



中央地質調查所報告第94-19號

委辦計畫編號(5226902000-01-9402)

山崩調查與危險度評估
紅葉坪地滑監測系統建立與變
形機制研究(1/2)



委託機關：經濟部中央地質調查所

執行單位：國立交通大學

中華民國94年12月

目 錄

目 錄.....	I
圖 目 錄.....	IV
表 目 錄.....	XIV
I. 摘要.....	XVI
II. 英文摘要.....	XVII
1 計畫說明.....	1-1
1.1 計畫緣由.....	1-1
1.2 工作範圍與目標.....	1-2
2 文獻收集與現場探勘.....	2-1
2.1 紅葉坪地區邊坡穩定相關歷年調查與地表變形文獻資料整理.....	2-1
2.2 國內外大型邊坡變形行為之案例歸納整理.....	2-5
2.3 現有地層內邊坡穩定監測技術.....	2-27
2.4 現場探勘.....	2-35
3 航測及其他影像技術之應用.....	3-1
3.1 遙控直升機空拍照片與 GPS 量測.....	3-5
3.2 數位航照資料與衛星影像亞像元交相關分析—地滑區位移場分析.....	3-23
3.3 光達(Lidar)影像測繪與數值地型試作.....	3-47
4 地形圖、地質圖及剖面圖測製.....	4-1
4.1 地形圖製作.....	4-1
4.2 地質圖與地質剖面圖製作.....	4-1
4.3 鑽探岩心描述.....	4-5
4.4 集集地震誘發崩塌分布推估.....	4-8

4.5	區域地質圖與地質剖面圖	4-9
5	鑽探及監測儀器安裝	5-1
5.1	光纖光柵地層移動監測原理與儀器製作	5-1
5.2	布里淵光時域反射原理與儀器製作	5-8
5.3	現場鑽探作業與監測系統安裝	5-11
6	地層材料力學試驗與邊坡穩定變形分析	6-1
6.1	地貌表徵與地滑機制之推估	6-1
6.2	地層材料力學試驗	6-19
6.3	邊坡穩定分析	6-36
6.4	邊坡變形分析	6-55
7	坡地水文地質與地下水分析	7-1
7.1	地表水文調查	7-1
7.2	節理系之調查與統計	7-2
7.3	地下水壓監測	7-11
7.4	水文地質概念模型之初步構想	7-14
8	紅葉坪地區地滑模型與預估地滑發生之基準	8-1
8.1	紅葉坪地滑活動歷史之推估以及再活動可能性評估(崩塌基準)	8-1
8.2	結果討論與持續研究之建議	8-2
9	參考文獻	9-1
10	附錄 A (南投集集大山煤田地質地形圖及構造剖面圖, 何春蓀, 1955)	10-1
11	附錄 B (下水堀二號橋沿線露頭)	11-1
12	附錄 C (岩心描述)	12-1
13	附錄 D (集集地震強震紀錄)	13-1

14	附錄 E 會議紀錄	14-1
15	附錄 F (專家意見及處理情形)	15-1
16	光碟-附錄一：岩心照片 (橫)	
17	光碟-附錄二：岩心照片 (直)	
18	光碟-附錄三：鑽孔柱狀圖	
19	光碟-附錄四：岩心物性試驗結果	
20	光碟-附錄五：紅葉坪航空照片/地質圖	
21	光碟-附錄六：運用體積百分比推估岩體強度	

圖 目 錄

- 圖 2.1 紅葉坪地區地標物滑動方向與距離分布圖(李錦發等, 2004).....2-3
- 圖 2.2 紅葉坪於集集地震後崩塌地分布圖及主要地滑的範圍(李錦發等, 2004).....2-4
- 圖 2.3 梨山賓館與國民旅社位處地滑區全景(行政院農委會水土保持局, 2002).....2-5
- 圖 2.4 國民旅社上方擋土牆側移龜裂(行政院農委會水土保持局, 2002).....2-5
- 圖 2.5 湖口崩塌地全貌(洪如江, 1990.4.27).....2-8
- 圖 2.6 凸向鳳山溪河岸之趾部隆起, 達 5 公尺高(林銘郎, 1992.11.12).....2-8
- 圖 2.7 湖口崩塌調查計畫監測儀器佈設圖(中央地調所, 1994.5).....2-8
- 圖 2.8 崩移泥岩的出露(李文禮, 1994.3.12).....2-9
- 圖 2.9 小崖階高約 4 公尺(李文禮, 1994.3.12).....2-9
- 圖 2.10 輕便路與基山路間坡面整治前、後照片 (中央地調所 2000)2-10
- 圖 2.11 Tessin(地滑區全景 ceo-Giovanni Angeli,2000)2-15
- 圖 2.12 Tessin 地滑區 1995~1998 年 GPS 監測結果圖(7 個代表性 GPS 觀測點)
(Josep A. Gili,b, Jordi Corominas, Joan Rius, 2000).....2-15
- 圖 2.13 Tessin 地滑區應用地表雷達監測結果圖(亮度值高代表地表裸露程度高)
(Dario Tarchi, Nicola Casagli, Riccardo Fanti and David D. Leva, 2003).....2-16
- 圖 2.14 不同時間點地表雷達監測結果圖(監測 72 小時, 每張間隔約 6~7 小時)
(Dario Tarchi, Nicola Casagli, Riccardo Fanti and David D. Leva, 2003).....2-16
- 圖 2.15 2000.4.10~2000.6.10 間應用 GPS 與 SAR 影像監測結果比較圖
(Dario Tarchi, Nicola Casagli, Riccardo Fanti and David D. Leva, 2003).....2-17
- 圖 2.16 The Mam Tor Landslide 的北方高處往南望, 圖中的道路即為聯絡 Manchester
和 Sheffieled 的主要道路。(Waltham & Dixon, 1998).....2-18
- 圖 2.17 The Mam Tor Landslide 的崩塌地示意圖, 其中箭頭代表為地表水平位移的方

向。(Waltham & Dixon, 2000)	2-19
圖 2.18 為圖 2.17 的 A-B 剖面圖(Waltham & Dixon, 2000).....	2-19
圖 2.19 為圖 2.17 和圖 2.18 中穿過地滑區中段的道路的上部，在不同時期所量測到的 水平方向位移。(Waltham & Dixon, 2000)	2-19
圖 2.20 為圖 2.17 和圖 2.18 中穿過地滑區中段的道路的上部，在不同時期所量測到的 垂直方向位移及降雨強度。(Waltham & Dixon, 2000)	2-20
圖 2.21 將 The Mam Tor Landslide 分成幾個主要的滑動塊，分別比較其活動性，其中 發現到位於地滑區中段的 L、M、N 有較高的滑移速率。(Waltham & Dixon, 2000)	2-20
圖 2.22 (a) Sauze 地區及流域正射影像圖；(b) Super-Sauze 地滑之地形圖 (By J.-P. Malet et al. / Geomorphology 66 (2005) 215–235)	2-22
圖 2.23 Super-Sauze 地滑區全貌調查與其 5 個監測位置分佈圖，1999 (By J.-P. Malet et al. / Geomorphology 43 (2002) 33–54)。	2-22
圖 2.24 Super-Sauze 於 1999 年 5 月於監測站所量得之 GPS 觀測資料。(a)有效降雨量； (b)孔隙水壓力變化；(c)累積平面位移量測；(d)地表速度變化；(e)累積高程變化。	2-23
圖 2.25 Randa 地滑區之區域地質圖與高程圖	2-25
圖 2.26 Randa 地滑區的俯瞰，可看到圓錐形崩滑土石堆積區	2-25
圖 2.27 Randa 地滑區的地質剖面圖。粉紅色為 1991 年 4 月 18 日發生的崩滑事件；青 藍色則為 1991 年 5 月 9 日發生的崩滑事件。	2-25
圖 2.28 Rana 地滑區的地形簡圖和地質構造位置圖(包括 6 條連續性節理)。粉紅線為 J3 節理；黃線為 J2 節理；藍線為 J5 節理；青藍色線為 J6 節理。	2-25
圖 2.29 鑽孔位置圖(SB120-120 米深；SB50S\$SB50N-50 米深)。鑽孔內裝設傾斜儀、	

地音探聽器、水壓計。	2-26
圖 2.30 1 為 Randa 地滑區；2、3 為即時資料的中心接收站；4 為地震儀的安裝。	2-26
圖 2.31 資料擷取系統之概要圖表	2-26
圖 2.32 傾斜度量測儀器中伺服加速度計量測系統 (Wilson and Mikkelsen, 1978)	2-27
圖 2.33 現地試驗之地形狀況與量測數據 (Wilson and Mikkelsen, 1978)	2-28
圖 2.34 傾斜探管照片 (Green and Mikkelsen, 1988)	2-29
圖 2.35 孔內傾斜儀構造和配置圖 (Wilson and Mikkelsen, 1978)	2-30
圖 2.36 伸縮儀 (Wilson and Mikkelsen, 1978)	2-31
圖 2.37 開口式水位計 (Wilson and Mikkelsen, 1978)	2-32
圖 2.38 Casagrande 開口式水位計 (Wilson and Mikkelsen, 1978)	2-33
圖 2.39 氣壓感測式水壓計 (Wilson and Mikkelsen, 1978)	2-33
圖 2.40 振弦式水壓計 (Wilson and Mikkelsen, 1978)	2-34
圖 3.1 遙控直昇機空拍飛行區示意圖	3-5
圖 3.2 地滑區北界(永祿溪)、天藍色虛線代表判釋之崩塌區	3-6
圖 3.3 西南隅活躍區及其漏斗狀下方之崩塌區	3-6
圖 3.4 地滑區由西北角鳥瞰照，藍色線段為地滑區北界永祿溪，黃色區域為地滑區西南隅活躍區，紅色區域則為地滑區南側之冠部	3-7
圖 3.5 地滑區南界、冠部崩崖，紅色虛線處為冠部崩崖位置，由此可見有兩個地滑崩崖崖面，二者橫向延伸垂直坡向	3-7
圖 3.6 由南向北鳥瞰大部份地滑區，藍色線段下緣為永祿溪(地滑區北界)，紅色虛線為地滑區邊界(李錦發 2004)，淺藍色區域為西南隅活躍區	3-8
圖 3.7 西南隅活躍區，可看出一明顯的凹槽，與周遭地形的關係	3-8

圖 3.8	本計畫所埋設樁點位置(H01~H06)及使用之控制點位置圖	3-10
圖 3.9	GPS 測點野外現地照片	3-11
圖 3.10	各測點與校正用標準點之間相對關係圖	3-12
圖 3.11	三期未正射航空照片崩塌地判釋結果	3-23
圖 3.12	80 年(紫色)、87 年(淺藍色)與 91 年(橘色)航照判釋結果彙整	3-24
圖 3.13	FNCC 程式運作流程	3-25
圖 3.14	91 年航空照片顯示之紅葉坪地滑區	3-26
圖 3.15	87 年未正射航空照片	3-27
圖 3.16	88 年未正射航空照片	3-27
圖 3.17	未正射航照影像比對結果之相關係數與位移向量	3-28
圖 3.18	87 年正射航空照片	3-29
圖 3.19	91 年正射航空照片	3-30
圖 3.20	2.8 meter/pixel 運算結果	3-30
圖 3.21	1.4 meter/pixel 運算結果	3-31
圖 3.22	0.7 meter/pixel 運算結果	3-31
圖 3.23	相同影像於不同視窗設定下計算所得相關係數圖	3-32
圖 3.24	紅葉坪地滑區 FNCC 計算結果繪出向量並與 87 年航空照片套疊	3-33
圖 3.25	河床區域運算結果	3-34
圖 3.26	穩定區及植被邊界誤判區	3-34
圖 3.27	地滑區局部放大區域顯示比對成功	3-35
圖 3.28	地滑區局部放大區域顯示比對成功	3-35
圖 3.29	穩定區分析結果	3-36
圖 3.30	亞像元尺度 FNCC 運算結果，濾除相關係數 0.5 以下資料	3-37

圖 3.31	亞像元尺度 FNCC 運算結果，濾除相關係數 0.75 以下資料	3-37
圖 3.32	亞像元尺度運算下，相關係數與向量場套疊，並濾除相關係數 0.5 以下資料	3-38
圖 3.33	像元尺度下 FNCC 運算結果，相關係數與向量場套疊，並濾除相關係數 0.5 以下資料	3-38
圖 3.34	2004/11/12 之福衛二號全色態影像	3-40
圖 3.35	2005/11/04 之福衛二號全色態影像	3-41
圖 3.36	福衛二號 FNCC 分析之相關係數分佈	3-41
圖 3.37	福衛二號影像分析結果之位移量套疊相關係數圖	3-42
圖 3.38	福衛二號影像分析結果之位移等值線與前期影像套疊圖	3-43
圖 3.39	福衛二號影像分析結果之位移等值線與後期影像套疊圖	3-44
圖 3.40	福衛二號影像分析結果之位移等值線與相關係數套疊圖	3-44
圖 3.41	福衛二號影像分析結果之位移等值線與位移量套疊圖。	3-45
圖 3.42	視差位移計算結果圖	3-46
圖 3.43	地滑位移計算結果圖	3-46
圖 3.44	測繪地點於黃色星號之處	3-48
圖 3.45	Lidar 測繪點與地滑區之立體示意圖	3-49
圖 3.46	Lidar 測繪地點視野	3-49
圖 3.47	利用 Lidar 測繪地型結果	3-50
圖 4.1	紅葉坪地滑區域地形圖	4-1
圖 4.2	埔里圖幅(地調所, 2000)於紅葉坪地區附近區域地質圖	4-1
圖 4.3	本研究所提出之紅葉坪地區附近之地質圖	4-2
圖 4.4	地質剖面圖(a)AA'剖面；(b)BB'剖面；(c)CC'剖面；(d)DD'剖面	4-3

圖 4.5 (a) 下水堀二號橋附近，下游往上游拍攝，兩岸之岩性明顯之不同；(b) 下水堀二號橋附近之斷層帶；(c)為圖(b)之近拍，可看見敲開之新鮮光滑面	4-4
圖 4.6 鑽孔位置圖.....	4-5
圖 4.7 崩積層分類標準（依地質材料特性作分類）	4-7
圖 4.8 崩塌區之分區，Slide mass A 與 Slide mass B 為集集地震崩塌影響範圍，Slide mass C 則推測為古崩塌地.....	4-8
圖 4.9 紅葉坪地表位移方向(李錦發；2000)。其中主震所造成與餘震所造成區塊位移方向明顯不同.....	4-9
圖 4.10 (a) 1:2,500 之地質圖；(b) 1:2,500 之地質圖剖面圖	4-11
圖 5.1 光纖光柵量測原理示意圖（簡旭君，2003）.....	5-2
圖 5.2 FBG 偏斜儀設計示意圖.....	5-3
圖 5.3 節理式設計之訊號放大效應.....	5-3
圖 5.4 (a)FBG 波形（巨觀）；(b)FBG 波形（微觀）	5-4
圖 5.5 光纖光柵掃瞄分析儀.....	5-4
圖 5.6 量測節理標定設置照片.....	5-5
圖 5.7 標定結果相關係數(左) $R^2=1.0000$ (右) $R^2=0.9996$	5-6
圖 5.8 九公尺測傾管設置照片.....	5-7
圖 5.9 最大位移為 16mm 懸臂型之 FBG 彎曲儀與測傾儀結果比較.....	5-7
圖 5.10 最大位移為 17mm 弓型之 FBG 感測器與測傾儀結果比較.....	5-8
圖 5.11 布里淵光時域反射之基本架構 (Kurashima et al., 1993).....	5-9
圖 5.12 製作完成之 BOTDR 伸張儀.....	5-10
圖 5.13 鑽孔作業位置圖.....	5-12
圖 5.14 FBG-SD 現場安裝情形	5-13

圖 5.15	BOTDR 伸張儀現場安裝情形	5-13
圖 5.16	BH-01 之 FBG-SD 根據 10 月 28 日至 11 月 27 日間讀數差別計算地層變形	5-14
圖 5.17	BH-05 中 BOTDR 於 11 月 27 日所量得之初始應變值	5-15
圖 6.1	調查範圍與滑動範圍示意圖	6-1
圖 6.2	風化砂岩中之淺層平行坡面滑動	6-2
圖 6.3	岩性為厚層砂岩為主之落石陡坡	6-3
圖 6.4	岩性為厚層砂岩且表面狀況良好	6-4
圖 6.5	岩性為厚層砂岩為主，厚度約 1~2m，具三組節理	6-4
圖 6.6	砂岩夾薄層頁岩於野溪下游	6-5
圖 6.7	砂岩夾薄層頁岩於野溪上游	6-6
圖 6.8	薄砂頁岩互層，受水影響甚鉅(月桃湖橋)	6-7
圖 6.9	露頭上看到之褶皺	6-8
圖 6.10	露頭上看到之逆斷層	6-8
圖 6.11	薄砂頁岩互層(永礫溪)	6-9
圖 6.12	崩積層中夾雜大塊砂岩	6-10
圖 6.13	崩積層與下方岩盤之界面有擦痕(加入擦痕之位態)	6-11
圖 6.14	右岸之表面高度風化頁岩	6-12
圖 6.15	右岸之頁岩層面，具有兩組節理	6-12
圖 6.16	淺層弧型滑動左側主崩崖、右側樹向後傾為趾部隆起	6-14
圖 6.17	河岸侵蝕破壞-位於永礫溪右岸之河岸崩塌	6-15
圖 6.18	高陡之厚砂岩邊坡有落石及坡腳有崖錐堆積	6-15
圖 6.19	表面高度風化的砂岩邊坡有淺層平行滑動	6-16

圖 6.20	紅葉坪地區集集地震震後崩塌地分布圖，Slide mass A 與 Slide mass B 為集集地震崩塌影響範圍，Slide mass C 則推測為古崩塌地.....	6-17
圖 6.21	紅葉坪岩心鑽孔工作位置分佈.....	6-19
圖 6.22	由 BH01~BH03 鑽孔之岩性柱狀圖.....	6-22
圖 6.23	工作流程圖.....	6-26
圖 6.24	單壓強度 85MPa， $m_i=10$ ，GSI=45 之全尺寸三軸試驗成果 (摘自 Supprt of underground excavation in hard rock, 1995).....	6-29
圖 6.25	剪動泥露頭.....	6-33
圖 6.26	頁岩段露頭.....	6-34
圖 6.27	砂頁岩互層露頭.....	6-34
圖 6.28	厚層砂岩露頭.....	6-34
圖 6.29	主要滑動塊體之中央剖面.....	6-37
圖 6.30	STABL6 分析簡化用的剖面.....	6-38
圖 6.31	剖面之相關資料.....	6-39
圖 6.32	降雨資料與地下水位之資料(董家鈞, 2005).....	6-40
圖 6.33	$C=200\text{kPa}$ $\phi=5$ degree FS=1.40.....	6-41
圖 6.34	$C=0\text{kPa}$ $\phi=20$ degree FS=1.10.....	6-42
圖 6.35	滑動面強度參數敏感度分析.....	6-43
圖 6.36	中央剖面線地形圖.....	6-47
圖 6.37	依中央剖面線之現有地形，推測之古地形.....	6-47
圖 6.38	PFC 2D 模型邊界.....	6-47
圖 6.39	模擬砂岩與頁岩岩塊顆粒堆疊情形.....	6-47
圖 6.40	砂岩與頁岩模擬塊體在滑動前的堆積狀況.....	6-48

圖 6.41	砂岩與頁岩模擬塊體的滑動狀況 (第 5000cycles)	6-48
圖 6.42	上段砂岩塊除向下崩滑外，塊體內存在以張力為主之塊體破裂 (黑色代表受張力，紅色代表剪力)，	6-49
圖 6.43	中段頁岩塊頁內因下方滑動塊體之拉力，產生多條高斜角之共軛裂縫	6-49
圖 6.44	下段頁岩塊	6-50
圖 6.45	砂岩與頁岩模擬塊體的滑動狀況 (第 10000cycles)	6-50
圖 6.46	砂岩與頁岩模擬塊體的滑動狀況 (第 20000cycles)	6-51
圖 6.47	砂岩與頁岩模擬塊體的滑動狀況 (第 40000cycles)	6-51
圖 6.48	砂岩與頁岩模擬塊體最後堆積狀況 (第 70000cycles)	6-52
圖 6.49	砂岩與頁岩模擬塊體的滑動狀況 (第 70000cycles，圈繪 f 區局部放大)，模擬砂岩塊滑入頁岩塊內	6-52
圖 6.50	砂岩與頁岩模擬塊體的滑動狀況 (第 70000cycles，圈繪 g 區局部放大)	6-53
圖 6.51	砂岩與頁岩模擬塊體最後堆積狀況 (滑動面摩擦係數 $\mu=0.1$)	6-53
圖 6.52	砂岩與頁岩模擬塊體最後堆積狀況 (滑動面摩擦係數 $\mu=0.2$)	6-54
圖 6.53	Newmark 位移法累積位移量計算概念。	6-56
圖 6.54	紅葉坪與九份二山附近強震站分布圖，其中紀錄得集集地震主震資料之強震站包括草屯國小(TCU075)、南投國小(TCU076)、雙冬國小(TCU071)、國姓國小(TCU072)、南光國小(TCU074)及魚池測站(TCU089)	6-58
圖 6.55	國姓測站地震紀錄主震加速度歷時(a)南北向；(b)東西向	6-59
圖 6.56	國姓測站地震紀錄餘震加速度歷時(a)南北向；(b)東西向	6-59
圖 6.57	國姓測站地震紀錄水平加速度值玫瑰圖(a)主震；(b)餘震	6-59
圖 6.58	此圖表示九份二山與紅葉坪之滑動方向，紅色箭頭方向為九份二山之滑動方向，淡藍色箭頭方向為紅葉坪擦痕方向，紫色箭頭方向為紅葉坪層面位態方向	

.....	6-60
圖 6.59 紅葉坪與九份二山地滑地累積位移量與不同摩擦角之關係。.....	6-61
圖 7.1 紅葉坪地滑地集水區及溪溝分佈圖.....	7-2
圖 7.2 A 至 E 為於研究區所作之節理調查點.....	7-3
圖 7.3 A 點之一處露頭.....	7-3
圖 7.4 A 點(a)節理之極點分佈圖;(b)等密度圖.....	7-4
圖 7.5 B 點，此段主要為砂頁岩互層，砂岩節理發達.....	7-5
圖 7.6 B 點掃描線取樣(a)節理極點分佈圖；(b)等密度圖.....	7-7
圖 7.7 B 點量測之露頭點，與節理極點分佈圖.....	7-8
圖 7.8 B 點全區節理之極點分佈及等密度圖.....	7-8
圖 7.9 C 點量測之露頭點，與節理極點分佈圖.....	7-9
圖 7.10 D 點量測之露頭點與節理之極點分佈圖.....	7-9
圖 7.11 D 點節理之極點分佈及等密度圖.....	7-10
圖 7.12 E 點量測之露頭點與節理極點分佈圖.....	7-10
圖 7.13 此為雙冬、蘆竹湫以及九份二山等三個測站之分佈圖，分別位於紅葉坪崩塌 區之周圍，可表現出紅葉坪地區之降雨量.....	7-12
圖 7.14 雨量與地下水位之關係圖，左側為雨量座標軸，右側為地下水位距地表深度 之座標軸.....	7-13
圖 7.15 水壓計埋設位置以及剖面.....	7-13
圖 7.16 為圖 7-15 之 AA' 剖面，包含鑽孔之岩盤位置以及水壓計埋設位置.....	7-14

表 目 錄

表 2.1	紅葉坪地區建築物的位移方向與實際位移量(李錦發等, 2004).....	2-2
表 2.2	梨山地滑區監測儀器一覽表(行政院農委會水土保持局, 2002).....	2-6
表 2.3	湖口崩塌地監測儀器一覽表(中央地調所, 1994.5).....	2-8
表 2.4	九份地區監測儀器總表.....	2-11
表 2.5	山崩登錄紀錄(劉憲德先生調查紀錄), 2000年10月.....	2-13
表 3.1	本計畫收錄之紅葉坪地區航空照片.....	3-2
表 3.2	本計畫收錄之紅葉坪地區 SPOT 衛星影像.....	3-3
表 3.3	本計畫收集之紅葉坪地區福衛二號影像目錄.....	3-4
表 3.4	GPS 網形座標量測成果表.....	3-14
表 3.5	GPS 網形座標量測成果表(續).....	3-15
表 3.6	GPS 強制附合網型平差計算結果。.....	3-15
表 3.7	GPS 強制附合網型平差計算結果(續)。.....	3-16
表 3.8	GPS 基線演算成果。.....	3-17
表 3.9	GPS 基線殘餘誤差表.....	3-18
表 3.10	GPS 網形座標量測成果表.....	3-19
表 3.11	GPS 強制附合網型平差計算結果。.....	3-19
表 3.12	基線演算成果.....	3-21
表 3.13	GPS 基線殘餘誤差表.....	3-22
表 3.14	兩期 GPS 量測結果計算.....	3-22
表 4.1	各鑽孔所量得岩盤深度.....	4-5
表 5.1	紅葉坪鑽孔與監測儀器安裝規格.....	5-11
表 6.1	紅葉坪地區野外露頭資料岩體力學參數成果表.....	6-13

表 6.2	2004~2005 年研究工作團隊針對紅葉坪主要崩滑體地滑機制之初步看法 ...	6-18
表 6.3	鑽孔編號 BH01~BH03 之岩心分類表	6-21
表 6.4	物性試驗結果(I)-塊狀試體(約 50g).....	6-23
表 6.5	物性試驗結果(II)-細顆粒土壤(#40 以下).....	6-24
表 6.6	物性試驗結果(III).....	6-24
表 6.7	完整岩石之單壓試驗結果.....	6-25
表 6.8	岩體力學參數成果表.....	6-30
表 6.9	地層材料參數.....	6-38
表 6.10	岩體強度參數.....	6-38
表 6.11	集集主震後滑動面安全係數 F.S.約略大於 1.0.....	6-41
表 6.12	餘震發生時滑動面安全係數 F.S.約略小於 1.0	6-42
表 6.13	PFC ^{2D} 參數選定.....	6-46
表 6.14	Newmark 累積位移量計算結果.....	6-60
表 7.1	掃描線工作紀錄表(A 點之記錄).....	7-4
表 7.2	B 點掃描線記錄表.....	7-6
表 7.3	B 點掃描線記錄表.....	7-7
表 7.4	地下水壓監測資料.....	7-11
表 8.1	梨山各監測站危險地下水位高程表.....	8-2
表 8.2	梨山地區注意等級之 1、2、3 日累積降雨量表.....	8-2

I. 摘要

紅葉坪地滑範圍涵蓋數百公頃，其滑動機制複雜，無論從地表、地形或地層移動來觀察此一地滑，或從理論上來做力學行為分析都有其高度之挑戰性。台灣還有許多類似，具有滑動潛能之大型坡地。此類坡地如果發生滑動將造成重大人命財產之損失。如果能夠為此類坡地滑動建立一有效之監測與安全分析系統，將有助於國內地質災害之防治。本計畫以紅葉坪地滑為對象，使用新近研發成功之光纖感應地層移動、水壓/水位監測與航測及其他影像分析技術，分別從地層內部與地表來監測坡地的滑動。研究團隊同時在紅葉坪地區從事鑽探取樣以及針對取樣試體進行力學試驗，根據試驗結果配合地質背景以及過去受力之歷史以反算的方式來了解紅葉坪地滑發生之機制，從而建立台灣類似大型坡地監測、安全分析與災害防治之經驗，建立長期地滑之監測與研究示範區，並研提其他可能地滑災害地點持續研究建議。計畫於2005年6月底開始執行，本報告敘述計畫現有之執行成果。

II. Abstract

Hungtsaiping landslide covers an area of hundreds of hectares and it has a complicated sliding mechanism. Observing the land movement from tomography, terrain, or underground displacement in this case, can be challenging. There are many other similar massive and potentially unstable slopes in Taiwan. A landslide of this magnitude can be devastating. An effective monitoring and analytical system would be very beneficial to mitigate local geological hazards of this kind. The project uses Hungtsaiping as an experimental site where newly developed fiber optic sensors coupled with piezometers are applied to monitor the ground stability. Remote sensing and other image analysis techniques are also used to evaluate land movement from the surface. The research team drilled boreholes and retrieved soil/rock samples for laboratory testing where the material strengths were determined. The mechanisms of slope movement were analysed based on the material characteristics, geological background and mechanical history of the Hungtsaiping landslide area. Experience gained in this research can be useful in establishing strategies for large scale slope stability monitoring, analysis and hazards mitigation in Taiwan. The experimental site may be used as a demonstration for long term slope stability monitoring and analysis. The research also serves to offer suggestions in the investigation for other potential landslide areas. The project started in June, 2005. This report presents the available results obtained in the project.

1 計畫說明

1.1 計畫緣由

邊坡破壞牽涉之力學問題涵蓋大地工程材料勁度、強度、孔隙水壓與應變集中等複雜之因素。這些複雜因素加上地層常有之異向性與不均勻性致使大地工程師至今還無法有效的評估邊坡之穩定或對邊坡潛在之破壞提出時間之預警。傳統邊坡穩定分析大多以極限平衡法(Limiting Equilibrium Method)進行。極限平衡法分析採用之材料行為模式為剛性-完全塑性材料，即未破壞時土體為剛體無變形，一旦破壞時則為全面破壞，沿滑動面均達塑性。此外極限平衡法對邊坡最危險滑動面的決定方法為：假設數個滑動面，然後進行分析，將所得安全係數最低的面定義為「最危險滑動面」，而此滑動面之安全係數則定義為邊坡之安全係數。然而此方法無法保證可以搜尋到真正最危險的滑動面；即目前尚無一明確方法能保證找出邊坡最危險滑動面之形狀與位置。

上述極限平衡分析法未涵蓋大地材料變形的影響，其所適用之問題為應力控制問題，對於邊坡破壞前之變形與變形監測無法進行掌控比對，因此對於地滑地變形問題之監測與解析，材料的變形性已不可忽略，必需採用較完整的分析方法及分析工具，如有限元素法、有限差分法等進行力學分析。透過數值分析與監測資料之分析比對，可以幫助我們了解邊坡由初始變形演化至破壞之完整變形過程，對於地表與地下的監測變形資料提出合理解釋。並進一步經由參數敏感性分析，了解邊坡變形機制乃至破壞之主控地質因子、促崩因子的貢獻程度。基於這些原因，邊坡滑動變形監測對於增進我們在邊坡穩定知識方面之缺失有極大之助益。

紅葉坪地滑範圍涵蓋數百公頃，其滑動機制複雜，無論從地表地形或地層移動來觀察此一地滑或從理論上來做力學行為分析都有其高度之挑戰性。台灣還有許多類似，具有滑動潛能之大型坡地。此類坡地如果發生滑動其結果將可類似九份二山或草嶺，不僅立即造成重大人命財產之損失同時也可能形成堰塞湖，成為另一個潛在之災害。如果能夠為此類坡地滑動建立一有效之監測與安全分析系統，將有助於國內地質災害之防制。本計畫將以紅葉坪地滑為對象，使用新近研發成功之光纖感應地層移動、水壓/水位監測與航測及其他影像技術分別從地層內部與地表來監測坡地的滑動。研究團隊同時也將在紅葉坪地區從事鑽探取樣以及針對取樣試體進行力學試驗，根據試驗結果配合地質背景以及過去受力之歷史以反算的方式來了解紅葉坪地滑發生之機制，從而建立台灣類似大型坡地監測、安全分析與災害防制之經驗，建立長期地滑之監測與研究示範區，並研提其他可能地滑災害地點持續研究建議。1999年9月21日集集大地震重創台灣，除造成九份二山與草嶺兩處大山崩外，同時也使中部山區發生數千處大小不一的山崩，其中又以九九峰、中橫公路、大安溪中上游等處崩塌最為嚴重且集中。上述地區的崩塌現象較為明顯，容易觀察研究記錄與治理，但是部份地區之破壞形式為深層滑動，地表上經常不容易觀察。

九二一集集大地震後，紅葉坪地區之山脊與陡坡處均崩落大量土石，水土保持局

第三工程所在集集地震後，曾委託元裕工程技術顧問有限公司規劃該地區的坡地整治計畫，調查結果顯示該地區有九處大型崩塌地，崩塌面積總和約 389 公頃，其中最主要的滑移現象為一落差約 10 公尺之主崩崖，附近並伴隨有多處路基隆起、路基錯移、路面龜裂、擋土牆傾倒、落石等現象。本所透過空中三角平差與數位影像立體測繪等技術，配合地面控制點的水平位移勾畫出面積約一平方公里之地滑區域，研究結果顯示紅葉坪地區為一大型地滑，地滑區主要位於永祿溪之東南岸，坡面約略朝西北方。

紅葉坪地區於集集地震後發生之地滑為一特殊例子，該類型的滑動面通常較深，一般進行現地調查時仍可發現有主崩崖、張力裂縫、趾部隆起等特徵，但是由於僅崩動體發生下滑現象，崩動體本身受到較少的擾動並保持原先的地貌，因此該崩塌現象除了地表上某些特徵可提供辨別外，於現地調查或使用遙測影像判釋時均不明顯。且由於崩塌現象發生前在當地並無設立適當的監測儀器，因此於災害發生後難以去估計該地區確切發生滑動的範圍與移動的距離，並且無法建立該地區地滑發生的機制，更遑論採用正確有效的方式進行整體性的治理。

該地區如地滑現象災害繼續擴大，可能形成堰塞湖對集水區下游內城聚落之安全造成威脅。為更深入了解紅葉坪地滑之機制，並防止災害繼續擴大與避免二度災害發生，因此擬編列此一計畫。冀由引進先進的調查與監測技術，協助了解邊坡初始變形演化至破壞之完整變形過程，並對於地表與地下的監測變形資料提出解釋；並且經由參數敏感性分析，了解邊坡變形機制與破壞之主控地質因子、促崩因子的貢獻程度。此計畫於邊坡滑動變形監測之成果對於增進我們在邊坡穩定知識方面之缺失將有極大之助益，計畫成果並且可即時提供相關單位進行坡地災害整治之用。

1.2 工作範圍與目標

根據數值航測分析結果顯示，紅葉坪在集集地震後發生面積約一平方公里之地滑區域，經濟部中央地質調查所認為對於此地區地滑特性之了解以及使用航測或其他影像技術做為地滑機制調查的方法深具意義，因此擬定本研究計畫。

本研究計畫之目標如下：

- 完成紅葉坪地滑區之地質調查、力學機制探討與滑動機制之評估。
- 完成紅葉坪地滑區再活動之可能性分析與危險度評估。
- 建立紅葉坪地區之地滑監測系統、相關分析技術之應用與監測技術之轉移。

建立長期地滑之監測與研究示範區，並研提其他可能地滑災害地點持續研究建議。本計畫預計以兩年的時間來執行。

本(94)年度研究工作依以下七個主要項目執行：

1. 文獻與資料之蒐集

- 蒐集紅葉坪所處地區邊坡穩定性之研究與相關歷年調查與地表變形文獻資料整理。
- 國內外此類大型邊坡變形行為之案例歸納整理。

2. 現場探勘、鑽探與監測

- 以航空照片為工作底圖，進行地滑區野外現地詳查與地表裂隙調查；完成大比例尺地形圖(1/2500)、涵括崩塌地、地表裂隙分布之地質圖(1/2500)與地滑區之測繪剖面圖(1/2500)。
- 擬定滑動概念模型後，評估選擇鑽井位置分佈，鑽井總深度至少達 240 公尺，進行鑽孔取樣、岩心記錄及描述、滑動面之調查等，取得高品質土壤與岩心試體。
- 安裝至少 4 個水壓計；另外 4 孔安裝傾斜觀測管，包括 2 孔使用傳統傾斜儀觀測，2 孔安裝高應變解析之光纖或更先進之監測系統。
- 進行不連續面位態以及出現頻率及延續性調查等。

3. 坡地水文地質與地下水分析

- 進行坡地水文地質調查，包括雨量資料之蒐集、滑動區地表水分佈、地表滲水位置調查、地下水位變化等。
- 建立紅葉坪地滑區之孔隙水壓模式。

4. 地層材料力學試驗與邊坡穩定分析

- 進行相關之土壤/岩石力學分析試驗，以瞭解土壤/岩體之材料性質、力學性質及透水性質等。
- 進行研究區域之邊坡穩定分析與「敏感度分析」。
- 利用集集地震之強震記錄進行邊坡穩定反算分析。

5. 航測及其他影像技術之應用

- 蒐集地質與地形資料及不同時期(至少包含集集地震前後)之高解析度衛星影像(解析度至少達 2.5 公尺)與航空照片，製作紅葉坪地滑區之數值地形模型，並判釋地滑之活動歷史。
- 於地滑區內與區外佈置測點樁位(至少 6 點)，配合降雨情況與地滑活動情形定期(每二至三月)與非定期(雨季時每月)進行 GPS 量測。
- 利用數位航照資料或衛星影像之亞像元交相關分析—地滑區位移場分析。

- 進行光達 (Lidar) 地形測繪試做與應用於地滑監測之可行性評估。
6. 建立紅葉坪地區地滑模型與評估地滑發生之基準
- 綜合所有研究成果，建立紅葉坪地區地滑模型，並定出紅葉坪地區地滑滑動面位置及型態，評估地滑可能發生之基準。
 - 進行紅葉坪地滑區再活動之可能性分析；研提其他可能地滑災害地點持續研究建議。
7. 人員教育訓練與技術轉移
- 辦理「坡地變形監測與機制分析」教育訓練及技術轉移。
 - 教育訓練內容應包括航測及其他影像技術於地滑活動分析之應用、天然邊坡岩體力學性質之調查、邊坡動態與靜態穩定分析方法以及地層移動監測技術。

本報告針對此計畫現有執行之狀況以及執行成果做一詳細敘述。

2 文獻收集與現場探勘

2.1 紅葉坪地區邊坡穩定相關歷年調查與地表變形文獻資料整理

目前國內及國外對於紅葉坪地區在九二一地震災前尚未有相關的調查或是研究的資料，但是九二一災後在此地區僅見多處零星的山崩，無法窺其地滑全貌，在經過初步的現地調查，也發現到紅葉坪地滑區確實具有多處的地滑證據，包括地表張力裂隙、地面落差、滑動崖、地面擠壓、趾部擠壓崩塌等，其它如檳榔樹的傾斜方向等亦明顯的指出該地區在集集地震後確實有地面滑動發生。但是此類型的山崩由於僅崩動體發生下滑現象，崩動體本身受到較少的擾動並保持原先的地貌，因此該崩塌現象除了地表上某些特徵可提供辨別外，也難以界定出滑動塊體的邊界。

於 2004 年經濟部中央地質調查所李錦發、魏正岳...等人所做的『紅葉坪地滑初探』研究報告，利用數值航測原理自行發展的應用技術與地理資訊系統 (GIS) 的結合，利用數值航測立體判釋，可將航照利用電腦將影像放大判釋，同時可從不同方向詳細觀測山崩特性，再者從不同時段的航空照片利用航測處理後相互比較，能勾繪出地形地物的變化，並可精確的描繪出地滑分佈位置及影響範圍。而在數值航測技術上，將收集到的紅葉坪九二一災前及災後的航照，於高速影像工作站中運用加拿大 PCI 公司所發展的數值航測軟體 APEX v7.0 來進行航空照片的平差工作，在賦予航空照片正確的地理座標後，最後即可產製高精度 (誤差均限制在 1 pixel 以內) 之 DEM 與正射化影像，所得數值成果可匯入 GIS 軟體中繼續進行後續的資料處理。

經過數值航測工作處理後的航空照片，得到紅葉坪地區集集地震前的建築物分布圖層，以及該地區的數值地形模型與正射糾正後的影像。在該研究中亦於 GIS 軟體中直接數化集集地震後紅葉坪地區的正射影像中的建築物，並建立新的圖層。

經由比較集集地震前後所數化的建築物圖層，利用建築物等地物作為控制點，建立以地物為控制點在集集地震前後之位移方向與位移量的圖層，如圖 2.1 所示。

上述紅葉坪地區量測的建築物水平的位移方向與實際位移量數據如表 2.1，地滑區平均位移量達 24.7 公尺，而最大水平位移量達 32 公尺，較大的位移方向多呈北北西與西北走向，且具較大位移量的建築物均集中於紅葉坪地區；除了建築物數化圖層的比對外，亦進行了調查區域內主要的道路圖層的數化工作，並且將集集地震前後套疊分析比較，所得成果與建築物圖層之結果吻合，均顯示極為相同的位移方向。將同樣位移方向的地區圈繪出來，可以得到一個紅葉坪地區較準確的地滑影響範圍，如圖 2.2 所示，且從地物點位移方向來看與岩層傾斜方向略為相同，整體紅葉坪地滑區可能受控於順向坡的滑動及伴生表面一些小的崩塌所組成。滑動面之深度仍需依賴鑽探資料與長期監測找出。

表 2.1 紅葉坪地區建築物的位移方向與實際位移量(李錦發等, 2004)

ID	位移量(公尺)	位態	ID	位移量(公尺)	位態
1	5.4	N89W	32	1.3	S28E
2	5.5	N75W	33	1.9	S88E
3	14.7	N53W	34	1.3	N3E
4	14.4	N57W	35	1.4	S3W
5	16.9	N38W	36	1.1	N79E
6	18.3	N33W	37	1.2	N11E
7	18.8	N26W	39	1.1	S42E
8	16.8	N30W	40	3.6	S14W
9	17	N30W	41	1.9	S57W
10	16.5	N31W	42	1.6	S19W
11	24.7	N31W	43	1.5	S47E
12	17.2	N32W	44	2	S15W
13	18.4	N31W	45	1.3	S4W
14	17.3	N30W	46	1.1	N74W
15	17.6	N40W	47	19.5	N74W
16	17	N30W	48	2.2	S81W
17	20.1	N27W	49	3.5	S65W
18	18.4	N31W	50	2.9	S86E
19	18.3	N55W	51	2.6	N65E
20	17.1	N62W	52	2.1	S62W
21	18.6	N57W	53	3.3	N75E
22	16.9	N37W	54	1.6	N87E
23	20	N53W	55	4	S84E
24	20.8	N61W	57	1.7	S54E
25	21.5	N62W	58	4	S87E
26	22.4	N80W	59	3	S81E
27	1.6	S25E	60	1.5	S56W
28	0.4	S76E	61	32	N44W
29	1.2	S9E	62	1.3	S32E
30	1.9	N5W	63	2.1	S14W
31	2.7	N84E			

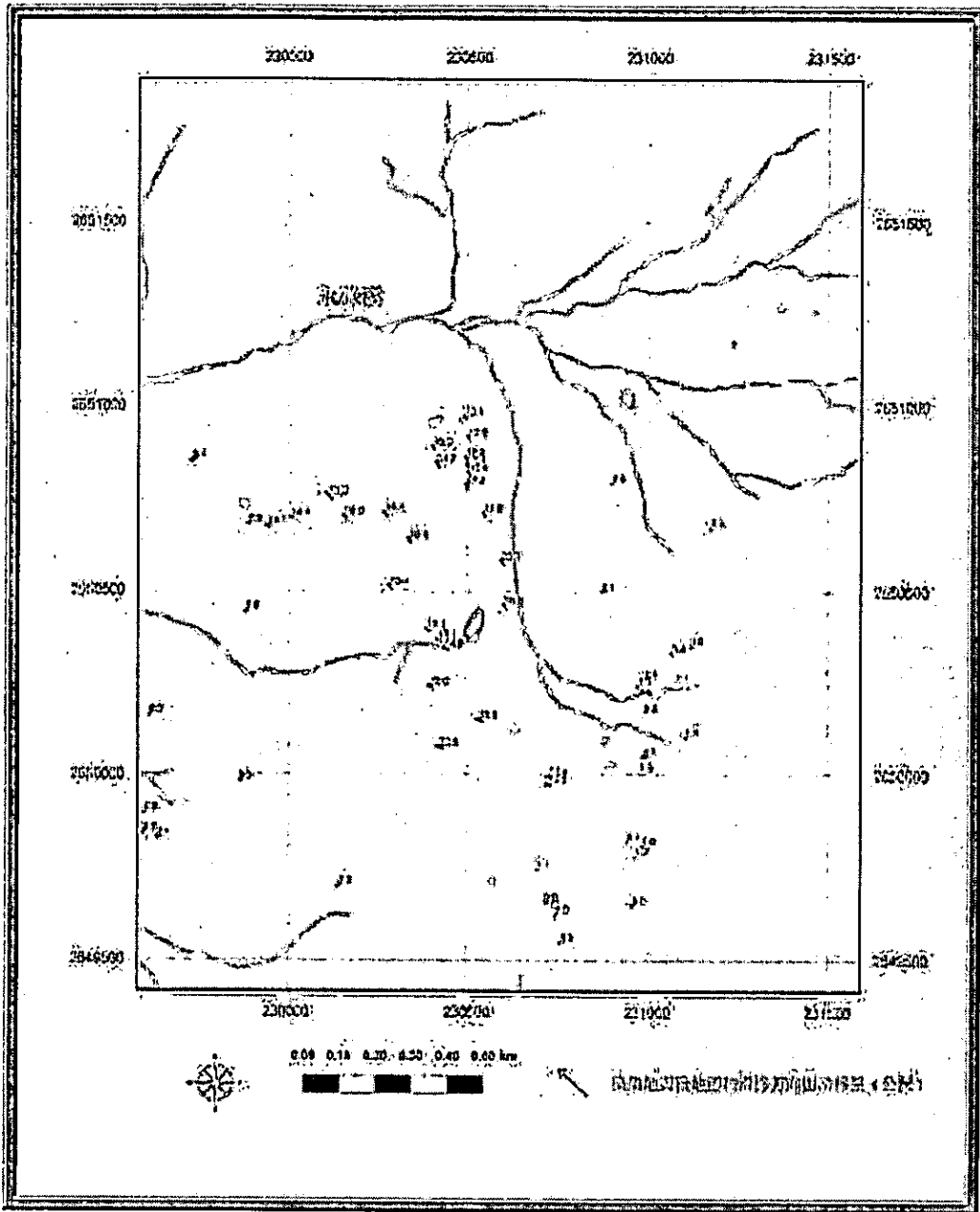


圖 2.1 紅葉坪地區地標物滑動方向與距離分布圖(李錦發等, 2004)

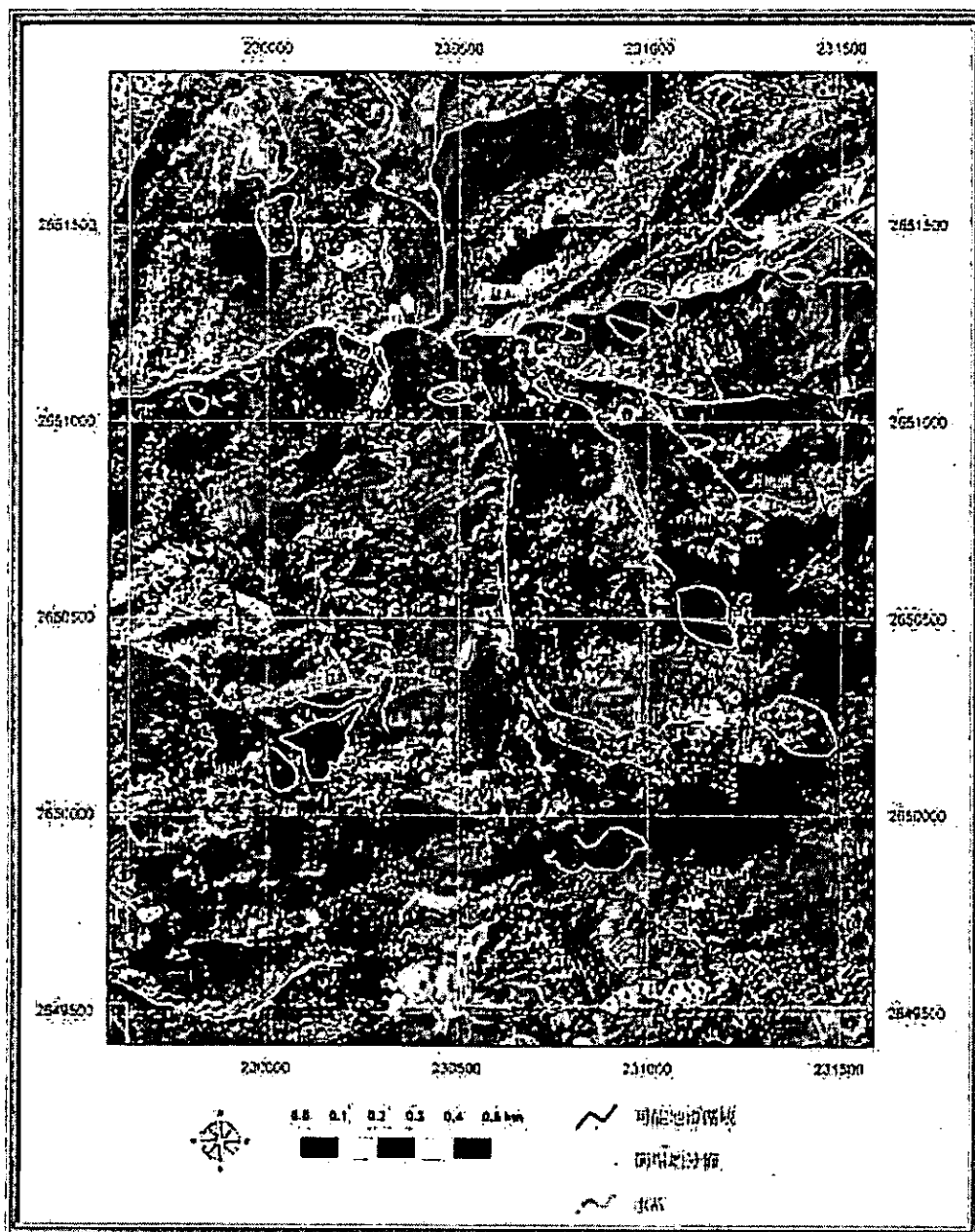


圖 2.2 紅菜坪於集集地震後崩塌地分布圖及主要地滑的範圍(李錦發等, 2004)

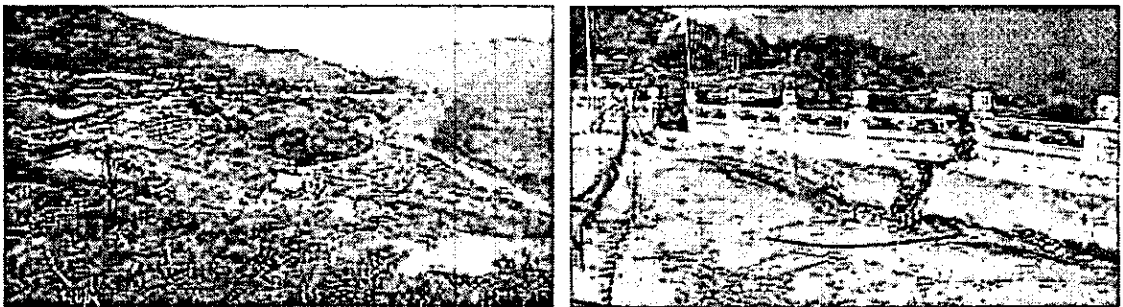
2.2 國內外大型邊坡變形行為之案例歸納整理

2.2.1 國內案例一：梨山地滑區

梨山地滑區原為古崩塌地，其岩層破碎、劈理發達，地層屬第三紀亞變質岩之佳陽層與廬山層，主要係由厚層板岩、千枚岩，夾少量細粒砂岩與粉砂岩及崩積土所組成，且偶夾有零星泥灰岩團塊，經侵蝕作用造成凹凸之緩起伏地形，為一山崩高潛感之地區。梨山地滑區主要分成西、東南及東北三個區域，每個地滑區並由數個上下相關連之滑動體所構成，滑動體呈角形或馬蹄形，其長寬近百公尺或數百公尺，滑動面深度在地表下30~60公尺內，屬於大面積之深層地盤滑動。

中橫公路開通後，密集式人為開墾與農耕施肥、坡地社區建築及旅館飯店之附加土地利用載重與其所排放之生活廢污水，除造成德基水庫水質優養化外，亦助長坡地土壤沖蝕與崩坍地滑之發生，不僅增加德基水庫之泥砂淤積，影響其營運壽命，更因地層滑移導致公路路基下陷與邊坡崩塌，嚴重危及行車安全。而該地區曾於民國七十九年四月中旬，因連日豪雨而發生大規模地層滑動，造成台七甲線73K+150處產生長約60m之道路路基下陷而告交通中斷，位於崩塌地上緣之國民旅社房屋基地，亦因地層滑動而產生基礎側移龜裂（左）圖2.3，梨山賓館、台汽客運車站與梨山管理所活動中心則因地滑面積之擴大而發生嚴重基礎下陷，造成主結構體龜裂與位移損毀，估計滑動地區之落差高達300公尺（右）圖2.4，滑移面積廣達230公頃，此對梨山地區之整體區域發展影響至鉅。

鑑於此，水土保持局自84年度起實施「坡地災害整治」計畫，至91年底結束，歷時八載，投資12.5億元，為國內最大之地層滑動整治計畫。經災後調查與監測結果得知，其地滑區上方覆蓋之崩積層及風化板岩層透水性佳，地表水易入滲致使地下水位上升，降低邊坡之穩定性，因此降雨時引致地下水位上升，推測為造成本區地滑災害之主要誘因。目前梨山地滑區之整治方式為施以地表排水、橫向集水管、集水井、排水廊道等整治工程，另於區內架設各項監測儀器，同時推估其未來整治前後之地下水位與滑動塊體可能滑移趨勢，以期提供梨山地滑區執行後續地滑災害防治與土地開發管理之參考（詳表2.2）。



（左）圖 2.3 梨山賓館與國民旅社位處地滑區全景(行政院農委會水土保持局,2002)

（右）圖 2.4 國民旅社上方擋土牆側移龜裂(行政院農委會水土保持局,2002)

表 2.2 梨山地滑區監測儀器一覽表(行政院農委會水土保持局,2002)

監測項目		監測儀器或方法	設置位置	量測內容	設置或量測方法
滑 動 體	地 表 變 動	表伸縮計	地表面	地表為移量	架設於地表張力裂隙兩側 設置於滑動體之頭部、趾部 設立標格或基準點，以光坡測 距儀、衛星定位儀(GPS)進行三 角測量及控制線測量
		地表傾斜儀	地表面	地表傾斜變 動量	
位移樁測量		地表面	地表移動量		
變 動	地 下 變 動	應變測定管	鑽孔內	滑動面位置	貼有多對應變計之PVC管插入 鑽孔內，以應變測定器量測期 應變量
		管內傾斜儀	鑽孔內	滑動面位 置、滑動量	將感應器深入傾斜儀導管，量 測不同深度位移變動量
		設置型管內傾斜儀	鑽孔內	滑動面位 置、滑動量	將傾斜儀分別安裝於導管之不 同深度，量測滑動量
		孔內伸縮計	鑽孔內	滑動量	設置於鑽孔內穩定地盤及地表
		多段式孔內伸縮計	鑽孔內	滑動面位 置、滑動量	設置於鑽孔內不同深度及地表
同軸電纜 (TDR 原理)	鑽孔內	滑動面位置	將同軸電纜安裝於鑽孔內以電 纜測定儀量測滑動面位置		
水 文	地下水位及 孔隙水壓	地下水位計 水壓計	鑽孔內 鑽孔內	地下水位 滑動面孔隙 水壓變動	安裝於水位觀測井或調查鑽孔 內
	降雨量	雨量計	地表面	降雨量與降 雨強度	地表面適當場所，須保持水平
	排水量	流量計或量水堰	排水流路	地下排水工 程之排水量	於排水流路出口處設置量水堰 或流量計
工 程 構 造 物	側向土壓力	土壓計	工程構造物	作用於擋土 牆、集水井、 樁之側向土 壓力	安裝於擋土牆(或集水井)受側 向土壓之處
	內部應力	應變計 鋼筋計	工程構造物 RC 構造物	工程變形量 鋼筋變形量	安裝於集水井、樁表面 RC 工程構造物
	變位及變形	管內傾斜儀	鋼管樁	鋼管樁形量	安裝於傾斜儀導管於鋼管樁 內，以傾斜儀量測側變形量

2.2.2 國內案例二：湖口崩塌地

民國 79 年 4 月 23 日，由於豪雨不斷，造成新竹縣湖口台地西南緣山坡，義民橋附近鳳山溪右岸攻擊坡處，發生約 12 公頃的大規模坡地崩滑（(左)圖 2.5），造成竹九-竹十四聯絡道路主線多處陷落及支線路段中斷，崩塌材料甚至滑入鳳山溪，堵塞河道，造成鳳山溪河寬縮減 40 公尺（(右)圖 2.6）。由於湖口崩塌地位處偏僻，至今幸尚未傳出重大災情，然本區自民國 79 年大崩滑後，於民國 82 及 86 年仍有持續下滑現象，故湖口崩塌地仍處於不穩定狀態。

本區出露地層為更新世楊梅層、店子湖層、全新世階地堆積層、沖積層。楊梅層以礫岩、黃灰色細至中粒砂岩、塊狀粉砂岩與青灰色泥岩互層為主；店子湖層上部為厚 1~5 公尺的紅土層，下部為礫石層。由於本區岩層膠結鬆散，且位在湖口背斜南翼，地層向南傾斜，為順向坡，因此紅土礫石層與砂岩層富含地下水，當遇下方泥岩不透水層時，易形成地下水流而流向本區，加之以坡腳受鳳山溪長期侵蝕，湖口台地頂的侵蝕溝亦有向此處匯集的趨勢，故先天上即為坡地不穩區。

水土保持局委託中央地質調查所從事之「新竹縣新埔鎮湖口台地南緣崩塌調查與整治方案規劃計畫」中，在此區架設各式監測儀器(圖 2.7)如表 2.3 所示。由航照判釋可發現，79 年大崩塌前，此區已有圓弧破壞特徵的小崩滑發生，且崖頂與崩塌體存在明顯的張力裂縫。79 年的大崩塌，如報告中提及，其滑動面並非單一的平面或圓弧面且性質複雜，約在地表 20~30 公尺左右。不穩定區可分為四區，各區的整治方案規劃如下所示：

- 主要滑動區：崩滑地中央靠主崩崖處有崩移泥岩的出露及約 4 公尺的小崖階((左)圖 2.8、(右)圖 2.9)。此區河岸及邊坡受冲刷後易滑動，建議使用基樁加岩錨之剛性河堤穩定工法，並採用排水溝導引地面逕流水至鳳山溪。
- 斷崖崩塌區：一般狀況下仍呈穩定狀態。建議於下邊坡施作集水井及橫向截水溝穩定工法，斷崖坡面可以自立性高的加勁擋土牆保護之。
- 紅土及紅土礫石陡坡區：建議採植生、排水、加勁擋土牆保護坡面，減少張力裂縫的產生，降低邊坡的不穩定性。
- 排水氾濫區：邊坡在滿水位時容易發生淺層滑動及連續性滑動，故應控制涵管排水，並降低紅土礫石層之地下水位。



(左) 圖 2.5 湖口崩塌地全貌(洪如江, 1990.4.27)

(右) 圖 2.6 凸向鳳山溪河岸之趾部隆起，達 5 公尺高(林銘郎, 1992.11.12)

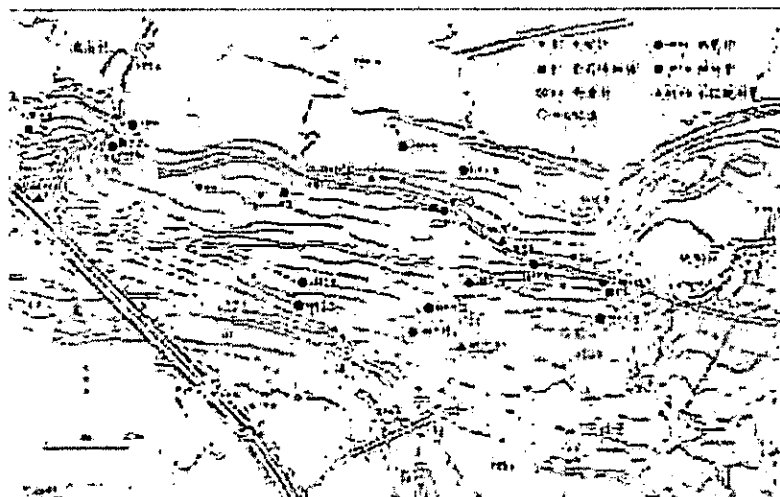


圖 2.7 湖口崩塌調查計畫監測儀器佈設圖(中央地調所, 1994.5)

表 2.3 湖口崩塌地監測儀器一覽表(中央地調所, 1994.5)

監測儀器	設置內容或位置	設置目的或量測結果
地表伸縮計	共 6 部，使用直徑 0.5mm 之鋼鋼線，連結地滑計與木樁，策定兩點間伸縮亮，計算表土之移動量	伸縮計均有明顯的伸張及收縮，且其測得之移動量在降雨量多的月份有明顯的變動
管式傾斜儀 (水平儀)	共 5 支，兩組管式傾斜儀依東西和南北向分別安置於台面上	管內傾斜儀測得的最大傾斜角之變動量在降雨量多的月份有明顯的變動，傾斜方向與滑動方向一致
McDSC 儀	為一長時間資料紀錄監測器，連接水位計、雨量計、地表伸縮計	水位計：紀錄地下水水位的變動。台地面約 70 米，崩塌區下緣約 25 米。 雨量計：紀錄 20 個月的雨量資料。
井內傾斜管	共 6 支，每支傾斜管管壁上有兩對彼此垂直狀的凹槽，用以固定傾斜儀量測的方向及定義傾斜的方向	各孔皆量測到位移量，累積最大為宜多發生在深度 25~35 米左右，位移量最大達 70mm，最小約 10mm



(左) 圖 2.8 崩移泥岩的出露(李文禮, 1994.3.12)



(右) 圖 2.9 小崖階高約 4 公尺(李文禮, 1994.3.12)

2.2.3 國內案例三：九份地滑區

九份地區地形可分為沈積岩地形及火山岩地形兩部份，沈積岩地形分佈於山麓丘陵地帶，其走向多呈北北東，與地層走向一致，並長期受風化之侵蝕作用，遂形成層階地形，並隨地層之傾角緩急而呈單面山或同斜山脊地貌。本地滑地之地層包括有第三紀中新世之沉積岩與第四紀之火山岩流，其中大寮層、南港層及桂竹林層以厚層亞硬砂岩及黑色頁岩為主；而木山層、石底層及南莊層之岩層為白色粗粒至中粒正石英砂岩或原石英砂岩及黑色片岩和白色粉砂岩所成之薄互層為主，由於富含煤質因而為台灣地區主要之產煤地區。

本區自民國八十五年發生數次規模大小不一的坡地災害，引起局部地區之坍方阻斷道路、擋土牆位移、道路及房屋基礎土壤流失且緊臨坡面之結構物出現裂縫等，雖然並未造成人員的傷亡，不過卻已引起主管機關的重視。其滑動區面積約 6 公頃，為一標準之「馬蹄型」之地滑地形，其滑動層深度大都約在地表下 2~7 公尺左右，屬於淺層之滑動形態，而其地質大都為黃棕色之含砂岩塊。滑動體是由數個不連續區塊組成，而地滑地頭部、中部、趾部之地表伸縮量各不相同，為一標準之「階段型」滑動，其中以中部之變位最大，每經颱風豪雨會有一至三天連續大量位移後減緩或停止。而地震時又以頭部最為敏感其變位最大。而經 1999/09/21 及 2002/03/31 之大地震（本地區之震度低於四級），監測結果並未發現位於中部與趾部之儀器監測量及結構體有明顯之變化。

2000 年 11 月象神颱風過後，短短不到 10 天之內，同一地點發生了二次邊坡破壞，第一次破壞規模較小，因此並未傳出災情，而第二次災害發生之規模及災情均較第一次嚴重，除造成大規模之地滑並誘發土石流之外，更造成五間民房遭壓毀及道路遭沖毀而交通中斷了數日，所幸本地區為台北縣政府農業局劃定之地滑潛能高危險地區，並長期監控中，故於破壞發生前便有預警而緊急疏散居民，才不致於造成人員的傷亡，算是不幸中的大幸。而該地滑災害整治可以分為五部份：

1. 修復已崩塌之輕便路，此部份採構築 RC 擋土牆並逐層回填夯實路基材料後，鋪設路面材料並於路旁設置排水溝後即完成。
2. 輕便路上方至基山路間之邊坡，由於基山路上房舍十分接近坡面，且此路段為九

份之重要商圈，人口密集，坡頂荷重甚大且坡度甚陡(約 56 度)，因此採用構築 RC 格樑並打設地錨之方式來整治(圖 2.10)。

3. 輕便路與汽車路間之邊坡整治，此部份由於輕便路上並無建築物，坡頂荷重較低且坡度較緩(約 30 ~ 45 度)，再加上本段邊坡面積甚大，不宜構築大規模之 RC 擋土結構，否則對當地之景觀衝擊甚大，因此主要採用排水工法，而於局部坡度較陡的部份採用地錨擋土牆，並於坡面配合植生護坡，其中排水工法分為縱向及橫向排水溝。
4. 汽車路下游之野溪整治，在竿林橋旁以排水廊道來幫助排水，為防止繼續淘刷兩側河岸，因此構築石籠護岸及攔砂壩。
5. 設置監測系統，為防止災害再次發生，而於護坡結構物及坡頂房舍設置監測儀器，其中包括電子式結構傾斜儀、手動式結構物傾度盤、地中應變計、地下水位計及伸縮計等，並由青山工程顧問公司進行定期監測及分析(表 2.4)。

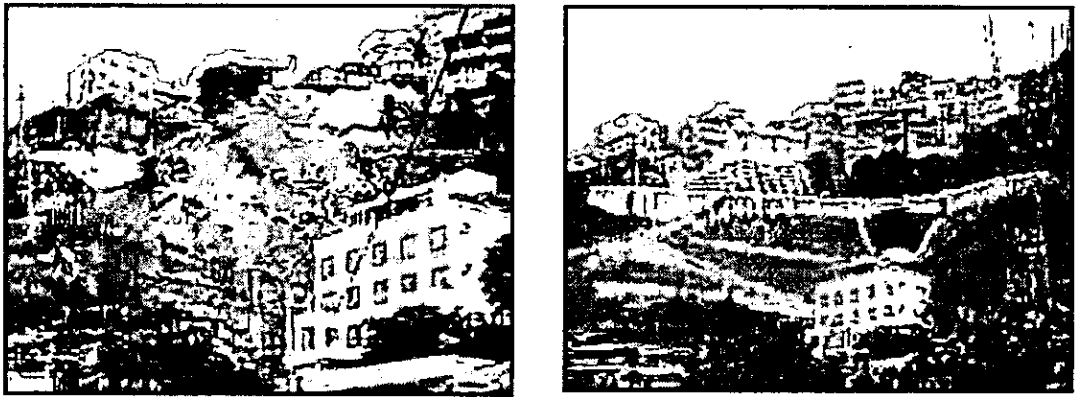


圖 2.10 輕便路與基山路間坡面整治前、後照片(中央地調所 2000)

表 2.4 九份地區監測儀器總表

監測站編號	儀器名稱	儀器編號	裝設地點	備註
第一監測站	雙軸傾斜儀 (結構物)	ATM-1	彭外科北側擋土牆	
		ATM-2	彭外科南側擋土牆	
		ATM-3	天空之城下方擋土牆	
	地表伸縮計	AEX-1	彭外科南側擋土牆	原承商裝設
		AEX-2	豎崎路18 號側	
第二監測站	雙軸傾斜儀 (結構物)	BTM-1	監測站南側擋土牆	
	雙軸傾斜儀 (地表)	BSM-1	別墅側邊道路	
	地表伸縮計	BEM-1	第二監測站側	原承商裝設
第三監測站	雙軸傾斜儀 (結構物)	CTM-1	九份國小正門擋土牆	
		CTM-2	觀山海南側擋土牆	
		CTM-3	輕便路整治邊坡	
	雙軸傾斜儀 (地表)	CSM-1	崙頂路	
		CSM-2	基山街 253 號	
	地表伸縮計	CEX-1	九份國小宿舍側	
	水壓計	COW-1	長樂活動中心側	
雨量計	CRA-1	九份國小道明樓屋頂		
自計式	地表伸縮計	YEX-1	頌德里一鄰側	
增設儀器	地錨荷重計	LC-1	基山街整治邊坡	
	傾斜觀測管	SI-1	彭外科西側	
		SI-2	輕便路 288 號	

2.2.4 國內案例：阿里山五彎仔地滑

五彎仔位於臺十八線 28K+900 至 31K+500 之間，係屬於阿里山山脈的山區西側之坡地；地勢東高西低，平均坡度約 25°。水平距離約 500m 間，海拔高程由 800m 下降至 575m 沒入獨座溪呈東西走向。獨座溪於五彎仔崩塌地西側端點，匯集南北兩支流。獨座溪上游的南支流，向源侵蝕作用旺盛，使此區域西南側坡面有多處的溝谷、蝕溝、與小型崩塌，對邊坡穩定有不良影響。此路段主要崩塌地為五彎之超大型地滑區，因公路迂迴於獼頭斷層與公田斷層上盤附近，岩體破碎、地形較陡、邊坡開挖等因素，造成大規模崩滑。其他較大型之崩塌地有：公路里程 28.1K(表 2.5-as281)、29.0K(表 2.5-as290)公路上、下邊坡，崩塌機制多因地形陡峭、岩體不連續面發達、風化層深厚等因素，崩塌類型屬於“類圓弧型”。

根據工研院研究報告(1999)，五彎仔崩塌地屬西部麓山帶地滑區，地質上其基盤岩層為中新世南莊層，主要的岩性為淡灰色砂岩、砂岩與頁岩互層、及深灰色頁岩等。上覆蓋著黃棕色或褐色的風化岩塊，或崩積土。附近岩層呈南/北或東北/西南走向，向東或西傾斜 10°~60°，有一背斜及向斜由東北向西南穿越。另有獼頭斷層，由西北向東南切過本區的西南邊緣，加上諸多地質構造通過本崩塌區，致使本區岩層相當破碎，易於發生地滑。五彎仔地區之災害歷史上自阿里山公路打通及 85 年 7 月賀伯颱風後不久即發生崩塌現象，雖曾經過多次坍塌與處理，至今尚未能有效穩定。經工研院研究報告得知，此邊坡滑動的規模約為 150m(橫寬)x600m(縱深)，滑動體深度達 15m 至 20m，滑動體估計為 400,000m³ 至 600,000m³ 之間；滑動面大致落於砂頁岩和頁岩之層面。累計雨量即達 679 公厘，初步判斷滑動成因包括：

- (1) 滑動體於持續累積降雨後，增加土體自重與下滑力；
- (2) 該地區地下水位壓上升約 5-8m 降低土體有效應力與抗剪強度；
- (3) 滑動層面之頁岩浸水軟化，抗減強度降低；
- (4) 南坡長期受獨座溪南支流向源侵蝕影響，造成坡址切削、增加地層下滑。

有鑑於此，公路局阿里山工務段自民國 89 年初，與雲科大營建系於臺十八線 28K+900 至 31K+500 五彎仔崩塌地區合作進行大地監測等相關研究。長時間之監測對於 92 年之大崩滑前後之監測結果進行對照，與所預測之災害發生可能原因相吻合。而目前監測項目包含：地層位移、地表位移、降雨量、地下水位、水平排水孔出流量與集水井集水量等。主要為瞭解此地區之滑動面深度及地層位移變動，且於區內定期進行各項調查工作。監測儀器包括傾斜管兼地下水觀測井、地表伸長計、雨量計、水平排水孔、和集水井等。期能對於此地區之調查與監測能有進一步全面性的瞭解，以有效整治與控制崩塌區。

表 2.5 山崩登錄紀錄 (劉憲德先生調查紀錄), 2000 年 10 月

地點編號		as281	as290	as293	
公路里程 (K)		公路上、下邊坡 28.1-28.2 K	29.0 K	29.3K-31.4 K	
公路方位		北 45 東坡度=40-50 %, 坡向=南向坡, 地 形=正交坡	東西向, 坡度=40-60 %, 坡向=南向坡, 地 形=正交坡	NE 向數個回頭彎 坡度=20-35 度, 坡向=西北 向, 地形=正交坡	
座 標		X=211750、Y=2592700、 Z=540-580	X=212400、Y=2592700、 Z=600-700	X=212500、Y=2592500、Z=750-400	
山崩範圍	長度 Lr	>30M	50M	>100M	
	寬度 Wr	180M	80M	60M	
	深度 Dr	>10M	20M	>10M	
	崩體積 V	5000m ³	400m ³	>5000m ³	
山崩特性	山崩活性	狀態	活化、再活化	活化	活化、再活化
		分布	後移、側移	前移、後移、側移	前移、後移、側移
		體式	雜式	複合	複合
	第一次崩動	運動型式	滑移、側滑	滑移、側滑	墜落、翻倒、滑移、側滑、流動
		材料	岩石、岩屑、土壤	岩屑、土壤	岩屑、土壤
		含水量	潮	潮	潮
	第二次崩動	運動型式	滑移、側滑	滑移、側滑	無
		材料	岩屑、土壤	岩屑、土壤	
		含水量	濕	潮	
	特性描述		本崩塌地位於公路 里程 28.1-28.2 K 上 邊坡, 為圓弧型崩 滑, 目前有蛇籠、擋 土牆護坡, 但有再土 石流現象。	崩體位於公路北面 之斜坡上, 屬正交 坡, 節理發達, 有一 北東東向之野溪向 西流, 崩積物有土石 流現象。	山崩體位於公路里程 29.3-31.4K 數個回 頭彎上, 上邊坡地形坡度約 20 度, 下邊 坡陡, 屬正交坡地形, 節理發達, 有數條 西向野溪形成一集水區於崩體北緣流 下, 崩體風化壤土深厚, 具潛移現向, 公 路之駁坎亦已破裂下移。
地質環境	岩層特性		達邦層之頁岩夾泥質 砂岩	(地層、岩性、膠結、風化、透水、表土、風化層厚度)1.南莊層砂頁 岩層, 不連續面發達。2.表土層>10 公尺。	
	地質構造	概述		(不連續面位態、頻度、延展性、破碎帶)(表土深厚基岩無出露)	
		層面	N0E/40E	N25E/60E	N10E/40E
		節理	N05W/90、N80E/80E	N10W-10E/80W N80W/75S	N05W/90、N80E/80E
斷層	崩體頂部為獺頭斷層 由西北-東南穿過	無	無		
崩塌原因	材料因素		材料軟弱、材料受剪、 不連續面(節理)	材料風化、材料破裂、 不連續面(節理)	材料風化、材料破裂
	地形因素		截交坡	截交坡	坡腳沖蝕、側蝕
	自然因素		豪雨	長期降雨	豪雨、長期降雨
	人為因素		邊坡開挖、墾植	邊坡開挖、邊坡加載、 墾植	邊坡開挖、邊坡加載、滲漏
	註 記		山崩潛感度評估: 岩體 破碎, 材料軟弱, 易崩 滑		山崩潛感度評估: 本崩地相當大, Creep, 上 邊坡樹枯與歪斜, 擋土牆被推移 3-100cm 不 等。
整治對策		無		排水、下邊坡擋土牆	

2.2.5 國外案例一：The Tessina Landslide

Tessin 地滑區位於義大利東北部之 Bulluno 省，接近威尼斯北方 85 km 處，區域鄰近奧地利之阿爾卑斯山脈南端，為一著名之登山地區（圖 2.11）。地滑區長約 2.5 km，滑動深度約 20~30m，沿山腰而下，延伸至山腳之村莊(Lamosano)附近，高程由標高 1200 公尺下降至 640 公尺左右，對 Funes、Lamosano 與 Tarcogna 三座村莊造成極大之威脅。自 1960 年 10 月 30 日，該區域發生大規模地層弧形滑動，主要因素為連續數週豪雨（約 400 mm/30 days）所造成，崩塌體積達 106m^3 。之後更因豪雨陸續發生九次以上之大型崩塌，崩塌體最後轉化成泥流，其滑移速度可達數十公尺以上，崩塌材料最後均堆積於山谷中。崩塌材料顆粒大至巨礫、小至粘土，較細顆粒成分比例約 40:45 : 15（粘土：粉土：砂土），材料之殘餘摩擦角約為 17 度。而 Tessin 地滑區地層主要為侏羅紀（1 億 4 千萬至 2 億年前）及稍年輕之石灰岩層，其上覆蓋始新世（4-5 千萬年前）之 Flysch 層。於主岩層構造上方分佈數十公尺之第四紀（約 2 百萬年前）之冰川沈積物、河川沖積及崩塌之材料。

自 1960~1964 年間 Tessin 地滑區崩塌活動頻繁，崩塌區域逐漸擴大至 2km 長。崩塌體前緣距山腳之 Lamosano 村僅 600 公尺。1990 年 Tessin 地滑區崩塌再次威脅 Funes 及 Lamosano 兩村落，1992 年產生 105m^3 土方崩塌，滑動體前緣已達 Tarcogna 之防護工程。1993 年地滑區再次崩塌，崩塌區長達 2.5km，最大寬 600 公尺。1995 年新崩塌材料威脅 Lamosano 村，直至 1998 年後地滑區仍持續活動中。為此義國自 1992 年 Tessin 再度大規模山崩之後，即於當地設置保護欄及警示系統以保護當地居民，崩塌警示系統包含數種位移與速度量測感應子，設置於崩塌區縱軸線。每一感應子之資料自動傳至位於村落附近的資料收集中心，並轉送至當地的消防指揮中心，當位移速率超過警戒值時，系統自動會啟動警報通知當地之民防組織。監測儀器包含數種不同範圍位移量測儀器，如自動測距站網、定向測棒（directional bars）、回波計（echometers）、鋼索伸張計、與數位攝影機。觀測分為慢速崩滑與快速崩滑兩型態，慢速採用自動測距站網、多層鋼索伸張儀、與 GPS 觀測網進行。GPS 測網約由 20 個測點所構成，大部分為沿著崩滑區周邊設置，並採用測網整體 85%信賴區之測量誤差，經測網再檢測結果得知，1995~1998 年間 Tessin 崩塌區仍有顯著之滑動變位產生（圖 2.12）。

目前義、英兩國合作應用 SAR（Synthetic Aperture Radar）衛星影像監測崩塌地活動情形，藉由長期 SAR 衛星影像觀測已能判釋出崩塌區地形及崩塌地貌之位移，較適於較緩慢速率崩滑區域之觀測。再者，對於滑動速率較高之區域，義國發展出地表雷達（Ground based SAR），以進行即時地貌量測（詳圖 2.13~圖 2.15）。經由崩塌之觀測獲取許多實際狀態資料，將監測資料進一步提供作為更精細之崩塌境況模擬，以找出崩塌發展機制更進一步瞭解崩塌之過程，以期最終分析出其可能之災害，使崩塌之災害降至最低。



圖 2.11 Tessin 地滑區全景(Maceo-Giovanni Angeli,2000)

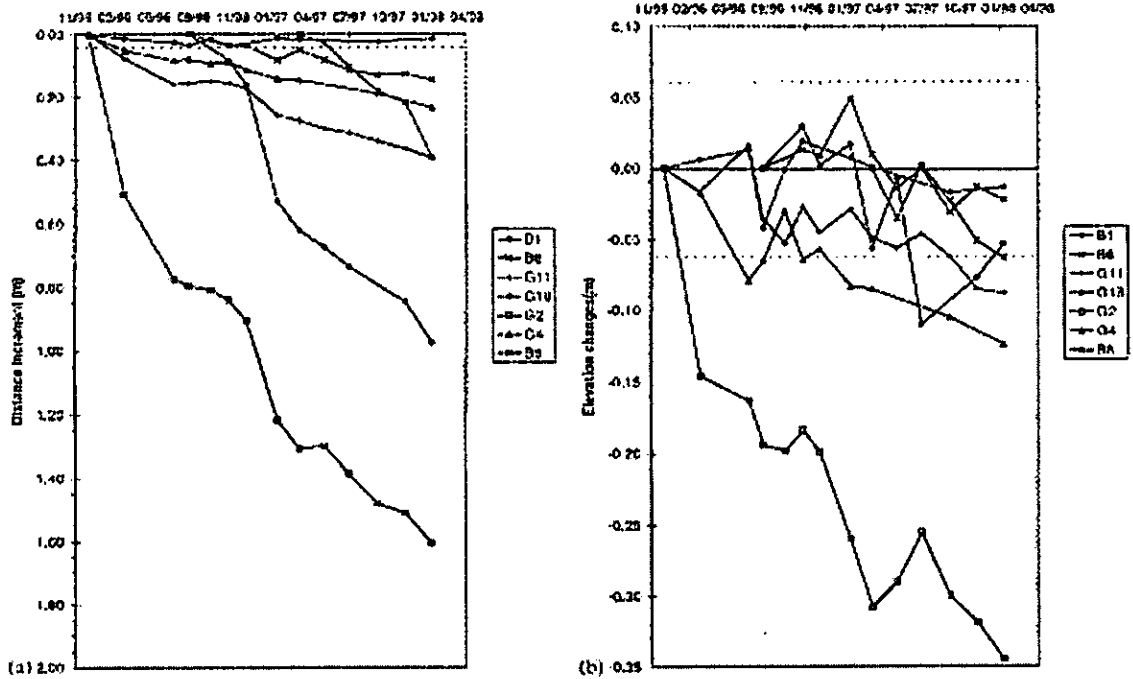


圖 2.12 Tessin 地滑區 1995~1998 年 GPS 監測結果圖(7 個代表性 GPS 觀測點)
(Josep A. Gili,b, Jordi Corominas, Joan Rius, 2000)

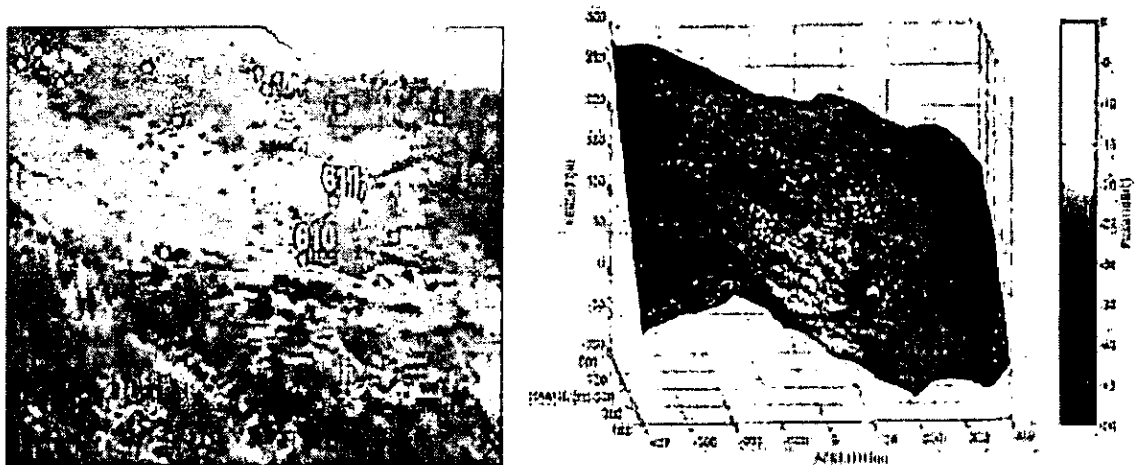


圖 2.13 Tess in 地滑區應用地表雷達監測結果圖(亮度值高代表地表裸露程度高)
(Dario Tarchi, Nicola Casagli, Riccardo Fanti and David D. Leva, 2003)

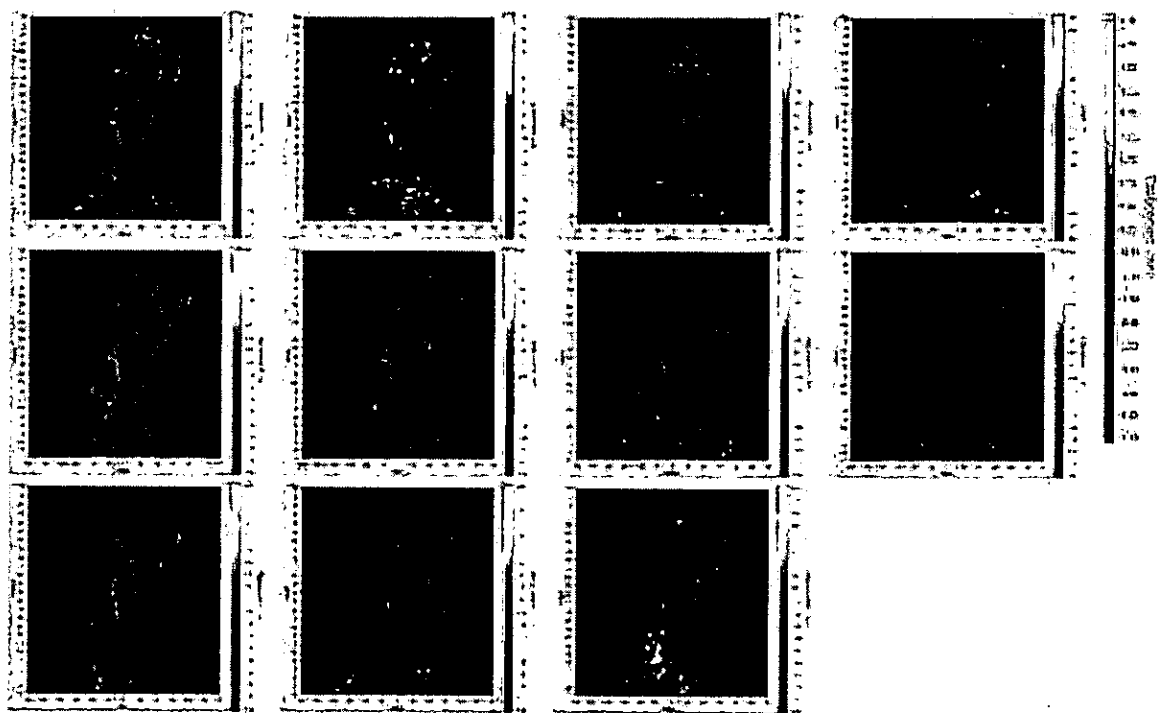


圖 2.14 不同時間點地表雷達監測結果圖(監測 72 小時，每張間隔約 6~7 小時)
(Dario Tarchi, Nicola Casagli, Riccardo Fanti and David D. Leva, 2003)

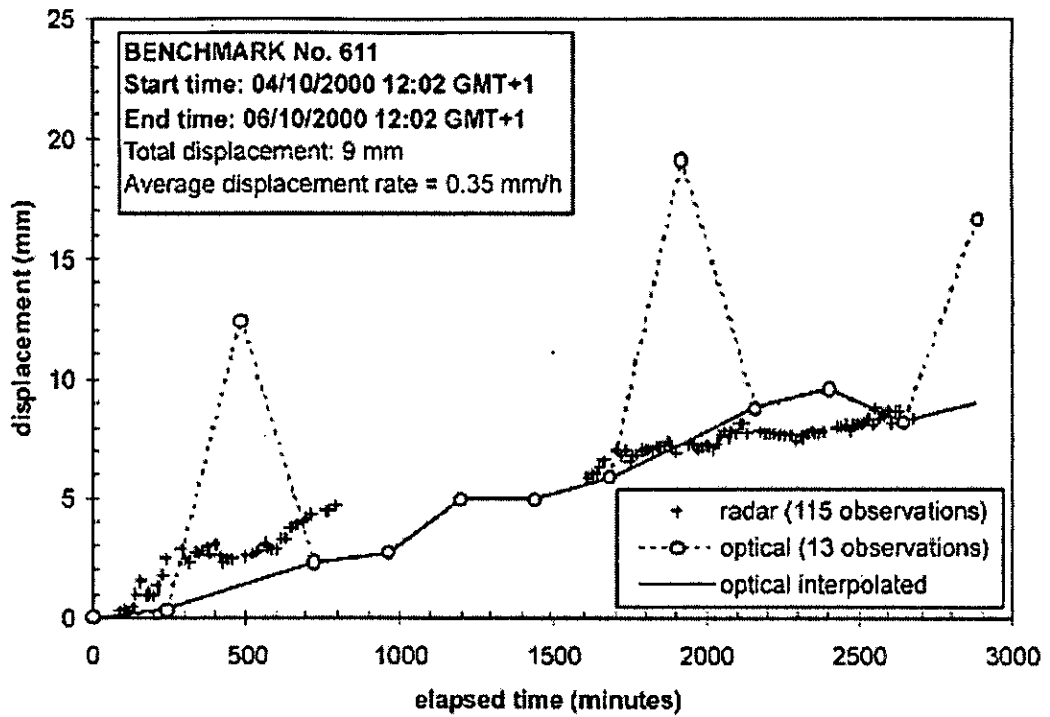


圖 2.15 2000.4.10~2000.6.10 間應用 GPS 與 SAR 影像監測結果比較圖
 (Dario Tarchi, Nicola Casagli, Riccardo Fanti and David D. Leva, 2003)

2.2.6 國外案例二：The Mam Tor Landslide

Mam Tor Landslide 位處於英國中部 Derbyshire-Castleton 小鎮的西方，且位於 Hope Valley 的頂端，最高處為 Mam Tor，其分佈的範圍根據 1989 年 Skempton 的調查所示，此地滑的長度由西到東約 1000m、而最大的寬度也有 450m、由趾部到地滑的頂部高差約 270m 且平均坡度為 12° (圖 2.16)，此處為一老地滑區，經過碳十四定年估計此處約在 3200 年前形成，而西元 1977 年 2 月時，因為歷經了將近一個月的大豪雨，因此在該地滑區的老崩塌地又再活動起來了，發生了大規模地層滑動，主要滑動帶於老崩積層中且滑動，其滑動深度約 30-40m(Skempton et al. 1989)；此外，Waltham & Dixon 於 2000 年將此滑動區分為三個區域：第一部份為上部的淺層岩石滑移、第二部份位於地滑區中段之過渡帶，也是目前活動性最大的地方、第三部份為原趾部堆積所發展成的土石流。這地方的地質狀況主要為一厚層頁岩層其上覆蓋一層約 100m 的砂岩層，且有一個小斷層通過此地滑區，而此次災害產生約 70m 高的主崩崖(詳圖 2.17、圖 2.18)，且嚴重破壞地滑區中段 Manchester 與 Sheffield 之重要聯絡要道。



圖 2.16 The Mam Tor Landslide 的北方高處往南望，圖中的道路即為聯絡 Manchester 和 Sheffield 的主要道路。(Waltham & Dixon, 1998)

根據 Varnes 在 1958 年的山崩型式分類，將此地滑區歸類成崩落型的土石流 (slump-earthflow)，於 1977 年災害發之後，由學者 Skempton(1989)、Waltham & Dixon(2000)、E. H. Rutter et al.(2003)先後整理 1910 年到 1995 年所記載之滑移資料，而 Waltham & Dixon(2000) 和 E. H. Rutter et al.(2003)前後也做了將近 10 幾年之現地監測資料，Waltham & Dixon 於 2000 年於此佈設了 46 個測站，並使用電子式全測站經緯儀 (EDM) 進行地滑區垂直方向和水平方向的位移監測，從 1990 年至 1998 累積了 8 年的位移資料，其中圖 2.19 為地滑區內主要道路上部的水平方向位移監測資料，圖 2.20 為同一地方之垂直方向位移的監測資料，此外，也發現監測資料中 1994 年及 1995 年之垂直和水平方向位移量特大，原因是在當時已經超過了一個月的降雨強度之門檻值 210mm，因此推估此地滑區受到降雨強度的影響甚大，當降雨量超過一定的門檻值時，會使地滑潛移的速率加快，目前此地區每年量測到的平均滑移量約 0.25m，其中發現位地滑區中段的潛移速率是最快的(圖 2.21)，學者也推論此地區仍會繼續的潛移，因此需要持續性的監測，以掌握是否會有更大的災害發生。

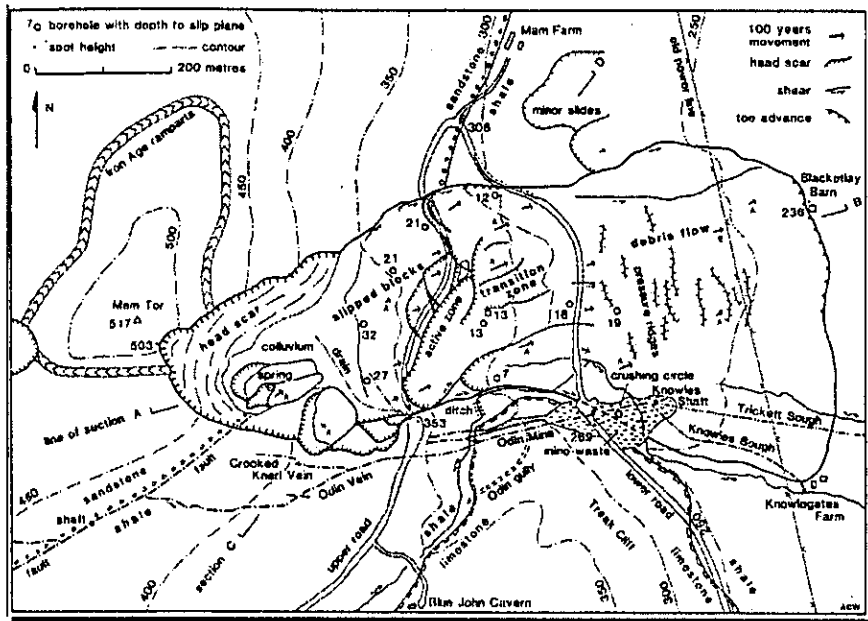


圖 2.17 The Mam Tor Landslide 的崩塌地示意圖，其中箭頭代表為地表水平位移的方向。(Waltham & Dixon, 2000)

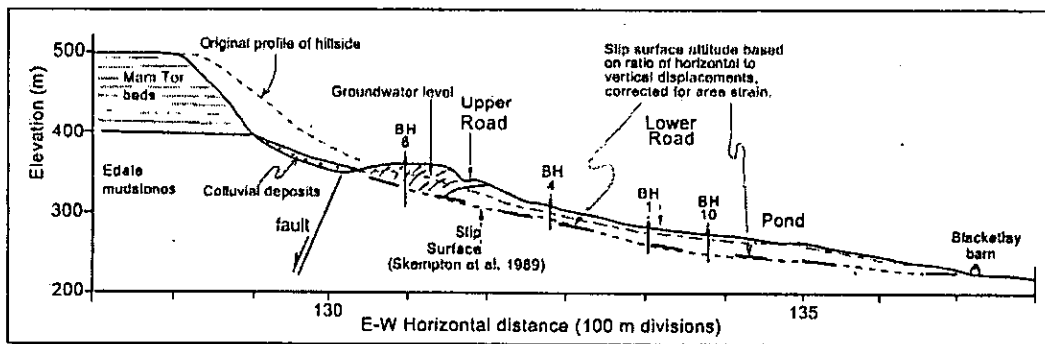


圖 2.18 為圖 2.17 的 A-B 剖面圖(Waltham & Dixon, 2000)

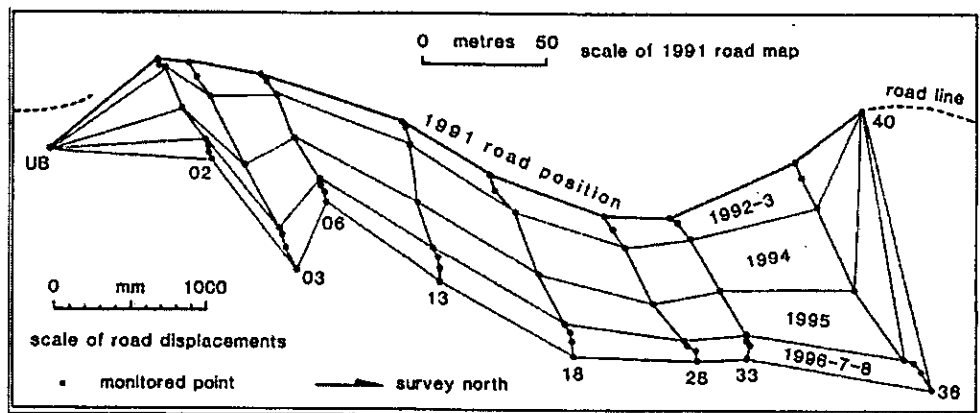


圖 2.19 為圖 2.17 和圖 2.18 中穿過地滑區中段的道路的上部，在不同時期所量測到的水平方向位移。(Waltham & Dixon, 2000)

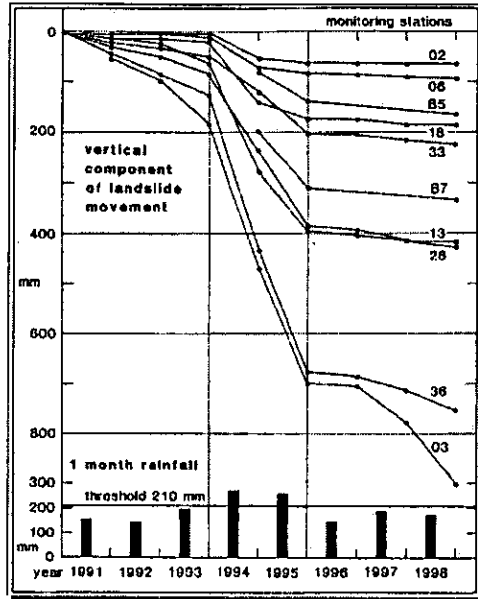


圖 2.20 為圖 2.17 和圖 2.18 中穿過地滑區中段的道路的上部，在不同時期所量測到的垂直方向位移及降雨強度。(Waltham & Dixon, 2000)

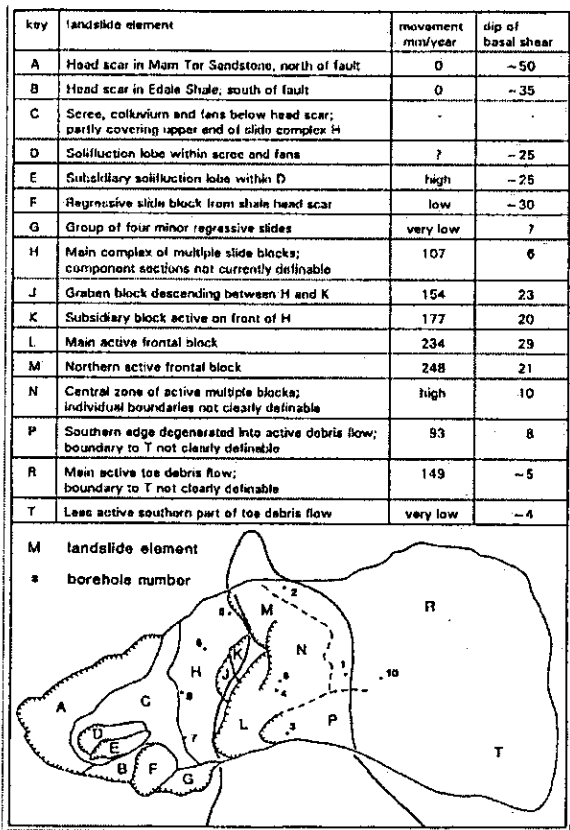


圖 2.21 將 The Mam Tor Landslide 分成幾個主要的滑動塊，分別比較其活動性，其中發現到位於地滑區中段的 L、MN 有較高的滑移速率。(Waltham & Dixon, 2000)

2.2.7 國外案例三：The Super-Sauze Landslide

Super-Sauze地滑區位於法國東南部之Alpes-de-Haute-Provence州，阿爾卑斯山南部，為一知名之滑雪旅遊勝地，區域中有36個不同的斜坡，高程由1,400~2,650m不等，整個滑雪坡道長約70Km左右。由於觀光勝地遊客絡繹不絕，帶動了地方上的經濟與社區方面的成長。其地層中主要為石灰岩地質，上游地區的Cla是一具有內聚力的黏土基體材料，主要由黑色泥灰岩所組成，也是此一區域泥流(mudflows)主要材料來源之一。

25年來於該地滑區災害歷史中最大規模之山崩土流體積約30,000 ~ 50,000m³的量體，而近五年來最大的一次土砂災害產生約2,000 ~ 5,000m³的體積流動，形成的沖積扇土砂災害，成為下游居民不安定危險因素，且其發生時間大多在降雨期間。此地滑區域之高程約介於1740 ~ 2105m間，如圖2.22所示(a)為Super-Sauze地滑區之正攝航照影像（標有各高程）；(b)為地滑區之地形圖與其曾經發生災害位置標示。由於地滑區長年在雪的的覆蓋下，因此溫度的影響也相當重要，水文在溶雪期間大量的雪水滲入地底，造成超額孔隙水壓的增加，遇不透水層的黏土層面，使得其層面間的摩擦力下降，因而產生土流與山崩現象，其土流的形式包含了碎屑流、瓦礫流等顆粒大小不等之土流現象。

Weber and Herrmann於2000年曾以1956及1995 年之航空照片作一比較，發現於1982年此一區域整個滑動體往下游滑移了約180m之趨勢。而此一區域之地滑災害最早發生於1960年，而土流的情形始於1970年左右。文獻記載中此一區域以利用GPS、水位計、地表鋼索伸張移、經緯儀、雨量計、溫度量測等設備來記錄觀察此一區域的氣象（季節）與地體滑動的（瞬間）變化，分別設置了5個觀測點，其分部如圖2.23所示。其所監測之結果如圖2.24所示：資料為1999年5月7日至5月23日所紀錄之資料，5月19日之累積降雨量達最大值，其孔隙水壓力最大值為翌日5月20日，由各控制點中我們也可以發現位於最上游之COU4於各觀測種類中之變化量最大，崩滑之情形最為嚴重。此一區域之監測系統仍在持續觀測中，觀測資料也相當有系統的與研究同步並行中。其能有效監測土流發生的情形，當災害在次來臨時能將提前達到預警，驅使人民撤離避難的功能，以有效執行重大天然災害之災情掌控監測、研判與救災決策下達，確實發揮防災實質功能。

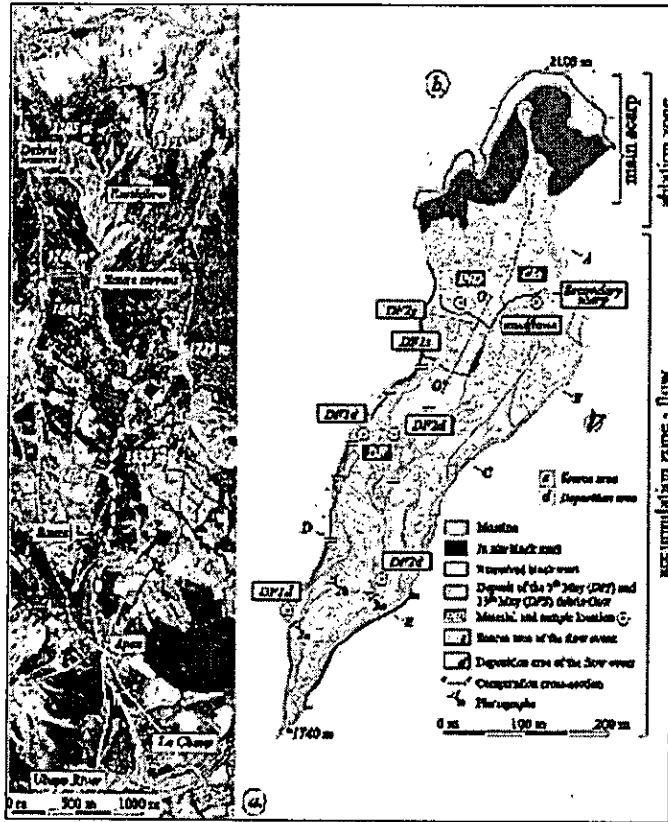


圖 2.22(a) Sauze 地區及流域正射影像圖；(b) Super-Sauze 地滑之地形圖
 (By J.-P. Malet et al. / Geomorphology 66 (2005) 215–235)

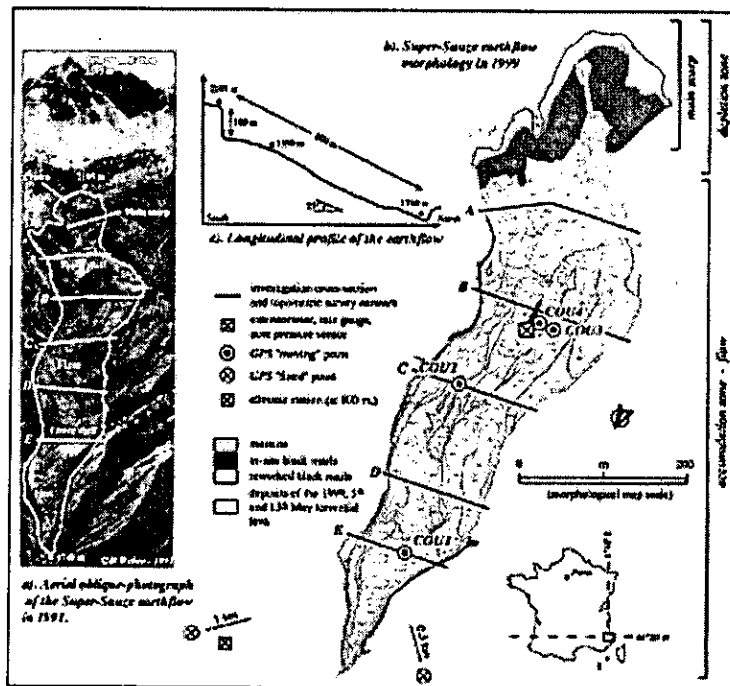


圖 2.23S Super-Sauze 地滑區全貌調查與其 5 個監測位置分佈圖，1999
 (By J.-P. Malet et al. / Geomorphology 43 (2002) 33–54)

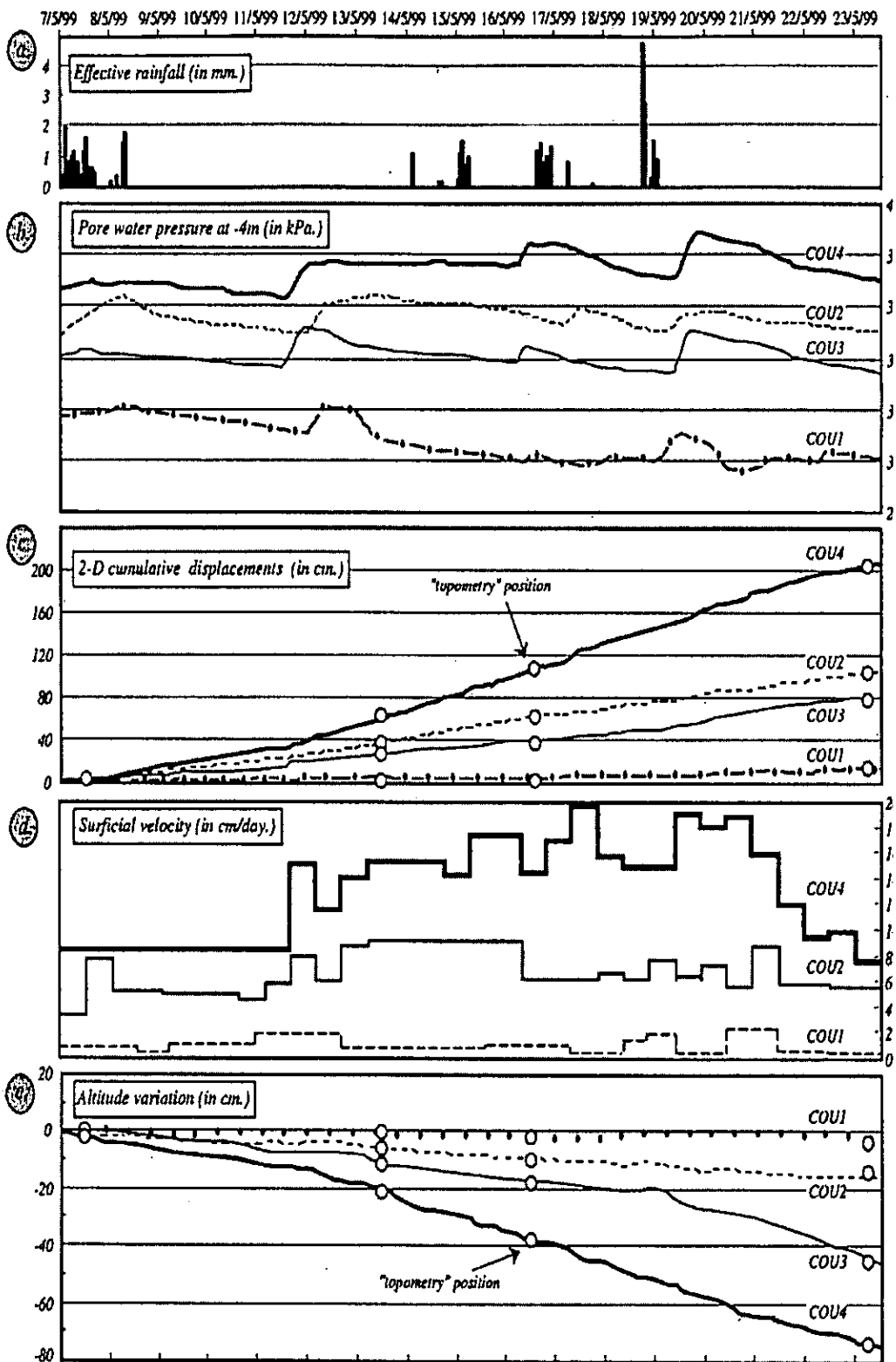


圖 2.24 Super-Sauze 於 1999 年 5 月於監測站所量得之 GPS 觀測資料。(a)有效降雨量；(b)孔隙水壓力變化；(c)累積平面位移量測；(d)地表速度變化；(e)累積高程變化。

2.2.8 國外案例四：The Randa Landslide

Randa 地滑區位於瑞士 Zermatt 以北約 10 公里的 Randa 村莊裡(如(左)圖 2.25)。1991 年 4 月 18 日發生第一次大崩滑，此次崩滑的土石量約 2 千 2 百萬立方公尺，造成連接 Zermatt 與 Rhône 兩村莊之鐵路的中斷；第二次大崩滑則發生於三星期後的 5 月 9 日，此次崩滑的土方量約 7 百萬立方公尺，造成鐵路及道路遭掩埋近數百公尺，崩落土石堵塞下游 Vispa 河流而形成天然壩，所幸瑞士軍隊成功挖掘一引水渠道以疏濬之，解除了潰壩後下游將有重大災難的危機；由於當局嚴密監測而預測此次崩滑，故此區民眾已先行被撤離，未傳出人員傷亡的報告。兩次大崩滑的結果造成近 3 千萬立方公尺的土石崩塌，這些土方尚在地滑區坡趾形成 10 到 40 公分高、半徑近 1 公里的圓錐形崩塌土石堆積區(如(右)圖 2.26)。

冰河侵蝕造成此區於 1991 年大崩滑前有一高約 500 公尺近垂直的峭壁，其主要由厚層之火成岩變質而成的正片麻岩(orthogneiss)與富含雲母質之由沉積岩變質而成的副片麻岩(paragneiss)互層所構成(如(左)圖 2.27)；此區構造線為一條長約 500 公尺、傾角 30 度連續性的裂痕(J3)，切穿位於圓錐形崩塌土石堆積區上部之 Randa 正片麻岩的基底，此裂痕與另外三條高傾角連續性之節理面(J2、J5、J6)將岩層分割為大尺寸的岩塊(如(右)圖 2.28)。這些節理面為造成大崩滑之地質上的不穩定因素，且由於節理面的存在，岩層的滲透性增加、地下水的循環加速，使得岩石風化以及岩層中水壓過大，降低滑動面的摩擦角，並導致岩石中的小裂面生成與連接而造成岩石碎裂。觀察 1991 年大崩滑發生前 20 年間逐漸增加的小型山崩，可發現此區逐漸趨向不穩定。1991 年 4 月 18 日由於融雪造成高水位生成，終於爆發持續達數小時之久的大崩滑，此次崩滑切穿 Randa 正片麻岩，並造成上覆之副片麻岩解壓而呈現極度破碎之不穩定狀態，鑒於大自然的平衡機制，因而引發 5 月 9 日的崩滑事件。大崩滑發生時，尚可觀察到水柱在岩層底部的滑動面噴射而出，顯示過大的水壓為造成此事件的主因之一。

由於 Randa 地滑區之所在區域為一繁忙的山區小鎮，常有觀光客來訪，因此當局針對此區投資相當的人力物資以進行勘查與監測。為了迅速地針對現地作全面性的調查，常應用地球物理技術以描繪潛勢破壞面與監測地滑區的動態行為：前者常採折射震測法推測可能的崩滑機制，以之作為鑽孔計畫的依據(如圖 2.29)，並由鑽孔中安裝之透地雷達校正震測結果；後者則仰賴微震監測系統的架設(如圖 2.30)。上述方法所蒐集的資料展現出地滑區真正的移動區位、位移速率以及變形機制。利用這些資料搭配地質調查結果，包括詳盡的不連續面表徵圖、鑽孔岩心樣本、孔隙水壓測試、實驗室試驗以及有限元素法分析等，將之統整在專為監測而特別設計的資料庫系統(如圖 2.31)，以求深入了解地滑區，並進一步改善事前預測的準確度。根據監測結果發現：目前 Randa 地滑區的上部崩崖仍以最大速度約每年 1.5 公分往東南方緩慢移動，所涵蓋的土石量達數百萬立方公尺；這些不穩定的土石，迫使瑞士當局將此區域的道路及鐵路改線，以避免遭受下一波新的土石崩滑所破壞。

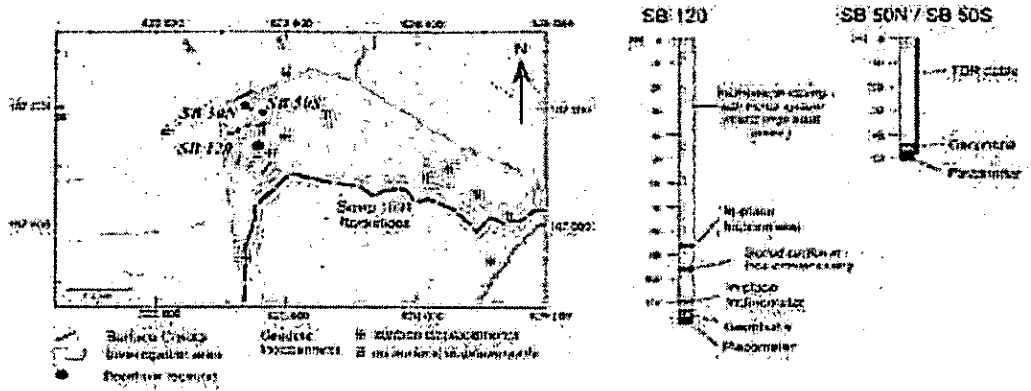


圖 2.29 鑽孔位置圖(SB120-120 米深；SB50S/SB50N-50 米深)。
鑽孔內裝設傾斜儀、地音探聽器、水壓計。

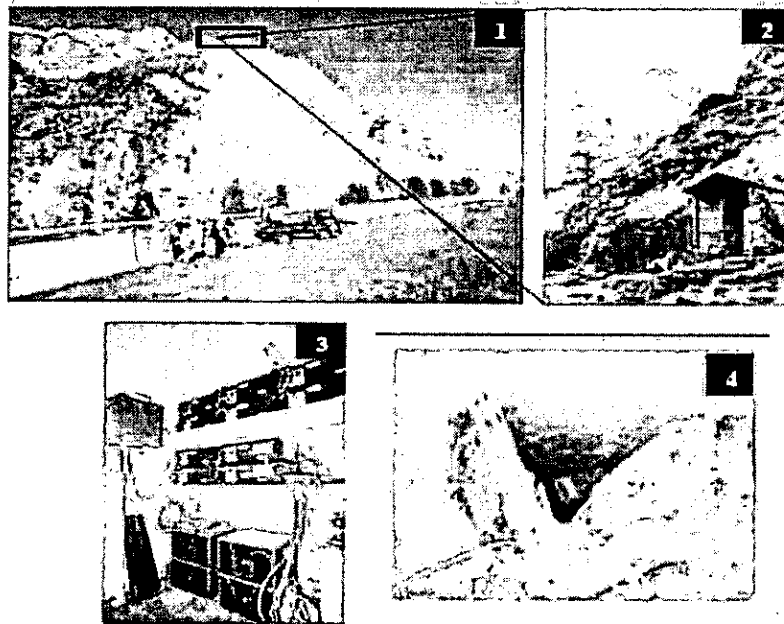


圖 2.30 1 為 Randa 地滑區；2、3 為即時資料的中心接收站；4 為地震儀的安裝。

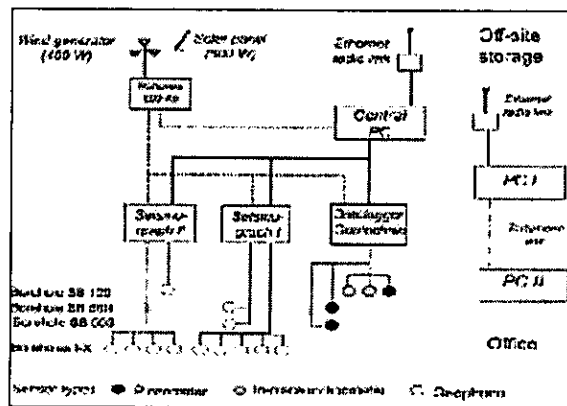


圖 2.31 資料擷取系統之概要圖表。

2.3 現有地層內邊坡穩定監測技術

在大多數邊坡監測狀況中以地表或地層中位移與孔隙水壓通常是最重要的。關於地表位移監測之技術將在第三章敘述。本章將以敘述現有地層內位移監測技術為主。

2.3.1 地層內移動監測

過去 20 年間，傾斜度量測儀器開始發展，其最大的貢獻就是用來幫助分析和描述地滑。傾斜度量測儀器廣泛的使用於監測地滑，也有在壩體、堤岸或其他建築物中當作監測儀器使用。地層傾斜度量測儀器有兩種形式，一種為傾斜探管(Inclinometer Probe, IP)另一種為孔內傾斜儀(In-Place-Inclinometer, IPI)，這兩種儀器都使用類似的感測器。

傾斜度感測器有一重要的基本元件，就是伺服加速度計(Servo-accelerometers)，如圖 2.32 所示。本儀器可以用來量測平面內的傾度，傾斜度量測儀器中通常都裝置兩個傾斜度感測器，以量測兩個垂直的方向。伺服加速度計中放置一個隨著重力場永遠朝下的物體，並且和線圈或是扭力馬達連接，當此物體受力擺動時會產生電流，電流透過線圈傳輸到控制器，即可求出物體偏移的角度，溫度的影響可以忽略。加速度計系統從 30 到 50 度的解析度約為 10 秒，圖 2.33 顯示一般傾斜度感測器的量測數據。

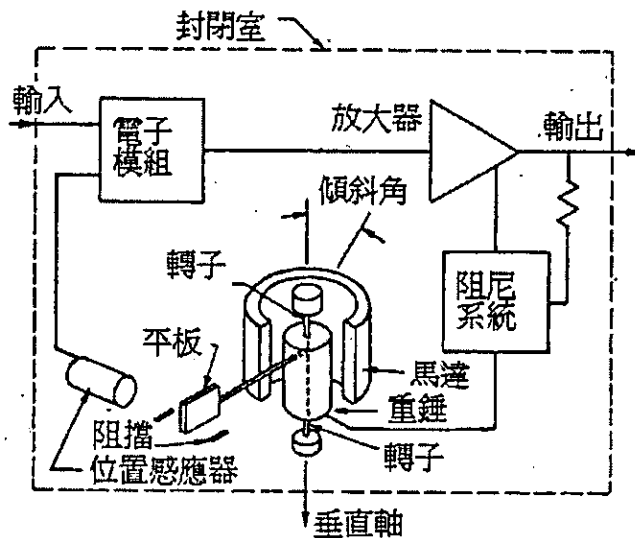


圖 2.32 傾斜度量測儀器中伺服加速度計量測系統
(Wilson and Mikkelsen, 1978)

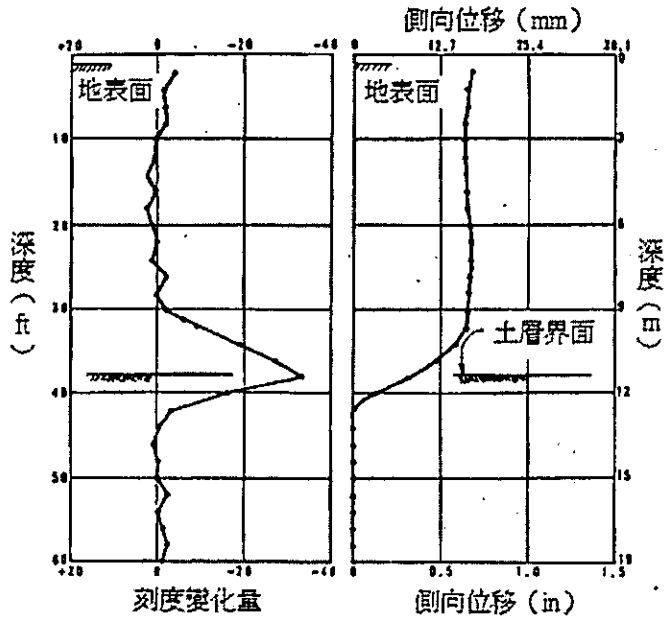


圖 2.33 現地試驗之地形狀況與量測數據
(Wilson and Mikkelsen, 1978)

(1) 傾斜探管

普遍使用的傾斜探管是由 S.D. Wilson 從 1952 年開始於 Harvard University 所研發，現今被大量的製造與使用。傾斜探管通常包括感測器(由金屬外殼包護)、輪子(裝在金屬外殼上)、電纜(連接感測器)。使用時將將傾斜探管放入傾斜管(Inclinometer Casing)中，並利用電纜將儀器上下移動，量測到的訊號可藉由電纜傳送到資料擷取系統。

傾斜探管由四個主要的部分組成：

- (A)裝置於地表下的傾斜管：通常是用塑膠、鐵或鋁製造，並且在管子的橫向及縱向設有溝槽，便於感測器上下移動。
- (B)感測器：通常裝上金屬外殼及輪子，方便上下移動。
- (C)電纜：用以控制感測器上下移動及傳送訊號，通常電纜上劃有刻度。
- (D)電源供應器、資料擷取系統、資料展示器等：通常可以儲存和展示資料。

傾斜探管(圖 2.34)藉由固定在感測器的電纜沿著縱向或是橫向上下移動，當量測完一個方向後將傾斜探管取出，把傾斜探管放入和先前方向相差 90 度的方向，然後由量測到的訊號換算成角度繼而求出變位。將傾斜探管從孔內的底部拉到頂部時，通常以等間距往上拉，根據 Gould and Dunnicliff (1971)所提出的報告，讀數間距必須小於 1.5 公尺，否則很難反應地表下隨著深度而改變之位移，即間距太大時解析度不夠。當傾斜探管內裝的感測器型式不一樣的時候，精度也不一樣，通常在深 33 公尺的套管中，所量測到的變位值，其精度可以達到 1.3 到 2.5 公釐(精度 1:10000)。

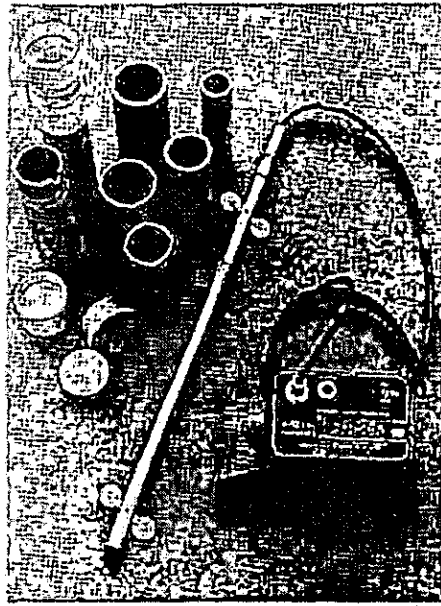


圖 2.34 傾斜探管照片
(Green and Mikkelsen, 1988)

(2) 孔內傾斜儀

孔內傾斜儀(圖 2.35)的感測器通常為伺服加速度計或電解式感測器，可以量測一或二維之位移，兩個孔內傾斜儀之間由一根金屬桿連接起來，將所有孔內傾斜儀連接後，在孔頂將孔內傾斜儀固定住，然後量測土體變形。感測器是藉由支架固定於傾斜管中，每個感測器之間的距離愈靠近，量測到的變位精度也愈高。感測器的位置也可以隨時調整，而且可以和傾斜探管同時使用。

使用孔內傾斜儀時需量測角度的變化及感測器的間距，求出每一個感測器間的相對位移，這些相對位移可以求出每一個感測器的總位移。在同一個孔內可以任意改變感測器的間距。感測器可以量測到角度變化值約為正負 30 度。理論上，在 1 公尺的深度內變位的精度可以達到正負 0.01 公釐。實際上，在 1 公尺的深度內變位的精度為正負 0.04 公釐，即精度為 1:25000，即精度為傾斜探管的 2.5 倍。所以在監測和預警系統中可以使用孔內傾斜儀。

雖然每一個孔中可以裝設孔內傾斜儀的數目有限，而且比傾斜探管來較為複雜昂貴。然而它主要的優點是在讀取訊號上的連續性和精確性，非傾斜探管可比擬，孔內傾斜儀可以遠距離的擷取訊號，並且可以和預警系統相互連接。使用傾斜探管最大的問題在於定位，在傾斜探管往上拉的過程中，每一次拉的位置都不一樣。而孔內傾斜儀如果因為任何理由移動，也只是整體上下移動，每一個感測器間的距離還是沒有改變，所以不會影響其精確性。傾斜探管可以利用量測正反兩面的讀數來減少儀器本身造成的誤差，而孔內傾斜儀卻無法這麼做，所以需要更精確、更靈敏的感測器。某些計畫會同時使用孔內傾斜儀和傾斜探管，其目的是用來互相檢核。因為孔內傾斜儀的精度高，所以可以用來量測較小的變形，例如岩體的變形，同時可以用來估計滑動速度。並且可以連續的量測和記錄，進而得到連續的變形曲線，這是很多儀器做不到的。

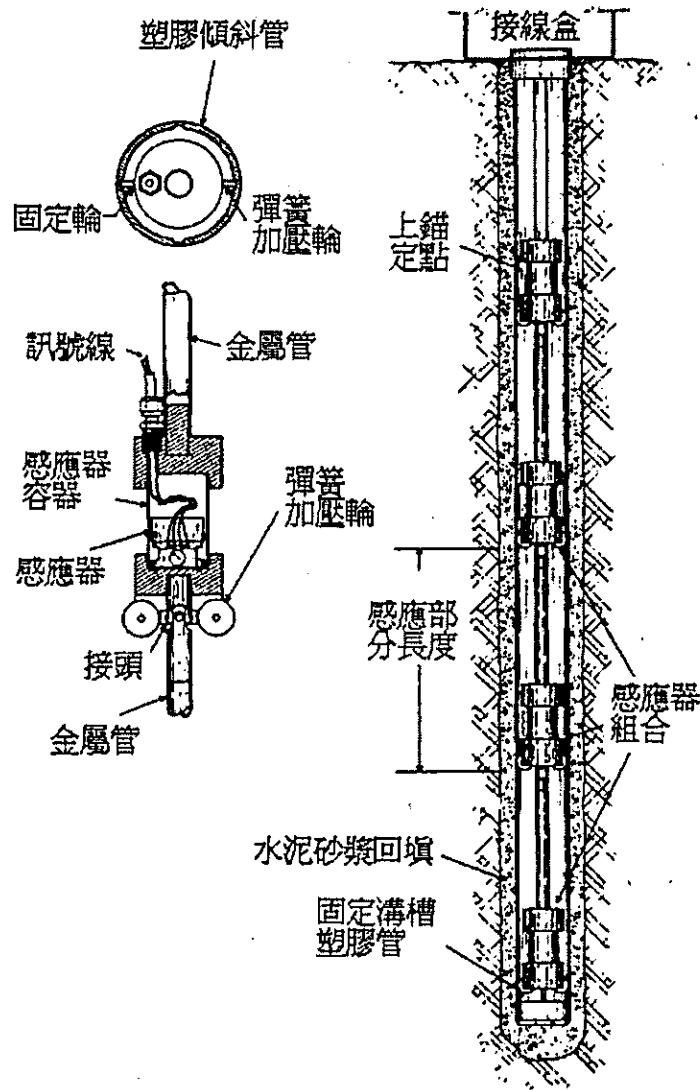


圖 2.35 孔內傾斜儀構造和配置圖
(Wilson and Mikkelsen, 1978)

(3) 伸縮儀

伸縮儀及應變計可量測錨定在鑽孔中已知兩點間距間所連接的鋼索或鋼桿的長度變化情況，圖 2.36 顯示一般商業化的設備。當量測長度小於或等於 1 公尺時，這類裝置通常被稱為應變計而不是伸縮儀。當成伸縮儀使用時，所量測的精度與重複性與感測單元類別、伸縮範圍、連結的鋼索或鋼桿種類及張力施加方式有關，呆載重是最適合拿來提供鋼索固定張力，如果無法使用呆載重，則具有固定張力的彈簧也可以接受，雖然可能會有一些黏滯性。最簡單的人工量測方式就是使用刻度尺或測微計，而線性變形的變換器，如電壓計或震動線圈(Vibrating Wire)等也可以當成感測器，這些變換器可藉由連接到簡單的電壓計讀數。靈敏度約在所量測範圍的 0.1% 左右，但是重複性與精度可能不會高於 0.55 公釐，這與錨定與連接的方式有關，然而這些參數在地滑的應用上來說已經足夠。

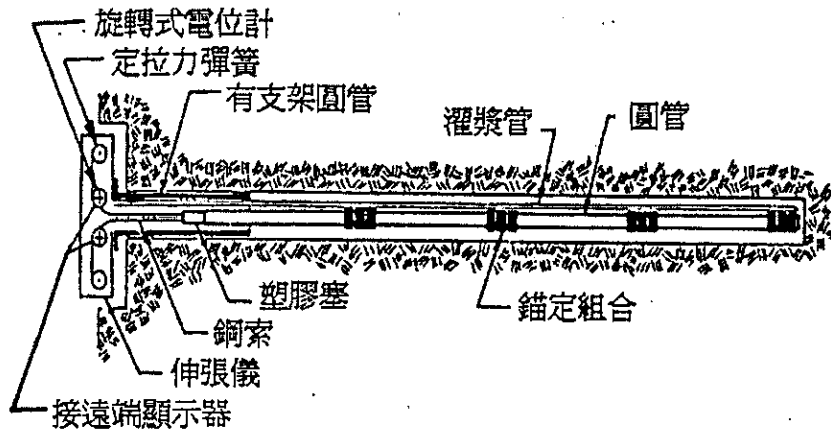


圖 2.36 伸縮儀 (Wilson and Mikkelsen, 1978)

2.3.2 水壓水位監測

水位及孔隙水壓監測可以使用之商業化水壓計有很多，但必須針對每個不同的狀況加以選擇最適合的水壓計。

(1) 開口式水位計

最常見的水位記錄方式就是直接在無套管的鑽孔或是觀測井中觀察水位，這個觀測方式最大的缺點在鑽孔可能使得不同水位高度的地下水層相互連結，使得所記錄的水位高度可能在進一步分析時缺乏代表性。不論使用何種設備，不同的含水層應該個別密封，並且在不同的水壓計要分開監測，這不只是為了得到較好的量測結果，並且可以避免不必要的污染。

開口式水位計有不同的豎管直徑、種類、及不同體積的集水區域，其中最簡單的種類僅僅是一個在監測位置上方加上套管的監測井(圖 2.37)，而水位高度則以一支探針直接量測，在這種狀況之下所得到的靜水頭代表的是整個監測區域的平均水位，而這個監測結果可能比實際的自由水位高或是低。這種監測方式在一般透水性較低的土壤中，可能需要很長的一段時間才能使得水位高度達到一個穩定的狀態。不論如何，要在低透水性的土壤中量測地下水位會因為時間因素使得所適合的量測儀器相當有限，在部分飽和的土壤中所得到的水位其代表性也難以評估。

時間遲滯的狀況可以減少豎管直徑或增加透水石面積的方式來減少達到穩定狀態所需要的時間。Casagrande 開口式水位計(圖 2.38)由鑽孔前端封口部分嵌入透水石及直徑為一公分的塑膠豎管所組成，適當的安裝下，根據過去的經驗這類水壓計適用於許多土壤狀況，特別是需要長時間讀取數據的情況，這是因為水壓計是非金屬所組成可以抵抗鏽蝕。一些尚未被驗證的水壓計可靠度經常安裝在 Casagrande 水位計附近以驗證其可靠度。在邊坡滑動監測上如果較關注短時間內水壓的反應，則應該採用壓力感測式水壓計。

(2) 壓力感測式水壓計

電子及氣壓感測式的水壓計在水壓計市場中與 Casagrande 水壓計相較之下大部分是備用地位，過去十年中這些儀器有許多重要的改善，目前已有一些商業化的產品，並且清楚的分類為適合於短期或長期監測，不論是電子式或氣壓感測式感測器都越來越便宜及容易獲得。氣壓感測式水壓計由頂端閥門所構成如圖 2.39 所示，閥門的開啟或關閉藉由連結兩根軟管到地表或邊坡上任何適合的位置，當氣體經由出氣管排出時，進氣管內的氣壓恰好等於水壓力時。氣壓感測式水壓計有以下優點：(A)因為閥門

反應時所改變的體積相當小，幾乎可以忽略水壓反應的延遲效應，(B)容易操作，(C)管線清潔容易，(D)長期穩定性。而主要的缺點在於缺乏除氣設備。

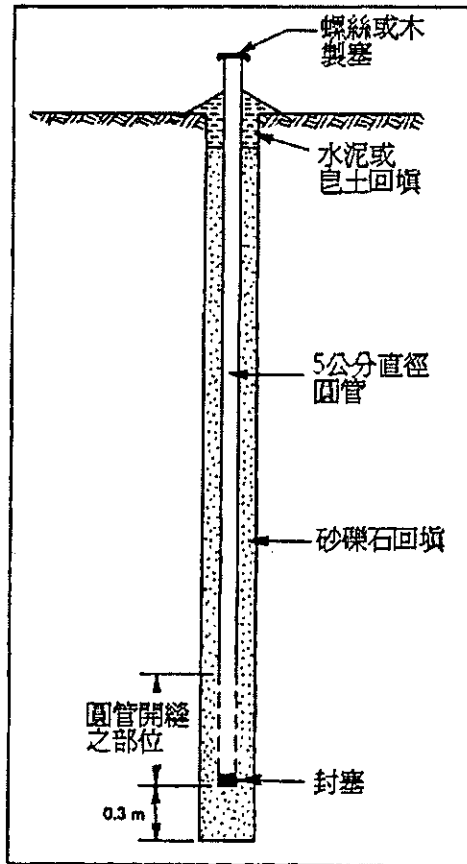


圖 2.37 開口式水位計 (Wilson and Mikkelsen, 1978)

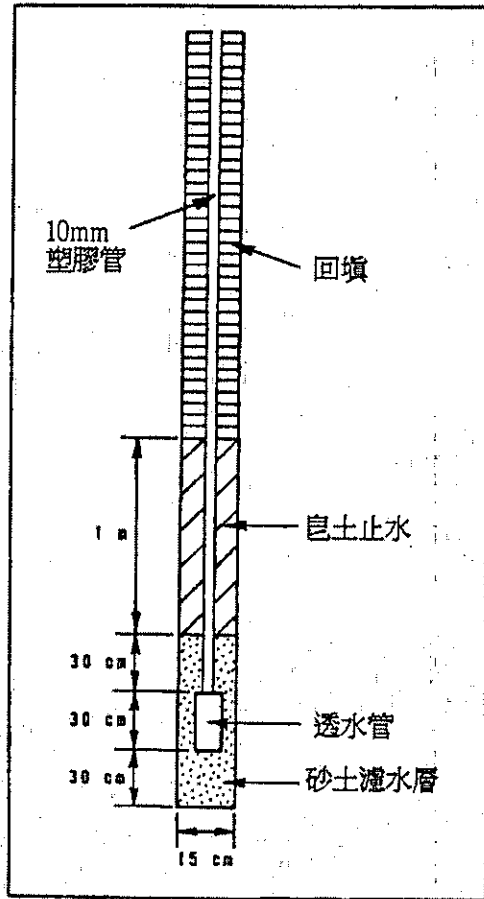


圖 2.38 Casagrande 開口式水位計
(Wilson and Mikkelsen, 1978)

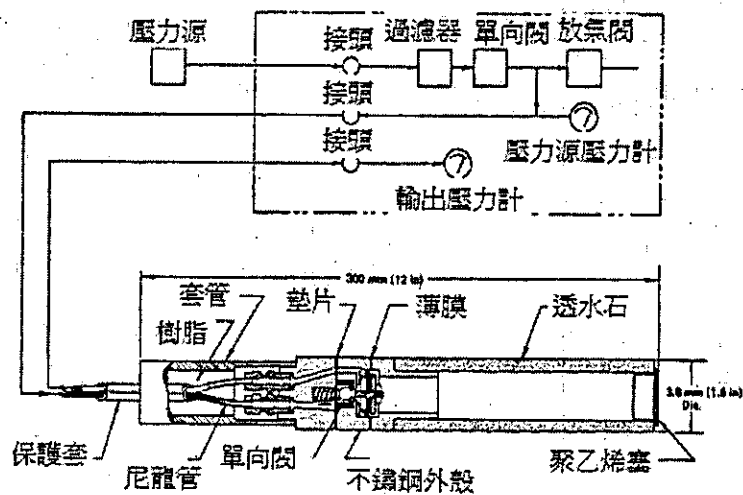


圖 2.39 氣壓感測式水壓計
(Wilson and Mikkelsen, 1978)

電子感測式水壓計是利用孔隙壓力作用在隔膜上來感測水壓力，隔膜反應水壓情況為比例關係，再利用各式電子轉換器來量測水壓力，一般最常見的轉換器為線圈或應變計，這些裝置通常具有極快的反應時間，並且有很高的靈敏度，然而這些裝置不能受潮也不能在現地重新校正。資料傳輸距離超過限制而監測時間短時較適合使用電阻式應變計。因為它會受到環境因素的影響並且在長期使用時穩定性較低，因此電阻式應變計在需要長期而可靠讀數的監測中較不常使用。圖 2.40 為一個典型的使用振弦式水壓計，一般來說這類水壓計在長期使用上會有較好的穩定性，但是並非所有這類水壓計都有如此的特性。

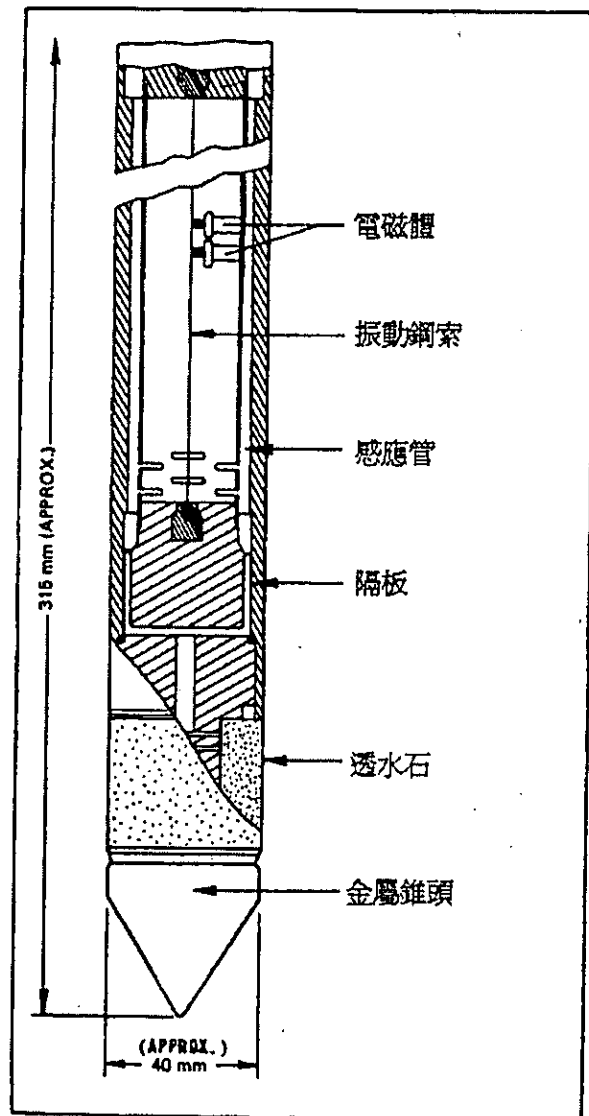


圖 2.40 振弦式水壓計 (Wilson and Mikkelsen, 1978)

地滑監測中，水壓計通常安裝在延伸到岩層或土壤的鑽孔中，利用鑽探資料所估計之地下水位及滑動面位置來決定水壓計的安裝位置。最簡單的開口式水位計是在鑽孔內安置一軟管所組成，而監測水壓的部分必須是透水的，這個部分可以是透水材料或將軟管埋在細砂當中，以便水流能自由流入又能避免土壤顆粒進入水壓計當中，水

位計必須放置在鑽孔中央，周圍再用乾淨砂包覆當成濾層材料，隔開土壤及水位計。

在水位計的頂端安置不透水栓塞是必要的，不論是 Casagrande 水位計、氣壓感測式、電子式水壓計配置在管中都可以用類似的方法封口，一個可用的安裝方式是在鑽孔與水壓計之間投入皂土並以環狀落錘將其搗實，有些丸狀或碎屑狀皂土顆粒比重可以沈入水中，並不需要使用落錘搗實。另一種方式就是將皂土漿灌入砂土濾層上方，這種封口的方式可以經由直徑 1.3 到 2.0 公分的管子直接將水泥漿打入孔中。在單一鑽孔內安裝單一，最多到兩個水壓計時通常會有比較好的效果，因為皂土的封口有時會很難施做而且儘管在有防範措施下，仍然會有輕微的滲漏發生。然而在特殊情況下，多點式的水壓計也曾經被 Vaughan (1969) 成功的使用。

以上所述地層位移與水位監測技術都有 50 年以上，在大地工程監測中廣泛使用之經驗。在大多數情況下，如果監測地點容易到達而且讀數頻率不高的情況下，這些穩定而使用經驗豐富之儀器足以達到所需之目的。但是當我們所需要監測的範圍、頻率與機制因為人類生活環境之改變而更加複雜化時，這些傳統手動式之監測方法可能無法達到我們的需求。例如在強烈地震或颱風期間紅葉坪邊坡最可能發生地滑時或最需要地層移動監測資料時也是以人力收集數據最危險的時候，因此可能使得傳統手動式之監測儀器無法發揮功能。

2.4 現場探勘

研究團隊在計畫簽約執行前即多次前往計畫區域進行現場探勘，規劃本計畫之研究方法。計畫開始執行後並與業主於 7 月份共同進行現場探勘。這些探勘之目的在於地表地質資料之收集、鑽孔位置之選定以及調查研究策略之制訂。現場探勘所收集之資料將分別在第二、三、四、六與七章中引述。

3 航測及其他影像技術之應用

除以大地工程方法進行地滑區之現地監測外，本研究尚選用遙測技術進行紅葉坪崩塌監測，其主要目的是希望藉由紅葉坪地區之遙測影像分析研究，評估以遙測影像進行崩塌監測之可行性，如其可行將進而建立各類影像之處理與分析之標準作業流程。

傳統上大地工程針對邊坡所進行之崩塌監測多以特定地點之位移、水壓或地下水位監測為主，其資料之精度較高，惟所耗費之經費亦高且需較多之人力於野外進行定時量測。雖然近年來已發展自動監測與資料自動傳輸系統，惟其單價甚高且儀器維修不易，並不適用於大區域多重目標之監測。與傳統大地工程採用之現地監測方法相較，利用遙測影像進行崩塌監測則較易取得大區域多目標且連續位置之位移資料，惟受限於影像解析度與影像取得時程之限制，無法進行即時之監測。

2004年五月我國自主發射之福爾摩沙衛星二號順利升空，此一光學衛星影像獨特之軌道設計，使其每日上午9:30經過台灣上空拍攝解析度8m之彩色影像與2m之黑白影像。目前雖限於拍攝排程之限制，約每周可對特定地點取得適用之影像，而如有特別需求可要求太空計畫室針對特定地點進行每日拍攝，此項設計提供以衛星影像進行監測週期在每日至每週間之監測，其功能雖無法完全取代傳統定點之現場各式儀器之監測，但其可能可做為大區域多目標地滑初部監測之有效工具。

為評估不同影像在地滑監測之優缺點，本計劃使用之遙測影像計有農委會農林航測所拍攝之數值航空照片(表 3.1)，法國 SPOT 衛星所測之 SPOT4 與 SPOT5(表 3.2)，我國在去年(2004)五月發射之福爾摩衛星二號(以下簡稱福衛二號)影像(表 3.3)，以及利用可攜式三維雷射掃瞄儀測繪之數值高程地形。航空照片主要用途有二：(1)以未正射之影像進行立體判釋，以圈繪出紅葉坪地滑區中崩塌區之範圍，(2)經影像配準後，使用不同時期之航空照片置入亞像元交相關分析，計算其地滑區各點之位移場量。SPOT 及福衛影像主要則用以監測地滑區內淺層崩塌變異之情形，並以福衛影像進行亞像元交相關分析，以求取地滑區之位移向量場。而為評估航照與福衛影像分析所得位移場之正確性，另以 GPS 定點量測位移資料與之比對。此外，本計劃亦利用無人載具之直昇機空拍紅葉坪現地照片，以為未來發生大規模崩塌時比對之用。

表 3.1 本計畫收錄之紅葉坪地區航空照片

影像編號	拍攝日期	影像狀態	檔案種類
80P112-229	民國 80 年 11 月 13 日	未正射	傳統照片
80P112-231	民國 80 年 11 月 13 日	未正射	傳統照片
80P112-233	民國 80 年 11 月 13 日	未正射	傳統照片
87P45-151	民國 87 年	未正射	數位檔
87P45-152	民國 87 年	未正射	數位檔
87P45-153	民國 87 年	未正射	數位檔
88P095_093	民國 88 年 12 月 10 日	未正射	數位檔
88P095_168	民國 88 年 12 月 10 日	未正射	數位檔
95201012_9008_200	民國 90 年 8 月	已正射	數位檔
95201013_9010_200	民國 90 年 9 月	已正射	數位檔
95201014_9010_200	民國 90 年 10 月	已正射	數位檔
95201012	民國 91 年	已正射	數位檔
95201013	民國 91 年	已正射	數位檔
95201014	民國 91 年	已正射	數位檔
91r077108	民國 91 年 11 月	皆有	數位檔
91r082074	民國 91 年 11 月	皆有	數位檔
91r082075	民國 91 年 11 月	皆有	數位檔
91r082076	民國 91 年 11 月	皆有	數位檔
91r082189	民國 91 年 11 月	皆有	數位檔
91r082190	民國 91 年 11 月	皆有	數位檔
91r082191	民國 91 年 11 月	皆有	數位檔

表 3.2 本計畫收錄之紅葉坪地區 SPOT 衛星影像

影像種類	影像編號	拍攝時間	影像邊界位置資訊(UTM)	解析度
SPOT4	G0009619	1996/06/05	L:208475.0 R:308475.0 U:2697650.0 D:2597650.0	彩色 20m 黑白 10m
SPOT4	G0014166	1996/11/08	L:194900.0 R:294900.0 U:2677337.0 D:2577337.0	彩色 20m 黑白 10m
SPOT4	G0014475	1997/12/15	L:194900.0 R:294900.0 U:2686575.0 D:2586575.0	彩色 20m 黑白 10m
SPOT4	G0013804	1998/10/12	L:177925.0 R:277925.0 U:2686587.0 D:2586587.0	彩色 20m 黑白 10m
SPOT4	G0012561	1999/01/05	L:174500.0 R:274500.0 U:2671825.0 D:2571825.0	彩色 20m 黑白 10m
SPOT4	G0014162	2000/01/08	L:172812.5 R:272812.5 U:2677362.5 D:2577362.5	彩色 20m 黑白 10m
SPOT4	G0014525	2001/03/05	L:181325.0 R:281325.0 U:2688425.0 D:2588425.0	彩色 20m 黑白 10m
SPOT4	G0014806	2001/08/12	L:196600.0 R:296600.0 U:2686575.0 D:2586575.0	彩色 20m 黑白 10m
SPOTS		2003		彩色 2.5m

表 3.3 本計畫收集之紅葉坪地區福衛二號影像目錄

影像編號	拍攝時間	正射狀況	備註
12	2004/6/14	未正射	8M彩色，2M黑白
14	2004/7/12	未正射	8M彩色，2M黑白
84	2004/11/11	正射	8M彩色，2M黑白
86	2004/11/12	未正射	8M彩色，2M黑白
47	2004/12/4	未正射	8M彩色，2M黑白
41	2004/12/6	未正射	8M彩色，2M黑白
179	2005/1/27	未正射	8M彩色，2M黑白
180	2005/1/27	未正射	8M彩色，2M黑白
292	2005/3/16	未正射	8M彩色，2M黑白
327	2005/3/20	未正射	8M彩色，2M黑白
331	2005/3/21	未正射	8M彩色，2M黑白
345	2005/3/27	未正射	8M彩色，2M黑白
343	2005/3/28	未正射	8M彩色，2M黑白
358	2005/4/6	未正射	8M彩色，2M黑白
361	2005/4/16	未正射	8M彩色，2M黑白
362	2005/4/17	未正射	8M彩色，2M黑白
383	2005/5/4	未正射	8M彩色，2M黑白
411	2005/5/28	未正射	8M彩色，2M黑白
419	2005/5/30	未正射	8M彩色，2M黑白
420	2005/5/31	未正射	8M彩色，2M黑白
458	2005/7/2	未正射	8M彩色，2M黑白
459	2005/7/3	未正射	8M彩色，2M黑白
463	2005/7/4	未正射	8M彩色，2M黑白
470	2005/7/10	未正射	8M彩色，2M黑白
469	2005/7/11	未正射	8M彩色，2M黑白
488	2005/7/19	未正射	8M彩色，2M黑白
505	2005/7/26	未正射	8M彩色，2M黑白
506	2005/7/26	未正射	8M彩色，2M黑白
516	2005/7/29	未正射	8M彩色，2M黑白
517	2005/7/30	未正射	8M彩色，2M黑白
520	2005/7/31	未正射	8M彩色，2M黑白
519	2005/8/1	未正射	8M彩色，2M黑白
523	2005/8/2	未正射	8M彩色，2M黑白
525	2005/8/3	未正射	8M彩色，2M黑白
532	2005/8/6	未正射	8M彩色，2M黑白
531	2005/8/7	正射	8M彩色，2M黑白
533	2005/8/8	未正射	8M彩色，2M黑白
534	2005/8/9	未正射	8M彩色，2M黑白
539	2005/8/10	未正射	8M彩色，2M黑白
589	2005/9/3	未正射	8M彩色，2M黑白
590	2005/9/4	未正射	8M彩色，2M黑白
588	2005/9/5	未正射	8M彩色，2M黑白

3.1 遙控直升機空拍照片與 GPS 量測

3.1.1 遙控直升機空拍

針對紅葉坪地滑區之無人直升機空拍工作，本團隊於六月初至現地進行空拍作業，透過無人直升機之空拍取得地滑區全貌及局部活躍崩塌地區之照片，以為後續照片比對之基礎。

現地拍攝時直升機主要於圖 3.1 所示之 A 及 B 兩區升降並進行短距離之飛行。直昇機空拍飛行 A 區主要位於永祿溪由西轉向南的轉折處，由此處向永祿溪上游拍攝地滑區北界、12 座攔沙壩及地滑區北隅崩塌地(圖 3.2)，地滑區西南隅之崩塌活躍區也一併拍攝(圖 3.3) 並由地滑區西北方鳥瞰整個地滑區(圖 3.4)。直昇機飛行之 B 區主要位於整體地滑區南界冠部附近(圖 3.1)，地滑區冠部區域部分地形特徵可供判釋(圖 3.5)，亦可以縱向鳥瞰整體地滑區(圖 3.6)，西南隅活躍區的凹槽地形也可由空拍照片清楚呈現(圖 3.7)。



圖 3.1 遙控直昇機空拍飛行區示意圖



圖 3.2 地滑區北界(永祿溪)、天藍色虛線代表判釋之崩塌區。

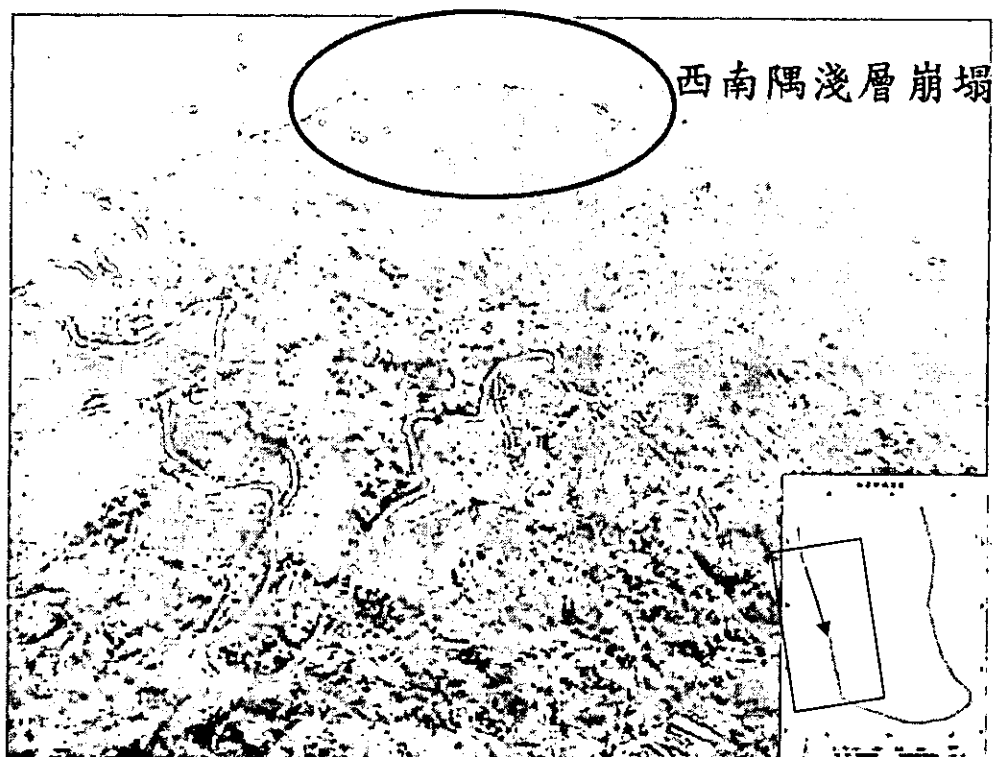


圖 3.3 西南隅活躍區及其漏斗狀下方之崩塌區。

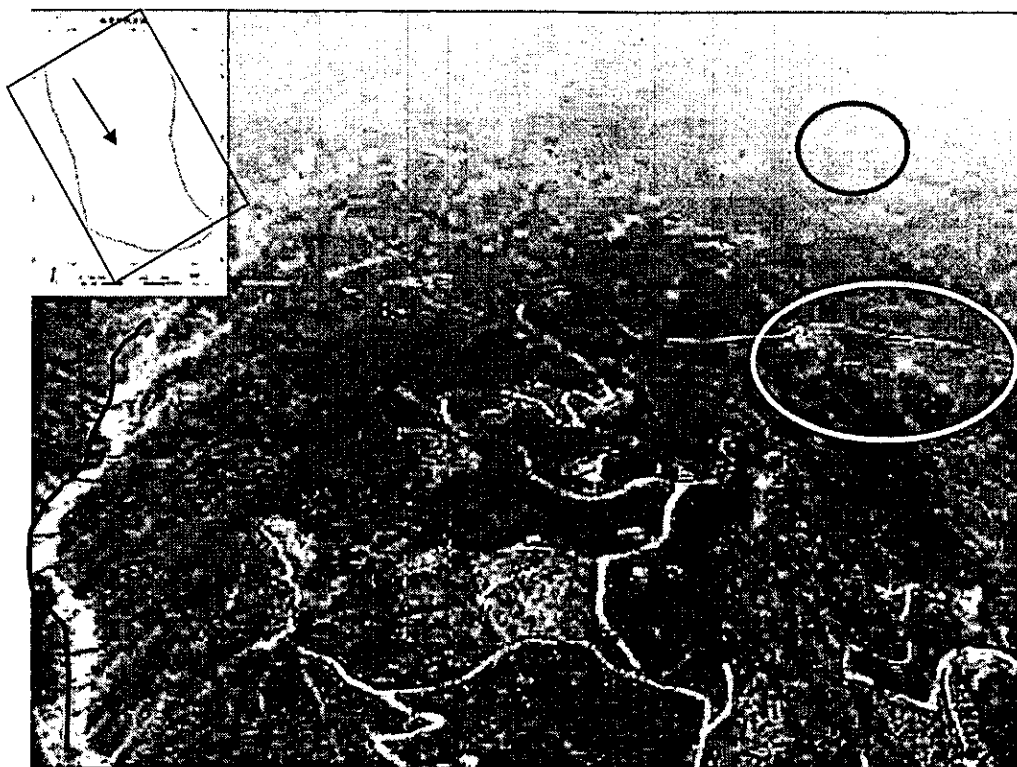


圖 3.4 地滑區由西北角鳥瞰照，藍色線段為地滑區北界永祿溪，黃色區域為地滑區西南隅活躍區，紅色區域則為地滑區南側之冠部。

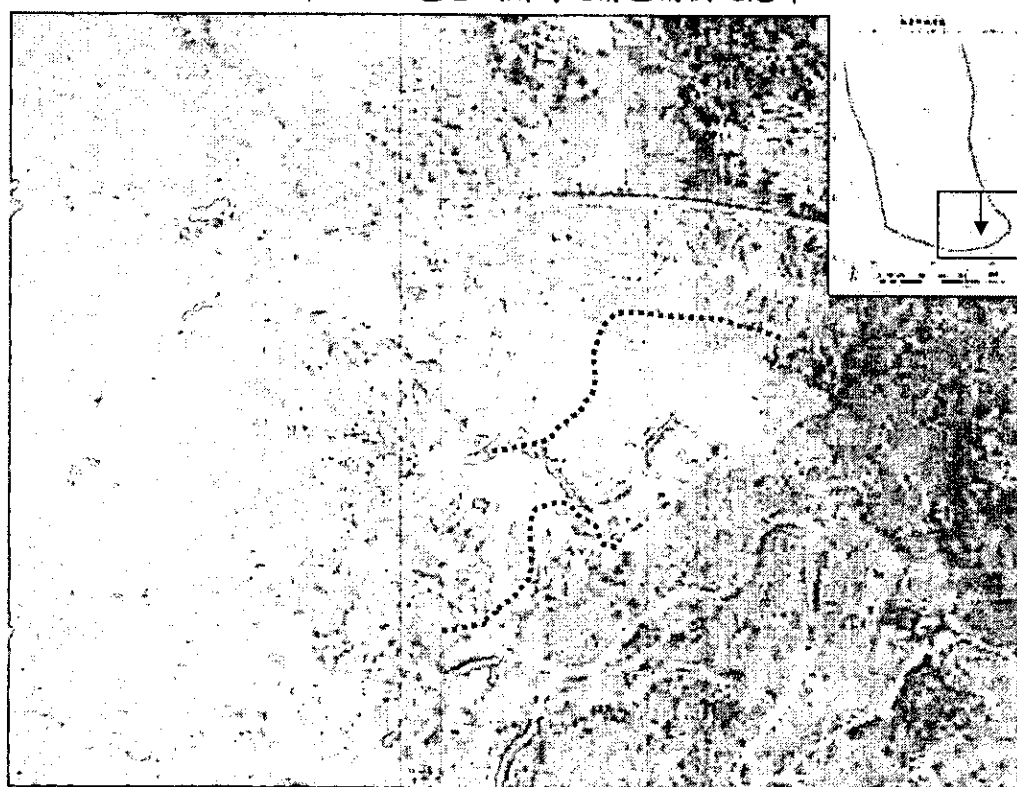


圖 3.5 地滑區南界、冠部崩崖，紅色虛線處為冠部崩崖位置，由此可見有兩個地滑崩崖崖面，二者橫向延伸垂直坡向。

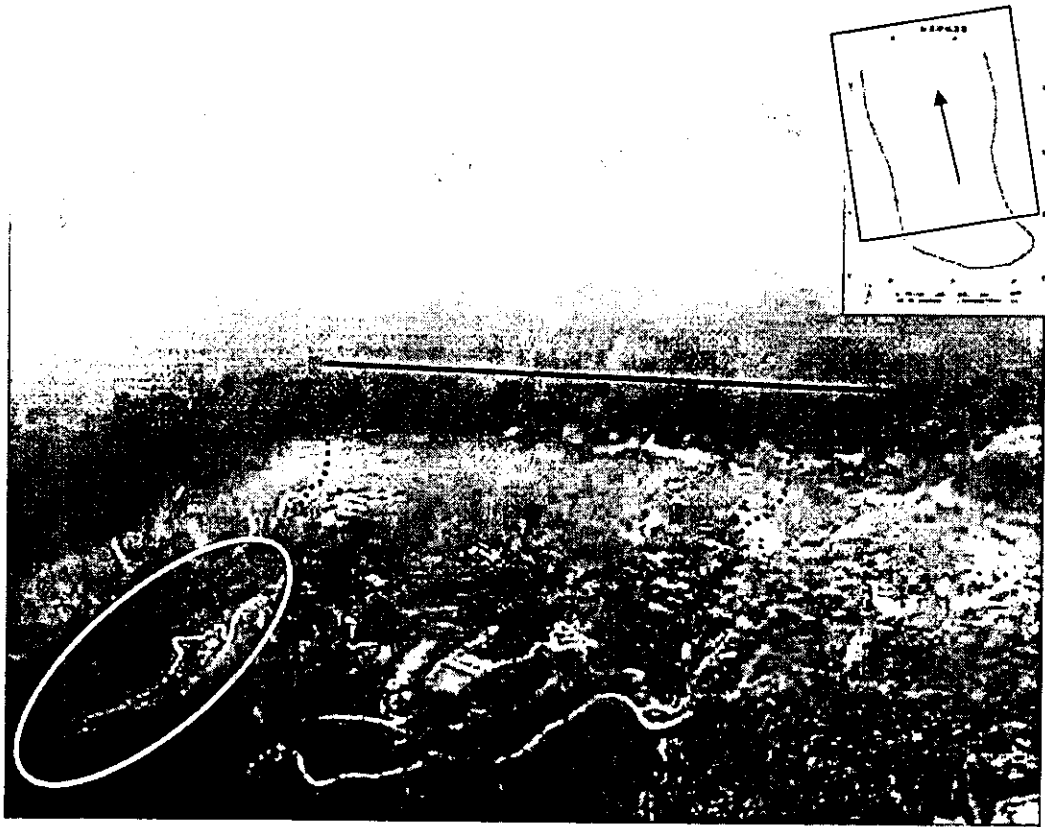


圖 3.6 由南向北鳥瞰大部份地滑區，藍色線段下緣為永祿溪(地滑區北界)，紅色虛線為地滑區邊界(李錦發 2004)，淺藍色區域為西南隅活躍區。

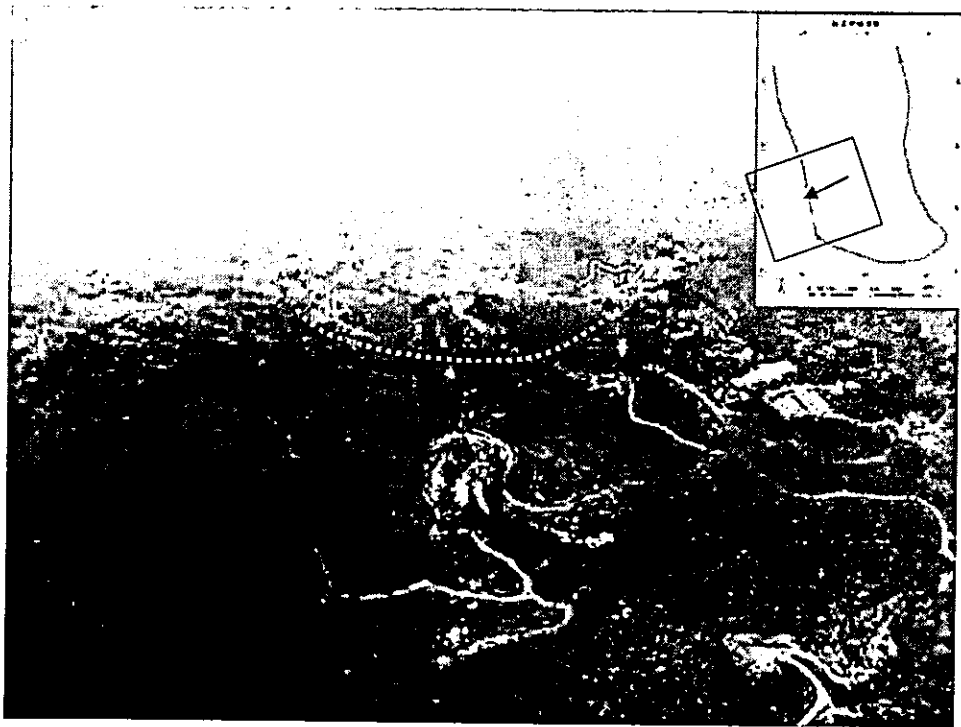


圖 3.7 西南隅活躍區，可看出一明顯的凹槽，與周遭地形的關係。

3.1.2 GPS 量測

有關 GPS 量測工作項目包括 GPS 量測點位選定、監測點之樁位埋設、及兩次 GPS 現地量測。

為在有限之經費進行多期 GPS 資料之監測，同時考量地滑區可能之滑動狀況，目前選定六個點(H01-H06)(圖 3.8~圖 3.9)進行 GPS 之監測工作。H01 測點位於地滑區外之內城村活動中心旁，本測點主要為地滑區外一固定站，作為位移演算時之參考點。H02 測點選定在地滑區東北隅，兩個崖面中間的平台上，野外調查顯示此區可能為活躍之淺層崩塌區，且其在地震後下方坡面確有滑動。此地因崩移的關係並無大量經濟作物栽植，故選定於此做 GPS 點位加以量測。H03 測點位於地滑區的中央部位，且在前人研究中(李錦發, 2004)所計算出位移場量，在此點周遭呈現一定方向之滑移，故設置此點位。H04 測點位於整體地滑區西南隅，崩塌活躍區邊緣，設置目的是為了監測該區域的滑移情況。H05 測點位於 11 米冠部崩崖下方工寮旁，位於兩階崖面中間層，目的為監測冠部地區是否繼續有滑移的現象。H06 位於李錦發(2004)所劃定的地滑邊界外，因經訪查此地地滑並非只滑動一次，而是歷年來有過多次滑動，故在原劃定地滑區東南角，一高角度斜坡上方設置一 GPS 測點，藉以評估整體區域滑移狀態。選定監測地點後，選用安山岩之基樁 12cm x 12cm x 150cm，依選取位置之特性埋入 3~4 呎不等，並以混泥土固定。

就 GPS 資料量測工作而言，本計劃以 TOPCON 公司於 2001 年推出的 Hipert+ GPS 接收機，其追蹤訊號：L1(C/A 碼、P 碼和載波)；L2(P 碼和載波)。其基線精度：3mm+1ppm(L1+L2)、5mm+1ppm(L1)。其 RTK 精度：10mm+1.5ppm (L1+L2)、15mm+2ppm(L1)。基樁埋定後分別於 8/3 與 8/10 進行第一次，9/29 進行第二次 GPS 測量。8/3 使用 MX41 與 MX18 兩個三等水準點校正，因資料不佳，再於 8/10 使用 C013 C014 C015 三個一等水準點校正(圖 3.10)，而量測之 GPS 資料及相關計算之結果列於表 3.4 至表 3.9。此外，於九月二十九日再至現場進行 GPS 量測工作，以便瞭解紅菜坪地區於八月之豪雨及泰利颱風期間是否有明顯位移之發生。本計畫使用水準點而非三角點作校正乃是因為 GPS 量測之目的是相對位移，校正點為之選擇並不會影響量測之結果。同時計畫區域附近之三角校正點位距離較遠，引線費用過高。

紅菜坪地滑區 GPS點位



圖 3.8 本計畫所埋設樁點位置(H01~H06)及使用之控制點位置圖。



MX41



C015



MX18



H01



H02



H03



H04



H06

圖 3.9 GPS 測點野外現地照片。

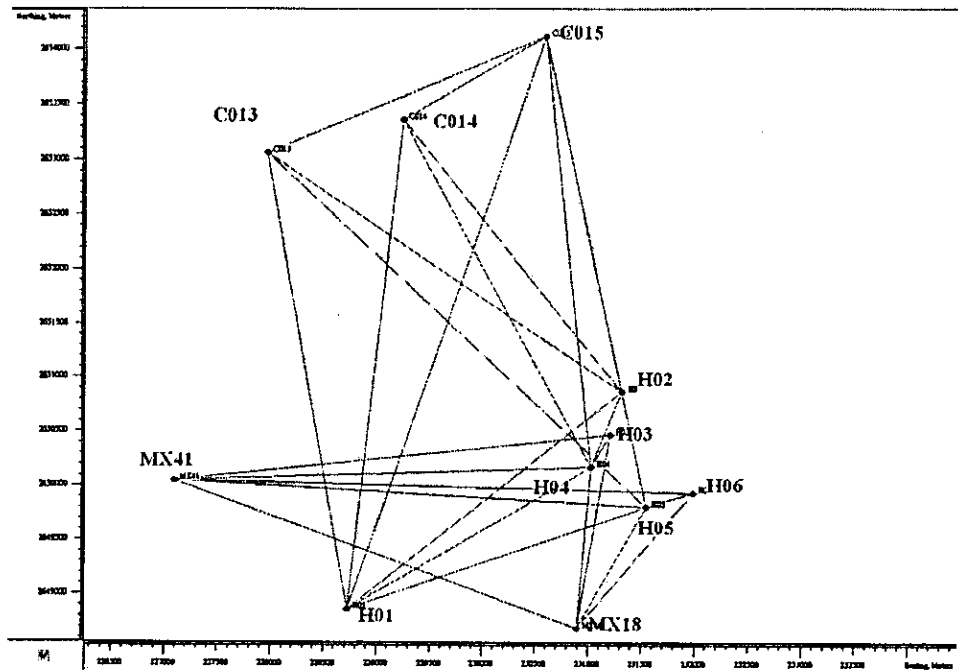


圖 3.10 各測點與校正用標準點之間相對關係圖。

第二次測量於 2005/09/29 施作，使用 C013 C014 C015 三個一等水準點做為校正。量測結果可以瞭解紅葉坪地區於八月之豪雨及泰利颱風期間是否有相關位移之發生。唯因 H06 觀測資料品質不佳，導致基線計算成果不良，故該點不予列入計算。量測之 GPS 資料及相關計算之結果列於表 3.10 至表 3.13。

經二次 GPS 量測(2005/08/10 與 2005/09/29)，結果經計算比對後列於表 3.14，垂直高程方面因 GPS 測量對於高程資料有著較大的誤差值，實測結果有高達 15cm 之落差，故垂直方向不列入討論；水平方向排除儀器本身 5 mm 之精度後，顯示出兩次測量期間雖歷經泰利颱風與八月豪雨等降雨事件，水平位移達 2.0~3.4cm，因二次測量間隔時間不長，資料量亦不具有時間上之延續性，無法確定此數值是否為真實滑移量或是資料後製處理於計算中導引入之誤差，是以持續監測有其必要性，藉以瞭解觸發地滑之機制，並將其結果與福衛二號影像於 FNCC 計算結果交相比對，對地滑區施以有效率的監測。

GPS 為透過位於軌道上運行之衛星，透過接收其發射訊號的方式，將地表某特定點位之座標精確的量測出，因此我們可以利用此項特點，在地滑區中埋設樁點，並透過不同時期的測量將各點位之精細座標定出，經多期資料交相比較後可得到該點滑動方向與量值，進而預測地滑之滑動方向與將可能造成之災害。

利用 GPS 監測地滑首要為樁點之選定，對於已知地滑區，可以透過已知地滑區之歷史，配合現場地質調查將地滑之地表現象標示出，透過已知地滑知識，可瞭解地滑時將於哪一區塊產生較大之滑移量，以利埋設樁點；透過航空照片之立體對判釋，將該區域之地表部分線性特徵有效的辨識並標繪出，且利用多期航空照片判釋結果，將可看出在不同時期中整體區域地形上之變化，藉以瞭解地滑範圍分佈及滑動歷史；鄉

野調查在設立樁點亦有相當份量的角色，因本計劃是在地滑發生五年後才進行調查與監測，地滑發生一些地表地質現象多已遭破壞，是以訪查當地住戶亦可獲得地滑之區域與地表現象所在地，有利於研判滑動區及樁點設立位置。

本計畫之紅葉坪地滑乃由於地震所觸發之大型地層滑動，爾後又歷經多次颱風與豪雨，因此除了探討因地震所觸發的地滑外，亦可量測二次較大規模降水事件後是否地層產生滑動的現象，是以在測量時間點的安排方面，除了發生地震之外，亦可安排在降雨事件之後，以利後續研究及探討。

在本計劃中利用 GPS 監測地滑方面還有幾點建議事項：(1)樁點之設置，應事先與地主溝通並取得同意，以利後續量測工作之進行；(2)樁點之選定，除考量地滑範圍外，亦需考量量測環境，上方受植物或是山壁阻礙者應極力避免，以免量測數據品質不佳，也要考量植物成長所造成之遮蔽；(3)較合理之量測數據是希冀於同一天所量測到之數值，是以在 GPS 樁點分布之情況以及人力分派都需多加考量，簡而言之，希望以最有效率之方式在一天內完成所有點位之測量。

第一次 GPS 測量結果(2005/08/03、2005/08/10)：

表 3.4 GPS 網形座標量測成果表

Point Summary Report				
Name	WGS84 Latitude	WGS84 Longitude	WGS84 Ell.Height (m)	Note
C013	23°58'55.48490N	120°47'00.29690E	209.964	
C014	23°59'05.37585N	120°47'45.38326E	236.300	
C015	23°59'30.09725N	120°48'33.24076E	226.276	
H01	23°56'39.14052N	120°47'27.58424E	284.306	
H02	23°57'44.36052N	120°48'59.00122E	600.990	
H03	23°57'31.45543N	120°48'55.24810E	659.073	
H04	23°57'21.82994N	120°48'48.72303E	681.471	
H05	23°57'09.83939N	120°49'07.23980E	836.112	
H06	23°57'13.99722N	120°49'22.68848E	936.150	
MX18	23°56'33.43706N	120°48'44.34483E	603.134	
MX41	23°57'17.52966N	120°46'29.52632E	437.723	
Points				
Name	Grid Northing (m)	Grid Easting (m)	Elevation (Datum) (m)	Control
C013	2653055.374	227961.292	187.830	None
C014	2653357.749	229236.125	214.024	Both
C015	2654116.363	230589.846	203.871	Both
H01	2648859.835	228726.371	261.882	None
H02	2650862.605	231313.690	578.348	None
H03	2650465.744	231207.070	636.425	None
H04	2650169.877	231022.211	658.831	None
H05	2649800.329	231545.229	813.393	None
H06	2649927.682	231982.154	913.385	None
MX18	2648681.331	230896.454	580.441	None
MX41	2650043.327	227086.733	415.556	None

表 3.5 GPS 網形座標量測成果表(續)

Point Summary Report				
Name	Std Dev n (m)	Std Dev e (m)	Std Dev u (m)	Combined Ground to Grid Scale Factor
C013	0.002	0.002	0.006	0.999873045207216
C014	0.000	0.000	0.000	0.999868238448836
C015	0.000	0.000	0.000	0.999869140059007
H01	0.002	0.002	0.006	0.999860969363252
H02	0.002	0.002	0.005	0.999809997238982
H03	0.005	0.004	0.017	0.999800932598457
H04	0.002	0.003	0.010	0.999797504237172
H05	0.003	0.003	0.008	0.999772997941880
H06	0.004	0.004	0.011	0.999757104965878
MX18	0.003	0.004	0.013	0.999809855492581
MX41	0.003	0.004	0.012	0.999837788346041

表 3.6 GPS 強制附合網型平差計算結果。

Adjusted Points			
Name	WGS84 Latitude	WGS84 Longitude	WGS84 Ell.Height (m)
C013	23°58'55.48490N	120°47'00.29690E	209.964
C014	23°59'05.37585N	120°47'45.38326E	236.300
C015	23°59'30.09725N	120°48'33.24076E	226.276
H01	23°56'39.14052N	120°47'27.58424E	284.306
H02	23°57'44.36052N	120°48'59.00122E	600.990
H03	23°57'31.45543N	120°48'55.24810E	659.073
H04	23°57'21.82994N	120°48'48.72303E	681.471
H05	23°57'09.83939N	120°49'07.23980E	836.112
H06	23°57'13.99722N	120°49'22.68848E	936.150
MX18	23°56'33.43706N	120°48'44.34483E	603.134
MX41	23°57'17.52966N	120°46'29.52632E	437.723

表 3.7 GPS 強制附合網型平差計算結果(續)。

Point Summary Report			
Name	Std Dev n (m)	Std Dev e (m)	Std Dev u (m)
C013	0.002	0.002	0.006
C014	0.000	0.000	0.000
C015	0.000	0.000	0.000
H01	0.002	0.002	0.006
H02	0.002	0.002	0.005
H03	0.005	0.004	0.017
H04	0.002	0.003	0.010
H05	0.003	0.003	0.008
H06	0.004	0.004	0.011
MX18	0.003	0.004	0.013
MX41	0.003	0.004	0.012

表 3.8 GPS 基線演算成果。

GPS Obs Report				
Name	dX (m)	dY (m)	dZ (m)	Solution Type
C013-C015	-2042.860	-1704.249	979.585	Fixed
C013-H01	-1569.638	1127.143	-3803.156	Fixed
C013-H02	-3520.913	-647.828	-1840.730	Fixed
C013-H05	-4052.029	-212.215	-2715.938	Fixed
C014-C015	-998.960	-966.231	690.849	Fixed
C014-H01	-525.732	1865.144	-4091.918	Fixed
C014-H02	-2477.023	90.211	-2129.469	Fixed
C014-H04	-2409.311	544.024	-2730.296	Fixed
C015-H01	473.232	2831.372	-4782.761	Fixed
C015-H02	-1478.059	1056.438	-2820.311	Fixed
C015-H04	-1410.338	1510.224	-3421.157	Fixed
C015-H05	-2009.175	1492.036	-3695.523	Fixed
H01-H02	-1951.290	-1774.928	1962.452	Fixed
H01-H04	-1883.579	-1321.110	1361.624	Fixed
H01-H05	-2482.403	-1339.331	1087.237	Fixed
H02-H04	67.723	453.785	-600.840	Fixed
H03-H04	86.358	215.389	-261.544	Fixed
H03-MX18	-80.236	736.431	-1654.171	Fixed
H03-MX41	3553.984	2085.226	-481.441	Fixed
H04-MX18	-166.591	521.026	-1392.616	Fixed
H04-MX41	3467.618	1869.835	-219.891	Fixed
H05-H06	-395.397	-189.921	157.532	Fixed
H05-MX18	432.194	539.273	-1118.222	Fixed
H05-MX41	4066.428	1888.098	54.498	Fixed
H06-MX18	827.592	729.197	-1275.761	Fixed
H06-MX41	4461.834	2078.023	-103.041	Fixed
MX18-MX41	3634.218	1348.822	1172.722	Fixed

表 3.9 GPS 基線殘餘誤差表

GPS Obs Report				
Name	Res X (m)	Res Y (m)	Res Z (m)	Status
C013-C015	0.000	-0.001	-0.004	Adjusted
C013-H01	-0.006	0.016	0.015	Adjusted
C013-H02	0.006	-0.016	-0.006	Adjusted
C013-H05	0.000	0.002	-0.001	Adjusted
C014-C015	0.001	-0.001	0.002	Adjusted
C014-H01	0.001	-0.001	-0.006	Adjusted
C014-H02	-0.003	0.003	-0.003	Adjusted
C014-H04	-0.002	0.001	0.002	Adjusted
C015-H01	0.004	-0.003	-0.002	Adjusted
C015-H02	0.000	0.001	0.002	Adjusted
C015-H04	0.010	-0.028	-0.012	Adjusted
C015-H05	-0.007	0.005	0.002	Adjusted
H01-H02	-0.002	0.010	0.005	Adjusted
H01-H04	-0.003	0.013	0.010	Adjusted
H01-H05	-0.006	0.012	0.003	Adjusted
H02-H04	0.012	-0.031	-0.008	Adjusted
H03-H04	-0.013	0.011	0.016	Adjusted
H03-MX18	0.001	0.008	-0.006	Adjusted
H03-MX41	0.004	-0.017	0.003	Adjusted
H04-MX18	0.016	-0.018	-0.009	Adjusted
H04-MX41	0.008	-0.030	-0.007	Adjusted
H05-H06	-0.000	0.004	-0.001	Adjusted
H05-MX18	-0.019	0.008	0.005	Adjusted
H05-MX41	-0.004	0.012	0.002	Adjusted
H06-MX18	-0.018	0.006	-0.001	Adjusted
H06-MX41	0.006	0.012	-0.003	Adjusted
MX18-MX41	-0.001	0.001	-0.000	Adjusted

第二次 GPS 測量結果(2005/9/29)：

表 3. 10GP S 網形座標量測成果表

Point Summary Report				
Name	WGS84 Latitude	WGS84 Longitude	WGS84 Ell.Height (m)	Note
C013	23°58'55.48452N	120°47'00.29672E	210	
C014	23°59'05.37585N	120°47'45.38326E	236.3	
C015	23°59'30.09725N	120°48'33.24076E	226.276	
H01	23°56'39.14023N	120°47'27.58288E	284.326	
H02	23°57'44.36154N	120°48'59.00070E	600.977	
H03	23°57'31.45532N	120°48'55.24720E	659.152	
H04	23°57'21.82997N	120°48'48.72210E	681.607	
H05	23°57'09.84003N	120°49'07.23863E	836.268	
Points				
Name	Grid Northing (m)	Grid Easting (m)	Elevation (Datum) (m)	Control
C013	2653055.362	227961.287	187.865	None
C014	2653357.749	229236.125	214.024	Both
C015	2654116.363	230589.846	203.871	Both
H01	2648859.827	228726.332	261.903	None
H02	2650862.637	231313.675	578.334	None
H03	2650465.74	231207.045	636.504	None
H04	2650169.878	231022.184	658.967	None
H05	2649800.349	231545.196	813.549	None

Point Summary Report				
Name	Std Dev n (m)	Std Dev e (m)	Std Dev u (m)	Combined Ground to Grid Scale Factor
C013	0.004	0.004	0.01	0.99987304
C014	0	0	0	0.999868238
C015	0	0	0	0.99986914
H01	0.005	0.004	0.01	0.999860966
H02	0.005	0.005	0.011	0.999809999
H03	0.009	0.013	0.024	0.99980092
H04	0.004	0.004	0.01	0.999797483
H05	0.004	0.004	0.01	0.999772973

表 3. 11 GPS 強制附合網型平差計算結果。

Adjusted Points			
Name	WGS84 Latitude	WGS84 Longitude	WGS84 Ell.Height (m)
C013	23° 58'55.48452N	120° 47'00.29672E	210
C014	23° 59'05.37585N	120° 47'45.38326E	236.3
C015	23° 59'30.09725N	120° 48'33.24076E	226.276
H01	23° 56'39.14023N	120° 47'27.58288E	284.326
H02	23° 57'44.36154N	120° 48'59.00070E	600.977
H03	23° 57'31.45532N	120° 48'55.24720E	659.152
H04	23° 57'21.82997N	120° 48'48.72210E	681.607
H05	23° 57'09.84003N	120° 49'07.23863E	836.268
Point Summary Report			
Name	Std Dev n (m)	Std Dev e (m)	Std Dev u (m)
C013	0.004	0.004	0.01
C014	0	0	0
C015	0	0	0
H01	0.005	0.004	0.01
H02	0.005	0.005	0.011
H03	0.009	0.013	0.024
H04	0.004	0.004	0.01
H05	0.004	0.004	0.01

表 3.12 基線演算成果

GPS Obs Report				
Name	dX (m)	dY (m)	dZ (m)	Solution Type
C013-C015	-2042.846	-1704.275	979.588	Fixed
C013-H01	-1569.597	1127.125	-3803.179	Fixed
C013-H04	-3453.237	-193.902	-2441.496	Fixed
C013-H05	-4052.05	-212.137	-2715.872	Fixed
C014-C015	-998.953	-966.268	690.817	Fixed
C014-H02	-2476.988	90.17	-2129.444	Fixed
C014-H03	-2495.688	328.725	-2468.707	Fixed
C014-H04	-2409.347	544.139	-2730.267	Fixed
C015-H01	473.246	2831.4	-4782.763	Fixed
C015-H02	-1478.025	1056.5	-2820.252	Fixed
C015-H04	-1410.393	1510.405	-3421.075	Fixed
H01-H04	-1883.648	-1321.055	1361.662	Fixed
H01-H05	-2482.46	-1339.251	1087.313	Fixed
H02-H03	-18.701	238.528	-339.27	Fixed
H02-H04	67.648	453.948	-600.802	Fixed
H02-H05	-531.179	435.746	-875.143	Fixed
H04-H05	-598.818	-18.208	-274.358	Fixed

表 3.13 GPS 基線殘餘誤差表

GPS Obs Report				
Name	Res X (m)	Res Y (m)	Res Z (m)	Status
C013-C015	-0.001	0.008	0.004	Adjusted
C013-H01	-0.002	-0.006	-0.006	Adjusted
C013-H04	-0.003	0.007	0.006	Adjusted
C013-H05	0.005	-0.018	-0.014	Adjusted
C014-C015	0.009	-0.035	-0.022	Adjusted
C014-H02	0.006	-0.02	0.004	Adjusted
C014-H03	0.007	0.006	0.007	Adjusted
C014-H04	0.002	-0.002	-0.021	Adjusted
C015-H01	-0.004	-0.014	-0.007	Adjusted
C015-H02	0.009	0.077	0.036	Adjusted
C015-H04	-0.005	0.031	0.01	Adjusted
H01-H04	-0.009	-0.015	-0.009	Adjusted
H01-H05	-0.001	-0.001	-0.001	Adjusted
H02-H03	-0.001	0	-0.004	Adjusted
H02-H04	0.004	-0.003	-0.005	Adjusted
H02-H05	-0.003	0.005	0.011	Adjusted
H04-H05	0.002	0.002	-0.001	Adjusted

表 3.14 兩期 GPS 量測結果計算

Name	dx(m)	dy(m)	du (m)
H01	-0.008	-0.039	0.021
H02	0.032	-0.015	-0.014
H03	-0.004	-0.025	0.079
H04	0.001	-0.027	0.136
H05	0.02	-0.033	0.156

3.2 數位航照資料與衛星影像亞像元交相關分析—地滑區位移場分析

3.2.1 航空照片判釋

本計畫選定以不同時期之航空照片及福衛二號影像利用快速正規劃交相關(FNCC)分析技術進行紅葉坪地滑區之位移場分析。而為評估不同類型影像(未正射與正射)所計算所得位移向量之差異，本項工作針對未正射影像與正射影樣分別進行快速交相關分析以求取地滑區之位移場並比較其差異。而至目前為止，完成未正射航空照片與福衛二號影像之初步分析工作。

就航空照片之崩塌地判釋而言，以 80 年、87 年及 91 年未正射航空照片，藉由立體鏡的輔助，判釋出當時紅葉坪地區具崩塌特徵之區域(圖 3. 11)。航照判釋完後以 91 年 11 月彩色航空照片為底圖，套疊高程資料產製紅葉地區之立體影像，並將各時期崩塌區投射於其上(圖 3. 12)，將 80(紫色)、87(淺藍色)與 91 年(橘色)各期判釋結果加總。雖然以未正射之影像所進行之判釋結果再轉繪與疊置時無可避免的會有誤差的產生，但在彙總的圖層中(圖 3. 12)可以見到部份淺層崩塌區範圍的擴大、或是與其它崩塌區結合成更大的區域，而比對 87 年與 91 年判釋之結果亦可見到在地滑區冠部亦有發展出新的崖面。以 91 年 11 月彩色航空照片為底圖，套疊高程資料產製紅葉地區之立體影像，並將各時期崩塌區投射於其上(圖 3. 12)，將 80(紫色)、87(淺藍色)與 91 年(橘色)各期判釋結果加總。並將地調所提出之紅葉坪地區於 921 集集地震後崩塌影響範圍以紅色虛線表示，配合 FNCC 計算結果(921 集集地震前後)，可以確認地調所提出之範圍為 921 地震後之崩塌範圍，而原有地滑範圍，經航照判釋崩塌範圍及地形線性特徵後，應為更大範圍之黃色虛線區域。



圖 3.11 三期未正射航空照片崩塌地判釋結果。

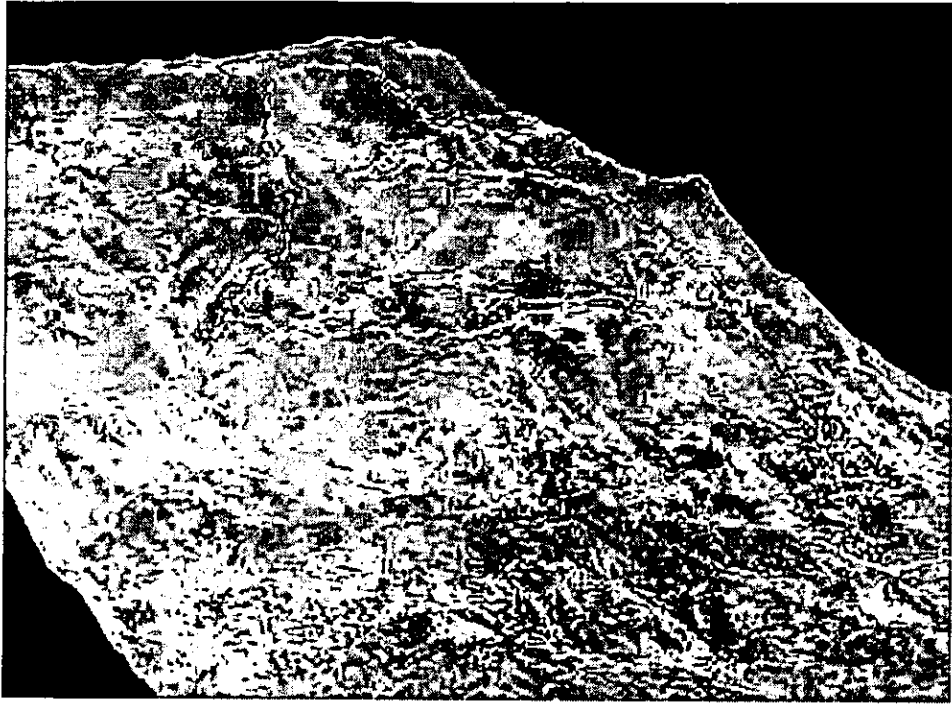


圖 3. 1280 年(紫色)、87年(淺藍色)與 91年(橘色)航照判釋結果彙整。

3.2.2 快速正規劃交相關分析(FNCC)

影像測量(Imageodesy)是進行地質災害(Geohazard)監測與評估的有效工具，其中以正規化交相關((Normalized Cross Correlation, NCC)為基礎的影像測量技術可以偵測地表水平位移(horizontal terrain shift)達到亞像元級(sub-pixel)精度，是進行大範圍地質災害研究的強力工具(Crippen, 1992)。相較於地面現地調查或影像特徵點位移量比對所提供的少數點位地表位移量，影像測量所能提供的大量的位移量資訊，有利於更精確的地表位移區塊劃分與災情評估。

影像的正規化交相關測量技術之計算流程如圖 3. 13 所示，主要是以同區域兩張不同時期影像為分析基礎，在前期影像中依影像像元空間分辨率及地表特徵尺度設定計算視窗(calculation window)，在後期影像中依地表可能最大位移量設定搜尋視窗(searching)，程式以正規化交相關係數大小做為評估基準，透過計算視窗與搜尋視窗間的比對，找到相關係數最大的位置代表該處的地表水平位移量。兩張影像間的正規化交相關係數定義如下：

$$R(u, v) = \frac{\sum_{x,y} [f(x, y) - \bar{f}_{u,v}] [t(x-u, y-v) - \bar{t}]}{\left\{ \sum_{x,y} [f(x, y) - \bar{f}_{u,v}]^2 \sum_{x,y} [t(x-u, y-v) - \bar{t}]^2 \right\}^{1/2}} \quad (3.1)$$

其中， $\sum_{x,y}$ 代表計算視窗內所有像元， $t(x-u, y-v)$ 代表前期影像在計算視窗位置 (u, v)

的像元值， $f(x,y)$ 代表後期影像在計算視窗的像元值， $\bar{i}, \bar{f}_{u,v}$ 代表像元值在計算視窗內的平均值。

由於大面積影像間的相关係數的計算相當耗費計算資源，Lewis(1995)提出快速正規化交相關(Fast Normalized Cross Correlation, FNCC)計算方法，大幅提昇計算效率達5~10倍，為目前最廣泛使用的正規化交相關計算方法。

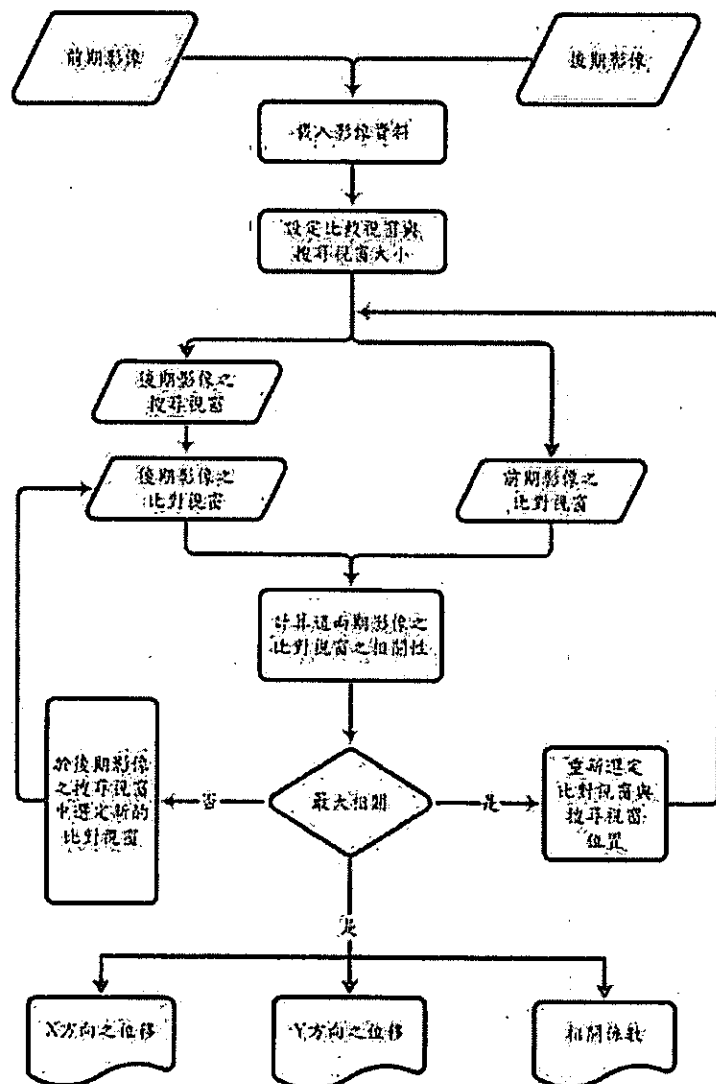


圖 3.13 FNCC 程式運作流程

3.2.3 FNCC 應用於福衛二號影像之地滑分析

紅葉坪地滑於集集地震後數日紅葉坪地區山坡往西北方向下滑(圖 3. 14)，經由航照比對地滑區最大位移量可達 32m (李錦發與魏正岳，2004)。本計畫針對本地滑，採用 87 年與 88 年 12 月兩張未正射黑白之航空照片、87 年與 91 年 9 月兩張已正射之航空照片及不同時期之福衛二號全色態影像進行 FNCC 運算，所採用之影像，影像日期分別為 2004/11/12 與 2005/11/4，影像等級為 Level 2，影像大小為 1200×1200 pixels，空間解析度為 2m。



圖 3. 1491 年航空照片顯示之紅葉坪地滑區。

為評估影像正射與否對於 FNCC 應用在地滑分析之影響，本項研究工作分別選定

未正射與已正射之航空照片，分別進行 FNCC 運算與分析，並比較二者之差異。未正射航空照片採用 87 年與 88 年 12 月兩張未正射黑白之航空照片(圖 3.15 圖、圖 3.16)。

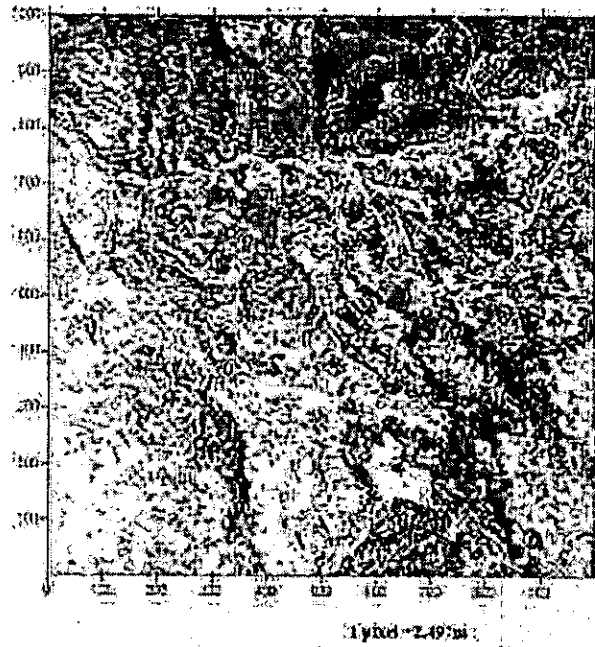


圖 3.15 87 年未正射航空照片。

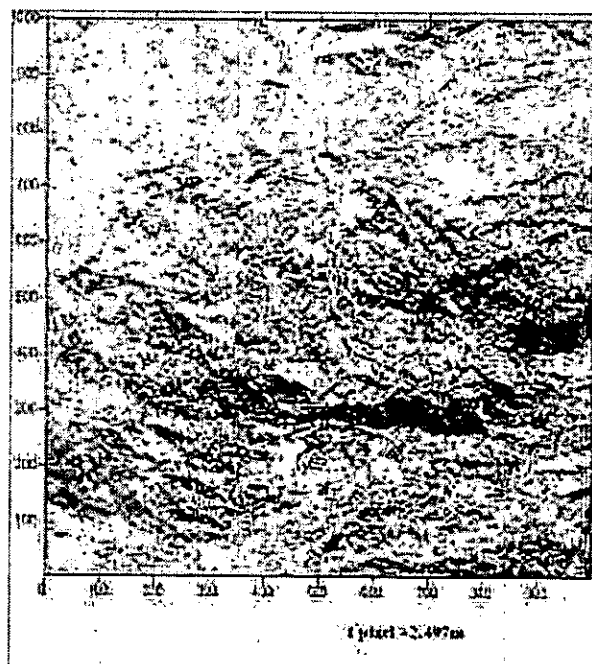


圖 3.16 88 年未正射航空照片

3.2.4 像元尺度運算

因為運用 FNCC 進行比對分析所耗電腦運算資源極多，為節省計算時間因此先將未正射之航空照片之解析度經重新採樣(resample)成 1 pixel = 2.497m 後進行 FNCC(影像快速正規化交相關分析)計算。影像大小為 1000x1000 pixels，比對視窗設定為 41x41 pixels，搜尋視窗為 85x85 pixels。運算後相關係數之計算結果如圖 3.17 所示，圖中紅色區域為正相關，代表前後影像在此區域中無變異，藍色為負相關，其意義為發生變異。此外、位移量計算結果之箭頭表示位移之方向，箭頭大小表示位移量之大小。

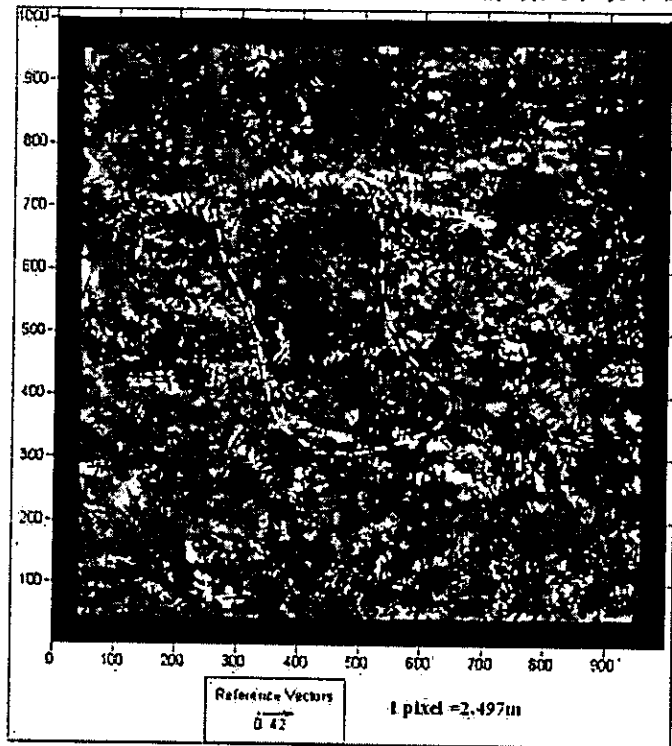


圖 3.17 未正射航空影像比對結果之相關係數與位移向量。

由圖 3.17 可以明顯的看出在未經正射處理的航空照片，經過 FNCC 計算後，即便是比對視窗如何的加大，還是無法有效的計算出地表特徵物之間的相關性，也因此所記錄的向量場無一定之趨勢。因為未經正射影像並未將影像拍攝時航拍角度與地形效應修正，再加上不同時間的日照產生不同的陰影，即便讓兩張影像經過初步配準，依舊無法有效的辨視出地表特徵物(無法算得較高較精確的相關係數)。因此以未經正射處理的航空照片無法有效的在 FNCC 程式運算後得到好的結果。

除未正射影像之比對分析外，本研究使用 87 年與 91 年 9 月兩張已正射之航空照片進行比對分析(圖 3.18、圖 3.19)，其中 87 年航空照片為黑白影像，而 91 年航空照片為彩色影像，由於 FNCC 軟體僅能讀取單一波段，故取用 RGB 中紅色波段進行分析。由於二者在轉換為數位檔時掃描解析度不同，所以在進行 FNCC 計算前將輸入影像解析度調整至相同大小。91 年航空照片解析度為 0.4 meter/pixel，而 87 年航空照片解析度則為 0.375 meter/pixel，為了讓使用影像的解析度相同，故將 87 年航空照片重新取樣

為 0.4 meter/pixel，且設定計算區域大小為 3700 x 4700 pixels，在 0.4 meter/pixel 尺度下。而由目前工作之經驗評估若對 3700 pixels x 4700pixels 的影像大小在 PC 上執行比對分析，計算時間過長。因此將整張影像裁切為 63 塊 700x700pixels 大小，比對視窗定為 51 pixels，而搜尋視窗則設定為為 213 pixels，同時進行比對分析，以縮短計算之時間。

由於在上述條件下計算仍耗時甚多，是以重新檢討視窗與影像解析度設定，於是將裁切後影像 700x700 pixels 重新取樣為 100x100、200x200、400x 400pixels 大小，並將其設定視窗也依其比例縮小，所得結果如圖 3. 20 圖 3. 21 圖 3. 22 所示。圖 3. 20 經重新取像為 2.8 meter/pixel (將原有 700x700 pixels 影像取樣為 100x100 pixels)，比對視窗設為 9 pixels，搜尋視窗設為 29 pixels，並將相關係數 0.5 以下數據濾除之分析結果。

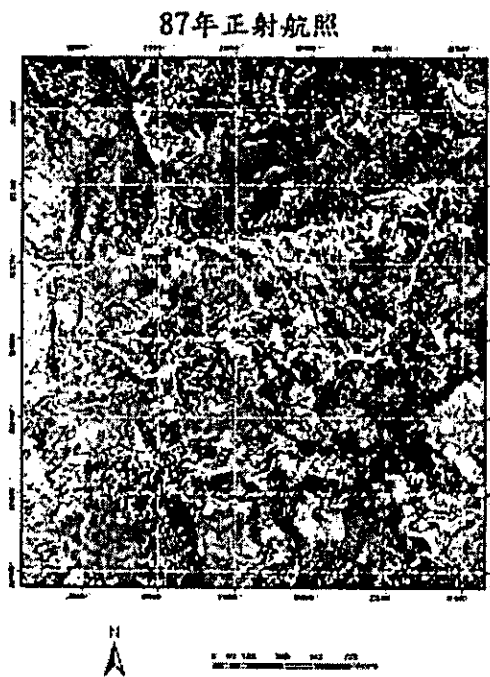


圖 3. 1887 年正射航空照片

91年正射航照

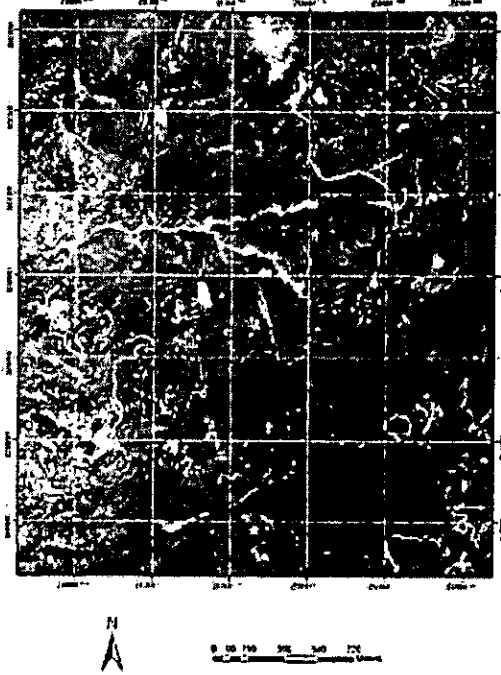


圖 3.1991 年正射航空照片

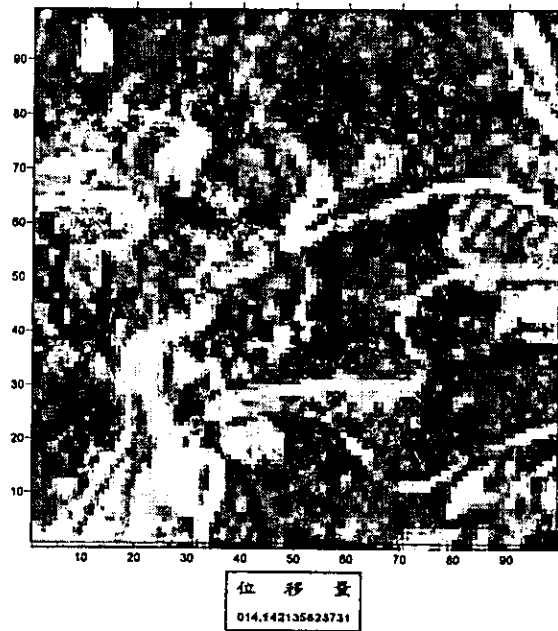


圖 3.20 2.8 meter/pixel 運算結果

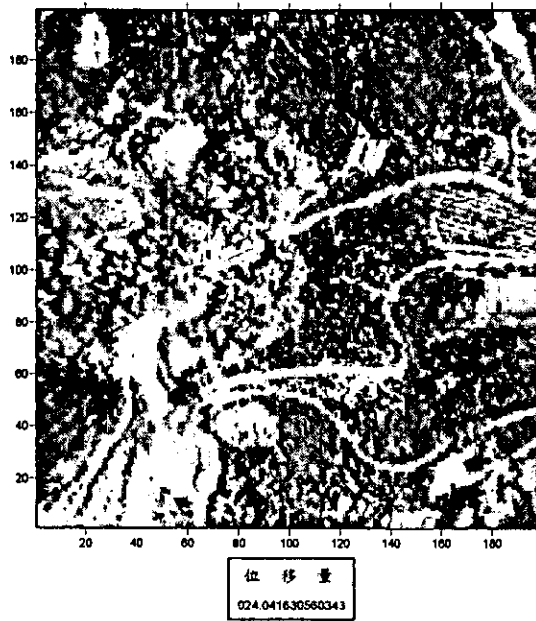


圖 3.211.4 meter/pixel 運算結果

圖 3.21 經重新取樣為 1.4meter/pixel (將原有 700x700 pixels 影像取樣為 200x200 pixels)，比對視窗設定為 15 pixels，搜尋視窗設定為 49 pixels，並將相關係數 0.5 以下數據濾除之結果。圖 3.22 經重新取樣為 0.7 meter/pixel (將原有 700x700 pixels 影像取樣為 400x400 pixels)，比對視窗設定為 37 pixels，搜尋視窗設定為 117 pixels，並將相關係數 0.5 以下數據濾除之結果。

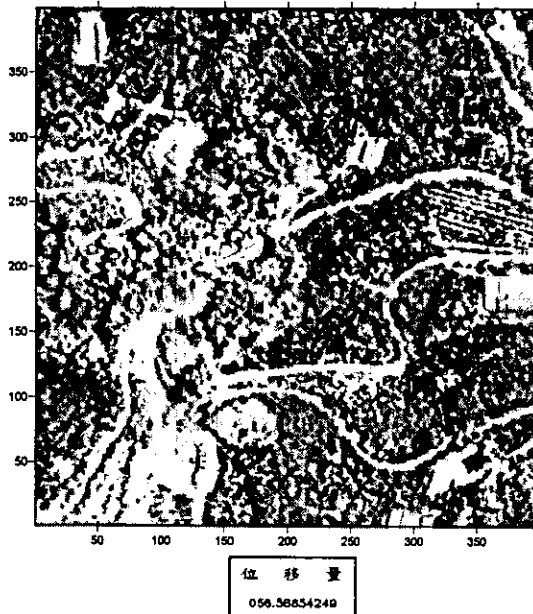


圖 3.22 0.7 meter/pixel 運算結果

經由上述三個實驗結果比較，確認較高解析度之影像可以獲的相對比較合理的位移場與其量值。因此在評估最佳化之比對視窗時，決定以 0.7 meter/pixel、400x400 pixels

區域做為計算使用的影像。圖 3. 23 顯示不同比對視窗大小之分析結果，由圖 3. 23 可見兩個趨勢：(1)隨著視窗的加大，可以得到高相關的區域變大了，但是大到某個程度後高相關區塊中央部分，相關係數反而開始下降，為了必免使高相關區精確度下降，產生不必要的錯誤向量場，所以兩個視窗設定應該也有一定的最大值、(2)隨著設定視窗的加大，計算後所得有效資料的範圍也減小，應避免過大之視窗設定。(資料縮減邊界為二分之一搜尋視窗)。因此考量計算所需時間與計算結果之精度，選定比對視窗=37 pixels 搜尋視窗=117 pixels 為整張影像分析計算之設定條件(圖上 C.W.=比對視窗、S.W.= 搜尋視窗)。

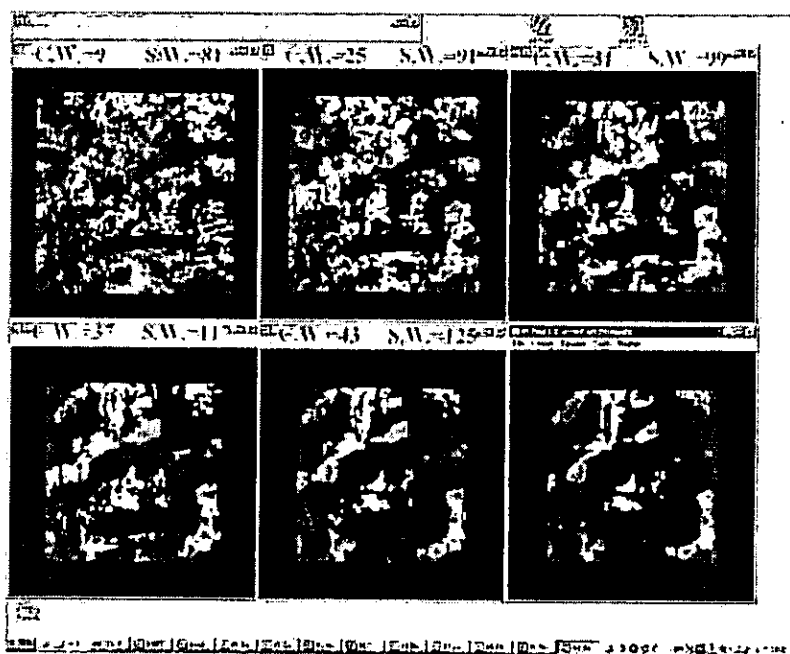


圖 3.23 相同影像於不同視窗設定下計算所得相關係數圖。

紅葉坪地滑區 FNCC計算結果

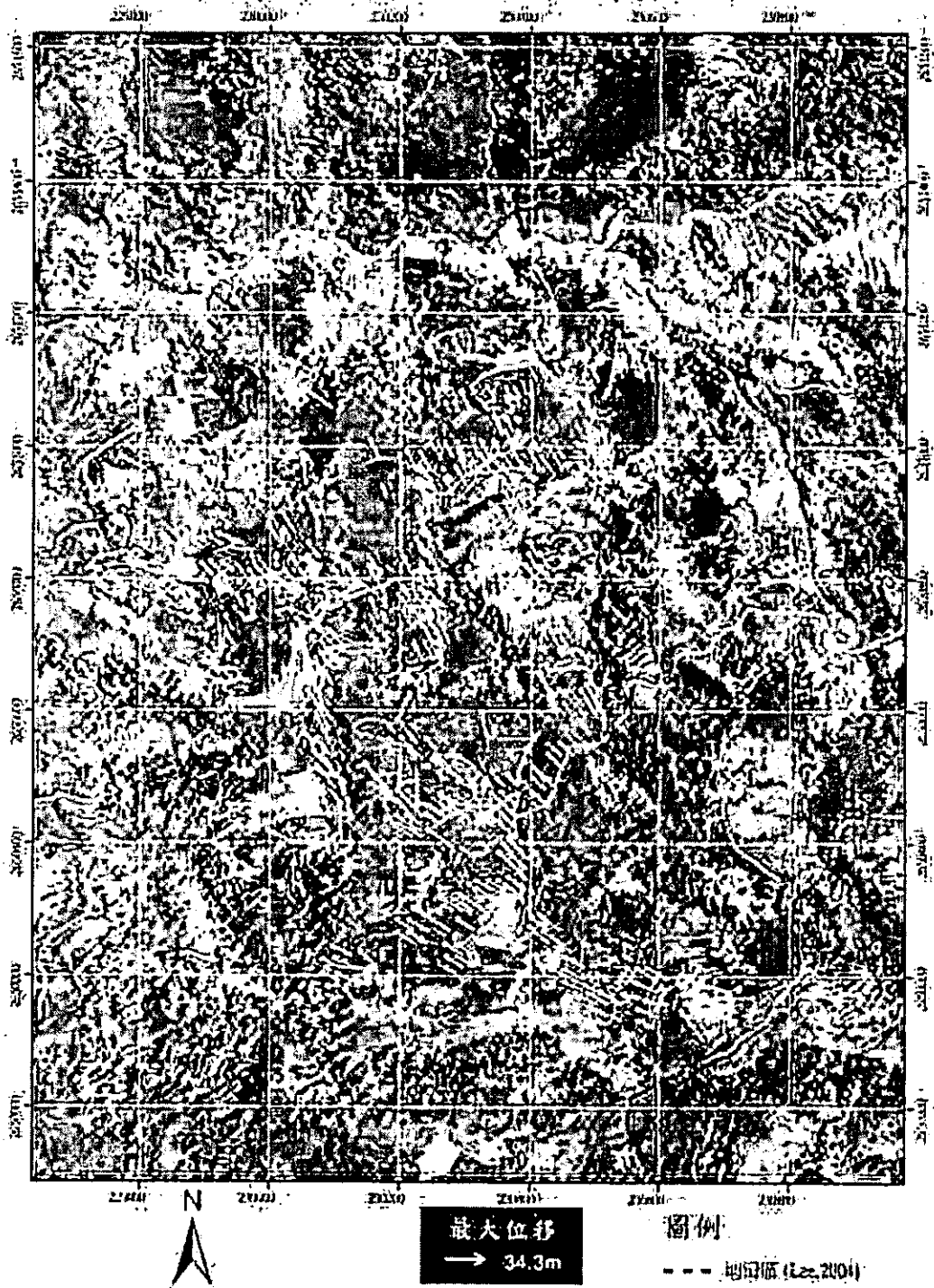


圖 3.24 紅葉坪地滑區 FNCC 計算結果繪出向量並與 87 年航空照片套疊

圖 3.24 為 FNCC 計算結果繪出向量並與 87 年航空照片套疊，先行將相關係數低於 0.5 的資料濾除，藉以提升結果的可信度，出現以下三種情況並加以討論。

圖 3.25 為河床比對計算結果，較高相關性的區域出現在河床，但所得向量場為混亂且無一定規則的向量場，可視為比對失敗的區塊；探討其原因：(1)河床外觀可能因

颱風豪雨等因素而改變、(2)高解析度影像雖有利於肉眼辨識河床變化，但在 FNCC 計算中，因為裸露河床比周遭植被區有較高的特徵值，將使得 FNCC 誤判而產製錯誤向量。因為河床部分將在本研究中以人工方式排除。

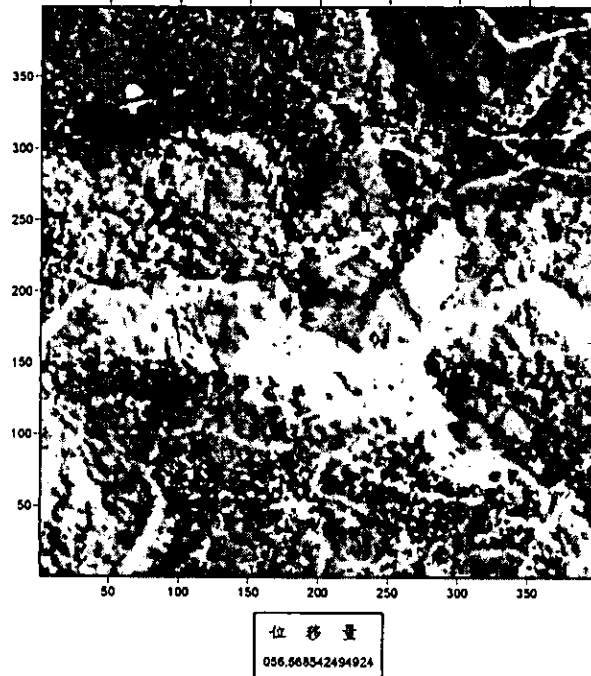


圖 3.25 河床區域運算結果

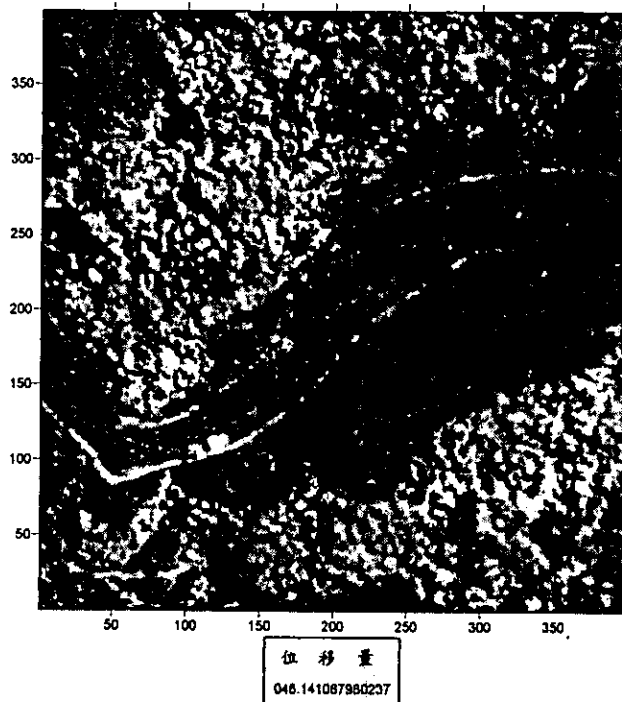


圖 3.26 穩定區及植被邊界誤判區

圖 3.26 涵蓋之區域位於地滑區外，在建築物周遭可以得到一極小且穩定的向量(可

視為兩張影像間的誤差背景值)，而在地表植被變化邊界亦有高相關比對成功出現，現實中植被會因為隨著時間的推移而變化，因此於植被處所產生高相關處可以將之排除。

圖 3. 27、圖 3. 28 為地滑區比對成功的區域，於地表特徵物周圍經計算可得均向穩定量之向量場，雖有部份高相關區塊之位移向量位於植被區塊上(需待人工排除)，但地表特徵物(道路、建築物)亦計算出高相關性，與現地調查相配合，結果是合理且可信的。

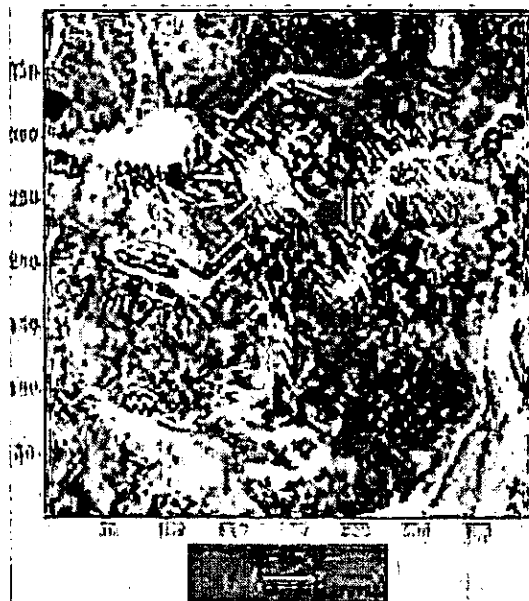


圖 3.27 地滑區局部放大區域顯示比對成功。



圖 3.28 地滑區局部放大區域顯示比對成功。

圖 3. 29 為穩定區計算結果，地表特徵物周遭獲得整個區塊高相關區，而其間所顯示的向量場亦為極小且穩定的向量場，當地表植所產生向量場被排除後，可顯示穩定區的位置，同期也證明了整體計算結果是合理的。

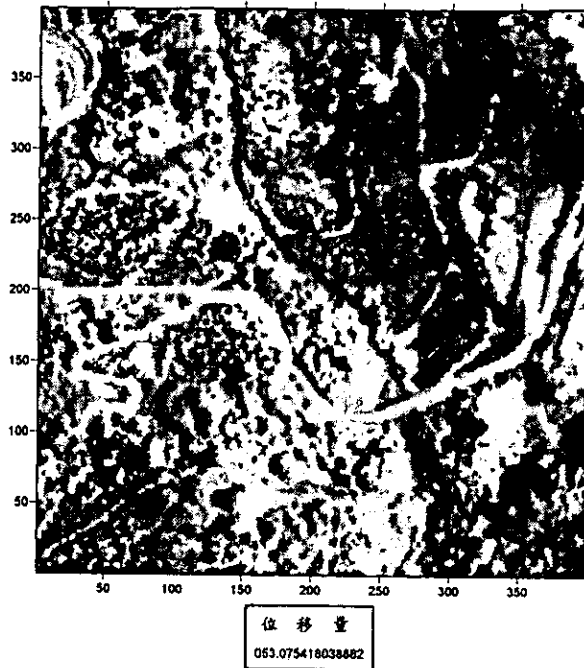


圖 3.29 穩定區分析結果

3.2.5 亞像元尺度運算

FNCC 於亞像元運算部分，延續使用像元尺度運算中使用之航空照片(87 年與 91 年 9 月)進行比對分析，於像元尺度運算中，已將此二期影像解析度調整至同為 0.4 meter/pixel，由於整體地滑區所需計算範圍高達 3700x4700 pixel，為加快計算時程將之裁切為 700x700 pixels 大小共 63 個區塊，在此 63 區塊之中選取包含地表特徵物最多一區塊，經由雙線性插補計算方式，將原有 700x700 pixels 影像重新採樣為 1400x1400 pixels，使之解析度提升至 0.2 meter/pixel，此舉將使影像中地表特徵物所涵蓋之像元數倍增，於是兩個計算視窗需重新設定，經判釋地表特徵後初步設定比對視窗為 97 pixels 與搜尋視窗為 145 pixels，於工作站(HP 8200)中計算需耗時 34 小時，將所得結果如下(圖 3.30 至圖 3.32)所示。

將影像利用雙線性插補方式內插至亞像元尺度，再置入 FNCC 計算結果(圖 3.32)，將相關係數 0.5 以下數據濾除後，再與像元尺度下 FNCC 運算結果(圖 3.33)相比，顯示出在像元尺度下運算雖可得高相關係數區域較大，但是亞像元尺度在相同相關係數過濾下所得到向量場，在分布情況與趨勢方面有較為細膩表現。

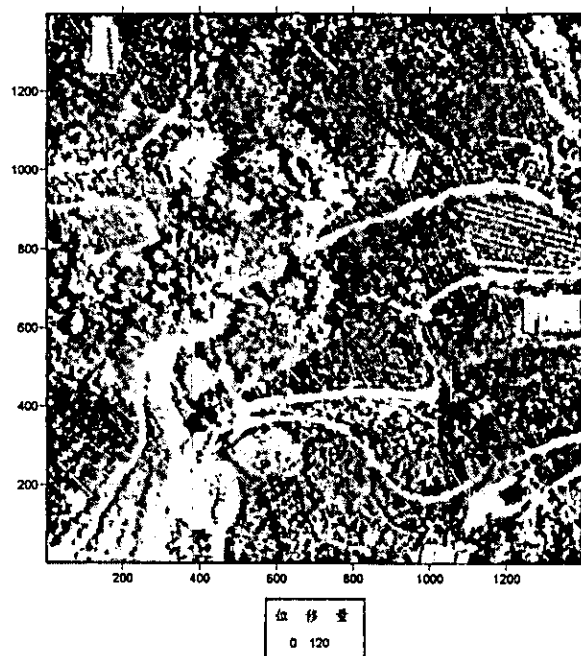


圖 3.30 亞像元尺度 FNCC 運算結果，濾除相關係數 0.5 以下資料

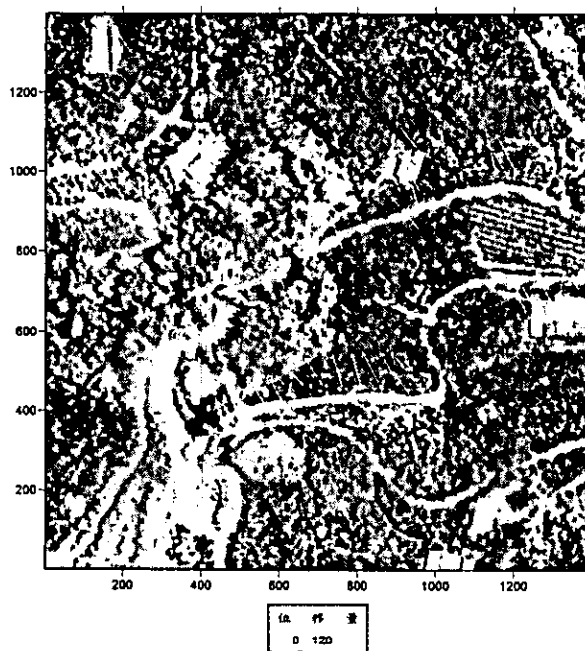


圖 3.31 亞像元尺度 FNCC 運算結果，濾除相關係數 0.75 以下資料

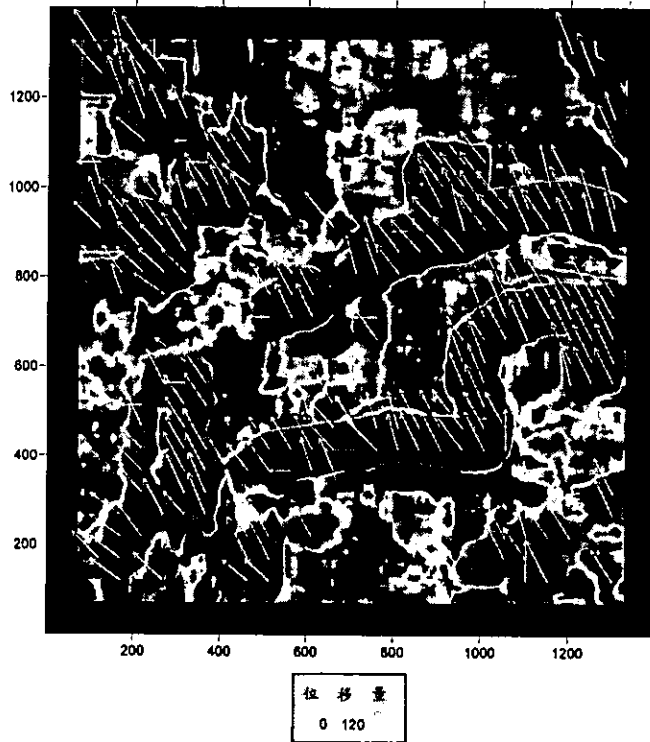


圖 3.32 亞像元尺度運算下，相關係數與向量場套疊，並濾除相關係數 0.5 以下資料

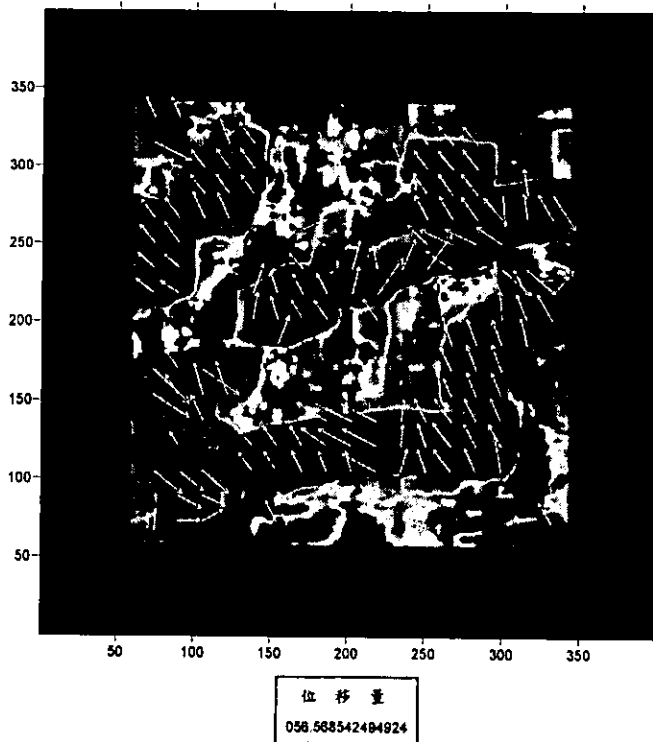


圖 3.33 像元尺度下 FNCC 運算結果，相關係數與向量場套疊，並濾除相關係數 0.5 以下資料

未正射航空照片經 FNCC 計算，顯示地表位移量之計算與現實情況有著不合常理且混亂的位移場量，而且經計算後影像彼此間相關性不足，結果的可信度並不高。皆因未正射航照拍攝時間不同，拍攝角度有極大之差異，導致未正射影像本身之變形較大，無法直接應用未正射影像於地滑監測分析之用。已正射航空照片所作之 FNCC 運算結果顯示，地表特徵物周遭算得高相關性區塊，此區域位移量呈現均值向量場，有助於判釋出地滑的方向或是穩定區塊；而位移方向與量值方面確實與前人研究所得結果一致。本案例中於滑動區外地表特徵所計算出之向量場可以見到一極為細小均向之向量場，稱之為背景誤差(平移誤差)，探究其原因(1)拍攝時角度的不同、(2)正射時影像均向的拉撐所導致，有效的決定出其量值及扣除此誤差量值，即可得更為接近真實的量值。然而 FNCC 計算亦有其盲點，針對植被以及河床裸露地，並不能有效的經計算判釋，植被因為會隨時節變化而不同，再加上人為農業活動而改變，河床因裸露地變異快速，將使得 FNCC 在計算時產生誤判的情況。

綜觀上述情況，利用 FNCC 計算地表特徵物於不同時期影像中之位移，使用影像上有幾個要素，(1)需要使用正射後的影像，正射影像能夠有效修正因影像拍攝時角度不同產生的誤差以及因地形造成地表特徵物變形；(2)影像解析越好越能夠分辨出地表特徵物，供 FNCC 能夠計算出更高的相關性，過低的解析度無法有效的辨視地表特徵物，低解析度所產製向量場可信度並不高。(3)因 FNCC 是依據像元顏色值加以計算比對，因此影像的使用上若能使用相同儀器、時間、條件下拍攝而且影像於計算前能將色澤明暗稍加調整，將可更加提升比對成功率。

FNCC 計算中，比對視窗與搜尋視窗的設定亦是重要關鍵，比對視窗需要包含地表特徵物，在高解析度的情況下，包含地表特徵的 pixel 數也就越多，搜尋視窗除了需為地表位移量兩倍，亦需再加上比對視窗量值，而過大的視窗設定將會使得計算過程極為冗長；相同解析度下，不同的視窗設定也會影響計算結果，在本案例中，當比對視窗大過 37pixels，整體高相關區塊持續增大，部份高相關區塊中央相關性開始下降，至於相關性下降與計算出向量場之關係仍待進一步測試與討論，但可以確定當視窗設定越大則在 PC 上所耗費時間越長，如何在有限的時間內有效率的使用 FNCC，求取不同時期影像之間地表的變位，則為使用者需自行考量的重點；影像種類的選定以及目標區域內地表特徵物之特性，亦會影響視窗設定，建議在目標區內選定一小塊區域(包含較多地表特徵物)，使用不同解析度及不同視窗設定先行試算，以求得最有效率之視窗設定。

於亞像元尺度計算中，可得較為精細的結果，但是經過雙線性插補計算後重新採樣之影像，其中地表特徵物所佔比例亦隨之增大，以致 FNCC 視窗設定亦隨之擴大，如此一來，計算所耗費時程已非倍數成長，雖可利用平移方式有效的減小視窗設定藉以減少計算時程，再者航空照片此種高解析度影像下，再將影像內插至亞像元，但是所耗費時間成本與所得結果是否符合效益仍待進一步探討及研究。

3.2.6 FNCC 應用於福衛二號影像之地滑分析

本計畫進行 FNCC 運算時，以 2004/11/12 之影像(圖 3.34)為基準影像對 2005/11/4 之影像(圖 3.35)進行匹配比對，而匹配所採用之比較視窗(comparing window)與搜尋視窗(searching window)分別為 31×31 像素與 95×95 像素。

由圖 3.36 的相關係數圖經比較二張原始影像後，可以清楚看出後期影像有雲的地區，其計算結果皆以負相關為主，而其餘大部分地區之相關係數則大多為 50%以上，由此可知此兩張不同時期之影像 FNCC 之計算匹配結果相當高，其位移量之計算結果可用來進行後續之分析。



圖 3.34 2004/11/12 之福衛二號全色態影像

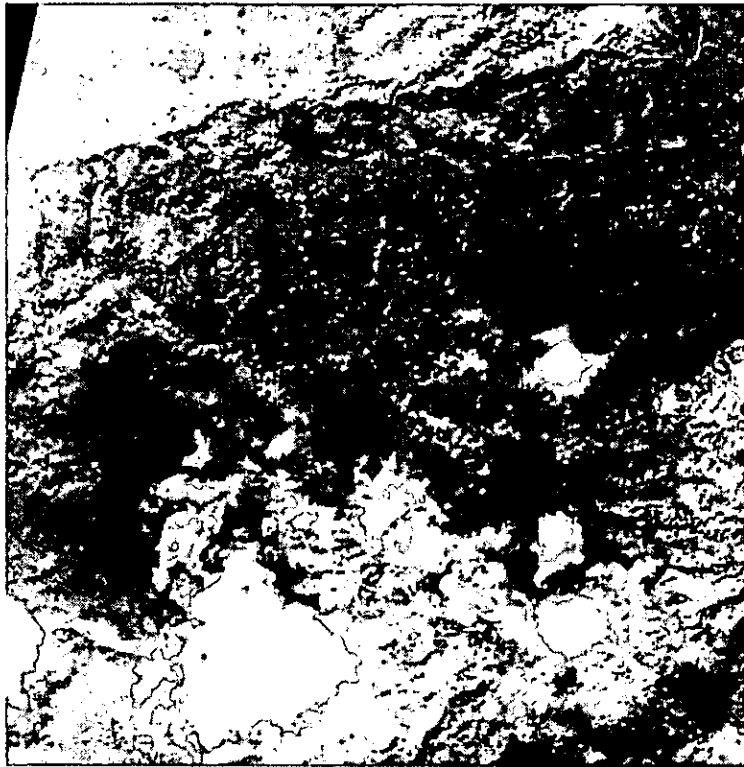


圖 3.35 2005/11/04 之福衛二號全色態影像

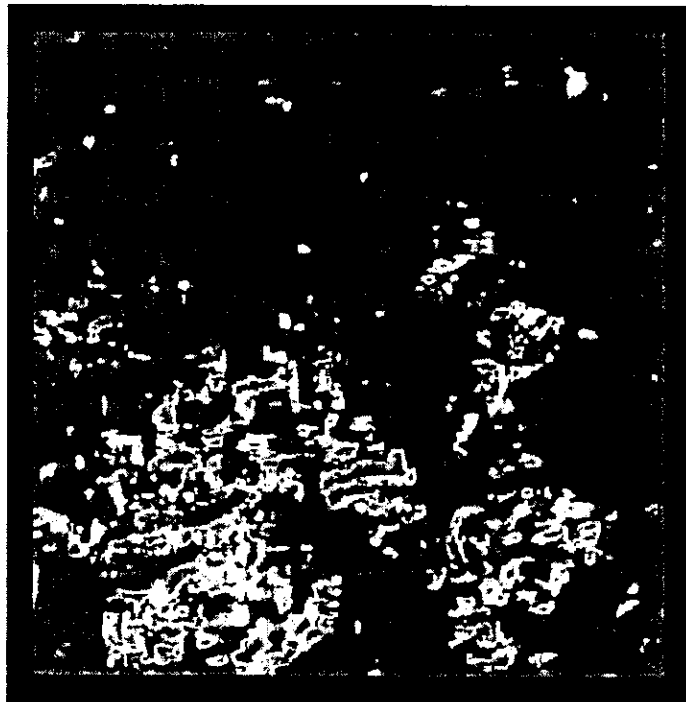


圖 3.36 福衛二號 FNCC 分析之相關係數分佈

圖 3.37 為位移量套疊相關係數圖。由之前的闡述可知位於負相關區域之位移量是毫無意義的，因此只需注意正相關區域之位移，由圖可見正相關區域之位移具有一定之趨勢。圖 3.38~圖 3.41 為位移等值線套疊各種不同的圖，由圖可清楚發現位移量與

地形變化具有某種程度之關連。

一般而言，不同時期之影像間的位移現象可歸納為以下兩種因素造成，(1)地滑位移：為地表實際發生之位移，由地滑造成，(2)視差位移：因拍攝角度的不同所造成之位移。由於本計畫採用之影像為 Level 2 之影像，因此計算所得之位移量包含以上兩種位移。

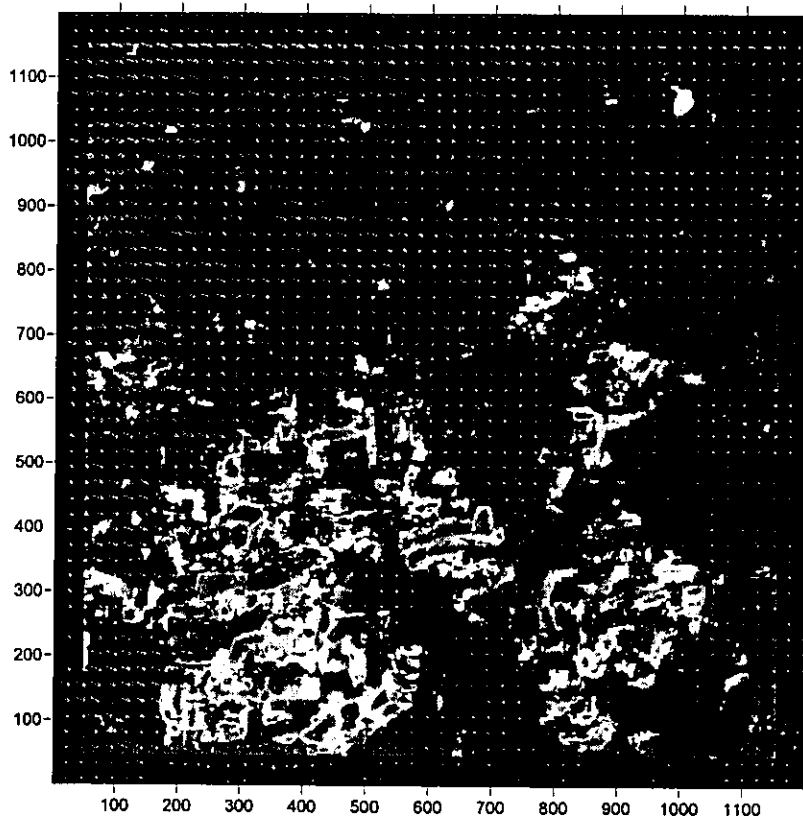


圖 3.37 福衛二號影像分析結果之位移量套疊相關係數圖。

正射糾正即是用來消除以上所述之視差位移，但欲消除視差所產生之位移，其正射處理需要有良好的地形資料配合才能成功的除去，良好的地形資料是除了資料精度要夠，且最重要的是地形資料最好為影像拍攝當日之地形資料，因為不同時期之地形可能會有所不同，若是研究當地的地形隨時間變化不大則使用接近拍攝日期之地形資料進行正射糾正是尚可接受的，特別的是目前的研究區域為地滑區，地形是幾乎隨著時間而改變，因此若使用來進行正射糾正之地形資料不是拍攝日期當時之地形資料，則正射糾正將無法消除視差位移外，相反的反而將會引入誤差，使得地滑之位移將無法精確的估算。此外，若是有良好的地形資料，但正射糾正作得不好，同樣的亦是引入誤差。

雖然我們可透過福衛二號的影像立體對拍攝能力產製地形高程資料，但受限於衛星資源有限，無法每日進行影像立體對拍攝，因此目前仍無良好的地形資料可供配合進行正射糾正。

受限於目前無足夠良好之資料可供製作正射影像以進行 FNCC 計算，本計畫嘗試使用估算視差位移之方式來消除地形之影響。視差之位移 P 可由以下式子 (Y.YAMAGUCHI, 2003) 求得：

$$P=h\times\tan\theta \quad (3.2)$$

式中， h 為造成視差位移的地表高程差， θ 為兩張影像觀測之角度差。本計畫採用 91 年度 5m 之 DTM 為基準，估算兩張影像之視差位移(圖 3.42)，並將 FNCC 之計算所得之位移減去視差位移，以求得地滑地移。圖 3.43 為地滑位移之計算結果，由圖可知，經消去視差位移後，地滑區內(紅色線區內扣除負相關的區域)之位移量大多區域皆落在 0~3 pixel 之間，並呈現一均勻之趨勢，此均勻之趨勢為系統性之誤差。以上系統性之誤差，可能來源有二，一是來源之 DTM，另一是視差位移之公式。在不考慮此系統性之誤差情況下，若有顯著之滑動區域，且地滑位移大於 3 個 pixels(6m) 以上，其位移場將明顯有別於系統性誤差。由此結果可知由 2004 年 11 月至 2005 年 11 月間，紅葉坪地滑區內並無大於 6m 以上之滑動區域。

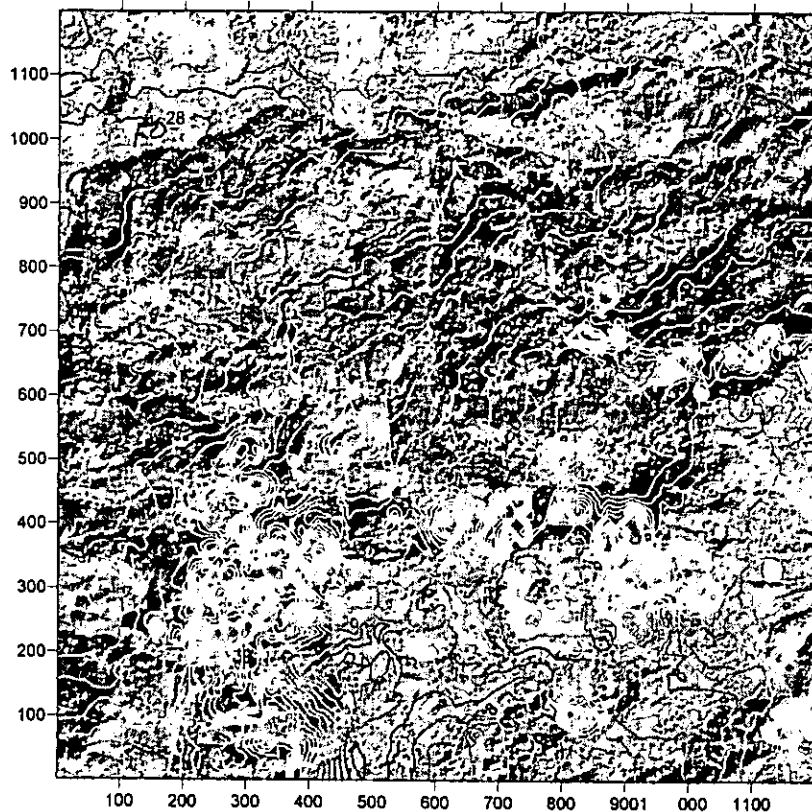


圖 3.38 福衛二號影像分析結果之位移等值線與前期影像套疊圖。

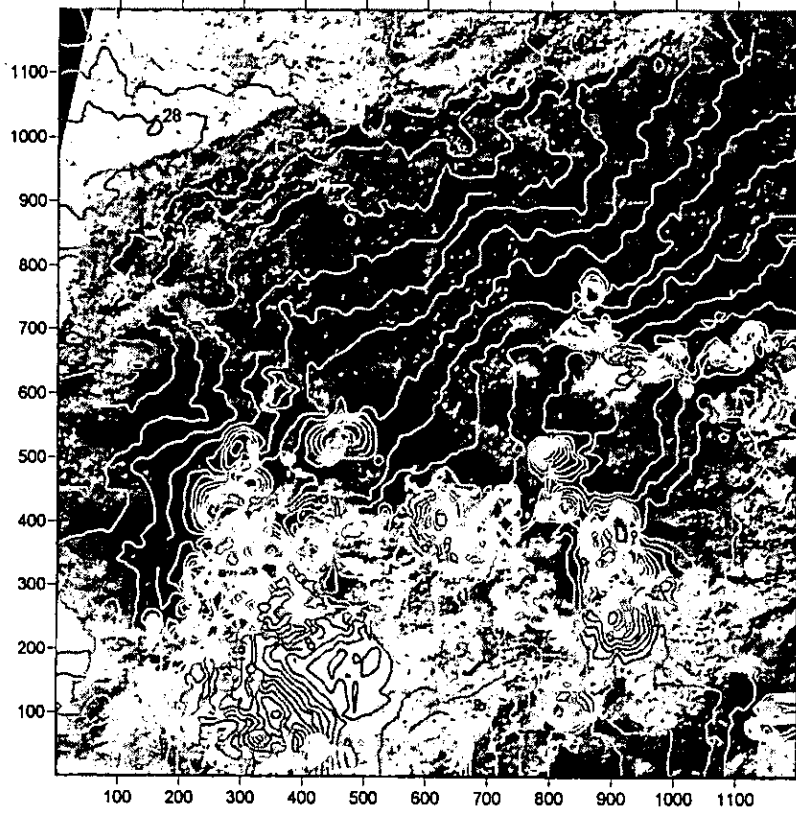


圖 3.39 福衛二號影像分析結果之位移等值線與後期影像套疊圖

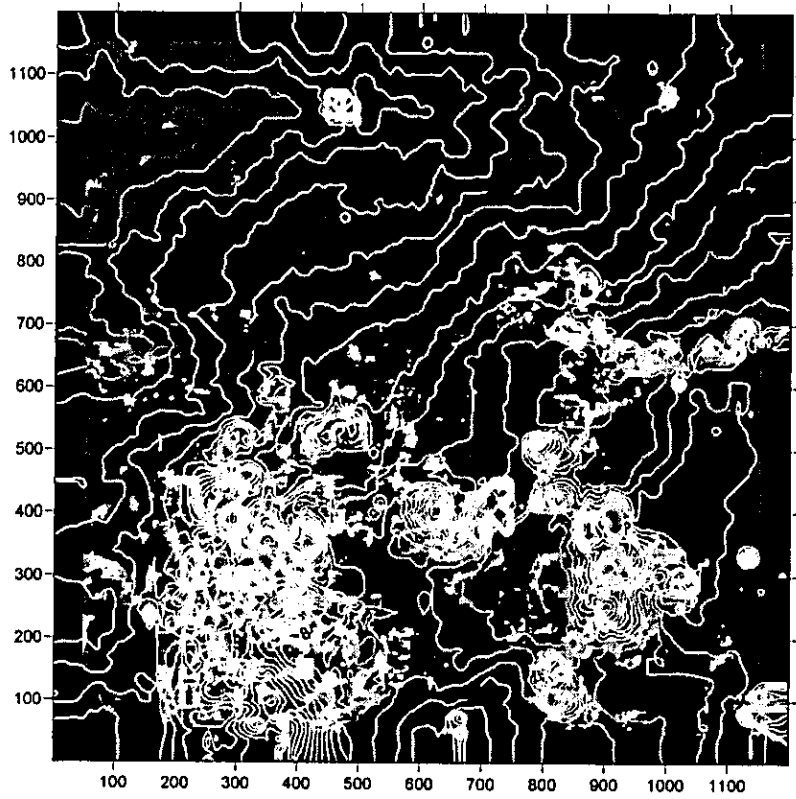


圖 3.40 福衛二號影像分析結果之位移等值線與相關係數套疊圖

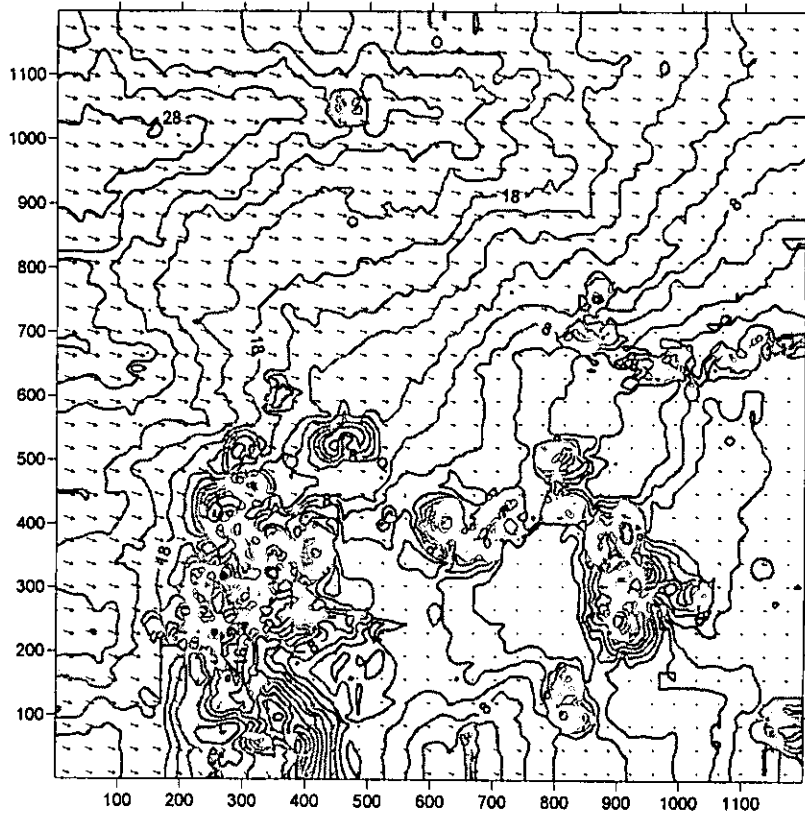


圖 3.41 福衛二號影像分析結果之位移等值線與位移量套疊圖。

由上述討論得知，若欲利用福衛二號衛星影像進行地滑監測，目前可行方式之一為於所需監測之日期，透過預約拍攝的方式請國家太空中心進行影像立體對拍攝，再利用該立體影像產製 DEM，並用於該期影像的嚴密正射糾正，前後兩期影像皆以此方式完成正射後，再以此二影像利用 FNCC 進行位移量計算。

另一方式則若有前期影像之地形資料(DTM)，則可以透過視差位移之估算並扣除求出地滑範圍。此方式所求出之地滑範圍由最後計算所得之系統性誤差決定，若系統性誤差為 6m 則求出之地滑之位移需大於 6m 才能於圖上標繪出地滑範圍。若為 1m，則可求出地滑位移 1m 之地滑範圍。

利用 FNCC 演算法，將兩張影像中各特徵物加以計算後比對及匹配，在此所使用之影像泛指數位化後之資訊，是以一般平面之影像皆可置入計算；於相同拍攝條件(拍攝角度、日照、鏡頭等)下所得之影像用以置入 FNCC 計算有較佳之效果。

本計畫所採用的影像為已做正射糾正後之圖檔，可有效的消除因拍攝條件不同所造成之扭曲，於置入前之前製處理，尚需要考量影像間彼此色調是否相近、以及地滑區外穩定區塊在對位方面是否配準，於計算前亦需先行試算最佳化之比對視窗與搜尋視窗設定，計算中隨著影像解析度之高低亦影響計算時間之長短，是以硬體配備亦需有效配合，而在計算後製方面，可有效的利用程式設定濾除不必要之訊息，將地表特徵物所代表的訊息突顯出來；使用 FNCC 做為影像計算之工具，於不同影像、不同監測區有著不同的設定，建議於全區域計算前，截取某一區塊先行試算，藉以獲得最佳

化之設定，再進行全區域之計算。

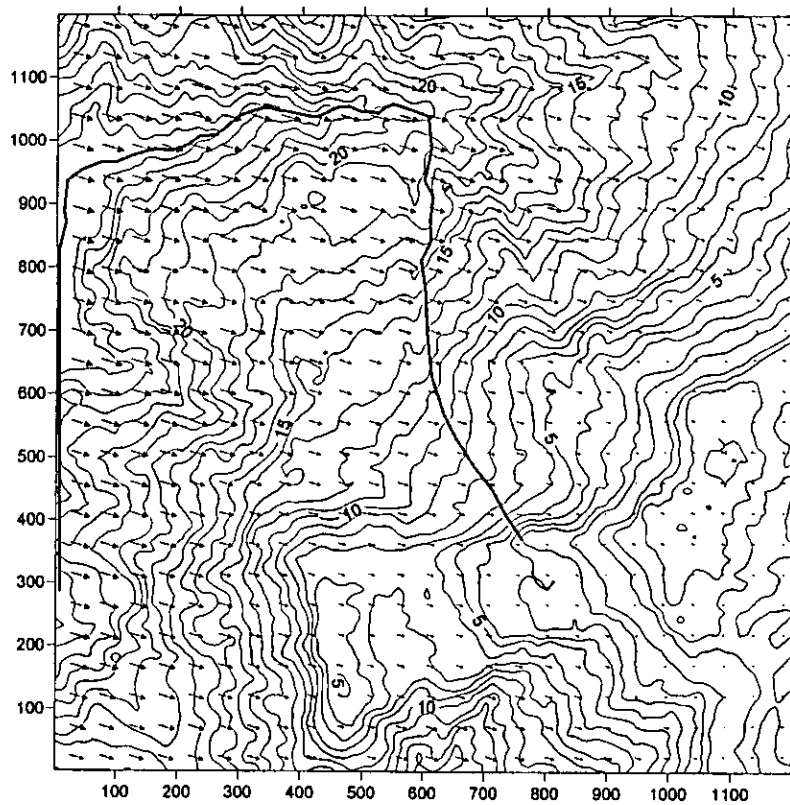


圖 3.42 視差位移計算結果圖

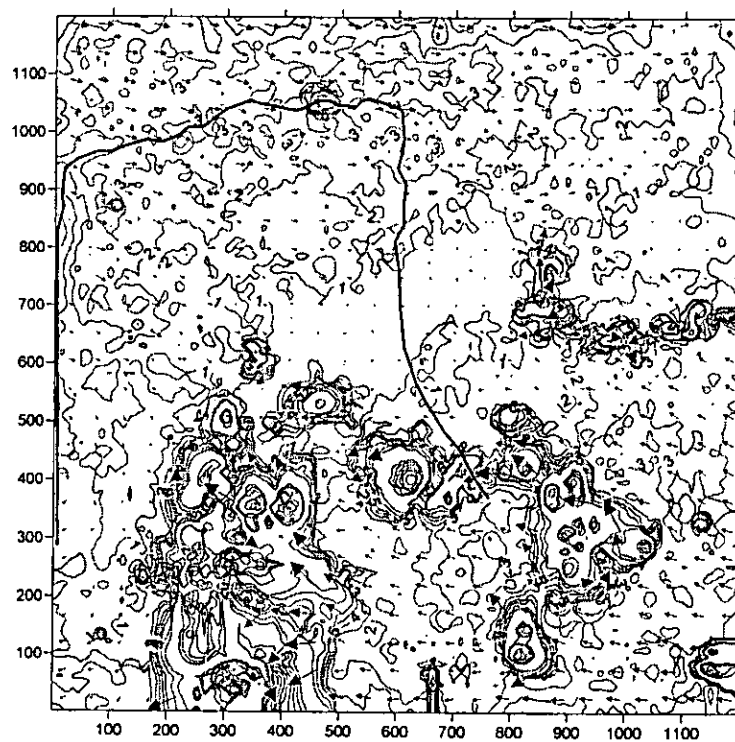


圖 3.43 地滑位移計算結果圖

3.3 光達(Lidar)影像測繪與數值地型試作

地面掃描雷達是近兩年來新興的三維地形資訊獲取工具。利用三維雷射掃描儀進行邊坡數值高程之測繪，透過多時期所測繪不同之數值高程相加比對，理論上可以得到坡面上全區各對應點之向量資料。雷射測距之原理主要由儀器本身發射雷射光束，當其接觸到物體表面反射後，在接收反射之訊號，而經由相位或脈衝時間差之計算，可推得斜距，在配合掃角度，可推得掃描中心至物點之三維座標差，並同時紀錄回訊強度值。

為評估利用光達(Lidar)技術進行地滑監測之可行性，本團隊已利用 RIEGL 生產之 LPM-2K 生產之攜帶式雷射掃描儀於紅葉地區進行過一次數值地形測繪，測繪地點於圖 3.44 與圖 3.45 黃色星號之處。圖 3.46 與圖 3.47 分別展示現場視野以及測試結果。

Lidar 測繪之地形，其精度可達 2cm，但是在本案例中有幾處盲點，包括：

1. 量測地點海拔高程不足，以至於部份稜線後方無法測得。
2. Lidar 其雷射光最遠距離僅可達 1km，但經現地實測結果顯示於視野良好處進行地滑區之掃描，多數掃描區域之距離多在 2 公里以上。
3. 綜觀以上兩點，我們需要較好的視野來涵蓋整體地滑區，但是夠高的觀測點距離又太遠，加以本計劃執行時能夠實際用於 Lidar 影像之經費極為有限，故 Lidar 影像測繪與數值地型試作在紅葉坪地滑區的可行性不高。

紅葉坪地滑區

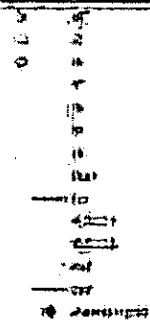


圖 3.44 測繪地點於黃色星號之處



圖 3.45 Lidar 測繪點與地滑區之立體示意圖。

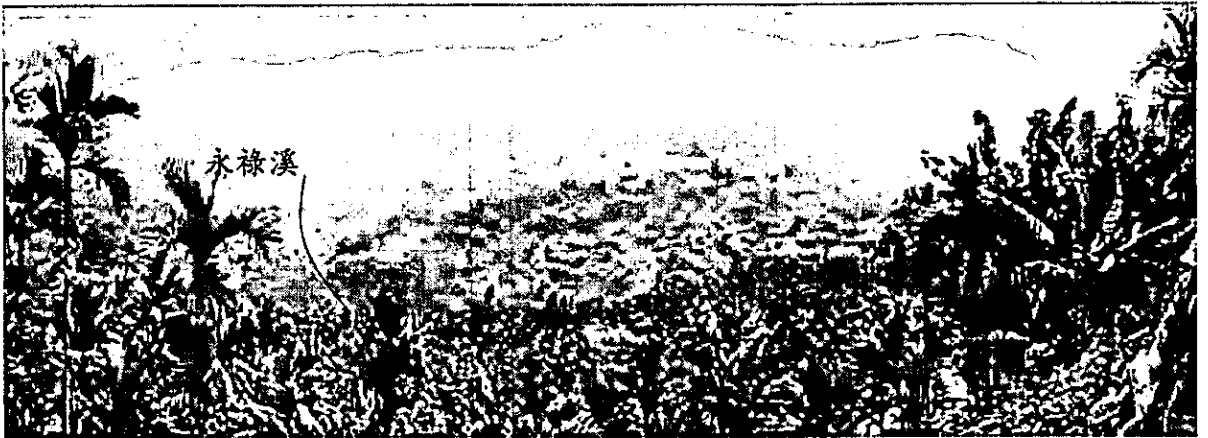


圖 3.46 Lidar 測繪地點視野。

Lidar 測繪地型結果：
結果如圖 3.47 所示。

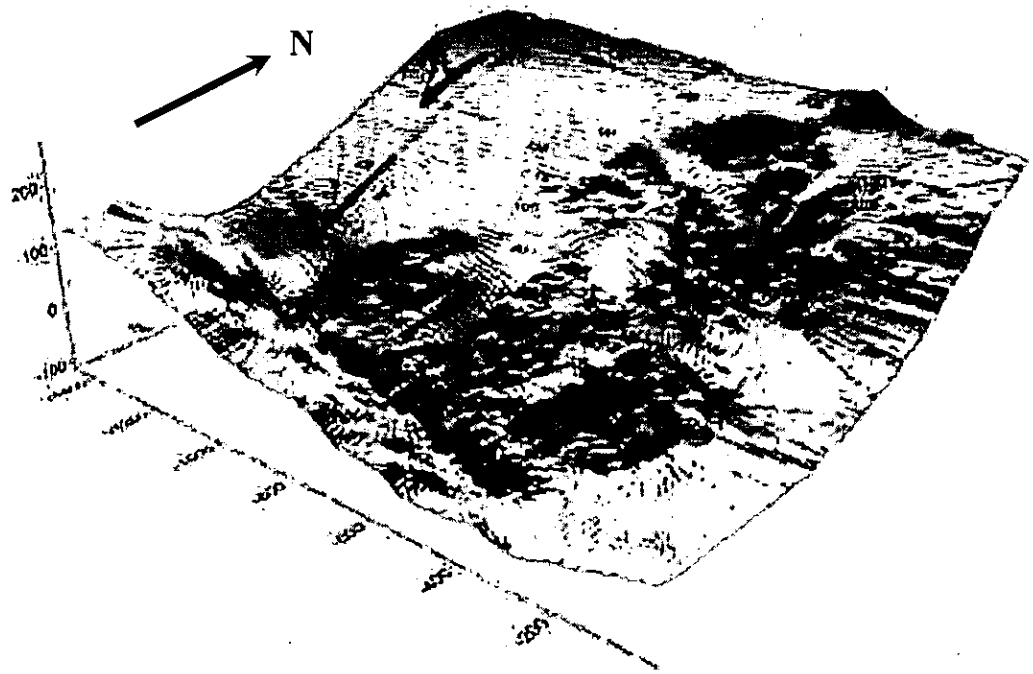


圖 3.47 利用 Lidar 測繪地型結果。

4 地形圖、地質圖及剖面圖測製

4.1 地形圖製作

地形圖之製作是根據亞新工程顧問公司所提供，91年9月航空照片繪製而成，首曲線2公尺之精度繪製，如圖4.1所示。



圖 4.1 紅葉坪地滑區域地形圖

4.2 地質圖與地質剖面圖製作

紅葉坪地滑地區位於南投縣中寮鄉烏溪上游的樟平溪流域內，其發源於炭斗山(海拔高度 1079 公尺)，樟平溪由其上游永祿溪與龍鳳溪於內城匯集而成的，紅葉坪地滑地區則為於永祿溪的左岸，此地區為順向坡地形，地滑坡面略朝西北，於坡地地區有許多崩塌堆積。

由經濟部中央地質調查所的埔里圖幅(2000)得知(如圖 4.2 所示)，紅葉坪附近地區出露之地層有炭寮地頁岩、石門層、樟湖坑頁岩以及深坑砂岩，其中地滑區出露之地層以炭寮地頁岩與石門層為主。其中石門層由三層堅緻白灰至淺灰色細至中粒厚層砂岩，間夾深灰色頁岩或砂頁岩薄互層為主要岩性。此三層厚砂岩在野外極易辨認，常常造成懸崖、山稜或瀑布，為重要之指準層，因此研究區域石門層之分佈即以地形上突然陡峭處來辨識。炭寮地頁岩以灰至深灰色純淨厚層頁岩為主要岩性，偶間夾薄層細砂岩，當砂岩層增多時，可以構成砂頁岩薄互層，含多量海綠石，炭寮地頁岩主要在永祿溪兩岸以及地滑區東邊界之溪溝出露。

紅葉坪地滑區位於粗坑背斜之西翼，其西邊有雙冬斷層以及龜蒲斷層，東有水里坑斷層，北有頂水窟斷層，此外，在紅葉坪滑移區內則有一個東北西南走向的小向斜。其中影響地滑區較大的為頂水窟斷層、粗坑背斜、以及紅葉坪滑移區內的向斜構造。

本研究根據詳細之地表地質調查，針對紅葉坪地區附近區域地質之原地層界線以及褶皺位置(如圖 4.2 所示)稍加修正，並以 1:25,000 之比例呈現紅葉坪地區附近之區域地質概況，如圖 4.3 所示，同時以約略平行褶皺軸之方向切四條地質剖面，如圖 4.4 所示。

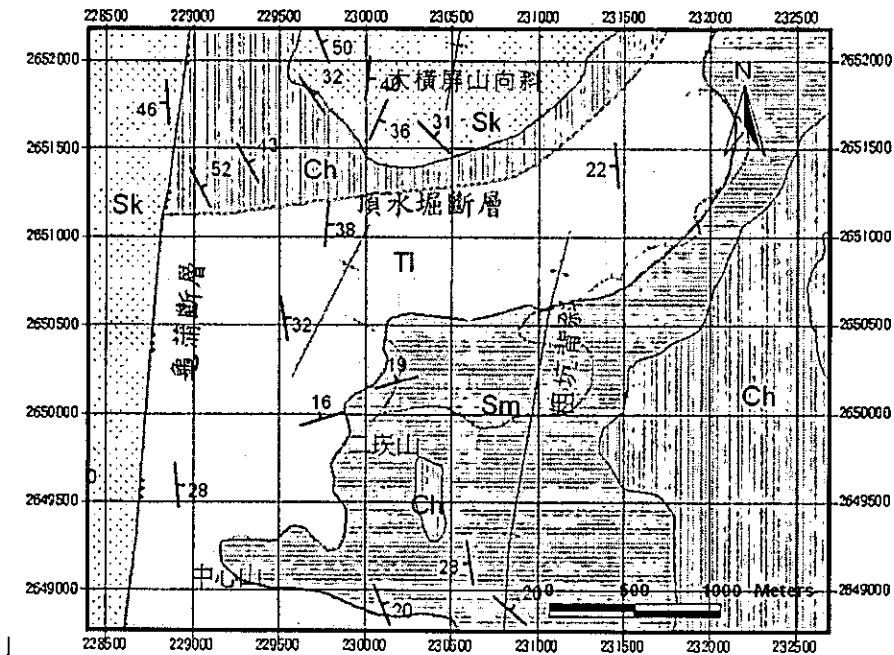


圖 4.2 埔里圖幅(地調所, 2000)於紅葉坪地區附近區域地質圖

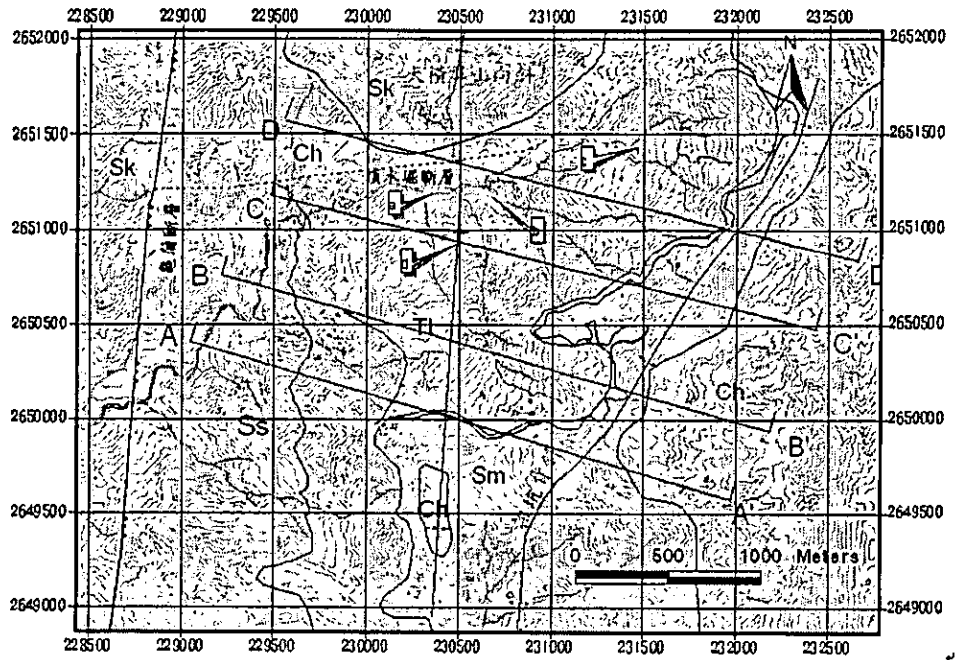
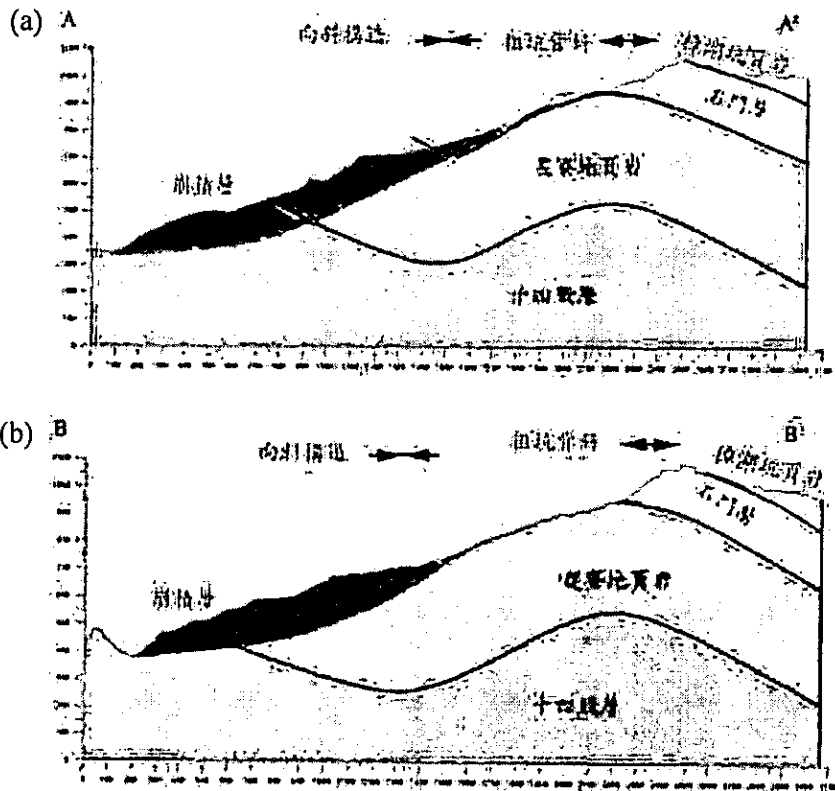


圖 4.3 本研究所提出之紅菜坪地區附近之地質圖



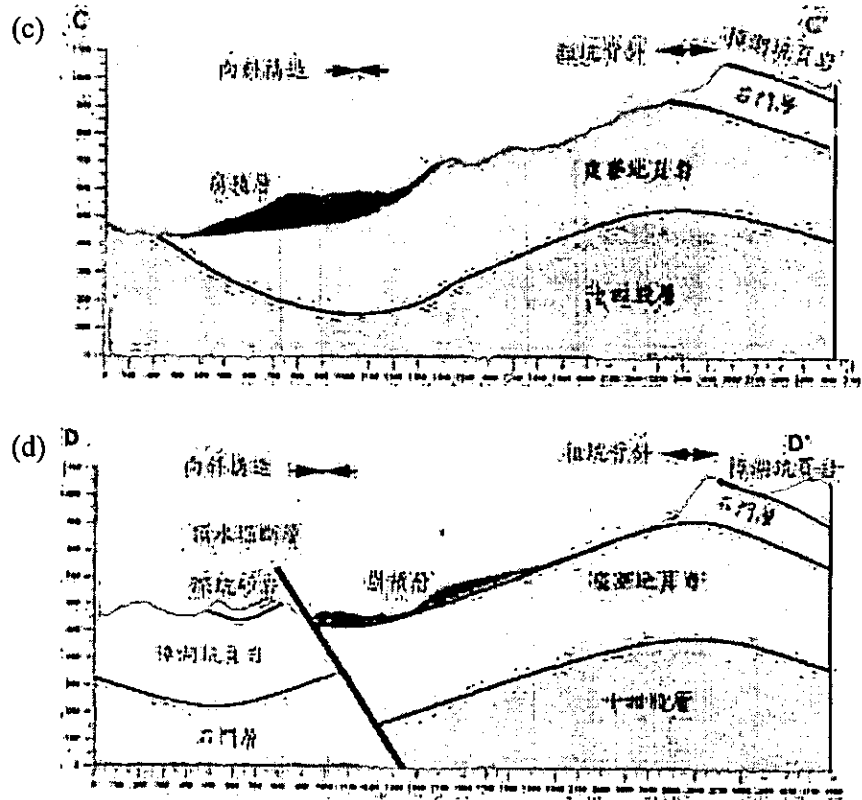


圖 4.4 地質剖面圖(a)AA'剖面；(b)BB'剖面；(c)CC'剖面；(d)DD'剖面

圖 4.2 與圖 4.3 之主要差別敘述於後：

- (1) 根據地表地質調查，永祿溪左岸露頭點 a、b(圖 4.3)之層面位態，分別為南北向、傾向西與傾向東，除此之外，埔里圖幅於地滑區南側亦標示有兩處分別為南北向、傾斜向西與向東的層面位態，根據上述資料，本研究繪製一條約略為南北向之向斜構造。此一向斜構造約略可與永祿溪右岸之大橫屏山向斜相接，而此一向斜軸於南投集集大山煤田地質地形圖及構造剖面圖(何春蓀, 1955)(附錄一)裡亦有顯示，因該地質圖並無頂水掘斷層之存在，因此，此一向斜與大橫屏山向斜合命名為清水窩向斜。至於原埔里圖幅中通過紅葉坪地滑區小向斜附近層面位態之變化，本研究則傾向於解釋為滑動塊體旋轉移動後形成之擾動現象。
- (2) 埔里圖幅中粗坑背斜略為南北向，長約 11 公里，軸部通過中寮鄉粗坑村，埔里圖幅中粗坑背斜位置研判所需之位態資料，於崩滑區附近並不充份，因此，埔里圖幅中粗坑背斜並未繪至永祿溪。根據地表地質調查結果，本研究區域內永祿溪左岸層面之位態，在 b 點與 c 點露頭(圖 4.3)量測得南北向傾斜向西，同時，地形上亦顯示此處似為一順向坡。然而，稜線另一側(九份二山側)之層面位態卻是傾斜朝東，因此據以研判背斜構造應延伸至永祿溪源頭稜線附近。本研究將原埔里圖幅粗坑背斜軸部位置沿石門層出露位置，延伸繪製此一背斜。此一背斜軸於南投集集大山煤田地質地形圖及構造剖面圖(何春蓀, 1955)內命名為觀音石背斜軸，同時越往北其走向亦有朝向東北偏之趨勢。

- (3) 埔里圖幅中，頂水堀斷層走向約為東北東，延伸約6公里，此斷層根據地層及構造之不連續現象推測而得，根據野外調查，於下水堀二號橋處往下游方向觀察，可發現左右兩岸之岩性無法比對，如圖4.5 (a)所示。此圖為下游往上游拍攝，右岸主要是砂岩偶夾頁岩，而左岸為頁岩偶夾砂岩，因此有明顯之不同。此外，下水堀二號橋右岸附近，亦發現類似斷層剪切帶之地質材料，如圖4.5 (b)、圖4-5 (c)，圖4-5 (c)為圖4-5 (b)之灰色地質材料近照，因其內部有受剪切後之光滑面，因此推測應為斷層剪切帶。根據兩岸之岩性不連續以及此斷層帶之存在，判定頂水堀斷層從此處通過（詳細岩性分佈照片將放於附錄中），此外，根據斷層帶之延伸，推測頂水堀斷層為一東西向往南傾斜之逆斷層。因永祿溪於下水堀二號橋往上游方向，其左右兩岸岩性仍然相當一致，顯示頂水堀斷層並未完全沿著永祿溪發展，因此，判定頂水堀斷層於下水堀二號橋附近往北切入，而未進入紅葉坪崩塌區。
- (4) 埔里圖幅地滑區未見十四股層之出露，本研究根據紅葉坪古道以及永祿溪出露之厚層砂岩研判，整合於炭寮地頁岩下十四股層之頂部於此一區域應有局部出露。

(a)



(b)



(c)



圖 4.5 (a) 下水堀二號橋附近，下游往上游拍攝，兩岸之岩性明顯之不同；(b) 下水堀二號橋附近之斷層帶；(c)為圖(b)之近拍，可看見敲開之新鮮光滑面

4.3 鑽探岩心描述

在土地取得許可下，本研究選擇位在紅葉坪東邊界之三個工作區(如圖 4.6 所示)進行鑽探調查，其鑽井深度以及崩積層厚度(同時亦為岩盤距地表深度)如表 4.1。根據此地區之地層位態(北偏東傾斜向西)可得知，往東及往南鑽皆可鑽到較淺之岩盤，因此三個工作區中，第三工作區鑽至岩盤相對於第二工作區淺，第二工作區鑽至岩盤相對於第一工作區淺。總共八孔，岩盤深度之趨勢大致與地層位態一致。

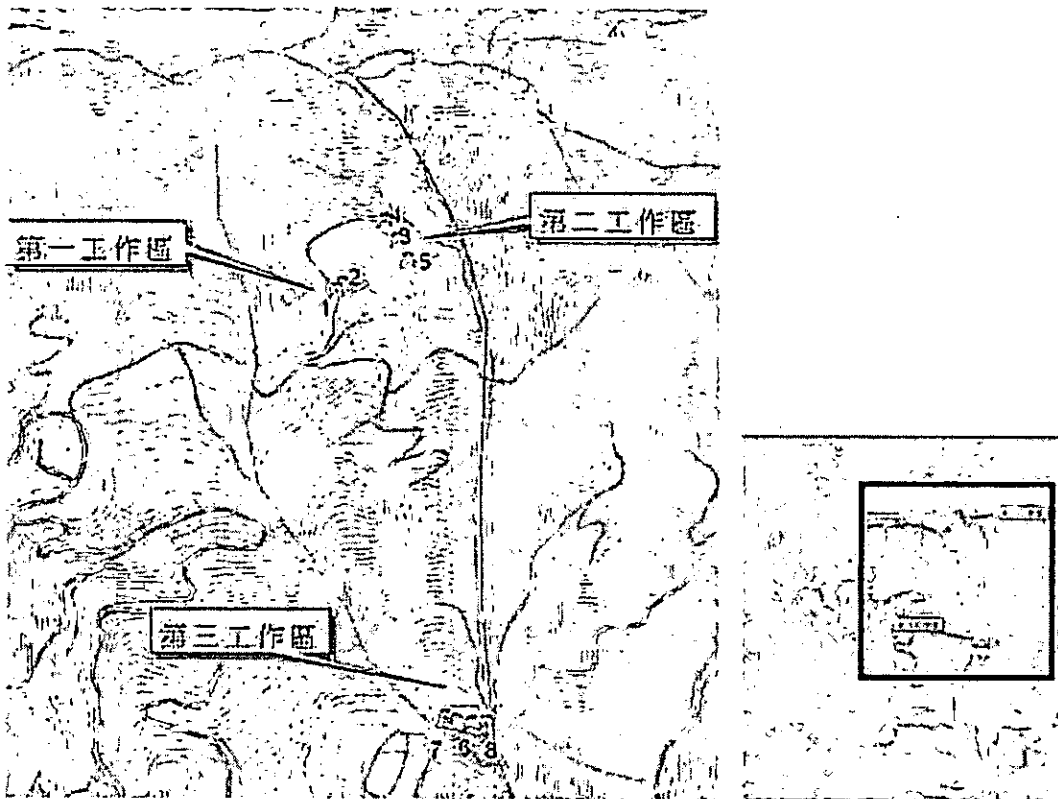


圖 4.6 鑽孔位置圖

表 4.1 各鑽孔所量得岩盤深度

	BH-1	BH-2	BH-3	BH-4	BH-5	BH-6	BH-7	BH-8
鑽井總深(m)	92	84	67.2	78.5	58.2	18.5	30	52
崩積層厚度 岩盤距地表面 之深度(m)	82.35	82.35	63.2	73.5	51.5	13.2	27	12

此八孔之岩盤均以厚層頁岩組成，厚層頁岩以上，皆為巨厚之崩積層，因此，岩心柱狀圖部分共分為三部分：殘餘表土、崩積層、岩盤，崩積層厚度最厚可達到 80 公尺。為區別此一巨厚崩積層之特性，本研究以地質材料做分類，根據崩積層之顆粒大

小以及不同大小顆粒含量百分比作為分類指標，進行崩積層之分類，分類項目示於圖 4.1。其中風化程度則是觀看崩積層之顏色而定，若為灰黑色(編號為 0)屬未風化、若為黃棕色(編號為 1)屬輕微風化、若為紅褐色(編號為 2)屬高度風化。關於崩積層材料，區分為顆粒(clast)及基質(matrix)兩類。

首先，若顆粒粒徑大小超過 0.06mm，則逐一紀錄其粒徑之等級，粒徑大小介於 0.06~2mm 者編號為 1(sand)、粒徑大小介於 2~6mm 者編號為 2、粒徑大小介於 6~20mm 者編號為 3、粒徑大小介於 20~60mm 者編號為 4、粒徑大於 60mm 者編號為 5。

其次，本研究根據顆粒佔據基質材料面積百分比(目視定性研判)，區分為三個等級，分別是顆粒含量約 2%、5%、10%編號為 1、顆粒含量約 25%、33%編號為 2、顆粒含量約 50%編號為 3、若僅有大顆粒而未見基質者，則編號為 4。

最後，根據基質之粒徑區分為肉眼無法辨識粒度者(基質大於粉土顆粒，編號 1)以及肉眼能辨識粒度者(基質小於粉土顆粒，編號 2)，若僅有大顆粒而未見基質者，則編號為 3。因此，上一分類指標為 4 者，本分類指標必為 3。

紀錄方式為將崩積層每 20cm 記錄一筆資料，經此分類之後，可進一步對整個崩積層做較為定量之描述，附錄 C 檢附鑽孔之岩心描述紀錄。

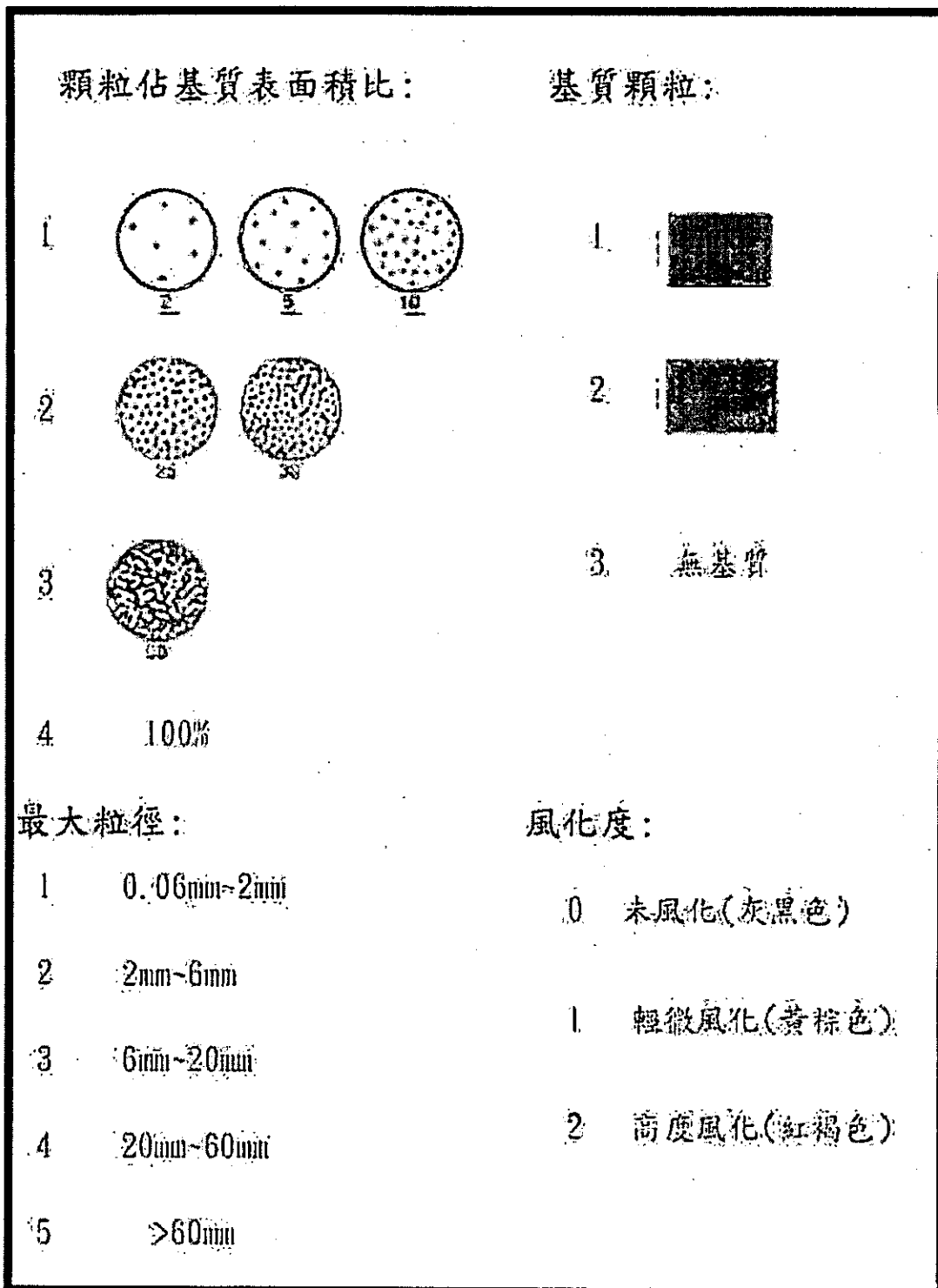


圖 4.7 崩積層分類標準 (依地質材料特性作分類)

4.4 集集地震誘發崩塌分布推估

集集地震造成之崩塌在本研究分為兩個區塊(如圖 4.8 之 slide mass A 與 slide mass B), 根據野外調查及訪談得知, slide mass A 為主震所造成的, slide mass B 為餘震所造成的。主震造成的 slide mass A, 研判為發生在崩積層與岩盤交界面上的滑動。根據山溝中所量得之擦痕(N16°W/15°)方向, 其滑動並不是沿著層面(N26°E/27°W)方向, 而是大致上與坡向一致, 同時, 亦與國姓測站地震主震較大之加速度方向大致一致, 滑動區東側邊界即為東側山溝, 西邊界仍無法定論, 但此一滑動區大致上屬於平面型滑動。至於 slide mass B 之滑動面, 研判位於滑動塊體內之炭寮地頁岩受向斜影響彎曲之層面中, 因此形成弧形之崩崖。slide mass B 會於餘震時滑動, 初步研判為 slide mass A 因主震滑落, 使得 slide mass B 坡腳失去支撐, 而安全係數降低, 因而在餘震發生時滑移, 此外, 其滑移方向也與國姓測站地震餘震較大之加速度方向大致一致。根據李錦發(2000)所做之地表位移方向(如圖 4.9)分佈, 與此一推測相符。

至於 slide mass C 則主要為根據地形特徵而判釋之古滑動塊體, 紅葉坪古道大致沿著此滑動塊體之北側溪谷而延伸, 此處之溪谷源頭之陡崖, 研判為於古滑動塊體中發生再滑動之崩崖, 紅葉坪古道附近之地層位態雜亂, 可能受此古滑動塊體之影響而遭受擾動, 並由雙溝同源之水系可進一步推論滑動塊體之兩邊界。

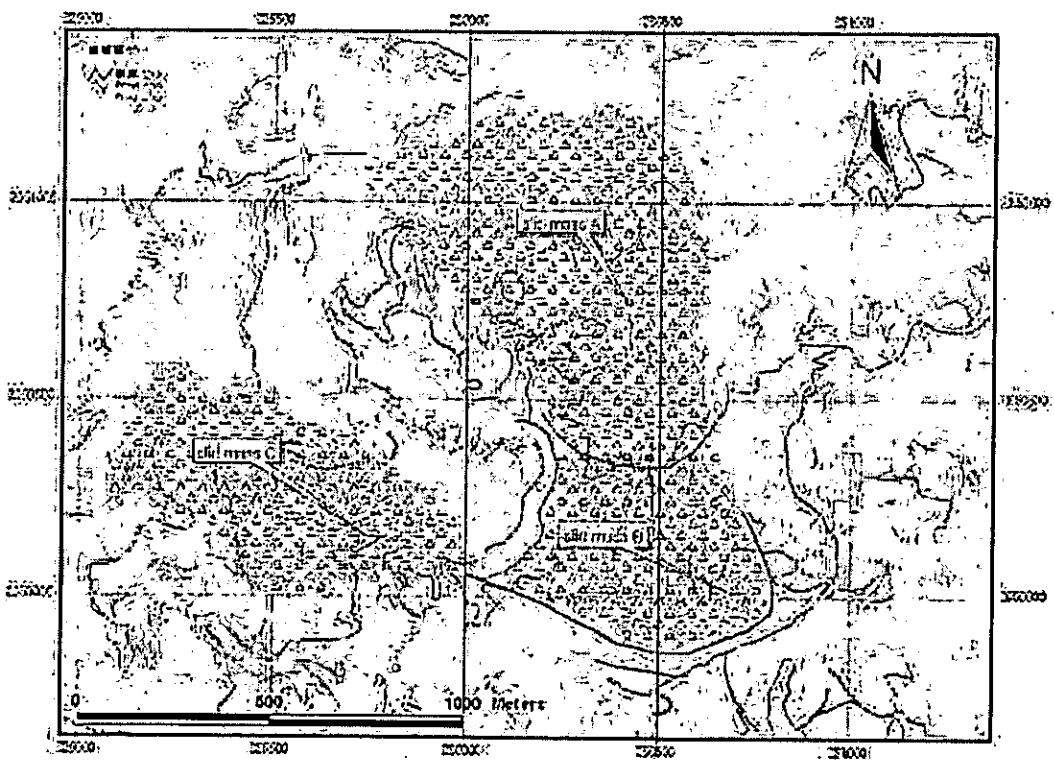


圖 4.8 崩塌區之分區, Slide mass A 與 Slide mass B 為集集地震崩塌影響範圍, Slide mass C 則推測為古崩塌地

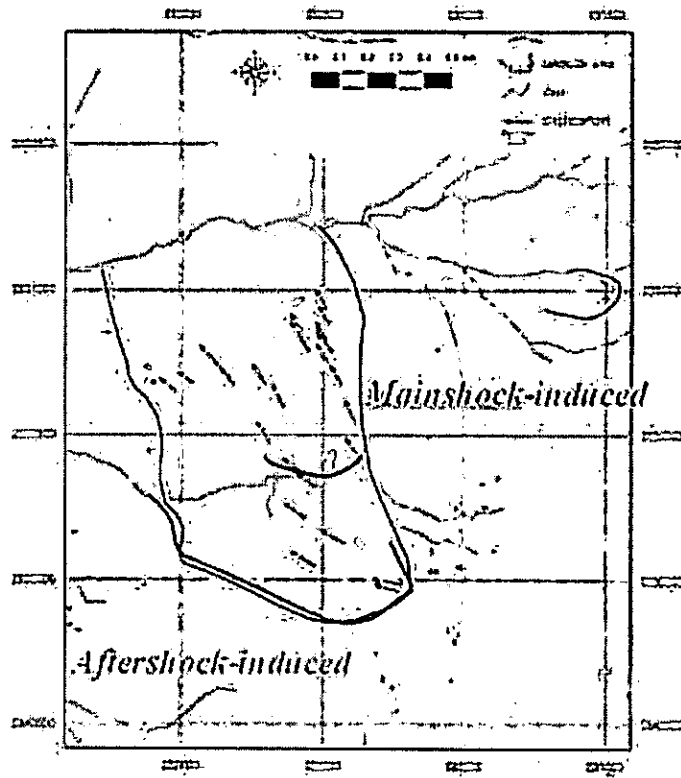


圖 4.9 紅葉坪地表位移方向(李錦發；2000)。其中主震所造成與餘震所造成區塊位移方向明顯不同

4.5 區域地質圖與地質剖面圖

根據鑽探以及地表地質調查結果，本研究繪製紅葉坪地滑地 1:2,500 之地質圖，並切四條地質剖面，並另附(未於本報告中)2 張 A0 尺寸地質圖及剖面圖。為方便審視，縮圖後之地質圖與地質剖面圖附於圖 4.10。

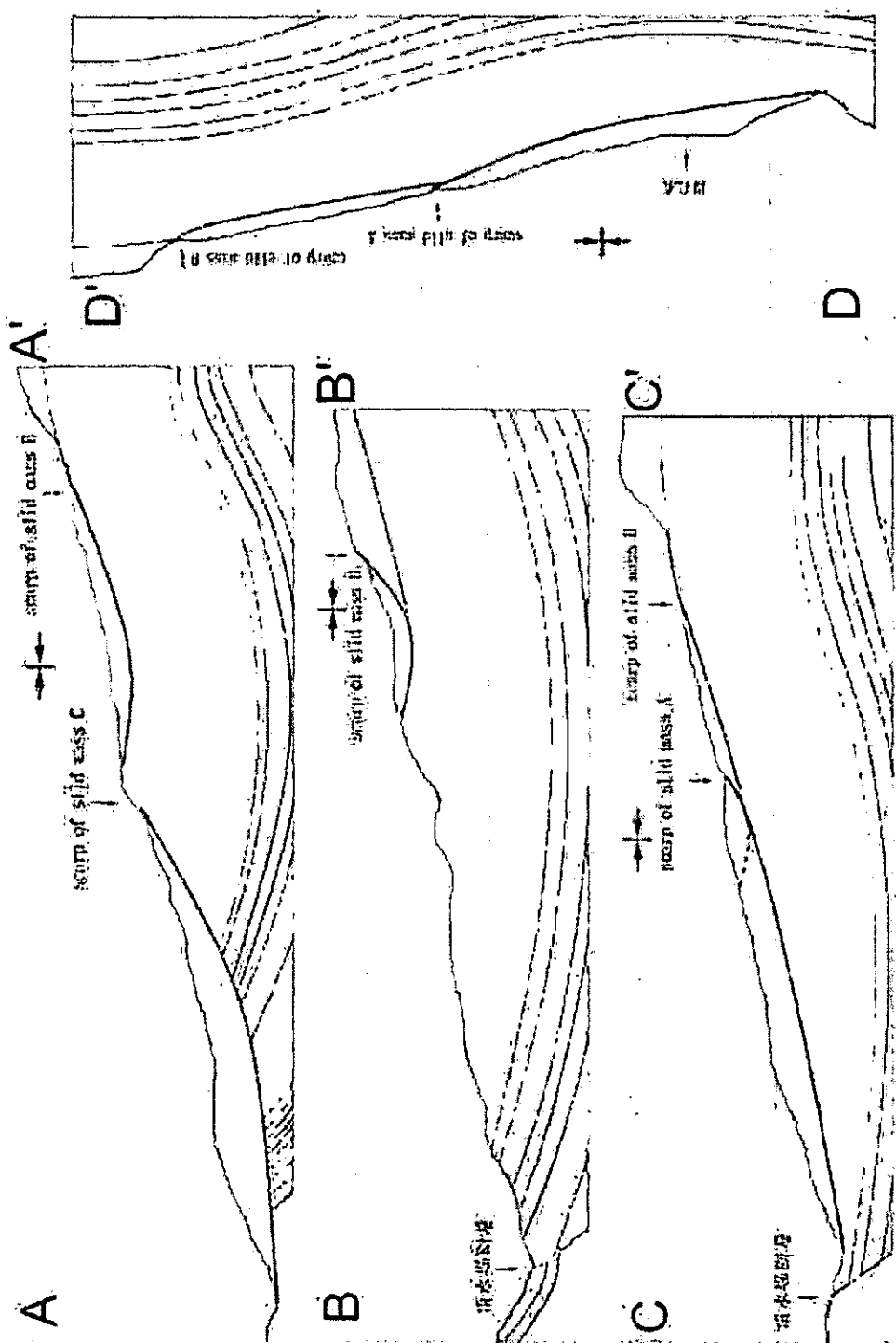


圖 4.10 (a) 1:2,500 之地質圖；(b) 1:2,500 之地質圖剖面圖

5 鑽探及監測儀器安裝

在本計畫中嘗試使用光纖監測系統來觀察地層之移動。所使用之技術包括光纖光柵與布里淵時域反射法。以下章節介紹這些監測方法之原理以及在本計畫中應用之情況。在光纖監測技術之後再敘述現場鑽探取樣與監測系統安裝作業。

5.1 光纖光柵地層移動監測原理與儀器製作

光纖是二十世紀最重要的工程發展之一，除了在通訊科技上造成重大的革命，光纖感測技術(fiber optical sensing)亦在蓬勃的發展當中。光纖感測技術具有許多傳統電子感應技術沒有的優點，包括(1)體積小—光纖直徑一般為 100-125 μm 體積甚小；(2)耐久性高—光纖之主要成份是矽(silica)為非金屬，可以長期埋在地下而不易腐蝕或改變其性質；(3)光纖利用光來傳遞資訊不受電磁干擾；(4)可以在同一光纖上做多點分佈式的監測。

利用光纖光柵 (Optic Fiber Bragg Grating, FBG)之理可量測光纖於施作光柵處所受到之應變，利用此光纖應變感應器，可研製各類型的傳感器，由於測傾管為地層變位監測最為常見之方法，本工作團隊將採用此一已成功研發之 FBG 觀測技術，取代傳統電子式之測傾儀。

5.1.1 光纖光柵應變感測原理

FBG 是利用雷射在光纖曝光時造成一系列折射率週期性永久的改變，對應折射率週期性改變的間距為 d ，當一寬頻光源進入此一光纖時，除了滿足布拉格條件(Bragg condition)的特定波長 λ_B ，其餘波長都會因為相位差而相消；而當 FBG 受到外力產生應變時，造成原本間距 d 的改變增加量為 Δd ，使得該特定波長 λ_B 反射回來一增加量 $\Delta\lambda_B$ ，利用兩者，可以求得應力施加後所引致的應變量大小，圖 5.1 為其量測原理示意圖。

由於 FBG 特性，在實務的應用上，應力施加產生應變以後，不只是反射回來的 $\Delta\lambda_B$ 會改變，光纖的有效折射率 n 也會同時改變；而且也會受溫度影響而改變其反射波長，但是藉由本計畫團隊在長達六年的研究，相關的修正技術已經有效掌握，並在實際的應用中獲得良好的成效。目前 FBG 技術已經可以作為傳統應變計的良好替代方案，且具有被動式感測器的相關優點。FBG 與傳統電阻量測器最大的不同點，在於光纖的多工特性，並不受限於傳統電子迴路一對一訊號傳輸的要求，只要在光柵製作時安排不同的波長的光柵製作於同一條光纖上，利用足夠強度的寬頻光源，就可以同時量測數點至數百點的應變訊號。若以傳統的電路排列需要安置數百條的電線，且電線之間彼此因為電磁效應會相互的干擾，產生雜訊，影響量測結果的準確性；光纖感測器不但只需要一至兩條的光纖即可，不佔空間，另外沒有電磁干擾的問題，只要光源足夠就可以大量使用，準確性不減。

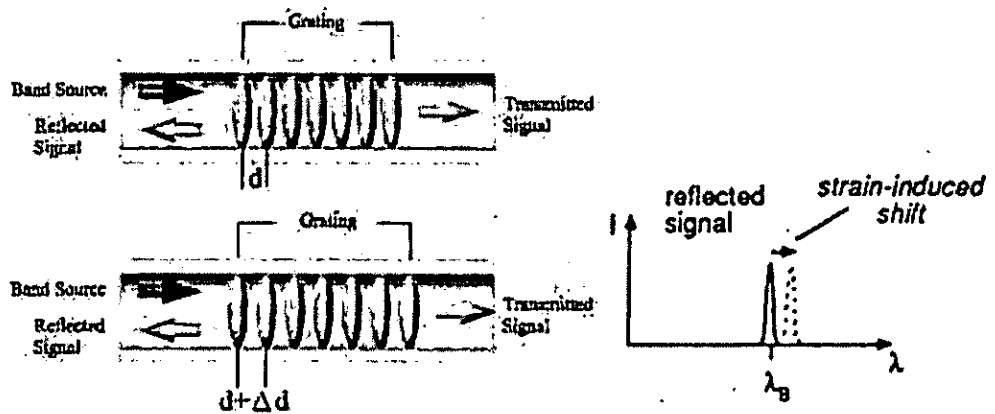


圖 5.1 光纖光柵量測原理示意圖 (簡旭君, 2003)

5.1.2 FBG 地層變形監測技術

在本計畫中所使用之 FBG 地層監測技術稱之為節理式光纖光柵偏斜儀(FBG segmented deflectometer, FBG-SD)，能夠與傳統測傾管配合使用。FBG-SD 是將一長約 215mm，直徑約 10mm，使用塑鋼製成之柔性軟管(flexible tube)外，相隔 180 度黏貼成對的光纖光柵。在此應變感測元件兩端加裝鋁片剛性材料如圖 5.2 所示，將兩端剛性材料所受到的應力傳到中間柔性材料上，此時對柔性材料會有應變集中的現象，也就會有將應變放大的效果。在應變感測元件兩端加裝鋁片剛性材料構成節理 (segment) 之部分。節理又分量測節理 (measurement segment) 與延伸節理(extension segment)兩部分。量測節理上裝有支架(stud)，其大小與形狀與傳統測傾管(inclinometer casing)及其內部之凹槽相匹配，藉由彈簧(spring)之拉力來保持支架與測傾管凹槽之密合。延伸節理為一硬體，沒有任何自由度，其唯一目的為根據量測需要來改變或延長量測節理間之距離。量測節理內安裝兩個軸承，其中一個軸承與監測管方向同軸 (軸向軸承，longitudinal bearing)，其目的在於解除感測器受監測管軸向力 (包括重力與摩擦力) 與扭力對感測器之影響，另一個軸承與監測管方向垂直 (橫向軸承，lateral bearing)，安裝在量測節理之中心點，其目的在於限制量測節理只能以橫向軸承為中心旋轉而增加結果分析之可靠度。柔性軟管之一端以雙螺絲固定於量測節理內，另一端插入軸向軸承中，可以延軸向滑動或轉動，柔性軟管之中心與橫向軸承在同一位置。偏斜儀在現場組裝，以量測節理與延伸節理交互連接而形成，連結完成之偏斜儀隨即放入測傾管中 (圖 5.3)。傾斜管因為地層滑動或被監測結構體變形而發生扭曲的時候，變形監測管經由光纖或其他應變感應器量測柔性軟管彎曲變化量，計算並累積變形監測管因地層移動而造成之彎曲角度，再根據此角度之變化來計算地層移動量。

在實驗室中可標定出光柵波長改變量與角度變化量的關係，根據標定結果計算，光柵波長改變 1 pm (10^{-12} m，解析儀所能讀取之最小 FBG 波長改變量) 所對應之，剛性段間之夾角改變量在 0.0012 與 0.0018 度之間。在監測地層滑動時我們可以將多個 FBG 偏斜儀串接在一起，並將量測到的角度換算成側向位移量，偏斜儀能夠容許的彎曲角度可達 3.0 度上下。

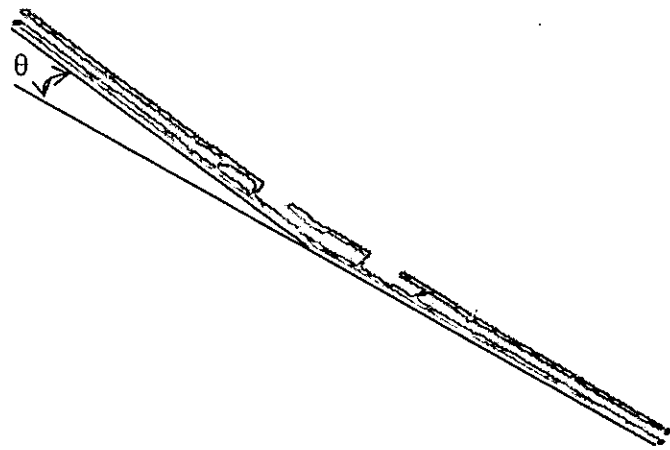
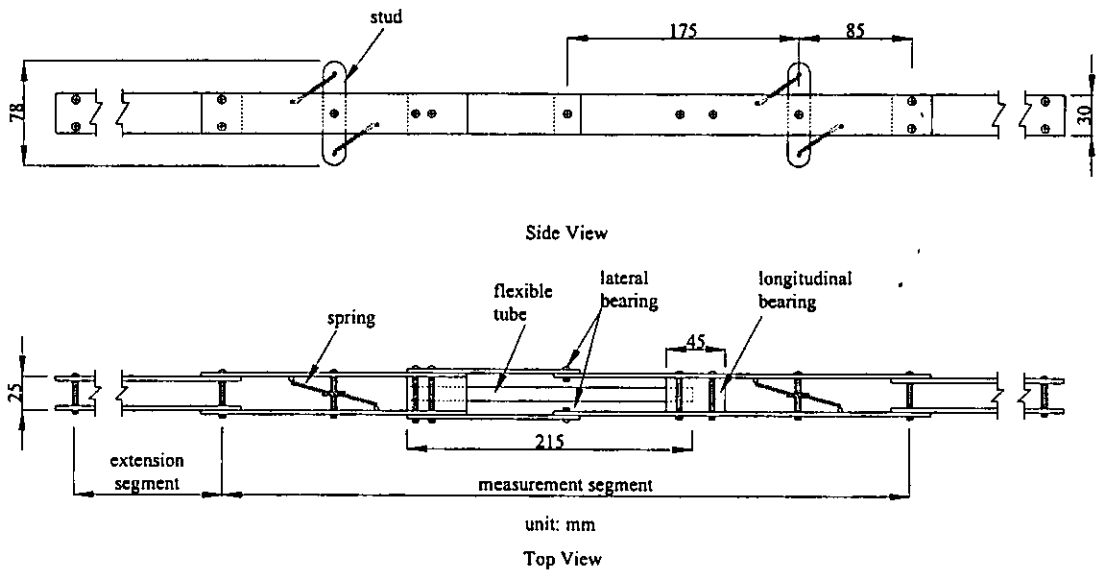


圖 5.2 FBG 偏斜儀設計示意圖

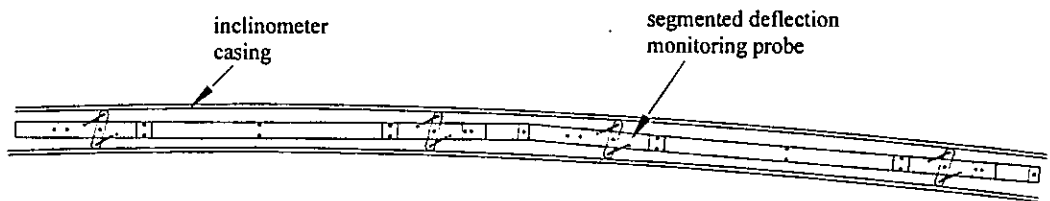


圖 5.3 節理式設計之訊號放大效應

5.1.3 FBG 偏斜儀及儀器規格

FBG-SD 解析儀精度可達到 $0.00125^\circ/\text{ipm}$ ，若以一節 1m 為例，量測解析度可達到 0.0218mm 。由圖 5.4 儀器畫面可看出，在光源可供給的光波波長範圍內，光柵波形如山峰一般，上面尖端的一小點則是儀器所擷取出光柵中心波長尖峰值。若將顯示範圍縮小，如圖 5.4 所顯示範圍，可以發現其實光柵波形比較類似於平緩的高原波形，波形頂端平坦，橫跨範圍約有 300pm ，經由儀器計算擷取出的波形中心波長值誤差在 2pm 之內。本次監測採用布拉格反射波長(λ_c)介於 1524nm 至 1563nm 、反射波長寬($\Delta\lambda$)小於 0.25nm 、反射率(reflectivity)大於 99.5% 的光纖光柵。本研究採用如圖 5.5 所示，美國 Micron Optic 公司所製造，型號為 SM420 之光纖光柵掃瞄分析儀(Fiber Bragg Grating Swept Laser Interrogator 或 FBG-SLI)。

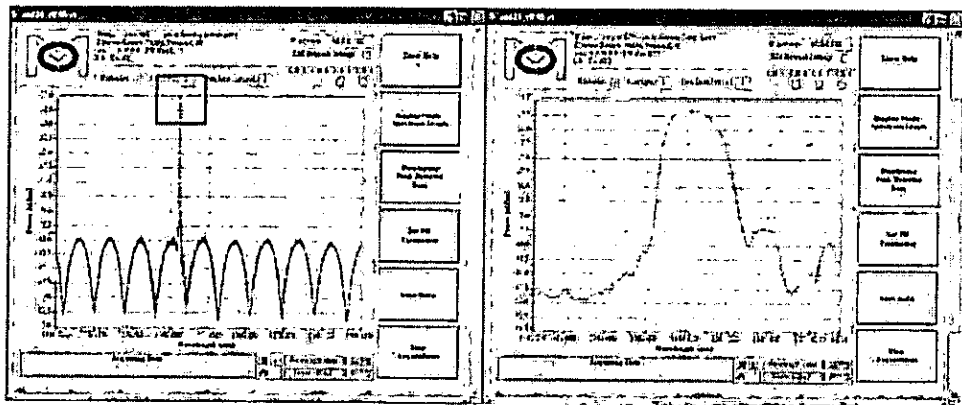


圖 5.4 (a)FBG 波形 (巨觀) ; (b)FBG 波形 (微觀)

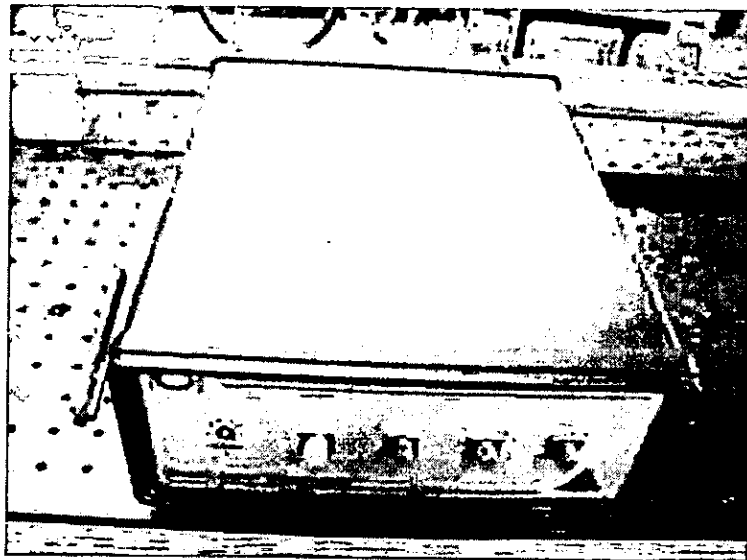


圖 5.5 光纖光柵掃瞄分析儀

5.1.4 室內標定方法與結果

室內標定分為二個階段，單一的 FBG-SD 到整體 FBG-SD 之組合：

1. FBG-SD 單元標定量測節理彎曲角度與 FBG 波長變化之關係。本標定之目的在品質確認以及建立未來整體 FBG-SD 數據解析之基本資料。
2. 複數 FBG-SD 之標定在確認整合後之量測功能。

單一量測節理標定

測解理標定時將量測節理一端固定於光學桌上，如圖 5.6 所示，利用兩金屬塊將軸承兩端夾緊，使得量測節理大致上呈現一直線。位移的方式為利用微調儀於另一端推動量測節理，來回反覆推動 4 次回到原點。將此各個角度波長相差量記錄下來，依試驗順序畫出來回一週的閉合圖形。此圖形理論上將會成為一直線，以相關係數 R^2 表示其相關性。

此設計所試驗出角度與波長改變量相關係數最好可達到相關係數 $R^2=1$ ，若是 $R^2<0.9995$ ，為了使得儀器的準確度能更精準，則將此變形軟管淘汰不用，事實上新改良設計的製作良率已經提升至九成。圖 5.7 為標定相關係數 $R^2=1$ 之情況與標定相關係數 $R^2=0.9996$ 之情況，以單元長度 1m 為例，正負 2° 標定位移量所對應位移量為 70mm/m，對於地層監測已是足夠。

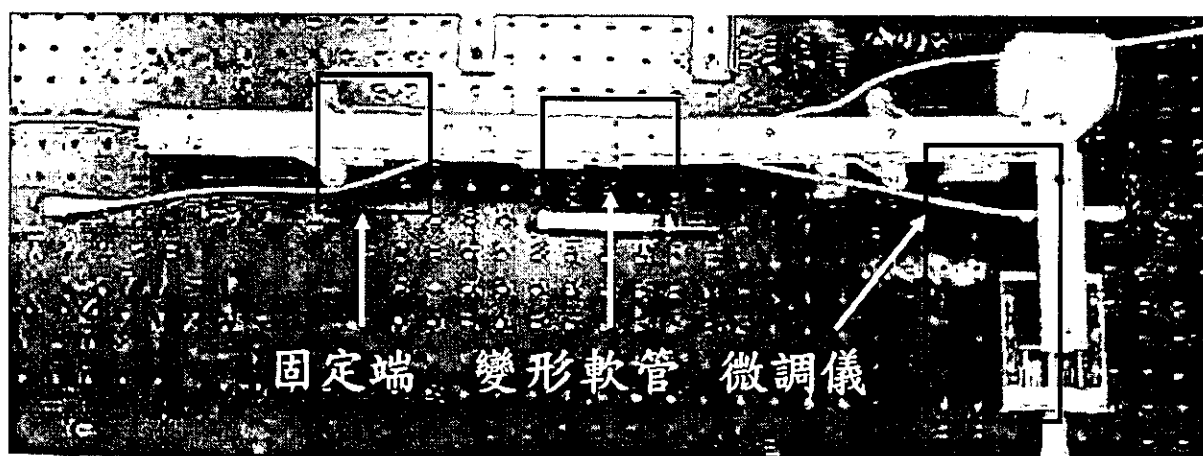


圖 5.6 量測節理標定設置照片

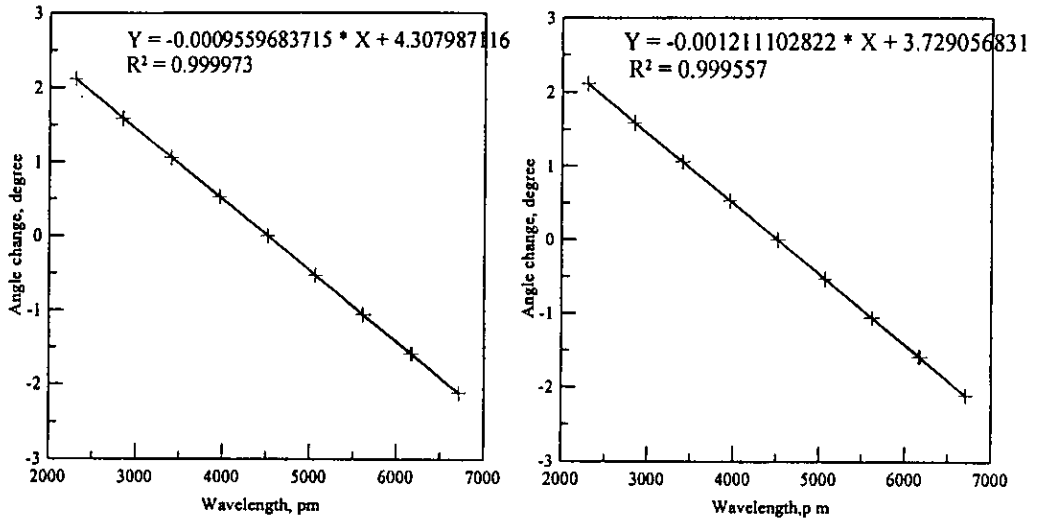


圖 5.7 標定結果相關係數(左) $R^2=1.0000$ (右) $R^2=0.9996$

9 公尺測傾管室內標定

室內標定採用三根共構的 9 公尺長測傾管進行，三根測傾管利用夾具予以束制，使得位移皆相同。其中一管放置 FBG-SD，另一管放置傳統測傾儀，設定不同的人造變形比較兩套儀器所得到之位移量。測傾管組設置如圖 5.8 所示。9 公尺傾斜管室內標定初步先試驗兩種地滑類型，此兩類地滑所造成測傾管的兩種變形，將之稱為懸臂型及弓型，製造變形方式為於夾具與樓梯柱間放置厚約 3mm 鋁片，依所需增量放置所需鋁片，施做懸臂型變形時於最上層（高程 8.5 公尺）夾具放置鋁片，弓型則於中間（高程 5.3 公尺）放置鋁片。事先讀取光纖光柵及測傾儀讀數，設定人造變形約 3~5 分鐘後再讀取一次讀數，由二次讀數相減可得到變形曲線。再增加鋁片數量得到一組變形量由小到大之變形圖，其結果分別如圖 5.9 與圖 5.10 所示，可得知光纖偏斜儀與測傾儀讀數在此兩種型變形情況下都可以正確的反應變形趨勢。

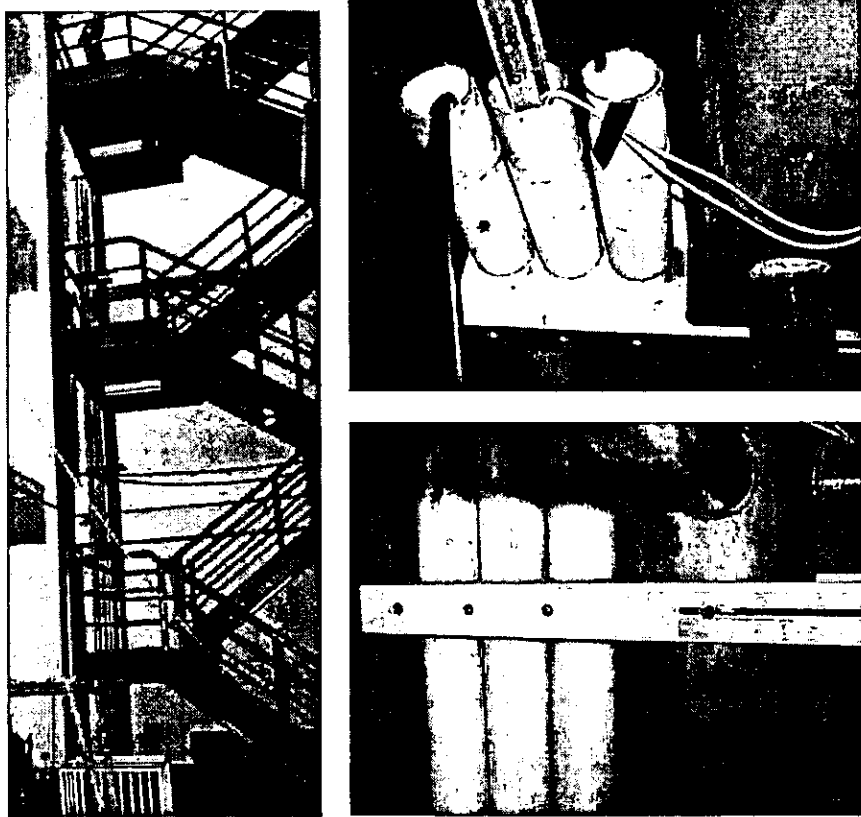


圖 5.8 九公尺測傾管設置照片

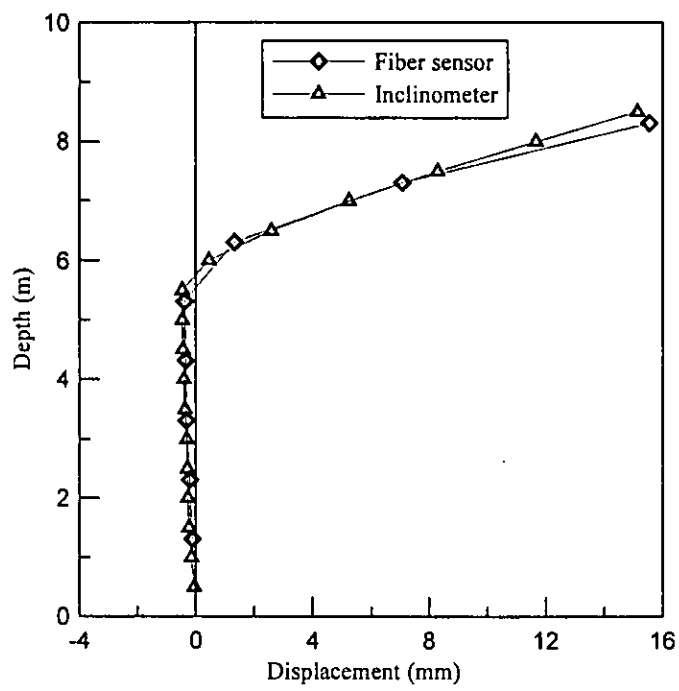


圖 5.9 最大位移為 16mm 懸臂型之 FBG 彎曲儀與測傾儀結果比較

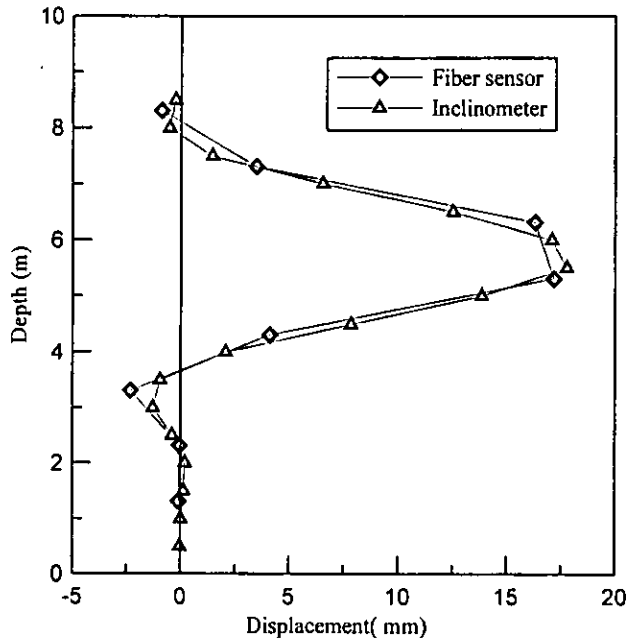


圖 5.10 最大位移為 17mm 弓型之 FBG 感測器與測傾儀結果比較

5.2 布里淵光時域反射原理與儀器製作

布里淵時域反射法也是使用光纖作為感測與訊號傳輸之介質。但與光纖光柵不同的是布里淵時域反射法是屬於全分佈式之監測方法，也就是同一光纖既是感測器也是傳輸線，在光纖內部任何一點發生應變都可以感測得到。光纖光柵為部分分佈式之監測技術，只有在光柵之位置才能感應應變。光纖光柵為之優點是高精密度，應此已現有之技術可以使用光纖光柵技術做定量之地層位移監測。布里淵時域反射法在空間解析度與應變量測解析度上遠不如光纖光柵，但布里淵時域反射法使用非常廉價之單模光纖作為量測介質同時可以同時量測 80 km 長之光纖，是其優點。

5.2.1 布里淵光時域反射原理

光纖中入射光與音波相互作用的結果，會造成光纖折射率的變動，因而產生散射的現象。在散射的過程中，音波扮演的角色如同一往前移動之布拉格光柵(Bragg Grating)，此光柵使部分的光被往後散射，此散射的現象稱之為布里淵散射(Brillouin Scattering)。受到都朴勒效應(Doppler Effect)，往後散射光之頻率比入射光低，此降低的頻率稱為 Brillouin 頻率 ν_B 。此 ν_B 會隨光纖受溫度之影響或應變而改變。圖 5. 11 顯示 Kurashima et al. (1993) 所建議將布里淵散射與光時域反射結合在一起，也就是布里淵光時域反射(Brillouin Optic Time Domain Reflectometry, BOTDR)之基本架構。BOTDR 根據相干性偵測(Coherent Detection)之原理，使用一頻率 ν 脈波雷射(Pulse Laser)與頻率為 $\nu - \Delta\nu$ 之連續波雷射(Continuous Wave Laser)做為光源。以 $\Delta\nu$ 之調整來決定 ν_B ，在 BOTDR 試驗的過程中不斷的以 $\Delta\nu$ 之調整來決定不同時間所接收到之 ν_B ，然後得到時域下 ν_B 之分佈。脈波光傳遞時間 t 與距離 D 之關係為

$$D = \frac{ct}{2n} \quad (5.1)$$

其中

C = 光在真空狀態下傳遞之速度(3×10^8 m/sec)

N = 光纖之折射率(1.3 到 1.5 之間)

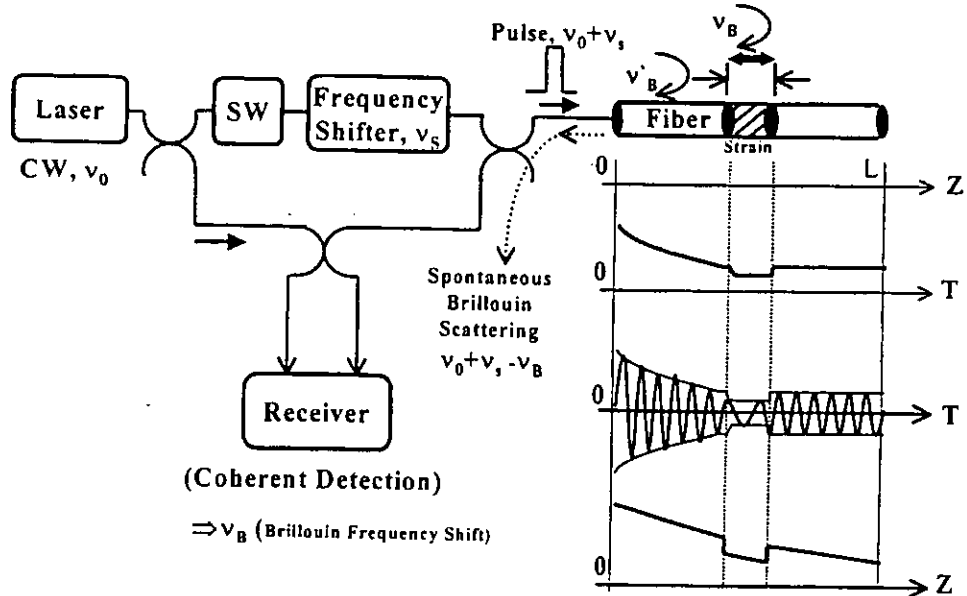


圖 5.11 布里淵光時域反射之基本架構 (Kurashima et al., 1993)

根據公式(3.1)即可將 ν_B 在時間的分佈轉換成距離之分佈。

$$\nu_B = \frac{2nV_A}{\lambda_p} \quad (3.2)$$

其中

V_A = 聲波在光纖內之傳播速度 (約 5.96 km/sec)

λ_p = 脈波雷射光之波長(1000 到 1600 nm 之間)

V_A 與 n 尤其是 V_A 受溫度或應變之影響最大，因此透過 V_A 和 n 與溫度或應變之關係，即可根據 ν_B 來決定溫度或應變在光纖上之分佈。BOTDR 讀數之精確度(讀數之穩定性以及與理論值之接近程度)與空間解析度(讀數所反應某一長度光纖內溫度或應變之改變)受入射光脈波寬度 w 以及輸出峰值功率之影響。根據蔣博文(2001)，理想之脈波寬度為 100 ns，輸出峰值功率在 23 dBm 左右。以脈波寬度 w 的脈波做 BOTDR 量測時，在時域上同一單點所得之訊號將包括此點及光纖內此點以前一部份之反應，所值

測到之光纖長度 L (也就是空間解析度) 為：

$$L = \frac{c}{2n} w \quad (3.3)$$

因此，若使用 w 為 100 ns 之光源，其空間解析度即為 10m，當輸出峰值功率在 23 dBm 時所能感測溫度與應變之解析度(最小之改變量)，分別為 2°C ，與 $20-60 \mu\epsilon$ 。蔣博文(2001)已發展出利用光纖核心含有溫度係數不同成分的方法，將單一感測光纖內所量得之溫度與應變之分佈加以分離而無須使用額外之輔助。蔣博文(2001)同時也發展出使用分解 Brillouin 散射光訊號頻譜的方法，將 BOTDR 空間解析度降至 1m 以下。BOTDR 可以感測單一光纖之長度在 10 km 以上。因此以現有之 BOTDR 技術，使用單一光纖可以監測此光纖 10 km 長度內，以 1m 為距離單元之應變與溫度變化之分佈。每一讀取數據與結果轉換之週期在 1 分鐘以下，可連續的做監測。

由於 BOTDR 有這些特性，它非常適合做長距離，分佈式之應變監測。藉由應變量來決定監測範圍內任何一點是否有異常之變形。但是 BOTDR 也有其缺點，包括解析度較低以及資料擷取週期較慢等。因此 BOTDR 比較不適合做動態(例如對結構體震動)，或者需要靈敏度高(例如應變量低於 $20 \mu\epsilon$) 情況下的監測。

5.2.2 布里淵光時域反射伸張儀製作

藉助 BOTDR 使用廉價(每米單價在 1 元新台幣以下)單模光纖之優點，布里淵光時域反射(BOTDR)伸張儀之製作是將所需長度之價單模光纖裝入一 5 mm 直徑之尼龍管中，將光纖兩頭以強力黏著劑與一金屬共同固結在尼龍管之兩端，製作過程中將單模光纖施加約 0.5% 之預拉應力。理論上此 BOTDR 伸張儀最大長度可達 80 km，也就是現有 BOTDR 解讀儀器可以處理之最大長度。本計畫所製作之 BOTDR 伸張儀長度 35m 如圖 5.12 所示。

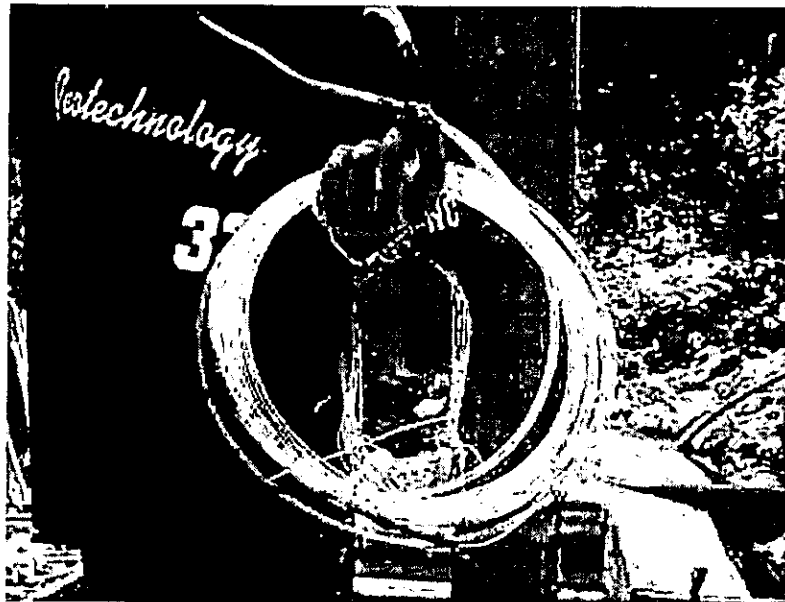


圖 5.12 製作完成之 BOTDR 伸張儀

5.3 現場鑽探作業與監測系統安裝

本計畫於 2005 年 6 月底完成簽約。研究團隊於 7 月 19 日於地調所與業主共同討論當地地質資狀況然後研擬鑽孔地點選擇之原則。在獲得地主認可後鑽探公司於 7 月 27 日進場分三個工作區（如圖 5.13 所示之第一工作區、第二工作區、第三工作區、）進行鑽孔取樣工作。第一工作區在紅葉坪坡址部份。原本規劃在邊坡冠第四工作區部進行 3 孔之鑽探作業，但一直無法獲得相關地主之認可。工作小組於 8 月 15 日進行工作會議，決定以先達到合約規定之 240m 鑽探總深度為原則。根據此一決定，在 BH-02 完成後，鑽孔作業將移至坡址之第二工作區域。為充分收集地層資料以及現場監測，研究團隊於 10 月份提出申請增加 234m 鑽孔以及 25m FBG-SD 監測儀器安裝，並獲業主之同意。所增加之鑽孔位於滑動區東部邊緣之第三工作區（請參考圖 5.13）。各鑽孔與監測儀器安裝之規格展示於表 5.1。

圖 5.14 展示 FBG-SD 現場安裝情形，圖 5.15 顯示 BOTDR 伸張儀安裝作業之情形。

表 5.1 紅葉坪鑽孔與監測儀器安裝規格

工作區	孔號	地表高程 m	TM2 座標		深度 m	儀器安裝
			x	y		
第一	BH-01	591	230452	2650964	92	傾斜管放至 91 m，底部 25m 安裝 FBG-SD
第一	BH-02	596	230459	2650971	84	雙水壓計放至 32.8 & 82.7 m
第二	BH-03	595	230526	2651021	67	雙水壓計放至 38.8 & 65.1 m
第二	BH-04	594	230511	2651045	78.5	傾斜管放至 78 m
第二	BH-05	597	230537	2650999	58	傾斜管放至 57 m 底部管外安裝 34m 之 BOTDR 伸張儀，內部安裝 25m 之 FBG-SD
第三	BH-06	703	230612	2650457	19	傾斜管放至 19 m
第三	BH-07	699	230578	2650477	30	雙水壓計放至 17 & 25m
第三	BH-08	705	230617	2650461	50	傾斜管放至 40 m

圖 5.16 展示 BH-01 孔內之 FBG-SD 根據 2005 年 10 月 28 日與 11 月 27 日間讀數之差異 ($0.5(\Delta\lambda_{B1} - \Delta\lambda_{B2})$)，室內每一 FBG-SD 單元標定所得 $0.5(\Delta\lambda_{B1} - \Delta\lambda_{B2})$ 與 FBG-SD 偏斜角度，以及角度累積所算得之橫向位移量，各階段計算所得之結果。圖 5.16 中所展示之位移量其數值在正負 4mm 以內，並沒有隨深度而改變之趨勢。此微小之位移量顯示，在此監測期間，BH-01 區域並沒有明顯之地層移動，此得結果應該反

應光纖解讀儀之雜音。圖 5.17 展示 BH-05 中 BOTDR 於 11 月 27 日所量得之初始應變值。BOTDR 伸張儀於安裝時在深度 31 處發生斷裂，因此讀數分兩部分分析，但未來計算地層位移時是根據相同深度位置應變之改變而計算，因此本數據之不連續並不影響未來數據之分析。在第二與第三工作區都各有兩個鑽孔安裝傾斜管（第二工作區之 BH-04 與 BH-05 以及第三工作區 BH-06 和 BH-08），BH-05 與 BH-08 安裝光纖監測系統，BH-04 與 BH-07 將使用傳統 IP 做監測，以便於兩種監測方法結果之比對。第一工作區只有 BH-01 安裝光纖監測儀器，而無多餘之鑽孔做 IP 比對之用。但在所有鑽孔安裝光纖監測儀器前都先以 IP 紀錄初始讀數，因此未來如果在進行系統維修將光纖監測儀器拔出時可以再度使用 IP 在同一傾斜管內做監測，如此也可以提供同一鑽孔內兩種監測方法之比較。來未來在計畫執行期間，計畫團隊原則上將以每月一次之頻率讀取光纖監測儀器與 IP 之數據。

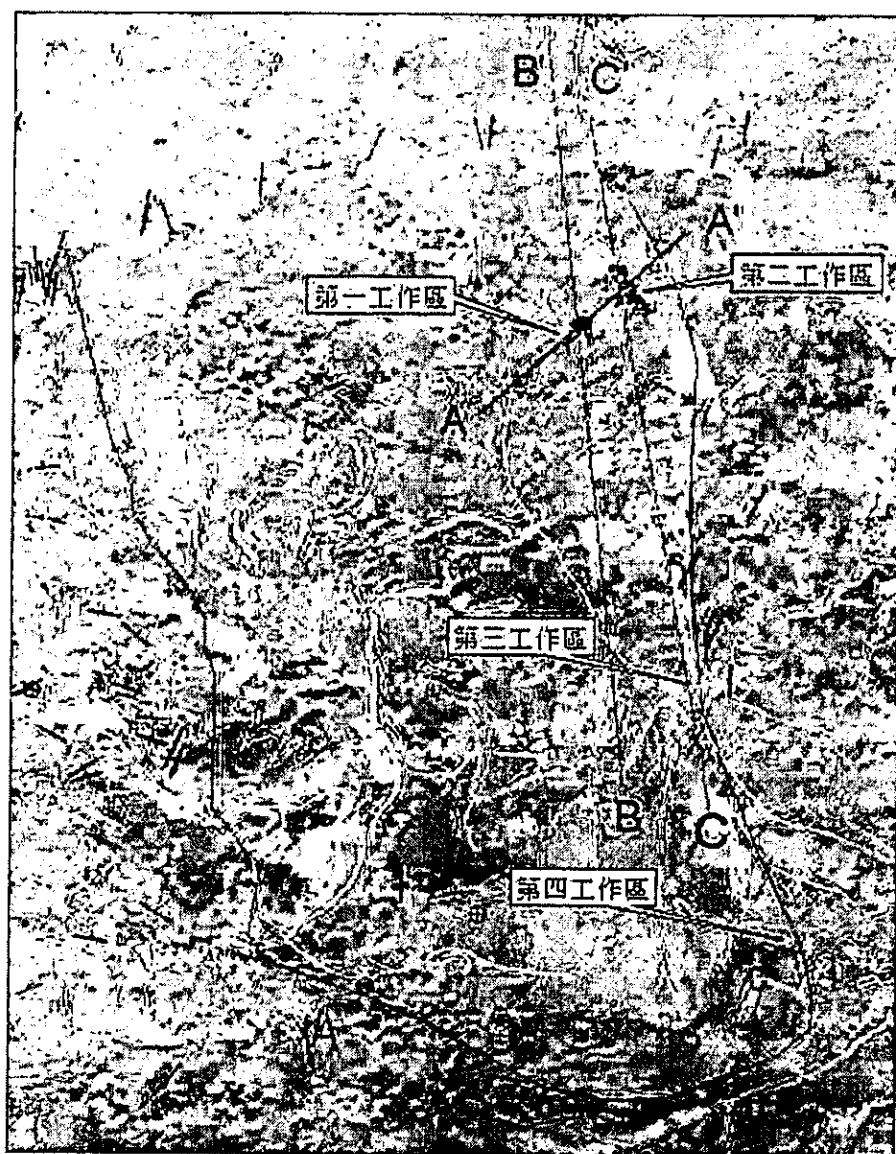


圖 5.13 鑽孔作業位置圖



圖 5.14FBG -SD 現場安裝情形



圖 5.15 BOTDR 伸張儀現場安裝情形

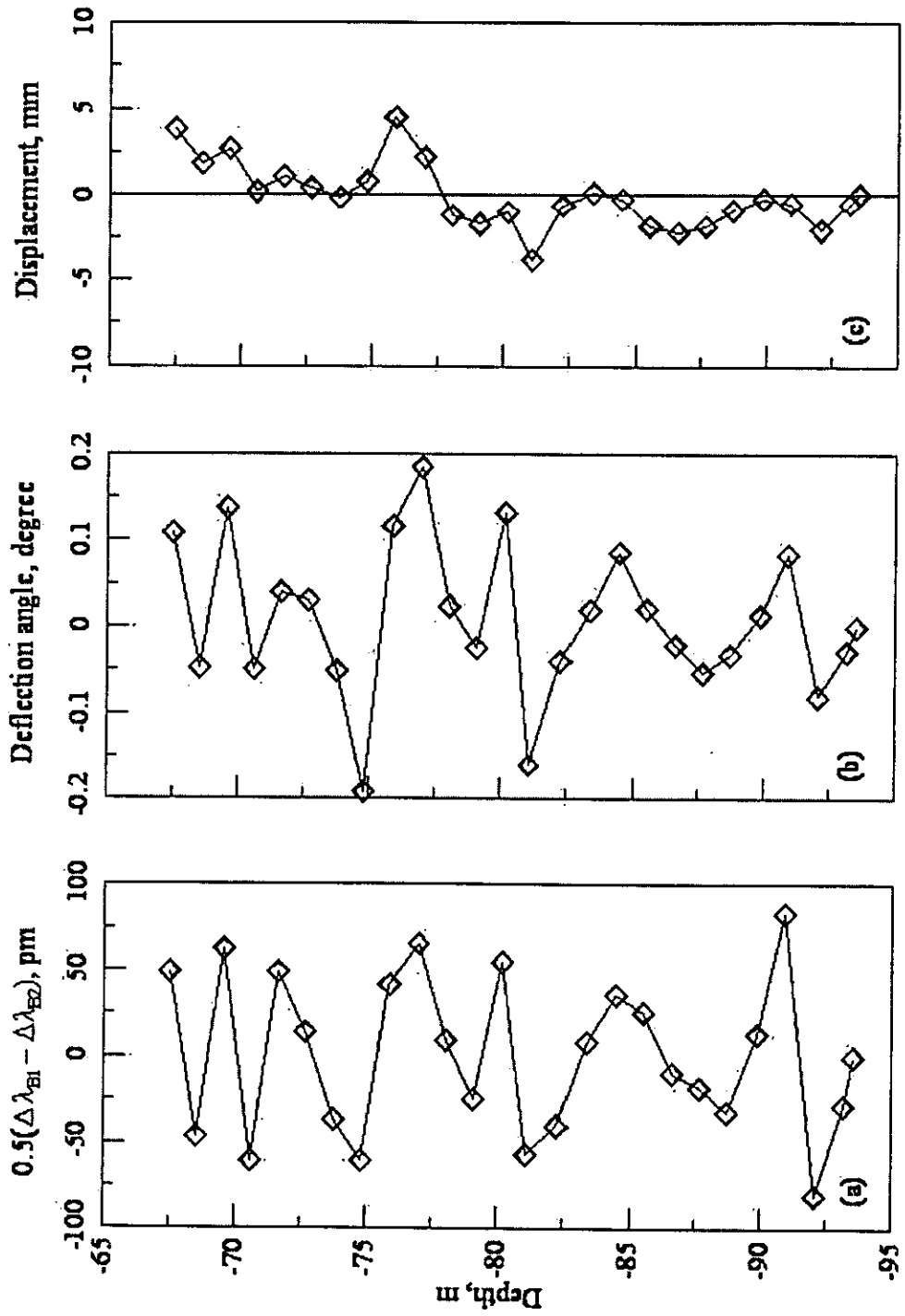


圖 5.16 BH-01 之 FBG-SD 根據 10 月 28 日至 11 月 27 日間讀數差別計算地層變形

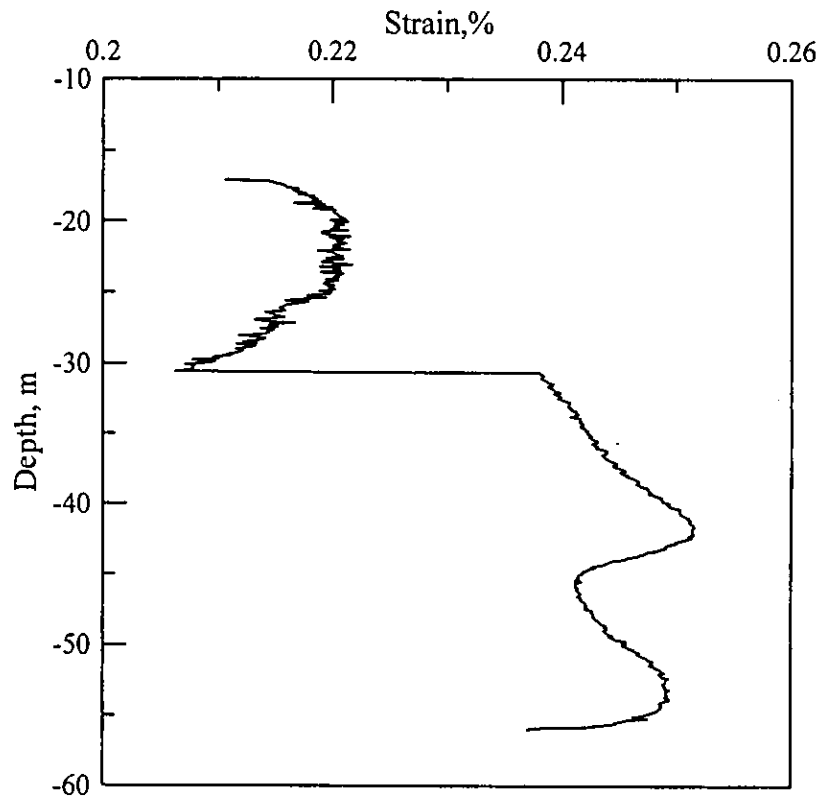


圖 5.17B H-05 中 BOTDR 於 11 月 27 日所量得之初始應變值

6 地層材料力學試驗與邊坡穩定變形分析

6.1 地貌表徵與地滑機制之堆估

6.1.1 野外調查成果與地貌表徵

根據李錦發(2004)的紅葉坪地滑研究初探報告，經由比較集集地震前、後所數化的建築物圖層，再利用建築物等地物作為控制點，量測到地滑區建築物的平均位移量達 24.7 公尺，而最大水平位移量達 32 公尺。較大的位移方向多呈北北西與西北走向，且具較大位移量的建築物均集中於紅葉坪地區，將同樣位移方向的地區圈繪出來，得到一個紅葉坪地區較準確的地滑影響範圍(圖 6. 1)。本團隊目前的調查範圍以李錦發的範圍為基準向外擴大，並針對現地所觀察到之現象提出一些解釋；此外，透過由 921 集集地震災後的正射航照利用地景地物與線型，搭配野外調查的資料，描繪出本區域的地貌。野外調查目前的調查範圍如圖 6. 1，現地調查主要針對露頭的岩性、構造、環境因素進行資料搜集，並利用 Hoek- Brown 破壞準則(2002)且透過地質強度指數(Geological strength index, GSI) 與 Bieniawski 岩體評分法(Rock mass rating, RMR) 的結合，以快速評估現地岩體之強度參數。其理論及使用方法簡述於 6.2.3 節，另於 6.2.3 節也利用此法對於岩心進行評估。野外調查所得成果整理如下：

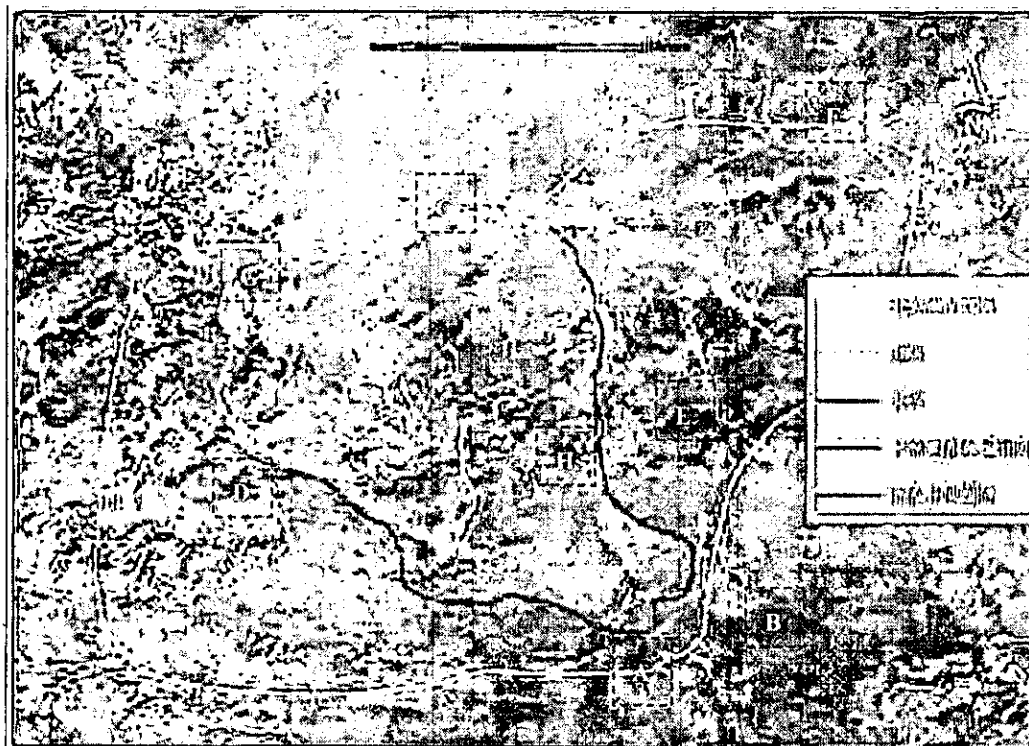


圖 6.1 調查範圍與滑動範圍示意圖

厚層砂岩

圖 6.2 和圖 6.3 為位在調查區域的 A 處和 B 處，地形較陡，多為厚層砂岩出露。先在圖 6.1.2 中可以看到為砂岩岩盤出露，但表面狀況為中度風化，邊趾有崖錐堆積，此處因岩盤面大多受風化岩屑覆蓋，因此難以判斷節理，但是邊坡頂部仍可隱約看到一組原生弱面--層面，其走向約東西向且有一平緩的傾角約向南傾，根據地調所(2000) 出版之五萬分之一埔里圖幅，此露頭屬於中新世早中期的石門層，岩性主要為淺灰色細至中粒厚層砂岩，此區沒有發現地質構造。根據 GSI 評分，本處界定為 blocky/Fair 且 $GSI = 50$ ，且分析得此露頭摩擦角 $\phi = 32.3^\circ$ ，凝聚力為 $c = 2.65\text{MPa}$ ，而岩體之單壓強度為 9.6MPa 。此露頭為道路的上邊坡，因此需要注意零星的落石及崩滑岩屑易阻塞排水溝。



圖 6.2 風化砂岩中之淺層平行坡面滑動

而位於 B 處的露頭(圖 6.3)位移地滑東南側亦屬於厚層砂岩，雖較遠距的觀察露頭，但仍可清楚的發現其層面層次分明，但節理不明顯，地層約呈東西走向且向南傾，此露頭亦屬於中新世早中期的石門層，岩性主要為淺灰色細至中粒厚層砂岩，此區沒有發現地質構造，且岩盤表面風化的程度也較 A 處弱，但是此區地形高陡，坡度平均約大於 45° ，因此是一個高潛勢的落石邊坡。根據 GSI 評分，本處界定為 Massive/Good

且 $GSI = 85$ ，且分析得此露頭摩擦角 $\phi = 32.7^\circ$ ，凝聚力 $c = 3.26\text{MPa}$ ，而岩體之單壓強度為 11.97MPa 。由各項分析數據研判，此露頭的岩石屬於高強度岩體的特徵。

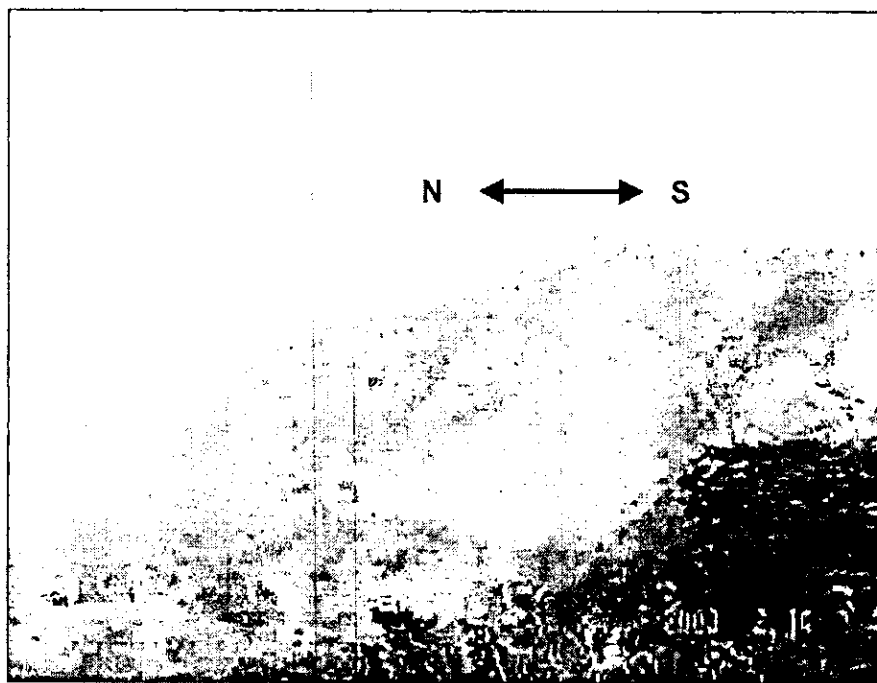


圖 6.3 岩性為厚層砂岩為主之落石陡坡

圖 6.4 和圖 6.5 位於 C 處為永祿溪的右岸，砂岩的厚度約在 $1\sim 2\text{m}$ ，且表面狀況良好，可看出露頭厚層砂岩有三組主要的節理分佈，但是其表面有疑似灰色泥質的附著物，並觀察表面狀況為輕微風化，此露頭亦屬於中新世早中期的石門層。岩性主要為淺灰色細至中粒厚層砂岩，此區沒有發現地質構造，故進行 GSI 評分時界定為 *Blocky/Good* 且分析得此露頭摩擦角 $\phi = 38.32^\circ$ ，凝聚力為 $c = 4.43\text{MPa}$ ，而岩體之單壓強度為 18.29MPa 。由各項分析數據來看，此露頭的岩石屬於高強度岩體的特徵。



圖 6.4 岩性為厚層砂岩且表面狀況良好



圖 6.5 岩性為厚層砂岩為主，厚度約 1~2m，具三組節理

砂頁岩互層

圖 6.6 和圖 6.7 位於 D 處為地滑西側邊界之向源侵蝕的野溪，沿紅葉坪古道溪床均有砂岩偶夾薄層頁岩出露，且沿著古道由下而上發現地層岩性由厚層砂岩漸變為薄砂頁互層的地層，下游溪床出露厚層砂頁為主之岩盤位態 $N20^{\circ}W/28^{\circ}E$ 。然而，在五萬分之一地質圖上十四股層砂岩未出露頭，但是由現地的岩性主要為淡灰色中粒中至厚層砂岩(圖 6.6)，此部份岩性可能為十四股層砂岩中的露頭；中、上游時露頭所量到之地層位態為 $N30^{\circ}E/28^{\circ}W$ ，其岩性為深灰色頁岩及砂頁岩薄互層為主，且十四股層中尤以頁岩夾 5-20cm 之砂岩薄層為最大特徵，由紅葉坪古道沿線所看到的露頭推測其應屬於十四股層之上段，其上面的層位為炭寮地頁岩，另在此區域所調查到之地層位態並不是很一致，由古道從下而上位態也是漸變，地層位態由 $N20^{\circ}W/28^{\circ}E$ 轉到 $N30^{\circ}E/28^{\circ}W$ ，因此推測此區域存在一個向北隱沒之向斜(如埔里圖幅)或是此處的岩塊早已經受過擾動。

針對此處(圖 6.7)中的砂頁岩互層露頭進行評估，可看出露頭砂頁岩互層，其砂岩層厚度約略較厚，且砂岩有三組節理分佈。觀察表面狀況為受輕度風化，但是有受水鏽染，故需進行 GSI 的折減，GSI 界定為 Blocky/Fair，經分析後此露頭摩擦角 $\phi=30.77^{\circ}$ ，凝聚力為 $c=2.36\text{MPa}$ ，而岩體之單壓強度為 8.30MPa 。由各項分析數據來看，此露頭的岩石仍屬於強度岩體，但較厚層砂岩之強度稍弱。



圖 6.6 砂岩夾薄層頁岩於野溪下游



圖 6.7 砂岩夾薄層頁岩於野溪上游

圖 6.8 位於 E 處為地滑東邊界外月桃湖橋之野溪河床，出露露頭為砂頁岩互層。由於露頭表面已受地表水嚴重侵蝕，因此難以分辨弱面狀況，但由露頭上的差異侵蝕，仍可清楚的觀察砂岩和深灰頁岩的互層，此處地層位態為 $N15^{\circ}E/5^{\circ}W$ ，根據地質圖所示此露頭落在炭寮地頁岩中，以灰至深灰色頁岩為主，偶夾薄層細砂岩，當砂岩層增多時，可以構成砂、頁岩薄互層。進而利用 GSI 評估，觀察表面狀況為受中度風化，但是有受水影響有銹染和差異侵蝕，故需進行 GSI 的折減，此露頭在 GSI 中界定為 Very blocky/Poor，GSI 為 35，代入反算強度參數，求得為此露頭摩擦角 $\phi=23.98^{\circ}$ ，凝聚力為 $c=1.09\text{MPa}$ ，而岩體之單壓強度為 3.35MPa 。由各項分析數據來看，此露頭的岩體強度屬中等強度，而最大影響因子應是水之作用力。



圖 6.8 薄砂頁岩互層，受水影響甚鉅(月桃湖橋)

圖 6.9 和圖 6.10 位於 F 處為地滑東方跨越永祿溪上游一道路旁，其岩性為砂岩和頁岩各約佔一半的砂、頁岩互層，於現地觀察砂岩屬中粒，其厚度約 10~20cm，且明顯的發現三組節理，所夾頁岩呈深灰色也相當緻密，地層位態為 $N5^{\circ}W/15^{\circ}E$ ，根據地質圖所示此露頭落在炭寮地頁岩中，以灰至深灰色頁岩為主，偶夾薄層細砂岩，當砂岩層增多時，可以構層砂頁岩薄互層。此外，在此露頭上看到褶皺(圖 6.9)與逆斷層(圖 6.10)，褶皺中的層間剪裂帶也可能是主控滑動的因子，此外在露頭中的斷層中因剪裂帶形成一個不透水層因此，從剪裂帶上方有地下水滲出。再觀察表面狀況為受輕度風化，且有受構造影響，此露頭在 GSI 中界定為 Seamy/Fair，GSI4為，而強度參數求得為摩擦角 $\phi=25.87^{\circ}$ ，凝聚力為 $c=1.37\text{MPa}$ ，而岩體之單壓強度為 4.38MPa 。由各項分析數據研判，此露頭的岩石岩體強度屬中等強度，最大影響因子為構造作用。



圖 6.9 露頭上看到之褶皺



圖 6.10 露頭上看到之逆斷層

圖 6.11 位於 G 處為地滑西北方，出露於永祿溪二號橋下永祿溪之左岸，此處岩性主要為深頁岩為主，推估為屬於炭察地頁岩，地層位態為 $N10^{\circ}E/30^{\circ}E$ ，由露頭的表面狀況，發現永祿溪為一個下切作用旺盛的溪谷，且在露頭的下方近河床高程處在岩層間發現有地下水的滲出。可看出露頭砂頁岩互層其頁岩層與砂岩層厚度約略相仿，且砂岩有數組節理分佈，研判此露頭並非為構造主控的破壞型式但是有水的影響，故可適用於廣義 Hoek-Brown 破壞準則，觀察表面狀況為受中度風化，故進行 GSI 評分時界定為 Seamy/Fair，由成果研判，砂頁岩互層的凝聚力約為 1.64MPa 左右；摩擦角 ϕ 約為 25.06° ，略小於頁岩段的摩擦角；單壓強度約為 5.16MPa，大於頁岩段的單壓強度，但遠小於厚層砂岩段的單壓強度。

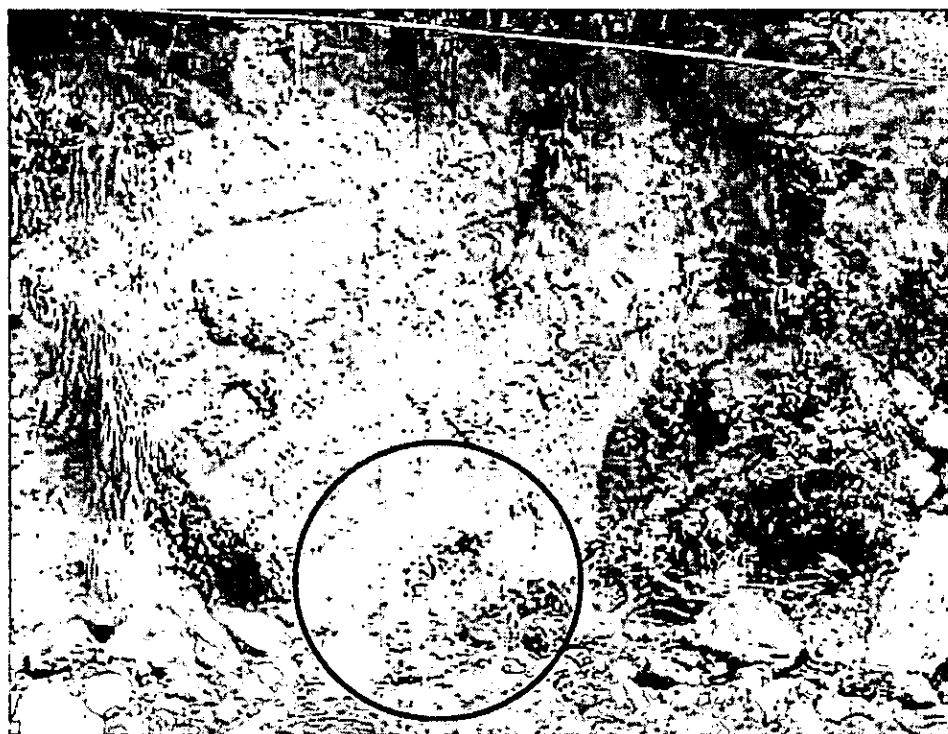


圖 6.11 薄砂頁岩互層(永祿溪)

崩積層

圖 6.12 和圖 6.13 位於 H 為地滑東邊界上之野溪左岸之露頭，圖 6.12 在下方頁岩岩盤有發現擦痕 $N16^{\circ}W/15^{\circ}$ ，另外，此處的岩盤地層位態為 $N26^{\circ}W/27^{\circ}$ ，為一深色頁岩估為炭察地頁岩之地層，推估此即一滑動的界面，圖 6.12 為崩積層中的產狀，其基質緻密且其中偶有隨機夾雜很厚的砂岩岩塊最大的直徑 1~2m，而圖中大塊砂岩與在石門層中所觀察之砂岩岩性及節理間距相似。此外，崩積層中角礫岩與基質之間是否有摩擦，仍需進一步調查。

針對崩積層中之剪動層 GSI 的評比中，可看出露頭剪動泥組成顆粒有團聚成粗顆粒的現象，粗顆粒周圍則包覆細顆粒泥質，故進行 GSI 評分時界定為 Disintegrated/Very poor。另外，為考慮剪動泥屬於高度過壓密黏土，其強度與變形性受環境影響極大，故變動岩體的擾動係數 D 值， $D=0.9$ 則代表受地下水循環影響，解壓並吸水回脹造成材料軟化的剪動泥。由各項調查資料研判，剪動泥的凝聚力約為 0.004MPa；與崩積層之摩擦角相同；但單壓強度甚小，約為 0.01MPa。另外，岩體變形模數(E_m)隨著變動擾動係數(D)增加而逐漸減少，符合材料軟化的性質。



圖 6.12 崩積層中央雜大塊砂岩



圖 6.13 崩積層與下方岩盤之界面有擦痕 (N16°W/15)

頁岩層

圖 6.14 和圖 6.15 位於 H 為地滑東邊界上之野溪之露頭，位於此野溪之右岸。除了表面有覆蓋一層高度風化的頁岩碎屑，下面即是完整的頁岩岩盤，且與左岸之岩盤具有連續性，位態為 N25°W/29°，推估為同樣是炭察地頁岩之地層。有兩組節理分別為 N55°E/77°。另一組為 N0° 兩/80° 且出露不連續面受輕微風化，有殘留鐵質，故進行 GSI 評分時界定為 Very blocky/Good，但由於受水作用之影響，故需進行 GSI 的折減。由調查結果研判，頁岩段的凝聚力約為 0.607MPa；摩擦角約為 24.87°，與崩積層頁岩之完整岩心之摩擦角相同；單壓強度約為 1.9MPa，遠小於厚層砂岩的單壓強度。



圖 6.14 右岸之表面高度風化頁岩



圖 6.15 右岸之頁岩層面，具有兩組節理
本研究區域野外所研判之 GSI 資料綜整如表 6.1：

表 6.1 紅菜坪地區野外露頭資料岩體力學參數成果表

區域	分類	輸入值						輸出值				
		σ_{ci} (Mpa)	m_i	GSI	MR	m_b	s	Coh(MPa)	ψ (Degree)	σ_{cm} (Mpa)	E_{rm} (Mpa)	
A	風化厚砂岩	70	19 50	Blocky Fair	250	1.76	0.00127	2.65	32.28	9.64	2571.485	
B	厚砂岩	85	20 80	Massive Good	280	1.85	0.00127	7.44	43.27	34.433	13988.65	
C	厚砂岩	80	20 65	Blocky Good	270	3.78	0.0094	4.43	38.32	18.285	7615.487	
D	砂頁岩互層	65	16 50	Blocky Fair	250	1.4794	0.00127	2.36	30.77	8.295	2387.808	
E	砂頁岩互層	45	14 35	Very Blocky Poor	230	0.63	0.000172	50	23.92	3.72	999.98	
F	砂頁岩互層	50	14 40	Very Blocky Poor	250	0.804	0.00034	1.37	25.87	4.38	961.17	
G	砂頁岩互層	65	16 35	Seamy Fair	230	0.724	0.000172	1.64	25.55	5.16	854.6628	
H1	剪動泥	0.5	3 10	Disintegrated Very poor	250	0.12	0.0000454	0.00414	10.96	0.01037	3.812	
H2	頁岩	20	8 50	Blocky good	200	0.7397	0.00127	0.61	24.866	1.9	587.768	

6.1.2 地貌表徵圖

利用 921 集集地震之震後，農林航測所於民國 88 年拍攝之航空照片，在立體鏡之輔助下，對於地形有放大的效果，有助於判斷地貌，從航空照片的判釋及上述之野外調查，發現在紅葉坪的調查範圍中，有以下幾種破壞的型式：大規模的深層滑動、淺層之弧型破壞(圖 6.16)、陡坡之落石(圖 6.17)、河岸侵蝕破壞(圖 6.18)、淺層平行坡面之滑動(圖 6.19)，並將判釋的崩塌地圖繪成地貌之表徵(圖 6.20)。

其中發現在大規模的深層滑動中仍有淺層的弧型滑動，且大致上滑動的方向為由東南向西北及由南向北兩組，與由影像分所做出的位移向量場一致；另外，發現永祿溪主河道及其水系的下切作用旺盛，因此在此區域中常見河岸邊的裸露崩塌地；在大規模地滑的南側邊界附近有許多高陡的厚層砂岩邊坡，多為落石或是表面的碎屑崩滑。

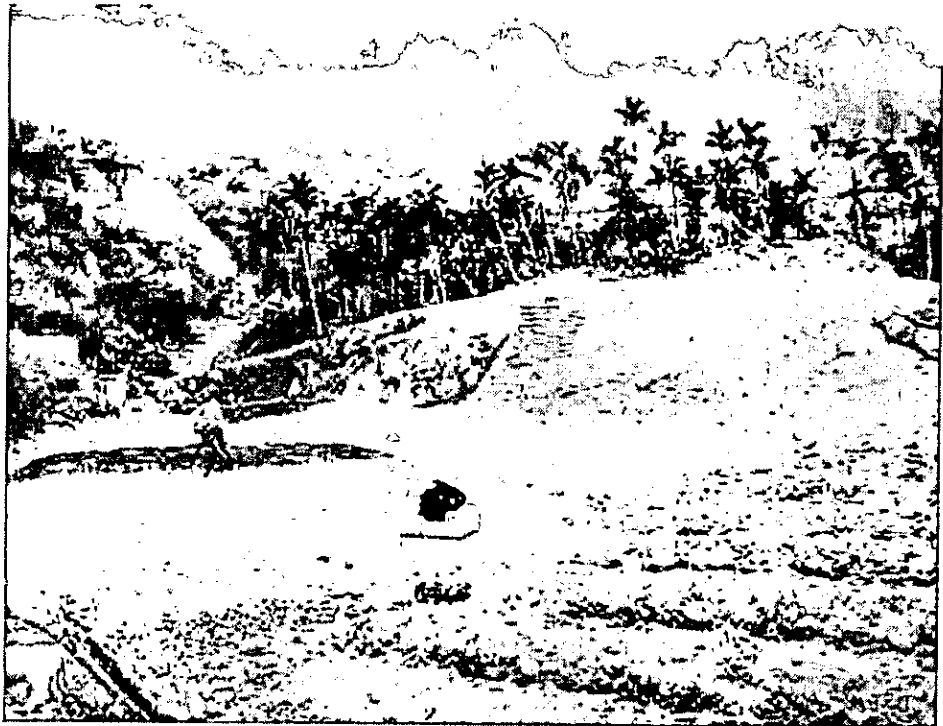


圖 6.16 淺層弧型滑動左側主崩崖、右側樹向後傾為趾部隆起

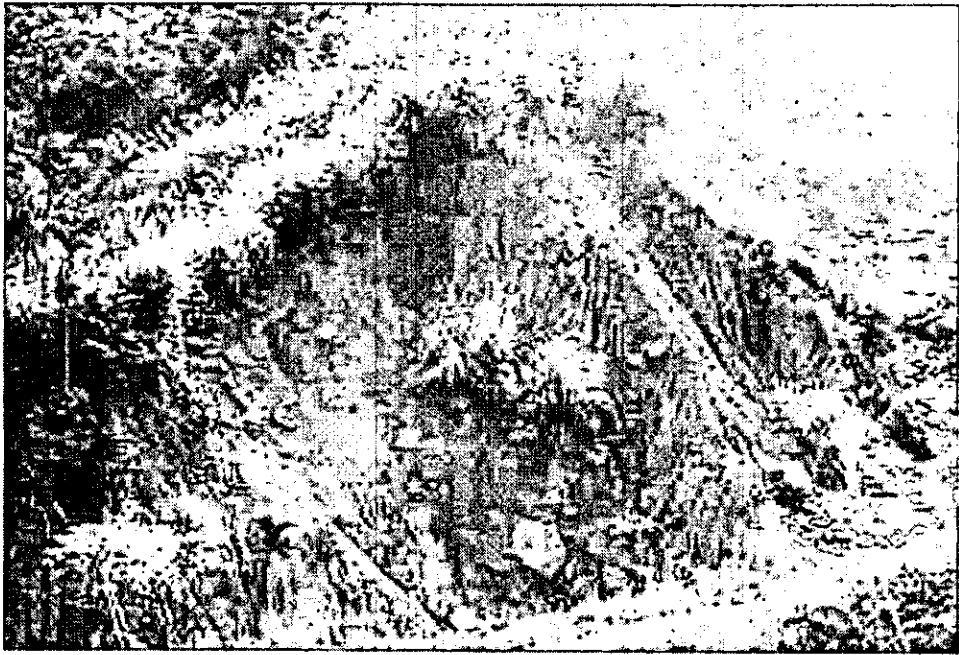


圖 6.17 河岸侵蝕破壞-位於永碌溪右岸之河岸崩塌



圖 6.18 高陡之厚砂岩邊坡有落石及坡腳有崖錐堆積



圖 6.19 表面高度風化的砂岩邊坡有淺層平行滑動

由野外調查及航照判釋，確定可能的大規模地滑範圍，及零星崩塌地之分佈，仍需要加上現地岩心資料的分析，才能進一步的了解崩滑體之組成與地滑機制。



圖 6.20 紅菜坪地區集集地震震後崩塌地分布圖，Slide mass A 與 Slide mass B 為集集地震崩塌影響範圍，Slide mass C 則推測為古崩塌地

6.1.3 滑動機制之推估

本研究工作團隊經過幾個月的現地調查與室內作業比對分析顯示，紅葉坪地滑區確實具有多處地滑引致之跡象，然該地滑區由於滑動機制複雜，各學者專家看法(詳表 6.2)，分述如下：

- (1)2004年經濟部中央地質調查所將921集集地震前、後之正射航照與相關建物圖層進行套疊分析比較，結果顯示較大的位移方向多呈北北西與西北走向，且依較大位移量之建物劃定地滑範圍，因此判定該地滑類型應歸屬順向坡滑動。
- (2)2005年成功大學工作團隊將921集集地震前、後之正射航照、衛星影像進行FNCC位移分析判釋，並配合現地調查比對與GPS定位監測，發現可能地滑範圍需擴大至1.5km²，據以初步判定該地滑類型應歸屬複合型滑動。
- (3)2005年中央大學工作團隊應用Newmark位移分析法，區分出主震及餘震之兩大滑動塊體，另以現地調查(露頭位態量測)及室內地形剖面比對，發現可能地滑範圍需擴大至2km²，並配合第一工作區鑽探資料之岩心描述結果，研判主要滑動深度應位於地表下約80m之崩積層與頁岩界面，進而綜合各項結果初步判定該地滑類型應歸屬複合型滑動。
- (4)2005年台灣大學工作團隊應用不同時期航空照片判釋，以及不同時期地形圖、日本堡圖進行剖面線高程比對分析，另以現地調查(露頭位態量測)及地形圖比對，發現可能地滑範圍需擴大至1.5km²，並配合第一工作區鑽探資料之岩心描述與觀察結果(於地表下約82m處發現傾角約21度之明顯擦痕)，研判主要滑動深度應位於地表下約80m之崩積層與頁岩界面，並應用STABL&PFC等軟體模擬比對，進而綜合各項結果初步判定該地滑類型應歸屬複合型滑動。

表 6.2 2004~2005 年研究工作團隊針對紅葉坪主要崩滑體地滑機制之初步看法

地滑機制初步看法	地滑類型	滑動方向	地滑範圍	滑動深度	研判方法
2004 年地調所	順向坡滑動	N20°W	約 1.0km ²	位於炭寮地頁岩內	1.現地調查 2.震災前後航照、建物圖層位移分析與判釋
2005 年成功大學 (林慶偉教授)	複合型滑動	N20°W	約 1.5km ²	位於炭寮地頁岩內	1.現地調查 2.震災前後航照與衛星影像位移分析? 3.GPS 位移分析?
2005 年中央大學 (董家均教授)	複合型滑動	N16°W	約 2.0km ²	位於地表下約 80m 之崩積層與頁岩界面	1.現地調查 2.Newmark 位移分析 3.地形分析(剖面比對) 4.鑽探資料分析
2005 年台灣大學 (林銘郎教授)	複合型滑動	N55°W	約 1.5km ²	位於地表下約 80m 之崩積層與頁岩界面	1.現地調查 2.不同時期航照與地形分析(剖面比對) 3.鑽探資料分析 4.STABL 分析(CHECK) 5.PFC 分析(CHECK)

6.2 地層材料力學試驗

本節首先針對紅葉坪地區之岩心鑽探位置進行描述，接著對鑽探所取得之岩心試體進行岩心描述，並依據岩心描述概略將該地層區分為九個次層，而後針對所區分之各次層岩心樣品進行一系列之物性與力學試驗，以獲得材料參數。最後並依據 Hoek & Brown(2002)所提出之地質強度指數(Geological Strength Index, GSI)，進而求得岩體之材料參數，作為未來邊坡穩定分析之用。

6.2.1 岩心試體資料整理結果

1. 鑽探位置

本研究鑽孔之目的是希望藉由鑽取之岩心來研判地層位態及滑動面位置，因此鑽孔位置選擇原則乃依據中央地調所 2000 年所圈繪之崩塌範圍，由崩塌範圍之坡趾、滑動面東邊界、冠部等進行鑽孔位置選擇。而在選定鑽孔位置之後並進一步與地主進行協商，在獲得地主認可後隨即進行鑽孔工作。

經由上述工作後，可將鑽孔位置分為四個工作區，第一工作區為崩塌範圍之趾部，鑽探二孔(鑽孔編號 BH1~BH2)，第二工作區為崩塌範圍之趾部，鑽探三孔(鑽孔編號 BH3~BH5)，第三工作區為崩塌範圍之東側邊界，鑽探三孔(鑽孔編號 BH6~BH8)，第四工作區為崩塌範圍之冠部，俟明年(2006)再研議進行鑽探(如圖 6.21 所示)。



圖 6.21 紅葉坪岩心鑽孔工作位置分佈

2. 岩心鑽取及監測系統安裝

本研究之岩心取樣方式係以 HQ 岩心取樣器進行連續取樣作業，目前第一工作區

(BH1、BH2、BH3)已完成；第二工作區之BH4已完成，而BH5目前鑽探至深度54m之位置；第三工作區鑽探工作BH6已完成，BH7、BH8尚未完成岩心鑽孔工作。其中岩心鑽取及儀器裝設情形如表5.1所示(岩心平面照片如附錄1、2所示)。目前鑽孔編號BH01~BH04所取得之岩心試體已送達國立台灣大學岩石力學實驗室存放。

3. 岩心描述

將鑽取得到岩心依照岩性區分為崩積層及岩盤，由於崩積層之組成材料複雜及膠結情形不同，因此進一步依據崩積層組成材料、膠結情形及銹染程度進行分類，可將崩積層分為八個次層，如表6.3所示。其中鑽孔編號BH01~BH03各分層區分描述如下(詳細之岩心描述如附錄3所示)：

(1) 第一次層

地表殘餘土，由於岩樣提取率低，故將此地層歸為一類，且因地表水之風化影響，所以呈現黃褐色。

(2) 第二次層

崩積土，位於表土層銹染帶下方，上半段之崩積土由於細粒料含量較多，故提取量亦較少，無銹染狀態，於深度13m後則以較為完整且緻密之頁岩為主。

(3) 第三次層

崩積銹染層1，為現地之地下水位高程位置，由於地下水之影響，使得此層有銹染現象產生。本層係以緻密之頁岩為主，其中於此層最下方1m左右的頁岩則較為軟弱。

(4) 第四次層

為銹染層1與銹染層2之間的不透水層，係以完整且緻密之頁岩為主。

(5) 第五次層

崩積銹染層2，此銹染帶可能為層間水影響之結果，且含有較多砂岩顆粒，其中的一小部分有提取損失的現象。

(6) 第六次層

崩積層無銹染處，為第二層與第三層銹染帶之間的薄層不透水層。

(7) 第七分層

崩積層銹染層3，位於一薄層不透水層之下，為顏色較深之銹染層，夾有砂岩塊，其下半段的銹染程度更強。其中有些無法取得之損失段。

(8) 第八次層

崩積層與岩盤界面上方的完整層面，其不如岩盤般緻密與堅硬，但完整度較佳，以頁岩為主。

(9) 岩盤(頁岩)

為該地區炭寮地頁岩之岩盤段，岩性為厚層頁岩夾薄層砂岩之砂頁岩互層，整段岩心之提取率高，且有節理面存在。其中，此層在與第八分層界面上有一滑動擦痕存在(鑽孔編號BH01之擦痕傾角約為21度)。

表 6.3 鑽孔編號 BH01~BH03 之岩心分類表

岩層分類		BH01		BH02		BH03	
		深度(m)	分類說明	深度(m)	分類說明	深度(m)	分類說明
崩積層	第一次層	0~8	地表殘餘土	0~9.2	地表殘餘土	0~7	地表殘餘土
	第二次層	8~27	崩積層 1	9.2~30.5	崩積層 1	7~22	鏽染層 1
	第三次層	27~37.12	鏽染層 1	30.5~40.2	鏽染層 1		
	第四次層	37.12~55.2	不透水層	40.2~62.5	不透水層	22~33	不透水層
	第五次層	55.2~69.6	鏽染層 2	62.5~73	鏽染層 2	33~40	鏽染層 2
	第六次層	69.6~73.1	薄不透水層	73~76	薄不透水層	40~42	薄不透水層
	第七次層	73.1~78.78	老鏽染層	76~79	老鏽染層	42~56	老鏽染層
	第八次層	78.78~82.3	岩盤界面層	79~82.3	岩盤界面層	56~63	岩盤界面層
岩盤	岩盤	82.3~92	岩盤	82.3~84	岩盤	63~67.3	岩盤

上述之岩心分類將編號 BH01~BH03 岩心之崩積層分類區分表面殘餘土、鏽染層有 3 層，不透水層 2 層、岩盤界面層等八次層。其中由於 BH03 孔岩心之風化鏽染程度較高，所以於第二、第三次層的部份並沒有辦法區分出來。進一步觀察岩心鏽染程度，可發現位於最深處之鏽染次層的鏽染程度較高，研判可能為於上覆崩積層之前的地表風化被掩蓋住之舊鏽染層。

由岩心觀察可知，在鏽染次層下方之不透水層，以頁岩為主，偶夾砂岩顆粒。其中砂岩顆粒之分布情況，在第二次層中係以粉土細粒料為主，而在第四次層及第六次層之砂岩顆粒粒徑約為 2.54cm。頁岩層之岩心緻密，取樣率高，膠結程度良好，由岩心之觀察可知在砂岩塊與頁岩之界面並無擦痕或剪動之現象。而在編號 BH01 之岩心觀察中發現，僅在第八分層與岩盤界面可觀察到一組擦痕，擦痕之傾角約為 21 度。

由 BH01~BH03 孔之岩心所繪得之地層狀態，如圖 6.22 所示，其中根據鏽染之情形推論其地下水可能之流動方向，為 BH03 位置往 BH01、BH02 位置流動。

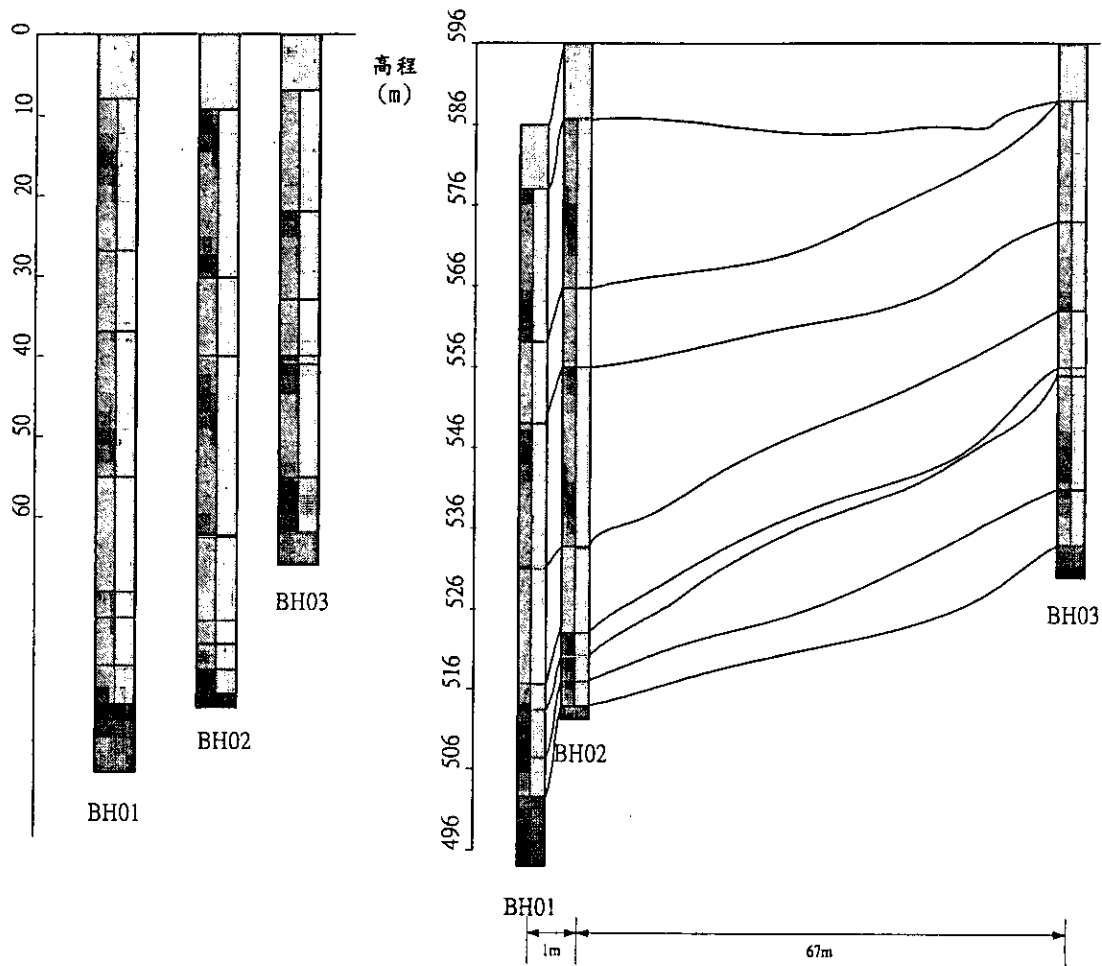


圖 6.22 由 BH01~BH03 鑽孔之岩性柱狀圖

6.2.2 材料性質試驗

將鑽孔編號 BH01~ BH03 之岩心進行分類後，依分類之次層分別取樣進行一系列之物性與力學性試驗。其中物性試驗包括含水量試驗(water content)、比重試驗(specific gravity)、阿太堡限度試驗(Atterberg limits)、孔隙率試驗(porosity)所求之乾濕密度值以及粒徑分析試驗；力學試驗則以單壓試驗為主。而目前試驗之試體來源主要係以鑽孔編號 BH01 之岩心試體為主。

材料性質實驗之取樣原則為：(1)通過#4 篩之樣品用以作比重試驗；(2) 通過#40 篩之樣品用以作阿太堡限度試驗；(3)利用濕篩法先將樣品區分出#200 以上及#200 篩以下之樣品，其中#200 以上之樣品進行乾篩試驗，而 200 篩以下之樣品進行沈降分析；(4)完整岩石之樣品用以作單壓試驗。

上述各項試驗方法與步驟則是依照美國試驗與材料協會(ASTM)所建議之規範進行。實驗所得之結果分別描述如下：

(一) 物性試驗結果

岩心之物性試驗結果如表 6.4~表 6.6 所示(粒徑分佈曲線詳如附錄四所示)。由表 6.4 可知，崩積層之含水量約為 5%~8%之間；土壤之比重約為 2.68~2.70，並無明顯之差異；土壤之乾、濕單位重則隨不同分層有較大之變異，其中乾密度以第一次層(地表殘餘土)最低約為 15.68(kN/m³)，以第二及第六分層較高約為 21.97(kN/m³)。

由表 6.5 可知，細顆粒土壤之液性限度約為 18~26，塑性限度約為 13~16，屬低塑性土壤。而由表 6.6 可知各次層之統一土壤分類結果，其中第一分層屬 GC-GM；第二分層屬 CL；第三、四、七、八次層均屬 GC；第五次層屬 SC；第六次層屬 SM。而由粒徑分佈曲線(附錄四)可得知，土壤之顆粒級配情況均屬於不良級配。

表 6.4 物性試驗結果(I)-塊狀試體(約 50g)

試體編號	試體含水量	土粒比重	乾密度	濕密度	孔隙比
1.第一次層	8.216	2.68	1.60	1.74	0.67
2.第二次層	7.038	2.69	2.24	2.40	0.20
3.第三次層	6.882	2.69	1.79	1.91	0.50
4.第四次層	7.774	2.70	1.94	2.09	0.39
5.第五次層	7.753	2.68	2.10	2.26	0.27
6.第六次層	6.938	2.70	2.22	2.37	0.36
7.第七次層	5.721	2.69	1.76	1.86	0.21
8.第八次層	4.543	2.69	1.91	2.00	0.53
9.岩盤(頁岩)	2.261	2.77	1.94	1.98	0.41

表 6.5 物性試驗結果(II)-細顆粒土壤(#40 以下)

試體編號	液性限度 LL	塑性限度 PL	塑性指數 PI
1.第一次層	21.81	15.79	6.02
2.第二次層	26.11	14.19	11.92
3.第三次層	21.53	13.70	7.83
4.第四次層	23.32	14.35	8.97
5.第五次層	21.81	14.18	7.63
6.第六次層	18.72	15.20	3.52
7.第七次層	22.65	15.08	7.57
8.第八次層	21.96	14.03	7.93
9.岩盤	NP	—	—

表 6.6 物性試驗結果(III)

試體編號	統一土壤分類 USCS	顆粒級配
1.第一次層	GC-GM	不良級配
2.第二次層	CL	不良級配
3.第三次層	GC	不良級配
4.第四次層	GC	不良級配
5.第五次層	SC	不良級配
6.第六次層	SM	不良級配
7.第七次層	GC	不良級配
8.第八次層	GC	不良級配
9.岩盤	岩盤	不良級配

(二) 力學試驗-單壓試驗結果

由於崩積層之岩心以頁岩為主，其組成材料及膠結程度不一，故其力學性質會因所取之岩樣不同，進而造成強度之變異性。因此在組成材料較為複雜之次層，則是針對不同性質之岩段採取完整岩心試體(intact rock)並進行單壓試驗。試驗規劃中第一次層為殘餘表土，取樣率無完整岩樣，無法進行單壓試驗外，第四次層進行兩組試驗，第五次層三組試驗，第七次層二組試驗，其餘次層進行一組試驗，單壓實驗結果如表 6.7 所示。

在強度方面，由表 6.7 可知岩盤之單壓強度為 3.9MPa，崩積層除第二次層及第三次層單壓強度小於岩盤強度外，其餘次層單壓強度均大於岩盤強度。其中在第五次層因具有砂岩塊及頁岩為主之岩樣，其單壓強度分別為 51、55MPa 及 1.64MPa，強度之變異性比較大。

在變形特性方面，參考 ISRM(1981)對於楊氏模數(Young's Modulus)之定義，採用割線法，即以 50%單壓強度所對應到之應力與軸向應變的比值為其楊氏模數。其中岩盤之楊氏模數為 1.08GPa，而崩積層之各次層除第五層之楊氏模數差異較大之外，其餘各層之楊氏模數值約在 1.44~2.76GPa 之間。

表 6.7 完整岩石之單壓試驗結果

試體編號	深度 (m)	單壓強度 (MPa)	楊氏模數 (GPa)	M_R (E/σ_{ci})
第一次層	—	—	—	—
第二次層	22.6-22.8	2.92	1.44	493.15
第三次層	33.8-34	3.51	1.70	484.33
第四次層-(1)	42-42.3	2.53	1.52	600.79
第四次層-(2)	48-48.2	6.64	3.27	492.47
第五次層-(1) 砂岩塊	56-56.25	55.09	6.22	112.91
第五次層-(2)	63.5-63.7	1.67	0.90	538.92
第五次層-(3) 砂岩塊	64.3-64.5	51.09	7.51	147.00
第六次層	66.4-66.9	4.79	1.64	342.38
第七次層-(1)	73.4-73.6	5.34	2.30	430.71
第七次層-(2)	74.7-75	7.16	1.59	222.07
第八次層	80.4-80.6	6.76	2.76	408.28
岩盤	82.2-82.5	3.90	1.08	276.92

6.2.3 崩積層/頁岩層之力學特性

岩體強度與變形特性的定量指標為紅葉坪地滑行為與穩定性研究的力學基礎，本節將參考 Hoek and Brown 針對岩體強度所提出之地質強度指數分類系統(Geological strength index, GSI)，研擬一套適用於複合性材料力學參數的定量分析方法，並實際應用於紅葉坪，以進行各分類岩性地層之力學特性的探討。工作流程圖展示於圖 6.23。

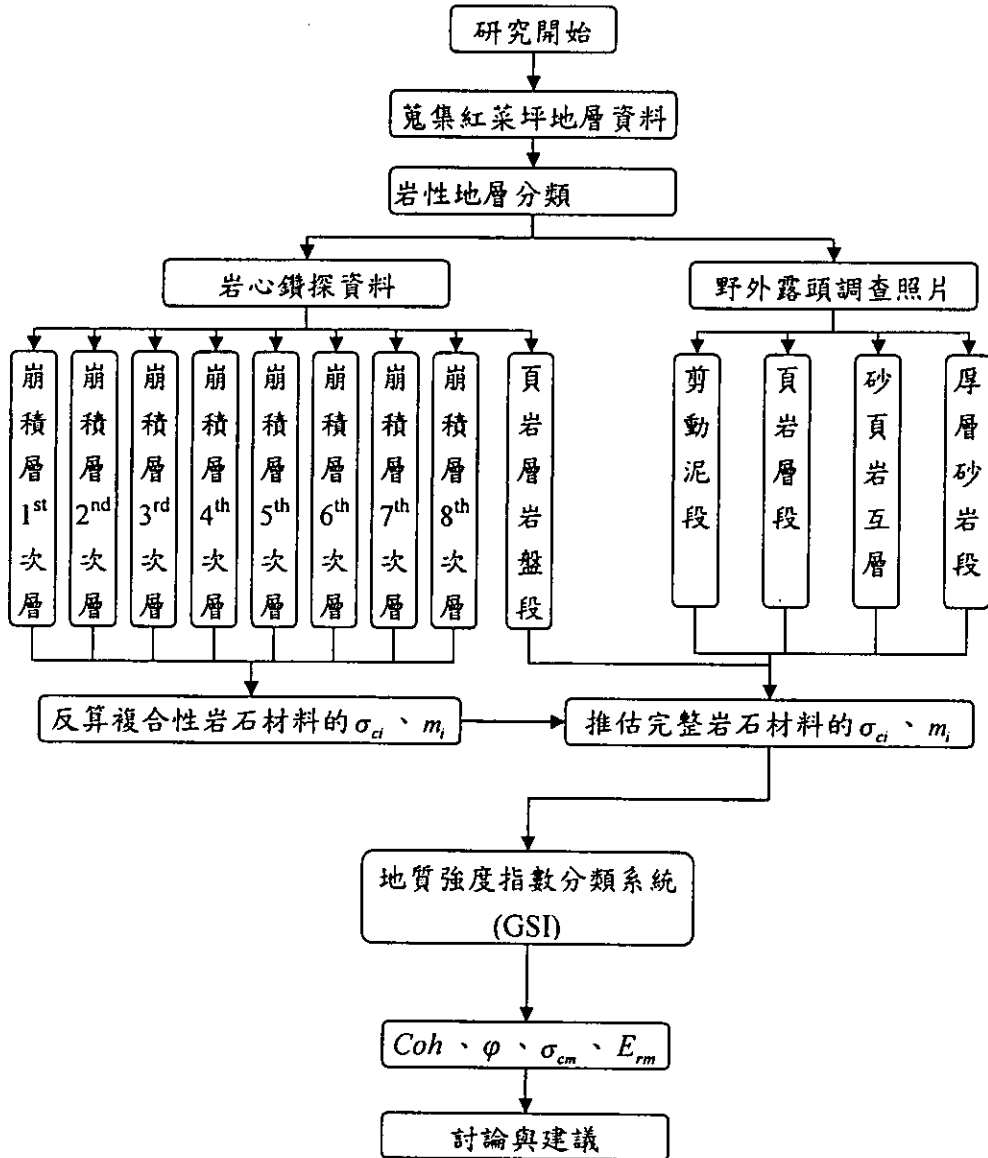


圖 6.23 工作流程圖

6.2.4 複合性岩石材料之力學參數的定量方法

紅菜坪地區遭遇厚達 82m 之崩積層，其力學參數之定量有助於掌握崩積層的力學特性，且後續地滑行為之數值模擬將有所依據。然而崩積層多為複合性材料，即岩體中包含顆粒大小不一、岩性差異大的非均質材料，如砂岩塊、頁岩碎屑與夾泥質，無法以單一材料決定整體材料的強度與變形特性，且粒徑較小之材料的力學參數不易由實驗室試驗求得，需藉由反算得之。因此引入體積百分比的概念，希冀求得複合性材料的力學參數。

$$\sum \sigma_{ci,each} \cdot Vol_{each} = \sigma_{ci,bimrock} \cdot Vol_{bimrock} \quad (6.1)$$

$$\sum m_{i,each} \cdot Vol_{each} = m_{i,bimrock} \cdot Vol_{bimrock} \quad (6.2)$$

其中 $\sigma_{ci,each}$ 、 $\sigma_{ci,bimrock}$ 為單一岩石材料與複合性岩石材料之單壓強度(MPa)。

$m_{i,each}$ 、 $m_{i,bimrock}$ 為單一岩石材料與複合性岩石材料之岩性係數。

Vol_{each} 、 $Vol_{bimrock}$ 為單一岩石材料與複合性岩石材料之體積百分比(%)。

此單元之細部分析流程如下所示：

- I 檢視複合性岩石材料之組成並針對粒徑與岩性分類，得各單一岩石材料的體積百分比。本研究利用粒徑分佈曲線(D 為粒徑大小)個別分為：D 大於 50.8mm 之砂岩塊、頁岩碎屑；D 介於 50.8mm 與 0.074mm 之砂岩塊、頁岩碎屑；D 小於 0.074mm 之頁岩泥質。
- II 將各單一岩石材料單壓強度之假設值或已知值代入(式 1)，與單壓試驗成果比對校核，調整各單一岩石材料之單壓強度與體積百分比。
- III 藉由步驟 II 之成果代入式(1)與式(2)，即可得複合性岩石材料之單壓強度與岩性係數：針對紅菜坪頁岩鏽染崩積層之研究過程如附錄 6.1 所示。

值得注意的是，此定量方法雖可得到複合性材料之完整岩石的單壓強度與岩性係數，但真實世界中應考量岩體的單壓強度，而必須針對岩體中的構造型態與不連續面性質探討其影響程度。因此，6.3.4 節中將進一步引入地質強度指數分類系統(GSI)的概念並結合此定量方法，以求得岩體的單壓強度(σ_{cm})、變形模數(E_{rm})、凝聚力與摩擦角等力學參數。

6.2.5 地質強度指數分類系統(GSI)

Hoek 等人(1995)提出地質強度指數(GSI)，依據岩體的構造型態與不連續面性質進行評分，評值由極差到極好分佈為 0 至 100 分，並結合廣義 Hoek-Brown 破壞準則與 Mohr-Coulomb 破壞準則以評估岩體力學強度。

由 1980 年發展至今的廣義 Hoek-Brown 破壞準則，可透過與地質強度指數(GSI)與岩體評分法(Rock mass rating, RMR)的結合以快速評估岩體的強度參數，且因計算機的發展、實驗修正與案例的累積等，最新的廣義 Hoek-Brown 破壞準則也在 2002 年更新提出，如下所示：

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left[m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right]^a \quad (6.3)$$

其中 σ_1' 與 σ_3' 為岩體破壞時的最大與最小有效應力；

σ_{ci} 為岩石的單壓強度；

m_b 為 Hoek-Brown 係數，與岩體性質有關，且 $m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)$ ，

上式中的 D 為岩體擾動係數，其值隨著岩體擾動程度的增加介於 0 至 1。

而 m_i 為完整岩石之岩性係數。

s 與 a 則為岩體參數，與岩體特徵有關。

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad ; \quad a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

由於工程上常考慮 Mohr-Coulomb 破壞準則中的有效凝聚力 c' 與有效摩擦角 ϕ' 兩項力學參數，因此需將廣義 Hoek-Brown 破壞準則與 Mohr-Coulomb 破壞準則做參數轉換，得等值 Mohr 包絡線如下所示：

$$\tau = A \sigma_{ci} \left(\frac{\sigma_n' - \sigma_{im}'}{\sigma_{ci}} \right)^B \quad (6.4)$$

其中 A、B 為材料參數；

σ_n' 為正向有效應力；

σ_{im} 為岩體之拉伸強度，可寫為 $\sigma_{im} = \frac{\sigma_{ci}}{2} \left(m_b - \sqrt{m_b^2 + 4s} \right)$ 。

兩者的轉換方式甚複雜，本研究將依據 Hoek 和 Brown 於 1997 提出的雙對數線性迴歸法，可寫為下式：

$$Y = \log A + BX \quad \text{其中 } Y = \log\left(\frac{\tau}{\sigma_{ci}}\right), \quad X = \log\left(\frac{\sigma_n' - \sigma_{im}'}{\sigma_{ci}}\right) \quad (6.5)$$

結合式(3)、式(4)與式(5)可得下面二式

$$B = \frac{\sum XY - (\sum X \sum Y) / T}{\sum X^2 - (\sum X)^2 / T}, \quad A = 10^{(\sum Y / T - B(\sum X / T))}$$

其中 T 為雙對數迴歸分析中的總計算組數。

由上述成果得廣義 Hoek-Brown 破壞準則與 Mohr-Coulomb 破壞準則之參數轉換如圖 6.24 所示，當 σ_3' 的應力範圍介於 $0 < \sigma_3' < 0.25\sigma_{ci}$ 時，等值 Mohr 包絡線將最符合非線性 Hoek-Brown 破壞準則之成果，而不致過度高估。

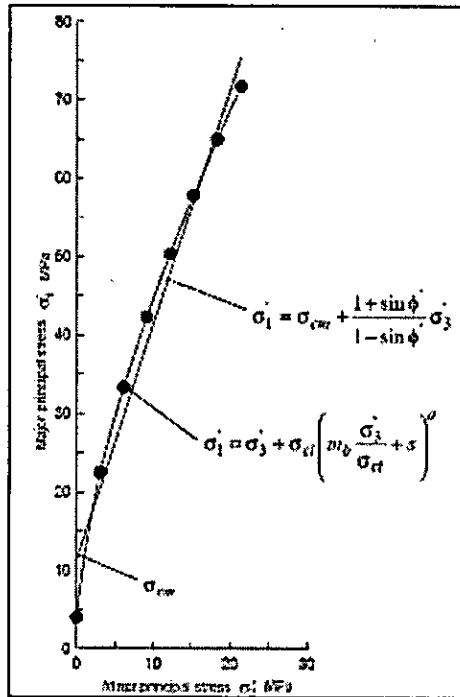


圖 6.24 單壓強度 85MPa, $m_i=10$, GSI=45 之全尺寸三軸試驗成果
(摘自 Supprt of underground excavation in hard rock, 1995)

詳細計算方法如附錄 6.2 之列表所示，欲藉由地質強度指數分類系統求取岩體之力學參數，其必須輸入的參數包括：

- σ_{ci} ：完整岩石的單壓強度資料，複合性岩石材料的單壓強度可由 6.3.3 節的方法求得，非複合型岩石材料可由附錄 6.3 推估而得。
- m_i ：完整岩石的岩性係數，如附錄 6.4 所示。
- GSI：岩體的地質強度指數，評分表如附錄 6.5 所示。
- D：岩體的擾動係數，其值分佈隨著擾動程度增加由 0 至 1。
- MR：岩體的模數比例(Modulus ratio)：崩積層之 MR 值採單壓試驗求得，其公式為 $MR = E_i / \sigma_{ci}$ ；野外岩性地層因尚未有單壓試驗資料，故採附錄 6.6 之評分表進行 MR 值的判定。

6.2.6 研究成果

根據紅菜坪地區第一孔鑽孔岩心資料，進行崩積層岩性分層工作，不包括頁岩岩盤面可分為 8 個次層，針對此 8 個次層結合 6.2.3.3 節求得岩體強度參數，另外亦挑選數張野外露頭之現地照片，進行不同岩性之岩體強度參數的評判，成果如表 6.8 所示。

表 6.8 岩體力學參數成果表

分類	輸入值								輸出值			
	σ_{ci} (Mpa)	m_i	GSI	D	MR	m_b	s	Coh(MPa)	ϕ (Degrec)	σ_{cm} (Mpa)	E_{rm} (Mpa)	
第 1 次層	8.83471	3.50755	8	1	495.17	0.00491	0.00000	0.01109	1.86911	0.02292	92.43320	
第 2 次層	3.02461	3.50755	8	0.5	493.15	0.05290	0.00001	0.01797	7.70979	0.04113	37.66473	
第 3 次層	3.77475	4.52933	10	0.5	484.33	0.06234	0.00001	0.02156	7.96682	0.04957	43.88584	
第 4 次層	4.43699	4.59485	15	0.5	492.47	0.08024	0.00001	0.03422	9.70487	0.08114	57.44531	
第 5 次層	4.79153	4.92071	11	0.5	342.38	0.07103	0.00001	0.03039	8.65802	0.07073	40.00170	
第 6 次層	5.55308	4.91301	18	0.5	489.13	0.09898	0.00002	0.05109	11.01731	0.12399	76.70542	
第 7 次層	6.51939	5.14952	9	0.5	222.07	0.06758	0.00001	0.03711	8.14853	0.08560	34.25159	
第 8 次層	6.98960	5.39992	22	0.5	408.28	0.13161	0.00003	0.07929	12.83542	0.19877	90.73981	
岩心-頁岩岩盤面	3.90000	8.00000	45	0.5	276.92	0.58298	0.00065	0.10331	23.16480	0.31313	114.35384	
野外-剪動泥段	0.50000	3.00000	10	0	250	0.12055	0.00005	0.00414	10.96454	0.01004	3.81298	
野外-頁岩段	0.50000	3.00000	10	0.5	250	0.04129	0.00001	0.00414	10.96454	0.01004	3.00058	
野外-砂頁岩互層段	0.50000	3.00000	10	0.9	250	0.00869	0.00000	0.00414	10.96454	0.01004	2.71324	
野外-厚層砂岩段	20.00000	8.00000	50	0.5	200	0.73970	0.00127	0.60784	24.86605	1.90333	587.76810	
野外-薄層砂岩段	50.00000	14.00000	35	0.5	350	0.63370	0.00017	1.20952	23.98223	3.72373	999.97782	
野外-厚層砂岩段	80.00000	20.00000	65	0.5	270	3.77751	0.00940	4.42794	38.31586	18.28500	7615.48711	

6.2.7 崩積層段

分層內容與輸入參數

- 第 1 次層：地表殘餘土，由於殘留許多大粒徑之砂岩塊，易高估複合岩材的單壓強度之反算值，故將擾動係數調為最高值 1。
- 第 2、4、6 次層：頁岩崩積層，頁岩碎屑較砂岩顆粒的比例高，且複合岩材之單壓強度為第 6 次層>第 4 次層>第 2 次層。
- 第 3、5、7 次層：頁岩鏽染崩積層，第 5、7 次層砂岩顆粒比例較高，由於受到水的影響，故 GSI 評分時均須向右移動一欄得折減後的 GSI 值。
- 第 8 次層：頁岩岩盤界面段，此層強度甚強且材料組構緻密。
- 最後一層：頁岩岩盤段，緻密但有多組節理，故 GSI 評分應列為 Very blocky。

成果討論

凝聚力(Coh.)

第 8 次層最大，第 1 次層最小。各別比較頁岩崩積層與鏽染崩積層，發現凝聚力均隨著深度增加而增加，此狀況符合崩積層細顆粒之分布比例伴隨深度而增加的現象，由於細顆粒比例增多，故岩體的凝聚力也會增加。

摩擦角(ϕ)

第 8 次層最大，第 1 次層最小。各別比較頁岩崩積層與鏽染崩積層，發現摩擦角有隨著深度增加約略增加的趨勢。

岩體單壓強度(σ_{cm})

第 8 次層最大，第 1 次層最小，且可發現次層岩體的單壓強度遠小於岩盤強度。各別比較頁岩崩積層與鏽染崩積層，發現岩體單壓強度有隨著深度增加約略增加的趨勢。符合深度越深，由於圍壓漸增，岩體單壓強度相對增加的現象。

岩體變形模數(E_m)

第 1 次層最大，第 7 次層最小。觀察頁岩崩積層，發現岩體變形模數有隨著深度增加約略增加的趨勢，其符合深度越深，由於大地應力越大，造成岩體材料硬化程度增加的現象。而觀察頁岩鏽染崩積層，發現岩體變形模數有隨著深度增加逐漸減少的現象。

6.2.8 野外-剪動泥段

地點描述與輸入參數

紅菜坪地滑趾部東邊界溪溝剪動泥露頭出露處，如圖 6.25，可看出露頭剪動泥組成顆粒有團聚成粗顆粒的現象，粗顆粒周圍則包覆細顆粒泥質，故進行 GSI 評分時界定為 Disintegrated/Very poor。另外，為考慮剪動泥屬於高度過壓密黏土，其強度與變形性受環境影響極大，故變動岩體的擾動係數 D 值，當 D=0 代表未受擾動的剪動泥，D=0.5 代表靠近地表而解壓的剪動泥，D=0.9 則代表受地下水循環影響，解壓並吸水回脹造成材料軟化的剪動泥。

成果討論

由成果發現，剪動泥的凝聚力約為 0.004MPa 左右；摩擦角僅約略等同於崩積層；單壓強度甚小，約為 0.01MPa。另外，岩體變形模數(E_m)隨著變動擾動係數(D7)增加而逐漸減少，符合材料軟化的性質。

6.2.9 野外-頁岩段

地點描述與輸入參數

紅菜坪地滑東邊界溪溝頁岩層露頭出露處，如圖 6.26，可看出露頭頁岩層有數組節理分佈，且出露不連續面受輕微風化，有鐵質殘留其上，故進行 GSI 評分時界定為 Very blocky/Good，但由於受水的影響，故需進行 GSI 的折減。

成果討論

由成果發現，頁岩段的凝聚力約為 0.607MPa 左右；摩擦角約為 24.87° ，等同於崩積層之頁岩岩盤面；單壓強度約為 1.9MPa，遠小於厚層砂岩的單壓強度。

6.2.10 野外-砂頁岩互層段

地點描述與輸入參數

紅菜坪永祿溪二號橋下砂頁岩互層露頭出露處，如圖 6.27，可看出露頭砂頁岩互層其頁岩層與砂岩層厚度約略相仿，且砂岩有數組節理分佈，研判此露頭並非為構造主控的破壞型式，故可適用於廣義 Hoek-Brown 破壞準則，觀察表面狀況為受中度風化，故進行 GSI 評分時界定為 Seamy/Fair。

成果討論

由成果發現，砂頁岩互層的凝聚力約為 1.2MPa 左右；摩擦角約為 23.98° ，略小於頁岩段的摩擦角；單壓強度約為 3.72MPa，大於頁岩段的單壓強度，但遠小於厚層砂岩段的單壓強度。

6.2.11 野外-厚層砂岩段

地點描述與輸入參數

紅菜坪永祿溪右岸厚層砂岩露頭出露處，如圖 6.28，可看出露頭厚層砂岩有三組主要的節理分佈，並觀察表面狀況為輕微風化，故進行 GSI 評分時界定為 Blocky/Good。

成果討論

由成果發現，厚層砂岩的凝聚力約為 4.43MPa 左右，摩擦角約為 38.31° ，均大於頁岩段與砂頁岩互層段；單壓強度約為 18.3MPa，遠大於頁岩段與砂頁岩互層段的單壓強度。厚層砂岩岩體的變形模數也相當大，為高強度岩體的特徵。



圖 6.25 剪動泥露頭



圖 6.26 頁岩段露頭

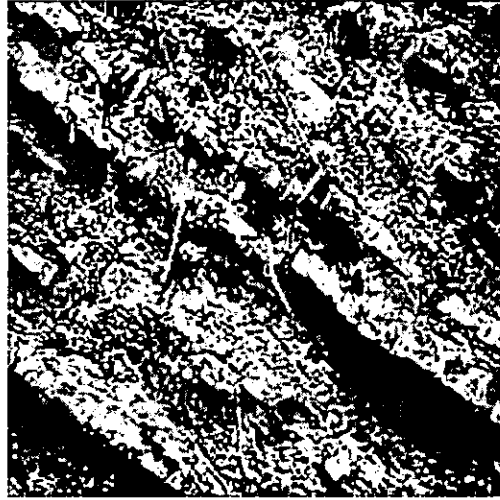


圖 6.27 砂頁岩互層露頭



圖 6.28 厚層砂岩露頭

6.2.12 結論

- 欲求得崩積層之複合性岩石材料的力學參數，由於複合材料中各單一材料在尺寸上的限制，無法完全藉由實驗室試驗求得，本研究引入體積比的概念，採取 trial and error 的方式進行，希冀能有效率並精準的求出相關的力學參數。
- 欲求得岩體的力學參數，加入地質強度指數的概念，結合廣義 Hoek-Brown 破壞準則與 Mohr-Coulomb 破壞準則，考慮岩體構造型態與不連續面的影響，進行岩體強度的估算與分類，以求得具指標性的有效凝聚力、有效摩擦角、岩體單壓強度與變形模數等力學參數。
- 建議崩積層可簡化分為表土層、崩積層、鏽染層與岩盤，進行相似地層之強度與變形性的探討，減少 T 重複性作業與判讀誤差率。
- 建議可採取崩積層複合性材料中的單一砂岩塊或頁岩碎屑，進行點荷重試驗，實際獲得強度等資料，與本研究成果進行比較，以了解改善方向。
- 由研究成果發現，經由野外照片判釋露頭岩體的強度與變形行為仍有相當的校核空間，建議可至現地實際採取樣本進行試驗以校核判讀成果。
- 建議進行參數敏感性分析，了解各項參數對岩體強度與變形性判讀成果的影響程度，以決定調整參數的先後順序與量值大小，得到精準的成果。
- 廣義 Hoek-Brown 破壞準則適用於非構造型破壞之邊坡的穩定性分析，並不適用於構造型破壞的邊坡，因此諸如砂頁岩互層等可能由弱面控制破壞型式的岩體，可藉由砂岩層與頁岩層的相對厚度與節理的分布密度，判斷結合廣義 Hoek-Brown 破壞準則的 GSI 分類方法是否適用。
- 利用鑽探岩心進行岩體強度與變形性的判讀，若欲應用其成果於廣域地層，將產生尺寸效應的問題，建議可採取多孔岩心之判斷成果進行比較，以減少判讀單孔岩心可能遭遇的岩心漏失、判釋誤差、尺寸效應、代表性問題。
- 利用 GSI 進行岩體強度的判定，許多輸入參數多採人為肉眼觀察岩體狀況而判定，主觀性高且人為誤差在所難免，建議可採取團體判釋取代單人作業，提高校核的精準性。
- 岩體的擾動係數(D)在此暫時採 0.5，然而此參數與孔隙率相關，可藉由岩體的傳波速率決定之，建議深入了解此參數的物理意義，並將擾動係數對力學參數判斷的影響考量在內。
- 經由本研究發現，採用體積比概念與地質強度指數作為岩體強度與變形特性的初步判斷，實屬可行方法，但精準的判釋則需更進一步的研究。

6.3 邊坡穩定分析

由以上兩小節，針對目前所推估之破壞機制進行分析，共採用了極限平衡法及顆粒力學的觀念來對於紅葉坪的邊坡力學行為做討論，極限平衡法應用來分析崩積層在深層界面滑動之安全係數，而顆粒力學分析是討論整個崩積層中變形的特性，希望可以對於目前所推測之地滑歷史及機制有所助益。

6.3.1 應用極限平衡法評估邊坡之穩定性

STABL 程式

STABL程式為普渡大學的Siegel於1975年首先發展成功，經過許多專家學者不斷的修正與增加內容，至1989年增修加勁土壤邊坡的分析功能而成為STABL6程式。其分析方法採用Bishop簡化法、Carter法、Janbu簡化法及塊狀滑動分析法 (Sliding Block Analysis)，此程式為目前國內在邊坡穩定分析與研判上應用非常廣泛的程式。

STABL程式係以FORTRAN程式語言撰寫而成，利用二維的極限平衡法分析邊坡穩定問題，且以切片法計算安全係數，對於一般的圓弧滑動面可採用Bishop簡化法(CIRCL2指令) 或Janbu法(CIRCLE指令) 進行分析，不規則的滑動面利用Janbu法分析(RANDOM指令)，至於塊狀滑動面則採用Sliding Block Analysis (BLOCK2 或 BLOCK指令)，此外，亦可分析特定之滑動面之外，對於異向性土壤、邊坡內的地下水位、坡面或坡頂上的外加载重及邊坡上地錨或岩錨的設置、加勁材料的運用等都能加以分析，此外，對於地震力的作用，亦可以擬靜態的方式而加以分析，且可迅速分析出模擬的邊坡問題，可謂功能完備用途廣泛的邊坡穩定分析程式。

對於相同幾何與材料強度之邊坡，若採用不同之分析方法，其所得的安全係數與臨界破壞面均有相當程度的差異，通常對於高 c 值低 ϕ 值之低坡度黏土邊坡，則多產生深層滑動破壞，在分析時須針對不同的地質構造或土壤組成，選擇適當的分析方法。一般而言，對於均質之土壤邊坡，邊坡破壞近於圓弧破壞，可利用圓弧分析法進行分析，但對於有弱面或岩盤存在之邊坡，則須利用塊狀滑動分析。影響邊坡穩定的因素很多，如地形、地質構造、土壤強度參數...等，根據研究顯示，利用STABL程式進行邊坡穩定分析時，影響其分析精度的主要因素依序為孔隙水壓、 c 值、 ϕ 值、地形量測之精度及土壤單位重，在分析時若能提高對這些參數的掌握程度，將可提高邊坡穩定分析之可靠程度。

邊坡穩定性檢核

根據前面章節對於此區域的野外調查、岩心相關資料及崩塌地歷史之推估，目前所判定在集集地震後所滑動之範圍如圖6.3.1之紅色圈繪的區域，可能是位在一個老地滑發生後之殘餘崩積層，估計崩積層與其下面岩盤之界面約在82米，所以在前人所做的地表位移場分析及現地所觀察到之崩崖及其它破壞之現象，都有可能是在此老崩積層中之較淺層之次要滑動，而此區域真正在潛移的滑動面應為現在鑽探的岩心中及調查地滑東邊界野溪時所發現之頁岩層，由此觀念，對於圖6.29所決定之主要滑動的中央剖面來進行邊坡穩定性分析，此剖面依據平行頁岩岩盤之地層真傾角的方向，再利用目前在地滑區域東邊界野溪所出露之岩盤及BH01鑽探到之岩盤投影到此中央剖面，再搭配現地野外調查之露頭岩性，初步決定此地層之資料。

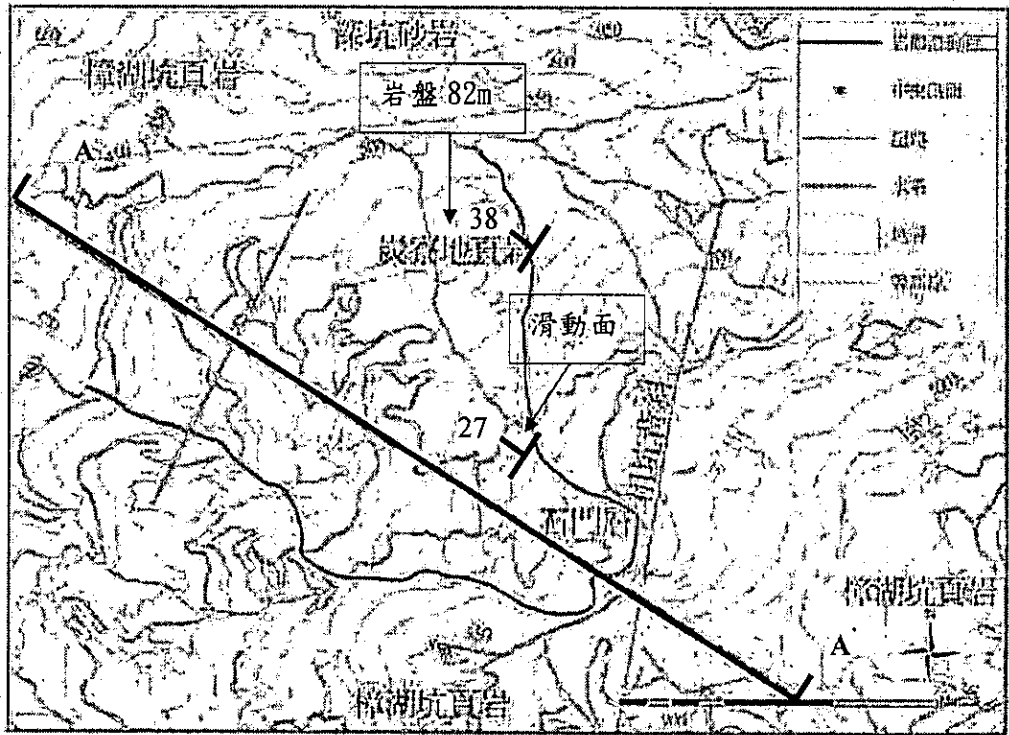


圖 6.29 主要滑動塊體之中央剖面

以下，主要針對此老崩積層在經過集集地震主震後，滑動面之安全係數下降至略大於1.0，在數日後之規模6.8的餘震才使安全係數下降至略小於1.0，以此模擬受震後老崩積層在與頁岩岩盤開始潛移，因此在 STABL6 中分析採用塊狀滑動面分析(BLOCK2 或 BLOCK 指令)。而在考慮地震力影響時，採用擬靜態分析 (pseudo-static method)，當地震發生時，假設地震力是朝向某一個方向施加之靜力，此一靜力常取為地震最大加速度與滑動體質量之乘積，而在 STABL6 中所要輸入的地震參數之假設乃是採用 Hynes-Griffin and Franklin (1984)在進行擬靜態地震邊坡分析時，建議將地震站所量測到的最大加速度資料折減為二分之一，因此模擬集集地震餘震發生時所產生的地震動態載重，乃根據離紅葉坪最近的一個地震站 TCU072 的兩個方向之最大加速度分別為 $a_h=0.6g$ 及 $a_v=0.28g$ ，經過折減後所採用的為 $a_h=0.3g$ 及 $a_v=0.14g$ 。分析所使用的地層材料參數如表 6.9，崩積層和頁岩的參數為岩心在實驗室中求得之參數，砂岩的參數自行合理假設。

表 6.9 地層材料參數

試體編號	土體比重 G_s	土體孔隙比 e	含水量(%)	濕單位重(KN/m^3)	統體單位重(KN/m^3)
崩積層	2.68	0.67	8.22	20.54	21.07
頁岩層	2.69	0.20	7.04	19.52	21.76
砂岩層	2.69	0.50	6.88	25	26

分析所簡化的剖面為參考圖 6.30，所建立之簡化分析模型為圖 6.31，首先假設此老崩積層在集集主震後在滑動面安全係數應下降至略大於 1.0，地下水水位面根據現地所量測之最高地下水水位面(圖 6.32)，並固定岩盤之強度參數，再對於滑動面的強度進行敏感度分析。

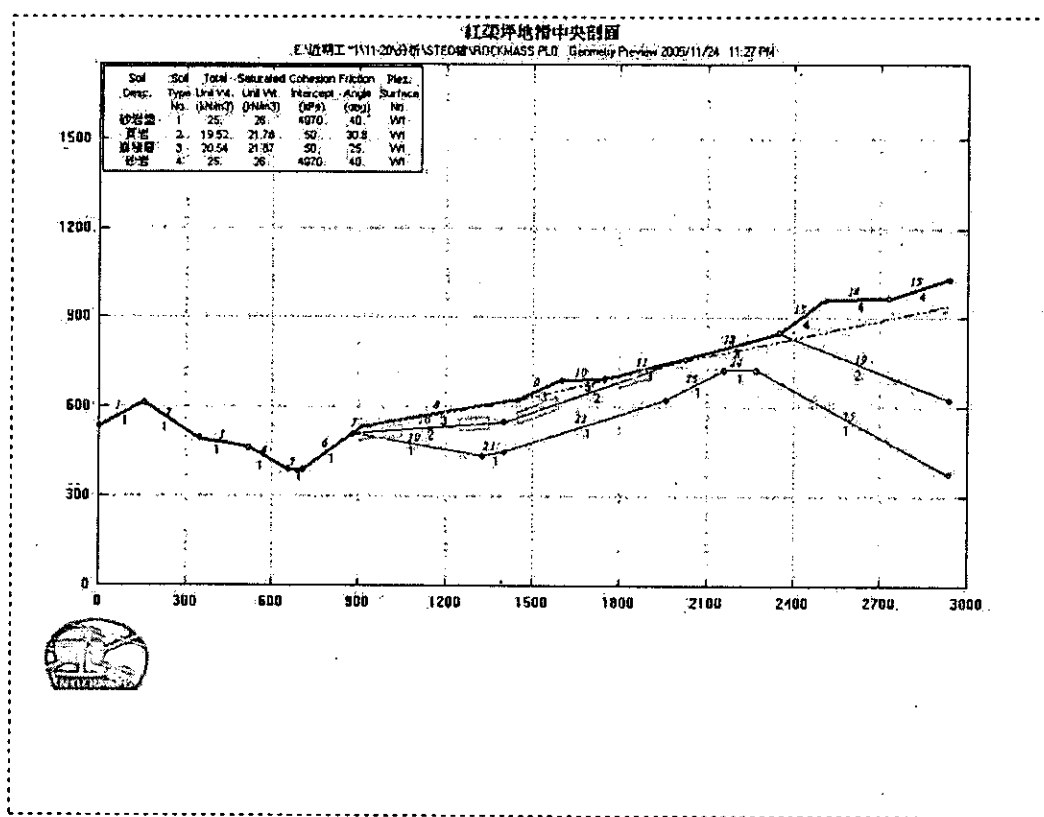


圖 6.30 STABL6 分析簡化用的剖面

此外，在 STABL6 中所要輸入之強度參數乃依據上面章節利用 GSI 針對岩心及現地岩體反推出之 C 、 ϕ 如簡表 6.10，較完整的由 GSI 所得之參數請參照表 6.10。

表 6.10 岩體強度參數

Type	C	ϕ
	(MPa)	(Degree)
頁岩層	0.6261	25.842
厚層砂岩	4.974	40.567



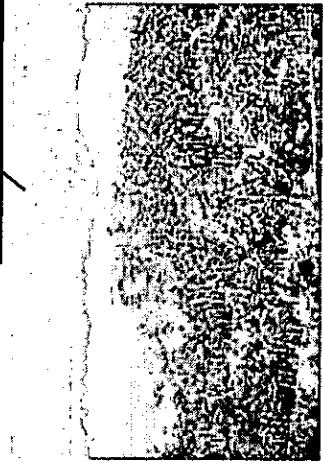
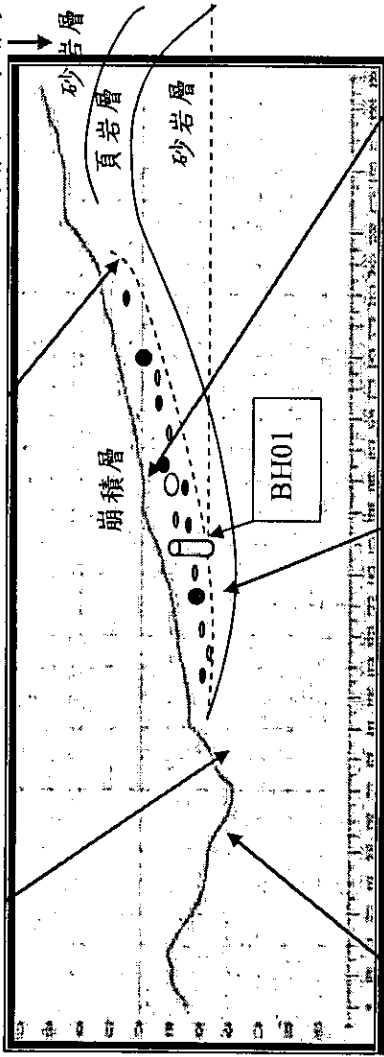
水碓溪河床出露之厚層砂岩



東邊界崩積層與頁岩盤界面



石門層中之厚層砂岩



似地滑堆積平台



頁岩岩盤



擾動過之砂岩塊體

圖 6.31 剖面之相關資料

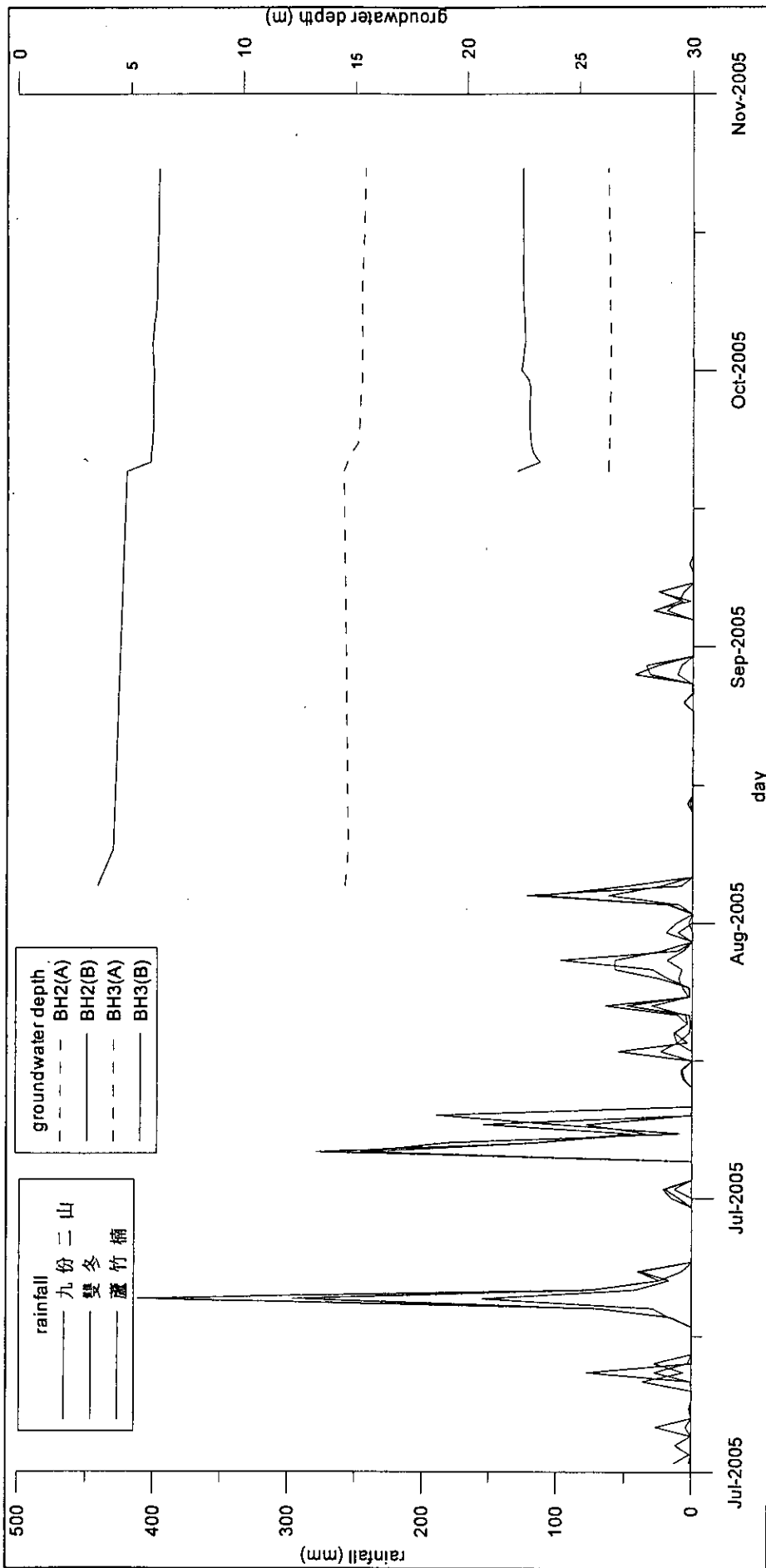


圖 6.32 降雨資料與地下水水位之資料(董家鈞, 2005)

強度敏感度分析結果

I、集集主震後滑動面安全係數 F.S. 約略大於 1.0 (不考慮地震力)

結果如表 6.11 所示，發現滑動面之凝聚力 C 大於 200kPa 後 (圖 6.33)，不論摩擦角 ϕ 多小，此滑面的安全係數皆大於 1.0；相同的當摩擦角 ϕ 大於 20 度後，也不受凝聚力影響 (圖 6.34)。

表 6.11 集集主震後滑動面安全係數 F.S. 約略大於 1.0

		滑動面上之不同摩擦角 ϕ (degree)				
		5	10	15	20	25
滑動面上之不同凝聚力 C (kPa)	0	0.32	0.57	0.81	1.1	1.39
	10	0.35	0.6	0.89	1.25	1.45
	20	0.38	0.63	0.92	1.21	1.51
	30	0.44	0.7	0.98	1.25	1.58
	50	0.49	0.78	1.05	1.38	1.69
	100	0.83	1.22	1.38	1.67	1.98
	200	1.4	1.67	1.95	2.24	2.55
	500	3.12	3.38	3.66	3.92	3.98
	1000	4.18	4.18	4.18	4.18	4.18

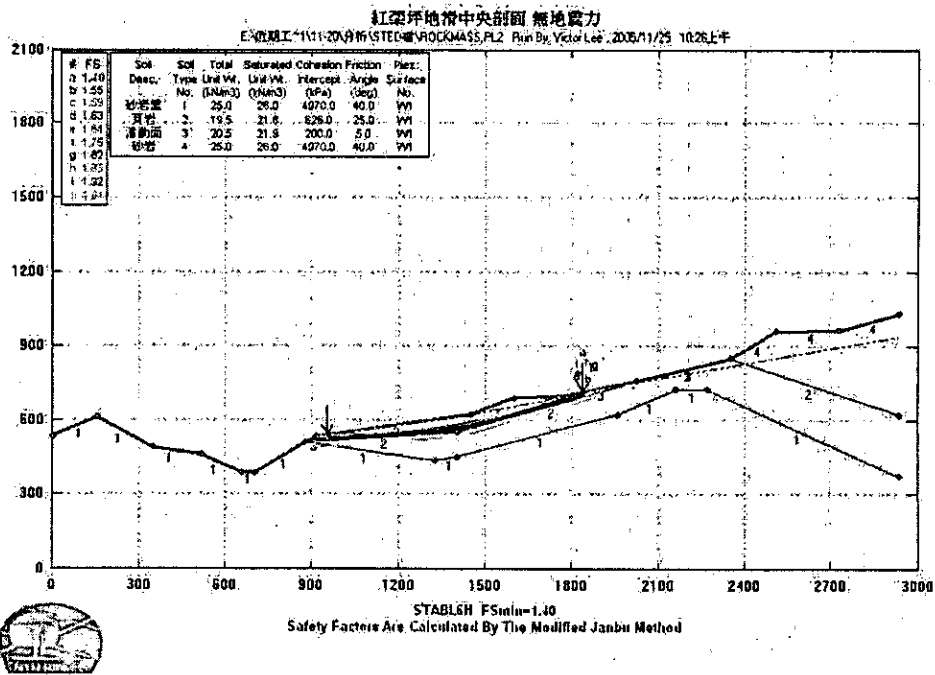


圖 6.33 $C=200\text{kPa}$ $\phi=5$ degree FS=1.40

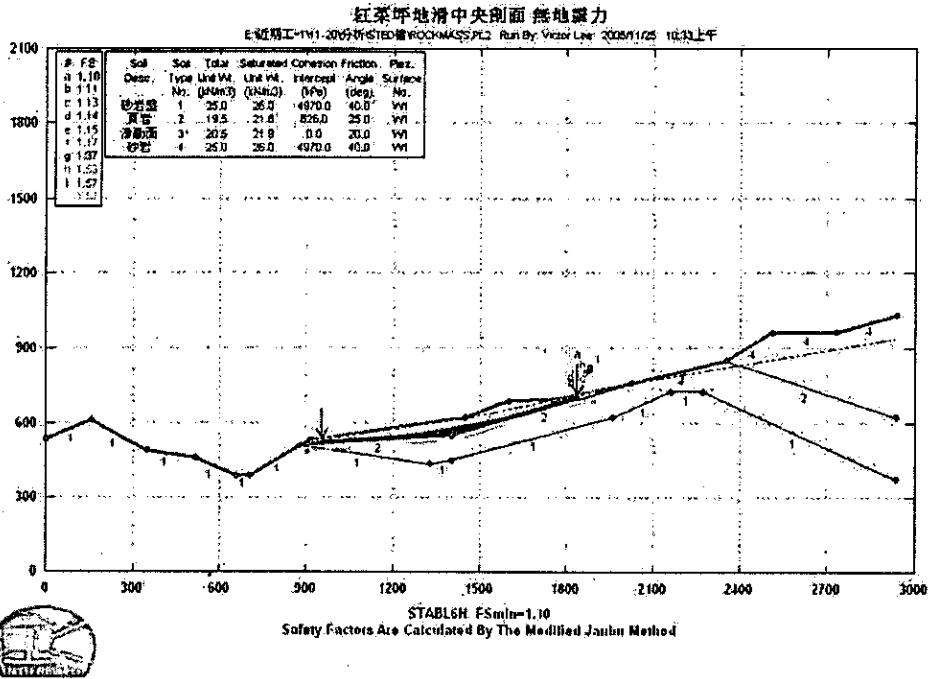


圖 6.34 $C=0\text{kPa}$ $\phi=20\text{ degree}$ $FS=1.10$

II、餘震發生時滑動面安全係數 F.S. 約略小於 1.0 (地震力 $a_h=0.3g$ 及 $a_v=0.14g$)

結果如表 6.12 所示，發現滑動面之凝聚力 C 大於 400kPa 後，不論摩擦角 ϕ 多小，此滑面的安全係數皆大於 1.0。

表 6.12 餘震發生時滑動面安全係數 F.S. 約略小於 1.0

		滑動面上之不同摩擦角 ϕ (degree)						
		5	10	15	20	25	30	35
滑動面上之不同凝聚力 C (kPa)	100	0.33	0.41	0.5	0.59	0.68	0.77	0.87
	200	0.58	0.66	0.75	0.83	0.93	1.03	1.13
	250	0.7	0.79	0.87	0.96	1.05	1.15	1.27
	300	0.83	0.91	0.99	1.08	1.18	1.28	1.39
	350	0.96	1.04	1.12	1.21	1.3	1.4	1.46
	400	1.08	1.16	1.24	1.33	1.42	1.48	1.53

結果與討論

由 I 和 II 之結果，並與利用 GSI 從現地鑽探岩心中位在頁岩岩盤上之剪切帶的強度參數做比較，分析出較合理的滑動面強度參數範圍如圖 6.35。此圖說明了在紅葉坪區域中的老崩積層與岩盤之間的滑動面，不考慮地震力時，經集集主震後的滑動面強度參數應該會落在該虛線以上的區域，之後又發生餘震時邊坡要達安全係數略小於 1.0，此時的滑動面強度參數會落在實線的下方，又落在此灰色區域中為較合理的滑動面強度參數組合，因此目前紅葉坪區域位於崩積層與頁岩岩盤之間滑動面的強度參數 C 、 ϕ 約在此範圍。

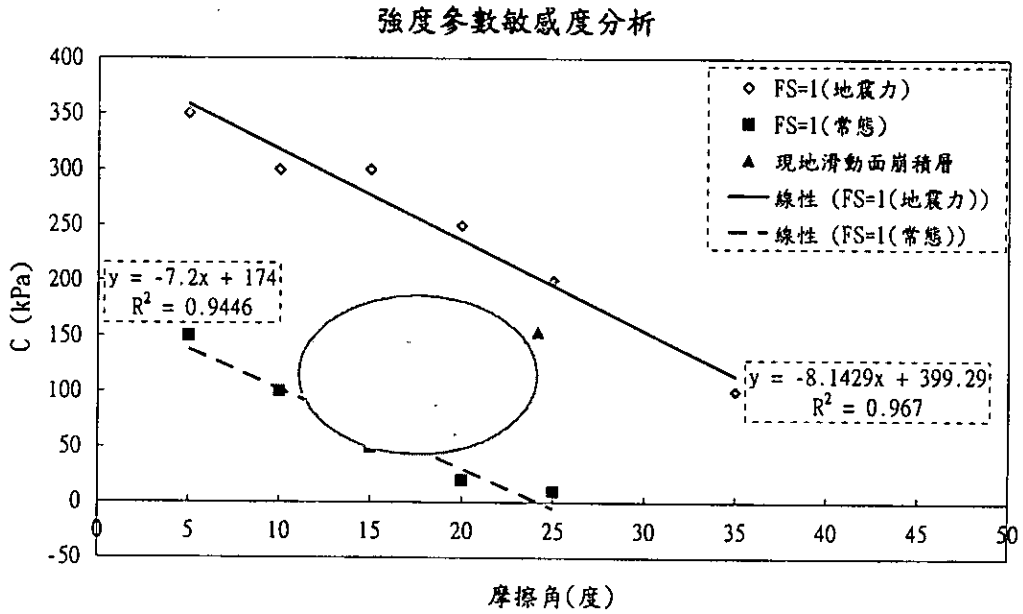


圖 6.35 滑動面強度參數敏感度分析

6.3.2 二維顆粒流邊坡穩定分析

若能掌握古地形及岩層分佈，藉以推估現有地形可能形成原因，對未來進一步的邊坡穩定分析將有所助益。對於崩積層的分佈以及“古”地滑事件的推估，在既有的極限平衡法或連續體力學分析方法都無法進行模擬。近年來，顆粒力學(分離元素法)之發展，讓坡體變形分析的可行性近入新的里程碑。

因此，本計畫根據地質圖與野外實地踏勘，推估現有崩積層的形成，可能源自粗坑背斜西翼頁岩層在過去的某次滑動事件；另外，由現地鑽探資料發現，崩積層內存有砂岩塊，研判其存在之可能原因，為原頁岩塊上方之砂岩塊，在滑動過程中為頁岩塊所掩蓋。為能探討上述論點之可能性，本計畫以個別元素法分析軟體建立可能之古地形模型，模擬滑動土體的運動過程與最後的堆積型態，並與現有已知之地形條件進行比對與分析。

分析方法

採二維之顆粒流分析程式(Particle Flow Code 2D, PFC^{2D}, ITASCA)進行變形分析。該程式為一個別元素法分析軟體，除可模擬圓形顆粒之堆疊與運動，亦可透過連結模式模擬連續體。在 PFC^{2D}，假設顆粒為剛體，接觸點為軟接觸型式(Soft contact)；在顆粒的接觸面上，以正向及切向勁度彈簧模擬顆粒間的接觸勁度，藉以求得接觸點之接觸力。此外，可利用程式提供的連結模式(bonding model)，可模擬連續體的力學行為，當顆粒間的作用力超過連結強度時，連結即發生破壞。據此，可模擬鏈結塊體間的相互作用，亦可模擬塊體在運動過程中產生的裂縫構造。本研究另針對紅葉坪可能之古地形滑動土體，利用 PFC^{2D} 軟體進行探討及參數敏感度分析。

模型建立

依據圖 6.31、圖 6.36 之中央剖面線位置圖與地形圖，推估古地層頁岩塊、砂岩塊與滑動面，如圖 6.37 所示，並建立 PFC^{2D} 模型，如圖 6.38 所示。模型邊界由剛性牆構成，其底部長 2963m，高度 1033m。頁岩及砂岩塊體的模擬，由單一粒徑 2.5m，厚度 1m 之圓盤單元所構成；其中，頁岩塊計 5000 顆，砂岩塊計 400 顆，顆粒堆疊情形如圖 6.39。砂、頁岩顆粒本身為均質，於同種岩層內給與不同顏色，以方便地層變形觀察。頁岩中(炭寮地頁岩)夾有砂頁岩互層，其強度差異不大，但滲透性質因互層的關係有較大之差異性存在，對於邊坡穩定有相當程度的影響。規劃於第二年進行更深一步之討論。

參數選定及分析結果

A、PFC2D 參數選定

初步的參數選定，頁岩塊與砂岩塊的密度均為 2650 kg/m³。模擬顆粒的鏈結強度，頁岩塊的正向鏈結強度為 0.065MPa，切向鏈結強度為 0.026MPa，顆粒間摩擦係數 μ 為 0.3；砂岩塊的正向鏈結強度為 0.65MPa，切向鏈結強度為 0.26MPa，顆粒間摩擦係數 μ 為 0.2。滑動面與頁岩塊、砂岩塊之間的摩擦係數 μ 為 0，並在重力場作用下，模擬頁岩塊與砂岩塊的滑動。初步的 PFC^{2D} 參數選定如表 6.13。

B、分析結果

PFC^{2D} 模擬紅葉坪地區之塊體滑動行為，塊體滑動機制係假設上覆砂岩塊與頁岩

塊於無摩擦力之岩盤上方運動。不同運算時階的模擬滑動結果分別如圖 6.40 至圖 6.41 所示，並根據結果整理如下：

由不同運算時階的模擬滑動結果，可觀察砂岩塊在向下崩滑的過程。圖 6.41 為 5000 cycles 的模擬結果，並區分上段砂岩塊（圖 6.42），中段頁岩塊（圖 6.43），與下段頁岩塊（圖 6.44）做一討論：

1. 上段砂岩塊部份（圖 6.42），除有向下崩滑之運動外，另可觀察塊體內存在以張力為主之塊體破裂（黑色代表受張力，紅色代表剪力），其原因為下方岩塊滑動並牽引砂岩塊體，導至塊體滑動並產生裂縫。
 2. 中段頁岩塊部份（圖 6.43），模擬頁岩塊與下方滑動塊體相互作用，產生多條高斜角之共軛裂縫，此現象與主動破壞型式相類似。
 3. 下段頁岩塊部份（圖 6.44），為模擬頁岩塊的堆積形狀受下方岩盤地形條件影響。因此區域之岩盤面是由陡坡轉向緩坡，導致顆粒於此區域堆積，而岩塊有明顯變厚之現象。
 4. 下段頁岩塊部份（圖 6.44），可觀察模擬頁岩塊向溪谷區移動，其塊體前端部份主要以張裂破壞情形為主。
- a. 砂岩塊持續崩滑，並有破裂成小塊砂岩之現象（圖 6.45）；部份岩塊殘留於斜坡上，岩塊亦有產生塊體滾動之現象（圖 6.46），此點與現地所觀察之情形相類似。
 - b. 模擬滑動過程第 40000 cycles（圖 6.47，下段頁岩層已堆滿整個溪谷，而上方岩塊有持續有向下運動之趨勢，但受地形限制已無多餘堆積空間，導致塊體滑動受阻並產生岩層擾動現象，如圖 12 圈繪 e 處所示。
 - c. 模擬滑動的最後崩滑情形（第 70000cycles，圖 6.48），可有以下二點觀察
 5. 模擬頁岩相當程度的塊體破裂，部份完整砂岩塊有嵌入頁岩塊之現象（圖 6.49），此與現地所鑽取之岩心觀察相符。
 6. 頁岩堆滿整個溪谷，並堆疊至對岸，但其堆積之高度稍高於現地情形，其可能原因係滑動面之摩擦力過度減化之關係。
 7. 模擬頁岩塊可觀察到岩層產生大量擾動，（圖 6.50，粉色岩層部份）甚至整層被剪斷之現象，如圈繪處。據此作以下假設，若粉紅色岩層為滲透性差或不透水之地層，上方為較破碎之地層，因地表水滲入破碎地層而停留於不透水層，可能導致小形地滑於此一界面以上的崩積層中產生，如黑線所示。

C、參數敏感度分析

利用 PFC^{2D} 進行滑動塊體的模擬，滑動面摩擦係數 μ 、模擬砂岩與頁岩塊的顆粒鍵結強度，對滑動塊體的運動及最後堆疊結果有直接影響。因此，本研究調整滑動面摩擦係數 μ ，針對滑動塊體最後的堆疊結果作初步參數敏感度分析。

初步的模擬堆疊結果並無考慮岩盤與上覆岩塊之間的摩擦力，導致頁岩塊堆疊高度高於現地情形（圖 6.49），針對此點，本研判改變滑動面摩擦係數 μ 為 0.1 與 0.2，模擬結果分別如圖 6.51 與圖 6.52 所示，並可得以下幾點觀察：

- a. 隨岩盤摩擦力增大，滑動塊體移動距離變小。
- b. 滑動面摩擦係數 μ 為 0.1 時，滑動塊體的在河谷左岸的堆積高度較低（圖 6.51），此一結果較符合現狀。
- c. 滑動面摩擦係數 μ 為 0.2 時，圖 6.52 因摩擦力過大，導致大部份岩塊仍停留於右邊坡上。
- d. 滑動面摩擦係數亦會影響上部滑動塊體之破裂情形，摩擦係數愈大者，岩塊底部之破裂以張力破壞為主，且塊體滑動距離相對較短，砂岩塊多保持完整。

D、結論

- 模擬砂岩岩塊在滑動過程中，塊體內存在以張力為主之破裂；隨著塊體持續崩滑，岩塊可能出現旋轉現象，或逐漸破裂成小塊砂岩，部份岩塊將殘留於斜坡上，少數岩塊則埋入頁岩層內。此點提供了現地鑽探資料中，何以崩積層內夾雜砂岩塊之可能解釋。
- 模擬頁岩塊在下方滑動塊體之拉力作用下，產生多條高角度之共軛破裂面，此現象與主動破壞型式相類似。另外，堆積形狀受下方岩盤地形條件影響，導致下段頁岩塊的堆積有明顯變厚之現象。
- 滑動塊體底部之頁岩塊向溪谷區移動，並持續堆疊至河谷左岸，但其堆積之高度稍高於現地，其可能原因為現地河谷地形係經過河流侵蝕後的結果，或是模擬滑動面摩擦係數並未考慮所致。經調高滑動面摩擦係數 μ 為0.1後，滑動塊體的在河谷左岸的堆積高度較符合現狀。
- 由滑動模擬可觀察到頁岩塊內的岩層擾動，甚至被剪斷之現象。若頁岩層為滲透性差或不透水之地層，當地表水滲入並停留於不透水層，可能導致小形地滑於此一界面以上的崩積層中產生。
- 本研究以 PFC^{2D} 模擬紅葉坪古地形的可能滑動，相關參數的選取，係比對模擬結果與現存地形條件後，進行反算分析後求得。未來，可根據力學實驗資料，包括砂岩塊與頁岩塊的單壓實驗，及滑動面材料的直剪實驗，求得相關的力學參數，做為 PFC^{2D} 顆粒微觀參數的選取依據。

表 6.13 PFC^{2D} 參數選定

砂岩塊		頁岩塊	
$\rho(kg/m^3)$	2650	$\rho(kg/m^3)$	2650
$D(m)$	2.5	$D(m)$	2.5
$k_n(N/m)$	7.5×10^8	$k_n(N/m)$	7.5×10^7
$k_s(N/m)$	3.0×10^8	$k_s(N/m)$	3.0×10^7
$\bar{k}^n(Pa/m)$	6.13×10^5	$\bar{k}^n(Pa/m)$	6.13×10^4
$\bar{k}^s(Pa/m)$	2.45×10^5	$\bar{k}^s(Pa/m)$	2.45×10^4
$\bar{\sigma}_c(MPa)$	0.65	$\bar{\sigma}_c(MPa)$	0.065
$\bar{\tau}_c(MPa)$	0.26	$\bar{\tau}_c(MPa)$	0.026
μ	0.3	μ	0.2

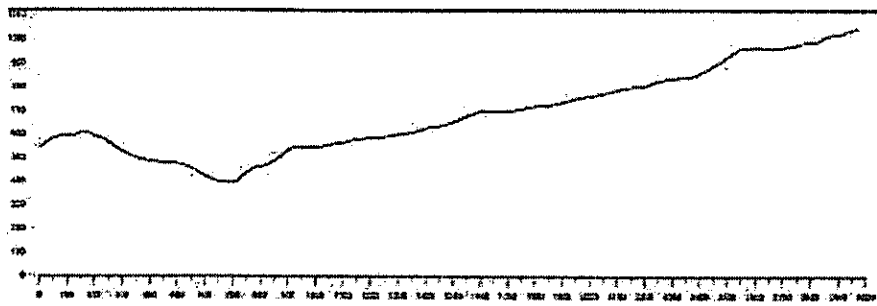


圖 6.36 中央剖面線地形圖

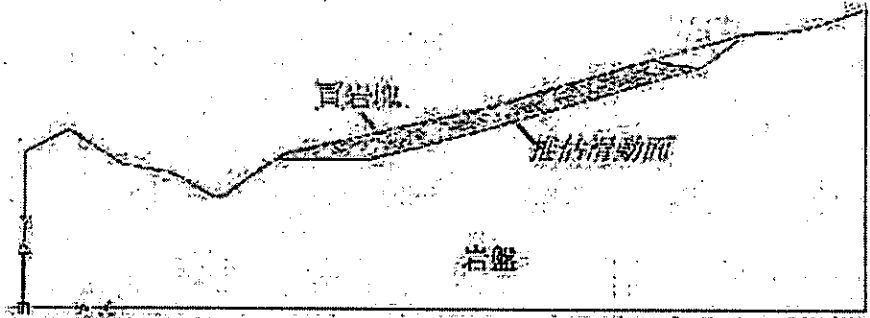


圖 6.37 依中央剖面線之現有地形，推測之古地形

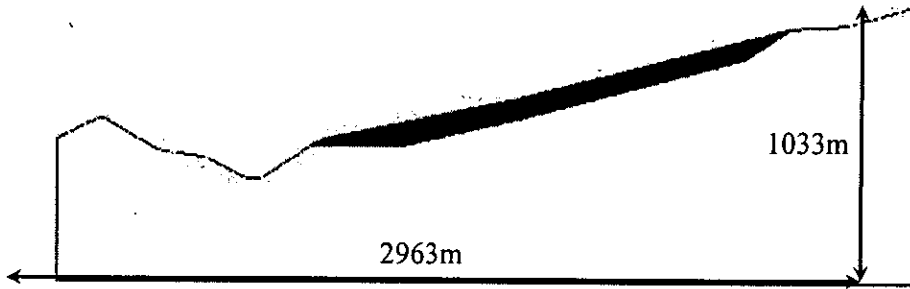


圖 6.38 PFC 2D 模型邊界

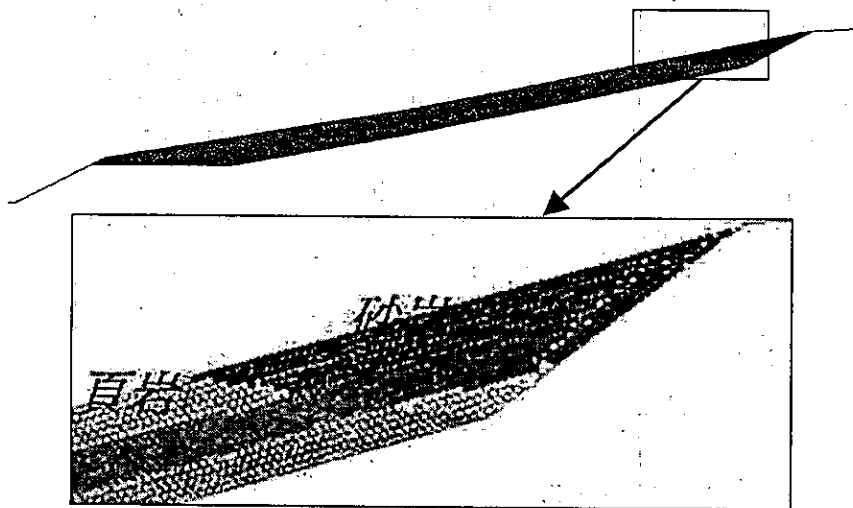


圖 6.39 模擬砂岩與頁岩岩塊顆粒堆疊情形

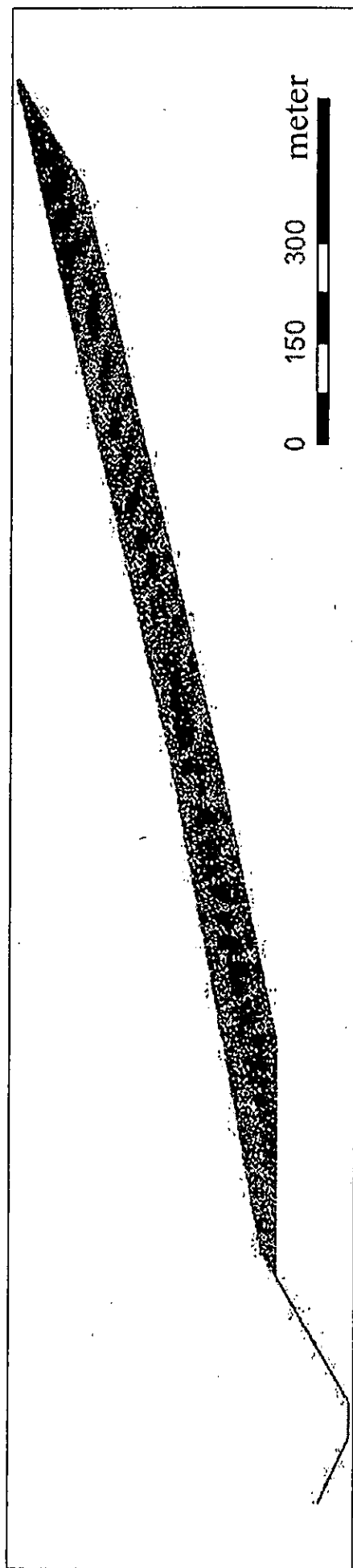


圖 6.40 砂岩與頁岩模擬塊體在滑動前的堆積狀況

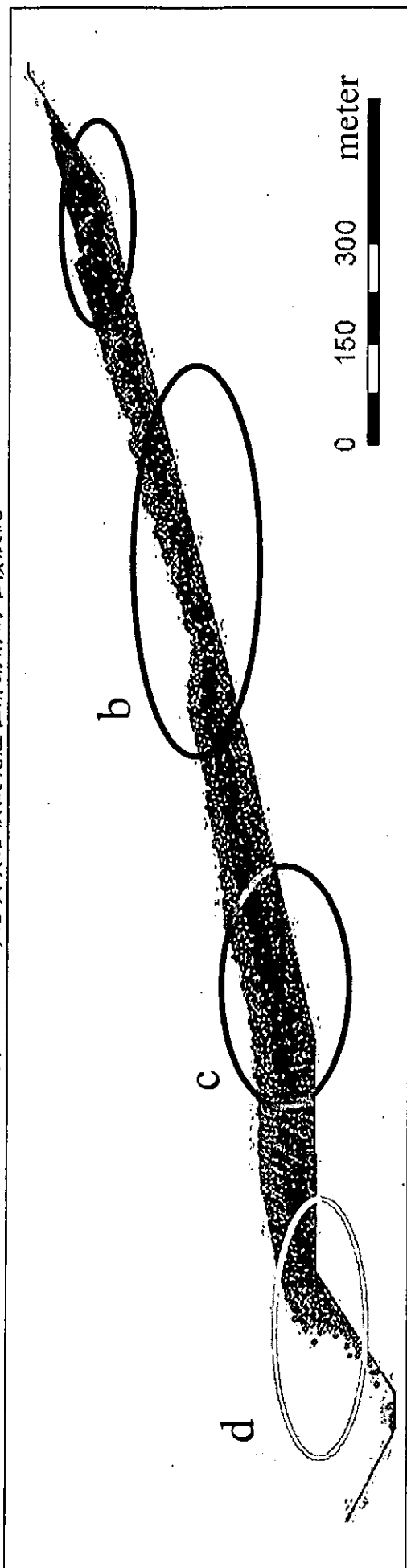


圖 6.41 砂岩與頁岩模擬塊體的滑動狀況 (第 5000 cycles)

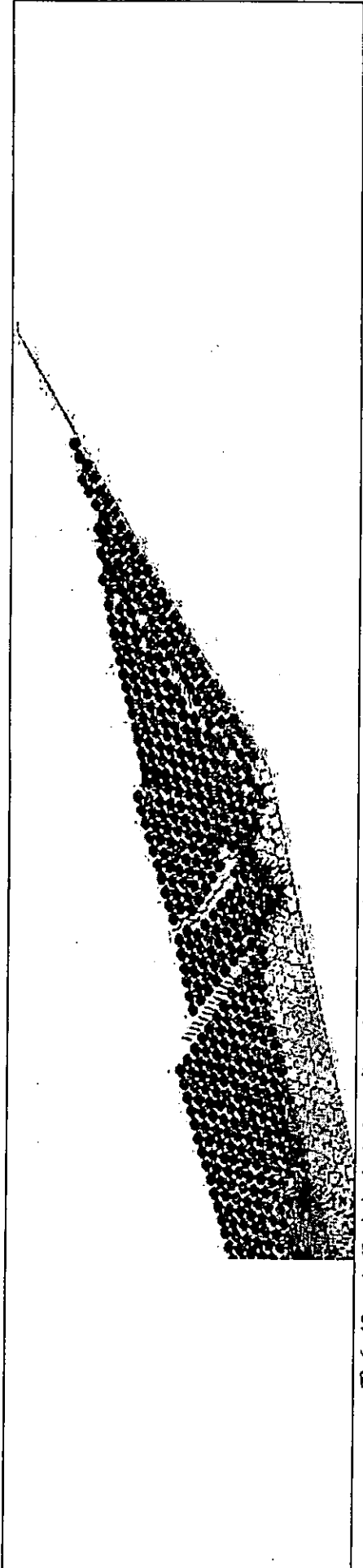


圖 6.42 上段砂岩塊除向下崩滑外，塊體內存在以張力為主之塊體破裂（黑色代表受張力，紅色代表剪力），

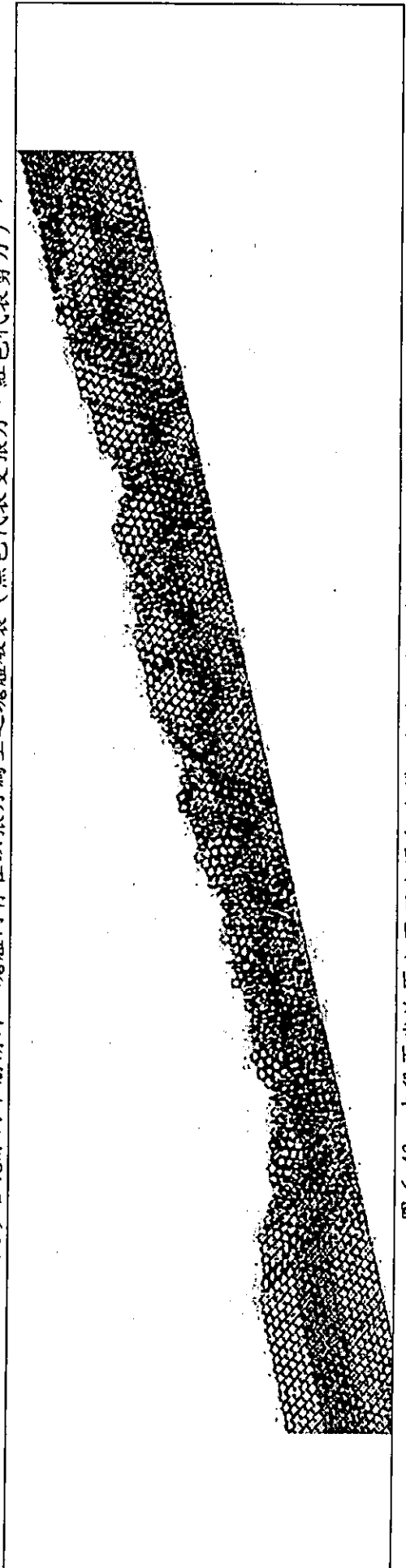


圖 6.43 中段頁岩塊頁內因下方滑動塊體之拉力，產生多條高斜角之共軛裂縫

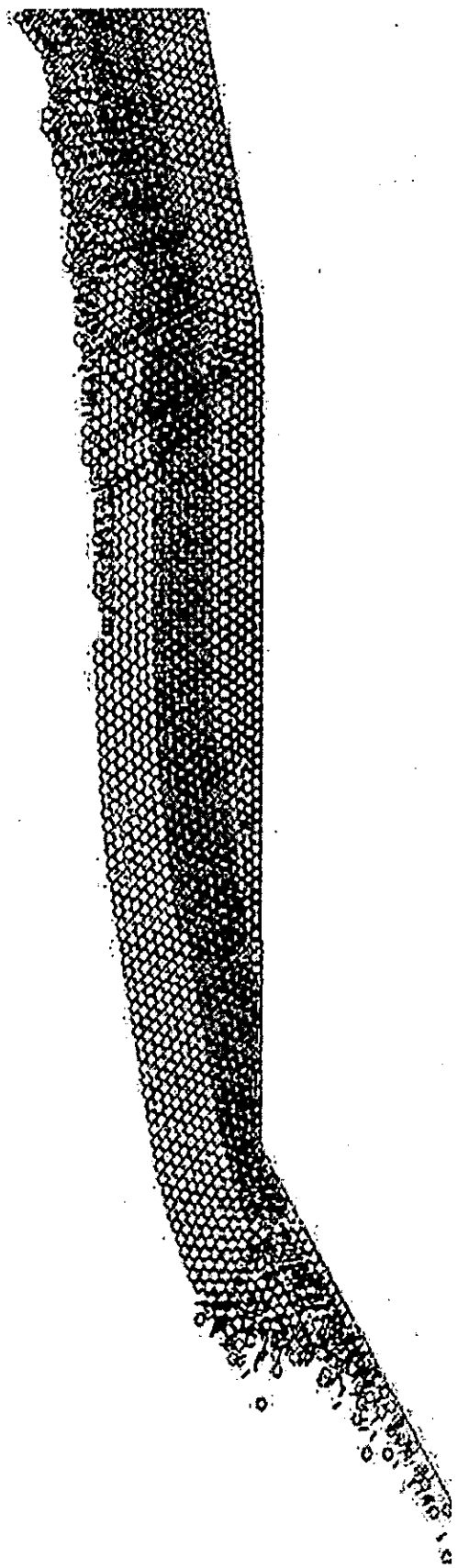


圖 6.44 下段頁岩塊



圖 6.45 砂岩與頁岩模擬塊體的滑動狀況 (第 100000 cycles)

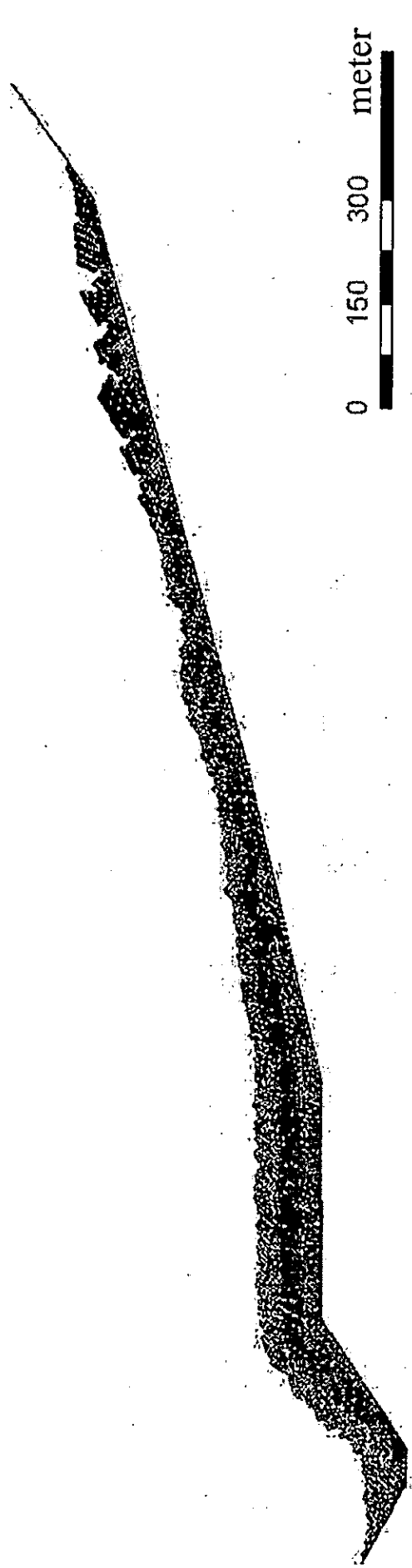


圖 6.46 砂岩與頁岩模擬塊體的滑動狀況 (第 20000cycles)



圖 6.47 砂岩與頁岩模擬塊體的滑動狀況 (第 40000cycles)

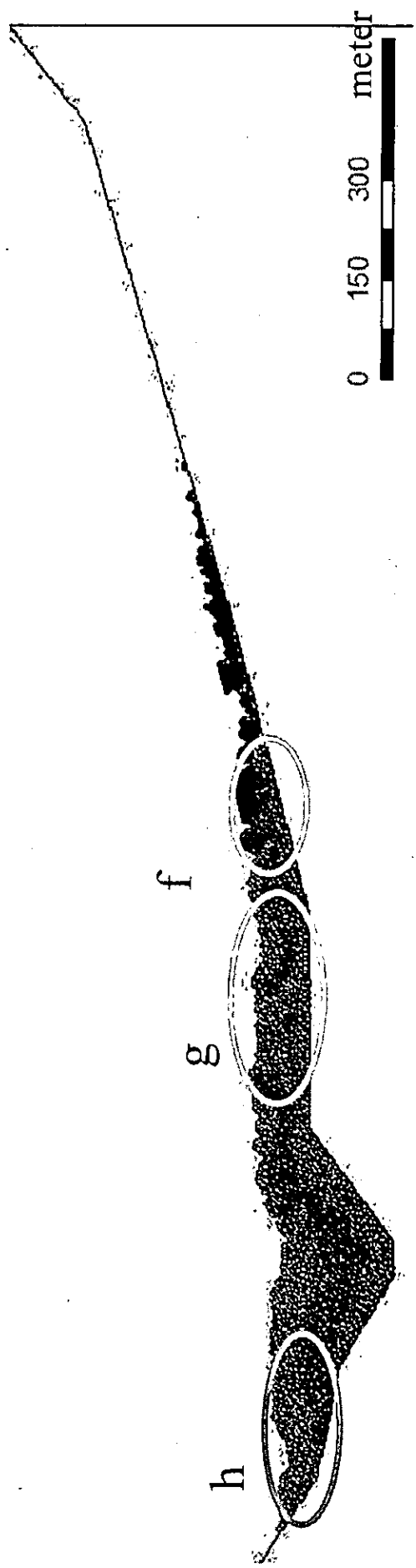


圖 6.48 砂岩與頁岩模擬塊體最後堆積狀況 (第 70000cycles)

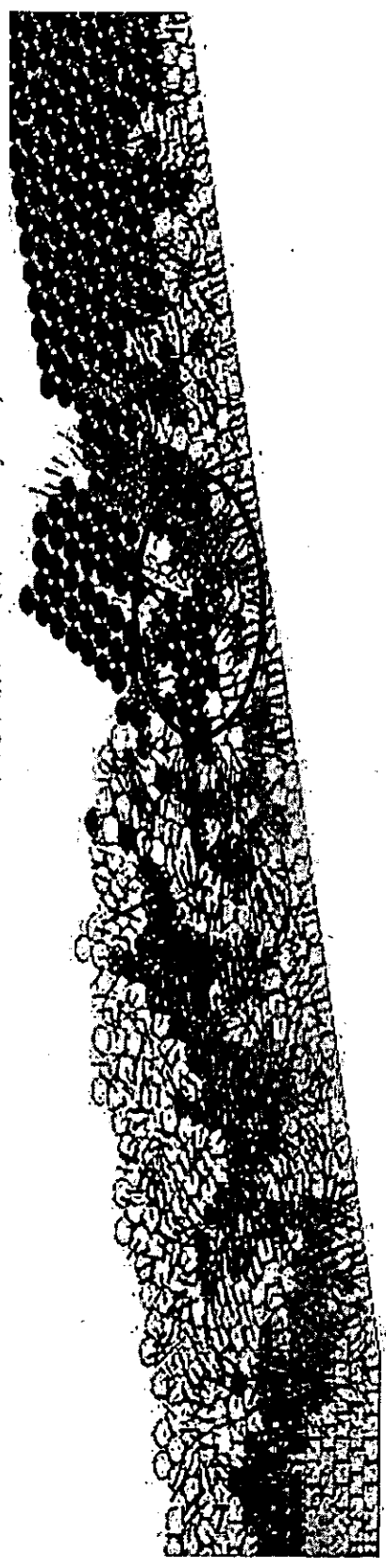


圖 6.49 砂岩與頁岩模擬塊體的滑動狀況 (第 70000cycles, 圈繪 f 區局部放大), 模擬砂岩塊滑入頁岩塊內

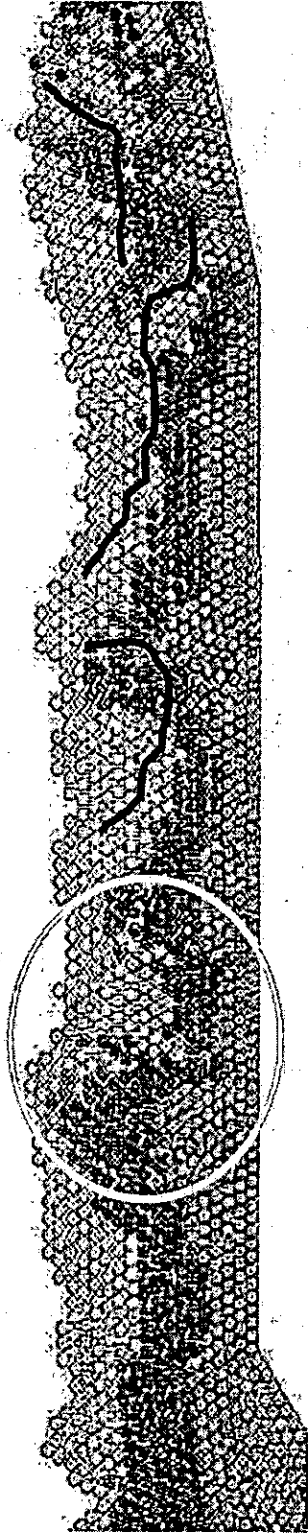


圖 6.50 砂岩與頁岩模擬塊體的滑動狀況 (第 70000cycles, 圖繪 g 區局部放大)



圖 6.51 砂岩與頁岩模擬塊體最後堆積狀況 (滑動面摩擦係數 $\mu=0.1$)

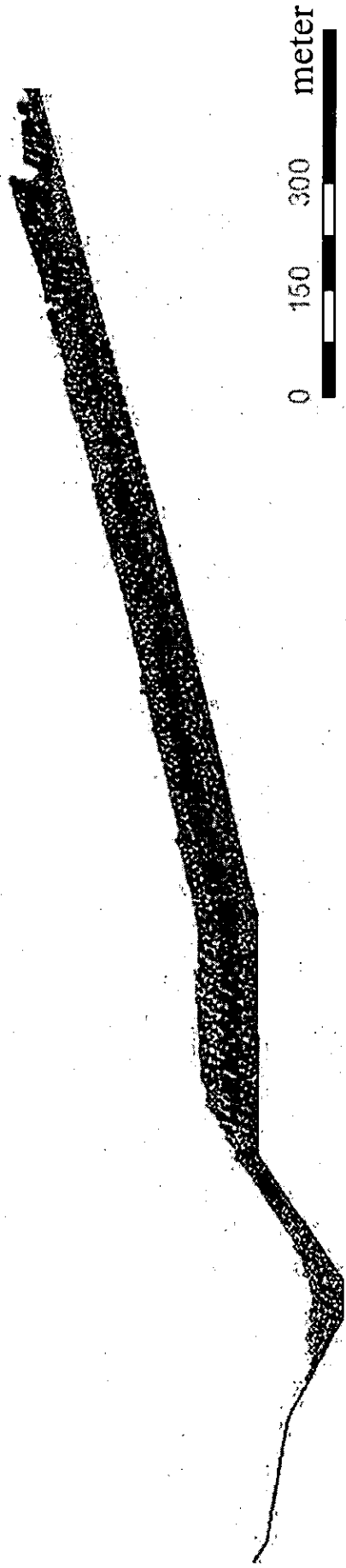


圖 6.52 砂岩與頁岩模塊堆積最後堆積狀況 (滑動面摩擦係數 $\mu=0.2$)

6.4 邊坡變形分析

本研究以紅葉坪地層滑動為例，進行紅葉坪地滑地受地震誘發形成崩塌之相關機制探討。紅葉坪地滑為因地震引起的崩塌，然而，根據訪談結果，較大之位移並非發生於集集地震之主震，而是於9月25日規模6.8之餘震後發生，此一現象值得深入探討。除此之外，僅一山之隔之九份二山，於主震時即產生大規模、遠距之快速順向坡滑移，紅葉坪地滑地之規模雖然可能較九份二山大崩塌更大，然而滑移速率與滑移量卻遠不及九份二山，是否有包括地質條件以及地震特性等因素之影響，亦亟待釐清。

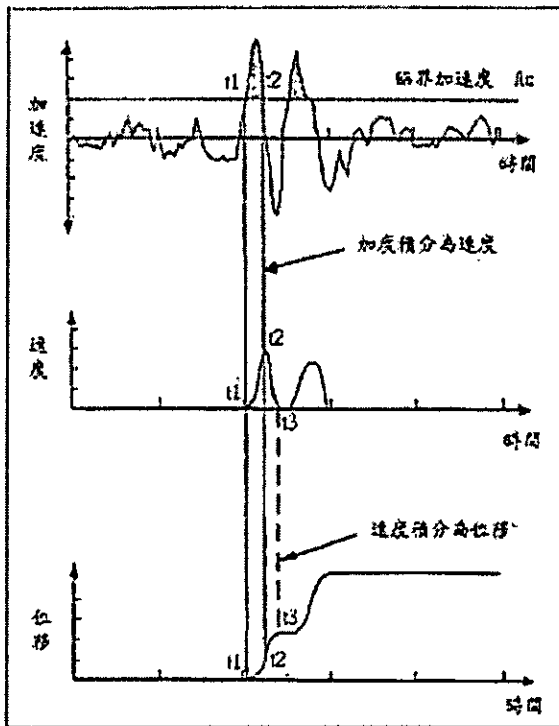
由於地震引致之地表加速度顯然是會隨時間改變的，當加速度夠大時，邊坡相對於地表發生位移。但此種狀況常是短時間及暫時性的，當地表加速度減小時，則邊坡便不再滑動，當加速度再增大時，邊坡又再度發生位移，因此在地震作用後邊坡會產生一永久位移。Newmark(1965)提出計算坡面受地震作用產生永久變位的方法，Hencher(1981)亦曾利用傾斜板進行震動台試驗，量測滑動塊隨時間的滑移距離，以求得其速度及加速的變化，間接求得物體受震時的摩擦強度。並提出由於滑動面會由尖峰強度下降為殘餘強度，因此認為滑動的實際強度應比平均所得之摩擦強度來得小。

王士榮(2002)根據雙冬以及國姓站之地震加速度紀錄，假設抗剪摩擦角 ϕ 為 30° ，利用Newmark(1965)位移法計算九份二山之累積位移量均超過20cm，由於一般認為累積位移量超過5~10公分，邊坡即可視為破壞(Keefer & Wilson, 1989、Wieczorek et al., 1985、Jibson, 1985)，因此，分析結果對於九份二山崩塌機制甚或是滑動面參數之推估，均甚具參考價值。本研究採用Newmark(1965)位移法，根據蒐集得距紅葉坪地滑地最近之雙冬國小、國姓國小、草屯國小、南光國小及南投國小強震紀錄，計算於不同抗剪摩擦角之條件下，紅葉坪於集集地震以及其後之餘震對累積位移量之影響。藉以了解最大加速度方向與紅葉坪地滑方向之關聯性。除此之外，本研究透過與於集集地震時即發生遠距滑移之九份二山案例之比較，藉以了解地震加速度對兩處位於背斜兩翼、地質條件稍有差異之地滑地之位移所產生之影響。

6.4.1 Newmark 位移法

一般邊坡穩定分析對於考慮地震之影響主要可分為兩種：

- (1) 擬靜力法 (pseudo static)：當地震發生時，假設地震力是朝向某一個方向施加之靜力，此一靜力常取為地震最大加速度與滑動體質量之乘積。
- (2) Newmark 位移法：Newmark(1965)所提出之概念相當單純，即當邊坡之滑動塊體受到地震產生的加速度值，一旦大於此滑動塊體之臨界加速度值(A_c)時，將使得滑動塊體相對於滑動面下方之基盤產生永久位移。而完整地震歷時產生之總位移，可由超過臨界加速度之地震之加速度積分成速度，再積分成位移而累計獲得(加速度、速度和位移的計算方式詳圖 6.53)。因此，不同於擬靜力法僅考慮地震尖峰加速度的影響，Newmark 位移法能考慮完整地震歷時對邊坡累積位移量之影響。



$t_1 \sim t_2$:

$$D_1 = \frac{1}{2}(A - A_c)\Delta t^2$$

$t_2 \sim t_3$:

$$D_2 = \frac{1}{2}\left(\frac{A^2}{A_c} - 2A + A_c\right)\Delta t^2$$

$t_1 \sim t_3$:

$$D = D_1 + D_2$$

$$= \frac{1}{2}(A - A_c)\Delta t^2 \times \frac{A}{A_c}$$

圖 6.53 Newmark 位移法累積位移量計算概念。

時間為 t_1 表示地震加速度超過臨界加速度，此時會使滑動塊體產生滑移速度以及永久位移 D_1 ，塊體做變加速度運動，而當時間為 t_2 時，表示地震加速度低於臨界加速度，此時做等減速度運動，產生永久位移 D_2 ，一直到時間為 t_3 時，速度為零，整個塊體滑動停止。

本研究關於 Newmark 位移法水平臨界加速度值之計算，乃考慮平面型滑動，因此，重要參數包括：水平臨界加速度 A_c 、方向修正係數 $Corr$ 、內摩擦角 ϕ 、層面傾角 θ ，其中內摩擦角 ϕ 以及層面傾角 θ 可由測量以及力學試驗獲得，而水平臨界加速與方向修正係數則分別計算如下：

(1) 水平臨界加速度 A_c

土體受地震加速度的影響時，當地震加速度大到一定程度時，使得土體開始滑動，而產生永久位移，此時，讓土體開始滑動的加速度即為臨界加速度，若不考慮凝聚力的情況下(Crespellani et al., 1998, Chen & Liu, 1990)，在與水平面夾 θ 角的滑動面中，沿 θ 平面向下的臨界加速度 A_c 可表示成：

$$A_c = \frac{\tan \phi - \tan \theta}{1 + \tan \phi \tan \theta} g = \tan(\phi - \theta)g$$

(6.6)

(2) 方向修正係數 Corr

方向修正係數 Corr 與破壞型態、邊坡幾何形狀等有關，未經方向係數修正的累積位移量 D ，其意義為：在地震力作用下，岩(土)體(rigid block)在無限大的水平面上，水平方向的累積位移量；但真實邊坡並非水平方向滑動，故須考慮方向的修正，本研究考慮平面式滑動(Newmark, 1965)，而其修正後位移為 \bar{D} ，因此

$$\bar{D} = Corr \times D \text{ 且 } Corr = \cos(\phi - \theta) / \cos \phi \quad (6.7)$$

累積位移計算，首先應根據內摩擦角 ϕ 、層面傾角 θ ，藉此來計算得知水平臨界加速度 A_c 以及方向修正係數 Corr。然後將氣象局地震儀所測得的每秒 200 點地震加速度資料，投影到塊體滑動之方向，將每一點地震加速度與臨界加速度 A_c 比較後，積分成速度，再積分出位移量，接著乘上方向修正係數並與以相加，即可得到 Newmark 位乘法之位移量。地震加速度與臨界加速度之關係，影響滑動塊體運動模式，運動模式可分成四部分討論：

- (1) $V=0, A > A_c$ ：表示土體由靜止開始滑動，又因地震加速度大於臨界加速度，做初速 $=0$ 之加速度運動，其加速度為 $(A-A_c)$ 。
- (2) $V \neq 0, A \geq A_c$ ：表示土體之前已經有初速了，在加上地震加速度大於臨界加速度的作用，因此做初速 $\neq 0$ 之加速度運動，其加速度為 $(A-A_c)$ 。
- (3) $V \neq 0, A < A_c$ ：表示土體已經不受地震力的影響了，但由於土體還是有速度一直在滑行，因此會有最大靜摩擦力來抵抗土體滑動，故做初速 $\neq 0$ 之減速度運動，其加速度為 $(-A_c)$ 。
- (4) $V=0, A \leq A_c$ ：此時土體已經靜止了，不受地震加速度影響，亦沒有摩擦力影響，所以 $V=0$ ，無滑移。

反方向的臨界加速度 $A_y > \tan(\phi + \theta)g$ ，若 $\phi + \theta = 45^\circ$ ，則 $A_y > 980 \text{ gal}$ ，因此與土體滑動反方向的地震加速度對塊體滑動並無影響，所以計算累積位移時不考慮負（方向相反）的地震加速度。

6.4.2 測站位置說明與地震紀錄

本研究主要針對紅葉坪與九份二山崩塌塊體受集集地震影響的 Newmark 累積位移量，因此，本研究整理蒐集九份二山以及紅葉坪附近的強震站地震紀錄。由於當時受集集地震影響，因此，有紀錄到集集地震主震之強震資料之地震測站只有草屯國小、南投國小，雙冬國小、國姓國小及南光國小，而紀錄到餘震之強震站僅有國姓國小。紅葉坪與九份二山附近之強震站分佈位置如圖 6.54。

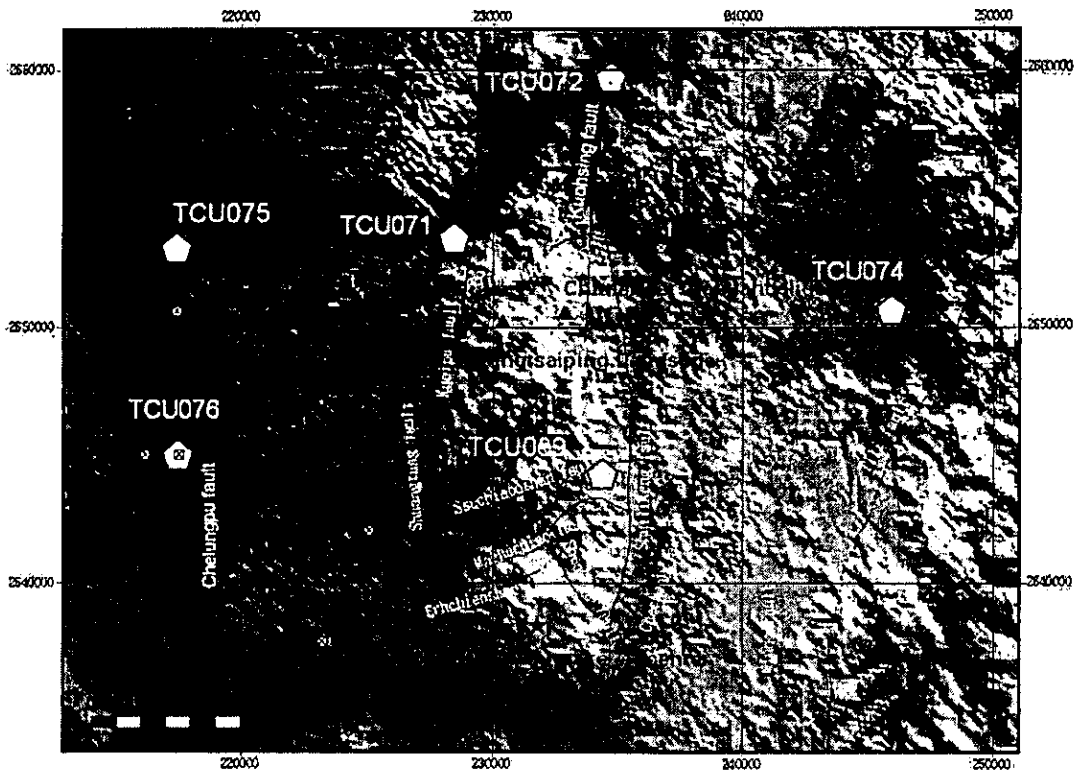


圖 6.54 紅葉坪與九份二山附近強震站分布圖，其中紀錄得集集地震主震資料之強震站包括 草屯國小(TCU075)、南投國小(TCU076)、雙冬國小(TCU071)、國姓國小(TCU072)、南光國小(TCU074)及魚池測站(TCU089)

圖 6.54 中之草屯國小與南投國小，位於車籠埔斷層下盤，較不具代表性，加上距離紅葉坪地滑地相對較遠，故未列入後續分析。

雙冬國小位於雙冬斷層與龜蒲斷層之間，位置上較靠近雙冬斷層。國姓國小與紅葉坪以及九份二山同樣位處於雙冬斷層以及水里坑斷層間之地塊，至於南光國小則位於水里坑斷層上盤。因此，五個測站以國姓國小較具有代表性，草屯國小與南光國小次之。

國姓國小強震紀錄以及水平加速度值玫瑰圖如圖 6.55 與圖 6.57 (a)。由集集地震主震水平加速度值玫瑰圖可發現，東南東、西北西方向之地震加速度值明顯較大，這解釋了朝向東南東方向之九份二山，發生大規模之順向坡滑動與最大水平加速度方向確實有其關聯性。然而，由玫瑰圖亦可發現，集集地震之主震，有另一加速度值之高峰方向為朝北，此一朝北之水平加速度或許亦可定性解釋朝北之紅葉坪地滑地受到主震之影響亦不可忽視。另外，由國姓測站餘震水平加速度歷時與玫瑰圖如圖 6.56 與圖 6.57 (b)亦可發現，有一東北西南向之水平加速度高峰值，此一高峰值或許與餘震時紅葉坪發生滑動有其關聯性。

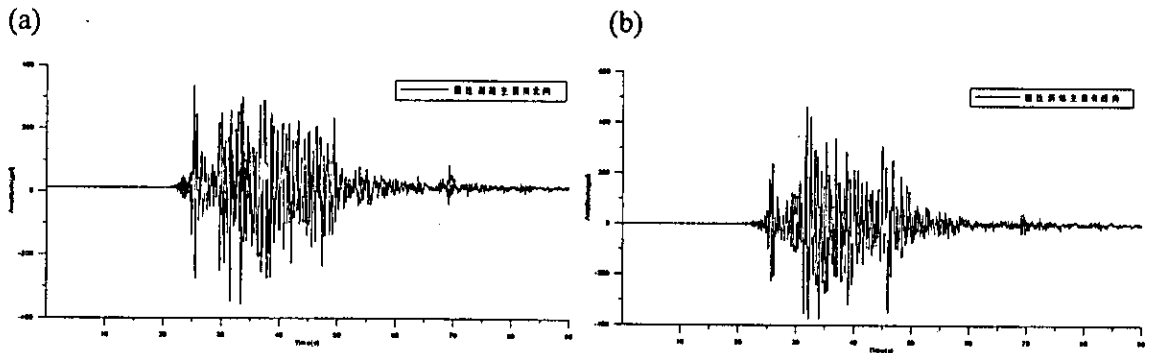


圖 6.55 國姓測站地震紀錄主震加速度歷時(a)南北向；(b)東西向。

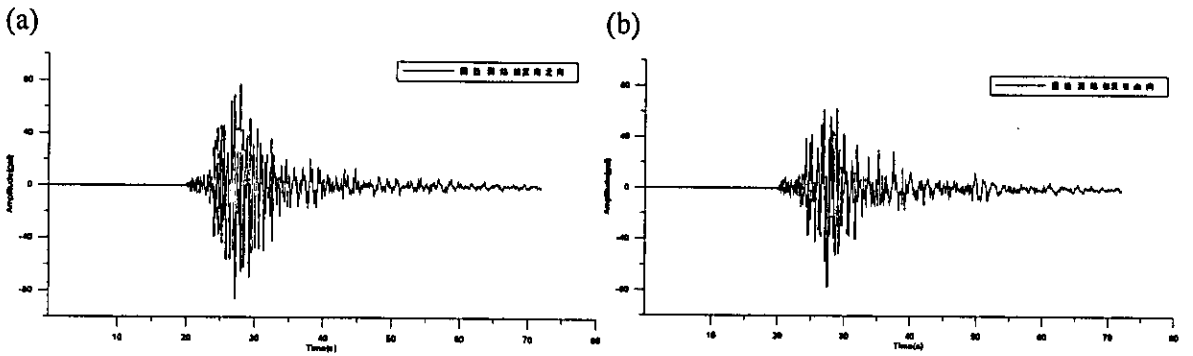


圖 6.56 國姓測站地震紀錄餘震加速度歷時(a)南北向；(b)東西向

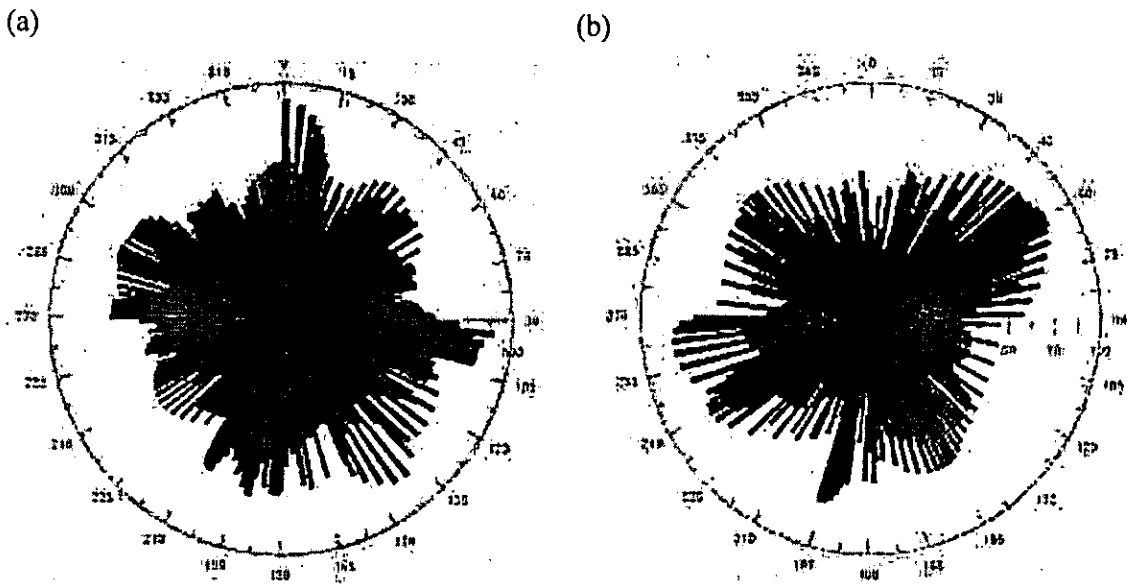


圖 6.57 國姓測站地震紀錄水平加速度值玫瑰圖(a)主震；(b)餘震

6.4.3 各測站累積位移量之計算

本次研究根據 6.4.1 節之計算方式將國姓、南光、雙冬及魚池四個不同測站之集集地震強震紀錄(四個測站之強震紀錄詳見附錄四)帶入自行撰寫之程式，計算紅葉坪與九份二山受集集地震主震影響的 Newmark 累積位移量，計算結果如表一所示。其中，九份二山屬典型之平面型滑動，滑動面傾角 $\theta=20^\circ$ 、滑動方向為 $\delta=125^\circ$ ，紅葉坪 Slid mass A 之滑動機制較接近平面型滑動，因此本研究採滑動面為平面之假設，此外，根據地表地質調查成果(圖 6.58)，於滑動塊體東側量測得擦痕滑動方向以及位態，擦痕之傾向 $\delta=344^\circ$ 、滑動面傾角 $\theta=15^\circ$ ，而層面之位態為 N26°E/27°W，因此分別以滑動方向以及層面位態作累積位移計算，累積位移量計算時，九份二山及紅葉坪之滑動面抗剪摩擦角均設為 28° 。如表 6.14 所示，將九份二山之計算結果與彭文飛(2001)之結果作比對，結果相當接近。

紅葉坪沿擦痕方向之位移量則皆小餘九份二山位移量，表示九份二山在集集地震主震發生時，其滑移量較大且迅速，而紅葉坪相對之下則較小，與事實較符合，且此方向與李錦發(2004)之數值航測結果較為一致，因此以此方向為滑動方向計算累積位移較合理。

表 6.14 Newmark 累積位移量計算結果

測站	雙冬	國姓	南光	魚池
	TCU071	TCU072	TCU074	TCU089
九份二山(彭文飛,2001)	34.09	28.26		
九份二山	31.577	28.399	80.462	2.501
紅葉坪(擦痕方向)	6.735	1.672	2.409	0



圖 6.58 此圖表示九份二山與紅葉坪之滑動方向，紅色箭頭方向為九份二山之滑動方向，淡藍色箭頭方向為紅葉坪擦痕方向，紫色箭頭方向為紅葉坪層面位態方向

為了解抗剪摩擦角對累積位移量之影響，本研究以國姓測站為例，計算於不同抗剪摩擦角之假設情況下，紅葉坪與九份二山地滑地於集集地震時之累積位移量，計算結果詳見圖 6.59。由圖 6.59 可發現，欲使位移量達 1 公尺，九份二山之抗剪摩擦角約為

24°，然而，因紅葉坪之擦痕傾角(15°)較九份二山層面傾角(20°)為緩，故在同樣地震紀錄條件下位移量相同(1公尺)，紅葉坪之滑動界面之抗剪摩擦角將較九份二山為低，其值根據圖 6.59 約為 16°。

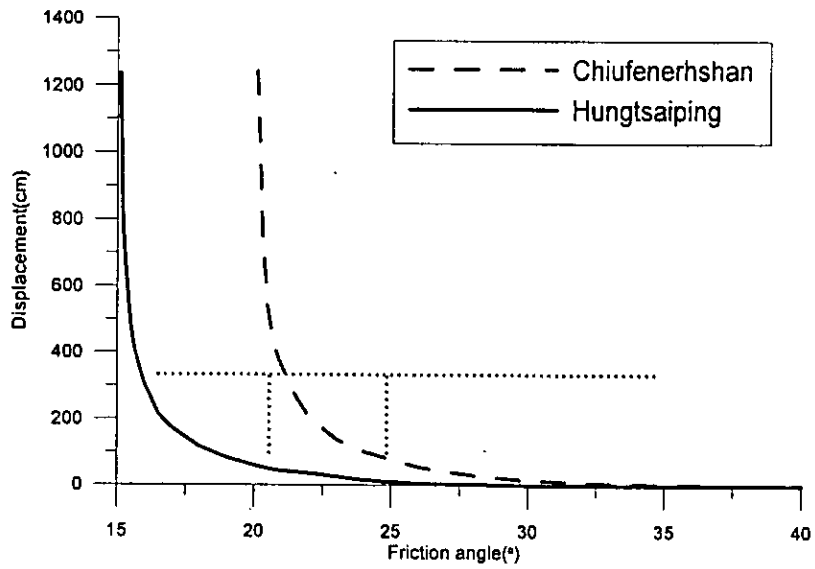


圖 6.59 紅葉坪與九份二山地滑地累積位移量與不同摩擦角之關係。

7 坡地水文地質與地下水分析

7.1 地表水文調查

本研究於民國九十四年5月14日，利用午後陣雨過後，至現場進行地表水文地質調查，根據調查結果本研究進行紅葉坪地滑地相關之水系編號，同時確定地表水之流向以及各水系流量大小之定性描述，相關說明如後：

紅葉坪地滑地坡址有由東往西再轉往南之永祿溪由坡趾流過，紅葉坪溪溝中逕流最終皆流入永祿溪。紅葉坪地滑地全區可分為四個主要的集水區，編號分別為集水區A、B、C、D，其中，集水區D可再區分為兩個子集水區，編號分別為D-1以及D-2。集水區A有兩條溪溝，編號分別為溪溝1a以及2a；集水區B之逕流主要沿坡面流動，未見明顯之溝谷；集水區C面積較小，位於其中之溪溝3c長度亦最短。集水區D兩條溪溝(編號分別為4d-1以及5d-2，分別位於子集水區D-1以及D-2)即為前述大崩滑塊體中之次崩滑塊體兩側之溪溝。

溪溝1a似乎為地^A所襲奪，可能原因推測與滑動塊體之移動有關，然而，雖然上游之地表逕流為2a所收集，然而，1a之下游逕流量並不少，根據地表地質調查結果發現，此一溪溝常見沿頁岩面滲出之地下水匯入，因此，下游逕流量之供給來源主要為地下水。溪溝4d-1以及5d-2約略為西北向，此一水系方向與前述之1a、1b3c屬於朝北者有所不同，其中紅葉坪古道即約略沿溪溝4d-1開闢，右支流源頭位於月桃湖附近，此處於大雨時，沿道路之地表逕流相當豐沛。左支流源頭處一民宅於地層滑動後發生傾向陡坡之傾斜，因此研判溪溝4d-1之左支流為集集地震以及餘震誘發地滑之重要邊界之一，除此之外，源頭可聽見急促之水流聲，但卻未見逕流，推測此處有地下伏流之存在。

值得一提的是，對各集水區而言，月桃湖似乎都位在重要地區，月桃湖之角色以及其代表之意義值得進一步探討。

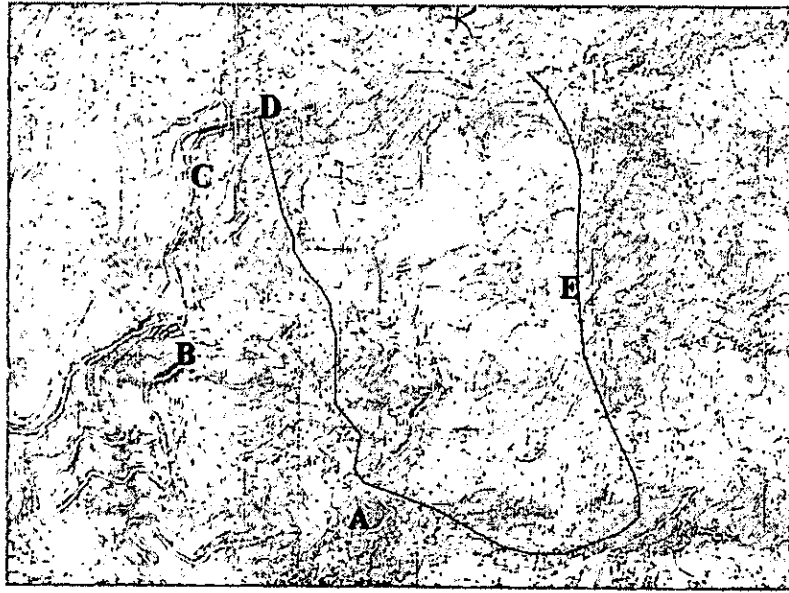


圖 7.2 A 至 E 為於研究區所作之節理調查點

一、掃描線取樣：

如圖 7.3，此處為圖 7.2 之 A 點，主要為砂岩，表面風化嚴重。



圖 7.3 A 點之一處露頭

紅線即為測線，兩端繩子固定，測線經過所交的節理面皆量測其位態，工作紀錄表格形式如表 7.1，共量得十條，再將量得之位態以下半球投影方式進行節理統計。經由此程式進行節理位態統計分析，可顯示節理位態的多種統計結果如圖 7-4。

表 7.1 掃描線工作紀錄表(A 點之記錄)

Intersention distance(m)	Dip Direction (Degrees)	Dip Angle (Degrees)	Semi-trace length (m) above or left of scan	Semi-trace length (m) below or right of scan	Termination	
					I=1,	A=2, O=3
0.15	40	90	0.36	0.17	3	3
0.25	30	90	0.48	0.46	3	3
1.14	20	65	0.35	0.05	2	3
1.77	36	85	0.92	0.22	3	3
2.02	42	85	0.05	0.29	3	3
2.47	50	90	0.27	0.08	2	2
2.6	30	85	0.29	0.2	2	3
2.78	36	85	0.22	0.17	2	3
2.91	24	85	0.21	0.15	2	3
3.72	30	90	0.42	0.5	3	3
Detail of scanline: Trend ...N42E.. Plunge ...0.. Length ...3.95m..		Details of rock face: Dip direction...290°.. Dip angle...60°.. Non-overhanging Height ...3m.. Width5m..		Rock type...SS... Condition of exposure: 表面風化嚴重		

圖 7.4(a)為極點分佈圖可顯示分組結果，圖 7.4 (b)圖為節理位態經密度分析得到之等密度圖。由圖可知此處主要有一組節理面較為優勢，068/25 為極點之位態 (Dip direction/Dip angle)，經換算可得節理之平均位態為 N32°W/65°W。

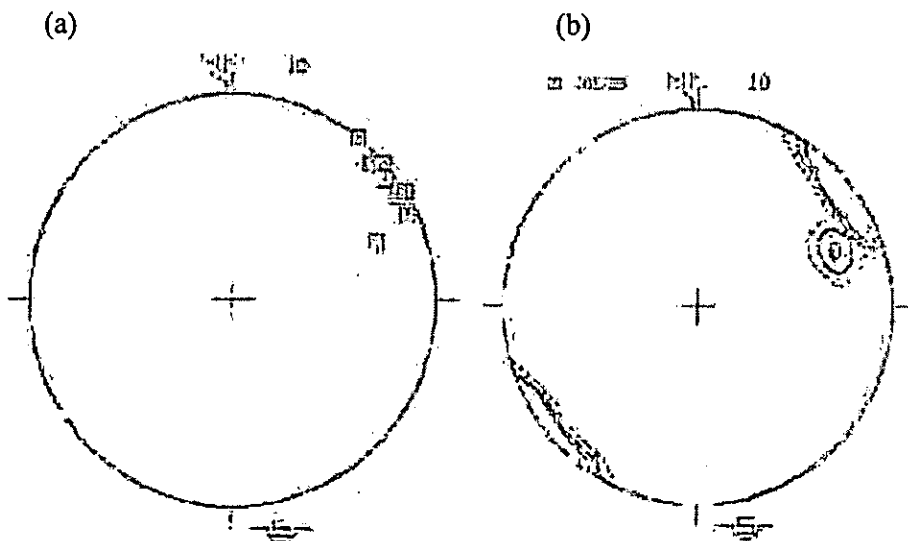


圖 7.4 A 點(a)節理之極點分佈圖;(b)等密度圖

表 7.1 所示之 Intersection distance 為測線起點至每個節理面的距離，再經由統計分組可求得每組節理之平均間距。此組節理之平均間距為 0.41 公尺。

同樣在圖 7.2 B 點，作掃描線取樣，如圖 7.5：



圖 7.5 B 點，此段主要為砂頁岩互層，砂岩節理發達

左測線記錄如表 7.2，共量得二十四條：

表 7.2 B 點掃描線記錄表

Intersention distance(m)	Dip Direction (Degrees)	Dip Angle (Degrees)	Semi-trace length (m) above or left of scan	Semi-trace length (m) below or right of scan	Termination	
					I=1, A=2 ,O=3	
0.12	300	80	0.08	0	2	2
0.19	350	90	0.08	0	2	2
0.19	300	70	0.3	0	2	2
0.28	330	80	0.56	0	2	2
0.28	300	65	0.41	0	2	2
0.54	10	70	0.07	0	2	2
0.72	0	85	0.07	0.1	2	2
0.72	310	70	0.07	0.15	2	2
0.87	10	85	0.18	0.4	2	2
0.87	290	70	0.22	0.42	2	2
0.99	30	60	0.17	0	2	2
0.99	310	70	0.17	0	2	2
1.25	80	65	0.05	0.05	2	2
1.54	10	85	0.02	0.1	2	2
1.54	280	50	0.02	0.1	2	2
1.6	72	60	0.03	0.06	2	2
1.64	80	70	0.04	0.06	2	2
1.68	314	90	0.05	0.07	2	2
1.74	240	70	0.05	0.03	2	2
2.07	32	70	0	0.07	2	2
2.07	330	90	0	0.07	2	2
2.26	350	85	0.04	0	2	2
2.4	56	60	0.04	0.16	2	2
2.77	290	70	0.18	0.1	2	2
Detail of scanline: Trend <u> </u> N90E Plunge <u> </u> 0 Length <u> </u> 3m		Details of rock face: Dip direction <u> </u> 332° Dip angle <u> </u> 85° Non-overhanging Height <u> </u> 10m Width <u> </u> 3m		Rock type <u> </u> SS+Sh Condition of exposure: 砂頁岩互層·砂岩節理發達		

右測線記錄如表 7.3，共量得七條節理：

表 7.3 B 點掃描線記錄表

Intersection distance(m)	Dip Direction (Degrees)	Dip Angle (Degrees)	Semi-trace length (m) above or left of scan	Semi-trace length (m) below or right of scan	Termination	
					I=1, A=2, O=3	
0.08	10	80	0.21	0.05	2	2
0.22	0	85	0	0.08	2	2
0.42	275	70	0.11	0	2	2
1.18	30	80	0.08	0	2	2
1.46	290	65	0.13	0.07	2	2
1.67	0	80	0.03	0.08	2	2
1.67	280	60	0.03	0.08	2	2
Detail of scanline: Trend <u>N44W</u> Plunge <u>5</u> Length <u>2m</u>		Details of rock face: Dip direction <u>40°</u> Dip angle <u>30°</u> Non-overhanging Height <u>3m</u> Width <u>5m</u>		Rock type <u>SS+Sh</u> Condition of exposure: 砂頁岩互層，砂岩節理發達		

此處拉兩條測線主因為此段岩塊有兩個不同的面。將所得資料再以統計程式分析，其結果如下圖：

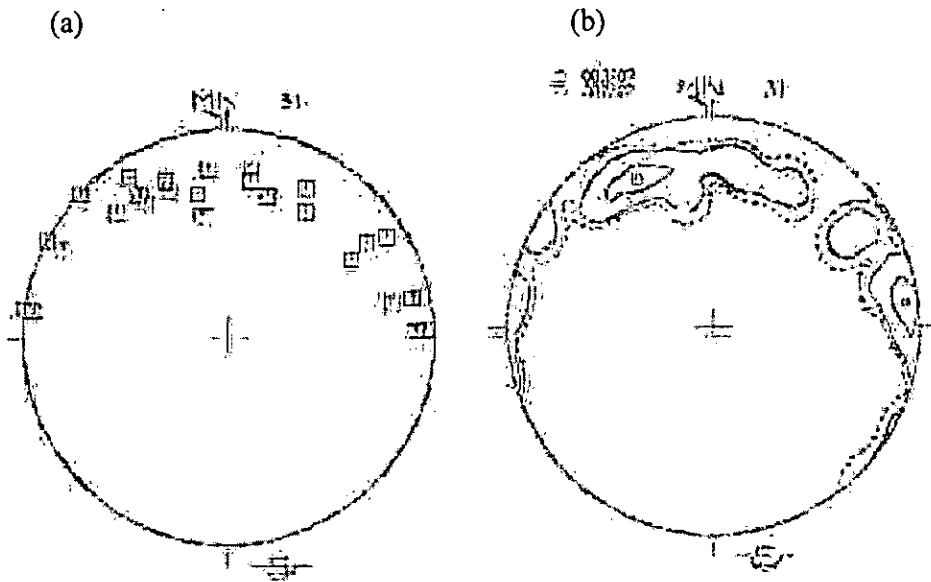


圖 7.6 B 點掃描線取樣(a)節理極點分佈圖；(b)等密度圖

由圖 7.6 (b) 得知此處主要可分為兩組較為優勢的節理，其平均位態經換算分別為 $N7^{\circ}W/83^{\circ}W$ 及 $N62^{\circ}E/68^{\circ}S$ ，而其平均間距分別為 0.41 公尺及 0.16 公尺。

二、主觀隨機取樣：

圖 7.2 之 B、C、D 及 E 點，主觀取樣量測節理面，圖 7.7 為 B 點，其中左下角之一處露頭並採掃描線取樣。

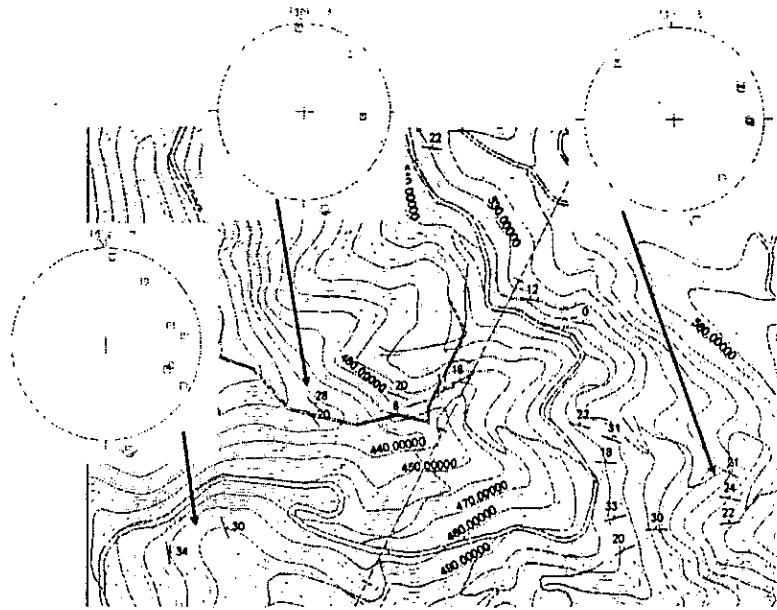


圖 7.7 B 點量測之露頭點，與節理極點分佈圖

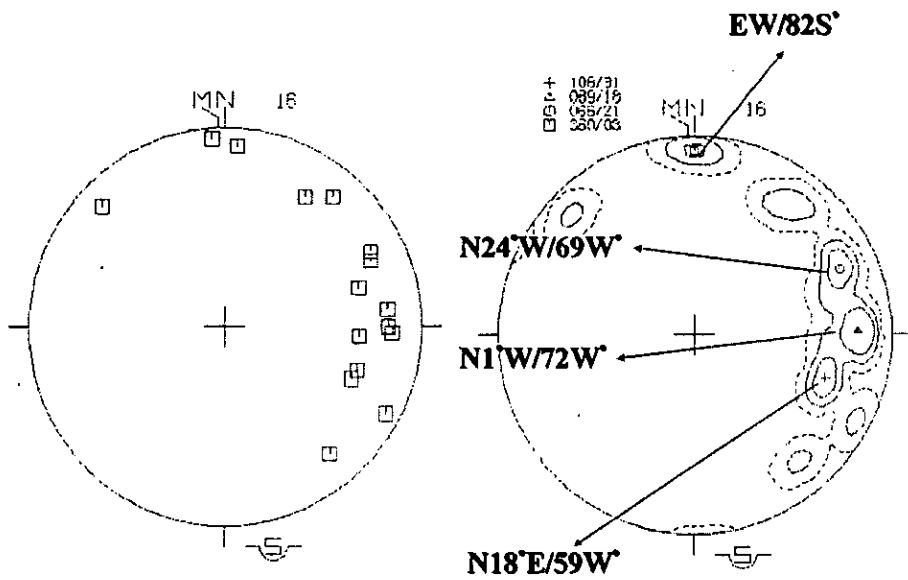


圖 7.8 B 點全區節理之極點分佈及等密度圖

圖 7.8 所示即為 B 點全區節理之平均位態，可看出全區可分為四組節理系。圖 7.9 為 C 點所量測之節理，共計兩條，大致上可看出一組接近東西向及一組南北向之節理。

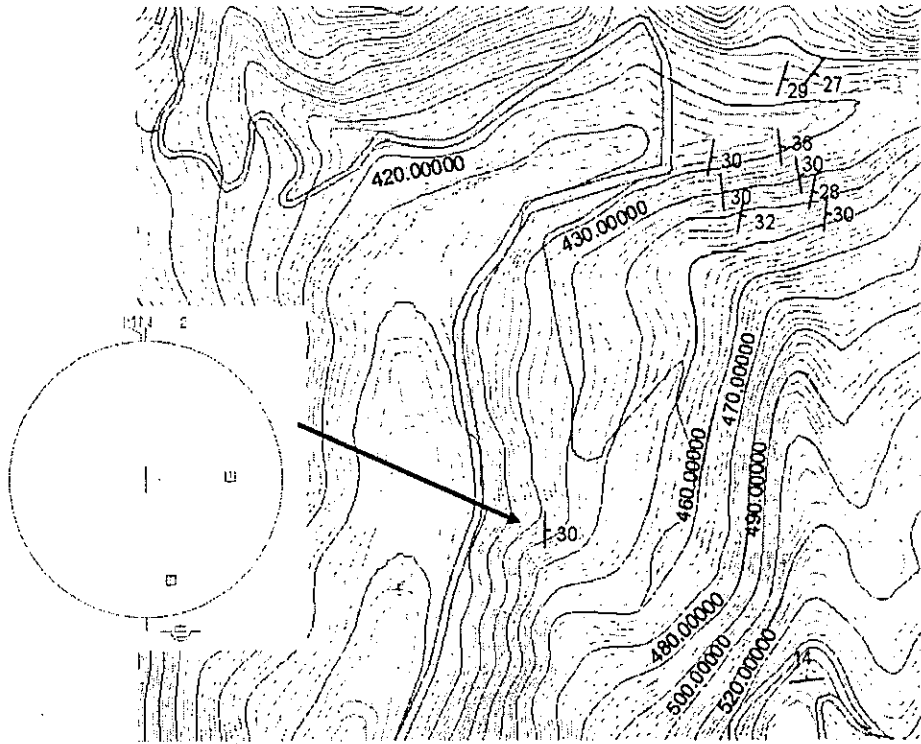


圖 7.9 C 點量測之露頭點，與節理極點分佈圖

下圖 7.10 為 D 點之節理情形：

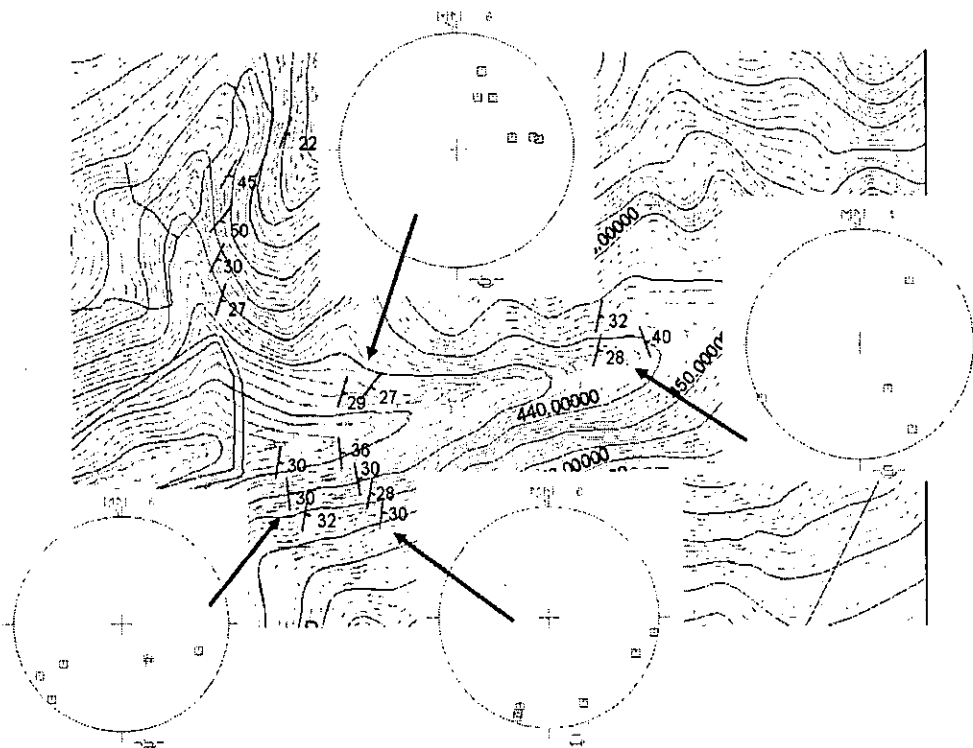


圖 7.10 D 點量測之露頭點與節理之極點分佈圖

依圖 7.11 所示可分為兩組節理，其平均位態如圖：

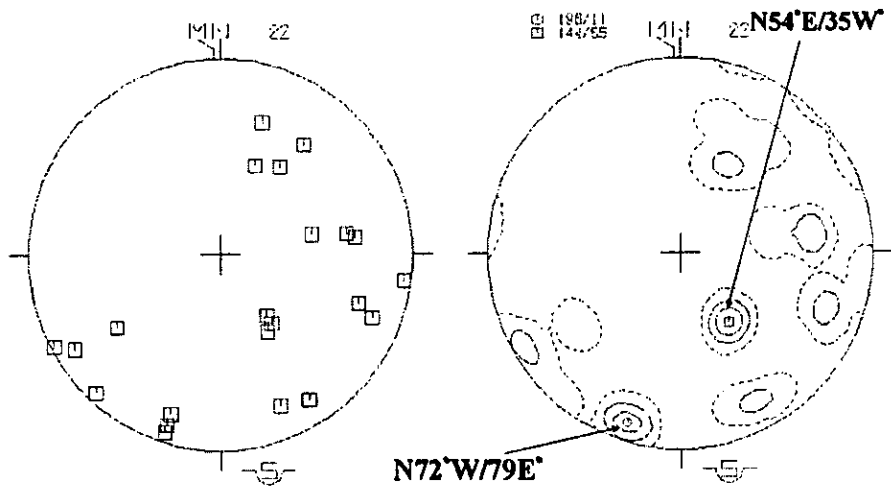


圖 7.11 D 點節理之極點分佈及等密度圖

圖 7.12 為 E 處之節理，只量得兩個節理面。

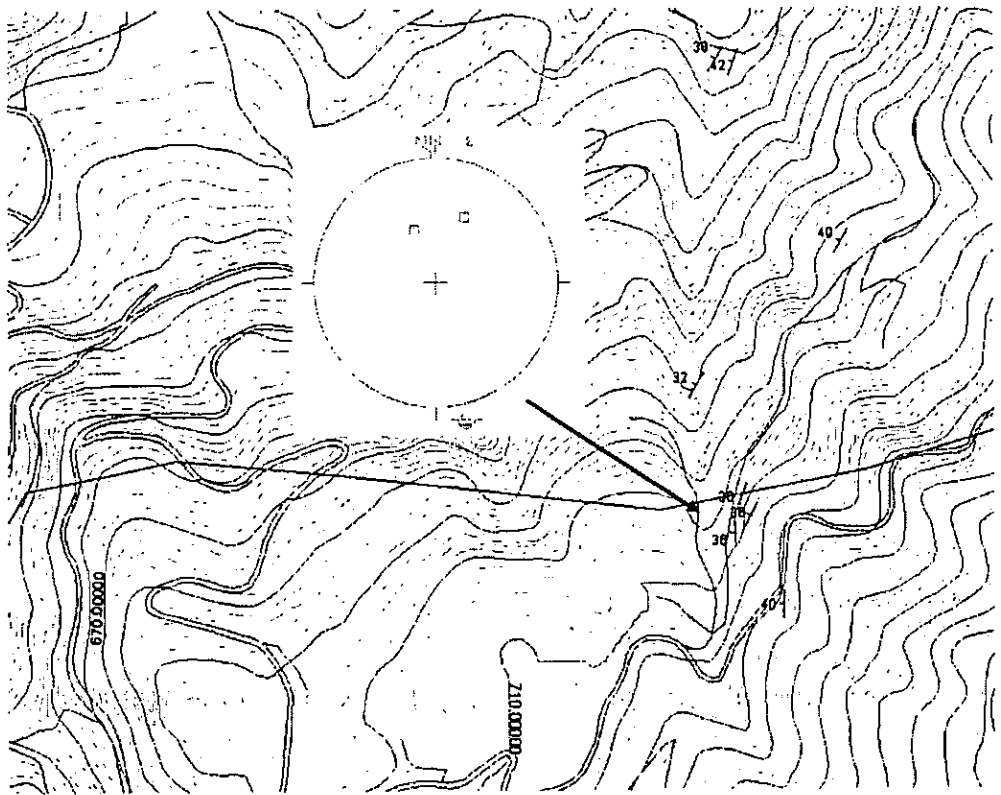


圖 7.12 E 點量測之露頭點與節理極點分佈圖

7.3 地下水壓監測

利用現地 BH02 井之兩組水壓計（編號 BH02A 及 BH02B）以及 BH03 井（編號 BH03A 及 BH03B）兩組水壓計，預期進行長時間地下水位監測，水壓計於井孔中埋設深度如表 7.4 所示。所得之現地地下水壓資料，可與紅葉坪地區之降雨量做關係比較，並用來作為下一階段水文地質概念模型與模式之參數校正用。

地下水壓監測結果以及降雨資料分別示於表 7.4，此外，從中央氣象局之全台氣象測站找出三個位於研究區域附近的氣象測站，分別為雙冬、蘆竹滿以及九份二山等三個測站，並購買雨量資料，其分佈如圖 7. 13，然而將雨量資料(7~10 月)以及地下水壓資料(9~11 月)彙整於圖 7-14，可發覺由於颱風雨季已過，因此地下水位高度並無太大之變化。

表 7.4 地下水壓監測資料

編號	BH-2(A)	BH-2(B)	BH-3(A)	BH-3(B)
水壓計埋設深度，地表以下(m)	82.70	32.83	65.60	39.20
記錄日期	水位記錄，地表以下(m)			
	需扣掉管高 0.16m		需扣掉管高 0.23m	
9 月 2 日	14.55	3.55		
9 月 6 日	14.69	4.23		
10 月 17 日	14.47	4.81	26.26	22.21
10 月 18 日	14.62	5.86	26.27	23.22
10 月 19 日	14.79	5.88	26.28	22.93
10 月 20 日	15.09	5.93	26.30	22.82
10 月 21 日	15.13	5.96	26.30	22.80
10 月 22 日	15.17	5.99	26.31	22.76
10 月 25 日	15.21	5.98	26.34	22.78
10 月 26 日	15.25	5.98	26.37	22.81
10 月 27 日	15.28	6.00	26.34	22.72
10 月 28 日	15.27	6.00	26.34	22.40
10 月 29 日	15.28	5.98	26.35	22.46
10 月 30 日	15.28	5.96	26.37	22.51
10 月 31 日	15.29	5.96	26.37	22.57
11 月 2 日	15.28	6.01	26.36	22.55
11 月 3 日	15.29	6.08	26.34	22.53
11 月 4 日	15.28	6.12	26.33	22.50
11 月 5 日	15.28	6.15	26.32	22.49
11 月 6 日	15.28	6.15	26.33	22.50
11 月 7 日	15.29	6.15	26.33	22.49

11月8日	15.31	6.16	26.31	22.49
11月9日	15.32	6.18	26.31	22.49
11月10日	15.35	6.19	26.30	22.50
11月11日	15.37	6.20	26.30	22.50
11月14日	15.40	6.22	26.28	22.49
11月15日	15.41	6.22	26.28	22.49
11月16日	15.42	6.24	26.27	22.49
11月17日	15.42	6.24	26.27	22.48
11月18日	15.43	6.25	26.26	22.48
11月19日	15.43	6.25	26.26	22.48

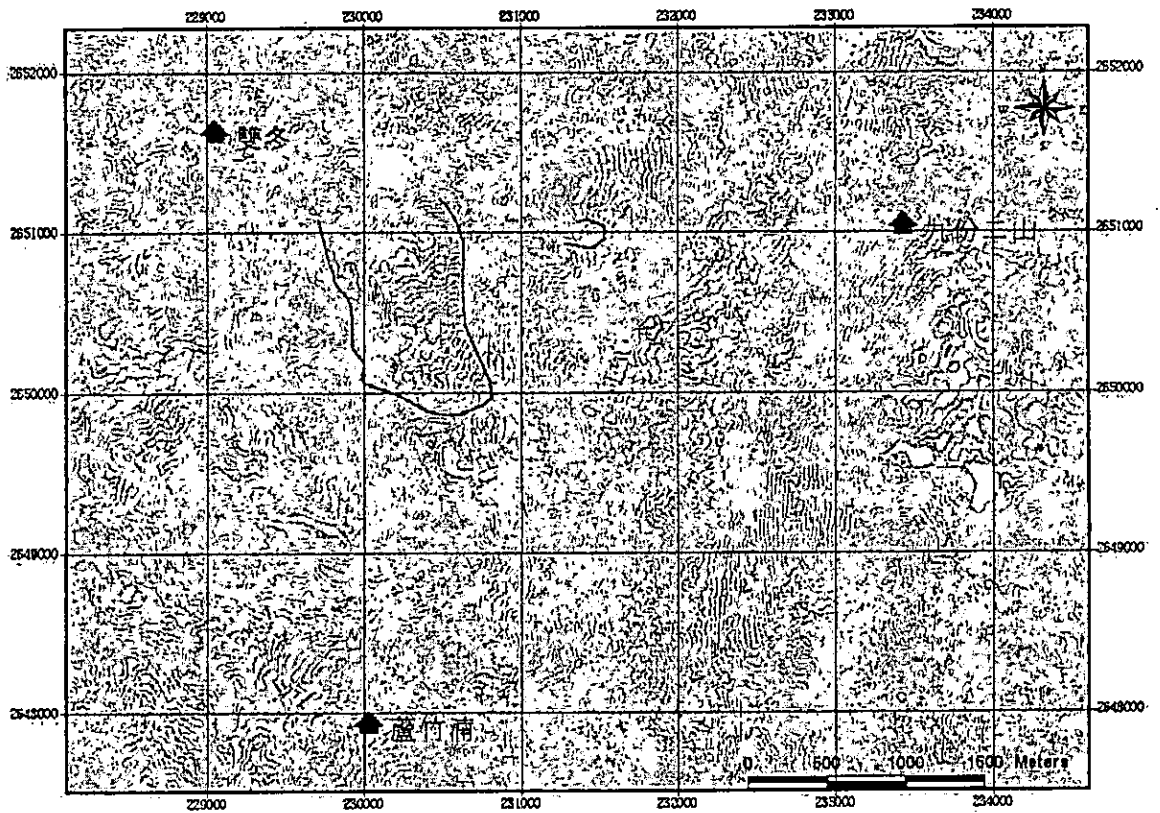


圖 7.13 此為雙冬、蘆竹浦以及九份二山等三個測站之分佈圖，分別位於紅葉坪崩塌區之周圍，可表現出紅葉坪地區之降雨量

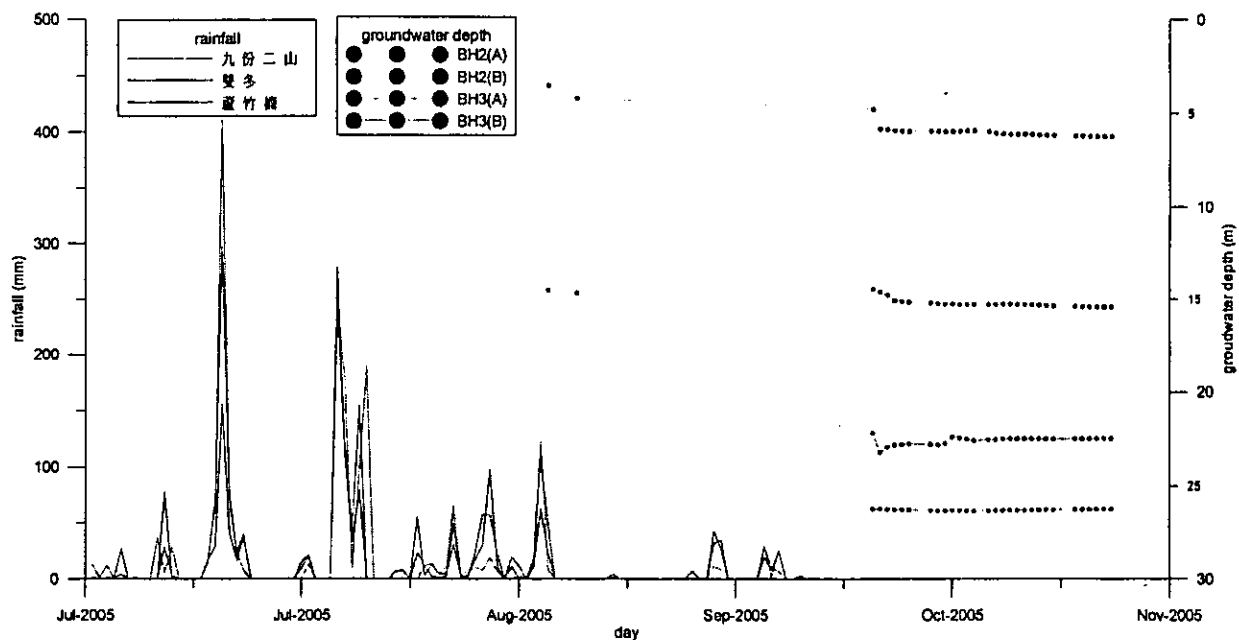


圖 7.14 雨量與地下水位之關係圖，左側為雨量座標軸，右側為地下水位距地表深度之座標軸

根據水壓計的量測紀錄，於圖 7.15 上切一 AA'剖面，如圖 7.16 所示，岩盤水頭由於 BH02 大於 BH03，所以可得知此區地下水流動方向為由南往北流。

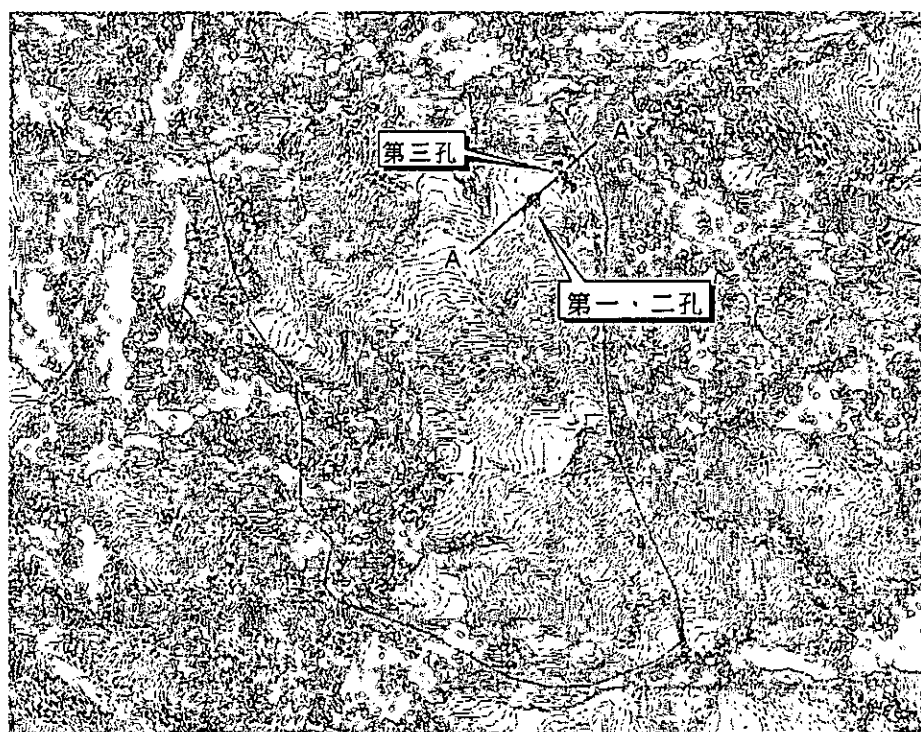


圖 7.15 水壓計埋設位置以及剖面

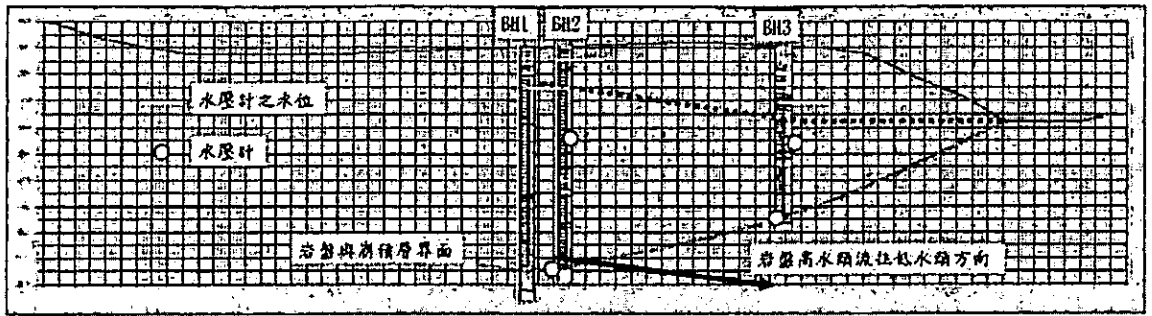


圖 7.16 為圖 7-15 之 AA' 剖面，包含鑽孔之岩盤位置以及水壓計埋設位置

7.4 水文地質概念模型之初步構想

為能提供穩定分析正確之水壓資料，僅依賴少數之水壓計稍嫌粗略，然獲得完整地下水流動以及孔隙壓力之分布，為一難度相當高之工作。本研究嘗試利用兩個年度之工作，建立崩塌區之水文地質概念模式，利用水文地質調查結果，建立合理之地層分層、合理之邊界條件、合理之水文地質參數，最後利用現地監測水壓值以及地表水分布校正水文地質概念模式之參數與邊界條件。根據此一程序建立之模式，即可進一步推衍為數值模式並進行孔隙壓力計算，以作為邊坡穩定分析之重要輸入環境條件。

本年度本研究先提出水文地質概念模型之初步構想，主要資料來自於地質調查以及地表水文調查。初步構想如下：控制本崩塌區之重要水文地質條件為分布於向斜軸兩翼之炭寮地頁岩，地表水沿北側崩崖以及東側野溪入滲後，地下水將沿炭寮地頁岩會聚至向斜軸，並成為作用於滑動塊體上之水壓力。

8 紅葉坪地區地滑模型與預估地滑發生之基準

8.1 紅葉坪地滑活動歷史之推估以及再活動可能性評估(崩塌基準)

根據地形、地層分佈與構造，本研究研判紅葉坪地滑區應該屬於一個舊崩塌區，此一崩塌區主要受到位於向斜東翼、背斜西翼之順向坡地形所控制，因永祿溪之下切，因而於石門層與炭寮地頁岩界面形成大規模之滑動，石門層之陡崖即為此一大規模滑動後形成之崩崖，崩崖正下方朝西以及朝西北傾之緩坡面即為殘坡，屬炭寮地頁岩。紅葉坪地滑地大致上即位於古崩塌之堆積區，如前所述，目前此區域可分為三個滑動塊體，其中 slid mass C(圖 4.8)應為一相對穩定之塊體，至於集集地震以及其後之餘震所造成之滑動塊體(圖 4.8 之 slid mass A 與 slid mass B)之滑動機制，研判為發生在老崩塌堆積區滑動界面上以及位於炭寮地頁岩褶曲之層面的滑動，滑動區東側邊界為東側山溝，西邊界尚無法定論。

由地形特徵觀之，紅葉坪地滑區應仍具有活動之可能性。影響紅葉坪地滑地活動之誘因，主要為地震、降雨以及永祿溪之河岸側蝕，因水土保持局已完成永祿溪及其支流之整治，因此，河岸側蝕之地質營力或可稍減。然而，較大之地震與降雨事件對於紅葉坪地滑地之影響仍重要，因地震目前尚無法預測，故未來可能再活動之可能性評估將以降雨之影響為主。根據過去文獻採取之預警基準，主要以降雨特性以及地下水位變化為主，另外，直接之預警基準則為變形速率。

以梨山地滑地之監測為例，梨山地滑區在過去歷史中都曾發生大規模地盤滑動，地質主要成分為崩積層與破碎板岩所組成，滑動深度為地表下 50 公尺左右，由於滑動表土面裂隙發達，因此，地表水或降雨會很容易滲入，引起地下水位上升與降低邊坡穩定度造成滑動。84 年度起此處地滑地分三年設置六個監測站，每個監測站內並裝有地表傾斜計、地表伸縮計、地下水位計、管內傾斜儀、雨量計。梨山地滑地的預警管理準則由降雨、地下水位與各種變形量等單項或多項組合來訂定。

(1) 建立降雨與地下水位之相關性

利用動態模式擬合與以轉換函數模擬地下水位變化，利用各監測站所測得之一小時降雨量及一小時地下水位資料，先對各監測站之資料選取多場代表性降雨，並建構其時間序列之 ARIMA 模式，接著再與地下水位變化建立輸入(降雨量)一輸出(地下水位變化)間關係之轉換函數。假設單位延時之單位有效降雨輸入轉換函數，再根據轉換函數對其本身之資料擬合程度，選取代表該滑動土體之最佳轉換函數，並以其分析討論，將其他各場代表性降雨輸入，模擬地下水位變化情形。針對降雨與地下水位之關係訂定方法採用以多變量迴歸分析與以類神經網路建立關係模式。

(2) 建立地下水與降雨之相關性

雨量與地下水位變動關係的建立，一直是地滑地監測系統主要的項目。梨山地滑地之預警基準訂定根據現地之地質及地表狀況做詳盡之邊坡穩定分析，並根據邊坡穩定分析之安全係數訂定出地下水位危險值之範圍，接著於降雨時，將觀測資料輸入轉換函數，而經由轉換函數可於較早之時間得知地下水位變化量，如此可提早預估邊坡

之穩定性。危險地下水位如表 8.1，透過危險地下水位可反推危險雨量。

表 8.1 梨山各監測站危險地下水位高程表

監測站	B1		B4	B5	B9		B13	C1
危險區分	注意	警戒	注意	注意	注意	警戒	注意	注意
地下水位高程(m)	1885	1900	1900	1948	1900	1904	2042	1878

(3)透過降雨頻率分析直接訂定注意等級之預警值

另一方面，梨山地區地滑地亦透過利用降雨頻率分析，得 10 年頻率之 1、2、3 日累積降雨為預警指標，做為危險注意的警戒，危險指標雨量列為表 8.2。

表 8.2 梨山地區注意等級之 1、2、3 日累積降雨量表

累積降雨量	1 日	2 日	3 日
注意等級預警值	260mm	380mm	433mm

(4)其他變形監測之預警值

此外，針對變形量較為緩慢的地質條件，建議由地層變形量來做區隔，將地表伸縮計、地表傾斜儀、孔中傾斜儀監測值依照等級不同所訂定之基準值表如表 8.3。根據此一案例說明可瞭解，邊坡滑動有其獨特性，若欲進行預警基準之訂定，應透過完整之學理分析及長期觀測方得逐漸修正完備。

表 8.3 梨山地滑地位移警戒基準值

儀器	靈敏度	精度	記錄(每日最大變化)	注意	警戒	疏散
地表伸縮儀	0.025mm	1mm	1cm	1mm/小時	1cm/日	加速變形
地表傾斜儀	9"	0.01' : 36"	0.1'	0.01'/小時	0.1'/日	加速變形
孔內傾斜儀 (置入式)	0.01' : 36"	0.05' : 180"	(無法明確判釋)	無建議值	無建議值	無建議值

8.2 結果討論與持續研究之建議

本次調查研究工作為深入探討紅葉坪地區地滑機制，故針對經濟部中央地質調查所於 2004 年初步劃定集集地震引發之紅葉坪地滑區域，擴大其區域調查範圍，預定調查範圍依 TM II 座標基準由左上(228100,2652200)至右下(232100,2649700)，區域面積廣達 10 平方公里，較原先劃定紅葉坪地滑區域大約 10 倍。

8.2.1 結果討論

研究工作結合地表/水文地質調查、鑽孔取樣及岩心驗、邊坡穩定與變形分析以及使用監測與影像分析的方法來進行，根據現有之結果做出結論如下：

1. 現場調查工作：

- (1) 經現場調查與室內不同時期(921地震前後)遙測影像比對結果，大致可將調查區域內崩塌破壞型態區分成四類，包含主要岩體地滑(複合型)、圓弧型淺層滑動、淺層岩屑崩滑及河岸侵蝕等四種破壞型態。
- (2) 本次調查工作於預定調查區域內四種崩塌破壞型態除主要岩體地滑(複合型)外共計調查118處，其中圓弧型淺層滑動崩壞類型計有20處、淺層岩屑崩滑崩壞類型計有65處、河岸侵蝕崩壞類型計有33處。另統計地調所初步劃定之紅葉坪地滑區域內三種崩塌破壞型態共計調查33處，其中圓弧型淺層滑動崩壞類型計有16處、淺層岩屑崩滑類型計有9處、河岸侵蝕崩壞類型計有8處。
- (3) 由調查統計結果發現，地調所初步劃定之地滑區域內多以圓弧型淺層滑動類型為主(佔地調所初步劃定之地滑區域內總調查處數之49%)，而區域外則以淺層岩屑崩滑居多(佔總調查處數之55%)，由此顯示921地震後所初步劃定之地滑區與地層上方覆蓋之崩積土層有關，而淺層岩屑崩滑乃因區域外高陡坡岩體受震解壓節理所造成之破壞型態。因此藉由該區域地形、地質與崩壞型態等相關條件，初步研判區域內崩積土層可能與紅葉坪地滑歷史有關，故其岩盤上覆崩積層受921地震擾動所造成之位移應為震後紅葉坪地滑主因。

2. 岩心試體之室內試驗：

- (1) 依其第一工作區之BH1~BH3等三孔岩心分類結果顯示，以三孔岩心之提取量、鏽染帶分佈、岩心表面顏色、岩性等作為分層依據，將第一工作區之地層分為地表殘餘土、二層崩積土、三層崩積鏽染層、崩積不透水層、頁岩及岩盤等九層作為地層分層之重要參考依據。
- (2) 另於第八層附近(地表下約82m)發現一顯著傾角約15度之擦痕(Slickensides)存在，與現地調查於月桃湖偏東側發達侵蝕溝所量得的層面位態一致(傾角約27度)，因而初步研判該層面(岩盤與崩基層交界面)應為紅葉坪地滑區最大可能性滑動面，即該地滑區最大可能滑動深度位於第一工作區地表下約82m處。
- (3) 由物性試驗結果得知，BH1岩心試體之液性限度LL介於18.72%~26.11%之間，歸類為低塑性(Low Plasticity)土壤(LL<50%)，表示第一工作區之土層其壓縮性較低；另比較各層塑性限度(PI)發現位於第六層(地表下約69.6m ~73.1m)之PI值(3.52)明顯低於其他各層PI值，表示該層透水性、孔隙率及砂性土壤含量較高，且位於第八層擦痕上方(第七層)發現老鏽染層分佈極為顯著，故初步研判該透水層可能與紅葉坪地

滑歷史有顯著之關係存在。

- (4) 綜觀BH1岩心試體各層物性及單壓試驗結果，顯示目前試驗成果各層間尚無法區分出物性、強度之明顯差異，探究其原因，於各崩積土層中混雜著多種不同顆粒性質之土壤，因此在粗、細顆粒土壤混合下，導致試驗結果無法明顯區分各層間之物性及強度差異。有鑒於此，未來將考量以#200篩作為區分粗、細顆粒土壤之相關試驗界線，藉此降低崩積土層之試驗誤差，以及進一步區分出崩積層各層間之力學特性。

3. 邊坡穩定敏感性分析：

- (1) 由極限平衡法分析結果得知，紅葉坪區域中之老崩積層與岩盤之間的滑動面，在不考慮地震力條件時，經集集主震後的滑動面強度參數直線回歸方程式為“ $C = -8.1\psi + 399$ ”， R^2 為0.967；爾後又發生餘震時邊坡要達安全係數略小於1.0，此時的滑動面強度參數直線回歸方程式為“ $C = -7.2\psi + 174$ ”， R^2 為0.945，故將此兩條迴歸區間作為界定後續邊坡穩定與否之參考指標。
- (2) 經個別元素法分析古地形滑動土體結果顯示，相關參數的選取，如滑動面摩擦係數 μ 、顆粒材料鍵結強度PB_ns、顆粒材料勁度Ks等，係比對模擬結果與現存地形條件後，進行反算分析後求得。後續將可根據力學實驗資料，包括砂岩塊與頁岩塊的單壓實驗，及滑動面材料的直剪實驗，求得相關的力學參數，做為PFC^{2D}顆粒微觀參數之選取依據。

4. 航照，衛星影像分析與Lidar測繪：

- (1) 本次使用遙控直升機在紅葉坪做大區域之觀察，對於現地調查之效率很有助益。
- (2) 本次使用FNCC方法分析衛星影像之經驗顯示，FNCC所估計地滑之範圍由最後計算所得之系統性誤差決定，若系統性誤差為6m則求出之地滑之位移需大於6m才能於圖上標繪出地滑範圍。
- (3) Lidar測繪地形其精度可達2cm，但使用時需要好的視野來涵蓋整體地滑區，要達到此一要求需要在多點以及將Lidar架設在高的觀測點來做量測才能滿足類似紅葉坪此類大面積地滑觀察之需要。

5. GPS量測與光纖監測：

- (1) GPS與光纖監測都屬於點或線之監測方法，但其解析度通常會遠高於影像觀測之方法。測量對於高程資料有較大的誤差，不適合在類似本計畫之邊坡穩定調查中使用。使用GPS水平位移監測，在本次測試中顯示歷經泰利颱風與八月豪雨等降雨事件，水平位移在2.0~3.4cm之間。此一方法之精確性以及對於邊坡穩定監測之適用性還需要進一步觀察。唯現有GPS技術使用成本甚高，若大量使用其經濟性必須考慮。
- (2) 本次研究使用光纖光柵節理式偏斜儀（FBG-SD）做孔內之地層變形監測。在鑽孔

BH-01此得數據顯示在10月至11月間在70至95m深度間所量得之地層橫向移動量在正負4mm之間，並無明顯地滑之跡象。本次研究顯示，與傳統傾斜管配合，FBG-SD可以安裝至95m之深度。FBG-SD數據之擷取可以在現場與電腦結合，非常迅速，其效率遠高於傳統手動式傾斜儀也。而現有國內手動式傾斜儀之電纜最長為120m，因此手動式傾斜儀所能監測之範圍因該在110m以內。但是FBG-SD訊號傳輸使用質輕之光纖，而光纖光柵訊號可傳輸之距離在數十公里以上，則FBG-SD可以使用之深度範圍極大。而本次研究也顯示FBG-SD有所需之穩定度，而其解析度遠優於其他之點（例如GPS）或面（影像監測）之監測方法。

- (3) 本次研究嘗試使用之BOTDR伸張儀其解析度不如FBG-SD但是同一解析儀可以觀察80km之光纖，未來可考慮將BOTDR伸張儀以橫向的方法佈於邊坡地表，做一線性而大面積之監測。

現有之經驗指出，本計畫所採用之數種地層/表變形監測技術各有其優缺點，相互之間有高度之互補性。航照，衛星影像分析與 Lidar 測繪等可以輕易的涵蓋大面積區域之量測，但缺乏解析度。GPS 與光纖監測之解析度大為提升，但此兩者都屬於點之監測，不容易涵蓋大面積而多點之監測。在下一年度，獲得進一步經驗之後將可評估如何以點（也就是 GPS 與光纖監測）與面（航照，衛星影像分析與 Lidar 測繪）監測方法做一結合，將監測方法做最佳化之整合。

8.2.2 持續研究之建議

地質調查

基於詳細之地表調查，本年度已初步建立紅葉坪地滑地之地質模型，然而，關於紅葉坪地滑地相關之地質條件，尚有以下之疑惑待釐清：

- 溝中的地層不連續是斷層？還是大規模地滑的剪出線？
- 紅葉坪古道所處之地區是不是大規模的崩滑體？
- 滑動體 A 之西側邊界在哪裡？崩積層堆積範圍如何？
- 滑動體 B 之北側坡趾邊界在哪裡？滑動深度為何？
- 擾動塊體之成因為何？

因此，後續計畫，應該利用地球物理探測以及鑽探，針對上述問題進行調查，初步建議地球物理探測之方法、佈線以及鑽井位置規劃如附圖。

區域水文地質概念模式建立

根據第一年度地質調查以及地表水文調查，提出水文地質概念模型之初步構想：控制本崩塌區之重要水文地質條件為分布於向斜軸兩翼之炭寮地頁岩，地表水沿北側崩崖以及東側野溪入滲後，地下水將沿炭寮地頁岩會聚至向斜軸，並成為作用於滑動

塊體上之水壓力。

後續計畫應該包括建立崩塌區之水文地質概念模式，利用水文地質調查結果，建立合理之地層分層、合理之邊界條件、合理之水文地質參數，最後利用現地監測水壓值以及地表水分布，校正水文地質概念模式之參數與邊界條件。根據此一程序建立之模式，即可進一步推衍為數值模式並進行孔隙壓力計算，以作為邊坡穩定分析之重要輸入環境條件。重要工作包括節理系調查，以及崩積層之水力傳導係數量測，至於地下水模擬將採用有限差分 FLAC 程式進行模擬。

邊坡穩定與變形分析

本年度已完成 Newmark 動態分析，假設固定摩擦係數以及假設滑動面為一平面，本研究利用附近 4 個強震站之強震紀錄，計算得紅葉坪地滑地於集集地震後之累積永久位移。然而，傳統固定摩擦係數之 Newmark method，無法計算出摩擦角小於坡度之累積位移，因此，若須計算得累積位移達到實測值，建議可採用 Velocity-dependent friction law 以可克服此一問題，明年度本研究將利用速度弱化模式(velocity-weaking)探討紅葉坪地滑地滑動之累積位移，並嘗試計算累積速度，以了解為何紅葉坪地滑未於集集主震時發生快速滑移。另外，因滑動塊體 B 滑動面推測非平面，因此，本研究亦將進行滑動面非平面(曲線滑動面)之累積位移以及速度之修正。

本研究嘗試使用 PFC^{2D} 顆粒力學的方法來做邊坡穩定分析，顯示此一方法有其實用性，後續可根據力學實驗資料，包括砂岩塊與頁岩塊的單壓實驗，及滑動面材料的直剪實驗，求得相關的力學參數，做為 PFC^{2D} 顆粒微觀參數之選取依據。

邊坡穩定逆分析與正分析

本研究明年度工作，將利用三維有限差分程式，計算於擬靜態地震力情況下之地表變形，並與地震後之影像分析結果進行比較，利用逆分析以確認滑動面位置。惟因需要輸入地層材料之變形參數，故建議進行孔內變形試驗(Pressuremeter test)。最終目的為邊坡穩定正分析，根據調查、監測以及逆分析獲得之滑動面位置、地下水壓監測以及滑動面上之孔隙水壓、實驗以及逆分析所獲得之強度與變形參數，利用 FLAC 有限差分程式，計算邊坡現況穩定性，以及其與環境因素變化(特別是降雨)之相關性。

監測技術之研發

衛星影像分析雖然有其解析度不足之缺點，但可做快速而大面積之監測，在我們國家擁有衛星的情況下應該進一步嘗試此一方法之推廣。欲利用福衛二號衛星影像進行地滑監測，目前可行方式之一為於所需監測之日期，透過預約拍攝的方式請國家太空中心進行影像立體對拍攝，再利用該立體影像產製 DEM，並用於該期影像的嚴密正射糾正，前後兩期影像皆以此方式完成正射後，再以此二影像利用 FNCC 進行位移量計算。另一方式是若有前期影像之地形資料(DTM)，則可以透過視差位移之估算並扣除求出地滑範圍。

計畫中在各鑽孔安裝之光纖光柵偏斜儀是為長期使用而設計，如果在計畫結束後

既停止數據之讀取將非常可惜。建議業主在計畫執行完畢後編列預算，以便於未來對監測儀器系統之長期使用與維修。

本次研究光纖感測系統主要之功能是監測地層之移動，地下水位之監測使用傳統開口式之水位計，受限於水位計之尺寸以及封層品質之需要，在每一鑽孔內只能安裝兩個。如果使用光纖感測方法，可以研發靈敏度高而體積小之光纖感測水壓計，如此在同一孔內可以安裝水壓計之數量可以提升，也可以將資料擷取系統與其他光纖感測系統整合，而更為增加整體監測之效率。

BOTDR 伸張儀如果測試成功，可以與 FBG-SD 配合使用。因為成本非常低廉，可以考慮在所有傾斜管外圍安裝 BOTDR 伸張儀作為備用或當傾斜管變形過大 FBG-SD 已失效時監測之用。與 FBG-SD 類似，BOTDR 伸張儀也可以長距離或深度之安裝，而不失其效能。未來也可考慮將 BOTDR 伸張儀以橫向的方法佈於邊坡地表，做一線性而大面積之監測。

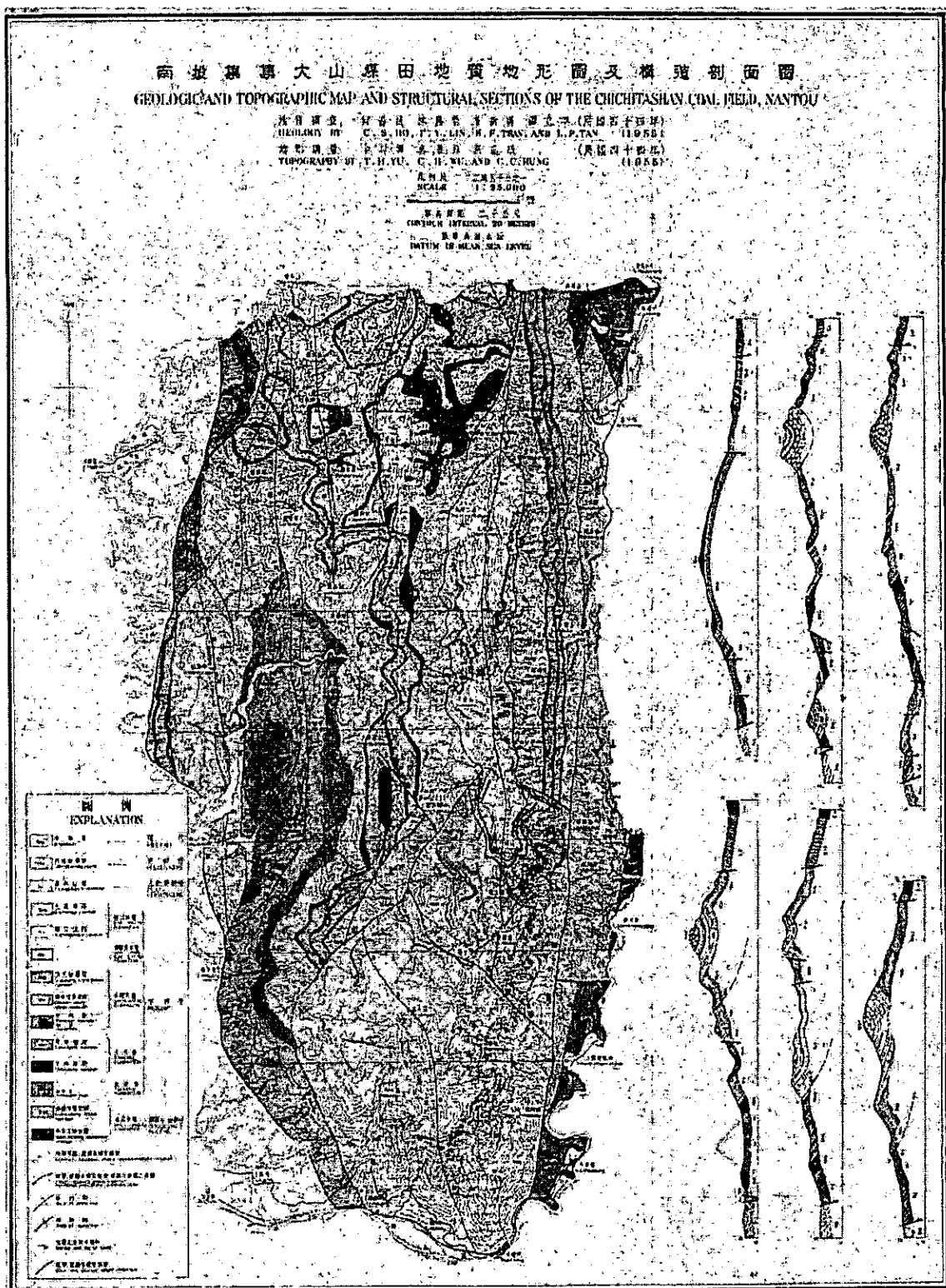
9 參考文獻

- 王士榮，「以位移法分析自然邊坡在地震力作用下的平面式破壞」，國立成功大學資源工程研究所碩士論文，2002。
- 中央地質調查所(1994)，「新竹縣新埔鎮湖口台地南緣崩塌調查與整治方案規劃計畫」。
- 正昇探勘有限公司(1997)，「台北縣瑞芳鎮九份地滑地調查地質鑽探試驗報告書」，正昇探勘有限公司
- 李錦發、魏正岳、林明旻與黃健政 (2004) "數值航測應用於山崩調查 - 以紅葉坪地滑為例"，經濟部地質調查所。
- 林銘郎、李文禮、楊潔豪(1995)，「湖口崩塌地的調查與分析」。
- 洪如江、李錫堤、林美聆、林銘郎、鄭富書 (2000) 天塹可以飛渡、崩山足以斷流(草嶺順向坡滑動)，地工技術，第 77 期，第 5-18 頁。
- 蘇苗彬、詹連昌，梨山地滑地區管理準則及資料庫之建置，第二屆全國治山防災研討會論文集(2000)，pp:1-14。
- 詹連昌、蘇苗彬，以排水方法穩定梨山地區地層滑動，岩盤工程研討會論文集(2002)，pp.481~409。
- 蔡光榮、王弘祐、顏貽國、羅佳明，梨山地滑區地層潛移滑動之動態模擬分析，中華民國礦冶工程學會會刊(2003)，pp:61-69。
- 葉福源，九份地滑地之研究，國立海洋大學河海工程學系碩士論文(2001)
- 謝豪榮(1998)，「台北縣瑞芳鎮九份地區地滑地調查計劃報告書」，台北縣政府委託報告書。
- 劉憲德、曾俊傑，阿里山公路之地質與山崩災害調查研究，經濟部中央地質調查所(2000)，pp.29~30、附錄 14、附錄 15、附錄 16。
- 張睦雄，阿里山公路五彎仔路段地滑案例第十二章，雲林科技大學，(2003)，pp.1~3、pp.12。
- 杜居巢、張睦雄、簡世杰，阿里山五彎仔地滑區現地監測與滑動機制之研究，岩盤工程研討會論文集，新竹(2002)，pp.552~554。
- 黃鑑水，謝凱旋，陳勉銘「台灣地質圖說明書-埔里」，經濟部中央地質調查所，2000。
- 彭文飛，「以位移法分析自然邊坡在地震時之破壞行為的初步探討」，國立成功大學資源工程研究所碩士論文，2001。
- 溫郁菁，「以位移法分析自然邊坡在地震力作用下的曲面形破壞」，國立成功大學資源工程研究所碩士論文，2003。
- 簡旭君(2003) 光纖光柵應變管之研發，交通大學土木工程系碩士論文。
- 蔣博文，2001，“利用自發性布里淵散射技術之分佈型應變與溫度感測”，國立交通大學光電研究所碩士論文。
- Abramson, L.W., Lee, T.S., Sharma, S., Boyce, G.M., 1996, Slope stability and stabilization methods, John Wiley, pp411-415
- Crippen R. E., Measurements of Subresolution Terrain Displacements Using SPOT Panchromatic Imagery. Episodes, 15, 1992, 56-61.

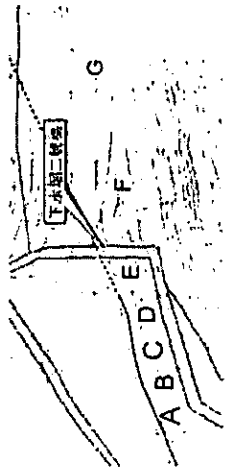
- Dario Tarchi, Nicola Casagli*, Riccardo Fanti, David D. Leva, Guido Luzi, Alessandro Pasuto, Massimiliano Pieraccini, Sandro Silvano, "Landslide monitoring by using ground-based SAR interferometry: an example of application to the Tessina landslide in Italy", *Engineering Geology* 68(2003), pp. 15-30.
- Dario Tarchi, Nicola Casagli*, Riccardo Fanti, David D. Leva, Guido Luzi, Alessandro Pasuto, Massimiliano Pieraccini, Sandro Silvano, "Landslide monitoring by using ground-based SAR interferometry: an example of application to the Tessina landslide in Italy", *Engineering Geology* 68(2003), pp. 15-30.
- Eberhardt, E., D. Stead, J. Coggan, H. Willenberg, "An intergrated numerical analysis approach applied to the Randa rockslide", 1st European conference on landslides, 24-26 June, 2002, Prague, Czech Republic. pp.355-362.
- Flageollet, J.-C. , J.-P. Malet and O. Maquaire, "The 3D Structure of the Super-Sauze Earthflow: A First Stage Towards Modelling its Behaviour", *Phys. Chem. Earth (B)*, Vol. 25, No. 9(2000), pp. 785-791.
- Gould, J.P., and Dunnicliff., C.J., 1971, Accuracy of Field Deformation Measurements. In *Proc., Fourth Pan-American Engineering*, San Juan, American Society of Civil Engineers, New York, Vol.1, pp.313-366.
- Green, G.E., and Mikkelsen., P.E., 1988, Deformation Measurements with Inclinometers. In *Transportation Research Record 1169*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp.1-15.
- Hoek, E., Kaiser, P.K., and Bawden, W.F. (1995). "Support of underground excavation in hard rock".
- Hung, Ju-Jiang, Chyi-Tyi Lee, and Ming-Lang Lin (2002) Tsao-Ling rockslides, Taiwan, *Catastrophic Landslides: Effects, Occurrence, and Mechanisms*, Geological Society of America *Reviews in Engineering Geology*, Volume XV, 91-115.
- Hynes-Griffin, M.E. and Franklin, A.G (1984). "Rationalizing the seismic coefficient method," *Miscellaneous Paper GL-84-13*, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 521 pp.
- Josep A. Gili a,b, Jordi Corominas, Joan Rius, " Using Global Positioning System techniques in landslide monitoring", *Engineering Geology* 55(2000), pp. 167-192.
- Keh-Jian Shou, Cheng-Fung Wang, "Analysis of the Chiufengershan landslide triggered by the 1999 Chi-Chi earthquake in Taiwan". *Engineering Geology* 68 (2003) 237-250
- Kramer,S.L.,1996.,*Geotechnic earthquake engineering*,Prentice Hall,pp438-446
- Kurashima, T., Horiguchi, T., Izumita, H., Furukawa, S., and Koyamada, Y., 1993, "Brillouin Optical-Fiber Time Domain Reflectometry", *IEICE Trans. Commun.* Vol.E76-B, No.4, pp.382-389.
- Lewis, J.P., *Fast Normalized Cross-Correlation*. Expanded version of paper from *Vision Interface 'Fast Template Matching'*, 1995, 120-123
- Lin, A., A. Chen, C. F. Liau, C. T. Lee, C. C. Lin, P. S. Lin, S. C. Wen, and T. Ouchi (2001) Frictional fusion due to coseismic landsliding during the 1999 Chi-Chi (Taiwan) ML7.3 earthquake, *Geophys. Res. Lett.*, 28, 4011-4014.
- Maceo-Giovanni Angeli, Alessandro Pasuto, Sandro Silvano, "A critical review of landslide monitoring experiences", *Engineering Geology* 55(2000), pp. 133-147.
- Malet, J.-P., O. Maquaire, E. Calais," The use of Global Positioning System techniques for the continuous monitoring of landslides: application to the Super-Sauze earthflow (Alpes-de-Haute-Provence, France)", *Geomorphology* 43 (2002) 33– 54.

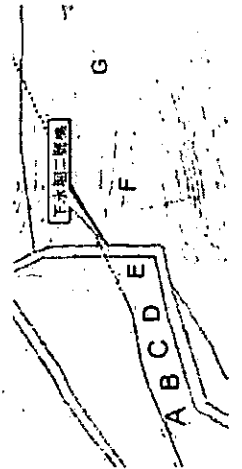
- Maleta, J.-P., D. Laigle, A. Remaître, O. Maquaire, "Triggering conditions and mobility of debris flows associated to complex earthflows", *Geomorphology*, n° 66, p. 215 - 235.
- Malet, J.-P., O. Maquaire, J. Locat, A. Remaître, "Assessing debris flow hazards associated with slow moving landslides: methodology and numerical analyses", *Published Print: March 2004 Landslides* 83-90.
- Marinos, P., and Hoek, E., (2000). "GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation." In: *Proceedings of the GeoEng2000 at the international conference on geotechnical and geological engineering*, Melbourne, Technomic publishers, Lancaster, pp 1422–1446
- Marinos, V., Marinos, P., and Hoek, E. (2005). "The geological strength index: applications and limitations". *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*.
- Mikkelesen, P. E., 1996. Chapter 11, Field Instrumentation. In A.K Turner and R.L. Schuster (eds), "Land Sliders, Investigation and Mitigation, Special Report 247," pp.278-316. Washington, D.C., Transportation Research Board, National Research Council.
- Mikkelesen, P. E., "Advances in Inclinometer Data Analysis," Slope-indicator Co.Ltd. (2005) <http://www.slopeindicator.com/pdf/papers/advances-in-data-analysis.pdf>
- Newmark, N.M., 1965. Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique* 15, 139– 159.
- Potyondy, D.O., Cundall P.A., "A bonded-particle model for rock". *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 41, 1329-1364, 2004.
- Rutter E.H., Arkwright J.C., Holloway R.F. & Waghorn D. 2003. Strains and displacements in the Mam Tor Landslip, Derbyshire, England. *Journal of the Geological society*, London, Vol. 160, 2003, pp. 735-744.
- Sartori, M., E. Baillifard, M. Jaboyedoff, J.-D. Rouiller, "Kinematics of the 1991 Randa rockslides(Valais, Switzerland)", *Natural hazards and earth system sciences(2003)*. Pp.423-433.
- Skempton, A.W., Leadbeater, A.D. & Chandler, R.J. 1989. The Mam Tor landslide, North Derbyshire. *Philosophical Transaction of the Royal Society of London, Series A*, 329, 503-547.
- Waltham. A.C & Dixon, N. 2000. Movement of the Mam Tor landslide, Derbyshire, UK. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 33, 105-124.
- Wang, W.N., Chigira, M., Furuya, T., 2003. Geological and geomorphological precursors of the Chiu-feng-erh-shan landslide triggered by the Chi-chi earthquake in central Taiwan. *Engineering Geology* 69, 1– 13.
- Willenberg, H., T. Spillmann, E. Eberhardt, K. Evans, S. Loew, H.R. Maurer, "Multidisciplinary monitoring of progressive failure processes in brittle rock slopes-Concepts and system design", 1st European conference on landslides, 24-26 June, 2002, Prague, Czech Republic. pp.477-483.
- Wilson, S.D., and Mikkelsen., P.E., 1978, Field Instrumentation, Special Report 176, Landslides: Analysis and Control, TRB, National Research Council, Washington, D.C., Chap. 5, pp.112-138.

10 附錄 A (南投集集大山煤田地質地形圖及構造剖面圖, 何春蓀, 1955)



11 附錄 B (下水掘二號橋沿線露頭)







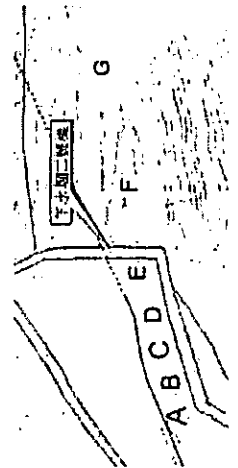
左岸 D

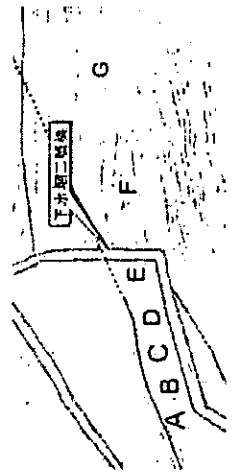


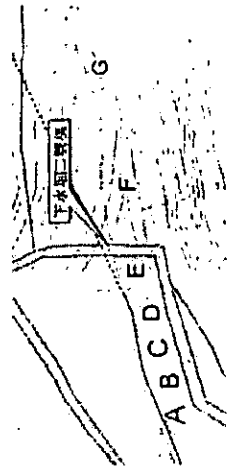
右岸對照 2



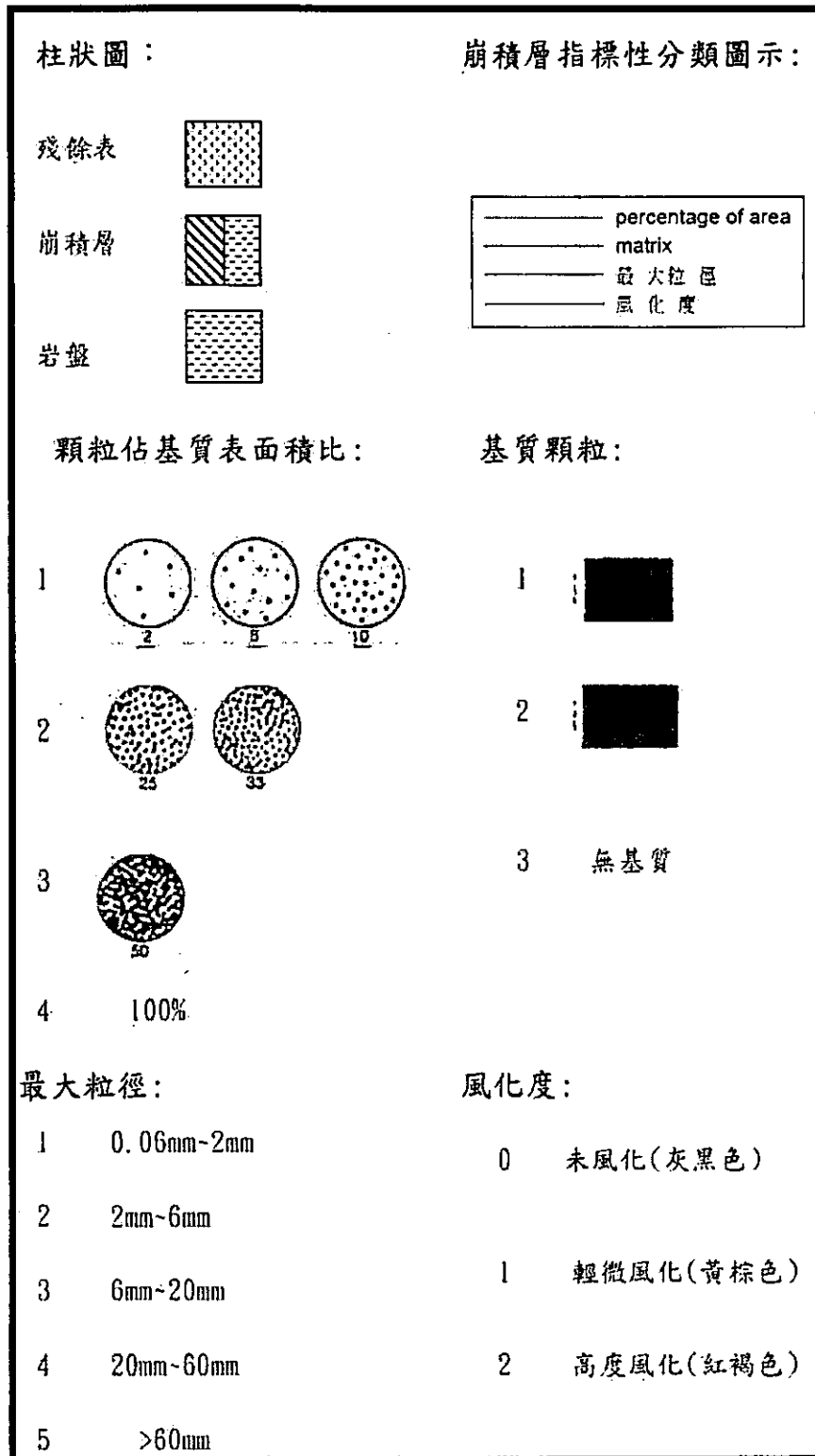
右岸對照 1



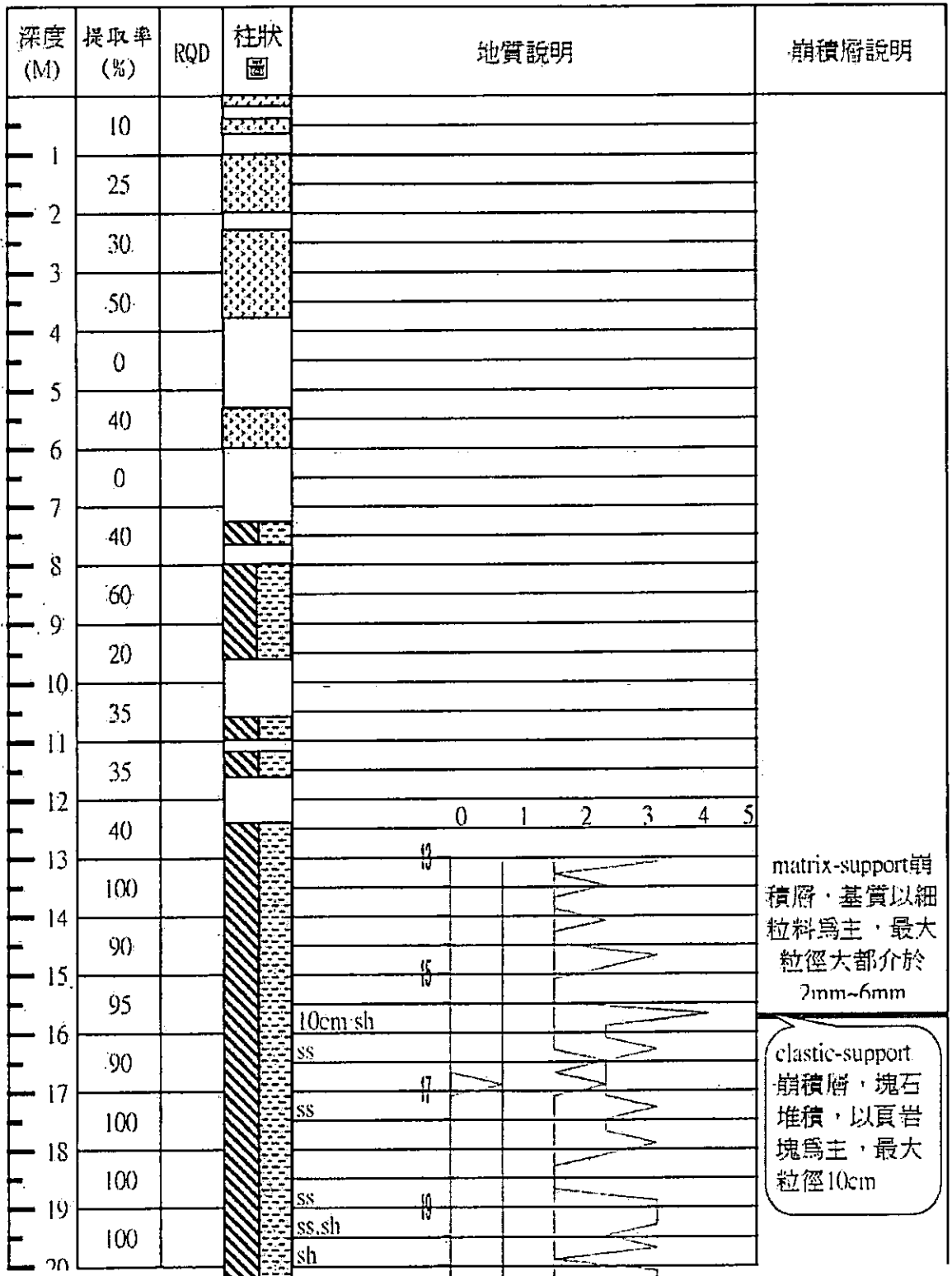


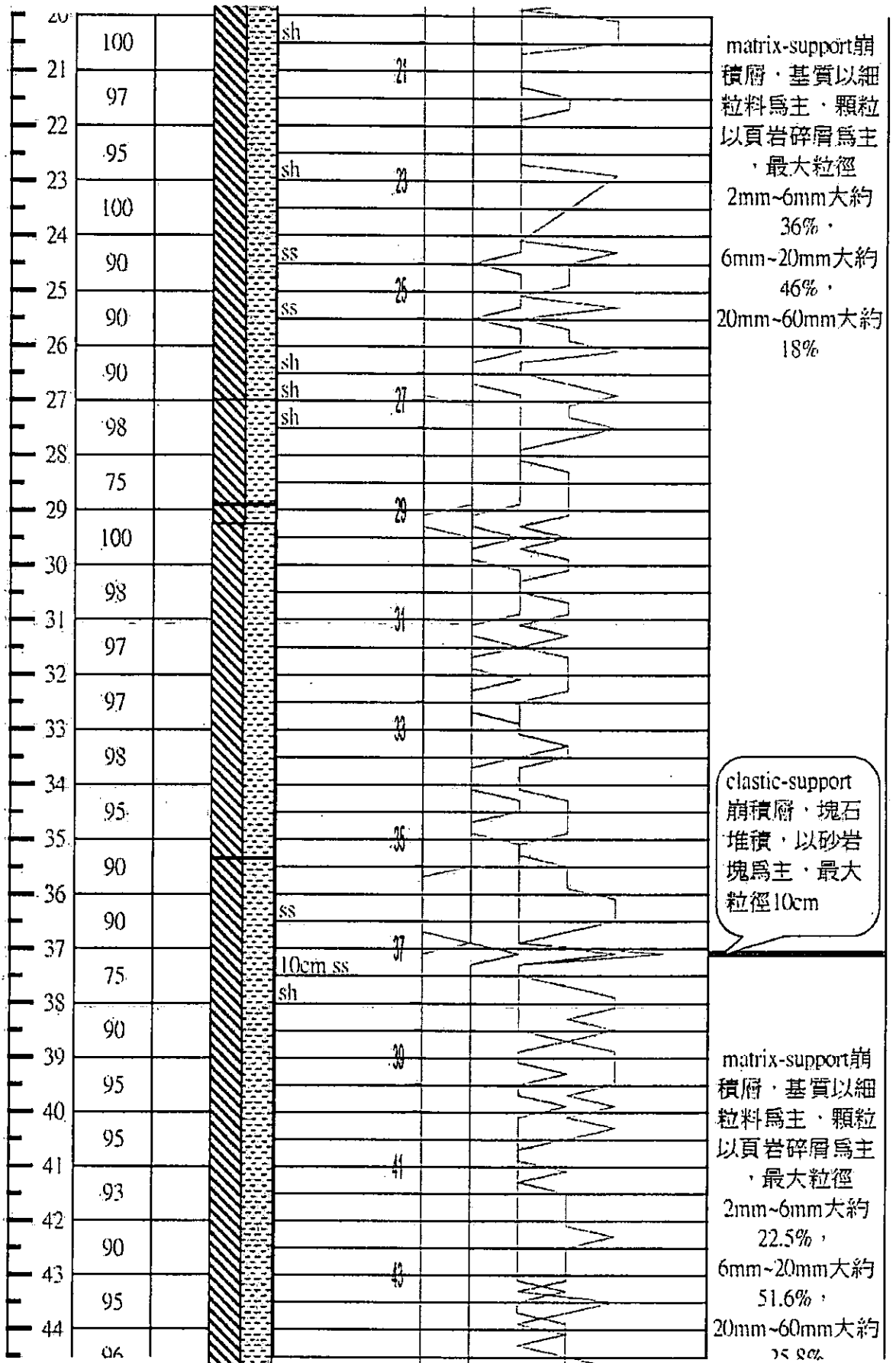


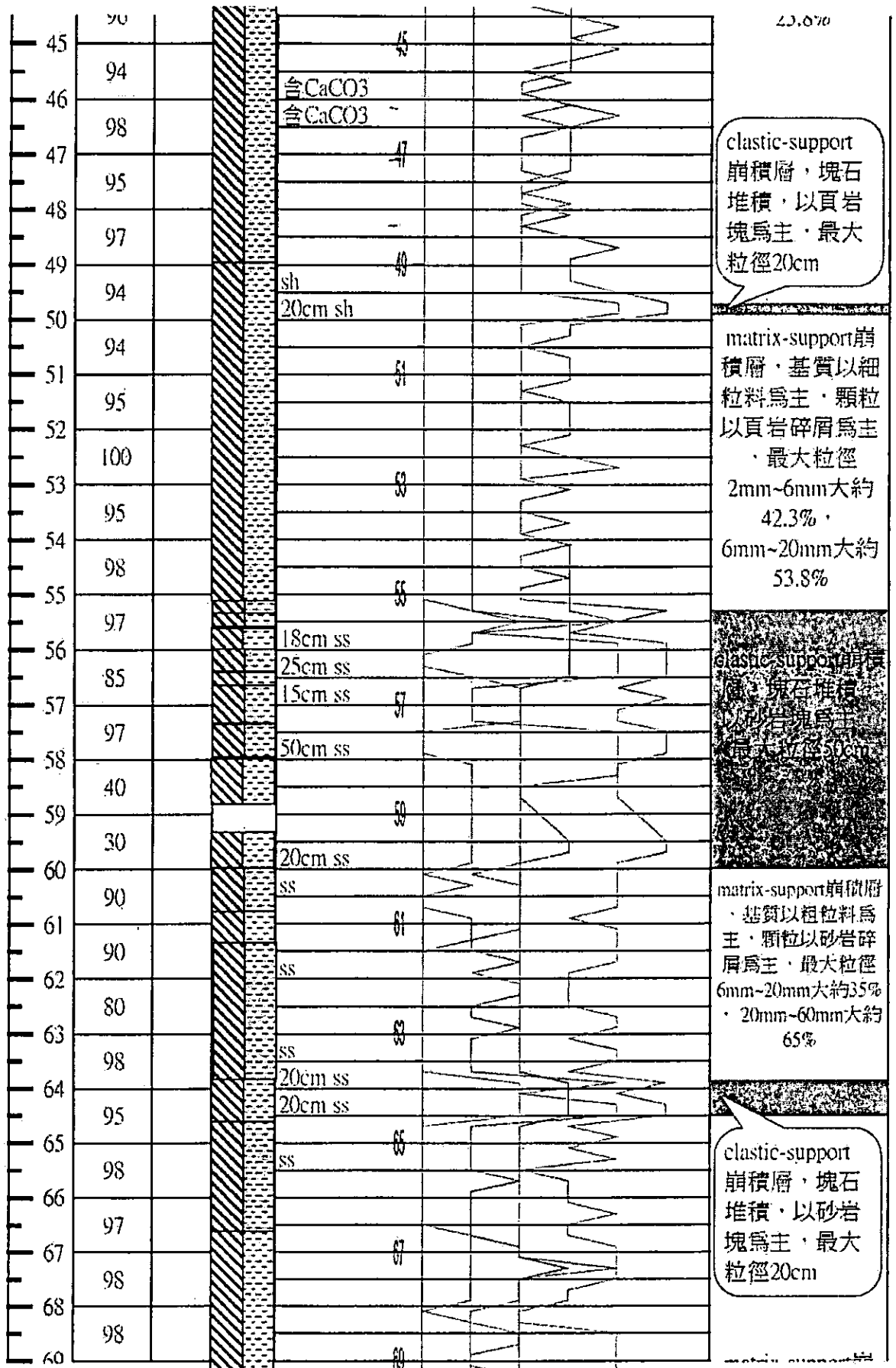
12 附錄 C (岩心描述)



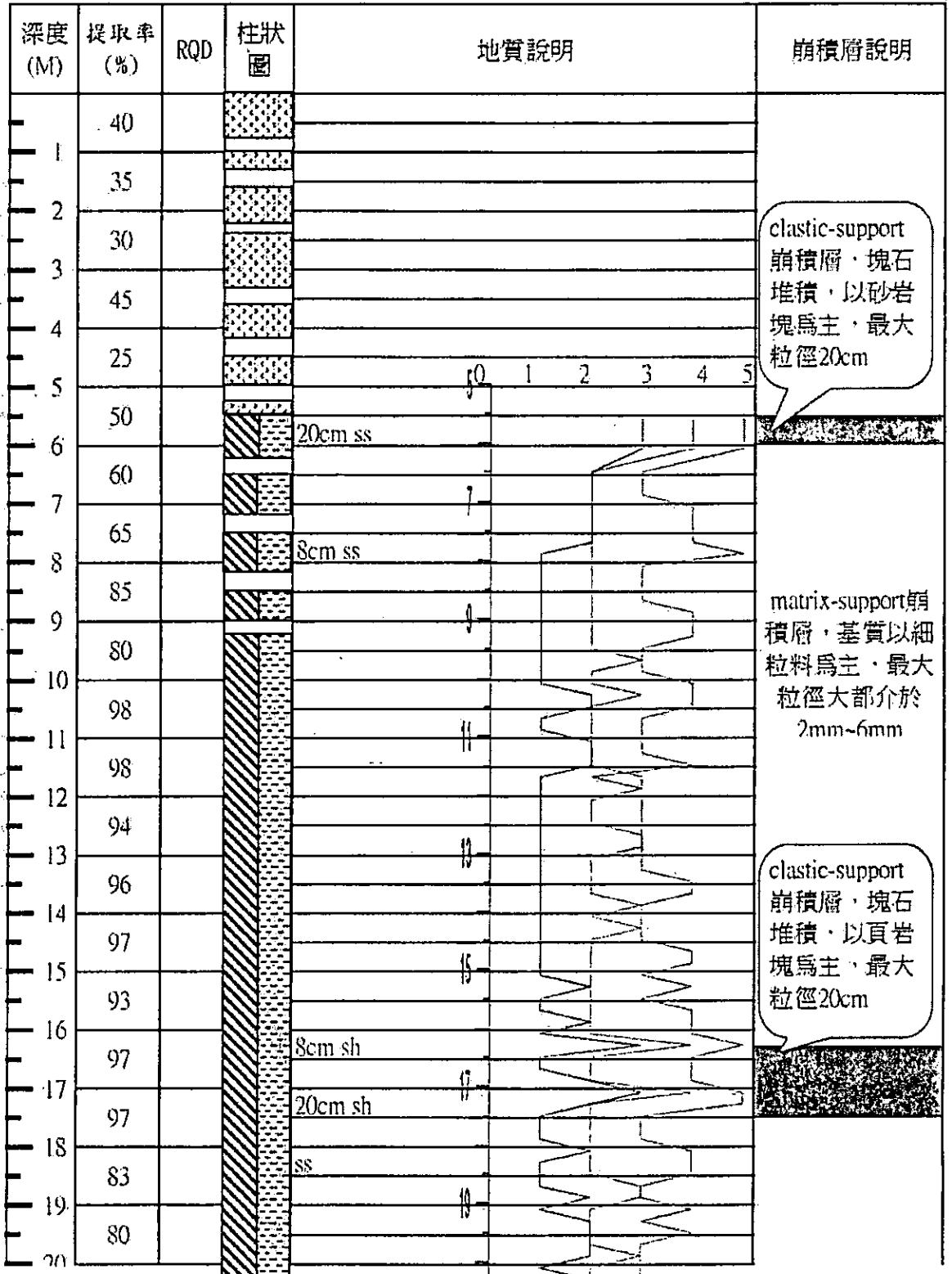
BH-01
 92M
 2005. 7. 25-2005. 7. 31

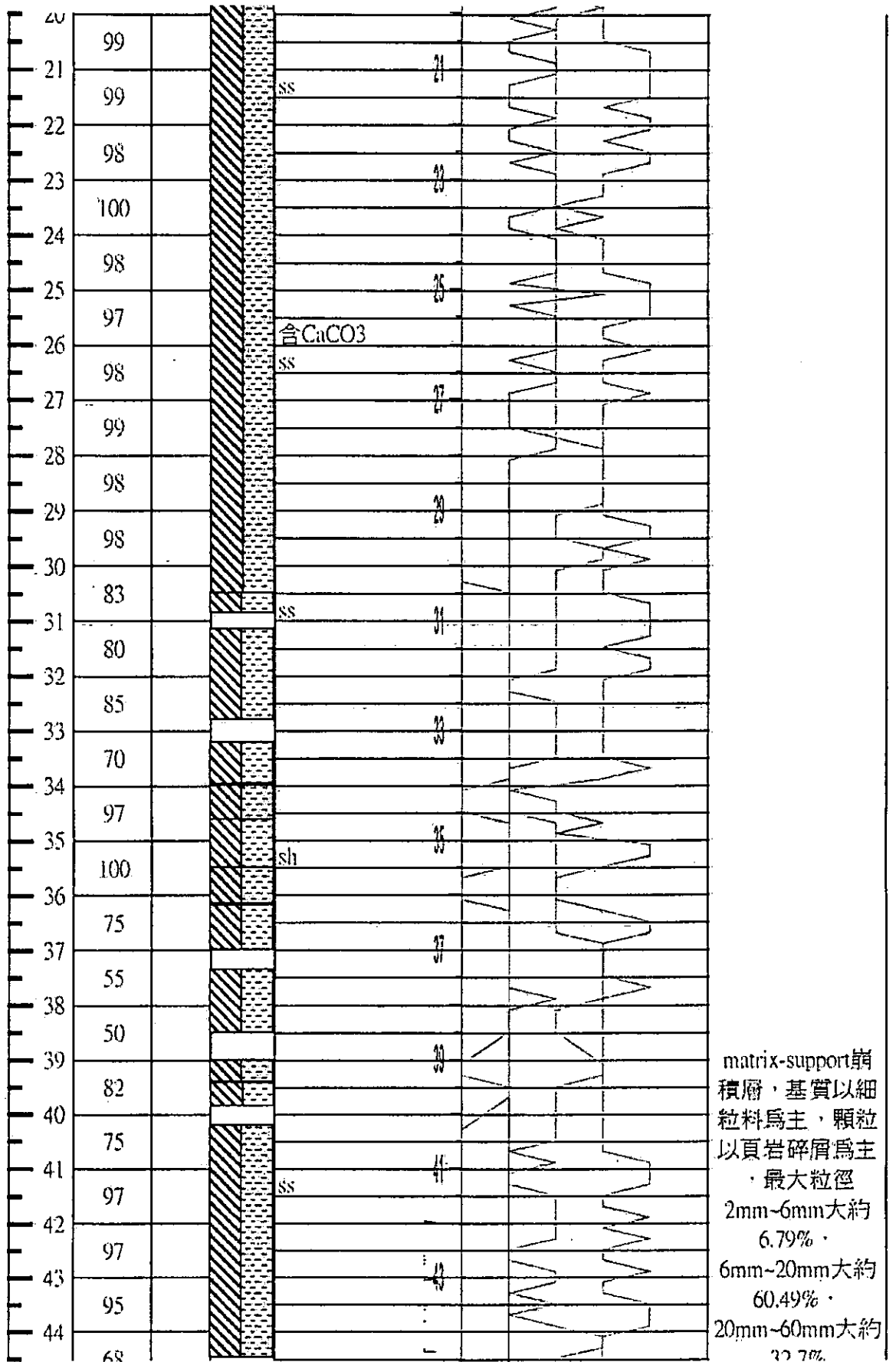


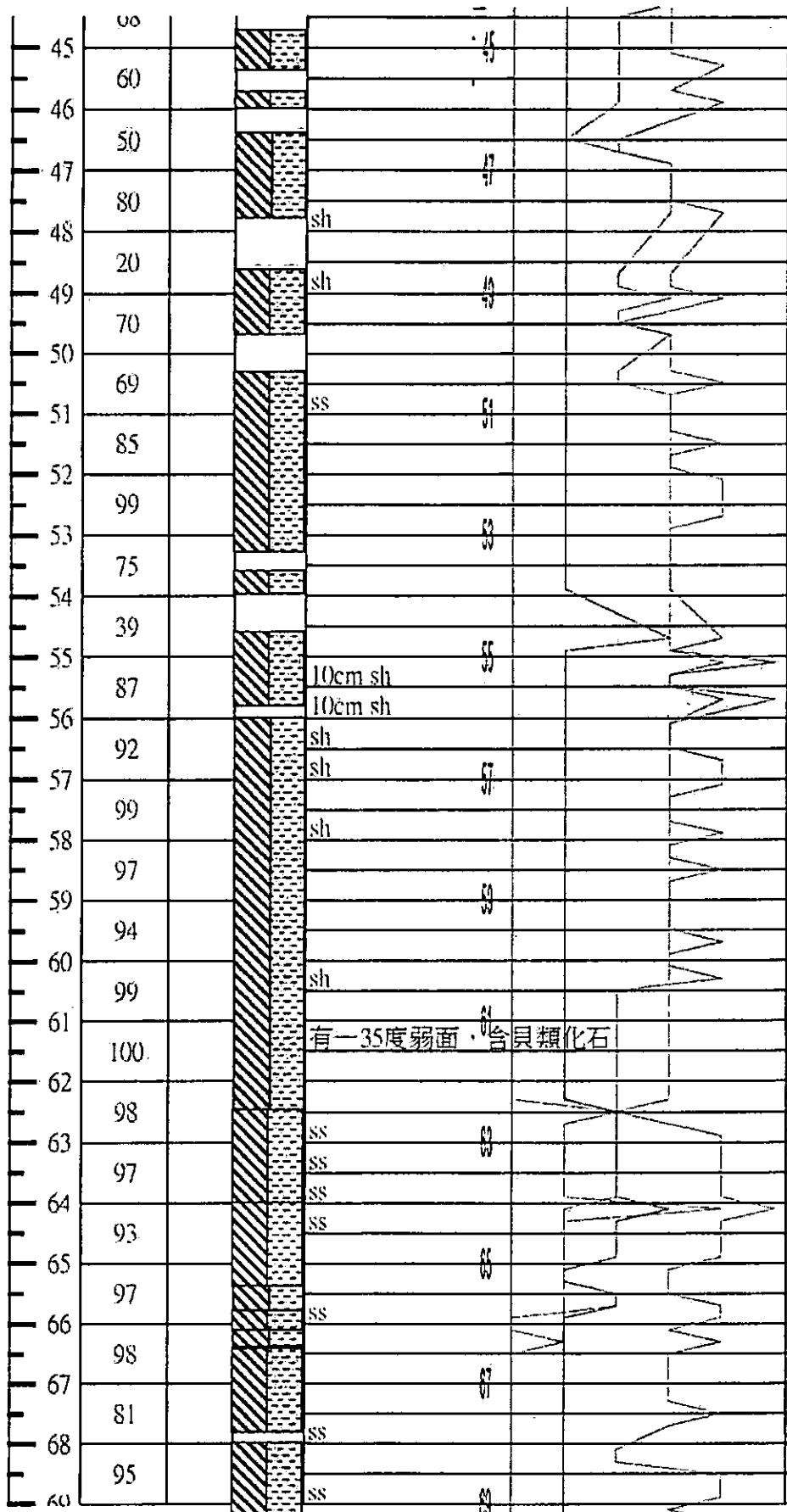




BH-02
 84M
 2005. 8. 12-2005. 8. 25

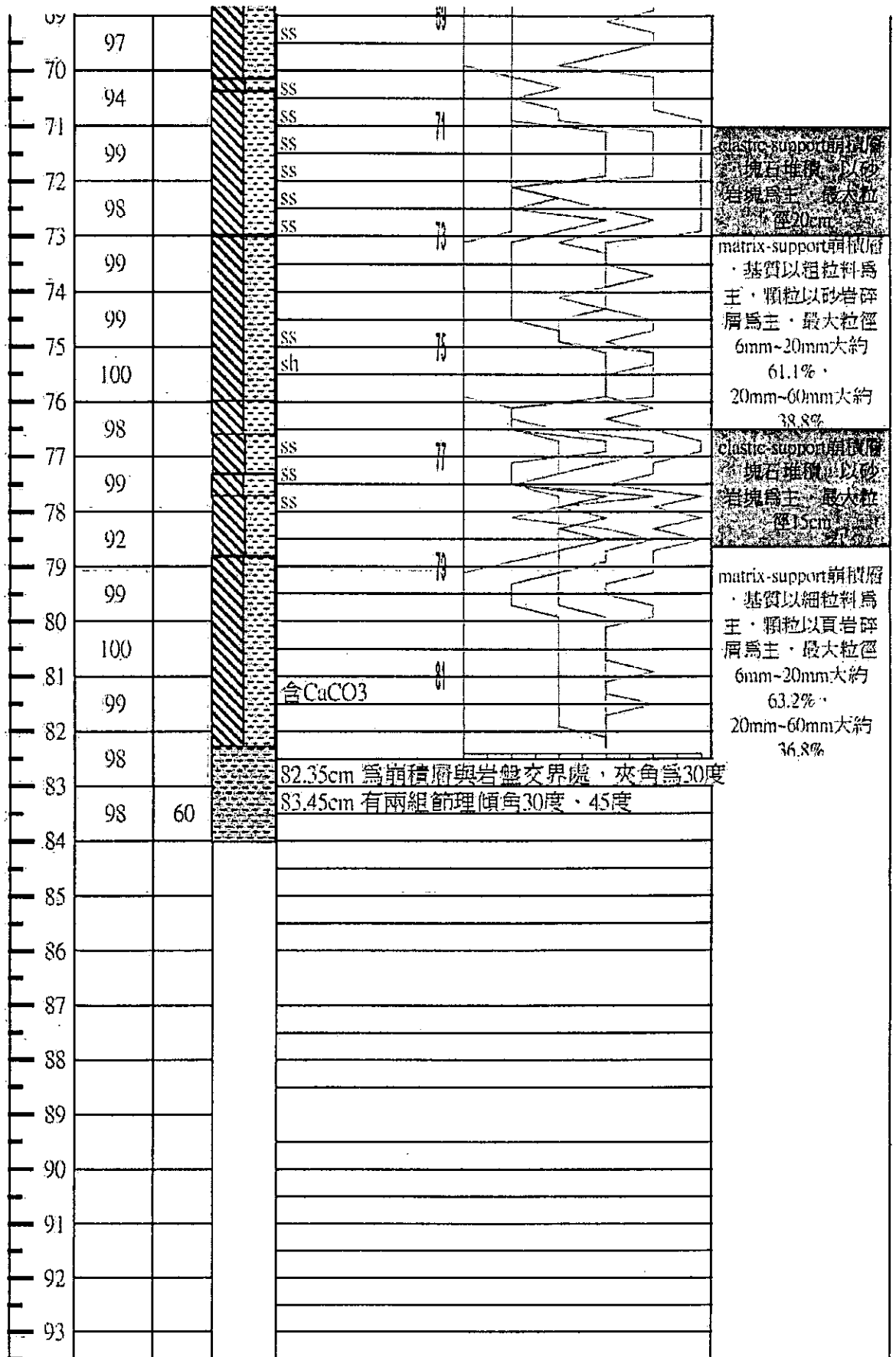




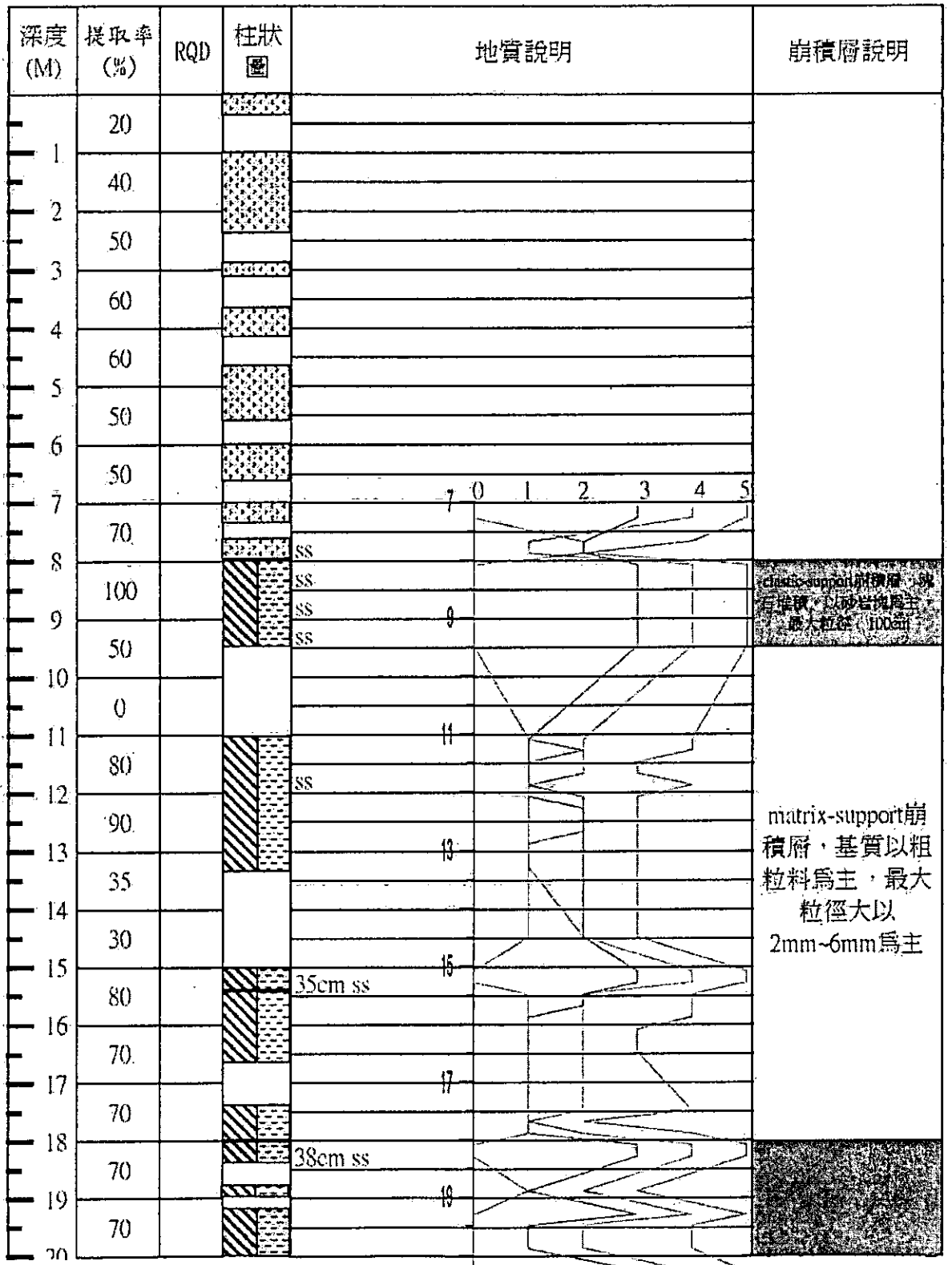


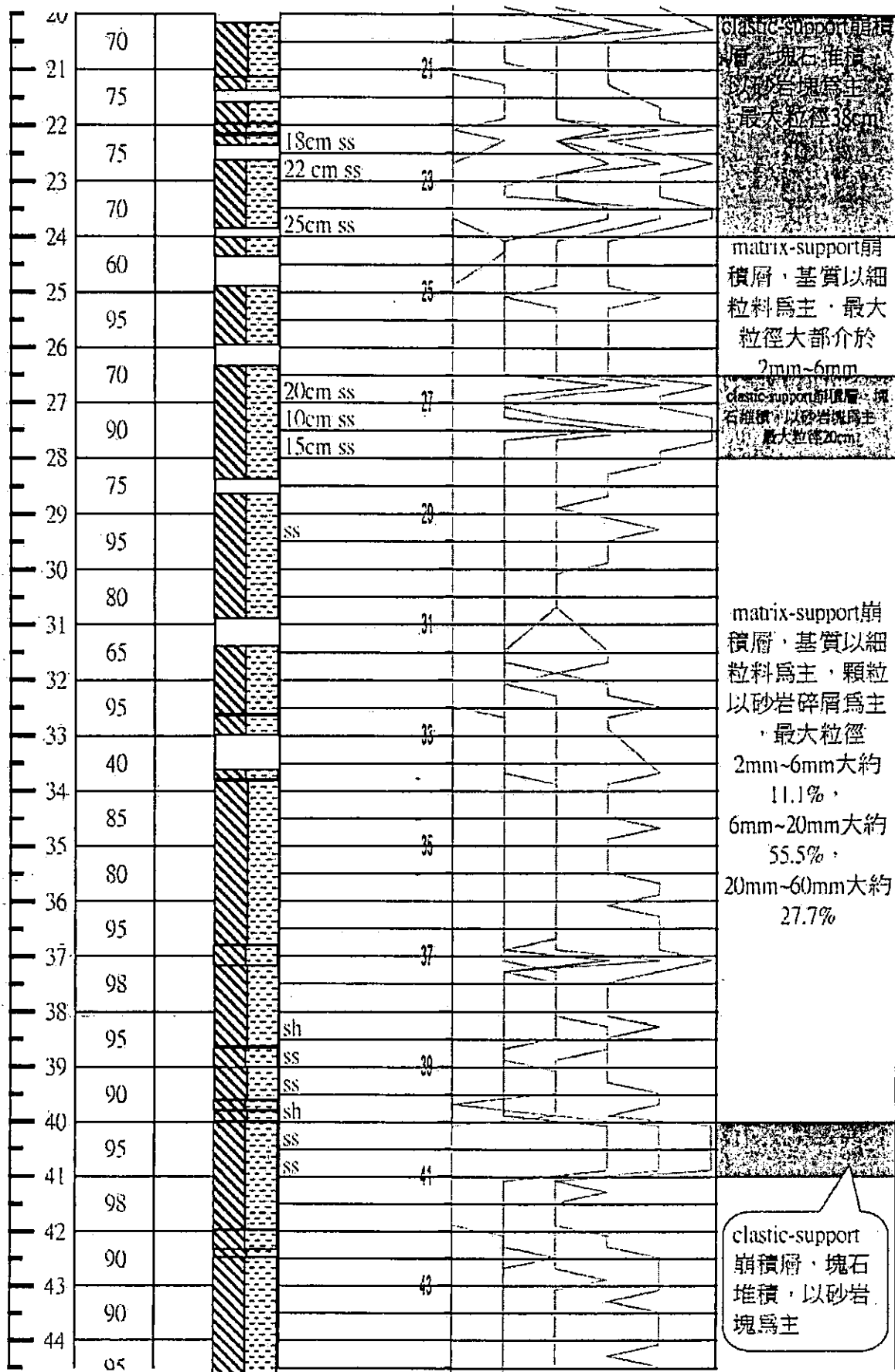
clastic-support
崩積層·塊石
堆積·以頁岩
塊為主·最大
粒徑10cm

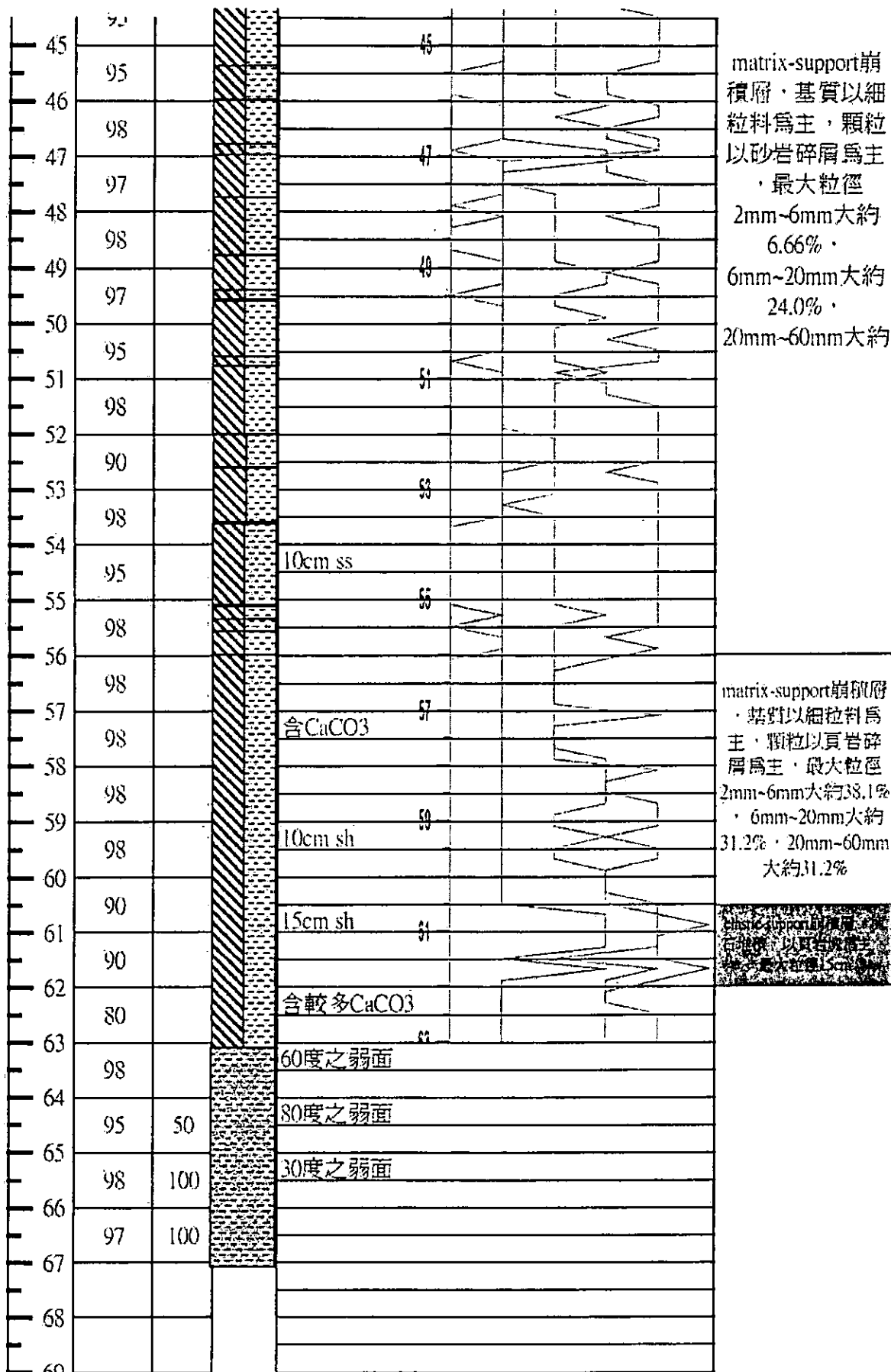
matrix-support
崩積層·基質以細
粒料為主·顆粒
以砂·頁岩碎屑
為主·最大粒徑
2mm~6mm大約
19.2%·
6mm~20mm大約
38.4%·
20mm~60mm大約



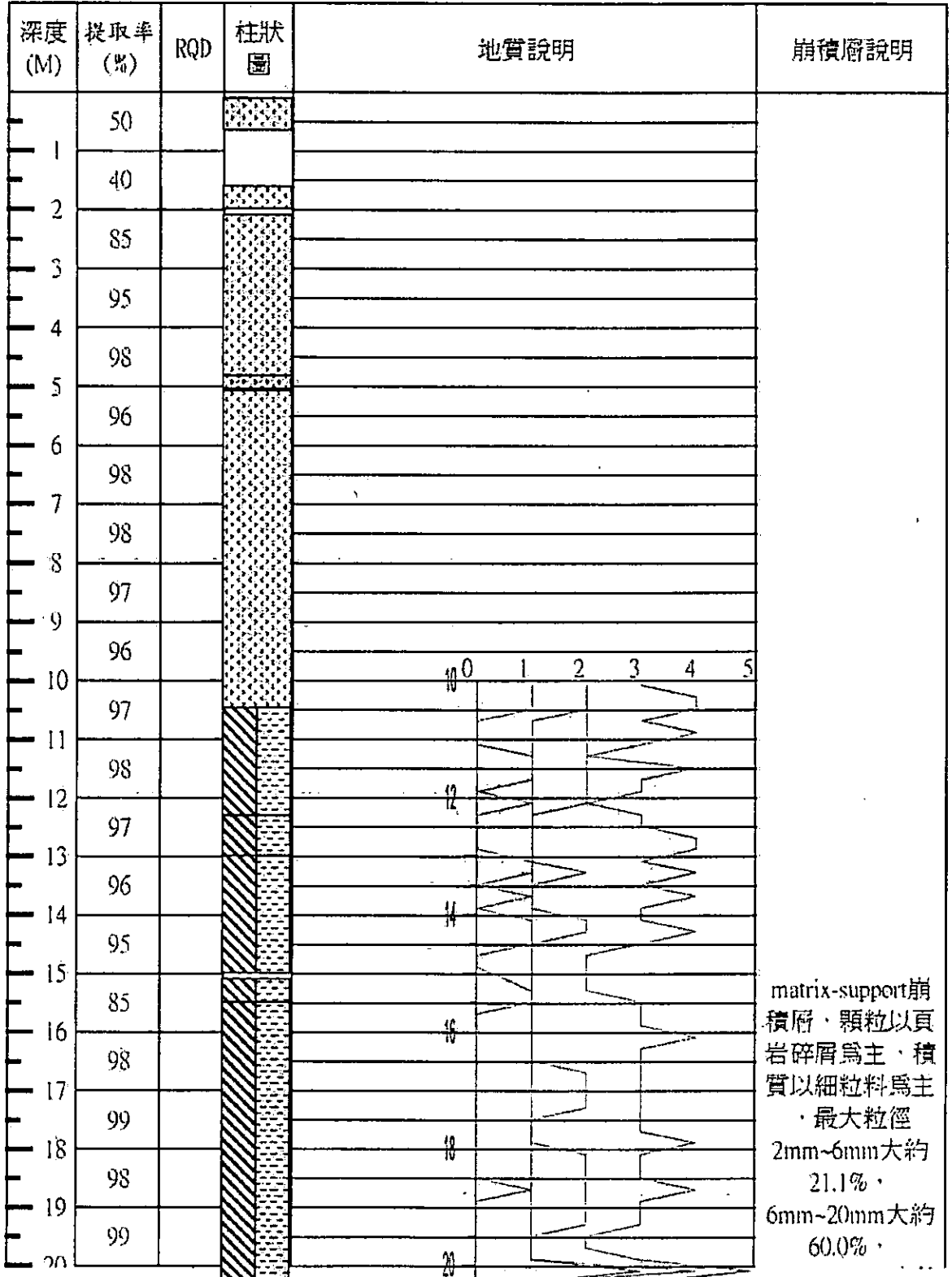
BH-03
 67.2M
 2005. 8. 30-2005. 9. 4

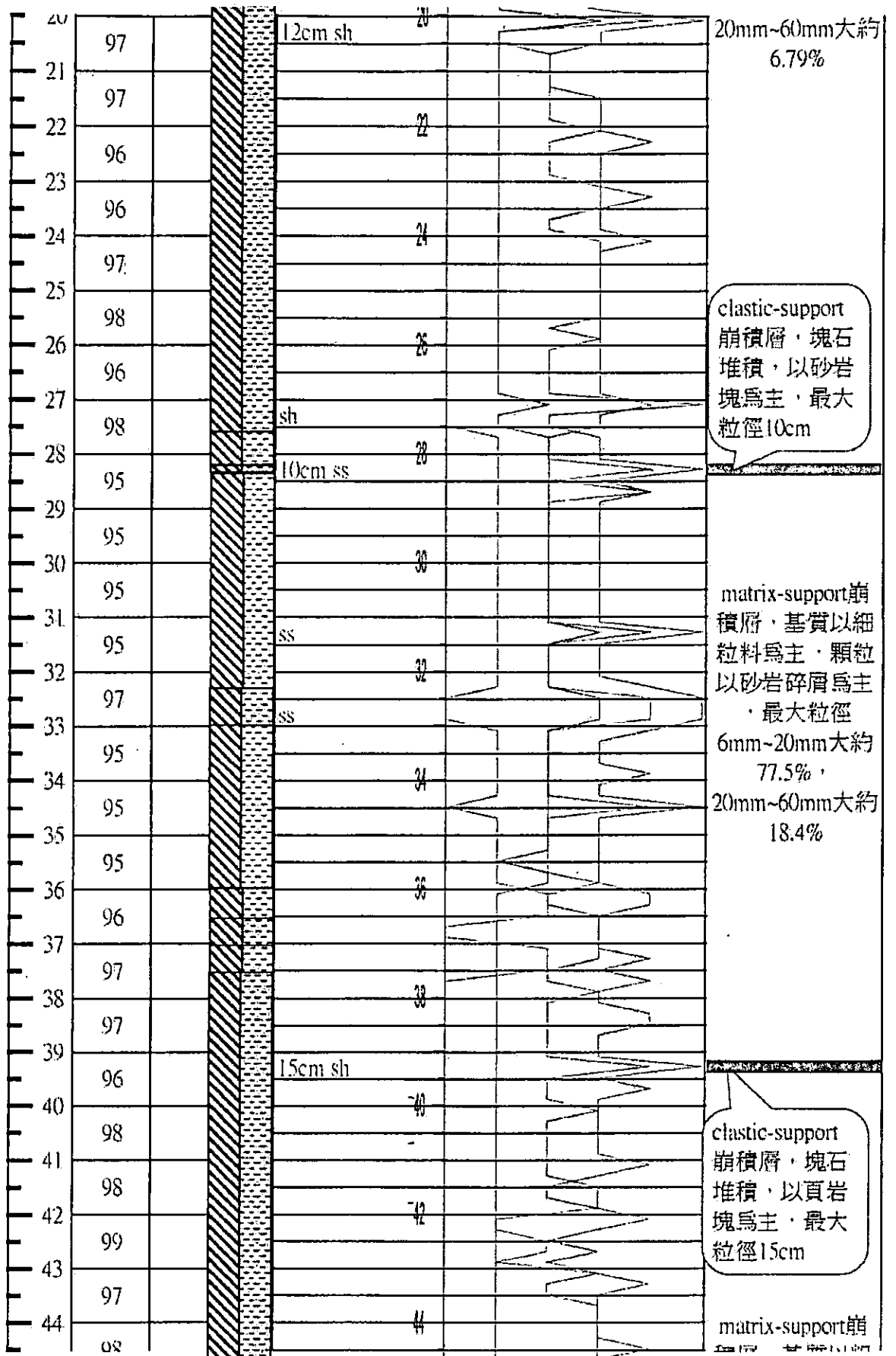


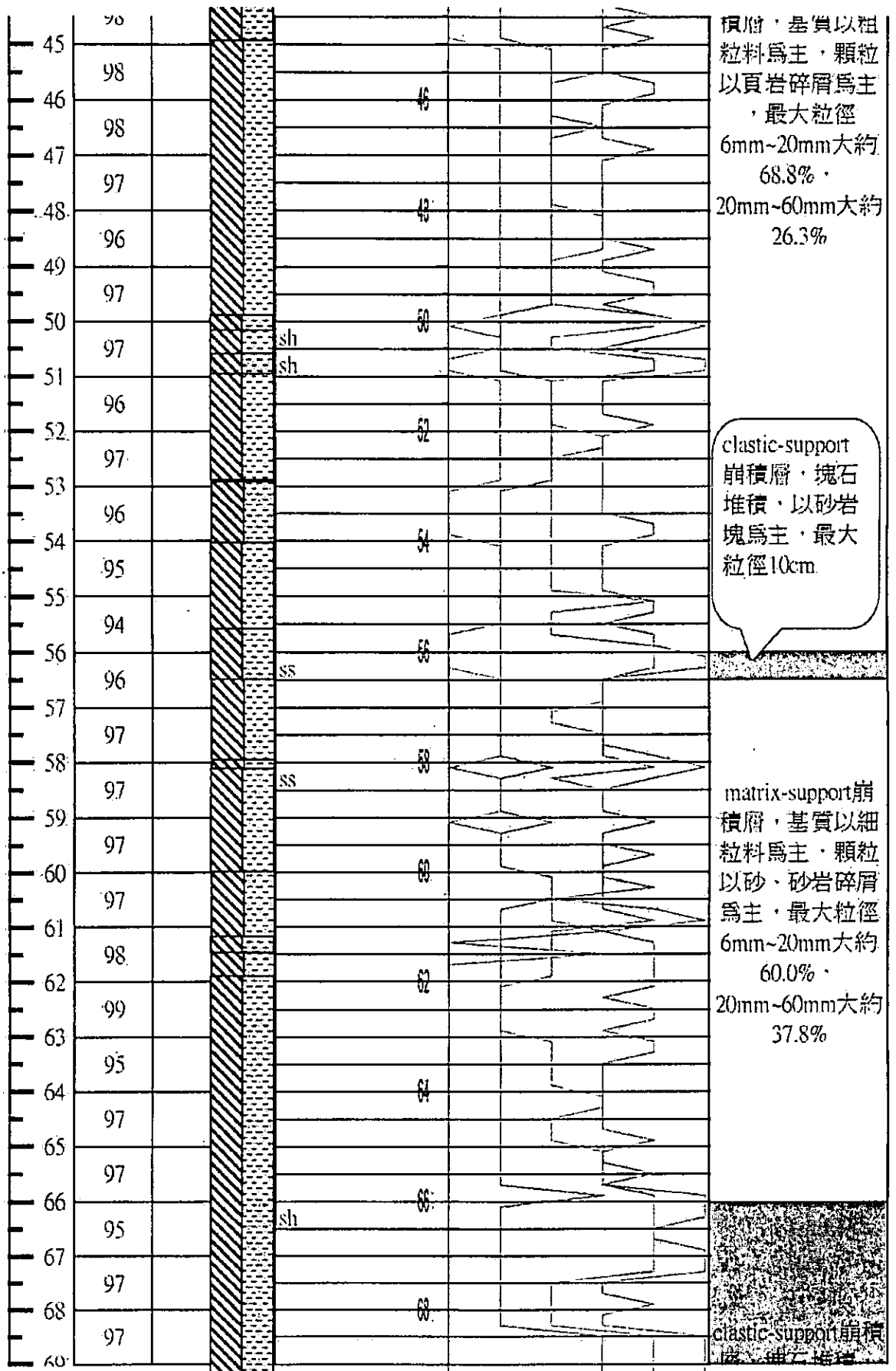


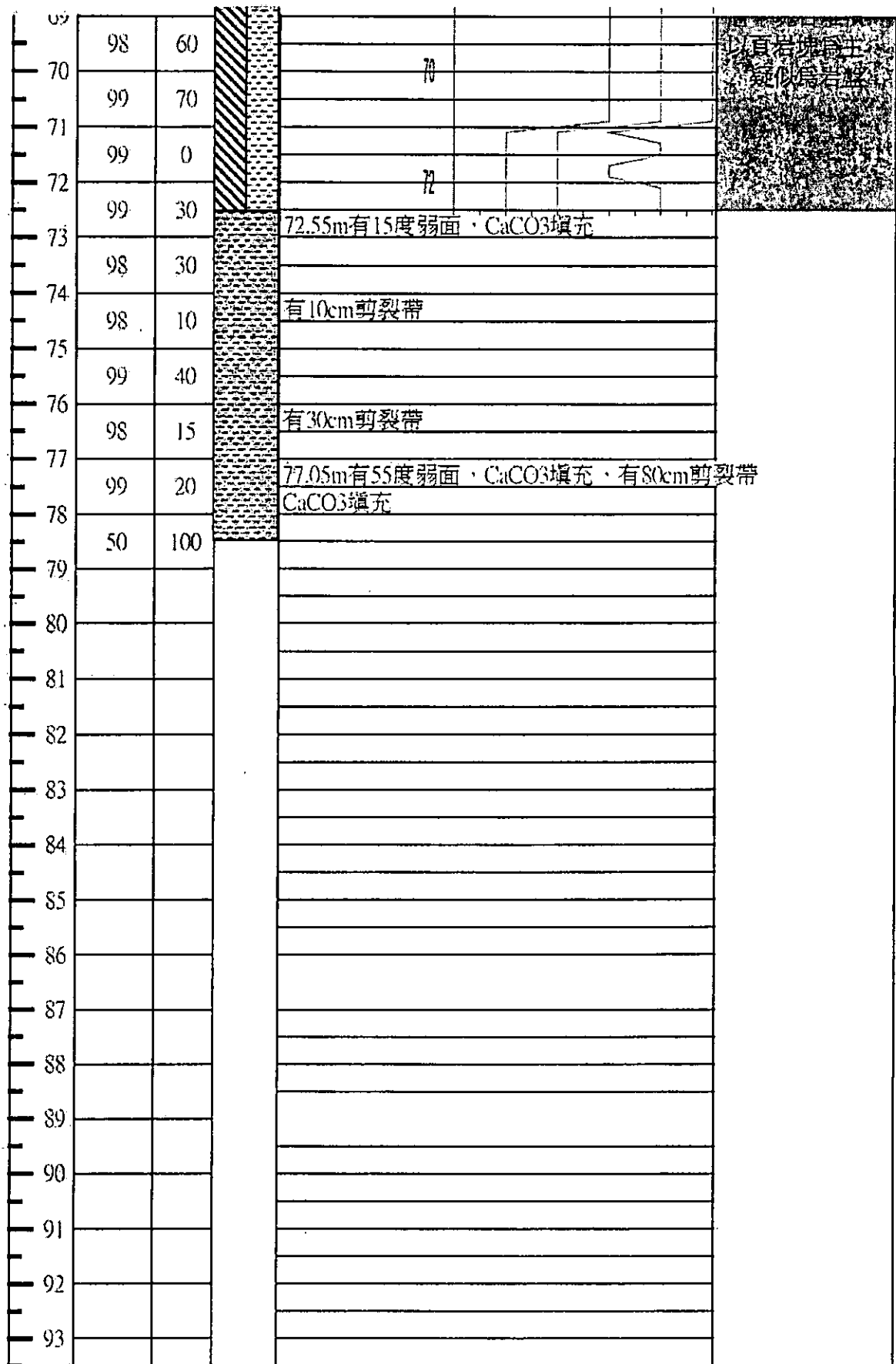


BH-04
 78.5M
 2005.10.18-2005.11.6





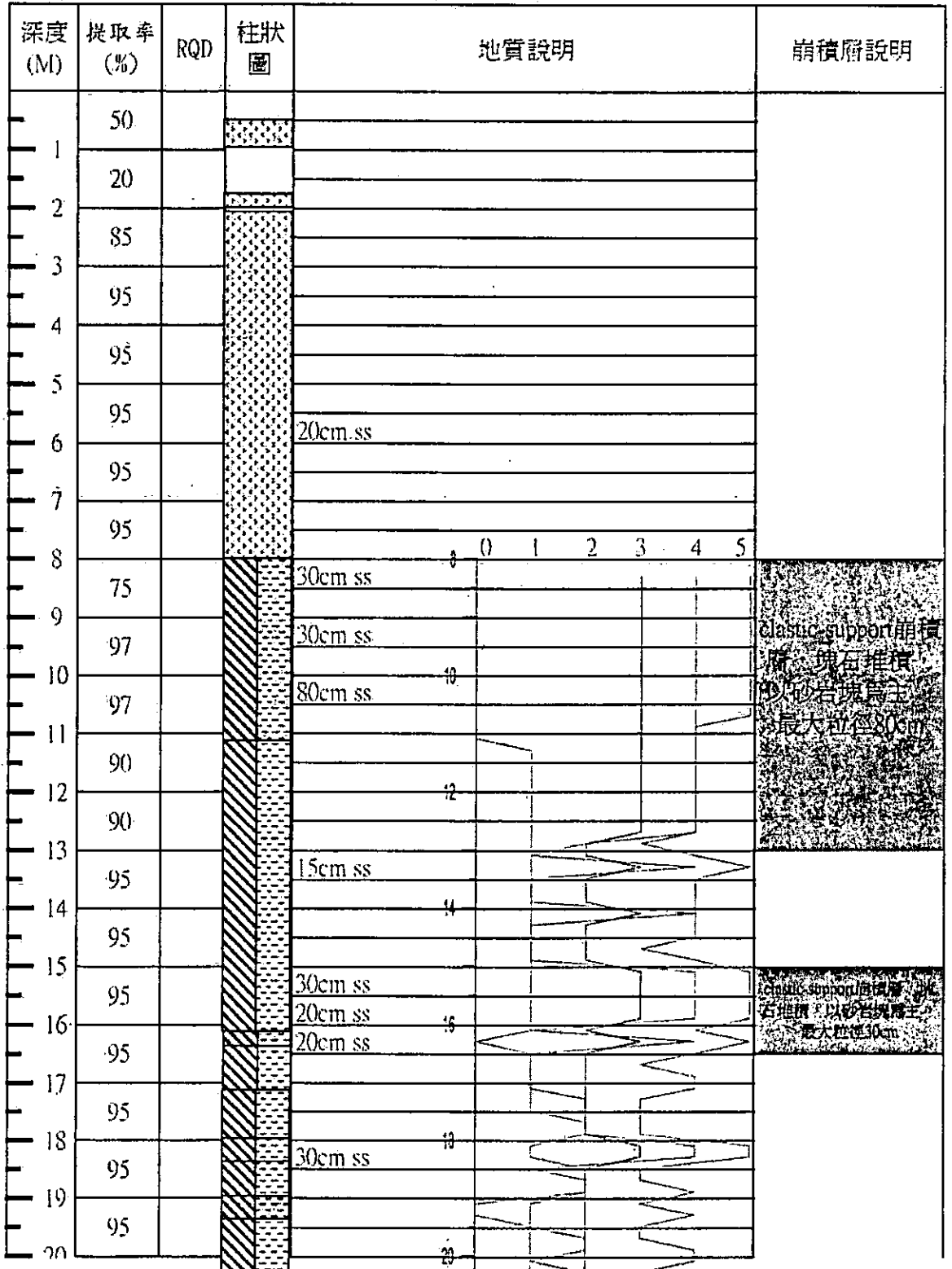


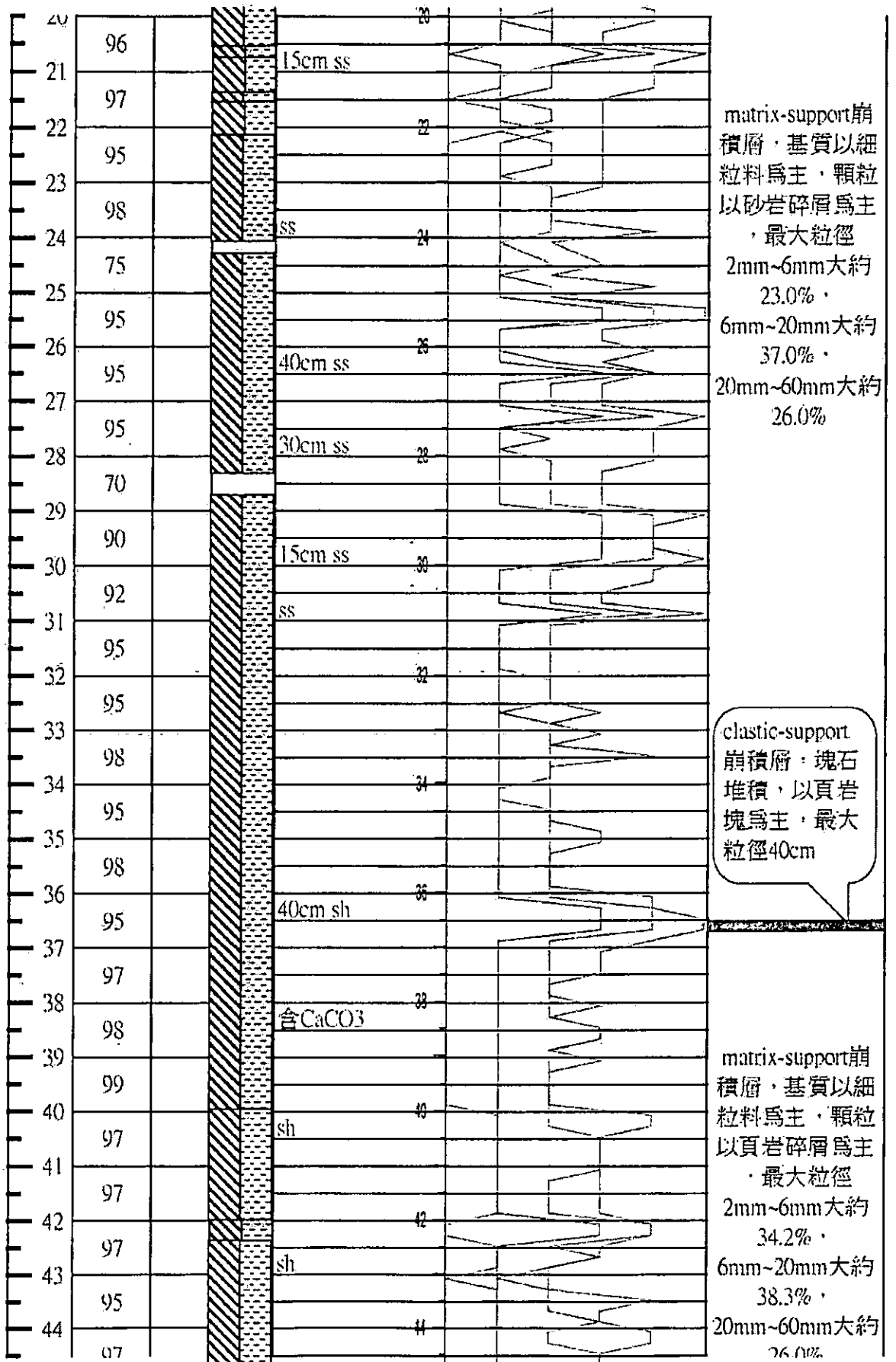


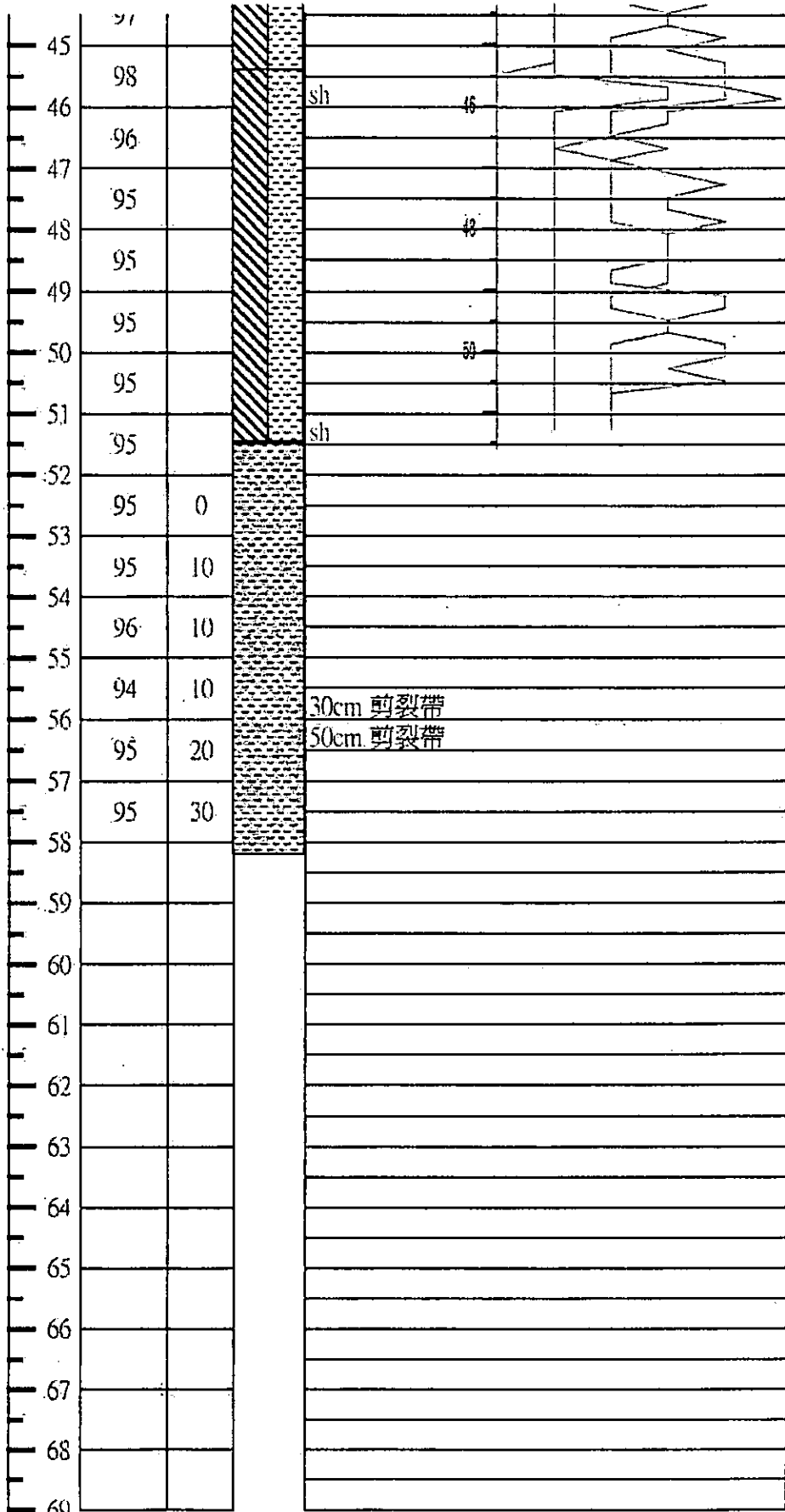
BH-05

58.2M

2005.11.13-2005.11.27







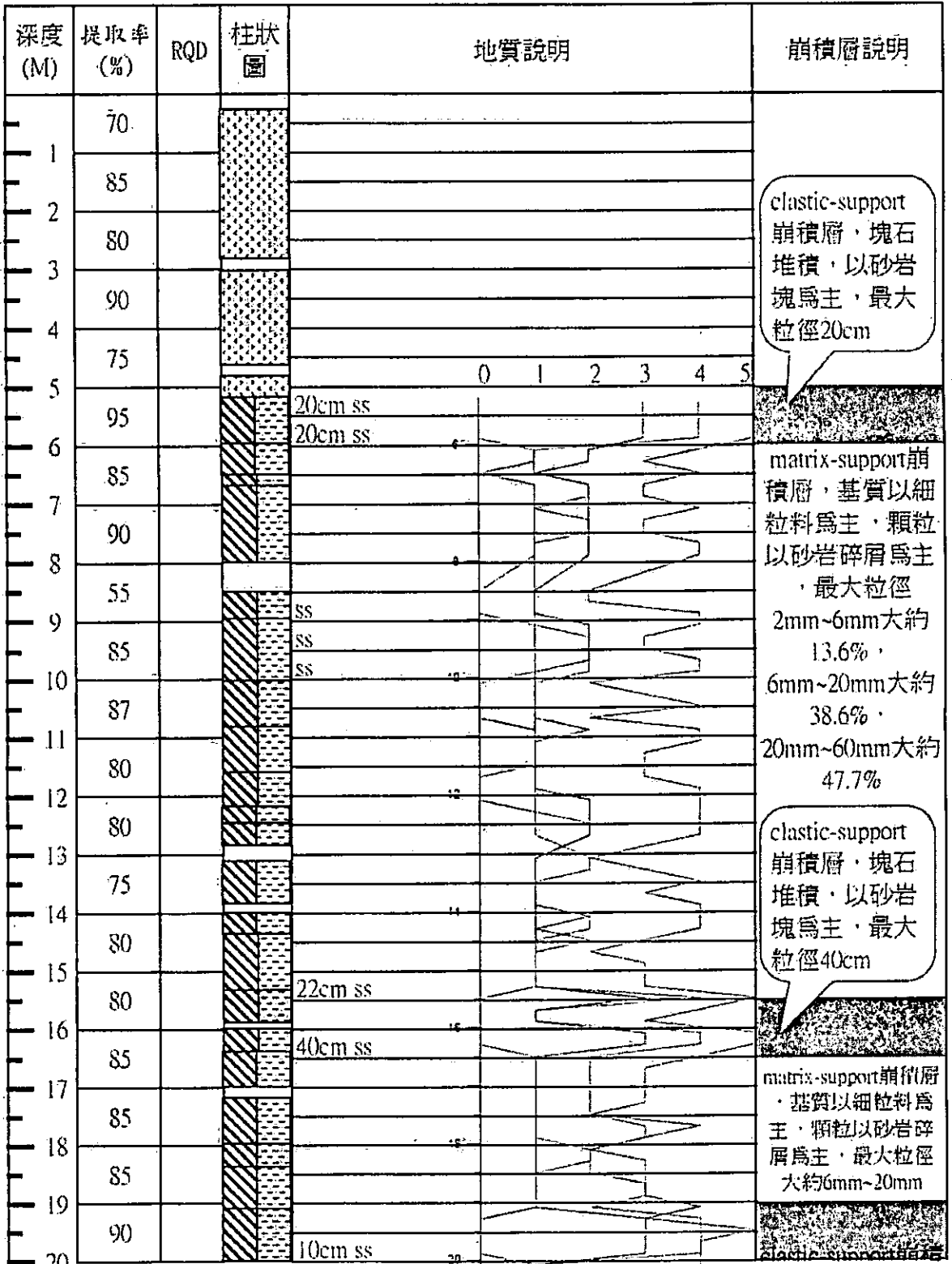
BH-06
 18.5M
 2005.11.16-2005.11.18

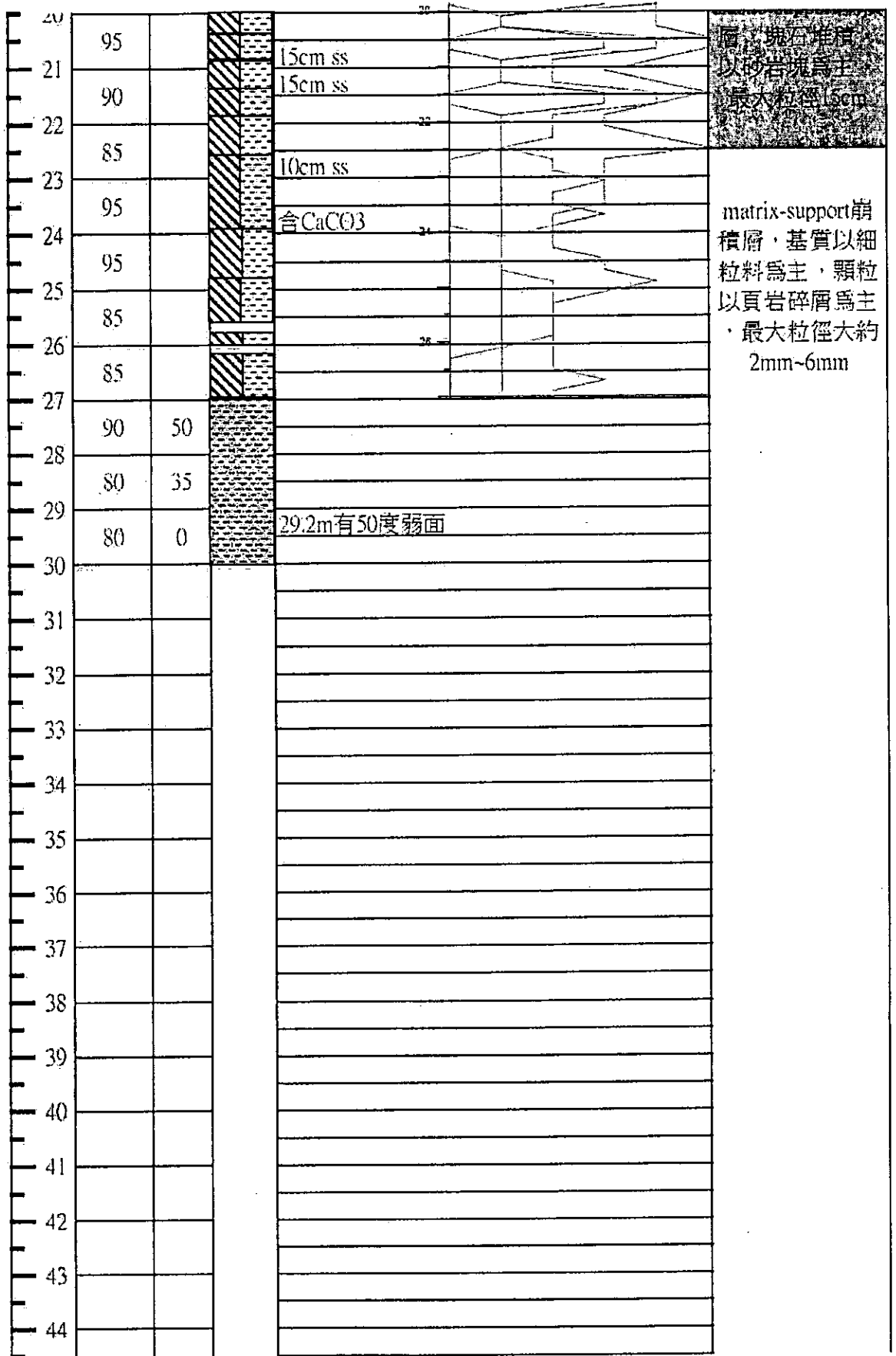
深度 (M)	提取率 (%)	RQD	柱狀圖	地質說明	崩積層說明	
1	85					
2	90					
3	20					
4	0					
5	50					
6	95					
7	96				0 1 2 3 4 5	
8	96		15cm ss			
9	95		25cm ss			
10	95		15cm ss			
11	96		25cm ss			
12	97					
13	90		10cm sh			
14	90	90	岩盤交界面45°			
15	93	90	14.6m有45°弱面			
16	95	90				
17	97	90	16.3m有75°弱面，夾泥			
18	96	75	17.7m有65°弱面，17.9m有70°弱面			
19						
20						

BII-07

30M

2005. 11. 28~2005. 11. 30





BH-08

52M

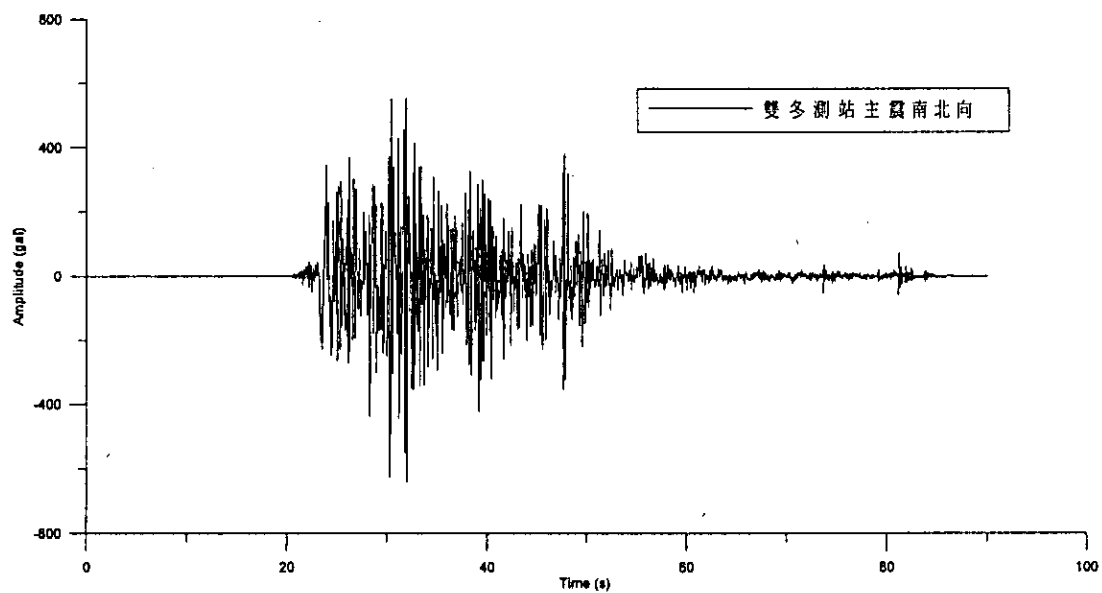
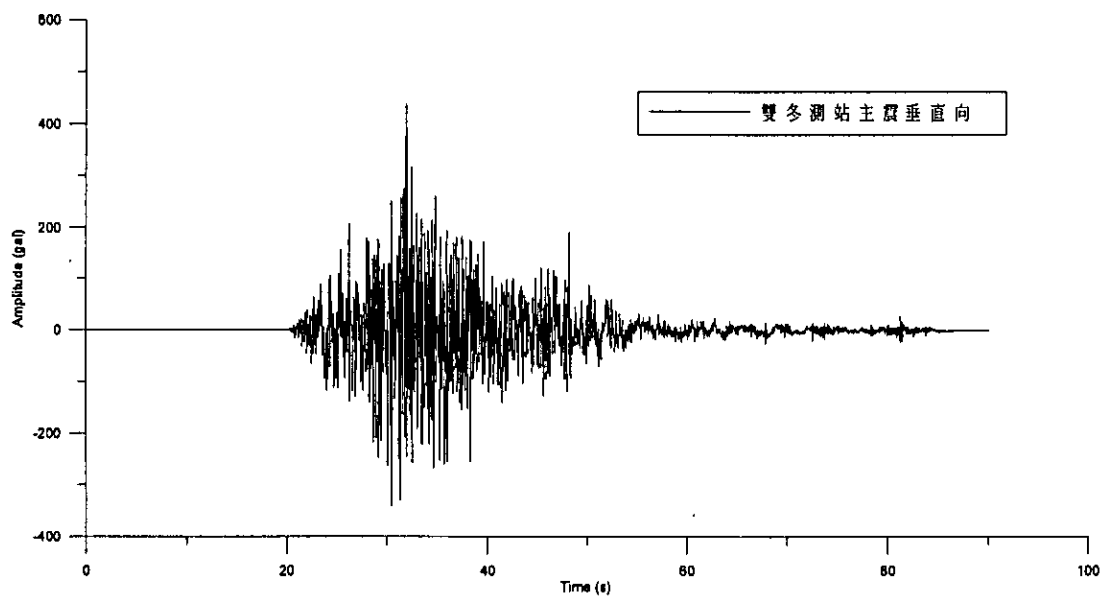
2005. 12. 03-2005. 12. 08

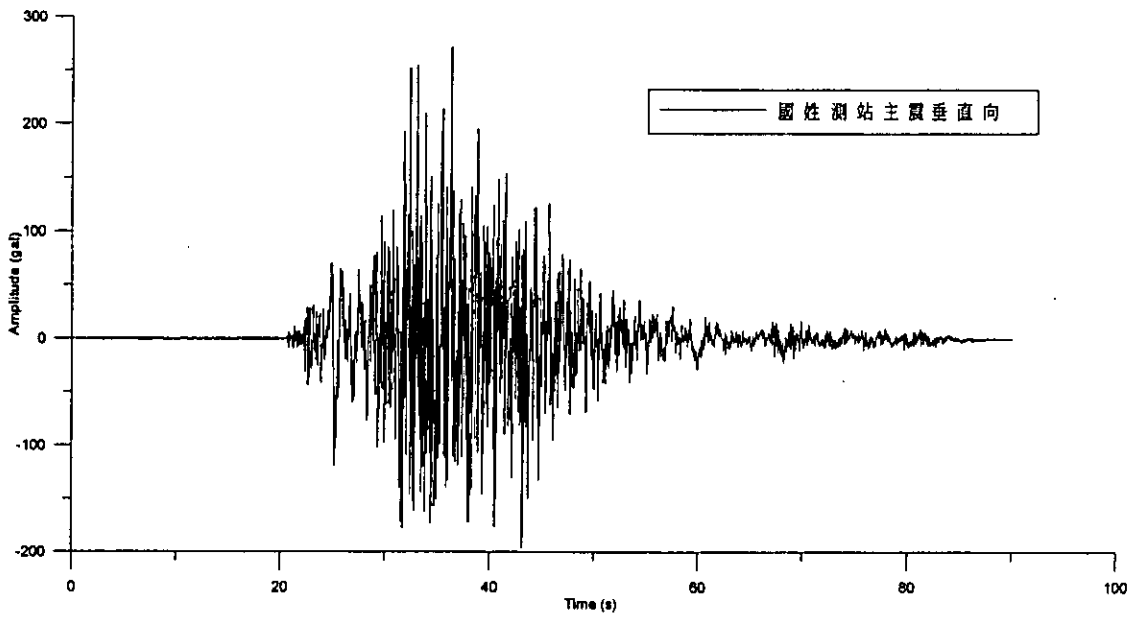
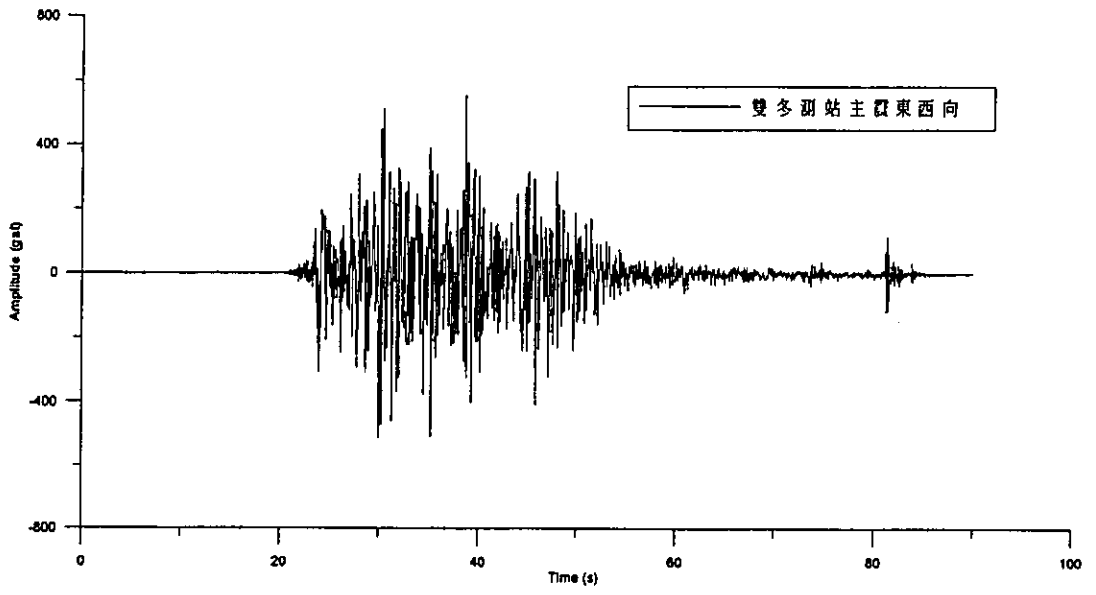
深度 (M)	提取率 (%)	RQD	柱狀圖	地質說明	崩積層說明	
1	55				clastic-support 崩積層，塊石堆積，以砂岩塊為主，最大粒徑45cm	
2	85					
3	85					
3	90			45cm ss	matrix-support 崩積層，基質以細粒料為主，顆粒以砂岩碎屑為主 (內含45cm砂岩)，最大粒徑 2mm~6mm大約 33.3%， 6mm~20mm大約 30.7%， 20mm~60mm大約 35.8%	
4	95					
5	95			25cm ss		
6	90					
7	90					
8	90			45cm ss		
9	95					
10	96					
11	97					
12	95	100				12.25m有45度弱面，12.5m有50度弱面
13	98	100				
14	98	100				
15	97	100				
16	96	90	16.9m有65度弱面			
17	95	80	17.3m有65度弱面，17.5m有50度弱面			
18						
19	95	80	18.5m有70度弱面，18.7m有55度弱面			
19	97	100	19.1m有55度弱面			
20						

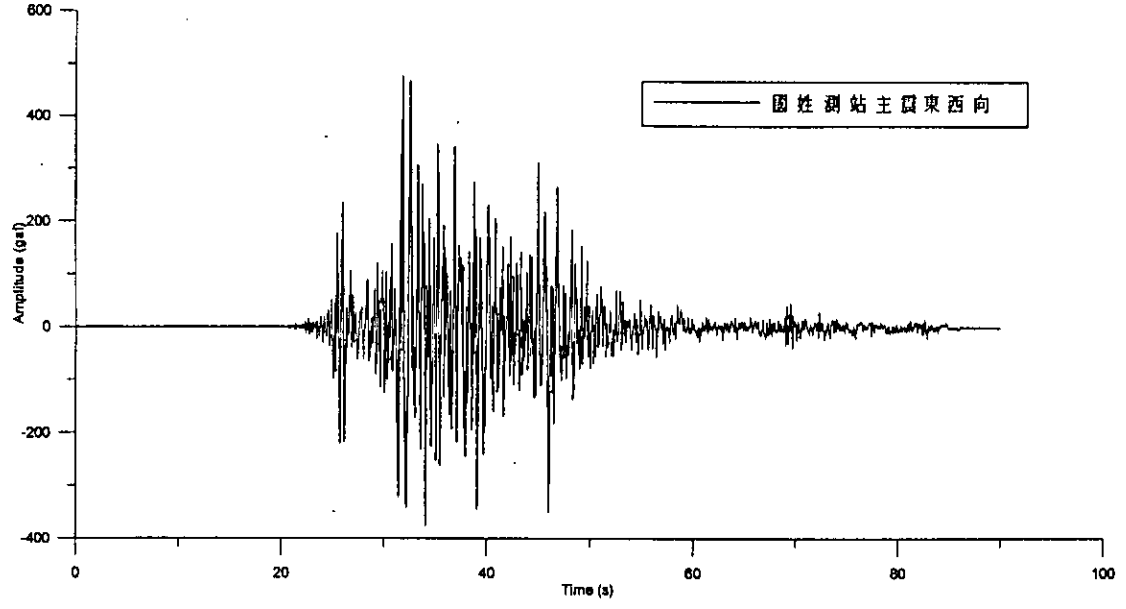
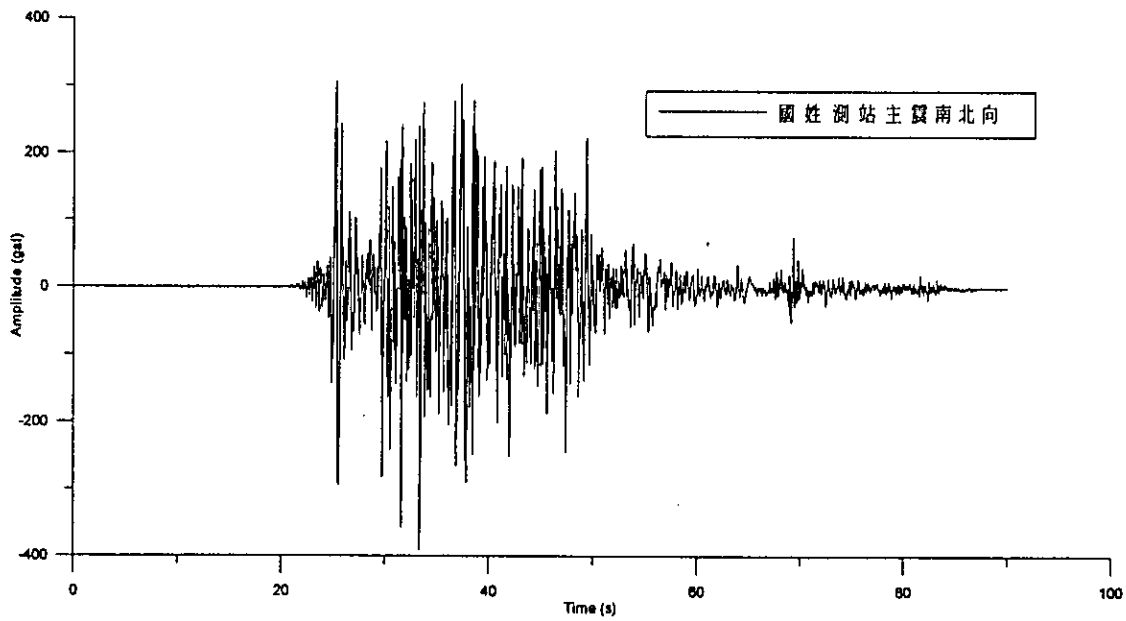
20	99	100	20.3m、20.4m有15度弱面
21	96	100	20.9m有75度弱面 21.25m有70度弱面
22	97	90	22.15m、22.25m有45度弱面
23	99	95	20.3m、20.4m有15度弱面 23.35m、23.45m有15度弱面
24	98	100	
25	97	100	
26	97	90	25.65m有45度弱面、25.8m有60度弱面
27	95	85	27.5m有70度弱面
28	95	90	28m~31m之弱面有CaCO ₃ 填充，弱面為45度 28.6m有60度弱面
29	95	100	
30	99	90	29.55m有60度弱面、29.7m有55度弱面 30.25m有15度弱面 30.75m有45度弱面
31	98	95	
32	98	100	
33	98	100	
34	97	100	
35	97	100	35.5m有25度弱面
36	98	100	
37	98	100	
38	99	100	
39	98	100	
40	97	100	40.5m有45度之剪切帶，含泥質填充物 40.3m有45度之弱面
41	95	100	
42	99	100	42.5m有70度之弱面
43	99	100	
44	07	05	

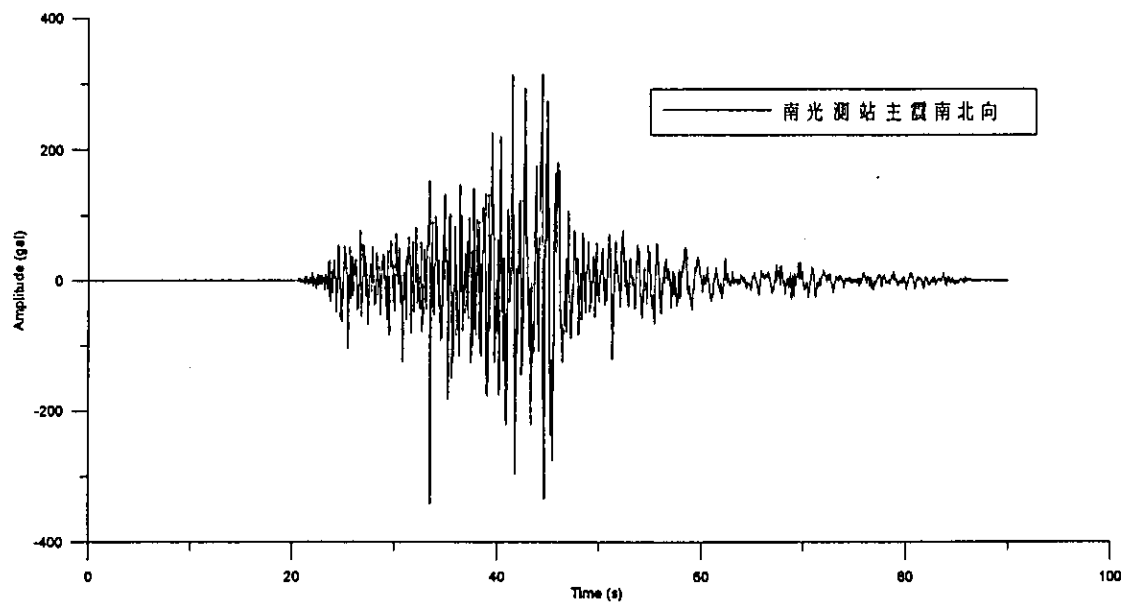
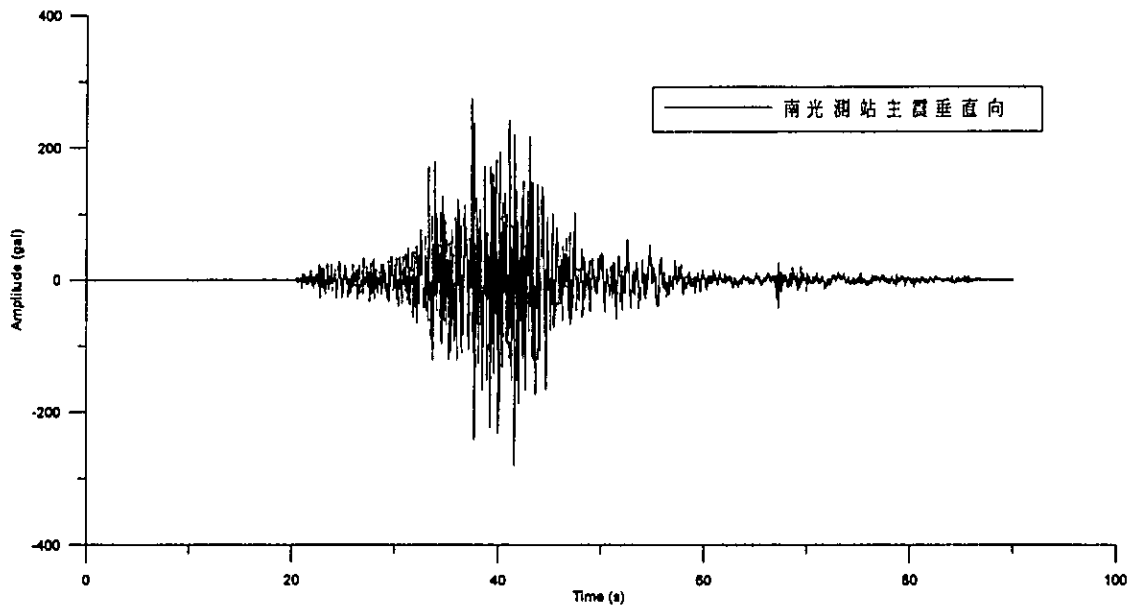
45	97	90		45.1m有80度之弱面
46	97	90		
47	98	100		
48	97	100		
49	97	100		49.1m有65度之弱面
50	95	100		
51	97	90		
52				
53				
54				
55				
56				
57				
58				
59				
60				
61				
62				
63				
64				
65				
66				
67				
68				
69				

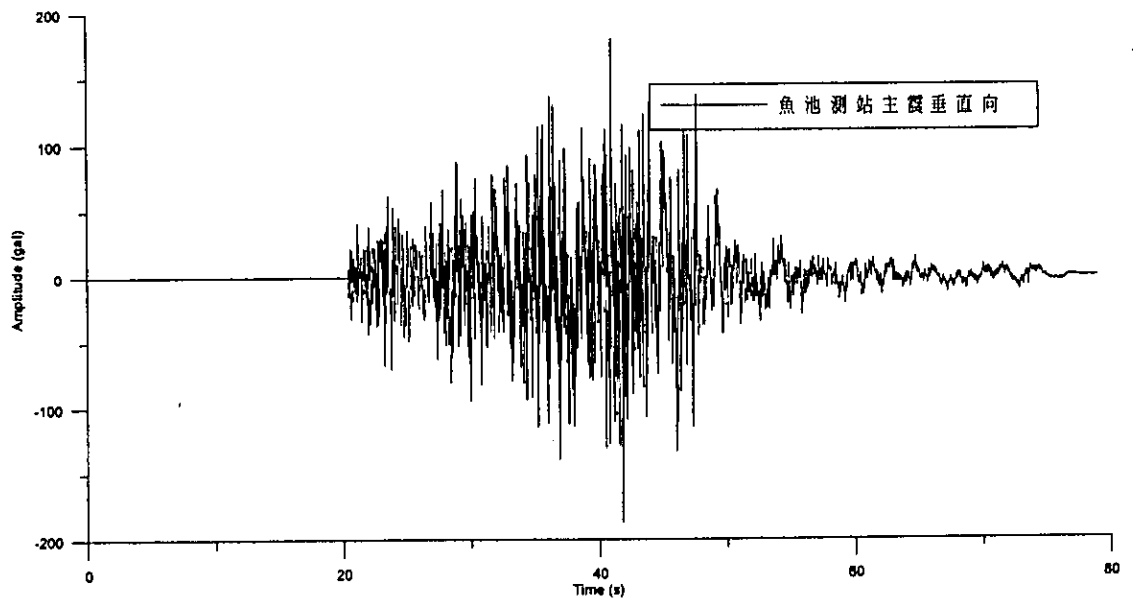
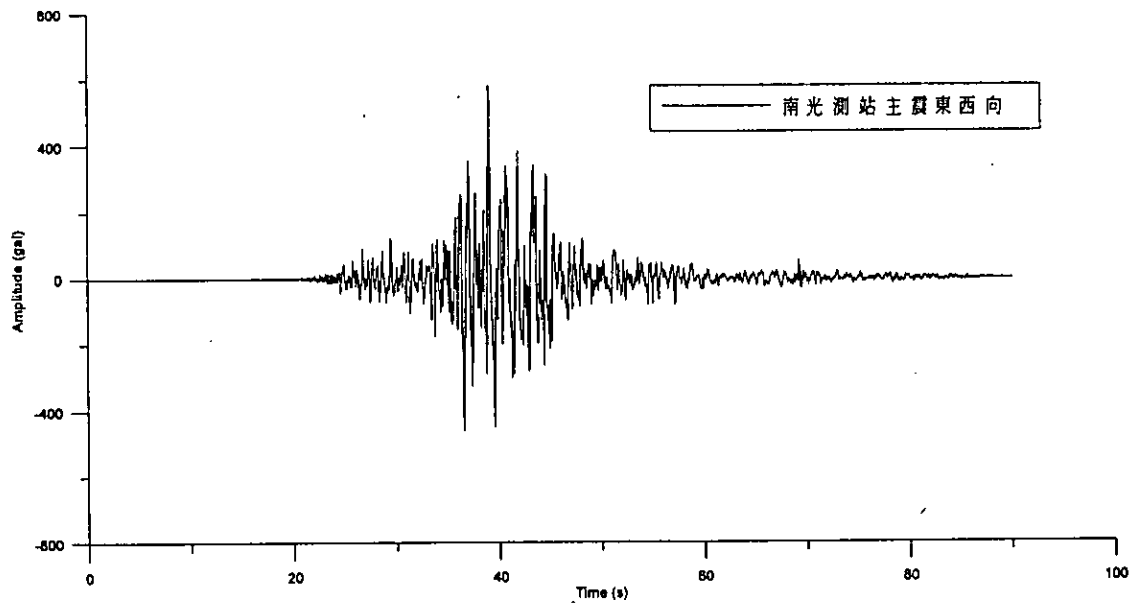
13 附錄 D (集集地震強震紀錄)

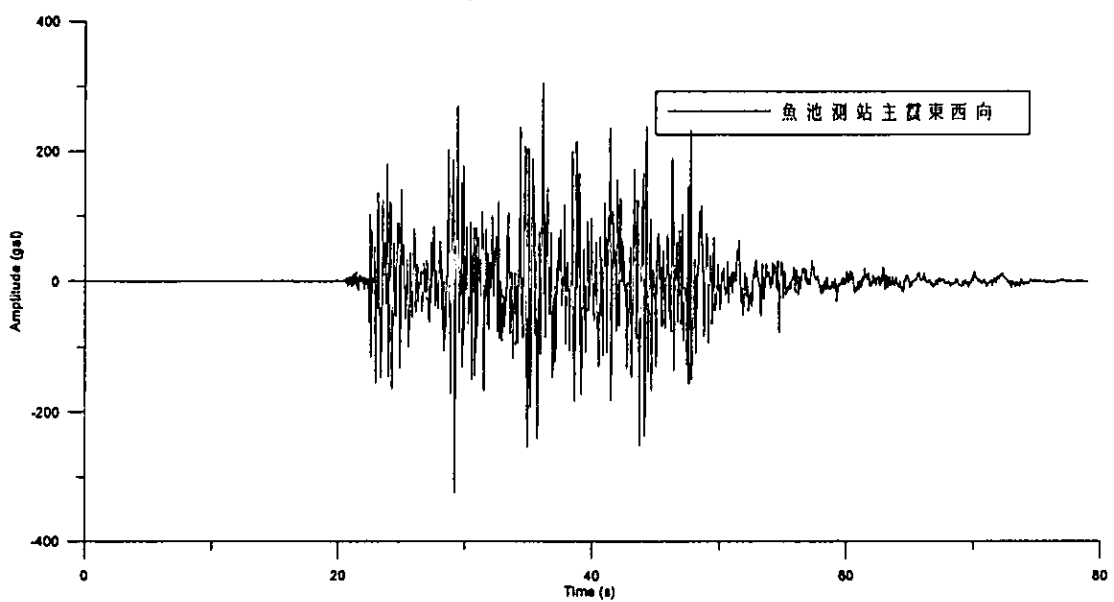
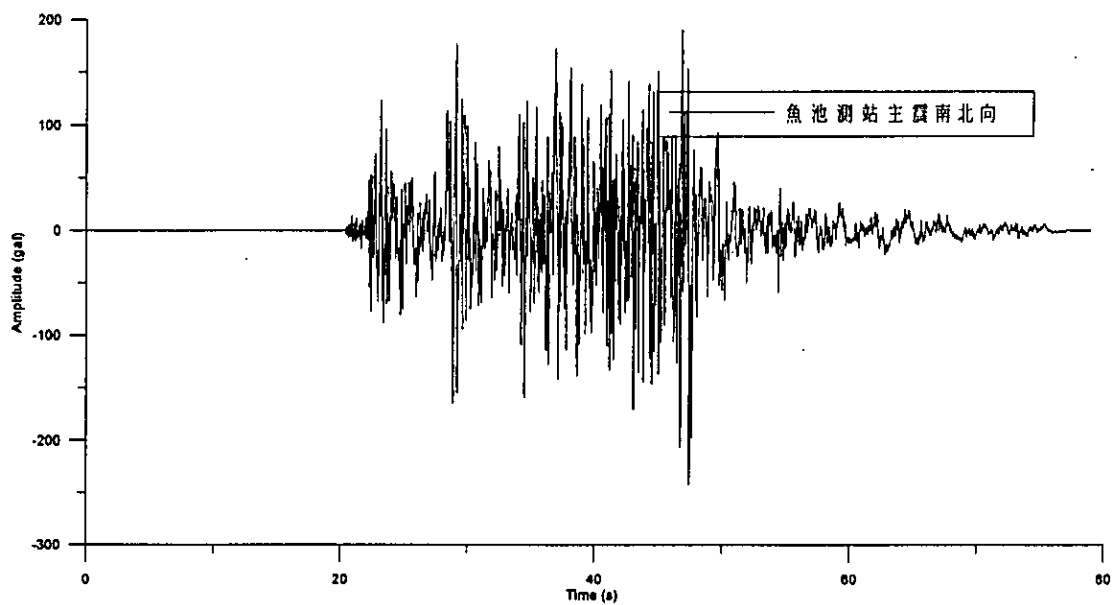












14 附錄 E 會議紀錄

經濟部中央地質調查所 94 年度「紅菜坪地滑監測系統建立 與變形機制研(1/2)」委辦計畫第 1 次工作會議記錄

一、時間：94 年 07 月 19 日下午 1 時 30 分

二、地點：地質調查所 616 會議室

三、主持人：黃組長健政 記錄：李彥良

四、出席人員：黃健政、李錦發、魏正岳、李彥良、黃安斌、
董家鈞、李國誠、李旺儒

五、計畫進度報告：

黃安斌：

1. 坡趾鑽孔已與鑽探公司和地主談妥，定於 7 月 25 日開鑽，預估深度 80M，定於 8 月中旬完成鑽孔，之後再進行監測儀器設置。冠部鑽孔位置仍與地主溝通之中。
2. 目前工作進度符合契約書規定，各單位簡報檔案放置於 ftp 站黃安斌檔案夾有關 meeting 之子目錄中。
3. 與林慶偉教授研究生謝宗霈聯絡後得知，GPS 測量將在 7 月 27 日進行，另外經調查在紅菜坪工址周圍已有三個雨量計，因此暫時無安裝新雨量計之安排。

董家鈞：

1. 鑽探進行時，計畫相關人員可至現地檢視取出岩心，相關時程再另行安排。

六、討論及結論：

黃健政：

一. 地形剖面展示比例尺太小，應予以加大，以顯示不同時期地形之微小變化。

二. 地形剖面，應增加平行及垂直向斜方向繪製，並進行分析。

三. 地表地質調查應更深入進行，部分不易到達區域(如坡趾永祿溪中段、農民設置門禁地區)，應克服障礙以取得更多現地資料，來釐清地滑區地質狀況。

十、散會：下午 3 時 20 分

經濟部中央地質調查所 94 年度「紅葉坪地滑監測系統
建立與變形機制研究(1/2)」委辦計畫

第 2 次工作會議記錄

一、時間：94 年 08 月 15 日上午 9 時 00 分

二、地點：地質調查所 616 室

三、主席：黃組長健政 記錄：李彥良

四、出席：黃健政、李錦發、魏正岳、李彥良、黃安斌、林銘郎
董家鈞、李旺儒

五、進度報告：

- 一、光纖感應器製作上，BOTDR 式已完成，可安裝於傾斜管外，因 92 公尺鑽孔孔徑太小無法安裝，將於 40 公尺孔擴孔後安裝，而 FBG 式完成製做 50%，可直接插入傾斜管。
- 二、GPS 測量已完成第一次作業，結果將在近日傳至 FTP 站，地形圖製作修改中。
- 三、鑽探作業部分，坡趾已完成 92 公尺與 82 公尺 2 孔鑽孔，92 公尺鑽孔完成傾斜管安裝，82 公尺鑽孔水位計安裝中，而冠部鑽孔仍須與地主協調，依合約規定，鑽孔取樣作業應於 8 月 15 日完成，目前稍有延誤，而岩心試體岩體試驗與分析目前進行中。
- 四、依密集現勘及紅葉坪地滑趾部第一孔鉆探結果綜合研判，原規劃六孔鑽

探深度不足以完全掌握滑動面狀況，建議加以擴充。

六、討論及結論：

- 一、請針對因應鑽孔數量需擴充部分之工作項目、數量及經費詳細說明，並估計擴充部分所需之全部經費。
- 二、因鑽探用地取得不易，請全面清查紅葉坪地滑區之地主，儘速與地主協調，取得鑽孔用地，並與地主安排時間，會同本所前往洽談租地事宜。
- 三、請儘速研擬明年工作計畫書，規劃鑽孔位置，預先與地主協調，以利下年度計畫進行。
- 四、期中報告應於9月中旬辦理，請注意工作進度，書面資料並應提前送交本所。

七、散會：上午11時20分

經濟部中央地質調查所 94 年度「紅葉坪地滑監測系統 建立與變形機制研(1/2)」委辦計畫第 1 次野外查核會 議記錄

一、時間：94 年 6 月 20 日

二、地點：南投縣中寮鄉紅葉坪地區

三、主持人：江主任秘書崇榮 記錄：李彥良

四、出席及列席人員：(詳如簽名冊)

五、主席致詞：(略)

六、委辦單位簡報：(略)

七、評選委員意見：

(一) 江主任秘書崇榮

- 1、初步完成之 1/2500 地形圖，宜加強道路之描繪、地物(如房屋)之標示，以增加可讀性；所標示水系，部分未走河谷低凹處，應修訂。
- 2、所圈繪之紅葉坪地滑區，大致上為一順向坡，地層往北北西傾斜約 20-30 度，趾部為順層(Subsequent)之永祿溪所切截，造成溪谷附近邊坡崩滑，是否與所繪崩塌地上游冠部地形連為一體之大規模深層滑動，或各為大小不一之個別崩塌，尚待詳細調查才能確認。
- 3、永祿溪左岸附近之地質鑽探宜先繪製地質剖面，顯示地表地形及岩層之延展，鑽孔深度應穿透河床出露基岩以下，再安裝井下觀測設施，以監測深及淺部滑動位置，初估孔深約 80 公尺左右，建議於檳榔園下緣擇 2 處進行鑽探及觀測，最能掌握崩塌之性質。

(二) 洪教授如江

- 1、現場查核地點之安排甚佳。
- 2、初期鑽探宜以掌握地形、地質構造等幾何條件為首要之務。

(三) 黃副所長鎮臺

- 1、裂隙分部調查有助於研判地滑體的各部位，宜及早展開以協助孔位的決定。
- 2、池塘及滲水位置應和地質構造線及其他地滑特徵標明於底圖，以利地滑範圍的確定。

八、委辦計畫單位說明：

略

九、結論

委員意見請受託單位參卓辦理，應儘快完成地表地形、地質調查，以利地滑範圍與滑動形式判定，並確認鑽孔位置，評估鑽孔深度。

十、散會：下午 5 時

經濟部中央地質調查所「紅葉坪地滑監測系統建立與變形機制研究(1/2)」委辦計畫期中簡報會議記錄

一、時間：94年9月19日下午2時30分

二、地點：本所第2會議室

三、主持人：江主任秘書崇榮

記錄：李彥良

四、出席及列席人員：(詳如簽名冊)

五、主席致詞：(略)

六、主辦單位說明：(略)

七、計畫主持人簡報：(略)

八、綜合討論：

(一) 洪教授如江

1. 鑽孔少而太淺，難以把剖面明確確定。P.4-6 圖 4.5 之大深度剖面如何確定出來？
2. 滑動型態究竟是「崩積層內滑動」、「崩積層與炭寮地頁岩界面間滑動」、或「炭寮地頁岩內滑動」？須加以確定。
3. 需研究崩積層內材質，研究其來源，究竟是否來自「石門層」、或「樟湖坑頁岩」、或「炭寮地頁岩」？並研究崩積層當初形成之機制。
4. 炭寮地頁岩地層之層理特性宜再加強研判。

(二) 黃副所長鎮臺

1. 原先規劃之比例尺為 1/2500，是否仍可達到目標？
2. 地滑的分區除了露頭，不同期的航照判釋比較外，裂隙的分佈有助於研判，宜再加強。
3. 期中報告 P.3-28 述及 Lidar 影像測繪與數值地形試作在紅葉坪地滑區的可行性不高，建議說明其適用範圍，或在可行性高的較小範圍闡述其技術。
4. 岩心之柱狀圖可再多描述，研判滑動面之可能位置，再以監測系統確定。

(三) 林教授炳森

1. P.3-28 之 Lidar 若量測地點海拔高程不足，以致部份稜線後方無法測得，應如何克服？
2. P.7-11 有關坡地水文地質與地下水分析：
 - (1)目前只有 2 組水壓計，如何獲得地下水文，應加以說明。
 - (2)P.7-11 表 7.4 地下水壓監測資料應說明。
3. 有關岩心試體之室內試驗：
 - (1)應規劃試驗深度與試驗種類，以確實掌握滑動面。
 - (2)岩心箱應妥善保護，以防含水量變化。
 - (3)缺 BH-3 資料。
4. 孔內傾斜儀或光纖光柵地層移動監測，深度只有 25m 或 50m，是否足以觀測滑動面位置，其移動量是否會超過儀器所能量測限制？
5. 有關滑動機制，應區分不同年代，並將崩積層內材料之來源加以探討，以確實掌握真正之滑動機制。

(四) 費組長立沅

1. 建議先確認地滑區的範圍，以了解地滑之滑動面、滑動歷史；對於範圍較小之崩塌也能較明白其機制與型式。
2. 調查時請依據地質之學理，判釋地層、岩段、崩積層等。對於地質構造（如背斜、向斜）及擦痕等應考慮規模之合宜性。
3. 報告內請依滑動型態來分類，不要使用淺層、深層等方式分類。對於所蒐集之案例，請評析可資利用之數據、資訊。

九、主席裁示：

- (一) 計畫進度符合契約規定。
- (二) 本計畫須再加強崩塌地之調查研究，包括地質調查(地表地質調查、崩積層性質與母岩研究)、滑動面位置調查與崩塌機制研究。
- (三) 藉由地形、地質、鑽探等相關資料，請再加強崩塌地範圍、各崩塌分區及分期之進一步釐定。
- (四) 參考審查委員意見辦理後續工作，並將意見及辦理結果納入期末報告。

十、散會：下午 4 點 20 分

經濟部中央地質調查所「紅菜坪地滑監測系統建立與變形機制研究(1/2)」委辦計畫期末簡報會議記錄

一、時間：94年12月07日上午9時30分

二、地點：本所第2會議室

三、主持人：林所長朝宗(江主任秘書崇榮代理) 記錄：李彥良

四、出席及列席人員：(詳如簽名冊)

五、主席致詞：(略)

六、主辦單位說明：(略)

七、計畫主持人簡報：(略)

八、綜合討論：

(一) 江主任秘書崇榮

1. 報告書內的圖或影像品質宜提高，以利閱讀。
2. 報告書內之孔隙比(e)均以孔隙率稱之，請修正。
3. 岩心描述 Matric-support 為基質支撐，非「機質」。為何沒提及 Clastic-support(顆粒支撐) 岩段之分佈？

(二) 黃副所長鎮臺

1. 滑動機制之模式可先提出假說，再逐步求證，以求下一年度之規劃更有效率。
2. 新科技之引進為本計畫工作重點，應建立各方法之適用範圍及程序，以利技術建立。

(三) 林教授炳森

1. 應說明期中報告委員意見。
2. 鑽探方面：
 - (1) 應附上 BH-6 鑽井資料。
 - (2) p.7-11 水壓計只有裝設 2 孔(各有 2 處)，將來應如何增設，方能獲得機制。
 - (3) 如何取得未擾動岩心之材料參數(目前只有單壓)。

3. 監測系統應將 FBG 結果與傳統傾斜儀結果做比對。
4. 有關邊坡穩定分析方面：
 - (1) 應將 PDC 結果與 Newmark 變形做以較。
 - (2) 目前 PDC 採用草嶺之參數，應說明如何獲得崩積層之材料參數。
5. 有關紅葉坪地滑機制，應先對其地滑歷史說明清楚，再依據地質鑽探與監測結果說明地滑原因。
6. p.8-2 警戒基準值是否可參考梨山案例?未來如何建立本區警戒基準值，應說明。
7. p.8-3 岩心試體之液性限度 18.72-26.11% 應修正為 19-26%。

(四) 費組長立沅

1. 紅葉坪地滑不論是滑動區域或是地滑機制均非常的複雜，建議參考地質文獻、航照與衛星影像，加上現場地質調查成果等，嘗試將基岩與崩積層各自之分布區域劃分出來。
2. 目前依據鑽井資料，將地表下 90m 左右之岩心柱分為八個次層，建議：
 - (1) 各次層之描述，使用相同之標準或原則。
 - (2) 各次層之性質(工程地質與水文地質性質)，是否與實驗室之分析結果吻合。
3. 在成果中將地滑類型分類為主要岩體地滑、淺層等等，是否能評估各地滑移動之先後次序或是主次要等的類別，對於整體機制之瞭解應有所助益。
4. 目前將泥岩基盤面上出現擦痕之位置，視為基盤與滑動土體之分界處。請考慮：擦痕與地滑之關係；擦痕是否可能係由其他因素所造成；是否能在其他推估之滑動面找到類似之擦痕證據；擦痕之角度是否與地質條件、應力或是剪力破壞間建立合理的關係。
5. 模擬紅葉坪地滑之動畫，在基盤位置中段具有平台型之形貌，是否符合當地之地質條件(岩層性質及岩層傾角)，請再探討。

(四) 黃組長健政

1. 先前提出之 200M 深井鑽探計畫是否有其必要性，請重新評估。
2. 紅葉坪地滑發展歷史及機制與相關崩塌地形之關係應加以說明。
3. 明年井位之規劃與用地取得應及早進行。
4. 應加強地滑區之地形、地質、水文等相關調查。

(五) 李科長錦發

1. 地調所提出之紅葉坪地滑範圍為 921 集集地震之崩塌影響範圍，非原地滑範圍，請釐清。

九、主席裁示：

- (一) 期末報告之進度與內容均符合契約規定，報告內容請參照審查委員與主辦單位意見做必要修訂，盡速提出計畫成果報告書，並檢具工作進度表、經費收支表及收據等作為尾款撥付與年度結案之依據。

- (二) 經出席委員決議：一致同意由原執行機關優先取得下年度之議價資格，故請儘速提交 95 年度之服務建議書以俾辦理審查作業。
- (三) 請將期中與期末報告之委員意見及辦理情形置於成果報告書附錄。

十、散會：上午 11 點 40 分

15 附錄 F (專家意見及處理情形)

期中會議決議執行情形

	審查委員意見	意見回覆及處理情形
洪教授如江	<ol style="list-style-type: none"> 1. 鑽孔少而太淺，難以把剖面明確確定。P.4-6 圖 4.5 之大深度剖面如何確定出來？ 2. 滑動型態究竟是「崩積層內滑動」、「崩積層與炭寮地頁岩介面滑動」、或「炭寮地頁岩內滑動」？須加以確定 3. 需研究崩積層內材料，研究其來源，究竟是來自於「石門層」、或「樟湖坑頁岩」、或「炭寮地頁岩」？並研究崩積層當初形成之機制。 4. 炭寮地頁岩地層之層理特性宜再加強研判。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本計畫在明年度將做深層之鑽孔，但受限於經費其鑽孔數目仍然非常有限。滑動剖面之判釋依據地表特徵配合有限之鑽孔資料而決定。此一議題將在鑽孔資料陸續完成後，配合地質資料一併分析。 2. 本計畫之重點在於預估未來發生地滑之可能與其機制。但在執行過程中將盡量收集相關之資訊並對崩積層內材料做分析。 3. 本計畫之重點在於預估未來發生地滑之可能與其機制。但在執行過程中將如收集到相關之資訊將對炭寮地頁岩地層之層理特性加強研判。
黃副所長鎮臺	<ol style="list-style-type: none"> 1. 原先規劃之比例尺為 1/2500，是否仍可達到目標？ 2. 地滑的分區除了露頭，不同期的航照判釋比較外，裂隙的分佈有助於研判，宜再加強。 3. 期中報告 p.3-28 述及 Lidar 影像測繪與數值地形試作在紅葉坪地滑區的可行性不高，建議說明其適用範圍，或在可行性高的較小範圍闡述其技術。 4. 岩心之柱狀圖可再多描述，研判滑動面之可能位置，再以監測系統確定。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 1/2500 地質圖是根據 1/5000 之圖形製作而成。 2. 裂隙資料之收集一直是執行計畫重點之一，但裂隙不易從現場或航照中判釋。 3. 本計畫之經費與研究重點在於 Lidar 方法之初步測試，無規劃在本計畫中將 Lidar 量測方法與結果最佳化。期末報告中將提出可能改良之方法。 4. 岩心照片將整合於地滑分析與監測資料結果之中。
林教授炳	<ol style="list-style-type: none"> 1. P.3-28 之 Lidar 若量測地點海拔高程不足，以致部份稜線後方無法測得，應如何克服？ 2. P.7-11 有關坡地水文地質與地下水分析： 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 只需增加 Lidar 量測地點既可補足此一缺失。本計畫之經費與研究重點在於 Lidar 方法之初步測試，無規劃在本計畫中將 Lidar 量測方法與結果最佳化。

森	<p>(1)目前只有2組水壓計。如何獲得地下水文。應加以說明。</p> <p>(2) P.7-11 表 7.4 地下水壓監測資料應說明。</p> <p>3. 有關岩心試體之室內試驗:</p> <p>(1.)應規劃試驗深度與試驗種類，以確實掌握滑動面。</p> <p>(2) 岩心箱應妥善保護。以防含水量變化。</p> <p>(3)缺 BH-3 資料</p> <p>4. 孔內傾斜儀或光纖光柵地層移動監測。深度只有 23m 或 50m，是否足以觀測滑動面位置，其移動量是否會超過儀器所能量測限制？</p>	<p>2. 水壓計讀數主要是用來檢驗地下水文模型之正確性。地下水文模型之建立還考慮其他之地質因素。表 7.4 地下水壓監測資料之說明將展示於期末報告。</p> <p>3. 全部岩心試體保存於台灣大學實驗室，岩心力學試驗進行中，岩心照片將整合於地滑分析之結果中，BH-3 資料將在期末報告展示。</p> <p>4. 按照原合約之鑽孔深度只有一鑽孔可以安裝光纖監測儀器、因此必須按照合約將 50m 光纖光柵監測系統全部安裝於此鑽孔中現有增加之鑽孔，將於三個鑽孔中將安裝光纖光柵監測系統，每孔 25m</p>
費組長立沅	<p>1. 建議先確認地滑區的範圍，以了解地滑之滑動面、滑動歷史；對於範圍較小之崩塌也能較明白其機制與型式。</p> <p>2. 調查時請依據地質之學理，判釋地層、岩段、崩積層等。對於地質構造(如背斜、向斜)及擦痕等應考慮規模之合宜性。</p> <p>3. 報告內請依滑動型態來分類，不要使用淺層、深層等方式分類。於所蒐集之案例，請評析可資利用之數據、資訊。</p>	<p>1. 重點在於機制之確認以及為來可能發生滑動之方向與可能地表地質之調查岩心試體之力學試驗，邊坡穩定分析遙測資料之分析與監測資料之分析。</p> <p>2. 在岩心判讀與現場地質調查中將加強相關之分析與觀察。</p> <p>3. 淺層、深層只是針對鑽孔深度而言，非滑動型態之分類，所蒐集之案例評析數據、資訊將整合於分析結果之中。</p>

期末報告專家意見及處理情形

	審查委員意見	意見回覆及處理情形
江主任秘書崇榮	<ol style="list-style-type: none"> 1. 報告書內的圖或影像品質宜提高，以利閱讀。 2. 報告書內之孔隙比(e)均以孔隙率稱之，請修正。 3. 岩心描述 Matric-Support 為基質支撐，非「機質」。為何沒提及 Clastic-Support(顆粒支撐)岩段之分佈？ 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 遵照辦理。 2. 遵照辦理，資料已更正。 3. 將屬塊石堆積者補增列 Clastic-Support(顆粒支撐)
黃副所長鎮壺	<ol style="list-style-type: none"> 1. 滑動機制之模式可先提出假說，再逐步求證，以求下一年度之規劃更有效。 2. 新科技之引進為本計畫工作重點，應建立各方法之適用範圍及程序，以利技術建立。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本研究將提出之假說於 8.1 節，並作為下一年度工作規劃之重要參考。 2. 影像分析、遙測方法、GPS 之原理與使用程序已於第三章中詳述。光纖監測之相關資訊在第五章中敘述。關於適用範圍之討論已於第八章結論中加強。
林教授炳森	<ol style="list-style-type: none"> 1. 應說明期中報告委員意見。 2. 鑽探方面： <ol style="list-style-type: none"> (1) 應附上 BH-6 鑽井資料。 (2) p.7-11 水壓計只有裝設 2 孔(各有 2 處)，將來應如何增設，方能獲得機制。 (3) 如何取得未擾動岩心之材料參數(目前只有單壓)。 3. 監測系統應將 FBG 結果與傳統傾斜儀結果做比對。 4. 有關邊坡穩定分析方面： <ol style="list-style-type: none"> (1) 應將 PFC 結果與 Newmark 變形做比較。 (2) 目前 PFC 採用草嶺之參數，應說明如何獲得崩積層之材料參數。 5. 有關紅葉坪地滑機制，應先對其地滑歷史說明清楚，再依據地質 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 期中報告專家意見及處理情形已加入本報告附錄。 2. (1) 本年度完成之鑽孔紀錄(BH-01 至 BH-08)完整列於附錄三 (2) 本研究本年度共設置三孔六處水壓計，下一年度配合鑽孔預計將再裝設水壓計，至於數量仍於規劃中，上述兩個年度之水壓資料將作為水文地質概念模式校正之用，關於水壓計以外之水壓將利用校正後之水文地質概念模式以及數值模式計算而得。 (3) 明年度增加岩心三軸試驗以求得其它力學參數如：c、ϕ 3. FBG 監測系統安裝在計畫中之安排就是要與傳統傾斜儀結果做比對，請參考第五章所述。但是因為儀器最近才安裝完成，現只有初始讀數，還無法做完整之比較。待明年度，有讀數後將以兩種方法數據之比較來呈現結果。 4. (1) 目前 PFC 模擬對象為古崩滑事件，並藉

	<p>鑽探與監測結果說明地滑原因。</p> <p>6. p.8-2 警戒基準值是否可參考梨山案例?未來如何建立本區警戒基準值,應說明。</p> <p>7. p.8-3 岩心試體之液性限度 18.72-26.11%應修正為 19-26%。</p>	<p>以了解崩積層形成之機制,因此,於期末報告中並未利用 PFC 進行計算集地震造成之滑動,關於此一方面之比較本研究將審酌考慮是否列為下一年度工作項目。</p> <p>(2) 目前利用 PFC^{2D} 進行滑動塊體的模擬,滑動面摩擦係數μ、模擬砂岩與頁岩塊的顆粒鍵結強度,對滑動塊體的運動及最後堆疊結果有直接影響。因此,本研究調整滑動面摩擦係數μ,針對滑動塊體最後的堆疊結果作初步參數敏感度分析,而老崩積層假設為原當地之砂岩及頁岩盤崩壞後之產物,因此 PFC 分析時只給砂岩塊及頁岩塊之參數,來源參考草嶺之參數。</p> <p>5. 紅葉坪地滑歷史本身即為本研究探討之對象,因此,必須透過遙測影像分析、地表調查、鑽探、監測等綜合性工作加以研判,因此,為使報告之呈現具有順序性,不得不將紅葉坪地滑歷史研判放到報告後方,惟明年度報告將採委員建議,根據今年度工作成果,先進行崩塌歷史之說明,以使報告陳述較具可讀性。</p> <p>6. 梨山之警戒基準值設定案例僅作為建立方法學之參考,並非紅葉坪將採取與梨山地滑地一致之警戒基準值,然而,梨山地滑地警戒基準值設定方法確實可作為下一年度相關工作之參考。相關警戒基準值設定方法詳參 8.1 節。</p> <p>7. 遵照辦理,資料已更正。</p>
費組長立沅	<p>1. 紅葉坪地滑不論是滑動區域或是地滑機制均非常的複雜,建議參考地質文獻、航照與衛星影像,加上現場地質調查成果等,嘗試將基岩與崩積層各自之分布區域劃分出來。</p> <p>2. 目前依據鑽井資料,將地表下</p>	<p>1. 本研究嘗試將主要崩滑塊體區分為三塊,分別為 Slid mass A、Slid mass B、Slid mass C,其分佈位置詳參圖 4.8,至於小規模之崩滑,則圈繪於圖 6.20。</p> <p>2. (1) 本研究對於鑽井所取得之崩積層分類標準一致,而初步依其工程地質性質與水文地質性質做兩種不同之分層方式,兩</p>

90m 左右之岩心柱分為八個次層，建議：

(1) 各次層之描述，使用相同之標準或原則。

(2) 各次層之性質(工程地質與水文地質性質)，是否與實驗室之分析結果吻合。

3. 在成果中將地滑類型分類為主要岩體地滑、淺層等等，是否能評估各地滑移動之先後次序或是主次要等的類別，對於整體機制之瞭解應有所助益。

4. 目前將泥岩基盤面上出現擦痕之位置，視為基盤與滑動土體之分界處。請考慮：擦痕與地滑之關係；擦痕是否可能係由其他因素所造成；是否能在其他推估之滑動面找到類似之擦痕證據；擦痕之角度是否與地質條件、應力或是剪力破壞間建立合理的關係。

5. 模擬紅葉坪地滑之動畫，在基盤位置中段具有平台型之形貌，是否符合當地之地質條件(岩層性質及岩層傾角)，請再探討。

分類原則如下表。待有進一步瞭解之後，將兩分類做一適當整合，以達到最佳分類之目標。

	分類原則	目的、用途	章節
工程地質特性	根據崩積層之顆粒大小、岩性、顏色以及顆粒含量百分比作為分類指標	鑽探取樣之後，能即時對岩心做適當之描述及分類，掌握鑽探岩心之材料組成，並對崩積層之堆積狀況有個初步的瞭解。	4.3 節
水文地質特性	依據崩積層組成材料、膠結情形及銹染程度進行分類	同一地質材料因地下水流經之影響而有不同，故在此依其受地下水銹染、風化之不同做分類，並實驗求得不同層之 K 值。	6.2.1 節

(2) 本次實驗之分析參數，主要以各層之實驗參數帶入，因此並無不吻合之問題，但相對的，會以實驗分析之結果與現地狀況作比對，進而校正之最佳參數。

3. 本研究認為主要崩滑塊體為 Slid mass A、Slid mass B、Slid mass C，其他各種類型之崩滑，則屬發生於大滑動體中之小崩滑。
4. 目前尚針對此地方之機制提出假說，明年年度再根據更多的資料，提出定論。
5. 同上。

黃組長

1. 先前提出之 200M 深井鑽探計畫是否有其必要性，請重新評估。
2. 紅葉坪地滑發展歷史及機制與相

1. 明年年度之調查工作規劃將於明年年度工作開始前提送貴所進行先期討論。
2. 根據目前研究成果，全區主要崩滑塊體共

<p>健政</p>	<p>關崩塌地形之關係應加以說明。</p> <p>3. 明年井位之規劃與用地取得應及早進行。</p> <p>4. 應加強地滑區之地形、地質、水文等相關調查。</p>	<p>計有 Slid mass A、Slid mass B、Slid mass C，其他各種類型之崩滑，則屬發生於大滑動體中之小崩滑。Slid mass A 與 Slid mass B 於集集地震發生滑動，其中 Slid mass A 為沿炭寮地頁岩滑動之古崩積層再滑動，至於 Slid mass B 則為沿炭寮地頁岩面、受向斜控制之弧型岩塊滑移，Slid mass C 之存在與否以及其崩滑機制則較不確定，推測為大型岩塊滑移。上述之結論綜合整理於報告 4.4 節。</p> <p>3. 明年度之調查工作規劃將於明年度工作開始前提送貴所進行先期討論。</p> <p>4. 遵照辦理。</p>
<p>李科長錦發</p>	<p>1. 地調所提出之紅菜坪地滑範圍為 921 集集地震之崩塌影響範圍，非原地滑範圍，請釐清。</p>	<p>1. 於報告中清楚說明古地滑範圍以及集集地震崩滑範圍。</p> <p>2. 3-125 之相關敘述以修改，強調地調所所與圖 3.12 中標示以紅色虛線表示之區域是屬於紅菜坪地區於 921 集集地震後崩塌影響範圍。</p>