



計畫編號：B10923

經濟部中央地質調查所 109 年度勞務採購案
正式報告書

坡地場址調查觀測及變形機制分析(4/5)

本年度計畫：自 109 年 1 月至 109 年 12 月止

全程計畫：自 106 年 4 月至 110 年 12 月止

執行單位：國立交通大學

財團法人中興工程顧問社

中華民國 109 年 12 月

坡地場址調查觀測及變形機制分析(4/5)

期末報告書

目錄

目錄.....	I
圖目錄.....	V
表目錄.....	XIV
計畫摘要.....	1
一、計畫概述.....	3
(一) 整體計畫概述.....	3
1. 研究目的、計畫背景、整體構想.....	3
2. 工作內容概述.....	3
3. 計畫執行大綱.....	5
4. 計畫成果效益及其應用.....	22
(二) 109(本)年度計畫概述.....	23
1. 本年度工作項目.....	23
2. 預期成果及具體績效.....	26
3. 交付項目.....	27
(三) 計畫執行方法及進行步驟.....	28
二、坡地場址地質調查.....	30
(一) 方法論述.....	30
1. 地表地質調查.....	30
2. 地質鑽探取樣.....	33
3. 孔內試驗.....	34
4. 地電阻剖面法.....	44
5. 主動/被動表面波震測法.....	48
6. 室內土壤與岩石試驗.....	51
(二) 成果解釋.....	52
1. 區域地質調查工作.....	52
2. 地質鑽探.....	57
3. 地表地質調查.....	65
4. 孔內試驗.....	72
5. 地電阻剖面法.....	82

6. 主動/被動表面波震測法	86
7. 室內土壤與岩石試驗	96
(三) 地質模型綜合判釋	98
三、三維水文地質模型建立及驗證	99
(一) 三維水文地質概念模型建立	99
1. 數值模式網格設定	99
2. 地下分層劃分	102
3. 邊界及初始條件設定	104
4. 水文地質參數設定	106
5. 三維地下水流模式建置	108
(二) 三維地下水流場分析	110
1. 三維地下水流模式建置及 HydroGeoSphere(HGS)模式之介紹	110
2. 三維地下水流模式參數率定與驗證	112
四、三度空間坡地活動性評估系統建置	120
(一)方法論述	120
1. 地表量測	120
2. 地下觀測	121
3. 地動觀測	132
(二)監測資料成果	146
1. 地表量測系統建置	146
2. 地下觀測系統成果	153
3. 地動觀測系統	158
五、動態水文條件下之破壞力學研析	165
(一) 研析方法論述	165
1. 淺層不飽和行為及滑動機制	165
2. 深層重力變形行為及滑動機制	168
3. 常用山崩數值模擬程式評析	171
4. 坡體破壞影響範圍評估	173
5. 案例研究與分析流程	174
(二) 案例成果研析	176
1. 二維水文地質概念模型建立	176
2. 穩定性評估及情境模擬	178
3. 山崩門檻值初探	182

4. 深層滑動之動態水文條件及其破壞行為分析	187
5. 破壞情境模擬下坡影響範圍	196
六、梵梵場址持續觀測及回饋分析	208
(一) 背景概述	208
(二) 梵梵場址持續觀測成果	212
1. 地表觀測成果	212
2. 地下觀測成果	215
3. 地動觀測成果	221
4. 新增監測工項	228
(三) 梵梵場址二維穩定性評估及情境模擬回饋分析	241
1. 二維降雨入滲-地下水滲流-邊坡穩定性分析模式	241
2. 梵梵場址回饋分析	243
(四) 梵梵場址山崩門檻值精進研究	254
1. 降雨誘發山崩門檻值探討	254
2. 地震誘發山崩門檻值探討	254
(五) 梵梵場址破壞情境下坡影響範圍精進評估	255
七、執行成果綜合論述	264
(一) 計畫成果總述	264
1. 霧鹿場址坡地場址地質調查	264
2. 霧鹿場址三維水文地質模型建立及驗證	264
3. 霧鹿場址三度空間坡地活動性評估系統建置	264
4. 霧鹿場址動態水文條件下之破壞力學分析	265
5. 梵梵場址持續觀測及回饋分析	265
(二) 建議事項	267
1. 三維降雨入滲-滲流-穩定性耦合分析技術精進	267
2. 霧鹿場址補充調查、持續觀測及回饋分析建議	267
3. 梵梵場址補充調查、持續觀測及回饋分析建議	267
A.SUMMARY OF PROJECT ACHIEVEMENTS	268
a.Hydrogeological investigations on Wulu site	268
b.Three-dimensional hydrogeological model on Wulu site	268
c.Monitoring system in understanding Slope activity at the Wulu site	269
d.Deformation mechanism analysis under dynamic hydrological condition (Wulu site)	269
e.Continuation observation and refined analysis of Fanfan site	269

B.SUGGESTED ISSUES	270
a.Advancement of 3D infiltration-seepage-slope stability coupled analysis	270
b.Recommendations for supplementary surveys, continuous observations, and feedback analysis (Wulu site).....	270
c.Recommendations for supplementary surveys, continuous observations, and feedback analysis (Fanfan site)	271
參考文獻	272

附錄

- 一、審查及工作會議意見答覆
- 二、地質鑽探岩芯照片
- 三、孔內試驗成果
- 四、室內土壤與岩石試驗成果
- 五、主被動表面波震測原理與施作介紹
- 六、圖版

圖目錄

圖 1.1.3-1	霧鹿主剖面地球物理綜合成果	7
圖 1.1.3-2	影響相對震波速度變化的可能機制	12
圖 1.1.3-3	坡地場址穩定性及可能影響範圍評估流程圖	17
圖 1.1.3-4	D160 茶山場址監測與時序資料.....	20
圖 1.1.3-5	水載降雨荷重壓密作用模型	21
圖 1.1.3-6	D008 車心崙場址地質剖面與電阻剖面影像	22
圖 1.3-1	本計畫工作流程圖.....	28
圖 1.3-2	本計畫甘梯圖(Gantt Chart).....	29
圖 2.1.1-1	霧鹿場址之坡度圖.....	31
圖 2.1.1-2	場址地質模式 AA' 剖面 模式 I.....	32
圖 2.1.1-3	場址地質模式 AA' 剖面 模式 II.....	32
圖 2.1.1-4	場址地質模式 BB' 剖面	33
圖 2.1.3-1	不連續面統計成果及位態投影	35
圖 2.1.3-2	平面型弱面與鑽孔斜交呈現之正弦軌跡	36
圖 2.1.3-3	自然電位井測訊號的測錄變化 (USGS, 1990)	37
圖 2.1.3-4	鑽孔受泥漿浸污示意圖	38
圖 2.1.3-5	不同地層、岩性及水質的電阻率分布(Palacky, 1987).....	38
圖 2.1.3-6	自然伽瑪射線強度及粉土與黏土含量關係	39
圖 2.1.3-7	溫度感應器周圍溫度流動示意圖	39
圖 2.1.3-8	熱脈衝式流速儀調查結果	40
圖 2.1.3-9	鑽孔井徑調查結果.....	41
圖 2.1.3-10	雙封塞水力試驗系統及施作示意圖	42
圖 2.1.3-11	定水頭注水試驗試驗紀錄(左為壓力歷線、右為流量歷線)....	43
圖 2.1.3-12	封塞水力試驗資料與理論曲線匹配結果	44
圖 2.1.4-1	地電阻影像探測的各種排列方式	45
圖 2.1.4-2	前期車心崙邊坡二維地電阻率影像剖面圖(實績).....	46
圖 2.1.4-3	地電阻測線規劃(藍色線條).....	46
圖 2.1.4-4	二維地電阻影像探測法現場施作流程	47

圖 2.1.5-1	霧鹿場址調查主被動表面波震測調查點位示意圖	49
圖 2.1.5-2	表面波震測現場施作狀況	50
圖 2.1.5-3	被動式震測現場狀況	51
圖 2.2.1-1	場址正射影像圖.....	52
圖 2.2.1-2	69 年之航空照片.....	53
圖 2.2.1-3	79 年之航空照片判釋成果	54
圖 2.2.1-4	87 年之航空照片判釋成果	54
圖 2.2.1-5	97 年之航空照片判釋成果	55
圖 2.2.1-6	108 年之航空照片判釋成果	55
圖 2.2.1-7	本場址之區域地質圖	57
圖 2.2.2-1	地質鑽孔配置圖.....	60
圖 2.2.2-2	鑽孔岩芯柱狀圖.....	61
圖 2.2.2-3	鑽探進尺與地下水位變化關係圖	64
圖 2.2.2-4	霧鹿場址水位觀測井井體設計示意圖	65
圖 2.2.3-1	弱面位態投影統計圖	66
圖 2.2.3-2	現地調查照片及拍攝位置	68
圖 2.2.3-3	霧鹿場址地表地質圖	69
圖 2.2.3-4	霧鹿場址地表地質 AA 剖面圖.....	70
圖 2.2.3-5	霧鹿場址地表地質 BB 剖面圖	71
圖 2.2.4-1	109-WL-2TC 鑽孔不連續面位態分布圖	73
圖 2.2.4-2	109-WL-3W 鑽孔不連續面位態分布圖.....	74
圖 2.2.4-3	109-WL-2TC 鑽孔不連續面位態立體投影圖與統計分析結果 ..75	
圖 2.2.4-4	109-WL-3W 鑽孔不連續面位態立體投影圖與統計分析結果 ..75	
圖 2.2.4-5	109-WL-2TC 鑽孔音波反射振幅的井徑模擬結果	76
圖 2.2.4-6	109-WL-3W 鑽孔音波反射振幅的井徑模擬結果.....	76
圖 2.2.4-7	109-WL-2TC 鑽孔孔內井測結果	78
圖 2.2.4-8	109-WL-3W 鑽孔孔內井測結果.....	79
圖 2.2.5-1	109-WL-ERT-01 WennerShlumberger 電極排列法結果	82
圖 2.2.5-2	109-WL-ERT-1-2 WennerShlumberger 電極排列法結果.....	83

圖 2.2.5-3	109-WL-ERT-02 WennerShlumberger 電極排列法結果	84
圖 2.2.5-4	109-WL-ERT-03 Pole-Pole 電極排列法結果.....	84
圖 2.2.6-1	MASW-P1 分析成果.....	87
圖 2.2.6-2	MASW-P2 分析成果.....	88
圖 2.2.6-3	MASW-P3 分析成果.....	89
圖 2.2.6-4	MASW-P4 分析成果.....	90
圖 2.2.6-5	MASW-P5 分析成果.....	91
圖 2.2.6-6	MASW-P6 分析成果.....	92
圖 2.2.6-7	MASW-L1 剪力波速影像剖面	93
圖 2.2.6-8	MASW-L2 剪力波速影像剖面	94
圖 2.2.6-9	MASW-L3 剪力波速影像剖面	95
圖 2.3-1	A、B 區的地形衍育示意圖	98
圖 3.1.1-1	霧鹿場址數值地形及模擬網格初步劃分	101
圖 3.1.2-1	霧鹿場址之三維地下分層模型	103
圖 3.1.3-1	雨量站位置及其相關資料	105
圖 3.1.3-2	霧鹿場址邊界條件設定	106
圖 3.1.4-1	霧鹿場址土壤水分特性曲線分析成果	107
圖 3.1.5-1	霧鹿場址現地鑽孔地下水位、土壤含水量與降雨量分布	109
圖 3.2.1-1	區域水文循環概念模型與數值模擬示意圖	110
圖 3.2.2-1	霧鹿場址穩態三維地下水流場及地質剖面含水量分布	114
圖 3.2.2-2	霧鹿場址低水位及高水位模擬結果與觀測水位之比較	115
圖 3.2.2-3	考慮透水係數及孔隙率不確定性之分析水位與模擬水位之比較	117
圖 3.2.2-4	霧鹿場址低水位(109/09/03)三維地下水流場之空間分布	118
圖 3.2.2-5	霧鹿場址高水位(109/05/20)三維地下水流場之空間分布	119
圖 4.1.2-1	TDR 量測系統示意圖	122
圖 4.1.2-2	TDR 量測系統與訊號傳遞接收示意圖	122
圖 4.1.2-3	TDR 變形監測之反射訊號與原理	123
圖 4.1.2-4	TDR 錯動變形量化分析方法	123
圖 4.1.2-5	TDR 剪動監測纜安裝標準流程	125

圖 4.1.2-6	109-WL- 2TC TDR 監測纜線安裝現況 (TDR 剪動監測).....	126
圖 4.1.2-7	109-WL-4T TDR 監測纜線安裝現況 (TDR 剪動監測)	126
圖 4.1.2-8	109-WL-2TC 監測儀器箱安裝現場配置 (TDR 剪動監測)	127
圖 4.1.2-9	109-WL-4T 監測儀器箱安裝現場配置 (TDR 剪動監測)	127
圖 4.1.2-10	Decagon 土壤含水量感測器 GS3	128
圖 4.1.2-11	109-WL-2TC 淺層含水量監測(a)安裝過程實況; (b)完工實況	128
圖 4.1.2-12	水位計安裝示意圖.....	129
圖 4.1.2-13	Geostar 9550 電壓式水壓計	130
圖 4.1.2-14	即時水位監測站資料傳輸架構	130
圖 4.1.2-15	109-WL-1W 即時水位監測站與監測孔位完工實況.....	130
圖 4.1.2-16	109-WL-3W 即時水位監測站與監測孔位完工實況.....	131
圖 4.1.2-17	109-WL-5W 即時水位監測站與監測孔位完工實況.....	131
圖 4.1.3-1	寬頻地震儀器 CMG6TD 儀器配置及簡易安裝流程示意圖....	133
圖 4.1.3-2	Trillium Compact 寬頻地震儀與 DATA-CUBE3 儀器配置圖 ..	134
圖 4.1.3-3	短週期儀器配置情形	135
圖 4.1.3-4	地聲檢知器儀器配置情形	135
圖 4.1.3-5	時頻圖示意範例，顏色代表 PSD 強度 (dB 相對於(m/s) ² /Hz)	137
圖 4.1.3-6	主動源與被動周遭噪訊源應用於量測坡地內部震波速度變化之示意圖	138
圖 4.1.3-7	震波速度擾動(dv/v)之物理機制來源示意圖，以 A-B 測站對下方岩體材料為例	139
圖 4.1.3-8	相對速度變化(dv/v)、地下水位、地表降雨等歷時資料(Mainsant et al., 2012).....	140
圖 4.1.3-9	透過拉張法量測震波速度擾動(dv/v)示意圖。	141
圖 4.1.3-10	剪力波波速擾動對應之不同頻率的敏感深度變化情形 (Obermann et al., 2015).....	142
圖 4.1.3-11	(左)震波式土砂監測技術主要地表振動來源示意圖.....	142
圖 4.2.1-1	霧鹿 GPS、RTK A、B 測線標點與測站基線解算配置圖.....	147
圖 4.2.1-2	連續 GPS 測站之時序圖	150
圖 4.2.1-3	RTK A 測線每期量測之間的地表位移量	151

圖 4.2.1-4	RTK B 測線每期量測之間的地表位移量	152
圖 4.2.2-1	109-WL-2TC TDR 監測波形	153
圖 4.2.2-2	109-WL-4T TDR 監測波形	154
圖 4.2.2-3	109-WL-2TC 土壤體積含水量變化歷線	155
圖 4.2.2-4	109-WL-1W 水位面高程變化逐時曲線圖	156
圖 4.2.2-5	109-WL-3W 水位面高程變化逐時曲線圖	156
圖 4.2.2-6	109-WL-5W 水位面高程變化逐時曲線圖	157
圖 4.2.3-1	地動測站點位分佈圖	160
圖 4.2.3-2	地動監測站儀器配置及安裝流程	160
圖 4.2.3-3	109-WL-V1 測站時頻圖	161
圖 4.2.3-4	每日自相關函數干涉環圖	161
圖 4.2.3-5	109-WL-V1 每日 dv/v (紅色)、地下水位(藍色)、地震影響力(綠色)、降雨(藍色)及 GPS 位移之時序資料	162
圖 4.2.3-6	109-WL-V2 與 109-WL-V3 每日 dv/v (紅色)、地下水位(藍色)、地震影響力(綠色)、降雨(藍色)及 GPS 位移之時序資料	163
圖 4.2.3-7	109-WL-V4 與 109-WL-V5 每日 dv/v (紅色)、地下水位(藍色)、地震影響力(綠色)、降雨(藍色)及 GPS 位移之時序資料	164
圖 4.2.3-8	時頻圖與水位歷時資料	164
圖 5.1.1-1	典型土壤水分特性曲線與水力傳導函數	166
圖 5.1.1-2	不飽和土壤之莫爾庫倫破壞準則	167
圖 5.1.2-1	不連續面位態與深層重力變形行為之關係(Chigira, 1992)	168
圖 5.1.2-2	圍壓及岩層厚度與深層重力變形行為之關係(Jaboyedoff et al., 2013)	169
圖 5.1.2-3	岩盤潛變行為(Goodman, 1989)	170
圖 5.1.2-4	柏格模式:左為力學模型、右為應變與時間關係(Goodman, 1989)	170
圖 5.1.5-1	坡地場址穩定性及可能影響範圍評估流程圖	175
圖 5.2.1-1	霧鹿場址 AA'分析剖面水文地質概念模型	177
圖 5.2.1-2	霧鹿場址 BB'分析剖面水文地質概念模型	177
圖 5.2.2-1	AA'分析剖面各情境穩定性評估分析成果	179
圖 5.2.2-2	AA'分析剖面穩定性評估配合山崩微地形分析所得之關鍵塊體	

.....	180
圖 5.2.2-3 BB'分析剖面各情境穩定性評估分析成果.....	181
圖 5.2.2-4 BB'分析剖面穩定性評估配合山崩微地形分析所得之關鍵塊體	182
圖 5.2.3-1 AA'分析剖面降雨誘發山崩情境設定示意圖	183
圖 5.2.3-2 AA'分析剖面降雨誘發山崩門檻值曲線	183
圖 5.2.3-3 AA'分析剖面地震誘發山崩情境設定示意圖	184
圖 5.2.3-4 AA'分析剖面地震誘發山崩門檻值曲線	184
圖 5.2.3-5 BB'分析剖面降雨誘發山崩情境設定示意圖.....	185
圖 5.2.3-6 BB'分析剖面降雨誘發山崩門檻值曲線.....	185
圖 5.2.3-7 BB'分析剖面地震誘發山崩情境設定示意圖.....	186
圖 5.2.3-8 BB'分析剖面地震誘發山崩門檻值曲線.....	186
圖 5.2.4-1 AA'剖面分析網格示意圖	187
圖 5.2.4-2 BB'剖面分析網格示意圖.....	188
圖 5.2.4-3 AA'剖面分析地層分布示意圖	188
圖 5.2.4-4 BB'剖面分析地層分布示意圖.....	189
圖 5.2.4-5 AA'剖面分析地層初始應力分布圖.....	190
圖 5.2.4-6 AA'剖面常時水位狀態與可能滑動之剪應變分布圖	190
圖 5.2.4-7 AA'剖面高水位狀態與可能滑動之剪應變分布圖	191
圖 5.2.4-8 BB'剖面分析地層初始應力分布圖.....	192
圖 5.2.4-9 BB'剖面分析地層分布示意圖.....	192
圖 5.2.4-10 BB'剖面高水位狀態與可能滑動之剪應變分布圖.....	193
圖 5.2.4-11 AA'剖面邊坡潛變反算分析目前狀況之水平位移分布圖	194
圖 5.2.4-12 AA'剖面邊坡潛變(5年)分析水平變位分布圖	194
圖 5.2.4-13 AA'剖面推估坡面主要潛變位移隨時間變化圖	195
圖 5.2.4-14 BB'剖面邊坡潛變反算分析目前狀況之水平位移分布圖	195
圖 5.2.4-15 BB'剖面邊坡潛變(5年)分析水平變位分布圖	196
圖 5.2.4-16 BB'剖面推估坡面主要潛變位移隨時間變化圖.....	196
圖 5.2.5-1 霧鹿場址 AA'剖面關鍵塊體 RAMMS 數值模擬歷程圖	200
圖 5.2.5-2 霧鹿場址 AA'剖面關鍵塊體 RAMMS 數值模擬堆積圖	201

圖 5.2.5-3	霧鹿場址 CC'剖面線位置.....	202
圖 5.2.5-4	霧鹿場址 AA'剖面關鍵塊體-CC'剖面崩塌前後地形比較圖..	203
圖 5.2.5-5	霧鹿場址 BB'剖面關鍵塊體 RAMMS 數值模擬歷程圖.....	204
圖 5.2.5-6	霧鹿場址 BB'剖面關鍵塊體 RAMMS 數值模擬堆積圖.....	205
圖 5.2.5-7	霧鹿場址 DD'剖面線位置.....	206
圖 5.2.5-8	霧鹿場址 BB'剖面關鍵塊體-DD'剖面崩塌前後地形比較圖..	207
圖 6.1-1	D007 梵梵場址地表地質圖.....	209
圖 6.1-2	場址地質剖面圖.....	210
圖 6.2.1-1	梵梵場址 RTK 量測測線標點配置圖.....	212
圖 6.2.1-2	梵梵場址 20191107-20200812 靜態基線測量解算偏移量圖..	213
圖 6.2.1-3	RTK 點位於 20200429-20200812 間的地表位移量.....	214
圖 6.2.1-4	梵梵場址 D0703 測站靜態基線測量解算與梵梵區域雨量時序圖.....	214
圖 6.2.1-5	梵梵場址 D0708 測站靜態基線測量解算時序圖.....	215
圖 6.2.2-1	108-D007-2T TDR 監測波形：(a)(b)全深度，(c)(d)局部放大剪動帶.....	216
圖 6.2.2-2	108-D007-3T TDR 監測波形.....	216
圖 6.2.2-3	108-D007-2T 剪動帶反射係數尖峰值變化歷線.....	217
圖 6.2.2-4	108-D007-2T 剪動探討 (a) 108-D007 日雨量；(b) 剪動帶反射係數尖峰值；(c) 108-D007-1W 地下水位；(d) 108-D007-4W 地下水位.....	218
圖 6.2.2-5	108-D007-3T 土壤體積含水量變化歷線.....	219
圖 6.2.2-6	108-D007-1W 水位面高程變化逐時曲線圖.....	220
圖 6.2.2-7	108-D007-4W 水位面高程變化逐時曲線圖.....	221
圖 6.2.3-1	108-D007 梵梵場址地動監測站分佈.....	222
圖 6.2.3-2	108-D007-V1 表面波深度敏感度分析成果.....	223
圖 6.2.3-3	108-D007-V1 每日 dv/v(紅色)與地下水位(藍色)、地震影響力(綠色)及降雨(藍色)之時序資料。.....	224
圖 6.2.3-4	108-D007-V2 表面波深度敏感度分析成果.....	225
圖 6.2.3-5	108-D007-V2 每日 dv/v(紅色)與地下水位(藍色)、地震影響力(綠色)、TDR 反射訊號(黑灰色)及降雨(藍色)之時序資料。.....	225
圖 6.2.3-6	108-D007-V2 剪動深度評估分析成果.....	226

圖 6.2.3-7	108-D007-V3 表面波深度敏感度分析成果.....	226
圖 6.2.3-8	108-D007-V3 每日 dv/v (紅色)與地下水位(藍色)、地震影響力(綠色)及降雨(藍色)之時序資料。.....	227
圖 6.2.3-9	108-D007-V4、V5 及 V6 每日 dv/v (紅色)、地震影響力(綠色)及降雨(藍色)之時序資料。.....	228
圖 6.2.4-1	考慮不同 τ 值(lapse time), sensitivity Kernel K 在深度上的分佈情形.....	229
圖 6.2.4-2	地下水位 GWL 反應邊坡底下震波速度擾動的示意圖.....	230
圖 6.2.4-3	108-D007-V7 每日觀測(紅色)及預測(黑色) dv/v 、觀測(藍色)及預測(藍色虛實線)地下水位、地震影響力(綠色)、TDR 反射訊號(黑灰色)及降雨(藍色)之時序資料。.....	231
圖 6.2.4-4	108-D007-V7 表面波深度敏感度分析成果.....	231
圖 6.2.4-5	108-D007-V7 表面波深度敏感度分析成果.....	232
圖 6.2.4-6	時序地電阻影像探測成果圖.....	233
圖 6.2.4-7	時序地電阻影像現場佈設照片圖.....	234
圖 6.2.4-8	108-D007-ERT-01 地電阻影像剖面法成果圖(108 年度成果)..	234
圖 6.2.4-9	20201127 地電阻影像成果圖.....	236
圖 6.2.4-10	20201128 地電阻影像成果圖.....	236
圖 6.2.4-11	20201129 地電阻影像成果圖.....	236
圖 6.2.4-12	20201130 地電阻影像成果圖.....	236
圖 6.2.4-13	20201130 時序地電阻影像成果圖.....	237
圖 6.2.4-14	20201130 時序地電阻影像成果圖.....	237
圖 6.2.4-15	20201130 時序地電阻影像成果圖.....	237
圖 6.2.4-16	20201210 地電阻影像成果圖.....	238
圖 6.2.4-17	202012110900 地電阻影像成果圖.....	238
圖 6.2.4-18	20201211-2100 地電阻影像成果圖.....	238
圖 6.2.4-19	20201212-2100 地電阻影像成果圖.....	238
圖 6.2.4-20	20201213-2100 地電阻影像成果圖.....	239
圖 6.2.4-21	20201210-21:00 時序地電阻影像成果圖.....	239
圖 6.2.4-22	20201211-9:00 時序地電阻影像成果圖.....	240
圖 6.2.4-23	20201211-21:00 時序地電阻影像成果圖.....	240

圖 6.2.4-24	20201212-21:00 時序地電阻影像成果圖	240
圖 6.2.4-25	20201213-21:00 時序地電阻影像成果圖	240
圖 6.3.1-1	二維降雨入滲-地下水滲流-邊坡穩定性分析流程圖	242
圖 6.3.2-1	D007 梵梵場址之水文地質模型	243
圖 6.3.2-2	不同參數 a 之土壤水分特性曲線	244
圖 6.3.2-3	不同參數 n 之土壤水分特性曲線	244
圖 6.3.2-4	不同參數 m 之土壤水分特性曲線	245
圖 6.3.2-5	參數 a 對淺層土壤含水量之影響	246
圖 6.3.2-6	參數 n 對淺層土壤含水量之影響	246
圖 6.3.2-7	參數 m 對淺層土壤含水量之影響	247
圖 6.3.2-8	滲透係數對淺層土壤含水量之影響	247
圖 6.3.2-9	參數 a 對地下水位之影響	248
圖 6.3.2-10	參數 n 對地下水位之影響	248
圖 6.3.2-11	參數 m 對地下水位之影響	249
圖 6.3.2-12	滲透係數對地下水位之影響	249
圖 6.3.2-13	淺層土壤含水量擬合比對圖	250
圖 6.3.2-14	地下水位擬合成果	251
圖 6.3.2-15	D007 梵梵場址潛在滑動塊體安全係數 FS 變化	252
圖 6.3.2-16	地震情境穩定性評估分析成果	253
圖 6.4.2-1	D007 梵梵場址降雨誘發山崩門檻值曲線	254
圖 6.5-1	梵梵場址 A1 關鍵塊體-RAMMS 數值模擬歷程圖(定床)	258
圖 6.5-2	梵梵場址 A1 關鍵塊體-RAMMS 數值模擬堆積圖(定床)	259
圖 6.5-3	梵梵場址 A1 關鍵塊體-RAMMS 數值模擬崩塌最大速度圖(定床)	260
圖 6.5-4	梵梵場址 A1 關鍵塊體沖蝕範圍設定(動床)	261
圖 6.5-5	梵梵場址 A1 關鍵塊體-RAMMS 數值模擬堆積圖(動床)	262
圖 6.5-6	梵梵場址 A1 關鍵塊體-RAMMS 數值模擬崩塌最大速度圖(動床)	263
圖 7.1.5-1	梵梵場址變形機制示意圖 (剪動摩擦異質性)	266

表目錄

表 1.1.2-1	滾動式檢討工作項目	4
表 1.1.3-1	霧鹿部落地質材料與電阻率及剪力波速之關係(未去除覆土效應)	7
表 1.1.3-2	崩塌調查方法彙整表	8
表 1.1.3-3	崩塌監測技術彙整表	13
表 1.1.3-4	本計畫山崩模擬技術彙整表	18
表 2.1.3-1	各種孔內試驗調查目的及限制	34
表 2.1.3-2	封塞水力試驗方法簡介及優缺點比較	43
表 2.1.3-3	封塞水力試驗適合施作之地質條件	43
表 2.1.6-1	岩石與土壤之相關室內試驗項目及產出	51
表 2.2.2-1	霧鹿場址水位觀測井建置資訊	64
表 2.2.4-1	孔內岩體裂隙位態調查範圍	72
表 2.2.4-2	孔內岩體裂隙位態調查成果	75
表 2.2.4-3	109-WL-2TC 鑽孔水力試驗結果	81
表 2.2.5-1	地電阻影像面法測線資訊	82
表 2.2.7-1	霧鹿場址室內岩石試驗清單	96
表 2.2.7-2	霧鹿場址室內試驗成果彙整表	97
表 3.1.4-1	霧鹿場址土壤水分特性曲線參數之分析成果	106
表 3.1.4-2	霧鹿場址模式參數之初始設定	108
表 3.2.2-1	霧鹿場址模式參數之率定值	113
表 3.2.2-2	模式參數改變對地下水位高程及土壤含水量之影響	116
表 4.2.3-1	先進震波式監測技術之可行性調查彙整表	158
表 5.1.3-1	常用數值模擬軟體與其適用條件一覽表	172
表 5.2.1-1	霧鹿場址簡化地層參數表	176
表 5.2.2-1	AA'分析剖面邊坡穩定性評估成果表	178
表 5.2.2-2	BB'分析剖面邊坡穩定性評估成果表	181
表 5.2.5-1	霧鹿場址關鍵塊體 RAMMS 數值模擬分析情境	198
表 5.2.5-2	霧鹿場址關鍵塊體 RAMMS 數值模擬材料參數表	198
表 6.1-1	D007 梵梵場址簡化地層參數表	211

表 6.3.2-1	非飽和水力參數率定及成效評估表	250
表 6.3.2-2	D007 梵梵場址簡化地層參數表.....	251
表 6.3.2-3	D007 梵梵場址場址邊坡穩定性評估成果表	253
表 6.5-1	梵梵場址關鍵塊體 RAMMS 數值模擬分析情境	255
表 6.5-2	梵梵場址關鍵塊體 RAMMS 數值模擬材料參數表	256

計畫摘要

中文摘要

臺灣本島係由歐亞板塊和菲律賓海板塊相互擠壓成形。造就出陡峻之地形與脆弱多變之地質環境。近年由於全球氣候異常，頻繁颱風、豪雨事件及地震活動，受災範圍與程度均遠較過去為烈，導致山崩與土石流等地質災害頻傳。因此，如何有效掌握山崩事件之破壞機制與影響範圍，以提供災損評估及作為防災減災之參考，實為今日防災工作上的一項重要課題。雖然導致山崩事件的因素甚多，但降雨是公認誘發山崩的顯著因子之一。一般而言，降雨入滲會導致淺層土壤含水量與基質吸力改變、單位重增加或抗剪強度下降，長期浸潤時則可能造成地層材料弱化或岩層潛變行為，進而導致坡地產生不同類型之地質災害。山崩災害之破壞機制與影響範圍會受地形、地質、地下水位(壓)變化、地層參數等條件而異。因此，場址地質及水文特性之調查、現地監測、數值模型建置及模擬實為釐清破壞機制所不可或缺的重要工作。

爰此，本計畫共分5年，逐年挑選不同場址執行。106年度計畫執行場址編號為D160之茶山潛在大規模崩塌地、107年度計畫執行場址編號為D008之車心崙潛在大規模崩塌地、108年度計畫執行場址編號為D007之梵梵潛在大規模崩塌地。今年度(109)計畫場址選擇位於臺東鄉海端鄉霧鹿潛在崩塌地。為能釐清坡地淺層不飽和土體及深層重力變形之破壞機制，本計畫主要工作項目包含：(一)坡地場址地質調查、(二)三維水文地質模型建立及驗證、(三)三度空間坡地活動性評估系統建置、(四)動態水文條件下之破壞力學分析、(五)梵梵場址持續觀測及回饋分析等。預期透過本計畫於坡地場址之水文地質調查、觀測及數值模擬成果，可整合空間分布之水力條件、變形行為及破壞模式，以探討及驗證坡面淺層破壞與深層滑動之可能情境及模式。

關鍵詞：水文地質調查、地下水、坡地觀測、變形機制

ABSTRACT

Taiwan is located at an active mountain belt resulted from the oblique collision between the northern Luzon arc and the Asian continental margin. The inherent complexity of geological background leads numerous discontinuities embedded into rock masses and relatively steep hillslope. Recently, the high seismicity in Taiwan and frequent storm events due to the global warming and/or climate change resulted the catastrophic geohazards, including landslide and debris flow. Thus, a better understanding of failure mechanisms and impact area of geohazards would be helpful for hazard mitigation and assessment. Several factors can trigger the landslide event. Rainfall is one of the most important triggering factors for landslides. In general, the precipitation infiltration could result in changing the suction and the moisture of soil, increasing the unit weight of soil, and reducing the shear strength of soil for the shallow colluvium. Long-term infiltration may also result in weakening or creeping of slope formation material. Combined effects of the geological and topographical conditions, the groundwater pressure change corresponding to rainfall infiltration, and the physical and mechanical parameters of slope formation casue the landslide occurred with the different failure mechanisms. Futher detailed site investigation, monitoring and numerical modeling using the state-of-the-art technology is needed for active landslide area to clarify the how the change of hydrologic conditions during heavy rainfall can cause the failure of landslides.

This study is aimed to better understand the mechanism of triggering landslide hazards so that casualties and property damages can hopefully be reduced in the occurrence probability of natural disasters in the future through the appropriate disaster prevention planning we proposed. The project is a 5-year integrated study and the site investigation in the past years focuses on the Chashan, the Chexinlun and the Fanfan potential large-scale landslides (D160, D008, D007), respectively. The Wulu potential large-scale landslide is selected as the case study site in 2020 year. The work scopes of the project contain: (1) hydrogeological investigations; (2) establishment and verification of the three-dimensional (3D) hydrogeological model; (3) deployment of 3D monitoring system for understanding slope activity; (4) deformation mechanism analysis under dynamic hydrological condition; (5) continuation observation and refined analysis of Fanfan site. We expected that the complex phenomenon between the stability of landslides and hydrogeological conditions could be revealed and clarified through the detailed study on the hydrogeological investigation, observation and the numerical simulation.

KEYWORDS: hydrogeological investigation, groundwater, slope observation, deformation mechanism

一、計畫概述

(一) 整體計畫概述

1. 研究目的、計畫背景、整體構想

(1) 研究目的

經濟部中央地質調查所於 99-104 年度執行「國土保育之地質敏感區調查分析計畫」，利用空載光達(LiDAR)已完成測製全島高精度數值地形，並參考崩塌微地形特徵，判釋潛在大規模崩塌呈現的重力變形邊坡特徵。國內其他坡地崩塌防災權責分工單位，如水保局、林務局也投入幅員廣大之崩塌特徵判釋、崩塌潛勢評估、崩塌地監測、崩塌地影響範圍，以及後續保安全管理維護等相關規範研擬，至今已有部分具體成效。經濟部中央地質調查所則將聚焦於細緻化坡地場址地質調查技術與各項前端影像判釋方法、地球物理探測技術與物理變形模式及機制之研究發展。

(2) 計畫背景

根據國內外研究，坡地崩塌大部分為外在因素所誘發，如降雨或地震，其中降雨與誘發山崩之關係，在多種降雨門檻模式中被推估應用；然而大部分之情況下，因缺少山區微地形之變化、地表植生狀況、現地降雨入滲及水文條件等掌握，仍然無法了解何種機制會造成特定區位之邊坡產生快速運動行為。近年研究已在邊坡重力變形之類型及發生機制有所突破；若產生深層滑動，則滑動面附近之材料變形或破壞行為也可進一步試驗及模擬；而入滲水或地下水對於坡體穩定性之影響，亦為了解變形及破壞機制之基本問題。

因此本計畫擬定三維水文地質模型調查及三度空間變形觀測為重點方向。三維水文地質模型為在高解析度之地形條件下，進行整體坡地之穩態及暫態地下水流場分析。三度空間變形觀測則包含空中、地表及地下分層各種背景數據及變形觀測資料收集。經由進一步將空間分布之水力條件、變形行為及破壞模式結合，探討建立及驗證坡面淺層破壞與深層滑動之可能情境及模式。

(3) 整體構想

本計畫為 5 年期研究計畫，預計以年度為單位，每年指定 1 處潛在大規模崩塌區位進行場址調查觀測及變形機制分析，並經由滾動修正各年工作流程及方法，預計可針對降雨引致坡地失穩之條件有更細緻之掌控，並完成坡地場址地質調查與變形破壞模式分析。

2. 工作內容概述

本計畫工作內容主要分為以下五大主軸，包括：(1) 坡地場址地質調查、(2) 三維水文地質模型建立及驗證、(3) 三度空間坡地活動性評估系統建置、(4) 動態水文條件下之破壞力學分析、(5) 梵梵場址持續觀測及回饋分析等工作。根據過去三年計畫成果及今年度(109)計畫場址特性，滾動修正部分工作方法及數量如表 1.1.2-1 所示。茲摘錄各項工作內容如下：

(1) 坡地場址地質調查

工作內容包含：(a) 地表地質調查、(b) 地質鑽探及取樣、(c) 孔內試驗、(d) 地電阻剖面法、(e) 主動/被動表面波震測法、(f) 土壤與岩石試驗等。

(2) 三維水文地質模型建立及驗證

工作內容包含：(a) 三維水文地質概念模型建立、(b) 三維地下水流模式參數率定與驗證、(c) 三維地下水流場分析等。

(3) 三度空間坡地活動性評估系統建置

工作內容包含：(a) 地表變位量測、(b) 地下觀測系統建置、(c) 地動觀測儀器建置等。

(4) 動態水文條件下之破壞力學分析

工作內容包含：(a) 二維水文地質概念模型建立、(b) 穩定性評估及情境模擬、(c) 重力變形引致之潛變分析、(d) 破壞情境下坡影響範圍評估、(e) 基地地質調查及地質安全評估報告等。

(5) 梵梵場址持續觀測及回饋分析

工作內容包含：(a) 梵梵場址持續觀測、(b) 梵梵場址二維穩定性評估及情境模擬回饋分析、(c) 梵梵場址山崩門檻值評估、(d) 梵梵場址破壞情境下坡影響範圍精進評估。

表 1.1.2-1 滾動式檢討工作項目
Table 1.1.2-1 Review work items

待釐清問題	工作項目	調整建議
孔內速度井測調查成效有限	孔內速度井測調查	<ul style="list-style-type: none"> 適用於探查深部完整岩層資訊，本計畫挑選場址均屬地質破碎且地下水系統複雜 刪除速度井測調查及相關擴孔費用 地層剪力波速(V_s)改由「主動/被動表面波震測法」獲取
全測站量測成效有限	全測站量測	<ul style="list-style-type: none"> 量測區域干擾物太多且地形起伏複雜，整體量測精度受到雷射能照到的區域影響降低至公分甚至數十公分等級 刪除全測站量測，由「即時動態差分法 (RTK)」、「靜態基線量測」，聯合解算連續 GPS、臨時 GPS 及 RTK 基站資料，可以提升解算精度與 RTK 基站絕對位置
折射震測法成效有限	折射震測法	<ul style="list-style-type: none"> 現場施測人工震源能量無法順利傳遞，導致測深不足 刪除折射震測法，由「主動/被動表面波震測法」取代
	主動/被動表面波震測法	<ul style="list-style-type: none"> 取代「孔內速度井測調查」、「折射震測法」工項 可獲得較深地層一維/二維剖面剪力波速訊息之表面波震測進行
地球物理剖面成效限制	地電阻剖面法/折射震測法	<ul style="list-style-type: none"> 測深能力受限於測線長度且隨著遠離測線中心位置而降低 由「主動/被動表面波震測法」延伸剖面測深能力。其測深能力受限於地動訊號之有效最大波長 測試「主動/被動表面波震測法」應用於大規模崩塌地之適用性
周遭噪訊法相關應用限制	交互相關函數分析	<ul style="list-style-type: none"> 地震站安裝於崩塌區外圍並應用雙站法，受限於地形起伏大影響，儀器監測成本較高。

		<ul style="list-style-type: none"> • 由單站法「自相關函數分析」補充監測地下水位變化、推估剪動帶的深度。 • 地震站安裝一處高敏感度寬頻地震儀外，其餘崩塌區內部改安裝地聲計。地震站數量增加至 6-8 站(視崩塌調查範圍而調整) • 待測試: 單站法分析成果受崩塌地地表位移之影響
三度空間坡地活動性評估系統成效限制	三度空間坡地活動性評估系統建置	<ul style="list-style-type: none"> • 梵梵場址 108-D007-2T 於觀測期間發生剪動，唯缺乏地下水位監測難以進一步探討地下水與地中變位之相互關係 • 於梵梵場址 108-D007-2T 新增「時變地電阻剖面法」、「震波式水文參數分析」，進一步提供地下水流資訊 • 建議關於坡地活動性監測可以考慮以各式儀器單孔共址安裝，如連續 GPS 站、雨量計、地震站、地中變位儀(TDR、側傾管)
山崩門檻值探討	山崩門檻值初探	<ul style="list-style-type: none"> • 刪除「山崩門檻值初探」工項，考量累計一個水文年以上資料較有足夠資訊進行降雨入滲-地下水滲流耦合分析及穩定性評估探討，相關門檻值評估將待次年度整併於持續觀測及回饋分析章節探討
梵梵場址三維地下水流模式回饋分析	梵梵場址三維地下水流模式回饋分析	<ul style="list-style-type: none"> • 刪除「梵梵場址三維地下水流模式回饋分析」工項，參酌審查委員意見，由於持續觀測及回饋分析階段，二維穩定性評估之地下水位採用降雨入滲-地下水滲流耦合分析成果，故調整刪除該工項
地下觀測系統建置	淺層土壤含水量	<ul style="list-style-type: none"> • 配合模式率定需求，淺層含水量改採單一深度量測

3. 計畫執行大綱

本計畫旨在運用多尺度科技防災技術，透過不同地質、地形條件及環境觸崩因子之大規模崩塌潛勢區進行相關研析工作，主要目的在比較不同「地表地質調查方法」、「監測技術」之時間與空間之解析度，進一步評估不同調查方法與監測技術符合經濟效益與調查目的之可能的最佳配置。本計畫亦透過監測與調查資料進行「水文模式模擬與破壞力學分析」，除探究模式分析之適用性外，更進一步測試模式參數對於成果之影響程度(敏感度分析)，並以穩定性評估與警戒值擬定呈現。綜合大規模崩塌場址調查、監測、模式模擬成果提出崩塌區之變形機制。本節將聚焦在「調查方法-地球物理探勘」、「震波式監測」、「模擬技術」進行執行簡述說明，並以執行年度(106)D160 茶山、(107)D008 車心崙、(108)D007 梵梵場址為例，提出各場址可能的變形機制。

(1) 調查方法-地球物理探勘

本計畫在調查方法上除一般地工調查技術外，亦導入更具調查效率的地球物理探勘技術，其主要包含主被動表面波震測法以及地電阻影像探測法。相較折射震測與崩塌地調查受限於震源能量致使調查深度有限(林俊宏等, 2019)，主被動表面波震測之結合更加適合對於具調查深度需求之大規模崩塌地調查應用，其所獲

得之地層剪力波速剖面不僅可作為地層分層之依據，其與剪力模數相關，可做為動態力學分析之重要參數，更重要是其與土壤工程參數具有高度相關性，可用以推求土層之 SPT-N 值(Hanumantharao and Ramana, 2008; Maheshwari et al., 2013; Fatehnia et al., 2015; Bajaj and Anbazhagan, 2019)、不排水剪力強度(Trafford and Long, 2020)等地工強度參數，尤其對於較難取樣進行試驗之地層，如礫石、破碎岩層、高靈敏度黏土等，透過非破壞之表面波震測所得剪力波速可協助獲得此些工程性質。

近年來對於礫石或破碎岩層相關應用增加，其通常需將剪力波速轉換獲得之 SPT-N 再進行設計應用，但由於礫石或破碎岩層之工程參數數據不亦獲得，數據量之統計顯著性較不足，因此直接透過剪力波速進行設計之應用概念逐漸建立，如基礎承载力(Tezcan et al., 2019; Aczél, 2013; Ghavami et al., 2019)、邊坡穩定分析(Qureshi et al., 2013)等，並衍生出工程岩盤(engineering bedrock (Nath, 2007))的概念，以剪力波速之數值作為可類比於岩盤強度之地層位置，作為坡地穩定分析之邊界。因此，透過主被動表面波震測獲得之邊坡剪力波速剖面，不論是採取間接推估設計參數或直接用於邊坡穩定分析，皆有助於現地地層特性調查以及進行邊坡穩定分析工作。

分析所得之主被動表面波震測以及地電阻影像探測成果搭配鑽孔成果可得圖 1.1.3-1 之綜合調查成果(以 109-WL 霧鹿場址為例)，圖中為剖面上之各項調查成果，主被動表面波震測在剖面上有測點 P1-P5，除提供隨深度之剪力波速變化外，亦透過單站頻譜比法(H/V)推估各處之剪力波速差異顯著之介面深度，各深度旁標示數值為該處剪力波速。在此剖面上，於階地平台段施測獲得剪力波速剖面 MASW-L2 以及電阻率影像圖 ERT-3。ERT-3 測線之影像涵蓋有自場址上邊坡與階地平台堆積區，由影像中可明顯見到地形轉折區下方地層的明顯變化，將測線 MASW-L2 之重要剪力波速分界(600 m/s, 800 m/s)之等速度線套繪至 ERT-3 上，並透過 ERT-3 剖面，測點(P1, P2, P6) 測線 MASW-L1 與 BH-1W, BH-2T (電井測), BH-3W (電井測)以及 BH-5W 岩芯之交叉比對，整理電阻率、剪力波速與不同地質材料之關係如表 1.1.3-1，作為此區域地物結果推測地層材料分布使用。P3-P5 位在河階堆積區，本年度(109)計畫執行在此區並未規劃鑽孔進行比對確認，可於後續 110 年計畫執行年度補充鑽探進行交叉比對。由此成果可知，透過地物調查方法之應用可有效於大規模崩塌區域進行地質調查工作，可在有限鑽孔內(符合經濟效益)進行輔助調查，提供較為精緻之 3 維地質模型建模。本計畫執行之調查方法彙整表如表 1.1.3-2。

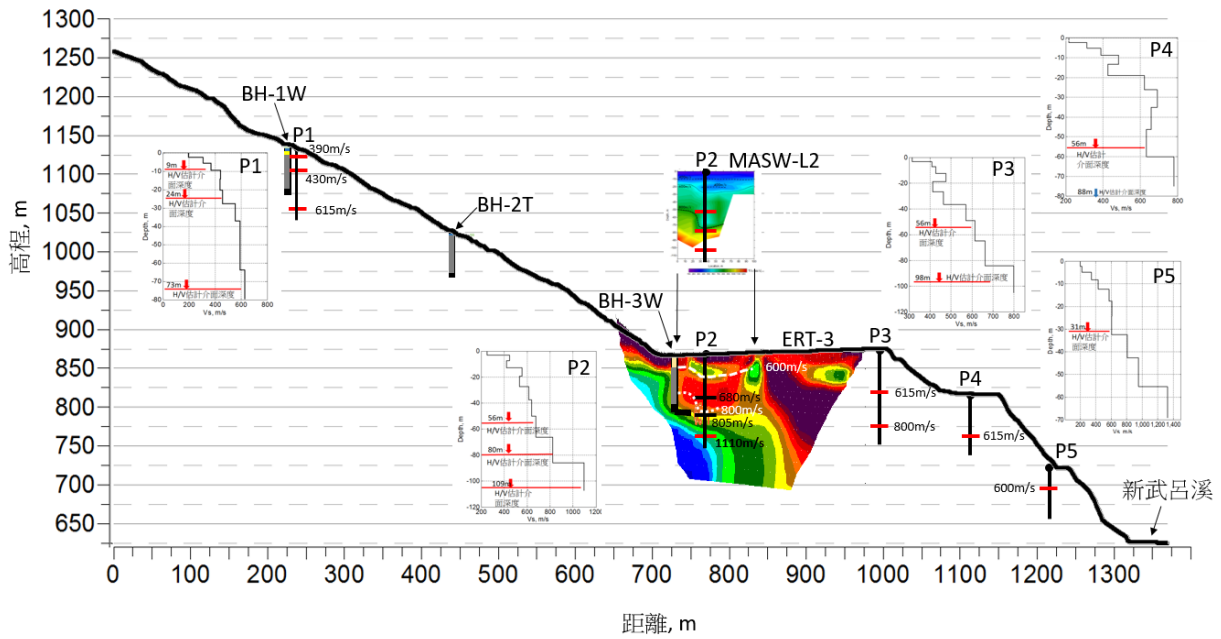


圖 1.1.3-1 霧鹿主剖面地球物理綜合成果

Figure 1.1.3-1 Integrated results of geophysical profile in the Wulu site

表 1.1.3-1 霧鹿部落地質材料與電阻率及剪力波速之關係(未去除覆土效應)

Table 1.1.3-1 Relationships between shear-wave velocity, materials, and resistivity

電阻率(ohm.m)	剪力波速(m/s)	剖面
130-1000	100-400	崩積土(表土)
200-1000	100-600	河階堆積
40-200	400-800	黑色片岩剪裂帶，岩體多破碎，部分夾泥
100以下	>800	黑色片岩(岩盤)

表 1.1.3-2 崩塌調查方法彙整表
Table 1.1.3-2 The method of landslide survey

調查項目	儀器	技術/方法/參數	經驗	調查目的/優勢成果	限制
孔內試驗					
• 孔內攝影	音射式孔內攝影儀	音波反射(ACTV)/走時與振幅	裂隙與破裂帶影像較深	岩層破碎程度、裂隙分布、位態分析/判斷岩體結構特徵	需要水作為訊號傳遞媒介、裸孔施測
	光學式孔內攝影儀	光學攝影(OPTV)/影像	透水裂隙偶呈現紅色繡染	岩層破碎程度、裂隙分布、位態分析	地下水質清晰條件下施測、裸孔施測
• 電井測	電井測儀	自然電位(SP)	砂岩較具負電位	岩性及其組成特性	需要地下水來傳遞訊號、裸孔施測
		單點電阻率(SPR)	細顆粒通常電阻率較低	岩體組成特性	
		自然γ射線	頁岩或泥岩強度較高	岩性及含泥程度	
• 地下水流速流向	熱脈衝流速儀	垂直流速及流向分布	透水地層或裂隙地下水流動潛勢較高	滲透性、裂隙連通性、地下水位分層	地下水質清晰條件下施測、裸孔或開篩施測
• 井徑	三軸井徑儀	孔徑變化	裂隙與破裂帶井徑明顯增大	地層破碎、膠結程度/可提升地物井測訊號之精度	裸孔施測
• 雙封塞水力試驗	封塞器、控制面板、水壓計及抽水馬達	透水係數、蓄水係數			
		定流量	高滲透性含水層適用	透水係數可代表較大的岩體	須事先知道抽水量
		定水頭	最適低滲透性含水層適用	不受井徑大小影響	透水係數代表較小的岩體
		微水	中及低滲透性含水層適用	試驗時間短	大管徑易導致試驗時間過長
		壓力脈衝	非常低滲透性的含水層適用	可取代微水試驗	透水係數代表性較小的岩體
地電阻剖面	AGI SuperSting	二極法、四極法	測線展距約等於最大測深3倍 細顆粒通常電阻率較低	崩積層與岩盤界面 岩體含水量與夾泥量	側深能力隨著遠離測線中心而減少，建議可透過間測井綁電極，有機會增加深部解析度
彈性波波速剖面					

調查項目	儀器	技術/方法/參數	經驗	調查目的/優勢成果	限制
• 折射震測	單軸向 Geophone	層析成像法	測線展距約等於最大測深5倍、 坡度大於45°將有地形修正問題	崩積層與岩盤界面、 P波速度剖面/提供建立地質模型	人造震源強度不足，影響剖面測深能力、側深能力隨著遠離測線中心而減少、無法獲取夾弱層之訊息
• 主被動表面波震測	單軸/三軸 Geophone	MASW: MAPS/SPAC 陣列法	最大有效訊號波長約等於最大測深 (基於振動源足夠低頻的情境)、 最小測深約等於地聲計間距	崩積層與岩盤界面、S波速度剖面/提供表面波深度敏感度分析之關鍵輸入參數/提供建立地質模型	MAPS(一維陣列測線法)將有主控震源方向性之修正問題、坡度較陡的區域須採用三軸向地聲計施作，以利於進行訊號調適、非崩積堆積區域(如重力變形區、順向滑動區)其崩積層及岩盤界面的解析力較差
室內試驗					
• 土壤壓力鍋	壓力鍋	ASTM 規定	坡地場址崩積土難取得薄管試樣，建議可規劃現地工地密度試驗，以求取現地密度狀態，再依此製作重模土樣。	土壤水分特性曲線(θ 、 α 、 n)/降雨入滲及滲流分析	僅限土壤試體
• 土壤一般物性	土壤試驗設備	ASTM、CNS 規定		含水量、單位重、比重、阿太堡限度	僅限岩石試體
• 土壤直剪	直剪儀	ASTM 規定		剪力強度參數/邊坡穩定性分析	
• 岩石一般物性	岩石試驗設備	ISRM 建議方法	可配合其他岩石試驗進行	含水量、單位重、比重、孔隙率、吸水率	僅限岩石試體
• 岩石弱面直剪	直剪儀	ISRM 建議方法	無法真對太多組弱面或自立性不足的試體進行試驗	剪力強度參數/邊坡穩定性分析	
• 岩石單壓試驗	萬能材料試驗機	ISRM 建議方法	以完整試體較佳	單軸抗壓強度/邊坡穩定性分析	
• 岩石彈性試驗	萬能材料試驗機	ASTM 規定	以完整試體較佳	彈性係數、柏松比/邊坡穩定性分析	

調查項目	儀器	技術/方法/參數	經驗	調查目的/優勢成果	限制
<ul style="list-style-type: none"> 岩石潛變試驗 	萬能材料試驗機	Lama & Vutukuri (1978)建議方法	以完整試體較佳	潛變與時間之關係曲線圖/潛變行為分析	
<ul style="list-style-type: none"> 岩體透水係數推估 		統計回歸關係式	本模式篩選與裂隙岩層滲透性具高度相關的因子包含: 岩石品質(RQD)、地層深度(DI)、剪裂泥含量(GCD)及岩性滲透率(LPI)等	推估 K 值沿著深度的變化	需要有足夠樣本數, 提升回歸公式之可信度、關聯因子須透過鑽探岩芯進行評估

(2) 震波式監測

近年來透過地震儀(地動感測器)記錄之地動訊號基於地震學分析技術已廣泛被應用於探討大規模深層崩塌事件之運動行為與變形機制(Chen et al., 2013; Chao et al., 2016, 2017)、預警(Mainsant et al., 2012)等相關研究工作。震波式監測技術相對於傳統崩塌地接觸式監測儀器(如地中變位計、孔內水位計)的優勢主要為以下三點：(A) 高精度微地動監測能力 (10^{-9} m)、(B) 高時間取樣率 (每秒 100-1000 資料點)、(C) 儀器便攜性高且安裝方便，屬於非接觸式的監測儀器，儀器維護成本低。上述三點優勢將有助於進行監測大規模崩塌區之邊坡潛移行為、坡體內部材料性質變化、邊坡尺度上之地震力時序資料。本計畫將震波監測技術聚焦於以下項目「儀器配置需求與適用範圍」、「新預警參數初探」、「非接觸式地下水位量測」、「剪動深度推估」。震波監測方法主要仰賴震波干涉技術量測波傳路線上的相對震波速度變化量(relative seismic velocity change, dv/v)，若該波傳路徑穿過崩塌區地下構造，則此震波速度變化量 dv/v 可以指示坡體內部的材料物性變化特性，然而主要可以造成材料物性改變的因素有(1)地震產生之地表強地動造成坡體破壞、(2)坡體內部的地下水位變化、(3)剪動面之部分液化作用造成孔隙水壓增加，發生快速滑動位移而導致材料強度弱化。圖 1.1.3-2 彙整造成震波相對速度變化之可能機制。在此以地下水位變化導致 dv/v 結果進行說明，假設具有孔隙(空氣介質)的地層材料經由地表降雨入滲作用，原先孔隙由入滲水進行填充，導致材料剪力模數快速減小且密度增大，綜合考量上述變化可知剪力波波速應有變慢趨勢(dv/v 為負值)；當地下水開始洩降，假設原先分布孔隙不變的情況下，剪力波波速應恢復至原始背景波速值。

震波干涉法可以從周遭噪訊中取得尾波訊號(coda wave)其波傳特性與表面波相近，具有頻散現象(dispersion)：不同頻率的震波傳遞速度不同，隨著頻率越低、波長越長，震波路徑易敏感於地下深部的材料，導致震波傳遞速度越快。尾波對於頻率相依性的深度敏感度特性將有助於探討崩塌區域地下具有深度變化特徵的資訊，如地下水位、剪動深度等。本計畫可以透過尾波窗口訊號量測不同頻率相對震波速度變化(frequency-dependent dv/v)，來討論坡體內部不同深度上的材料物性變化。本計畫執行之觀測技術與監測技術方法彙整於表 1.1.3-3。

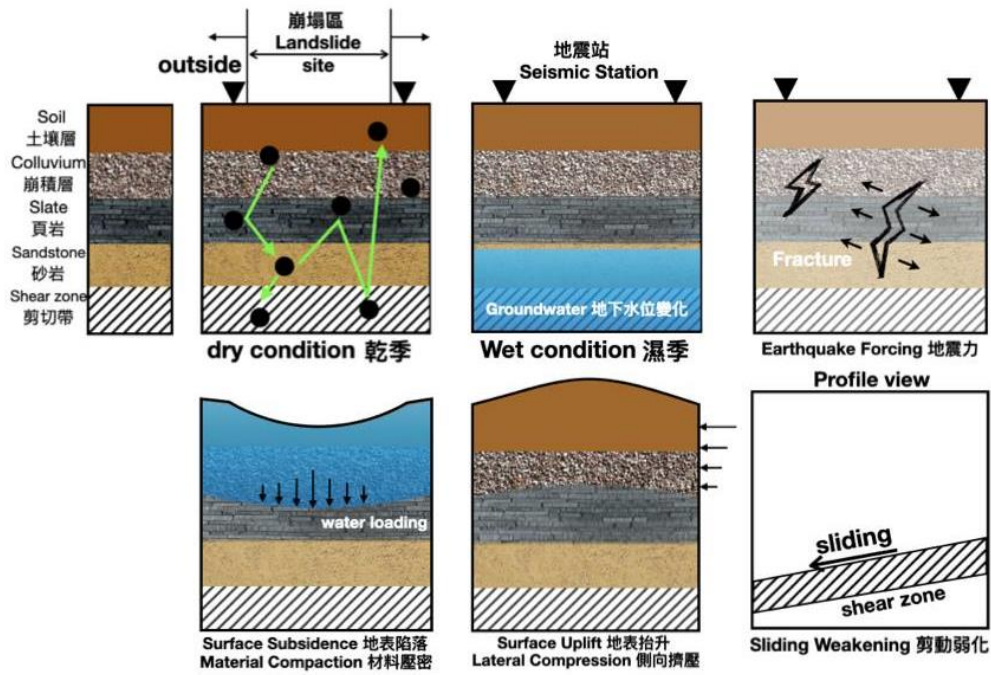


圖 1.1.3-2 影響相對震波速度變化的可能機制

Figure 1.1.3-2 Possible mechanisms of relative seismic velocity changes

表 1.1.3-3 崩塌監測技術彙整表
Table 1.1.3-3 Seismic techniques on landsliding

監測項目	儀器	技術/方法/參數	經驗	調查目的/優勢成果	限制
地表變位量測					
<ul style="list-style-type: none"> 即時動態差分法 (RTK) 	Hi-Target RTK v90 PLUS	使用 GPS 載波相位觀測量，利用參考站與移動站之間觀測誤差的空間相關性，透過差分法進行即時定位	快速靜態： 2.5 mm+ 0.5 ppm RMS(平面) 5 mm+ 0.5 ppm RMS(高程) RTK 單基站 8 mm+ 1 ppm RMS(平面) 15 mm+ 1 ppm RMS(高程)	提供達公分級精度的單點三維坐標	需要有開闊的視野使得基站與移動站能接受到至少六顆衛星、受限於無線電的傳輸距離
<ul style="list-style-type: none"> 全測站 	Hi-Target 320R	測量觀測點至目標之間角度差值與距離，透過三角學的換算關係，計算坐標或觀測點相對於已知點的位置	測角精度:2" 測距精度： 2 mm + 2 ppm (稜鏡) 3 mm + 3 ppm (無稜鏡)	提供精確測點到測站之相對位置	測點與測站之間需開闊的視野，利於訊號傳輸
<ul style="list-style-type: none"> 靜態基線測量 	Hi-Target Geomatics Office	使用 GPS 載波相位觀測量，利用參考站與移動站之間觀測誤差的空間相關性，加入衛星軌道等相關資訊，透過差分法進行定位	連續接收訊號時間至少 1 小時、相對定位精度達 5mm+1ppm×基線長度	提供該段時間內精確的相對位置，並藉由參考站資訊探討其他測站	需要多站同時較長的觀測時間及內業資料計算的時間
<ul style="list-style-type: none"> 連續 GPS 站 	Trimble 5700	GPS 衛星所發射出來的載波相位和電碼訊號，可精確定出各測站的相對位置	誤差來源分為與 1.衛星、2.信號傳遞及 3.接收機。例如：衛星位置、特定位點的位置、接收機設備、觀測時間、大氣環境與地理環境等因素。針對不同誤差皆有可處理的方法	持續記錄單點坐標，並呈現趨勢或變化	需要長時間的觀測資料及內業資料計算的時間

監測項目	儀器	技術/方法/參數	經驗	調查目的/優勢成果	限制
地下觀測系統					
• 時域反射儀(TDR)	Sympuls Aachen TDR3000	透過同軸纜線變形處產生的訊號反射尖峰值推估變形量及變形位置	剪動深度量測解析度: 3 mm δ_0 (初始反應所需的啓動位移量): 5-10 mm S (材料有效敏感度)	自動化地下空間連續的變位監測 / 可提供崩塌門檻預警值/ 提供力學參數率定(凝聚力 c 、摩擦角 ϕ)	需剪動量化估計式推估位移量、無三維觀測位移能力、不適用於潛變行為監測
• 淺層土壤含水量	Decagon GS3	電容式含水量感測器	體積含水量量測精度: 0.1%, 利用 TDR 標定後, 其含水量量測較不受土壤導電度影響	土壤含水量/ 提供非飽和土壤層之滑動破壞分析	需採用現地土壤進行土壤含水量標定, 以降低土壤種類影響
• 自記式水壓計	Heron Dipper Logger NANO	自記式水壓計, 可設定量測時間間距, 進行自動量測	水壓量測範圍: 0-30 m 解析度: 1 cm	地下水水位資料/ 提供三維地下水流模式參數率定與驗證	無法更換電池, 須定時前往讀取水位(水壓)資料
地動觀測儀器					
• 寬頻地震儀(BB)	Guralp CMG6TD 三軸向速度型地震儀	時頻分析 交互相關函數分析技術(測站安裝於場址外圍) 相對震波速度變化量測 震波式水砂監測技術	頻寬 0.033~200 Hz、最小記錄精度 0.4 nm/count、敏感度 2400 Volt/m/s、最大可記錄速度值為 0.33 cm/s、耗電功率約為 0.9 W、適用於高活動性崩塌場址(安裝於場址外圍)	提供場址周遭噪訊特徵、測站對交互相關函數、河川底床載通量/ 崩塌前兆地動訊號/ 測站對路徑下之相對震波速度變化/ 平均路徑之地下水位變化/ 定性河岸侵蝕作用	儀器價位高、不適用於記錄強地動訊號(震度大於 4 級)、針對河川土砂侵蝕分析尚須配合水文、地文及土砂資訊
	Trillium Compact 三軸向速度型地震儀	時頻分析 交互相關函數分析技術(測站安裝於場址外圍) 相對震波速度變化量測 震波式水砂監測技術	頻寬 0.0083~200 Hz、敏感度 750 Volt/m/s、耗電功率約為 0.32 W(搭配 DATA CUBE 紀錄器)、搭載即時傳輸功能(CCUBE)耗電功率不到 1.2 W、適用於高活動性崩	提供場址周遭噪訊特徵、測站對交互相關函數/ 測站對路徑下之相對震波速度變化量測/ 平均路徑之地下水位變化/ 崩塌前兆地動訊號	儀器價位中高、不適用於記錄強地動訊號(震度大於 4 級)、針對河川土砂侵蝕分析尚須配合水文、地文及土砂資訊

監測項目	儀器	技術/方法/參數	經驗	調查目的/優勢成果	限制
• 短週期地震儀(SP)	KVS300 三軸向速度 型地震儀	記錄場址地震之地動訊號	塌場址(安裝於場址外圍) 頻寬 2~20 Hz、固有震盪頻率為 1.9-2.1 Hz、敏感度 80 Volt/m/s、耗電功率約為 0.1 W (搭配 ERD-7700 紀錄器)	場址地震地動訊號/提供地震力 觀測用於邊坡不穩定性分析	儀器價位高、不適用於記錄微地動訊號、可監測頻帶範圍小、敏感度相對小、不適用於交互相關函數監測技術(易受測站對路徑上複雜地形影響)
• 地聲計(G)	HG-6 A-Coil 三軸向低頻 地聲檢知器	記錄場址地震之地動訊號 自相關函數分析技術(安裝於場址內部) 相對震波速度變化量測 表面波深度敏感度分析	頻寬 2~200 Hz、固有震盪頻率為 4.5 Hz、敏感度 28 Volt/m/s、耗電功率約為 0.2 W、儀器價位適中，適合需大面積調查的場址	場址地震地動訊號/提供地震力 觀測用於邊坡不穩定性分析 自相關函數量測測站下方相對震波速度/地下水水位變化-提供地下水流模式率定/推估可能的剪動深度-定義剪動弧之參考依據/易於即時監測，新崩塌預警參數 (dv/v) 表面波深度敏感度/不同頻率對應之敏感深度範圍- 2 Hz 約可反應至 100-200 m	相對不適用於高活動性的崩塌場址，相對震波速度變化量測易受到測站絕對位置改變影響
• 雨量計	Onset RG3-M	敲擊式雨量記錄裝置	精度: ±1.0% (每小時 20 mm/hr)、解析度: 0.2 mm	提供降雨紀錄/水位、透水係數、含水量之率定	雨量計上部易受昆蟲及枝葉影響而堵塞，須定期現地排除

(3) 模擬技術

本計畫研擬坡地場址穩定性及可能影響範圍評估流程如圖 1.1.3-3 所示。首先整合高解析度地形資料、地質鑽探、岩芯紀錄、現地調查與試驗及室內試驗等成果，以建置坡地場址之三維水文地質概念模型，再透過現地觀測數據進行模型率定與驗證。三維數值模型與地下水流場分析成果可直接輸出，作為淺層不飽和分析及深層重力變形分析時地下水流場之參據，並進一步評估不同情境條件下，坡地場址之穩定性及潛在滑動塊體。本計畫將安全係數不符合規範要求或失穩之前在滑動塊體視作關鍵塊體，意即在該情境條件下最有可能優先崩塌的塊體。前述各情境條件下之關鍵塊體則進一步透過山崩微地形判釋技術圈繪其滑動面積，配合前述分析所得之滑動深度，即可求得關鍵塊體之體積，並據此作為可能崩塌之料源進行土砂運移分析，以獲取崩塌堆積深度、堆積範圍及其可能影響對象。

模擬技術選定方面，本計畫建議可採用 HydroGeoSphere 軟體進行三維地下水流場分析，GeoStudio 軟體進行淺層不飽和及深層重力變形分析、FLAC 或 UDEC 軟體進行深層重力變形分析、PFC 或 RAMMS 軟體進行土砂運移分析。深層重力變形分析會因岩層特性不同而有其適用軟體，UDEC 軟體較適用於葉理狀構造發達的低度變質岩區，如板岩、千枚岩等葉理發達之岩層；其餘非葉理狀構造之岩層則建議採用 FLAC 軟體。另土砂運移分析亦會因崩落土砂特性不同而有其適用軟體，RAMMS 軟體較適用於淺層滑動或岩屑崩滑災害；PFC 軟體則適用於深層滑動或岩體滑動災害。

本計畫過去四年除前述之 UDEC 及 PFC 軟體尚未有合適場址可應用外，其餘建議之模擬技術均逐年應用在茶山、車心崙、梵梵、霧鹿等四個場址。根據過往實務經驗，將本計畫山崩模擬技術彙整如表 1.1.3-4 所示。本研究團隊由表 1.1.3-4 歸納出今年度及後續持續精進項目如后：

A. 如何提升三維水文地質概念模型的可靠性

本計畫除常見地質鑽探的「點」資訊、地電阻剖面法的「線、面」資訊外，再導入主/被動表面波震測法的「點、線、面」資訊，以提升三維數值模型的空間解析度。表面波震測法請參見本報告 2.2.6 節內容，三維水文地質概念模型請參見本報告 3.1 節內容。

B. 如何適當的選擇數值模式的分析參數

本計畫建議可先由現地或室內試驗求取參數初始值，再根據現地觀測數據，透過參數敏感度分析及模式反算分析率定參數。今年度以梵梵場址為例反算非飽和水力參數，請參見本報告 6.3 節內容。

C. 如何將二維降雨入滲-滲流-穩定性耦合分析提升為三維分析

HydroGeoSphere 雖對水文分析有優異分析模組，但無法與 GeoStudio 進行坡地穩定性耦合分析。經研究發現 3D SoilVision Suite 應可進行三維降雨入滲-滲流-穩定性耦合分析，今年度先以霧鹿場址為例，嘗試進行三維邊坡穩定性分析，並與二維邊坡穩定性分析結果進行比對，相關成果將於期末簡報提出。建議明年年度持續精進耦合分析功能，以建立三維降雨入滲-滲流-穩定性耦合分析程序。

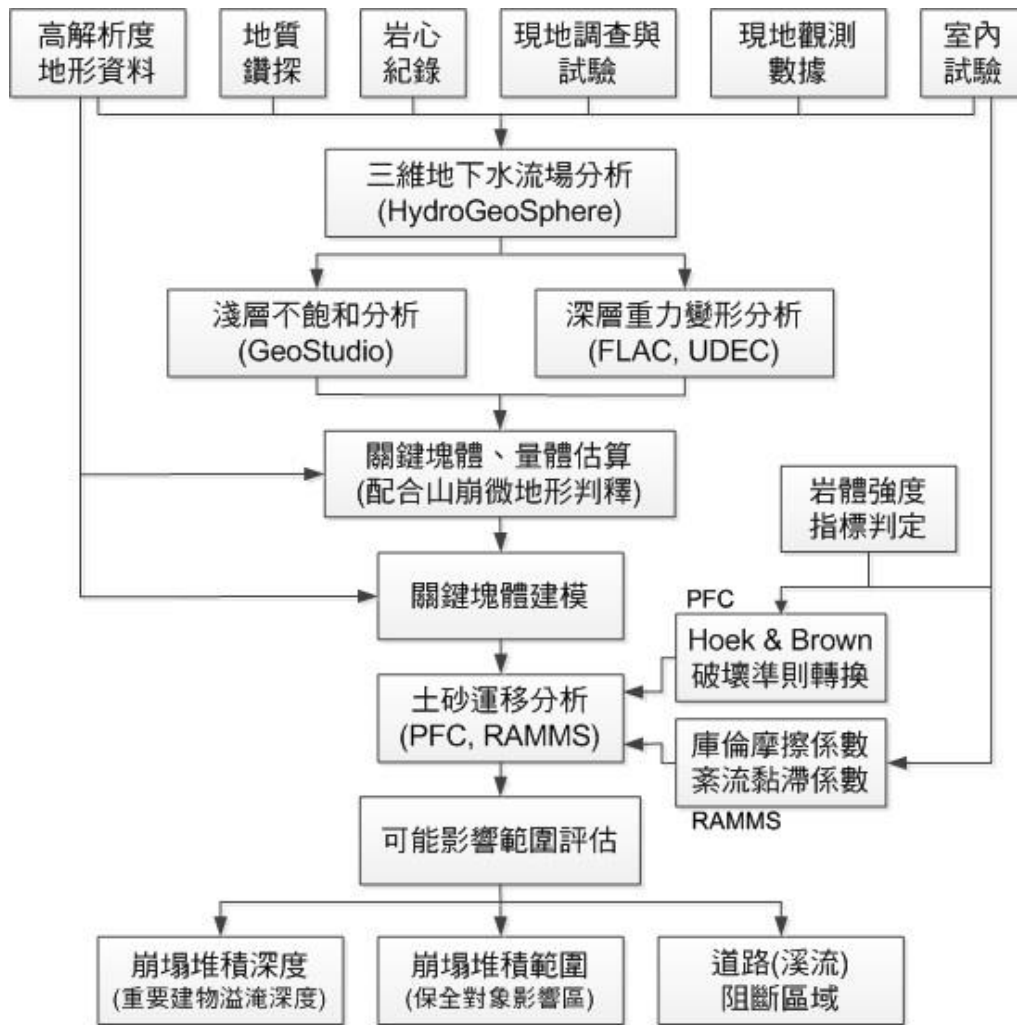


圖 1.1.3-3 坡地場址穩定性及可能影響範圍評估流程圖
 Figure 1.1.3-3 Flowchart of the stability analysis and runout zone

表 1.1.3-4 本計畫山崩模擬技術彙整表
Table 1.1.3-4 List of landslide simulation technology for this project

三維水文地質模型建立與驗證						
模擬/模式項目	軟體	分析目的	技術/方法/參數	經驗	優勢成果/應用	限制
三維水文地質模型	Hydrogeosphere, ArcGIS	<ul style="list-style-type: none"> • 建構符合實際情況之三維水文地質特性 	<ul style="list-style-type: none"> • 地下分層 • 三維數值網格 • 水文地質參數 • 地下水位 	<ul style="list-style-type: none"> • 三維水文地質模型的可靠性取決於現地調查、現地及室內各種試驗成果，以及地質模式 	<ul style="list-style-type: none"> • 各式三維數值模擬所需之基礎資料 • 本計畫除鑽探「點」資訊外，地電阻及表面波探測法可提供足夠「線、面」資訊 	<ul style="list-style-type: none"> • 需有足夠地質資訊作為三維建模依據 • 需有足夠的現地水文地質參數
三維地下水流場分析	Hydrogeosphere	<ul style="list-style-type: none"> • 瞭解三維地下水流場及含水量之時空分布 	<ul style="list-style-type: none"> • 有限元素法 • 水文地質參數率定 	<ul style="list-style-type: none"> • 三維地下水流場分析的準確性取決於現地各種調查及觀測資料 	<ul style="list-style-type: none"> • 三維降雨入滲-滲流分析 • 飽和/非飽和滲流分析 	<ul style="list-style-type: none"> • 需有地下水位及含水量觀測資料作為模式率定與驗證依據 • 無法與坡地穩定性進行耦合分析
動態水文條件下之破壞力學分析						
模擬/模式項目	軟體	分析目的	技術/方法/參數	經驗	優勢成果/應用	限制
二維淺層非飽和分析	GeoStudio	<ul style="list-style-type: none"> • 釐清非飽和地層在動態水文條件下發生淺層崩塌之降雨及水文條件 	<ul style="list-style-type: none"> • SEEP/W 模組：有限元素法 • SLOPE/W 模組：極限平衡法 	<ul style="list-style-type: none"> • 非飽和土壤水分特性參數對分析成果影響甚大，建議可由壓力鍋試驗獲取參數初始值，再透過含水量或地下水位觀測資料反算 	<ul style="list-style-type: none"> • 降雨入滲-滲流-穩定性耦合分析 • 飽和/非飽和滲流分析 • 降雨及地震誘發山崩門檻值評估 	<ul style="list-style-type: none"> • 需有地質剖面模式作為分層依據 • 需有足夠的現地水文地質參數 • 需有含水量及地下水位觀測資料作為模式率定與驗證依據

動態水文條件下之破壞力學分析						
模擬/模式項目	模擬/模式項目	模擬/模式項目	模擬/模式項目	模擬/模式項目	模擬/模式項目	模擬/模式項目
二維深層重力變形分析	FLAC	<ul style="list-style-type: none"> 釐清深層重力變形體之變形行為及潛在滑動面之剪滑動機制 	<ul style="list-style-type: none"> 有限差分法 潛變模型：柏格模式 	<ul style="list-style-type: none"> 潛變參數對分析成果影響甚大，建議可由潛變試驗獲取參數初始值，或由潛變試驗反算 	<ul style="list-style-type: none"> 重力變形速率評估，釐清不受降雨或地震作用下之變形速率 	<ul style="list-style-type: none"> 需有地質剖面模式作為分層依據 需有地表或地中變形觀測資料作為模式率定與驗證依據
三維影響範圍評估	RAMMS	<ul style="list-style-type: none"> 破壞情境模擬，以動畫展示並探討塊體崩塌後之可能影響範圍 	<ul style="list-style-type: none"> Debris flow 模組：有限體積法 	<ul style="list-style-type: none"> 室內試驗成果可間接推求黏滯係數 動床模式確實可適度反應沖刷量，對於影響範圍估算結果較偏保守 	<ul style="list-style-type: none"> 崩後行為及衝擊評估，如堆積範圍、堆積深度、流速 	<ul style="list-style-type: none"> 崩塌量體及區位須為已知條件 動床分析參數取得不易

(4) 過去計畫執行成果概述

計畫執行 106-109 年度期間，共計三個場址 D160 茶山、D008 車心崙、D007 梵梵完成調查、監測與模擬之工作項目，本計畫將各場址研究成果彙整如下：

D160 茶山場址，過去資料顯示近 50 年來無顯著的活動性，在本計畫監測執行期間(106-107 年度)最大單日累積降雨為 300 mm，地震震度大於 3 的事件有 8 起，地中位移監測(TDR)並無明顯位移訊號發生，而在汛期有顯著的地表垂直陷落(3-5 cm)。相對震波速度變化(dv/v)量測顯示在前期降雨的期間 dv/v 隨著地下水位抬升而下降(階段 1);並於持續降雨其間的中後期 dv/v 開始轉為增加趨勢(階段 2)，上述 dv/v 趨勢變化的轉折點之後，水文地質模式模擬之地下水位開始與觀測水位有顯著的差異；後續短時強降雨事件使得 dv/v 上升趨勢變緩(階段 3)；最終在地下水洩降期間 dv/v 再度呈現增加趨勢 (階段 4)，上述觀測資料與現象顯示於圖 1.1.3-4。本計畫提出水載荷重壓密作用(water-loading-induced compaction，圖 1.1.3-5)機制來解釋上述的觀測資料，其主要係以場址地底下不透水層(aquitard)為分界(剪動帶或頁岩層)，上覆需有崩積層材料為蓄水體(aquifer)，在降雨期間若崩積層塊體未達破壞之門檻條件，則蓄水的崩積層即可對於下方具有可壓縮性之岩體材料施予水載荷重作用力，導致下方材料受到壓密的作用而體積變小、強度增大，使得在地表可觀察到垂直陷落的位移、震波相對速度變化呈現增加趨勢、坡體材料內部的水文參數改變等實際觀測現象。本計畫在鑽探岩芯之岩石力學單軸試驗成果亦指出深部岩體具有一定程度的可壓縮性，針對邊坡崩塌門檻值分析成果顯示共計可劃分為潛在滑動體 A(體積為 0.92 百萬立方米)主要受到地震誘發條件影響，最大地動加速度門檻值為 200 gal；潛在滑動體 B(體積為 0.05 百萬立方米)主要受到降雨誘發，累積降雨門檻值達 880 mm。根據本計畫調查、監測與模擬成果，應可認定 D160 茶山場址實屬穩定狀態，並在一定的降雨條件下場址會因為水載荷重壓密作用使得岩體深部材料趨向更加穩定狀態。

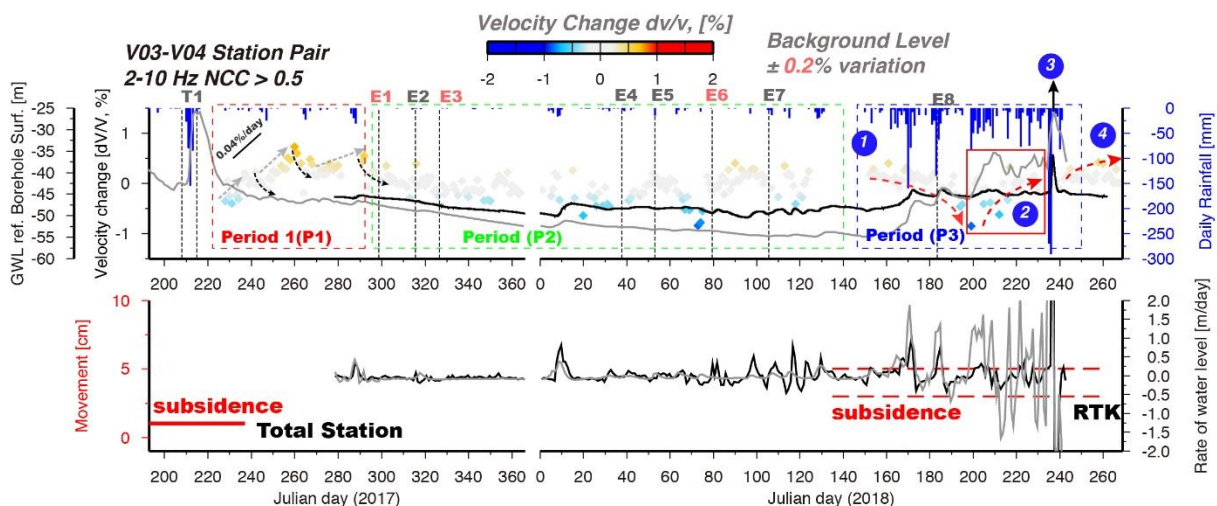


圖 1.1.3-4 D160 茶山場址監測與時序資料

Figure 1.1.3-4 Observations of monitoring and time series in the Chashan site (D160)

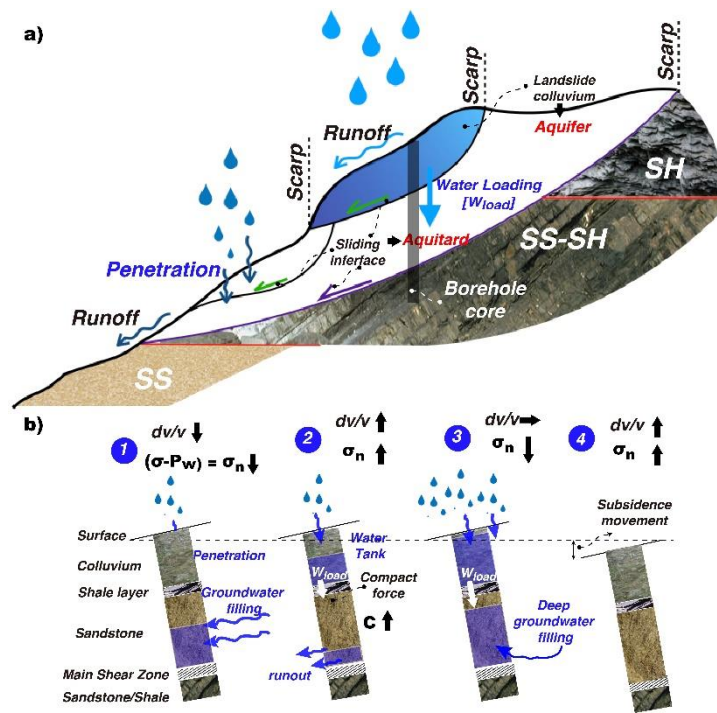


圖 1.1.3-5 水載降雨荷重壓密作用模型
Figure 1.1.3-5 Model of water-loading-induced compaction

D008 車心崙場址，過去資料顯示在 921 地震、莫拉克颱風及 0610 水災皆有明顯的活動性，本計畫執行期間(107-108 年度)，最大單日累積降雨可達 350 mm，地震震度大於 3 的事件僅有 2 起，地震活動性並不高。車心崙場址與茶山場址皆屬於沈積岩且俱有崩積材料在上層覆蓋。但是，觀察鑽孔岩芯照片在岩體內部剪動帶上有明顯繡染現象，代表此場址底部的剪動帶並非是一個良好的阻水邊界層，因此將不利於水載荷重作用，也並未在監測期間觀察到相對震波速度變化(dv/v)在降雨期間呈現增加趨勢。在地表位移調查與地中變位監測均未發生明顯的位移變化，本計畫認為該場址主要的活動性是受控於坡趾位置的崩滑體(LM, landslide mass)穩定性之影響(圖 1.1.3-6)，該崩滑體直接受到河水沖蝕作用而造成穩定性降低。過去該場址易於豪雨、河川高流量時發生明顯活動亦支持河水沖蝕作用將是車心崙場址重要的觸崩機制，然而該場址若在車籠埔斷層上盤也在 921 地震時期有一定的活動性。本計畫因應場址破壞機制特性於 108 計畫執行年度新增「震波式水砂監測」工作項目，成果顯示在 108 年 8 月豪雨期間，兩日內將僅有近 70 噸的底床泥砂量體通過該場址坡趾位置，因此於本計畫監測期間河水沖蝕作用對於邊坡穩定性的影響不大。另外，配合地物剖面及岩芯資料判釋，本計畫亦認為 LM 上邊坡的地塹構造相較於 LM 容易蓄水，若該地塹有蓄水現象將亦會導致 LM 活動性增高。D008 車心崙場址雖於觀測時間皆無明顯活動性，但是其破壞機制清楚，主要受控於地塹蓄水加載與河水沖蝕坡趾作用，唯需要長時強降雨與高河川流量條件才能驗證上述機制，建議此場址應持續觀察並定期進行 LM 位置之地表位移量測與持續運用震波式水砂監測技術定性河川沖蝕作用強度。

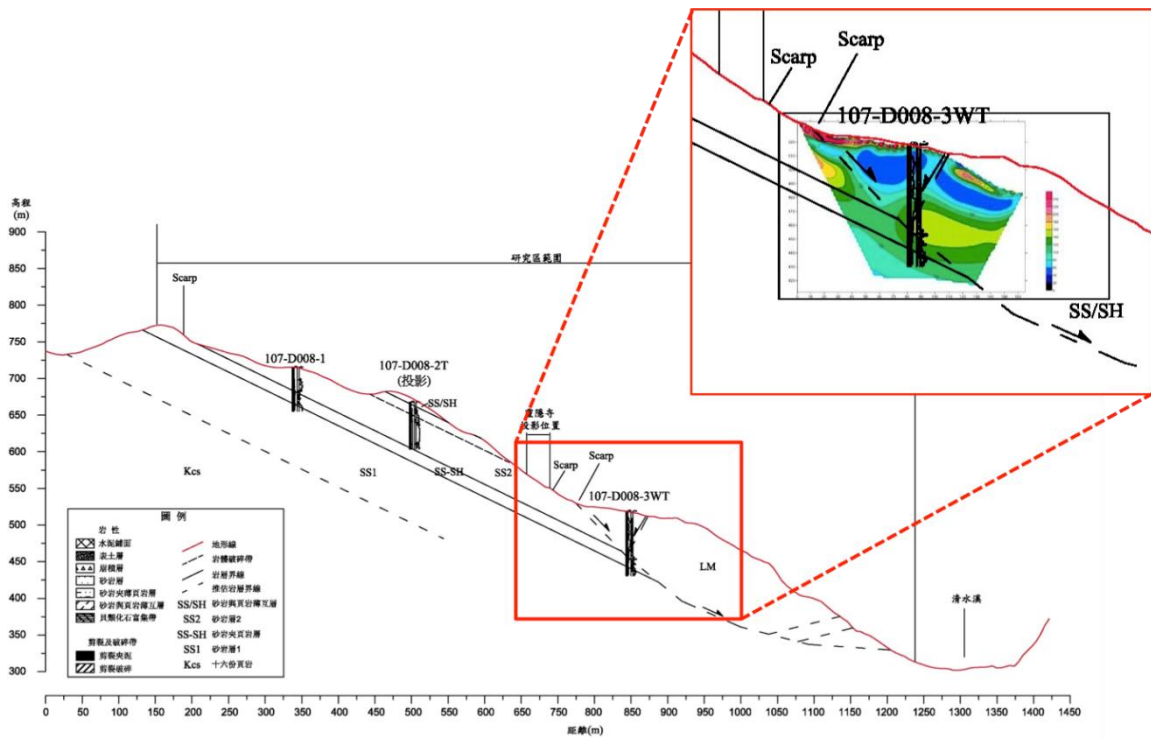


圖 1.1.3-6 D008 車心崙場址地質剖面與電阻剖面影像

Figure 1.1.3-6 Geological profile and resistivity tomography in the Chexinlun site (D008)

D007 梵梵場址，過去活動性出現主要在 2008 年辛樂克颱風期間，且主要邊坡活動集中於場址的趾部。目前場址監測期間(108-109 年度)，最大單日累積降雨為 280 mm，僅在孔位 108-D007-2T 位置之 TDR 在豪大雨期間(約日累積降雨達到 100 mm 以上)於地下深度 48 m 及 50 m 的位置觀察到剪動訊號；然而在同一個時間，地震站 108-D007-V2 透過不同頻率相對震波速度變化趨勢推估該測站下方可能的剪動深度為 21 m。由於梵梵場址為本計畫第一觀察到明顯地中變位的監測場址，因此本計畫於 109 執行年度針對鑽孔 D007-2T 位置「新增地震站」與「建置時變地電阻測量系統」，以提供相關地下水位變化資訊，進一步研析地下水位與地中位移之相關性；亦在 D007-2T 位置共址建置 SAA 系統，以進行 TDR 變位監測能力之比較。梵梵場址的變形機制探討詳見本計畫書第七章「執行成果綜合論述」。

4. 計畫成果效益及其應用

本計畫預期透過各項細緻化坡地場址地質調查技術與各項前端影像判釋方法、地球物理探測技術與物理變形模式及機制之研究發展，將可整合空間分布之水力條件、變形行為及破壞模式，以探討、建立及驗證坡面淺層破壞與深層滑動之可能情境及模式。計畫成果除有助於提升坡地各項調查觀測及數值評估技術外，並參照「地質敏感區基地地質調查及地質安全評估手冊」規定撰寫「基地地質調查及地質安全評估報告」，並研提修正建議。

(二) 109(本)年度計畫概述

依據計畫執行 D160 茶山、D008 車心崙、D007 梵梵場址調查經驗，綜合考量岩性(沉積岩：茶山、車心崙、板岩：梵梵)、場址活動性、上覆崩積層、河水沖蝕作用及地震活動度，配合各項工作的滾動修正表(表 1.1.2-1)及表 1.1.3-2 至表 1.1.3-4 本計畫調查方法、監測技術與模式模擬優勢成果及執行限制彙整表。本年度選定片岩場址，並亦針對其工作內容進行調整。

1. 本年度工作項目

本計畫 109(本)年度之坡地場址為臺東縣海端鄉霧鹿坡地場址。根據潛在大規模崩塌劃定準則，霧鹿場址符合劃定準則，應屬於潛在大規模崩塌地；且該場址具備強降雨、高地震活動度、高輸砂濃度伴隨河岸沖蝕作用力強、保全對象等條件。因此，本年度計畫執行場址選定為霧鹿坡地，其場址規劃工作內容為：

(1) 坡地場址地質調查

本場址之區域調查與細部調查之工作，將參考地質敏感區基地地質調查及地質安全評估手冊之調查項目要求(以下簡稱調查評估手冊)，附加上建立水文地質模型之調查工作，而有關地質鑽探，地球物理探查等主要調查工作，則將與經濟部中央地質調查所討論規劃配置後始得施作。各分項工作分述如后。

A. 地表地質調查

調查範圍內數值地形，需申請使用 1 公尺高解析度之 DEM 地形資料，進行細部崩塌特徵之判釋工作。地質圖資比例尺規格、歷史崩塌及雨量資料收集、現地調查成果呈現，將參閱調查評估手冊。另以最近期航拍影像判釋現地狀況。

B. 地質鑽探及取樣

將搭配地電阻剖面法、表面波震測法，於調查範圍內，規劃不同崩塌塊體及崩塌區位至少完成 4 孔地質鑽探，總長度至少 300 公尺(實際鑽探點位與深、淺孔之深度可依現地狀況調整，但須經經濟部中央地質調查所確認後方可調整)。本團隊將自行準備岩芯箱及堆放用棧板，鑽探之岩芯採旋鑽連續取樣方式施工，鑽探日報將每天記錄上、下工水位、迴水情形及施工期間驟變之水位，有關鑽探取樣及岩芯紀錄等相關規定，將參閱調查評估手冊。

C. 孔內試驗

上述鑽孔至少擇 2 孔進行完整井深之全井地球物理井測，施測項目至少包括自然電位、自然伽瑪、長短距電阻率、孔內攝影、地下水流速及流向量測等，其中至少擇 1 深孔進行封塞水力試驗(獲取水平向透水係數)。此外亦需搭配岩芯進行裂隙及不連續面之判別分析。

D. 地電阻剖面法

為探討三維地下岩層、地下水分布，本計畫將進行至少 3 條剖面，總長 1,000 公尺，測深至少達 50 公尺。

E. 主動/被動表面波震測剖面法

為獲得較深地層之剪力波速訊息，採用主動/被動表面波震測進行調查。本計畫將進行至少 6 個測點與至少 3 條剖面，總長 300 公尺。

F. 室內土壤及岩石試驗

參考前述各項工作，進行所需之土壤及岩石各項試驗。

(2) 三維水文地質模型建立及驗證

A. 三維水文地質概念模型建立

將以工作項目一中之水文地質調查成果，來建立三維分層及水文地質概念模式(依實際調查狀況進行風化層、破碎帶及岩屑層之區分)，若地表地質初步判釋有數個潛在變形區塊時，將針對重點區域進行水文邊界劃分。

B. 三維地下水流模式參數率定與驗證

為確保模式之準確度與正確性，在模擬過程中輸入降雨條件作為入滲邊界，模擬每一時階之地下水位與土壤含水量之變化，並與實際監測資料進行比對分析，以完成模式率定與驗證工作。

C. 三維地下水流場分析

利用公式推算或數值模擬軟體，建立研究區域淺層之水文地質數值模型，模型網格大小需測試估計值與觀測值之吻合度，模擬飽和及非飽和層之三維地下水流場，並設計以地層含水量之量測或分層地下水位觀測，進行地下水滲流造成之飽和度改變，以及優勢水流路徑分析等穩態及暫態模式分析。

(3) 三度空間坡地活動性評估系統建置

A. 地表量測

本場址目前無 GPS 連續站進行地面位移觀測。本計畫預計架設 4 組 GPS 連續站量測站點的三維變化，成果將以日解時序資料呈現，並於期末提供原始觀測資料(rinex 檔)。另外，本年度須至少進行 5 次現地即時動態定位系統(RTK)量測(跨越汛期)，量測總長度至少 300 公尺。進行 RTK 量測時，將同步架設 2 組臨時 GPS 站。後續分析將連續 GPS、臨時 GPS 測站與 RTK 基站進行靜態基線計算該測量時間內各站位置，將可有效提升解算單點精度與 RTK 基站的絕對位置，有助於進一步探討不同時期的位移變化量。

B. 地下觀測系統建置

地下觀測包含滑動面觀測系統、淺層土壤含水量觀測系統、地下水位觀測井(視調查結果評估分層觀測之可能性及建議深度)及自記式水壓計裝設等，目的為率定三維水文地質模式以及記錄未來變化值。本計畫將參考鑽探結果，分別於各鑽探孔安裝 2 處 TDR 坡地監測站、2 處自計式水位計即時監測站、1 處淺層土壤含水量觀測系統(預計與 TDR 坡地監測站共構)。

C. 地動觀測儀器建置

本計畫將在坡地場址內部安裝 7 組地聲計(Geophone, G)與場址外圍寬頻地震儀(Broadband Seismometer, BB)1 組，共計 8 組三軸向地動感震器，其中地聲計須配合省電型震波資料紀錄器使用。於寬頻地震儀位置共址安裝雨量計 1 組。各紀錄器以高頻取樣率記錄連續地動訊號(频段須至少包含 1-50 Hz)及進行基礎分析(訊號須轉成速度值以及 sac 格式，並提供能讀取波形、濾波器及時頻分析之程式碼，針對特殊事件紀錄進行時頻分析、雙站地震儀交互相關分析函數、地表噪訊之時序分析)與單站法自相關分析。儀器擺放及記錄時間至少須

跨汛期且 3 個月以上。並探討地震儀應用於坡地監測之相關成效，包含崩塌地面上環境振動特性、地下相對震波速度變化與地下水位及地中位移之關聯性、坡地上地震訊號特徵。

(4) 動態水文條件下之破壞力學分析

坡地在降雨入滲歷程中會導致地中含水量增加、孔隙水壓或地下水位之變化，進而產生坡體變形或破壞行為。因此本工作由前項工作建立二維水文地質模型後，需考量降雨入滲條件及變形破壞力學，建構坡地動態水文及力學之分析程序，並探討動態水文條件下坡地可能之破壞機制及行為。

A. 二維水文地質概念模型建立

將以工作項目一中之水文地質調查成果，來建立二維分層及水文地質概念模式(除參照三維水文地質概念模型外，依實際調查狀況將不同岩性之岩盤進行區分)。

B. 穩定性評估及情境模擬

以模式推估或文獻探討，釐清未飽和地層在動態水文條件下發生淺層崩塌之降雨及水文條件，探討情境將包含常時、高水位及地震等三種情境。

C. 重力變形引致之潛變分析

以模式推估或文獻探討，釐清深層重力變形體之變形行為及潛在滑動面之剪滑動機制，並探討其與滑動面觀測變位之關聯性。

D. 破壞情境下坡影響範圍評估

本計畫經破壞模式評估後，將進行破壞情境模擬，探討不同降雨或地震條件下可能造成之邊坡破壞型態，並以動畫展示塊體崩塌後之可能影響範圍。

E. 基地地質調查及地質安全評估報告

彙整本計畫調查與評估成果，參照「地質敏感區基地地質調查及地質安全評估手冊」規定撰寫「基地地質調查及地質安全評估報告」，並研提修正建議。

(5) 梵梵場址持續觀測與回饋分析

A. 梵梵場址持續觀測

本年度於颱風汛期前後各進行一次 RTK，RTK 量測時同時架設 3 組臨時 GPS 站。透過臨時 GPS 站與 RTK 基站資料結合所方既有的 GPS 連續站資料，進行靜態基線測量計算與分析。持續維運地下觀測系統(水位、含水量及地中位移)與地動觀測網(環境振動訊號時頻分析、單站自相關函數分析、地震訊號特徵分析)。地動觀測網新設地聲計配合新工項震波式水文參數分析與時變地電阻剖面法，用以探討 108-D007-2T 孔位 TDR 剪動行為與地下水之間相關性。

B. 梵梵場址二維穩定性評估及情境模擬回饋分析

本年度配合梵梵場址持續維運的淺層含水量、地下水位及地中變位資料進行二維穩定性評估模式驗證與率定及情境模擬回饋分析。

C. 梵梵場址山崩門檻值評估

以前述分析成果及梵梵場址持續維運觀測資料為基礎，透過二維降雨入滲-地下水滲流-穩定性評估程序，探討降雨或地震誘發山崩之機制，進而精進評估降雨及地震誘發山崩門檻值。

D. 梵梵場址破壞情境下坡影響範圍精進評估

配合前述分析成果，修正降雨或地震條件下可能造成之邊坡破壞型態，並展示塊體崩塌後之可能影響範圍。

2. 預期成果及具體績效

國立交通大學與財團法人中興工程顧問社於計畫執行期間分別完成現地調查、現地觀測與室內試驗及分析等工作項目，預期成果及具體績效條列如下：

(1) 現地調查

- 參照「地質敏感區基地地質調查及地質安全評估手冊」規定辦理地表地質調查
- 至少進行 4 孔地質鑽探，總長度達 300 公尺
- 挑選 2 孔進行完整井深之全井地球物理井測，擇 1 深孔進行封塞水力試驗
- 進行至少 3 條地電阻剖面法，總長度達 1,000 公尺
- 進行至少 3 條主動/被動表面波震測剖面，總長度達 300 公尺、6 個測點之主動/被動表面波震測分析

(2) 現地觀測

- 架設連續 GPS 站 4 處
- 跨越汛期執行 5 次即時動態差分法(RTK)量測，量測總長度至少 300 公尺。RTK 量測同時亦架設臨時 GPS 站 2 處
- 建置地下觀測系統，觀測項目包含滑動面觀測、淺層土壤含水量觀測、地下水位觀測
- 建置地動觀測系統，布設至少 8 組地動觀測儀器，記錄時間至少須跨汛期且 3 個月以上

(3) 試驗及分析

- 完成室內土壤及岩石試驗(25 組室內試驗)
- 完成三維水文地質模型建立及驗證，包含三維水文地質概念模型建立、三維地下水流模式參數率定與驗證及三維地下水流場分析
- 完成動態水文條件下之破壞力學分析，包含二維水文地質概念模型建立、穩定性評估及情境模擬、重力變形引致之潛變分析、破壞情境下坡影響範圍評估
- 完成基地地質調查及地質安全評估報告
- 完成梵梵場址回饋分析，包含梵梵場址二維穩定性評估及情境模擬回饋分析、梵梵場址山崩門檻值評估、梵梵場址破壞情境下坡影響範圍精進評估

3. 交付項目

本計畫透過各項細緻化坡地場址地質調查技術與各項前端影像判釋方法、地球物理探測技術、地震學技術與物理變形模式及機制之研究發展，將可整合空間分布之水力條件、變形行為及破壞模式，以探討、建立及驗證坡面淺層破壞與深層滑動之可能情境及模式。本計畫具體產出及交付成果條列如下：

(1) 期中階段

- 坡地場址地質調查成果(包含地表地質調查、地質鑽探、孔內試驗、地電阻剖面、主動/被動表面波震測等)

(2) 期末階段

- 水文地質鑽探之工程地質探勘資料庫檔案
- 室內試驗成果
- 三維水文地質模型建立及驗證成果
- 坡地場址觀測成果(包含地表變位量測、地中變形觀測、地下水位(壓)觀測、地動訊號觀測)
- 動態水文條件下之破壞力學分析成果
- 梵梵場址持續監測與回饋分析成果
- 基地地質調查及地質安全評估

(三) 計畫執行方法及進行步驟

計畫之工作項目有：(一) 坡地場址地質調查；(二) 三維水文地質模型建立及驗證；(三) 三度空間坡地活動性評估系統建置；(四) 動態水文條件下之破壞力學分析；(五) 梵梵場址持續觀測及回饋分析等，研擬工作流程如圖 1.3-1 所示、計畫工作項目及進度之概況甘梯圖如圖 1.3-2，詳細內容分述如后。

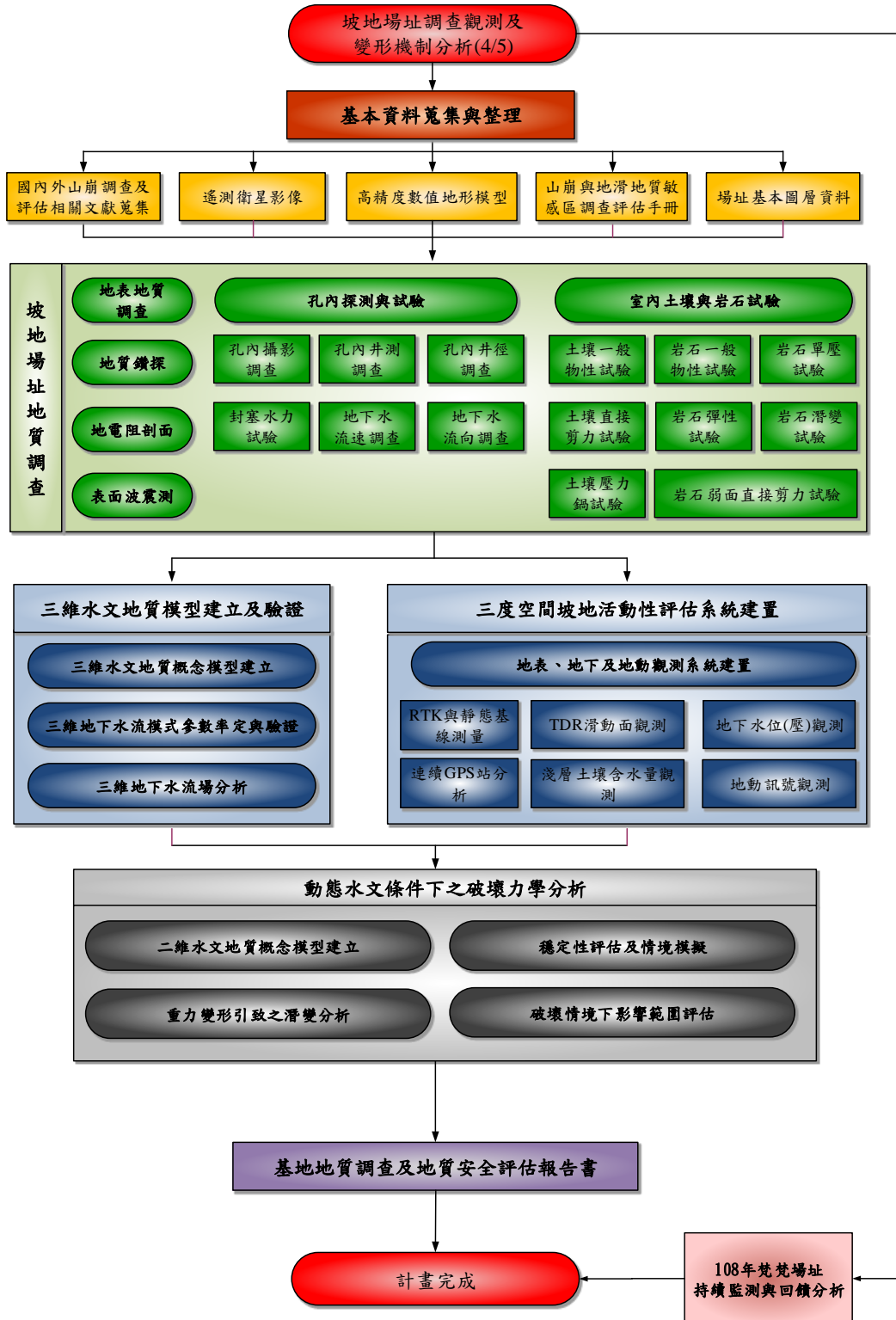


圖 1.3-1 本計畫工作流程圖

Figure 1.3-1 Flowchart of the plan

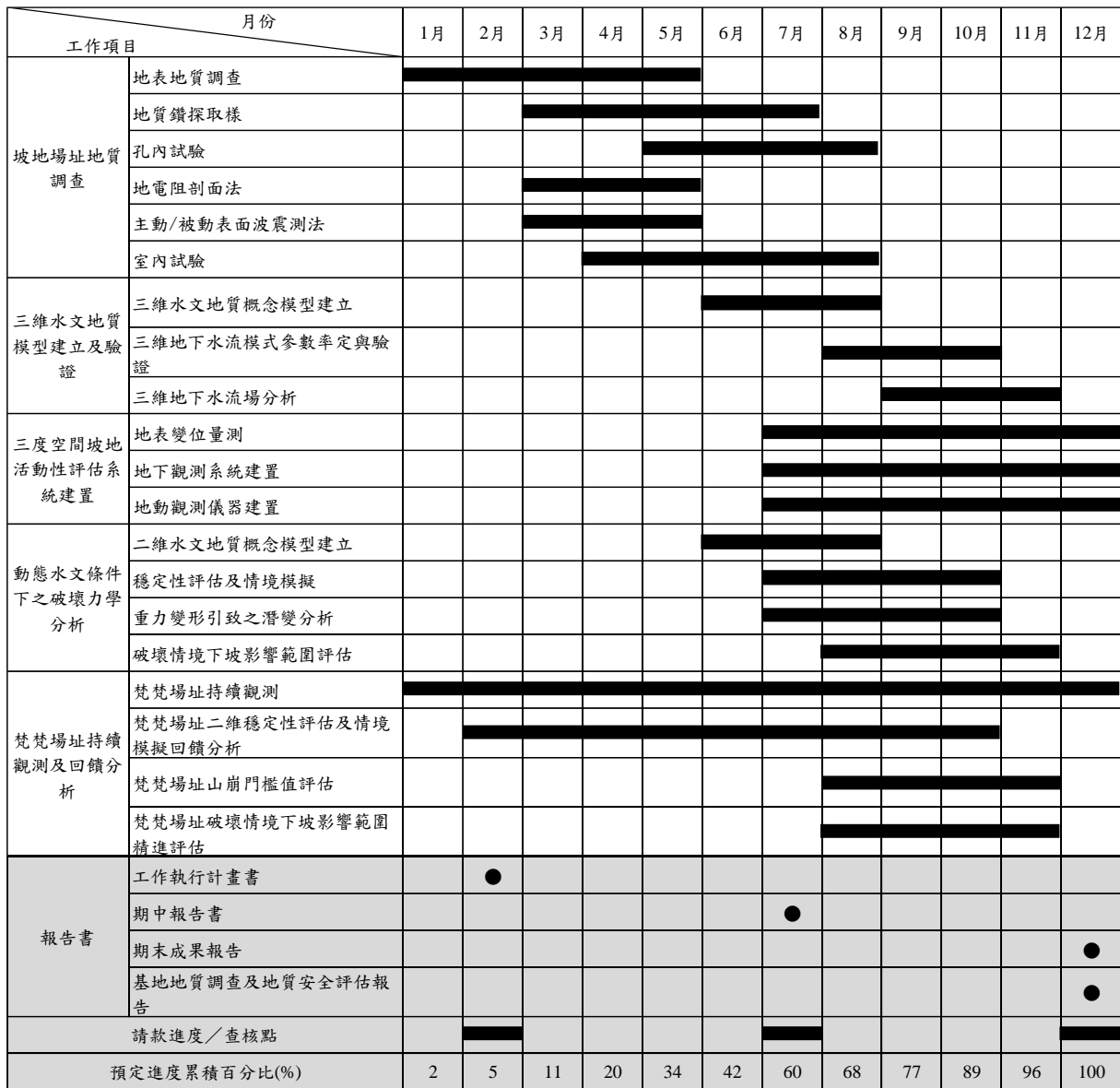


圖 1.3-2 本計畫甘梯圖(Gantt Chart)

二、坡地場址地質調查

(一) 方法論述

1. 地表地質調查

地表地質調查工作大致可區分為二大部分，一為區域地質調查，另一則為研究區場址之地表地質調查。區域調查的目的為瞭解基地所在及其相鄰邊坡之環境狀況與地質特性，環境狀況包括土地使用狀況、植生狀況、降雨紀錄、水系與蝕溝分布及坡地災害歷史等；地質特性包括：地層分布、地質構造、順向坡特性、山崩與地滑徵兆及不穩定土體或岩體之分布與特性等。研究區場址之地表地質調查則由地質師進行基地內地質調查，記錄岩石露頭出露狀況及量測岩石不連續面及記錄地質弱面(以下簡稱不連續面)之走向與傾角、分布密度、開口密合程度、有無填充物等，並記錄量測值。再利用露頭岩體的變形或擦痕等，研判不連續面可能的滑動方向；而地表滲水為坡面有水從地層中滲漏之現象，係受岩層特性、水文地質條件、土體或岩體破碎帶等影響。積水窪地為坡面之張裂型地表特徵而蓄水，如正斷層滑落崖，或者是線狀凹地(linear depression)與反斜坡(counterslope)，為深層重力邊坡變形常見之地形特徵。觀察地形並記錄所在坡面可能重力變形之地形特徵，如崩崖、線狀凹地、反斜坡、側崩崖、坡趾隆起等孕育中的山崩地形特徵；地表物可包括人工設施及排水設施，如道路、擋土牆、水泥或砌石護坡、噴漿、生態護坡、蛇籠、排水渠道、排水溝、截水溝、涵洞、涵管以及排水管等。現場調查應記錄地表物之張力裂縫位置、形式、寬度、移動方向及活躍情形，可推估滑動塊體位置以及可能範圍等。本年度霧鹿場址初步調查成果彙整如下：

(1) 崩塌地形判釋

本年度場址位於南橫公路東段，鄰近本年度場址的嘉寶，通過該區的嘉寶隧道自 1991 年即發現有局部龜裂、下陷的情況，公路局亦進行一系列的調查與監測，本年度選擇的場址位於嘉寶西側的霧鹿，其地質條件相當，均為片岩區，均為新武呂溪切削坡趾。

霧鹿場址具大規模崩塌的地形條件，上邊坡處崩崖明顯，且存在多重山脊，霧鹿場址大致可分為二個區塊，東側(B 區)崩塌地形明顯，且近年亦有崩塌造成人工構造物破壞，趾部為新武呂溪之攻擊側，新武呂溪在本區匯集了利稻溪及馬里蘭溪的溪水；西側(A 區)上邊坡側則多為厚層崩積層覆蓋，下邊坡為階地堆積層。地形圖詳圖 2.1.1-1。

(2) 初步勘查

霧鹿場址下邊坡側均可見階地堆積層，研判因蝕溝沖蝕或崩塌以致未見階地堆積層，新武呂溪溪床兩岸出露為黑色片岩，且本場址下邊坡側的片岩葉理可分為三，分別為 S1、S2 及 S3；近期邊坡破壞以致人工構造物破壞及道路下陷，場址上邊坡側仍為崩積層覆蓋，部份路面可見張裂隙。

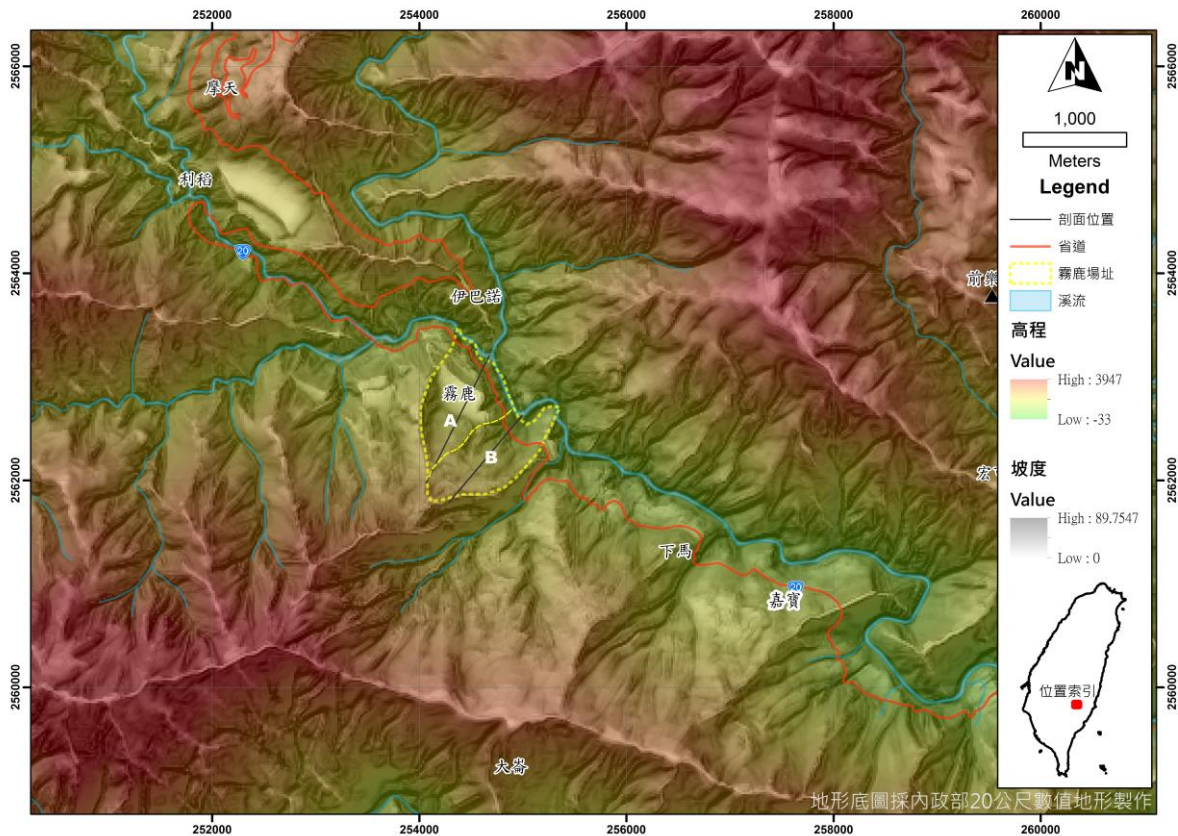


圖 2.1.1-1 霧鹿場址之坡度圖
Figure 2.1.1-1 The slope map

(3) 初探推估地質模式

霧鹿場址的地質模型可以區分為 A、B 二區（如圖 2.1.1-1）說明，其中 A 區下邊坡明顯以階地堆積為主，以 AA' 剖面則有三階主要的階地堆積層，地質模式可區分成二種模式，二種模式最大差異在階地堆積層的厚度差異（如圖 2.1.1-2、圖 2.1.1-3），在上邊坡側則以表覆崩積層為主，其中階地堆積層及崩積層厚度為主要調查重點；在 B 區，臨台 20 線側近年有崩塌活動，主崩崖後方存在反向坡 (counterscarp)，上邊坡側存在數個崩崖，由於地形資料顯示本區為崩後地形，推估崩積層較薄（圖 2.1.1-4），故本年度計畫以上邊坡側布設一鑽孔與下邊坡側台 20 線既有鑽孔推估崩積層厚度。

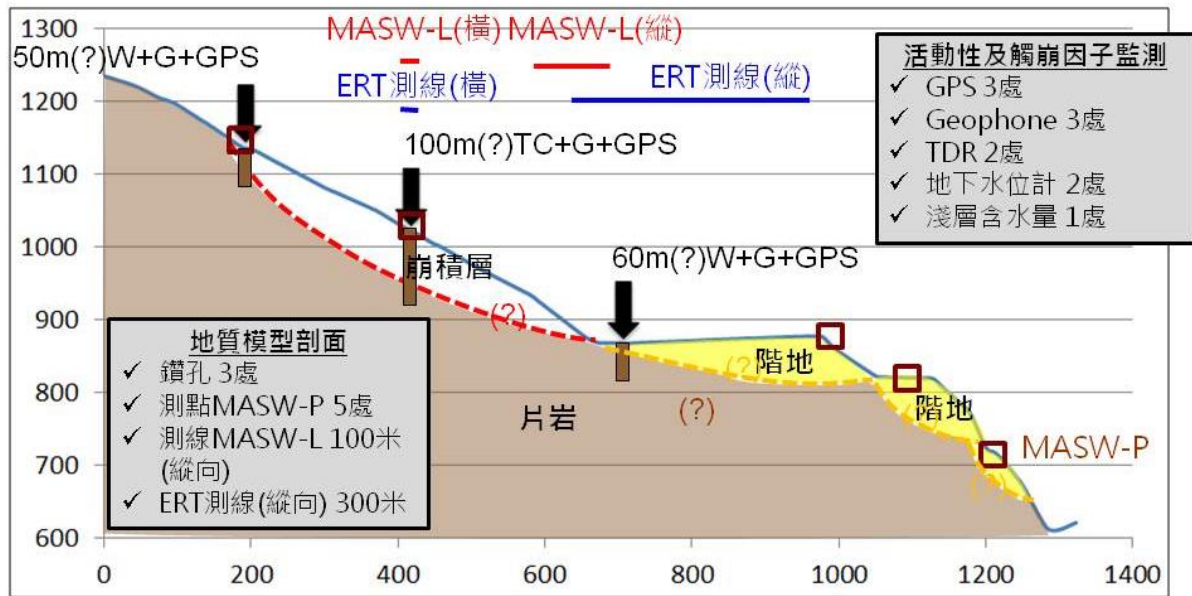


圖 2.1.1-2 場址地質模式 AA' 剖面 模式 I

Figure 2.1.1-2 Geological model along the AA' profile, model I

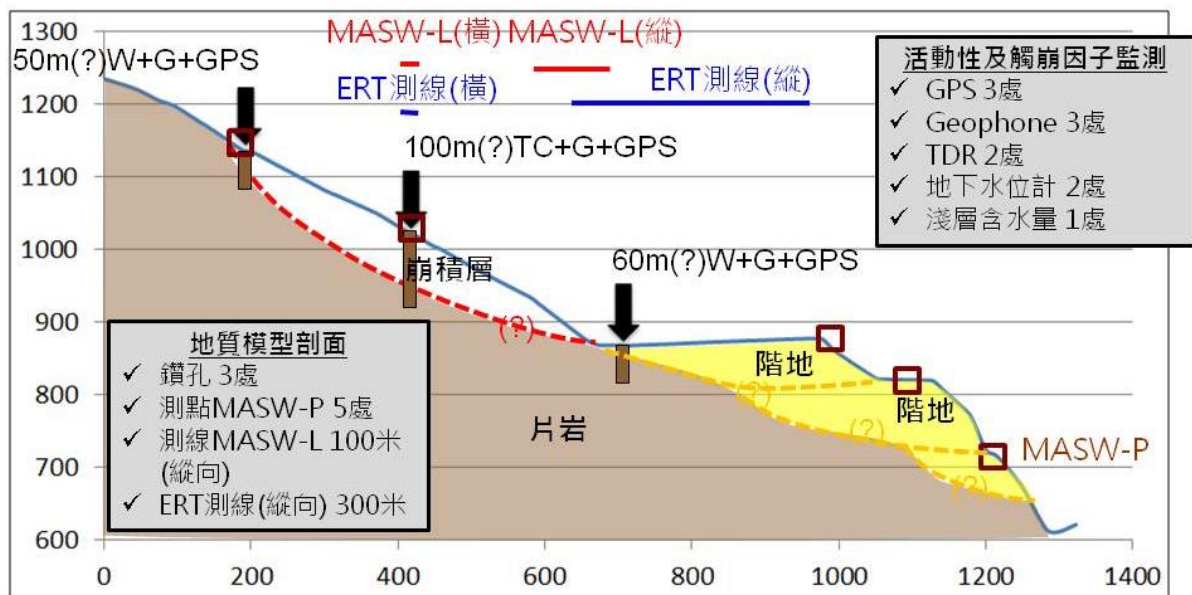


圖 2.1.1-3 場址地質模式 AA' 剖面 模式 II

Figure 2.1.1-3 Geological model along the AA' profile, model II

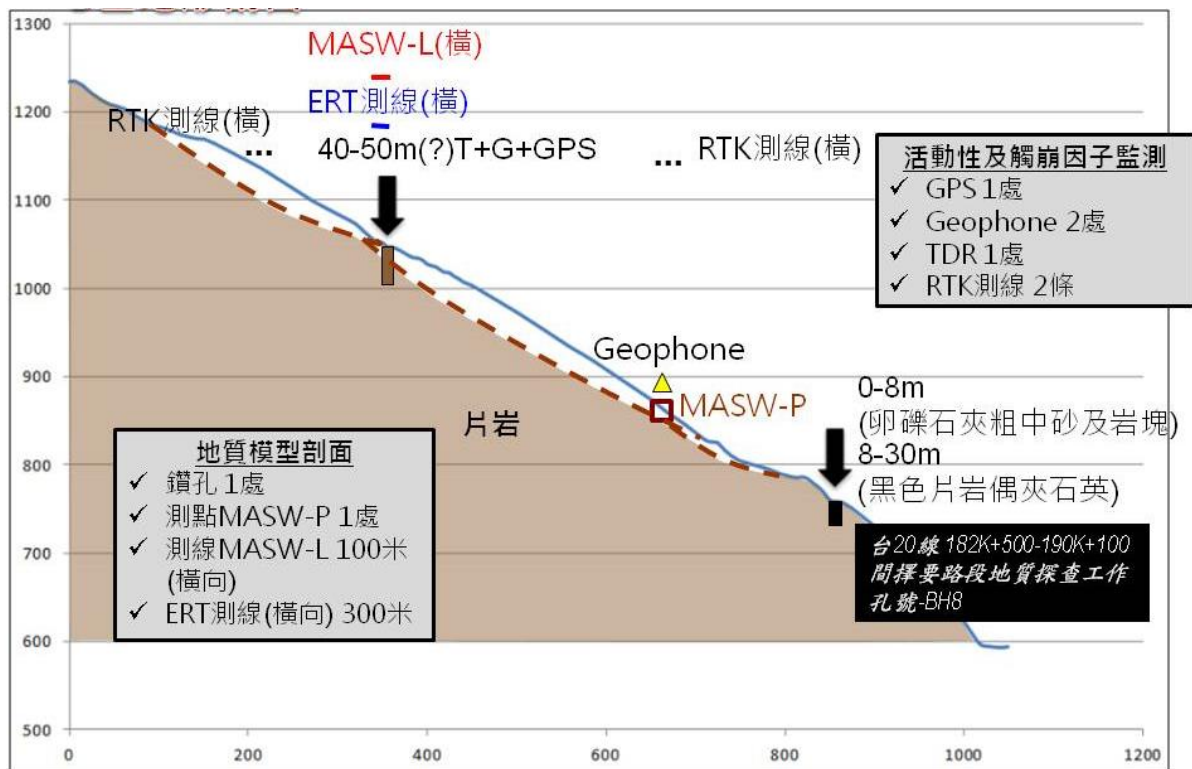


圖 2.1.1-4 場址地質模式 BB' 剖面
Figure 2.1.1-4 Geological model along the BB' profile

2. 地質鑽探取樣

地質鑽探選址配置，需視現地狀況、構造線分布、可能滑動深度及滑動位置來決定，本計畫係根據現勘成果進行地質鑽探配置。透過水文地質鑽探工作，提供裸孔進行相關的孔內探測與試驗，而經由地質鑽探取樣作業所鑽取之未固結及固結土岩材料，乃採用一定標準化的鑑定方式，以得到具嚴謹且可信度較高的成果。其中，未固結土岩材料之岩芯紀錄方式，係根據依地調所制訂之「未固結沉積物之分類及地質鑽探岩芯紀錄規範」；若屬固結岩層岩芯，則依「工程地質探勘資料庫地質鑽探岩芯紀錄規範」為原則進行描述。

本計畫岩芯紀錄與資料將以工程地質探勘資料庫 GEO2010 做為主要輸入系統，並設計一適用之岩芯紀錄表格，整合的項目包含：(1) 鑽址基本資料(鑽孔編號、坐標、深度、位置等)、(2) 岩性資料(分層名稱、地質圖元、岩類、粒徑、顏色、岩石與土壤描述及沈積特徵描述等)，及(3) 基本物性調查(岩芯破裂指數、岩石品質標準(RQD)、標準貫入值(N)、鑽孔水位與迴水率等)。由於鑽孔施作品質影響孔內試驗成果甚鉅，因此本計畫於取樣過程隨時掌握鑽探狀況，包括鑽孔水位變化、進尺速度、迴水狀況、是否添加水泥、皂土或超泥漿而改變地層的透水性，或是記錄過程中是否有破碎帶或剪裂帶造成套管難以提起之情形等。此外，當地層有坍塌之虞時，也會與鑽商妥善溝通採分段進行孔內試驗。

3. 孔內試驗

由於山坡地岩層存在諸多複雜構造及岩性差異，往往導致所對應的水文地質特性也隨之不同，本計畫將透過孔內試驗來獲取岩層各項水文地質參數，除釐清場址水文地質的不確定性外，亦提供坡地場址穩定性分析評估之參考。鑽孔周圍之水文地質參數調查係透過不同型式的探測裝置和試驗方法，直接或間接獲知地質構造、岩性及裂隙位態分布，並瞭解潛在地下水流動路徑，亦可搭配鑽探過程之地下水位變動紀錄來掌握其主要透水區段，為後續井體設計與數值分析模式設定參數之關鍵資訊。

本計畫執行之孔內試驗調查包含(1)孔內攝影調查、(2)孔內電井測調查、(3)孔內地下水流速與流向調查、(4)孔內井徑調查，及(5)封塞水力試驗，所獲得的資料除可掌握場址之水力參數及岩層的分布外，亦能回饋後續二維及三維水文地質概念模型建立及穩定性評估，試驗之調查目的、限制與解決方式彙整如表 2.1.3-1 所示，茲說明如后。

表 2.1.3-1 各種孔內試驗調查目的及限制

Figure 2.1.3-1 Purpose and restrictions of borehole hydrogeological investigation

試驗項目	調查目的	限制及解決方式
孔內攝影調查	利用孔內攝影設備調查岩層破碎程度、裂隙分布、地層細部構造及鑽孔變形預估。	音射式孔內攝影需要以水作為訊號傳遞的媒介，且陀螺儀在套管內無法定位因此會干擾影像；光學式孔內攝影需在地下水質清晰的條件下施測。一般係以灌水抬升水位、洗孔或採兩探測儀併行側錄的方式克服，兩者皆需於裸孔施測。
孔內電井測調查	利用井測儀測錄得的物理訊號(自然電位、電阻率、自然伽瑪射線)調查地層岩性分布、地層破碎程度、地層材料強度、透水性及含水層位置。	除了伽瑪射線不受套管及水位影響外，其他訊號皆需於裸孔施測且以地下水來傳遞訊號，水位過低時應採孔頂注水抬升水位的方式行之。
孔內地下水流速流向調查	利用流速儀量測鑽孔垂直流速及流向分布來評估地層滲透性、裂隙連通性，瞭解地下水循環潛勢。	需在裸孔與清晰的地下水條件下施測，施作前應先將孔內皂土或超泥漿等添加劑洗淨。
孔內井徑調查	利用井徑儀量測鑽孔孔徑變化調查地層破碎及膠結程度、協助孔內攝影調查界定破碎帶及空穴位置。	需於裸孔施測，但訊號不受地下水影響。
封塞水力試驗	利用單封塞及雙封塞水力試驗調查鑽孔內地層之裂隙岩體透水係數，瞭解地層的水力傳導能力及蓄水能力。	需在裸孔與清晰的地下水條件下施測，施作前應先將孔內皂土或超泥漿等添加劑洗淨。

(1) 孔內攝影調查

一般在崩塌地水文地質特性之初步調查階段，最傳統的調查方式係透過岩芯鑽探資料判斷可能的滑動位置及推論其破壞型態，惟根據鑽探岩芯來調查岩體弱面或潛在滑動面之可能位置仍存在以下限制：(1)當鑽探作業中，若造成岩芯破碎或無法提取時，即無法了解鑽孔內之地質狀況，然而該區段往往可能是調查的重點區域；

(2)不易或無法判斷岩芯顯示之弱面為自然形成或為施鑽過程中之機械破壞導致之破裂；(3)對於原本存在的空穴、弱面內寬、易流失之夾心等情形，不易透過岩芯檢視得知；(4)岩芯箱內鑽孔岩芯有無錯置情形不易檢核。為改善上述限制並提供較佳的弱面研判成果，本計畫採用英國 Robertson Geologging (RG)公司發展之音射式孔內攝影儀(high resolution acoustic televiewer, HiRAT)進行孔內裂隙位態調查工作，此調查主要係以孔內攝影儀掃瞄孔壁影像來獲取鑽孔岩層狀況、特殊地質構造、節理及裂隙分布情形，評估岩層破碎程度、裂隙及構造之描述(如圖 2.1.3-1 所示)。調查結果除可檢核鑽探岩芯取樣之成果以及補充研究區域地質資料外，透過裂隙位態的統計分析可進而判釋崩塌地是否屬於順向坡及其破壞模式型態。

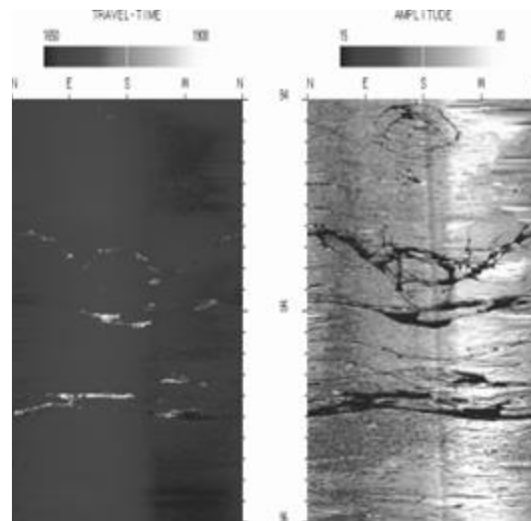


圖 2.1.3-1 不連續面統計成果及位態投影

Figure 2.1.3-1 Borehole images scanned by acoustic (Left) and optical (Right) televiewer

由於孔內攝影係以直接測錄岩層裂隙或破碎帶的分布，透過內建數位羅盤儀，可用以記錄各探測深度裂隙的位態，當一個平面型弱面與鑽孔斜交時，所呈現的裂隙為一正弦軌跡如圖 2.1.3-2 所示，以垂直鑽孔為例，可將此正弦軌跡表示如下：

$$z = \text{depth} + \rho \sin(x - \phi)$$

式 2.1.3-1

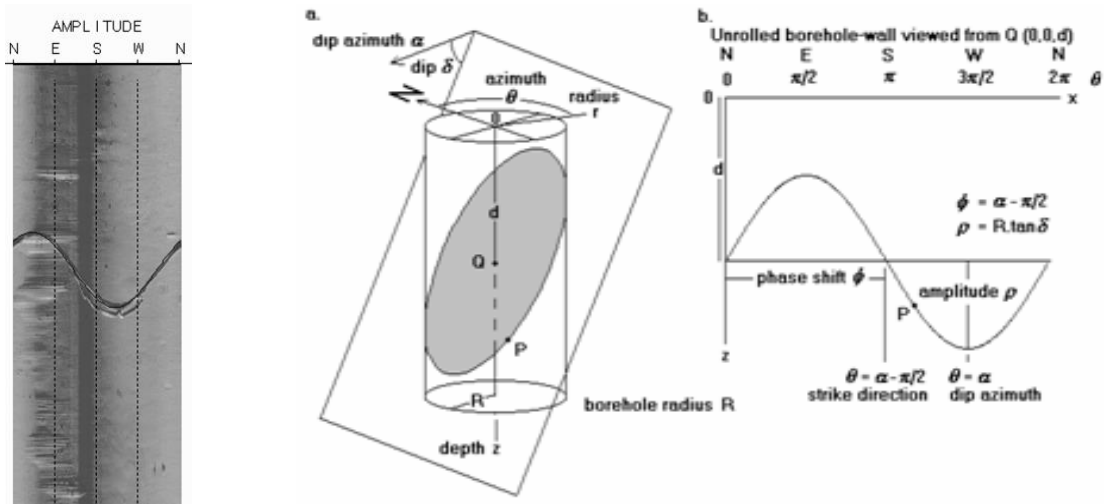


圖 2.1.3-2 平面型弱面與鑽孔斜交呈現之正弦軌跡

Figure 2.1.3-2 Sinusoidal trajectory planar discontinuous oblique to the borehole

上式中存在 3 個待定參數分別為深度、振幅 ρ 及相位角 ϕ ，其中深度用以決定弱面所在之鑽孔深度；振幅 ρ 反應弱面傾角，當傾角愈大，振幅 ρ 愈大。水平弱面之振幅為零，垂直弱面之振幅為無限大。相位角 ϕ 則代表弱面之方位角，以正北方為零度，順時針方向增加。根據上述表示式，即可藉由標示影像中之正弦軌跡，反推求得弱面位態資料。

(2) 孔內電井測調查

孔內電井測調查係以地球物理探勘的方式，將各式探測儀置於鑽孔或試驗井中，並在吊放或拉升的過程測錄電阻、自然電位差、放射線強度等來判定地層之特性，其應用早期係以資源探勘為主，近年來，電井測也陸續開始投入至地下水及工程地質等相關調查中。本計畫所使用之電井測探測儀內含正常態電阻率 (64" 及 16" normal resistivity)、單點電阻(single-point resistance)、自然伽瑪(γ)幅射(natural gamma radiation)、自然電位(spontaneous potential)等，其探測結果隨深度可以柱狀圖的變化曲線表示，可用以界定地層岩性、判斷地層滲水或蓄水層位置、推估地層孔隙及其強度等。茲分述孔內電井測施測原理及資料在地質上之判釋如后。

A. 自然電位

自然電位主要是探測儀在井內測錄過程記錄地層電極與固定在地表電極間之電位差，由於地層流體中之鈉離子會由高濃度處向低濃度處擴散，當地層水的鹽分高於鑽井泥漿時，鈉離子會從高鹽度的地層水向低鹽度的鑽孔泥漿擴散而產生自然電位差之變化。自然電位差隨深度變化的曲線稱為 SP 曲線，可藉以判斷地層之岩性及滲透性。由於頁岩的滲透率低，受泥漿滲透(浸污)所造成的離子變化作用較低，因此電位差的變化不大，SP 曲線在測錄圖上成為一條直線，稱為頁岩基線(shale baseline)。反之，由於砂岩較具滲透性，地層受泥漿

浸污所造成的離子變化相對明顯，亦將產生較為顯著之電位差。一般而言，當地層水的鹽分濃度高於泥漿時，砂岩層相對於頁岩層較具負電位，SP 曲線的讀數會向左(即負電位方向)偏移，如圖 2.1.3-3 所示。

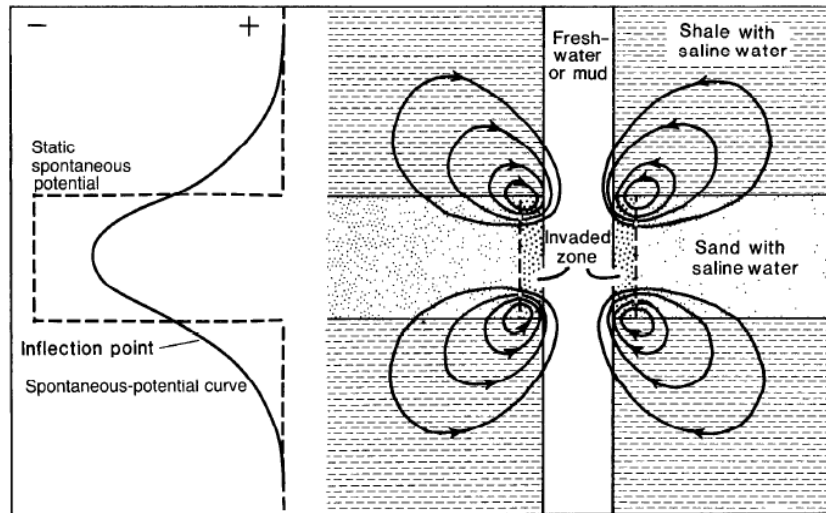


圖 2.1.3-3 自然電位井測訊號的測錄變化 (USGS, 1990)

Figure 2.1.3-3 Response of spontaneous potential of borehole electrical logging

B. 電阻率

電阻率主要是量測探測儀通過不同地層電流極與電位極間之電阻率。本計畫採用之探測儀主要可以量測正常態電阻率(normal resistivity) 及單點式電阻(single-point resistance)，正常態電阻率依電流與電位極間距的不同又可分為 16 吋的正短距及 64 吋的正長距，其中正短距是測定鑽孔橫向淺層的地層電阻率，對岩層界面或薄岩層有較佳解析力，然其所測之電阻率往往是泥漿浸污區(invaded zone)或部分浸污區的地層電阻，較無法直接求得地層之真電阻，但可藉由地層浸污的程度來評估；正長距的橫向測定深度較大，所測得的範圍通常可以涵蓋到泥漿未浸污區的區域，其電阻率經校正後較可代表岩層之真正電阻率，但對岩層界面或薄岩層之解析度較差(見圖 2.1.3-4)，因此正長距電阻與正短距電阻的測錄結果通常放於同一欄位進行分析，當地層水與泥漿差異性大時，則會影響兩者間之相互關係，曲線的分離度越高表示岩層孔隙受泥漿浸入作用越明顯，此現象如在相同岩性條件下可用以評估地層的滲透性及孔隙率。單點式電阻則是記錄地層單點與地表接地間之電阻，其對薄層之電阻變化敏感度較高，可提供薄層或較小裂隙構造定位之參考。

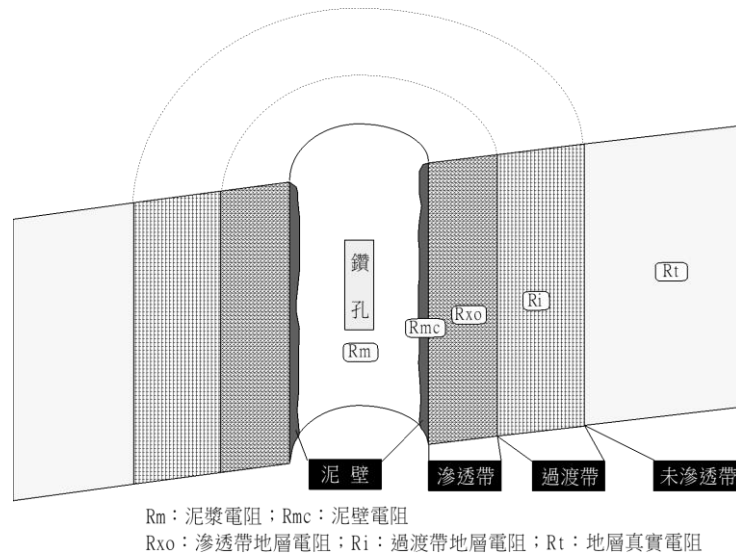


圖 2.1.3-4 鑽孔受泥漿浸污示意圖

Figure 2.1.3-4 Schematic drawing of mud invasion in borehole

一般而言，在相同孔隙水質的條件下，高孔隙率或含黏土量多往往會呈現較低的電阻率；反之，低孔隙率或黏土含量少則會反應出較高之電阻率。此外，電阻率與地層材料的顆粒大小呈正比，因此顆粒較粗的礫石或砂岩會呈現較高之電阻率，而顆粒較細的頁岩或泥岩電阻率則較低，此關係適用於地層岩性之判斷。Palacky(1987)將不同地層、岩性及水質的電阻率分布整理如圖 2.1.3-5 所示，可做為探測結果比對或判釋的參考依據。

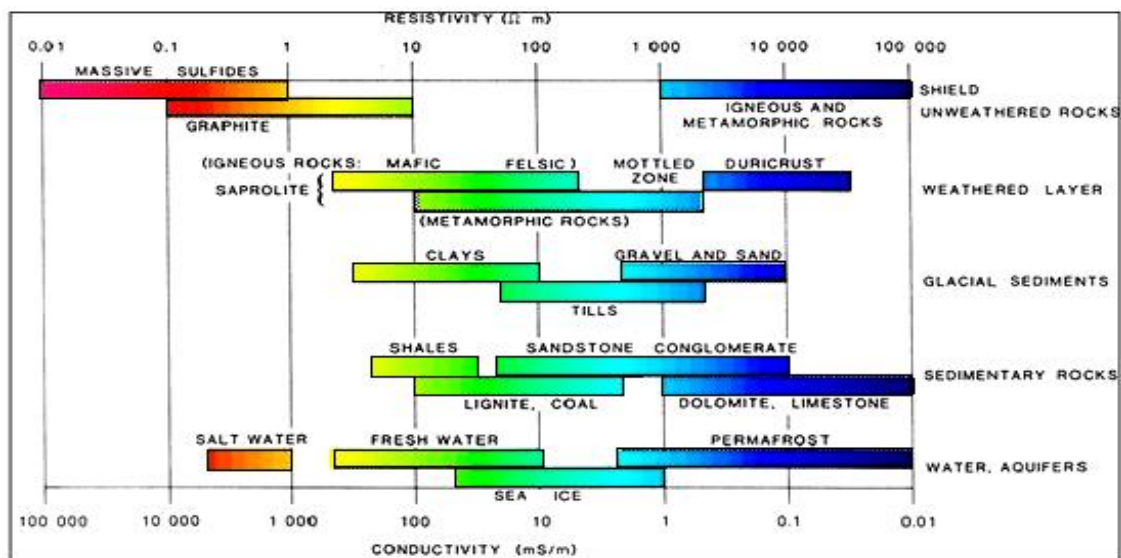


圖 2.1.3-5 不同地層、岩性及水質的電阻率分布(Palacky, 1987)

Figure 2.1.3-5 Resistivity distribution of various type of formation, lithology and fluid

C. 自然伽瑪射線

自然伽瑪射線係以偵測鑽孔內地層釋放的自然伽瑪射線強度，地層中的自然伽瑪放射源主要來自鉀(K-40)、釷(Th-232)或鈾(U-238)等蛻變之放射性元素，

顆粒較細的頁岩或泥岩層中之黏土因吸附較多放射性元素，所以伽瑪射線強度較高；反之，砂或礫石層吸附之放射性元素較少，伽瑪射線的強度則相對較低，如圖 2.1.3-6 所示。此外，泥的風化程度會影響伽瑪強度，灰色新鮮泥之伽瑪強度會較黃棕色風化泥為高，而砂或礫石的成分亦會影響伽瑪強度值，板岩質砂或礫石往往會比石英質砂或礫石還要高。就水文地質觀點而言，井測之伽瑪值高表示地層含黏土量高，可判定為低透水性之頁岩或泥岩層；相反的，伽瑪值低表示地層含黏土量少，可能為透水性較佳之砂岩層。因此根據自然伽瑪射線的偵測結果，可用以界定砂岩及頁岩層之分布並進而判定地層之透水性。

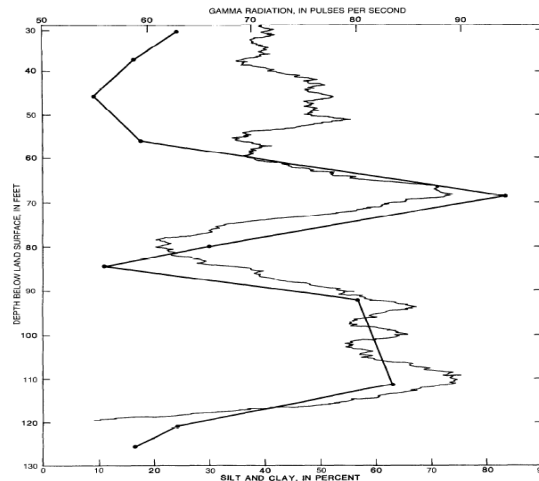


圖 2.1.3-6 自然伽瑪射線強度及粉土與黏土含量關係

Figure 2.1.3-6 Relationship between natural gamma radiation and silt and clay content

(3) 孔內地下水流速與流向調查

地層之透水性為地下水資源不可獲缺之調查項目之一，而透過現地試驗的施作，可評估研究區域地層的透水性及地下水流動特性。本計畫使用熱脈衝式流速儀定點量測鑽孔內地下水流速及垂流向分布，其結果係為鑽探解壓後各個含水層單元間地下水的動態平衡(dynamic equilibrium)反應，可用以判定地層之滲透性、裂隙連通性、含水層型態及地下水的循環(補注或流出)潛勢等。

熱脈衝式流速儀係利用內部之柵狀發熱線圈發熱以加熱附近流體，由於流體的流動將帶動熱線產生一向上或向下的運動，而發電圈上下方之熱感應器可偵測其溫度之差異，並以熱脈衝曲線顯示。熱脈衝式流速儀運用急速加熱配合熱感應之原理來量測地下水流速變化，其量測機制可以圖 2.1.3-7 熱脈衝流速儀示意圖說明。

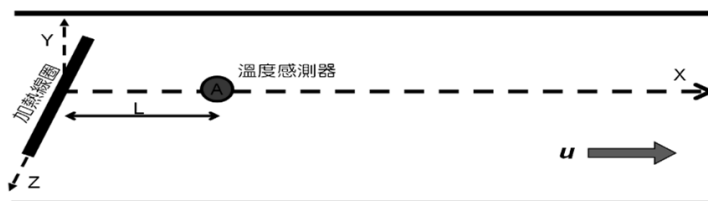
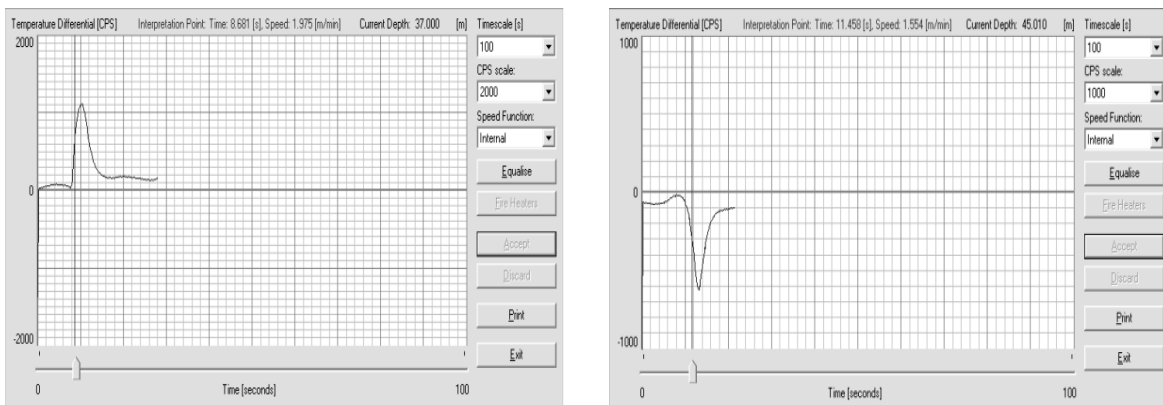


圖 2.1.3-7 溫度感應器周圍溫度流動示意圖

Figure 2.1.3-7 Schematic drawing of heated fluid movement between grid and thermistor

圖 2.1.3-7 中圓點 A 為溫度感測器，L 為加熱線圈(Wire)至溫度感測器之距離， u 為流速而箭頭方向為流向。操作時首先使內部柵狀加熱線圈(Wire)升溫來加熱附近流體，由於流體的流勢將帶動熱源產生沿著 X 軸的熱對流，藉由溫度感測器偵測溫度差異隨時間之變化，亦即熱脈衝曲線，即可換算區段的地下水流速。由於儀器的吊放會在量測區段的水體中產生紊流，因此在量測前需先將探測儀靜置一段時間，待水流穩定、熱感應器與周遭流體溫度達到平衡後方可進行施測；若熱脈衝曲線向上，反應上方熱感應器感應到溫度上升，表示流體向上方流動，反之，若熱脈衝曲線向下，則代表流體向下方流動，如透過溫度差異的傳導時間可計算流速，如圖 2.1.3-8 所示。



(a) 熱脈衝曲線(水流向上)

(b)熱脈衝曲線(水流向下)

圖 2.1.3-8 熱脈衝式流速儀調查結果

Figure 2.1.3-8 Response of heat-pulse flowmeter measurement (L) upward flow; (R) downward flow

(4) 孔內井徑調查

井徑探測係利用探測儀上之彈簧臂在孔內拉升的過程連續記錄井孔的直徑。一般而言，固結岩層因膠結良好、岩盤完整，故井徑井測通常呈現平緩且一致的結果，其測錄值與鑽孔尺寸相當；反之，於未固結或破碎岩盤測錄時，則多有井徑擴大之情形，因此井徑資料可作為岩層破碎程度判釋之依據(如圖 2.1.3-9)。由於井徑井測可推算鑽孔之截面積及體積，可協助其他井測調查結果的判釋，例如在進行地下水流速調查時可藉由井徑資料換算孔內流體的通量，以修正孔徑不一所造成之誤差，並研判具連通性裂隙位置；如搭配孔內攝影調查可更切確的將開口裂隙所在位置指定，進而計算空穴或破碎帶的體積。此外，地物井測訊號(電阻、自然伽瑪及波速)會受井徑大小影響，因此調查結果亦可協助物理訊號之判釋，提升調查結果的精度。

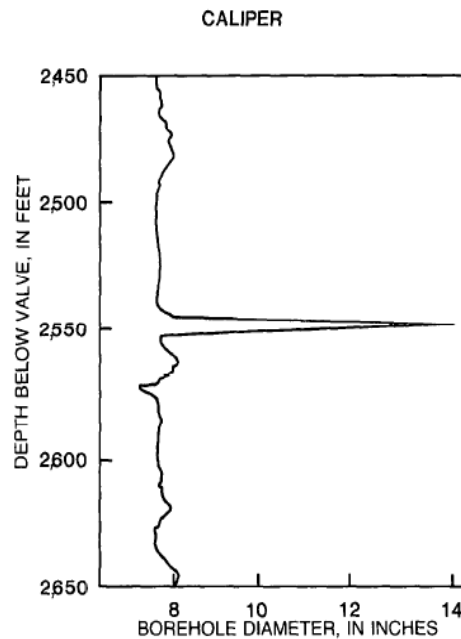


圖 2.1.3-9 鑽孔井徑調查結果

Figure 2.1.3-9 Integration of various borehole diameter profile

(5) 封塞水力試驗

本試驗係參照 ASTM D4630 或 ASTM D4631 之標準試驗方法求取地層之透水係數及蓄水係數，作為水文地質概念模式之建立及地下水流場模擬分析之主要依據。雙封塞試驗係於試驗過程中，利用兩個或多個封塞去分離鑽孔試驗區段(如圖 2.1.3-10 所示)，試驗區段的長度會依據不同試驗目的而不同，封塞可以阻隔一個裂隙或是多個裂隙，甚至整個岩體結構。一般雙封塞水力試驗有四種試驗方法：(A)定流量 (constant-flow tests)；(B)定水頭 (constant-head tests)；(C)微水試驗 (slug tests)；(D)壓力脈衝試驗 (pressure pulse tests)。試驗方法之選擇則依據：(A)試驗區段的水力傳導能力(地質條件)；(B)水文地質參數代表的岩石體積；(C)可支配時間(計畫費用考量)；(D)儀器設備。綜觀四種單井水力試驗方法，本計畫整理各種方法的優缺點比較如表 2.1.3-2，同時整理出各種試驗各自適合施作的地質條件狀況，如表 2.1.3-3 所示。本試驗適用於 HQ 鑽孔(孔徑 98mm)，試驗時應先確認井內是否添加皂土、超泥漿或水泥等添加劑，並確實要求鑽商配合洗孔，試驗過程應有鑽機、鑽探領班及操作人員配合，必要時須在試驗段以上之孔壁加套管保護，如鑽孔過度破碎有坍塌或孔壁內縮之風險，則需視現場狀況分段施作。

現地水力試驗所得資料可利用現有理論方法解釋現地試驗所紀錄試驗資料，包括壓力或流量的歷時曲線(如圖 2.1.3-11 所示)，藉以計算裂隙岩體含水層水文地質參數，包括透水係數(Hydraulic conductivity, K)及蓄水係數(Storage coefficient, S)。每種理論模式代表水力試驗過程中在某種地質構造條件下可能出現之地下水流動行為，綜觀目前理論模式包含的含水層型態除裂隙含水層外，尚有侷限、自由、滲漏含水層等型態。此外，試驗資料可能隱含孔徑、孔壁和邊界效應之影響，在模式選

擇上必需一併考慮，因此試驗資料分析重點在辨識含水層型態及孔徑、孔壁和邊界等效應存在與否。

為分析本計畫現地水力試驗所獲得之試驗資料，本計畫以數值分析程式(AQTESOLV)自動進行理論曲線與試驗觀測資料匹配工作，匹配過程係找出某一理論模式與觀測資料具最小誤差，求解過程將以自動化行之，故可迅速利用不同之解析解得到應對水力參數值，取代傳統利用手動之圖解法，如圖 2.1.3-12 所示。

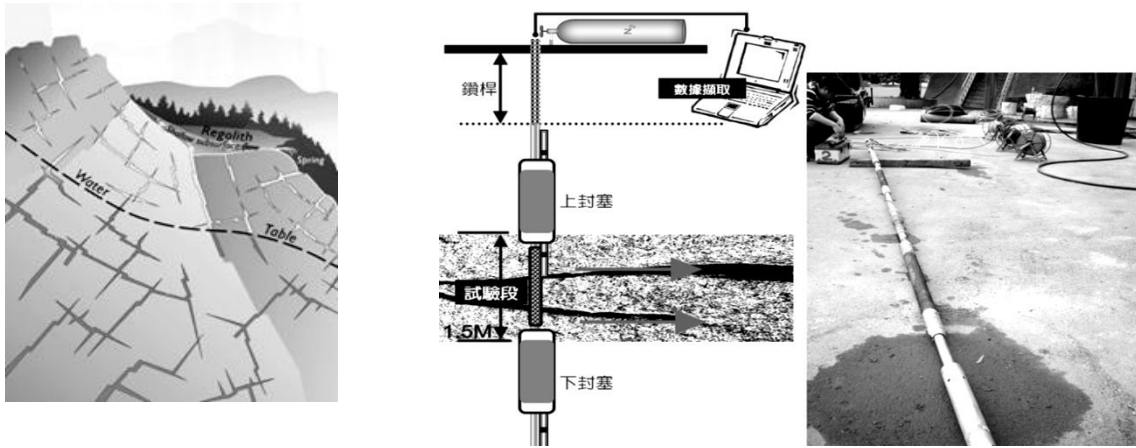


圖 2.1.3-10 雙封塞水力試驗系統及施作示意圖
Figure 2.1.3-10 Schematic drawing of double-packer test equipment

表 2.1.3-2 封塞水力試驗方法簡介及優缺點比較

Table 2.1.3-2 Types of different injection methods for packer test and their advantages and disadvantages

方法種類	方法簡介	方法優缺點比較	
		優點	缺點
定流量試驗	將抽水馬達置入試驗區段，在定量流下將水從試驗區抽出。	所得透水係數可代表較大的試驗岩體。	需知抽水量；在低滲透性岩體，試驗易失敗。
定水頭試驗	在固定水頭下，從測試區間注水。	井徑大小的效應不太影響試驗結果。	所得透水係數代表較小的試驗岩體。
微水試驗	快速的抬升或降低套管的水位，然後觀測水位之恢復行為直到水位到達平衡。	試驗時間短。	所得透水係數代表較小的試驗岩體；如低滲透性岩體及大管徑都導致試驗時間冗長。
壓力脈衝試驗	快速注入一定量水，並施加一額外水壓，然後觀測水位恢復直到水位到達平衡位置。	縮短試驗時間，取代微水試驗。	所得透水係數代表較小的試驗岩體。

表 2.1.3-3 封塞水力試驗適合施作之地質條件

Table 2.1.3-3 Geological conditions suitable for different injection methods of packer test

方法種類	水力試驗合適之地質狀況
定流量試驗	高滲透性含水層
定水頭試驗	最適低滲透性含水層，其他亦可
微水試驗	中及低滲透性含水層
壓力脈衝試驗	非常低滲透性的含水層

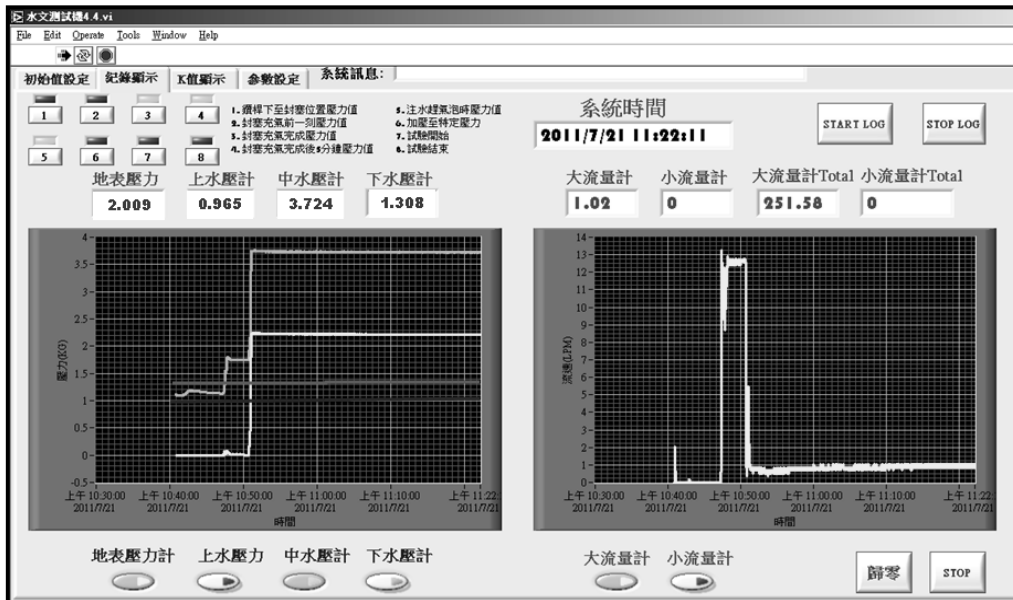


圖 2.1.3-11 定水頭注水試驗試驗紀錄(左為壓力歷線、右為流量歷線)

Figure 2.1.3-11 Real-time data of constant head injection test, (L)pressure duration curve; (R)flow rate duration curve

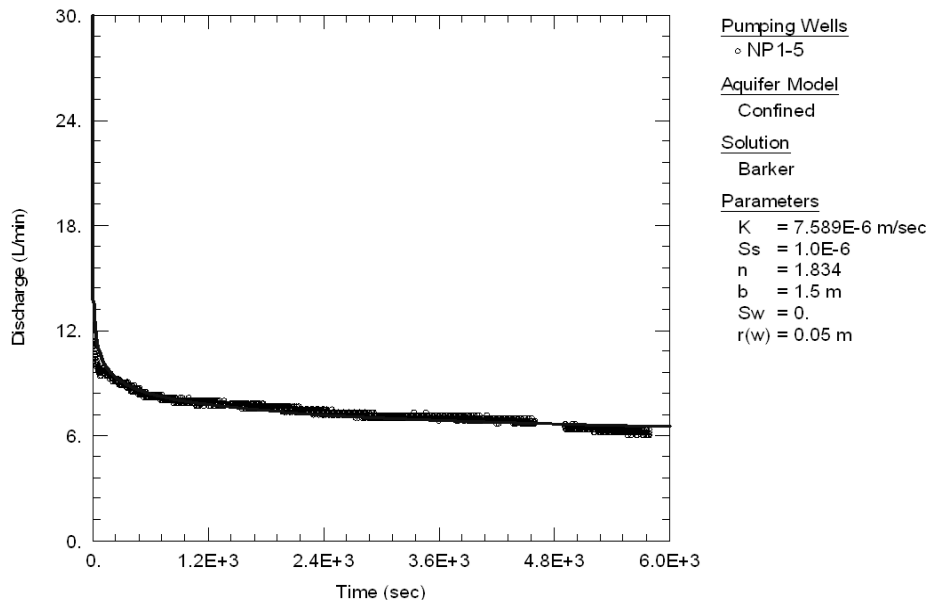


圖 2.1.3-12 封塞水力試驗資料與理論曲線匹配結果

Figure 2.1.3-12 Results of packer test analyzed by curve fitting method

4. 地電阻剖面法

地電阻探測法是在地表上利用兩根電極棒將直流電灌入地下，而後在地表上量測另兩根電極棒間的電壓差，此法是量測大範圍的電阻值，此電阻與土層的組成、飽和度以及土層孔隙中流體的導電度有關，透過反算技巧可獲得電阻之深度 2D(或 3D 剖面，藉著所得之剖面可應用於地層、壩體含水特性之變化調查。此法於高電阻環境中亦能有效量測，可探測較大孔洞，但於高導電性環境下效果不佳(尤其是表面高導電)。此外，量測需確保電極與地表有良好耦合以免獲得錯誤數據，亦要注意反算所得之結果於深層有較差解析度。

二維地電阻地電阻影像探測的量測原理為藉由外加低頻電流經由圖 2.1.4-1 中電流極 C1、C2 流入地層中，再利用電位極 P1、P2 量測地層所反應的電位差值，由該量測的電壓值與電流值經由靜電學理論計算受測土層之視電阻率 (apparent resistivity)。量測空間影響範圍視電極間距而定，展距越大所能探測深度越深，但相對解析能力會有所降低。量測過程藉由改變不同電極間距與位置，獲得不同幾何空間位置上的視電阻率值，稱為似電阻率剖面 (Pseudo-Section)，經由反算分析獲得真實電阻影像剖面，藉以了解地層構造。不同電極排列的幾何參數影響探測的結果會不同，常見的電極排列如圖 2.1.4-1 所示。

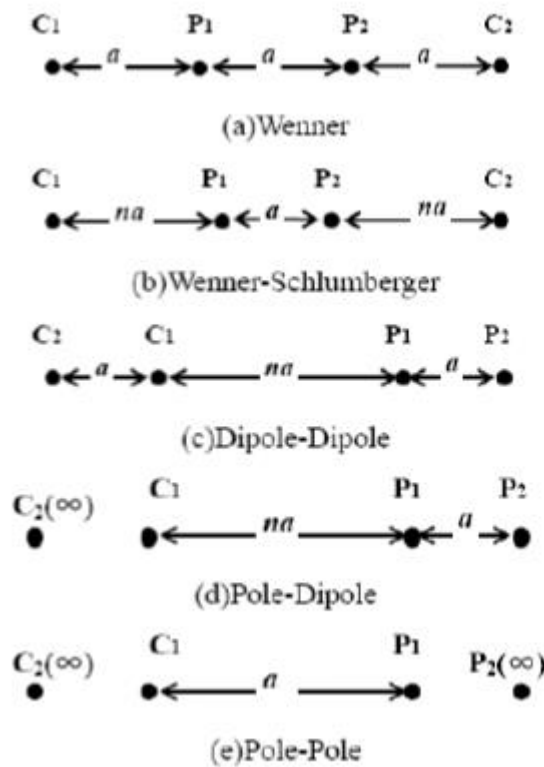


圖 2.1.4-1 地電阻影像探測的各種排列方式
Figure 2.1.4-1 Common arrangements of ERT

地電阻量測之電阻影像剖面(Pseudo-Section)表示每一施測幾何（電極配置）所得到之視電阻率，必須透過反算分析方能得到地層真正的電阻率分佈。其反算分析方法主要以正算模式為基礎，若假設一電阻率分佈，量測之視電阻率可依據靜電學理論與有限元素法或有限差分法模擬預測，若設法改變電阻率分佈，使得預測值盡量逼近量測值，則可估計出地層之電阻率分佈。由於資料量大，反算分析通常以結合正算模式之最佳化方法進行，由實際量測資料（pseudo-section）反算地層之電阻率分佈以獲得現場電阻率分布(如圖 2.1.4-2 所示)。

本計畫預計配合確認後之鑽探孔位，於現場布設 3 條地電阻剖面測線(如圖 2.1.4-3)，總探測長度為 1,000 公尺(含)以上。於現場進行地電阻探測時，須根現場地形地貌以及探測目標決定測線長度以及施測排列方法，於佈設時須注意電極棒與地層之接觸狀況，必要時須以鹽水澆置以增加導電。現場施做流程詳述如下(施作照片請詳見圖 2.1.4-4)：

- a. 根據現場地形地貌與目標物（即目標深度）決定測線長度、測線間距。
- b. 根據目標物的深度與特性決定施測方法與電極排列方式。
- c. 佈設各電極位置與測量座標。
- d. 建立測線量測點控制排程。
- e. 測試各電極接地電阻。
- f. 決定 output 電流大小並開始施測。
- g. 完成施測，並檢查各測點資料完整性，必要時重新施測，維護資料品質。

ERT-1 Resistivity Section

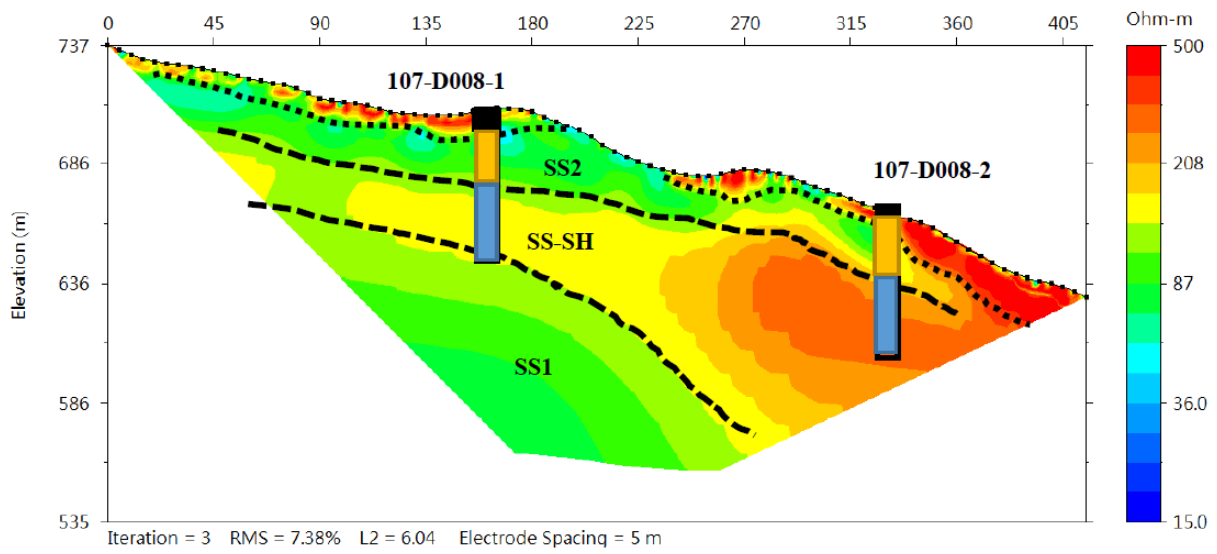


圖 2.1.4-2 前期車心崙邊坡二維地電阻率影像剖面圖(實績)
Figure 2.1.4-2 Two-dimensional ERT results at Chexinlun site

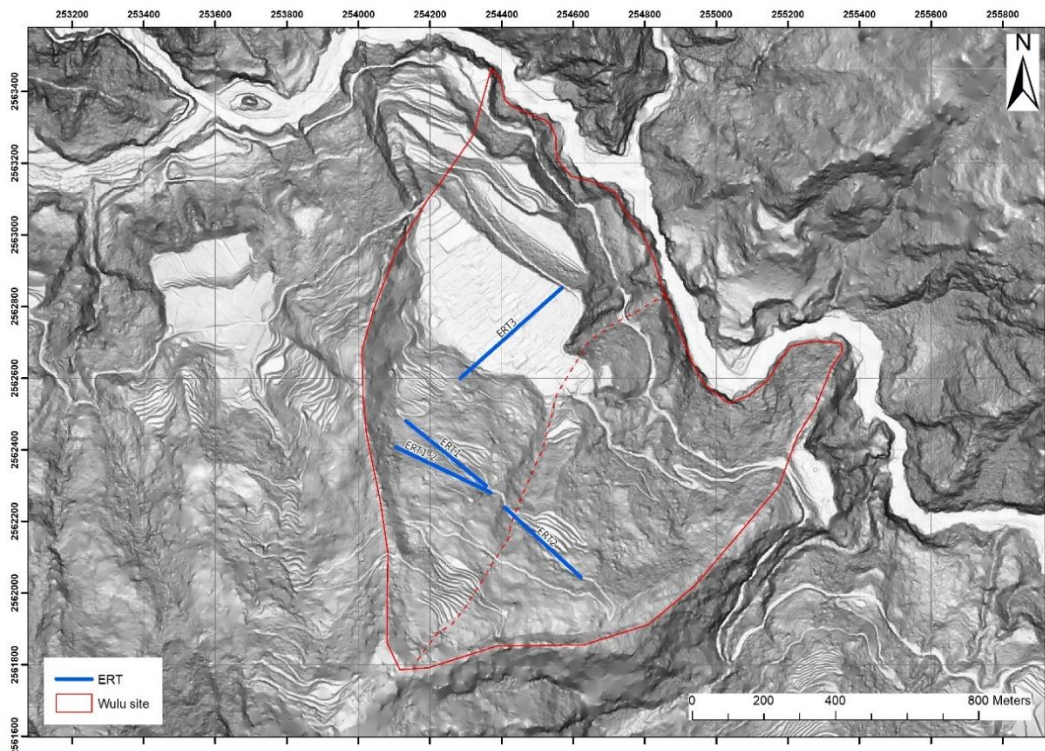


圖 2.1.4-3 地電阻測線規劃(藍色線條)
Figure 2.1.4-3 Survey planning of ERT (blue line)

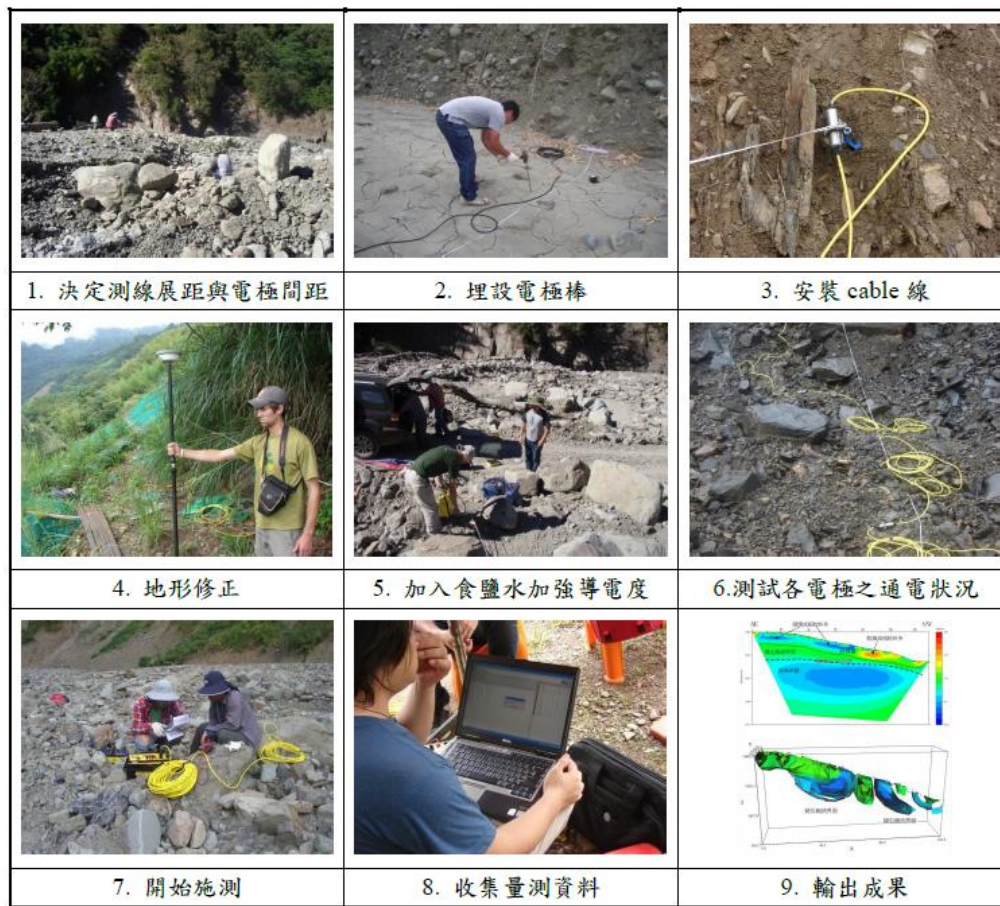


圖 2.1.4-4 二維地電阻影像探測法現場施作流程

Figure 2.1.4-4 On-site implementation process of two-dimensional ERT

本計畫期望透過地電阻影像剖面法將崩積層與岩盤面給描繪出來。根據李正兆(2007) 當地層之粒徑不同，其組成成份、壓密程度、膠結程度、孔隙率、含水量等可能都不盡相同，而孔隙水之導電度在小區域內通常變化不大。對於淘選度良好的地層，其電阻率可以維持在穩定的範圍內變化，組成顆粒愈細，電阻率的變化範圍愈窄。一般而言，電阻率愈小的其對應之地層粒徑愈小，但不同年代而岩相類似之地層其電阻率也有差異。通常崩塌區之地層組成為上覆之崩積層與下伏之岩層，崩積層代表移動崩落之地層，材料為大小不一之岩塊與砂土混雜，組織鬆散且不均勻，導致透水性與強度亦不一致，大致上是隨著岩塊含量增加(細粒料減少)而增加。理想狀況下，若崩積層組成材料以細粒料為主時，其透水性差，在地下水水位面以下時，應會呈現低電阻率並與下伏之較為完整岩盤有明顯之差異，此時可合理推估崩積層厚度與範圍。若崩積層中岩塊較多且較乾燥(位於地下水之上)，電阻率會升高；若濕潤含水(位於地下水之下)，電阻率則會降低，因而在崩積層中就會顯示在垂直方向不同之電阻率差異，而且電阻率之變化幅度甚大。故僅以電阻率之差異辨認崩積層及厚度，並不符合真實之地質狀況。此外，若從剖面資料顯示崩積層之等電阻率曲線趨勢大致上略與地表面平行或小角度傾斜，僅局部呈垂直狀時，表示崩積層大體上仍為近似層狀之堆積。若剖面中之等電阻率曲線與層面趨勢相符時，顯示層面為主要之不連續面，岩性對電阻率之貢獻較大；相對的，可能是無地下水賦存，或是低透水性岩層且節理(裂隙)發育不佳致地下水含量甚少，無法主導電阻率之變化。這類現象通常發生在較年輕之岩層，

泥質含量較多；若為較老岩層時，表示其節理與裂隙發育甚差。岩層表示不動或相對不動之地層，材料雖有不同(如砂岩、頁岩)，但組成較為均勻，電阻率之變化管理應受控於岩性(組成顆粒大小與膠結程度)，但岩層受應力作用常有節理或裂隙發育，密集裂隙含水或夾泥時皆會造成低電阻率，若含水時，通常僅為局部區域；若為高含泥量時(可能為剪裂帶)，二側之地下水位多有明顯差異，所以電阻率分佈之形貌與層面(或劈理面)無直接相關。若地層狀態如顆粒成份分佈、膠結程度、孔隙率等維持不變，且具有相當厚度時，電阻率變化幅度小並趨於一致，此乃材料組成均質的結果，通常是在厚層或塊狀及單一岩性之地層，等電阻率曲線表現上似無特定之形貌與趨勢當裂隙發育良好之脆性岩層，其等電阻率曲線呈層狀但與層面無關時，且電阻率隨深度增加而增加時，應是裂隙發育隨深度增加而變差或裂隙隨深度增加而愈加緊閉，而使得裂隙中含水濕潤現象隨深度增加而降低。

地電阻影像剖面呈現的是電性地層分佈，但仍可反應地層之岩性。不過，同樣的電阻率不表示岩性一致，不同的電阻率亦不見得是不同的岩性，所以地質資料的蒐集與輔助對於電性地層之解釋極為重要。

在同樣之地層材料組成上，尤其是在透水性良好之地層，飽和含水與不含水或不飽和含水之地層所對應之電阻率具有明顯之差異，電阻率對比常在數倍以上(呂崇嘉，1994)。但於透水性相對較差之地層，可能受控於地下水量較少且流動較為緩慢，對比效果不明顯。不同測區有不同之地質狀況，故影響電阻率變化因子之輕重排序亦不同，例如地下水在岩質佳(膠結程度佳)及裂隙發育良好岩層中應有較高之影響程度；相對地，地下水在泥質含量較多、裂隙發育較差之年輕岩層(膠結程度較差)中對電阻率之影響程度應低於岩性。

5. 主動/被動表面波震測法

調查規劃與現場施作

108 計畫年度於 D007 梵梵場址首次嘗試表面波震測法，調查成果已顯示該方法具有一定的可行性。因此，本年度於臺東縣海端鄉霧鹿場址中持續測試表面波震測法。並依其分析成果，本計畫進一步將主被動表面波震測法分為表面波震測測點(MASW-P)與表面波震測測線(MASW-L)(詳細說明請見附錄五)。MASW-P 分析成果為單一點位處隨深度變化之剪力波波速剖面，搭配微地動單站頻譜法，可以有效估計岩盤深度；MASW-L 分析成果為 2 維剪力波波速影像剖面，可協助判釋可能的滑動面位置。本計畫施作 3 條 MASW-L 與 6 點 MASW-P，施作位置如圖 2.1.5-1 所示。

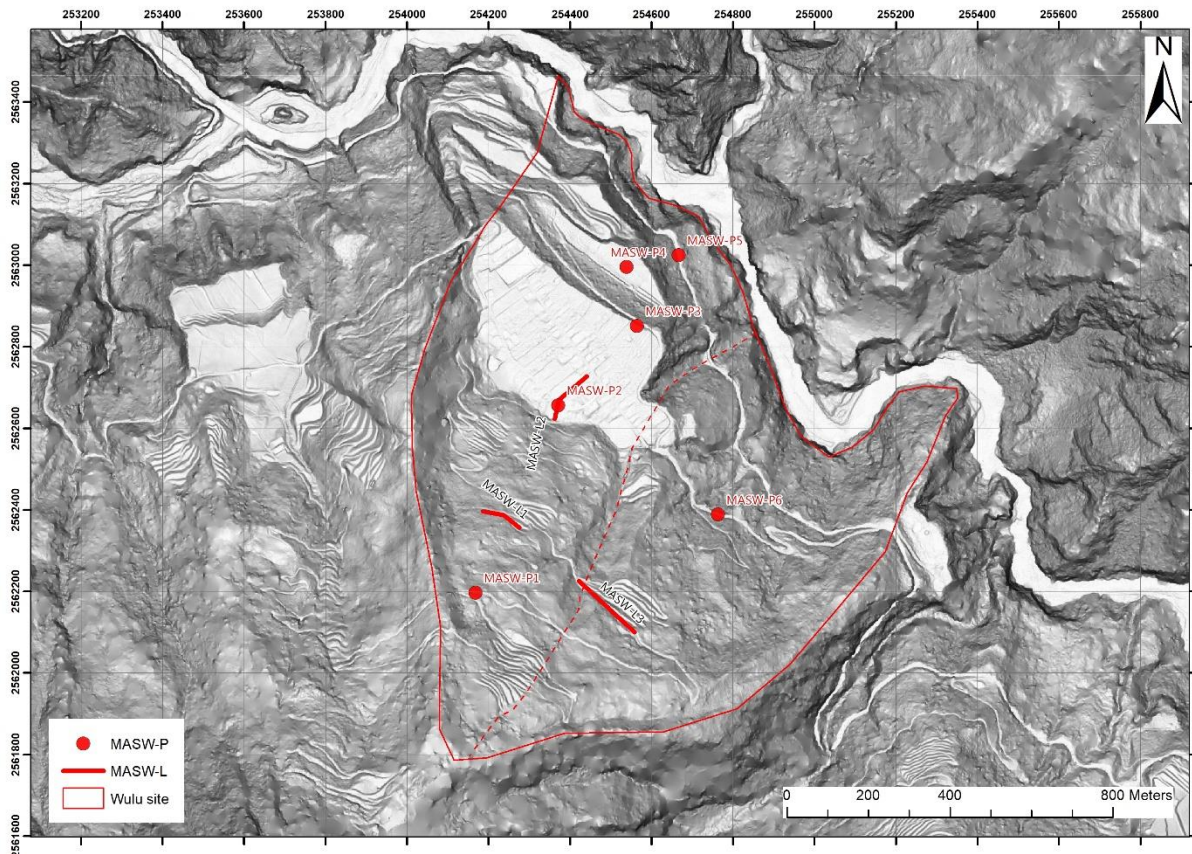


圖 2.1.5-1 霧鹿場址調查主被動表面波震測調查點位示意圖

Figure 2.1.5-1 Locations of active and passive seismic exploration of surface wave

本計畫施做 3 條 MASW-L，分別是 MASW-L1~L3，其中 L1 位於 AA' 剖面上的平台，約略與 AA' 剖面垂直；L2 位於霧鹿部落村莊裡，與 AA 剖面約略平行；L3 位於 BB' 剖面上的平台，約略與 BB' 剖面垂直。主動式震測受限於現場施作的環境，L1 與 L2 測線皆為 90 米，L3 測線長為 134 米，共計 314 米。6 點 MASW-P，分別是 MASW-P1~P6，其中 MASW-P1~P5 於 AA' 剖面上進行施做，欲獲得更詳盡 AA' 剖面之地質特徵；MASW-P6 位於 BB' 剖面上。

現場施作如圖 2.1.5-2 所示，MASW-L 與 MASW-P 試驗配置皆相同，採用 4.5Hz 速度規接收器進行震動訊號接收，接收器間距 2 米，採用 24 個接收器收錄，一次收錄測線的長度為 46 米，震源採用 13 磅重槌敲擊鐵板擊發，其產生的振動訊號採用美國 GEOMETRICS 公司的 GEODE 多頻道震測儀進行收錄。



圖 2.1.5-2 表面波震測現場施作狀況

Figure 2.1.5-2 Site condition and implementation of surface wave seismic exploration

因表面波震測的成果為該測線中心點下方隨深度變化之剪力波波速剖面，MASW-P 以待測點 P 向兩邊擴張各 12 個接收器的距離進行施做；MASW-L 則是以平移測線的方式得到數個點下方之剪力波波速，再進行內差得 MASW-L 的 2 維剪力波波速剖面。接收器的使用上，L2 有部分測線範圍經過柏油鋪面，以電鑽鑽出合適大小，再貫入釘置於柏油鋪面裡，故以；P5 因施作場地的限制，僅採用 21 個接收器；P6 皆位於柏油鋪面上以電鑽鑽出合適大小，再貫入釘置於柏油鋪面裡，其餘皆在有土壤之處貫入釘於土中。

此外被動式震測現場施作如圖 2.1.5-3 所示，採用 4.5Hz 之 3 向度接收器與 DIGOS 的 DATA CUBES 紀錄器進行背景資料的收錄並搭配 GPS，取樣率 200Hz，收錄時間至少 1 小時。每個 CUBES 為單一測站，可記錄單一測站下方的頻率資訊，在 MASW-P 收錄上，除了 P5 因場地限制間距為 8 米之外，其餘 MASW-P 的測站間距為 17 米，共有 7 個，經由各點成果內插後其量測之測線可達 102 米，亦指可得到待測點 P 向外各延伸 51 米之頻率資訊。CUBE 在 MASW-L1、L2 其間距為 17 米，L3 為 20 米，與 MASW-P 不同的是 MASW-L 會將第一個 CUBE 於進行一個小時的背景資料收錄之後移動為最後一個再進行下一次的收錄，共移動 4 次，不僅將量測的長度拉長，中間未移動的 CUBE 測站亦可提供重複性的檢驗。



圖 2.1.5-3 被動式震測現場狀況

Figure 2.1.5-3 Site condition and implementation of passive seismic exploration

6. 室內土壤與岩石試驗

為因應後續各項分析對參數之需求，本計畫規劃一系列室內岩石與土壤相關試驗，項目及產出如表 2.1.6-1 所示，求取之土壤或岩石參數將作為後續分析之依據。除岩石潛變試驗參照 Lama 與 Vutukuri 合著” Handbook on Mechanical Properties of Rock” (Volume III, p231-237) 之建議方式辦理，其餘試驗均依據美國材料試驗協會標準規範 (ASTM) 施作。由於霧鹿場址表層為崩積層 (上邊坡) 及階地堆積層 (下邊坡)，富含片岩碎屑及細岩塊，導致無法取得薄管試樣，故本計畫於現地增補一組現地工地密度試驗，以求取現地密度狀態，再依此製作重模土樣進行室內土壤試驗；岩石之室內試驗則一律採用地質鑽探所得岩芯試體進行試驗。

表 2.1.6-1 岩石與土壤之相關室內試驗項目及產出

Table 2.1.6-1 Laboratory test items and outputs of rock and soil

項次	試驗項目	單位	契約數量	實作數量	產出
1	土壤壓力鍋試驗	組	1	3	土壤水分特性曲線
2	土壤一般物理性質試驗	組	6	8	含水量、單位重、比重、阿太堡限度
3	土壤直接剪力試驗	組	3	3	土壤之剪力強度參數
4	岩石一般物理性質試驗	組	6	6	含水量、單位重、比重、孔隙率及吸水率
5	岩石弱面直接剪力試驗	組	3	3	岩石弱面之剪力強度參數
6	岩石單壓試驗	組	3	3	岩石材料之單軸抗壓強度
7	岩石彈性試驗	組	2	2	岩芯彈性係數及柏松比
8	岩石潛變試驗	組	1	1	潛變與時間之關係曲線圖

(二) 成果解釋

1. 區域地質調查工作

(1) 土地使用狀況

場址附近坡面多為農地種植作物為主，部分為雜林，階地面上除做為農地使用外，部份為部落居民住宅建物。詳圖 2.2.1-1。

(2) 植生狀況

場址附近植生茂密，除南橫台 20 線、農路、部落居民住宅建物及少數農舍外，多為植物覆蓋。

(3) 水系與蝕溝分布

場址外下邊坡側為新武呂溪。基地內有一主要蝕溝（暫稱中央蝕溝）以西北東南向貫穿本基地，該蝕溝亦為影響本基地邊坡安全之重要因子。

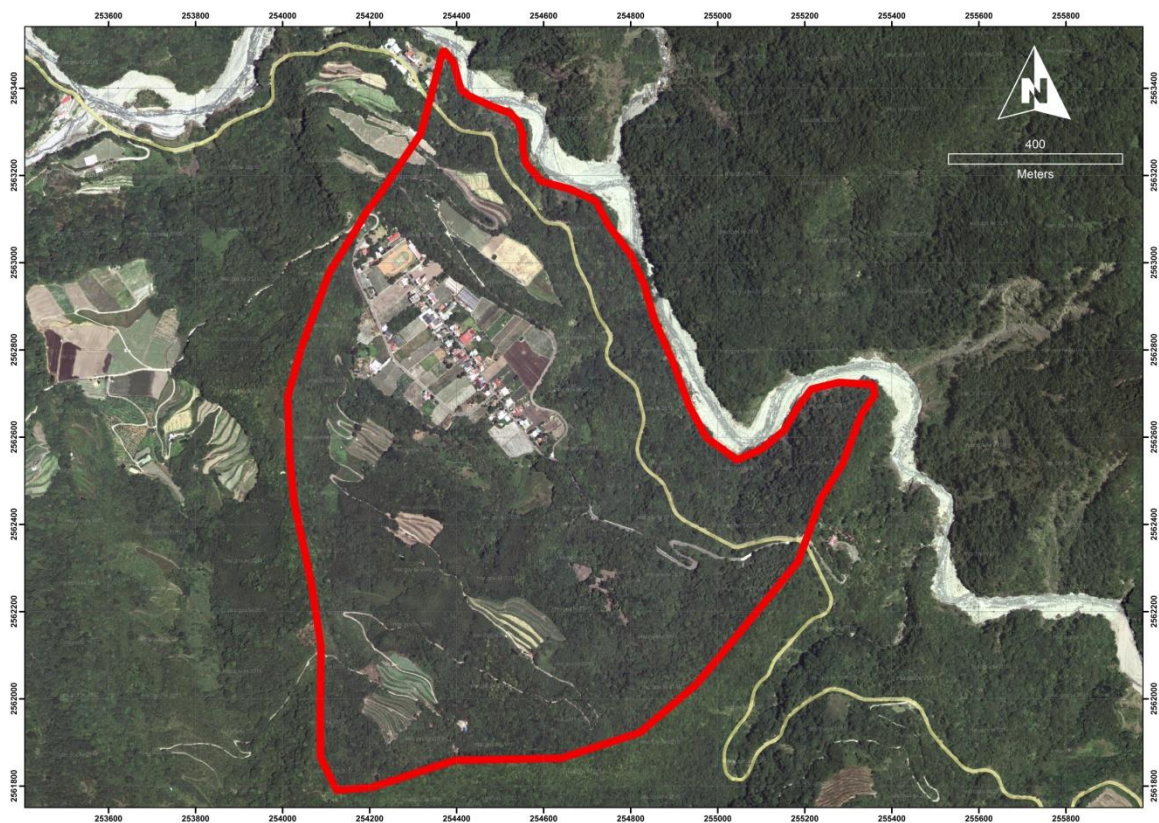


圖 2.2.1-1 場址正射影像圖

Figure 2.2.1-1 Ortho-photography of the site

(4) 航空照片判釋

為了解本區之地形變化、崩塌歷史以及區域線形分布，共購置本區五期航空照片，每期間隔約 10 年，藉由建立航照立體對判釋輔助地質調查，五期航照拍攝時間分別為民國 69、79、87、97 及 108 年，藉由多時期之航空照片立體對判釋，以了解本區近 40 年期間的地形變化。以下針對各期航空照片判釋成果說明如下：

民國 69 年之航空照片判釋成果如圖 2.2.1-2，航空照片編號為 66p049_8575 及 66p049_8576，本期照片屬本區可購買之最早期的照片，本區地形呈現南高北低，區

外北側為新武呂溪，本區東側有一溪溝，區內有一西北東南走向的侵蝕溝，本區上邊坡側有一崩崖，該崩崖延伸分布於本區之上邊坡，其餘規模較小之崩崖多分布於場址內東側，坑溝亦多分布於場址內東側及零星分布於新武呂溪側之河階堆積區。

民國 79 年之航空照片判釋成果如圖 2.2.1-3，照片編號為 79p015_2219 及 79p015_2220，與前期航照最大差異為，聯絡台 20 線與霧鹿部落的產業道路路形明顯改變，研判此段期間該改線區域應有崩塌，以致路形改變。

民國 87 年之航空照片判釋成果如圖 2.2.1-4，照片編號為 87p059a_074 及 87p059a_075；民國 97 年之航空照片判釋成果如圖 2.2.1-5，照片編號為 080824f_42~0130 及 080824f_42~0131；民國 108 年之航空照片判釋成果如圖 2.2.1-6，照片編號為 190108f_42~0040 及 190108f_42~0041，民國 87 年至民國 108 年航照顯示本區地形無太多變化。

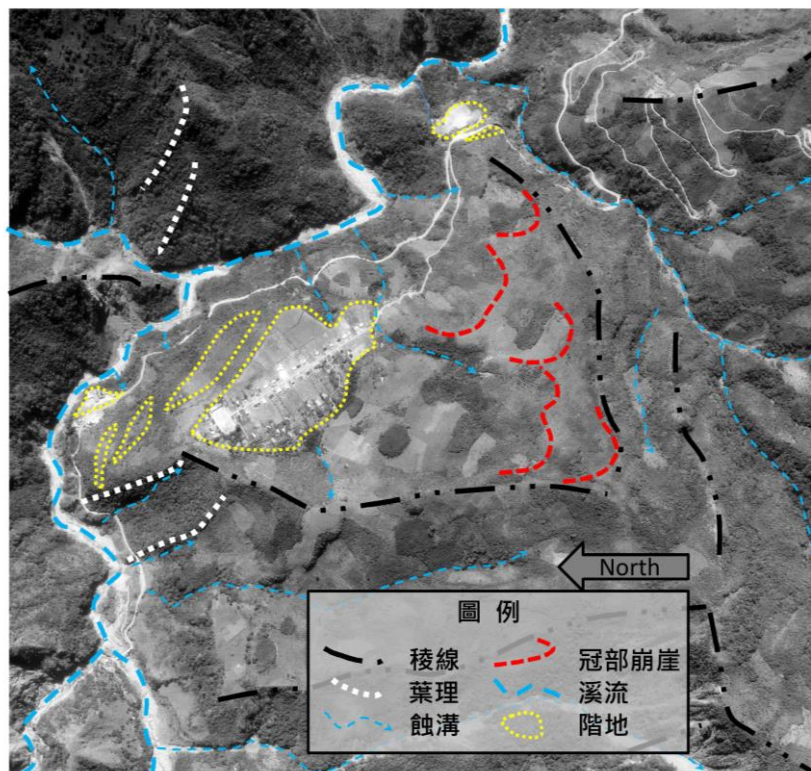


圖 2.2.1-2 69 年之航空照片
Figure 2.2.1-2 The interpretation of 1980 aerial photo

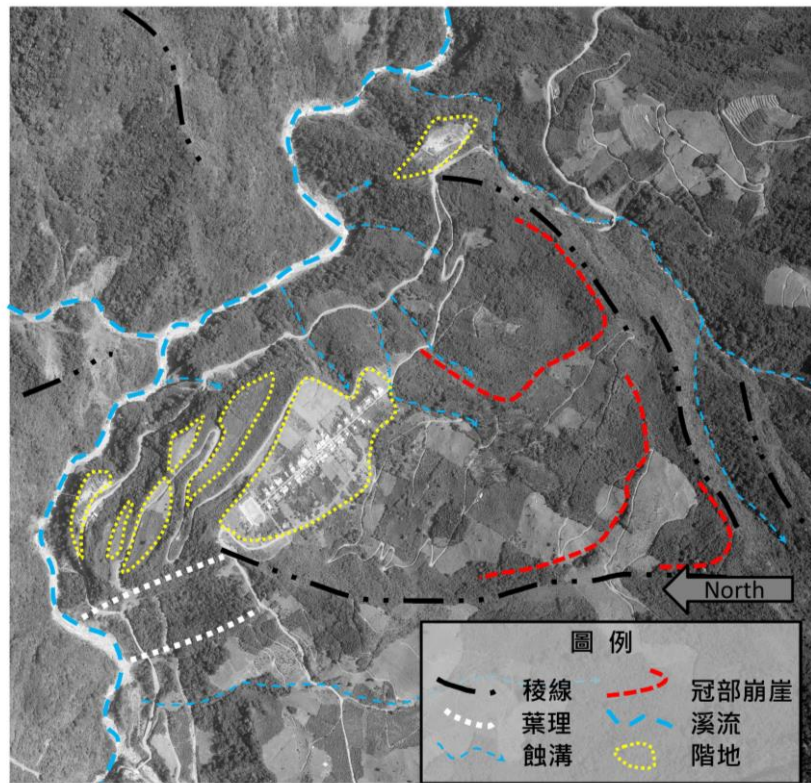


圖 2.2.1-3 79 年之航空照片判釋成果
Figure 2.2.1-3 The interpretation of 1990 aerial photo

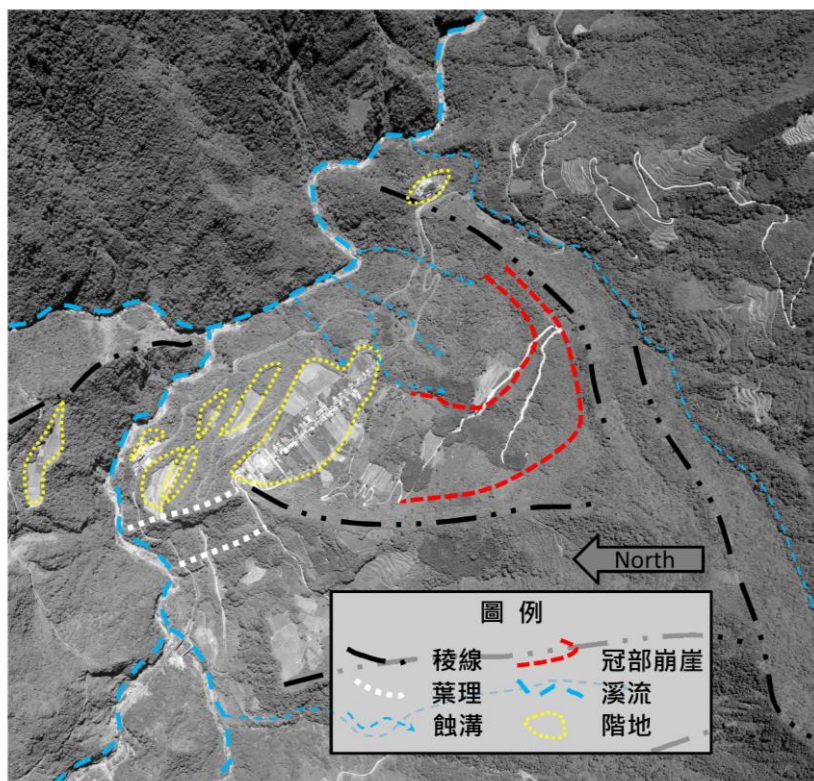


圖 2.2.1-4 87 年之航空照片判釋成果
Figure 2.2.1-4 The interpretation of 1988 aerial photo

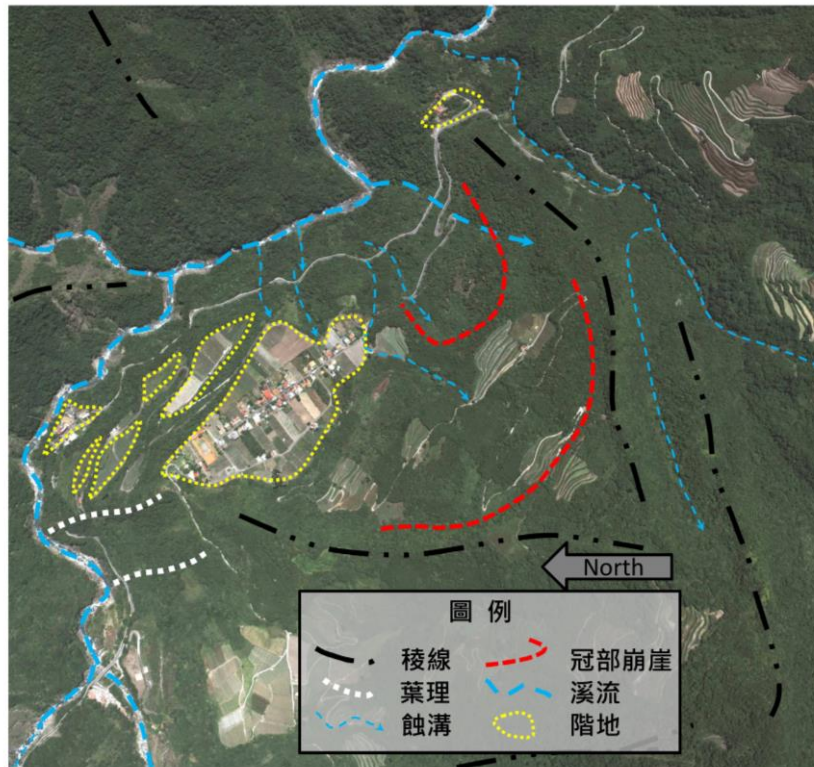


圖 2.2.1-5 97 年之航空照片判釋成果
Figure 2.2.1-5 The interpretation of 2008 aerial photo

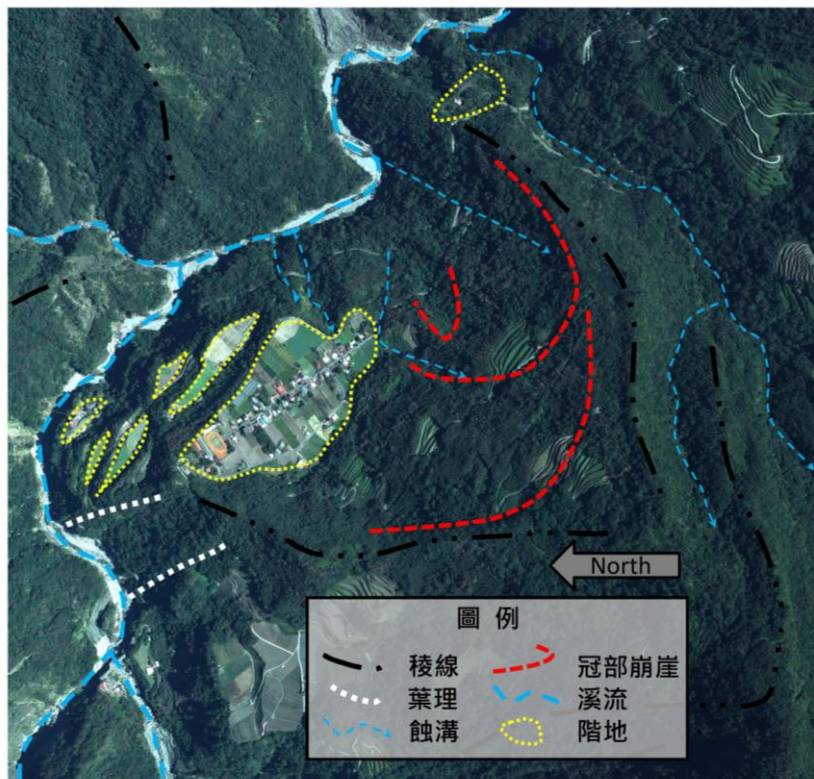


圖 2.2.1-6 108 年之航空照片判釋成果
Figure 2.2.1-6 The interpretation of 2019 aerial photo

(5) 地層分布

依地調所五萬分之一區域地質圖關山地質草圖(2011)，本場址附近出露之地層分別有大南澳片岩(PM3)及畢祿山層(Ep)，各地層出露位置詳圖 2.2.1-7，各地層之特性分述如下：

大南澳片岩(PM3)

本層為本年度場址主要出露地層，岩性以黑色片岩為主夾有大理岩、綠色片岩、砂質片岩與綠色岩體。黑色片岩中僅少量石英脈夾雜於片岩內，而綠色岩體僅出露於南橫公路天龍橋附近，岩體呈現厚塊狀，岩質緻密堅硬，呈現淡綠色，推測其原岩為火成岩，出露範圍不大，估計厚度僅數十公尺。

畢祿山層(Ep)

此地層的岩性在關山圖幅範圍內上部以深灰色板岩間夾變質砂岩與為主。變質砂岩大多以薄至厚層夾於灰黑色千枚岩或板岩中，雖然其層面受劈理面 S2 期之強烈褶皺影響，層面顯現強烈轉折，且時有斷裂錯移現象，但仔細觀察常見到原始沉積構造，如砂岩層底部與下伏泥岩間對比強烈之顆粒粗細，可作為層位上下之參考。下部則以變質砂岩與板岩互層所組成，變質砂岩可看出粒級層構造(graded bedding)，以及荷重構造(Load cast)等沉積構造。

區域地質圖顯示，研究區附近出露之地層主要為大南澳片岩(PM3)，如圖 2.2.1-7 所示。

(6) 地質構造

依地調所五萬分之一區域地質圖關山地質草圖(2011)，本場址鄰近的地質構造為位於場址東側的霧鹿複背斜，其出露位置詳圖 2.2.1-7，本地質構造特性說明如下：

霧鹿複背斜

此複背斜構造位於關山圖幅地區的大南澳片岩中，由武武奴留山往南延伸至關山圖幅地區外。複背斜軸出露之地層為黑色片岩(PM3)，複背斜軸之走向大致呈北 15 度東，朝北傾沒。

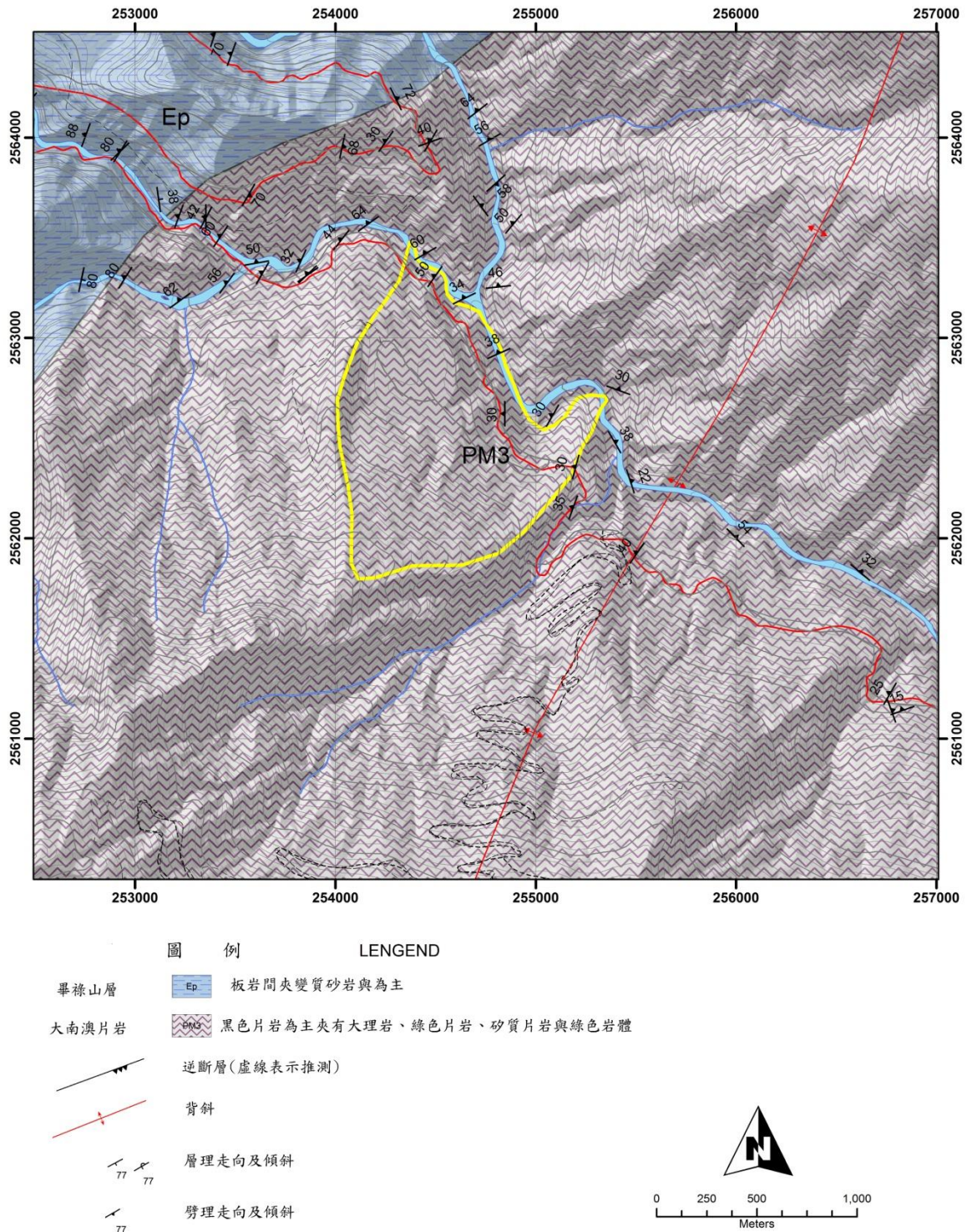


圖 2.2.1-7 本場址之區域地質圖
Figure 2.2.1-7 The geological map of this site

2. 地質鑽探

為使本多年期計畫易於區別各年期鑽孔及其用途，本計畫鑽孔命名原則為「年度-場址編號-鑽孔流水號+觀測類別」。其中，年度以執行年份編列，場址編號以經濟部中央地質調查所劃定潛在大規模崩塌地編號編列，每處場址的鑽孔流水號統一由1起

算，觀測類別則包含有 TDR(簡寫 T)、水位觀測井(簡寫 W)、淺層土壤含水量(簡寫 C)、地動儀(簡寫 V)。以 106-D160-2W 為例，代表民國 106 年度執行所茶山場址(潛在大規模崩塌地編號：D160)的第 2 口鑽孔，此鑽孔後續建置有水位觀測井。另以 107-D008-3WT 為例，代表民國 107 年度執行所車心崙場址(潛在大規模崩塌地編號：D008)的第 3 口鑽孔，此鑽孔後續建置有水位觀測井及 TDR 等觀測設備。

本計畫鑽孔配置主要平行研究區之主要坡向佈置，如圖 2.2.2-1 所示。各孔地質鑽探岩芯之分層記錄分述如下、鑽孔岩芯柱狀圖如圖 2.2.2-2、地質鑽探岩芯紀錄及岩芯照片詳附錄二。

109-WL-1W

- 0.0~3.1m ，土壤層。
- 3.1~6.4m ，表土層，土壤夾細岩塊。
- 6.4~12.7m ，崩積層，以崩積岩塊為主；底部 12.0~12.7 為剪裂帶。
- 12.7~56.0m ，黑色片岩剪裂帶，岩體多破碎，且多有剪裂情形，剪裂夾泥深度分別為 12.7~18.4、22.4~23.5、24.8~25.6、26.85~27.7、32.1~32.55、34.2~34.7、37.3~37.5、38.95~39.6、41.0~41.3、42.4~43.0、43.9~45.5、47.4~47.6、48.6~49.0、53.6~54.1、55.75~56.0m。其中深度 37.3~37.5 疑似為受重力變形影響。
- 56.0~64.0 m ，黑色片岩，岩體完整。

109-WL-2TC

- 0.0~3.1m ，表土層，以土壤為主，土壤夾細岩塊。
- 3.1~51.53m ，黑色片岩剪裂帶，岩體多破碎，其中 15.53~15.55m 為變質砂岩，本層多有剪裂情形，剪裂夾泥深度分別為 9.8~10.2、12.2~12.4、12.8~12.5、14.1~14.4、15.1~15.6、19.2~19.25、21.45~26.8、27.2~27.3、30.15~30.4、32~32.3、33.45~33.5、35.17~35.5、36.7~37.1、37.75~43.5、44.25~44.4、45.0~45.6、47.7~47.9、49.5~51.52m。
- 51.53-58.0m ，黑色片岩，岩體完整。

109-WL-3W

- 0.0-0.4m ，表土層，土壤夾細岩塊。
- 0.4-17.6m ，階地堆積層。
- 17.6-66.5m ，黑色片岩剪裂帶，岩體多破碎，且多有剪裂情形，剪裂夾泥深度分別為 22.9~23.3、26.35~26.6、27.0~27.85、30.5~30.8、30.9~31.2、31.4~31.8、39.0~39.25、42.0~42.2、44.55~44.65、45.45~45.75、46.2~46.6、56.0~56.5、59.5~59.65、61.0~61.7、62.0~62.9、65.0~66.4、69.0~69.8m。

66.5-75.0m ，黑色片岩，岩體完整。

109-WL-4T

0.0-0.15m ，水泥鋪面。

0.15-0.5m ，表土層，以土壤為主偶夾細岩塊。

0.5-30.6m ，崩積層，剪裂夾泥深度分別為 10.25~11.0、12.2~12.3、13.3~13.4、13.65~13.75、15.25~16.0、17.3、17.48、17.52~17.6、18.15~18.3、18.7~18.8、19.1~19.4、19.9~20.0、20.65~21.0、21.3~21.4、22.6~22.8、23.15~24.43、26.15~26.5、27.58~28.4、28.58~28.6、30.6~30.9m；而其中 16.0~18.0m 為岩石受剪。

30.6-58.6m ，黑色片岩剪裂帶，岩體多破碎，其中 30.9-40.5m 為滑後岩體，岩體較為完整，剪裂夾泥深度分別為 34.55~34.6、35.35~35.5、40.42~43.4、45.55~45.6、48.9~49.0、58.4~58.6m；而其中 28.75~30.6m、46.0~47.6m 為岩石受剪。

58.6-65.0m ，黑色片岩，岩體完整。

109-WL-5W

0.0~9.35m ，表土層，以土壤為主，土壤夾細岩塊。

9.35~12.87m ，黑色片岩剪裂帶，岩體多破碎，本層多有剪裂情形。

12.87-38.0m ，黑色片岩，岩體完整。

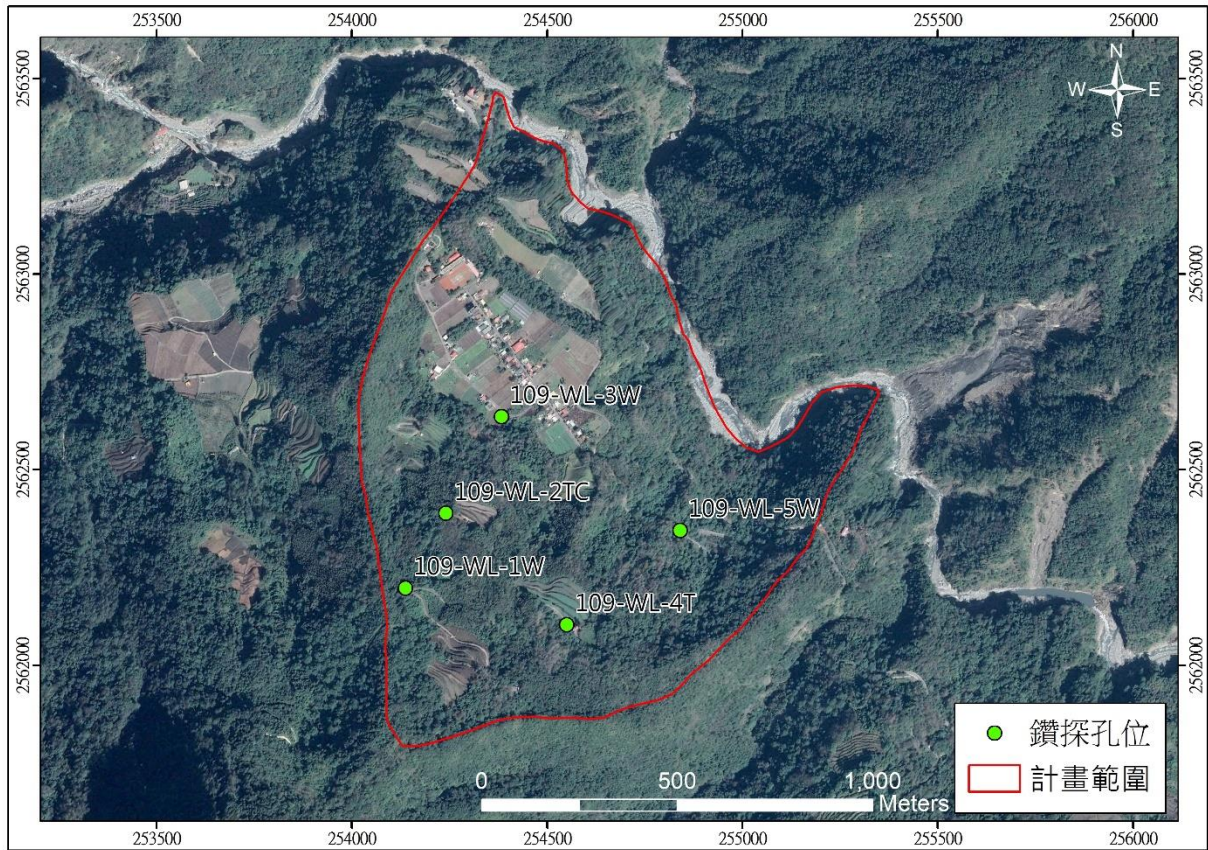


圖 2.2.2-1 地質鑽孔配置圖

Figure 2.2.2-1 Distribution of geological boreholes

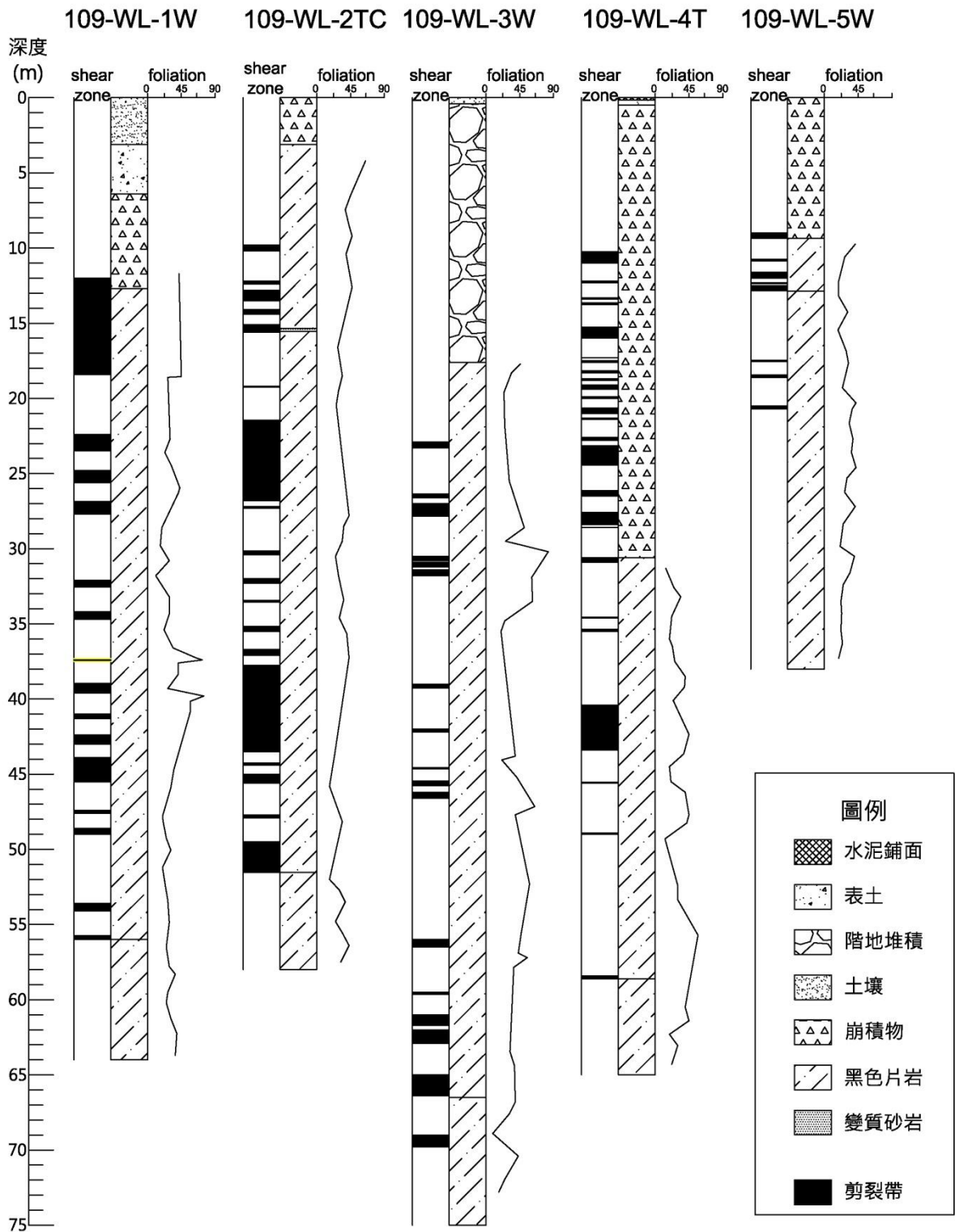


圖 2.2.2-2 鑽孔岩芯柱狀圖
Figure 2.2.2-2 The coregraph of all boreholes

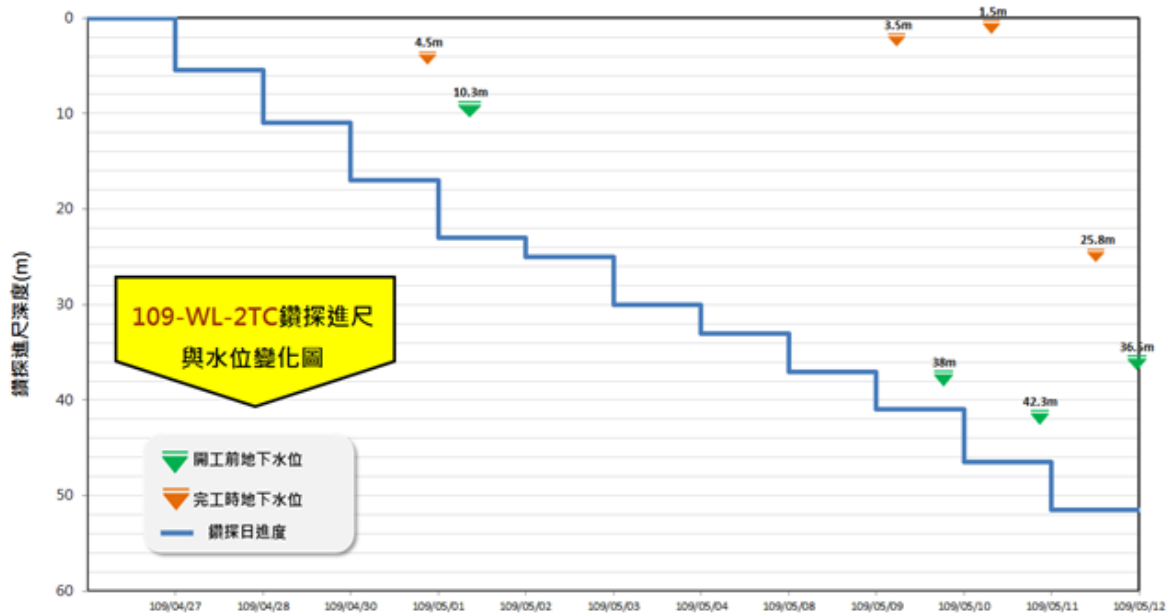
鑽探期間水位變化記錄如圖 2.2.2-3，鑽探進尺及地下水位係以透過每日鑽探記錄，將其以圖形化方式呈現，藉由每日的水位變化，可輔助於各項孔內調查前，初判不同深度之岩層透水能力及是否會有地下水補注或流出的情形，其中開工及完工水位之量測，係以採用水位量測儀直接置入井內量測而得。

根據鑽探期間水位變化紀錄顯示，109-WL-1W 鑽探深度於 20 公尺前孔內水位大約維持在 8.5 公尺左右，當鑽探深度達 20 公尺時，地下水位瞬間洩降至孔底，而後隨鑽探進尺增加地下水位約維持在深度 30 公尺上下，顯見 20 公尺附近的地層或裂隙可能透水性較高。109-WL-2TC 的地下水位受到 50 公尺以上地層破碎的影響，鑽探過程中地下水持續由地層裂隙流出，直到鑽探深度達 50 公尺以下的完整岩盤，地下水位才慢慢回升至 30 公尺左右的深度。109-WL-3W 受到淺層崩積層與破碎地層影響，鑽探過程中孔內無地下水位，當鑽探深度超過 35 公尺後，孔內地下水位穩定維持在 25 公尺左右的深度。109-WL-4T 鑽探深度於 29 公尺前孔內水位大約維持在 13 公尺左右，當鑽探深度達 29 公尺時，地下水位瞬間洩降至孔底，之後地下水位隨著鑽探深度增加而逐漸降低。109-WL-5W 的地下水位隨著鑽探深度增加而逐漸降低，無明顯漏水或湧水的區段，完井時孔內地下水位維持在深度 30 公尺左右。

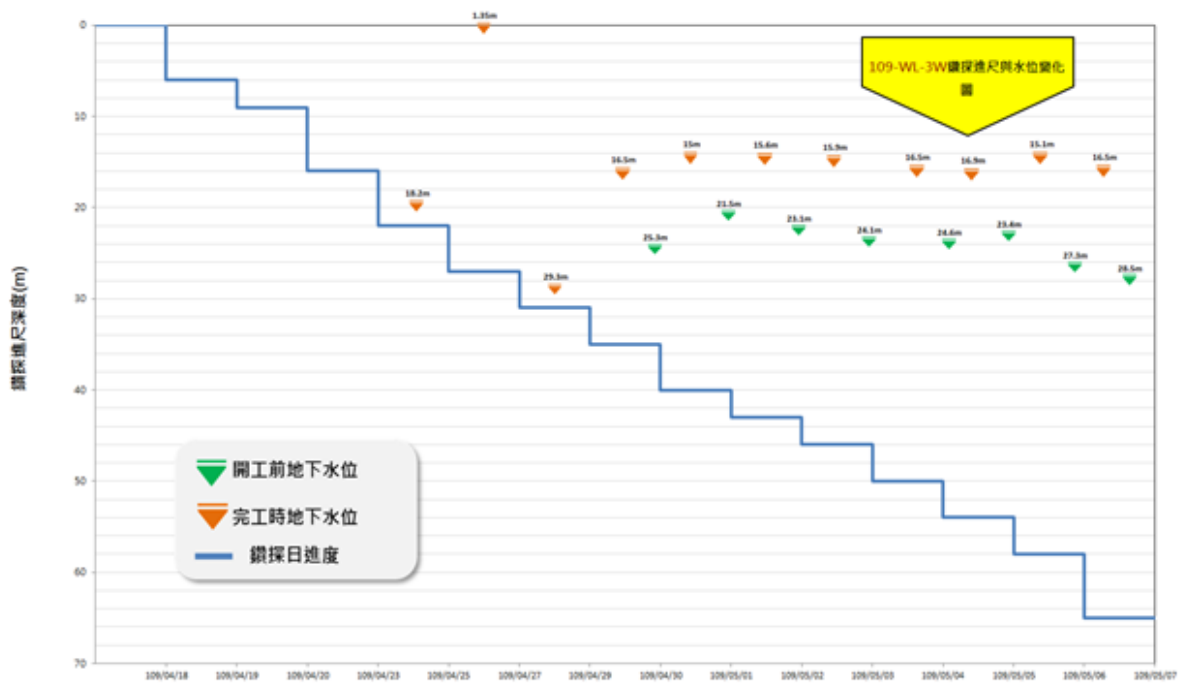
本計畫挑選 109-WL-1W、109-WL-3W 與 109-WL-5W 等三處地質鑽孔建置為水位觀測井，並由鑽探水位及孔內探測成果及其他工作項目之需求綜合決定開篩深度位置，各項建置資訊及示意圖如表 2.2.2-1 及圖 2.2.2-4 所示。



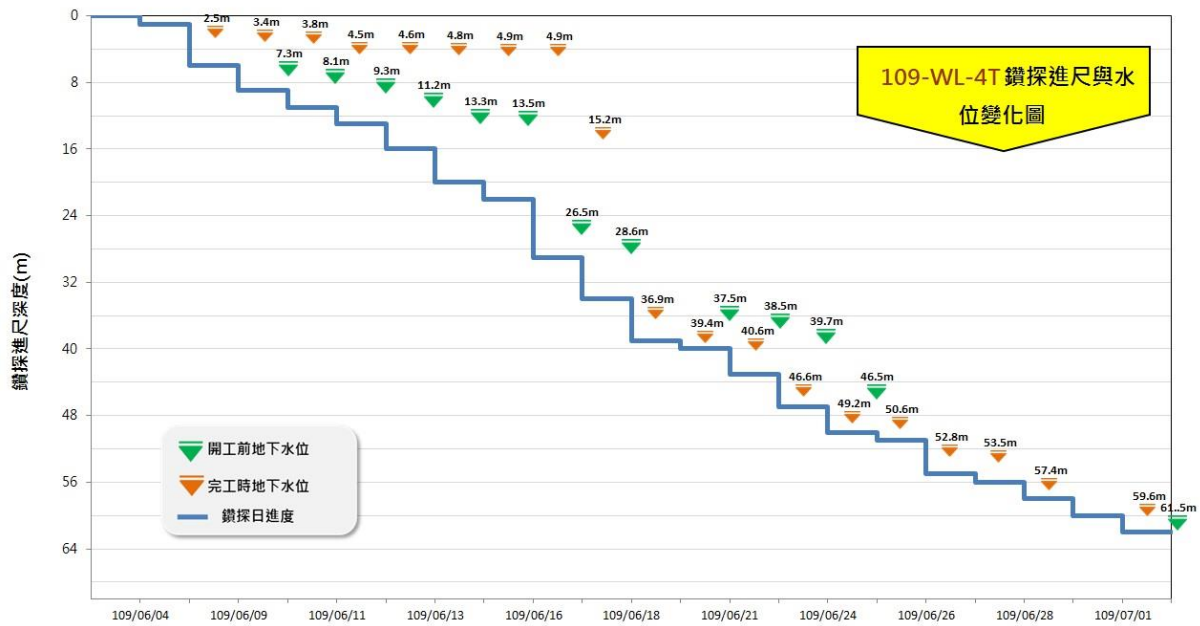
(a) 109-WL-1W 鑽探進尺與地下水位變化關係圖



(b) 109-WL-2TC 鑽探進尺與地下水位變化關係圖



(c) 109-WL-3W 鑽探進尺與地下水位變化關係圖



(d) 109-WL-4T 鑽探進尺與地下水位變化關係圖



(e) 109-WL-5W 鑽探進尺與地下水位變化關係圖

圖 2.2.2-3 鑽探進尺與地下水位變化關係圖

Figure 2.2.2-3 Variations of the groundwater levels during drilling process

表 2.2.2-1 霧鹿場址水位觀測井建置資訊

Table 2.2.2-1 Observation well construction information at Wulu site

孔號	井深(m)	皂土(m)	開篩位置(m)
109-WL-1W	64	3-5	20-60
109-WL-3W	76	3-5	20-72
109-WL-5W	38	5-6	20-36

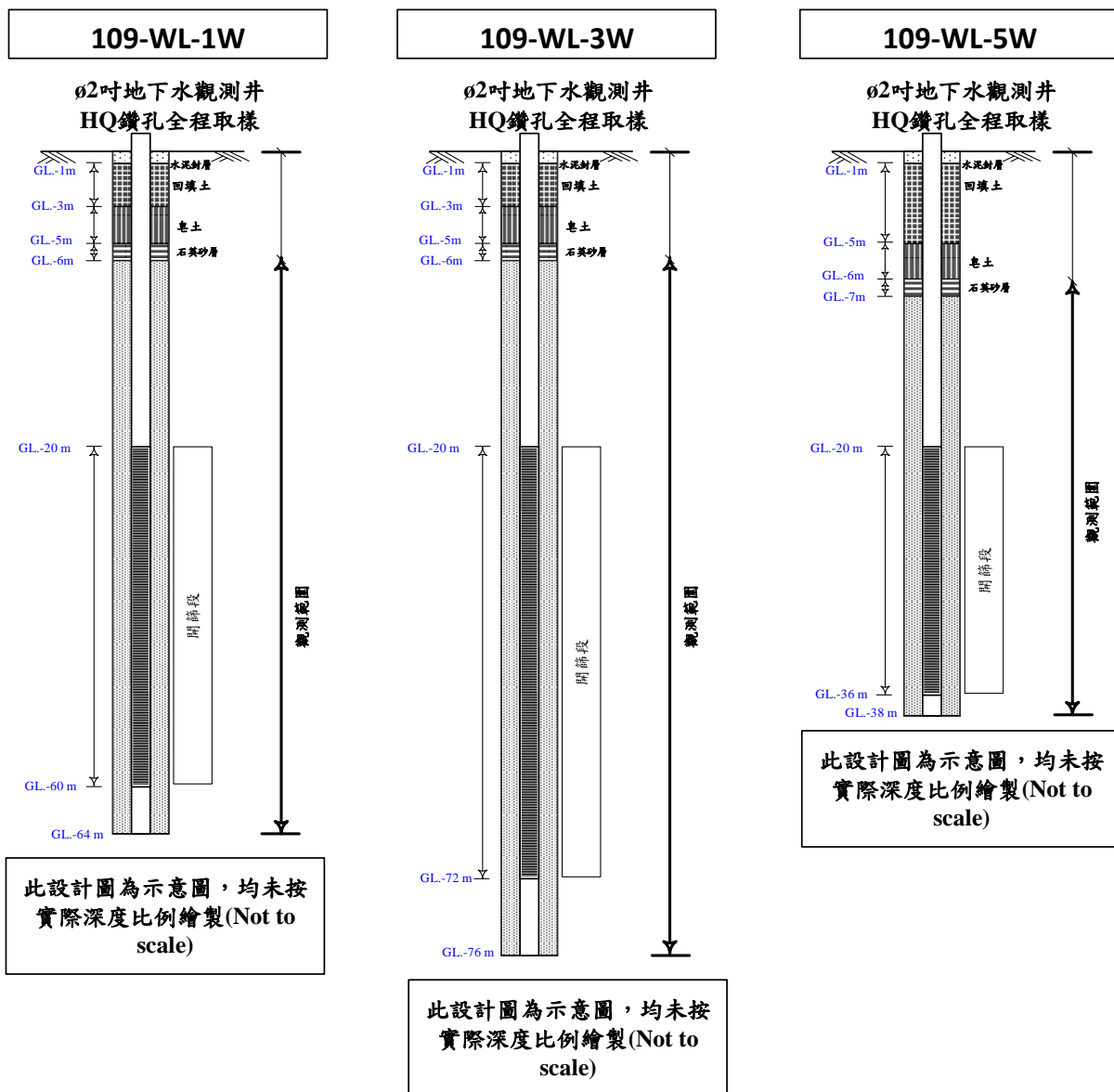


圖 2.2.2-4 霧鹿場址水位觀測井井體設計示意圖

Figure 2.2.2-4 Schematic drawing of the design of the Observation well at Wulu site

3. 地表地質調查

地表地質調查主要沿場址內、農路及台 20 線調查，並沿場址上邊坡多重山脊尋岩層露頭以及至下邊坡側尋崩體之滑動界面。

(1) 不連續面或地質弱面之特性

研究區附近之片理面與節理面位態經現場調查統計，片理面約呈北偏東 30 度向西北傾斜 54 度，節理面大致主要為 2 組，分別為北偏西 19 度向東北傾斜 78 度及北偏東 52 度向東南傾斜 65 度的節理面，區內各調查點節理面位態調查統計如下圖 2.2.3-1，霧鹿場址多為崩積層覆蓋，岩盤出露位置為場址外東側南橫公路，由該處邊坡經大圓投影分析，具楔形破壞之條件（圖 2.2.3-3），兩組弱面即為本區二組節理面；此外，北偏東 52 度向東南傾斜 65 度的節理面亦臨近平面破壞之條件；而此處三組弱面均不具翻倒破壞之潛勢。

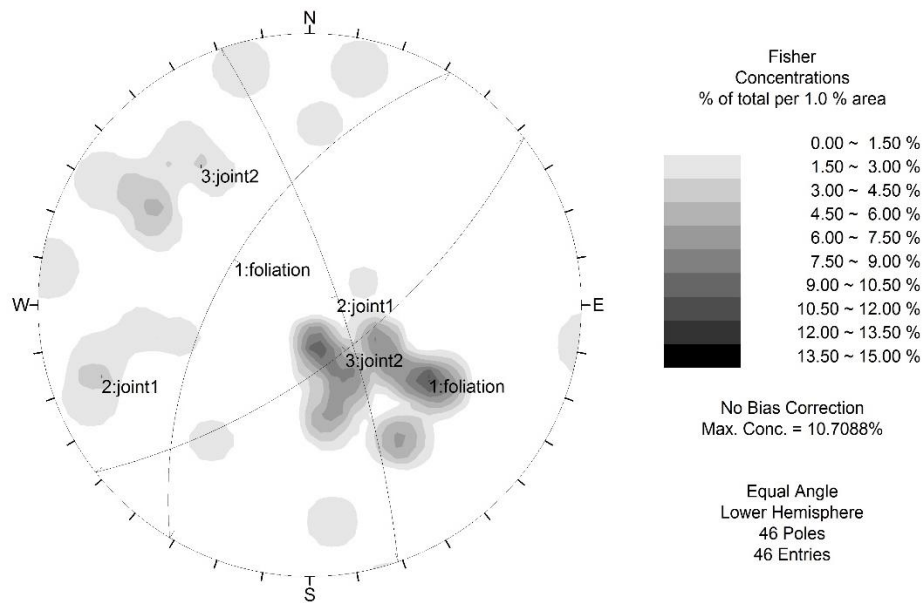


圖 2.2.3-1 弱面位態投影統計圖

Figure 2.2.3-1 The stereographic projection of joints sets of this area

(2) 岩層分布

綜合地表地質調查與地下地質調查，現場調查照片及拍攝位置詳圖 2.2.3-2，放大照片詳圖版，本區岩層大致可區分為黑色片岩、階地堆積層、老崩積層及淺層崩積層。地表地質圖繪製如圖 2.2.3-3、地質剖面如圖 2.2.3-4、圖 2.2.3-5。

黑色片岩(BS)

本層為本區主要岩性，主要葉理面走向約呈北偏東 30 度朝西北側傾 30 度左右，褶皺軸呈低角度朝北傾沒。

老崩積層

本層岩以崩塌材料為主，主要分布本場址上邊坡。

階地堆積層(t)

本層主要分布於場址北側臨新武呂溪，階地面向上游大致可對應至利稻，向下游可對應至下馬，本層係地形資料、鑽探資料、主/被動表面波震測及地電阻剖面法結合現場調查資料綜合評估推測其延伸。階地堆積層單階可達 50 公尺厚，總厚度約 175 公尺。

淺層崩積層(col)

本層岩以淺層崩塌材料為主，分布場址上邊坡，主要為老崩積層之再崩塌，具近期崩塌之地形特徵。

剪裂帶

為老崩積層滑動之產物，分布於上邊坡，坡面主要為淺層崩積層或老崩積層覆蓋，以致剪裂帶未出露，由鑽探岩芯資料顯示剪裂帶厚度可達 40 公尺左右。

(3) 人工構造物之變形與破壞

最主要的人工構造物之破壞在台 20 線與霧鹿部落的產業道路交會口附近，研判屬坑溝侵蝕引致局部淺層崩塌，造成擋土結構物局部位移，開口約 10 餘公分(如圖 2.2.3-2 圖版 13)，產業道路局部凹陷。

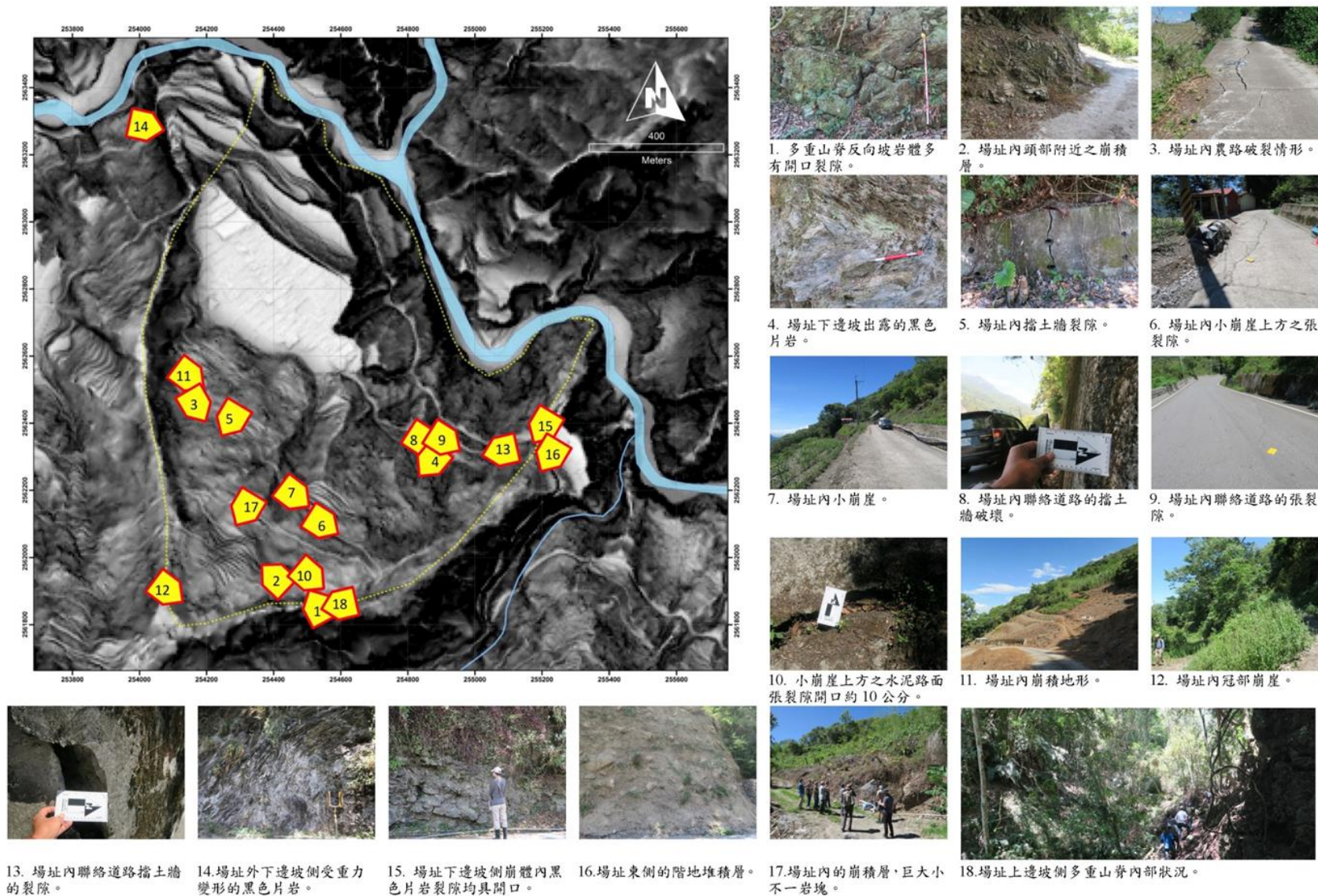


圖 2.2.3-2 現地調查照片及拍攝位置

Figure 2.2.3-2 The photos of survey and the location of the photo

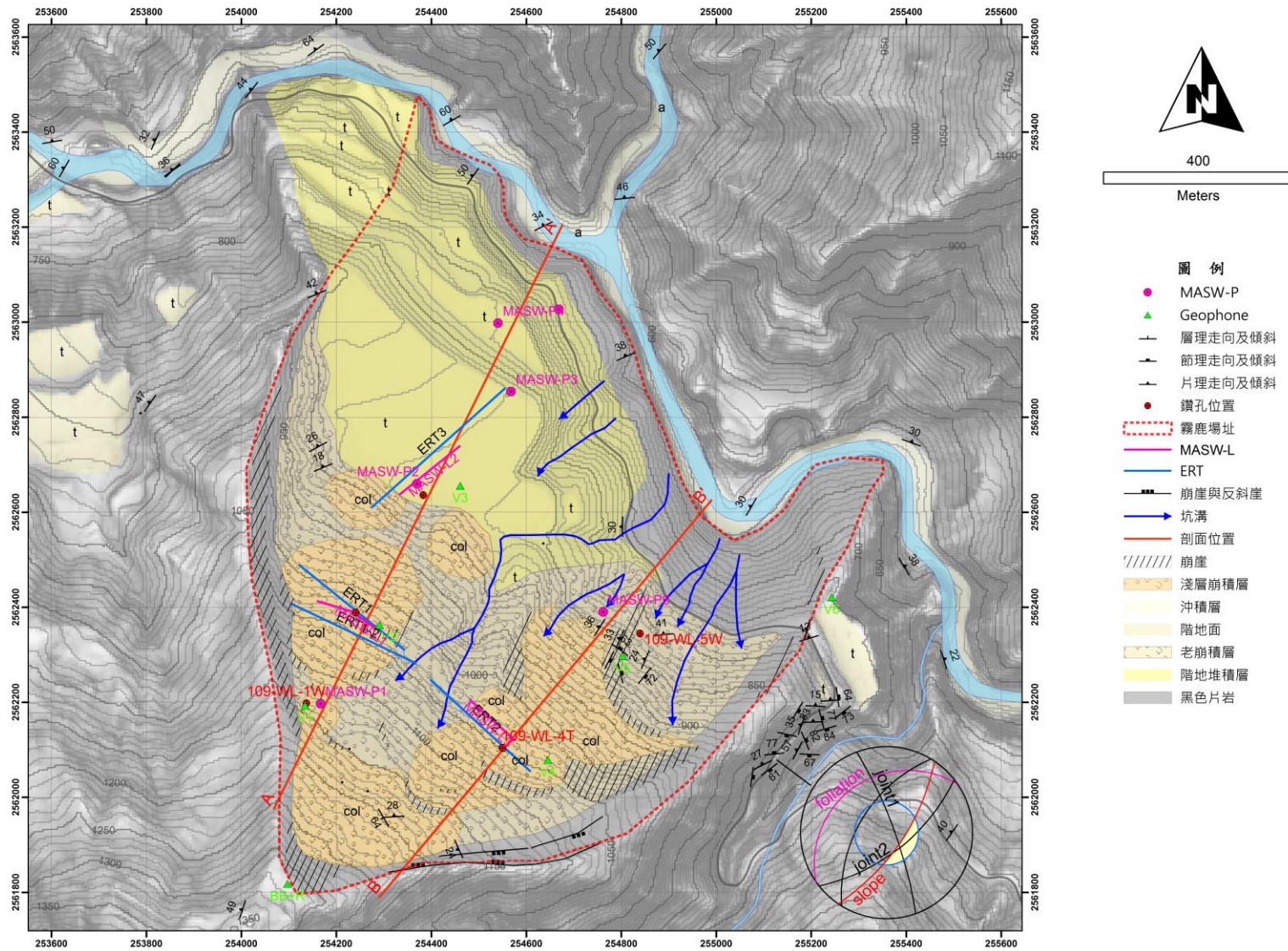


圖 2.2.3-3 霧鹿場址地表地質圖

Figure 2.2.3-3 The surface geologic map of this site

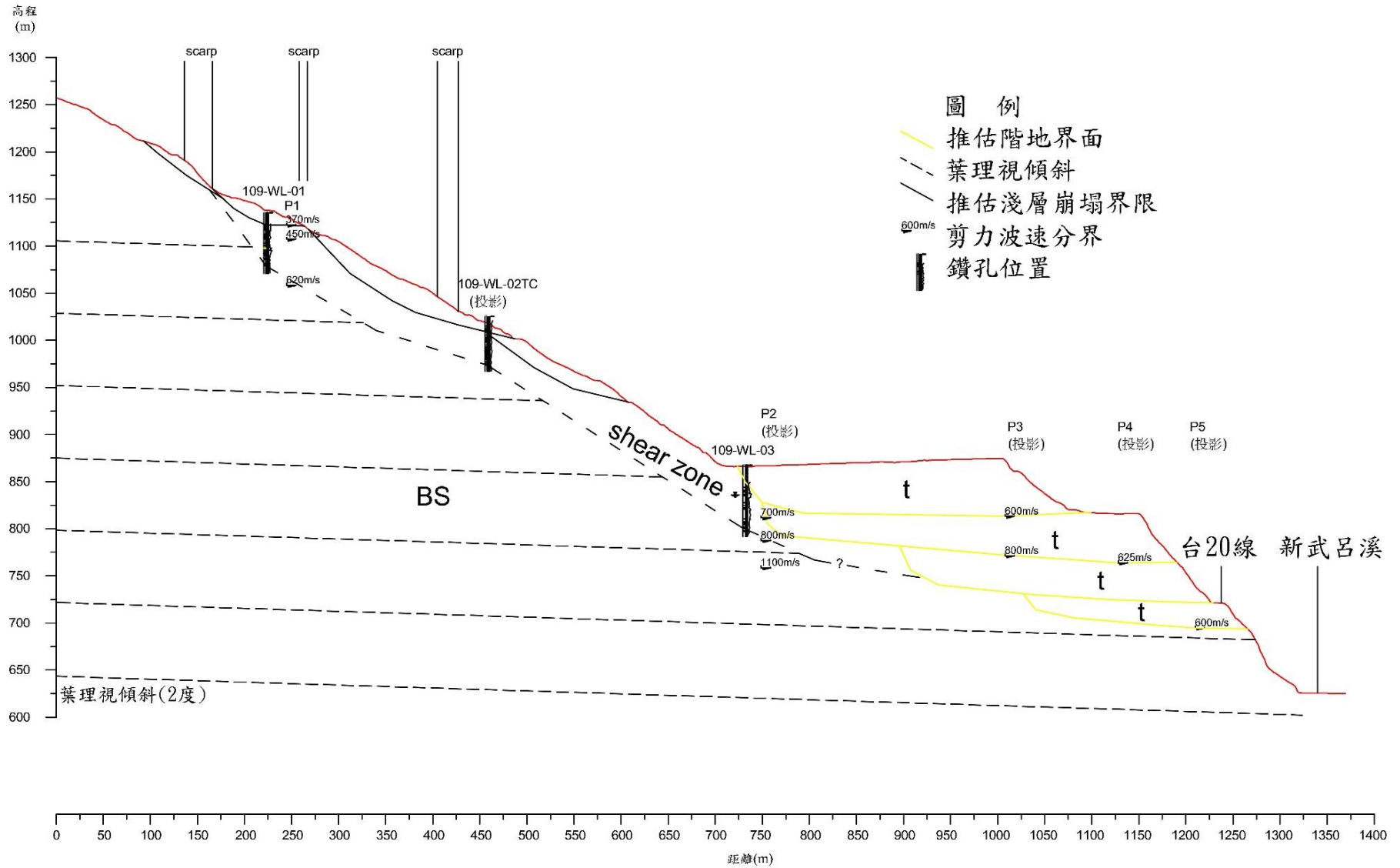


圖 2.2.3-4 霧鹿場址地表地質 AA 剖面圖
 Figure 2.2.3-4 Geological profile of AA at the Wulu site

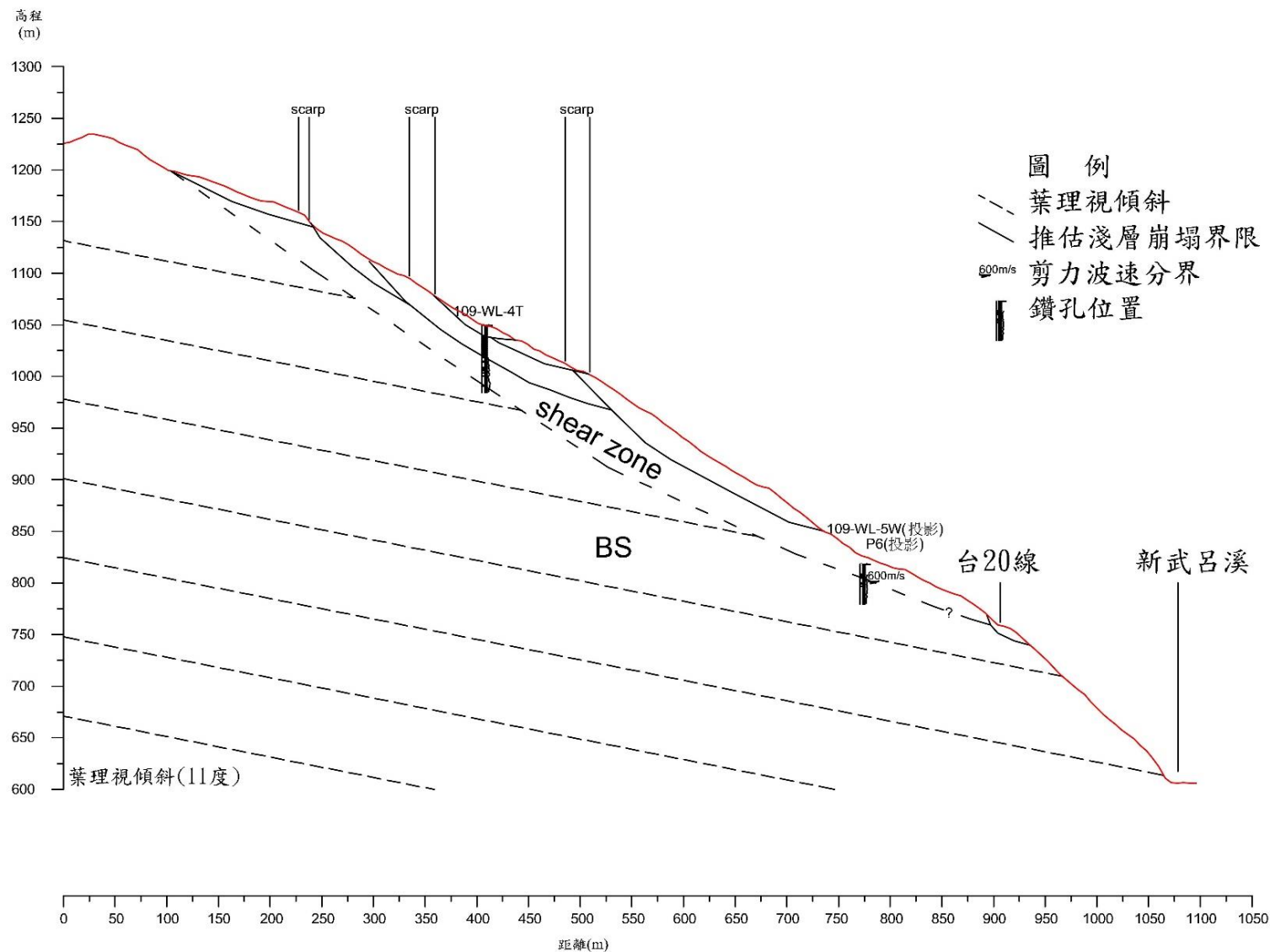


圖 2.2.3-5 霧鹿場址地表地質 BB 剖面圖
 Figure 2.2.3-5 Geological profile of BB at the Wulu site

4. 孔內試驗

本計畫今年度已針對霧鹿場址 109-WL-2TC 及 109-WL-3W 鑽孔進行一系列之水文地質試驗調查，包含 2 孔之(1)孔內攝影調查、(2)孔內電井測調查、(3)孔內地下水流速與流向調查及(4)孔內井徑調查，及 1 孔封塞水力試驗，所獲得的資料除可掌握場址之水力參數及岩層分布外，亦能回饋後續二維及三維水文地質概念模型建立及穩定性評估，各項試驗之調查成果如后。

(1) 孔內攝影調查

本計畫已完成霧鹿場址 109-WL-2TC 及 109-WL-3W 鑽孔的孔內攝影調查，由於本調查範圍上部岩層破碎程度高且多屬於高角度裂隙，導致蓄積地下水不易，而音射式孔內攝影需要地下水做為訊號傳輸的介質，因此在水位面上方之影像係以透過光學式孔內攝影為主，水位面下則以音射式孔內攝影結果為裂隙位態判釋來源，本計畫的實際探測深度如表 2.2.4-1 所示。

表 2.2.4-1 孔內岩體裂隙位態調查範圍

Table 2.2.4-1 The borehole Investigation interval of the fracture attitude

孔號	攝影範圍 (m)	地下水位 (m)	套管深度 (m)	地層掃描深度 (m)
109-WL-2TC	2.5-57.5	35.0	2.0	2.5-57.5
109-WL-3W	2.5-75.0	31.8	2.0	2.5-75.0

本計畫配合鑽探岩芯檢視及岩性描述將影像之不連續面區分為裂隙(Fracture)、片理(schistosity)及剪裂帶(Fracture zone)三類，計算每一條不連續面的位態，同時繪製位態蝌蚪圖、傾向、傾角、破碎帶寬、層面頻率及裂隙頻率隨深度之柱狀圖(由左至右)，109-WL-2TC 及 109-WL-3W 鑽孔的不連續面標註結果分別如圖 2.2.4-1 及圖 2.2.4-2 所示。透過每一條不連續面的標定，可將位態傾向與傾角繪製立體投影分析圖，透過投影圖中之極點分布來決定場址地層不連續面之位態，並分別將傾向及傾角分布以直方圖的型態呈現。109-WL-2TC 鑽孔的位態分析結果如圖 2.2.4-3 所示，可知片理面位態方向較具一致性，其傾向為 291 度、傾角為 52 度，而透過裂隙分析結果可知傾向為 358 度、傾角為 47 度，剪裂帶傾向為 358 度、傾角為 26 度，雖然因地層滑動而呈現較散亂的極點分布，但兩者之傾向仍相當接近，另由整孔不連續面的統計分布可知平均的傾向為 333 度、傾角為 41 度。

109-WL-3W 鑽孔的位態分析結果如圖 2.2.4-4 所示，可知片理面位態亦具有相當的一致性，其傾向為 304 度、傾角為 46 度，與 109-WL-2TC 鑽孔差異不大。而因本孔岩層破碎，因此裂隙及剪裂帶的極點分布亦屬散亂，其中裂隙的傾向為 17 度、傾角 43 度，剪裂帶的傾向為 27 度、傾角為 33 度，而整孔不連續面的統計分布可知平均的傾向為 3 度、傾角為 38 度，茲將兩鑽孔的位態分析結果彙整如表 2.2.4-2 所示。

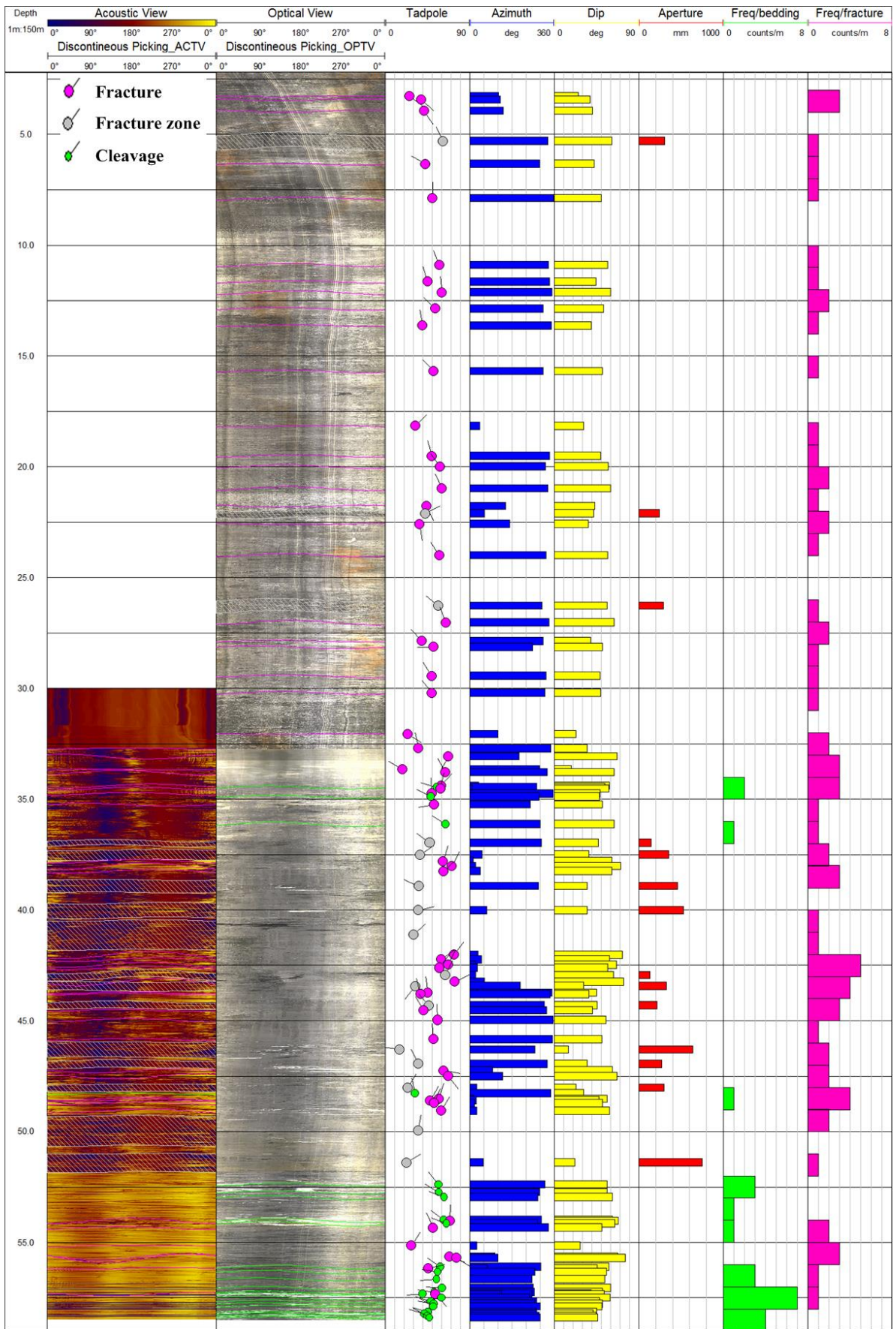


圖 2.2.4-1 109-WL-2TC 鑽孔不連續面位態分布圖

Figure 2.2.4-1 Orientation of the discontinuities intersecting the borehole 109-WL-2TC

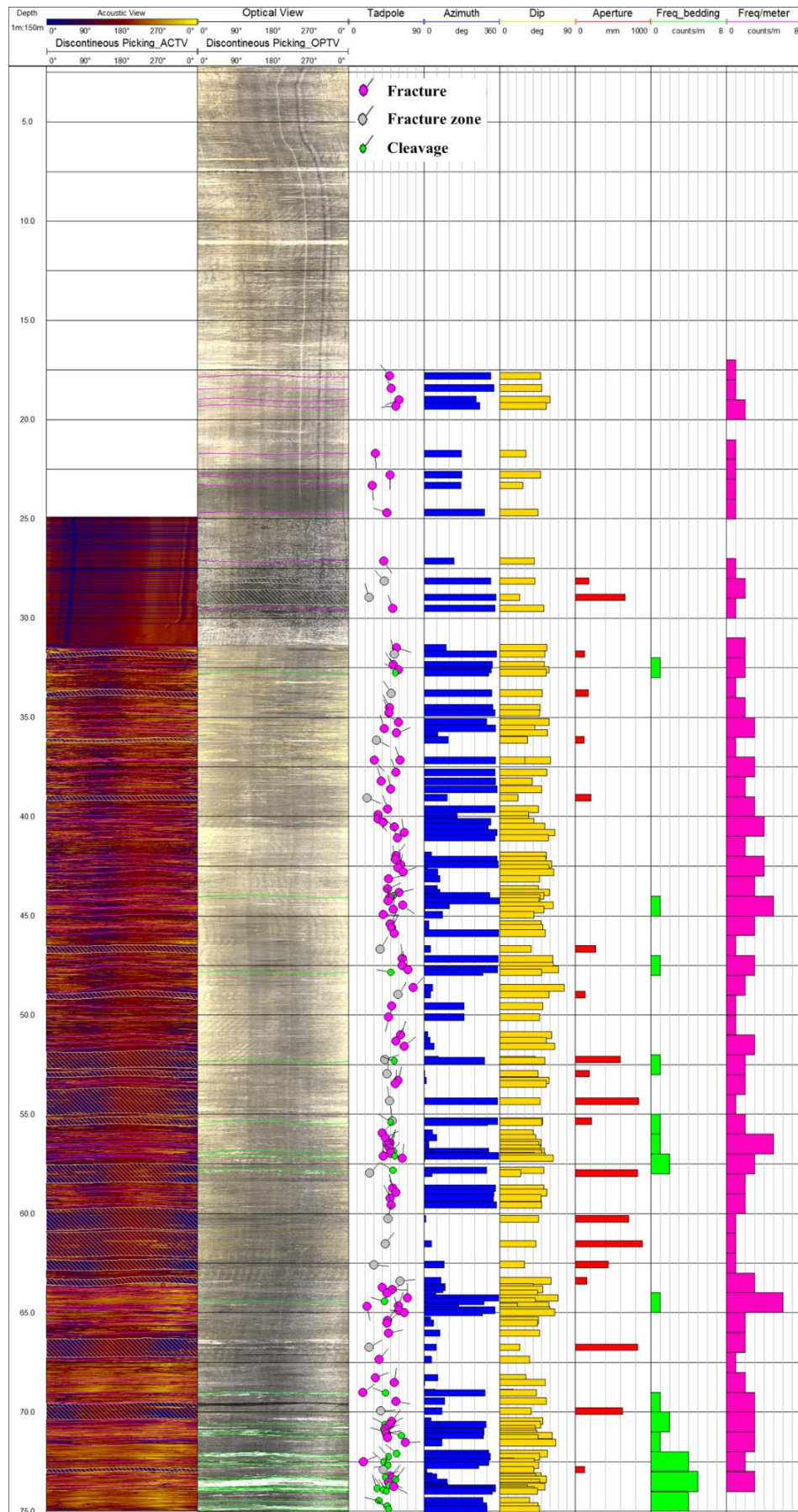


圖 2.2.4-2 109-WL-3W 鑽孔不連續面位態分布圖

Figure 2.2.4-2 Orientation of the discontinuities intersecting the borehole 109-WL-3W

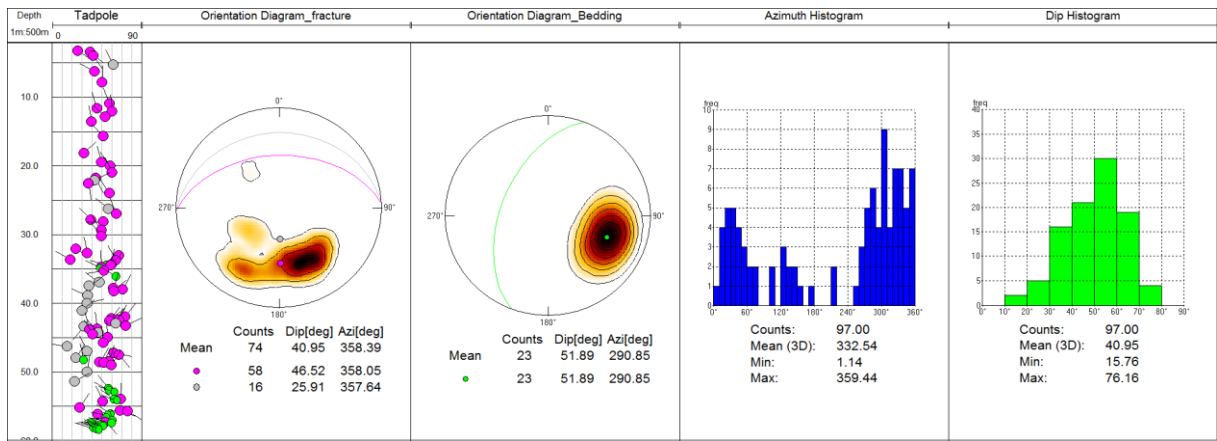


圖 2.2.4-3 109-WL-2TC 鑽孔不連續面位態立體投影圖與統計分析結果
 Figure 2.2.4-3 Stereographic projection analysis of discontinuities and their orientation statistics of borehole 109-WL-2TC

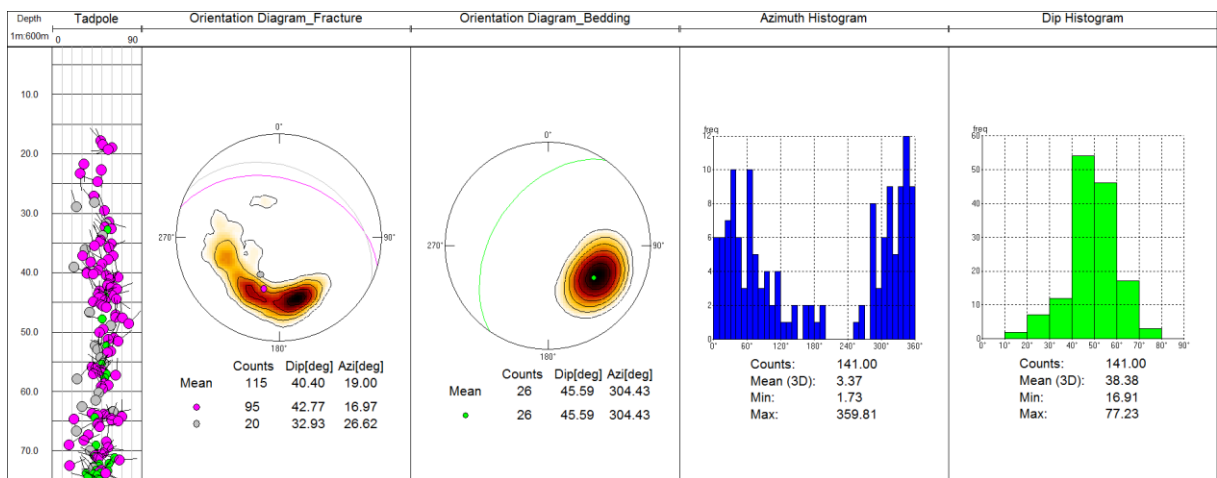


圖 2.2.4-4 109-WL-3W 鑽孔不連續面位態立體投影圖與統計分析結果
 Figure 2.2.4-4 Stereographic projection analysis of discontinuities and their orientation statistics of borehole 109-WL-3W

表 2.2.4-2 孔內岩體裂隙位態調查成果
 Table 2.2.4-2 Investigation results of borehole televiewer logging

孔號	影像分析區段 (m)	不連續面型態	不連續面數量	主控位態 (傾向/傾角)	平均位態 (傾向/傾角)
109-WL-2TC	2.5-57.5	片理	23	N291/52	N333/41
		裂隙	58	N358/47	
		剪裂帶	16	N358/26	
109-WL-3W	2.5-75.0	片理	26	N304/46	N3/38
		裂隙	95	N17/43	
		剪裂帶	20	N27/33	

此外，為提升滑動機制判斷之準確度，本計畫將另加值分析音射式孔內探測儀 (HiRAT) 所側錄之音波反射振幅 (Amplitude) 特徵，藉此岩體結構特徵解析技術模擬鑽孔的井徑變化，可確實掌握各鑽孔岩層結構情形。109-WL-2TC 鑽孔的音波反射

振幅的井徑模擬如圖 2.2.4-5 所示，本孔 30m 以下至 50m 未受套管保護區段之岩層結構強度隨深度由軟弱逐漸趨於強硬，地質材料組成也漸趨扎實完整，50m 以下夾有岩塊，振幅反射強度訊號亦明顯較高。109-WL-3W 鑽孔的音波反射振幅的井徑模擬如圖 2.2.4-6 所示，其振幅反應數值較上部 109-WL-2TC 鑽孔小，本孔 32m 以下至 64m 未受套管保護區段結構強度隨深度之變化呈現由強而弱，64m 以下岩盤結構強度變化劇烈，有明顯剪動後堆疊的狀況。

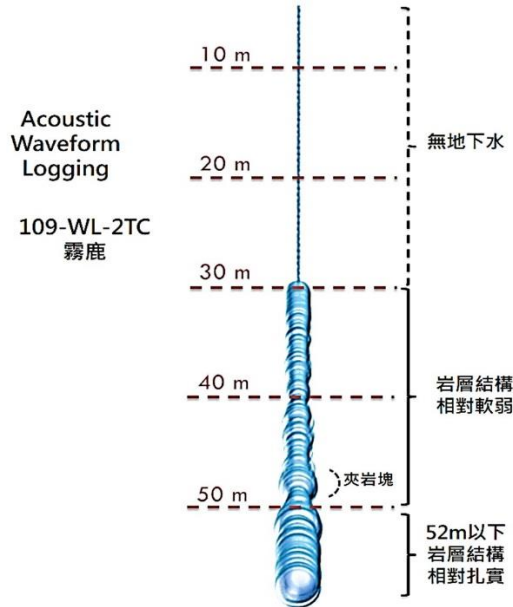


圖 2.2.4-5 109-WL-2TC 鑽孔音波反射振幅的井徑模擬結果

Figure 2.2.4-5 Simulation of 3D borehole image using the reflected sonic amplitude (borehole 109-WL-2TC)

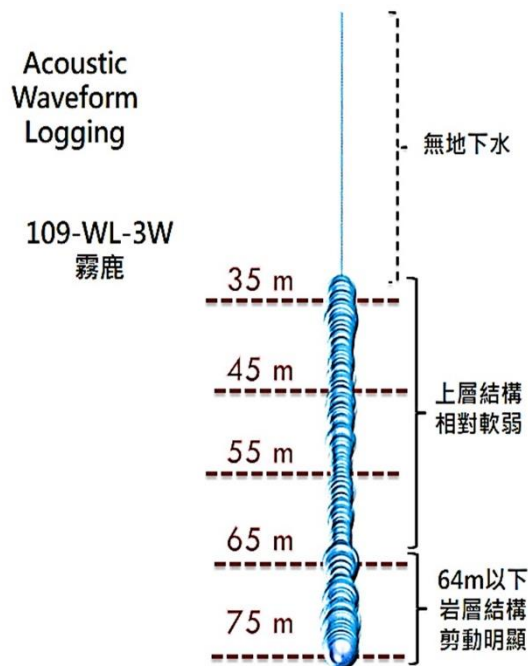


圖 2.2.4-6 109-WL-3W 鑽孔音波反射振幅的井徑模擬結果

Figure 2.2.4-6 Simulation of 3D borehole image using the reflected sonic amplitude (borehole 109-WL-3W)

(2) 孔內電井測調查

孔內電測調查係以地球物理探勘的方式，將各式探測儀置於鑽孔或試驗井中，並在吊放或拉升的過程測錄電阻、自然電位差、放射線強度等來判定地層之特性，其應用早期係以資源探勘為主，近年來，電測也陸續開始投入至地下水、工程地質及岩石力學等相關調查中。本計畫所使用之電測探測儀內含正常態電阻率 (64" 及 16" normal resistivity)、單點電阻(single-point resistance)、自然伽瑪(γ)幅射(natural gamma radiation)、自然電位(spontaneous potential)等，藉由其隨深度變化之探測結果，可用以界定地層岩性、判斷地層滲水或蓄水層位置、推估地層孔隙及其強度等。孔內井測施測資料在地質上之判釋如后。

受限於地下水位深度，109-WL-2TC 鑽孔的電測訊號可解釋範圍為 32.5~57.5 m，其訊號隨深度變化如圖 2.2.4-7 所示，由於自然伽瑪射線訊號不受套管影響，因此可進行整孔的判釋，由訊號反應可知整體偏高，說明地層係以皆以高放射性之片岩或泥質為主，惟訊號呈現明顯之震盪，研判係因岩盤多處破碎夾泥或石英等異質性材料所導致。此現象與電阻反映一致，其在 52m 以上亦具有較大變異性，說明本孔層間夾泥或石英與岩盤本身質地有相當大之差異性，相較之下 52m 以下的電阻訊號趨於一致，說明基岩的岩質夾泥的情況較不顯見。109-WL-3W 鑽孔的電測訊號可解釋範圍為 31~75m，首先由伽瑪訊號可清楚的劃分兩個地層單元，其中在 17.5m 以上訊號偏低，說明上部崩積層組成多以低放射性之砂土或砂岩塊為主，反觀 17.5m 以下進入片岩層後伽瑪訊號顯著提升，且訊號表現與 109-WL-2TC 鑽孔相當，研判片岩層層間多夾剪裂泥或石英等材料。本孔電阻在 40m 以上相對較高，研判區段片岩層的石英含量較高，其後訊號則明顯陡降，惟在 40~67.5m 之片岩層仍受材料異質性影響而呈現較顯著的震盪。

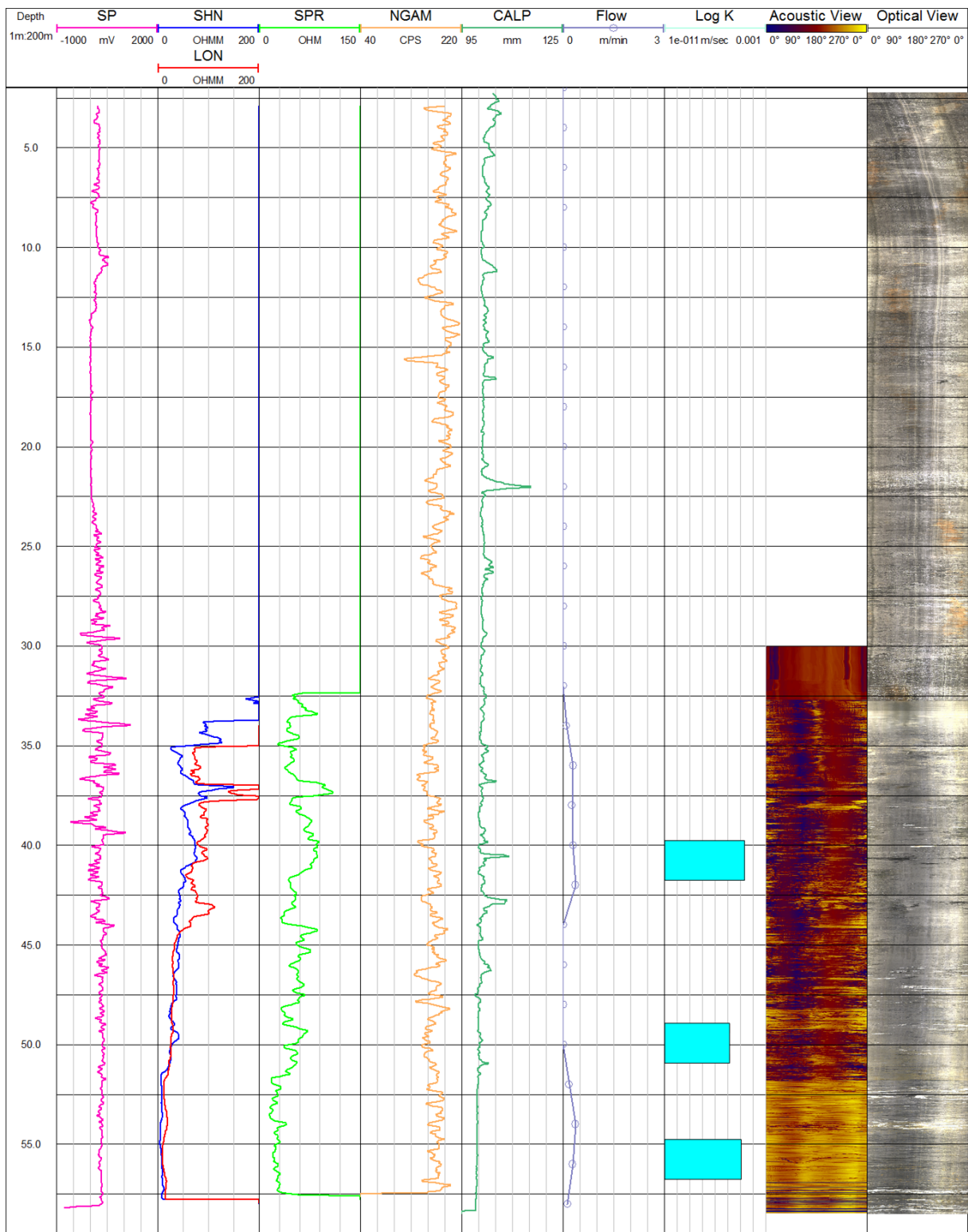


圖 2.2.4-7 109-WL-2TC 鑽孔孔內井測結果
 Figure 2.2.4-7 The integrated logging data of borehole 109-WL-2TC

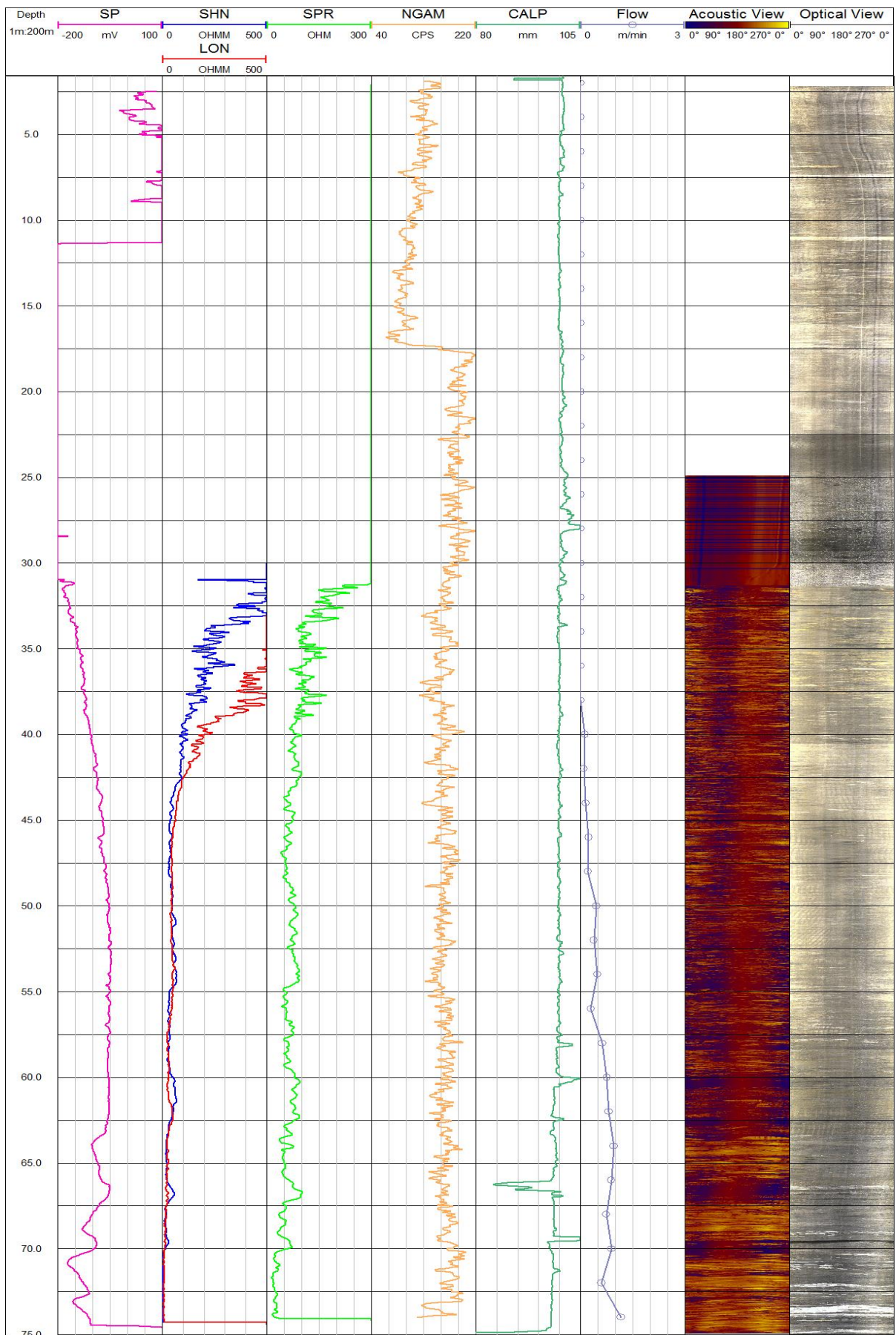


圖 2.2.4-8 109-WL-3W 鑽孔孔內井測結果
 Figure 2.2.4-8 The integrated logging data of borehole 109-WL-3W

(3) 孔內地下水流速與流向調查

109-WL-2TC 鑽孔之地下水流速調查結果如圖 2.2.4-7 所示，可知本孔在孔底可量測到流速，說明在鑽探解壓後因孔底連接到遠方較高水頭，導致含水層中之地下水沿著裂隙通道流入孔內，其後在 50m 剪裂帶與岩層介面則因連接到遠方低水頭流出。另在 44m 剪裂帶偵測到第二個補注水頭，導致流速小幅增加，直至水位面附近才完全流出井外。109-WL-3W 鑽孔之地下水流速調查結果如圖 2.2.4-8 所示，其孔底在鑽探解壓後亦因裂隙連接到遠方高水頭湧入而量測到流速，其後可觀測到流速變化不大，僅呈現小幅降低之趨勢，相對較明顯的流動區段為 50m 及 56m，皆因連接到遠端低水頭而導致地下水自此通道流出孔外，惟其流動潛勢不大，僅呈現小幅度的流速變化。由整體流速調查結果可知，本崩塌地地層破碎且夾雜厚度不一的剪裂帶，在多個水頭的作用下呈現較複雜的地下水流動，雖然流動潛勢不大，但這些滲流路徑在豪雨期間對崩塌地的穩定性不容忽視，因此後續水位監測應持續關注。

(4) 孔內井徑調查

井徑探測係利用探測儀上之彈簧臂在孔內拉升的過程連續記錄井孔的直徑。一般而言，固結岩層因膠結良好、岩盤完整，故井徑井測通常呈現平緩且一致的結果，其測錄值與鑽孔尺寸相當；反之，於未固結或破碎岩盤測錄時，則多有井徑擴大之情形，因此井徑資料可作為岩層破碎程度判釋之依據。109-WL-2TC 鑽孔井徑的測錄結果如圖 2.2.4-7 所示，顯示在 52m 以上片岩層井徑震盪較為劇烈，說明區段片岩層破碎且富含質地軟弱的剪裂泥，相形之下 52m 以下井徑變化較不顯著，說明進入基岩後岩盤趨於完整緻密，鮮少有明顯開口裂隙或剪裂帶之情形，此現象與音波反射振幅結果一致。109-WL-3W 鑽孔井徑調查結果如圖 2.2.4-8 所示，本孔在 67m 的訊號亦呈顯明顯的震盪，亦說明了片岩岩體破碎且多處剪裂，反觀在 67m 以下井徑震盪有收斂之情形，區段已漸變至屬於緻密完整的基岩型態。

(5) 封塞水力試驗

根據現地岩芯描述可知 109-WL-2TC 鑽孔自深度 52 m 以上為破碎片岩層，且多有剪裂帶，其下岩盤深度 52~58.8m 為較完整之片岩層。現地首先搭配井測試驗結果在破碎片岩層進行 40~41.5m 及 49.2~50.7m 兩組雙封塞試驗，皆能以定水頭注水的方式進行觀測，試驗估算結果可知兩區段透水係數為 10^{-5} ~ 10^{-6} m/s 數量級。其後在 55~56.5m 之片岩基盤進行一組雙封塞試驗，估算之透水係數為 10^{-5} m/s 數量級，三個區段皆具有較佳之透水性。現地亦嘗試自深度 33m 與 52.2 m 至孔底進行兩組單封塞試驗，來觀察本孔大範圍區段之透水潛能，透水係數經估算可知整體岩盤(地下水位面 33m 至孔底)的透水係數為 10^{-6} m/s 數量級，而下部片岩基盤(52.2m 至孔底)的透水係數亦為 10^{-6} m/s 數量級，說明本孔無論是大範圍或特定區段的岩盤均具有較高之透水潛能。

表 2.2.4-3 109-WL-2TC 鑽孔水力試驗結果
Table 2.2.4-3 Results of packer hydraulic test (borehole 109-WL-2TC)

試驗區段	封塞方式	試驗長度	試驗方法	理論模式	含水層型態	透水係數	比蓄水係數
40.0-41.5	雙封塞	1.5	注水	Barker	Confined	1.8×10^{-5}	1×10^{-6}
49.2-50.7	雙封塞	1.5	注水	Barker	Confined	1.5×10^{-6}	1×10^{-6}
55.0-56.5	雙封塞	1.5	注水	Barker	Confined	1.2×10^{-5}	1×10^{-6}
33.0-58.8	單封塞	25.8	注水	Barker	Confined	5.1×10^{-6}	1×10^{-6}
52.2-58.8	單封塞	6.6	注水	Barker	Confined	2.4×10^{-6}	1×10^{-6}

(6) 孔內水文地質調查綜合成果判釋

為掌握崩塌地地層的水文地質資訊，本計畫整合一系列的水文地質調查成果，主要先藉由孔內攝影、電測及井徑測錄來界定地層岩性及破碎程度，其後利用流速儀及溫度導電度來推估地層的滲透性、裂隙連通性及主要地下水補注或流出位置，彙整試驗成果可用以規劃封塞水力試驗區段並求取該區段的水力參數。

由孔內攝影及井徑的調查結果顯示，109-WL-2TC 鑽孔在 52m 以上的片岩層較為破碎且剪裂帶充斥，相形之下 52~58m 下部片岩基盤則較完整。109-WL-3W 鑽孔在 67m 以上的岩盤亦屬破碎夾剪裂泥的型態，直至深層 67m 以下基岩才趨於完整。此外，聲波反射振幅顯示兩鑽孔岩層結構強度隨深度由軟弱逐漸趨於強硬，地質材料組成也漸趨扎實完整，另由電測的結果可知兩鑽孔伽瑪射線及電阻訊號皆未呈顯大幅偏移，岩性皆以高放射性之片岩或泥質為主，惟訊號呈現明顯之震盪，研判係因岩盤多處破碎夾泥或石英等異質性材料所導致。此外，兩鑽孔進入基岩後訊號趨於穩定，說明區段以岩質純淨之片岩為主。因此綜觀孔內攝影、井徑及電測的結果可知兩鑽孔在基岩以上的滑動潛勢不容忽視。

由流速調查結果可知本場址地層破碎，在多個水頭的作用下產生複雜的地下水流動系統，部分區段因連接到遠端水頭而導致地下水自此通道產生流動，雖然流動潛勢不大，但這些滲流路徑在豪雨期間對崩塌地的穩定性仍值得持續關注。最後透過水力試驗調查結果可知，本場址岩層破碎，裂隙通道具較佳之透水潛能，無論是大範圍或特定區段岩盤之透水係數介於 10^{-5} m/s~ 10^{-6} m/s 數量級。

5. 地電阻剖面法

本計畫總共完成了 3 條地電阻影像剖面法成果，總長度超過 1,000 公尺以上(圖 2.1.4-3)，相關測線資訊如表 2.2.5-1 所示：因為 109-WL-ERT-01 受現地干擾施測成果不佳，所以本團隊修正位置重新佈設位置編號為 109-WL-ERT-01-1。

表 2.2.5-1 地電阻影像面法測線資訊
Table 2.2.5-1 ERT survey line information

測線名稱	方向	長度	起始坐標	結束坐標
109-WL-ERT-01	西北東南	300 公尺	121.04025° 23.164411°	121.042433° 23.16278°
109-WL-ERT-01-2	西北東南	315 公尺	121.0400944° 23.1636686°	121.04266° 23.16253°
109-WL-ERT-02	西北東南	300 公尺	121.042946° 23.162234°	121.045019° 23.160474°
109-WL-ERT-03	西南東北	400 公尺	121.041735° 23.165488°	121.0445° 23.167767°

109-WL-ERT-01 施測成果如下：

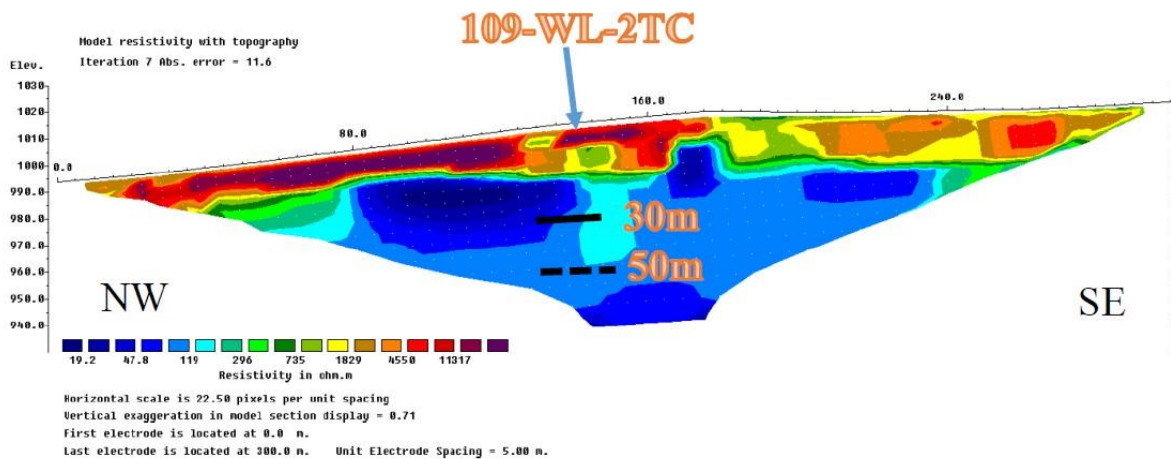


圖 2.2.5-1 109-WL-ERT-01 WennerShlumberger 電極排列法結果

Figure 2.2.5-1 Resistivity tomography based on the WennerShlumberger method (109-WL-ERT-01)

109-WL-ERT-01 施測位置位於測區上邊坡西南隅，測線由西北向東南施測，總測線長度分為 300 公尺，電極間距 5 公尺，圖 2.2.5-1 為 ERT-1 WennerShlumberger 電極排列法結果。109-WL-2TC 井位投影至測線位置為測線水平距離 140 公尺左右。整體電阻率分布分為兩部分，一為淺層相對高電阻率區域，大致上電阻率都高於 600 ohm-m 以上，而另一部分則為冷色系相對低電阻率分布，大致電阻率為 200 ohm-m 以下。根據可信度分析結果下方冷色系電阻率應該是刪點後內插結果，無法真實分辨地下電性地層分布。推測應與人工構造物有關，所以本團隊再選擇一相對雜訊小的地方重新施測測線編號為 109-WL-ERT-01-2。

109-WL-ERT-01-2 施測成果如下:

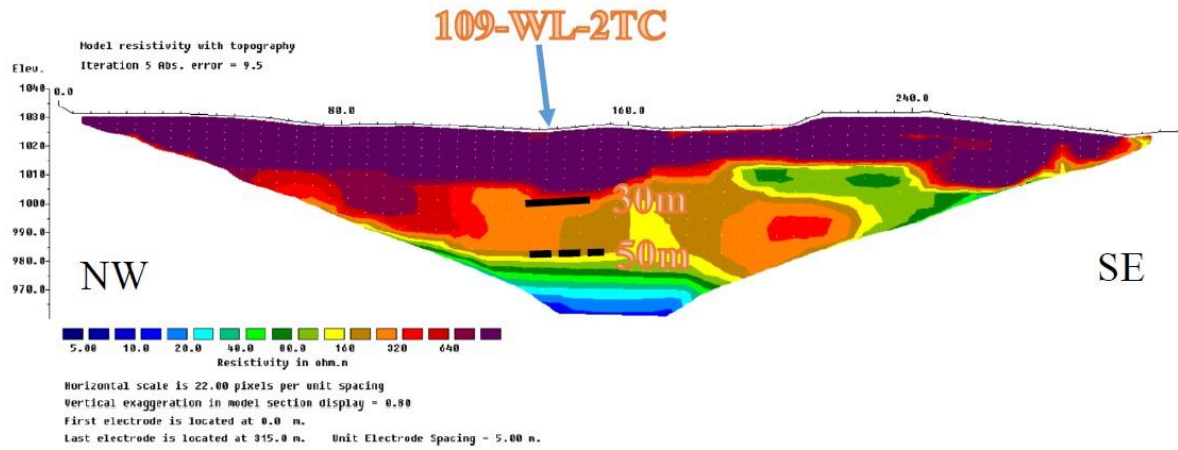


圖 2.2.5-2 109-WL-ERT-1-2 WennerShlumberger 電極排列法結果

Figure 2.2.5-2 Resistivity tomography based on the WennerShlumberger method (109-WL-ERT-1-2)

109-WL-ERT-01-2 施測位置位於測區上邊坡西南隅，測線由西北向東南施測，總測線長度分為 315 公尺，電極間距 5 公尺，圖 2.2.5-2 為 109-WL-ERT-01-2 WennerShlumberger 電極排列法結果，增加此測線原因是 ERT-1 施測品質略差。109-WL-2TC 井位投影至測線位置為測線水平距離 140 公尺左右。整體電阻率分布分為兩部分，一為淺層相對高電阻率區域，大致上電阻率都高於 600 ohm-m 以上，而另一部分則為冷色系相對低電阻率分布，大致電阻率為 200 ohm-m 以下。根據岩芯初步判釋 0-3.1 公尺 崩積土、3.1-51.53 公尺剪裂帶與 51.53-58.0 公尺為黑色片岩（岩盤）與電性地層成果相當吻合，電性地層於 50 公尺左右出現一明顯邊界，推測應與地下水有關，根據 109-WL-2TC 地下水觀測結果知完工地下水位面大致落在 26 公尺左右。所以本測線 0-50 公尺內電性地層連續只有乾燥與濕潤差異，並無崩積層般凌亂分布，超過 40 公尺電阻率明顯下降至 50 ohm-m 以下，推估有可能為石墨化作用造成低電阻值。一般石墨化條件為快速剪動行為造成的高溫高壓環境。觀察霧鹿場址有可能的剪動環境可能為剪裂帶(shear zone;圖 2.2.3-4)的錯動有機會造成石墨化，但是目前尚無其他證據可以支持石墨化行為。

109- WL -ERT-2 施測成果如下:

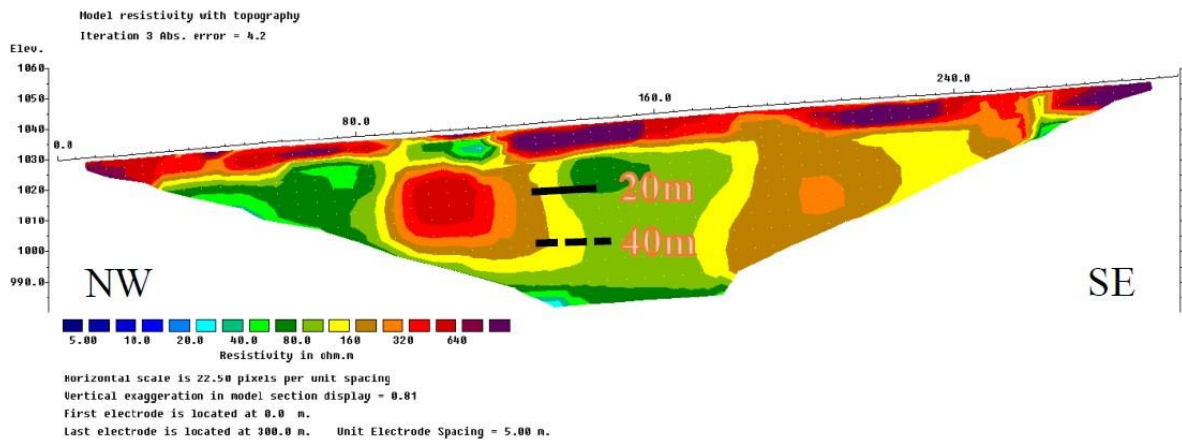


圖 2.2.5-3 109-WL-ERT-02 WennerShlumberger 電極排列法結果

Figure 2.2.5-3 Resistivity tomography based on the WennerShlumberger method (109-WL-ERT-02)

109-WL-ERT-02 施測位置位於測區上邊坡東南隅，測線由西北向東南施測，總測線長度分為 300 公尺，電極間距 5 公尺，圖 2.2.5-3 為 109-WL-ERT-2 WennerShlumberger 電極排列法結果。整體電阻率分布分為兩部分，一為淺層相對高電阻率區域，大致上電阻率都高於 300 ohm-m 以上，而另一部分則為冷色系相對低電阻率分布，大致電阻率為 160 ohm-m 以下。推測此處地層材料主要為黑色片岩為主，淺層超過 600 ohm-m 以上推測應與崩積層有關，深度大約 10-30 公尺左右，如虛線所示。地質鑽探 109-WL-4T 位置大略在 100 公尺附近，很清楚此處剛好出現高電阻包，而且深度大致落在 30 公尺左右，與岩芯判釋吻合，而且此處岩芯多有剪裂夾泥現象產生，所以造成高電阻率分布不平均，而 30 公尺以下隨著深度變深電阻率有下降趨勢，推估應與進入片岩區有關。大致上良好的片岩推估深度超過 60 公尺，30-60 公尺片岩電阻率高起伏並不連續，應與破碎滑後岩體混雜造成電阻率不連續現象。超過 60 公尺電阻率明顯下降至 40 ohm-m 以下，亦可能與剪裂帶中的片岩石墨化有關。

109-WL-ERT-03 施測成果如下:

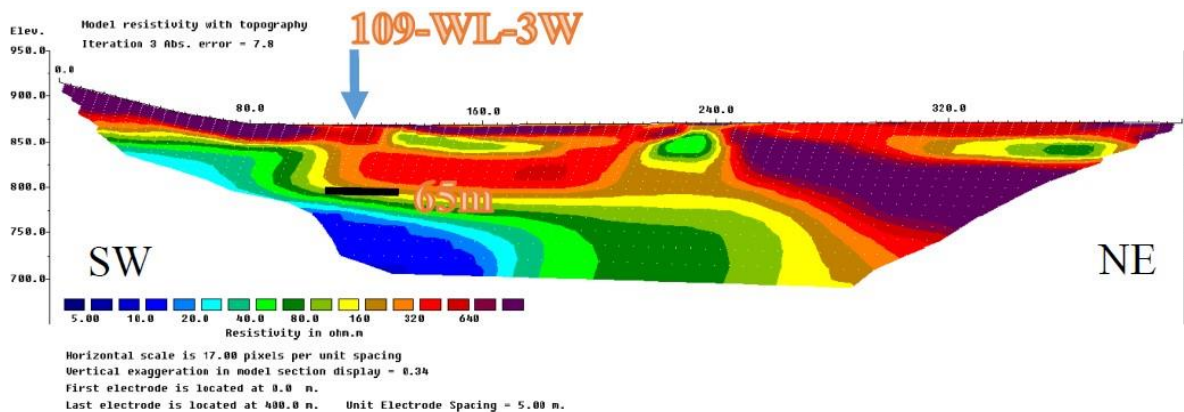


圖 2.2.5-4 109-WL-ERT-03 Pole-Pole 電極排列法結果

Figure 2.2.5-4 Resistivity tomography based on the Pole-Pole method (109- WL-ERT-03)

109-WL-ERT-03 施測位置位於測區主要斷面上，測線由西南向東北施測，總測線長度分為 400 公尺，電極間距 5 公尺，圖 2.2.5-4 為 109-WL-ERT-03 之 pole-pole 電極排列法結果，為什麼選取 pole-pole 排列法原因是 WennerShlumberger 電極排列法結果受到干擾非常大，資料品質差，經過率定後呈過深度太淺，所以決定採要資料品質相對好且深度較深的 pole-pole 排列法成果。整體電阻率分布分為兩部分，一為淺層相對高電阻率區域，大致上電阻率都高於 200 ohm-m 以上，而另一部分則為冷色系相對低電阻率分布，大致電阻率為 200 ohm-m 以下。而高電阻率區域隨著越往測線尾段有變厚的趨勢。很明顯於深度 60 公尺處出現一電阻率邊界，根據鑽探結果 56-64 公尺處推測為黑色片岩岩盤位置與電阻率剖面法成果吻合。圖中黑色虛線推估為階地堆積層與黑色片岩剪裂帶所造成之高電阻率邊界。深部(> 60 公尺)低電阻特徵與其他電阻剖面一樣可能受到石墨化作用。

成果綜合陳述：

- A. 109-WL-2TC 鑽孔的電測訊號說明地層係以高放射性之片岩或泥質為主，其在深度 52 m 以上具有較大變異性，在參考孔內攝影及井徑的調查結果，109-WL-2TC 鑽孔在 52m 以上的片岩層較為破碎且剪裂帶充斥(電阻率剖面電阻率分布較為凌亂)，相比之下 52-58 m 下部片岩基盤則較完整此現象與電阻率剖面反映一致也與鑽探成果吻合，岩芯深度在 51.53 公尺以下之地層相對完整。109-WL-ERT-01-2 淺部 0-30 公尺呈現相對高電阻率現象與地下水位有關，因為地下水位大致落在 30 公尺左右，所以在地下水位以上地層呈現相對乾燥，具有高電阻率現象。
- B. 109-WL-3W 鑽孔的電測訊號首先由伽瑪訊號可清楚的劃分兩個地層單元，其中在 17.5m 以上訊號偏低，說明上部崩積層組成多以低放射性之砂土或砂岩塊為主，反觀 17.5m 以下進入片岩層後伽瑪訊號顯著提升，且訊號表現與 109-WL-2TC 鑽孔相當，也與 109-WL-ERT-03 成果吻合淺部呈現相對顆粒較大之高電阻率材料組成。由孔內攝影及井徑的調查結果顯示，109-WL-3W 鑽孔在 67 m 以上的岩盤亦屬破碎夾剪裂泥的型態，直至深層 67 m 以下基岩才趨於完整。此外，聲波反射振幅顯示兩鑽孔岩層結構強度隨深度由軟弱逐漸趨於強硬，地質材料組成也漸趨扎實完整，另由電測的結果可知兩鑽孔伽瑪射線及電阻訊號皆未呈顯大幅偏移，岩性皆以高放射性之片岩或泥質為主。109-WL-ERT-03 成果很明顯於深度 60 公尺處出現一電阻率邊界，根據鑽探結果 56-64 公尺處推測為黑色片岩岩盤位置與電阻率剖面法成果吻合。
- C. 三條電阻率剖面均由有一現象:超過 60 公尺電阻率非常明顯下降至 40 ohm-m 以下，而此低電阻率現象於孔內電測也呈現相同線現象，所以排除與地電阻影像波剖面法於反演時造成深度效應有關，推估有可能為現地材料片岩出現石墨化現象所造成低電阻率形貌。

6. 主動/被動表面波震測法

(1) MASW-P

本工作採用 Matlab 撰寫之程式進行主被動表面波震測頻散曲線分析，而後將獲得之頻散取線採用美國 Kansas Geology 所開發之 Surfseis 3.6 進行剪力波速剖面的反算，反算之剪力波速剖面再搭配自行採用 Matlab 撰寫之程式進行單站頻譜法主頻率分析後估計地層介面深度。MASW-P1 成果如圖 2.2.6-1 所示，單站頻譜法之結果如圖 2.2.6-1a 所示，其主頻率為 8.48Hz，但在此更低頻處，分別有 1.68Hz 與 3.9Hz 兩處呈現明顯的放大頻率。根據此處所進行之主被動表面波震測，其組成之頻散曲線如圖 2.2.6-1b 所示，10Hz 以下為被動表面波震測資料，10Hz 以上為主動表面波震測資料。將此頻散曲線進行剪力波速反算成果如圖 2.2.6-1c 所示，剪力波速由地表的 200m/s 隨著深度增加漸次提升，到地表下 70 公尺剪力波速到達 600m/s 以上。採用此剪力波速剖面進行平均剪力波速的計算，由單站頻譜法之放大頻率估計地表下地層介面深度有 9m, 24m 以及 73m 三處。比對剪力波速剖面，9m 介面反映的是地層剪力波速由 200m/s 提升之 400m/s 的介面，而 24m 介面反映的是地層剪力波速由 400m/s 提升至 600m/s 的介面，而 73m 的介面由於已是位於本處調查的半無限域的深度，靈敏度較為不足，由剪力波速剖面並無法看出特別的剪力波速差異存在，但比對 MASW-P2 以及 MASW-L1 之結果，此深度所反映的極可能是地層剪力波速由 600m/s 提升至 800m/s 的介面。

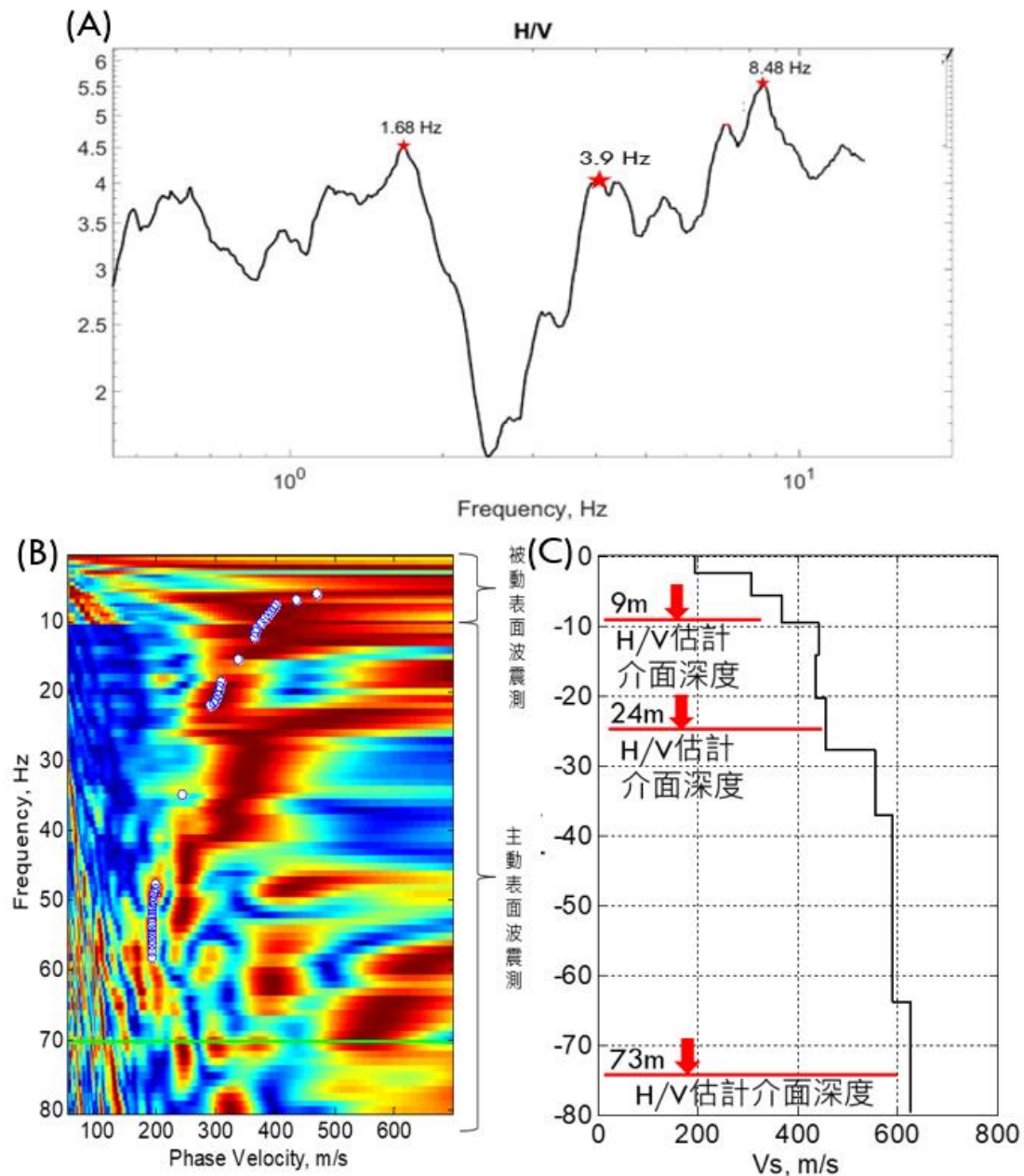


圖 2.2.6-1 MASW-P1 分析成果

Figure 2.2.6-1 Analysis results of MASW-P1

(A)被動式震測(H/V)成果 (B)主動與被動式頻散曲線成果 (C) 深度-剪力波速與 H/V 綜合判釋

(A) H/V spectrum (B) combined dispersion curve from active and passive surface wave method (C) shear wave velocity profile with interface depth estimations

MASW-P2 成果如圖 2.2.6-2 所示，單站頻譜法之結果如圖 2.2.6-2a 所示，其主頻率為 1.51Hz，但在此略高頻處，分別有 1.83Hz 與 2.37Hz 兩處呈現明顯的放大頻率。根據此處所進行之主被動表面波震測，其組成之頻散曲線如圖 2.2.6-2b 所示，14Hz 以下為被動表面波震測資料，14Hz 以上為主動表面波震測資料。將此頻散曲線進行剪力波速反算成果如圖 2.2.6-2c 所示，剪力波速由地表的 200m/s 隨著深度增加漸次提升，到地表下 100 公尺剪力波速到達 1100m/s 以上。採用此剪力波速剖

面進行平均剪力波速的計算，由單站頻譜法之放大頻率估計地表下地層介面深度有 56m, 80m 以及 109m 三處。比對剪力波速剖面，56m 介面反映的是地層剪力波速由 600m/s 提升至 800m/s 的介面，而 80m 介面反映的是地層剪力波速由 800m/s 提升至 1100m/s 的介面，而 109m 的介面由於已是位於本處調查的半無限域的深度，靈敏度較為不足，由剪力波速剖面並無法看出特別的剪力波速差異存在。

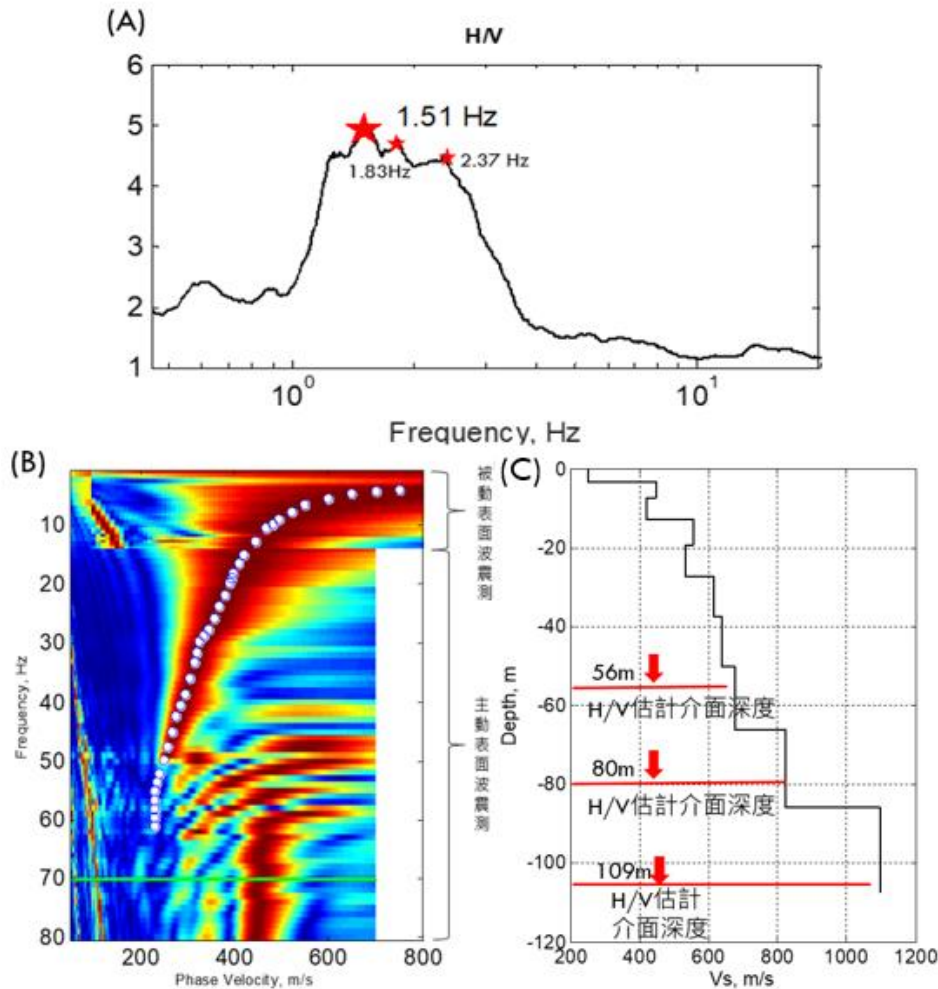


圖 2.2.6-2 MASW-P2 分析成果

(A)被動式震測(H/V)成果 (B)主動與被動式頻散曲線成果 (C) 深度-剪力波速與 H/V 綜合判釋

MASW-P3 成果如圖 2.2.6-3 所示，單站頻譜法之結果如圖 2.2.6-3a 所示，其主頻率為 2.1Hz，但在此略低頻 1.39Hz 的放大量與主頻率十分接近。根據此處所進行之主被動表面波震測，其組成之頻散曲線如圖 2.2.6-3b 所示，17Hz 以下為被動表面波震測資料，17Hz 以上為主動表面波震測資料。將此頻散曲線進行剪力波速反算成果如圖 2.2.6-3c 所示，剪力波速由地表的 300m/s 隨著深度增加漸次提升，到地表下 100 公尺剪力波速到達 800m/s 以上。採用此剪力波速剖面進行平均剪力波速的計算，由單站頻譜法之放大頻率估計地表下地層介面深度有 56m, 以及 98m 二處。比對剪力波速剖面，56m 介面反映的是地層剪力波速由 400m/s 提升至 600m/s 的介面，而 98m 介面反映的是地層剪力波速由 600m/s 提升至 800m/s 的介面。

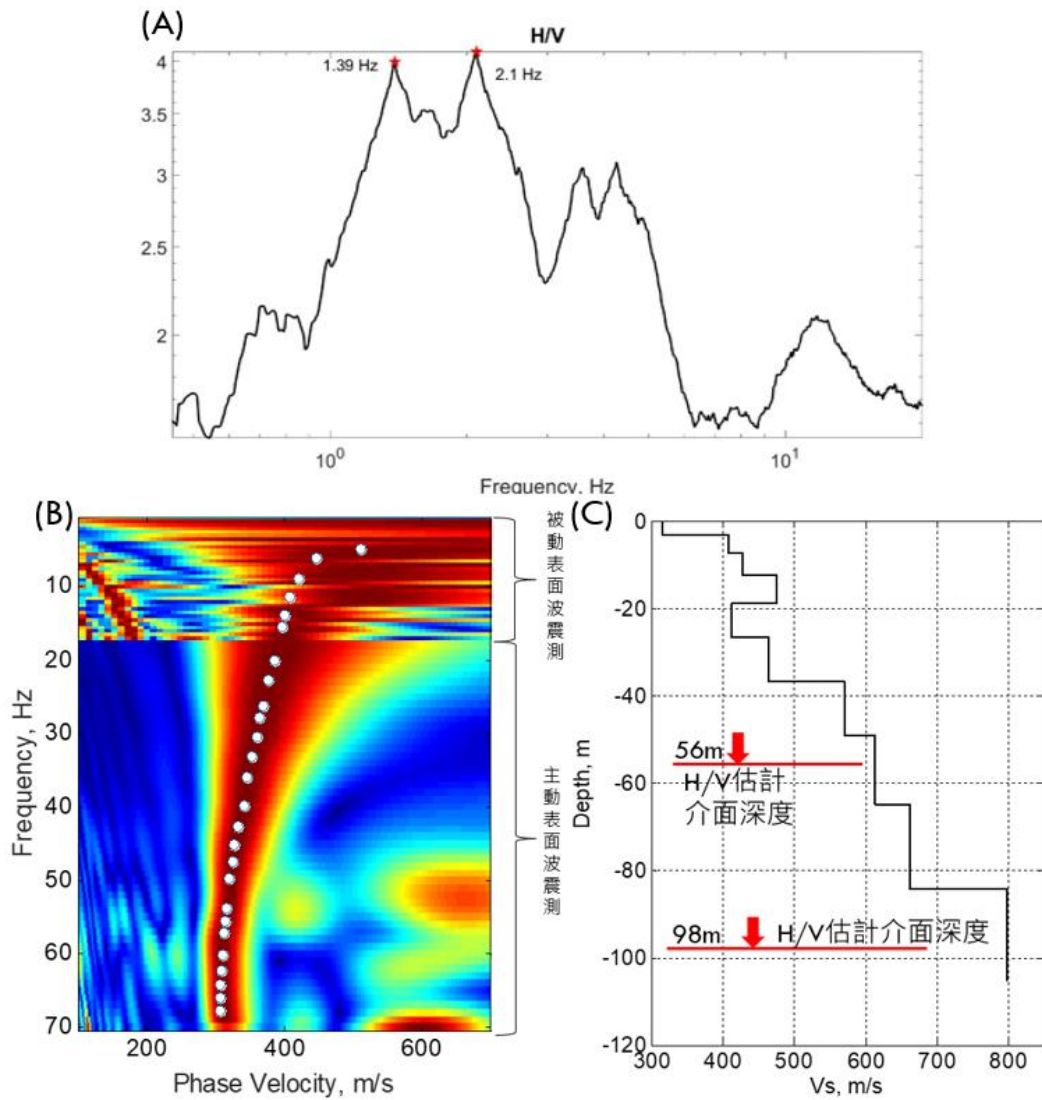


圖 2.2.6-3 MASW-P3 分析成果

(A)被動式震測(H/V)成果 (B)主動與被動式頻散曲線成果 (C) 深度-剪力波速與 H/V 綜合判釋

MASW-P4 成果如圖 2.2.6-4 所示，單站頻譜法之結果如圖 2.2.6-4a 所示，其主頻率為 1.67Hz，略高頻處有一明顯之 2.34Hz 的另一頻率。根據此處所進行之主被動表面波震測，其組成之頻散曲線如圖 2.2.6-4b 所示，20Hz 以下為被動表面波震測資料，20Hz 以上為主動表面波震測資料。將此頻散曲線進行剪力波速反算成果如圖 2.2.6-4c 所示，剪力波速由地表的 200m/s 隨著深度增加漸次提升，到地表下 70 公尺剪力波速到達 800m/s 以上。採用此剪力波速剖面進行平均剪力波速的計算，由單站頻譜法之放大頻率估計地表下地層介面深度有 56m, 以及 88m 二處。比對剪力波速剖面，56m 介面反映的是地層剪力波速由 600m/s 提升至 800m/s 的介面，而 88m 的介面由於已是位於本處調查的半無限域的深度，由剪力波速剖面並無法看出特別的剪力波速差異存在。

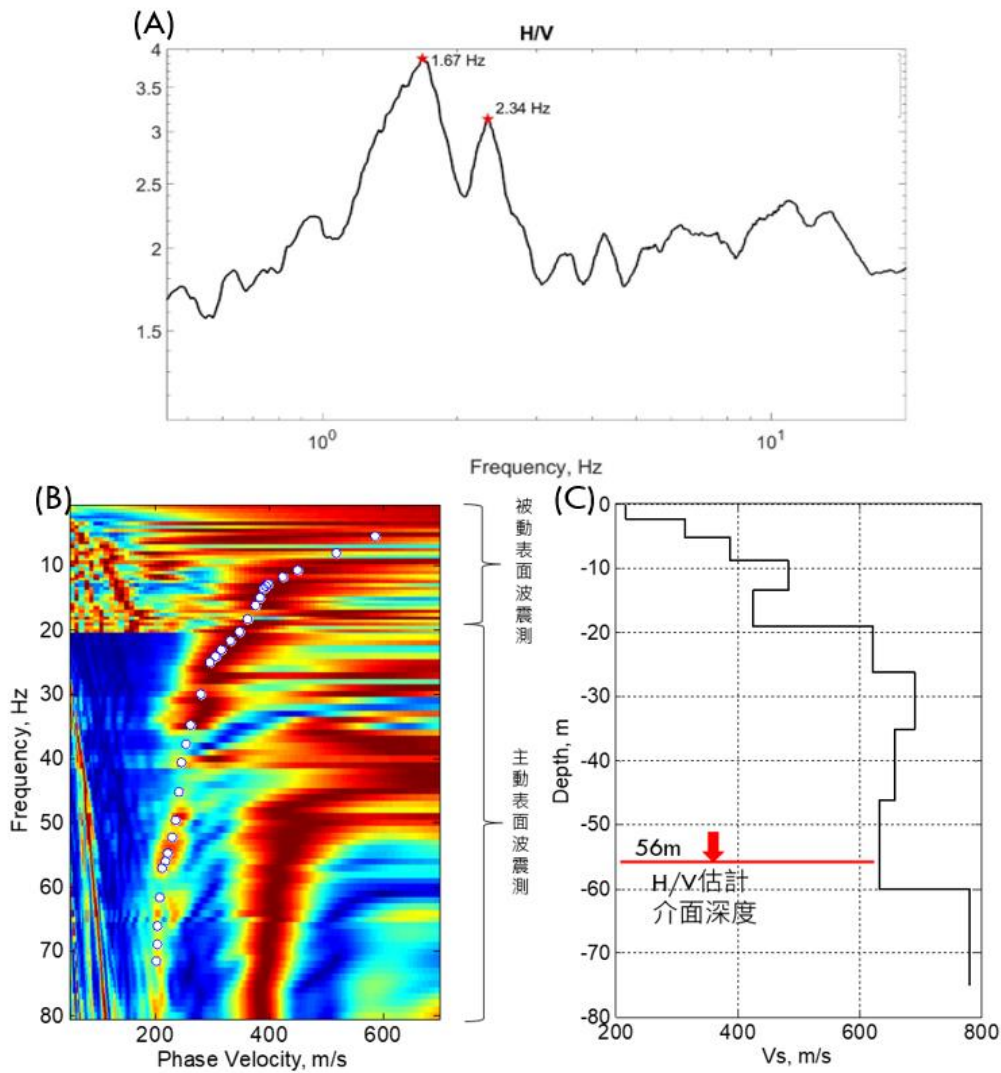


圖 2.2.6-4 MASW-P4 分析成果

(A)被動式震測(H/V)成果 (B)主動與被動式頻散曲線成果 (C) 深度-剪力波速與 H/V 綜合判釋

MASW-P5 成果如圖 2.2.6-5 所示，單站頻譜法之結果如圖 2.2.6-5a 所示，其主頻率為 3.5Hz。根據此處所進行之主被動表面波震測，其組成之頻散曲線如圖 2.2.6-5b 所示，9Hz 以下為被動表面波震測資料，9Hz 以上為主動表面波震測資料。將此頻散曲線進行剪力波速反算成果如圖 2.2.6-5c 所示，剪力波速由地表的 200m/s 隨著深度增加漸次提升，到地表下 70 公尺剪力波速到達 1300m/s 以上。採用此剪力波速剖面進行平均剪力波速的計算，由單站頻譜法之放大頻率估計地表下地層介面深度有 31m 處。比對剪力波速剖面，31m 介面反映的是地層剪力波速由 600m/s 提升至 800m/s 的介面。由剪力波速剖面來看，55m 處剪力波速由 1000m/s 躍升至 1300m/s 可能有一介面存在，圖 2.2.6-5a 中於低於 3.5Hz 處確實有多個區域極大值的放大頻率存在，但由於其放大值較不顯著，因此在此未加以提出。

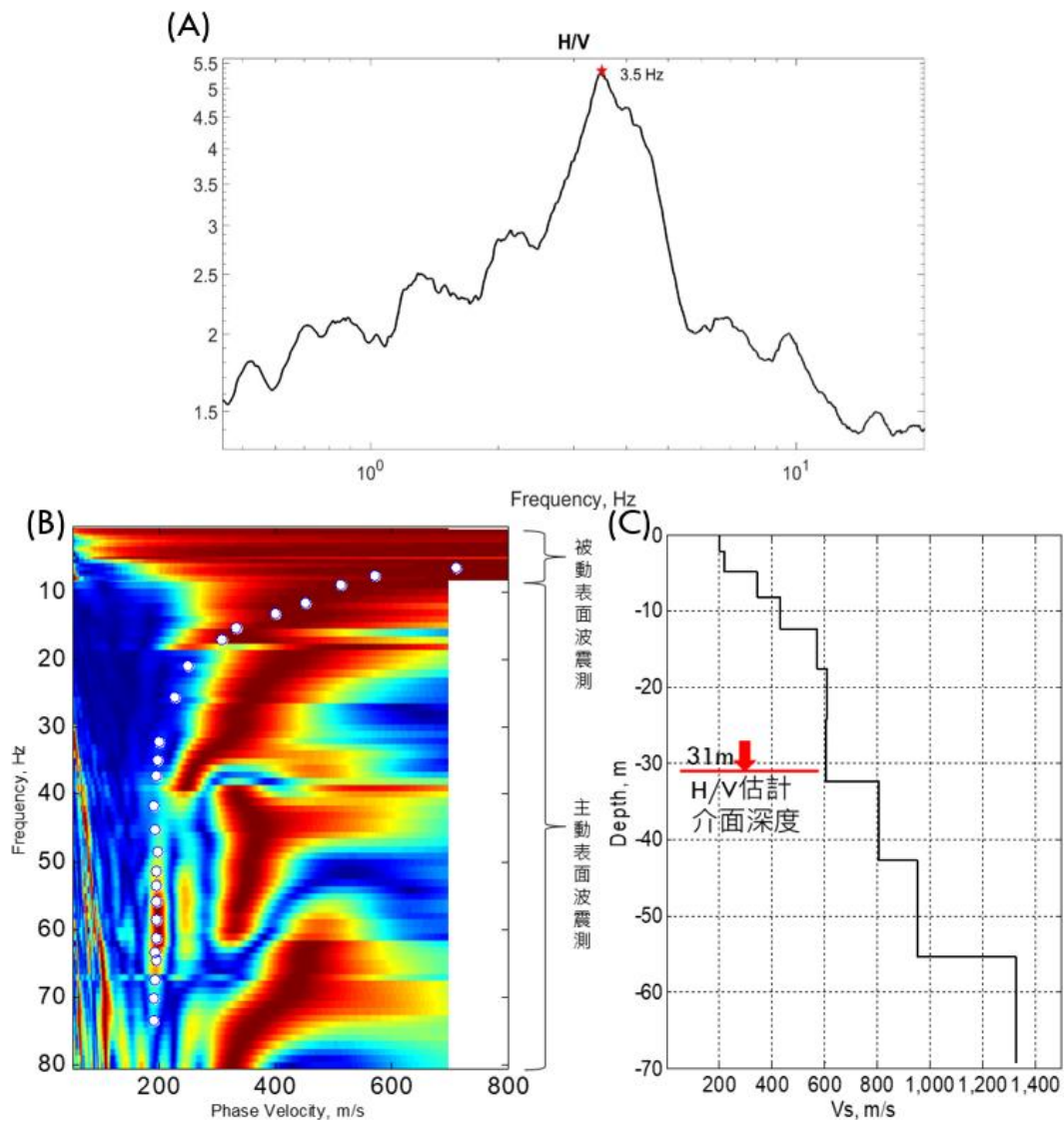


圖 2.2.6-5 MASW-P5 分析成果

(A)被動式震測(H/V)成果 (B)主動與被動式頻散曲線成果 (C) 深度-剪力波速與 H/V 綜合判釋

MASW-P6 成果如圖 2.2.6-6 所示，單站頻譜法之結果如圖 2.2.6-6a 所示，其主頻率為 1.09Hz。根據此處所進行之主被動表面波震測，其組成之頻散曲線如圖 2.2.6-6b 所示，20Hz 以下為被動表面波震測資料，20Hz 以上為主動表面波震測資料。將此頻散曲線進行剪力波速反算成果如圖 2.2.6-6c 所示，剪力波速由地表的 300m/s 隨著深度增加漸次提升，到地表下 70 公尺剪力波速到達 1500m/s 以上。採用此剪力波速剖面進行平均剪力波速的計算，由單站頻譜法之放大頻率估計地表下地層介面深度有 272m。比對剪力波速剖面，272m 的介面由於已是位於本處調查的半無限域的深度，由剪力波速剖面並無法看出特別的剪力波速差異存在。但比對先前其他點位資料，Vs 600m/s 與 800m/s 間應為一介面所在，根據剪力波速剖面，在 26 米處應有一介面。

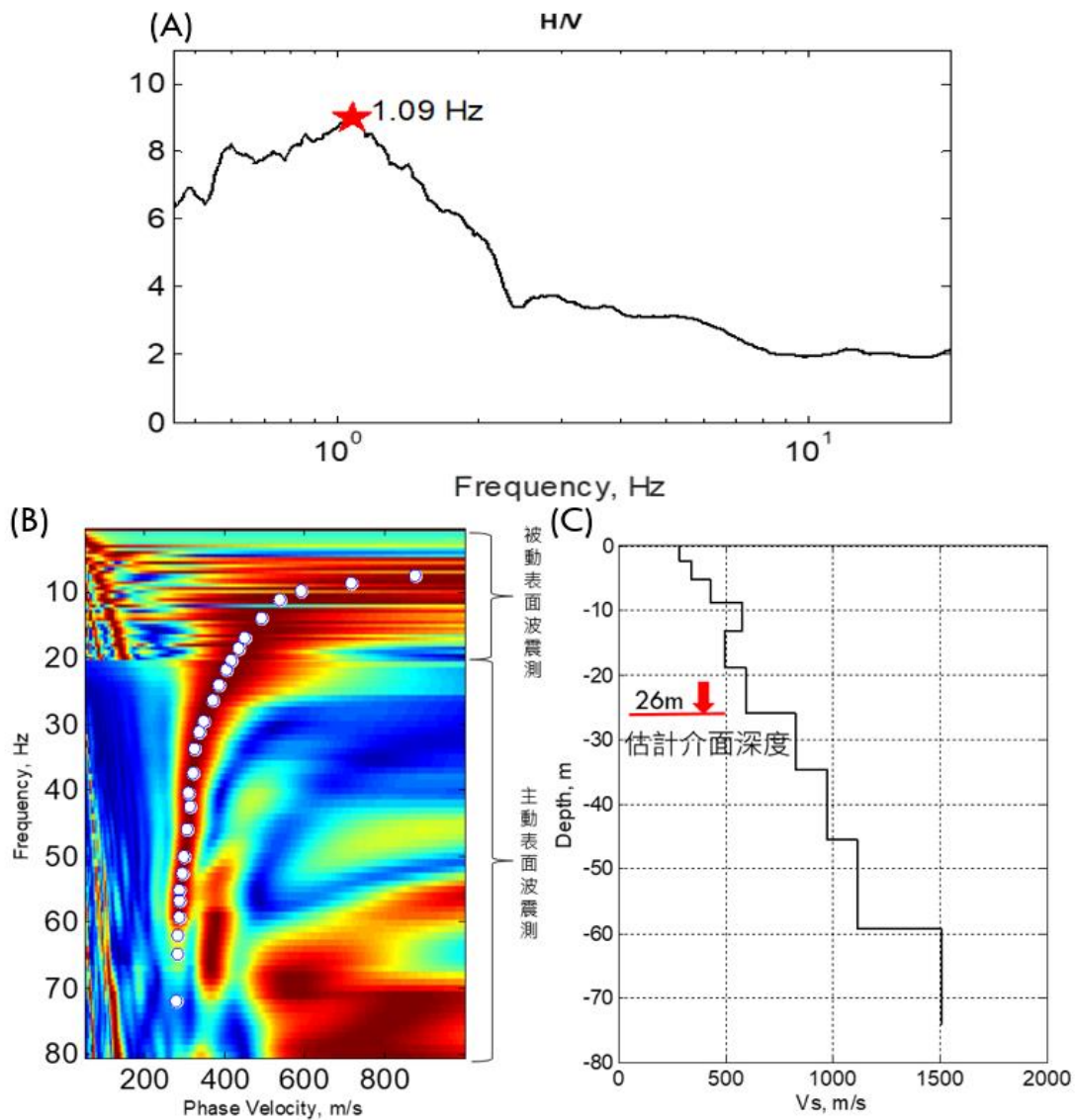


圖 2.2.6-6 MASW-P6 分析成果

(A)被動式震測(H/V)成果 (B)主動與被動式頻散曲線成果 (C) 深度-剪力波速與 H/V 綜合判釋

(2) MASW-P 調查成果岩芯比對與小結

整體的 MASW-P 調查點位之成果可大致分為三類進行互相之結果比對，一類是位於坡地上的 P1, P2，另一類是位於階地的 P3, P4，以及最後一類是在階地邊緣的 P5 與 P6。其中，MASW-P1 以及 MASW-P2 的臨近處皆有鑽孔岩芯取樣，分別是 1W 以及 3W 孔，若將 MASW-P 的介面處與鑽孔岩芯比對可發現，在 P1(1W)中有三個介面，分別是 9m 處 200m/s 到 400m/s 的介面，24m 處 400m/s 與 600m/s 的介面，以及比對認為應當為 600m/s 與 800m/s 的介面，比對岩芯，200m/s 是地表崩積物，400m/s 是破碎砂岩，600m/s 是破碎片岩，800m/s 則進入到了相對完整的岩層；再看 P2(3W)處，同樣有兩處較明確之介面，分別是 56m 處 600m/s 到 800m/s，以及 80m 處 800m/s 到 1100m/s 的介面，比對岩芯，600m/s 為破碎片岩，而 800m/s

為相對較為完整的岩層。此剪力波速對應材料之分類適用於第一類範圍中的坡地調查。

第二類與第三類的結果類似，根據所在位置，其組成材料在淺部可能為河階堆積物，與第一類在淺層為崩積物與破碎片岩會有所差異。而第二類與第三類的差異主要在探測深度範圍內，第三類之深部剪力波速已達到 1000m/s 以上，此剪力波速可能是完整岩層的波速，在 P2 的 80m 後亦達到此波速，兩者可能是相同的材料，惟目前在第二與第三類區域無鑽探岩芯可供比對，建議後續可於河階地範圍進行至少一處鑽孔以利確認。

(3) MASW-L

MASW-L1 之探測成果如圖 2.2.6-7 所示，MASW-L 之成果主要以剪力波速影像作為呈現，如圖所示，測線東側與西側大約以測線 50 公尺為分界有明顯的差異存在，測線東側在近地表處(約 5 公尺深)的剪力波速較低，在 200m/s 以下，而後在地表下 25m 後，剪力波速開始有明顯的提升狀況(400m/s)，再往深部，於地表下約 50 公尺後進入到波速達 800m/s 的岩層；而在測線西測，近地表處的低剪力波速稍惟略淺，且僅有較小的一段，在地表下 15m 剪力波速略提升至 400m/s，但剪力波速至 55m 以下上升至 600m/s 後，才有比較明顯的上升。鑽孔 2T 經過測線 46 公尺處，比對岩芯以及由 MASW-P1, P2 獲得之特性，400m/s, 600m/s 以及 800m/s 為重要介面的位置，將其標註圖上並與岩芯進行比較，可明顯發現近地表剪力波速 200m/s 以下為崩積土，到 200-400m/s 間為鏽染較為明顯的破碎片岩，400-600m/s 間為無鏽染的破碎片岩，600-800m/s 間同樣為破碎片岩，目視上差異不大，800m/s 以上為較為完整的黑色片岩。

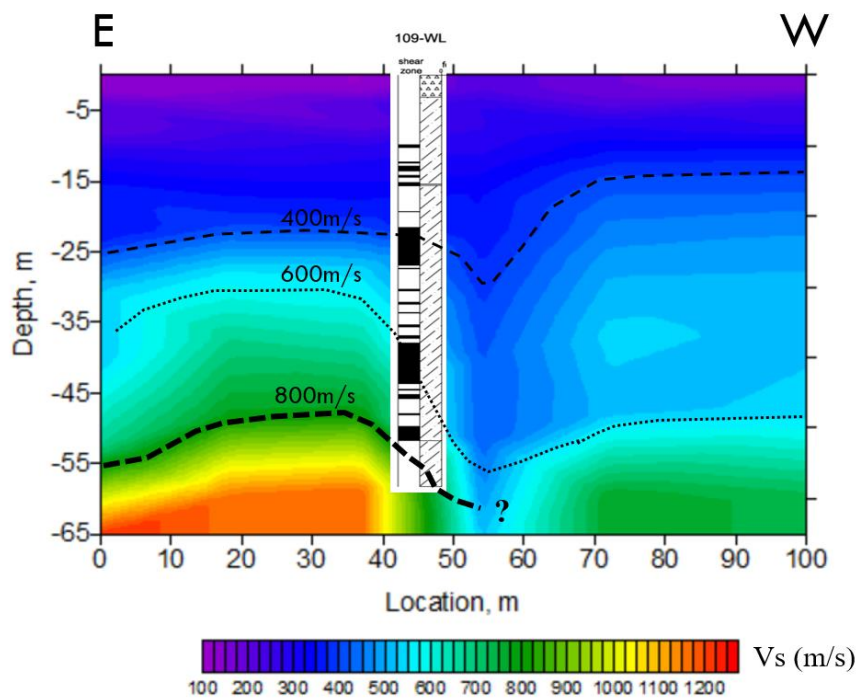


圖 2.2.6-7 MASW-L1 剪力波速影像剖面
Figure 2.2.6-7 Section of MASW-L1 shear wave velocity

MASW-L2 的結果如圖 2.2.6-8 所示，MASW-L2 之成果主要以剪力波速影像作為呈現，鑽孔位置 3W 映射在測線 0 公尺處，比對岩芯以及由 MASW-P1、MASW-P2 獲得之特性，400m/s, 600m/s 以及 800m/s 為重要界面的位置，將其標註圖上並與岩芯進行比較，可明顯發現近地表剪力波速 400m/s 以下為較為鬆散之河階堆積，400-600m/s 間為孔隙較少之河階堆積材料，600-800m/s 近鑽孔處為破碎片岩，但往測線 30 公尺以後比對地電阻影像探測成果推測應為河階堆積材料，800m/s 以上為較為完整的黑色片岩。由此分類可知在地表淺層 10 公尺內為均勻的河階堆積，但在測線 30-70 公尺的範圍中，於地表下 10 公尺後仍有一局部性的河階堆積物出現，自地表下 30 公尺後，測線 30 公尺以前主要為破碎的片岩，以後推估為河階堆積。往深部延伸在測線 20 公尺的兩側有所差異，在 20 公尺處往南，其較為完整的黑色片岩介面約在地表下 50 公尺處，但往北延伸時，其深度增加到約 75 公尺才出現。在測線南側剪力波速 800m/s 處並未通過鑽孔支援整黑色片岩介面，且相去偏大，比對地電阻影像探測之成果，可發現整體地層在測線往南有明顯的垂直向變化。相較於採用 2 維反算分析的地電阻影像探測法，表面波震測為 1 維反算技術，在深處之結果為 85 公尺長測線的平均，因此在劇烈變化的地層中，其整體相較會較為平緩，且會在空間上有較大的緩降長度，因此造成在此顯示變化的深度與岩芯判釋相比較淺。

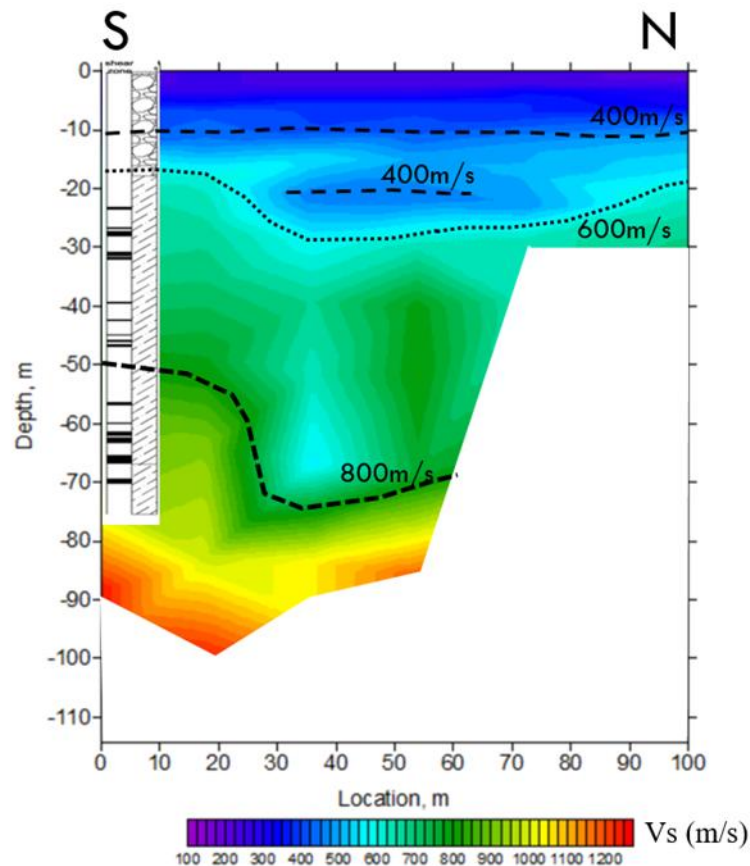


圖 2.2.6-8 MASW-L2 剪力波速影像剖面
Figure 2.2.6-8 Section of MASW-L2 shear wave velocity

MASW-L3 如圖 2.2.6-9 所示，MASW-L 之成果主要以剪力波速影像作為呈現，鑽孔 4T 經過測線，測線 70 公尺以後深部資料品質不佳，重複施測 2 次結果皆類似，因此在圖中僅顯示其較具可靠的深度範圍。此測線之地值狀態類似 L1，因此由 MASW-P1, P2 獲得之特性，400m/s, 600m/s 以及 800m/s 為重要介面的位置，將其標註圖上以了解地層材料分布狀況，根據 L1 的剪力波速對應材料分類結果，剪力波速 200m/s 以下為崩積土，200-400m/s 間為鏽染較為明顯的破碎片岩，400-600m/s 間為無鏽染的破碎片岩，600-800m/s 間同樣為破碎片岩，目視上差異不大，800m/s 以上為較為完整的黑色片岩，在此材料與波速的對照下，圖中結果顯示在測線地表下 20 公尺以內主要為表層的崩積土以及鏽染較為明顯的破碎片岩，在測線 0-20 公尺的範圍，此鏽染破碎片岩有向下延伸至 50 公尺的現象，而此狀況使得地層剖面在測線 20-70 公尺的範圍有一類似隆起的構造，其波速在 400-600m/s 間，與其上方的無鏽染破碎片岩雖然沒有目視上的差異，但在波速上卻有其明顯的差異性，若透過力學試驗應可發現兩者間的差異，此隆起狀主要分布在深度 25-50 公尺間，再往深部，50 公尺以後為完整性較為良好的黑色片岩。

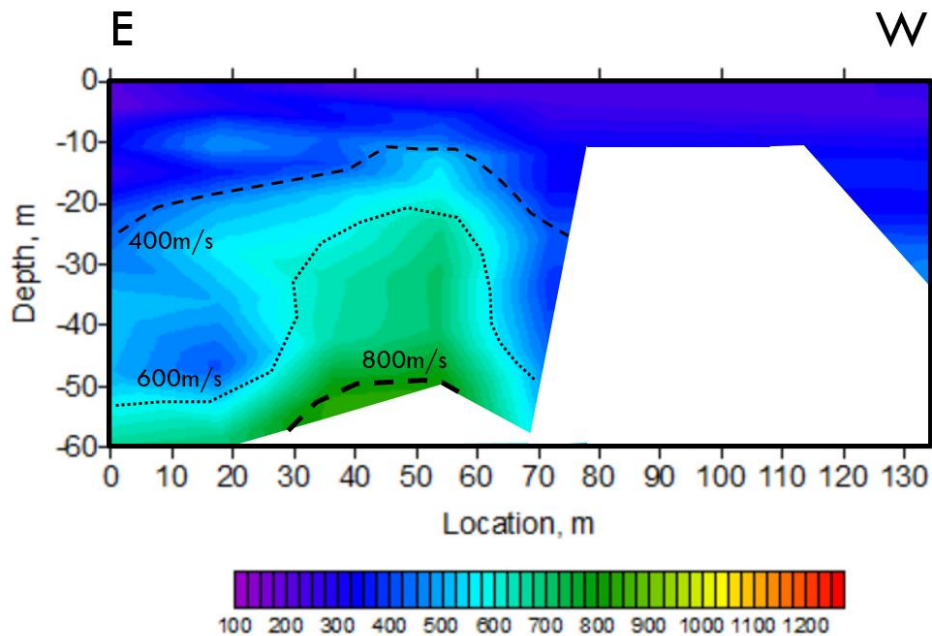


圖 2.2.6-9 MASW-L3 剪力波速影像剖面
Figure 2.2.6-9 Section of MASW-L3 shear wave velocity

7. 室內土壤與岩石試驗

本計畫為求釐清不同岩性的代表性參數，在有限的試驗組數內，試樣挑選時盡可能涵蓋不同岩性及其空間分布，已執行之室內岩石試驗清單彙整如表 2.2.7-1 所示，試樣深度涵蓋地表下 19 公尺至 68 公尺。本計畫於霧鹿場址完成之試驗成果圖請詳見附錄四「室內土壤與岩石試驗成果」，茲彙整試驗成果如表 2.2.7-2 所示。依據表 2.2.7-2 的土壤試驗結果，霧鹿場址的表土按統一土壤分類法係以 SM (含礫石之粉土質砂)、GM (含砂之粉土質礫石) 為主。鑽探岩芯根據地質師判釋後，可細分為土壤層、表土層、崩積層、階地堆積層、黑色片岩剪裂帶、黑色片岩等岩性區段。

表 2.2.7-1 霧鹿場址室內岩石試驗清單
Table 2.2.7-1 List of laboratory test at Wulu site

孔號	試驗深度(m)				
	一般物性試驗	弱面剪力試驗	單壓試驗	彈性試驗	潛變試驗
109-WL-1W	60.76-60.81	60.68-60.76			
109-WL-2T	53.48-53.52	56.05-56.15	53.35-53.48	56.87-57.00	
109-WL-3W	68.29-68.34		68.16-68.29		
109-WL-4T	36.04-36.09		36.23-36.36	36.09-36.23	36.36-36.50
109-WL-5W	19.00-19.05	33.32-33.42			
	33.27-33.32				

表 2.2.7-2 霧鹿場址室內試驗成果彙整表
Table 2.2.7-2 Summary table of laboratory test results at Wulu site

土壤試驗項目	試驗數量	產出項目	試驗成果		
土壤一般 物理性質試驗	8 組	單位重 (t/m ³)	16.70~21.40		
		含水量 (%)	7.5~30.0		
		土壤分類	以 SM、GM 為主		
土壤 直接剪力試驗	3 組	凝聚力 (kg/cm ²)	0.27	0.41	0.46
		摩擦角 (degree)	43.0	37.9	34.1
岩石試驗項目	試驗數量	產出項目	試驗成果		
岩石 一般物性試驗	6 組	比重	2.79~2.83		
		單位重 (t/m ³)	2.72~2.78		
		孔隙率	0.02~0.04		
		吸水率 (%)	0.4~1.1		
岩石 弱面剪力試驗	3 組	凝聚力 (kg/cm ²)	0.7	0.2	0.5
		摩擦角 (degree)	21.0	24.0	23.0
岩石 單壓試驗	3 組	單壓強度 (kg/cm ²)	51.3	143.0	290.4
		破壞應變 (%)	0.2	0.3	0.5
岩石 彈性試驗	2 組	彈性係數 (kg/cm ²)	146,122~152,127(靜彈) 280,600~313,900(動彈)		
		包生比	0.22~0.35(靜彈)、0.17~0.19(動彈)		
		破壞應力 (kg/cm ²)	260.5~281.1(靜彈)		
		剪力模數 (kg/cm ²)	117,600~134,600(動彈)		
岩石 潛變試驗	1 組	正應力 (kg/cm ²)	101.63	149.71	199.15
		E1 (kg/cm ²)	258,915	938,576	988,333
		E2 (kg/cm ²)	18,067	407,120	647,287
		η1 (kg/cm ² ×min)	8.630E+04	4.722E+06	7.052E+07
		η2 (kg/cm ² ×min)	7.740E+09	2.240E+10	1.098E+10

註：室內試驗成果數據及圖表可詳見附錄四「室內土壤與岩石試驗成果」，本表僅重點式摘錄部分成果。

(三) 地質模型綜合判釋

綜合本場址的調查資料，包含近 40 年的航空照片立體對判釋、6m 數值地形判釋、地下地質調查及地表地質調查結果，可將霧鹿場址分為東、西二區塊說明，以階地東側的坑溝為分界分隔東、西二區塊，以下以將霧鹿西區稱為 A 區，霧鹿東區則稱為 B 區。

在地形上 A 區最明顯的是其下邊坡側有數階平坦的階地，上邊坡側除近稜線為明顯的崩崖，坡面則呈現崩積地形，靠近階地與坡面交界處亦可見崩積的舌狀突出；地質鑽探在 A 區有 3 孔，岩盤均以黑色片岩為主，且岩盤上方均有厚約 40 公尺的剪裂帶。

B 區在地形上呈碗狀的崩後地形，航空照片判釋結果在南橫台 20 線與霧鹿部落的連絡道路在民國 69~79 年間路形明顯改變，研判此期間應有崩塌事件；由 6m 數值地形判釋則可判釋 B 區有多道崩崖殘坡，且坑溝亦多發育在 B 區，而近年連絡道路亦發生過小型塌陷，故研判本區之崩塌活動性應較 A 區高。本區的鑽探結果在 B 區坡面有厚約 30 公尺的崩積層，而近趾部的鑽孔則在約 13 公尺左右進入岩盤，顯示坡面上仍存有厚層的崩積層堆積於 B 區坡面。

霧鹿場址整體而言，在場址坡頂有槽溝狀凹陷的多重山脊，在鑽孔 109-WL-1W 深度 33 公尺左右發現疑似重力變形特徵，且在南橫公路台 20 線天龍飯店至霧鹿橋間亦發現疑似重力變形之露頭，故推判霧鹿場址在早期應有崩塌事件，該事件造成場址內邊坡的剪裂帶，其後因場址趾部堆積厚層河階堆積層，此階地堆積範圍向新武呂溪上游可延伸至利稻，下游可對比至下馬，此巨厚的階地堆積層壓住坡腳後使霧鹿場址邊坡呈穩定狀態，其後因利稻溪、新武呂溪、馬里蘭溪匯流沖刷 B 區坡腳，侵蝕掉原本的階地堆積層以致坡腳裸露，以致 B 區呈不穩定狀態，由調查資料推估 A、B 區的地形行育示意圖如圖 2.3-1。

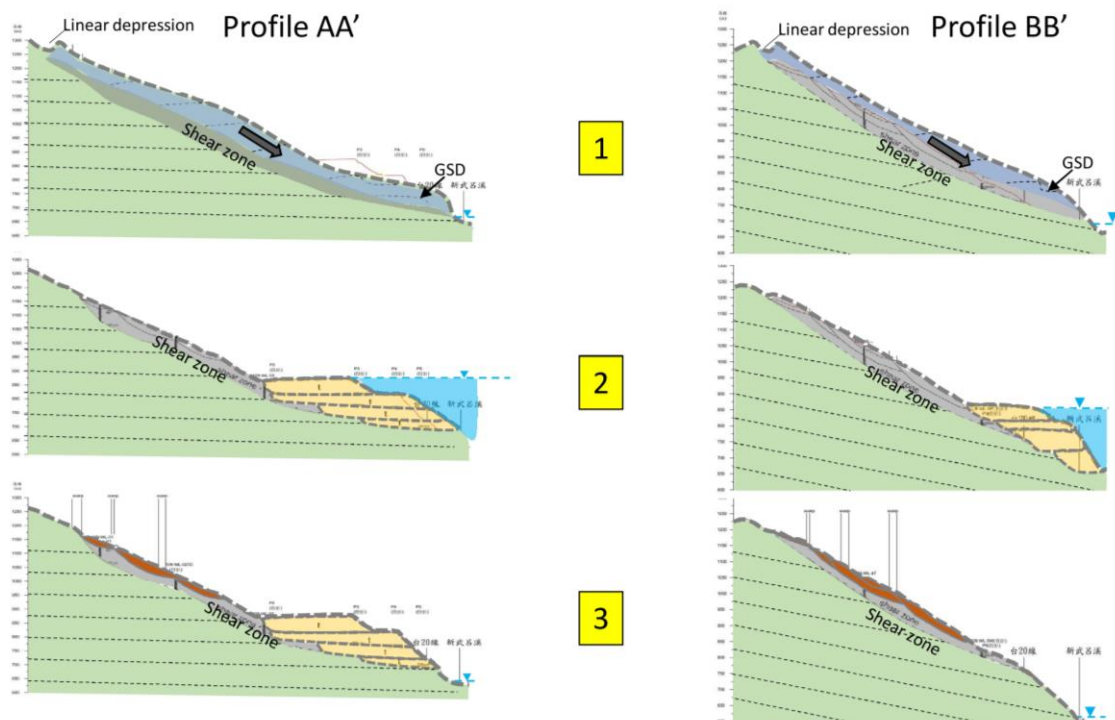


圖 2.3-1 A、B 區的地形行育示意圖

Figure 2.3-1 Geomorphological Evolution of A and B region at the Wulu site

三、三維水文地質模型建立及驗證

今(109)年度於霧鹿場址建立淺層三維地下水流數值模式，模擬其飽和及未飽和層之三維地下水流場變化，並探討土壤飽和度隨降雨之變化情形，此項分析結果主要提供後續邊坡穩定性評估分析之用。依據三維地下水流分析模式所需之地文與水文資料及水文循環各組成要素，本計畫將蒐集研究區數值地形、降雨、入滲以及地質相關資料，以供後續分析模式之基本建構、率定與驗證，待與現場實測值驗證比較後，將分別進行土壤含水量及地下水流場之空間分布分析。模式之分析流程規劃如圖 3.1-1 所示，並分述如下。

(一) 三維水文地質概念模型建立

依據三維數值地形、河川水系、分析區域水文邊界範圍、三維地下水位分布及考量地質構造、自然邊界條件、降雨入滲補注量等因素，首先建立三維水文地質模型，再給定模型內各水文地質單元之水文地質參數建立數值模式，以做為數值模式之基礎。於研究區內之各地層劃分網格，設定各地層水文地質參數，模擬研究區地下水流場，後續並透過現地調查階段之地下水位及淺層土壤含水量監測資料進行模式率定，以確保數值模型之代表性。茲將水文地質概念模型建置分成數值模式網格設定、地下分層劃分、邊界及初始條件設定、水文地質參數設定等項，分項說明如下：

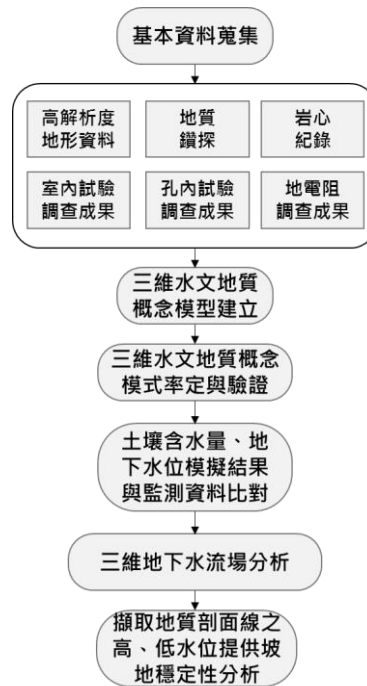


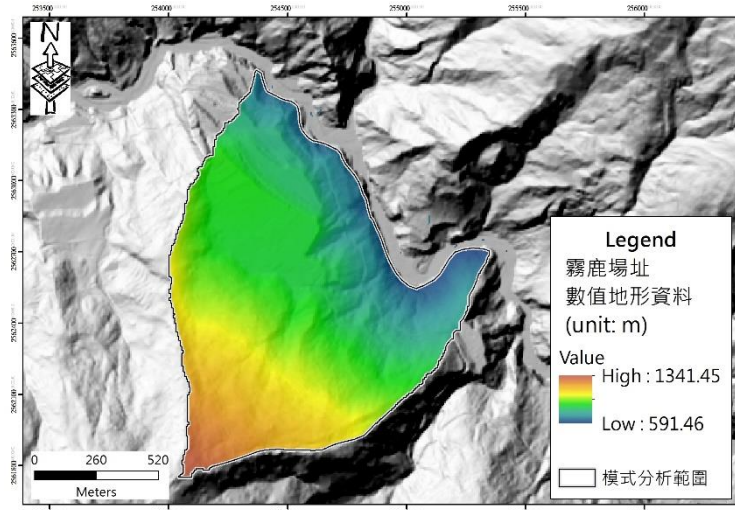
圖 3.1-1 霧鹿場址三維地下水流分析模式之分析流程圖

Figure 3.1-1 Analysis process of three-dimensional groundwater flow model for Wulu site

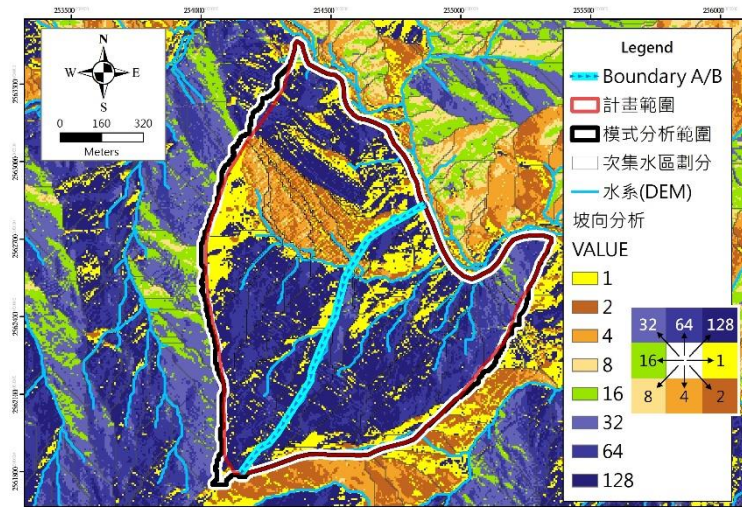
1. 數值模式網格設定

由於地下水流與區域之地面水系、地形、地層與構造分布密切相關，故水文地質概念模型之建立首先需確立分析區域水文邊界範圍，本計畫利用數值地形資料(圖 3.1.1-1(a))進行數值地形之地表流向及坡向分析，可圈繪出霧鹿場址的邊界範圍(圖

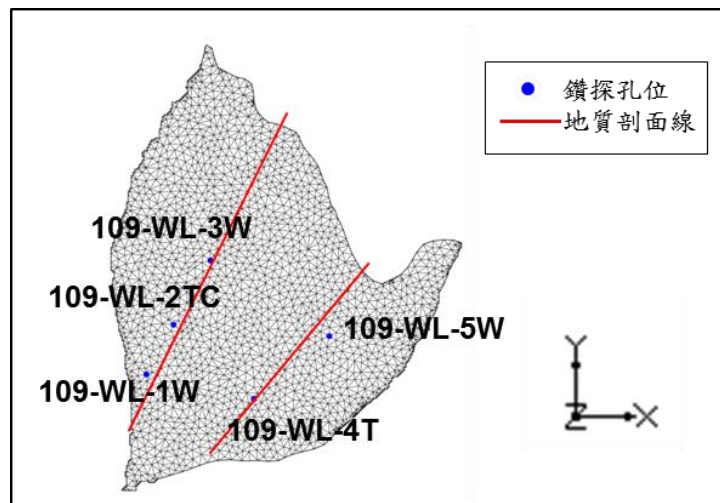
3.1.1-1(b)，並依據調查範圍內鑽孔岩芯資料、數值地形資料與孔內攝影調查成果建立崩塌地數值地形與幾何網格。根據前述之地形資料、地質圖幅、地質鑽探及現地與室內試驗等成果進行彙整，建立足以代表現地之水文地質概念模型。待水文地質概念模型建置完成後，即進一步透過數值化過程將其轉為數值分析網格。數值分析網格之設置以能有效的代表計畫範圍之水文地質和地下水水文狀況為主要考量，同時儘可能兼顧網格數量最佳化以縮短運算時間。本計畫現階段以霧鹿場址數值地形圈繪之模式分析範圍及區內預計建置監測儀器之孔位進行數值網格之初步製作，霧鹿場址共計有 1,828 個節點數，共計有 3,700 個網格數，如圖 3.1.1-1(c)所示。



(a) 數值地形



(b) 坡向分析



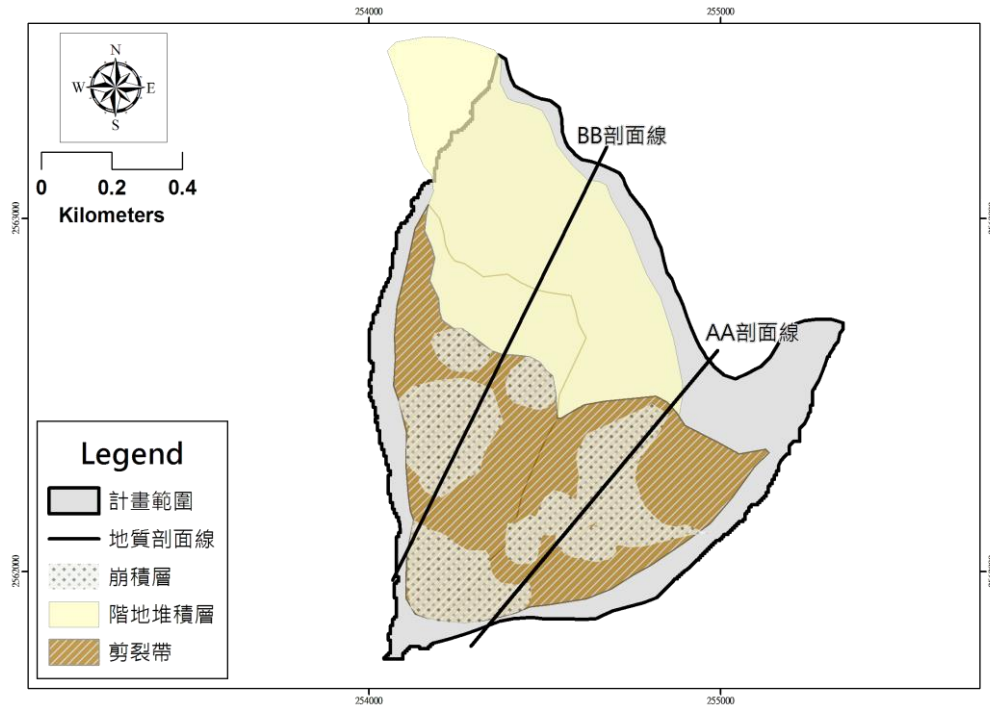
(c) 模擬網格

圖 3.1.1-1 霧鹿場址數值地形及模擬網格初步劃分

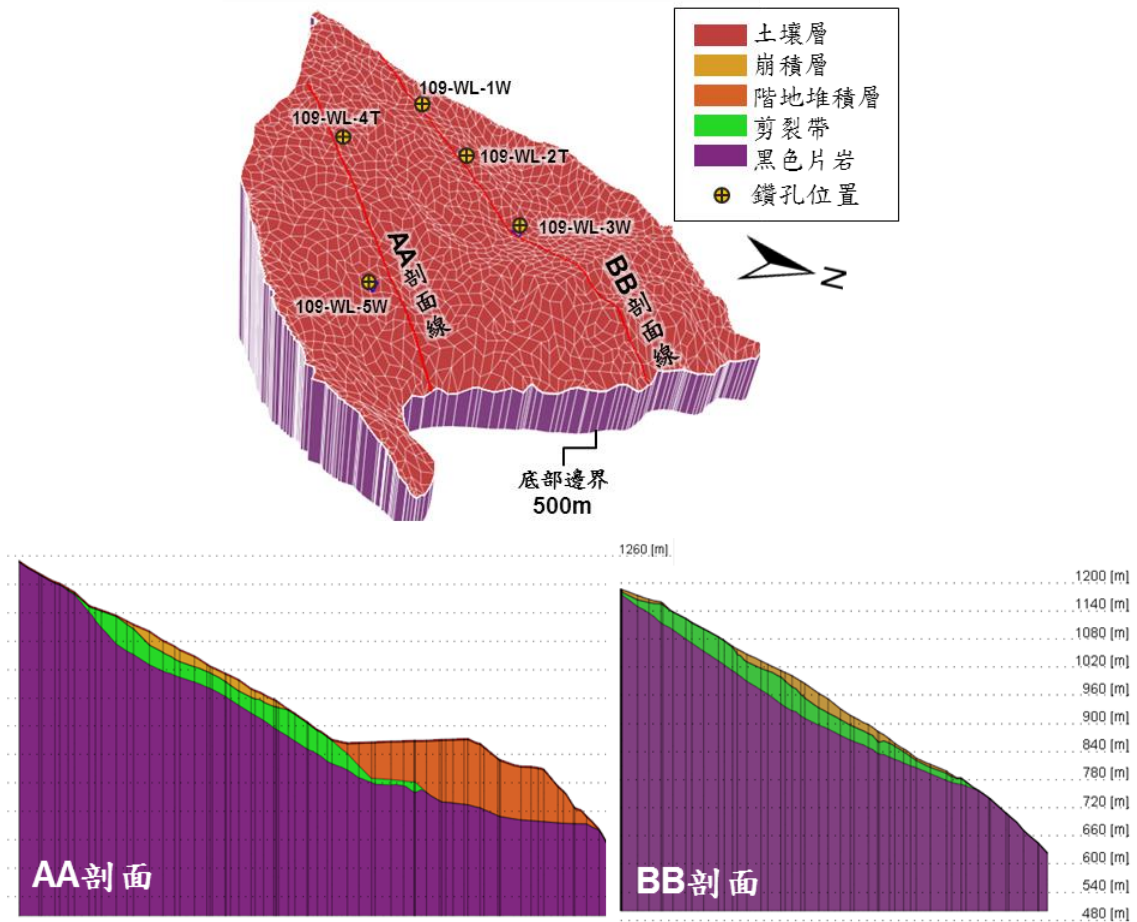
Figure 3.1.1-1 Digital elevation model and numerical mesh of Wulu site

2. 地下分層劃分

三維地下水流場分析中首重為水文地質概念模型之建置，此為分析模擬之基礎，前述章節地表地質調查結果提供三維水文地質概念模型各分層平面空間分布的重要資訊(圖 3.1.2-1a)，而地下各分層的厚度則仰賴二維地質剖面及地球物理調查成果的調查成果(圖 2.2.3-4 及圖 2.2.3-5)，根據鑽孔及二維地質剖面分層結果以內插方式繪製三維地下分層的側向延伸空間分布(圖 3.1.2-1b)，再賦與水文地質參數後，即可建構霧鹿場址之三維水文地質概念模型。三維地下水流模式礙於資料有限，無法進行詳細分層，故三維地下分層依據本計畫地表地質圖及地質剖面劃分之地層型態，劃分種類分別為：表土層、崩積層、階地堆積層、剪裂帶(shear zone)與新鮮岩盤(黑色片岩)，並假設所有材料性質均為均質(homogeneous)且等向(isotropic)，所謂均質材料是指材料其內部任一點，全都具有相同之性質者，而等向材料則為材料內部其所有方向之性質皆相同；再根據場址內各鑽孔岩芯紀錄及孔內水文地質調查成果，進行地下各分層之深度劃分並建構出霧鹿場址之三維地下分層模型，如圖 3.1.2-1 所示。



(a) 水文地質概念模型地下各分層之平面空間分布



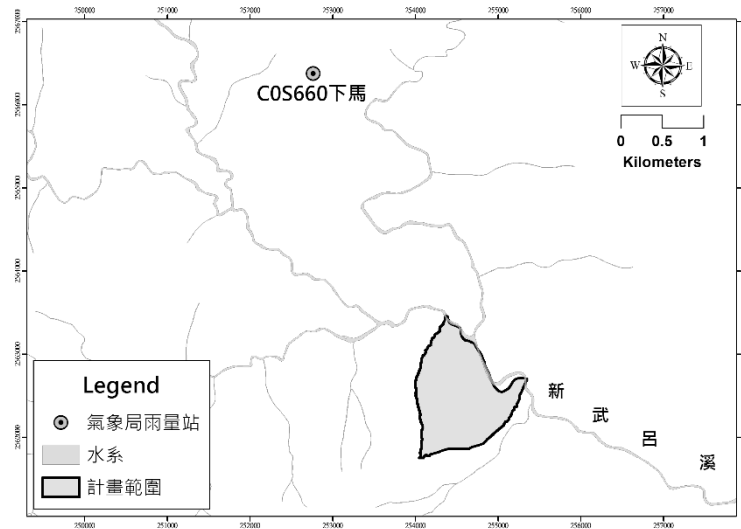
(b) 水文地質概念模型及二維地質剖面之空間分布

圖 3.1.2-1 霧鹿場址之三維地下分層模型

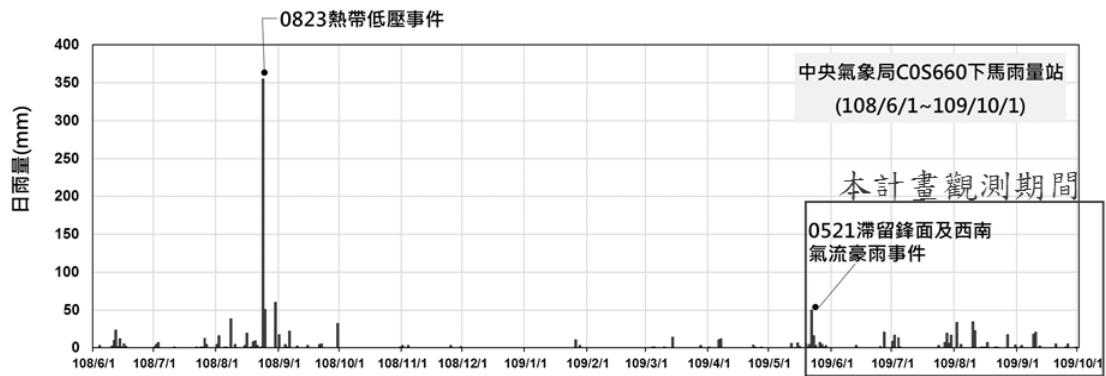
Figure 3.1.2-1 Three-dimensional layered model of Wulu site

3. 邊界及初始條件設定

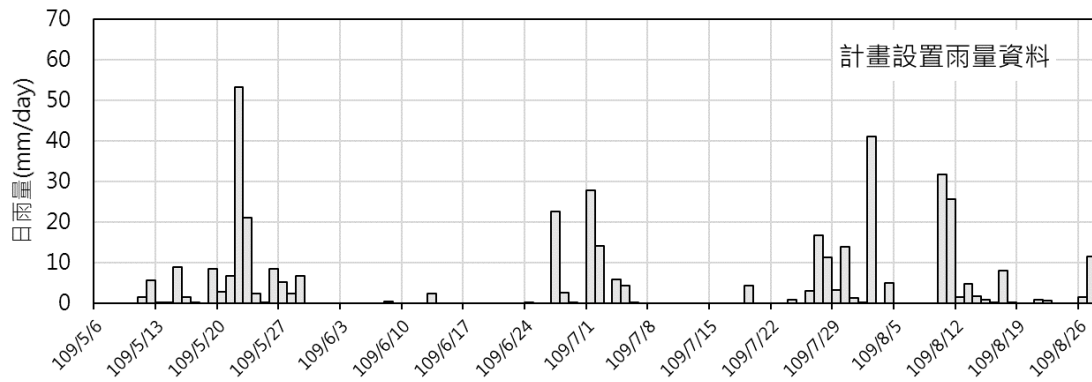
一般數值模擬常採用之邊界條件包括：定水頭邊界(specific-head boundary)、無流量邊界(no-flow boundary)及地表水補注邊界(surface recharge boundary)等三種。本計畫設定崩塌地地表面為降雨入滲邊界，採用實際之降雨資料作為其邊界條件，鄰近計畫範圍之雨量站則採用中央氣象局 COS660 下馬站及本計畫設置之雨量站，其測站位置及雨量資料如圖 3.1.3-1 所示。根據現地調查及地表數值高程資料顯示，霧鹿場址東西兩側皆為新武呂溪之子集水區邊界，故本計畫以此兩集水區側邊界所夾區域為霧鹿場址左右邊界，故其兩邊之邊界設為無流量邊界；而南側有新武呂溪流經，故將其邊界設為定水頭邊界。另底部邊界則考量下方新鮮岩盤之透水性甚小，故視為無滲流行為，設為一滲流量為零之不透水邊界，如圖 3.1.3-2 所示；本計畫根據計畫區域內裝設之 3 處地下水位資料(109-WL-1W、109-WL-3W、109-WL-5W)，紀錄最長之測站為 109-WL-1W(紀錄時間為 109/5/20~109/9/3)，因觀測時間約為 3 個月，此期間地下水位之變化幅度不大，故選取其低水位作為穩態模式的目標水位值，以利後續模式參數之率定及驗證。



(a) 雨量站位置圖



(b) 氣象局 COS660 下馬站日雨量資料



(c) 計畫區內設置雨量資料

圖 3.1.3-1 雨量站位置及其相關資料

Figure 3.1.3-1 Location of rain gage and rainfall data of Wulu site

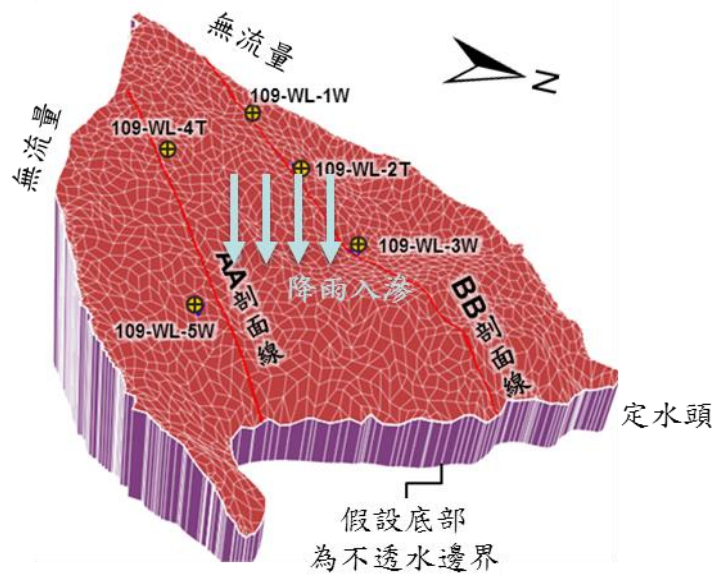


圖 3.1.3-2 霧鹿場址邊界條件設定

Figure 3.1.3-2 Boundary condition of Wulu site

4. 水文地質參數設定

本計畫建置模式所需之水文地質參數，乃依據前述室內試驗分析(包含壓力鍋試驗、土壤一般物性試驗)及現地試驗分析(水力試驗)所獲得之各項成果，掌握霧鹿場址之基本物理性質及其水力特性。本計畫根據壓力鍋實驗所得之各階土壤張力與所對應的土壤含水量間之數據進行土壤水分特性曲線之參數迴歸分析，並將分析成果代入模式進行分析。根據文獻可知，van Genuchten(1980)模式可廣泛應用於各種土壤壓力範圍下所對應之含水量，故以 vG 模式成果代表霧鹿場址之未飽和土壤特性，如表 3.1.4-1 及圖 3.1.4-1，並代入模式進行分析。綜合地質鑽探資料及地下各分層資訊(透水係數及蓄水係數值則參考現地水力試驗分析成果)，可知霧鹿場址需率定之各地層材料參數及其初始設定如表 3.1.4-2 所示。

表 3.1.4-1 霧鹿場址土壤水分特性曲線參數之分析成果

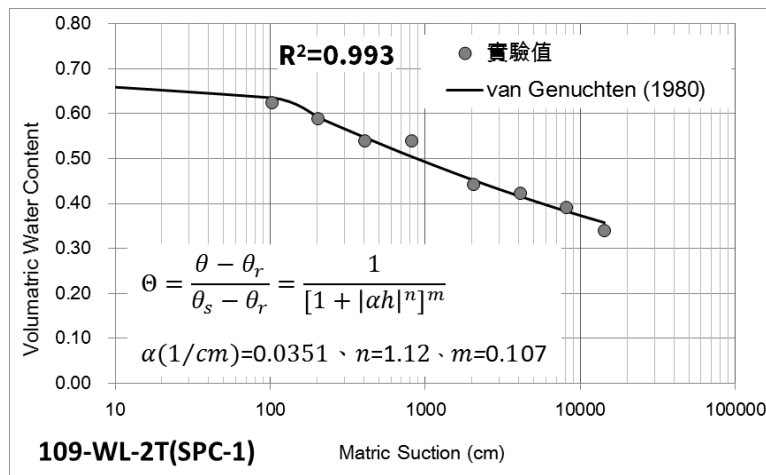
Table 3.1.4-1 Simulation parameters of soil water characteristic curves for Wulu site

採樣編號 ^{註1} 參數 ^{註2}	109-WL-2T (SPC-1)	109-WL-2T (SPC-2)	109-WL-2T (SPC-3)
θ_r	1.08E-06	1.72E-06	4.57E-06
θ_s	0.758	0.654	0.606
α	0.0352	0.0115	0.0118
n	1.120	1.124	1.085

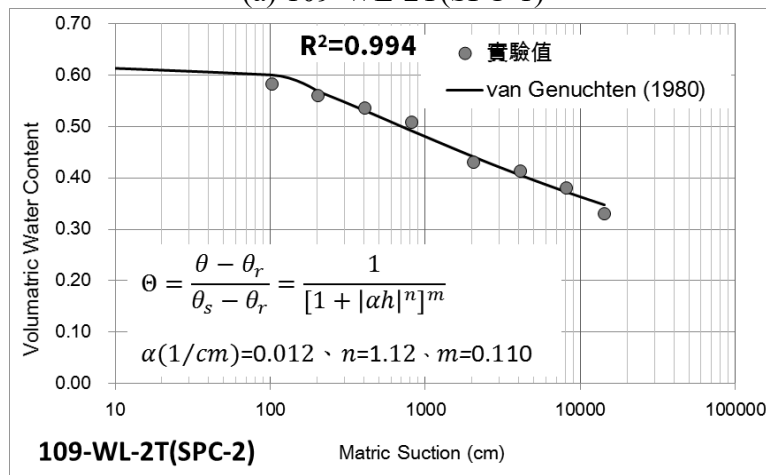
註 1：各採樣編號之空間分布位置請參考前述章節

註 2: van Genuchten (1980)模式 $\theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{1}{[1 + |\alpha h|^n]^m}$ (m=1-1/n)

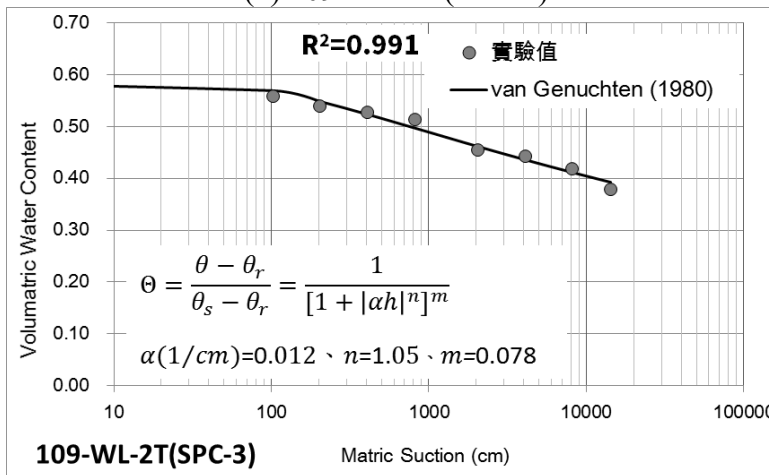
參考來源：本計畫整理



(a) 109-WL-2T(SPC-1)



(b) 109-WL-2T(SPC-2)



(c) 109-WL-2T(SPC-3)

圖 3.1.4-1 霧鹿場址土壤水分特性曲線分析成果

Figure 3.1.4-1 Analysis results of parameters of soil water characteristic curves for Wulu site

表 3.1.4-2 霧鹿場址模式參數之初始設定
Table 3.1.4-2 Initial condition for Wulu site

地下分層	透水係數(m/s)	孔隙率	vG 模式土壤水分特性曲線參數		
			θ_r	α	n
土壤層	$1.0 \times 10^{-3} \sim 1.0 \times 10^{-3}$	0.30~0.40	1.08E-06~ 4.57E-06	0.0115~ 0.0352	1.085~ 1.124
崩積層	$4 \times 10^{-4} \sim 4 \times 10^{-6}$	0.25~0.35			
剪裂帶	$4 \times 10^{-4} \sim 6 \times 10^{-6}$	0.20~0.30			
階地堆積層	$6 \times 10^{-5} \sim 2 \times 10^{-6}$	0.10~0.10			
黑色片岩	$3 \times 10^{-6} \sim 5 \times 10^{-9}$	0.02~0.10			

5. 三維地下水流模式建置

本計畫根據前述資料建置之霧鹿場址三維水文地質概念模型，使用 HGS 程式建立三維地下水流數值模式，接著則採用各模式參數初始值，與日雨量資料、地下水位觀測資料及土壤含水量監測資料進行模式分析。本計畫模式設定模擬時距是以日為單位，根據現階段可取得之雨量資料(圖 3.1.3-1)可知，計畫設置雨量站為 109/5/20~109/8/26，計畫鄰近之氣象局雨量站 COS660 下馬站為 108/6/3~109/10/1，土壤含水量監測資料記錄為 109/8/19 至 109/9/26(鑽孔 109-WL-2T)，以及地下水位監測資料記錄最長為 109/5/20 至 109/9/3(鑽孔 109-WL-1W)，觀測資料持續記錄中。

由於霧鹿場址目前觀測資料有限(約有 3 個月)，而若根據現階段掌握的資料進行模式低水位及高水位之模擬，本計畫將採用氣象局雨量資料以作為模式率定之用，模式驗證則以計畫區內設置取得的觀測資料進行分析。本報告低水位、常時水位及高水位之定義為參考鑽孔之既有觀測水位資料而定，低水位為觀測期間水位最低值，常時水位為觀測期間之平均值，而高水位則為觀測期間水位之最高值。綜整上述，現階段三維地下水流模式選取低水位作為穩態模式初步率定的目標水位，模式率定時間為 108/6/3~109/5/19，因本計畫假設地表面為降雨入滲邊界，故穩態模式分析時則以模式率定期間之日雨量平均值(=3mm/day)作為模式輸入，模式參數率定完成後則進行暫態分析(109/5/20 至 109/8/27)，各水文時序資料顯示如圖 3.1.5-1，並據以提出初步模擬結果。

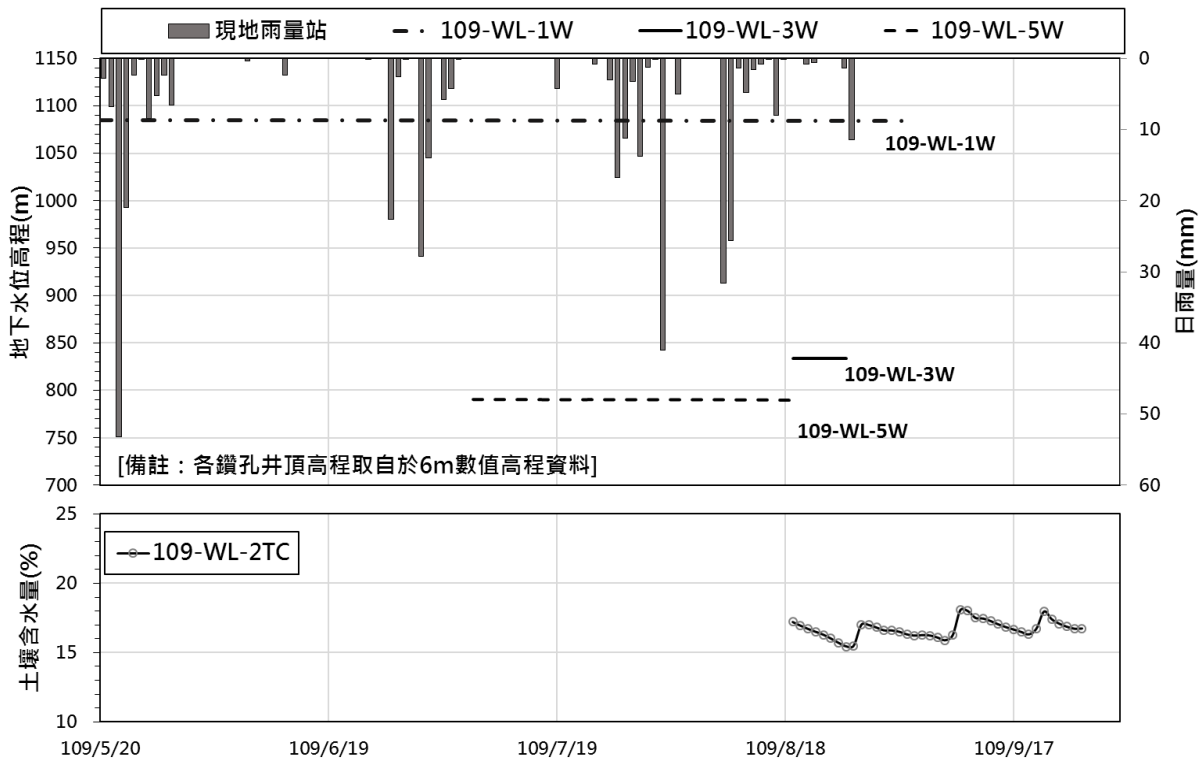


圖 3.1.5-1 霧鹿場址現地鑽孔地下水位、土壤含水量與降雨量分布

Figure 3.1.5-1 In-situ hydraulic head, soil moisture monitoring data and rainfall of Wulu Site

(二) 三維地下水流場分析

1. 三維地下水流模式建置及 HydroGeoSphere(HGS)模式之介紹

本計畫採用加拿大滑鐵盧大學所發展的 HGS 數值模式(McLaren, 2005 ; Therrien et al., 2005)是利用三維有限元素法進行地表與地表下水流模擬分析，其理論基礎是由 Therrien and Sudicky (1996)之地表下水流模擬模式所延伸而得，HGS 前身是 FRAC3VS 三維地下水流數值程式，可模擬飽和/未飽和含水層之地下水與污染物傳輸之分析，直到 2002 年，進一步與 Hydrogeologic 公司研發之 MODHMS 地表水分析程式整合，最後成為可完全耦合之地表水與地下水互制之分析，而成為目前的 HydroGeoSphere 模式(Brunner and Simmons, 2012)，為瞭解地下水頭及土壤含水量隨降雨之變化情形，考慮水文循環各組成要素包含降雨、入滲、蒸發散量等因子(如圖 3.2.1-1)。

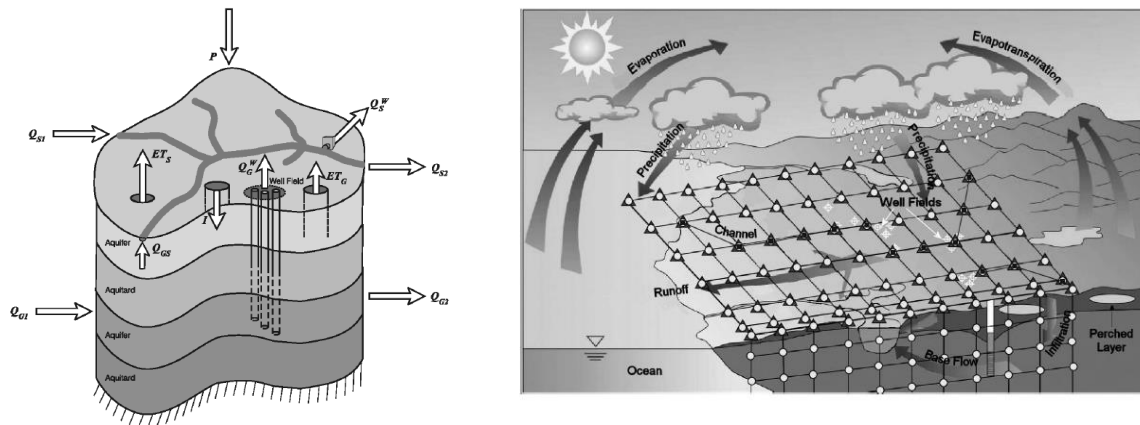


圖 3.2.1-1 區域水文循環概念模型與數值模擬示意圖

Figure 3.2.1-1 Schematic diagram of conceptual model of hydrological process and its ICs and BCs

HGS 模式之地表水控制方程式採用 Saint Venant equation，而地下水控制方程式採用 Richards equation，目前國內外皆有應用案例，且其正確性與適用性亦已獲得驗證。模式中以水文循環概念模型組成地表與地下水之互制公式，如圖 3.2.1-1 所示，考慮水文循環各組成要素包含降雨、入滲、蒸發散量等因子，在每個模擬時距，模式求解地表與地下水流，可藉以探討兩者間水量傳遞與補排特性。模式詳細各組成要素與控制方程式，茲將說明如下。

(1) 地表逕流控制方程式

集水區之地表逕流在水文循環中扮演很重要的因子，控制水流進/出地表下、河川、湖泊或水庫，將地表水與地下水利用單節點或者雙節點的交流方式使水流能夠在此節點交會處進行流動，使降雨過後地表逕流在流動中一直不斷入滲進土壤內，使得整個分析模式更加貼近實際情況。HydroGeoSphere 模式在地表逕流中是以二維聖凡南(Saint Venant)方程式建構而成，茲將針對地表逕流與渠流之控制方程式分別說明如下。

$$\frac{\partial \phi_o h_o}{\partial t} + \frac{\partial(\bar{v}_{xo} d_o)}{\partial x} + \frac{\partial(\bar{v}_{yo} d_o)}{\partial y} + d_o \Gamma_o \pm Q_o = 0 \quad \text{式 3.2.1-1}$$

x 方向之動量方程式可表示如下：

$$\frac{\partial}{\partial t}(\bar{v}_{xo}) + \frac{\partial}{\partial x}(\bar{v}_{xo}^2 d_o) + \frac{\partial}{\partial y}(\bar{v}_{xo} \bar{v}_{yo} d_o) + g d_o \frac{\partial d_o}{\partial x} = g d_o (S_{ox} - S_{fx}) \quad \text{式 3.2.1-2}$$

y 方向之動量方程式可表示如下：

$$\frac{\partial}{\partial t}(\bar{v}_{yo}) + \frac{\partial}{\partial y}(\bar{v}_{yo}^2 d_o) + \frac{\partial}{\partial x}(\bar{v}_{xo} \bar{v}_{yo} d_o) + g d_o \frac{\partial d_o}{\partial y} = g d_o (S_{oy} - S_{fy}) \quad \text{式 3.2.1-3}$$

式中 d_o 為流動深度， z_o 為地表高程， h_o 為水面高程($h_o = z_o + d_o$)， \bar{v}_{xo} 與 \bar{v}_{yo} 為 x 方向與 y 方向之垂直平均流速， Q_o 為體積流量， ϕ_o 為地表孔隙率， S_{ox} 、 S_{oy} 、 S_{fx} 、 S_{fy} 為 x 方向與 y 方向之無因次底床與摩擦坡降。

(2) 地表下逕流控制方程式

地表下逕流控制方程式是由理查方程式修改而得，HydroGeoSphere 模式在地表下逕流中假設為多孔介質、完全飽和或可變飽和(variable saturated)條件下進行模擬(Therrien et al., 2006)。地表下逕流假設流體本質為不可壓縮的、多孔介質及裂隙為不可變形、系統為等溫條件以及空氣可無限移動的。其控制方程式可表示如下。

$$-\nabla \cdot (\omega_m q) + \sum \Gamma_{ex} \pm Q = \omega_m \frac{\partial}{\partial t} (\theta_s S_\omega) \quad \text{式 3.2.1-4}$$

式中， ω_m 總孔隙率，總孔隙率一般為 1.0，若為雙孔隙介質流，則總孔隙率不等於 1.0； q 為流體流量， $q = -K \cdot k_r \nabla(\phi + z)$ ，其中， k_r 為相對滲透率； ϕ 為壓力水頭； z 為位置水頭； S_ω 為飽和度； θ_s 為飽和含水量； K 為透水係數， $K = \rho g / \mu \cdot k$ ，其中， g 為重力加速度； μ 為水的黏滯係數； k 為滲透係數； ρ 為水的密度； Γ_{ex} 為流體在不同地層條件下變換單位體積，在不同地層中，例如： $ex = f$ (裂隙)、 $ex = d$ (雙孔隙)、 $ex = w$ (水井)、 $ex = t$ (暗管排水)、 $ex = o$ (地表)、 $ex = c$ (河道)。而水的飽和度 S_ω 與含水量相關，可表示如下：

$$S_\omega = \frac{\theta}{\theta_s} \quad \text{式 3.2.1-5}$$

Brooks and Corey (1964)於 1964 年利用大量的基質吸力與土壤含水量之試驗資料，發展描述土壤吸力與飽和度(S_ω)關係之經驗公式，以下簡稱 BC 模式，表示式如下：

$$S_\omega = S_{\omega r} + (1 - S_{\omega r}) |\alpha \psi|^{-\beta} \quad \text{for } \psi < -1/\alpha \quad \text{式 3.2.1-6a}$$

$$S_{\omega} = 1 \quad \text{for } \psi \geq -1/\alpha \quad \text{式 3.2.1-6b}$$

相對滲透率 k_r 可表示為：

$$k_r = S_e^{(2/\beta + l_p + 2)} \quad \text{式 3.2.1-7}$$

式中， α 為空氣進入土體後的壓力水頭， β 為孔隙大小分布指數， l_p 為連通參數，Brooks and Corey (1964) 曾假設其值為 2.0。 $S_e = S_{\omega} - S_{or} = (1 - S_{or})$ ， S_e 為有效飽和度， S_{or} 為殘餘水的飽和度，依據 Mualem (1976) 所提之理論，Van Genuchten (1980) 則提出飽和壓力之關係，以下簡稱 VG 模式，可表示如下。

$$S_{\omega} = S_{or} + (1 - S_{or}) [1 + |\alpha\psi|^{\beta}]^{-\nu} \quad \text{for } \psi < 0 \quad \text{式 3.2.1-8a}$$

$$S_{\omega} = 1 \quad \text{for } \psi \geq 0 \quad \text{式 3.2.1-8b}$$

對於未飽和含水層而言，透水係數會隨著水頭變化而改變，因此未飽和含水層之相對滲透係數 k_r 可表示如下。

$$k_r = S_e^{l_p} [1 - (1 - S_e^{1/\nu})]^2 \quad \text{式 3.2.1-9}$$

式中， $\nu = 1 - 1/\beta$ ($\beta > 1$)， α 與 β 為透過試驗而得，Mualem (1976) 提出多數的土壤孔隙連通參數 l_p 等於 0.5。

2. 三維地下水流模式參數率定與驗證

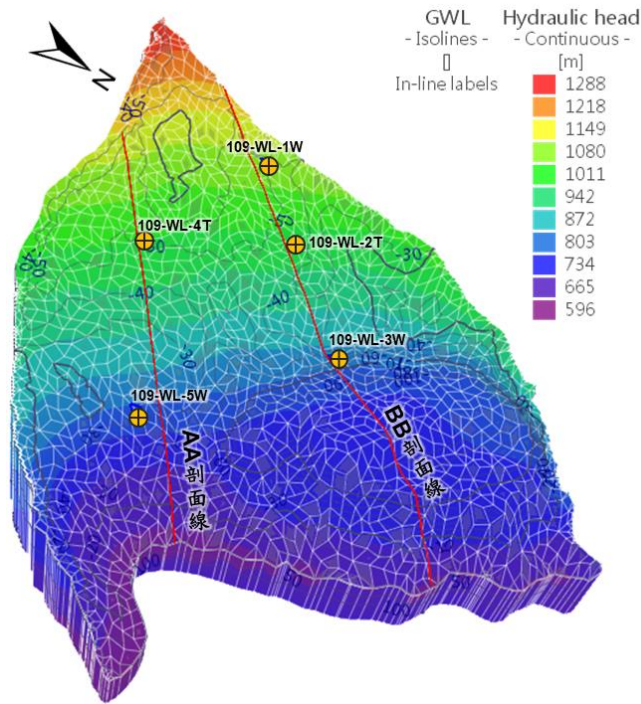
本計畫使用 HGS 程式於建立三維地下水流模式時，先透過數值地形、降雨、入滲以及地質相關資料界定邊坡分析範圍，再依據三維地下水流模式所需之地文與水文資料建立分析網格。根據計畫範圍之空間分布，其地形資料、雨量站與現地建置之地下水位及土壤含水量監測資料，模式建置所需的地層資訊則仰賴既有鑽孔岩芯紀錄與地下水文調查試驗之成果，以及採用水文地質參數試驗相關成果作為模式參數率定與驗證之基礎資料，並進行初步的參數敏感度及不確定性分析。為確保模式之準確度與正確性，在模擬過程中輸入降雨條件作為入滲邊界，根據上述三維地下水流分析模式，進行穩態地下流場分析，待完成模式率定後，再依據選取的時序資料進行暫態地下流場分析，模擬每一時階觀測資料之變化，並與實際監測資料進行比對分析。本計畫採用試誤法進行 HGS 模式中各參數之率定，其原理係透過數值程式以規則的方式反覆調整各項參數，使目標函數(例如地下水位誤差及淺層土壤含水量誤差)最小化，以獲得具代表性之參數，建立最符合霧鹿場址地下水流場之水文地質模型，期能進而瞭解霧鹿場址整體地下水流場之分布。

本計畫模式率定時間為 108/6/3~109/5/19，後續再進行 109/5/20 至 109/8/27 暫態模擬；本計畫利用前述現階段現場蒐集之觀測資料進行模式分析，初步率定完成後之模式，參數如表 3.2.2-1，穩態流場及地質剖面之水頭及含水量分布，如圖 3.2.2-1 所示。本計畫率定完成後之模式，再以率定完成之地下水流場進行暫態模擬(109/5/20 至 109/8/27)，即可獲得霧鹿場址地下水流場及土壤含水量之分布情形。比對本計畫裝設之鑽孔觀測地下水位歷線，顯示地下水位高程模擬與觀測地下水位歷線趨勢大致相同，如圖 3.2.2-2 所示。

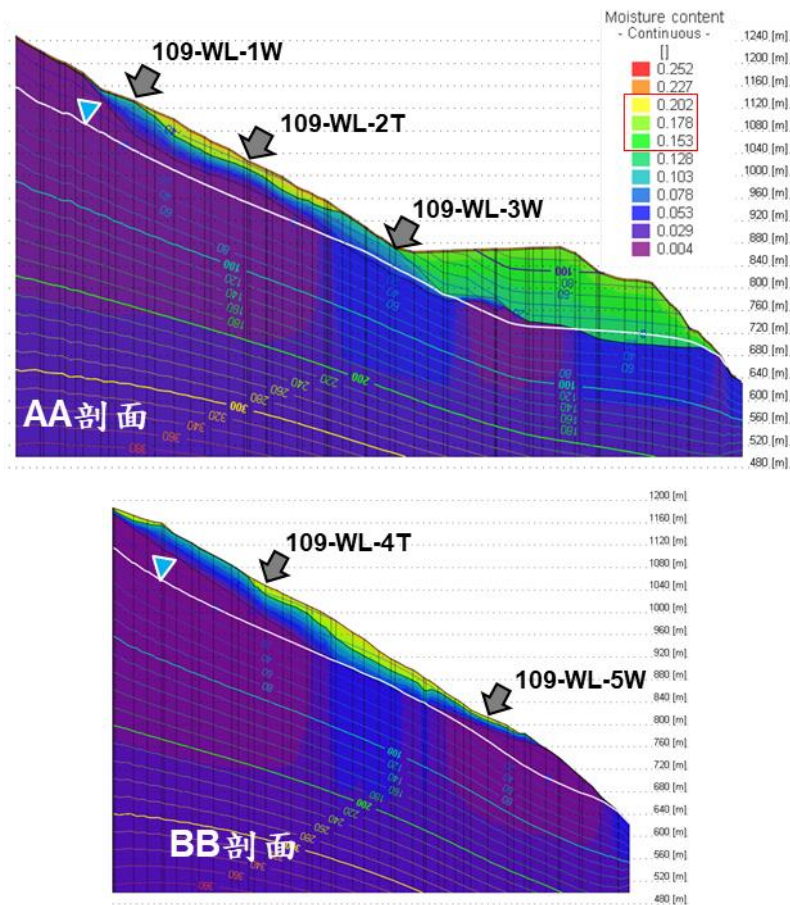
表 3.2.2-1 霧鹿場址模式參數之率定值

Table 3.2.2-1 Calibrated parameters of three-dimensional groundwater flow model for Wulu site

地下分層	透水係數 (m/s)	孔隙率	vG 模式土壤水分特性曲線參數		
			θ_r	α	n
土壤層	1.5×10^{-3}	0.32	5E-6	0.0118	1.085
崩積層	4.5×10^{-5}	0.28			
剪裂帶	6.3×10^{-5}	0.30			
階地堆積層	4.3×10^{-5}	0.20			
黑色片岩	5×10^{-7}	0.02			



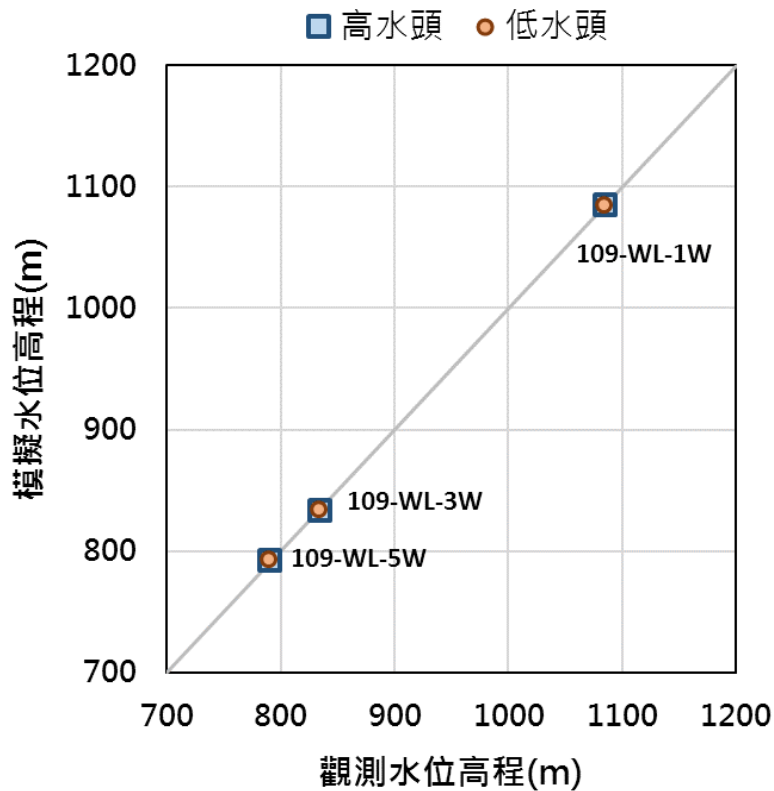
(a) 三維地下水流場



(b) AA 及 BB 剖面

圖 3.2.2-1 霧鹿場址穩態三維地下水流場及地質剖面含水量分布

Figure 3.2.2-1 Variations of pressure head and water content of three-dimensional groundwater flow model for Wulu site



孔位	低水頭	高水頭	鑽探水位高程	模擬低水頭	模擬高水頭
109-WL-1W	1084.11	1084.92	1106.25	1085.34	1085.58
109-WL-2T	未觀測		995.84	982.39	982.62
109-WL-3W	833.9	833.95	841.31	834.17	834.09
109-WL-4T	未觀測		-	997.27	997.62
109-WL-5W	789.61	790.25	789.51	793.05	792.56

觀測期間: 109-WL-1W: 109/5/20~9/3 ;
 109-WL-3W: 109/8/19~8/26 ;
 109-WL-5W: 109/7/8~8/19

註: 現階段觀測資料之高水位期間為 109/5/20; 低水位期間為 109/9/3

圖 3.2.2-2 霧鹿場址低水位及高水位模擬結果與觀測水位之比較

Figure 3.2.2-2 Comparison between results of estimated and observed hydraulic head at lower and high groundwater level situations

本計畫為瞭解影響模式率定之主要參數(透水係數、孔隙率及比蓄水係數)改變對地下水位及土壤含水量的影響程度，初步針對霧鹿場址完成率定的參數進行敏感度分析，其餘模式參數設定則同前述，在此僅以率定後地下各分層之水文地質參數為基準，降雨條件則使用圖 3.1.5-1 霧鹿場址於 109/5/20~109/8/27 觀測之日雨量作為輸入，分別調整透水係數($K' = 0.1 \sim 10K^*$)、孔隙率(1~1.3 倍)、比蓄水係數($0.01S_s^* \sim 100S_s^*$)、土壤水分特性曲線參數 α 及 n ，進行參數敏感度分析。若檢視 109-WL-1W 鑽井位置之地下水位高程及 109-WL-2T 土壤含水量之變化量百分比結果，可分別如表 3.2.2-2 所示。由表顯示，透水係數對地下水位高程分析的敏感程度最高，其次為土壤水分特性曲線參數；而對於土壤含水量而言，以孔隙率的敏感度為最高，其次為土壤水分特性曲線參數。

表 3.2.2-2 模式參數改變對地下水位高程及土壤含水量之影響

Table 3.2.2-2 Effect of model parameters change on groundwater Hydraulic head and soil moisture conten

透水係數 $K'=$	0.1*K	2*K	5*K	10*K
地下水位高程變化量(%)	3.46	1.03	1.03	1.23
土壤含水量變化量(%)	2.59	0.71	0.71	0.85

孔隙率 $P'=$	1.1*P	1.2*P	1.3*P
地下水位高程變化量(%)	0.12	0.13	0.55
土壤含水量變化量(%)	10.09	20.10	30.12

比蓄水係數 $Ss'=$	0.01*Ss	0.1*Ss	10*Ss	100*Ss
地下水位高程變化量(%)	0.78	0.80	0.82	0.98
土壤含水量變化量(%)	0.53	0.53	0.55	0.57

土壤水分特性曲線參數= α	0.01	0.1	n=2	n=3
地下水位高程變化量(%)	0.51	0.13	-0.28	-0.20
土壤含水量變化量(%)	3.34	-10.16	-12.8	-10.82

根據參數敏感度分析可知，透水係數與孔隙率為模式之關鍵參數，故本計畫嘗試考慮此兩參數之不確定性，進行初步分析，以了解其於地下水位模擬之影響。本計畫以模式率定完成之參數為基準(平均值)，假設透水係數及孔隙率於空間分布為常態分布，並分別以模式率定完成參數之 10%及 30%為其變異數，以作為其不確定性條件。因此，基於上述的條件下，依據常態分布產生符合此機率分布之隨機亂數以建立此二參數於分析空間上的分布值，並進行地下水流暫態模擬，以此了解此兩參數之不確定對地下水位(109-WL-1W)的影響。圖 3.2.2-3 為考慮透水係數及孔隙率不確定性之分析結果，圖上顯示 10%及 30%的參數不確定性對於地下水位的分析結果影響不明顯，不確定性 10%之影響水位為-0.37~2.17 公分，而不確定性 30%之影響水位為-5.2~1.1 公分。

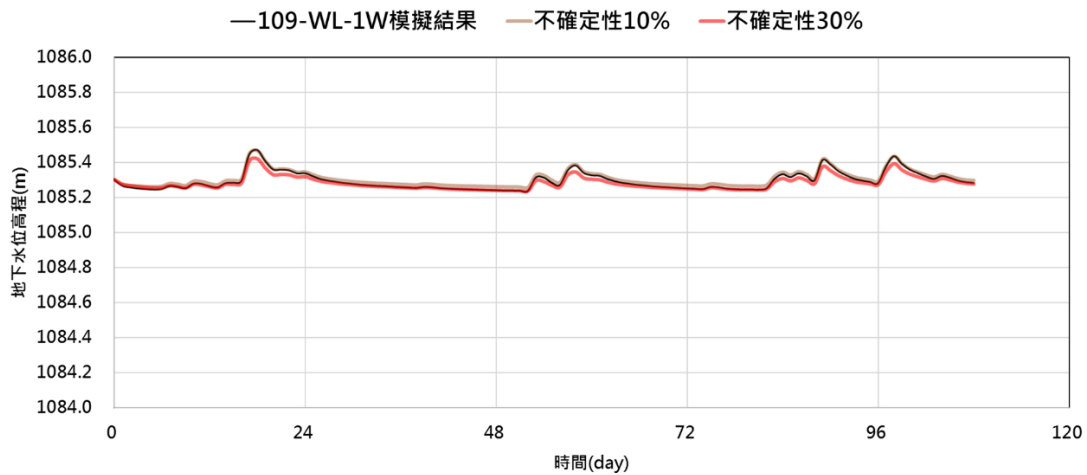


圖 3.2.2-3 考慮透水係數及孔隙率不確定性之分析水位與模擬水位之比較
 Figure 3.2.2-3 Comparison of hydraulic head considering the uncertainty of hydraulic conductivity and porosity

本工作項目主要為提供霧鹿場址之關鍵剖面(地質剖面)高低水位，以進行二維剖面之坡地穩定性分析，故分別以目前觀測期間之 109-WL-1W、109-WL-3W、109-WL-5W 之高、低水位資料進行比對，待模式率定與驗證完成，則截取地質剖面線 AA' 及 BB' 對應之地下水位模擬值，以提供二維水文地質概念模型進行坡地穩定性分析。圖 3.2.2-4 及圖 3.2.2-5 分別為低水位(109/09/03)及高水位(109/05/20)的三維地下水流場及土壤含水量之空間分布，圖上分別顯示地下水位高程、地下水位、土壤飽和度及土壤含水量之空間分布特徵。

現階段因霧鹿場址觀測資料有限，仍需蒐集更長期的觀測以提供模式進行詳細的率定與驗證，因此本場址三維地下水流場分析模式現階段地下水位觀測資料約 3 個月，以及土壤含水量觀測資料為初步紀錄階段，尚待後續持續觀測資料以提供本模式參數進行詳細之率定及驗證、檢討修正三維水文地質概念模型，以提升模式分析結果之準確性，以獲得更具代表性之參數。

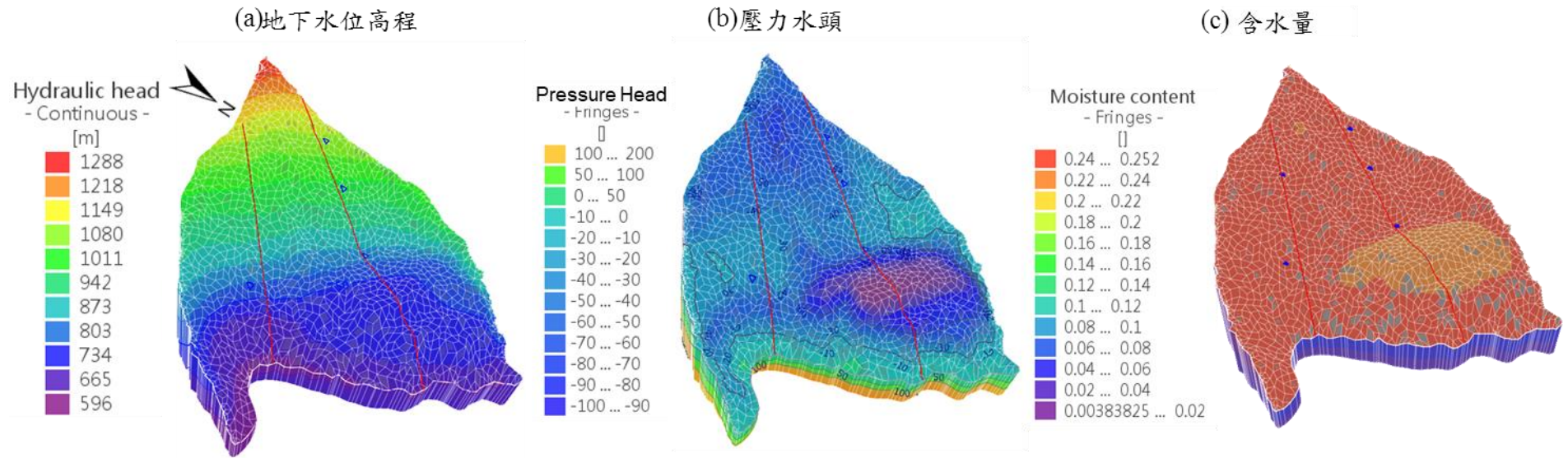


圖 3.2.2-4 霧鹿場址低水位(109/09/03)三維地下水流場之空間分布

Figure 3.2.2-4 Spatial distribution of three-dimensional groundwater flow at relative lower groundwater level situation for Wulu site

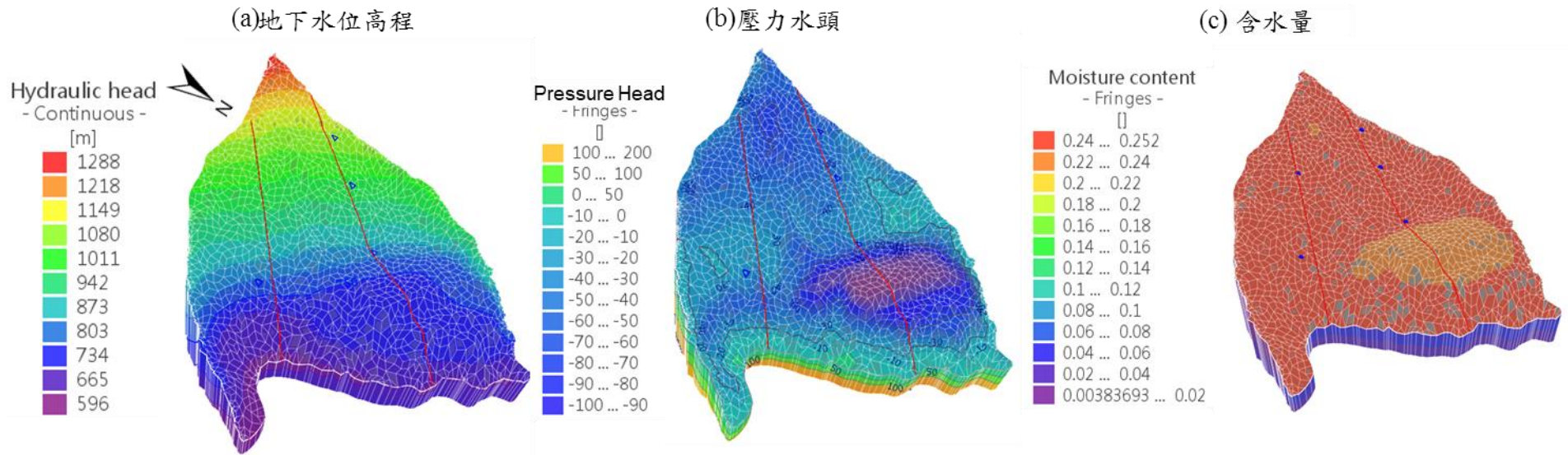


圖 3.2.2-5 霧鹿場址高水位(109/05/20)三維地下水流場之空間分布

Figure 3.2.2-5 Spatial distribution of three-dimensional groundwater flow at relative higher groundwater level situation for Wulu site

四、三度空間坡地活動性評估系統建置

(一)方法論述

1. 地表量測

此次計畫研究區域，對於地表位移量測將採用三種量測方法：(1)即時動態差分法(RTK)、(2)全球定位系統(GPS)及(3)靜態基線量測。將藉由雙頻 GPS 的持續收集資料，解算該點位精確的持續變化資訊。靜態基線量測則是包含連續 GPS、臨時 GPS 站與 RTK 基站的靜態測量資料，進行聯合解算。其目的係為了提升解算架站時單點位計算精度與 RTK 基站的絕對位置，提供 RTK 移動站的量測成果與前期成果比較之良好依據。前三年計畫執行所採用的全站儀測量，雖然理想上測站與測點間相對距離精度可達公釐至公分等級。但是，由於該量測方式非常倚靠雷射能照到的區域。因此，若干擾物太多、地形起伏過大，一旦需常移動基站時，整體精度會降低至公分甚至數十公分等級。該方法為力求精準，一般都不會去測量大範圍的區。本次的研究區域範圍較大，若採用全站儀測量，則需考慮移動基站，精度降低。另外，本計畫所採用其他的測量方式亦可達到相似的精度。在此將不採用全站儀測量方式。各式方法詳述內容彙整如下：

(1) 即時動態差分法(Real-Time Kinematic, RTK)

即時動態差分法(Real-Time Kinematic, RTK)，建立在即時處理兩個測站間的載波相位基礎上，利用動態即時差分方法，將可提供觀測點的三維座標，並達到公分級的精度(Lambiel and Delaloye, 2004)。但其技術會受限於主站系統誤差改正參數之有效作用距離，因衛星定位誤差的空間相關性會隨著基準站與移動站距離的增加而逐漸失去線型誤差模型的有效性，因此在較長距離的情況下(一般大於 10 公里)，經過差分計算處理後之觀測數據仍然含有很大的系統誤差，尤其是電離層的殘餘誤差，將導致整週波未定值求解的困難，甚至無法求解，以致於造成定位成果不佳。故為克服單主站式 RTK 定位技術的缺陷，利用虛擬基準站即時動態定位技術求解區域性衛星多基準站網絡誤差模型如對流層、電離層及軌道誤差等，將可有效增加傳統單主站 RTK 定位之作業範圍，亦即採用多個衛星定位基準站所組成的衛星網絡來評估衛星定位基準站涵蓋地區的衛星定位誤差，並配合最鄰近的實體基準站觀測資料，建構一個虛擬基準站(Virtual Base Station, VBS)做為 RTK 主站使用，此時該虛擬基準站的觀測數據將會與移動站衛星定位接收儀實際接收的觀測數據及誤差模型具有極高的相關性，當再進行 RTK 差分計算處理後，系統誤差即可徹底消除，使用者當然可以快速且方便地獲得高精度、高可靠度及高可用性之即時動態定位成果(內政部國土測繪中心, 2010)。

RTK 建立在即時處理兩個測站間的載波相位基礎上，利用動態實時差分方法，將可提供觀測點的三維座標，並達到公分級的精度，但須要有開闊的視野，讓基站與移動站能接收到足夠的衛星數目與無線電的相互傳輸，以茶山的研究區域來看，地形起伏較大，接收衛星的角度較小與個數較少，解算需花更多的時間也不一定能收斂，因此建議類似的研究區域，須採用更新的儀器來接收更多衛星、加強基站無線電的發射強度與多基站的架設，將能更有效率且提高精度進行更精確地分析。

(2) 全球定位系統 (GPS- Global Positioning System)

GPS 測量是通過地面接收設備接收衛星傳送來的信息，計算同一時刻地面接收設備到多顆衛星之間的偽距離，採用空間距離後方交會方法，來確定地面點的三維坐標，並證實可達到公分級之精度(曾清涼、儲慶美，1999)，已普遍被應用於控制測量、地殼變位監測、汽車導航……等等各方面。對於 GPS 衛星、衛星信號傳播過程和地面接收設備都會對 GPS 測量產生誤差。主要誤差來源可分為：與 GPS 衛星有關的誤差；與信號傳播有關的誤差；與接收設備有關的誤差。其中透過長時間收集、更多顆衛星訊息、精密軌道參數、模型推算來降低這些誤差，進而得到可信的結果。在實際作業方面，站址基座的穩固與適當點位透空度是非常重要的。分析 GPS 軟體處理雙差觀測量，採用最小二乘演算法進行參數估計。採用雙差觀測量的優點是可以完全消除衛星鐘差和接收機鐘差的影響，同時也可以明顯減弱諸如軌道誤差、大氣折射誤差等系統性誤差的影響。

(3) 靜態基線測量

由於 GPS 全球定位系統具有全球地面連續覆蓋、即時定位速度快、抗干擾性能好，保密性強、同時多數使用者的需求、即時空間定位、高精度測定速度和位置等特色及功能，所以被引進在測量作業上使用，GPS 定位技術的高度自動化和所達到的定位精度及其潛力使廣大測量工作者產生了極大的興趣，相對於傳統的測量技術，GPS 定位測量技術具有觀測站之間無須通視、定位精度高、觀測時間短、提供三維坐標、操作簡便、全天候作業及經濟效益高等特點(曾清涼、儲慶美，1999)。大致上，GPS 衛星測量方法可分為靜態測量及動態測量兩大類。目前 GPS 靜態測量大都應用在控制測量方面，需要較長的觀測時間及內業資料計算的時間，而即時動態測量只需在點位上停留數秒至數分鐘，就可即時解算點位坐標，可有效地提昇 GPS 測量的效率。在施測基線兩端各架設一部衛星定位接收儀，於透空度良好之情況下，同時接收衛星訊號，連續觀測接收一小時以上，相對定位精度可達 $5 \text{ mm} + 1 \text{ ppm} \times L$ (L 為基線長度，單位為公里，即一公里 6mm 的精度)，此為靜態基線測量。

2. 地下觀測

坡地之活動性在地表下之主要觀測標的有地體剪動量、地體不飽和帶含水量以及地下水位，本小節針對地下觀測系統之建置內容與現場工作進行說明。

(1) TDR 坡地地體剪動監測與現場安裝

時域反射儀(time domain reflectometer, TDR)系統為一上孔式概念之新式監測系統，透過多工器 (multiplexer) 以及同軸傳輸纜線，可將多點 TDR 不同監測感測器連接，形成一機多工之功能。時域反射儀(TDR，如圖 4.1.2-1 所示)主要由階躍脈衝產生器(step pulse generator)、取樣器(sampler)與示波器(oscilloscope)組成，其基本原理與雷達相同，由階躍脈衝產生器發射一電磁波進入同軸纜線(coaxial cable)及感測器(sensor)所組成之電磁波傳輸系統(transmission line system)，由取樣器記錄感測器內阻抗(impedance)不連續所造成之反射並顯示於示波器。感測器可視為同軸纜線延伸，同時作為訊號傳輸與感測之用，感測器設計主要將感測內材料電學變化轉換成傳輸阻抗變化，如此可藉由反射訊號得知材料電學特性。

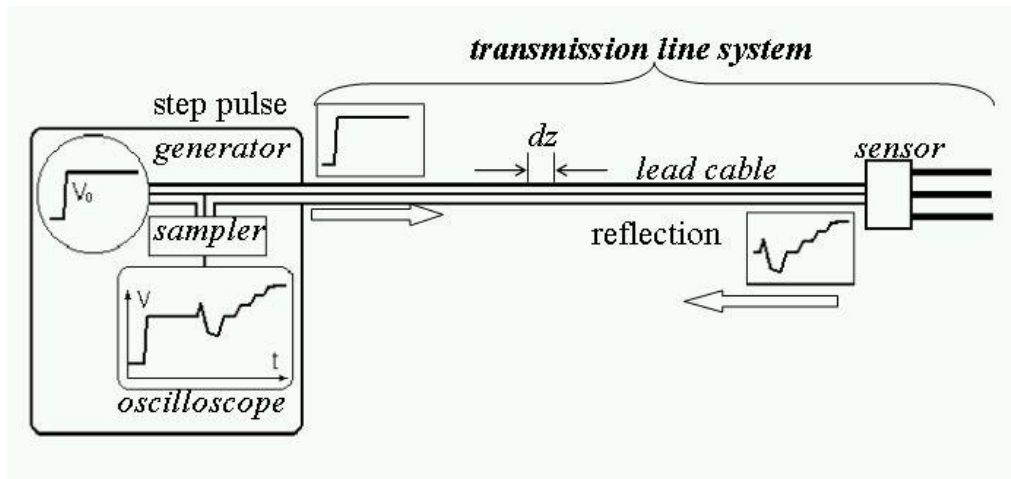


圖 4.1.2-1 TDR 量測系統示意圖

Figure 4.1.2-1 TDR measurement system schematics

TDR 作為坡地地體剪動監測之原理是在於將同軸纜線埋設於有滑動之現象的岩石或土壤邊坡中(如圖 4.1.2-2、圖 4.1.2-3 所示)，當地層相對錯動而改變同軸纜線幾何形狀時，TDR 儀器所發出脈衝電磁波將在同軸纜線變形處發生訊號反射尖峰(reflection spike)，利用走時進行分析可以定位阻抗不連續的位置。其優點在於監測變形之同軸纜線為一空間連續分佈之感測器，相較於傳統的測傾管技術(非空間連續分佈)，具有空間解析優勢。

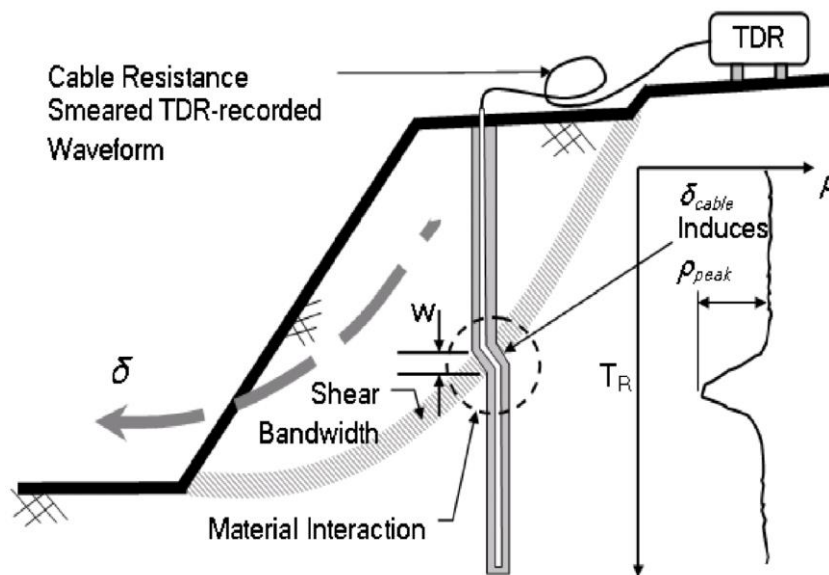


圖 4.1.2-2 TDR 量測系統與訊號傳遞接收示意圖

Figure 4.1.2-2 TDR measurement system and signal transceiving schematics

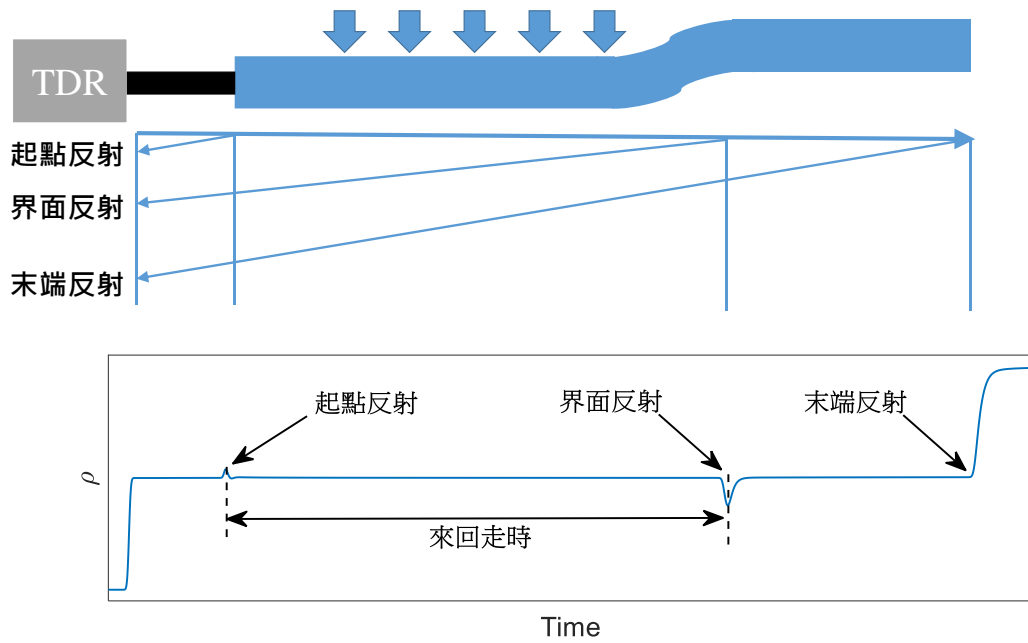


圖 4.1.2-3 TDR 變形監測之反射訊號與原理

Figure 4.1.2-3 TDR deformation monitoring reflection signals and working principle

為進行 TDR 剪動量化分析，採用 Lin et al.(2009)之建議，其量化分析之方法(如圖 4.1.2-4 所示) 是將受剪動而產生之負反射訊號之最大值與剪動量進行線性回歸，其數學式表示為

$$\delta = (\rho_{peak}/S) + \delta_0 \tag{式 4.1.2-1}$$

其中 δ 為外部剪動位移量， ρ_{peak} 為反射係數峰值(與初始量測值之差值)， S 為纜線與周圍束制材料之有效靈敏度； δ_0 為使 TDR 波形產生初始反應所需之啟動位移量，經由一次線性迴歸求得，定義為迴歸門檻值(regression threshold value)。

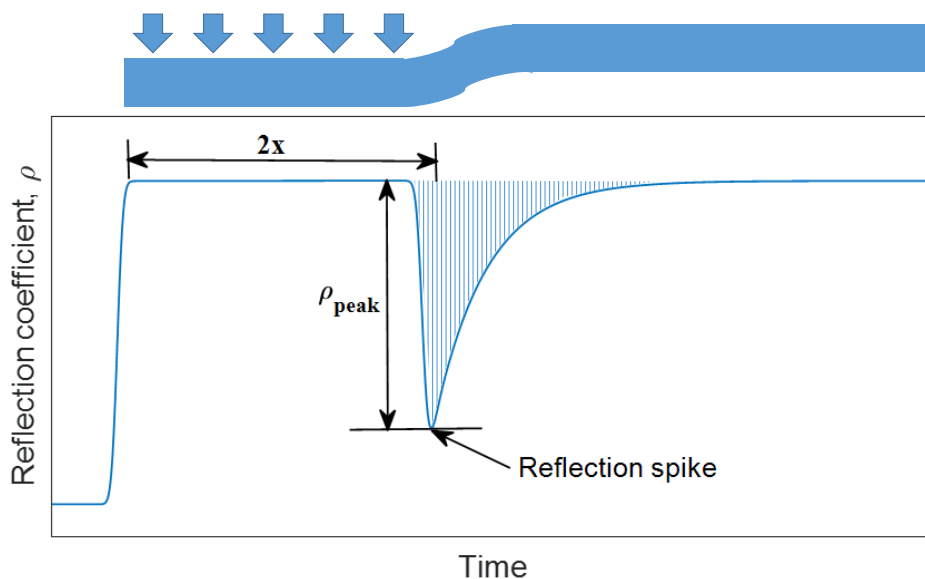


圖 4.1.2-4 TDR 錯動變形量化分析方法

Figure 4.1.2-4 Quantitative analysis approach of TDR deformation

根據現場使用之 RG-8 型纜線配合現場鑽探所得之地層材料與實驗室室內試驗比對，本計畫所使用之剪動量化估計式為(單位：mm)：

$$\delta = \left(\rho_{peak} / 0.001071 \right) + 5 \quad \text{式 4.1.2-2}$$

此估計式為粗估之位移量，若要取得更為精準之現地位移量供持續位移監測與門檻預警，需搭配臨近鑽孔或與鑽孔共構之傾斜儀測得位移量標定有效系統靈敏度 S。

本計畫 TDR 剪動監測纜線安裝於 109-WL-2TC 以及 109-WL-4T 孔位兩處，安裝時根據現場安裝之標準作業流程進行(圖 4.1.2-5)，主要是在鑽探完成後，將纜線放入孔內並回填水灰比 1:2 之水泥漿，在放置過程中以及回填完成後皆進行訊號確認，以確保在安裝過程中監測纜線沒有發生損壞之情形。109-WL-2TC 和 109-WL-4T 分別於 109 年 5 月 21 日和 7 月 3 日灌漿埋設完畢，二者皆採用 RG-8 TDR 纜線單獨安裝。109-WL2TC 孔位之 TDR 監測纜線埋設深度為 58.0m，其埋設狀況如圖 4.1.2-6 所示，而 4T 孔位纜線埋設深度為 65.5m，其埋設現況如圖 4.1.2-7 所示。

本計畫為使此監測成效更加卓越，額外規劃於現場安裝交通大學團隊自主研發之低耗能監測系統，利用低耗能樹莓派在有限之野外電源供應系統進行全天 24 小時監測，收錄間距為一小時。TDR 監測主站已分別於 109 年 6 月 17 日和 109 年 7 月 29 日在 109-WL-2TC 以及 109-WL-4T 之孔邊完成裝設並開始即時自動化監測，現場安裝實況如圖 4.1.2-8 和圖 4.1.2-9 所示。

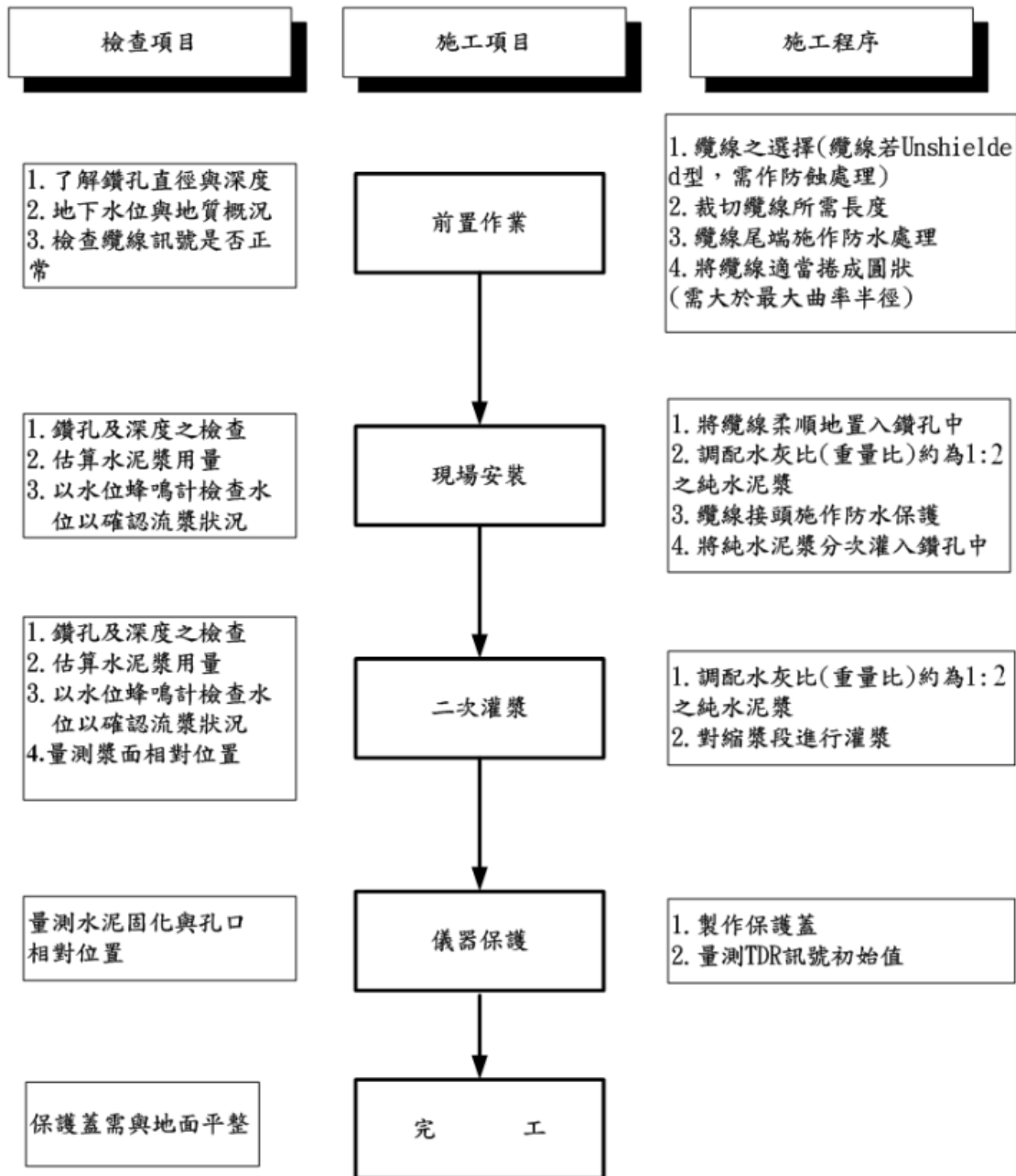


圖 4.1.2-5 TDR 剪動監測纜安裝標準流程

Figure 4.1.2-5 Standard installation procedure for TDR deformation monitoring cable



圖 4.1.2-6 109-WL-2TC TDR 監測纜線安裝現況 (TDR 剪動監測)

Figure 4.1.2-6 In-situ installation of TDR deformation monitoring cable in 109-WL-2TC



圖 4.1.2-7 109-WL-4T TDR 監測纜線安裝現況 (TDR 剪動監測)

Figure 4.1.2-7 In-situ installation of TDR deformation monitoring cable in 109-WL-4T



圖 4.1.2-8 109-WL-2TC 監測儀器箱安裝現場配置 (TDR 剪動監測)

Figure 4.1.2-8 In-situ installation of the monitoring system casing at 109-WL-2TC



圖 4.1.2-9 109-WL-4T 監測儀器箱安裝現場配置 (TDR 剪動監測)

Figure 4.1.2-9 In-situ installation of the monitoring system casing at 109-WL-4T

(2) 淺層含水量監測

淺層含水量監測主要目的是提供做為非飽和土壤層之滑動破壞分析，甚至達到預警之效益。為使其發揮其功效，並驗證淺層非飽和土壤層破壞之情形，本計畫目前依現場條件安裝在 109-WL-2TC 孔位附近，將其監測資料透過 109-WL-2TC 監測主機即時回傳於室內監測伺服器內。在考量其含水量量測準確度以及經濟效益後，安裝 Decagon 土壤含水量感測器 GS3 監測淺層土壤含水量 (如圖 4.1.2-10 所示)。GS3 為電容式含水量儀器，目前已於現場地下 1 公尺處安裝 1 支 GS3 土壤含水量感測器。安裝方法：進行土壤開挖至 1 公尺深，將感測器水平插入預計深度後，再將原有土壤回填。本計畫淺層含水量感測器已於 109 年 6 月 17 日安裝完成，安裝實況如圖 4.1.2-11 所示。監測主機同時於民國 109 年 6 月 17 日安裝完成，自動化監測目前尚待實驗標定與測試後預計於 7 月底正式開始運作，每天可有 24 筆之監測資料自動回傳至伺服器。



圖 4.1.2-10 Decagon 土壤含水量感測器 GS3

Figure 4.1.2-10 Decagon soil moisture content sensor GS3



圖 4.1.2-11 109-WL-2TC 淺層含水量監測(a)安裝過程實況; (b)完工實況

Figure 4.1.2-11 Installation of the shallow layer soil moisture content monitoring system in 109-WL-2TC (a) Installation process; (b) Installation completion.

(3) 水位觀測井與即時水位監測系統架設

水位觀測井之安裝可有助於透過水位之變化間接了解地體活動之狀況，配合地質調查之鑽孔，進行了水位觀測井安裝，水位觀測井之安裝示意圖如圖 4.1.2-12 所示，鑽孔內置入適當大小之開孔 PVC 管，開孔處以篩網綁紮並回填砂或礫石，在孔口處使用混凝土封填管口，並設置保護管與頂蓋，以進行保護。而為可有效捕抓地下水位之變動狀態，本團隊於水位觀測儀器選用上，採用了 Geostar 9550 電壓式水壓計進行地下水位量測，該水位感測器如圖 4.1.2-13 所示。現場測站安裝之水壓計搭配交通大學團隊自行研發之低功耗自計式水位量測系統與 LoRa(Long Range) 低耗廣域網路架構，每半小時記錄水位資料並即時回傳至 109-WL-2TC 主站，後端再由 109-WL-2TC 主站透過 4G 無線網路回傳至交通大學防災與水環境中心的伺服器，整體傳輸架構圖如圖 4.1.2-14 即時所示。

本計畫於 109-WL-1W、109-WL-3W、109-WL-5W 孔位架設即時水位監測系統，在井測調查成果研判後決定進行無分層水位觀測，規劃監測頻率為每半小時監測，視實際分析需求將再進行調整。目前已分別於 109 年 5 月 20 日、109 年 7 月 29 日、109 年 7 月 8 日先後完成 109-WL-1W、109-WL-3W 以及 109-WL-5W 之即時水位監測系統設置，其安裝現況如圖 4.1.2-15 至圖 4.1.2-17 所示。

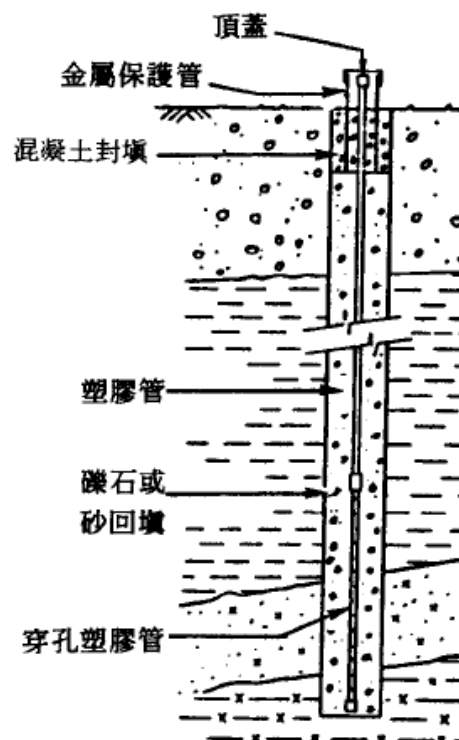


圖 4.1.2-12 水位計安裝示意圖

Figure 4.1.2-12 Schematics of automated groundwater data logger installation condition



圖 4.1.2-13 Geostar 9550 電壓式水壓計
Figure 4.1.2-13 Geostar 9550 voltage type water pressure gauge

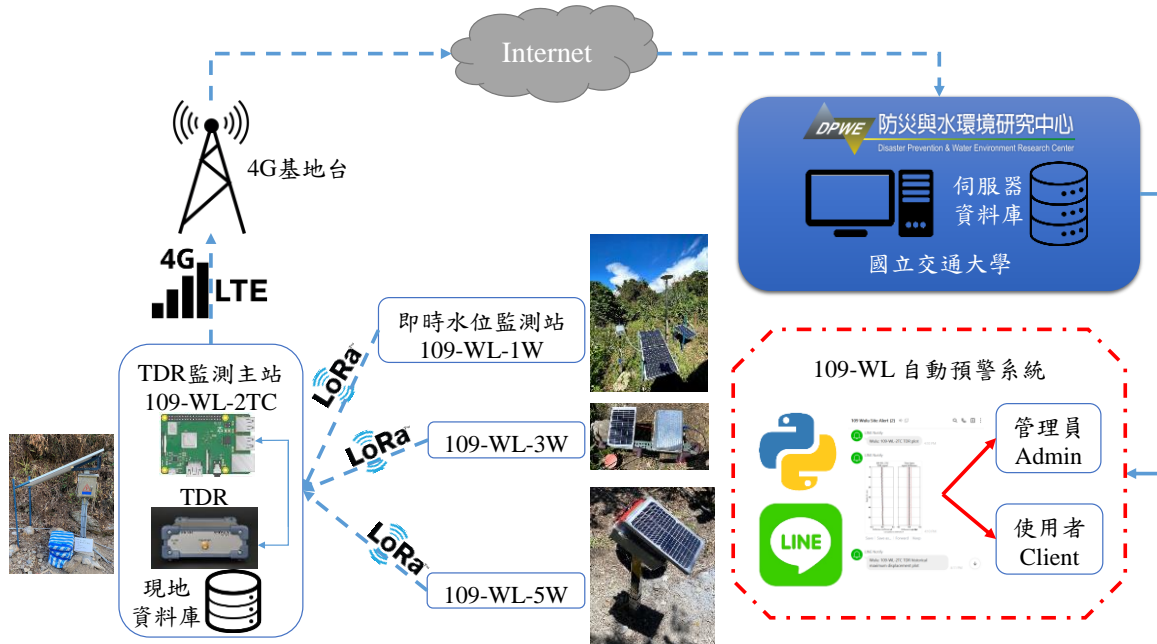


圖 4.1.2-14 即時水位監測站資料傳輸架構
Figure 4.1.2-14 Data transmission infrastructure of the real-time automated groundwater data monitoring station

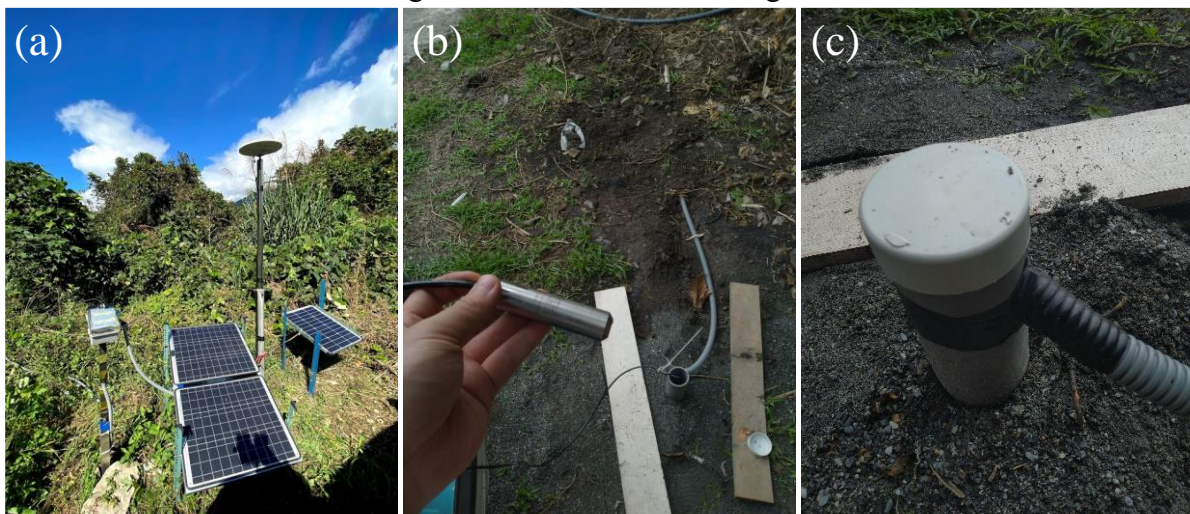


圖 4.1.2-15 109-WL-1W 即時水位監測站與監測孔位完工實況
Figure 4.1.2-15 Field installation photo of automated groundwater data logger in 109-WL-1W

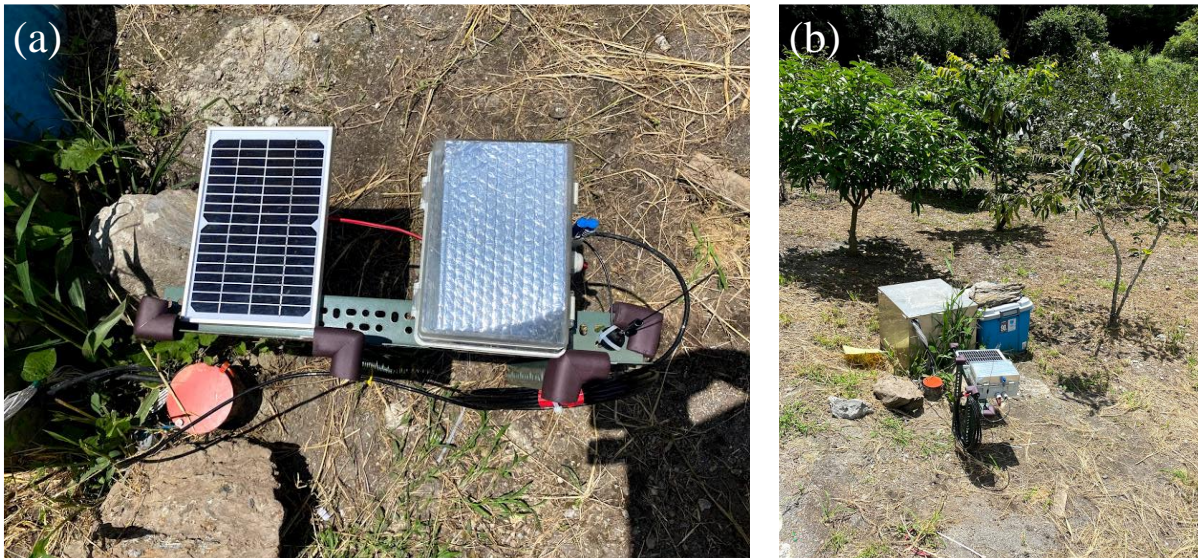


圖 4.1.2-16 109-WL-3W 即時水位監測站與監測孔位完工實況

Figure 4.1.2-16 Field installation photo of automated groundwater data logger in 109-WL-3W



圖 4.1.2-17 109-WL-5W 即時水位監測站與監測孔位完工實況

Figure 4.1.2-17 Field installation photo of automated groundwater data logger in 109-WL-5W

3. 地動觀測

邊坡地滑行為速度可以從每年數公分至每秒數公尺，然而滑動的速度往往決定該事件造成的災害程度。坡地滑移速度主要又受控於本身材料物理特性(例如岩石強度、透水係數、孔隙率)、地表降水及地下水位變化。過去對於邊坡監測與相關預警工作，主要分為門檻式觸發方法(Iverson, 2000; Savage et al., 2004)，透過邊坡材料性質與幾何參數進行安全係數評估；另外則是透過統計方法，建立降雨強度與雨場持續時間(Intensity-Duration Curves)之關係式，作為坡地走滑的啟動條件之一(Caine, 1980; Guzzetti et al., 2008)。為了針對特定大規模高潛勢崩塌區域進行細部監測，中央地質調查所長時間在崩塌區域內進行鑽探調查工作、設置水位觀測井與傾斜觀測管，建立地下觀測系統長時間測地下水位變化及潛在滑動面之位移情形；並於地表上安裝雨量計、GPS 監測等儀器，同時觀察可能的地表變形特徵及活動度評估。近年來，地震儀(地動感測器)已廣泛應用於探討大規模崩塌事件的運動行為及機制(Chen et al., 2013; Chao et al., 2016, 2017)、預警相關研究(Mainsant et al., 2012)。震波式監測技術相對於傳統崩塌地監測儀器的優勢主要為下列三點：(1) 高精度微地動監測能力(可達 10^{-9} m)、(2) 高時間取樣率(每秒 100-1000 資料點)、(3) 儀器可攜性高且安裝方便。上述優勢將有助於監測大規模崩塌區之潛移行為，配合現地鑽探、地下及地表監測資料，整合性探討崩塌地之觸崩因子及其活動性評估。

本計畫五年期執行期間，預計採用三種不同類型的地動感測器(寬頻地震儀、短週期地震儀、地聲檢知器)，依據計畫執行震波監測技術應用之工作項目需求，最終歸納與整合各類儀器監測之優勢及其適用範圍。下列則對各類儀器進行詳細說明：

(a) 寬頻地震儀 (Broadband Seismometer, BB)

本計畫採用的寬頻地震儀有兩種類型，分別為 Guralp CMG6TD (圖 4.1.3-1)與 Trillium Compact (圖 4.1.3-2)。前者 CMG-6TD 的儀器規格包含 24 位元數位化器、三軸向速度型地震儀。可記錄訊號週期為 0.01-30 秒、資料取樣點範圍為每秒 1-250 點、內建 4GB 資料儲存空間、避雷裝置與 GPS 時間接收器等。資料擷取裝置具備 125 dB 以上動態範圍，感震器敏感度約為 2×1200 Volt/m/s，記錄器倍率為 0.957μ Volt/Count，理論可監測地動最小精度為 0.4 nm/Count。儀器外觀硬體特徵為資料擷取器與感震器安裝於同一機殼內，外殼為耐腐蝕性材料，適用於潮濕的環境。其規格為直徑 15.4 cm、高 24.2 cm 及重量 3 kg，主要為輕便、強固及容易攜帶。供應直流電源 10-24 Volt，儀器可操作溫度範圍-10-75°C。內部時鐘使用之晶體振盪器為精密之 TCXO 或 DCXO，穩定度需達 <1 ppm。並能自動與 GPS 時間接收器的時間同步。該儀器裝置配置一個 GPS 時間接收器，配線長度 15 公尺，任何時間維持地震儀時間誤差於 ± 0.001 秒內，並準確提供地震儀地理位置。耗電功率約為 0.9 Watt，12Volt 鉛酸電池(45Ah)，約可以使用 25 天。



(a) Guralp CMG6TD 寬頻地震儀及其相關配置



(b) 放置地震儀之圓桶示意圖



(c) 地震儀架設示意圖，其中桶內儀器必須進行指北與水平調整



(d) 電池置物箱放置三顆 12V 鉛蓄電池及儀器訊號線組



(e) 地震站架設完成遠照與地震儀使用之 GPS 架設位置示意圖

圖 4.1.3-1 寬頻地震儀器 CMG6TD 儀器配置及簡易安裝流程示意圖

Figure 4.1.3-1 The flow chart of instrument Guralp CMG6TD installation

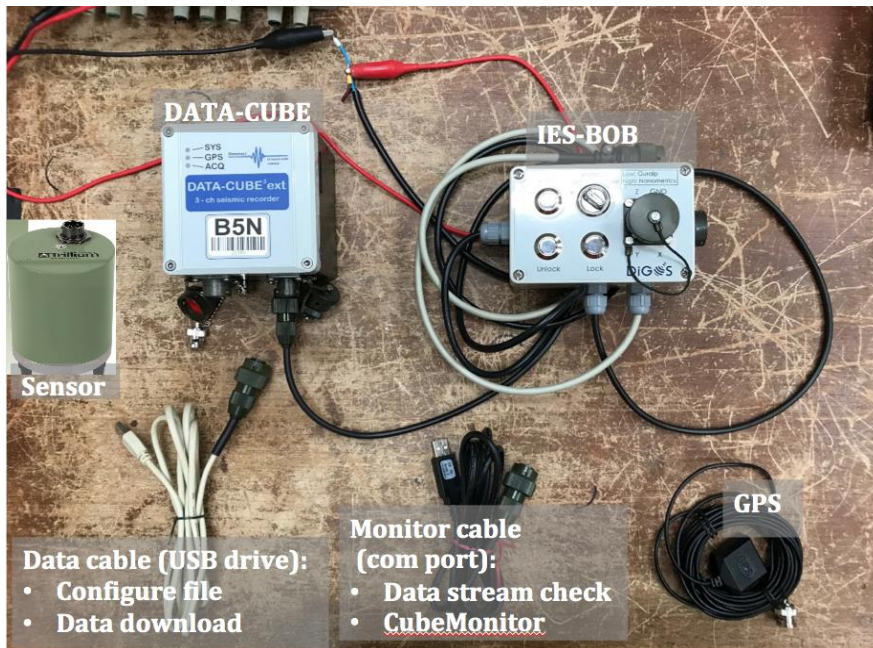


圖 4.1.3-2 Trillium Compact 寬頻地震儀與 DATA-CUBE3 儀器配置圖

Figure 4.1.3-2 Display of broadband (BB) seismometer, data logger, cables and GPS antenna

(b) 短週期地震儀 (Short-period Seismometer, SP)

本計畫執行期間採用的三軸向短週期速度感測器 KVS-300，固有自然振動頻率為 1.9-2.1 Hz、振動敏感度為 0.8 Volt/cm/s、可容許的工作溫度範圍-20-55°C。硬體規格為 106 mm 寬、104 mm 高、長 140 mm，重量約 1.5 kg，線圈電阻為 7000-7700 歐姆、阻尼為 0.7。記錄器使用 18 位元 EDR-7700 數化器，內建 CF 卡資料儲存空間，最大可以支援 24 GB。資料點取樣率可以選取每秒 100 點或者 1000 點，分別對應的拐角頻率(corner frequency, f_c)為 20 Hz 及 200 Hz，相對應之記錄器耗電功率為 0.08 Watt 及 0.13 Watt。可測定的振幅範圍為±5V，供應直流電源 9-15V。硬體規格為長 225 mm、寬 165 mm、高 90 mm，重量約 1.8 kg，適合的工作溫度範圍為-10-50°C。圖 4.1.3-3 顯示短週期地震儀、記錄器 EDR-7700、鉛酸電池、GPS 裝置配置情形。

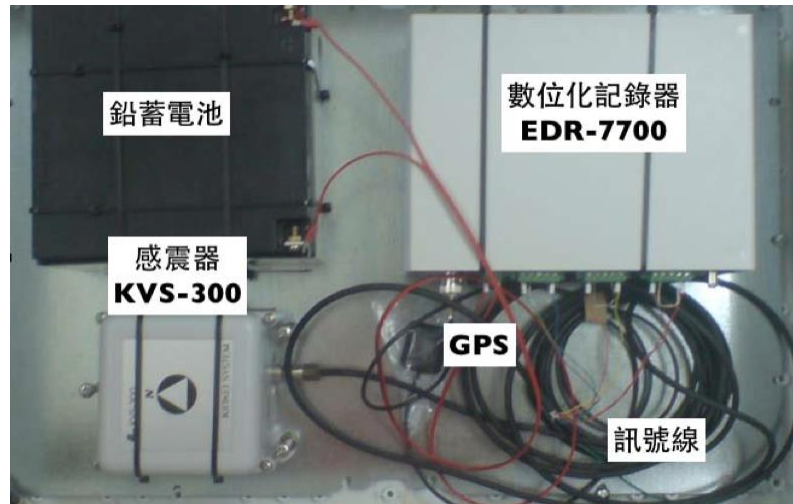


圖 4.1.3-3 短週期儀器配置情形

Figure 4.1.3-3 Display of short-period (SP) sensors and data logger

(c) 地聲檢知器 (Geophone, G)

本計畫執行期間預計使用三軸向低頻地聲檢知器(HG-6 A-Coil)，其自然震盪頻率為4.5Hz，感震器敏感度為28 Volt/m/s，硬體規格為直徑25.4 mm、高36 mm、重量約85 g，可操作溫度範圍為-40-100°C。配合使用的記錄器為 DATA-CUBE³，資料取樣率設定為每秒200點、記錄器使用倍率為244.140625 nVolt (ADC Gain 1)。相關儀器配置如圖4.1.3-4所示。

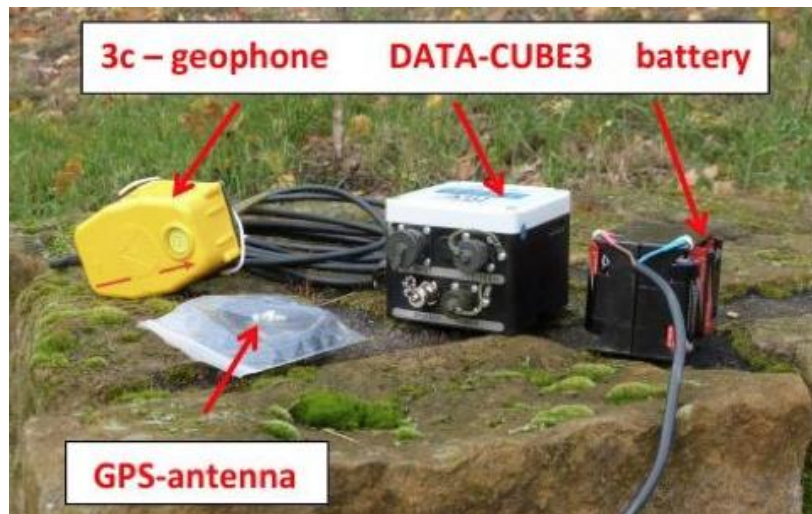


圖 4.1.3-4 地聲檢知器儀器配置情形

Figure 4.1.3-4 Display of geophone (G) sensor and data logger

109年計畫執行期間，將採用7組地聲計(崩塌區域內)與1組寬頻地震儀(崩塌區外)，進行相關震波式崩塌監測技術之測試與應用。本小節針對預計應用之監測技術與相關分析方法進行彙整說明：

(a) 時頻分析

時頻分析可以系統性提供監測坡地場址周遭噪訊特徵，然後透過各測站背景振動訊號之時頻圖(Time-frequency map)，亦可探討場址噪訊來源。本計畫首先對

測站每日連續地動紀錄進行 S-transform 分析(Chen et al., 2013)，計算連續地動訊號對應之功譜密度(power spectral density, PSD)，繪製時頻圖。S-transform 方法優勢為進行短時傅立葉分析的時間窗口為頻率的函數，透過高斯函數控制在低頻訊號部分使用長時窗口；反之，高頻部分使用短時窗口。透過時頻分析歸納監測場址區域之環境振動訊號的主要振幅譜能量強度與頻率範圍，係為後續分析工項周遭噪訊法(交互相關與自相關函數分析)所需的重要參考資訊之一。本計畫使用之 PSD 定義如下：

假設連續地動訊號 $y(t)$ 經由傅立葉轉換(Fourier transform)的函數為 $Y(f)$ ，如式 4.1.3-1，

$$Y(f) = \int_0^{T_r} y(t) e^{-i2\pi ft} dt \quad \text{式 4.1.3-1}$$

其中 T_r 為連續地動訊號的時間長度。對於特定頻率值 $f_k = k/(N\Delta t)$ 其傅立葉函數值如式 4.1.3-2，

$$Y_k = \frac{Y(f_k, T_r)}{\Delta t} \quad \text{式 4.1.3-2}$$

其中 N 為地動訊號的時間資料點個數， Δt 為資料點時間取樣間距(sampling interval)，則 $N = T_r/\Delta t$ 且 $k = 1, 2, \dots, N-1$ 。特定頻率 f_k 之功譜密度(P_k)可以定義為振幅譜的平方再乘以正規化常數(normalization, $2\Delta t/N$)：

$$P_k = \frac{2\Delta t}{N} |Y_k|^2 \quad \text{式 4.1.3-3}$$

在此研究將 P_k 以 dB 表示(decibel； $PSD = 10 \times \log_{10}[P_k]$)。由於本計畫預計採用的地動感震器的紀錄資料單位為 m/s，則 PSD 之 dB 單位為相對於 $(m/s)^2/Hz$ 。圖 4.1.3-5 為時頻分析結果，本計畫後續稱之為時頻圖。時頻圖可提供地動訊號紀錄主要 PSD 能量出現的時間與頻率的位置。如圖 4.1.3-5，PSD 能量主要出現在 20-75 秒時間窗口，且頻率主要分佈在 1-10 Hz。

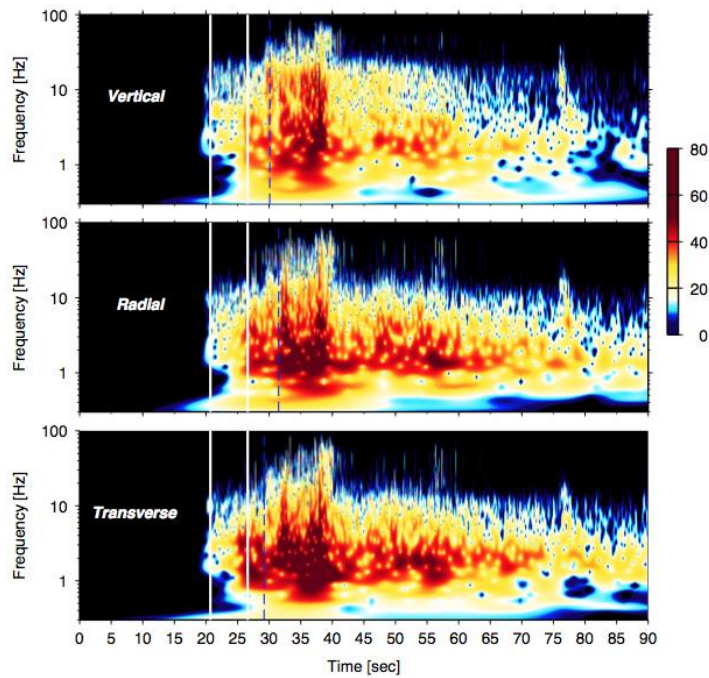


圖 4.1.3-5 時頻圖示意範例，顏色代表 PSD 強度 (dB 相對於 $(m/s)^2/Hz$)

Figure 4.1.3-5 An example of spectrograms. Color indicates the intensity of power spectral density (PSD)

(b) 場址地震地動訊號之特徵

參考中央氣象局地震測報發佈的地震報告與地震目錄 (<https://www.cwb.gov.tw/V7/earthquake/>)，針對坡地場址之有感地震事件進行場址測站的三軸向地震地動訊號進行檢視，並將速度紀錄微分成加速度紀錄，計算三軸向最大地表地動加速度值(peak ground acceleration, PGA)。PGA 數值可以提供後續坡地安全性評估分析使用。

(c) 周遭噪訊法-交互相關函數監測技術

臺灣位於西太平洋地區，面臨劇烈的水文及氣候環境，在特定山區之崩塌保全部落往往擁有頻繁的人為活動，臺灣四面環海亦容易受到海洋作用，上述兩點特徵提供了相當豐富的周遭噪訊源作為震波技術應用於崩塌活動性監測，周遭噪訊監測技術擁有時間連續性且高資料取樣率之優勢，將可提供岩體內部速度擾動歷時變化。

為了計算周遭噪訊之交互相關函數(noise cross-correlation function, NCF)，首先將每日垂直向連續地動紀錄根據前人研究方法步驟(Bensen et al., 2007)，進行相關的資料前處理流程條列如下：(1)去除儀器響應、基線平均值與線性趨勢、(2)1-bit 振幅值正規化、(3)振幅譜白頻化(spectral whitening)與(4)帶通濾波(頻段選定主要受控於現地噪訊能量在時間與頻率上的分佈情形而定，可透過方法(1)之時頻分析結果來選取)。各測站紀錄經由資料前處理後，利用交互相關技術(cross-correlation technique)，運算各測站對之間每日噪訊交互相關函數(daily NCFs)，每日的 NCFs 在正值時間軸與負值時間軸上的訊號呈現不對稱性，主要是受控於周遭噪訊來源分布不均的影響。在此若表示為測站 A 對測站 B 進行交互相關分析，代表為 $A \otimes B$ ，

詳細數學描述如式 4.1.3-4。因此，若 NCF 最大訊號值出現於正的時間軸上(positive time lag)，代表環境振動噪訊來源強度在測站 A 測大於測站 B (圖 4.1.3-6)。

$$A(t) \otimes B(t) = \int_{-\infty}^{\infty} A(\tau)B(t-\tau)d\tau \tag{式 4.1.3-4}$$

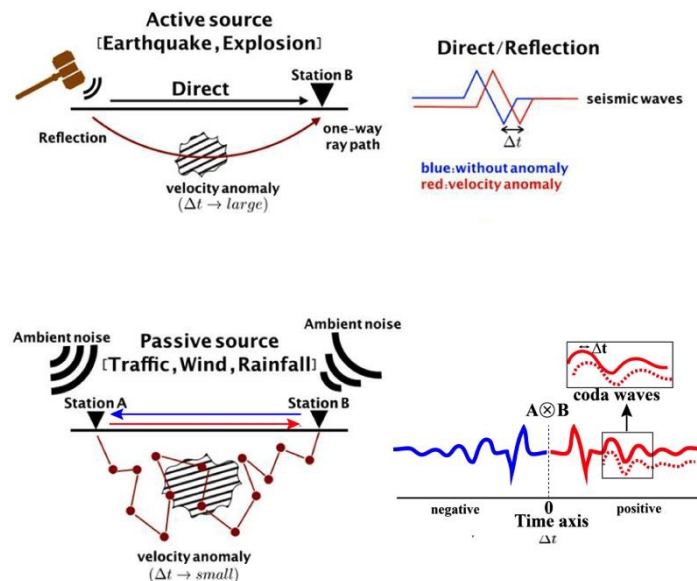


圖 4.1.3-6 主動源與被動周遭噪訊源應用於量測坡地內部震波速度變化之示意圖

Figure 4.1.3-6 Active and passive methods: ambient noise monitoring of relative seismic velocity change (dv/v)

(d) 周遭噪訊法-自相關函數監測技術

崩參考交互相關函數分析技術，自相關函數分析採用相同的資料前處理。然而在訊號前處理完畢後，後續採用各測站進行自相關函數運算，求得各站之噪訊自相關函數(noise auto-correlation function, NAF)。自相關函數分析法於 108 年度計畫執行期間開始測試，主要原因為透過 106-107 年度計畫執行成果，以茶山場址(D160)為案例，安裝 4 個測站短週期測站於場址外圍，共計有 6 個測站對進行周遭噪訊法分析，求得各測站對之 NCF 函數。研究成果發現，並非每個測站對在不同時期的 NCF 都具有良好的相關性。其原因可以歸咎於 1) 各測站對之間的地形變異度會影響噪訊訊號之能量衰減程度、2) 噪訊來源分佈為非均向性。因此，本計畫預定自 108 年度計畫執行開始將採用自相關函數分析技術，預期可以改善上述使用測站對 NCF 之相關缺點。

(e) 相對震波速度變化量測

崩塌質量塊體發生滑動主要受控於滑動面之部分液化作用造成孔隙水壓增強的影響、抑或受到地震產生之地表強地動破壞坡地內部材料強度，材料物性弱化後進而發生坡體滑動。上述崩塌觸發機制皆會造成崩塌岩體內部物理性質之改變。換言之，坡體內部因材料物理性質變化會造成內部震波速度的擾動；然而，在坡地滑動行為發生前，岩體剪動面的發育及增厚作用，也會導致剪動面邊界材料產生弱化作用(圖 4.1.3-7)。一般而言，崩塌區域地底下微小的震波速度變化並無法透過主動震源(地震、爆炸源)的直達震波路徑之走時資訊所記錄下來，必須透過被動

周遭噪訊源在分布均勻岩體內部經由多次隨機反射、散射路徑之尾波訊號(coda waves)，才能敏感於相當微小的震波速度擾動(relative velocity change, dv/v ，圖 4.1.3-7)。假設震波地下傳遞路徑長度為 l 、震波傳遞初始速度為 v_0 及相對震波速度變化為 dv/v_0 ，則相對震波走時差(Δt)可表示如下：

$$\Delta t = \frac{l}{v_0} \left(-\frac{dv}{v_0} \right) \tag{式 4.1.3-5}$$

尾波傳遞路徑一般將大於直達波傳遞路徑，因此相同的微小 dv/v_0 量值尾波可以提供更大的相對震波走時差(Δt)。實際運用上， Δt 需大於地動訊號紀錄取樣週期，才能夠被拉張法量測到(式 4.1.3-5)。Mainsant et al. (2012)首次觀察到在粘土質崩塌事件在發生前數天 dv/v 下降約 2%，然而發生前數小時可觀察到 dv/v 下降約 7% (常時背景 dv/v 為 $\pm 1.0\%$) (圖 4.1.3-8)。然而，這種崩滑前的震波速度變化之前兆現象是會因為崩塌體材料有所差異。因此，本計畫將透過不同場址進行 dv/v 的長期量測，用以歸納 dv/v 數值與環境因子參數的相關性。透過不同地動測站對及測站分布情形，即可提供速度擾動在空間上的變化，探討崩塌地的地質模型及可能的變形機制。

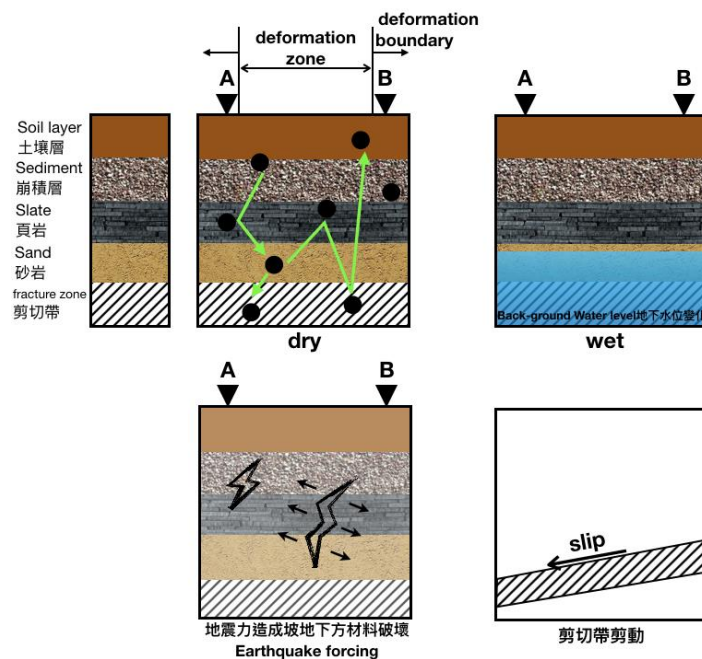


圖 4.1.3-7 震波速度擾動(dv/v)之物理機制來源示意圖，以 A-B 測站對下方岩體材料為例

Figure 4.1.3-7 Possible mechanisms for understanding the dv/v measurements beneath two stations

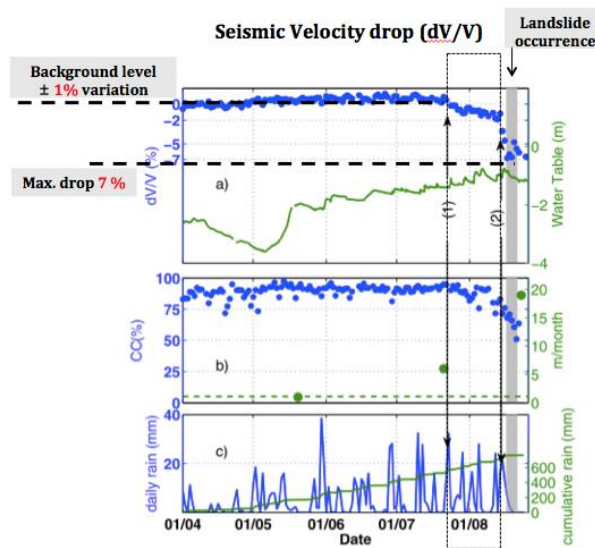


圖 4.1.3-8 相對速度變化(dv/v)、地下水位、地表降雨等歷時資料(Mainsant et al., 2012)

Figure 4.1.3-8 Timeseries of dv/v, ground water level and precipitation

本計畫透過使用拉張法(stretching method, Sens-Schönfelder and Wegler, 2006)針對崩塌坡體內部的震波速度擾動進行量測。首先，利用周遭噪訊法運算每日噪訊交互相關函數(NCF)與自相關函數(NAF)，將特定時間範圍內(通常利用所有有效的每日相關函數)之每日 NCFs、NAFs 進行線性疊加處理(linear stacking)，產生參考噪訊交互相關函數(reference NCF, RNCF)與參考自相關函數(reference NAF, RNAF)。進一步，透過拉張法量測每日相關函數與參考相關函數之間的尾波窗口(coda wave)之震波相位延遲時間(delay time, $d\tau$)，進而運用相對時間差($d\tau/\tau$)計算坡體內部材料相對震波速度變化(dv/v)，其中 τ 為使用之尾波窗口時間中心位置(圖 4.1.3-9)。基於式 4.1.3-5 將 l/v_0 以尾波時間窗口中心 τ 取代(代表初始震波速度之走時)，關於震波相位延遲時間與相對震波速度變化之間的關係可表示為：

$$-\frac{d\tau}{\tau} = \frac{dv}{v} \tag{式 4.1.3-6}$$

其中當 $d\tau$ 為正值，代表震波傳遞所花的時間變長，震波傳遞速度變慢。則相對震波速度變化(dv/v)為負值，即為式 4.1.3-6 負號的物理意義。由於本計畫首先嘗試使用垂直向地動訊號計算 NCF 與 NAF，且尾波產生方式類近似於表面波。因此，在相關函數中的尾波訊號部分主要為 Rayleigh wave 且計算的速度擾動(dv/v)為 Rayleigh wave 速度變化。上述震波速度變化量測(dv/v)，唯有在相關函數訊號品質良好的情況下適用。因此，本計畫將優先探討各測站對之每日相關函數訊號品質與 dv/v 量測結果的可靠度分析，預計透過拉張法提供之參考相關函數(RNCF、RNAF)及相關函數(NCF、NAF)互相之間的正規化交互相關係數(normalized cross-correlation coefficient, NCC)作為 dv/v 結果之可信度參考準則(圖 4.1.3-9)。目前 NCF 與 NAF 分別採用的 NCC 門檻值為 0.5 及 0.92，當拉張法結果中的 NCC 值小於門檻值將不進行後續討論。

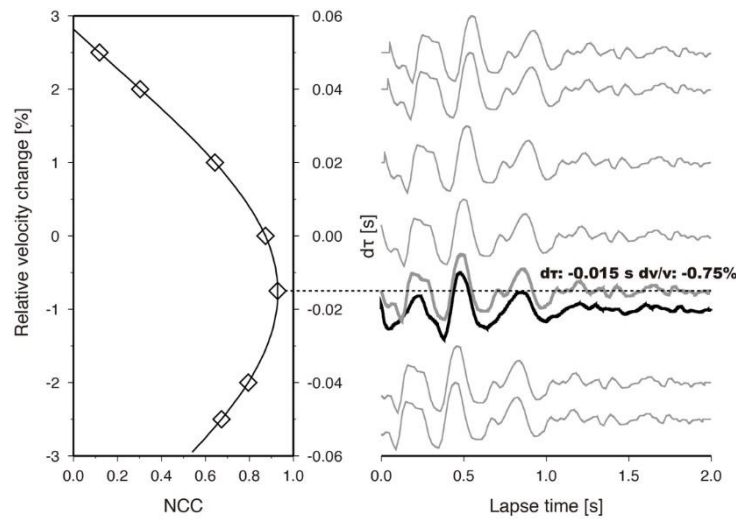


圖 4.1.3-9 透過拉張法量測震波速度擾動(dv/v)示意圖。

黑色波線為 RNCF、灰色波線為單日 NCF。

Figure 4.1.3-9 The flow chart of dv/v measurement by using the stretch method. Black and gray lines show the reference and daily NCFs, respectively

(f) 表面波深度敏感度分析

由於表面波波速主要受控於坡地內部剪力波(Shear wave, v_s)速度分佈影響，且不同頻率的表面波震波傳遞速度隨著頻率越低、波長越長，易敏感於地底下深部材料，震波傳遞速度較快，上述現象即為表面波的頻散現象(dispersion)。本計畫透過量測不同頻率範圍的雷利波波速變化(dv/v)，探討不同深度的速度擾動情形。如圖 4.1.3-10，針對頻帶 2Hz 約對應至敏感深度約 500 公尺左右。計畫執行表面波震測的主要目的為提供剪力波速度構造，即可進行表面波波速對於地下某深度的剪力波速度變化的敏感度分析，提供不同頻率之地動訊號可敏感的深度範圍。若考慮以圖 4.1.3-7 顯示地下水水位面變化為造成相對震波速度變化(dv/v)為例，需事先透過頻率及深度敏感度分析證明 dv/v 變化之頻段主要受控於地下水水位面變化之深度。換句話說，倘若 dv/v 的量測數據的主要頻段落於剪動帶深度，我們亦可推測其 dv/v 的變化與剪動帶運動行為有關。然而上述之 dv/v 與雷利波波速有關，主要受控於地層剪波速度變化。若假設均質均向材料，剪力波波速(v_s)可以表示為：

$$v_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \tag{式 4.1.3-7}$$

μ 為剪力模數， ρ 為材料密度。假設具有孔隙(空氣介質)的地層材料經由降雨入滲作用，孔隙由入滲水填充，原理上剪力模數應快速減小，密度增大，綜合考量上述變化 v_s 應變慢；然而在地下水流出地層材料，孔隙分布不變的情況下， v_s 應恢復至原始背景波速。

因此，本計畫關於地動觀測儀建置將聚焦於周遭噪訊監測技術於崩塌預警、滑動機制及坡地內部剪動深度之探討研究。預計透過多年期數個坡地場址監測成

果，歸納及彙整各類地動感震器於震波式監測技術應用於坡地活動性評估之適用範圍，提出震波式坡地監測技術之相關準則。

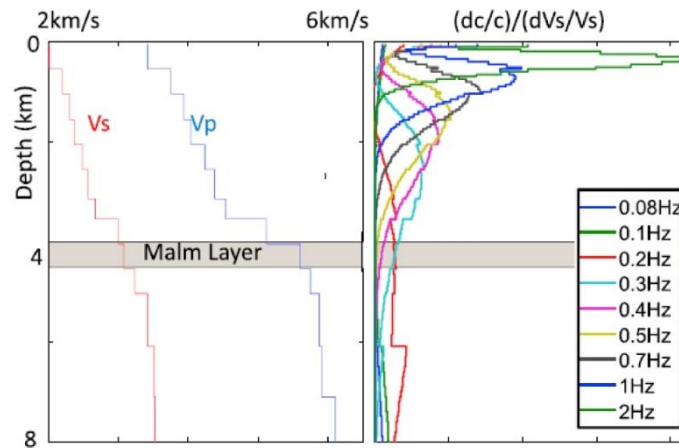


圖 4.1.3-10 剪力波波速擾動對應之不同頻率的敏感深度變化情形 (Obermann et al., 2015)

Figure 4.1.3-10 Surface wave sensitivity kernels as function of depth for a specific frequency range

(g) 震波式水砂監測方法與原理

針對震波式監測技術本計畫將同時考慮地動訊號紀錄來源為底床載運移及紊流作用，如圖 4.1.3-11 所示: (1) 河床推移質跳躍式撞擊底床介質產生之作用力(Tsai et al., 2012)及(2) 紊流作用對於底床泥砂顆粒粒徑表面產生的瞬時拖曳力(drag force)及抬升力(lift force) (Gimbert et al., 2014)，上述作用力可透過介質材料可壓縮及形變將震波能量傳遞至地震站，即為測站記錄之地動訊號振幅。

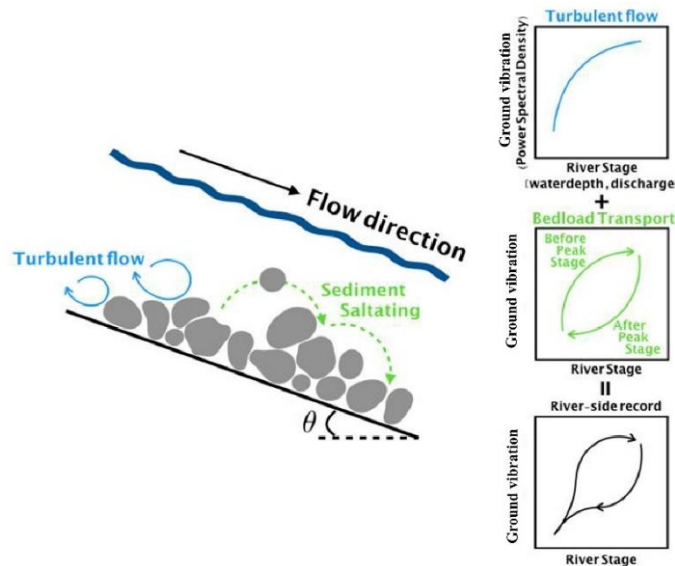


圖 4.1.3-11 (左)震波式土砂監測技術主要地表振動來源示意圖 (右)地表振動訊號與動態水文參數之關係用以判識振動源為紊流或河床推移質作用。

Figure 4.1.3-11 (Left) Cartoons showing the seismic wave generated by sediment transport and turbulent flow. (Right) Example of the hysteresis trend between the river stage and seismic ground vibration

顆粒跳躍式撞擊物理模型假設沈積物顆粒物直徑 D 以撞擊速度 w_i 垂直方式撞擊底床，且此碰撞行為為彈性碰撞(針對 $D < 2\text{ m}$ 、 $w_i > 0.1\text{ m/s}$ 、接觸時間 $\Delta t \leq 0.001\text{ s}$)，產生之瞬時作用力 $F(t)$ 可表示如下：

$$F(t) = I\delta(t) \gg 2mw_i\delta(t) \quad \text{式 4.1.3-8}$$

其中 m 為顆粒物質量為顆粒密度(ρ_s)乘上顆粒體積(V_s)， I 為瞬時撞擊脈衝可表示為式 4.1.3-9：

$$I \approx \frac{2}{\rho} F_0 D t \approx 2mw_i \quad \text{式 4.1.3-9}$$

$F(t)$ 經由傅立葉轉換後 $F(f)$ 等於 $2mw_i$ 。假設 $F(t)$ 作用於空間 x_0 位置，空間中某位置 x 測站位置記錄之地動位移表示為 $u(t)$ ，地動速度紀錄與瞬時作用力之關係於頻率域可以表示如下：

$$\dot{u}(f, x) = 2\pi i f F(f, x_0) G(f, x; x_0) \quad \text{式 4.1.3-10}$$

由於考慮顆粒為垂直撞擊底床且震波傳遞路徑上的介質為水平均勻分層，則雷立波(Rayleigh wave)之格林函數(G)可表示如下：

$$\left| G(f, x; x_0) \right| @ \frac{k}{8r_s v_c v_u} \sqrt{\frac{2}{\rho k r}} e^{-\rho f r / (v_u Q)} \quad \text{式 4.1.3-11}$$

其中 v_c 及 v_u 分別為雷立波相速度(phase velocity、 w/k)與群速度(group velocity、 dw/dk)。 Q 為震波非彈性衰減參數， k 為波數(wavenumber、 $2\pi/\lambda=2\pi f/v_c$)， r 為測站 x 於撞擊位置 x_0 之間距離。考慮顆粒物撞擊底床行為，針對特定直徑顆粒 D ，在此定義每單位河道長度上之顆粒物撞擊速率參數(n/t_i)且表示如下式：

$$\frac{n}{t_i} = \frac{C W q_{bd} \bar{w}_s}{V_s U_b H_b} \quad \text{式 4.1.3-12}$$

其中 C 等於 $2/3$ 係為碰撞時間修正常數、 W 為河道寬度。深度平均之底床載速度 (U_b ; depth-average bedload velocity) 之經驗表示式如下：

$$U_b = 1.56 \sqrt{RgD} \left(\frac{\tau^*}{\tau_c^*} - 1 \right)^{0.56}, U_b \leq U \quad \text{式 4.1.3-13}$$

其中須滿足水流流速 U 需大於等於 U_b ， $U = 8.1u^*(H/k_s)^{1/6}$ 。 H 為水深、 k_s 底床介質粗糙度為 3 倍中位粒徑($3D_{50}$)。在穩態及均勻流的情境下，底床剪力速度(u^*)可表示如下：

$$u^* = \sqrt{gH \sin \theta} \quad \text{式 4.1.3-14}$$

θ 為河道傾角、 g 為重力加速度。 R 為相對密度比值($(\rho_s - \rho_f)/\rho_s$)。底床剪應力(τ^* , Shields stress)可表示為：

$$t^* = \frac{(u^*)^2}{RgD} \quad \text{式 4.1.3-15}$$

式 4.1.3-12 中深度平均之底床載層高度(H_b ; depth-average bedload layer height)經驗式表示如下：

$$H_b = 1.44D \left(\frac{t^*}{t_c^*} - 1 \right)^{0.5}, H_b \leq H \quad \text{式 4.1.3-16}$$

其中水深 H 需大於 H_b 。在 H_b 中的顆粒物平均的沉降速度可表示為：

$$\bar{w}_s = \frac{H_b}{\int_0^{H_b} w_i(z)^{-1} dz} = \frac{\hat{H}_b w_{st} \cos \theta}{2 \log \left[e^{\hat{H}_b/2} + \sqrt{e^{\hat{H}_b} - 1} \right]} \quad \text{式 4.1.3-17}$$

其中 w_{st} (終端沉降速度, terminal settling velocity)：

$$w_{st} = \sqrt{4RgD / (3C_d)} \quad \text{式 4.1.3-18}$$

C_d (drag coefficient) 主要受控於雷諾數(Reynolds number, Re)與顆粒物幾何當粒徑 D 介於 0.01-0.6 m、 C_d 係數介於 0.5-1.4。式 4.1.3-12 中泥砂顆粒粒徑 D 對應之單寬河床載通量(q_{bD})與總河床載通量(q_b , total bedload flux)的關係可表示如式 4.1.3-19：

$$q_b = \int_D q_{bD} dD \quad \text{式 4.1.3-19}$$

上述 q_b 即為本計畫目標取得之關鍵參數。其中最大可運移之單寬河床載通量(q_{bc})定義如下：

$$q_{bc} = 5.7 \sqrt{RgD_{50}^3} (t^* - t_c^*)^{3/2} \quad \text{式 4.1.3-20}$$

本計畫使用的粒徑分布函數為「raised cosine distribution」，定義如下：

$$\hat{p}(x; \mu, s) = \frac{1}{2s} \left[1 + \cos \pi \left(\frac{x - \mu}{s} \right) \right], -s < x - \mu < s \quad \text{式 4.1.3-21}$$

$$\hat{p}(x; \mu, s) = 0, \text{ otherwise}$$

其中 μ 為母體平均值、 s 與粒徑母體標準差(σ_g)有關，關係表示如下：

$$s = \sigma_g / \sqrt{1/3 - 2/\rho^2} \quad \text{式 4.1.3-22}$$

最終定義粒徑函數分佈「log-raised cosine distribution」 $p(D)$ 如式 4.1.3-23：

$$p(D) = \hat{p}(\log[D]; \log[D_{50}], s) / D \quad \text{式 4.1.3-23}$$

$$q_{bD} = q_b p(D) \quad \text{式 4.1.3-24}$$

在此定義特定粒徑 D 之地動速度紀錄之能量譜密度 $P_v(f; D)$ 為：

$$P_v(f; D) = \int_{\text{River}} \frac{n}{t_i} |\dot{u}(f)|^2 dx_0 \quad \text{式 4.1.3-25}$$

河床載運移之各粒徑 D 加總地動速度能量譜密度 PSD^{bedload} 為：

$$PSD^{\text{bedload}} = \int_D P_v(f; D) dD \quad \text{式 4.1.3-26}$$

基於紊流作用造成地振動訊號之震波物理模型，模型假設河水流速擾動(flow velocity fluctuation)造成拖曳作用力(drag forces)作用於底岩河床的沈積物顆粒產生地表振動，震波訊號經由地球內部介質傳遞至地震站。因此，震波訊號大小與頻

率特徵主要受控於流場擾動強度(turbulent flow intensity)與底岩沈積物粒徑之粗糙度(k_s , bed roughness, $3D_{50}$)，可以簡單表達於式 4.1.3-27：

$$PSD^{water}(f) \propto V(H/k_s) \psi_\beta(f) \phi_b(f) u_*^{7/3} \quad \text{式 4.1.3-27}$$

其中 ψ_β 考慮震波傳遞路徑之幾何及非彈性衰減特性， ϕ_b 為不同沈積物顆粒粒徑對於 PSD^{water} 的貢獻特性， ζ 為拖曳作用力擾動與平均流速擾動強度反應特定沈積物粒徑粗糙度的交互關係，上述交互相關性有與 u_* (bed shear velocity) 有直接關係。本研究透過理論震波物理模型預測紊流(PSD^{water})及底床值($PSD^{bedload}$)能量功譜密度加總成果，進行網格搜尋最佳 q_b 值，使得理論功譜密度值與實測值(P_K , 式 4.1.3-3) 達到最佳擬合成果。

在此綜合論述本計畫地表地質調查方法及相關監測技術之規劃目的。如圖 2.1.4-3(紅色虛線)將霧鹿場址區分為西側 A 區及東側 B 區。透過公路總局於道路進行 4 孔鑽探岩芯資料(落於 B 區下邊坡位置)顯示其岩盤深度皆介數米至數十米，故研判於 B 區應上覆崩積層較薄。初步的地形判釋(圖 2.2.1-7)亦顯示 B 區具有相對高的活動性。A 區則相較於 B 區應上覆較厚的崩積層，且坡趾具有階地地形分布。然而，A 區並無相關鑽探岩芯資料可供參考。為進一步了解 A 區之地質模式、階地成因及階地下方厚度，本年度鑽探將主要規畫於 A 區(3 孔)，B 區下邊坡區域已有公路總局的既有鑽探資料，故於 B 區上邊坡區域規劃 1 孔。為釐清場址中兩區域之地下變位活動性，皆於坡腹位置規劃 1 鑽孔進行 TDR 地中變位監測。然因 TDR 建置時須背填灌漿，導致無法與水位觀測井共孔，因此本計畫於 A 區選擇將冠部及階地區域鑽孔(即 109-WL-1W 及 109-WL-3W)則均配合水文地質概念模型需求建置為水位觀測井。此外，本年度針對活動性相對高的 B 區補充 RTK 測線量測與連續 GPS 站建置，以釐清其坡地活動性為主。本年度亦加強地電阻剖面、表面波點線速度成果與震波速度變化量測之交叉整合，用以降低地質模式推估上的不確定性。本年度預期相關的監測工項配質彙整於圖 2.1.4-3，其數量說明如下：地表變形測量工項需跨汛期執行 RTK 及靜態基線量測 5 次，並且完成建置連續 GPS 站(4 處)。完成建置地下監測系統需含 2 處 TDR、2 處地下水位監測及 1 處淺層含水量監測。地動訊號紀錄成果需跨汛期，至少 3 部地震儀記錄連續地動訊號 3 個月以上。針對特殊情況(於該監測地區震度大於 4 級(含)以上、颱風豪雨事件於當地 24 小時累積雨量超過 400mm)與非汛期時間的地表振動訊號之時序分析等相關研究成果。

(二) 監測資料成果

1. 地表量測系統建置

團隊於本場址架設 5 組 GPS 連續站，並規劃兩條 RTK 測線，其測線各別設置 37(A 測線)與 54(B 測線)標點，另外採用基站與 GPS 進行基線解算(圖 4.2.1-1)，五組 GPS 連續站紀錄中，目前沒有明顯的事件型位移趨勢，尚須持續維運觀測，才能提供較具代表性的年位移速率資訊(圖 4.2.1-2)；本計畫進一步在測量 RTK 後，透過基站與 GPS 進行聯合基線解算，將可獲得每期可比對的點座標，每期測量間的點位移變化將可呈現邊坡整體在每期有相似的活動趨勢，但其中的局部區域的活動特徵不太一致，在垂直及水平位移分量上 A 測線由西北往東南方向上坑溝位置前後有明顯的位移趨勢變化(坑溝位置可參考圖 2.2.3-3)，在 B 測線在西側及東側的位移變化量皆比測線中段位置明顯，然西側亦通過坑溝，東側則是過去俱有一定活動性且受新武呂溪河水侵蝕作用為主的下邊坡區域(圖 4.2.1-3、圖 4.2.1-4)。

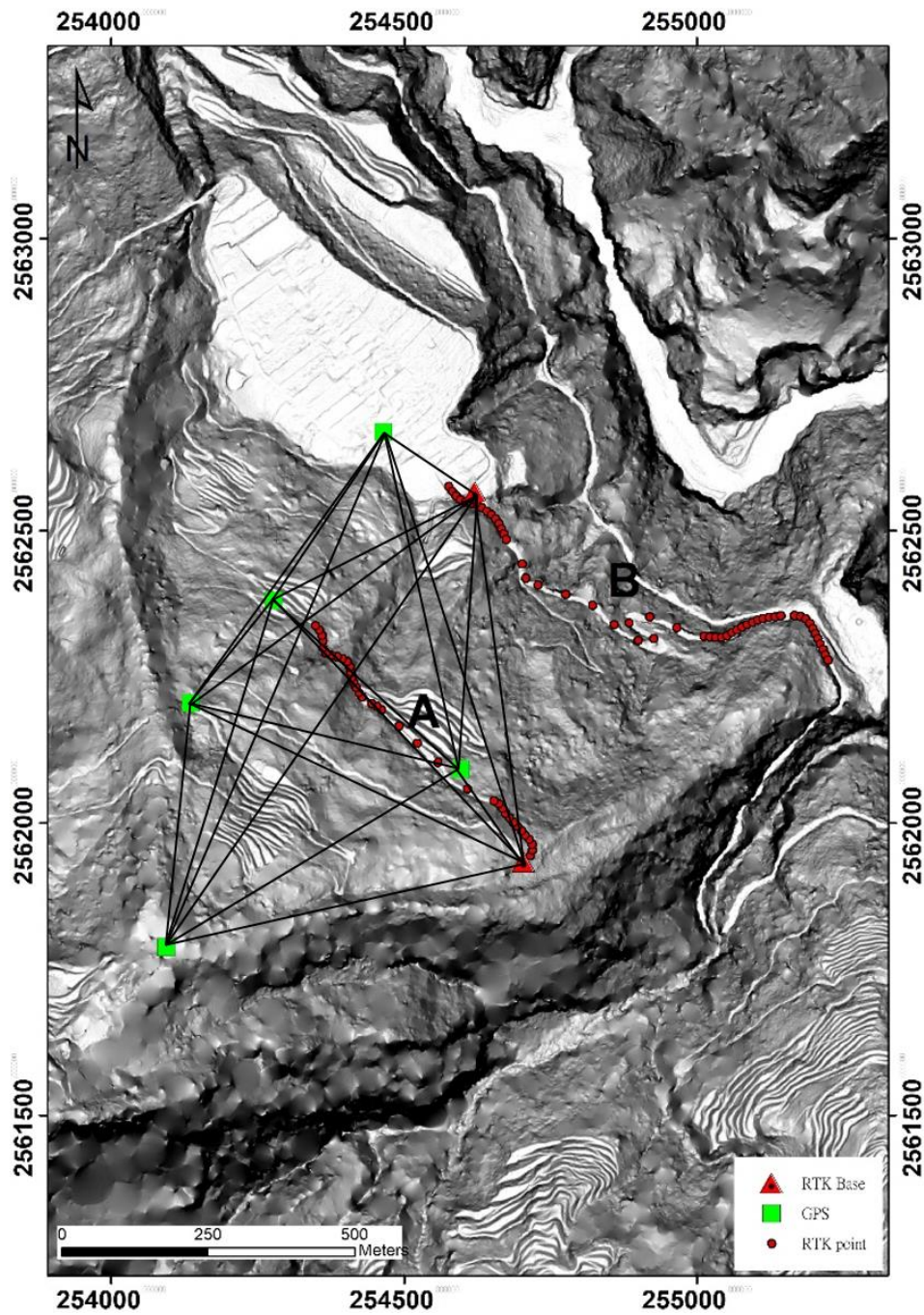
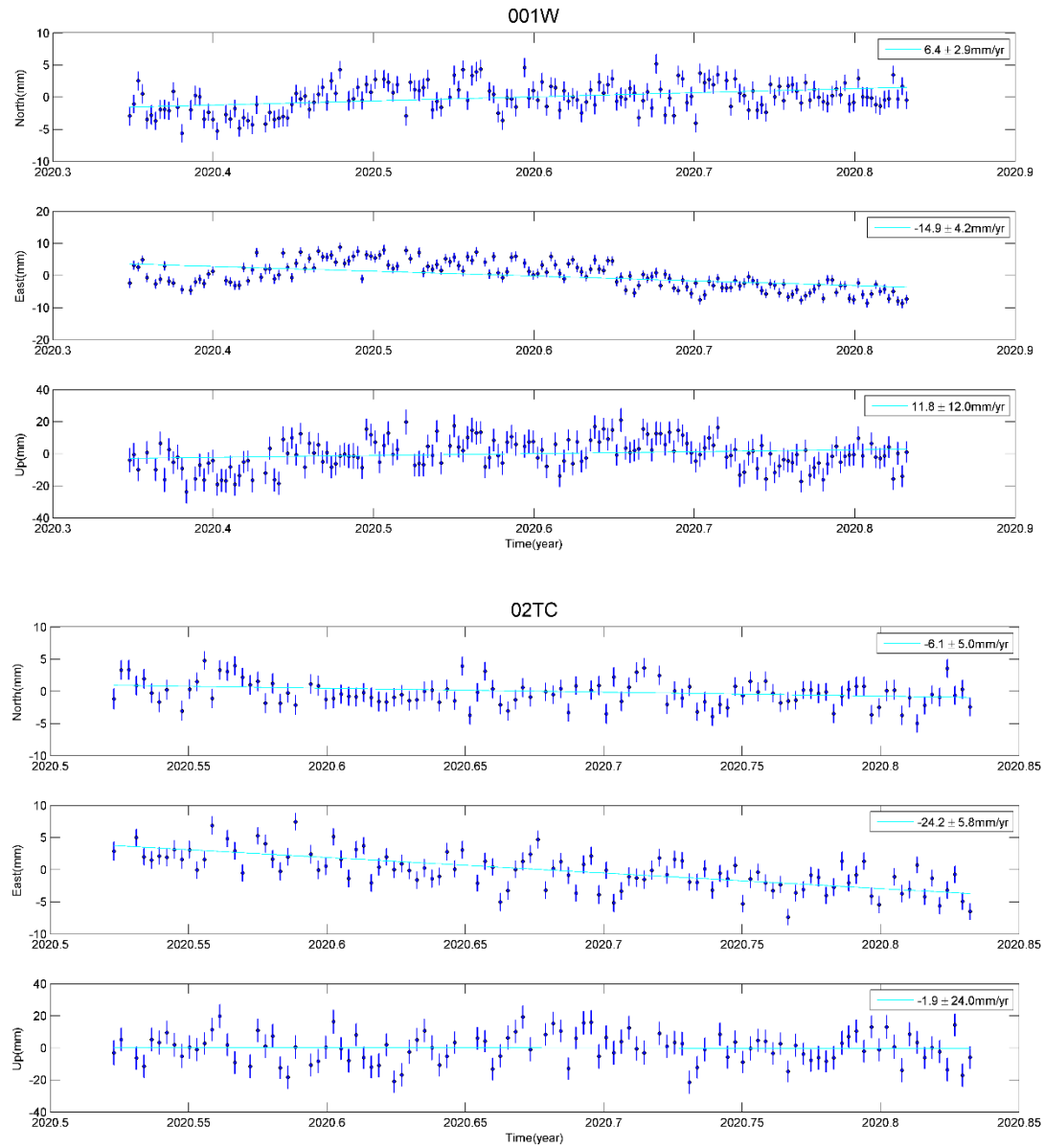
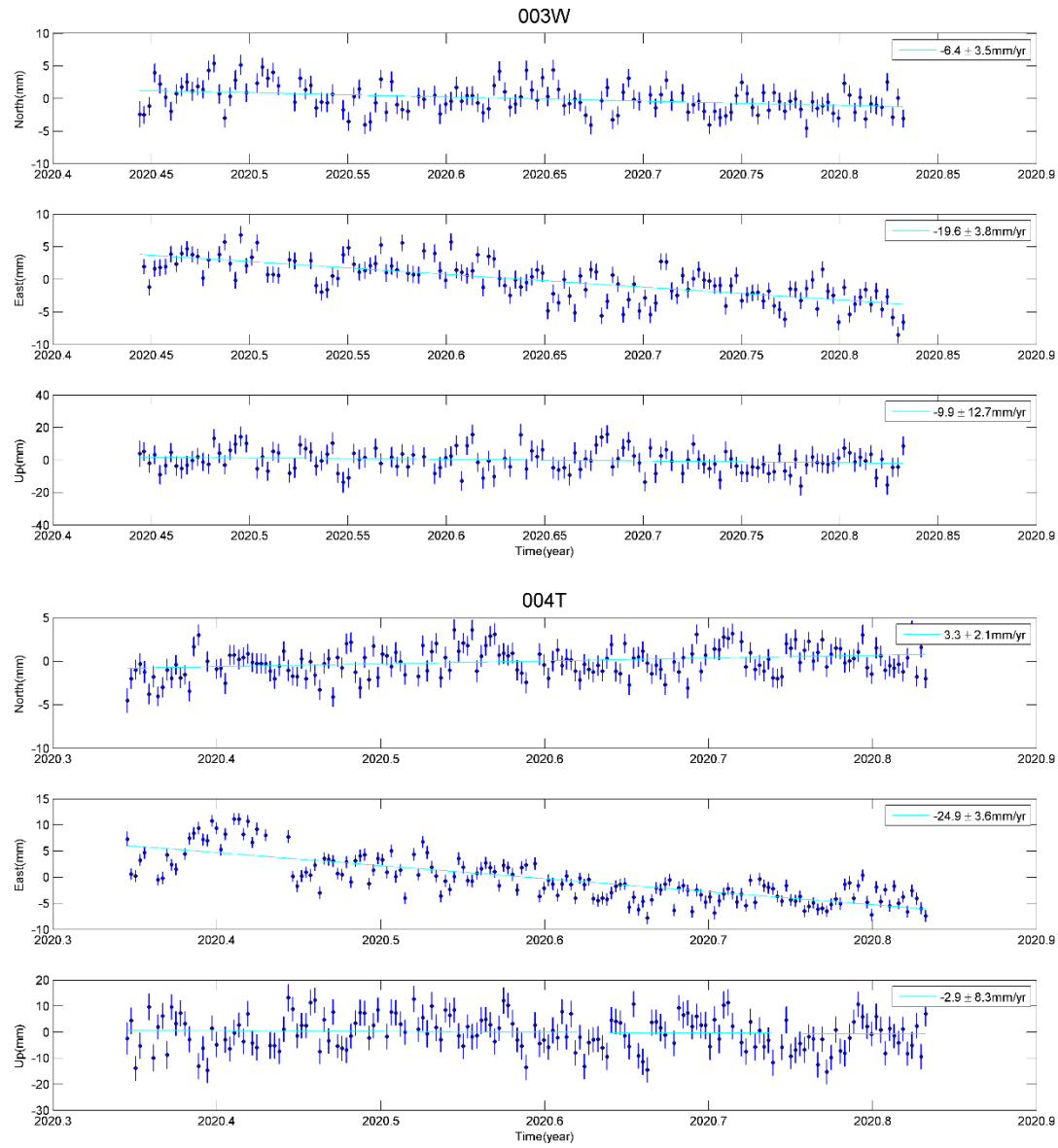


圖 4.2.1-1 霧鹿 GPS、RTK A、B 測線標點與測站基線解算配置圖
 Figure 4.2.1-1 The GPS sites, measurement points and baseline in Wulu area





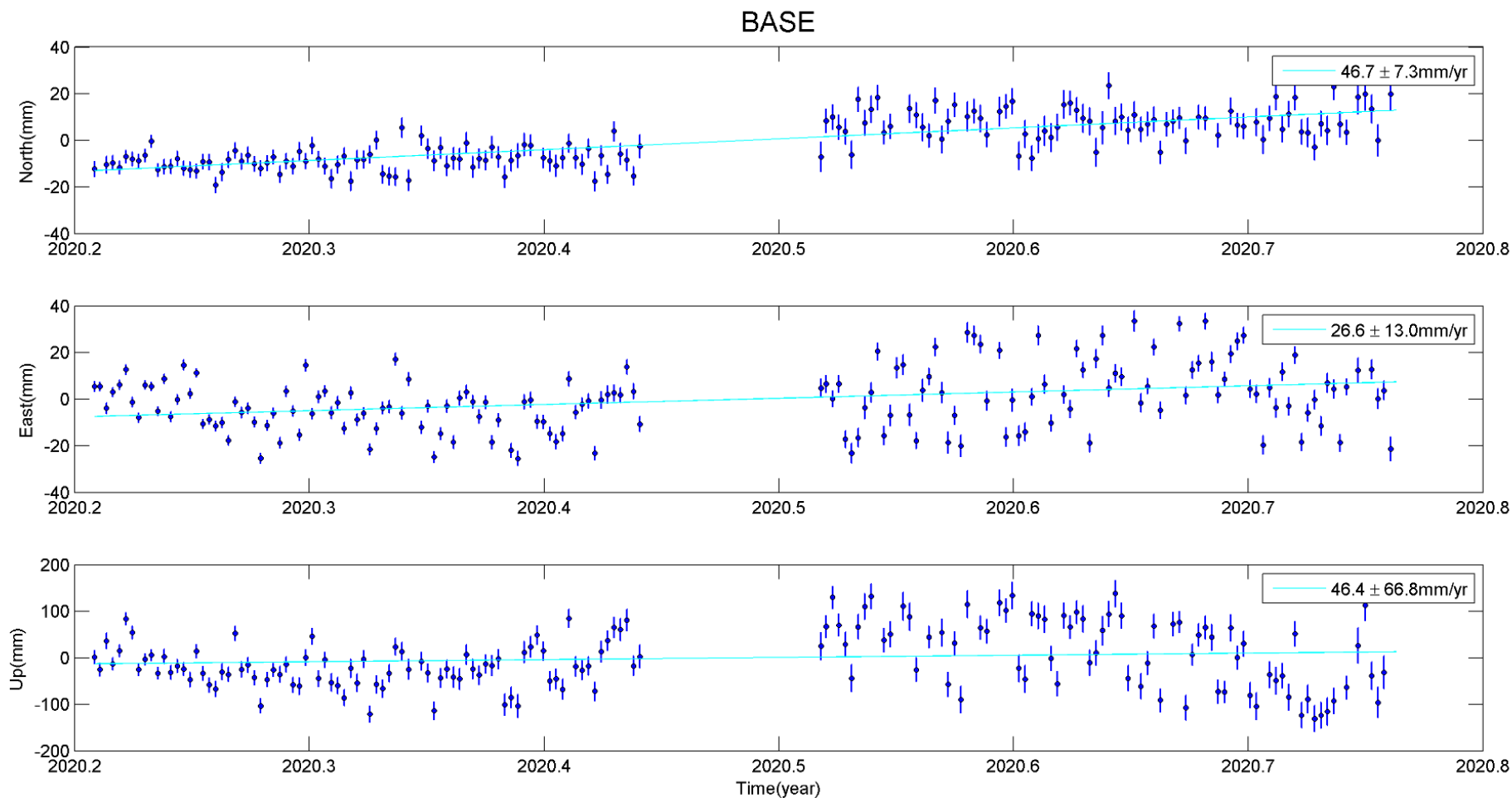


圖 4.2.1-2 連續 GPS 測站之時序圖
Figure 4.2.1-2 The time series of continuous GPS sites

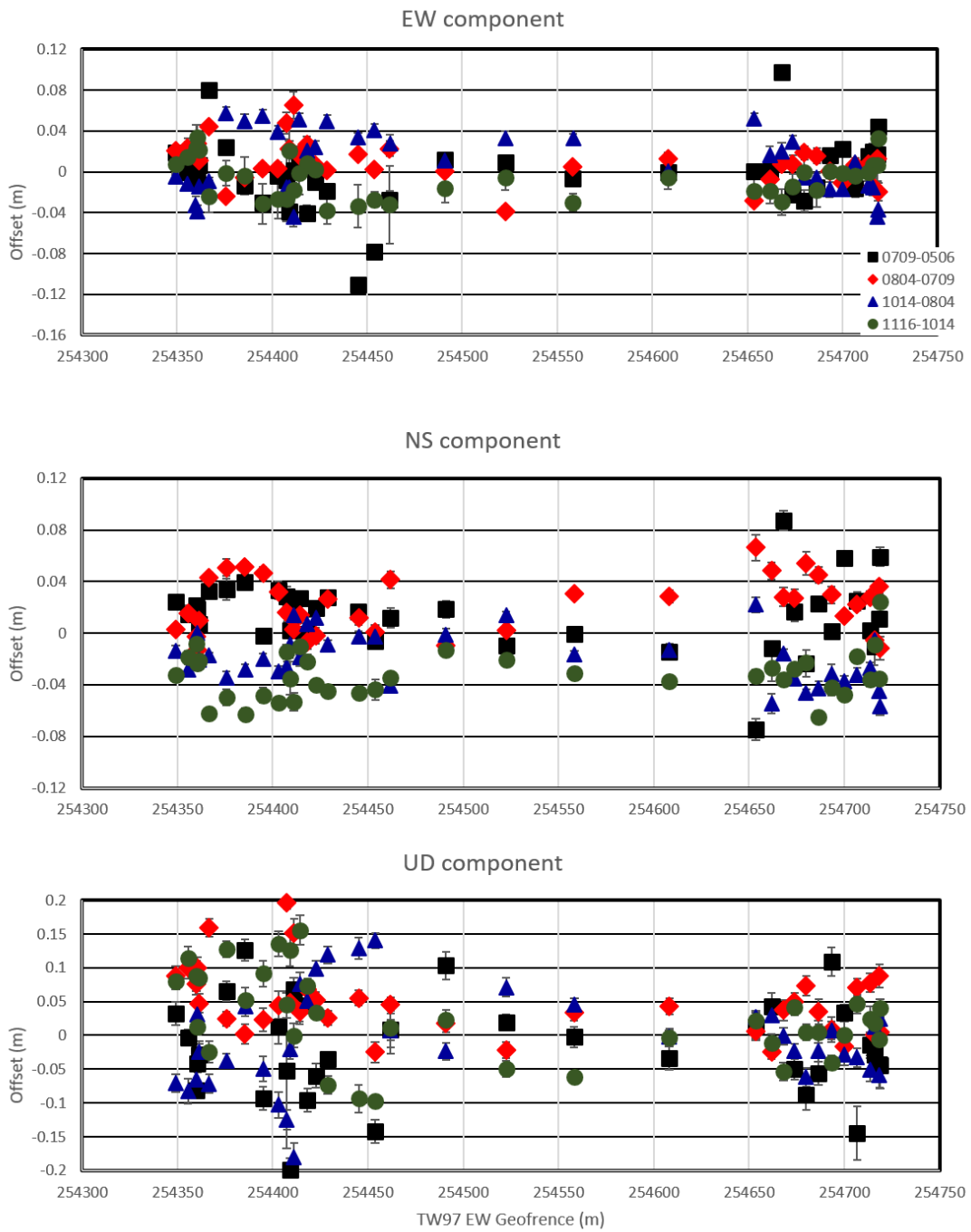


圖 4.2.1-3 RTK A 測線每期量測之間的地表位移量
 Figure 4.2.1-3 The offsets between each survey period in Profile A

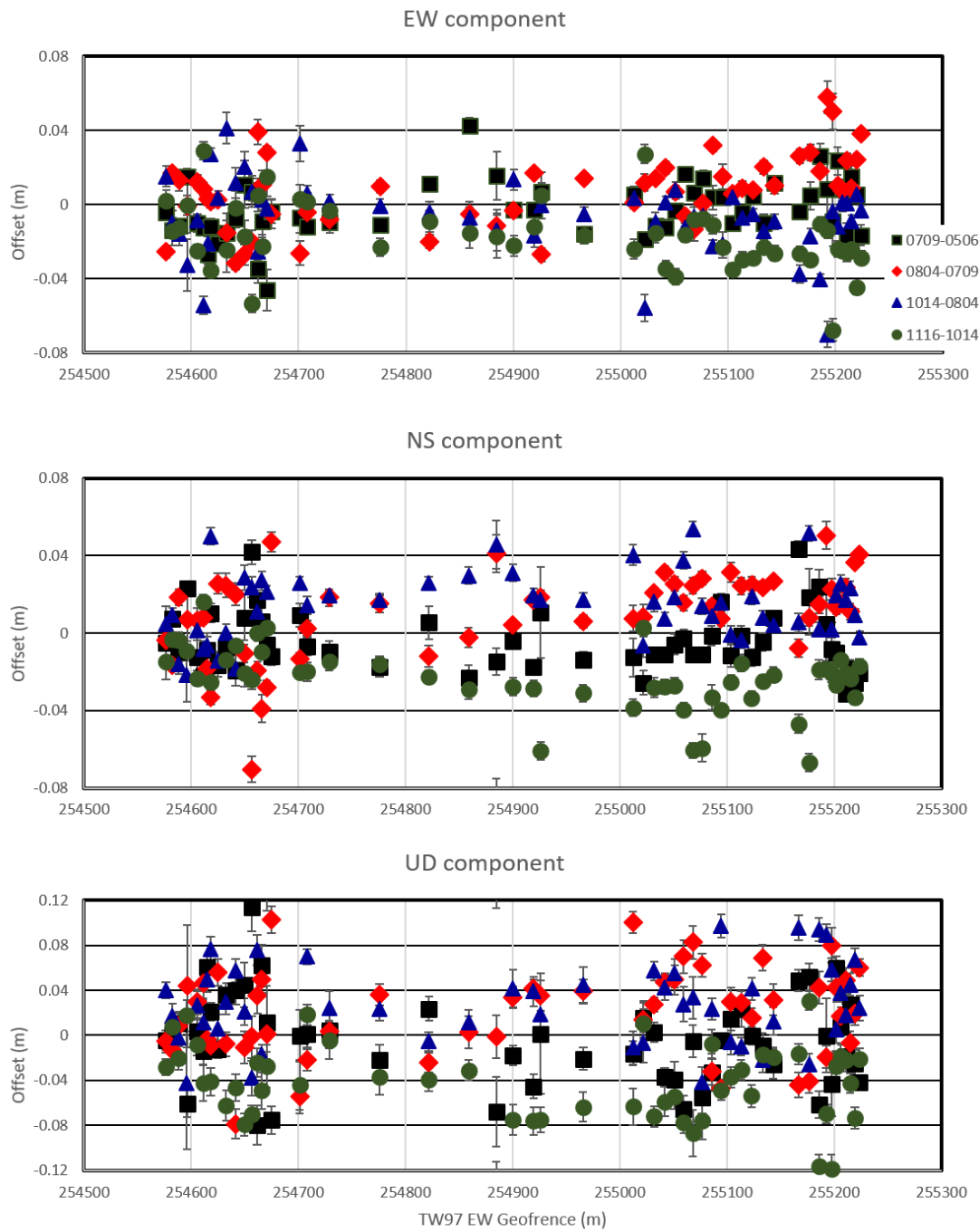


圖 4.2.1-4 RTK B 測線每期量測之間的地表位移量
 Figure 4.2.1-4 The offsets between each survey period in Profile B

2. 地下觀測系統成果

(1) TDR 坡地地體剪動監測

TDR 剪動監測纜安裝於 109-WL-2TC 以及 109-WL-4T 兩處，此二處初始值分別於 109 年 6 月 17 日以及 109 年 7 月 29 日建立。TDR 坡地監測分析中的原始反射訊號圖中於末端極大正反射為纜線底端斷路所產生的終端反射，可同時作為纜線埋設長度驗證，剪動分析時採與原始值相較之差異分析法，進一步觀測並判讀各時每筆 TDR 波形是否有明顯差異變化。圖 4.2.2-1 為 109-WL-2TC 孔位截至 109 年 12 月 07 日之監測資料，該孔監測深度為 58.0 m。圖 4.2.2-2 則為 109-WL-4T 截至 109 年 12 月 07 日之監測資料，該孔監測深度為 65.0 m。依至最新收錄之監測資料顯示，TDR 坡地地體剪動監測系統正常運作，109-WL-2TC 和 109-WL-4T 二站尚未測得任何剪動，後續將持續監測。

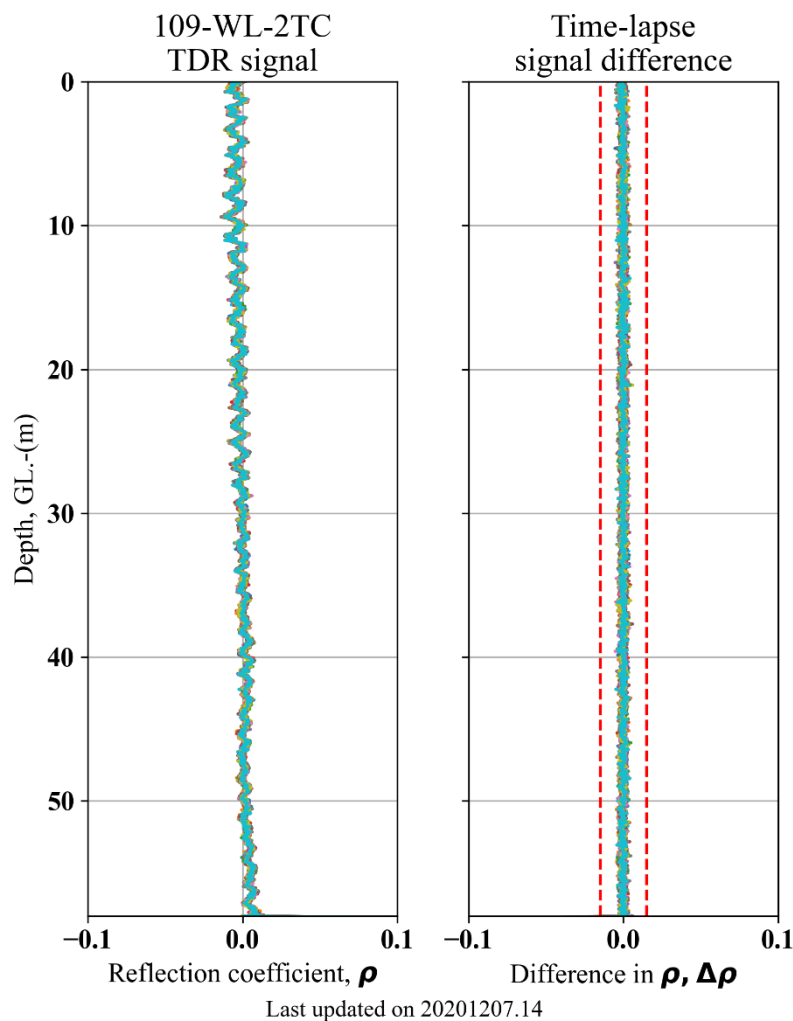


圖 4.2.2-1 109-WL-2TC TDR 監測波形

Figure 4.2.2-1 TDR deformation reflection signals of 109-WL-2TC

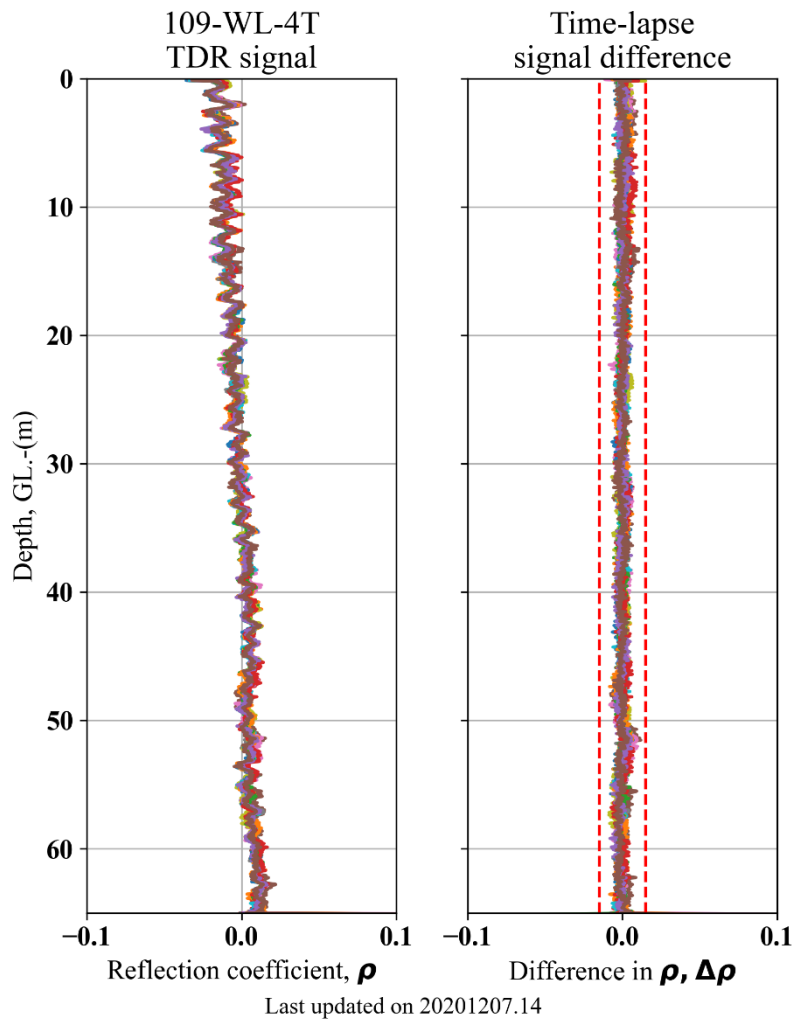


圖 4.2.2-2 109-WL-4T TDR 監測波形

Figure 4.2.2-2 TDR deformation reflection signals of 109-WL-4T

(2) 淺層含水量監測

淺層含水量監測於霧鹿規劃裝設於 109-WL-2TC 監測站之 TDR 剪動監測纜線附近，且其監測資料將回傳至自動化監測主機，再傳送至雲端伺服器。在考量其含水量量測準確度以及經濟效益後，安裝一只 Decagon 土壤含水量感測器 GS3 並於 109-WL-2TC 處地下 1.0 公尺監測。含水量感測器已於 109 年 6 月 28 日安裝完成，自動化監測完成室內實驗標定後 109 年 8 月 19 日開始整點收錄，每天有 24 筆之監測資料自動回傳至伺服器。109-WL-2TC 淺層土壤含水量監測結果如圖 4.2.2-3 所示，資料更新至 109 年 12 月 3 日，圖中頂部繪有本團隊於該場址設置之雨量站時雨量資料，由數場降雨事件顯示該淺層含水量升降立即反應出降雨入滲影響，目前測得之最大體積含水量為 22%，常時體積含水量落在 15%-17%之間。

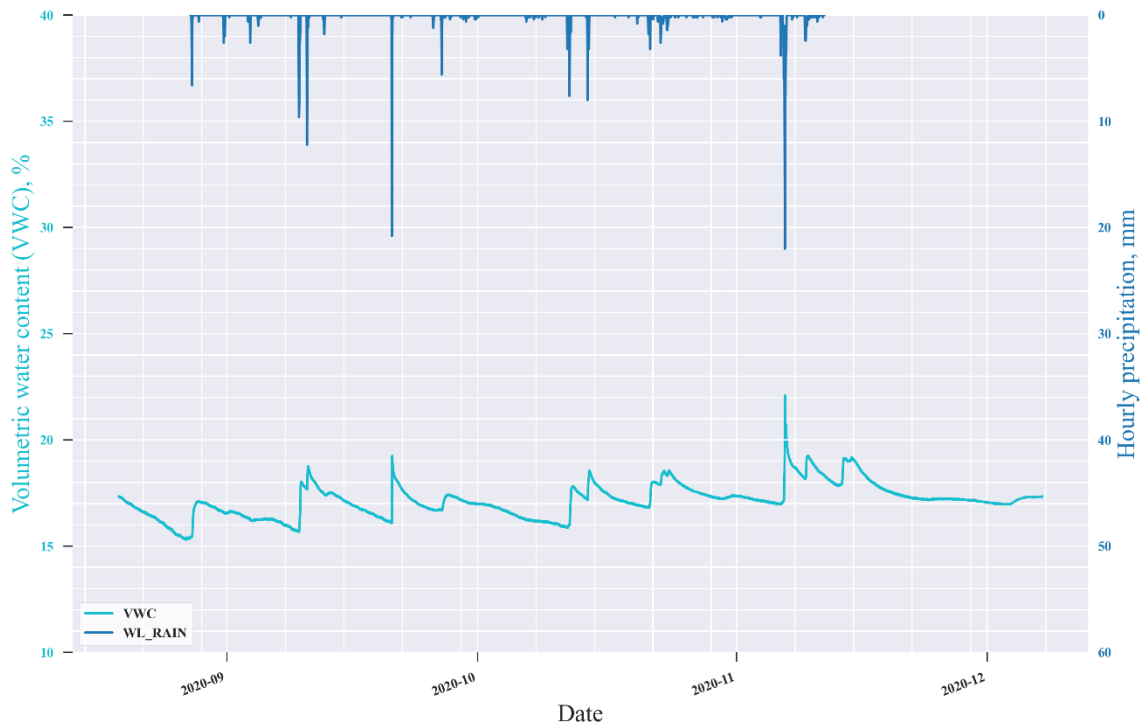


圖 4.2.2-3 109-WL-2TC 土壤體積含水量變化歷線

Figure 4.2.2-3 Historical record of soil volumetric water content of 109-WL-2TC

(3) 水位觀測

本計畫經現地鑽探過程及井測調查成果研判，為確保水位計能涵蓋到常時與非常時地下水位，故將水壓計分別埋設在 109-WL-1W 地下 53.8m 處、109-WL-3W 地下 58.0m 處、以及 109-WL-5W 之 35.0m 處。本計畫採用交通大學團隊研發之低功耗自計式水位量測系統、LoRa、Geostar 9550 電壓式水壓計來紀錄地下水位面，皆安裝於 109-WL 前述三孔深度。監測頻率為半小時一次，並依視實際分析需求進行調整。

即時水位監測系統在 109-WL-1W、109-WL-3W、109-WL-5W 三孔分別於 109 年 5 月 20 日、7 月 29 日、7 月 8 日先後安裝完成，全天每半小時收錄各孔地下水位資料，目前水位資料更新至 109 年 11 月 11 日，該三孔地下水位歷史監測曲線如圖 4.2.2-4 至圖 4.2.2-6 所示，圖中頂端亦繪有本團隊於該場址設置之雨量站時雨量資料供分析比對。該三孔的地下水位面因皆處於較深位置，由開始量測迄今仍處於水位洩降狀態，未明顯受到降雨入滲影響，唯有於 109 年 11 月 6 日發生較顯著之時雨量 22mm 降雨導致三孔水位有微幅抬升。

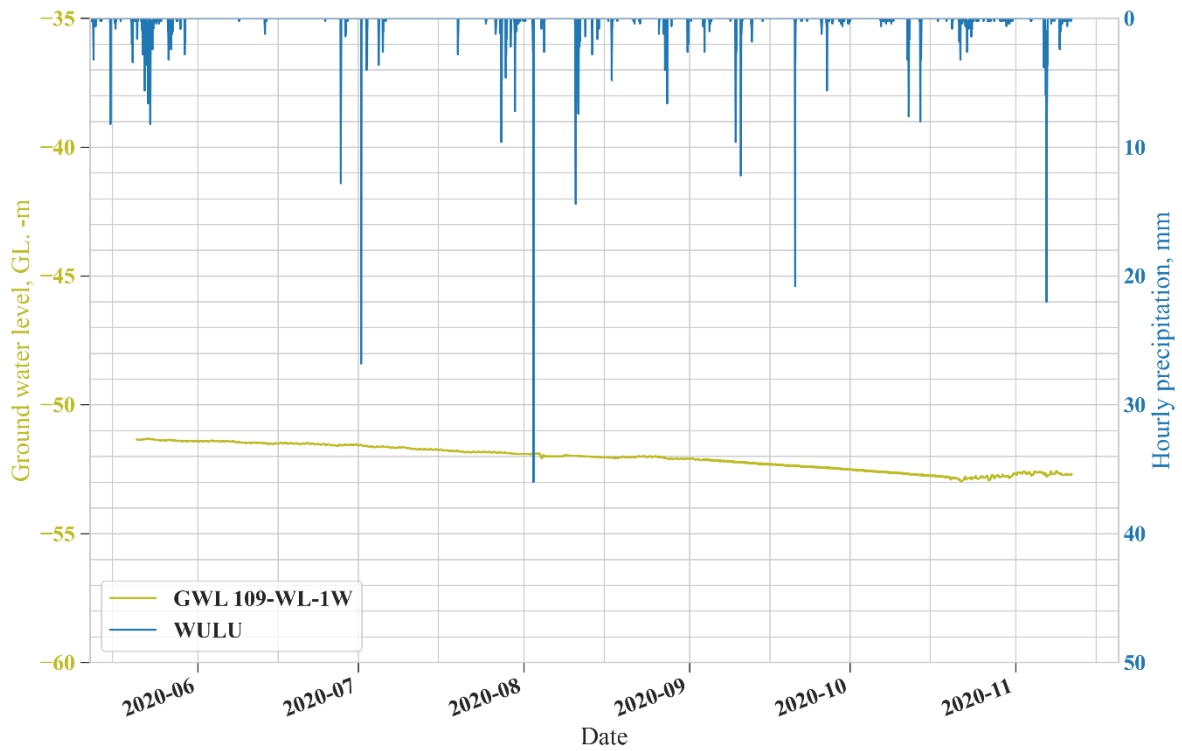


圖 4.2.2-4 109-WL-1W 水位面高程變化逐時曲線圖

Figure 4.2.2-4 Historical hourly record of groundwater table elevation of 109-WL-1W

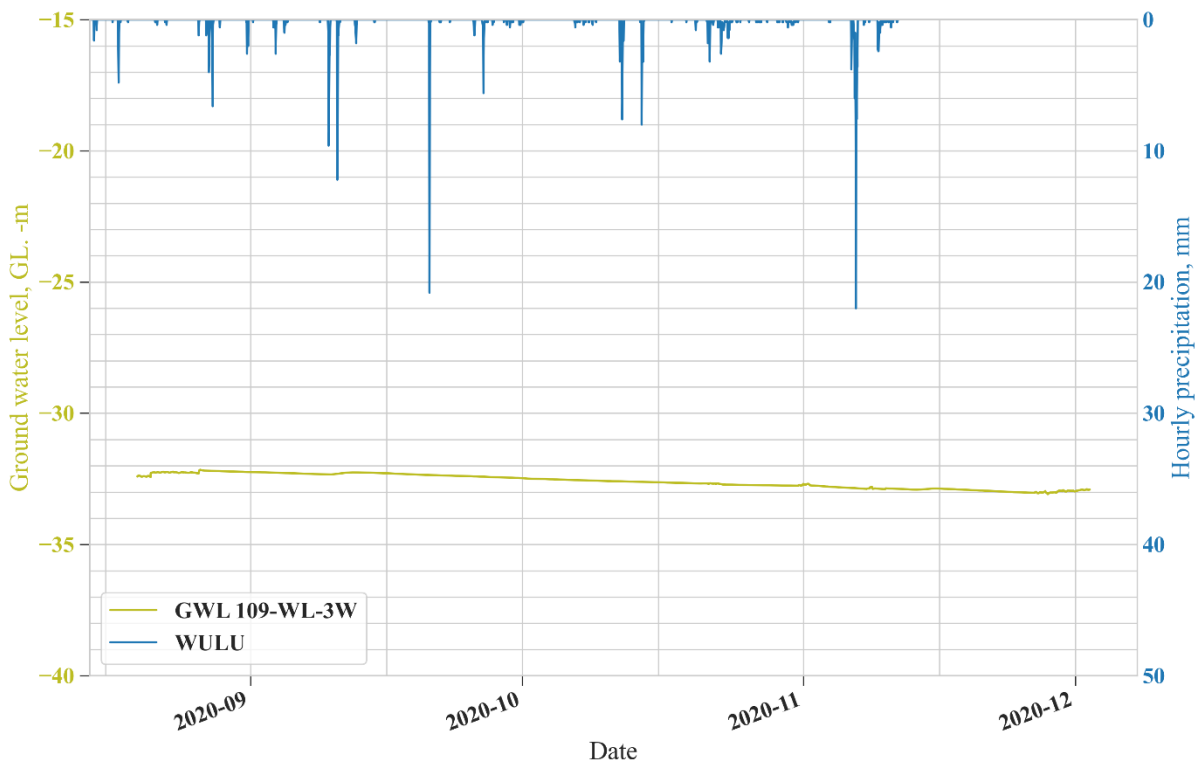


圖 4.2.2-5 109-WL-3W 水位面高程變化逐時曲線圖

Figure 4.2.2-5 Historical hourly record of groundwater table elevation of 109-WL-3W

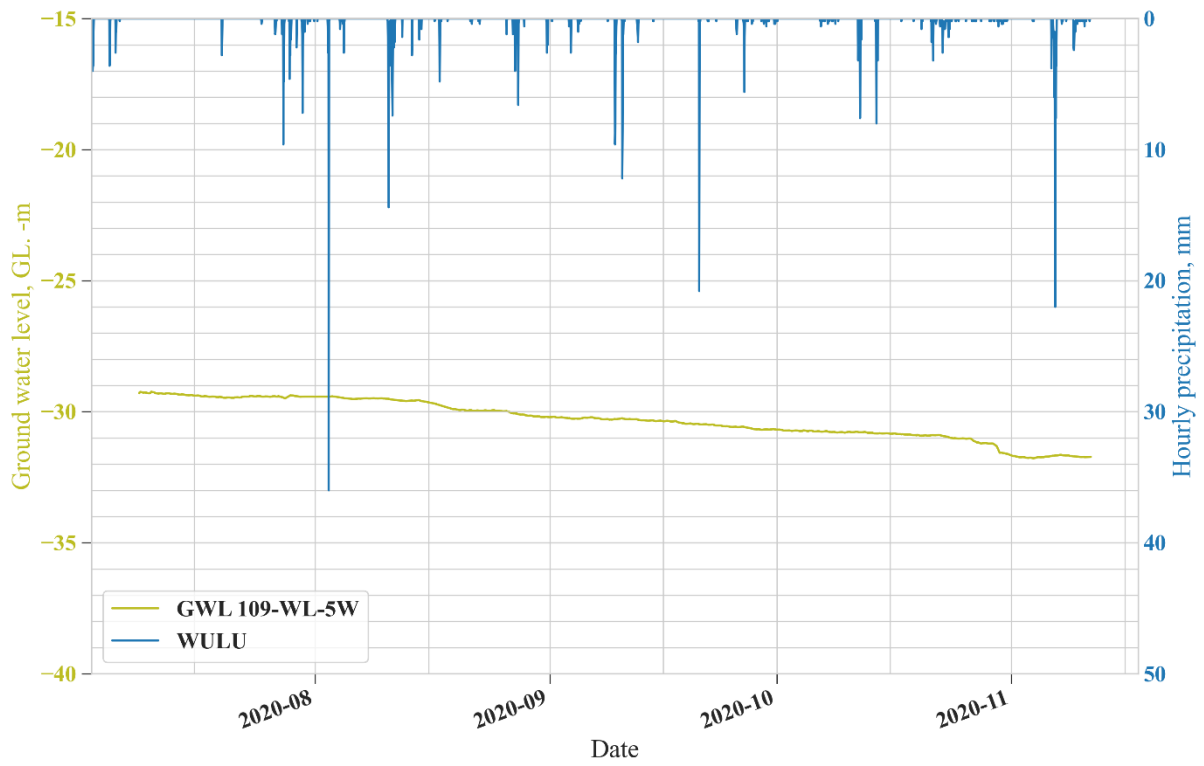


圖 4.2.2-6 109-WL-5W 水位面高程變化逐時曲線圖

Figure 4.2.2-6 Historical hourly record of groundwater table elevation of 109-WL-5W

3. 地動觀測系統

本計畫為五年期研究計畫，每年指定 1 處潛在大規模崩塌區域進行場址調查與監測，目前已完成執行 106-D160 茶山、107-D008 車心崙、108-D007 梵梵場址。然而針對先進震波監測技術於大規模崩塌監測之可行性調查工作包含：(1) 周遭噪訊法之交互相關函數分析、(2) 周遭噪訊法之自相關函數分析、(3) 震波式水砂監測分析、(4) 剪動深度評估及(5)震波式水文參數分析，上述技術之相關分析目的、成果及可行性評估以條列陳述方式彙整於表 4.2.3-1。

表 4.2.3-1 先進震波式監測技術之可行性調查彙整表

Table 4.2.3-1 Capability test of frontier in seismic techniques

監測場址	監測技術	監測目的	可行性評估
106-D160 茶山 107-D008 車心崙	周遭噪訊法-交互相關函數監測技術 (雙站法)	<ul style="list-style-type: none"> 量測坡體內部之相對震波速度變化量 (dv/v) 調查 dv/v 與地下水位變化及坡體剪動滑移之關係 	<ul style="list-style-type: none"> 測站對之間的地形起伏程度會影響噪訊在波傳路徑上的能量衰減，進而影響相關函數品質，降低 dv/v 數據的可信度 建議地震儀類型為「高敏感度寬頻地震儀」，監測成本較高，監測站數量受到限制 可安裝於坡地場址外圍，儀器安全性高
107-D008 車心崙 108-D007 梵梵	周遭噪訊法-自相關函數監測技術 (單站法)	<ul style="list-style-type: none"> 量測測站之相對震波速度變化量 (dv/v) 調查 dv/v 與地下水位變化及坡體剪動滑移之關係 	<ul style="list-style-type: none"> 建議地震儀類型可選擇地價位儀器，如「Geophone」，監測成本低，可提升監測數量點 測站安裝於坡地場址內部，可能因為坡地活動性而損壞 坡地地表活動性造成測站位置移動，影響 dv/v 量測數據之可信度
107-D008 車心崙	震波式水砂監測技術	<ul style="list-style-type: none"> 定性及定量分析河岸側向沖刷侵蝕作用 	<ul style="list-style-type: none"> 可快速提供颱風時間河川水砂侵蝕作用對於場址坡趾影響。 定量分析須仰賴河川水文、地文及河床粒徑調查資料
108-D007 梵梵	剪動深度評估分析	<ul style="list-style-type: none"> 可獲得剪動深度 	<ul style="list-style-type: none"> 「非接觸非破壞性評估技術」，可快速提供剪動深度 剪動深度越深其深度解析能力越差

本年度地動觀測系統建置主要依據地表地質調查成果、GPS 站、地下水位站及 TDR 地中變位監測站位置(圖 2.2.3-3)，進行地震儀共址或監測站鄰近位置完成安裝，以利於各式震波監測技術成果對於地表連續位移成果(GPS)、地中變位資料進行綜合解釋。地動監測站分佈情形如圖 4.2.3-1 所示，共計安裝 7 部地聲計(Geophone、G)與場址外圍寬頻地震儀(Broadband Seismometer、BB)，共計 8 部三軸向地動感震器。各部地動監測站架設之監測目的將以文字陳述如下：

109-WL-V0: 地動測站與 GPS 及雨量計共站安裝，此測站為本場址的參考測站，地震儀安裝高敏感度寬頻速度型儀器(Guralp CMG6TD)。寬頻地震儀可記錄的頻帶較寬，可以運用於「場址周遭噪訊時頻特徵分析」。

109-WL-V1: 地動測站與 GPS 及 109-WL-1W 水位井共站安裝，可運用「周遭噪訊法-自相關函數監測技術」，量測逐日相對震波速度變化(dv/v)，預期釐清不同頻率範圍 dv/v 與水位井地下水位歷時資料之關係。GPS 站的地表位移趨勢可協助釐清地表位移對於量測 dv/v 的影響。該點位亦施作表面波震測(MASW-P1)，可提供剪力波速構造以利於後續進行「表面波頻率對應之深度敏感度分析」。

109-WL-V2: 地動測站與 GPS 共站安裝，並且鄰近 109-WL-2TC 地中變位觀測站。可運用「周遭噪訊法-自相關函數監測技術」，量測逐日相對震波速度變化(dv/v)，預計透過「剪動深度評估分析」提供可能的剪動深度，並配合 TDR 位移監測資料釐清震波式技術之可行性。

109-WL-V3: 地動測站與 GPS 共站安裝，並且鄰近 109-WL-3W 水位井。該地動站設置目的與地動站 109-WL-V1 相同。

109-WL-V4: 地動測站與 GPS 共站安裝，並且鄰近 109-WL-4T 地中變位觀測站。該地動站設置目的與地動站 109-WL-V2 相同。

109-WL-V5: 地動測站鄰近 109-WL-5W 水位井。該地動站設置目的與地動站 109-WL-V1 及 109-WL-V3 相同。

109-WL-V6: 地動測站安裝於霧鹿山莊鄰近新武呂溪，主要預計透過「震波式水砂監測技術」定性分析河川側向沖蝕作用對於場址東側(B區)的影響。

109-WL-V7: 地動測站安裝於馬里蘭溪右岸，主要預計透過「震波式水砂監測技術」定性分析馬里蘭溪水砂作用強度變化。馬里蘭溪與利稻溪的水砂量體將有機會匯集至新武呂溪，因此如果能掌握其汛期期間的水砂作用，將有幫助釐清坡地場址受到河川側向沖蝕的影響程度。

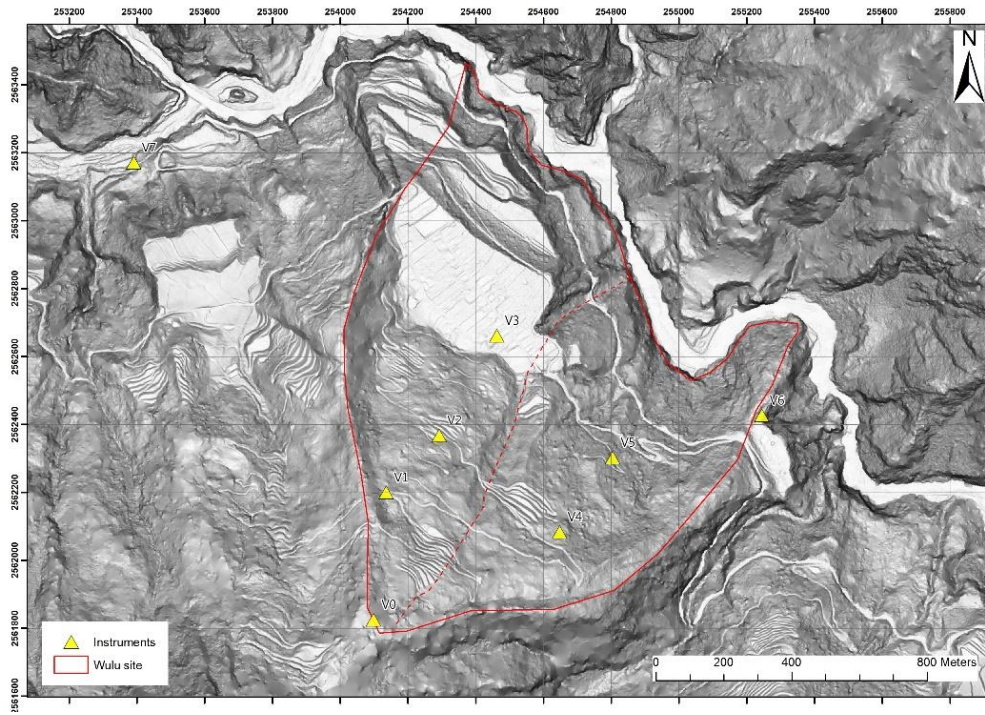


圖 4.2.3-1 地動測站點位分佈圖

Figure 4.2.3-1 Distribution of seismic stations

詳細測站安裝流程及相關監測儀器配置如圖 4.2.3-2 所示。109 年度計畫執行霧鹿場址(WL)之地動觀測期末成果可以分為下列七部分：(1) 場址周遭噪訊時頻分析、(2) 場址地震地動訊號之特徵、(3) 周遭噪訊法之自相關函數分析、(4) 相對震波速度變化量測、(5) 表面波頻率深度敏感度分析、(6) 震波式水砂監測分析、(7) 剪動深度的評估分析，依照上述分析成果於期末階段分項論述震波式坡地監測技術於霧鹿場址進行活動性評估、地下水變化趨勢、河川沖蝕作用等坡地監測關鍵課題之可行性探討。其中上述(6)及(7)分析方法將著重於計畫監測執行年度的重要事件(豪大雨事件或中大規模地震事件)進行案例分析。



圖 4.2.3-2 地動監測站儀器配置及安裝流程

Figure 4.2.3-2 Deployment and installation of seismic instruments

地動觀測期末成果首先以測站 109-WL-V1 進行分項說明，其位置落在霧鹿場址 A 區之上邊坡，與地表 GPS 及 109-WL-1W 共址安裝，其測站位置有被動式表面波調查測點 MASW-P1。從周遭噪訊時頻分析結果中可以判讀此場址每日背景噪訊頻率範圍約介於 2 Hz~20 Hz，其中噪訊主要來源為人為活動，此噪訊攻頻能量強度(PSD)在非人為活動時間明顯降低(圖 4.2.3-3)，後續分析將聚焦於頻段 2-20 Hz 的噪訊。為了從自相關函數中選取合適的尾波訊號窗口，本計畫分別針對頻段 2-4 Hz、3-5 Hz、4-6 Hz、6-8 Hz 及 8-12 Hz 的每日自相關函數繪製成干涉環圖(interferogram of auto-correlation function)進行訊號窗口判讀。圖 4.2.3-4 顯示 2-4 Hz 的每日自相關函數在時間窗口 0.3 秒至 0.7 秒具有一定程度的相關性；然而，當頻率提高至 8-12 Hz，其每日自相關函數之間的相關性明顯降低許多，因此本計畫後續相對震波速度量測(dv/v)使用的頻率範圍僅有 2-4 Hz、3-5 Hz、4-6 Hz、6-8 Hz。

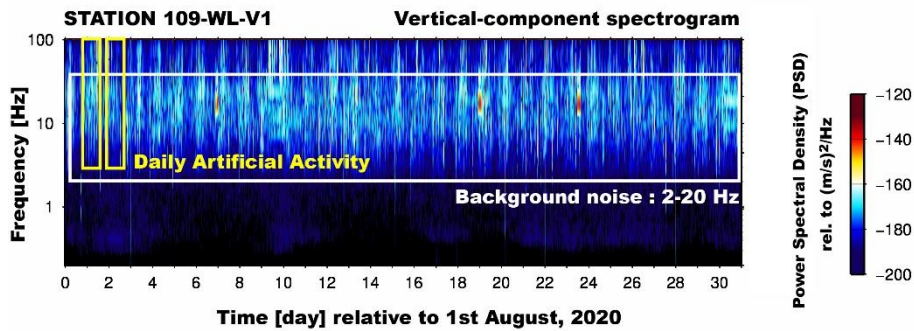


圖 4.2.3-3 109-WL-V1 測站時頻圖

Figure 4.2.3-3 Spectrogram of Station 109-WL-V1

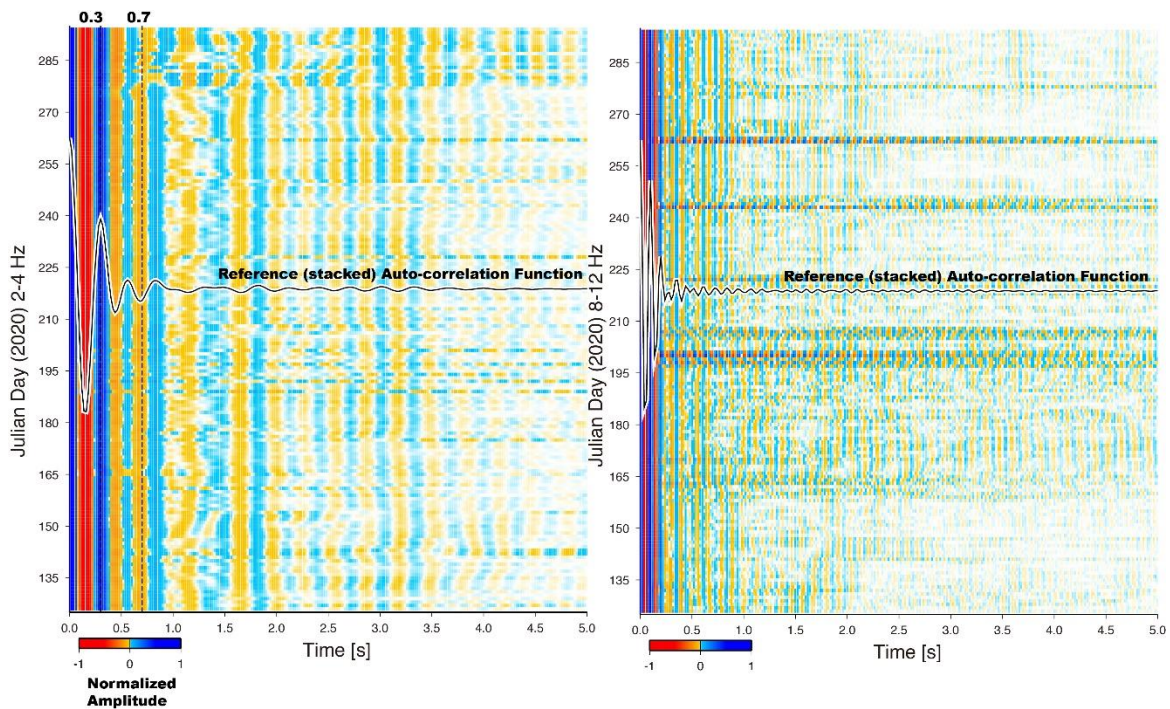


圖 4.2.3-4 每日自相關函數干涉環圖

Figure 4.2.3-4 Inteferogram of daily auto-correlation functions

在決定各頻段訊號可使用的尾波訊號窗口，則應用拉張法量測頻率相依性的 dv/v。圖 4.2.3-5 顯示頻段 2-4 Hz、3-5 Hz、4-6 Hz、6-8 Hz，其中 2-4 Hz 在監測期間皆無任何相對震波速度變化；然而，3-5 Hz dv/v 資料顯示在 0522 豪雨(梅雨季)期間有顯著的

速度降低又抬升的趨勢(藍色虛線框)，該 dv/v 變化無法在其它頻段的 dv/v 資料中觀察到；再者， dv/v 資料品質在監測期間 9 月份以後開始降低(灰色虛線框)，特別是在高頻段的 dv/v 資料，本計畫認為此時的周遭噪訊來源及強度有明顯的差異，進而影響量測 dv/v 的資料品質。在 109-WL-V1 地動觀測期間(5 月 6 日至 10 月 21 日)，共址安裝之地下水位井 109-WL-1W 從安裝至今皆呈現洩降趨勢，直到 10 月 22 日豪雨才轉為蓄水抬升趨勢，然而監測期間水位資料與 dv/v 之間並無任何相關性。本計畫預計累計長期之觀測水位、降雨時序、GPS 位移資料及 dv/v 量測值，再進一步研析時序資料間的關聯性，目前本計畫期末報告將聚焦在測站 dv/v 觀測值在霧鹿場址 A 區與 B 區的異同性之探究。

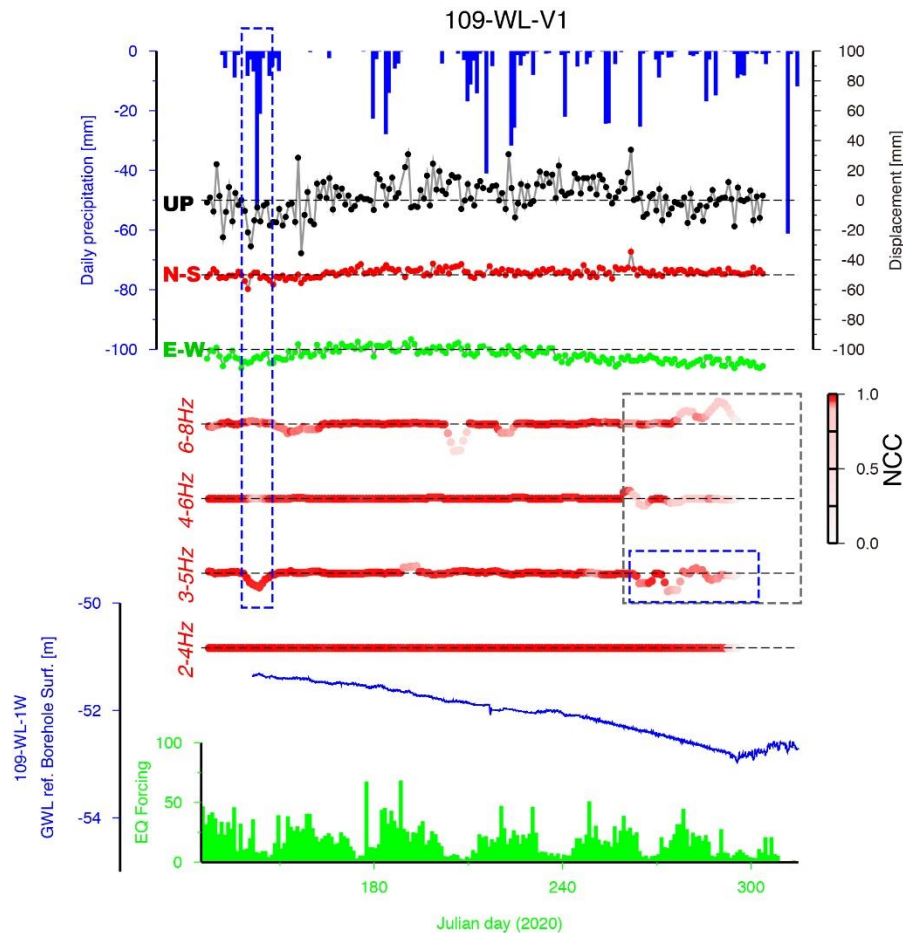


圖 4.2.3-5 109-WL-V1 每日 dv/v (紅色)、地下水位(藍色)、地震影響力(綠色)、降雨(藍色)及 GPS 位移之時序資料

Figure 4.2.3-5 Time series of dv/v , ground water level, earthquake forcing, precipitation and GPS displacement

地動測站 109-WL-V2 共址安裝 GPS 並臨近鑽孔 109-WL-2TC，測站 109-WL-V3 共址安裝 GPS 並臨近鑽孔 109-WL-3W，上述兩側站與 V1 測站同屬落在霧鹿場址 A 區，其中 V2 及 V3 皆在監測後期時間在高頻的 dv/v 資料品質較低(圖 4.2.3-6 灰色線框)，在 3-5 Hz dv/v 資料有類似的變化趨勢，後續待觀測資料較為完整再來討論可能導致 dv/v 變化的機制。反觀，落在霧鹿場址 B 區的地動測站 109-WL-V4 及 109-WL-V5，其中測站 V4 與 GPS 共址安裝、測站 V5 則臨近水位井 109-WL-5W。圖 4.2.3-7 顯示兩測站與 A 區測站相同，皆在監測資料後期之 dv/v 資料品質變差，這代表著整體場址的周遭噪訊在高頻段部分強度降低許多，抑或在高頻訊號源的時空上的變化增

強。然而，B 區下邊坡的測站 V5 在 0522 豪雨 3-5 Hz、6-8 Hz 之 dv/v 資料具有顯著的變化(藍色虛線框)。總結霧鹿崩塌 A、B 區測站在 dv/v 資料上的趨勢差異為：(1) A 區的測站在 dv/v 資料品質降低期間(9-11 月長期降雨形態)皆有觀察到明顯的 dv/v 變化趨勢(圖 4.2.3-5 圖 4.2.3-6 藍色虛線框)、(2)於 0522 豪雨事件僅於 A 區上邊坡測站 V1 及 B 區下邊坡測站 V5 中有觀察到 dv/v 的同步變化，這代表著霧鹿 A、B 區地下的地質岩性條件與水文特性具有一定性的差異存在。根據上述(1)觀測現象，本計畫初步推測 A 區與 B 區的深部地下水流路特性存在一定的差異；然而觀測現象(2)則可推測測站 V1 與測站 V5 下方淺層滲流特性應相近，後續將待霧鹿場址的監測資料滿足一個水文年後，在進行綜合論述。

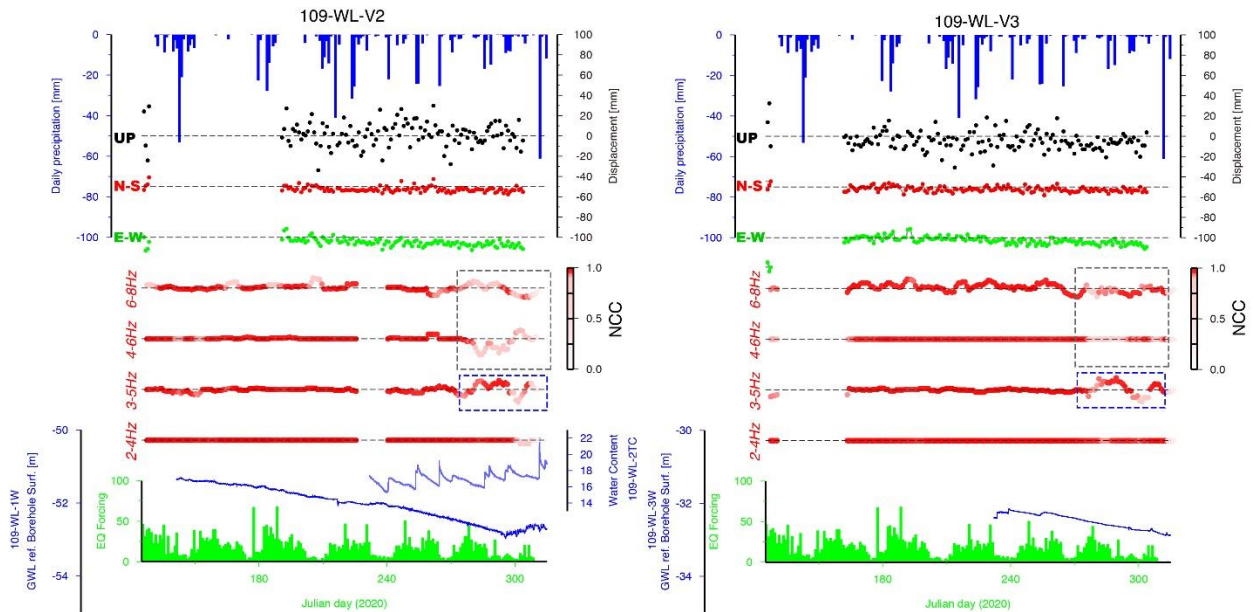


圖 4.2.3-6 109-WL-V2 與 109-WL-V3 每日 dv/v (紅色)、地下水位(藍色)、地震影響力(綠色)、降雨(藍色)及 GPS 位移之時序資料

Figure 4.2.3-6 Time series of dv/v , ground water level, earthquake forcing, precipitation and GPS displacement

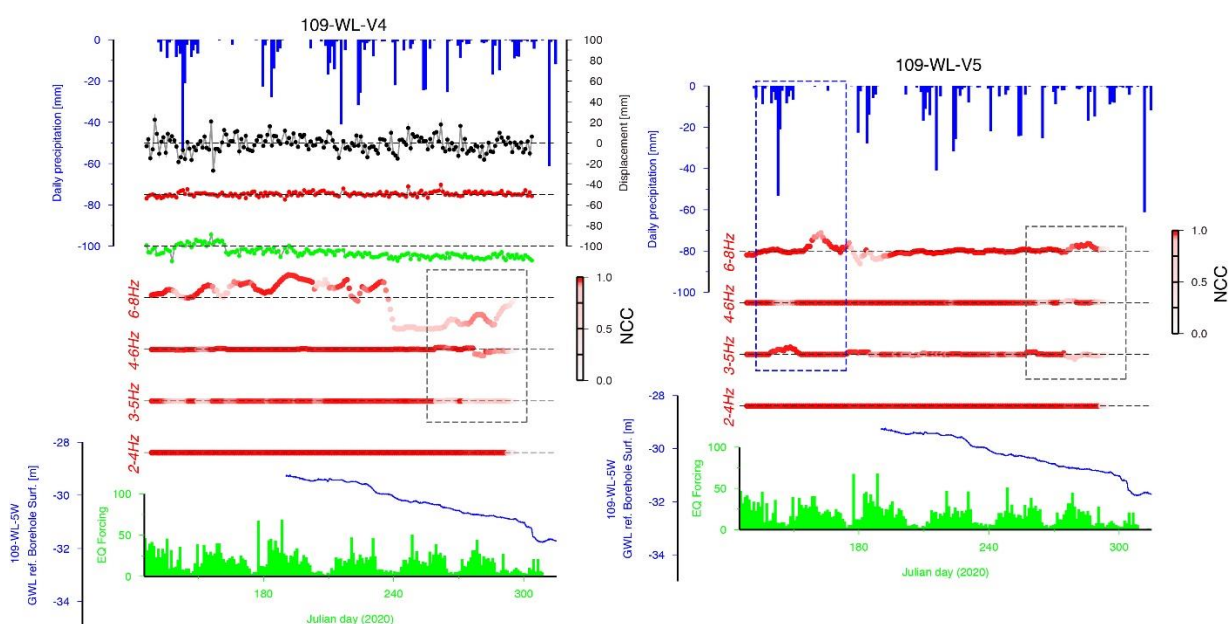


圖 4.2.3-7 109-WL-V4 與 109-WL-V5 每日 dv/v (紅色)、地下水位(藍色)、地震影響力 (綠色)、降雨(藍色)及 GPS 位移之時序資料

Figure 4.2.3-7 Time series of dv/v , ground water level, earthquake forcing, precipitation and GPS displacement

霧鹿場址其 B 區坡址位置過去疑似受到新武呂溪水砂沖蝕作用而具有一定的活動性，因此本計畫規劃震波式土砂監測分析，預計提供河水沖蝕作用之定性與定量分析成果，以作為探討邊坡活動性與可能的破壞機制。109 年計畫執行期間並無顯著的汛期，因此，本計畫先對於臨近新武呂溪之測站 109-WL-V6 與馬里蘭溪之測站 109-WL-V7 進行環境背景地動訊號之時頻分析，並與臨近水位大崙水文觀測站(水利署)之水位歷時資料進行河川地動訊號初探。圖 4.2.3-8 時頻分析成果顯示臨近河道之測站具有連續且高頻率的地動訊號特性(白色虛線框、稱河川噪訊)，當河川水位增加時，此地動訊號的功譜密度強度亦會增加。本計畫亦可以發現測站 V7 相較於測站 V6 更加接近河道，因此在河川噪訊上頻率呈現略高的趨勢。上述初探成果已指出震波式水砂分析技術可透過河川地動訊號頻率相依之地動訊號強度來定性與定量河川沖蝕作用能力。

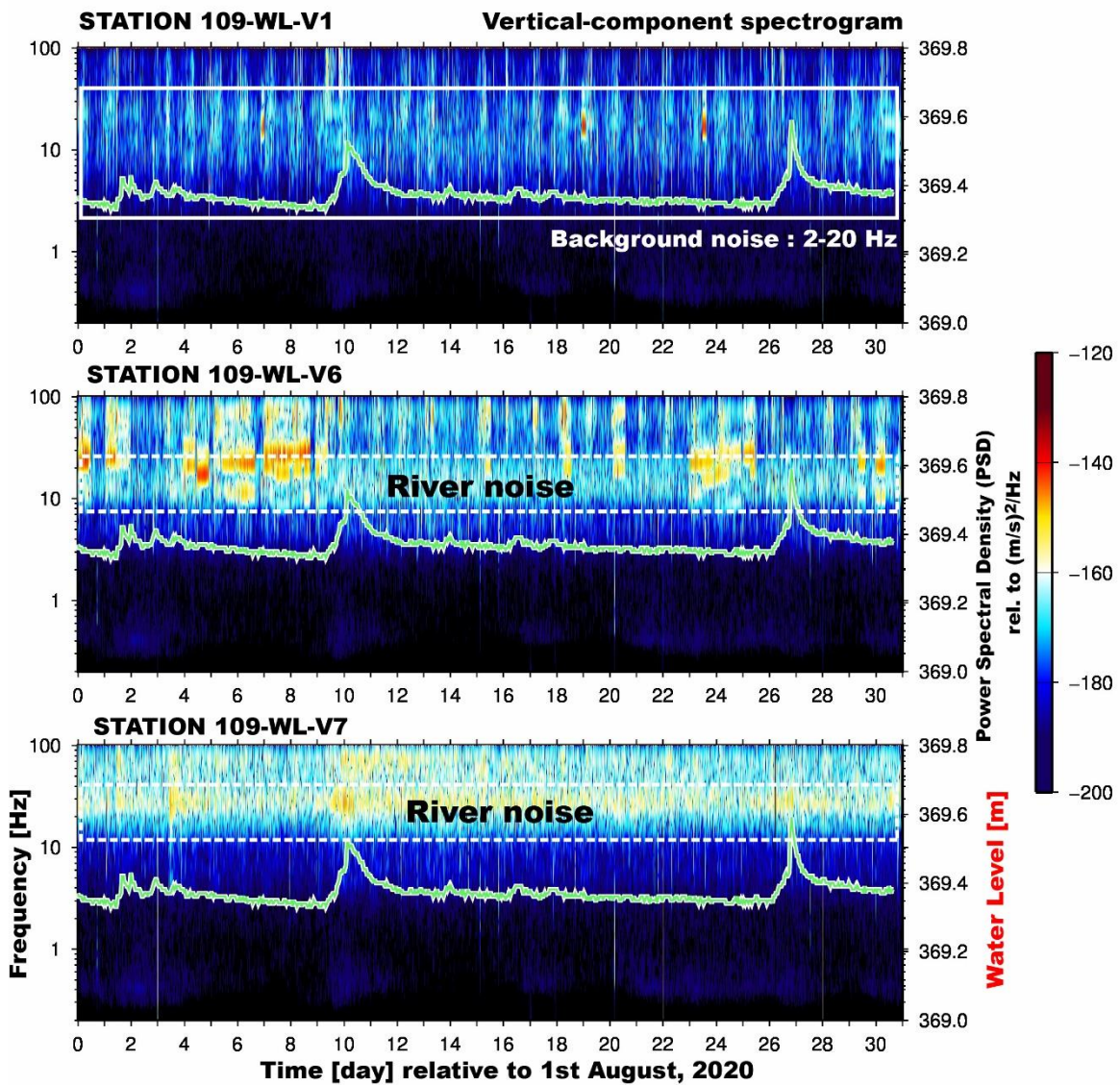


圖 4.2.3-8 時頻圖與水位歷時資料

Figure 4.2.3-8 Spectrograms and river water level

五、動態水文條件下之破壞力學研析

(一) 研析方法論述

坡地在降雨入滲歷程中會導致地中含水量增加、孔隙水壓或地下水位之變化，進而產生坡體變形或破壞行為。因此本工作由前項工作建立三維水文地質模型後，需考量降雨入滲條件及變形破壞力學，建構坡地動態水文及力學之分析程序，並探討動態水文條件下坡地可能之破壞機制及行為。茲先就淺層不飽和行為及滑動機制、深層重力變形行為及滑動機制、常用山崩數值模擬程式等進行文獻回顧與評析，再根據本計畫場址特性選用合宜的分析模式及軟體進行各項模擬工作，各分項工作分述如后。

1. 淺層不飽和行為及滑動機制

(1) 滑動機制與型態

坡地表面層普遍覆蓋有崩積土層或風化表土，在豪雨下入滲影響淺層土壤基值吸力變化，以及地下水位上升，進而改變地層之剪力強度，引發坡地位移或滑動。此一連串之變化機制，牽涉到入滲、滲流、吸水軟化、基值吸力改變、水位變動、不飽和地層與飽和地層之穩定性分析等複雜過程，且其數值均在動態時間序列上呈現改變。然以往一般對於降雨對邊坡穩定性影響之探討，大多係在給定之靜態地下水位下之孔隙水壓，作用於分析斷面狀態進行分析，且分析中只變化地下水位之高程，而未將整個降雨事件由地表入滲影響納入考量。因而分析結果常無法適時與每一次颱風前預估之雨量事先作邊坡之安全穩定性評估，甚而無法真正模擬邊坡可能坍塌滑動機制，以供因應對策之參考依據。(鄭清江等人，2009)

淺層不飽和行為評估模式中，降雨資料為最主要輸入條件之一，常用於探討邊坡滑動的降雨特性參數包括降雨強度、降雨延時、累積雨量、前期雨量、及降雨型態等。因應上述不同之降雨特性，可能會產生浸潤帶和不飽和地層兩種滑動機制。浸潤帶滑動重點在於淺層不飽和土層受驟雨形成浸潤帶或暫棲水層導致之滑動行為，其滑動區域一般是浸潤帶或暫棲水層以上區域，所需之降雨特性參數常包括降雨強度及降雨延時；不飽和地層滑動重點在於降雨入滲使地下水位抬升導致之滑動行為，其滑動區域則會涵蓋不飽和地層和部分的飽和地層，所需之降雨特性參數常包括降雨強度、降雨延時、前期雨量及降雨型態等。

(1) 不飽和滲流及力學理論

為釐清淺層不飽和行為的破壞機制，國際間已大量採用發展趨成熟的不飽和土壤理論(Fredlund and Rahardjo, 1993)來進行相關研究。其中，將基質吸力的概念引進不飽和土體坡地的觀測及分析，則成為本計畫之重要關鍵技術之一。淺層不飽和行為及滑動分析需考量降雨入滲-滲流-穩定性之耦合分析，降雨入滲及滲流分析時係透過式(5.1.1-1)之控制方程式求解二維非均向及非均質地下水滲流問題。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad \text{式 5.1.1-1}$$

式 5.1.1-1 中 H 為總水頭、 k_x 與 k_y 分別為 x 與 y 方向之水力傳導係數、 Q 為邊界流通量、 θ 為體積含水量、 t 為時間。式 5.1.1-1 說明水流在土體元素中某一點，某一時間下流進與流出之差異等於土體中體積含水量之變化量。而體積含水量為土體應力狀

態與土壤性質之函數，而土體應力狀態可由 $(\sigma - u_a)$ 及 $(u_a - u_w)$ 兩個獨立應力狀態變數來定義，此處 σ 為總應力(Total Stress)； u_a 為孔隙氣壓力(Pore-Air Pressure)； u_w 為孔隙水壓力(Pore-Water Pressure)。若暫態分析中假設 u_a 在大氣壓力下為常數，不會影響體積含水量之變化，因此式 5.1.1-1 可改寫為式 5.1.1-2。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = m_w r_w \frac{\partial H}{\partial t} \quad \text{式 5.1.1-2}$$

式 5.1.1-2 中 m_w 為土壤水分特性曲線之斜率、 r_w 為水的單位重。此外，為模擬飽和-不飽和土壤間的滲流行為，則需輸入水力傳導函數(Hydraulic Conductivity Function)，此函數除可直接由試驗求得外，亦可透過 Green and Corey(1971)、van Genuchten(1980)及 Fredlund et al.(1994)等理論模式推估。若需分析暫態(transient)滲流條件時，則需建立體積含水量函數(volumetric water content function)，除直接由現地或室內試驗求得外，亦可透過 van Genuchten(1980)、Fredlund and Xing(1994)及 Modified Kovacs(Aubertin et al., 2003) 等理論模式推估。典型的土壤水分特性曲線與水力傳導函數如圖 5.1.1-1 所示。

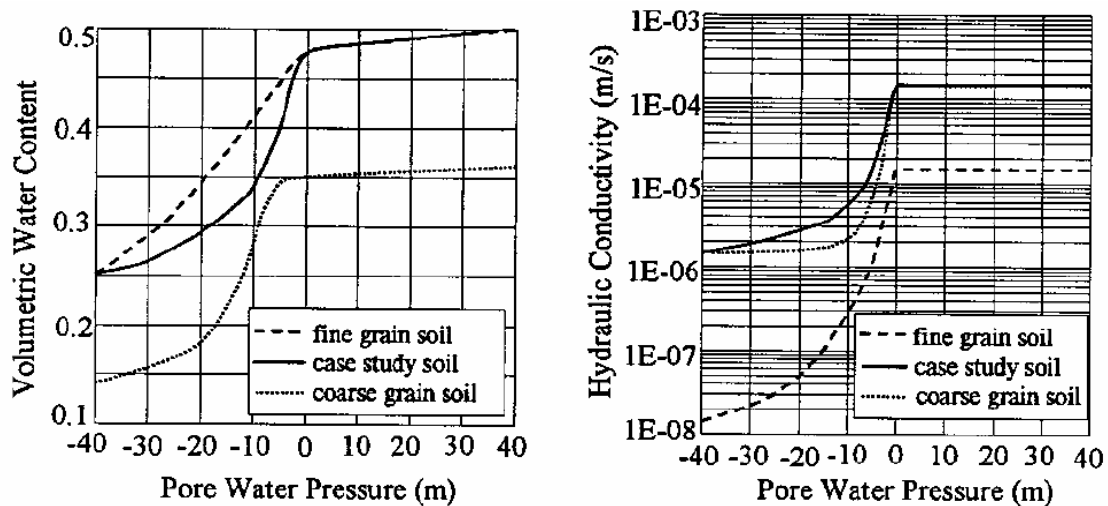


圖 5.1.1-1 典型土壤水分特性曲線與水力傳導函數
(Fredlund and Rahardjo, 1993)

Figure 5.1.1-1 Typical soil-water characteristic curve and hydraulic conductivity function
(Fredlund and Rahardjo, 1993)

穩定分析常採極限平衡法進行邊坡穩定性評估，其原理係以切片法進行邊坡分析及安全係數計算。切片法原理係將通過土體之滑動面分成許多垂直片段，利用力與力矩之平衡求得臨界安全係數，滑動面可為圓弧型、複合型或由使用者指定一系列直線段所組成之滑動面。極限平衡分析具有下列假設條件：(1)強度參數中之凝聚力分量及摩擦角分量所採用之安全係數皆相等；(2)所有切片之安全係數皆相同。對有效應力分析而言，剪力強度定義如式 5.1.1-3。

$$\tau = c' + (\sigma_n - u) \tan \phi' \quad \text{式 5.1.1-3}$$

式 5.1.1-3 中 τ 為剪力強度、 c' 為有效凝聚力、 ϕ' 為有效內摩擦角、 σ_n 為正向總應力、 u 為孔隙水壓力。若欲考量不飽和土壤之基質吸力影響，土壤之剪力強度可

視為凝聚力、內摩擦角及基質吸力所提供之強度三個分量所組成，式 5.1.1-3 可改寫為式 5.1.1-4。

$$\tau = c' + (\sigma_n - \sigma_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad \text{式 5.1.1-4}$$

式 5.1.1-4 中 u_a 為孔隙氣壓力、 u_w 為孔隙水壓力、 ϕ^b 為基質吸力所貢獻之摩擦角。因此，不飽和土壤之莫爾庫倫破壞準則如圖 5.1.1-2 所示。

綜上所述，由於降雨入滲時的地下水位會隨降雨歷線與延時而改變，故將上述分析所得每個時間間隔的地下水位轉至穩定分析時，邊坡穩定之安全係數即隨地下水位而變化，呈現安全係數隨時間的關係曲線。透過上述分析流程，即可建立邊坡從降雨入滲、地下水位變化乃至邊坡穩定性變化之分析模式。

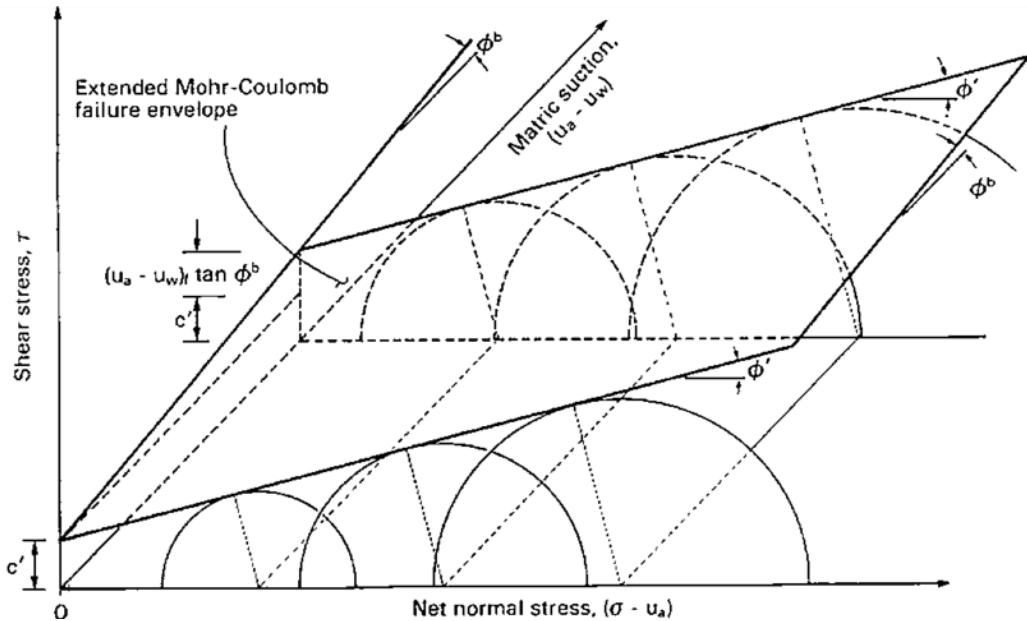


圖 5.1.1-2 不飽和土壤之莫爾庫倫破壞準則 (Fredlund and Rahardjo, 1993)

Figure 5.1.1-2 Mohr-Coulomb failure criterion for unsaturated soils (Fredlund and Rahardjo, 1993)

雖然上述程序可探討不飽和滲流對坡地之影響，但當降雨強度大於表土之飽和滲透係數時，表層土壤會先形成薄層的飽和浸潤帶或暫棲水層，可能誘發浸潤帶或暫棲水層以上區域的滑動，此種情境另可簡化為浸潤帶滑動概念予以分析。分析時之浸潤帶厚度常採用 Lumb (1975) 提出之公式推估，如式 5.1.1-5 所示。

$$h = \frac{kt}{n(S_f - S_0)} \quad \text{式 5.1.1-5}$$

式 5.1.1-5 中 h 為浸潤帶厚度、 k 為飽和時之水力傳導係數、 t 為降雨延時、 n 為孔隙率、 S_f 為浸潤後之飽和度、 S_0 為浸潤前之飽和度。

由於在降雨情況下，降雨入滲將使浸潤帶內地層之抗剪強度降低，前人研究(洪如江，1979；范嘉程與馮道偉，2003；劉振宏，2007)均指出暴雨或浸潤對凝聚力影響較大，摩擦角則可忽略其影響。凝聚力折減部分，洪如江(1979)建議採原土壤凝聚力之 1/3，范嘉程與馮道偉(2003)建議採原土壤凝聚力之 20%~30%，劉振宏(2007)指出泡水試體之凝聚力為原土壤凝聚力之 21%~51%。綜整上述研究成

果，本計畫建議浸潤帶內土層之凝聚力折減為原凝聚力之 1/3，岩層則採直接剪力試驗之殘餘強度值。

2. 深層重力變形行為及滑動機制

(1) 滑動機制與型態

Chigira(1992)指出深層重力變形行為可根據不連續面與邊坡地形之交互形態分為四類(圖 5.1.2-1)，第一類不連續面與坡面呈順向坡形態，其邊坡重力變形以形成挫屈褶皺(buckling fold)為主；第二類不連續面為垂直或與坡面呈逆向坡形態，其邊坡重力變形以形成拖曳褶皺(drag fold)為主；第三類不連續面為高角度之順向、垂直或逆向形態，其邊坡重力變形以形成折彎褶皺(bending fold)為主；第四類之不連續面為中、低角度且與坡面呈順向坡型態，其邊坡重力變形以形成坡體局部斷層為主。綜上所述，深層重力變形行為會先由岩體潛變開始發展，直至超過岩體強度後產生滑動破壞。

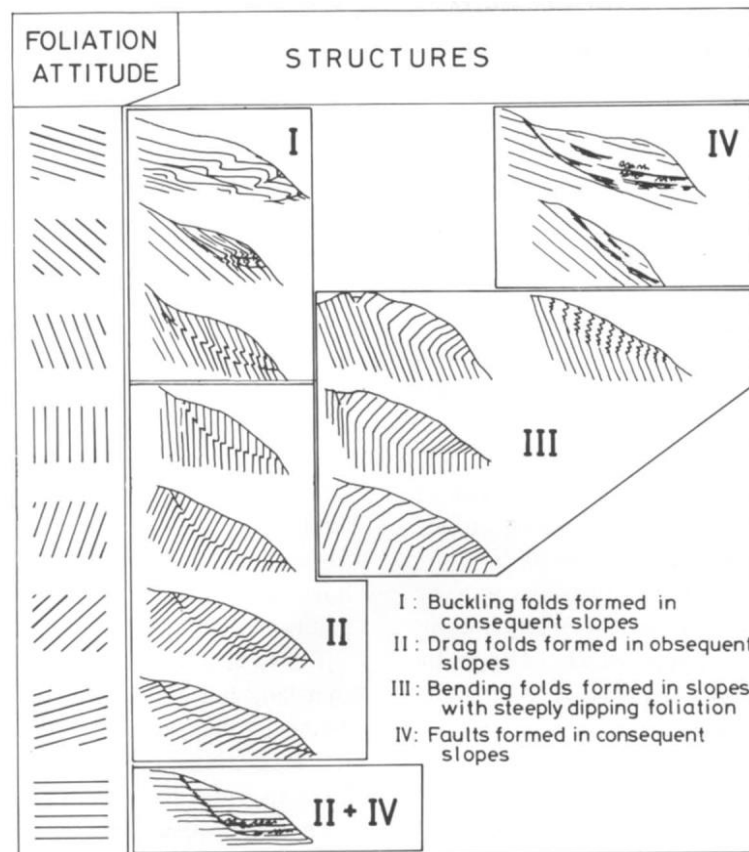


圖 5.1.2-1 不連續面位態與深層重力變形行為之關係(Chigira, 1992)

Figure 5.1.2-1 Relationship between the orientations of discontinuities and the behavior of deep-seated gravitational deformation (Chigira, 1992)

Chigira(1992)、Alsop and Marco (2012)、Jaboyedoff et al. (2013)之研究則指出深層重力變形行為將受到覆土深度造成之圍壓及岩層厚度影響而有所不同，當圍壓愈大且岩層厚度愈薄時，其變形程度通常也愈高(圖 5.1.2-2)。在滑動面之剪滑動機制方面，根據不連續面位態之不同，其所對應之剪滑動機制也有所不同，可藉由深層

重力變形體於等高線所呈現之地形推測其可能機制，並由現地所見之線狀地形特徵如雙重山脊(doubled ridges)、崩崖(escarp)、反斜崖(counterscarps)、張裂隙(trenches)等地形構造(morpho-structure)加以確認潛在滑動面。前述受深層重力變形影響之不連續面變化除可利用野外露頭調查進行歸納外，亦可透過地質鑽探時之孔內攝影等方式記錄地中不連續面位態變化，進而強化其滑動機制研判。

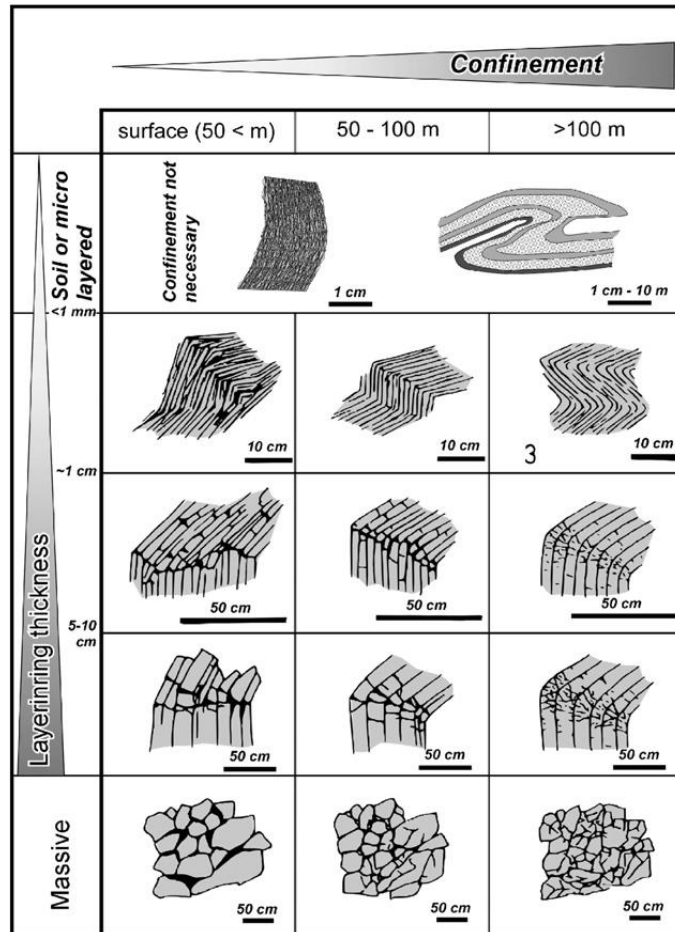


圖 5.1.2-2 圍壓及岩層厚度與深層重力變形行為之關係(Jaboyedoff et al., 2013)

Figure 5.1.2-2 Relationship between confining pressure, rock thickness and the behavior of deep-seated gravitational deformation (Jaboyedoff et al., 2013)

(2) 潛變變形理論

潛變係指材料在承受固定應力作用下，變形隨時間而發生之行為。典型岩盤潛變行為可以圖 5.1.2-3 所示，一般試體受力後其應變包含瞬時發生之彈性應變，隨著應力升高則繼之發生一階潛變、二階潛變及三階潛變，進而導致試體之破壞。潛變變形重點在於岩層本身的依時行為，無論何種岩盤均會發生，差異僅在潛變速率的快慢，故分析時須選擇合適之潛變理論模型及其潛變速率(財團法人中興工程顧問社，1994、1997；林宏勳，2011；林士淵，2002)。

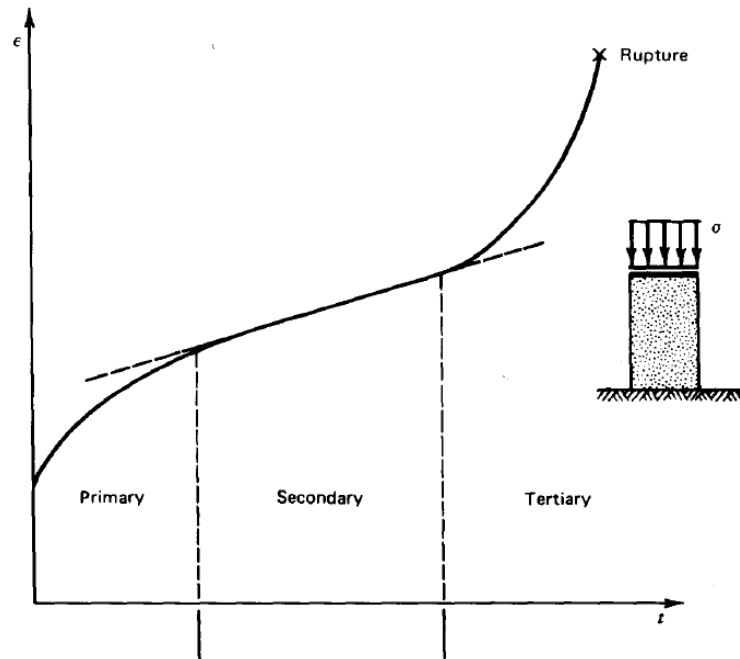


圖 5.1.2-3 岩盤潛變行為(Goodman, 1989)

Figure 5.1.2-3 Creeping behavior of rock (Goodman, 1989)

為描述此潛變行為，以往學者發展出之數學模式甚多，最常被採用且撰有電腦程式者，大體可分為：A.黏彈性模式(viscoelastic model)，由彈簧與消能盤兩種基本物理模型組合而成，可衍生之基本模型如完全彈性模式(Spring model)、完全黏性模式(Newtonian model)、馬克斯威爾模式(Maxwell model)、凱爾文模式(Kelvin model)、廣義馬克斯威爾模式(Generalized Maxwell model)、廣義凱爾文模式(Generalized Kelvin model)、柏格模式(Burger's model)等；B.黏彈塑性模式(viscoelastic-plastic model)，或稱西源模式，通常由凱爾文-沃依特模式(Kelvin-Voigt model)及賓漢模式(Bingham model)串聯而成；C.經驗模式，通常針對特定材料發展而成，如參考潛變量模式(Reference creep model)、雙指數潛變模式(2-component power law)等。

財團法人中興工程顧問社(1994)研究指出，對較均質的弱質岩盤，其潛變行為可以四常數之柏格模式予以描述。柏格模式由凱爾文固體和馬克斯威爾液體模型串聯而成，如圖 5.1.2-4 所示。柏格模式的應力與應變關係如式 5.1.2-1 所示，其所需之潛變參數(E_1 、 E_2 、 η_1 、 η_2)則可透過本計畫執行之潛變試驗予以求得。

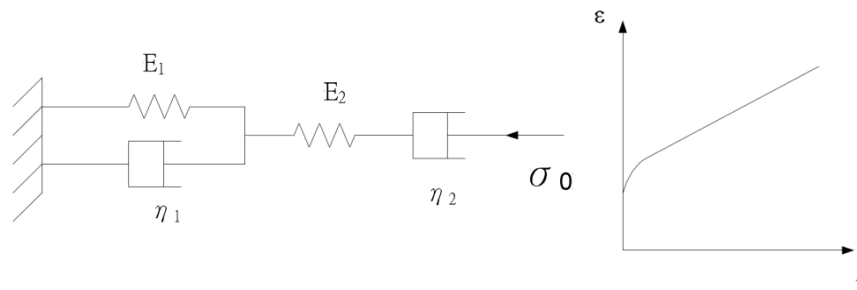


圖 5.1.2-4 柏格模式：左為力學模型、右為應變與時間關係(Goodman, 1989)

Figure 5.1.2-4 Berger model: mechanical model on the left and the relationship between strain and time (Goodman, 1989)

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E_2} + \frac{\sigma}{E_1} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_1 t}{3\eta_1}\right) + \frac{\sigma}{3\eta_2} \right] \quad \text{式 5.1.2-1}$$

3. 常用山崩數值模擬程式評析

土壤邊坡穩定分析方法，一般可概分為極限平衡法與數值模擬分析法。至於岩石邊坡則多由既有構造控制破壞模式，但對於破碎或軟弱之岩石材料，可採土壤邊坡之穩定分析方法進行評估；反之，則多藉由立體投影圖進行運動學分析(kinematic analysis)判斷其破壞模式，再進一步進行力學平衡評估，以獲得坡體安全係數。本計畫蒐集常用數值模擬軟體之適用情境與優缺點如表 5.1.3-1 所示，以下將針對目前邊坡穩定問題所使用之分析方法進行簡述說明。

(1) 極限平衡法

極限平衡法之應用，大致可分為四個步驟：A.先假設依最可能之滑動面，如弧形或沿著脆弱面之滑動面，並假設沿滑動面上之每一點均同時破壞，亦即，每一點之安全係數均相同。B.由作用於滑動體上之力或力矩之靜力平衡，算出滑動面上所受之剪力。C.以材料之強度與剪力進行計算，以獲得滑動面之安全係數。D.假設另一可能之滑動面位置，重複步驟(1)至(3)，而得另一安全係數。由步驟(1)至(4)反覆數次後，求得其中最小之安全係數，即為最可能破壞之滑動面。

至於該採用總應力(total stress)方法或有效應力(effective stress)方法，則視模擬情境下邊坡排水之情形而定。當完全飽和且排水不易之情境($\varphi=0$)，如結構物施作於於軟弱土壤上，施工剛完畢時，或水位突然下降如洩洪時，由於時間短促，超額孔隙水壓不易排除，則可以總應力法分析。若經過長時期後，超額孔隙水壓完全排除，或材料之滲透係數較高，孔隙水壓易排除，則需以有效應力法分析。

表 5.1.3-1 常用數值模擬軟體與其適用條件一覽表
Table 5.1.3-1 List of commonly used numerical simulation software and its applicable conditions

模擬軟體	維度	分析理論	材料對象	使用參數	優點	缺點
STABL	2D	極限平衡法	土壤、岩體	凝聚力 c 、材料內摩擦角 ϕ 、材料單位重 γ 、孔隙水壓	1. 建模與分析快速 2. 可模擬地下水位及地震影響之狀況	1. 無法考量土體變形性，在互層狀況時，會產生滑動破壞面貫穿兩土層交界並延伸至坡頂之不合理分析狀況 2. 無法模擬坡體破壞滑動狀況
Rocscience- RocToppo RocPlane Swedge	2D 3D	極限平衡法	岩體	凝聚力 c 、材料內摩擦角 ϕ 、材料單位重 γ 、彈性模數 E	1. 建模與分析快速 2. 可依岩坡不連續面進行坡體穩定分析形貌設定	1. 無法分析岩體變形與破裂狀況
GEO-SLOPE SLOPE/W	2D	極限平衡法	土壤、岩體	凝聚力 c 、材料內摩擦角 ϕ 、材料單位重 γ 、水力傳導係數 k 、降雨歷線、彈性模數 E	1. 建模快速 2. 可模擬實際降雨狀況下，地下水位對於邊坡穩定之影響	1. 建模所需之材料參數繁多 2. 無法模擬坡體破壞滑動狀況
FLAC	2D 3D	有限差分法	土壤、岩體	凝聚力 c 、材料內摩擦角 ϕ 、材料單位重 γ 、波森比 ν 、彈性模數 E	1. 可考量土體變形性	1. 不規則幾何形狀的節點不一定可以落在邊界上，需藉特殊的差分公式修正 2. 建模費時與困難 3. 模擬時間耗時 4. 無法模擬坡體破壞滑動狀況
Midas-GTS SVOFFICE	3D	有限元素法	土壤、岩體	凝聚力 c 、材料內摩擦角 ϕ 、材料單位重 γ 、水力傳導係數 k 、波森比 ν 、彈性模數 E	1. 可考量土體變形性 2. 可模擬滲流分析 3. 可設置工程整治設施(地錨、隧道襯砌、噴漿鋪面...等) 4. 可由 AutoCad 等工程圖資軟體導入建模，方便建模輸入	1. 建模費時與困難 2. 模擬時間耗時 3. 無法模擬坡體破壞滑動狀況
PLAXIS	2D 3D	有限元素法	土壤、岩體	凝聚力 c 、材料內摩擦角 ϕ 、材料單位重 γ 、水力傳導係數 k 、波森比 ν 、彈性模數 E	1. 可考量土體變形性 2. 可模擬滲流分析 3. 可設置工程整治設施(地錨、隧道襯砌、噴漿鋪面...等) 4. 可由 AutoCad 等工程圖資軟體導入建模，方便建模輸入	1. 建模費時與困難 2. 模擬時間耗時 3. 無法模擬坡體破壞滑動狀況
PFC	2D 3D	離散元素法	土壤、岩體	材料單位重 γ 、材料內摩擦係數 f 、材料正向勁度 k_n 、材料切向勁度 k_s 、材料鍵結強度 b_s 、材料阻尼係數 D	1. 可模擬塊體受力後破裂狀況 2. 可設定塊體群聚狀態與個別分離情形	1. 建模費時與困難 2. 模擬非常耗時 3. 無法模擬乾顆粒與地下水耦合 4. 球顆粒半徑設定較大時，運移狀態可能與真實情形不符
UDEC	2D 3D	離散元素法	岩體	凝聚力 c 、材料單位重 γ 、弱面正向勁度 j_{kn} 、弱面切向勁度 j_{ks} 、弱面摩擦角 f_w 、	1. 可模擬剛性塊體以及可變形塊體受力狀況，並可於可變形塊體狀況時能模擬塊體破裂、分散情形 2. 模擬元素較符合現場岩坡受不連續面切割成塊體之狀況 3. 可依不同之節理組合律模式(點、面接觸、應變軟化之節理面接觸庫倫滑動模式、持續降服模式)模擬岩體受力後潛變至破壞滑動之過程	1. 建模費時與困難 2. 模擬耗時 3. 無法模擬乾顆粒與地下水耦合情形

由於極限平衡法具有建模與分析快速、可模擬地下水位及地震影響、計算安全係數等優點，因此仍是目前最主流的分析方法之一(Cascini et al., 2006; Guzzetti, 2008; 鄧鳳儀, 2008; 林德貴等人, 2008)。此外，Chung et al. (2017)曾以壓力鍋試驗求取坡地場址的土壤水分特性曲線，並選用適當的理論模式求取水力傳導函數，配合不飽和土壤力學進行淺層不飽和行為及滑動分析。

(2) 數值模擬分析

數值模擬分析方法雖建模較為複雜，但與極限平衡法相比，其優勢在於可進一步計算邊坡之變形量。常用之數值模擬分析方法可細分以下三種：有限差分法、有限元素法及離散元素法。以下將分別針對上述分析模式簡述說明。

A. 有限差分法

在有限元素法之問世之前，有限差分法為大地工程界中最常被廣泛引用之數值分析方法(Pusch and Hökmark, 1992; 金聖鴻, 2010; U.S. NRC, 2017)。有限差分法應用優點主要有：(a)方法簡單，使用上較為方便；(b)對於非均質介質(Non-homogenous material)，可依材料分層，各自計算各層材料參數之影響；(c)以控制方程式求解，所需計算時效較有限元素法為低。對於較複雜問題，控制方程式較難求得。此外，對於不規則幾何形狀，其節點則不一定落於邊界上，此時需藉助其他差分公式修正，為使用有限差分法之限制。

B. 有限元素法

有限元素法是由連體力學之觀念(滿足力平衡及變形連續)進行分析之方法，該法能兼顧材料之變形行為，甚至能考量變形行為中之彈塑性行為，可考慮不同組成律與破壞準則，模擬坡邊於自然狀態下之材料性質(Bozzano et al., 2002; 潘安士等人, 2011; Chang et al., 2015)。

C. 離散元素法

離散元素法之基本概念模型主要由多個分離個體(discrete element model)組成，配合室內試驗經參數校正後，設定分離個體顆粒之參數。而各分離個體顆粒與顆粒間之鍵結(bond)。鍵結力的種類共有二種，一種為點接觸，只能傳遞力(force)，稱之為接觸鍵結(contact bond)，而另一種由類似彈簧阻尼系統所組成，除了可以傳遞力之外，亦可傳遞力矩(moment)。離散元素法以牛頓運動定律(force-displacement law)為基礎理論，計算極短時間內所有顆粒的位移變化，以及顆粒與顆粒之間的力傳遞。離散元素法除得到模擬堆積形貌外，亦可紀錄模擬過程中之歷時變化與運移過程記錄，如接觸力、顆粒速度、顆粒位移等。目前該法已廣泛被運用於土木工程、岩石力學、斷層行為及邊坡穩定模擬(莊庭鳳, 2014; 周令麒, 2014; 吳政賢, 2015)。

4. 坡體破壞影響範圍評估

對於邊坡山崩災害模擬，目前已被廣泛使用的軟體有二：RAMMS 數值程式，適用於淺層滑動或岩屑崩滑災害，如林俊良(2013)、李璟芳等人(2015)等研究；PFC 軟體，適用於深層滑動或岩體滑動災害，如唐昭榮等人(2009)、羅佳明(2013)、黃韋凱等人(2016)等研究。上述模式旨在透過數值模擬獲得土砂運移後之崩塌堆積深度(土砂溢淹深度)、崩塌堆積範圍(保全對象影響區)與坡趾道路或溪流阻斷區域(疏散動線)，其主要分析過程包含：(1)室內試驗與材料參數取得；(2)地形建模與量體估算；(3)崩塌境況模擬與保全對象分析等。以下就各數值程式之特點予以說明。

(1) RAMMS 數值程式

RAMMS 數值程式為瑞士聯邦森林、雪與景觀研究所(WSL, Swiss Federal Institute for Forest, Snow and Landscape Research)所開發。其前身為 1998-2000 年所發展之 Aval-1D 與 Aval-2D 模式，並於 2005 年整合各模組成為 RAMMS 數值模擬軟體(包含崩塌與土石流、落石模組)。RAMMS 可針對不同回歸週期與崩塌材料體積給定合適之建議參數，其模擬區域亦可從微地形判釋所圈繪之邊界及相關地文資訊，合理地調整計算範圍以加速模擬運算時程。本軟體適用於淺層岩屑崩滑、坡面型土石流及溪流型土石流等災害。

(2) PFC 數值程式

PFC(Particle Flow Code)係由美國 Itasca Consulting Group, Inc.於 1999 年發展出之分離體力學數值分析軟體(Itasca, 2002)，主要利用顯式有限差分法計算每一時階之系統變化。在每個運算時階先計算顆粒位置及重疊量或相對位移，依其力-位移定律計算接觸力後，根據牛頓第二運動定律，可得到新的顆粒速度與位置。本計畫將評估坡體破壞狀態之塊體大小、位置後，配合現地地質狀況及材料特性進行參數校正由軟體中剛性之球體(ball)模擬土砂災害之料源；另以剛性不可破壞之牆面(wall)模擬土砂災害發生時之滑動邊界。以模擬塊體滑移之運動行為進一步評估土砂災害之影響範圍。

5. 案例研究與分析流程

綜整前述文獻回顧，本計畫研擬坡地場址穩定性及可能影響範圍評估流程如圖 5.1.5-1 所示。首先整合高解析度地形資料、地質鑽探、岩芯紀錄、現地調查與試驗及室內試驗等成果，以建置坡地場址之三維水文地質概念模型，再透過現地觀測數據進行模型率定與驗證，相關成果可見本報告 3.1 節與 3.2 節。三維數值模型與地下水流場分析成果可直接輸出，作為淺層不飽和分析及深層重力變形分析時地下水流場之參據，並進一步評估不同情境條件下，坡地場址之穩定性及潛在滑動塊體。本計畫將安全係數不符合規範要求或失穩之前在滑動塊體視作關鍵塊體，意即在該情境條件下最有可能優先崩塌的塊體。前述各情境條件下之關鍵塊體則進一步透過山崩微地形判釋技術圈繪其滑動面積，配合前述分析所得之滑動深度，即可求得關鍵塊體之體積，並據此作為可能崩塌之料源進行土砂運移分析，以獲取崩塌堆積深度、堆積範圍及其可能影響對象。

配合 5.1.3 節「常用山崩數值模擬程式評析」成果，本計畫建議可採用 HydroGeoSphere 軟體進行三維地下水流場分析，GeoStudio 軟體進行淺層不飽和分析、FLAC 或 UDEC 軟體進行深層重力變形分析、PFC 或 RAMMS 軟體進行土砂運移分析。深層重力變形分析會因岩層特性不同而有其適用軟體，UDEC 軟體較適用於葉理狀構造發達的低度變質岩區，如板岩、千枚岩等葉理發達之岩層；其餘非葉理狀構造之岩層則建議採用 FLAC 軟體。另土砂運移分析亦會因崩落土砂特性不同而有其適用軟體，RAMMS 軟體較適用於淺層滑動或岩屑崩滑災害；PFC 軟體則適用於深層滑動或岩體滑動災害。

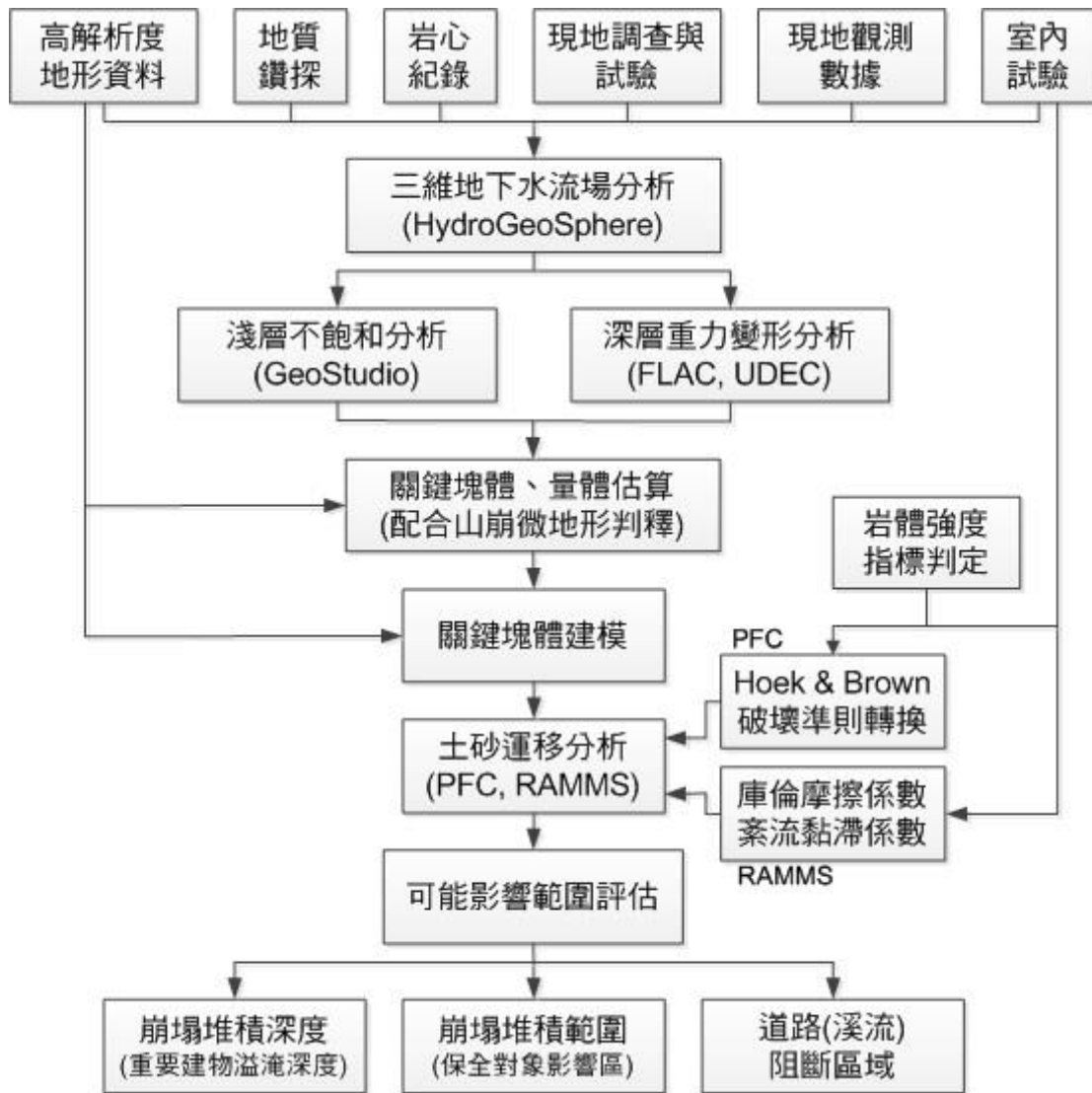


圖 5.1.5-1 坡地場址穩定性及可能影響範圍評估流程圖
Figure 5.1.5-1 Flowchart of the stability analysis and runout zone

(二) 案例成果研析

1. 二維水文地質概念模型建立

透過本計畫於霧鹿場址所執行之地表地質調查、地質鑽探調查、孔內探測及試驗、地球物理探測、現地及室內試驗、現地觀測、水文地質模型建置等工作，於計畫區內沿推測滑動方向進行邊坡穩定分析，如圖 2.2.3-3，茲摘錄分析成果如后。

(1) 地層參數

本計畫於霧鹿場址所進行之室內試驗包含有：(1) 土壤壓力鍋試驗、(2) 土壤一般物理性質試驗、(3) 土壤直接剪力試驗、(4) 岩石一般物理性質試驗、(5) 岩石弱面直接剪力試驗、(6) 岩石單壓試驗、(7) 岩石彈性試驗、(8) 岩石潛變試驗等。上述各項室內試驗項目、數量及成果彙整如表 2.2.7-2 所示。上述室內試驗成果可用於掌握土層及岩層特性及評估其參數，提供穩定分析及影響範圍評估之用。綜整地質鑽探及現地調查成果，霧鹿場址之水文地質單元可分為土壤層、階地堆積層、崩積層、剪裂帶、黑色片岩等。彙整各項現地調查、室內試驗成果、既有報告成果等資料，本計畫採用之簡化地層參數如表 5.2.1-1 所示。各地層參數求取方式概述如下，土壤層：取自土壤直接剪力試驗成果(試驗編號 SDS-3)；階地堆積層：由表面波波速(約 600m/s)透過陳逸龍與林志平(2003)、Makoto and Khang(2013)等經驗公式推估而得；崩積層、剪裂帶及黑色片岩：由岩石單壓試驗及彈性試驗成果，配合 Hoek and Brown 破壞準則(2002)推估而得。

表 5.2.1-1 霧鹿場址簡化地層參數表

Table 5.2.1-1 Simplified strata parameter table of Wulu site

地層	單位重 (t/m ³)	凝聚力 (kPa)	摩擦角 (deg.)
土壤層	1.83	46	34.1
階地堆積層	2.18	85	48.5
崩積層	2.76	206	15.2
剪裂帶 (shear zone)	2.76	530	27.5
黑色片岩	2.76	4653	49.1

(2) 水文地質概念模型

本計畫之數值地形係採地調所「高解析度數值地形資料」轉出 6m DEM 建置而成，二維分析剖面始自坡面頂部，經 109-WL-1W、109-WL-2TC、109-WL-3W 及 109-WL-4T、109-WL-5W 等鑽孔至下邊坡河道為止，如圖 2.2.3-3 所示。透過 ArcGIS 程式可建立分析剖面的高程，再依照地表地質調查、地質鑽探調查、地球物理探測成果決定各水文地質單元之地層深度及潛在滑動塊體。研究區域之水文地質單元可分為：(a) 土壤層、(b) 階地堆積層、(c) 崩積層、(d) 剪裂帶、(e) 黑色片岩等，各水文地質單元特性可詳見 2.2.2 節之地質鑽探成果。圖 5.2.1-1、圖 5.2.1-2 為研究區域 AA' 及 BB' 分析剖面之水文地質概念模型。

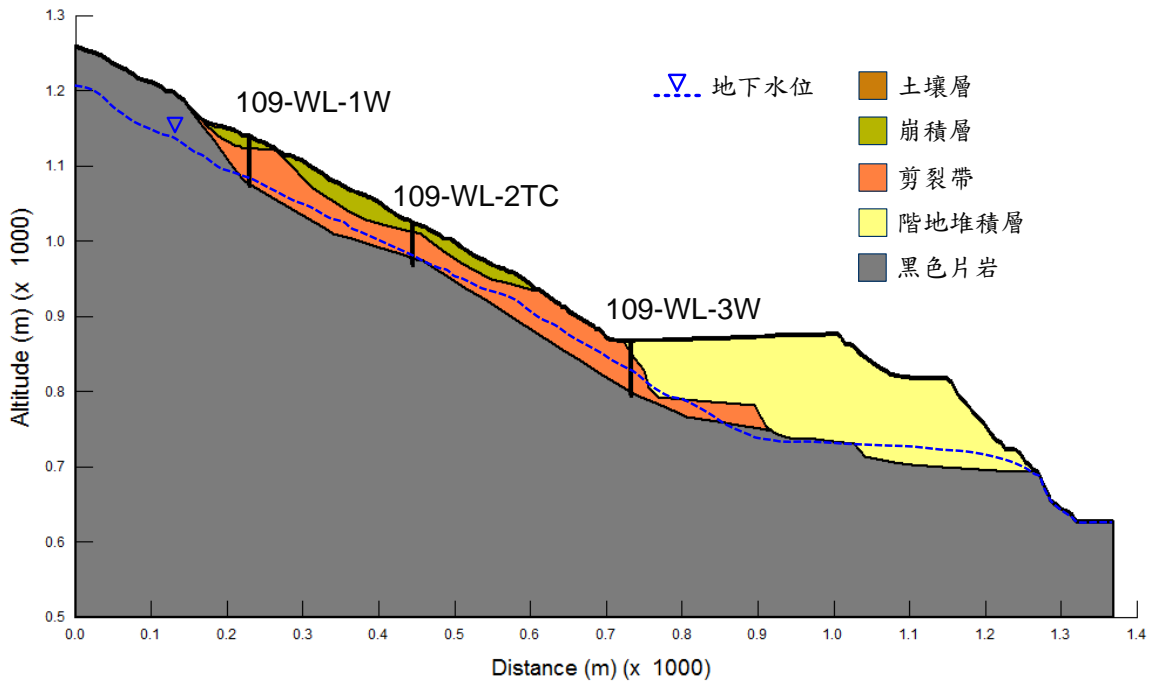


圖 5.2.1-1 霧鹿場址 AA'分析剖面水文地質概念模型

Figure 5.2.1-2 Hydrogeological conceptual model of AA' profile of Wulu site

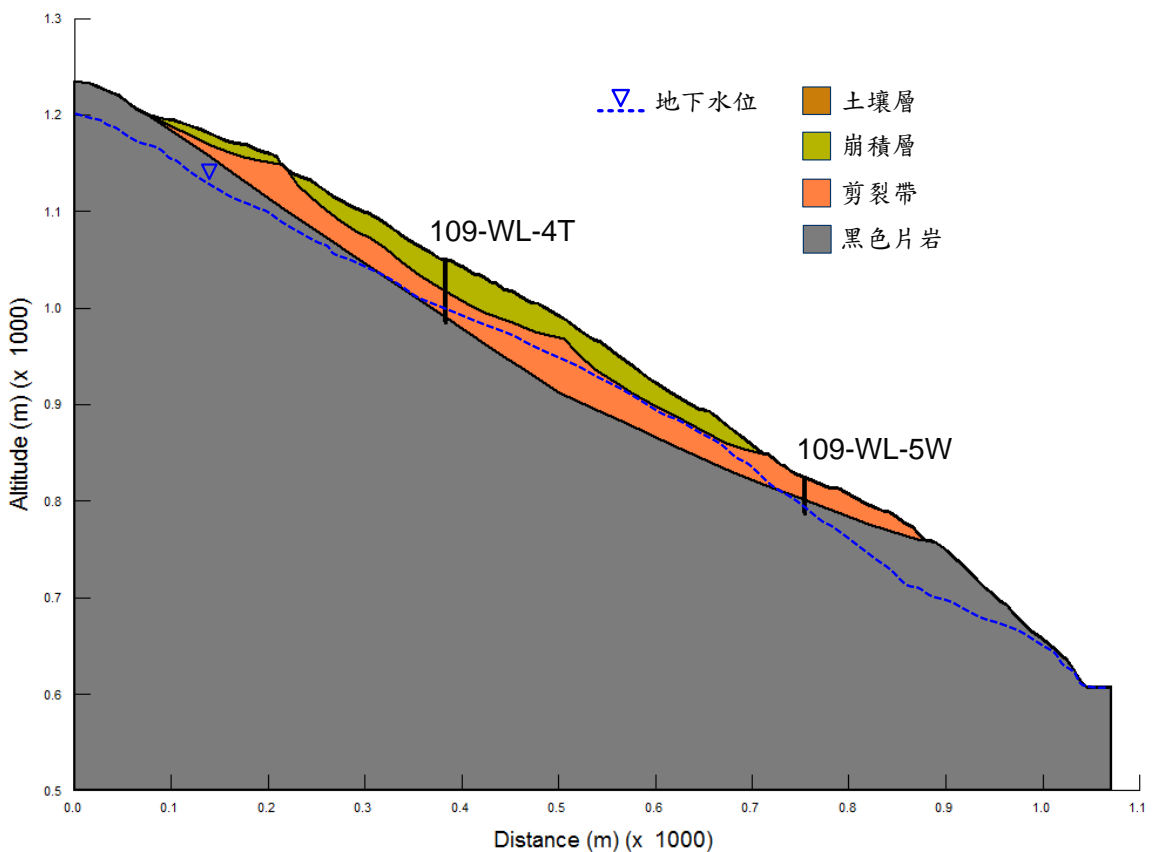


圖 5.2.1-2 霧鹿場址 BB'分析剖面水文地質概念模型

Figure 5.2.1-2 Hydrogeological conceptual model of BB' profile of Wulu site

2. 穩定性評估及情境模擬

(1) AA'分析剖面

透過本計畫水位觀測數據率定，進行三維地下水流場分析(詳見 3.2 節)，率定後 AA'分析剖面之常時穩態水位顯示如圖 5.2.1-1 所示。各分析情境之設定分別為：
 (1) 常時情境係採前述率定後之穩態水位作為常時水位，且不考量地震力作用；
 (2) 高水位情境係採前述三維地下水流場分析率定暴雨引致之水位抬升量進行分析，且不考量地震力作用；(3) 地震情境係採常時水位且考量地震力，其地震力參考「建築物耐震設計規範及解說」之規定，本計畫範圍水平加速度係數 Z 直接取 $Z=0.4S_{DS}$ 進行分析，計畫範圍所在分區為台東縣海端鄉 $S_{DS}=0.8$ ，故計畫範圍水平加速度係數 Z 為 0.32，該值為 475 年頻率週期迴歸之尖峰值。依據高速鐵路設計規範，於進行邊坡穩定分析時，採用該值之 50% 做為設計時水平地震力係數，故採用 $k_h=0.16$ ， $k_v=0.08$ 進行分析。

本計畫穩定分析主要透過 GeoStudio 程式內建「Auto Locate」功能自動分析滑動塊體之安全係數，各情境之分析條件及穩定性評估成果彙整如表 5.2.2-1、圖 5.2.2-1 所示。由分析成果可知，AA'分析剖面於各分析情境下，程式自動模擬獲得之滑動塊體安全係數皆大於 1.0，顯示本區域邊坡於觀測期間各擬合水位及地震情境下尚屬穩定。

表 5.2.2-1 AA'分析剖面邊坡穩定性評估成果表

Table 5.2.2-1 Results of AA' Analysis profile slope stability assessment

潛在滑動塊體	分析情境	分析條件	安全係數	崩塌長度 (m)	崩塌厚度 (m)
Auto	常時	擬合常時水位、無地震力	1.79	—	—
	高水位	擬合暴雨抬升水位	1.77	—	—
	地震	常時水位、有地震力 ($k_h=0.16$, $k_v=0.08$)	1.28	141.7	17.8

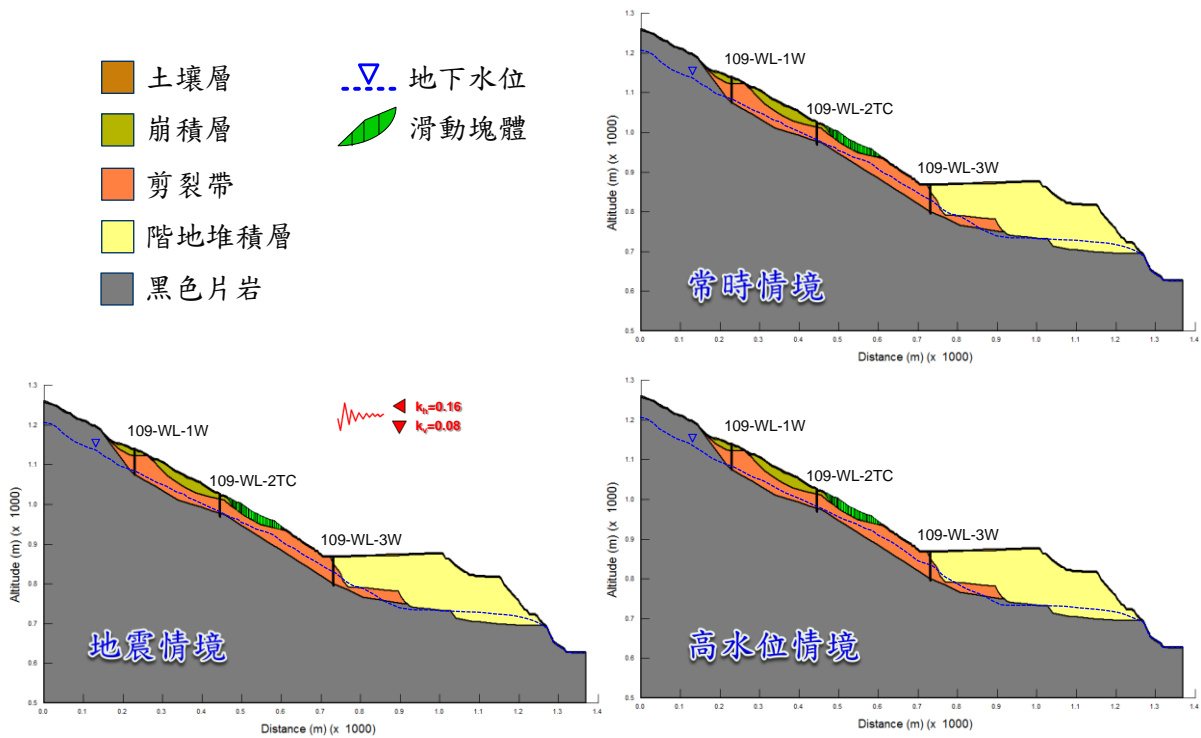


圖 5.2.2-1 AA'分析剖面各情境穩定性評估分析成果

Figure 5.2.2-1 Results of AA' profile slope stability analysis in various scenarios

由表 5.2.2-1 可知，AA'分析剖面地震情境安全係數最低，故本計畫針對該情境應進行崩後可能影響範圍評估。前述進一步透過數值模擬確認在特定情境下安全係數最低之塊體，統一稱為關鍵塊體。然為合理地評估其可能之崩塌量體規模，本計畫參考圖 5.2.2-1 所得之潛在滑動塊體重新進行山崩微地形判釋，因應不同微地形邊界，圈繪出關鍵塊體，如圖 5.2.2-2 所示，經評估其崩塌量體約為 284,429 m³。

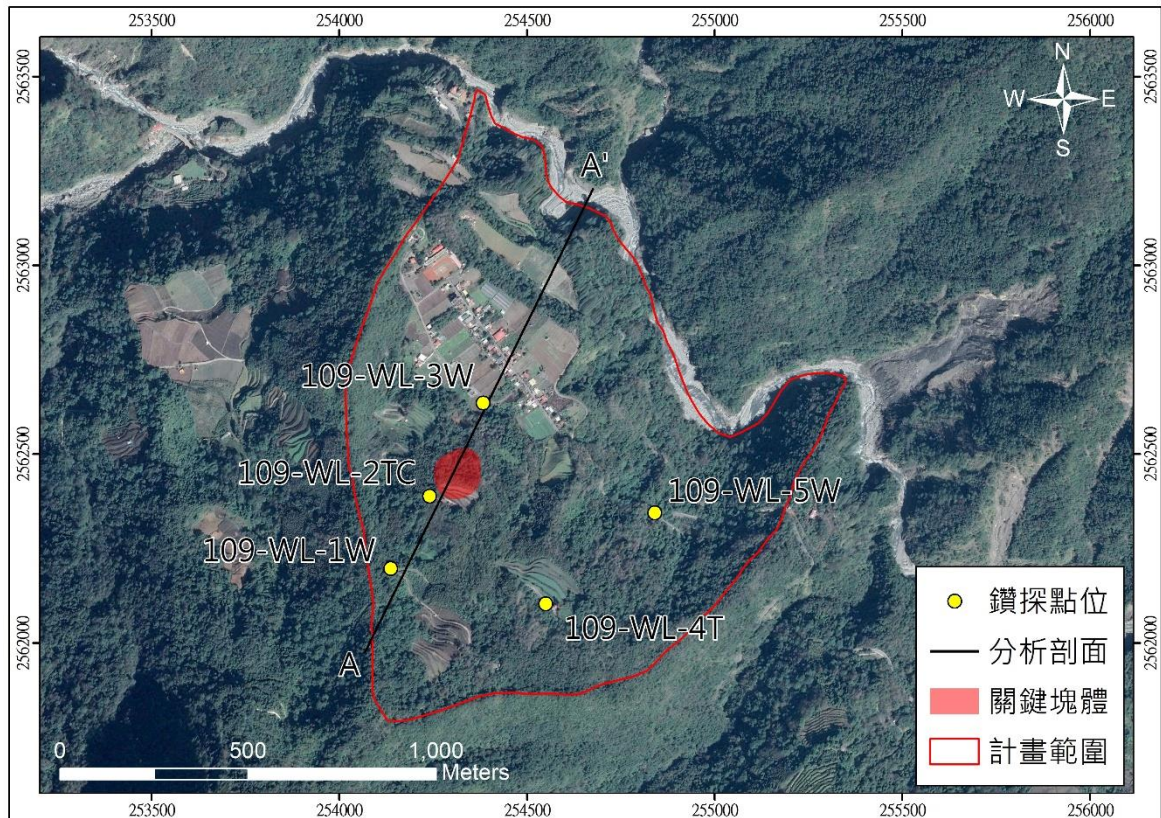


圖 5.2.2-2 AA'分析剖面穩定性評估配合山崩微地形分析所得之關鍵塊體
 Figure 5.2.2-2 The key block obtained from the slope stability assessment and landslide micro-topography analysis of AA' profile

(1) BB'分析剖面

透過本計畫水位觀測數據率定，進行三維地下水流場分析(詳見 3.2 節)，率定後 BB'分析剖面之常時穩態水位顯示如圖 5.2.1-2 所示。各分析情境之設定分別為：
 (1) 常時情境係採前述率定後之穩態水位作為常時水位，且不考量地震力作用；
 (2) 高水位情境係採前述三維地下水流場分析率定暴雨引致之水位抬升量進行分析，且不考量地震力作用；(3) 地震情境係採常時水位且考量地震力，其地震力參考「建築物耐震設計規範及解說」之規定，本計畫範圍水平加速度係數 Z 直接取 $Z=0.4S_{DS}$ 進行分析，計畫範圍所在分區為台東縣海端鄉 $S_{DS}=0.8$ ，故計畫範圍水平加速度係數 Z 為 0.32，該值為 475 年頻率週期迴歸之尖峰值。依據高速鐵路設計規範，於進行邊坡穩定分析時，採用該值之 50% 做為設計時水平地震力係數，故採用 $k_h=0.16$ ， $k_v=0.08$ 進行分析。

本計畫穩定分析主要透過 GeoStudio 程式內建「Auto Locate」功能自動分析滑動塊體之安全係數，各情境之分析條件及穩定性評估成果彙整如表 5.2.2-2、圖 5.2.2-3 所示。由分析成果可知，BB'分析剖面於地震分析情境時，程式自動模擬獲得之滑動塊體安全係數已低於 1.0，顯示本區域有崩塌潛勢之虞，後續應關注其活動性。

表 5.2.2-2 BB'分析剖面邊坡穩定性評估成果表
Table 5.2.2-2 Results of BB' Analysis profile slope stability assessment

潛在滑動塊體	分析情境	分析條件	安全係數	崩塌長度 (m)	崩塌厚度 (m)
Auto	常時	擬合常時水位、無地震力	1.31	—	—
	高水位	擬合暴雨抬升水位	1.30	—	—
	地震	常時水位、有地震力 ($k_h=0.16, k_v=0.08$)	0.96	260.7	26.4

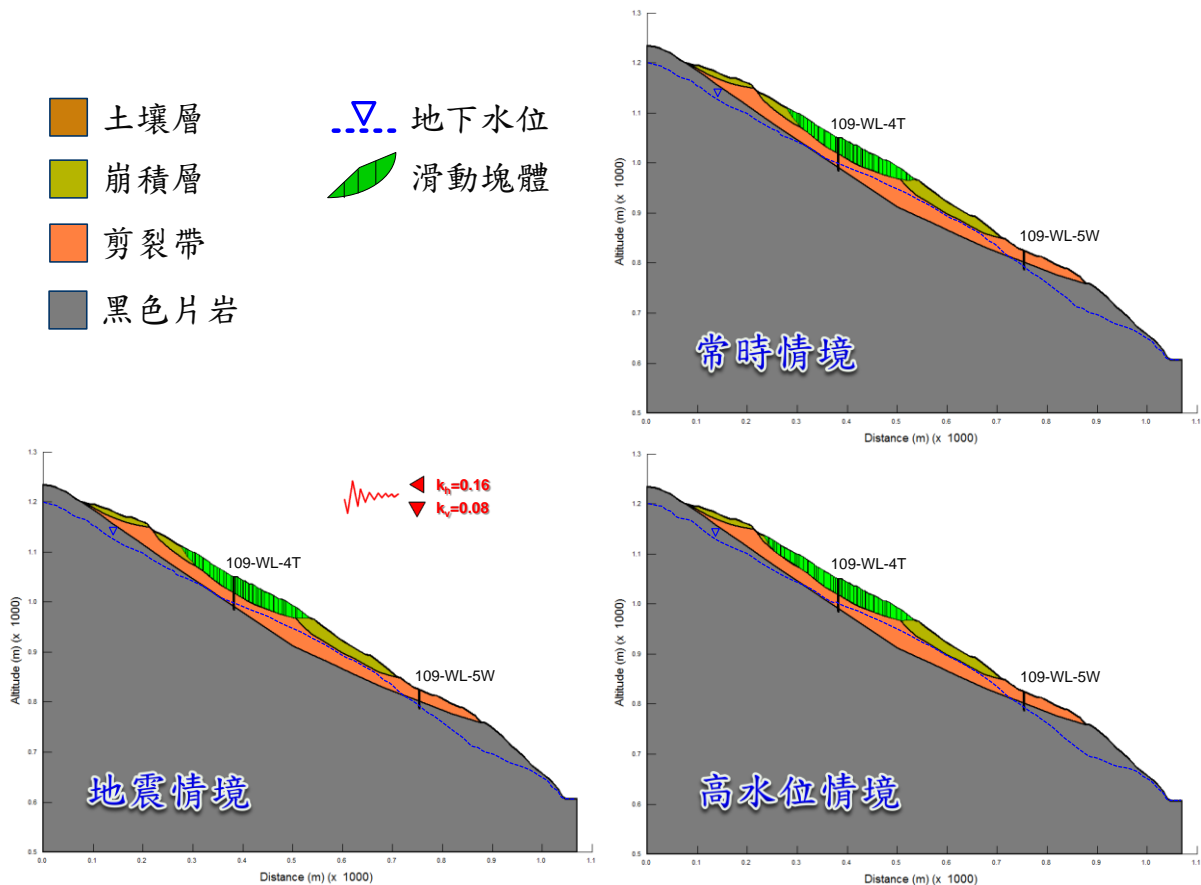


圖 5.2.2-3 BB'分析剖面各情境穩定性評估分析成果
Figure 5.2.2-3 Results of BB' profile slope stability analysis in various scenarios

由表 5.2.2-2 可知，BB'分析剖面於地震情境下具崩塌潛勢，故本計畫建議此情境應進行崩後可能影響範圍評估。本計畫參考圖 5.2.2-3 所得之潛在滑動塊體重新進行山崩微地形判釋，因應不同微地形邊界，圈繪出關鍵塊體，如圖 5.2.2-4 所示，經評估其崩塌量體約為 1,251,993 m³。

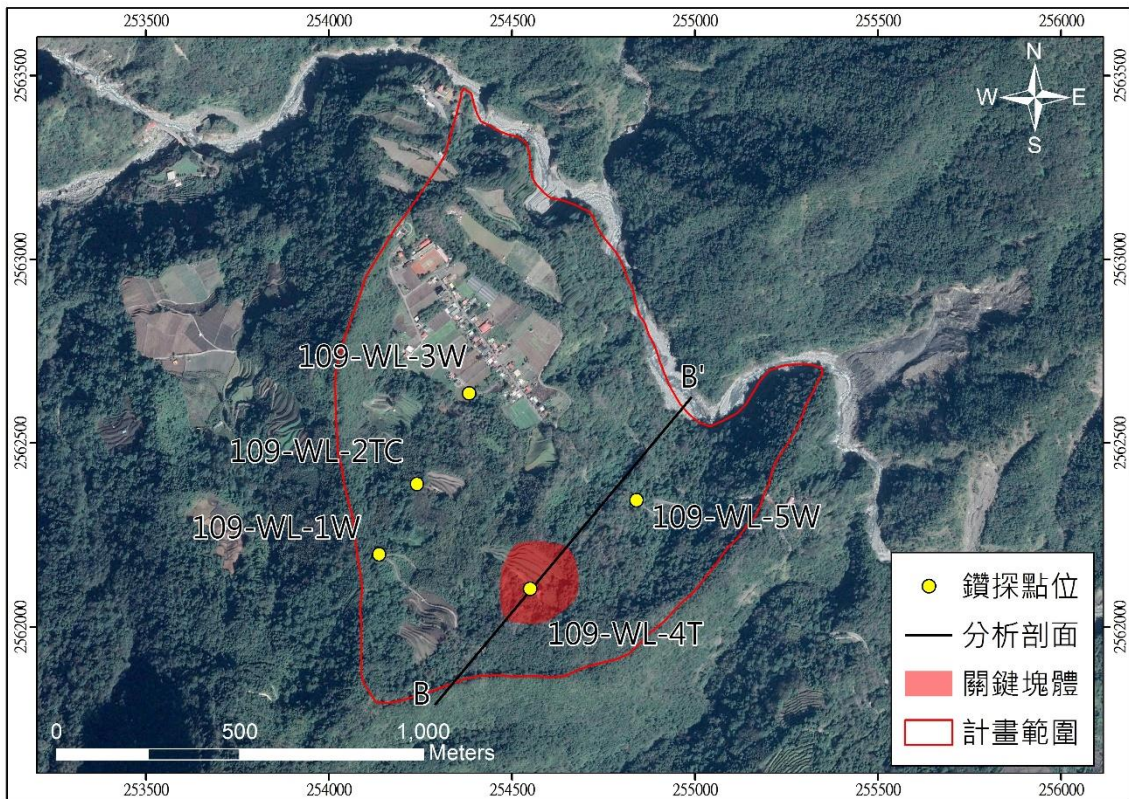


圖 5.2.2-4 BB'分析剖面穩定性評估配合山崩微地形分析所得之關鍵塊體
 Figure 5.2.2-4 The key block obtained from the slope stability assessment and landslide micro-topography analysis of BB' profile

3. 山崩門檻值初探

(1) AA'分析剖面

A. 降雨誘發山崩門檻值探討

本計畫以前述分析成果為基礎，逕行給定不同水位高程之條件，用以為探討降雨誘發山崩之機制，AA'分析剖面情境設定如圖 5.2.3-1 所示，以常時水位為基準，逐次往上抬升 4 公尺，且水位不超過地表面為原則。圖 5.2.3-2 顯示水位抬升與安全係數之變化關係，成果顯示隨水位抬升安全係數即開始降低，直至水位抬升至 40 公尺，安全係數仍大於 1.0，顯示 AA'分析剖面邊坡仍屬相對穩定狀態。

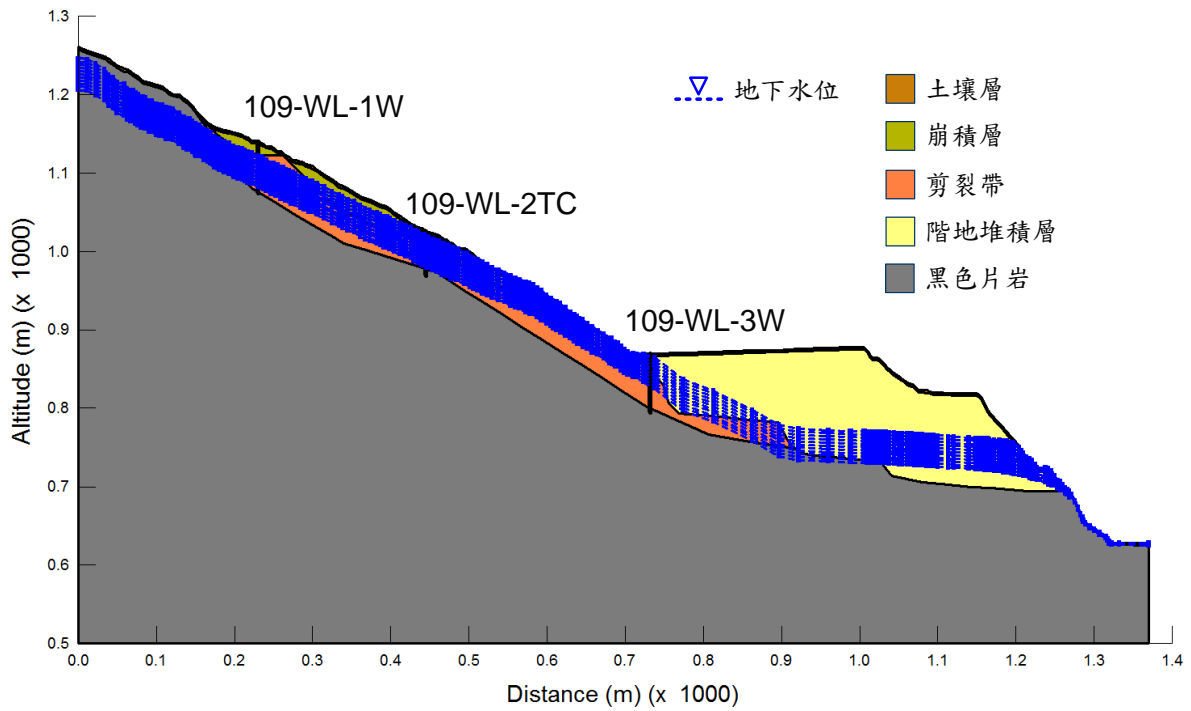


圖 5.2.3-1 AA'分析剖面降雨誘發山崩情境設定示意圖

Figure 5.2.3-1 Scenarios setting of rainfall-induced landslide for AA' profile

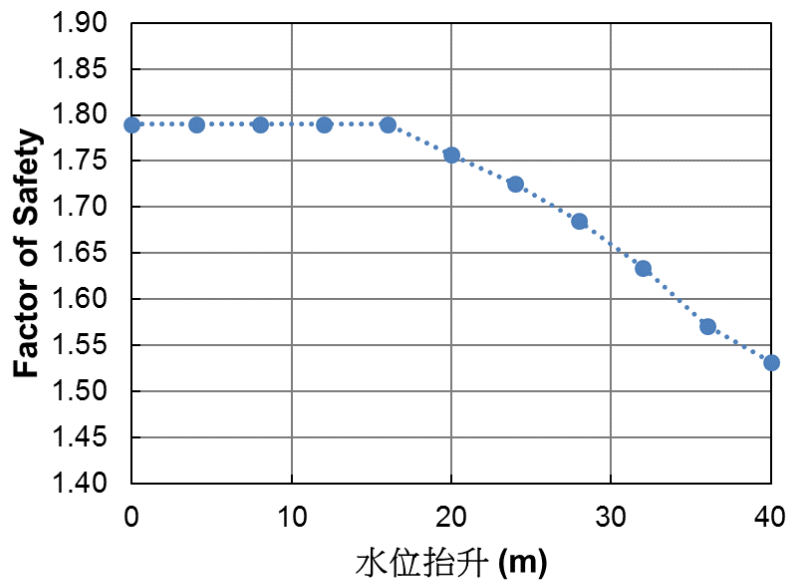


圖 5.2.3-2 AA'分析剖面降雨誘發山崩門檻值曲線

Figure 5.2.3-2 Rainfall-induced landslide threshold of AA' profile

B. 地震誘發山崩門檻值探討

本計畫以前述分析成果為基礎，逕行給定不同地震力之條件，用以探討地震誘發山崩之機制，AA' 分析剖面情境設定如圖 5.2.3-3 所示，地表最大加速度 (PGA) 介於 0 至 560 gal。圖 5.2.3-4 顯示 PGA 與安全係數之變化關係，成果顯示邊坡之安全係數會隨 PGA 增加而降低，當 PGA 達 560 gal 時，安全係數仍大於 1.0，顯示 AA' 分析剖面邊坡仍屬相對穩定狀態。

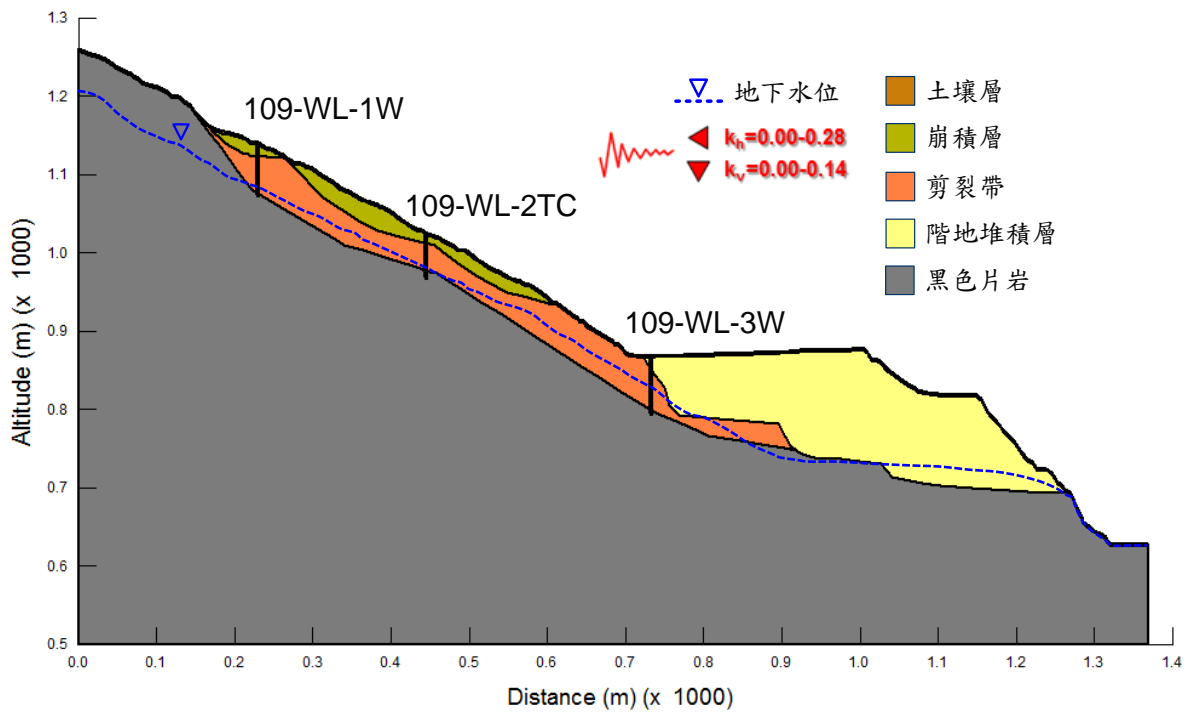


圖 5.2.3-3 AA'分析剖面地震誘發山崩情境設定示意圖

Figure 5.2.3-3 Scenarios setting of earthquake-induced landslides for AA' profile

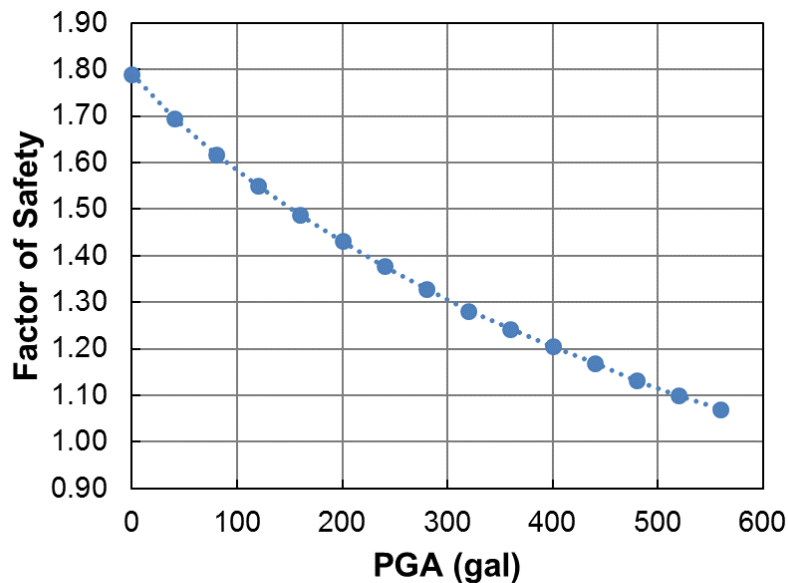


圖 5.2.3-4 AA'分析剖面地震誘發山崩門檻值曲線

Figure 5.2.3-4 Earthquake-induced landslide threshold of AA' profile

(2) BB'分析剖面

A. 降雨誘發山崩門檻值探討

本計畫以前述分析成果為基礎，逕行給定不同水位高程之條件，用以為探討降雨誘發山崩之機制，BB'分析剖面情境設定如圖 5.2.3-5 所示，以常時水位為基準，逐次往上抬升 4 公尺，且水位不超過地表面為原則。圖 5.2.3-6 顯示水位抬升與安全係數之變化關係，成果顯示隨水位抬升安全係數即開始降低，直至水位抬升 40 公尺時，安全係數仍大於 1.0，顯示 BB'分析剖面邊坡仍屬相對穩定狀態。

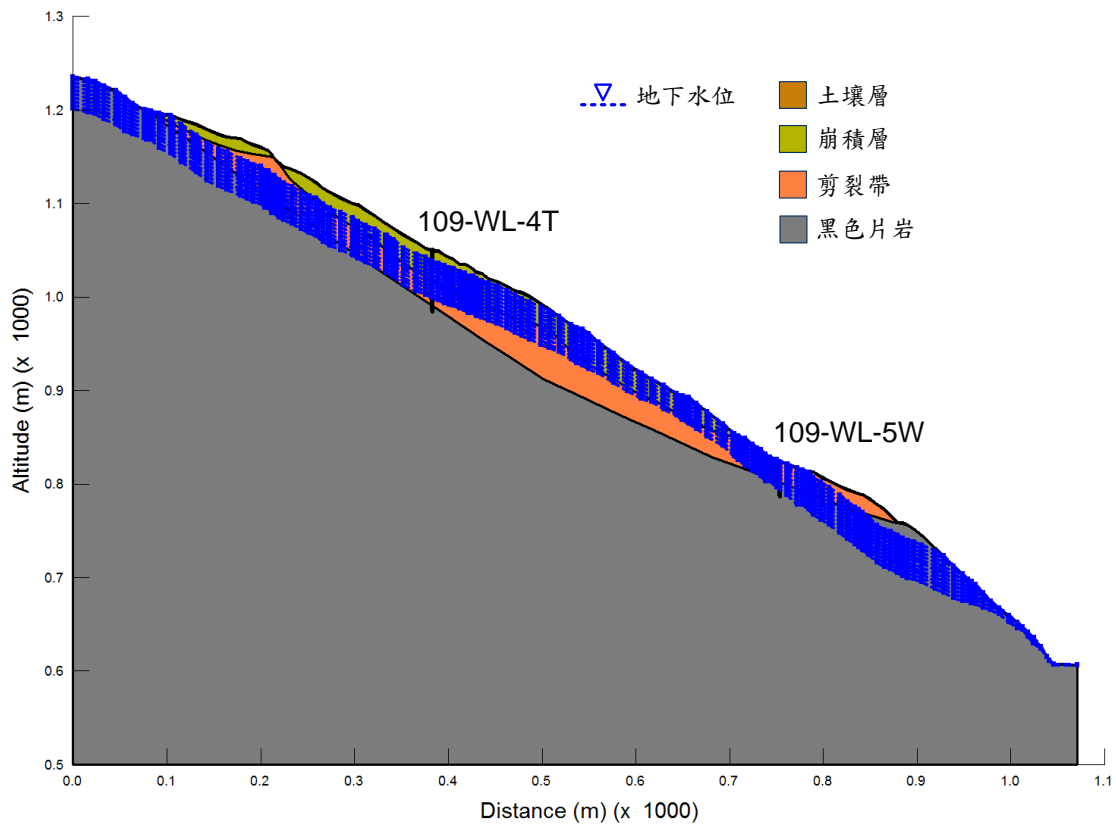


圖 5.2.3-5 BB'分析剖面降雨誘發山崩情境設定示意圖

Figure 5.2.3-5 Scenarios setting of rainfall-induced landslide for BB' profile

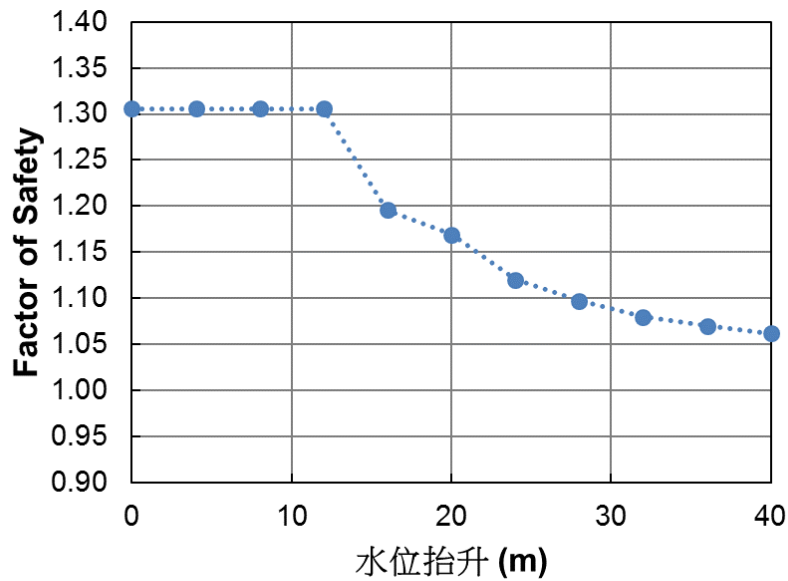


圖 5.2.3-6 BB'分析剖面降雨誘發山崩門檻值曲線

Figure 5.2.3-6 Rainfall-induced landslide threshold of BB' profile

B. 地震誘發山崩門檻值探討

本計畫以前述分析成果為基礎，逕行給定不同地震力之條件，用以探討地震誘發山崩之機制，BB'分析剖面情境設定如圖 5.2.3-7 所示，地表最大加速度(PGA)介於 0 至 560 gal。圖 5.2.3-8 顯示 PGA 與安全係數之變化關係，成果顯示邊坡之

安全係數會隨 PGA 增加而降低，當 PGA 達 270 gal 時，安全係數已降至 1.0，顯示 BB' 分析剖面此時邊坡可能會發生崩塌。

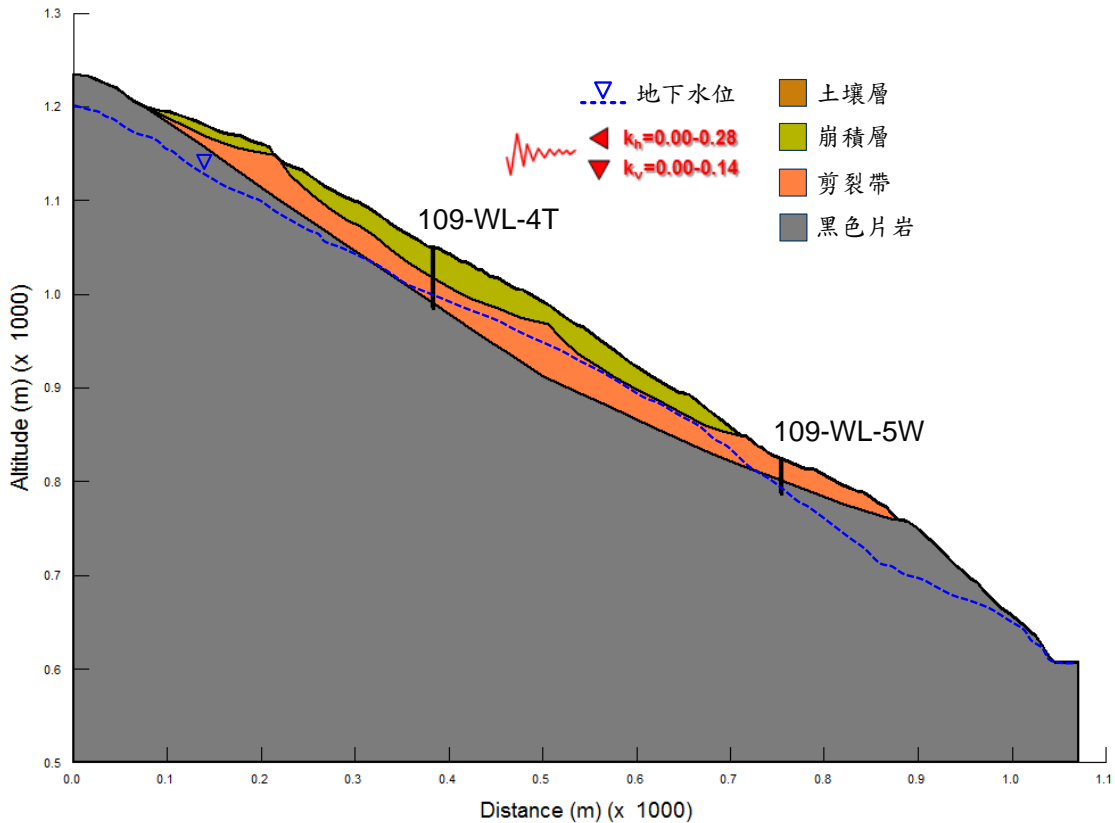


圖 5.2.3-7 BB' 分析剖面地震誘發山崩情境設定示意圖

Figure 5.2.3-7 Scenarios setting of earthquake-induced landslides for BB' profile

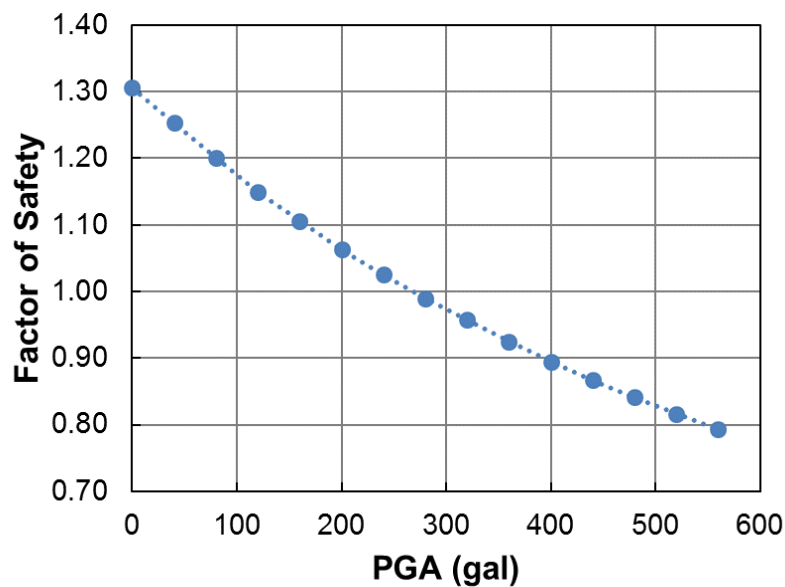


圖 5.2.3-8 BB' 分析剖面地震誘發山崩門檻值曲線

Figure 5.2.3-8 Earthquake-induced landslide threshold of BB' profile

4. 深層滑動之動態水文條件及其破壞行為分析

(1) 模式建立

邊坡穩定潛變分析藉由地質模型的建立，包括地表地形的變化、地層的分布及地下水位的分布狀況以建立分析模型。分析模型之建立考量分述如後。

A. 邊界條件

採 FLAC 程式建立數值模型時須先界定邊坡分析範圍，依據地質調查及試驗結果，本計畫選擇針對 AA'及 BB'剖面進行潛變分析，本分析考量邊界效應影響 AA'剖面採坡長 1,323 m，高 632 m，分析模型之邊界如圖 5.2.4-1 所示；BB'剖面採坡長 1,046 m，高 627 m，分析模型之邊界如圖 5.2.4-2 所示。

B. 地層分布

藉由本計畫之地質鑽探結果及現地調查資料，藉以建立邊坡地層之分析剖面。除淺層之崩積地層外，AA'剖面地層岩性由上至下主要分為崩積層(col)、剪裂帶(SZ)、階地(T)及黑色片岩(BS)，分析之地層分布示意如圖 5.2.4-3 所示；BB'剖面地層岩性由上至下主要分為崩積層(col)、剪裂帶(SZ)及黑色片岩(BS)，分析之地層分布示意如圖 5.2.4-4 所示。

C. 地下水位

本計畫於鑽探孔內埋設有水壓計以觀測崩塌地水位變化，透過水位觀測數據率定，進行三維地下水流場分析(詳見 3.2 節)，並提供模式分析使用。

(2) 分析參數

依據地質鑽探及現地邊坡露頭調查結果，如前所述地層參數參見表 5.2.1-1 所示。

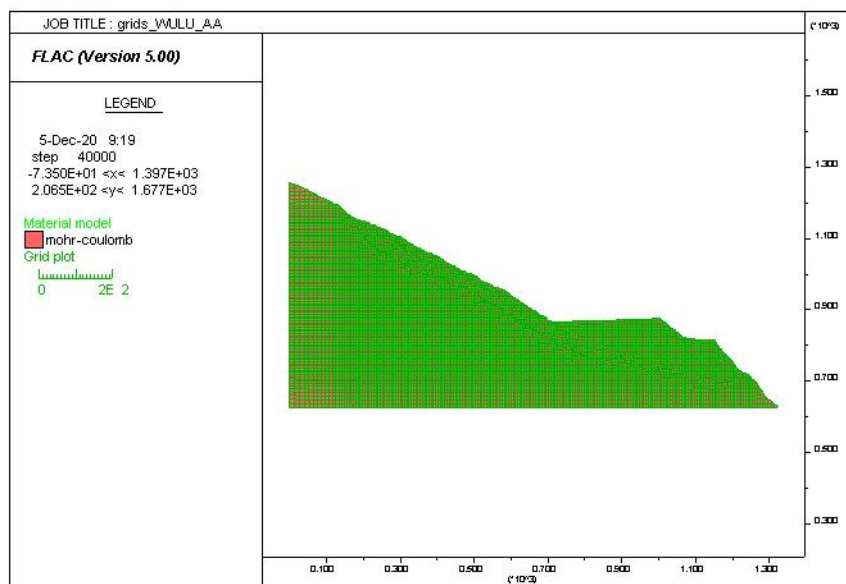


圖 5.2.4-1 AA'剖面分析網格示意圖
Figure 5.2.4-1 Analysis grid of AA' profile

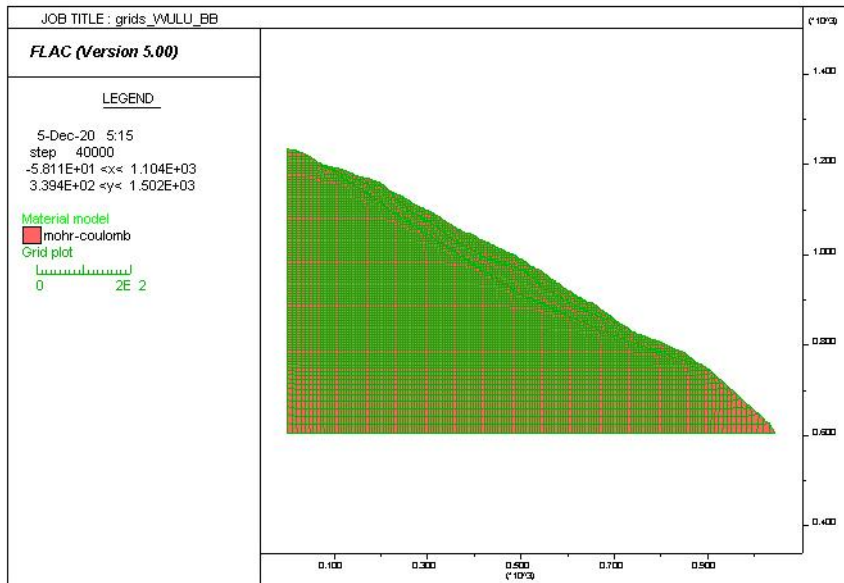


圖 5.2.4-2 BB'剖面分析網格示意圖
Figure 5.2.4-2 Analysis grid of BB' profile

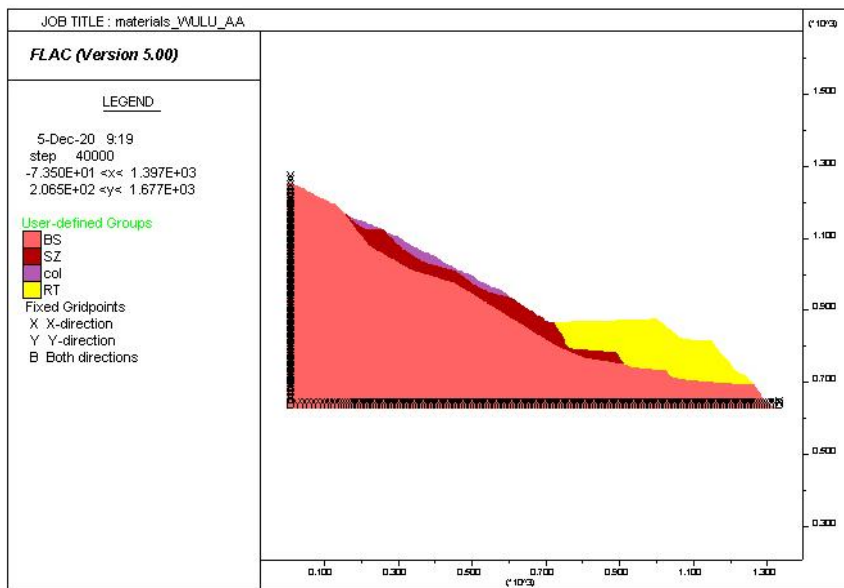


圖 5.2.4-3 AA'剖面分析地層分布示意圖
Figure 5.2.4-3 Distribution of analysis strata of AA' profile

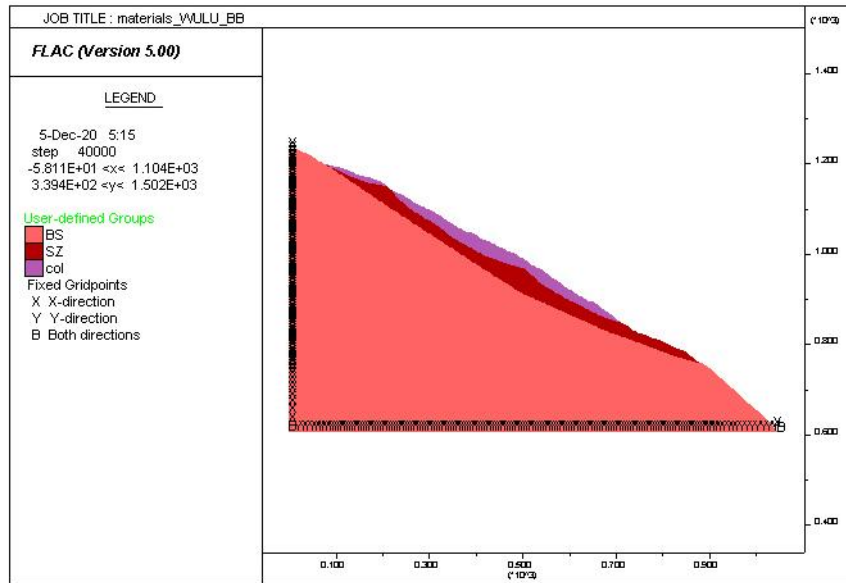


圖 5.2.4-4 BB'剖面分析地層分布示意圖

Figure 5.2.4-4 Distribution of analysis strata of BB' profile

(3) 穩定分析成果

A. AA'剖面

針對 AA' 剖面邊坡其現地之初始應力狀況經分析結果，其分布如圖 5.2.4-5 所示，而依據現況之常時地下水位分析邊坡穩定狀況結果顯示，其整體之安全係數為 1.71，高於規範於常態狀態之安全係數 1.5 要求，顯示本區域常時處於相對穩定之狀態，分析結果邊坡之安全係數與剪應變分布如圖 5.2.4-6 所示，而由剖面之深度分布顯示主要可能之滑動破壞面為沿推估之崩積層產生滑移。

另因應豪雨對本場址造成之影響，邊坡於高水位狀況下，其整體之安全係數為 1.71，安全係數與常時地下水位相同，分析結果邊坡之安全係數與剪應變分布如圖 5.2.4-7 所示，由於鄰近模型推估滑動區之地下水位無明顯變化，因此剪應變量與分布區域較時常地下水位情況僅些微增加，顯示此區域地下水位的變化對邊坡之安定影響程度有限。

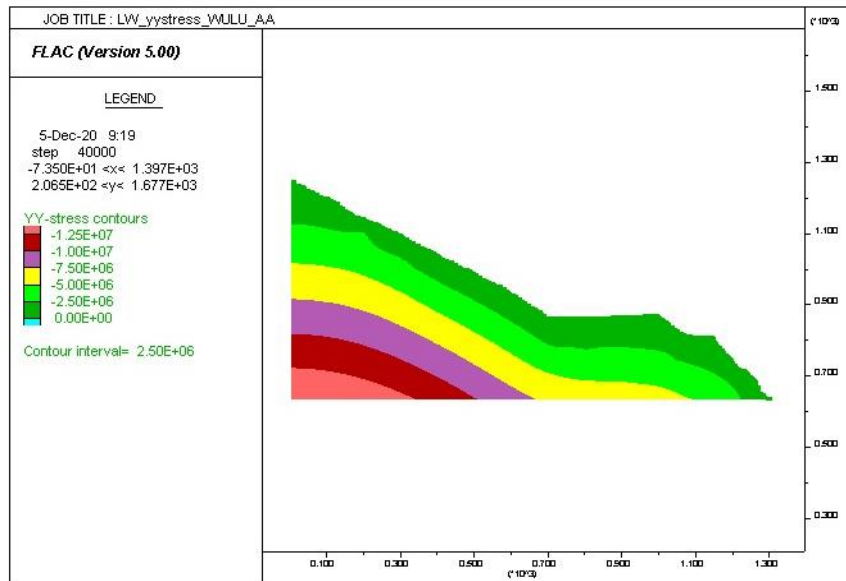


圖 5.2.4-5 AA' 剖面分析地層初始應力分布圖

Figure 5.2.4-5 Initial stress distribution of analysis strata of AA' profile

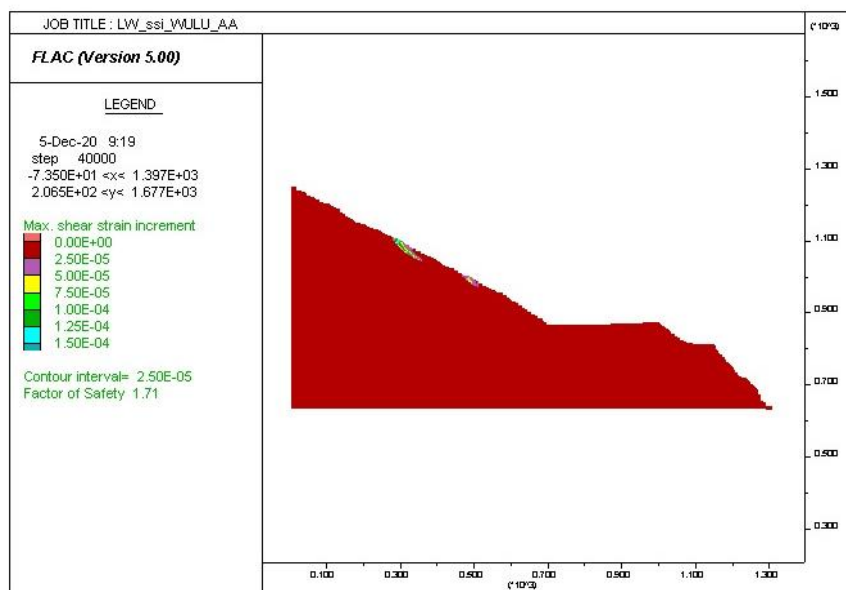


圖 5.2.4-6 AA' 剖面常時水位狀態與可能滑動之剪應變分布圖

Figure 5.2.4-6 Possible sliding and shear strain distribution at normal groundwater level of AA' profile

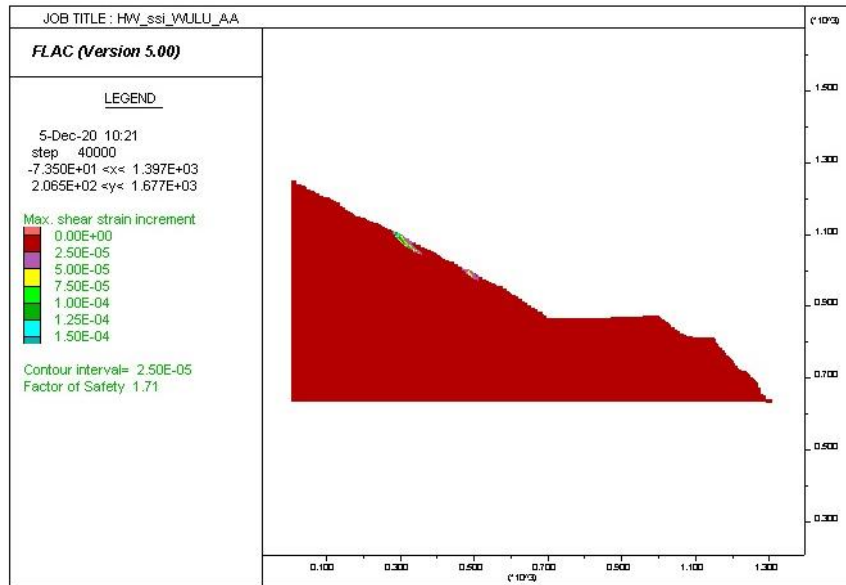


圖 5.2.4-7 AA'剖面高水位狀態與可能滑動之剪應變分布圖

Figure 5.2.4-7 Possible sliding and shear strain distribution at high groundwater level of AA' profile

B. BB'剖面

針對 BB' 剖面邊坡其現地之初始應力狀況經分析結果，其分布如圖 5.2.4-8 所示，而依據現況之常時地下水位分析邊坡穩定狀況結果顯示，其整體之安全係數為 1.41，稍低於規範於常態狀態之安全係數 1.5 要求，顯示本區域常時仍處於相對穩定之狀態，分析結果邊坡之安全係數與剪應變分布如圖 5.2.4-9 所示，而由剖面之深度分布顯示主要可能之滑動破壞面為沿推估之崩積層產生滑移。

另因應豪雨對本場址造成之影響，邊坡於高水位狀況下，其整體之安全係數為 1.41，安全係數與常時地下水位相同，分析結果邊坡之安全係數與剪應變分布如圖 5.2.4-10 所示，由於鄰近模型推估滑動區之地下水位無明顯變化，因此剪應變量與分布區域較時常地下水位情況僅些微增加，顯示此區域地下水位的變化對邊坡之安定影響程度有限。

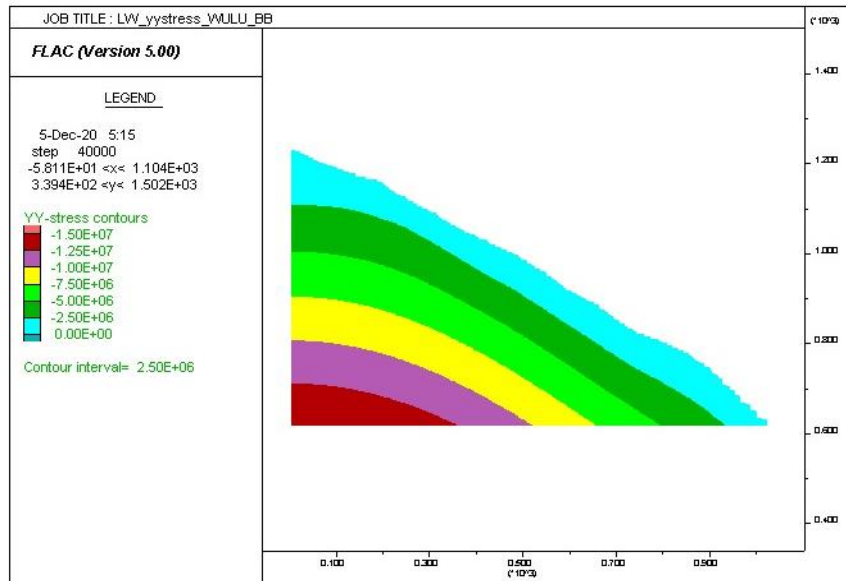


圖 5.2.4-8 BB'剖面分析地層初始應力分布圖

Figure 5.2.4-8 Initial stress distribution of analysis strata of BB' profile

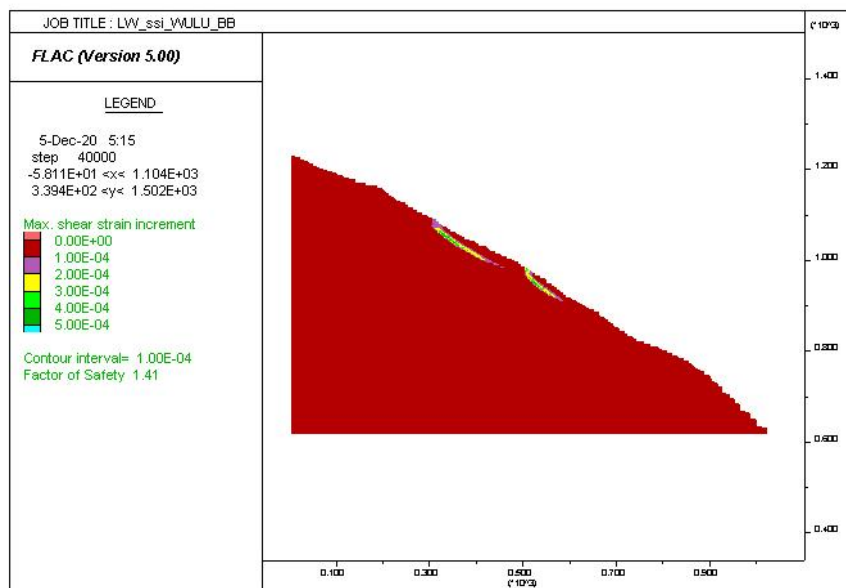


圖 5.2.4-9 BB'剖面分析地層分布示意圖

Figure 5.2.4-9 Possible sliding and shear strain distribution at normal groundwater level of BB' profile

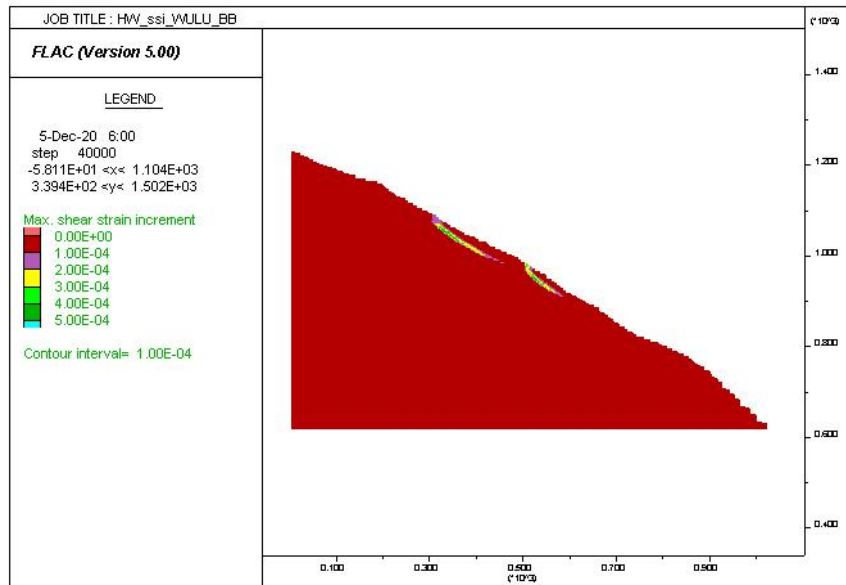


圖 5.2.4-10 BB'剖面高水位狀態與可能滑動之剪應變分布圖

Figure 5.2.4-10 Possible sliding and shear strain distribution at high groundwater level of BB' profile

(4) 邊坡潛變分析成果

A. AA'剖面

針對 AA' 剖面邊坡考量其潛在之潛變問題，潛變參數採用岩芯試驗結果，並以目前 AA' 剖面鄰近之 RTK 量測資料進行反算推估，經反算分析(潛變 1 年)其水平變位分布如圖 5.2.4-11 所示，整體變位集中於部分崩積層，大致與現況相符，因此以此參數進行 5 年之邊坡潛變位移分析，其分析結果水平變位分布如圖 5.2.4-12 所示，顯示邊坡最大累積水平位移約為 1 cm。

AA' 剖面推估坡面主要潛變位移隨時間變化曲線如圖 5.2.4-13 所示，分析成果顯示其一次潛變階段約在荷載後 270 天左右結束，一次潛變速率約為 8.2 mm/年，其後維持在二次潛變階段，二次潛變速率約為 1.4 mm/年。上述分析結果可由後續觀測數據進行回饋分析及驗證。

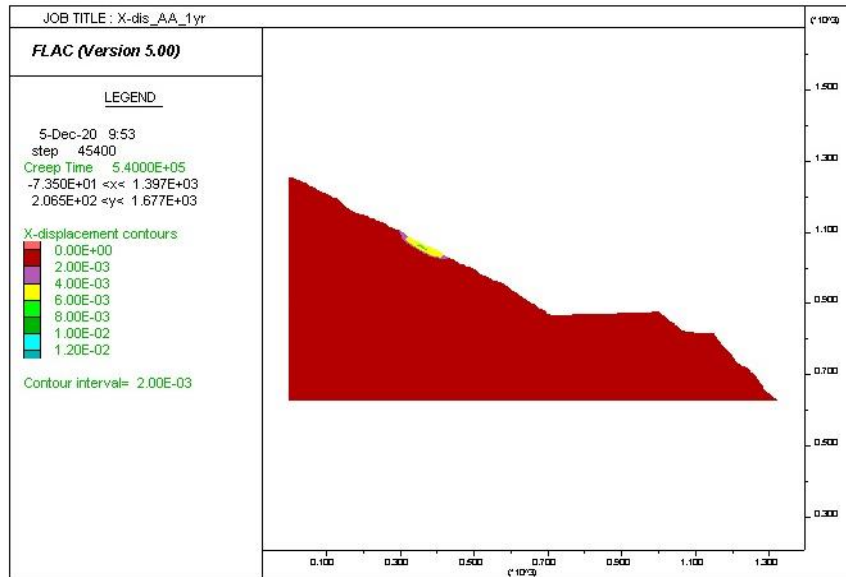


圖 5.2.4-11 AA'剖面邊坡潛變反算分析目前狀況之水平位移分布圖
 Figure 5.2.4-11 Horizontal displacement distribution of slope creep analysis of AA' profile (current condition)

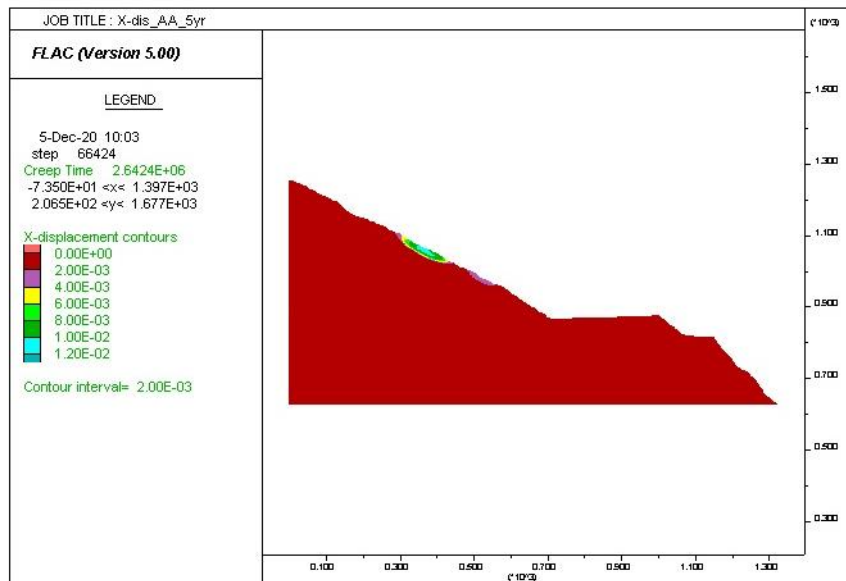


圖 5.2.4-12 AA'剖面邊坡潛變(5年)分析水平變位分布圖
 Figure 5.2.4-12 Horizontal displacement distribution of slope creep analysis of AA' profile (5 years)

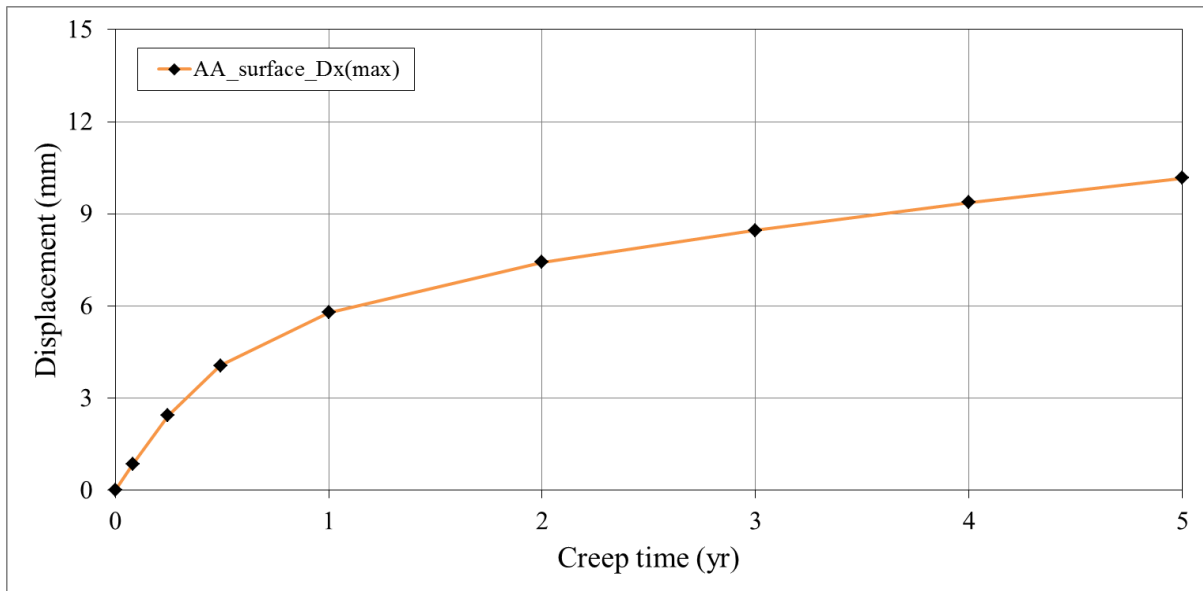


圖 5.2.4-13 AA'剖面推估坡面主要潛變位移隨時間變化圖

Figure 5.2.4-13 Variations of displacement estimation of borehole creep with time of AA' profile

B. BB'剖面

針對 BB' 剖面邊坡考量其潛在之潛變問題，潛變參數採用岩芯試驗結果，並以目前 BB' 剖面之 RTK 量測資料進行反算推估，經反算分析(潛變 1 年)其水平變位分布如圖 5.2.4-14 所示，整體變位集中於部分崩積層，大致與現況相符，因此以此參數進行 5 年之邊坡潛變位移分析，其分析結果水平變位分布如圖 5.2.4-15 所示，顯示邊坡最大累積水平位移約為 2 cm。

BB' 剖面推估坡面主要潛變位移隨時間變化曲線如圖 5.2.4-16 所示，分析成果顯示其一次潛變階段約在荷載後 270 天左右結束，一次潛變速率約為 16.2 mm/年，其後維持在二次潛變階段，二次潛變速率約為 2.7 mm/年。上述分析結果可由後續觀測數據進行回饋分析及驗證。

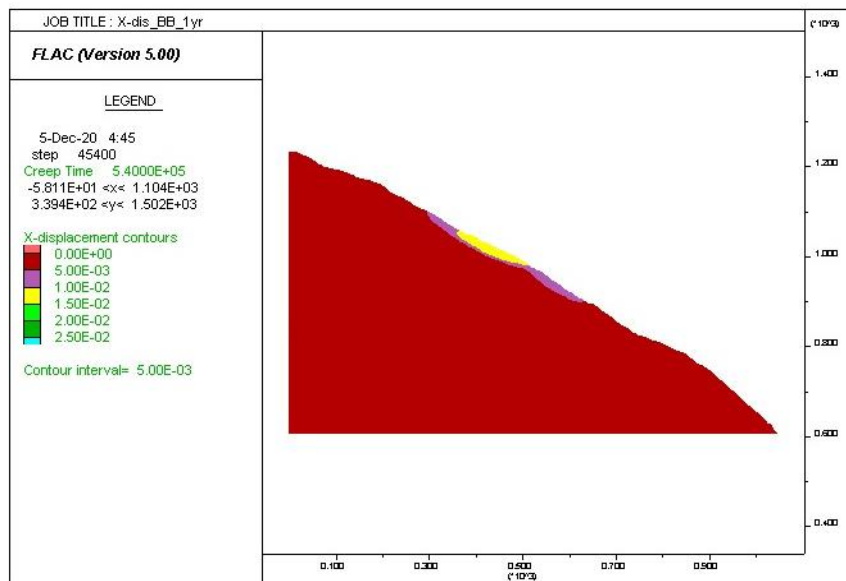


圖 5.2.4-14 BB'剖面邊坡潛變反算分析目前狀況之水平位移分布圖

Figure 5.2.4-14 Horizontal displacement distribution of slope creep analysis of BB' profile (current condition)

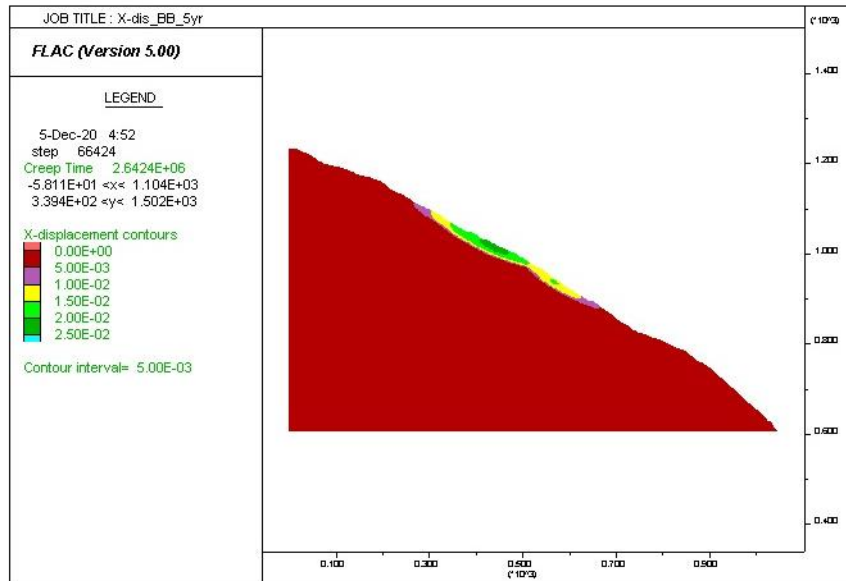


圖 5.2.4-15 BB'剖面邊坡潛變(5年)分析水平變位分布圖

Figure 5.2.4-15 Horizontal displacement distribution of slope creep analysis of BB' profile (5 years)

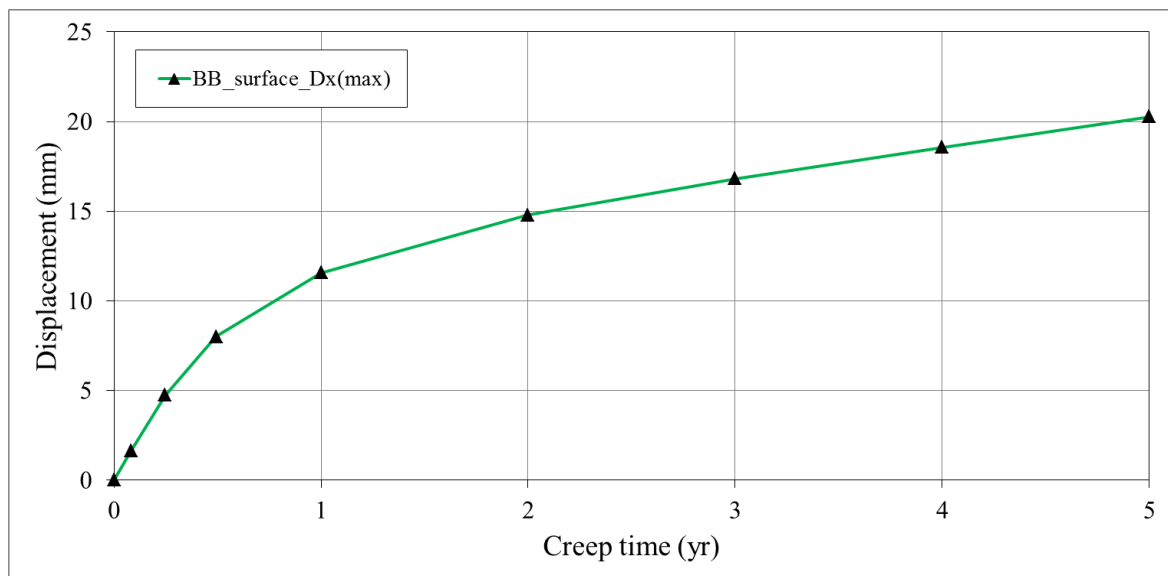


圖 5.2.4-16 BB'剖面推估坡面主要潛變位移隨時間變化圖

Figure 5.2.4-16 Variations of displacement estimation of borehole creep with time of BB' profile

5. 破壞情境模擬下坡影響範圍

為釐清崩塌地破壞後所造成的土砂運移行為及堆積範圍，本計畫利用現地鑽探調查與相關力學試驗分析成果，由於分析結果顯示潛在滑動塊體材料為岩盤上之崩積層(岩屑崩滑)，依據災害適用類型，採 RAMMS 數值模擬軟體(岩體滑動則以 PFC 模擬)，以了解災後潛在影響範圍及重要設施保全分析，進而提供整體監測治理方案之規劃依據。本節之土砂運移分析首先將現地調查覆核後之山崩微地形特徵，判釋圈繪其滑體範圍，再將前節中所採用二維穩定分析所得之潛在崩滑(不穩定)深度，以模擬關鍵滑

動(崩落)塊體之深度與面積(由山崩微地形判釋圈繪而得)，進一步輸入至數值模擬供初始建模使用。

RAMMS 數值模擬程式為瑞士聯邦森林、雪與景觀研究所(WSL, Swiss Federal Institute for Forest, Snow and Landscape Research)所開發。其前身為 1998-2000 年所發展之 Aval-1D 與 Aval-2D 模式，並於 2005 年整合各模組成為 RAMMS 數值模擬軟體(包含崩塌與土石流、落石模組)。RAMMS 崩塌與土石流模組採用 Voellmy-Salm 連續體模式作為理論基礎(Salm, 1993; Voellmy, 1955)，模式中 x 與 y 分別為塊體沿地形表面移動之平面坐標，其任意點對應法線方向之高程為 $z(x, y)$ 。三維之重力加速度向量與時間項定義為 $g=(g_x, g_y, g_z)$ 與 t 。運動塊體於非穩態(unsteady)與非均勻(non-uniform)流況下以流動深度 $H(x, y, t)$ 及平均速度 $U(x, y, t)$ 作為計算特徵值。上游料源區之初始堆積深度與範圍可由 GIS 軟體圈繪圖資輸入，Voellmy-Salm 模式之質量守恆方程式 (mass balance equation) 如下(Christen et al., 2010; Hussin et al., 2012)：

$$\partial_t H + \partial_x(HU_x) + \partial_y(HU_y) = Q(x, y, t) \quad \text{式 5.2.5-1}$$

式 5.2.5-1 中， U_x 與 U_y 分別為 x, y 軸上之速度； $Q(x, y, t)$ [m/s] 為質量來源，或稱為捲增率(entrainment rate； $Q > 0$) 或堆積率(deposition rate； $Q < 0$)。另 x, y 方向之深度平均動量守恆方程式(depth-averaged momentum balance equation) 可表示為式 5.2.5-2 以及式 5.2.5-3。

$$\partial_t(HU_x) + \partial_x(c_x HU_x^2 + g_z k_{a/p} H^2 / 2) + \partial_y(HU_x U_y) = S_{gx} - S_{fx} \quad \text{式 5.2.5-2}$$

$$\partial_t(HU_y) + \partial_y(c_y HU_y^2 + g_z k_{a/p} H^2 / 2) + \partial_x(HU_x U_y) = S_{gy} - S_{fy} \quad \text{式 5.2.5-3}$$

式 5.2.5-2 以及式 5.2.5-3 中， c_x 與 c_y 為取決於地形 DEM 的形狀因子； $k_{a/p}$ 為土壓力係數。上兩式中 x 與 y 方向的重力加速度項如

$$S_{gx} = g_x H \quad \text{式 5.2.5-4}$$

$$S_{gy} = g_y H \quad \text{式 5.2.5-5}$$

另 x 與 y 方向之摩擦項為

$$S_{fx} = nU_x [\mu g_z H + (g_l U^2) \xi] \quad \text{式 5.2.5-6}$$

$$S_{fy} = nU_y [\mu g_z H + (g_l U^2) \xi] \quad \text{式 5.2.5-7}$$

式 5.2.5-6 以及式 5.2.5-7 中， nU_x 與 nU_y 為 x 與 y 方向速度單位向量。Voellmy-Salm 模式之總體摩擦阻力(total basal friction coefficient) 可分為與速度無關之乾燥庫倫摩擦係數(μ , dry-Coulomb friction coefficient；底床摩擦係數) 與速度相依之紊流黏滯係數(ξ , turbulent friction coefficient or Chezy coefficient)。前者主控崩滑土體之滑動距離(runout distance)，後者則影響崩滑運動歷程時間。RAMMS 可針對不同回歸週期與崩塌材料體積給定合適之建議參數，其模擬區域亦可從微地形判釋所圈繪之邊界及相關地文資訊，合理地調整計算範圍以加速模擬運算時程。本軟體適用於岩屑崩滑、坡面型土石流及溪流型土石流等災害。

經篩選後，霧鹿場址 AA' 及 BB' 剖面於地震情境下最可能發生破壞，高潛勢重點邊坡數值模擬參考本計畫現地岩芯鑽探取樣之相關試驗資料，以提供廠區內崩塌地數值模擬材料參數設定依據。在情境分析方面，由於前節中對各項災害情境之穩定性分析結果指出，當地震情境下，霧鹿場址 AA' 及 BB' 剖面之坡腹處各有一處關鍵塊體可能發生崩積層破壞，滑動塊體之滑動深度分別約 17.8 及 26.4m；如表 5.2.5-1 所示，

其相關數值模擬參數皆由本計畫試驗取得。本小節將對該兩處進行破壞後之影響範圍數值模擬，評估其對於下游保全對象之危害及溢淹範圍。

本節之模擬將以上述情境分析所獲得之崩塌地長度及厚度進行 RAMMS 分析時之初始量體。其餘之 RAMMS 模擬輸入參數如表 5.2.5-2 所示，模擬輸入之地形以業主提供之 6 m 精度光達地形進行模擬，崩塌模擬材料單位重與摩擦角均取自室內力學試驗值。而紊流黏滯係數(ξ)則依 RAMMS 手冊與 Schraml et al. (2015)歸納之量體分級建議合理給予輸入量值。RAMMS 模擬終止時間則以模擬任意步階之瞬時動量小於最大動量之 5%，即停止計算視為崩塌運動終止。

表 5.2.5-1 霧鹿場址關鍵塊體 RAMMS 數值模擬分析情境

Table 5.2.5-1 Numerical simulation scenario of Wulu site

分析情境	關鍵塊體	分析 FS	崩塌地長度(m)	平均厚度(m)
地震	AA'剖面關鍵塊體	1.28	141.7	17.8
地震	BB'剖面關鍵塊體	0.96	260.7	26.4

表 5.2.5-2 霧鹿場址關鍵塊體 RAMMS 數值模擬材料參數表

Table 5.2.5-2 Material property and terrain data of Wulu site for RAMMS simulation

輸入參數	AA'剖面關鍵塊體	BB'剖面關鍵塊體
地形精度(m)	6	6
模擬面積(A, m ²)	15,979	47,424
模擬深度(h, m)	17.8	26.4
模擬崩塌量體(V, m ³)	284,429	1,251,993
單位重(γ_t , kN/m ³)	2,760	2,760
摩擦角(ϕ , deg.)	15.2	15.2
紊流黏滯係數(ξ , m/s ²)	300*	600*
凝聚力(kPa)	206	206

*RAMMS 手冊建議 ξ 值：顆粒流類型(100-200 m/s²)；流體化崩塌(200-1,000 m/s²)。Schraml et al. (2015)歸納崩塌土砂量體大於 10⁶ m³，其 ξ 值介於 200-1000 m/s²。本例取其平均值 600 m/s²。反之，小於崩塌土砂量體小於 10⁶ m³，其 ξ 值介於 200-500 m/s²。

RAMMS 模擬霧鹿場址 AA'剖面關鍵塊體崩塌歷程圖如圖 5.2.5-1 所示，從崩塌塊體破壞至土砂堆積停止共歷時 920 秒(15.3 分)。參考前述之邊坡穩定數值模擬成果與微地形圈繪成果，決定關鍵塊體位於計畫範圍西側的邊坡坡腹，關鍵塊體面積約為 15,979 m²。在地震引致崩塌的情境下，RAMMS 數值模擬顯示崩塌初期該關鍵塊體將從沿坡面朝東北方潰散坍塌，崩移土砂將於崩塌後約 15 秒後抵達下方的河階地，隨後將沿著溪溝向新武呂溪溪床流動，並於崩塌後約 300 秒時抵達新武呂溪。滑動方向最低處為計畫範圍坡趾處的新武呂溪溪床，圖 5.2.5-2 為霧鹿場址 AA'剖面關鍵塊體崩塌後最終土砂堆積範圍模擬成果，本情境之最大崩移土砂堆積處位於新武呂溪溪床，在不考慮水流沖刷作用下，於溪床上的最大堆積深度約 5 m，堆積影響長度約 560 m。

當地聚落(保全對象)主要分布於 AA'剖面關鍵塊體下方的河階地上，關鍵塊體發生崩滑後，河階地上最大土砂堆積深度約 4.5 m，崩移土砂擴散影響範圍甚廣，河階地上土砂堆積面積約 102,978 m²(土砂堆積深度大於 10 公分)，由於坡度由陡變緩的原因，大部分土砂堆積於河階地上靠近坡趾處，而部分崩移土砂沿著計畫範圍內東北側的兩條蝕溝，朝東北方向下流動至新武呂溪溪床，最終於溪床上堆積。為了解關鍵塊體崩塌後，崩移土砂堆積對地形面的影響，將利用地形剖面圖比較災前災後的地形高程變化，圖 5.2.5-3 指出 CC'剖面線位置，CC'剖面線從關鍵塊體下緣延伸至新武呂溪溪谷，圖 5.2.5-4 則顯示 CC'剖面中災前災後的地形變化，由於此情境中崩移土砂的堆積深度較淺，故透過後製處理放大堆積深度(放大 3 倍)，以便顯現崩移土砂堆積物對坡面地形造成的變化，從此剖面圖中可以看出崩移土砂主要堆積位於高程約 860 m 的河階地、高程約 740 m 的平台與高程約 615 m 的溪床，以上地點皆為坡度較緩之處，而剖面中其餘地方由於坡度較陡，幾乎沒有土砂堆積，使災前災後的地形沒有明顯變化。

RAMMS 模擬霧鹿場址 BB' 剖面關鍵塊體崩塌歷程圖如圖 5.2.5-5 所示，從崩塌塊體破壞至土砂堆積停止共歷時 110 秒(1.83 分)。參考前述之邊坡穩定數值模擬成果與微地形圈繪成果，決定關鍵塊體位於計畫範圍東南側的上邊坡坡腹，關鍵塊體面積約為 47,424 m²。在地震引致崩塌的情境下，RAMMS 數值模擬顯示崩塌初期該關鍵塊體將從沿坡面地形朝東北方崩滑，崩移土砂將於崩塌後約 30 秒後抵達新武呂溪溪床。關鍵塊體崩滑方向最低處為下方的新武呂溪溪床，圖 5.2.5-6 為霧鹿場址 BB' 剖面關鍵塊體崩塌後最終土砂堆積範圍模擬成果，本情境中最大崩移土砂堆積處位於新武呂溪溪床，在不考慮溪流沖刷作用下，於溪床上的最大堆積深度約 48 m，堆積影響長度約 600 m。當地聚落主要的聯外道路通過崩移土砂運移的路徑，關鍵塊體崩塌後，連外道路上的土砂堆積深度約 1 m，崩移土砂擴散影響範圍甚廣，聯外道路上土砂堆積影響長度約 300 m。為了解關鍵塊體崩塌後，崩移土砂堆積對坡面地形的影響，將利用地形剖面圖比較災前災後的坡面地形高程變化，圖 5.2.5-7 顯示 DD'剖面線位置，DD'剖面線從關鍵塊體下緣延伸至新武呂溪溪谷，圖 5.2.5-8 則顯示關鍵塊體崩塌前後的坡面地形變化，從 DD'剖面圖中可以看出崩移土砂主要堆積於新武呂溪溪床上，靠近計畫範圍坡趾處的崩塌堆積物厚度達 48 m，堆積厚度隨著距離向新武呂溪左岸方向遞減，靠近新武呂溪左岸的堆積深度約 9 m，而剖面中其餘地方則因邊坡坡度較陡，幾乎沒有崩移土砂堆積，使災前災後的地形沒有明顯變化。

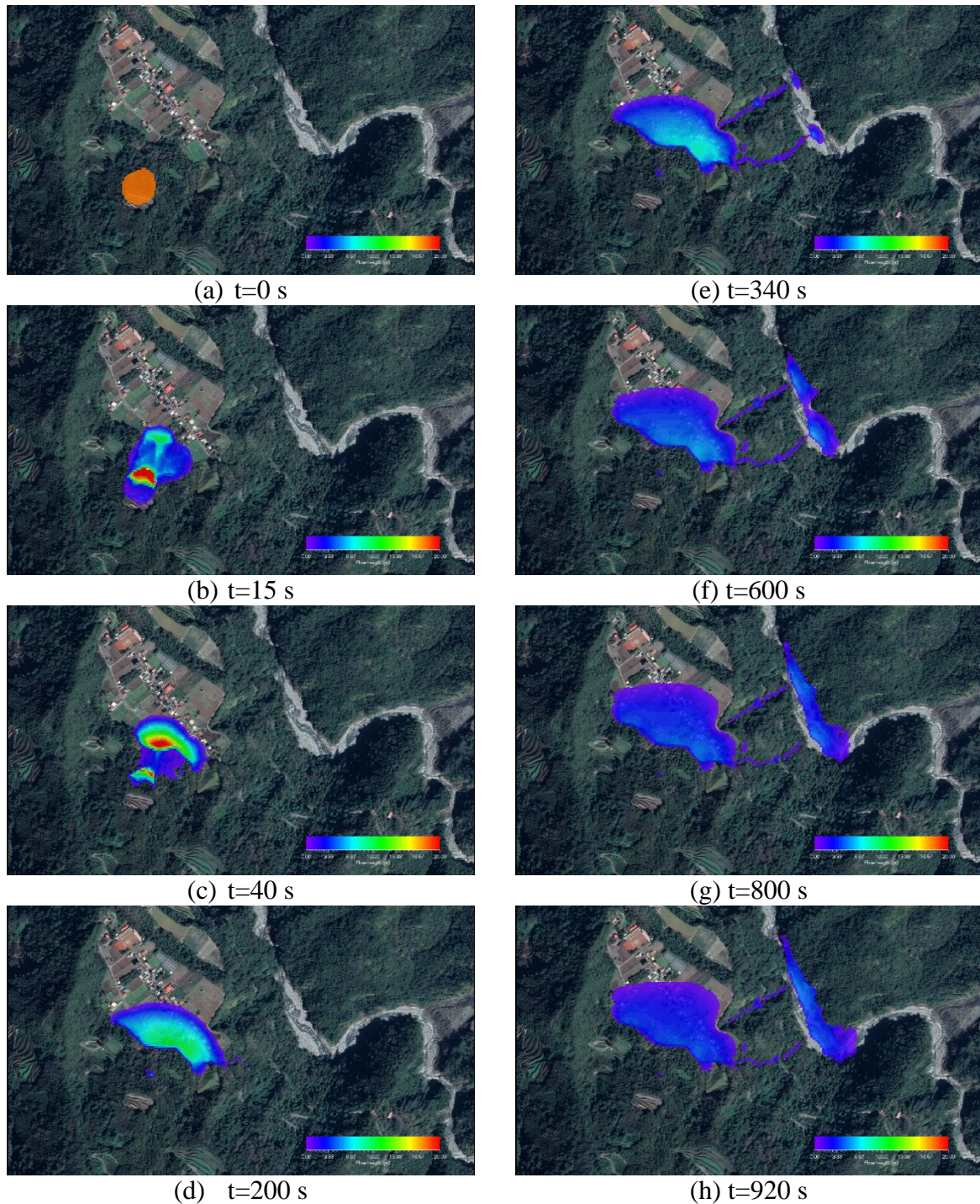


圖 5.2.5-1 霧鹿場址 AA'剖面關鍵塊體 RAMMS 數值模擬歷程圖

Figure 5.2.5-1 The flow height of RAMMS simulation for different time series in Wulu site (AA' profile)

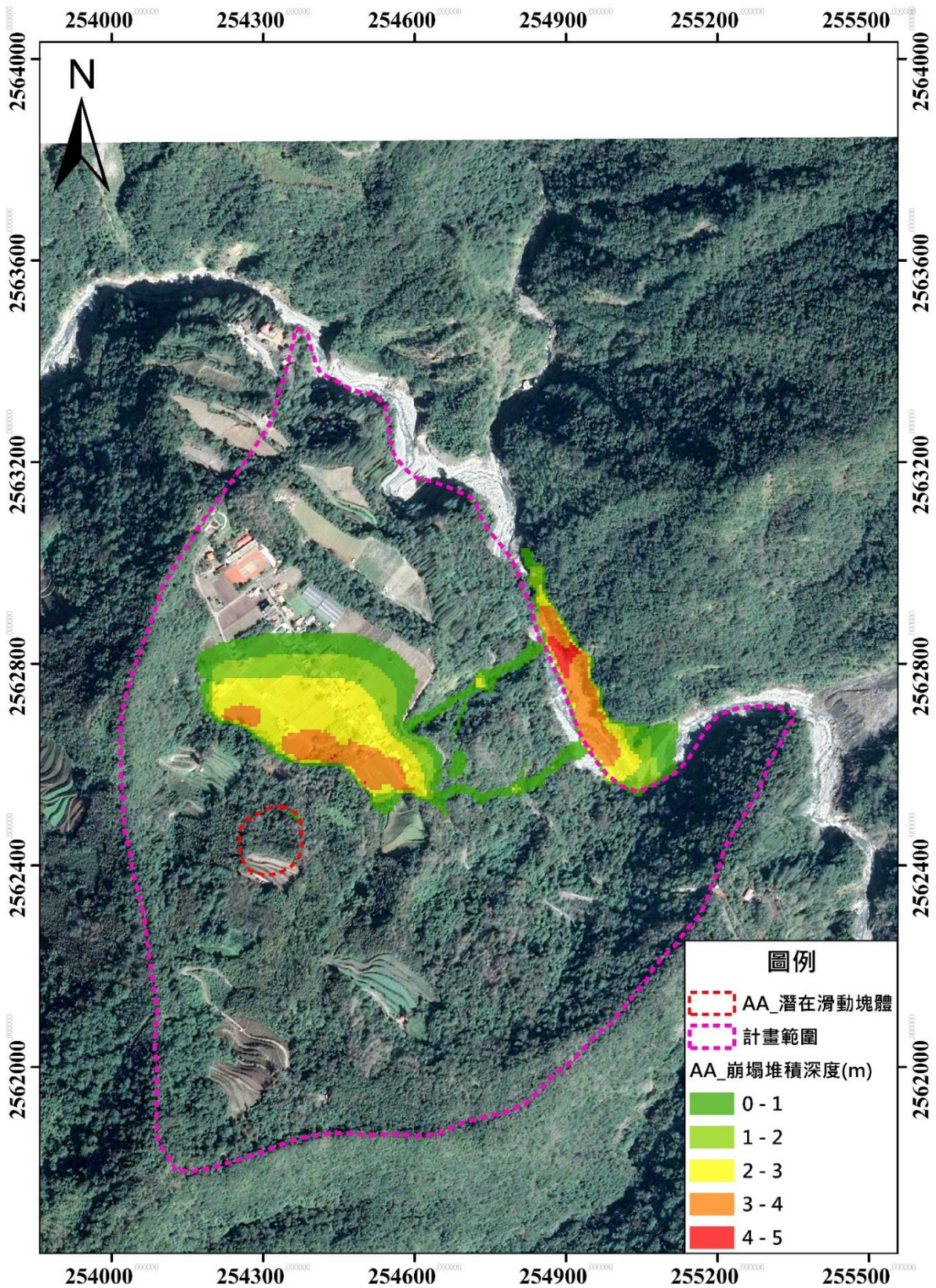


圖 5.2.5-2 霧鹿場址 AA'剖面關鍵塊體 RAMMS 數值模擬堆積圖

Figure 5.2.5-2 The final deposition height of RAMMS simulation in Wulu site (AA' profile)

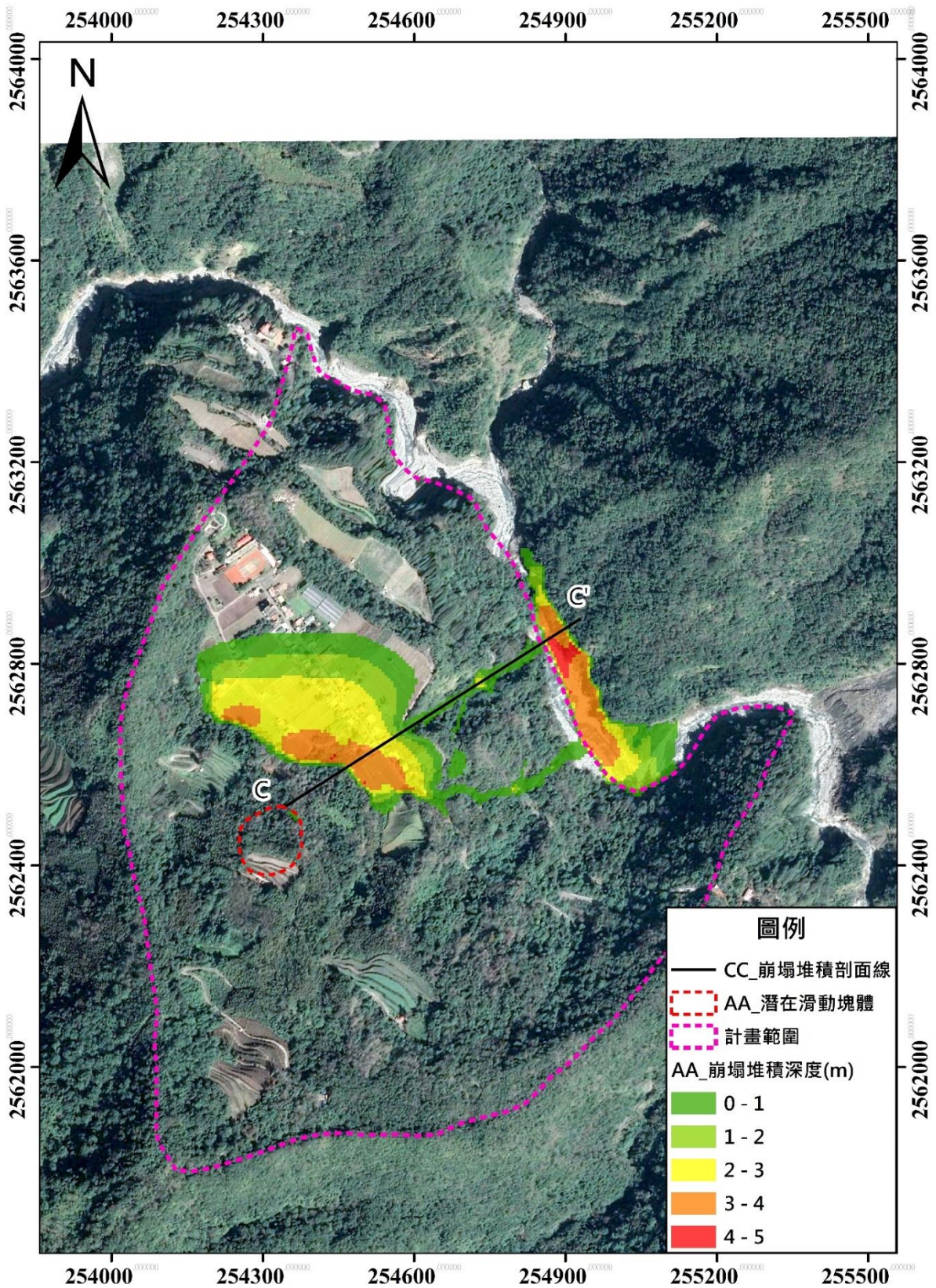


圖 5.2.5-3 霧鹿場址 CC'剖面線位置
 Figure 5.2.5-3 Location of CC' profile at Wulu site

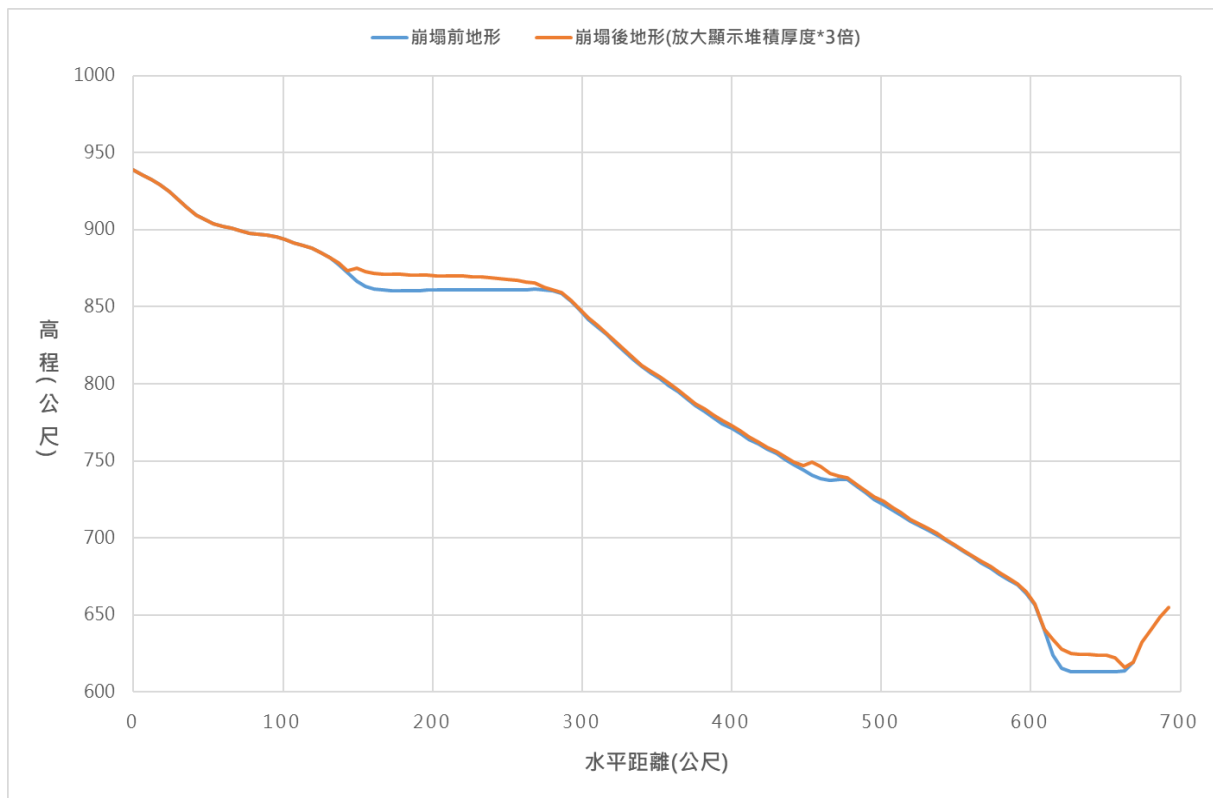


圖 5.2.5-4 霧鹿場址 AA'剖面關鍵塊體-CC'剖面崩塌前後地形比較圖
 Figure 5.2.5-4 Comparison of topography before and after the collapse of CC' section at Wulu site

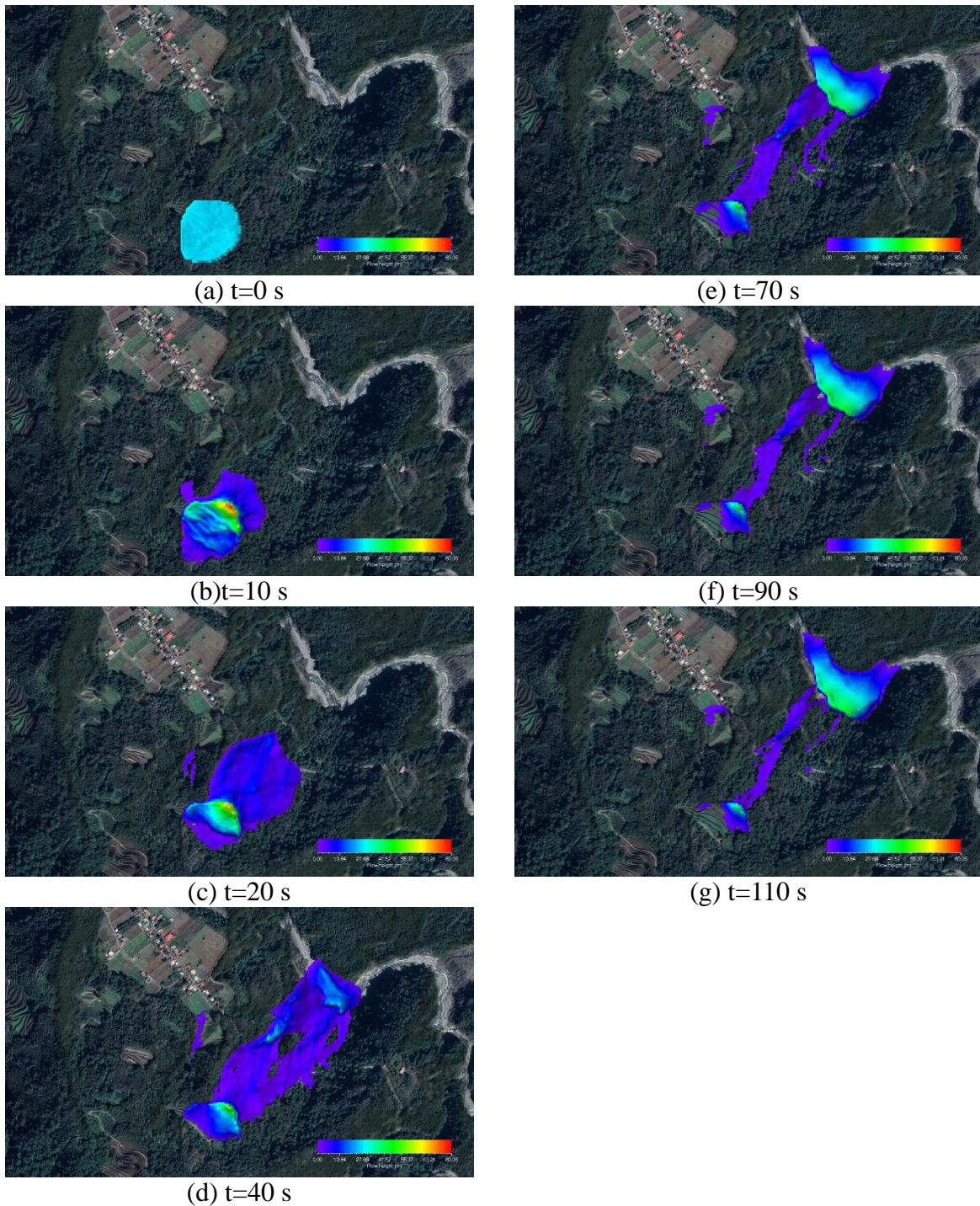


圖 5.2.5-5 霧鹿場址 BB'剖面關鍵塊體 RAMMS 數值模擬歷程圖

Figure 5.2.5-5 The flow height of RAMMS simulation for different time series in Wulu site (BB' profile)

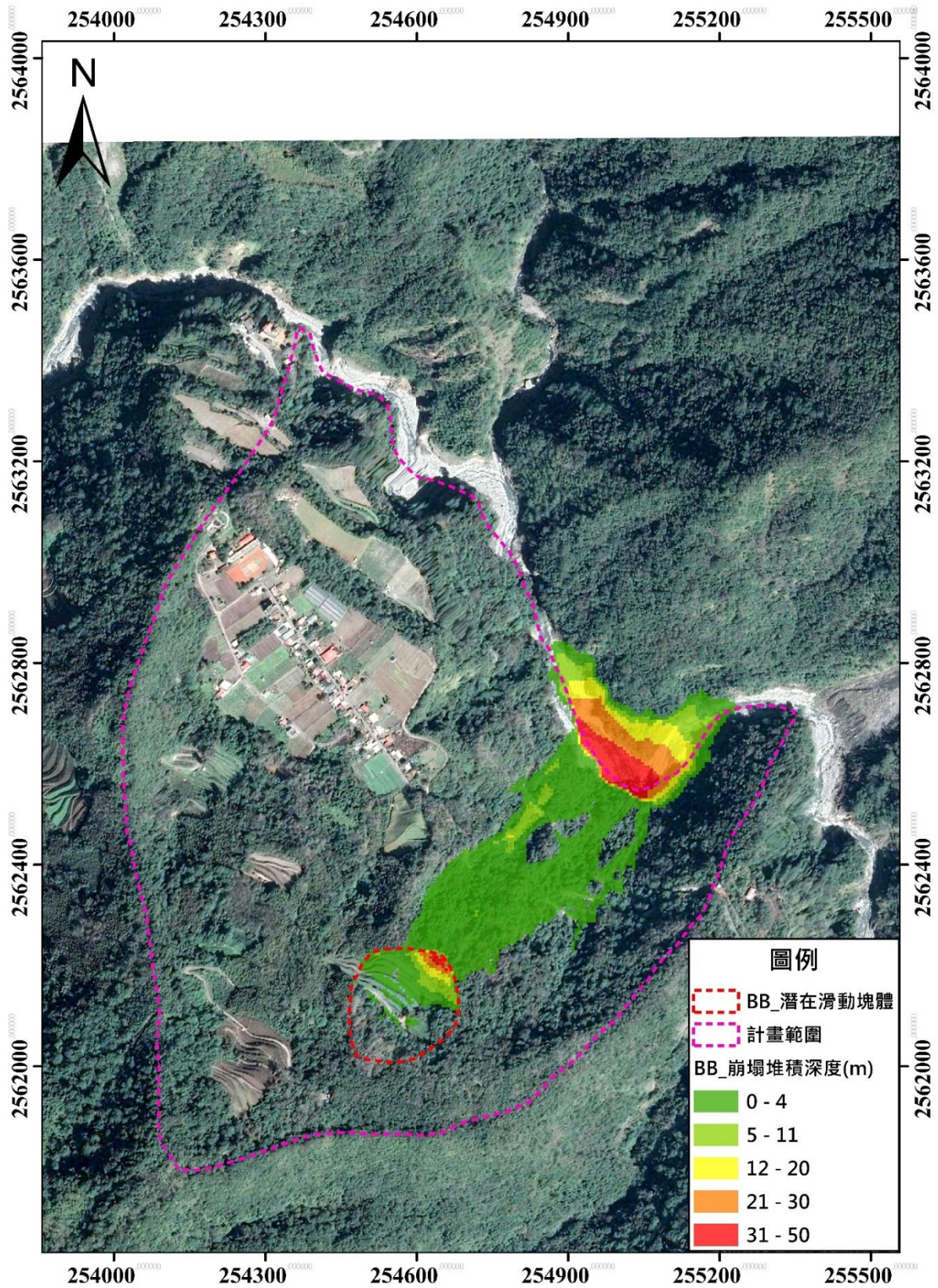


圖 5.2.5-6 霧鹿場址 BB'剖面關鍵塊體 RAMMS 數值模擬堆積圖

Figure 5.2.5-6 The final deposition height of RAMMS simulation in Wulu site (BB' profile)

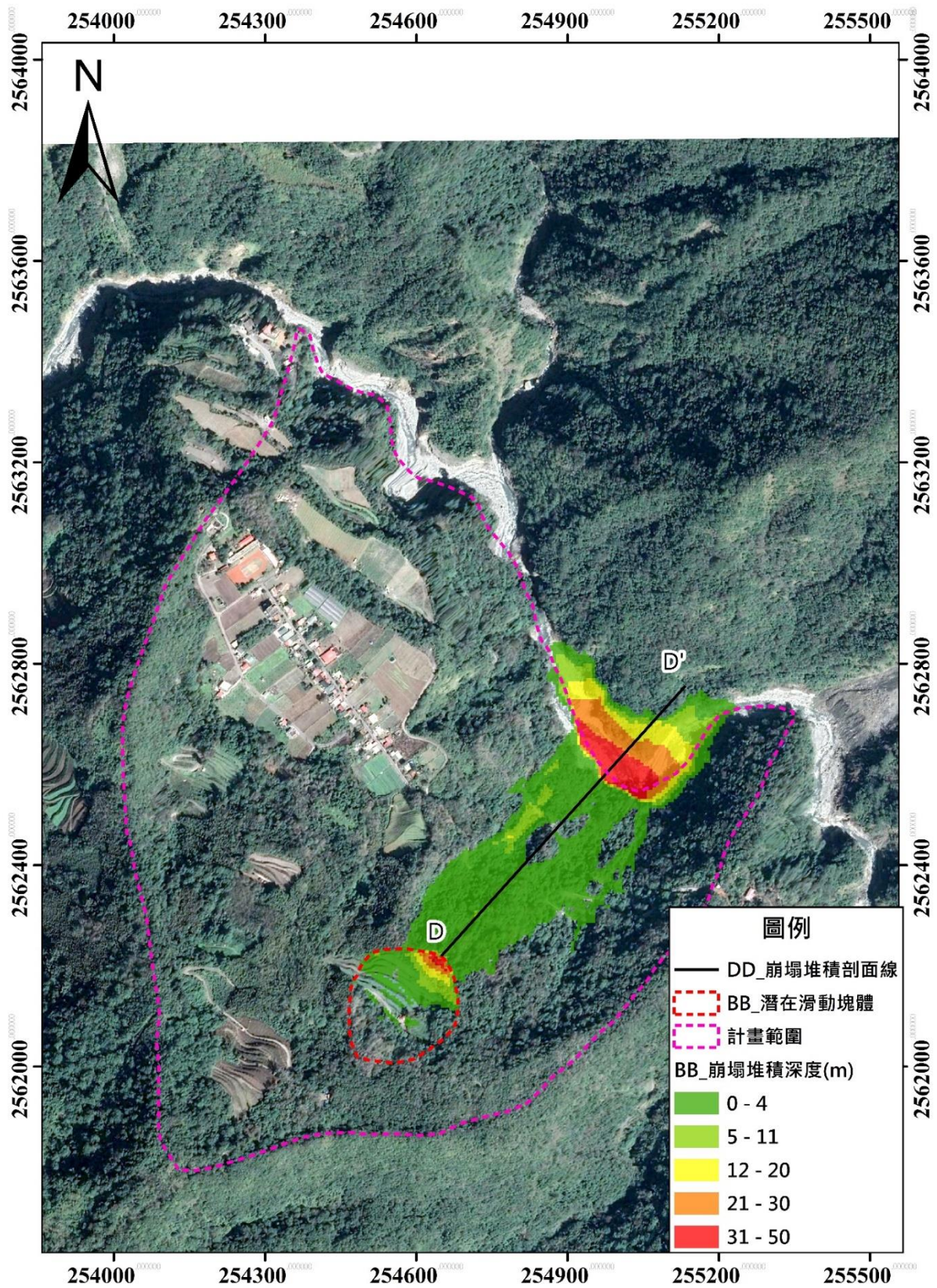


圖 5.2.5-7 霧鹿場址 DD'剖面線位置
Figure 5.2.5-7 Location of DD' profile at Wulu site

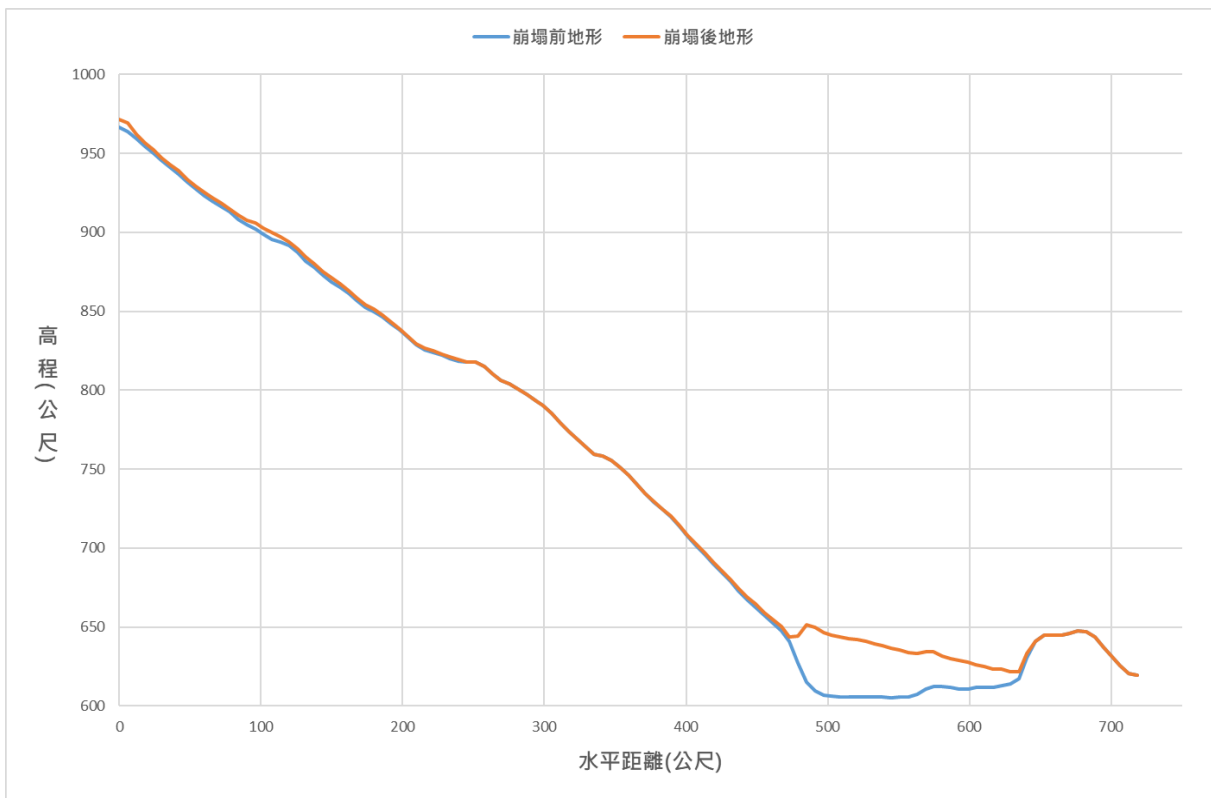


圖 5.2.5-8 霧鹿場址 BB'剖面關鍵塊體-DD'剖面崩塌前後地形比較圖
 Figure 5.2.5-8 Comparison of topography before and after the collapse of DD' section at Wulu site

六、梵梵場址持續觀測及回饋分析

(一) 背景概述

圖 6.1-1 及圖 6.1-2 為去(108)年度 D007 梵梵場址的地表地質圖及場址地質剖面圖，調查評估成果顯示梵梵場址近 40 年來，邊坡破壞多集中於場址下邊坡，即早期重力變形的板岩區，且多為颱風大雨引致，然而上邊坡側則少有事件發生，僅有接近坡腹區域往鑽孔 108-D007-2T 的農路北側有局部崩塌，而誘發機制推估為侵蝕溝沖蝕所致。透過 4 孔地質鑽探(總深度為 340 公尺)的岩芯研判此場址之地層可區分成土壤層、崩積層(C)、崩滑體(LM)、板岩夾變質砂岩(SI-Mss)、變質砂岩夾板岩(Mss)、板岩層(SI)等。

梵梵場址建置三大類的觀測系統，如：(1) 地表觀測系統，包含超過 200 個 RTK 觀測點及一條全測站量測剖面；(2) 地下觀測系統，包含一套淺層土壤含水量(108-D007-C01，與 108-D007-3T 共站)、兩口地下水位井(108-D007-1W、108-D007-4W)以及兩套 TDR 滑動觀測設備(108-D007-2T、108-D007-3T)；(3) 地動觀測系統，包含一部寬頻地震儀(108-D007-V06)及五部地聲計(108-D007-V01 至 108-D007-V05)。

梵梵場址所進行之室內試驗包含有：(1)土壤壓力鍋試驗、(2)土壤一般物理性質試驗、(3)土壤直接剪力試驗、(4)岩石一般物理性質試驗、(5)岩石弱面直接剪力試驗、(6)岩石單壓試驗、(7)岩石彈性試驗、(8)岩石潛變試驗等。彙整各項現地調查、室內試驗、既有報告等資料，去(108)年度計畫採用之簡化地層參數如表 6.1-1 所示。

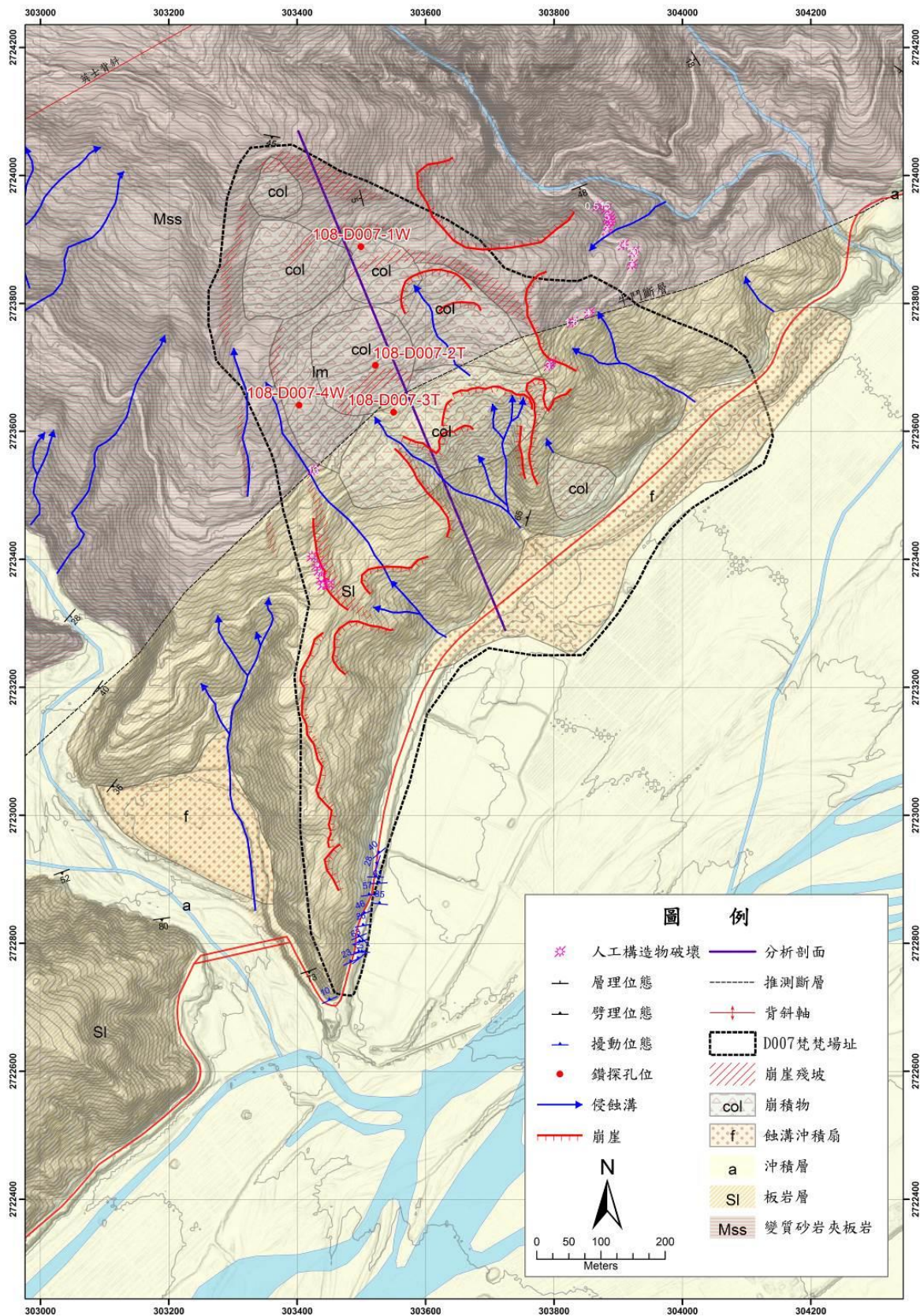


圖 6.1-1 D007 梵梵場址地表地質圖
Figure 6.1-1 Surface geological map of D007 Fanfan site

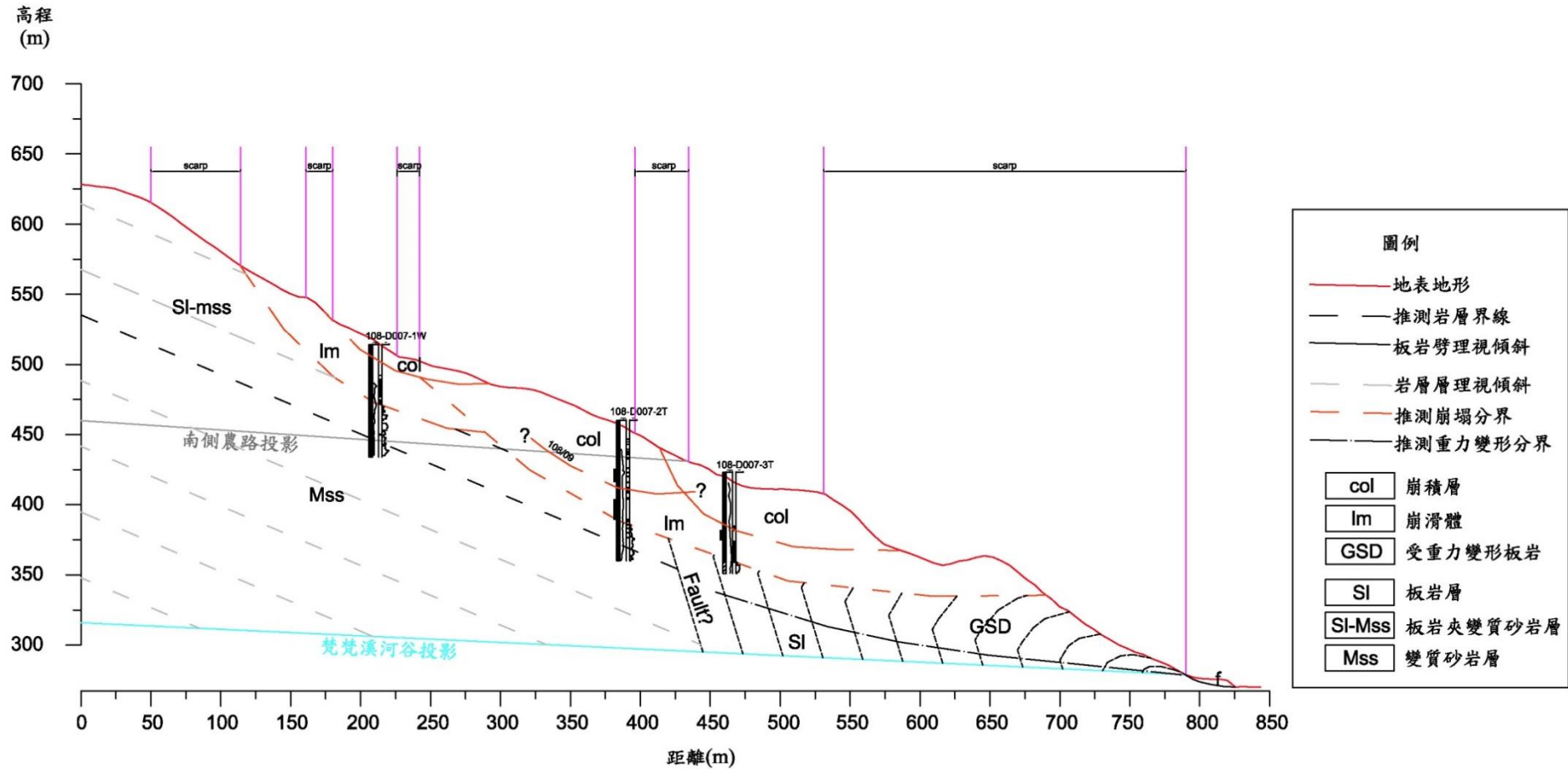


圖 6.1-2 場址地質剖面圖
Figure 6.1-2 The geological profile of this area

表 6.1-1 D007 梵梵場址簡化地層參數表
Table 6.1-1 Simplified strata parameter table of D007 Fanfan site

地層	單位重 (t/m ³)	凝聚力 (kPa)	摩擦角 (deg.)	透水係數* (m/s)
土壤層	1.81	10	36.9	1.0×10 ⁻³
崩積層(C)	2.15	10	30.0	6.1×10 ⁻⁵ ~4.8×10 ⁻⁴
崩滑體(LM)	2.69	65	23.0	6.1×10 ⁻⁶
板岩夾變質砂岩 (Sl-Mss)	2.68	1500	48.0	5.0×10 ⁻⁷
變質砂岩夾板岩 (Mss)	2.66	1800	48.0	3.0×10 ⁻⁷
板岩層(Sl)	2.69	1000	42.0	5.0×10 ⁻⁷

註 1：透水係數範圍摘錄自去(108)年度成果報告內容。

(二) 梵梵場址持續觀測成果

1. 地表觀測成果

本年度(109)梵梵場址崩塌區於 109 年 4 月 29 日，在去年觀察到 108-D007-2T 地中位移量大的臨近區域加密與增設標點(圖 6.2.1-1)，經過 GPS 測站基線解算可得知，從去年 11 月至今年 8 月的變動量，約在公分級(圖 6.2.1-2)，且坡腹(測站 D0702、D0703、D0704、D0705、D0706)相較於下邊坡(測站 D0707、D0708、D0709)活動性較高，而 RTK 量測的部分(將聚焦在 108-D007-2T 臨近標點位移進行討論)，經過基線解算校正座標後，本年度 8 月與 4 月資料比對，變動量也落在 2 公分內，在 2T 東側的位移量稍大(圖 6.2.1-3)。

另外，透過基線算解算後測站的時序圖(圖 6.2.1-4、圖 6.2.1-5)，亦可明眼觀察到坡腹測站 D0703 與坡趾測站 D0708 呈現出受到強降雨之後的影響不一樣，下邊坡在時序內的變化量都在數公厘內(圖 6.2.1-5)，而坡腹整體趨勢是往東南方向移動，而在瞬時降雨達 40 mm/hr 後(2019 年 07 月 27 日、2019 年 09 月 29 日、2019 年 10 月 31 日和 2020 年 09 月 09 日)往東南的位移趨勢更為顯著，特別是在 2019 年 09 月 29 日的降雨事件。

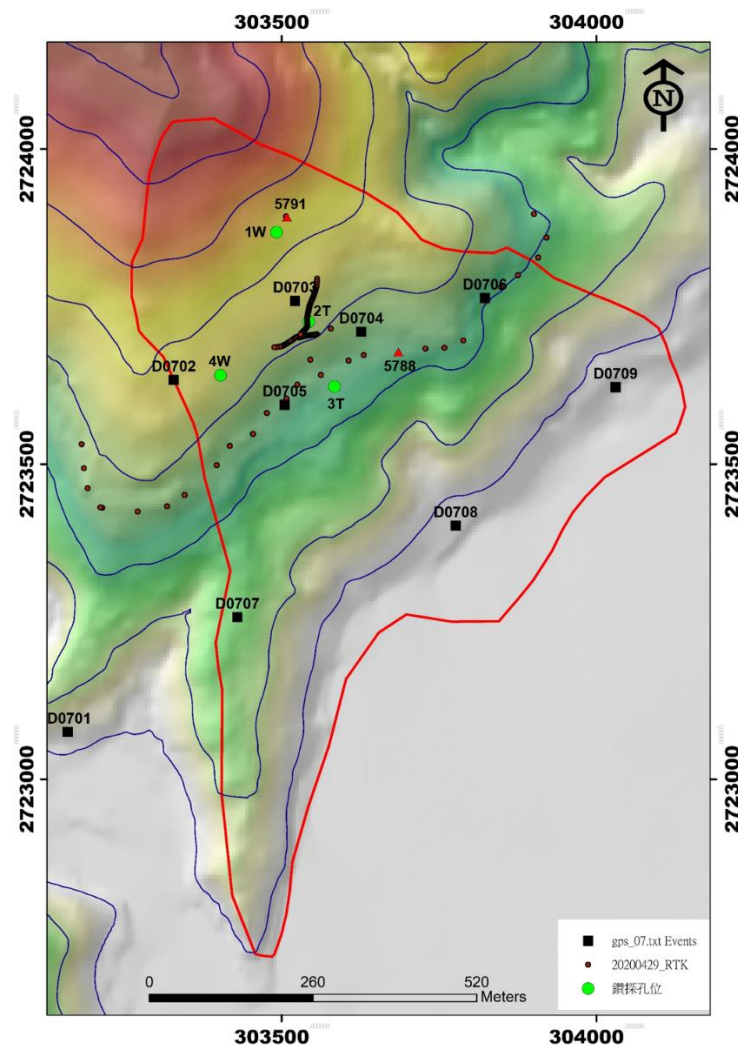


圖 6.2.1-1 梵梵場址 RTK 量測測線標點配置圖
Figure 6.2.1-1 The RTK measurement points of Fanfan

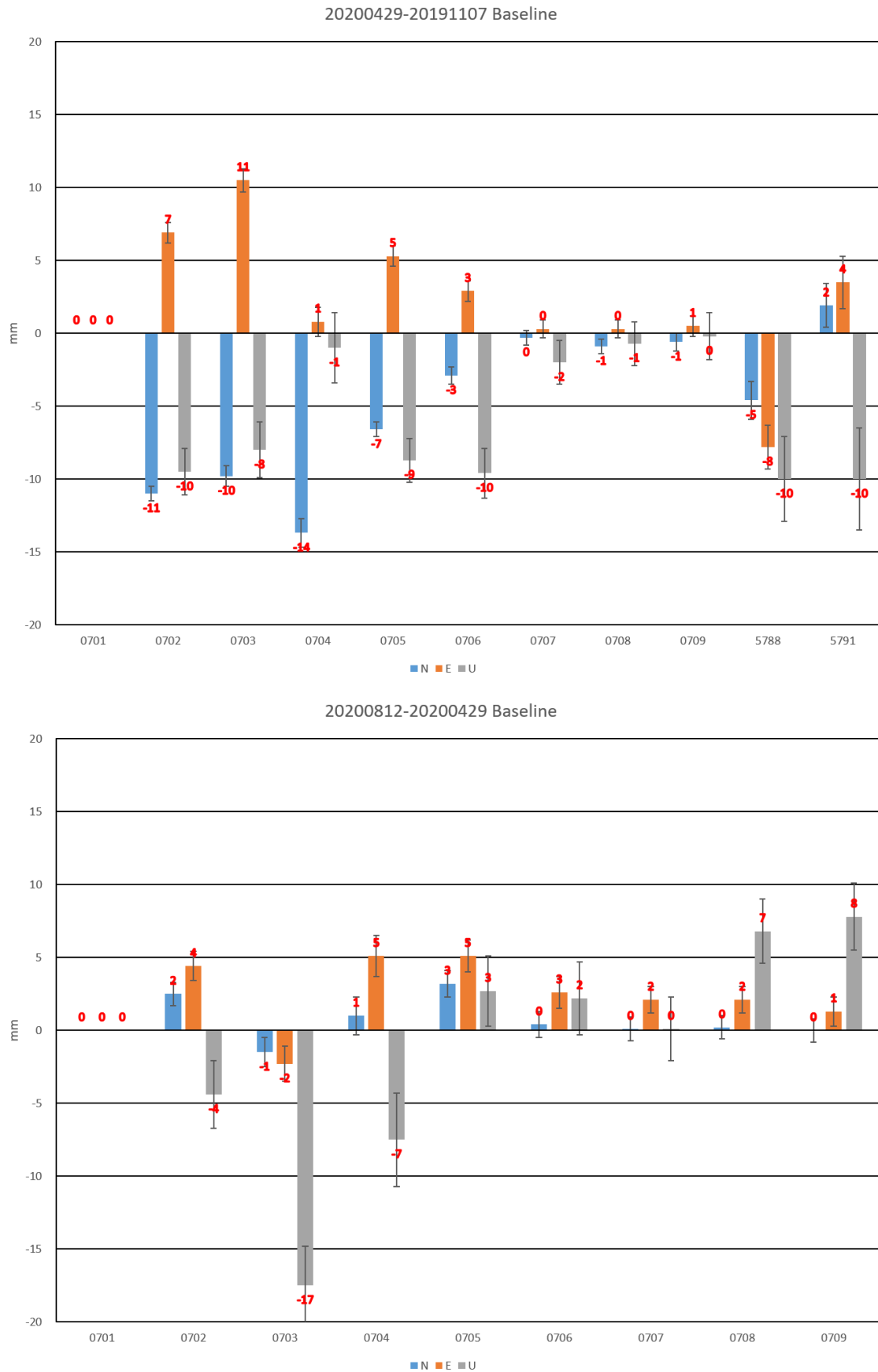


圖 6.2.1-2 梵梵場址 20191107-20200812 靜態基線測量解算偏移量圖

Figure 6.2.1-2 The offsets from baseline measurement between 20191107 and 20200812 of Fanfan

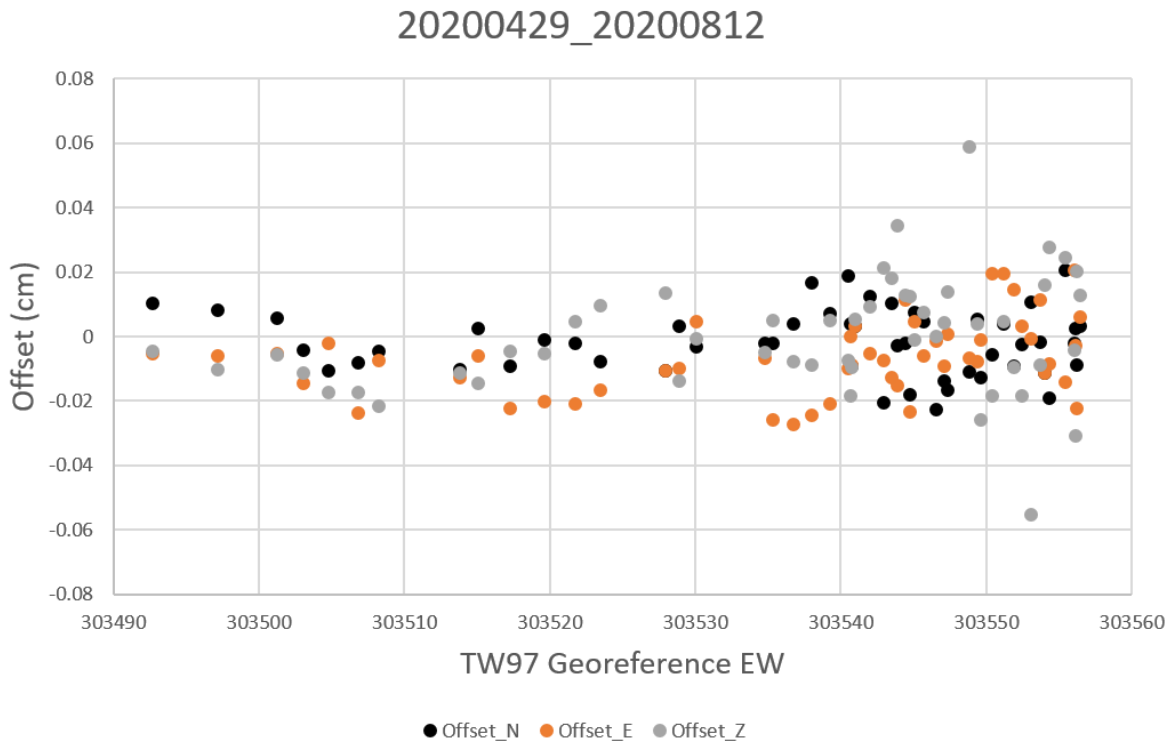


圖 6.2.1-3 RTK 點位於 20200429-20200812 間的地表位移量
 Figure 6.2.1-3 The offsets between 20200429-20200812 from RTK points

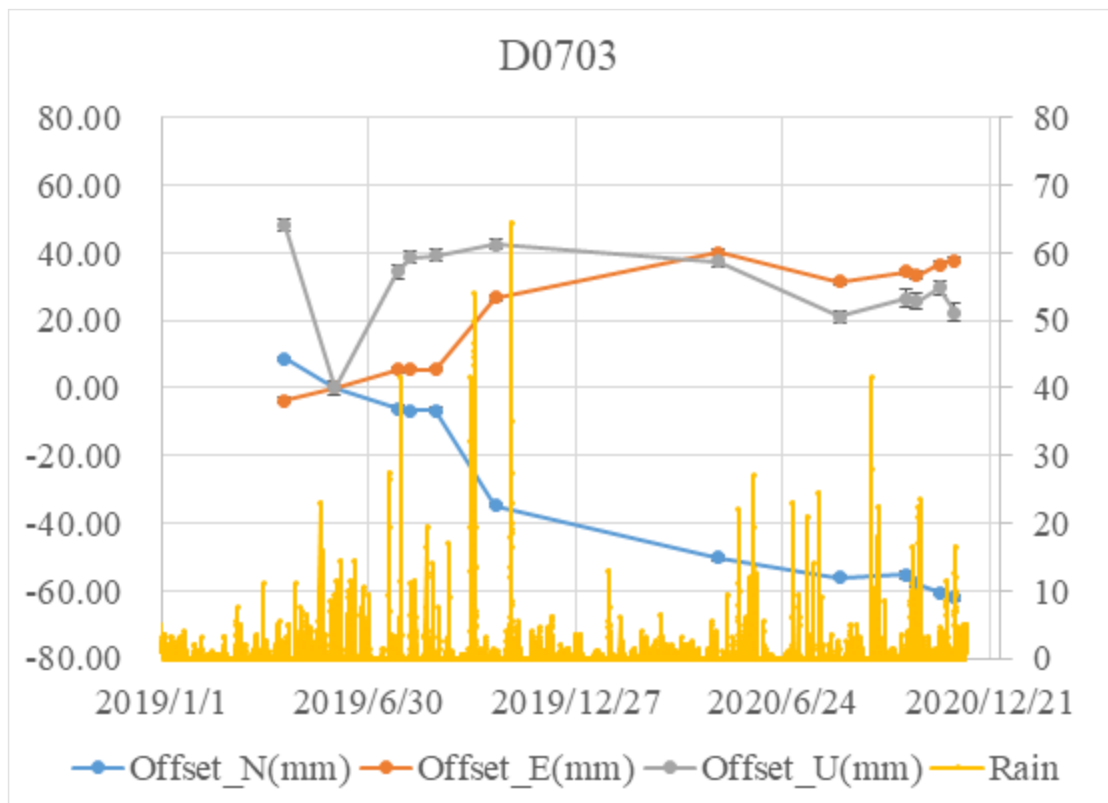


圖 6.2.1-4 梵梵場址 D0703 測站靜態基線測量解算與梵梵區域雨量時序圖
 Figure 6.2.1-4 The time series of baseline measurement at D0703 station with rainfall data in the Fanfan area

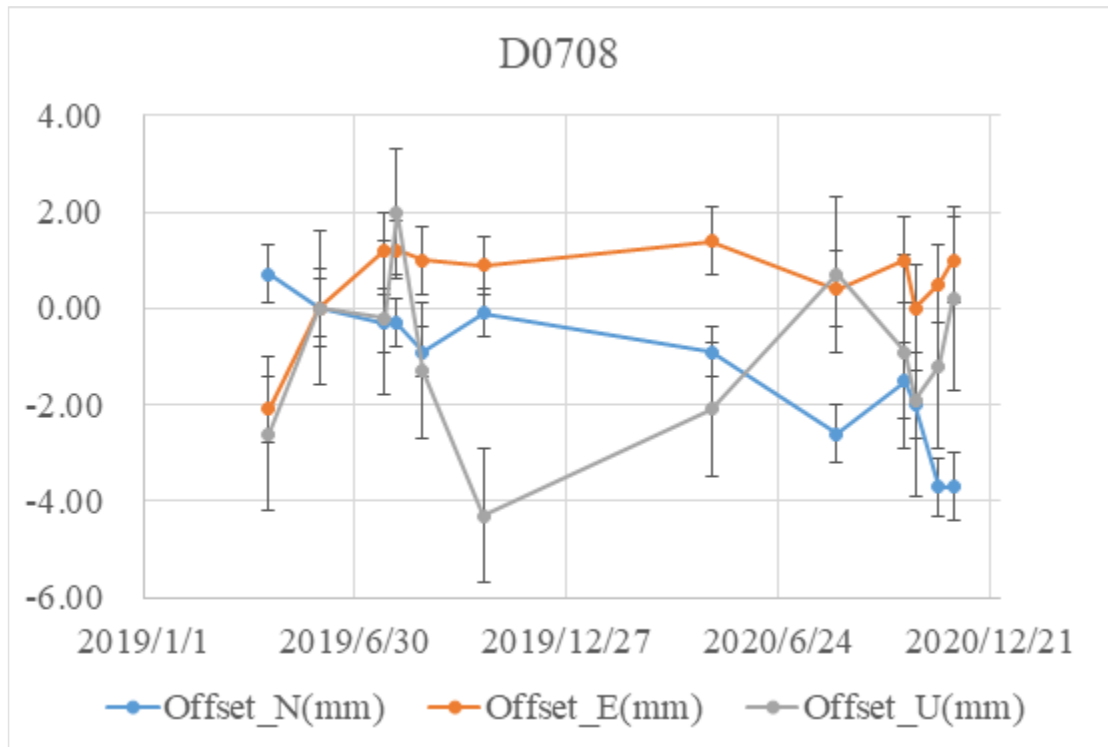


圖 6.2.1-5 梵梵場址 D0708 測站靜態基線測量解算時序圖
Figure 6.2.1-5 The time series of baseline measurement at D0708 station

2. 地下觀測成果

(1) TDR 坡地地體剪動監測

TDR 剪動監測纜安裝於 108-D007-2T 以及 108-D007-3T 兩處，分別於民國 108 年 8 月 6 日及 108 年 7 月 25 日立初始值，圖 6.2.2-1 和圖 6.2.2-2 分別為 108-D007-2T 孔位及 108-D007-3T 孔位之監測資料，更新至 109 年 11 月 07 日和 29 日。此兩處監測深度分別是 100m 及 73.5m，在各波形圖中波形末端極大正反射為纜線底端斷路所產生的終端反射，另進一步觀測並判讀各時每筆 TDR 波形是否有明顯差異變化。依至目前所收取最新的監測資料顯示，TDR 系統正常運作，108-D007-2T 於 108 年 10 月 3 日開始在深度 48.2m 處發生剪動，圖 6.2.2-1 之副圖(c)(d)為剪動處之放大波形圖，其剪動變化歷線如圖 6.2.2-3。隨後 108 年 10 月 6 日深度 50.2m 處也出現剪動波形，且其變化趨勢與 48.2m 處一致，經過與該孔位之鑽探岩芯比對，判定此處為一剪裂帶造成，上層崩積層岩塊塊體滑動後驅動該層剪裂帶。使用前述式 4.1.2-2 計算之剪動量估計值因所使用之物理模型參數（土壤種類、孔內灌漿材料等）與本場址之有效靈敏度不完全相同，計算得出的結果僅供參考，現地已另裝設 SAA 監測該孔位之位移量。108-D007-3T 仍屬正常且無明顯坡體滑動跡象，如圖 6.2.2-2 所示並無任何剪動訊號跡象。

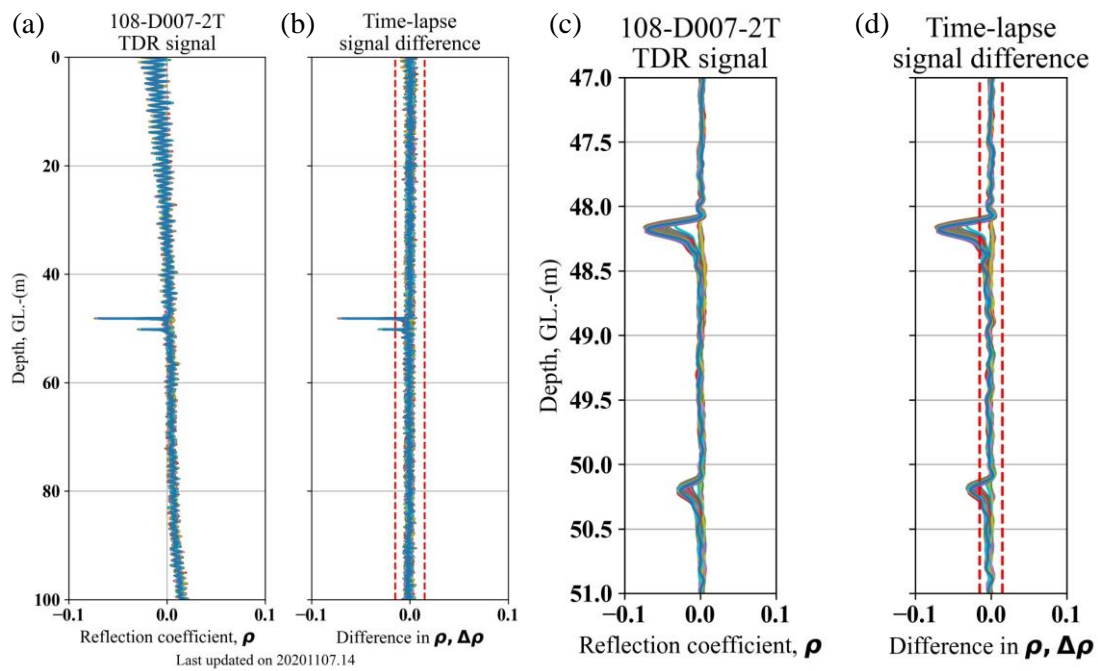


圖 6.2.2-1 108-D007-2T TDR 監測波形：(a)(b)全深度，(c)(d)局部放大剪動帶
 Figure 6.2.2-1 TDR deformation reflection signals of 108-D007-2T: (a)(b) full depth, (c)(d) partially focused at deformed depth range

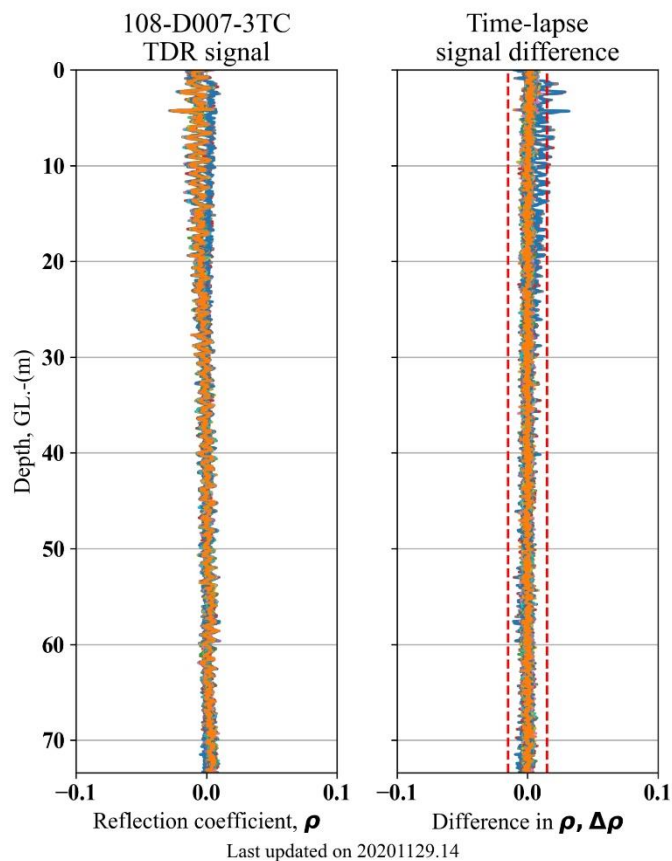


圖 6.2.2-2 108-D007-3T TDR 監測波形
 Figure 6.2.2-2 TDR deformation reflection signals of 108-D007-3T

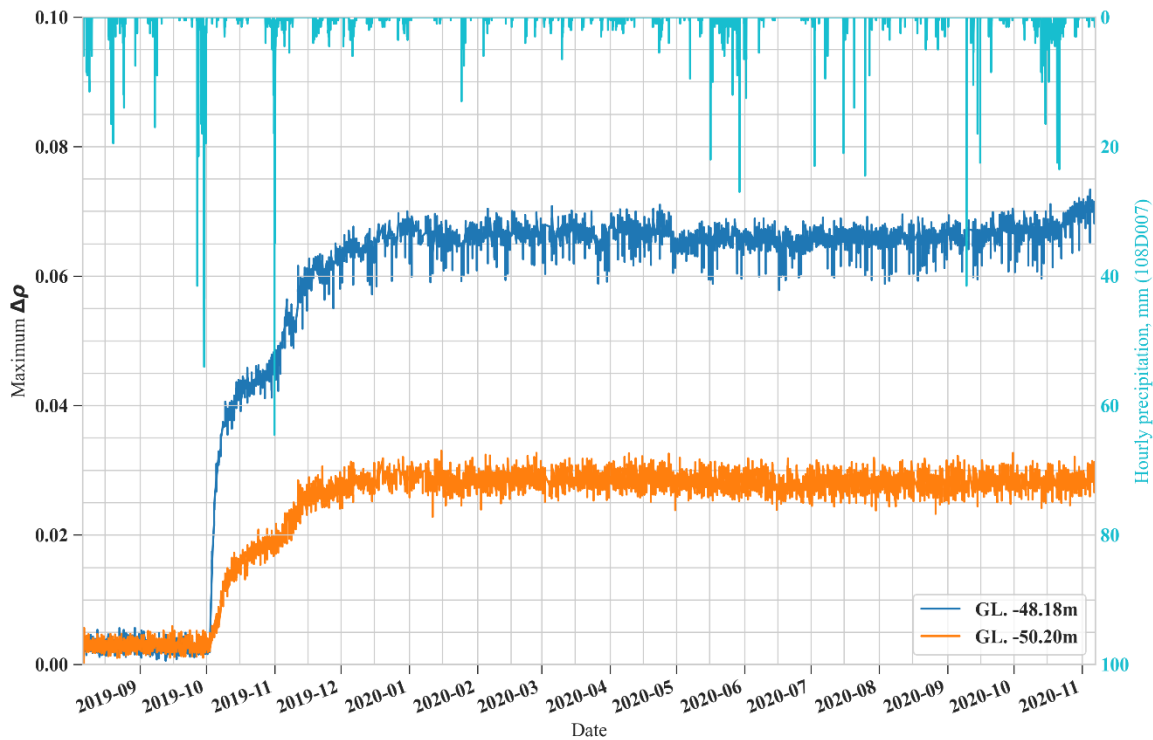


圖 6.2.2-3 108-D007-2T 剪動帶反射係數尖峰值變化歷線

Figure 6.2.2-3 Historical record of peak reflection signals of TDR deformation at 108-D007-2T

108-D007-2T 於 108 年觀測期間，自觀測到地層剪動經歷兩場降雨事件，分別為 108 年 9 月 29 日的米塔颱風和 108 年 10 月 31 日的東北風帶來豪大雨事件，錄得最大時雨量分別為 54mm 和 64.5mm (見圖 6.2.2-3 頂端時雨量柱狀圖)。TDR 坡地地體監測系統皆在此二次降雨事件後數日內出現測得剪動訊號增加，比對降雨資料與鄰近二處之水位計 (圖 6.2.2-4(c)、(d) 中的 108-D007-1W 和 108-D007-4W) 後，發現當上邊坡的地下水水位面於降雨後上升到相對高水位後，開始下降時會在 TDR 坡地監測系統測得剪動訊號。由此推斷可能為孔隙水壓變化導致土壤結構與應力分佈重組，進而在剪裂帶形成有利於邊坡滑動的情況。第一次降雨事件 (米塔颱風) 造成的剪動訊號持續增加約一星期後，剪動量趨向平穩後無持續增加，直到第二次降雨事件再次驅動邊坡剪動。

109 年監測期間降雨事件之時雨量迄今相對較少超過 30mm，唯有在 9 月有一次時雨量達 41.5mm，於 6 月期間發生兩次時雨量超過 20mm 的降雨事件，於 11 月間亦有一場較集中但時雨量僅有 20mm 左右的降雨事件。該孔第三次再度出現剪動量增加的跡象發生在 109 年 11 月初，檢視圖 6.2.2-3 時雨量資料發現剪動前時雨量未超過 30mm 亦較 9 月間未剪動時期時雨量低。為進一步確認本場址坡體剪動潛在降雨條件，另於圖 6.2.2-4 (a) 展示該處日雨量資料，發現前述三次坡體剪動事件發生前之日雨量皆有超過 100mm，該三次最大日雨量分別為 292.00 mm、214.50mm、124.00mm。本場址坡體剪動預警門檻由此三次剪動事件可暫時歸納為日雨量超過 100mm，即有可能驅使 108-D007-2T 處產生剪動訊號。另綜觀圖 6.2.2-4 三次剪動訊號事件與降雨量、鄰近地下水位資料之間的關係，三次剪動事件發生

的條件亦與地下水位抬升的速率有關，圖 6.2.2-4 中 b1、b2、b3 地下水位抬升速率每日平均分別為 43 cm、20 cm、18cm，而 c1、c2、c3 則每日平均抬升速率分別為 50 cm、34 cm、11 cm。由此可發現水位抬升速率每次遞減，可能因前次地層已產生剪動而讓其驅使條件隨著坡體變形應力重新分佈而有所減少。截至目前 108-D007-2T 的 TDR 資料顯示剪動量仍持續增加，後續將持續觀測其發展。

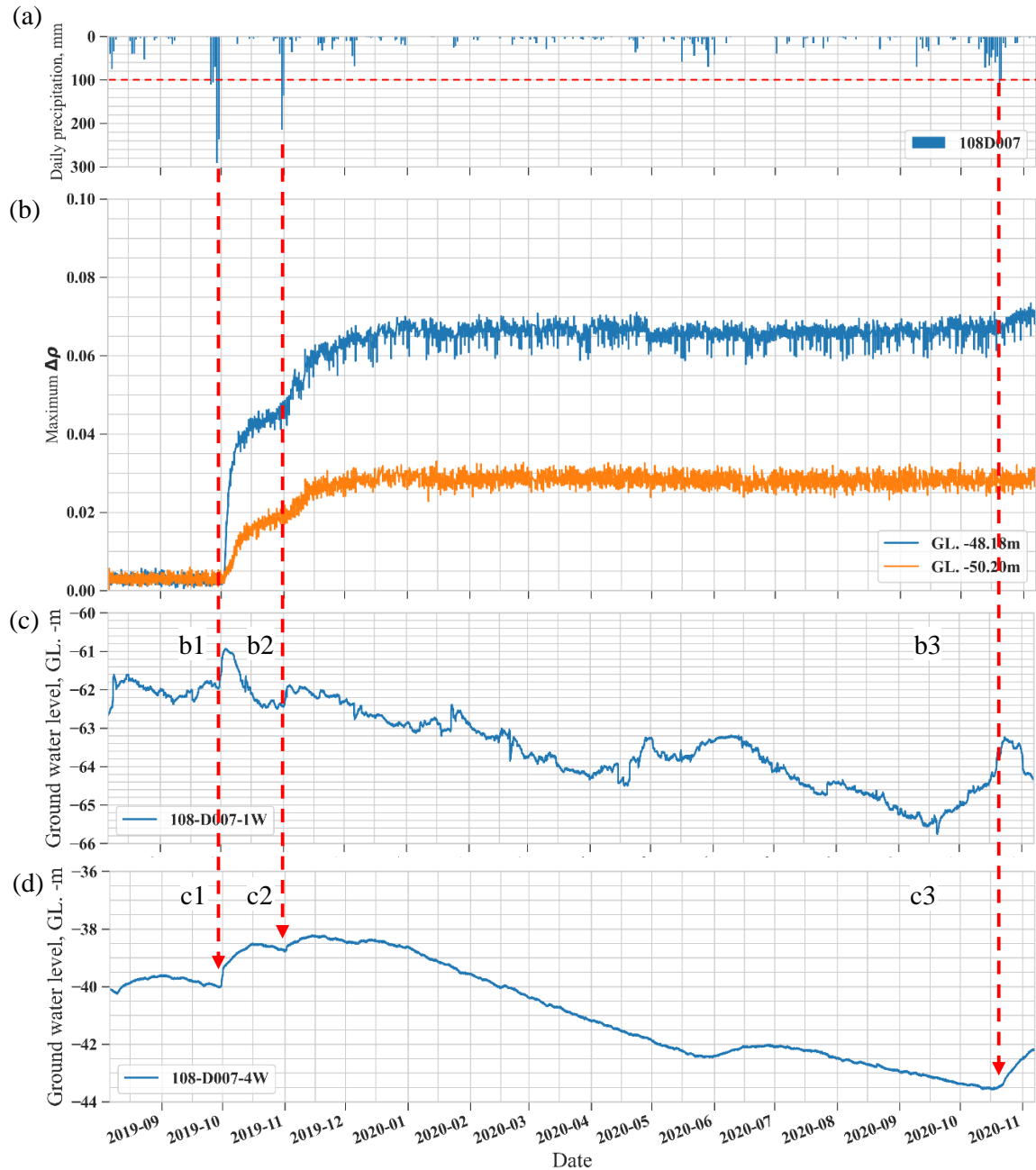


圖 6.2.2-4 108-D007-2T 剪動探討 (a) 108-D007 日雨量；(b) 剪動帶反射係數尖峰值；
(c)108-D007-1W 地下水位；(d)108-D007-4W 地下水位

Figure 6.2.2-4 Discussion on the deformation at 108-D007-2T (a) daily precipitation record;
(b) historical record of peak reflection signal at deformed depth; (c) groundwater table elevation of 108-D007-1W; (d) groundwater table elevation of 108-D007-4W

(2) 淺層含水量監測

淺層含水量監測於梵梵規劃裝設於 108-D007-3T 之 TDR 剪動監測纜線附近，且其監測資料將回傳至自動化監測主機，再傳送至雲端伺服器。在考量其含水量測量準確度以及經濟效益後，安裝 Decagon 土壤含水量感測器 GS3 並依不同深度同時監測。含水量感測器已於 108 年 6 月 28 日安裝完成，在系統測試後於 107 年 7 月 24 日開始監測。本場址含水量監測工作在距離 108-D007-3T 約 10 公尺處裝設 4 只感測器，深度分別為 0.5 公尺、1.0 公尺、1.5 公尺及 2.0 公尺。本次淺層含水量監測報告更新至 109 年 12 月 07 日，監測數據如圖 6.2.2-5 曲線圖所示。由兩次較顯著之降雨事件可發現，越淺層之含水量會提前反應出降雨入滲影響，淺層含水量上升與下降之時間都較早，且變化幅度較大。淺層含水量也對降雨入滲之反應也較為敏感，如 108 年 10 月 10 日的少量降雨對 0.5m 處之含水量有較顯著的提升，入滲速度隨著深度而變得緩慢，相對深層的含水量則相對變化平緩且於數日後才有反應。



圖 6.2.2-5 108-D007-3T 土壤體積含水量變化歷線

Figure 6.2.2-5 Historical record of soil volumetric water content of 108-D007-3T

(3) 水位觀測

本計畫經現地鑽探過程及井測調查成果研判，為確保水位計能涵蓋到常時與非常時地下水位，故將水壓計分別埋設在 108-D007-1W 之 70m 處，和 108-D007-4W 之 61m 處。本計畫採用 Heron dipper logger NANO 自計式水壓計來紀錄地下水位面，皆安裝於 108-D007-1W 以及 108-D007-4W 之前述深度處。監測頻率為一小時一次，並依視實際分析需求進行調整。水壓計分別於 108 年 7 月 10 日及 108 年 8 月 2 日安裝完成並每日每時計讀，而最新水位資料更新至 109 年 11 月 09 日，

其水位逐時監測曲線如圖 6.2.2-6 及圖 6.2.2-7 淺色曲線所示，而圖中頂端深色柱狀線則為現地雨量站測得之時雨量數據。

比對較顯著之降雨事件（驅動邊坡變位之米塔颱風事件以及東北風造成之降雨事件），發現上邊坡（108-D007-1W）之水位面相較於坡腹水位井 108-D007-4W 於降雨事件之峰值發生後較快抬升到水位區間最高值。至於位於下邊坡之 108-D007-4W，其在降雨事件之最大降雨時間點後兩日內達到區間最高值。然而 108-D007-1W 和 108-D007-4W 之常時地下水位面分別位於 60m-63m 和 39m-40m 處，因此，上述地下水位面抬升速度差異主因為入滲速度、常時地下水位面或地下水優勢流路之差異導致，雖孔內地下水流速與流向調查成果顯示 108-D007-1W 明顯流動區段在崩積層、岩盤界面與崩積層內的破碎帶，但 108-D007-4W 並未規劃孔內調查試驗，因此本計畫只針對上述現象進行定性描述，無法進行細節探究。

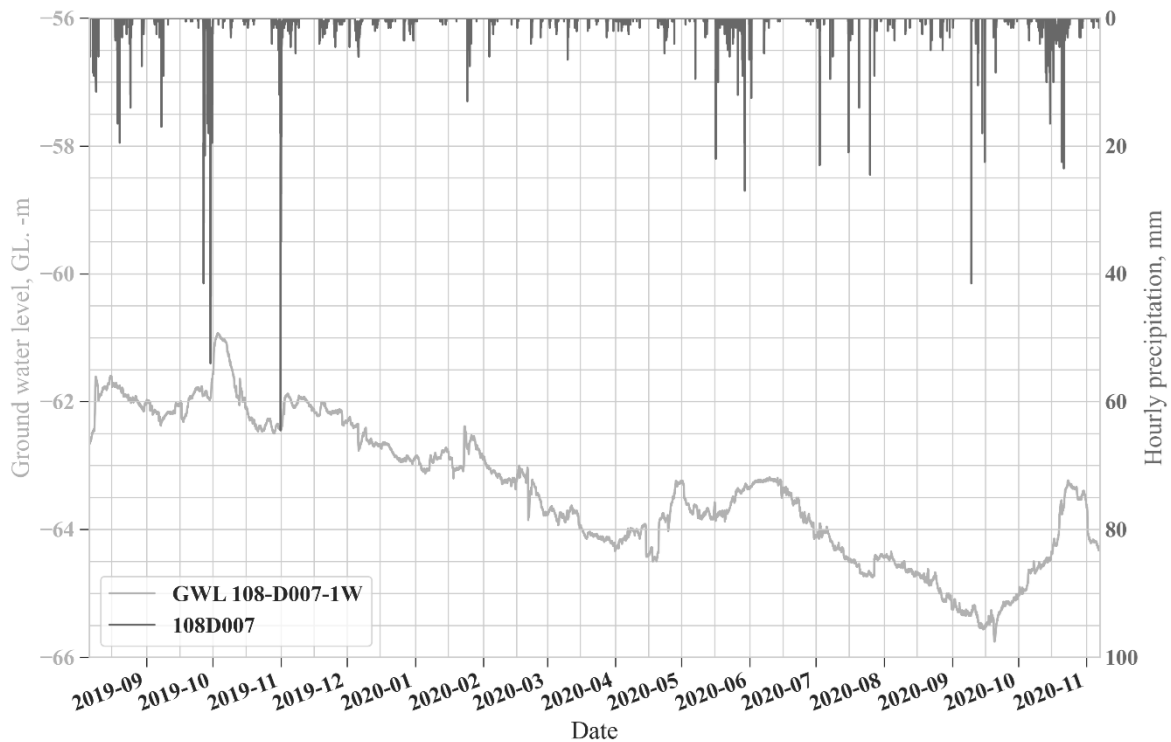


圖 6.2.2-6 108-D007-1W 水位面高程變化逐時曲線圖

Figure 6.2.2-6 Historical hourly record of groundwater table elevation of 108-D007-1W

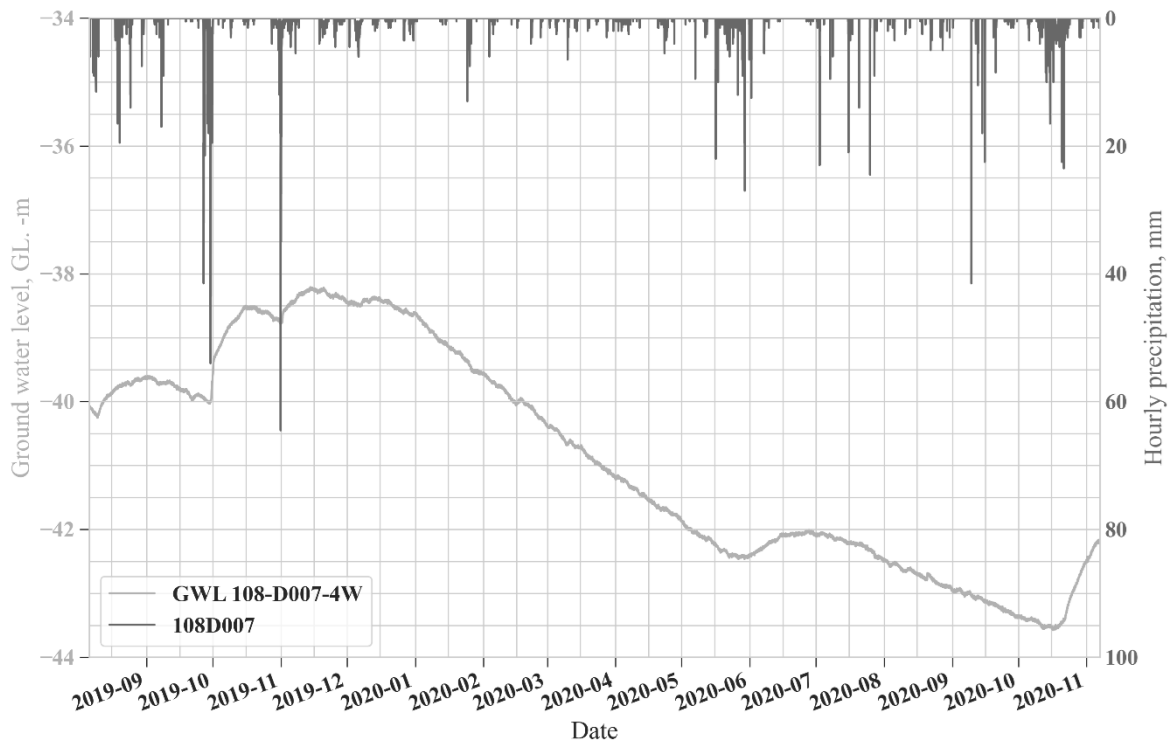


圖 6.2.2-7 108-D007-4W 水位面高程變化逐時曲線圖

Figure 6.2.2-7 Historical hourly record of groundwater table elevation of 108-D007-4W

3. 地動觀測成果

計畫執行 D007 梵梵場址之持續地動觀測成果主要聚焦於以下相關成果：(1) 周遭噪訊法-自相關函數分析技術量測相對震波速度變化量(dv/v)、(2) 相對震波速度變化量(dv/v)與地下水位歷時資料及地震影響力之相關性分析、(3) 剪動深度評估分析。在此將針對個別地動監測站進行上述相關成果之論述，並於期末階段坡地場址活動性進行綜合論述。(108)計畫執行年度共計於坡地場址安裝內部安裝 5 部地聲計(G; V1-V5)監測站及外圍參考地動監測站(V6)，並於(109)計畫執行年度新增一站地聲計(V7)與 108-D007-2T 地中變化監測站共址安裝，其目的為補遺地下水位變化趨勢監測，以利於討論該地中變位資料與地下水位之關係(圖 6.2.3-1)，詳見「4.新增監測工項」。

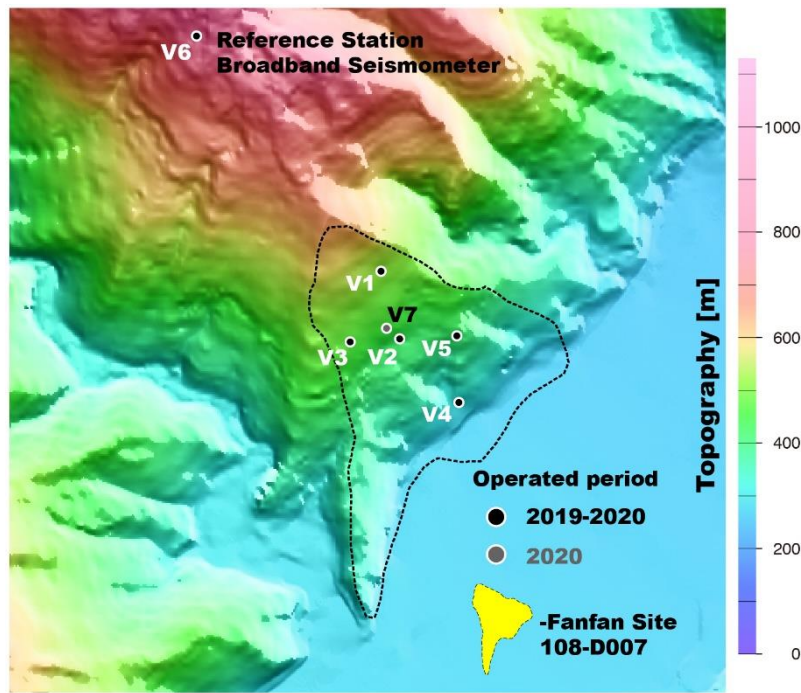


圖 6.2.3-1 108-D007 梵梵場址地動監測站分佈

Figure 6.2.3-1 Distribution of seismic stations in the Fanfan site (108-D007)

108-D007-V1：地動監測站與 108-D007-1W 水位井共站安裝，因此聚焦於相對震波速度變化量(dv/v)與地下水位變化之相關性判釋。本計畫首先透過表面波震測法提供之剪力波速度構造(圖 6.2.3-2)進行表面波頻率之深度敏感度分析，透過不同頻率對應之敏感度隨著深度變化，可以評估該頻率對應的深度範圍。圖 6.2.3-2 顯示頻率 2 Hz、4 Hz、5 Hz、10 Hz 及 20 Hz 最大敏感度分別對應之深度為 84 m、46 m、38 m、13 m 及 3 m，可以清楚觀察到隨著頻率增加，敏感深度越淺的趨勢。另外，隨著頻率越小敏感深度曲線在深度上的分佈範圍越寬，代表頻率越低深度上的解析度越差；反之，頻率越高對應之深度解析力越高，圖 6.2.3-2 為不同頻率最大敏感度對應之深度成果。計畫執行期間 108-D007-1W 水位井的水位變化落在地下 60-66 m 範圍之間，頻率 4 Hz 與 5 Hz 在水位變化範圍內有相對較高的敏感度(圖 6.2.3-2 之藍色及黑色曲線)。因此，本研究預期在 4-5 Hz 頻帶的 dv/v 量測成果，應可以反映出地下水位的趨勢變化。本計畫 dv/v 以 5 天時間窗口計算其平均值，並以 1 天為窗口移動間距，以便於後續討論使用。

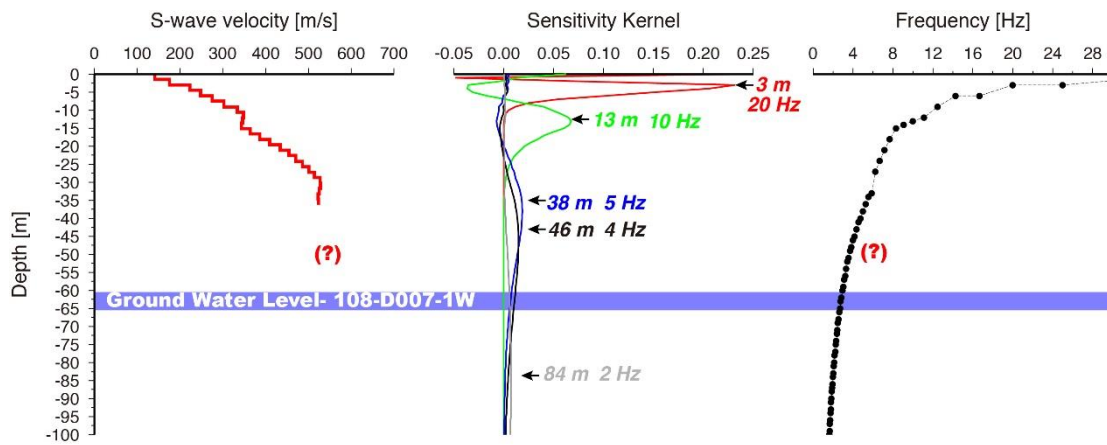


圖 6.2.3-2 108-D007-V1 表面波深度敏感度分析成果

Figure 6.2.3-2 Sensitivity kernel analysis of Surface-wave at 108-D007-V1 station

108-D007-V1 4-6 Hz 之每日相對震波速度變化量(dv/v)與 108-D007-1W 水位井水位資料關係比較成果如圖 6.2.3-3 所示，其中 2019 年 4-6 Hz 的 dv/v 量測成果主要與水位歷時資料呈現負相關，代表當水位抬升時， dv/v 會相對呈現速度降(圖 6.2.3-3，藍色系列菱形符號)，反之水位洩降時， dv/v 會有速度增加趨勢(圖 6.2.3-3，藍色虛線框)，上述成果與表面波敏感度分析成果相符合。然而，2019 年 280 天(UTC 時間 10 月 7 日)受到地震力之影響較大，地下水水位有快速洩降的趨勢，在此洩降作用之後， dv/v 量測成果與地下水水位變化開始無顯著關係，特別是在 2020 年旱季期間(1-4 月份)，本計畫認為是岩體內部材料主要受到地震產生之強烈地表振動影響，可造成岩體內部微構造裂隙閉合或開裂，進而導致相對震波速度 dv/v 呈現不規則變化(圖 6.2.3-3，綠色虛線框)。整體而言，由於該測站 D007-V1 的 dv/v 結果之正規化相關係數較低(normalized correlation coefficient, $NCC < 0.9$ 代表 dv/v 資料可信度相對較低， NCC 為介於 0~1 的數值)，本計畫並不再針對 D007-V1 測站量測之 dv/v 進行細部探討。

關於本研究對於場址之地震影響力的計算方式詳細描述如下：

- (a) 透過 CWB 地震目錄中的芮氏規模(M_L)資訊，透過 Hanks and Kanamori (1979)提出的規模關係式(式 6.2.3-1)，將 M_L 轉換成地震矩規模(Moment Magnitude, M_w)。透過式 6.2.3-2 再將 M_w 轉換成對數地震矩(Seismic Moment, M_0 ；單位為 $\text{dyn}\times\text{cm}$)。

$$M_w = 0.96 M_L - 0.25 \quad \text{式 6.2.3-1}$$

$$\log(M_0) = 1.5 \times (M_w + 10.7) \quad \text{式 6.2.3-2}$$

- (b) 隨著地震事件距離崩塌場址越遠，若假設地震芮氏規模大小一樣則對於場址的影響越小。因此，本計畫將地震事件造成的對數地震矩進一步做距離(Distance, d ；單位為 km)修正，經距離修正後的對數地震矩即定義為地震對於崩塌區域的影響力 EQ Forcing，如式 6.2.3-3 所示：

$$EQ \text{ Forcing} = \log(M_0) / d \quad \text{式 6.2.3-3}$$

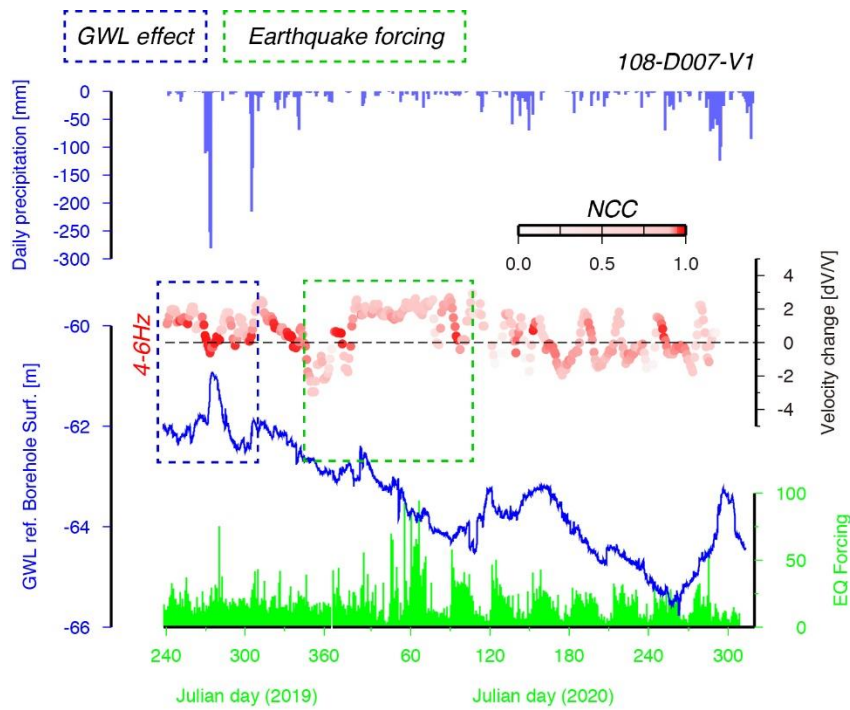


圖 6.2.3-3 108-D007-V1 每日 dv/v(紅色)與地下水位(藍色)、地震影響力(綠色)及降雨(藍色)之時序資料。

Figure 6.2.3-3 Time series data of dv/v, Ground water level (GWL), Earthquake forcing and precipitation

108-D007-V2：地動監測站位置落在鑽孔 108-D007-2T 與 108-D007-3T 地中變位儀 TDR 之間，因此本計畫將聚焦於該測站之相對震波速度變化量(dv/v)與地中變位變化之相關性判讀。首先進行表面波頻率之深度敏感度分析，透過不同頻率對應之敏感度隨著深度變化，可以評估該頻率對應的深度範圍。圖 6.2.3-4 顯示 5 Hz、7.7 Hz、10 Hz 及 20 Hz 對應之最大敏感度深度為 32 m、20 m、13 m 及 4 m。然而 108-D007-2T 觀測到的剪動行為對應之深度為 48 m 及 50 m，因此本研究預期如果 108-D007-V2 測站下方有類似深度的剪動行為，應在頻率 5 Hz 以下的 dv/v 成果觀察到明顯的速度變化量。然而，在 4-6 Hz 的 dv/v 量測成果中，其資料品質並不高(NCC 值相對較小)，整體而言與 108-D007-1W 地下水位變化呈現負相關，dv/v 資料在水位抬升發生而呈現震波速度降的趨勢(圖 6.2.3-5，藍色虛線框)，與 108-D007-2T TDR 發生剪動訊號的啟動時間並無明顯關係存在。因此，本研究推測該地動觀測站下方的水位變化應在 25-40 m 區間(圖 6.2.3-4 藍色深度敏感度曲線)，此部分因為沒有實測水位資料，所以無法進一步比較驗證。在 6-8 Hz 的 dv/v 2019 年主要兩場降雨事件期間(單日累積雨量皆超過 100 mm)，皆可觀察到於 108-D007-2T TDR 記錄到剪動訊號後 dv/v 有明顯的速度降變化(圖 6.2.3-5，黑色框框)，本研究推測其 dv/v 變化與剪動行為有關，因此透過剪動深度評估分析來預估可能的剪動帶深度。透過不同頻率(4-6 Hz、6-8 Hz、8-12 Hz)於 TDR 發生剪動後的時間段之 dv/v 速度降成果，採用試誤法進行搜尋可能地剪動深度。圖 6.2.3-6 為假設剪動帶為地下 48-50 m 位置，利用不同材料弱化條件(如震波速度減少為原始速度 V_0 之 0.5、0.75 及 0.9 倍)，模擬理論各種頻率之雷利波相位速度變化百分比，模擬成果皆無法擬合觀測 dv/v 資料點(圖 6.2.3-6，倒三角形)；另外嘗試剪動

帶深度為 21-21.5 m 範圍，假設因剪動作用造成震波速度弱化為原先的 0.5 倍，則可以相對有效解釋觀測 dv/v 資料點，代表於 108-D007-V2 測站下方的剪動深度可能為 21 m 左右。該測站 dv/v 時序資料成果在不同頻率範圍皆可以觀察到地震影響力作用頻繁的期間(圖 6.2.3-5，綠色虛線框)，擁有同震的相對震波速度變化量。此同震 dv/v 變化量在不同頻率範圍皆可觀察到，但是 dv/v 變化量的大小皆不相同。其代表地震力可全面性影響測站下方淺層至地下 80 m 的材料，但是影響的作用機制不同。

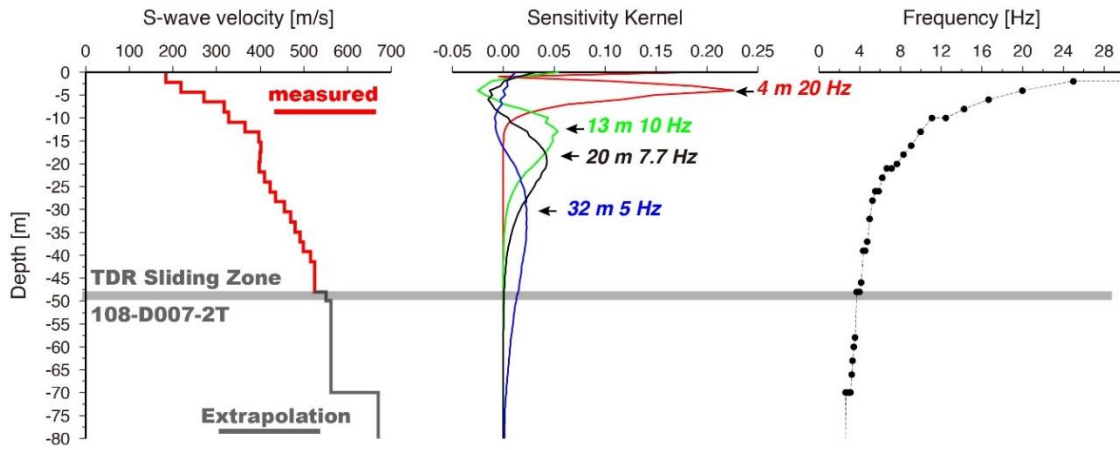


圖 6.2.3-4 108-D007-V2 表面波深度敏感度分析成果

Figure 6.2.3-4 Sensitivity kernel analysis of Surface-wave at 108-D007-V2 station

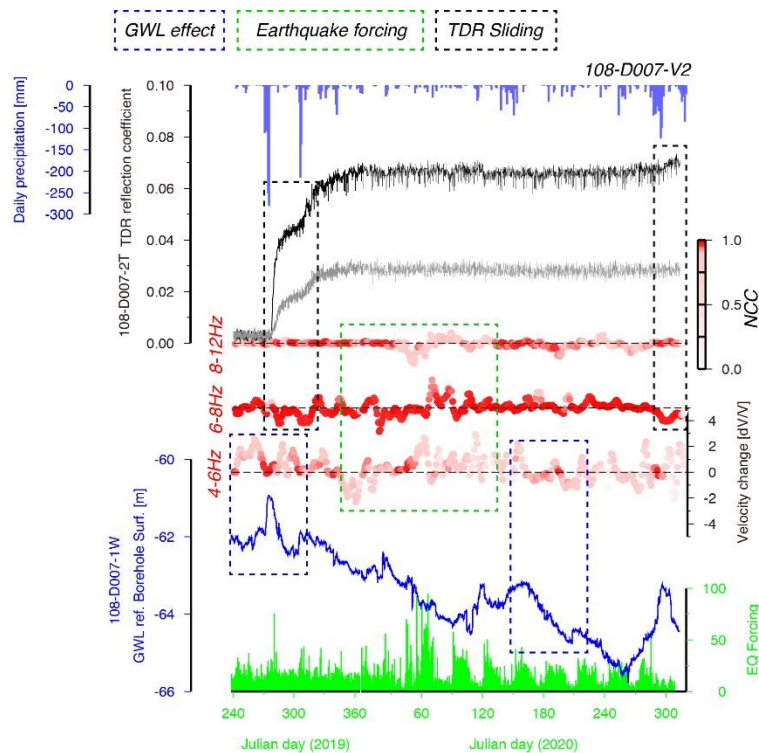


圖 6.2.3-5 108-D007-V2 每日 dv/v (紅色)與地下水位(藍色)、地震影響力(綠色)、TDR 反射訊號(黑灰色)及降雨(藍色)之時序資料。

Figure 6.2.3-5 Time series data of dv/v , Ground water level (GWL), Earthquake forcing, TDR reflection coefficient and precipitation

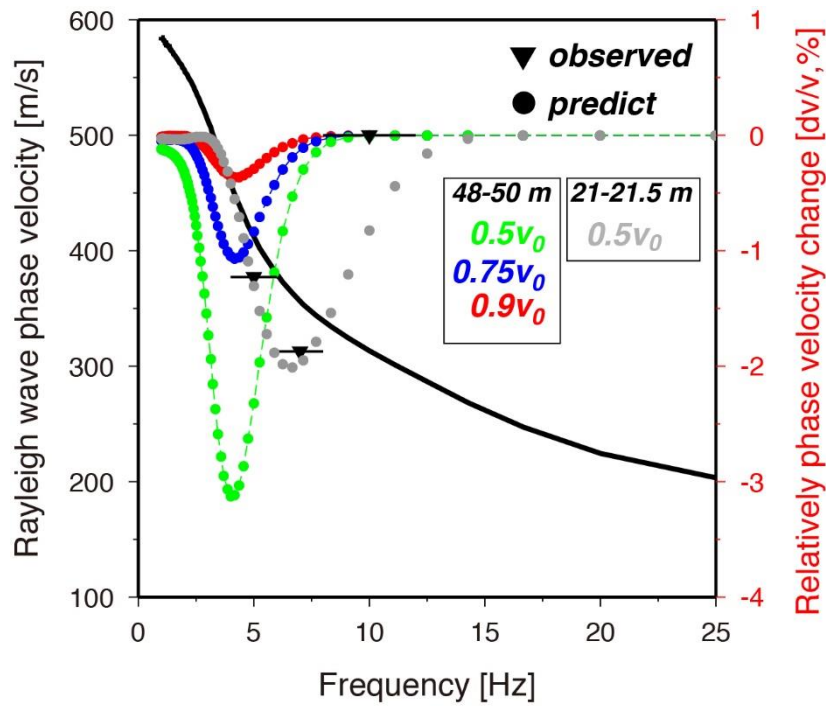


圖 6.2.3-6 108-D007-V2 剪動深度評估分析成果

Figure 6.2.3-6 Prediction of sliding depth based on dv/v observations

108-D007-V3：地動監測站與 108-D007-4W 水位井共站安裝，因此分析程序類似測站 108-D007-V1。表面波深度敏感度分析顯示 3 Hz、5 Hz、10 Hz 及 20 Hz 對應之最大敏感度深度為 55 m、36 m、10 m 及 5 m。水位井於觀測期間的水位變化深度約可以對應到頻率 3-5 Hz (圖 6.2.3-7)，因此本研究預估 3-5 Hz 的 dv/v 時序資料會與地下水位變化呈現負相關。圖 6.2.3-8 顯示 dv/v 皆在地下水位上升段有明顯的速度降，由於該水位井水位的抬升與洩降反應相較於 108-D007-1W 穩定，其 dv/v 時序資料亦呈顯穩定變化。此測站區域地下材料亦受地震力影響，可觀察到明顯 dv/v 變化趨勢與地震力有關，不過其 dv/v 資料品質相對較差。

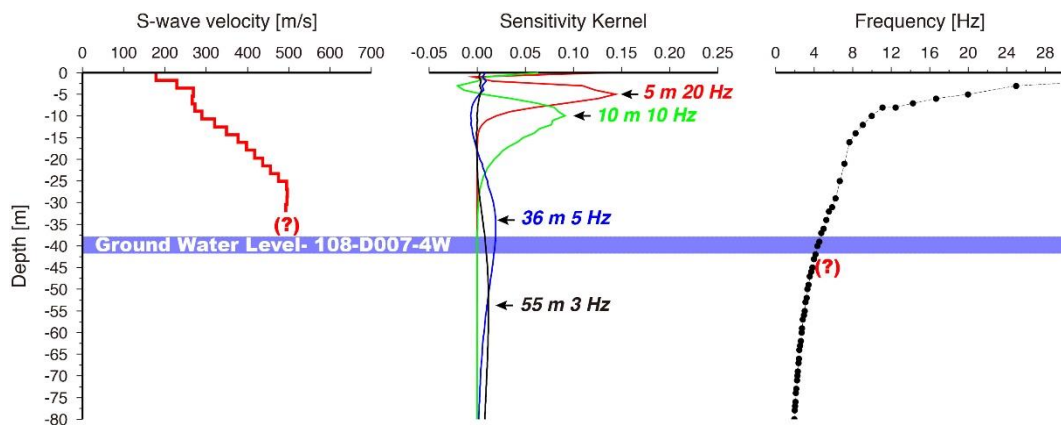


圖 6.2.3-7 108-D007-V3 表面波深度敏感度分析成果

Figure 6.2.3-7 Sensitivity kernel analysis of Surface-wave at 108-D007-V3 station

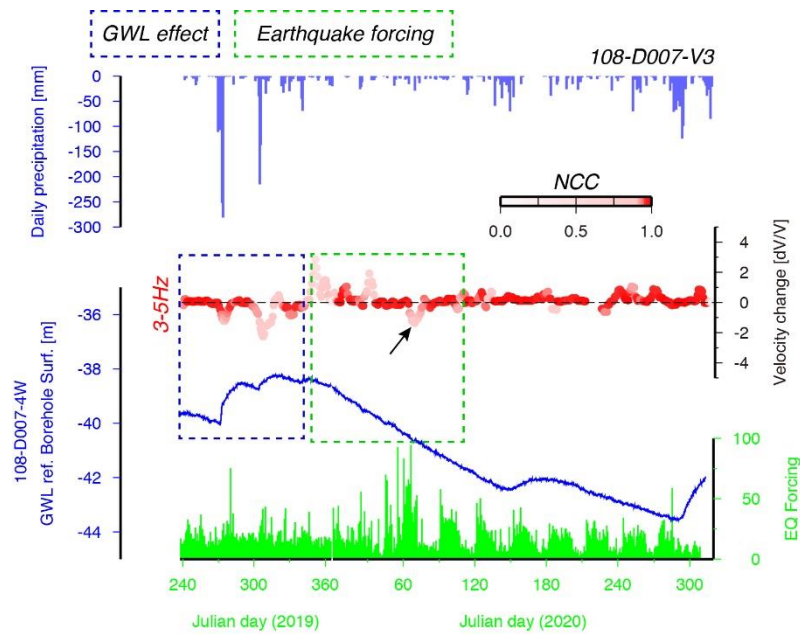


圖 6.2.3-8 108-D007-V3 每日 dv/v(紅色)與地下水位(藍色)、地震影響力(綠色)及降雨(藍色)之時序資料。

Figure 6.2.3-8 Time series data of dv/v, Ground water level (GWL), Earthquake forcing and precipitation

108-D007-V4、V5、V6：以上三部地動監測站分別安裝於場址下邊坡(水工設施左岸)、場址左翼坡腹及場址外部(參考站)，且並無相關剪力波速、地下水位及地中變位可以與 dv/v 成果進行比較。因此，針對此三處地動監測站，本研究只單純定性比較雨量、地震力及 dv/v 之時序資料，並進一步探討其不同資料之間的相關性。坡地場址內部測站(V4、V5)的 4-6 Hz dv/v 數據皆在 2019 年兩起雨量事件呈現明顯的負相關性，當雨量強度增強時，則 dv/v 發生明顯的速度降(圖 6.2.3-9，藍色虛線框)，其中 D007-V4 測站亦可以在 6-8 Hz dv/v 資料觀察到與雨量變化有些微負相關，代表該測站位置地下水的變化可影響到較淺的深度位置；在 2020 年旱季中，dv/v 數據皆在地震力影響較大的期間產生明顯的變化(圖 6.2.3-9，綠色虛線框)，進入雨季時，dv/v 時序資料又會與降雨資料俱有一定的負相關(圖 6.2.3-9，藍色虛線框)，測站 V04 相對於測站 V05 有隨著時間增加，dv/v 資料有明顯速度增加趨勢。反觀場址外部的參考測站 V6，其 dv/v 與地震力作用明顯時段無相對應的 dv/v 變化，但是對於降雨事件則具有些微的 dv/v 負相關變化(圖 6.2.3-9)，代表參考站 V6 位置地下材料的水文地質條件與材料強度特性與崩塌地內部具有一定的差異存在。地動觀測站若位處於崩塌區內、斷層及褶皺等線形構造於地表震動上將會有特殊的頻段與方向性，其中頻段反應上述影響因子的地下深部分佈位置，方向性則反應線形構造的分佈趨勢(Rault et al., 2020; 趙韋安等人, 2020)。本計畫亦透過相對震波速度變化(dv/v)趨勢資料，發現於崩塌區外部參考站 V6，dv/v 相較不受地震力的影響，代表崩塌區外的地下相較為完整岩體，不易受到地震力去影響裂隙的閉合，也因此 dv/v 並未因地震力增加而觀察到 dv/v 的變化。

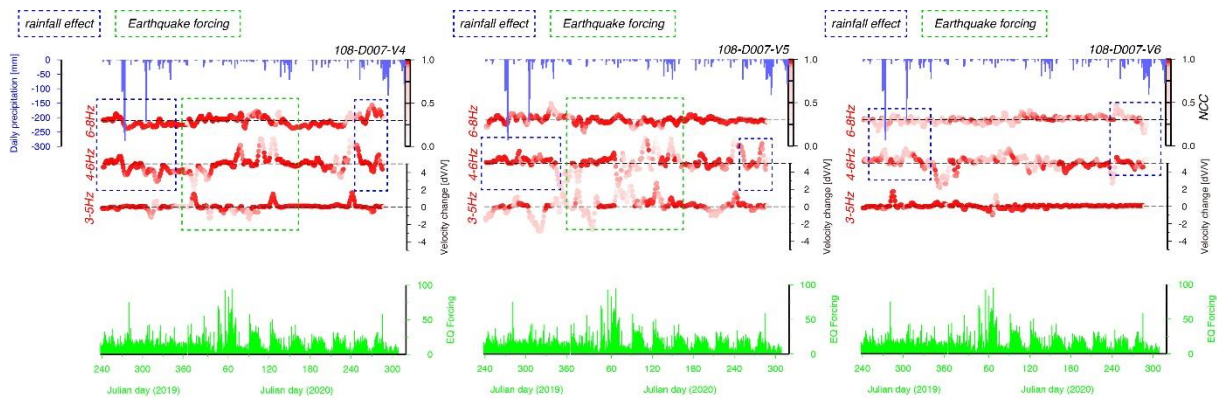


圖 6.2.3-9 108-D007-V4、V5 及 V6 每日 dv/v (紅色)、地震影響力(綠色)及降雨(藍色)之時序資料。

Figure 6.2.3-9 Time series data of dv/v , Earthquake forcing and precipitation

在此綜合整理上述重要成果，並以文字條列方式呈現：

- (1) 周遭噪訊法-自相關函數分析技術量測相對震波速度變化(dv/v)成果皆可在2019年雨季期間與共址位置之地下水位監測資料具有明顯的變化趨勢，且主要呈現為負相關。地動監測站 V3 的 dv/v 變化趨勢相較於測站 V1 穩定，其測站 V3 共址的 108-D007-4W 水位井資料也相對穩定，這可能代表測站 V3 地下的水文地質條件相對單純。
- (2) 監測期間屬旱季時(2020年1-4月)，場址內部測站 V1、V2、V3、V4、V5 其 dv/v 成果皆可以觀察到同震 dv/v 變化，但是其 dv/v 變化並沒有一定的規律且測站 V3 相較於其他測站受地震力影響較小；反之，參考測站 V6(場址外部)之 dv/v 資料變化很明顯不受地震力影響。
- (3) 測站 V2(測站位置落在鑽孔 2T 與 3T 之間)在 108-D007-2T TDR 剪動訊號發生(地下深度 48 m 與 50 m 位置)的時間段之不同頻率的 dv/v 資料點，可進行剪動深度評估分析，計算其可能的剪動帶深度位於 21-21.5 m。

4. 新增監測工項

109(今)年度計畫於梵梵場址將持續維運淺層土壤含水量、地下水位與地中位移的觀測工作。為持續探討梵梵場址三度空間坡地活動性評估，109(今)年度將於汛期前後各別進行 RTK 及靜態基線量測與分析，配合地動觀測網持續記錄環境地動訊號。

108 年度計畫執行梵梵場址於 108-D007-2T 孔位觀察到 TDR 的剪動紀錄，由於該孔位並無進行地下水位監測。因此，並無法有效討論剪動行為與地下水之間的關聯性。但礙於新設地下水位井的建置成本過高，109(今)年度規劃安裝地聲計於 108-D007-2T 孔位共站，新增工作項目「震波式水文參數分析」。另外，亦新增「時變地電阻剖面分析法」，透過上述兩個新增工項配合 TDR 觀測，預期可以更有效探討剪動行為與地下水位之關係。詳細新增工項、分析技術與監測成果陳述如下：

(a) 震波式水文參數分析

本年度計畫執行已完成地動測站 108-D007-V7 與 108-D007-2T 共址安裝，並記錄本年度汛期期間(109 年 4 月 29 日~11 月 13 日)之周遭噪訊進行自相關函數分析量測相對震波速度變化量，配合震波式水文參數分析技術，反演可能的地下水位變化及孔隙率等相關水文參數，詳述方法說明如下：

假想滑動邊坡主體為類達西式的集水區(Darcy-like aquifer)，則邊坡主體內第 t_i 天的地下水位(ground water level, GWL, meter)受地表上的降水(precipitation, p)影響可以表示如下：

$$GWL(t_i) = GWL_0 - \sum_{n=0}^i \phi^{-1} p(t_n) \exp[-(t_i - t_n)a] \quad \text{式 6.2.4-1}$$

其中 GWL_0 為漸近的地下水位(asymptotic GWL)、 ϕ 為孔隙率(porosity)、 a 為邊坡排水率(drainage rate, 1/day)。本計畫假設透過以 τ (lapse time) 為時間窗口中心的尾波干涉訊號，進行量測到的震波延遲時間(delay time, $d\tau$)，反應邊坡地底下某時間點(t_i)GWL 變化，造成某深度 z 之速度變異 $V(t_i, z)$ 所影響，上述關係表示如下：

$$d\tau(t_i, \tau) = \int_0^\infty K(z, \tau) V(t_i, z)^{-1} dz \quad \text{式 6.2.4-2}$$

其中 K (sensitivity kernel) 為假想在擴散波場(diffusion wave field)之中，延遲時間(delay time, $d\tau$)與速度變異 V 之間關係在深度上的分佈情形(圖 6.2.4-1)。另外，擴散常數(D , diffusion constant, m^2/s) K 在深度上的分佈情形， D 主要與不均勻介質中平均干涉體的間距成正比關係。速度變異量 V 定義如下：(1) $V = \delta v$ ($GWL < z < GWL_{ref}$)、(2) $V = -\delta v$ ($GWL_{ref} < z < GWL$)、 $V \times K = 0$ (其他區間)，其中 GWL_{ref} 為 RNCF 使用時間區段的平均地下水位值。圖 6.2.4-2 為地下水位 GWL 對於邊坡底下震波速度擾動的示意圖。本計畫預計透過測量每日的觀測 $(dv/v)_{obs}$ ，經由正演法(式 6.2.4-1 與式 6.2.4-2)求得理論的時間延遲進而計算理論相對速度變化 $(dv/v)_{syn}$ ；透過基因演算法(genetic algorithm)，搜尋水文參數(ϕ, a, GWL_0)與速度變異值 δv ，直到觀測與理論相對速度變化量之間的差異達到最小化。

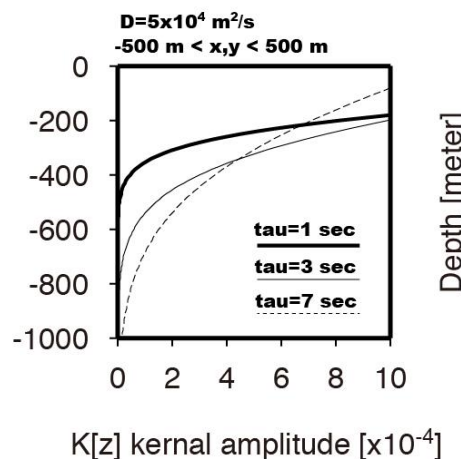


圖 6.2.4-1 考慮不同 τ 值(lapse time)，sensitivity Kernel K 在深度上的分佈情形
Figure 6.2.4-1 The sensitivity kernel under the assumption of lapse time τ

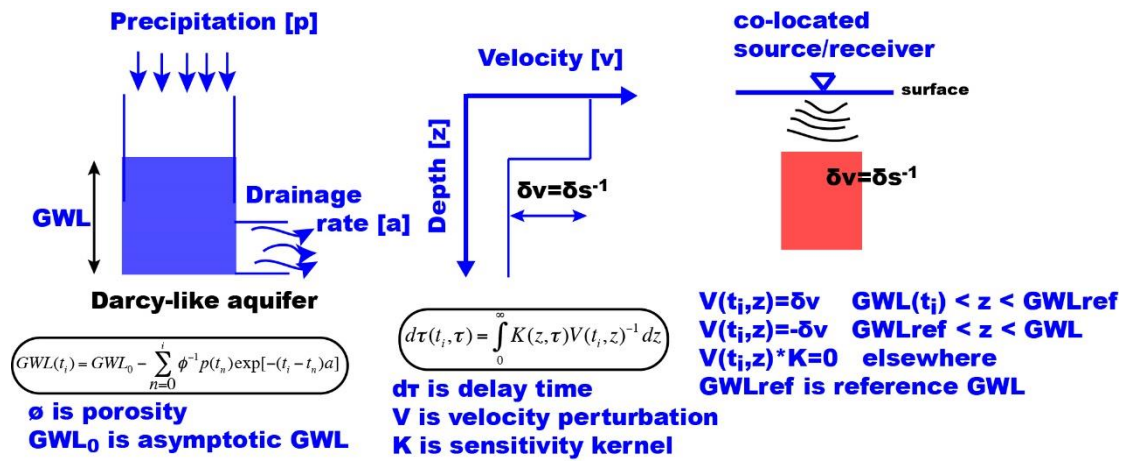


圖 6.2.4-2 地下水位 GWL 反應邊坡底下震波速度擾動的示意圖
Figure 6.2.4-2 Concept of the hydrological model for dv/v measurement

本計畫針對新增測站 108-D007-V7 進行相對震波速度變化 dv/v 量測，結果顯示在圖 6.2.4-3。3-5 Hz、4-6 Hz dv/v 變化趨勢一致且與 5 月份降雨事件呈現負相關，觀測後期降雨事件(10 至 11 月份)亦在相對高頻的部分(6-8 Hz、8-12 Hz)有顯著的 dv/v 隨著降雨增加而變化的趨勢。為了釐清頻率相依性的 dv/v 變化特徵，本計畫進一步透過表面波頻率敏感度分析，可以得知主頻 4 Hz、5 Hz、7 Hz 及 10 Hz 位置對應到的地下深度分別為 45 m、40 m、21 m 及 12 m (圖 6.2.4-4)。因此，本計畫認為在 5 月份的降雨期間此時主要地下水位可能介於 35 至 55 之間；10-11 月份的降雨事件可能在淺層位置(小於 20 m)有大量水體存在，使得 6-8 Hz 及 8-12 Hz 的 dv/v 與降雨變化趨勢有關(圖 6.2.4-4)。在此，使用 3-5 Hz 的 dv/v 為震波式水文參數分析技術的觀測數據，透過基因演算法逆推孔隙率(ϕ)、出水速率(a)、理論地下水位(圖 6.2.4-4 紫色實線)及 dv/v 模擬值(圖 6.2.4-4 黑色實線)，其中 $\phi=0.03$ 與 $a=0.078$ 1/day，孔隙率與本計畫岩石物理性質試驗成果相近(板岩夾變質粉砂岩)。若比較數值模擬地下水位值(圖 6.2.4-4 紫色虛線)與震波推估之地下水位兩者趨勢接近，但是絕對水位值俱有一定的差異，若與 108-D007-1W 水位資料相比，數值模擬與震波逆推結果皆無法呈現觀測水位在 6 月份之後的快速洩降趨勢，不過因為 1W 孔位並不代表 2T 鑽孔位置下方的水位條件，在此不進行討論。另外，3-5 Hz、4-6 Hz dv/v 觀測值在 6 月份 1W 水位快速洩降期間亦有同步的 dv/v 變化，值得未來持續探討可能的機制。

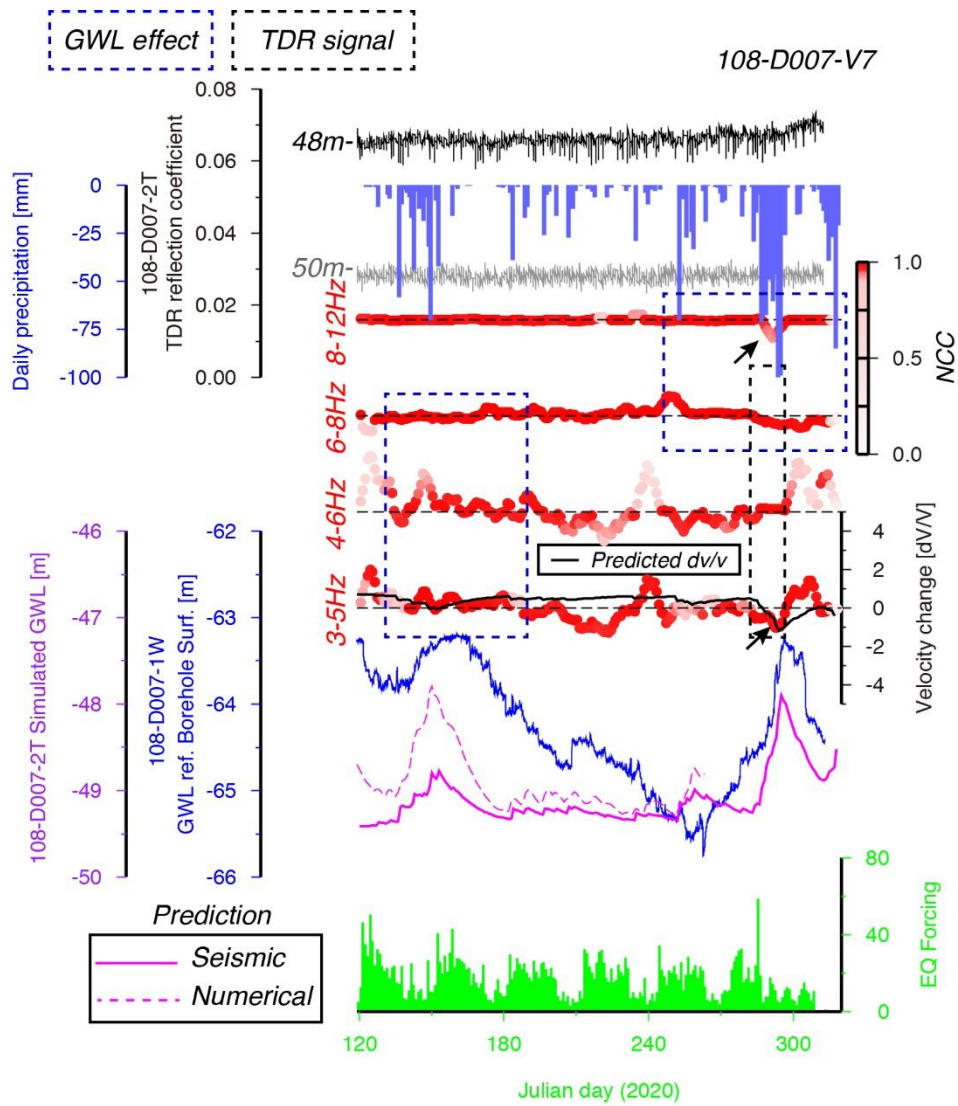


圖 6.2.4-3 108-D007-V7 每日觀測(紅色)及預測(黑色)dv/v、觀測(藍色)及預測(藍色虛實線)地下水位、地震影響力(綠色)、TDR 反射訊號(黑灰色)及降雨(藍色)之時序資料。
 Figure 6.2.4-3 Time series data of observed and predicted dv/v、Ground water level (GWL), and Earthquake forcing, TDR signals and precipitation

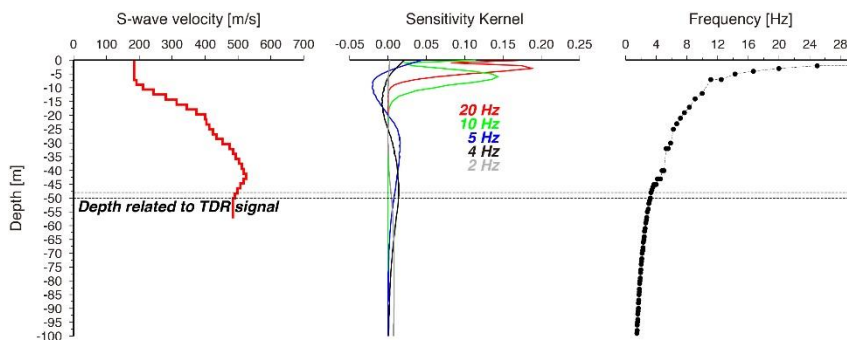


圖 6.2.4-4 108-D007-V7 表面波深度敏感度分析成果
 Figure 6.2.4-4 Sensitivity kernel analysis of Surface-wave at 108-D007-V7 station

由於計畫執行 109 年 10-11 月份降雨期間亦在 TDR 觀察到剪動訊號，同時在 SAA 儀器中也觀察明顯在地下深度 48 m 的位置有顯著的位移現象(圖 6.2.4-5)。本計畫將位移啟動的時間點對應之不同頻率的 dv/v 資料進行剪動深度評估分析(圖 6.2.4-4 黑色虛線框)，結果顯示假設滑動帶介於 48-50 m 且材料剪動弱化為原先震波波速(V_0)的 0.9 倍則可以部分解釋觀測的 dv/v 數值(圖 6.2.4-5 倒三角形)，無法完全吻合觀測 dv/v 的原因為該區的地下水位位置可能亦落在 40-50 m 的深度範圍，導致 dv/v 的變化來源同時包含地下水及剪動作用。

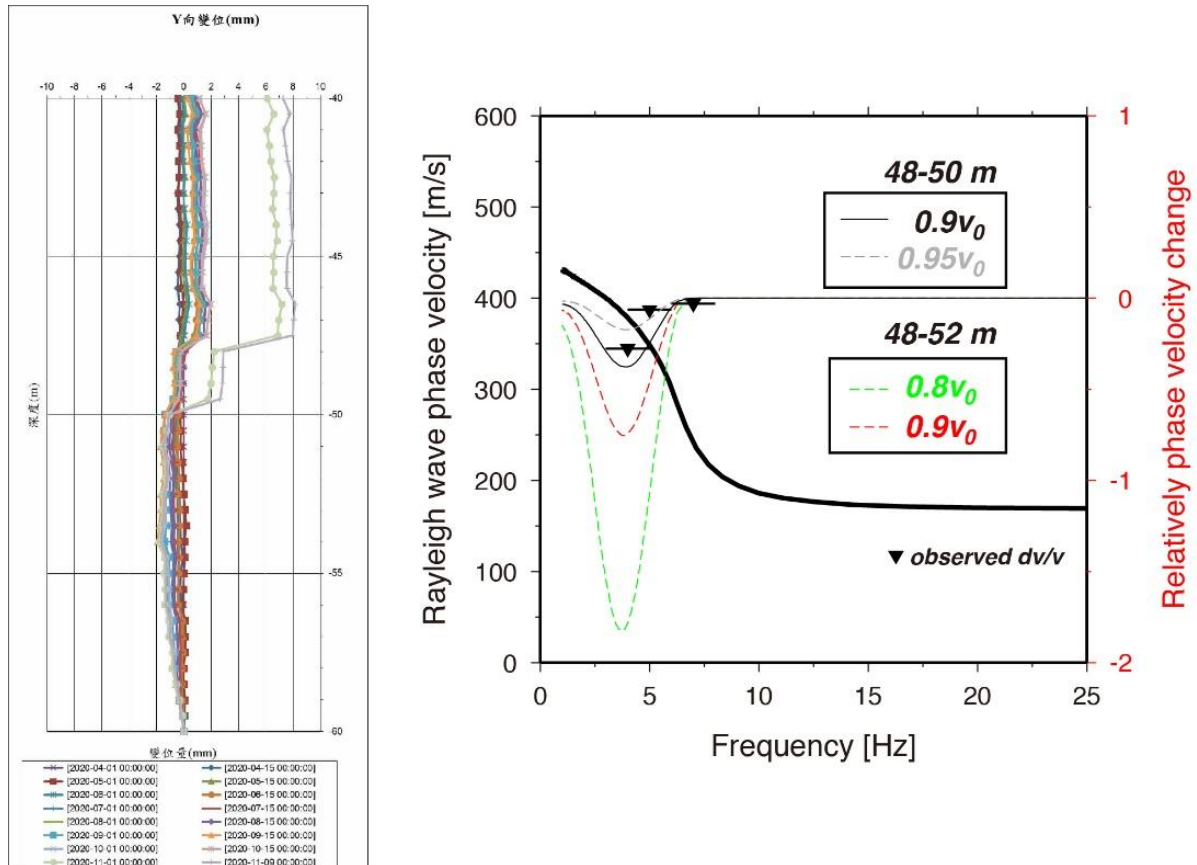


圖 6.2.4-5 108-D007-V7 表面波深度敏感度分析成果

Figure 6.2.4-5 Sensitivity kernel analysis of Surface-wave at 108-D007-V7 station

(b) 時變地電阻剖面分析法

本計畫於梵梵場址建立一套電阻率動態監測系統，建置一套大數據資料庫，每天進行量測，最初訊號成果為背景值，比對前後差異，使用 time-lapse 資料差值的資料處理方法分析電性差異百分率(線上調查技術)，藉此評估地層電阻率變化，同時分析是否有遺漏未處理之疑似異常區。此探勘技術密集 time-lapse 探測成果之差異分析，能呈現類 4D 的動態影像成果，且由於電極位置不動，在過程中的持續調查，將能藉由材料的電性變化，評析水位面與異常區變化。而地球物理遠端控制調查技術已是國際地物界與儀器商發展的趨勢，有許多純熟有效的文獻提出，本團隊近年來持續致力此項研究，並鑽研提升自動化資料處理之品質，將於本計畫建置一套即時監測遠端自動化電性監控系統，並研析本土化設計應用之適當時機與方式，而此技術將來可以發展甚可達到接近「real-time」即時成果展現，或能

使長期地下水風險管理得到更多資訊以利提出預警與做出決策(時間序列成果如圖 6.2.4-6 所示)。本計畫規劃時序電阻率探測採用以天為取樣單位，資料為現場連續存取並透過 4G 網路傳輸技術透過雲端介面進行接收。

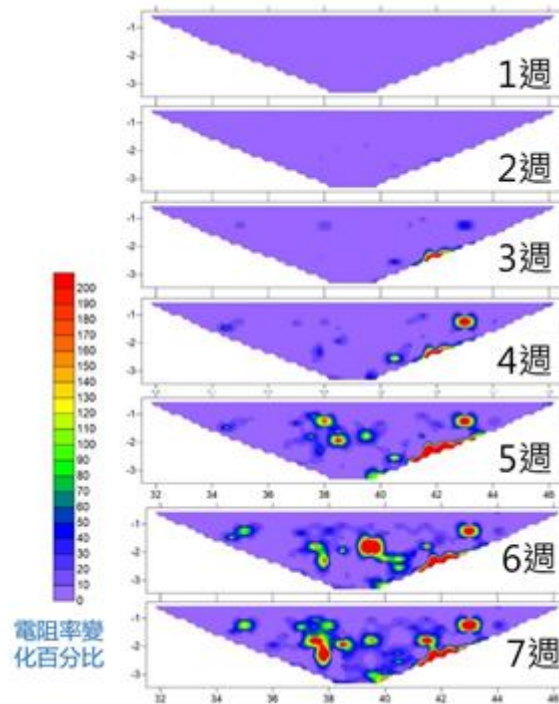


圖 6.2.4-6 時序地電阻影像探測成果圖
(本團隊監測汙染洩漏成果)

Figure 6.2.4-6 Time-lapse resistivity images

本計畫於 11 月底進行現場儀器裝設，總共裝設 40 根電極，電極間距為 5 公尺，總長為 195 公尺，電源供應為太陽能板，為了達到最大測深目的而使用二級排列法，然而這個方法的風險是遠極線容易被人為或者是動物破壞。而本計畫的監測重點在鑽孔 108-D007-2T，其位於本地電測線第 25 號電極處(即測線 120 公尺左右)，圖 6.2.4-7 為現場設備架設情形。

圖 6.2.4-9 為 108 計畫執行年度之地電阻剖面成果，本年度時變地電阻監測位置位於圖 6.2.4-9 中紅色方框部分。108-D007-2T 則落在測線中後段。根據 108-D007-2T 成果，測線中後段電阻率相對較小且分布凌亂與塊狀分布推測為破碎板岩岩塊所造成與較凌亂崩積層不同。岩層之電阻率主要分布 50~250 ohm-m 間，電阻率越高表示變質粉砂岩含量越高，電阻率越低表示板岩含量越多，此電性地層主要為綠色色階之電阻率分布，推測為板岩類所貢獻，若板岩含泥或者剪裂顆粒變細則電阻率下降至藍色色階之電阻率區間。但隨著深度增加，電阻率會因岩性與組成顆粒不同而明顯出現變化。又因電阻率測線經過於牛鬥斷層，並約略與斷層垂直，測線最北側地表附近之岩層露頭資料顯示為變質砂岩，而其他位置並無明顯露頭出現，地表呈現風化破碎之板岩類為主。另在測線 217-260 公尺間，地層出現不連續的電阻率分布，而且電阻率差值超過幾倍以上，根據電阻率分布圖趨勢，推測可能有斷層橫切過本測線中後段。



圖 6.2.4-7 時序地電阻影像現場佈設照片圖

Figure 6.2.4-7 field facilities for research Time-lapse ERT research

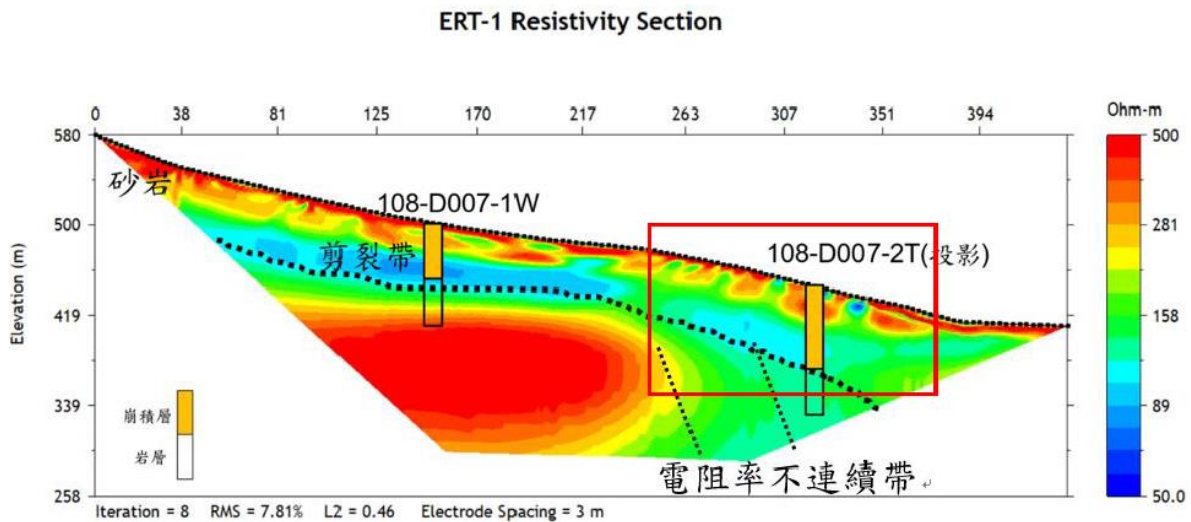


圖 6.2.4-8 108-D007-ERT-01 地電阻影像剖面法成果圖(108 年度成果)

Figure 6.2.4-8 Result of 2D ERT profile 108-D007-ERT-01(2019)

本計畫於完成安裝後即進行四天測試記錄地電阻影像成果圖，結果顯示於圖 6.2.4-9 至圖 6.2.4-12，整體而言，成果圖資料品質良好且資料的再現性好，整體電阻率資料呈現相當平滑無明顯異常，電阻率分布與圖 6.2.4-9 成果雷同，主要落在崩積層與板岩所貢獻。其中電性地層主要為綠色電阻率分布，根據前期成果推測為板岩類所貢獻，而淺層不連續高電阻率則為崩積層。另一觀測重點為測線前段位於牛鬥斷層帶上。又監測期監測區降雨不斷，透過傳統二維真實電阻率剖面圖(圖 6.2.4-9~

圖 6.2.4-12)無法描繪出時序電阻率變化，所以採用時序地電阻反演方法相關成果如圖 6.2.4-14 至圖 6.2.4-15 所示。以 2020 年 11 月 27 日做為背景值，將 28-30 日三天進行時序電阻率差異百分比進行反演程序，圖 6.2.4-14 至圖 6.2.4-15 為時序地電阻影像電阻率百分比差異成果圖，其中顏色代表差異百分比，凸顯變化百分比 25%以上，很清楚發現地層並無明顯電阻率差異出現，除了淺部出現電阻率異常不連續現象，而大部分電阻率變化都在 3-10 公尺以內，根據文獻與團隊經驗推估此淺層電阻率變化應與降雨活動有關，而此變化主要在測線前段，此處便可呼應牛鬥斷層帶造成相對地層破碎與相對阻水，造成水平距離 57-100 公尺間電阻率幾乎沒有變化趨勢，但須未來持續監測並觀察其與降雨事件之間的關聯性。綜合監測設備成果，資料品質佳，本計畫預計將持續時序地電阻工作項目，測試其適用性與可行性。

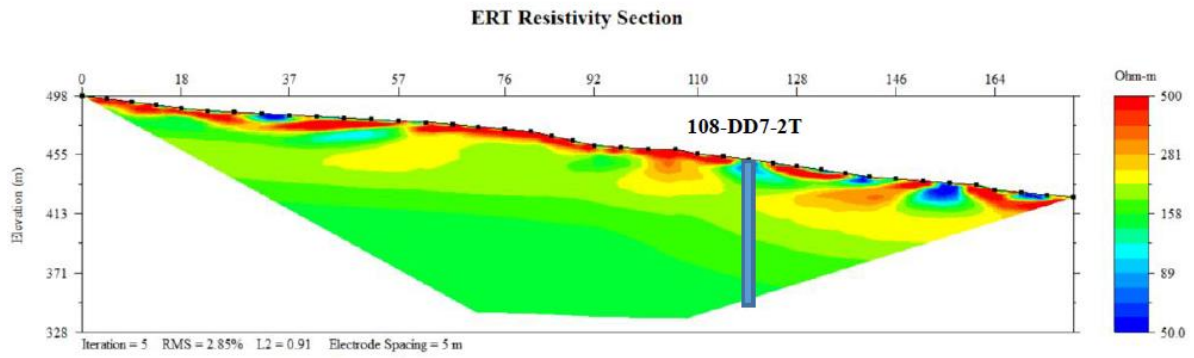


圖 6.2.4-9 20201127 地電阻影像成果圖
Figure 6.2.4-9 ERT images at 20201127

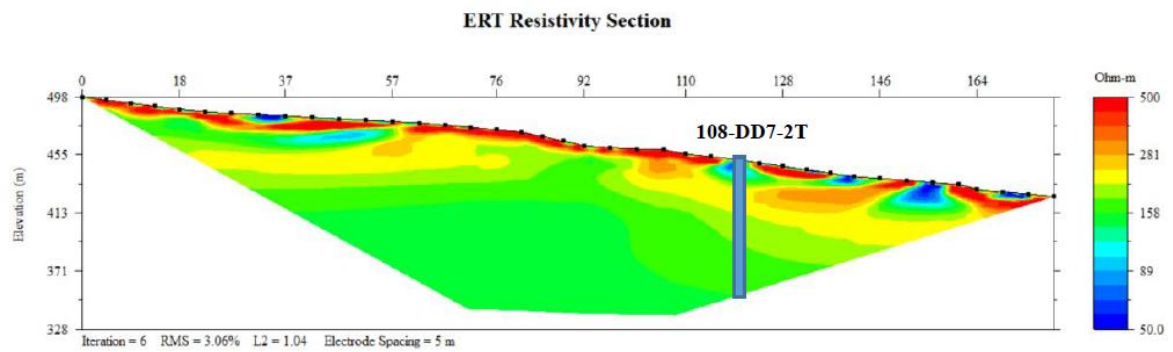


圖 6.2.4-10 20201128 地電阻影像成果圖
Figure 6.2.4-10 ERT images at 20201128

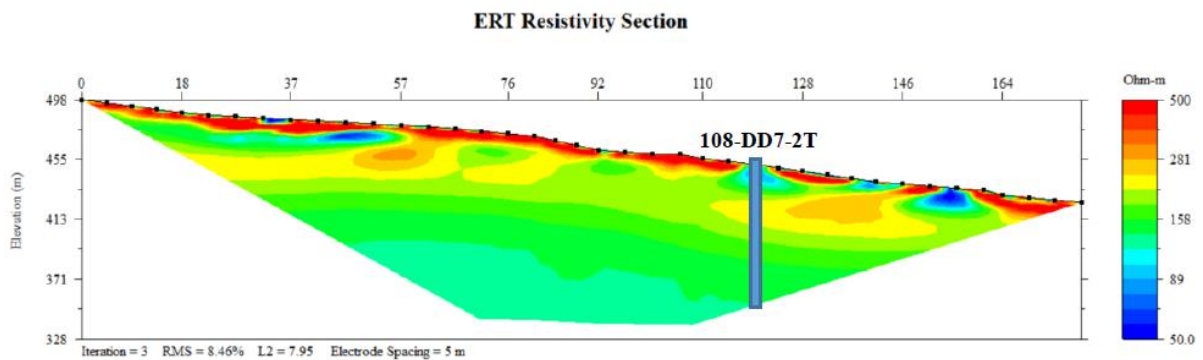


圖 6.2.4-11 20201129 地電阻影像成果圖
Figure 6.2.4-11 ERT images at 20201129

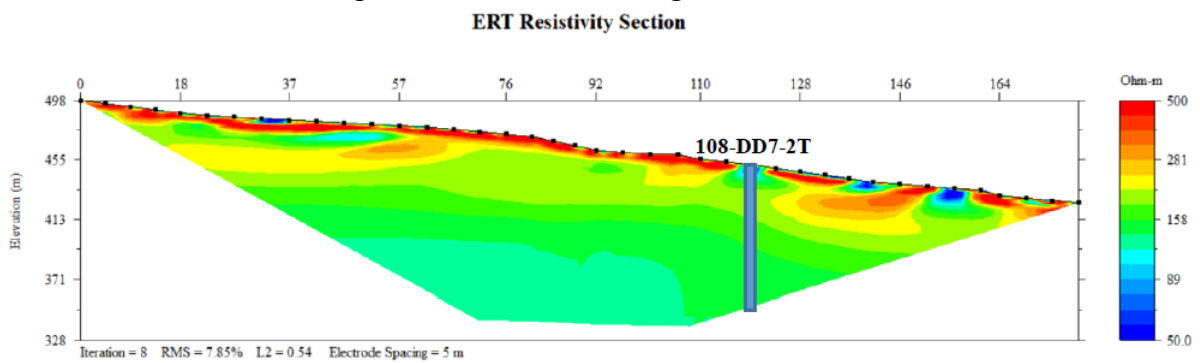


圖 6.2.4-12 20201130 地電阻影像成果圖
Figure 6.2.4-12 ERT images at 20201130

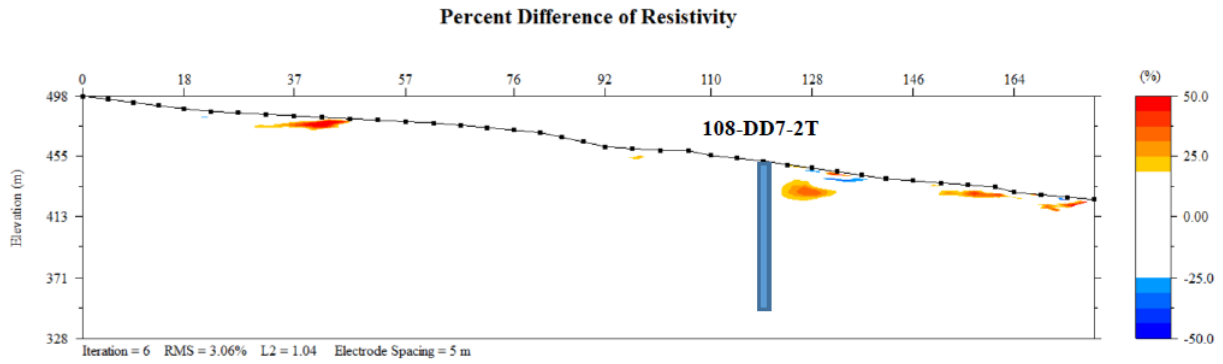


圖 6.2.4-13 20201130 時序地電阻影像成果圖
Figure 6.2.4-13 Time-lapse resistivity images at 20201130

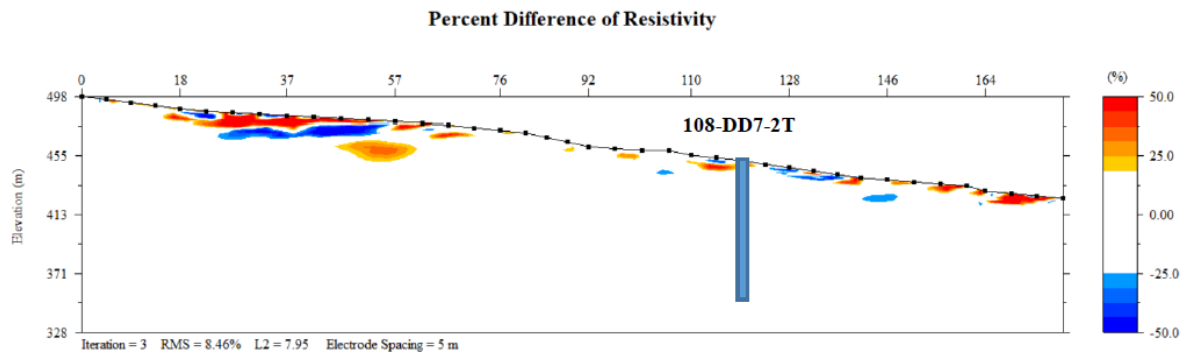


圖 6.2.4-14 20201130 時序地電阻影像成果圖
Figure 6.2.4-14 Time-lapse resistivity images at 20201130

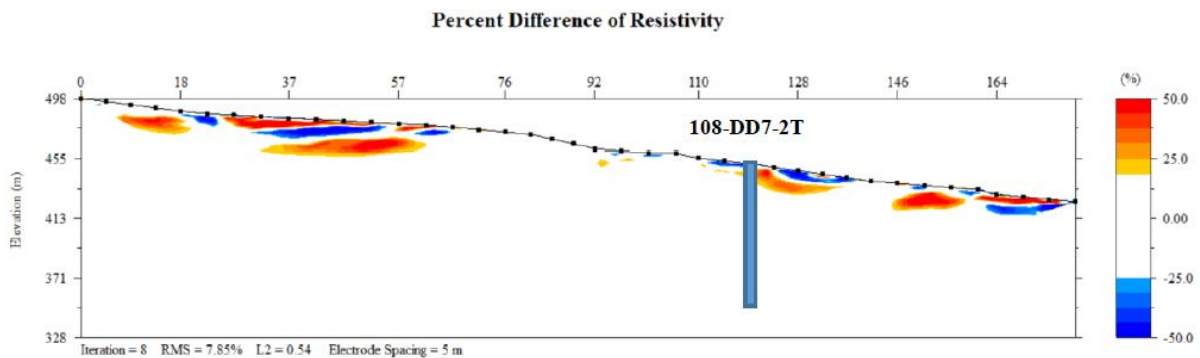


圖 6.2.4-15 20201130 時序地電阻影像成果圖
Figure 6.2.4-15 Time-lapse resistivity images at 20201130

事件二:12月10日晚上九點十九分地震事件時地電阻成果

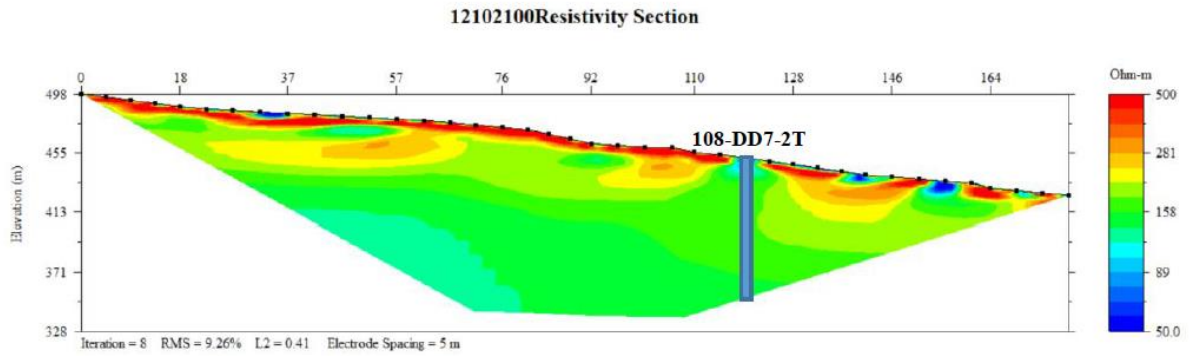


圖 6.2.4-16 20201210 地電阻影像成果圖
Figure 6.2.4-16 ERT images at 20201210

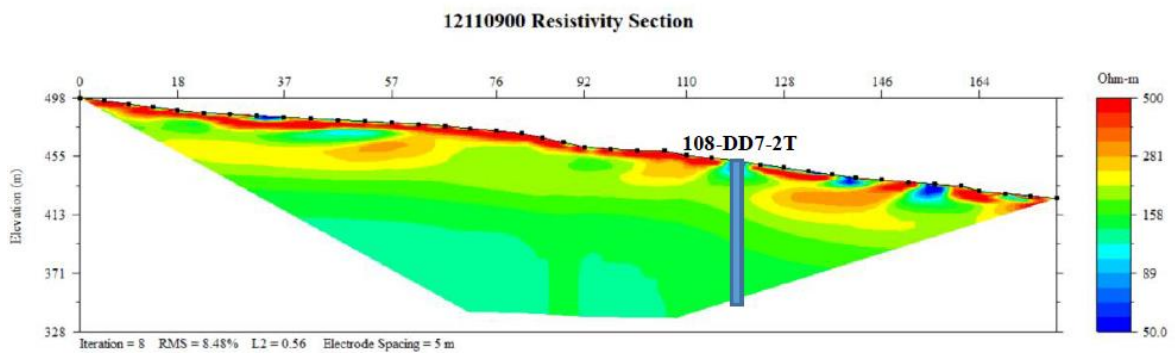


圖 6.2.4-17 202012110900 地電阻影像成果圖
Figure 6.2.4-17 ERT images at 20201211-0900

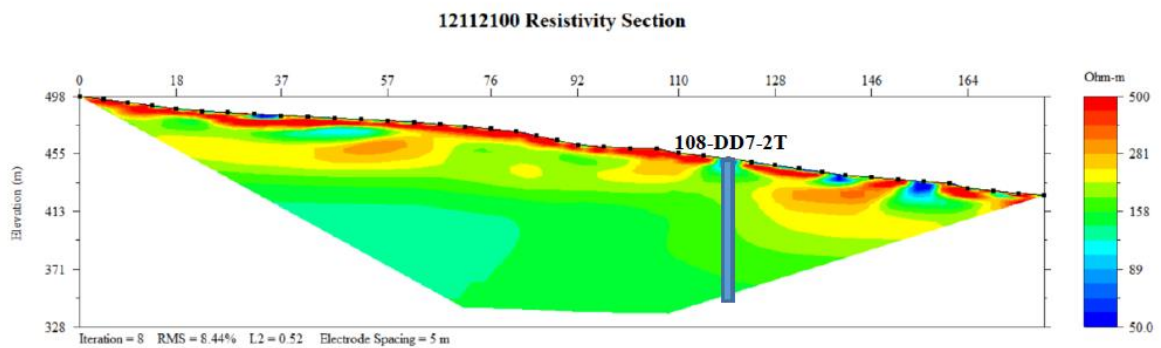


圖 6.2.4-18 20201211-2100 地電阻影像成果圖
Figure 6.2.4-18 ERT images at 20201211-2100

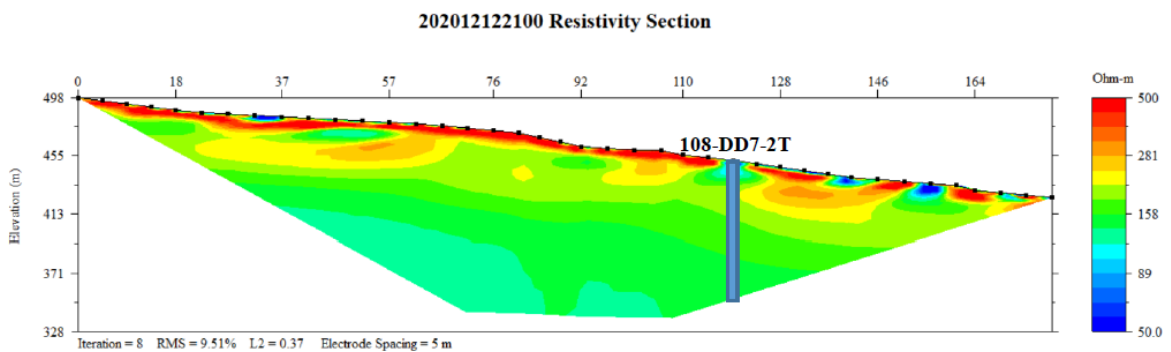


圖 6.2.4-19 20201212-2100 地電阻影像成果圖
Figure 6.2.4-19 ERT images at 20201212-2100

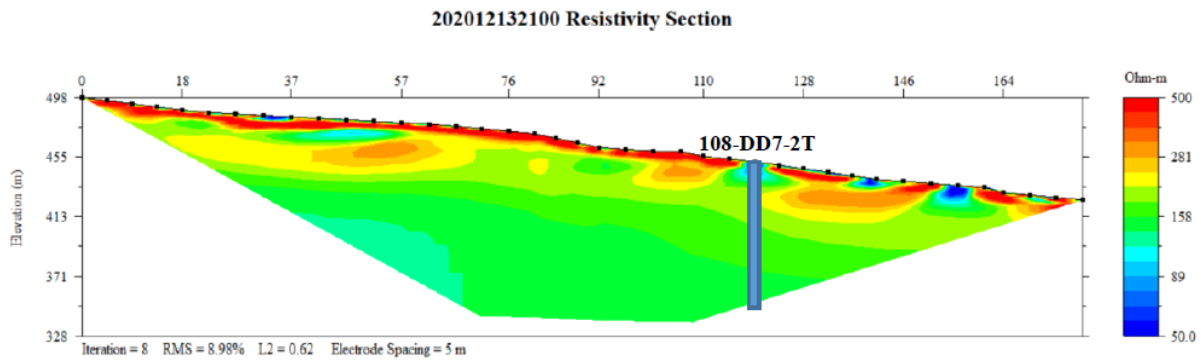


圖 6.2.4-20 20201213-2100 地電阻影像成果圖

Figure 6.2.4-20 ERT images at 20201213-2100

本計畫於完成安裝後因系統訊號線遭人為截斷，造成數據紀錄出現間；又因場址現地日照不足，造成系統供電中斷等問題，經過場址復原後，第一筆資料於 20201210 晚上 9:00 開始收集，很巧遇到 1210 地震，地震當下地電阻影像剖面法資料如圖 6.2.4-16 所示，之後每日收集一筆資料，20201211 地震發生當日共計收錄兩筆數據，一筆為早上 9:00；另一筆則為晚上 21:00，總共收集四天數據，相關成果顯示於圖 6.2.4-16 至圖 6.2.4-20，成果圖資料品質良好，整體電阻率分布與 202011 月成果雷同，目視並無明顯地震事件所造成異常出現。故透過傳統二維真實電阻率剖面圖(圖 6.2.4-16~圖 6.2.4-20)無法描繪出時序電阻率變化，所以本計畫採用時序地電阻反演方法相關成果如圖 6.2.4-21~圖 6.2.4-25 所示。地震當時現地電阻率變化並不大，只有淺部出現電阻異常變化與 11 月雨量造成的異常雷同。但地震後隔天開始，測線前段異常電阻率包出現範圍與深度變化，如圖 6.2.4-22 之後成果所示，圖中黑線為地質剖面圖所繪製可能滑動面，而且有隨時間變化有愈明顯趨勢。而且深度超過 20 公尺，推測應與地震有關，因為文獻與團隊經驗，推估降雨造成電阻率變化深度大致在 10 公尺以內。本計畫預計將持續進行時序地電阻工作項目，彙整其適用性與可行性。

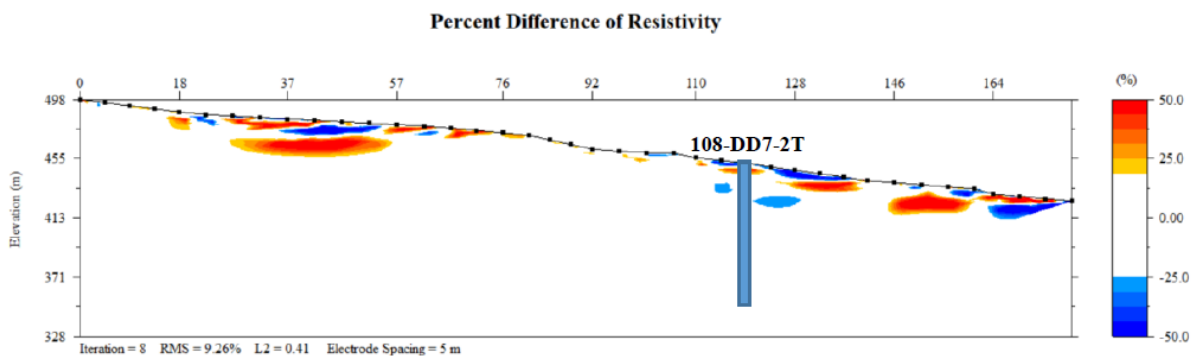


圖 6.2.4-21 20201210-21:00 時序地電阻影像成果圖

Figure 6.2.4-21 Time-lapse resistivity images at 20201210-21:00

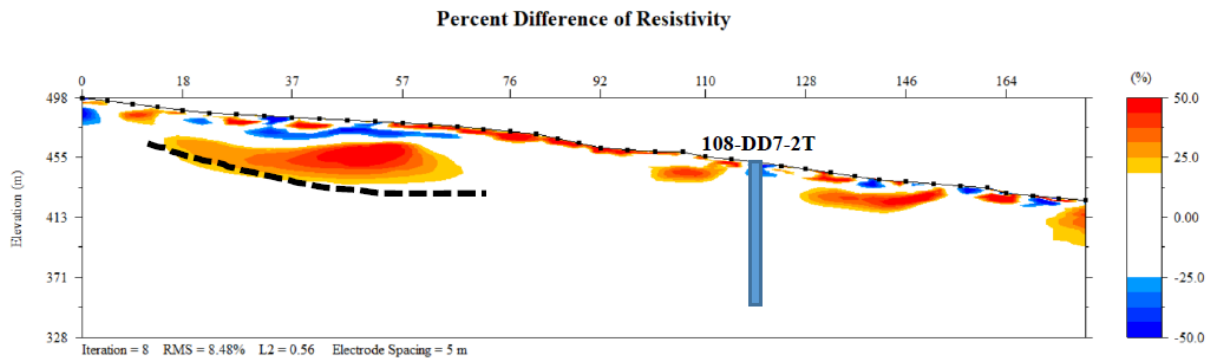


圖 6.2.4-22 20201211-9:00 時序地電阻影像成果圖
Figure 6.2.4-22 Time-lapse resistivity images at 20201211-9:00

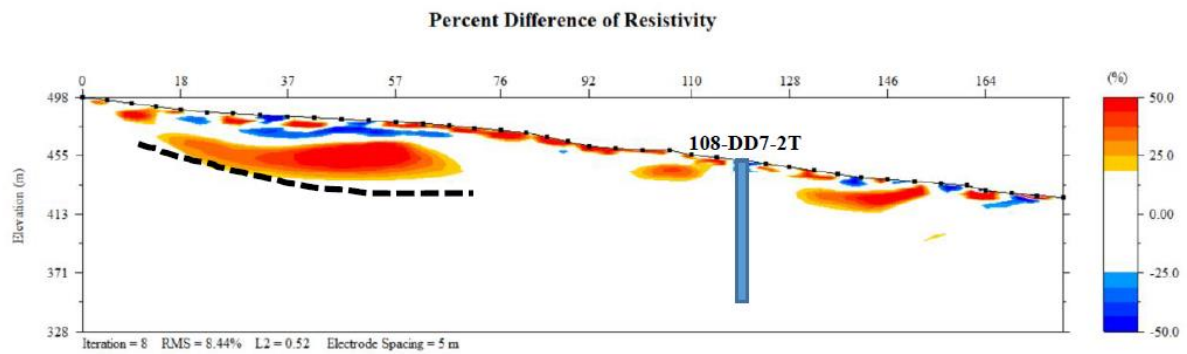


圖 6.2.4-23 20201211-21:00 時序地電阻影像成果圖
Figure 6.2.4-23 Time-lapse resistivity images at 20201211-21:00

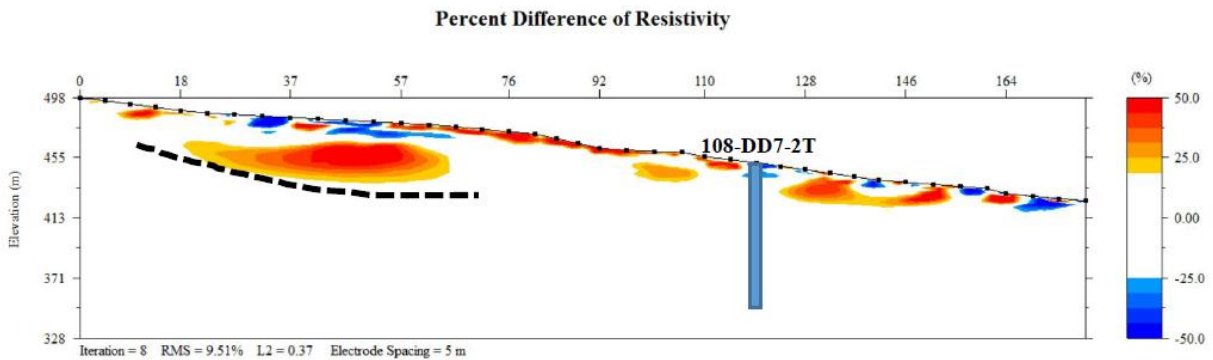


圖 6.2.4-24 20201212-21:00 時序地電阻影像成果圖
Figure 6.2.4-24 Time-lapse resistivity images at 20201212-21:00

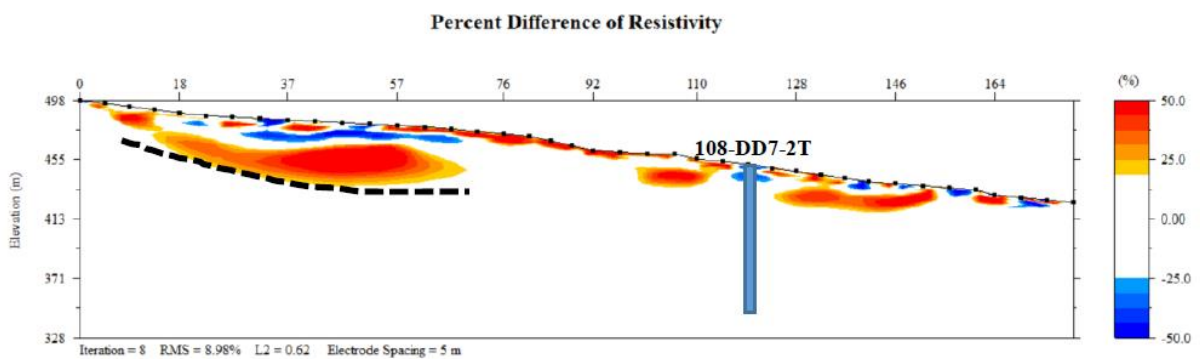


圖 6.2.4-25 20201213-21:00 時序地電阻影像成果圖
Figure 6.2.4-25 Time-lapse resistivity images at 20201213-21:00

(三) 梵梵場址二維穩定性評估及情境模擬回饋分析

去(108)年度受限於觀測資料有限，僅能透過觀測期間的水位資訊進行梵梵場址的穩定性分析，今(109)年度則於梵梵場址辦理持續觀測。本節旨在延續去(108)年度二維水文地質概念模型，整合持續觀測的水文資料，進一步建置梵梵場址二維降雨入滲-地下水滲流-邊坡穩定性分析模式，且透過淺層土壤含水量及地下水位等觀測成果進行分析模式率定。期末階段則透過上述經率定後之模式重新檢視各種可能破壞情境及研擬山崩門檻值，評估所得之最可能破壞情境將進一步評估其下坡影響範圍，以動態修正去(108)年度之評估成果。

1. 二維降雨入滲-地下水滲流-邊坡穩定性分析模式

本計畫所採二維降雨入滲-地下水滲流-邊坡穩定性分析模式如圖 6.3.1-1 所示，此分析模式係採用 GeoStudio 程式並結合各坡地獨特之水文、地質與水文地質特性，從降雨入滲引致地下水位變化，進而導致邊坡失穩之潛勢評估模式(財團法人中興工程顧問社，2008~2013)。模式中所需之參數均透過現地試驗或調查而得，分析模式的可靠性與準確性則透過現地監測資料進行率定與驗證。

上述分析模式於建立水文地質概念模型時須先界定分析範圍，可根據地質鑽探、地球物理調查與孔內攝影調查成果建立坡地幾何網格，輸入所需之水文地質參數，再設定初始條件及邊界條件即完成初步的水文地質概念模型。進行邊坡降雨入滲及滲流分析時，可先由現地監測資料或以水文地質邊界透過 SEEP/W 模組定出初始地下水位，再輸入特定降雨事件之強度及延時資料進行降雨入滲分析。

為模擬數值模型中飽和-不飽和土壤間的滲流行為，需於分析中建立不飽和水力傳導函數關係，此函數除可直接由實驗求得外，GeoStudio 軟體亦提供 Fredlund et al. (1994)、Green 和 Corey(1971)及 Van Genuchten (1980)等理論模式供選擇。若需進行暫態滲流分析時，則需建立體積含水量函數(volumetric water content function)，即土壤水分特徵曲線。本計畫以壓力鍋試驗求得此函數。除現地或室內的試驗方法外，GeoStudio 尚提供 Arya 和 Paris (1981)、Modified Kovacs (Aubertin et al., 2003)、Fredlund 和 Xing (1994)及 Van Genuchten (1980)等理論模式供選擇。上述各理論模式於 GeoStudio 的差異在於輸入參數不同，可視所擁有之參數資料選用適當理論模式，並透過 SEEP/W 模組即可建立降雨入滲引致地下水位變化的分析模式。

邊坡穩定性分析則採用上述 SEEP/W 模組分析所得的地下水位資料作為 SLOPE/W 模組的輸入資料，再計算其安全係數。SLOPE/W 模組採極限平衡理論進行邊坡穩定分析，包含 GLE、Spencer、Bishop、Ordinary、Janbu、Sarma、Morgenstern-Price 等方法，可對不同土體類型、複雜地層和滑移面形狀的邊坡進行二維穩定性分析。由於降雨入滲時的地下水位會隨降雨歷線與延時而改變，故將上述分析所得每個時間間隔的地下水位轉至 SLOPE/W 模組分析時，邊坡穩定之安全係數即隨地下水位而變化，呈現安全係數隨時間的關係曲線。

透過上述分析流程，即可建立從降雨、入滲、地下水位變化乃至邊坡穩定性變化之分析模式。受限於計畫規模，本計畫規劃執行之現地試驗與室內試驗之數量仍有其限制，故相關分析參數不足處則利用既有降雨入滲公式與前人相關文獻進行檢討，選

2. 梵梵場址回饋分析

(1) 水文地質概念模型

梵梵場址之數值地形係採地調所「高解析度數值地形資料」轉出 6m DEM 建置而成，二維分析剖面經 108-D007-1W、108-D007-2T、108-D007-3T 等鑽孔至下邊坡溪溝為止，如圖 6.1-1 所示。透過 ArcGIS 程式可建立分析剖面的高程，再依照地表地質調查、地質鑽探調查、地球物理探測成果決定各水文地質單元之地層深度及潛在滑動塊體。研究區域之水文地質單元可分為：(a)土壤層、(b)崩積層、(c)崩滑體、(d)板岩夾變質砂岩、(e)變質砂岩夾板岩、(f)板岩層等。圖 6.3.2-1 為梵梵場址之水文地質概念模型，透過本計畫地下水位觀測數據率定，進行二維地下水流場分析，將模型底部(AB)及左側邊界(RA)設定為無流量邊界(no-flux boundary)；右側邊界(SB)設定為定水頭邊界(constant head boundary)，率定後之常時穩態水位顯示如圖 6.3.2-1 所示。

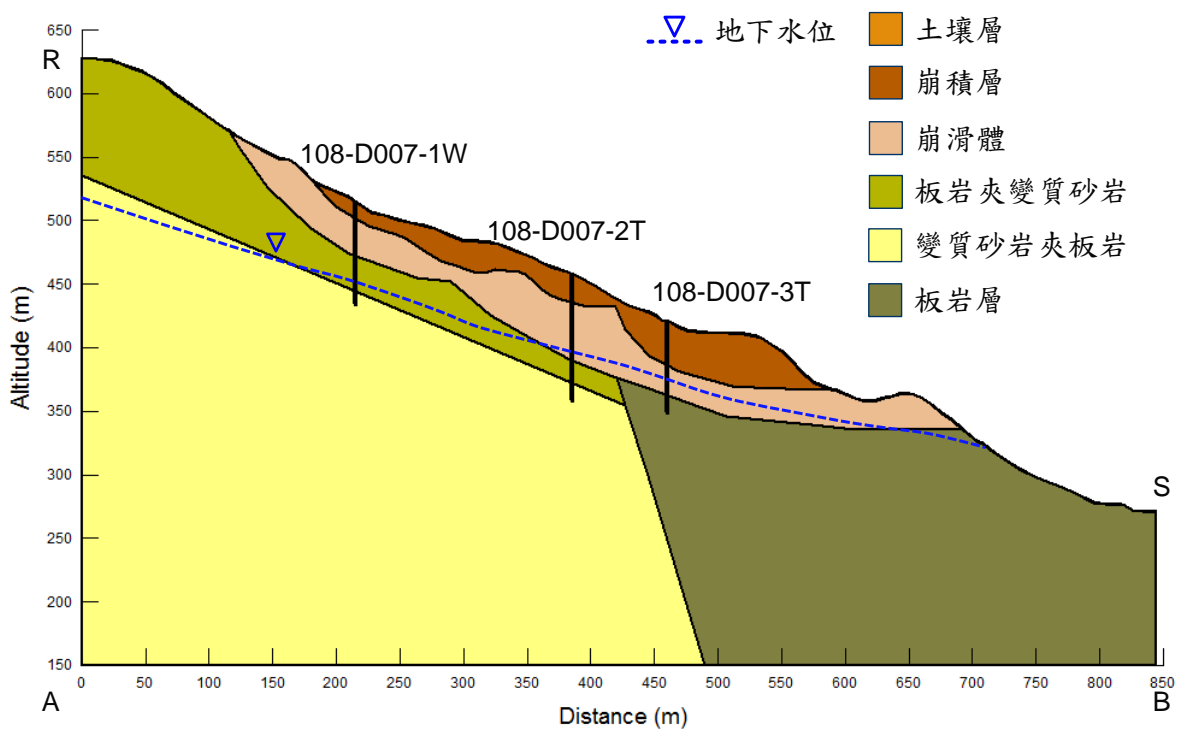


圖 6.3.2-1 D007 梵梵場址之水文地質模型

Figure 6.3.2-1 Hydrogeological conceptual model of D007 Fanfan site

(2) 參數敏感度分析

本計畫挑選土壤層滲透係數、崩積層滲透係數及土壤水分特性曲線之非飽和水力參數進行參數敏感度分析，用以瞭解各參數對現地水文特性之影響。

土壤層及崩積層之滲透係數係透過現地或室內透水試驗求得，崩積層之土壤水分特性曲線則以壓力鍋試驗配合 Fredlund and Xing (1994) 模式擬合其非飽和水力參數。分析時將欲探討參數作為變數進行調整，其餘參數維持不變。分析變數以試驗及擬合成果作為初始值，滲透係數變化以初始值乘以 0.25、4，代表放大及縮小 4 倍；非飽和水力參數變化以初始值乘以 0.1、0.2、5、10，代表放大及縮小 5 倍及 10 倍，各情境土壤水分特性曲線彙整如圖 6.3.2-2 至圖 6.3.2-4 所示。

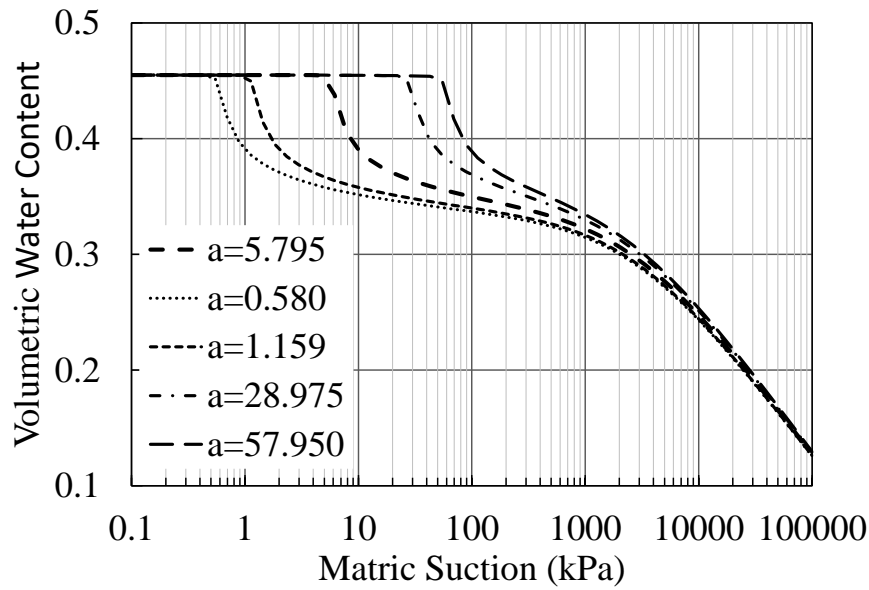


圖 6.3.2-2 不同參數 a 之土壤水分特性曲線

Figure 6.3.2-2 Soil moisture characteristic curves of different parameters [a]

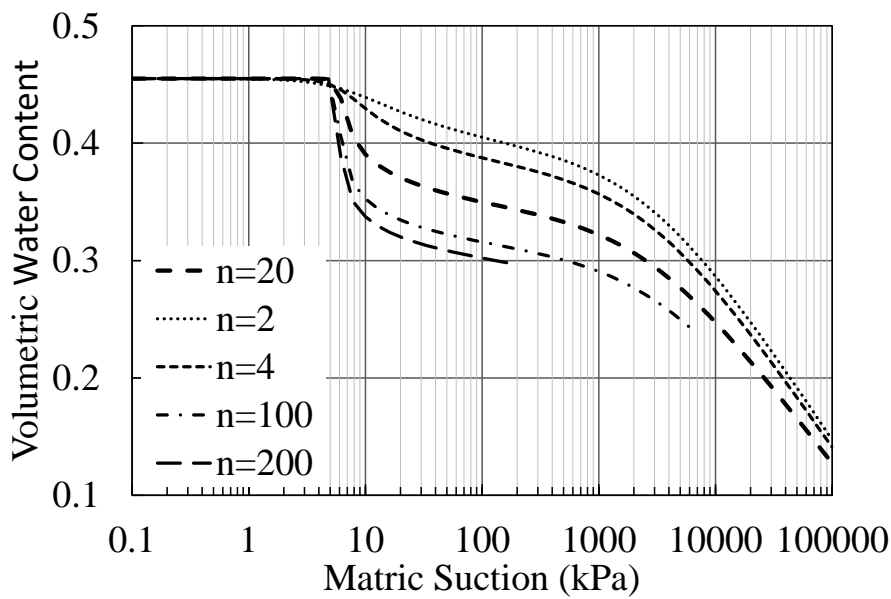


圖 6.3.2-3 不同參數 n 之土壤水分特性曲線

Figure 6.3.2-3 Soil moisture characteristic curves of different parameters [n]

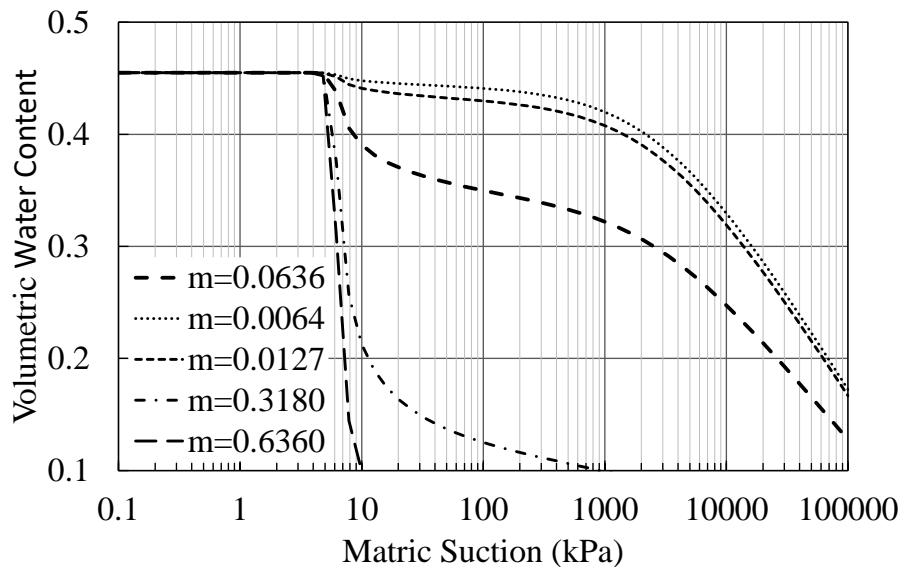


圖 6.3.2-4 不同參數 m 之土壤水分特性曲線

Figure 6.3.2-4 Soil moisture characteristic curves of different parameters [m]

將圖 6.3.2-2 至圖 6.3.2-4 中各土壤水分特性曲線套入圖 6.3.2-1 水文地質模型後，以圖 6.3.1-1 流程分析所得之含水量彙整如圖 6.3.2-5 至圖 6.3.2-8 所示，所獲結論如下：

- A. 部分情境出現分析未收斂現象，顯示非飽和水力參數不應過度調整，率定時應控制在上下限內。分析迭代未收斂案例則不納入探討。
- B. 由圖 6.3.2-5 可知，參數 a 會影響含水量變化但不影響初始含水量，當參數 a 越大，含水量變化峰值越低。對照圖 6.3.2-6 及圖 6.3.2-7 可知參數 a 對含水量之影響會較參數 n 與參數 m 為低。
- C. 由圖 6.3.2-6 可知，參數 n 會影響初始含水量及其變化。當參數 n 越小，分析所得之初始含水量越高，且含水量變化峰值明顯增加，另可看出含水量抬升與消散均有遲滯現象。
- D. 由圖 6.3.2-7 可知，參數 m 會影響初始含水量及其變化。當參數 m 越小，分析所得之初始含水量越高，但含水量變化峰值卻略微降低，另可看出含水量抬升與消散均有遲滯現象。
- E. 由圖 6.3.2-8 可知，滲透係數會影響含水量變化但不影響初始含水量。當滲透係數越小時，含水量變化峰值明顯增加，且崩積層滲透係數對含水量變化之影響較土壤層滲透係數為高。

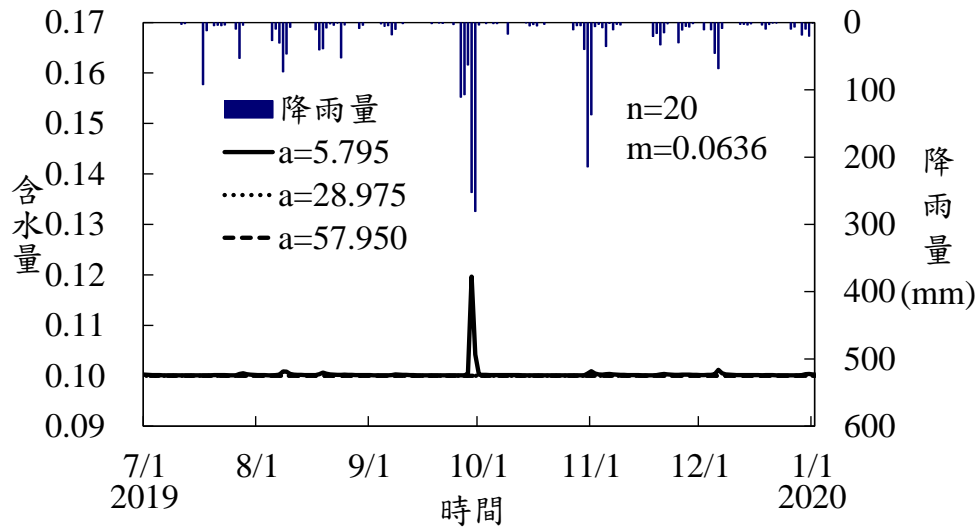


圖 6.3.2-5 參數 a 對淺層土壤含水量之影響

Figure 6.3.2-5 The influence of parameter [a] on shallow soil water content

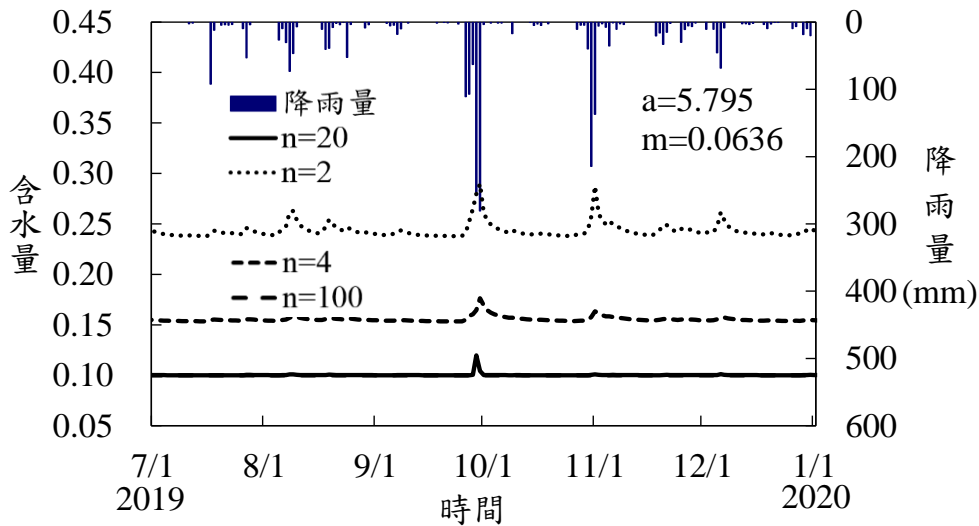


圖 6.3.2-6 參數 n 對淺層土壤含水量之影響

Figure 6.3.2-6 The influence of parameter [n] on shallow soil water content

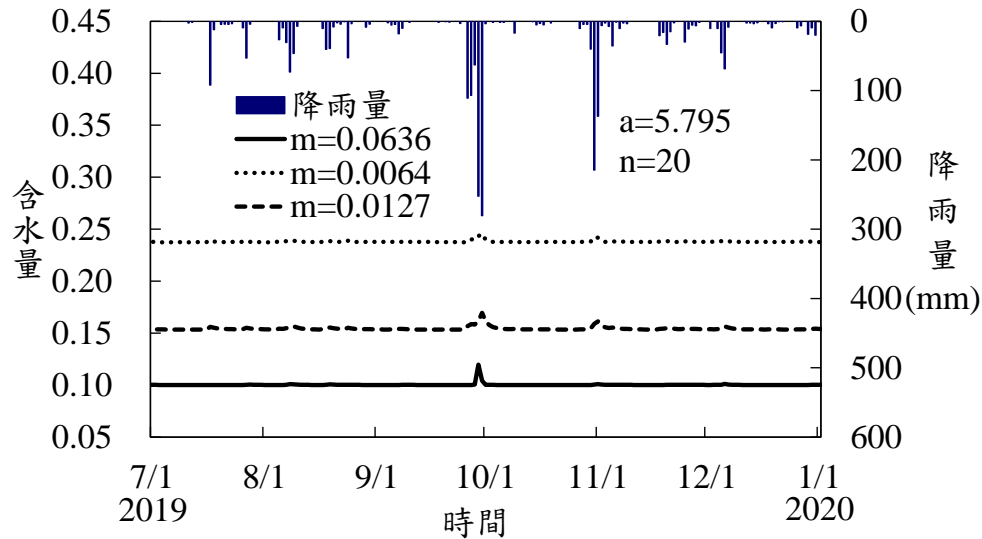


圖 6.3.2-7 參數 m 對淺層土壤含水量之影響

Figure 6.3.2-7 The influence of parameter [m] on shallow soil water content

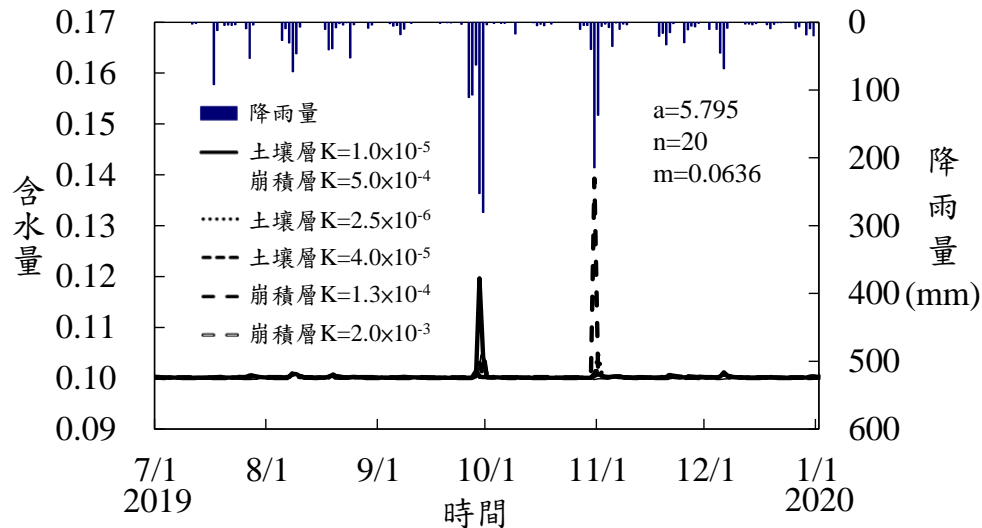


圖 6.3.2-8 滲透係數對淺層土壤含水量之影響

Figure 6.3.2-8 The influence of permeability coefficient on shallow soil water content

除含水量外，上述各參數對地下水位之影響，彙整如圖 6.3.2-9 至圖 6.3.2-12 所示，所獲結論如下：

- A. 由圖 6.3.2-9 可知，參數 a 會影響初始地下水位及其變化，尤其是初始地下水位。當參數 a 越大，其初始地下水位越低，且地下水位變化峰值會明顯增加，另降雨對地下水位的影響時間會明顯縮短，使得水位抬升與消散速度變快。
- B. 由圖 6.3.2-10 可知，參數 n 會影響初始地下水位及其變化，尤其是水位變化峰值。當參數 n 越小，分析所得之初始地下水位會略降低，但地下水位變化峰值會明顯增加，另降雨對地下水位的影響時間會明顯縮短，使得水位抬升與消散速度變快。

- C. 由圖 6.3.2-11 可知，參數 m 會影響初始地下水位及其變化，但對水位變化峰值影響程度較參數 n 為低。當參數越小，分析所得之初始地下水位會略降低，但地下水位變化峰值會略為增加，另降雨對地下水位的影響時間會明顯縮短，使得水位抬升與消散速度變快。
- D. 由圖 6.3.2-12 可知，滲透係數會影響初始地下水位及其變化。當土壤層滲透係數變大時，地下水位變化峰值明顯增加，對於低降雨強度雨場反應較為明顯。崩積層滲透係數反應則相反，當崩積層滲透係數變小時，地下水位變化峰值才會明顯增加，但對於低降雨強度雨場反應較不明顯。

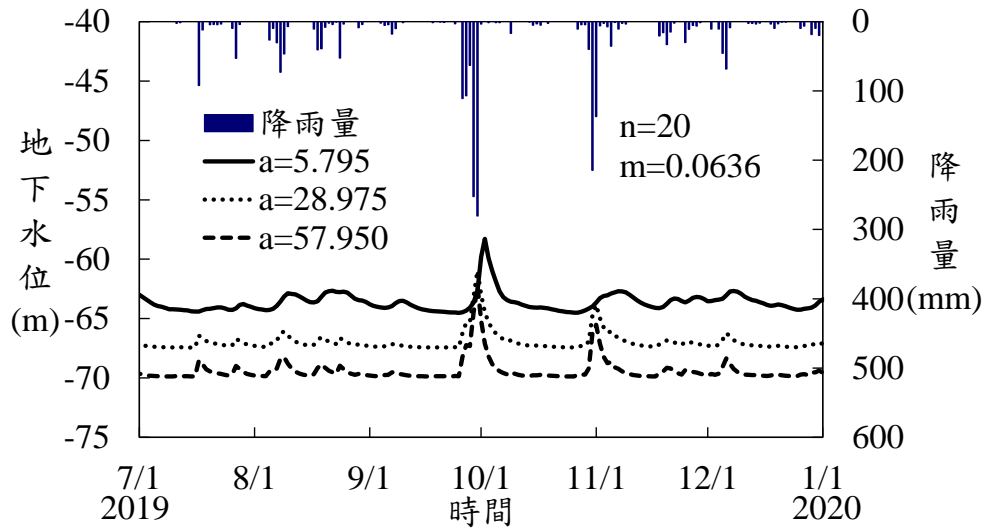


圖 6.3.2-9 參數 a 對地下水位之影響

Figure 6.3.2-9 The influence of parameter $[a]$ on groundwater table

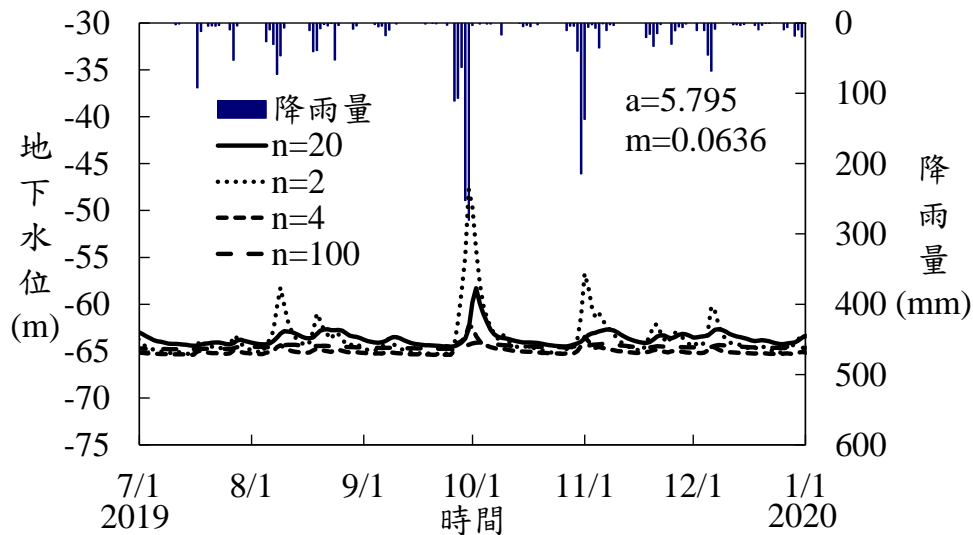


圖 6.3.2-10 參數 n 對地下水位之影響

Figure 6.3.2-10 The influence of parameter $[n]$ on groundwater table

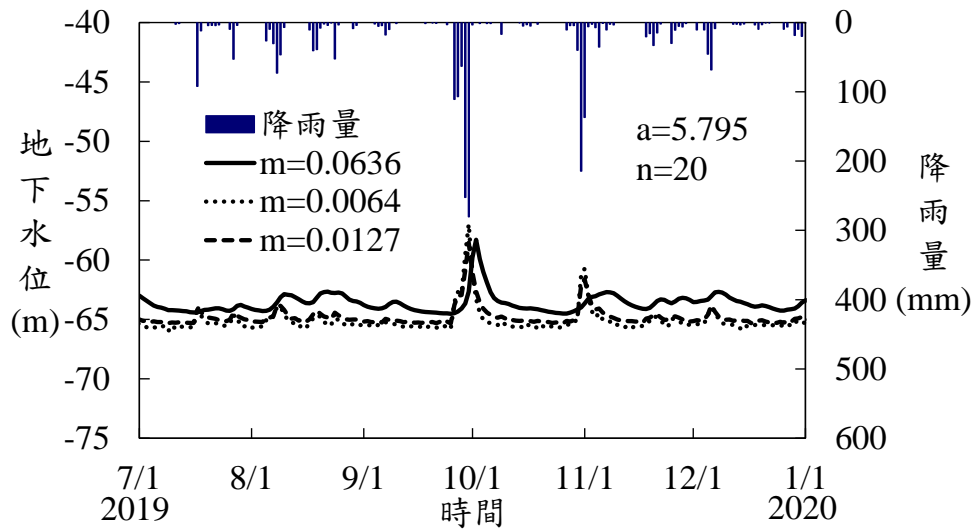


圖 6.3.2-11 參數 m 對地下水位之影響

Figure 6.3.2-11 The influence of parameter [m] on groundwater table

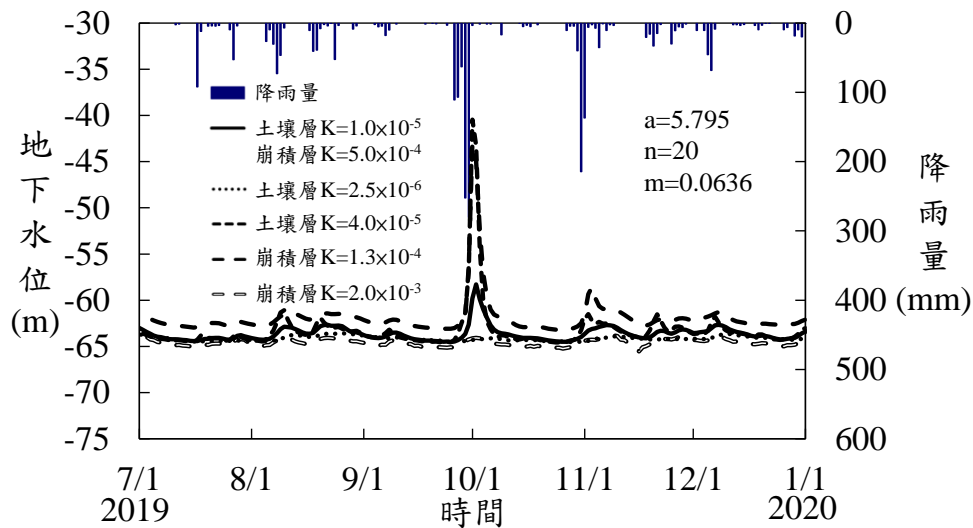


圖 6.3.2-12 滲透係數對地下水位之影響

Figure 6.3.2-12 The influence of permeability coefficient on groundwater table

(3) 模式率定

梵梵場址於去(108)年度計畫期間遭逢米塔颱風(9/29-10/1)及 1031 豪雨等兩場事件，本計畫建置之地下觀測系統自民國 108 年 7 月起全面運作，迄今所獲觀測數據已超過半年以上。本計畫採用 2019/7/11 至 2019/12/31 期間之地下觀測資料進行二維降雨入滲-地下水滲流-邊坡穩定性分析模式的率定工作。分析模式中採降雨量作為輸入條件，經 GeoStudio 的 SEEP/W 模組分析可得不同時階的淺層土壤含水量及地下水位，將之與實際觀測數據進行比對，反覆調校至兩者具有一致趨勢為止。另採用平均絕對誤差(Mean Absolute Error, MAE)及平均相對誤差(Mean Relative Error, MRE)的觀念進行評估，有效量化淺層土壤含水量及地下水位模擬之成效。

表 6.3.2-1 為率定所採用之非飽和水力參數及成效評估表，表中 Case 1 案例代表使用現地或室內試驗參數逕行帶入分析模式所得之成果，由表 6.3.2-2 可知 Case 1 案例可良好擬合地下水位，但淺層土壤含水量則失真甚多，實有必要進行率定。

由觀測資料顯示之淺層土壤含水量介於 0.20 至 0.35 間，但 Case 1 案例之淺層土壤含水量大約為 0.10 至 0.12 間，明顯偏低。由參數敏感度分析成果可知，參數 n 及 m 調降時可使初始含水量提升，且可改變含水量變化峰值，故 Case 2 案例將參數 n 降低 5 倍、參數 m 降低 2 倍。分析結果顯示淺層土壤含水量擬合成效有明顯改善，MAE 及 MRE 分別降低至 0.0123 及 5.12%，但地下水位擬合成效卻略為變差，MAE 及 MRE 分別提高至 2.21 m 及 3.49%。

完成參數 n 及 m 率定後，本文進一步率定土壤層及崩積層的滲透係數，首先 Case 3 案例嘗試降低土壤層滲透係數，雖然淺層土壤含水量及地下水位擬合成效較 Case 2 案例為佳，但地下水位擬合成效仍不如 Case 1 案例。因此，再嘗試降低崩積層滲透係數，此案例於地下水位擬合成效明顯提升，MAE 及 MRE 分別降至 0.89 m 及 1.44%，擬合成效良好。Case 4 案例所得之淺層土壤含水量及地下水位繪製如圖 6.3.2-13 及圖 6.3.2-14 所示，可見率定結果所得之變化幅度與趨勢均與現地觀測數據相符。

表 6.3.2-1 非飽和水力參數率定及成效評估表

Table 6.3.2-1 Evaluation results of the effectiveness of the calibration of unsaturated hydraulic parameters

案例	土壤水分特性曲線			土壤層滲透係數 (m/s)	崩積層滲透係數 (m/s)	淺層土壤含水量		地下水位	
	a	n	m			MAE (m ³ /m ³)	MRE (%)	MAE (m)	MRE (%)
Case 1	5.795	20	0.0636	1×10 ⁻⁵	5×10 ⁻⁴	0.1398	139.36	1.82	2.86
Case 2	5.795	4	0.0318	1×10 ⁻⁵	5×10 ⁻⁴	0.0123	5.12	2.21	3.49
Case 3	5.795	4	0.0318	1×10 ⁻⁶	5×10 ⁻⁴	0.0119	5.01	2.11	3.30
Case 4	5.795	4	0.0318	1×10 ⁻⁶	1×10 ⁻⁴	0.0112	4.74	0.89	1.44

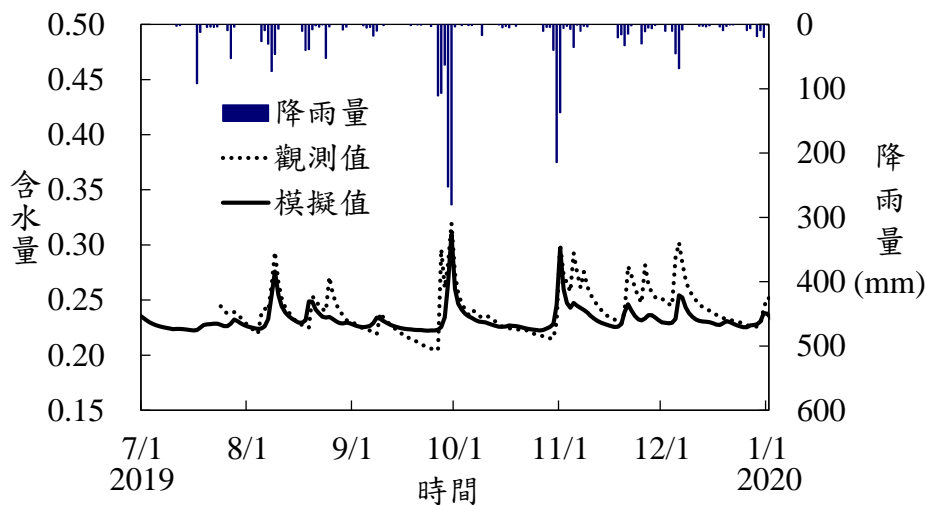


圖 6.3.2-13 淺層土壤含水量擬相比對圖

Figure 6.3.2-13 Fitting comparison chart of shallow soil moisture content

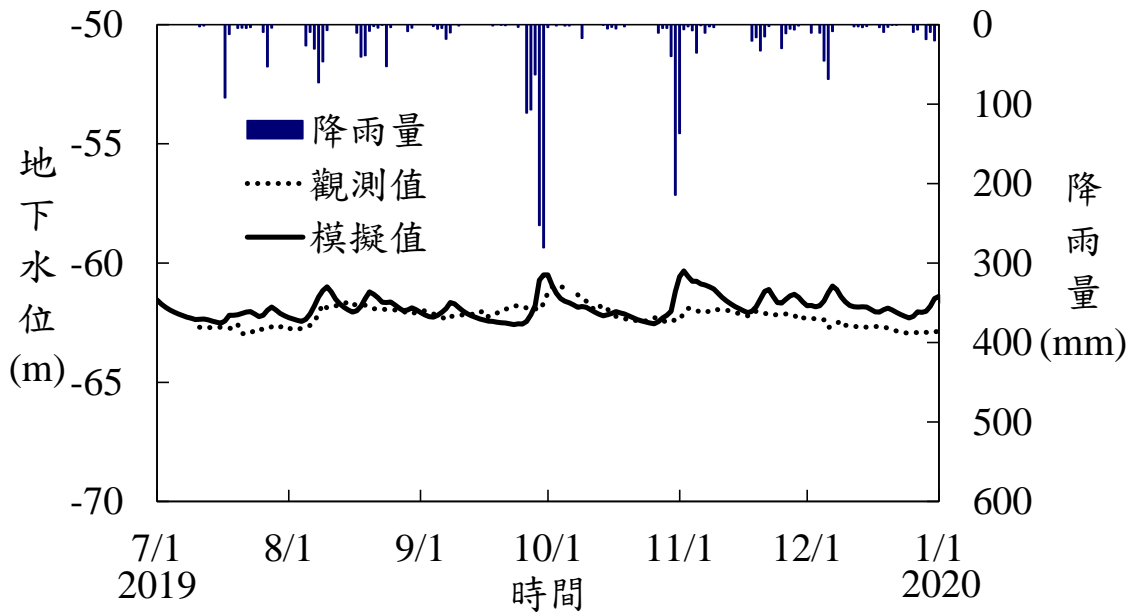


圖 6.3.2-14 地下水水位擬合成果

Figure 6.3.2-14 Fitting comparison chart of groundwater table

表 6.3.2-2 D007 梵梵場址簡化地層參數表

Table 6.3.2-2 Simplified strata parameters after calibration at D007 Fanfan site

地層	單位重 (t/m ³)	凝聚力 (kPa)	摩擦角 (deg.)	透水係數* (m/s)
土壤層	1.81	10	36.9	1.0×10 ⁻⁶
崩積層(C)	2.15	10	30.0	1.0×10 ⁻⁴
崩滑體(LM)	2.69	65	23.0	5.8×10 ⁻⁵
板岩夾變質砂岩 (Sl-Mss)	2.68	1500	48.0	5.8×10 ⁻⁶
變質砂岩夾板岩 (Mss)	2.66	1800	48.0	2.3×10 ⁻⁶
板岩層(Sl)	2.69	1000	42.0	4.6×10 ⁻⁶

(4) 可能破壞情境模擬更新

各分析情境之設定分別為：(1) 常時情境係採前述率定後之穩態水位作為常時水位，且不考量地震力作用；(2) 米塔颱風情境係採前述率定後米塔颱風期間水位進行分析，且不考量地震力作用；(3) 1031 豪雨情境係採前述率定後 1031 豪雨期間水位進行分析，且不考量地震力作用；(4) 地震情境係採常時水位且考量地震力，其地震力參考「建築物耐震設計規範及解說」之規定，本計畫範圍水平加速度係數 Z 直接取 $Z=0.4S_{DS}$ 進行分析，計畫範圍所在分區為宜蘭縣大同鄉 $S_{DS}=0.8$ ，故計畫範圍水平加速度係數 Z 為 0.32，該值為 475 年頻率週期迴歸之尖峰值。依據高速鐵路設計規範，於進行邊坡穩定分析時，採用該值之 50% 做為設計時水平地震力係數，故採用 $k_h=0.16$ ， $k_v=0.08$ 進行分析。

D007 梵梵場址穩定分析主要透過 GeoStudio 程式內建「Auto Locate」功能自動分析滑動塊體之安全係數，各情境之分析條件及穩定性評估成果彙整如表 6.3.2-3、圖 6.3.2-15 所示。由分析成果可知，計畫範圍於地震分析情境(圖 6.3.2-16)時，程式自動模擬獲得之滑動塊體安全係數已低於 1.0，顯示本區域有崩塌潛勢之虞，後續應關注其活動性。

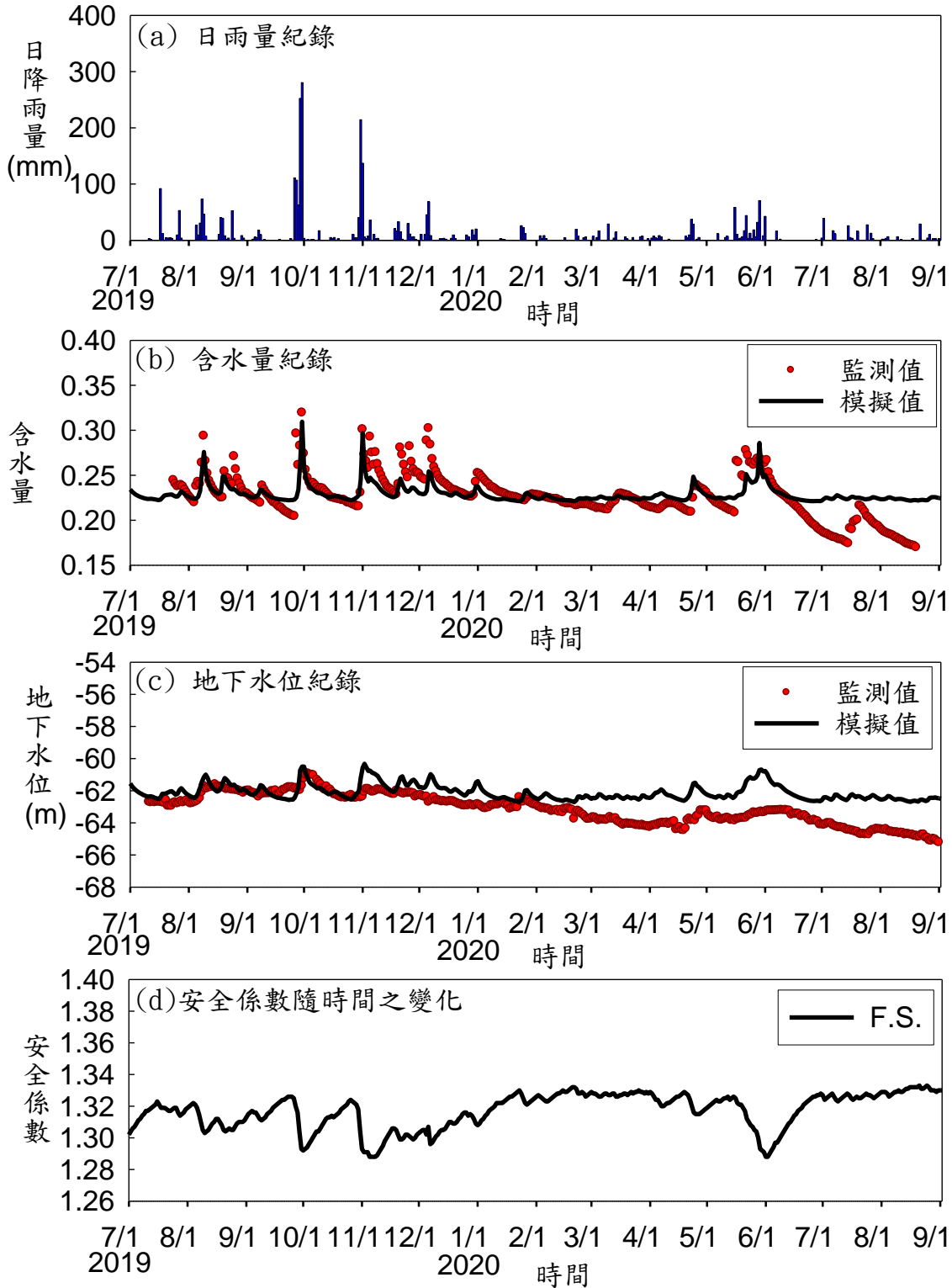


圖 6.3.2-15 D007 梵梵場址潛在滑動塊體安全係數 FS 變化

Figure 6.3.2-15 The variation of safety factor of potential slide block at D007 Fanfan site

表 6.3.2-3 D007 梵梵場址場址邊坡穩定性評估成果表
Table 6.3.2-3 Slope stability assessment Results of D007 Fanfan site

潛在滑動塊體	分析情境	分析條件	安全係數	崩塌長度 (m)	崩塌厚度 (m)
Auto	常時	常時水位、無地震力	1.34	—	—
	米塔颱風	米塔颱風期間率定水位、無地震力	1.29	—	—
	1031 豪雨	1031 豪雨期間率定水位、無地震力	1.29	—	—
	地震	常時水位、有地震力($k_h=0.16$, $k_v=0.08$)	0.92	318.2	37.8

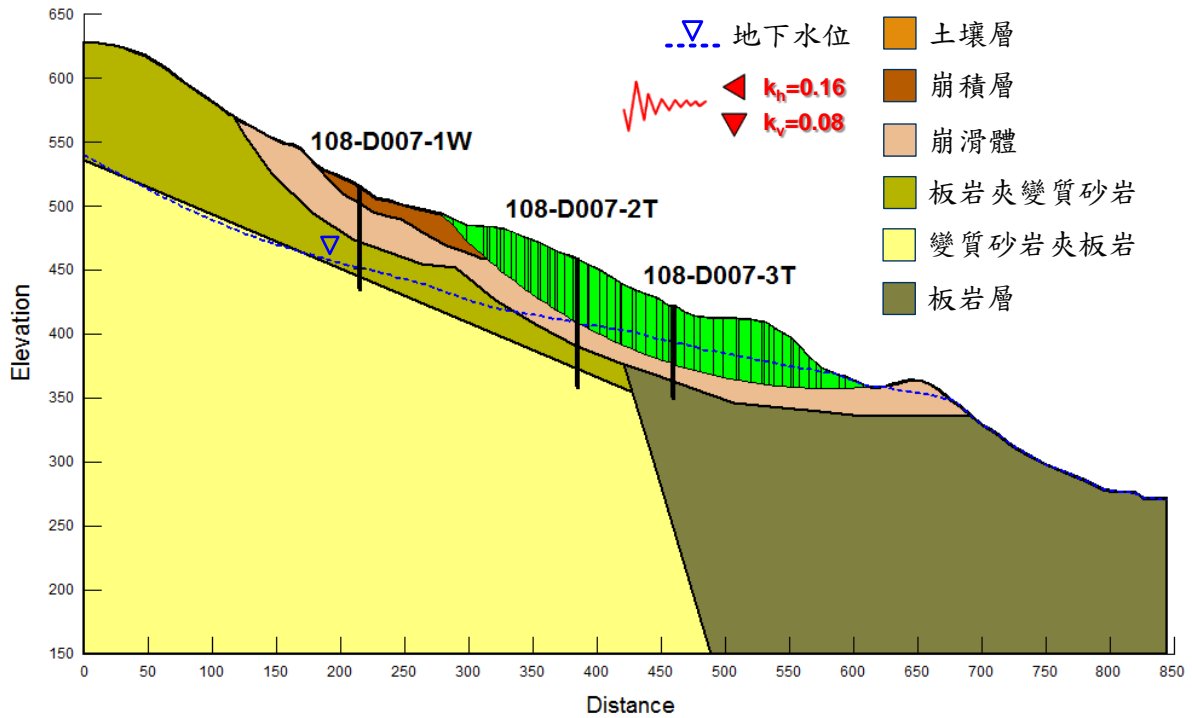


圖 6.3.2-16 地震情境穩定性評估分析成果
Figure 6.3.2-16 The stability assessment result of earthquake scenario

(四) 梵梵場址山崩門檻值精進研究

1. 降雨誘發山崩門檻值探討

本節以 6.3 節分析成果為基礎，給定特定之降雨條件，用以為探討降雨誘發山崩之機制。降雨條件設定為：降雨強度 30 mm/小時、降雨延時 72 小時、降雨型態為均勻雨型、總降雨量為 2,160 mm。圖 6.4.2-1 為梵梵場址邊坡穩定分析安全係數隨累積降雨量之變化曲線，成果顯示潛在滑動塊體的安全係數隨累積降雨增加而遞減，但遞減速率甚緩，累積雨量達 2,160 mm 後，其安全係數仍有 1.30，顯示梵梵場址雖因降雨地下水位抬升使得安全係數下降，但降雨誘發深層大規模崩塌之可能性較低。未來地下水位若有更顯著變動情形，或可持續修正率定模式。

2. 地震誘發山崩門檻值探討

本節以 6.3 節分析成果為基礎，逕行給定不同地震力之條件，用以為探討地震誘發山崩之機制。降雨條件設定為：地表最大加速度(PGA)介於 0 至 560 gal。圖 6.4.2-1 顯示 PGA 與安全係數之變化關係，成果顯示邊坡之安全係數會隨 PGA 增加而降低，當 PGA 達 240 gal 時，安全係數已降至 1.0，顯示此時潛在滑動塊體已具發生崩塌之潛勢。

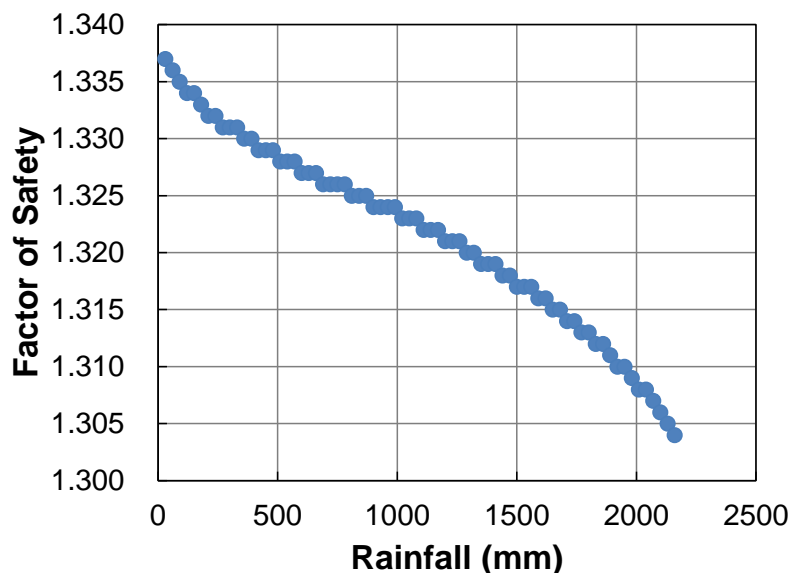


圖 6.4.2-1 D007 梵梵場址降雨誘發山崩門檻值曲線

Figure 6.4.2-1 Rainfall-induced landslide threshold of D007 Fanfan site

(五) 梵梵場址破壞情境下坡影響範圍精進評估

梵梵場址計有一關鍵塊體可能於地震情境下發生破壞，關鍵塊體數值模擬參考本計畫現地岩芯鑽探取樣之相關試驗資料，以提供研究區內崩塌地數值模擬材料參數設定依據。在情境分析方面，由於前節中對各項災害情境之穩定性分析結果指出，當地震情境下，梵梵場址分析剖面之坡腹處有啞關鍵塊體可能發生崩積層破壞，滑動塊體之滑動深度約 37.8m；如表 6.5-1 所示，其相關數值模擬參數皆由本計畫試驗取得。本小節將對該處進行破壞後之影響範圍數值模擬，其中本年度精進分析中，將針對關鍵塊體地震情境加入動床崩塌模擬，以評估定床與動床效應對於下游保全對象之危害及溢淹範圍。

在定床模擬設定上，本節之模擬將以上述情境分析所獲得之崩塌地長度及厚度進行 RAMMS 分析時之初始量體。其餘之 RAMMS 模擬輸入參數如表 6.5-2 所示，模擬輸入之地形以業主提供之 6m 精度光達地形進行模擬，崩塌模擬材料單位重與摩擦角均取自室內力學試驗值。而紊流黏滯係數(ξ)則依 RAMMS 手冊與 Schraml et al. (2015) 歸納之量體分級建議合理給予輸入量值。而在動床模擬情境中，沖蝕密度與最大沖蝕深度為取自現地取樣及室內試驗結果，餘參數因目前仍無對應之地真資料，故參酌 RAMMS 手冊之建議，酌取與現地環境相似之合理範圍輸入模式。RAMMS 模擬終止時間則以模擬任意步階之瞬時動量小於最大動量之 5%，即停止計算視為崩塌運動終止。

表 6.5-1 梵梵場址關鍵塊體 RAMMS 數值模擬分析情境

Table 6.5-1 Numerical simulation scenario of Fanfan site

分析情境	關鍵塊體	分析 FS	崩塌地長度(m)	平均厚度(m)
地震	A1 關鍵塊體 (定床)	0.968	318.2	37.8
地震	A1 關鍵塊體 (動床)	0.968	318.2	37.8

表 6.5-2 梵梵場址關鍵塊體 RAMMS 數值模擬材料參數表
Table 6.5-2 Material property and terrain data of Fanfan site for RAMMS simulation

輸入參數	A1 關鍵塊體(定床)	A1 關鍵塊體(動床)
地形精度(m)	6	6
模擬面積(A, m ²)	43,377	43,377
模擬深度(h, m)	37.8	37.8
模擬崩塌量體(V, m ³)	1,639,650	1,639,650
單位重(γ_t , kN/m ³)	21.09	21.09
摩擦角(ϕ , deg.)	30	30
紊流黏滯係數 (ζ , m/s ²)	600*	600*
凝聚力(kPa)	10	10
沖蝕層密度(t/cm ³)	-	2.149
沖蝕率(m/s)		0.025 (Berger et al., 2011)
潛在沖蝕深度 (per kPa)		0.1 (Frank et al., 2017)
臨界剪應力(kPa)		1.0 (Schrch et al. 2011)
最大沖蝕深度(m)		1.0
*RAMMS 手冊建議 ζ 值：顆粒流類型(100-200 m/s ²)；流體化崩塌(200-1,000 m/s ²)。Schraml et al. (2015)歸納崩塌土砂量體大於 10 ⁶ m ³ ，其 ζ 值介於 200-1000 m/s ² 。本例取其平均值 600 m/s ² 。反之，小於崩塌土砂量體小於 10 ⁶ m ³ ，其 ζ 值介於 200-500 m/s ² 。		

在定床情況中，RAMMS 模擬 D007 梵梵場址 A1 關鍵塊體崩塌歷程圖如圖 6.5-1 所示，從關鍵塊體崩塌至崩移土砂堆積停止共歷時 5,990 秒(99.8 分)。由地形貌得知該關鍵塊體位於計畫區域坡腹處。在地震引致邊坡破壞的情境下，數值模擬成果顯示在初期時關鍵塊體將沿坡面方向朝東南方潰散坍塌，崩移土砂將在關鍵塊體滑動後約 100 秒左右抵達邊坡下方的蘭陽溪溪床。土砂崩移方向中最低處為計畫區域坡趾處的蘭陽溪溪床，當崩移土砂運移停止後，土砂堆積扇扇端距離 D007 梵梵場址坡趾約 600 m。圖 6.5-2 為 D007 梵梵場址 A1 關鍵塊體崩塌後最終堆積範圍，關鍵塊體崩塌後，崩移土砂將沿蘭陽溪左岸堆積，本情境中崩移土砂最大堆積深度約 46 m(位於關鍵塊體坡趾處)，而整體崩塌土砂量堆積平均深度約 5.7 m，蘭陽溪溪床上的人為開墾農地將受崩移土砂堆積影響，農地上土砂堆積深度約 7.5 m，在不考慮溪水沖刷的情況下，滑動後之土砂擴散影響範圍甚廣(面積約 647,153 平方公尺，約 64.7 公頃；以土砂堆積深度>6 cm 計算)，崩移土砂於溪床上的堆積長度(沿著河道)約 1.43 km。D007 梵梵場址計畫區域中有設置防砂設施(攔沙壩與固床工)，在 A1 關鍵塊體崩塌後，該防砂設施具有引導崩移土砂流動方向的作用，土砂將沿蝕溝和固床工流動制蘭陽溪溪床並開始堆積。由於地形原因，D007 梵梵場址西南處稜線凸出插入蘭陽溪河道，形成內

凹地形，導致蘭陽溪河床上游處堆積深度較下游處深，上游堆積深度約為 8.2 m，下游堆積深度約為 5.5 m。圖 6.5-3 則為數值模擬中 D007 梵梵場址 A1 關鍵塊體崩塌後，土砂運移過程中各網格內最大速度等值圖，因關鍵塊體所在高程與下方蘭陽溪溪床落差約 50 m，模擬成果呈現最大崩滑速度出現於崩塌初期($V=6.0-17.3$ m/s)，關鍵塊體下方為蝕溝地形，土砂運移沿著蝕溝流動至蘭陽溪溪床後，因溪床地勢較為平緩，故土砂運移速度隨運移距離增加而逐漸降低，速度逐漸遞減($V<1.8$ m/s)。RAMMS 模擬結果顯示在地震情境下，A1 關鍵塊體崩塌土砂進入蘭陽溪溪床後，運移速度開始遞減並變為現緩慢流動，逐漸向上游及下游擴散，運移速度皆小於 2 m/s，直至土砂動能耗盡而停止。

在動床情況中，RAMMS 數值模擬中設定的沖蝕範圍如圖 6.5-4 所示，沖蝕範圍的畫設主要考量崩移土砂在運移坡面上的運移路徑，A1 關鍵塊體距離下方蘭陽溪溪床僅有約 130 m，使關鍵塊體崩塌後崩移土砂在坡面上流動和沖蝕坡面約 130 m 後即抵達平緩的溪床。此模擬中假設沖蝕深度為 1 m，流動(沖蝕)長度為 130 m，沖蝕面積約 $11,545$ m²，相較於關鍵塊體尺寸(深度為 37.8 m，面積為 $43,377$ m²)，以土砂量體而言，土砂運移沖蝕坡面後產生的沖蝕量體遠小於關鍵塊體體積，因此，RAMMS 動床情況下的數值模擬成果，不論土砂最終堆積成果或土砂崩塌最大速度成果皆與定床情況下類似。圖 6.5-5 與圖 6.5-6 分別為 RAMMS 數值模擬動床情況下，土砂最終堆積深度分布範圍與土砂崩塌最大速度分布成果。

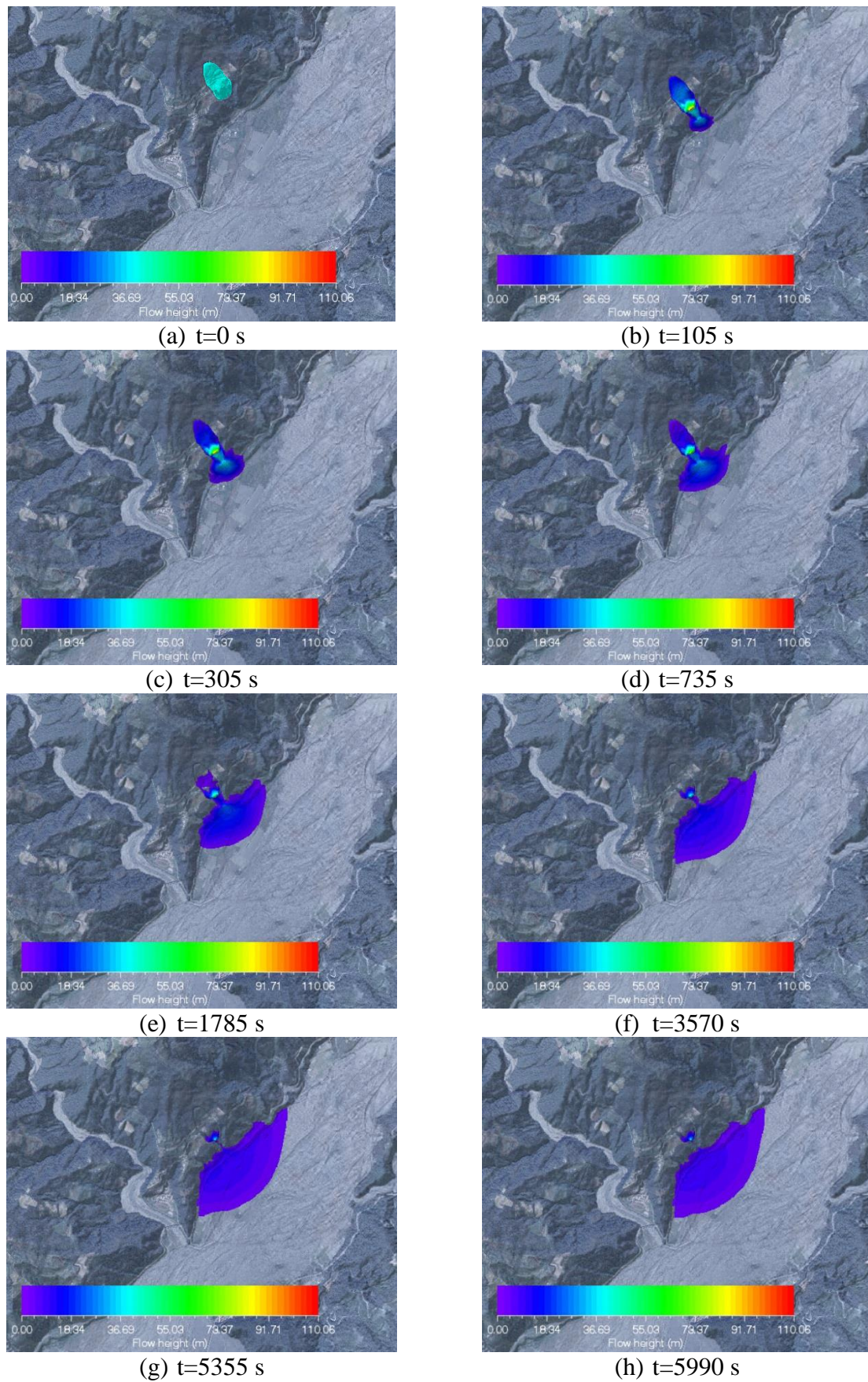


圖 6.5-1 梵梵場址 A1 關鍵塊體-RAMMS 數值模擬歷程圖(定床)

Figure 6.5-1 The flow height of RAMMS simulation for different time series in Fanfan site (A1; fixed bed model)

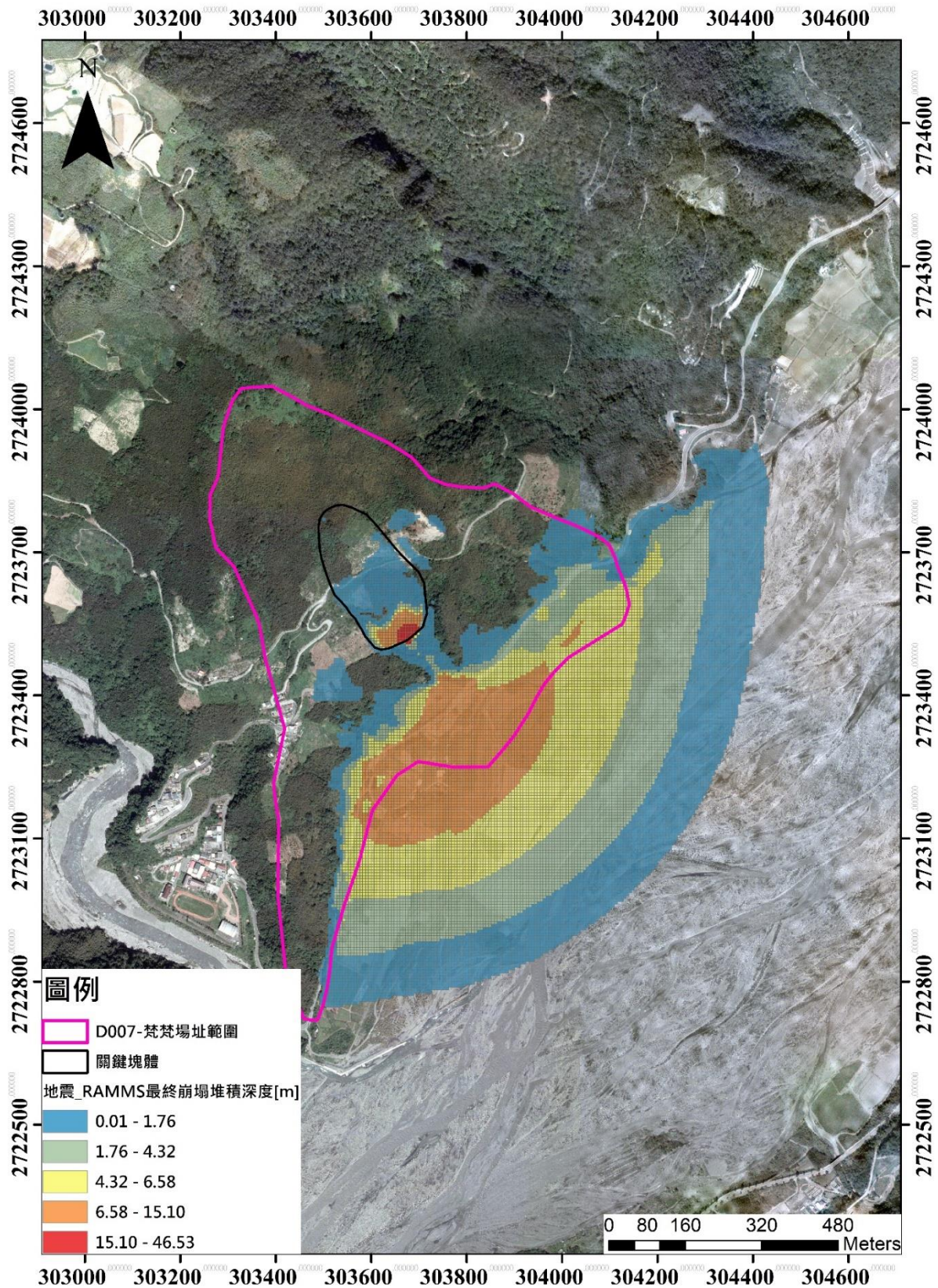


圖 6.5-2 梵梵場址 A1 關鍵塊體-RAMMS 數值模擬堆積圖(定床)

Figure 6.5-2 The final deposition height of RAMMS simulation in Fanfan site (A1; fixed bed model)

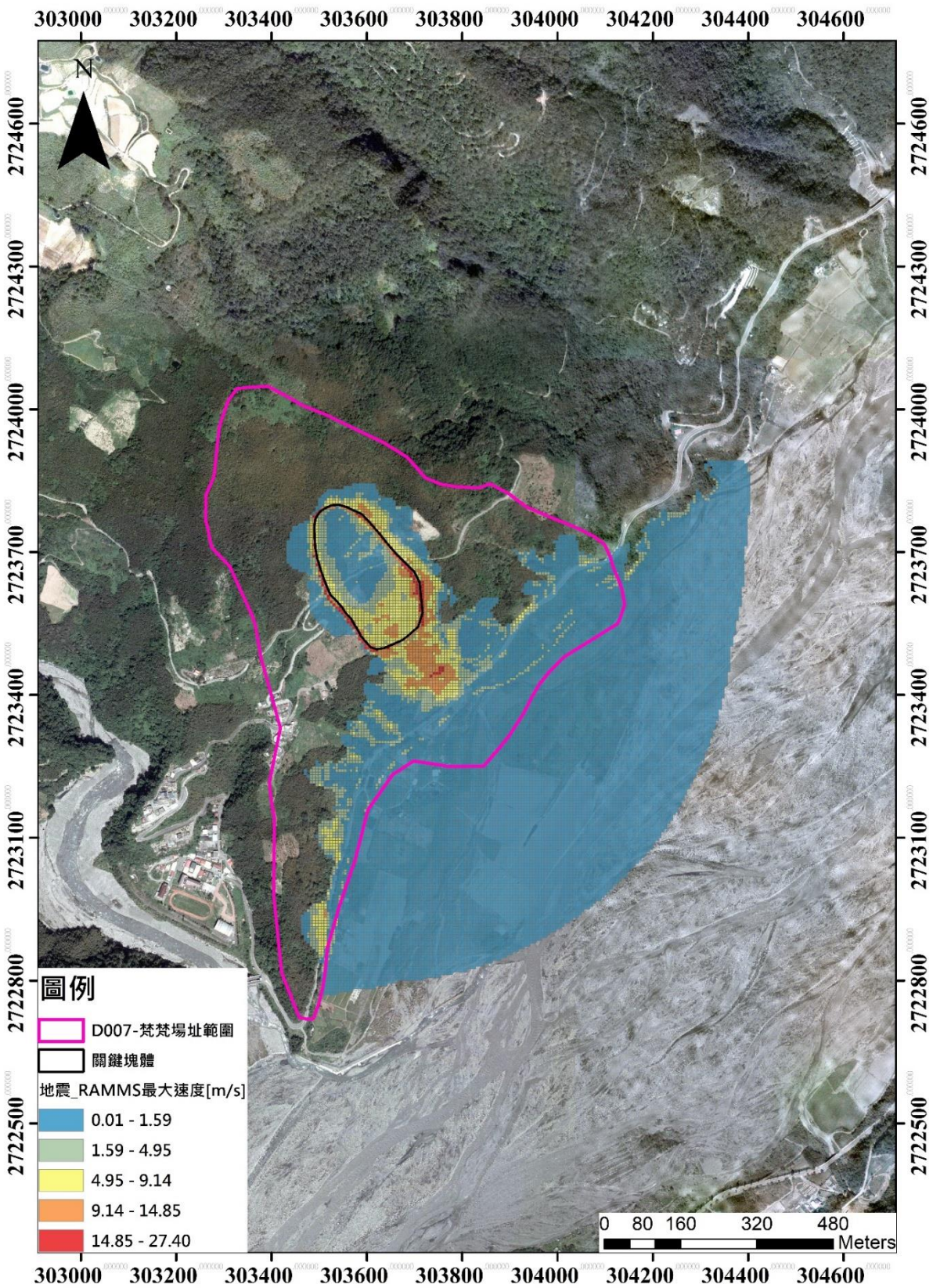


圖 6.5-3 梵梵場址 A1 關鍵塊體-RAMMS 數值模擬崩塌最大速度圖(定床)
 Figure 6.5-3 The maximum flow velocity of RAMMS simulation in Fanfan site (A1; fixed bed model)

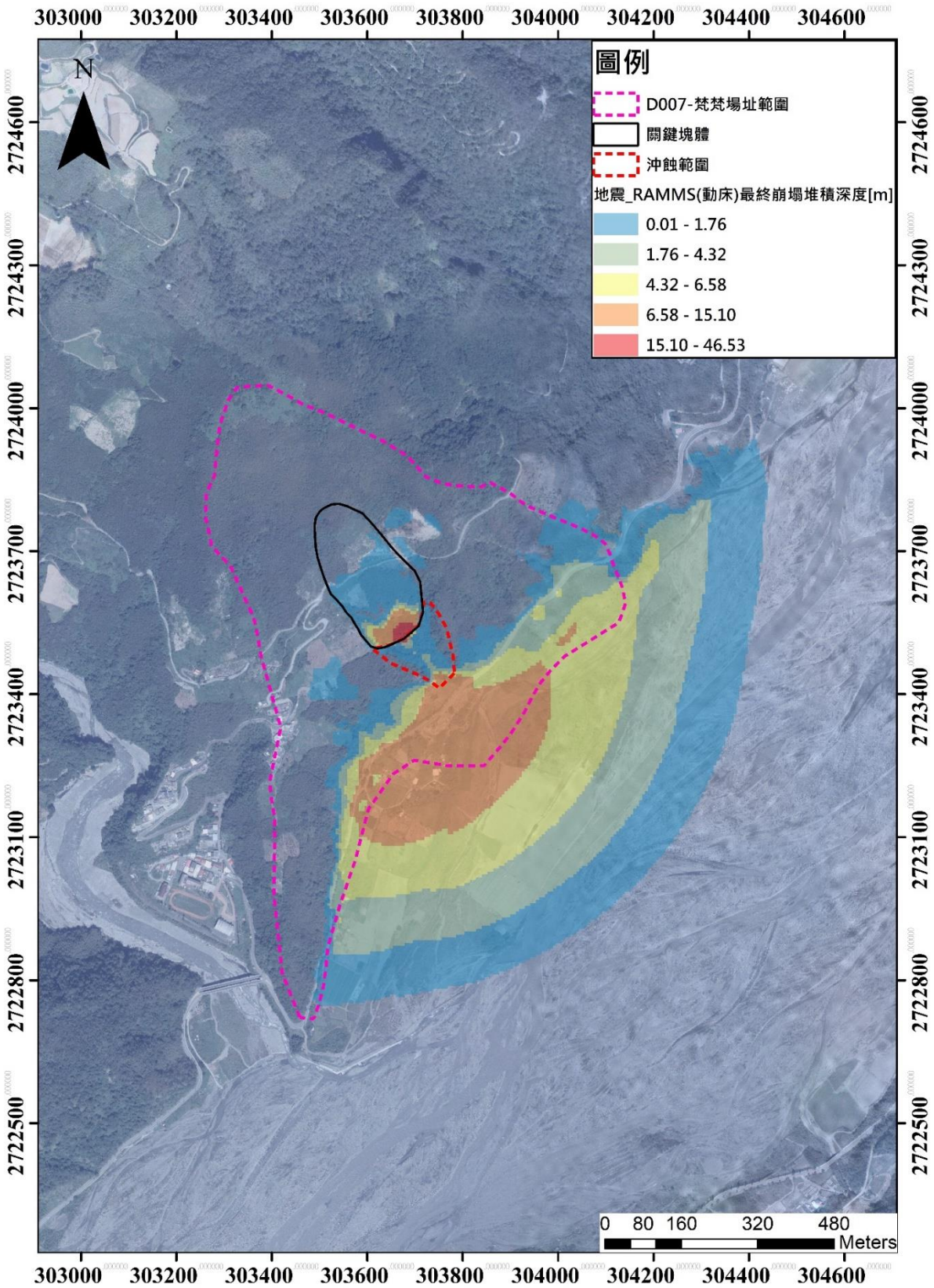


圖 6.5-4 梵梵場址 A1 關鍵塊體沖蝕範圍設定(動床)

Figure 6.5-4 The erosion area setting of RAMMS simulation in Fanfan site (A1; movable bed model)

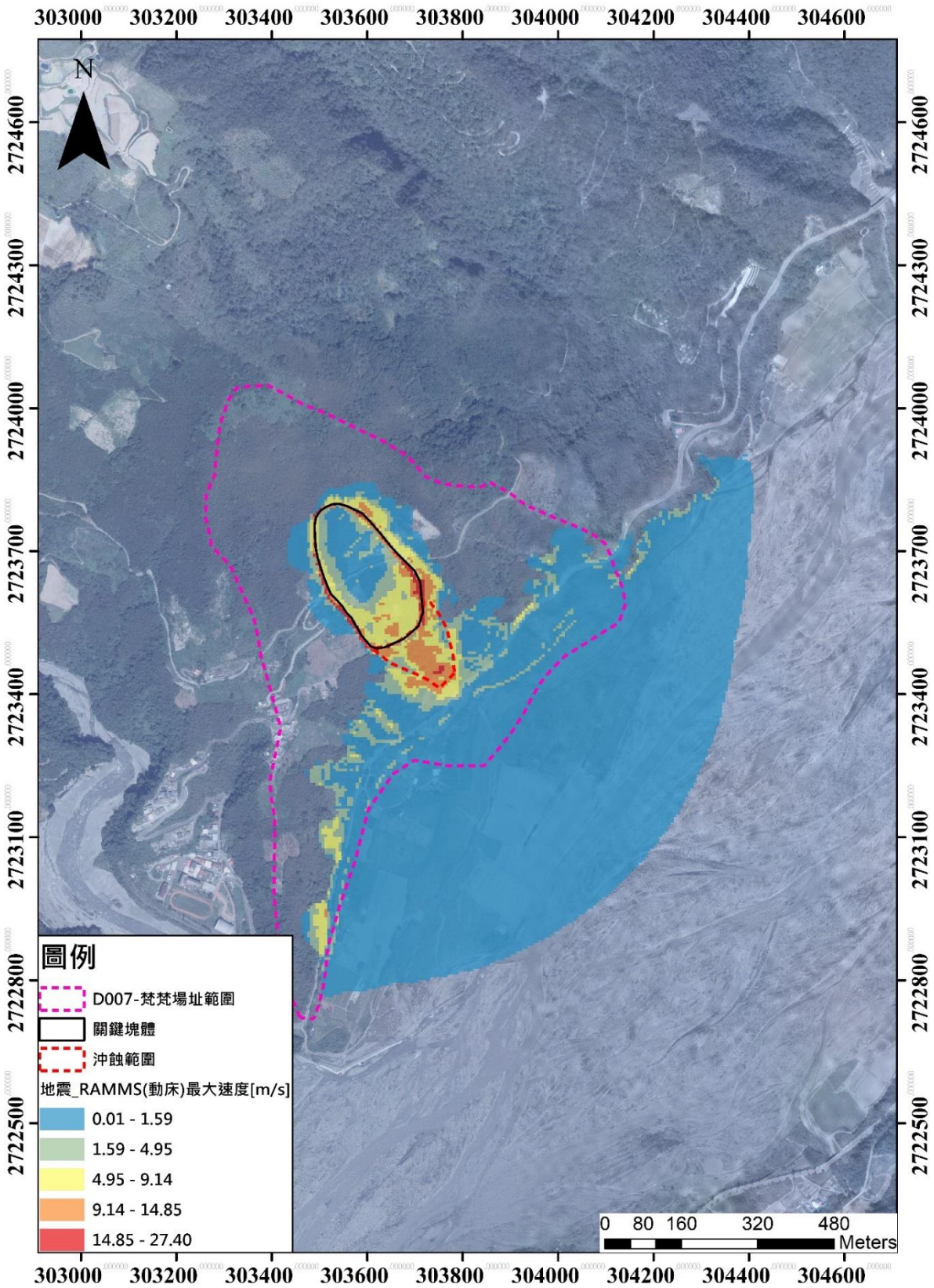


圖 6.5-5 梵梵場址 A1 關鍵塊體-RAMMS 數值模擬堆積圖(動床)

Figure 6.5-5 The final deposition height of RAMMS simulation in Fanfan site (A1; movable bed model)

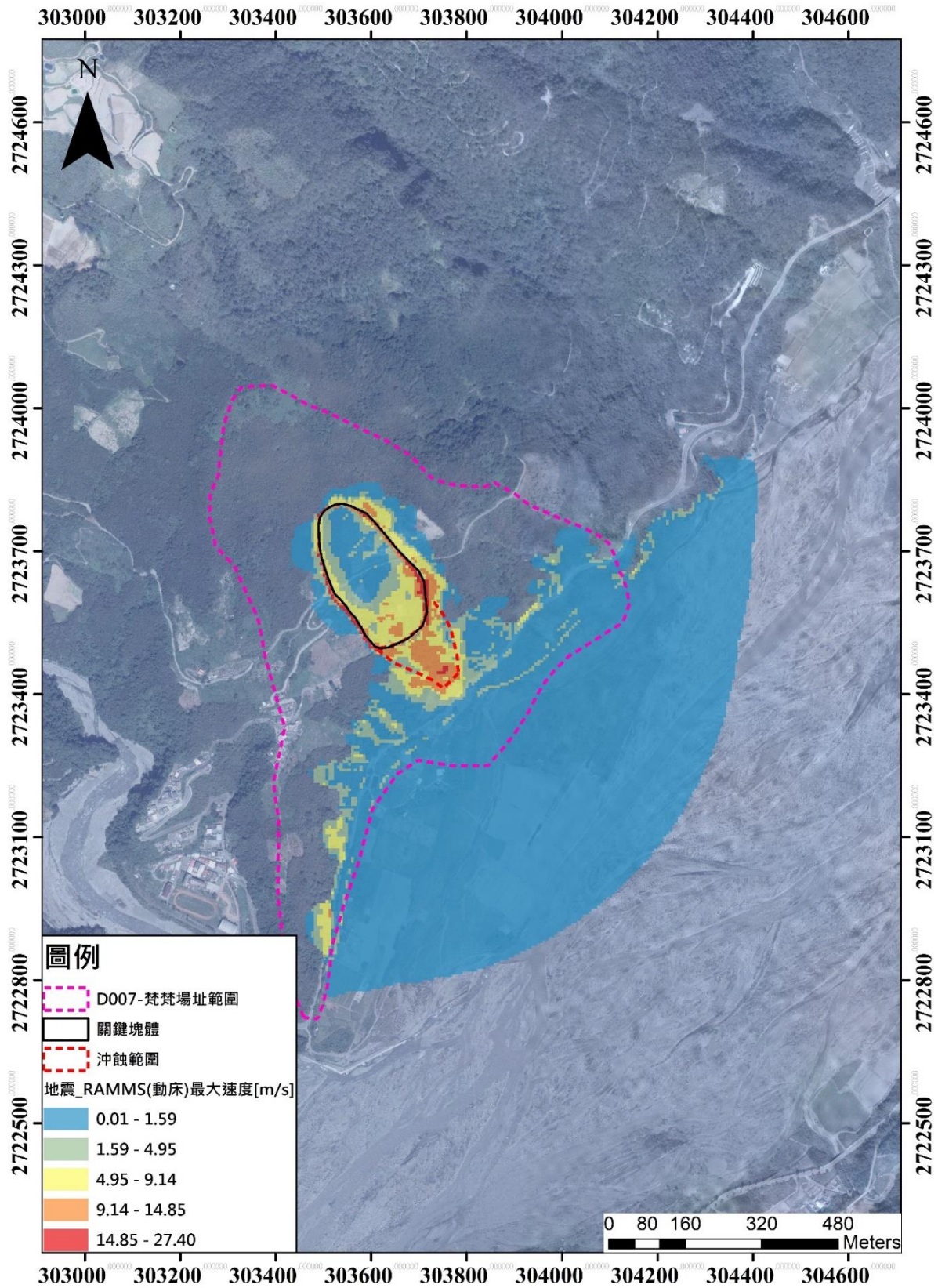


圖 6.5-6 梵梵場址 A1 關鍵塊體-RAMMS 數值模擬崩塌最大速度圖(動床)
 Figure 6.5-6 The maximum flow velocity of RAMMS simulation in Fanfan site (A1; movable bed model)

七、執行成果綜合論述

(一) 計畫成果總述

1. 霧鹿場址坡地場址地質調查

- (1) 本計畫先透過現況資料收集及多時期航空照片立體對，除瞭解調查場址現況、地形變化、崩塌歷史以及區域線形分布外，再配合地表地質調查(含區域調查及細部調查)，建立本場址的地質模式。場址內未見岩盤之露頭出露，均為坡面滑動後崩積材料。彙整地形判釋、鑽探岩芯資料，將本區大致可區分為三層，分別為黑色片岩(BS)、河階堆積層(t)、崩積層(Col)，其中崩積層可再由地形及鑽孔資料將淺層崩積層區分出來。
- (2) 為充分掌握霧鹿場址之水文地質特性，本計畫另執行 2 孔孔內探測調查、4 條地電阻探測線、3 條表面波震測探測線、6 處表面波震測探測點、29 組室內力學試驗等地質調查工作，將鑽探「點」資料提升為探測「線」及剖「面」資訊，除銜接後續場址水文地質概念模型建置工作外，同時建立本場址沿著潛在滑動方向的地質剖面圖及各地層之水文地質特性參數。
- (3) 邊坡破壞部份大致可區分為二期，最早的一期係為板塊運動抬升後，新武呂溪下切，使本區邊坡裸露，此時場址北側露出的黑色片岩產生重力變形，南側的霧鹿場址上邊坡地形產生崩崖及反向崖，並產生大範圍崩塌，而後，新武呂溪側階地堆積，堆積於本場址趾部，此時霧鹿場址邊坡大致呈現穩定狀況；第二期為近期之破壞，場址東北側坡趾處的階地堆積層受新武呂溪側蝕淘刷，坡面露出第一期的崩積層，再加上坑溝發育刷蝕，以致霧鹿場址 B 區產生破壞。

2. 霧鹿場址三維水文地質模型建立及驗證

- (1) 本計畫透過數值地形、場址地質調查及孔內探測成果，完成霧鹿場址之三維水文地質模型，總計建置 5 類地層，由地表向下分別為土壤層、崩積層、階地堆積層、剪裂帶以及新鮮岩盤(黑色片岩)。邊界條件設定考量包含：設定地表為降雨入滲邊界，採用實際降雨資料作為邊界條件；底部邊界設為不透水邊界；南側有新武呂溪流經，故將其邊界設為定水頭邊界，其餘範圍則為無流量邊界。最後搭配室內試驗(包含壓力鍋試驗、土壤一般物性試驗)及現地試驗(水力試驗)所獲得之水文地質參數，即完成霧鹿場址之淺層三維地下水流數值模式，可用於模擬降雨入滲、未飽和及飽和地層之滲流行為。
- (2) 本計畫利用前述現階段現場蒐集之觀測資料進行模式分析，完成模式初步率定工作並獲取反算參數及穩態地下水流場。此外，分析成果包含常時水位及高水位的三維地下水流場及土壤含水量之空間分布，相關成果提供後續邊坡穩定性分析使用。

3. 霧鹿場址三度空間坡地活動性評估系統建置

- (1) 目前完成 8 部地動監測儀器安裝，其中 5 個位置與連續 GPS 站共址安裝；地中監測系統包含 3 孔地下水位井、2 孔地中位移監測儀(TDR)及 1 處淺層含水量與雨量監測，目前地中監測系統已將資料進行即時傳輸並於交通大學室內

建置即時資料庫，並完成開發即時監測資料推播模組，以達災害告警之目的，其中地表位移量測還包含 RTK 測線兩條。

4. 霧鹿場址動態水文條件下之破壞力學分析

- (1) 綜整文獻回顧及霧鹿場址特性，本年度建議可採用 HydroGeoSphere 軟體進行三維地下水流場分析，GeoStudio 軟體進行淺層不飽和分析，FLAC 軟體進行深層重力變形分析，RAMMS 軟體進行土砂運移分析。
- (2) 淺層不飽和分析成果顯示：(A) 霧鹿場址於常時及高水位情境下，各區所得安全係數皆大於 1.0，初步研判屬於相對穩定狀態；(B) 地震情境(0.32 g)下，BB' 分析剖面坡腹崩積層的部分塊體恐有崩塌之虞，崩塌量體約為 1,251,993 m³；(C) 關聯性研究成果顯示 BB' 分析剖面當 PGA 超過 270 gal 時，有可能導致坡腹崩滑體產生局部崩滑。
- (3) 深層重力變形分析成果顯示：(A) 霧鹿場址的潛在滑動塊體為坡腹崩積層滑體，與淺層不飽和分析成果一致，顯示透過不同模式分析可更全面地檢視潛在滑動塊體之合理性；(B) 一次潛變階段約在荷載後 270 天左右結束，AA' 及 BB' 等剖面預測之一次潛變速率分別約為 8.2 mm/年及 16.2 mm/年；(C) 霧鹿場址目前已處於二次潛變階段，AA' 及 BB' 等剖面預測之二次潛變速率分別約為 1.4 mm/年及 2.7 mm/年。
- (4) 綜整前述分析成果，本計畫進一步針對坡腹崩滑體進行崩後下坡影響範圍評估，分析結果顯示：(A) AA' 剖面坡腹崩滑體坍滑後，土砂堆積前緣距離霧鹿場址坡趾約 560 m，河階地上最大土砂堆積深度約 4.5 m，可能對霧鹿部落東南側部分民宅造成衝擊影響；(B) BB' 剖面坡腹崩滑體坍滑後，土砂堆積前緣距離霧鹿場址坡趾約 600 m，於溪床將造成 9-48 m 的土砂堆積深度，由於此段河道相對狹隘，恐有造成堰塞湖之疑慮，建議後續應加以考量。

5. 梵梵場址持續觀測及回饋分析

- (1) 透過場址地中變位資料(SAA 與 108-D007-2T TDR)顯示其單日累積降雨若達 100 mm 以上，即可在深度 48 m 與 50 m 位置發生剪動位移。然而，基於以下四點：(1) 位於 108-D007-2T 下邊坡的 108-D007-3T TDR 記錄中並未觀察到同步的剪動特徵出現、(2)地動觀測站 108-D007-V2(該測站介於鑽孔 2T 與 3T 之間)透過震波技術推估測站下方剪動深度為 21 m、(3)材料剪動弱化造成相對震波速度下降(dv/v)、(4) 模式模擬水位與震波預測之地下水位皆顯示鑽孔 2T 下方水位變化範圍涵蓋目前的剪動深度(48-50 m)，本計畫認為梵梵的變形行為主要受控於滑動面上的摩擦異質性主導，其可以分為 4 個階段：(階段 1) 當降雨入滲至可能的滑動介面上造成有效應力的變化即可產生潛移作用(creeping)、(階段 2)反覆發生之潛移作用將加載應力在滑動面上 asperity 區域(Lock zone)、(階段 3)當累積應力值達到 asperity 的快速位移門檻即可產生滑動，上述階段 2 應力的累積會使得 dv/v 抬升；相反地階段 3 會導致 dv/v 下降、(階段 4)當 asperity 快速位移後即可加載應力到其他的 asperity，亦有可能導致一序列的 asperity 發生滑動，不過在梵梵場址，很明顯目前並未發生階段 4 的情形(圖 7.1.5-1)。邊坡破壞力學分析結果指出梵梵場址主要誘發崩塌條件

為地震力並非為地下水位，因此本計畫推測該場址在未達地震力破壞門檻前，當單日累積雨量達 100 mm 以上即足夠讓地下水位變化在深度 48-50 m 位置產生有效應力之變化量，進而觸發潛移行為而讓 asperity 發生快速位移後又回到穩定狀態，當上述的位移行為反覆發生，將有機會累積更大的應力進而觸發更大的 asperity，造成更大規模的坡體變形，本計畫建議梵梵場址相關監測工作應持續進行。

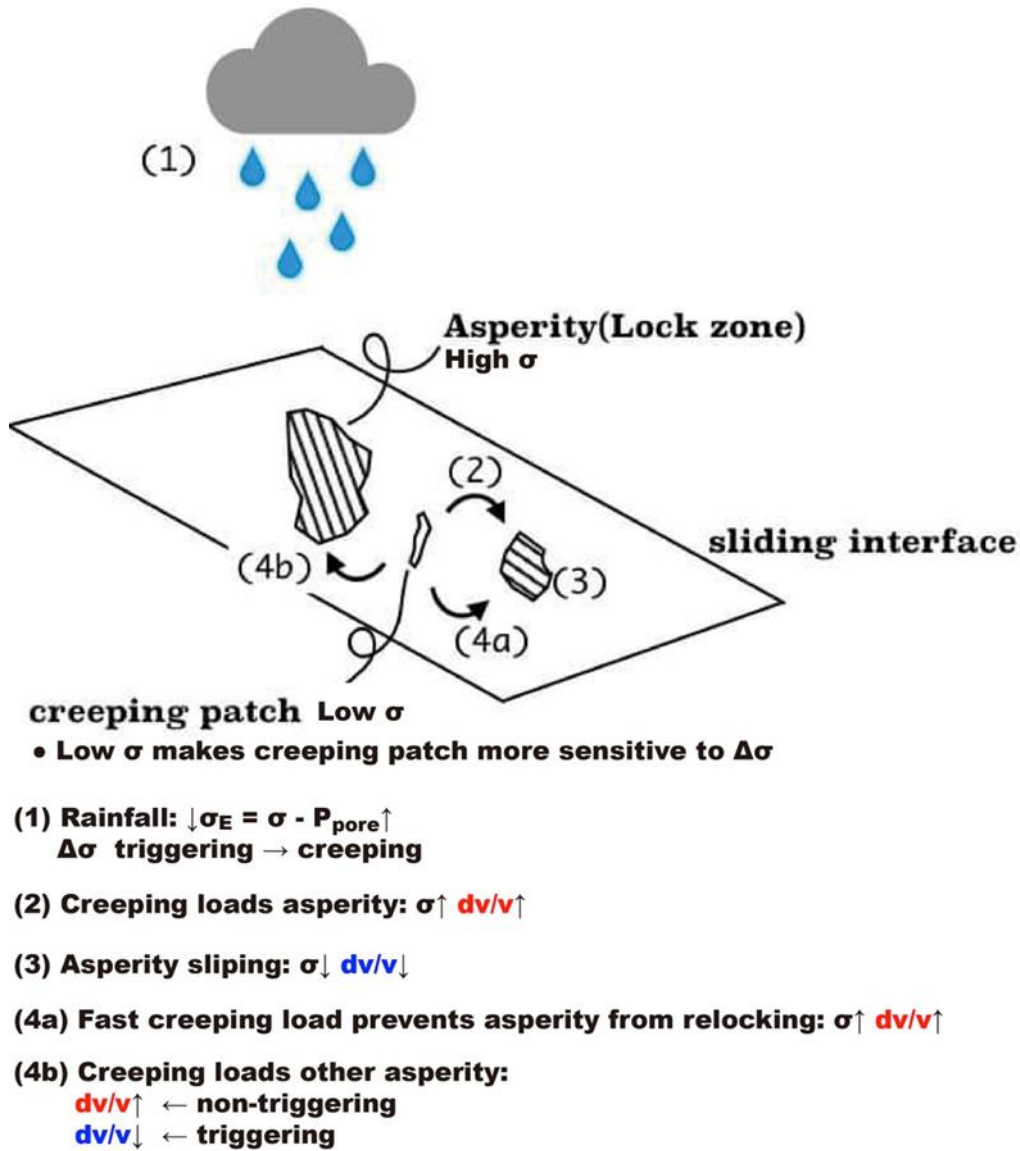


圖 7.1.5-1 梵梵場址變形機制示意圖 (剪動摩擦異質性)

Figure 7.1.5-1 Failure mechanism of the Fanfan site based on the property of frictional heterogeneity on the sliding interface

(2) 二維穩定性評估進一步建置二維降雨入滲-地下水滲流-邊坡穩定性分析模式，透過淺層土壤含水量及地下水位等觀測成果進行分析模式率定。結果顯示淺層土壤含水量及地下水位之平均絕對誤差(MAE)分別為 0.0112 及 0.89 m，平均相對誤差(MRE)分別為 4.74 % 及 1.44 %。前述平均相對誤差(MRE)均小於 10%，顯示分析模式擬合成果良好，率定後之水文地質概念模型已具有足夠之代表性，可供執行後續情境模擬與關聯性研究之用。

- (3) 經破壞行為分析可判釋出關鍵塊體，其崩塌體積為 1.64 百萬立方米。主要受到地震力誘發條件主導，地表加速度震動門檻值約 240 gal。

(二) 建議事項

1. 三維降雨入滲-滲流-穩定性耦合分析技術精進

- (1) HydroGeoSphere 雖對水文分析有優異分析模組，但無法與 GeoStudio 進行坡地穩定性耦合分析，經研究發現 3D SoilVision Suite 應可進行三維降雨入滲-滲流-穩定性耦合分析。除上述可行的分析軟體外，本計畫於地球物理探勘的努力，包含地電阻影像剖面法持續精進和表面波震測法發展，透過不同探勘技術與足夠的二維剖面資訊，足以建構具可靠性的三維數值模型。
- (2) 今年度先以霧鹿場址為例，嘗試進行三維邊坡穩定性分析，並與二維邊坡穩定性分析結果進行比對，相關成果將於期末簡報提出。建議明年度持續精進耦合分析功能，以建立三維降雨入滲-滲流-穩定性耦合分析程序。

2. 霧鹿場址補充調查、持續觀測及回饋分析建議

- (1) 在地球物理探勘技術之坡地調查應用上，本計畫採用主被動表面波震測法以及地電阻影像探測法協助地層分層以及滑動面深度之調查輔助之用，有效探測深度至少達 60 公尺，並透過與鑽探岩芯之比對標定特徵地層之物理量，進一步推估無地質鑽孔之河階堆積區域的可能地質模型。在地球物理探勘技術之坡地調查應用上，本年度計畫對於河階堆積區在無岩芯鑽探結果下進行相關地層介面之推估，建議於下年度計畫中可針對此些成果規劃鑽孔進行岩芯取樣以及孔內懸盪式波速井測，透過交叉測試比對之過程進一步驗證主被動表面波震測與坡地調查之應用性；另一方面，地電阻影像探測在有鑽孔之位置可規劃搭配孔內電極以及進行孔內地電阻井測，一方面可增加地電阻影像探測在深度上之解析能力，另一方面亦可更明確的比對不同地層材料之電阻率，建立地層材料與電阻率之關係。
- (2) 現階段觀測成果雖可初步解釋部分現象，然而現階段之觀測資料均未達一個水文年，建議可持續觀測並用以回饋檢討此模型，期能獲得更具代表性之參數、提升模式分析之準確性，用以建立崩塌地滑動徵兆評估模式及詮釋理論。

3. 梵梵場址補充調查、持續觀測及回饋分析建議

- (1) 今年度 108-D007-2T 仍監測到持續性地層滑動，透過今年初裝設的 SAA 設備可發現，地表下 50 公尺處累積剪變量約 3.0 mm、地表下 48 公尺處累積剪變量約 5.0 mm、孔口累積變形量約 8.0 mm。後續可利用 SAA 資料校準 TDR 訊號代表之位移量，即可反推去年度變動量及其餘深度之位移量。
- (2) 梵梵場址連續兩年均監測到持續性地層滑動，顯示其活動性甚高，建議明年度應綜整各項監測與分析成果，進一步釐清滑動塊體範圍、滑動機制及誘發因子。
- (3) 梵梵場址坡腹區域尚未安裝水位觀測井，其水位變化係由數值模擬反推，建議可於 108-D007-2T 鑽孔鄰近補鑽一口水位觀測井，以利釐清降雨量、地下水位、坡體變形(SAA 及 TDR 資訊)相互關係。

A. Summary of project achievements

a. Hydrogeological investigations on Wulu site

- (1) Through data collection and multi-period aerial photo stereo pairs, the project can understand the current status of the Wulu site, topographic changes, collapse history and regional linear distribution, and then cooperate with surface geological survey to establish the geological model of the site. No outcrops of bedrock were seen in the site, all of which were collapsing materials after slope sliding. The area can be divided into three layers, which are black schist (BS), terrace (t), and colluvium (Col).
- (2) In order to understand the hydrogeological characteristics of the Vatican site, the project carried out two down-hole investigations, four ERT detection lines, three MASW detection lines, six MASW points, and 29 groups of laboratory tests. The "point" data is upgraded to "line" and "surface" information, which can be applied to the construction of hydrogeological conceptual models of the site, as well as the establishment of geological sections of the site and hydrogeological characteristics of the various layers.
- (3) The slope failure process of the Wulu site can be divided into two stages. After the earliest period of plate movement and uplift, the slope of this area was exposed due to the downward cutting of Sinwulyu River. At this time, the black schist exposed on the north side of the site was deformed by gravity. The topography of the upper slope on the south side produced cliffs and reverse cliffs, and caused large-scale landslides. Then, the terraces on the side of Sinwulyu River piled up and piled up at the toe of the site. At this time, the slope of the Wulu site was generally stable. The second stage is the recent destruction. The terrace deposits at the slope toe on the northeast side were eroded by the Sinwulyu River side erosion, exposing the first stage of the colluvial layer on the slope surface. In addition, the erosion gullies developed and eroded, resulting in area B Produce destruction.

b. Three-dimensional hydrogeological model on Wulu site

- (1) This project was integrated the digital elevation maps, on-site geological survey, the investigation results of downhole loggings and in-situ monitoring data to develop a reasonable three-dimensional hydrogeological model for Wulu landslide site. According to the aforementioned information, totally four simplified geological layers such as soil layer, colluvium layer, terrace deposits, shear zone and bedrock (included Black Schist) were assumed to represent the overall geological and topographic conditions of the research site. External boundary condition were based on topographic divides considered to be coincident to groundwater divides, the actual rainfall data was specified as the infiltration boundary to the ground surface. The bottom boundary was applied as the impervious boundary; the south side boundary representing the existing stream- Xinwulu River was specified to fixed head boundary; others boundaries were assumed to no-flow boundaries. After the model validation process, a systematic three-dimensional groundwater flow model combined with various laboratory tests data and double packer test had been developed successfully to analyze the processes of rainfall infiltration, and assess the unsaturated-saturated flow interaction of Wulu landslide site.
- (2) The plan uses the aforementioned observation data for model analysis, completes the preliminary calibration of the model, and obtains back-calculated parameters and steady-state groundwater flow fields. In addition, the analysis results include

the three-dimensional groundwater flow field with normal groundwater and high groundwater, and the spatial distribution of soil water content. The related results provide subsequent slope stability analysis.

c. Monitoring system in understanding Slope activity at the Wulu site

- (1) Landslide site has been equipped with eight seismometers, borehole time-domain reflectometer (TDR), hydrology instruments (groundwater level, shallow water content), rain gauge with the monitor period over half year. Five of seismic sensors are co-located with the continuous GPS stations. Geodetic survey such as the real-time kinematic (RTK) measurements were conducted a few times across the monsoon season. Monitoring instrument equipped in borehole are real-time implementation, which can rapidly collect and integrate the essential information for the hazard mitigation.

d. Deformation mechanism analysis under dynamic hydrological condition (Wulu site)

- (1) Through literature review and the characteristics of the Wulu site, this project uses HydroGeoSphere software for 3D groundwater flow system analysis, GeoStudio software for shallow sliding analysis, FLAC software for deep-seated sliding analysis, RAMMS software for downslope impact assessment.
- (2) The results of shallow sliding analysis show that: (i) in the normal and high water level scenarios, the safety factor obtained in each zone is greater than 1.0, and the initial judgment belongs to the relatively stable state; (ii) in the earthquake scenario, the volume of sliding mass along BB' profile is about 1,251,993 m³; (iii) when the PGA exceeds 270 gal, it may cause the local landslide.
- (3) The results of the deep-seated sliding analysis show that the creep rate of the first stage of the formation in Wulu site is about 8.2-16.2 mm/year and is currently in the second creep stage with a creep rate of 1.4-2.7 mm/year.
- (4) Based on the above analysis results, this project further evaluates the influence zone of the potential sliding mass of AA' and BB' profile on the slope belly. The analysis shows that: (i) if the sliding mass on the AA' profile collapses, it may affect the east of Wulu tribe. Some houses on the south side caused impacts; (ii) if the sliding mass on the BB' profile collapses, it would cause 9-48 m of accumulation depth in the river bed. Because this section of the river is relatively narrow, it may cause a landslide dam. It is recommended that the follow-up should be considered.

e. Continuation observation and refined analysis of Fanfan site

- (1) Based on the monitoring data of SAA and time-domain reflectometer (TDR), the sliding zones can be identified with the depth ranging from 48 to 50 m when the daily cumulative precipitation reached a threshold of 100 mm. There are four evidences which supported our proposed failure mechanism (sliding interface with frictional heterogeneity, Figure 1): (1) Sliding behavior can only be observed at the TDR borehole 108-D007-2T, (2) A basal sliding depth of 21 m estimated by the seismic inversion using the frequency-dependent dv/v measurements, (3) Seismic velocity drop caused by the slide-induced material weakening, and (4) Ground water level predicted by numerical simulate and seismic inversion are covering the range of the sliding depth of 48-50 m. The failure mechanism include four stages: (Stage 1) An variance in effective stress produced by rainfall-water penetration can trigger

the creeping, then (Stage 2) Creeping loads the asperity with resulting the stress and seismic velocity increasing, (Stage 3) the asperity slipping when the stress reached the failure threshold. Finally, (Stage 4) Fast creeping load prevents asperity from relocking and/or creeping loads other asperity. In a case of the Fanfan site, there is no mechanism related to Stage 4. With considering the results from stability analysis, earthquake forcing is a major trigger factor for landsliding. Under the condition of daily cumulative rainfall over than 100 mm (the safety coefficient is still larger than 1.0), we demonstrated that the sliding-and-relocking behavior is periodically occurred and may cause the large-scale failure in the future.

- (2) The two-dimensional stability analysis further establishes a two-dimensional rainfall infiltration-groundwater seepage-slope stability analysis model, and analyzes the model through shallow soil water content and groundwater level. The results show that the MAE of shallow soil water content and groundwater level is 1.12 and 0.89 m, respectively, and the MRE is 4.74 % and 1.44 %, respectively. The aforementioned MRE are all less than 10%, indicating that the analytical model fits well, and the calibrated hydrogeological conceptual model is sufficiently representative to perform subsequent scenario simulations and correlation studies.
- (3) For the Fanfan landslide site, the large-scale landslide regions with collapsed volumes of 1.64×10^6 m³ would be probably triggered by the seismic forcing. The triggered thresholds of ground shaking is 240 gal, respectively. Based current observations of comprehensive monitoring system, there is no movement during the monitoring period. The dv/v measurements exhibited the largest reduction of about 0.5%, coinciding with the intense rainfall.

B.Suggested issues

a.Advancement of 3D infiltration-seepage-slope stability coupled analysis

- (1) Although HydroGeoSphere has excellent analysis modules for hydrological analysis, it cannot perform slope stability coupling analysis with GeoStudio. After research, it is found that 3D SoilVision Suite should be able to perform three-dimensional rainfall infiltration-seepage-stability coupling analysis. In addition to the above-mentioned analysis software, the project's efforts in geophysical exploration include the continuous improvement of the geo-resistance image profile method and the development of the surface wave seismic method. Through different exploration techniques and sufficient two-dimensional profile information, it is sufficient to construct a reliable three-dimensional numerical model.
- (2) Taking the Wulu site as an example this year, we will try to conduct a three-dimensional slope stability analysis and compare it with the two-dimensional slope stability analysis results. The relevant results will be presented in the final presentation. It is recommended to continue to refine the coupling analysis function next year to establish a three-dimensional rainfall infiltration-seepage-stability coupling analysis procedure.

b.Recommendations for supplementary surveys, continuous observations, and feedback analysis (Wulu site)

- (1) This project adopts the active and passive surface wave seismic exploration method and electrical resistivity tomography to investigate the stratification and sliding depth of the large-scale landslide. The available depth detected by surface wave seismic exploration is at least 60 meters. Calibrations between the physical

quantities (shear-wave velocity and resistivity) of the characteristic stratum were conducted by a comparison of them with the drilled cores. Based on the calibrations, the possible geological model of the area of the river terrace deposit without geological drilling can be proposed also. Borehole corings are suggested to be conducted in the area of the river terrace deposit to verify the geology model provided by the geophysical methods. For utilizing the values of the drilling boreholes, suspension P-S logging and in-hole electrical resistivity measurement are suggested to be adapted also. The in-hole electrical resistivity measurement could efficiently increase the resolution of the electrical resistivity tomography in depth and provide reliable electrical resistivity values for calibrations with coring to establish the geophysical database of different material at subsurface.

- (2) Although the observation results at this stage can initially explain some phenomena, the observation data period has not reached a hydrological year. It is recommended that observations be continued. It is expected to obtain more representative parameters, improve the accuracy of model analysis, and establish a model and interpretation theory for the evaluation of sliding behavior.

c.Recommendations for supplementary surveys, continuous observations, and feedback analysis (Fanfan site)

- (1) In this year, 108-D007-2T still monitored the continuous slope deformation. The SAA equipment installed in April of this year showed that the cumulative shear displacement at 50 meters below the ground surface is about 3.0 mm, and the cumulative shear displacement at 48 meters below the ground surface is about 5.0 mm, and the cumulative deformation on the ground surface is about 8.0 mm. SAA data can be used to calibrate the displacement represented by the TDR signal, and then the deformation of the previous year and the deformation of different depths can be calculated.
- (2) The Fanfan site clearly observes continuous slope deformation, which shows that its activity is very high. It is recommended that various monitoring and analysis results should be integrated next year to further clarify the scale, mechanisms and factors of sliding mass.
- (3) There is no groundwater observation well near 108-D007-2T. The reported water level change is the result of numerical simulation. It is recommended to add a groundwater observation well near the 108-D007-2T to clarify the correlation between rainfall, groundwater level and slope deformation.

參考文獻

1. Aczél, R. (2013) 'The Use of Shear Wave Velocity in Shallow Foundation Analysis and Design' thesis in University of Nevada, Reno.
2. Aki, K. (1957). "Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors." Tokyo University, Bull. Earthquake Res. Inst. 25, 415–457.
3. Alsop, G. I., & Marco, S. (2012). A large-scale radial pattern of seismogenic slumping towards the Dead Sea Basin. *Journal of the Geological Society*, 169(1), 99-110.
4. Arya, L. M., and Paris, J. F. (1981). A Physicoempirical Model to Predict the Soil Moisture Characteristic from Particle-Size Distribution and Bulk Density Data, *Soil Science Society of America Journal*, 45(6): 1023-1030.
5. Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussi re, B., Chapuis, R.P. (2003). A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 40: 1104-1122.
6. Bajaj, K., and Anbazhagan, P. (2019) 'Seismic site classification and correlation between VS and SPT-N for deep soil sites in Indo-Gangetic Basin'. *Journal of Applied Geophysics*, 163, pp. 55-72.
7. Bensen, G. D., M. H. Ritzwoller, M. P. Barmin, A. L. Levshin, F. Lin, M. P. Moschetti, N. M. Shapiro, and Y. Yang (2007). Processing seismic ambient noise data to obtain reliable broad-band surface wave dispersion measurements, *Geophys. J. Int.*, 169, 1239-1260.
8. Berger C., McArdell B. W. and Schlunegger F. 2011: Direct measurement of channel erosion by debris flows, Illgraben, Switzerland, *J. Geophys. Res.*, 116, F01002.
9. Blonquist, J. M., Jones, S. B., and Robinson, D. A. (2005). "Standardizing Characterization of Electromagnetic Water Content Sensors." *Vadose Zone Journal*, 4(4), 1059.
10. Bozzano, F., Cherubini, C., Floris, M., Lupo, M., and Paccapelo, F. (2002) Landslide Phenomena in the Area of Pomarico (Basilicata–Italy): Methods for Modeling and Monitoring, *Physics and Chemistry of the Earth*, 27(36), pp. 1601-1607.
11. Brooks, R. J., Corey, A. T. (1964). Hydraulic properties of porous media, *Hydrol. Pap.* 3, Colo. State Univ., Fort Collins.
12. Brunner, P., Simmons, C.T. (2012). HydroGeoSphere: A Fully Integrated, Physically Based Hydrological Model. *Ground Water* 50(2): 170-176.
13. Caine, N. (1980). The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris-flows. *Geografiska Annaler*, 62A, 23-27.
14. Cascini, L., Gulla, G., and Sorbino, G. (2006) Groundwater Modeling of a Weathered Gneissic Cover, *Canadian Geotechnical Journal*, 43, pp. 1153-1166.
15. Chang, L.S. (1974) A biostratigraphic study of the so-called Slate Formation in Taiwan based on small foraminifera: 4. Northernmost part of the Central Range: *Proc. Geol. Soc. China*, 17, 85-93. Chang, K.T., Ge, L., Lin, H.H. (2015) Slope creep behavior:

- observations and simulations, *Environ Earth Sci*, 73:275–287.
16. Chao, W. A., L. Zhao, S. C., Chen, Y. M. Wu, C. H. Chen and H. H. Huang (2016). Seismology-based early identification of dam-formation landquake events, *Sci. Rep.* 5, 19259, doi: 10.1038/srep19259.
 17. Chao, W. A., Y. M. Wu, L. Zhao, H. Chen, Y. G. Chen, J. M. Chang and C. M. Lin (2017). A first near real-time seismology-based landquake monitoring system, *Sci. Rep.* 7:43510; doi: 10.1038/srep43510.
 18. Chao, W. A., Y. M. Wu, L. Zhao, V. C. Tsai and C. H. Chen (2015) Seismologically determined bedload flux during the typhoon season, *Sci. Rep.* 5, 8261; doi: 10.1038/srep08261.
 19. Chen, C. H., W. A. Chao, Y. M. Wu, L. Zhao, Y. G. Chen, W. Y. Ho, T. L. Lin, K. H. Kuo, and J. M. Chang (2013). A seismological study of landquakes using a real-time broad-band seismic network, *Geophys. J. Int.*, 194, 885-898
 20. Cheng, F., Xia, J., Luo, Y., Xu, Z., Wang, L., Chen C., Liu, R., Pan, Y., Mi, B., and Hu, Y. (2016). “Multichannel analysis of passive surface waves based on cross correlations.” *Geophysics*, 81, 1-10.
 21. Chigira, M. (1992). Long-term gravitational deformation of rocks by mass rock creep. *Engineering Geology*, 32(3), 157-184.
 22. Christen, M., Kowalski, J., and Bartelt, P. (2010). “RAMMS: Numerical simulation of dense snow avalanches in threedimensional terrain.” *Cold Reg. Sci. Technol.*, 63: 1-14.
 23. Chung, M. C., Tan, C. H., Chen, C. H. (2017) Local Rainfall Thresholds for Forecasting Landslide Occurrence: Taipingshan Landslide Triggered by Typhoon Saola, *Landslides*, Vol. 14, No. 1, pp. 19-33.
 24. *Engineering*, 146, 04020057.
 25. Fatehnia, M., Hayden, M., and Landschoot, M. (2015) ‘Correlation between shear wave velocity and SPT-N values for North Florida soils’. *Elec J Geotech Eng*, 20, pp. 12421–12430.
 26. Frank, Florian; McArdeell, Brian W; Huggel, Christian; Vieli, Andreas (2015). The importance of entrainment and bulking on debris flow runout modeling: examples from the Swiss Alps. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 15(11):2569-2583.
 27. Fredlund, D. G., and Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve, *Canadian Geotechnical Journal*, 31: 521-532.
 28. Fredlund, D.G., Rahardjo, H. (1993), *Soil Mechanics for Unsaturated Soil*, John Wiley & Sons, New York, USA, p.517.
 29. Ghavami, M., Tamizdoust, M.M., Ghasemi-Fare, O. (2019) ‘Determination of allowable bearing capacity of shallow foundation using modified hyperbolic stress-strain model’, *Journal of applied geophysics*, 166, pp.1-9.
 30. Gilgen, M. (2008). *Hydrological Simulations of a Hillslope Prone to Shallow Landslides*, Diploma Thesis, Swiss Federal Institute for Forest, Snow and Landscape Research WSL.

31. Gimbert, F., V. C. Tsai and M. P. Lamb (2014) A physical model for seismic noise generation by turbulent flow in rivers. *J. Geophys. Res. Earth Surf.* 119, doi:10.1002/2014JF003201.
32. Goodman, R.E. (1989) *Introduction to Rock Mechanics*, Second Edition, John Wiley & Sons, New York.
33. Green, R. E., and Corey, J. C. (1971). Calculation of Hydraulic Conductivity: A Further Evaluation of Some Predictive Methods. *Soil Science Society of America Proceedings*, 35: 3-8.
34. Guzzetti, F., S. Peruccacci, M. Rossi, and C. Stark (2008). The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flow: an update, *Landslides*, 5, 3-17.
35. Hanks, T. C. and H. Kanamori (1979) A Moment Magnitude Scale, *Journal of Geophysical Research*, 84, No.B5.
36. Hanumantharao, C., and Ramana, G.V. (2008) 'Dynamics soil properties for microzonation of Delhi, India'. *J Earth Syst Sci* 117(S2), pp. 719–730.
37. Haskell, N.A. (1960). "Crustal reflection of plane SH waves." *J. Geophys. Res.*, 65, 4147-4150
38. Hoek, E. and Bray, J.W. (1981). *Rock Slope Engineering*, Revised 3rd edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London, pp 341 - 351.
39. Hoek, E., Carranza-Torres, C.T., and Corkum, B. (2002), Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. Proc. North American Rock Mechanics Society meeting in Toronto in July 2002
40. Hökmark, H. and Pusch, R. (1992) Mechanisms and consequences of a creep in the nearfield rock of a KBS-3 repository, Clay Technology AB, Lund, Sweden.
41. Hussin, H.Y., Quan Luna, B., van Westen, C.J., Christen, M., Malet, J.P., and van Asch, Th.W.J. (2012). "Parameterization of a numerical 2-D debris flow model with entrainment: a case study of the Faucon catchment, Southern French Alps." *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 12: 3075-3090.
42. Itasca Consulting Group Inc. (2002) PFC3D (Particle Flow Code in 3 Dimensions). Version 3.0. Minneapolis, MN: ICG.
43. Iverson, R. M. (2000). Landslide triggering by rain infiltration. *Water Resources Research*, 36, 1897-1910.
44. Kizito, F., Campbell, C. S., Campbell, G. S., Cobos, D. R., Teare, B. L., Carter, B., and Hopmans, J. W. (2008). "Frequency, electrical conductivity and temperature analysis of a low-cost capacitance soil moisture sensor." *Journal of Hydrology*, 352(3–4), 367–378.
45. Krzeminska, D.M., Bogaard, T.A., van Asch, Th. W.J., van Beek, L.P.H. (2012). A conceptual model of the hydrological influence of fissures on landslide activity, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 16, 1561-1576.
46. Lama, R. D, and Vutukuri, V. S. (1978). *Handbook on Mechanical Properties of Rocks: Testing, Techniques and Results*, Volume III, No. 2, 231-237.

47. Lambiel, Christophe, and Reynald Delaloye. "Contribution of real-time kinematic GPS in the study of creeping mountain permafrost: Examples from the Western Swiss Alps." *Permafrost and periglacial processes* 15.3 (2004): 229-241.
48. Lin, C. M., K. L. Wen, C. H. Kuo, J. Y. Huang, and H. H. Hsieh (2017). Shallow shear wave velocity model of Taiwan constructed from Receiver Function Analysis of strong motion stations, Joint Scientific Assembly of the International Association of Geodesy and International Association of Seismology and Physics of the Earth's Interior, Kobe, Japan, Jul. 29-Aug. 4.
49. Lin, C.-P. and Lin, C.-H. (2007). "Effect of Lateral Heterogeneity on Surface Wave Testing: Numerical Simulations and a Countermeasure." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27, 541-552.
50. Lin, C.-P., Tang, S.-H., Lin, W.-C., and Chung, C.-C. (2009, Jan). Quantification of Cable Deformation with TDR: Implications to Localized shear deformation Monitoring. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.135, No. 1.
51. Lumb, (1975), "Slope failures in Hong Kong," *Quarterly Journal of Engineering Geology*, Vol. 8, pp. 31-65.
52. Ma, K.-F., Wang, Y.-J., Hsu, H.-J., Chen, Y.-L. & Chen, D.-Y. (2013). The analysis and application of CWB borehole seismic array data (2/2). *Seismology Technical Report of Central Weather Bureau*. 63, pp. 178–200.
53. Maheshwari, B.K., Mahajan, A.K., Sharma, M.L., Paul, D.K., Kaynia, A.M., and Lindholm, C. (2013) 'Relation between shear velocity and SPT resistance for sandy soils in the Ganga basin'. *Int J Geotech Eng*, 7, pp. 63–70.
54. Mainsant, G., E. Larose, C. Brönnimann, D. Jongmans, C. Michoud, and M. Jaboyedoff (2012). Ambient seismic noise monitoring of a clay landslide: Toward failure prediction. *Journal of Geophysical Research*, 117, F01030.
55. MAKOTO, K., & KHANG, T. T. (2013) Relationships between N value and parameters of ground strength in the South of Vietnam. *Geotechnics for Sustainable Development - Geotec Hanoi 2013*, Phung (edt). Construction Publisher. ISBN 978-604-82-0013-8
56. McLaren, R.G. (2005). *GRID BUILDER 4.0: A generator for 2D triangular finite elements grids and grid properties, user's guide*. Waterloo Ctr. for Groundwater Res., Univ. of Waterloo, Waterloo, ON, Canada.
57. Meric, O., Garambois, S., Malet, J., Cadet, H., Gueguen, P., and Jongmans, D., (2007), "Seismic noise-based methods for soft-rock landslide characterization." *Bulletin de la Societe Geologique de France*, 178, 2, 137-148.
58. Mualem, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, *Water Resour. Res.*, 12(3), 513–522, doi:10.1029/WR012i003p00513.
59. Nakamura, Y., (1989). "A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface." *QR of RTRI*, 30, no.1, February, 25-33.
60. Nath, S.K. (2007) 'Seismic microzonation framework – principles and applications, at the

- microzonation’, Workshop at Indian Institute of Science, Bangalore during June 26–27, 2007, Published in the Proceedings volume, pp. 7–35.
61. Nigbor, R.J., and Imai, T. (1994). “The Suspension P-S Velocity Logging Method,” ISSMFE Technical Committee 10 for XIII ICSMFE, Geophysical Characteristics of Sites, A. A. Balkema Publishers/Rotterdam & Brookfield, Netherland.
 62. Obermann, A., T. Kraft, E. Larose, and S. Wiemer (2015). Potential of ambient seismic noise techniques to monitor the St. Gallen geothermal site (Switzerland). *Journal of Geophysical Research Solid Earth*, 120.
 63. Ogura, K. (1988). “Expansion of applicability for suspension P-S logging,” OYO Technical Report, 10, 69-98.
 64. Palacky, G.V., (1987). Resistivity Characteristics of Geologic Targets, Chapter in book: *Electromagnetic Methods in Applied Geophysics, Vol 1, Theory*, 1351.
 65. Peter Schürch ; Alexander L. Densmore ; Nicholas J. Rosser ; Brian W. McArdeil(2011), Dynamic controls on erosion and deposition on debris-flow fans. *Geology* (2011) 39 (9): 827-830.
 66. Ping-Hu Cheng, 2002, Imaging the Subsurface Structure of the Northern Tip of the 1999 Chi-Chi Earthquake Fault in Central Taiwan Using the Electric Resistivity Method, *TAO*, V11 No. 3, 721-734.Salm, B. (1993). “Flow, flow transition and runout distances of flowing avalanches.” *Ann. Glaciol.*, 18: 221-226.
 67. Qureshi, M. U., Yamada, S., and Towhata, I. (2013) ‘A simplified technique for slope stability assessment based on insitu S-wave velocity measurement’. In: Ugai, K., H.
 68. Rault, C., W. A. Chao, C. Gelis, A. Burtin, J. M. Chang, O. Marc, T. S. Lai, Y. M. Wu, N. Hovius and P. Meunier (2020) Seismic response of a mountain ridge prone to landsliding, *Bull. Seismol. Soc. Am.*
 69. S.M. Hsu, J.P. Hsu, C.C. Ke, Y.T. Lin, and C.C. Huang (2019), Rock mass permeability classification schemes to facilitate groundwater availability assessment in mountainous areas: a case study in Jhuoshuei river basin of Taiwan, *Geoscience Journal*, DOI: 10.1007/s12303-019-0017-8.Savage, W. Z., J. W. Godt, and R. L. Baum (2004). Modeling time-dependent slope stability. *Proceedings IX International Symposium on Landslides. Rio de Janeiro, Brazil, June 27-July 2, 23-38.*
 70. Savage, W. Z., J. W. Godt, and R. L. Baum (2004). Modeling time-dependent slope stability. *Proceedings IX International Symposium on Landslides. Rio de Janeiro, Brazil, June 27-July 2, 23-38.*
 71. Sen-Schönfelder, C. and U. Wegler (2006). Passive image interferometry and seasonal variations of seismic velocities at Merapi Volcano, Indonesia, *Geophysic. Res. Lett.*, 33, L21302.
 72. Shao, W., Bogaard, T.A., Bakker, M., Greco, R. (2015). Quantification of the influence of preferential flow on slope stability using a numerical modelling approach, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 19, 2197-2212.

73. TEZCAN, S.S., OZDEMIR, Z., and KECALI, A. (2009) 'Seismic Technique to Determine the Allowable Bearing Pressure for Shallow Foundations in Soils and Rocks', *Acta Geophysica*, 57, pp. 400-412.
74. Therrien, R., McLaren, R.G., Sudicky, E.A., Panday, S.M. (2005). *HydroGeoSphere: A three-dimensional numerical model describing fully-integrated subsurface and surface flow and solute transport*, 322 pp., Groundwater Simulations Group, Univ. of Waterloo, Waterloo, Ont., Canada.
75. Therrien, R., Sudicky, E. A. (1996). Three-dimensional analysis of variably saturated flow and solute transport in discretely-fractured porous media. *J. Contam. Hydrol.* 23(6), 1-44.
76. Trafford, A., and Long, M. (2020) 'Relationship between Shear-Wave Velocity and Undrained Shear Strength of Peat'. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental*
77. Tsai, V. C., B. Minchew, M. P. Lamb and J. P. Ampuero (2012) A physical model for seismic noise generation from sediment transport in rivers, *Geophys. Res. Lett.* 39, L02404.
78. U.S. NRC (2017) Implementation of a Creep Model in FLAC to Study the Thermomechanical Response of Salt as a Host Repository Medium— 2nd Progress Report, No. NRC-HQ-12-C-02-0089.
79. van Genuchten, M.Th. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 44:892-898
80. Viessman, W. (Jr.) and G.L. Lewis, (1996). *Introduction to Hydrology*, 4th Edition, Harper Collins College Publisher, New York, 760 pp.
81. Voellmy, A. (1955). "On the destructive force of avalanches." SLF, Davos, Switzerland.
82. Yagi, and A. Wakai (Eds.), *Earthquake-Induced Landslides*, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, pp. 871-881.
83. 內政部國土測繪中心(2010)，採用虛擬基準站即時動態定位技術辦理加密控制及圖根測量作業手冊。
84. 何春蓀(1975)台灣地質概論台灣地質圖幅說明書，經濟部出版，153頁。宜蘭縣政府(2002)英士村原住民部落基礎環境改善計畫工程-全區地質環境調查分析委託專業服務成果報告書，宏祥工程顧問有限公司，共258頁。周令麒 (2014) 岩石邊坡潛變變形之模擬分析，國立屏東科技大學水土保持系，碩士論文，屏東。
85. 何春蓀(1986)台灣地質概論，增訂第二版。經濟部中央地質調查所出版，163頁。周良勳譯(2003)，測量學(Construction surveying and layout)。新文京開發出版股份有限公司出版，台北縣，共704頁。
86. 吳永助(1976)清水土場地熱區及其外圍之地質。礦業技術，第十四期，484-489頁。吳政賢 (2015) 板岩邊坡之重力變形機制研究-以模型試驗及分離元素法探討，國立高雄大學土木與環境工程學系，碩士論文，高雄。
87. 呂崇嘉，直流電阻法應用於水文地質研究，中央大學地球物理研究所，博士論文，195頁，1994。林士淵 (2002) 規則節理岩體潛變模式之研究，國立臺灣大學土木工程研究所，碩士論文，臺北。
88. 李正兆(2009)，「整合地電阻法與水文地質調查於崩塌地滑動之機制研究」，國立

- 中央大學地球物理研究所博士論文，桃園。李璟芳、黃韋凱、曹鼎志、張玉莽、冀樹勇 (2015) 微地形判釋應用於土石流災害之三維數值模擬，中華水土保持學報，第46卷，第2期，第96-105頁。
89. 李璟芳、黃韋凱、曹鼎志、張玉莽、冀樹勇 (2015) 微地形判釋應用於土石流災害之三維數值模擬，中華水土保持學報，第46卷，第2期，第96-105頁。
90. 林士淵 (2002) 規則節理岩體潛變模式之研究，國立臺灣大學土木工程研究所，碩士論文，臺北。
91. 林宏勳 (2011) 木山層砂岩之潛變行為研究，國立臺灣大學土木工程研究所，碩士論文，臺北。
92. 林俊良 (2013) 廬山地滑災害三維分析，國立中興大學水土保持學系研究所，碩士論文，台中。
93. 林啟文、林偉雄(1995)三星圖幅及說明書，五萬分之一台灣地質圖第31號。經濟部中央地質調查所出版，共55頁。林俊良 (2013) 廬山地滑災害三維分析，國立中興大學水土保持學系研究所，碩士論文，台中
94. 林德貴、張國欽、蘇苗彬 (2008) 颱風降雨期間梨山地滑區邊坡穩定性之數值評估，中華水土保持學報，第39卷，第1期，第57-81頁。
95. 金聖鴻 (2010) 邊坡潛變行為監測與數值模擬，國立雲林科技大學營建工程系，碩士論文，雲林。
96. 洪如江，(1979)，「環境因素在臺灣山崩中之應用」，邊坡穩定與坍方研討會論文專集，中國土木水利工程學會，第147-172頁。
97. 范嘉程、馮道偉，(2003)，以有限元素法探討暴雨時邊坡之穩定分析，土工技術，第95期，第61-74頁。
98. 唐昭榮、胡植慶、羅佳明、林銘郎 (2009) 遽變式山崩之PFC3D模擬初探—以草嶺與小林村為例，土工技術，第122期，第143-152頁。
99. 徐國錦，(2003)，「地層中介質孔隙水流對坡地崩塌影響之研究(II)」，成果報告，行政院國家科學委員會專題研究計畫。
100. 財團法人中興工程顧問社 (1994) 岩盤潛變對山坡穩定及地下結構物二次襯砌影響探討，財團法人中興工程顧問社，專案研究報告，臺北。
101. 財團法人中興工程顧問社 (1997) 軟弱岩盤潛變與隧道二次襯砌設計方法之研究，財團法人中興工程顧問社，專案研究報告，臺北。
102. 財團法人中興工程顧問社，(2008~2013)，「易淹水地區上游集水區地質調查與資料庫建置—集水區水文地質對坡地穩定性影響之調查評估計畫」，成果報告，經濟部中央地質調查所委辦研究計畫。
103. 莊庭鳳 (2014) 以分離元素法探討板岩邊坡變形機制，國立高雄大學土木與環境工程學系，碩士論文，高雄。
104. 陳逸龍(2003) 多頻道表面波試驗程序標準化之研究，國立交通大學碩士論文
105. 曾長生(1978)宜蘭縣清水及土場區地質及地熱產狀，台灣石油地質，第十五號，第11至23頁。黃韋凱、魏倫璋、李璟芳、林錫宏、紀宗吉 (2016) 崩塌地調查與三維數值模擬-以平廣溪崩塌為例，中興工程，第130期，第45-54頁。

106. 曾清涼(1999), GPS衛星測量原理與應用, 國立成功大學衛星資訊研究中心, 台南。
107. 曾清涼、儲慶美 (1999), GPS衛星測量原理與應用, 國立成功大學衛星資訊研究中心(2010), 採用虛擬基準站即時動態定位技術辦理加密控制及圖根測量作業手冊。
108. 黃韋凱、魏倫璋、李璟芳、林錫宏、紀宗吉 (2016) 崩塌地調查與三維數值模擬-以平廣溪崩塌為例, 中興工程, 第130期, 第45-54頁。
109. 經濟部中央地質調查所, 2010, 臺灣山區地下水資源調查研究整體計畫—臺灣中段山區地下水資源調查研究整體計畫總報告(1/4), 財團法人中興工程顧問社。
110. 經濟部中央地質調查所, 2017, 水文地質調查及觀測井建置北段山區及地下水補注敏感區 (1/4), 財團法人中興工程顧問社。
111. 葉信富, 李振誥, 陳忠偉, 張格綸, (2008), 「評估蒸發皿係數以推估台灣南部地區蒸發散量之研究」, 農業工程學報, 第54卷第3期, 第27-35頁。
112. 趙韋安、楊哲銘、楊棟與戴東霖 (2020) 高山坡地之地動響應分析與應用, 土工技術, No. 165/2020.9.
113. 劉振宏 (2007) 不飽和夯實低塑性黏土浸潤強度變化之探討, 中華大學土木與工程資訊學系碩士論文。
114. 潘安士、張光宗、林錫宏、錢滄海 (2011) 以有限元素法分析板岩邊坡潛移行為, 中華水土保持學報, 第43卷, 第1期, 第35-48頁。
115. 鄧鳳儀 (2008) 湖口崩塌地水文地質數值模型回饋分析研究, 國立中央大學應用地質研究所論文
116. 鄭清江、譚志豪、鍾明劍、李錦發、費立沅 (2009) 莫拉克降雨引致高屏地區邊坡淺層崩塌災害勘查與穩定性數值分析案例, 土工技術, 第122期, 第133-142頁。
117. 濁水溪水係支流清水溪治理規劃報告, 2009, 經濟部水利署水利規劃試驗所。
118. 羅佳明 (2013) 蘇花公路115.9K邊坡調查、穩定分析及運移模擬之研究, 建國科大理工期刊, 第33卷, 第1期, 第1-24頁。