擬 A-A’ 剖面測線上，依據第 2-1-2 節大規模崩塌地形特徵，檢視較小範圍的崩塌地形特徵，鄰近 BH2 鑽孔之上下邊坡為冠部崩崖(分別為橙色圈與紫色圈)，而邊坡趾部邊界處則為明顯的隆起區(如紅色圈，如圖 5-14)，因此重新分別選定滑動面之冠部崩塌滑動區間設定於 A-A’ 剖面測線上橙色圈處與紫色圈處，另趾部崩塌滑動區間則同樣設定於光達影像的紅色圈處；分別按前述假設之 A、B 滑動面如圖 5-15(A)及(B)所示。

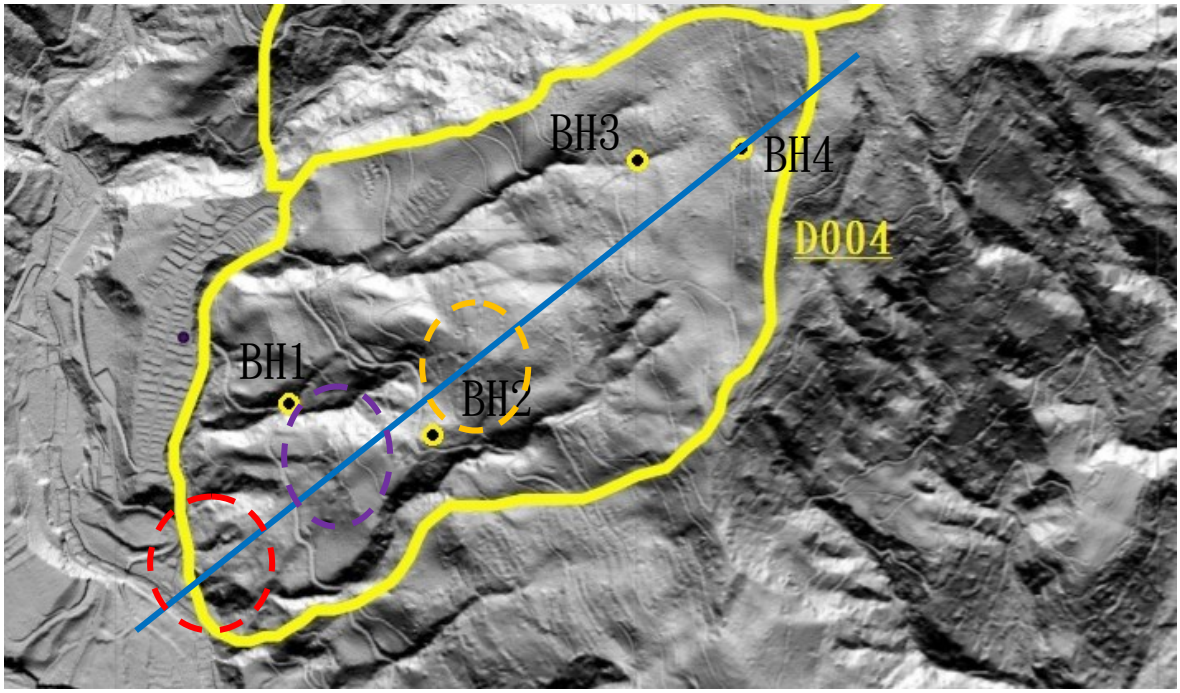


圖 5-14 D004 試驗邊坡光達影像(局部分析)

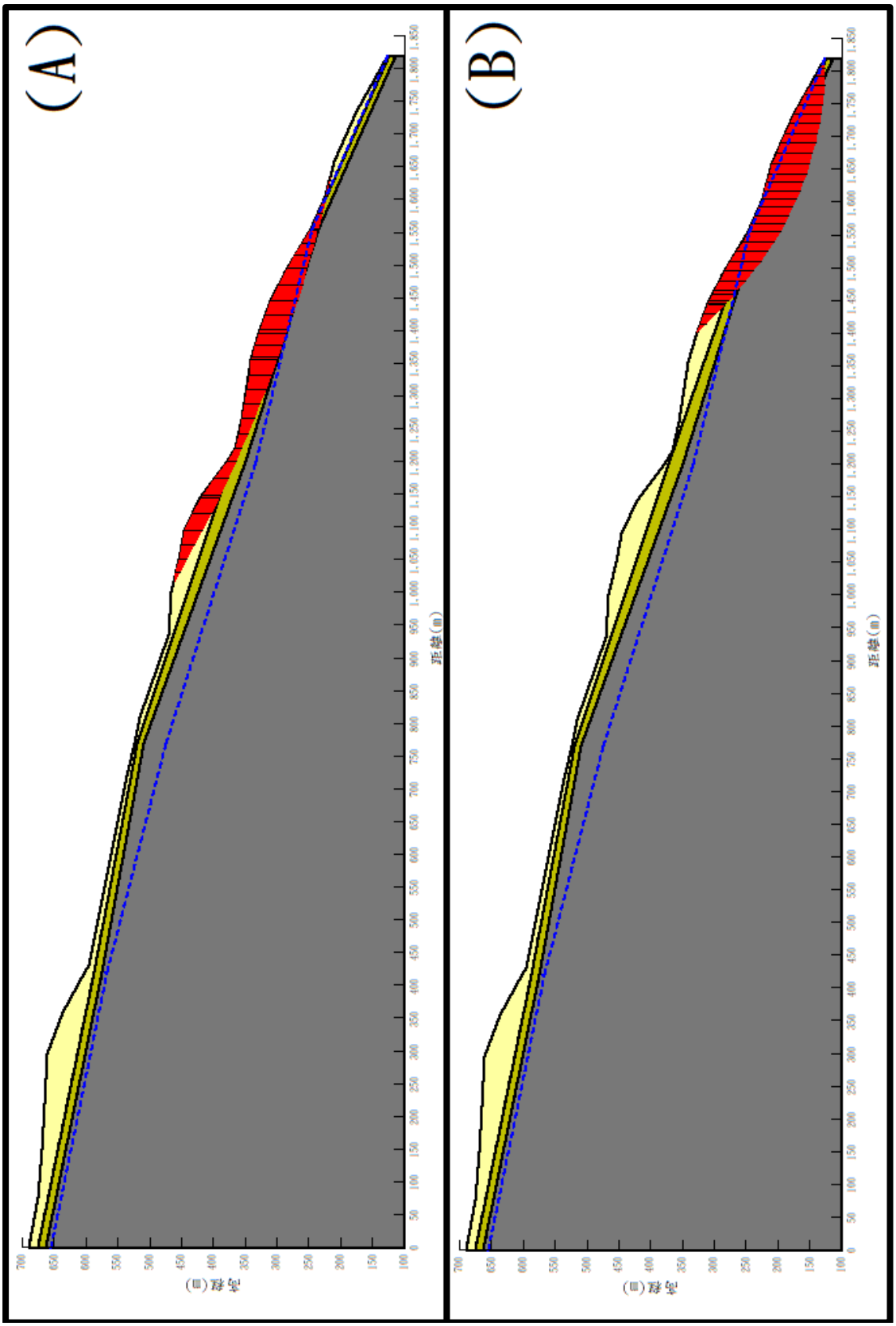
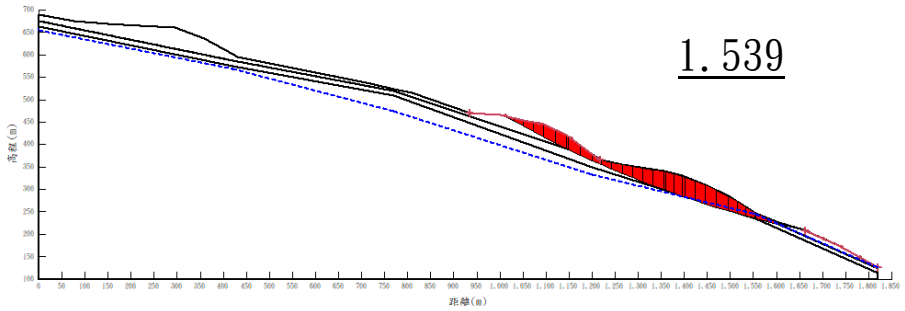
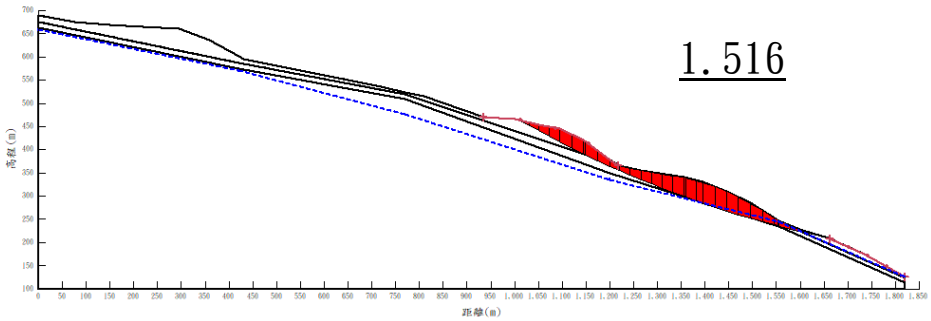
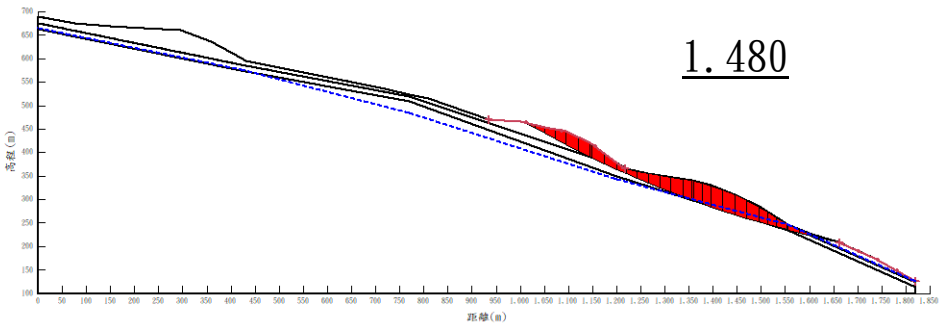


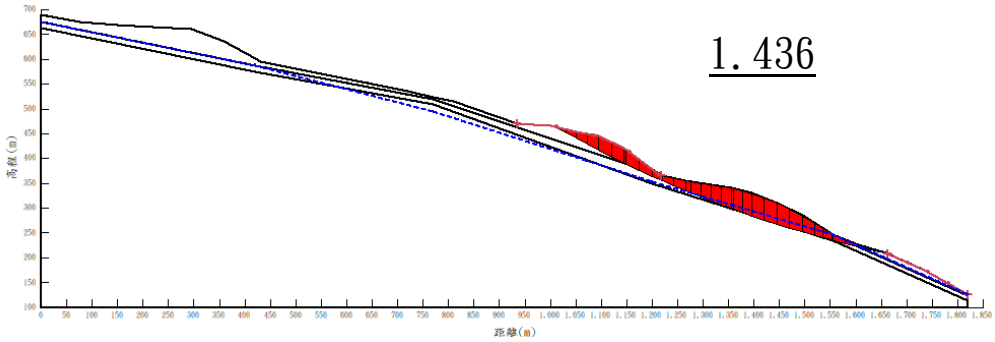
圖 5-15 D004 試驗邊坡滑動面(A)橙色圈處之 A 滑動面(B)紫色圈處之 B 滑動面

為瞭解 A、B 滑動面於地下水位上升時對邊坡安全性的影響，同樣利用逐次抬升地下水位之方式模擬，探討滑動面於不同水位高度時之邊坡穩定性，分析結果分別如下表 5-7、表 5-8。A 滑動面在常態水位狀態之安全係數為 1.539，B 滑動面在常態水位狀態之安全係數為 1.262，隨著地下水位上升，安全係數逐漸下降，然而下降的速率非常緩慢，直到地下水位上升 50m 時 A、B 滑動面安全係數分別下降至 1.233、1.204，且此時各孔位地下水位已達滿水位，邊坡仍未產生崩塌。

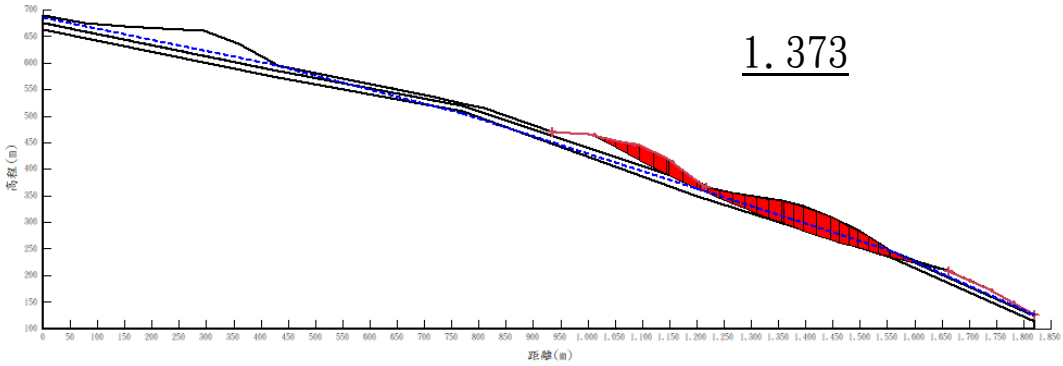
表5-7 D004試驗邊坡A滑動面穩定分析結果

水位基準面+0m(常態地下水)

水位基準面+2m

水位基準面+10m


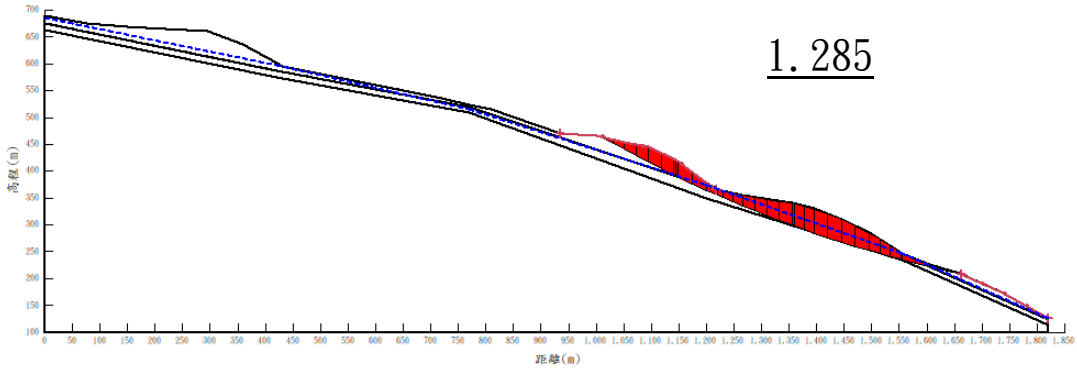
水位基準面+20m



水位基準面+30m



水位基準面+40m



水位基準面+50m

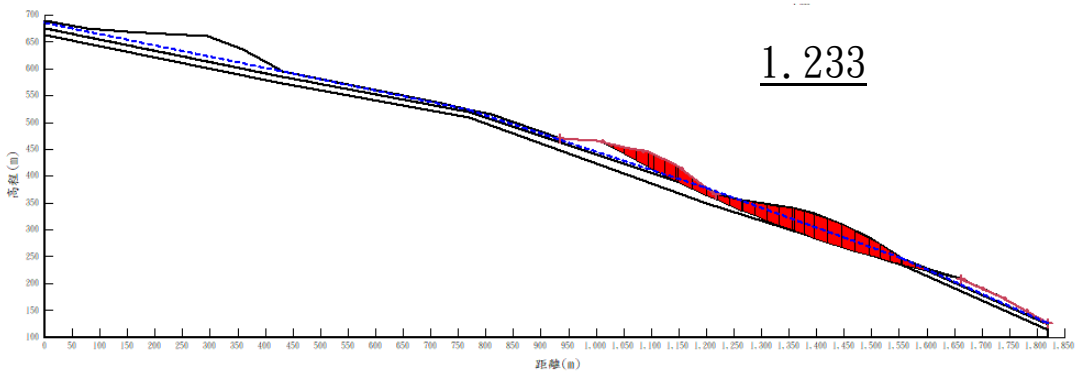
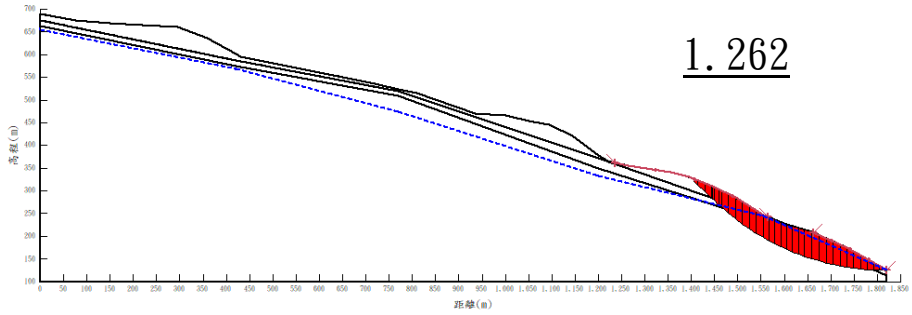
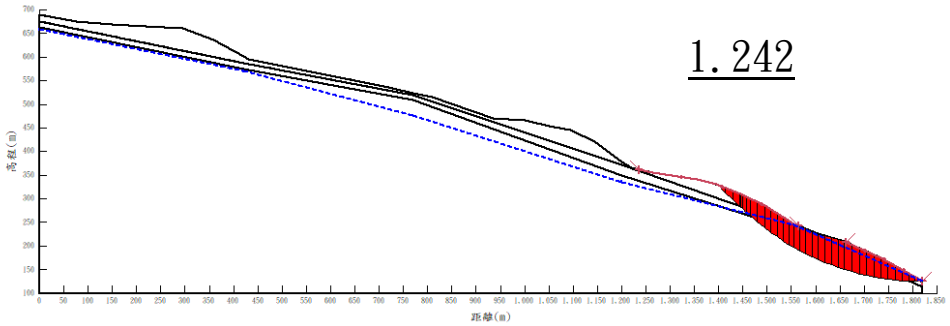
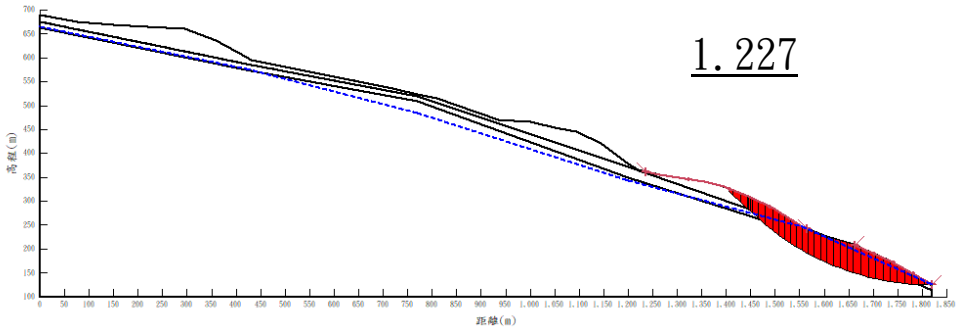
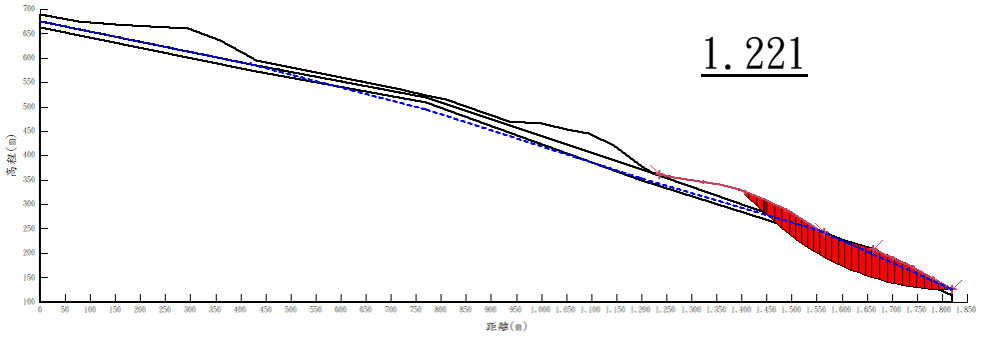
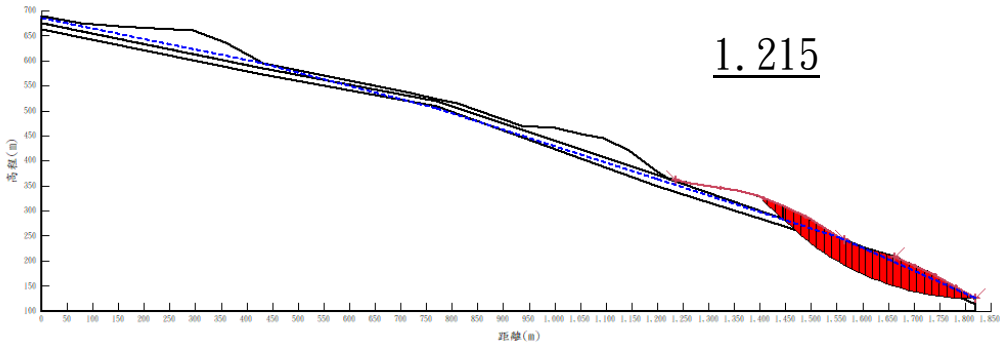
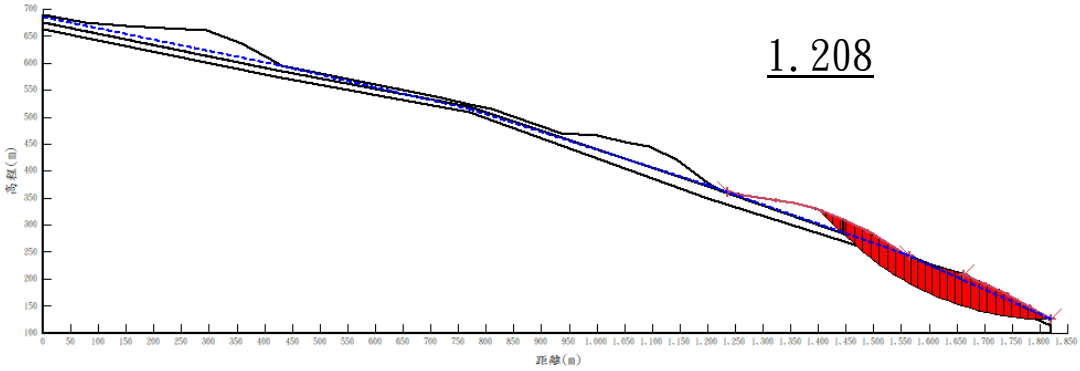
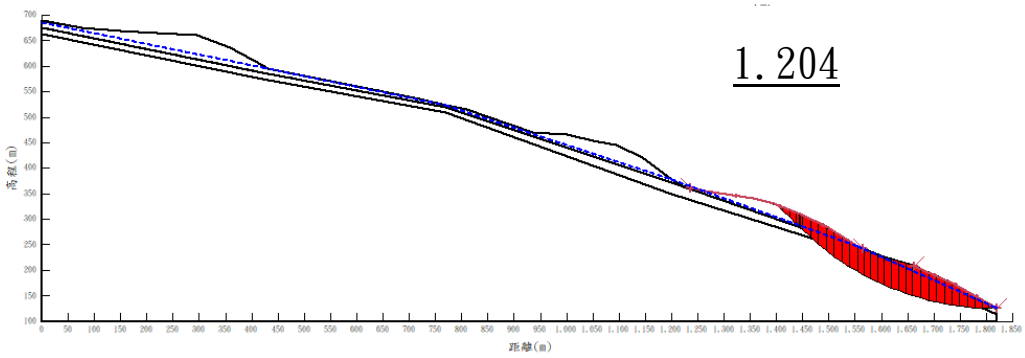


表5-8 D004試驗邊坡B滑動面穩定分析結果

水位基準面+0m(常態地下水)

水位基準面+2m

水位基準面+10m

水位基準面+20m


水位基準面+30m

水位基準面+40m

水位基準面+50m


而同樣以水土保持技術規範(2014)第七十三條規定檢視，D004 試驗邊坡 A 滑動面於常態水位之安全係數即大於 1.5，且於地下水位抬升 50M 暴雨高水位之安全係數仍大於 1.1；D004 試驗邊坡 B 滑動面於常態水位之安全係數雖小於 1.5，惟於地下水位抬升 50M 暴雨高水位之安全係數仍大於 1.1，由模擬分析結果得知 D004 試驗邊坡以局部檢視穩定性仍相對高於 D003 試驗邊坡，但以局部崩塌範圍分析結果已未出現全區分析時安全係數高於 2 以上情形，建議未來應以局部崩塌地形特徵所見，於詳細地表地質調查後，再次鑽孔進行分析。

5-4 降雨與地下水位變動之關係

崩塌地與地滑等坡地災害與地表土層內含水量具有高度相關性，若能將地表內含水量應用於坡地災害警戒值，除可針對土石流災害，更可針對崩塌地與地滑等坡地災害進行預警(陳樹群等，2013b)，雖筒狀模式多用於淺層崩塌研究，但考量本研究區域地質屬於板岩層，岩體因變質作用之影響，劈理面相當發達，極易沿其劈理方向裂開，且對侵蝕與抗風化能力較差。因此仍選用筒狀模式來推估地表內含水量與災害發生時機及預警之關聯性，並藉此應用於研判大規模崩塌土砂災害之疏散避難時機。

5-4-1 Tank model 與地下水位變化

坡地災害發生之因素深受降雨強度、降雨延時、地下水深度、地表逕流及前期降雨量之影響，菅原正已於 1974 年提出筒狀模式，以模擬地表逕流與地下水流方式分析降雨與流量歷線。其假設山坡地為三層筒，由降雨流入第一層筒後可分為流出筒外之地表逕流量、流入第二筒之地下水滲流量以及第一筒內之土層儲水量，並以 1 小時為單位進行計算。筒狀模式中三筒內之儲水深度總和可視為有效累積雨量與地下水深度，其定義為土壤雨量指數(SWI)，示意圖如圖 5-16 所示。

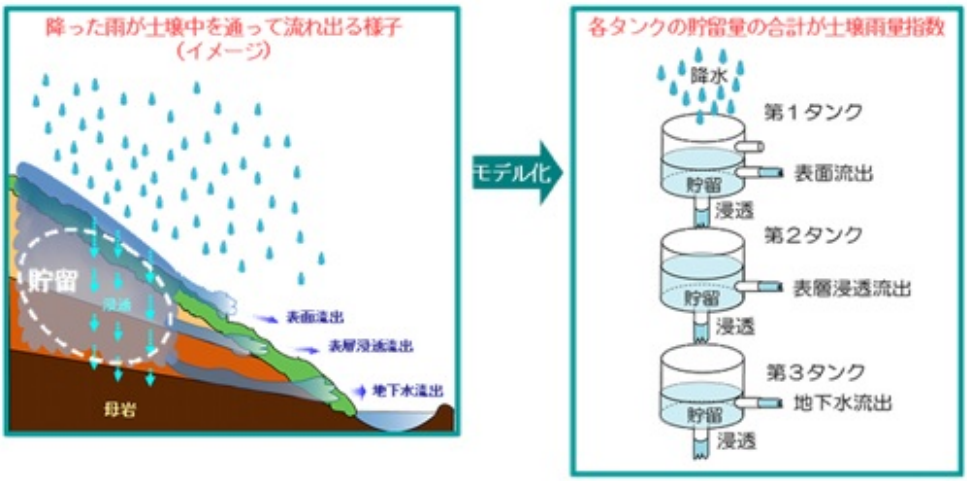


圖 5-16 筒狀模式示意圖(日本氣象廳網站，2017)

Ishihara and Kobatake(1979)亦針對日本 5 個試驗區之地質種類推求出 4 種筒狀模式參數建議值與使用說明，圖 5-17 所示。現行筒狀模式參數組合有 4 種，其中花崗岩及火山岩屬火成岩性質，古生代為沉積岩性質，第四紀則是沉積岩與變質岩混和，但日本氣象廳則統一使用花崗岩參數進行分析，其原因針對花崗岩、火山岩、古生代地層以及第四紀地層種類參數分別進行模擬驗證，結果顯示 4 種參數之模擬結果差距細微僅相距幾個百分點，可知以筒狀模式模擬各區域流量對於不同地質條件參數之敏感度不高。因此均採用花崗岩參數進行計算(岡田憲治，2002)。此外日本氣象廳對於筒狀模式亦有下述幾點說明：

1. 筒狀模式主要為探討土砂災害發生時不同深度土壤之含水狀況，並無法精確計算實際含水數值。
2. 筒狀模式之三層水筒僅代表相對邊坡土壤之深度，沒有絕對邊坡深度數值。
3. 筒狀模式之運算無需考慮邊坡植被、岩層風化程度、邊坡地形特徵與地表覆蓋物等參數。
4. 降雨開始後則將第一筆時雨量數據輸入第一筒水深，無須考慮進入第一筒所需之入滲時間。

地質	L_1	L_2	L_3	L_4	a_1	a_2	a_3	a_4	b_1	b_2	b_3
花崗岩	15	60	15	15	0.10	0.15	0.05	0.01	0.12	0.05	0.01
火山岩	30-40	60-75	15	15	0.10	0.15	0.05	0.01	0.12	0.08	0.01
古生代地層	30	75	5	15	0.10	0.15	0.05	0.01	0.12	0.04	0.01
第三紀、第四紀地層	15	40	5	15	0.10	0.15	0.05	0.01	0.12	0.04	0.01

方程式：

$R_1=(H_1-L_1)\times a_1$
$R_2=(H_1-L_2)\times a_2$
$R_3=(H_2-L_3)\times a_3$
$R_4=(H_3-L_4)\times a_4$
$F_1=H_1\times b_1$
$F_2=H_2\times b_2$
$F_3=H_3\times b_3$

符號說明：

L_1：第一筒第一層出流水深 (mm)
L_2：第一筒第二層出流水深 (mm)
L_3：第二筒出流水深 (mm)
L_4：第三筒出流水深 (mm)
a_1：第一筒第一層出流比
a_2：第一筒第二層出流比
a_3：第二筒出流比
a_4：第三筒出流比
b_1：第一筒入滲比
b_2：第二筒入滲比
b_3：第三筒入滲比

R_1：第一筒第一層出流量(mm)
R_2：第一筒第二層出流量 (mm)
R_3：第二筒出流量 (mm)
R_4：第三筒出流量 (mm)
H_1：第一筒水深 (mm)
H_2：第二筒水深 (mm)
H_3：第三筒水深 (mm)
F_1：第一筒入滲量 (mm)
F_2：第二筒入滲量 (mm)
F_3：第三筒入滲量 (mm)

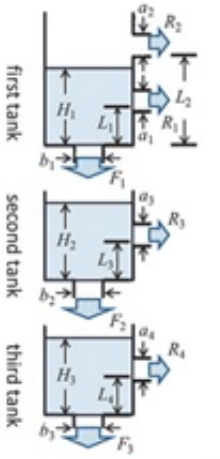


圖 5-17 筒狀模式參數表(陳樹群，2013a)

而陳樹群(2013b)同樣採用 Ishihara and Kobatake 所推導的花崗岩參數進行筒狀模式，且國內目前並未有相關研究提出適用臺灣之地層材料參數，本研究綜合以上理論及說明，在參數選擇上利用花崗岩參數並考慮各試驗邊坡地層之滲透係數分別進行計算試驗場址之 SWI 值與地下水位變動的關係，以此作為降雨與地下水位變動之指標。雨場之設定為連續降雨事件之前 24 小時無降雨紀錄開始至時雨量連續 24 小時均小於 4mm 處為降雨結束時間。

5-4-2 地下水位與土壤雨量指數

本研究於 D003 試驗邊坡設僅有一處水位監測井，而 D004 試驗邊坡設共有四處水位監測井 BH1、BH2、BH3 及 BH4 孔，其中以 BH2、BH3 孔研判可能有受壓水層存在，而按第 4-1-2 節傾斜管量測結果，BH2 於 2017 年 10 月 19 日的有明顯不同於變位趨勢之變動(如圖 4-4)，判斷是受到監測期間同年 10 月 13 日至 16 日豪雨的影響，因為管壁開孔，水壓臨時蓄積造成管壁變動，BH2 孔地下水位在受壓水層表現相較於 BH3 孔明顯，因此分別選用 BH5 孔、BH2 孔之監測資料代表 D003、D004 試驗邊坡降雨與地下水位變動關聯性之分析對象。

2017 年 10 月 13 日至 16 日豪雨侵襲時造成 D003、D004 試驗邊坡之地下水位產生大幅上升的情形，圖 5-18 為 D003 試驗邊坡 BH5 孔之降雨量與地下水位監測資料經雨場切割並利用筒狀模式進行分析後所得之土壤雨量指數變化與降雨量關係圖，其中H_1、H_2、H_3分別為第一、二、三層筒之儲水深度，由結果可發現地下水位上升前有一明顯延時，且當地下水位上升至最高點均位於三筒峰值過後，且地下水位於上升時斜率較緩，代表該試驗場址表層之滲透性可能較低，雨水入滲所需時間較長，而含水層所在之土層透性較高導致水位緩慢上升的情形。

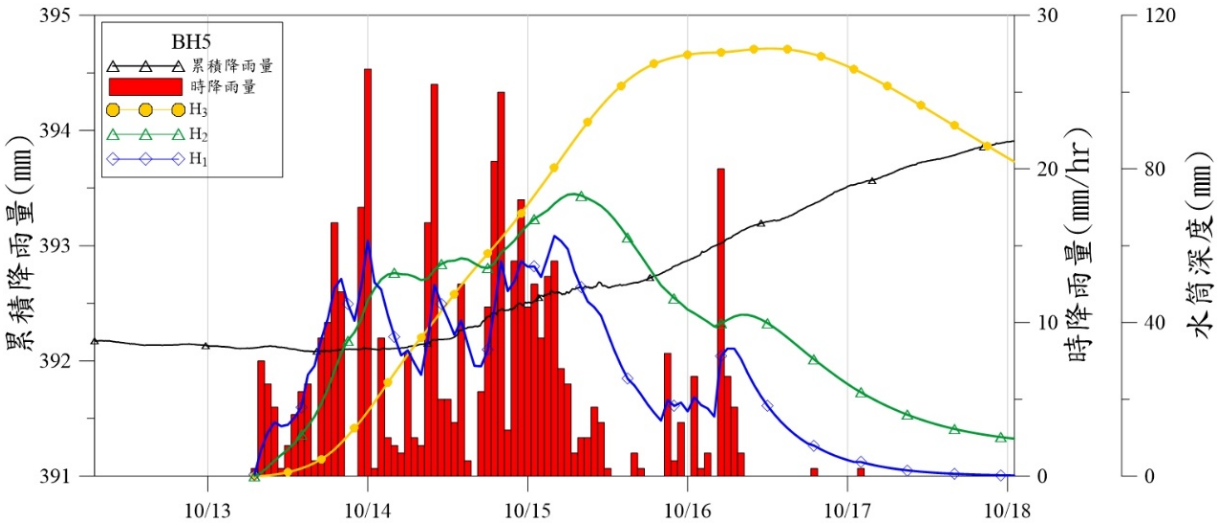


圖 5-18 D003 試驗邊坡土壤雨量指數與地下水位關係

同樣以 2017 年 10 月 13 日至 16 日豪雨侵襲時為例，由 D004 試驗邊坡 BH3 孔之降雨量與地下水位監測資料亦可觀察出地下水位明顯變動之情形。圖 5-19 為利用筒狀模式將此降雨事件進行分析之結果，其中H_1、H_2、H_3同樣為第一、二、三層筒之儲水深度，由分析結果可知地下水位上升至最高點之時刻位於第二筒深峰值過後至第三筒深峰值之前且地下水位上升段較陡，顯示雨水補助含水層所需時間較為短，研判應為該試驗邊坡之淺層土壤滲透性較高，深層土層滲透性較低，雨量容易入滲坡體，但因其深層土層之滲透性較低，排水不易，因此地下水位呈現急遽上升卻緩慢下降的情形。

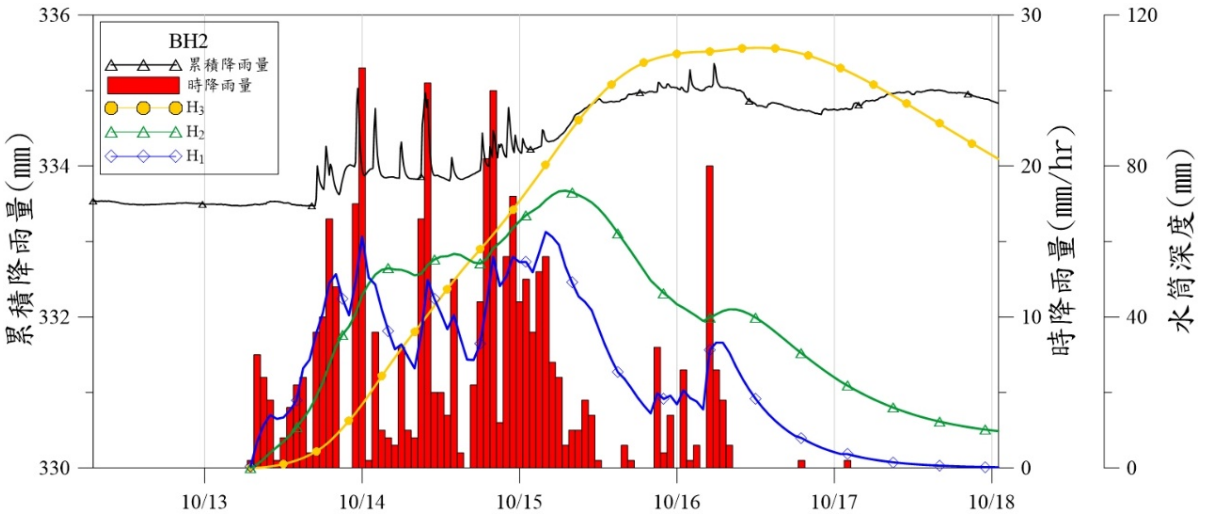


圖 5-19 D004 試驗邊坡土壤雨量指數與地下水位關係

本研究試驗場址因降雨而造成地下水位產生明顯變動之降雨事件為 5 次，分別將 D003、D004 試驗邊坡自第一次監測日期開始至 2018 年 2 月地下水位因降雨產生明顯變化之雨場事件整理如表 5-9、5-10。

再依筒狀模式進行近算並分析土壤雨量指數與地下水位變化之關係，其中 T_1、T_2 為雨場開始之時間與地下水位上升至最高點之時間，H_1、H_2、H_3 為第一、二、三層筒之儲水深度。

表5-9 D003試驗邊坡降雨事件與筒狀模式分析結果

事件	雨場開始時間 (T_1)	水位至最高點時間 (T_2)	累積雨量	地下水位變化量	SWI	H1	H2	H3
1	2017/08/21 23:00	2018/08/24 22:00	166.5	0.164	75.05	1.71	14.99	58.35
2	2017/08/29 14:00	2017/09/03 13:00	188	0.339	90.96	1.64	17.16	72.16
3	2017/10/13 07:00	2017/10/18 01:00	467	1.734	93.09	0.22	9.96	82.90
4	2017/11/22 16:00	2017/11/23 18:00	55	0.154	72.03	10.16	29.42	32.45
5	2018/01/04 20:00	2018/01/06 10:00	89	0.039	77.56	13.01	26.65	37.90

表5-10 D004試驗邊坡降雨事件與筒狀模式分析結果

事件	雨場開始時間 (T_1)	水位至最高點時間 (T_2)	累積雨量	地下水位變化量	SWI	H1	H2	H3
1	2017/08/21 23:00	2018/08/22 19:00	166.5	0.801	109.24	42.22	48.44	18.58
2	2017/08/29 14:00	2017/09/03 15:00	188	0.578	88.25	1.27	15.72	71.26
3	2017/10/13 07:00	2017/10/16 06:00	467	1.873	184.4	33.22	40.71	110.47
4	2017/11/22 16:00	2017/11/23 17:00	55	0.535	73.05	10.93	30.45	31.67
5	2018/01/04 20:00	2018/01/06 09:00	89	0.021	77.57	13.53	26.96	37.08

5-5 邊坡安全警戒指標之建立

5-5-1 降雨與地下水位變動

由於 D004 試驗邊坡於數值模型模擬地下水位抬升至地表仍未達崩塌臨界值即安全係數等於 1，故本節僅探討整理 D003 試驗場址之降雨事件與土壤雨量指數之關係，得知累積降雨量(R)與土壤雨量指數(SWI)存在一線性關係，如式 5-1，即土壤雨量指數為累積降雨量的α倍。另為找出降雨量與地下水位變動之間的關係，將降雨事件之地下水位變化量與土壤雨量指數整理亦可發現另一關係式，如式 5-2，即地下水位變化量為土壤雨量指數的 β 倍。將式 5-1、5-2 整理簡化後可得式 5-3。而從土壤雨量指數與地下水位變化關係圖中可發現，當土壤雨量指數上升(降雨發生)時地下水位並不會馬上上升，而是待土體水分累積到某一定值時，水位才開始產生變動，此值稱為「地下水位上升門檻」即式 5-2 中之W_T，其乘上雨量指數α即可換算為累積降雨量門檻值(R_T)。

$$SWI = \alpha \times R \qquad \text{式 5-1}$$

$$\Delta h = \beta \times SWI + W_T \qquad \text{式 5-2}$$

$$\Delta h = \alpha \times \beta \times R \qquad \text{式 5-3}$$

Δh：地下水位變化量、R：累積降雨量、SWI：土壤雨量指數

α：雨量指數、β：地下水位變動係數、R_T：累積降雨門檻($R_T = \alpha \times W_T$)

由圖 5-21 所示，當累積降雨量達 72.70mm 時 D003 試驗邊坡之地下水位才會開始上升。

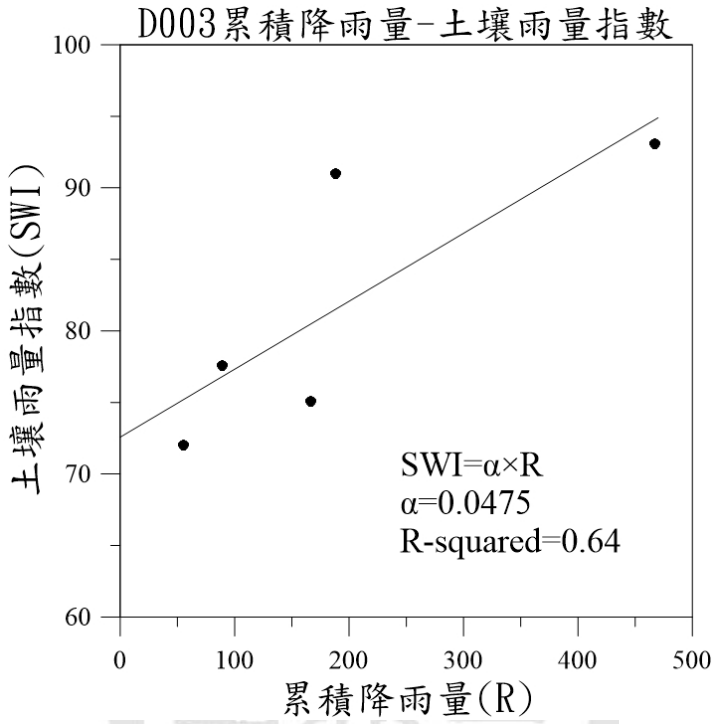


圖 5-20 D003 試驗邊坡累積降雨量與土壤雨量指數關係圖

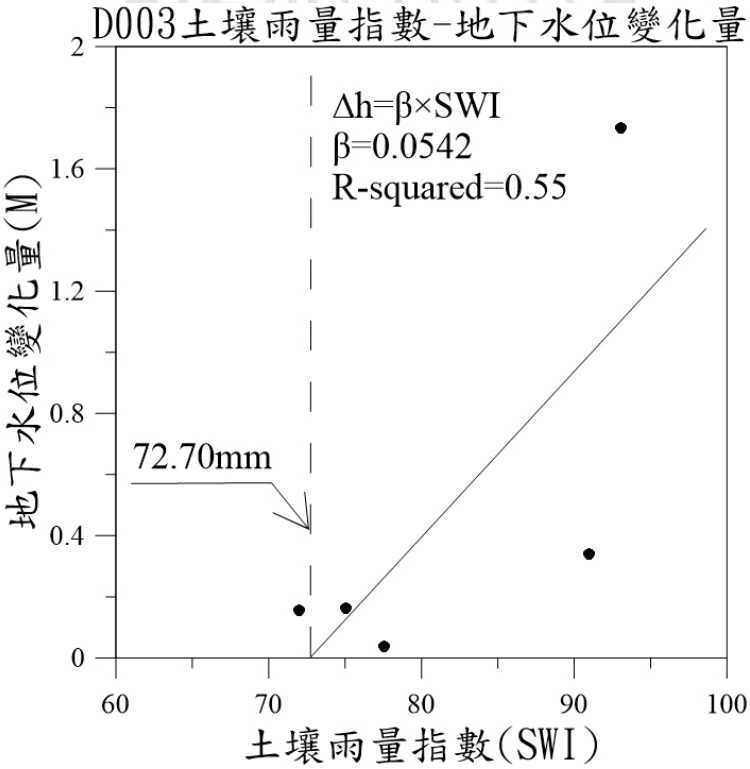


圖 5-21 D003 試驗邊坡地下水位變化與土壤雨量指數關係圖

5-5-2 邊坡安全指標

利用 5-5-1 節之統計分析結果可得知 D003 試驗場址降雨與地下水位變化之關係。而 5-2-3 節則利用抬升地下水位之方法來探討滑動面在不同水位高程下與邊坡穩定性之關係，得出 D003 試驗邊坡之滑動面地下水位上升 22.375m 安全性達到臨界值，此時有崩塌之虞。將此二關係式整合後可得一邊坡安全性預測公式，由邊坡臨界安全係數為基準，以公式逆推進而得到 D003 試驗場址之臨界累積降雨量作為邊坡預警之指標。

將試驗場址之臨界降雨指標整理如表 5-11，在 D003 試驗邊坡於降雨量達到 8763.71mm，則滑動面會到達臨界狀態，可能會有崩塌之虞。

表5-11試驗場址之臨界累積降雨量

場址	$\Delta h = \alpha \times \beta \times R$		累積降雨門檻(mm)	臨界地下水位增量(m)	逆推累積降雨量(mm)
	α	β			
D003 試驗邊坡	0.0475	0.0542	72.70	22.375	8763.71

對照國內歷史降雨紀錄 2009 年莫拉克颱風於阿里山地區降雨量達 2858.5mm 已屬相當驚人的降雨量紀錄，而同年莫拉克颱風於土坂集水區內(中央氣象局土坂雨量站)降雨量僅達 1614.5mm，因此 D003 試驗場址所逆推之臨界累積降雨量為 8763.71mm，明顯無法符合實際降雨情形，研判應係監測期間影響地下水位變化的雨場事件較少所致，因此累積降雨量與土壤雨量指數關係、地下水位變化與土壤雨量指數關係的相關係數分別呈現出較低的 0.64、0.55，故透過迴歸分析求得的參數 α、β 尚無法代表 D003 試驗場址來反推累積降雨量，應透過持續收集資料使本區之研究更為完整。

5-5-3 邊坡滑動後再崩塌模擬

參照 5-2-3 節模擬結果及 5-5-2 節逆推累積降雨量，以 D003 試驗邊坡進行 SLOPE/W(邊坡穩定分析)模擬研究範圍內之破壞潛勢，並探討不同起始滑動區間所產生之安全係數變化，其中地下水位高程設定為上述安全係數等於 1 時之相同水位高程(常態水位上升 22.375m)，並將滑動區間出口段固定為原滑動面，由再將滑動區間入口段沿上邊坡往上延伸，藉此模擬坡趾位置滑動後全區之安全係數。

由模擬結果得知，當以坡趾安全係數達臨界值之地下水位(常態水位上升 22.375m)分別進行坡趾破壞已發生滑動模擬，一旦坡趾位置已產生滑動後，全區破壞之安全係數最低為 1.188 以上，如圖 5-22、圖 5-23、圖 5-24 所示。而根據水土保持技術規範(2014)第七十三條之規定，邊坡穩定設計上暴雨高水位時應大於 1.1，說明此區坡趾位置邊坡滑動後再崩塌機會較低，更顯得坡趾邊坡穩定性對下方保全對象的影響更大。

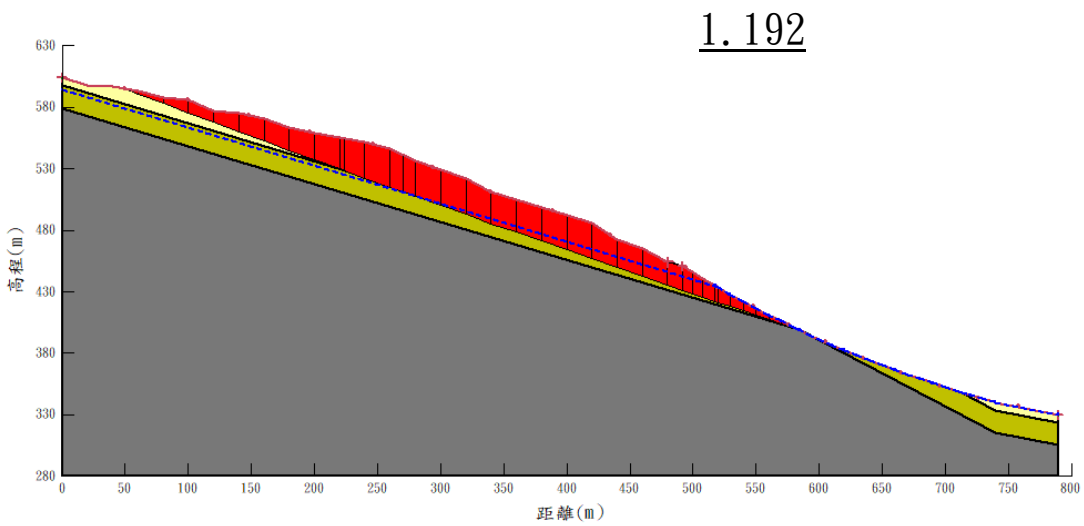


圖 5-22 D003 試驗邊坡原滑動面崩塌後穩定分析(1)

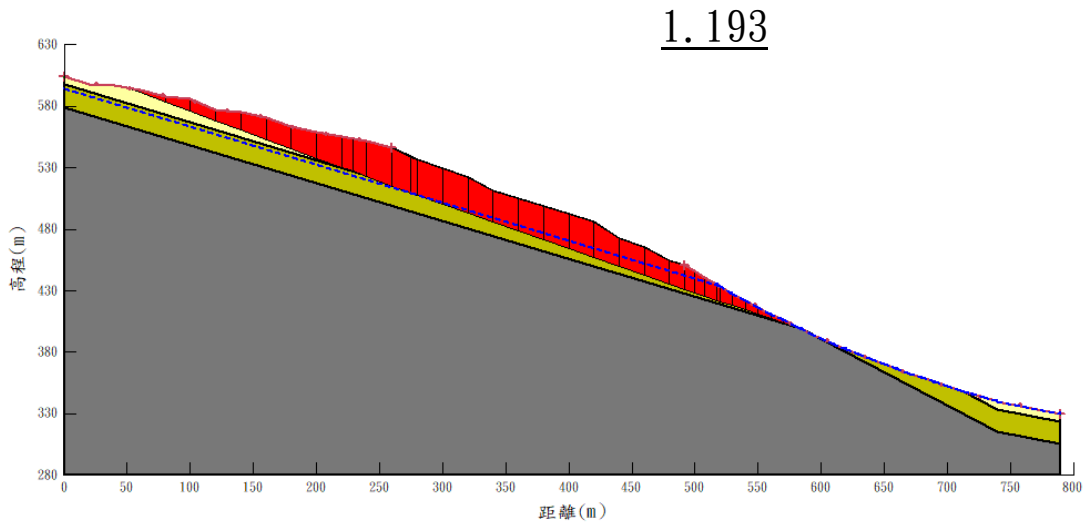


圖 5-23 D003 試驗邊坡原滑動面崩塌後穩定分析(2)

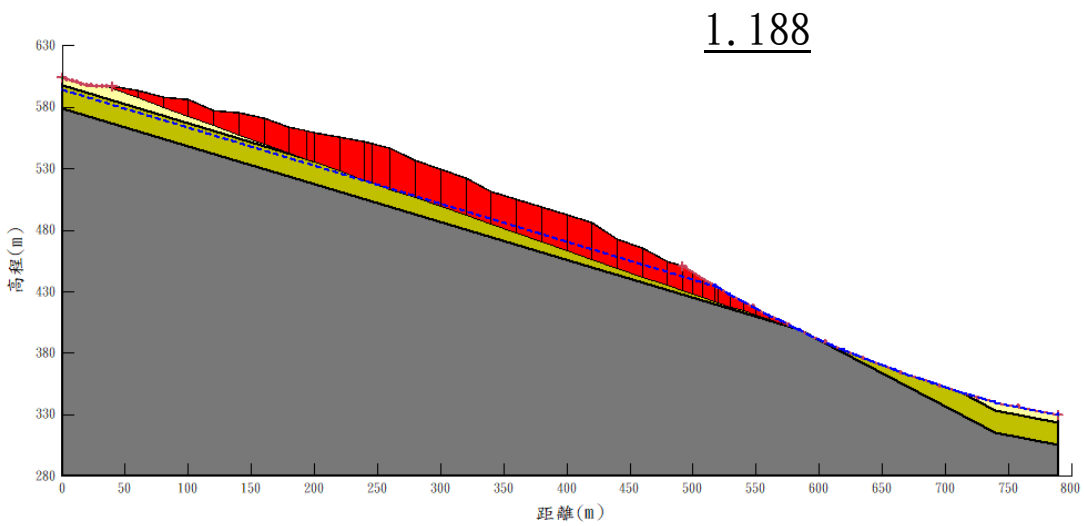


圖 5-24 D003 試驗邊坡原滑動面崩塌後穩定分析(3)

第六章 結論與建議

6-1 結論

1. 以數值軟體模擬 D004 試驗場址邊坡穩定性，可知 D004 試驗邊坡穩定性在假設為潛勢區全區破壞的情形下明顯高於 D003 試驗邊坡。再以假設局部崩塌範圍分析結果，A、B 滑動面同樣與全區分析結果相同，於暴雨高水位大於水土保持技術規範規定安全係數 1.1，與 D003 試驗邊坡相比仍係相對穩定。
2. 而 D003 試驗邊坡於常態水位狀態下之穩定性，安全係數僅 1.125，並於 BH5 鑽孔地下深度 25m 處實際監測有明顯的剪動，因此模擬結果當地下水位上升 22.375m 時，滑動面之安全性達到臨界值，有崩塌之虞。D003 試驗邊坡模擬坡趾位置滑動後全區穩定性，在高水位時坡趾位置已產生滑動後，全區破壞之安全係數最低為 1.188 以上，大於水土保持技術規範規定之暴雨高水位時應大於 1.1，崩塌後相對穩定。
3. 從筒狀模式之分析結果來看，地下水位除受降雨量多寡的影響外，也深受地層透水性的影響，如 D003 試驗邊坡，地下水位上升延時非常明顯，當水位到達最高點時已於三筒峰值過後，代表該試驗場址表層之滲透性可能較低，雨水入滲所需時間較長，而含水層所在之土層透性較高導致水位緩慢上升；而 D004 試驗邊坡，地下水位上升至最高點之時刻位於第二筒深峰值過後至第三筒深峰值之前且地下水位上升段較陡，顯示雨水補助含水層所需時間較為短，研判應為該試驗邊坡之淺層土壤滲透性較高，深層土層滲透性較低，雨量容易入滲坡體，但因其深層土層之滲透性較低，排水不易，因此地下水位呈現急遽上升卻緩慢下降的情形。

6-2 建議

1. D004 試驗邊坡 BH1 孔至 BH4 孔共 4 個孔位傾斜管監測結果各孔位僅有些微位移，這些量測變位興許係環境雜訊或誤差所致，因此目前孔位鑽探深度可能未達滑動面，未來可以考慮增加鑽孔深度，確認滑動面位置。此外在假設為潛勢區全區破壞的情況下進行模擬，潛勢區全區較穩定，未來應朝向潛勢區內局部範圍具有崩塌地形特徵處，進行更詳細的地表地質調查，甚至埋設鑽孔，進一步瞭解 D004 潛勢區可能崩塌位置。
2. 試驗邊坡於監測期間約 8 個月的時間，主要引致地下水位抬升之降雨資料僅 5 組，以筒狀模式進行降雨量-地下水位變動-邊坡安全性之分析與降雨入滲之模擬，因樣本數太少導致逆推臨界累積降雨量無法吻合實際可能發生情形，若後續能夠持續收集資料將能使本區之研究更為完整。

參考文獻

1. 中央氣象局，「豪(大)雨雨量分級定義修正對照表」，中央氣象局，2015，http://www.cwb.gov.tw/V7/observe/rainfall/define.htm。
2. 中華民國內政部建築研究所、中華民國大地工程學會，「坡地社區開發施工作業手冊之建立」，中華民國內政部建築研究所，1999。
3. 王大維，「降雨造成崩塌邊坡地下水變動特性之研究」，國立屏東科技大學水土保持系碩士論文，屏東縣，台灣，2004。
4. 交通部公路總局，「防災先預警，人車平安行-公路防災預警機制」，交通部公路總局，2014，http://www.motc.gov.tw/ch/index.jsp。
5. 行政院農業委員會，「水土保持技術規範」，行政院農業委員會，2014。
6. 行政院農業委員會水土保持局，「土石流潛勢溪流劃設作業要點」，行政院農業委員會水土保持局，2013a。
7. 行政院農業委員會水土保持局，「氣候變遷下大規模崩塌防減災計畫」，行政院農業委員會水土保持局，2017。
8. 行政院農業委員會水土保持局，「國內土石流警戒基準值之調整」，農政與農情，第 248 期，行政院農業委員會水土保持局，2013b。
9. 何岱杰、林慶偉，「國有林大規模潛市區判釋與危險度評估」，行政院農業委員會林務局，第 17 頁，2017。
10. 何岱杰、張維恕、林慶偉、劉守恆，「應用數值地形及光學影像於潛在大規模崩塌地形特徵判釋」，航測及遙測學刊，第十八卷 第 2 期 第 110-111 頁，2014
11. 吳偉特，「邊坡穩定之分析方法與應用」，兆林出版社，台北市，1980。
12. 林偉雄、林啟文、高銘健，「五萬分之一大武地質圖幅」，經濟部中央地質調查所，1993。

13. 財團法人成大水利海洋研究發展文教基金會，「土坂集水區(臺東縣-達仁鄉-D003 及 D004 大規模崩塌地區)設施調查及土砂災害風險評估與策略因應報告書」，行政院農業委員會水土保持局臺東分局，2017。
14. 財團法人資源及環境保護服務基金會,「土石流防災整備模式檢討與更新」，行政院農業委員會水土保持局委辦計畫摘要報告，2014。
15. 國立成功大學公共工程研究中心，「岩石工程性質試驗報告書」，國立成功大學，台南市，台灣，2017。
16. 國家災害防救科技中心，「大規模崩塌災害防治推動策略規劃」，國家災害防救科技中心，2012。
17. 國家災害防救科技中心，「大規模崩塌災害集水區尺度評估作業」，國家災害防救科技中心，第 44 頁，2013。
18. 張博雯，「地滑地危險地下水位建立方法研究」，國立中興大學土木工程研究所碩士論文，台中市，台灣，2000。
19. 張德鑫、蔡西銘，「降雨滲流現象對邊坡穩定之時變分析」，私立中原大學土木工程學系技術報告，桃園市，2002。
20. 陳怡良,「民國 98 年颱風調查報告－第 8 號莫拉克(Morakot)颱風(0908)」，中央氣象局氣象預報中心，2009
21. 陳亮全、林李耀、陳永明、張志新、陳韻如、江申、于宜強、周仲島、游保杉，「氣候變遷與災害衝擊」，台灣氣候變遷科學報告，國家災害防救科技中心，第 6 章，第 311-355 頁，2011。
22. 陳樹群、蔡喬文、何謹余、陳美珍、尹孝元，「土壤雨量指數分析崩塌地案例特性及其在防災整備階段之應用」，中華水土保持學會 102 年年會論文資料，編號 2-7，第 1-3 頁，2013b。
23. 陳樹群、蔡喬文、陳振宇、陳美珍，「筒狀模式之土壤雨量指數應用於土石流防災警戒」，中華水土保持學報，第 44 卷，第 2 期，第 131-143 頁，

2013a。

24. 楊宏慶，「降雨強度與邊坡特性對邊坡穩定分析影響之研究」，國立成功大學資源工程學系碩士論文，台南市，台灣，2012。

25. 經濟部，「地下水管制區劃定作業規範」，經濟部，2017。

26. 經濟部中央地質調查所，「莫拉克中部、東部災區潛在大規模崩塌地區調查成果說明」，經濟部中央地質調查所，2013。

27. 經濟部中央地質調查所，「莫拉克災區潛在大規模崩塌地區分析」，經濟部中央地質調查所，2012。

28. 經濟部中央地質調查所、亞新工程顧問股份有限公司，「都會區及周緣坡地整合性環境地質資料庫建置計畫-坡地環境地質災害調查研究（2/5）中部地區」，經濟部中央地質調查所，第 5 章，2006。

29. 詹錢登、李明熹、郭峰豪，「以降雨因子進行土石流警戒值訂定」，水土保持局，2003。

30. 廖洪鈞、廖瑞堂，「坡地社區開發安全監測手冊」，內政部營建署自動化專案計畫報告，1999。

31. 劉進金、史天元，「以空載光達技術進行三維空間資訊之收集及應用」土木水利，第三十六卷，第五期，第 52-63 頁，2009。

32. 蔡明君，「以降雨特性研究阿里山公路邊坡崩塌預警管理」，國立成功大學土木工程學系研究所碩士論文，台南市，2008。

33. 賴明煌，「以雨量基準建立公路通行管理準則－以阿里山公路為例」，國立成功大學土木工程學系研究所博士論文，台南市，2013。

34. 鍾友維，「GeoStudio 應用於降雨型態對崩塌發生之影響研究-以臺東縣達仁鄉 D004 大規模崩塌區為例」，國立成功大學水利及海洋工程學系碩士論文，台南市，台灣，2018。

35. 鍾明劍、王金山、譚志豪，「測傾管量測數據釋疑暨地滑機制研判應用」，

中興工程季刊，第 123 期，第 43-54 頁，2014。

36. 魏倫瑋、羅佳明、鄭添耀、鄭錦桐、冀樹勇，「深層崩塌之地貌特徵-以台灣南部地區為例」，中興工程，第 115 期，第 5-43 頁，2012。

37. Abramson, L W, Lee, T S, Sharma, S, and Boyce, G M,“Slope stability and stabilization methods.”, John Wiley & Sons, New York, U.S.A, 1996.

38. Agliardi, F., Crosta, G., and Zanchi, A., “Structural constraints on deep-seated slope deformation kinematics: Engineering Geology”, v.59, p. 83-102. , 2001.

39. Brand E. W.,“Geotechnical Engineering in Tropical Residual Soils”, Special Lecture, Proceeding 1st International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and saprolitic Soils, Brasilia, Brasil, Vol. 3, pp. 23-91, 1985.

40. Brand, E. W., “Some thoughts on rain-induced slope failures”, Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden, 3, pp.373-376, 1981.

41. Chigira, M., and Kiho, K., “Deep-seated rockslide-avalanches preceded by mass rock creep of sedimentary rocks in the Akaishi Mountains”, central Japan: Engineering Geology,v.38,p.221-230. , 1994.

42. D. Fredlund and J. Krahn, "Comparison of slope stability methods of analysis," Canadian Geotechnical Journal, vol. 14, no. 3, pp. 429-439, 1977.

43. Geo-SLOPE International Ltd., “Stability Moedlong wuth SLOPE/W, May 2014 Edition. Users manual”, Alerta, Canada, 2014.

44. K. Culmann, “ Die Graphische Statik ” ,Z ü rich:Meyer&Zeller,p.547-p.562,1866。

45. M. Coltorti , S. Ravani , G. Cornamusini , A. Ielpi and F. Verrazzani, “A sagging along the eastern Chianti Mts.,Italy”, Geomorphology, vol.112, pp.15-26, 2009.

46. Soeters, R. and van Westen, C. J. “Slope Instability Recognition, Analysis, and Zonation, Landslides, Investigation and Mitigation”, Washington, D. C., National Academy Press, pp.129-177,1996.
47. Taylor, D.W.,“Stability of earth slopes.”,J. Boston Soc. Civ. Eng.,24,p.197-p.246,1937.
48. Taylor, D. W., “Fundamental of Soil Mechanics”, John Wiley & Sons, Inc.,New York, and Chapman & Hall, Limited, London, USA, 1948.
49. Terzaghi, K., and Peck, R. B.,“Soil Mechanics in Engineering Practice”,2nd Edition,Wiley,New York,U.S.A,1967.
50. Tsaparas, I., Rahardjo, H., Toll, D., and Leong, E.C.“Controlling parameters for rainfall-induced landslides.”,Computers and Geotechnics, Vol. 29(1), p.1-p.27.,2002.
51. Varnes, D. J.,“Slope movements and types and processes”, Transportation Research Board, Washington, U.S.A, pp.11-13., 1978.
52. Y. Ishihara, S. Kobatake,“Runoff Model for Flood Forecasting”Bull. Disas. Prev. Res. Inst.,Kyoto Univ., Vol. 29, Part 1. NO.260, 1979.
53. Yeh, H.F., Lee, C.C., and Lee, C.H.,“Application of a water budget model to evaluate rainfall recharge and slop stability”,Journal of the Chinese Institute of Environmental Engineering, Vol. 14, No.4,p.227-p.237, 2008.
54. 小山内信智、石川芳治、石塚忠範、岡本敦，「深層崩壊に関する基本事項の検討」，公益社団法人砂防学会，2012。
55. 日本氣象廳，「雨の強さと降り方」，日本氣象廳，2017，http://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/yougo_hp/amehyo.html。
56. 日本獨立行政法人土木研究所，「深層崩塌潛勢溪流檢出方法說明書」，日本，2008。

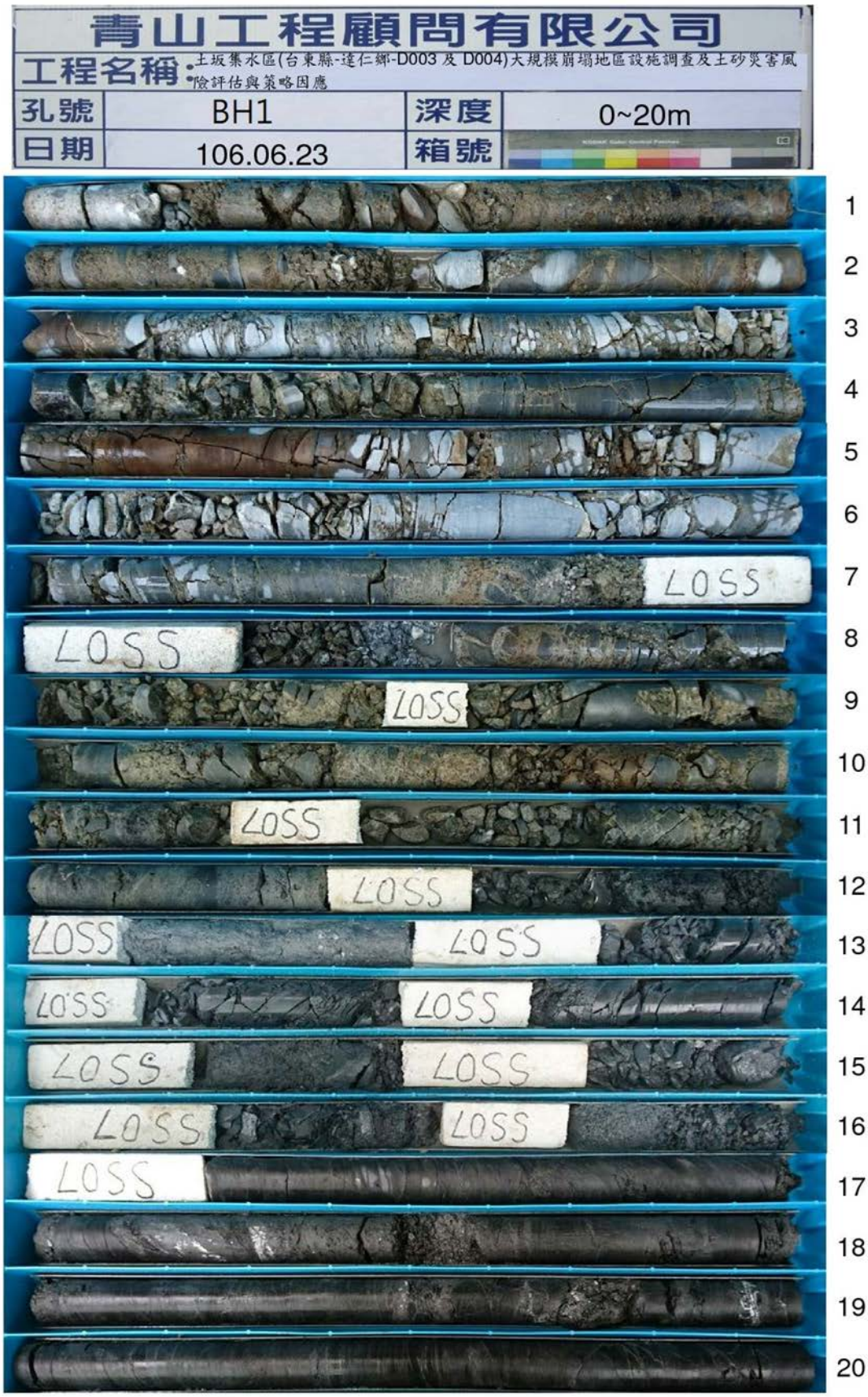
57. 地滑對策技術協會，「地すべり對策技術設計實施要領」，第 1 卷，第 2 期，地すべり對策技術協會，東京，日本，1978。
58. 岡田憲治，「土壤雨量指数による土砂災害発生危険度予測の現状」，土と基礎，日本岩土工程學會，p.4-p.6，2007。
59. 岡田憲治，「土壤雨量指數」，測候時報，日本氣象學會，69.5，2002。
60. 菅原正巳，「流出解析法」，共立出版株式会社，1971。
61. 齋藤仁、中山大地、泉岳樹、松山洋，「土砂災害を引き起こす降雨のリアルタイムモニタリング」，地理資訊系統理論及應用，第 19 卷，第 2 期，p.25-p.34，日本，2011。
62. 藤田正治，「Muti-model sediment disasters due to extreme heavy rainfall and the countermeasure」，第 30 屆台日工程技術研討會，台南市，台灣，2013。
63. 藤原明敏，「地すべり調査と解析」，理工圖書株式會社，東京，日本，1970。

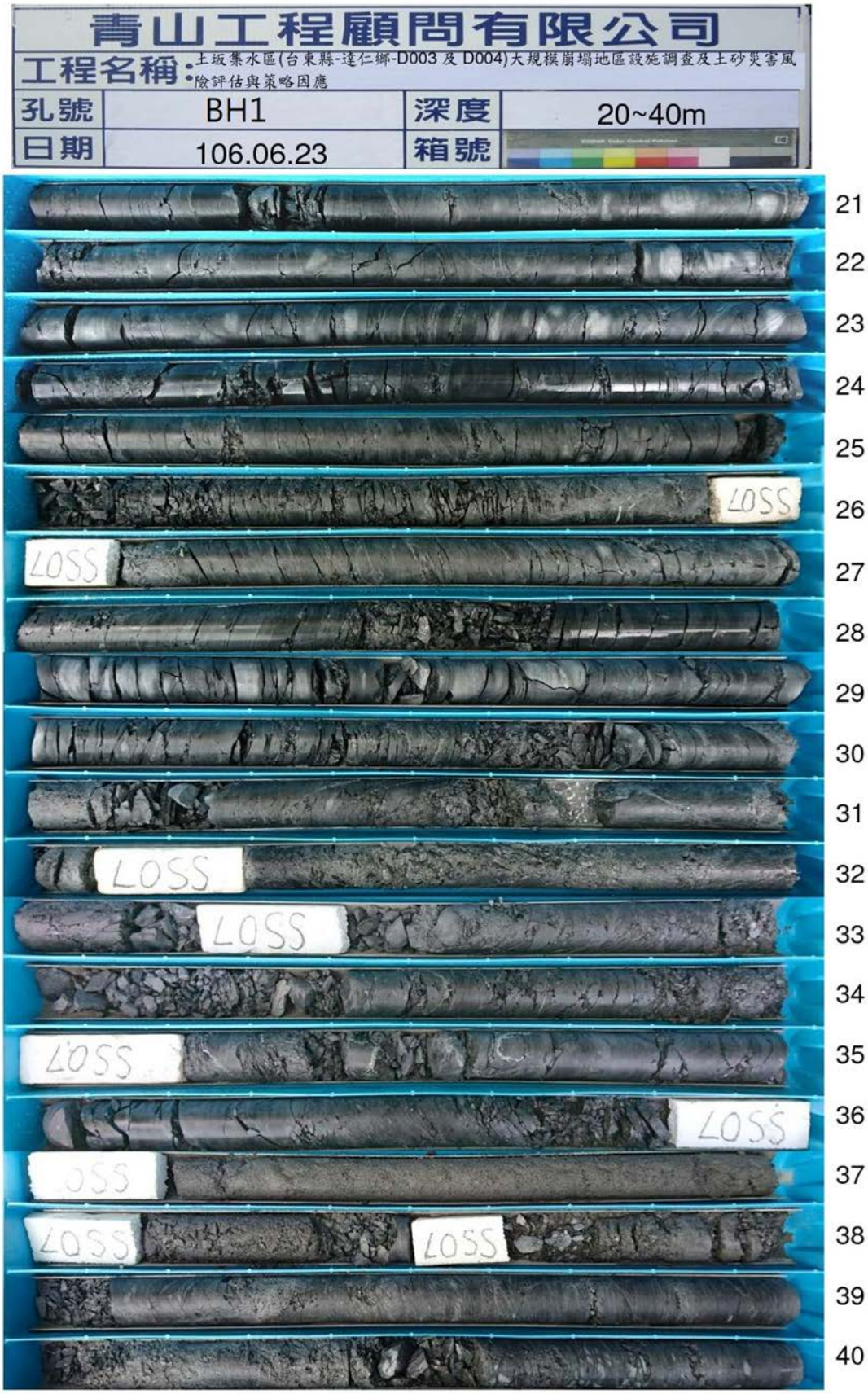
參考網站：

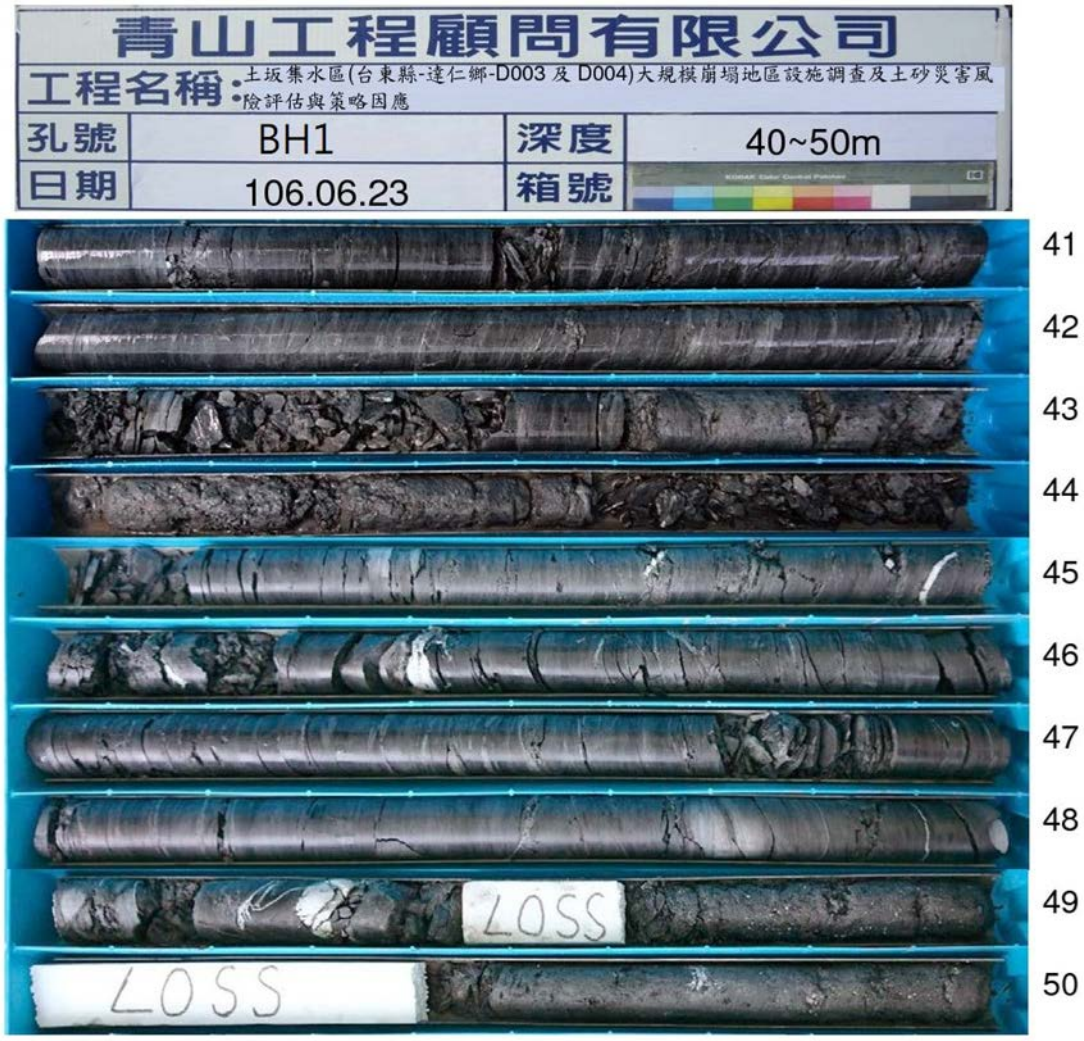
1. 內政部國土測繪中心，http://maps.nlsc.gov.tw，2018
2. 日本氣象廳網站，http://www.ima.go.jp/jam/index.html，2018
3. 交通部中央氣象局網站，http://www.cwb.gov.tw，2018
4. 交通部公路總局第五區養護工程處網站，http://thbu5.thb.gov.tw，2018
5. 國家災害防救科技中心網站，http://www.ncdr.nat.gov.tw，2018
6. 經濟部中央地質調查所網站，http://www.moeacgs.gov.tw，2018
7. 經濟部水利署網站，http://www.wra.gov.tw，2018
8. 行政院農業委員會水土保持局，https://www.swcb.gov.tw，2018
9. 臺灣百年歷史地圖，http://gissrv4.sinica.edu.tw/gis/twhgis/，2018

附錄 A 岩心描述與照片

孔位 BH1 岩心描述紀錄表		
範圍深度	岩性	描述說明
0~1.5m	崩積層	組構為顆粒支持，礫石粒徑約 1~10cm，礫石材料以板 岩與變質砂岩為主，整體呈高度風化。顆粒材料為主， 灰白色變質砂岩岩塊及深灰色板岩岩塊，岩塊粒徑約 0.5~10cm，有黃棕色泥質材料填充。
1.5~11.8m	局部剪裂層	深灰色板岩與灰色變質砂岩為主，呈中至高度破碎，剪 切帶與裂隙多為高度風化，部分較完整岩盤呈中至低度 風化。顆粒材料為主，深灰色板岩岩塊，間夾黃棕色土 壤及岩屑，岩塊粒徑約 1~10cm。 2.25m、3.65~4.0m、4.0~4.5m、5.5~5.7m 為高角度破裂，角度約 70~80 度。 6.5~6.8m、7.6~7.8m、8.3~8.4m、9.15~9.25m、9.4~9.6m 為強剪裂帶。
11.8~44.1m	板岩-砂質板岩	深灰色板岩為主，偶夾薄層變質砂岩，岩性較脆，局部 因鑽進之人為影響外觀較破碎。深灰色板岩偶夾灰色砂 質板岩，岩體呈中至高度破碎，且有深灰色泥質材料填 充，具剪裂帶。 15.7~16m ； 17.2~17.6m ； 18.65~18.75m ； 31.3~32m ；35.8~37.6m；39~39.4m；43~44m：剪裂帶，夾灰色泥質材料。
44.1~50m	板岩-變質砂岩	深灰色板岩偶夾灰白色變質砂岩，岩體呈中至高度破 碎，普遍具有裂隙，且有深灰色泥質材料填充，具剪裂 帶。 48.6~50m：剪裂帶，夾灰色泥質材料。

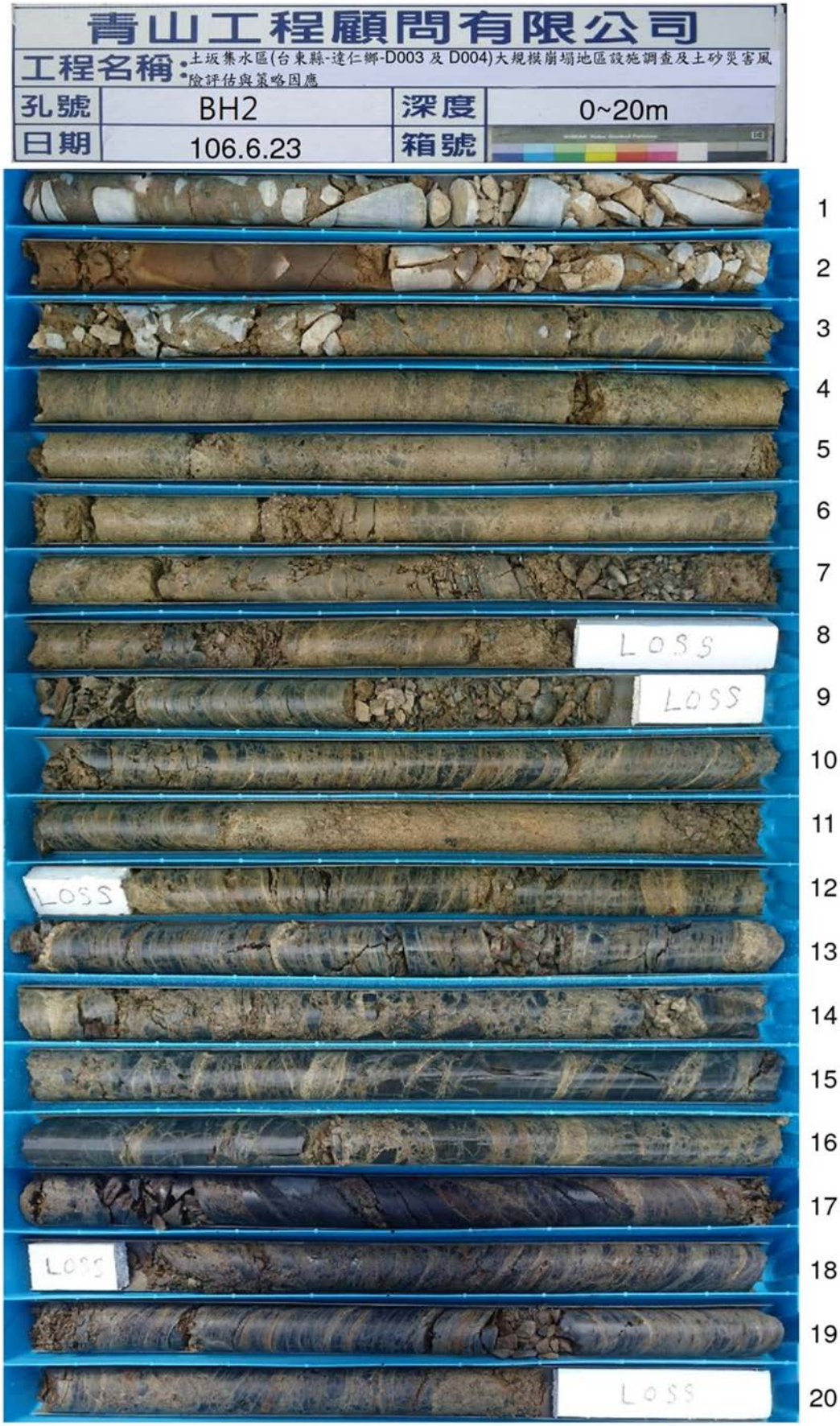

青山工程顧問有限公司
工程名稱：土坂集水區(台東縣-達仁鄉-D003 及 D004)大規模崩塌地區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應
孔號 BH1
深度 0~20m
日期 106.06.23
箱號
LOSS
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20

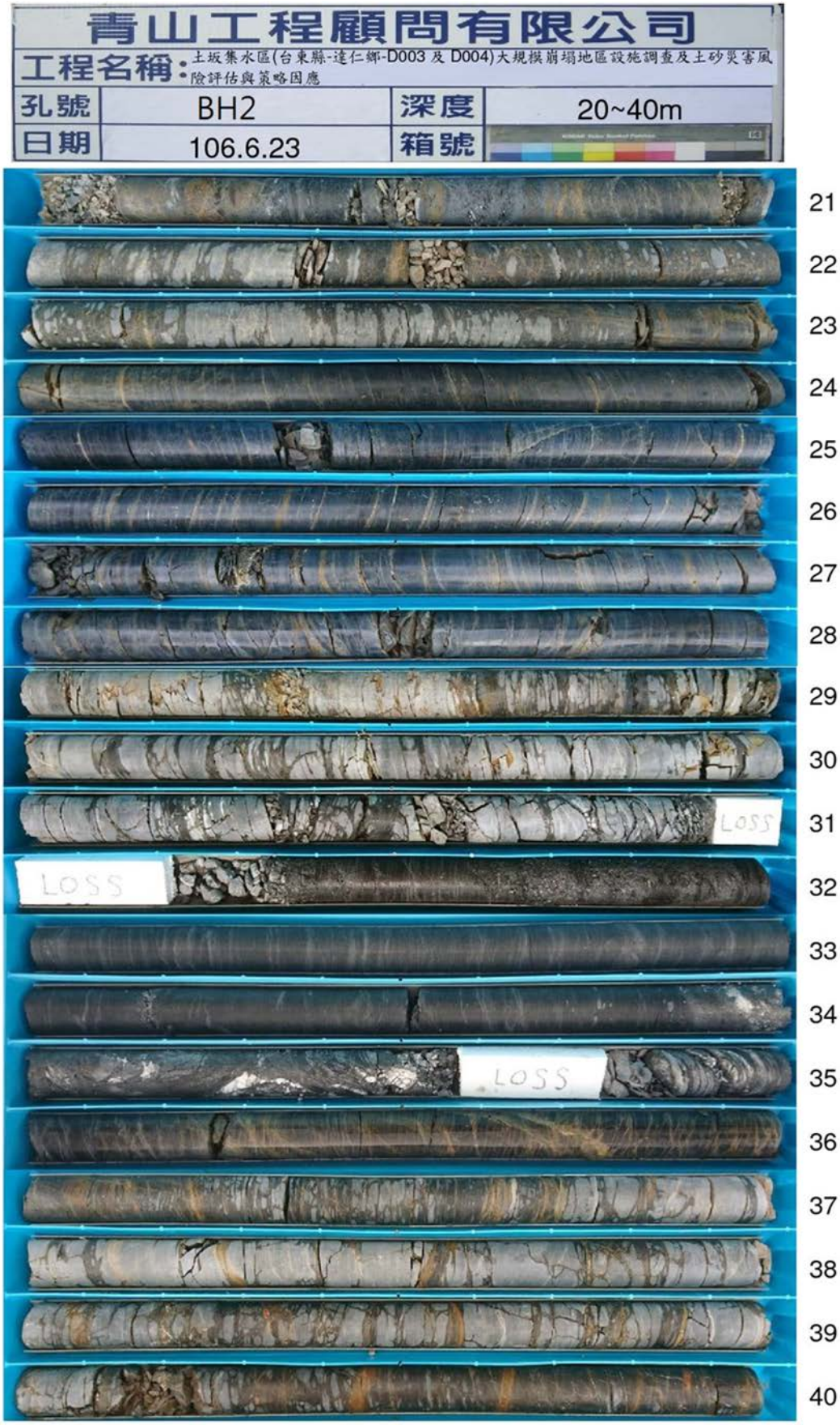

青山工程顧問有限公司
工程名稱：土坂集水區(台東縣-達仁鄉-D003 及 D004)大規模崩塌地區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應
孔號 BH1
深度 20~40m
日期 106.06.23
箱號
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
LOSS

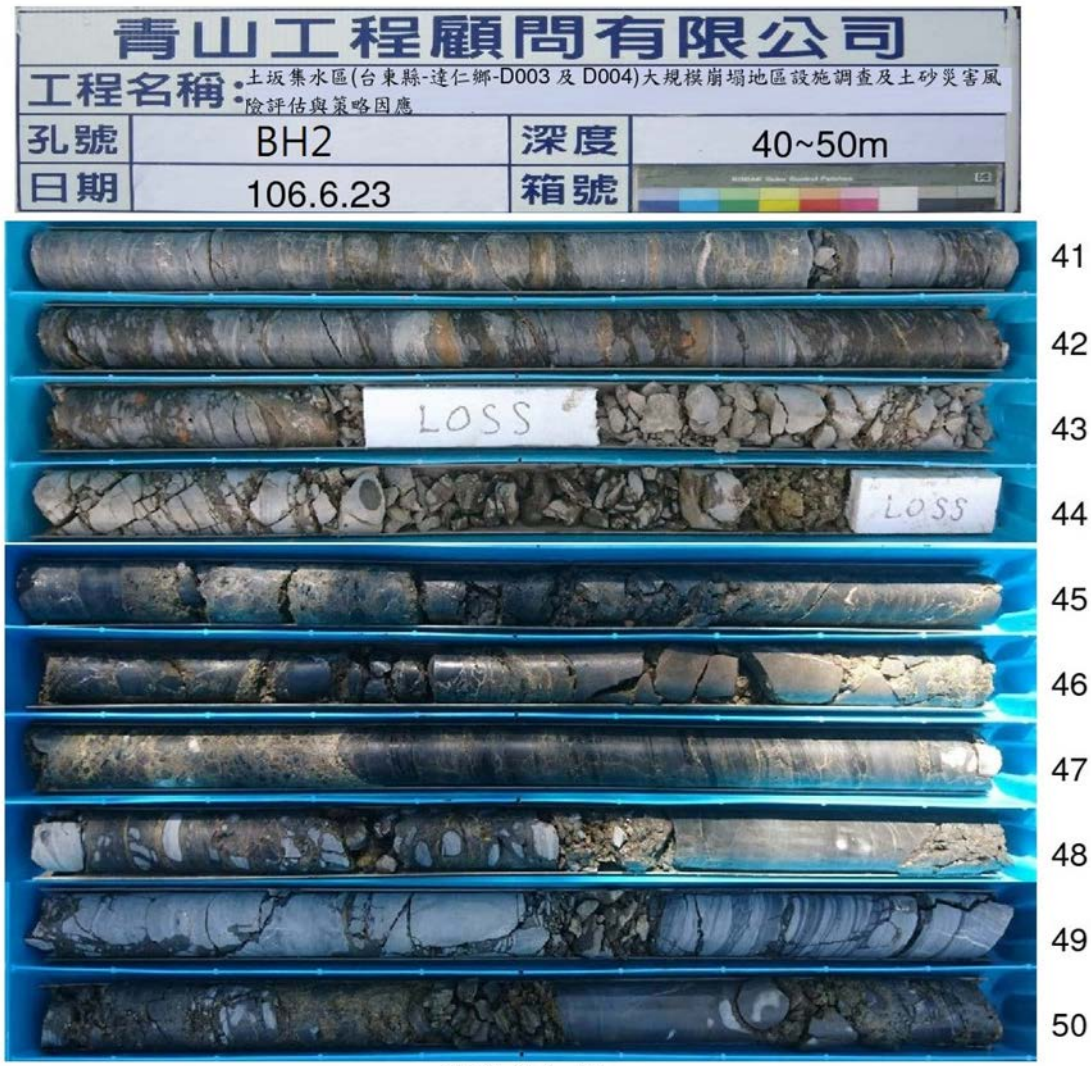

青山工程顧問有限公司
工程名稱：土坂集水區(台東縣-達仁鄉-D003 及 D004)大規模崩塌地區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應
孔號
BH1
深度
40~50m
日期
106.06.23
箱號
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
LOSS
LOSS

鑽探結束

孔位 BH2 岩心描述紀錄表		
範圍深度	岩性	描述說明
0~2.5m	崩積層	基質材料為主，黃棕色土壤及岩屑，間夾灰白色變質砂岩岩塊，岩塊組構為顆粒支持，礫石粒徑約 5~20cm，礫石材料以變質砂岩為主，整體呈高度風化。
2.5~8.0m	崩積層	局部為顆粒支持，整體因高度風化與強剪切無明顯組 構基質材料為主，黃棕色土壤與岩屑，偶夾灰色岩塊，岩塊粒徑約，岩塊粒徑約 0.5~2cm。
8.0~20.0m	強剪裂層	深灰色板岩為主，岩體視剪切帶密度呈中至高度破碎，剪切帶與裂隙多為高度風化，部分較完整岩盤呈中至低度風化。14.4m、15.4~15.5m、15.6~16.1m 為強剪裂帶。
20.0~30.0m	局部剪裂層	深灰色板岩為主，整體呈現低至中度風化，裂隙多有氧化鏽染，24.65~25.0m 有剪裂跡象，角度約為 70 度。部分深度 20.3~21m 偶夾深灰色板岩。20~20.15m；21.5~21.6m：變質砂岩岩屑(岩屑小於 5 公分)。
30.0~35.0m	板岩 (完整岩盤)	深灰色板岩為主，偶夾薄層變質砂岩，岩性較脆，局部因鑽進之人為影響外觀較破碎。岩體呈輕至中度破碎，普遍具有高角度裂隙偶夾厚葉層黃褐色泥質材料。 24.35~24.42m；26~26.1m：破碎帶，呈高度破碎。
35.0~44.0m	局部剪裂層	深灰色板岩與灰色變質砂岩為主，岩體視剪切帶密度 呈中至高度破碎，剪切帶與裂隙多為高度風化，部分較完整岩盤呈中至低度風化。 35.6~35.8m、36.0~36.25m、36.64m、36.72m、37.75m、38.1m、38.58m、38.88m 為剪裂帶。
44.0~50.0m	強剪裂層	深灰色板岩與灰色變質砂岩為主，呈中至高度破碎，剪切帶與裂隙多為高度風化，部分較完整岩盤呈中至低度風化。 44.5~45.5m、45.9~46.3m、46.5~47.65m 為強剪裂帶。


青山工程顧問有限公司
工程名稱：土坂集水區(台東縣-達仁鄉-D003 及 D004)大規模崩塌地區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應
孔號
BH2
深度
0~20m
日期
106.6.23
箱號
LOSS
LOSS
LOSS
LOSS
LOSS
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20


青山工程顧問有限公司
工程名稱：土坂集水區(台東縣-達仁鄉-D003 及 D004)大規模崩塌地區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應
孔號
BH2
深度
20~40m
日期
106.6.23
箱號
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
LOSS
32
LOSS
33
34
35
LOSS
36
37
38
39
40

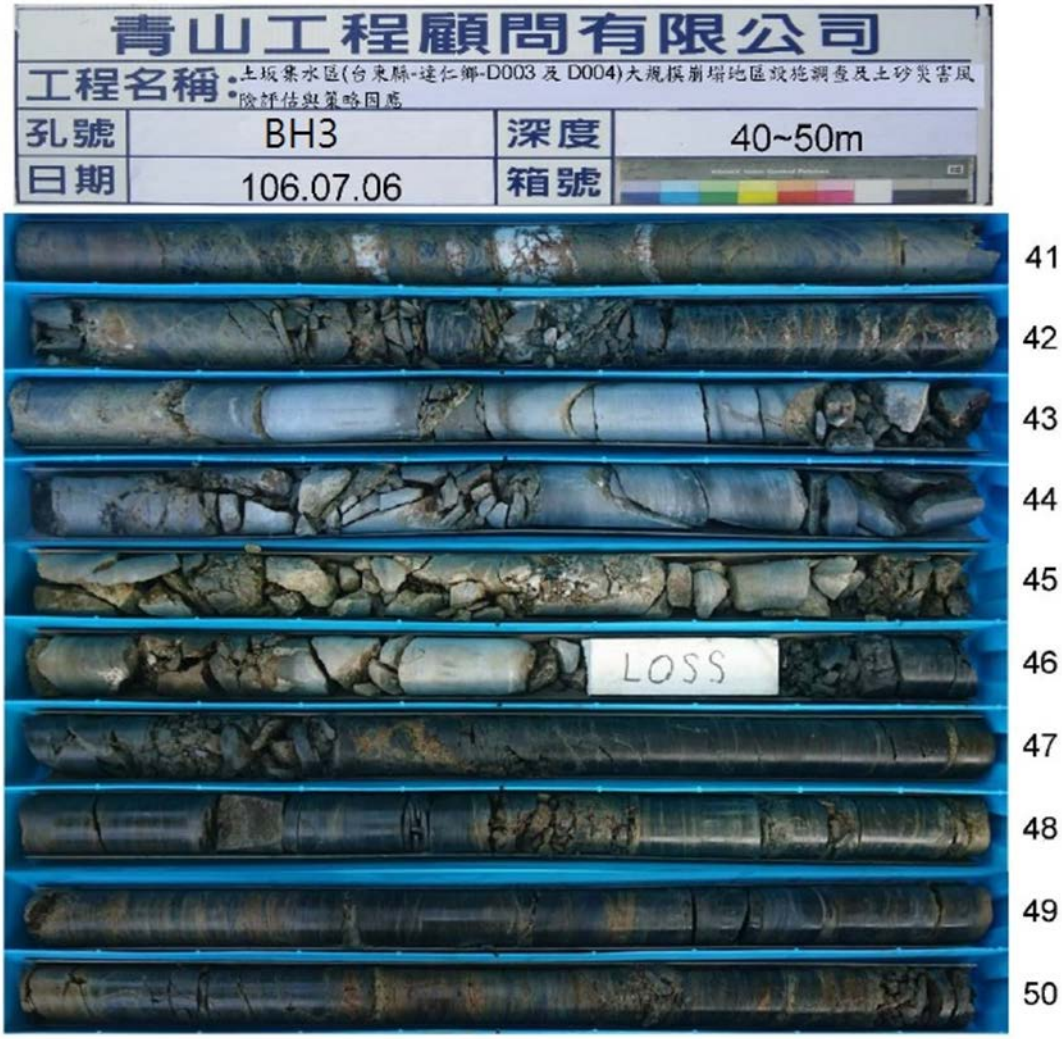

青山工程顧問有限公司
工程名稱：土坂集水區(台東縣-達仁鄉-D003 及 D004)大規模崩塌地區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應
孔號
BH2
深度
40~50m
日期
106.6.23
箱號
LOSS
LOSS
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

鑽探結束

孔位 BH3 岩心描述紀錄表		
範圍深度	岩性	描述說明
0~4.0m	崩積層	組構為基質支持，以泥質材料偶夾灰變質砂岩與板岩 質礫石，主要礫石粒徑約 2~5cm，偶有 20 公分以上礫 石，整體呈高度風化。
4.0~8.0m	強剪裂層	深灰色板岩與灰色變質砂岩為主，呈中至高度破碎，剪切帶與裂隙多為高度風化，部分較完整岩盤呈中至低度風化。 5.45m、5.58m、6.15m、6.3m、6.55m、6.9m、9.7~10.0m、10.8~11.0m、11.5~11.9m 為強剪裂帶。深灰色板岩岩塊，間夾黃棕色土壤及岩屑，岩塊粒徑約 1~10cm。
8.0~14.2m	局部剪裂層	深灰色板岩夾薄層變質砂岩為主，岩體視剪切帶密度 呈中至高度破碎，剪切帶與裂隙多為高度風化，部分較完整岩盤呈中至低度風化。 13~13.2m 、 18.6~18.8m 、 19.2~19.35m 、 22.2~22.3m 、 25.1~25.3m、30.3~30.4m、36.4~36.5m、37.0~37.5m、38.5m、40.15~40.25m、40.4~40.5m 為剪裂帶。灰色砂質板岩為主。為中度風化岩體，偶有灰白色變質砂岩和深灰色板岩填充，岩體呈中度破碎，普遍具有裂隙。 12~13m：灰白色變質砂岩，呈中至高度破裂。 10~11.5m：呈高角度裂隙，角度 60~70 度。
14.2~25m	變質砂岩 -砂質板岩	灰白色變質砂岩間夾灰色砂質板岩，岩體呈中度破碎，普遍具有裂隙。 14.9~16m；18.65~20m：深灰色板岩，為輕度風化岩體。
25~42m	板岩	深灰色板岩為主。偶有灰白色變質砂岩填充，岩體呈輕至中度破碎，普遍具有裂隙，部分深度具剪裂帶。 26.4~26.6m ； 32.3~32.5m ； 37~37.4m ； 38.15~38.5m ； 39.3~40m：剪裂帶，夾黃色泥質填充材料。
42~45.8m	變質砂岩	灰白色變質砂岩主。為中度風化岩體，偶有灰色變質砂岩及深灰色板岩填充，岩體呈中度破碎，普遍具有裂隙。 43.7~44m：深灰色板岩，為輕度風化岩體。 42.8~43m；43.2~43.5m；44~45.3:剪裂帶，夾黃色泥質填充材料。
45.8~50m	板岩	深灰色板岩，岩體呈輕度破碎，普遍具有裂隙。 46.3~46.5m；48~50m：具有銹染情形。

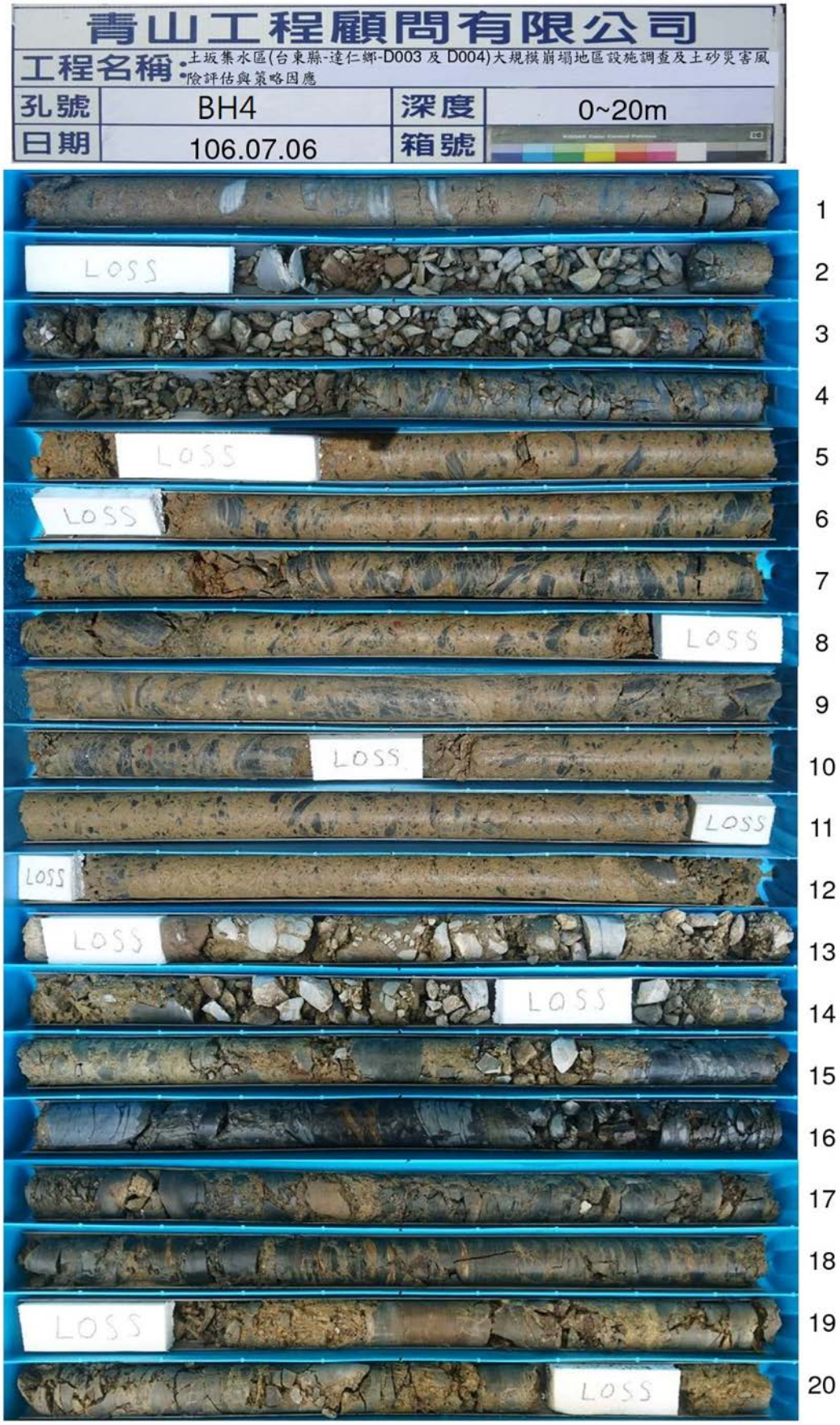
青山工程顧問有限公司
工程名稱：土坡集水區(台東縣-達仁鄉-D003及D004)大規模崩塌地區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應
孔號 BH3
深度 0~20m
日期 106.07.06
箱號
SPT 1.05-1.50 S-1-1 N: 1+4+6
SPT 2.55 2.93 S-2-2 N: 2+3+100/5cm
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20

青山工程顧問有限公司
工程名稱：土坂集水區(台東縣-達仁鄉-D003及D004)大規模崩塌地區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應
孔號 BH3
深度 20~40m
日期 106.07.06
箱號
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
LOSS

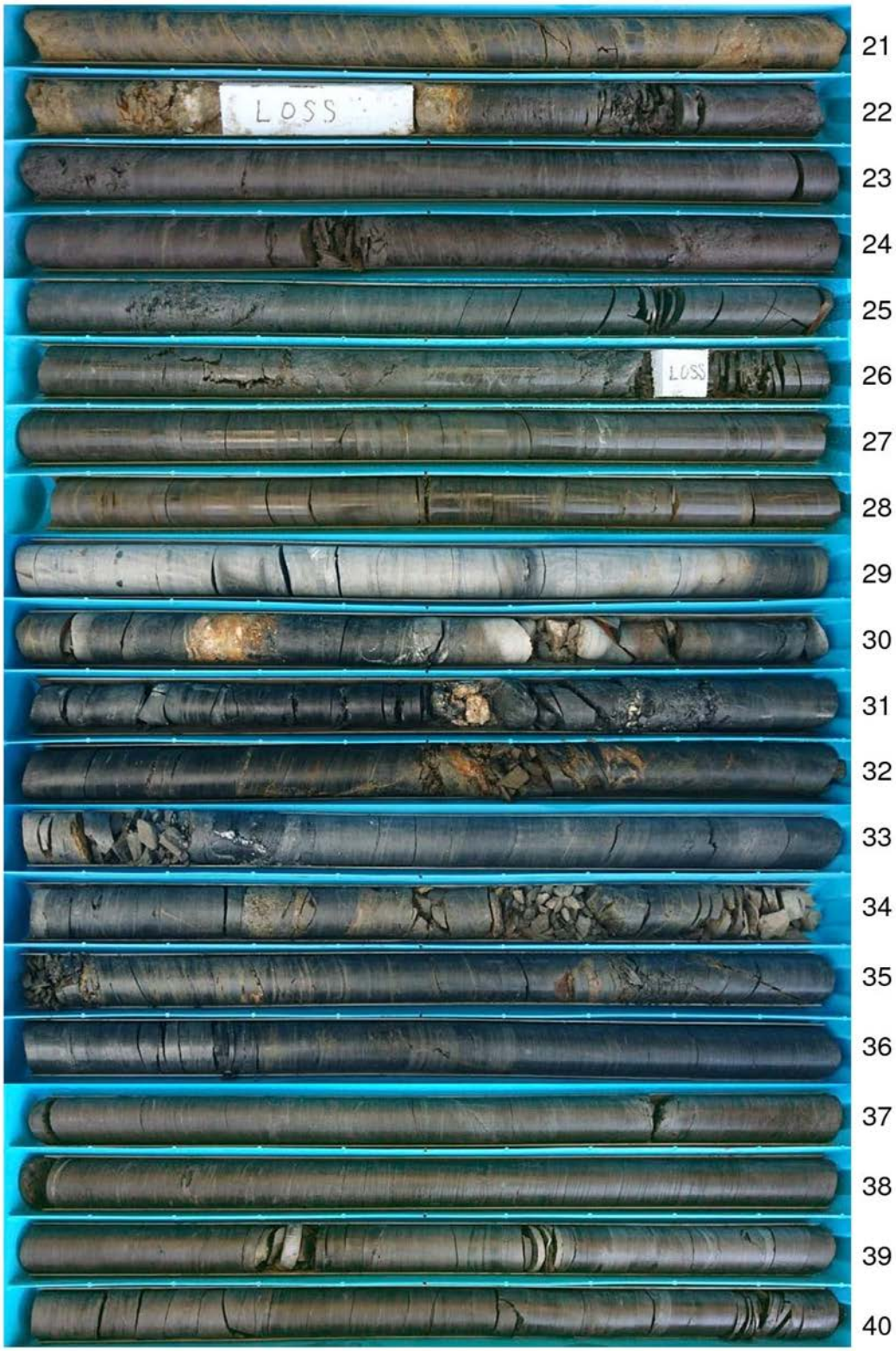

青山工程顧問有限公司
工程名稱：土坂集水區(台東縣-達仁鄉-D003 及 D004)大規模崩塌地區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應
孔號 BH3
深度 40~50m
日期 106.07.06
箱號
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
LOSS

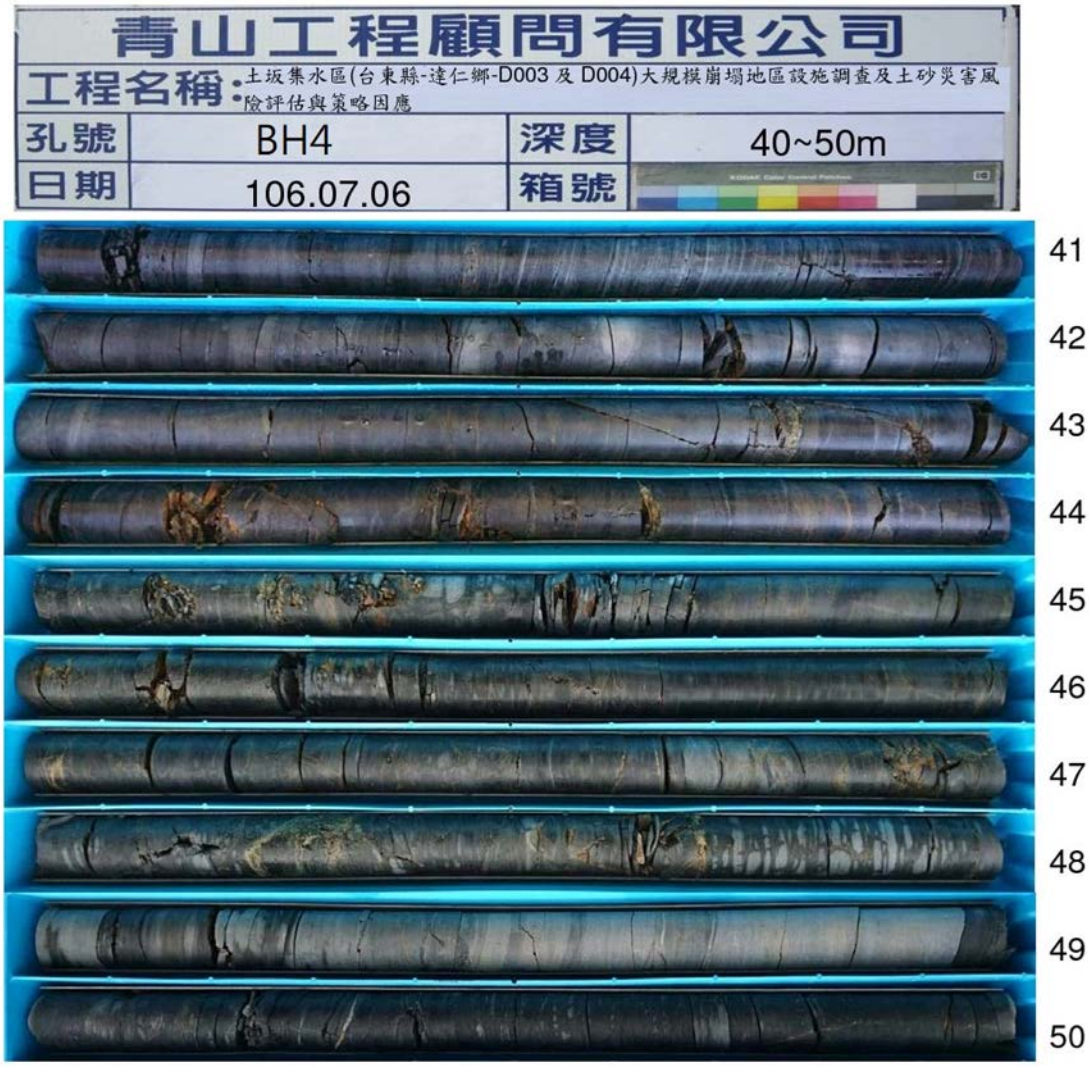
鑽探結束

孔位 BH4 岩心描述紀錄表		
範圍深度	岩性	描述說明
0~14.8m	崩積層	組構為顆粒支持，礫石粒徑約 1~10cm，礫石材料以板岩與變質砂岩為主，整體呈高度風化。基質材料為主，黃棕色土壤與岩屑，偶夾灰色岩塊，岩塊粒徑約，岩塊粒徑約 1~5cm。
14.8~21.55m	強剪裂層	深灰色板岩與灰色變質砂岩為主，呈中至高度破碎，剪切帶與裂隙多為高度風化，部分較完整岩盤呈中至低度風化。 15.4~15.5m 、 15.62m 、 17.68~18.0m 、 20.5~20.55m 、 20.7~21.0m、21.55m 為強剪裂帶。顆粒材料為主，深灰色板岩岩塊，間夾黃棕色土壤及岩屑，岩塊粒徑約 1~5cm。
21.55~28m	局部剪裂層	深灰色板岩夾薄層變質砂岩為主，岩體視剪切帶密度 呈中至高度破碎，剪切帶與裂隙多為高度風化，部分較完整岩盤呈中至低度風化。深灰色板岩為主。偶有灰白色變質砂岩填充，岩體呈輕至中度破碎，普遍具有裂隙。 31.4~31.5m、33.3~33.4m、47.25~47.35m 為剪切帶。 34.85~35.m、35.5~35.6m、40.7~40.85m、42.55~42.7m 為高角度節理或裂隙，約 65~75 度。20~21.5m：中度風化岩體。 21.7~21.8m；23.3~23.5m：呈高度破裂，岩屑小於 5cm。 24.1~24.3m；24.9~25m；25.2~25.4m：呈高角度裂隙，角度 70~90 度。
28~34.4m	板岩 -變質砂岩	深灰色板岩間夾灰白色變質砂岩，岩體呈中至高度破 碎，普遍具有裂隙。 28~29m；29.5~29.7m：灰白色變質砂岩。 32~32.2m；33.6~33.7m；33.8~34.1m：板岩與變質砂岩岩屑(岩屑小於 5 公分)。
34.4~40.2m	板岩	深灰色板岩為主。偶有灰白色變質砂岩填充，岩體呈輕至中度破碎，普遍具有裂隙。
40.2~50m	變質砂岩 -砂質板岩	灰白色變質砂岩間夾灰色砂質板岩，岩體呈輕至中度 破碎，普遍具有裂隙。 40.76~40.82m；42.5~43m：具高角度裂隙，角度約 70~80 度。 48~49m：灰白色變質砂岩。


青山工程顧問有限公司
工程名稱：土坂集水區(台東縣-達仁鄉-D003 及 D004)大規模崩塌地區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應
孔號 BH4
深度 0~20m
日期 106.07.06
箱號
LOSS
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20

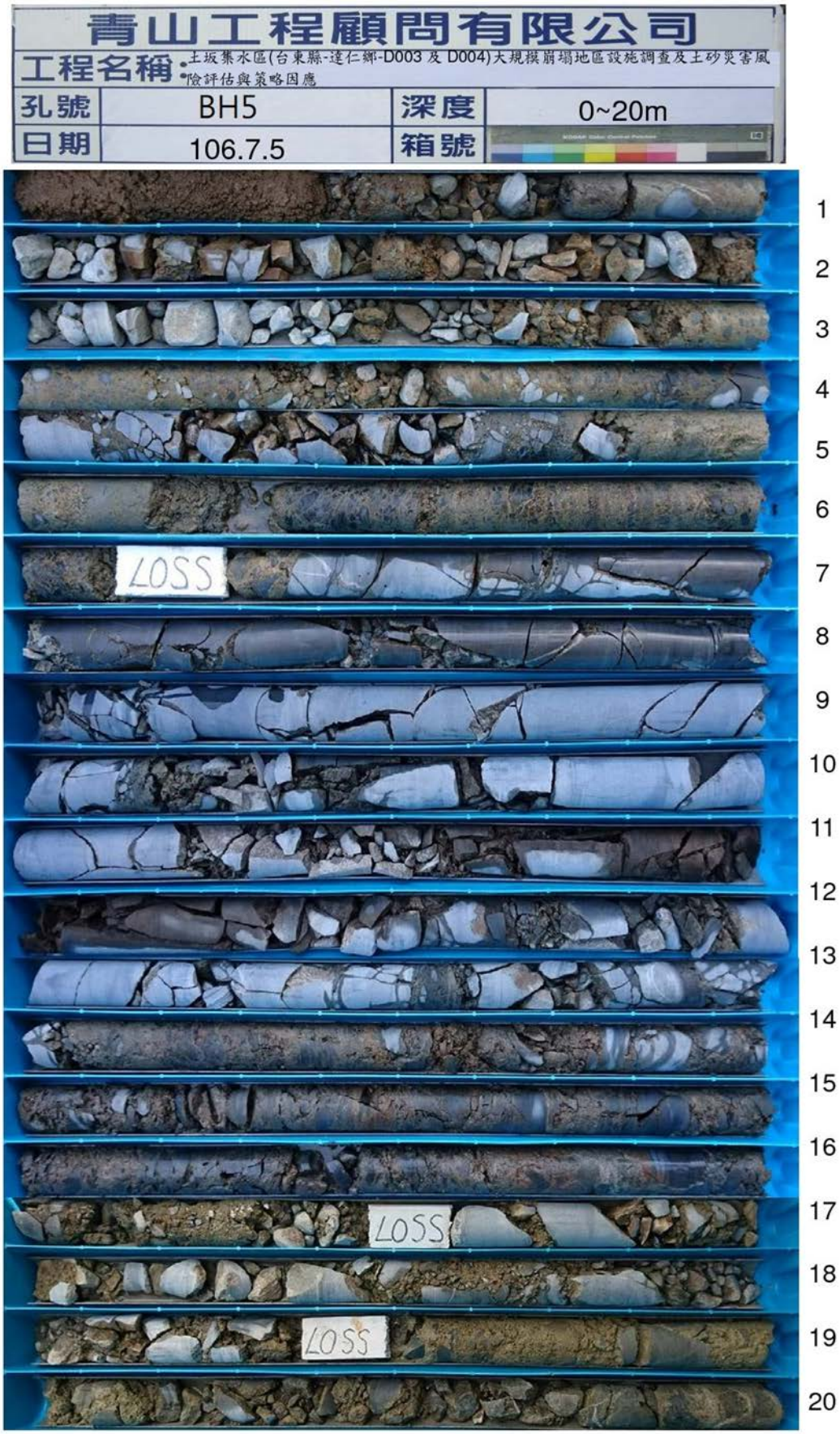
青山工程顧問有限公司			
工程名稱：土坂集水區(台東縣-達仁鄉-D003 及 D004)大規模崩塌地區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應			
孔號	BH4	深度	20~40m
日期	106.07.06	箱號	

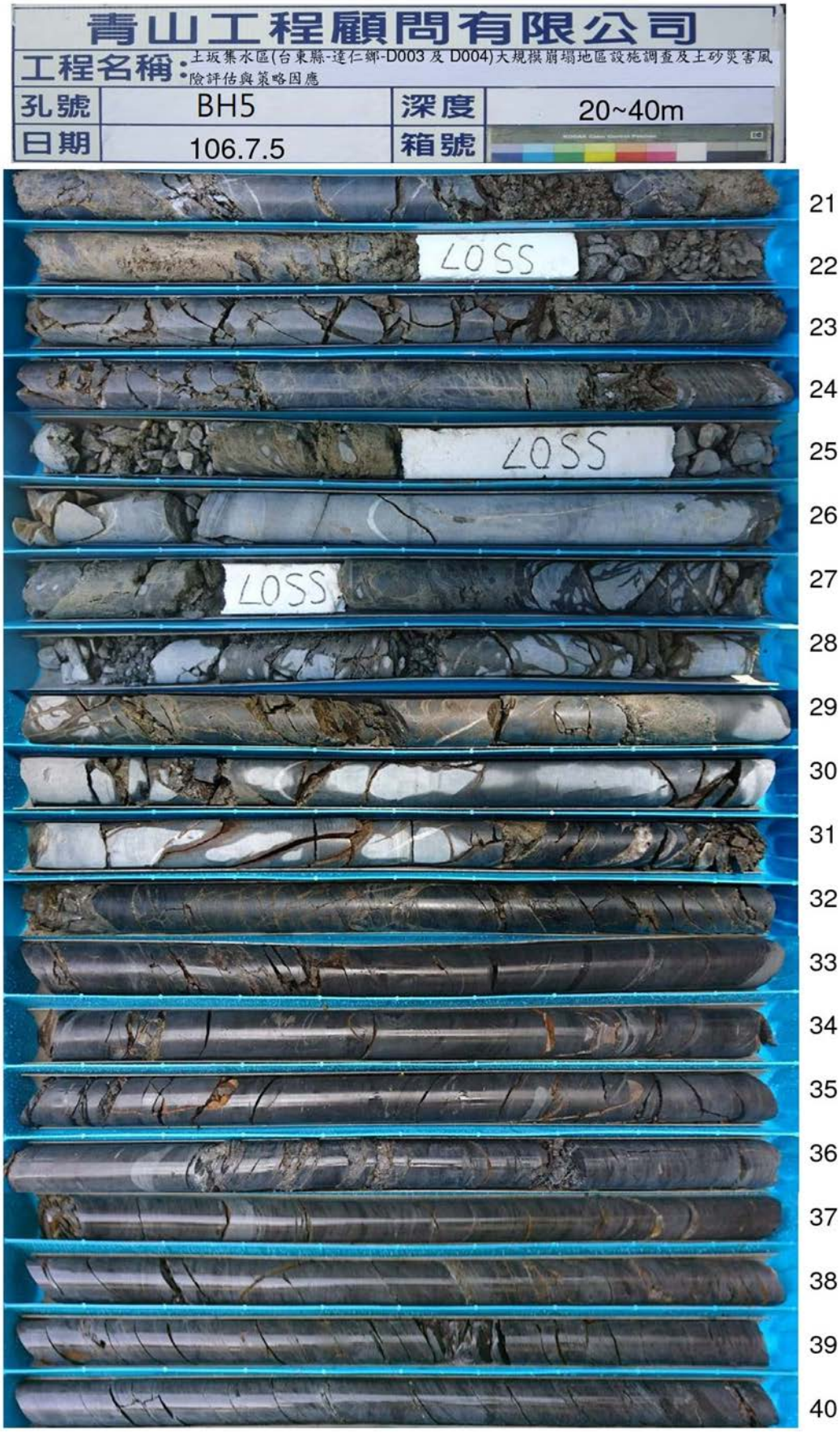


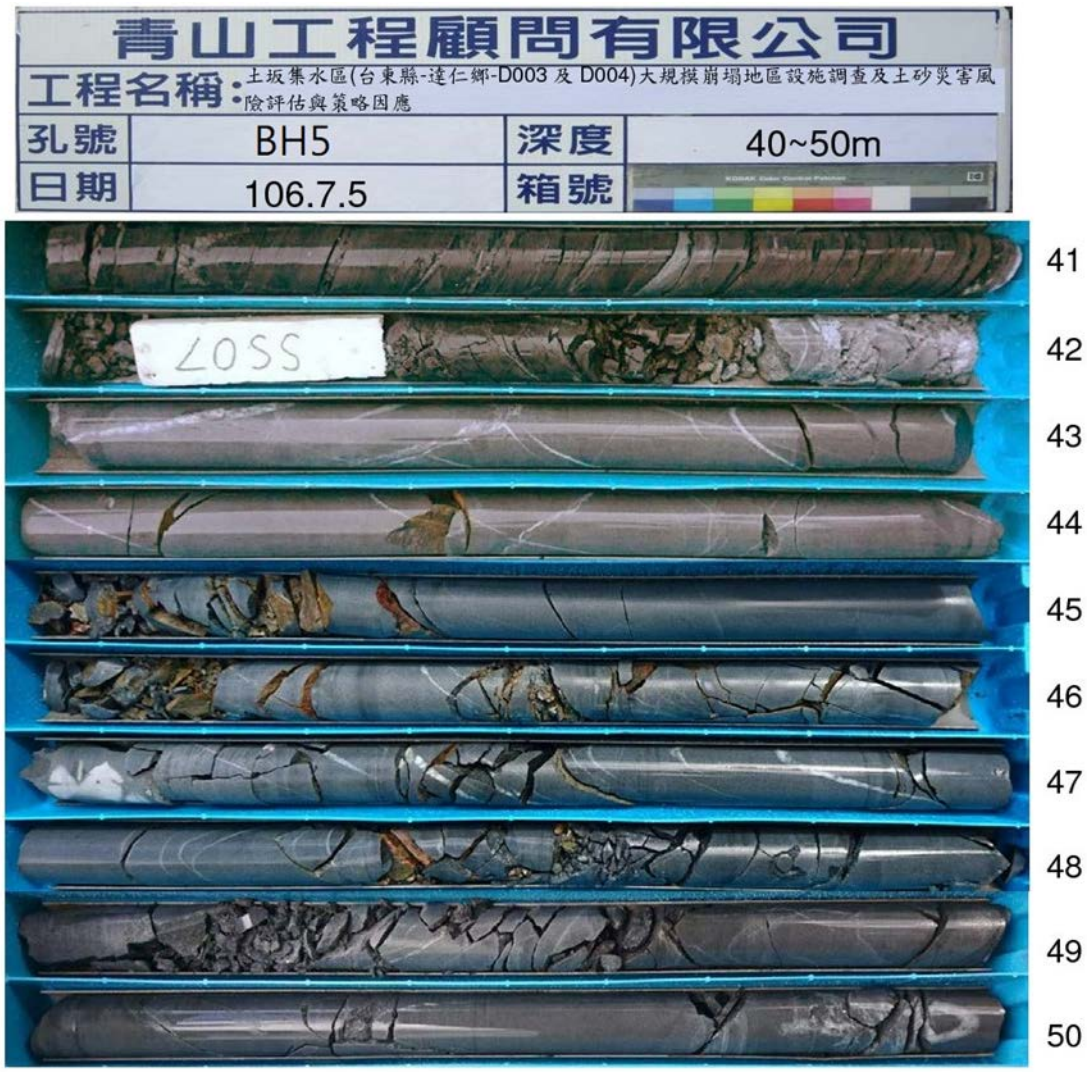

青山工程顧問有限公司
工程名稱：土坂集水區(台東縣-達仁鄉-D003 及 D004)大規模崩塌地區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應
孔號
BH4
深度
40~50m
日期
106.07.06
箱號
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

鑽探結束

孔位 BH5 岩心描述紀錄表		
範圍深度	岩性	描述說明
0~6.35m	崩積層	組構為顆粒支持，礫石粒徑約 1~10cm，礫石材料以板岩與變質砂岩為主，整體呈高度風化。基質材料為主，黃棕色土壤及岩屑，間夾灰白色變質砂岩岩塊，岩塊粒徑約 2~5cm。
6.35~13.1m	強剪裂層	深灰色板岩與灰色變質砂岩為主，呈中至高度破碎，剪切帶與裂隙多為高度風化，部分較完整岩盤呈中至低度風化。 20.8~21.2m、22.8~23.0m、26.0~26.5m、26.5~26.6m 為強剪裂帶。 23.5m 發育剪裂泥。顆粒材料為主，灰白色變質砂岩岩塊，岩塊粒徑約 3~10cm。
13.1~25m	局部剪裂層	深灰色板岩夾薄層變質砂岩為主，岩體視剪切帶密度呈中至高度破碎，剪切帶與裂隙多為高度風化，部分較完整岩盤呈中至低度風化。 28.2m、28.8~28.9m、31.0~32.4m 為剪裂帶顆粒材料為主，深灰色板岩岩塊，間夾黃棕色土壤及岩屑，岩塊粒徑約 1~10cm。
25~30.7m	變質砂岩 -板岩	深灰色板岩與灰色變質砂岩互層或厚層變質砂岩為 主，厚層變質砂岩發育有共軛石英脈。灰白色變質砂岩間夾深灰色板岩，岩體呈中至高度破碎，普遍具有高角度裂隙。 25~25.25.6m；30.2~30.45m：具高角度裂隙，角度約 60~80 度。
30.7~41.8m	板岩 -砂質板岩	深灰色板岩偶夾灰色砂質板岩，砂質板岩厚度約 5~10cm，岩體呈輕至中度破碎，普遍具有裂隙。
41.8~50m	變質砂岩	灰白色變質砂岩，有石英脈填充，岩體呈中至高度破碎。 46.1~46.5m：具高角度裂隙，角度約 60~90 度。 48.2~48.6m：呈高度破碎。


青山工程顧問有限公司
工程名稱：土坂集水區(台東縣-達仁鄉-D003 及 D004)大規模崩塌地區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應
孔號 BH5
深度 0~20m
日期 106.7.5
箱號
LOSS
LOSS
LOSS
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20

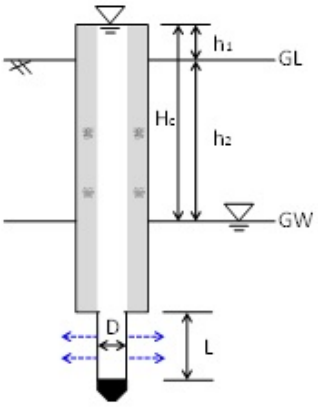

青山工程顧問有限公司
工程名稱：土坂集水區(台東縣-達仁鄉-D003 及 D004)大規模崩塌地區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應
孔號 BH5
深度 20~40m
日期 106.7.5
箱號
LOSS
LOSS
LOSS
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40


青山工程顧問有限公司
工程名稱:土坂集水區(台東縣-達仁鄉-D003 及 D004)大規模崩塌地區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應
孔號
BH5
深度
40~50m
日期
106.7.5
箱號
LOSS
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

鑽探結束

附錄 B 現地透水試驗報告

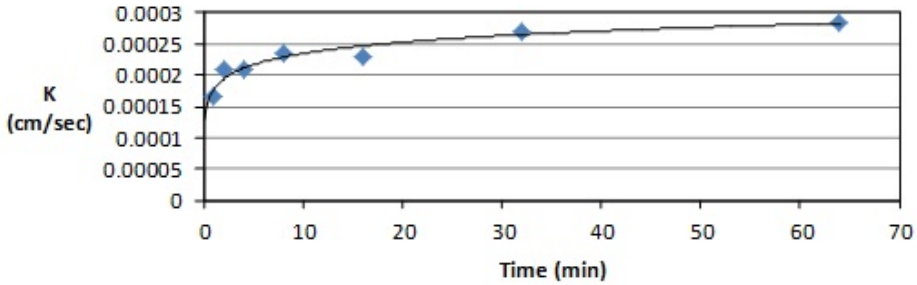
試 驗 孔 號：BH2



試 驗 深 度：44.4~45.4 m
試 驗 長 度：1 m
試 驗 孔 徑：0.076 m
孔 口 高 度：0.5 m
地 下 水 位：35 m
定 水 頭 差(Hc)：35.5 m
形 狀 因 子 (F)：1.71

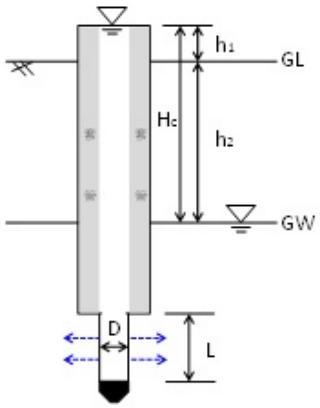
$$K = \frac{q}{FH_c} \quad ; \quad K = \frac{2\pi L}{ln\left[L/D + \sqrt{1+(L/D)^2}\right]} - 2.8D$$

累積時間 (min)	水錶讀數 (L)	時間 (sec)	透水量 (cm^3)	流量(q) (cm^3/sec)	透水係數K (cm/sec)
0	184				
1	190	60	6000	100	1.65E-04
2	197.6	60	7600	126.67	2.09E-04
4	212.8	120	15200	126.67	2.09E-04
8	247.1	240	34300	142.92	2.36E-04
16	313.9	480	66800	139.17	2.30E-04
32	470.8	960	156900	163.44	2.70E-04
64	801	1920	330200	171.98	2.84E-04
				平均透水係數 Kav	2.29E-04



青山工程顧問股份有限公司	工程名稱：「土坂集水區(臺東縣-達仁鄉-D003及D004大規模崩塌地區)設施調查及土砂災害風險評估與策略因應」委託專業服務案
	試驗名稱：現場透水試驗(定水頭)
	日　　期：106/06/22

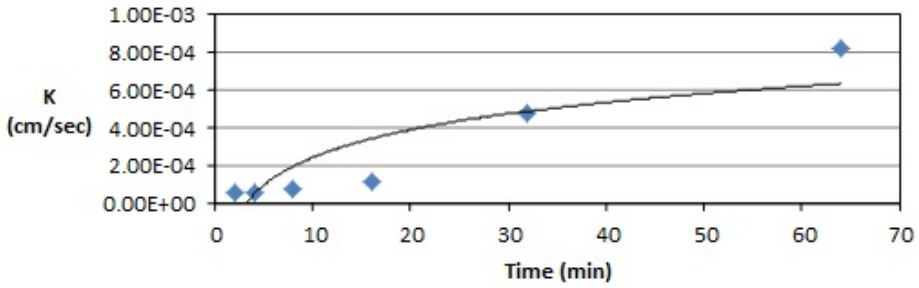
試 驗 孔 號：BH3



試 驗 深 度：11.8~12.8 m
試 驗 長 度：1 m
試 驗 孔 徑：0.076 m
孔 口 高 度：0.39 m
地 下 水 位：2.85 m
定 水 頭 差(Hc)：3.24 m
形 狀 因 子 (F)：1.71

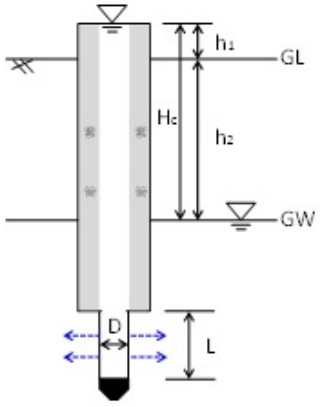
$$K = \frac{q}{FH_c} \quad ; \quad K = \frac{2\pi L}{ln\left[L/D + \sqrt{1+(L/D)^2}\right]} - 2.8D$$

累積時間 (min)	水錶讀數 (L)	時間 (sec)	透水量 (cm^3)	流量(q) (cm^3/sec)	透水係數K (cm/sec)
0	111.09				
1	1111.05	60	999960	16666	3.01E-01
2	1111.25	60	200	3.33	6.02E-05
4	1111.62	120	370	3.08	5.57E-05
8	1112.65	240	1030	4.29	7.76E-05
16	1115.7	480	3050	6.35	1.15E-04
32	1141.09	960	25390	26.45	4.78E-04
64	1228.7	1920	87610	45.63	8.25E-04
				平均透水係數 Kav	4.33E-02



青山工程顧問股份有限公司	工程名稱：「土坂集水區(臺東縣-達仁鄉-D003及D004大規模崩塌地區)設施調查及土砂災害風險評估與策略因應」委託專業服務案
	試驗名稱：現場透水試驗(定水頭)
	日　　期：106/07/16

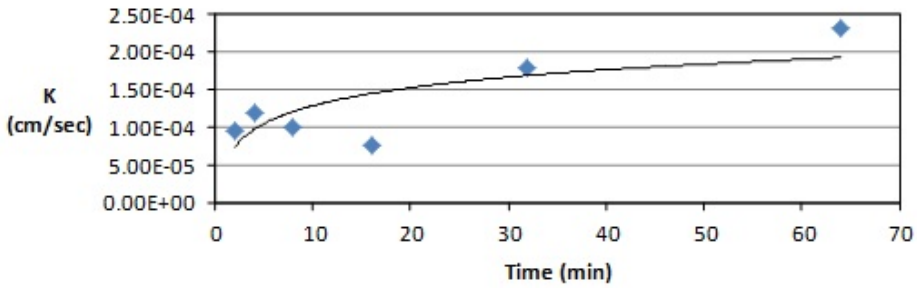
試 驗 孔 號：BH3



試 驗 深 度：23.6~24.6 m
試 驗 長 度：1 m
試 驗 孔 徑：0.076 m
孔 口 高 度：0.48 m
地 下 水 位：2.6 m
定 水 頭 差(Hc)：3.08 m
形 狀 因 子 (F)：1.71

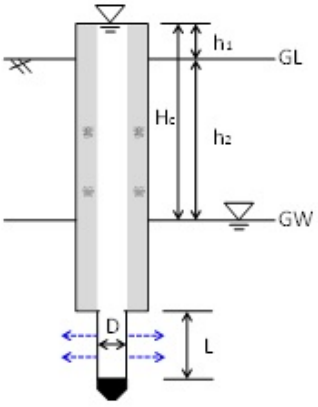
$$K = \frac{q}{FH_c} \quad ; \quad K = \frac{2\pi L}{ln\left[L/D + \sqrt{1+(L/D)^2}\right]} - 2.8D$$

累積時間 (min)	水錶讀數 (L)	時間 (sec)	透水量 (cm^3)	流量(q) (cm^3/sec)	透水係數K (cm/sec)
0	1258.2				
1	1258.5	60	300	5	9.51E-05
2	1258.8	60	300	5.00	9.51E-05
4	1259.55	120	750	6.25	1.19E-04
8	1260.8	240	1250	5.21	9.90E-05
16	1262.7	480	1900	3.96	7.53E-05
32	1271.7	960	9000	9.38	1.78E-04
64	1295.05	1920	23350	12.16	2.31E-04
				平均透水係數 Kav	1.28E-04



青山工程顧問股份有限公司	工程名稱：「土坂集水區(臺東縣-達仁鄉-D003及D004大規模崩塌地區)設施調查及土砂災害風險評估與策略因應」委託專業服務案
	試驗名稱：現場透水試驗(定水頭)
	日　　期：106/07/20

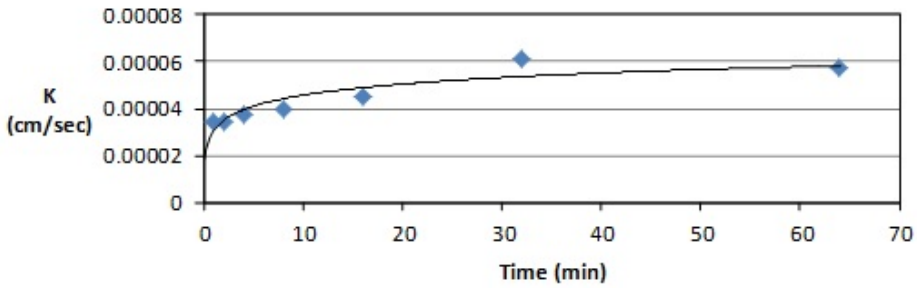
試 驗 孔 號：BH4



試 驗 深 度：29.6~30.6 m
試 驗 長 度：1 m
試 驗 孔 徑：0.076 m
孔 口 高 度：0.45 m
地 下 水 位：13.8 m
定 水 頭 差(Hc)：14.25 m
形 狀 因 子 (F)：1.71

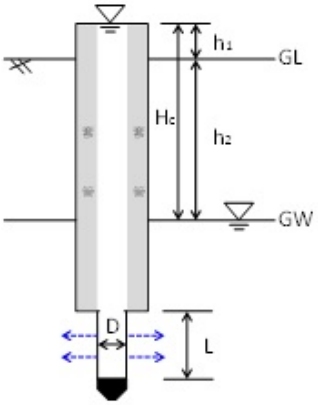
$$K = \frac{q}{FH_c} \quad ; \quad K = \frac{2\pi L}{ln\left[L/D + \sqrt{1+(L/D)^2}\right]} - 2.8D$$

累積時間 (min)	水錶讀數 (L)	時間 (sec)	透水量 (cm^3)	流量(q) (cm^3/sec)	透水係數K (cm/sec)
0	1001.4				
1	1001.9	60	500	8.3333333	3.42E-05
2	1002.4	60	500	8.33	3.42E-05
4	1003.5	120	1100	9.17	3.77E-05
8	1005.8	240	2300	9.58	3.94E-05
16	1011.1	480	5300	11.04	4.54E-05
32	1025.3	960	14200	14.79	6.08E-05
64	1052.2	1920	26900	14.01	5.76E-05
				平均透水係數 Kav	4.42E-05



青山工程顧問股份有限公司	工程名稱：「土坂集水區(臺東縣-達仁鄉-D003及D004大規模崩塌地區)設施調查及土砂災害風險評估與策略因應」委託專業服務案
	試驗名稱：現場透水試驗(定水頭)
	日　　期：106/07/02

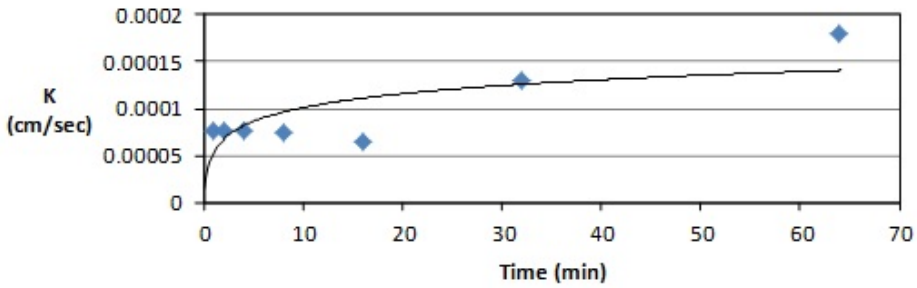
試 驗 孔 號：BH5



試 驗 深 度：27~28 m
試 驗 長 度：1 m
試 驗 孔 徑：0.076 m
孔 口 高 度：0.47 m
地 下 水 位：6 m
定 水 頭 差(Hc)：6.47 m
形 狀 因 子 (F)：1.71

$$K = \frac{q}{FH_c} \quad ; \quad K = \frac{2\pi L}{ln\left[L/D + \sqrt{1+(L/D)^2}\right]} - 2.8D$$

累積時間 (min)	水錶讀數 (L)	時間 (sec)	透水量 (cm^3)	流量(q) (cm^3/sec)	透水係數K (cm/sec)
0	862.1				
1	862.6	60	500	8.3333333	7.54E-05
2	863.1	60	500	8.33	7.54E-05
4	864.1	120	1000	8.33	7.54E-05
8	866.05	240	1950	8.12	7.35E-05
16	869.5	480	3450	7.19	6.51E-05
32	883.2	960	13700	14.27	1.29E-04
64	921.4	1920	38200	19.90	1.80E-04
				平均透水係數 Kav	9.63E-05



青山工程顧問股份有限公司	工程名稱：「土坂集水區(臺東縣-達仁鄉-D003及D004大規模崩塌地區)設施調查及土砂災害風險評估與策略因應」委託專業服務案
	試驗名稱：現場透水試驗(定水頭)
	日　　期：106/06/29

附錄 C 室內試驗報告

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委 託 者 ：農委會水土保持局台東分局　　日　期 ：2017/9/11
取 樣 者 ：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱 ：土壤
送 樣 者 ：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱 ：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

物理性質試驗結果

試體編號	深度 (m)	比重 Gs	含水量(%)	液性限度 (%)	塑性限度 (%)	PI(%)	C_u	C_c	土壤分類
BH2	5.7-6	2.52	11.97	25.81	21.14	4.67	193.47	5.20	SM-SC
							297.38	3.00	
BH2	10.6-11	2.60	17.12	25.2	17.82	7.38	138.69	11.78	SC
							77.93	4.70	
BH3	11.7-12	2.54	21.20	30.61	20.96	9.65	127.4577	1.1365	SC
							72.9086	0.8893	
BH4	10-11	2.56	7.57	23.87	21.41	2.46	367.3698	1.7285	SM
							561.5141	1.1286	
BH5	5.1-5.4	2.61	16.57	21.33	17.81	3.52	82.4921	1.3574	SM
							153.7750	9.2703	

備　註
Remarks

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

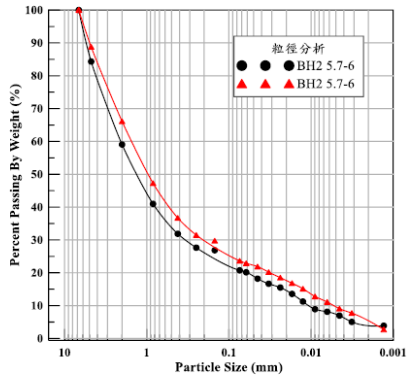
國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委 託 者 ：農委會水土保持局台東分局　　日　期 ：2017/9/11
取 樣 者 ：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱 ：土壤
送 樣 者 ：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱 ：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

粒徑分佈曲線 (BH2 5.7-6m)



備　註
Remarks

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

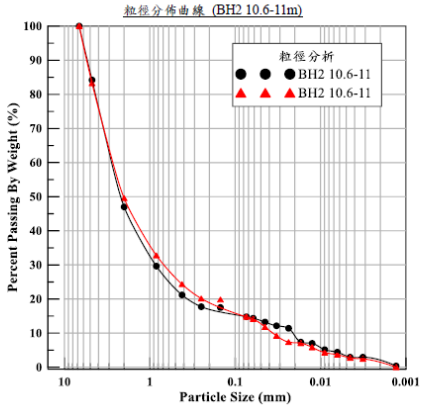
國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委 託 者 ：農委會水土保持局台東分局　　日　期 ：2017/9/11
取 樣 者 ：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱 ：土壤
送 樣 者 ：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱 ：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

粒徑分佈曲線 (BH2 10.6-11m)



備　註
Remarks

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

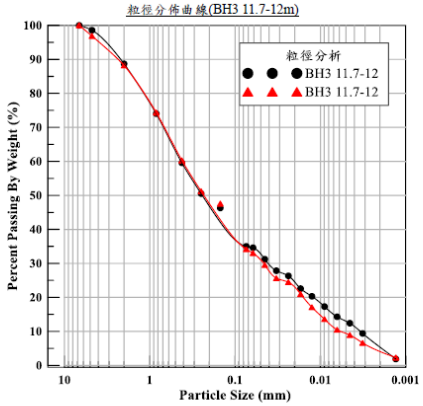
國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委 託 者 ：農委會水土保持局台東分局　　日　期 ：2017/9/11
取 樣 者 ：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱 ：土壤
送 樣 者 ：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱 ：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

粒徑分佈曲線(BH3 11.7-12m)



備　註
Remarks

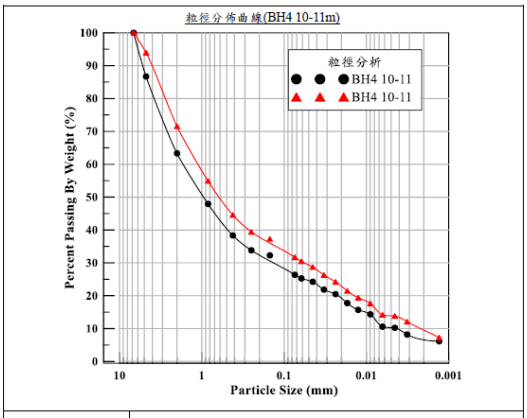
本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委 託 者 ：農委會水土保持局台東分局　　日　　期 ：2017/9/11
取 樣 者 ：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱 ：土壤
送 樣 者 ：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱 ：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應



備　註 Remarks	

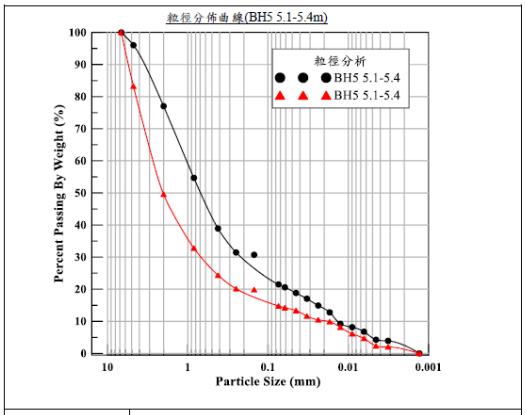
本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委 託 者 ：農委會水土保持局台東分局　　日　　期 ：2017/9/11
取 樣 者 ：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱 ：土壤
送 樣 者 ：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱 ：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應



備　註 Remarks	

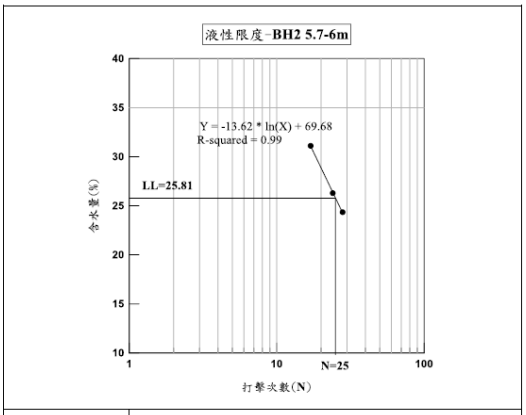
本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委 託 者 ：農委會水土保持局台東分局　　日　　期 ：2017/9/11
取 樣 者 ：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱 ：土壤
送 樣 者 ：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱 ：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應



備　註 Remarks	

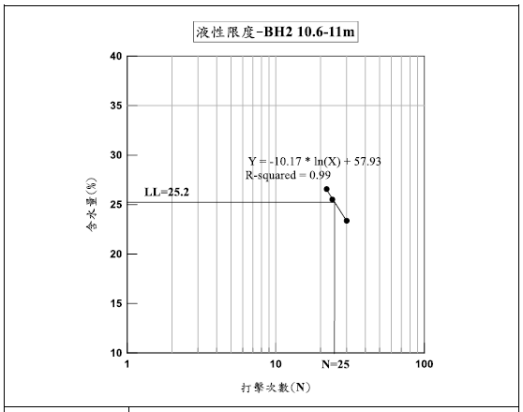
本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委 託 者 ：農委會水土保持局台東分局　　日　　期 ：2017/9/11
取 樣 者 ：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱 ：土壤
送 樣 者 ：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱 ：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應



備　註 Remarks	

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

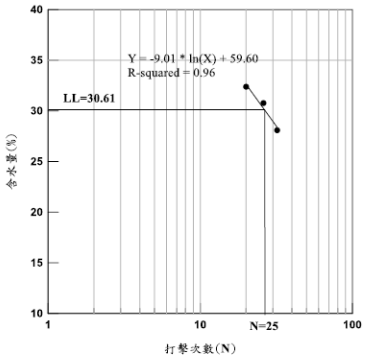
國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委 託 者 ：農委會水土保持局台東分局　　日　期 ：2017/9/11
取 樣 者 ：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱 ：土壤
送 樣 者 ：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱 ：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

液性限度-BH3 11.7-12m



備 註 Remarks	

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

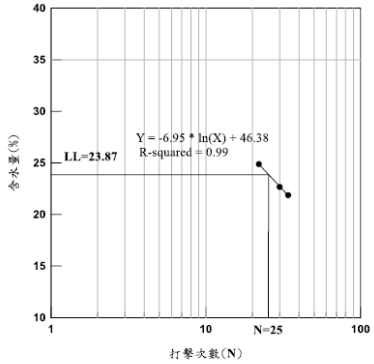
國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委 託 者 ：農委會水土保持局台東分局　　日　期 ：2017/9/11
取 樣 者 ：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱 ：土壤
送 樣 者 ：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱 ：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

液性限度-BH4 10-11m



備 註 Remarks	

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

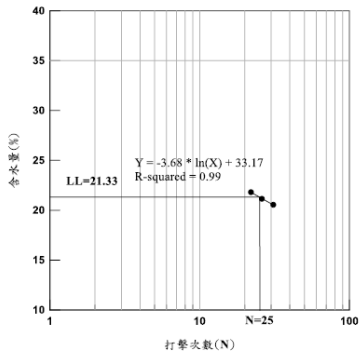
國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委 託 者 ：農委會水土保持局台東分局　　日　期 ：2017/9/11
取 樣 者 ：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱 ：土壤
送 樣 者 ：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱 ：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

液性限度-BH5 5.1-5.4m



備 註 Remarks	

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委 託 者 ：農委會水土保持局台東分局　　日　期 ：2017/9/11
取 樣 者 ：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱 ：岩心
送 樣 者 ：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱 ：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

吸水比重試驗

試體編號 深度(m)	試體烘乾 重量 A (gw)	試體面乾內 飽和重量 B (gw)	飽和試體在 水中重量 C (gw)	容積比重 (乾燥) Gsb	容積比重 (面乾內 飽和試體) $G_{s,ssd}$	視比重 G_{sa}	吸水率 (%)
BH5 43.5~43.7-1	681.69	684.03	428.47	2.67	2.68	2.69	0.34
BH5 43.5~43.7-2	481.98	483.54	301.8	2.65	2.66	2.67	0.32
BH5 29.6~29.8-1	274.98	276.27	172.65	2.65	2.67	2.69	0.47
BH5 29.6~29.8-2	555.07	556.28	348.22	2.67	2.67	2.68	0.22

說明

1. A：試體烘乾後之重量
2. B：試體面乾飽和之重量
3. C：飽和試體在水中之重量
4. 容積比重 (Bulk specific gravity, Dry) G_{sb} =A/(B-C)
5. 面乾內飽和之容積比重(Bulk specific gravity, SSD) $G_{s,ssd}$ =B/(B-C)
6. 視比重(Apparent specific gravity) G_{sa} =A/(A-C)
7. 吸水率(%) = (面乾飽和重-烘乾重)/烘乾重 x100%

備 註 Remarks	1. 依據 ASTM D6473-15 進行試驗。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/11
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

吸水比重試驗

試體編號 深度(m)	試體烘乾 重量 A (gw)	試體面乾內 飽和重量 B (gw)	飽和試體在 水中重量 C (gw)	容積比重 (乾燥) Gsb	容積比重 (面乾內 飽和試體) $G_{s,ssd}$	視比重 G_{sa}	吸水率 (%)
BH5 44.6~45-1	597.76	599.39	375.57	2.67	2.68	2.69	0.27
BH5 44.6~45-2	341.25	342.27	214.77	2.67	2.68	2.69	0.29
BH5 33.3~33.5-1	340.04	342.46	218.11	2.73	2.75	2.79	0.71
BH5 33.3~33.5-2	199.04	200.63	127.9	2.74	2.76	2.8	0.8

說明
1. A：試體烘乾後之重量
2. B：試體面乾飽和之重量
3. C：飽和試體在水中之重量
4. 容積比重 (Bulk specific gravity, Dry) G_{sb} =A/(B-C)
5. 面乾內飽和之容積比重(Bulk specific gravity, SSD) $G_{s,ssd}$ =B/(B-C)
6. 視比重(Apparent specific gravity) G_{sa} =A/(A-C)
7. 吸水率(%) = (面乾飽和重-烘乾重)/烘乾重 x100%

備　註 Remarks	1. 依據 ASTM D6473-15 進行試驗。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/11
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

吸水比重試驗

試體編號 深度(m)	試體烘乾 重量 A (gw)	試體面乾內 飽和重量 B (gw)	飽和試體在 水中重量 C (gw)	容積比重 (乾燥) Gsb	容積比重 (面乾內 飽和試體) $G_{s,ssd}$	視比重 G_{sa}	吸水率 (%)
BH5 33.5~33.7-1	257.87	259.93	165.6	2.73	2.76	2.79	0.8
BH5 33.5~33.7-2	272.53	275.16	174.91	2.73	2.75	2.79	0.78
BH2 47.7~47.9-1	479.8	484.44	300.44	2.61	2.63	2.68	0.97
BH2 47.7~47.9-2	326.93	330.54	206.62	2.65	2.67	2.72	0.95

說明
1. A：試體烘乾後之重量
2. B：試體面乾飽和之重量
3. C：飽和試體在水中之重量
4. 容積比重 (Bulk specific gravity, Dry) G_{sb} =A/(B-C)
5. 面乾內飽和之容積比重(Bulk specific gravity, SSD) $G_{s,ssd}$ =B/(B-C)
6. 視比重(Apparent specific gravity) G_{sa} =A/(A-C)
7. 吸水率(%) = (面乾飽和重-烘乾重)/烘乾重 x100%

備　註 Remarks	1. 依據 ASTM D6473-15 進行試驗。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/11
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

吸水比重試驗

試體編號 深度(m)	試體烘乾 重量 A (gw)	試體面乾內 飽和重量 B (gw)	飽和試體在 水中重量 C (gw)	容積比重 (乾燥) Gsb	容積比重 (面乾內 飽和試體) $G_{s,ssd}$	視比重 G_{sa}	吸水率 (%)
BH2 47.7~47.9-2	326.93	330.54	206.62	2.65	2.67	2.72	0.95
BH5 9.7~9.9-1	132.35	132.93	83.05	2.65	2.66	2.68	0.44
BH5 9.7~9.9-2	175.47	176.33	110.51	2.67	2.68	2.7	0.49
BH3 23.5~23.6-1	323.28	333.17	205.04	2.52	2.6	2.73	3.06
BH3 23.5~23.6-2	300.73	310.29	191.09	2.52	2.6	2.74	3.18

說明
1. A：試體烘乾後之重量
2. B：試體面乾飽和之重量
3. C：飽和試體在水中之重量
4. 容積比重 (Bulk specific gravity, Dry) G_{sb} =A/(B-C)
5. 面乾內飽和之容積比重(Bulk specific gravity, SSD) $G_{s,ssd}$ =B/(B-C)
6. 視比重(Apparent specific gravity) G_{sa} =A/(A-C)
7. 吸水率(%) = (面乾飽和重-烘乾重)/烘乾重 x100%

備　註 Remarks	1. 依據 ASTM D6473-15 進行試驗。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/11
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

單軸壓縮試驗結果

試體編號 深度(m)	試體直徑 (cm)	試體高度 (cm)	含水量(%)	單壓強度(MPa)
BH2 47.7-47.9	6.11	13.54	1.32	25.02
BH5 9.7-9.9	6.08	9.19	0.50	150.09
BH5 29.6-29.8	6.09	13.29	0.24	133.70
BH5 33.3-33.5	6.07	12.53	1.05	29.61
BH5 33.5-33.7	6.06	12.71	1.10	21.28
BH5 43.5-43.7	6.09	13.47	0.29	141.11
BH5 44.6-45	6.09	13.47	0.35	143.16

備　註 Remarks	1. 依據 ASTM D7012-14 進行試驗。 2. displacement control, rate : 0.2 mm/min。

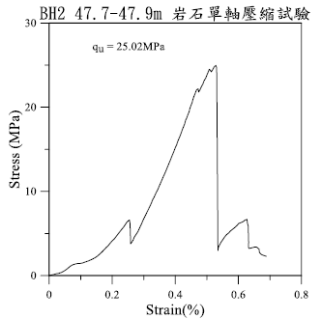
本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/11
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應



備　註 Remarks	1. 依據 ASTM D7012-14 進行試驗。 2. displacement control, rate : 0.2 mm/min。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

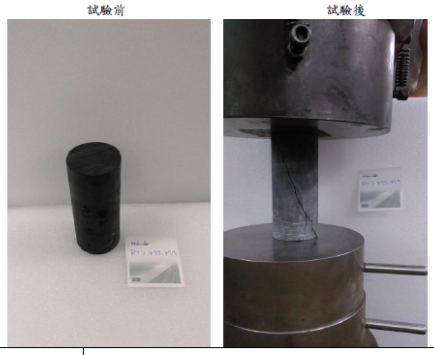
Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/11
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

單軸壓縮試驗結果 (BH2 47.7m-47.9m)

試驗前　　試驗後



備　註 Remarks	1. 依據 ASTM D7012-14 進行試驗。 2. displacement control, rate : 0.2 mm/min。

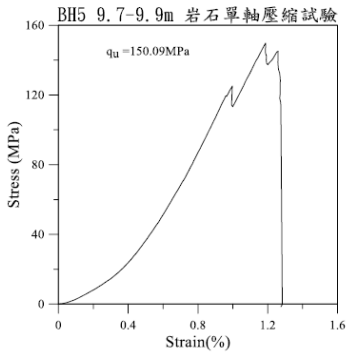
本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/11
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應



備　註 Remarks	1. 依據 ASTM D7012-14 進行試驗。 2. displacement control, rate : 0.2 mm/min。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

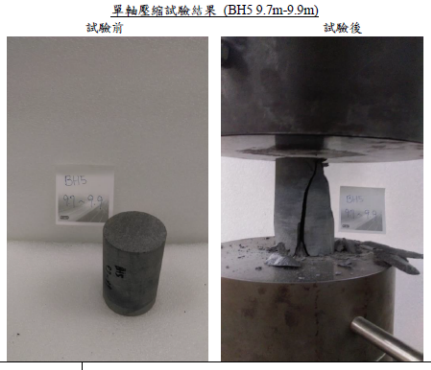
Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/11
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

單軸壓縮試驗結果 (BH5 9.7m-9.9m)

試驗前　　試驗後



備　註 Remarks	1. 依據 ASTM D7012-14 進行試驗。 2. displacement control, rate : 0.2 mm/min。

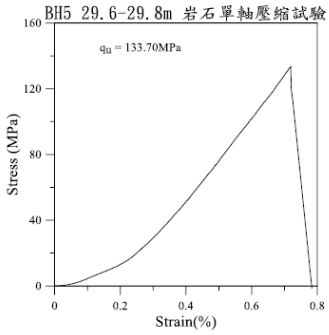
本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/11
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應



備　註 Remarks	1. 依據 ASTM D7012-14 進行試驗。 2. displacement control, rate : 0.2 mm/min。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

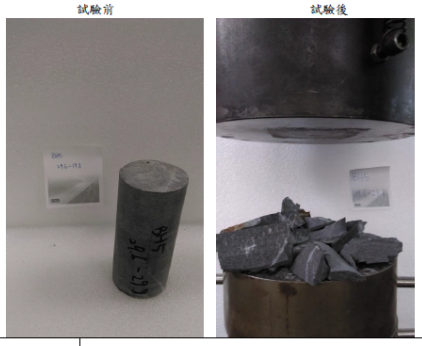
Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/11
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

單軸壓縮試驗結果 (BH5 29.6m-29.8m)

試驗前　　試驗後



備　註 Remarks	1. 依據 ASTM D7012-14 進行試驗。 2. displacement control, rate : 0.2 mm/min。

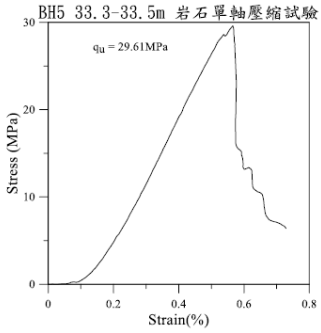
本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/11
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應



備　註 Remarks	1. 依據 ASTM D7012-14 進行試驗。 2. displacement control, rate : 0.2 mm/min。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

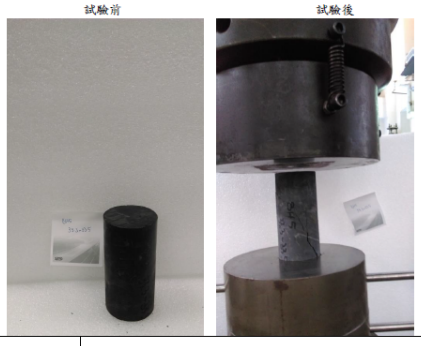
Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/11
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

單軸壓縮試驗結果 (BH5 33.3m-33.5m)

試驗前　　試驗後



備　註 Remarks	1. 依據 ASTM D7012-14 進行試驗。 2. displacement control, rate : 0.2 mm/min。

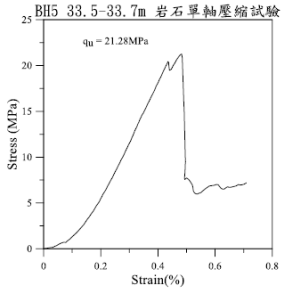
本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/11
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應



備　註 Remarks	1. 依據 ASTM D7012-14 進行試驗。 2. displacement control, rate : 0.2 mm/min。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

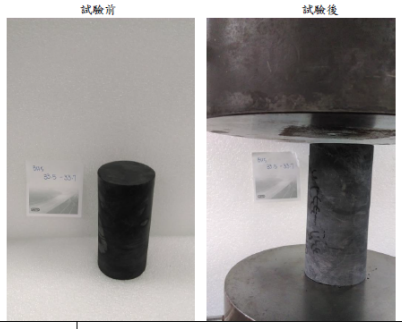
Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/11
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

單軸壓縮試驗結果 (BH5 33.5m-33.7m)

試驗前　　試驗後



備　註 Remarks	1. 依據 ASTM D7012-14 進行試驗。 2. displacement control, rate : 0.2 mm/min。

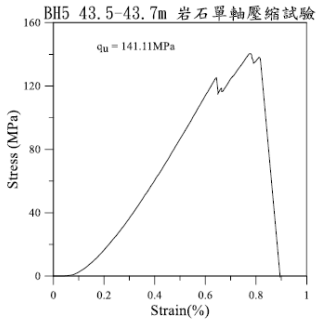
本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/11
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應



備　註 Remarks	1. 依據 ASTM D7012-14 進行試驗。 2. displacement control, rate : 0.2 mm/min。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

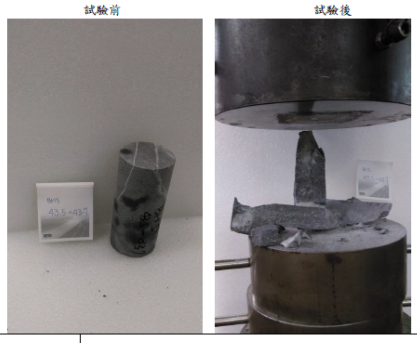
Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/11
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

單軸壓縮試驗結果 (BH5 43.5m-43.7m)

試驗前　　試驗後



備　註 Remarks	1. 依據 ASTM D7012-14 進行試驗。 2. displacement control, rate : 0.2 mm/min。

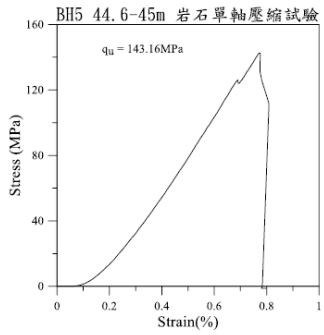
本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/11
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應



備　註 Remarks	1. 依據 ASTM D7012-14 進行試驗。 2. displacement control, rate : 0.2 mm/min。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

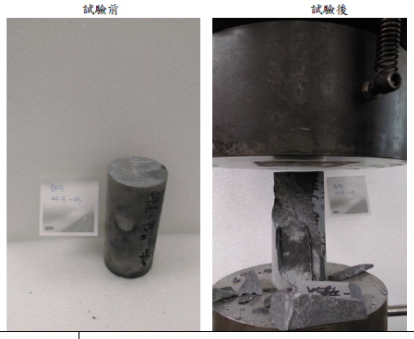
Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/11
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

單軸壓縮試驗結果 (BH5 44.6m-45m)

試驗前　　試驗後



備　註 Remarks	1. 依據 ASTM D7012-14 進行試驗。 2. displacement control, rate : 0.2 mm/min。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/14
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

弱面直剪試驗結果

試體編號	深度(m)	σ_n(MPa)	τ_f(MPa)	C_f(MPa)	Φ_f(°)	含水量(%)
BH-4	28.1~28.2	0.36	0.31	0.21	14.30	0.24
		0.74	0.39			
		1.46	0.59			
BH-5	42.8~42.9	0.56	0.60	0.16	37.93	0.29
		1.12	1.04			
		2.23	1.91			

備　註 Remarks	1.依據 ISRM Suggested Method for Laboratory Determination of the Shear Strength of Rock Joints: Revised Version 進行試驗。 2.剪動速率: 0.2mm/min。 3.本試驗採多階段直接剪力試驗。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

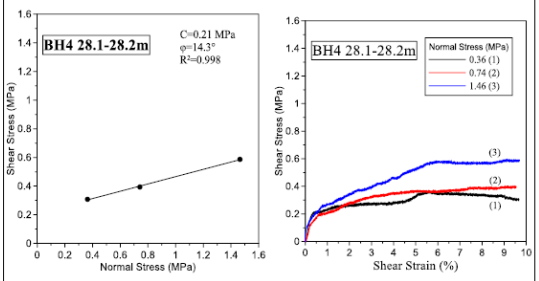
國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/14
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

試體編號	深度(m)	σ_n(MPa)	τ_f(MPa)	C_f(MPa)	Φ_f(°)	含水量(%)
BH-4	28.1~28.2	0.36	0.31	0.21	14.30	0.24
		0.74	0.39			
		1.46	0.59			



備　註 Remarks	1.依據 ISRM Suggested Method for Laboratory Determination of the Shear Strength of Rock Joints: Revised Version 進行試驗。 2.剪動速率: 0.2mm/min。 3.本試驗採多階段直接剪力試驗。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

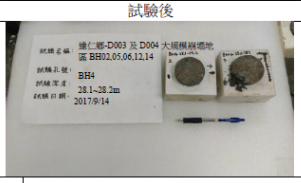
Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/14
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

試體完成

試驗後



備　註 Remarks	1.依據 ISRM Suggested Method for Laboratory Determination of the Shear Strength of Rock Joints: Revised Version 進行試驗。 2.剪動速率: 0.2mm/min。 3.本試驗採多階段直接剪力試驗。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

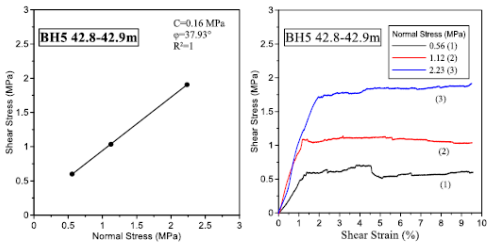
國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/14
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

試體編號	深度(m)	σ_n(MPa)	τ_r(MPa)	C_r(MPa)	Φ_r(°)	含水量(%)
BH-5	42.8~42.9	0.56	0.60	0.16	37.93	0.29
		1.12	1.04			
		2.23	1.91			



備　註 Remarks	1.依據 ISRM Suggested Method for Laboratory Determination of the Shear Strength of Rock Joints: Revised Version 進行試驗。 2.剪動速率: 0.2mm/min。 3.本試驗採多階段直接剪力試驗。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

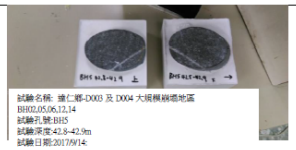
國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/14
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

試體完成



試驗後

備　註 Remarks	1.依據 ISRM Suggested Method for Laboratory Determination of the Shear Strength of Rock Joints: Revised Version 進行試驗。 2.剪動速率: 0.2mm/min。 3.本試驗採多階段直接剪力試驗。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/29
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

岩石直剪試驗結果

試體編號	深度(m)	σ_n(MPa)	τ_p(MPa)	τ_r(MPa)	C_p(MPa)	C_r(MPa)	Φ_p(°)	Φ_r(°)	含水量(%)
BH-3	33.9~34	0.45	3.47	1.37	2.99	1.13	69.0	22.0	0.21
		0.86	6.22	1.41					
		1.75	7.23	1.91					
BH-5	36.4~36.6	0.51	4.20	1.74	2.11	0.78	70.8	53.9	0.59
		0.99	6.01	1.78					
		2.02	8.20	3.68					

備　註 Remarks	1.參考ASTM D5607-16進行試驗。 2.剪動速率: 0.2mm/min。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

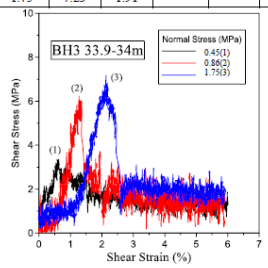
國立成功大學公共工程研究中心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/29
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

試體編號	深度(m)	σ_n(MPa)	τ_p(MPa)	τ_r(MPa)	C_p(MPa)	C_r(MPa)	Φ_p(°)	Φ_r(°)	含水量(%)
BH-3	33.9~34	0.45	3.47	1.37	2.99	1.13	69.0	22.0	0.21
		0.86	6.22	1.41					
		1.75	7.23	1.91					



備　註 Remarks	1.參考ASTM D5607-16進行試驗。 2.剪動速率: 0.2mm/min。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

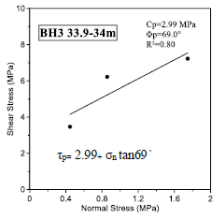
國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

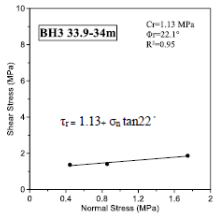
試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/29
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

試體編號	深度(m)	σ_n(MPa)	τ_p(MPa)	τ_r(MPa)	C_p(MPa)	C_r(MPa)	Φ_p(°)	Φ_r(°)	含水量(%)
BH-3	33.9~34	0.45	3.47	1.37	2.99	1.13	69.0	22.0	0.21
		0.86	6.22	1.41					
		1.75	7.23	1.91					



剪應力與正向應力圖(峰值)



剪應力與正向應力圖(殘餘值)

備　註 Remarks	1.參考ASTM D5607-16進行試驗。 2.剪動速率: 0.2mm/min。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

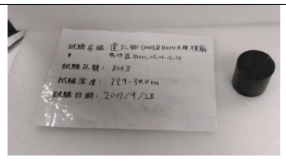
國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/29
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

試體完成(0.5倍正向應力)



試驗後

備　註 Remarks	1.參考ASTM D5607-16進行試驗。 2.剪動速率: 0.2mm/min。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

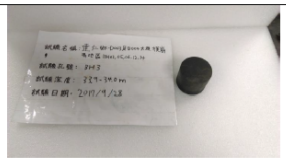
國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/29
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

試體完成(1倍正向應力)



試驗後

備　註 Remarks	1.參考ASTM D5607-16進行試驗。 2.剪動速率: 0.2mm/min。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/29
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

試體完成(2倍正向應力)

試驗後

備　註 Remarks	1.參考ASTM D5607-16進行試驗。 2.剪動速率: 0.2mm/min。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

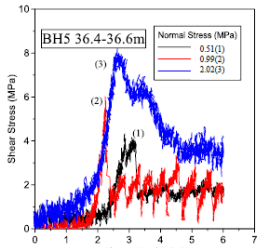
國立成功大學公共工程研究中心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/29
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

試體編號	深度(m)	σ_n(MPa)	τ_p(MPa)	τ_r(MPa)	C_p(MPa)	C_r(MPa)	Φ_p(°)	Φ_r(°)	含水量(%)
BH-5	36.4~36.6	0.51	4.20	1.74	2.11	0.78	70.8	53.9	0.59
		0.99	6.01	1.78					
		2.02	8.20	3.68					



備　註 Remarks	1.參考ASTM D5607-16進行試驗。 2.剪動速率: 0.2mm/min。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

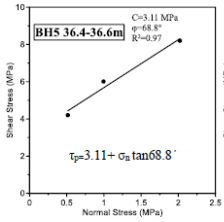
國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

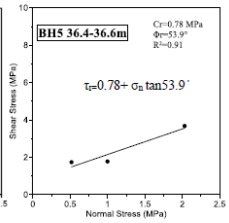
試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/29
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

試體編號	深度(m)	σ_n(MPa)	τ_p(MPa)	τ_r(MPa)	C_p(MPa)	C_r(MPa)	Φ_p(°)	Φ_r(°)	含水量(%)
BH-5	36.4~36.6	0.51	4.20	1.74	3.11	0.78	68.8	53.9	0.59
		0.99	6.01	1.78					
		2.02	8.20	3.68					



剪應力與正向應力圖(峰值)



剪應力與正向應力圖(殘餘值)

備　註 Remarks	1.參考ASTM D5607-16進行試驗。 2.剪動速率: 0.2mm/min。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/29
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

試體完成(0.5倍正向應力)

試驗後

備　註 Remarks	1.參考ASTM D5607-16進行試驗。 2.剪動速率: 0.2mm/min。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

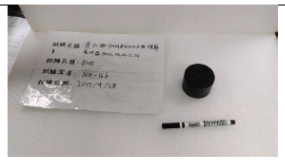
國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/29
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

試體完成(1倍正向應力)



試驗後

備　註 Remarks	1.參考ASTM D5607-16進行試驗。 2.剪動速率: 0.2mm/min。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

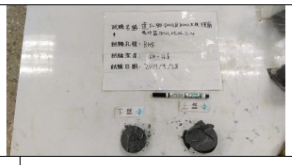
Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/29
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

試體完成(2倍正向應力)

試驗後



備　註 Remarks	1.參考ASTM D5607-16進行試驗。 2.剪動速率: 0.2mm/min。

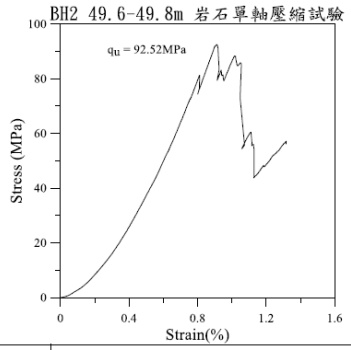
本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/29
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應



備　註 Remarks	1. 依據 ASTM D7012-14 進行試驗。 2. displacement control, rate : 0.2 mm/min。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

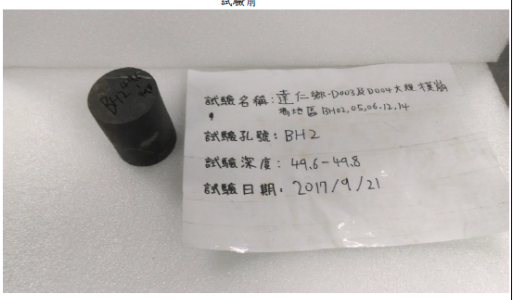
國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center
National Cheng-Kung University

試驗報告單
Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/29
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心
送　樣　者：成功大學防災研究中心
工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

單軸壓縮試驗結果 (BH2 49.6m-49.8m)
試驗前



備　註 Remarks	1. 依據 ASTM D7012-14 進行試驗。 2. displacement control, rate : 0.2 mm/min。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

國 立 成 功 大 學 公 共 工 程 研 究 中 心

Public Construction Research and Development Center

National Cheng-Kung University

試驗報告單

Report Sheet

委　託　者：農委會水土保持局台東分局　　日　　期：2017/9/29

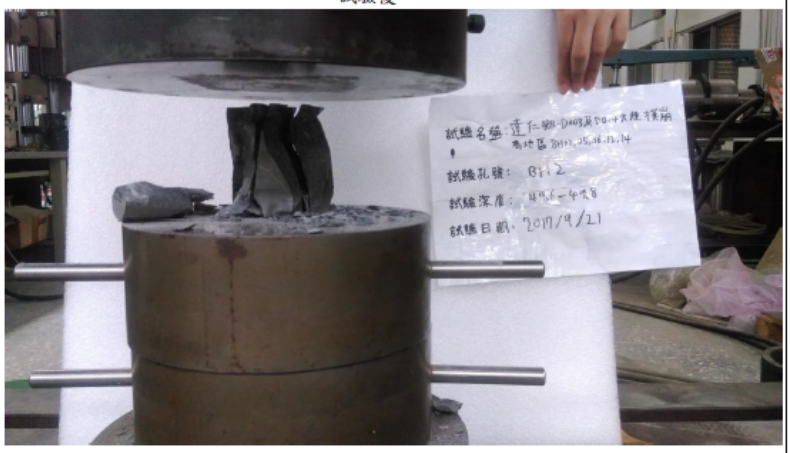
取　樣　者：青山工程顧問有限公司　　試 樣 名 稱：岩心

送　樣　者：成功大學防災研究中心

工 程 名 稱：土坡集水區設施調查及土砂災害風險評估與策略因應

單軸壓縮試驗結果 (BH2 49.6m-49.8m)

試驗後



備　註 Remarks	1. 依據 ASTM D7012-14 進行試驗。 2. displacement control, rate : 0.2 mm/min。

本試驗樣品並非由實驗室方面採取，故所列記錄僅對樣品負責。

附錄 D 口試委員建議

許琦教授	p.1前言引用陳亮全等2011提到快速增加人口，而現今人口成長速率有限，建議文句應斟酌現況。	已參考台灣現況人口成長與經濟發展情形刪除前言引用文句(p.1)。
	D003區域為何僅鑽1個孔位，各傾斜管管壁回填材料及埋設深度50M如何決定。	本研究係配合行政院農業委員會水土保持局臺東分局「土坂集水區(臺東縣-達仁鄉-D003及D004大規模崩塌地區)設施調查及土砂災害風險評估與策略因應」計畫，並利用所埋設孔位，而傾斜管與鑽孔間由底部向上回填級配粒料。
	p.84土壤水分特徵曲線是否有用於後續數值模擬，倘無請刪除。	數值模擬未直接利用土壤水分特徵曲線，已刪除(p.84)。
	D003區域僅1孔BH5，如何決定斷面地層剖面。	因BH5上下邊坡均無其他鑽探資料，僅以BH5鑽探成果決定斷面地層，而上下邊坡均假設與地表平行，剖面測線則以BH假設滑動A+與A-方向，向下延伸至坡趾，向上延伸至稜線。各孔位假設滑動方向補充於4-1-2節(p.65)。
賴文基副主任	本研究以土壤雨量指數及地下水位變動作為主要討論方向，建議從此2部分著重論述，應自文獻回顧起貫穿整篇研究。	已於增加文獻回顧第2-2-2節(p.15~p.17)與第2-5節(p.31~p.32)，補述筒狀模式土壤雨量指數及地下水位變動相關文獻。
	因模擬結果無法代表單一事件，故地質模型的假設需說明清楚。	已補充於第5-2-2節(p.87)及第5-3-2節(p.100)。
	請補充說明筒狀模式採用花崗岩參數的合理性。	已補充於第5-4-1節(p.111~p.113)。
	數值模型的凝聚力c與摩擦角ϕ材料參數如何選用。	已補充於第5-1-1節(p.83)。

李德河教授	降雨量與地下水位監測未滿一年，無法準確得到常態地下水位，研究後續是否有持續監測。	配合行政院農業委員會水土保持局臺東分局針對此研究區域後續監測計畫，因臺東分局委由其他工程顧問公司持續監測，故本研究僅監測至2018年2月10日止。
	BH3孔位井頂高程與水壓計架設深度及監測成果是否有誤。	BH3孔位井頂高程523.8公尺，水壓計架設深度為473.8公尺，而監測之常態水位高程為474.3公尺，距孔底約為0.5公尺，本研究於回收水壓計資料同時，另以手動式水位計量測對照校正，但對照岩心描述於孔底有繡染情形，不排除監測結果常態水位為孔底積水，未來若於鄰近位置鑽孔，應考慮增加鑽探深度，藉此取得更準確之地下水位資料。
吳建宏教授	應透過地表地質調查或透過光達影像所示崩塌地形特徵，來設定數值模擬滑動的條件，如此模擬成果才有可信度。	已補充於第5-2-2節(p.87)及第5-3-2節(p.100)。
	論文中常時地下水位與常態地下水位有何不同，其定義為何。	常時地下水位與常態地下水位相同，已將論文內常時地下水位均改為常態地下水位，定義為旱季時地下水位高程。
	雨量與地下水位變動圖，大溪山雨量資料是否僅有部分資料。	大溪山雨量資料為監測期間全部，而簡報資料雨量與地下水位變動圖選用錯誤，論文中已更新修正後圖示。(p.78~p.82)

尹孝元主任	p.65~p.68雨量資料、重大雨場及歷年災害資料調查起始年份不同，請補充或統一調查年份。	為使本研究集中討論於近年迄今變化，採用2010年以後資料。
	各孔位假設滑動方向應說明清楚，且如何設定假設滑動方向。	已補充於第4-1-2節(p.65)。
	BH2、BH4有找出滑動面的深度，應對照岩心照片說明解釋。	已補充於第4-1-2節(p.68、p.71)。
	D003邊坡安全係數低於D004邊坡滿水位的安全係數，且逆推臨界降雨量達8,000mm，應補充說明安全係數與雨量逆推結果是否符合實際。	對照國內歷史降雨紀錄，D003試驗場址所逆推之臨界累積降雨量為8763.71mm，明顯無法符合實際降雨情形，研判應係監測期間影響地下水位變化的雨場事件較少所致，故透過迴歸分析求得的參數α、β尚無法代表D003試驗場址來反推累積降雨量，應透過持續收集資料使本區之研究更為完整。
	筒狀模式多用於淺層崩塌研究，是否適用於深層崩壞。	不論淺層崩壞或深層崩壞，地層內含水量都與坡地災害具有高度相關性，而推估地表內含水量與災害發生時機及預警之關聯性，為應用於坡地災害警戒值之趨勢，故仍選用筒狀模式作為分析方式。