目錄

壹、前言

1-1 計畫緣起 1-1
1-2 計畫目的 1-2
1-3 計畫工作範圍 1-2
1-4 計畫工作項目 1-4

貳、工作計畫與方法

2-1 計畫架構及流程 2-1
2-2 堰塞湖及崩塌區影像、圖資收集 2-3
2-2.1 衛星影像 2-4
2-2.2 無人載具空拍影像 2-9
2-2.3 災後地形測量資料收集 2-12
2-3 堰塞湖及崩塌區現地調查 2-13
2-3.1 崩塌區、河道阻塞現況及下游保全對象調查 2-13
2-3.2 河道斷面測量 2-16
2-3.3 堰塞湖水下地形測量 2-20
2-4 堰塞湖及崩塌區圖資分析 2-24
2-4.1 基本資料分析 2-24
2-4.2 堰塞湖崩塌區及蓄水面積變化監測分析 2-27
2-4.3 堆積土體變動量分析 2-32
2-5 壩體穩定性分析 2-37
2-5.1 堰塞湖的形成與破壞 2-38
2-5.2 天然壩穩定性分析方法 2-45
2-6 潰壩水理演算及影響範圍評估 2-61
2-6.1 水理演算模式說明 2-61
2-6.2 下游社區安全性評估 2-64
2-7 堰塞湖上游集水區土砂生產、運移及堰塞湖淤積趨勢分析 2-65
2-8 堰塞湖應變處置及短中長期處理對策評估 2-81
2-8.1 堰塞湖應變處置 2-81
2-8.2 中長期處理對策評估 2-83

參、堰塞湖及崩塌區基本資料、影像及圖資收集處理

3-1 旗山溪堰塞湖 3-1
3-1.1 計畫區域概述 3-1
3-1.2 行政轄區、交通 3-3
3-1.3 地文資料 3-5
3-1.4 水文資料 3-15
3-1.5 衛星影像 3-26
3-1.6 無人載具空拍影像 3-34
3-1.7 數值地形資料 3-42
3.2 士文溪堰塞湖 3-43
3-2.1 計畫區域概述 3-43
3-2.2 行政轄區、交通 3-45
3-2.3 地文資料 3-47
3-2.4 水文資料 3-56
3-2.5 衛星影像 3-59
3-2.6 無人載具空拍影像 3-66
3-2.7 數值地形資料 3-74

肆、旗山溪堰塞湖現地調查及圖資分析

4-1 崩塌區調查及變動分析 4-1
4-2 阻塞土體現況調查測量及變動分析 4-5
4-2.1 阻塞土體堆積現況調查 4-5
4-2.2 阻塞土體測量及變動分析 4-12
4-3 蓄水面積影像變化圖資分析 4-25
4-4 水下地形測量 4-35
4-4.1 測量成果說明 4-35
4-4.2 堰塞湖水體計算分析 4-39
4-4.3 水下地形變化分析 4-45
4-5 下游河道測量及保全對象調查 4-50

伍、旗山溪堰塞湖演變趨勢分析及處理對策

5-1 堰塞湖問題評估 5-1
5-2 天然壩穩定性分析 5-3

5-3 潰壩水理演算及影響範圍評估 5-6
5-3.1 水理演算基本參數設定 5-6
5-3.2 水理演算及分析成果 5-13
5-3.3 影響範圍評估 5-28
5-4 堰塞湖上游集水區土砂生產、運移及堰塞湖淤積趨勢評估 5-71
5-5 緊急處理與中長期對策評估 5-78

陸、士文溪堰塞湖現地調查及圖資分析

6-1 崩塌區調查及變動分析 6-1
6-2 阻塞土體現況調查及變動分析 6-5
6-2.1 阻塞土體堆積現況調查 6-5
6-2.2 阻塞土體測量及變動分析 6-12
6-3 蓄水面積影像變化圖資分析 6-27
6-4 水下地形測量 6-33
6-4.2 測量成果說明 6-33
6-4.2 堰塞湖水體計算分析 6-37
6-4.3 水下地形變化分析 6-43
6-5. 下游河道測量及保全對象調查 6-47

柒、士文溪堰塞湖演變趨勢分析及處理對策

7-1 堰塞湖問題評估 7-1
7-2 天然壩穩定性分析 7-3
7-3 潰壩水理演算及影響範圍評估 7-6
7-3.1 水理演算基本參數設定 7-6
7-3.2 水理演算及分析成果 7-12
7-3.3 影響範圍評估 7-20
7-4 堰塞湖上游集水區土砂生產、運移及堰塞湖淤積趨勢評估 7-21
7-5 緊急處理與中長期對策評估 7-27

捌、結論與建議

8-1 結論 8-1
8-2 建議 8-3

附錄一、期初會議意見與回覆

附錄二、第一次期中會議意見與回覆

附錄三、第二次期中會議意見與回覆

附錄四、期末會議意見與回覆

附錄五、堰塞湖標準作業流程說明

附錄六、保全對象表

附錄七、旗山溪河道斷面

附錄八、士文溪河道斷面

圖目錄

圖 1-3.1 計畫工作範圍圖 (那瑪夏鄉堰塞湖).....1-3
圖 1-3.2 計畫工作範圍圖 (士文溪堰塞湖).....1-3
圖 2-1.1 計畫架構與方法流程圖 2-2
圖 2-2.1 福爾摩沙衛星二號的外觀 2-5
圖 2-2.2 福爾摩沙衛星二號改變姿態對目標區域取像示意圖 2-5
圖 2-2.3 福衛二號影像產品的作業程序 2-7
圖 2-2.4 全色態產品圖.....2-8
圖 2-2.5 多頻譜產品.....2-8
圖 2-2.6 融合產品 2-8
圖 2-2.7 無人載具空拍作業流程及其操控情形.....2-10
圖 2-2.8 空拍作業流程圖.....2-11
圖 2-3.1 測量作業實施流程圖 2-17
圖 2-3.2 衛星定位接收儀及測量情形 2-18
圖 2-3.3 雷射測距全站儀及測量情形 2-19
圖 2-3.4 水下測量作業流程圖 2-20
圖 2-3.5 單音束測深儀及測量情形 2-22
圖 2-3.6 實際水深測量作業圖 (載具為橡皮艇).....2-23
圖 2-4.1 影像判釋示意圖.....2-25
圖 2-4.2(A) 未配準之不同期影像.....2-28
圖 2-4.2(B) 配準之不同期影像.....2-28
圖 2-4.3 衛星影像崩塌地自動判釋流程 2-30
圖 2-4.4 裸露地誤判區域濾除過程示意圖.....2-31
圖 2-4.5 新增裸露區與前後期影像比較圖.....2-31
圖 2-4.6 地形變動示意圖。 2-34
圖 2-4.7 斷面面積計算示意圖 2-35
圖 2-4.8 前後期斷面面積差異計算示意圖.....2-35
圖 2-4.9 河道土砂變化量體積計算示意圖.....2-36
圖 2-5.1 堰塞湖天然壩之大地材料來源 2-39
圖 2-5.2 依河道阻斷型式之堰塞湖分類圖.....2-41
圖 2-5.3 堰塞湖天然壩破壞模式 2-42
圖 2-5.4 崩塌造成堰塞湖破壞類型統計圖.....2-42

圖 2-5.5 堰塞湖潰壩類型 2-43
圖 2-5.6 以 BI 及 DBI 分析法進行台灣知本溪及龍泉溪堰塞湖穩定性評估 ..2-46
圖 2-5.7 以判別分數 Y-Y*評估堰塞湖穩定性[童煜翔(2008)及 DONG ET AL. (2009)] 2-48
圖 2-5.8 以判別分數 L 評估堰塞湖穩定性[童煜翔(2008)及 DONG ET AL. (2009)] 2-48
圖 2-5.9 溢流侵蝕破壞評估室內模型試驗結果[KIM & KIM (1999)]..... 2-49
圖 2-5.10 草嶺潭分析所採用的網格示意圖[經濟部水利署(2004)]..... 2-50
圖 2-5.11 PLAXIS 應用於土石壩變形分析[CHANG & HAUNG (2005)] 2-51
圖 2-5.12 傳統切片法與 C′—Φ′折減法所得壩體邊坡破壞面差異比較[CHANG & HAUNG (2005)] 2-52
圖 2-5.13 PLAXFLOW 應用於管湧及滲流分析 2-52
圖 2-5.14 結合滲流破壞、邊坡穩定分析、溢流侵蝕數值模型分析堰塞湖穩定性流程圖[AWAL ET AL. (2008)] 2-53
圖 2-5.15 堰塞湖天然壩材料參數推求建議流程圖 2-60
圖 2-6.1 河道水理模擬示意圖 2-62
圖 2-7.1 子集水區及河系串接示意圖 2-66
圖 2-7.2 單一子集水區概念化示意圖 2-67
圖 2-7.3 集水區產砂概念圖 2-67
圖 2-7.4 運動波模式之集水區概念化示意圖 2-69
圖 2-7.5 累積降雨量與新增崩塌率之經驗公式 (打荻，1971) 2-72
圖 2-7.6 暴雨後的新增崩塌面積之示意圖 2-72
圖 2-7.7 平衡濃度公式迴歸成果 2-77
圖 2-8.1 堰塞湖應變標準作業程序 2-82
圖 2-8.2 合理土砂量運移量分析示意圖 2-84
圖 2-8.3 集水區整體防洪治理對策檢討流程圖 2-84
圖 3-1.1 旗山溪堰塞湖下游鄰近村落分佈位置圖 3-2
圖 3-1.2 旗山溪堰塞湖及崩塌區基本資料 3-2
圖 3-1.3 旗山溪堰塞湖行政區圖 3-4
圖 3-1.4 旗山溪堰塞湖林班地圖 3-4
圖 3-1.5 旗山溪堰塞湖上游集水區高程分佈圖 3-7
圖 3-1.6 旗山溪堰塞湖上游集水區坡度圖 3-8

圖 3-1.7 旗山溪堰塞湖上游集水區坡向圖.....3-9
圖 3-1.8 主要崩塌地發生位置之區域地質圖.....3-12
圖 3-1.9 旗山溪堰塞湖土壤分佈圖 3-14
圖 3-1.10 莫拉克颱風路徑圖 3-16
圖 3-1.11 莫拉克颱風全台累積雨量分布圖.....3-17
圖 3-1.12 凡那比颱風路徑圖 3-19
圖 3-1.13 凡那比颱風全台累積雨量分布圖.....3-20
圖 3-1.14 莫拉克颱風旗山溪累積雨量分布圖.....3-22
圖 3-1.15 凡那比颱風旗山溪累積雨量分布圖.....3-23
圖 3-1.16 莫拉克颱風楠溪雨量站之累積雨量及雨量組體圖 3-24
圖 3-1.17 莫拉克颱風排雲雨量站之累積雨量及雨量組體圖 3-24
圖 3-1.18 凡那比颱風楠溪雨量站之累積雨量及雨量組體圖 3-25
圖 3-1.19 凡那比颱風排雲雨量站之累積雨量及雨量組體圖 3-25
圖 3-1.20 旗山溪堰塞湖衛星影像 (98/8/24) 3-27
圖 3-1.21 旗山溪堰塞湖衛星影像 (98/12/11) 3-28
圖 3-1.22 旗山溪堰塞湖衛星影像 (99/1/18) 3-28
圖 3-1.23 旗山溪堰塞湖衛星影像 (99/3/6) 3-29
圖 3-1.24 旗山溪堰塞湖衛星影像 (99/4/13) 3-29
圖 3-1.25 旗山溪堰塞湖衛星影像 (99/5/25) 3-30
圖 3-1.26 旗山溪堰塞湖衛星影像 (99/6/21) 3-30
圖 3-1.27 旗山溪堰塞湖衛星影像 (99/7/15) 3-31
圖 3-1.28 旗山溪堰塞湖衛星影像 (99/8/10) 3-31
圖 3-1.29 旗山溪堰塞湖衛星影像 (99/9/25) 3-32
圖 3-1.30 旗山溪堰塞湖衛星影像 (99/10/11) 3-32
圖 3-1.31 旗山溪堰塞湖衛星影像排序圖 3-33
圖 3-1.32 旗山溪堰塞湖空拍照片(全貌，98/10/12) 3-35
圖 3-1.33 旗山溪堰塞湖空拍照片(全貌，98/11/5) 3-35
圖 3-1.34 旗山溪堰塞湖空拍照片(全貌，99/10/11) 3-36
圖 3-1.35 旗山溪堰塞湖空拍照片(崩塌區，98/8/20) 3-36
圖 3-1.36 旗山溪堰塞湖空拍照片(崩塌區，98/11/5) 3-37
圖 3-1.37 旗山溪堰塞湖空拍照片(崩塌區，99/10/11) 3-37
圖 3-1.38 旗山溪堰塞湖空拍照片(支流扇狀地與堰塞湖，98/9/10).....3-38

圖 3-1.39 旗山溪堰塞湖空拍照片(支流扇狀地與堰塞湖，98/10/12).....3-38
圖 3-1.40 旗山溪堰塞湖空拍照片(支流扇狀地與堰塞湖，99/10/11).....3-39
圖 3-1.41 旗山溪堰塞湖空拍照片(壩體，98/10/12).....3-39
圖 3-1.42 旗山溪堰塞湖空拍照片(壩體，98/11/5).....3-40
圖 3-1.43 旗山溪堰塞湖空拍照片(壩體，99/10/11).....3-40
圖 3-1.44 旗山溪堰塞湖空拍照片(下游河道，98/10/12).....3-41
圖 3-1.45 旗山溪堰塞湖空拍照片(下游河道，98/11/5).....3-41
圖 3-1.46 旗山溪數值地形範圍圖.....3-42
圖 3-2.1 士文堰塞湖下游鄰近村落分佈位置圖.....3-44
圖 3-2.2 士文溪堰塞湖及崩塌區基本資料.....3-44
圖 3-2.3 士文溪堰塞湖行政區圖.....3-46
圖 3-2.4 士文溪堰塞湖林班地圖.....3-46
圖 3-2.5 士文溪堰塞湖上游集水區高程分佈圖.....3-48
圖 3-2.6 士文溪堰塞湖上游集水區坡度圖.....3-49
圖 3-2.7 士文溪堰塞湖上游集水區坡向圖.....3-50
圖 3-2.8 主要崩塌地發生位置之區域地質圖.....3-53
圖 3-2.9 士文溪堰塞湖土壤分佈圖.....3-55
圖 3-2.10 莫拉克颱風士文溪累積雨量分布圖.....3-57
圖 3-2.11 凡那比颱風士文溪累積雨量分布圖.....3-57
圖 3-2.12 莫拉克颱風春日雨量站之累積雨量及雨量組體圖.....3-58
圖 3-2.13 凡那比颱風春日雨量站之累積雨量及雨量組體圖.....3-58
圖 3-2.14 士文溪堰塞湖衛星影像 (98/9/2).....3-60
圖 3-2.15 士文溪堰塞湖衛星影像 (98/10/29).....3-61
圖 3-2.16 士文溪堰塞湖衛星影像 (99/12/13).....3-61
圖 3-2.17 士文溪堰塞湖衛星影像 (99/1/14).....3-62
圖 3-2.18 士文溪堰塞湖衛星影像 (99/3/1).....3-62
圖 3-2.19 士文溪堰塞湖衛星影像 (99/4/10).....3-63
圖 3-2.20 士文溪堰塞湖衛星影像 (99/6/29).....3-63
圖 3-2.21 士文溪堰塞湖衛星影像 (99/7/8).....3-64
圖 3-2.22 士文溪堰塞湖衛星影像 (99/11/1).....3-64
圖 3-2.23 士文溪堰塞湖衛星影像排序圖.....3-65
圖 3-2.24 士文溪堰塞湖空拍照片(湖區，98/08/20).....3-67

圖 3-2.25 士文溪堰塞湖空拍照片(湖區，98/08/20) 3-67
圖 3-2.26 士文溪堰塞湖空拍照片(崩塌區，98/08/20) 3-68
圖 3-2.27 士文溪堰塞湖空拍照片(溢洪道，98/08/20) 3-68
圖 3-2.28 士文溪堰塞湖空拍照片(全貌，98/11/13) 3-69
圖 3-2.29 士文溪堰塞湖空拍照片(全貌，99/10/14) 3-69
圖 3-2.30 士文溪堰塞湖空拍照片(堰塞湖區及上游河道，98/11/13) 3-70
圖 3-2.31 士文溪堰塞湖空拍照片(堰塞湖區及上游河道，99/10/14) 3-70
圖 3-2.32 士文溪堰塞湖空拍照片(堰塞湖區及崩塌區，98/11/13) 3-71
圖 3-2.33 士文溪堰塞湖空拍照片(堰塞湖區及崩塌區，99/10/14) 3-71
圖 3-2.34 士文溪堰塞湖空拍照片(崩塌區，98/11/13) 3-72
圖 3-2.35 士文溪堰塞湖空拍照片(崩塌區，99/10/14) 3-72
圖 3-2.36 士文溪堰塞湖空拍照片(下游河道，98/11/13) 3-73
圖 3-2.37 士文溪堰塞湖空拍照片(下游河道，99/10/14) 3-73
圖 3-2.38 士文溪數值地形範圍圖 3-74
圖 4-1.1 旗山溪堰塞湖崩塌區無人載具空拍照片 4-2
圖 4-1.2 旗山溪堰塞湖崩塌區現地照片 4-2
圖 4-1.3 旗山溪堰塞湖崩塌區前後期地形變化比對與縱剖面分佈圖 4-4
圖 4-1.4 旗山溪堰塞湖崩塌區縱剖面圖 4-4
圖 4-2.1 旗山溪堰塞湖現地照片 (98/12/22) 4-6
圖 4-2.2 旗山溪堰塞湖現地照片 (99/4/30) 4-6
圖 4-2.3 堰塞湖溢洪道現地照片 (98/12/22) 4-7
圖 4-2.4 堰塞湖溢洪道現地照片 (99/4/30) 4-7
圖 4-2.5 堰塞湖區現地照片 (99/12/2) 4-8
圖 4-2.6 堰塞湖溢洪道現地照片 (99/12/2) 4-8
圖 4-2.7 旗山溪支流扇狀地現地照片 (98/12/22) 4-9
圖 4-2.8 旗山溪支流扇狀地現地照片 (99/1/26) 4-9
圖 4-2.9 旗山溪支流扇狀地現地照片 (99/4/30) 4-10
圖 4-2.10 旗山溪支流扇狀地現地照片 (99/12/2) 4-10
圖 4-2.11 旗山溪支流扇狀地現地照片(下游視角) (99/12/2) 4-11
圖 4-2.12 旗山溪支流扇狀地現地照片(湖面視角) (99/12/8) 4-11
圖 4-2.13 旗山溪堰塞湖縱斷面地形比對圖 4-14
圖 4-2.14 旗山溪堰塞湖壩體斷面測量分佈圖 4-15

圖 4-2.15 旗山溪堰塞湖第一次壩體測量(A1).....4-16
圖 4-2.16 旗山溪堰塞湖第一次壩體測量(A2).....4-16
圖 4-2.17 旗山溪堰塞湖第一次壩體測量(A3).....4-16
圖 4-2.18 旗山溪堰塞湖第一次壩體測量(A4).....4-17
圖 4-2.19 旗山溪堰塞湖第一次壩體測量(A5).....4-17
圖 4-2.20 旗山溪堰塞湖第一次壩體測量(A6).....4-17
圖 4-2.21 旗山溪堰塞湖第一次壩體測量(A7).....4-18
圖 4-2.22 旗山溪堰塞湖第二次壩體測量(B1).....4-18
圖 4-2.23 旗山溪堰塞湖第二次壩體測量(B2).....4-18
圖 4-2.24 旗山溪堰塞湖第二次壩體測量(B3).....4-19
圖 4-2.25 旗山溪堰塞湖第二次壩體測量(B4).....4-19
圖 4-2.26 旗山溪堰塞湖第三次壩體測量(C1).....4-19
圖 4-2.27 旗山溪堰塞湖第三次壩體測量(C2).....4-20
圖 4-2.28 旗山溪堰塞湖第三次壩體測量(C3).....4-20
圖 4-2.29 旗山溪堰塞湖第三次壩體測量(C4).....4-20
圖 4-2.30 旗山溪堰塞湖第三次壩體測量(C5).....4-21
圖 4-2.31 旗山溪堰塞湖第三次壩體測量(C6).....4-21
圖 4-2.32 旗山溪堰塞湖壩體斷面測量比對圖 (斷面 A3、斷面 C2).....4-23
圖 4-2.33 旗山溪堰塞湖壩體斷面測量比對圖 (斷面 A5、斷面 B2、斷面 C4)
.....4-23
圖 4-2.34 旗山溪堰塞湖壩體斷面測量比對圖 (斷面 A6、斷面 B3、斷面 C5)
.....4-24
圖 4-3.1 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (98/09/02).....4-27
圖 4-3.2 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (98/12/11).....4-27
圖 4-3.3 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/01/08).....4-28
圖 4-3.4 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/03/06).....4-28
圖 4-3.5 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/04/13).....4-29
圖 4-3.6 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/05/25).....4-29
圖 4-3.7 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/06/21).....4-30
圖 4-3.8 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/07/15).....4-30
圖 4-3.9 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/08/10).....4-31
圖 4-3.10 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/09/23).....4-31

圖 4-3.11 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/10/11).....4-32
圖 4-3.12 旗山溪堰塞湖迴水位置變遷情形.....4-34
圖 4-3.13 旗山溪堰塞湖溢流口位置變遷情形.....4-34
圖 4-4.1 旗山溪堰塞湖第一次水下測量點位分佈圖.....4-36
圖 4-4.2 旗山溪堰塞湖第二次水下測量點位分佈圖.....4-36
圖 4-4.3 旗山溪堰塞湖第一次水下測量湖底地形高程分佈圖.....4-37
圖 4-4.4 旗山溪堰塞湖第二次水下測量湖底地形高程分佈圖.....4-38
圖 4-4.5 不同水位高程與水體體積變化關係圖.....4-40
圖 4-4.6 不同水位高程與湖面面積變化關係圖.....4-40
圖 4-4.7 不同水位高程與湖面變化關係圖.....4-41
圖 4-4.7(續) 不同水位高程與湖面變化關係圖.....4-42
圖 4-4.7(續) 不同水位高程與湖面變化關係圖.....4-43
圖 4-4.7(續) 不同水位高程與湖面變化關係圖.....4-44
圖 4-4.8 旗山溪堰塞湖斷面位置.....4-46
圖 4-4.9 旗山溪堰塞湖災前災後斷面地形比較成果.....4-47
圖 4-4.9(續) 旗山溪堰塞湖災前災後斷面地形比較成果.....4-48
圖 4-4.9(續) 旗山溪堰塞湖災前災後斷面地形比較成果.....4-49
圖 4-5.1 旗山溪下游河道斷面測量配置圖.....4-51
圖 4-5.2 旗山溪斷面 1 地形比對圖.....4-54
圖 4-5.3 旗山溪斷面 2 地形比對圖.....4-54
圖 4-5.4 旗山溪斷面 3 地形比對圖.....4-55
圖 4-5.5 旗山溪斷面 4 地形比對圖.....4-55
圖 4-5.6 旗山溪斷面 5 地形比對圖.....4-56
圖 4-5.7 旗山溪斷面 6 地形比對圖.....4-56
圖 4-5.8 旗山溪斷面 7 地形比對圖.....4-57
圖 4-5.9 旗山溪斷面 8 地形比對圖.....4-57
圖 4-5.10 旗山溪斷面 9 地形比對圖.....4-58
圖 4-5.11 旗山溪斷面 10 地形比對圖.....4-58
圖 4-5.12 民生(達卡努瓦)一帶之莫拉克颱風前後期影像與現況照片.....4-61
圖 4-5.13 民生(達卡努瓦)一帶之河道照片 1.....4-62
圖 4-5.14 民生(達卡努瓦)一帶之河道照片 2.....4-62
圖 4-5.15 民權(瑪雅)一帶之莫拉克颱風前後期影像與現況照片.....4-64

圖 4-5.16 民權(瑪雅)一帶之河道照片 1 4-65
圖 4-5.17 民權(瑪雅)一帶之河道照片 2 4-65
圖 4-5.18 民族(南沙魯)一帶之莫拉克颱風前後期影像與現況照片 4-67
圖 4-5.19 民族(南沙魯)一帶之河道照片 1 4-68
圖 4-5.20 民族(南沙魯)一帶之河道照片 2 4-68
圖 4-5.21 小林一帶之莫拉克颱風前後期影像與現況照片 4-70
圖 4-5.22 小林一帶之河道照片 1 4-71
圖 4-5.23 小林一帶之河道照片 2 4-71
圖 4-5.24 五里埔一帶之莫拉克颱風前後期影像與現況照片 4-73
圖 4-5.25 五里埔一帶之河道照片 1 4-74
圖 4-5.26 五里埔一帶之河道照片 2 4-74
圖 4-5.27 南光一帶之莫拉克颱風前後期影像與現況照片 4-76
圖 4-5.28 南光一帶之河道照片 1 4-77
圖 4-5.29 南光一帶之河道照片 2 4-77
圖 4-5.30 溝仔尾一帶之莫拉克颱風前後期影像與現況照片 4-79
圖 4-5.31 溝仔尾一帶之河道照片 1 4-80
圖 4-5.32 溝仔尾一帶之河道照片 2 4-80
圖 4-5.33 甲仙一帶之莫拉克颱風前後期影像與現況照片 4-82
圖 4-5.34 甲仙一帶之河道照片 1 4-83
圖 4-5.35 甲仙一帶之河道照片 2 4-83
圖 5-2.1 旗山溪堰塞湖天然壩穩定性評估成果圖 5-4
圖 5-2.2 莫拉克颱風後旗山溪堰塞湖壩面穩定性分析結果 5-5
圖 5-2.3 凡那比颱風後旗山溪堰塞湖壩面穩定性分析結果 5-5
圖 5-3.1 旗山溪河道斷面示意圖 5-7
圖 5-3.2 旗山溪運動波模式子集水區編號圖 5-11
圖 5-3.3 旗山溪 50 年頻率設計流量圖 5-12
圖 5-3.4 溢洪道斷面水里演算成果 (斷面 37725) 5-14
圖 5-3.5 湖區斷面水里演算成果 (斷面 37911) 5-14
圖 5-3.6 溢洪道斷面水里演算成果 (斷面 37496) 5-14
圖 5-3.7 天然壩體斷面形狀 (斷面 37900) 5-16
圖 5-3.8 不同延時下潰壩流量歷線 5-16
圖 5-3.9 不同潰壩寬度下潰壩流量歷線 5-17

圖 5-3.10 不同潰壩寬度下潰壩流量歷線 5-18
圖 5-3.11 瑪雅村斷面最大水位及其流速分佈圖 5-22
圖 5-3.12 瑪雅村不同潰壩延時之水位歷線圖 5-23
圖 5-3.13 瑪雅村不同潰壩延時之流量歷線圖 5-23
圖 5-3.14 南光斷面最大水位及其流速分佈圖 5-24
圖 5-3.15 南光不同潰壩延時之水位歷線圖 5-25
圖 5-3.16 南光不同潰壩延時之流量歷線圖 5-25
圖 5-3.17 溝仔尾斷面最大水位及其流速分佈圖 5-26
圖 5-3.18 溝仔尾不同潰壩延時之水位歷線圖 5-27
圖 5-3.19 溝仔尾不同潰壩延時之流量歷線圖 5-27
圖 5-3.20 旗山溪堰塞湖警戒範圍劃定分布圖(上半部) 5-30
圖 5-3.21 旗山溪堰塞湖警戒範圍劃定分布圖(下半部) 5-31
圖 5-3.22 達卡努瓦村危險潛勢區域範圍圖 5-32
圖 5-3.23 達卡努瓦村(帖布帖開溪下游)危險潛勢區域圖 5-34
圖 5-3.24 達卡努瓦村(帖布帖開溪下游)水理演算成果 5-34
圖 5-3.25 達卡努瓦村(帖布帖開溪下游)現地照片 5-35
圖 5-3.26 達卡努瓦村(帖布帖開溪下游)現地照片 5-35
圖 5-3.27 達卡努瓦村(達卡努瓦對岸)危險潛勢區域圖 5-37
圖 5-3.28 達卡努瓦村(達卡努瓦對岸)水理演算成果 5-37
圖 5-3.29 達卡努瓦村(達卡努瓦對岸)現地空拍照片 5-38
圖 5-3.30 達卡努瓦村(達卡努瓦對岸)現地空拍照片 5-38
圖 5-3.31 達卡努瓦村(民生橋前、後)危險潛勢區域圖 5-39
圖 5-3.32 達卡努瓦村(民生橋後)水理演算成果 5-40
圖 5-3.33 達卡努瓦村(民生橋前)水理演算成果 5-40
圖 5-3.34 達卡努瓦村(民生橋後)現地空拍照片 5-41
圖 5-3.35 達卡努瓦村(民生橋前)現地空拍照片 5-41
圖 5-3.36 達卡努瓦村(民生橋前)現地空拍照片 5-42
圖 5-3.37 瑪雅村危險潛勢範圍圖 5-43
圖 5-3.38 瑪雅村(民權橋)危險潛勢區域圖 5-44
圖 5-3.39 達卡努瓦村(達卡努瓦對岸)水理演算成果 5-44
圖 5-3.40 瑪雅村(民權橋)現地空拍照片 5-45
圖 5-3.41 瑪雅村(民權橋)現地空拍照片 5-45

圖 5-3.42 瑪雅村危險潛勢區域圖 5-46
圖 5-3.43 瑪雅村(瑪雅對岸)水理演算成果 5-47
圖 5-3.44 瑪雅村現地空拍照片 5-47
圖 5-3.45 瑪雅村現地空拍照片 5-48
圖 5-3.46 瑪雅村現地照片 5-48
圖 5-3.47 瑪雅村(那多羅薩溪北)危險潛勢區域圖 5-49
圖 5-3.48 瑪雅村(那多羅薩溪北)水理演算成果 5-49
圖 5-3.49 瑪雅村(那多羅薩溪北)現地空拍照片 5-50
圖 5-3.50 瑪雅村(那多羅薩溪北)現地空拍照片 5-50
圖 5-3.51 南沙魯村危險潛勢範圍圖 5-51
圖 5-3.52 南沙魯村危險潛勢區域圖 5-52
圖 5-3.53 南沙魯村水理演算成果 5-53
圖 5-3.54 南沙魯村(上游)現地空拍照片 5-53
圖 5-3.55 南沙魯村(主要聚落)現地空拍照片 5-54
圖 5-3.56 南沙魯村(越域引水)危險潛勢區域圖 5-55
圖 5-3.57 南沙魯村(越域引水)水理演算成果 5-55
圖 5-3.58 南沙魯村(越域引水)現地空拍照片 5-56
圖 5-3.59 南沙魯村(越域引水)現地照片 5-56
圖 5-3.60 五里埔危險潛勢範圍圖 5-57
圖 5-3.61 五里埔水理演算成果 5-57
圖 5-3.62 南光、十八彎及溝仔尾危險潛勢範圍圖 5-58
圖 5-3.63 小林村(南光)危險潛勢區域圖 5-59
圖 5-3.64 達卡努瓦村(達卡努瓦對岸)水理演算成果 5-59
圖 5-3.65 小林村(南光)現地空拍照片 5-60
圖 5-3.66 小林村(南光)現地空拍照片 5-60
圖 5-3.67 十八彎及北勢巷危險潛勢區域圖 5-62
圖 5-3.68 達卡努瓦村(達卡努瓦對岸)水理演算成果 5-62
圖 5-3.69 十八彎與北勢巷現地空拍照片 5-63
圖 5-3.70 小林村(北勢巷)現地空拍照片 5-63
圖 5-3.71 關山村(溝仔尾)危險潛勢區域圖 5-64
圖 5-3.72 關山村(溝仔尾)水理演算成果 5-65
圖 5-3.73 關山村(溝仔尾)現地空拍照片 5-65

圖 5-3.74 甲仙危險潛勢範圍圖 5-66
圖 5-3.75 甲仙(四德巷)危險潛勢區域圖 5-67
圖 5-3.76 甲仙(四德巷)水理演算成果 5-68
圖 5-3.77 甲仙(四德巷)現地空拍照片 5-68
圖 5-3.78 甲仙危險潛勢區域圖 5-69
圖 5-3.79 甲仙水理演算成果 5-70
圖 5-3.80 甲仙現地空拍照片 5-70
圖 5-4.1 旗山溪那瑪夏堰塞湖上游計算小集水區分區成果 5-71
圖 5-4.2 莫拉克颱風土砂運動分析成果 5-74
圖 5-4.3 99 年度颱風事件土砂運動分析綜合成果 5-74
圖 5-4.4 未來土砂運動年變遷趨勢分析成果 5-77
圖 5-5.1 旗山溪堰塞湖緊急處理流程 5-80
圖 5-5.2 堰塞湖溢流水道強化工程施工示意圖 5-82
圖 5-5.3 斷面 C6 挖除土方面積圖 5-83
圖 5-5.4 斷面 C5 挖除土方面積圖 5-84
圖 5-5.5 斷面 C4 挖除土方面積圖 5-84
圖 5-5.6 挖降縱斷長度示意圖 5-85
圖 5-5.7 波紋管產品分類圖 5-87
圖 5-5.8 排水管設置橫剖面示意圖 5-87
圖 5-5.9 方案 A 入水口設計示意圖 5-89
圖 5-5.10 方案 B 入水口設計示意圖 5-89
圖 5-5.11 方案 C 入水口設計示意圖 5-89
圖 5-5.12 支流扇狀地空勘照片 (99/10/11) 5-91
圖 5-5.13 支流扇狀地現地照片 (99/12/02) 5-91
圖 5-5.14 堰塞湖及民權橋水位計相對位置圖 5-93
圖 5-5.15 水利署民權橋水位計照片 1 (99/11/29) 5-94
圖 5-5.16 水利署民權橋水位計照片 2 (99/11/29) 5-94
圖 5-5.17 旗山溪鄰近雨量站分佈圖 5-95
圖 5-5.18 歷史災害事件與水文分析資料比對圖(辛樂克颱風) 5-98
圖 5-5.19 歷史災害事件與水文分析資料比對圖(莫拉克颱風) 5-98
圖 5-5.20 旗山溪民生段降雨-流量率定圖 5-101
圖 5-5.21 旗山溪民權段降雨-流量率定圖 5-101

圖 5-5.22 旗山溪民族段降雨-流量率定圖 5-101
圖 5-5.23 旗山溪十八灣段降雨-流量率定圖 5-102
圖 5-5.24 旗山溪甲仙段降雨-流量率定圖 5-102
圖 6-1.1 士文溪堰塞湖崩塌區無人載具空拍照片 6-2
圖 6-1.2 士文溪堰塞湖崩塌區現地照片 (98/8/19).....6-2
圖 6-1.3 士文溪堰塞湖崩塌區前後期地形變化比對與縱剖面分佈圖 6-4
圖 6-1.4 士文溪堰塞湖崩塌區縱剖面圖 6-4
圖 6-2.1 士文溪堰塞湖現地照片 (98/12/18) 6-6
圖 6-2.2 士文溪堰塞湖現地照片 (99/2/26) 6-6
圖 6-2.3 士文溪堰塞湖現地照片 (99/10/29) 6-7
圖 6-2.4 士文溪堰塞湖溢洪道現地照片 (98/12/18).....6-7
圖 6-2.5 士文溪堰塞湖溢洪道現地照片 (99/2/26).....6-8
圖 6-2.6 士文溪堰塞湖溢洪道現地照片 (99/10/29).....6-8
圖 6-2.7 士文溪堰塞湖溢洪道下游現地照片 (98/12/18).....6-9
圖 6-2.8 士文溪堰塞湖溢洪道下游現地照片 (99/2/26).....6-9
圖 6-2.9 士文溪堰塞湖溢洪道下游現地照片 (99/10/29).....6-10
圖 6-2.10 士文溪堰塞湖下游河道現地照片 (98/12/18).....6-10
圖 6-2.11 士文溪堰塞湖下游河道現地照片 (99/2/26).....6-11
圖 6-2.12 士文溪堰塞湖下游河道現地照片 (99/10/29).....6-11
圖 6-2.13 士文溪堰塞湖縱斷面地形比對圖.....6-15
圖 6-2.14 士文溪堰塞湖壩體斷面測量分佈圖.....6-16
圖 6-2.15 士文溪堰塞湖第一次壩體測量(A1).....6-17
圖 6-2.16 士文溪堰塞湖第一次壩體測量(A2).....6-17
圖 6-2.17 士文溪堰塞湖第一次壩體測量(A3).....6-17
圖 6-2.18 士文溪堰塞湖第一次壩體測量(A4).....6-18
圖 6-2.19 士文溪堰塞湖第一次壩體測量(A5).....6-18
圖 6-2.20 士文溪堰塞湖第一次壩體測量(A6).....6-18
圖 6-2.21 士文溪堰塞湖第一次壩體測量(A7).....6-19
圖 6-2.22 士文溪堰塞湖第二次壩體測量(B1).....6-19
圖 6-2.23 士文溪堰塞湖第二次壩體測量(B2).....6-19
圖 6-2.24 士文溪堰塞湖第二次壩體測量(B3).....6-20
圖 6-2.25 士文溪堰塞湖第二次壩體測量(B4).....6-20

圖 6-2.26 士文溪堰塞湖第二次壩體測量(B5).....6-20
圖 6-2.27 士文溪堰塞湖第二次壩體測量(B6).....6-21
圖 6-2.28 士文溪堰塞湖第二次壩體測量(B7).....6-21
圖 6-2.29 士文溪堰塞湖第三次壩體測量(C1).....6-21
圖 6-2.30 士文溪堰塞湖第三次壩體測量(C2).....6-22
圖 6-2.31 士文溪堰塞湖第三次壩體測量(C3).....6-22
圖 6-2.32 士文溪堰塞湖第三次壩體測量(C4).....6-22
圖 6-2.33 士文溪堰塞湖第三次壩體測量(C5).....6-23
圖 6-2.34 士文溪堰塞湖壩體斷面測量比對圖 (斷面 A1、斷面 B1).....6-25
圖 6-2.35 士文溪堰塞湖壩體斷面測量比對圖 (斷面 A5、斷面 B5、斷面 C2) 6-25
圖 6-2.36 士文溪堰塞湖壩體斷面測量比對圖 (斷面 A7、斷面 B7、斷面 C4) 6-26
圖 6-3.1 士文溪堰塞湖校正後衛星影像 (98/08/24).....6-29
圖 6-3.2 士文溪堰塞湖校正後衛星影像 (98/10/29) 6-29
圖 6-3.3 士文溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/04/10) 6-30
圖 6-3.4 士文溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/06/29) 6-30
圖 6-3.5 士文溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/07/08) 6-31
圖 6-3.6 士文溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/11/01) 6-31
圖 6-3.7 士文溪堰塞湖迴水位置變遷情形.....6-32
圖 6-4.1 士文溪堰塞湖第一次水下測量點位分佈圖 6-34
圖 6-4.2 士文溪堰塞湖第二次水下測量點位分佈圖 6-34
圖 6-4.3 士文溪堰塞湖第一次水深測量湖底水深分佈點位 6-35
圖 6-4.4 士文溪堰塞湖第二次水深測量湖底地形高程分佈圖 6-36
圖 6-4.5 不同水位高程與水體體積變化關係圖 6-38
圖 6-4.6 不同水位高程與湖面面積變化關係圖 6-38
圖 6-4.7 不同水位高程與湖面變化關係圖.....6-39
圖 6-4.7(續) 不同水位高程與湖面變化關係圖.....6-40
圖 6-4.7(續) 不同水位高程與湖面變化關係圖.....6-41
圖 6-4.7(續) 不同水位高程與湖面變化關係圖.....6-42
圖 6-4.8 士文溪堰塞湖斷面位置 6-44
圖 6-4.9 士文溪堰塞湖災前災後斷面地形比較成果 6-45

圖 6-4.9 (續) 士文溪堰塞湖災前災後斷面地形比較成果 6-46
圖 6-5.1 士文溪下游河道斷面地形測量配置圖 6-48
圖 6-5.2 士文溪斷面 5 地形比對圖 6-49
圖 6-5.3 士文溪斷面 6 地形比對圖 6-49
圖 6-5.4 士文溪斷面 7 地形比對圖 6-50
圖 6-5.5 士文溪斷面 8 地形比對圖 6-50
圖 6-5.6 士文溪斷面 9 地形比對圖 6-51
圖 6-5.7 士文溪斷面 10 地形比對圖 6-51
圖 6-5.8 舊古華一帶之莫拉克颱風前後期影像與現況照片 6-54
圖 6-5.9 舊古華一帶之河道照片 1 6-55
圖 6-5.10 舊古華一帶之河道照片 2 6-55
圖 7.2.1 士文溪堰塞湖天然壩穩定性評估成果圖 7-4
圖 7-2.2 莫拉克颱風後士文溪堰塞湖壩面穩定性分析結果 7-5
圖 7-2.3 凡那比颱風後士文溪堰塞湖壩面穩定性分析結果 7-5
圖 7-3.1 士文溪河道斷面示意圖 7-7
圖 7-3.2 士文溪運動波模式計算子集水區編號圖 7-10
圖 7-3.3 士文溪 50 年頻率設計流量歷線圖 7-11
圖 7-3.4 天然壩溢洪口處斷面形狀 (斷面 67) 7-13
圖 7-3.5 不同延時潰壩狀況下流量歷線 (斷面 65) 7-13
圖 7-3.6 不同潰口寬之潰壩狀況下流量歷線 7-14
圖 7-3.7 不同壩高之潰壩狀況下流量歷線 7-15
圖 7-3.8 不同初始狀況之潰壩流量歷線 7-16
圖 7-3.9 舊古華不同潰壩延時之流量歷線圖 7-18
圖 7-3.10 舊古華不同潰壩延時之水位歷線圖 7-18
圖 7-3.11 舊古華斷面最大水位及其流速分佈圖 7-19
圖 7-3.12 士文溪下游災害潛勢範圍分佈圖 7-20
圖 7-4.1 士文溪春日鄉堰塞湖上游計算小集水區分區成果 7-21
圖 7-4.2 莫拉克颱風土砂運動分析成果 7-24
圖 7-4.3 99 年度颱風事件土砂運動分析綜合成果 7-25
圖 7-4.4 未來土砂運動年變遷趨勢分析成果 7-25
圖 7-5.1 士文溪堰塞湖緊急處理流程 7-29
圖 7-5.2 堰塞湖溢流水道強化工程施工示意圖 7-31

圖 7-5.3 斷面 C5 挖除土方面積圖 7-32
圖 7-5.4 斷面 C4 挖除土方面積圖 7-33
圖 7-5.5 斷面 C3 挖除土方面積圖 7-33
圖 7-5.6 挖降縱斷長度示意圖 7-34
圖 7-5.7 士文溪堰塞湖崩塌區空拍照片 (99/10/14)..... 7-36
圖 7-5.8 士文溪堰塞湖崩塌區現地照片 (99/10/29)..... 7-36
圖 7-5.9 莫拉克颱風士文溪雨量分佈圖 7-38
圖 7-5.10 凡那比颱風士文溪雨量分佈圖 7-38
圖 7-5.11 雨量站建議設置區域圖 (圖例:龍泉溪堰塞湖即時監控雨量站).... 7-39
圖 7-5.12 士文溪鄰近雨量站分佈圖 7-40
圖 7-5.13 士文溪下游聚落安全檢核斷面分佈圖 7-44
圖 7-5.14 易觀察水位之標定位置示意圖 7-44
圖 7-5.15 士文溪下游聚落安全檢核斷面分佈圖 7-45

表目錄

表 2-2.1 福爾摩沙衛星二號之科學酬載規格.....2-6
表 2-2.2 福爾摩沙衛星影像產品定義表 2-8
表 2-2.3 無人飛行載具詳細規格 2-10
表 2-4.1 堰塞湖基本參數取得說明 2-26
表 2-5.1 堰塞湖天然壩破壞模式 2-44
表 2-5.2 堰塞湖天然壩安定性分析數值模型及相關軟體 2-54
表 2-5.3 堰塞湖天然壩穩定度數值模型分析參數表 2-55
表 2-5.4 堰塞湖天然壩材料單位重及比重.....2-56
表 2-5.5 堰塞湖天然壩材料剪力強度參數參考表 2-56
表 2-5.6 堰塞湖天然壩材料滲透性參數參考表 2-57
表 2-5.7 堰塞湖天然壩材料彈性模數及柏松比參考表 2-57
表 2-5.8 滲透係數推求建議公式表 2-58
表 2-7.1 土砂管理模式採用理論 2-66
表 2-7.2 各種不同植披所代表之覆蓋與管理因子表 2-75
表 3-1.1 旗山溪堰塞湖上游集水區高程、坡度、坡向分析統計表.....3-6
表 3-1.2 旗山溪堰塞湖上游集水區雨量站雨量統計表 (單位：毫米).....3-21
表 3-1.3 旗山溪堰塞湖衛星影像資料表 3-27
表 3-2.1 士文溪堰塞湖上游集水區高程分析統計表 3-48
表 3-2.2 士文溪堰塞湖上游集水區坡度分析統計表 3-49
表 3-2.3 士文溪堰塞湖上游集水區坡向分析統計表 3-50
表 3-2.4 士文溪堰塞湖雨量站雨量統計表 (單位：毫米) 3-56
表 3-2.5 士文溪堰塞湖衛星影像資料表 3-60
表 4-2.1 莫拉克颱風後旗山溪堰塞湖壩體體積估算成果表 4-13
表 4-2.2 凡那比颱風後旗山溪堰塞湖壩體體積估算成果表 4-13
表 4-3.1 旗山溪堰塞湖之校正後衛星影像時間表 4-26
表 4-3.2 旗山溪堰塞湖水面面積變遷表 4-33
表 4-4.1 不同湖面高程之蓄水體積與湖面面積估算成果 4-39
表 4-5.1 斷面樁成果表.....4-50
表 4-5.2 旗山溪堰塞湖下游主要聚落河道概況表 4-59
表 5-2.1 旗山溪堰塞湖天然壩基本參數表.....5-3
表 5-3.1 旗山溪堰塞湖雨量站設計頻率表.....5-8

表 5-3.2 旗山溪堰塞湖雨量站 50 年頻率設計暴雨之降雨量.....5-9
表 5-3.3 旗山溪運動波模式子集水區參數表.....5-11
表 5-3.4 旗山溪 50 年頻率設計流量表.....5-12
表 5-3.5 不同延時下潰壩尖峰流量表.....5-16
表 5-3.6 不同延時下潰壩尖峰流量表.....5-17
表 5-3.7 不同延時下潰壩尖峰流量表.....5-18
表 5-3.8 潰壩延時 1 小時下旗山溪下游聚落安全檢核表.....5-20
表 5-3.9 潰壩延時 10 分鐘下旗山溪下游聚落安全檢核表.....5-21
表 5-3.10 瑪雅村不同延時潰壩流量及水位表.....5-22
表 5-3.11 南光不同延時潰壩流量及水位表.....5-24
表 5-3.12 溝仔尾不同延時潰壩流量及水位表.....5-26
表 5-3.13 潛勢區域總表.....5-29
表 5-4.1 旗山溪那瑪夏集水區土砂收支計算小集水區參數表.....5-72
表 5-5.1 溢洪道挖除土方量計算表.....5-84
表 5-5.2 挖降方案相關參數列表.....5-85
表 5-5.3 相對水位變化結果推估表.....5-93
表 5-5.4 排水管線設計方案比較表.....5-88
表 5-5.5 預警時間變化表.....5-97
表 5-5.6 旗山溪堰塞湖下游部落斷面水理檢核表.....5-100
表 5-5.7 旗山溪民生段降雨-流量對照表.....5-103
表 5-5.8 旗山溪民權段降雨-流量對照表.....5-104
表 5-5.9 旗山溪民族段降雨-流量對照表.....5-105
表 5-5.10 旗山溪十八灣段降雨-流量對照表.....5-106
表 5-5.11 旗山溪甲仙段降雨-流量對照表.....5-107
表 6-2.1 莫拉克颱風後士文溪堰塞湖壩體體積估算成果表.....6-13
表 6-2.2 凡那比颱風後士文溪堰塞湖壩體體積估算成果表.....6-14
表 6-3.1 士文溪堰塞湖之校正後衛星影像時間表.....6-28
表 6-3.2 士文溪堰塞湖水面面積變遷表.....6-28
表 6-4.1 不同湖面高程之蓄水體積與湖面面積估算成果.....6-37
表 6-5.1 斷面樁成果表.....6-47
表 6-5.2 士文堰塞湖下游主要聚落河道概況表.....6-52
表 7-2.1 士文溪堰塞湖天然壩基本參數表.....7-3

表 7-3.1 大漢山雨量站 50 年頻率降雨量 7-8
表 7-3.2 大漢山雨量站設計暴雨 50 年頻率之設計降雨 7-8
表 7-3.3 士文溪運動波模式計算子集水區參數表 7-10
表 7-3.4 士文溪 50 年頻率設計流量計算成果 7-11
表 7-3.5 不同延時潰壩狀況下尖峰流量增加百分比一覽表 7-13
表 7-3.6 不同潰口寬之潰壩狀況下尖峰流量增加百分比一覽表.....7-14
表 7-3.7 不同壩高之潰壩狀況下尖峰流量增加百分比一覽表 7-15
表 7-3.8 未來可能之潰壩狀況下尖峰流量增加百分比一覽表 7-16
表 7-3.9 聚落處不同潰壩延時洪峰流量及水深變化表 7-17
表 7-4.1 士文溪堰塞湖集水區土砂收支計算小集水區參數表 7-22
表 7-5.1 溢洪道挖除土方量計算表 7-33
表 7-5.2 挖降方案相關參數列表 7-34
表 7-5.3 下游橋樑基本資料.....7-43
表 7-5.4 聚落安全斷面檢核表 7-43

摘要

民國 98 年 8 月 8 日莫拉克颱風帶來豐沛降雨量，重創屏東林區管理處轄管林班地，其中位於高雄縣那瑪夏鄉旗山事業區 16 林班之旗山溪支流引發大規模崩塌，形成土石流流至旗山溪後形成大型沖積扇並阻斷旗山溪主河道，溪水逐漸蓄積並形成堰塞湖，該堰塞湖面積約 27 公頃；另位於屏東縣春日鄉潮州事業區 20 林班與原住民保留地交接處之士文溪，因溪岸原住民保留地大規模地滑崩塌，土石阻斷士文溪主河道，溪水逐漸蓄積並形成堰塞湖，該堰塞湖面積約 6.7 公頃。

為早日消彌該堰塞湖潛在危險及避免災害發生，有必要立刻實施調查評估並研擬短中長期處理對策，以作為後續避災、防災、減災處置之依據並保障居民生命財產之安全，且提供各級單位防災應變及相關治理措施實施之參考。

本計畫根據國內外過去處理堰塞湖之相關經驗與成果，設定本計畫之工作方法如 圖 I 所示，根據堰塞湖形成後之相關調查與分析工作，設定計畫執行方法與流程，工作由基本資料、圖資之蒐集與分析開始，包括有地文、地質、水文與衛星影像資料，透過資本資料之分析與比對，得知旗山溪與士文溪兩個堰塞湖的基本特性；其次為堰塞湖的現場調查與測量工作，主要目的在於掌握堰塞湖區與堆積土體區之特性參數與地文特性，也為本計畫最為重要之特性參數，因天然壩堰塞湖在形成初期，堆積土體與堰塞湖區之變遷規模與頻率較為劇烈，故常因颱風暴雨之關係造成堰塞湖的劇烈變動，故現場調查與測量工作，為堰塞湖評估中最為重要且不可或缺之工作。

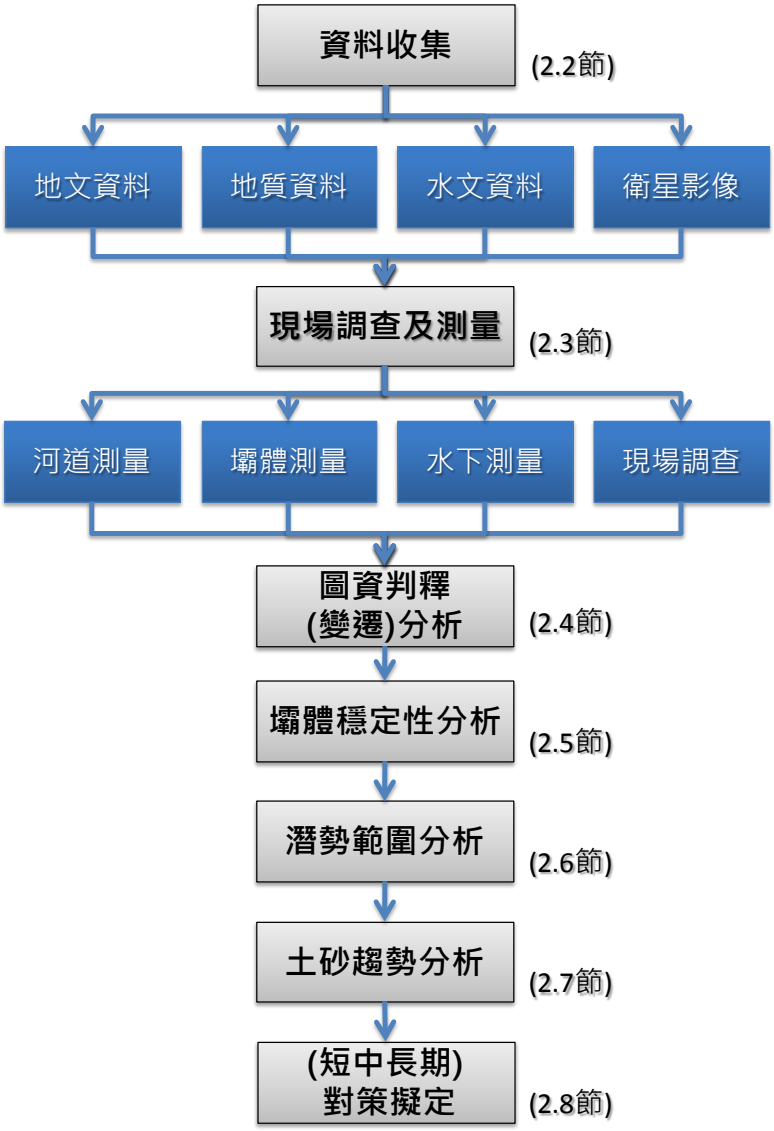


圖 I 計畫架構與方法流程圖

在完成基本資料蒐集分析、圖資蒐集分析比對，以及現場調查測量工作後，旗山溪與士文溪堰塞湖皆完成了各項特性分析工作，其分析項目包括有，崩塌區之地形特性與變動分析、堆積土體的地形特性與變動分析、堰塞湖區的地形特性與變動分析、堰塞湖區的衛星影像監測工作，以及下游河道與聚落之調查測量工作，其成果依旗山溪、士文溪順序，分別撰寫於第 4 章與第 6 章之成果內容中。再依據測量調查分析成果，進行未來土砂變遷趨勢分析、下游潛勢危險聚落與災害分析，以及緊急處置、中長程對策擬定分析等工作，同樣依旗山溪與士文溪之成果，分別撰寫於第 5 章與第 7 章之成果內容，最後第 8 章則為結論與建議，以下就兩個堰塞湖之綜合分析成果，說明如下：

- 旗山溪堰塞湖

旗山溪堰塞湖形成於莫拉克颱風期間，主因為旗山溪上游支流發生大崩塌運動，生產約 1,500 萬方之土砂材料，土砂伴隨逕流而下，部分堆積在支流內，部分運移至主支流交會處堆積 (圖 II)，形成一個共約 1,450 萬方之堆積土體 (圖 III)，也攔阻上游水流形成旗山溪堰塞湖，蓄水體積達 185 萬方。但自莫拉克颱風後，因旗山溪主流上游之土砂運移效應，故自堰塞湖形成後，堰塞湖區內即開始淤積有大量土砂材料，根據水下地形之測量成果，在 98 年度莫拉克颱風後至 99 年度汛期後，堰塞湖區之總土砂堆積量達 170 萬方 (圖 IV)，蓄水體積 157 萬方，加上堆積土體區因支流持續運移堆積之影響，造成天然壩址處與堰塞湖水位皆抬升達 7 公尺，說明了在旗山溪堰塞湖在莫拉克後第一年的劇烈變遷情形，未來數年內，根據現有堰塞湖入口區之土砂材料堆積情形，以及支流現有之殘存土砂量，旗山溪堰塞湖之變遷情形仍處於變化劇烈之情況，堰塞湖區可能因溢流口的侵蝕而下降，也可能因為支流運移的堆積而抬升。

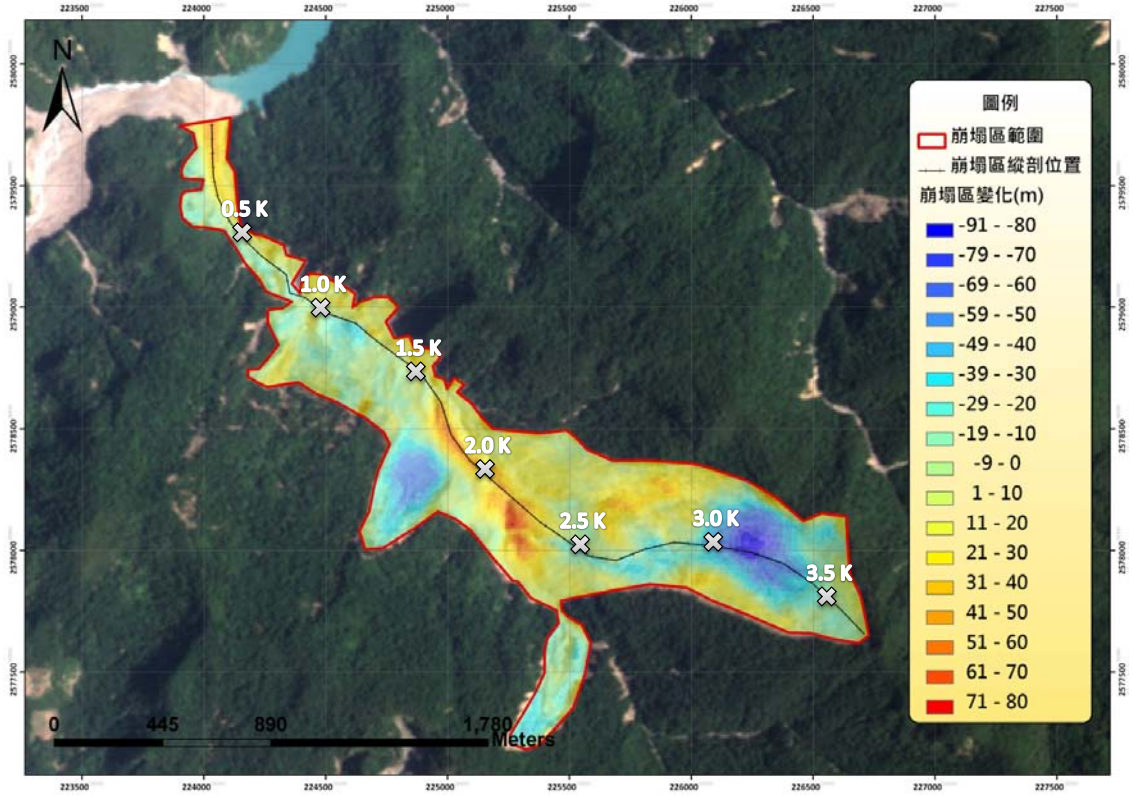


圖 II 旗山溪堰塞湖崩塌區前後期地形變化比對與縱剖面分佈圖

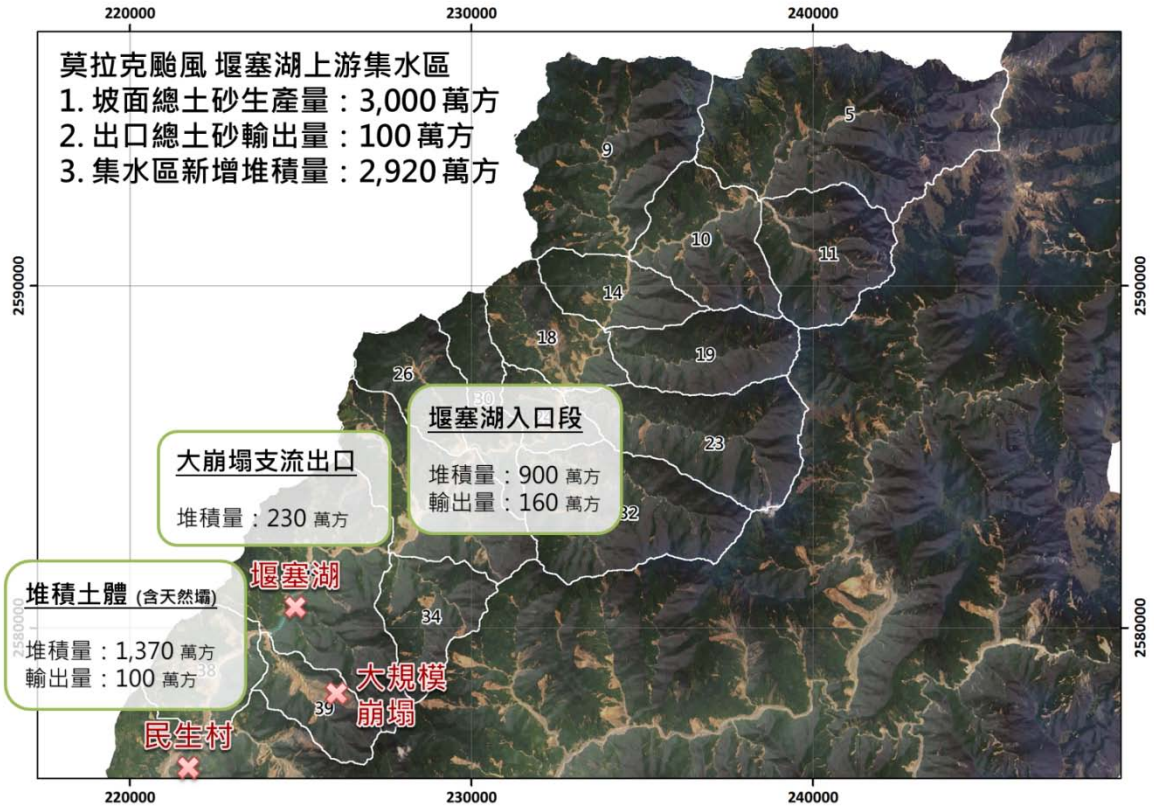


圖 III 旗山溪堰塞湖莫拉克颱風土砂運動分析成果

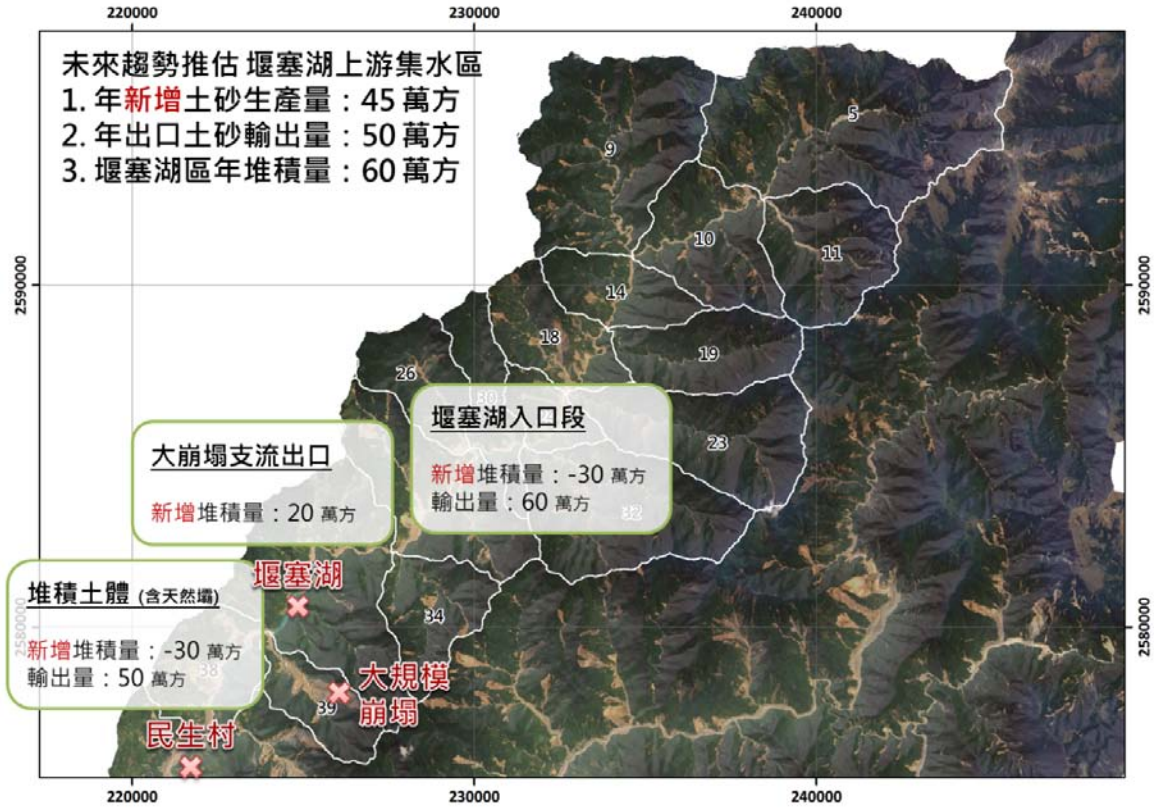


圖 IV　旗山溪堰塞湖未來土砂運動年變遷趨勢分析成果

根據潰壩水理分析成果，在極端潰決事件下，模擬旗山溪堰塞湖在 1 小時內完全潰決之極端情形，雖下游部分聚落安全出水高較低，但均可以容許洪峰通過，此因堰塞湖距離下游聚落較遠，以及旗山溪主流河幅較寬之綜合效應，以民權村水理分析成果為例 (表 I 及 圖 V 至 圖 VII)，於 1 小時潰壩延時下，水位抬升僅 0.57 公尺，而增加流量 995.23 cms，聚落出水高仍有 9.55 公尺，仍處於安全之高程。

表 I 民權村不同延時潰壩流量及水位表

天然壩潰決水位分析成果				
潰決延時(hr)	1.0	2.0	5.0	12.0
尖峰水位(m)	546.45	546.29	546.07	545.98
增加水位(m)	0.57	0.37	0.15	0.06
天然壩潰決流量分析成果				
潰決延時(hr)	1.0	2.0	5.0	12.0
尖峰流量(cms)	5164.51	4829.95	4440.18	4271.65
增加流量(cms)	995.23	660.67	270.90	102.37

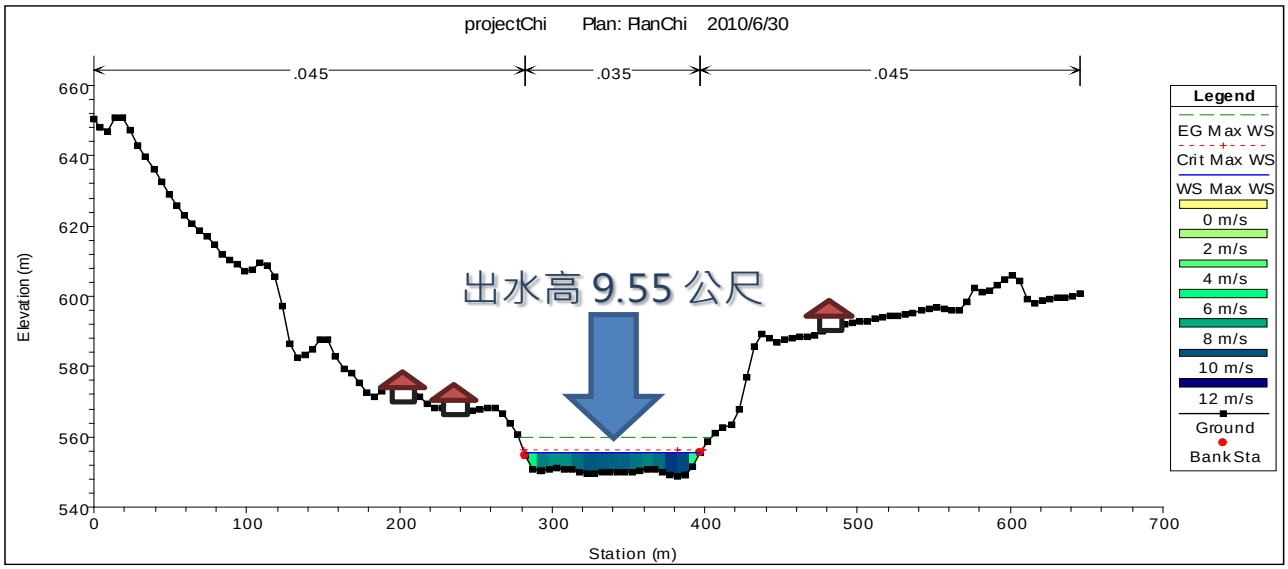


圖 V 民權村斷面最大水位及其流速分佈圖

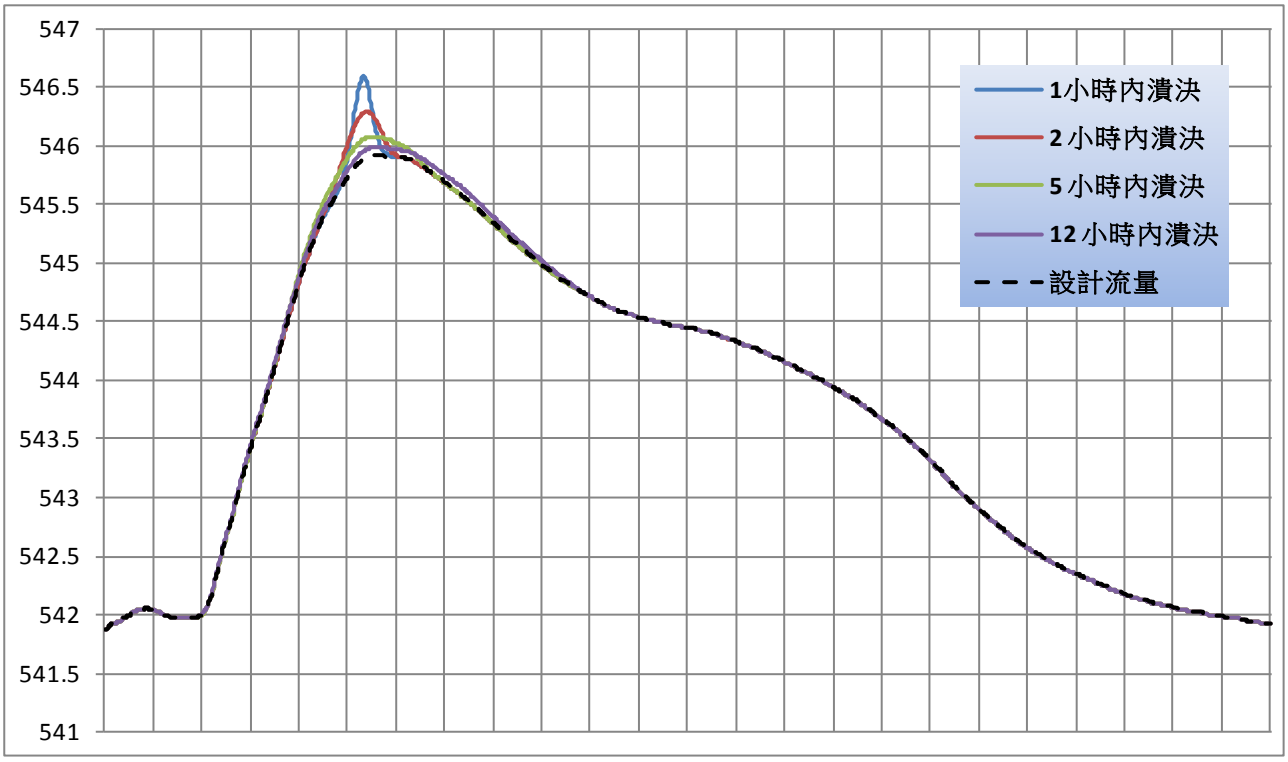


圖 VI 民權村不同潰壩延時之水位歷線圖

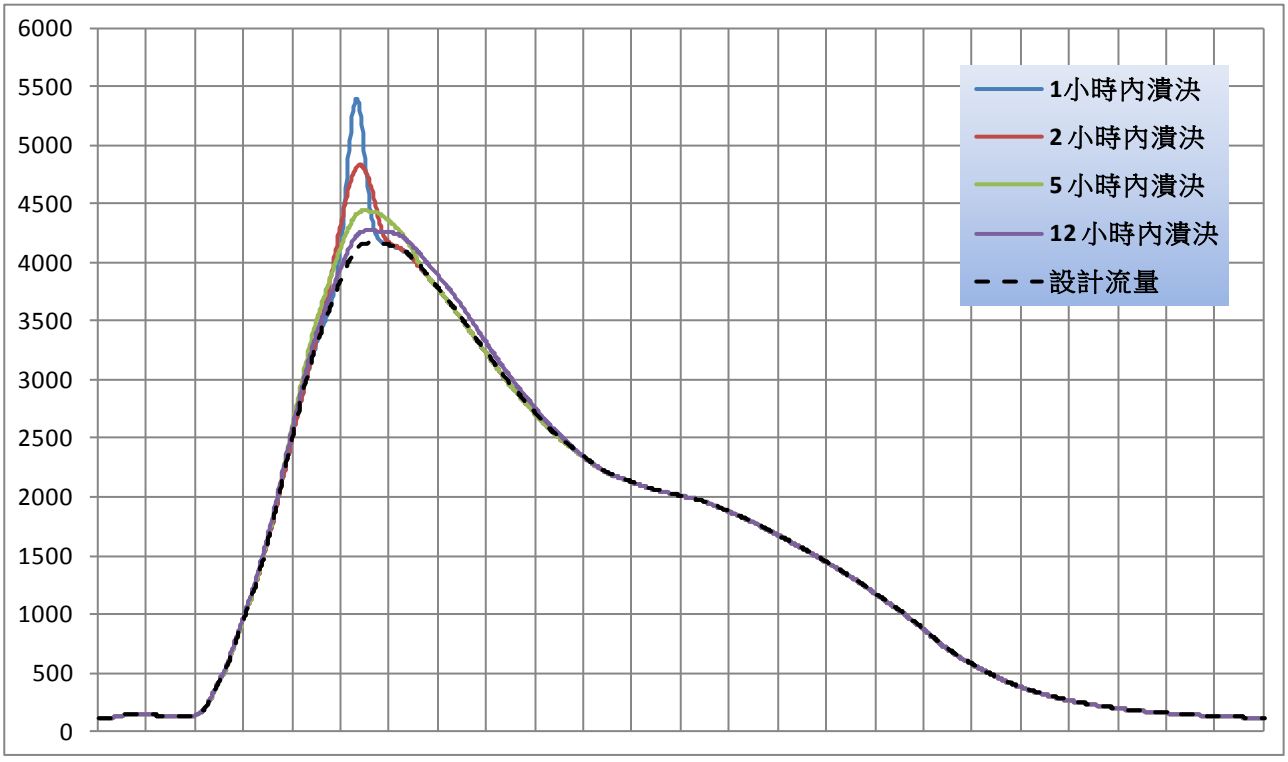


圖 VII 民權村不同潰壩延時之流量歷線圖

由堰塞湖及崩塌區變遷分析成果，壩體尚屬穩定，但現地變化劇烈，堰塞湖區在短期不適合進行大規模的工程，仍以持續降低堰塞湖之潛勢危害程度為主要治理方向，如溢洪道挖降及整理強化工程，主要效益在於減低壩後蓄水體積，挖降深度 2.5 公尺時，蓄水體積可減少至 92 萬立方公尺，挖降深度 4.5 公尺時，蓄水體積可減少至 49 萬立方公尺，同時河道整理後可維持此段河道正常之水流與土砂量供應，避免過度攔阻或是過度侵蝕的情形出現在此河段，而透過自然輸砂的手段，使水砂可以平衡往下游運移，河道的整理與強化時，須考慮到本河段之洪水量與輸砂量，擴大溢流河道斷面，維持正常排洪能力，並將多餘土砂材料往兩岸堆積，製造人工複式河岸，且須強化此透過式之河岸保護工程，以確保土砂材料仍可在颱風暴雨期間維持平衡之輸砂量。配合溢洪道挖降工程，另可埋設排水管，即使重大事件後溢洪道再度遭到土砂掩埋，蓄積水體仍可透過排水管向下傳送。

在大崩塌支流區，可修整支流水道，使其土砂轉而向下游堆積，減少對溢洪道的影響，未來等支流土砂運移與堆積情形較為穩定後，於出口段尋找適當節點施作防砂工程，其目的並非為完全攔阻土砂材料，而為調整支流出口坡度並穩定河床，減少支流土砂材料進入旗山溪主流的速度，最後在長期階段，則可考量到大崩塌裸露坡面的復育工作，透過造林或是自然復育的手段，達到集水區治理與復育的目標。

而旗山溪地形狹而長，保全聚落分佈分散，難以採用固定之水位高度作為警戒水位，故採用累積雨量 350 mm/ 24hr 作為警戒雨量值，同樣以民權段為例 (圖 VIII、表 II、表 III)，可由 圖 VIII 降雨與流量率定曲線，得知連續降雨後，流量變化之情形，由 表 II 降雨與流量對照表可查得，如以 100 mm/hr 的雨量連續落下 5 小時，流量即會抬升至 2000 cms 以上，再由 表 III 水理檢核表可查得瑪雅村於 2000cms 流量下，流速可達每秒 5.6 公尺，水位 553.4 公尺，而此時水位距離部落高程 568 公尺，仍有約 12.6 公尺之高程差。由以上方式，可依此方式計算其餘部落之警戒值。

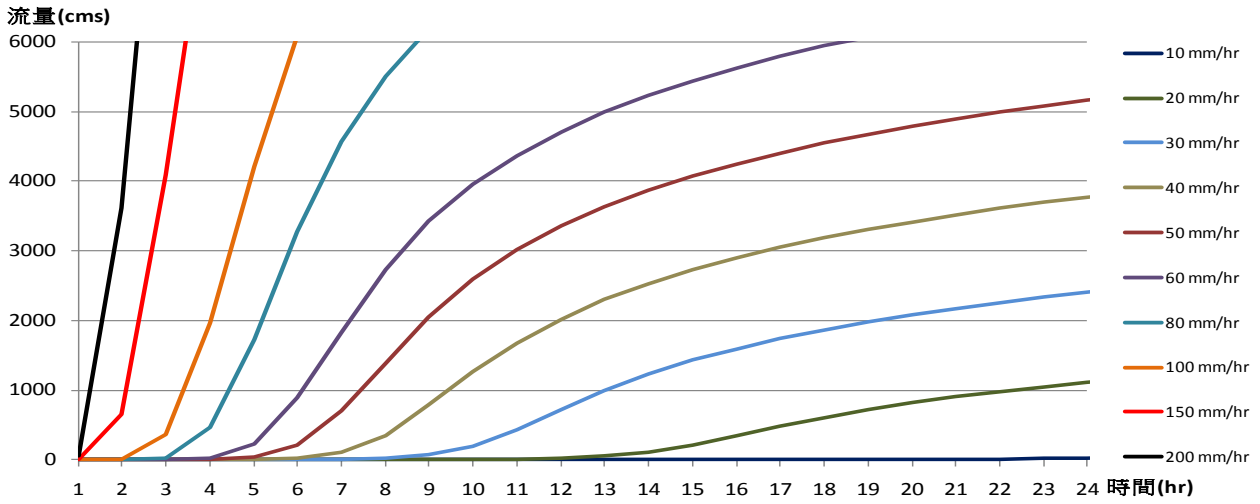


圖 VIII 旗山溪民權段降雨-流量率定圖

表 II 旗山溪民權段降雨-流量對照表

	1000 cms	2000 cms	5000 cms	8000 cms
20+ mm/hr	23hr 18 mins	48+ hr	48+ hr	48+ hr
	39hr 33 mins	48+ hr	48+ hr	48+ hr
30+ mm/hr	14hr 1 mins	20hr 14 mins	48+ hr	48+ hr
	17hr 40 mins	48+ hr -2 mins	48+ hr	48+ hr
40+ mm/hr	10hr 27 mins	12hr 56 mins	48+ hr	48+ hr
	12hr 2 mins	20hr 41 mins	48+ hr	48+ hr
50+ mm/hr	8hr 26 mins	9hr 55 mins	23hr 2 mins	48+ hr
	9hr 27 mins	13hr 6 mins	48+ hr	48+ hr
60+ mm/hr	7hr 7 mins	8hr 11 mins	14hr 3 mins	48+ hr
	7hr 51 mins	9hr 56 mins	48+ hr	48+ hr
80+ mm/hr	5hr 25 mins	6hr 10 mins	8hr 28 mins	14hr 56 mins
	5hr 58 mins	7hr 5 mins	17hr 10 mins	48+ hr
100+ mm/hr	4hr 24 mins	5hr 1 mins	6hr 25 mins	8hr 41 mins
	4hr 50 mins	5hr 38 mins	9hr 14 mins	48+ hr
150+ mm/hr	3hr 6 mins	3hr 23 mins	4hr 13 mins	4hr 55 mins
	3hr 18 mins	3hr 47 mins	5hr 2 mins	7hr 14 mins
200+ mm/hr	2hr 16 mins	2hr 33 mins	3hr 12 mins	3hr 38 mins
	2hr 28 mins	2hr 56 mins	3hr 42 mins	4hr 36 mins

表 III 旗山溪堰塞湖下游部落斷面水理檢核表

災害潛勢地區	斷面	部落高程	1000 cms		2000 cms		5000 cms		8000 cms	
			水位 (m)	流速 (m/s)	水位 (m)	流速 (m/s)	水位 (m)	流速 (m/s)	水位 (m)	流速 (m/s)
達卡努瓦村(帖布帖開溪前)	32677	669	660.5	9.6	662.2	11.0	664.9	11.9	665.5	14.8
達卡努瓦村	31590	702	639.5	3.8	640.4	4.3	641.9	5.7	642.4	7.8
達卡努瓦村	30788	701	622.1	6.2	623.4	7.5	626.6	9.4	630.1	9.1
民生橋後	29768	611	601.1	5.5	602.1	7.0	604.4	9.4	606.1	10.9
民生橋前	29160	604	592.5	6.2	594.2	7.6	598.5	9.6	601.4	11.3
瑪雅村(民權橋)	27423	600	567.2	5.2	568.5	6.1	571.6	7.6	574.0	8.5
瑪雅村	26307	568	552.2	4.5	553.4	5.6	556.1	7.6	558.3	8.8
瑪雅村(對岸)	25544	556	543.5	4.6	544.8	5.6	547.5	7.6	549.6	8.8
瑪雅村(那多薩羅溪前)	24728	540	534.5	3.5	535.0	5.3	536.4	7.7	537.5	9.4
南沙魯村	24011	561	528.0	3.7	528.7	4.8	530.2	7.2	531.1	8.9
南沙魯村	23108	550	523.4	1.7	525.5	1.7	529.5	2.1	532.2	2.5
南沙魯村(越域引水)	22480	520	514.7	7.8	516.5	8.7	517.9	12.1	518.8	14.2
五里埔	10512	436	352.0	3.2	352.4	5.0	353.9	6.2	354.9	6.8
南光	8785	337	330.9	4.0	331.9	4.1	333.2	5.3	334.1	6.2
十八灣	5991	301	295.4	3.8	296.1	5.5	297.7	7.5	298.7	8.7
十八灣	5663	298	292.5	4.8	294.0	4.9	295.8	6.8	298.6	5.4
溝仔尾	4844	289	284.3	3.0	285.0	3.8	286.2	5.6	287.2	6.4
溝仔尾	4373	291	279.9	3.2	280.7	3.9	282.2	5.1	283.0	6.5
甲仙(四德巷)	2365	270	259.6	4.9	260.8	6.1	262.2	8.6	262.9	10.4
甲仙(四德巷)	1956	270	256.7	2.5	258.0	3.0	260.6	4.2	262.3	5.2
甲仙(四德巷)	1728	262	254.9	4.6	256.1	5.2	258.7	6.3	260.3	7.2
甲仙	1432	261	252.6	3.5	253.3	4.3	254.6	6.2	255.5	7.7
甲仙	1123	254	247.5	4.6	248.1	6.0	249.6	8.1	253.5	5.1
甲仙	789	257	243.7	5.1	245.4	5.9	248.5	7.4	251.3	7.5

- 士文溪堰塞湖

相對於旗山溪堰塞湖，士文溪堰塞湖之規模與土砂問題較小，下游聚落也較旗山溪為小，但根據分析成果，在莫拉克颱風後，士文溪上游北岸坡面因劇烈集中暴雨之影響，形成一滑動面，滑動深度最大達 90 公尺，平均深度也在 40 公尺以上 (圖 VIII)，滑動土體直接進入士文溪主流中，堵塞原有河道形成士文溪堰塞湖，根據堆積土體分析成果，士文溪堆積土體段共堆積有 600 萬方以上之土砂材料，而在天然壩址處則高達 60 萬方以上 (圖 IX)，但在莫拉克颱風之後，因士文溪上游河道仍堆積有大量土砂材料，故在南北兩支河道土砂運移與堆積之影響，99 年度士文溪堰塞湖之土砂總堆積量高達約 80 萬方，其堰塞湖水面線也逐漸減小 (圖 X)，再加上颱風暴雨期間，原有天然壩位置因溢流口的沖刷擴大，造成堆積土體的河道高程下降，故堰塞湖蓄水面積由原先的 7.7 公頃減少為 1.1 公頃，壩後水體體積也減少至 7 萬立方公尺，如未來無再度發生重大土砂運動，湖區在 1 至 2 年內即可能完全淤滿。

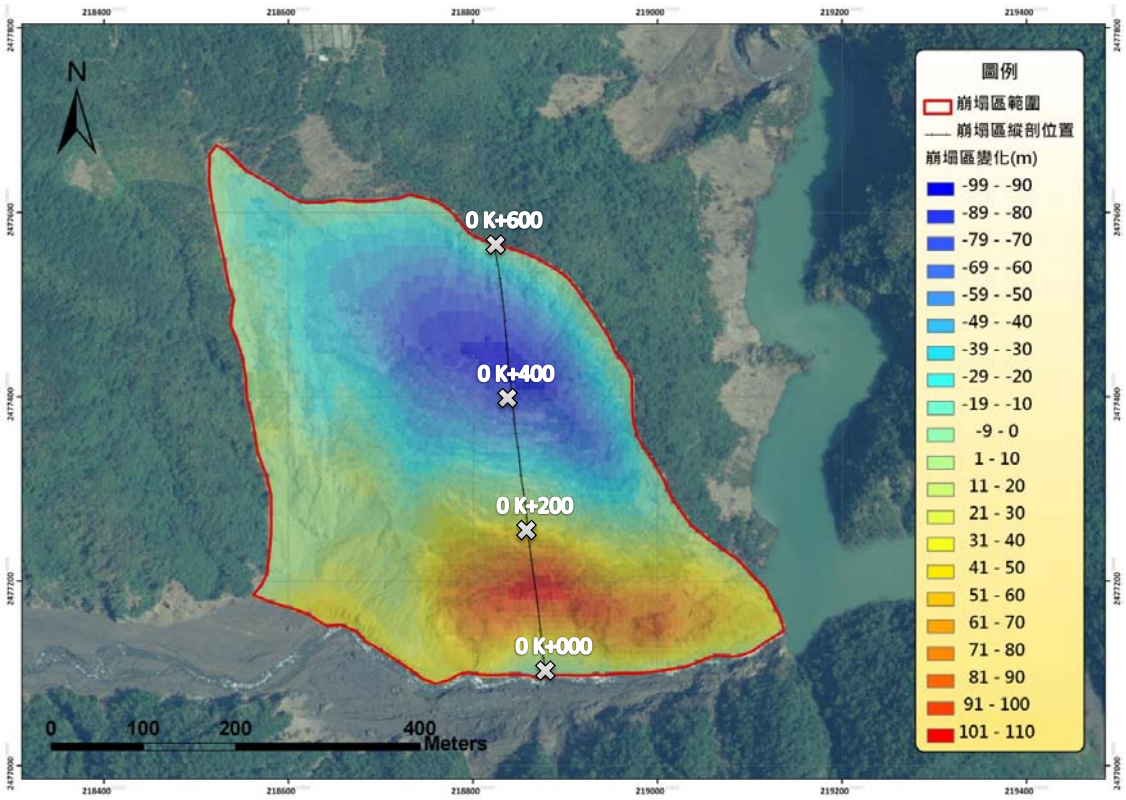


圖 IX 士文溪堰塞湖崩塌區前後期地形變化比對與縱剖面分佈圖

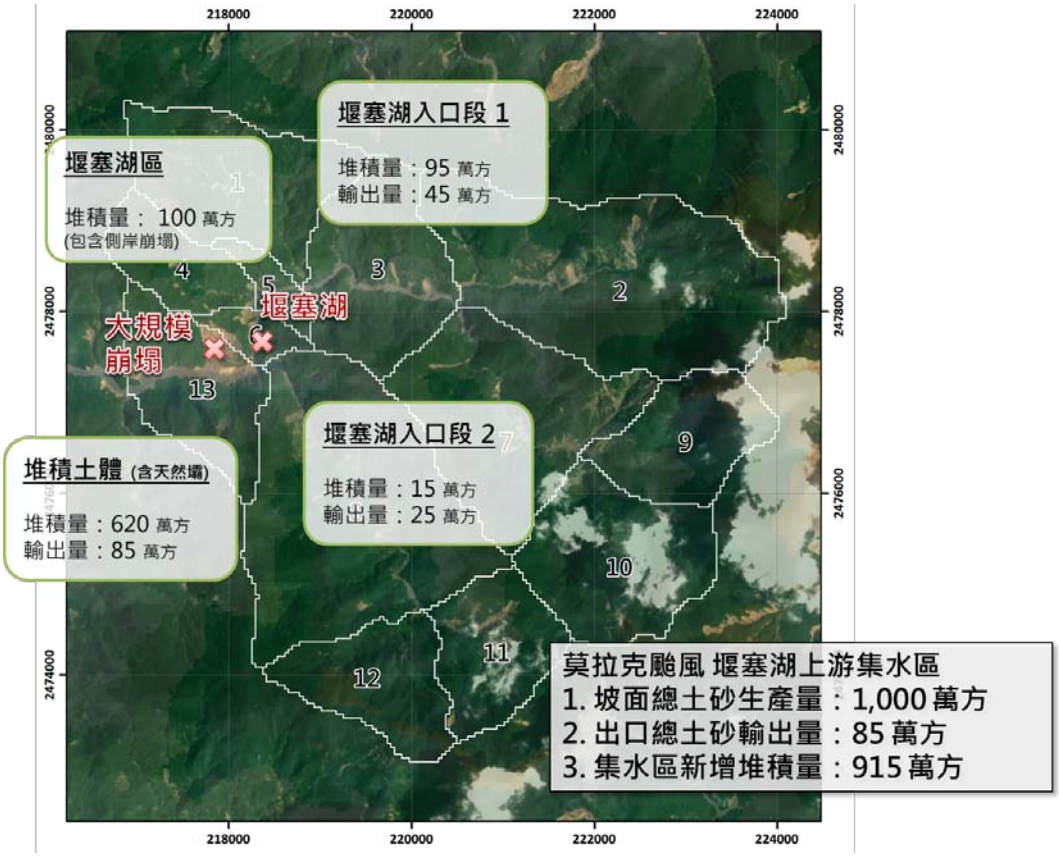


圖 X 士文溪堰塞湖莫拉克颱風土砂運動分析成果

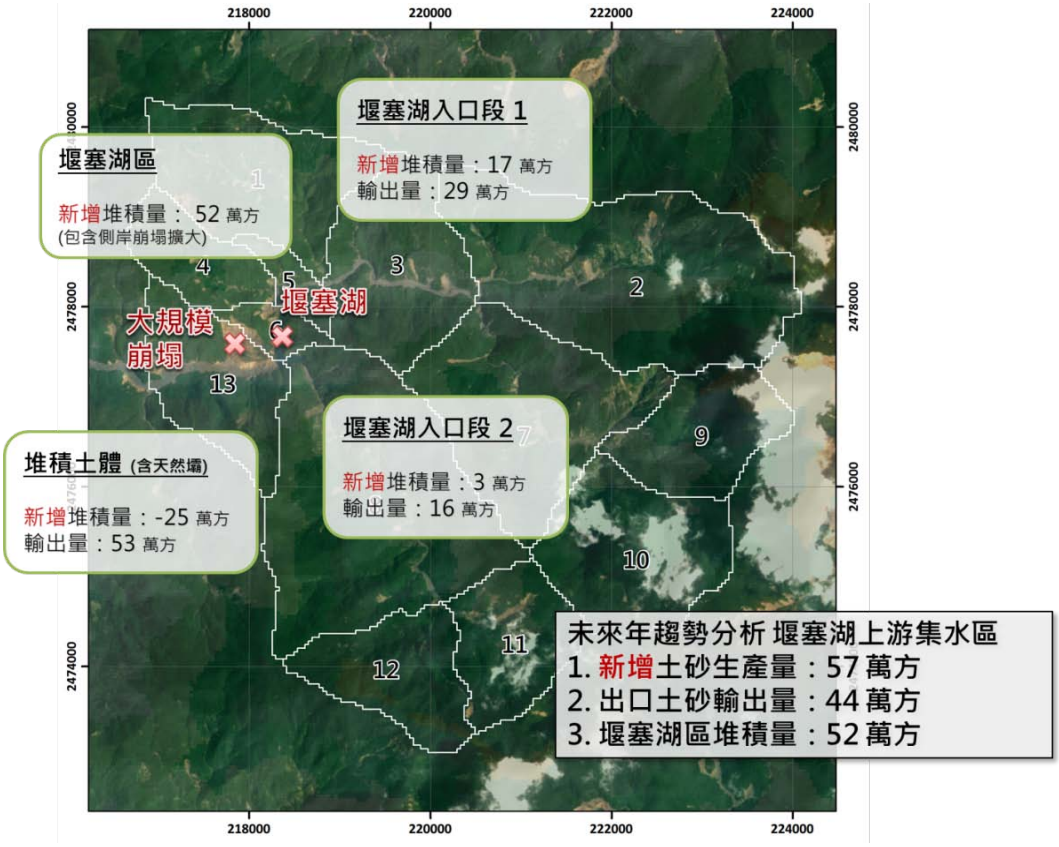


圖 XI 士文溪堰塞湖未來土砂運動年變遷趨勢分析成果

由堰塞湖及崩塌區變遷分析成果，壩體目前穩定，但現地變化劇烈，故士文溪堰塞湖區短期內同樣不適合進行大規模的工程，未來建議以持續降低堰塞湖潛勢危害程度為主要治理方向，如溢洪道挖降及整理強化工程，其效益在於使壩後蓄水體積更加減少，挖降深度 3 公尺時，蓄水體積降低至約 2 萬立方公尺，挖降深度 5 公尺時，蓄水體積減少至僅存 0.5 萬立方公尺，而目前現地溢洪道多塊石雜亂堆置，溢洪道整理後，可確保河道通洪能力，同時將多餘土砂向兩岸堆置，製造人工複式河岸，減緩崩塌面坡度，使河道抵抗沖刷能力提高。

目前地滑坡面十分陡峭，坡面仍有相當大量土砂堆積，崩塌地坡腳於未來汛期洪水可能持續掏刷，使堆積土體失去支撐，土砂再度下移，故建議於崩塌地下緣以塊石堆置以保護坡腳，減少其被沖刷之程度，另河道亦可藉由塊石堆砌之方式，減緩下游河道受水流侵蝕的速度，以避免未來侵蝕活動過於劇烈，造成河床坡度過陡，後又因過陡之河床坡度，加劇侵蝕作用之惡性循環。最後長期階段，則可考量到大崩塌裸露坡面的復育工作，透過造林或是自然復育的手段，達到集水區治理與復育的目標。

士文溪堰塞湖目前蓄水體積已減少至 7 萬立方公尺，故下游保全對象對於堰塞湖潰壩之警戒值可暫時解除，但崩塌坡面仍有大量土砂堆積，未來如發生大規模土砂運動，則可能再度形成新堰塞湖。故主要保全聚落舊古華之觀測水位可於士文橋橋墩或岸旁以紅漆或標尺製作顯目之水位高程參考目標 (圖 XII)，於 50 年頻率設計流量下，水位歷線如 圖 XIII，以士文橋處 44 公尺高程作為安全臨界水位，將到達臨界水位之時間提前 1、2、3、4 小時之水位進行標記，分別為 43.1、42.3、42、41.9 公尺，可提早警示民眾以便相關避難作業之實行。



圖 XII 士文橋易觀察水位之標定位置示意圖

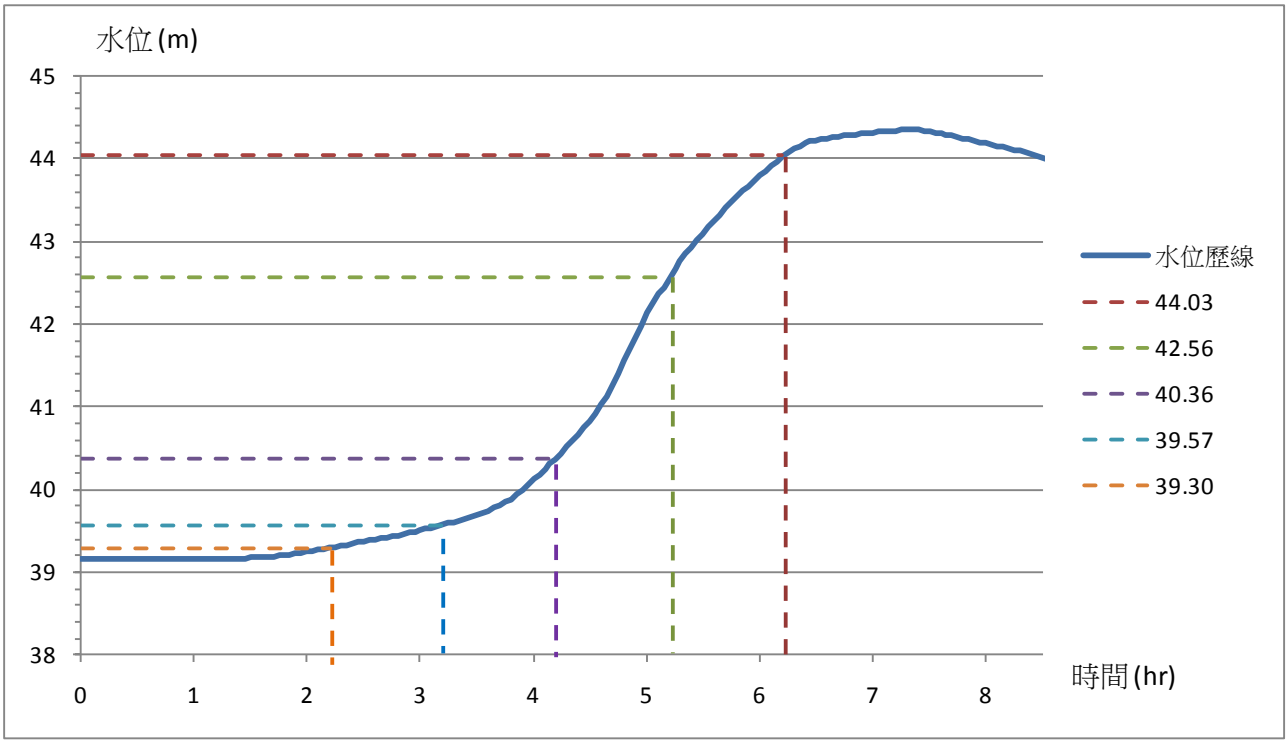


圖 XIII 士文橋斷面 50 年設計頻率水位歷線圖

- 結論

本計畫主要目的在於透過基本圖資收集、分析，集合國內外處理堰塞湖之經驗，針對旗山溪與士文溪堰塞湖之潰壩潛勢、未來演變趨勢以及下游保全對象安全影響進行評估，並提出堰塞湖緊急處理對策以及短、中、長期規劃之建議。

旗山溪與士文溪堰塞湖形成後，屏東林區管理處即積極進行緊急應變工程，如溢洪道挖降工程，減少壩後蓄積水體，凡那比颱風後，旗山溪堰塞湖再度堆高，蓄水體積提高至 157 萬立方公尺，而士文溪堰塞湖則因溢洪口刷深及淤積影響，蓄水體積僅剩 7 萬立方公尺；此二處堰塞湖湖區及壩體目前均處於變動劇烈階段，短期內於壩體或支流均不適合進行大規模之工程措施，宜採用持續降低堰塞湖危險潛勢之工程為主，旗山溪部份建議針對壩體溢洪道及支流水道進行處理，如挖降溢洪道、溢洪道整理與強化工程，以及支流流路設計工程。士文溪部份建議針對溢洪道及崩塌地坡腳進行處理,如溢洪道挖降或塊石護岸，以及崩塌區坡腳保護工程等。

由旗山溪土砂收支模式成果,堰塞湖上游集水區土砂總生產量高達 3000 萬立方公尺，扣除壩體堆積土體，目前仍有約 1500 萬立方公尺之土砂量堆積於河道，其中支流集水區約有 700 萬立方公尺之殘存土砂量，未來可能持續向下運移，除堆積於湖區，也會使壩體再度壅高，下游河道高程亦會因此抬升，減少現有排洪斷面，故未來需持續監測堰塞湖及下游河道之變化，以做出適宜處置對策。而士文溪土砂收支模式成果，堰塞湖上游集水區土砂總生產量約 1000 萬立方公尺，其中崩塌區即佔約 700 萬立方公尺，經過 99 年汛期後，堰塞湖區已幾乎淤滿，如再無重大土砂事件發生，湖區應會於 1 至 2 年內淤滿，故未來士文溪堰塞湖之下游聚落之保護及集水區治理目標，應轉向集水區之土砂控制問題為主。

旗山溪地勢狹而長，保全住戶分散，難以採用警戒水位值方式作為避難疏散依據,由潰壩水理演算成果顯示目前各聚落可容許 50 年頻率暴雨設計流量通過,但部份聚落出水高低於 5 公尺，雖潰壩對於水位抬升效應不明顯，但靠近河岸

之聚落仍需注意河岸掏刷及土砂淤積造成通洪斷面不足的問題。旗山溪區域適合採用警戒雨量 350mm/24hr 之基準，另由降雨與流量率定圖，可得知連續降雨後旗山溪推估流量值，再由水理檢核表可對應出各聚落水位與流速大小，如水位接近聚落高程或流速過大，即需進行避難動作，由以上作為避難疏散之參考依據。

士文溪保全對象為包含聚落及交通設施，主要聚落為舊古華、交通設施如士文橋、枋寮大橋，因目前堰塞湖已幾乎淤滿，故壩體潰決對於下游保全對象威脅性可暫時解除，但仍需注意崩塌坡面土石現況，以避免未來若發生大規模土砂運動，可能再度形成新堰塞湖。下游保全對象之防災方向應以洪水災害考量較為適當，而舊古華聚落旁河道已有明顯淤積之情形，故未來首先需就河道通洪能力進行檢討，必要時可進行疏濬工程以確保河水通洪能力。目前舊古華聚落可於士文橋處設置標尺，標定水位以作為警戒參考水位，以 44 公尺水位為安全臨界水位，另依據 50 年設計流量歷線，將達到此水位高程之時間提前 1 至 4 小時水位進行標記，分別為 43.1、42.3、42、41.9 公尺，可提早警示民眾以便相關避難疏散作業之實行

目前旗山溪與士文溪堰塞湖均處於劇烈變動之時期，以中期觀點來看，需持續監測其河道地形變動情形，並於重大事件後，以空勘或衛星影像方式確認堰塞湖之變化，且二處堰塞湖上游河道均堆積大量土砂，成為土砂主要供應區域，未來需針對下游部落河道進行重點區域保護及河道疏濬，減少因土砂堆積使通洪能力不足而造成洪氾等二次災害，最後長期階段，可考量到大崩塌裸露坡面的復育工作，透過造林或是自然復育的手段，達到集水區治理與復育的目標。

- 建議

目前二處堰塞湖仍處於變動劇烈之階段，許多緊急工程對於土砂之抑制效益十分有限，未來建議持續觀測堰塞湖及下游河道之變化情形，由長期且有效率的觀測方式，因應其變化做出適當之處置措施。

建議可於旗山溪堰塞湖區設置水位計直接監測堰塞湖水位變化情形，另外水利署現已於民權村之民權橋設置水位站，若可取得其即時監測水位資料，以湖面水位與民權橋之水位間相互關係，可推估堰塞湖溢洪道阻塞或沖刷之參考。

士文溪堰塞湖上游僅有水利署所設置之大漢山雨量站，該站無法於颱風或豪雨期間即時傳輸雨量資料以供參考，故建議可於上游增設雨量站以提供即時雨量資料，位址可選擇崩塌地上緣之廢棄農地，未來由雨量站所測得之即時雨量，可提供未來集水區避難疏散或治理設計整治工程時參考。

目前災後河道變化仍然劇烈，原規劃之相關工程可行性評估尚須配合集水區之現況進行檢討，但由於現階段集水區流域內土砂及河道皆未達到穩定狀態，因此現時環境條件不利於砂防工程設施之施作，應採用持續減低堰塞湖災害潛勢之工程，旗山溪堰塞湖部份建議可採用溢洪道挖降工程、排水管埋設工程及支流土石流流路設計工程，士文溪堰塞湖部份則建議採用溢洪道挖降工程及崩塌地坡腳保護工程。

莫拉克颱風後，集水區內多處新增崩塌裸露面，未來可能隨著颱風暴雨造成侵蝕而擴大，在土砂材料之供給有持續增加之可能，未來可選定崩塌潛勢較高或崩塌面積持續擴大之邊坡，設置監測儀器，以觀察其變動情況，再行規劃整坡、護坡、植生等工程，以穩定崩塌面上土砂之變動。

壹、前言

1-1 計畫緣起

民國 98 年 8 月 8 日莫拉克颱風帶來豐沛降雨量，重創屏東林區管理處轄管林班地，其中位於高雄縣那瑪夏鄉旗山事業區 16 林班之旗山溪支流(二溪)，引發大規模崩塌，崩塌土石與水充分混合後形成土石流並朝下游輸送，流至旗山溪後形成大型沖積扇並阻斷旗山溪主河道，溪水逐漸蓄積並形成堰塞湖，該堰塞湖淹沒區面積約 27 公頃；另位於屏東縣春日鄉潮州事業區 20 林班與原住民保留地交接處之士文溪，因溪流右岸原住民保留地大規模地滑崩塌，土石阻斷士文溪主河道，溪水逐漸蓄積並形成堰塞湖，該堰塞湖淹沒區面積約 6.7 公頃。

為早日消彌該堰塞湖潛在危險及避免災害發生，有必要立刻實施調查評估並研擬短中長期處理對策 (包括堰塞湖及崩塌區影像、圖資收集處理、堰塞湖及崩塌區現地調查、堰塞湖及崩塌區圖資分析、潰壩潛勢評估及緊急處理對策研擬及堰塞湖及崩塌區整體演變趨勢分析等) ，以作為後續避災、防災、減災處置之依據並保障居民生命財產之安全，且提供各級單位防災應變及相關治理措施實施之參考。

1-2 計畫目的

本計畫目的係希望透過基本圖資收集、分析，配合現地調查之實施，集合國內外處理堰塞湖之經驗，就學理及工程觀點，針對旗山溪及士文溪二處堰塞湖之潰壩潛勢及對於下游保全對象安全影響進行評估，在短時間內提出緊急處理對策、以及後續規劃短中長期計畫實施之建議，綜整成果供未來決策參考。

1-3 計畫工作範圍

本計畫工作範圍共有 2 處，分別位於高雄縣那瑪夏鄉旗山事業區 16 林班之旗山溪上游 (以下簡稱旗山溪堰塞湖) ，及屏東縣春日鄉潮州事業區 20 林班與原住民保留地交接處之士文溪上游 (以下簡稱士文溪堰塞湖)，計畫工作範圍如 圖 1-3.1 與 圖 1-3.2 所示。

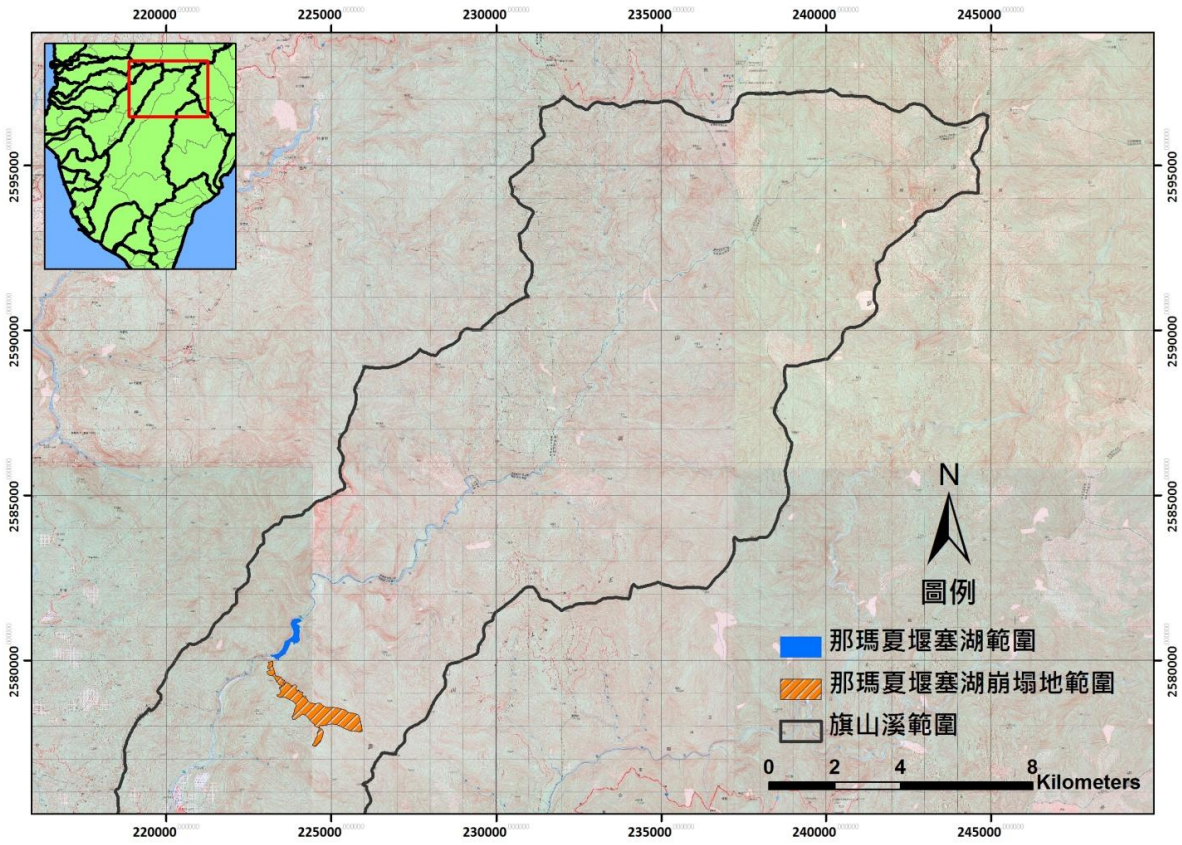


圖 1-3.1 計畫工作範圍圖 (那瑪夏鄉堰塞湖)

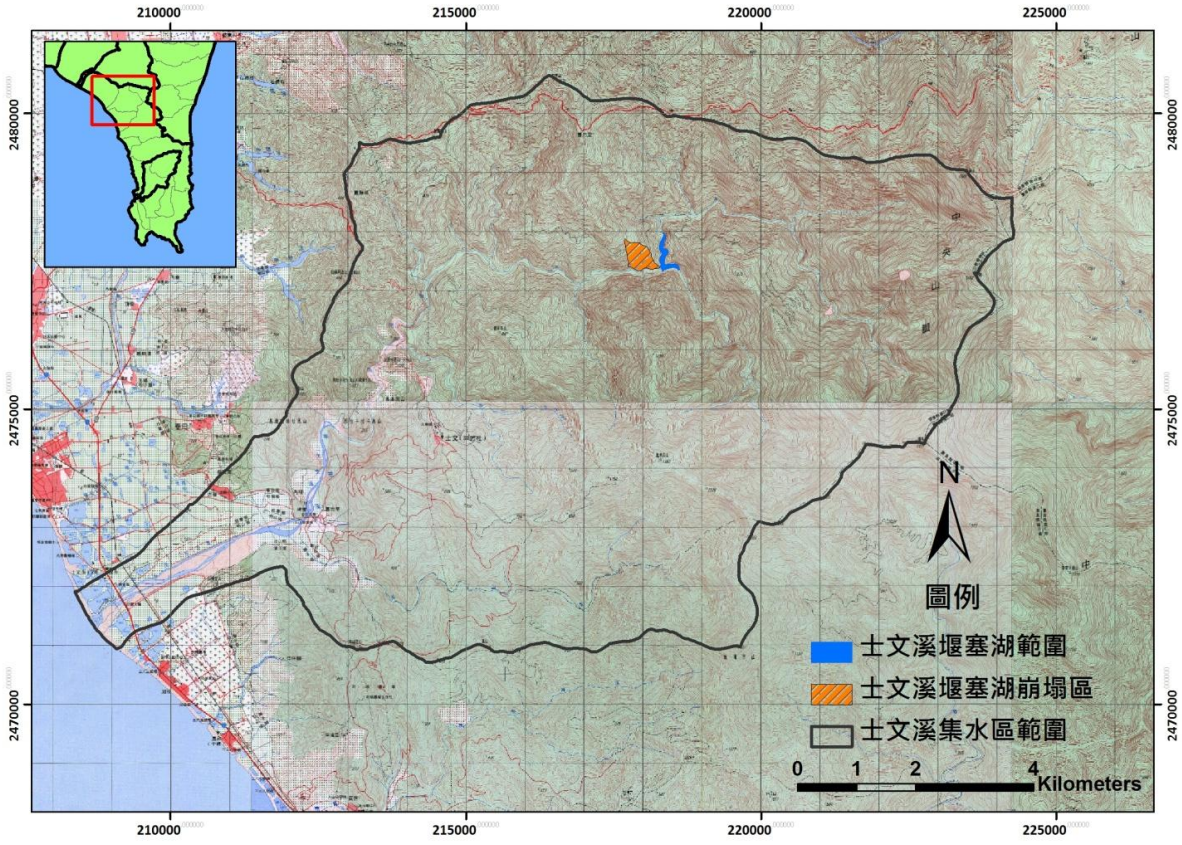


圖 1-3.2 計畫工作範圍圖 (士文溪堰塞湖)

1-4 計畫工作項目

本計畫包含以下工作項目：

一、堰塞湖及崩塌區影像、圖資收集處理：

1、福衛 2 號影像為主 (每區 10 期共計 20 幅影像)。

2、無人載具空拍影像 (每區 3 期共 6 次)。

3、若相關單位已完成堰塞湖至河口之災後地形測量資料 (含崩塌區)，本處將協調取得，提供後續圖資分析及潰壩潛勢分析作業進行。

二、堰塞湖及崩塌區現地調查：

1、崩塌區調查 (包括崩塌面積、崩塌深度及殘餘土方量)。

2、堰塞湖上游土砂流出量推估。

3、河道阻塞狀況調查 (含汛期前後)。

(1) 阻塞土體表面地形變化調查。

(2) 阻塞土體地形變動測量 (每區 3 次共計 6 次)。

4、河道斷面測量 (施測範圍自堰塞湖至下游出海口，選定具保護對象之區域重點斷面施測，總計 20 斷面)。

5、堰塞湖水下地形測量 (每區 2 次共計 4 次)。

6、堰塞湖下游河道及保全對象調查。

三、堰塞湖及崩塌區圖資分析與緊急評估處理對策：

1、堰塞湖及崩塌區基本資料分析。

2、堰塞湖崩塌區及蓄水面積影像變化監測分析。

3、緊急評估與處理對策建議。

四、潰壩潛勢評估：

1、壩體安定性初步判定。

2、壩體破壞機制評估。

3、潰壩水理演算。

4、潰壩影響範圍評估。

5、下游社區安全性評估。

五、短中長期處理對策建議：

針對旗山溪及士文溪上游 2 處堰塞湖提出緊急及短中長期處理對策建議，供相關單位參考。

六、堰塞湖及崩塌區整體演變趨勢分析：

1、堰塞湖蓄水量及淤積土砂量變化分析。

2、堆積土體地形變動量分析。

3、堰塞湖上游集水區土砂生產、運移及堰塞湖淤積趨勢評估。

4、天然壩體安定及沖刷趨勢評估。

七、報告撰寫及協助召開有關各類會議

貳、工作計畫與方法

根據工作項目及流程 (圖 2-1.1)，本計畫工作項目共有七個主要部分，分別為 基本資料蒐集及彙整 (2-2 節)、現場調查及測量工作 (2-3 節)、圖資判釋(變遷)分析 (2-4 節)、壩體穩定性分析 (2-5 節)、潛勢範圍分析 (2-6 節)、土砂趨勢分析 (2-7 節) 與 堰塞湖應變處置與短中長期對策評估 (2-8 節)。本章的主要目的，即在於詳細說明本計畫各項工作執行之目的及其施作方法，確認其成果合乎計畫需求與目的，完成堰塞湖調查評估與處理對策研擬工作。

2-1 計畫架構及流程

鑑於本計畫之工作項目與內容，將工作項目與流程繪製如 圖 2-1.1 之工作架構流程圖，圖中包含了 7 項主要工作項目，自資料蒐集分析、現場調查與測量、圖資與變遷分析、壩體穩定性分析，潛勢範圍分析、土砂趨勢分析，以及短中長程處理對策擬定，說明如下：

1. **資料收集處理階段**：主要工作在於地文、地質、水文、影像與數值地形等資料的蒐集工作，目的在於了解堰塞湖之基本特性，並根據各項資料進行後續之分析工作。

2. **現場調查與測量階段**：完成資料整備收集工作後，展開現場調查與各項所需之測量工作，項目包括有崩塌區的調查、堆積土體的調查、堰塞湖水體的調查、下游河道與保全聚落的調查等，目的在於掌握現場資訊，並透過測量求取所需之地形特徵參數。

3. **堰塞湖特性分析階段**：應用前述資料與現場調查、測量成果，開始展開堰塞湖之特性分析階段，工作內容包括有圖資變遷分析、天然壩堆積土體穩定性分析、潰壩水理與下游潛勢範圍分析，以及堰塞湖上游土砂趨勢分析等等，目的在於應用各種統計、解析或數值模擬手段，定性定量了解堰塞湖之安定性、潰決後可能之影響程度，以及集水區觀點之土砂運動特性，提供後續策略研擬時之各項參考數據。

4. **處理對策擬定階段**：對策擬定階段分為兩個部分，第一個部分在堰塞湖處理初期即須完成，為堰塞湖的短程緊急處理對策擬定，需參考之資訊包括有基本資料、圖資資料與現場調查初步成果，透過簡易的分析提供緊急處理對策，第二部分則為中長程的策略擬定，故須包含各項堰塞湖之特性參數，以及聚落或集水區特性等綜合參數，需結合前述之分析成果，依據聚落安全與集水區治理兩個不同的觀點進行對策研擬。

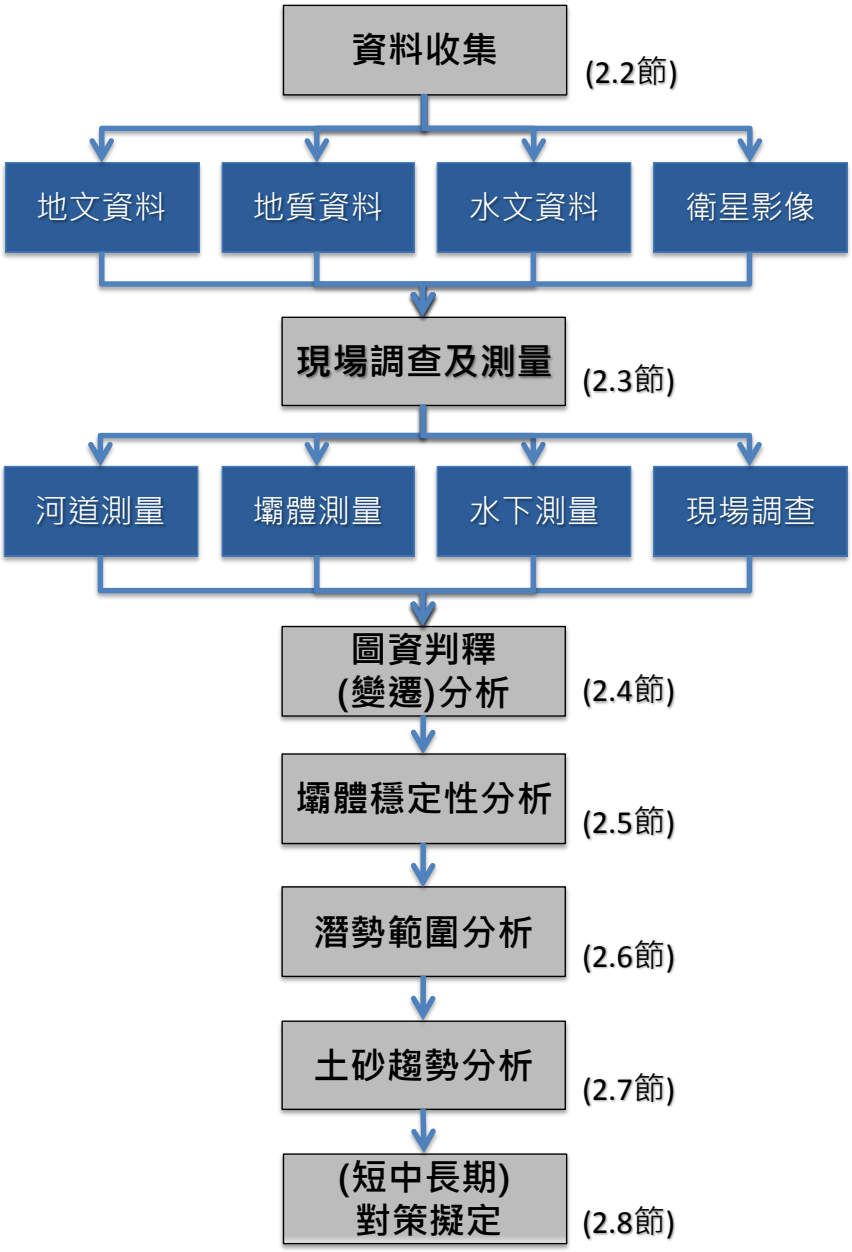


圖 2-1.1 計畫架構與方法流程圖

2-2 堰塞湖及崩塌區影像、圖資收集

欲進行旗山溪堰塞湖以及士文溪堰塞湖之對策建議，首要之工作在於基本資料與圖資之蒐集，以了解計畫區域之基本資料與土砂之變遷情形，特別在於莫拉克颱風前後，流域環境與堰塞湖區之河道變遷。故本計畫透過旗山溪及士文溪基本資料、圖資、衛星影像及空照影像等基本圖資的蒐集，了解本計畫工作範圍現況，大範圍說明流域之情形。主要之基本圖資，包括了地形圖、地質地域分區圖、數值高程模型等集水區基本相關圖層，提供後續分析所需之相關資料。透過不同時期影像及圖資之收集，可掌握堰塞湖及崩塌區之變遷，以下針對資料收集之管道及處理方式，簡要說明如下：

一、地文資料

地文地質基本資料的蒐集，主要包括了地質與地層構造資料、數值地形資料、土地利用資料，以及土壤分類資料等；其中，數值地形資料的蒐集與建立，為流域自動子集水區生成、自動水系生成、坡度分析、坡向分析、子集水區分區，以及數值模擬內所需之基本地文參數給定時所需之必要資料。

二、水文資料

水文資料之蒐集，主要包括降雨量資料、水位及流量等河川基本水文測量資料；其中，降雨量資料主要做為計畫區內水文特性分析、歷史土砂災害事件雨量分析，以及土砂運動數值模式所需之雨量輸入條件。而水位及流量資料則為河道水理特性分析、土砂運動數值模擬之參數率定與驗證，透過事件水位與流量的比對，確定本計畫壩體穩定性及水理演算之計算成果。

2-2.1 衛星影像

衛星影像具有高再訪率與大範圍連續監測之特性，為連續監測集水區變化與土砂災害分析之有效工具。因此，本計畫擬藉由不同時期衛星影像資料判釋分析，可有效掌握工作範圍內之環境變異情形。有關影像來源之選擇應考量衛星拍攝頻率 (衛星再訪率)、取得時程、解析度等問題，考量上述選定原則，本計畫選擇福爾摩沙二號衛星影像作判釋分析，其衛星特性說明如下。

福爾摩沙二號衛星是由國家太空中心主導，結合國內外衛星技術領先機構專長所獲得的產品，為我國第一個自主性遙測與科學衛星，就目的而言，福衛二號衛星是一枚兼具地表遙測實用任務及高空大氣閃電觀測科學用途之衛星；衛星重量約 742 公斤 (含酬載及燃料)，外觀如 圖 2-2.1，衛星外觀為六角柱形，高 2.4 米，外徑約 1.6 米（太陽電能板未展開時），依據其設計垂直地面取像時，全色態(黑白)影像具有 2 公尺之空間解析度，多頻譜(彩色)影像具有 8 公尺之空間解析度。衛星軌道高 891 公里，屬於太陽同步衛星 (又叫做繞極軌道衛星，因為它通常會通過南北極，軌道面和陽光成一個固定角度，繞地球一周約 90~120 分鐘，每隔 12 小時會通過同一地點附近)，每日繞行地球 14 圈，通過台灣本島與澎湖上空兩次，白天通過時間約為台北時間 9 時 20 分至 10 時間，可進行拍攝與下傳影像資料。夜間通過時間約為台北時間 21 時 20 分至 22 時間，此時不進行拍攝任務，但可以下傳拍攝其他地區之資料。福爾摩沙二號衛星之科學酬載規格如 表 2-2.1 所示。

福爾摩沙二號衛星在沿軌道與跨軌道方向上皆具備改變姿態的能力，因此可以針對任務需要進行姿態變化以便取得目標區域的影像 (如 圖 2-2.2)，當福爾摩沙衛星二號通過時藉由姿態改變拍攝多個緊鄰的影像段 (segment)，以涵蓋大部分之台灣全島區域，在天候許可的情況下，這樣的目標是有能力達成的，但為實現此一目標勢必以較大角度來進行取像，對於後續應用以及處理會增加相當程度的影響與困難度；因此，在提供高品質與使用者容易應用的影像產品前

提下，除非有特殊需求，目前國家太空中心並不操控衛星進行此類型的取像作業；僅進行一般性的取像作業。與其他商業遙測衛星相比，福爾摩沙二號衛星所具備的每日再訪與高空間解析度等獨特設計，是比較佔優勢的特點。



圖 2-2.1 福爾摩沙衛星二號的外觀

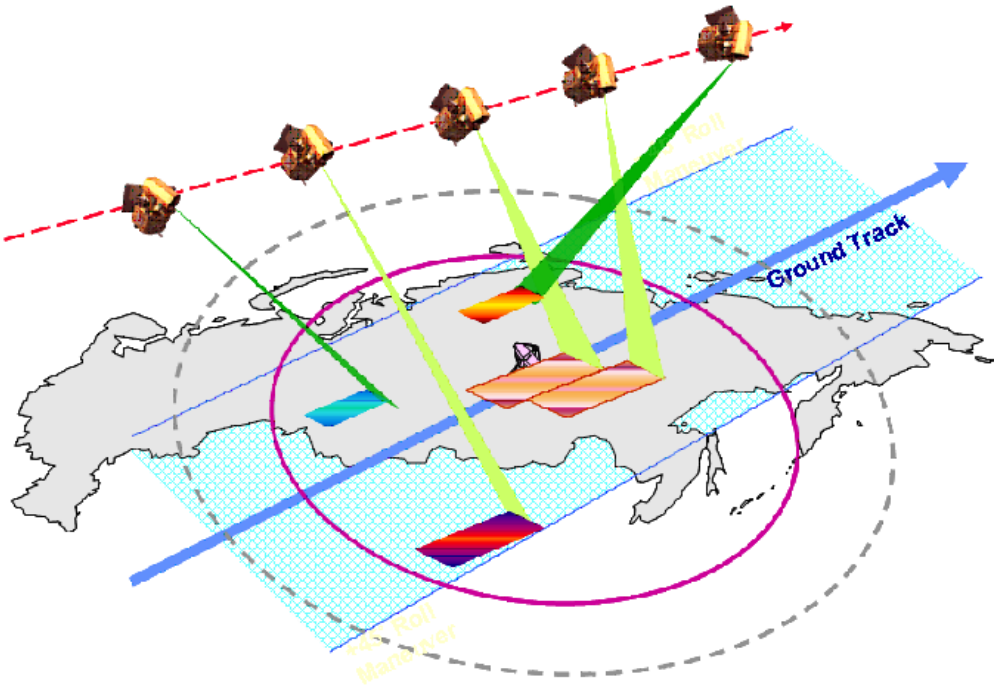


圖 2-2.2 福爾摩沙衛星二號改變姿態對目標區域取像示意圖

表 2-2.1 福爾摩沙衛星二號之科學酬載規格

軌道資訊	高度（Altitude）	891 公里	
	傾角（Inclination）	98.99°	
	對地速度	6.49 km/sec	
	週期（Orbit Time）	102.86 分鐘	
	通過時間	白日約為台北時間九時二十分至十時間。 夜間約為台北時間廿一時二十分至廿二時間。	
感測器資訊	光譜範圍	全色態	0.45～0.90μm
		多頻譜	Band1：0.45～0.52μm(藍) Band2：0.52～0.60μm(綠) Band3：0.63～0.69μm(紅) Band4：0.76～0.90μm(近紅外線)
	像素大小	全色態：垂直地表拍攝時 2 公尺 多頻譜：垂直地表拍攝時 8 公尺	
	刈幅寬（Swath）	垂直地表拍攝時為 24 公里寬	
	每條掃瞄線之像素數目	全色態 12000、多頻譜 3000	
其他資訊	成像機制	推掃式（push-broom scanning）	
	拍攝視角（View angle）	滾轉角（roll） ±45° 俯仰角（pitch）±45°	
	任務壽命	5 年	
	發射日期	2004 年 5 月 21 日(台北時間)	

福爾摩沙衛星二號影像產品的作業程序如 圖 2-2.3 所示，太空中心控制衛星進行取像，原始數據經過品管作業後遞送給推廣中心進行後續的加值處理；推廣中心在取得原始數據後，利用影像處理系統產出基本產品 (Level 1、Level 2 產品)，然後再視客戶需要產製加值產品 (Level 3、Level 4 與融合產品)，表 2-2.2 為各級產品定義。

上述產品各有不同的處理程序也各有不同的適用狀況，例如：Level 4 多頻譜產品保留完整的光譜資訊，而且修正了投影與地形的影響，就適合進行大範圍的判釋且需要利用近紅外波段計算各類指標者，但是他的空間特徵相較 Level 4 全色態產品與 Level 4 融合產品就顯得不足，對於重視細部特徵的規畫工作可能

就較不適用；反之 Level 4 融合產品空間特徵雖然詳細可以提供規畫工作所需的空間特徵資訊，但是因為處理過程引入色彩模型轉換及能量平衡處理，所以在光譜資訊上多少受到擾動，相較之下反而不如 Level 4 多頻譜產品適合有需要光譜資訊進行各種指標計算的工作；圖 2-2.4 至 圖 2-2.6 分別為全色態產品、多頻譜產品與融合產品。

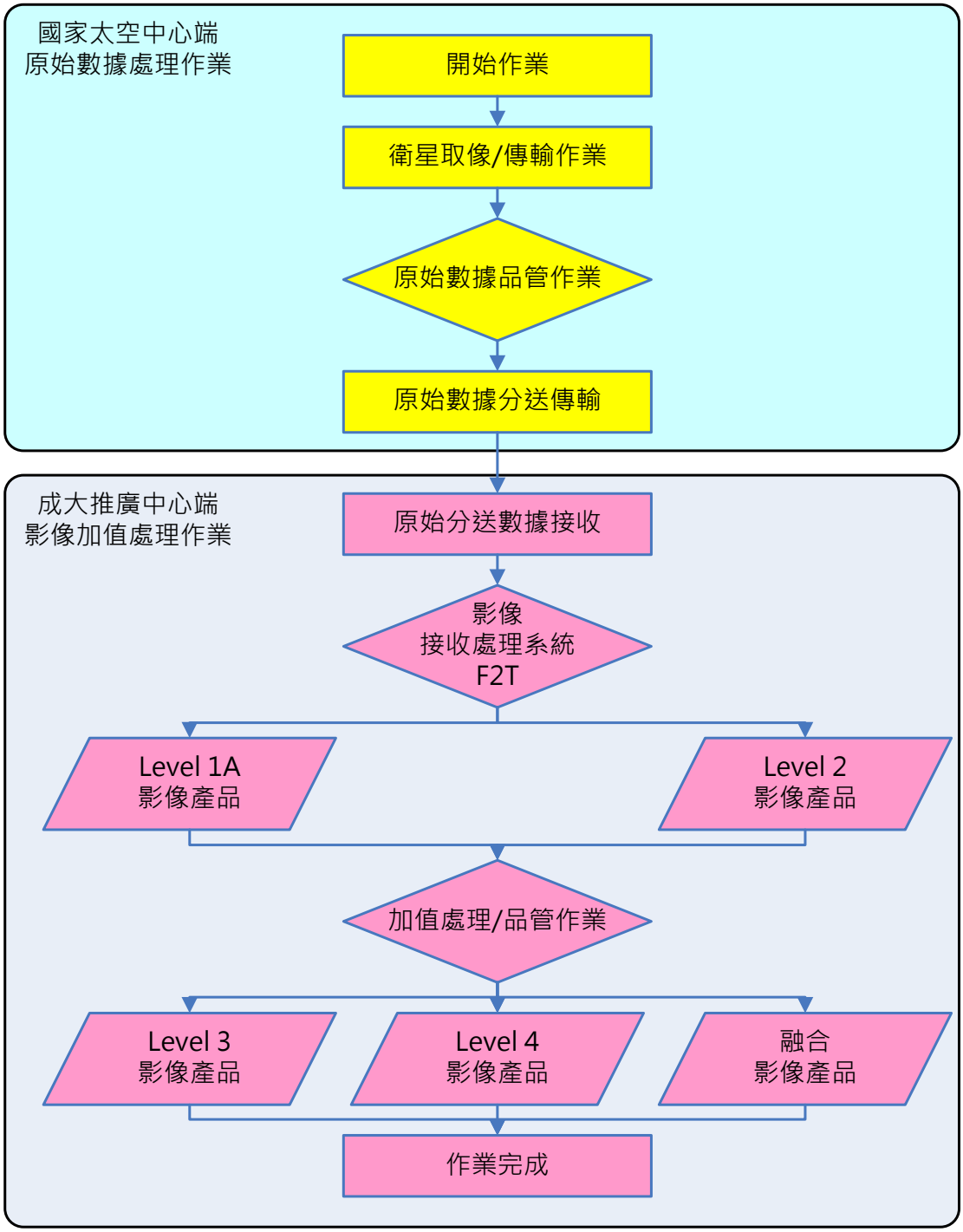


圖 2-2.3 福衛二號影像產品的作業程序

表 2-2.2 福爾摩沙衛星影像產品定義表

等級		簡述	主要處理過程
Level 1	A	影像經輻射校正後之產品。	• 修補遺失資料 • 感測器偏移 (offset) 的修正 • 感測器均化 (equalization) 處理 • 異常輻射值移除
	C		• 經過等級 1A 的處理過程 • 修正影像抖動現像 • 加強不同波段間對位 (MS)
Level 2		始影像經輻射校正，並利用飛行軌道參數計算，投影到指定之地理座標上，並將產品旋轉為正北。	• 經過等級 1C 的處理過程幾何變形的修正 (包括：高程與高程變量、透視效果、地球曲率、地球自轉) • 投影於地圖系統上
Level 3		影像經輻射校正後加入地面控制點 (GCP) 作幾何校正，投影到指定之地理座標上，並將產品旋轉為正北。	• 經過等級 1C 的處理過程 • 使用修正的軌道與姿態資料投影於地圖系統上
Level 4		影像經輻射校正後加入地面控制點 (GCP) 及數值地形模型 (DTM) 資料，修正影像幾何變形，投影到指定之地理座標上，並旋轉產品為正北。	• 經過等級 1C 的處理過程 • 使用修正的軌道與姿態資料投影於地圖系統上 • 移除由地形起伏所造成的視差
融合產品		融合多頻譜影像與全色態影像資料，所製作的彩色影像產品。	• 經過以上各類產品基礎處理 • 黑白及彩色影像精準對位 • 色彩模型轉換及能量平衡處理

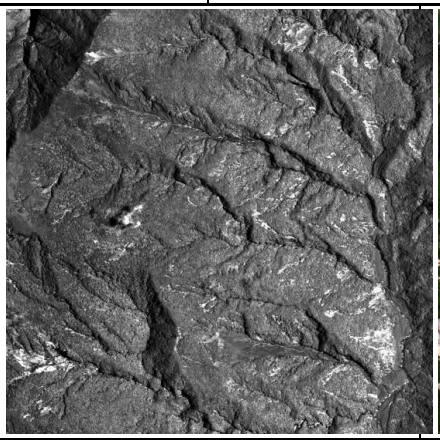


圖 2-2.4 全色態產品圖



圖 2-2.5 多頻譜產品



圖 2-2.6 融合產品

2-2.2 無人載具空拍影像

現地影像紀錄限於拍攝角度、高度與地形上之限制，所拍攝之影像在空間範圍上顯得較為侷限，往往無法提供全視野之現地照片，針對大範圍災害點，現地影像紀錄往往無法透過攝影器材來完整表達現況，航空照片因涵蓋範圍較寬廣，可提供較大區域之影像資料，但由於拍攝高度較高，相對其解析度較差，而拍攝成本過高、機動力較差亦為其缺點，為了解決上述問題，在有限之經費與時間下，為了能夠即時且有效的掌握災害發生現況、發生原因及區域全貌，空中無人載具的應用便成為為一強而有力之工具，以無人載具攜帶影像擷取設備所取得之中低空高解析度影像，除了具備高機動力外，可克服傳統現地調查之地形視野障壁，針對地形死角進行補充調查，取得較佳之全視野影像，如配合其他圖資相互搭配使用時，亦可增加對現況之瞭解程度。

本團隊自民國 90 年起即開始接受政府機關與民間公司委託進行空拍作業，目前共有 3 組設備，並有專人負責操作與維修，包括影像拍攝及後製處理均自行處理，並已累積豐富的作業經驗。

1. 無人載具空拍設備簡介

(1) 無人飛行載具：本中心採用之無人飛行載具為無人遙控旋翼機，無人遙控旋翼機主要包含機體部分及空中攝影載台部分。在機體部分其機身長度 137.5 公分，寬度 24.5 公分，高度 80 公分，總重 6.9 公斤，翼展 158 公分，最大酬重 6 公斤，排氣量 12.9 CC，油箱容量 540 CC，飛行半徑 1,000 公尺，滯空時間 15 分鐘，目前工作高度與半徑為 500 公尺。空中攝影載台部分由鋁合金材料所構成，可同時將彩色 CCD 數位攝影機、單眼相機、微波影像傳輸器及伺服器等固定於載台上。詳細規格如 表 2-2.3 所示，無人遙控旋翼機如 圖 2-2.7。

(2) 無線微波影像傳送設備：無線微波影像傳送設備主要用途為將無人飛行載具上之靜態影像擷取設備所拍攝之即時畫面傳輸至地面監看螢幕，以提供拍攝人員擷取畫面之選擇。微波影像傳送設備主體為 2.4 Ghz 無線影像傳送器，功率 1 瓦特，有效傳送距離 1,000 公尺。

表 2-2.3 無人飛行載具詳細規格

數量	長度 (cm)	寬度 (cm)	高度 (cm)	翼展 (cm)	重量 (kg)	輸出功率	頻率
2	137.5	24.5	80	158	6.9	100mW	2.4GHz
酬重 (kg)	排氣量 (C.C.)	油箱容量 (C.C.)	飛行半徑 (m)	工作高度 (m)	滯空時間 (min)	尺寸 (mm×mm×mm)	耗電
6	12.9	540	1,000	500	15	29×43×7	140mA,5V



圖 2-2.7 無人載具空拍作業流程及其操控情形

2. 無人載具空拍作業執行

進行空拍作業前，除了進行調整無人載具機體結構以及相關儀控設備進行例行保養與基本檢修外，並針對所掛載之影像擷取設備、遠端無線控制單元及影像傳輸設備進行各項飛行前測試工作，相關飛行前檢校作業完成後，於實際飛行前，需再針對欲拍攝之現場進行現場勘查工作，藉以選定合適之無人載具起降場所並觀察現地合適拍攝之時間(風向、光源等環境條件)，期望以充足之光線與穩定之氣象狀況捕捉理想之影像；其拍攝之作業流程圖如 圖 2-2.8 所示。

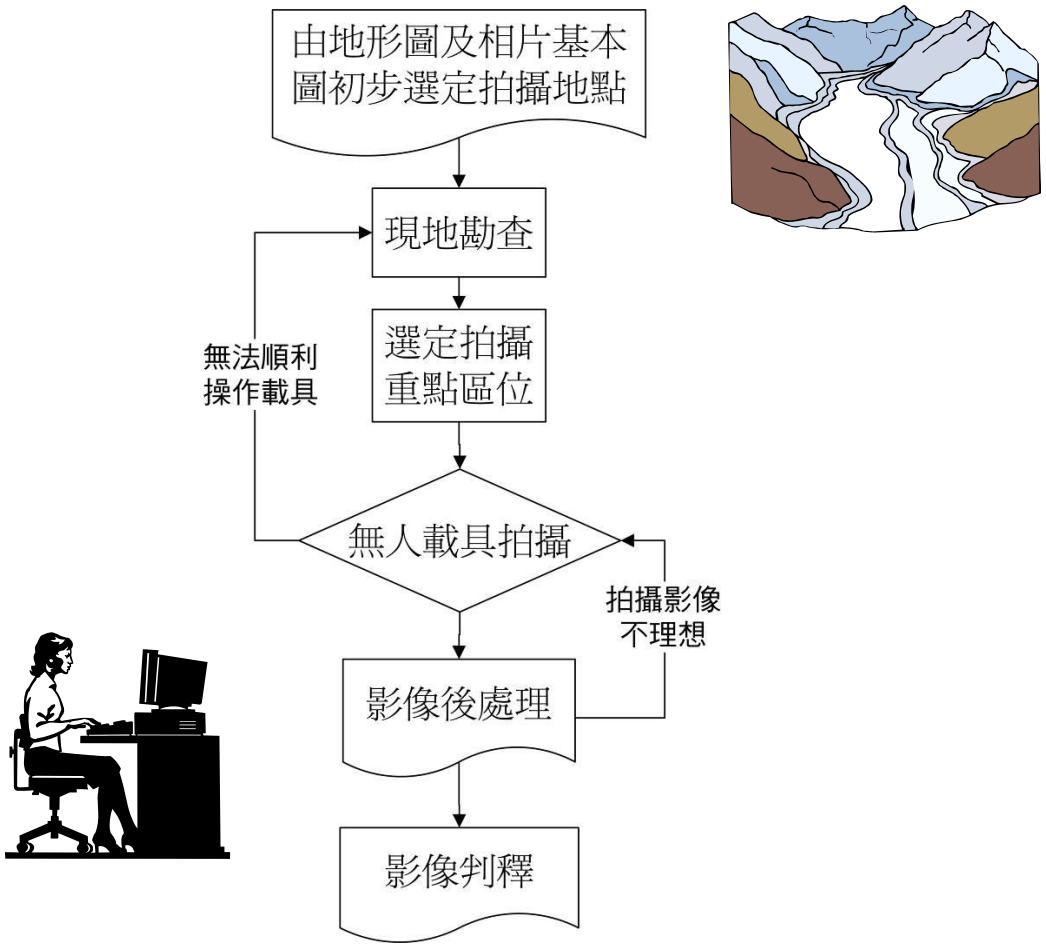


圖 2-2.8 空拍作業流程圖

3. 空拍影像判釋及後處理作業

應用無人載具於堰塞湖天然壩體、蓄水區、崩塌區與下游河道內所完成之空拍影像需再經由影像後處理作業與影像判釋作業，影像後處理作業之主要目的為將所拍攝之空拍靜態影像，經與現地地形地物比對程序後確認拍攝影像所對應之涵蓋範圍與相對方位，並進行色彩、光度等影像校調工作。而影像判釋作業乃針對堰塞湖區空拍區域內崩塌區變化狀況、堰塞湖蓄水範圍、天然壩體與下游河道地形變動情形等進行判釋及分析，以利後續範圍調查評估作業時能對堰塞湖區整體現況有更詳細之瞭解與掌握。

2-2.3 災後地形測量資料收集

旗山溪及士文溪流域在莫拉克颱風後，因河床地形劇烈變動，過去之河道斷面或航測地形等資料已不足以反映現況，若需針對堰塞湖及其下游之河道進行土砂運動分析，則需獲得莫拉克颱風後之地形資料。因目前農委會林務局農林航空測量所已針對莫拉克之重大災區，並針對重大災區進行災後地形產製。故本團隊已透過屏東林區管理處協調農林航測所，獲得本計畫二處堰塞湖、崩塌區域，及其下游河道之災後地形數值圖層，以利後續工作之進行。

2-3 堰塞湖及崩塌區現地調查

本年度計畫為能追蹤堆積壩體、崩塌區與下游河道於颱風豪雨事件後所發生之變化，在計畫執行之初必需於短時間內 (汛期前) 完成先期調查作業，在颱風豪雨事件後，亦需於有限的期程內 (下一次颱風來臨前) 完成相關調查工作，本團隊過去長期協助國內各機關執行災害勘查工作，經驗豐富，相關調查與測量作業均已建立標準化作業程序,有信心能在兼顧效率與品質之前提下完成工作，以下針對本節相關工作項目之作業方法分節說明如下：

2-3.1 崩塌區、河道阻塞現況及下游保全對象調查

一、崩塌區調查

堰塞湖之主要成因，在於大規模崩塌急速發生、阻塞河道，故崩塌區的調查範圍在於形成堰塞湖之大崩塌地，以及天然壩下游處河岸之崩塌地，大崩塌地之調查重點，在於目前之土砂殘存量、崖錐堆積情形、未來可能之沖蝕溝位置、崩塌擴大範圍等；而天然壩下游處河岸崩塌地之調查重點，在於崩塌是否會持續擴大、是否影響未來可能之工程位置等，故現場調查之成果可提供未來堰塞湖緊急處置之現地判釋與記錄資料，也可加強衛星影像與空拍影像之大規模崩塌地影像分析成果。計畫執行期間，本團隊將透過現地調查，配合災後地形圖資蒐集之成果，進行前後期之崩塌地比對，據以推估莫拉克颱風期間之坡面崩塌土方量，並針對其崩塌原因、機制與崩塌量進行探討及推估。

於計畫執行期間，本團隊也將應用災後地形蒐集之成果，進行前後期之崩塌地比對，得知莫拉克颱風期間，坡面崩塌地之土方生產量，此為堰塞湖土砂堆積量之推斷依據，綜合現場調查之定性分析，以及比對之定量分析，了解堰塞湖區土砂生產來源區之崩塌地現況，針對其崩塌原因、機制與崩塌量訂定有效之處理策略。

二、 堰塞湖上游土砂流出量推估

堰塞湖上游現仍存有大量不穩定土石材料，可能形成各種不同的土砂運動，須有合理的公式來說明流域可能之土砂輸出量，以提供堰塞湖未來淤積趨勢評估使用。

有關上游土砂流出量之推估，擬採用土砂收支模式進行推估，以堰塞湖上游集水區為模擬系統，將堰塞湖區視為系統模擬之終點，先將集水區細分成許多具地文水文均一性的子集水區，針對每一子集水區進行土砂生產量之推估 (崩塌、沖蝕及河道堆積土石)，再將各子集水區串聯成一整體，由各個子集水區與節點的土砂生產與輸送量分析成果，計算流域堰塞湖區之土石量。

三、 河道阻塞狀況調查

完成土砂生產來源區 (崩塌區) 的調查後，其次為堰塞湖土砂流出量與堆積情形之調查，土砂之流出量調查，調查項目包括堆積範圍、堆積厚度、堆積粒徑、河道堆積或侵蝕量、災前災後河寬變化等。河道阻塞狀況調查包含以下二項工作：(1) 阻塞土體表面地形變化調查；(2) 阻塞土體地形變動測量 (每區 3 次共計 6 次)。

透過現地調查及不同時期之地形測量，追蹤堆積土體之變遷情形。本團隊針對堰塞湖天然壩體，以斷面測量方式，測量壩體高程變化，以同一斷面前後期面積之差，即可推得該斷面土砂沖淤情形，若差值為正，則壩體土方量增加，若差值為負，則壩體土方量減少。再兼以相鄰斷面差異，運用立方體體積公式，即可得知前後期測量中防砂壩體土砂沖淤情形。斷面測量工作儀器與方法如後續 2-3.4 節所述

四、堰塞湖下游河道及保全對象調查

堰塞湖天然壩下游之主要河道段，為未來堰塞湖溢流後之土砂輸送與堆積區域。莫拉克颱風後，因計畫範圍主河道發生劇烈土砂運動，河床高程與寬度與風災前相比皆有明顯的增加。故需以現場調查工作，了解堰塞湖下游河道之地形變化、河道寬度變化以及河床抬升厚度，並調查可能之坡度或是寬度轉折點位，評估可能之沉砂區域，做為未來下游河道變遷之重要參考。

在保全對象調查方面，主要針對堰塞湖下游之主要聚落，調查現有居民與河岸之高差，以及與河岸之距離等等，配合地形或斷面之蒐集成果，評估在洪水或溢流情形下，可能之洪水或是土砂運動之影響範圍，提供後續下游安全性評估時之重要參考。

2-3.2 河道斷面測量

地形測量工作包括天然壩體地形變動測量與堰塞湖下游河道地形變動測量，選定具保護對象之區域重點斷面施測主要目的在於探討天然壩及其下游河道之變遷情形，透過颱風豪雨事件前後期之測量成果比對，得知事件發生前後之土砂變動情形。本計畫利用現地河道斷面地形測量作業成果，並與農林航空測量所所提供之 5 公尺 x 5 公尺數值地形進行比對，得以快速評估地形之變動，以作為後續評估之用。其工作流程與工作方法分述如下：

1. 施作流程

測量作業實施流程如 圖 2-3.1 所示，步驟依序有圖資收集、現地會勘、測量方法選定、控制點選定與測量樁埋設、控制點檢測與引測、地形特徵點量測、測量點展繪、精度檢核等工作項目，說明如下：

(1) 圖資蒐集：收集測區內之已知三角點 (內政部公佈之三角點) 及測區附近相關單位所測設之導線及水準成果，以便作為地形測量工作推展之參考基準。

(2) 現地會勘:現地會勘之目的為確定已知控制點分佈與評估現地地形條件，藉以決定採用之測量方法與工具。

(3) 測量方法選定：測量方法選定時所考量之因子包括：

(a) 測量人員可及性與否 (人員可否到達測量目標區)

(b) 測量距離 (觀測點與測量目標之距離)

(c) 工作效率 (測量所需花費之時間)

(d) 測量精度。整體考量上述因子，並同時兼顧人員作業安全、工作精度與效率之前提下，決定所採用之測量方法與工具。

(4) 控制點選定與測量樁埋設：將圖資收集階段所得已知控制點展繪至地形

圖上，配合已知點之樁位示意圖及相關可利用資料，進行現場清樁作業。並依清樁後之已知點分佈狀況，決定是否需要佈設控制點位置與數量。

(5) 控制點檢測與引測：採用全球衛星定位測量方法 (G.P.S.) 進行已知控制點座標檢測，並利用完成檢核之控制點為基地站，進行新設控制點之座標引測。

(6) 地形特徵點量測：測量作業實施之目的為掌握堰塞湖天然壩體與下游河道地形變化，其中天然壩體與下游河道地形之測量重點為規劃斷面沿線地形有明顯變化處。

(7) 測量點展繪：完成測量時，於現地將測量資料下載，展繪至地形圖或是正射影像，以確認測量點之分佈密度符合測量精度要求。

(8) 現場檢核：針對地形特徵進行比對，以確認測量成果之正確性。

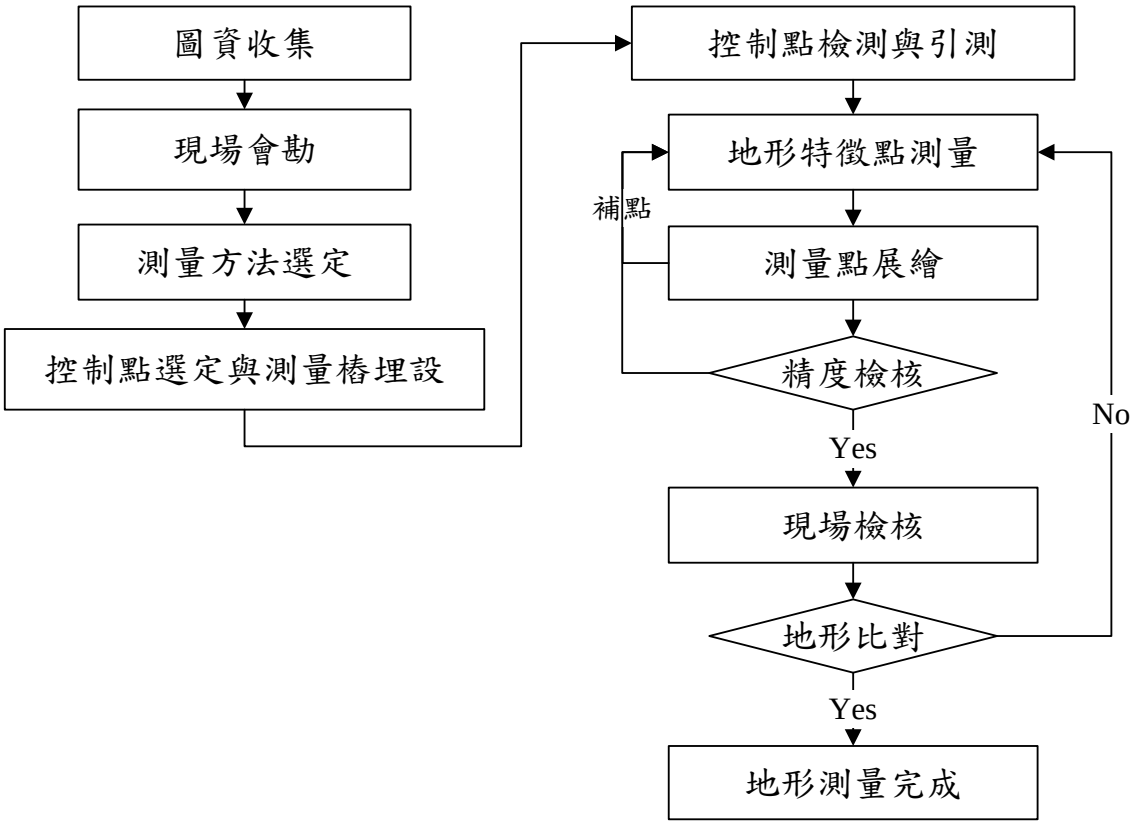


圖 2-3.1 測量作業實施流程圖

2. 測量方法選定

參考控制點之建立除採用傳統測量工具進行控制點座標引測外，為了節省人力並提高工作效率，本計畫參考控制點之引測作業採用最新網路 RTK 作業方法(VRS)，並可增加控制點做為多餘觀測量在於座標轉換時進行檢核驗證，供為全區平面、TWD97 控制之依據。

衛星定位接收儀 (GPS) 為 Topcon 公司所製造，型號 HiPer Pro-GPS，兼具靜態定位 (Static) 與即時動態定位模式 (Real-Time Kinematic)，在控制點不易取得或引測距離過長且地形複雜之地點，可以選用全球衛星定位技術 (GPS) 之靜態定位測量方法進行控制點座標量測，在短時間內獲得測量控制點之絕對座標，作為地形測量工作推展之參考基準，解決因參考控制點引測作業費時而致使室礙工作進度等問題。圖 2-3.2 為本計畫擬採用衛星定位接收儀與測量示意圖。



圖 2-3.2 衛星定位接收儀及測量情形

在斷面測量方法上，本測量作業採用雷射測距全站儀 (Total station,稜鏡模式與免稜鏡模式) 施測，模式之選用則視施測區之人員可及性與工作安全性，若測量人員不易直接抵達或有安全之虞之點位，則選擇免稜鏡測量模式，反之，若人員可抵達並無危險之虞時，則選用稜鏡測量模式，由測量人員手持覘標直接施測。

本計畫採用之雷射測距全站儀 (Total station) 為美國 Topcon 公司所製造，型號 GPT-3005LN，可以反射稜鏡測量模式 (Prism mode) 與免稜鏡測量模式 (Non-Prism mode) 進行地形測量，反射稜鏡模式最大測量距離可達 3,000 公尺，免稜鏡模式之最大測量距離為 1,200 公尺，依據測量目標區之可及性與否，來決定採用反射稜鏡模式或免稜鏡模式進行量測，圖 2-3.3 為本計畫擬採用之雷射測距全站儀與測量示意圖。



雷射測距全站儀
TOPCON GPT-3005LN



全站儀量測崩塌地示意圖

圖 2-3.3 雷射測距全站儀及測量情形

2-3.3 堰塞湖水下地形測量

為測量堰塞湖水下地形變化，提供後續分析工作之依據，本計畫擬於二處堰塞湖分別實施二次實施水下地形測量，共合計四次。考量水下地形測量作業執行之可行性，所採行之施測方法將依現地地形條件而異。

(1) 若於人員、車輛及機具可及性較佳之區域 (如那瑪夏堰塞湖)，將利用動力船筏掛載單音束測深儀量測水下深度。

(2) 若在車輛及機具可及性不佳之區域，因動力船筏將及測量儀器無法載運至現地，將採用較簡易量測方法 (人員搭乘橡皮艇，利用標竿或繩索綁重物方式量測重點點位之水深)。

利用動力船筏方式掛載單音束測深儀量測水下深度，水下地形測量作業實施流程如 圖 2-3.4 所示，各階段之工作方法說明如後：

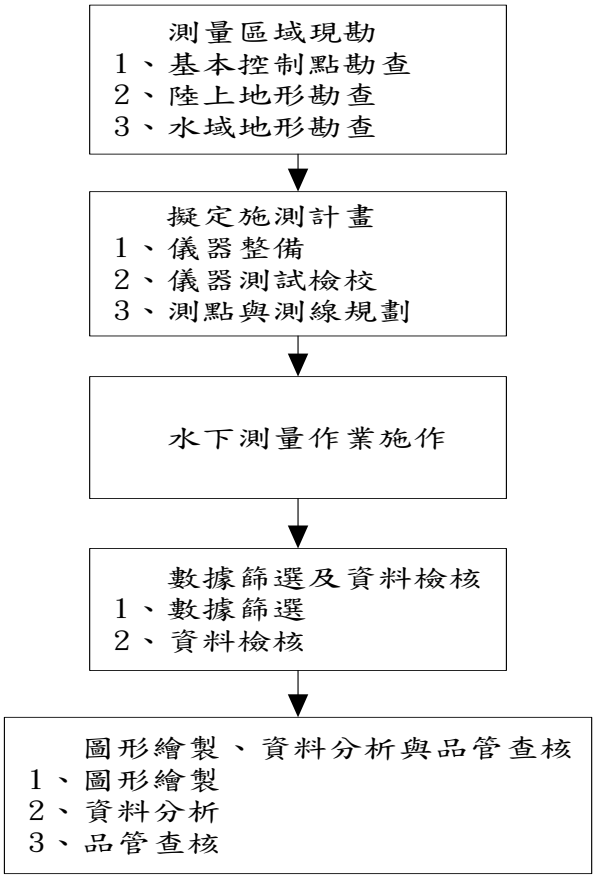


圖 2-3.4 水下測量作業流程圖

1. 測量區域現勘：為有效率進行測量作業，將利用內政部公布之中華民國台灣地區三角點成果表、中華民國台灣地區一等水準點檢測成果表或內政部地政司衛星量測中心網站，查詢測區附近之基本控制點，並透過陸上及水域地形勘查，確認現地控制點位置、勘查可設置控制點 (水平及高程控制點) 之位置、標示水面上有明顯障礙物位置並初步規劃水下測量作業方式。

2. 擬定施測計畫：本計畫之水下測量作業主要採用的儀器如下：

   (1) 衛星定位系統(GPS)：本計畫之水下測量作業，以衛星定位 (GPS) 為主要之定位系統 (含 RTK GPS 直接定位及 VRS 定位)，視準定位 (Total station) 為輔。

   (2) 測深系統：本計畫水下測量作業之測深系統在淺水區 (水深 2m 以內) 採用人工測深系統 (測竿)，在水深較深處則採用單音束精密測深儀如圖 2-3.5 (a) 所示，ODOM Hydrotrac 測深儀，頻率 200KHZ，解析度度 0.01 公尺，精確度 0.01 公尺 +/- 0.1% depth。具有兩組 16 bits 處理器配合內部時鐘來執行數化、列印、界面資料傳遞之功能。

   (3) 輔助器材：電腦設備、測量船、測繩、三稜鏡及稜鏡架、救生衣。

3. 儀器測試檢校：各項測量儀器於正式進場施測前，先行送至儀器檢驗單位做全面校驗；須備六個月內校驗記錄。測量外業工作須於儀器校驗合格後始可進行測量工作。

4. 測線與測點規劃：水下地形測量之前先將測區按計畫測量測線，測線上點與點間距離不得大於 30 公尺，測點定位精度需小於 1 公尺，測深儀測量精度需小於等於 10 公分。考量作業區域地形變化問題 (近壩體處地形變化較大)，故進行航線因依現地實際地形變動進行航線規劃。

5. 水下測量作業施作

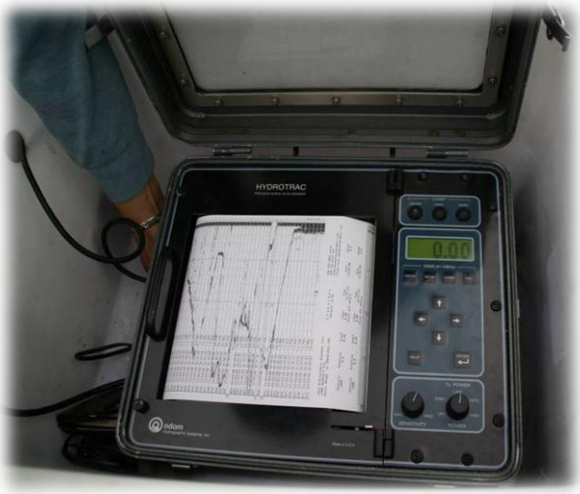
(1) 水深測量前於穩定之水域檢驗測深儀與測板之誤差，並調整測深儀吃水深度。

(2) 水深測量作業，採用 RTK 水深測量方式進行，因此水上作業進行同時，利用陸上已知控制點作為 GPS 主站，同步接收即時定位資訊。水深測量作業詳如 圖 2-3.5 (b)。

(3) 實際於水面上施測時，作業船隻為確保依規劃航線之路線前進，以及確保於施測過程中資料是否確實記錄，此時以 HYDROpro 導航軟體做為輔助，此軟體主要之功能為可直接結合並儲存 GPS 定位資料與測深資料，並於電腦螢幕上顯示多項資訊供規劃航線修正與接收資料之分析。

(4) 測深作業時即按規劃測線逐一施測，將聲納式測深儀架設於船舷並利用衛星定位儀，配合規劃測線同步將測深資料傳送到電腦以完成水深測量，水深與水下地形測量作業情形詳 圖 2-3.6。

(5) 部分地區因淤積或近岸邊水深低於 0.5m 致無法使用測深儀施測，因此實際觀測作業中，部分無法施測地區將以人工方式(測竿)施測。



(a) 單音束測深儀
(美製 ODOM Hydrotrac)



(b) 水下地形測量情形示意圖

圖 2-3.5 單音束測深儀及測量情形

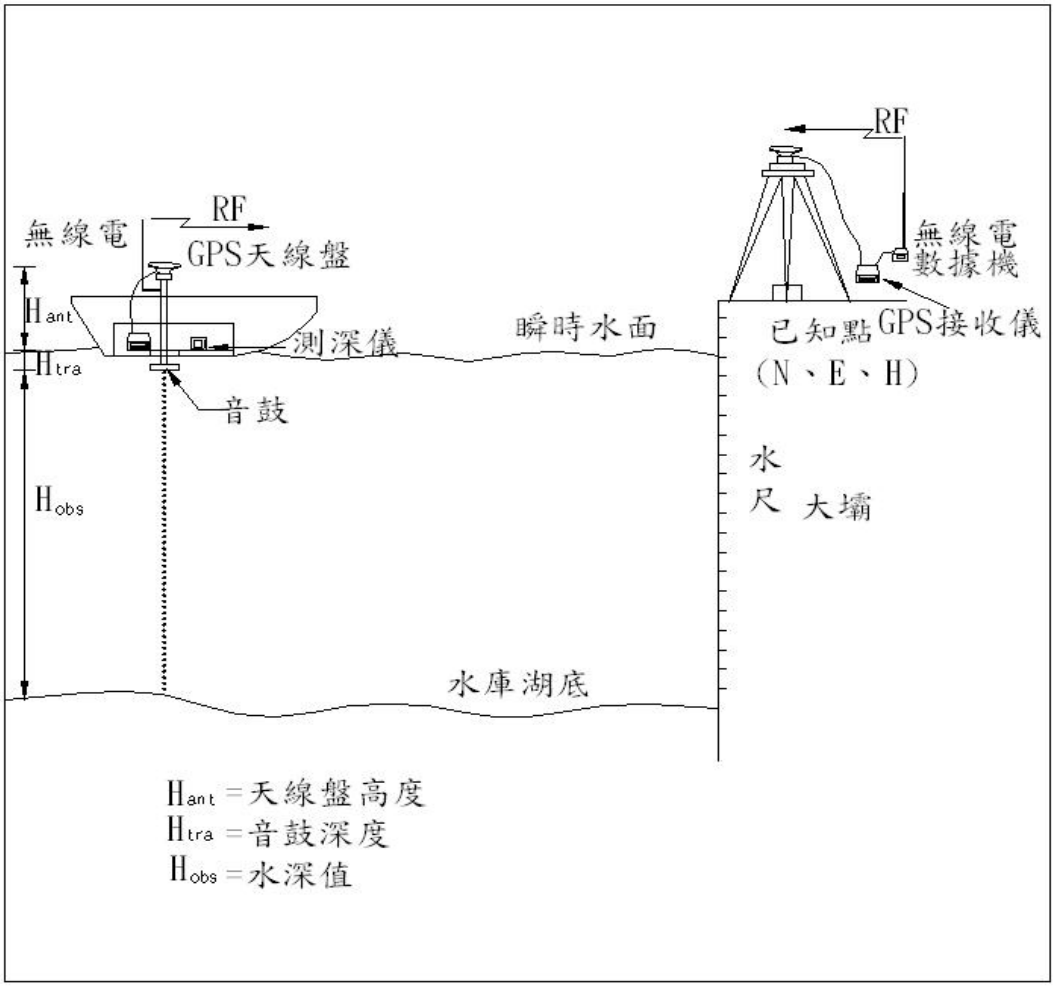


圖 2-3.6 實際水深測量作業圖 (載具為橡皮艇)

2-4 堰塞湖及崩塌區圖資分析

崩塌區所造成之土體堆積區域，以及後方堰塞湖區域，因逕流與土砂之運動規模較大，形成後之演變監測，為了解崩塌區與堰塞湖區最為重要之基本工作，透過現況之監控，可在平日及颱風暴雨期間，掌握堰塞湖區之變化情形，進而提供迅速的緊急處置，或是後續之安定分析工作，為此目的，本計畫選擇以大範圍衛星影像，透過連續之大範圍監控，掌握那瑪夏與士文兩個堰塞湖之變遷過程，本章即針對衛星影像之分析結果，進行說明。

2-4.1 基本資料分析

堰塞湖區基本資料調查作業實施時，調查區域限於調查人員之可及性與時程之急迫性，可能無法實施全區地形與河道測量與詳細調查，為能快速獲取堰塞湖危險度評估與後續社區安全性評估所需各項基本資料，可以透過圖資判釋分析方式取得現地重要資訊，包括地形圖、遙測影像與無人載具空拍影像等圖資。

利用正射後之衛星影像分別針對崩塌區範圍、堰塞湖天然壩體外緣範圍以及堰塞湖迴水淹沒區範圍進行判釋分析，並配合相片基本圖之等高線地形資料進行相關基本資料估算，圖 2-4.1 為結合福衛二號影像、現地調查與無人載具空拍影像之成果所判釋之崩塌地範圍，與堰塞湖之迴水區淹沒範圍示意圖。本團隊已多次成功應用該判釋技術，於崩塌地及其堰塞湖之判釋工作，如台東縣知本溪、龍泉溪堰塞湖等崩塌區與堰塞湖區判釋、四川汶川大地震後唐家山堰塞湖之逐日變遷，皆為應用此一技術之實績。

結合資料蒐集、現場調查成果，可以進行堰塞湖與崩塌區之基本資料分析，分析內容由影像範圍的判釋、現場堆積厚度與堆積趨勢的判斷、前後期地形之比對、堰塞湖水面線位置、上游迴水終點的調查等等，取得各項所需之基本資料，如崩塌地尺寸、崩塌地堆積土方量、堰塞湖面積、堰塞湖水體體積等。

表 2-4.1 以堰塞湖為範例，估算堰塞湖天然壩體之參數表，首先利用無人載

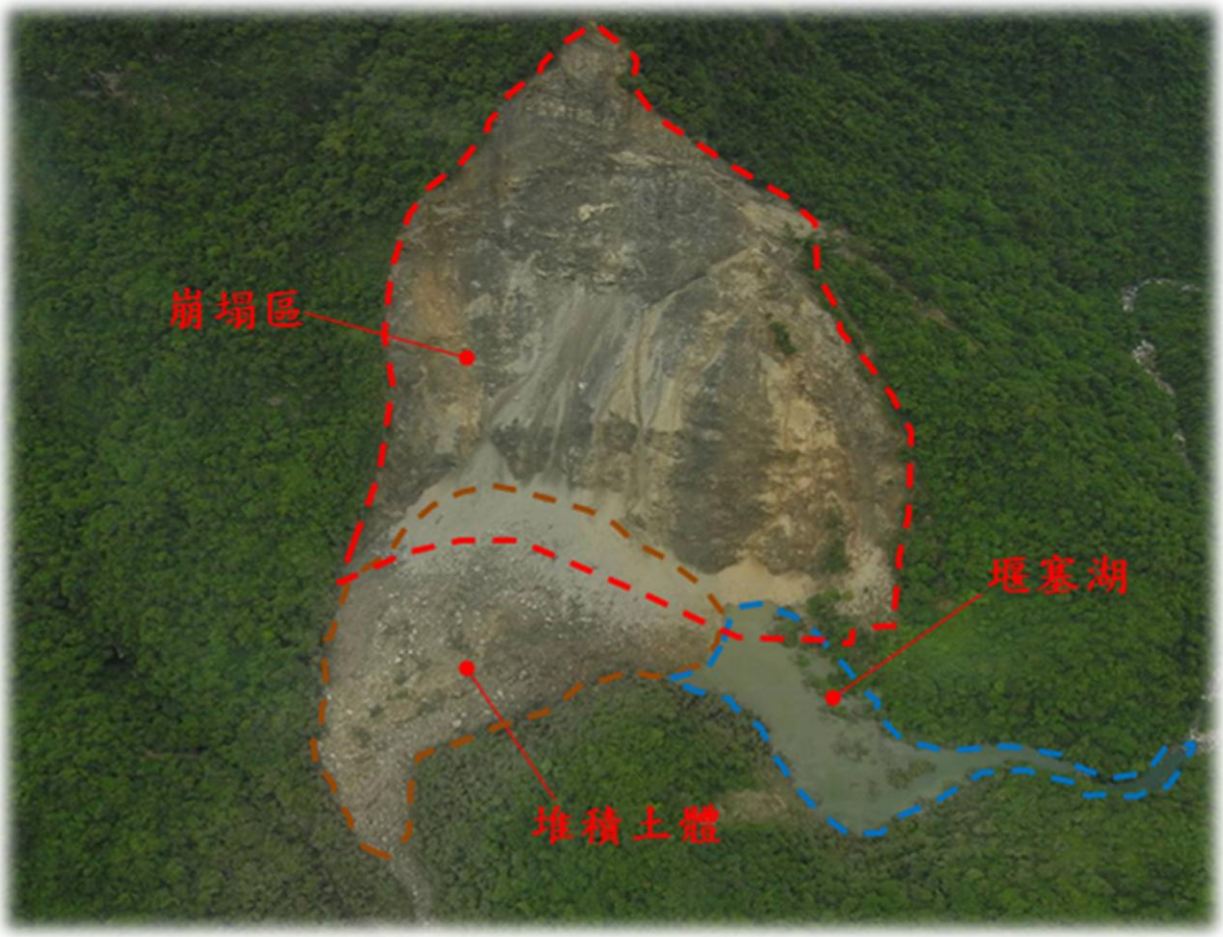
具與衛星影像進行天然壩體外緣範圍判釋，並相片基本圖原河道地形相套疊後，進行天然壩體平行流向剖面與垂直流向剖面圖製作，取得各項所需參數。



現地調查照片



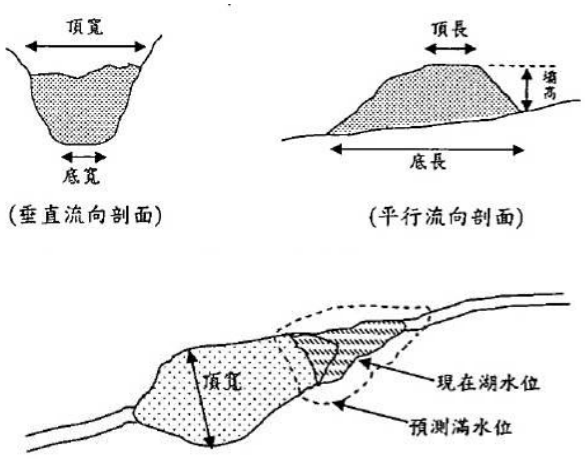
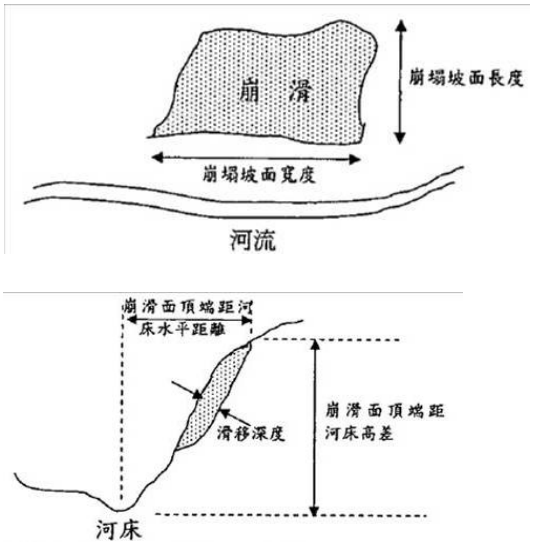
無人載具空拍影像(堰塞湖)



無人載具空拍影像判釋圖 (全景)

圖 2-4.1 影像判釋示意圖

表 2-4.1 堰塞湖基本參數取得說明

欄位名稱	說明
壩高	堰塞湖天然壩壩高，由河床底面起算，至壩頂之高度
壩頂寬度	堰塞湖天然壩壩頂寬概估值，採垂直河流主軸方向量測
壩底寬度	堰塞湖天然壩壩底寬概估值，採垂直河流主軸方向量測
壩頂長度	堰塞湖天然壩壩頂長概估值，採平行河流主軸方向量測
壩底長度	堰塞湖天然壩壩底長概估值，採平行河流主軸方向量測
壩體體積	堰塞湖天然壩壩體體積之估算方式如下： 壩體體積=〔(壩頂長*壩頂寬)+ (壩底長*壩底寬)〕*壩高/2
堰塞湖形狀示意圖	
崩塌坡面長度	崩塌區域中高程最高點與最低點之斜坡長
崩塌坡面寬度	崩塌區域左右側寬度
崩塌面積	崩塌區域面積
崩塌深度	崩塌滑移地層之深度或厚度
崩滑體積	崩塌體積估算方式如下：崩塌體積=崩塌面積*崩塌深度
崩塌區形狀示意圖	

註：摘錄自堰塞湖引致災害防治對策之研究（經濟部水利署水利規劃試驗所 2004）

2-4.2 堰塞湖崩塌區及蓄水面積變化監測分析

故由前節之說明可知，應用衛星影像於崩塌地與堰塞湖之判釋工作，是全面性大範圍快速監測之最佳方法，故本計畫利用連續衛星影像判釋，以每月一幅影像為基礎，於重大事件前後，緊急排程取得事件後之影像，配合無人載具空拍作業，針對崩塌區及堰塞湖區進行變化監測分析，預計共產製 20 期之連續監測分析成果。

針對堰塞湖上游全流域範圍進行崩塌地判釋與崩塌地變異分析，以獲得流域內崩塌地之分佈 (數量與面積)，並瞭解重大颱風豪雨事件後崩塌地新生與舊有崩塌地擴大之情形，在工作初始首先需完成前期衛星影像 (事件前) 之判釋工作，提供後續崩塌地變異分析之基準，於事件後需選定雲覆率較低之後期影像進行崩塌地判釋，並針對各期影像間的崩塌地變異進行計算與分析，透過事件前後的崩塌地分布圖層之套疊相減，獲得事件造成之新生、舊有擴大及新增總量等崩塌變異之量化特性。

若欲進行衛星影像的判釋與前後期的崩塌地或溪床的比對工作，影像間的校準為應用上最重要的工作，本團隊除完成影像的正射定位外，更進一步以橡皮伸張法 (Rubber sheet stretching)，利用地面控制點 (Ground Control Point, GCP) 模擬地面特徵點與影像對位點之幾何關係來糾正各時期影像，糾正平面方向的錯位，讓崩塌地的變遷判釋成果更加準確 (圖 2-4.2)。

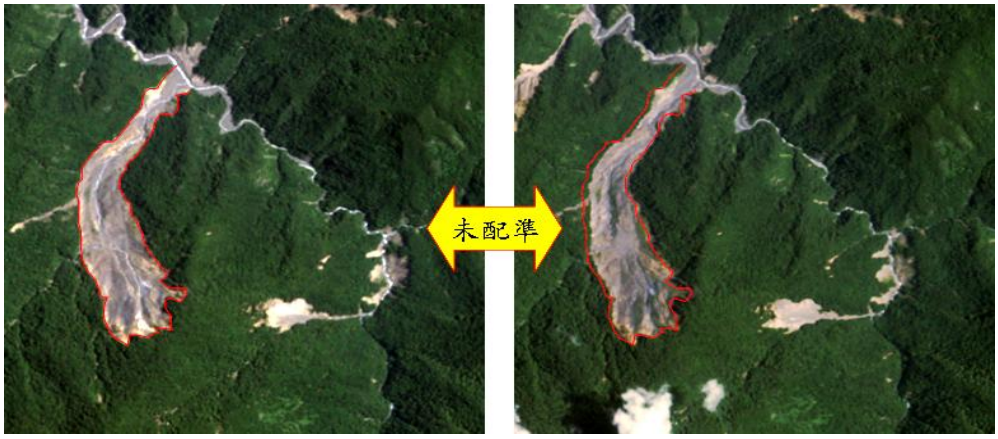


圖 2-4.2(a) 未配準之不同期影像

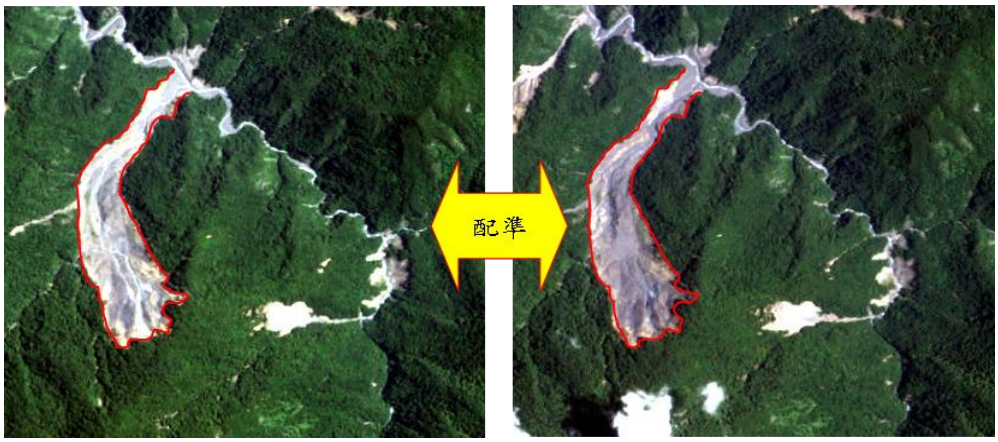


圖 2-4.2(b) 配準之不同期影像

衛星影像經校正後，除可大範圍監測集水區之現況外，更可應用影像光學特性，進行崩塌裸露地之判釋工作，其流程如 圖 2-4.3 所示，除前述之影像選擇、正射校正、雲層與陰影區域的濾除，進一步應用正規化植生指標 (NDVI) 進行裸露地的初步判釋，由植生分布指數畫定裸露區域，並以光譜強度分布資料去除明顯雲霧及陰影屏蔽區域，得到初步裸地分類結果，NDVI 正規化植生指標植定義如下：

$$NDVI = (NIR - R) / (NIR + R)$$

其中，NIR 為近紅外線波段，R 為紅色光波段。NDVI 指數介於 -1 到 1 之間，其值越大表示地表覆蓋程度越好，越低表示覆蓋程度越低，故，可由 NDVI 指數判釋非植生裸露地。但在初步裸露地中，針對初步裸地分類判釋中屬於低

坡度結坡度範圍之河道、人工建物與墾地等誤判區域需予以濾除，以提升崩塌分類之準確度，並透過形狀係數的計算，必須先將原本格網形式的分類成果資料向量化。利用區塊劃分後的分類單元進行型態判斷，估算其分布外形之長寬比例，剔除細長型態之誤判結果，有效濾除次要河道、道路堤防等細長特性之地物，而透過現場調查與既有 GIS 空間資料，可將建物、道路與耕地等非崩塌地區域予以濾除，獲得正確之崩塌地判釋成果。最後，透過各期崩塌地判釋成果之比較，則可獲得事件前後崩塌地變遷之行為，獲得定量之崩塌地擴大面積。

崩塌土砂生產量，可由前述獲得之崩塌地擴大面積，乘上崩塌地之平均深度，以及坡面堆積土砂之孔隙率獲得，如下式所示：

$$V_{landslide} = C_a \times h_{mean} \times S_a$$

其中，$V_{landslide}$ 為崩塌新增土砂生產量 (立方公尺)；C_a 為新增崩塌地面積 (平方公尺)；h_{mean} 為子集水區之崩塌平均深度 (公尺)，可由現場調查或崩塌特性統計關係中獲得；S_a 為坡面堆積土砂之孔隙率。由上述之關係式，可以得知崩塌之新增土砂生產量，在土砂管理模式中，可將衛星影像之判釋新增崩塌地擴大面積 (C_a) 作為輸入條件，由而模式計算崩塌發生後，土砂由坡面運移至河道、直至集水區下游之過程。

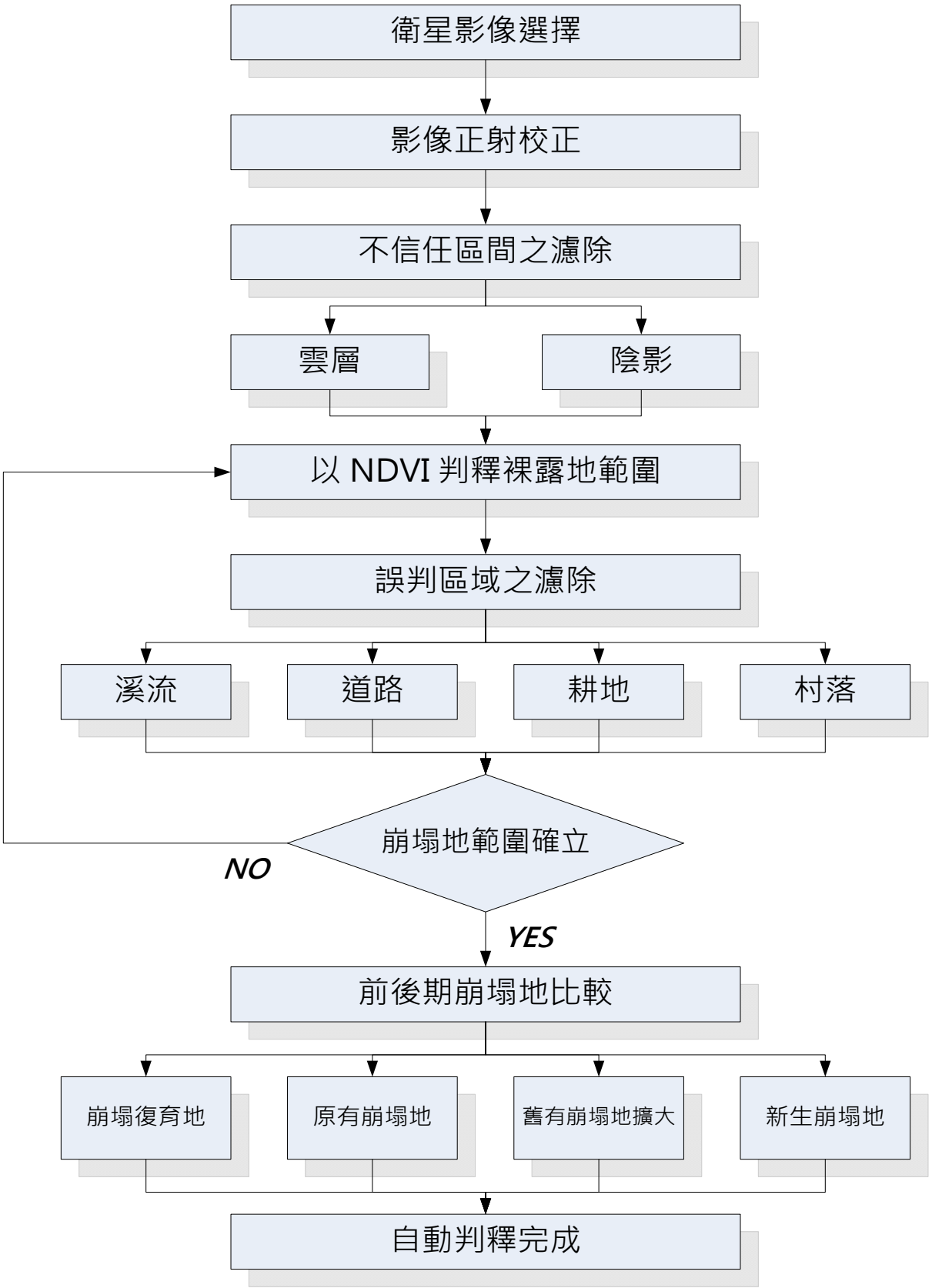


圖 2-4.3 衛星影像崩塌地自動判釋流程

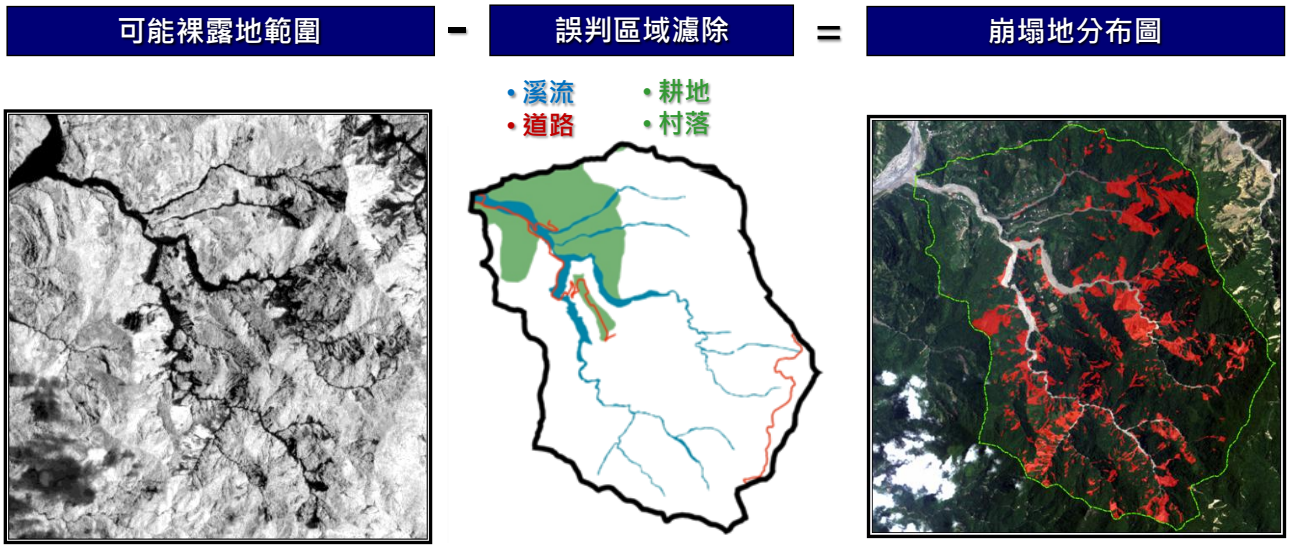


圖 2-4.4 裸露地誤判區域濾除過程示意圖

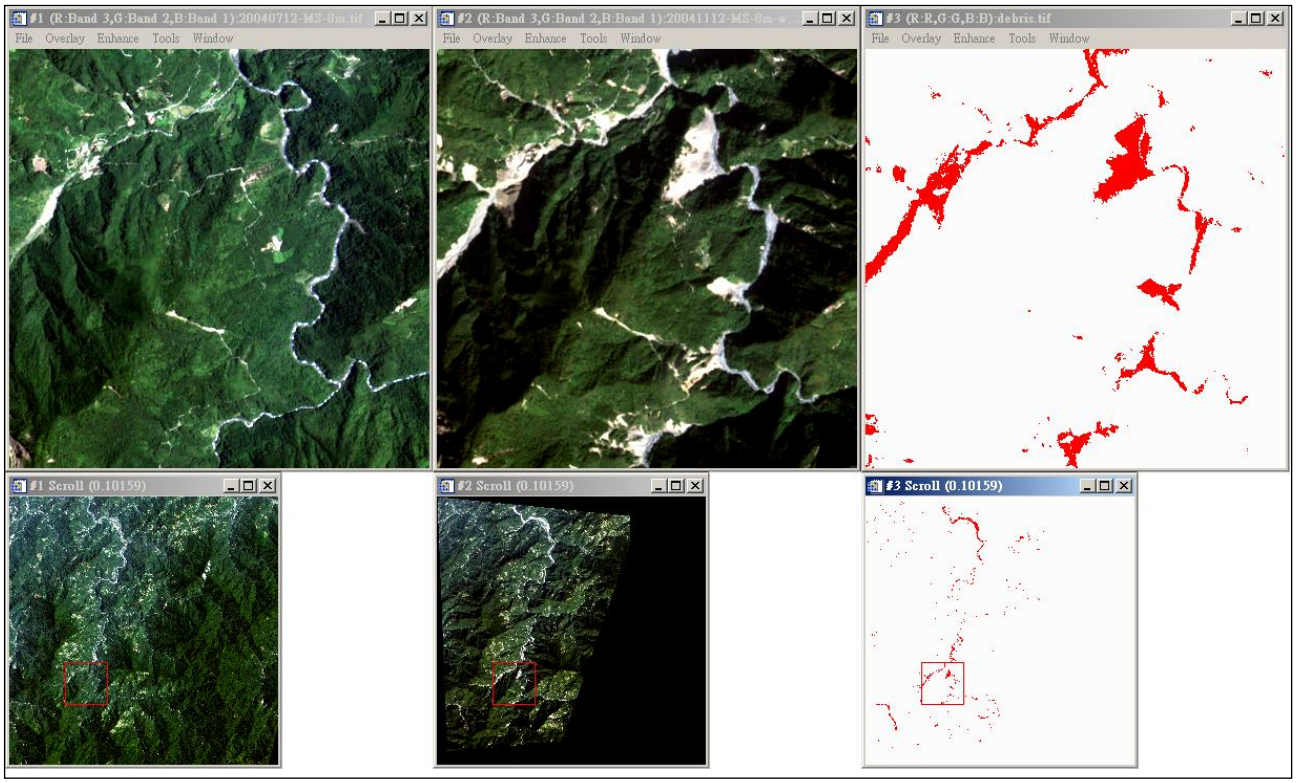


圖 2-4.5 新增裸露區與前後期影像比較圖

2-4.3 堆積土體變動量分析

堰塞湖的天然壩高度與潰壩時所產生的洪水量具有極高的相關性。有效的降低壩高將可減少其對下游的危害。因此，本計畫將由影像及現地測量資料分析天然壩體之高度與地形變動，以利擬定不同時期之處理對策。

透過遙測影像完成堰塞湖及崩塌區外緣範圍判釋後，其後可配合前期地形圖資 (5m × 5m DEM、相片基本圖之等高線地形資料) 進行堰塞湖蓄水體積及堆積土體體積估算，其中堰塞湖迴水淹沒區水體體積之估算可利用堰壩頂發生溢流後之衛星影像進行堰塞湖迴水區淹沒範圍判釋，並與地形圖資之河道地形資料套疊後推求堰塞湖湖面高程，應用 ArcGIS 軟體之 cut/fill 功能或斷面法，進行湖面高程以下與災前原始河床以上蓄水體積計算，因本計畫 2 處堰塞湖均形成於颱洪期間，堰塞湖區多已遭土石大量淤積，透過前述方法所推估之堰塞湖蓄水體積並未考量湖底淤積深度，故所計算之蓄水體積皆有高估情形，由於遙測影像判釋方法無法得知湖底之淤積深度，故須配合水深測量以推估堰塞湖蓄水體積。

而堰塞湖天然壩體之體積初步估算，首先利用無人載具與衛星影像進行天然壩體外緣範圍判釋，並與地形圖資 (5m × 5m DEM、相片基本圖之等高線地形資料) 之原河道地形相套疊後，可推估土體之堆積高度，其後進行天然壩體平行流向剖面與垂直流向剖面圖製作，求得斷面前後期面積差距後，可再進一步估算出堆積土體體積，由於本計畫 2 處堰塞湖之堆積土體於颱洪期間均曾遭水流沖刷，壩體高度驟降，並由於阻斷河道土體之兩側均有崩塌地形成，河道兩岸地形均同時發生變化，故無法藉由天然壩體外緣與前期地形比對得到堵塞土體之高度，有關堆積土體體積評估，另須輔以重點壩體地形測量作業之實施，其後利用體積簡易估算公式計算天然壩體體積。

針對前述造成堰塞湖蓄水體積及堆積土體體積不易估算之問題，本計畫利用前述影像判釋與圖資分析方法，並輔以堰塞湖水深測量及壩體重點斷面測量之

方式，進行堰塞湖及堆積土體基本資料之估算，有關體積估算之方法可分為兩大項，茲說明如下：

A. 數值地形估算法

數值地形估算之原理為，首先將所收集之地形資料或是測量儀器所量取之地表點位進行網格模型建置，建立網格化數值高程模型 (規則網格) ，再將兩次不同時期之高程模型資料，比對各個網格之高程差值，其差值與網格平面空間大小之乘積，即為體積變化量，若後期地形減去前期地形之網格高程差為正值，表示該格網格為堆積現象，反之，若後期地形減去前期地形之網格高程差為負值，表示該格網格體積量減少，明顯為沖刷現象，最後，進行各格格網計算結果加總，則可獲得體積變化量。詳細計算步驟如下：

1. 現有地形資料收集與現地測量

收集事件發生前期之地形資料與實際地表地形測量成果，事件前之地形資料來源包括既有之地形圖等高線資料、DEM (數值高程地形資料) 或是於現地以自動化測量儀器所量取之地表點位測量資料。

2. 地形資料模型化

將步驟 1 所獲得地形資料，利用 ArcGIS 之空間分析模組 (3D Analyst) 將測量點資料模型化 (產製 DEM)，其 DEM 之格式可為規則網格 (Grid) 或不規則三角網 (TIN)。

3. 地形變化之分析計算

首先選取兩次不同時期之 DEM，作為欲分析之圖層匯入到模組中。選取的 DEM 必須有全部或部分之區域重疊，以及網格大小均同，以防止運算時因圖層條件不同而產生誤差。最後經由運算即可得到兩個時期地形變化範圍，以及因地形變化所產生的堆積量或沖刷量。整個操作過程均利用 ArcGIS 之 3D Analyst 模組中之 Surface Analysis 的 cut/fill 工具進行體積變化之計算，Surface Analysis

之 cut/fill 工具可計算 2 個地形面之變化，包含沖刷 (cut)、堆積 (fill) 與無變化之區域。其計算是採用格網之方式，於同一位置之格網上計算兩個地形面之差值，以獲得地形高程之變化，並根據格網之大小計算其面積與體積。 圖 2-4.6 為地形變動示意圖。

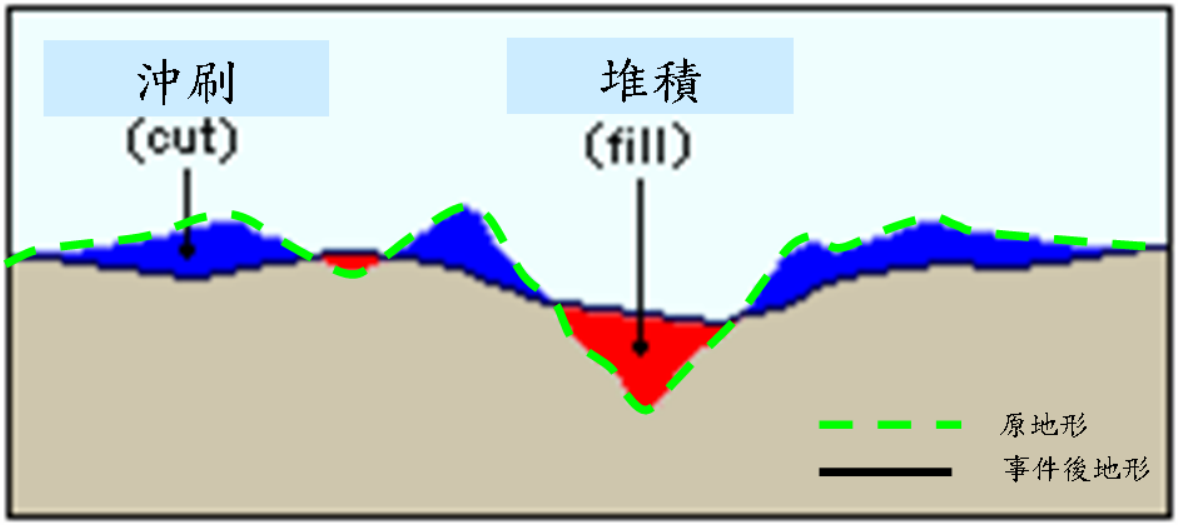


圖 2-4.6 地形變動示意圖。

B. 斷面估算法

為得知壩體土砂變化情形，必須先量化河道斷面面積，由 2-3.2 節中，本計畫將於堰塞湖壩體分別實施三期斷面測量，以各期測量成果計算斷面面積，面積計算方式如 圖 2-4.7 所示。將斷面總面積視為許多個別梯型面積的集合，相鄰斷面轉折點 高程至海平面 距離分別視為梯型之上底與下底，相鄰間距則為梯型之高，運用梯型面積公式即可求得單一梯型面積。

$$A_1 = \frac{1}{2}(Z_2 + Z_1) \times \Delta X, \quad \Delta X = X_2 - X_1$$

其中，A_1 為下圖中第一個梯型面積， Z_1 及 Z_2 為斷面兩端高程，ΔX 為斷面累距差。最後將所有梯型面積相加之總和，即為此一斷面之面積 ΣA。

$$\Sigma A = \sum_{k=2}^{n} \left[\frac{1}{2}(Z_k + Z_{k-1}) \times \Delta X \right], \quad \Delta X = X_k - X_{k-1}$$

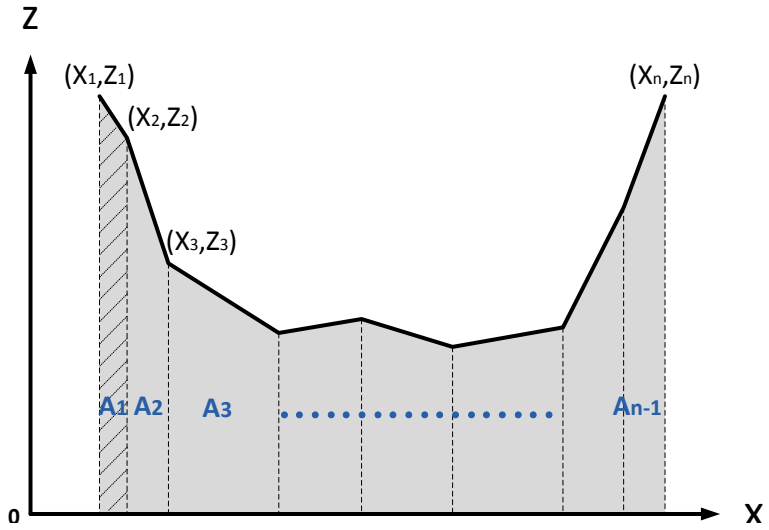


圖 2-4.7 斷面面積計算示意圖

以前述方法，運用前後期斷面資料分別求得前後期斷面面積，為能延續執行前期計畫河道測量成果之完整性與一致性，斷面測量必須依循前期計畫所選定之斷面位置，相同斷面之前後期面積差異值即表示該斷面前後期土砂之沖淤量，前後期斷面面積差異計算示意圖如 圖 2-4.8 所示。

$$\Delta A = A_{after} - A_{before}$$

其中， A_{after} 為後期橫斷面面積，A_{before} 為前期橫斷面面積，ΔA 為前後期斷面之面積差。ΔA 為正值表示該斷面為淤積，負值則表示該斷面為沖刷。以 ΔA 值之正負即可清楚表示該斷面之沖淤變化情形。

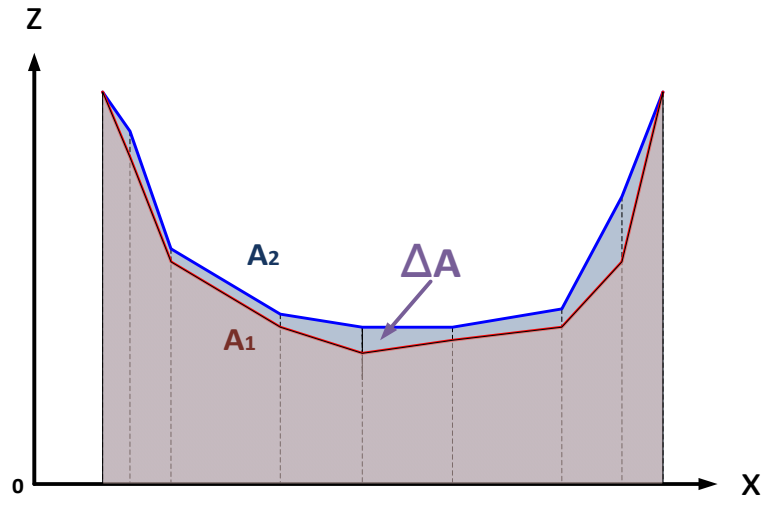


圖 2-4.8 前後期斷面面積差異計算示意圖

求得斷面前後期面積差距後，可再進一步估算出壩體土砂變化量。將壩體土砂變化量視為一立方體，採用相鄰斷面前後期面積差異值分別作為立方體上底及下底，相鄰斷面間距作為立方體高，使用立方體體積計算方式可計算出相鄰斷面間壩體土砂變化量 V，壩體土砂變化量體積計算示意圖如 圖 2-4.9 所示。

$$V = \frac{1}{2}(\Delta A_1 + \Delta A_2) \times \Delta L$$

其中，V 為相鄰斷面間壩體土砂變化量，ΔA_1 與 ΔA_2 分別為相鄰兩斷面之斷面面積變化量， ΔL 為相鄰斷面間距。分別求出各斷面壩體土砂沖淤量即可得知堰塞湖壩體土砂變化情形。

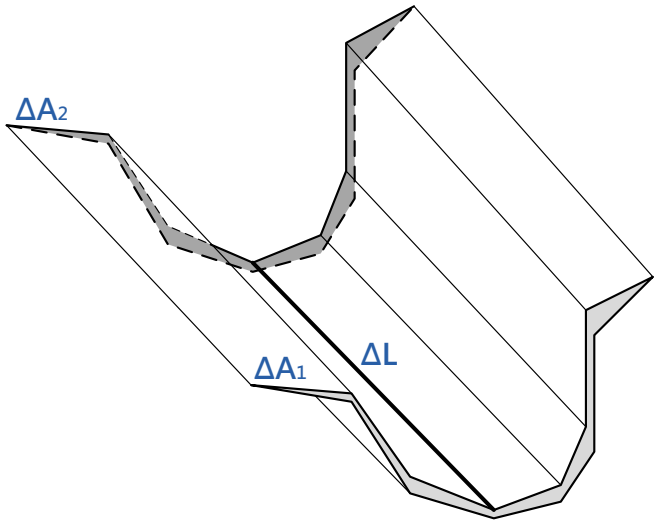


圖 2-4.9 河道土砂變化量體積計算示意圖

應用前述兩種不同的方法，可以針對堰塞湖之水下體積，以及天然壩堆積區之土體，進行蓄水量或是堆積量的分析工作，另搭配斷面測量 (2-3.2 節) 與水下測量 (2-3.3 節) 之方法，可推求天然壩體積與堰塞湖區之蓄水量。

2-5 壩體穩定性分析

在堰塞湖形成後，除了立即實施緊急調查與監測作業外，最重要之工作，在於堰塞湖之緊急評估工作，評估之的項目，包括有堰塞湖可能之破壞型態評估、潰壩尖峰流量估算與對於下游社區安全性影響初步評估，其後依據緊急危險度初步評估結果，提出緊急處理對策建議。

堰塞湖形成後之初步調查評估階段，由於天然壩體安定性評估之相關重要參數不易於短時間內取得，故僅能依據初步調查成果提出概略性之危險度評估結果，在完成初期階段之緊急危險度評估後，可大致掌握堰塞湖對於下游社區之危害程度，並決定堰塞湖之緊急處置方法。

堰塞湖天然壩組成材料為崩塌地碎屑之自然堆積物，粒徑大小不一，且壩體幾何形狀、堆積型態與地形、地質條件關係密切複雜。天然壩潰壞時可能因天然環境及材料因素造成數個不同的破壞機制，因此天然壩的穩定性評估極為複雜。根據現有文獻，目前工程科技仍缺乏有效考量地形、地質、水文、材料及不同破壞機制之天然壩穩定性評估方法，使得災害防救單位面對堰塞湖天然災害時，無法快速且準確評估天然壩破壞對下游保全對象的影響程度，造成防救災對策研擬困難。

根據現有之堰塞湖案例分析，堰塞湖存在時間可能達一年以上，亦可能僅數小時，天然壩穩定性為影響其壽命的主要原因之一。當天然壩破壞時，壩後水體將混合壩體材料向下游移動，若壩體於極短時間內破壞潰決，則將造成洪峰流量增加，威脅河流兩側居民生命財產安全。

堰塞湖形成後除會引起上游迴水淹沒外，壩體蓄水潰決時並會造成下游地區發生嚴重之災害。故於堰塞湖形成後，若干重要問題必須於短時間內完成評估，作為後續緊急評估與減災對策實施之依據，包括：

1. 壩體安定性問題:

壩體安定性問題包括探討壩體可能存留時間 (短期內潰決或長期存在) 與評估內外在條件改變 (如水位上升、開始滲流或溢流、降雨、地震) 與人為擾動 (如開挖溢洪道) 等對於壩體安定條件可能造成之影響。

2. 壩體破壞機制問題

依據壩體地形與地文條件評估壩體可能之破壞形式為驟然潰決破壞或逐漸沖刷破壞 (滑動、管湧破壞、溢流或混和型破壞)，並依據壩體破壞機制分析結果訂定潰壩警戒基準。

3. 潰壩災害影響範圍：

包括水位上升時間與淹沒範圍之預測與不同潰壩形式之洪水在害氾濫範圍之評估。

本節即針對上述重要議題提出具體之工作方法及步驟，說明如下：

2-5.1 堰塞湖的形成與破壞

A. 堰塞湖的成因與分類

堰塞湖之成因為天然堆積材料阻斷原本可流動之水體，繼而蓄積成湖。根據現有參考文獻分析，形成堰塞湖必須具備下列條件：

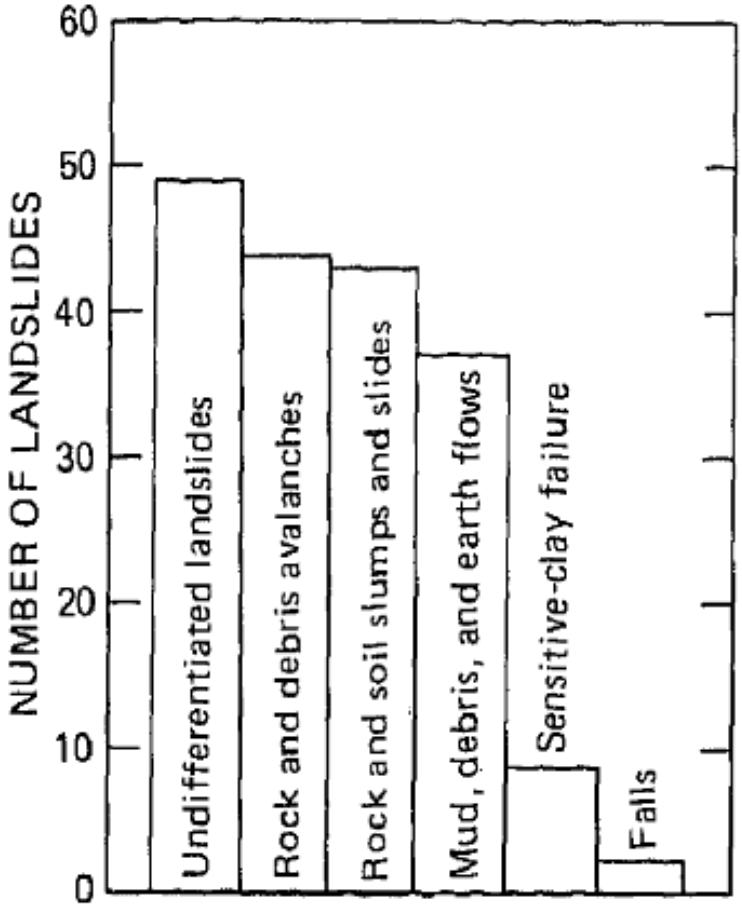
(1)充足的堆積材料來源

(2)堆積材料可到達水流通路

(3)堆積材料自立能力大於水體流動作用力

其中阻塞水流通路之材料來源包括崩塌土石、土石流、火山灰及降雪等[Schuster & Costa (1986), Costa & Schuster(1988)]。

台灣地區堰塞湖天然壩主要為崩塌或土石流提供之大地土砂材料堆積而成。由各國堰塞湖案例分析,可以發現崩塌土方亦為堰塞湖天然壩的主要土石來源。其中包括中國大陸黃河流域、長江流域、西藏藏布江、岷江等流域之堰塞湖案例[Li et al. (1986)，柴等(2001)]、不丹之堰塞湖[Duning (2006)]、土耳其之堰塞湖[Duman (2009)]以及紐西蘭之堰塞湖[Kroup (2005)]皆由崩塌造成。日本地區的天然環境與台灣類似，堰塞湖案例亦相當豐富，[Swanson et al. (1986)，童(2008)]，其中 95%之堰塞湖亦是由崩塌造成。根據 Schuster & Costa (1986) 及 Costa & Schuster (1988)蒐集全世界 181 個大地材料阻塞河道造成之堰塞湖資料，其中有約 67%為土石崩落、土石流以及泥流等造成，其次則為無明顯特徵之崩塌造成，約占所有資料之 28% (圖 2-5.1)。考量台灣環境及現有堰塞湖案例，本計畫僅考量崩塌及土石流等大地材料堆積形成之天然壩穩定性及破壞模式。



[Schuster & Costa (1986), Costa & Schuster(1988)]

圖 2-5.1 堰塞湖天然壩之大地材料來源

一座能抵抗河道水流沖蝕與流動作用力之天然壩，必須有足夠之土砂來源及合適的地形條件。雖然台灣地區地質破碎，河道兩側邊坡常存在大量不穩定之土石。然而，在無外力干擾之狀況下，風化後的地質材料發生大規模掉落或滑動之機率仍低。分析堰塞湖之天然壩土石來源，誘發河道兩側山壁土石鬆動之原因主要包括地震、降雨及融雪、火山爆發等原因。Costa & Suhuster (1988) 分析全球 128 個堰塞湖案例發現，降雨及融雪誘發之堰塞湖約佔 50%，其次為地震誘發，約佔 40%，其餘則由火山爆發及其他原因誘發。以台灣地區為例，草嶺大崩塌造成之 5 次堰塞湖中，3 次由地震誘發，2 次由豪雨誘發[陳(1999)]。921 大地震造成之堰塞湖則是因地震引致之崩塌提供阻斷河道之土石材料。而象神颱風以及莫拉克颱風則為台灣帶來大量降雨誘發多起堰塞湖。因此，地震與降雨為造成台灣堰塞湖之主要誘因。

堰塞湖形成時，河道兩側崩落土砂材料阻斷河道，形成天然壩體。若依照土砂堆積型式分類，可以將堰塞湖概分為六類[Swanson(1986)，Schuster & Costa (1986) 及 Costa & Schuster (1988)] ，如 圖 2-5.2 所示：

第一類 ：崩塌滑動土體未完全堵塞河谷

第二類 ：崩塌滑動土體完全堵塞河谷，並衝上對岸坡面

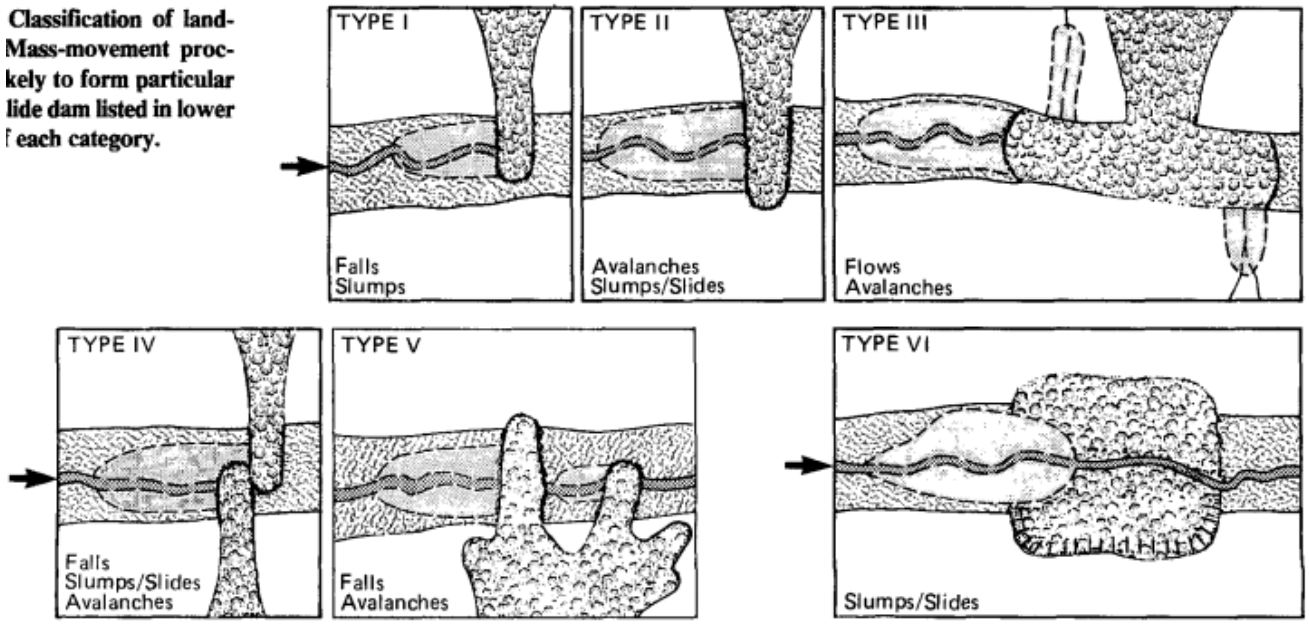
第三類 ：崩塌滑動土體跨越河谷且朝上下游擴大，形成寬厚之天然壩

第四類 ：河谷兩側坡面同時滑動阻塞河道所形成(兩堆積體相接觸)

第五類 ：一次崩塌形成 2 個或 2 個以上之天然壩(連續型)

第六類 ：崩塌滑動土體沒入河中形成水下暗壩

根據 Schuster & Costa (1986) 統計全世界堰塞湖之數據，其中以第二類(44%)與第三類(41%)占多數。



[Swanson et al. (1986)，Schuster & Costa (1986) 及 Costa & Schuster (1988)]

圖 2-5.2 依河道阻斷型式之堰塞湖分類圖

B. 堰塞湖的破壞型式

河道兩側坡地崩塌土體阻塞河道之型式與崩塌地的地質條件、現地地形以及河道寬度有直接關係，不同型式的天然土石壩亦將影響壩體的潰壞機制。

回顧現有參考文獻資料，不論堰塞湖之成因及型式為何，幾乎所有堰塞湖皆位於山區。由於堰塞湖天然土石壩的材料來源為剪力強度較低且鬆散之崩積土石，於山地邊坡上受地震或降雨等因素崩落後堆積並阻塞河道。將堰塞湖土石壩與一般人工建造之土石壩相比，天然土石壩的土石材料有膠結度低，以及材料組成鬆散等特徵。且天然壩形成後並無擋水設施及過濾層等工程輔助結構，無法有效降低壩體內之孔隙水壓，使得壩體強度遠較人工土石壩低。因此大部分堰塞湖土石壩於形成後短時間內便發生破壞。依照其破壞方式，可以概分為溢流破壞(overtopping)、管湧破壞(piping)以及斜面崩塌破壞(slope failure)等三種破壞模式 (圖 2-5.3)，根據 Costa and Suhuster (1988)的統計資料 (圖 2-5.4) 顯示溢流破壞為最主要破壞方式。

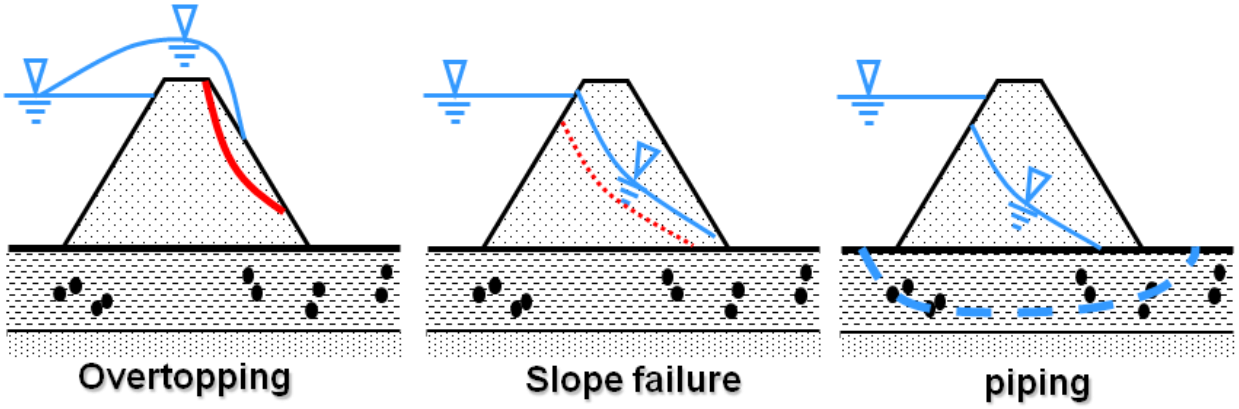
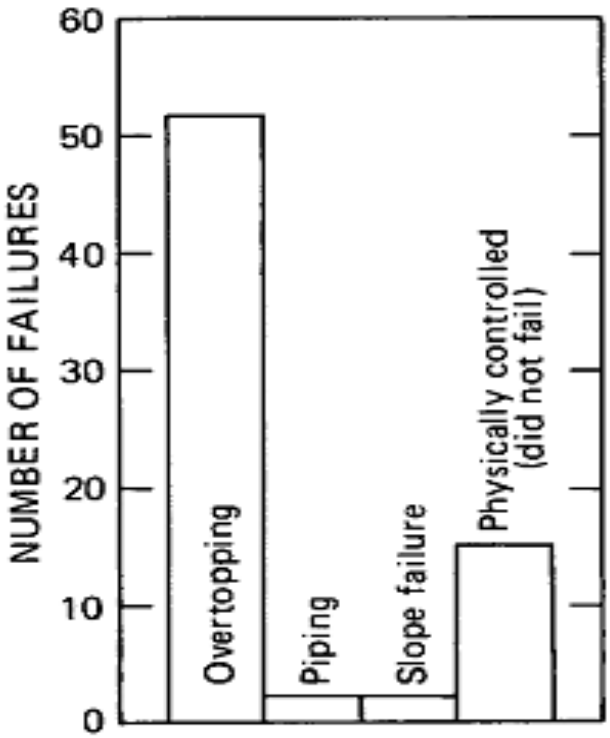


圖 2-5.3 堰塞湖天然壩破壞模式

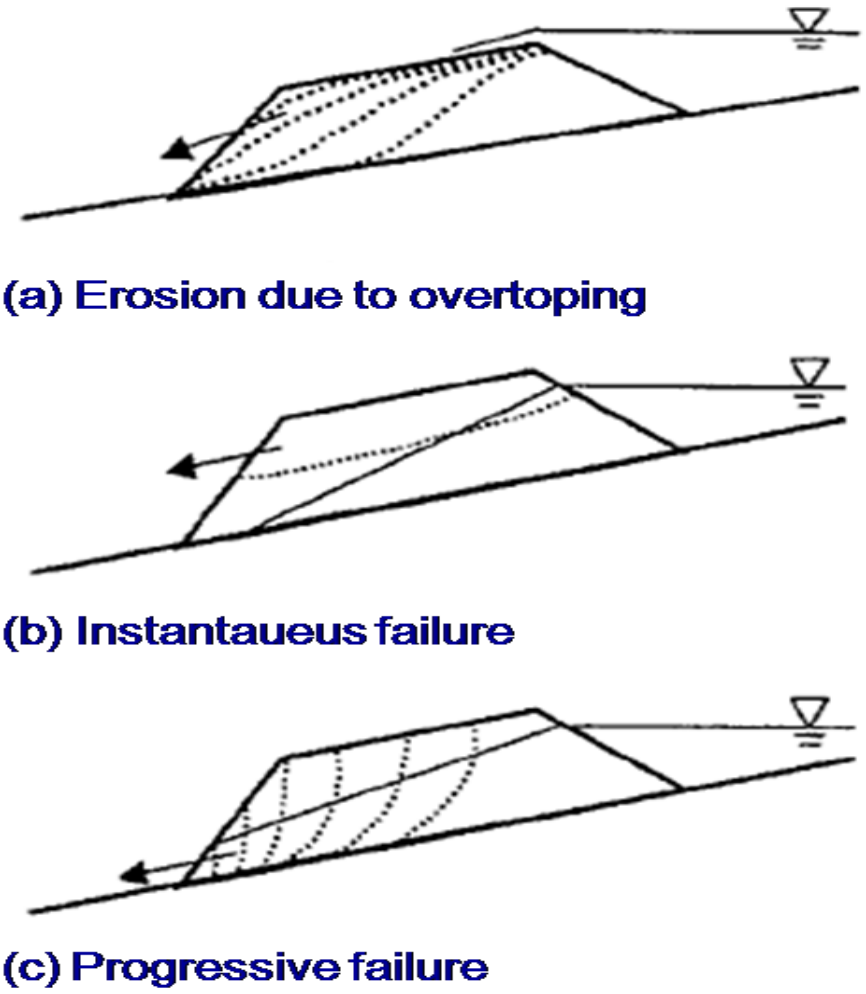


[Schuster & Costa (1986) 及 Costa & Schuster (1988)]

圖 2-5.4 崩塌造成堰塞湖破壞類型統計圖

高橋等(1988)亦提出了三種堰塞湖破壞形式，包括溢流沖蝕 (erosion due to overtopping)、驟然潰決(instantaneous failure)、漸進破壞(progressive failure)等三種破壞模式，如 圖 2-5.5 所示。其中，溢流沖蝕破壞發生於堰塞湖入流量大於滲流量時，湖水水位將持續升高，水位超過壩頂後開始溢流，溢流之洪水將不

斷沖刷壩頂與壩體下游面，使得壩體不斷變薄、變低，終至潰決。驟然潰決型則發生於滲透性較高，剪力強度較低之土石壩，當壩體後方水位逐漸升高達臨界水位時，產生滑動面，壩體突然滑動而潰決。漸進破壞則發生於滲透性極高之壩體，壩趾因管湧現象產生淘刷壩體下游坡腳，破壞面一直沿著坡面往壩頂方向發展至壩頂而潰決。



[高橋保和匡 (1988)]

圖 2-5.5 堰塞湖潰壩類型

Meyer et al. (1994)則針對滲流造成之壩體破壞再分為三種破壞類型，上舉破壞(heave)、管湧(piping)以及內部沖蝕(internal erosion)三種破壞模式。當壩體下方受到向上的滲流時，可能因滲流力造成壩體中之孔隙水壓提高，導致土體的有效應力降低，當壩體內水力坡降達到臨界坡降時，土壤無法抗剪，造成壩體

驟然潰決，此種破壞模式為上舉破壞。而管湧破壞則是因水流通過壩體或壩體下方時，水流的滲流作用將細顆粒帶走，由下游慢慢往上游蓄水體發展直到形成一水流通道，造成壩體產生沉陷及滑動，最後整體崩潰。若天然土石壩形成時，壩體內部已有空隙或地質裂縫，裂縫將發展為水流通道，最後形成內部侵蝕破壞。

由以上分析得知，不同學者在堰塞湖天然壩破壞機制上的描述稍有差異。綜合各學者提出之破壞模式，應可將堰塞湖土石壩破壞型式分為溢流破壞、壩體滑動破壞以及管湧破壞。各種破壞機制與學者建議列於 表 2-5.1。各種破壞模式都是因水體以沖蝕、滲流或是浸潤之方式造成壩體土壤剪力強度降低後破壞。且不論是何種破壞機制皆有可能造成下游河道及地形之改變，甚至造成人民生命及財產的嚴重威脅。

表 2-5.1 堰塞湖天然壩破壞模式

破壞型式	學者建議	破壞機制
溢流破壞	Erosion due to overtopping: 高橋(1988) Overtopping: Costa and Suhuster (1988)	壩體下游面溢流沖蝕破壞
壩體滑動破壞	progressive failure: 高橋(1988) Instantaneous failure: 高橋(1988) Heave: Meyer et al. (1994)	壩體內部滲流造成土體剪力強度降低，使壩體坡面朝下游滑動破壞
管湧破壞	Piping: (a) Costa and Suhuster (1988) (b) Meyer et al. (1994)	壩體下方因管湧造成細粒料流失，使壩體失穩破壞

2-5.2 天然壩穩定性分析方法

由於堰塞湖天然壩的材料變異性大，地形及水文條件依現地變化，由 2-5.1 節 分析，顯示其破壞模式十分複雜。然而，當堰塞湖發生時破壞時，極可能對下游居民造成生命財產之威脅，因此，必須在堰塞湖形成初期便對堰塞湖土石壩進行穩定性分析，供後續規劃緊急應變措施參考。目前，已有多位學者提出堰塞湖天然壩安定性之評估模式，依照各模式評估方法可將其概分為地形因子判定法、多變量指數迴歸統計法以及數值模型評估法。

A. 地形因子判定法

地形因子判定法主要是以壩體與堰塞湖的幾何形狀作為安定性判斷公式的基本參數，以堰塞湖與壩體尺寸作為判斷壩體潰決與否的標準。該方法中以 Canuti at al. (1998) 及 Casagli & Ermini (1999)提出的 BI (blockage index)評估法最早。其蒐集了世界各地的堰塞湖資料，得出 BI 小於 4 為長期穩定之土石壩，BI 大於 5 為不穩定之土石壩。BI 之定義如下：

$$BI = \log\left(\frac{V_d}{A_b}\right) \quad (2\text{-}1)$$

其中 V_d 為土石壩之體積(m^3)，A_b 為堰塞湖之集水面積（km^2）。

然而 BI 指數並非無因次參數，引此 Ermini & Casagli (2003)針對 BI 分析法加以修正並提出 DBI (dimensionless blockage index)無因次分析法。將堰塞湖天然土石壩之穩定性以堰塞湖土石壩之壩高 H_d、土石壩之體積 V_d 及堰塞湖之集水面積 A_b 進行無因次分析，根據 Ermini & Casagli (2003) 蒐集全球 84 個堰塞湖資料分析結果，當 DBI 小於 2.75 可視為壩體穩定，大於 3.08 則壩體不穩定。DBI 之定義如下：

$$DBI = \log\left(\frac{A_b \times H_d}{V_d}\right) \quad (2\text{-}2)$$

由於在 BI 分析法及 DBI 分析法之參考堰塞湖案例中並無台灣案例，因此有必要以台灣之堰塞湖案例對 BI 分析法及 DBI 分析法之適用性進行評估。若以知本溪及龍泉溪兩處堰塞湖資料進行初步評估。可以由 圖 2-5.6 看出知本溪堰塞湖在 BI 之分析法中屬於穩定範圍，但在 DBI 分析法中屬於不穩定範圍。龍泉溪堰塞湖在 BI 分析法中雖尚未超出不穩定之臨界線，但較知本溪堰塞湖偏向不穩定區域。在 DBI 分析法中，龍泉溪堰塞湖則介於不穩定與穩定的模糊地帶。

由現地資料查證，知本溪之堰塞湖於 2005 年 10 月 17 日形成，於 2006 年 5 月 17 日潰堤。龍泉溪之堰塞湖於 2006 年 7 月 15 日形成，目前仍然穩定存在。

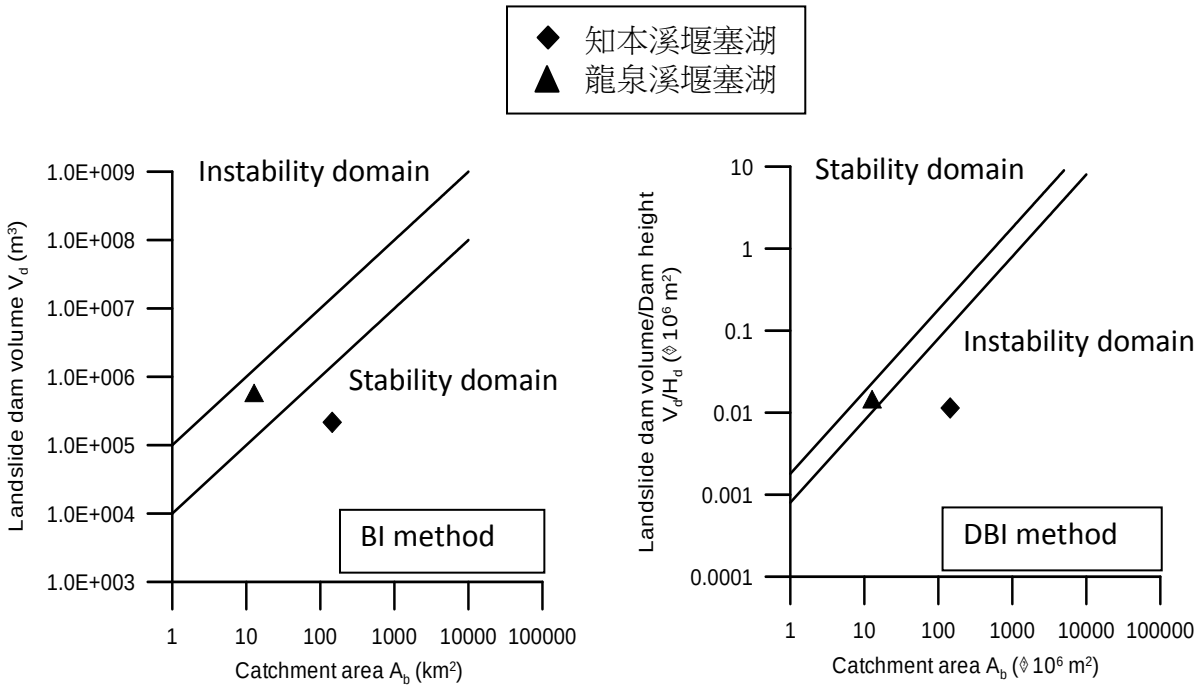


圖 2-5.6 以 BI 及 DBI 分析法進行知本溪及龍泉溪堰塞湖穩定性評估

由以上簡單分析得知，以 DBI 指數分析台灣地區之堰塞湖穩定性較接近於目前現況。然而，BI 分析法及 DBI 分析法中的堰塞湖資料並不包含台灣歷史資料；對於台灣地區特殊之氣象、水文及地理條件，有必要對 DBI 之建議評估參數加以修正，以建立適合台灣地區之預測模型。

B. 多變量指數迴歸分析法

針對紐西蘭地區之堰塞湖，Korup(2004)應用 BI 分析法及 DBI 分析法進行安定性評估，卻發現上述兩種方法皆不能有效區分紐西蘭地區堰塞湖壩體之安定性。分析其主要原因包括堰塞湖資料的不精確、堰塞湖及壩體幾何參數未明確定義、BI 分析法及 DBI 分析法判別式中未包含地質參數等原因。有鑑於此，學者陸續提出利用多變量指數迴歸分析方法進行堰塞湖安定性評估，於壩體安定性分析中新加入了流量、地質狀況、山崩水平滑距等 17 個參數進行堰塞湖天然壩安定性評估[童煜翔(2008)，Dong et al. (2009)]。

多變量指數迴歸分析法是指預測模型含多個自變數的迴歸分析法。其主要是預先找出因變數與其他自變數間的數量關係，進而建立數學模型，並預測其它不同自變數所產生之結果。根據童煜翔(2008)及 Dong et al. (2009)建立之預測模式，在模式考量之所有參數中以集水區面積 A_w、尖峰流量 Q、山崩水平滑距 S、壩高 H_d、壩長 L_d 以及壩寬 B_d 對壩體安定性影響最鉅，經評估後，最佳預測模型中僅需考量尖峰流量、壩高、壩長以及壩寬便可以對壩體安全性進行評估。評估模式應用方法是以判別分數 $Y-Y^*$ 以及羅吉斯分數 L 大於零時，堰塞湖天然壩處於穩定。經童煜翔(2008)及 Dong et al. (2009)利用世界各地既有之堰塞湖資料對模式進行評估，成效最好之評估模式中的判別分數 Y-Y*以及羅吉斯分數 L 定義為：

$$Y - Y^* = -2.94\log Q - 4.58\log H_d + 4.17\log L_d + 2.39\log B_d - 2.52 \quad (2\text{-}3)$$

$$L = -2.555\log Q - 3.64\log H_d + 2.99\log L_d + 2.73\log B_d - 3.87 \quad (2\text{-}4)$$

圖 2-5.7 及 圖 2-5.8 為應用多變量指數迴歸分析法分析日本 43 筆堰塞湖案例的安定性結果。其中，若以判別分數 Y-Y*以及羅吉斯分數 L 將對龍泉溪堰塞湖進行安定性評估，判定結果為壩體穩定，此與現況吻合。

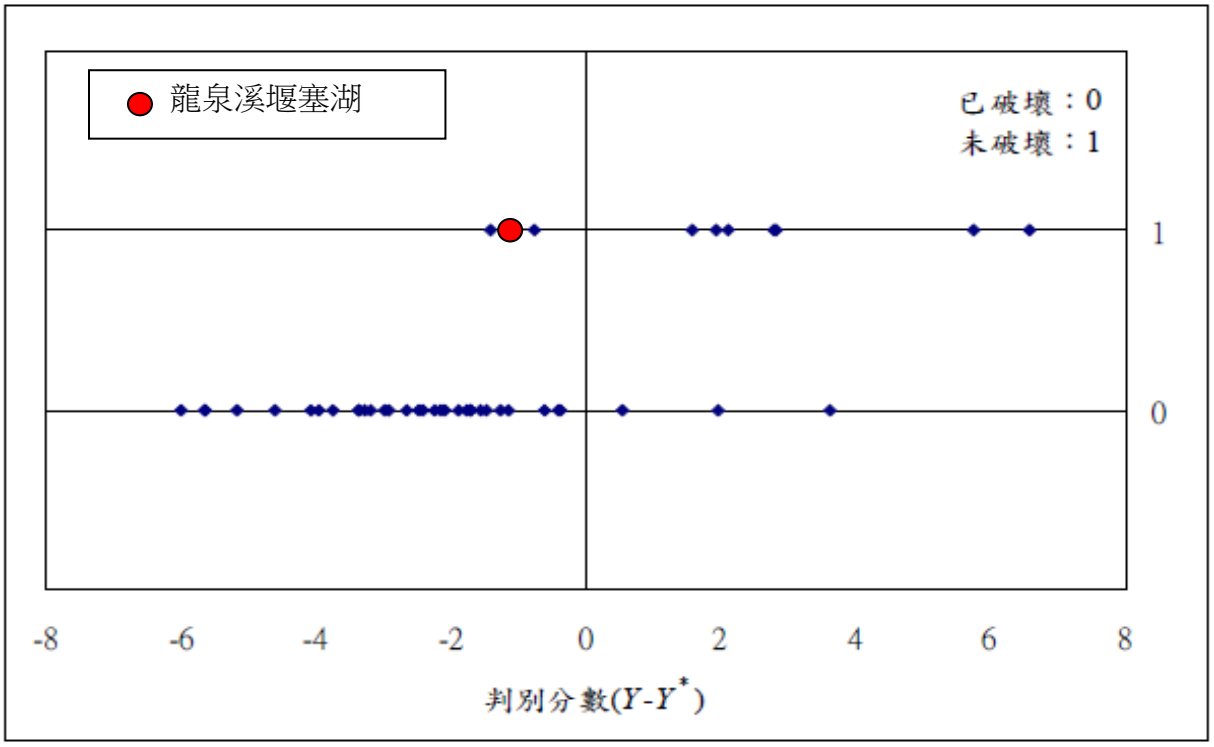


圖 2-5.7 以判別分數 Y-Y*評估堰塞湖穩定性[童煜翔(2008)及 Dong et al. (2009)]

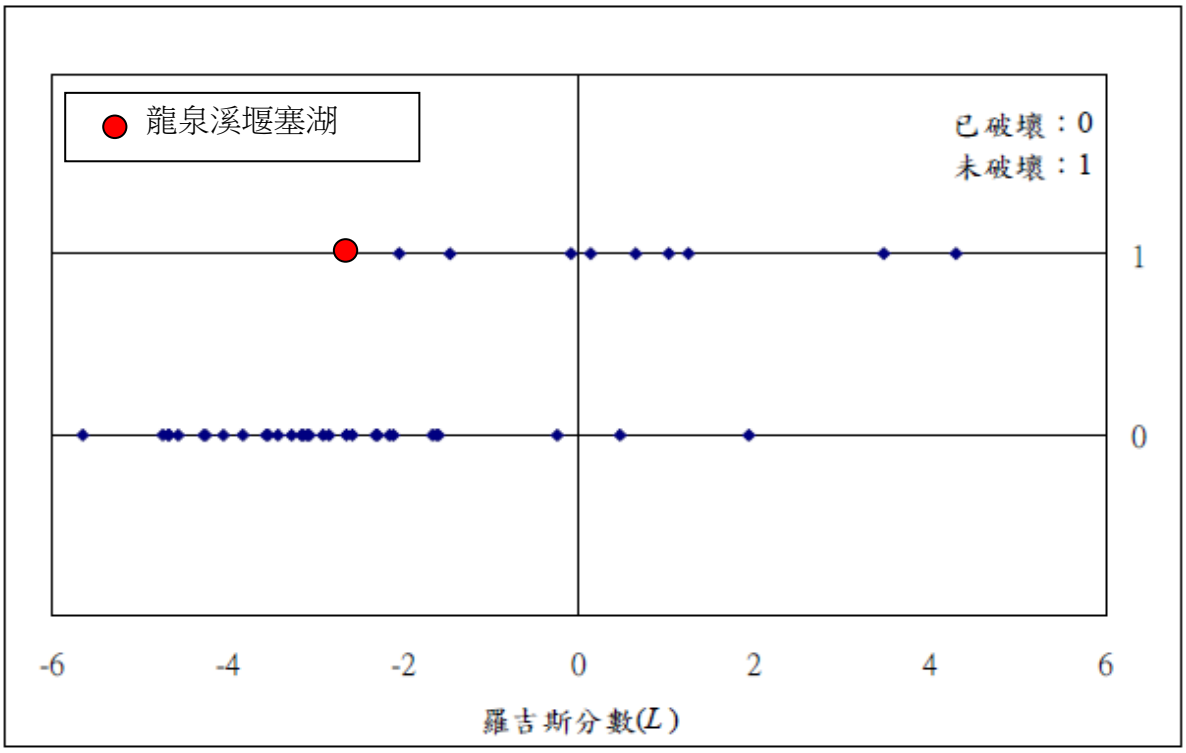


圖 2-5.8 以判別分數 L 評估堰塞湖穩定性[童煜翔(2008)及 Dong et al. (2009)]

C. 數值模式法

地形因子判定法以及多變量指數迴歸分析法中所含分析參數皆為天然土石壩及堰塞湖之形狀參數。雖然上述兩種方法是根據大量歷史資料進行迴歸分析，其準確度應可隨著資料量增多而提高，但兩種分析法中並無土壤剪力強度、孔隙率以及滲透性等土壤材料參數。由本節中堰塞湖土石壩破壞模式初步分析，所有壩體破壞模式皆為水體造成土壤剪力強度降低，使壩體失穩後破壞。因此，壩體破壞評估時若能考量現地土砂材料參數，並對 表 2-5.1 中不同之破壞機制進行力學分析，將更能準確評估壩體安定性，供工程人員緊急處置。然而，堰塞湖天然土石壩為崩積土石自然堆積而成且粒徑大小不一，土石材料具有非均質、非均向之特性，因此，在取得壩體材料參數時較困難。因此，以數值模型評估壩體安定性之相關文獻較少。

針對溢流侵蝕破壞評估，Kim & Kim (1999)提出根據顆粒慣性區間的土砂混合流蓄水方程式，並以動態庫倫定律評估非凝聚土壤在非穩態流下之侵蝕率。圖 2-5.9 為 Kim & Kim (1999)提出之模型與室內實驗比較之結果。此一模型目前尚未經過與現地天然土石壩驗證。

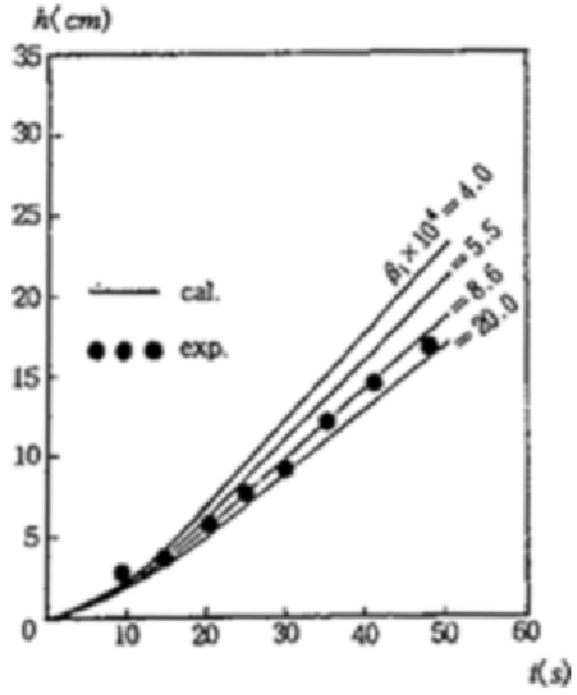


圖 2-5.9 溢流侵蝕破壞評估室內模型試驗結果[Kim & Kim (1999)]

於壩體坡面穩定分析則主要以極限平衡法為主，其原理為比較不同假設破壞面之下滑力與抗剪力，當下滑力大於抗剪力時，邊坡有滑動可能，使安全係數小於 1 [Bishop (1955), Janbu (1973), Fredlund et al (1980)]。邊坡穩定分析已發展多年，可利用套裝軟體 PCSTABL、STABL、FLAC、FLAC/SLOPE 以及 PLAXIS 等軟體進行穩定分析。其中，STABL、PCSTABL 是根據極限平衡理論以切片分析法對圓弧滑動面、一般滑動面及塊狀滑動面進行安全係數計算。上述兩程式皆可對非均質土壤、異向性土壤、靜態地下水、地震荷重、加勁土壤等不同邊界條件之壩體邊坡安全性進行分析。FLAC 程式是以有限差分法分析土壤及岩石材料的變形行為。針對邊坡穩定分析 FLAC 程式進一步開發了 CAE 軟體 FLAC/SLOPE。圖 2-5.10 為經濟部水利署研究報告中以 FLAC/SLOPE 分析草嶺潭堰塞湖之網格。藉由視窗化介面可較清楚描述邊坡破壞及變形行為。

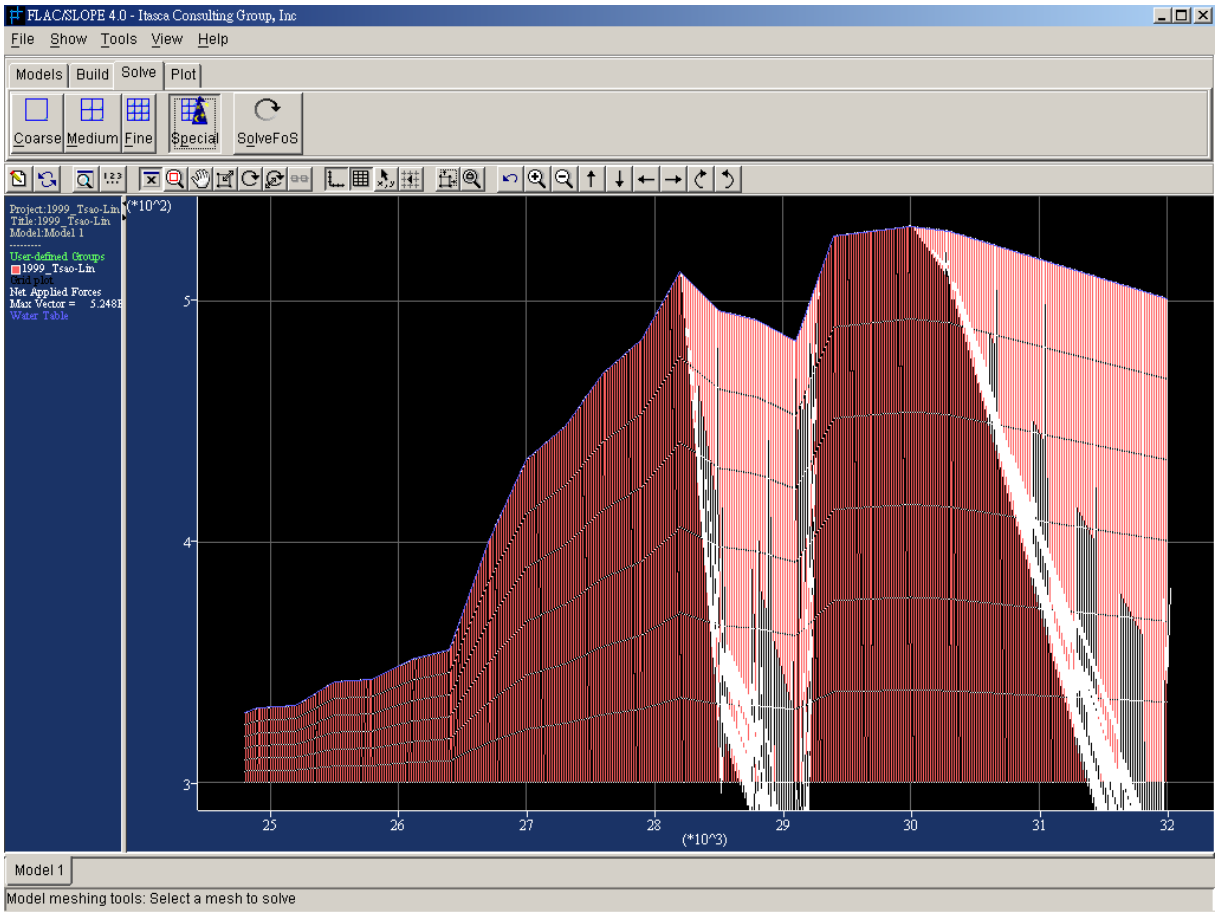


圖 2-5.10 草嶺潭分析所採用的網格示意圖[經濟部水利署(2004)]

FLAC/SLOPE 以及有限元素軟體 PLAXIS 採用之方法與 PCSTABL、STABL 等軟體採用之切片分析法不同，其採用之方法為剪力強度參數 C′—ϕ′折減法，此方法並非以給定假設破壞面後進行力平衡分析，而是以折減剪力強度參數中的有效凝聚力 C′與有效內摩擦角 ϕ′，直到邊坡發生滑動破壞為止。同樣之方式亦被有限元素軟體 PLAXIS 採用。圖 2-5.11 為以 PLAXIS 分析壩體穩定，破壞前後之變形比較。程式中經折減後之凝聚力 C_f'與摩擦角 ϕ_f'分別為

$$C_f' = \frac{C'}{SPF} \qquad (2\text{-}5)$$

$$\phi_f' = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\phi'}{SPF}\right) \qquad (2\text{-}6)$$

由 圖 2-5.12 可以看出，以傳統切片法（BSM）與有限元素法（FEM）結合 C′—ϕ′折減法所得之壩體邊坡破壞面不盡相同。

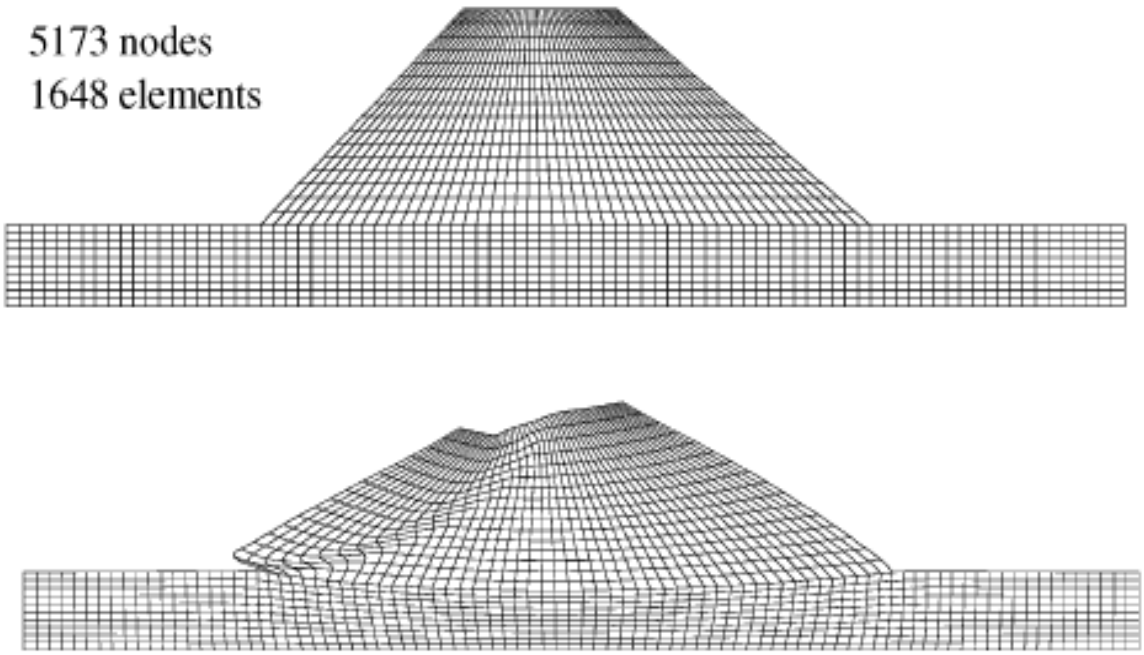


圖 2-5.11 PLAXIS 應用於土石壩變形分析[Chang & Haung (2005)]

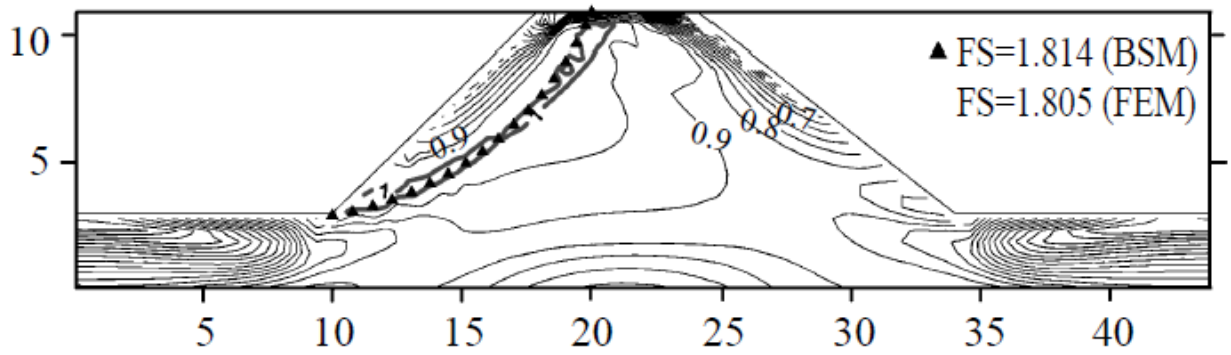


圖 2-5.12 傳統切片法與 C´—φ´折減法所得壩體邊坡破壞面差異比較[Chang & Haung (2005)]

管湧及滲流破壞分析則可應用有限元素軟體 PLAXFLOW 進行分析，圖 2-5.13 為 PLAXFLOW 對土石壩滲流之流場分析成果。至於壩體受地震力作用時之穩定分析則可以應用有限元素軟體 PLAXIS 中的 dynamic 模組，或採用 Zhou et al. (1991)及 Sica et al (2008)等學者之建議，將受反覆作用力下之土壤行為以自行撰寫之材料組合率與有限元素法結合進行壩體破壞變形分析。

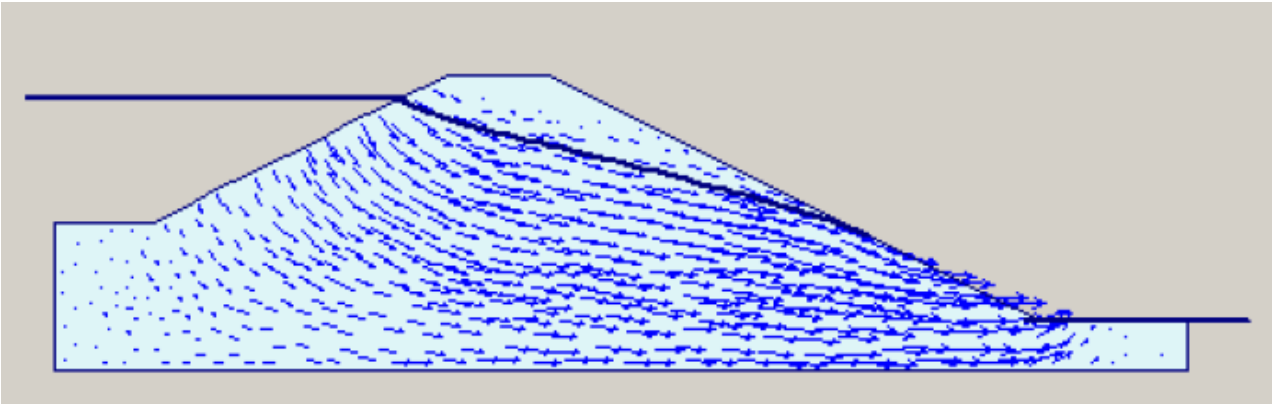


圖 2-5.13 PLAXFLOW 應用於管湧及滲流分析

Awal et al. (2008)考量目前堰塞湖天然壩尚未有一套完整之力學分析方法，及模型試驗觀察後開發了一道可以同時考量滲流破壞、邊坡穩定分析、溢流沖蝕之數值模型。應用該模型於堰塞湖天然壩穩定性之分析流程如圖 2-5.14 所示。此模型模擬結果與實驗結果十分吻合，但其模型試驗所採用之壩體材料為均質均向之砂土，因此仍須修正以符合現地狀況。此外，該模型並未包含管湧破壞分析模式。

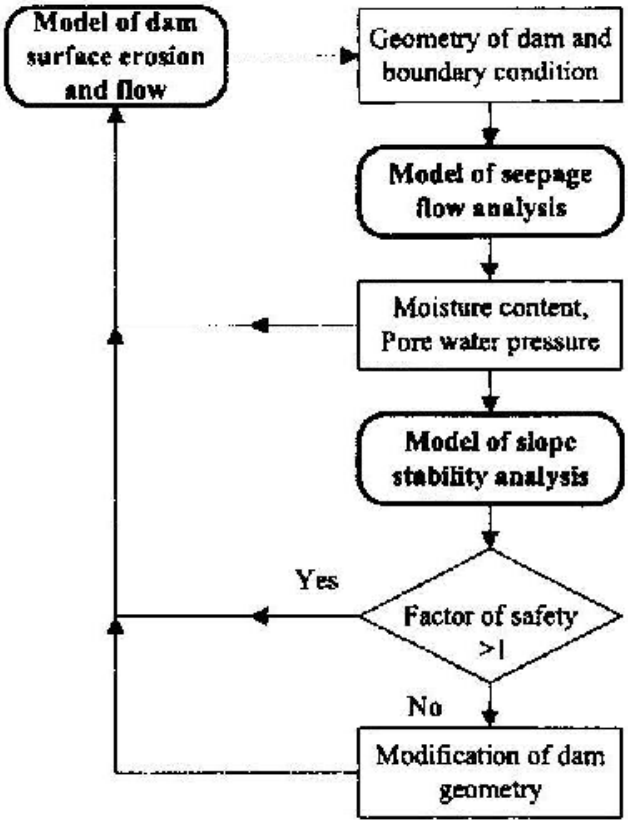


圖 2-5.14 結合滲流破壞、邊坡穩定分析、溢流侵蝕數值模型分析堰塞湖穩定性流程圖[Awal et al. (2008)]

綜合上述，對於堰塞湖天然壩體靜態穩定性分析，目前現有之數值模型應用方向包含分析管湧及滲流破壞、壩體邊坡穩定分析、溢流侵蝕破壞等功能。壩體受動態力作用下之穩定性分析則僅限於壩體邊坡穩定性分析。各項穩定分析可應用之軟體及程式如 表 2-5.2 所示。表 2-5.2 中所列之軟體皆只能對二維壩體進行分析，若需進行三維模擬時，則可採用有限元素軟體 ABAQUS，然而目前三維有限元素分析所需要時間較長，較不適合堰塞湖等緊急災害決策分析用。

由現有堰塞湖天然壩穩定性評估方法比較，地形因子判定法及多變量指數迴歸分析法較適合用於短期堰塞湖穩定性分析，作為防救災緊急處置對策研擬參考。然而，上述兩種方法並未考量壩體破壞機制，因此無法由分析結果推估壩體破壞時引致之洪峰對下游聚落影響。地形因子判定法及多變量指數迴歸分析法中各評估係數主要以國外案例分析所得，因此用於分析台灣地區的堰塞湖天

然壩穩定性時仍須考量台灣環境特性與歷史災害經驗。

表 2-5.2 堰塞湖天然壩安定性分析數值模型及相關軟體

破壞型式	外力型式	數值模型提出學者或應用軟體
溢流破壞	靜態	Kim & Kim (1999) Awal et al. (2008)
壩體滑動破壞	靜態	PCSTABL STABL FLAC FLAC/SLOPE PLAXIS Awal et al. (2008)
	動態	PLAXIS
管湧破壞	靜態	PLAXFLOW Awal et al. (2008)

以數值分析方法評估堰塞湖天然壩穩定性雖然可利用不同分析軟體將不同破壞機制考量於模型中，且可將壩體潰壞變形量化，用以估算可能引致之下游洪峰量。然而，目前尚無一合適之分析模式可同時考量不同之壩體破壞模式。此外，取得數值模型建立所需之壩體形狀、材料參數等基本資訊之方法目前亦無完整的快速方法建議。因此，數值分析方法多用於天然壩長期穩定性分析。

若要以數值方法於堰塞湖發生初期進行堰塞湖穩定性評估，必須快速取得壩體幾何形狀與材料參數。本計畫考量防救災單位對天然壩破壞後引致淹水範圍及影響程度評估需求之急迫性，將採用數值分析軟體 PLAXIS 搭配 PLAXFLOW 將不同破壞模式納入數值模型分析考量，並建立快速取得壩體幾何形狀與材料參數之方法流程，作為數值分析之基本資料。

2-5.3 壩體材料參數取得

堰塞湖天然壩之大地材料參數對數值模型分析天然壩穩定性之結果影響甚鉅。然而，因堰塞湖天然壩多位於集水區上游交通不易抵達之位置，且天然壩組成材料具有非均質、非均向之特性，因此以現地實驗或現地取樣進行室內實驗以決定壩體材料參數的難度相當高。

回顧現有土壤力學參數決定的相關公式，考量壩體材料、幾合型狀及體積變化等關係，驗證各參數建議公式的可行性，並建立一套參數決定方法，作為數值模型參數決定依據。本計畫採用之數值模型所需參數如表 2-5.3 所示。

表 2-5.3 堰塞湖天然壩穩定度數值模型分析參數表

參數	符號	單位
材料單位重	γ_{unsat}	kN/m^3
材料飽和單位重	γ_{sat}	kN/m^3
滲透係數	k	cm/sec
土壤彈性模數	E	kN/m^2
柏松比	ν_s	-
凝聚力	C	kN/m^2
摩擦角	ϕ	o
膨脹角	ψ	o
孔隙率	e	
最大孔隙率	e_{max}	
最小孔隙率	e_{min}	

為驗證本計畫建立之參數選擇方法所得各項參數可合理性，本計畫蒐集了相關大地參數建議值[八十七年度西部地區治山防災計畫-台灣西部地區山坡地土壤力學性質基本資料調查計畫、EAU(2004)]，作為參數選擇建議方法之比對資料。以下將各材料參數建議值分述如下：

(1) 壩體材料單位重

堰塞湖天然壩組成材料來源為河道兩側崩塌地，崩塌土石經過滑動及滾動後堆疊成大小不一之土石形成堰塞湖。礫石及崩積土之單位重如 表 5-1.4 所示。

表 2-5.4 堰塞湖天然壩材料單位重及比重

材料		浸水單位重 γ' (kN/m3)	飽和單位重 γ_{sat} (kN/m3)
崩積土		7.5	17.5
礫石	疏鬆	9.0	19.0
	中等緊密	10.5	20.5
	緊密	12.0	22.0

(2) 材料剪力強度

天然壩材料顆粒組成大小不一，主要為碎屑岩塊及崩積土層。考量天然壩剪力強度可以以低塑性粘土之剪力強度作為下限值，以緊密之礫石作為上限值，如 表 2-5.5 所示。

表 2-5.5 堰塞湖天然壩材料剪力強度參數參考表

材料		C'(kN/m2)	ϕ'(o)
崩積土		20	29
低塑性粘土		0	25
礫石	疏鬆	—	30~32.5
	中等緊密	—	32.5~37.5
	緊密	—	37.5~40

(3) 滲透性

壩體滲透性控制管湧破壞及表面沖蝕等破壞機制。越細之材料顆粒，滲透性越低。針對天然壩於不同破壞模式下之穩定性分析時，應考量不同材料對壩體穩定性之影響程度選擇合適之滲透係數 k，如表 2-5.6 所示。

表 2-5.6 堰塞湖天然壩材料滲透性參數參考表

材料	k(m/s)
崩積土	10-8~10-9
礫石	10-4~0.4

(4) 彈性模數及柏松比：

天然壩組成材料之彈性模數及柏松比 ν_s 控制壩體受外力作用時之變形量。彈性模數 E_s 越小，代表材料受壓後的變形量越大。相關建議如 表 2-5.7 所示。

表 2-5.7 堰塞湖天然壩材料彈性模數及柏松比參考表

材料		Es (*) (kN/m2)		ν s
		κ	λ	
崩積土		Es=3000~10000		0.3
礫石	疏鬆	400	0.7	0.25
	中等緊密	1100	0.5	0.25
	緊密	1100	0.5	0.25

註(*) $E_s = \kappa P_a \left(\frac{\sigma_m}{P_a} \right)^{\lambda}$ 其中 P_a 為大氣壓力，σ_m 平均主應力(kN/m^2)

除了上述現有參考材料參數建議，若天然壩形成初期，可進行初步現勘，或掌握充分之現地地形資料則可利用土體體積及顆粒分佈特性取得壩體材料緊密程度及滲透性等參數資料，進而推求剪力強度及彈性模數等材料參數。

當河岸兩側發生崩塌，阻斷河道，堰塞湖開始蓄水，此時天然壩之穩定性必須以尚未發生溢流、滲流及壩體表面邊坡破壞的初始天然壩材料參數進行評估。若經由壩體衛星影像判釋、下游水位變化監測結果及附近居民提供資訊確定堰塞湖天然壩壩體並未發生溢流、滲流及壩體表面邊坡滑動等破壞，則可由崩塌

發生前後地形及高程求得崩塌土體體積 V_s。堰塞湖崩塌土石來源為河岸兩側山壁土石，位於崩塌地滑動面上方岩石的孔隙比一般非常低，而滑動面及解理面的孔隙比則相對高。若假設崩塌面上方土體唯一連續岩體，而現地量測之天然壩體積為 V_d，則堰塞湖天然壩之孔隙率為

$$n = \frac{V_d - V_s}{V_d}$$

而天然壩之孔隙比 e 則可由孔隙率換算

$$e = \frac{n}{1-n}$$

天然壩之滲透係數 k 可由孔隙率 e、均勻係數 C_u 及有效粒徑分別求得。推求滲透係數之建議公式如 表 2-5.8 所列。

表 2-5.8 滲透係數推求建議公式表

適用材料	滲透係數 k (m/s) 建議公式	建議學者
$\frac{D_{60}}{D_{10}} < 5$	$k = C_1 D_{10}^{\ 2}$ $C_1 = \frac{\gamma}{\mu}\frac{e^3}{(1+e)}e$	Hazen (1893)
$1 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 20$	$k = cD_{10}^{\ 2}$	Beyer(1964)
$17 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 100$	$k = \frac{x_{25}}{1000} D_{25}^{\ 2}$	Seiler (1973)

（μ：水的粘滯係數、χ_{25}：修正係數）

堰塞湖天然壩組成材料多為及配不良之碎石，其剪力強度主要決定於顆粒互鎖效應，因此壩體下游面之淤積角度ϕ_d 接近於崩塌土體最疏鬆狀態下（相對密度 D_r=0%）之內摩擦角，即是安息角。當壩體之內摩擦角及孔隙率求得後可由土體緊密程度及 表 2-5.7 推求土壤彈性模數，進行壩體穩定性分析。

然而因天候及交通因素，當現場調查人員抵達現地進行斷面壩體測量時，取得的壩體幾合形狀很可能為經過一次以上溢流後殘存的壩體，此時僅能進行現存天然壩體之穩定性分析。由於壩體體積與壩面坡角均可能遭溢流沖蝕而改變，因此壩體的原始孔隙率無法從崩塌地的崩落土體體積與現存天然壩體積推求，天然壩材料的有效內摩擦角亦無法由壩體面下游側之淤積角度求得。此時壩面下游堆積角度僅可作為外視摩擦角，亦為凝聚力與有效內摩擦角整體反應。

考量堰塞湖天然壩穩定性評估時間緊迫性，現場調查人員最可能對現存壩體進行之試驗為篩分析試驗及滲透性試驗，篩分析試驗可求得壩體材料之粒徑分佈，滲透性實驗可求達壩體之滲透係數。雖然，篩分析試驗及滲透性試驗結果受試驗所選位置影響，但可以以進行多組試驗方式提高所得參數的代表性。因施作現地滲透試驗所需時間及成本較高，因此有效粒徑為決定堰塞湖天然壩材料參數的唯一起始參數，壩體材料之剪力強度、滲透係數及彈性模數等參數都必須由現存天然壩之孔隙率及粒徑分佈推求。

若堰塞湖所在交通及位置完全不允許進行任何試驗，此種狀況下則建議以壩體表面之照片影像進行粒徑分佈分析[Casagli et al. (2002)]，再依粒徑分佈曲線上之有效粒徑以碎形理論估計原始未破壞壩體之壩面安息角ϕ_d，作為其他材料參數推求之起始參數。堰塞湖天然壩材料參數推求建議流程如 圖 2-5.15 所示。

此外，壩體下游測淤積角度可以利用匡&高橋(1988)及郭等(2010)之塊體變形理論由崩塌地崩落土方幾何形狀推求。所得之淤積角度可與碎形理論求的之安息角比對，作為參數選定之參考。

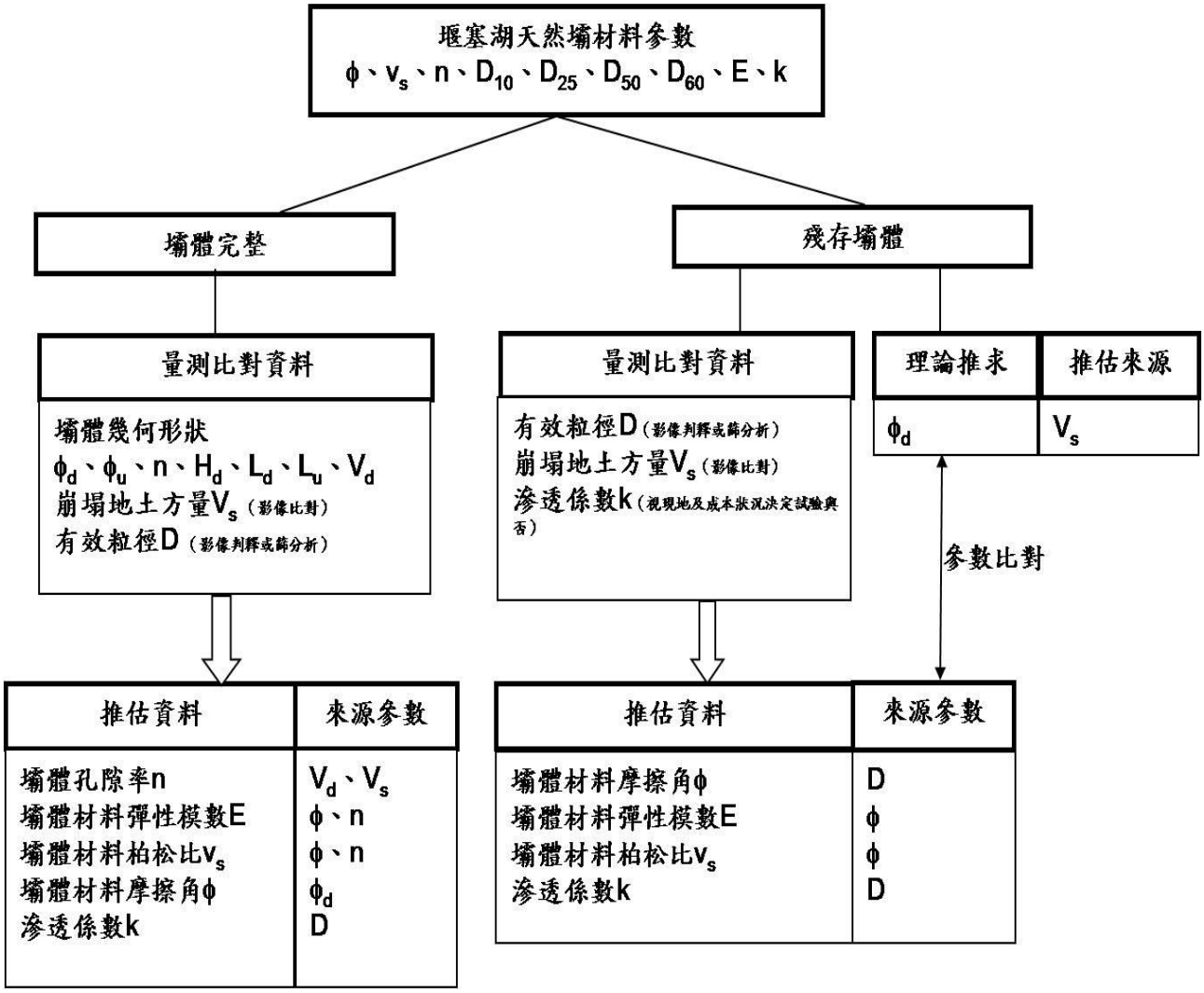


圖 2-5.15 堰塞湖天然壩材料參數推求建議流程圖

2-6 潰壩水理演算及影響範圍評估

堰塞湖之形成主因為大量土體堵塞河道，此類土體多為鬆散堆積型態，易受水流侵蝕或颱洪暴雨時期之洪水所破壞，後方蓄積水體失去支撐而形成洪水波向下傳遞，超越下游社區或工程結構物之防洪標準而形成災害。此類特殊水理現象可藉由模式計算其潰壩水理演算，針對堰塞湖發生潰壩的情況，評估潰壩後下游社區可能致災之影響範圍及影響程度。

2-6.1 水理演算模式說明

HEC-RAS (River Analysis System) 是美國陸軍工兵團水文工程中心 (U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, 簡稱 HEC)，自 1995 年起研發的一維網路型河川定量流水理模式，為 HEC 新世代水文工程軟體的一份子，除了包含亞、超臨界流及混合流態之河道水理計算外，並可針對橋樑、涵洞、堰、堤防、溢洪道及其他河工結構物進行水理模擬，提供 WSPRO 模式之橋墩沖刷估算，亦能進行河道改善工程及洪水平原管理、洪災保險等行洪區逾限利用之評估。模式於 3.0 版(2001 年) 後更加入網路型河川變量流模擬程式，使得 HEC-RAS 模式除了前述之功能外，更可模擬潰壩、潰堤、蓄水區、抽水站、壓力涵管、溢洪道等現象。HEC-RAS 模式於演算結果可靠性及實務功能完整性曾獲得美國 FEMA 認證，其多樣化實務功能、方便友善的圖型化操作與展示介面能滿足大部分一維水理模擬的實務需求，模擬結果更能直接透過 ArcGIS 與各項基本圖資進行整合，迅速達到模擬結果之實境展示與檢視。故本計畫水理演算選用 HEC-RAS 作為水理分析工具。

HEC-RAS 對於模擬河道水理分析時有一限制條件，當河道坡度大於 10 % 時，本模式較不適用，因此在模式應用時必須先將集水區河道坡度進行分析，坡度 10 % 以上可用水文模式，模擬出口點流量歷線後，再串接 HEC-RAS 水理模式進行模擬 (圖 2-6.1)。

旗山溪堰塞湖之成因為支流二溪發生大規模土石流，大量土砂堵塞河道而形成堰塞湖，而士文溪堰塞湖則為坡面發生地滑，滑落土砂阻塞河道而形成。二處堰塞湖之相同點為堆積土體多為鬆散土體，可能會受水流侵蝕或沖刷使土體破壞，使堆積水體形成洪水波向下游傳遞而造成災害。因此採用此模式進行潰壩水理演算，評估潰壩時洪水波於下游之影響及其影響範圍，可作為堰塞湖潰決後可能致災之影響程度之參考。後續執行 HEC-RAS 時所需四項基本條件：斷面資料、河道粗糙係數、設計流量分析及邊界條件，將其分別介紹如下：

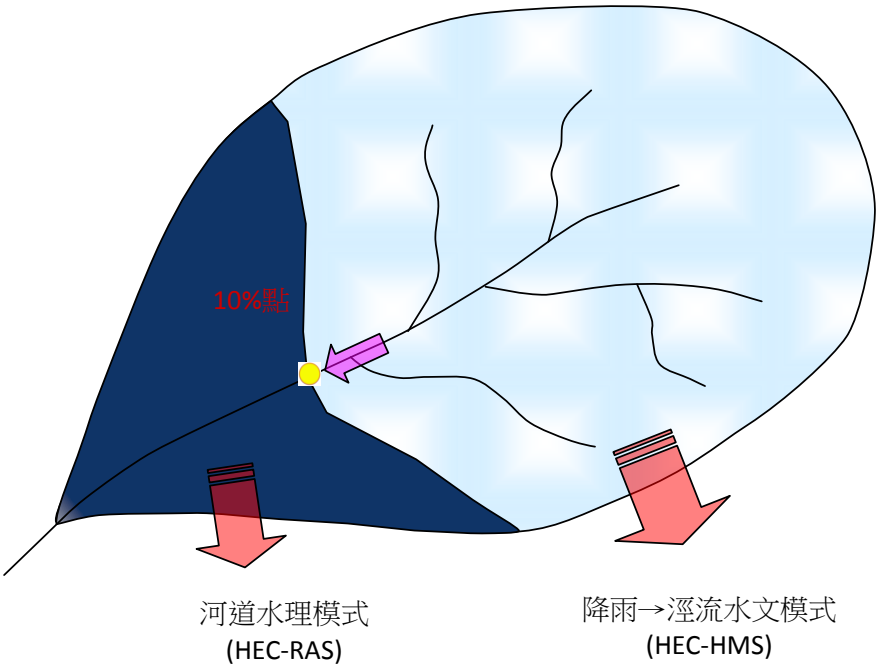


圖 2-6.1 河道水理模擬示意圖

A. 斷面資料

堰塞湖水理分析時所採用的地形資料，河道部份為農林航空測量所於莫拉克風災災後所製作之 5m X 5m 數值地形，本團隊藉由 ArcGIS 軟體擷取斷面資料，藉以作為 HEC-RAS 計算所需之地形資料。堰塞湖湖區地形資料則採用水下地形測量成果作為輸入之地形資料。於 HEC-RAS 模式中，設定一壩體於變量流條件下，模擬範圍內各斷面之水位及流量變化。

B. 河道粗糙係數

旗山溪與士文溪之河道粗糙係數係配合台灣一般河川河道粒徑分佈之河道糙度，其曼寧糙度係數於主河道部份採用 0.035，於主河道兩側灘地或坡面部份均採用 0.045。

C. 設計流量分析

採用堰塞湖周圍雨量站，其雨量資料參考地質調查所於 98 年執行之『集水區水文地質對坡地穩定性影響之調查評估計畫』，引用其水文分析成果，取得 50 年頻率之平均降雨量，配合水利署公佈之各雨量站 SSGM 雨型，可得知各雨量站之 50 年頻率設計降雨量。於降雨逕流之分析過程中，將集水區內，自源頭起至堰塞湖，依據匯流關係劃分為數個子集水區。利用克利金法得到各子集水區之 50 年頻率設計雨型，以運動波模式獲得各集水區之流量歷線，將各集水區流量歷線代入 HEC-RAS 模式做為輸入設計流量條件，以模擬各斷面及溢流口之水理變化過程。

1. 頻率降雨量分析

依據計畫目標集水區鄰近位置之雨量站，收其歷年之雨量資料進行頻率分析，以獲得各雨量站之頻率年設計頻率降雨量，並選取適合之降雨延時頻率年降雨量作為設計降雨量，再者配合雨型分析，將設計降雨量由雨型權重因子分配至各小時之降雨量，可護得各雨量站之設計降雨，作為降雨逕流分析之輸入條件。

2. 降雨逕流分析

利用堰塞湖上游集水區進行運動波計算時之子集水區分區，應用運動波模式計算各個子集水區之流量歷線，再根據匯流關係，可得到堰塞湖入流之設計流量歷線。

有效降雨量的計算，則採用 SCS Method 進行分析，曲線值 (Curve Number) 則依據 TR-55 手冊 (USDA Soil Conservation Service) 之建議值，依據裸露地與原

生林之面積比例權重，設定各個子集水區之曲線值，獲得有效降雨量。

應用數值地形模型，可根據數值地形獲得運動波模式計算所需之參數，包括有子集水區面積、子集水區河道長度、子集水區坡面平均坡度、子集水區溪流平均坡度，另於坡面糙度與河道曼寧係數之推估，則採用 HEC-HMS 操作手冊內之建議，根據不同地表覆蓋與河道型態，給定各個子集水區之坡面糙度與河道曼寧係數。總合上述參數，可彙整為計算參數一覽表，其中參數包括：面積、平均坡度、溪流長度、溪床坡降、徑流曲線值、坡面糙度及河道曼寧係數。

最後，根據運動波模式子集水區參數表之參數設定，分析可推估堰塞湖之設計流量歷線，由此推估之設計流量歷線得知尖峰流量出現之時間，以及其尖峰流量之值，故以此流量歷線與尖峰流量，作為本案之設計流量。

2-6.2 下游社區安全性評估

第 2-5.2 節 中所述之壩體各種破壞機制，皆有可能造成下游流量與輸砂量的突然增加，造成下游兩岸居民處之可能危險，故需應用現有之分析方法，評估下游社區之安全性。

本團隊擬由災害河道測量斷面，由 2-5.2 節分析計算之各種破壞機制並配合 2-6.1 節 潰壩水理計算之流量歷線，得知通過下游社區居民處之最大洪峰流量，而由通洪斷面的計算，評估下游社區是否可以容許洪水通過，若可通過，表示該處社區安全無虞，只需配合軟性工法，如警戒、避難等手段做為治理對策。但，當下游社區無法容許洪水通過時，則需評估洪水淹沒之範圍與深度，訂定所需之工程或撤離方案。

除洪水之檢驗外，土砂材料的移動，同樣會造成下游社區之安全性問題，一旦發生較大規模之土砂運動時，土砂材料伴隨洪水輸送之下游，將造成洪水流量的增加，且因土砂材料之堆積，河床高度逐漸抬升，有效通洪斷面也會逐漸減少，同時也減少了居民處與河道的高差，使得社區之安全性逐漸降低，造成

社區之主要災害。故在評估社區安全性時，除清水流之洪峰流量斷面檢討外，也需加上土石流之洪峰流量斷面檢討，更需由現場調查之成果，評估可能之河床抬升高度，分析在河床變遷情形下，居民聚落之安全與否。

2-7 堰塞湖上游集水區土砂生產、運移及堰塞湖淤積趨勢分析

一、土砂收支模式

集水區內的土砂運動，為一連續且守恆之過程，由土砂的生產開始，經暴雨逕流的搬運，逐漸往下游輸送，而河道因上游來砂量與下游輸出量的差距，而衍生河道上的堆積與侵蝕現象，此觀念為土砂量守恆之分析，同時也說明了集水區內土砂量的變動情形，故定名為集水區土砂收支分析。

本團隊在 2002 年時，與經濟部水利署共同開發集水區土砂管理模式，結合國內外之研究成果，將集水區內之土砂運動定量模式化，模式分為數個重要的模組，包括了：1. 子集水區匯流系統模組；2. 降雨逕流模組；3. 土砂生產模組；4. 土砂輸送模組；5. 土砂收支 (堆積或侵蝕) 模組，各模組根據國內外之研究成果，發展物理式或統計式模型，成功將不同的物理運動機制，在同一集水區系統內進行演算。而此模式歷經多年的應用與修正，已成功應用在台灣的濁水溪、大安溪、大漢溪、曾文溪與高屏溪等主要流域，在工程規劃治理中也多次應用於山區集水區內，如龍泉溪、壽豐溪、烏石坑溪等，為一有效的土砂運動評估工具，各模組在多年的應用成果中，也進行多次的率定與驗證，並補強模組之計算功能，並發表於國際期刊論文中，為土砂分析實務應用上之重要工具，各機制所採用理論，簡列如 表 2-7.1。

1. 子集水區匯流系統模組

土砂管理模式計算之概念是以空間分散、參數集塊 (Spatially Varied, Lumped Parameter) 的觀念，將一集水區根據水系匯流關係，細分成許多具地文水文均一性的子集水區 (圖 2-7.1)，各個子集水區內因具有相同的特性，故可給定其

地文及水文參數，模擬各個子集水區內降雨逕流、土砂生產、土砂輸送，以及土砂收支 (堆積或侵蝕) 的過程，最終，各個子集水區根據其匯流系統，計算整體集水區內，土砂的運動過程，串聯成一整體土砂運動成果。

表 2-7.1 土砂管理模式採用理論

模擬現象	模擬項目	理論方法
降雨逕流	有效降雨量	SCS 理論
	坡面漫地流	運動波理論
	河道水流	運動波理論
土砂生產	地表沖蝕	MUSLE
	崩塌	打荻式或影像判釋
土砂輸送	河道輸砂	輸砂公式
	土石流	平衡濃度公式

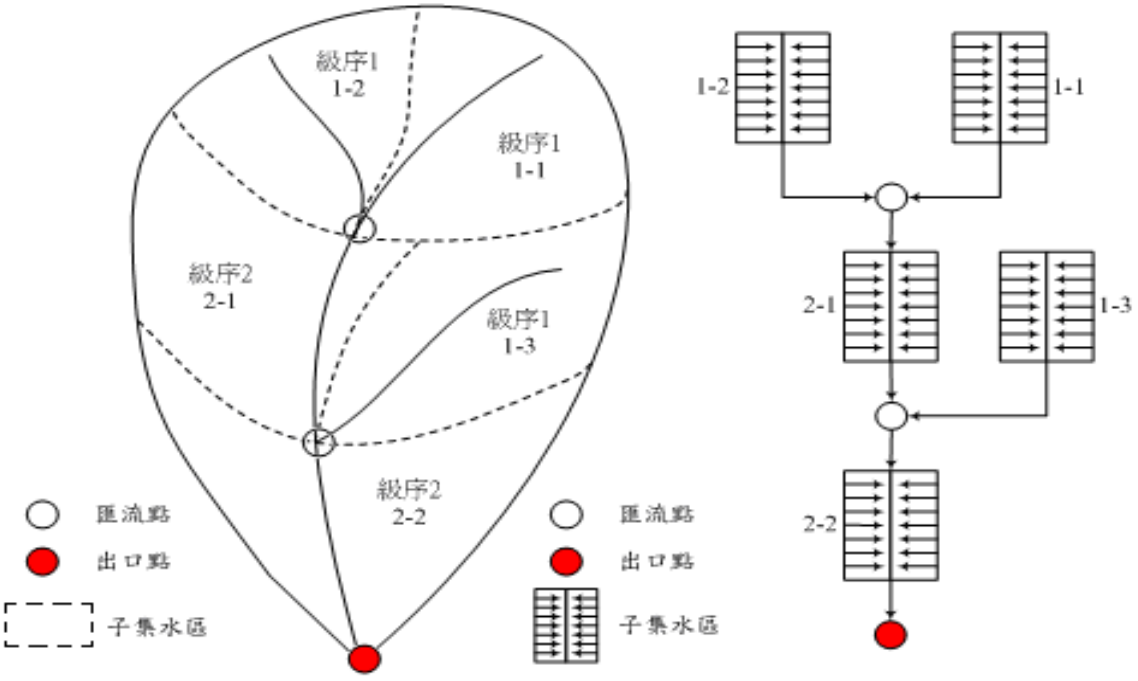


圖 2-7.1 子集水區及河系串接示意圖

在土砂管理模式中，單一子集水區是計算的基本單元，其主要輸入為降雨以及來自上游的水砂，如 圖 2-7.2 所示，將原有子集水區複雜之地形，簡化為兩平面斜坡及中央河道之組合，降雨落於坡面後部分雨水滲入地表下，超滲降雨則轉化為地表逕流並引起表土沖蝕向河道匯集，若降雨持續使得累積降雨量大於崩塌發生之臨界雨量，則坡面發生崩塌地破壞，此土方量亦落入河道形成土砂來源，所有坡面之逕流與土砂材料匯集於河道後，連同來自上游子集水區的逕流與土砂往下游輸送至子集水區出口處，這些程序構成子集水區土砂運動之機制。綜合前述，一個子集水區的泥砂產出量可由降雨逕流演算 (降雨逕流模組)、土砂生產量演算 (土砂生產模組)、輸砂演算 (土砂輸送模組)，以及河道沖淤演算 (土砂收支模組) 四種機制共同完成，將其以概念圖表示如 圖 2-7.3 所示。各項模組之詳細分析方法，說明如下：

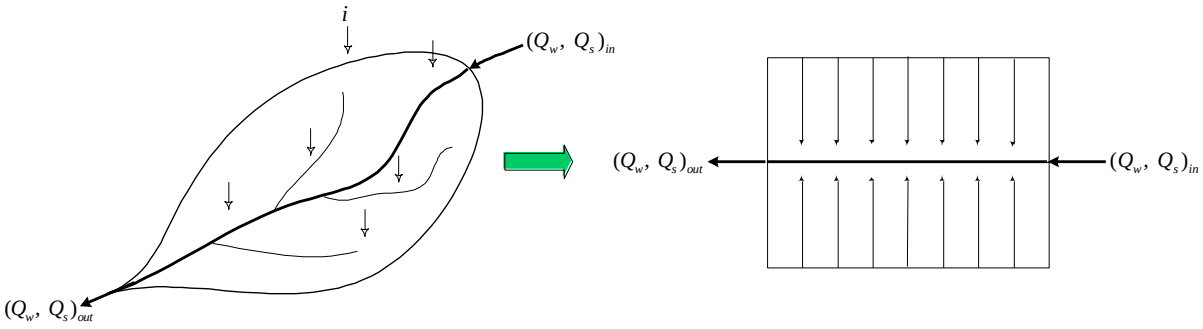


圖 2-7.2 單一子集水區概念化示意圖

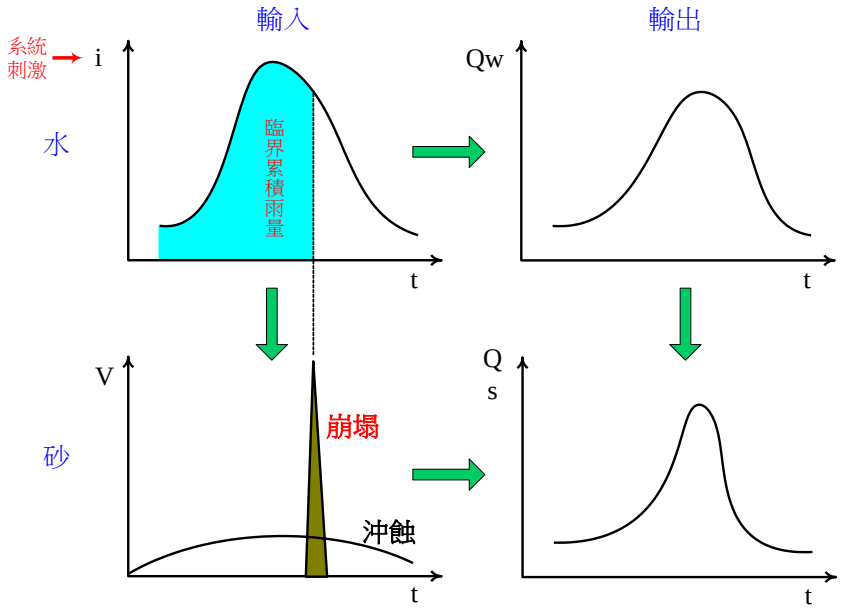


圖 2-7.3 集水區產砂概念圖

2. 降雨逕流模組

■ 有效降雨量

由於 SCS 曲線值模式適合結合衛星影像資料，以及地理資訊系統方法，來求取模式中所需之集水區地文參數，故 SCS 模式在國際上都被廣泛接受為有效降雨量的推估方法，在國內也有不錯的應用成果，因此，本模式以 SCS 曲線值法推求有效降雨量。SCS 曲線值模式係美國水土保持署所創 (Soil Conservation Service Curve Number model，一般簡稱為 SCS Model)，模式之使用只需要決定曲線值 (Curve Number，簡稱 ***CN***) 一個參數即可，***CN*** 值隨土壤種類、土地利用及臨前土壤水分條件而改變，其計算式如下：

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad , \quad P > 0.2S$$

其中，P_e 為累積超滲降雨；P 為累積總雨量；S 為最大滯留量潛勢，其與集水區特性間之關係是透過 ***CN*** 值決定，可以表示如下式：

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

故由上述計算式，可透過 ***CN*** 值的決定，計算出有效的累積超滲降雨量，進而計算有效之降雨逕流歷線。

■ 坡面與河道逕流歷線

超滲降雨如何轉換成谷口輸出之直接逕流歷線，一般採用下列兩種方法，一為經驗模式，如單位歷線模式 (unit hydrograph model)；另一為概念水力模式，如運動波模式 (kinematic-wave model)。單位歷線模式之應用，需要有大量的實測資料做參數檢定、驗證，由於山區各子集水區少有實測資料可供使用，因此並不適合採用單位歷線模式作為逕流歷線的推估方法。因此，本計畫採用運動

波模式為直接逕流歷線之推估方法，其計算方式具有物理模型為基礎，其所需的參數，可藉由地理資訊系統加以估算，同時推估坡面上的漫地流以及集水區河道逕流。

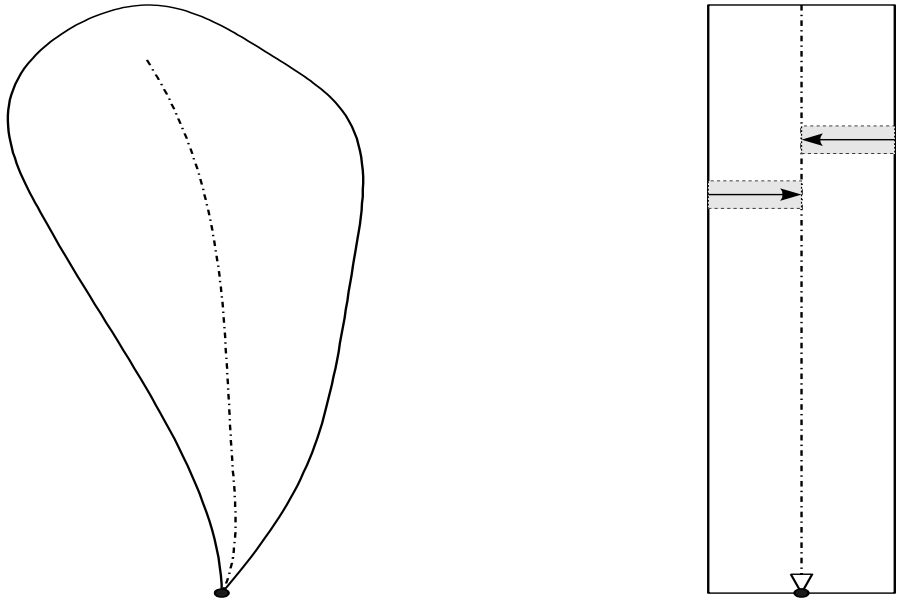


圖 2-7.4 運動波模式之集水區概念化示意圖

如 圖 2-7.4 所示，運動波模式假設集水區為一非常寬廣之渠道，其側入流量等於超滲降雨量，由於漫地流水深較淺，坡面之底床坡度 S_0 與能量坡度 S_f 相近，其能量坡度可由底床坡度近似，則漫地流流量可以表示如下：

$$Q=\frac{1}{N}AR^{2/3}S_f^{1/2}\approx\frac{1}{N}AR^{2/3}S_\circ^{1/2}=\alpha A^m$$

其中，Q 為流量；R 為水力半徑；A 為斷面積；N 為漫地流阻力因子，根據地表覆蓋情形所決定；α 與 m 為與地文因子相關之參數，由於集水區視為寬廣渠道，因此，α 與 m 可以表示如下：

$$\alpha=S^{1/2}/N,\ m=5/3$$

根據明渠水流控制方程式，水流之連續方程式可以表示如下：

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=q$$

其中，***q*** 為側入流量，在此為超滲降雨量。將前述曼寧公式求得之流量與連續方程式結合，則可以得到下述控制方程式，即為漫地流之運動坡方程式：

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\alpha\cdot m\cdot A^{m-1}\frac{\partial A}{\partial x}=q$$

由於上游集水區內之河道坡度陡、水效應小、道窄深、岸儲蓄效應亦小，運動波模式可滿足要求，因此本模式同樣以運動波模式進行河道水理計算，其適用範圍約為河道坡度大於 0.002 (即 0.36^{o})。上述坡面漫地流之運動波方程式，同樣可做為集水區河道水流控制方程式，惟其中 ***q*** 在河道演算中，為河岸兩側坡面漫地流側入流量，***N*** 為曼寧公式糙度係數。

3. 土砂生產模組

在土砂生產模組方面，本模式採用坡面上的崩塌與沖蝕兩種主要的土砂生產機制，作為土砂生產的來源，在崩塌土砂生產量的估算上，本模式提供兩種不同的計算方式，第一種為應用衛星影像自動判釋分析成果，獲得暴雨事件之新增崩塌地面積，進而推估崩塌土砂生產量，而第二種則應用打荻式公式，獲得降雨量與新增崩塌地面積之間的關係，同樣進而推估崩塌土砂生產量；而在沖蝕土砂生產量的估算上，則採用 MUSLE (Modified Universal Soil Loss Equation) 公式，應用前述逕流歷線之計算成果，計算暴雨時期之坡面土砂沖蝕量，其方法詳述如下：

■ 崩塌土砂生產模組

應用衛星影像自動判釋崩塌地為近年來常用之集水區監控技術，因衛星影像

具有高再臨率，大範圍連續監測之特性，加上近年來衛星影像之定位以及空間精度不斷精進，其成果足以提供集水區監測之用。本團隊為福爾摩沙二號衛星影像 (以下簡稱福衛二號，Formosat-II) 之影像處理分送中心，近年來產製衛星影像提供各項防災、規劃治理、空間資訊系統開發等應用，並開發自動崩塌地判釋系統，由衛星影像自動取得崩塌地面積。

若欲應用衛星影像之崩塌地自動判釋成果於土砂收支模式中，各幅影像間的校準為應用上最重要的工作，本團隊除完成影像的正射定位外，更進一步以 2-4.1 節 所述方式，可由前後期衛星影像判釋方式求得崩塌地變化情形。

除應用衛星影像之成果獲得崩塌地擴大面積 (C_a) 之外，土砂管理模式另提供打荻式模組，作為缺少衛星影像時，崩塌地擴大面積之評估計算方法。打荻於 1971 年，應用現地調查與室內分析結果，統計日本四條河川崩塌地新增面積以及累積降雨量之間的關係，得到如下的關係式 (圖 2-7.5)：

$$Y = \frac{C_a}{A} = \alpha \times 10^{-6}(R - R_0)^2$$

其中，Y 為新增崩塌率；C_a 為新增崩塌面積 (平方公尺，如 圖 2-7.6)；A 為集水區面積 (平方公尺)；α 為崩塌特徵係數，R 為累積雨量 (公厘)；R_0 為發生崩塌之臨界累積降雨量 (公厘)。故由該統計式，同樣可獲得單場暴雨下新增崩塌地面積 (C_a)，故可由上述崩塌土砂生產量之計算方法，由單一子集水區之崩塌平均深度，以及坡面堆積土砂孔隙率，三者之乘積獲得崩塌土砂生產量。

在打荻式中，α 與 R_0 為與現地地文條件相關之待定值，可透過研究區歷年來多場暴雨前後之現地調查、航照或衛星影像崩塌地面積比對，獲得多筆降雨量與新增崩塌率數據，再藉由迴歸分析加以估算，根據打荻式於日本數個流域的調查分析結果 (圖 2-7.5)，α 值的範圍約在 0.5 至 4.5 之間，R_0 值的範圍約在 250 至 450 之間，可做為統計打荻關係式時之參考依據。

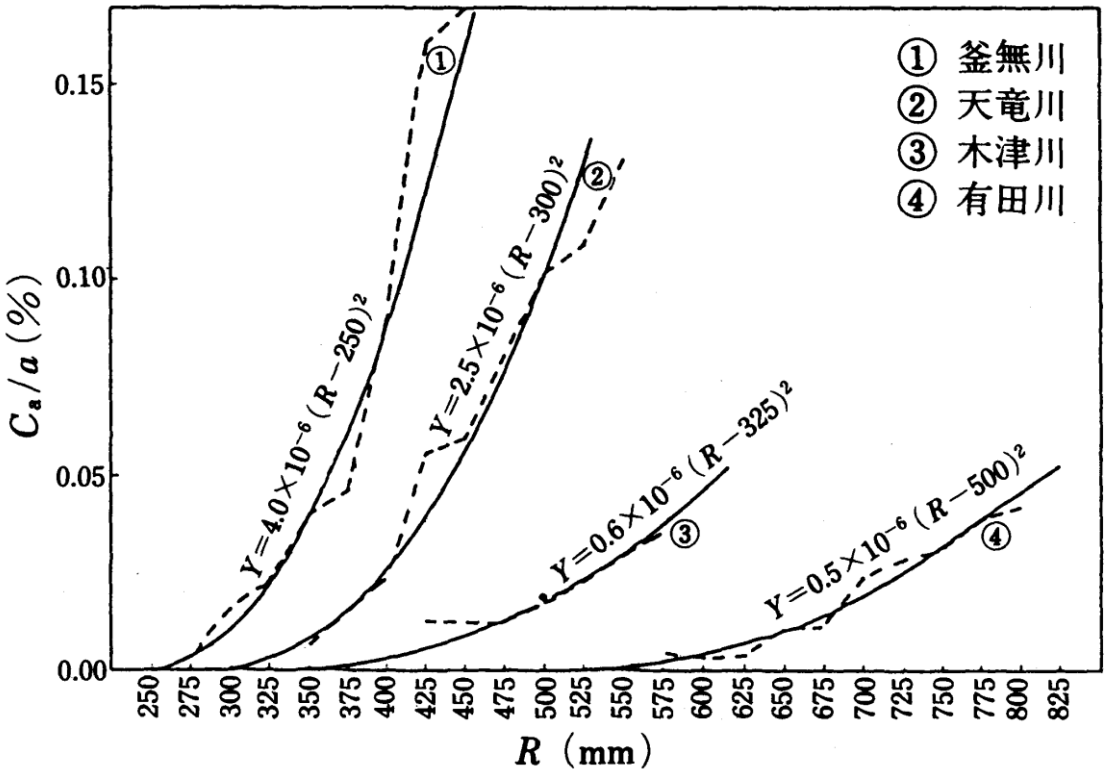


圖 2-7.5 累積降雨量與新增崩塌率之經驗公式 (打荻，1971)

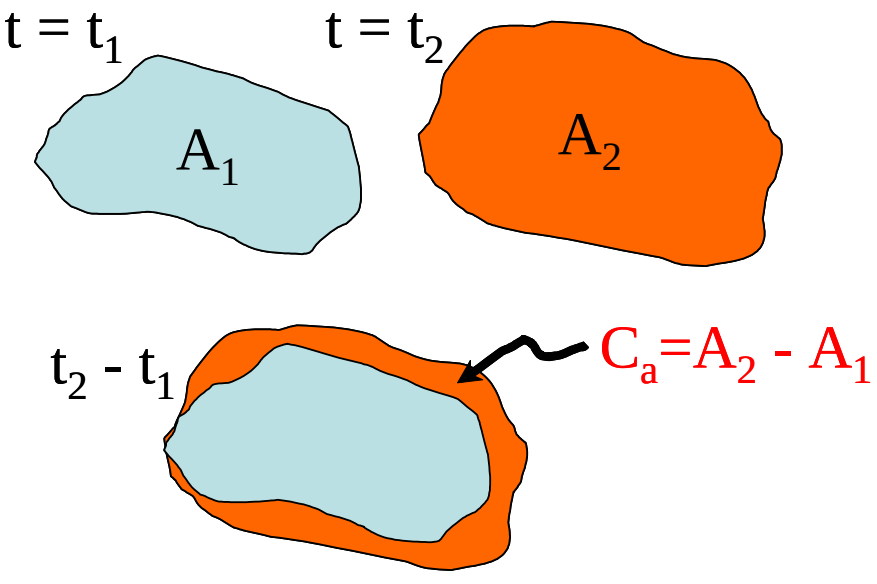


圖 2-7.6 暴雨後的新增崩塌面積之示意圖

■ **沖蝕土砂生產模組**

對於山坡地土壤沖蝕量之估算，國內目前較為常用者為通用土壤流失公式(Universal Soil Loss Equation, USLE)，然其計算時間尺度為年沖蝕土砂生產總量(公噸)，與土砂收支模式以暴雨時雨量之時間尺度有所不符，因此採用修正版通用土壤流失公式 (MUSLE)，估算單場暴雨內之坡面沖蝕土砂生產量，改善 USLE 時間尺度過大公式之缺點。採用 MUSLE 的主要優點有二：1. 配合降雨逕流模式，則不需要再另外估算泥砂遞移因子 (Soil Delivery Ratio, SDR)，2. 可用於估算單場暴雨事件的泥砂產量，茲將 MUSLE 公式簡述及參數推估如下：

$$V_s = 11.8 \times (V_{eff} \times Q_p)^{0.56} \times K_m \times L \times S \times C \times P$$

其中，V_s 為一場暴雨所造成的土壤流失量 (公噸)，考慮到堆積孔隙率及土壤密度，本模式以每立方公尺 1.4 公噸之單位轉換土壤流失量為立方公尺；V_{eff} 為有效降雨量 (Effective Rainfall，單位為立方公尺)；Q_p 為集水區尖峰逕流量 (Peak Flow Discharge，單位為每秒立方公尺)；K_m 為土壤沖蝕指數 (公噸・公頃・年/公頃・百萬焦耳・公釐)。L 為坡長因子。S 為坡度因子。C 為覆蓋與管理因子。P 為水土保持處理因子。各因子之推求方法如下

(1) 土壤沖蝕指數 K_m 值：

萬鑫森及黃俊義 (1989) 依據 Wischmeier and Smith 的列線圖，推算出台灣 280 處土壤沖蝕指數，為目前國內計算土壤沖蝕之依據，並表列於水土保持技術規範內。倘若估算地點的 K_m 值不在此 280 處中，或估算地點因施工或地文特性變遷之故，需進行表土夯實而影響表土的滲透性時，得根據土壤調查與分析結果，分別求出下列 a, b, c, d, & e 等五個參數，並根據下列公式，推求估算地點之 K_m 值：

$$K_m = 0.1317 \{ 2.1 [d (d + e)]^{1.14} \times 10^{-6} (12 - a) + 3.25 (b - 2) + 2.5 (c - 3) \} / 100$$

上式中，a 為有機質含量百分比 (%)；b 為土壤結構參數；c 為土壤透過性參數之判別；d 為土壤坋粒與極細砂 (粒徑介於 0.002 至 0.1 公厘之間) 含量

之百分比 (%)；***e*** 為土壤粗砂 (粒徑介於 0.1 至 2.0 公厘之間) 含量之百分比 (%)。故經過土壤調查以及分析，求得上述 ***a***, ***b***, ***c***, ***d***, & ***e*** 五個參數，即可獲得估算地點之 K_m 值。

(2) 坡長因子 ***L*** 值：

L 值之計算方法，為先行測出坡面之代表坡長 (Representative slope Length) 之水平距離，通常可以現場調查，或以室內遙測影像、地形圖分析等方法求得，再以下列公式求之：

$$L = \left(\frac{l}{22.13} \right)^{m}$$

$$m = \frac{\beta}{1+\beta} \quad , \quad \beta = \frac{1}{0.0896} \cdot \frac{\sin\theta}{3 \cdot (\sin\theta)^{0.8} + 0.56}$$

上式中，***l*** 為坡面之水平投影長度 (公尺)，根據 USLE 與 Revised USLE 參考手冊之建議，當此水平投影長度大於 100 公尺時，最大以 100 公尺為限；而 ***ϑ*** 為坡面之坡度 (度)。

(3) 坡度因子 ***S*** 值：

坡度因子代表沖蝕坡面之坡度，推求方法可由現場調查、測量，或室內應用地形圖求出沖蝕坡面之平均坡度。根據 USLE 與 Revised USLE 參考手冊之內容，當沖蝕有效坡長大於 4.57 公尺 (15 英尺) 時，坡度因子 ***S*** 可以計算如下：

$S = 10.8 \times \sin\theta + 0.03$ (當坡度 ＜ 9%)

$S = 16.8 \times \sin\theta - 0.50$ (當坡度 ≧ 9%)

但，當沖蝕有效坡長小於 4.57 公尺 (15 英尺) 時，坡度因子 ***S*** 則可計算如下式：

$S = 3.0 \times (\sin\theta)^{0.8} + 0.56$

(4) 覆蓋與管理因子 ***C*** 值：

覆蓋管理因子之給定，代表坡面上不同表層覆蓋對於土壤沖蝕之影響，此參數將會依據現地上不同種類之植生、生育狀況、季節、覆蓋及敷蓋程度而定，由 表 2-7.2 可以得知不同覆蓋條件下，覆蓋管理因子的不同。

表 2-7.2 各種不同植披所代表之覆蓋與管理因子表

地表植被狀況	C值	地表植被狀況	C值
白喜草	0.01	裸露地	1
水稻	0.1	水泥地	0
雜作	0.25	瀝青地	0
果樹	0.2	雜石地	0.01
香蕉	0.14	水體	0
鳳梨	0.2	建屋用地	0
林地(針、闊葉、竹類)	0.01	牧草地	0.15
蔬菜類	0.9	高爾夫球場值草地	0.01
茶	0.15	雜草地	0.05
特用作物	0.2	墓地	0.01
檳榔	0.1		

故在土砂管理模式中，單一子集水區之覆蓋管理因子之給定，係根據地表土地利用圖層，或是現場調查成果，得知各種不同土地利用面積之權重值，並根據其權重值計算子集水區之覆蓋管理因子。

(5) 水土保持處理因子 ***P*** 值：

水土保持處理因子，表示坡面上因工程效益所帶來的沖蝕量變化，根據水土保持技術規範之規定，在沒有任何水土保持處理、棄土場、陸砂及農地砂石開採處，因無工程抑止坡面之土砂沖蝕生產量，故 ***P*** 值設定為 1.0，但有其他坡面工程措施時，依據其工程效益，訂定水土保持處理因子於 0 至 1 之間之參數。

4. 土砂輸送模組

土砂的輸送量評估，為土砂管理模式計算中最為重要之模擬項目，但因台灣特殊之地形環境，自山區集水區至河道中，溪床坡度變化劇烈，因而影響不同坡度下之輸砂現象。在上游山區小集水區內，溪床坡度大多大於 3 至 5 度，屬於土石流之輸砂現象，其輸砂濃度與輸砂粒徑與一般河道之底床載或是懸浮載輸砂公式有所不同；當土砂運移至主河道後，此時河道坡度減緩至 3 至 5 度以下，河道輸砂現象為一般之河道輸砂，但因山區土砂顆粒粒徑分布較大，其輸砂公式的選擇仍受到粒徑分布之影響。

有鑑於此，土砂管理模式在土砂輸送量的評估上，根據不同的輸砂特性，採用多種輸砂公式供使用者選擇，以因應不同的土砂輸送現象，採用之輸砂公式說明如下：

(1) 平衡濃度公式

平衡濃度公式由 Takahashi 於 1981 年所提出，應用土砂起動條件推估土石流之平衡輸送濃度，謝正倫、蔡元芳 (1998) 根據 Takahashi 之實驗數據，配合日本多年之觀測成果，以及室內實驗所獲得之土砂輸送濃度，修正 Takahashi 提出之平衡輸砂濃度公式，提出各種坡度下之土砂輸送濃度，並迴歸如下式 (圖 2-7.7) 所示，此迴歸曲線與實驗點之相關係數高達 97%，適合應用於山區上游集水區內之土砂輸送量估算，其公式如下：

$$C_{d\infty} = \exp(1.73 \ln\theta - 5.83)$$

式中，$C_{d\infty}$ 為土砂運動之體積濃度，ϑ 為河道縱向坡度 (度)，此公式可求得不同河床坡度之輸砂平衡濃度，再配合流量計算輸砂量，故輸砂量可由流量乘上此體積濃度而獲得。此平衡濃度公式，解決山區野溪中，土砂輸送量評估不易之問題，為土砂管理模式中評估山區土砂輸送量之主要公式。但於一般河道之土砂輸送量估算，則略有高估土砂輸送量之可能，可選擇其他輸砂公式進行演算。

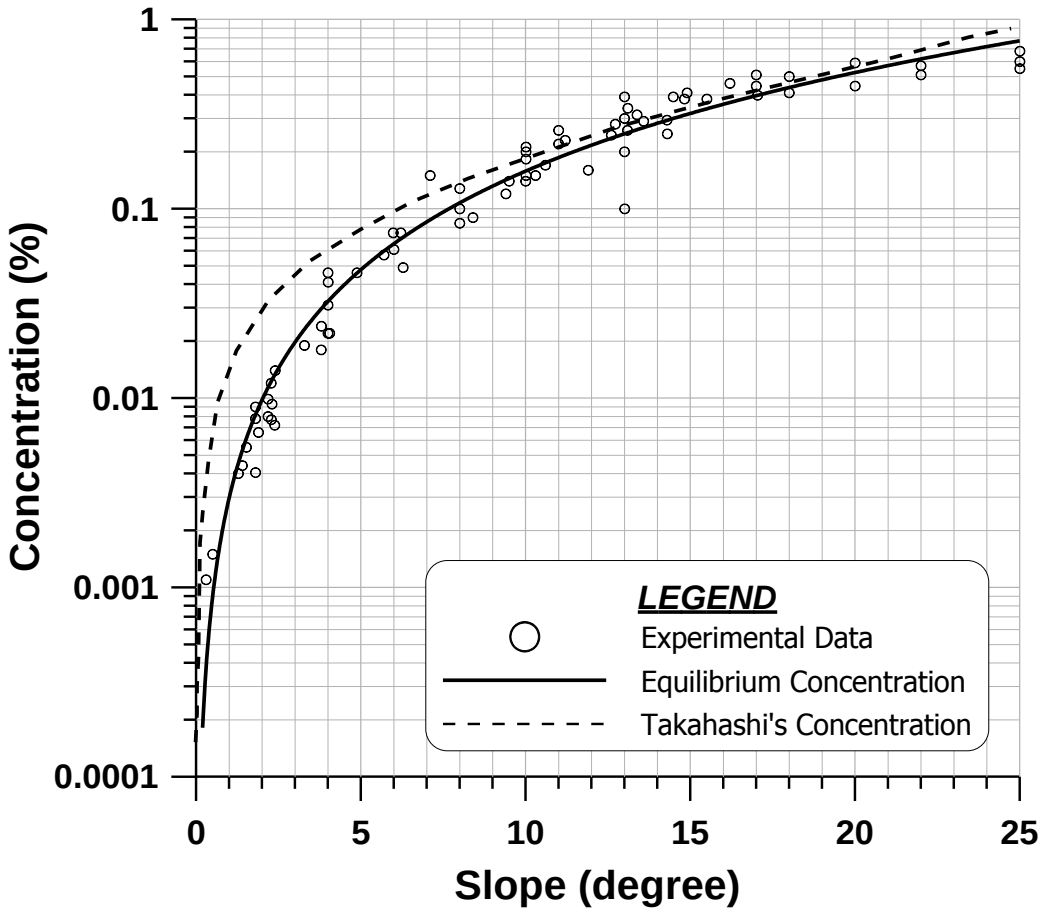


圖 2-7.7 平衡濃度公式迴歸成果

(2) 何、黃氏公式 (1992)

何智武教授於台灣山區河道，從事多年的輸砂量觀測研究，並利用實測資料對各種河床載公式加以測試比較，分析較適用於台灣山區的輸砂公式，並推求何、黃公式如下式：

$$q_B = 0.438 S^{1.41} \left(q - q_C \right)$$

$$q_C = 1.259 \times 10^{-7} \times D_g^{1.56} \times S^{-1}$$

$$D_g = \frac{D}{\left[\frac{\nu^2}{\left(\sigma / \rho - 1 \right) g} \right]^{1/3}}$$

其中，q_B 為單位河寬河床載運移量 (CMS/公尺)；S 為底床坡度 (%)；q 為單位河寬流量 (CMS/公尺)；q_c 為單位河寬之河床載起動流量 (CMS/公尺)；D_g 為河床無因次粒徑，D 為砂粒直徑 (公尺)，σ 為砂粒密度 (公斤/立方公尺)，ρ 為清水密度 (公斤/立方公尺)，υ 為水的運動黏滯係數 (平方公尺/秒)，g 為重力加速度 (公尺/秒^2)。

(3) Schoklitsch 公式 (1943)

$$q_S = 2500 S^{3/2}\left(q - q_C\right)$$

$$q_C = 0.26\left(\frac{\gamma_S - \gamma}{\gamma}\right)^{5/3}\frac{D^{3/2}}{S^{7/6}}$$

其中，q_s 為單位河寬河床載運移量 (公斤/秒/公尺)；q 為單位河寬流量 (CMS/公尺)；q_c 為單位河寬之河床載起動流量啟動流量 (CMS/公尺)，γ_s 為砂粒單位重 (牛頓/立方公尺)，γ 為水單位重 (牛頓/立方公尺)，S 為底床坡度 (%)；D 為砂粒直徑 (公尺)。

(4) 楊志達公式

楊志達以最小能量耗損率之定律，推導河川總輸砂量公式，該公式經美國土木工程師學會以及德國水資源及土地利用學會評選，為評估河道總輸砂量高精度輸砂公式，目前在美洲、歐洲及中國被普遍採用，該公式根據不同的泥沙粒徑，而有不同型式，表示如下：

- Yang's Formula (1973) for sand (D < 2 mm)

$$\log C_t = 5.435 - 0.286\log\frac{\omega d}{\nu} - 0.457\log\frac{U_*}{\omega} + \left(1.799 - 0.409\log\frac{\omega d}{\nu} - 0.314\log\frac{U_*}{\omega}\right)\log\left(\frac{VS}{\omega} - \frac{V_{cr}S}{\omega}\right)$$

- Yang's Formula (1984) for gravel (D ≧ 2 mm)

$$\log C_t = 6.681 - 0.633\log\frac{\omega d}{\nu} - 4.816\log\frac{U_*}{\omega} + \left(2.784 - 0.305\log\frac{\omega d}{\nu} - 0.282\log\frac{U_*}{\omega}\right)\log\left(\frac{VS}{\omega} - \frac{V_{cr}S}{\omega}\right)$$

其中，C_t 為泥砂濃度 (p.p.m. by weight)；ω 為砂粒沈降速度 (公尺/秒)；d 為平均粒徑 (公尺)；υ 為水的運動黏滯係數 (平方公尺/秒)；U_* 為剪切流速 (公尺/秒)；V 為平均流速 (公尺/秒)；S 為能量坡度；V_{cr+} 為泥沙臨界啟動流速 (公尺/秒)，並可由下式推算：

$$\frac{V_{cr}}{\omega} = \begin{cases} \dfrac{2.5}{\log(U_* d/\nu) - 0.06} + 0.66 & for\ 1.2 < \dfrac{U_* d}{\nu} < 70 \\ 2.05 & for\ 70 \le \dfrac{U_* d}{\nu} \end{cases}$$

楊志達公式因適用於不同粒徑範圍之總輸砂量，對於台灣河川粒徑分布過大之特性，仍可有效反映出一般河道輸砂之輸砂量，故設定為土砂管理模式之土砂輸送模組之一

5. 土砂收支（侵蝕或堆積）模組

綜合上述土砂生產模組以及土砂輸送模組之計算成果，可以求得在暴雨下各個子集水區於計算時距內之土砂生產量以及土砂輸送量，土砂收支模組即應用土砂量守恆之觀念，計算各個子集水區土砂生產量以及土砂輸送量之差額，即土砂變遷量可以由下式表示：

土砂變遷量 = 上游土砂來量 + 土砂生產量 – 土砂輸送量

此一計算由最上游之子集水區單元開始，透過 子集水區匯流系統模組 之匯流關係，由上游子集水區單元逐漸往下游演算，直至整體集水區出口為止，故各個子集水區在計算時距內的土砂變遷量即可獲得，當土砂變遷量為正時，表示該子集水區河道為淤積之情形，反之，若當土砂變遷量為負時，表示該子集水區河道為侵蝕之情形。透過土砂收支模組的分成果，可以得知全集水區河道段的土砂變動量，配合河道寬度以及河道長度的計算，即可演算該變遷量對應的平均河床高程變動量 (抬升或下降)。

2-8 堰塞湖應變處置及短中長期處理對策評估

2-8.1 堰塞湖應變處置

依據行政院農業委員會訂定之標準作業流程，為使所屬單位於堰塞湖形成後，得依循一定之標準作業程序，進行警戒、監測、預警、撤離作業，於災害發生或有發生之虞時，採取必要應變措施。

堰塞湖應變標準作業流程主要分成 3 階段，分別為初期階段、緊急應變階段及中長期處理階段 (詳圖 2-8.1)，其內容詳附於附錄 4，說明如下：

一、**初期階段** (第 1 階段，步驟 1~3)：

本會自接獲形成堰塞湖之通報後，立即進行查證作業，確認通報情資之正確性，若非屬實，則應依循現行災害緊急通報體系主動澄清；若屬實，則啟動堰塞湖緊急應變機制，並將查證結果通知堰塞湖處理之相關權責機關。

二、**緊急應變階段** (第 2 階段，步驟 4~7)：

啟動堰塞湖緊急應變機制後，將嚴密監控堰塞湖之變化並與各級防救災機關(單位)保持密切連繫，並組成專案小組進行緊急調查及評估作業，同時邀集學者專家共同針對堰塞湖之緊急處理研擬具體可行之對策。

三、**中長期處理階段** (第 3 階段，步驟 8~12)：

堰塞湖緊急應變處理作業實施之同時，並應視個案之急迫性決定實施詳細調查及評估之方法及時機，其後依據細部評估結果提出處理對策檢討及強化之建議。

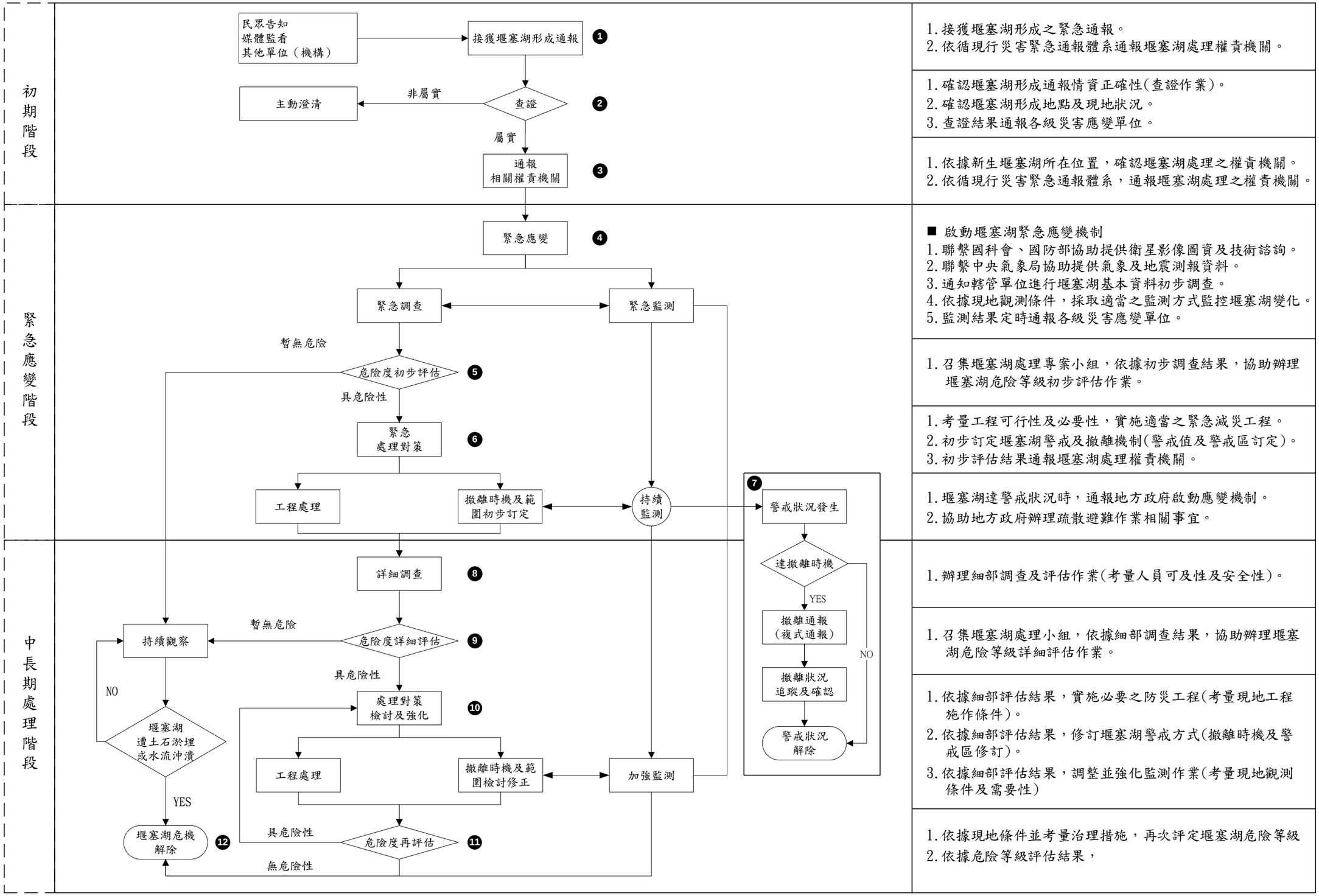


圖 2-8.1 堰塞湖應變標準作業程序

2-8.2 中長期處理對策評估

有關提出旗山溪與士文溪全流域短中長期治理對策建議工作項目之執行，應用土砂調查及分析成果，掌握集水區內土砂生產量之空間分布。而在河道的土砂運移量分析上，則透過平衡濃度輸砂公式以及河床質輸砂公式之計算，得知各個河道段之輸砂能力，進而由生產量與輸送量之間的差值，得知河床的變化。

土砂策略的擬定，即為訂定合理土砂運移量，由分析成果可評估集水區內土砂生產量之空間分布；同樣的，也可分析各個河道段之土砂沖淤趨勢圖，當河床沖淤達到平衡狀態時，為最理想之狀態，故可由其成果，分析土砂問題 (包括侵蝕與堆積) 嚴重之河道段，檢驗其土砂來源與上游土砂來量，其示意圖如 圖 2-8.2 所示。

圖中，S1 至 S3 表示不同河道段之土砂侵蝕或是堆積量，當達到平衡土砂條件時，Si ≒ 0，表示各河道段之土砂皆可通過各河道段，為最理想之土砂運動狀態。但當土砂沖淤未達平衡時，可能會出現某河道段沖淤量過大之情形，此時則須檢驗該河道段之土砂來源，分析該河道段沖淤量過大之原因，進而訂定合理之出口輸砂量。以 圖 2-8.2 為例，當 S1 與 S2 產生大量堆積時，表示目前土砂運動未達平衡狀態，因該河段之土砂來源共有 Qs1、Qs2 與 Qs3 三條支流，故需檢驗這三條支流之出口輸砂量，若輸砂量過大導致河道段大量堆積，則需訂定支流內合理之排砂量，及相對應之土砂治理量。

故前述之土砂生產量、輸送量與河道變遷量之分析成果，可以評估現有河道之合理土砂運移量，以及各個支流或是重要節點之土砂輸出量，配合現有各個規劃單位之治理界點，如主集水區、次集水區與子集水區之空間界點套疊，即可得知各區域之合理土砂治理量，暨而根據其成果，擬定各規劃治理單位之水土保持治理策略。

藉由前述工作方法，本計畫透過水與土砂平衡之方向探討集水區治理課題

(如 圖 2-8.3)，針對全流域未來短、中、長期治理對策提出建議，以達到集水區土砂平衡、河床安定並減低下游災害發生為目標，其主要工作內容為：

（1） 設計洪水量之檢討與分析

（2） 集水區土砂生產量推估(包含河道不穩定土石量)

（3） 現有住戶安全性檢討

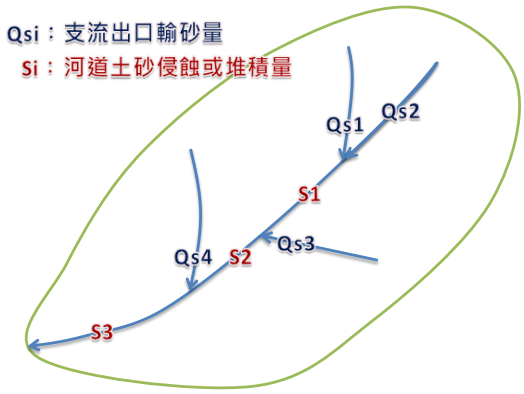


圖 2-8.2 合理土砂量運移量分析示意圖

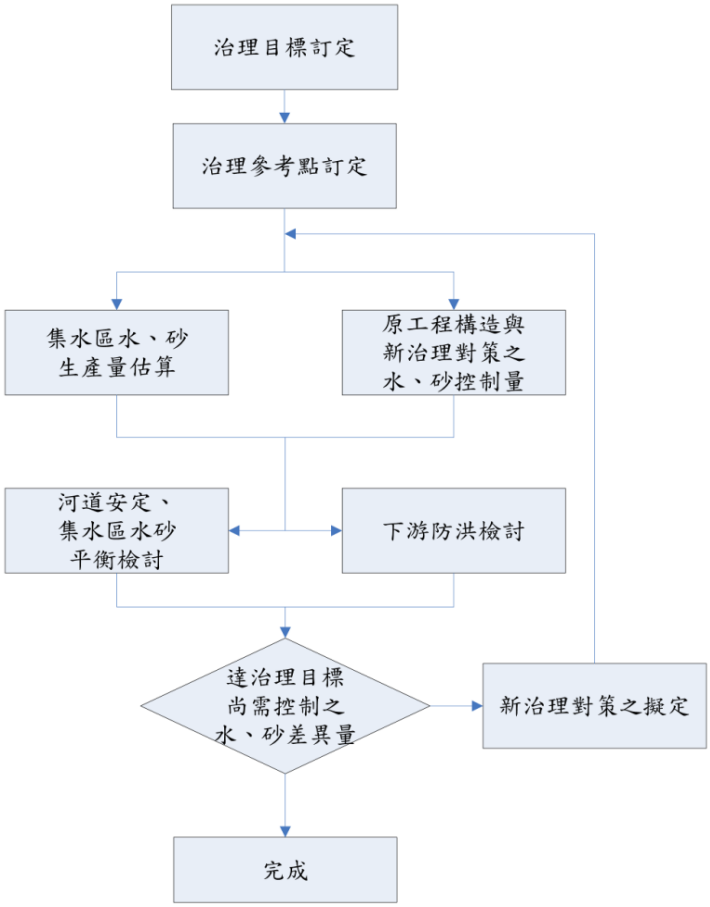


圖 2-8.3 集水區整體防洪治理對策檢討流程圖

參、堰塞湖及崩塌區影像、圖資收集處理

本計畫含二處堰塞湖，分別位於高雄縣那瑪夏鄉旗山事業區 16 林班之旗山溪上游 (以下簡稱旗山溪堰塞湖) 以及屏東縣春日鄉潮州事業區 20 林班與原住民保留地交接處之士文溪上游 (以下簡稱士文溪堰塞湖)，本計畫二處堰塞湖之環境基本資料如以下所述：

3-1 旗山溪堰塞湖

3-1.1 計畫區域概述

旗山溪堰塞湖位於旗山事業區 16 林班，距離下游達卡努瓦村 (民生村) 約 7 公里處，行政區域屬高雄縣那瑪夏鄉達卡努瓦村，流域則屬高屏溪流域之旗山溪，堰塞湖上游集水區面積約為 21,200 公頃，堰塞湖下游鄰近村落分佈有達卡努瓦村 (民生村)、瑪雅村 (民權村)、南沙魯村 (民族村)，相關位置如 圖 3-1.1 所示。

旗山溪堰塞湖之形成乃起因於旗山溪左岸支流 (二溪) 集水區因降雨誘發大規模崩塌，崩塌土石與水充分混合後形成土石流並朝下游輸送，流至旗山溪後形成大型沖積扇並阻斷旗山溪主河道，溪水蓄積而形成堰塞湖，堰塞湖於事件發生後，水位迅速到達滿水位並開始溢流，阻斷河道之土體遭溢壩洪流沖刷，形成寬度約 20 公尺之天然溢流水道，目前穩定溢流中。

98 年 8 月初步調查時，本計畫依據福衛二號影像判釋及現地調查得知，該堰塞湖淹沒區面積約 27 公頃 (航空照片判釋結果)，迴水長度約 1.7 公里，最大水深約 10 公尺，蓄水量有限 (應少於 200 萬噸) ，由於支流崩塌區面積高達 165 公頃，流出土石量十分可觀，據衛星影像研判其阻塞河道之土體長度甚長，相關基本資料詳 圖 3-1.2。

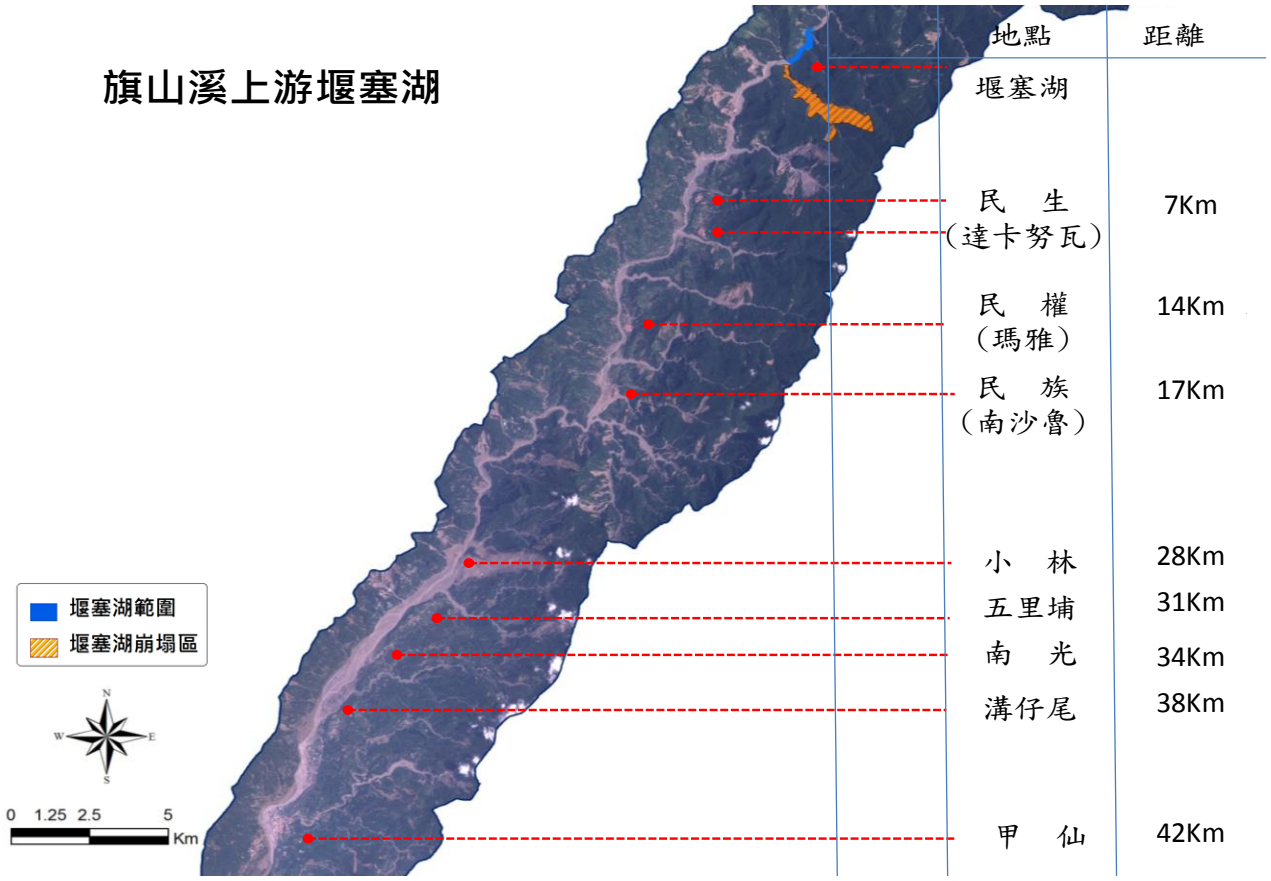


圖 3-1.1 旗山溪堰塞湖下游鄰近村落分佈位置圖

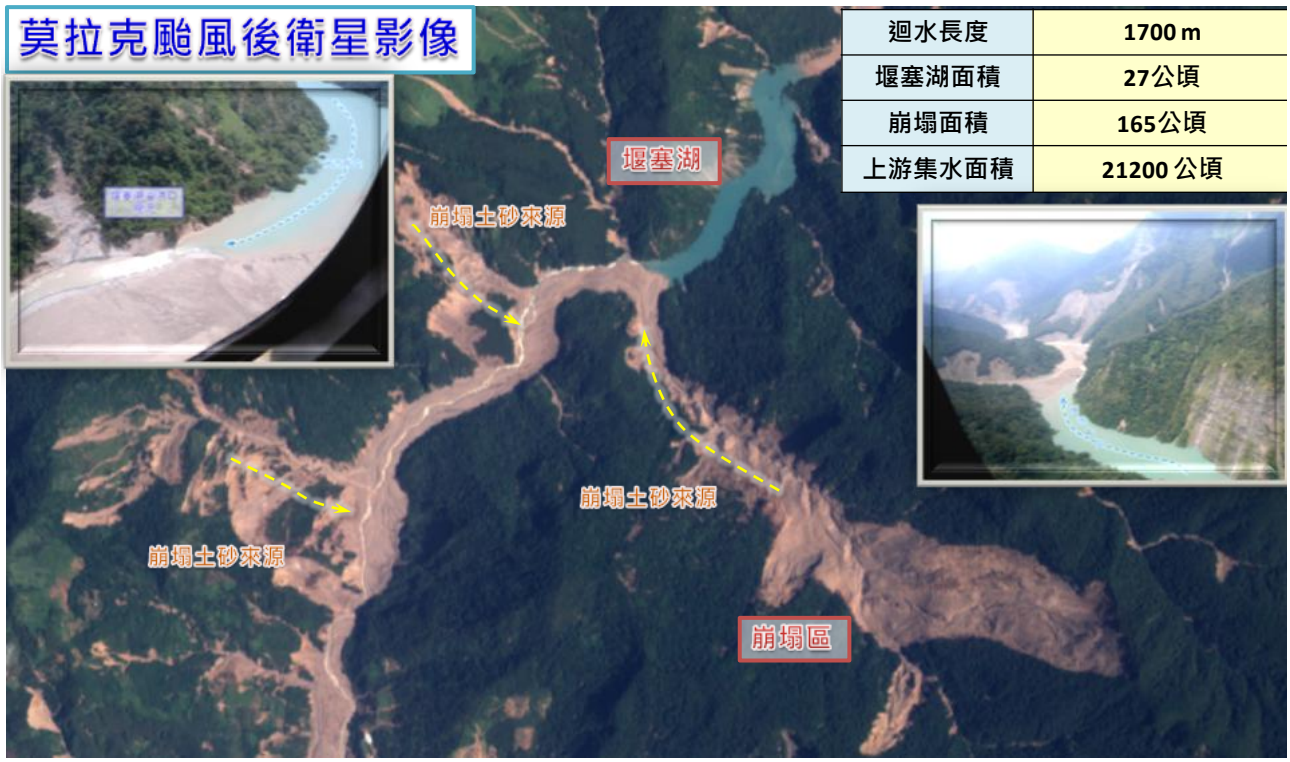


圖 3-1.2 旗山溪堰塞湖及崩塌區基本資料

3-1.2 行政轄區、交通

旗山溪堰塞湖位於高雄縣那瑪夏鄉達卡努瓦村內 (民生村)，以旗山溪與嘉義縣阿里山鄉新美村為界，如 圖 3-1.3 所示。堰塞湖上游區域已無聚落分佈，下游最近的村民聚落為民生二村，距離約為 7 公里。

堰塞湖崩塌區所屬林班地為旗山事業區 16 林班，權責機構為屏東林區管理處，林班地範圍如 圖 3-1.4 所示。莫拉克颱風災後，旗山溪交通幹線台 21 線於甲仙鄉小林村處因坡面大規模崩塌而中斷，目前已於崩塌面上搶通臨時便道連接甲仙鄉與那瑪夏鄉之間交通，而更上游處那瑪夏鄉境內，台 21 線道路並未受災而損壞，仍可串連那瑪夏鄉內達卡努瓦、瑪雅、南沙魯三村。故如欲前往旗山溪堰塞湖，可由台 21 線前往，且另有二條替代道路：一為經台 20 線，於南化水庫庫區南方下歸林處，沿庫區旁產業道路向北，交通可達那瑪夏鄉南沙魯村，道路路況尚可，四輪驅動車輛可通行；二為經台 3 線，經曾文水庫庫區大埔村處，轉產業道路向東，交通可達那瑪夏鄉達卡努瓦村，道路路況尚可，四輪驅動可通行。達卡努瓦村上游道路部份，林務局於災後搶修溪床便道進行緊急應變工程，四輪驅動車輛可藉由溪床便道通行，可通抵堰塞湖壩址，但溪床便道維護不易，99 年 5 月起因連日大雨使溪床便道沖毀，故目前車輛僅可抵民生二村，如欲前往堰塞湖區，需步行 1.5 至 2 小時始可抵達。

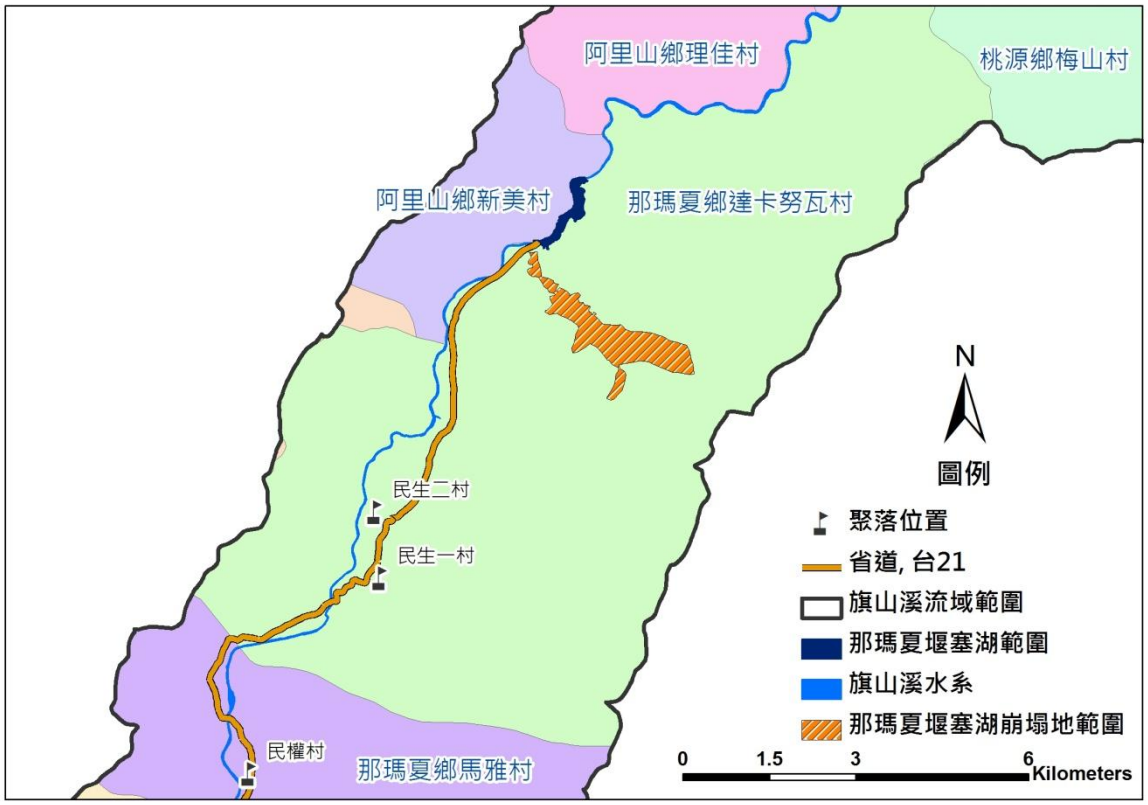


圖 3-1.3 旗山溪堰塞湖行政區圖

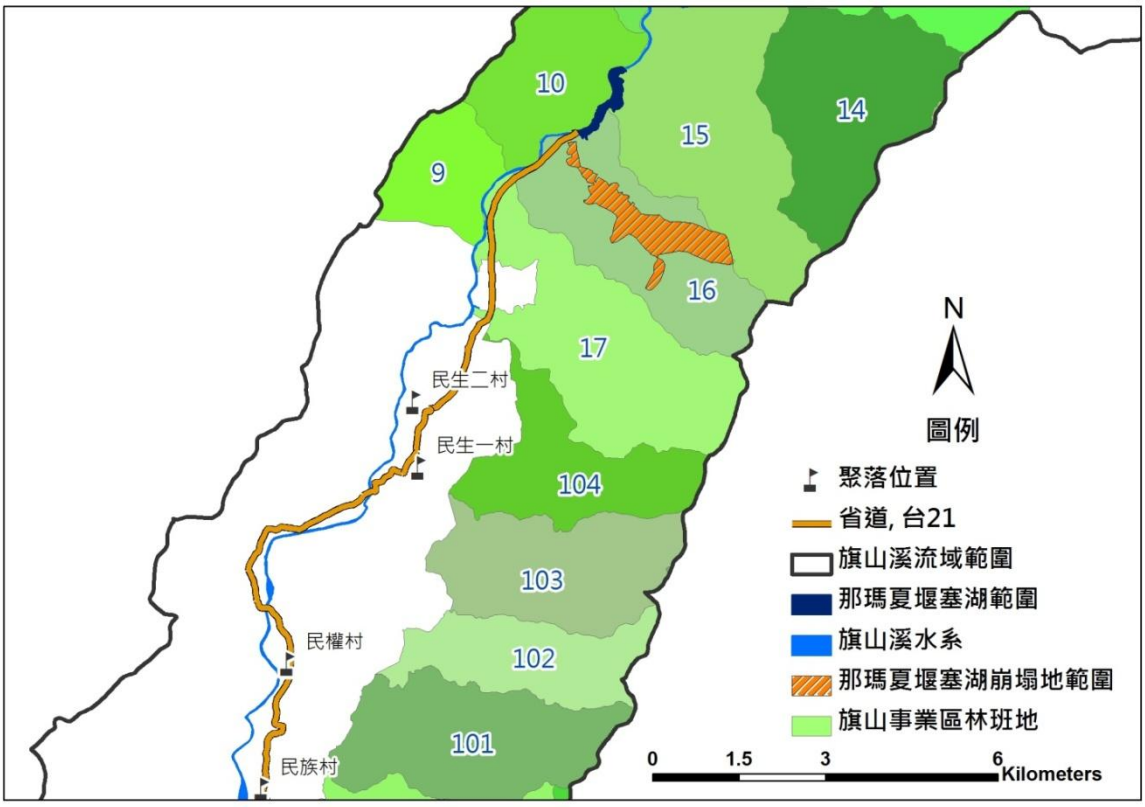


圖 3-1.4 旗山溪堰塞湖林班地圖

3-1.3 地文資料

1. 地形與地勢

旗山溪為高屏溪主要支流之一，發源於中央山脈玉山南段，集水區位於台灣南部，流域廣大，面積達 842 平方公里，有二溪、那多羅薩溪、老人溪、角埔溪、北勢溪、斑芝埔溪(油礦溪)、南平埔溪、枋寮溪、溝坪溪及美濃溪等支流匯入，主流河長達 118 公里。整體走勢由東北向西南傾降，集水區內坡面上塊體運動 (崩塌、風化、侵蝕) 十分常見，尤以莫拉克颱風災後新增多處崩塌地。因計畫區域中主要影響堰塞湖未來變化為堰塞湖上游集水區域，故以下針對堰塞湖上游集水區之地文資料進行分析。

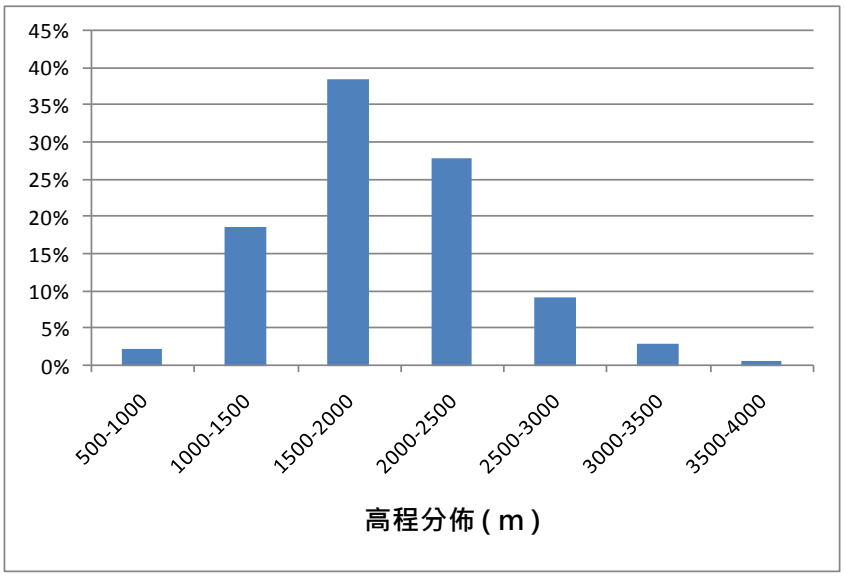
堰塞湖上游集水區集水面積為 21,235 公頃，下游界點為堰塞湖壩址，集水區高低海拔差距約三千二百公尺，最低海拔 748 公尺，最高海拔 3,941 公尺，高程變化十分劇烈，高程分佈在 1,500 公尺至 2,000 公尺佔整個計畫區域 38.5% 為最大，另外集水區內高程主分佈於 1,000 至 2,500 公尺區域佔整個計畫區域 84.9% ，如 表 3-1.1 及 圖 3-1.5 所示。

依據集水區地形之數值高程資料，分析堰塞湖上游集水區各級坡度之分布，如 表 3-1.1 及 圖 3-1.6 所示，結果顯示，集水區中坡度以四級坡為主，佔堰塞湖上游集水區面積 46.2%，而三級坡以上區域即佔集水區 96.2% ，一級坡與二級坡僅有 3.8% ，表示集水區內大多地勢險峻，僅河床及河岸旁較為平緩。

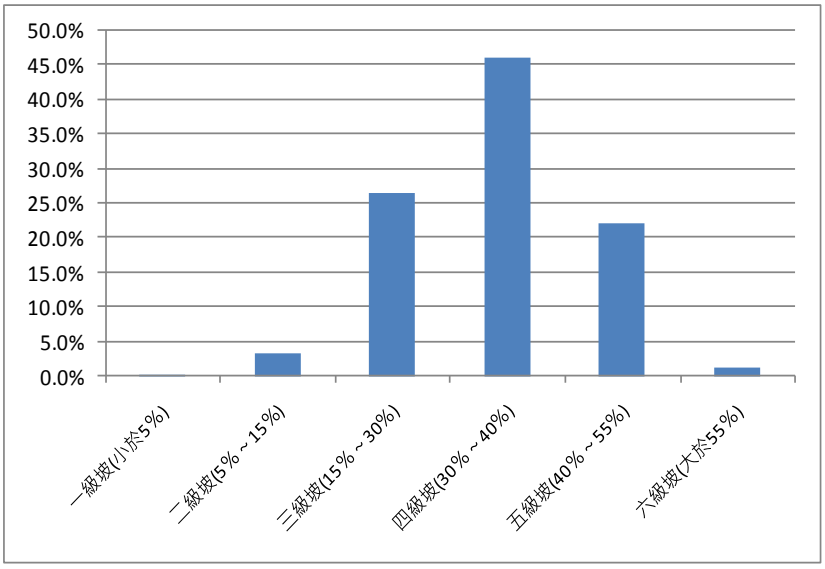
坡向部分，堰塞湖上游集水區坡向分佈統計圖表如 表 3-1.1 及 圖 3-1.7 所示，坡向主要朝向西南，佔整個計畫區域面積的 15.7%，集水區內西南、西、西北、南四個方向合計比例 55.5% ，可知堰塞湖上游集水區地勢變化主要由東北向西南方遞降。

表 3-1.1 旗山溪堰塞湖上游集水區高程、坡度、坡向分析統計表

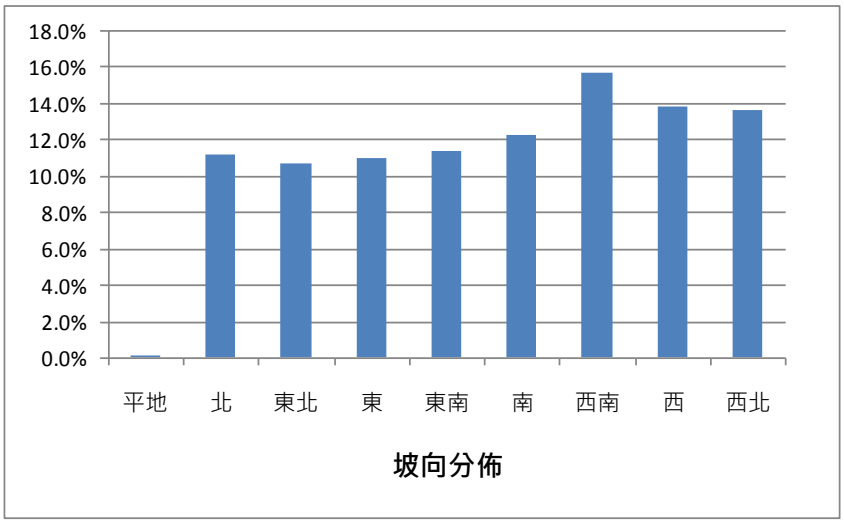
高程(m)	面積(ha)	百分比
500-1,000	469.0	2.2%
1,000-1,500	3,954.7	18.6%
1,500-2,000	8,165.6	38.5%
2,000-2,500	5,913.3	27.8%
2,500-3,000	1,938.6	9.1%
3,000-3,500	643.5	3.0%
3,500-4,000	151.0	0.7%



坡度	面積(ha)	百分比
一級坡(小於 5%)	75.8	0.4%
二級坡(5～15%)	729.1	3.4%
三級坡(15～30%)	5,631.4	26.5%
四級坡(30～40%)	9,818.6	46.2%
五級坡(40～55%)	4,701.9	22.1%
六級坡(大於 55%)	277.1	1.3%



坡向	面積(ha)	百分比
平地	17.9	0.1%
北	2,386.4	11.2%
東北	2,278.4	10.7%
東	2,345.6	11.0%
東南	2,430.9	11.4%
南	2,600.5	12.2%
西南	3,331.4	15.7%
西	2,939.0	13.8%
西北	2,905.6	13.7%



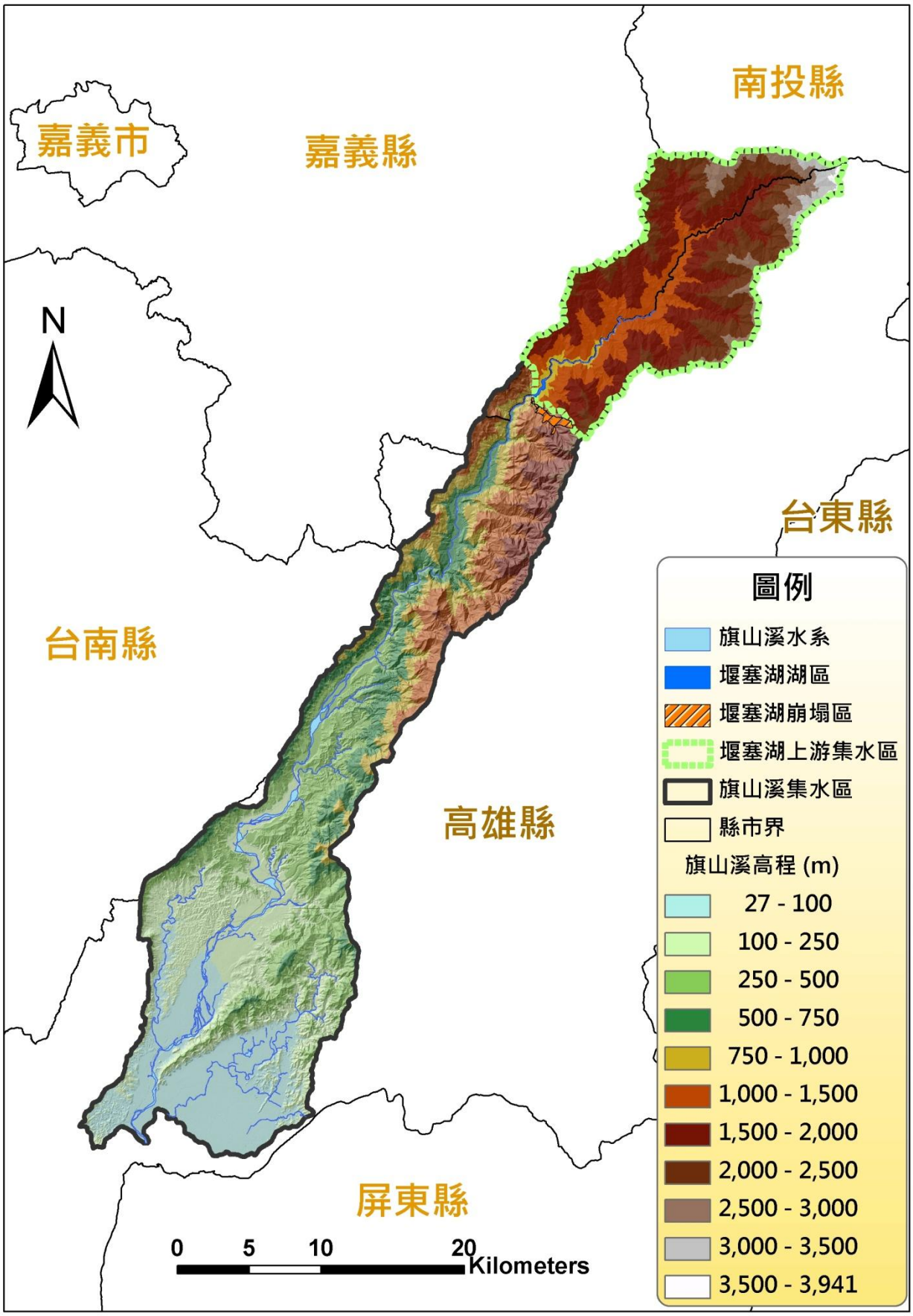


圖 3-1.5 旗山溪堰塞湖上游集水區高程分佈圖

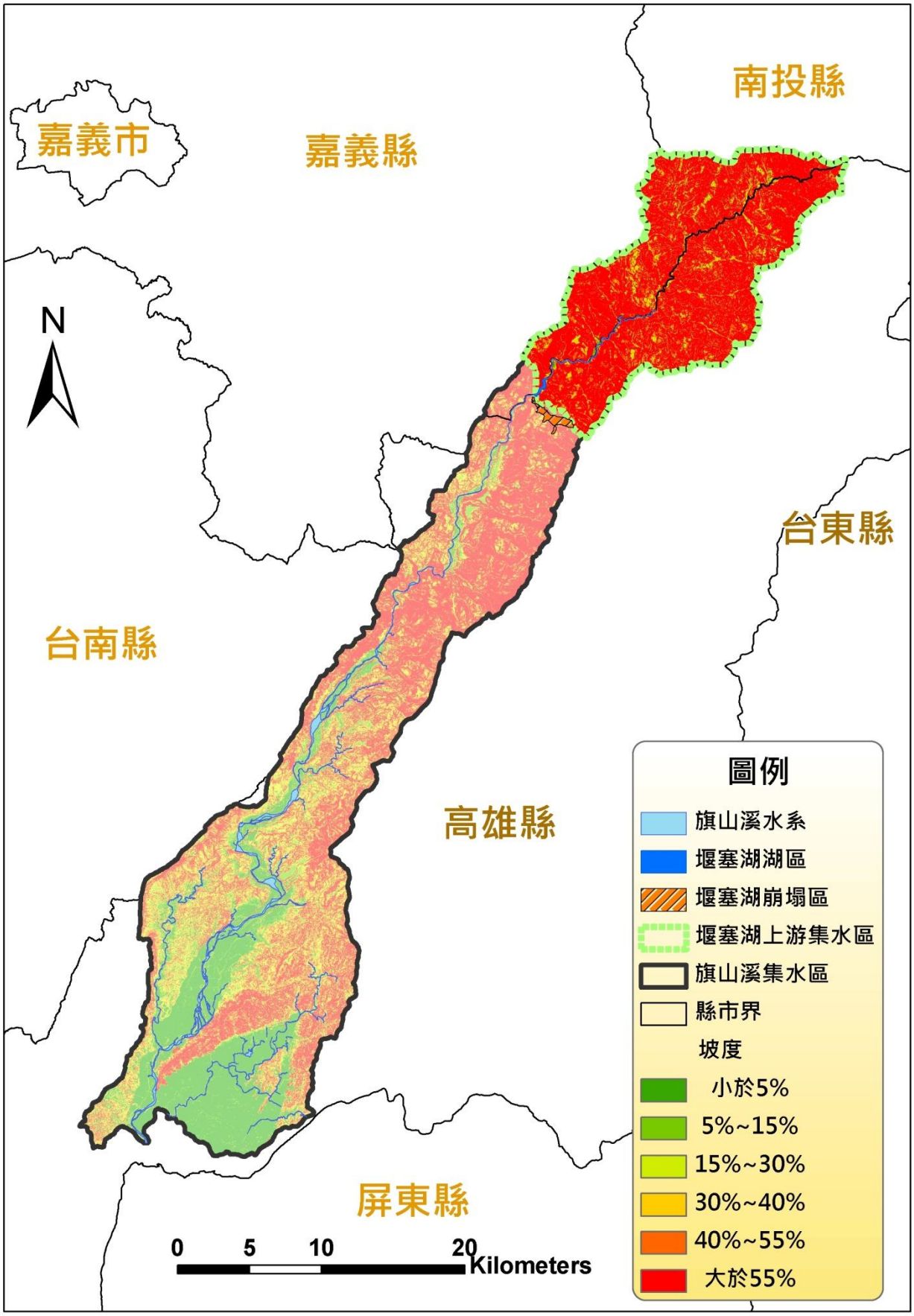


圖 3-1.6 旗山溪堰塞湖上游集水區坡度圖

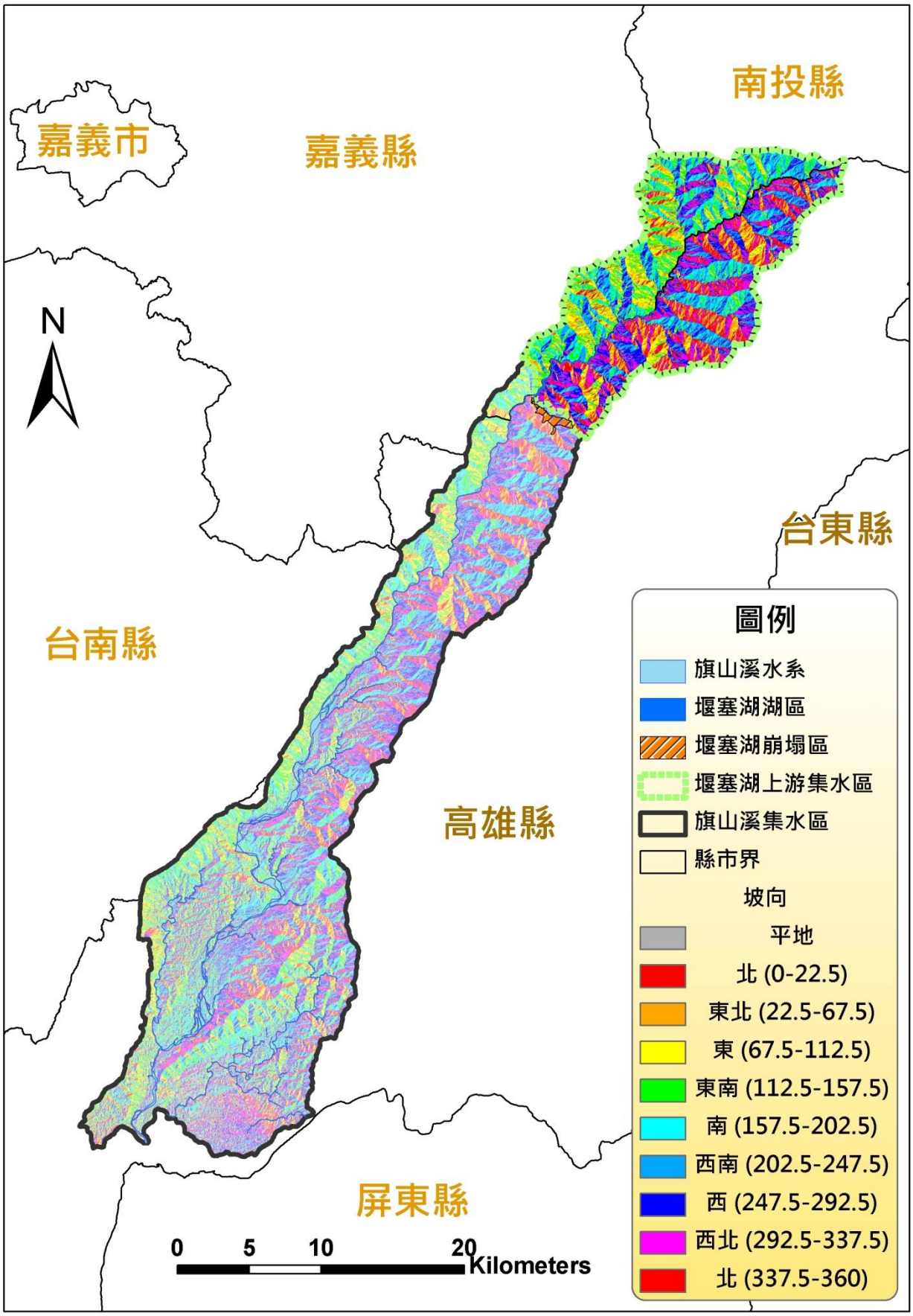


圖 3-1.7 旗山溪堰塞湖上游集水區坡向圖

2. 地質與土壤

A. 地質

旗山溪堰塞湖集水區出露岩層主屬於廬山層、南港層、南莊層及其相當地層及桂竹林層及其相當地層，如 圖 3-1.8 所示，其出露岩層特性分述如下：

1. 出露岩層

(1) 廬山層：

由黑色至深灰色的硬頁岩、板岩及千枚岩和深灰色的硬砂岩互層所組成，含有零星散佈的泥灰團塊，為中央山脈西翼地質區。

(2) 南港層：

由厚層到薄層青灰色細粒石灰質砂岩和深灰色頁岩或粉砂岩構成。

(3) 南莊層及其相當地層：

主要由頁岩和砂頁薄互層所組成，含有不同種類的海相化石，南莊層由北向南其沉積岩相由海陸相交的陸臺型沉積相漸變為海相為主。其中段還有緻密堅硬之砂岩及石灰質，砂岩中偶爾可以見到炭質植物碎片，是為重要的含煤層。台灣南部(台南縣和高雄縣)之南莊層為海相地層，其相當地層由下至上為三民頁岩、紅花子層及長枝坑層，地層相關描述如下：

三民頁岩：主要以以深灰色緻密頁岩為主，間夾灰色鈣質薄層粉砂岩。

紅花子層：為厚層粉砂岩及粉砂岩與細砂岩之巨厚互層為主。

長枝坑層：主要為深灰色頁岩和淡灰色系粒砂岩組成。

(4) 桂竹林層及其相當地層：

本層以淺海相的砂岩和頁岩為代表，整合在南莊層上面。桂竹林層在台灣南部 (台南縣和高雄縣北部) 之相當地層可分為四個單位，由上至下分別為茅埔頁岩、隘寮腳層、鹽水坑頁岩層以及糖恩山砂岩層，其相關地層分別描述如下：

茅埔頁岩：以暗灰色頁岩為主，夾細粒砂岩和泥質頁岩之薄層。膠結性差，生物擾動性較弱，頁岩中富含有孔蟲化石及貝類化石。

隘寮腳層：本層主要由薄層的頁岩和粉砂岩所組成的帶狀互層，頁岩中時夾不規則的葉狀砂岩體之紋層構造為其特徵。

鹽水坑頁岩層：本層以巨厚、塊狀之頁岩為主，受強烈之生物擾動，偶夾黃灰色砂岩或泥質砂岩，常呈凸鏡狀向兩端尖滅。砂岩多半具有平行層理，偶有波痕和交錯層理。

糖恩山砂岩層：主要分成三部：下部砂岩段，以平行紋理的厚層細砂岩為主，夾薄至中層之細砂岩與粉砂質頁岩互層。中部砂段，塊狀砂岩，強烈之生物擾動。上部粉砂岩段，粉砂岩與細砂岩互層。

本堰塞湖形成主要原因為那瑪夏鄉二溪山東側之旗山溪支流發生土石流，其出口於旗山溪堆積大量土砂阻擋河道所形成，而土石流出口對岸發育中之崩塌地亦為河道阻塞之原因。土石流沿岸及上游發育一系列崩塌地為土石流主要材料來源，土石流材料主要以深灰色頁岩及淺灰色砂岩組成，風化外觀為黃棕色，岩性對照地質圖係屬於南莊層及其相關地層；由航照判釋旗山溪兩岸岩層位態有變，東岸北朝東 20°~30° 向西傾沒；西岸為北朝西 30°~40° 向東傾沒，其中應有構造發育。

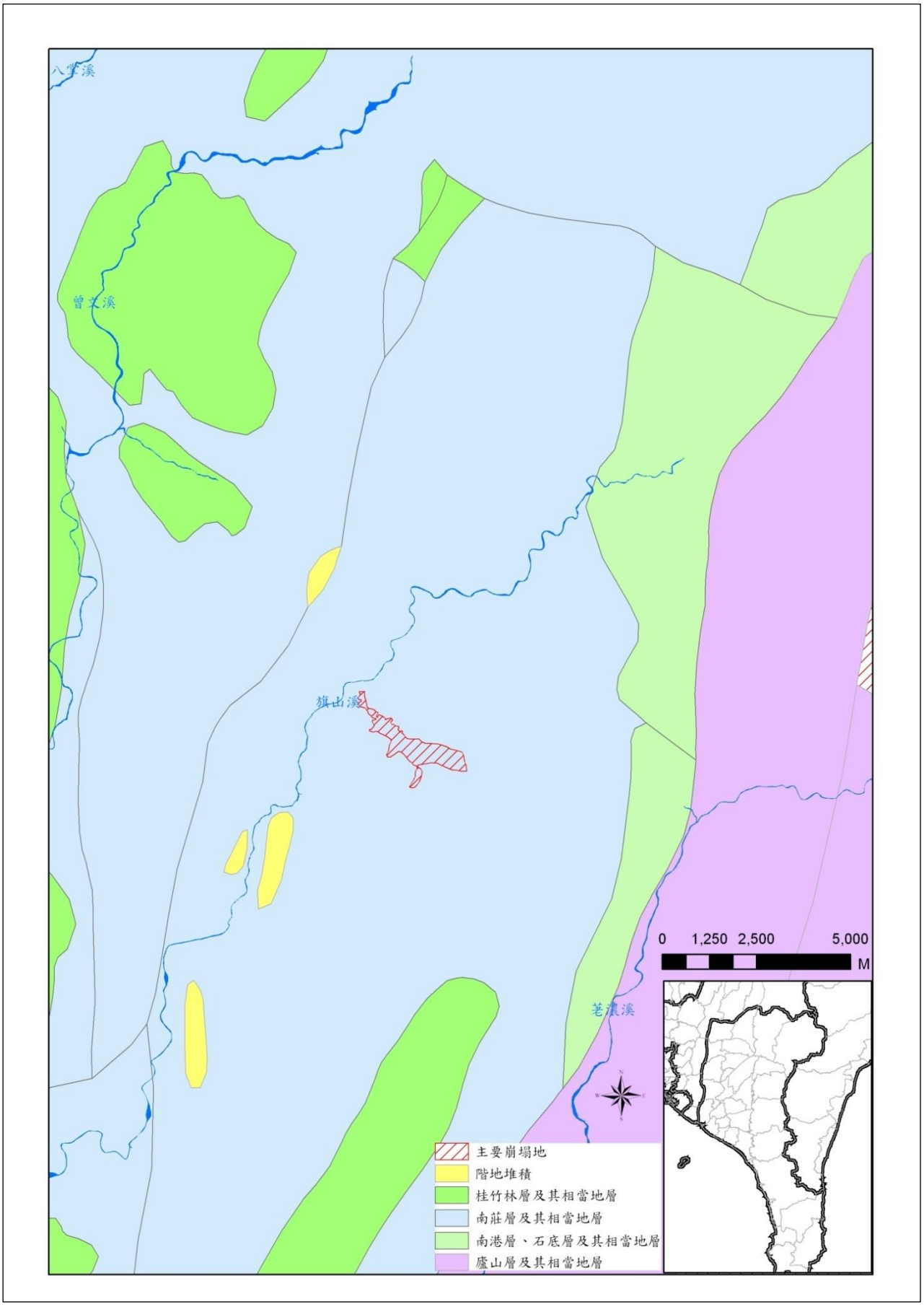


圖 3-1.8 主要崩塌地發生位置之區域地質圖

B. 土壤

土壤分布資料來源為農委會水土保持局於民國 84 年數化建檔之「全省山坡地土壤圖」,旗山溪堰塞湖及崩塌地在東北側上游集水區多為未調查區域，而在西南側中游處以滾落石塊、碎片及細粒所組成之石質土為主，且河道兩岸有沖積土，下游地區則出現崩積土及紅壤。旗山溪堰塞湖附近各土壤分布圖 3-1.9 所示。以下就各土壤特性介紹：

(1)石質土：

本類土壤多為滾落石塊，碎片及細粒所組成，或為土壤風化後，因沖蝕盛行帶走大部份土壤，僅留存一部份土壤及母岩與風化母岩所組成，尚保有母岩特性。

(2)崩積土：

為灰黃色崩積土。其中母岩軟者易引起崩塌，土壤普遍有位移的現象，因土壤堆積與流失速度相差不多，少有土壤發育機會，仍保有母岩之色澤及性質。

(3)沖積土：

沖積土之特性因其溪流來原不同而呈現差異。其受母岩性質之影響。

(4)紅壤：

此類土壤乃第四紀洪積層物質，因近百萬年來經高溫多雨，乾溼循環交替下，土壤中之物質受淋洗殆盡，僅剩大部份鋁、鐵氧化物質者。土壤構造明顯，通氣、排水良好，物理性質佳。惟土壤呈強酸性，肥力差，黏性及可塑性佳，因此生產力差。

(5)黃壤：

此類土壤乃母岩經弱度化育而成之土壤，有時因淋洗作用而產生黏性往剖面下層移動之現象，土壤養分（鉀、鈉、鈣、鎂）流失而呈黃、黃棕或紅棕色，有明顯之土壤結構。多生成於丘陵地上之相對地形較安定、坡度起伏較緩和之處。

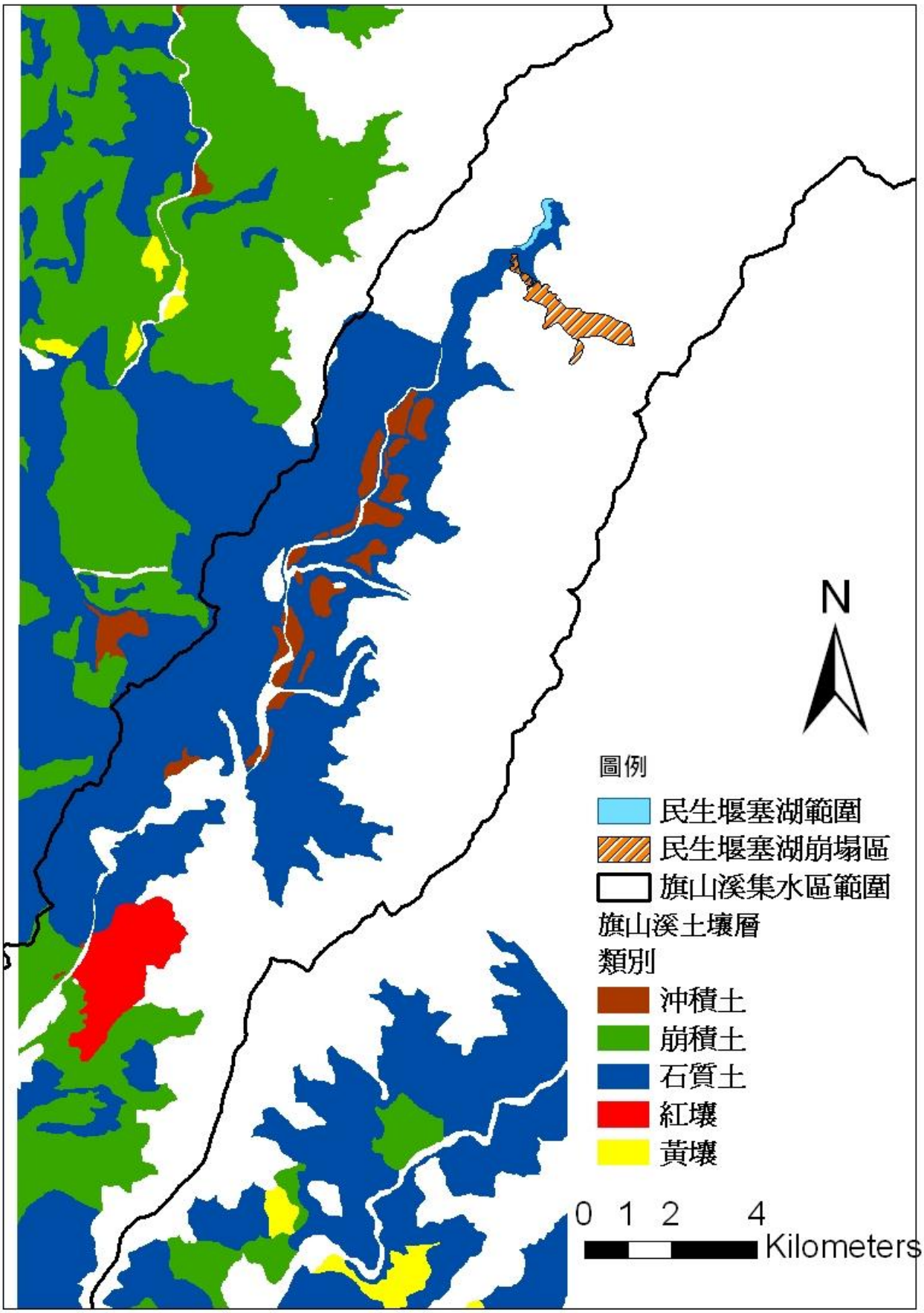


圖 3-1.9 旗山溪堰塞湖土壤分佈圖

3-1.4 水文資料

A. 颱風事件

1. 莫拉克颱風

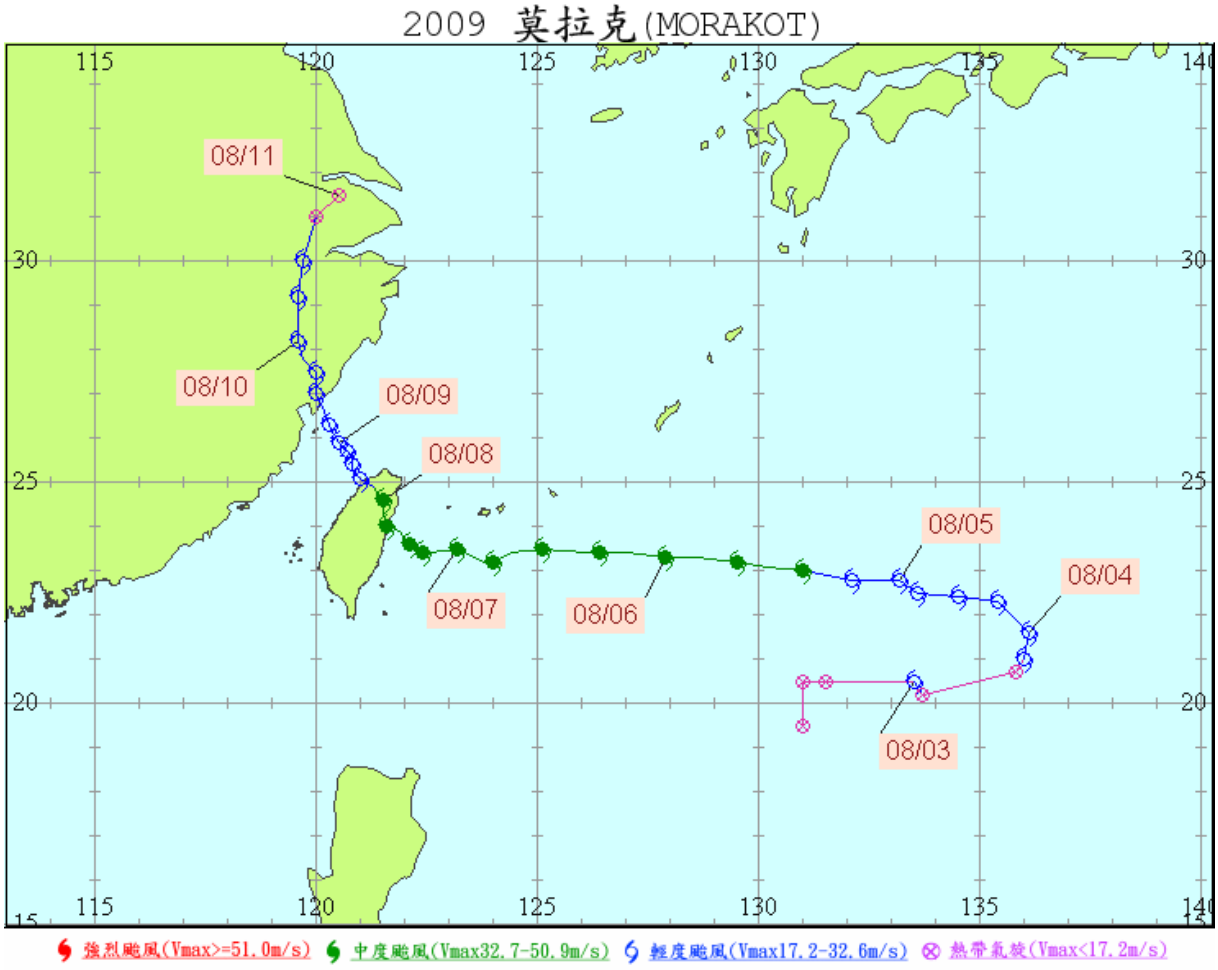
莫拉克颱風在高屏溪流域降下廣區域、高強度與長延時的降雨，造成流域內多處嚴重的災害，包括大量崩塌與土石流之發生。亦為此計畫中二區堰塞湖形成的主要誘發原因，颱風資料如下所述。

第 8 號颱風莫拉克 (國際命名：MORAKOT，中文譯名：莫拉克)，颱風路徑如 圖 3-1.10 所示。於 8 月 6 日颱風外圍雲系開始影響台灣上空， 8 月 7 日上午颱風環流已籠罩台灣各地區，各地的風雨愈趨明顯，於 8 月 7 日夜間暴風圈籠罩台灣各地，於深夜 11 時 50 分 左右從花蓮市附近登陸，並隨著颱風靠近，中南部一帶及北部山區出現豪雨的情況。在 8 月 8 日 上午以後，南部各地即持續出現狂風暴雨，颱風往台灣海峽緩慢移動，引進的西南氣流使中南部及東南部等地持續帶來豪雨，於 8 月 9 日 下午由桃園附近出海，以極為緩慢的速度朝北北西進行，在馬祖北方進入福建，台灣本島脫離暴風圈， 11 日凌晨減弱為熱帶性低氣壓。而颱風南面的雲系繼續停留在台灣上空，台灣東南部及南部因強風及龐大的豪雨造成了而相當慘重的災情。

本次颱風期間，嘉義縣阿里山降雨量最多，累積雨量紀錄高達 2,884 毫米，將近一層樓高。此外屏東縣尾寮山累積雨量 2,686 毫米、高雄縣御油山 2,517 毫米，其他像是台南、雲林、南投、台東等重災區降雨量都超過 1,500 毫米，全台共有 47 雨量站降雨量紀錄超過重現期 200 年的降雨量。

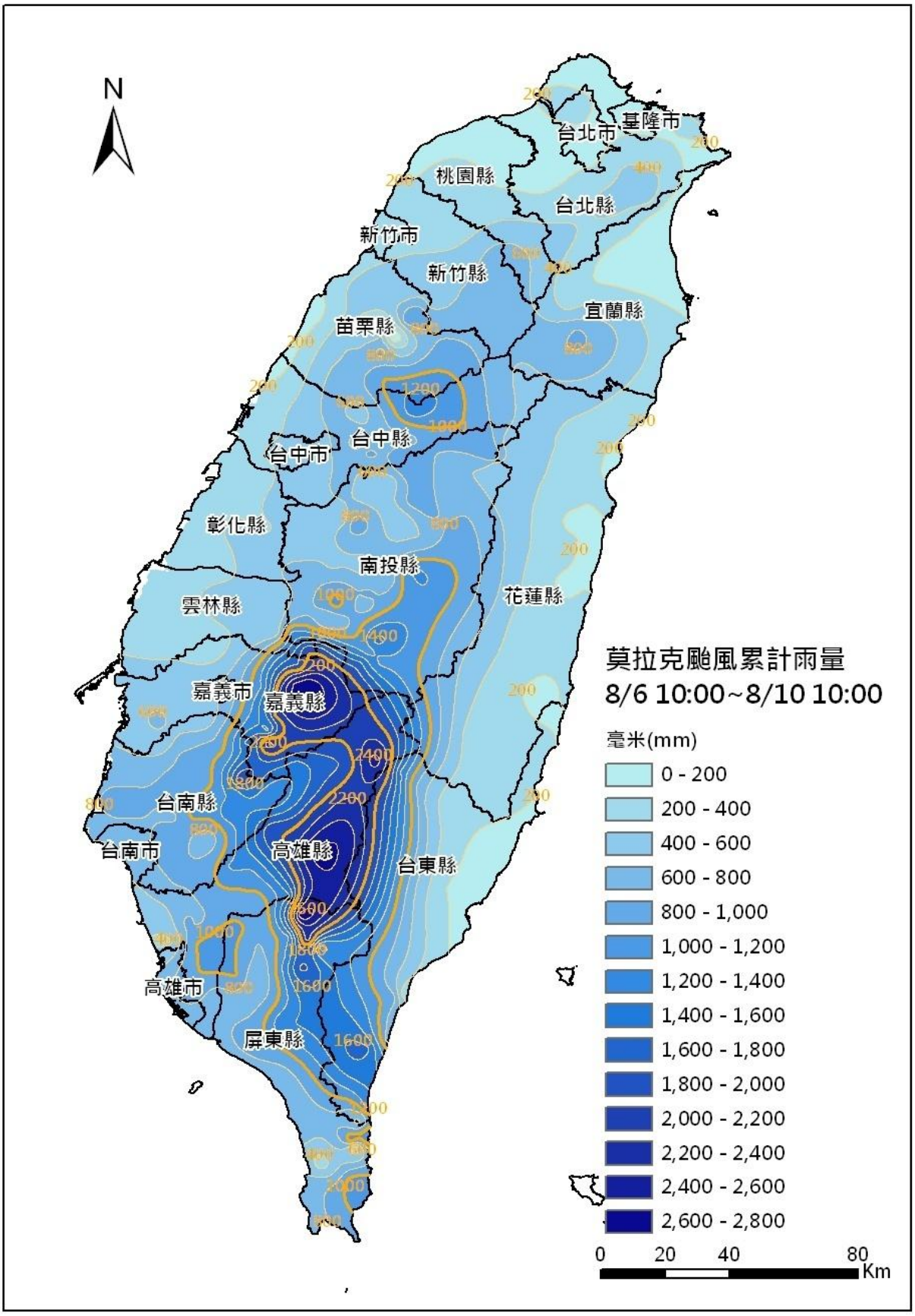
因為莫拉克颱風本身環流與其引進之旺盛西南氣流，於流域內降下驚人雨量。在 8 月 6 日 至 8 月 10 日 期間內，全台累積降雨分布如 圖 3-1.11 所示，台灣南部地區在山區部分，累積雨量均達 1,500 毫米以上，莫拉克颱風侵台期間，高屏溪流域累積雨量達 2,866 毫米，平均雨量為 1,837 毫米。其

中並以 8 月 7 日 至 8 月 9 日 三天的雨量最為明顯；颱風期間於士文溪上游集水區則降下 1,000 毫米 以上雨量。有關二處堰塞湖於莫拉克颱風期間之降雨分佈說明如後。



資料來源：中央氣象局

圖 3-1.10 莫拉克颱風路徑圖



資料來源：中央氣象局

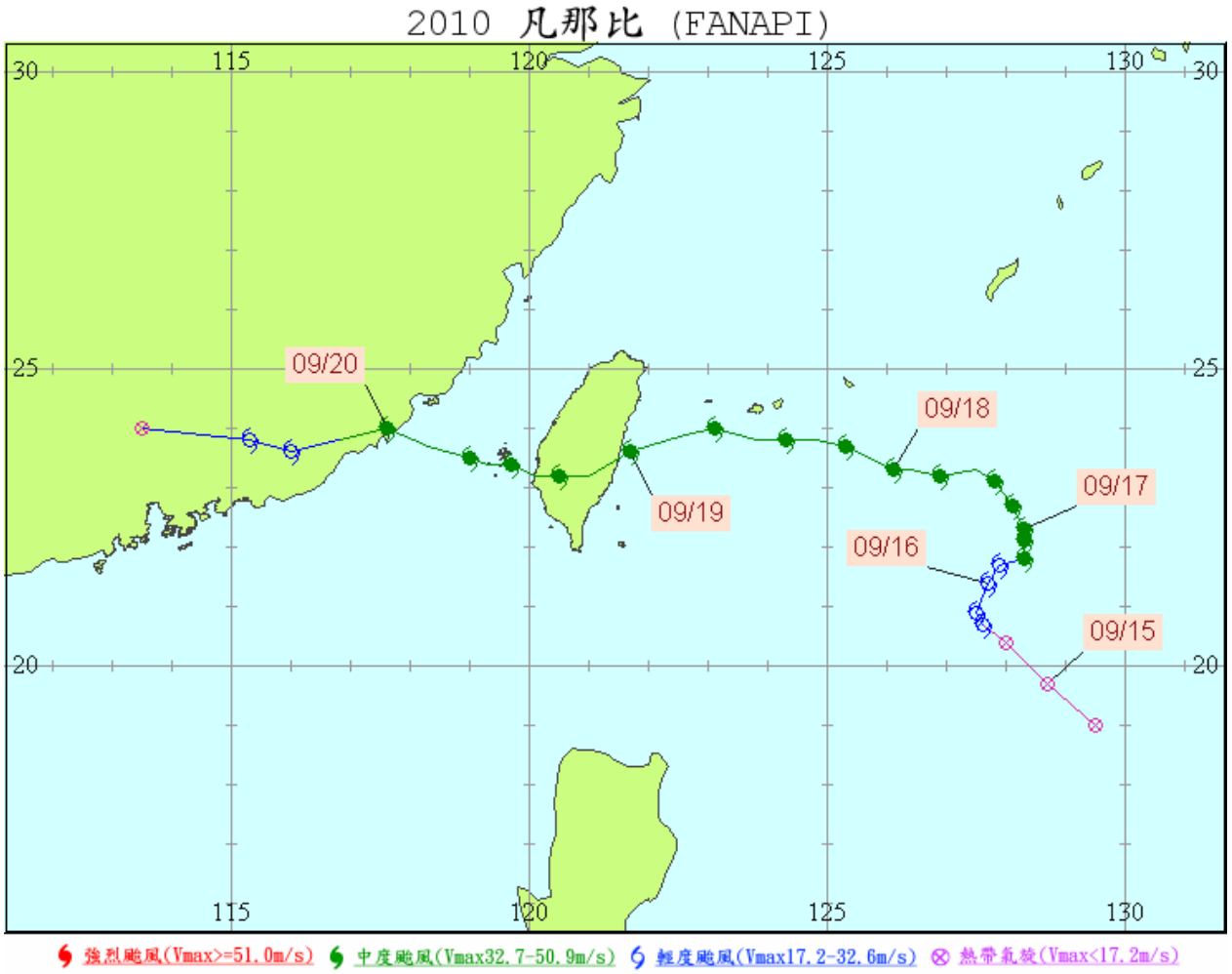
圖 3-1.11 莫拉克颱風全台累積雨量分布圖

2. 凡那比颱風

第 11 號颱風凡那比 (國際命名：FANAPI，中文譯名：凡那比)，颱風路徑如圖 3-1.12 所示。於 9 月 15 日 20 時於琉球南方海面生成，向東北緩慢移動，16 日 20 時增強為中度颱風，並緩慢向北轉北北西移動，17 日 20 時轉為偏西至西北西移動，其暴風圈於 19 日 0 時左右接觸台灣東北部陸地，並因與地形交互作用，轉為向西南西至西南方向移動，其暴風圈逐漸籠罩全台。8 時 40 分在花蓮縣豐濱鄉附近登陸，強度略為減弱，11 時轉為向西移動，暴風圈逐漸進入澎湖地區，18 時左右颱風中心由台南進入台灣海峽，轉為偏西北西方向移動，暴風圈逐漸進入金門地區。20 日 6 時左右暴風圈脫離本島，7 時颱風中心由福建進入大陸，並轉為向西南西移動，11 時減弱為輕度颱風，暴風圈縮小。14 時轉為向西北西移動，暴風圈脫離金門近海，海上陸上颱風警報同時解除，21 日 2 時減弱為熱帶性低氣壓。

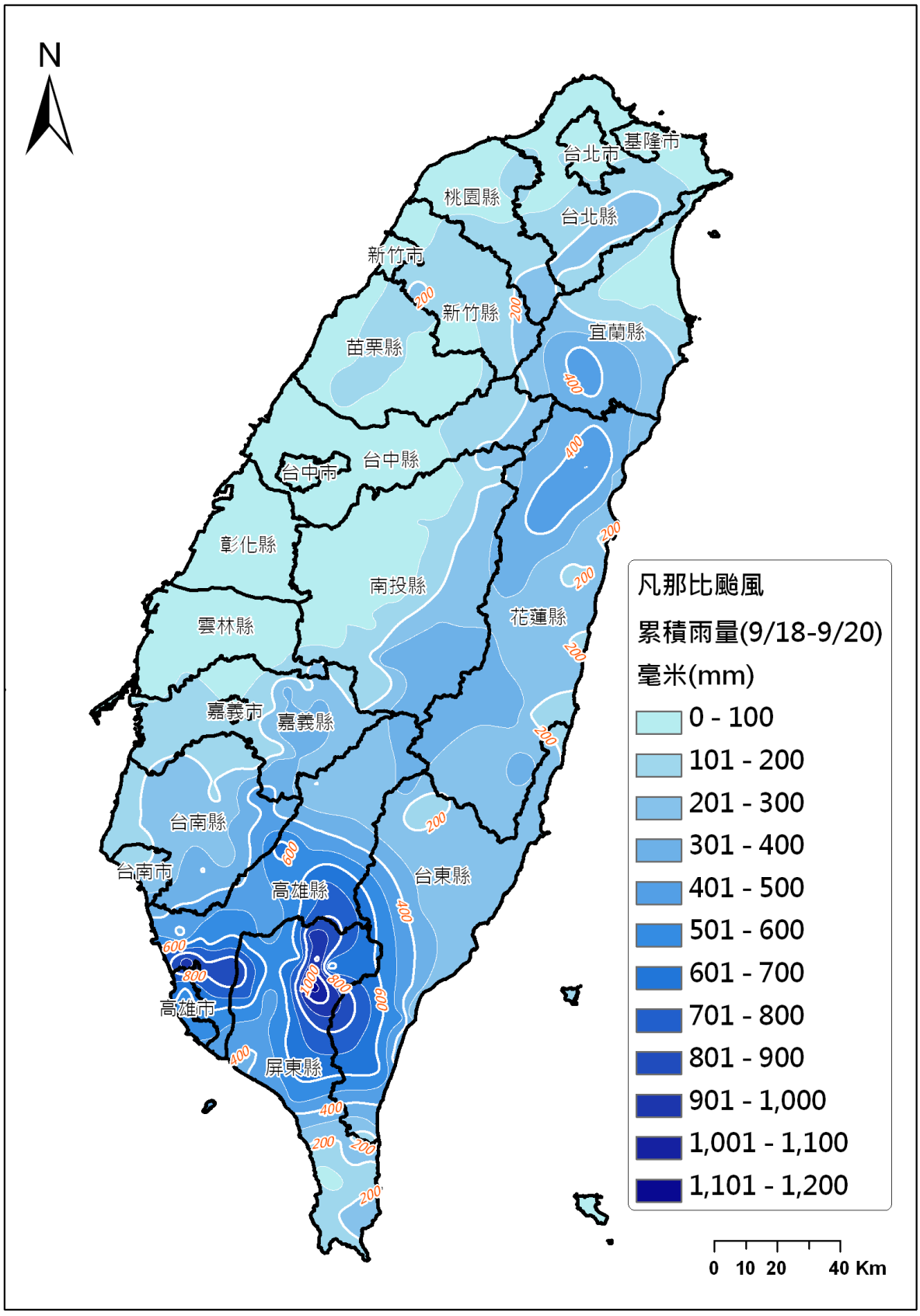
依據中央氣象局雨量統計資料自 9 月 18 日 0 時至 9 月 20 日 21 時止，累積雨量較大區域分別為：屏東縣瑪家鄉(瑪家測站：1127.5 毫米)、屏東縣三地門鄉(上德文測站：1010.5 毫米)、高雄縣橋頭鄉(岡山測站：946.5 毫米)、屏東縣三地門鄉(尾寮山測站：941.5 毫米)、高雄縣大樹鄉(溪埔測站：895.0 毫米)、高雄縣大社鄉(鳳雄測站：808.5 毫米)、屏東縣內埔鄉(三地門測站：763.0 毫米)、屏東縣屏東市(屏東測站：726.5 毫米)。

此次凡那比颱風登陸後，隨著颱風路徑往南移動，暴雨中心亦相對往南移，造成在台灣南部劇烈的降雨。在 9 月 17 日至 9 月 20 日期間內，全台累積雨量分布如圖 3-1.13 所示，降雨中心主要位於瑪家與岡山一帶，南部山區累積雨量最高達 1100 毫米左右。凡那比侵台期間，有關二處堰塞湖於凡那比颱風期間之降雨分布說明如後。



資料來源：中央氣象局

圖 3-1.12 凡那比颱風路徑圖



資料來源：中央氣象局

圖 3-1.13 凡那比颱風全台累積雨量分布圖

B. 降雨統計

堰塞湖上游集水區範圍內共有二處雨量站，分別為排雲雨量站與楠溪雨量站，所屬機構為中央氣象局。經收集統整雨量資料後，莫拉克颱風期間與凡那比颱風期間於旗山溪降雨情形如 圖 3-1.14 與 圖 3-1.15 所示。

於莫拉克颱風期間，由 圖 3-1.14 中可知，旗山溪堰塞湖上游集水區及堰塞湖崩塌區降下了 2,000 毫米以上驚人雨量。降雨主要分布於 8 月 7 日至 8 月 9 日，排雲雨量站最大一日降雨發生於 8 月 7 日，雨量為 624 毫米，楠溪雨量站最大一日降雨發生於 8 月 9 日，雨量為 743 毫米，雨量站於莫拉克颱風累積雨量與雨量組體圖分別如 圖 3-1.16 至 圖 3-1.17 所示。

另凡那比颱風期間，亦於台灣南部降下高強度降雨，降雨主要於 9 月 19 日至 9 月 20 日，排雲雨量站與楠溪雨量站最大一日降雨皆發生於 9 月 19 日，雨量分別為 333.5 毫米與 218.5 毫米，雨量站於凡那比颱風累積雨量與雨量組體圖分別如 圖 3-1.18 與 圖 3-1.19 所示。

表 3-1.2 旗山溪堰塞湖上游集水區雨量站雨量統計表 (單位：毫米)

莫拉克颱風	排雲雨量站	楠溪雨量站
98/08/06	52.5	16.0
98/08/07	624.0	408.5
98/08/08	467.0	709.0
98/08/09	342.5	743.
98/08/10	139.5	195.0
累積雨量	1625.5	2071.5
凡那比颱風	排雲雨量站	楠溪雨量站
99/09/17	0	0
99/09/18	0	0
99/09/19	333.5	218.5
99/09/20	27.5	14
累積雨量	361	232.5

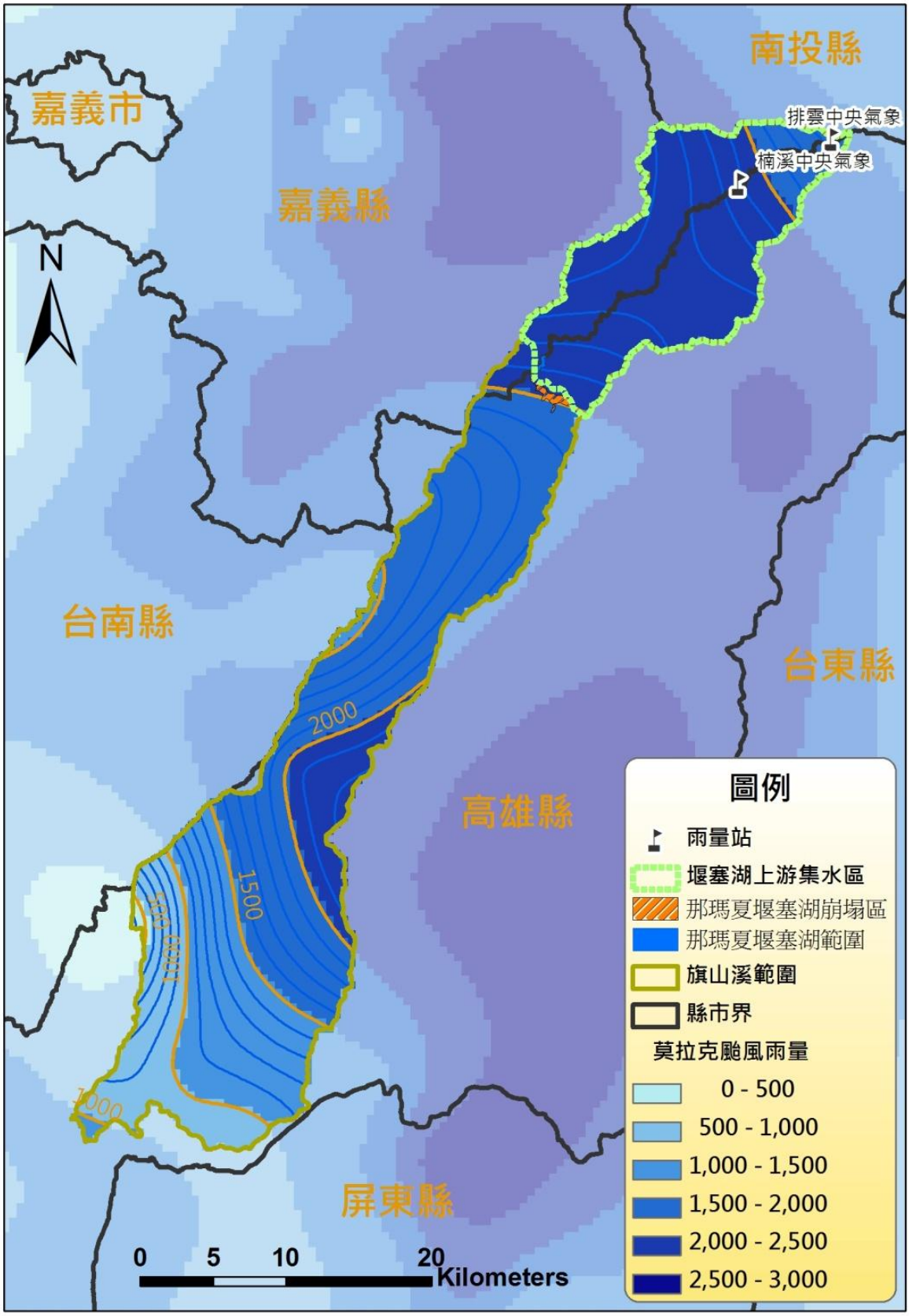


圖 3-1.14 莫拉克颱風旗山溪累積雨量分布圖

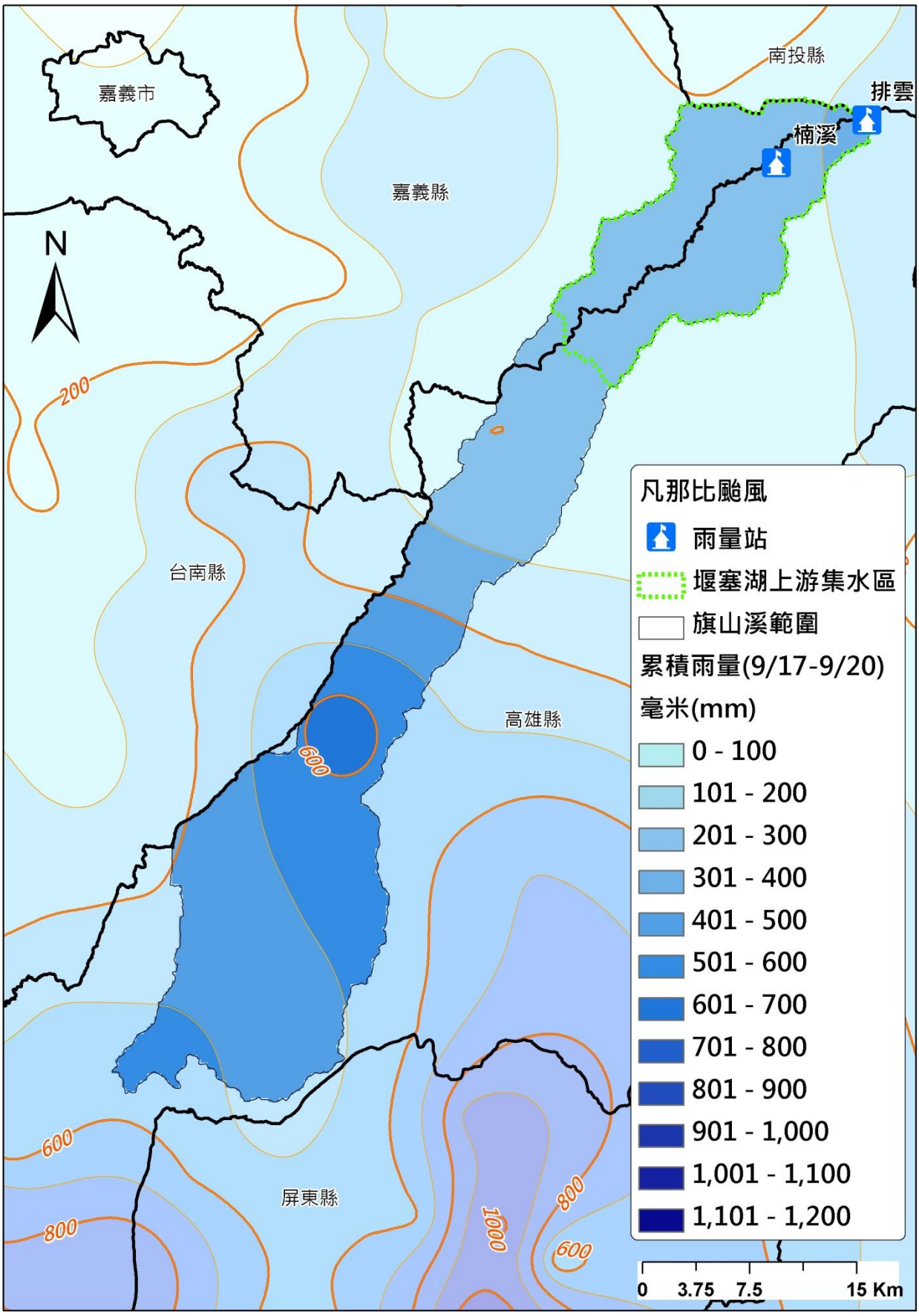


圖 3-1.15 凡那比颱風旗山溪累積雨量分布圖

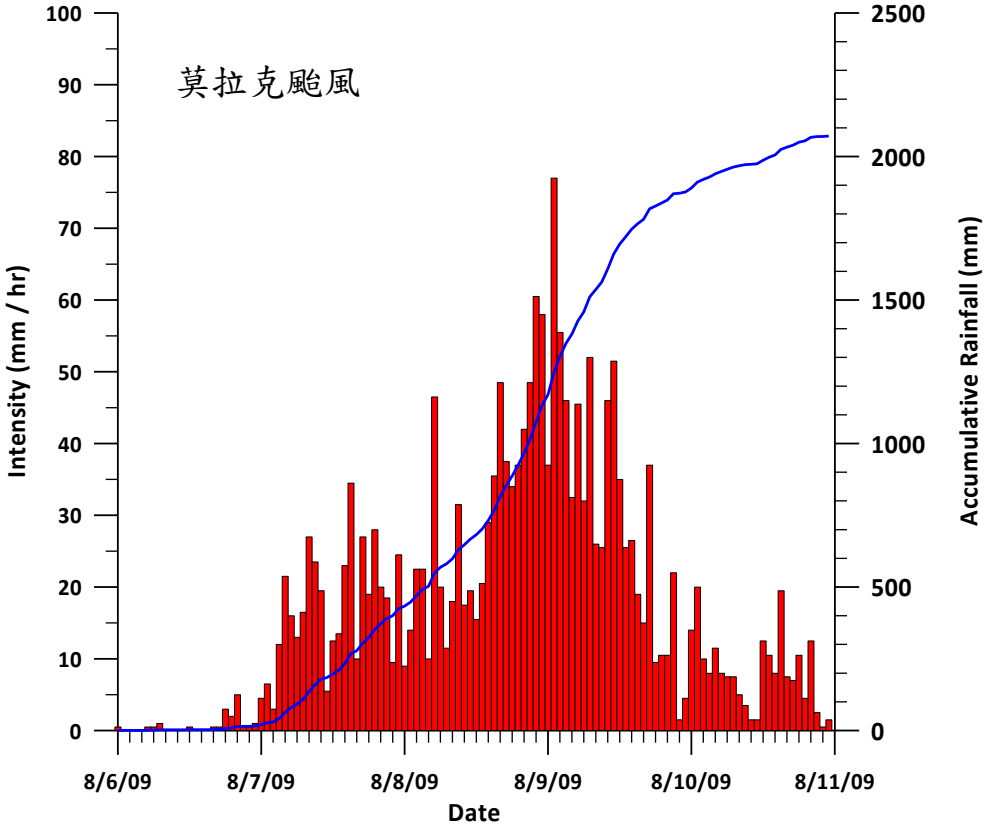


圖 3-1.16 莫拉克颱風楠溪雨量站之累積雨量及雨量組體圖

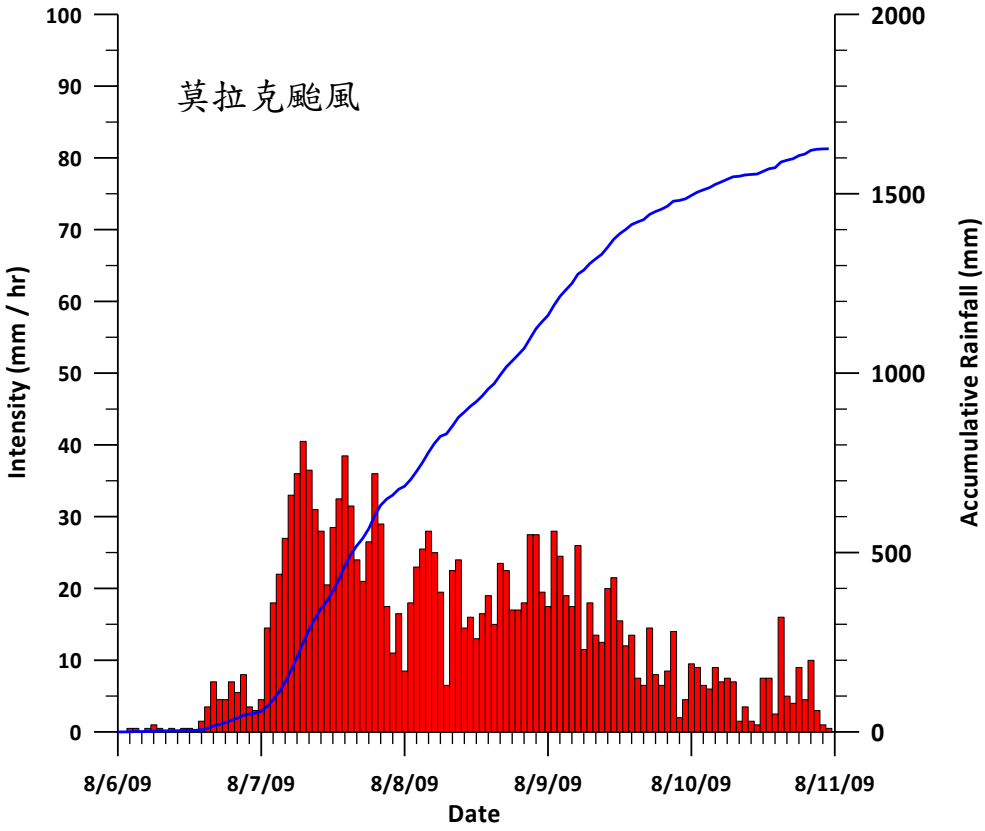


圖 3-1.17 莫拉克颱風排雲雨量站之累積雨量及雨量組體圖

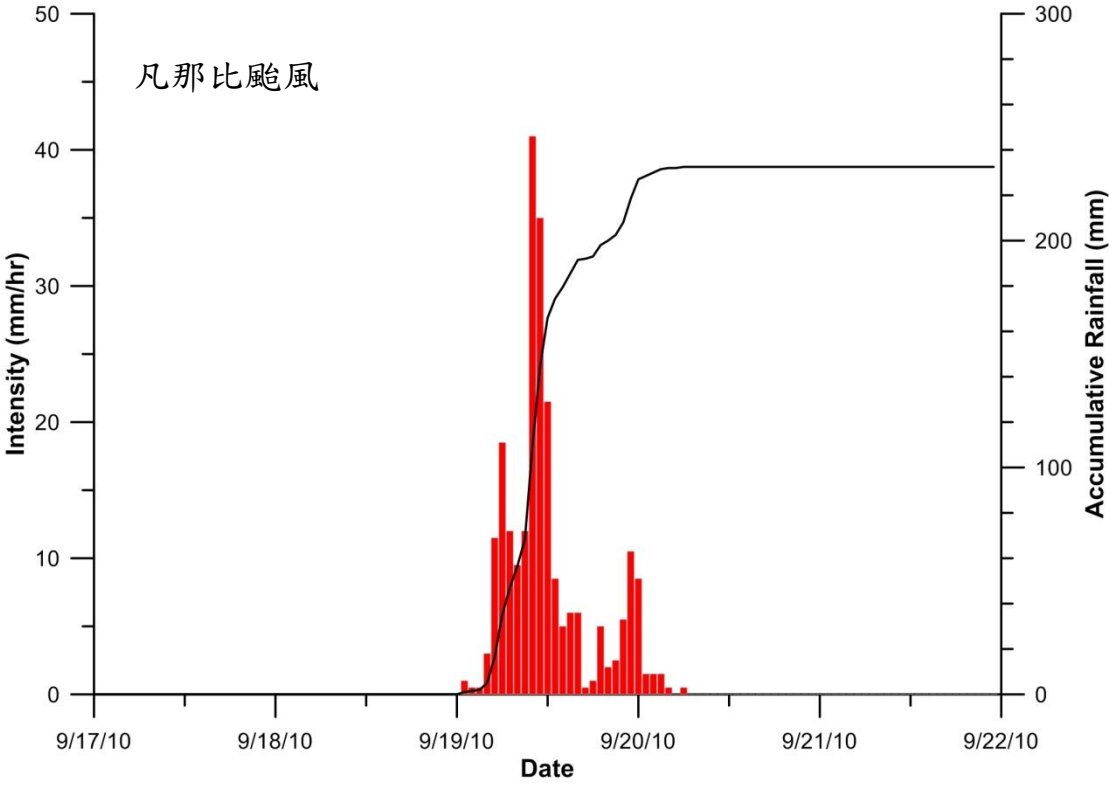


圖 3-1.18 凡那比颱風楠溪雨量站之累積雨量及雨量組體圖

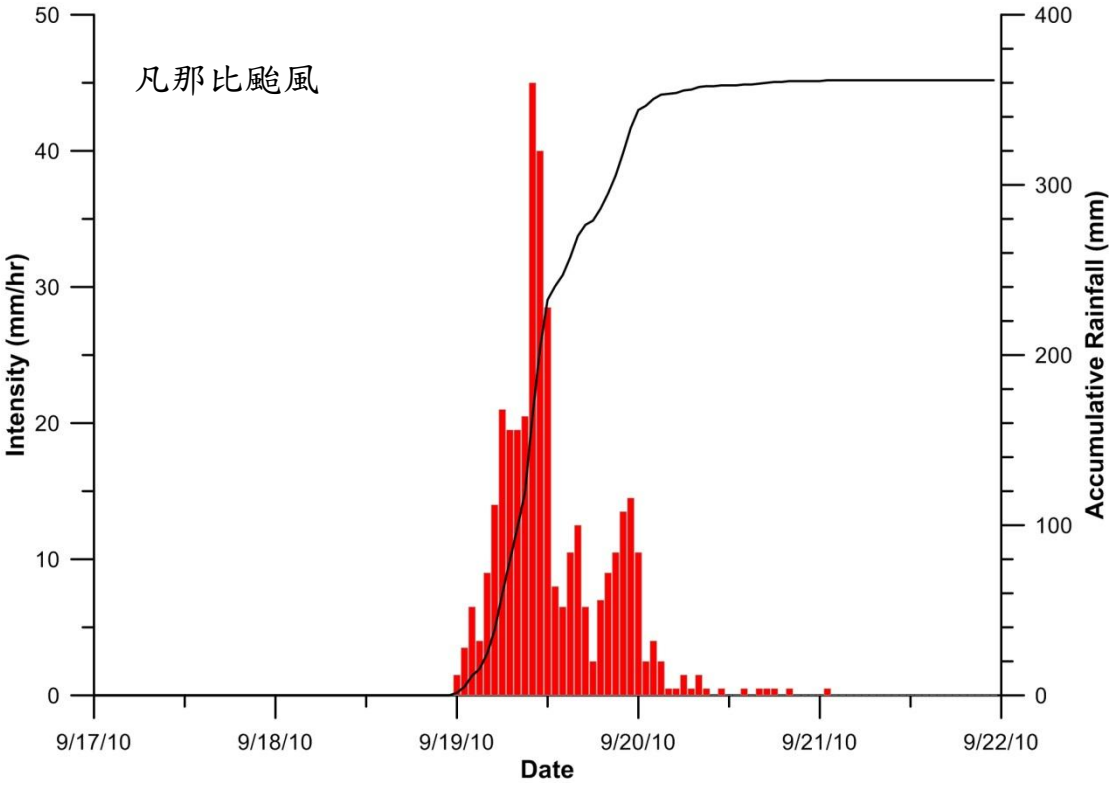


圖 3-1.19 凡那比颱風排雲雨量站之累積雨量及雨量組體圖

3-1.5 衛星影像

欲進行旗山溪堰塞湖以及士文溪堰塞湖之對策建議，首要之工作在於基本資料與圖資之蒐集，了解計畫區域之基本資料與土砂之變遷情形，特別在於莫拉克颱風前後，流域環境與堰塞湖區之河道變遷，並持續收集堰塞湖衛星影像資料，可藉由各期衛星影像得知堰塞湖自形成後之變化情形。故本計畫透過旗山溪上游的衛星影像、空照影像等基本圖資的蒐集，了解本計畫工作範圍之現況，大範圍說明流域之情形。透過不同時期影像及圖資之收集，可掌握堰塞湖及崩塌區之變遷，以下針對目前圖像資料收集成果分別說明：

本計畫採用 福爾摩沙二號衛星 所拍攝之衛星影像，於旗山溪堰塞湖已收集 11 期衛星影像，影像範圍包含旗山溪及堰塞湖周圍區域，福衛二號衛星基本資料如 2-2.1 節所述，影像收集成果如下所述。

一、衛星影像收集成果

透過不同時期之衛星影像判釋與比對成果，可得知計畫區域內堰塞湖區及崩塌區變化情形，而已定位之衛星影像，配合地理資訊系統套疊圖層資訊，可用以分析堰塞湖面積，迴水長度等資訊，以作為後續評估、分析之用。

本計畫所蒐集之衛星影像均採用福爾摩沙二號衛星所拍攝之影像，經檢驗雲覆率、影像間定位誤差的資訊，選擇其中雲覆率小於 20%，經篩選後，於旗山溪堰塞湖獲得 11 幅品質良好之衛星影像，衛星影像圖之資訊列表於如 表 3-1.3，衛星影像成果如 圖 3-1.20 至 圖 3-1.30 所示。

表 3-1.3 旗山溪堰塞湖衛星影像資料表

編號	堰塞湖	拍攝時間	影像種類
1	旗山溪堰塞湖	民國 98 年 08 月 24 日	福衛二號衛星影像
2		民國 98 年 12 月 11 日	福衛二號衛星影像
3		民國 99 年 01 月 18 日	福衛二號衛星影像
4		民國 99 年 03 月 06 日	福衛二號衛星影像
5		民國 99 年 04 月 13 日	福衛二號衛星影像
6		民國 99 年 05 月 25 日	福衛二號衛星影像
7		民國 99 年 06 月 21 日	福衛二號衛星影像
8		民國 99 年 07 月 15 日	福衛二號衛星影像
9		民國 99 年 08 月 10 日	福衛二號衛星影像
10		民國 99 年 09 月 23 日	福衛二號衛星影像
11		民國 99 年 10 月 11 日	福衛二號衛星影像



圖 3-1.20 旗山溪堰塞湖衛星影像 (98/8/24)



圖 3-1.21 旗山溪堰塞湖衛星影像 (98/12/11)



圖 3-1.22 旗山溪堰塞湖衛星影像 (99/1/18)



圖 3-1.23 旗山溪堰塞湖衛星影像 (99/3/6)



圖 3-1.24 旗山溪堰塞湖衛星影像 (99/4/13)



圖 3-1.25 旗山溪堰塞湖衛星影像 (99/5/25)



圖 3-1.26 旗山溪堰塞湖衛星影像 (99/6/21)



圖 3-1.27 旗山溪堰塞湖衛星影像 (99/7/15)



圖 3-1.28 旗山溪堰塞湖衛星影像 (99/8/10)



圖 3-1.29 旗山溪堰塞湖衛星影像 (99/9/25)



圖 3-1.30 旗山溪堰塞湖衛星影像 (99/10/11)

自莫拉克颱風後，本計畫即主動蒐集此處堰塞湖區多期緊急衛星影像成果，將各幅不同時期衛星影像依時序排列，可得知堰塞湖於災前、災中、災後隨時間變化之情形，其成果如 圖 3-1.31 所示。

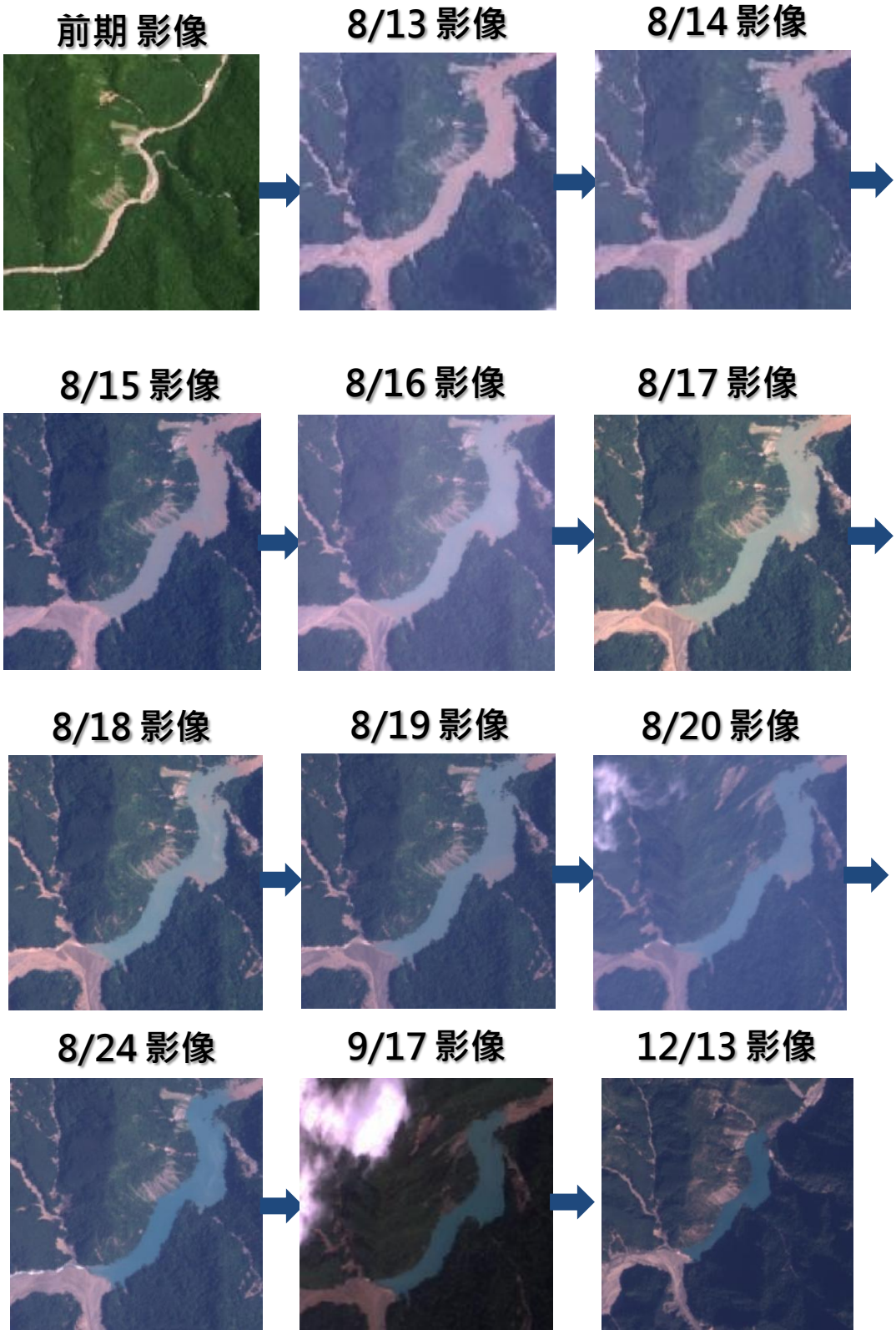


圖 3-1.31 旗山溪堰塞湖衛星影像排序圖

3-1.6 無人載具空拍影像

無人載具空拍作業執行流程及空拍影像判釋及後續處理流程詳如 2-2.2 節所述，本計畫已於計畫執行期間內，進行兩次現地無人載具空拍作業，由空拍影像判釋及後處理作業得知堰塞湖壩體及堰塞湖區蓄水面積變化情形，其成果展示如下。

一、無人載具空拍成果

為能得到堰塞湖及崩塌區域災後及汛期前後立即且整體之現地影像，本計畫針對堰塞湖區、壩體以及崩塌區進行無人載具空拍作業，目前已於二處堰塞湖分別進行 2 次空拍作業，旗山溪堰塞湖空拍作業時間為 98 年 10 月 12 日、98 年 11 月 5 日及 99 年 10 月 11 日，圖 3-1.32 至 圖 3-1.45 為旗山溪堰塞湖空拍成果。



圖 3-1.32 旗山溪堰塞湖空拍照片(全貌，98/10/12)



圖 3-1.33 旗山溪堰塞湖空拍照片(全貌，98/11/5)



圖 3-1.34 旗山溪堰塞湖空拍照片(全貌，99/10/11)



圖 3-1.35 旗山溪堰塞湖空拍照片(崩塌區，98/8/20)



圖 3-1.36 旗山溪堰塞湖空拍照片(崩塌區，98/11/5)



圖 3-1.37 旗山溪堰塞湖空拍照片(崩塌區，99/10/11)



圖 3-1.38 旗山溪堰塞湖空拍照片(支流扇狀地與堰塞湖，98/9/10)



圖 3-1.39 旗山溪堰塞湖空拍照片(支流扇狀地與堰塞湖，98/10/12)



圖 3-1.40 旗山溪堰塞湖空拍照片(支流扇狀地與堰塞湖，99/10/11)



圖 3-1.41 旗山溪堰塞湖空拍照片(壩體，98/10/12)



圖 3-1.42 旗山溪堰塞湖空拍照片(壩體，98/11/5)



圖 3-1.43 旗山溪堰塞湖空拍照片(壩體，99/10/11)



圖 3-1.44 旗山溪堰塞湖空拍照片(下游河道，98/10/12)



圖 3-1.45 旗山溪堰塞湖空拍照片(下游河道，98/11/5)

3-1.7 數值地形資料

為進行堰塞湖前後地形變化比對，以瞭解堰塞湖形成後天然壩土體體積等資料，然而本區過去並無相關地形或河道測量資料，因此本計畫乃藉由航空攝影定位判釋產製之 5 公尺解析度之數值地形作為前期原始地形資訊，已取得之相關數值地形範圍如 圖 3-1.42 所示。

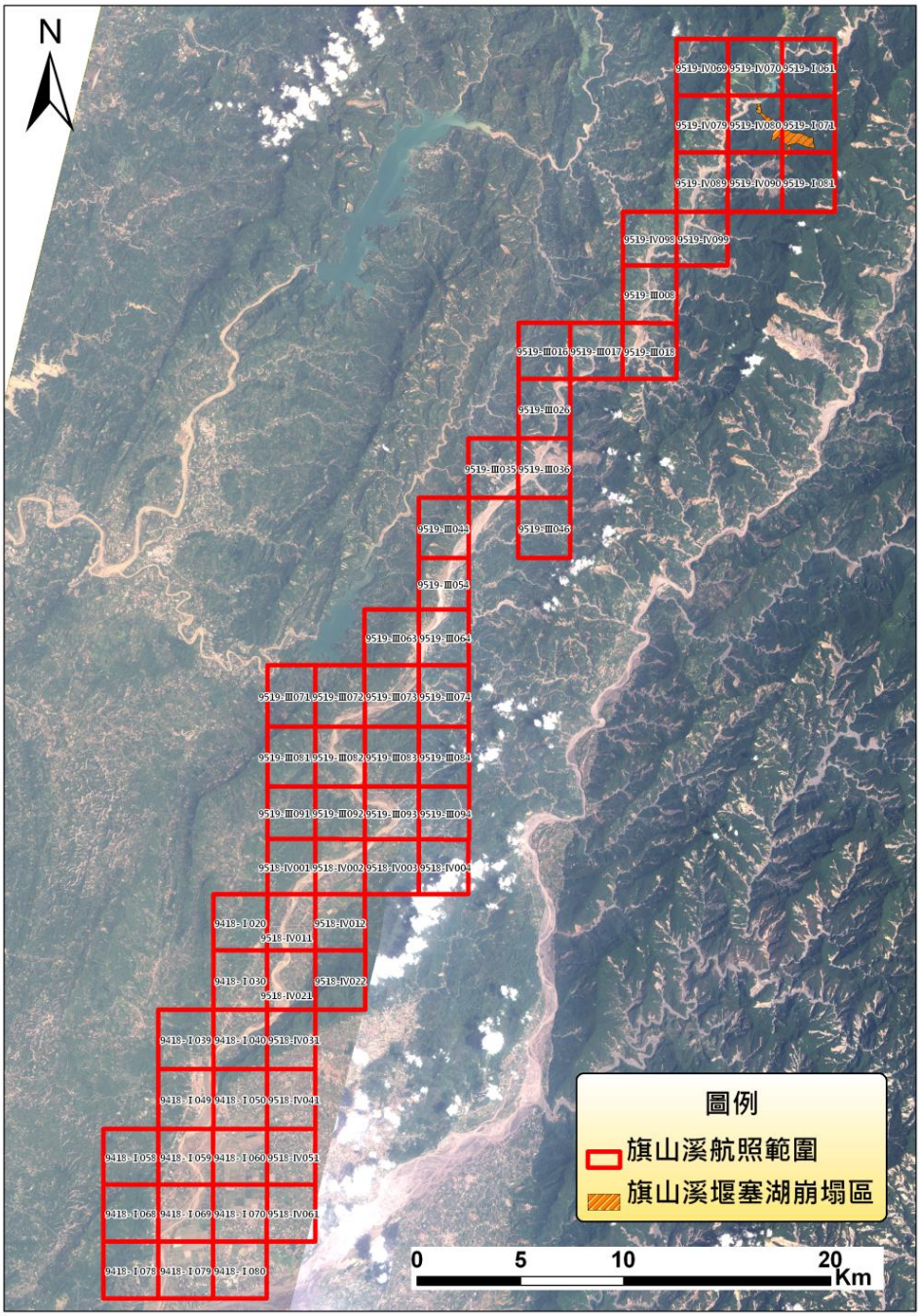


圖 3-1.46 旗山溪數值地形範圍圖

3.2 士文溪堰塞湖

3-2.1 計畫區域概述

士文溪堰塞湖位於潮州事業區 20 林班與原住民保留地交接處，距離下游士文溪橋約 11 公里處，行政區域屬屏東縣春日鄉，流域則屬南屏東沿海河系之士文溪，堰塞湖上游集水區面積約為 3,300 公頃，堰塞湖下游鄰近社區主要為古華村之舊古華，距離堰塞湖約 10 公里，相關位置如 圖 3-2.1 所示。

士文溪上游堰塞湖之形成乃起因於士文溪右岸原住民保留地因降雨誘發大規模地滑，土層滑動阻斷士文溪主河道後形成一處堰塞湖，蓄積水體於事件發生後迅速到達滿水位並開始溢流，阻斷河道之土體遭溢壩洪流沖刷，形成寬度約 5 公尺之天然水道，目前穩定溢流中。

99 年 8 月初步調查時,本計畫依據福衛二號影像判釋及現地勘查得知，該堰塞湖淹沒區面積約 6.5 公頃 (航空照片判釋結果)，迴水長度約 700 公尺，堰塞湖最大水深雖深達 23.7 公尺，但因蓄水面積小，故蓄水量有限 (應少於 150 萬噸) ，由於地滑區之寬度高達 550 公尺，加以河道大量土石堆積，研判下游阻塞河道之土體之長度甚長，相關基本資料詳 圖 3-2.2。

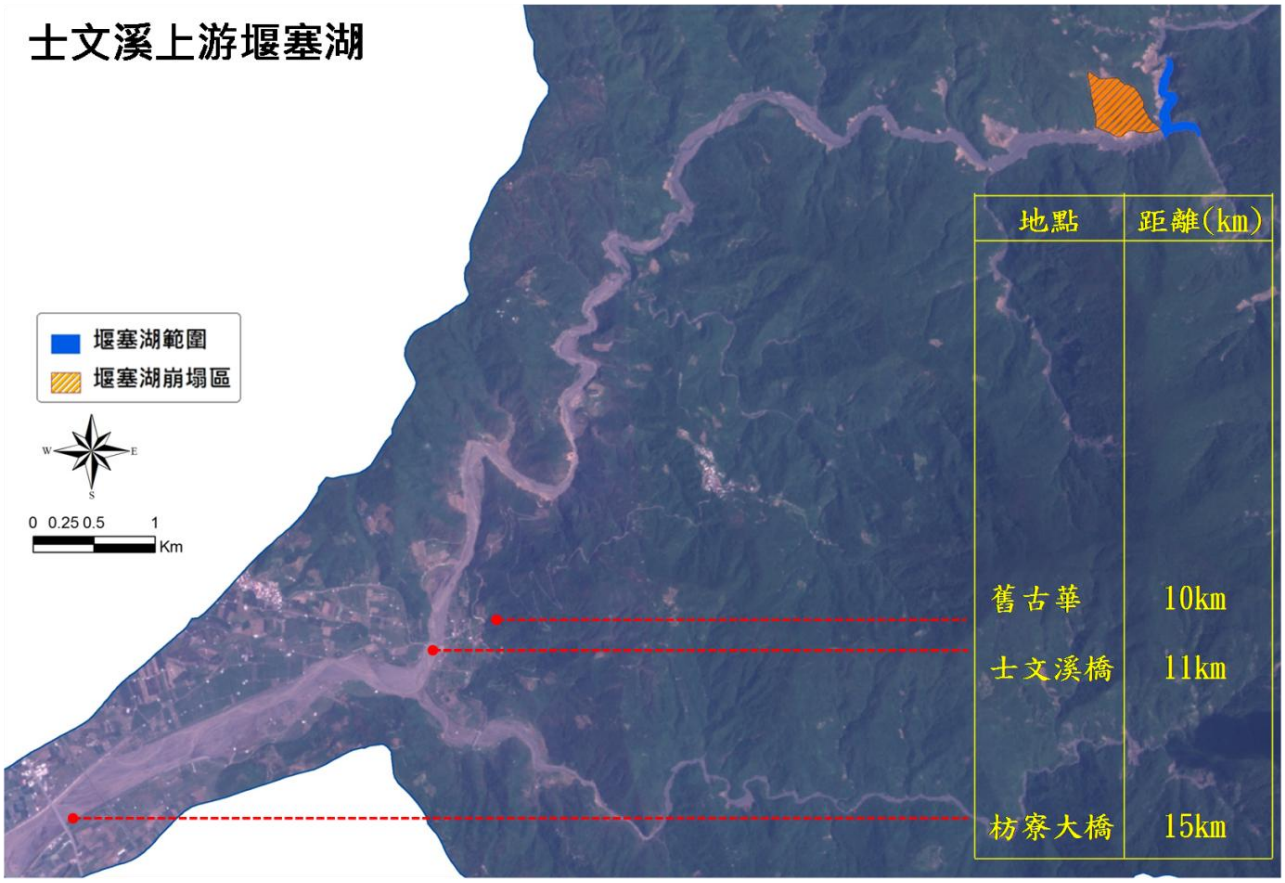


圖 3-2.1 士文堰塞湖下游鄰近村落分佈位置圖



圖 3-2.2 士文溪堰塞湖及崩塌區基本資料

3-2.2 行政轄區、交通

士文溪堰塞湖位於屏東縣春日鄉力里村內，以士文溪為界與春日鄉士文村相互比鄰，如 圖 3-2.3 所示。堰塞湖上游並無村落分佈，下游最近之村民聚落為古華村之舊古華，距離約為 10 公里。

堰塞湖崩塌區位於原住民保留地與林務局潮州事業區 20 林班交界處，林班地權責機構為屏東林區管理處，集水區內林班地範圍如 圖 3-2.4 所示。集水區下游可由省道台 1 線連貫南北交通動線，車輛若欲前往堰塞湖，道路交通可先沿省道台 1 線轉向縣道 198 (大漢林道)，後由產業道路抵達崩塌地滑處頂端，最後以步行方式沿崩塌地稜線向下抵達堰塞湖，步行時間約 1 小時，大漢林道與產業道路路況尚可，四輪驅動車輛可通行，而步道為人工臨時開設，多為泥土及碎石路面，且坡度甚陡，不易通行。

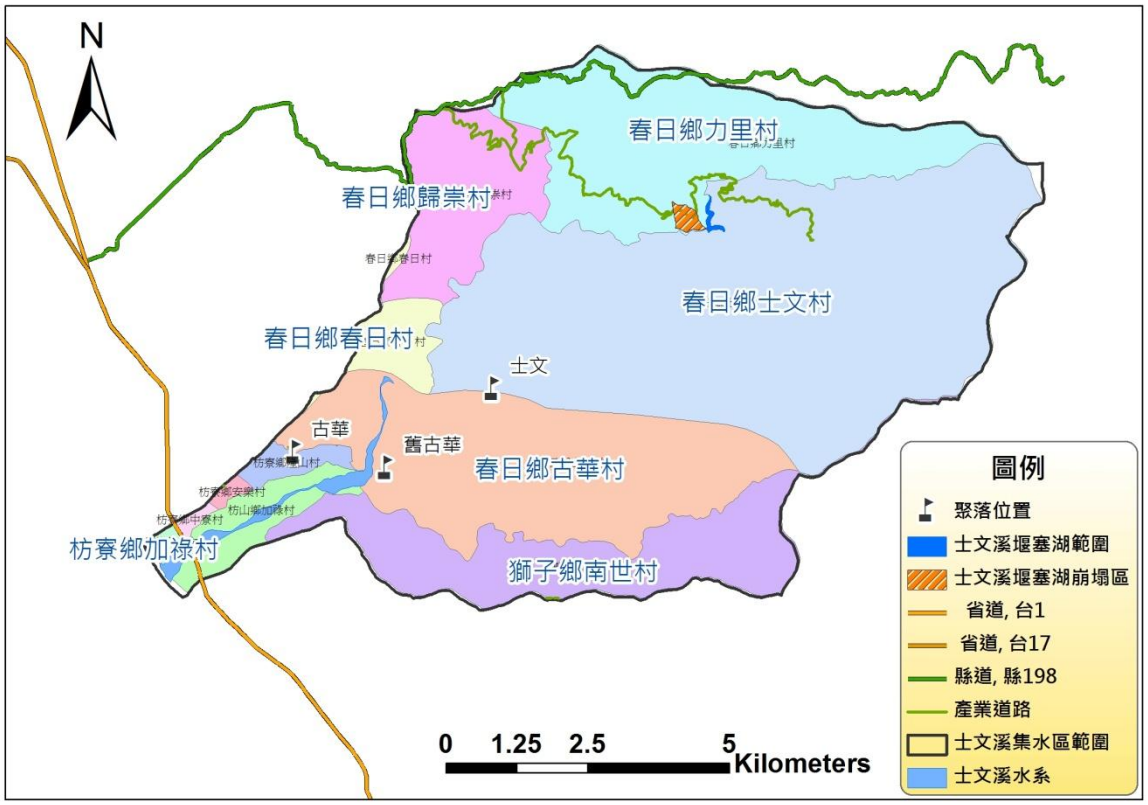


圖 3-2.3 士文溪堰塞湖行政區圖

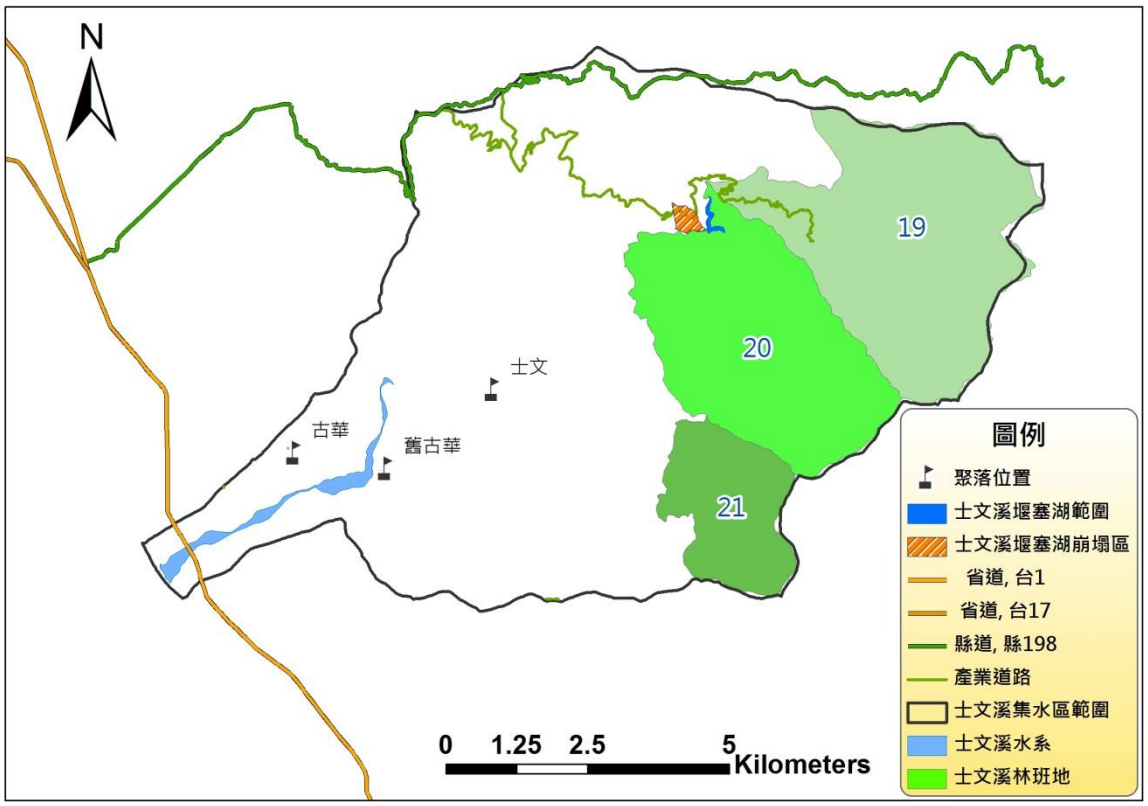


圖 3-2.4 士文溪堰塞湖林班地圖

3-2.3 地文資料

1. 地形與地勢

士文溪發源於中央山脈南段大漢山西側，向下與草山溪匯流後合稱為率芒溪，溪流由東北向西南流經基基努古、舊古華、埤寮，於保生注入台灣海峽。流域面積 89,600 公頃，集水區流短而地勢大多陡峭，主流長度 22.3 公里，平均坡度 1：35。由於位於台灣南部西側，整體地勢走向由東北向西南傾降，各支流中常見成掌狀的陡坡型水系，代表本區內溪流上游溯源侵蝕盛行，同時也加劇集水區坡面上塊體運動 (崩塌、風化、侵蝕) 的速率。因計畫區域中主要影響堰塞湖未來變化為堰塞湖上游集水區域，故以下針對堰塞湖上游區域之地文資料進行分析。

堰塞湖上游集水區集水面積為 3,325 公頃，下游界點為堰塞湖壩址，集水區高低海拔差距約一千四百公尺，最低海拔 253 公尺，最高海拔 1,667 公尺，高程變化十分劇烈，高程分佈在 500 公尺至 1,000 公尺佔整個計畫區域 53.6% 為最大，另外 500 公尺以上區域佔整個計畫區域 88.9% ，如 表 3-3.1 及 圖 3-2.5 所示。

依據集水區地形之數值高程資料，分析堰塞湖上游集水區各級坡度之分布，如 表 3-2.2 及 圖 3-2.6 所示，結果顯示，集水區中坡度以四級坡為主，佔堰塞湖上游集水區面積 43.8%，而三級坡與四級坡區域即佔集水區 83.4% ，一級坡與二級坡僅有 5.1% ，表示集水區內大多地勢險峻，僅河床及河岸旁較為平緩。

坡向部分，堰塞湖上游集水區坡向分佈統計圖表如 表 3-2.3 及 圖 3-2.7 所示，坡向主要朝向北，佔整個計畫區域面積的 14.4%，集水區內以北、東北、西北三個方向合計比例 38.4% ，可知堰塞湖上游集水區地勢變化主要由南向北方遞降。

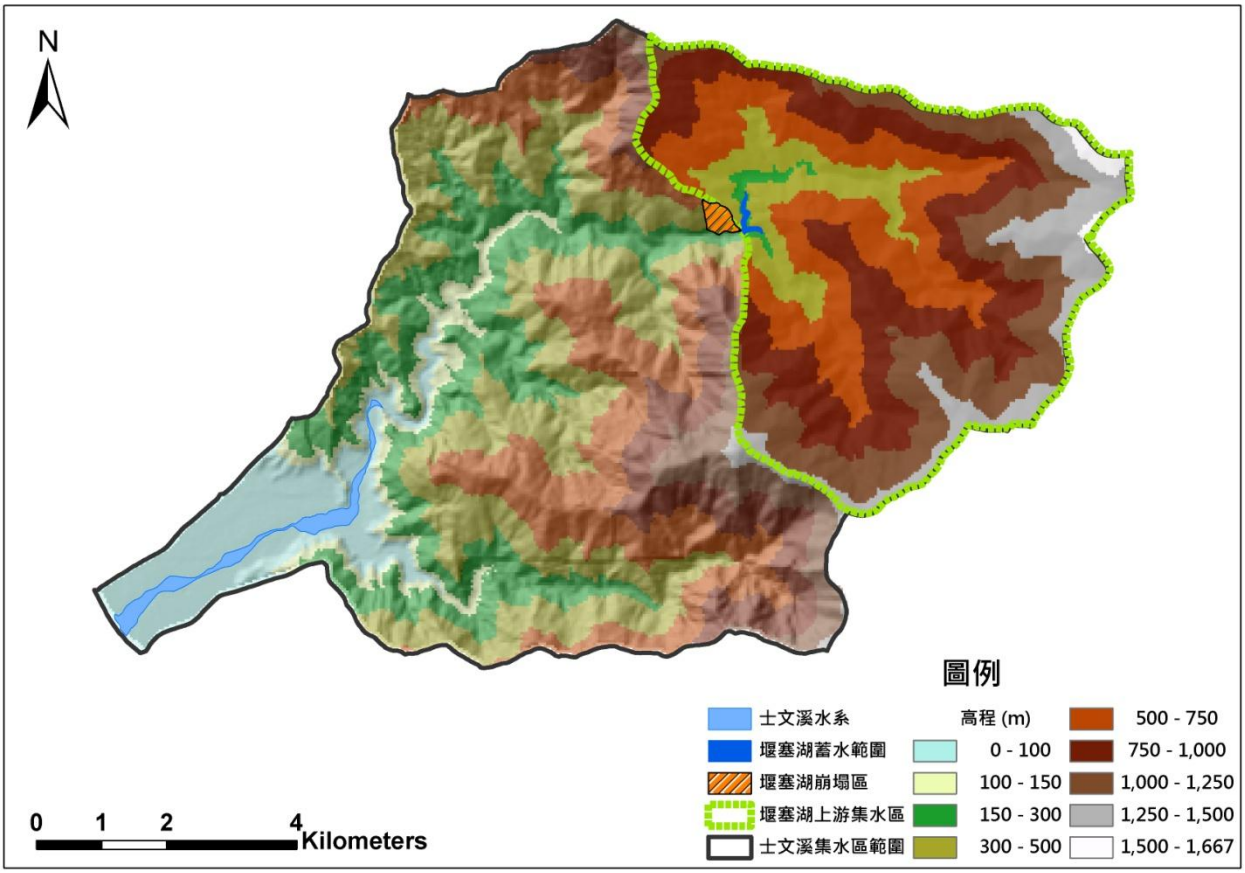
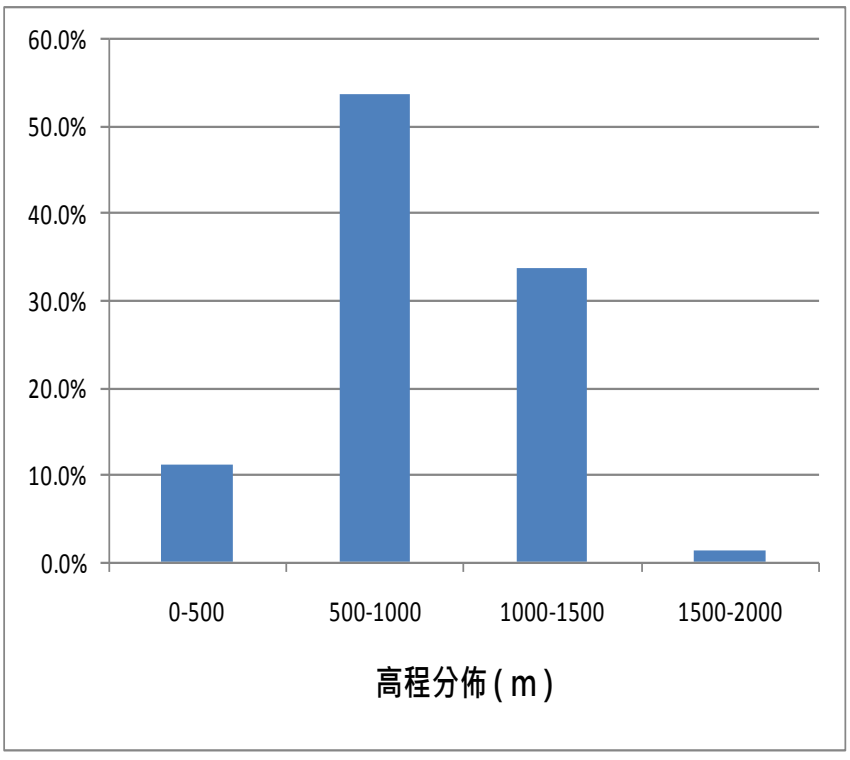


圖 3-2.5 士文溪堰塞湖上游集水區高程分佈圖

表 3-2.1 士文溪堰塞湖上游集水區高程分析統計表

高程(m)	面積 (ha)	百分比
0-500	370.1	11.1%
500-1,000	1,783.8	53.6%
1,000-1,500	1,125.6	33.9%
1,500-2,000	45.4	1.4%



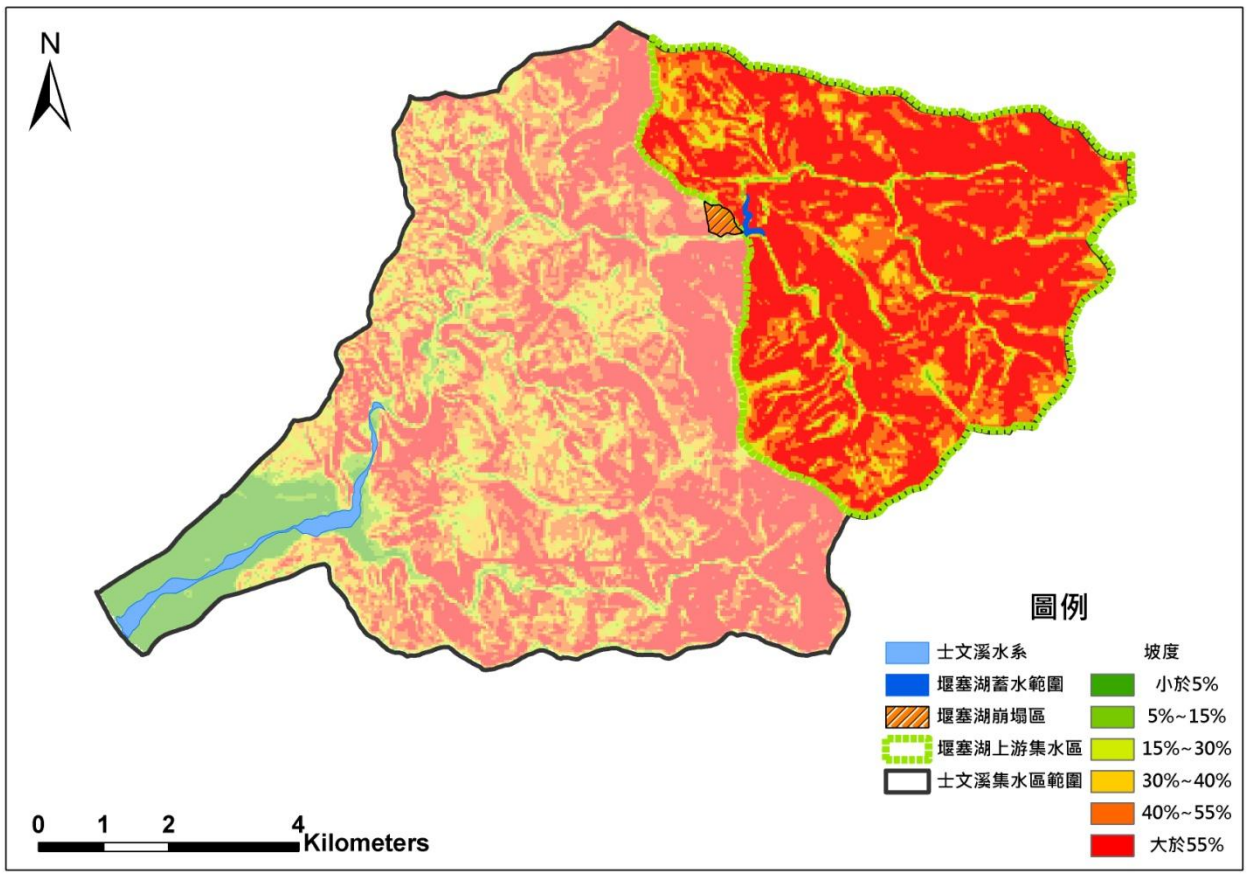
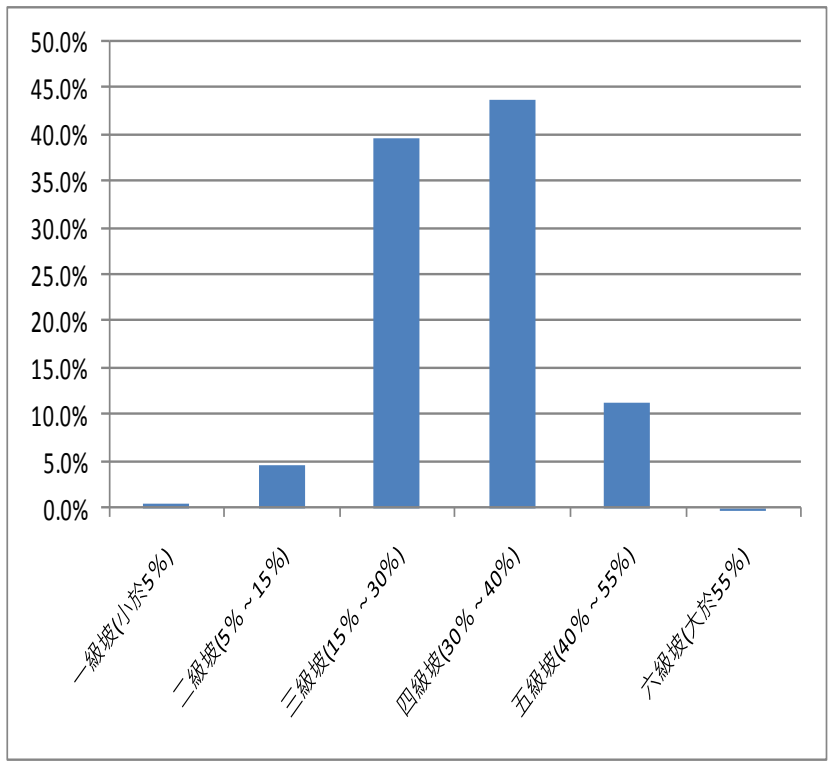


圖 3-2.6 士文溪堰塞湖上游集水區坡度圖

表 3-2.2 士文溪堰塞湖上游集水區坡度分析統計表

坡度	面積 (ha)	百分比
一級坡 (小於 5%)	18.2	0.5%
二級坡 (5～15%)	154.4	4.6%
三級坡 (15～30%)	1,316.0	39.6%
四級坡 (30～40%)	1,455.5	43.8%
五級坡 (40～55%)	379.0	11.4%
六級坡 (大於 55%)	1.8	0.1%



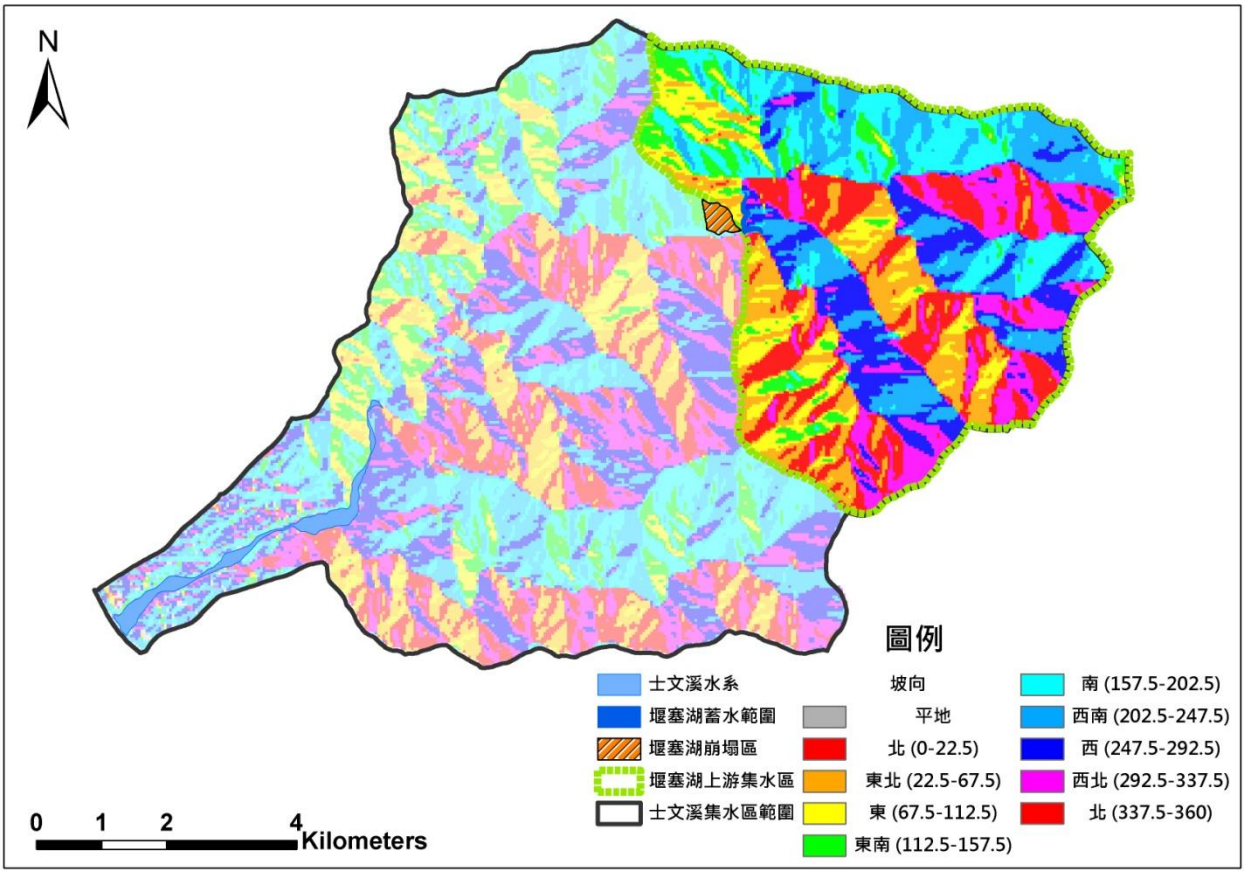
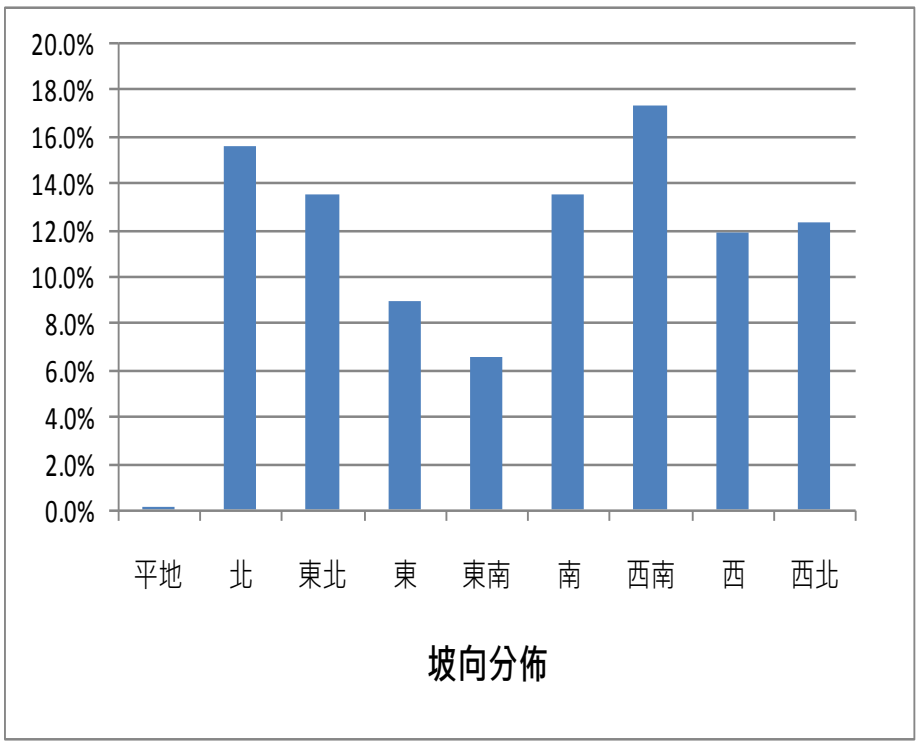


圖 3-2.7 士文溪堰塞湖上游集水區坡向圖

表 3-2.3 士文溪堰塞湖上游集水區坡向分析統計表

坡向	面積 (ha)	百分比
平地	4.8	0.1%
北	518.1	15.6%
東北	451.2	13.6%
東	296.3	8.9%
東南	219.2	6.6%
南	451.5	13.6%
西南	578.2	17.4%
西	396.3	11.9%
西北	409.3	12.3%



2. 地質與土壤

A. 地質

士文溪堰塞湖集水區出露岩層主屬於潮洲層以及牡丹層，如 圖 3-2.8 所示，崩塌區附近有中莊斷層通過，其出露岩層特性以及該區主要構造線分述如下：

1. 出露岩層

(1) 潮州層：

以硬頁岩或板岩為主，間夾透鏡狀砂岩體，砂岩為細粒至中粒的石英砂岩，多呈現水道充填構造。厚層平行紋理和底痕沈積構造頗為發達,屬於濁流岩中的平行層理砂岩，其風化特徵洋蔥狀剝蝕及鉛筆構造。

(2) 牡丹層：

本層岩性以頁岩或硬頁岩和薄砂頁岩互層為主，夾有厚層的砂礫岩凸透鏡體，且富含沈積崩移構造。薄砂礫岩具有交錯紋理與平行紋理者屬於波馬序列的局部沈積構造。

2. 主要構造線

(1) 中莊斷層：

為推定之區塊斷層，呈東西走向。潮州層與牡丹層之界線在斷層的南北兩側有小規模之左移錯動。斷層以南之褶皺軸呈南北走向，以北則偏向北北東。此斷層係屬於推定之左移斷層。

(2) 北湖呂山向斜：

北湖呂山向斜軸向為南北向，約與士文背斜平行。軸面向東平緩傾斜約20~30°，軸部主要出露之地層為牡丹層。向斜西翼之潮州層傾斜較緩，東翼較為陡峭，且已倒轉。此向斜軸自率芒溪上游起沿著北湖呂山，南

湖呂山和巴層巴墨山的稜線，向南延伸至枋山溪，為東西向斷層截切。

(3) 士文背斜：

士文背斜軸向為南北向，軸面向東傾斜約 30°~ 40°。西翼地層向東倒轉或陡直，東翼地層則向東和緩傾斜，係一緊密的倒轉背斜。軸部出露之地層為潮州層，兩翼為牡丹層。本背斜軸部通過士文村東方約一公里處，向北在舊歸崇附近為一條東西向斷層截切，向南在枋山溪為另一東西向斷層截切。

堰塞湖位於屏東縣枋寮鄉士文溪上游，其發生原因主要為士文溪河道右岸崩塌地發育阻擋河道所造成，由災前地形判釋，崩塌地坡向朝南方，崩塌地上部達稜線，向下坡度漸陡，平均坡度 29.5°，接近材料穩定安息角，其坡腳若受河水側蝕則容易發生崩塌，此可能為崩塌地發育之原因之一。由地質條件判釋，崩塌地位於潮州層內，其岩性以硬頁岩或板岩為主，間夾透鏡狀砂岩體，其風化特徵為洋蔥狀剝蝕及鉛筆構造；另外，崩塌地位於中莊斷層及北湖呂山向斜交界處，前者屬於堆定之東西走向左移斷層，後者為軸向南北，軸面向東平緩傾斜約 20°~ 30° 之向斜構造，從河道來看，在崩塌地發生區東側河道有兩次明顯的轉折，此為構造控制之明顯特徵，故此崩塌地極可能因為斷層及褶皺構造發育，造成地質破碎條件，進而發生崩塌。

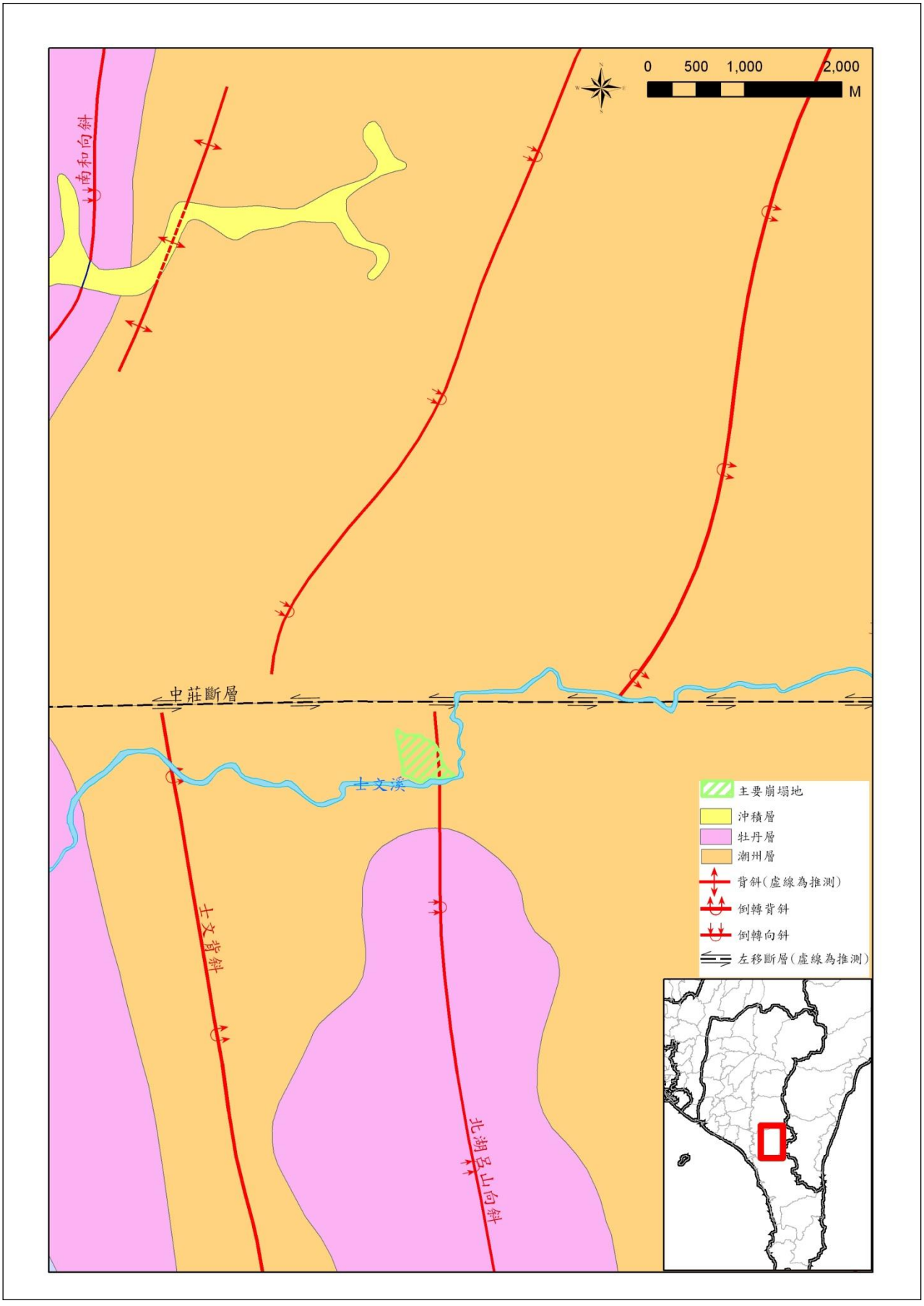


圖 3-2.8 主要崩塌地發生位置之區域地質圖

B. 土壤

土壤分布資料來源為農委會水土保持局於民國 84 年數化建檔之「全省山坡地土壤圖」，士文溪堰塞湖則在東側上游集水區多為未調查區域，西側則以滾落石塊、碎片及細粒所組成之石質土為主，且崩塌地即發生在此區域內。在西南側中游處，則多為崩積土、石質土及黃壤，而在下游則以黃壤及沖積土為主。士文溪流域內土壤分布圖如 圖 3-2.9 。以下就各土壤特性介紹：

(1)石質土：

本類土壤多為滾落石塊，碎片及細粒所組成，或為土壤風化後，因沖蝕盛行帶走大部份土壤，僅留存一部份土壤及母岩與風化母岩所組成，尚保有母岩特性。

(2)崩積土：

為灰黃色崩積土。其中母岩軟者易引起崩塌，土壤普遍有位移的現象，因土壤堆積與流失速度相差不多，少有土壤發育機會，仍保有母岩之色澤及性質。

(3)沖積土：

沖積土之特性因其溪流來原不同而呈現差異。其受母岩性質之影響。

(4)紅壤：

此類土壤乃第四紀洪積層物質，因近百萬年來經高溫多雨，乾溼循環交替下，土壤中之物質受淋洗殆盡，僅剩大部份鋁、鐵氧化物質者。土壤構造明顯，通氣、排水良好，物理性質佳。為土壤呈強酸性，肥力差，黏性及可塑性高，因此生產力差。

(5)黃壤：

此類土壤乃母岩經弱度化育而成之土壤，有時因淋洗作用而產生黏性往剖面下層移動之現象，土壤養分（鉀、鈉、鈣、鎂）流失而呈黃、黃棕或紅棕色，有明顯之土壤結構。多生成於丘陵地上之相對地形較安定、坡度起伏較緩和之處。

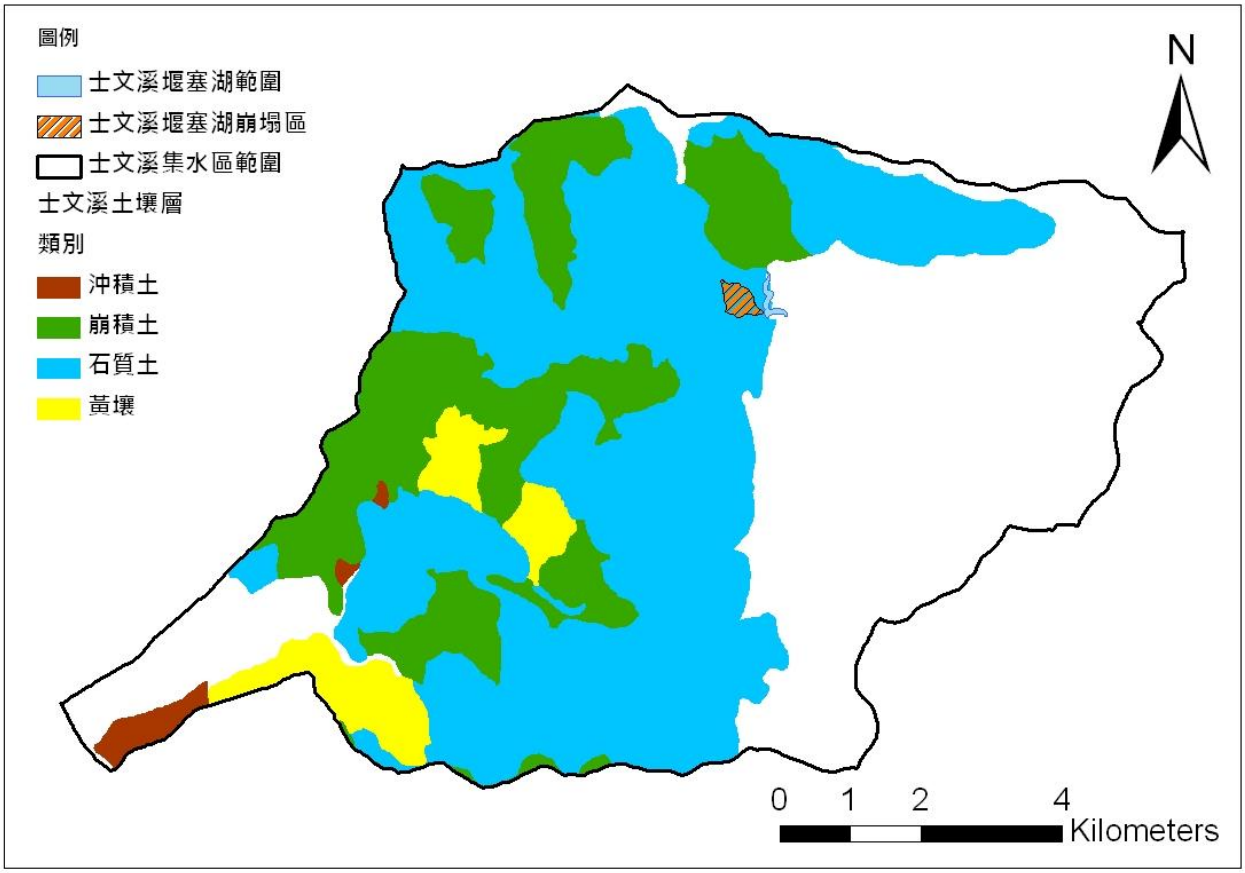


圖 3-2.9 士文溪堰塞湖土壤分佈圖

3-2.4 水文資料

計畫期程內之重大颱風事件已由 3-1.4 節所述明，以下僅就士文溪堰塞湖水文資料進行說明。

堰塞湖上游集水區範圍內共有三處雨量站，分別為大漢山、士文及春日雨量站，其中春日雨量站所屬機構為中央氣象局，其餘二站則為水利署。本報告採用春日雨量站資料作為後續水文分析之用。

整理雨量資料後，莫拉克颱風期間士文溪降雨情形如 圖 3-2.10 所示，由圖中可知，於莫拉克颱風期間，士文溪堰塞湖上游集水區降下了 1,000 毫米以上雨量，其中春日雨量站於 8 月 8 日測得最大單日雨量為 349.5 毫米；另今年凡那比颱風期間，亦於台灣南部降下劇烈雨量，由 圖 3-2.11 可知，士文溪堰塞湖上游集水區降下了 540.1 毫米以上之雨量。降雨主要分布於 9 月 19 日至 9 月 20 日，春日雨量站最大一日降雨發生於 9 月 19 日，雨量為 401.5 毫米，春日雨量站於莫拉克颱風與凡那比颱風累積雨量與雨量組體圖分別如圖 3-2.12 與圖 3-2.13 所示。

表 3-2.4 士文溪堰塞湖雨量站雨量統計表 (單位：毫米)

莫拉克颱風	春日雨量站	凡那比颱風	春日雨量站
98/08/06	2.0	99/09/17	44
98/08/07	210.5	99/09/18	0
98/08/08	349.5	99/09/19	401.5
98/08/09	142.0	99/09/20	134
98/08/10	7.0	累計雨量	579.5
累計雨量	711.0		

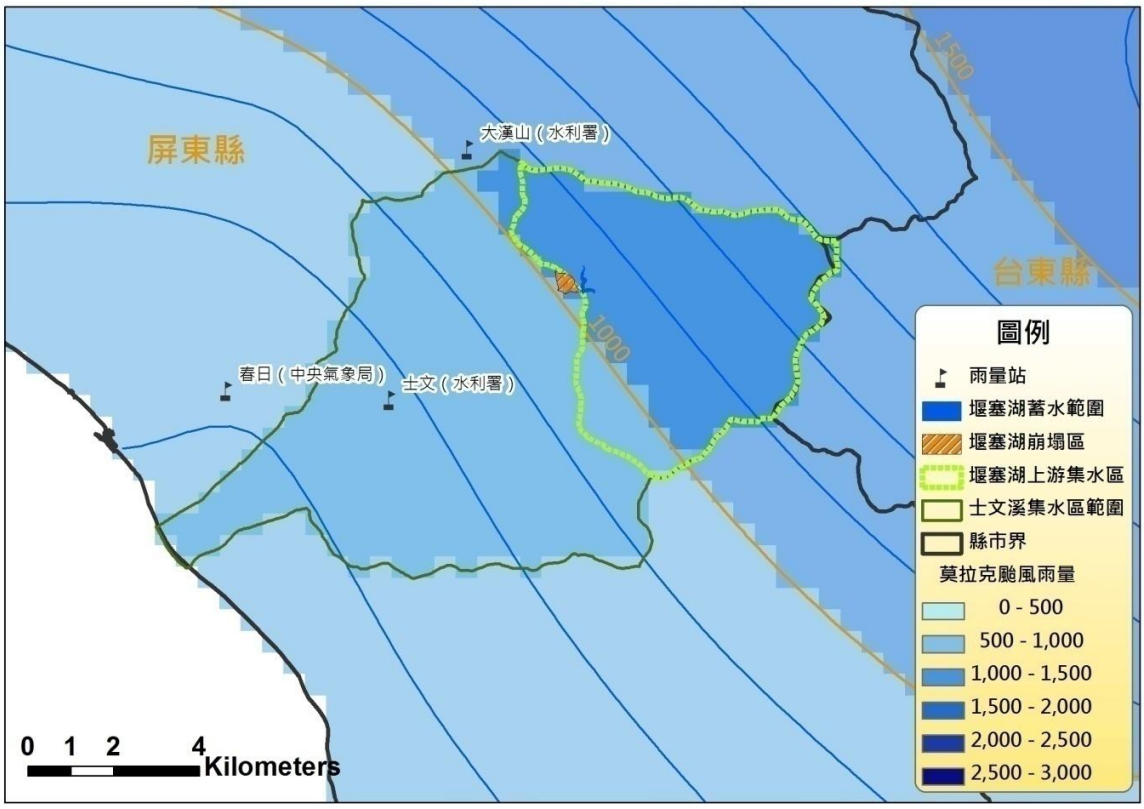


圖 3-2.10 莫拉克颱風士文溪累積雨量分布圖

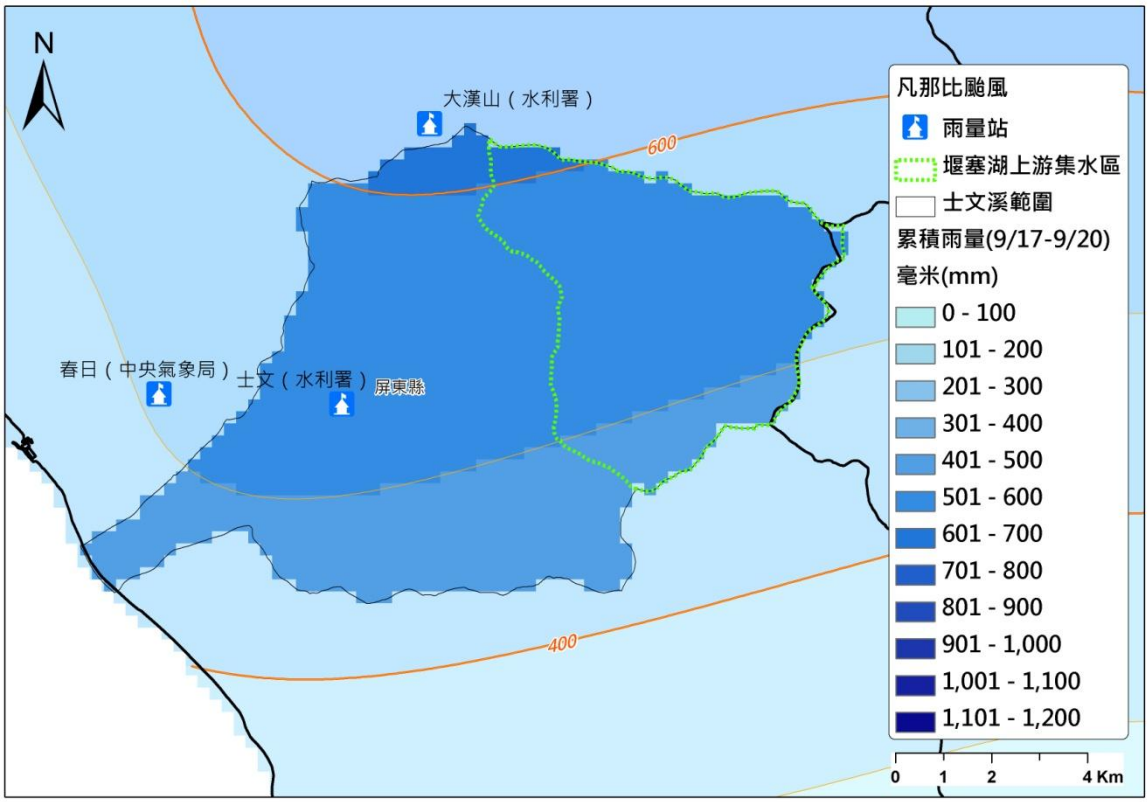


圖 3-2.11 凡那比颱風士文溪累積雨量分布圖

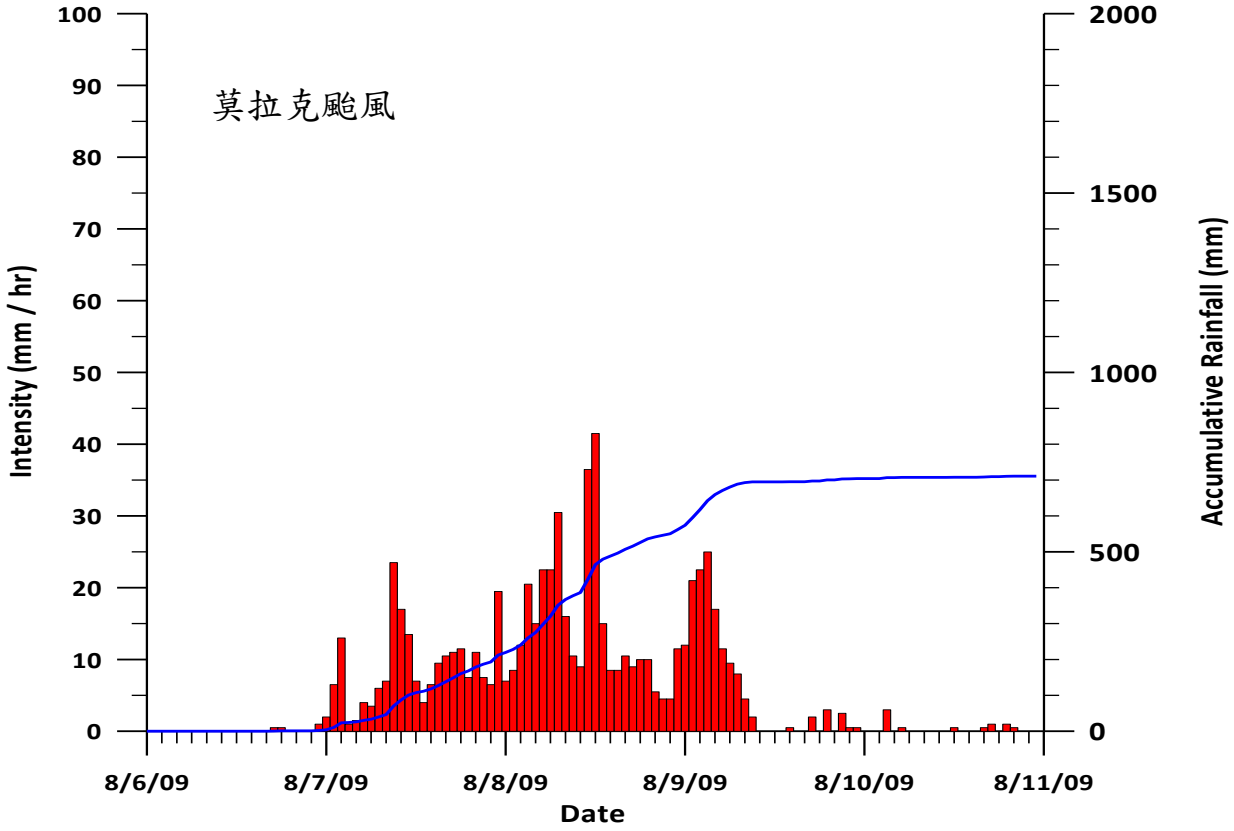


圖 3-2.12 莫拉克颱風春日雨量站之累積雨量及雨量組體圖

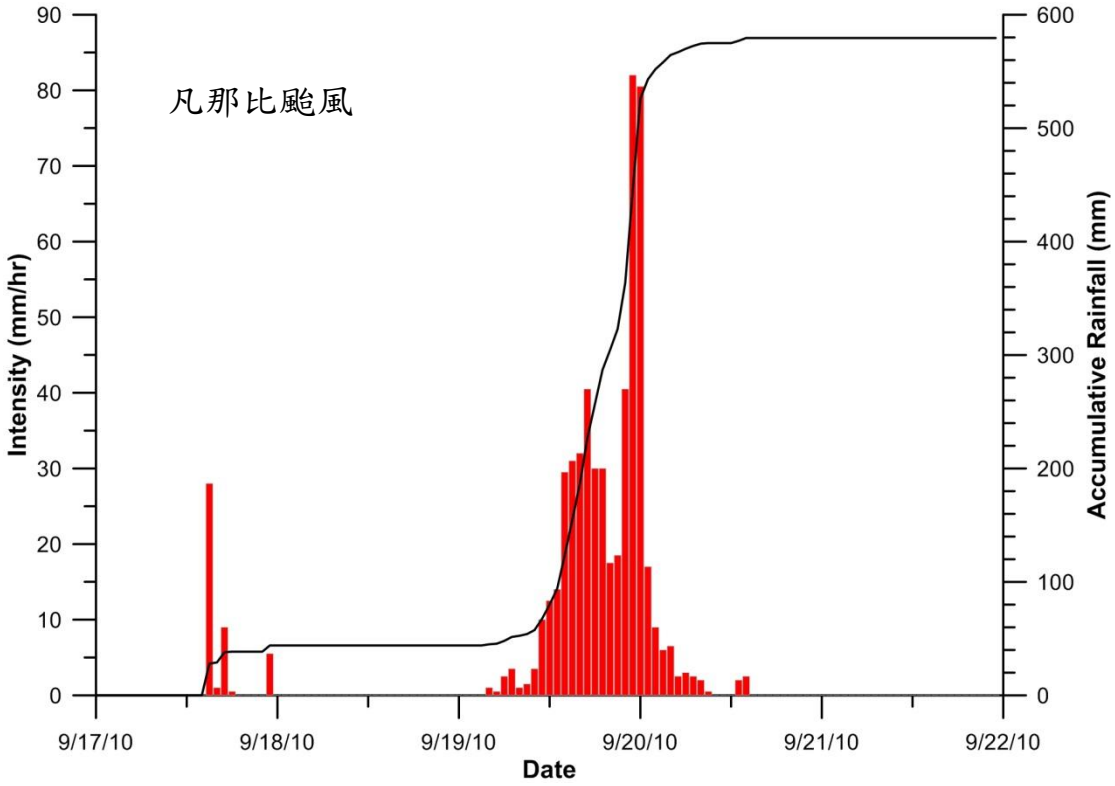


圖 3-2.13 凡那比颱風春日雨量站之累積雨量及雨量組體圖

3-2.5 衛星影像

欲進行士文溪堰塞湖之對策建議，首要之工作在於基本資料與圖資之蒐集，了解計畫區域之基本資料與土砂之變遷情形，特別在於莫拉克颱風前後，流域環境與堰塞湖區之河道變遷，並持續收集堰塞湖衛星影像資料，可藉由各期衛星影像得知堰塞湖自形成後之變化情形。故，本計畫透過士文溪的衛星影像、空照影像等基本圖資的蒐集，了解本計畫工作範圍之現況，大範圍說明流域之情形。透過不同時期影像及圖資之收集，可掌握堰塞湖及崩塌區之變遷，以下針對目前圖像資料收集成果分別說明：

本計畫採用 福爾摩沙二號衛星 所拍攝之衛星影像，現階段於士文溪堰塞湖則收集 9 期衛星影像，影像範圍包含士文溪流域及堰塞湖周圍區域，福衛二號衛星基本資料如 2-2.1 節所述，影像收集成果如下所述。

一、衛星影像收集成果

透過不同時期之衛星影像判釋與比對成果，可得知計畫區域內堰塞湖區及崩塌區變化情形，而已定位之衛星影像，配合地理資訊系統套疊圖層資訊，可用以分析堰塞湖面積，迴水長度等資訊，以作為後續評估、分析之用。

本計畫所蒐集之衛星影像均採用福爾摩沙二號衛星所拍攝之影像，經檢驗雲覆率、影像間定位誤差的資訊，選擇其中雲覆率小於 20%，經篩選後，於士文溪堰塞湖則獲得 9 幅品質良好之衛星影像，衛星影像圖之資訊列表於如表 3-2.5，衛星影像成果如 圖 3-2.14 至 圖 3-2.22 所示。

表 3-2.5 士文溪堰塞湖衛星影像資料表

編號	堰塞湖	拍攝時間	影像種類
1	士文溪堰塞湖	民國 98 年 09 月 02 日	福衛二號衛星影像
2		民國 98 年 10 月 29 日	福衛二號衛星影像
3		民國 98 年 12 月 13 日	福衛二號衛星影像
4		民國 99 年 01 月 14 日	福衛二號衛星影像
5		民國 99 年 03 月 01 日	福衛二號衛星影像
6		民國 99 年 04 月 10 日	福衛二號衛星影像
7		民國 99 年 06 月 29 日	福衛二號衛星影像
8		民國 99 年 07 月 08 日	福衛二號衛星影像
9		民國 99 年 11 月 01 日	福衛二號衛星影像



圖 3-2.14 士文溪堰塞湖衛星影像 (98/9/2)



圖 3-2.15 士文溪堰塞湖衛星影像 (98/10/29)



圖 3-2.16 士文溪堰塞湖衛星影像 (99/12/13)



圖 3-2.17 士文溪堰塞湖衛星影像 (99/1/14)



圖 3-2.18 士文溪堰塞湖衛星影像 (99/3/1)



圖 3-2.19 士文溪堰塞湖衛星影像 (99/4/10)



圖 3-2.20 士文溪堰塞湖衛星影像 (99/6/29)

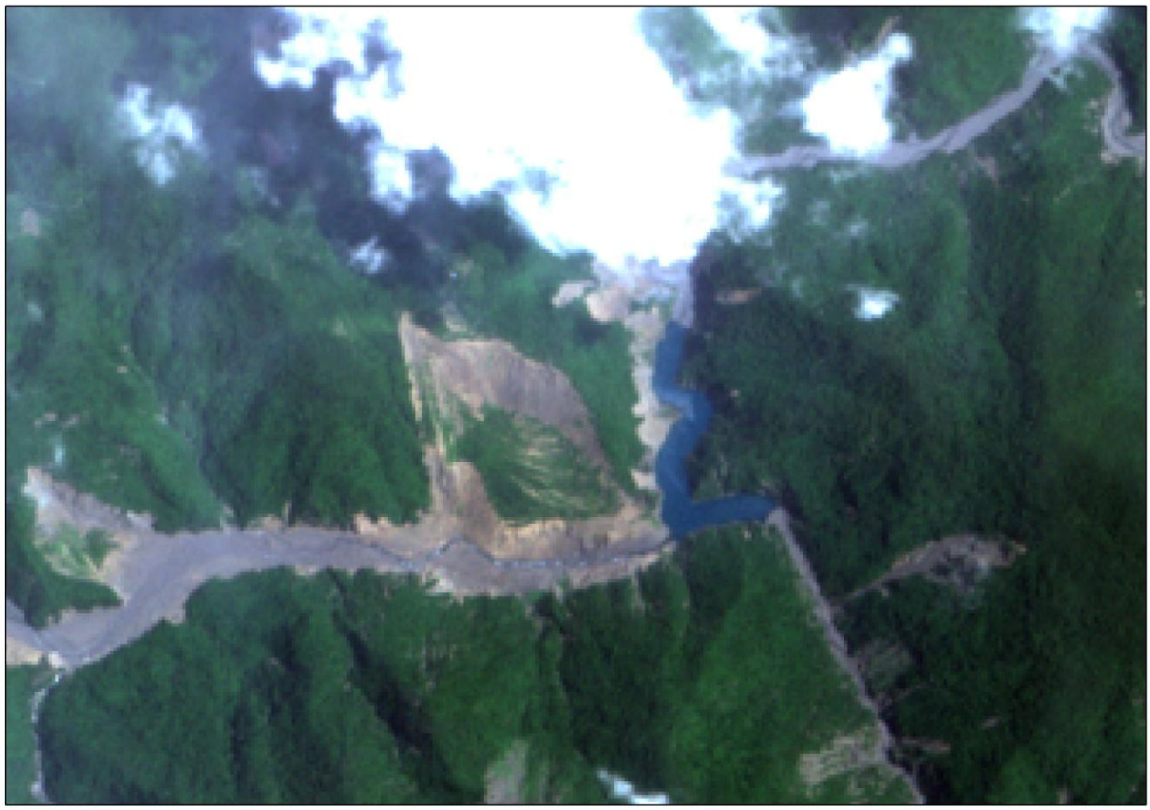


圖 3-2.21 士文溪堰塞湖衛星影像 (99/7/8)



圖 3-2.22 士文溪堰塞湖衛星影像 (99/11/1)

自莫拉克颱風後，本計畫即主動蒐集此處堰塞湖區多期緊急衛星影像成果，將各幅不同時期衛星影像依時序排列，可得知堰塞湖於災前、災中、災後隨時間變化之情形，其成果如 圖 3-2.23 所示。

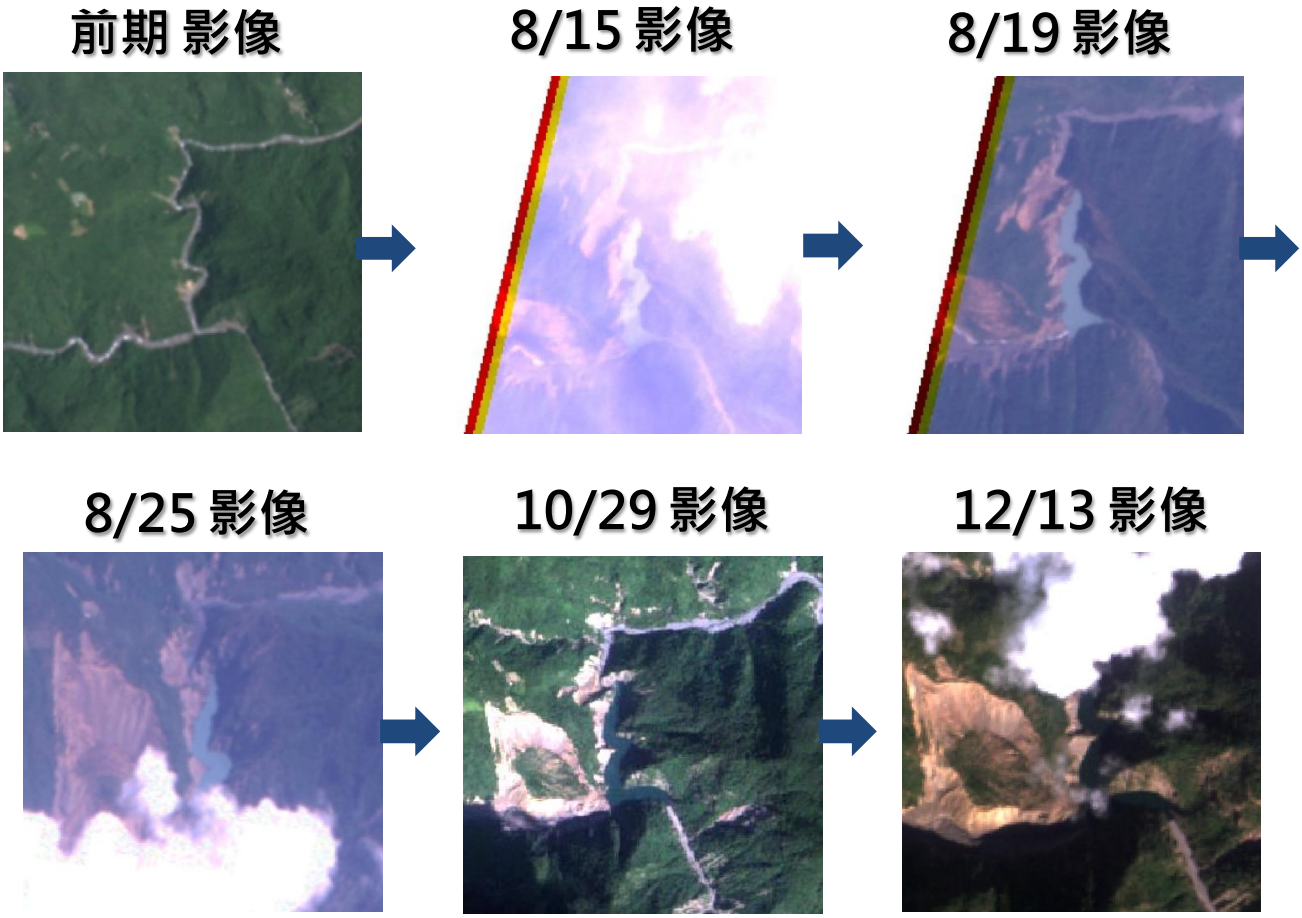


圖 3-2.23 士文溪堰塞湖衛星影像排序圖

3-2.6 無人載具空拍影像

無人載具空拍作業執行流程及空拍影像判釋及後續處理流程詳如 2-2.2 節所述，本計畫已於計畫執行期間內，進行兩次現地無人載具空拍作業，由空拍影像判釋及後處理作業得知堰塞湖壩體及堰塞湖區蓄水面積變化情形，其成果展示如下。

一、無人載具空拍成果

為能得到堰塞湖及崩塌區域災後及汛期前後立即且整體之現地影像，本計畫針對堰塞湖區、壩體以及崩塌區進行無人載具空拍作業，目前已於二處堰塞湖分別進行 2 次空拍作業，士文溪堰塞湖空拍作業時間為 98 年 8 月 20 日、98 年 11 月 13 日及 99 年 10 月 14 日，圖 3-2.24 至 圖 3-2.37 為士文溪堰塞湖空拍成果。



圖 3-2.24 士文溪堰塞湖空拍照片(湖區，98/08/20)



圖 3-2.25 士文溪堰塞湖空拍照片(湖區，98/08/20)



圖 3-2.26 士文溪堰塞湖空拍照片(崩塌區，98/08/20)



圖 3-2.27 士文溪堰塞湖空拍照片(溢洪道，98/08/20)



圖 3-2.28 士文溪堰塞湖空拍照片(全貌，98/11/13)



圖 3-2.29 士文溪堰塞湖空拍照片(全貌，99/10/14)



圖 3-2.30 士文溪堰塞湖空拍照片(堰塞湖區及上游河道，98/11/13)



圖 3-2.31 士文溪堰塞湖空拍照片(堰塞湖區及上游河道，99/10/14)



圖 3-2.32 士文溪堰塞湖空拍照片(堰塞湖區及崩塌區，98/11/13)



圖 3-2.33 士文溪堰塞湖空拍照片(堰塞湖區及崩塌區，99/10/14)



圖 3-2.34 士文溪堰塞湖空拍照片(崩塌區，98/11/13)



圖 3-2.35 士文溪堰塞湖空拍照片(崩塌區，99/10/14)



圖 3-2.36 士文溪堰塞湖空拍照片(下游河道，98/11/13)



圖 3-2.37 士文溪堰塞湖空拍照片(下游河道，99/10/14)

3-2.7 數值地形資料

為進行堰塞湖前後地形變化比對，以瞭解堰塞湖形成後天然壩土體體積等資料，然而本區過去並無相關地形或河道測量資料，因此本計畫乃藉由航空攝影定位判釋產製之 5 公尺解析度之數值地形作為前期原始地形資訊，已取得之相關數值地形範圍如圖 3-1.34 所示。

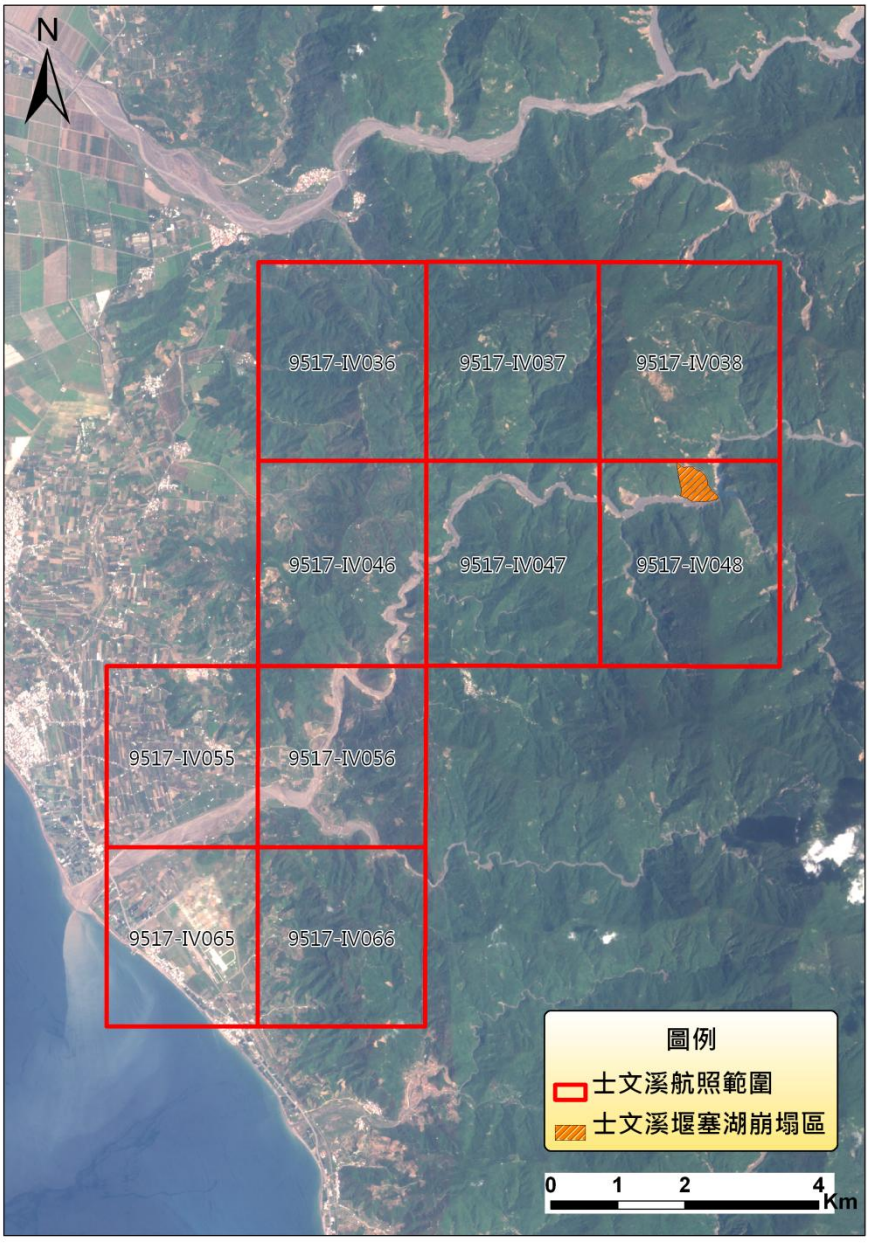


圖 3-2.38 士文溪數值地形範圍圖

肆、旗山溪堰塞湖調查及圖資分析

4-1 崩塌區調查及變動分析

1. 崩塌區現場調查

旗山溪堰塞湖崩塌區位之現地調查，其現場與無人載具空拍照片如 圖 4-1.1 與 圖 4-1.2 所示，主要成因在於支流上游大崩塌誘發土石流運動，在主支流交會處堆積，阻塞河道形成堰塞湖，其土砂材料來源除大崩塌外，尚有溪谷兩側邊坡之崩塌。

崩塌地的形狀多為一系列相連的三角錐形，顯示崩塌發生的區位為溪谷側由蝕溝切割出的較小之坡面，由支稜線沿著整個坡面開始崩塌，說明了這些崩塌地的發育非由小坡面上的蝕溝開始，而是其坡腳被移除，導致坡腳上方之岩盤失去支撐力而整片下滑。坡腳被移除的原因極可能是莫拉克颱風帶來的豪雨使溪谷水量遽增，進而使水流下切與側向侵蝕力增加。

由溪谷兩側崩塌表面出露的岩盤可知，該溪谷之崩塌多已達岩盤，其岩層面朝向上游，故其環境為非順向坡，沿岩層面發生大規模深層滑動的可能性應不大。但目前該一系列崩塌地仍裸露，無植生保護，往後遇豪雨仍將有崩塌的疑慮。一旦再次發生崩塌，其可能再次產出的土砂來源研判有二：殘存於坡面上的風化土石與鬆動岩塊，目前仍有相當大的不穩定土方暫棲於坡面，此為即時的土砂來源；其二為風化破碎的岩盤，該處的岩盤破裂面相當發達，近地表處因為河流侵蝕造成岩體解壓之緣故，破裂面張開造成岩體失去凝聚力，其破裂面所達之深度代表了未來崩塌可能繼續擴展的深度，亦即未來崩塌發生時其規模大小的趨勢。

由上所述，雨季再次來臨時，需要注意的是崩塌表面的不穩定土砂材料是否被大量帶入溪谷中，故需配合現場調查與遙測監測工作，持續了解崩塌區之變遷情形，並藉以瞭解天然壩堆積土體之變化。



圖 4-1.1 旗山溪堰塞湖崩塌區無人載具空拍照片



圖 4-1.2 旗山溪堰塞湖崩塌區現地照片

2. 崩塌區變動分析

旗山溪堰塞湖崩塌區地形變化比對乃採用莫拉克風災前、後期航測地形資料，資料來源為農林航空測量所於莫拉克颱風災後 98 年 8 月 24 日航拍照片產製之航測地形資料，再利用 GIS 空間分析模組進行分析比對。崩塌區之地形變動分佈如 圖 4-1.3 所示，並配合崩塌區之位置繪製成縱剖面變化圖如 圖 4-1.4 所示。

根據圖資之分析成果顯示，在莫拉克期間集水區坡面受降雨影響，在支流上游處誘發一處大規模之崩塌地，在南側另有兩處較小規模之崩塌地發生。最上游的崩塌地深度極大，最大深度高達 80 至 90 公尺之間，此外，支流兩岸也有多處崩塌地，如 1.8K 處之左岸崩塌地，2.5 K 處之左岸崩塌地，都因崩塌運動生產土砂材料往下輸送。

而大規模崩塌的位置，約在支流 3.0 K 至 3.5 K 之間的範圍，為最主要的土砂來源區，在通過短暫的流動區段後，自 2.5 K 處開始堆積，下游共有兩個主要堆積區段，一在 1.5 K 至 2.5 K 之間的區域，另一個區段則靠近支流的出口區，最大堆積厚度約在 55 至 60 公尺間，堆積土石延伸至主支流交會處形成天然壩。在莫拉克颱風後，不但主支流匯流處形成天然壩堆積段，在支流上也仍保有大量的土砂堆積量，支流出口處和中游 2.0 K 處河段之堆積厚度，多在 50 公尺以上，未來這些土砂材料持續運移與堆積交替情形，將會持續影響旗山溪堰塞湖之變遷情形，也是未來需要持續監測與調查之重點區域。

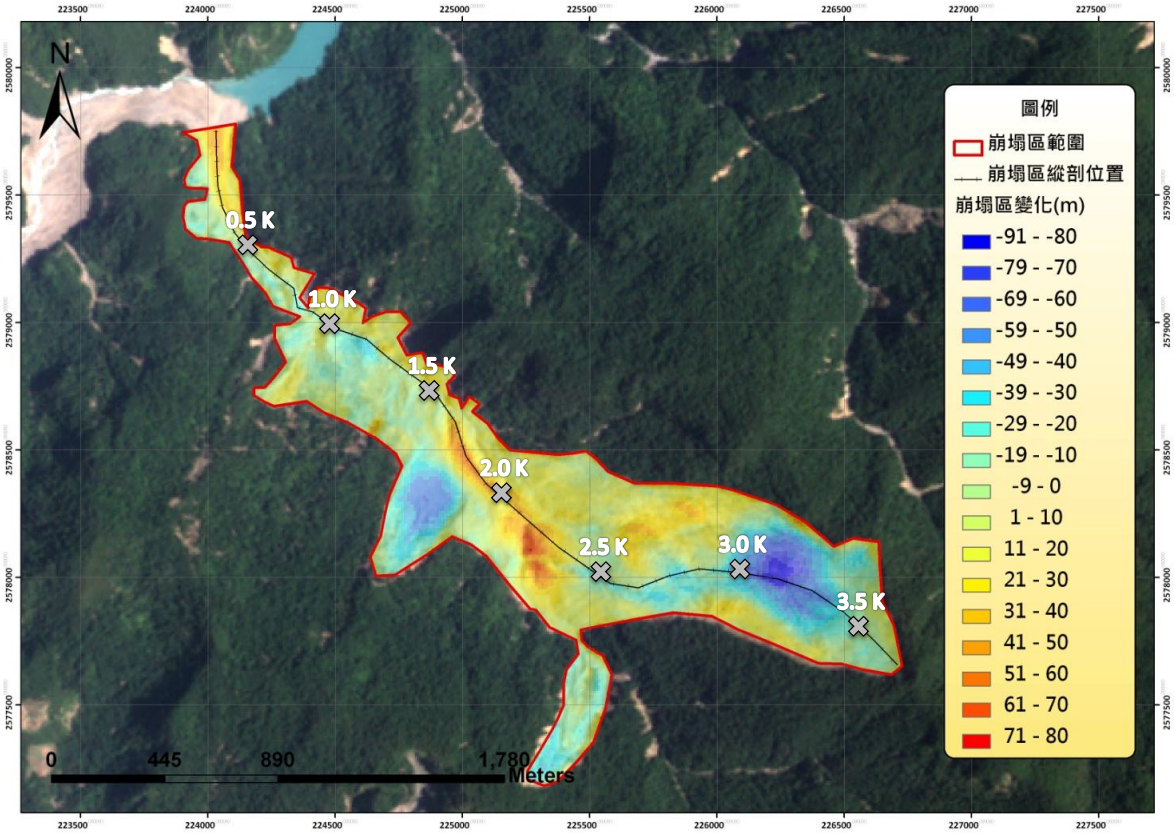


圖 4-1.3 旗山溪堰塞湖崩塌區前後期地形變化比對與縱剖面分佈圖

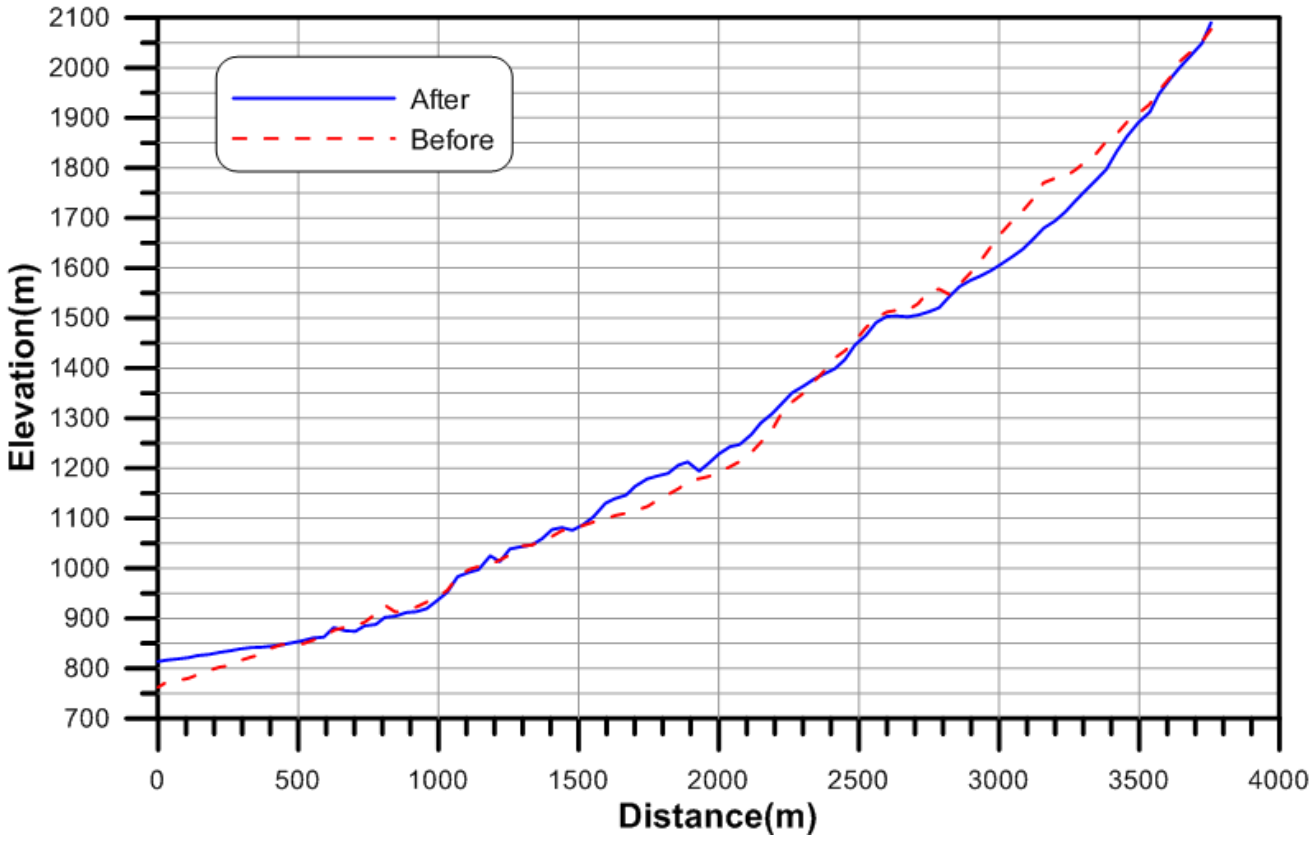


圖 4-1.4 旗山溪堰塞湖崩塌區縱剖面圖

4-2 阻塞土體現況調查測量及變動分析

4-2.1 阻塞土體堆積現況調查

旗山溪堰塞湖主要成因為旗山溪上游支流二溪發生大規模土石流，支流上大量土砂流出後於旗山溪與二溪交會處形成扇狀地，並阻塞河道使水流蓄積無法宣洩而形成堰塞湖。堰塞湖自蓄滿水後，壩後水體穩定溢流，並於河道右岸侵蝕出約二十公尺寬之溢洪道，屏東林區管理處前後於堰塞湖溢洪道共進行二次挖降工作，第一次挖降時間為 98 年 10 月 20 日，挖降深度 1.5 公尺，第二次挖降時間為 99 年 4 月 25 日，挖降深度 3 公尺，二次挖降工程累計挖降 4.5 公尺，堰塞湖區現地照片如 圖 4-2.1 至 圖 4-2.2 所示。由前後期湖區照片可發現挖降工程的功效，蓄水範圍已明顯有消退的情形。溢洪道照片如 圖 4-2.3 至 圖 4-2.4 所示，照片可看出第二次挖降工程將溢洪道挖寬且挖深，並將塊石堆置於溢洪道兩岸以保護溢洪道。99 年 9 月凡那比颱風侵台後，支流土石流大量流出土砂材料，原有溢洪道遭土石掩埋並將壩體抬升，現有溢洪道內土砂多為塊石雜亂堆積，湖區與溢洪道照片如 圖 4-2.5 至 圖 4-2.6 所示。

因旗山溪堰塞湖主要成因為土石流，故災後堰塞湖初形成時，壩體坡度較為和緩，無明顯陡升或陡降地形，照片中可看出，由堰塞湖形成至 99 年 4 月期間無重大事件發生，堰塞湖壩體以及下游河道並無明顯變化情形，如 圖 4-2.7 至 圖 4-2.9 所示。凡那比災後，於壩體下游向上游之視角可看出支流扇狀地有大量土砂堆積情形，下游扇狀地坡腳有明顯沖刷痕跡；壩體表面亦多為塊石分佈，扇狀地下緣有多條蝕溝，應為土石流出後不久尚未乾硬，支流水流侵蝕所致，現地照片如 圖 4-2.10 至 圖 4-1.12 所示

此外，由於壩體成因為土石流，壩體土砂顆粒分布較為細緻，雨水與土砂較易均勻混合，使壩體表層堆積土砂含水量高，堰塞湖初形成時，壩體表層有大量高含水之泥層覆蓋，表面支撐力低，人行經其上時甚至可能陷入其中，同時而因扇狀地表層多細粒土砂，溢流水體不易滲入土體，因而滲流量較少，蓄積水體多經由溢洪道向下游輸送。



圖 4-2.1 旗山溪堰塞湖現地照片 (98/12/22)



圖 4-2.2 旗山溪堰塞湖現地照片 (99/4/30)



圖 4-2.3 堰塞湖溢洪道現地照片 (98/12/22)



圖 4-2.4 堰塞湖溢洪道現地照片 (99/4/30)



圖 4-2.5 堰塞湖區現地照片 (99/12/2)



圖 4-2.6 堰塞湖溢洪道現地照片 (99/12/2)



圖 4-2.7 旗山溪支流扇狀地現地照片 (98/12/22)



圖 4-2.8 旗山溪支流扇狀地現地照片 (99/1/26)



圖 4-2.9 旗山溪支流扇狀地現地照片 (99/4/30)



圖 4-2.10 旗山溪支流扇狀地現地照片 (99/12/2)



圖 4-2.11 旗山溪支流扇狀地現地照片(下游視角) (99/12/2)



圖 4-2.12 旗山溪支流扇狀地現地照片(湖面視角) (99/12/8)

4-2.2 阻塞土體測量及變動分析

本計畫中阻塞土體 (亦即堰塞湖壩體) 地形之測量工作，主要目的在於探討天然壩之變遷情形，透過颱風豪雨事件前後期之測量成果比對，得知事件發生前後之地形變動情形。本計畫利用現地河道斷面地形測量作業成果，並與農林航空測量所提供之 5m x 5m 數值地形進行比對，得以快速評估地形之變動，以用於本計畫相關工作項目之評估。

在壩體地形測量部份，依照前述 2-3 節 測量之工作方法與流程，共進行三次壩體地形測量。第一次壩體地形測量於堰塞湖形成初期，測量時間為 98 年 10 月 29 日，第二次壩體地形測量為 99 年汛期前，測量時間為 99 年 1 月 26 日，最後於 99 年 12 月 2 日完成 99 年度汛期後之第三次壩體地形測量。根據不同時期所得到的河道測量資料，比較堰塞湖初形成、汛期前及汛期後之阻塞土體縱斷面及橫斷面變化情形。

1. 堰塞湖壩體測量成果及變動分析(縱斷面)

縱斷面測量部份，本計畫由三次壩體地形測量成果，以 2-4 節 所述之斷面法進行堆積土體體積計算，縱斷面之位置如 圖 4-2.13 所示，三期不同地形繪製之旗山溪堰塞湖堆積土體之縱剖面線，有助於了解堆積土體之堆積特性。

圖 4-2.13 中，「DTM_before」為莫拉克颱風前之原有河床地形，「990126」線及「981029」線為莫拉克颱風後之河床地形，由莫拉克颱風前後之比對得知，旗山溪堰塞湖平均河道高程抬升約 30 公尺；而在進入旱季後，即莫拉克颱風後兩期測量成果，顯示旗山溪堰塞湖並無明顯變化 (圖中 B 至 E 點)，另由「990126」線與「991202」線之比對可知，凡那比颱風後旗山溪堰塞湖有再次淤高之現象，平均淤高約 7 公尺 (圖中 C 至 E 點)，壩高由原先的 9.27 公尺降為 8 公尺。

本計畫另針對旗山溪堰塞湖天然壩估算現存壩體體積，以供後續天然壩

壩體進行穩定性評估，根據斷面面積法之分析成果，莫拉克颱風後之天然壩壩體體積約為 240 萬立方公尺，凡那比颱風後之天然壩壩體體積降為 117 萬立方公尺 (如表 4-2.1 及 表 4-2.2)。

表 4-2.1 莫拉克颱風後旗山溪堰塞湖壩體體積估算成果表

斷面間隔距離 (m)	斷面累積距離 (m)	斷面面積 (m^2)	土體體積(m^3)
196	196	2,548	
			583,355
102	298	8,856	
			1,323,047
173	471	6,475	
			489,525
93	564	3,967	
總計			2,395,927

表 4-2.2 凡那比颱風後旗山溪堰塞湖壩體體積估算成果表

斷面間隔距離 (m)	斷面累積距離 (m)	斷面面積 (m^2)	土體體積(m^3)
0	0	0	
			4,534
18	18	504	
			229,304
117	135	3,423	
			461,510
97	232	6,093	
			298,382
57	289	4,377	
			179,439
82	371	0	
總計			1,173,168



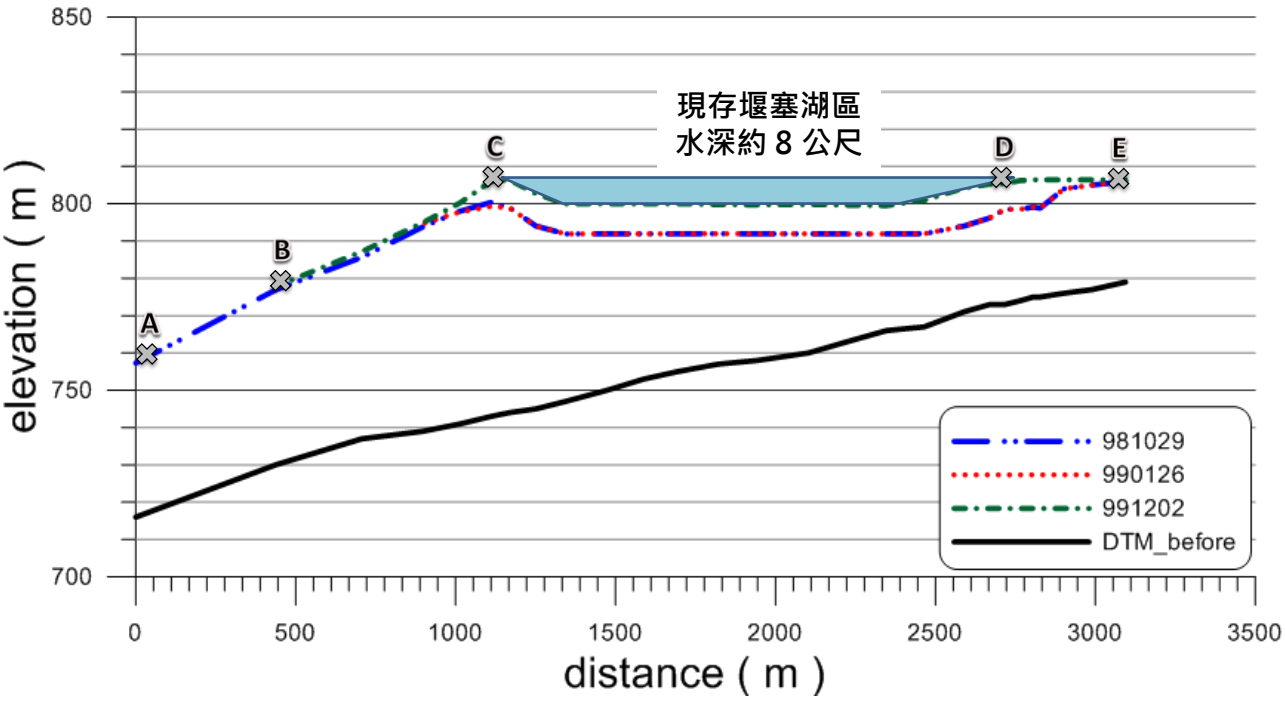


圖 4-2.13 旗山溪堰塞湖縱斷面地形比對圖

2. 堰塞湖壩體測量成果及變動分析(橫斷面)

本計畫於旗山溪堰塞湖壩體之第一次、第二次及第三次壩體地形測量範圍如 圖 4-2.14 所示。第一次壩體測量共量測 7 組斷面，分別為斷面 A1 至斷面 A7，斷面測量成果繪製如圖 4-2.15 至 圖 4-2.21 所示；第二次壩體測量則著重於堰塞湖旁支流扇狀地，共量測 4 組斷面，分別為斷面 B1 至斷面 B4，斷面測量成果繪製如 圖 4-2.22 至 圖 4-2.25 所示；第三次壩體測量共量測 6 組斷面，分別為斷面 C1 至斷面 C6，成果繪製如圖 4-2.26 至 圖 4-2.31 所示。

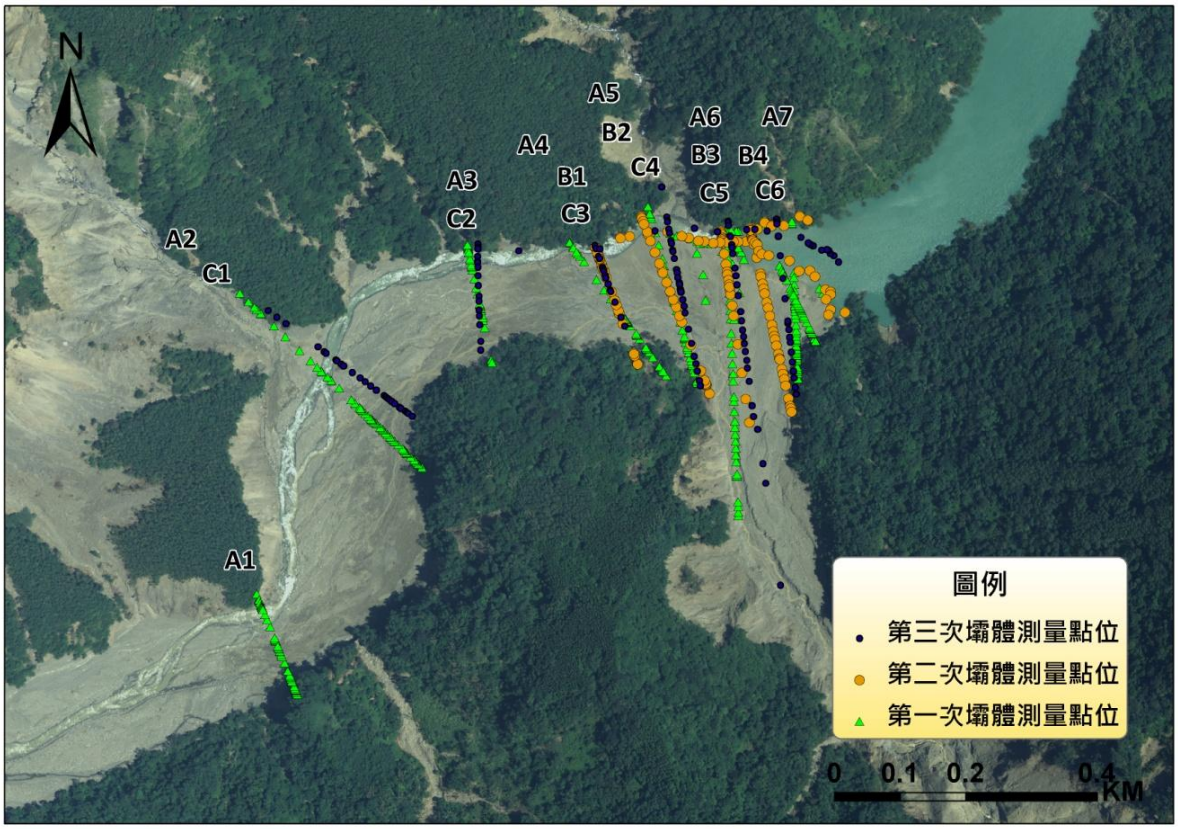


圖 4-2.14 旗山溪堰塞湖壩體斷面測量分佈圖

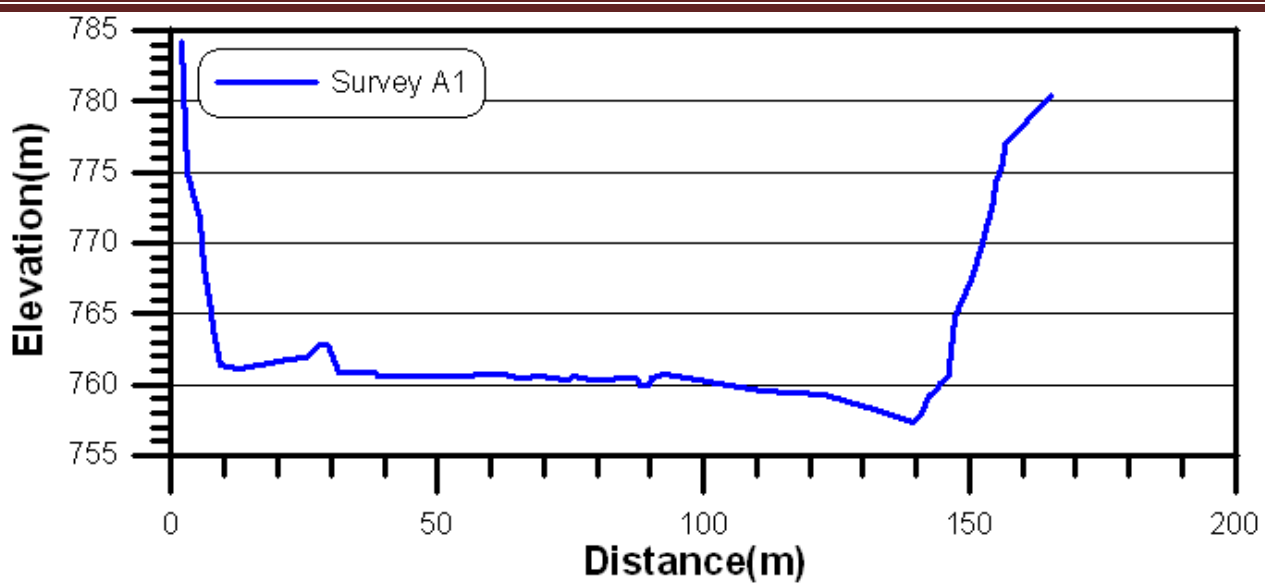


圖 4-2.15 旗山溪堰塞湖第一次壩體測量(A1)

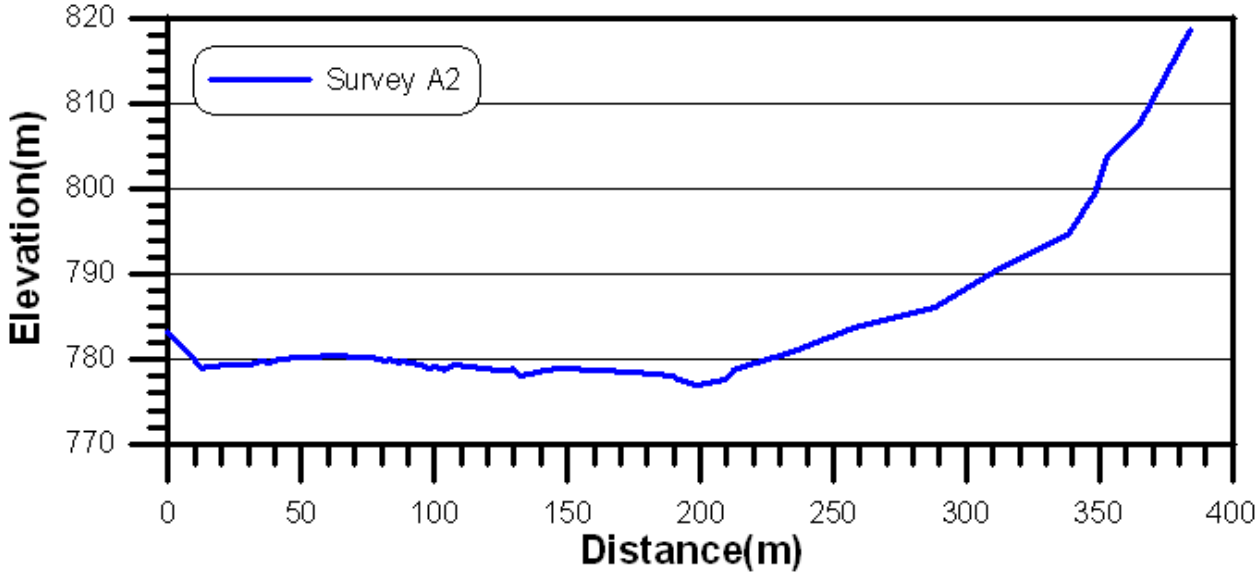


圖 4-2.16 旗山溪堰塞湖第一次壩體測量(A2)

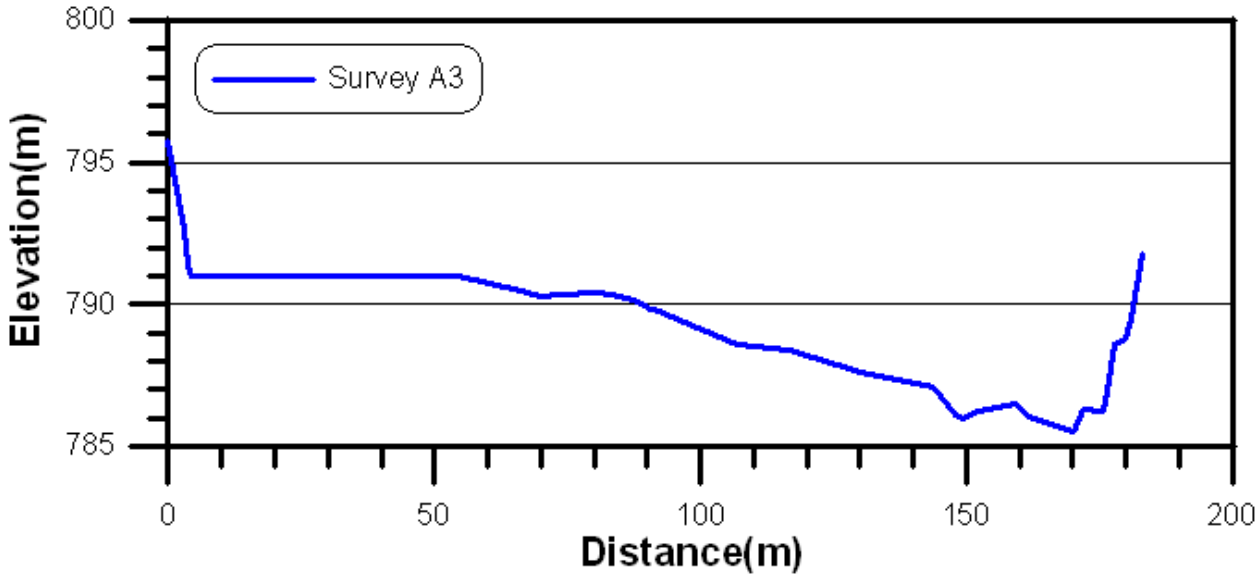


圖 4-2.17 旗山溪堰塞湖第一次壩體測量(A3)

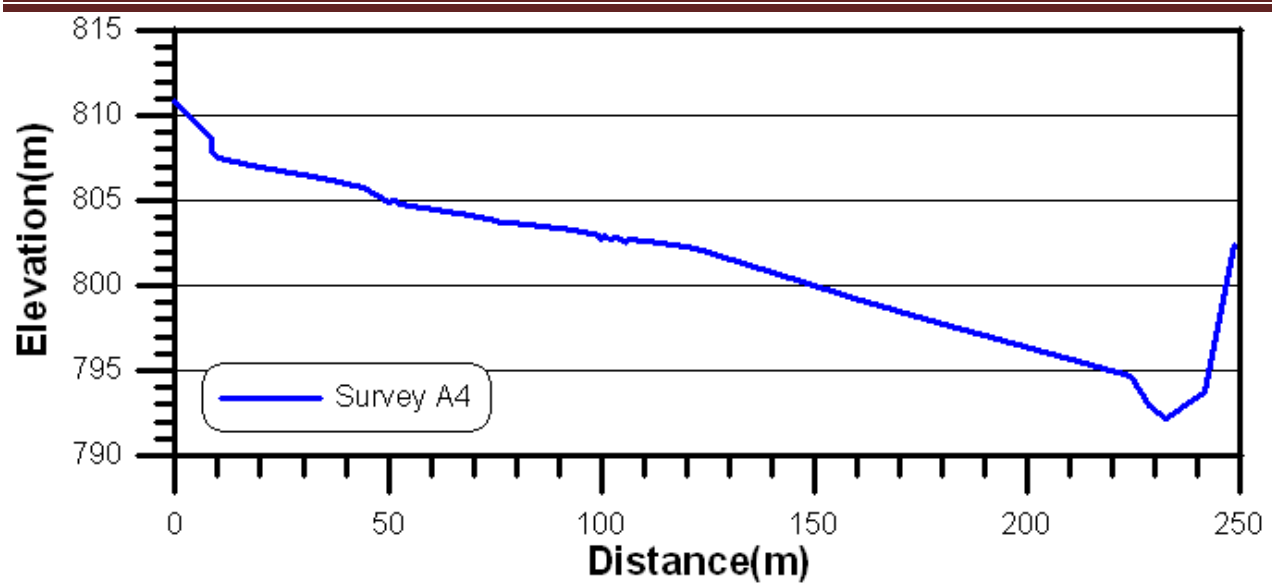


圖 4-2.18 旗山溪堰塞湖第一次壩體測量(A4)

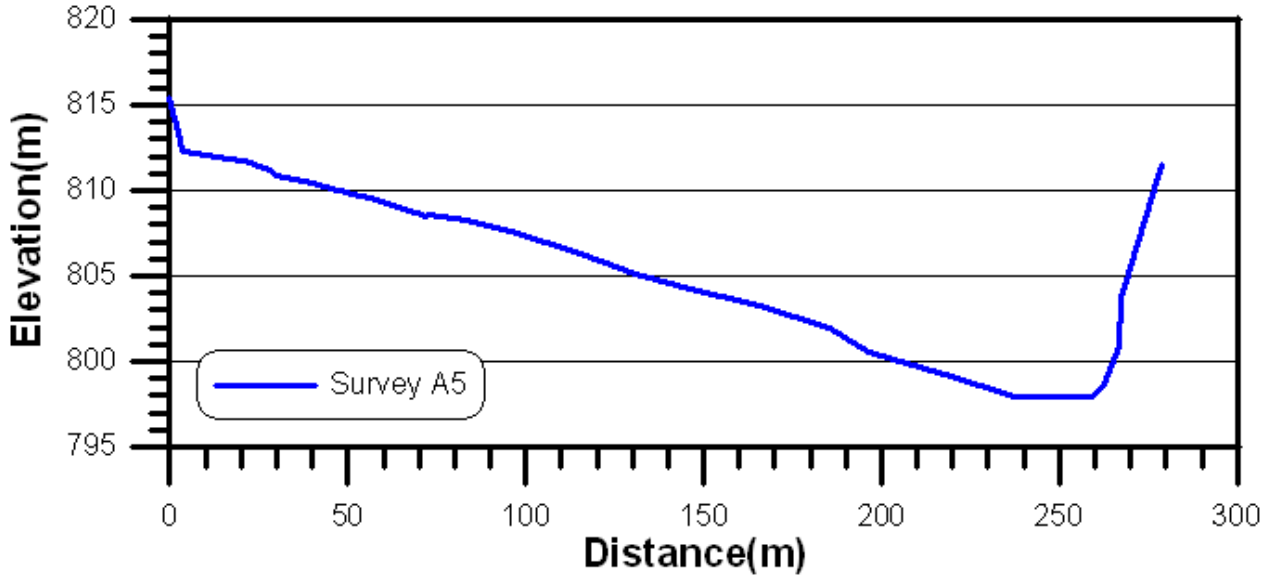


圖 4-2.19 旗山溪堰塞湖第一次壩體測量(A5)

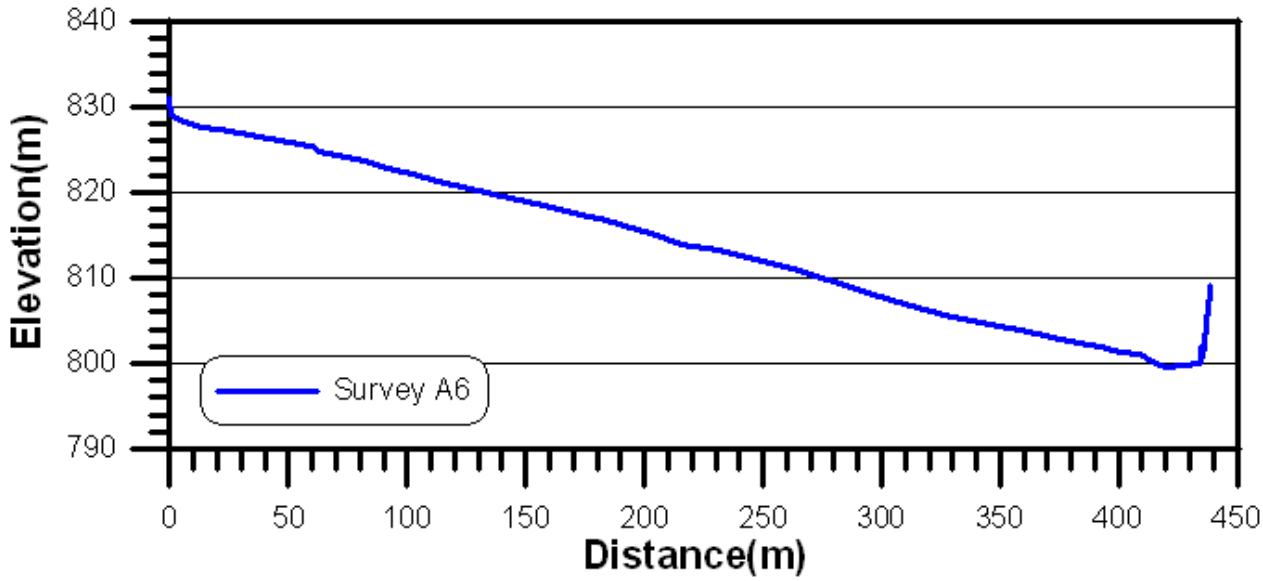


圖 4-2.20 旗山溪堰塞湖第一次壩體測量(A6)

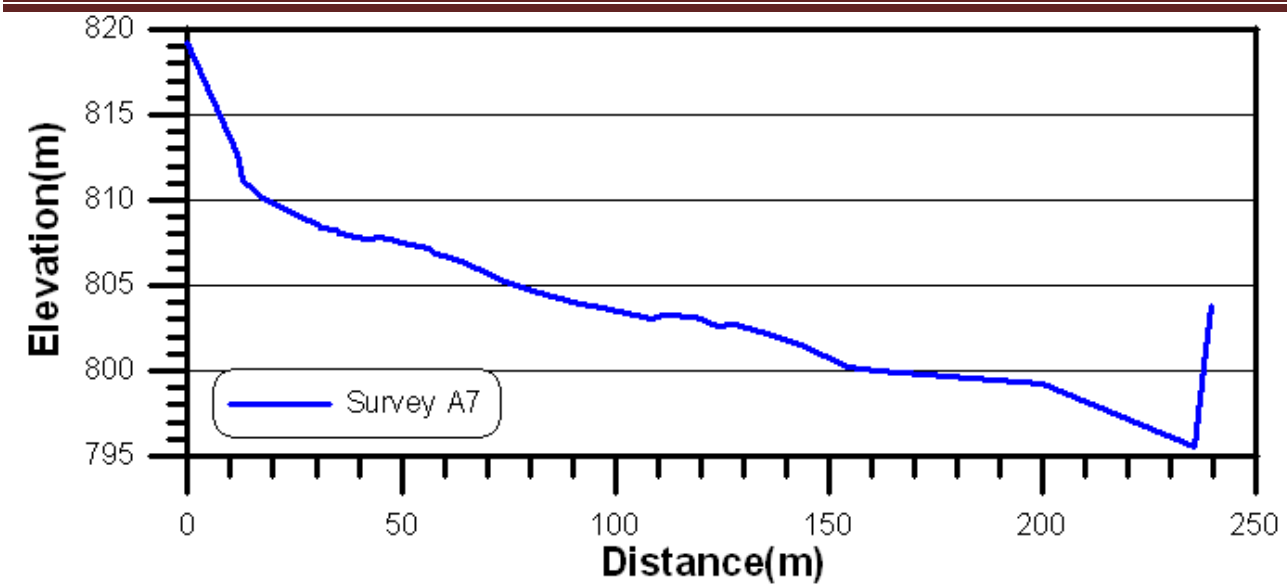


圖 4-2.21 旗山溪堰塞湖第一次壩體測量(A7)

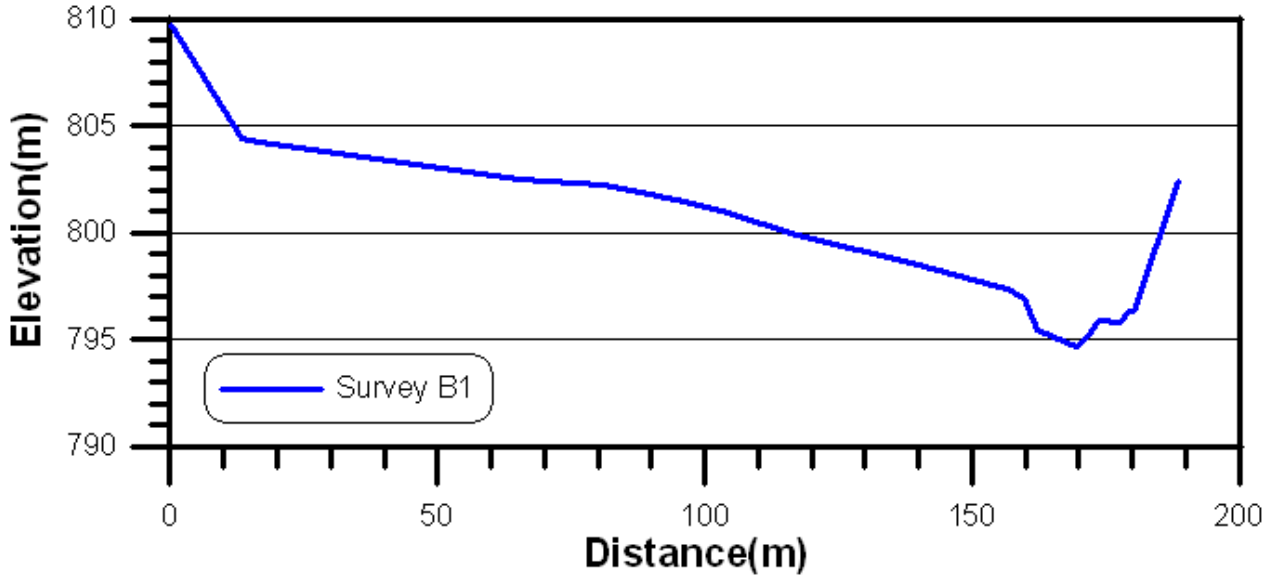


圖 4-2.22 旗山溪堰塞湖第二次壩體測量(B1)

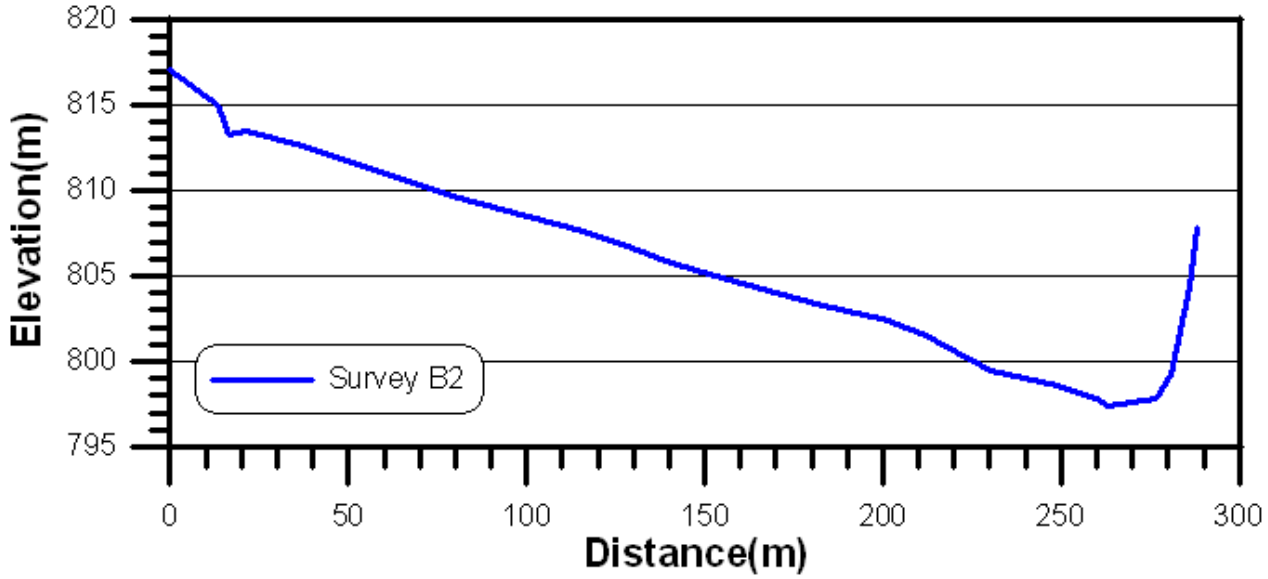


圖 4-2.23 旗山溪堰塞湖第二次壩體測量(B2)

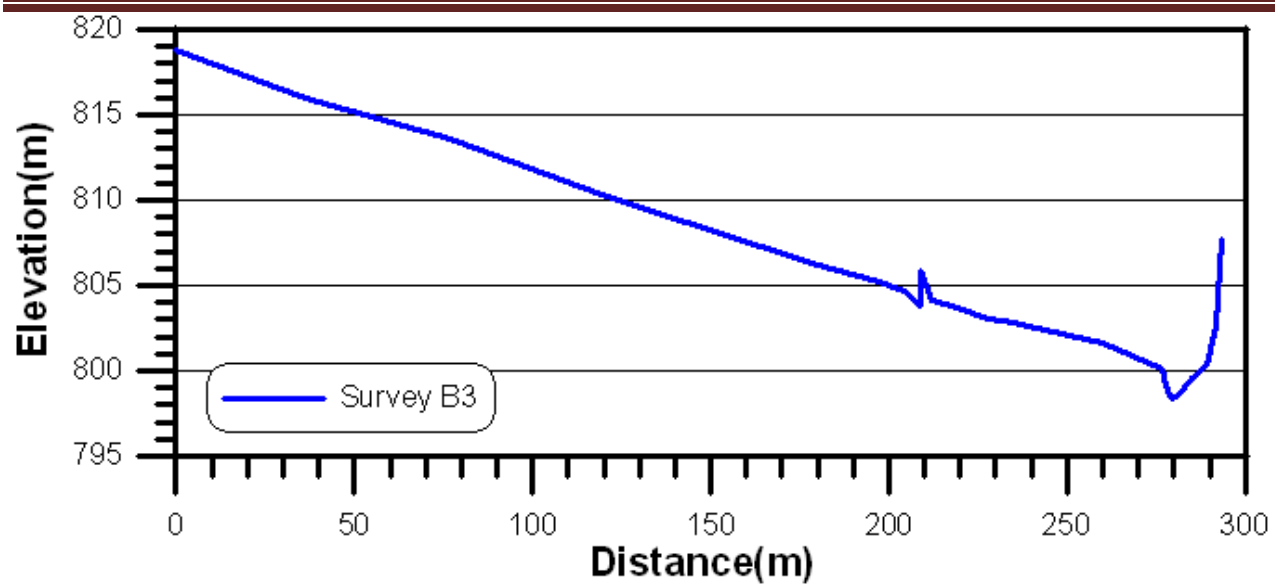


圖 4-2.24 旗山溪堰塞湖第二次壩體測量(B3)

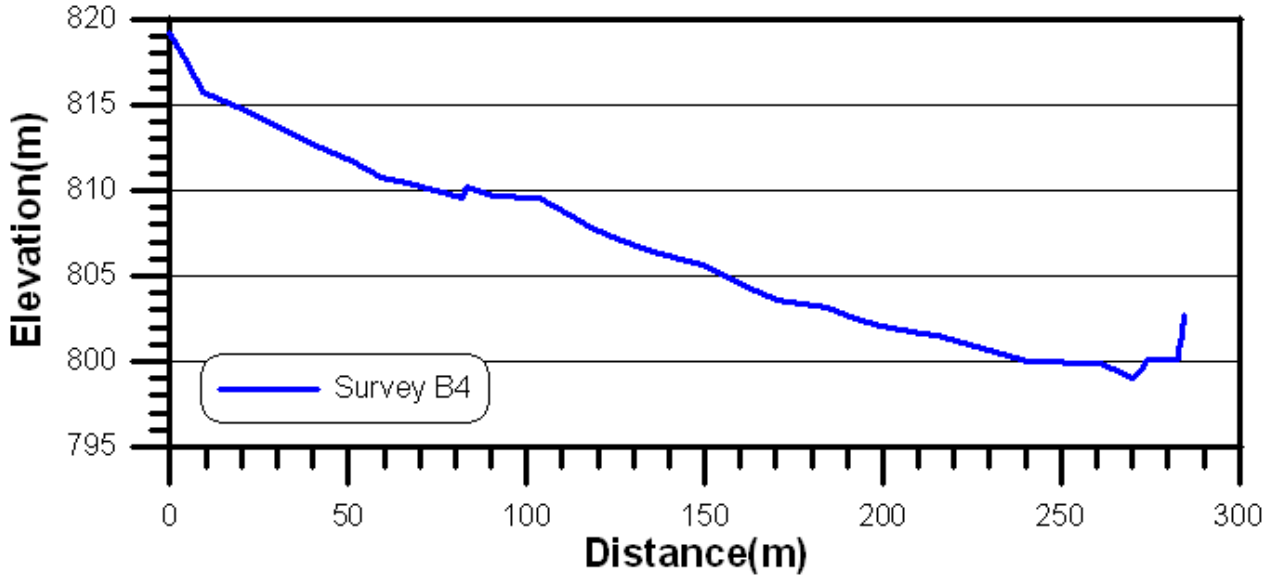


圖 4-2.25 旗山溪堰塞湖第二次壩體測量(B4)

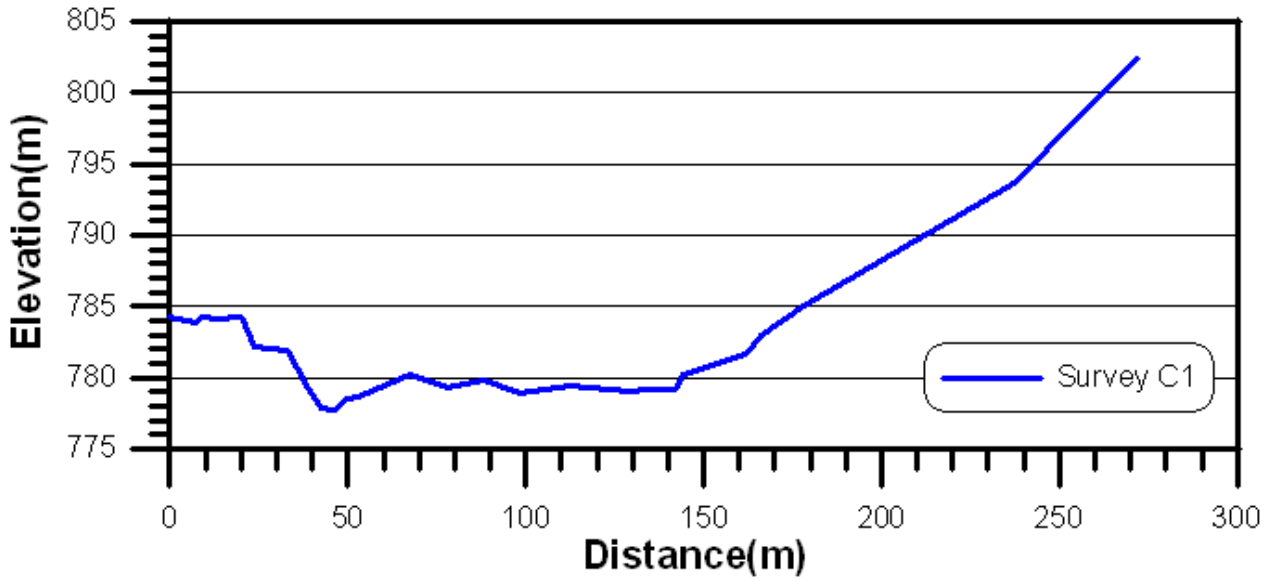


圖 4-2.26 旗山溪堰塞湖第三次壩體測量(C1)

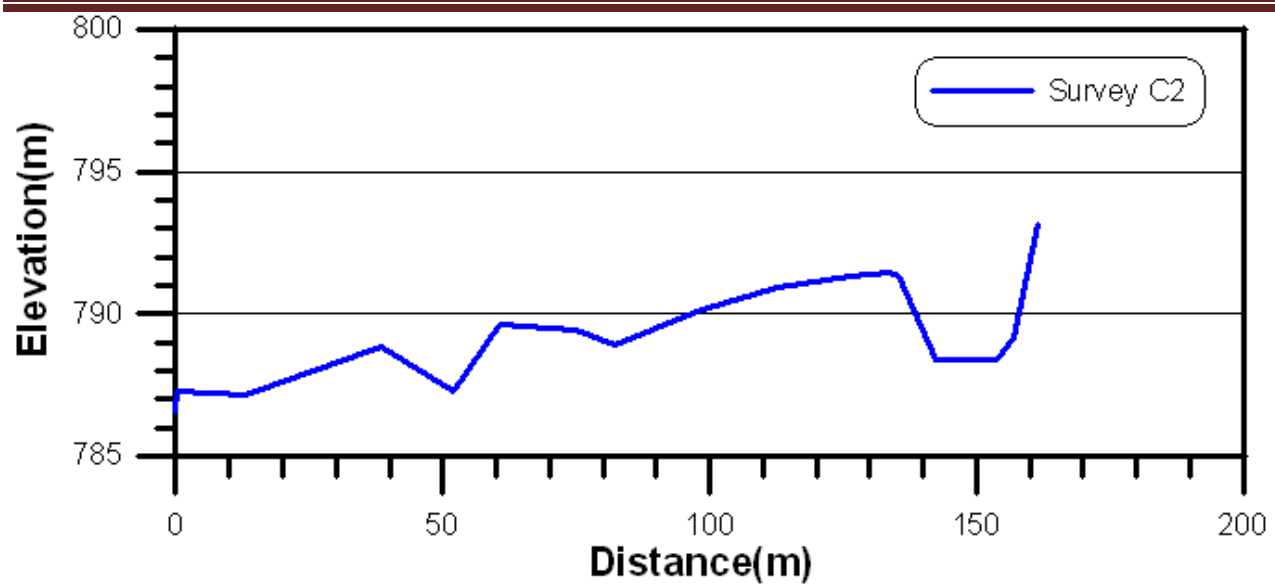


圖 4-2.27 旗山溪堰塞湖第三次壩體測量(C2)

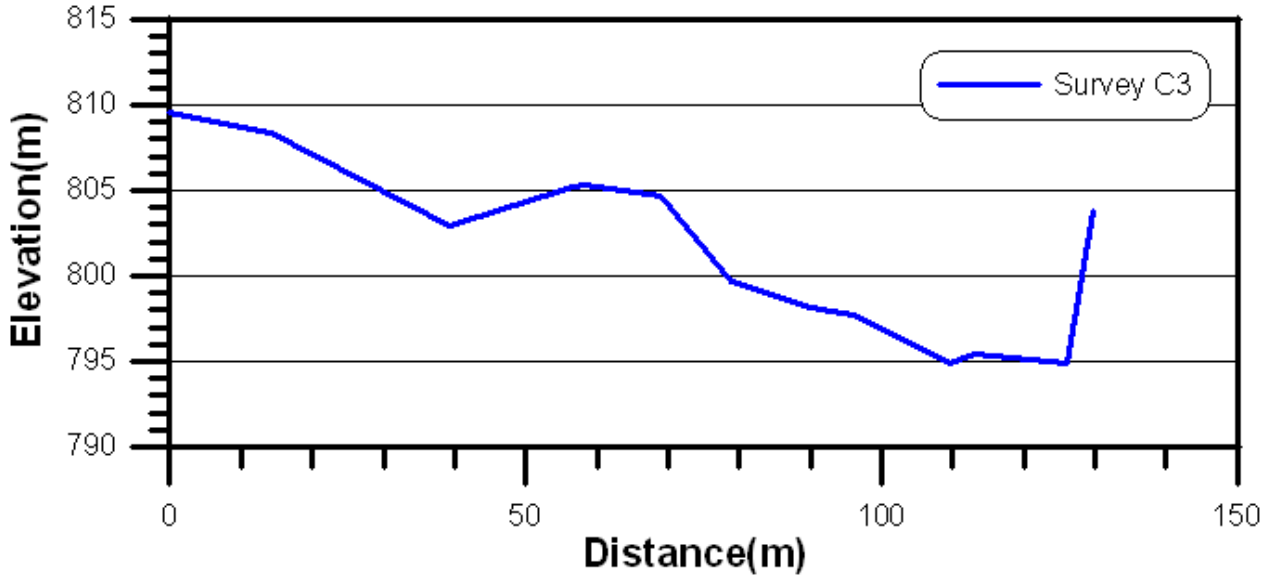


圖 4-2.28 旗山溪堰塞湖第三次壩體測量(C3)

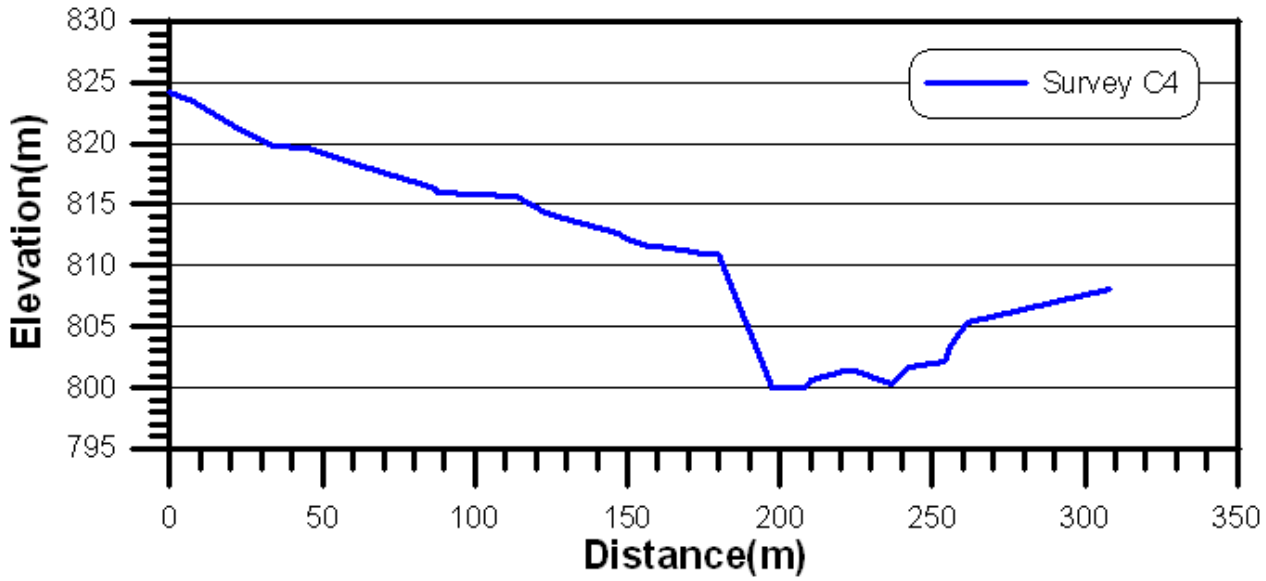


圖 4-2.29 旗山溪堰塞湖第三次壩體測量(C4)

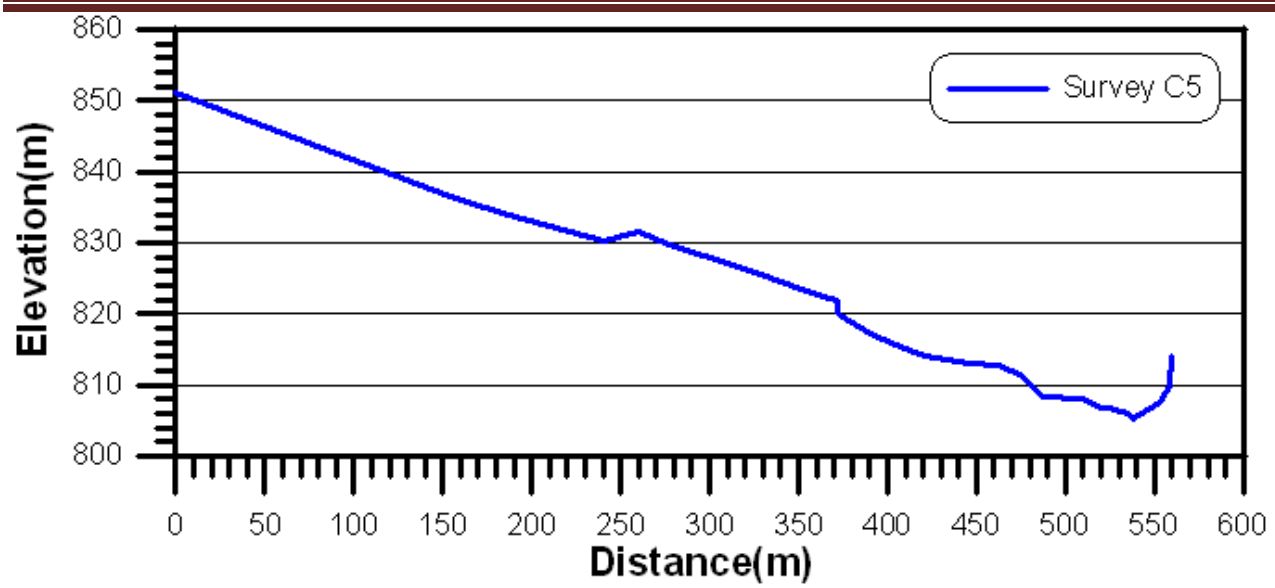


圖 4-2.30 旗山溪堰塞湖第三次壩體測量(C5)

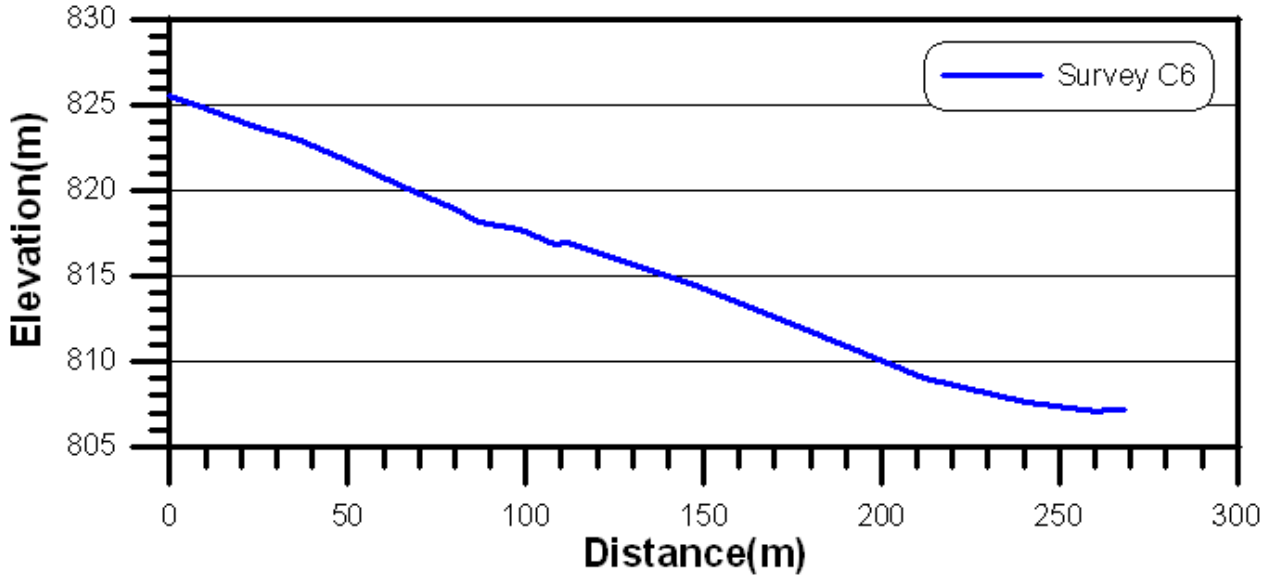


圖 4-2.31 旗山溪堰塞湖第三次壩體測量(C6)

由農林航空測量所提供之災前 5m x 5m 數值地形 (DEM(bef)) 與第一次 (1st)、第二次 (2nd)、第三次 (3rd) 壩體測量成果進行比對，可得知旗山溪堰塞湖壩體自形成前後到 99 年汛期前後之變化。選取各次壩體測量鄰近斷面進行比對工作，如堰塞湖壩體下游側河道斷面 A3 與斷面 C2 (圖 4-2.32)；土石流扇狀地斷面 A5、斷面 B1 與斷面 C5 (圖 4-2.33)；堰塞湖溢流水道斷面 A6、斷面 B3 與斷面 C6 (圖 4-2.34)。由選定位置之斷面比對圖中可看出：

(1) 第一次測量成果與災前數值地形比對：旗山溪堰塞湖形前後之地形變動劇烈，由於造成堰塞湖的大規模崩塌土砂與旗山溪更上游處的大量土砂來源，使得河道受土砂堆積其在壩體處抬升約 60 公尺，而支流二溪形成之土石流扇狀地坡度約為 6 度。

(2) 第一次測量與第二次測量成果比對：土砂有輕微堆積情形，應為支流二溪持續輸出土砂所致，同時第二次測量時，因溢流水道之第一次挖降工程已完成，當時於溢流水道處高程下降約 1 至 1.5 公尺，而堰塞湖水位亦下降約 1 公尺。

(3) 第二次測量與第三次測量成果比對：兩次測量時間點經歷過 99 年度降雨事件(如 0725 豪雨、南修颱風、凡那比颱風等)，造成支流二溪流出大量土砂，造成出口扇狀地堆積厚度增加約 5 至 7 左右，且扇狀地範圍擴大並壓迫到原有之溢流水道，加上旗山溪上游側的來砂，造成堰塞湖壩體處亦受到土砂堆積作用影響，壩體與溢流水道高程抬升約 7 公尺。

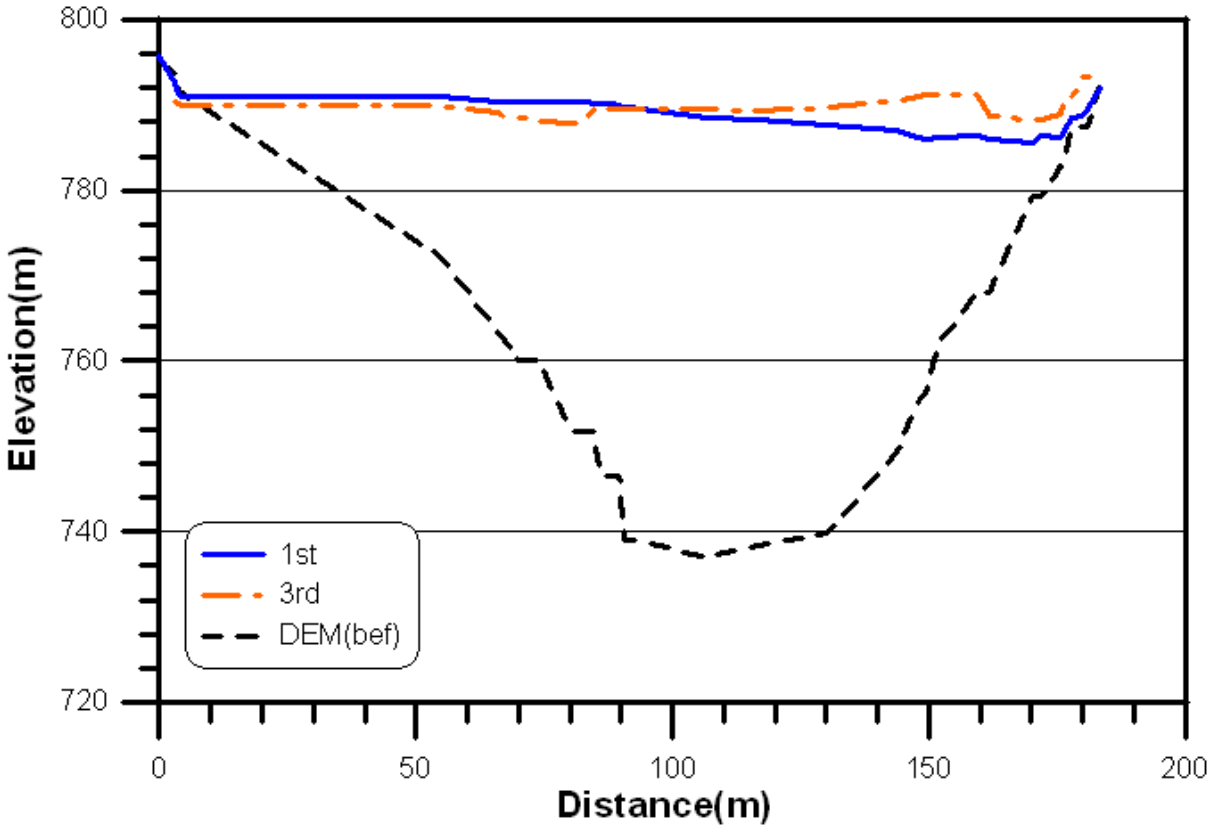


圖 4-2.32 旗山溪堰塞湖壩體斷面測量比對圖 (斷面 A3、斷面 C2)

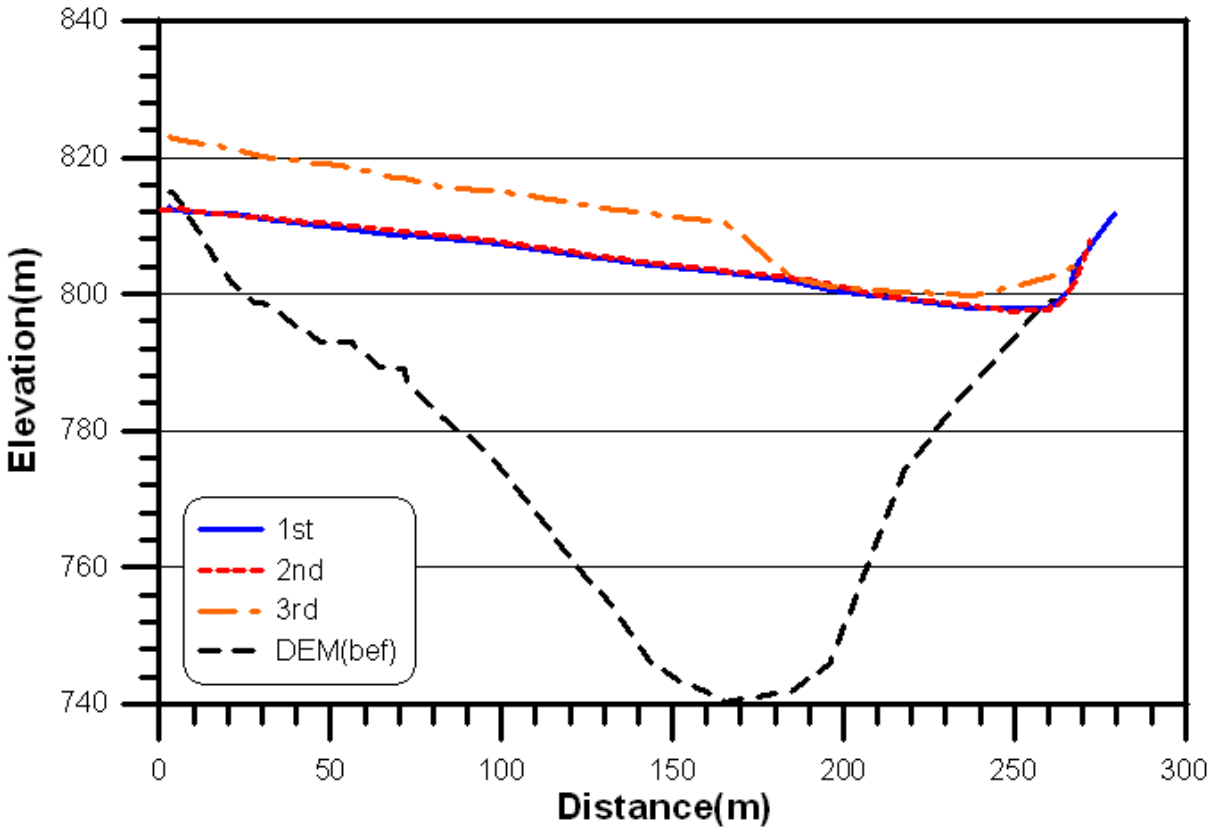


圖 4-2.33 旗山溪堰塞湖壩體斷面測量比對圖 (斷面 A5、斷面 B2、斷面 C4)

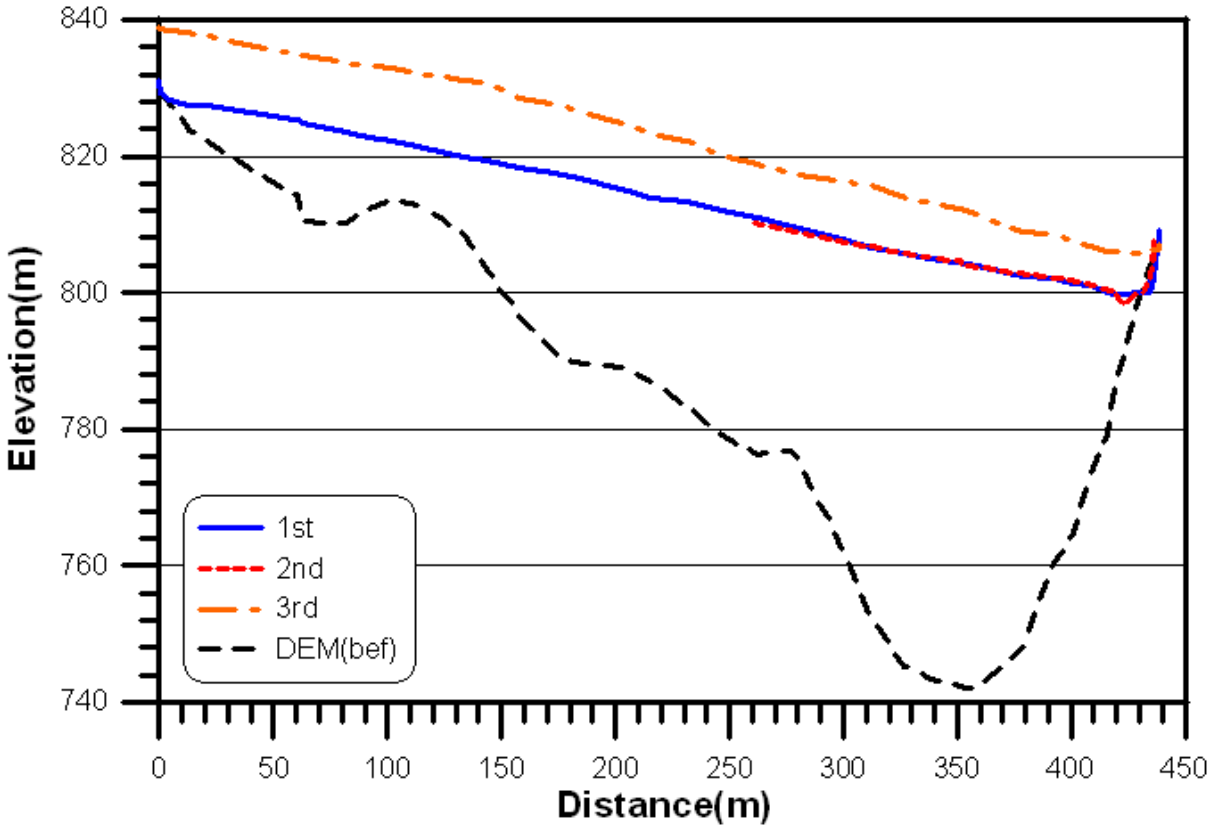


圖 4-2.34 旗山溪堰塞湖壩體斷面測量比對圖 (斷面 A6、斷面 B3、斷面 C5)

4-3 蓄水面積影像變化圖資分析

為了解崩塌區與堰塞湖區之變遷過程，本計畫應用福爾摩沙二號衛星影像，持續監測崩塌區與堰塞湖，旗山溪堰塞湖自形成後 (莫拉克颱風時)，根據影像蒐集之成果，除部分冬季影像因拍攝角度過大，正射後仍存在過大之影像誤差，僅作變化監測影像，不適合作比對判識之用。除此之外，皆已取得良好品質之衛星影像，並完成正射校正工作。

為求各幅影像間之比對正確性，本計畫將正射後之影像，進一步進行影像間之空間位置校正，透過 1/5000 相位基本圖與 5 公尺數值高程模型，以莫拉克颱風後之影像為比對基準，完成各幅影像之空間校正，確保各幅影像間之誤差小於一個像素；經校正後，旗山溪堰塞湖各期影像平均誤差（即不同影像像素間之平均空間平面誤差）皆小於 2 公尺，始進行變遷過程之比對分析工作。

經正射與空間定位校正後，旗山溪堰塞湖共完成 11 幅品質良好的衛星影像，影像間之空間平均誤差最小僅約 0.4 公尺，最大約為 2 公尺，影像日期如 表 4-3.1 所示，而 圖 4-3.1 至 圖 4-3.11 則為各期影像之校正後成果，其中冬季 12 月 與 1 月份之影像陰影面積雖較大，但仍不影響判釋成果，在堰塞湖區皆有良好之影像品質供判釋分析。

在堵塞主流之支流出口處，雖上游崩塌裸露面並無明顯的破壞面積擴大現象，但莫拉克颱風後堆積在支流出口前之土砂材料，有持續往出口運移堆積之情形，且在夏季的降雨事件過後最為明顯。其中以 9 月份的凡那比颱風事件前後變化最為明顯，在凡那比颱風過後，堰塞湖水位根據現場調查成果，較原先抬升約 3 至 4 公尺，影像變化也顯示堆積土體處的土砂變遷情形，但其土砂變遷量仍遠小於堆積土體之土砂量。

表 4-3.1 旗山溪堰塞湖之校正後衛星影像時間表

影像時間	使用衛星	資料來源	備註
98/09/02	FORMOSAT-II	本計畫資料庫	莫拉克颱風後
98/12/11	FORMOSAT-II	本計畫資料庫	溢洪口首次挖降後
99/01/18	FORMOSAT-II	本計畫資料庫	
99/03/06	FORMOSAT-II	本計畫資料庫	
99/04/13	FORMOSAT-II	本計畫資料庫	
99/05/25	FORMOSAT-II	本計畫資料庫	5 月鋒面降雨期間
99/06/21	FORMOSAT-II	本計畫資料庫	6 月鋒面降雨期間
99/07/15	FORMOSAT-II	本計畫資料庫	7 月鋒面降雨期間
99/08/10	FORMOSAT-II	本計畫資料庫	0725 豪雨後堰塞湖變化情形
99/09/23	FORMOSAT-II	本計畫資料庫	凡那比颱風後
99/10/11	FORMOSAT-II	本計畫資料庫	水位因凡那比颱風之影響逐漸抬升

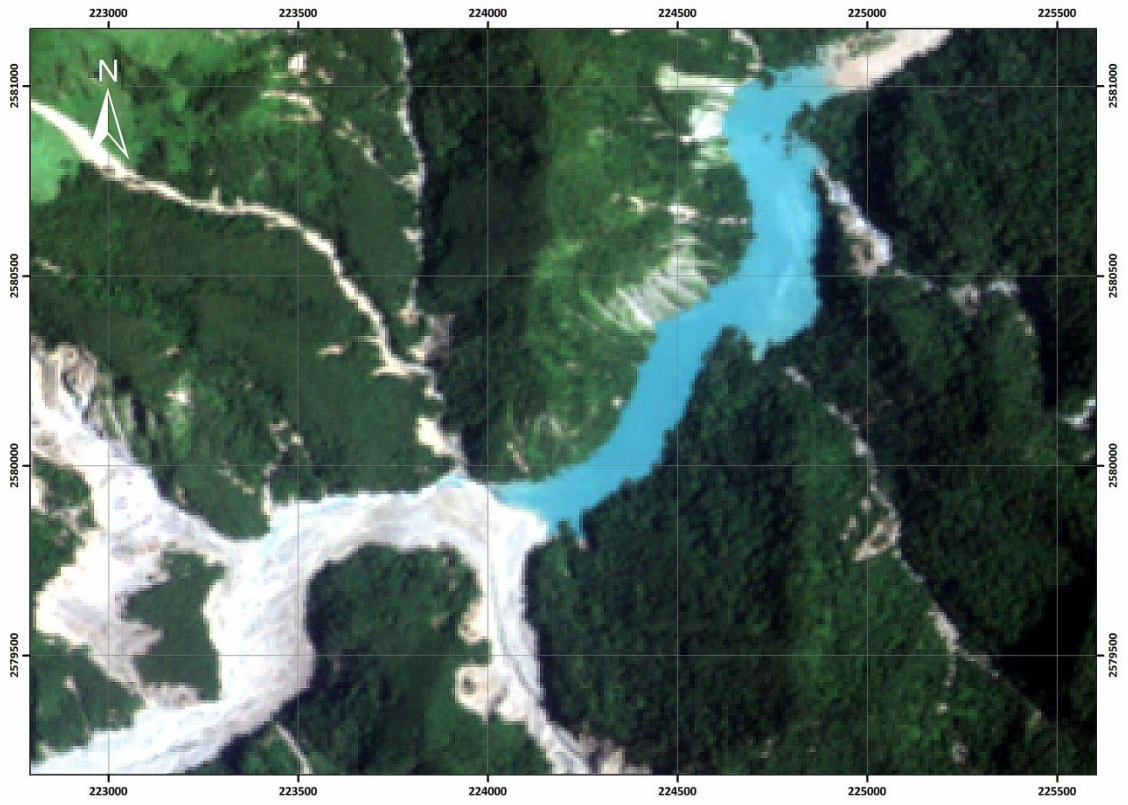


圖 4-3.1 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (98/09/02)

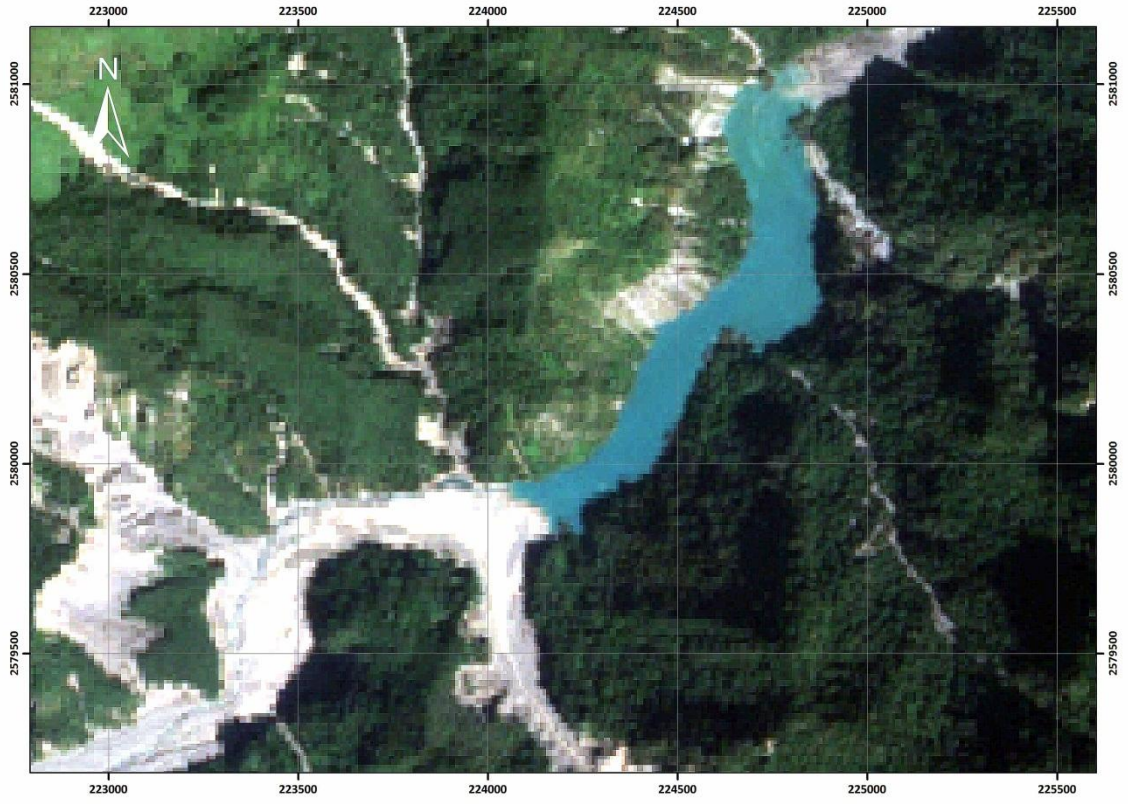


圖 4-3.2 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (98/12/11)

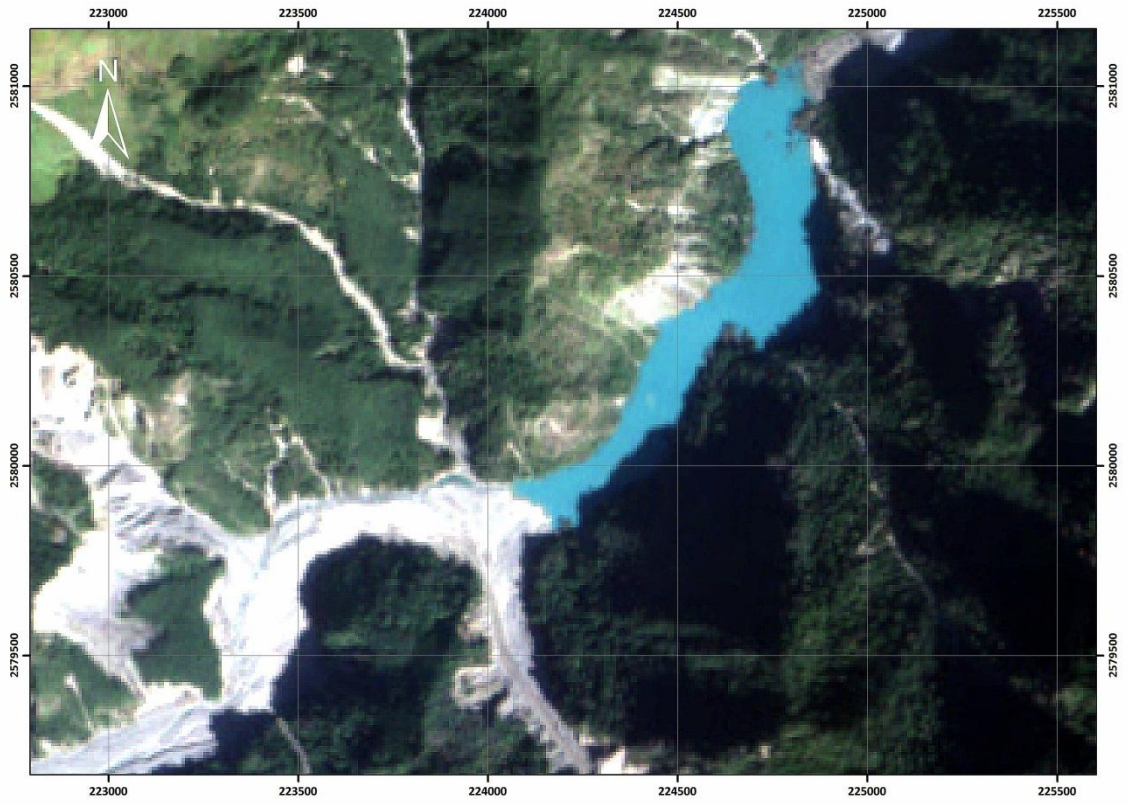


圖 4-3.3 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/01/08)

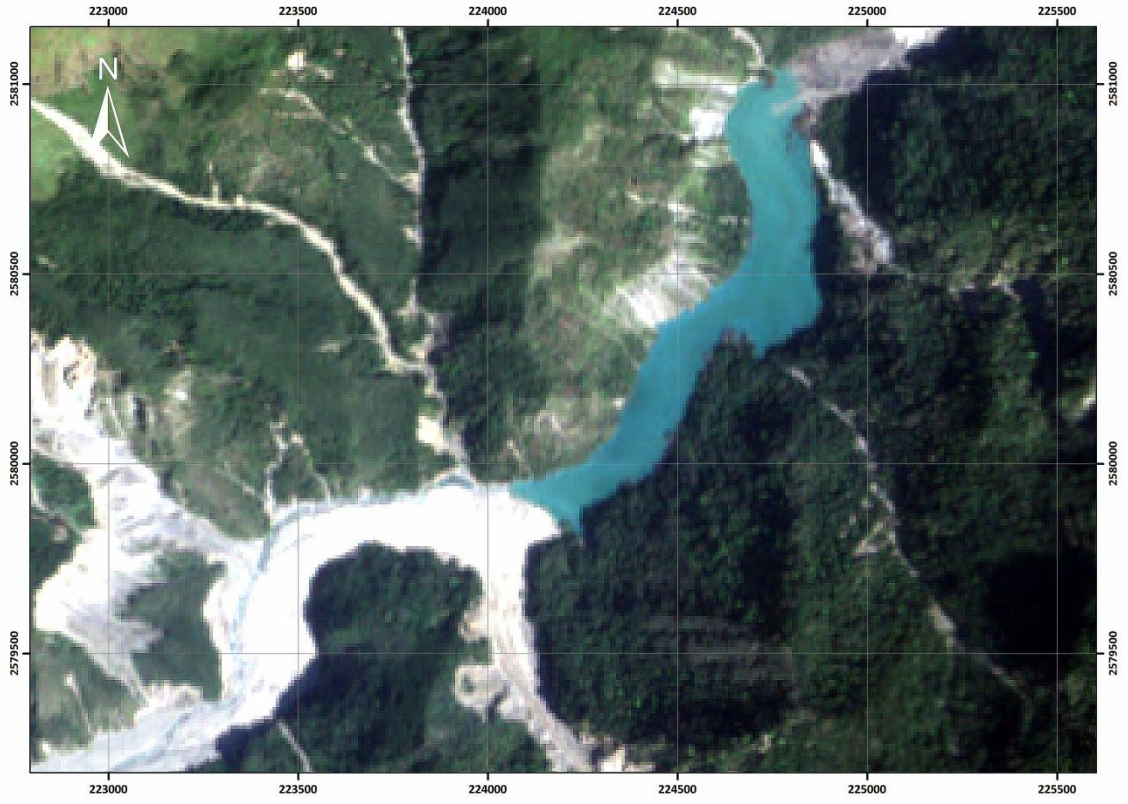


圖 4-3.4 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/03/06)

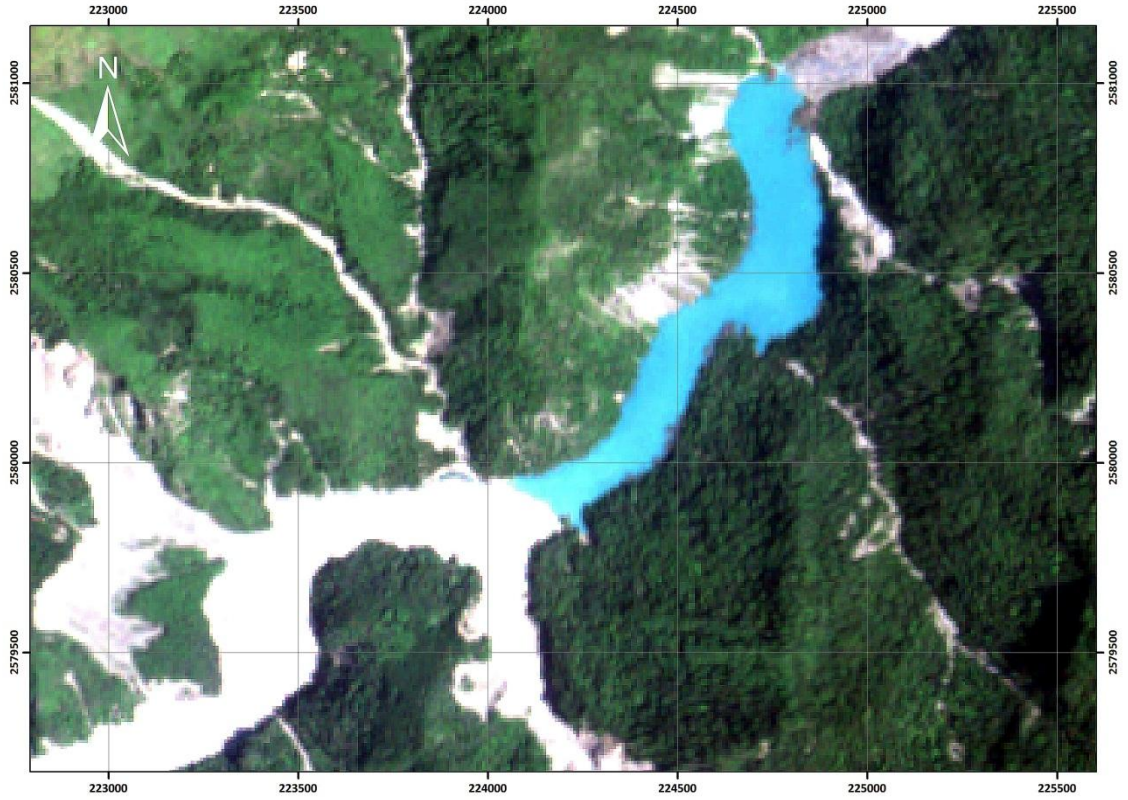


圖 4-3.5 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/04/13)

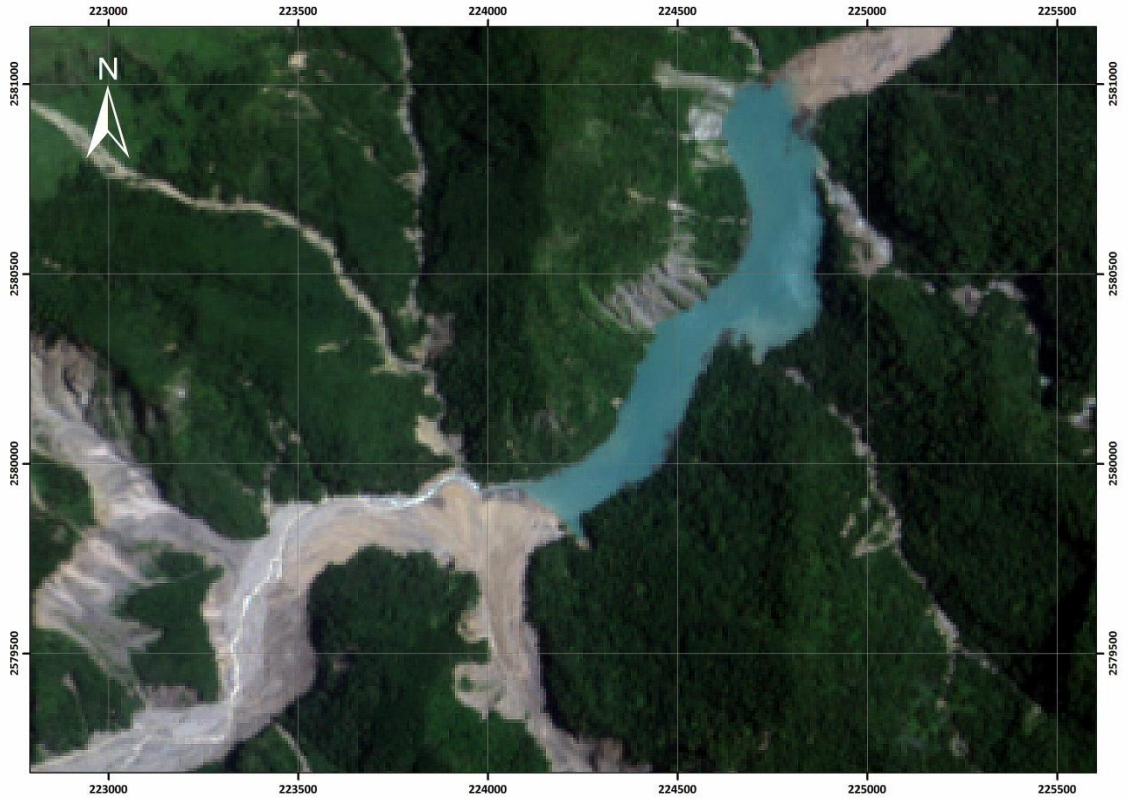


圖 4-3.6 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/05/25)

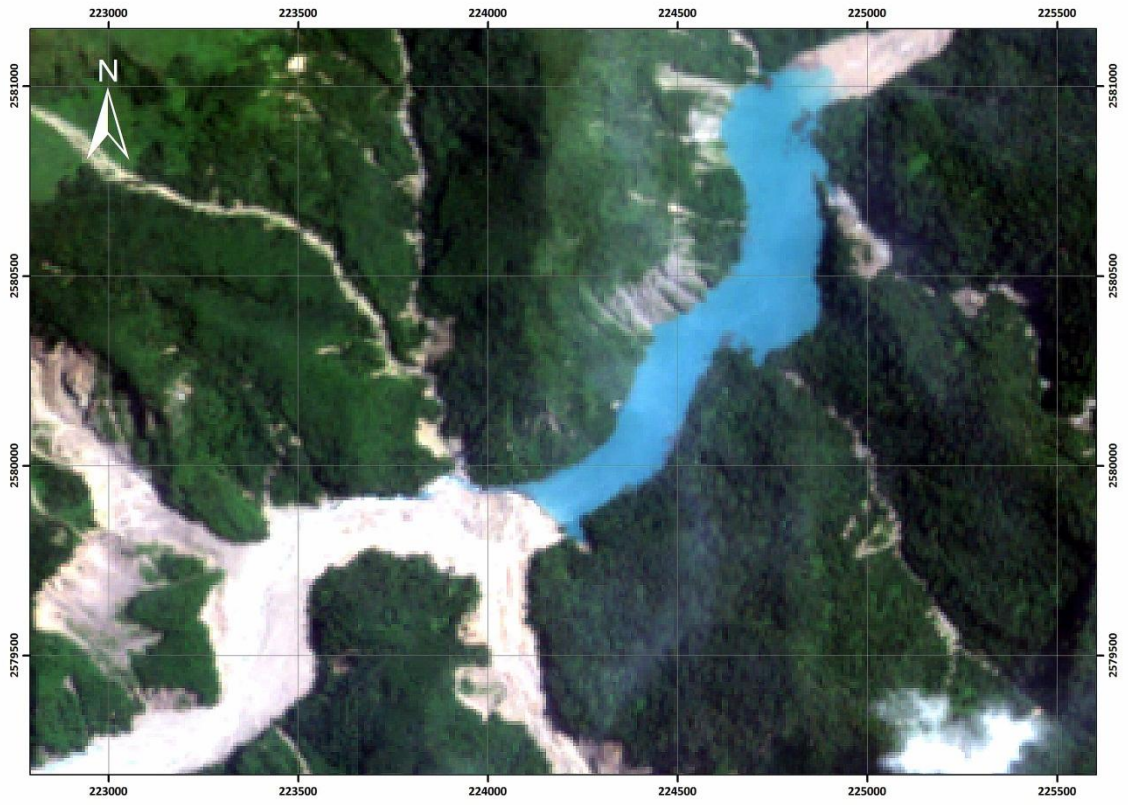


圖 4-3.7 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/06/21)

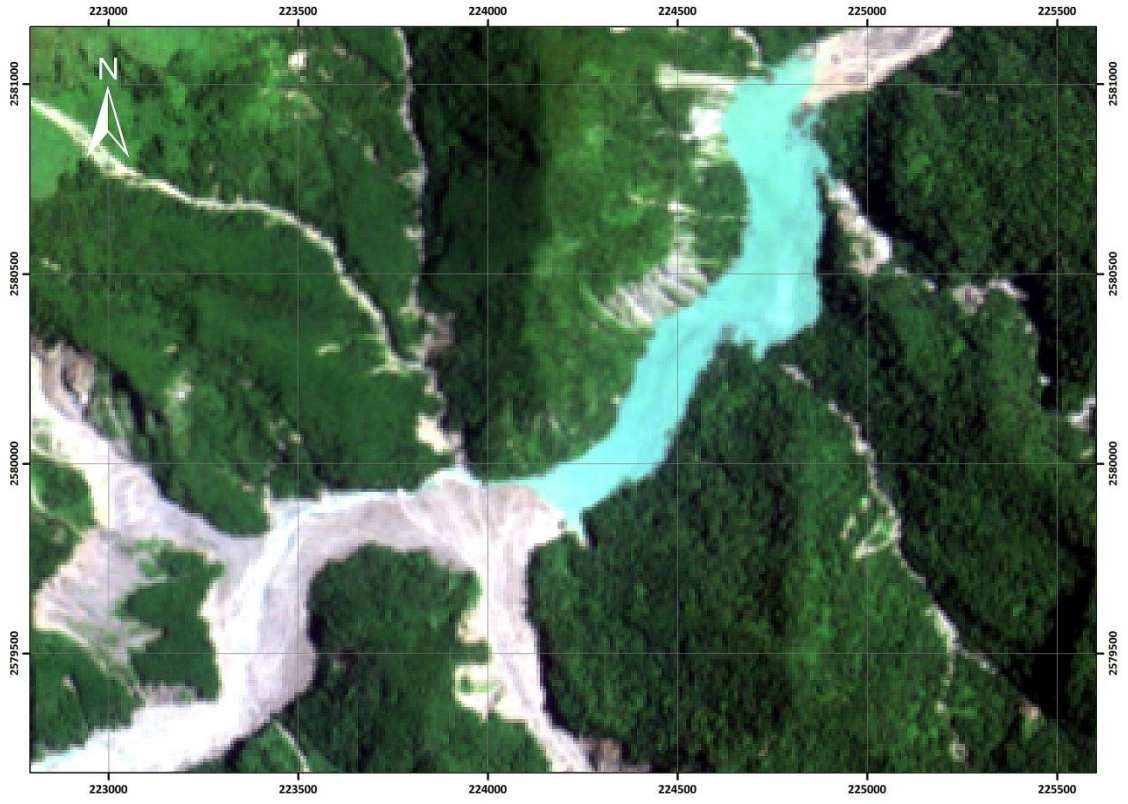


圖 4-3.8 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/07/15)

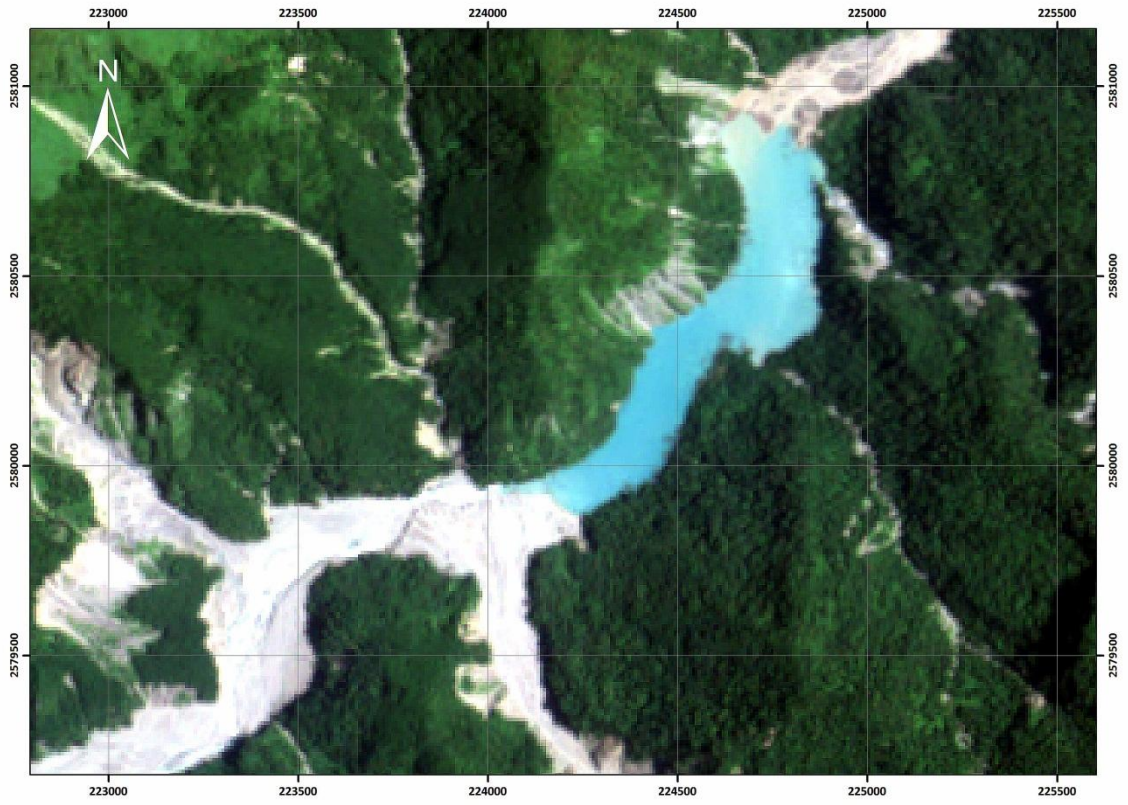


圖 4-3.9 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/08/10)

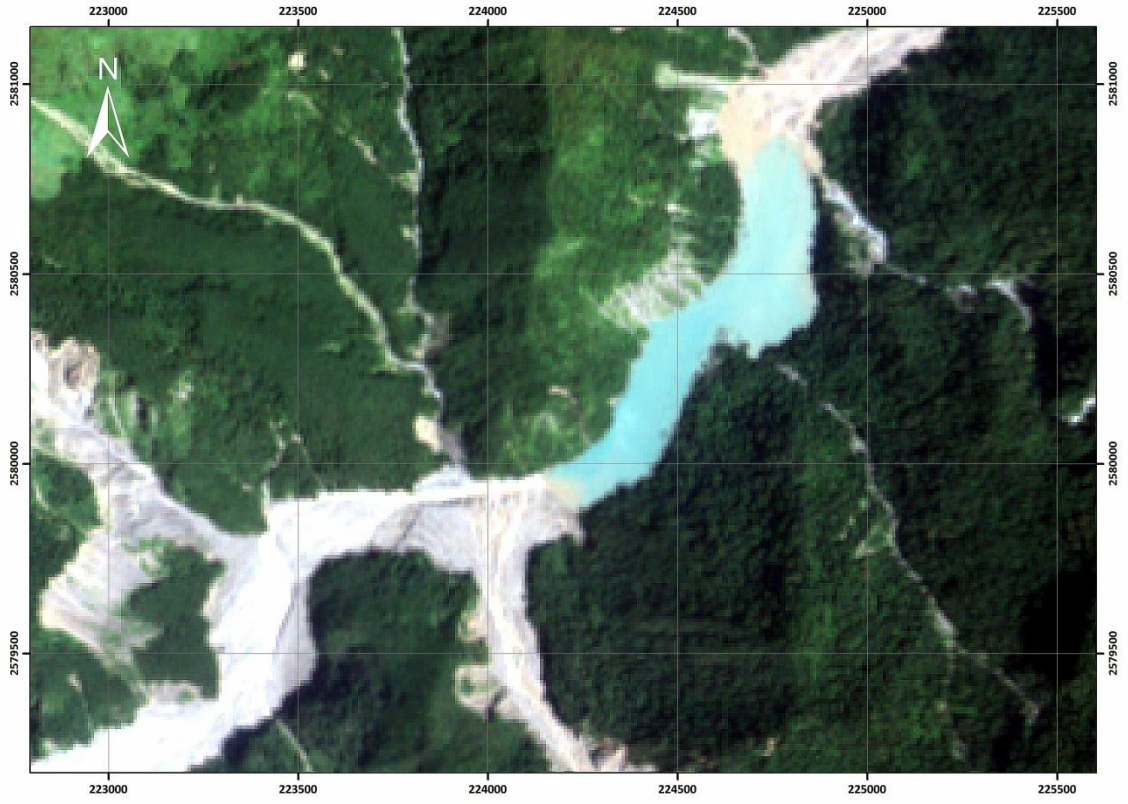


圖 4-3.10 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/09/23)

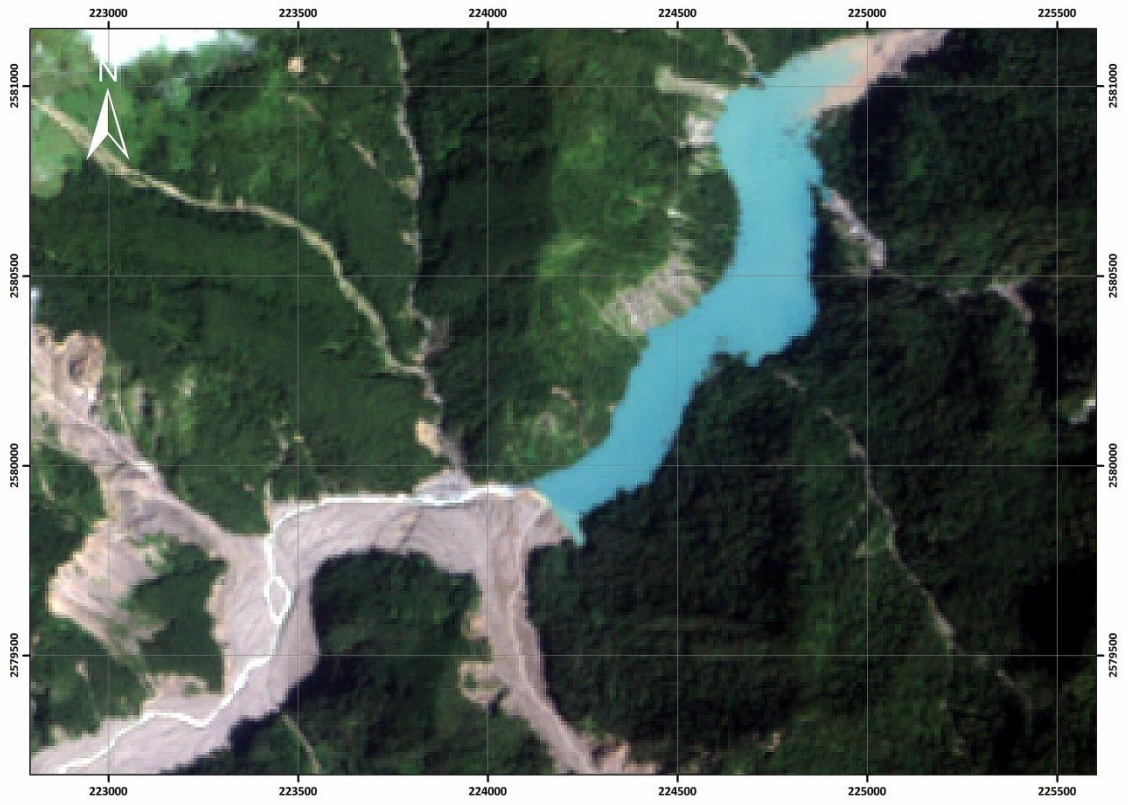


圖 4-3.11 旗山溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/10/11)

由 圖 4-3.1 至 圖 4-3.11 之成果，將圖面上之水面特徵線圈繪，得知各期影像之堰塞湖水面範圍，其分析結果如 表 4-3.2 所示，並將上游迴水區與出口溢流區之分析成果，分別繪製如 圖 4-3.12 與 圖 4-3.13 所示。

在莫拉克颱風後，旗山溪堰塞湖之湖面面積約為 27 公頃，此後蓄水面積逐漸減小，至 4 月份時僅為 21.3 公頃，而 99 年夏季後，因堆積土體持續有來自支流的土砂材料供應，溢流口處在降雨前後多有持續堆積或侵蝕互換之情形，故堰塞湖蓄水面積也時而增加、時而減少，但總體來說，蓄水面積在凡那比颱風前仍呈現逐漸減小的趨勢，在 9 月份之蓄水面積為最小，僅為 18.4 公頃。

但因凡那比颱風之效應，支流持續供應土砂材料至堆積土體處堆積，也抬升了原有堆積土體的高程，根據調查與測量成果 (詳見第四章測量成果)，在凡那比颱風前後之堆積土體高程抬升約 3 至 4 公尺，也造成堰塞湖水位

的抬升，故在 10 月份的衛星影像內，堰塞湖面積增加至 26.4 公頃，與堰塞湖形成之初面積大致相同，但實際之堰塞湖堆積量仍有所增加，且因堆積土體增加之故，水面高程也有變動。

在 圖 4-3.12 與 圖 4-3.13 中，分別將各期之迴水位置與溢流口位置標示在圖面上，由圖中成果可知，迴水位置在凡那比颱風之前，呈現逐漸退縮的現象，而且自 99 年 5 月之後，退縮的情形更為明顯，此現象因汛期期間，旗山溪上游來砂量較枯水期為大，土砂運移至堰塞湖迴水處，因水面坡降轉於平緩，土砂材料持續在迴水處堆積所致，故由圖中可見，在 98 年 8 月至 99 年 5 月期間，迴水長度的變化量較小，但自 5 月汛期開始後，迴水長度急遽縮短，至 9 月份為最短之位置。

但由於凡那比颱風之故，堆積土體的抬升造成了湖水面的上升，故堰塞湖水面往上游延伸回朔，現今之迴水終點和堰塞湖形成之初約略相同，但其湖水面高程與過去相比已有增加。

再由溢流口處的變遷比對可知，溢流口也有逐漸往上游後退之情形，但在凡那比颱風後因支流土砂材料持續往交會口處推移，使得堆積土體高程抬升，相對地影響溢流口之位置，可由圖中之溢流口標示點發現其變遷情形。

表 4-3.2 旗山溪堰塞湖水面面積變遷表

影像時間	水面面積 (m^2)	影像時間	水面面積 (m^2)
98/08/24	269,097	99/06/21	244,769
98/12/11	225,536	99/07/15	242,204
99/01/18	227,979	99/08/10	209,272
99/03/06	216,836	99/09/23	183,920
99/04/13	213,969	99/10/11	264,427
99/05/25	226,884		

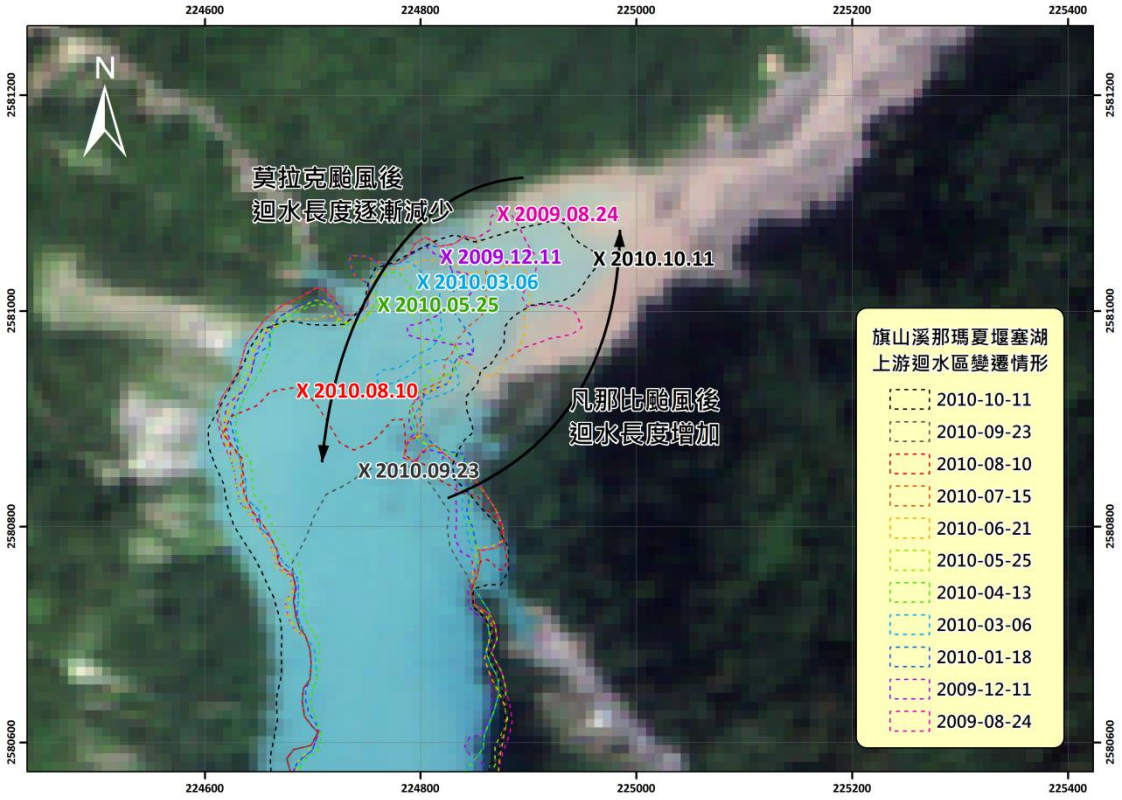


圖 4-3.12 旗山溪堰塞湖迴水位置變遷情形

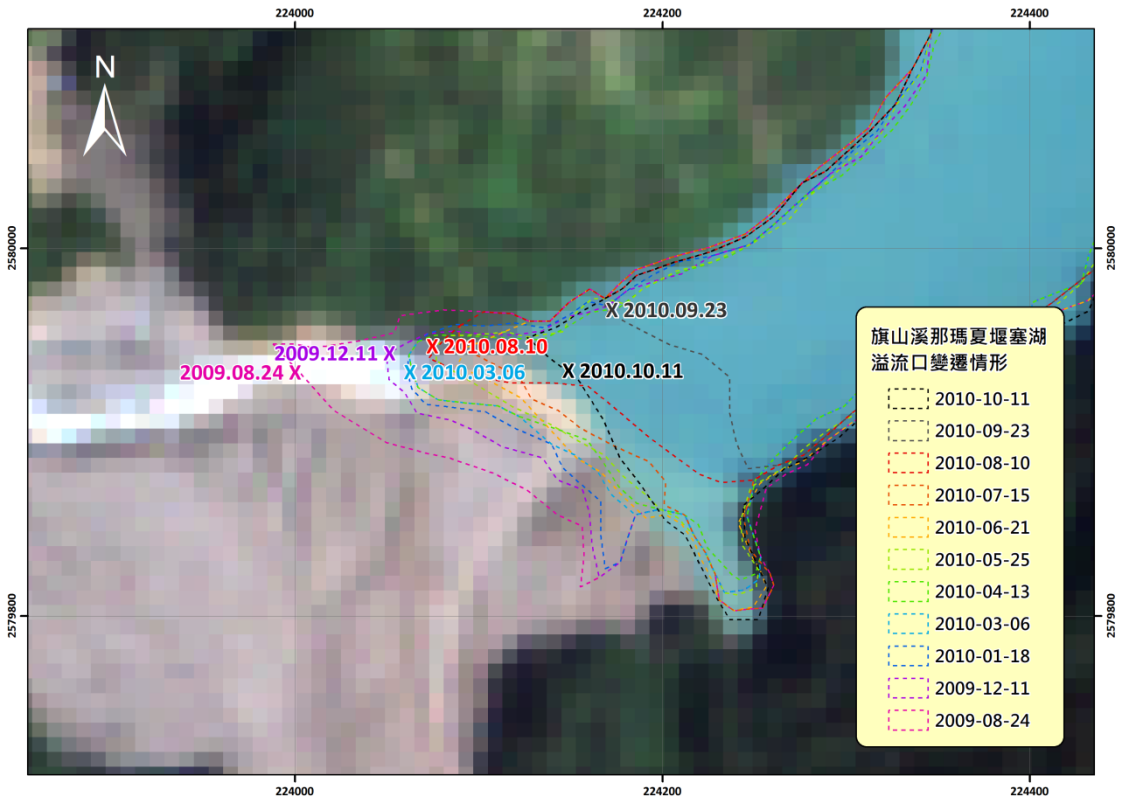


圖 4-3.13 旗山溪堰塞湖溢流口位置變遷情形

4-4 水下地形測量

4-4.1 測量成果說明

本計畫依據工作方法一章所列之水下地形測量方法，已完成 2 次水下地形測量工作，進行旗山溪堰塞湖水下測量工作時是以動力船筏搭配水體深度測量儀器施作。為了得知堰塞湖水下之地形起伏變化，可由水下測量成果經利用 ArcGIS 軟體，將點位高程展繪成數值地形，獲得水下數值地形，以供後續相關分析所用。

第一次水下地形測量時，於堰塞湖後方水體共取得 2373 個測量點，水下測量點位分佈如 圖 4-4.1。另於 99 年汛期後進行第二次水下地形測量，水下測量點位分佈如 圖 4-4.2，以此兩期水下地形測量之成果，配合取得之前後 2 期數值地形進行地形變化比對工作，以得知堰塞湖形成後至 99 年汛期後之變化情形。

根據水下地形測量之成果，第一次水下測量時旗山溪堰塞湖最低水底地形高程約為 791.6 公尺，湖底高程多分佈於 791.9 公尺左右，如 圖 4-4.3，而第二次水下地形測量時，最低水底地形高程約為 799 公尺，湖底高程多分佈於 800 公尺左右，如 圖 4-4.4；根據測量成果，僅堰塞湖頭尾端以及部份側岸溪溝入流處形成扇狀堆積而有較明顯之高程變化，其餘湖區內地形大致平坦，兩次水下地形測量間約淤高 8 公尺。

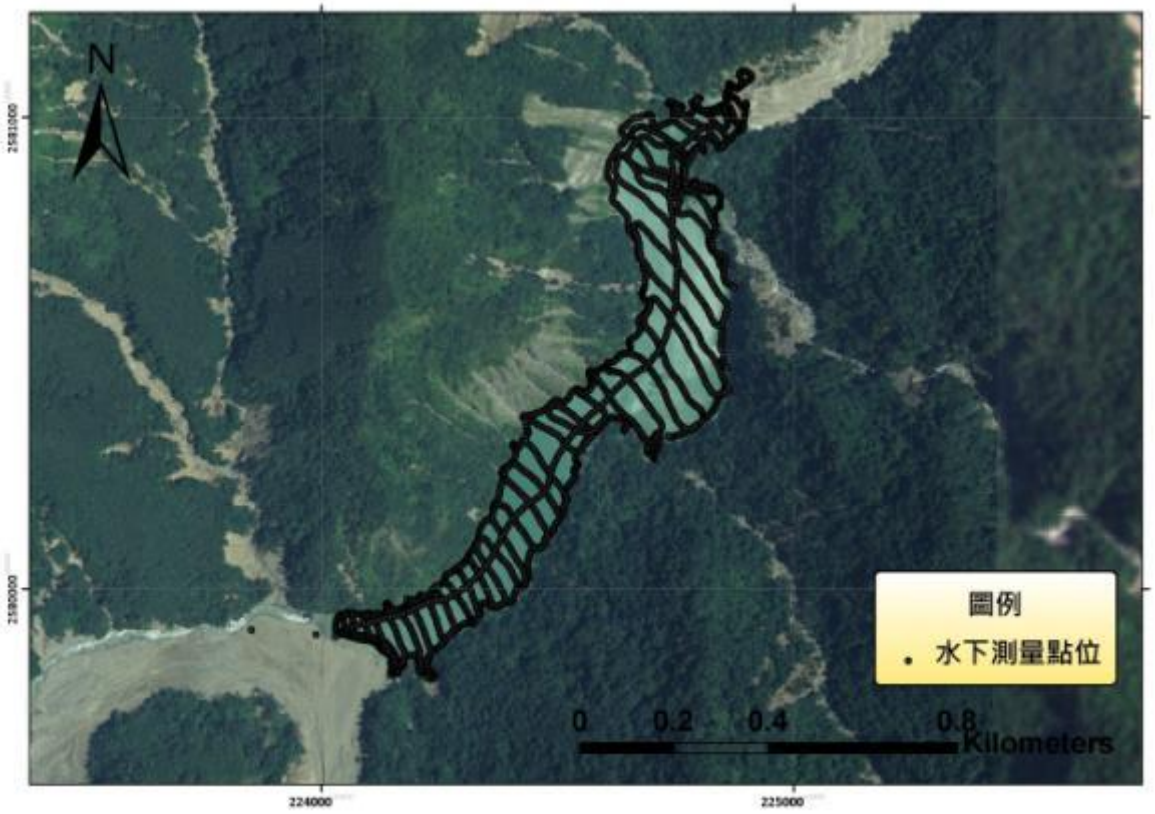


圖 4-4.1 旗山溪堰塞湖第一次水下測量點位分佈圖

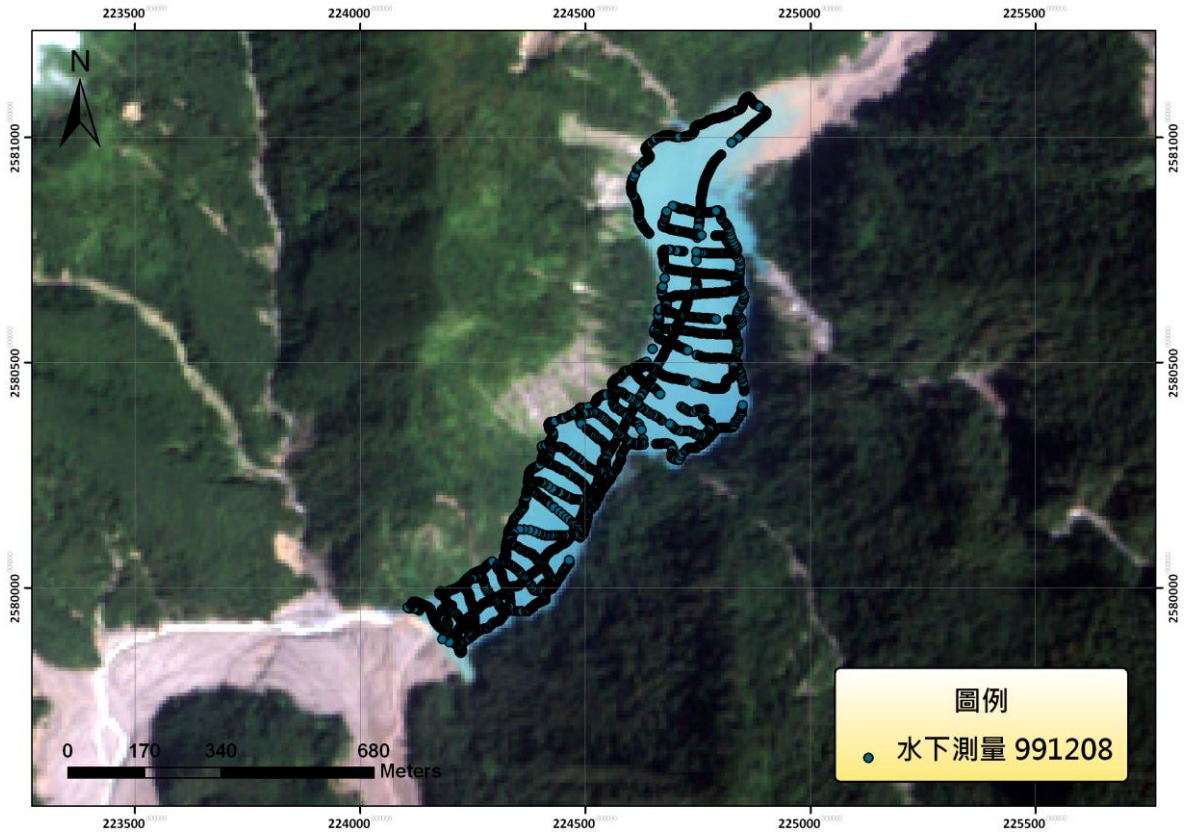


圖 4-4.2 旗山溪堰塞湖第二次水下測量點位分佈圖

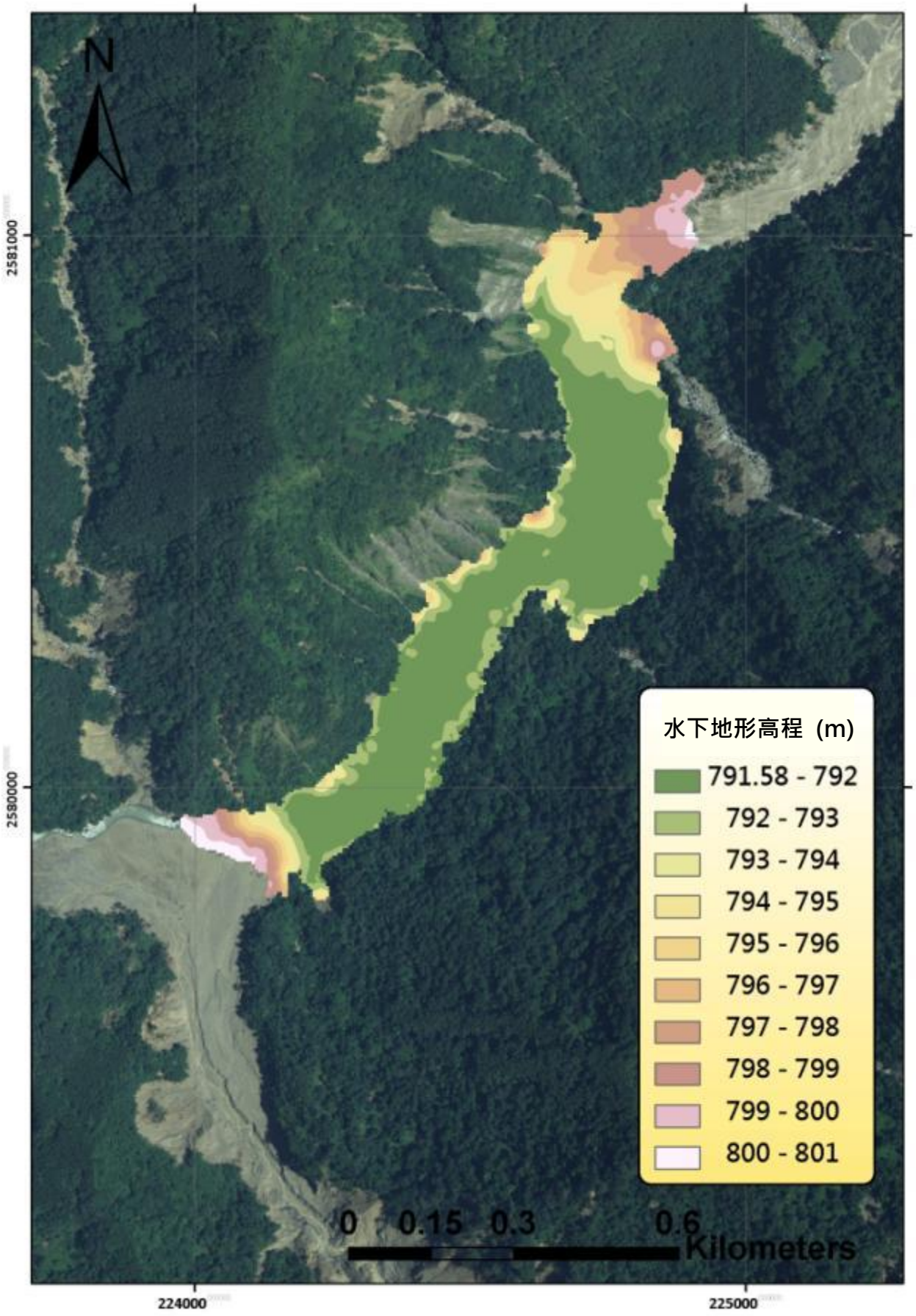


圖 4-4.3 旗山溪堰塞湖第一次水下測量湖底地形高程分佈圖

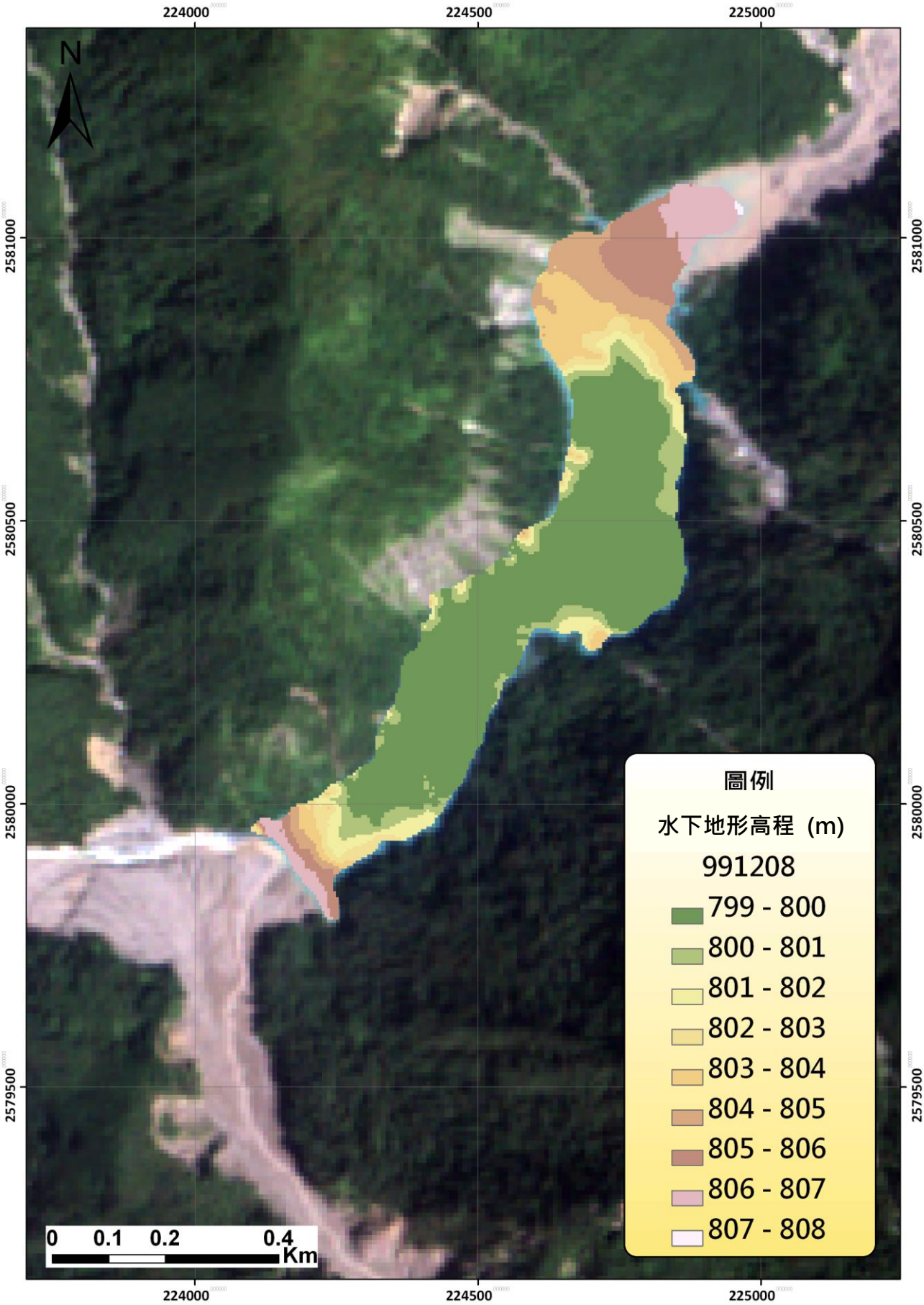


圖 4-4.4 旗山溪堰塞湖第二次水下測量湖底地形高程分佈圖

4-4.2 堰塞湖水體計算分析

本節乃依據第二次水下地形測量結果,進行堰塞湖現況水體體積之估算，本計畫由水面 (高程為 807 公尺) 為基準值進行不同水位高程之蓄水面積及水體體積估算，分別計算自高程 807 公尺至高程 799 公尺間，蓄水面積及體積隨高程之變化。由於本區採用較詳細之水深測量作業方式，故採用數值地形運算法進行水體體積之估算，計算成果詳 表 4-4.1，堰塞湖達滿水位時之蓄水體積約有 157 萬立方公尺,不同水位高程所對應之蓄水量及蓄水面積變化圖詳 圖 4-4.5 及 圖 4-4.6。

表 4-4.1 不同湖面高程之蓄水體積與湖面面積估算成果

水位 (m)	體積 (m^3)	面積 (m^2)
807	1,571,263	277,125
806.5	1,422,807	270,050
806	1,289,670	262,425
805.5	1,160,528	252,950
805	1,037,035	241,825
804.5	918,454	232,525
804	804,121	224,250
803.5	695,107	212,225
803	591,646	202,400
802.5	491,780	197,300
802	394,521	191,825
801.5	300,140	184,950
801	209,274	178,825
800.5	121,676	170,625
800	39,476	156,050
799.5	999	15,325
799	0	0

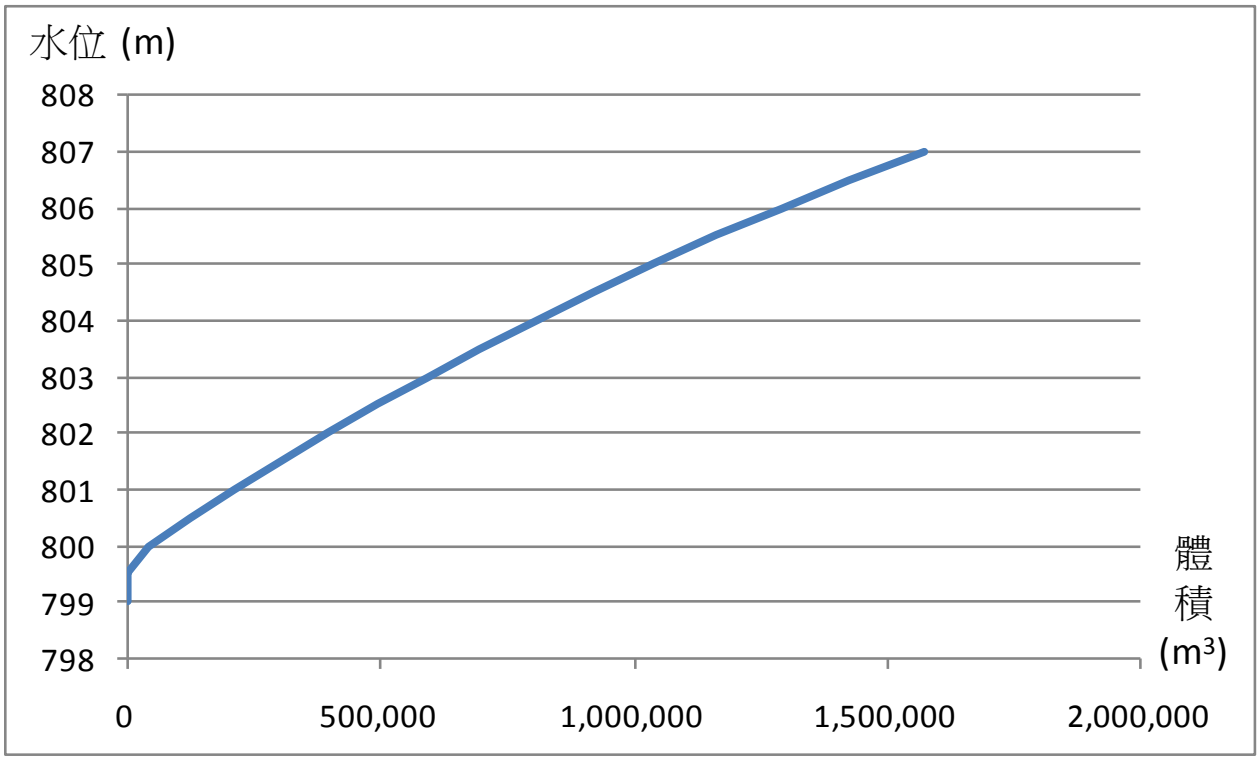


圖 4-4.5 不同水位高程與水體體積變化關係圖

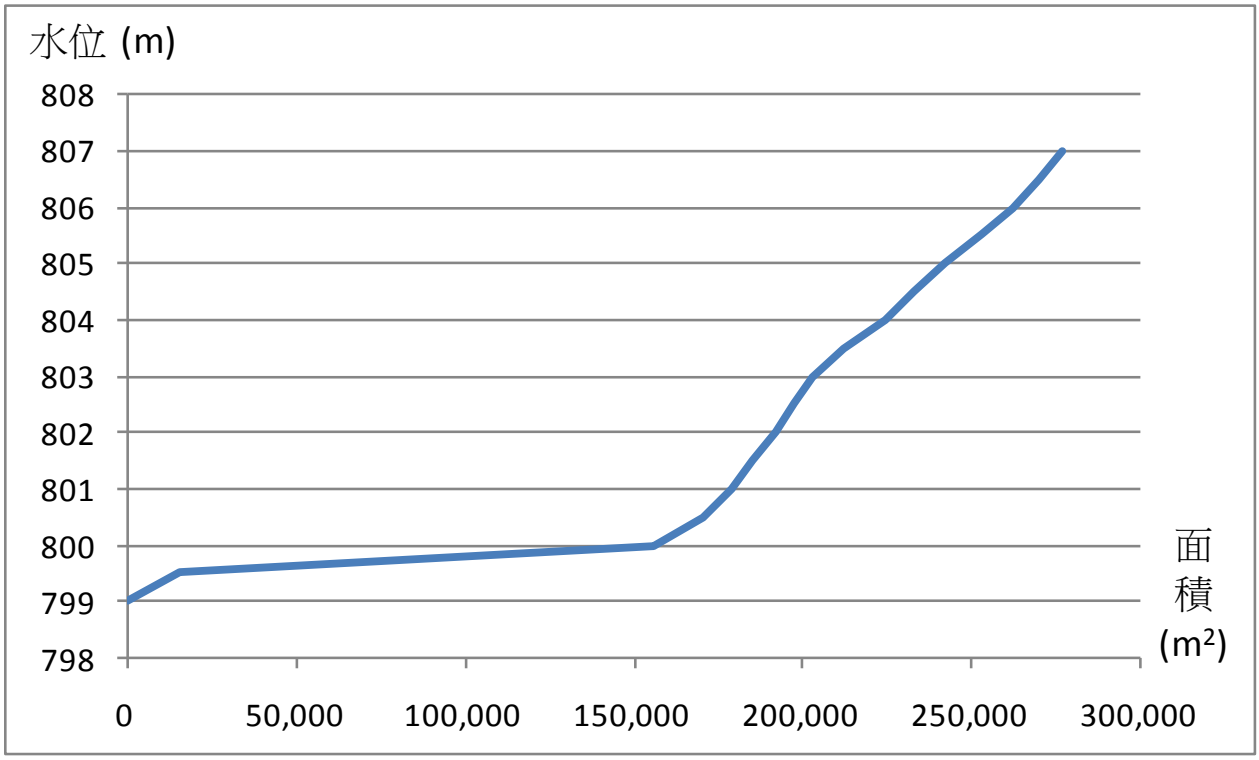
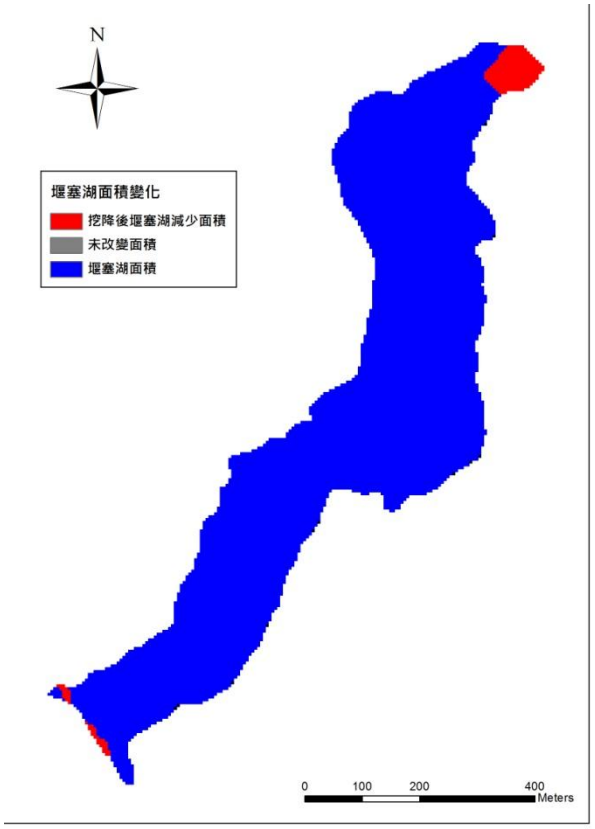
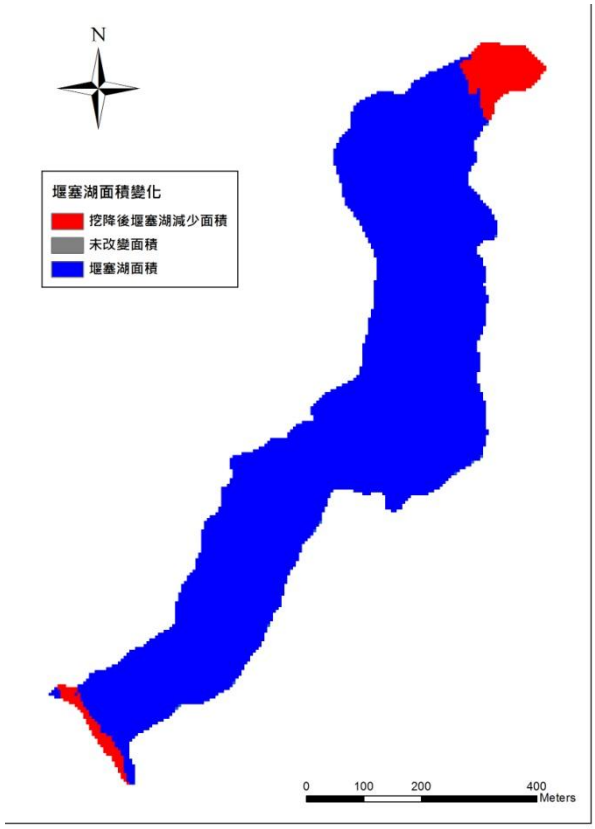


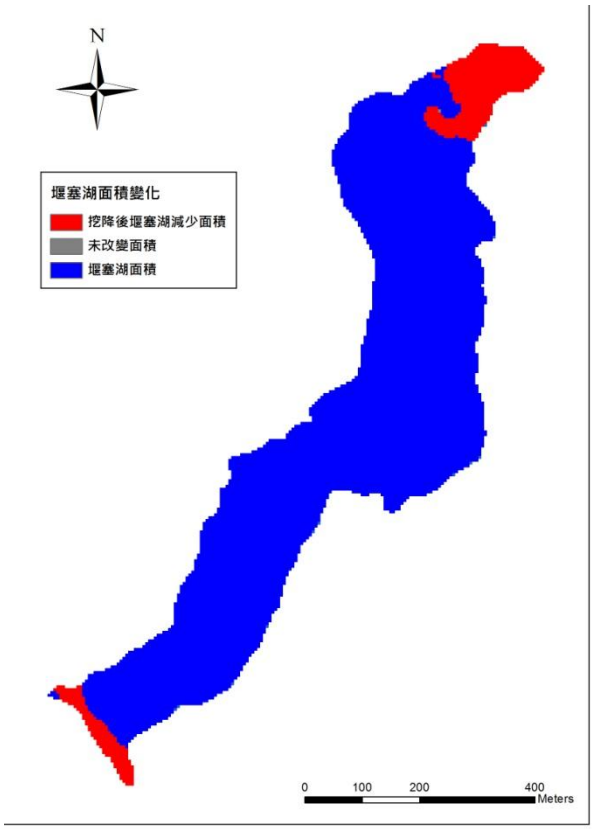
圖 4-4.6 不同水位高程與湖面面積變化關係圖



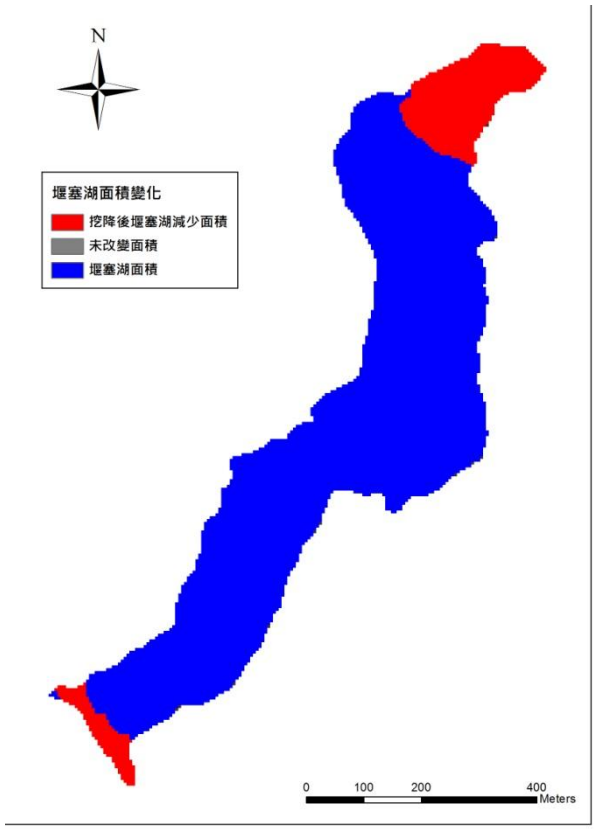
水位 806.5 公尺



水位 806 公尺

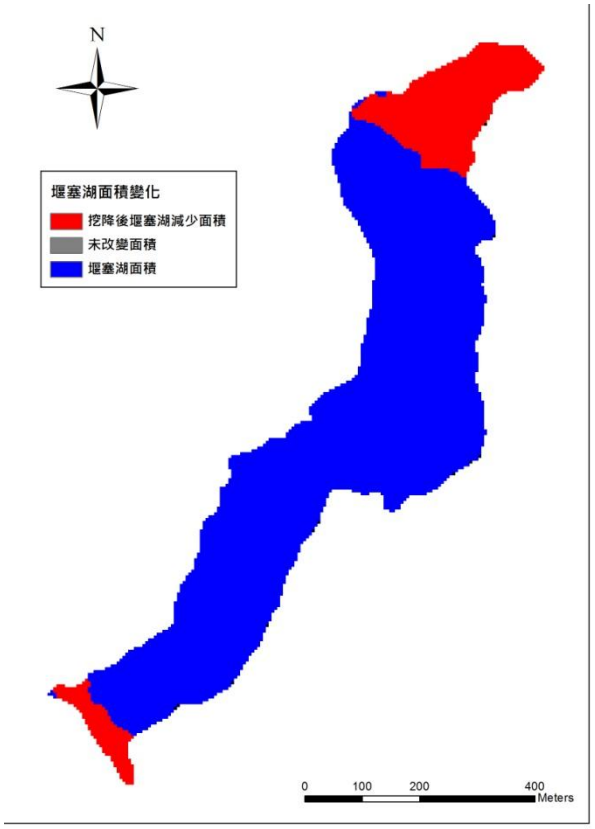


水位 805.5 公尺

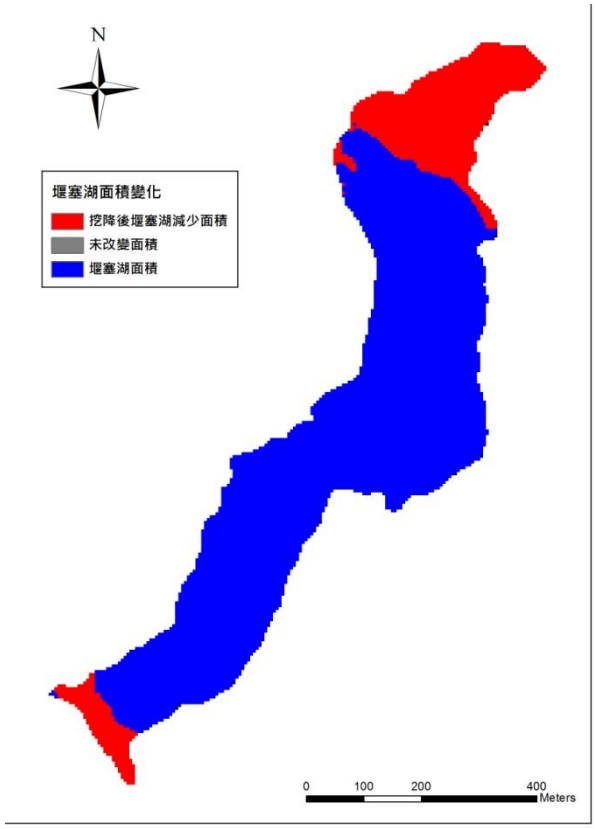


水位 805 公尺

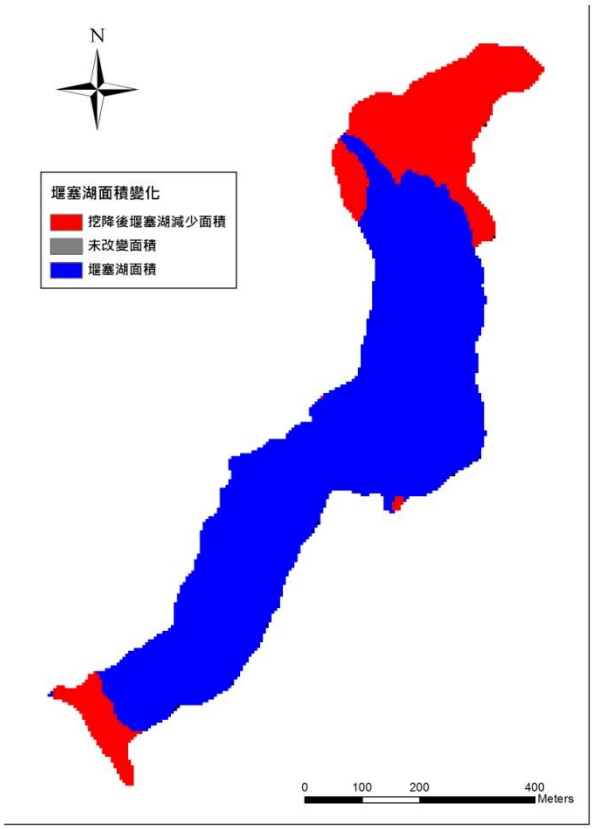
圖 4-4.7 不同水位高程與湖面變化關係圖



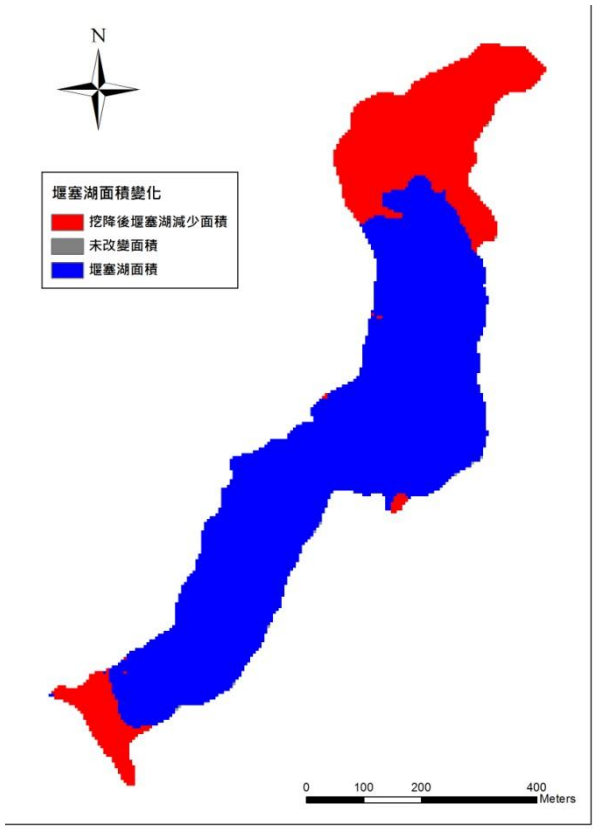
水位 804.5 公尺



水位 804 公尺

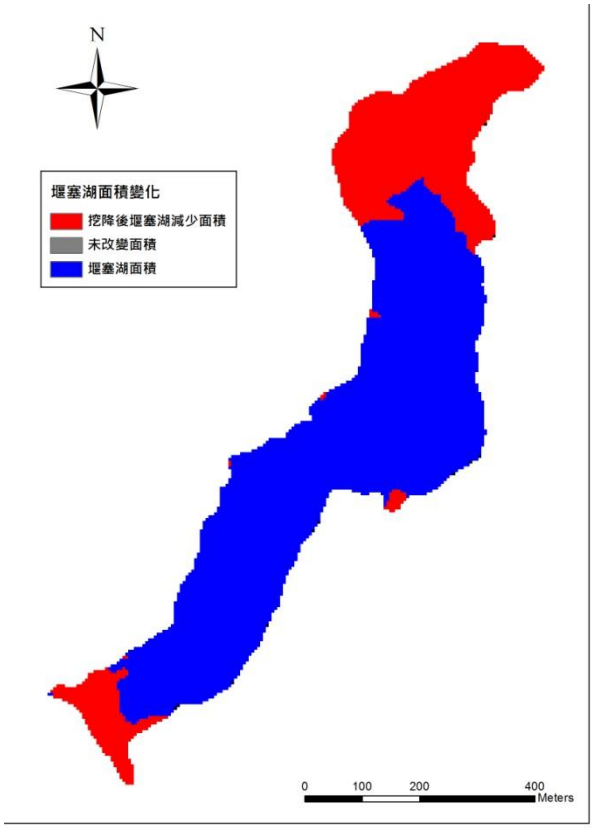


水位 803.5 公尺

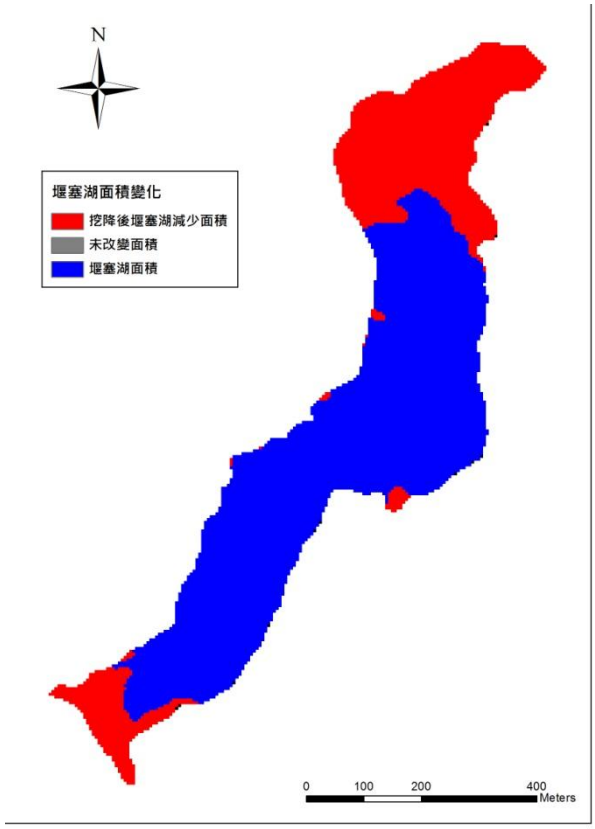


水位 803 公尺

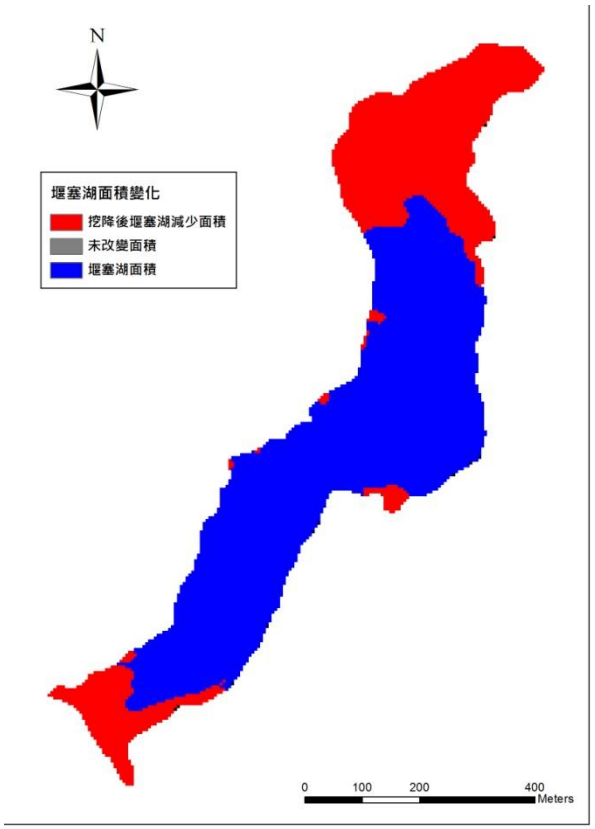
圖 4-4.7(續) 不同水位高程與湖面變化關係圖



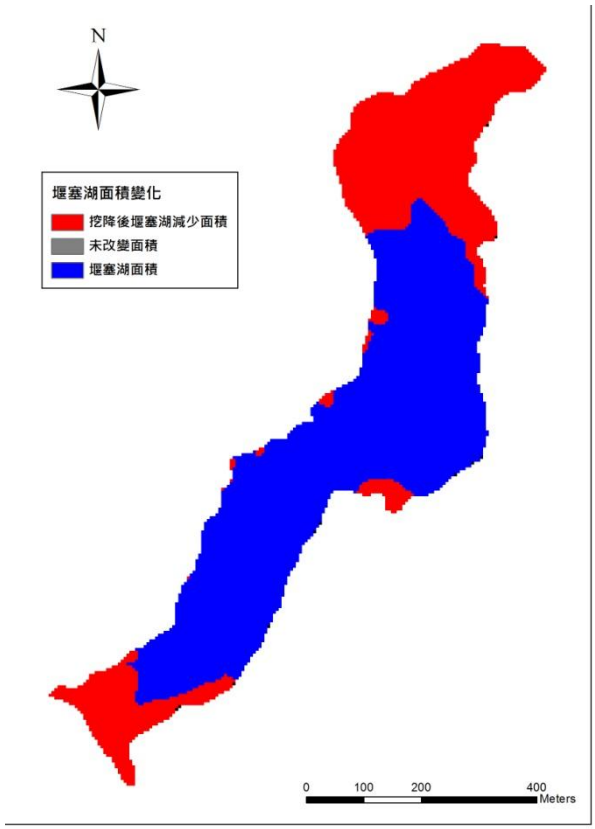
水位 802.5 公尺



水位 802 公尺

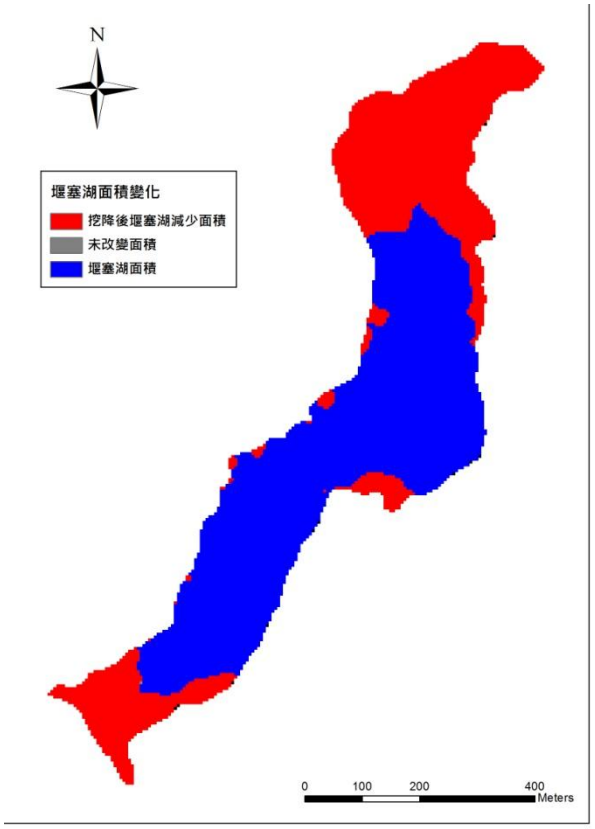


水位 801.5 公尺

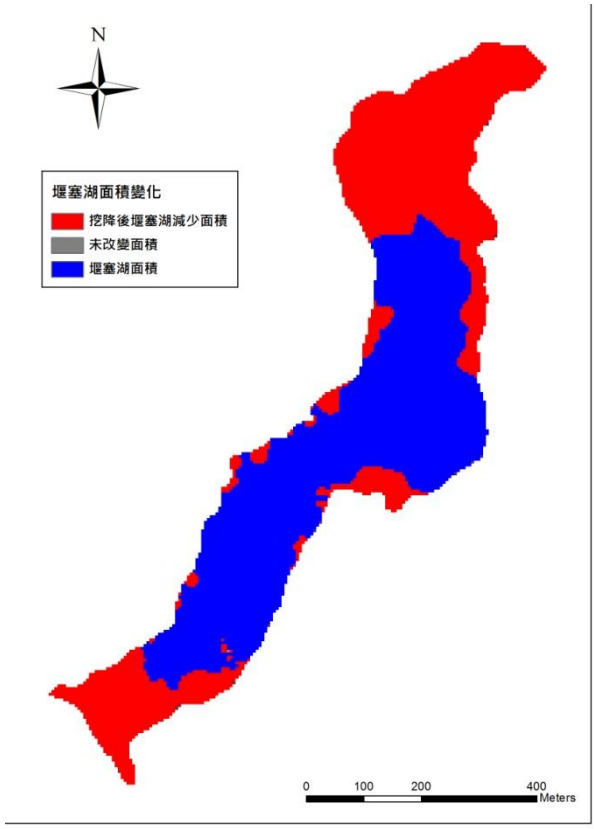


水位 801 公尺

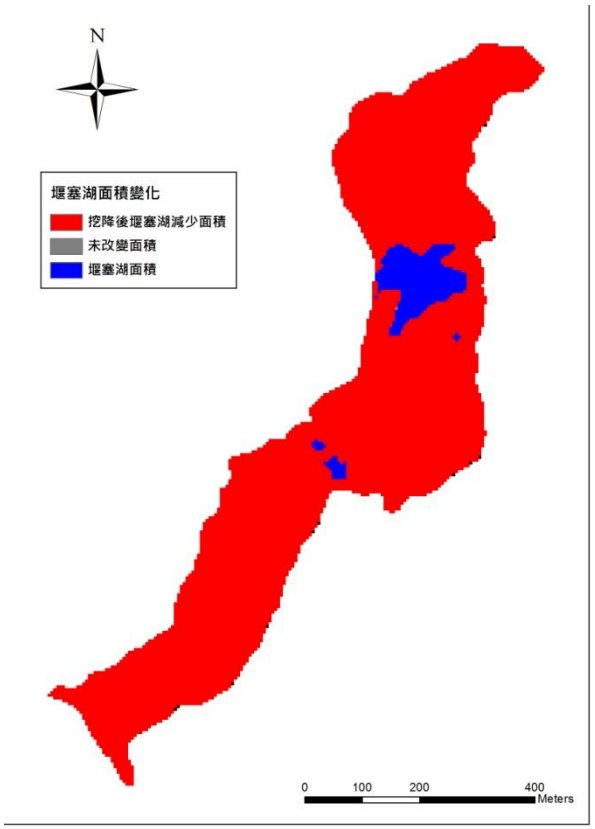
圖 4-4.7(續) 不同水位高程與湖面變化關係圖



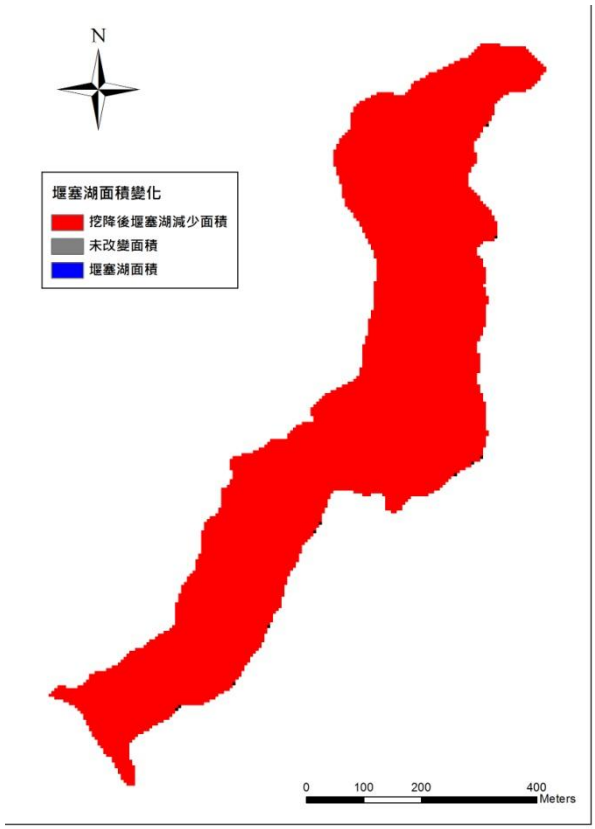
水位 800.5 公尺



水位 800 公尺



水位 799.5 公尺



水位 799 公尺

圖 4-4.7(續) 不同水位高程與湖面變化關係圖

4-4.3 水下地形變化分析

為展現堰塞湖形成前後地形變化，共設置 16 組斷面，如 圖 4-4.8 所示，斷面 1 至斷面 7 為壩體測量部份，斷面 8 至斷面 16 為水下測量部份，歷次資料分別採用農林航空測量所提供之災前、災後 5m x 5m 航測地形資料，以及兩次水下地形測量成果資料，將各期資料進行比對，各斷面地形比較成果如圖 4-4.9 所示。

由斷面地形比較成果可發現，堰塞湖形成時，大量土石自支流流出，淤高且阻斷河道形成堰塞湖，大量土石淤高原有河道，形成底床平坦之河道，河床平均淤高約 30 至 40 公尺;而堰塞湖內區域仍然持續受土砂輸入而淤高，經過凡那比颱風後,根據兩次水下測量成果比對,湖區內抬升約 9 公尺左右，越往上游則河床抬升高度越低，最上游側之斷面 15 及斷面 16 則淤高 5 公尺左右。

綜觀自原始河道至凡那比颱風後之變化，由於支流流出大量土石流阻斷河道蓄積成湖，主流上游進入湖區流速減緩，因此上流來流之大量土石亦逐漸淤埋堰塞湖區,且由於多為細粒徑土砂,呈現整體湖區內均勻淤高之現象，上游來砂之扇狀堆積情形並不明顯。

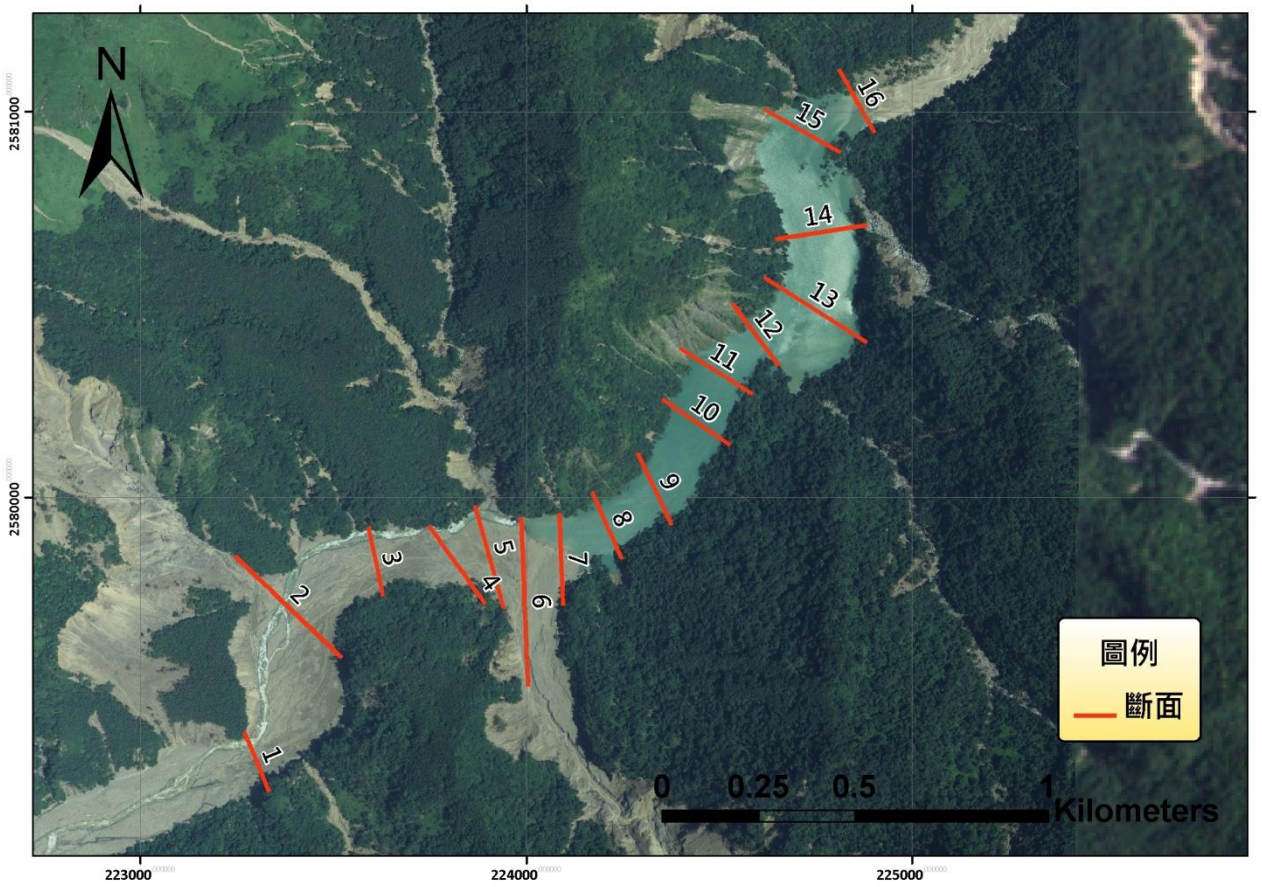


圖 4-4.8 旗山溪堰塞湖斷面位置

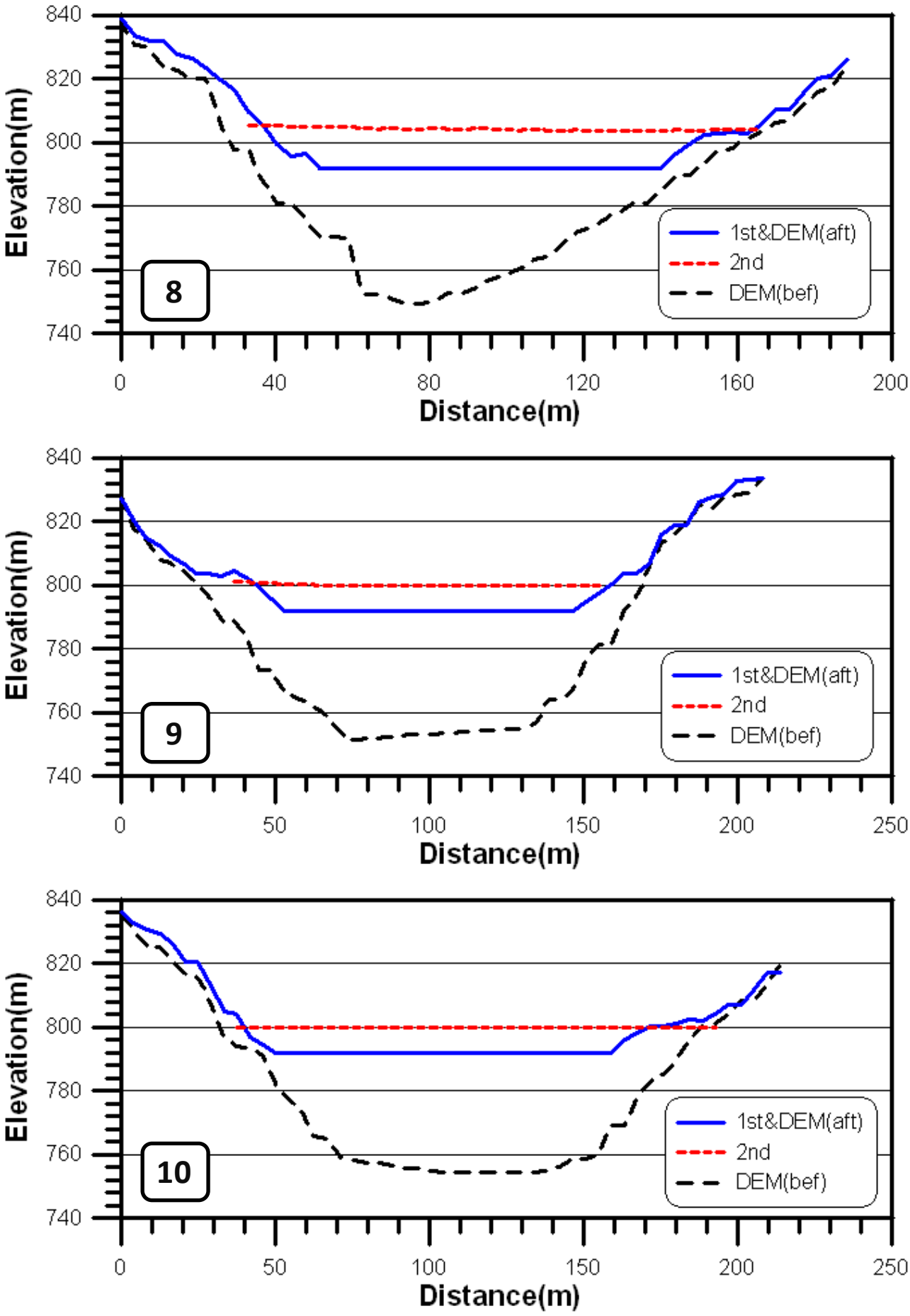


圖 4-4.9 旗山溪堰塞湖災前災後斷面地形比較成果

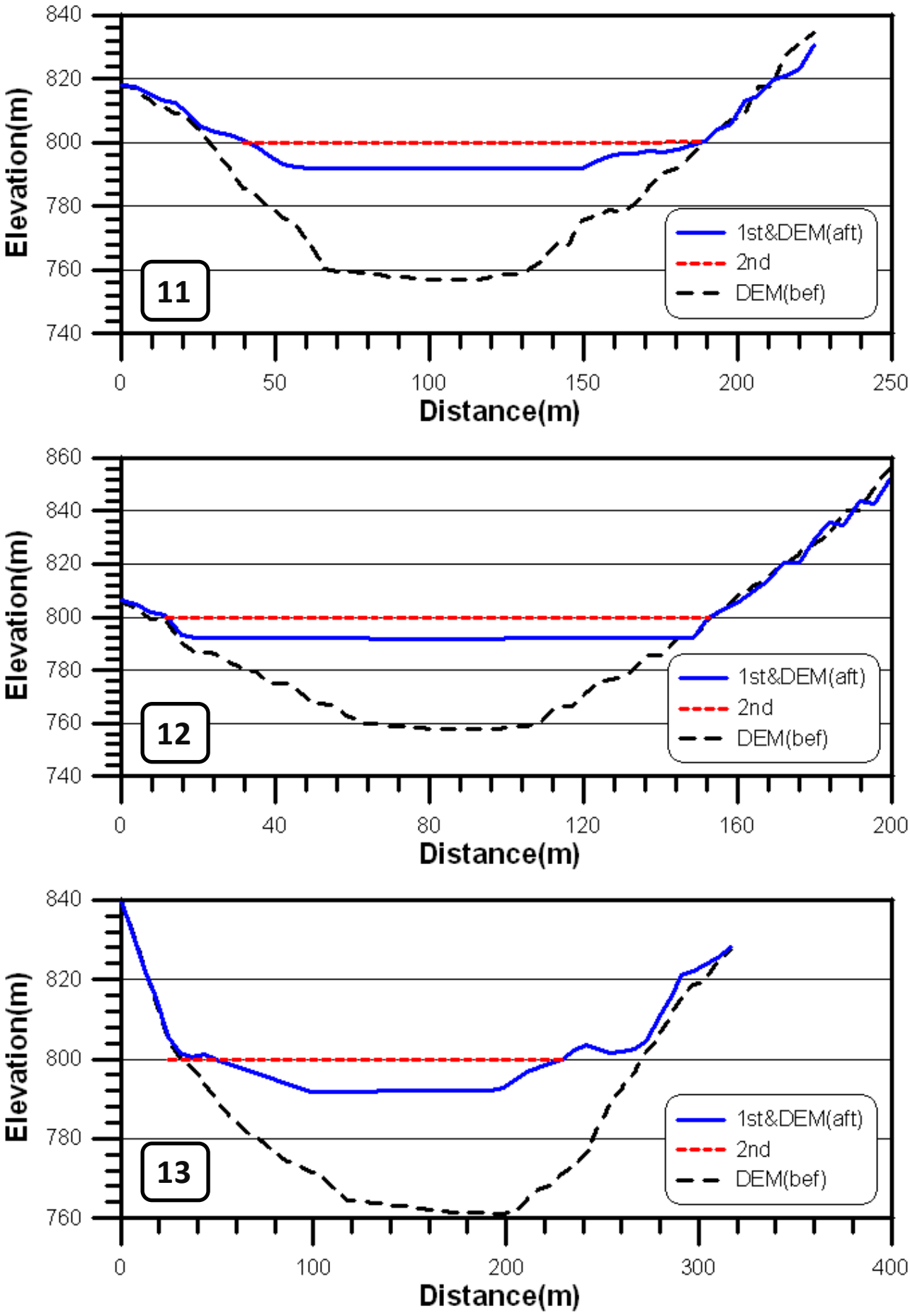
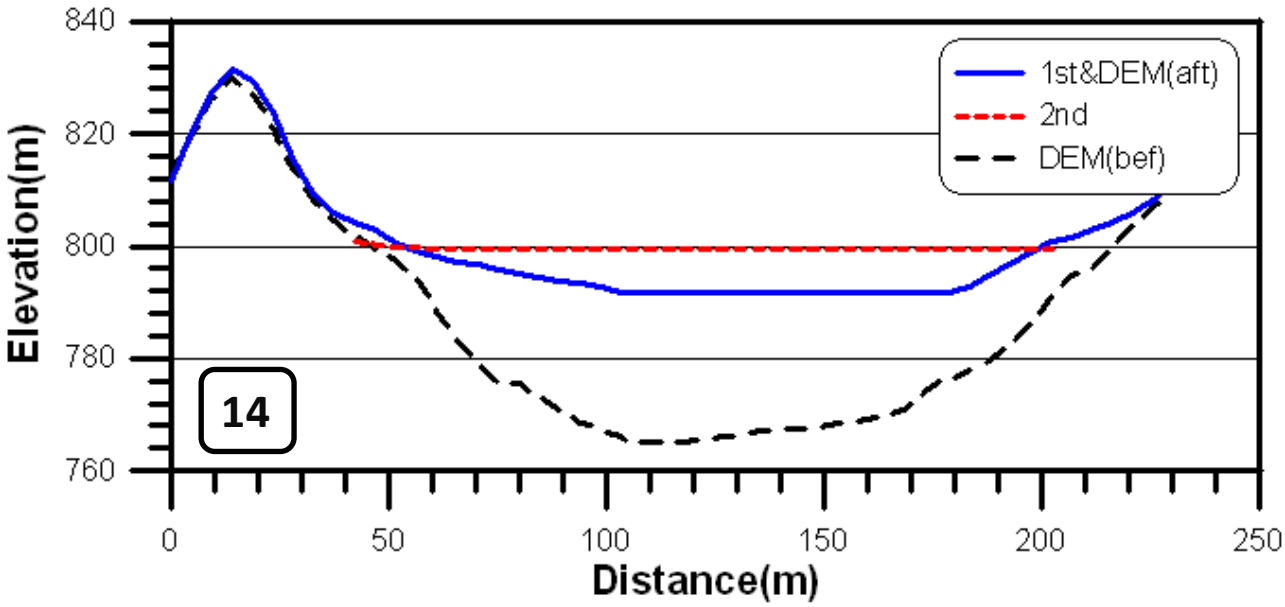
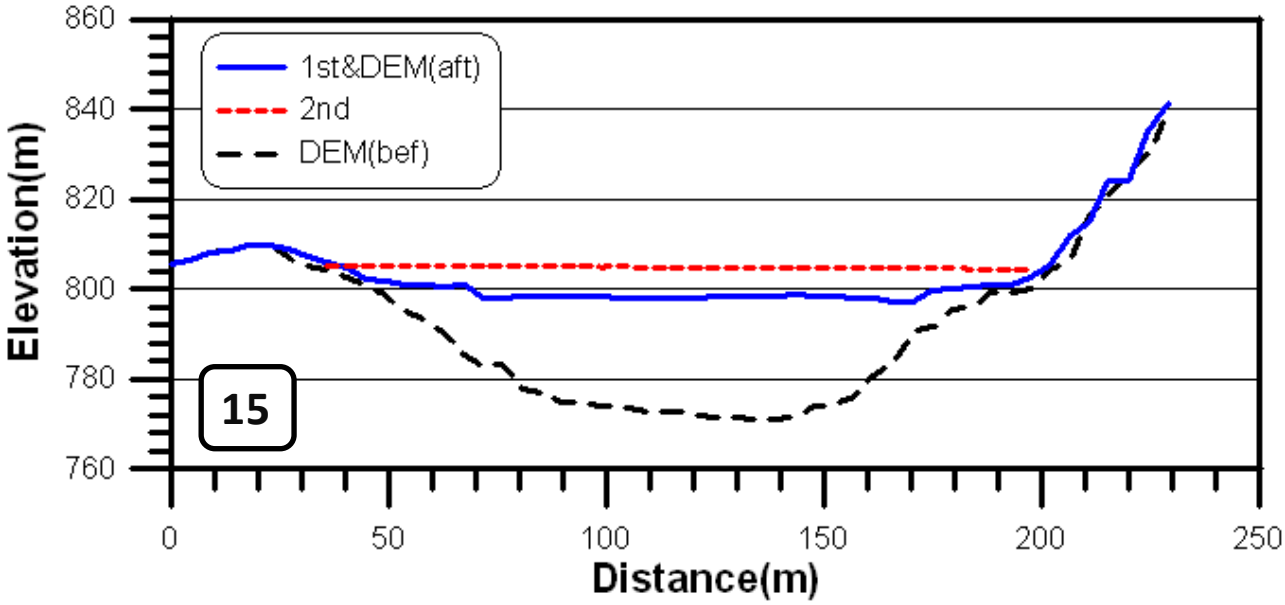


圖 4-4.9(續) 旗山溪堰塞湖災前災後斷面地形比較成果





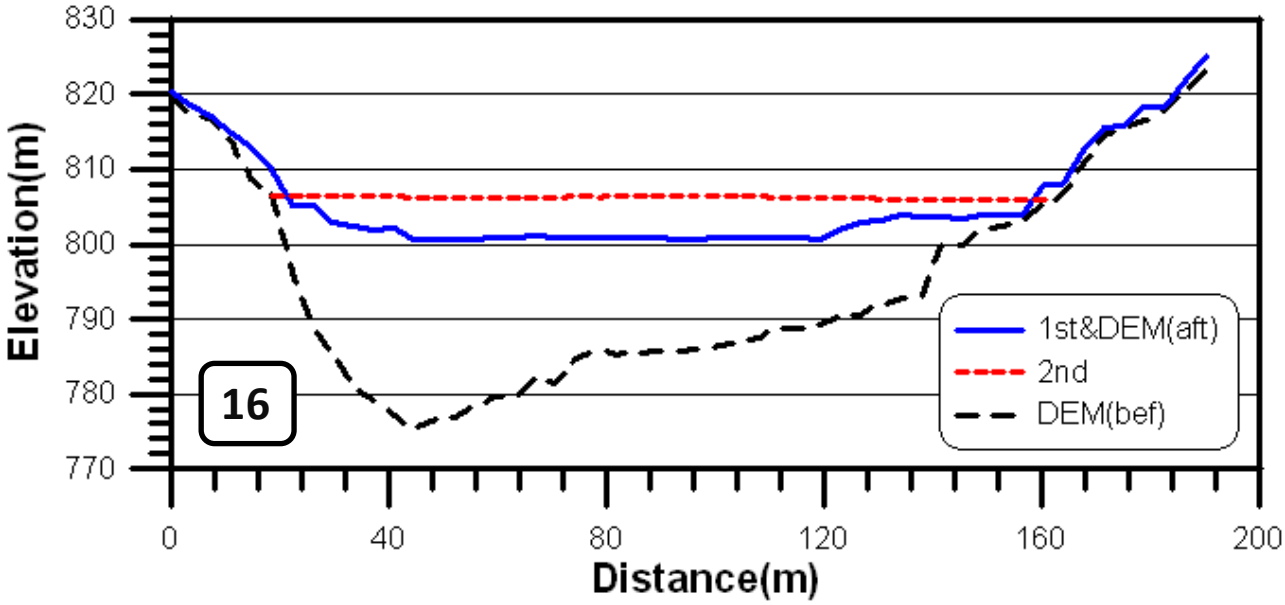


圖 4-4.9(續) 旗山溪堰塞湖災前災後斷面地形比較成果

4-5 下游河道測量及保全對象調查

1. 下游河道斷面測量

堰塞湖下游河道斷面測量部份，由於莫拉克風災後旗山溪交通道路多處阻斷，難以於第一時間前往現地進行勘查及測量作業，故本計畫待山區交通可通行後，並配合旗山溪下游河道主要聚落分布位置，於旗山溪流域內選定適合位置進行河道斷面測量，共計進行 10 處河道斷面測量。

河道測量之斷面樁位置列表如 表 4-5.1 所示，各測量斷面分布位置如 圖 4-5.1 所示，編號由上游達卡努瓦(民生)一帶河道往下游杉林一帶河道遞增。各斷面測量成果詳見於 附錄七，而所得到之測量成果可供本計畫內相關工作項目比對與使用。

表 4-5.1 斷面樁成果表

溪名	編號	左岸(L)			右岸(R)		
		97 縱坐標	97 橫坐標	高程	97 縱坐標	97 橫坐標	高程
旗山溪	1	2540404.13	201232.65	96.68	2540496.46	201068.67	92.11
	2	2550000.00	204704.19	217.88	2550340.62	204602.83	205.14
	3	2553618.31	207450.71	251.30	2553569.48	207276.37	270.84
	4	2554537.76	208044.84	263.50	2554512.89	208096.29	262.32
	5	2556690.31	208911.35	287.57	2556831.38	208616.22	284.93
	6	2559534.30	210938.15	327.50	2559916.79	210300.26	406.46
	7	2561959.57	213116.13	369.64	2562105.42	212962.13	367.73
	8	2567737.72	217983.98	503.31	2567804.73	217924.16	503.29
	9	2570762.33	218785.33	600.00	2570719.34	218635.34	600.07
	10	2573666.18	220471.07	650.00	2573667.29	220397.50	649.93

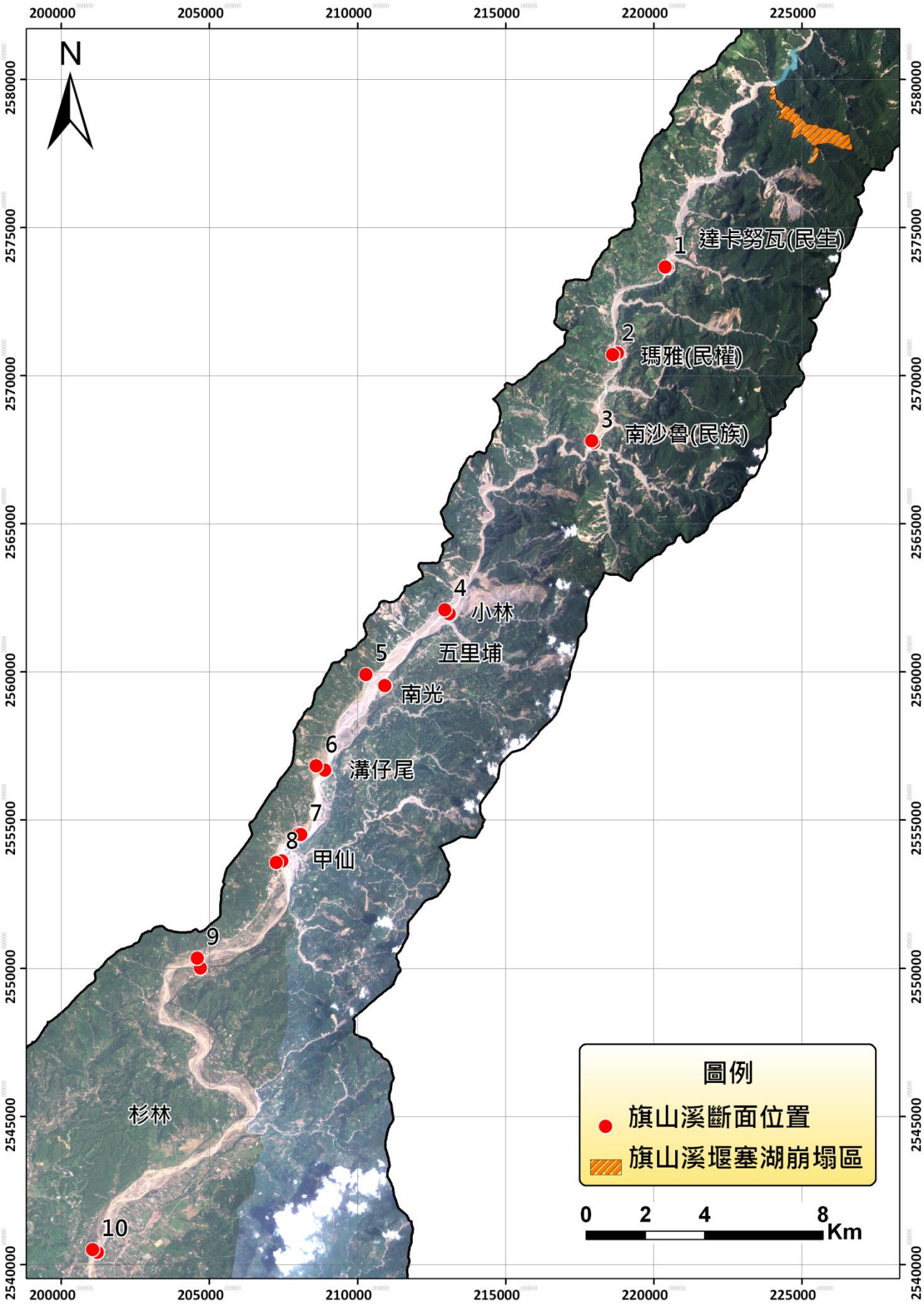


圖 4-5.1 旗山溪下游河道斷面測量配置圖

由於遭遇極端之降雨事件(莫拉克颱風)，造成旗山溪上游河道內發生劇烈土砂運移的情況，伴隨著土砂大幅侵蝕及堆積情形，加上旗山溪堰塞湖區域提供大量土砂來源，使得天然壩體下游河道地形產生劇烈變化。本計畫利用農林航空測量所提供之災前 5m x 5m DEM 數值地形與河道斷面測量成果進行比對，共進行 10 處斷面之比較，各斷面地形比對成果圖，如 圖 4-5.2 至 圖 4-5.11 所示，圖中藍色實線(測量斷面)為本計畫河道斷面測量成果，黑色虛線(DEM(bef))為利用 災前數質地形產出之河道斷面，可以明顯看出各河段莫拉克災前與災後的變化情況。

旗山溪斷面 1、旗山溪斷面 2 及旗山溪斷面 3 分別位於那瑪夏鄉之達卡努瓦(民生)、瑪雅(民權)及南沙魯(民生)一帶之河道，根據比對成果可以明顯看出，受莫拉克颱風影響，這一帶的河道變化變動劇烈，河床堆積大量堆積土砂而造成高程抬升，目前河道深槽處大約抬升 10 至 20 公尺。且因為大量土砂淤積造成原本屬於「V」型河道地形變成「U」型河道地形，除造成河道高程抬升外，河道寬度亦明顯增加，且兩旁聚落距離河岸距離與高程均縮短，增加聚落可能受到颱洪影響之潛勢。

旗山溪斷面 4、旗山溪斷面 5 及旗山溪斷面 6 分為位於甲仙鄉小林及五里埔、南光、溝仔尾一帶之河道。根據比對成果可以看出，小林與五里埔一帶河道由於受到莫拉克颱洪、小林崩塌地與角埔溪發生土石流運動等影響，造成此處地形變動劇烈，此處斷面 4 比對出河道變寬，河床高程抬升約 10 公尺。而在下游處南光與溝仔尾一帶之斷面 5 與斷面 6，地形變化幅度不大，河道中有部分土砂堆積的情況，高程約抬升 2 至 4 公尺左右，可能於局部地區堆積較為明顯。

旗山溪斷面 7、旗山溪斷面 8、旗山溪斷面 9 及旗山溪斷面 10 分別位於甲仙鄉甲仙、寶隆與杉林鄉月眉一帶之河道。斷面 7 與斷面 8 分別為甲仙攔河堰上游與下游側之河道，斷面 7 河道於災前河道深槽位置有明顯土砂堆積，但位於河道右岸靠近聚落處，可能受到颱洪之影響發生側岸侵蝕情況。而斷

面 8 於莫拉克前後地形變化呈現略為侵蝕的情況，河道高程下降約 1 至 2 公尺。另外位於更下游側之斷面 9 與斷面 10 之莫拉克前後地形變化亦都呈現局部侵蝕的情況。

總結來說，莫拉克颱風造成大規模的土砂運動情況，在旗山溪甲仙以上之上游河道堆積有土砂堆積的情況發生，除了部分大規模崩塌或土石流發生處(如小林村)，旗山溪越往上游河道內堆積的土砂越多，高程變化幅度亦較大，這些堆積土體均有可能在未來受颱風豪雨事件隨水流往下游輸送。而河寬亦受到河床抬升與河岸侵蝕的作用，有明顯變寬的情況發生；而在旗山溪甲仙以下之河道除了部分地區可能受到地形影響而有細粒料的土砂堆積外，大部分都呈現小幅度侵蝕的情況；整體而言，旗山溪下游河道地形於莫拉克前後變化相較於上游處為和緩。相關成果顯示提供本計畫評估於莫拉克災後地形變動下旗山溪堰塞湖可能影響範圍，主要保全對象為甲仙以上河道兩岸聚落之依據。

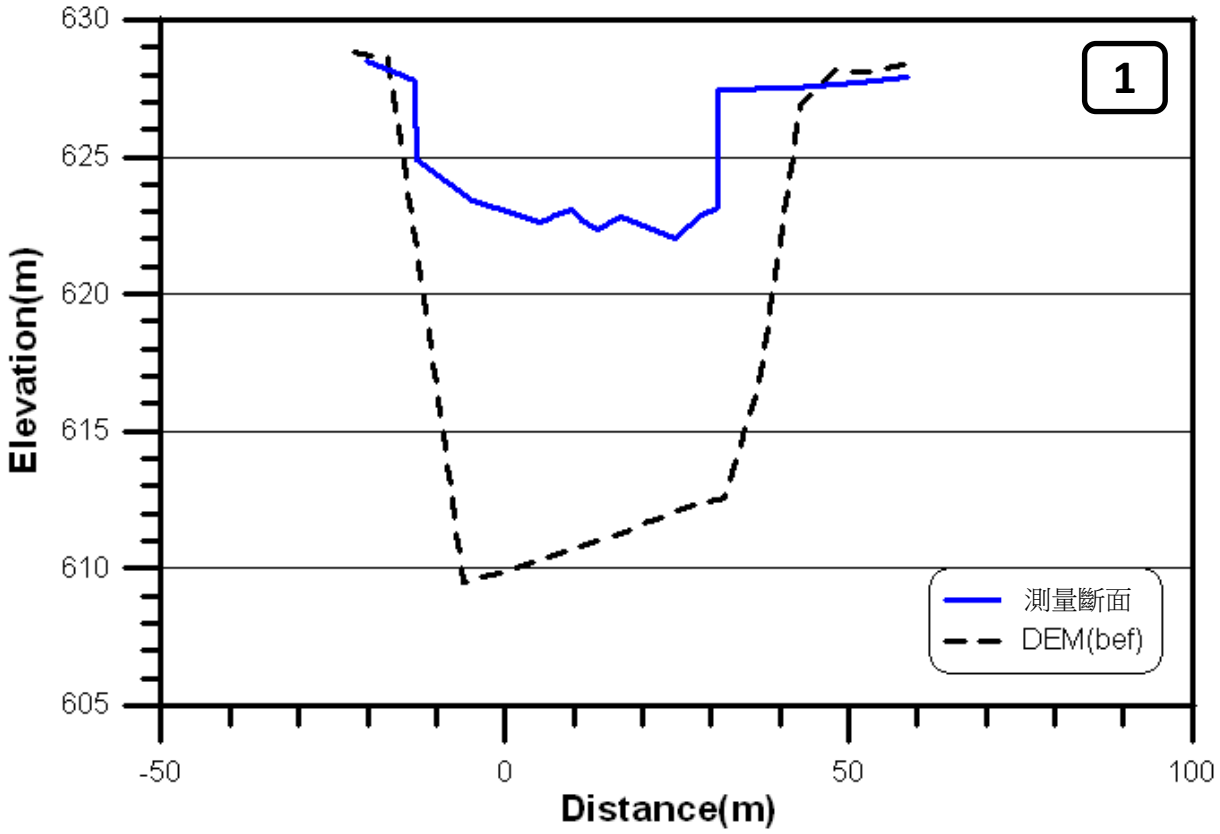


圖 4-5.2 旗山溪斷面 1 地形比對圖

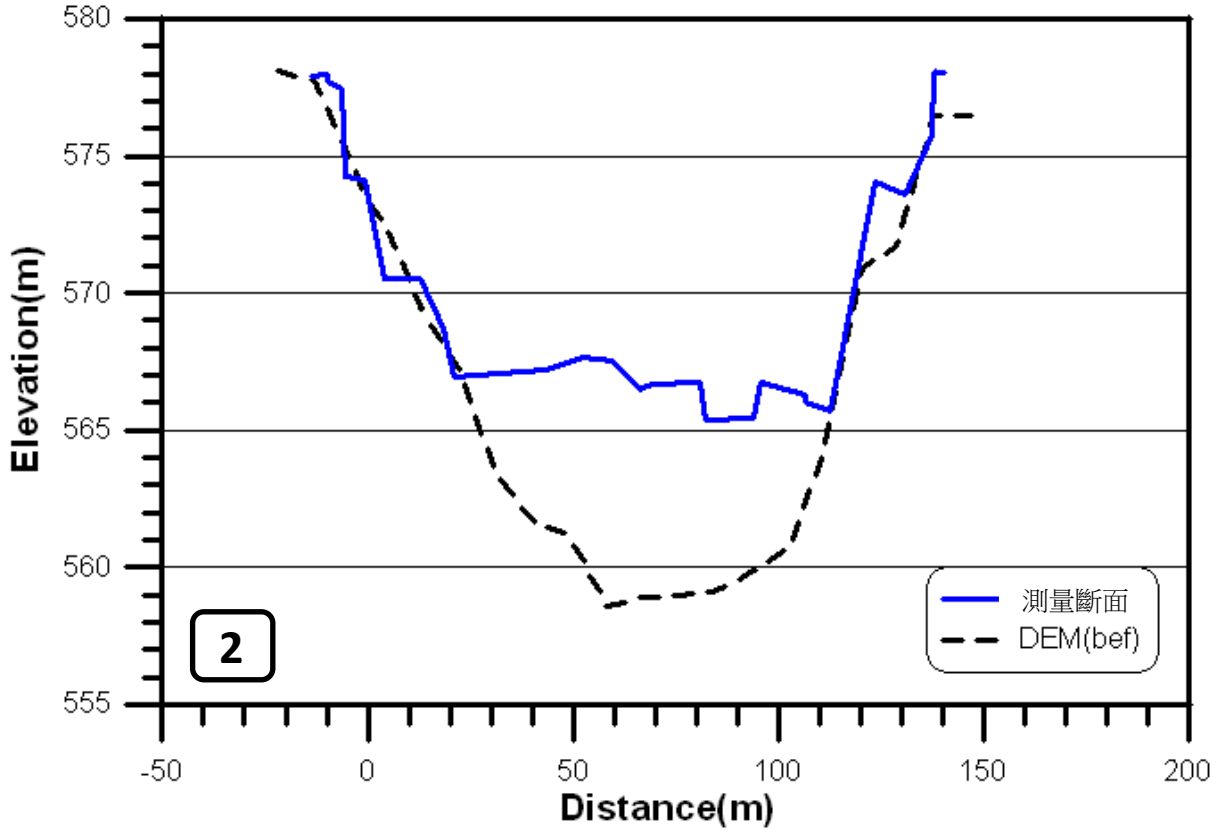


圖 4-5.3 旗山溪斷面 2 地形比對圖

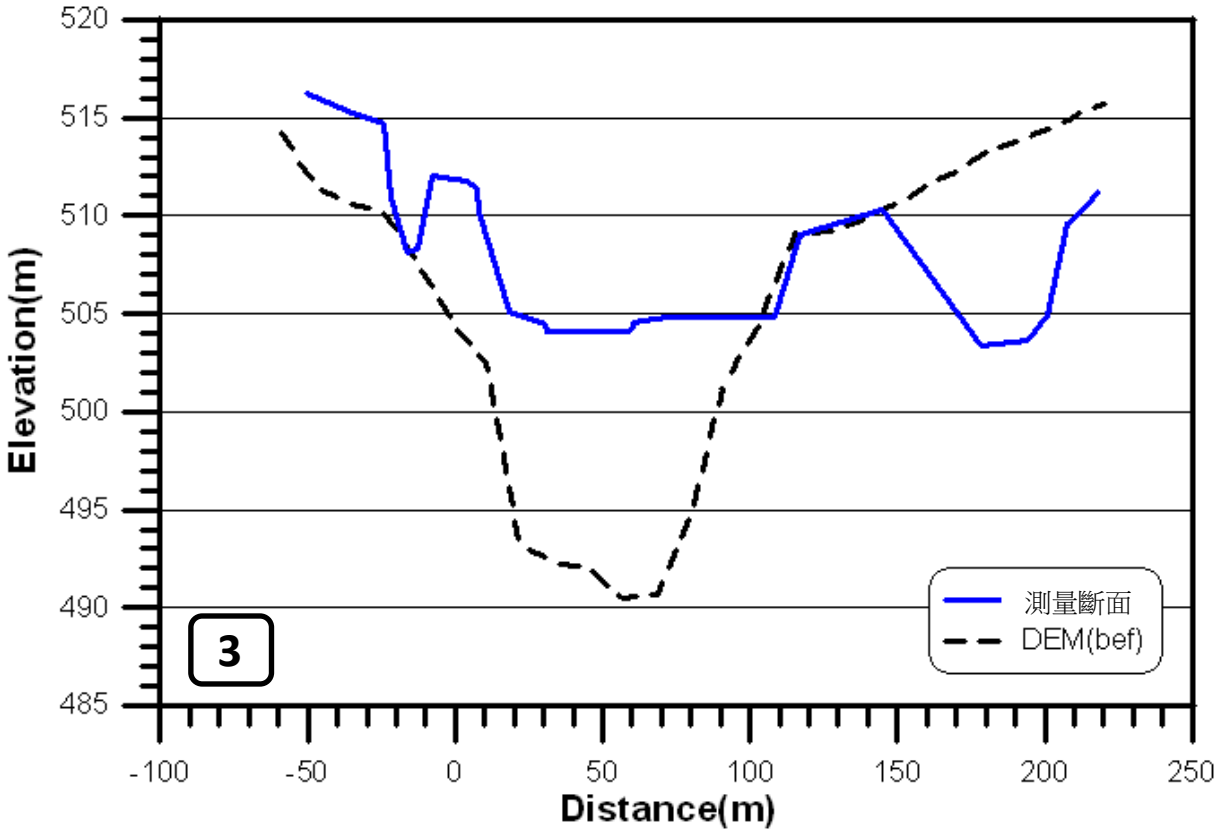


圖 4-5.4 旗山溪斷面 3 地形比對圖

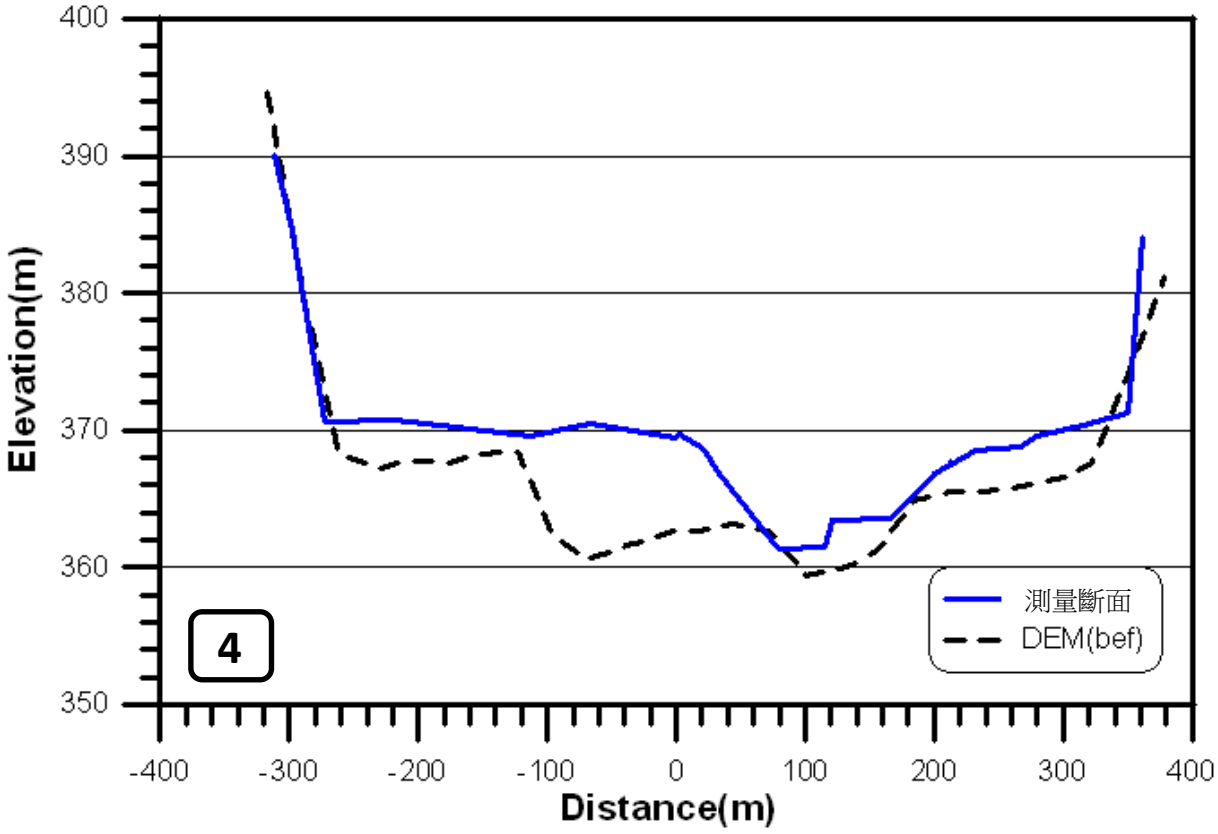


圖 4-5.5 旗山溪斷面 4 地形比對圖

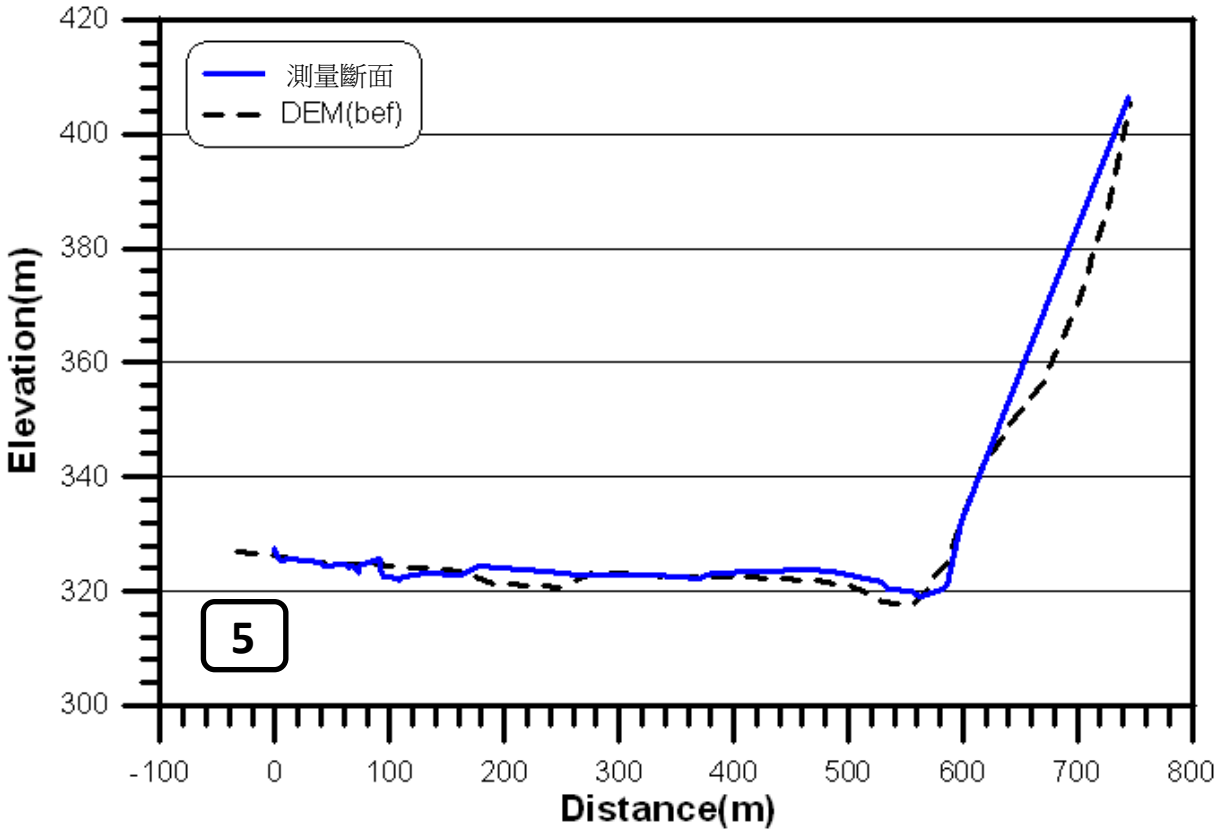


圖 4-5.6 旗山溪斷面 5 地形比對圖

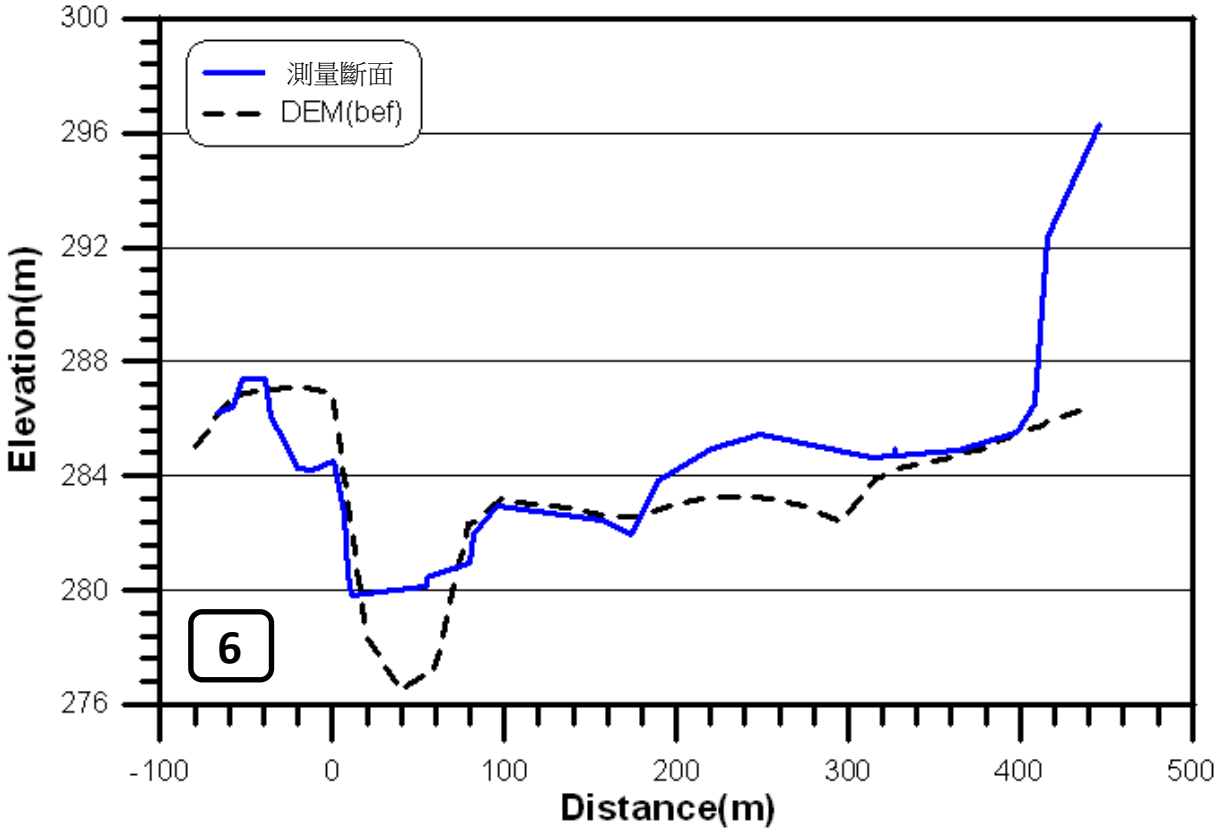


圖 4-5.7 旗山溪斷面 6 地形比對圖

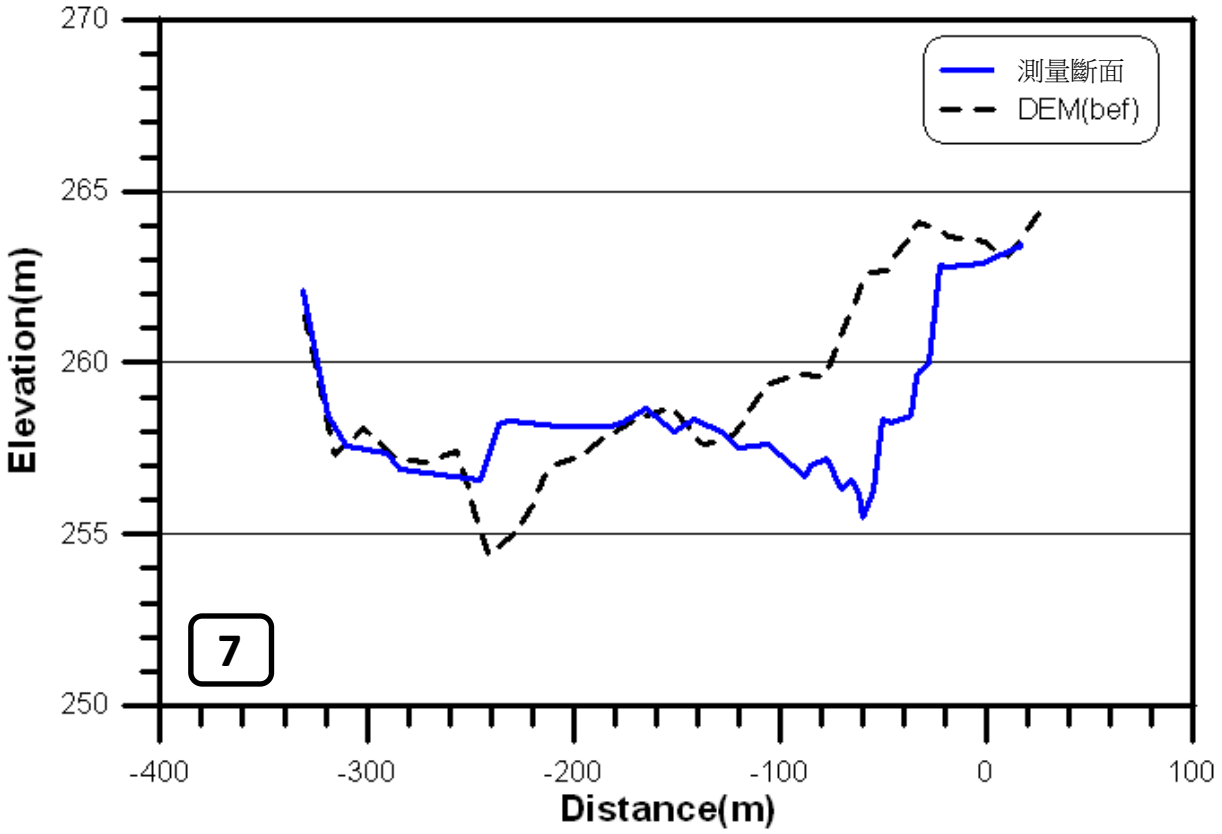


圖 4-5.8 旗山溪斷面 7 地形比對圖

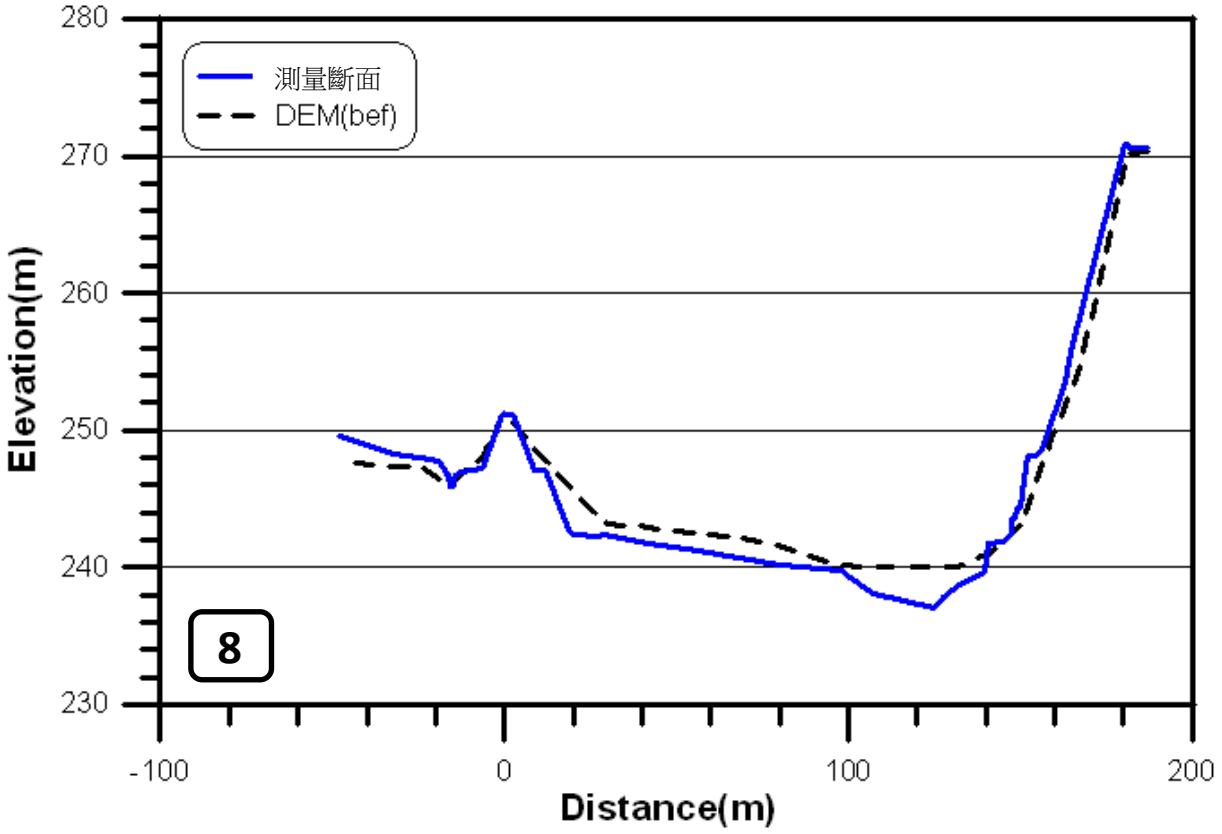


圖 4-5.9 旗山溪斷面 8 地形比對圖

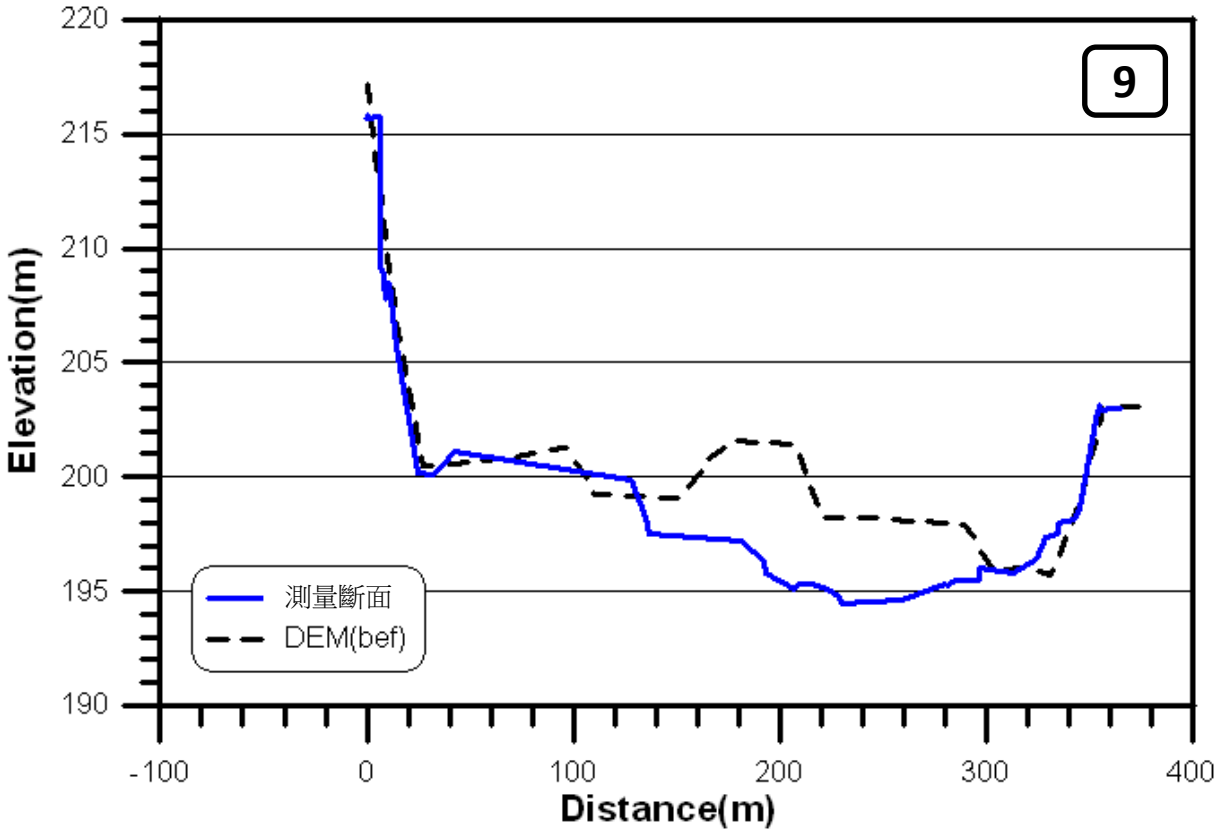


圖 4-5.10 旗山溪斷面 9 地形比對圖

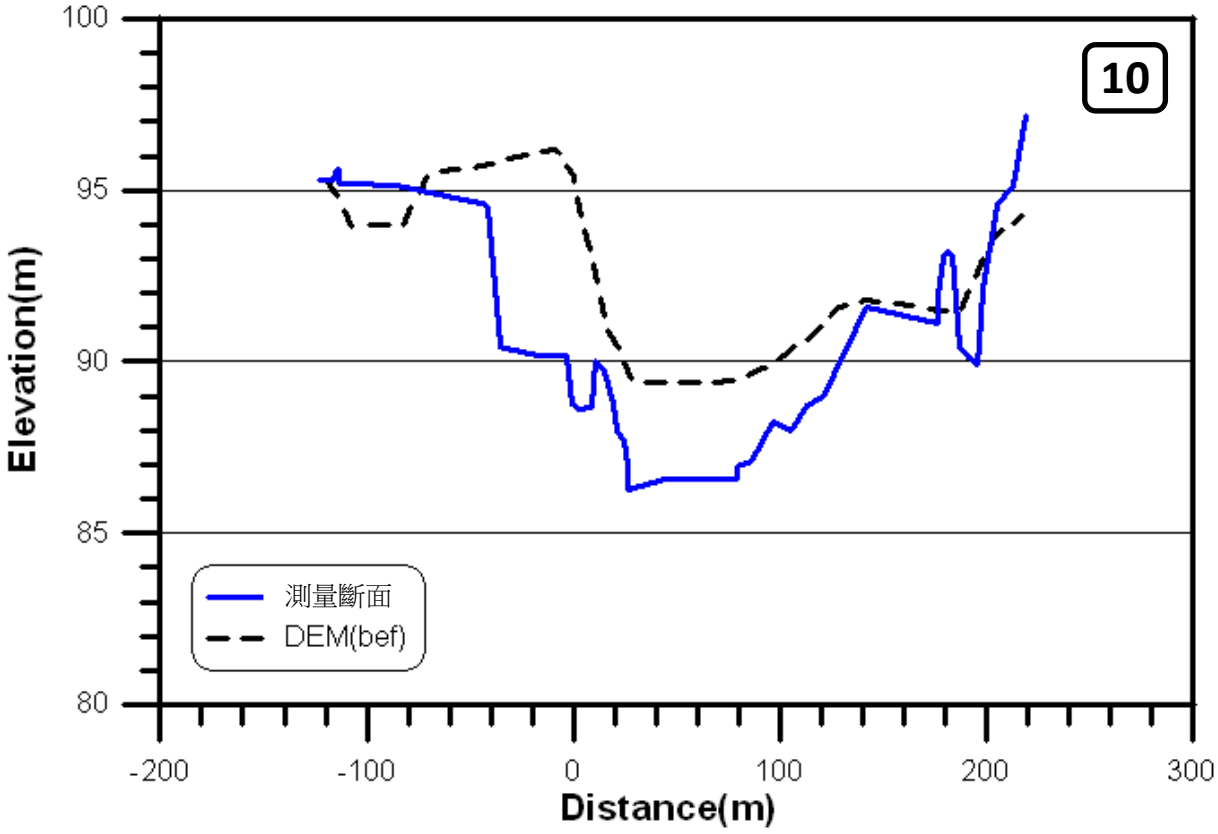


圖 4-5.11 旗山溪斷面 10 地形比對圖

2. 保全對象調查

堰塞湖天然壩下游之主要河道段，為未來堰塞湖溢流後之土砂輸送與堆積區域。莫拉克颱風後，因計畫範圍主河道發生劇烈土砂運動，河床高程與寬度與風災前相比皆有明顯的增加。故以現場調查測量工作並輔以衛星影像之判釋，了解堰塞湖下游河道之地形變化、河道寬度變化以及河床抬升厚度，並調查可能之坡度或是寬度轉折點位，評估可能之沉砂區域，做為考慮下游河道變遷或相關工程規劃配置之重要參考。

在保全對象調查方面，主要針對堰塞湖下游可能受影響之主要聚落，調查現有保全對象與河岸之高差，以及與河岸之距離等等，配合地形或斷面之蒐集成果，評估在洪水或溢流情形下，可能之洪水或是土砂運動影響範圍，提供後續下游安全性評估時之重要參考。表 4-5.2 即為旗山溪堰塞湖下游主要聚落河道概況表。

表 4-5.2 旗山溪堰塞湖下游主要聚落河道概況表

名稱	主要聚落	前期河寬(m)	後期河寬(m)	河寬變化(m)	目前聚落距離河岸高差(m)	目前聚落距離河岸距離(m)
旗山溪堰塞湖	民生(達卡努瓦)	78	265	187	70	150
旗山溪堰塞湖	民權(瑪雅)	66	117	52	11	40
旗山溪堰塞湖	民族(南沙魯)	69	329	260	23	15
旗山溪堰塞湖	小林	79	187	108	10	50
旗山溪堰塞湖	五里埔	126	358	232	75	200
旗山溪堰塞湖	南光	424	495	70	14	140
旗山溪堰塞湖	溝仔尾	315	469	154	16	80
旗山溪堰塞湖	甲仙	152	394	242	20	10

(1) 民生(達卡努瓦)

民生(達卡努瓦)村位於高雄縣那瑪夏鄉境內，距離上游旗山溪堰塞湖約 7 公里，聚落所在位置之河道受到莫拉克颱風影響，河道明顯變寬。配合現地調查之資料與莫拉克颱風前後期的相關影像及圖資，如圖 4-5.12 所示，可以得知在莫拉克颱風前原有河道寬度約為 78 公尺，而莫拉克颱風後河道寬度約變為 265 公尺，河道寬度增加約為 187 公尺。

目前民生 (達卡努瓦) 村主要聚落所在位置距離河岸距離約為 150 公尺，距離河岸高差約為 70 公尺。而聚落上游集水區崩塌嚴重加上多處支流及野溪發生土石流，造成大量土砂堆積於河道中，使此區段旗山溪主河道河床高程平均抬升厚度約為 5 至 10 公尺。除主要聚落外，民生村上下游均有散戶散居其中，尤以較低位河階區域之散戶需得更加注意汛期時水位抬升之影響。

如 圖 4-5.13 與 圖 4-5.14 所示為民生(達卡努瓦)一帶之河道現況照片，可以看出此區域的河道明顯有大量土砂堆積，但主要聚落位置距離河道較高較遠相對於部分靠近河岸的散戶為安全，但聚落對外連絡道路與橋梁在莫拉克颱風期間受損嚴重，對聚落維生形成一大威脅。故相關工程(河道清疏、河道護岸與道路橋梁修復興建等)均於災後持續進行。於計畫執行期間經過 99 年度降雨事件(如 0725 豪雨、南修颱風、凡那比颱風等)的影響，部分堆積於河道的不安定或是受工程擾動之土砂隨水流往下游運移，配合河道水力作用與部分河道清疏工程下，主深槽漸趨明顯與穩定。



圖 4-5.12 民生(達卡努瓦)一帶之莫拉克颱風前後期影像與現況照片



圖 4-5.13 民生(達卡努瓦)一帶之河道照片 1



圖 4-5.14 民生(達卡努瓦)一帶之河道照片 2

(2) 民權(瑪雅)

民權(瑪雅)村位於高雄縣那瑪夏鄉境內，距離上游旗山溪堰塞湖約 14 公里，聚落所在位置之河道受到莫拉克颱風影響，河道明顯變寬。配合現地調查之資料與莫拉克颱風前後期的相關影像及圖資，如圖 4-5.15 所示，可以得知在莫拉克颱風前原有河道寬度約為 66 公尺，而莫拉克颱風後河道寬度約變為 117 公尺，河道寬度增加約為 51 公尺。

目前民權(瑪雅)村主要聚落所在位置距離河岸距離約為 40 公尺，距離河岸高差約為 10 公尺。而聚落上游集水區崩塌嚴重加上多處支流及野溪發生土石流，造成大量土砂堆積於河道中，使此區段旗山溪主河道河床高程抬升厚度約為 3 至 5 公尺。除主要聚落外，民權村上下游均有散戶散居其中，尤以下游三民消防隊區域地勢較低，需得更加注意汛期時水位抬升之影響。

如 圖 4-5.16 與 圖 4-5.17 所示為民權(瑪雅)一帶之河道現況照片，可以看出此區域的河道明顯有大量土砂堆積，且主要聚落位置很靠近河岸處，加上聚落對外連絡道路與橋梁在莫拉克颱風期間受損嚴重，均可能對聚落形成危害。故相關工程(河道清疏、河道護岸與道路橋梁修復興建等)均於災後持續進行。於計畫執行期間經過 99 年度降雨事件(如 0725 豪雨、南修颱風、凡那比颱風等)的影響，部分堆積於河道的不安定或是受工程擾動之土砂隨水流往下游運移，配合河道水力作用與部分河道清疏工程下，主深槽漸趨明顯與穩定。並在部分靠近河岸的區域(像是目前之那瑪夏鄉公所與消防分隊等)，也施做5至10公尺不等的護岸用以保護之，雖無法完全避免災害之發生可能性，但已降低颱洪或是堰塞湖可能造成之災害潛勢。



圖 4-5.15 民權(瑪雅)一帶之莫拉克颱風前後期影像與現況照片



圖 4-5.16 民權(瑪雅)一帶之河道照片 1



圖 4-5.17 民權(瑪雅)一帶之河道照片 2

(3) 民族(南沙魯)

民族(南沙魯)村位於高雄縣那瑪夏鄉境內，距離上游旗山溪堰塞湖約 17 公里，聚落所在位置之河道受到莫拉克颱風影響，河道明顯變寬。配合現地調查之資料與莫拉克颱風前後期的相關影像及圖資，如圖 4-5.18 所示，可以得知在莫拉克颱風前原有河道寬度約為 69 公尺，而莫拉克颱風後河道寬度約變為 329 公尺，河道寬度增加約為 260 公尺。

目前民族(南沙魯)村主要聚落所在位置距離河岸距離約為 15 公尺，距離河岸高差約為 23 公尺。聚落旁之土石流潛勢溪流高縣 DF004 於莫拉克颱風期間新增多處大崩塌發生嚴重土石流運動，造成部分聚落遭土砂掩埋，大量土砂並在與旗山溪主河道匯流處堆積成一扇狀地形，且主流上游集水區崩塌嚴重亦提供大量土砂來源，造成此區段旗山溪主河道河床平均高程抬升厚度約為 5 至 10 公尺。除主要聚落外，民生村上下游均有散戶散居其中，尤以下游越域引水辦公室位於較低位河階區域，距河床高差僅 3 至 5 公尺，需得更加注意汛期時水位抬升之影響。

如 圖 4-5.19 與 圖 4-5.20 所示為民生(南沙魯)一帶之河道現況照片，可以看出此區域的河道明顯有大量土砂堆積，且主要聚落位置很靠近河岸處，加上聚落對外連絡道路與橋梁在莫拉克颱風期間受損嚴重，均可能對聚落形成危害。故相關工程(河道清疏、河道護岸與道路橋梁修復興建等)均於災後持續進行，尤其在土石流潛勢溪流高縣 DF004 出口扇狀地與越域引水辦公室一帶河道，持續進行大量的河道清疏工程。並於計畫執行期間經過 99 年度降雨事件(如 0725 豪雨、南修颱風、凡那比颱風等)的影響，雖然部分堆積於河道的不安定或是受工程擾動之土砂隨水流往下游運移，但目前支流與主流河道上均仍存在大量堆積土砂，且由於此區域部分距離河岸太近，高差也略微不足，故對於颱風豪雨事件與旗山溪堰塞湖而言，仍存有致災之可能性。

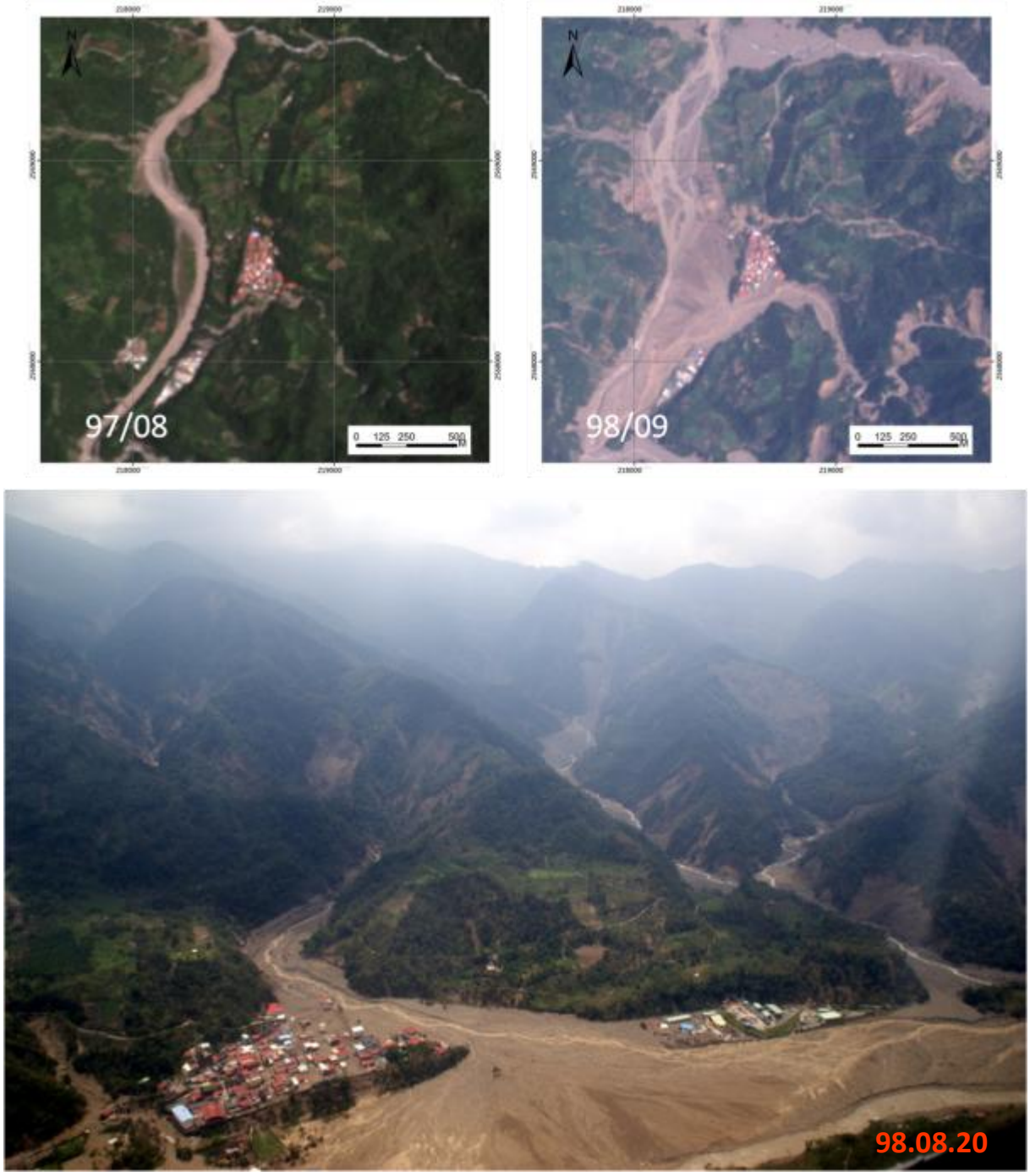


圖 4-5.18 民族(南沙魯)一帶之莫拉克颱風前後期影像與現況照片



圖 4-5.19 民族(南沙魯)一帶之河道照片 1



圖 4-5.20 民族(南沙魯)一帶之河道照片 2

(4) 小林

小林村位於高雄縣甲仙鄉境內，距離上游旗山溪堰塞湖約 28 公里，聚落後方坡面受莫拉克颱風帶來之驚人降雨量影響，發生一崩塌面積約為 220 公頃之大規模崩塌，大量崩塌土方掩埋將整個聚落掩埋，造成許多人員傷亡，為此次莫拉克颱風最為嚴重之災情。

由於小林村受莫拉克颱風之影響地形地貌均嚴重改變，配合現地調查之資料與莫拉克颱風前後期的相關影像及圖資，如圖 4-5.21 所示，可以得知小林村(靠近原十號橋處)在莫拉克颱風前原有河道寬度約為 79 公尺，而莫拉克颱風後河道寬度約變為 187 公尺，河道寬度增加約為 108 公尺。而目前在河道右岸仍有部分倖存之房舍，其距離河岸距離約為 50 公尺，距離河岸高差約為 10 公尺。此區段之旗山溪主流河道中堆積大量土砂，且河岸兩旁所堆積之殘餘土砂量十分驚人，初步估計此處河床高程抬升約 10 至 20 公尺。

如 圖 4-5.22 與 圖 4-5.23 所示為小林一帶之河道現況照片，可以看出此區域受到莫拉克颱洪及小林村崩塌地與角埔溪土石流影響，河道變化十分劇烈，坡面與河道上都殘留有大量土砂。由於原有主要聚落在莫拉克颱風期間遭受掩埋，目前除右岸部分有零星散戶外，已無保全對象。故此區域在災後大多進行植生工程與道路便道、便橋興建修復工程等，以維持上游那瑪夏鄉內對外連絡道路之通行。於計畫執行期間經過99年度降雨事件(如0725豪雨、南修颱風、凡那比颱風等)的影響，部分堆積於坡面與河道的不安定隨水流往下游運移，河道主深槽漸趨明顯與穩定，且歷經雨季後，目前崩塌坡面與河岸邊坡已開始明顯有植生生長的情況，有助於坡面的穩定。

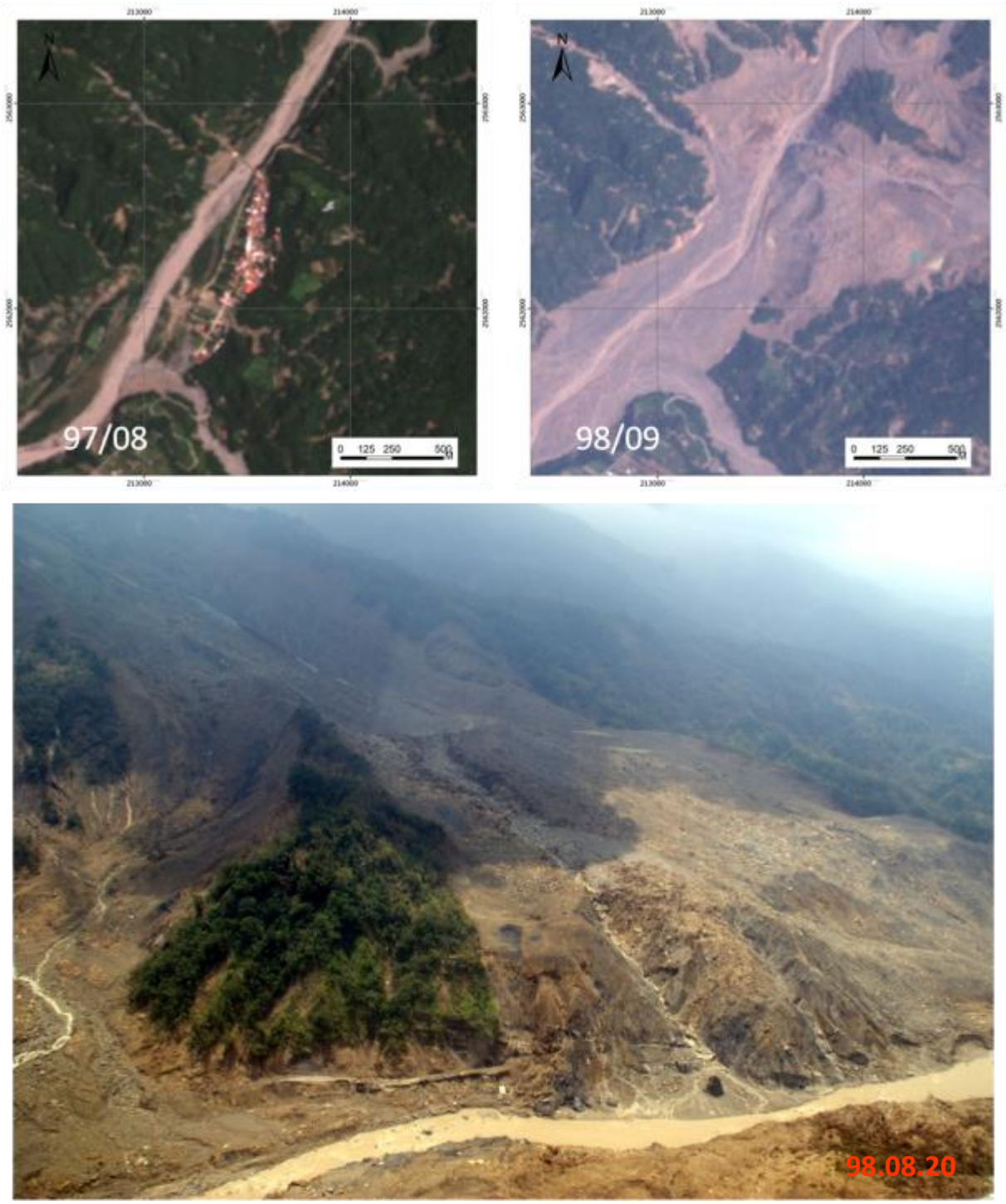


圖 4-5.21 小林一帶之莫拉克颱風前後期影像與現況照片



圖 4-5.22 小林一帶之河道照片 1



圖 4-5.23 小林一帶之河道照片 2

(5) 五里埔

五里埔位於高雄縣甲仙鄉境內，距離上游旗山溪堰塞湖約 31 公里，聚落所在位置之河道受到莫拉克颱風影響，河道寬度遽增。配合現地調查之資料與莫拉克颱風前後期的相關影像及圖資，如圖 4-5.24 所示，可以得知在莫拉克颱風前原有河道寬度約為 126 公尺，而莫拉克颱風後河道寬度約變為 358 公尺，河道寬度增加約為 232 公尺。

目前五里埔所在位置距離河岸距離約為 200 公尺,距離河岸高差約為 75 公尺。聚落上游集水區崩塌嚴重加上鄰近小林大崩塌，造成此區段旗山溪主河道有土砂堆積，且現地河道有被大水沖刷過的痕跡，河道兩岸侵蝕嚴重，此區段河床高程抬升厚度約為 2 至 5 公尺。

如 圖 4-5.25 與 圖 4-5.26 所示為五里埔一帶之河道現況照片，可以看出此區域的河道有土砂堆積的情形，但主要聚落位置距離河岸高差足夠，處於較為安全之區域，於莫拉克颱風期間也無重大災情傳出，故舊有小林村安置的永久屋亦設置興建與此處。歷經計畫執行期間 99 年度的降雨事件(如 0725 豪雨、南修颱風、凡那比颱風等)後，依據現地情況看來並無明顯變化。



圖 4-5.24 五里埔一帶之莫拉克颱風前後期影像與現況照片



圖 4-5.25 五里埔一帶之河道照片 1



圖 4-5.26 五里埔一帶之河道照片 2

(6) 南光

南光位於高雄縣甲仙鄉境內，距離上游旗山溪堰塞湖約 34 公里，聚落所在位置之河道受到莫拉克颱風影響，河道寬度略為增加。配合現地調查之資料與莫拉克颱風前後期的相關影像及圖資，如圖 4-5.27 所示，可以得知在莫拉克颱風前原有河道寬度約為 424 公尺，而莫拉克颱風後河道寬度約變為 495 公尺，河道寬度增加約為 70 公尺。

目前南光所在位置在旗山溪主流右岸之河灘地上，距離河岸距離約為 140 公尺，距離河岸高差約為 14 公尺。上游集水區崩塌嚴重提供大量土砂來源，但此區段位於旗山溪中游處，河寬較寬且河床坡度漸緩，此區段旗山溪主河道河床高程抬升厚度約為 1 至 2 公尺。此區人員居住區域地勢較高，惟開墾之農地多位於較低之河灘地上，與河床高差僅 3 至 5 公尺，如遇汛期可能遭洪水淹沒，造成財物或人員損失。

如 圖 4-5.28 與 圖 4-5.29 所示為南光一帶之河道現況照片，明顯可以看出此區域靠近河岸兩旁均為低位河階的耕地，距離河岸高差略有不足。且位於此河段右岸十八灣一帶之保全住戶對外聯絡橋梁贏橋仍中斷，若於颱風豪雨事件發生時可能會造成危害。於計畫執行期間經過 99 年度降雨事件(如 0725 豪雨、南修颱風、凡那比颱風等)的影響，在河道水力作用與部分工程下河道主深槽略趨明顯與穩定，但整體而言河道變化並不明顯。

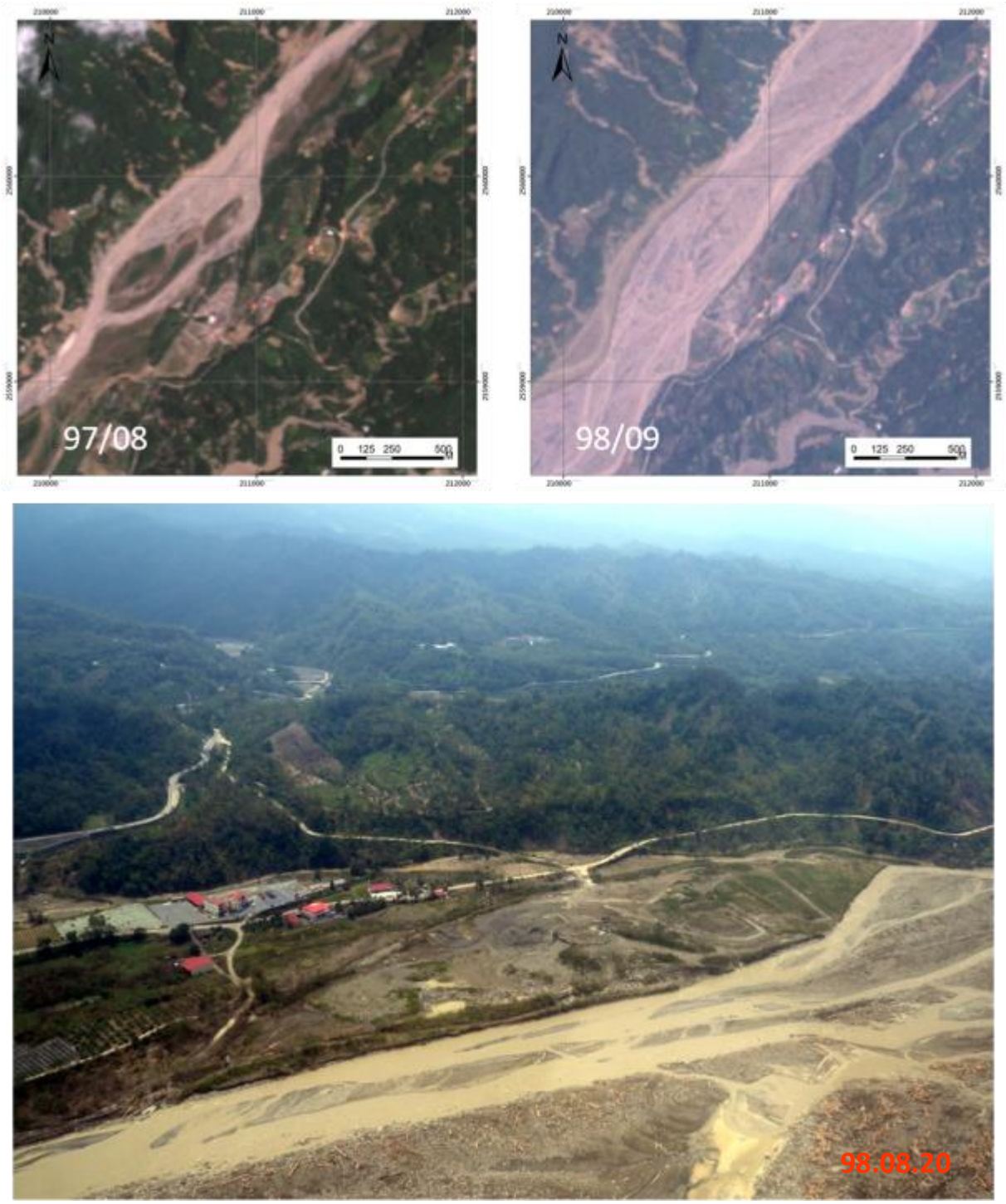


圖 4-5.27 南光一帶之莫拉克颱風前後期影像與現況照片



圖 4-5.28 南光一帶之河道照片 1



圖 4-5.29 南光一帶之河道照片 2

(7) 溝仔尾

溝仔尾位於高雄縣甲仙鄉境內，距離上游旗山溪堰塞湖約 38 公里，聚落所在位置之河道受到莫拉克颱風影響，河道有明顯變寬。配合現地調查之資料與莫拉克颱風前後期的相關影像及圖資，如 圖 4-5.30 所示，可以得知在莫拉克颱風前原有河道寬度約為 315 公尺，而莫拉克颱風後河道寬度約變為 469 公尺，河道寬度增加約為 154 公尺。

目前溝仔尾所在位置在旗山溪主流右岸之河灘地上，距離河岸距離約為 80 公尺，距離河岸高差約為 16 公尺。上游集水區崩塌嚴重提供大量土砂來源，但此區段位於旗山溪中游處，河寬較寬且河床坡度漸緩，此區段旗山溪主河道河床高程抬升厚度約為 1 至 2 公尺。此區同南光聚落，人員居住位置地勢較高，但開墾的農地多位於較低的河階地，如遇汛期可能遭洪水淹沒，造成財物或人員的損失。

如 圖 4-5.31 與 圖 4-5.32 所示為溝仔尾一帶之河道現況照片，明顯可以看出此區域靠近河岸兩旁均為低位河階的耕地，距離河岸高差略有不足。雖於計畫執行期間經過 99 年度降雨事件(如 0725 豪雨、南修颱風、凡那比颱風等)的影響，但整體而言河道變化並不明顯。

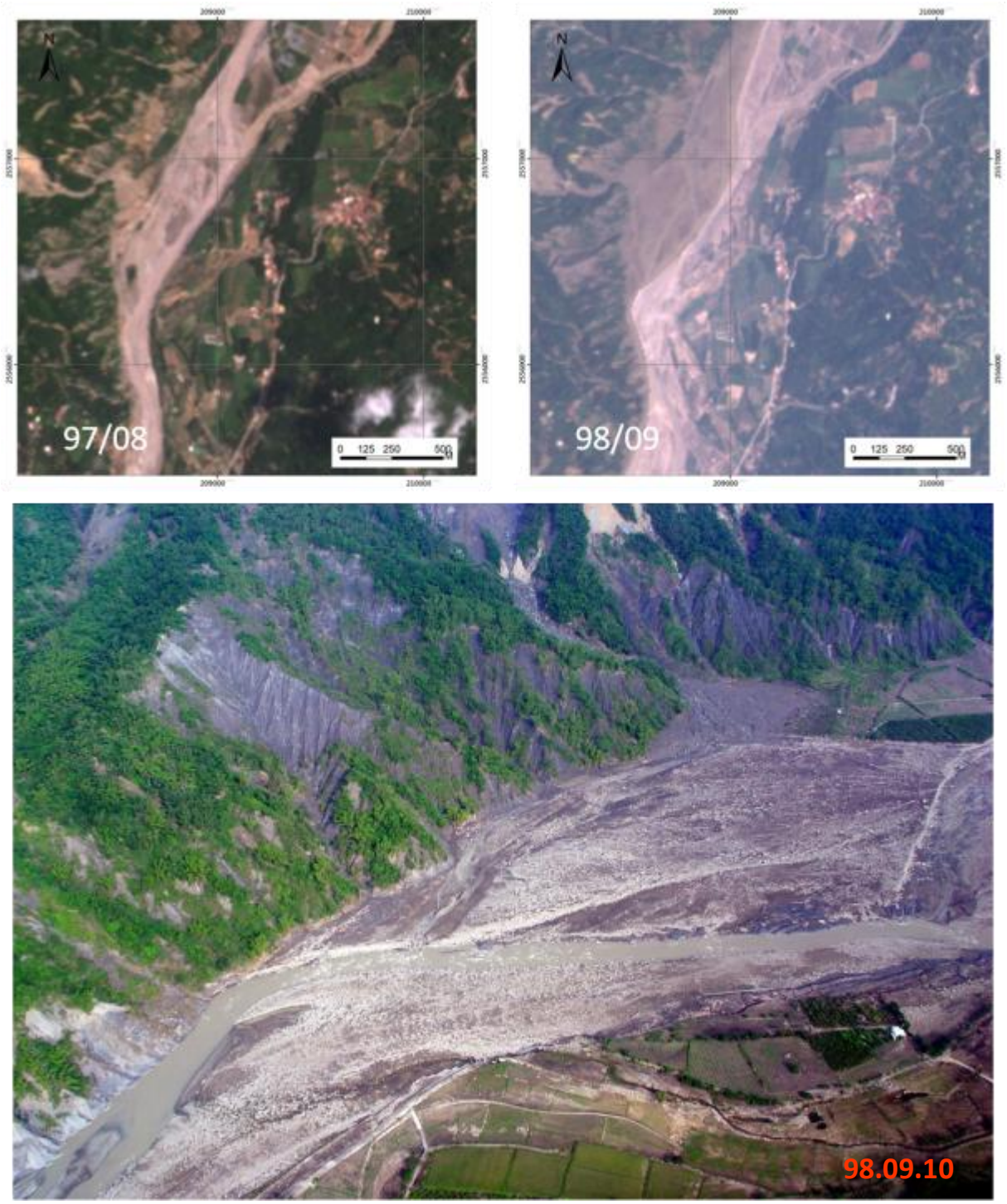


圖 4-5.30 溝仔尾一帶之莫拉克颱風前後期影像與現況照片



圖 4-5.31 溝仔尾一帶之河道照片 1



圖 4-5.32 溝仔尾一帶之河道照片 2

(8) 甲仙

甲仙位於高雄縣甲仙鄉境內，距離上游旗山溪堰塞湖約 42 公里，聚落所在位置之河道受到莫拉克颱風影響，河道有明顯變寬的情況，尤其在支流油礦溪與主流交會處最為嚴重。配合現地調查之資料與莫拉克颱風前後期的相關影像及圖資，如圖 4-5.33 所示，可以得知在莫拉克颱風前原有河道寬度約為 152 公尺，而莫拉克颱風後河道寬度約變為 394 公尺，河道寬度增加約為 242 公尺。

目前甲仙所在位置緊鄰旗山溪主流，距離河岸距離約為 10 公尺，距離河岸高差約為 20 公尺。有大量洪水流過沖刷之痕跡，造成此區段旗山溪主流兩岸側蝕嚴重，部分河床(甲仙攔河堰以下)高程受到侵蝕高程下降約為 1 公尺。但在旗山溪靠近四德巷(甲仙攔河堰以上)的部分，受到上游土砂往下游輸送之影響，此區段旗山溪主河道河床高程抬升厚度約為 1 至 2 公尺。甲仙聚落左右岸均有人員居住，局部地勢較低之區域，同樣可能受汛期洪水影響。

如 圖 4-5.34 為甲仙攔河堰上游側四德巷一帶的河道照片，明顯可以看出此區域河道中略有土砂堆積的情況；而 圖 4-5.35 為甲仙攔河堰下游側甲仙大橋一帶的河道照片，兩岸可以看見岩盤，此處河道呈現侵蝕的情況。目前原有斷橋(甲仙大橋與四德大橋)均已修復或新建完成，並於靠近河岸的區域施做護岸用以保護之。且於計畫執行期間經過 99 年度降雨事件(如 0725 豪雨、南修颱風、凡那比颱風等)的影響，但整體而言河道變化並不明顯。



圖 4-5.33 甲仙一帶之莫拉克颱風前後期影像與現況照片



圖 4-5.34 甲仙一帶之河道照片 1



圖 4-5.35 甲仙一帶之河道照片 2

伍、旗山溪堰塞湖演變趨勢分析及處理對策

堰塞湖及崩塌區相關參數及資訊，由第三章影像、圖資基本資料收集以及第四章現地調查、測量與圖資分析，我們已可清楚瞭解堰塞湖由莫拉克風災形成後，至今年汛期前後之變化情形，並由此變化情形，本章首先提出堰塞湖所面臨之問題，後針對堰塞湖未來可能之演變趨勢提出分析，並對於此演變趨勢提出相互因應之短中長期處理對策。

5-1 堰塞湖問題評估

旗山溪堰塞湖發生在旗山溪上游，下游兩岸為主要聚落或居民散居處，對下游聚落所產生的威脅為堰塞湖之最主要問題，此外，因形成天然壩之支流仍存有大量土砂材料，如遇大雨仍會持續往下游運移堆積，造成堰塞湖溢洪道阻塞，使堰塞湖水位及蓄水量抬升；綜合各項調查與分析結果，將旗山溪堰塞湖之問題分別說明如下：

1. <u>天然壩土體處之侵蝕與堆積現象</u>：

由現場調查與衛星影像分析之成果可知，旗山溪堰塞湖經過二次挖降工程後，堰塞湖水位已下降約 4 公尺，湖水面積亦減少，但 99 年 6 月份鋒面過境時降下大雨，堰塞湖面積突然增加且水位抬升，後又逐漸減少，然 9 月時凡那比颱風過境，湖水面積復又增加，甚至比堰塞湖初形成時為大。

因支流目前仍堆積有大量土砂材料，當降雨時容易誘發土砂之運移與堆積並阻塞溢洪道，造成天然壩土體及壩後水位持續抬升。未來天然壩處的土體運移與堆積現象可能會持續發生，繼而造成湖體水位的變化。但堆積土體因水流的搬運而下移堆積，又可能於堆積後迅速被侵蝕，造成堰塞湖水面上升下降的變化，故由此說明可知，天然壩土體處未來可能持續位於侵蝕與堆積交互之情形下，造成分析或是工程處理上的困難。

2. 下游部份沿岸聚落有效高程較低：

旗山溪堰塞湖位於旗山溪最上游處，以下皆為旗山溪之主要聚落，自最上游達卡努瓦村開始，到最下游旗山鎮，皆為人口較為密集之區域，堰塞湖對於下游沿岸聚落可能造成之影響，值得慎重考量，且若於颱風期間發生天然壩區的侵蝕現象，可能造成流量的突然增加，抬升原有之洪水水位，造成下游沿岸聚落的災害。

3. 中下游水文水理條件分析：

為了解前述聚落之安全排洪斷面，須進行堰塞湖下游聚落安全性評估，但因旗山溪沿程多有重要支流匯入，造成水文水理分析時之困難，難以配合潰壩時機或是洪峰流量到達時間，進行下游聚落之水文水理分析。

4. 交通可及性不佳：

目前旗山溪各聚落間之交通狀況，仰賴旗山溪沿程之溪床便道，該便道不但多處於溪床上通過，並於沿岸通過多處支流，目前旗山溪兩岸支流因莫拉克颱風之影響，多為未來持續發生土石流運動之重點區域，皆可能造成溪床便道的持續破壞，為堰塞湖交通可及性之最大問題。

5. 壩體表層土砂結構鬆軟

旗山溪堰塞湖主要成因為土石流，故壩體表層土砂多細緻土砂，降雨事件後泥沙與水混合，使表層無法承載重量，人員車輛或重型機具行經其上時易陷入其中，造成災後緊急現場調查以及緊急工程施工之困難。

6. 伴隨複雜之複合型土砂災害：

旗山溪因莫拉克颱風之影響，目前溪床上堆積有大量土砂材料，且坡面有多處崩塌地，崩塌規模與崩塌面積皆為歷年之新高，崖錐或是坡面上仍有大量不安定土砂材料，未來可能於颱風暴雨時期，發生複雜之複合型土砂災害，如淹水、崩塌、土石流、深層崩塌等等，使得堰塞湖下游需考量之問題較為複雜，難以決定其規劃處理對策。

5-2 天然壩穩定性分析

由 2-5 節 壩體穩定性分析工作方法，該節共描述三種工作方法，包含 **地形因子判定法**、**多變量指數迴歸分析法** 及 **數值模式法**，原期中階段採用數值模式法來進行穩定性分析工作，但經過今年凡那比颱風等豪雨事件，上游來砂淤積於湖底，支流土石流亦流出土砂，故堰塞湖壩體已有形狀改變之情形，為求計畫成果詳盡，故地形因子判定法與數值模式法重新計算壩體穩定性。

一、地形因子判定法

A. 基本參數取得

欲進行地形因子判定法，需求得壩體體積、壩體高度及堰塞湖上游集水面積等參數，並將堰塞湖初形成時之參數與目前壩體參數相互比較，如表 5-2.1 所示。

B. 穩定性分析成果

代入計算公式後，可知堰塞湖目前之 DBI 值為 3.01，屬於穩定與不穩定之間之過渡區，並將其成果繪圖如 圖 5.2.1 所示。與前期比較，堰塞湖溢洪道於今年因大雨事件造成再次阻塞，後方迴水長度明顯增長，加上後方水體經上游土砂運移而呈現淤積，導致壩體體積及壩高減少，坡度由原本陡而短漸漸淤積成緩之長之型態，因上游集水區面積不變，因此 DBI 值由 2.93 微幅上升至 3.01，故相較於堰塞湖初形成時，其穩定性略為下降。

表 5-2.1 旗山溪堰塞湖天然壩基本參數表

參數 / 時間	迴水長度 L_L(m)	壩體體積 V($10^6 m^3$)	壩體高度 H(m)	上游集水區面積 A($10^6 m^2$)	V/H	DBI
99 年 01 月	1,700	2.40	9.27	212	0.26	2.93
99 年 12 月	1,750	1.70	8.00	212	0.21	3.01

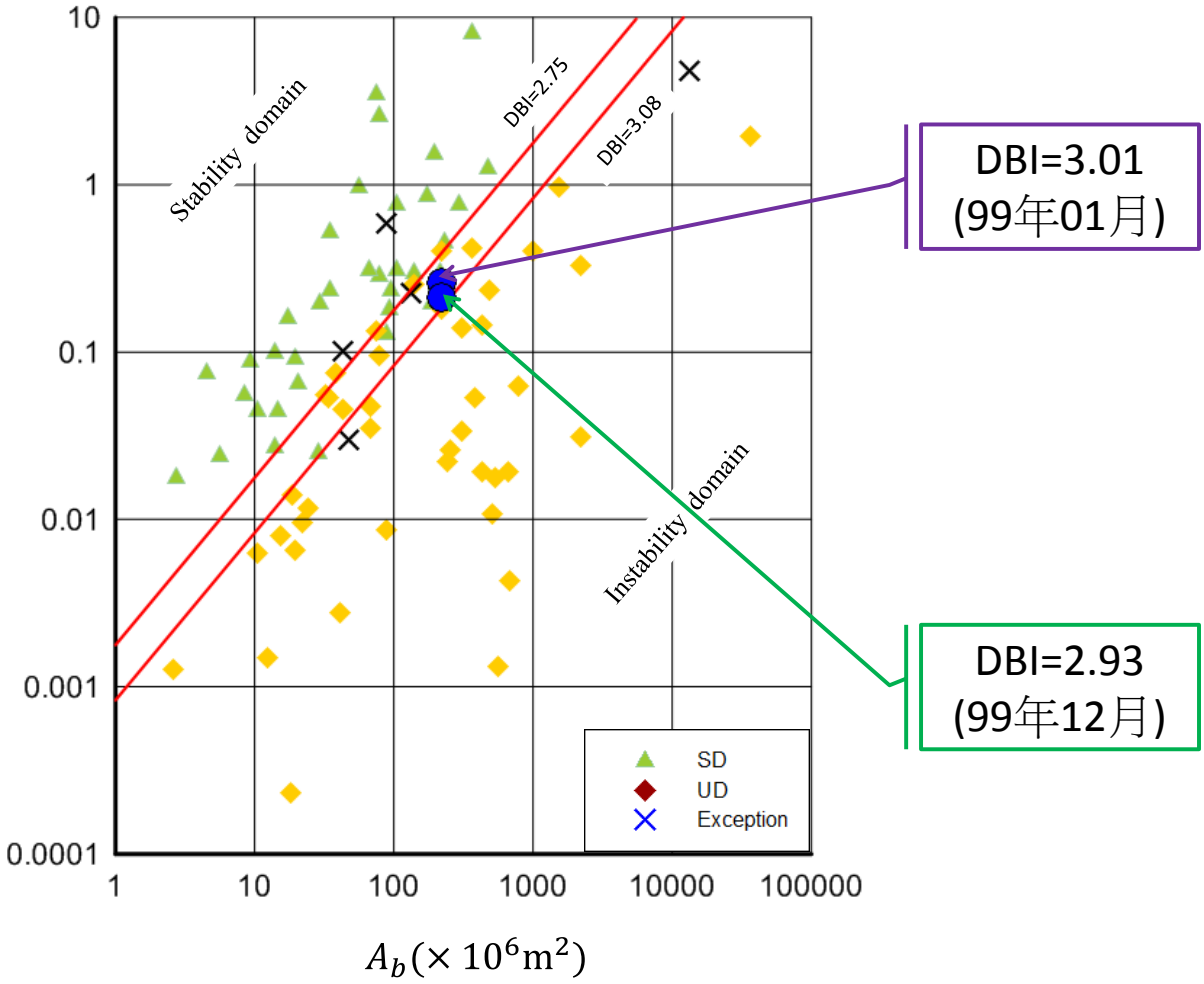


圖 5-2.1 旗山溪堰塞湖天然壩穩定性評估成果圖

二、數值模式法

因缺乏現地試驗相關資料，進行壩體穩定性分析時採用之壩體相關參數，以工作方法壩體參數之下限值為初步評估參數。圖 5-2.2 至 圖 5-2.3 為旗山溪堰塞湖於莫拉克颱風以及凡那比颱風後壩面穩定性分析結果。可以看出天然壩即使以壩後滿水位條件進行穩定性評估，僅於壩體上游側因水體壓力造成局部剪應力集中，發生於壩面滑動破壞之機率仍低，計算結果安全係數(FS)均高於 1。換言之，壩體僅可能以管湧或溢流之方式破壞，產生驟然潰決之機率較低，凡那比颱風後，溢洪道與湖底均淤積，但壩體體積卻減小，故計算結果安全係數降低，但壩體現況仍屬穩定。

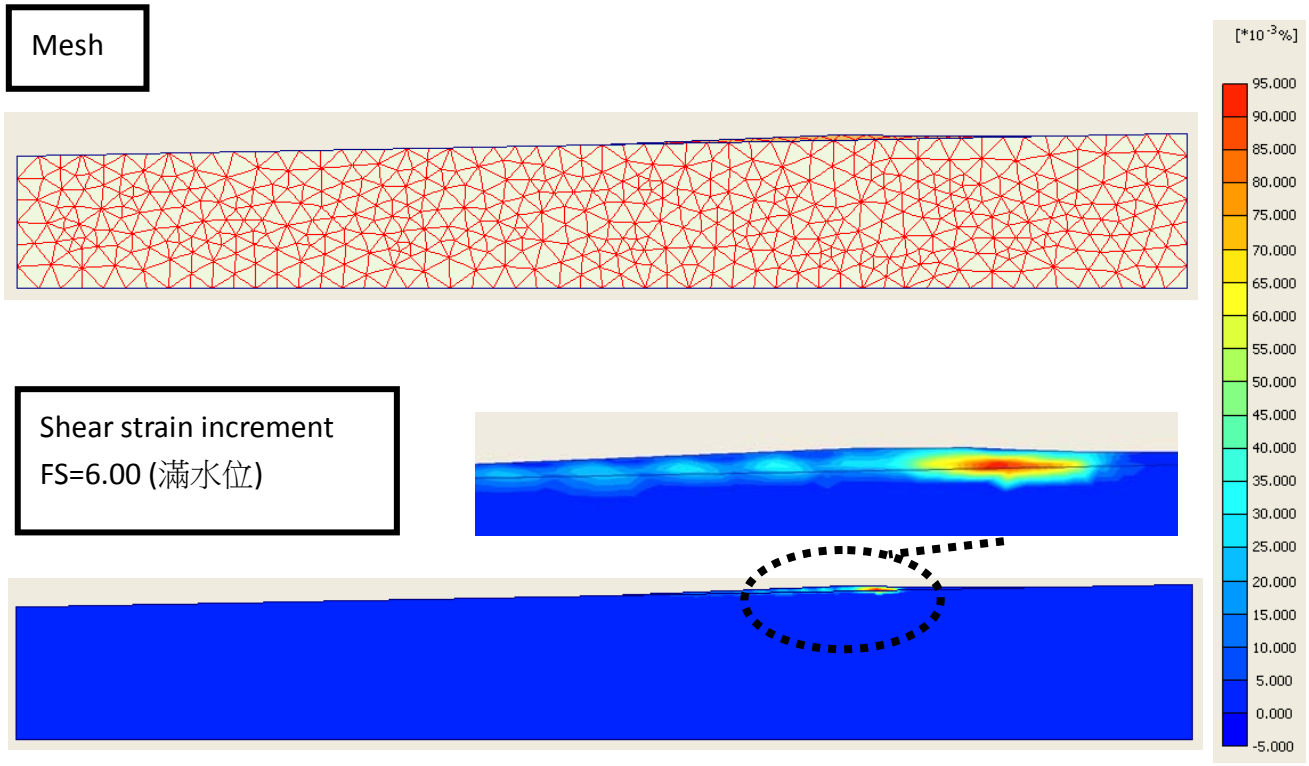


圖 5-2.2 莫拉克颱風後旗山溪堰塞湖壩面穩定性分析結果

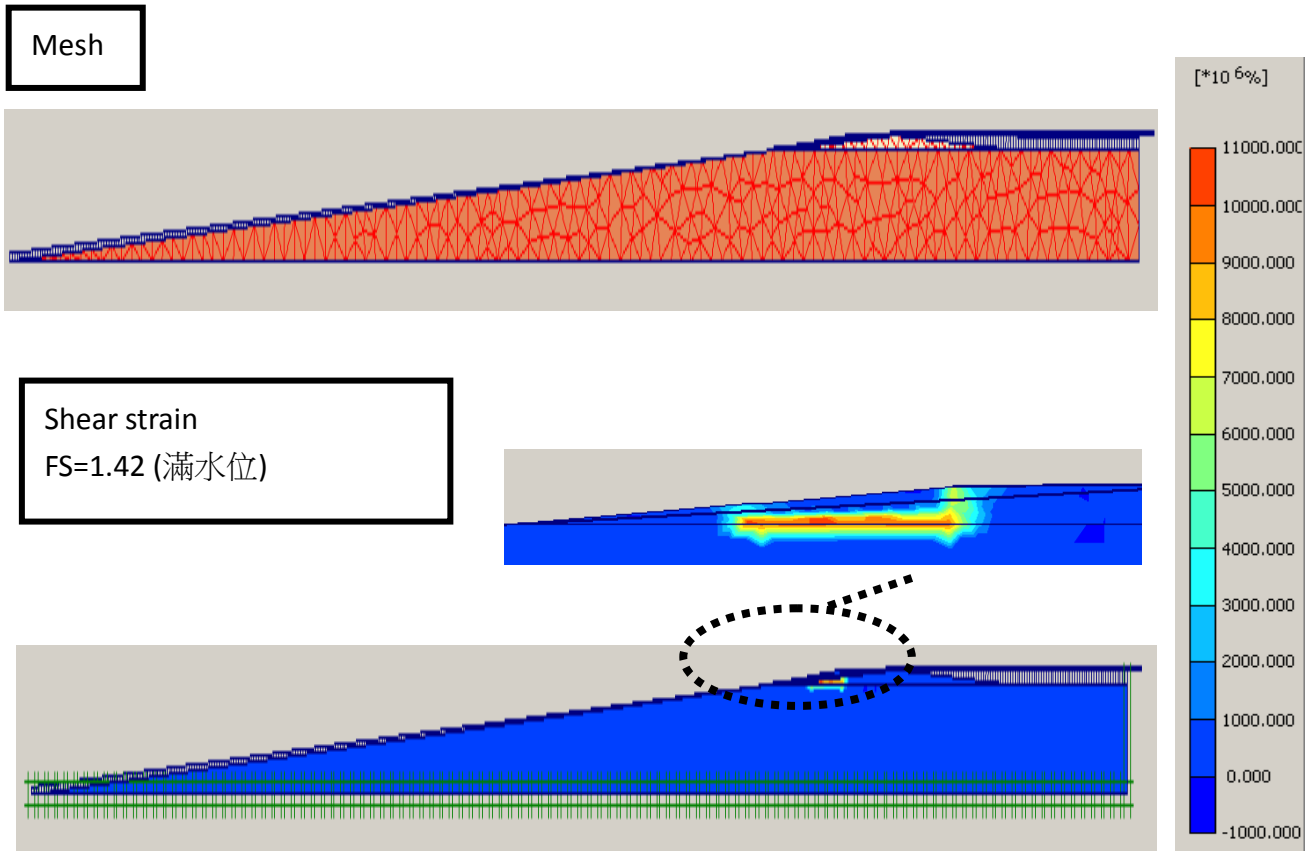


圖 5-2.3 凡那比颱風後旗山溪堰塞湖壩面穩定性分析結果

5-3 潰壩水理演算及影響範圍評估

期中階段，本團隊採用莫拉克災後農林航空測量所之航測地形作為河道斷面資料來源，得知莫拉克災後壩體及河道之地形分佈情形，並藉此求得潰壩水理演算成果以及下游影響範圍評估成果。

凡那比颱風過境後，支流土石流土砂大量流出，使壩體堆高約 7 公尺，同時湖底也淤高約 7 公尺，故目前 堰塞壩體形狀與莫拉克災後時類似，因此，沿用期中階段潰壩水理演算成果，另期末階段，為確保下游保全住戶安全，以更極端之潰壩條件進行近一步演算。

5-3.1 水理演算基本參數設定

由 2-6 節潰壩水理演算工作方法，執行水理演算工作前，必須先取得四項重要基本參數，分別為：斷面資料、河道粗糙係數、設計流量分析及邊界條件，將其取得方式及結果說明如下。

A. 斷面資料

水理分析時所採用的地形資料主要分為河道地形及水下地形部份，河道部份採用農林航空測量所於莫拉克風災災後由航空照片所製作之 5m X 5m 數值地形，由該數值圖層中，藉 ArcGIS 軟體擷取斷面資料，用以作為 HEC-RAS 程式計算所需之地形資料。而該數值地形中，湖區地形因無法判釋，故採用實際水下地形測量成果作為輸入地形資料。最後，於 HEC-RAS 水理程式中，設定一壩體於變量流條件下，模擬範圍內各斷面之水位及流量變化。模擬斷面數共計 136 筆。分析斷面位置如 圖 5-3.1 所示。

B. 河道粗糙係數

旗山溪河道粗糙係數係配合台灣一般河川河道粒徑分佈之河道糙度，其曼寧糙度係數於主河道部份採用 0.035，於主河道兩側灘地或坡面部份均採用 0.045。

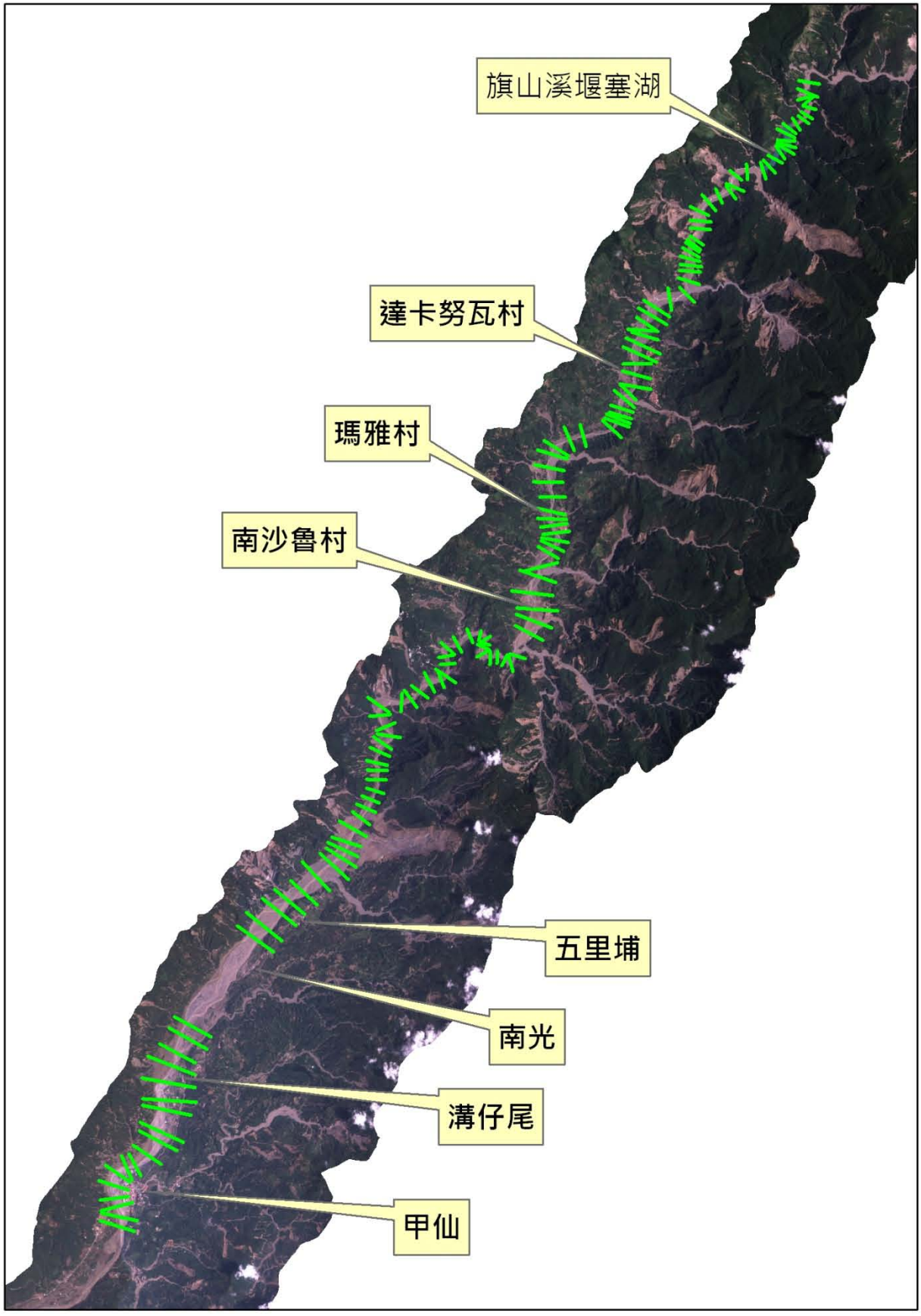


圖 5-3.1 旗山溪河道斷面示意圖

C. 設計流量分析

水理分析雨量資料採用堰塞湖周圍雨量站，參考地質調查所於 98 年執行之『集水區水文地質對坡地穩定性影響之調查評估計畫』，引用其水文分析成果，取得 50 年頻率之平均降雨量，配合水利署公佈之各雨量站 SSGM 雨型，可得知各雨量站之 50 年頻率設計降雨量。於降雨逕流之分析過程中，將旗山溪集水區內，自源頭起至堰塞湖，依據匯流關係劃分為 15 個子集水區。利用克利金法得到各子集水區之 50 年頻率設計雨型，以運動波模式獲得各集水區之流量歷線，將各集水區流量歷線代入 HEC-RAS 模式做為輸入設計流量條件，以模擬各斷面及溢流口之水理變化過程，說明如下：

1. 設計流量分析

旗山溪上游集水區雨量站為中央氣象局所設置之楠溪及排雲雨量站，採用雨量站於莫拉克颱風後所收集之歷年雨量資料，經頻率分析，獲得各雨量站 50 年之設計頻率降雨量，將其雨量值表列如 表 5-3.1 所示。由 表 5-3.1 成果，取其最大 1 日降雨量作為設計降雨量，應用水利署 SSGM 雨型分析成果，將累積降雨量由雨型權重因子分配至各小時之降雨量，可獲得各雨量站之設計降雨，作為降雨逕流分析之輸入條件，其成果如 表 5-3.2 所示。

表 5-3.1 旗山溪堰塞湖雨量站設計頻率表

站號	站名	不同降雨延時之 50 年頻率雨量 (mm)		
C1V460	楠溪	**最大 1 日**	最大 2 日	最大 3 日
		917.8	1,428.3	1,577.5
C1V170	排雲	**最大 1 日**	最大 2 日	最大 3 日
		659.8	1,156.7	1,571.9

（資料來源：集水區水文地質對坡地穩定性影響之調查評估計畫）

表 5-3.2 旗山溪堰塞湖雨量站 50 年頻率設計暴雨之降雨量

雨量站			雨量站		
楠溪			排雲		
累積雨量(mm)			累積雨量(mm)		
917.79			**659.78**		
各小時降雨量	1	4.33	各小時降雨量	1	3.11
	2	5.62		2	4.04
	3	8.77		3	6.31
	4	11.65		4	8.37
	5	19.10		5	13.73
	6	20.35		6	14.63
	7	31.49		7	22.64
	8	34.72		8	24.96
	9	43.98		9	31.62
	10	51.88		10	37.30
	11	65.09		11	46.79
	12	99.28		12	71.37
	13	134.42		13	96.63
	14	107.63		14	77.37
	15	60.54		15	43.52
	16	44.38		16	31.90
	17	30.72		17	22.08
	18	26.07		18	18.74
	19	22.93		19	16.48
	20	22.82		20	16.40
	21	25.16		21	18.08
	22	20.31		22	14.60
	23	17.46		23	12.55
	24	9.10		24	6.55

2. 降雨逕流分析

圖 5-3.2 為旗山溪堰塞湖上游集水區進行運動波計算時之子集水區分區，應用運動波模式計算各個子集水區之流量歷線，再根據匯流關係，可得到堰塞湖入流之設計流量歷線。

有效降雨量的計算，則採用 SCS Method 進行分析，曲線值 (Curve Number) 則依據 TR-55 手冊 (USDA Soil Conservation Service) 之建議值，依據裸露地與原生林之面積比例權重，設定各個子集水區之曲線值，獲得有效降雨量。

應用數值地形模型，可根據數值地形獲得運動波模式計算所需之參數，包括有子集水區面積、子集水區河道長度、子集水區坡面平均坡度、子集水區溪流平均坡度，另於坡面糙度與河道曼寧係數之推估，則採用 HEC-HMS 操作手冊內之建議，根據不同地表覆蓋與河道型態，給定各個子集水區之坡面糙度與河道曼寧係數。總合上述參數，可彙整為計算參數一覽表，如 表 5-3.3 所示。

最後，根據 表 5-3.3 之參數設定，分析可得堰塞湖之設計流量歷線，分析成果如 圖 5-3.3 與 表 5-3.4 所示，尖峰流量出現在第 6 小時，流量為 3052.37 cms，故以此流量歷線與尖峰流量，作為本案之設計流量。

D. 邊界條件

潰壩水理演算之河道長度約為 41 公里，下游邊界至旗山溪與油礦溪匯流處之甲仙聚落，上游至湖區上游約 1.3 公里處，於上游之邊界(40847)輸入流入流量歷線，並於斷面累距 37205、36913、33614、33131、30034、29768、27072、26691、24011、23544、21781、21506、13003、12650、11030、10512、4844 及 4373 處，設定側流量作為支流匯入流量之演算條件。

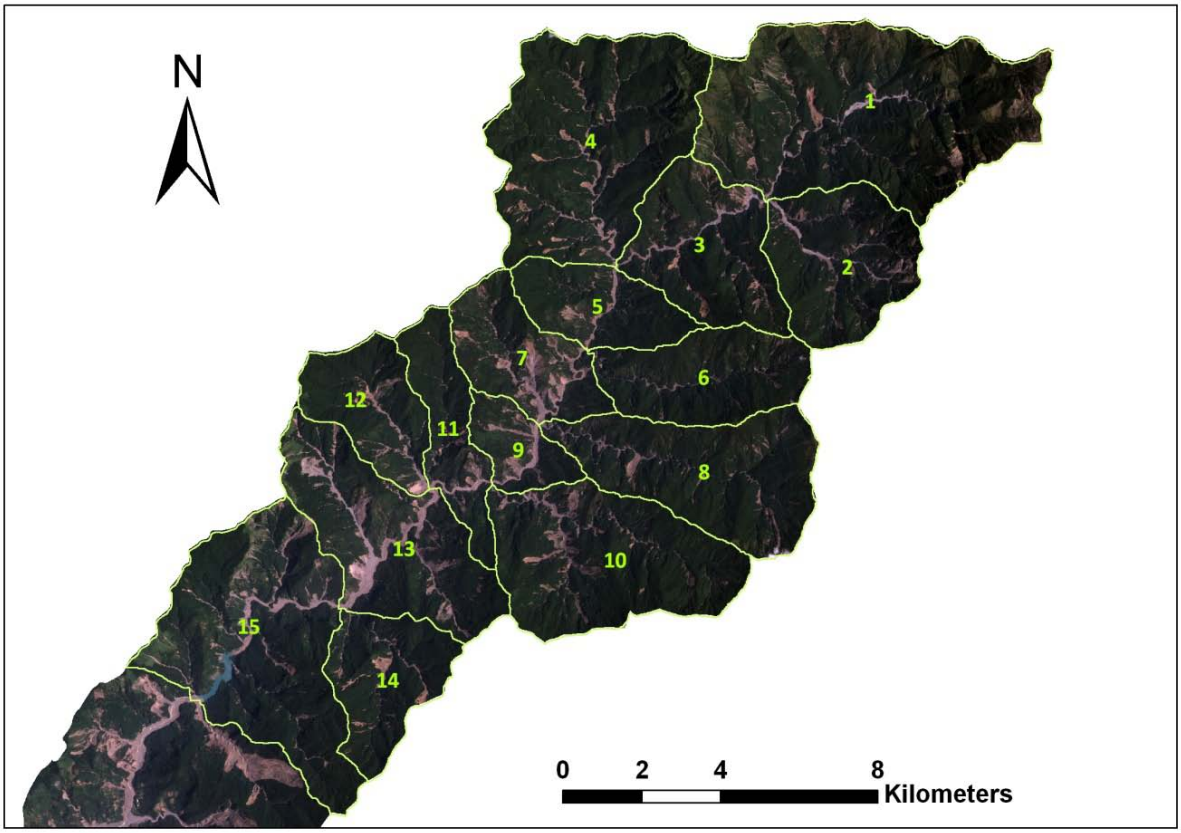


圖 5-3.2 旗山溪運動波模式子集水區編號圖

表 5-3.3 旗山溪運動波模式子集水區參數表

編號	面積 (公頃)	平均坡度 (度)	溪流長度 (公尺)	溪床波降 (度)	曲線值	坡面糙度	河道曼寧係數
1	3,216	39.3	7,286	5	24.76	0.709	0.07
2	1,262	36.6	2,609	5	22.16	0.770	0.07
3	1,253	36.6	5,943	2.37	22.36	0.752	0.05
4	2,462	35.4	5,759	3.04	22.43	0.768	0.07
5	752	34	2,702	2.23	22.06	0.752	0.05
6	1,066	37	4,312	5	20.93	0.769	0.07
7	904	33.7	3,714	2.4	26.5	0.665	0.048
8	1,638	36.3	7,384	5	21.53	0.776	0.07
9	443	30.7	2,718	1.95	23.81	0.753	0.048
10	1,912	35.9	6,063	5	21.97	0.775	0.07
11	748	35.5	2,160	1.81	24.8	0.739	0.048
12	825	37	1,516	5	26.22	0.708	0.07
13	1,690	36.1	5,429	1.51	25.27	0.735	0.045
14	902	37.9	2,045	5	20.32	0.784	0.07
15	2,447	37.3	7,149	1.1	23.92	0.724	0.04

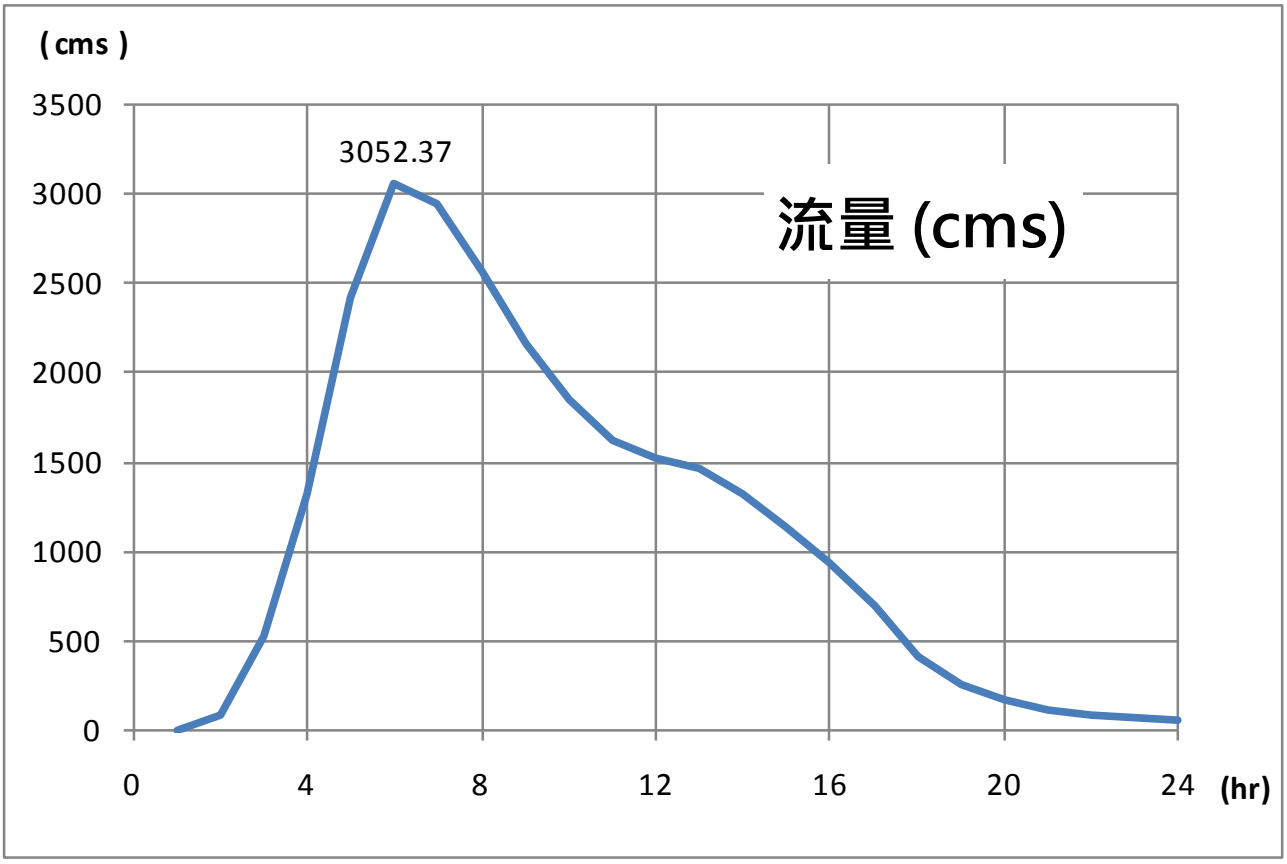


圖 5-3.3 旗山溪 50 年頻率設計流量圖

表 5-3.4 旗山溪 50 年頻率設計流量表

小時	流量(cms)	小時	流量(cms)	小時	流量(cms)	小時	流量(cms)
1	0.99	7	2,945.58	13	1,459.17	19	255.40
2	92.54	8	2,565.45	14	1,319.81	20	170.85
3	525.84	9	2,160.54	15	1,144.77	21	120.56
4	1,324.64	10	1,849.23	16	943.14	22	88.50
5	2,420.59	11	1,625.47	17	703.02	23	67.06
6	3,052.37	12	1518.20	18	419.60	24	52.14

5-3.2 水理演算及分析成果

本小節為運用 HEC-RAS 進行水理演算工作，可模擬堰塞湖現地溢洪道及下游重要斷面之水理狀況，可作為後續處置設施及避難防災之規劃參考。

A. 溢洪道水理演算成果

旗山溪已進行二次挖降工作,挖降深度共 4.5 公尺,故 HEC-RAS 模式中,設定斷面累距 37900 處為堰塞湖溢洪口位置,斷面地形資料使用災後數值地形，並於斷面中於溢洪道處向下挖 4.5 公尺，以符合現地狀況進行後續模擬工作。

變量流模式演算成果如 圖 5-3.4 所示，其中，水面高度為 805.07 公尺，通水面積 327.41 平方公尺，斷面平均流速每秒 11.57 公尺，而斷面中流速最快的部份位於溢洪道之主深槽部份，速度接近每秒 14 公尺，遠離主深槽兩側則流速逐漸降低，速度為每秒 1.5 至 13 公尺不等。

天然壩體溢洪道坡度約 3 至 4 度，造成溢洪道水流流速十分快，流速過快易造成壩體土砂之沖刷，進而影響壩體穩定性。亦可能沖刷溢洪道兩岸，掏刷支流扇狀地坡腳或下游崩塌地坡腳，造成下一次的土砂運動。

溢洪口上游斷面 (37911) 如 圖 5-3.5，下游斷面 (37496) 如 圖 5-3.6 所示，洪水由湖區經溢洪道向下游輸送，其通水面積由 1438.3 平方公尺降至 327.4 平方公尺，再降至 291.1 平方公尺，因通水面積大幅減小，於水理計算上可能會造成束縮現象，使水流於此處流速加快且可能造成壅高現象 (choking)。

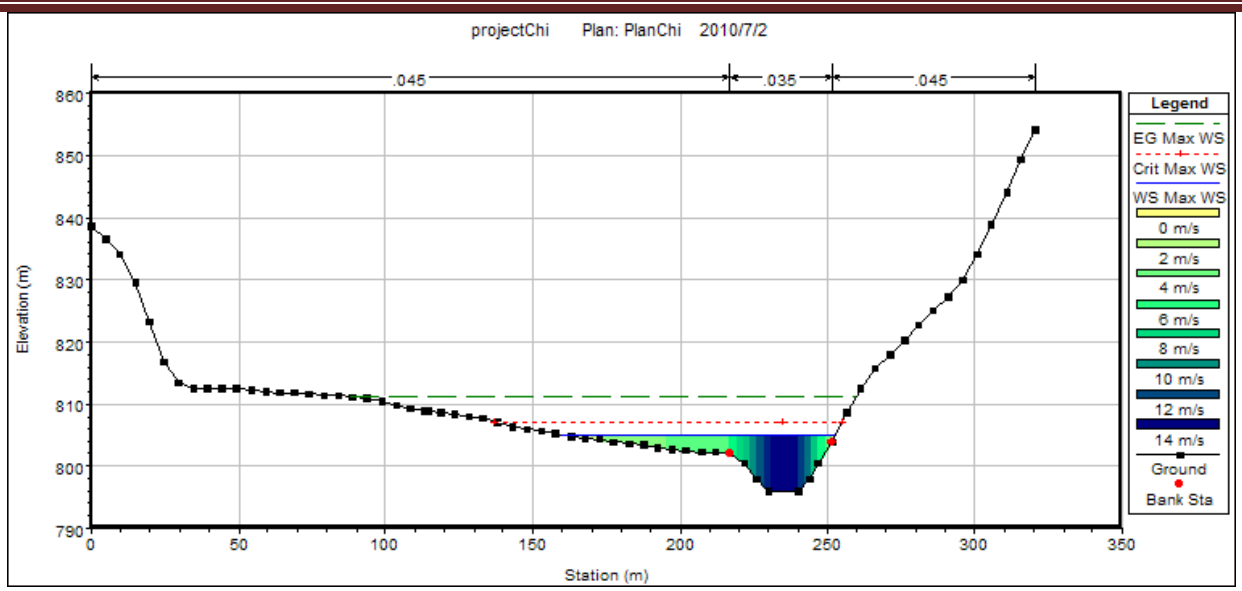


圖 5-3.4 溢洪道斷面水里演算成果 (斷面 37725)

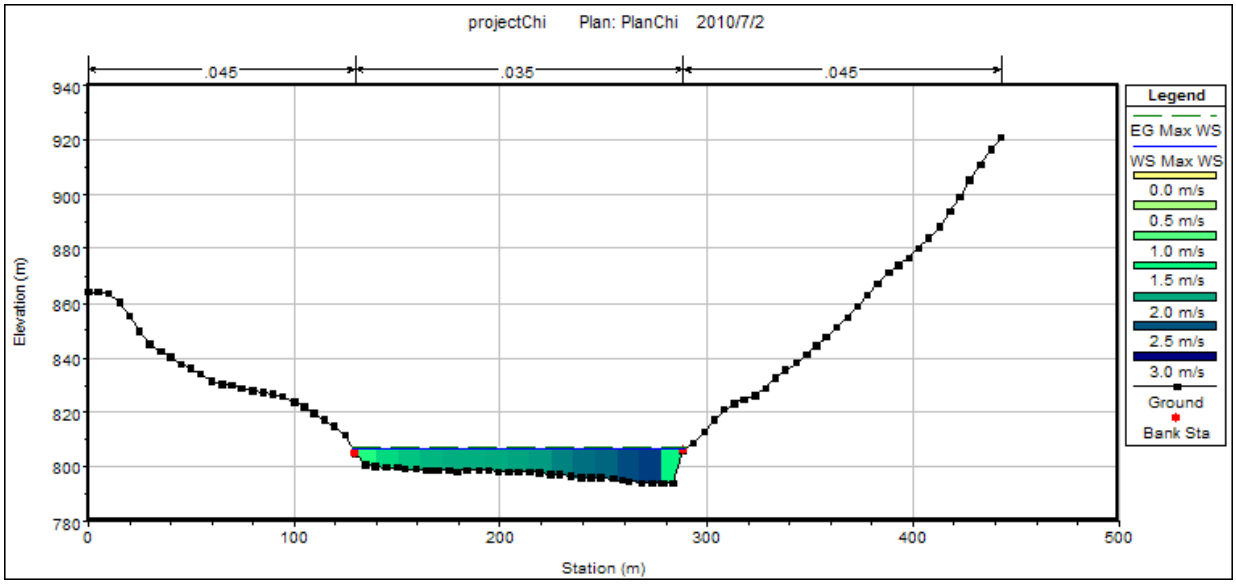


圖 5-3.5 湖區斷面水里演算成果 (斷面 37911)

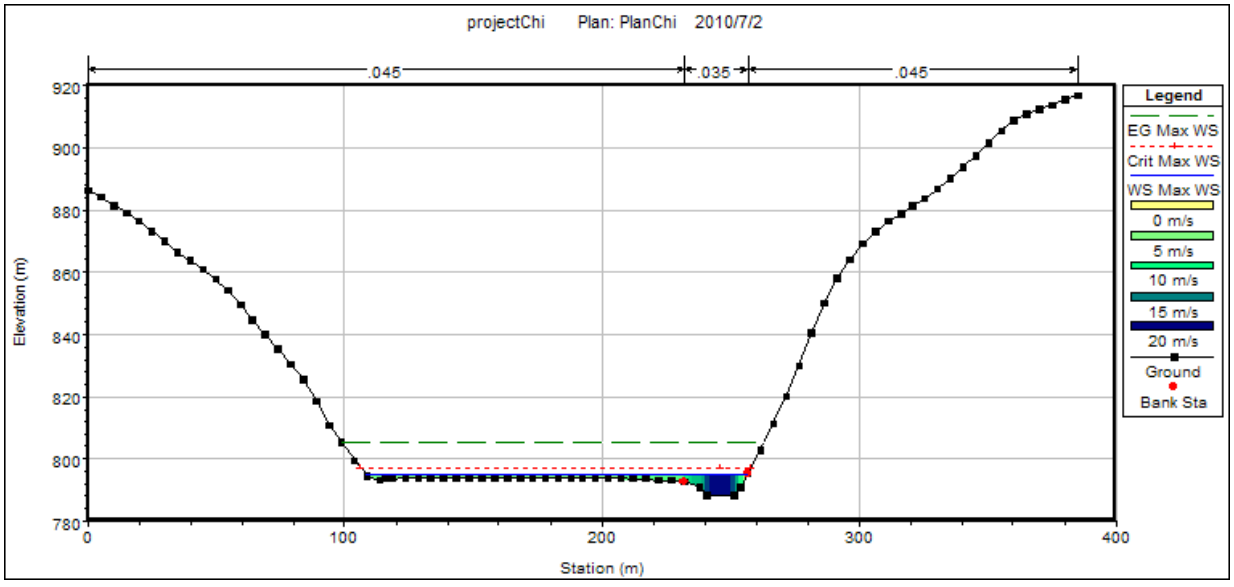


圖 5-3.6 溢洪道斷面水里演算成果 (斷面 37496)

B. 溢洪口潰壩水理演算及分析成果

應用 HEC-RAS 水理模式，可用模式內建之 Dam Breach 功能，模擬天然壩潰決後潰壩流量與下游水理分析結果，於天然壩溢洪口處設定天然壩及潰壩條件 (圖 5-3.7)，旗山溪堰塞湖初形成時，最大水深約 9 公尺，後續經二次溢洪道挖降工作後，挖降深度約 4.5 公尺，故溢洪道高度剩餘 4.5 公尺，但由 99 年六月衛星影像判釋成果，湖區迴水長度復又向上游延伸，相似於堰塞湖初形成時之情形，可能原因為支流土砂下移阻塞溢洪道，使溢洪道高程向上抬升。

故為求嚴謹，設定天然壩高及最大可能潰決深度為 9 公尺，最大溢流寬度 150 公尺作為最大潰決寬度，而潰決的延時設定為 1 小時，2 小時、5 小時以及 12 小時內潰決 4 種模式，潰決時間越短，潰壩流量越大。同時，為求最保守之設計條件，將潰壩時間統一調整設定，使其潰壩造成之洪水波峰與尖峰流量發生之時間重疊，以求得極端之潰壩流量以作為後續分析之用。於期末階段，由測量成果得知壩體高程與堰塞湖湖底高程均提高約 8 公尺，故於期末階段，壩體高度及寬度仍設定如前期條件，本報告更將潰壩延時縮短至 10 分鐘，故新增 10 分鐘與 30 分鐘內潰決之模式，求得更極端之潰壩水理演算成果，進一步對下游保全住戶作潰壩模式下之安全影響評估。

堰塞湖上游的入流條件，採用 50 年設計流量之入流條件，於壩體無潰決之情形下，通過天然壩溢洪口處之尖峰流量為 3,029.92 cms，將其成果與潰壩延時 10 分鐘至 12 小時潰決之天然壩處潰壩流量歷線重疊比較，如 圖 5-3.8 所示，各條件之潰壩尖峰流量成果，則如 表 5-3.5 所示，由表 5-3.5 成果可知，在延時 10 分鐘內潰決之狀況尖峰流量為最大，可達原先流量的 2.19 倍，在天然壩溢流口產生近 6,642 cms 的清水流流量，潰壩延時 30 分鐘的條件則降至 1.64 倍，潰壩延時 1 小時，潰壩流量更減至 1.44 倍以下，可見不同潰壩延時對潰壩流量有極大影響。

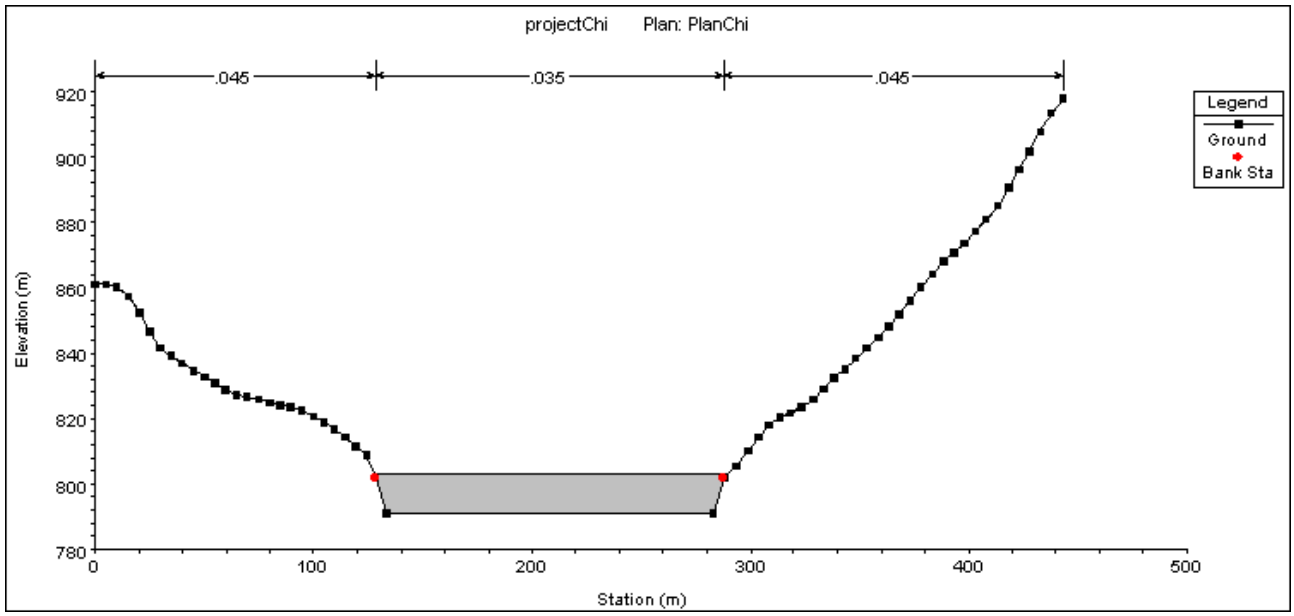


圖 5-3.7 天然壩體斷面形狀 (斷面 37900)

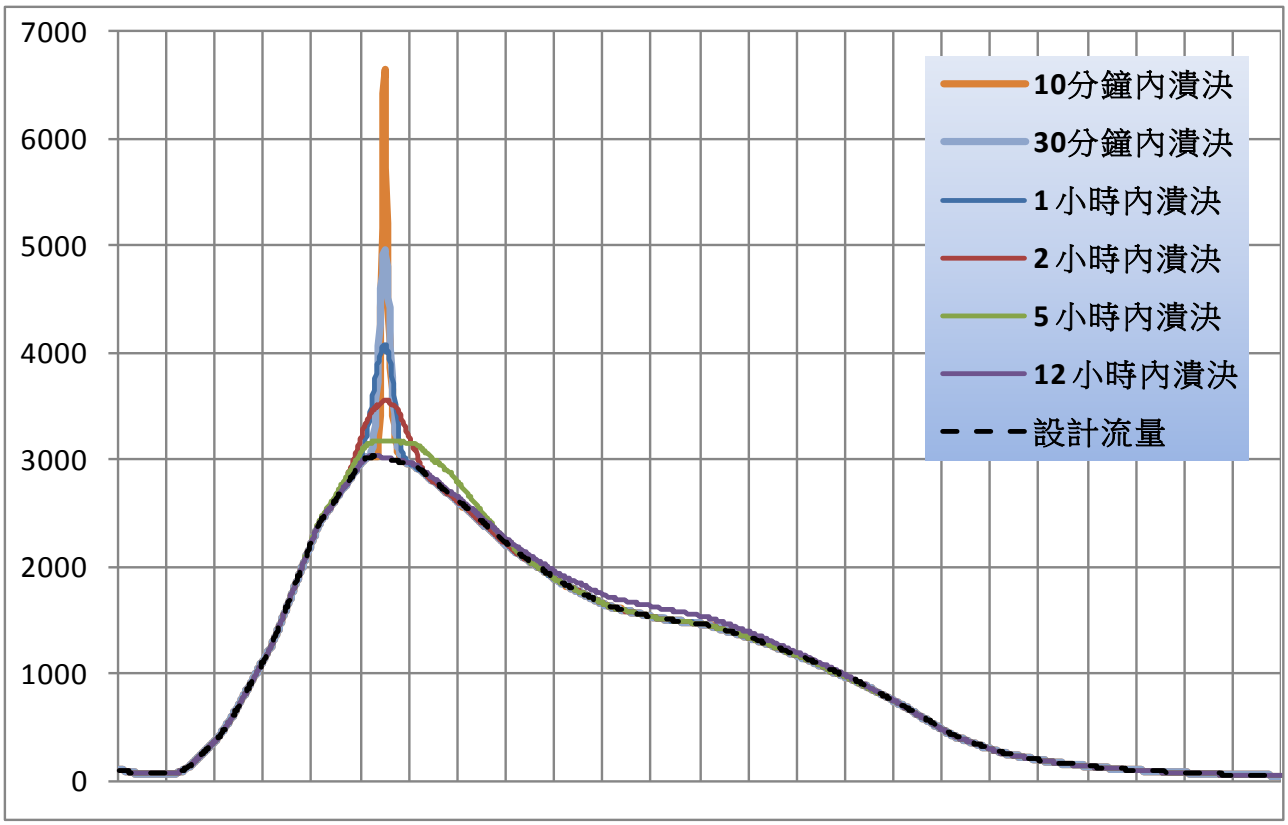


圖 5-3.8 不同延時下潰壩流量歷線

表 5-3.5 不同延時下潰壩尖峰流量表

天然壩潰決流量分析成果							
潰決延時	0.2	0.5	1.0	2.0	5.0	12.0	無潰壩
尖峰流量	6642	4962	4359	3560	3173	3037	3030
流量增量	119.2%	63.7%	43.8%	17.5%	4.7%	0.2%	0.0%

上述潰壩演算採用天然壩體最大潰壞程度作討論，為能進一步瞭解不同潰壞現象產生之流量歷線分佈，以下針對天然壩不同潰口大小及不同潰壞高度條件進行模擬演算分析。

首先探討不同潰口大小之潰決流量差異，天然壩最大潰決寬度為 150 公尺，另外以潰口寬度 100 公尺及 50 公尺之設計條件進行潰壩模擬演算，同樣採用潰決高度 9 公尺及潰壩延時 1 小時之條件，演算成果如 圖 5-3.9 所示。將不同條件之潰壩尖峰流量成果表列如 表 5-3.6。

由 表 5-3.6 中可得知，潰壩寬度縮減至 100 公尺，尖峰流量由增量 43.9%降低至 38.7%，潰壩寬度縮減至 50 公尺，尖峰流量由增量 43.9%降低至 28%，可知潰口縮小後，尖峰流量亦減少，但影響程度並不如潰壩延時大。

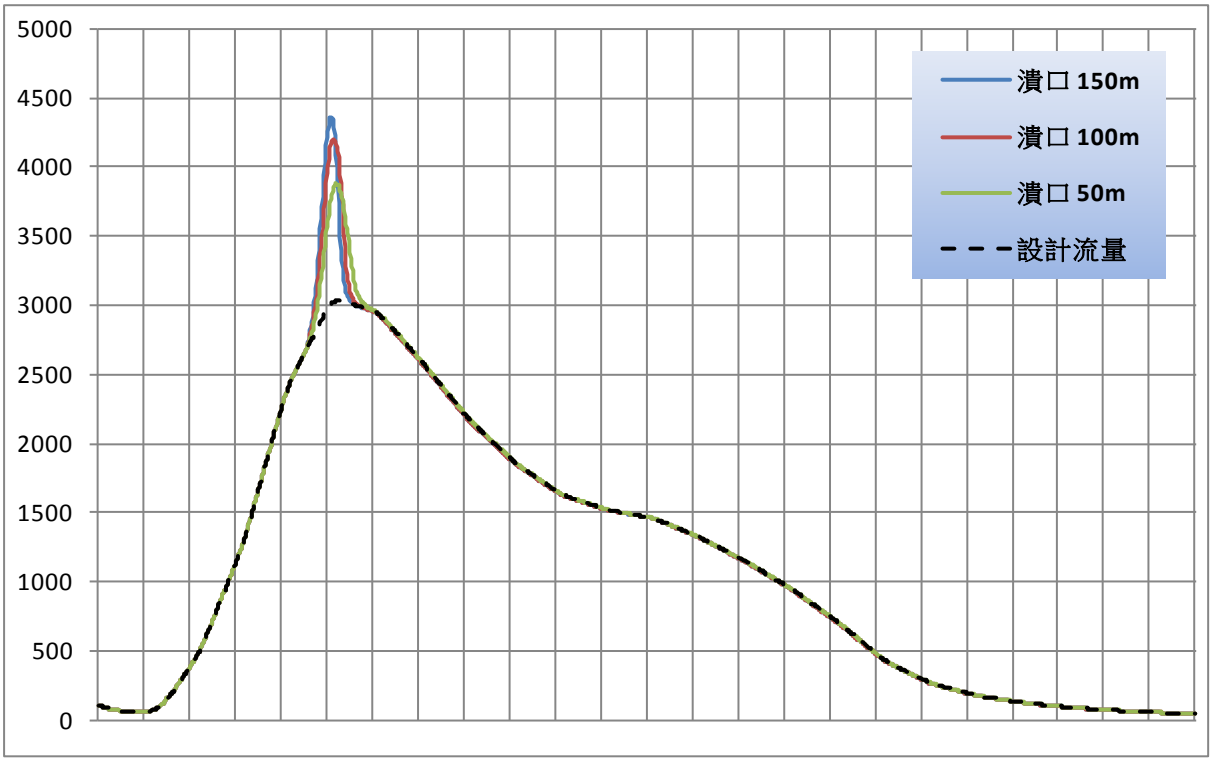


圖 5-3.9 不同潰壩寬度下潰壩流量歷線

表 5-3.6 不同延時下潰壩尖峰流量表

天然壩潰決流量分析成果				
潰口尺寸	150.0	100.0	50.0	無潰壩
尖峰流量	4359	4203	3878	3030
流量增量	43.9%	38.7%	28.0%	0.0%

以下探討潰壩高度之潰決流量差異，模式設定天然壩最大潰決高度為 9 公尺，另外以潰決高度 6 公尺與 3 公尺之設計條件進行潰壩模擬演算，此外，因支流二溪河道及扇狀地有相當大量土砂堆積，未來如遇暴雨亦可能向下搬移而阻塞溢洪道，使壩體高度增加，故另設計潰決高度 15 公尺及 12 公尺兩組條件作水理演算。演算成果如 圖 5-3.10 所示，將不同條件之潰壩尖峰流量成果表列如 表 5-3.7。

由 表 5-3.7 中可得之，潰壩高度降低至 6 公尺，尖峰流量自 43.9%降至 33.1%，降低至 3 公尺，尖峰流量則降至 20.6%。反之，潰壩高度提高至 12 公尺，尖峰流量提高至 66%，提高至 15 公尺，尖峰流量則提高近 90%。以上可知，不同潰壩高度對於潰壩流量影響十分明顯，未來需持續監測壩體高度，以供後續研擬潰壩影響之判斷依據。

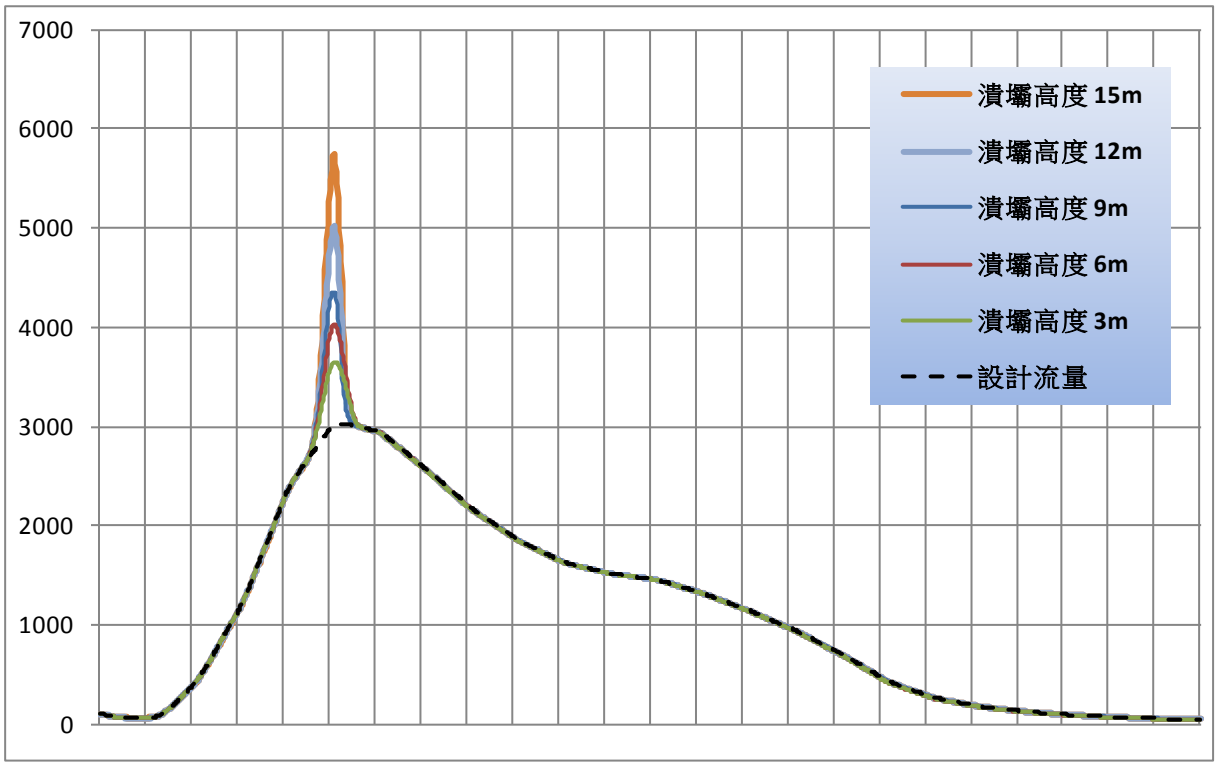


圖 5-3.10 不同潰壩寬度下潰壩流量歷線

表 5-3.7 不同延時下潰壩尖峰流量表

天然壩潰決流量分析成果						
潰壩高度	15.0	12.0	9.0	6.0	3.0	無潰壩
尖峰流量	5755	5030	4359	4033	3653	3030
流量增量	89.9%	66.0%	43.9%	33.1%	20.6%	0.0%

C. 下游聚落潰壩水理演算及分析成果

旗山溪自上游而下游許多村落散居其中，為求保守估算，採用較極端條件進行潰壩水理運算，故選擇 1 小時內潰決條件計算下游聚落在潰壩後之水位及流量變化情形，取旗山溪流域重要聚落之水理演算成果，如 表 5-3.8 所示，另同樣增加 10 分鐘內潰決條件計算成果，如 表 5-3.9 所示，以比較 10 分鐘與 1 小時潰決條件下之差異。由 表 5-3.8 至 表 5-3.9 中均可發現，下游聚落潰壩流量增加幅度並不如天然壩處明顯，因洪水傳遞至下游聚落，其中包含集流時間與降雨延時之關係，潰壩後水位抬升的情形亦不明顯，均未超過 1 公尺，而以 10 分鐘與 1 小時潰壩延時成果相比較，雖 10 分鐘內潰決之流量大於 1 小時潰決流量甚多，但水位抬升情形卻不明顯。

由分析成果可知，即使以最極端之條件進行水理演算，各部落仍足以讓洪峰通過，但水理演算之基本條件為清水流，未來若實際發生潰壩之情形，則清水流流況將會改為高含沙量之土石流，或是河道持續堆積，造成通洪斷面不足而致災。故未來必須持續針對下游河道進行追蹤工作，確保最新之斷面資料取得，確認下游保全對象之安全。

旗山溪沿岸各主要聚落之聚落距離河岸高程高低有高有低，其中民生、五里埔均屬地勢較高處，部落高程距河床均有 60 公尺以上，其次為南沙魯村與瑪雅村，部落高程距河床 15 至 30 公尺，而五里埔下游之聚落，如南光、北勢巷及溝仔尾，雖部落高程距河床約 10 公尺，但潰壩水理演算結果顯示，此三處聚落於潰壩延時10分鐘及1小時之情形下，出水高僅剩下1至3公尺，可能直接受洪水災害。故以下主要針對地勢較低之瑪雅村、南光及溝仔尾為例。

表 5-3.8 潰壩延時 1 小時下旗山溪下游聚落安全檢核表

災害潛勢地區	斷面	河床高程	部落高程	水位(50年頻率)	水位(1hr)	出水高(1hr)	潰壩增加高度(1hr)	臨界水位(1hr)	最大流量(50年頻率)	最大流量(1hr)	最大流速(50年頻率)	最大流速(1hr)	距堰塞湖距離	河寬
達卡努瓦村(帖布帖開下游)	32677	656.9	669	664.96	665.28	3.72	0.32	668.68	3613.38	4639.44	7.24	7.92	5223	290
達卡努瓦村	31590	635.3	701	640.68	641.02	59.98	0.34	700.66	3613.18	4634.72	6.42	7.15	6310	274
達卡努瓦村(達卡努瓦對岸)	30789	618.9	631	624.31	624.97	6.03	0.66	630.34	3613.04	4631.17	10.57	11.68	7111	93
達卡努瓦村(民生橋上游)	29769	598.2	611	603.85	604.50	6.50	0.65	610.35	3781.58	4793.46	8.35	9.21	8131	112
達卡努瓦村(民生橋下游)	29160	588.8	604	595.63	596.47	7.53	0.84	603.16	3887.97	4899.87	12.55	13.82	8740	70
瑪雅村(民權橋上游)	27423	564.1	600	569.78	570.46	29.54	0.68	599.32	3887.67	4892.3	8.52	9.21	10477	116
瑪雅村(瑪雅對岸)	25545	540.6	556	545.88	546.45	9.55	0.57	555.43	4167.09	5164.51	9.01	9.85	12355	123
瑪雅村(那多羅薩溪北)	24728	531.4	540	536.5	537.05	2.95	0.55	539.45	4166.94	5160.41	6.27	6.7	13172	270
南沙魯村	23108	519.5	550	526.99	527.66	22.34	0.67	549.33	4487.02	5448.63	2.44	2.64	14792	380
南沙魯村(越域引水)	22480	510.8	521	518.26	518.60	2.40	0.34	520.66	4486.99	5444.98	6.97	7.49	15420	266
五里埔	10513	348	436	354.86	355.19	80.81	0.33	435.67	5534.19	6434.99	4.72	4.93	27387	420
小林村(南光)	8785	327.9	337	333.31	333.55	3.45	0.24	336.76	5829.69	6725.27	5.98	6.34	29115	371
小林村(北勢巷)	5991	292.5	301	299.04	299.47	1.53	0.43	300.57	5828.67	6701.03	5	5.11	31909	308
關山村(溝仔尾)	4844	279.7	289	287.03	287.25	1.75	0.22	288.78	5822.09	6692.96	4.91	5.28	33056	390
甲仙(四德巷)	1957	252.9	270	260.61	260.89	9.11	0.28	269.72	6291.51	7138.32	5.45	5.89	35943	195
甲仙	790	239.3	257	246.72	246.99	10.01	0.27	256.73	6291.06	7132.53	5.76	6.06	37110	340

表 5-3.9 潰壩延時 10 分鐘下旗山溪下游聚落安全檢核表

災害潛勢地區	斷面	河床高程	部落高程	水位(50年頻率)	水位(10min)	出水高(10min)	潰壩增加高度(10min)	臨界水位(10min)	最大流量(50年頻率)	最大流量(10min)	最大流速(50年頻率)	最大流速(10min)	距堰塞湖距離	河寬
達卡努瓦村(帖布帖開下游)	32677	656.9	669	664.96	665.72	3.28	0.76	668.24	3613.38	6315.89	7.24	8.94	5223	290
達卡努瓦村	31590	635.3	701	640.68	641.49	59.51	0.81	700.19	3613.18	6212.67	6.42	8.09	6310	274
達卡努瓦村(達卡努瓦對岸)	30789	618.9	631	624.31	625.82	5.18	1.51	629.49	3613.04	6133.9	10.57	13.08	7111	93
達卡努瓦村(民生橋上游)	29769	598.2	611	603.85	605.32	5.68	1.47	609.53	3781.58	6220.82	8.35	10.24	8131	112
達卡努瓦村(民生橋下游)	29160	588.8	604	595.63	597.48	6.52	1.85	602.15	3887.97	6265.61	12.55	15.34	8740	70
瑪雅村(民權橋上游)	27423	564.1	600	569.78	571.22	28.78	1.44	598.56	3887.67	6139.58	8.52	9.94	10477	116
瑪雅村(瑪雅對岸)	25545	540.6	556	545.88	547.03	8.97	1.15	554.85	4167.09	6283.99	9.01	10.69	12355	123
瑪雅村(那多羅薩溪北)	24728	531.4	540	536.5	537.57	2.43	1.07	538.93	4166.94	6223.65	6.27	7.12	13172	270
南沙魯村	23108	519.5	550	526.99	528.13	21.87	1.14	548.86	4487.02	6246.57	2.44	2.81	14792	380
南沙魯村(越域引水)	22480	510.8	521	518.26	518.85	2.15	0.59	520.41	4486.99	6209.55	6.97	7.86	15420	266
五里埔	10513	348	436	354.86	355.36	80.64	0.5	435.5	5534.19	6943.73	4.72	5.06	27387	420
小林村(南光)	8785	327.9	337	333.31	333.67	3.33	0.36	336.64	5829.69	7212.95	5.98	6.52	29115	371
小林村(北勢巷)	5991	292.5	301	299.04	299.64	1.36	0.6	300.4	5828.67	7131.9	5	5.17	31909	308
關山村(溝仔尾)	4844	279.7	289	287.03	287.38	1.62	0.35	288.65	5822.09	7103.33	4.91	5.4	33056	390
甲仙(四德巷)	1957	252.9	270	260.61	261.02	8.98	0.41	269.59	6291.51	7501.29	5.45	6.06	35943	195
甲仙	790	239.3	257	246.72	247.10	9.90	0.38	256.62	6291.06	7482.93	5.76	6.17	37110	340

瑪雅村為那瑪夏鄉三處主要聚落中部落高程相對較低之聚落，故在此特別提出說明，聚落距離上游堰塞湖 12.4 公里，雖相對高程較低，但與河床相較仍有 16 公尺的高差，表 5-3.10 為瑪雅村不同延時潰壩流量及水位表，圖 5-3.11 至 圖 5-3.13 分別為 HEC-RAS 之最大水位及流速分佈圖、不同潰壩延時之水位及流量歷線圖。潰壩延時 1 小時之最大洪峰時瑪雅村之出水高仍有 9.55 公尺，部落高程足夠，而未潰壩與潰壩後之水位抬升僅 0.57 公尺。潰壩延時改為 5 小時後，抬升水位僅餘 0.15 公尺。由以上可知，潰壩造成水位抬升及流量變大之影響並非該區主要危險潛勢，但該處斷面河道最大流速近每秒 10 公尺，因流速過快，可能造成河岸掏刷問題，建議後續防災工程時需考慮河岸掏刷之影響。

表 5-3.10 瑪雅村不同延時潰壩流量及水位表

天然壩潰決水位分析成果				
潰決延時(hr)	1.0	2.0	5.0	12.0
尖峰水位(m)	546.45	546.29	546.07	545.98
增加水位(m)	0.57	0.37	0.15	0.06
天然壩潰決流量分析成果				
潰決延時(hr)	1.0	2.0	5.0	12.0
尖峰流量(cms)	5164.51	4829.95	4440.18	4271.65
增加流量(cms)	995.23	660.67	270.90	102.37

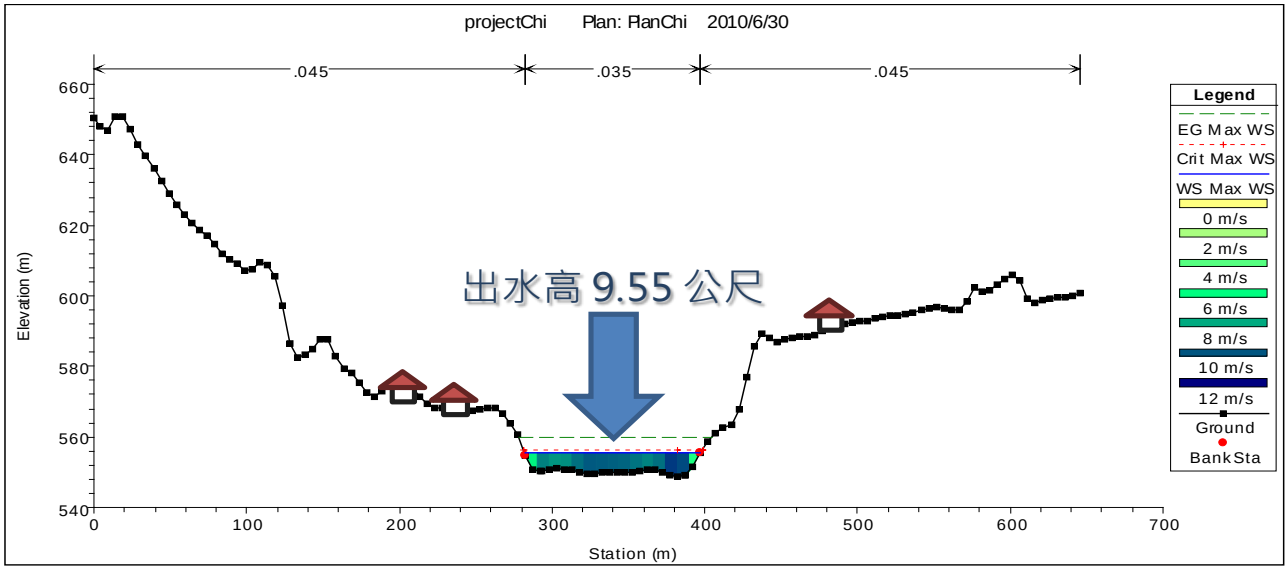


圖 5-3.11 瑪雅村斷面最大水位及其流速分佈圖

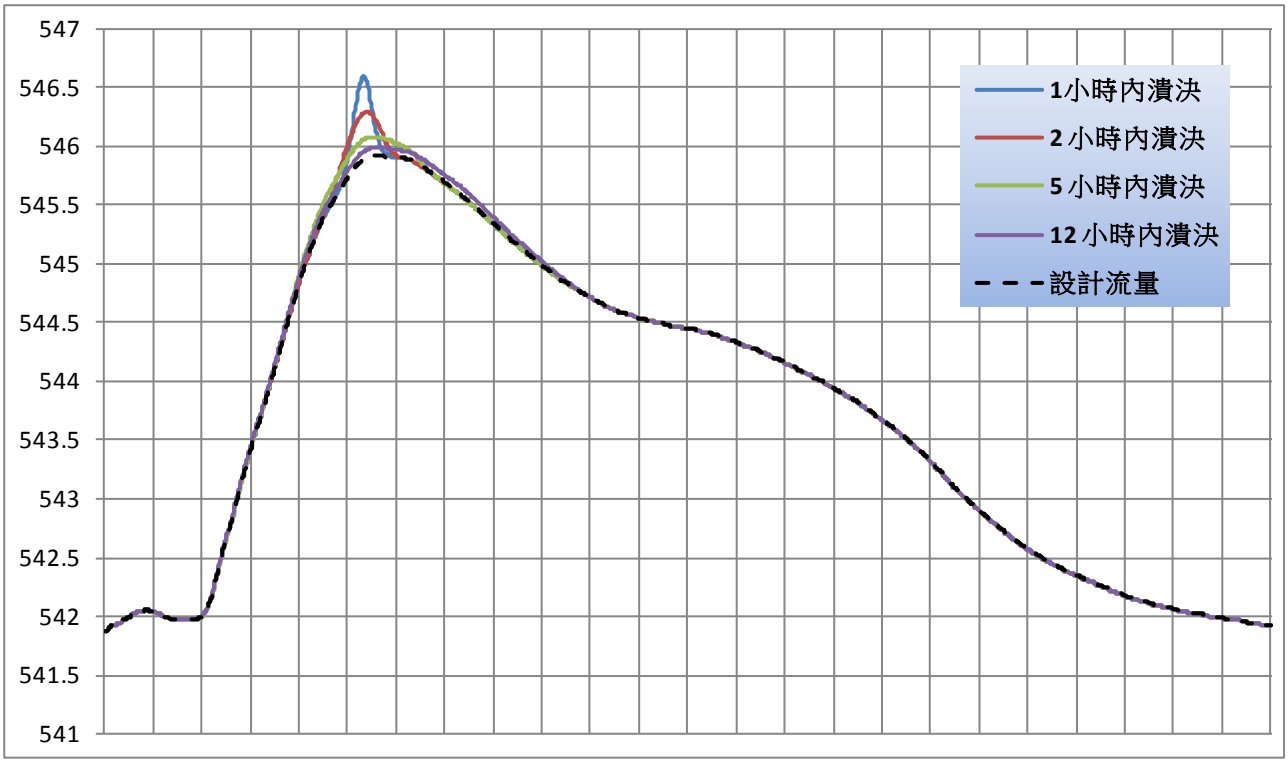


圖 5-3.12 瑪雅村不同潰壩延時之水位歷線圖

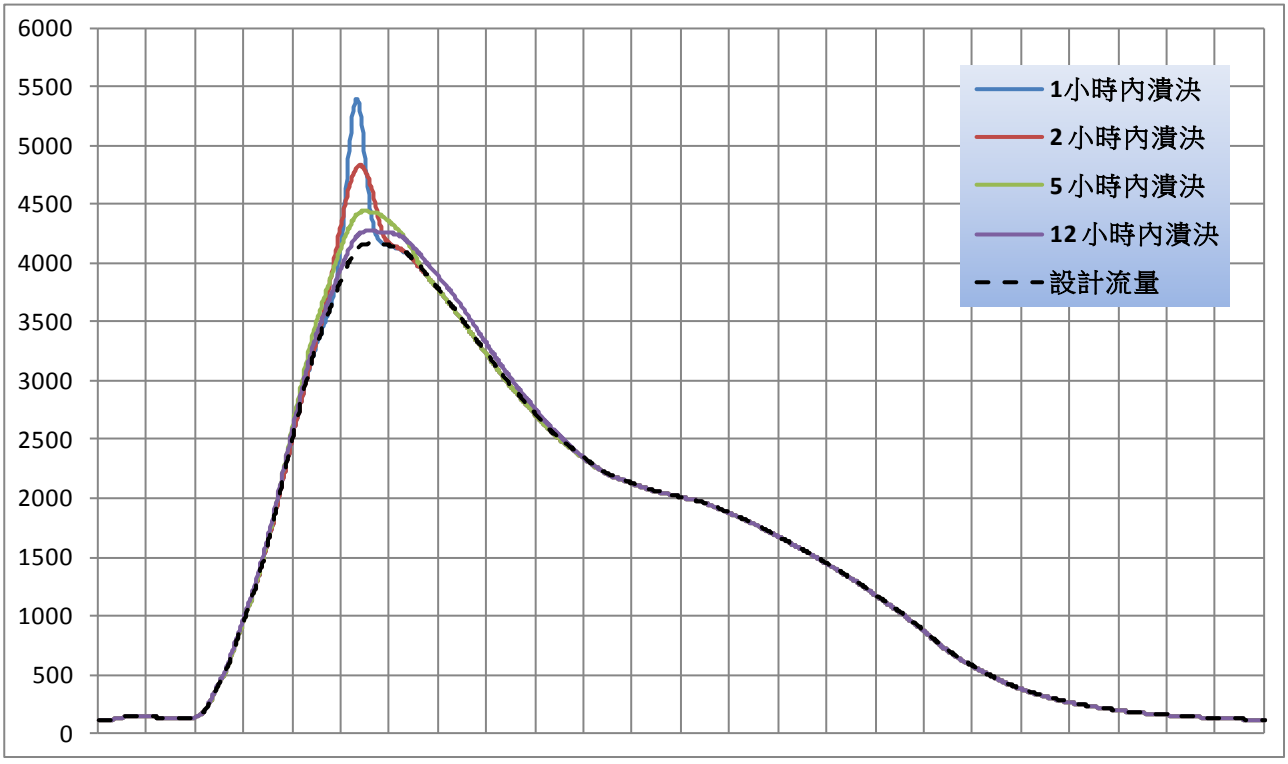


圖 5-3.13 瑪雅村不同潰壩延時之流量歷線圖

南光位於五里埔下游，距離上游堰塞湖 29.1 公里，該處位於河灘地上，故聚落與河岸相對高程較低，約僅 9 公尺，但溪流至該處河道逐漸開闊，影響洪水流至此處時之水位抬升程度，表 5-3.11 為溝仔尾不同延時潰壩流量及水位表，圖 5-3.14 至 圖 5-3.16 分別為 HEC-RAS 之最大水位及流速分佈圖、不同潰壩延時之水位及流量歷線圖。潰壩延時 1 小時之最大洪峰時南光之出水高僅剩 3.45 公尺，居民居住處之高程勉強足夠，而未潰壩與潰壩後之水位僅抬升 0.32 公尺，表示潰壩對於水位抬升影響並不明顯，但水理演算僅計算清水流況，若潰壩發生，則洪水將為高濃度土石流，最高水位可能更加抬高。部落下方多為居民於河灘地上開墾之農地，地勢較居住區域為低，水理演算顯示洪水可能漫過農地，造成財產上之損失。

表 5-3.11 南光不同延時潰壩流量及水位表

天然壩潰決水位分析成果				
潰決延時(hr)	1.0	2.0	5.0	12.0
尖峰水位(m)	333.55	333.38	333.30	333.26
增加水位(m)	0.32	0.15	0.07	0.03
天然壩潰決流量分析成果				
潰決延時(hr)	1.0	2.0	5.0	12.0
尖峰流量(cms)	6765.27	6394.40	6089.78	5934.56
增加流量(cms)	936.56	565.69	261.07	105.85

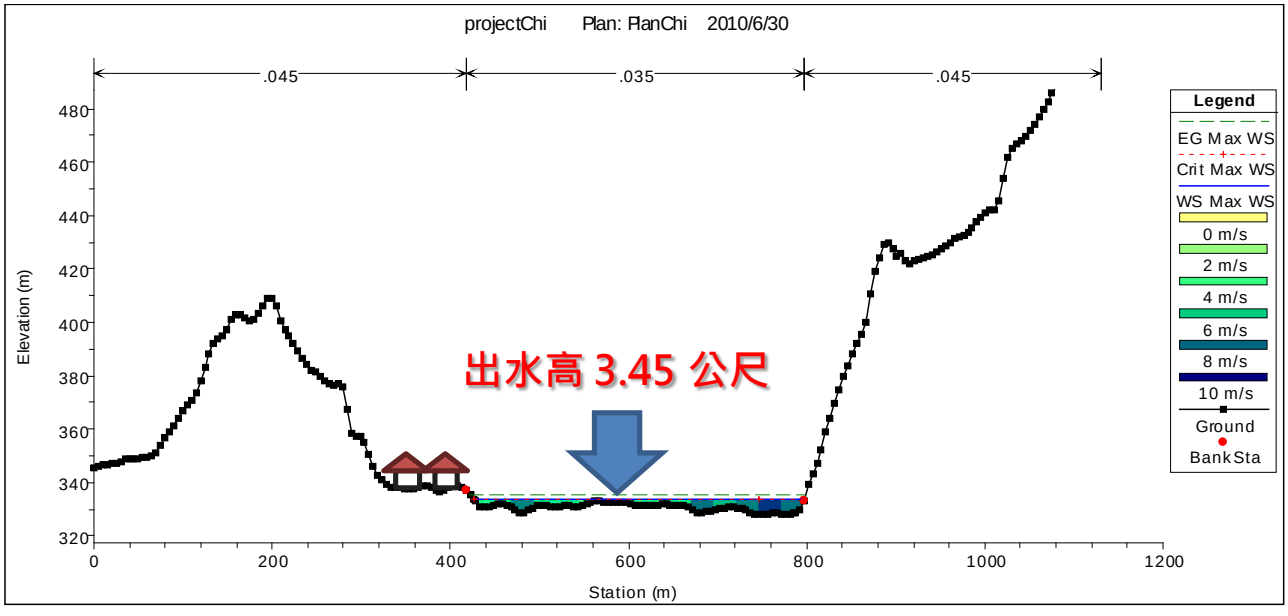


圖 5-3.14 南光斷面最大水位及其流速分佈圖

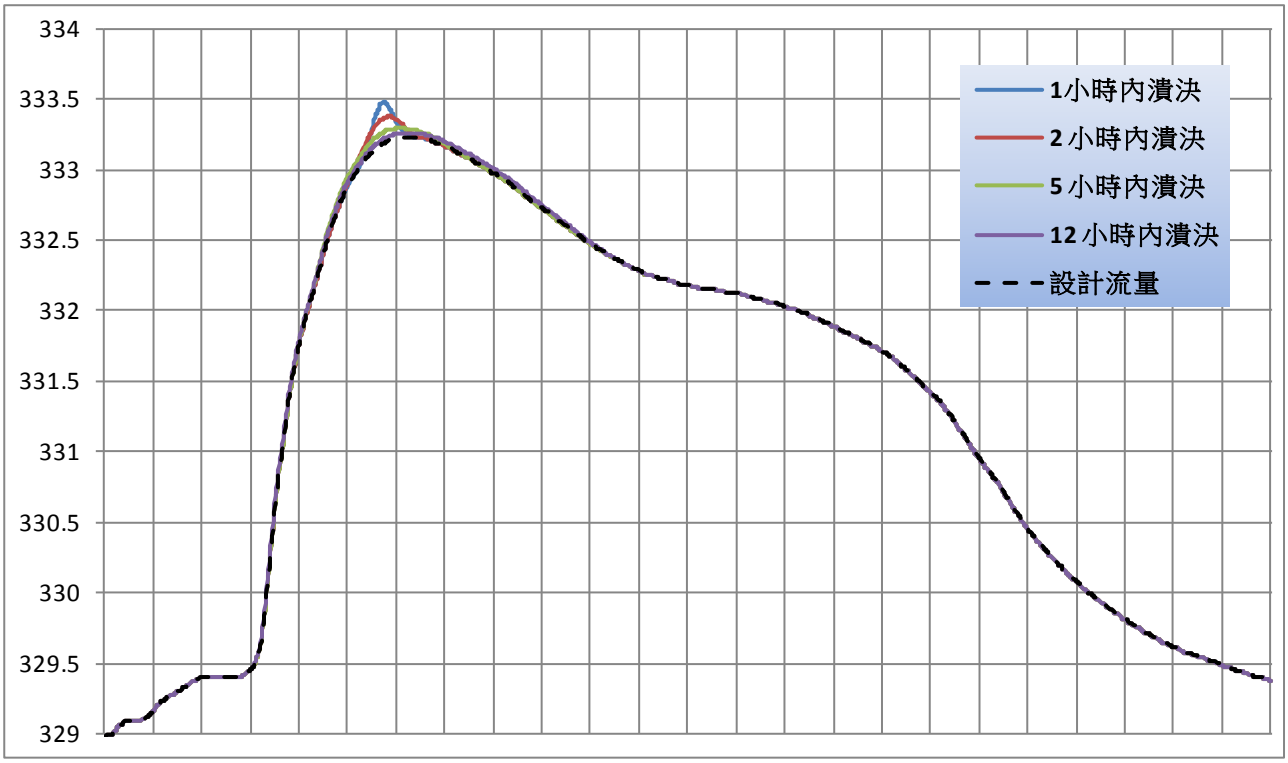


圖 5-3.15 南光不同潰壩延時之水位歷線圖

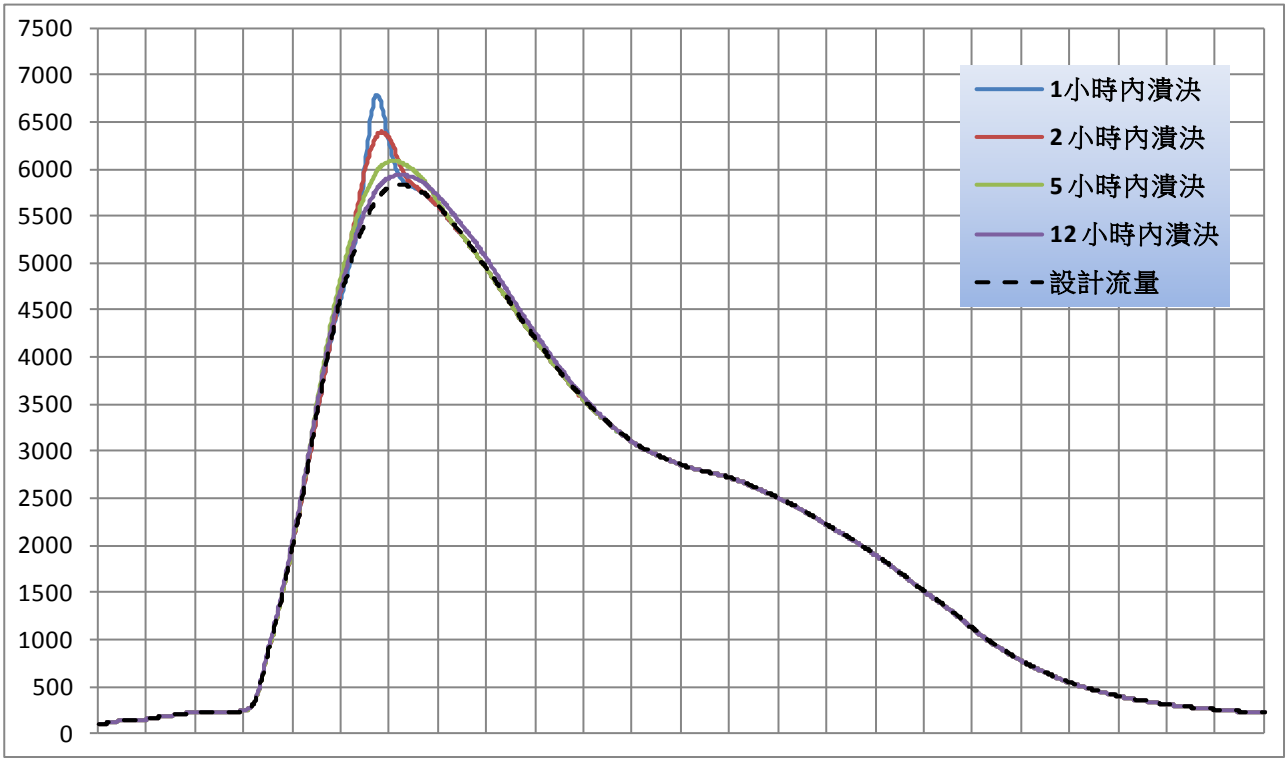


圖 5-3.16 南光不同潰壩延時之流量歷線圖

溝仔尾位於南光與甲仙之間，距離上游堰塞湖 33 公里，該處地勢與南光相似，該處多位於河灘地上，故聚落與河岸相對高程較低，約僅 9 公尺，但旗山溪於該處為寬闊河道，減少洪水至此處時水位抬升程度，表 5-3.12 為溝仔尾不同延時潰壩流量及水位表，圖 5-3.17 至 圖 5-3.19 分別為 HEC-RAS 之最大水位及流速分佈圖、不同潰壩延時之水位及流量歷線圖。潰壩延時 1 小時之最大洪峰時溝仔尾之出水高僅剩 1.75 公尺，居民居住處之高程幾乎已不足，而未潰壩與潰壩後之水位僅抬升 0.51 公尺，表示潰壩對於水位抬升影響並不明顯，但水理演算僅計算清水流況，若潰壩發生，則洪水將為高濃度土石流，最高水位勢必會更加抬高。部落下方多為居民於河灘地上開墾之農地，地勢較居住區域為低，水理演算顯示洪水可能漫過農地，造成財產上之損失。

表 5-3.12 溝仔尾不同延時潰壩流量及水位表

天然壩潰決水位分析成果				
潰決延時(hr)	1.0	2.0	5.0	12.0
尖峰水位(m)	287.25	286.92	286.82	286.77
增加水位(m)	0.51	0.18	0.08	0.03
天然壩潰決流量分析成果				
潰決延時(hr)	1.0	2.0	5.0	12.0
尖峰流量(cms)	6692.96	6386.50	6087.51	5933.79
增加流量(cms)	865.06	558.60	259.61	105.89

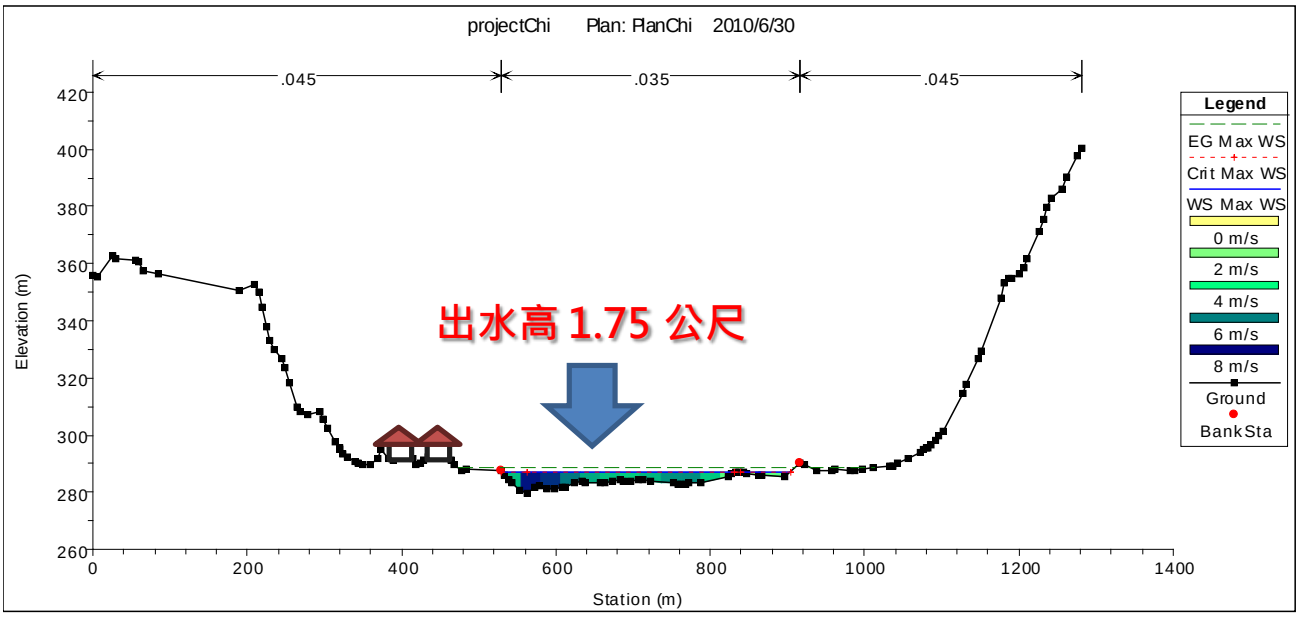


圖 5-3.17 溝仔尾斷面最大水位及其流速分佈圖

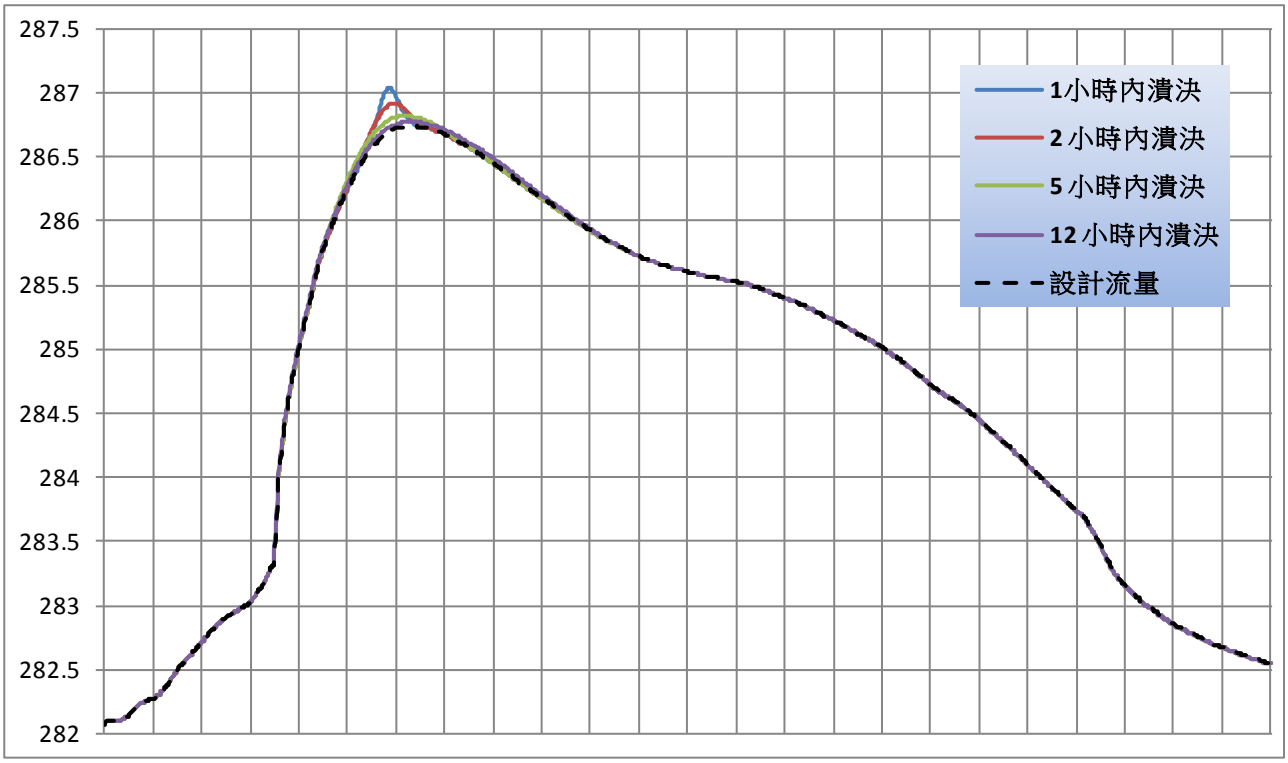


圖 5-3.18 溝仔尾不同潰壩延時之水位歷線圖

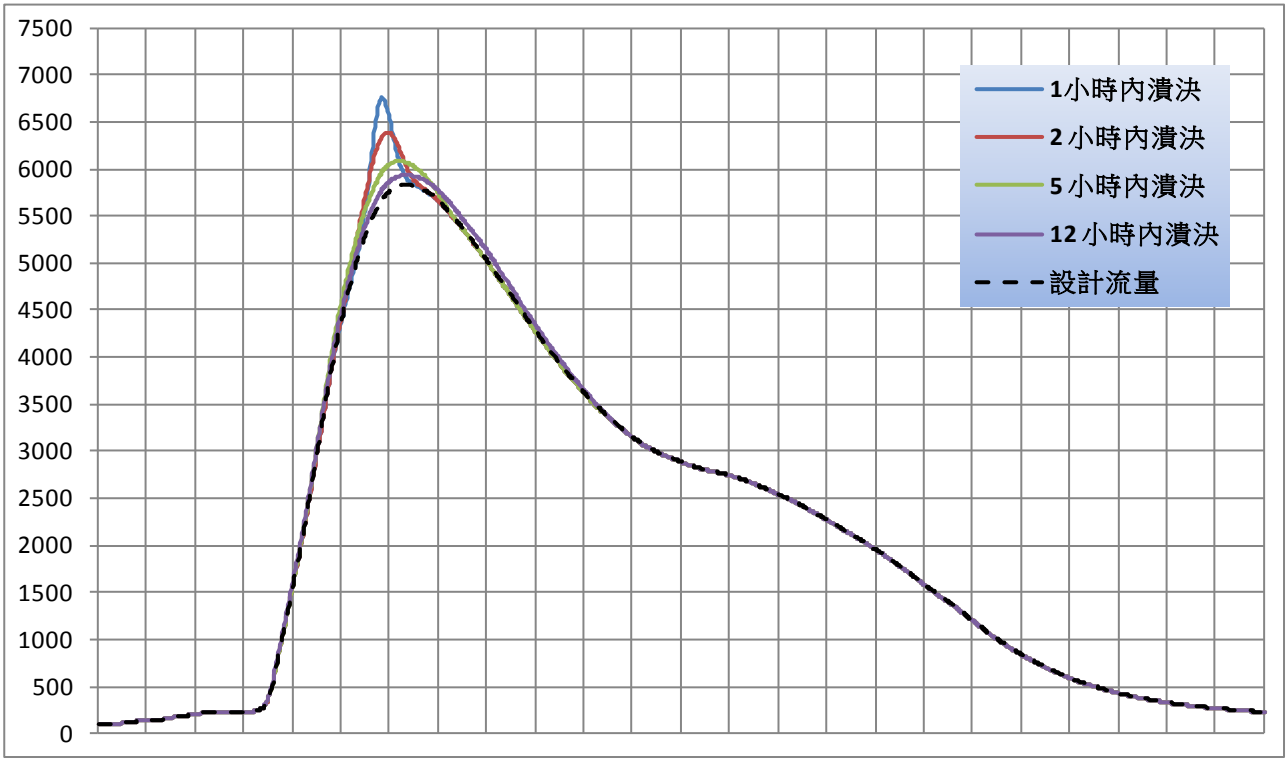


圖 5-3.19 溝仔尾不同潰壩延時之流量歷線圖

5-3.3 影響範圍評估

旗山溪沿岸有眾多居民散居其中，由 4-5 節 保全對象調查成果，自堰塞湖至甲仙間，共有九處主要聚落，由上游而下游為：達卡努瓦村(民生)、瑪雅村(民權村)、南沙魯村(民族)、小林、五里埔、南光、十八灣、溝仔尾、甲仙，而各主要聚落間亦有散戶散居其中。

依據 50 年暴雨頻率及堰塞湖極端潰壩條件之水理演算，進行下游社區安全性評估，並配合現地調查、遙測影像判釋分析及門牌系統，針對旗山溪堰塞湖下游沿線達卡努瓦村(民生)至甲仙區段間可能受堰塞湖潰決洪水影響之災害潛勢區域進行分析及劃定建議，作為未來暴雨或颱洪期間執行疏散撤離之參考，保全住戶表列如 附錄六。

因旗山溪集水區形狀狹長，難以用一張全圖說明目前情況，故將旗山溪建議防災警戒範圍分為六個區塊，如 圖 5-3.20 及 圖 5-3.21 所示，圖 5-3.20 中包含三處區塊，分別為 **I.** 達卡努瓦村(民生村)、**II.** 瑪雅村(民權村)、**III.** 南沙魯村(民族村)，圖 5-3.21 亦有三處區塊，包含 **IV.** 五里埔、**V.** 南光、十八彎及溝仔尾、**VI.** 甲仙。另表列各區塊之資料如 表 5-3.13 所示，相關成果說明如後。

表 5-3.13 潛勢區域總表

區塊	編號	災害潛勢地區	河床高程	部落高程	水位(50年頻率)	水位(10min)	出水高(10min)	最大流量(50年頻率)	最大流量(10min)	最大流速(50年頻率)	最大流速(10min)	保全住戶數	距堰塞湖距離	河寬
I	a	達卡努瓦村(帖布帖開下游)	656.9	669	664.96	665.72	3.28	3613.38	6315.89	7.24	8.94	1	5223	290
	b	達卡努瓦村(達卡努瓦對岸)	618.9	631	624.31	625.82	5.18	3613.04	6133.9	10.57	13.08	2	7111	93
	c	達卡努瓦村(民生橋上游)	598.2	611	603.85	605.32	5.68	3781.58	6220.82	8.35	10.24	2	8131	112
	d	達卡努瓦村(民生橋下游)	588.8	604	595.63	597.48	6.52	3887.97	6265.61	12.55	15.34	4	8740	70
II	a	瑪雅村(民權橋上游)	564.1	600	569.78	571.22	28.78	3887.67	6139.58	8.52	9.94	2	10477	116
	b	瑪雅村(瑪雅村與瑪雅對岸)	540.6	556	545.88	547.03	8.97	4167.09	6283.99	9.01	10.69	12	12355	123
	c	瑪雅村(那多羅薩溪北)	531.4	540	536.5	537.57	2.43	4166.94	6223.65	6.27	7.12	9	13172	270
III	a	南沙魯村	519.5	550	526.99	528.13	21.87	4487.02	6246.57	2.44	2.81	133	14792	380
	b	南沙魯村(越域引水)	510.8	521	518.26	518.85	2.15	4486.99	6209.55	6.97	7.86	1	15420	266
IV		五里埔	348	436	354.86	355.36	80.64	5534.19	6943.73	4.72	5.06	0	27387	420
V	a	小林村(南光)	327.9	337	333.31	333.67	3.33	5829.69	7212.95	5.98	6.52	18	29115	371
	b	小林村(十八彎與北勢巷)	292.5	301	299.04	299.64	1.36	5828.67	7131.9	5	5.17	9	31909	308
	c	關山村(溝仔尾)	279.7	289	287.03	287.38	1.62	5822.09	7103.33	4.91	5.4	6	33056	390
VI	a	甲仙(四德巷)	252.9	270	260.61	261.02	8.98	6291.51	7501.29	5.45	6.06	11	35943	195
	b	甲仙	239.3	257	246.72	247.10	9.90	6291.06	7482.93	5.76	6.17	33	37110	340

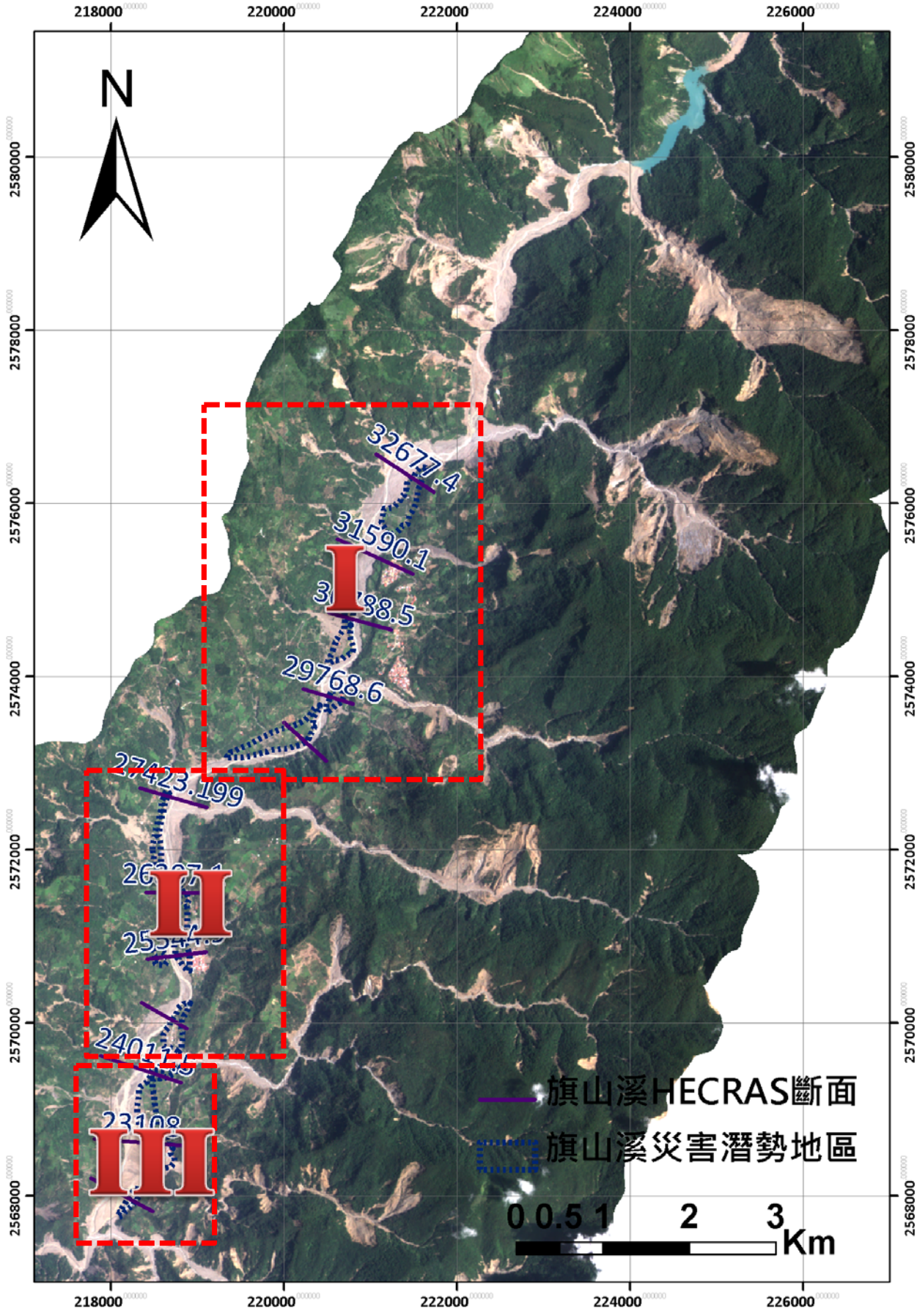


圖 5-3.20 旗山溪堰塞湖警戒範圍劃定分布圖(上半部)

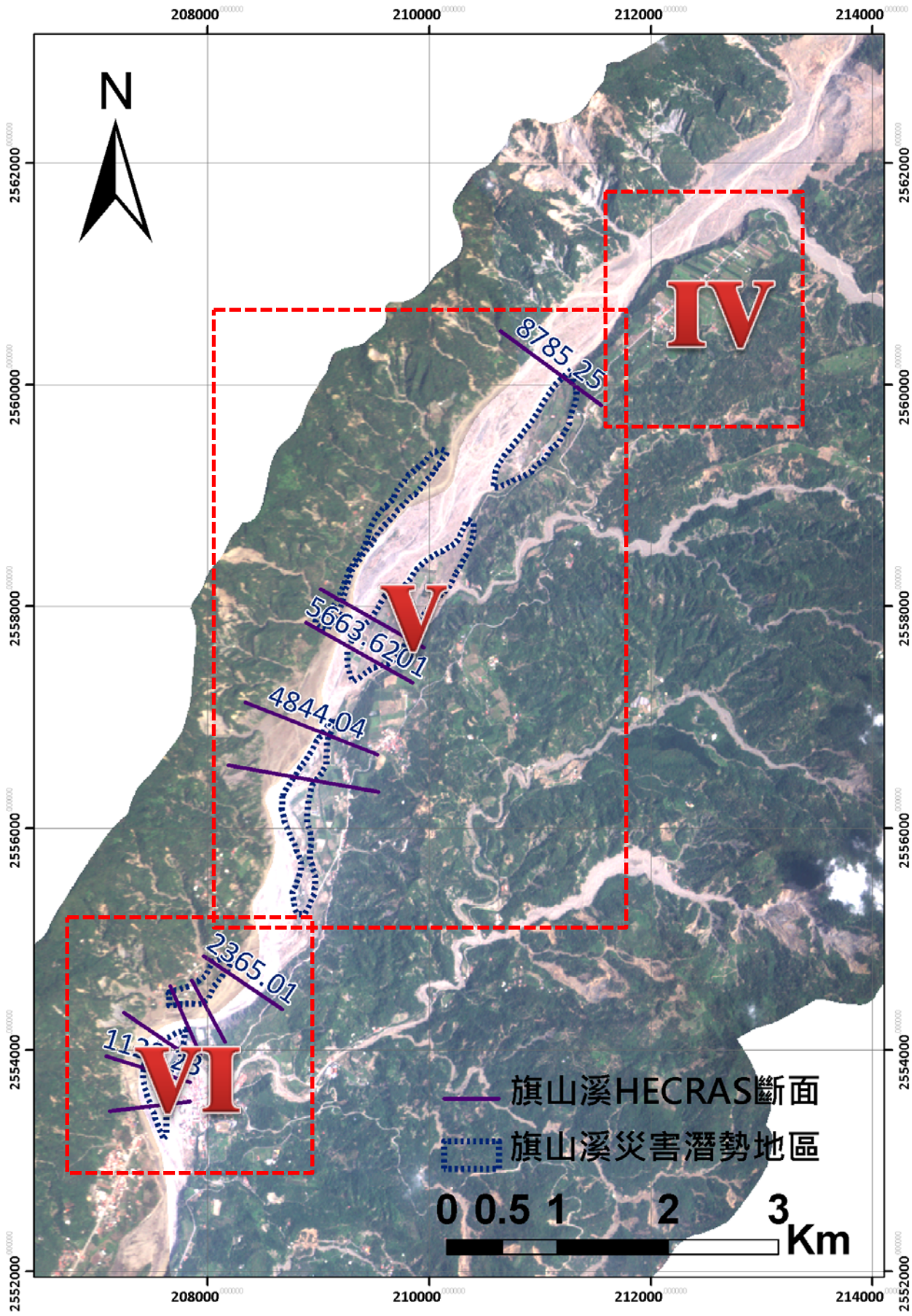


圖 5-3.21 旗山溪堰塞湖警戒範圍劃定分布圖(下半部)

▌、達卡努瓦村(民生村)：村落潰壩危險潛勢區域如 圖 5-3.22 所示，達卡努瓦村為旗山溪最上游之聚落，主要聯外道路為民生橋，於莫拉克風災被洪水沖毀，目前已於河床上搭建鋼骨便橋供車輛通行，主要聚落距離河床高程高達 60 公尺，並無受洪水災害影響之虞，此區段主要影響區域為鄰近河岸，位處低位河階之散戶，於區塊▌中，共圈選四處危險潛勢區域，依地域取名為 達卡努瓦村(帖布帖開溪前)、達卡努瓦村(達卡努瓦對岸)、達卡努瓦村(民生橋後) 及 達卡努瓦村(民生橋前)，並分別設定其編號為 ▌a、▌b、▌c及▌d。

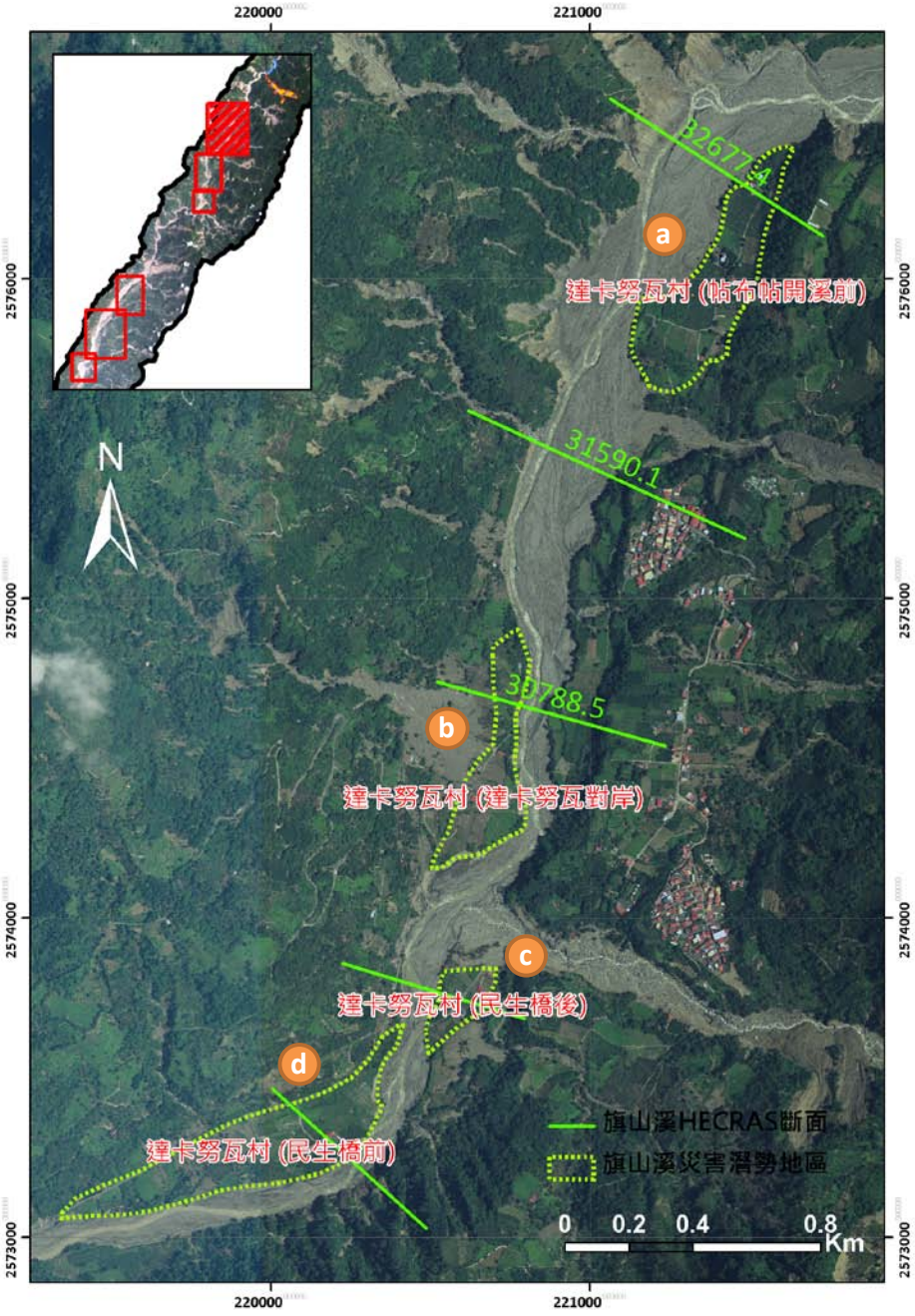


圖 5-3.22 達卡努瓦村危險潛勢區域範圍圖

▮a、達卡努瓦村(帖布帖開溪下游)

此區位於達卡努瓦村主要聚落上游，有幾戶散戶散居其間，上游為旗山溪主流與支流帖布帖開溪交會處 (圖 5-3.23)。目前此區段於 50 年暴雨頻率流量，並以極端潰壩條件下進行水理演算，部落出水高仍有 3.28 公尺 (圖 5-3.24)，潰壩洪峰水位仍低於保全住戶所處位置，但因部分住戶位置緊臨河道，河岸可能因洪水淘刷影響保全對象安全性，且上游帖布帖開溪集水區發生大範圍崩塌，河道仍堆積大量土砂材料，未來如遇豪雨或颱風，土砂可能隨之下移並堆積於下游主河道處，造成主河道高程抬升，出水高相對減低，提高警戒區域洪氾可能性。以門牌系統查詢後成果，此危險潛勢區域僅有一戶保全住戶，現地照片如 圖 5-3.25 至 圖 5-3.26。

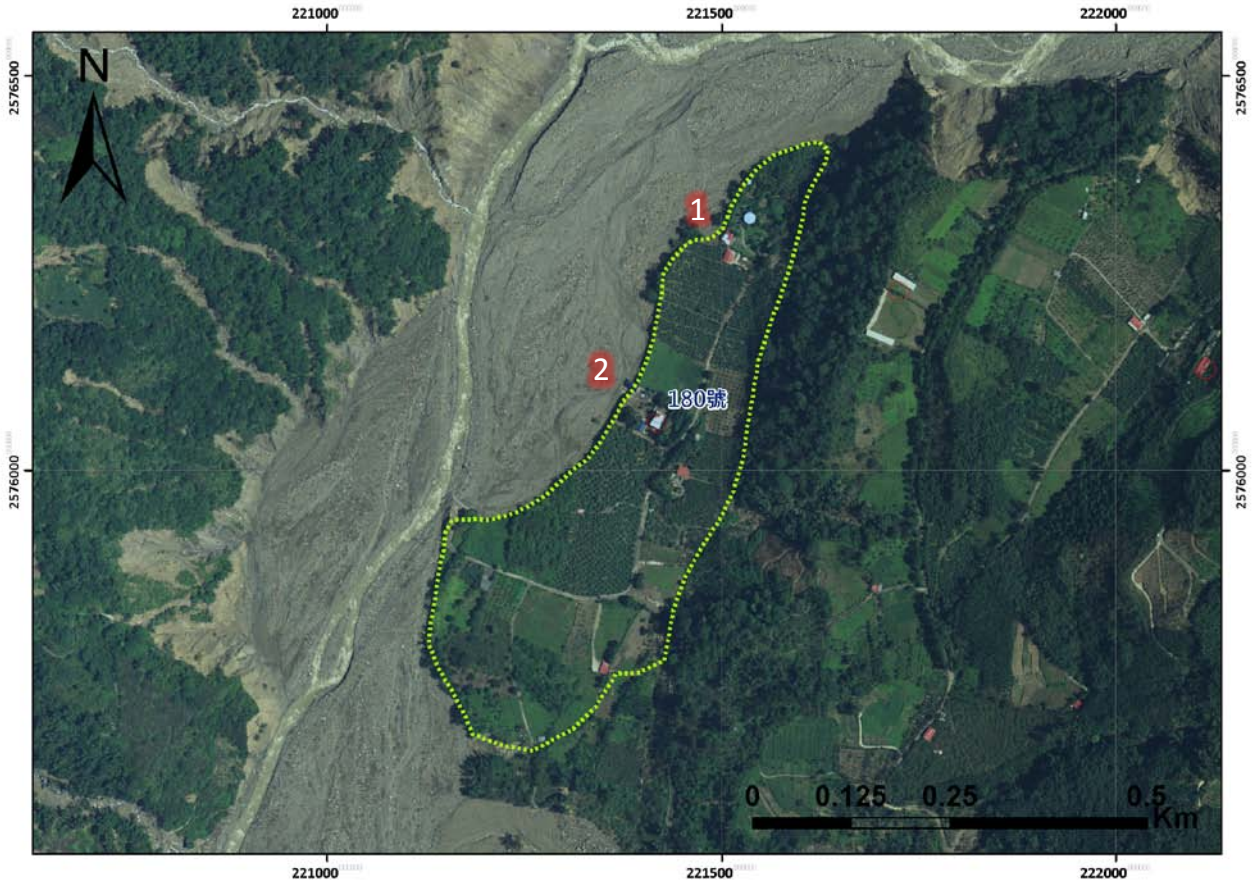


圖 5-3.23 達卡努瓦村(帖布帖開溪下游)危險潛勢區域圖

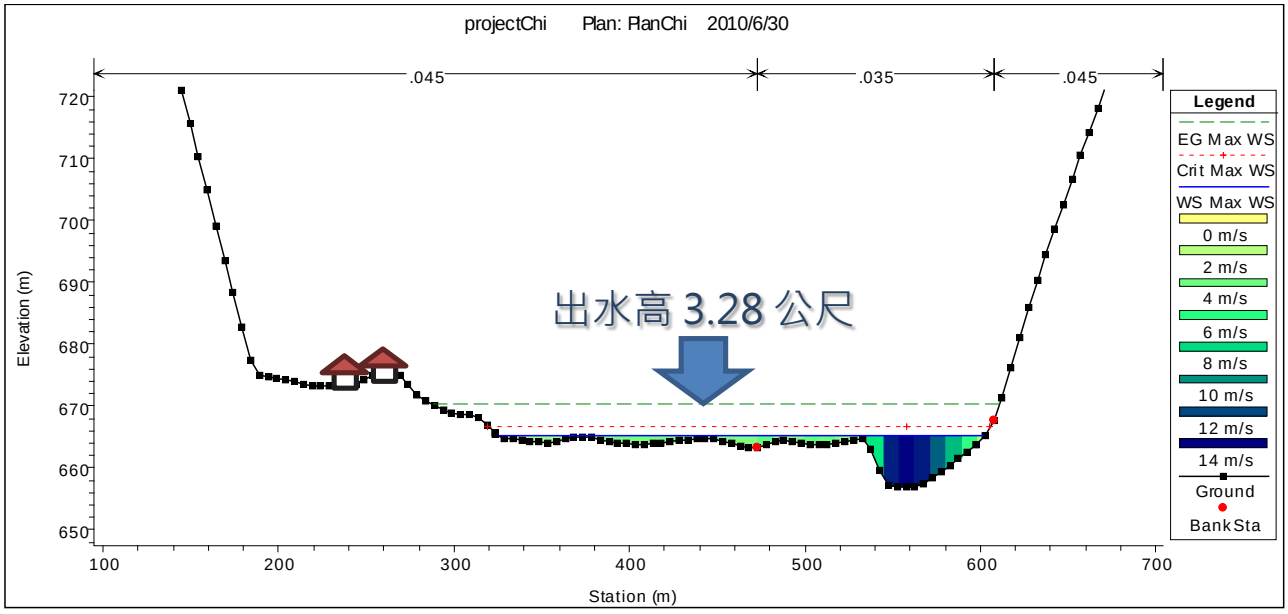


圖 5-3.24 達卡努瓦村(帖布帖開溪下游)水理演算成果



圖 5-3.25 達卡努瓦村(帖布帖開溪下游)現地照片



圖 5-3.26 達卡努瓦村(帖布帖開溪下游)現地照片

▮b、達卡努瓦村(達卡努瓦對岸)

此區位於達卡努瓦村主要聚落對岸，有幾戶散戶散居其間 (圖 5-3.27)。目前此區段於 50 年暴雨頻率流量，並以極端潰壩條件下進行水理演算，部落出水高仍有 5.18 公尺 (圖 5-3.28)，潰壩洪峰水位仍低於保全住戶所處位置，但部分房舍位置緊臨河道，河岸可能因洪水淘刷影響保全對象安全性，

以門牌系統查詢後成果，此危險潛勢區域僅有二戶保全住戶，但由空拍照片可看出，此區尚有其餘房舍。因區域後方野溪於莫拉克風災時發生土石流，土砂流出形成扇狀地並淹沒部份房舍，目前居民居住情形待後續追蹤，現地照片如圖 5-3.29 至圖 5-3.30。

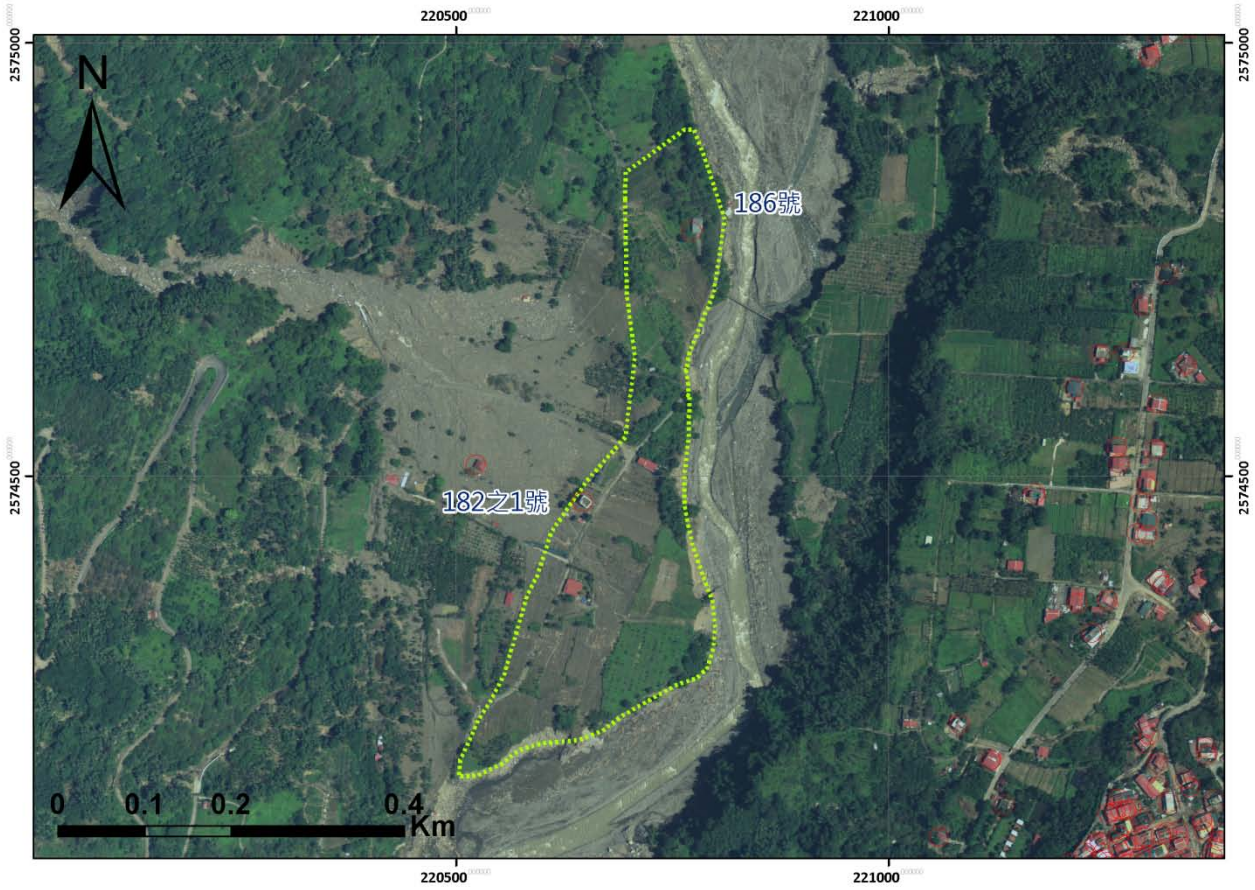


圖 5-3.27 達卡努瓦村(達卡努瓦對岸)危險潛勢區域圖

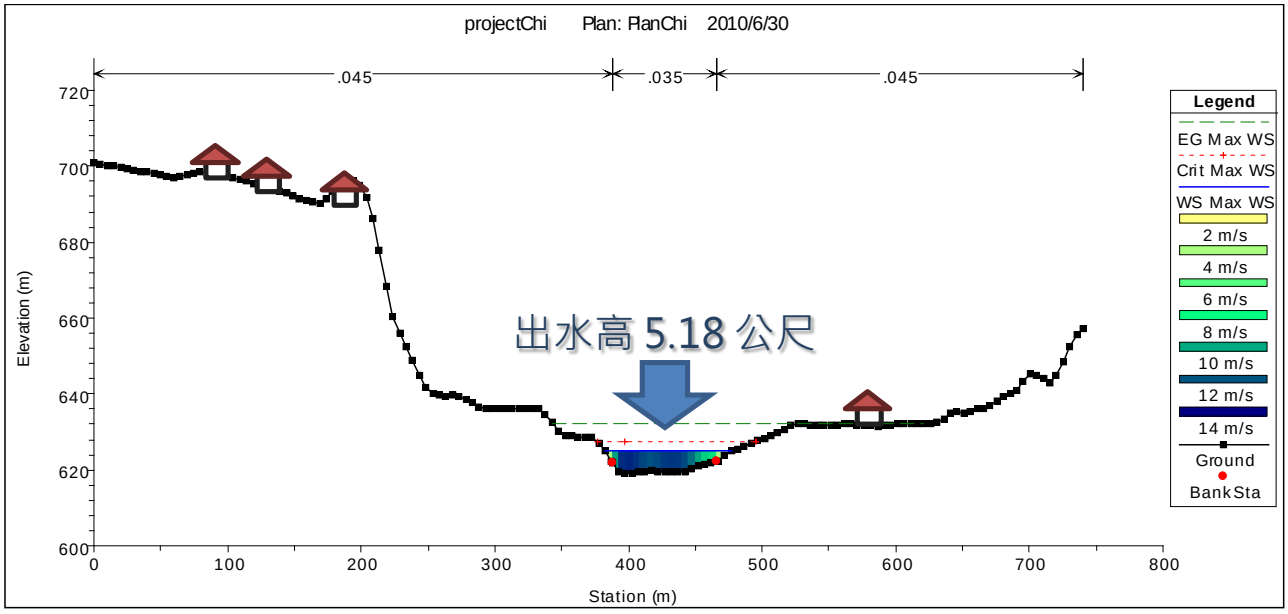


圖 5-3.28 達卡努瓦村(達卡努瓦對岸)水理演算成果



圖 5-3.29 達卡努瓦村(達卡努瓦對岸)現地空拍照片



圖 5-3.30 達卡努瓦村(達卡努瓦對岸)現地空拍照片

■c、■d：達卡努瓦村(民生橋前、後)

此二區位於達卡努瓦村主要聚落下游、二區以民生橋相連，有幾戶散戶散居其間 (圖 5-3.31)。目前此區段於 50 年暴雨頻率流量，並以極端潰壩條件下進行水理演算，部落出水高仍分別有 5.68 及 6.52 公尺 (圖 5-3.32 至 圖 5-3.33)，潰壩洪峰水位仍低於保全住戶所處位置，以門牌系統查詢後成果，民生橋後區域有二戶保全住戶，民生橋前區域有四戶保全住戶，現地空拍照片如 圖 5-3.34 至 圖 5-3.36。

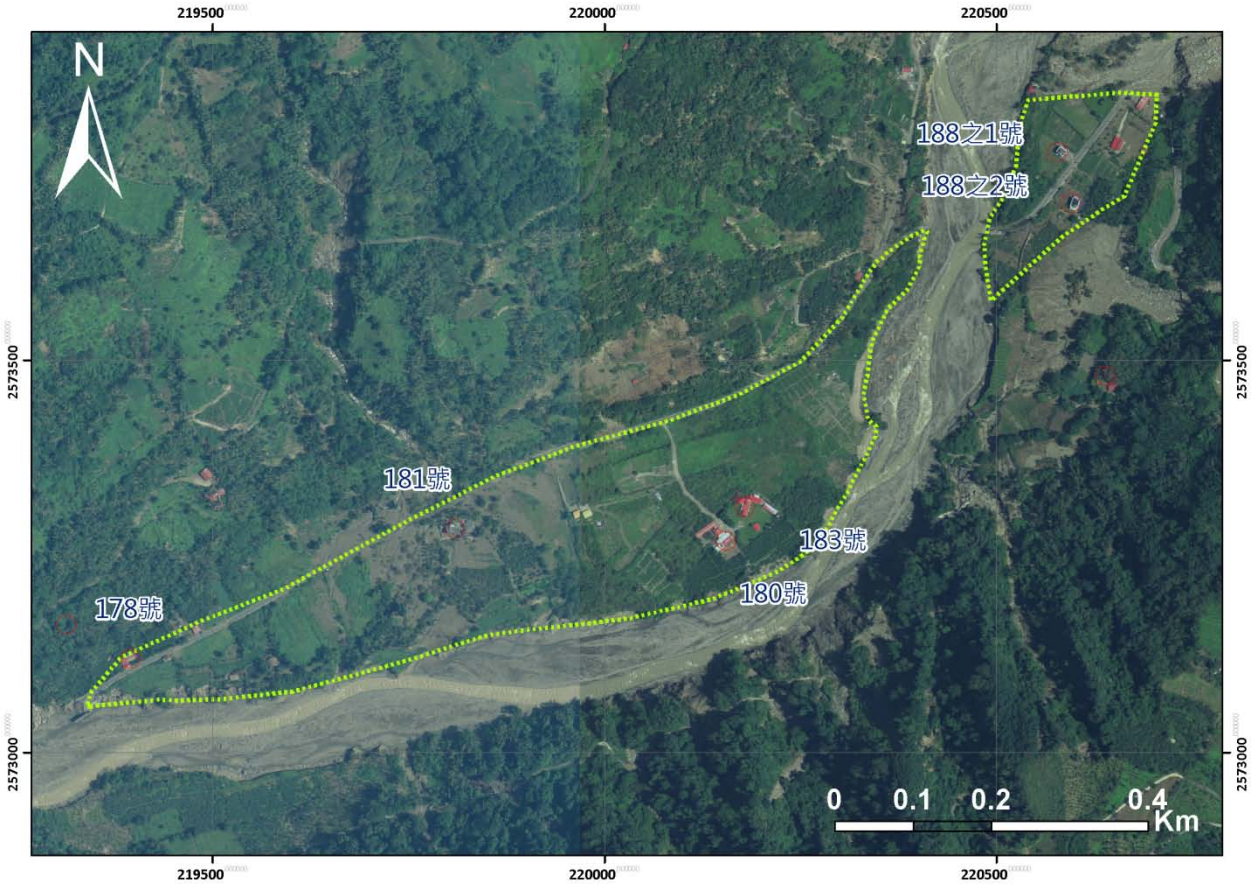


圖 5-3.31 達卡努瓦村(民生橋前、後)危險潛勢區域圖

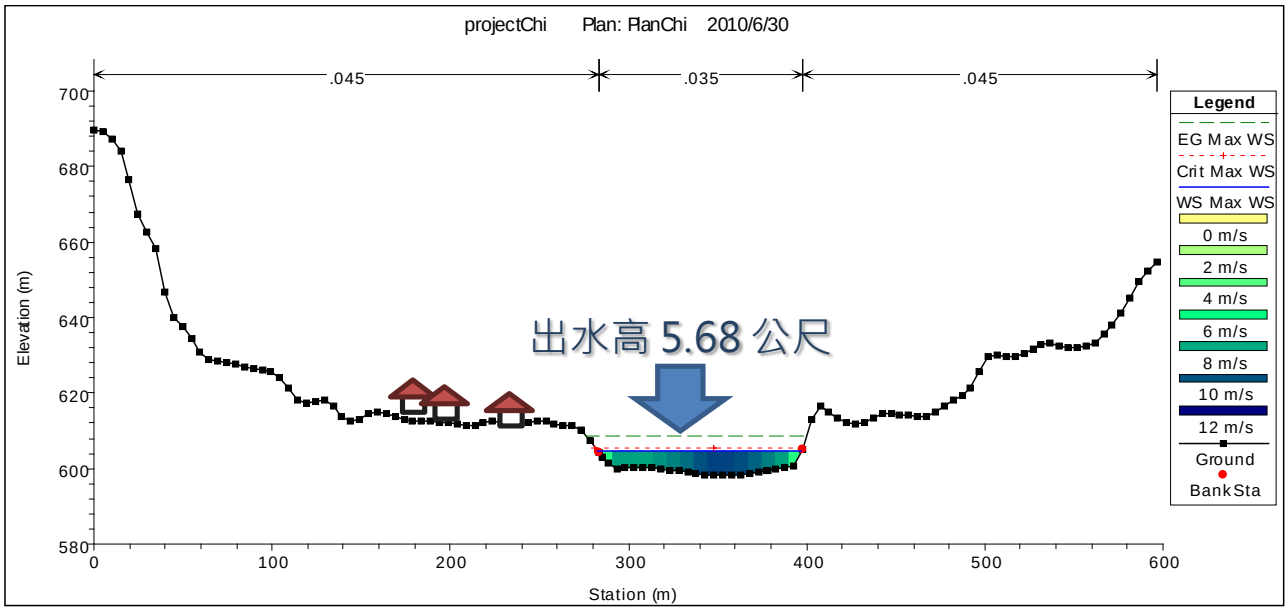


圖 5-3.32 達卡努瓦村(民生橋後)水理演算成果

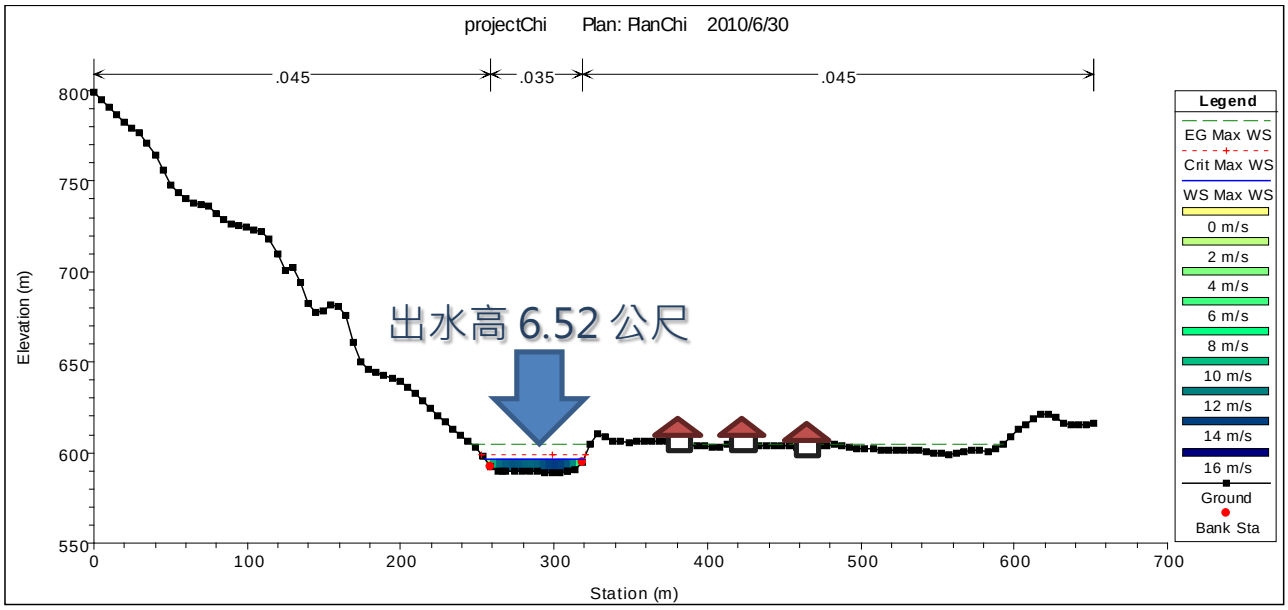


圖 5-3.33 達卡努瓦村(民生橋前)水理演算成果



圖 5-3.34 達卡努瓦村(民生橋後)現地空拍照片



圖 5-3.35 達卡努瓦村(民生橋前)現地空拍照片



圖 5-3.36 達卡努瓦村(民生橋前)現地空拍照片

▮▮、瑪雅村(民權村)：瑪雅村在那瑪夏鄉中位處中間，上游經由民權橋連接達卡努瓦村，主要聚落處地勢較高，無受洪災之疑慮，但周圍仍有散戶居住於較低位之河階地，故於區塊▮▮中，共圈選四處危險潛勢區域，依地域取名為 瑪雅村(民權橋)、瑪雅村、瑪雅村(瑪雅對岸) 及 瑪雅村(那多薩羅溪北)，並分別設定其編號為 ▮▮a、▮▮b、▮▮c及▮▮d。

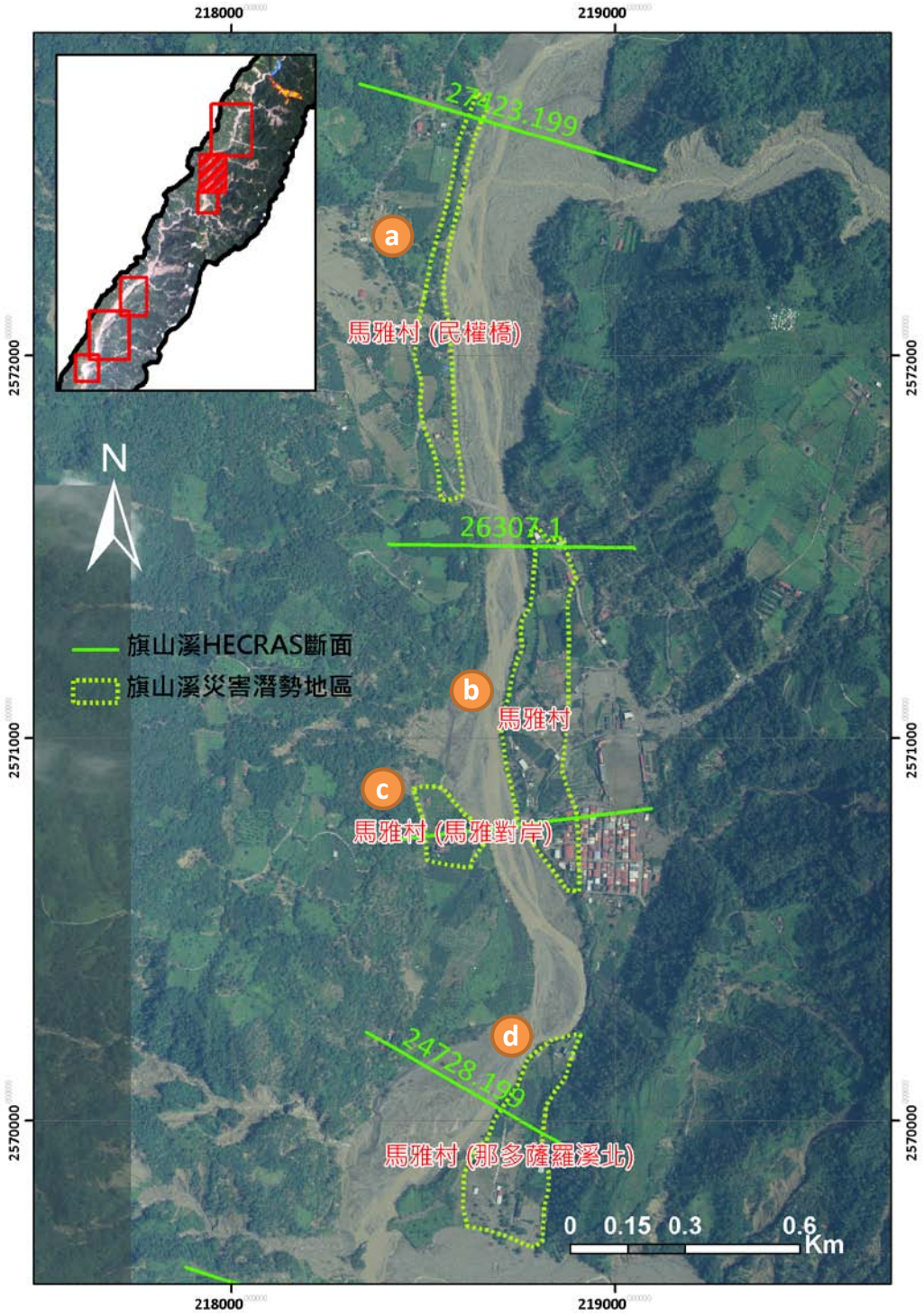


圖 5-3.37 瑪雅村危險潛勢範圍圖

▮▮a：瑪雅村(民權橋)

此區位於瑪雅村主要聚落上游、隔民權橋相對，有幾戶散戶散居其間 (圖 5-3.38)。目前此區段於 50 年暴雨頻率流量，並以極端潰壩條件下進行水理演算，部落出水高仍分別有 28.78 公尺 (圖 5-3.39)，以門牌系統查詢後成果，民權橋區域有二戶保全住戶，現地空拍照片如 圖 5-3.40 至 圖 5-3.41。



圖 5-3.38 瑪雅村(民權橋)危險潛勢區域圖

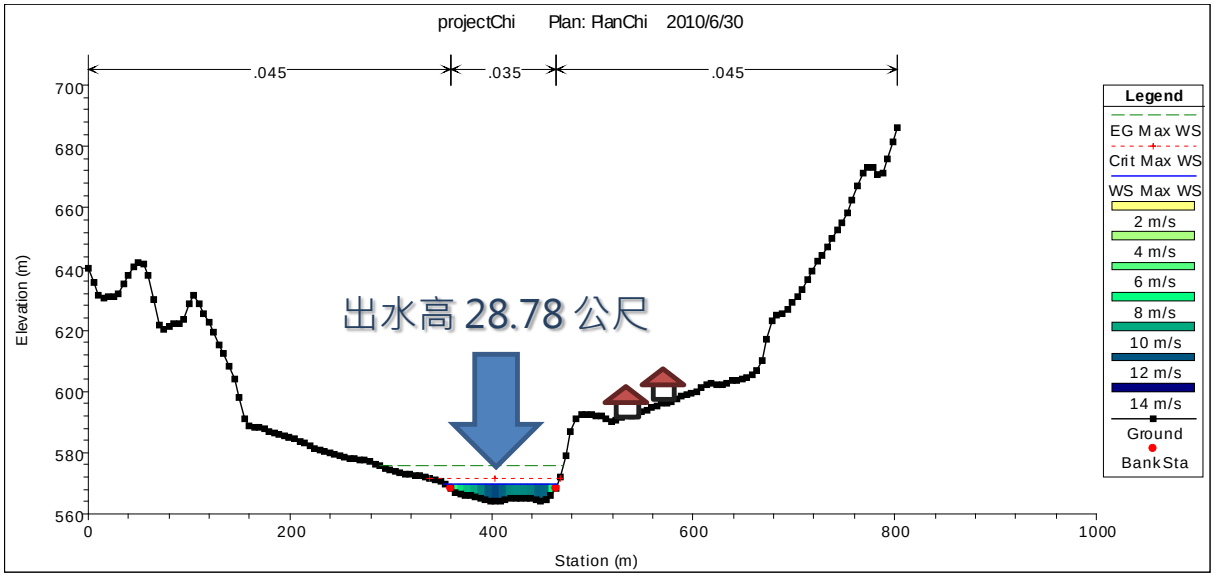


圖 5-3.39 達卡努瓦村(達卡努瓦對岸)水理演算成果



圖 5-3.40 瑪雅村(民權橋)現地空拍照片



圖 5-3.41 瑪雅村(民權橋)現地空拍照片

▮▮b、▮▮c：瑪雅村、瑪雅村(瑪雅對岸)

此區位於瑪雅村主要聚落及對 岸，區域內有幾戶散戶散居其間 (圖 5-3.42)。目前此區段於 50 年暴雨頻率流量，並以極端潰壩條件下進行水理演算，部落出水高仍有 8.97 公尺 (圖 5-3.43)，以門牌系統查詢後成果，瑪雅村區域有九戶保全住戶，瑪雅對岸則有三戶保全住戶，現地及空拍照片如 圖 5-3.44 至圖 5-3.46。

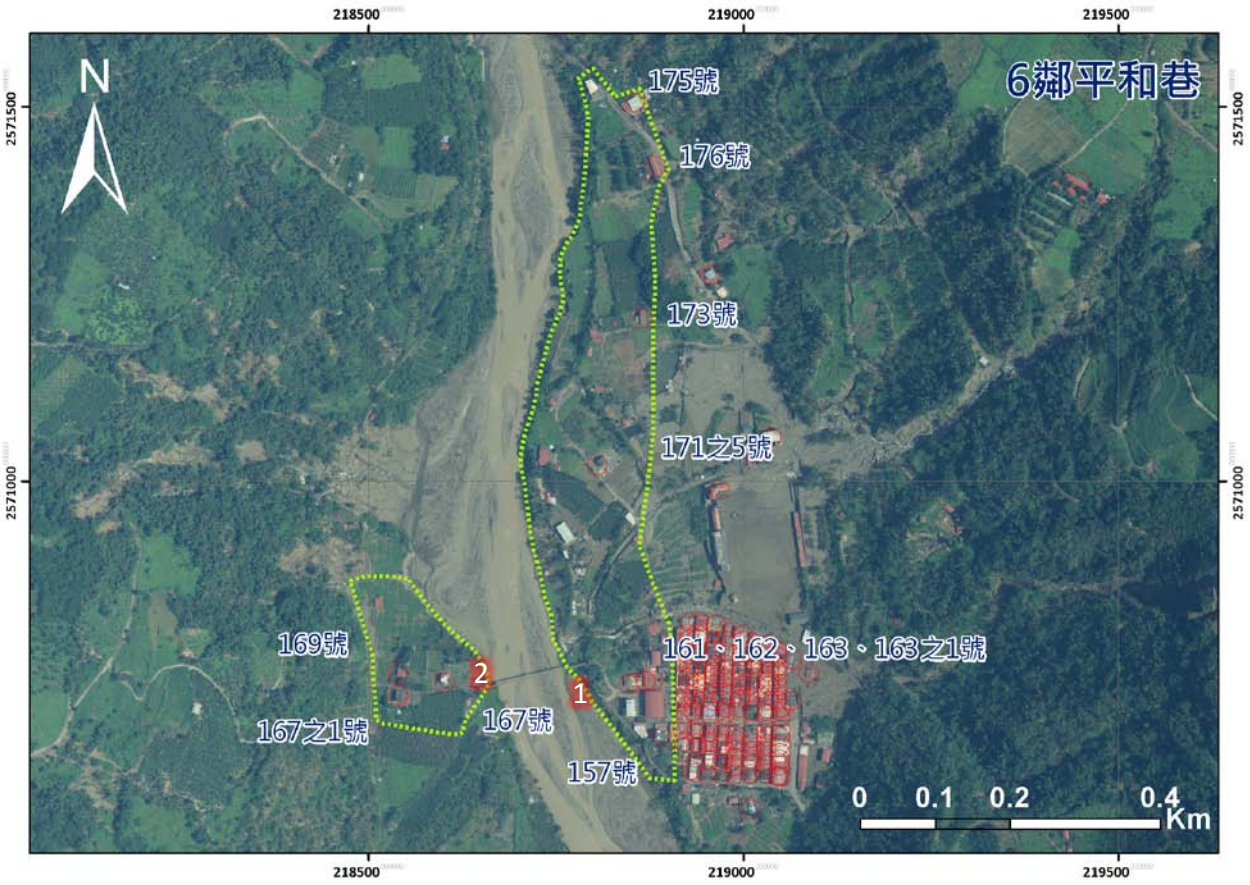


圖 5-3.42 瑪雅村危險潛勢區域圖

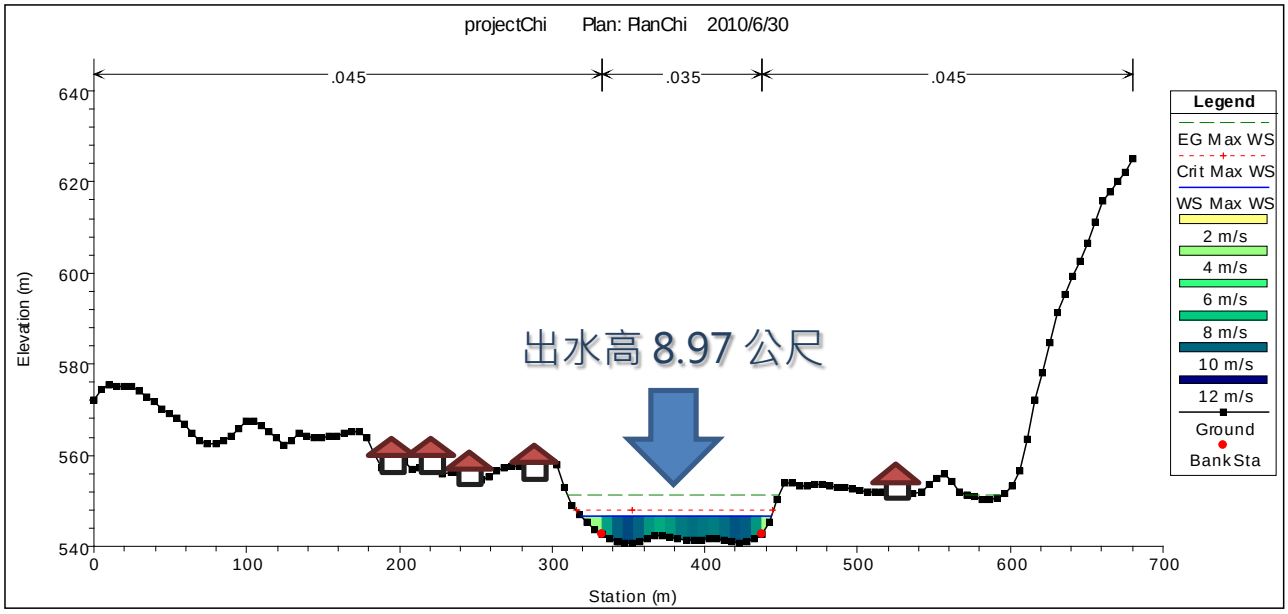


圖 5-3.43 瑪雅村(瑪雅對岸)水理演算成果



圖 5-3.44 瑪雅村現地空拍照片



圖 5-3.45 瑪雅村現地空拍照片



圖 5-3.46 瑪雅村現地照片

▮▮d：瑪雅村(那多羅薩溪北)

此區位於瑪雅村主要聚落下游，幾戶散戶散居其間 (圖 5-3.47)。目前此區段於 50 年暴雨頻率流量，並以極端潰壩條件下進行水理演算，部落出水高仍有 2.43 公尺 (圖 5-3.48)，以門牌系統查詢後成果，此區域有九戶保全住戶，現地空拍照片如 圖 5-3.49 至 圖 5-3.50。

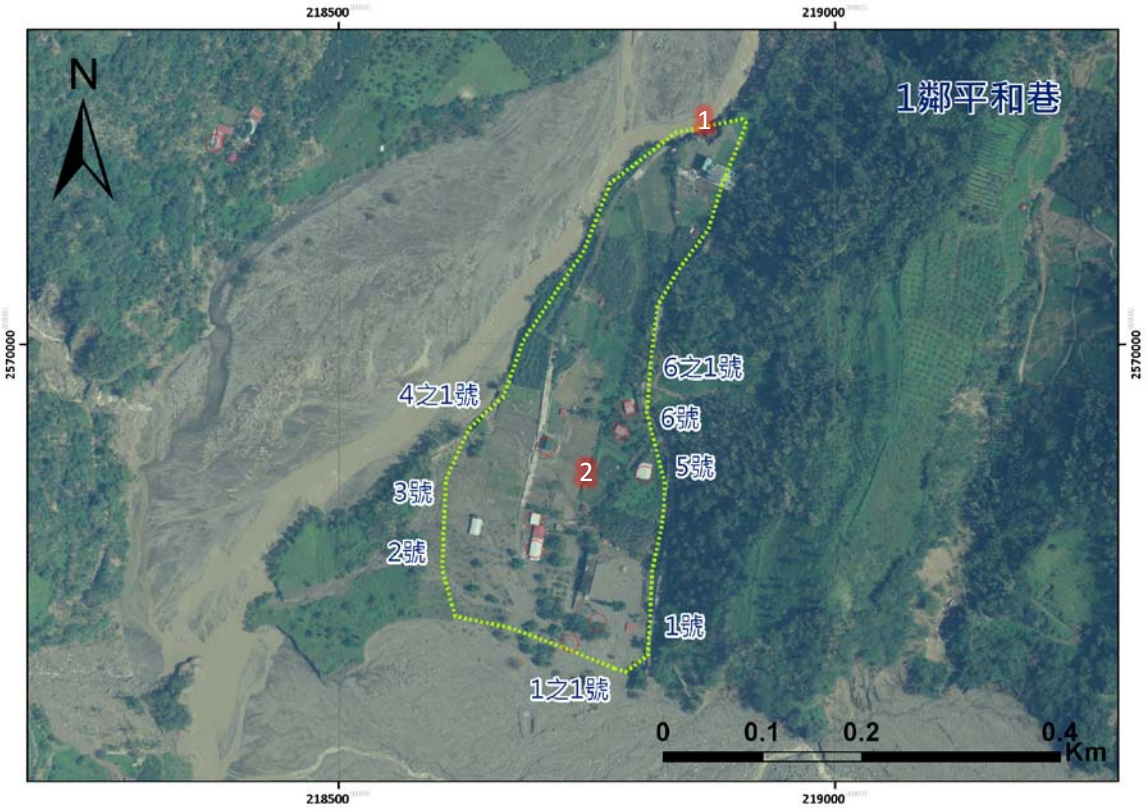


圖 5-3.47 瑪雅村(那多羅薩溪北)危險潛勢區域圖

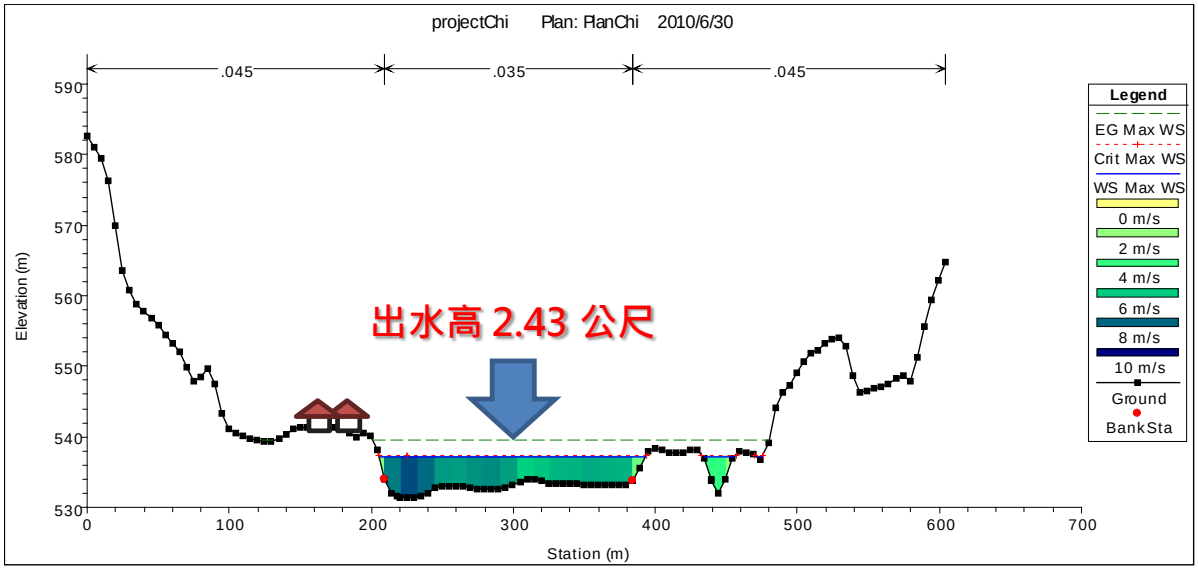


圖 5-3.48 瑪雅村(那多羅薩溪北)水理演算成果



圖 5-3.49 瑪雅村(那多羅薩溪北)現地空拍照片



圖 5-3.50 瑪雅村(那多羅薩溪北)現地空拍照片

▮▮▮、南沙魯村(民族村)：南沙魯村為那瑪夏鄉中最南邊之村落，因主要聚落下游土石流發生大規模土砂運動，故於區塊▮▮▮中，共圈選二處危險潛勢區域，依地域取名為 南沙魯村 及 南沙魯村(越域引水)，並分別設定其編號為▮▮▮a、▮▮▮b。

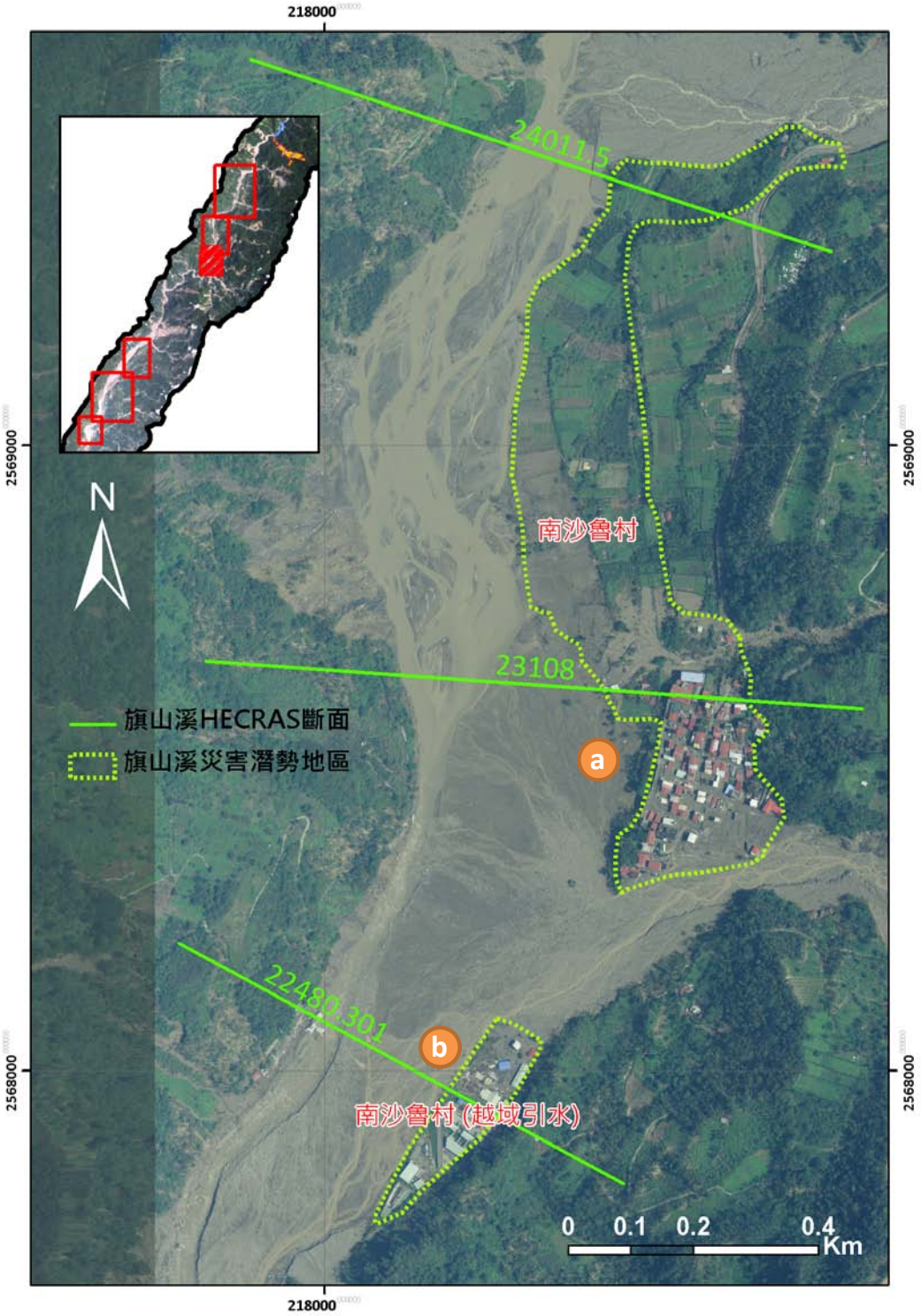


圖 5-3.51 南沙魯村危險潛勢範圍圖

▮▮▮a：南沙魯村

此區為南沙魯村主要聚落及其上游側高攤地，北邊地勢較低，南邊較高，多數居民集居於南側 (圖 5-3.52)。本區上游為旗山溪主流與支流那多羅薩溪交會處，亦即原民族橋橋址。目前此區段於 50 年暴雨頻率流量，並以極端潰壩條件下進行水理演算，部落出水高仍有 21.87 公尺 (圖 5-3.53)，以門牌系統查詢後成果，此危險潛勢區域為全南沙魯村保全住戶，現地照片如 圖 5-3.54 至 圖 5-3.55 所示。

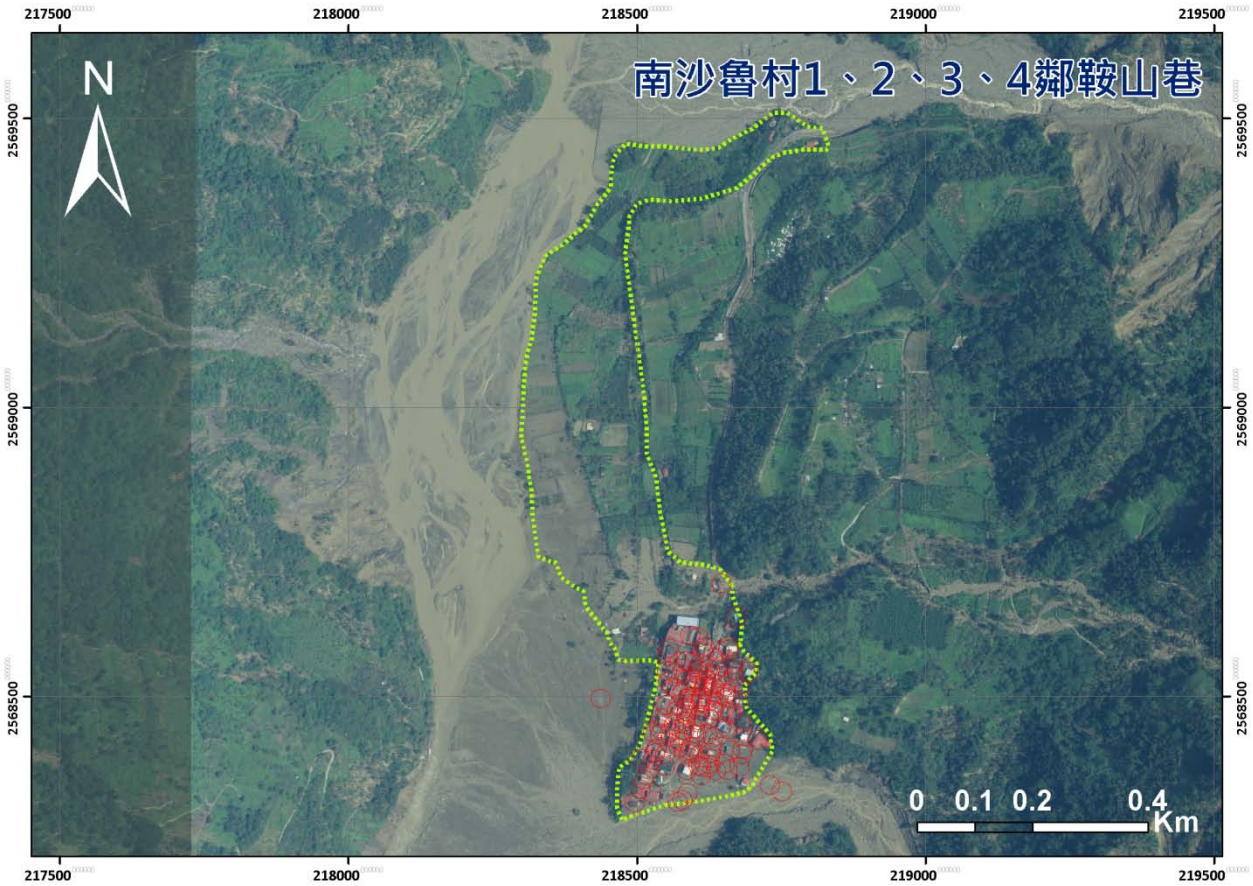


圖 5-3.52 南沙魯村危險潛勢區域圖

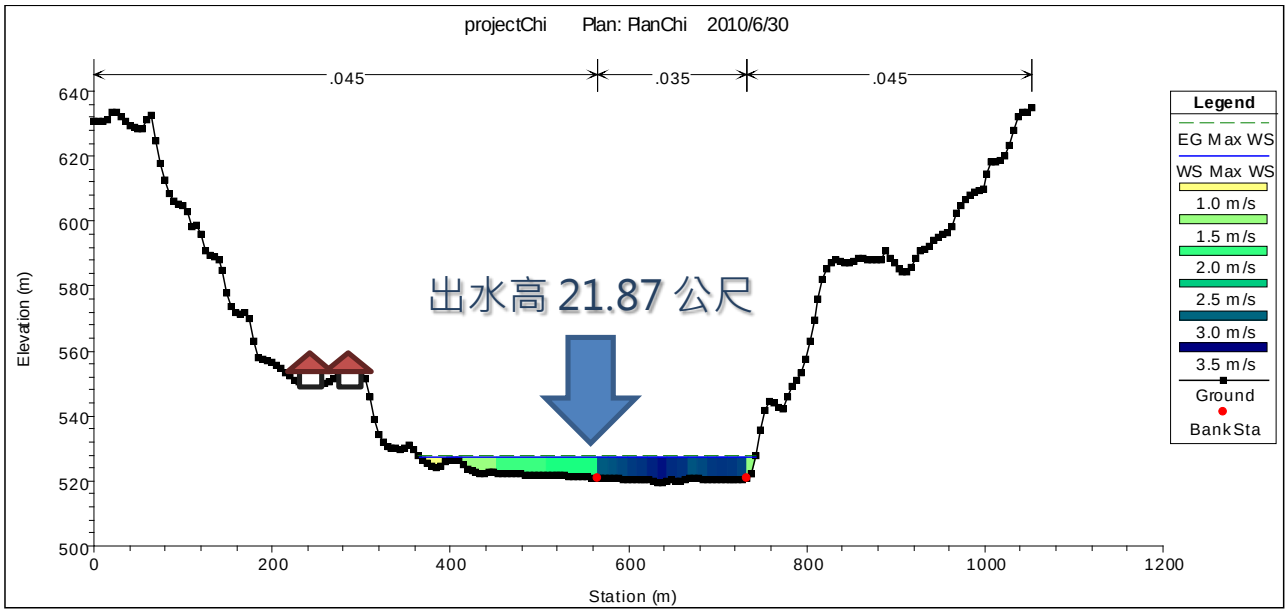


圖 5-3.53 南沙魯村水理演算成果



圖 5-3.54 南沙魯村(上游)現地空拍照片



圖 5-3.55 南沙魯村(主要聚落)現地空拍照片

IIIb、南沙魯村(越域引水)

此區位於南沙魯村主要聚落下游側，更下游側為旗山溪與老人北溪之匯流口(圖 5-3.56)。目前此區段進行水理演算，部落出水高仍有 2.51 公尺 (圖 5-3.57)，以門牌系統查詢後，此危險潛勢區域僅有 1 戶保全住戶，但由空拍照片可看出，此區尚有其他房舍，因此區主要為越域引水工程工作站，故民眾居住情形待後續追蹤，現地照片如 圖 5-3.58 至 圖 5-3.59。



圖 5-3.56 南沙魯村(越域引水)危險潛勢區域圖

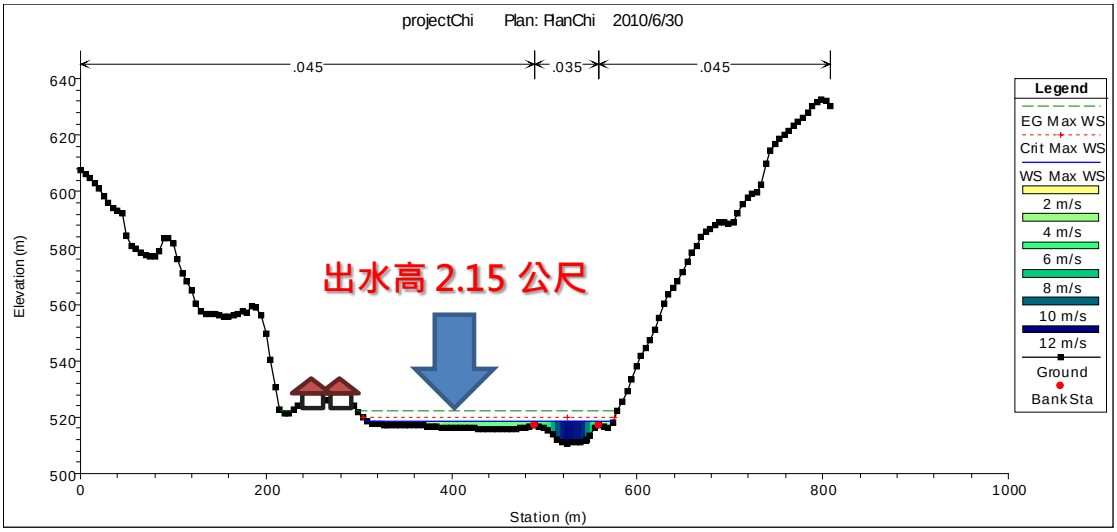


圖 5-3.57 南沙魯村(越域引水)水理演算成果



圖 5-3.58 南沙魯村(越域引水)現地空拍照片



圖 5-3.59 南沙魯村(越域引水)現地照片

IV、五里埔：該區位於關山村與小林村交界處，上為支流角埔溪，下接南光聚落，該區域為高階河灘地形，部落高程高於河床甚多，高差約 80 公尺，目前此區段於 50 年暴雨頻率流量，並以極端潰壩條件下進行水理演算，部落出水高仍有 80.64 公尺 (圖 5-3.61)，故無設置危險潛勢區域。

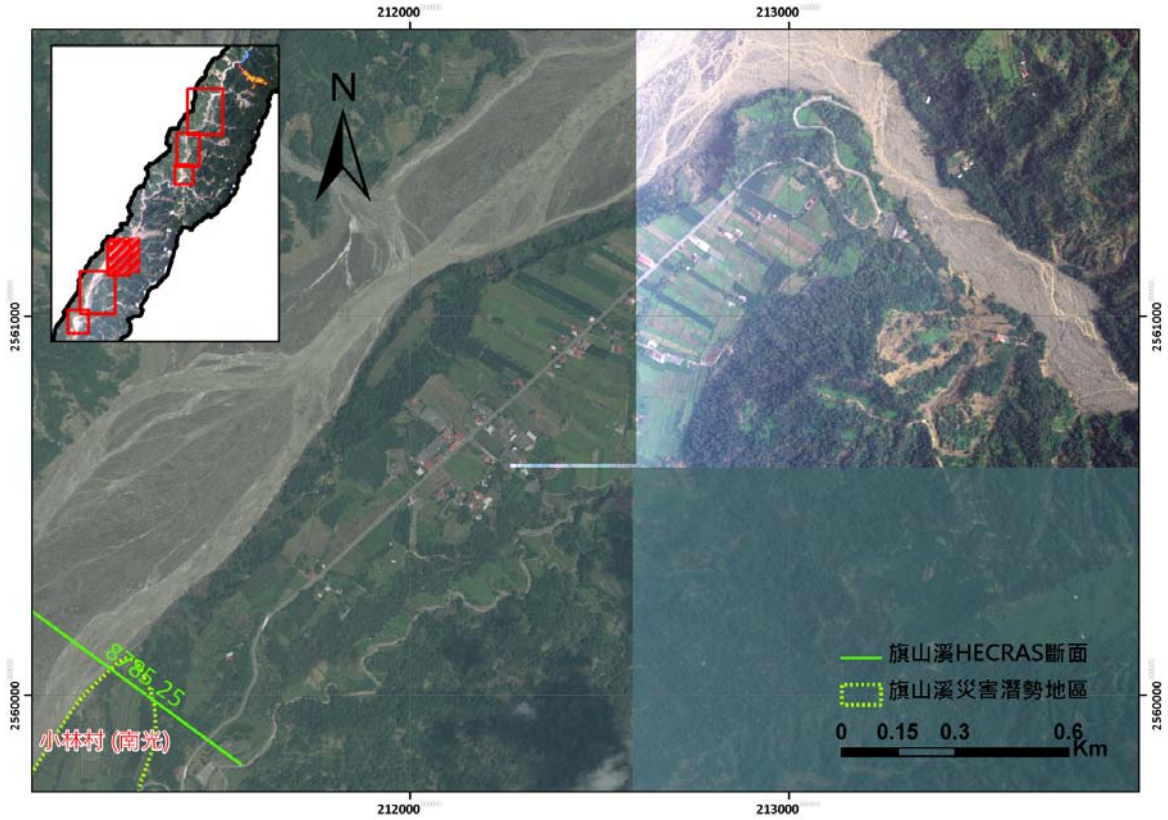


圖 5-3.60 五里埔危險潛勢範圍圖

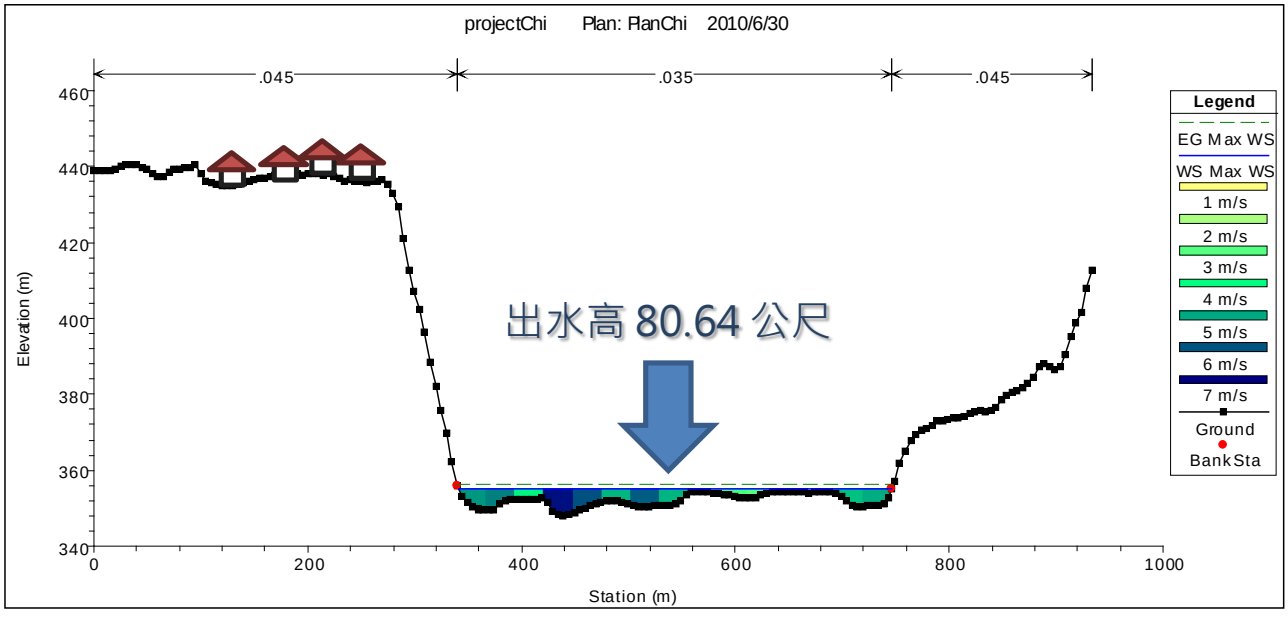


圖 5-3.61 五里埔水理演算成果

V、 南光、十八彎及溝仔尾：此區位於五里埔南邊及甲仙北邊，旗山溪河道至此處開始轉為開闊，周圍低位河階灘地多為居民之農地，亦有少數保全住戶，區塊**V**中，共圈選四處危險潛勢區域，圖 1-1.33 所示，依地域取名為小林村(南光)、關山村(十八彎)、小林村(北勢巷) 及 關山村(溝仔尾)，分別設定其編號為 **V** a、**V** b、**V** c及**V** d。

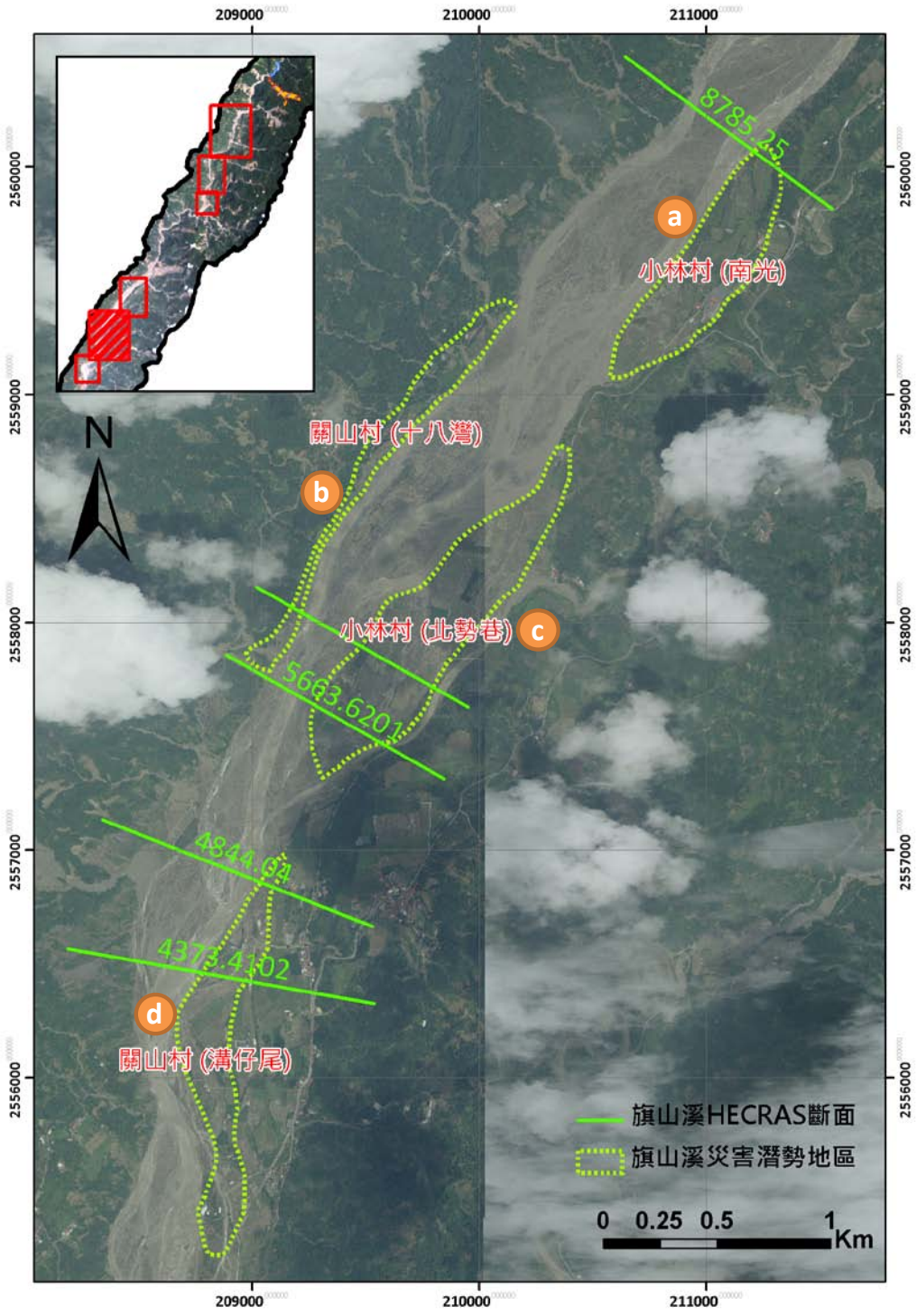


圖 5-3.62 南光、十八彎及溝仔尾危險潛勢範圍圖

Va：小林村(南光)

南光部落位於五里埔下游，河階地上有散戶散居其間，居民居住位置地勢較高，但低位河階大多為居民種植之農地 (圖 5-3.63)，目前此區段於 50 年暴雨頻率流量，並以極端潰壩條件下進行水理演算，部落出水高仍有 3.33 公尺 (圖 5-3.64)，以門牌系統查詢後所得成果，此危險潛勢區域共有 18 戶保全住戶，但由空拍照片可看出，現地農舍與房舍雜亂交錯，現地可能有額外居民居住於其中，現地照片如 圖 5-3.65 至 圖 5-3.66。

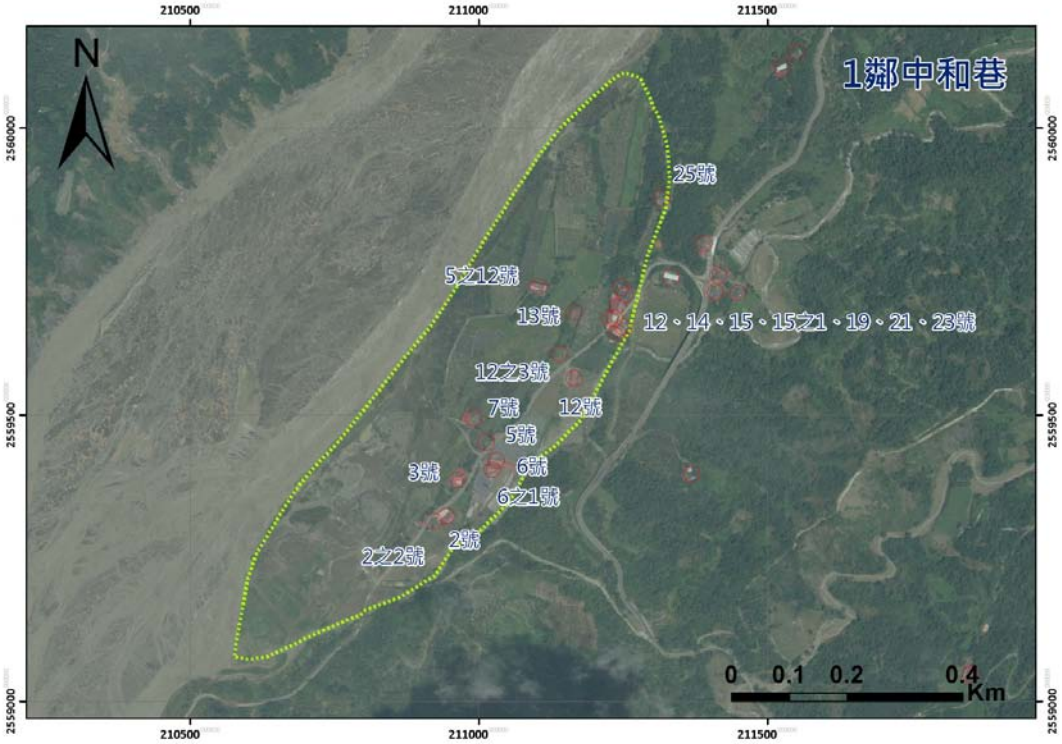


圖 5-3.63 小林村(南光)危險潛勢區域圖

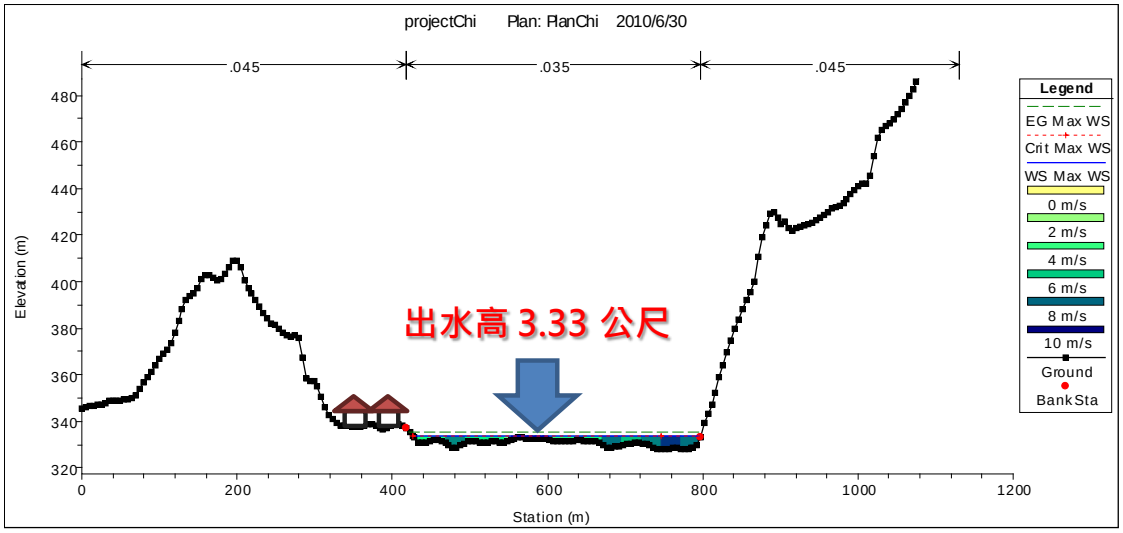


圖 5-3.64 達卡努瓦村(達卡努瓦對岸)水理演算成果



圖 5-3.65 小林村(南光)現地空拍照片



圖 5-3.66 小林村(南光)現地空拍照片

Vb、Vc：關山村(十八彎) 及 小林村(北勢巷)

十八彎聚落之住戶為零星散居，對外僅靠贏橋維持交通。莫拉克災後贏橋遭洪水沖毀，目前已於贏橋旁新建一座便橋維繫交通，但於颱洪時期極易中斷。該區段雖部落高程較高，但部份房舍距河道較近，可能有遭洪水掏刷之危險。北勢巷部落地勢類似南光部落，屬河道低位河階，區域內有零星散戶居住，其餘大多為居民所種植之農地。目前此區段於 50 年暴雨頻率流量，並以極端潰壩條件下進行水理演算，部落出水高仍有 1.36 公尺 (圖 5-3.68)，以門牌系統查詢後所得成果，十八彎區域共有 7 戶保全住戶，北勢巷區域共 2 戶保全住戶，由空拍照片中可看出，北勢巷區域農舍與房舍雜亂交錯，現地可能有額外居民居住於其中，現地照片如 圖 5-3.69 至 圖 5-3.70。

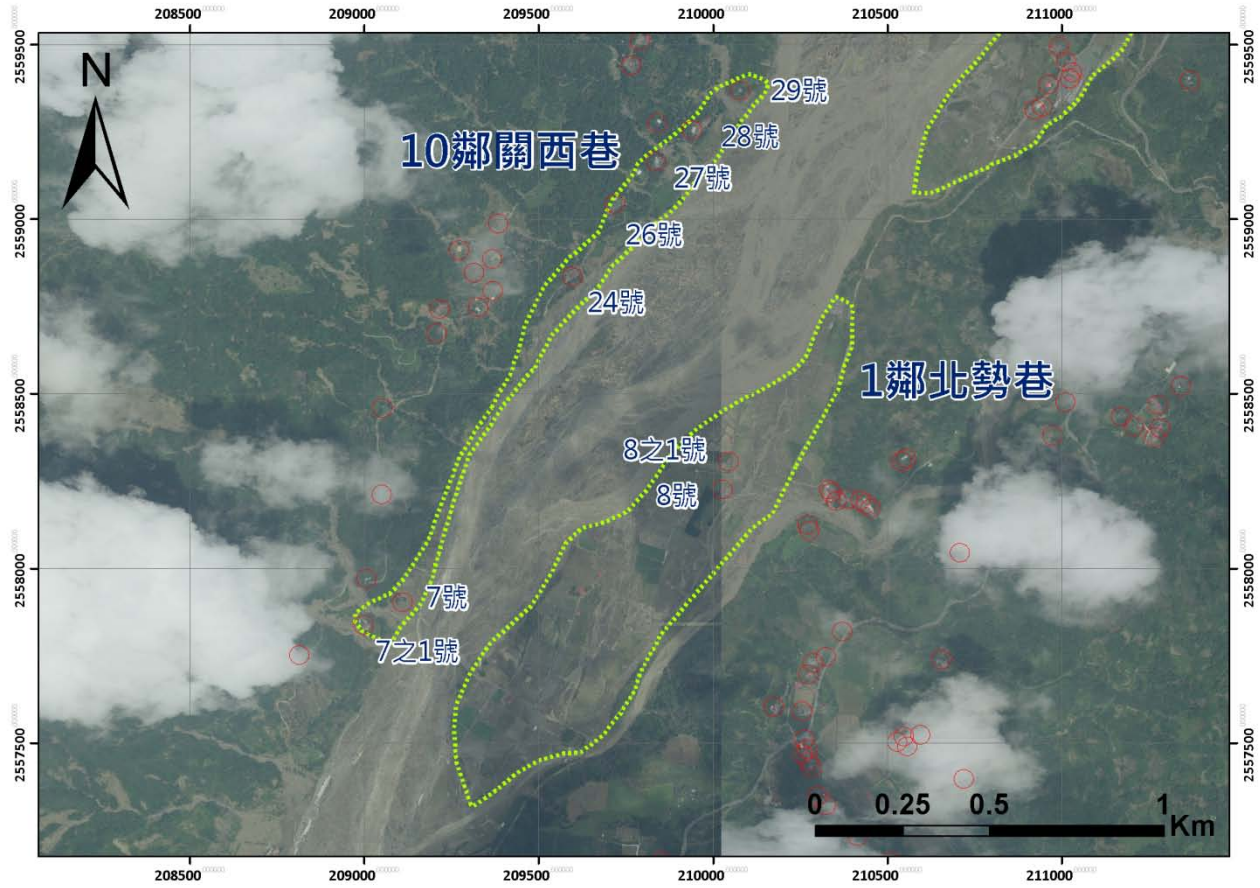


圖 5-3.67 十八彎及北勢巷危險潛勢區域圖

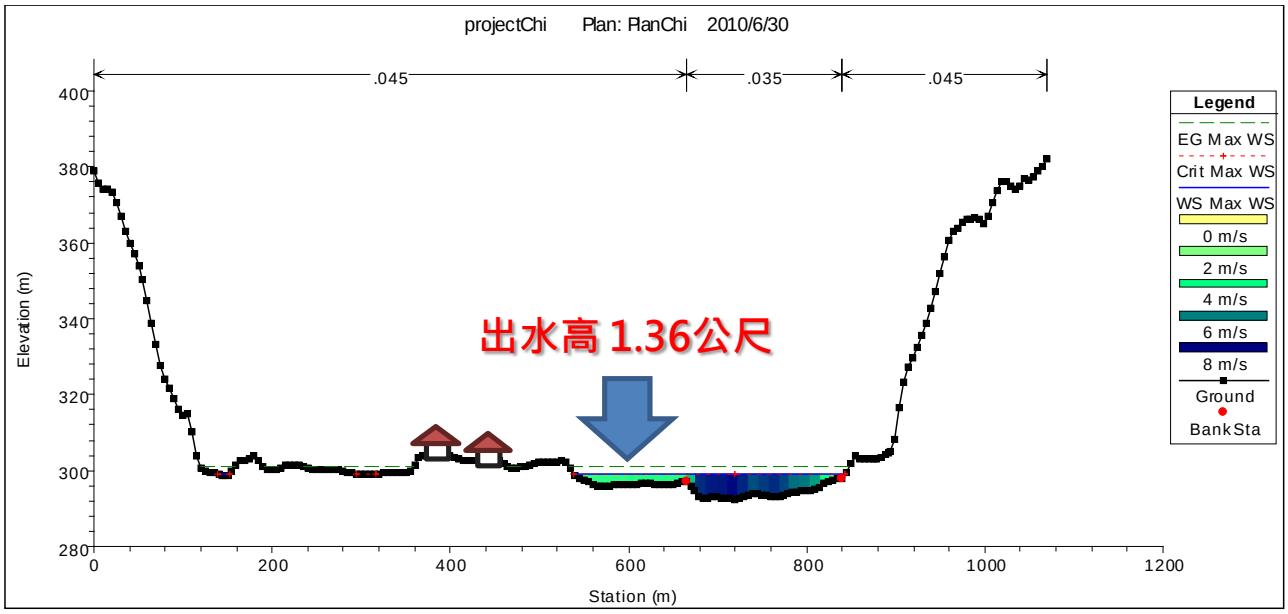


圖 5-3.68 達卡努瓦村(達卡努瓦對岸)水理演算成果



圖 5-3.69 十八彎與北勢巷現地空拍照片



圖 5-3.70 小林村(北勢巷)現地空拍照片

Vd：關山村(溝仔尾)

溝仔尾部落地勢類似南光及北勢巷聚落，屬河道低位河階，區域內有零星散戶居住，其餘大多為居民所種植之農地。目前此區段於 50 年暴雨頻率流量，並以極端潰壩條件下進行水理演算，部落出水高仍有 1.62 公尺 (圖 5-3.72)，以門牌系統查詢後所得成果，溝仔尾區域共 6 戶保全住戶，由空拍照片中可看出，溝仔尾區域農舍與房舍雜亂交錯，現地可能有額外居民居住於其中，現地照片如 圖 5-3.73 至 圖 5-3.74。

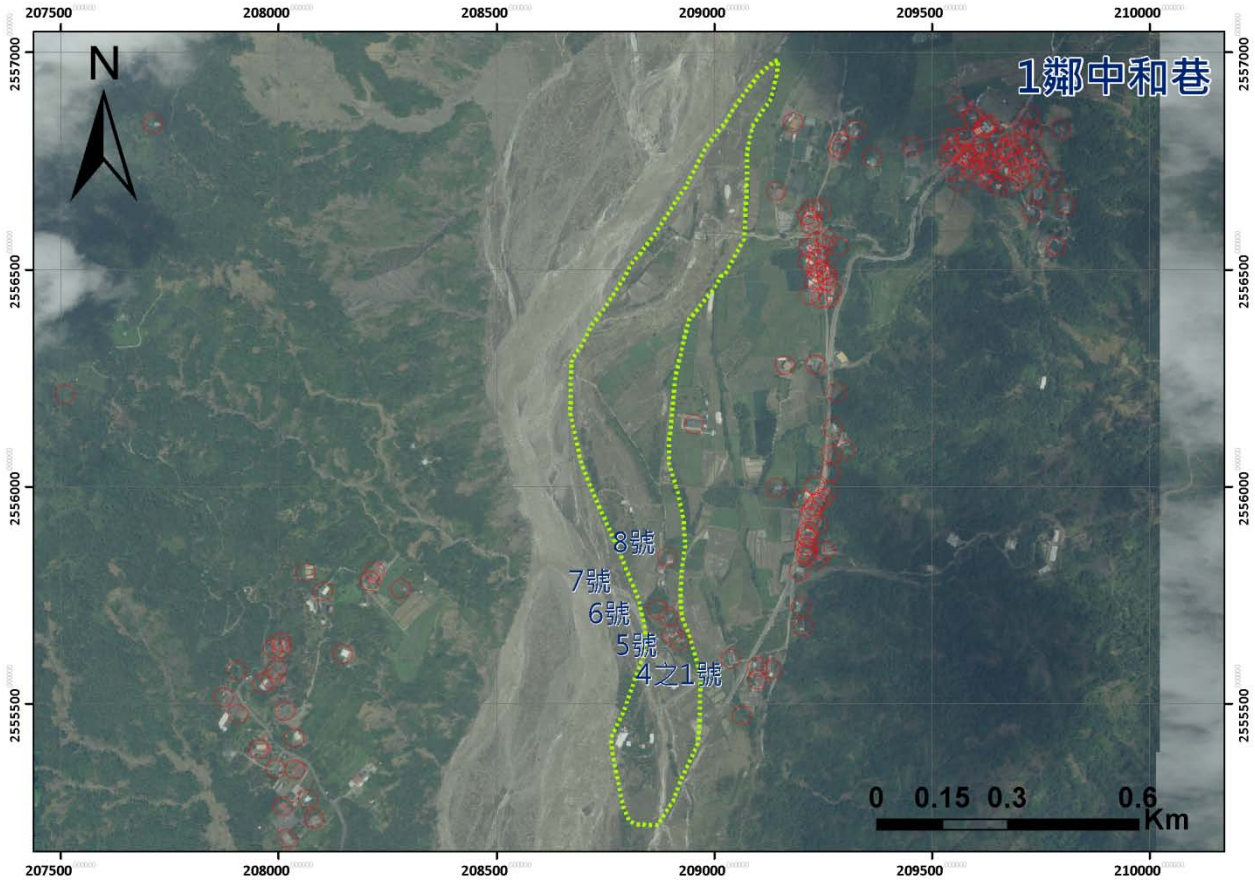


圖 5-3.71 關山村(溝仔尾)危險潛勢區域圖

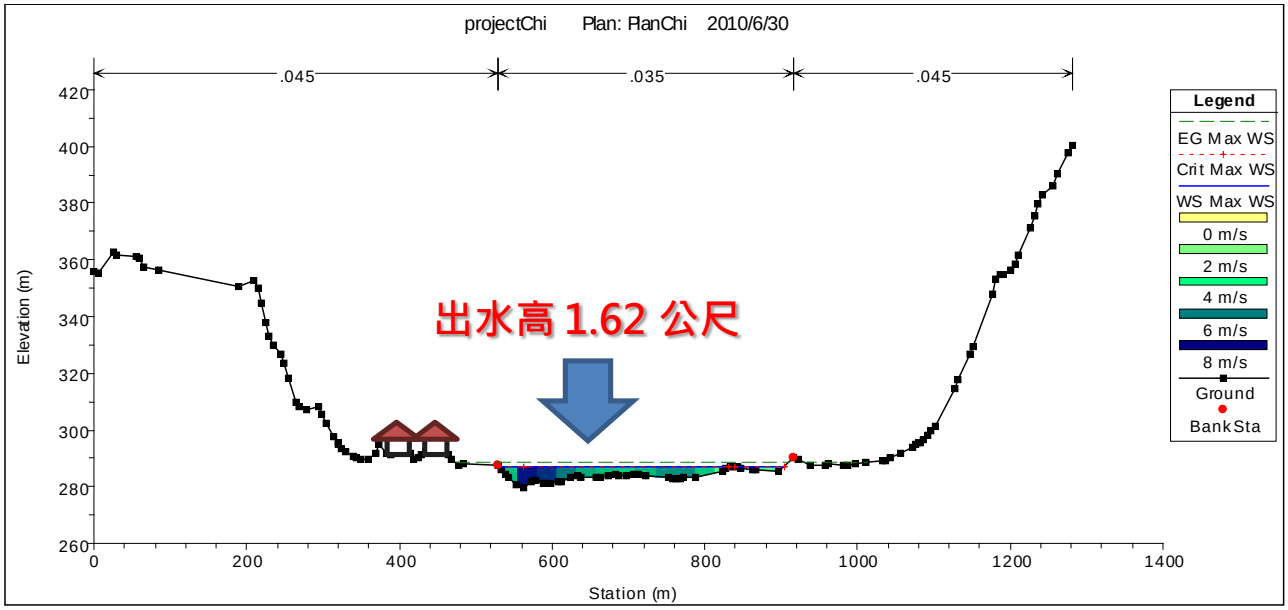


圖 5-3.72 關山村(溝仔尾)水理演算成果



圖 5-3.73 關山村(溝仔尾)現地空拍照片

(VI) 甲仙：甲仙為旗山溪重要人口聚集地，97 年甲仙大橋遭沖毀，後重建中之新甲仙橋又遭沖毀，目前鋼骨結構之新甲仙橋已完工，聯繫旗山溪兩岸之交通，而因莫拉克風災而沖壞之甲仙堤防段，現今已近修復完成，村落危險潛勢區域如 圖 1-1.31 所示，區塊 **VI** 中，共圈選二處危險潛勢區域，設定其編號為 **VI** a、**VI** b。

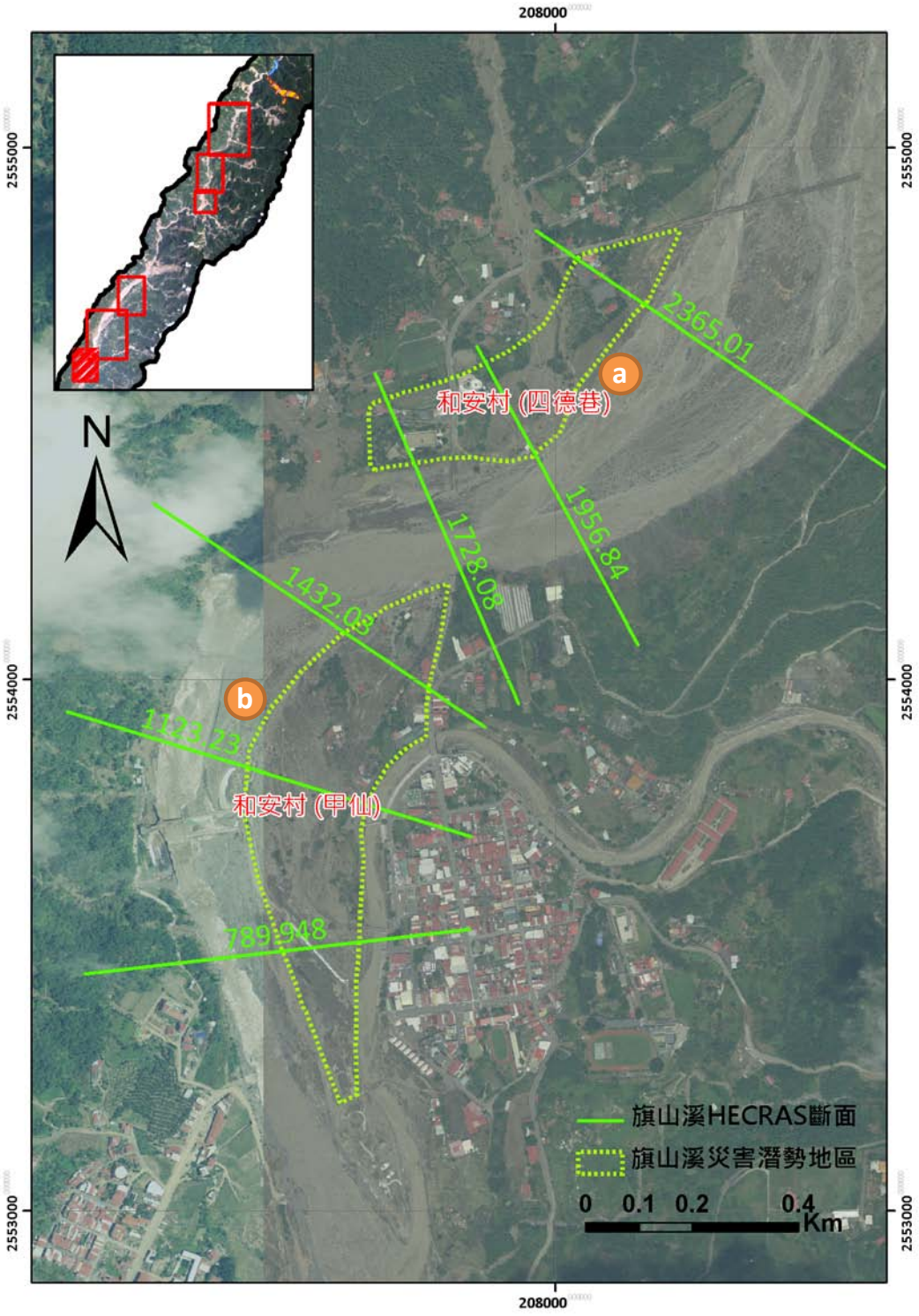


圖 5-3.74 甲仙危險潛勢範圍圖

VIIa：甲仙 (四德巷)

四德巷聚落位於甲仙市區對岸，部份區域地勢較低，區內有甲仙化石館、游泳池及源緣寺，以及部份住戶居住於其中，目前此區段於 50 年暴雨頻率流量，並以極端潰壩條件下進行水理演算，部落出水高仍有 8.98 公尺 (圖 5-3.76)，由以門牌系統查詢後所得成果，區域共 11 戶保全住戶，現地照片如 圖 5-3.77。

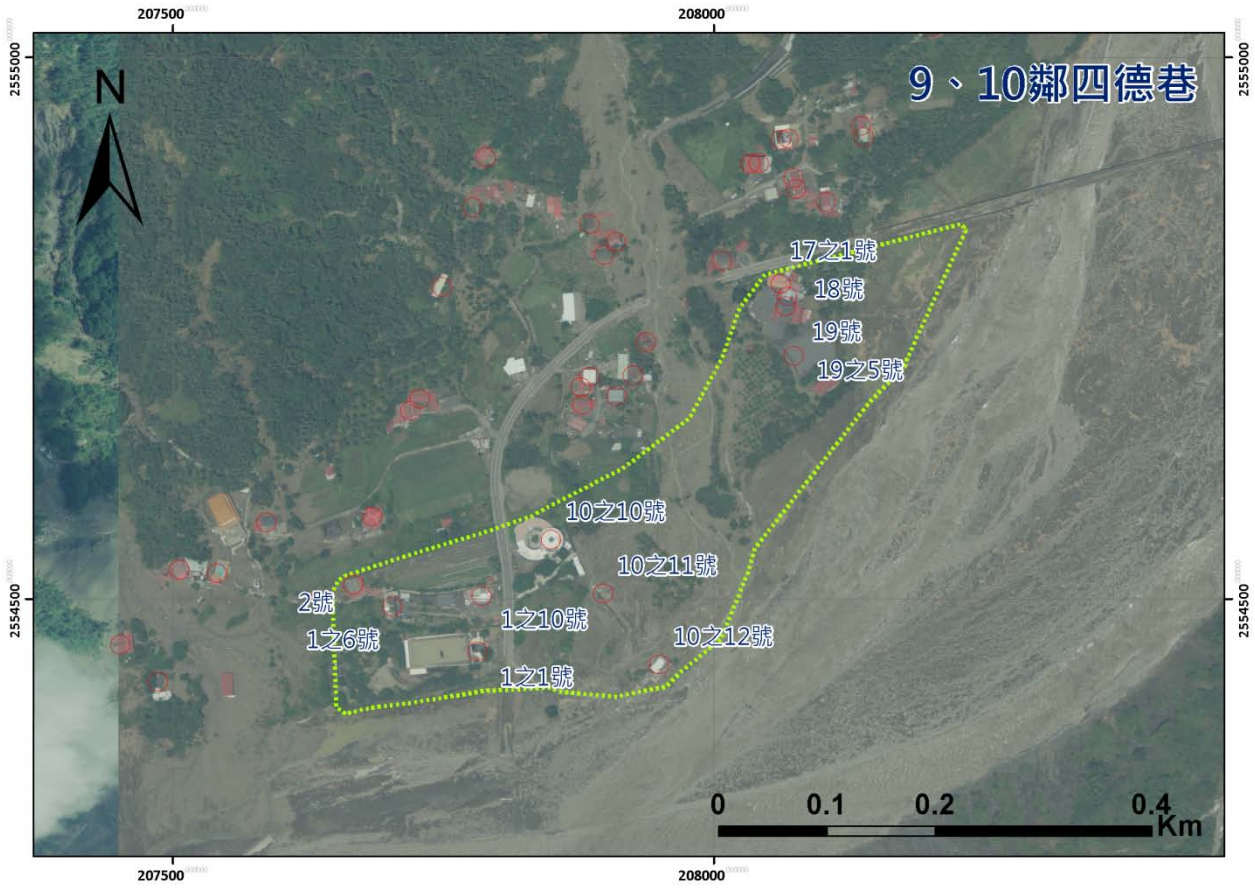


圖 5-3.75 甲仙(四德巷)危險潛勢區域圖

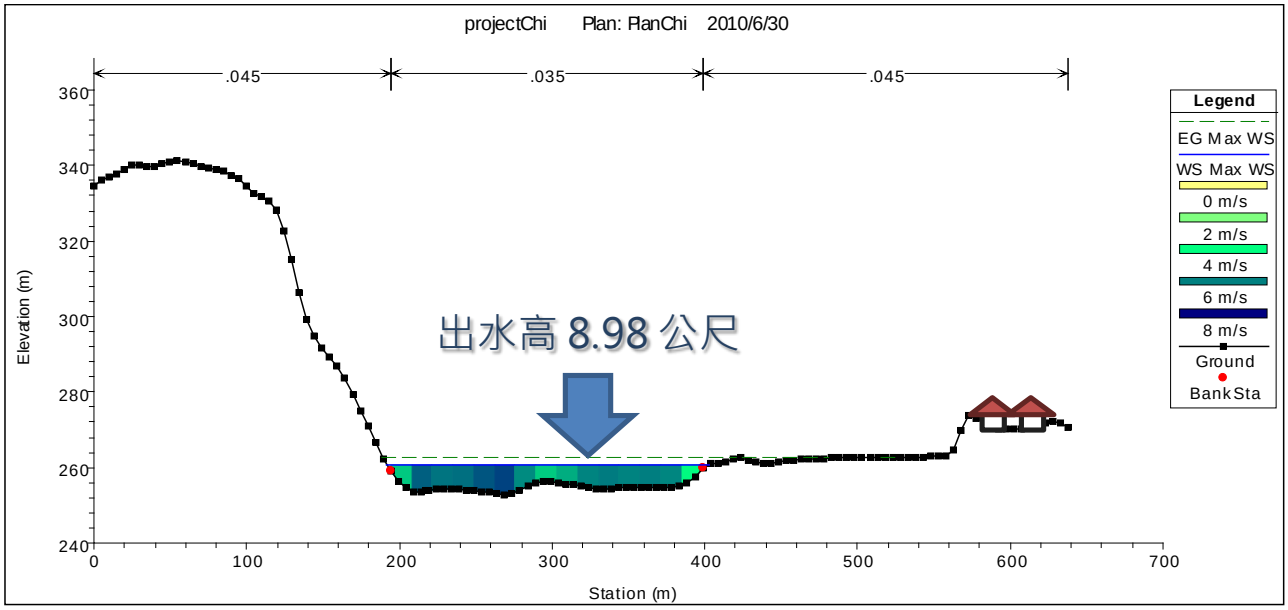


圖 5-3.76 甲仙(四德巷)水理演算成果



圖 5-3.77 甲仙(四德巷)現地空拍照片

VIb：甲仙

甲仙為旗山溪重要人口聚集之聚落，潛勢範圍正好位於旗山溪主流與支流油礦溪匯流處內，西側為旗山溪主流，東側為油礦溪，莫拉克風災時該處堤防嚴重受災，現地目前已修復旗山溪側之堤防，目前此區段於 50 年暴雨頻率流量，並以極端潰壩條件下進行水理演算，部落出水高仍有 9.9 公尺 (圖 5-3.79)，由以門牌系統查詢後所得成果，區域共 33 戶保全住戶，現地照片如 圖 5-3.80。

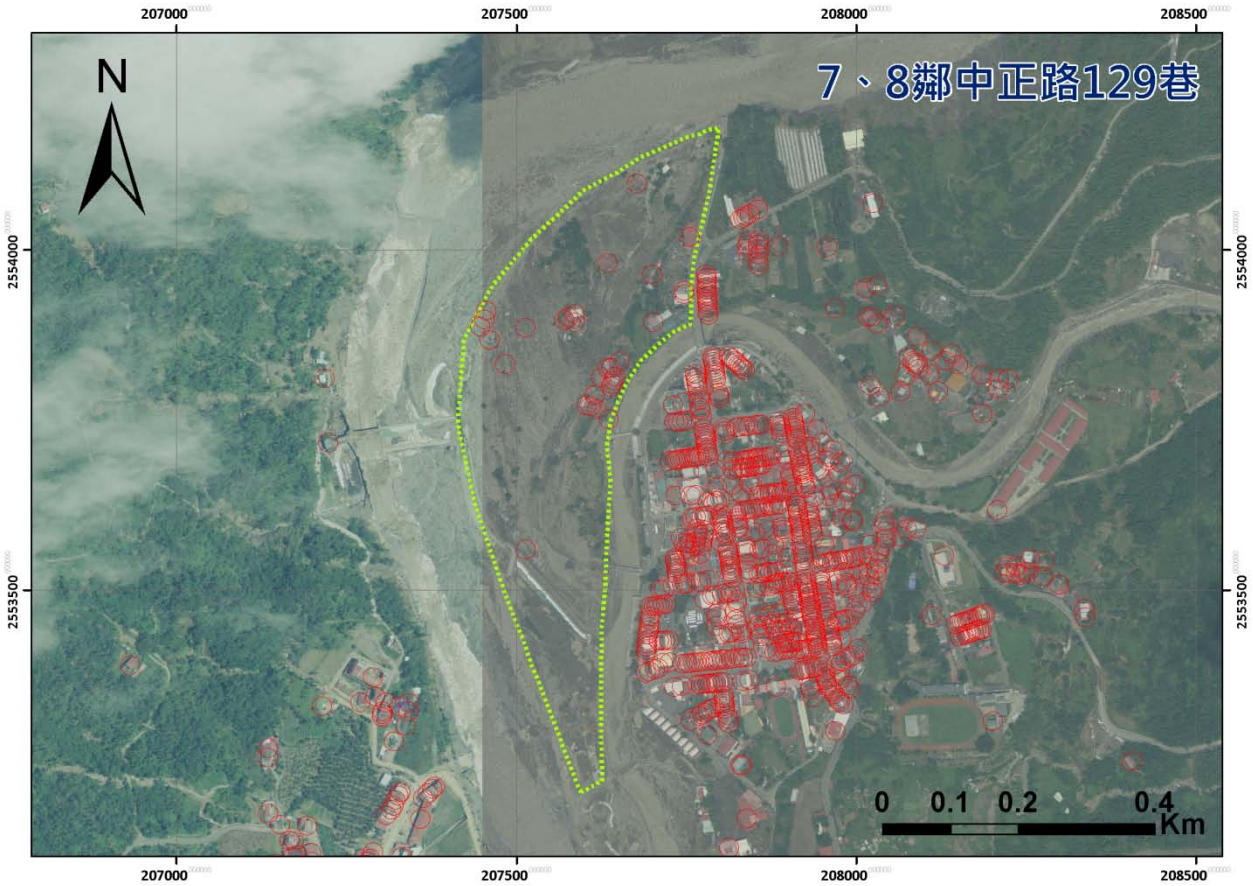


圖 5-3.78 甲仙危險潛勢區域圖

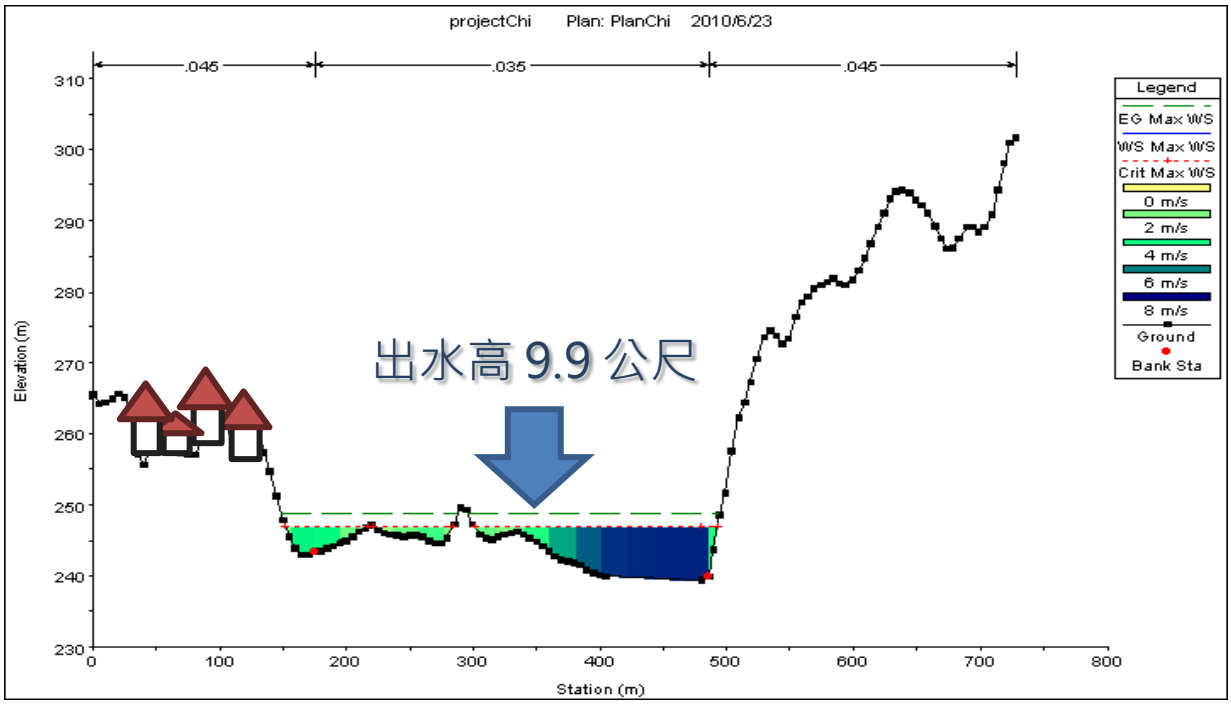


圖 5-3.79 甲仙水理演算成果



圖 5-3.80 甲仙現地空拍照片

5-4 堰塞湖上游集水區土砂生產、運移及堰塞湖淤積趨勢評估

1. 土砂分析說明

依據第二章土砂分析之方法說明，本計畫應用航測 5 公尺數值高程模型，自動劃分堰塞湖上游集水區，成果共將旗山溪那瑪夏堰塞湖以上劃分為 17 個計算小集水區，分區成果如 圖 5-4.1 所示，故各個集水區之地形參數，如溪流長度、坡面長度、集水面積等參數，同樣可由數值高程模型萃取。

而模式內所需之參數，包括有水文參數與土砂生產參數兩個部分，在水文參數部分，則依據美國陸軍兵工團 HEC-HMS 操作手冊之建議，根據原生林與裸露地特性，設定坡面糙度值與曲線值，並依據山區河川特性，給定河道曼寧 n 值，獲得逕流量；而在土砂參數部分，則根據各期衛星影像判釋成果，設定各個計算小集水區之崩塌量，最後透過土砂收支模式推估颱風事件下之土砂運動過程，其參數表列如 表 5-4.1 所示。

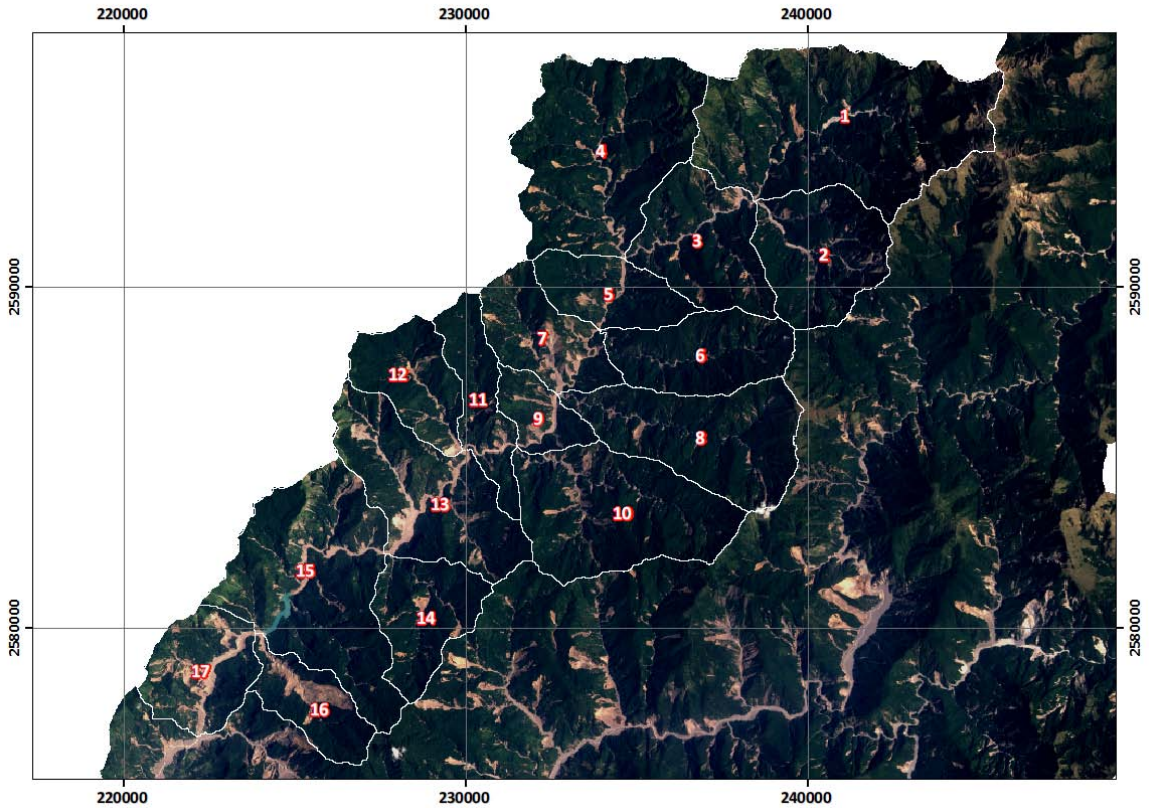


圖 5-4.1 旗山溪那瑪夏堰塞湖上游計算小集水區分區成果

表 5-4.1 旗山溪那瑪夏集水區土砂收支計算小集水區參數表

子集水區	面積 (m^2)	坡度 (度)	河道長度 (m)	河道坡度 (度)	土壤沖蝕指數 Km	覆蓋管理因子 C
1	32,162,725	39.3	7,286	5.6	0.038	0.026
2	12,624,775	36.6	2,609	5.2	0.038	0.022
3	12,527,375	36.6	5,943	2.4	0.038	0.027
4	24,615,200	35.4	5,759	3.8	0.038	0.012
5	7,515,925	34.0	2,702	1.5	0.038	0.019
6	10,661,575	37.0	4,312	5.0	0.038	0.017
7	9,036,425	33.7	3,714	1.5	0.038	0.045
8	16,380,900	36.3	7,384	5.0	0.038	0.021
9	4,426,775	30.7	2,718	1.3	0.038	0.032
10	19,120,300	35.9	6,063	5.7	0.038	0.031
11	7,479,775	35.5	2,160	1.2	0.038	0.036
12	8,246,100	37.0	1,516	5.0	0.037	0.023
13	16,903,275	36.1	5,429	1.3	0.037	0.024
14	9,021,475	37.9	2,045	5.2	0.037	0.011
15	24,470,150	37.3	7,149	1.1	0.037	0.021
16	6,696,850	33.7	975	7.3	0.037	0.010
17	9,462,075	32.5	4,244	0.9	0.037	0.022

2. 98 年度莫拉克颱風

故根據參數設定之成果，可進行莫拉克颱風之土砂運動分析，其成果如圖 5-4.2 所示，綜觀堰塞湖上游集水區 (包含大崩塌支流集水區與堆積土體段河岸)，土砂總生產量達 3.000 萬方，其中，大崩塌支流因崩塌深度較深，土砂生產量達 1,500 萬方，而堰塞湖河段之主流河道兩岸則次之，總土砂生產量為 750 萬方，其餘 750 萬方則為上游集水區所生產，為歷年來最為土砂生產量最高之颱風事件。

而根據土砂分析之成果，莫拉克颱風在堆積土體處之總堆積量高達 1,340 萬方，造成土砂抬升達 50 公尺，都與實測資料 1,470 萬方、60 公尺甚為相近，若僅取溢流口處壩頂之堆積土體 (見 4-2 節堆積土體變動分析一節 C 點之位置)，分析堆積量為 230 萬方，與實測資料 240 萬方吻合，說明土砂分析之參數符合現地之土砂運動現象。另在堰塞湖入口區之土砂堆積量，為 900 萬方，而支流集水區內仍有 700 萬方之殘餘土砂材料量。

而土砂運移量的分析成果，在堰塞湖下流河道出口，即為通過達卡努瓦村前之河道段，土砂運移量為 100 萬方，而大崩塌支流之土砂輸出量則高達 500 萬方，故造成主支流處之大量土砂材料堆積，形成現今之天然壩地形。但根據堰塞湖上游集水區之分析成果可以發現，坡面總土砂生產量高達 3,000 萬方，但主流河道之輸出量僅約 80 萬方，扣除堆積土體處約 1,400 萬方的土砂材料，仍有約 1,500 萬方之土砂材料在主河道或是支流溪床上，這些土砂材料仍將持續往堰塞湖運移堆積，部分通過此河段繼續往下游輸送，成為旗山溪未來數年內地土砂供應來源。

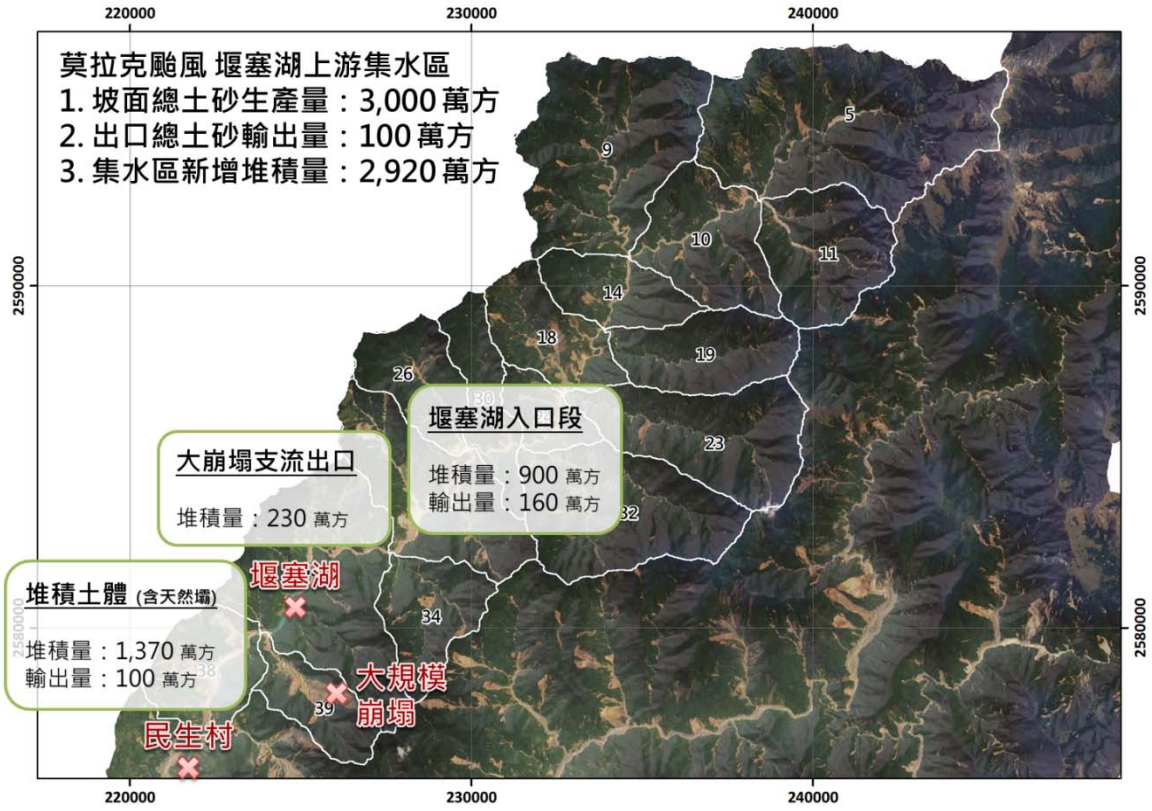


圖 5-4.2 莫拉克颱風土砂運動分析成果

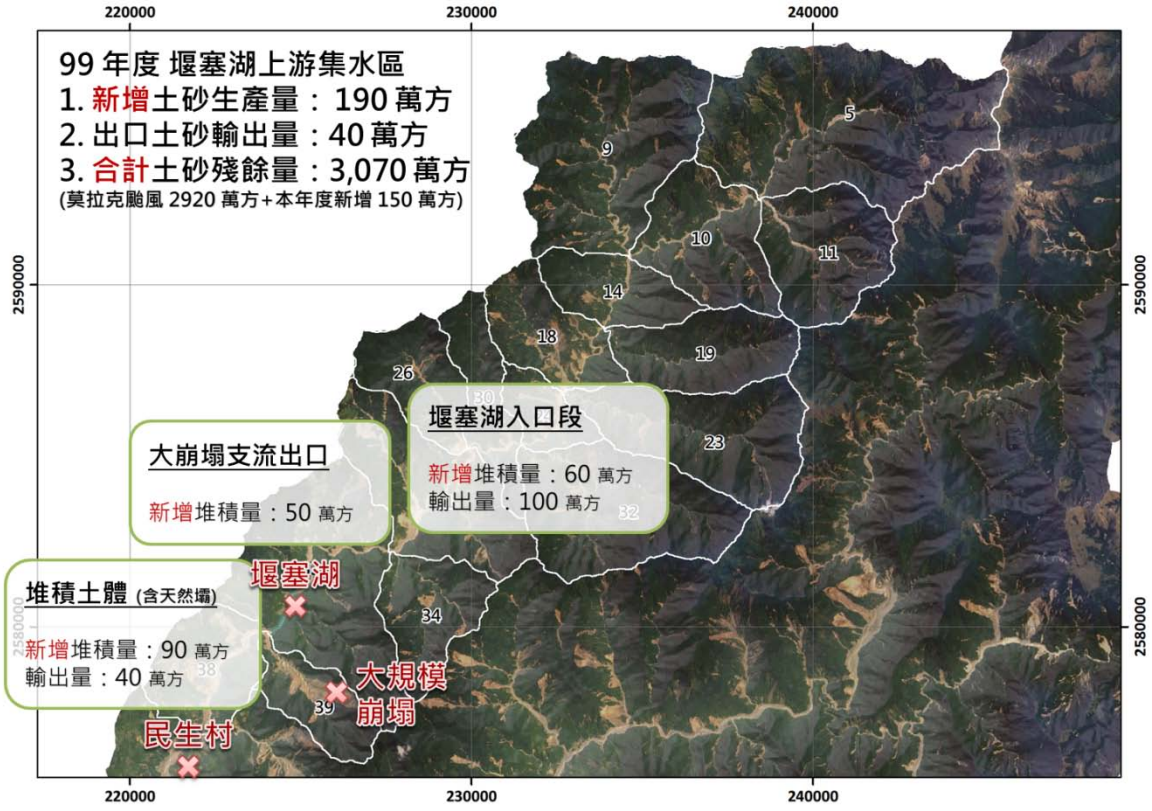


圖 5-4.3 99 年度颱風事件土砂運動分析綜合成果

3. 99 年度暴雨事件 (0725 豪雨、凡那比颱風)

圖 5-4.3 則為 99 年度汛期後之土砂收支分析綜合成果，共經過 0725 豪雨、南修颱風、凡那比颱風與梅姬颱風，其中以 0725 豪雨與凡那比颱風為較大的颱風事件。綜觀堰塞湖上游集水區 (包含大崩塌支流集水區與堆積土體段河岸)，莫拉克後第一年之土砂總生產量為 190 萬方，多為崩塌地的向源與縱向侵蝕，故多集中在堰塞湖區上下游河道段，以及大崩塌支流內。

而根據土砂分析之成果，各區段之河道土砂堆積量都有小幅度的增加，在堰塞湖入口段、堰塞湖區分別為 60 萬方和 100 萬方，下游堆積土體 (含天然壩址處) 約 90 萬方，其中在天然壩壩址處，即為大崩塌支流出口，新增堆積量約 50 萬方，與實測資料甚為吻合。但在堰塞湖區，土砂分析輸出量僅約 100 萬方，為颱風事件時期總逕流量 700 萬方的 17% 左右，說明在入口區因河道地形改變，與高含砂土砂運移作用下之土砂輸送特性，但其分析成果與水下地形分析之 160 萬方相比仍略小，推估原因應為莫拉克颱風後，因崩塌土體內多有新增之細微土砂材料，且新裸露面也容易因為降雨侵蝕造成坡面土壤侵蝕量的增加，故除了颱風暴雨期間的土砂運移，在一般流量下之細微土砂運移量也較過去為高，這些細微材料在堰塞湖區持續沉積在底部，雖僅一年時間無法固結，但造成堰塞湖區堆積量的迅速抬升，也造成堰塞湖土砂總堆積量的低估，未來，這些未固結的細微土砂材料，若在溢流口遭侵蝕後，可能與逕流混和再度形成高含砂水流持續往下游運移，造成下游河道細微土砂的堆積。

4. 未來淤積趨勢說明

結合 98 年莫拉克颱風與 99 年颱風事件之分析成果，說明土砂收支分析之成果與現場調查、測量成果甚為吻合，故應用此參數進行未來堰塞湖淤積趨勢的分析工作。設計暴雨包含兩個部分，分別為頻率降雨量與設計雨型，本計畫應用地質調查所 98 年度在高屏溪流域所進行之集水區侵蝕及堆積之調查與評估計畫成果，獲得堰塞湖上游集水區之颱風平均降雨量為 439 毫米，且由該計畫之成果指出，高屏溪流域內之新增崩塌地面積與降雨量之間，具有下列關係：

$$\frac{\sum \mathrm{a}}{A} = 3.692 \times 10^{-6} \cdot (x - 400)^{0.98}$$

其中，Σa 為集水區內之新增崩塌面積，A 為集水區面積，x 為颱風累計降雨量，故設計颱風事件下之新增崩塌量可由此關係獲得。另根據中央氣象局之統計，每年之侵台颱風約為 3 次，故設定 3 場設計颱風事件做為未來年平均趨勢之評估，其成果經模擬後如 圖 5-4.4 所示。

根據分析成果，堰塞湖上游集水區年新增土砂生產量為 45 萬方，而下游出口年輸出量約在 50 萬方，故集水區內總土砂量約略呈現動態的暫時平衡，而在堰塞湖區，則平均約有 60 萬方的年堆積量。

土砂收支之分析成果，說明了在現有之地形條件下之土砂變遷趨勢。但根據現有之調查與分析成果表示，大崩塌支流因目前仍保有 700 萬方的殘餘土砂量，未來將持續造成主支流交會處的堆積情形，然而，也可能因溢流口地侵蝕使得堰塞湖水位降低，減緩上游來砂在堰塞湖區之堆積情形，故大崩塌支流出口處之變遷情形，將影響到旗山溪堰塞湖上游集水區未來之土砂變遷趨勢，其現象也間接說明了目前集水區不穩定的水砂條件，也為未來建議需持續監測與分析之重點河段，得以保全下游聚落，如瑪雅村、南沙魯村、四德大橋旁聚落、甲仙市區等處之安全。

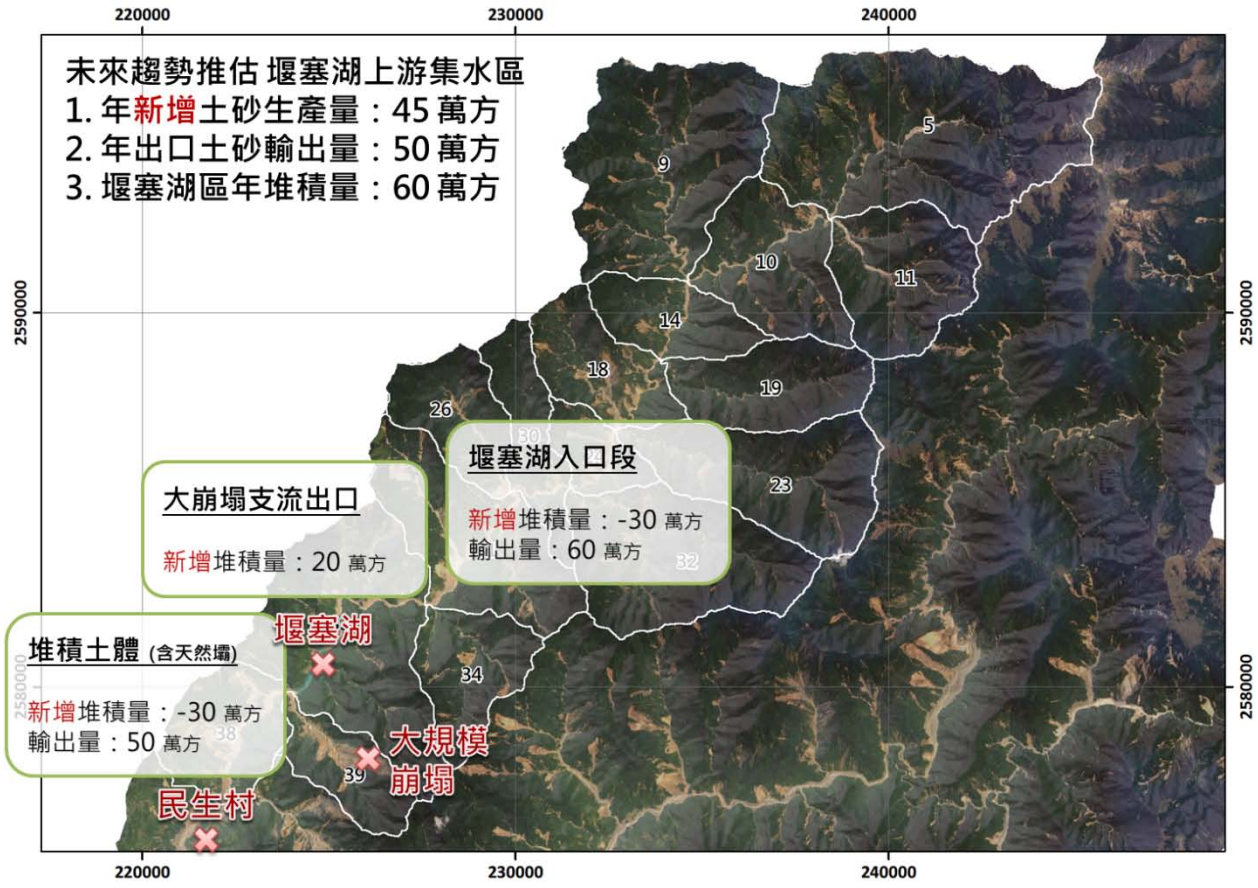


圖 5-4.4　未來土砂運動年變遷趨勢分析成果

5-5 緊急處理與中長期對策評估

● 緊急處理對策

緊急處理對策的擬定與施作，在於堰塞湖形成初期階段，透過現場調查與初步分析測量成果，針對堰塞湖及其影響區域，進行緊急處理工作。首先必須進行現場緊急調查，藉由基本地形圖資、遙測影像判釋分析與現地初步勘查作業之進行，快速分析並獲取堰塞湖與堆積壩體之重要基本資料，其後依據天然壩體安定性及對下游社區之影響程度，進行堰塞湖危險程度之初步評定，若評估結果顯示堰塞湖可能對於下游社區之安全造成影響，則須立即進行緊急評估。包括社區安全性評估、防災預警與通報、以及緊急工程措施等項目，同時考量防災應變之需求，必要時於現地設置即時監測系統 (影像、雨量、水位、地聲等)，以提供防災應變所需之重要現地資訊，甚至需著手進行進一步的處理工程，降低堰塞湖對下游的影響。

一般來說，堰塞湖多位於高山區域，故緊急處理對策中，最為重要的課題，即在於人員與機具的交通可及性問題，緊接著為緊急工程處置對策，以及下游居民處的防災通報與避難系統設置，最後為進一步的工程措施之施作，持續降低可能之危害程度，使得堰塞湖逐漸趨於安定，或是使潰決後之洪水與土砂流量，達到安全可以控制的範圍之內。針對這樣的處理對策與流程，提出旗山溪堰塞湖緊急處理對策共 5 大項，說明如下

(1) 全集水區之影像監測作業

堰塞湖形成後，首要之緊急處理對策，即為大範圍連續影像監測，此因旗山溪那瑪夏堰塞湖形成於旗山溪上游，距離道路終點 (民生二村) 仍有數公里之遠，其交通可及性較差，加上堰塞湖形成初期，堆積土體與壩後蓄水皆處於較不穩定、不確定之型態，由安全性之考量而言，並不利於現地調查工作，故由全集水區範圍之影像監測開始，不但可以連續進行堰塞湖之監測，也可透過全集水區範圍之掌握，分析土砂運動之可能趨勢，為最重要的緊急處理對策工作項目。

(2) 交通連結系統的建立

雖然變化監測可藉由遙測影像來進行，然而為能降低可能的危害程度，就會需要將人員與機具運抵堰塞湖區，因此交通系統通常為緊急工程所遭遇最大的難題。在初期期間，旗山溪堰塞湖在緊急處理階段，完成溪床便道之開設直接到達堰塞湖區，且在後續有工程或處理需求時，維持便道之暢通，需要注意的是，在開通便道的過程中，因河床堆積土體尚不穩定，變遷非常劇烈，每逢降雨就有沖毀便道之可能性，故在建立交通連結系統時，多需考慮到道路的位置是否可提供較長期、穩定的連結功能，通常也是在堰塞湖緊急處理中，容易被忽略的一環。

(3) 緊急工程處理對策

完成交通連結系統的建立後,即可以針對堰塞湖開始進行緊急工程處理，處理之首要目的在於減少堰塞湖之蓄積水體，並加強堰塞湖水流與土砂的排出能力，避免造成天然壩的破壞與沖蝕，降低天然壩的安定性。針對旗山溪堰塞湖，採用緊急處理工程為溢流口的挖降工程，降低壩體的高度，提高天然壩的穩定性，減少堰塞湖侵蝕或是驟然潰決的可能危害程度。

(4) 下游保全之緊急通報與避難疏散系統

藉由堰塞湖之相關資訊分析確定其可能之危害範圍後，除上游堰塞湖區之緊急挖降工程之外，下游保全聚落的緊急通報與避難疏散系統建立，同樣為堰塞湖緊急處理工程中重要的工作，在旗山溪堰塞湖，共完成了警戒值的訂定與疏散警報等，使下游居民可以在足夠的時間內至安全避難所疏散，同步確保下游聚落處的安全，避免因為緊急工程的不足造成下游的二次危害。

旗山溪堰塞湖自莫拉克颱風形成後，已完成了緊急安定性評估、天然壩體與水下地形測量、安定性模擬與溢流道挖降工程等，在 11 月初即完成緊急處置工程，歷時僅約 3 個月，其緊急處理流程如 圖 5-5.1 所示；目前已完成緊急處理工作，並由本團隊持續監測堰塞湖之變遷情形 (其成果如 4-3 節 所示)，掌握堰塞湖之現況，確保下游保全居民之安全。

98.08.08 莫拉克颱風侵襲台灣，重創南臺灣，崩塌、土石流災情頻傳



98.08.13 應用福衛二號衛星影像， 發現旗山溪上游野溪因降雨發生大規模崩塌，土砂混和雨水形成土石流，土砂向下搬運堆積於河道，使河水逐漸蓄積形形成堰塞湖，同時完成影像判釋分析工作



98.08.15 因現地道路不可及，屏東林管處邀集相關單位與學者專家以直昇機進行現場會勘，取得堰塞湖基本參數，同時針對堰塞湖區域進行緊急安全性評估，初步評估後旗山溪堰塞湖並無立即潰決危險

98.08.31 成功大學防災研究中心應用地形、水深測量儀器及現調設備，取得現地進行天然壩體地形及堰塞湖水下地形測量，並配合福衛二號影像判釋分析作業，評估可能破壞情形，結果顯示並無立即破壞可能



98.09.23 以重型挖土機開設民生村至堰塞湖之開挖溪床便道，增強堰塞湖交通可及性，直芭瑪颱風警報發布時，已可達堰塞湖下游端



98.10.07 完成堰塞湖溪床便道，確保交通可及性

98.10.29 進行壩體細部橫斷面測量作業，進行進一步壩體安全性模擬分析作業，確認壩體安全性與可能破壞情形

98.11.06 進行溢洪口降挖工程，湖面水位累計下降約 1.4 公尺，湖面面積縮小約 1.5 公頃，現有溢流口洩水穩定，蓄積水體估計自 185 萬立方公尺降低至 150 萬立方公尺，減少 35 萬立方公尺之蓄水量，完成緊急工程處置

98.4.15 第二次降挖工程，湖面水位累計下降約 4.5 公尺，蓄積水體估計自 150 萬立方公尺降低至 85 萬立方公尺，減少 65 萬立方公尺之蓄水量，

圖 5-5.1 旗山溪堰塞湖緊急處理流程

- **中長期處理對策建議**

旗山溪堰塞湖自莫拉克颱風形成後，已完成了緊急安定性評估、天然壩體與水下地形測量、安定性模擬與溢流道挖降工程等，在 11 月初即完成緊急處置工程，歷時僅約 3 個月；而後續堰塞湖之中長程處理對策，主要可以分為 持續監測工作、堰塞湖減災處理工程 以及 下游聚落保全 三個方向來考量，其說明如下：

1. 持續監測工作

根據現場調查與土砂收支分析成果，目前旗山溪堰塞湖在溢流口區段、堆積土體區段、大崩塌支流、堰塞湖區、以及堰塞湖上游集水區內，土砂生產與運移的規模較大，說明了目前堰塞湖區域尚處於劇烈變動區段，故不論是堆積土體的增加、堰塞湖內的土砂迅速堆積，都使得此區段具備多種不確定性，也造成後續各項工程或是中長期階段處理上的問題，故中長期處理對策，首要工作在於持續監測堰塞湖區段，包括有大範圍的影像監測，以及現場調查工作，即時在颱風暴雨後，分析堰塞湖的變遷情形，適時提出適當之治理或處置方法。

2. 堰塞湖減災處理工程

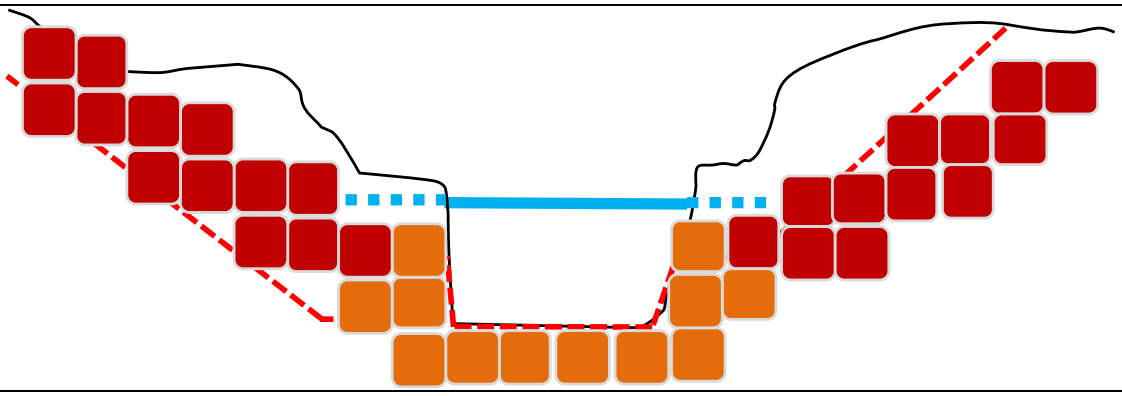
依據相關分析成果，在短期間並不適合進行大規模的工程設施，仍以持續降低堰塞湖之潛勢危害程度為主要目的，但在中長程階段後，待堰塞湖區土砂運移與堆積情形較為穩定後，本計畫使建議實施之中長期工程，可分為兩個部分，一為此段河道 (溢流水道) 的整理與強化工程，維持此段河道正常之水流與土砂量供應，避免過度攔阻或是過度侵蝕的情形出現在此河段，而透過自然輸砂的手段，使水砂可以平衡往下游運移。

而河道的整理與強化，須考慮到本河段之洪水量與輸砂量，擴大溢流河道斷面，維持正常排洪能力，並將多餘土砂材料往兩岸堆積，製造人工複式河岸，且須強化此透過式之河岸保護工程，以確保土砂材料仍可在颱風暴雨期間維持平衡之輸砂量，而在大崩塌支流區，同樣待支流土砂運移與堆積情形較為穩定後，於出口段尋找適當節點施作防砂工程，其目的並非為完全攔

阻土砂材料，而為調整支流出口坡度並穩定河床，減少支流土砂材料進入旗山溪主流的速度，最後在長期階段，則可考量到大崩塌裸露坡面的復育工作，透過造林或是自然復育的手段，達到集水區治理與復育的目標。



溢流水道塊石鋪底及邊坡整坡



溢流水道加強工程 (兩岸以可透性強化材質排砌加固)

圖 5-5.2 堰塞湖溢流水道強化工程施工示意圖

由前述堰塞湖減災處理工程之方向，目前旗山溪堰塞湖壩區及崩塌區較適合進行三項減災工程，分別為溢洪道挖降工程、排水管埋管工程以及支流土石流流路設計工程，以下分別描述。

- **溢洪道挖降工程**

由第四章阻塞土體變動分析成果發現，堰塞湖壩體因支流土砂流出再度阻塞，使壩體高程抬升約 7 公尺，而水下地形測量成果得知壩後水深仍有約 8 公尺，故設計二種挖降深度供管理單位參考，分別為挖降 2.5 公尺及 4.5 公尺，挖降坡度約 1：50，壩體斷面採用 99 年 12 月 2 日第三次壩體測量之斷面，如 圖 5-5.3 至圖 5-5.5 所示，由各斷面分別計算挖除土方面積，後採用斷面法計算挖除土方量，土方量計算成果如 表 5-5.1 所示。

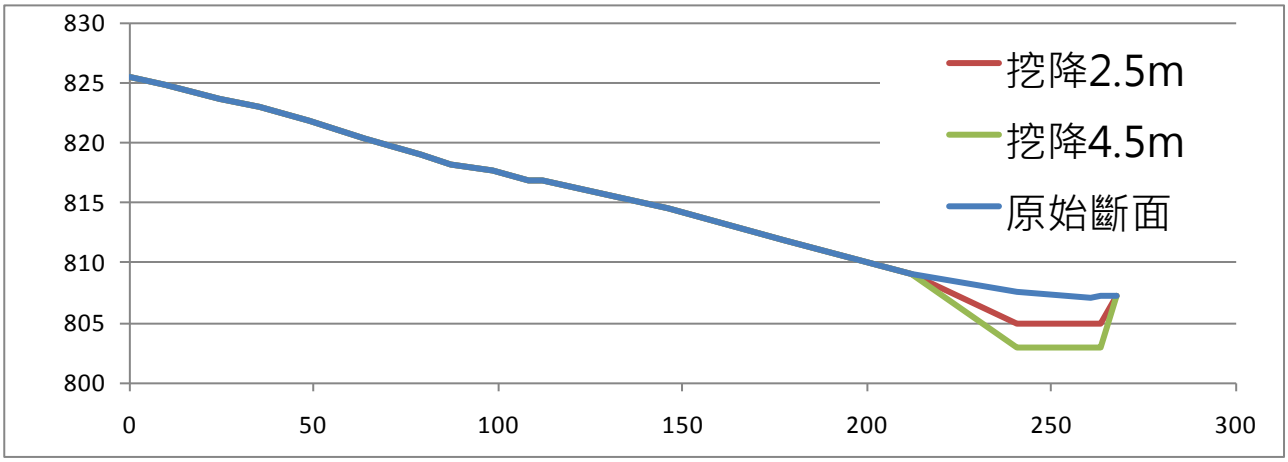


圖 5-5.3 斷面 C6 挖除土方面積圖

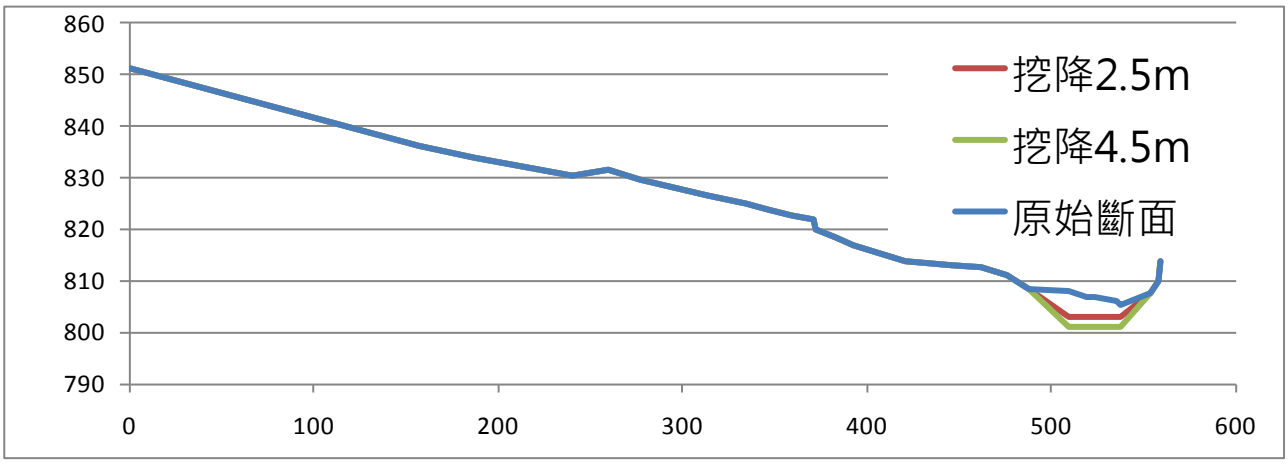


圖 5-5.4 斷面 C5 挖除土方面積圖

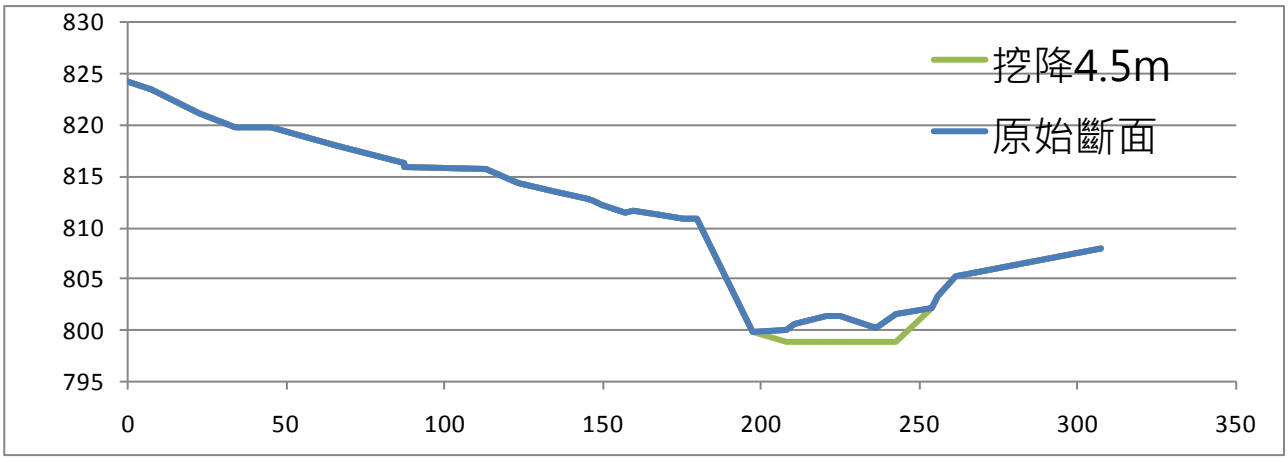


圖 5-5.5 斷面 C4 挖除土方面積圖

表 5-5.1 溢洪道挖除土方量計算表

挖降2.5m			
斷面編號	距離	面積	體積
	0.0	0.0	3,908.16
C6	82.6	94.7	7,754.39
C5	57.2	176.6	8,566.87
C4	97.0	0.0	-
挖除土方總量			20,229.41

挖降4.5m			
斷面編號	距離	面積	體積
	0.0	0.0	7,147.29
C6	82.6	173.2	12,673.84
C5	57.2	270.3	17,353.94
C4	97.0	87.5	5,112.75
挖除土方總量			42,287.82

由以上橫斷面挖降成果，將其繪製如縱斷面，如 圖 5-5.6 所示，可由縱斷面圖明確看出，如挖降 2.5 公尺，挖降工程長度需挖約 150 公尺長，其中湖中挖降工程長度約 40 公尺，而挖降 4.5 公尺時，挖降工程長度需挖約 300 公尺長，其中湖中挖降工程長度約 80 公尺。

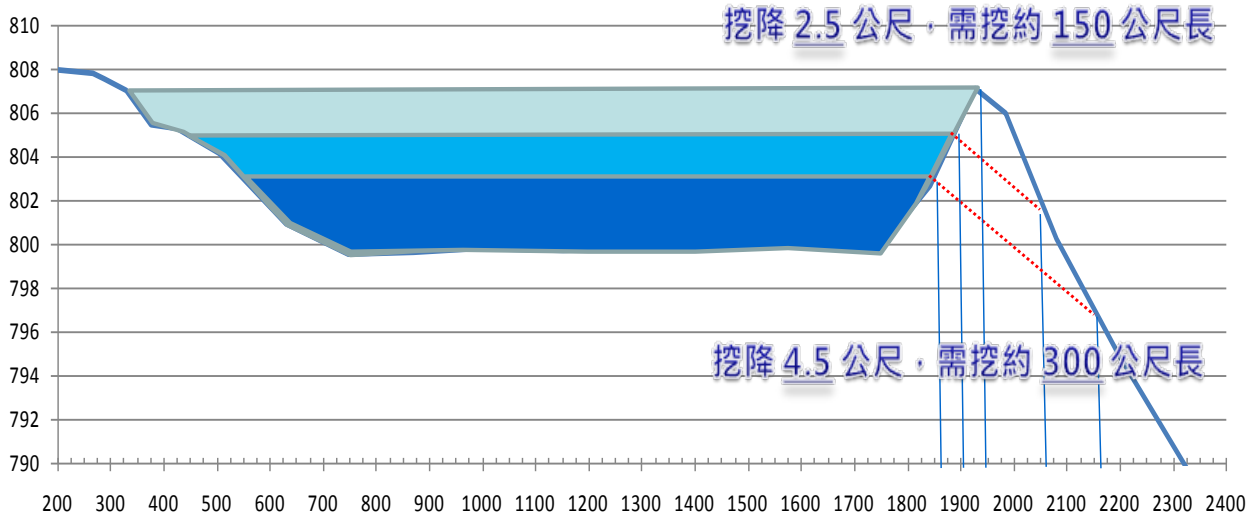


圖 5-5.6 挖降縱斷長度示意圖

最後由 4-4.2 節水下體積分析成果，目前蓄水體積約 157 萬立方公尺，挖降 2.5 公尺時，蓄水體積可降低至約 92 萬立方公尺，約減少至原有體積之 2/3，而挖降 4.5 公尺時，蓄水體積可降至約 49 萬，約減少至原有體積之 1/3。

故由以上方案之分析成果，將其整理如 表 5-5.2，可比對二種方案所需之工程難度及工程效益。

表 5-5.2 挖降方案相關參數列表

方案	水體體積 (m^3)	湖面面積 (m^2)	挖降土方量 (m^3)	挖降所需長度 (m)	湖區內長度 (m)
未挖降	1,571,263	277,125	0	0	0
挖降 2.5m	918,454	232,525	20,229	150	40
挖降 4.5m	491,780	197,300	42,288	300	80

- **排水管埋管工程**

溢洪道經挖降後，如遇暴雨事件，可能使支流土砂再次流出造成阻塞，故可考慮於溢洪道下埋設排水管線,使蓄積水體可藉由排水管路向下游排出，即使溢洪道再度發生阻塞情形，壩後水體仍可藉由排水管線向下流瀉，恢復原本湖區水位高度。以下就管線特性、埋管方式建議分別描述。

A. 管線特性

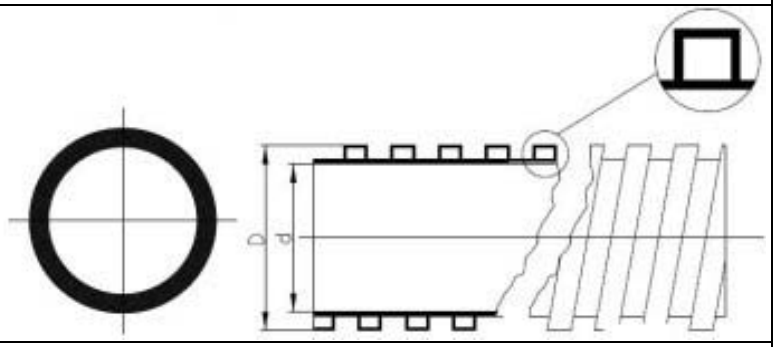
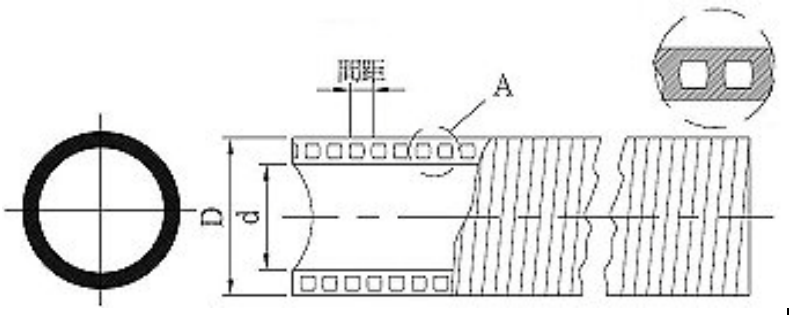
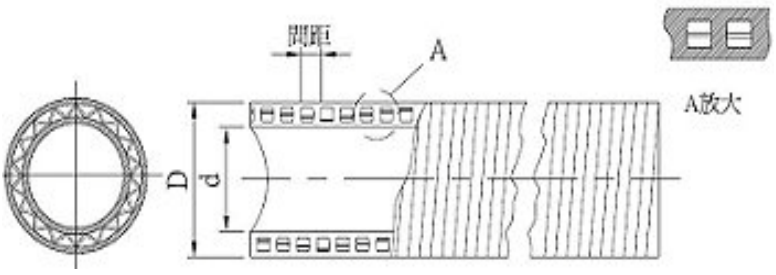
排水管材質可採用高密度聚乙烯(HDPE) 波紋管,HDPE 材質具 環保、質輕、高韌性、耐酸鹼、高耐久的特性，另有質量輕易搬運，組裝容易、施工快速等優點，且波紋管外緣呈獨立環狀波紋結構，中空矩型增強抗壓強度，管壁可壓力傳導至周圍土壤，增加負載能力。內層管壁表面光滑，可減低磨擦，增加流速，砂土不易沈積，適用於排水及水體導流之工作。

管線尺寸最大至 40 吋，另可於波谷處開孔使水流流入而不損傷管剛性之特性，其常見形式有三種，一般型、加強型、抗高壓型，波紋管外觀及設計如 圖 5-5.7 所示。

B. 埋管方式

埋設排水管線工程可搭配溢洪道挖降工程，溢洪道挖降後，可再挖深 1 至 2 公尺，將管線置入槽中，並以不織布包覆管壁，減少細粒土砂流入管中而使管路阻塞，管線旁鋪以碎石固定，再蓋以塊石穩固河道底層避免沖刷，埋管工程時，其管路鋪設長度約等同溢洪道挖降長度。排水管埋設時可依溢洪道寬度，將排水管平行排列於溢洪道中，排水管設置橫剖面示意圖如 圖 5-5.8 所示。

然而，堰塞湖區仍處於劇烈變動之情形，未來湖底可能淤積，如淤積深度高於排水管入口高程，則會使排水管失去功能，故排水管入口設計時必須預先考慮以因應其變化，以下設計三種排水管入口形式，並依照其優點，經費，施工難易度綜合評論

一般型	
	
加強型	
	
抗高壓型	
	

資料來源：新綠境實業有限公司網頁

圖 5-5.7 波紋管產品分類圖

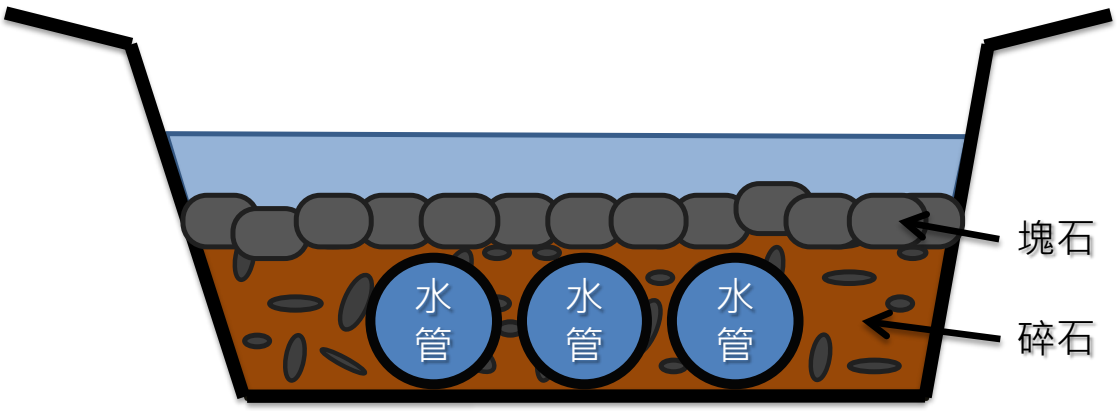


圖 5-5.8 排水管設置橫剖面示意圖

C. 排水管埋設設計方案

以下三種方案差異主要在於排水管入口處之設計形式,依照其設計不同，所得成效與所需經費亦不同。三種方案之示意圖如 圖 5-5.9 至 圖 5-5.11 所示，並將三種方案之主要評估標準及優缺點表列如 表 5-5.3。

方案 A：

湖區內排水管口設置時，留置管口於湖區內，水可直接透過管口直接向下輸送，此方案所需經費最少，管口亦不容易遭到破壞，但若湖底淤積高程高於管口，則排水管將失去其作用。

方案 B：

延續方案 A，排水管增設一處入水口，增設入口方向朝向上方，設計二處入水口可預防下方入水口遭阻塞而使排水管失去作用,此方案所需經費中等，但可對應汛期後湖區變化情形，但上方入水口於汛期時容易因強勁的水流作用而折斷，故設計時需考慮現地固定之方式。

方案 C：

延續方案 B,於入水口周圍以混擬土方式製作集水井，可保護集水井內之排水管，提高其抵抗水流的能力，亦較容易將管口固定於底床，但所需經費及施工困難度較高。

表 5-5.3 排水管線設計方案比較表

方案	經費	施工難易度	優點	缺點
A	低	低	施工容易，管口不易損壞	容易受湖底淤積影響而阻塞
B	中	中	可因應湖底淤積情形，持續發揮排水功能	汛期時管口易受水流作用力而折斷或損壞
C	高	高	除方案 B 優點，另可保護排水管，提高承受水流衝擊能力	施工困難,所需經費較高

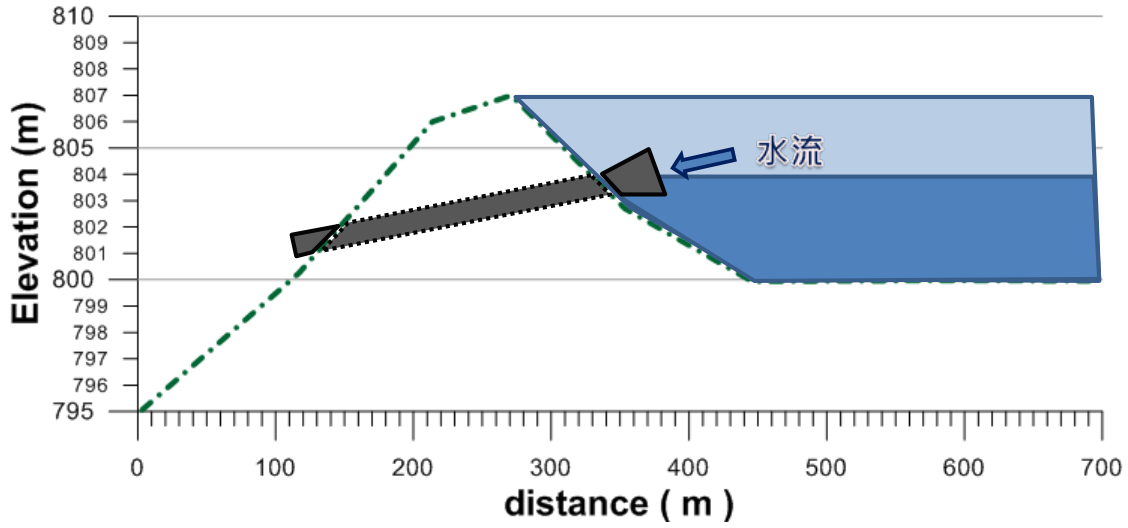


圖 5-5.9 方案 A 入水口設計示意圖

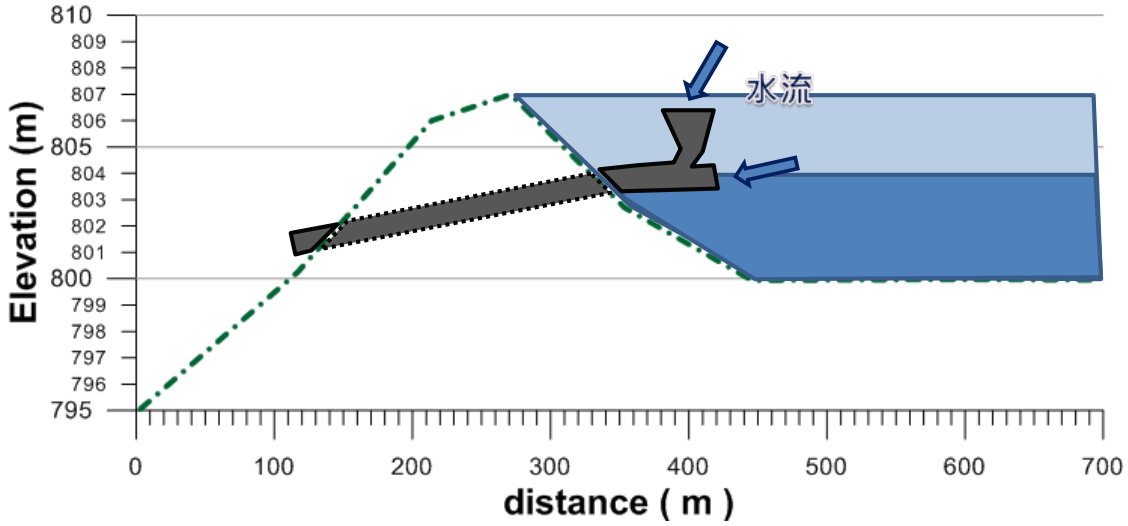


圖 5-5.10 方案 B 入水口設計示意圖

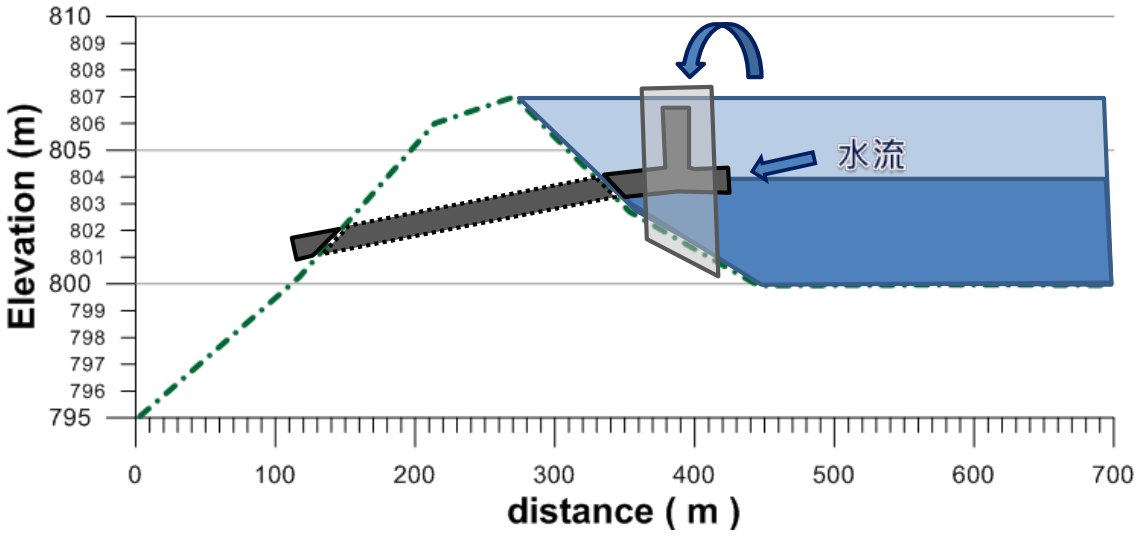


圖 5-5.11 方案 C 入水口設計示意圖

- **支流土石流流路設計工程**

凡那比颱風後，由 99 年 10 月 11 日空勘照片發現，支流土石流流路主要沿支流右岸流入堰塞湖湖區內 (圖 5-5.12)，且因支流土砂運動，河道表面堆積大量土砂，由 99 年 12 月 2 日現地勘查照片可看出水流中含有許多細微土砂 (圖 5-5.13)，於常流量時期，此類土砂將透過水流流入湖區堆積，如遇降雨事件，水流所搬運之土砂量將更加增多，可能再度使溢洪道周圍產生堆積情形，甚至阻塞溢洪道。

由 5-4 節土砂收支分析 可知，99 年度暴雨事件下，原本支流堆積之土砂大量流出，壩體新增土砂量約 50 萬立方公尺，如此大規模之土砂量，因此目前並不適合於支流設置大型防砂工程，故建議小幅修整支流土石流之流路，使水流轉向下游，減少支流淤積溢洪道之土砂量。

目前土石流扇狀地下緣已有多條舊有蝕溝痕跡，未來修整流路時，可藉此進行支流水道之路線規劃，水道底部與側岸可考慮以塊石堆置，穩定水道底床及其兩岸，使提高水道抵抗水流沖刷之能力。



圖 5-5.12 支流扇狀地空勘照片 (99/10/11)



圖 5-5.13 支流扇狀地現地照片 (99/12/02)

3. 下游聚落保全

由下游河道測量與現場調查一節中成果得知，目前旗山溪堰塞湖下游有多處保全聚落，由上游的達卡努瓦、瑪雅、南沙魯村開始，直到下游的甲仙、杉林、旗尾與旗山等，部分位於高位河階，部分位於低位河階，根據潰壩水理分析之成果，在極端 10 分鐘之潰壩情境模擬中，部分低位河階聚落雖然安全出水高較小，但仍可容許潰壩洪水波通過。

但根據各項調查與分析成果，都指出堆積土體與堰塞湖區目前仍處於變化劇烈之階段，故堰塞湖水位根據暴雨事件而有升降，溢流口區也因支流的土砂運移而時而侵蝕時而堆積，故堰塞湖區雖土砂材料持續堆積，但堰塞湖水位在 99 年度卻有抬升之情形，相對地也影響了溢流口的變遷可能趨勢，故在颱風暴雨期間，溢流口可能會有兩種不同的情形，一是溢流口遭受侵蝕而下切，此時堰塞湖水體將可能迅速通過堆積土體段形成洪水波往下游運移；另一種情況為，堆積土體區持續抬升，抬升現有堰塞湖水位，相對地改變了堆積土體原有的安定程度，在這兩種不同的情況中，雖然發生的機制有所不同，但卻都增加了堰塞湖下游河道的不安定性，目前雖聚落無立即之危害，但現有之主要交通幹線為溪床變動，與主河道之距離與安全高差最小僅 2 至 3 公尺，在洪水波通過的情形下，現有交通幹線將會中斷。

故溪床上之活動或交通運輸，須在未來建立良好之警戒或是通報機制，如於堰塞湖區設置湖面水位計，以衛星傳送方式傳輸水面高程資訊，可即時監測湖面水位變化情形，在上游堰塞湖水位突然劇烈變動時，即須離開現有河床範圍，避免安全上的危害，可作為警戒雨量值外，另一個避災參考方式；另外，水利署已於瑪雅村之民權橋設置水位站，以雷達波方式監測水位變化，水位站彼此距離 14 公里 (圖 5-5.14)，如可取得即時水位資料，即可由水位變化之相對關係推估溢洪道現地狀況，如湖面水位計水位抬升，而民權橋水位計水位下降，則溢洪道可能發生阻塞情形，反之，湖面水位計水位下降，但民權橋水位計水位抬升，則溢洪道可能沖刷，將其對應成果整理如 表 5-5.4。

另外需要考量部分為，在旗山溪交通幹線中斷後，山區集水區內之聚落將形成孤島效應，故聚落的生命機能維護，或是生活機能管路的重建等，將為中長期階段須同步考慮的主要工作。

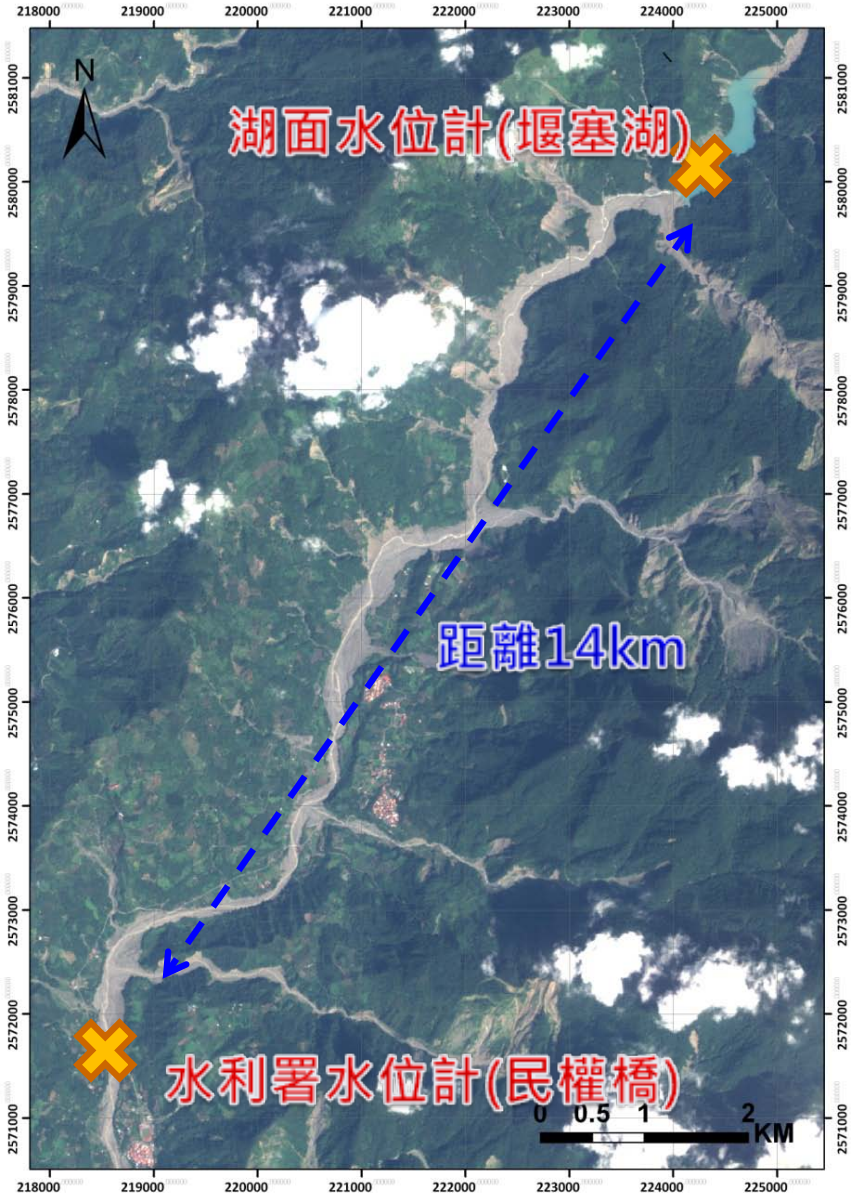


圖 5-5.14 堰塞湖及民權橋水位計相對位置圖

表 5-5.4 相對水位變化結果推估表

水位計位置	相對水位變化 1	相對水位變化 2
民權橋	上升	下降
堰塞湖	下降	上升
可能情形	溢洪道**沖刷**	溢洪道**堵塞**



圖 5-5.15 水利署民權橋水位計照片 1 (99/11/29)



圖 5-5.16 水利署民權橋水位計照片 2 (99/11/29)

- **堰塞湖防災警戒值**

堰塞湖防災預警之操作，一般透過雨量站或水位觀測站 (自動化即時觀測資料) 所回傳之即時資料進行預警監測，然旗山溪堰塞湖集水區僅存有上游遠處之中央氣象局既設雨量站 (楠溪站) 可供防災應變期間參考，如圖 5-5.17，就既設雨量站之分佈位置及數量而言，旗山溪集水區內雨量站分佈密度不足，考量集水區內實際降雨型態在空間及時間上分佈差異甚大，甚難依據即時雨量觀測資料推估河川流量及水位。

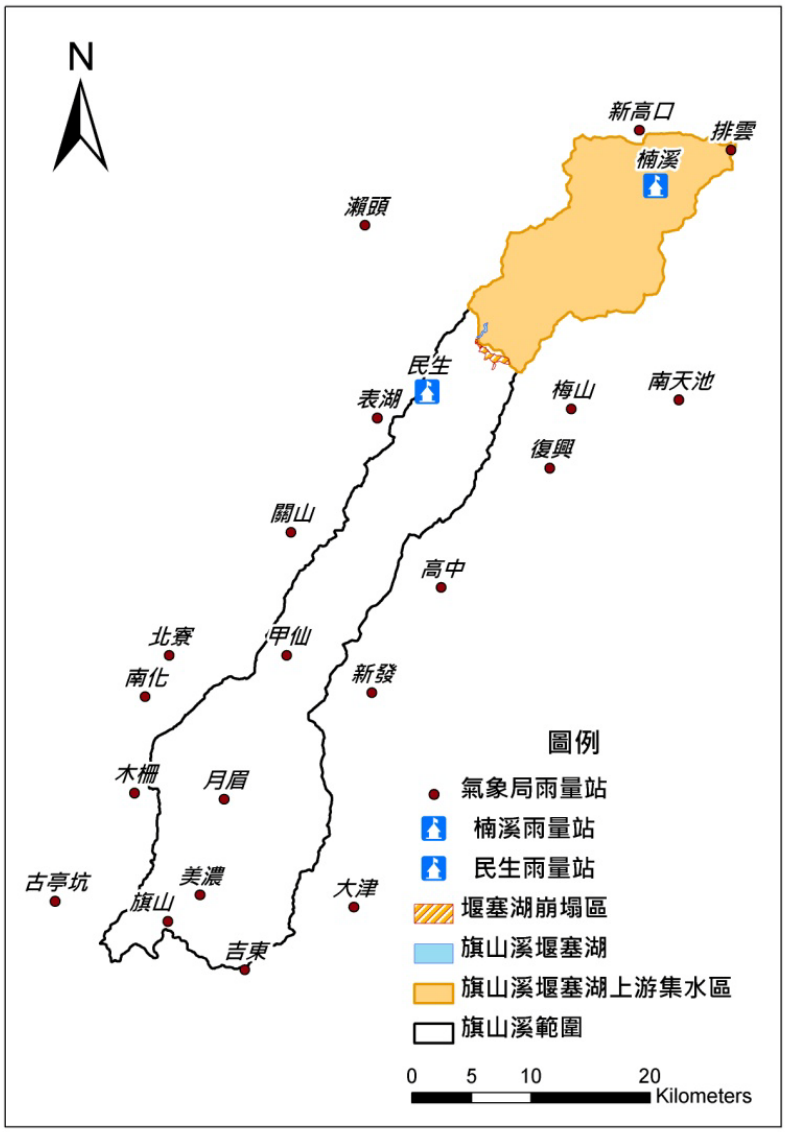


圖 5-5.17 旗山溪鄰近雨量站分佈圖

堰塞湖自 98 年 8 月莫拉克颱風形成後至 99 年底已存在近一年半，其防災警戒值之制定標準依時間及現地狀況不同而有所變化，將此段過程分為三個階段，分別為莫拉克颱風後至 99 年汛期前、99 年汛期前至 99 年汛期後 以及 99 年汛期後。

A. 莫拉克颱風後至 99 年汛期前：

依據民國 99 年 5 月 5 日林務局召開國有林地堰塞湖處理專案小組第一次會議結論，考量災後集水區土砂運移變化十分劇烈，災害之演變趨勢及致災規模均甚難預估，且二次災害發生之可能性極高，另考量莫拉克風災後堰塞湖下游部分保全對象對外聯絡之道路仍為臨時性溪底便道，颱洪期間防災疏散撤離作業執行時必須考量聯外道路可能中斷問題，有必要提前執行撤離作業，故有關堰塞湖防災警戒雨量值之訂定，考量現存堰塞湖之實際狀況，旗山溪堰塞湖則建議維持民國 98 年莫拉克風災後經學者專家開會研商所訂定之堰塞湖防災雨量警戒值，『以鄰近堰塞湖雨量站實際測得 24 小時累積雨量達 **200** 毫米時，發佈強制撤離通知』。

B. 99 年汛期前至 99 年汛期後：

前期堰塞湖防災預警之操作方式，歷經 99 年度 5 至 7 月豪雨期間之實際應變操作發現，原訂堰塞湖警戒基準值偏低，造成防災應變期間於決策面遭遇執行不易之問題。為能考量防災應變期間實際操作時可能遭遇之問題，提出可行之防災預警操作方法與合宜之堰塞湖警戒基準值，供未來防災應變之參考依據，故針對防災預警操作方法進行檢討，以下由旗山溪二次歷史重大災害事件作為其修訂值參考

旗山溪二次重大災害事件分別為 97 年辛樂克颱風與 98 年莫拉克颱風，其中辛樂克颱風災害發生最早之時間為 97 年 9 月 14 日下午 23 時，若依據降雨逕流分析結果顯示 (圖 5-5.18)，災害發生時之 24 小時累積雨量約為 500mm；莫拉克颱風發生最早之時間為 98 年 8 月 8 日下午 13 時，若依據降雨逕流分

析結果顯示 (圖 5-5.19)，災害發生時間點之 24 小時累積雨量也約為 500mm，

由前述歷史資料比對結果顯示，原警戒雨量基準值 (以鄰近堰塞湖雨量站實際測得 24 小時累積雨量達 200 毫米時，發佈強制撤離通知) 與歷史洪水災害發生之 24 小時累積雨量值仍有 300 毫米之差距，辛樂克及莫拉克颱風災害事件 24 小時累積雨量警戒值到達 200 毫米之時間距離災害發生之時間尚有 27 小時，24 小時累積雨量達到 350 毫米時，仍有 16 至 20 小時之預警時間，故將警戒雨量值進行調整後預警時間之變化，考量防災應變期間之疏散撤離所需之預警時間，警戒值可調整為『24 小時累積雨量達 **350 毫米** 發佈強制撤離通知』。

C. 99 年汛期後：

經過 99 年汛期，汛期中最大之暴雨事件為凡那比颱風，上游楠溪雨量站之事件累積雨量為 232.5 毫米，24 小時累積雨量為 218.5 毫米，依據目前之警戒值進行應變，周圍保全對象並未傳出災情，故未來仍以 24 小時累積雨量 **350 毫米** 之標準值作為其防災警戒值。

表 5-5.5 預警時間變化表

警戒雨量值(mm) (24 小時累積雨量)	預警時間 (hr)	
	辛樂克颱風	莫拉克颱風
200	27	27
300	19	22
350	16	20

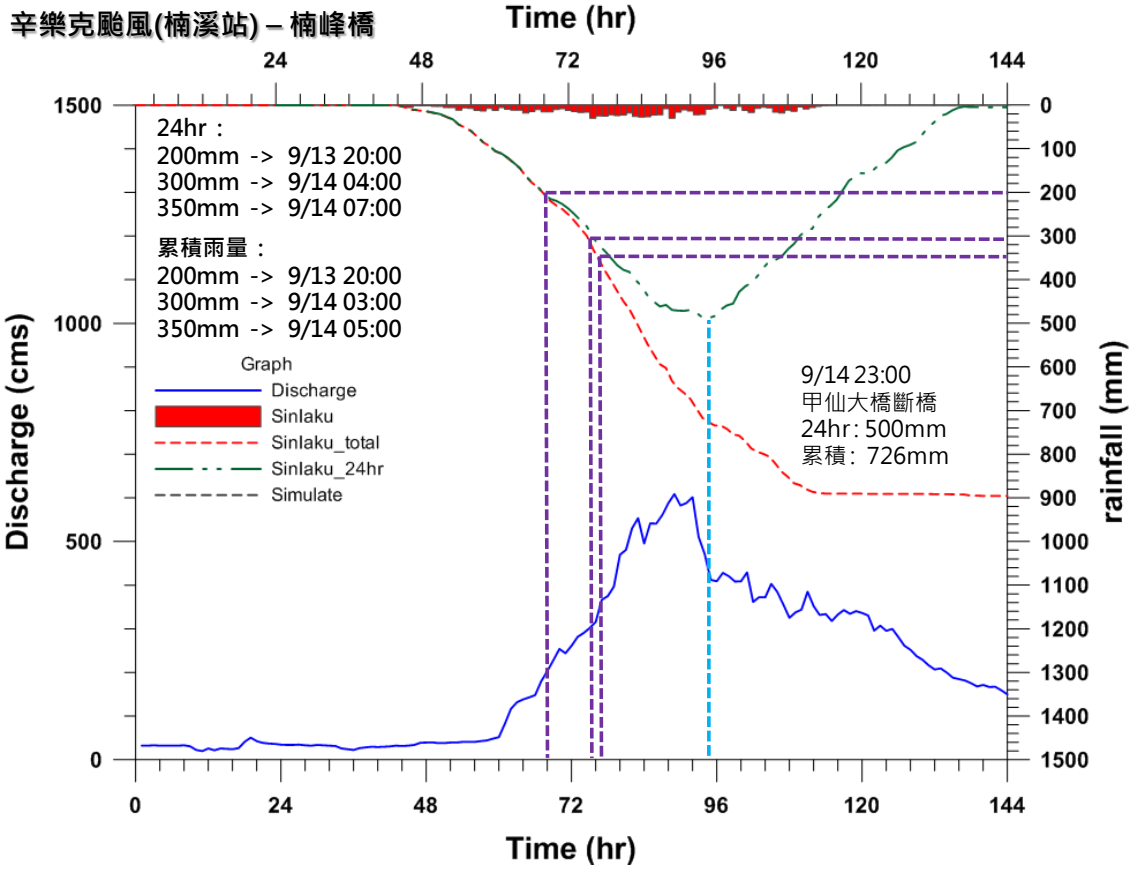


圖 5-5.18 歷史災害事件與水文分析資料比對圖(辛樂克颱風)

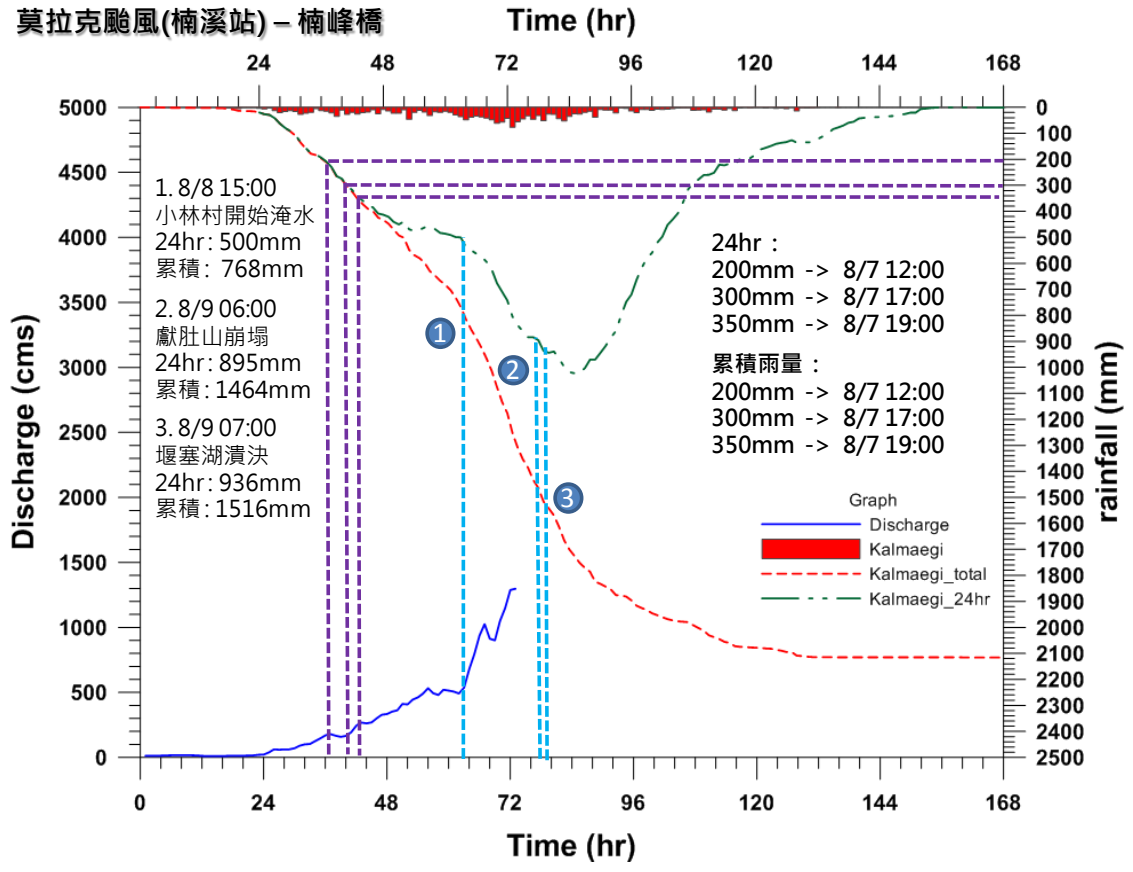


圖 5-5.19 歷史災害事件與水文分析資料比對圖(莫拉克颱風)

防災警戒值除以累積雨量值作為考量依據,另可考慮由河川水位之方式，但大部分地區並無設置相關之水位警戒設備，為簡化並提昇下游部落警戒避難作業之操作效率，以下根據現有之水文、水理及地形資料進行分析，提供訂定相關警戒值之另一種參考方式。

首先利用HEC-RAS定量流模式針對下游部落斷面進行不同設計流量之水理檢核，相關檢核成果如 表 5-5.6 所示，表中列出各部落在不同流量條件下之河川水位及平均流速，防災應變操作時，可依據表中所列河川水位及流速研判堤防出水高是否接近警戒水位，或是河川流速是否可能造成堤防或河岸發生沖刷破壞。

為簡化防災預警作業之操作,利用前面章節所述之降雨逕流模式 (運動波模式),假設為全流域之降雨分佈為均勻降雨，並利用數個固定強度之設計降雨推算下游部落所在河段之流量歷線變化，由於流量歷線估算時採清水流流況,故將其流量值乘上 潰壩流量影響係數 **1.3** 後再乘上 土石流係數**1.3**,得到一極端之流量上限值，並將其繪製成一簡易之降雨-流量率定圖，如 圖 5-5.20 至 圖 5-5.24 所示，將其簡易數值化之表如 表 5-5.7 至 表 5-5.11 所示。

藉由前述部落斷面檢討所得之警戒流量，配合此降雨-流量率定圖進行比對，即可得到不同降雨強度下所造成之流量到達警戒值之時間。例如：民生段在 40 mm/hr 之降雨強度下，需連續下 10 小時皆超過此強度之降雨才會到達 1000 cms 流量；或是如十八灣段在 100 mm/hr 之極端降雨下亦需下超過 4.5 個小時，流量才會超過 1000 cms。是即藉由此方式可讓防災應變操作單位儘速藉由雨量之變化瞭解現地流況可能的變化，亦可提早進行相關作業之準備。

表 5-5.6 旗山溪堰塞湖下游部落斷面水理檢核表

災害潛勢地區	斷面	部落高程	1000 cms		2000 cms		5000 cms		8000 cms	
			水位	流速	水位	流速	水位	流速	水位	流速
達卡努瓦村(帖布帖開溪前)	32677	669	660.5	9.6	662.2	11.0	664.9	11.9	665.5	14.8
達卡努瓦村	31590	702	639.5	3.8	640.4	4.3	641.9	5.7	642.4	7.8
達卡努瓦村	30788	701	622.1	6.2	623.4	7.5	626.6	9.4	630.1	9.1
民生橋後	29768	611	601.1	5.5	602.1	7.0	604.4	9.4	606.1	10.9
民生橋前	29160	604	592.5	6.2	594.2	7.6	598.5	9.6	601.4	11.3
瑪雅村(民權橋)	27423	600	567.2	5.2	568.5	6.1	571.6	7.6	574.0	8.5
瑪雅村	26307	568	552.2	4.5	553.4	5.6	556.1	7.6	558.3	8.8
瑪雅村(對岸)	25544	556	543.5	4.6	544.8	5.6	547.5	7.6	549.6	8.8
瑪雅村(那多薩羅溪前)	24728	540	534.5	3.5	535.0	5.3	536.4	7.7	537.5	9.4
南沙魯村	24011	561	528.0	3.7	528.7	4.8	530.2	7.2	531.1	8.9
南沙魯村	23108	550	523.4	1.7	525.5	1.7	529.5	2.1	532.2	2.5
南沙魯村(越域引水)	22480	520	514.7	7.8	516.5	8.7	517.9	12.1	518.8	14.2
五里埔	10512	436	352.0	3.2	352.4	5.0	353.9	6.2	354.9	6.8
南光	8785	337	330.9	4.0	331.9	4.1	333.2	5.3	334.1	6.2
十八灣	5991	301	295.4	3.8	296.1	5.5	297.7	7.5	298.7	8.7
十八灣	5663	298	292.5	4.8	294.0	4.9	295.8	6.8	298.6	5.4
溝仔尾	4844	289	284.3	3.0	285.0	3.8	286.2	5.6	287.2	6.4
溝仔尾	4373	291	279.9	3.2	280.7	3.9	282.2	5.1	283.0	6.5
甲仙(四德巷)	2365	270	259.6	4.9	260.8	6.1	262.2	8.6	262.9	10.4
甲仙(四德巷)	1956	270	256.7	2.5	258.0	3.0	260.6	4.2	262.3	5.2
甲仙(四德巷)	1728	262	254.9	4.6	256.1	5.2	258.7	6.3	260.3	7.2
甲仙	1432	261	252.6	3.5	253.3	4.3	254.6	6.2	255.5	7.7
甲仙	1123	254	247.5	4.6	248.1	6.0	249.6	8.1	253.5	5.1
甲仙	789	257	243.7	5.1	245.4	5.9	248.5	7.4	251.3	7.5

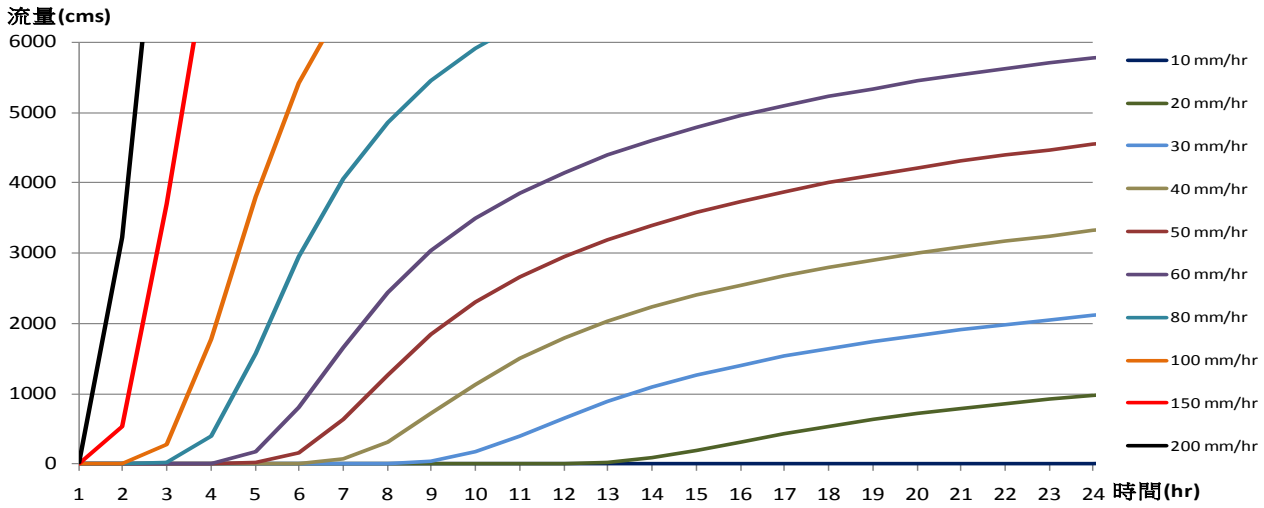


圖 5-5.20 旗山溪民生段降雨-流量率定圖

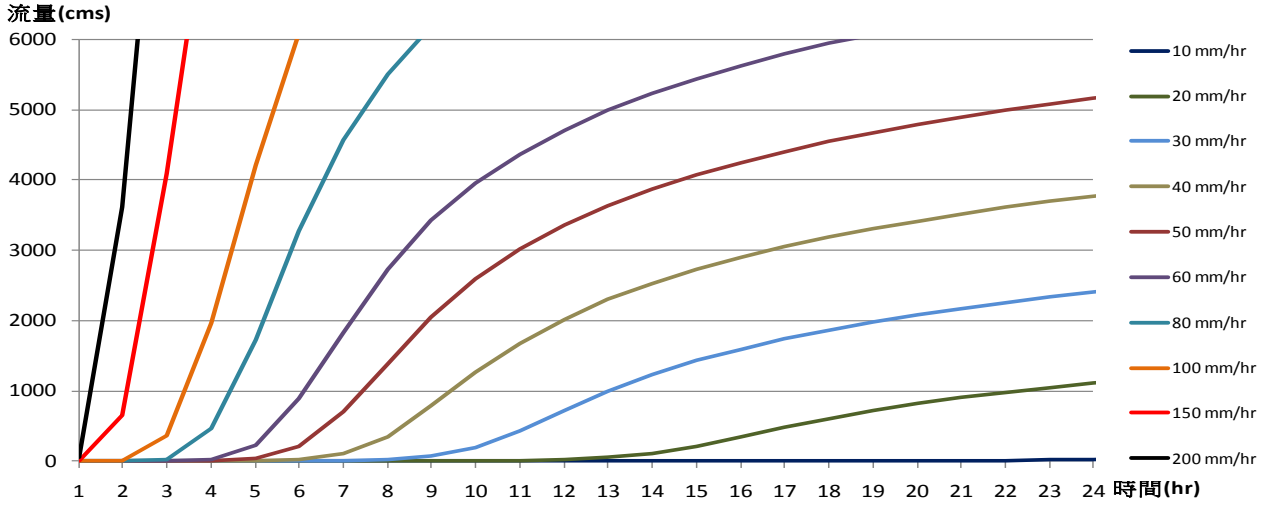


圖 5-5.21 旗山溪民權段降雨-流量率定圖

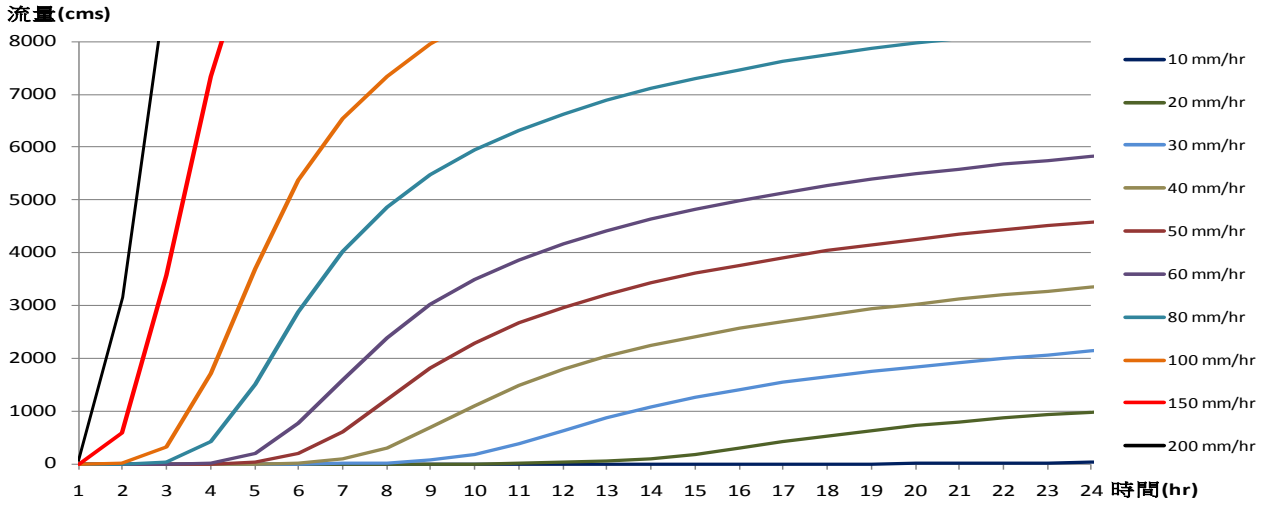


圖 5-5.22 旗山溪民族段降雨-流量率定圖

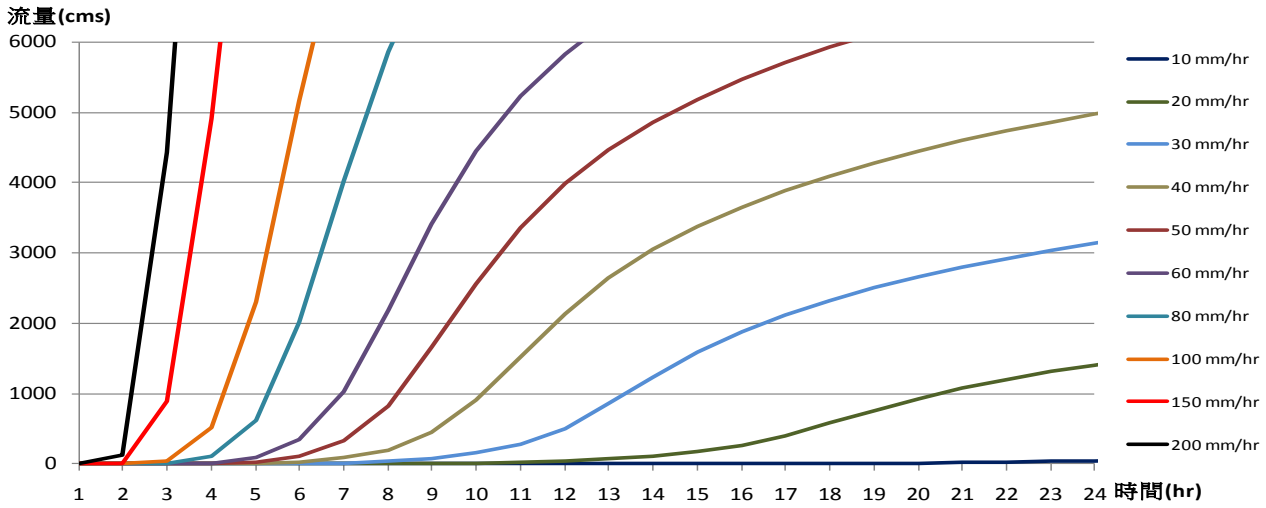


圖 5-5.23 旗山溪十八灣段降雨-流量率定圖

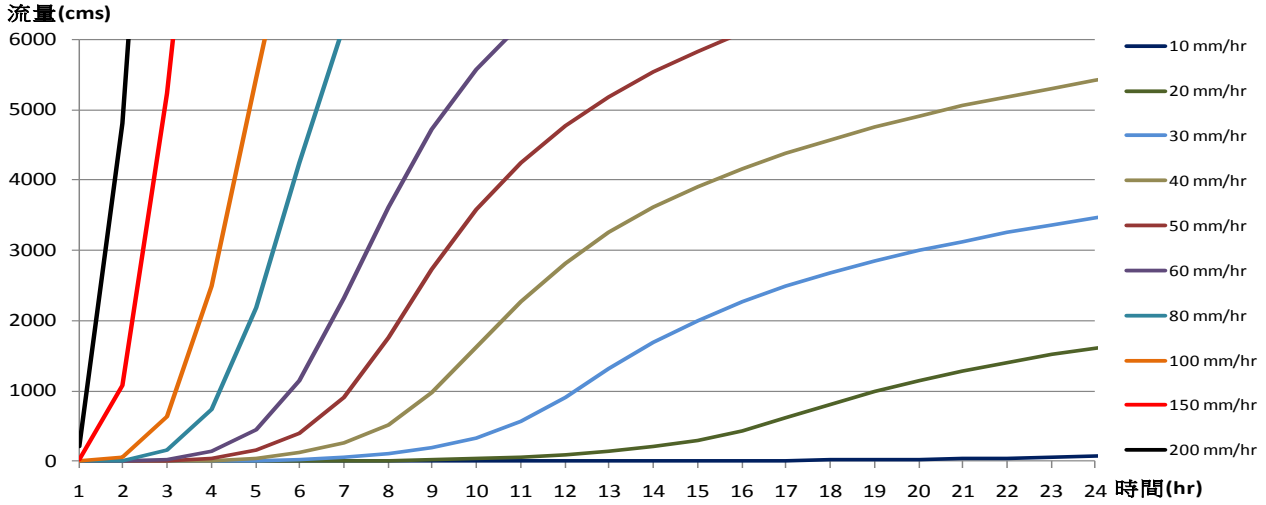


圖 5-5.24 旗山溪甲仙段降雨-流量率定圖

表 5-5.7 旗山溪民生段降雨-流量對照表

	1000cms	2000 cms	5000 cms	8000 cms
20+ mm/hr	25hr 27 mins	48+ hr	48+ hr	48+hr
	48+ hr	48+ hr	48+ hr	48+hr
30+ mm/hr	14hr 32 mins	23hr 15 mins	48+ hr	48+ hr
	19hr 30 mins	48+ hr	48+ hr	48+ hr
40+ mm/hr	10hr 40 mins	13hr 52 mins	48+ hr	48+ hr
	12hr 39 mins	25hr 58 mins	48+ hr	48+ hr
50+ mm/hr	8hr 34 mins	10hr 20 mins	34hr 32 mins	48+ hr
	9hr 44 mins	14hr 53 mins	48+ hr	48+ hr
60+ mm/hr	7hr 14 mins	8hr 26 mins	17hr 19 mins	48+ hr
	8hr 2 mins	10hr 45 mins	48+ hr	48+ hr
80+ mm/hr	5hr 31 mins	6hr 19 mins	9hr 14 mins	22hr 4 mins
	6hr 5 mins	7hr 23 mins	29hr 17 mins	48+ hr
100+ mm/hr	4hr 29 mins	5hr 6 mins	6hr 44 mins	10hr 12 mins
	4hr 56 mins	5hr 48 mins	11hr 13 mins	48+ hr
150+ mm/hr	3hr 9 mins	3hr 28 mins	4hr 21 mins	5hr 12 mins
	3hr 22 mins	3hr 54 mins	5hr 22 mins	9hr 0 mins
200+ mm/hr	2hr 18 mins	2hr 37 mins	3hr 17 mins	3hr 47 mins
	2hr 31 mins	3hr 2 mins	3hr 51 mins	4hr 55 mins

表 5-5.8 旗山溪民權段降雨-流量對照表

	1000 cms	2000 cms	5000 cms	8000 cms
20+ mm/hr	23hr 18 mins	48+ hr	48+ hr	48+ hr
	39hr 33 mins	48+ hr	48+ hr	48+ hr
30+ mm/hr	14hr 1 mins	20hr 14 mins	48+ hr	48+ hr
	17hr 40 mins	48+ hr 2 mins	48+ hr	48+ hr
40+ mm/hr	10hr 27 mins	12hr 56 mins	48+ hr	48+ hr
	12hr 2 mins	20hr 41 mins	48+ hr	48+ hr
50+ mm/hr	8hr 26 mins	9hr 55 mins	23hr 2 mins	48+ hr
	9hr 27 mins	13hr 6 mins	48+ hr	48+ hr
60+ mm/hr	7hr 7 mins	8hr 11 mins	14hr 3 mins	48+ hr
	7hr 51 mins	9hr 56 mins	48+ hr	48+ hr
80+ mm/hr	5hr 25 mins	6hr 10 mins	8hr 28 mins	14hr 56 mins
	5hr 58 mins	7hr 5 mins	17hr 10 mins	48+ hr
100+ mm/hr	4hr 24 mins	5hr 1 mins	6hr 25 mins	8hr 41 mins
	4hr 50 mins	5hr 38 mins	9hr 14 mins	48+ hr
150+ mm/hr	3hr 6 mins	3hr 23 mins	4hr 13 mins	4hr 55 mins
	3hr 18 mins	3hr 47 mins	5hr 2 mins	7hr 14 mins
200+ mm/hr	2hr 16 mins	2hr 33 mins	3hr 12 mins	3hr 38 mins
	2hr 28 mins	2hr 56 mins	3hr 42 mins	4hr 36 mins

表 5-5.9 旗山溪民族段降雨-流量對照表

	1000cms	2000 cms	5000 cms	8000 cms
20+ mm/hr	25hr 20 mins	48+ hr 12 mins	48+ hr	48+ hr
	35hr 46	48+ hr	48+ hr	48+ hr
30+ mm/hr	14hr 37 mins	23hr 2 mins	48+ hr	48+ hr
	16hr 56 mins	42hr 53 mins	48+ hr	48+ hr
40+ mm/hr	10hr 46 mins	13hr 52 mins	48+ hr	48+ hr
	11hr 48 mins	18hr 50 mins	48+ hr	48+ hr
50+ mm/hr	8hr 39 mins	10hr 24 mins	33hr 20 mins	48+ hr
	9hr 19 mins	12hr 27 mins	48+ hr	48+ hr
60+ mm/hr	7hr 17 mins	8hr 30 mins	17hr 3 mins	48+ hr
	7hr 46 mins	9hr 39 mins	48+ hr	48+ hr
80+ mm/hr	5hr 32 mins	6hr 22 mins	9hr 14 mins	21hr 21 mins
	5hr 54 mins	6hr 57 mins	14hr 31 mins	48+ hr
100+ mm/hr	4hr 29 mins	5hr 9 mins	6hr 47 mins	10hr 6 mins
	4hr 47 mins	5hr 33 mins	8hr 35 mins	38hr
150+ mm/hr	3hr 8 mins	3hr 28 mins	4hr 23 mins	5hr 15 mins
	3hr 16 mins	3hr 44 mins	4hr 54 mins	6hr 41 mins
200+ mm/hr	2hr 18 mins	2hr 38 mins	3hr 18 mins	3hr 48 mins
	2hr 26 mins	2hr 53 mins	3hr 38 mins	4hr 26 mins

表 5-5.10 旗山溪十八灣段降雨-流量對照表

	1000cms	2000 cms	5000 cms	8000 cms
20+ mm/hr	20hr 29 mins	32hr 51 mins	48+ hr	48+ hr
	27hr 33	48+ hr	48+ hr	48+ hr
30+ mm/hr	13hr 23 mins	16hr 30 mins	48+ hr	48+ hr
	15hr 22 mins	26hr 32 mins	48+ hr	48+ hr
40+ mm/hr	10hr 9 mins	11hr 47 mins	24hr 16 mins	48+ hr
	11hr 16 mins	15hr 0 mins	48+ hr	48+ hr
50+ mm/hr	8hr 13 mins	9hr 23 mins	14hr 26 mins	44hr 32 mins
	9hr 3 mins	11hr 2 mins	48+ hr	48+ hr
60+ mm/hr	6hr 57 mins	7hr 50 mins	10hr 42 mins	19hr 6 mins
	7hr 34 mins	8hr 58 mins	21hr 57 mins	48+ hr
80+ mm/hr	5hr 16 mins	5hr 59 mins	7hr 32 mins	9hr 47 mins
	5hr 46 mins	6hr 41 mins	10hr 19 mins	47hr 3 mins
100+ mm/hr	4hr 16 mins	4hr 50 mins	5hr 57 mins	7hr 6 mins
	4hr 39 mins	5hr 22 mins	7hr 20 mins	12hr 27 mins
150+ mm/hr	3hr 2 mins	3hr 17 mins	4hr 1 mins	4hr 34 mins
	3hr 12 mins	3hr 37 mins	4hr 38 mins	5hr 43 mins
200+ mm/hr	2hr 12 mins	2hr 26 mins	3hr 4 mins	3hr 25 mins
	2hr 22 mins	2hr 45 mins	3hr 28 mins	4hr 5 mins

表 5-5.11 旗山溪甲仙段降雨-流量對照表

	1000 cms	2000 cms	5000 cms	8000 cms
20+ mm/hr	20hr 1 mins	30hr 21 mins	48+ hr	48+ hr
	25hr 57 mins	48+ hr	48+ hr	48+ hr
30+ mm/hr	13hr 13 mins	15hr 59 mins	48+ hr	48+ hr
	15hr 0 mins	24hr 9 mins	48+ hr	48+ hr
40+ mm/hr	10hr 2 mins	11hr 35 mins	21hr 37 mins	48+ hr
	11hr 7 mins	14hr 21 mins	48+ hr	48+ hr
50+ mm/hr	8hr 6 mins	9hr 15 mins	13hr 33 mins	32hr 29 mins
	8hr 55 mins	10hr 46 mins	42hr 43 mins	48+ hr
60+ mm/hr	6hr 48 mins	7hr 44 mins	10hr 19 mins	16hr 45 mins
	7hr 28 mins	8hr 49 mins	18hr 44 mins	48+ hr
80+ mm/hr	5hr 11 mins	5hr 53 mins	7hr 23 mins	9hr 18 mins
	5hr 40 mins	6hr 35 mins	9hr 43 mins	27hr 11 mins
100+ mm/hr	4hr 11 mins	4hr 44 mins	5hr 51 mins	6hr 54 mins
	4hr 34 mins	5hr 18 mins	7hr 5 mins	10hr 58 mins
150+ mm/hr	2hr 56 mins	3hr 13 mins	3hr 57 mins	4hr 29 mins
	3hr 9 mins	3hr 33 mins	4hr 33 mins	5hr 32 mins
200+ mm/hr	2hr 10 mins	2hr 23 mins	3hr 1 mins	3hr 22 mins
	2hr 19 mins	2hr 41 mins	3hr 25 mins	3hr 59 mins

陸、士文溪堰塞湖調查及圖資分析

6-1 崩塌區調查及變動分析

1. 崩塌區現場調查

士文溪堰塞湖崩塌區位之現場調查與無人載具空拍照片 圖 6-1.1 與 圖 6-1.2 所示，其形成主因為士文溪上游北岸坡面滑動後阻塞主流河道，形成堰塞湖，而崩塌區之裸露面積廣大，今仍可見完整的滑動土體，為深度較高之岩體滑動，其崩崖邊緣略呈一矩形，滑動體堆積於山腰至坡腳一帶，呈紡錘形，滑動體的植生尚完整，其表面具有黃灰色、同心圓狀之條紋，為土石受到擠壓而產生的壓力脊，越往坡腳，滑動體被推擠得越強烈，代表其為分段滑動，下方岩體先滑動，上方岩體因失去支撐而接著下滑，將下方岩體往前擠壓。另外，地滑之主崩崖後方可見一張力裂隙，寬度約 2 至 3 公尺，顯示主崩崖仍有不穩定岩體。

現場調查可見，崩塌的坡面上，局部有岩層面出露，其走向與坡面走向呈小角度斜交，顯示此崩塌所在的坡面主要為斜交坡、局部為順向坡，這也說明了為什麼此崩塌邊緣呈現矩形。此外，滑動體的土石顯示其為風化土壤與破碎岩塊，風化程度高且厚度相當大，以上現象，加上該處為斜交至順向坡，皆易於驅使崩塌發生。根據上述地質狀況推測，該處在崩塌發生之前，可能已是舊地滑之滑動體，在莫拉克颱風期間受到豪雨誘發而再次活動。

滑動體之坡腳持續受到河水侵蝕，由空拍照片可見滑動體下游側已被侵蝕而發生小規模的土體崩落，未來該滑動體之土方研判將繼續受到河水側向侵蝕作用而持續崩塌，逐漸將土砂帶往下游，而主崩崖後方之不穩定岩體亦可能在下次豪雨時下移，持續提供天然壩堆積土體區土砂材料。



圖 6-1.1 士文溪堰塞湖崩塌區無人載具空拍照片



圖 6-1.2 士文溪堰塞湖崩塌區現地照片 (98/8/19)

2. 崩塌區變動分析

士文溪堰塞湖崩塌區地形變化比對乃採用莫拉克風災前、後期航測地形資料，資料來源為屏東林區管理處協助本計畫取得莫拉克颱風災後 98 年 8 月 24 日由農林航測所產製之航測地形資料，再利用 GIS 空間分析模組進行分析比對。崩塌區之地形變動分佈如 圖 6-1.3 所示，並配合崩塌區之位置繪製成縱剖面變化圖如 圖 6-1.4 所示。

根據前後地形比對之變動分析成果，崩塌區之滑動長度約為 600 公尺，最大侵蝕深度約為 90 公尺，出現在圖中 0K+450 處，而滑動體之土砂材料目前大多堆積在 0K+250 以下的範圍，最大堆積深度約為 100 公尺，出現在 0K+100 段，為原地形河道處之位置，故堰塞湖形成後之溢流水道，出現在原河道南側的位置。

而崩塌後之地形，在 0K+100 至 0K+450 處形成一個近似於平台的地形特徵，此為土體滑動後主要堆積的範圍，故未來仍屬於較不安定之土體材料，若遇大雨或是坡腳溢流水道遭侵蝕後，可能因暴雨逕流等的作用，繼續往南側運移，造成現有溢流水道的再堵塞情形。根據 6-2 節之分析成果，士文溪堰塞湖在凡那比颱風後溢流水道有較為明顯的侵蝕情形，最大侵蝕深度約在 5 至 7 公尺之間，表示在坡腳的水道已經因為溢流的侵蝕而擴大，故前述之滑動堆積土體，仍有可能在繼續堆積堵塞河道，為未來需要持續監測與調查之重要觀測區域，也關係到未來士文溪堰塞湖存在與否之重要關鍵。

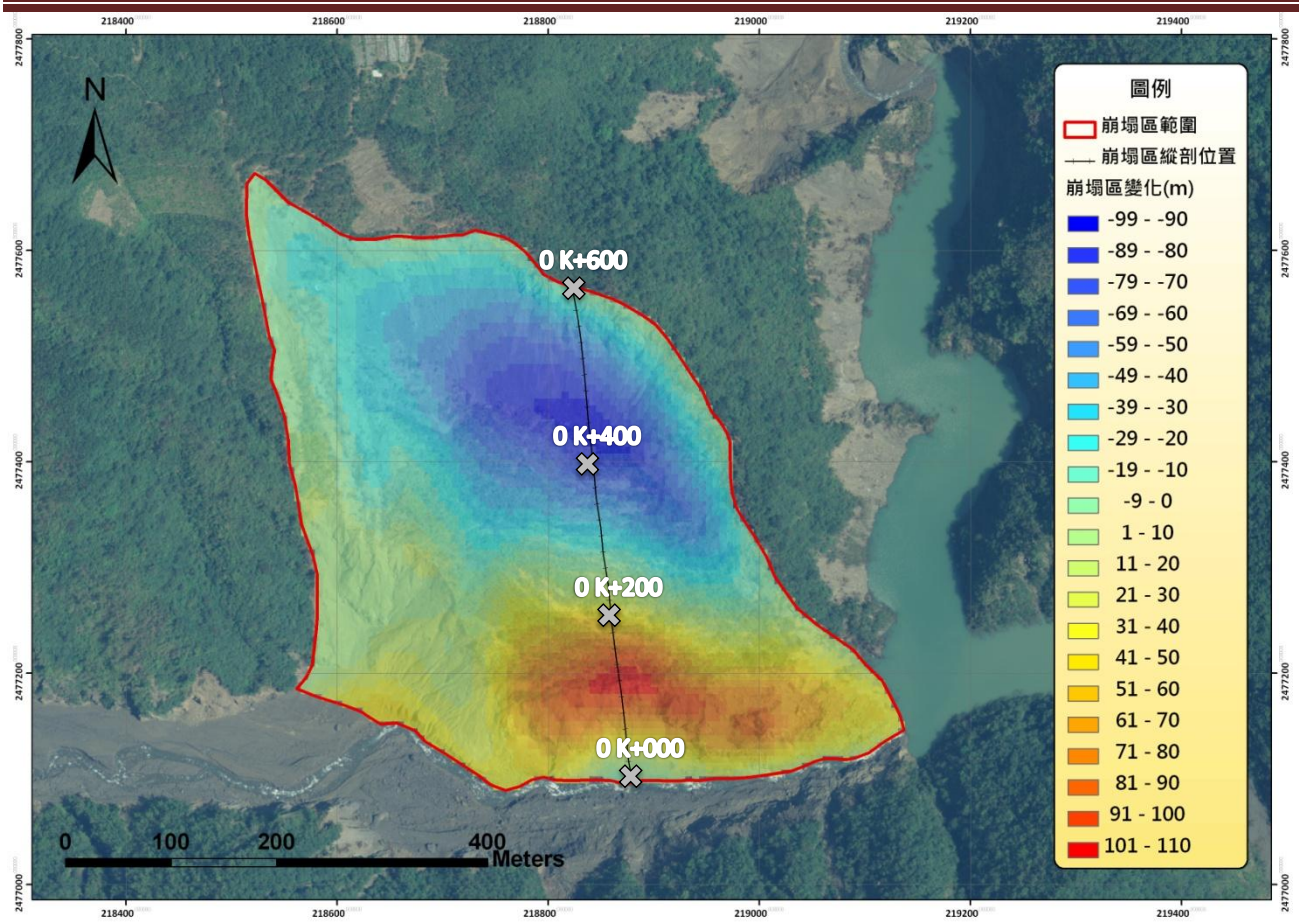


圖 6-1.3 士文溪堰塞湖崩塌區前後期地形變化比對與縱剖面分佈圖

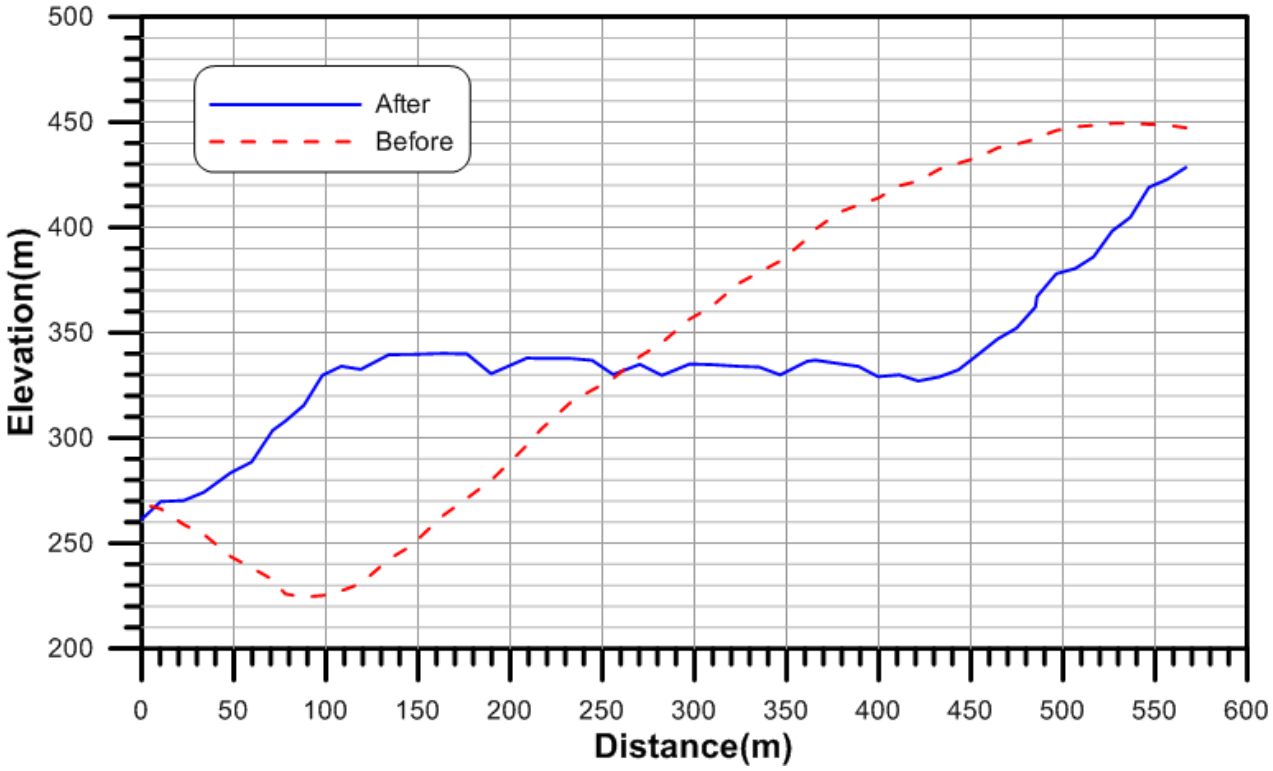


圖 6-1.4 士文溪堰塞湖崩塌區縱剖面圖

6-2 阻塞土體現況調查及變動分析

6-2.1 阻塞土體堆積現況調查

士文溪堰塞湖主要成因為士文溪上游原住民保留地發生大規模崩塌，崩塌土砂滑落並阻塞士文溪主支流交會處河道，使水流蓄積無法宣洩而形成堰塞湖。

堰塞湖形成後水體已穩定溢流,於河道左岸侵蝕出約 5 公尺寬之溢洪道。屏東林區管理處於堰塞湖溢洪道進行一次挖降工作，挖降時間為 98 年 12 月 18 日，挖降深度 4 公尺，堰塞湖區現地照片如 圖 6-2.1 至 圖 6-2.2 所示，溢洪道現地照片如 圖 6-2.4 至 圖 6-2.5 所示，由前後期相片比對，可由水痕發現堰塞湖水位確有明顯下降情形，但因士文溪堰塞湖之湖區最深水深達 23 公尺,高程下降極快,但蓄水範圍並無明顯消退情形。圖 6-2.7、圖 6-2.8 及圖 6-2.10、圖 6-2.11 為溢洪道下游河道，後期照片中因挖降工程已施做，河槽土砂分佈情形明顯有人為整治之痕跡。且河道經工程整治後，已有明顯階梯狀坡降情形，穩定崩塌地坡腳，降低崩塌發生之風險。

99 年 9 月凡那比颱風後，堰塞湖區及溢洪道現地狀況均有大幅改變，除主支流上游均大量堆積，使堰塞湖面積大幅縮小 (圖 6-2.3)，另由岩壁水痕可看出堰塞湖水位再度降低，溢洪道亦可見刷深痕跡，目前溢洪道中多為大粒徑塊石雜亂堆積，原挖降工程時整治之塊石護岸均遭洪水沖毀 (圖 6-2.6)，現地殘存情形多為較大之礫石或岩盤，較細之土砂材料大多已被帶往下游 (圖 6-2.9)，下游河道亦因洪水刷深，形成階梯狀河階地形 (圖 6-2.12)。

士文溪堰塞湖崩塌區主要成因為地滑，故現地土砂顆粒多尖銳塊石，崩塌區底部河道寬度僅約 20 公尺，土砂堆積情形十分雜亂且地勢高陡，壩體表層多為粒徑較粗之塊石，細粒徑土砂較少，下游河道亦如是，因河道土砂顆粒粒徑較粗，堰塞湖下游部分河道之溪水已完全入滲，形成河道乾涸後又突然湧出溪水之情形。



圖 6-2.1 士文溪堰塞湖現地照片 (98/12/18)



圖 6-2.2 士文溪堰塞湖現地照片 (99/2/26)



圖 6-2.3 士文溪堰塞湖現地照片 (99/10/29)



圖 6-2.4 士文溪堰塞湖溢洪道現地照片 (98/12/18)



圖 6-2.5 士文溪堰塞湖溢洪道現地照片 (99/2/26)



圖 6-2.6 士文溪堰塞湖溢洪道現地照片 (99/10/29)



圖 6-2.7 士文溪堰塞湖溢洪道下游現地照片 (98/12/18)



圖 6-2.8 士文溪堰塞湖溢洪道下游現地照片 (99/2/26)



圖 6-2.9 士文溪堰塞湖溢洪道下游現地照片 (99/10/29)



圖 6-2.10 士文溪堰塞湖下游河道現地照片 (98/12/18)



圖 6-2.11 士文溪堰塞湖下游河道現地照片 (99/2/26)



圖 6-2.12 士文溪堰塞湖下游河道現地照片 (99/10/29)

6-2.2 阻塞土體測量及變動分析

本計畫中，士文溪堰塞湖阻塞土體(亦為堰塞湖壩體)之地形測量工作，主要目的在於探討天然壩之整體變化情形，透過颱風豪雨事件前後期之測量成果進行資料比對，以瞭解颱風豪雨事件發生前後之壩體變化及土砂變動情形。本計畫利用現地河道斷面地形測量作業成果 (包括壩體及河道區域)，並與農林航空測量所提供之 5m x 5m 數值地形進行比對，得以快速評估地形之變動，以用於本計畫相關工作項目之評估。

在壩體地形測量部份，照前述 2-3 節 測量之工作方法與流程，共進行三次壩體地形測量。第一次壩體地形測量於堰塞湖形成初期，測量時間為 98 年 12 月 7 日，第二次壩體地形測量為 99 年汛期前，測量時間為 99 年 2 月 26 日，最後於 99 年 10 月 30 日完成 99 年度汛期後之第三次壩體地形測量。進一步根據不同時期所得到的河道測量資料，比較堰塞湖初形成、汛期前及汛期後之阻塞土體縱斷面及橫斷面變化情形。

1. 堰塞湖壩體測量成果(縱斷面)

縱斷面測量部份，本計畫由壩體地形測量成果，並以 2-4 節 所述之斷面法進行堆積土體體積計算，縱斷面之位置如 圖 6-2.13 所示，並由三期不同地形繪製旗山溪堰塞湖堆積土體之縱剖面線，有助於了解堆積土體之堆積特性。

圖 6-2.13 中，粗黑線為莫拉克颱風前之原有河床地形，紅線、藍線及綠線為莫拉克颱風後之河床地形，由黑線與藍線之比對得知，在莫拉克颱風後，士文溪堰塞湖之平均河道抬升高程約 5 公尺，在進入旱季後，藍線與紅線之測量成果顯示，士文溪堰塞湖經挖降 4 公尺後，後方水位降至 235.9 公尺，壩體除挖降外，並無其它顯著變化 (圖中 C 至 E 點)，另由紅線與綠線之比對可知，凡那比颱風後之士文溪堰塞湖天然壩壩體明顯受水流侵蝕，溢洪口高程下降 5.3 公尺，下游壩體更下刷約 9.4 公尺，後方水體受上游土砂運移而淤

積，迴水長度由原本的 700 公尺退縮為 240 公尺，目前水深約 8 公尺 (圖中 B 至 C 點)。

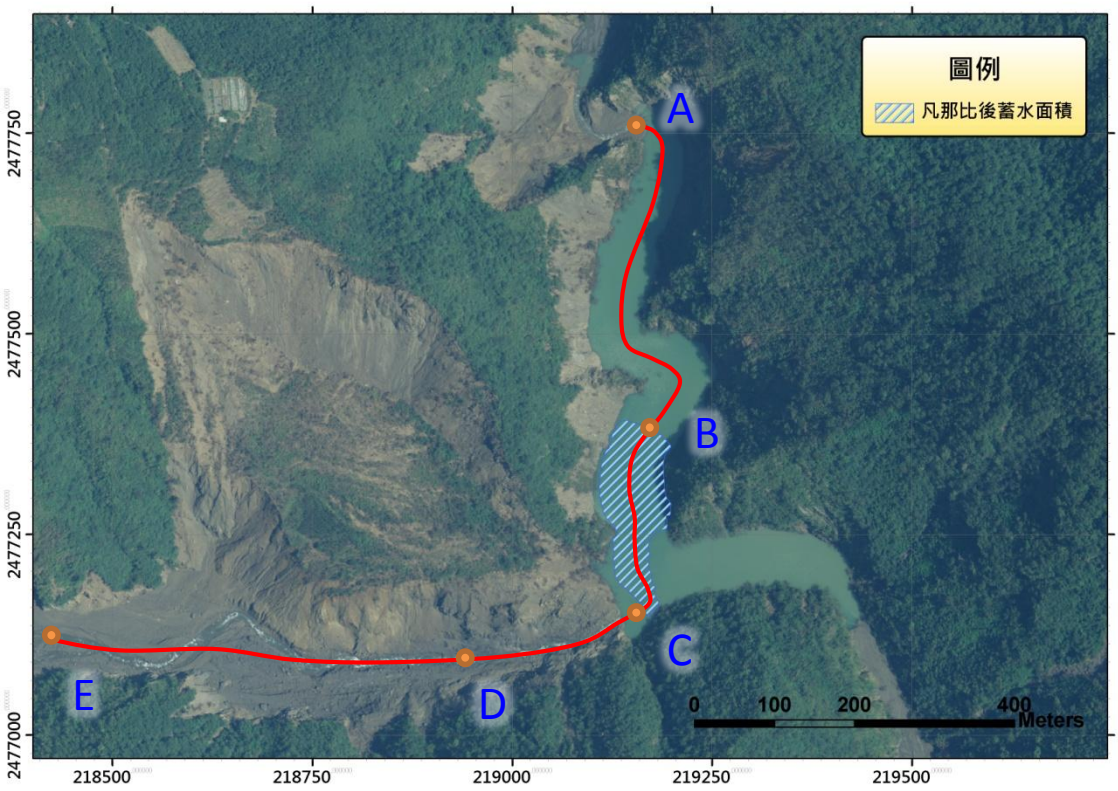
另針對堰塞湖天然壩估算現存壩體體積，以供後續天然壩壩體進行穩定性評估，根據斷面面積法之分析成果，莫拉克颱風後之天然壩壩體體積為 89 萬方，凡那比颱風後之天然壩壩體體積降為 32 萬方 (如表 6-2.1)，體積明顯減少。

表 6-2.1 莫拉克颱風後士文溪堰塞湖壩體體積估算成果表

斷面間隔距離 (m)	斷面累積距離 (m)	斷面面積 (m^2)	土體體積(m^3)
0	0	0	
			101,429
50	50	4,057	
			180,793
50	100	3,175	
			215,862
50	150	5,459	
			220,976
50	200	3,379	
			103,655
57	257	257	
			16,445
50	307	399	
			17,310
55	362	229	
			23,455
127	489	139	
			10,482
150	639	0	
總計			890,407

表 6-2.2 凡那比颱風後士文溪堰塞湖壩體體積估算成果表

斷面間隔距離 (m)	斷面累積距離 (m)	斷面面積 (m^2)	土體體積(m^3)
0	0	0	
			280
40	40	14	
			571
19	59	48	
			3,414
43	102	110	
			1,919
15	117	139	
			4,246
26	143	188	
			2,031
10	153	225	
			7,134
12	165	967	
			59,415
33	198	2679	
			53,987
22	220	2324	
			85,525
37	257	2340	
			87,010
40	297	1986	
			10,626
10	307	0	
總計			316,159



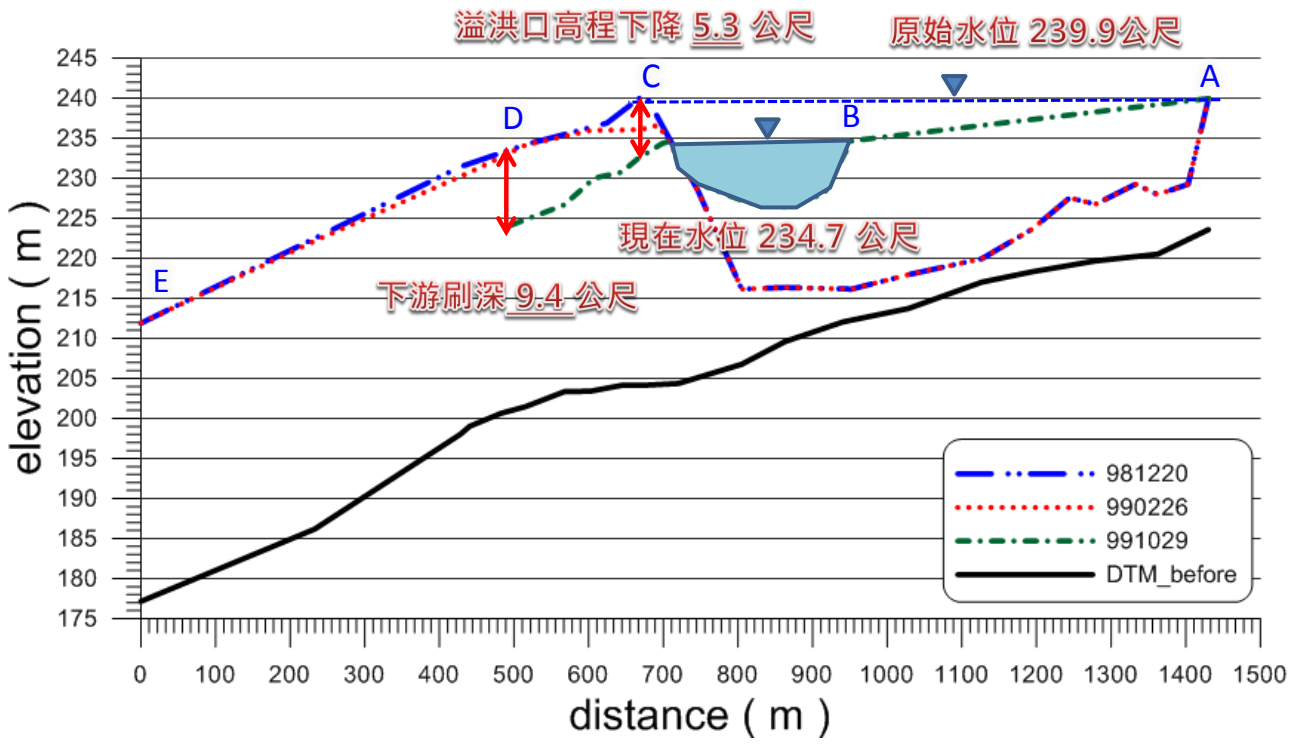


圖 6-2.13 士文溪堰塞湖縱斷面地形比對圖

2. 堰塞湖壩體測量成果(橫斷面)

本計畫於士文溪堰塞湖壩體之第一次、第二次及第三次壩體地形測量範圍如 圖 6-2.14 所示。第一次壩體測量共量測 7 組斷面，分別為斷面 A1 至斷面 A7，斷面測量成果繪製如圖 6-2.15 至 圖 6-2.21 所示；第二次壩體測量共量測 7 組斷面，分別為斷面 B1 至斷面 B7，斷面測量成果繪製如 圖 6-2.22 至 圖 6-2.28 所示；第三次壩體測量則著重於堰塞湖壩體區之變動，共量測 5 組斷面，分別為斷面 C1 至斷面 C5，成果繪製如圖 6-2.29 至 圖 6-2.33 所示。由於第三次測量為 99 年汛期後進行，因降雨事件 (0725 豪雨、南修颱風、凡那比颱風等) 的影響，壩體變動明顯，其中，斷面 C5 為凡那比颱風後之堰塞湖溢洪口，測量成果有部分位置位於水下，故以水下測量成果補完該斷面 (水下地形部分為方塊點與虛線)。

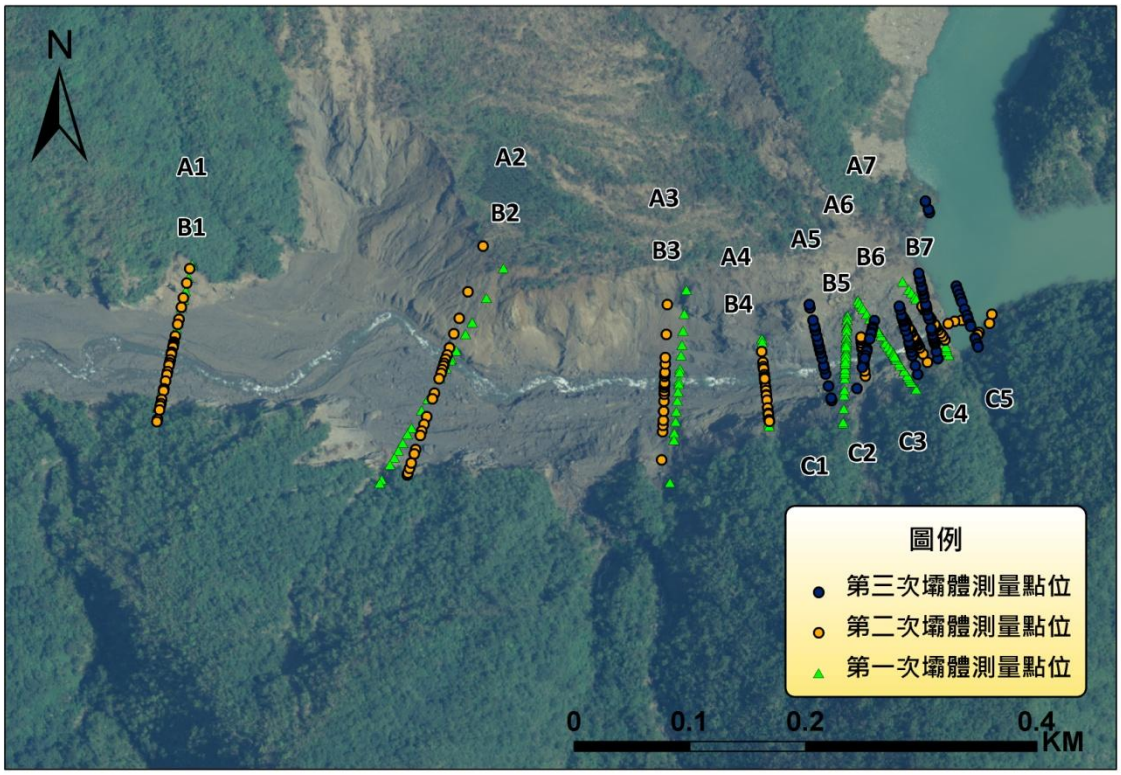


圖 6-2.14 士文溪堰塞湖壩體斷面測量分佈圖

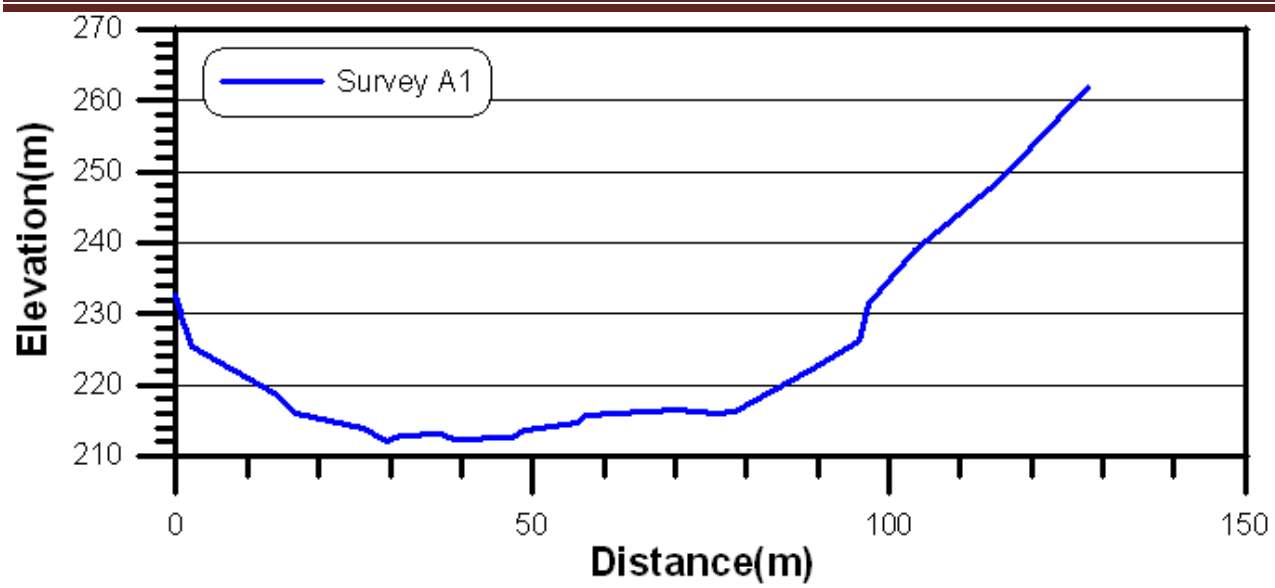


圖 6-2.15 士文溪堰塞湖第一次壩體測量(A1)

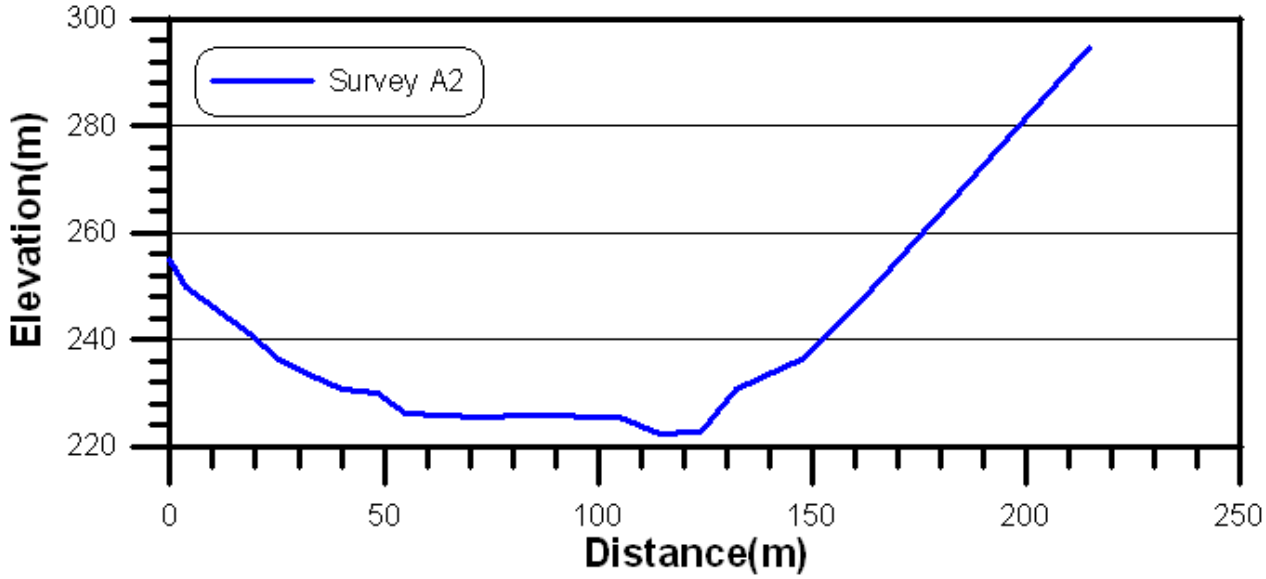


圖 6-2.16 士文溪堰塞湖第一次壩體測量(A2)

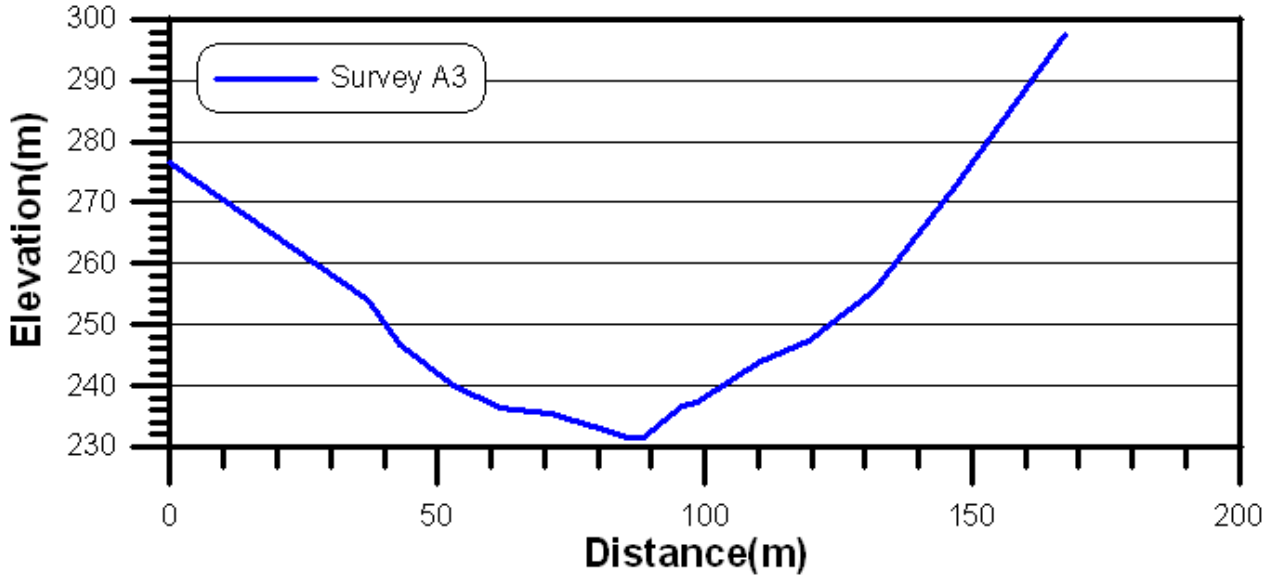


圖 6-2.17 士文溪堰塞湖第一次壩體測量(A3)

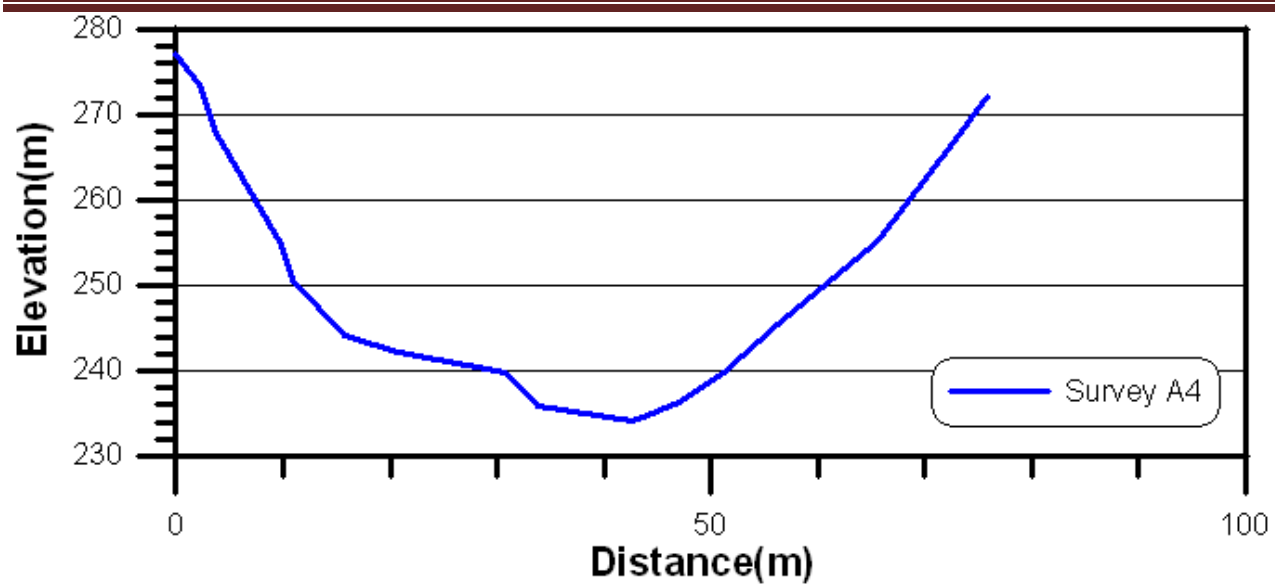


圖 6-2.18 士文溪堰塞湖第一次壩體測量(A4)

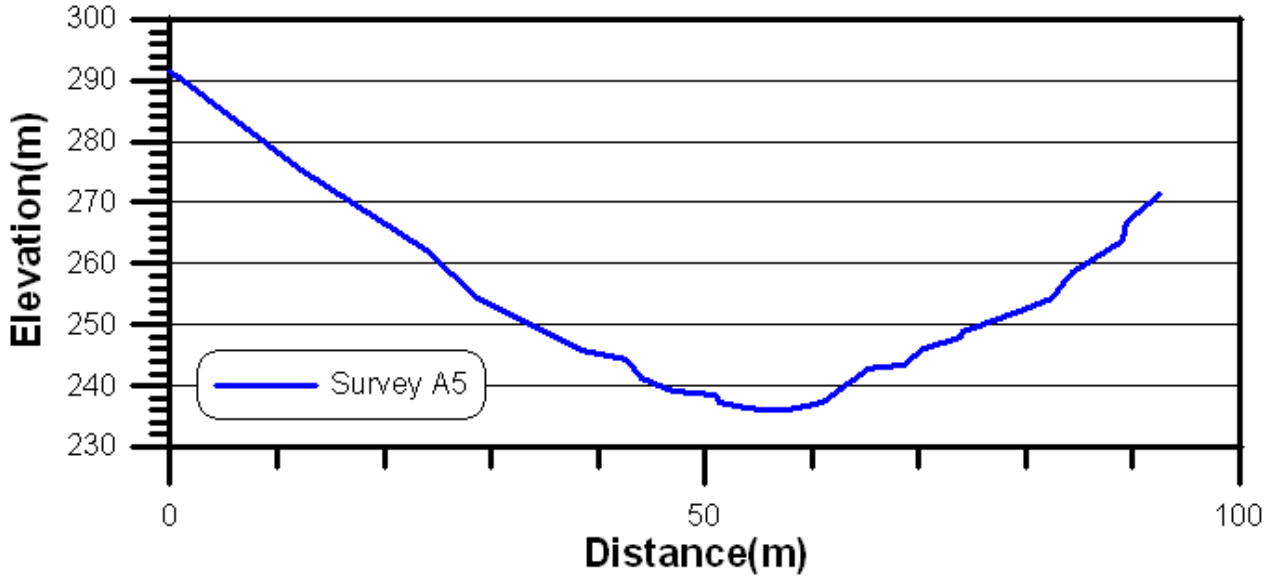


圖 6-2.19 士文溪堰塞湖第一次壩體測量(A5)

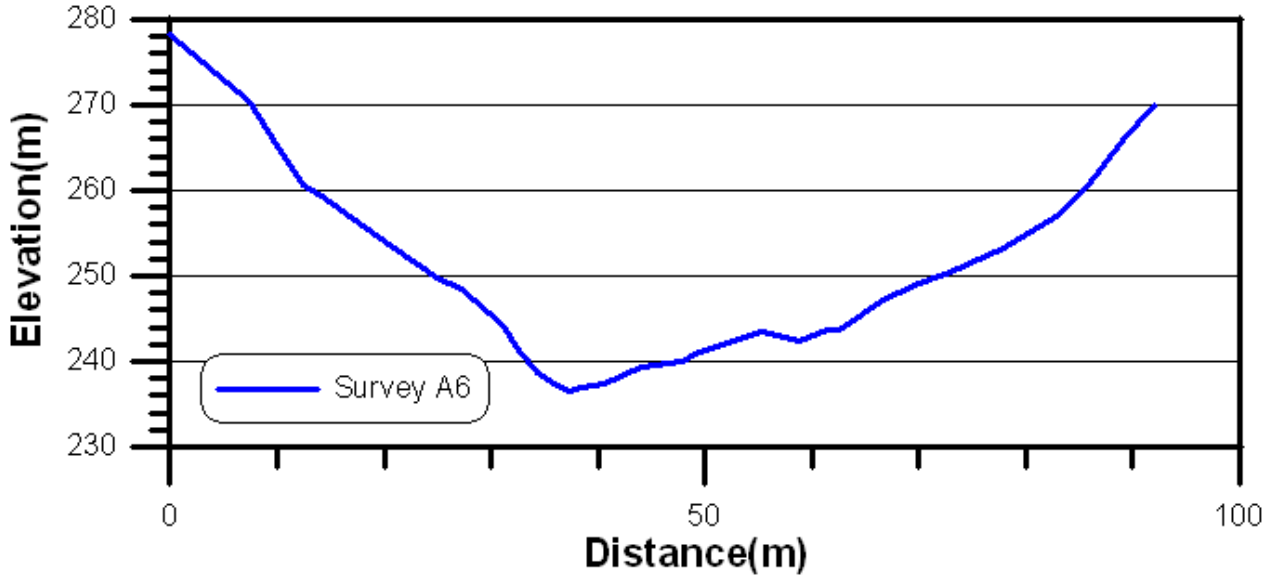


圖 6-2.20 士文溪堰塞湖第一次壩體測量(A6)

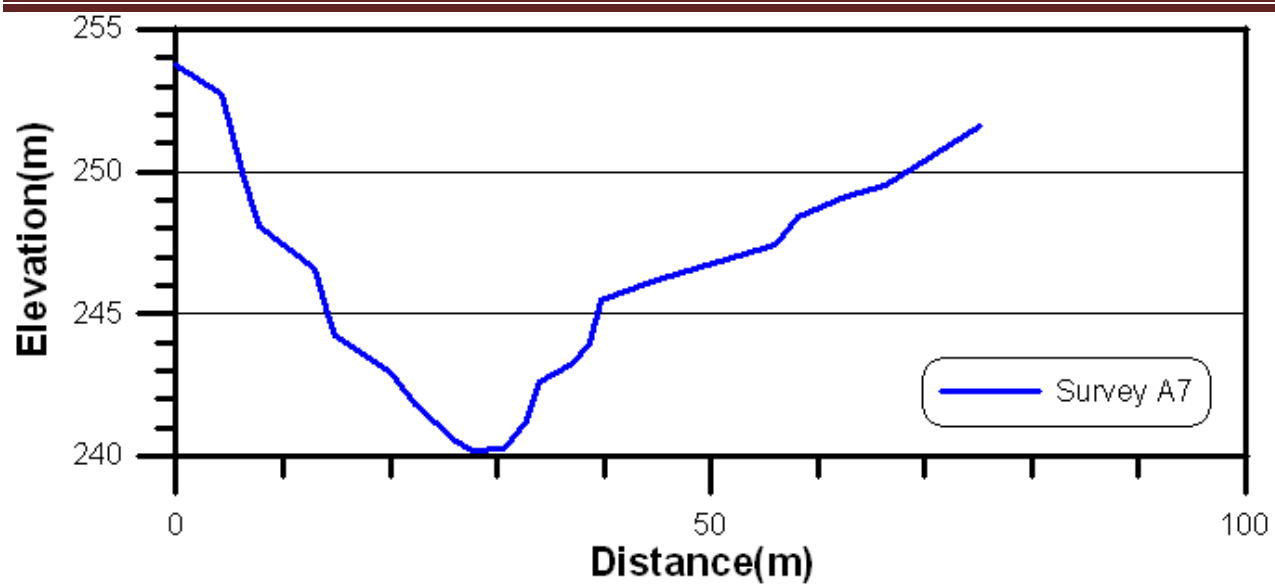


圖 6-2.21 士文溪堰塞湖第一次壩體測量(A7)

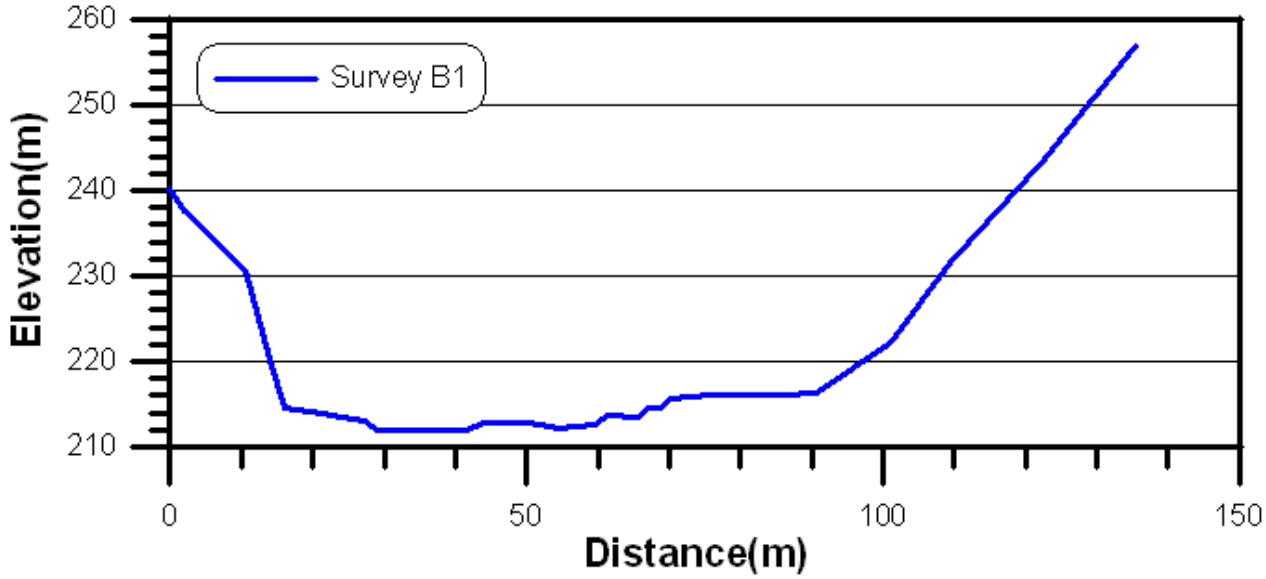


圖 6-2.22 士文溪堰塞湖第二次壩體測量(B1)

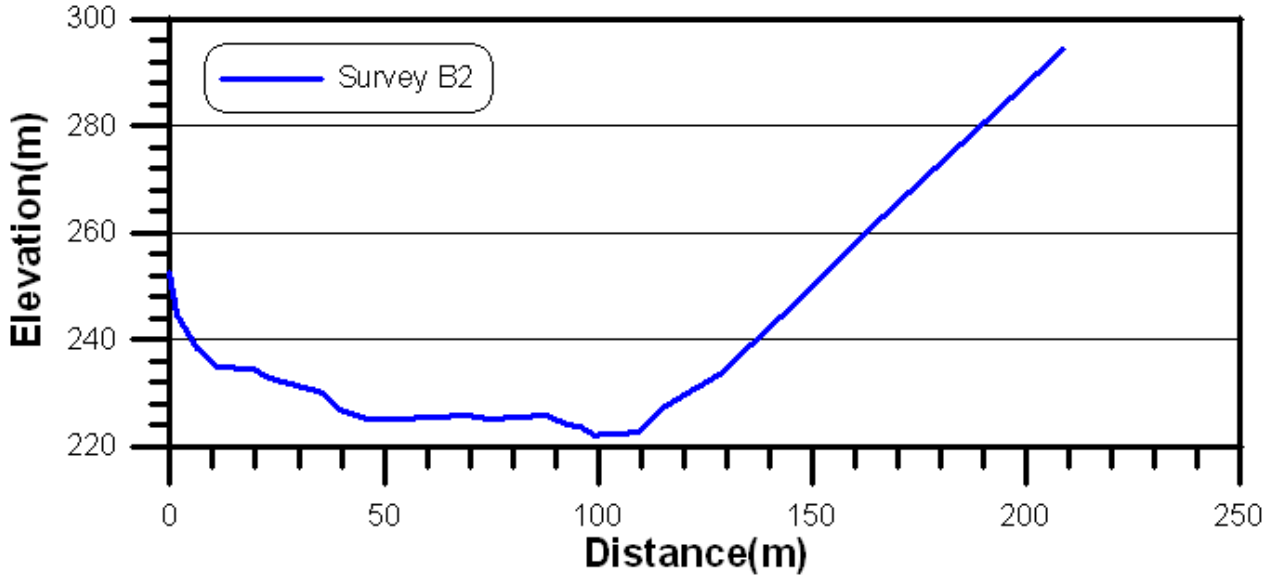


圖 6-2.23 士文溪堰塞湖第二次壩體測量(B2)

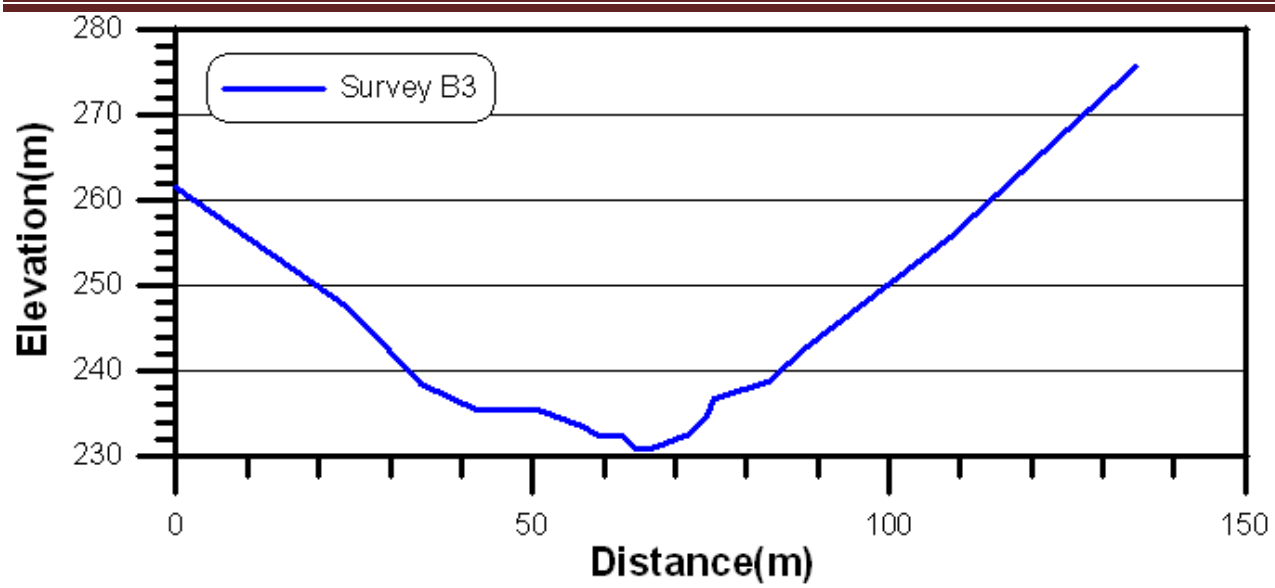


圖 6-2.24 士文溪堰塞湖第二次壩體測量(B3)

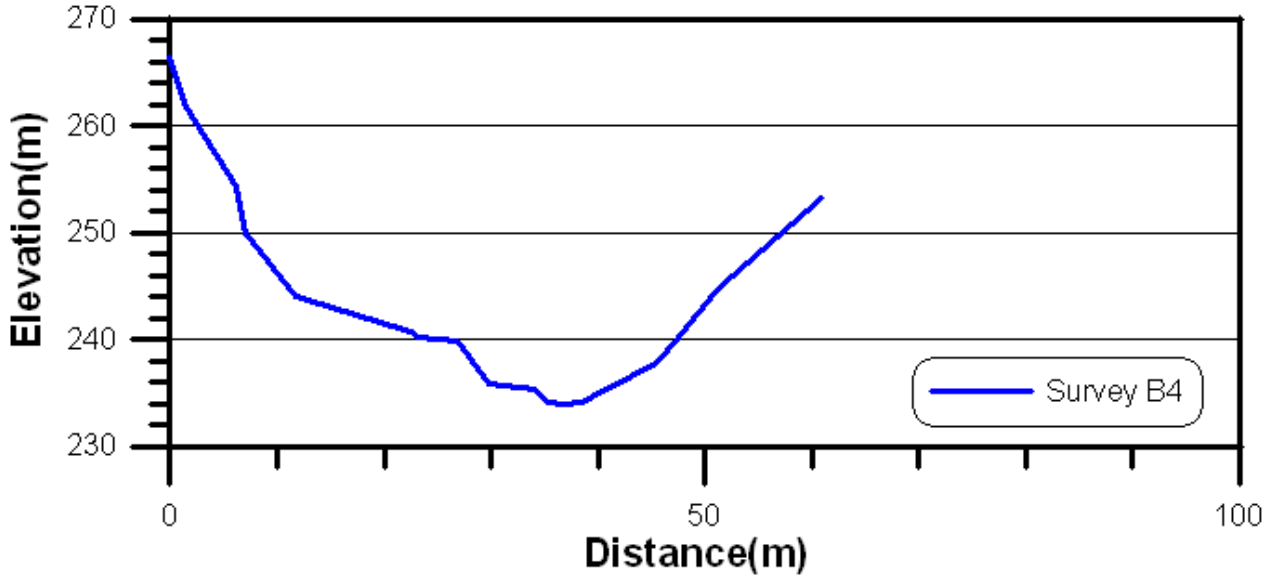


圖 6-2.25 士文溪堰塞湖第二次壩體測量(B4)

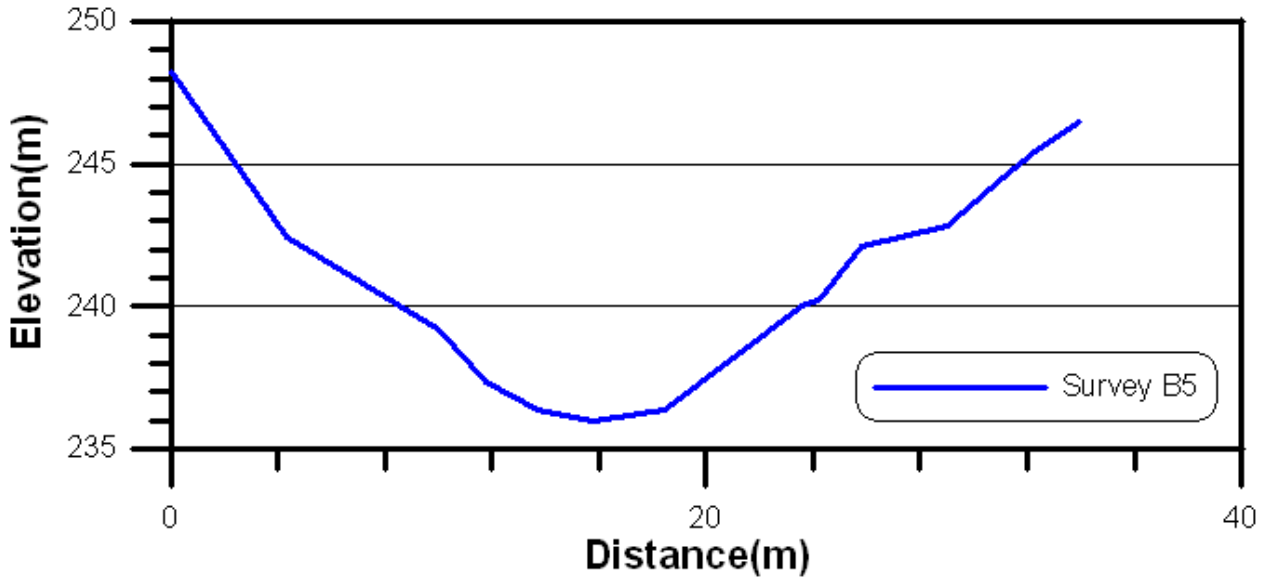


圖 6-2.26 士文溪堰塞湖第二次壩體測量(B5)

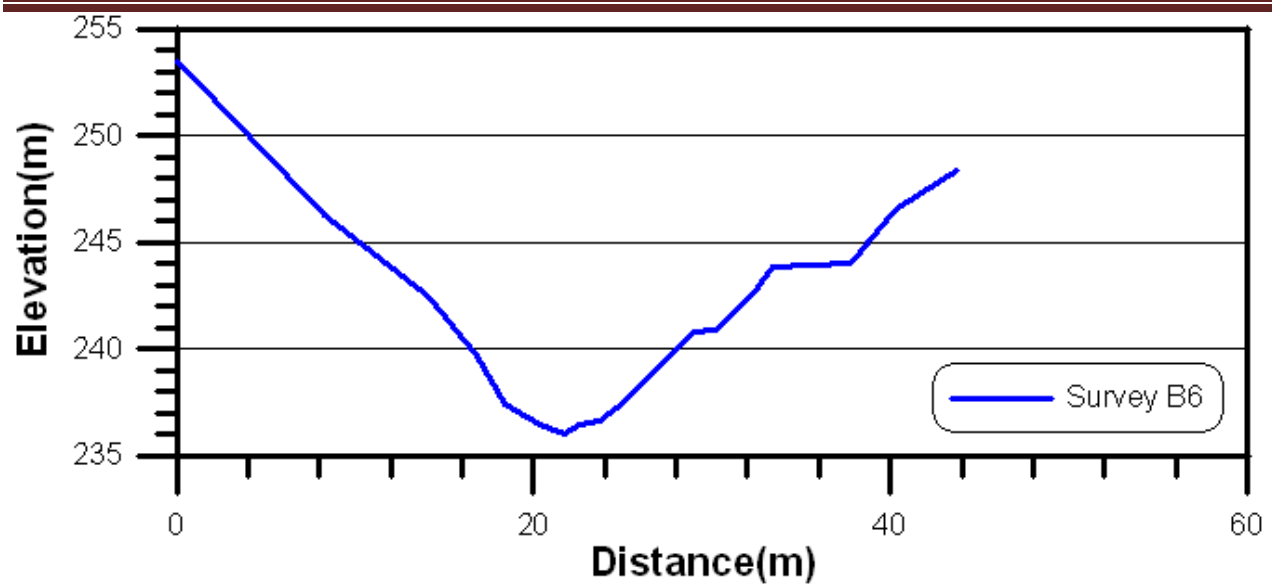


圖 6-2.27 士文溪堰塞湖第二次壩體測量(B6)

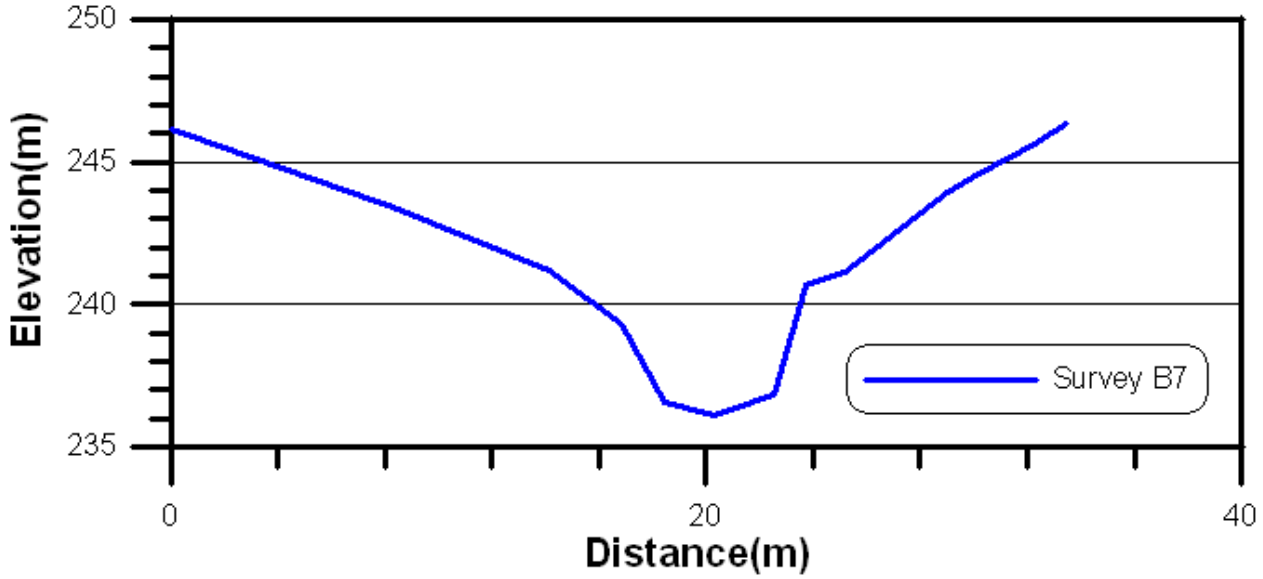


圖 6-2.28 士文溪堰塞湖第二次壩體測量(B7)

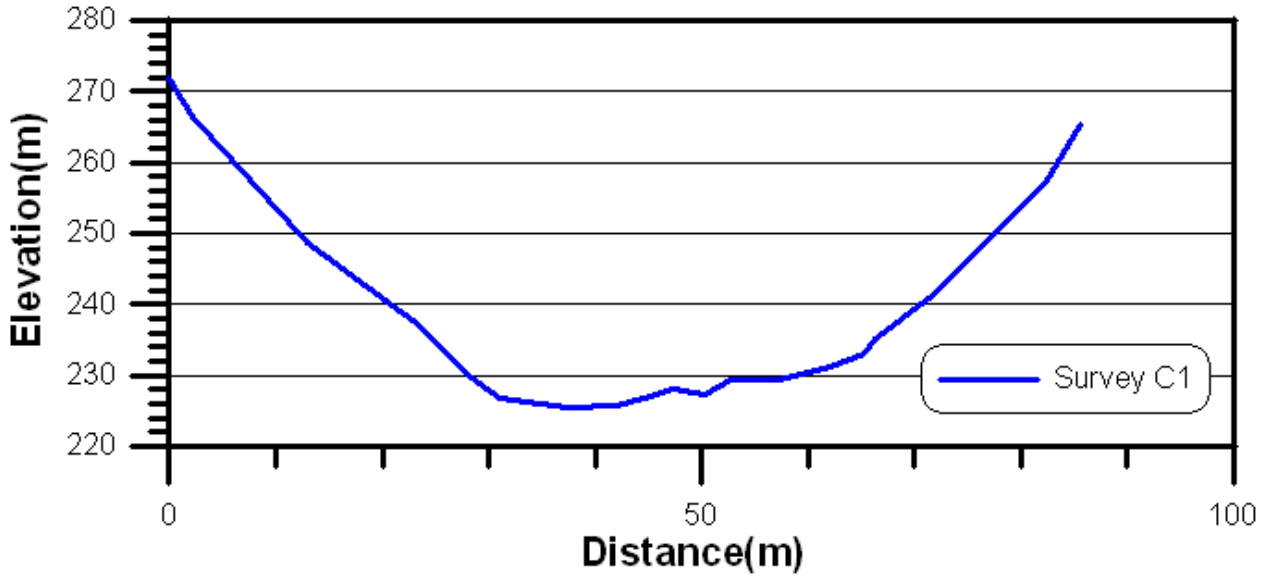


圖 6-2.29 士文溪堰塞湖第三次壩體測量(C1)

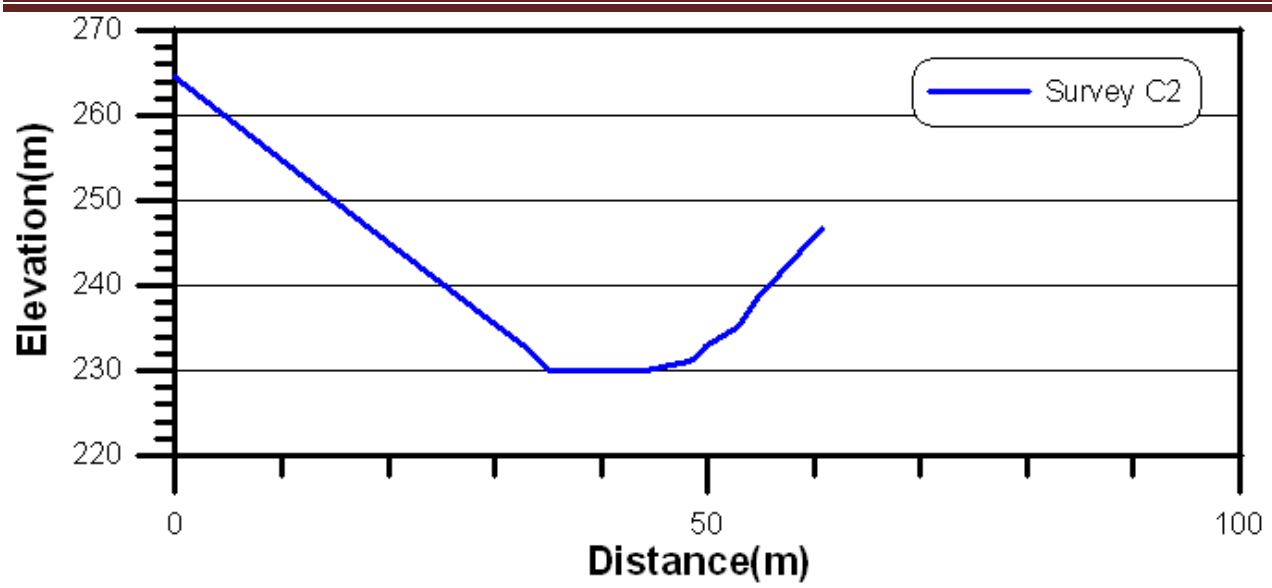


圖 6-2.30 士文溪堰塞湖第三次壩體測量(C2)

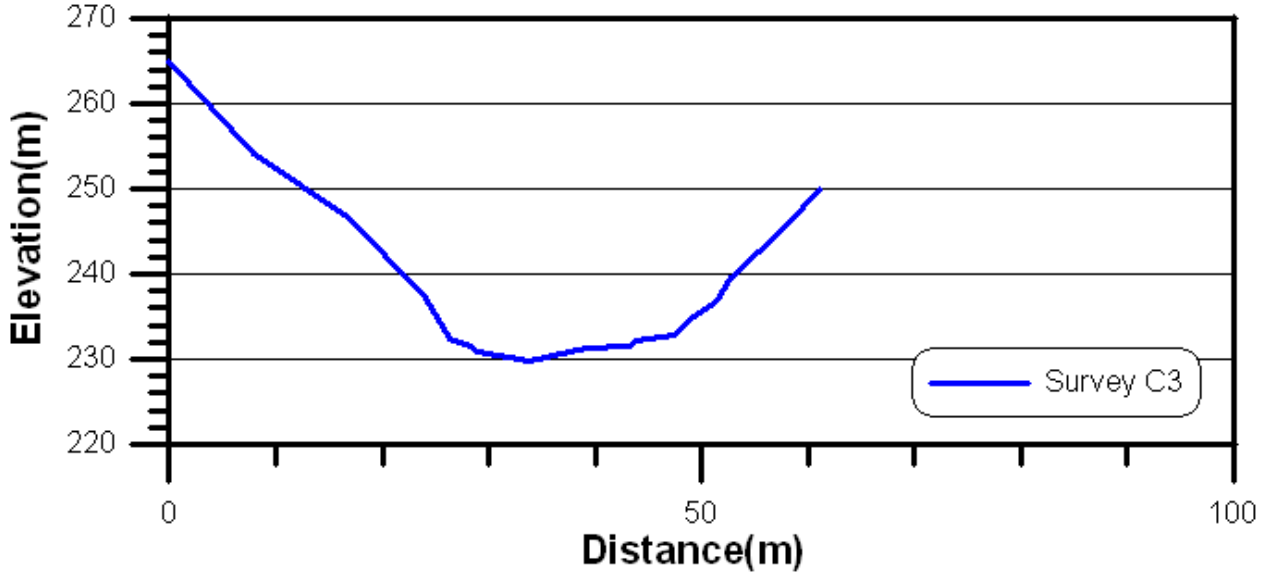


圖 6-2.31 士文溪堰塞湖第三次壩體測量(C3)

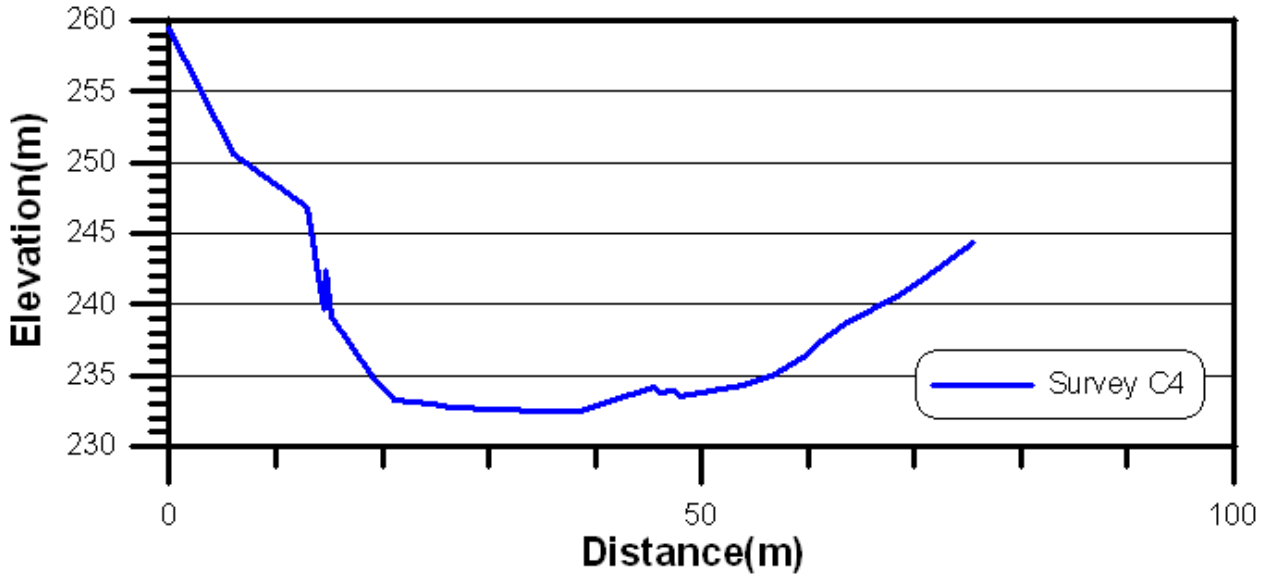


圖 6-2.32 士文溪堰塞湖第三次壩體測量(C4)

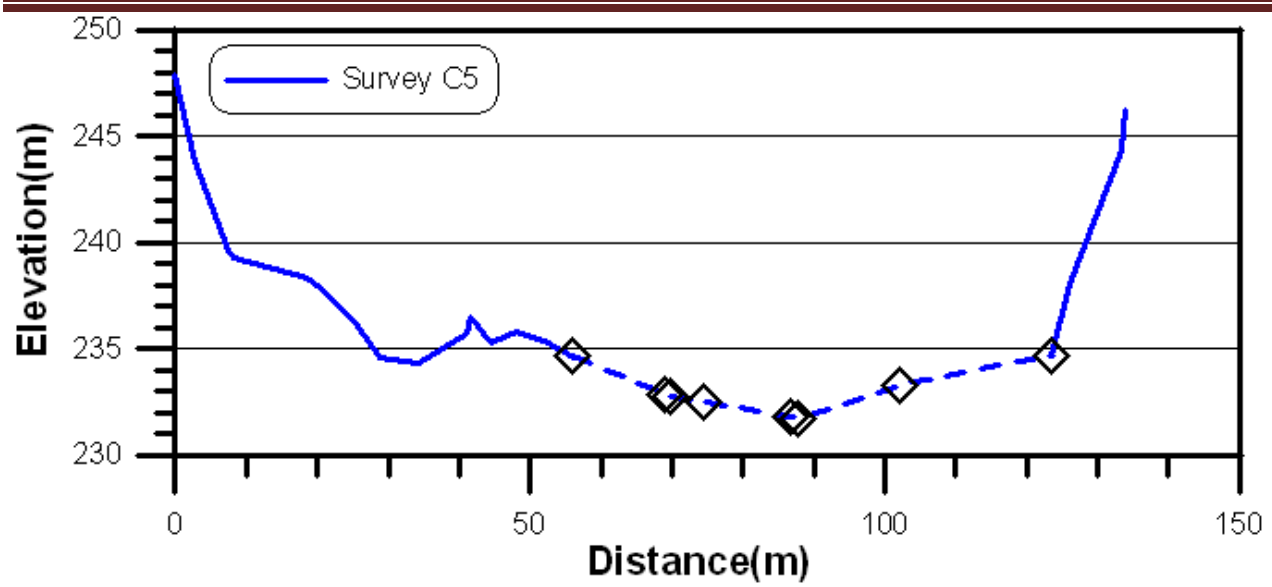


圖 6-2.33 士文溪堰塞湖第三次壩體測量(C5)

由農林航空測量所提供之災前 5m x 5m 數值地形(DEM(bef))與第一次(1st)、第二次(2nd)、第三次(3rd)壩體測量成果進行比對，可得知士文溪堰塞湖壩體自形成前後到 99 年汛期前後之變化。選取各次壩體測量斷面位置較接近者進行比對工作，如堰塞湖壩體下游側河道斷面 A1 與斷面 B1 (圖 6-2.34)；堰塞湖壩體斷面 A5、斷面 B5 與斷面 C2 (圖 6-2.35)；堰塞湖溢流水道斷面 A7、斷面 B7 與斷面 C4 (圖 6-2.36)。

由選定位置之斷面比對圖中可看出：

(1) 第一次測量成果與災前數值地形比對：士文溪堰塞湖形前後之地形變動劇烈，由於造成堰塞湖的大規模崩塌土體，使得河道受土砂堆積其在壩體處抬升約 30 公尺。

(2) 第一次測量與第二次測量成果比對：當時溢流水道挖降工程已完成，河道主深槽亦開挖完成，比對後發現溢流口處高程下降 4 公尺，堰塞湖水位亦下降約 4 公尺。且河道兩岸堆積土砂於挖降工程時亦被整治成近乎階梯狀，發揮穩定崩塌坡腳功效。

(3) 第二次測量與第三次測量成果比對：兩次測量時間點經歷過 99 年度降雨事件(如 0725 豪雨、南修颱風、凡那比颱風等)，造成原有崩塌坡面上的土體發生侵蝕的現象，大量土砂隨水流流出，加上堰塞湖上游河道的土砂運移，使得士文溪堰塞湖地形變動劇烈。溢流水道處受到侵蝕作用，高程下刷約 3 至 4 公尺，位於右岸的崩塌土體亦流失大量土方，造成高程下降約有 10 公尺。

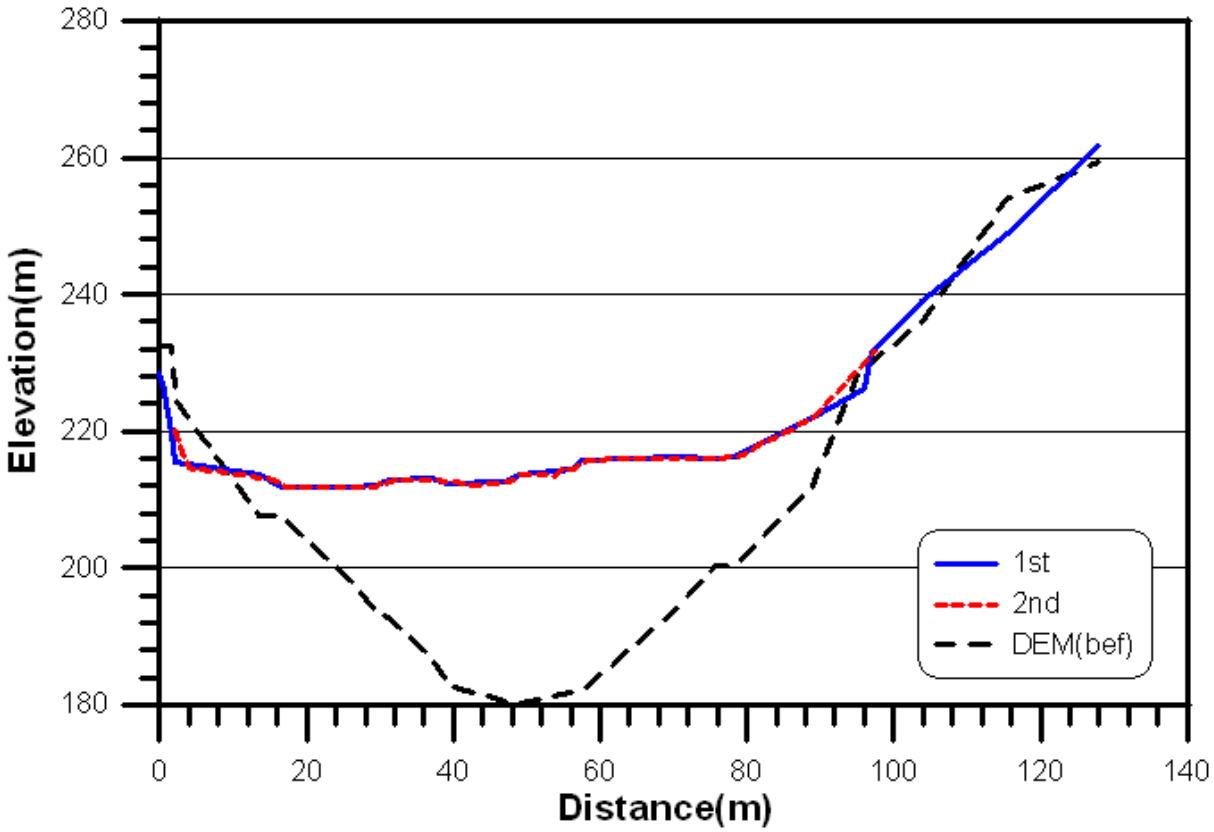


圖 6-2.34 士文溪堰塞湖壩體斷面測量比對圖 (斷面 A1、斷面 B1)

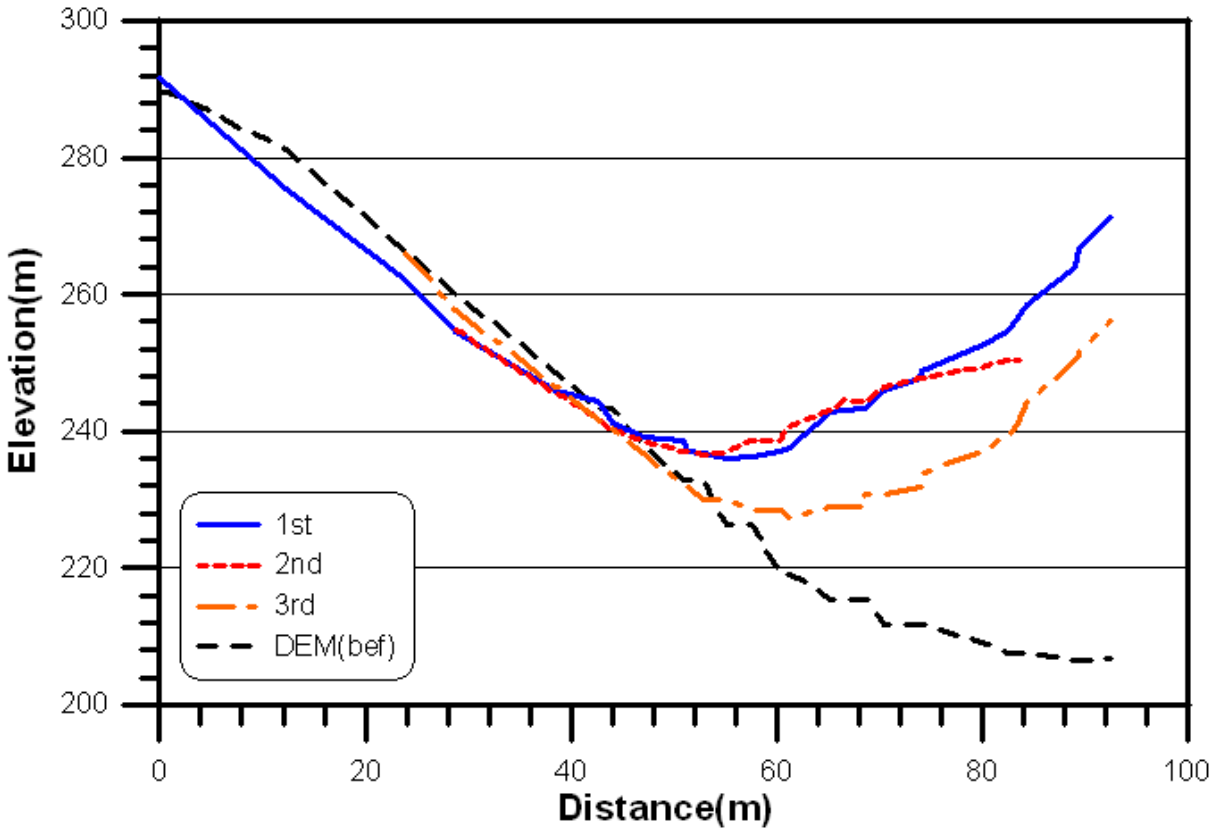


圖 6-2.35 士文溪堰塞湖壩體斷面測量比對圖 (斷面 A5、斷面 B5、斷面 C2)

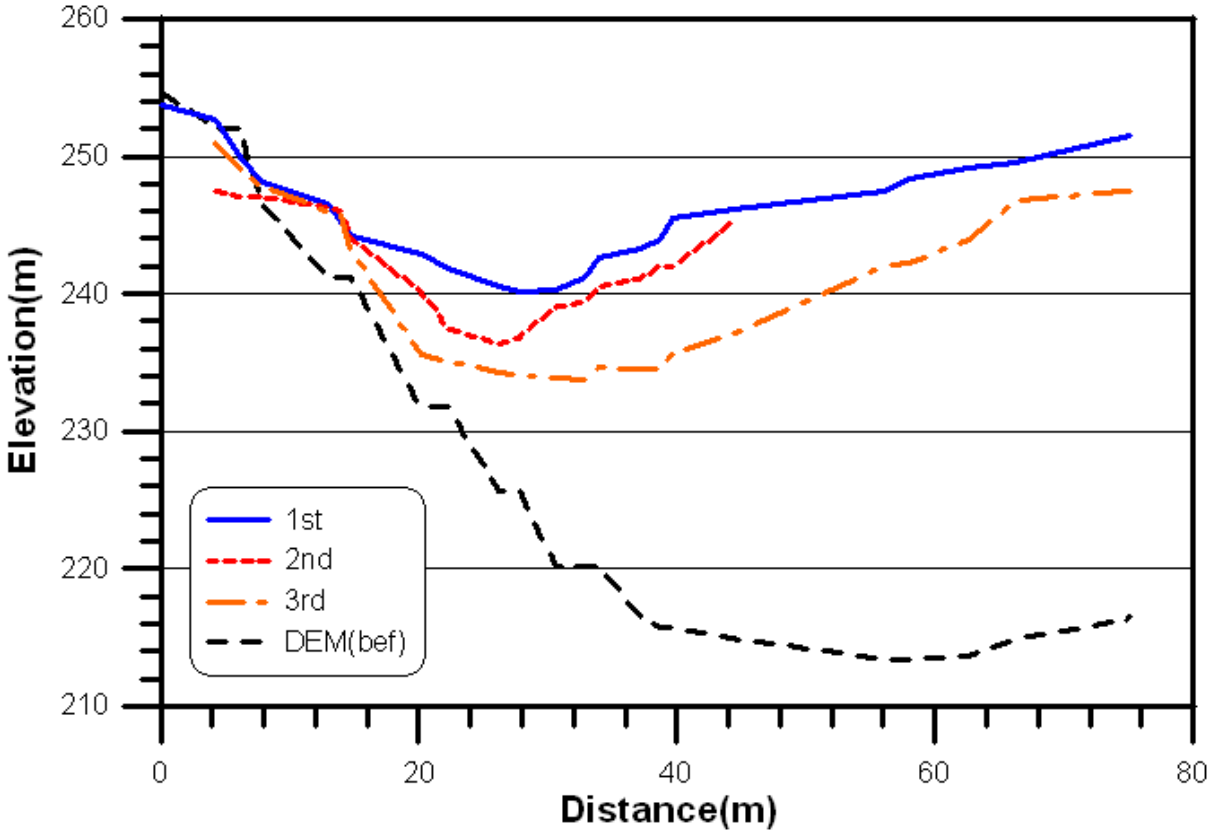


圖 6-2.36 士文溪堰塞湖壩體斷面測量比對圖 (斷面 A7、斷面 B7、斷面 C4)

6-3 蓄水面積影像變化圖資分析

為了解崩塌區與堰塞湖區之變遷過程，本計畫應用福爾摩沙二號衛星影像，進行連續性的崩塌區與堰塞湖監測，根據影像蒐集之成果，士文溪堰塞湖自形成後 (莫拉克颱風時)，各月份皆由本計畫之資料庫完成衛星影像之蒐集，但部分冬季影像因拍攝角度過大，經正射後仍存在較大之影像誤差，僅適合用以監測判釋，不適合用作比對判識之用，除此之外，皆已取得良好品質之衛星影像，完成正射校正工作。

為求各幅影像間之比對正確性，本計畫將正射後之影像，進一步進行影像間之空間位置校正，透過 1/5000 相位基本圖與 5 公尺數值高程模型，以莫拉克颱風後之影像為比對基準，完成各幅影像之空間校正，確保各幅影像間之誤差至少需小於一個像素，經校正後，士文溪堰塞湖各期影像平均誤差，即不同影像像素間之平均空間平面誤差，皆小於 1 公尺，始進行變遷過程之比對分析工作。

經正射與空間定位校正後，士文溪堰塞湖共完成 6 幅品質良好的衛星影像，影像間之空間平均誤差最小僅約 0.4 公尺，最大約為 1 公尺，影像日期如 表 6-3.1 所示，而 圖 6-3.1 至 圖 6-3.6 則為各期影像之校正後成果，其中僅 99 年 7 月份影像有部分雲覆覆蓋，但不影響堰塞湖與崩塌區之判釋，故此 7 幅影像在堰塞湖區皆有良好之影像品質供判釋分析。

根據各期影像判釋成果，士文溪堰塞湖崩塌區自莫拉克颱風後至今，並無明顯之變異情形，崩塌面積、崩塌冠部與堆積處之變遷情形並不明顯；但在堰塞湖區，則因堰塞湖上游土砂材料持續往湖區運移堆積，造成堰塞湖面逐漸減少，莫拉克颱風後堰塞湖面積為最大，湖面面積約為 7.7 公頃，至 99 年 11 月，堰塞湖面積達到最小值，面積僅為 1.1 公頃，各期之判釋成果則列如 表 6-3.2 所示。。

表 6-3.1 士文溪堰塞湖之校正後衛星影像時間表

影像時間	使用衛星	資料來源	備註
98/08/24	FORMOSAT-II	本計畫資料庫	莫拉克颱風後
98/10/29	FORMOSAT-II	本計畫資料庫	
99/04/10	FORMOSAT-II	本計畫資料庫	溢洪口挖降後
99/06/29	FORMOSAT-II	本計畫資料庫	6 月鋒面降雨期間
99/07/08	FORMOSAT-II	本計畫資料庫	7 月鋒面降雨期間
99/11/01	FORMOSAT-II	本計畫資料庫	凡那比颱風後

表 6-3.2 士文溪堰塞湖水面面積變遷表

影像時間	水面面積 (m^2)	影像時間	水面面積 (m^2)
98/08/24	76,672	99/06/29	45,846
98/10/29	67,566	99/07/08	45,544
99/04/10	58,899	99/11/01	10,651

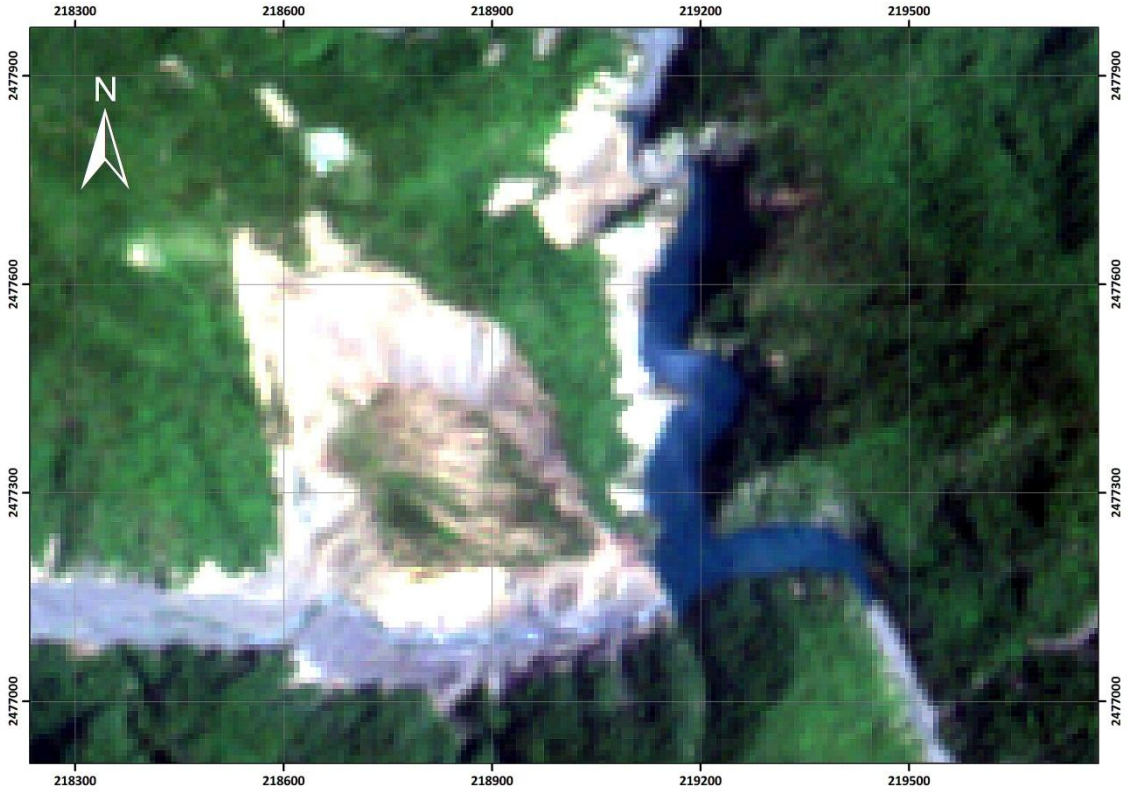


圖 6-3.1 士文溪堰塞湖校正後衛星影像 (98/08/24)



圖 6-3.2 士文溪堰塞湖校正後衛星影像 (98/10/29)



圖 6-3.3 士文溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/04/10)

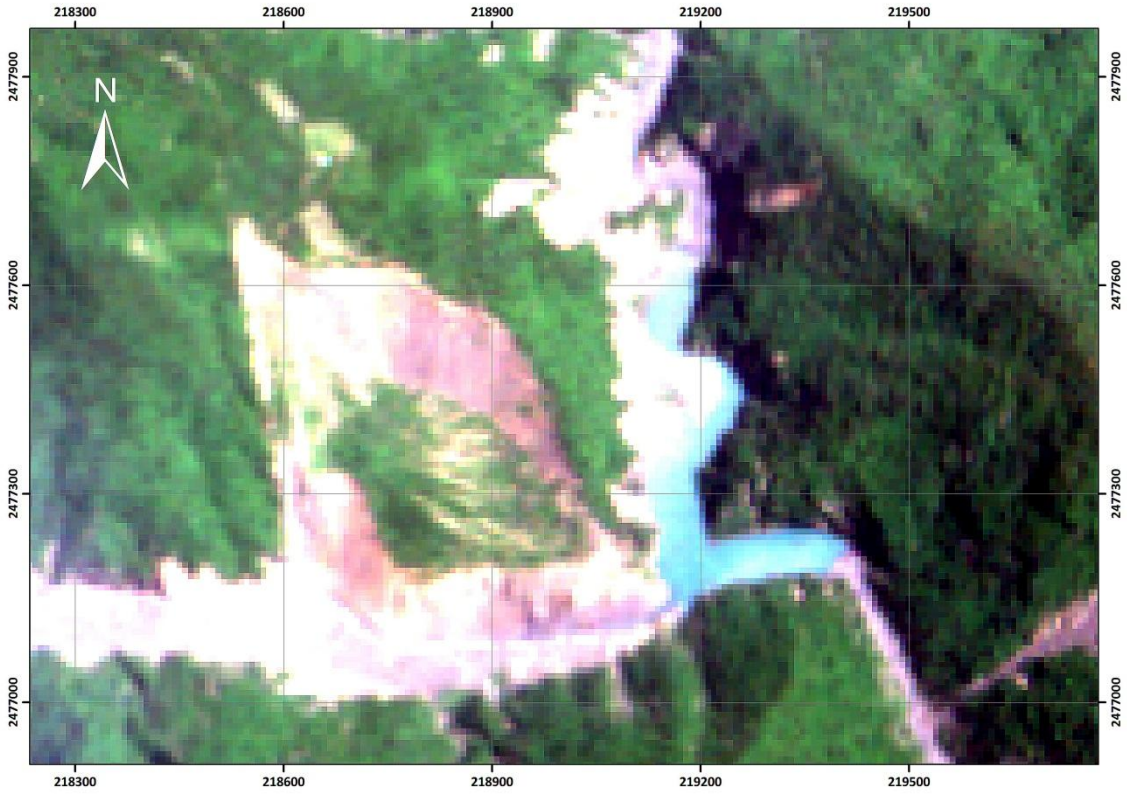


圖 6-3.4 士文溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/06/29)

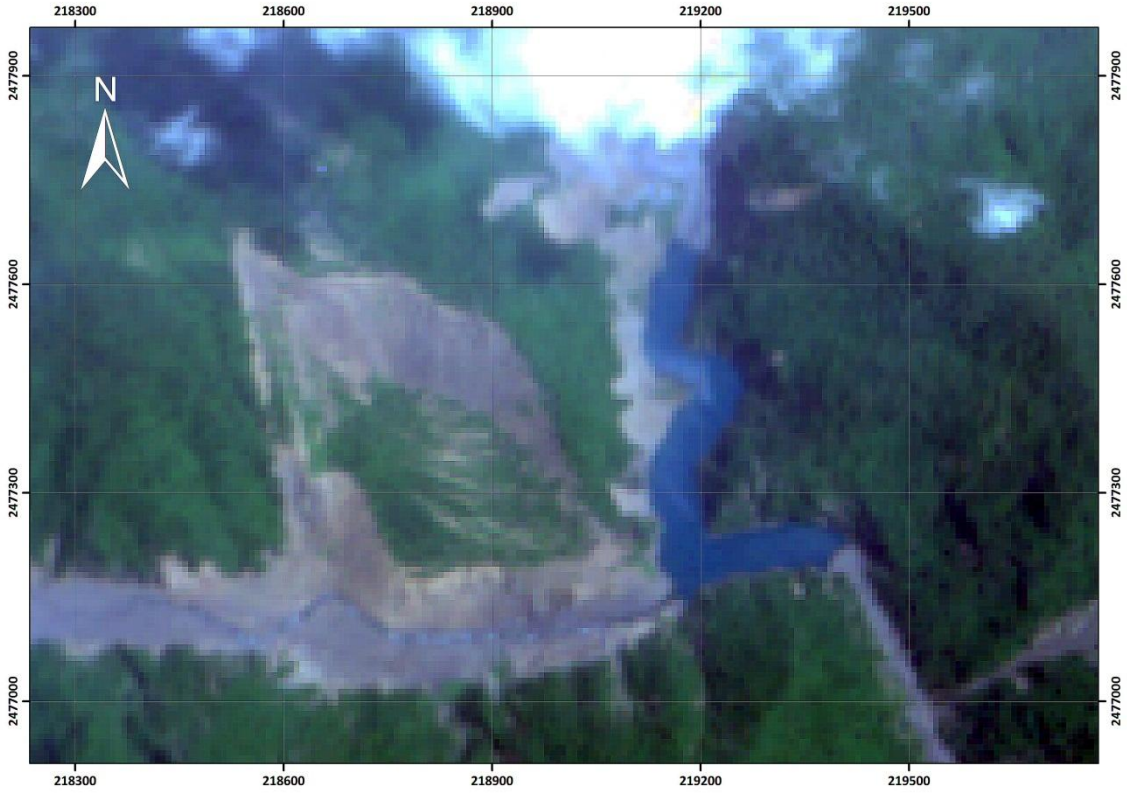


圖 6-3.5 士文溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/07/08)

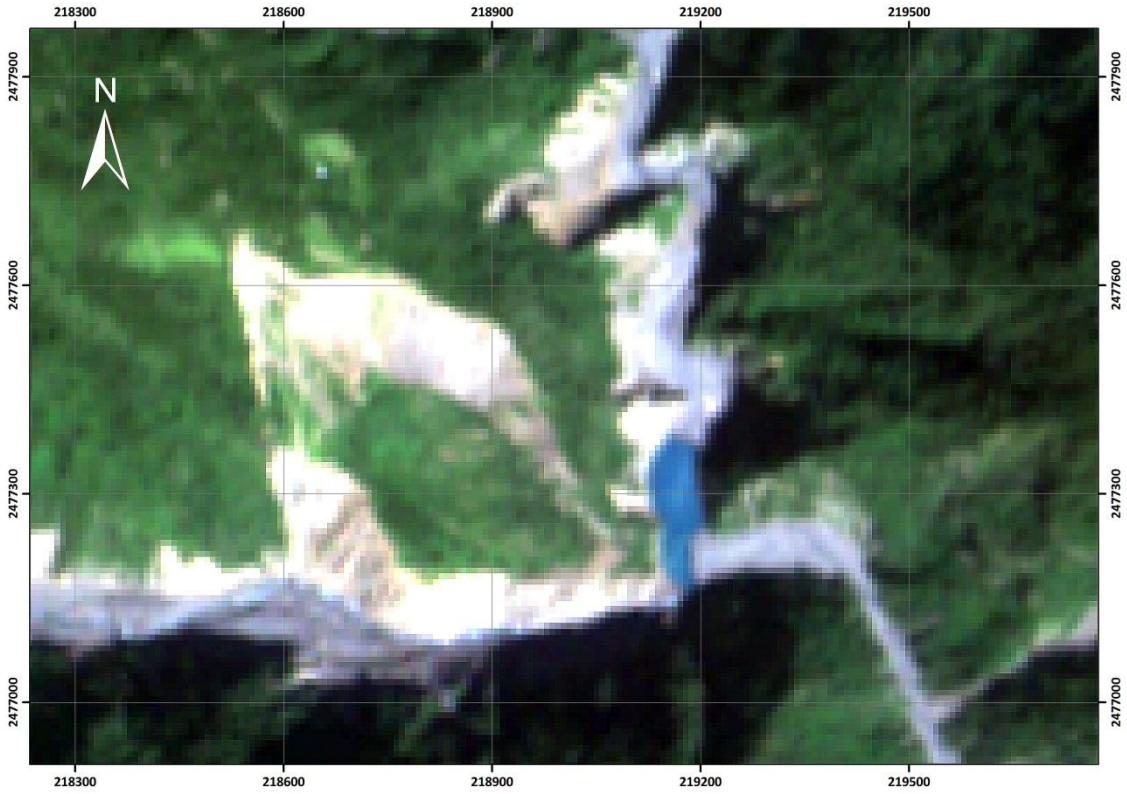


圖 6-3.6 士文溪堰塞湖校正後衛星影像 (99/11/01)

故由 圖 6-3.1 至 圖 6-3.6 之成果，可由圖面上之水面特徵線判釋成果，進行各期影像上游迴水區與出口溢流區之分析成果，分別繪製如 圖 6-3.7 所示。

在堰塞湖溢流口的部分，可以發現各期影像之差異較小，但溢流口位置有逐漸往上游移動之趨勢，後退長度約 15 公尺，根據 6-2 節堆積土體變遷之分析成果，士文溪堰塞湖在今年凡那比颱風後，溢流口處有侵蝕之情形，故造成了溢流口的上朔情形，而在上游迴水終點的部分，因士文溪堰塞湖有來自主流與支流兩個節點，都因溢流口侵蝕與堰塞湖堆積之影響，造成迴水終點逐漸退縮，至 99 年 11 月，主流處迴水長度僅約 200 公尺，較形成之初後退達 600 公尺，也可見堰塞湖上游來砂在此迅速堆積，造成湖區堆積，以及溢流口因侵蝕逐漸下切的共同影響，詳細的水下地形分析與變遷說明，詳述於 6-4 節水下地形與變遷說明一節中。

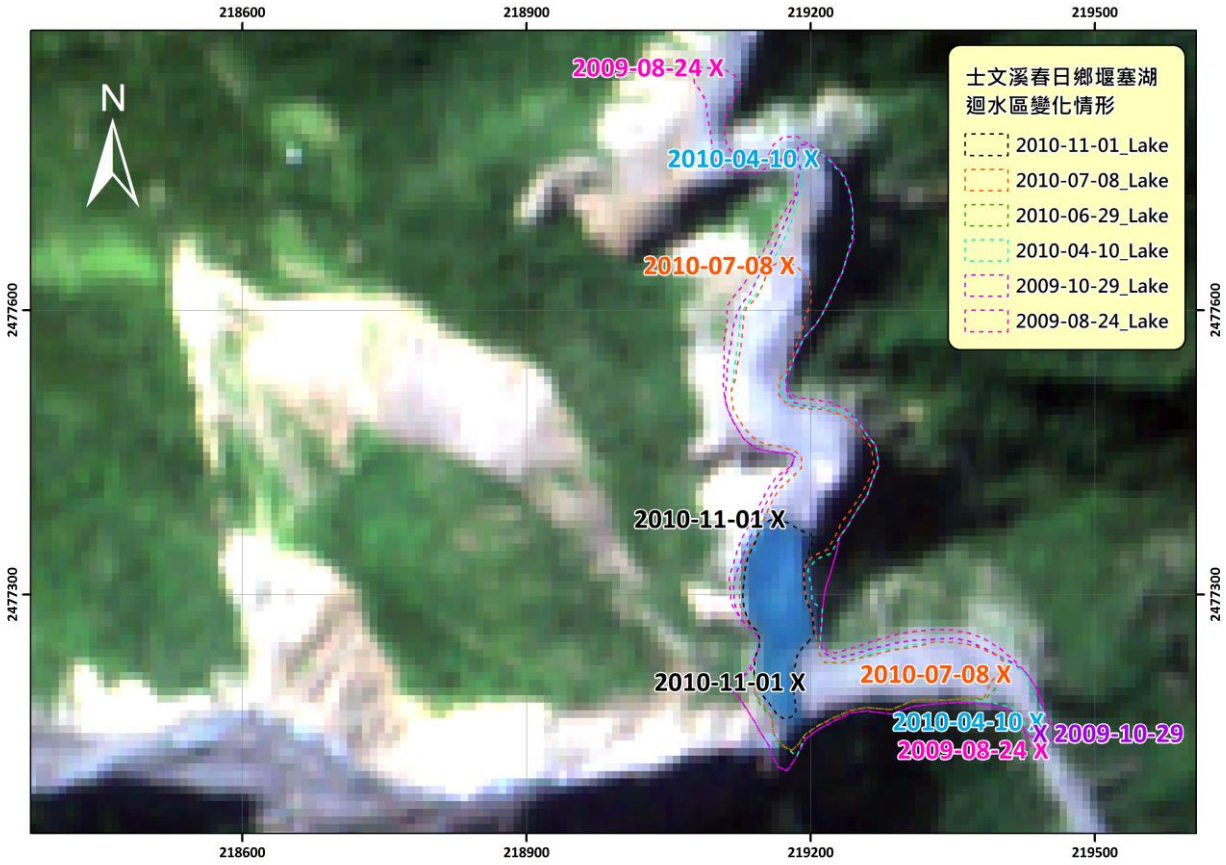


圖 6-3.7 士文溪堰塞湖迴水位置變遷情形

6-4 水下地形測量

6-4.2 測量成果說明

本計畫依據水下地形測量方法之說明，目前已完成士文溪堰塞湖之水下地形測量工作，並將測量成果利用 ArcGIS 軟體，將點位高程展繪成數值地形，獲得水下數值地形，以供後續相關分析所用。

莫拉克颱風後，於 99 年 8 月 29 日進行第一次水下地形測量，由於當時道路較窄，動力船筏無法以車輛拖至堰塞湖區，故以橡皮艇搭配重錘方式測量堰塞湖之深度，於堰塞湖後方水體取得共 28 個測量點，水下測量點位分佈如 圖 6-4.1 所示。另於 99 年汛期後，於 99 年 10 月 29 日進行之第二次水下地形測量，水下測量點位分佈如 圖 6-4.2，以此兩期水下地形測量之成果，配合取得之前後 2 期數值地形進行地形變化比對工作，以得知堰塞湖形成後至 99 年汛期後之變化情形。

根據水下地形測量之成果，第一次水下測量時士文溪堰塞湖最深水深約為 23.8 公尺，水深大致分佈於 10 至 23 公尺左右，如 圖 6-4.3，而第二次水下地形測量時，水深最深處約 8 公尺，最低水底地形高程約為 226 公尺，湖底高程多分佈於 227 公尺左右，如 圖 6-4.4，前後期水深變化主要為堰塞湖主流及支流上游淤積土石大量向湖區推進，造成堰塞湖蓄水區域受到大幅擠壓。

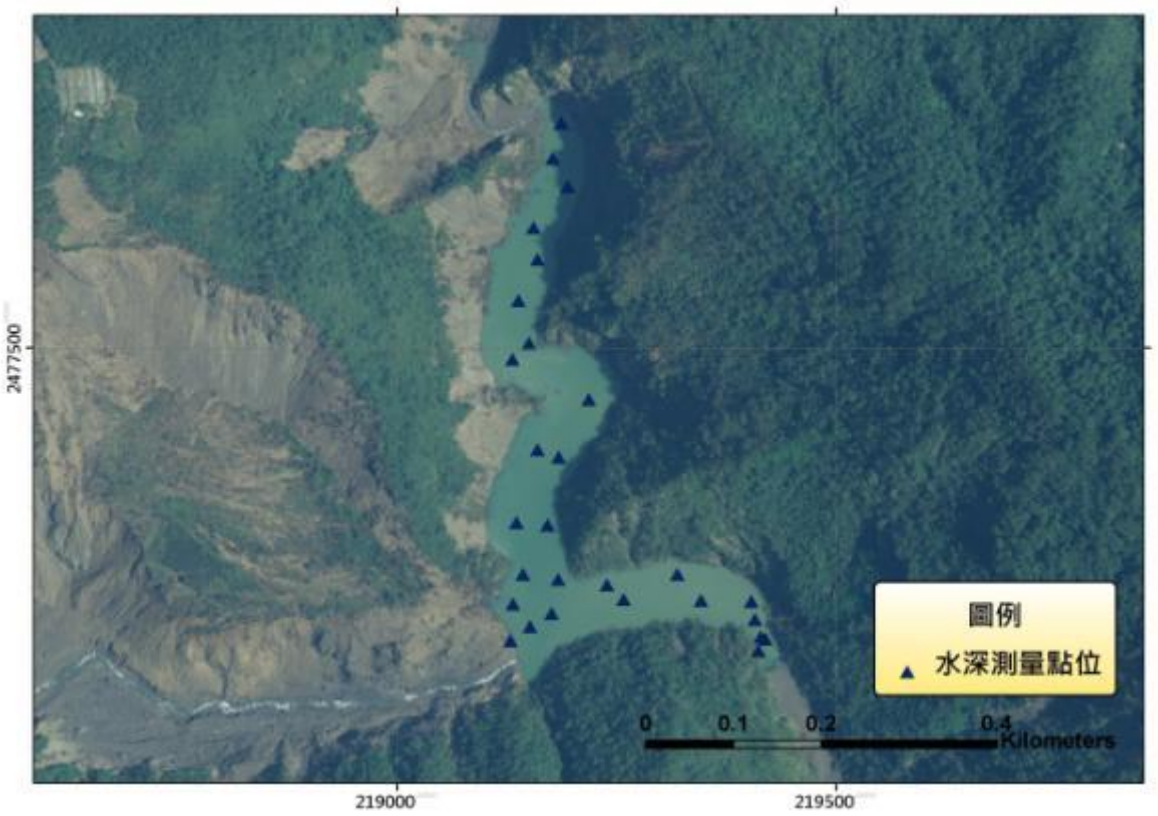


圖 6-4.1 士文溪堰塞湖第一次水下測量點位分佈圖



圖 6-4.2 士文溪堰塞湖第二次水下測量點位分佈圖

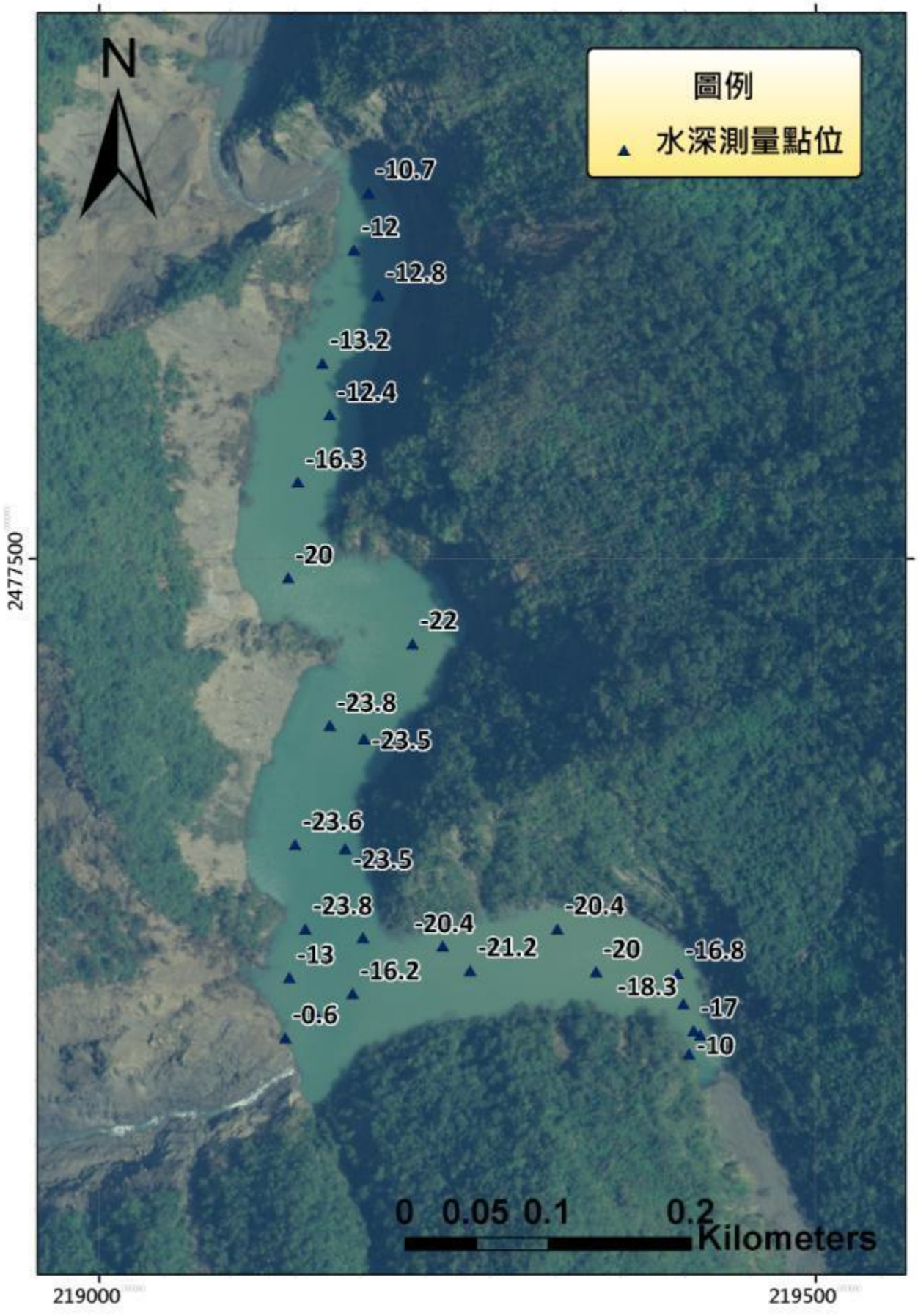


圖 6-4.3 士文溪堰塞湖第一次水深測量湖底水深分佈圖

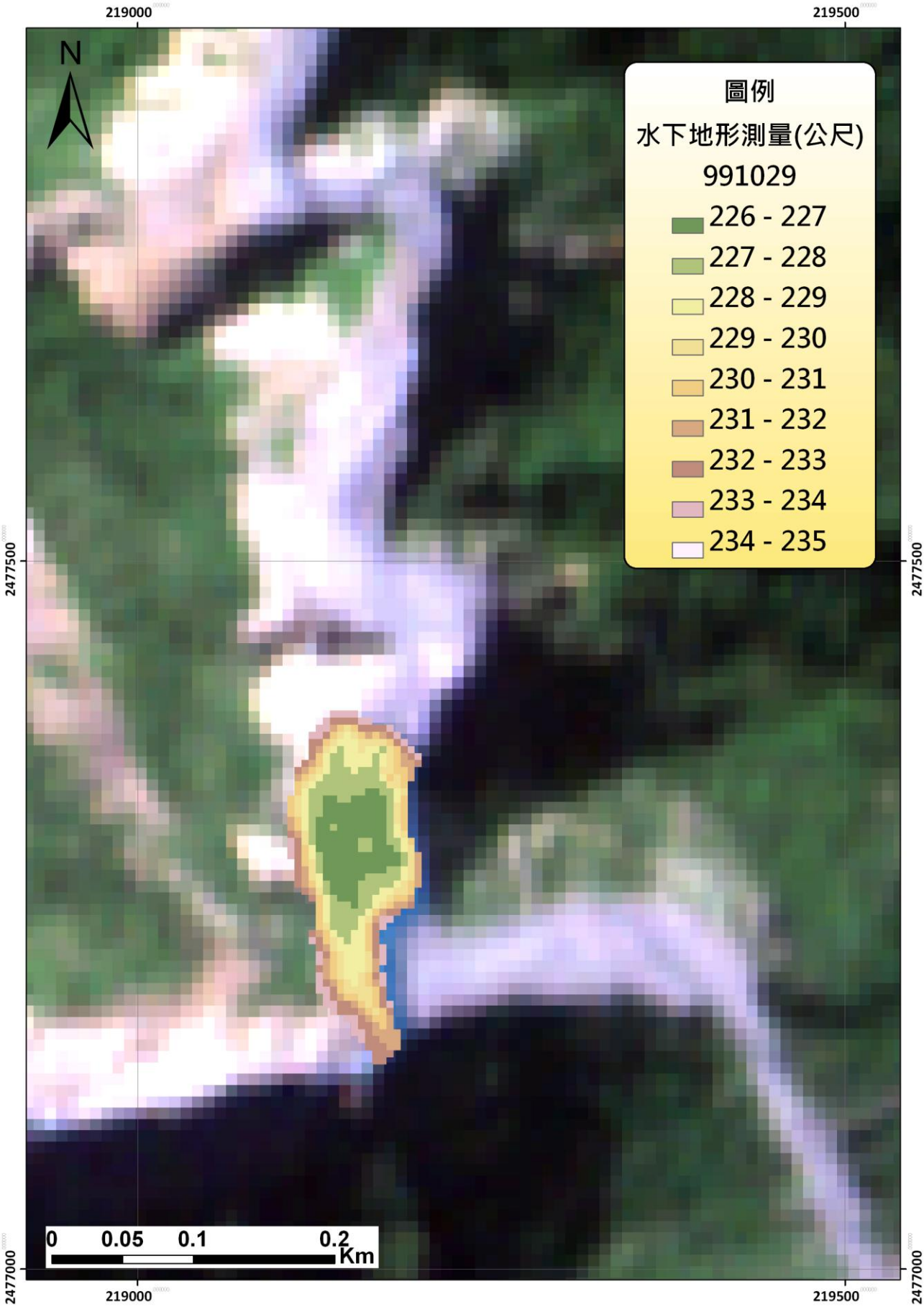


圖 6-4.4 士文溪堰塞湖第二次水深測量湖底地形高程分佈圖

6-4.2 堰塞湖水體計算分析

第一次水深測量時因測量點數較少，故採用斷面法計算水體體積，而第二次水深測量因測量點位密集許多，可將湖區展繪為數值地形計算，以下分別將二次水下地形測量成果，進行堰塞湖水體體積之估算 (表 6-4.1 及 表 6-4.2)，自水平面起，以 1 及 0.5 公尺為間隔至湖底，計算不同水位高程之蓄水體積及面積之變化，得知莫拉克初形成時水體體積約有 122 萬立方公尺，後分別於 98 年 12 月進行溢洪道挖降工程，水位累計下降 4 公尺，如不考慮湖底淤積影響，至 98 年 12 月時水體體積已下降至約 95 萬立方公尺，凡那比颱風後，溢洪道遭到沖刷而水位降低，同時主支流上游以及湖底大量淤積，使蓄積水量大幅減少，水體體積減少至約 7 萬立方公尺。莫拉克颱風後水位高程與體積變化關係圖如圖 6-4.5，凡那比颱風後水位高程與體積、面積變化關係圖如 圖 6-4.6 至 圖 6-4.7。

表 6-4.1 莫拉克颱風後湖面高程之蓄水體積與湖面面積估算成果

挖降水位(m)	主流體積(m^3)	支流體積(m^3)	總體積(m^3)	挖降水位(m)	主流體積(m^3)	支流體積(m^3)	總體積(m^3)
240	888,265	337,047	1,225,312	227	273,172	107,715	380,886
239	838,114	318,419	1,156,533	226	238,406	91,259	329,665
238	788,363	299,952	1,088,315	225	204,423	75,008	279,431
237	739,010	281,646	1,020,657	224	170,671	58,958	229,629
236	690,056	263,503	953,559	223	141,358	44,450	185,808
235	641,502	245,521	887,022	222	114,099	31,854	145,953
234	593,345	227,701	821,046	221	87,546	19,925	107,471
233	545,588	210,042	755,631	220	63,397	8,490	71,887
232	498,230	192,546	690,775	219	42,453	2,711	45,164
231	451,270	175,211	626,481	218	22,081	1,193	23,274
230	404,710	158,037	562,747	217	8,268	417	8,685
229	358,706	141,104	499,810	216.2	0	0	0
228	313,768	124,329	438,097				

表 4-4.2 凡那比颱風後湖面高程之蓄水體積與湖面面積估算成果

水位 (m)	體積 (m3)	面積 (m2)
234	70,171	13,893
233.5	62,918	13,797
233	56,091	13,458
232.5	49,479	12,890
232	43,197	12,186
231.5	37,266	11,599
231	31,598	11,115
230.5	26,247	10,317
230	21,286	9,525
229.5	16,783	8,675
229	12,623	7,875
228.5	8,932	6,825
228	5,717	5,900
227.5	3,068	4,675
227	1,105	3,050
226.5	117	850
226	0	0

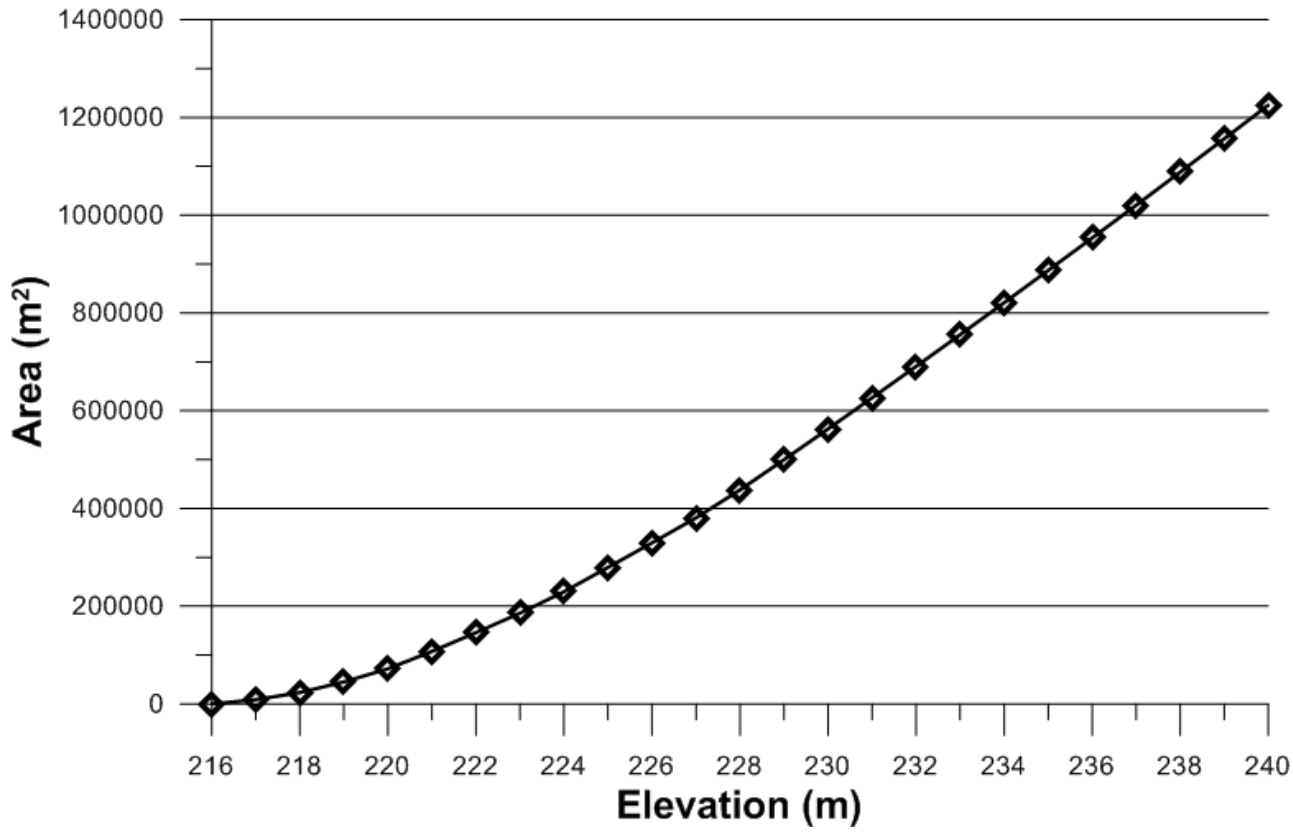


圖 6-4.5 莫拉克颱風後水位高程與水體體積變化關係圖

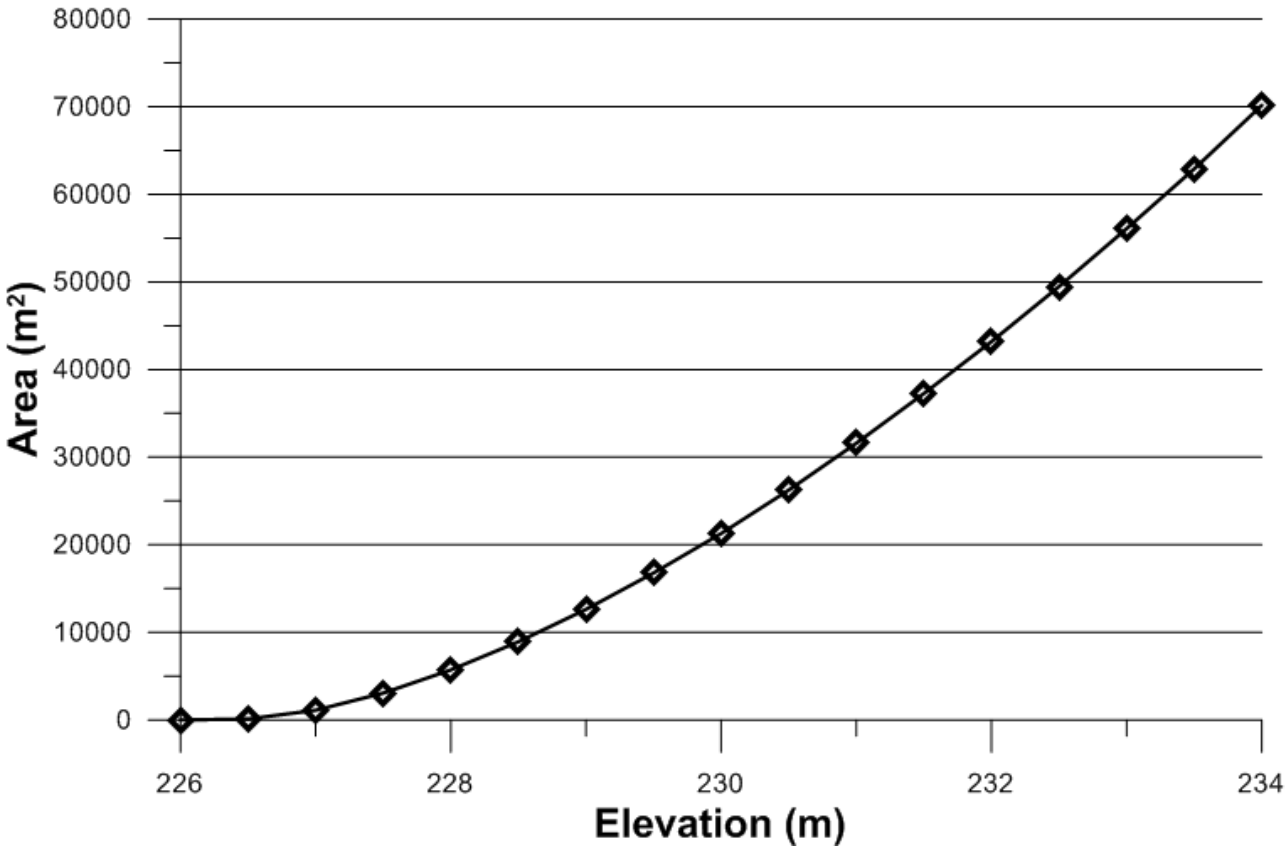


圖 6-4.6 凡那比颱風後水位高程與水體體積變化關係圖

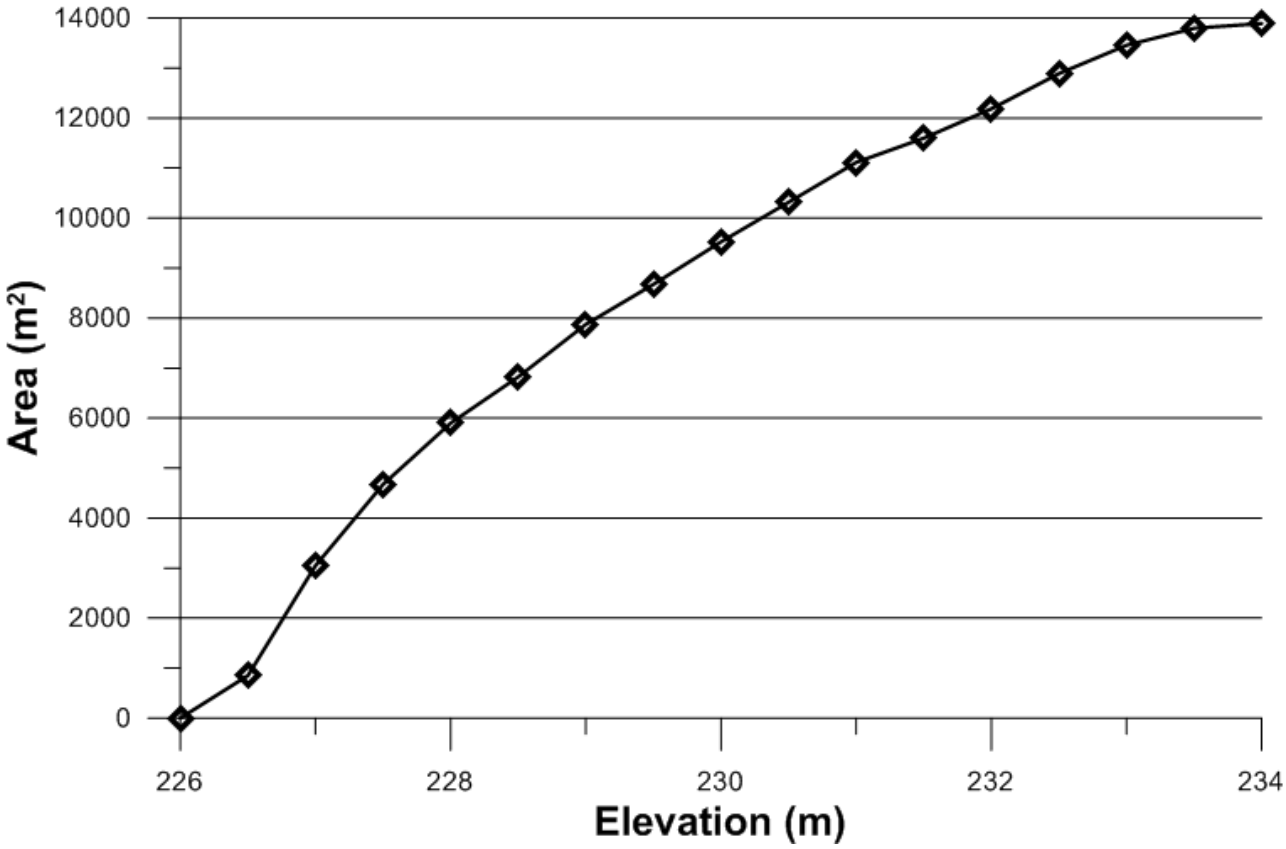
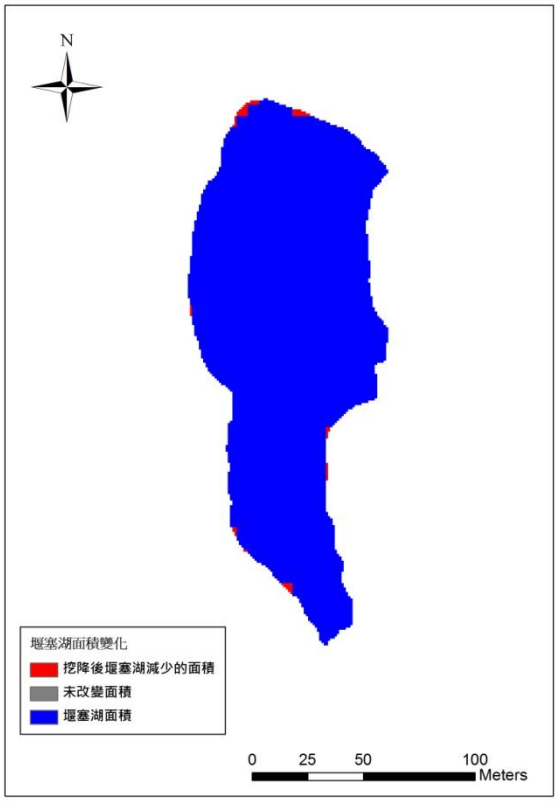
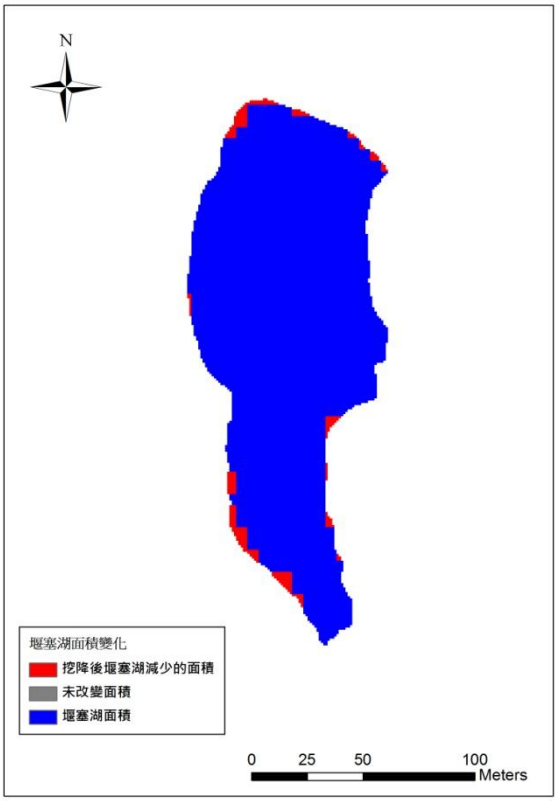


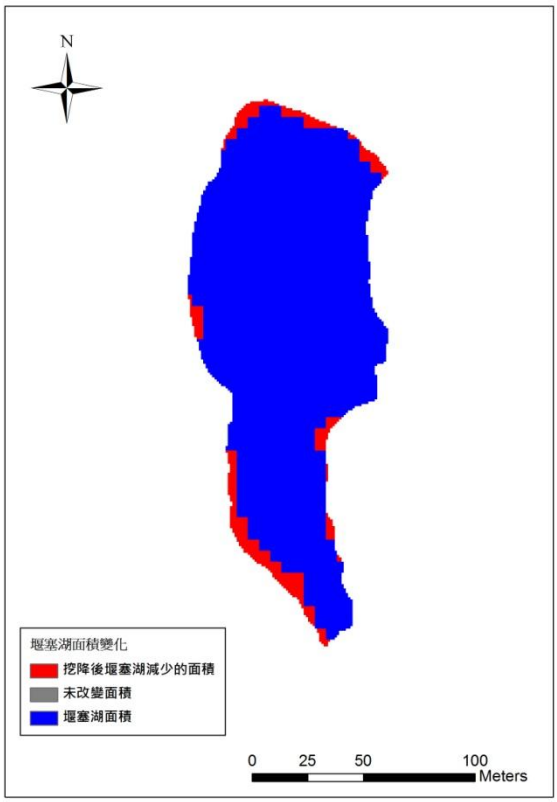
圖 6-4.7 凡那比颱風後水位高程與湖面面積變化關係圖



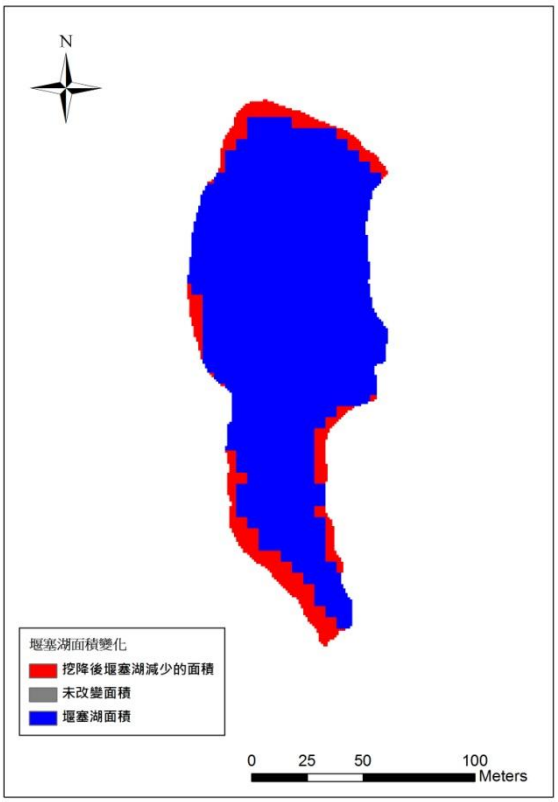
水位 233.5 公尺



水位 233 公尺

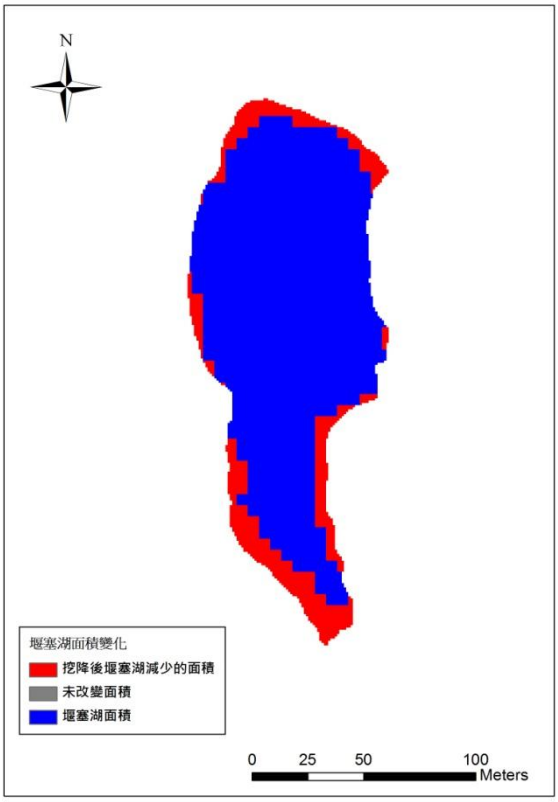


水位 232.5 公尺

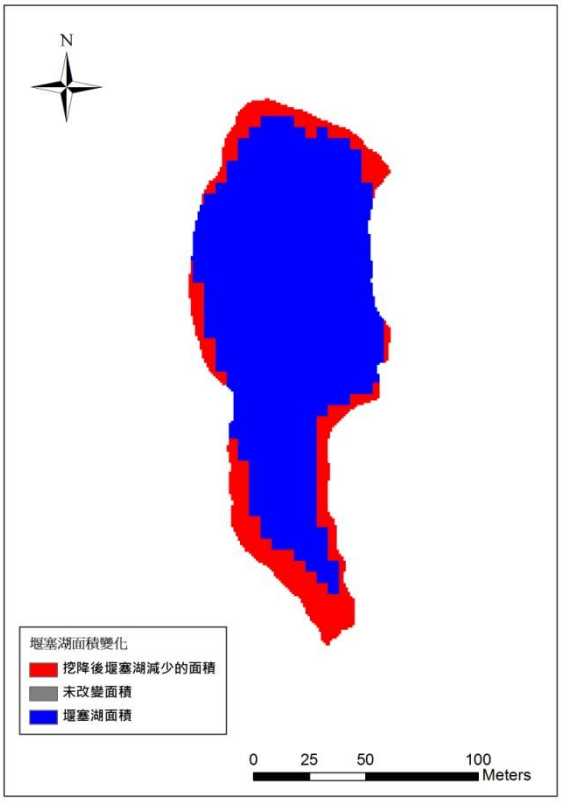


水位 232 公尺

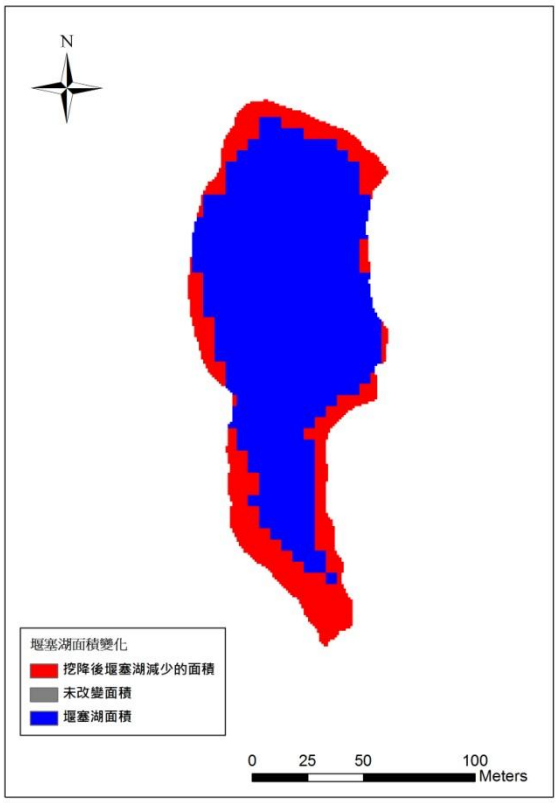
圖 6-4.8 不同水位高程與湖面變化關係圖



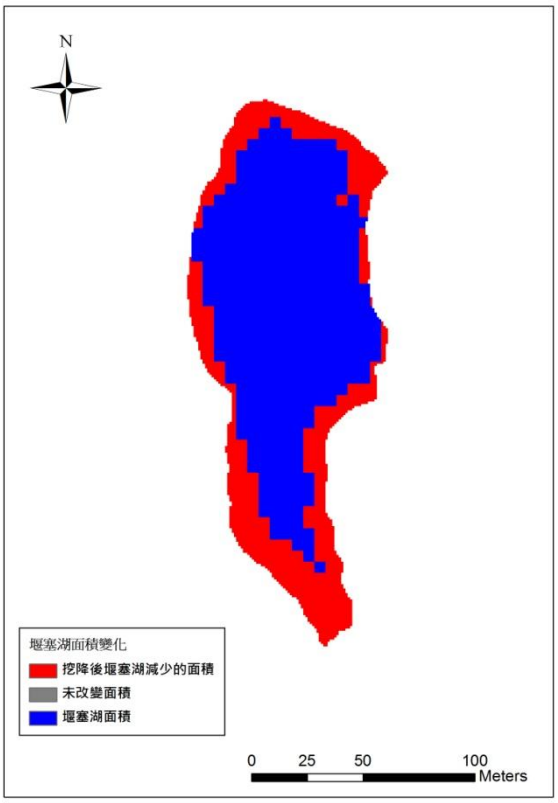
水位 231.5 公尺



水位 231 公尺

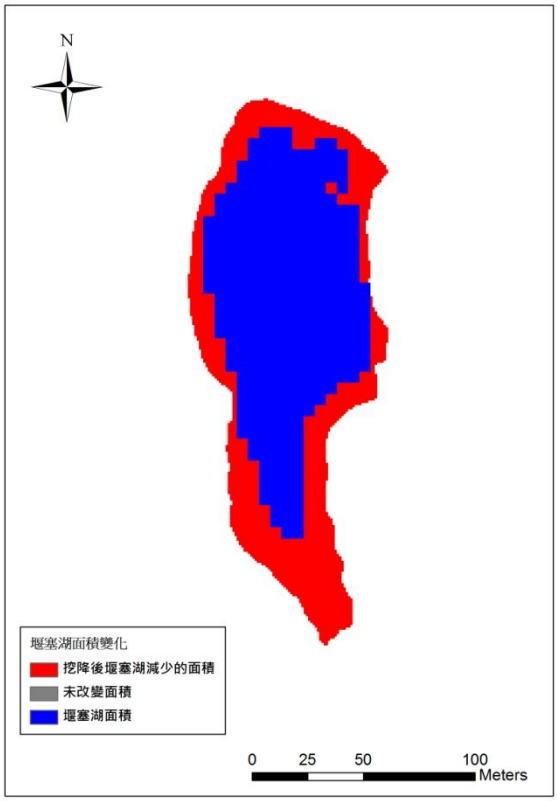


水位 230.5 公尺

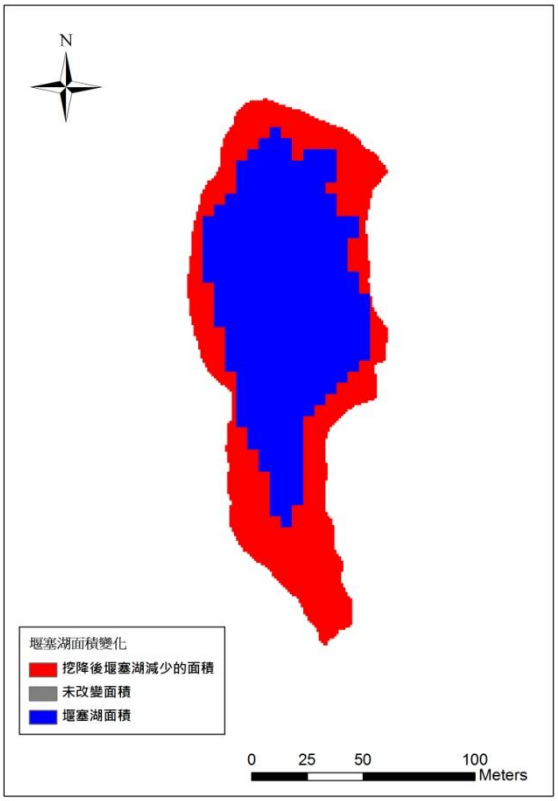


水位 230 公尺

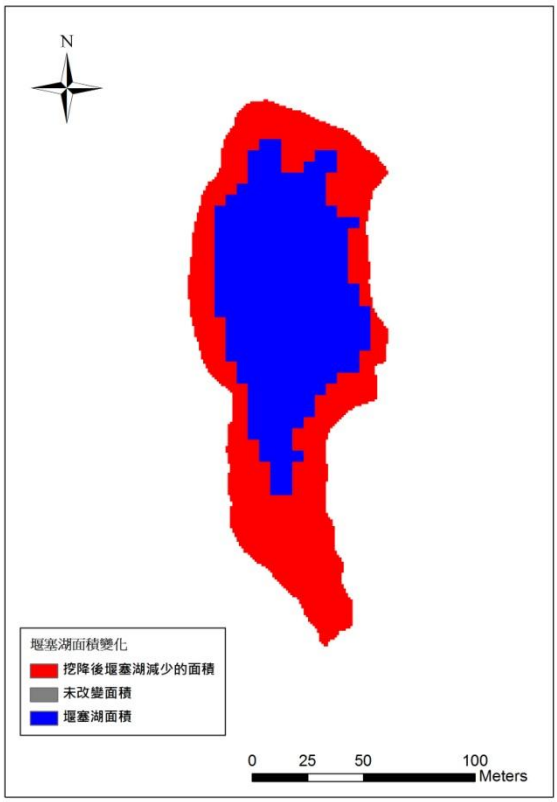
圖 6-4.8 (續) 不同水位高程與湖面變化關係圖



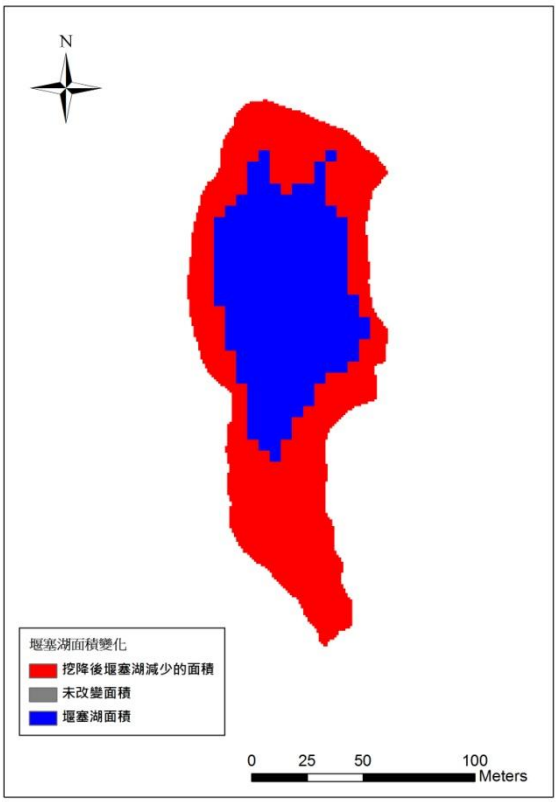
水位 229.5 公尺



水位 229 公尺

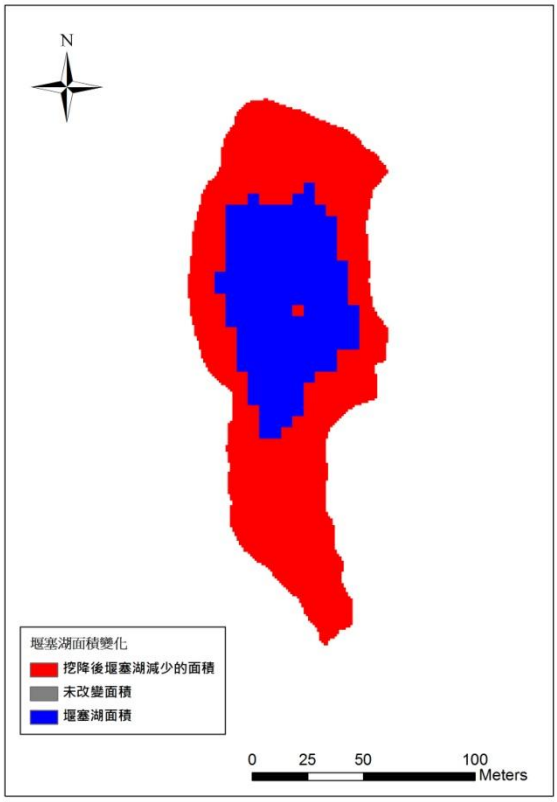


水位 228.5 公尺

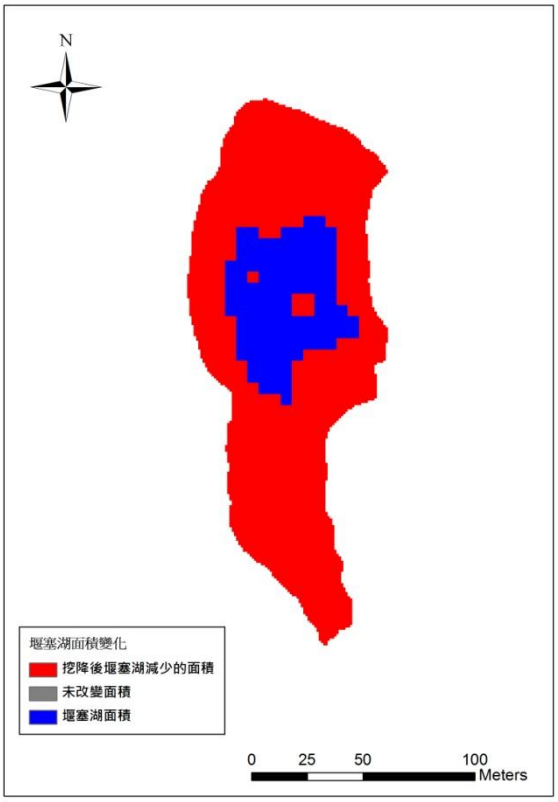


水位 228 公尺

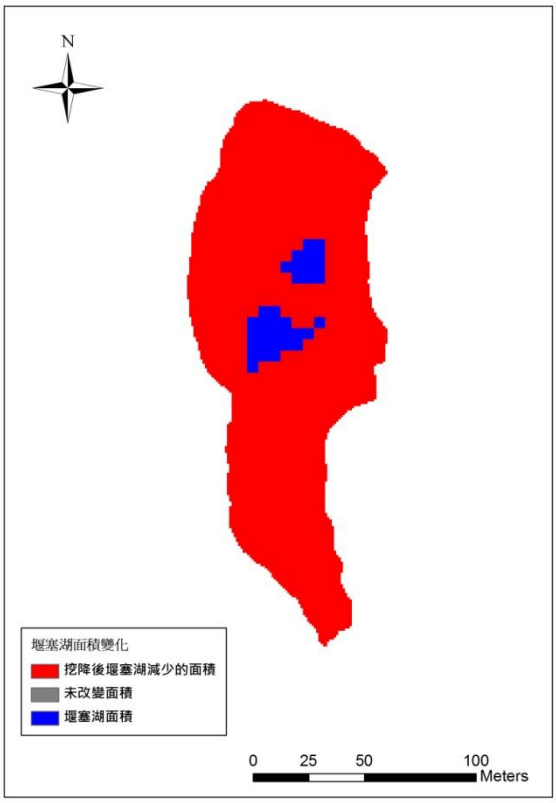
圖 6-4.8 (續) 不同水位高程與湖面變化關係圖



水位 227.5 公尺



水位 227 公尺



水位 226.5 公尺



水位 226 公尺

圖 6-4.8 (續) 不同水位高程與湖面變化關係圖

6-4.3 水下地形變化分析

為展現堰塞湖形成前後地形變化,共設置 12 處斷面,如 圖 6-4.9 所示，斷面 1 至斷面 6 為壩體測量部份,斷面 7 至斷面 12 為水下測量部份,歷次資料分別採用農林航空測量所提供之災前、災後 5m x 5m 航測地形資料，以及兩次水下地形測量成果資料，將各期資料進行比對，各斷面地形比較成果如 圖 6-4.10 所示。

由斷面地形比較成果可發現,堰塞湖形成時,右岸坡面發生大規模滑動，大量土石阻斷河道形成堰塞湖，崩落之土體集中堰塞湖下游側，上游來流土石粒徑較大，流速減緩隨即沈降淤積，因此大量土砂淤積於上游一 「s」 型彎道處，而湖區內並無大量淤積，僅淤高約 1 至 2 公尺；而凡那比颱風後堰塞湖上游及支流流入大量土石，壓縮原有續積水體之空間，根據兩次水下測量成果比對，大量土石淤高近 20 公尺，蓄水長度僅剩 240 公尺左右，原本有蓄水之 斷面 10、斷面 11 與 斷面 12 皆已被土砂淤滿。

綜觀自原始河道至凡那比颱風後之變化，莫拉克颱風引致地滑土石阻斷河道，然而上游大粒徑土石集中淤急於上游側彎道處，並未進入湖區；而後凡那比颱風時，由於上游以及支流大量土石流入，大幅壓縮原有蓄積水體之空間，亦造成大量土石沈積於湖區內，本區底床大幅抬升，堰塞湖逐漸被土石淤埋。



圖 6-4.9 士文溪堰塞湖斷面位置

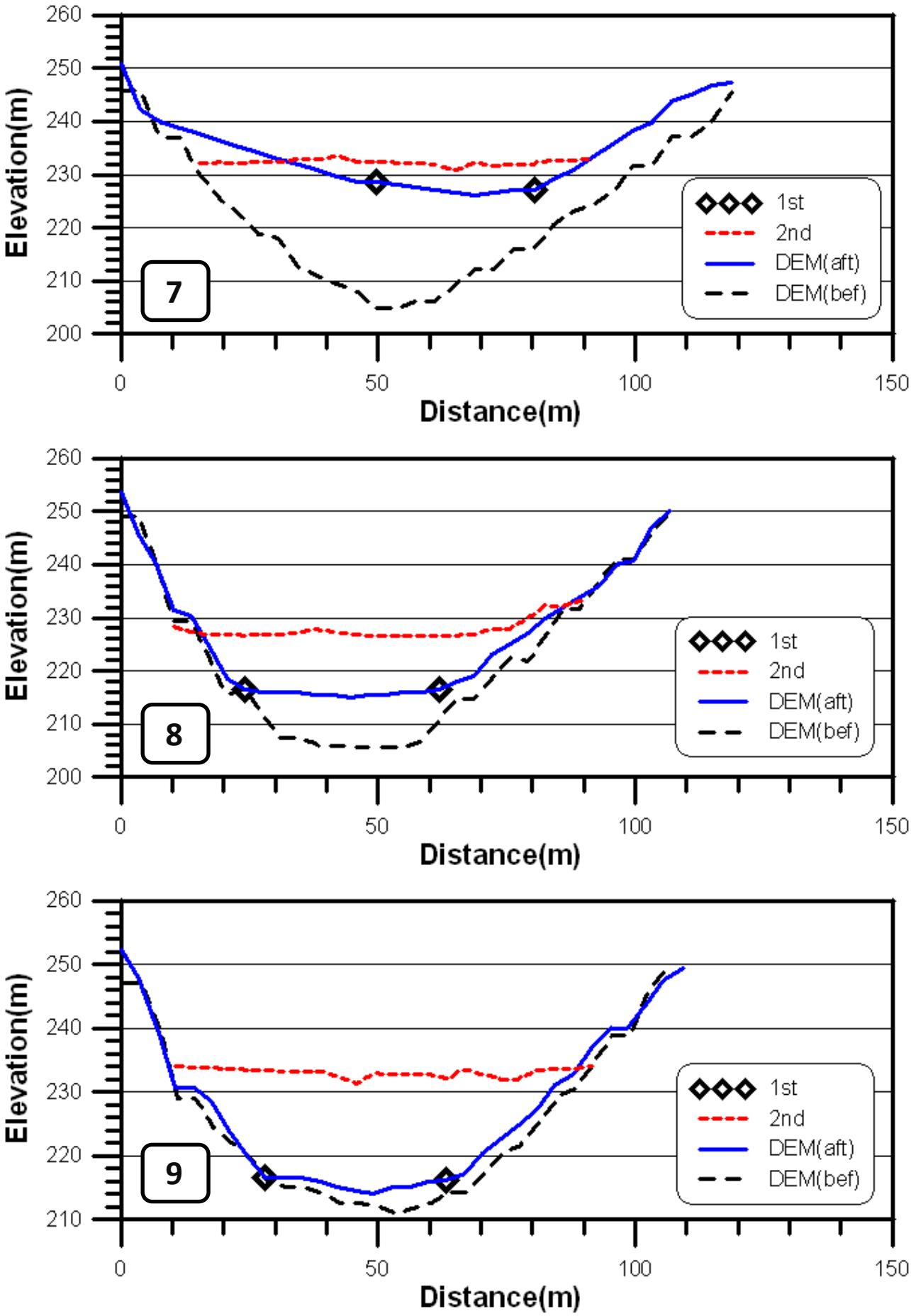
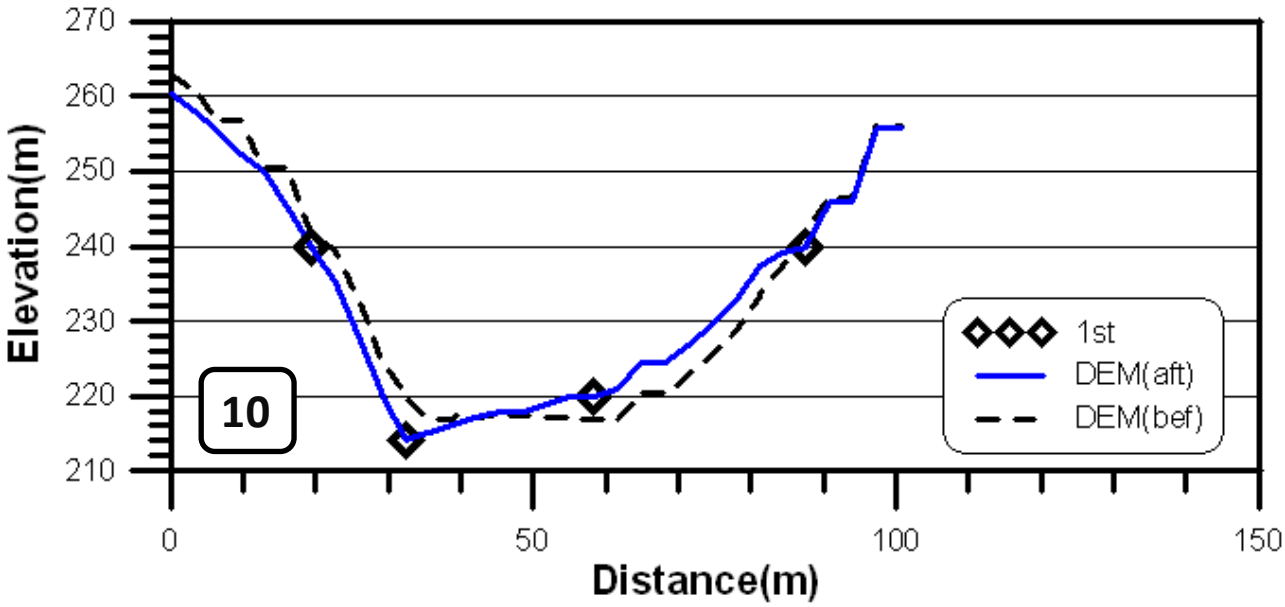
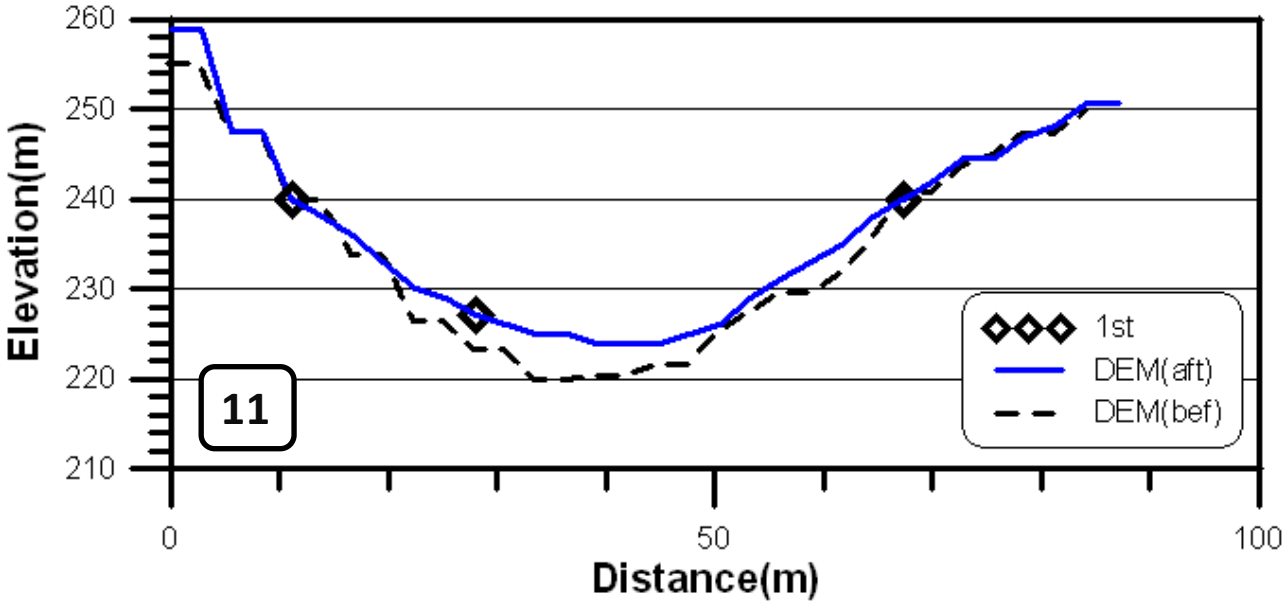


圖 6-4.10 士文溪堰塞湖災前災後斷面地形比較成果





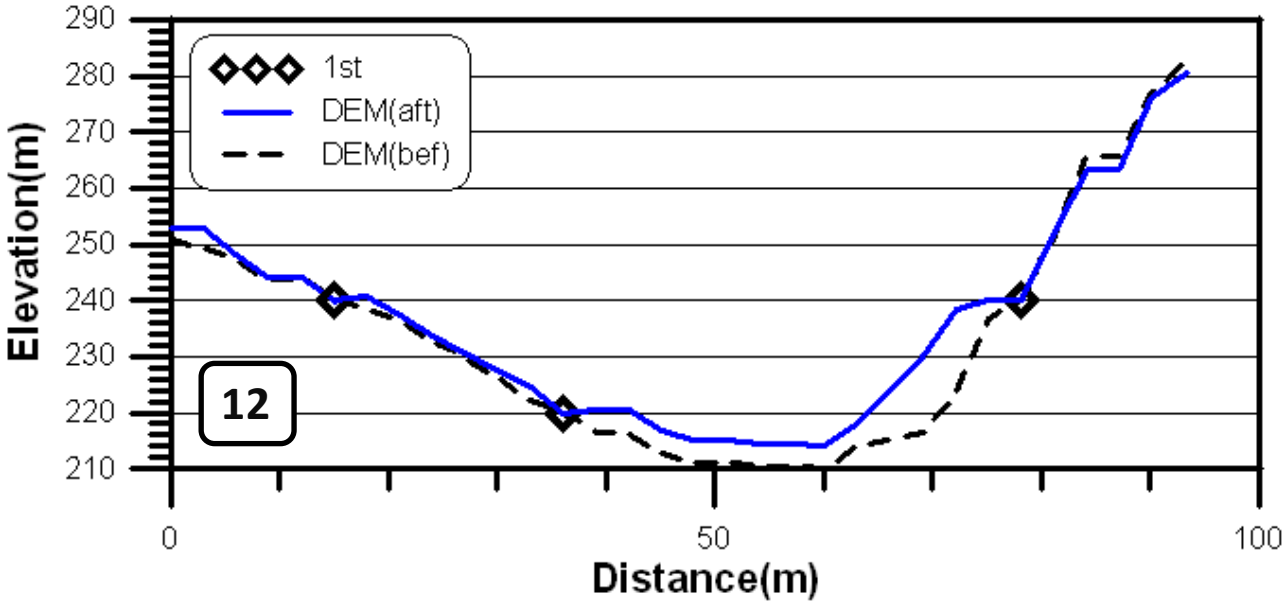


圖 6-4.10 (續) 士文溪堰塞湖災前災後斷面地形比較成果

6-5. 下游河道測量及保全對象調查

1. 下游河道斷面測量

依照本計畫河道斷面測量之工作方法與流程，本計畫已於民國 98 年 12 月 07 日完成士文溪河道斷面之地形量測，共計 10 處斷面，河道測量斷面樁如 表 6-5.1 所示，各測量斷面分布位置如 圖 6-5.1 所示，各斷面測量成果如 附錄八 所示，而所得到之測量成果可供本計畫內相關工作項目比對與使用。

表 6-5.1 斷面樁成果表

溪名	編號	左岸			右岸		
		97 縱坐標	97 橫坐標	高程	97 縱坐標	97 橫坐標	高程
士文溪	1	218646	2477032	256.879	218610	2477179	251.875
	2	218279	2477092	226.409	218275	2477170	229.507
	3	217955	2476966	207.324	217891	2477000	206.178
	4	217684	2476875	197.433	217687	2476936	195.982
	5	213500	2473898	51.773	213414	2473906	52.847
	6	213305	2473405	48.931	213238	2473440	46.692
	7	213220	2473137	44.534	213100	2473150	41.576
	8	213206	2473016	42.925	213104	2472996	39.096
	9	212690	2472555	37.383	212764	2472896	39.899
	10	212162	2472510	29.753	212041	2472676	33.076

由於遭遇極端之降雨事件(莫拉克颱風)，造成士文溪上游局部河道內發生劇烈土砂運移的情況，其伴隨著土砂大幅侵蝕及堆積情形，加上士文溪堰塞湖區域提供大量土砂來源，使得天然壩體下游河道地形產生劇烈變化。故本計畫利用農林航空測量所提供之災前 5m x 5m DTM 數值地形與河道斷面測量成果進行比較。故選定 6 處下游河道斷面比對，分別為斷面 5、斷面 6、斷面

7、斷面 8、斷面 9 以及斷面 10，地形比對成果如 圖 6-5.2 至 圖 6-5.11 所示。圖中紅色實線為本計畫河道斷面測量成果，藍色虛線為利用災前數質地形產出之河道斷面，可以明顯看出士文溪下游各河段莫拉克災前與災後的變化情況。

士文溪斷面 5 至 8 位於屏東縣春日鄉內，而士文溪斷面 9 與 10 則位於屏東縣枋山鄉內，由於這些斷面位置距離上由旗山溪堰塞湖甚遠，且可能莫拉克颱風期間大量土砂被攔阻於堰塞湖上游，颱洪僅能夾帶部分土砂，往下游輸送，故造成四文溪兩岸側岸侵蝕而河寬變寬。並根據比對成果可以明顯看出，下游河道變化幅度不大，僅局部河段可能受地形影響而發生些許堆積與侵蝕的情況。

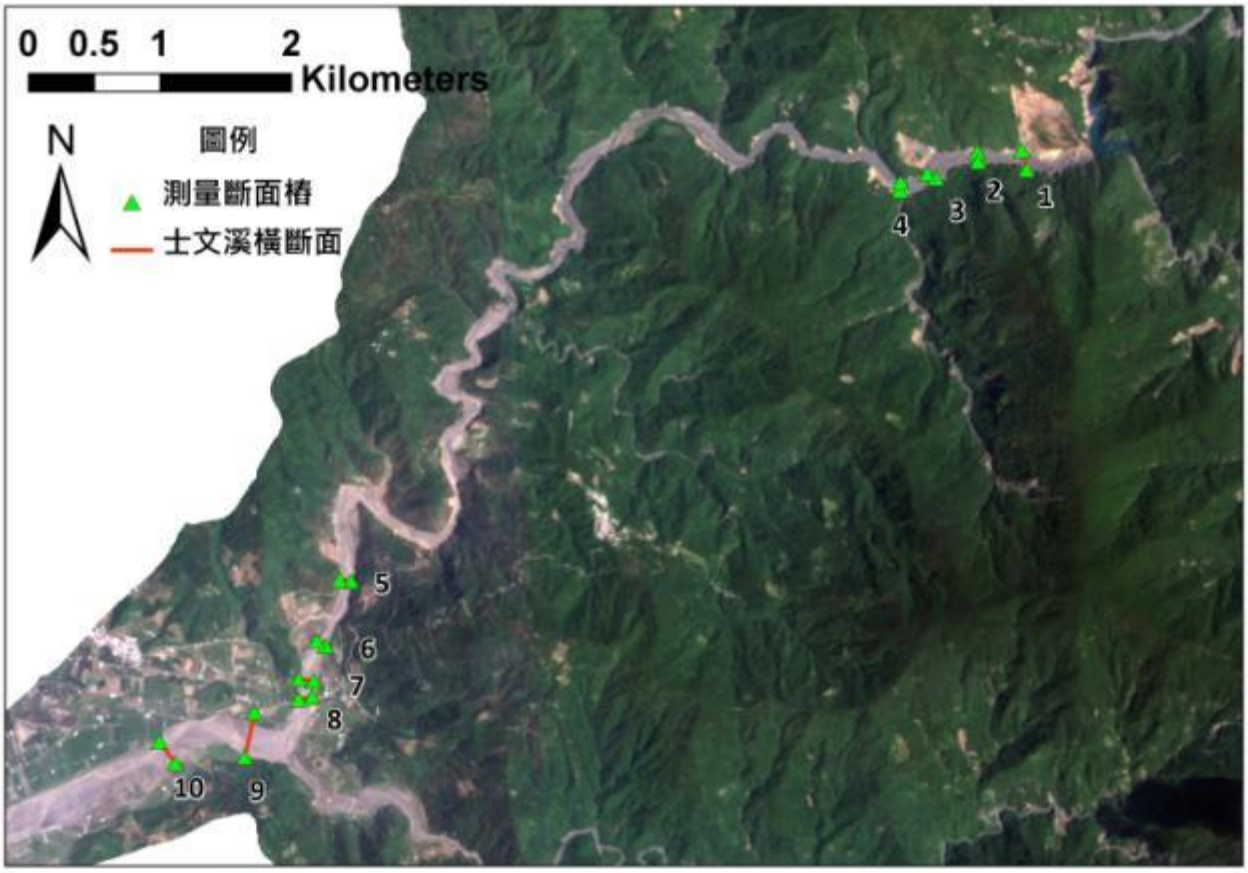


圖 6-5.1 士文溪下游河道斷面地形測量配置圖

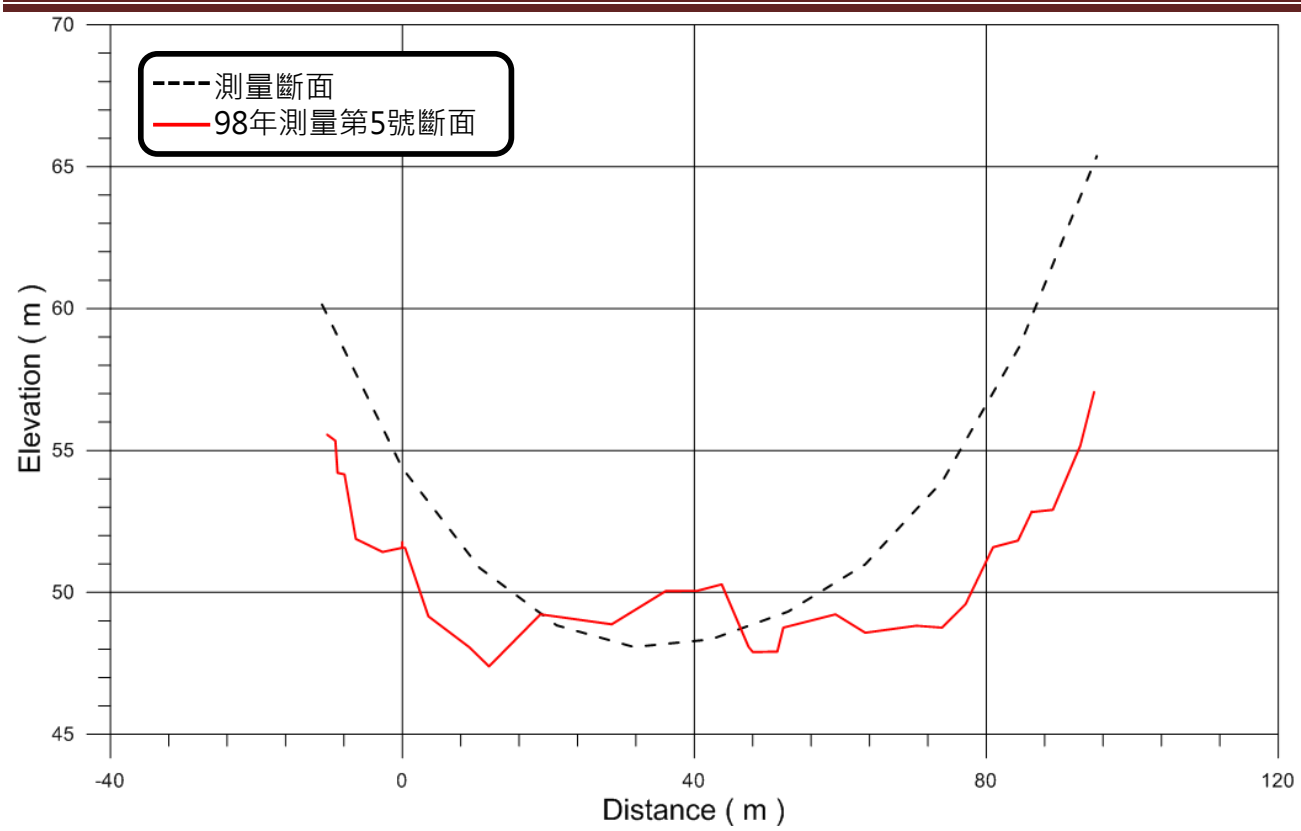


圖 6-5.2 士文溪斷面 5 地形比對圖

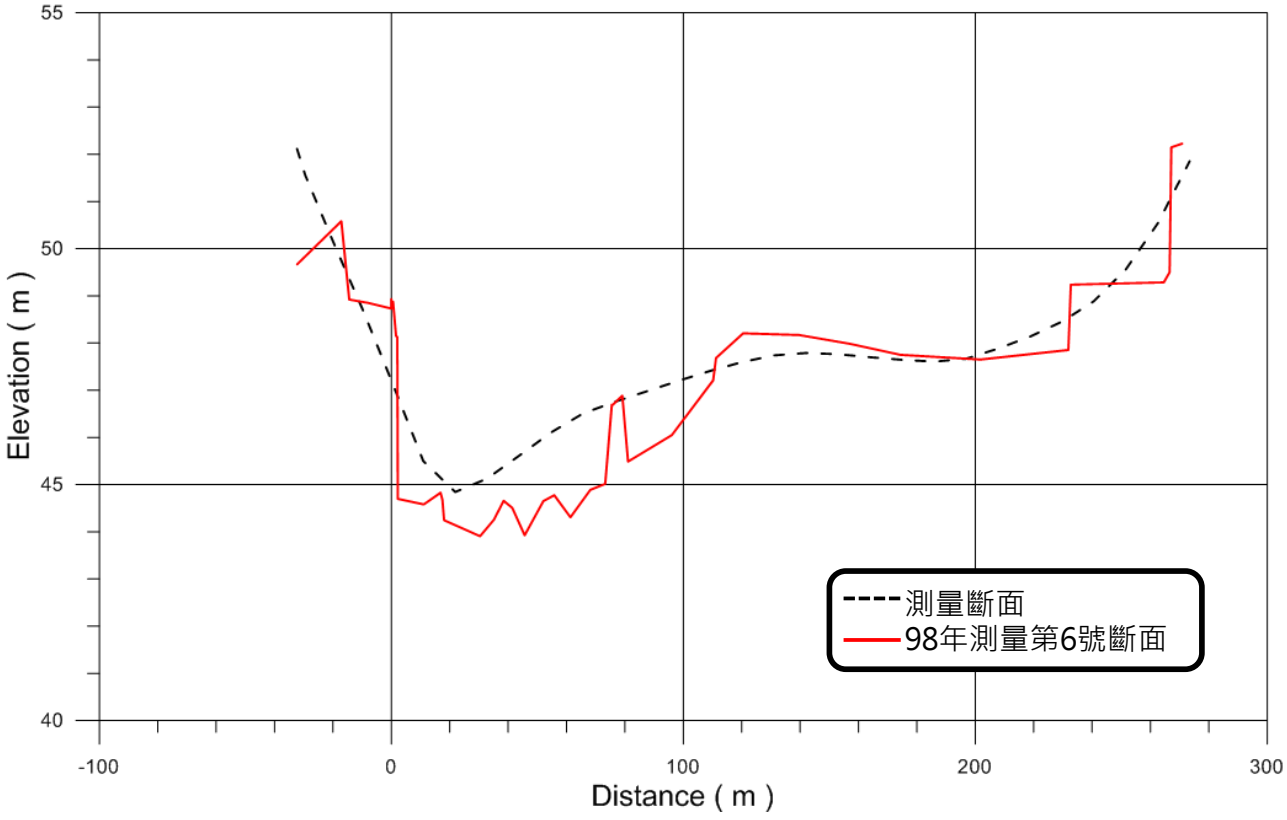


圖 6-5.3 士文溪斷面 6 地形比對圖

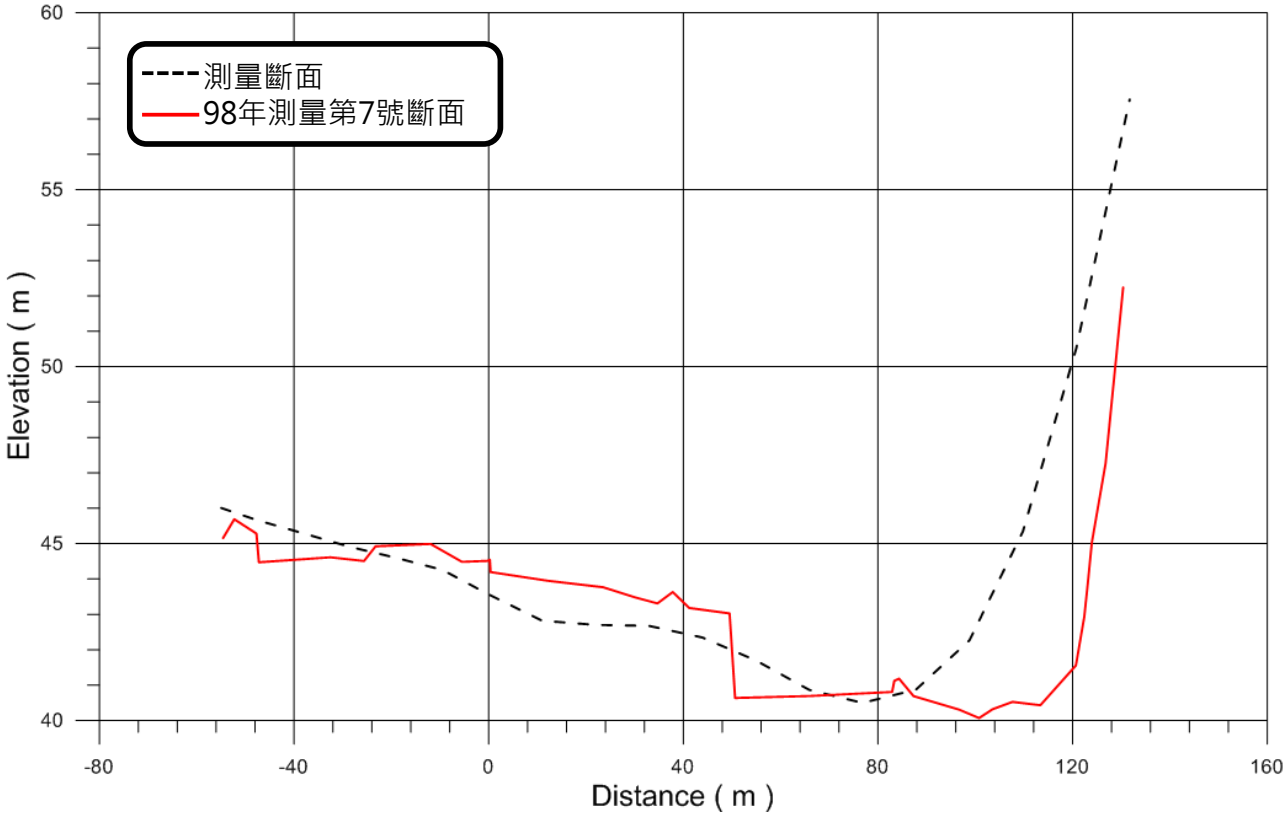


圖 6-5.4 士文溪斷面 7 地形比對圖

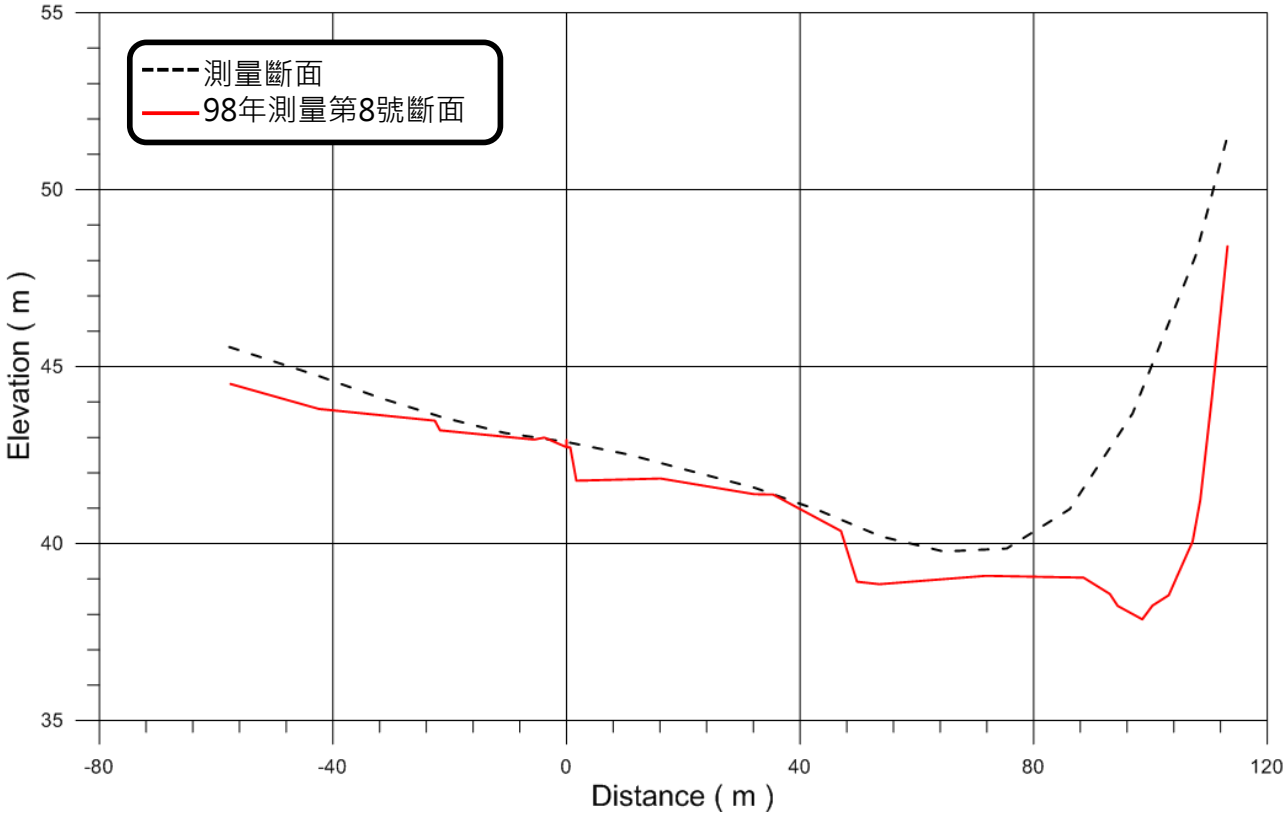


圖 6-5.5 士文溪斷面 8 地形比對圖

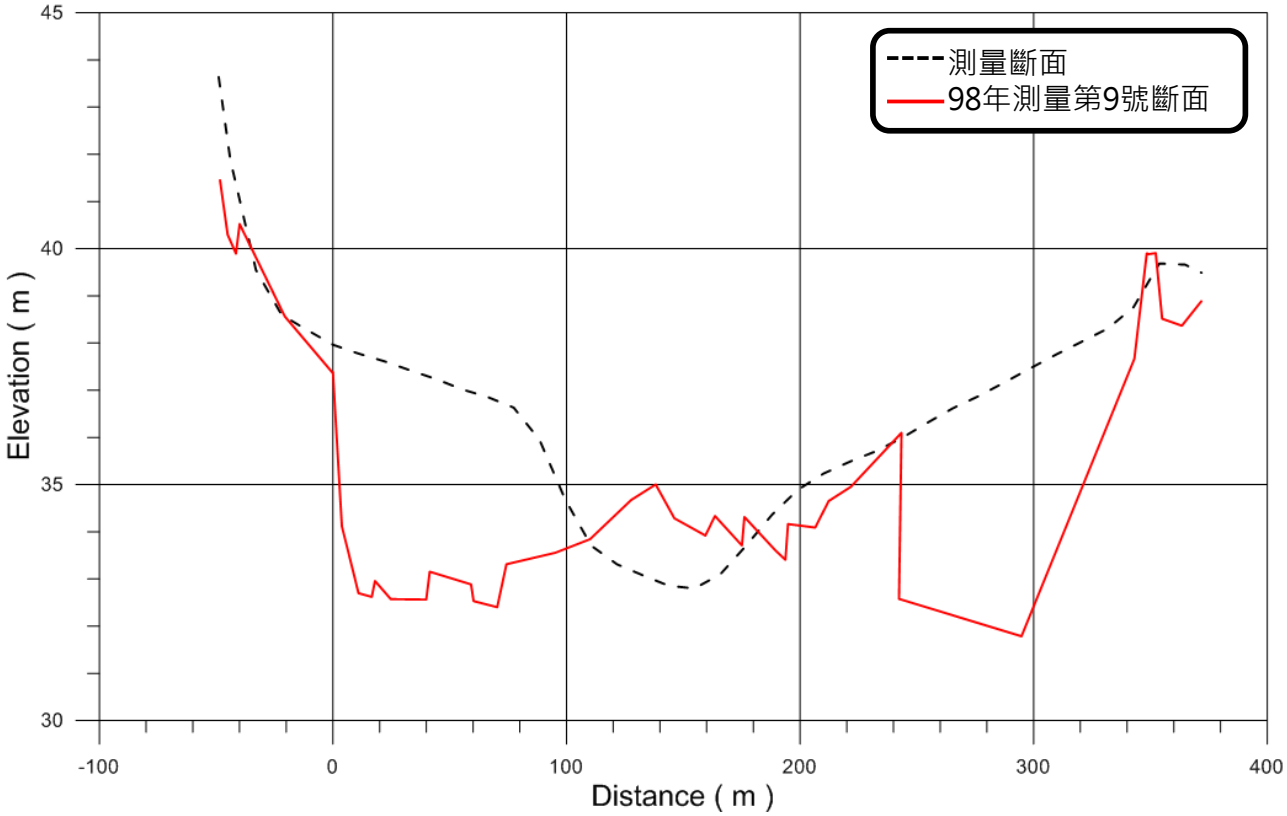


圖 6-5.6 士文溪斷面 9 地形比對圖

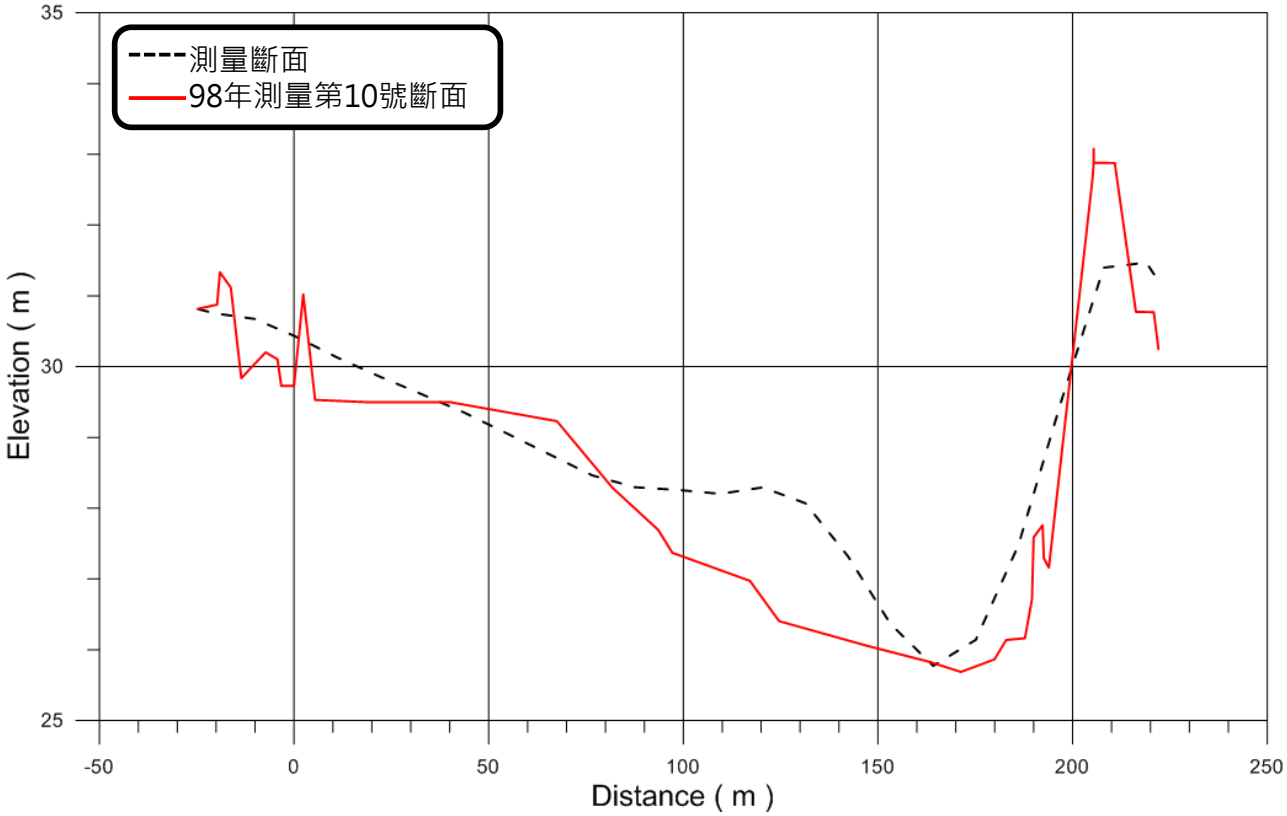


圖 6-5.7 士文溪斷面 10 地形比對圖

2. 保全對象調查

士文溪堰塞湖天然壩下游之主要河道段，為未來堰塞湖溢流後之土砂輸送與堆積區域。莫拉克颱風後，因計畫範圍上游主河道發生劇烈土砂運動，河床高程與寬度與風災前相比皆有明顯的增加。故需以現場調查工作並輔以衛星影像之判釋，了解堰塞湖下游河道之地形變化、河道寬度變化以及河床抬升厚度，並調查可能之坡度或是寬度轉折點位，評估可能之沉砂區域，做為未來考慮下游河道變遷之重要參考。

在保全對象調查方面，主要針對堰塞湖下游之主要聚落，調查現有居民與河岸之高差，以及與河岸之距離等等，配合地形或斷面之蒐集成果，評估在洪水或溢流情形下，可能之洪水或是土砂運動之影響範圍，提供後續下游安全性評估時之重要參考。表 6-5.2 為士文溪堰塞湖下游主要聚落河道概況表。

表 6-5.2 士文堰塞湖下游主要聚落河道概況表

名稱	主要聚落	前期河寬(m)	後期河寬(m)	河寬變化(m)	目前聚落距離河岸高差(m)	目前聚落距離河岸距離(m)
士文溪堰塞湖	舊古華	45	117	72	5	75

(1) 舊古華

舊古華位於屏東縣春日鄉境內，距離上游那士文溪堰塞湖約 10 公里，並有一跨河構造物士文溪橋在此區段內。聚落所在位置之河道受到莫拉克颱風影響，河道有明顯變寬的情況，尤其在士文溪與草山溪交會處最為嚴重。配合現地調查之資料與莫拉克颱風前後期的相關影像及圖資，如 圖 6-5.8 所示，可以得知舊古華士文溪橋處在莫拉克颱風前原有河道寬度約為 45 公尺，而莫拉克颱風後河道寬度約變為 117 公尺，河道寬度增加約為 72 公尺。

目前舊古華所在位置距離河岸距離約為 75 公尺，距離河岸高差約為 5 公尺。上游集水區新增多處崩塌提供大量土砂來源，且此區段位於士文溪中下游處，河寬較寬且河床坡度較緩，因此受地形影響此區段士文溪主河道河床高程局部抬升厚度約為 1 至 2 公尺左右。

如 圖 6-5.9 與 圖 6-5.10 所示，為舊古華 (士文橋) 一帶之河道現況照片，兩張圖的時間點分別為 99 年度降雨事件(如 0725 豪雨、南修颱風、凡那比颱風等)前後，其中尤其以凡那比颱風降雨最為明顯，除了造成士文溪堰塞湖區域變動明顯，並使大量洪水夾帶上游莫拉克災後殘留於堰塞湖區、坡面與河道上的不安定土砂往下游輸送，造成部分河段有堆積的情況，如圖 6-5.9 與 圖 6-5.10 相比即可明顯看出河道內有土砂堆積的情況。

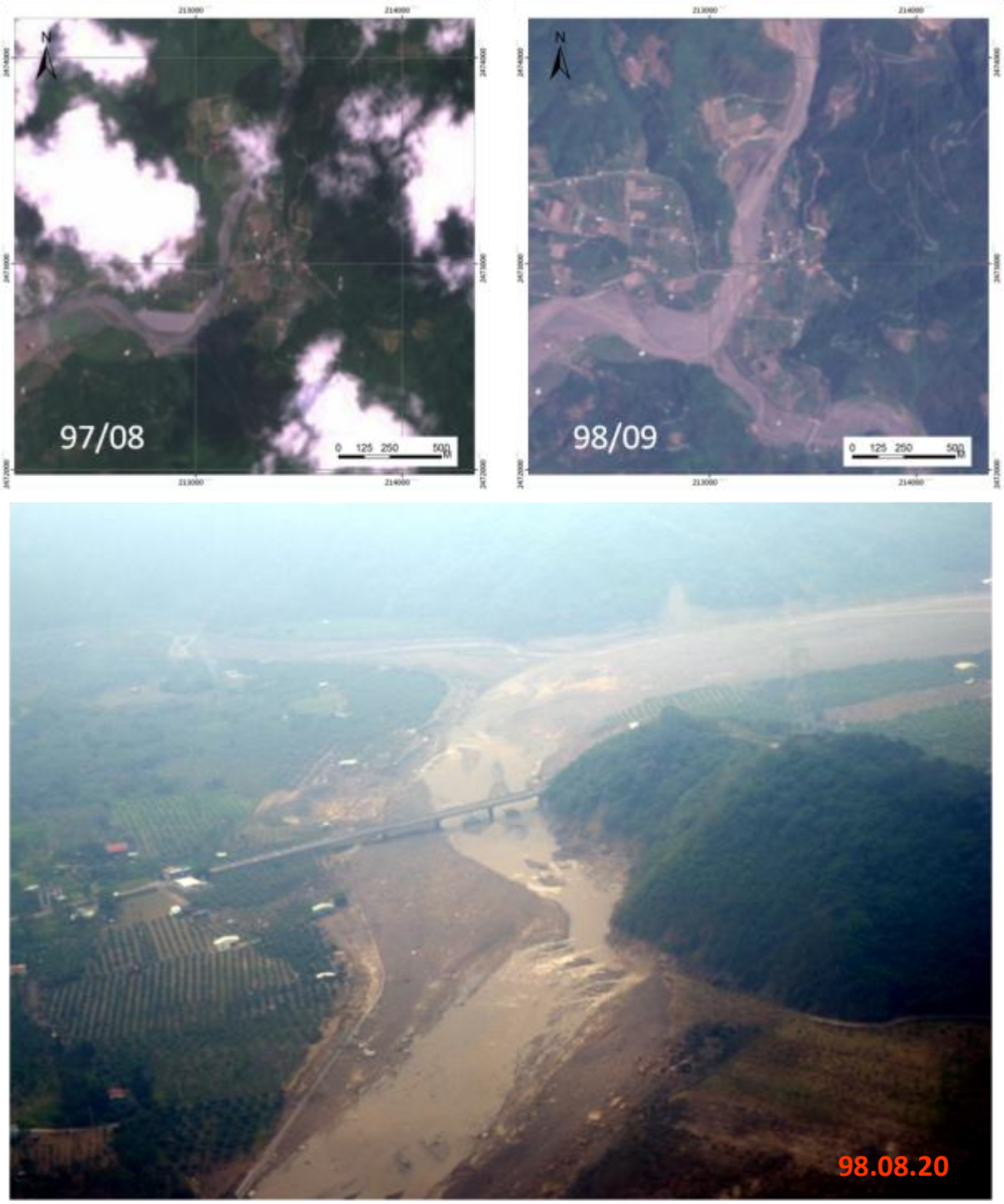


圖 6-5.8 舊古華一帶之莫拉克颱風前後期影像與現況照片



圖 6-5.9 舊古華一帶之河道照片 1



圖 6-5.10 舊古華一帶之河道照片 2

柒、士文溪堰塞湖演變趨勢分析及處理對策

堰塞湖及崩塌區相關參數及資訊，由第三章影像、圖資基本資料收集以及第六章現地調查、測量與圖資分析，我們已可清楚瞭解堰塞湖由莫拉克風災形成後，至今年汛期前後之變化情形，並由此變化情形，本章首先提出堰塞湖所面臨之問題，後針對堰塞湖未來可能之演變趨勢提出分析，並對於此演變趨勢提出相互因應之短中長期處理對策。

7-1 堰塞湖問題評估

士文溪堰塞湖位於士文溪上游，下游僅有一處主要聚落，與旗山溪相比需保全之對象及住戶較少，凡那比颱風後，堰塞湖體積已經大幅縮小，故堰塞湖對於下游保全住戶之威脅性可暫時解除，但因士文溪堰塞湖之成因為大規模地滑的產生，目前崩塌坡面仍有大量崩落土方堆置，未來如遇大雨是否又會產生大規模土砂運動使土砂下移阻塞河道，而形成新的堰塞湖，為士文溪之最主要問題，而主要保全對象舊古華部落，未來所需避難疏散之警戒值與警戒雨量之訂定依據，為期中階段時本團隊就莫拉克災後之地形進行分析之成果，雖目前堰塞湖蓄水體積已大幅縮減，使得堰塞湖潰決對於下游之影響不若以往，但仍保留其分析成果，未來若不幸再度發生大規模土砂運動，可作為其緊急評估之參考依據。以下綜合各項調查與分析結果，將士文溪堰塞湖之問題分別說明：

1. 河岸崩塌裸露面之持續滑動破壞：

士文溪天然壩主要成因，在於河岸之坡面產生大規模滑動，除已進入河道堆積之土砂材料外，目前滑動面上仍有大量之土砂材料，未來這些土砂材料仍有持續往河道滑動之可能性，如遇重大降雨事件產生大規模土砂運動，可能使現地又產生新的堰塞湖，造成下游聚落威脅。

2. 下游河床的持續抬升：

相較於南部高屏溪或是東部各流域而言，士文溪歷年之土砂運動規模較小，河道上並無過去大規模土砂運動之歷史紀錄，但因莫拉克颱風之影響，士文溪上游自堰塞湖以下堆積有大量土砂材料，未來這些土砂材料可能持續往下游運移，並堆積在士文溪下游河道，造成河道之堆積情形，減小有效通洪斷面，影響聚落安全性。

3. 保全聚落之有效安全高程較低：

延續前述之河床抬升問題，目前士文溪下游主要聚落為舊古華聚落，該處之有效出水高較低，且因橋梁局部壅水效應之影響，有效安全高程較低，若河道抬升後發生堰塞湖之侵蝕或破壞情形，將造成該處之有效高程不足而致災，為下游保全分析需考量之問題。

4. 交通可及性不佳：

目前堰塞湖區及崩塌區僅可由人員以徒步方式前往，原有便道於凡那比颱風後因坍方而中斷，故目前重型機具欲前往堰塞湖現場需重新開闢新便道方可抵達，且便道交通需多處經過坡面或溪床位置，未來便道之保護或暢通為士文溪堰塞湖交通最大問題，一旦需要再次之緊急處理或是工程時，可能造成時間上的延誤。

5. 上游缺少即時雨量資料：

因士文溪上游僅有大漢山一處雨量站，為經濟部水利署所建立，該處雨量於颱風暴雨時期並無即時回傳資料，故現有士文溪在颱風期間僅有下游春日雨量站之資料，其雨量資料與上游大漢山相比，其值較小，若僅考慮春日站之結果，可能造成災中雨量資料的錯誤評估。

7-2 天然壩穩定性分析

由 2-5 節 壩體穩定性分析工作方法，該節共描述三種工作方法，包含 **地形因子判定法**、**多變量指數迴歸分析法** 及 **數值模式法**，原期中階段採用數值模式法來進行穩定性分析工作，但經過今年凡那比颱風等豪雨事件，上游來砂淤積於湖底，支流土石流亦流出土砂，故堰塞湖壩體已有形狀改變之情形，為求計畫成果詳盡，故地形因子判定法與數值模式法重新計算壩體穩定性。

一、地形因子判定法

A. 基本參數取得

欲進行地形因子判定法，需求得壩體體積、壩體高度及堰塞湖上游集水面積等參數，並將堰塞湖初形成時之參數與目前壩體參數相互比較，如表 7-2.1 所示。

B. 穩定性分析成果

代入計算公式後，可知堰塞湖目前之 DBI 值為 2.92，屬於穩定與不穩定之間之過渡區，並將其成果繪圖如 圖 7.2.1 所示。與前期相比，士文溪堰塞湖經颱風豪雨侵襲後，壩體明顯降低，加上堰塞湖主支流上方土砂淤積，迴水長度明顯退縮，蓄水體積逐漸減少，由縱斷面及橫斷面測量成果可知，士文溪堰塞湖除溢洪道寬度增加，壩體高度亦隨水流沖刷而降低，因此 DBI 值由原本之 2.95 降為 2.92，士文溪堰塞湖目前現況呈現穩定，隨著壩體體積與壩體高度比值之增加，DBI 值有降低之趨勢。

表 7-2.1 士文溪堰塞湖天然壩基本參數表

參數 / 時間	迴水長度 L_L(m)	壩體體積 V($10^6 m^3$)	壩體高度 H(m)	上游集水區面積 A($10^6 m^2$)	V/H	DBI
98 年 12 月	700	0.89	23.80	33	0.03	2.95
99 年 10 月	240	0.32	8.00	33	0.04	2.92

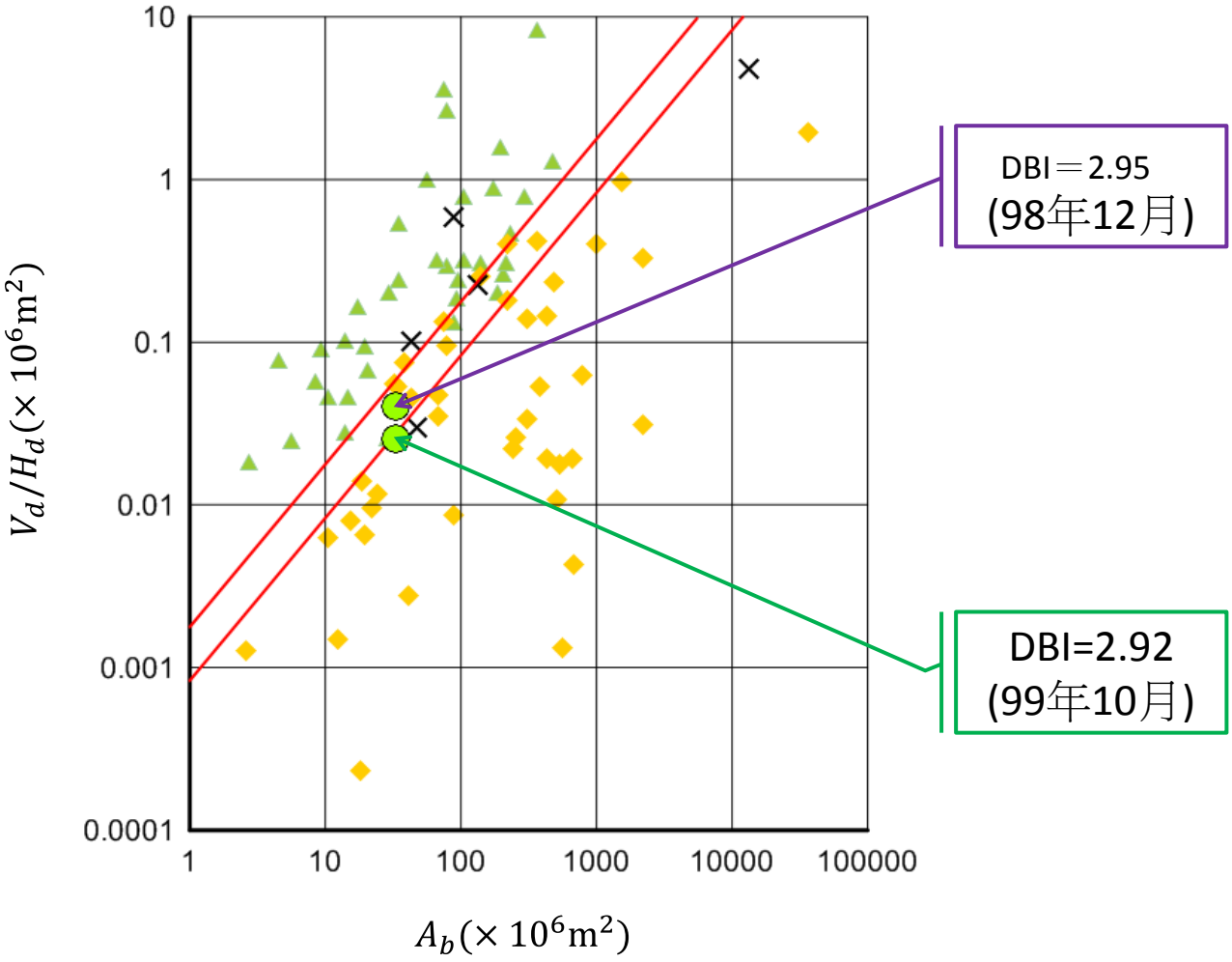


圖 7.2.1 士文溪堰塞湖天然壩穩定性評估成果圖

二、數值模式法

因缺乏現地試驗相關資料，故壩體穩定性分析計算時採用之壩體相關參數，以工作方法中壩體參數之下限值為計算參數。圖 7-2.2 至 圖 7-2.3 為士文溪堰塞湖於莫拉克颱風以及凡那比颱風後壩面穩定性分析結果。可以看出天然壩即使以壩後滿水位條件進行穩定性評估，僅於壩體上游側因水體壓力造成局部剪應力集中，發生於壩面滑動破壞之機率仍低，計算結果安全係數(FS)為均高於 1，壩體未來僅可能以管湧或溢流之方式破壞，產生驟然潰決之機率較低，但凡那比颱風後，因溢洪道沖刷、湖底淤積，故壩體體積減小，使得安全係數降低，但壩體現況仍屬穩定。

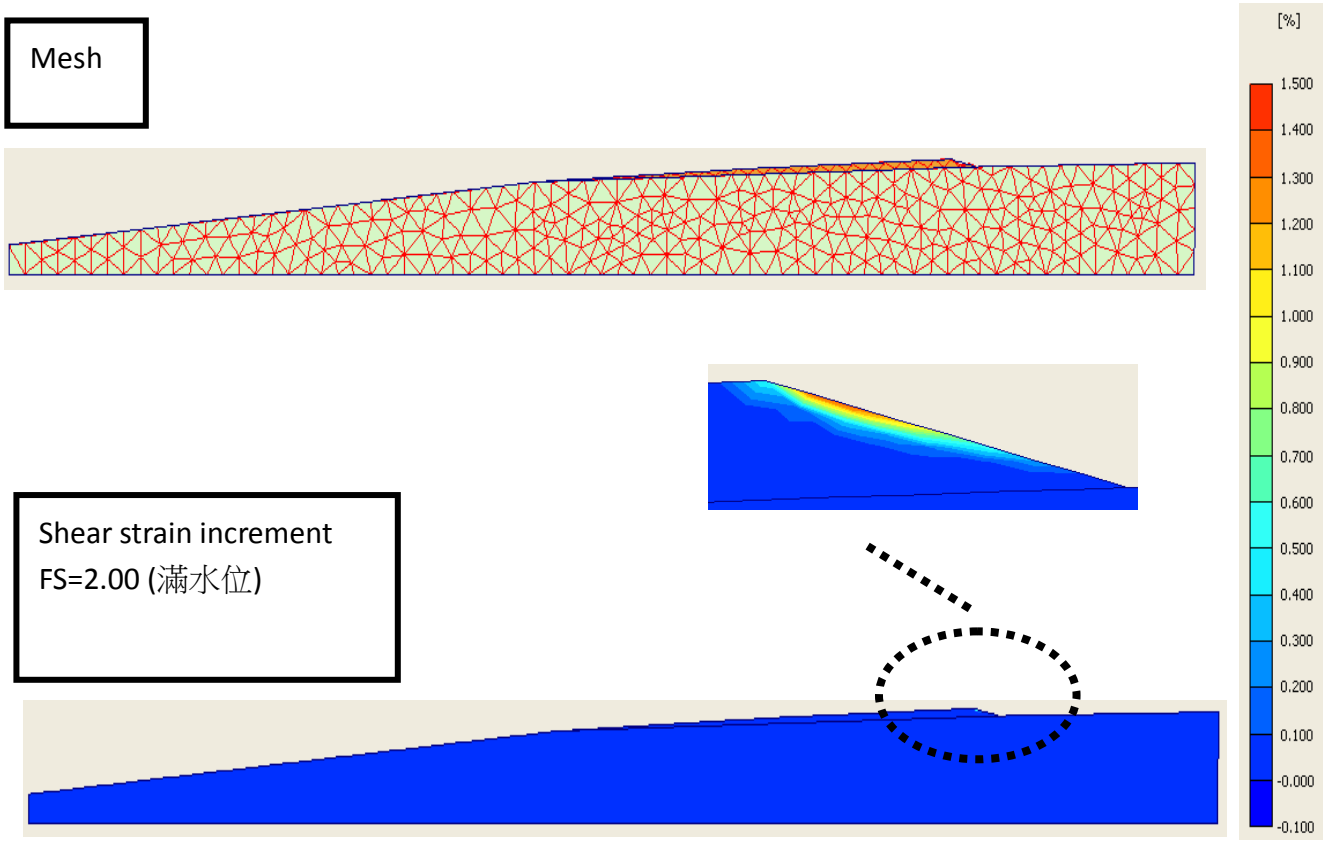


圖 7-2.2 莫拉克颱風後士文溪堰塞湖壩面穩定性分析結果

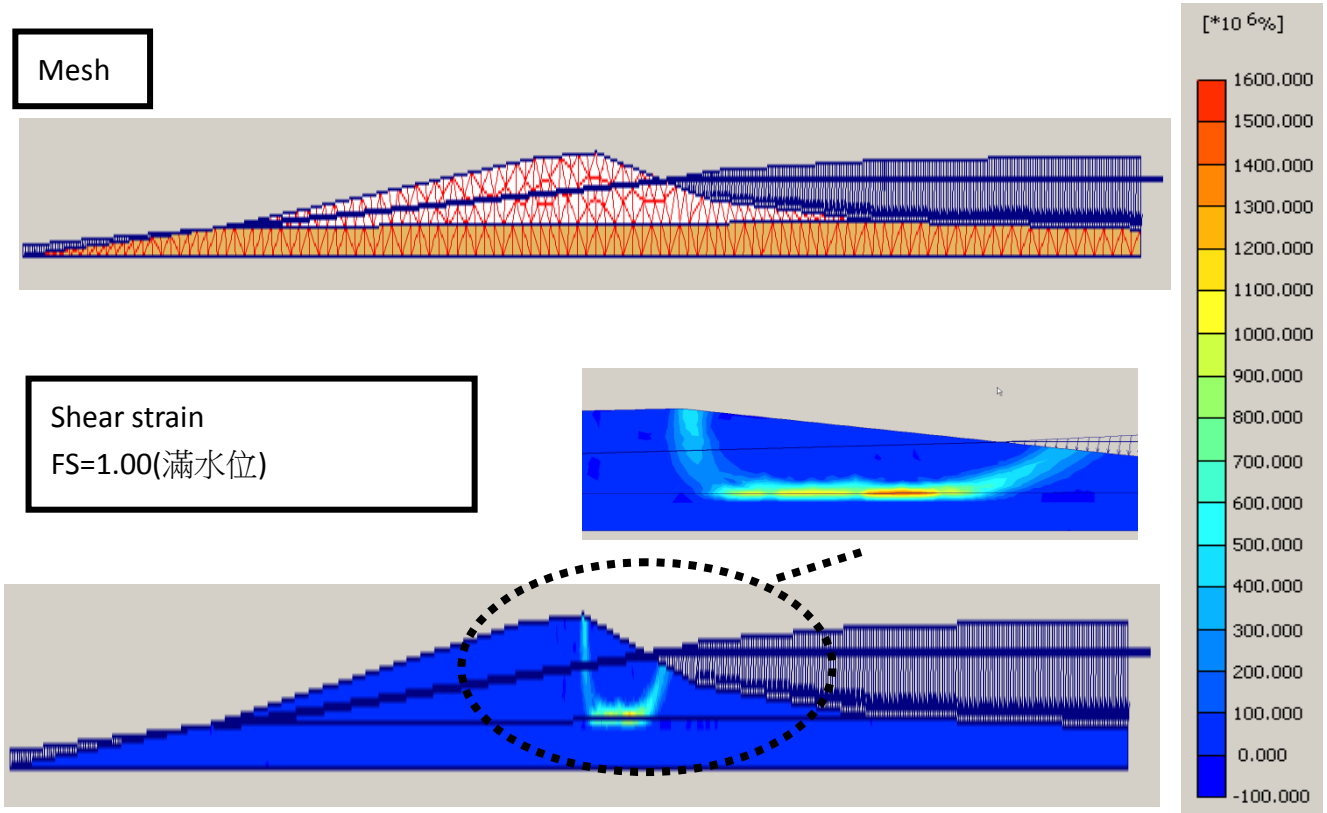


圖 7-2.3 凡那比颱風後士文溪堰塞湖壩面穩定性分析結果

7-3 潰壩水理演算及影響範圍評估

期中階段，本團隊採用莫拉克災後農林航空測量所之航測地形作為河道斷面資料來源，得知莫拉克災後壩體及河道之地形分佈情形，並藉此求得潰壩水理演算成果以及下游影響範圍評估成果。

凡那比颱風過境後，湖區地形大幅改變，壩後蓄水體積由災後的 122 萬立方公尺大幅縮減至 7 萬立方公尺，故堰塞湖對於下游保全對象之威脅可暫時解除，但崩塌地滑區仍存在大量土體，如未來再度發生大規模土砂變動情形而阻塞河道，進而形成新的堰塞湖，故仍保留期中階段之計算成果，以備不時之需。

7-3.1 水理演算基本參數設定

由 2-6 節潰壩水理演算工作方法，執行水理演算工作前，必須先取得四項重要基本參數，分別為：斷面資料、河道粗糙係數、設計流量分析及邊界條件，將其取得方式及結果說明如下。

A. 斷面資料

水理分析時所採用之斷面，河道部份使用農林航空測量所於莫拉克風災災後所製作之 5m X 5m 數值地形，藉由 ArcGIS 軟體擷取斷面資料，藉以作為 HEC-RAS 計算所需之地形資料。另在堰塞湖水下區域範圍，則利用水深測量之資料進行地形修正。設定一壩體模擬其在變量流條件下，水理演算之結果。潰壩模擬演算所使用斷面資料共有 67 筆，河道斷面位置如 圖 7-3.1 所示。

B. 河道粗糙係數

士文溪之河道粗糙係數係配合台灣一般河川河道粒徑分佈之河道糙度，其曼寧糙度係數於主河道部份採用 0.035，於主河道兩側灘地或坡面部份均採用 0.045。

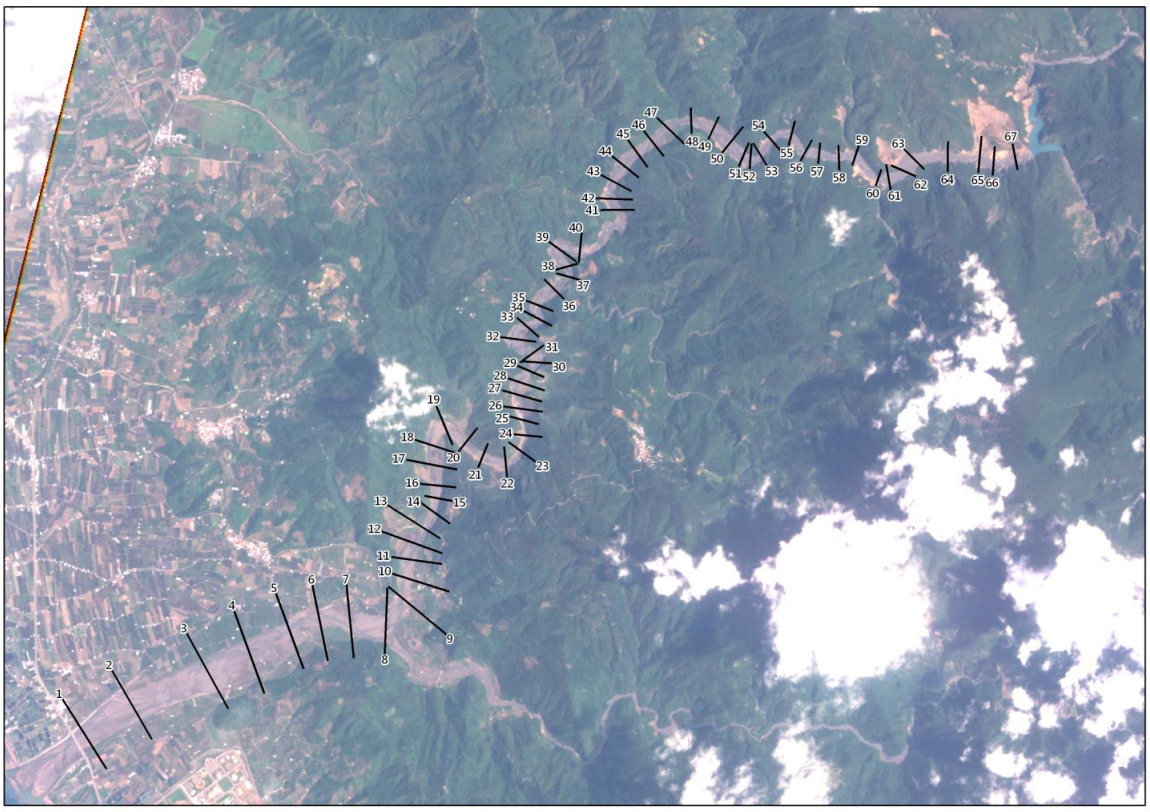


圖 7-3.1 士文溪河道斷面示意圖

C. 設計流量分析

欲進行士文溪堰塞湖之水理分析，本案採用堰塞湖鄰近雨量站之記錄資料，進行水文頻率分析，取得 50 年設計降雨量，再應用水利署 SSGM 雨型，將設計降雨量轉換為設計雨型，故可得鄰近各雨量站之 50 年頻率設計雨型。而在降雨逕流過程之分析，則採用運動波模式，將士文溪堰塞湖上游集水區，根據匯流關係劃分為 12 個小集水區，集水區分區圖如 圖 7-3.2 所示，並得到各個子集水區之 50 年頻率設計雨型，以最後以運動波模式獲得最終出口處之流量歷線，應用 HEC-RAS 模式由堰塞湖上游端輸入設計流量，模擬溢流口之水理過程，說明如下：

1. 頻率降雨量分析

由士文溪集水區鄰近雨量站分布可知，上游集水區內並無氣象局即時雨量站，本案參考水利署網站各雨量站頻率分析成果，採用大漢山雨量站之頻

率分析成果，獲得該雨量站 50 年設計頻率降雨量，列如 表 7-3.1 所示，分別為最大 24 時、最大 48 時與最大 72 時之累積雨量。

根據 表 7-3.1 之成果，取最大 24 小時之分析成果，作為設計降雨量，應用水利署 SSGM 雨型分析成果，將最大累積降雨量由雨型權重因子分配至各小時之降雨量，其成果如 表 7-3.2 所示，可獲得不同雨量站之設計降雨。作為降雨逕流分析之輸入條件。

表 7-3.1 大漢山雨量站 50 年頻率降雨量

站號	站名	不同降雨延時之 50 年頻率雨量 (mm)		
1760P015	大漢山	**最大 1 日**	最大 2 日	最大 3 日
		860.8	1282.3	1542.5

（資料來源：水文資訊網整合性服務系統）

表 7-3.2 大漢山雨量站設計暴雨 50 年頻率之設計降雨

雨量站			大漢山		
累積雨量(mm)			**860.8**		
各小時降雨量	1	7.58	各小時降雨量	13	60.04
	2	15.61		14	55.74
	3	20.38		15	36.95
	4	23.78		16	35.95
	5	27.64		17	26.29
	6	39.60		18	26.12
	7	44.59		19	23.76
	8	40.23		20	21.06
	9	41.12		21	20.93
	10	46.30		22	18.59
	11	90.18		23	13.73
	12	112.69		24	11.97

2. 降雨逕流分析

圖 7-3.2 表示士文溪堰塞湖上游集水區進行運動波計算時之子集水區分區成果，應用運動波模式計算各個子集水區之流量歷線，再根據匯流關係綜合得到出口 (堰塞湖溢流口) 之設計流量歷線。

有效降雨量的計算，則採用 SCS Method 進行分析，曲線值 (Curve Number) 則依據 TR-55 手冊 (USDA Soil Conservation Service) 之建議值，依據裸露地與原生林之面積比例權重，設定各個子集水區之曲線值，獲得有效降雨量。

應用數值地形模型，可根據數值地形獲得運動波模式計算所需之參數，包括有子集水區面積、子集水區河道長度、子集水區坡面平均坡度、子集水區溪流平均坡度，另於坡面糙度與河道曼寧係數之推估，則採用 HEC-HMS 操作手冊內之建議，根據不同地表覆蓋與河道型態，給定各個子集水區之坡面糙度與河道曼寧係數。總合上述參數，可彙整為計算參數一覽表，如 表 7-3.3 所示。

最後，根據 表 7-3.3 之參數設定，分析可得堰塞湖之設計流量歷線，分析成果如 圖 7-3.4 與 表 7-3.4 所示，尖峰流量為 648.8 cms，以此流量歷線與尖峰流量，作為本案之設計流量。

D. 邊界條件

潰壩水理演算之河道長度約為 15 公里，使用 98 年航測地形資料，其邊界範圍為從出海口至第一號斷面約為 800 公尺左右，為下游端邊界；上游端為涵蓋堰塞湖湖區，特延伸至堰塞湖上游入流處以上 800 公尺處，堰塞湖水下區域使用水深測量共 28 處之資料進行航測地形之修正；另在上游之邊界條件設定為設計流量歷線，作為潰壩模擬演算之演算條件。

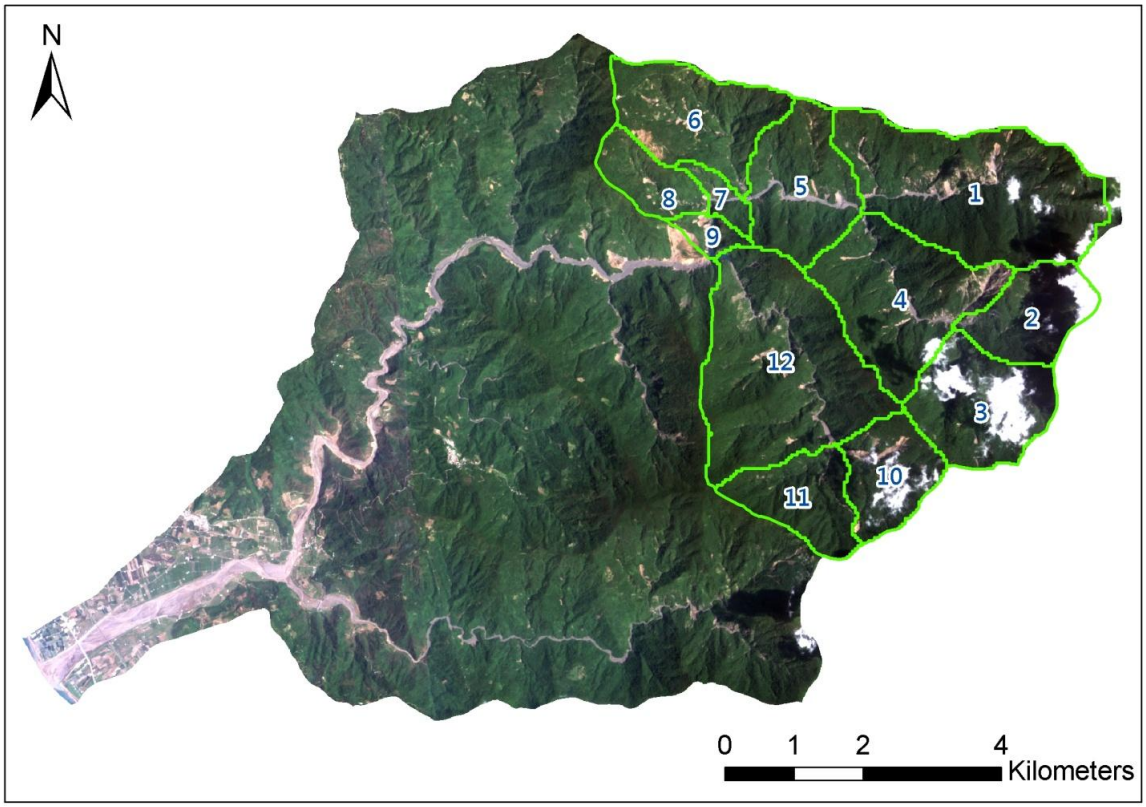


圖 7-3.2 士文溪運動波模式計算子集水區編號圖

表 7-3.3 士文溪運動波模式計算子集水區參數表

編號	面積 (公頃)	平均坡度 (度)	溪流長度 (公尺)	溪床波降 (度)	曲線值	坡面糙度	河道曼寧係數
1	296.8	27.5	1767	5	65	0.6	0.05
2	609.92	33.5	3018	2.5	65	0.6	0.05
3	283.04	31.1	1879	2.4	65	0.6	0.05
4	123.04	29.3	1214	5	65	0.6	0.05
5	45.44	27.7	1000	1.5	65	0.6	0.05
6	45.76	28.9	2675	2.5	65	0.6	0.05
7	403.04	31	1000	0.3	65	0.6	0.05
8	627.52	30.6	4173	2.5	65	0.6	0.05
9	193.76	30.7	1048	5	65	0.6	0.05
10	300	29.2	1220	5	65	0.6	0.05
11	189.6	28.5	1000	5	65	0.6	0.05
12	195.84	28.2	1133	5	65	0.6	0.05

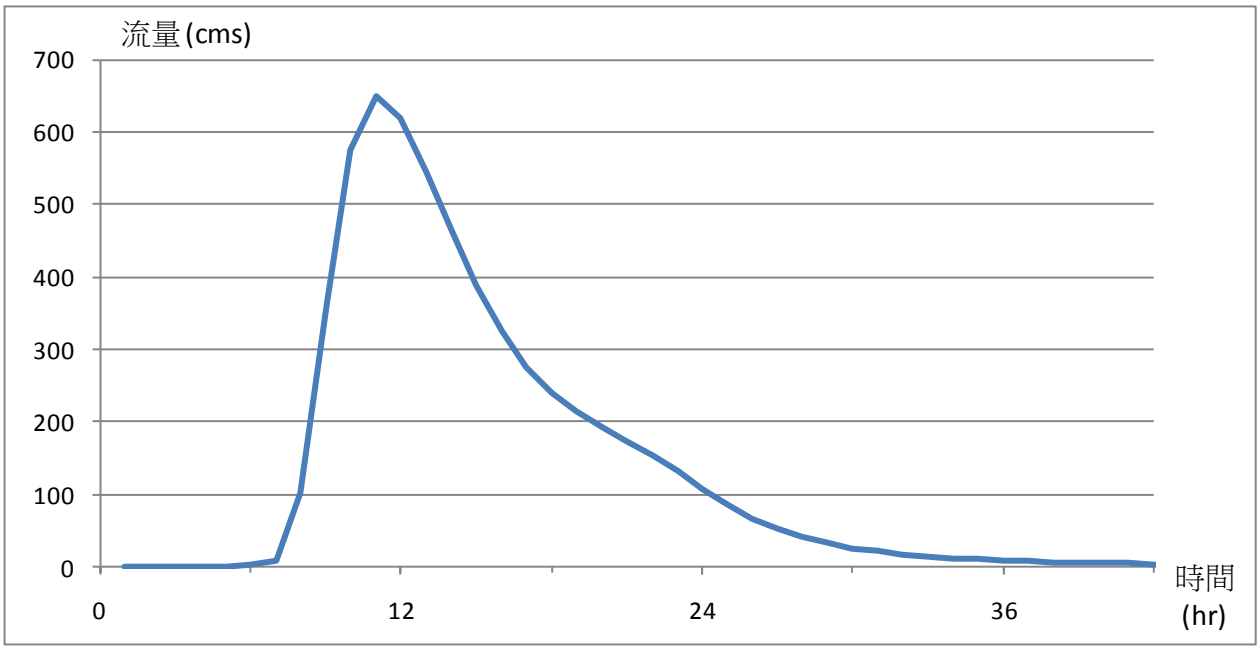


圖 7-3.3 士文溪 50 年頻率設計流量歷線圖

表 7-3.4 士文溪 50 年頻率設計流量計算成果

小時	流量(cms)	小時	流量(cms)	小時	流量(cms)	小時	流量(cms)
1	0.011	13	544.968	25	84.492	37	7.3
2	0.07	14	462.738	26	65.826	38	6.339
3	0.227	15	387.214	27	51.199	39	5.535
4	0.497	16	324.773	28	40.022	40	4.86
5	0.961	17	276.274	29	31.587	41	4.287
6	1.895	18	240.032	30	25.238	42	3.79
7	7.829	19	213.585	31	20.427		
8	102.754	20	193.137	32	16.739		
9	358.92	21	174.358	33	13.893		
10	575.059	22	153.672	34	11.658		
11	648.807	23	130.61	35	9.887		
12	617.878	24	106.733	36	8.461		

7-3.2 水理演算及分析成果

本小節為運用 HEC-RAS 進行水理演算工作，可模擬堰塞湖現地溢洪道及下游重要斷面之水理狀況，可作為後續處置設施及避難防災之規劃參考。

A. 溢洪口潰壩水理演算及分析成果

應用 HEC-RAS 水理模式，可用模式內建之 Dam Breach 功能，模擬潰壩後之潰壩流量與下游水理分析結果，在天然壩溢洪口斷面設定潰壩條件 (如圖 7-3.4 處之斷面)，該處斷面由於以人工挖降溢流道，該溢流口可能之最大潰決深度為 17 公尺，此根據目前堰塞湖最大水深所決定，而最大潰決寬度設為 30 公尺；而潰決的延時，由最極端的 1 小時內潰決，2 小時內潰決、5 小時內潰決至 12 小時內潰決共模擬 4 種狀態，最大流量可能發生在 1 小時內潰決的潰壩條件下，最後，潰壩時間統一調整設定使其潰壩造成之洪水波峰與尖峰流量發生之時間重疊，以求得最為保守的設計條件。

堰塞湖上游的入流條件，採用 50 年設計流量之入流條件，原通過天然壩溢洪口處之最大流量為 789 cms，而 1 小時至 12 小時內潰決之溢洪口處潰壩流量歷線如 圖 7-3.5 所示，其中，1 個小時至 12 個小時內潰決的潰壩尖峰流量，則分別表示如 表 7-3.5 所示，由表中之成果可知，在延時一小時內潰決之狀況尖峰流量為最大，約可達近原先流量的 1.4 倍，在天然壩溢流口產生近 1,100 cms 的清水流流量，隨著潰壩延時增長，受潰壩效應影響之尖峰流量則逐漸變小，延時 5 小時的案例有 8.4% 的尖峰流量增加量，若潰壩延時為 12 小時，尖峰流量僅增加 2.7%。

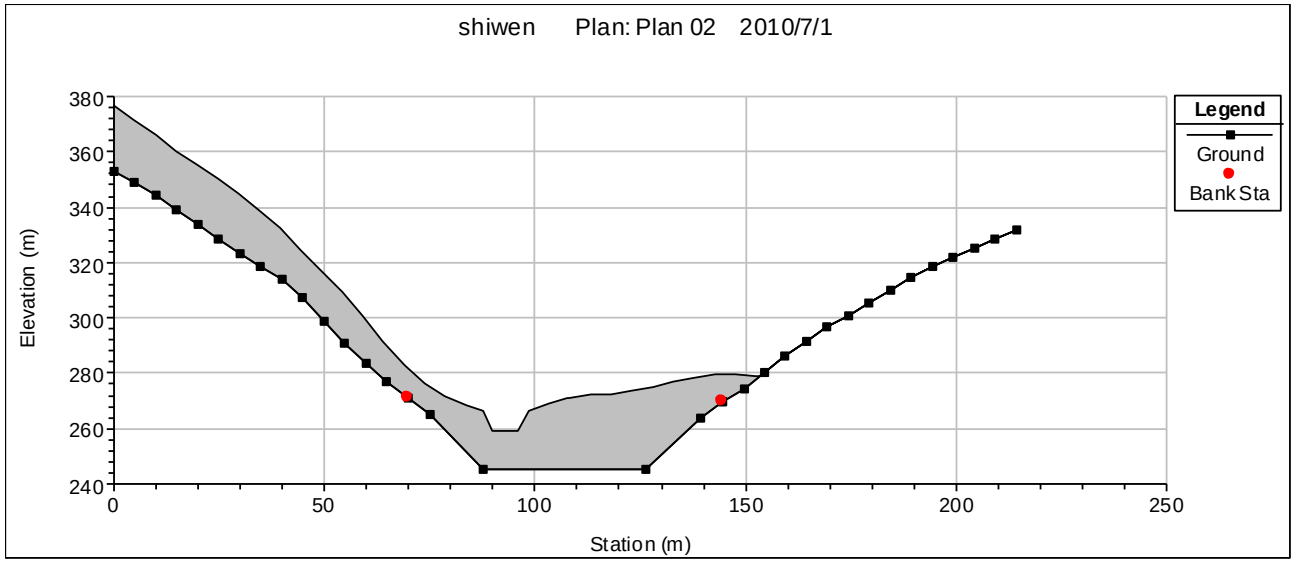


圖 7-3.4 天然壩溢洪口處斷面形狀 (斷面 67)

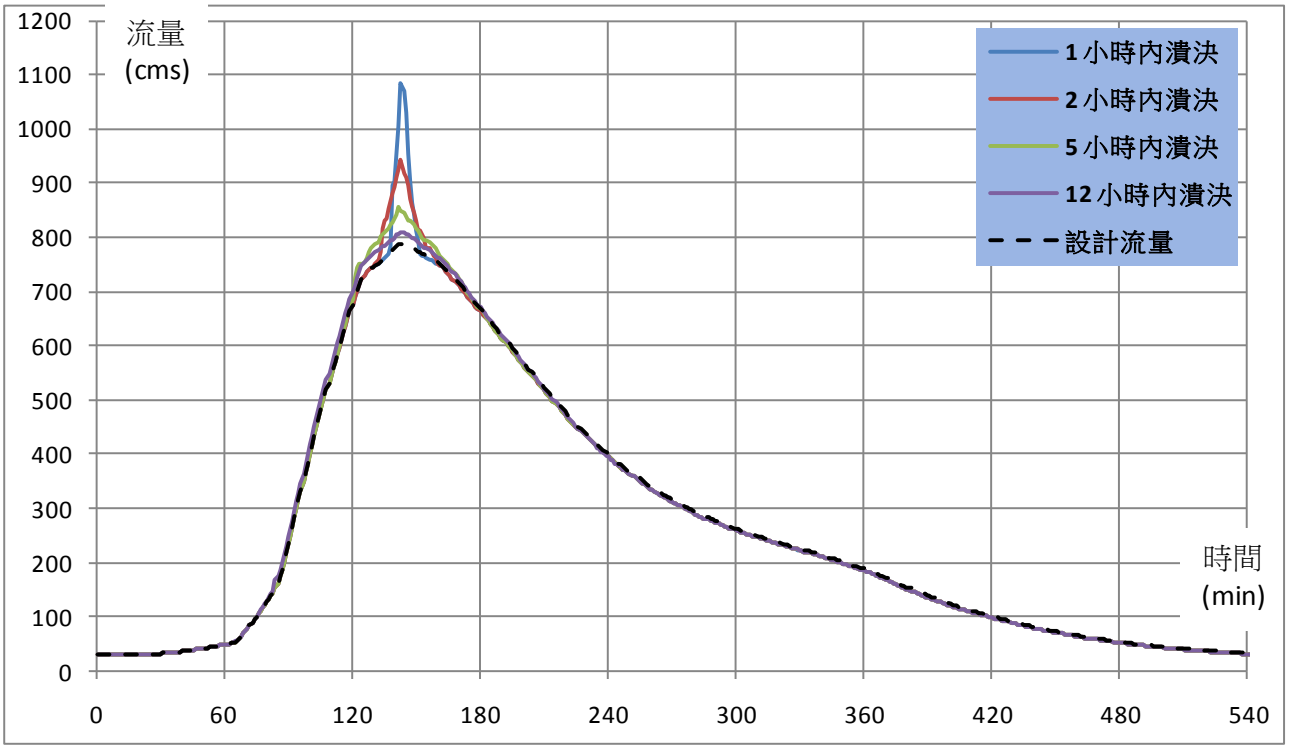


圖 7-3.5 不同延時潰壩狀況下流量歷線 (斷面 65)

表 7-3.5 不同延時潰壩狀況下尖峰流量增加百分比一覽表

天然壩潰決流量分析成果				
潰決延時	1 hr	2 hr	5 hr	12 hr
尖峰流量	1084	942	855	810
流量增量	37.4%	19.4%	8.4%	2.7%

前述潰壩演算乃採用最大潰壞程度進行最保守之影響分析，然而為能進一步瞭解不同潰壞現象造成之洪水波影響，另外針對 15 m、5 m 潰口底寬度進行不同潰口大小之模擬演算比較分析，同樣採用相同 1 小時潰壩延時以及 17 m 最大潰壞深度，其溢洪口處潰壩流量歷線如 圖 7-3.6 所示，不同潰壞寬度的潰壩尖峰流量，則分別表示如 表 7-3.6 所示，故由表中之成果可知，在延時一小時內潰決之狀況下，若潰口僅 15 m 寬，其流量增量達 32.8%，在天然壩溢流口產生約 1047 cms 的清水流流量，若潰口僅 5 m 寬，則其尖峰流量增幅量將減少為 29.3%。

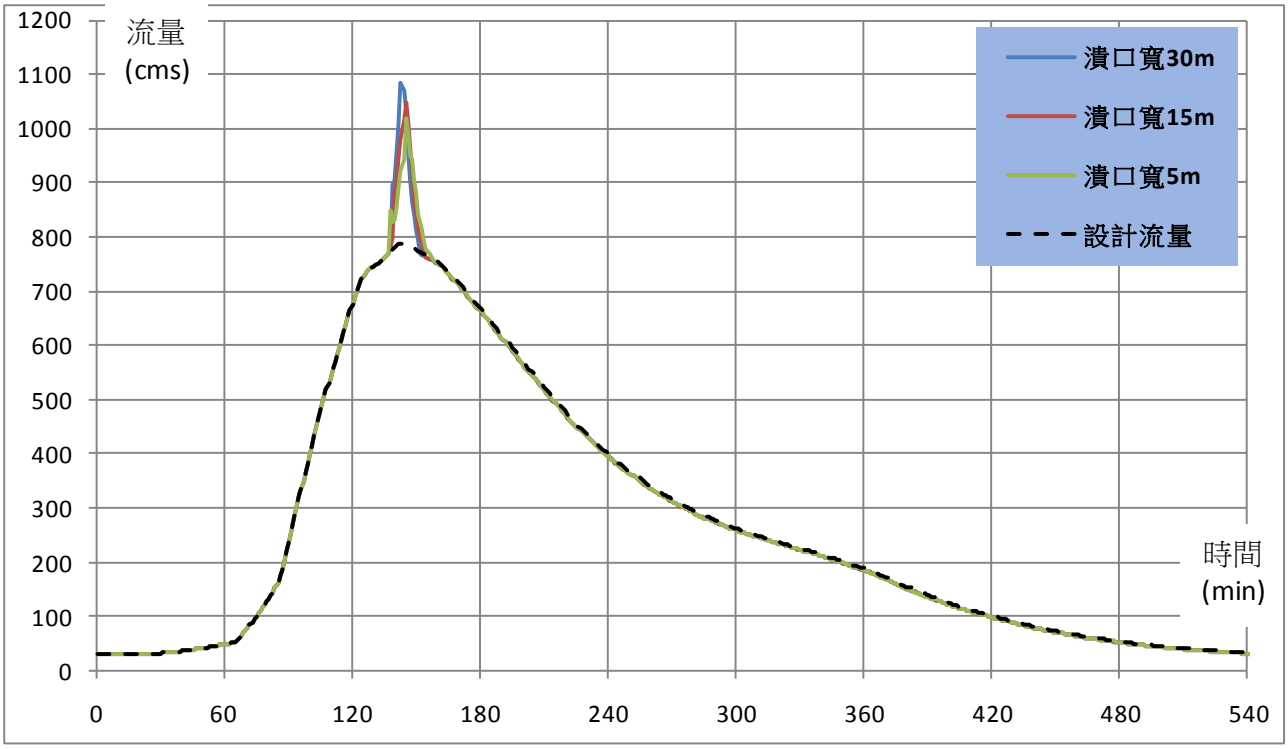


圖 7-3.6 不同潰口寬之潰壩狀況下流量歷線

表 7-3.6 不同潰口寬之潰壩狀況下尖峰流量增加百分比一覽表

天然壩潰決流量分析成果			
潰口底寬	30 m	15 m	5 m
尖峰流量	1084	1047	1020
流量增量	37.4%	32.8%	29.3%

前述潰壩演算條件皆以目前最大水深，即天然壩高 17 m 完全潰壞進行模擬分析，現假設未來天然壩體受水流自然沖刷後，僅造成部份壩體潰壞，故針對僅潰壞 10 m 及 5 m 進行模擬演算，同樣採用相同潰口大小以及 1 小時潰壩延時進行比較分析，其溢洪口處潰壩流量歷線如 圖 7-3.7 所示，不同壩高的潰壩尖峰流量，則分別表示如 表 7-3.7 所示，故由表中之成果可知，若壩僅潰壞 10 m 之潰壩狀況時，其尖峰流量增量將為 29.5%，在天然壩溢流口產生約 1021 cms 的清水流流量；若壩體僅潰壞 5 m 時，其尖峰流量增幅量為 26.3%。

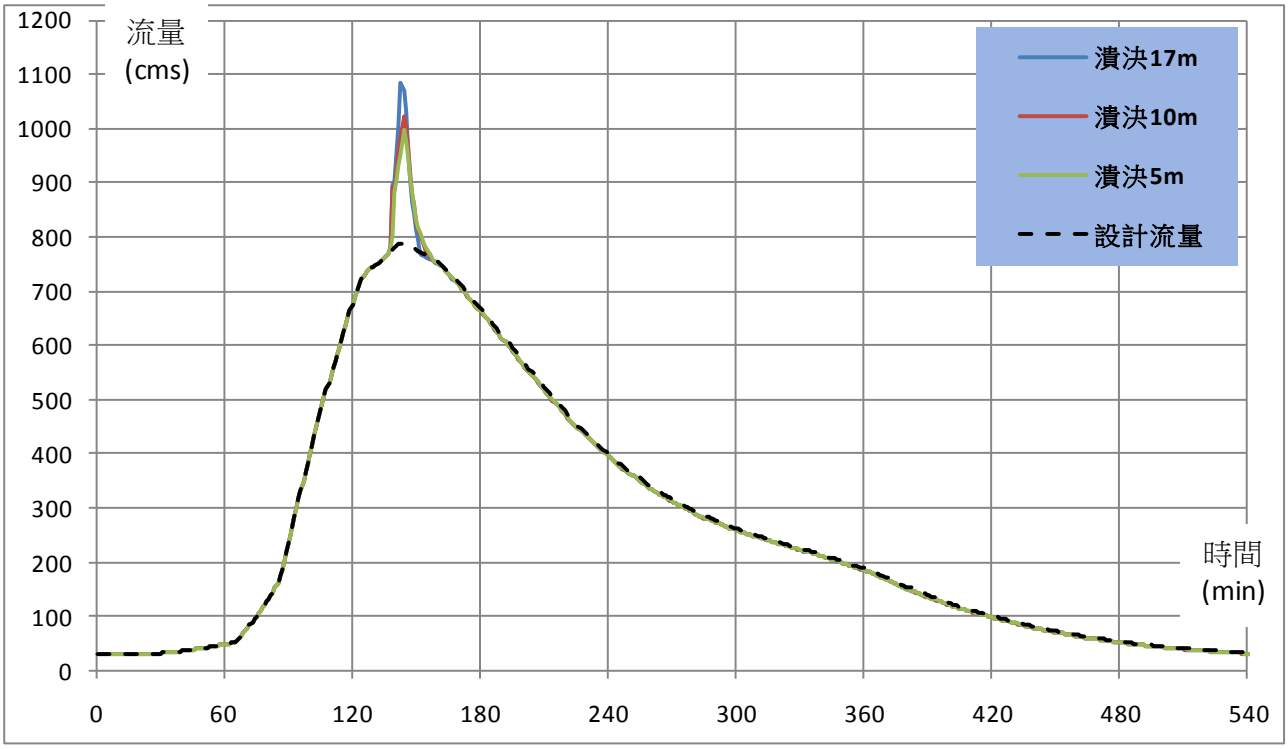


圖 7-3.7 不同壩高之潰壩狀況下流量歷線

表 7-3.7 不同壩高之潰壩狀況下尖峰流量增加百分比一覽表

天然壩潰決流量分析成果			
潰壞程度	17 m	10 m	5 m
尖峰流量	1084	1021	996
流量增量	37.4%	29.5%	26.3%

最後，由於前述潰壩演算條件皆以土石壩現況之狀態進行模擬分析，但由於現地崩塌滑動區仍成不穩定狀態，滑動區坡面上仍有大量不穩定土石可能隨著後續豪、大雨沖刷而下，故針對溢流道遭土石填滿及大量土石再次堵塞溢流道之狀況進行模擬演算，其模擬狀況之土石斷面形狀如圖 7-3.31 及圖 7-3.32 所示，同樣採用相同潰口大小以及 1 小時潰壩延時進行比較分析，其溢洪口處潰壩流量歷線如 圖 7-3.8 所示，其潰壩尖峰流量，則分別表示如 表 7-3.8 所示，故由表中之成果可知，若現況之潰壩狀況下，其尖峰流量增量為 37.4%；若所挖降之溢流道遭填滿，將產生約 1094 cms 的清水尖峰流流量，其尖峰流量增加幅度為 38.7%；若土石阻塞溢流道並且再填高 5 公尺壩體，其潰壞時之尖峰流量增幅量為 53.9%，形成約 1214 cms 之清水流流量。

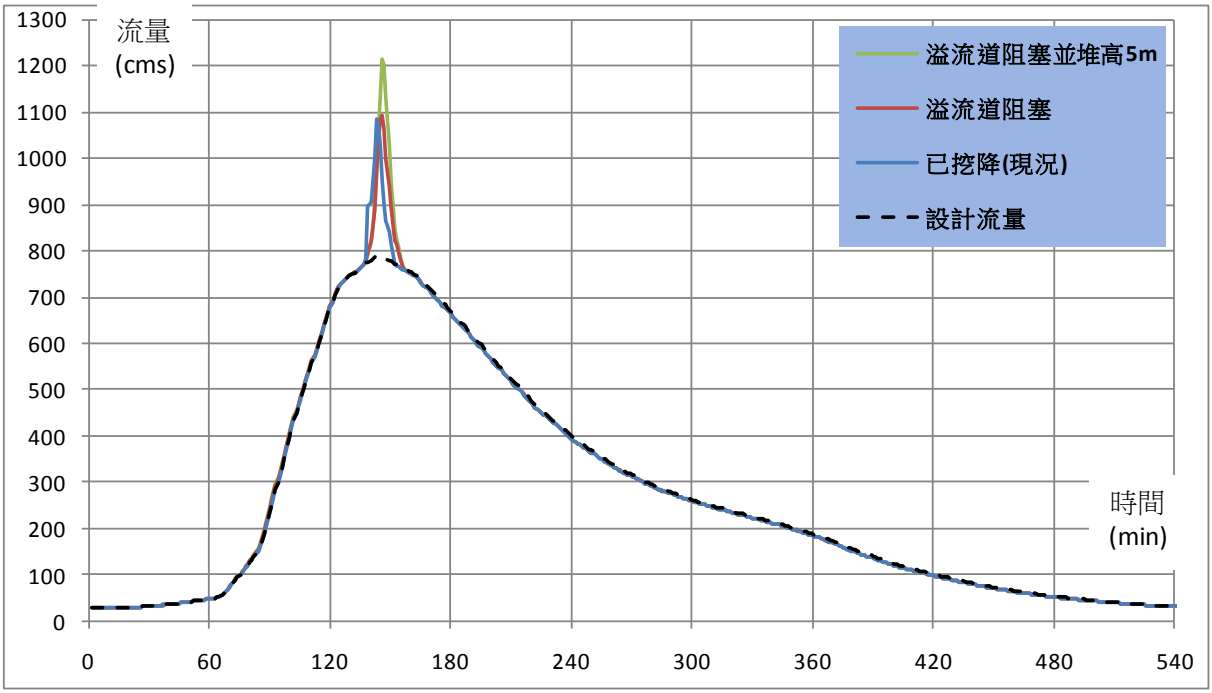


圖 7-3.8 不同初始狀況之潰壩流量歷線

表 7-3.8 未來可能之潰壩狀況下尖峰流量增加百分比一覽表

天然壩潰決流量分析成果			
初始條件	有挖降	溢流道阻塞	阻塞並填高 5m
尖峰流量	1084	1094	1214
流量增量	37.4%	38.7%	53.9%

B. 下游聚落潰壩水理演算及分析成果

完成潰壩流量的演算後，應用 HEC-RAS 變量流演算，根據現況保守採用較極端之潰壩流量條件計算下游水理在潰壩後之水位及流量變遷，可以發現一小時潰壩的流量增幅雖然在溢流口可達到原溢流流量的近 1.4 倍，但因下游聚落距離上遊堰塞湖區較遠，洪峰傳遞至下游後，造成下游水位增加的情形並不明顯，於舊古華區域約增加 37 cm 左右。

以士文溪橋附近舊古華聚落為例，舊古華聚落處距離上游堰塞湖區域距離約為 10 公里，其潰壩水理之流量歷線、水位歷線與最高水位時之斷面流速分佈如表 7-3.9、圖 7-3.9 至圖 7-3.11 所示，由於舊古華附近最鄰近行水河道之高攤地高差僅 5 公尺，在 50 年頻率之洪水襲擊下，左岸部份緊鄰河道之農地、農舍已受到洪氾影響；另潰壩延時為 1 小時之最大水深約為 6.43 公尺，與無潰壩影響之水深僅差 37 公分，而潰壩延時為 5 小時之最大水深為 6.15 公尺，與未潰壩之案例水深差距僅為 10 公分。

目前舊古華主要人民居住區域之高程約在 48m 左右，安全出水高差仍有 3.3 公尺，雖足以使平時之清水流量通過，但若遭遇洪水誘發高含砂、大規模土砂運動，或是河床產生堆積，都有可能使得目前的通洪斷面不足，而造成人民財產損失。

表 7-3.9 聚落處不同潰壩延時洪峰流量及水深變化表

潰壩延時	舊古華				
	流量(cms)	增加量(%)	水位(m)	水深(m)	增加量(m)
No Breach	1063	0.0%	44.35	6.05	0.00
D = 1hr	1300	22.3%	44.73	6.43	0.37
D = 2hr	1198	12.7%	44.57	6.27	0.21
D = 5hr	1124	5.7%	44.45	6.15	0.10
D = 12hr	1084	1.9%	44.38	6.08	0.03

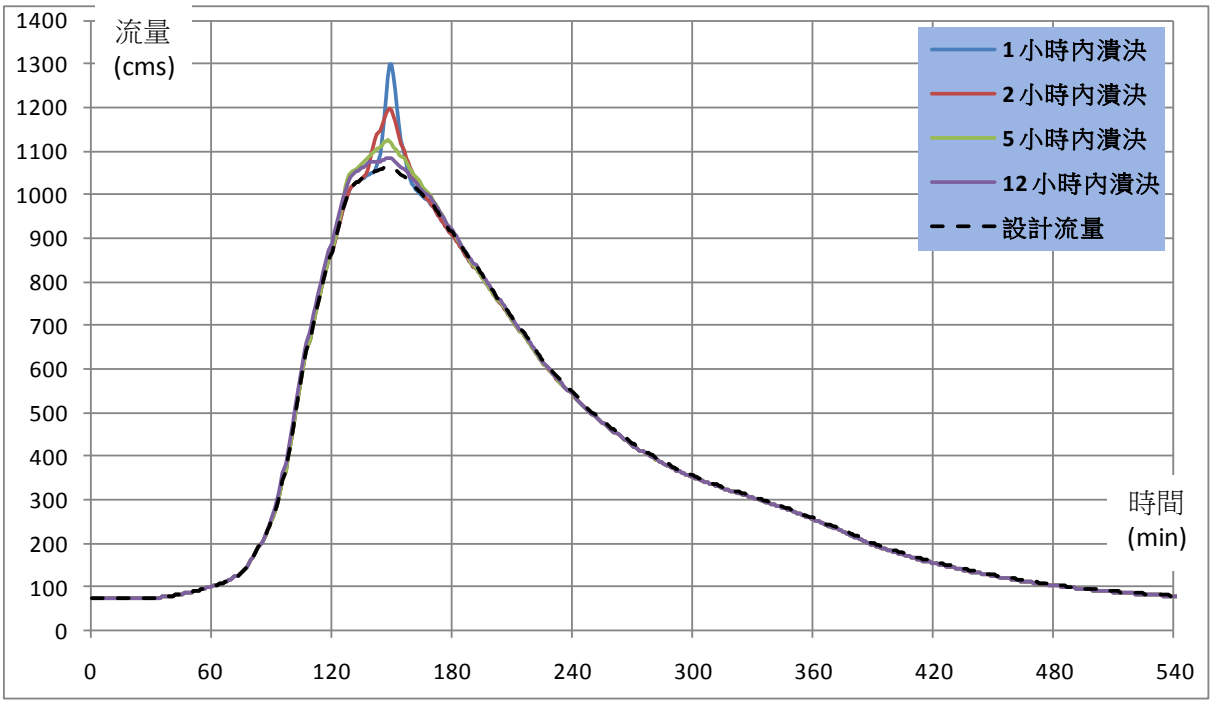


圖 7-3.9 舊古華不同潰壩延時之流量歷線圖

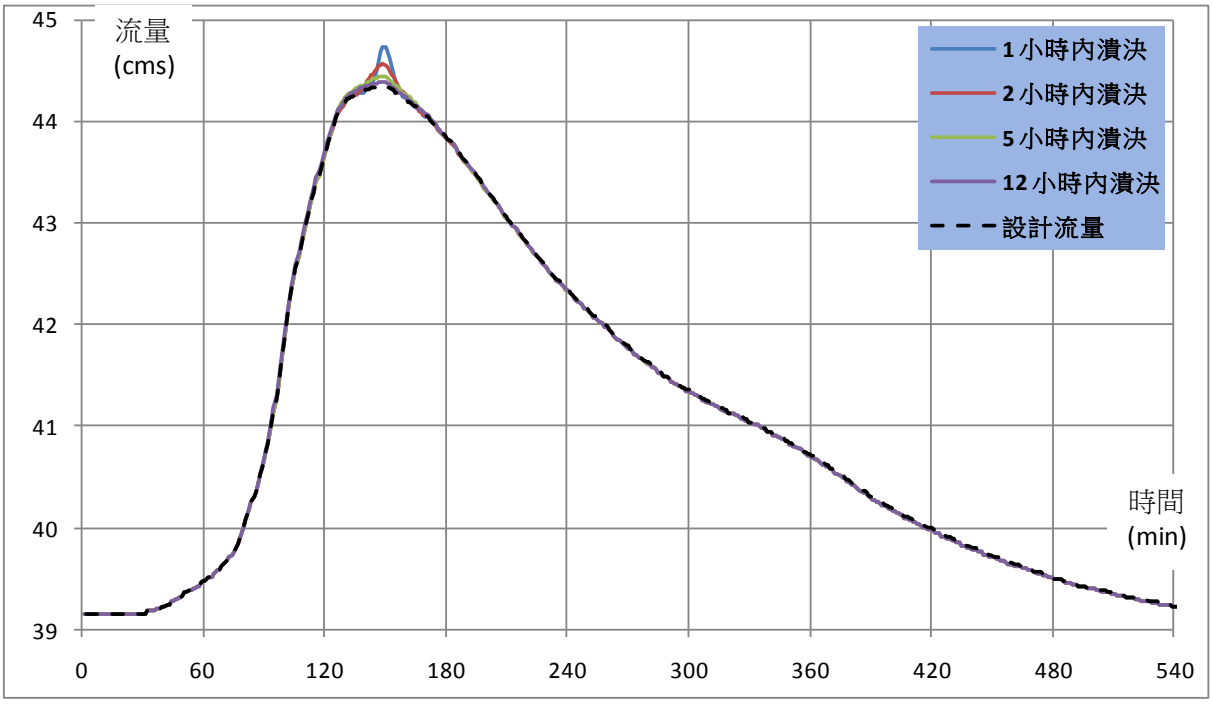


圖 7-3.10 舊古華不同潰壩延時之水位歷線圖

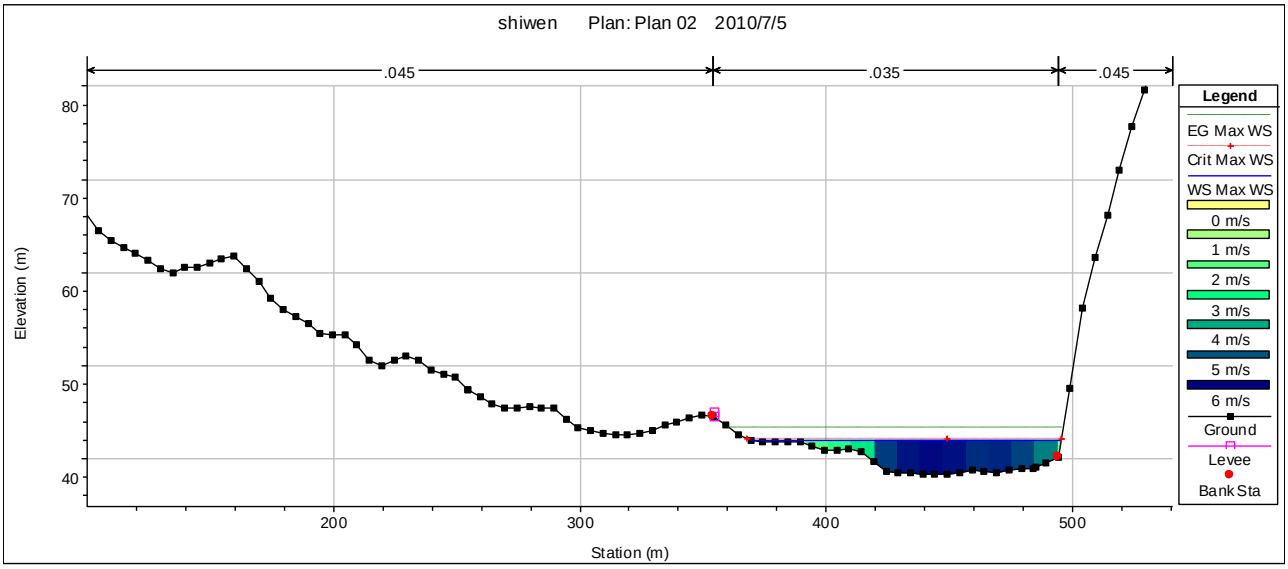


圖 7-3.11 舊古華斷面最大水位及其流速分佈圖

7-3.3 影響範圍評估

根據前述水文水理分析及模擬評估，本節將針對士文溪堰塞湖下游可能遭受堰塞湖影響致災之潛勢區域進行分析與劃定建議，可提供防洪避難操作之參考。經過相關水理檢討及現地調查，災害潛勢區域如 圖 7-3.12 所示，主要可區分為 2 類：

(I) 舊古華聚落：如圖中區塊 2 及區塊 3，主要對外交通線為士文橋，該橋有於 50 年設計流況下，遇上潰壩而受損之可能，為受災潛勢區域中主要有居民居住之區域。

(II) 河岸灘地：由於居民利用河道灘地種植農作，零星之農田房舍位於河道中，具有相當災害潛勢，颱風豪雨時期應加疏散、管制，如圖中之區塊 1、區塊 4、區塊 5 以及區塊 6。

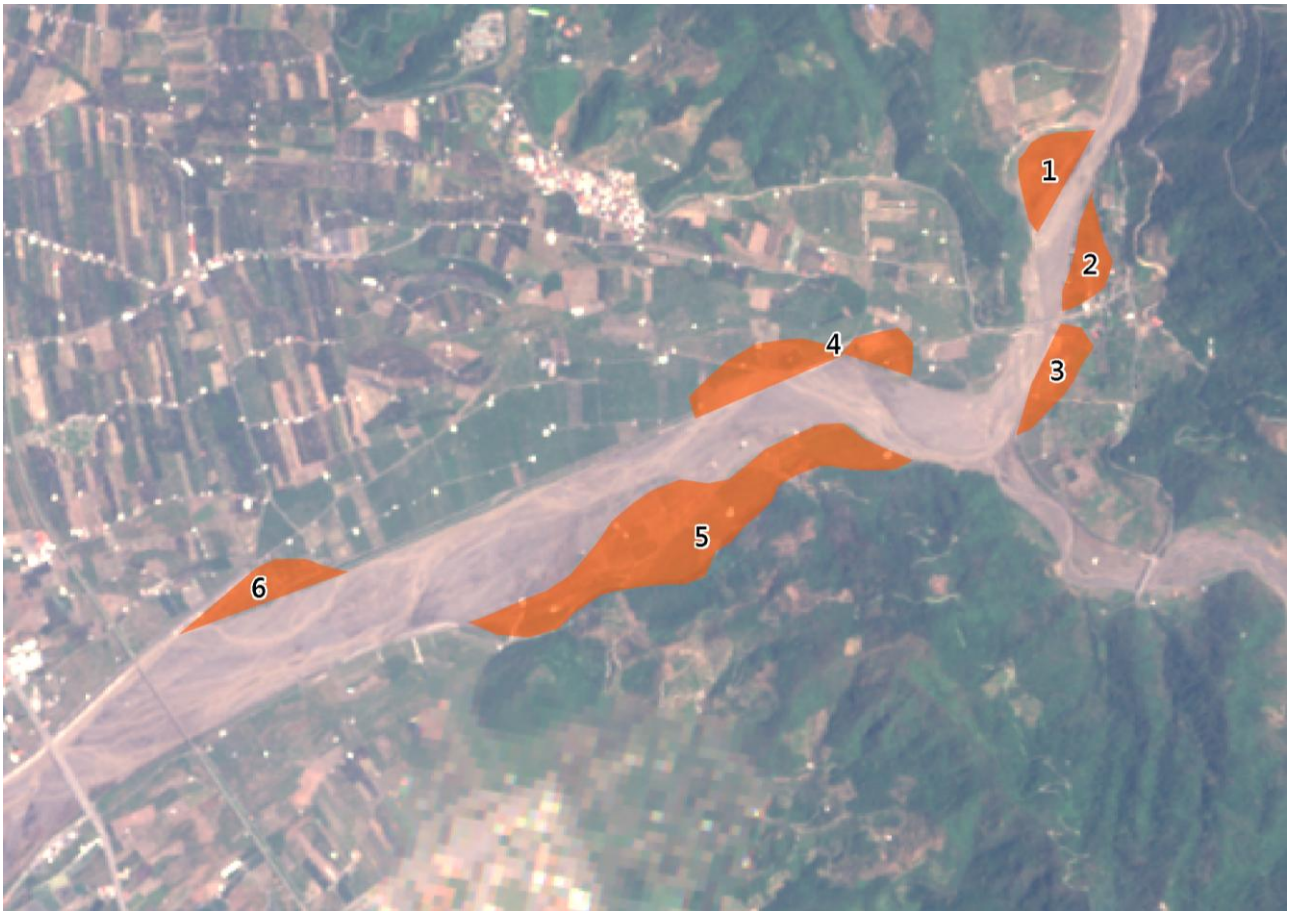


圖 7-3.12 士文溪下游災害潛勢範圍分佈圖

7-4 堰塞湖上游集水區土砂生產、運移及堰塞湖淤積趨勢評估

1. 土砂分析說明

依據第二章土砂分析之方法說明，本計畫應用航測 5 公尺數值高程模型，自動劃分堰塞湖上游集水區，成果共將士文溪春日鄉堰塞湖共分為 13 個計算小集水區，分區成果如 圖 7-4.1 所示，故各個集水區之地形參數，如溪流長度、坡面長度、集水面積等參數，同樣可由數值高程模型萃取。

而模式內所需之參數，包括有水文參數與土砂生產參數兩個部分，在水文參數部分，則依據美國陸軍兵工團 HEC-HMS 操作手冊之建議，根據原生林與裸露地特性，設定坡面糙度值與曲線值，並依據山區河川特性，給定河道曼寧 n 值，獲得逕流量；而在土砂參數部分，則根據各期衛星影像判釋成果，設定各個計算小集水區之崩塌量，最後透過土砂收支模式推估颱風事件下之土砂運動過程，其參數表列如 表 7-4.1 所示。

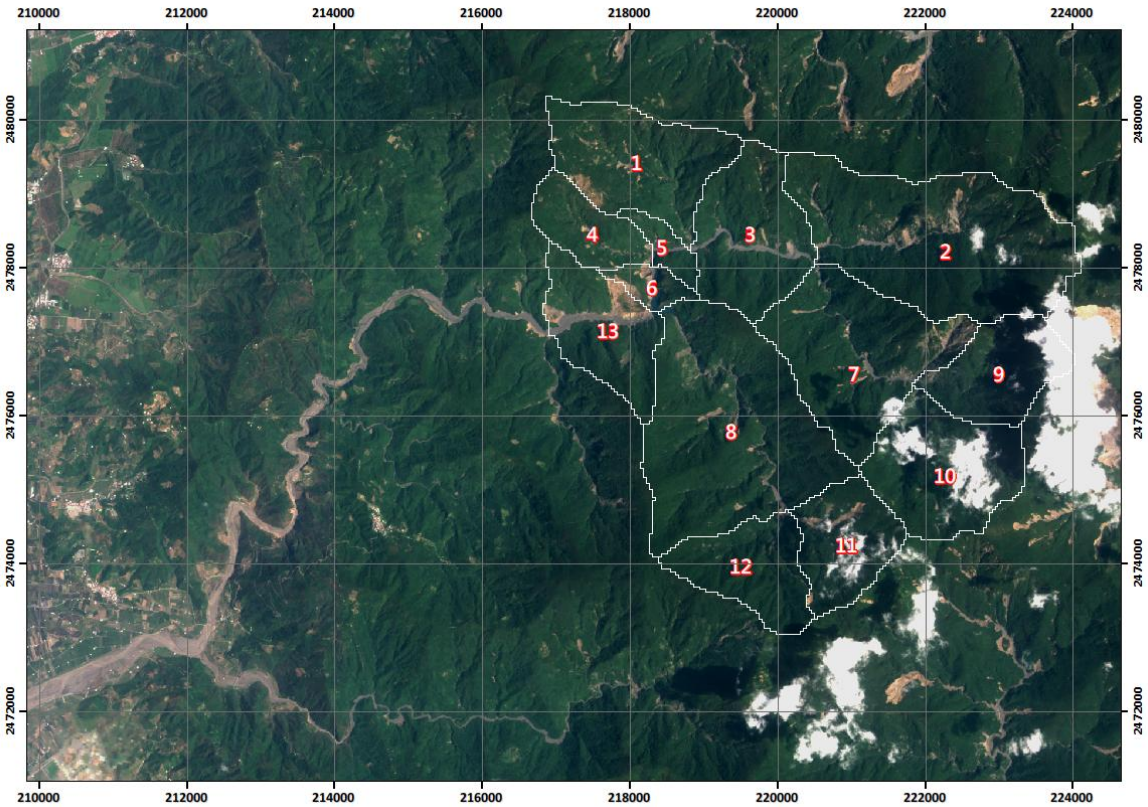


圖 7-4.1 士文溪春日鄉堰塞湖上游計算小集水區分區成果

表 7-4.1 士文溪堰塞湖集水區土砂收支計算小集水區參數表

子集水區	面積 (m^2)	坡度 (度)	河道長度 (m)	河道坡度 (度)	土壤沖蝕指數 Km	覆蓋管理因子 C
1	2,970,000	27.5	1,767	9.3	0.0277	0.0104
2	6,100,000	33.5	3,018	11.7	0.0277	0.0191
3	2,830,000	31.1	1,879	3.0	0.0277	0.0122
4	1,230,000	29.3	1,214	12.8	0.0277	0.0107
5	450,000	27.7	690	2.8	0.0277	0.0100
6	460,000	28.9	2,675	2.6	0.0277	0.0101
7	4,030,000	31.0	666	2.3	0.0277	0.0284
8	6,280,000	30.6	4,173	5.5	0.0277	0.0121
9	1,940,000	30.7	1,048	14.5	0.0277	0.0107
10	3,000,000	29.2	1,220	11.3	0.0277	0.0101
11	1,900,000	28.5	979	12.2	0.0277	0.0230
12	1,960,000	28.2	1,133	19.5	0.0277	0.0100
13	2,166,400	33.1	1,350	2.0	0.0277	0.0340

2. 98 年度莫拉克颱風

故根據參數設定之成果，可進行莫拉克颱風之土砂運動分析，其成果如圖 7-4.2 所示，綜觀堰塞湖上游集水區 (包含大崩塌支流集水區與堆積土體段河岸)，土砂總生產量達 1,000 萬方，其中，大崩塌河段土砂生產量達 705 萬方，而堰塞湖河段之主流河道兩岸則次之，總土砂生產量為 35 萬方，其餘 260 萬方則為上游集水區所生產。

而根據土砂分析之成果，莫拉克颱風在堆積土體處之總堆積量高達 620 萬方，造成土砂抬升達 35 公尺，都與斷面分析成果約 550 萬方、30 公尺甚為相近，說明土砂分析之參數符合現地之土砂運動現象。另在堰塞湖入口前之土砂堆積量，在北側的主流與南側的支流分別為 95 與 15 萬方，而在上游集水區內仍有近百萬方之殘餘土砂材料量。

而土砂運移量的分析成果，在堰塞湖下流河道出口，土砂運移量為 85 萬方，但與坡面總土砂生產量 1,000 萬方相比，集水區內仍新增約 900 萬方的土砂材料，這些土砂材料仍將持續往堰塞湖或堆積土體處運移堆積，部分通過此河段繼續往下游輸送，成為士文未來數年內地土砂供應來源。

3. 99 年度暴雨事件 (0725 豪雨、凡那比颱風)

圖 7-4.3 則為 99 年度汛期後之土砂收支分析綜合成果，共經過 0725 豪雨、南修颱風、凡那比颱風與梅姬颱風，其中以 0725 豪雨與凡那比颱風為較大的颱風事件。綜觀堰塞湖上游集水區 (包含大崩塌支流集水區與堆積土體段河岸)，莫拉克後第一年之土砂總生產量為 135 萬方，多為崩塌地的向源與縱向侵蝕，故多集中在堰塞湖區上下游河道段。

而根據土砂分析之成果，在堰塞湖區與入口段之河道土砂堆積量都有增加的趨勢，在堰塞湖北側與南側兩個入口段，新增土砂堆積量分別為 57 與 4 萬方，而堰塞湖區之新增土砂堆積量約為 78 萬方，與水下地形變動分析之 87 萬方相當吻合，下游堆積土體 (含天然壩址處) 約 18 萬方。而由於士文

溪堰塞湖之蓄水體積原先約為 120 萬方,但在上游土砂運移堆積 80 萬方土砂材料，以及溢流口侵蝕 (詳見 6-2 節之分析成果) 之影響，現今之蓄水面積與體積已經大幅減少，地形地貌變動情形非常明顯

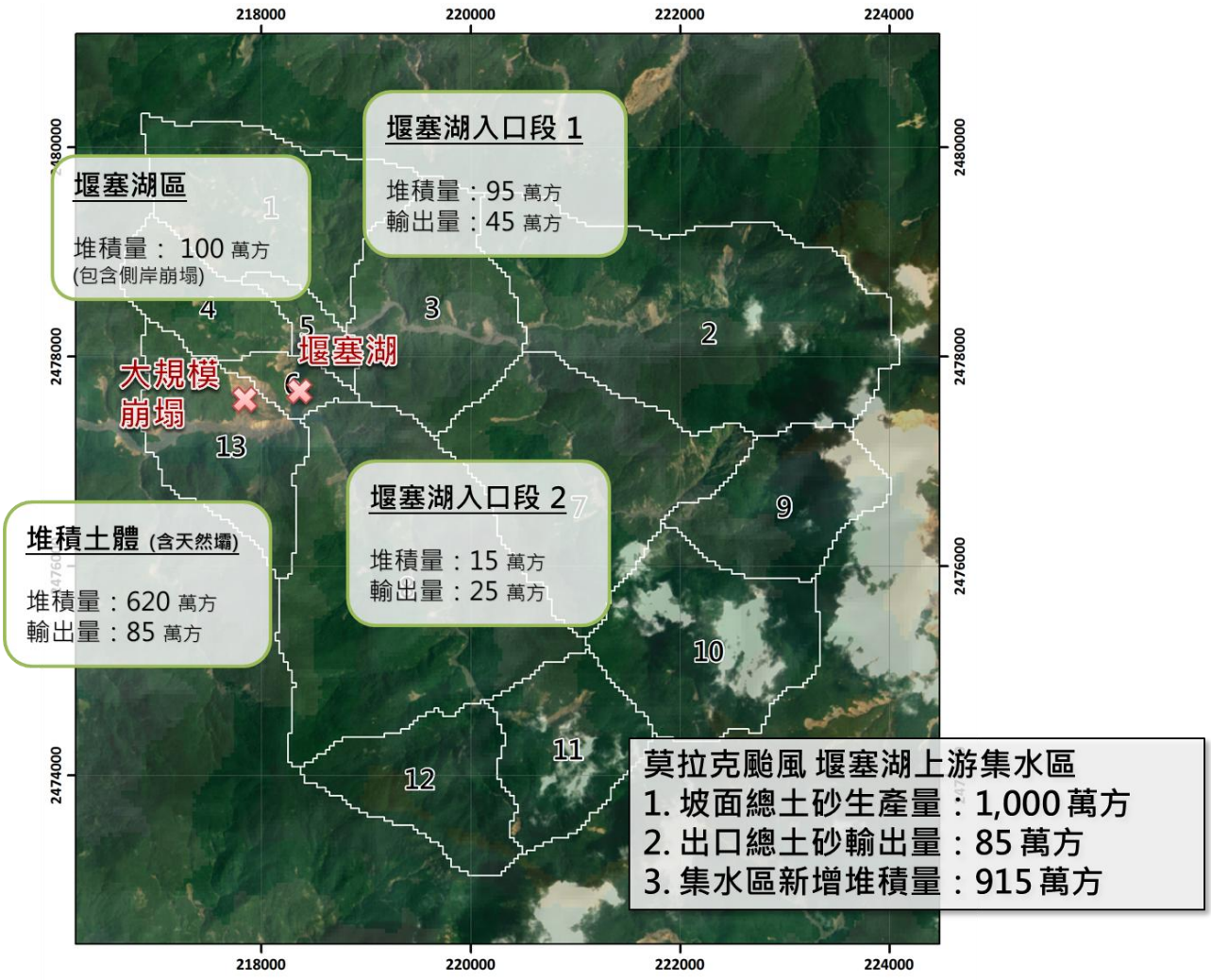


圖 7-4.2 莫拉克颱風土砂運動分析成果

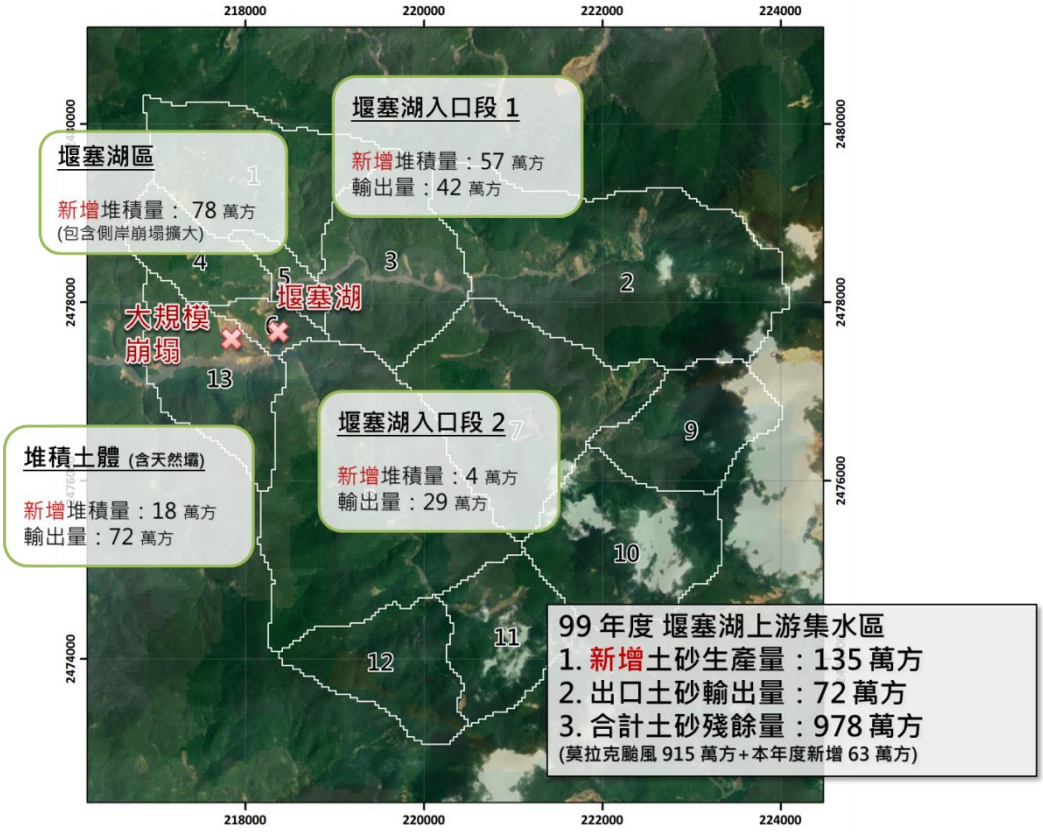


圖 7-4.3　99 年度颱風事件土砂運動分析綜合成果

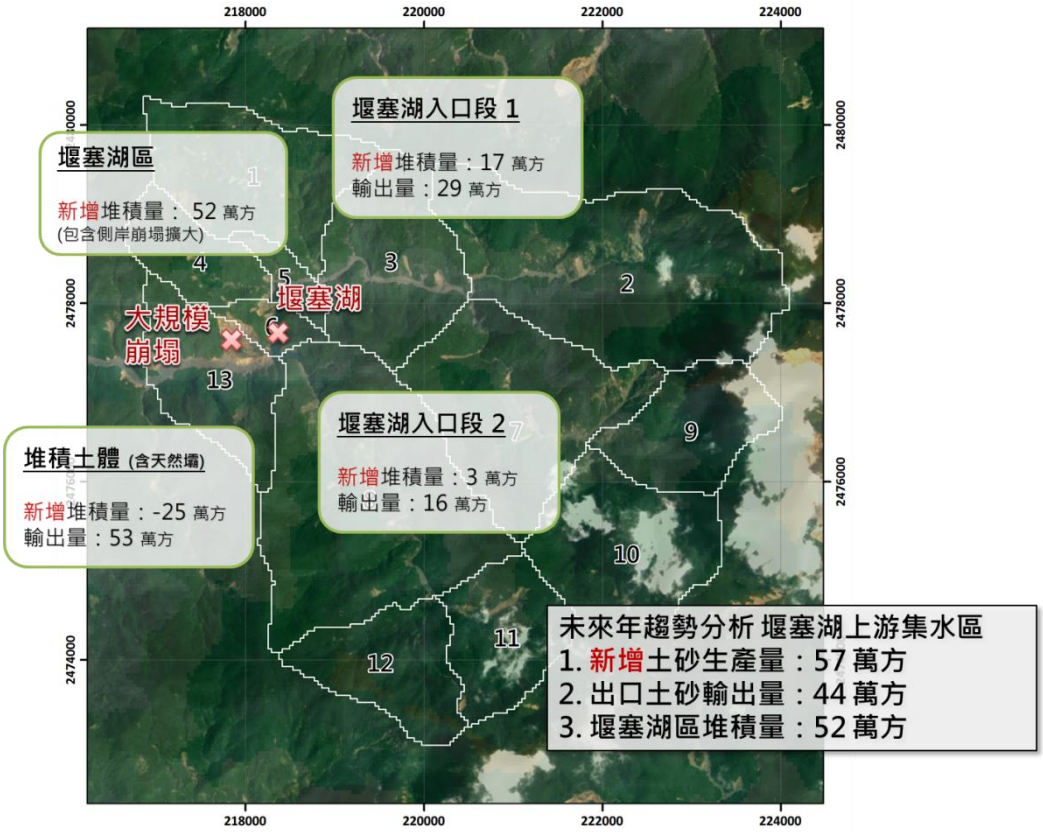


圖 7-4.4 未來土砂運動年變遷趨勢分析成果

4. 未來淤積趨勢說明

結合 98 年莫拉克颱風與 99 年颱風事件之分析成果，說明土砂收支分析之成果與現場調查、測量成果甚為吻合，故應用此參數進行未來堰塞湖淤積趨勢的分析工作。設計暴雨包含兩個部分，分別為頻率降雨量與設計雨型，本計畫應用地質調查所 98 年度在林邊溪及其鄰近流域所進行之集水區侵蝕及堆積之調查與評估計畫成果，獲得堰塞湖上游集水區之颱風平均降雨量為 605 毫米，且由該計畫之成果指出，林邊溪及其鄰近流域內之新增崩塌地面積與降雨量之間，具有下列關係：

$$\frac{\sum \mathrm{a}}{A} = 0.204\times10^{-6}\cdot(x-180)^{1.46}$$

其中，Σa 為集水區內之新增崩塌面積，A 為集水區面積，x 為颱風累計降雨量，故設計颱風事件下之新增崩塌量可由此關係獲得。另根據中央氣象局之統計，每年之侵台颱風約為 3 次，故設定 3 場設計颱風事件做為未來年平均趨勢之評估，其成果經模擬後如 圖 7-4.4 所示。

根據分析成果，堰塞湖上游集水區年新增土砂生產量為 57 萬方，而下游出口年輸出量約在 44 萬方，故集水區內總土砂量約略呈現動態的暫時平衡，而在堰塞湖區，則平均約有 52 萬方的年堆積量。

土砂收支之分析成果，說明了在現有之地形條件下之土砂變遷趨勢。但根據現有之調查與分析成果表示，原有之崩塌滑動土體，部分遭受逕流侵蝕，但部分因持續往下滑動，造成溢流口處劇烈的地形變化，另一方面，由於堰塞湖淤積了來自北側主流以及南側支流的土砂材料，故堰塞湖之年堆積量甚高，在 99 年度堆積了 72 萬方的土砂材料，未來推估也有年 52 萬方的土砂材料，以現今的水體體積來看，若崩塌滑動土體不再發生大規模的二次滑動，堰塞湖可能在近一至兩年內即有可能因土砂堆積而淤滿，未來下游的聚落安全保護或集水區治理，將轉向以集水區的土砂控制問題為主。

7-5 緊急處理與中長期對策評估

- **緊急處理對策**

事件發生後首先必須進行現場緊急調查，藉由基本地形圖資、遙測影像判釋分析與現地初步勘查作業之進行，快速分析並獲取堰塞湖與堆積壩體之重要基本資料，其後依據天然壩體安定性及對下游社區之影響程度進行堰塞湖危險程度之初步評定，若評估結果顯示堰塞湖可能對於下游社區之安全造成影響，則須立即進行緊急評估。包括社區安全性評估、防災預警與通報、以及緊急工程措施等項目，同時考量防災應變之需求，必要時於現地設置即時監測系統 (影像、雨量、水位、地聲等)，以提供防災應變所需之重要現地資訊，甚至需著手進行進一步的處理工程，降低堰塞湖對下游的影響。

一般來說，堰塞湖多位於高山區域，故緊急處理對策中，最為重要的課題，即在於人員與機具的交通可及性問題，緊接著為緊急工程處置對策，以及下游居民處的防災通報與避難系統設置,最後為進一步的工程措施之施作，持續降低可能之危害程度，使得堰塞湖逐漸趨於安定，或是使潰決後之洪水與土砂流量，達到安全可以控制的範圍之內。針對這樣的處理對策與流程，提出士文溪堰塞湖緊急處理對策共 4 大項，說明如下

(1) 全集水區之影像監測作業

堰塞湖形成後，首要之緊急處理對策，即為大範圍連續影像監測，由於士文溪堰塞湖形成於流域上游，交通不便、道路可及性差，人員、機具不易到達，加上堰塞湖形成初期，堆積土體與壩後蓄水皆處於較不穩定、不確定之型態，由安全性之考量而言，並不利於現地調查工作，故由全集水區範圍之影像監測開始，不但可以連續進行堰塞湖之監測，也可透過全集水區範圍之掌握，分析土砂運動之可能趨勢，為最重要的緊急處理對策工作項目。

(2) 交通連結系統的建立

雖然變化監測可藉由遙測影像來進行，然而為能降低可能的危害程度，就會需要將人員與機具運抵堰塞湖區，因此交通系統通常為緊急工程所遭遇最大的難題。在初期期間，士文溪堰塞湖在緊急處理階段，完成溪床便道之開設直接到達堰塞湖區，並在後續有工程或處理需求時，維持便道之暢通，但在開通便道的過程中，因河床堆積土體尚不穩定，變遷非常劇烈，每逢降雨就有沖毀便道之可能性。故在建立交通連結系統時，多需考慮到道路的位置是否可提供較長期、穩定的連結功能，通常也是在堰塞湖緊急處理中，容易被忽略的一環。

(3) 緊急工程處理對策

完成交通連結系統的建立後,即可以針對堰塞湖開始進行緊急工程處理，處理之首要目的在於減少堰塞湖之蓄積水體，並加強堰塞湖水流與土砂的排出能力，避免造成天然壩的破壞與沖蝕，降低天然壩的安定性。針對士文溪堰塞湖，採用緊急處理工程為溢流口的挖降工程，降低壩頂溢流口的高度，減少壩後蓄積之水體體積，降低天然壩受侵蝕而驟然潰決的危害程度。

(4) 下游保全之緊急通報與避難疏散系統

藉由堰塞湖之相關資訊分析確定其可能之危害範圍後，除上游堰塞湖區之緊急工程之外，下游保全對象的緊急通報與避難疏散系統建立，同樣為堰塞湖緊急處理工程中重要的工作，其內容包括了防災觀測系統的建立，並在適當時間發佈疏散警報,使下游居民可以在足夠的時間內至安全避難所疏散,同步確保下游聚落處的安全，避免因為緊急工程的不足造成下游的二次危害。

士文溪堰塞湖自莫拉克颱風形成後，已完成了緊急安定性評估、天然壩

體與水下地形測量、安定性模擬與溢流道挖降工程等，在 12 月初即完成緊急處置工程，歷時僅約 4 個月，其緊急處理流程如 圖 7-5.1 所示；目前已完成緊急處理工作，並由本團隊持續監測堰塞湖之變遷情形 (其成果如 6-3 節 所示)，掌握堰塞湖之現況，確保下游保全居民之安全。

98.08.08 莫拉克颱風侵襲台灣，重創南臺灣，崩塌、土石流災情頻傳。



98.09.02 應用福衛二號衛星影像，發現士文溪堰塞湖，並判釋士文溪堰塞湖位置、蓄水面積與崩塌面積等基本資料，現地已形成堰塞湖，初判蓄水面積 6.5 公頃

98.09.04 屏東林管處召開緊急說明會，告知當地居民堰塞湖現況，與汛期時期可能之處置或避難工作



98.09.09 屏東林管處廣邀相關處所及學者專家至進行現地勘查工作，並取得堰塞湖基本資料，進行進一步之堰塞湖安全性評估，評估結果堰塞湖並無立即潰決危險，且溢洪口高程略有降低，堰塞湖水面略有下降



98.12.10 完成緊急評估後，為降低堰塞湖危險潛勢，派遣重型機具進駐堰塞湖區進行溢洪口挖降，累計挖降深度約 5 公尺，蓄積水體初步評估自 120 萬立方公尺降低至 90 萬立方公尺，減少約 30 萬立方公尺之蓄水量



99.02.26 建置福衛二號影像持續監測系統，持續監測堰塞湖之變化，配合人員定期至堰塞湖區進行變化調查，完成緊急評估工作



圖 7-5.1 士文溪堰塞湖緊急處理流程

- **中長期處理對策**

士文溪堰塞湖自莫拉克颱風形成後，已完成了緊急安定性評估、天然壩體與水下地形測量、安定性模擬與溢流道挖降工程等，在 11 月初即完成緊急處置工程，歷時僅約 3 個月；目前已完成緊急處理工程，而後續堰塞湖之中長程處理對策，主要可以分為 持續監測工作、堰塞湖減災處理工程 以及 下游聚落保全 三個方向來考量，其說明如下：

1. 持續監測工作

根據現場調查與土砂收支分析成果，目前士文溪堰塞湖在溢流口區段、堆積土體區段、大崩塌支流、堰塞湖區、以及堰塞湖上游集水區內，土砂生產與運移的規模較大，說明了目前士文溪堰塞湖區域尚未穩定，故不論是堆積土體的增加、堰塞湖內的土砂迅速堆積，都使得此區段具備多種不確定性，也造成後續各項工程或是中長期階段處理上的問題，故中長期處理對策，首要工作在於持續監測士文溪堰塞湖區段，包括有大範圍的影像監測，以及現場調查工作，即時在颱風暴雨後，分析堰塞湖的變遷情形，適時提出適當之治理或處置方法。

2. 堰塞湖減災處理工程

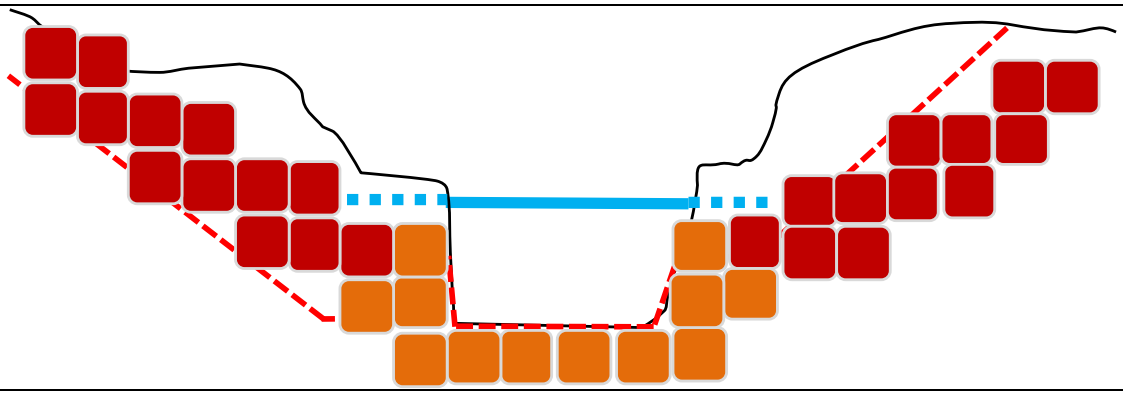
依據相關分析成果，在短期間並不適合進行大規模的工程設施，仍以持續降低堰塞湖之潛勢危害程度為主要目的，但在中長程階段後，待堰塞湖區土砂運移與堆積情形較為穩定後，本計畫使建議實施之中長期工程，可分為兩個部分，一為此段河道 (溢流水道) 的整理與強化工程，維持此段河道正常之水流與土砂量供應，避免過度攔阻或是過度侵蝕的情形出現在此河段，而透過自然輸砂的手段，使水砂可以平衡往下游運移。

而河道的整理與強化，須考慮到本河段之洪水量與輸砂量，擴大溢流河道斷面，維持正常排洪能力，並將多餘土砂材料往兩岸堆積，製造人工複式河岸，且須強化此透過式之河岸保護工程，以確保土砂材料仍可在颱風暴雨

期間維持平衡之輸砂量，而在大崩塌支流區，同樣待支流土砂運移與堆積情形較為穩定後，於出口段尋找適當節點施作防砂工程，其目的並非為完全攔阻土砂材料，而為調整支流出口坡度並穩定河床，減少支流土砂材料進入旗山溪主流的速度，最後在長期階段，則可考量到大崩塌裸露坡面的復育工作，透過造林或是自然復育的手段，達到集水區治理與復育的目標。



溢流水道塊石鋪底及邊坡整坡



溢流水道加強工程 (兩岸以可透性強化材質排砌加固)

圖 7-5.2 堰塞湖溢流水道強化工程施工示意圖

由前述堰塞湖減災處理工程之方向，目前士文溪堰塞湖壩區及崩塌區較適合進行二項減災工程，分別為溢洪道挖降工程以及崩塌地坡腳保護工程，以下分別描述。

- 溢洪道挖降工程

由第六章阻塞土體變動分析成果發現，凡那比颱風後，堰塞湖壩體遭洪水掏刷，壩體高程降低約 5 公尺，而主支流上游均大量淤積，湖底淤高約 10 公尺，現存最大水深約 8 公尺，蓄水體積約 7 萬立方公尺，因此堰塞湖對於下游聚落之威脅性已大減；以下設計二種挖降深度供管理單位參考，分別為挖降 3 公尺及 5 公尺，壩體斷面採用 99 年 10 月 29 日第三次壩體測量之斷面，如 圖 7-5.3 至 圖 7-5.5 所示，由各斷面分別計算挖除土方面積，後採用斷面法計算挖除土方量，土方量計算成果如 表 7-5.1 所示

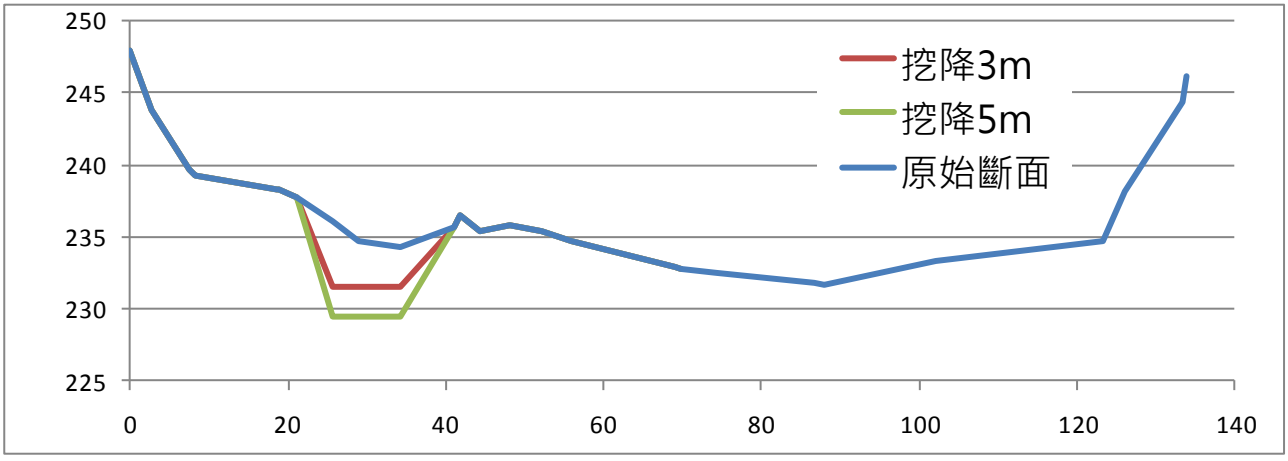


圖 7-5.3 斷面 C5 挖除土方面積圖

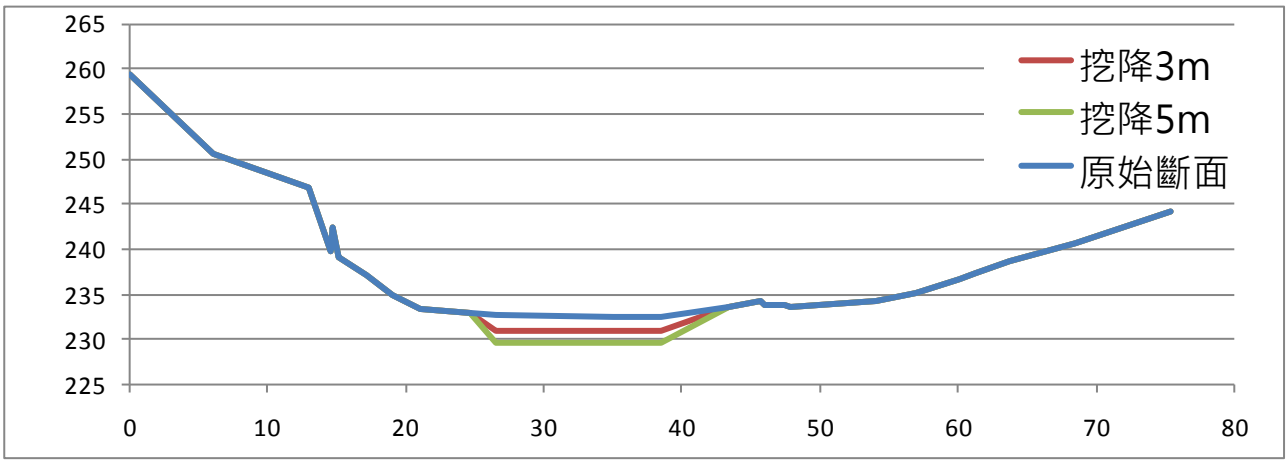


圖 7-5.4 斷面 C4 挖除土方面積圖

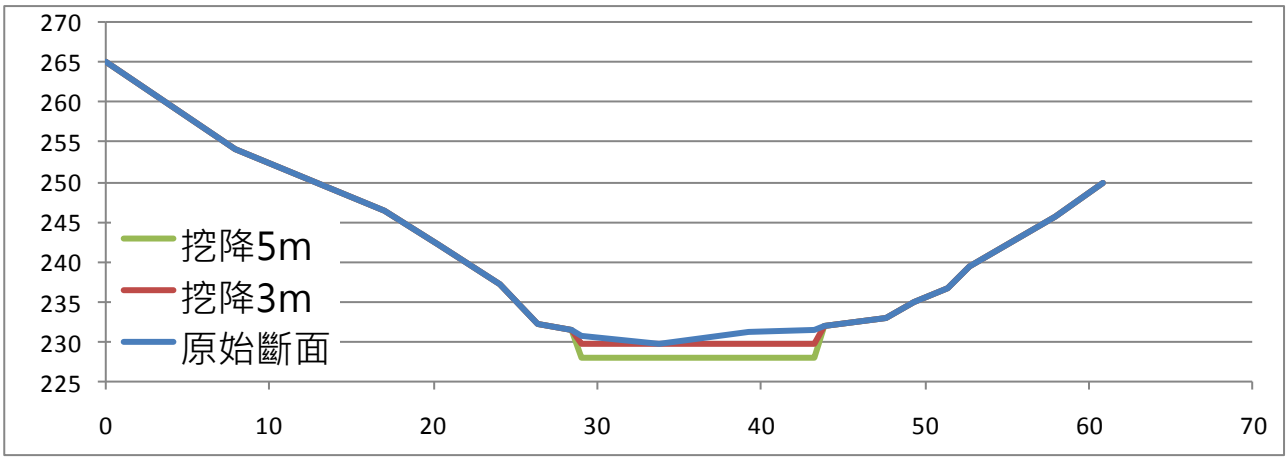


圖 7-5.5 斷面 C3 挖除土方面積圖

表 7-5.1 溢洪道挖除土方量計算表

挖降 3 m			
斷面編號	距離	面積	體積
	0.0	0.0	1,626.50
C5	45.0	48.8	364.24
C4	20.0	23.5	257.74
C3	40.0	12.9	-
挖除土方總量			2,248.48

挖降 5 m			
斷面編號	距離	面積	體積
	0.0	0.0	2,788.27
C5	45.0	77.4	872.52
C4	20.0	46.5	814.65
C3	40.0	40.7	-
挖除土方總量			4,475.43

由以上橫斷面挖降成果，將其繪製如縱斷面，如 圖 7-5.6 所示，可由縱斷面圖明確看出，如挖降 3 公尺，挖降工程長度需挖約 80 公尺長，其中湖中挖降工程長度約 10 公尺，而挖降 5 公尺時，挖降工程長度需挖約 180 公尺長，其中湖中挖降工程長度約 40 公尺。

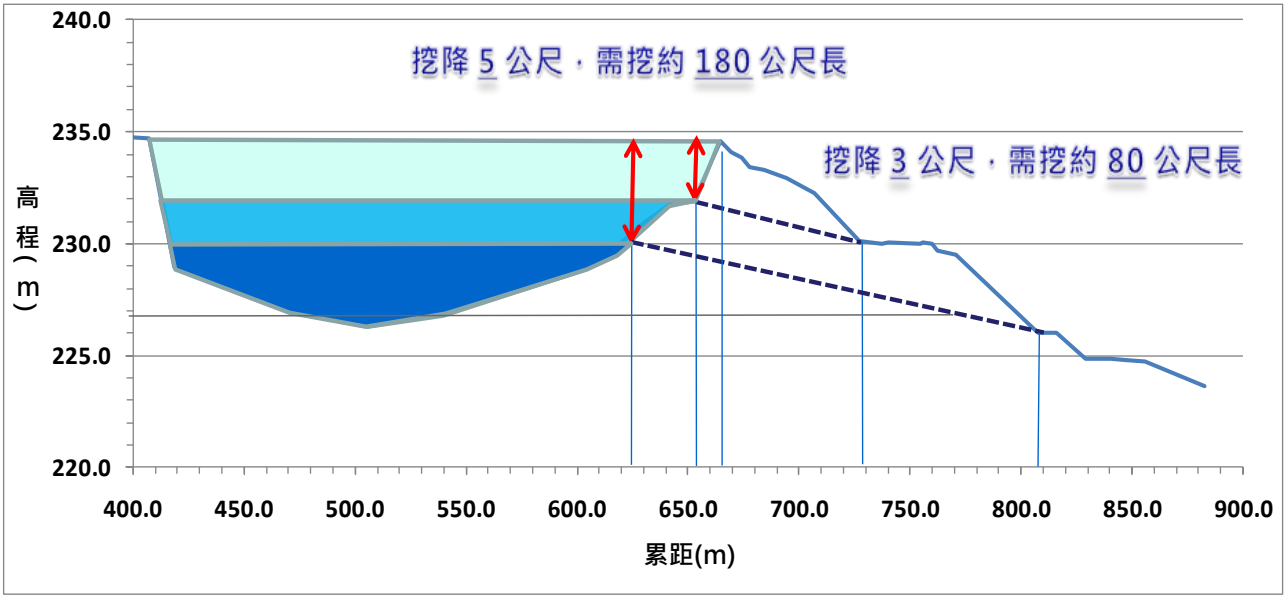


圖 7-5.6 挖降縱斷長度示意圖

最後由 6-4.2 節水下體積分析成果，目前蓄水體積約 7 萬立方公尺，挖降 3 公尺時，蓄水體積可降低至約 2 萬立方公尺，約減少至原有體積之 1/3，而挖降 5 公尺時，蓄水體積可降至約 0.5 萬，已幾乎無蓄水。

故由以上方案之分析成果，將其整理如 表 7-5.2，可比對二種方案所需之工程難度及工程效益。

表 7-5.2 挖降方案相關參數列表

方案	體積 (m^3)	面積 (m^2)	挖降土方量 (m^3)	挖降所需長度 (m)	湖區內長度 (m)
未挖降	70,171	13,893	0	0	0
挖降 3m	21,286	9,525	2,248	80	10
挖降 5m	5,717	5,900	4,475	180	40

- 崩塌地坡腳保護工程

現存堰塞湖體積與初形成時相比，已大幅減小，未來若無重大土砂運動，可能於1至2年間淤滿，故目前堰塞湖主要問題已非蓄積水體對下游之威脅，而是崩塌地滑區再度發生土砂運動之可能性。

由前後期測量成果比對可知，凡那比颱風後，除溢洪口處刷深約 5 公尺，下游河道亦刷深約 9 公尺，99 年 10 月 14 日空拍照片可見，堰塞湖下游河道已逐漸侵蝕成河階地形 (圖 7-5.7)，且河道右岸崩塌坡面相當陡峭，另由 10 月 29 日現場調查照片 (圖 7-5.8)，可見崩塌坡面土砂堆置情形，坡面仍有大量土砂堆置，故汛期時，洪水可能持續掏刷崩塌坡面之坡腳，堆積土體失去支撐後，即可能使土砂再度下移。

因此於崩塌地下緣，可考慮以塊石堆置以保護坡腳，減少其被沖刷之程度，另河道亦可藉由塊石堆砌之方式，減緩下游河道受水流侵蝕的速度，以避免未來侵蝕活動過於劇烈，造成河床坡度過陡，後又因過陡之河床坡度，加劇侵蝕作用之惡性循環。



圖 7-5.7 士文溪堰塞湖崩塌區空拍照片 (99/10/14)



圖 7-5.8 士文溪堰塞湖崩塌區現地照片 (99/10/29)

3. 下游聚落保全

由下游河道測量與現場調查一節中成果得知，目前士文溪堰塞湖下游僅有一處保全聚落，除舊古華部落外，剩餘保全對象為橋樑及公路，根據潰壩水理分析之成果，在極端之潰壩情境模擬中，若同時發生 50 年重現期以上之洪水，則保全對象即有受到影響之可能。

但根據各項調查與分析成果，都指出堆積土體與堰塞湖區目前尚未處於穩定之情形，故堰塞湖水位根據暴雨事件而有升降，溢流口區也因支流的土砂運移而時而侵蝕時而堆積，故堰塞湖區雖土砂材料持續堆積，但堰塞湖水位在 99 年度卻有抬升之情形，相對地也影響了溢流口的變遷可能趨勢，故在颱風暴雨期間，溢流口可能會有兩種不同的情形，一是溢流口遭受侵蝕而下切，此時堰塞湖水體將可能迅速通過堆積土體段形成洪水波往下游運移；另一種情況為，堆積土體區持續抬升，抬升現有堰塞湖水位，相對地改變了堆積土體原有的安定程度，在這兩種不同的情況中，雖然發生的機制有所不同，但卻都增加了堰塞湖下游河道的不安定性，目前雖聚落無立即之危害，但在洪水波通過的情形下，現有交通幹線將可能會中斷。

故溪床上之活動或交通運輸，須在未來建立良好之警戒或是通報機制，且在上游堰塞湖水位突然劇烈變動時，即須離開現有河床範圍，避免安全上的危害，另外需要考量部分為，在舊古華橋交通受影響中斷後，舊古華聚落將形成孤島效應，故該聚落的生命機能維護，或是生活機能管路的重建等，將為中長期階段須同步考慮的主要工作。

士文溪保全對象目前之警戒方式乃透過中央氣象局雨量站 (春日站) 之即時監測雨量資料，該站位於下游，且在集水區外。集水區上游僅有一處大漢山雨量站，但該站並無法即時傳輸其雨量紀錄。另外由莫拉克與凡那比颱風事件雨量分佈圖來看 (圖 7-5.9 至 圖 7-5.10)，春日站於莫拉克颱風期間累積降雨量為 711 公釐，但堰塞湖上游集水區大於 1000 公釐，凡那比颱風期間春日站累積雨量 579 公釐，堰塞湖上游集水區則大於 600 公釐。

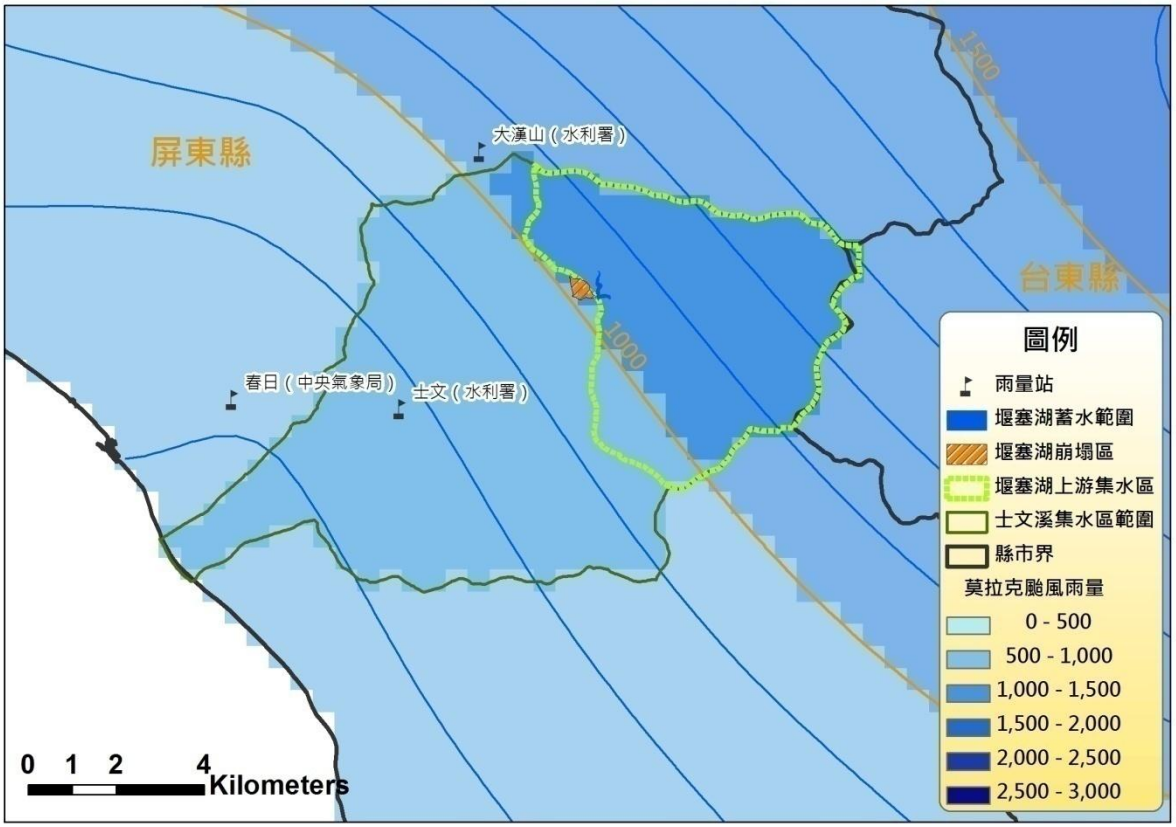


圖 7-5.9 莫拉克颱風士文溪雨量分佈圖

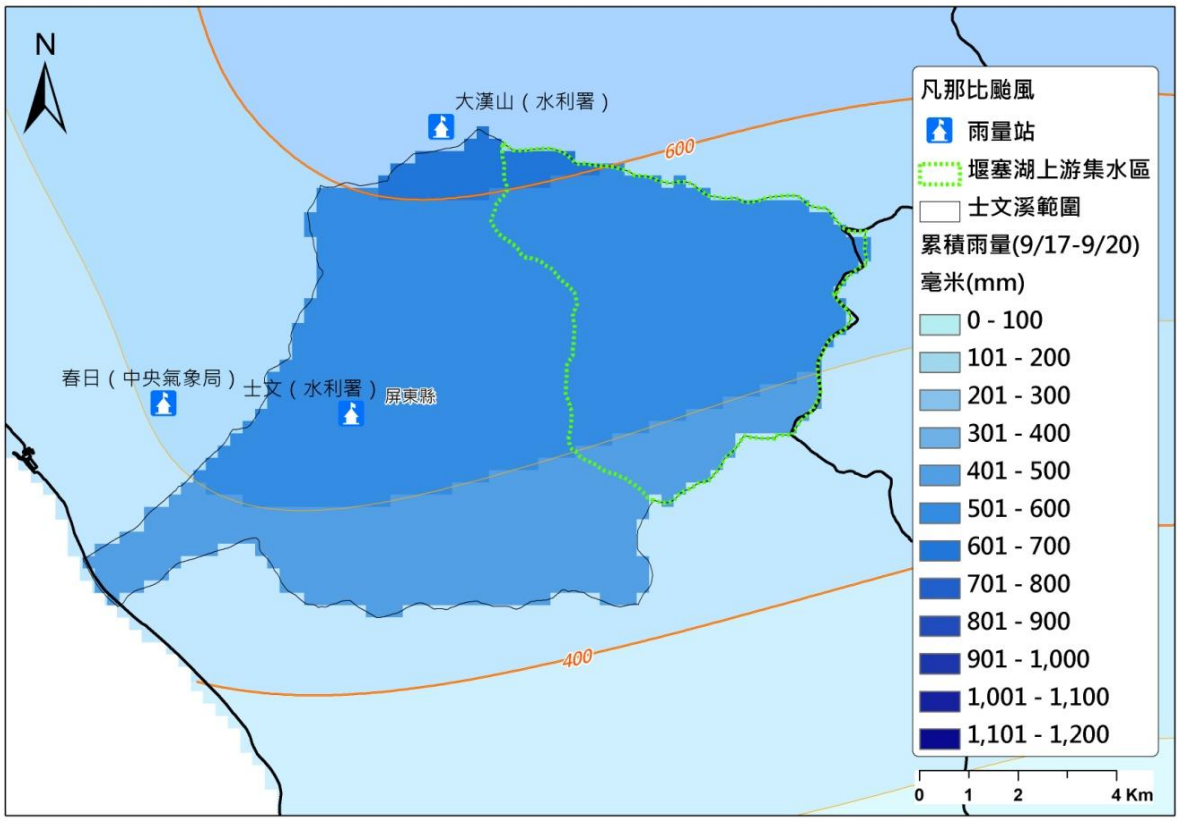


圖 7-5.10 凡那比颱風士文溪雨量分佈圖

由二次重大事件雨量分佈可看出，以集水區下游之春日站作為警戒雨量站，仍有其信賴限度，因此，建議可於堰塞湖上游集水區設置即時監測雨量站，堰塞湖崩塌區上緣有一處廢棄農舍 (圖 7-5.10)，通訊方面，該處無林蔭遮蔽，衛星通訊良好，交通方面，機動車輛可藉由大漢林道及產業道路通行，維修方便，距離下游歸崇村聚落約 20 公里，車程約 1 小時，現地可作為未來設置雨量站預定地考量，惟該區域目前所有權歸屬尚不可知，如可取得設置雨量站之許可，後續處理使可繼續進行。



圖 7-5.11 雨量站建議設置區域圖 (圖例:龍泉溪堰塞湖即時監控雨量站)

- **堰塞湖防災警戒值**

堰塞湖防災預警之操作，一般透過雨量站或水位觀測站 (自動化即時觀測資料) 所回傳之即時資料進行預警監測，然士文溪堰塞湖下游並無既設水位站可提供即時水位觀測資料，集水區上游亦無雨量站，周圍僅鄰近下游出海口處之春日站雨量站(集水區外)，如 圖 7-5.12 所示，故以春日站作為參考雨量站。

就既設雨量站之分佈位置及數量而言，士文溪集水區內雨量站分佈密度不足，考量集水區內實際降雨型態在空間及時間上分佈差異甚大，甚難依據即時雨量觀測資料推估河川流量及水位。

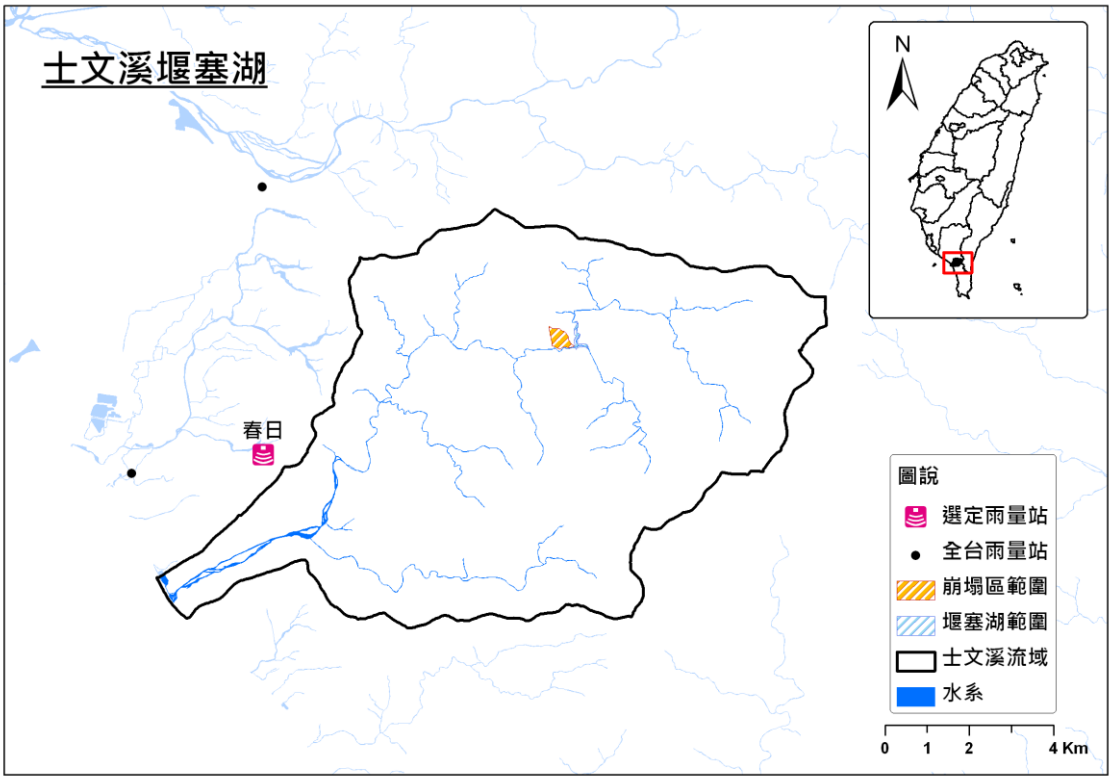


圖 7-5.12 士文溪鄰近雨量站分佈圖

堰塞湖自 98 年 8 月莫拉克颱風形成後至 99 年底已存在近一年半，其防災警戒值之制定標準依時間及現地狀況不同而有所變化，將此段過程分為二個階段，分別為莫拉克颱風後至 99 年汛期後 以及 99 年汛期後。

A. 莫拉克颱風後至 99 年汛期後：

依據民國 99 年 5 月 5 日林務局召開國有林地堰塞湖處理專案小組第一次會議結論，考量災後集水區土砂運移變化十分劇烈，災害之演變趨勢及致災規模均甚難預估，且二次災害發生之可能性極高，另考量莫拉克風災後堰塞湖下游部分保全對象對外聯絡之道路仍為臨時性溪底便道，颱洪期間防災疏散撤離作業執行時必須考量聯外道路可能中斷問題，有必要提前執行撤離作業，故有關堰塞湖防災警戒雨量值之訂定，考量現存堰塞湖之實際狀況，屏東縣士文溪堰塞湖因莫拉克風災後集水區內土砂問題不似其他集水區如此嚴重，且較無道路中斷問題，依據潰壩水理演算結果，士文溪集水區若於 50 年重現期之降雨事件期間發生潰壩時，下游保全對象有發生災害之虞，因士文溪集水區內即時雨量站為下游處之春日雨量站，而春日雨量站 50 年重現期之累積雨量為 415 釐米，考量防災應變期間之撤離須保留預警時間，故將原訂之防災雨量警戒值調整為『春日雨量站實際測得 24 小時累積雨量達 **350** 毫米時，發布警戒撤離』 (預警時間約 6 小時)。

B. 99 年汛期後：

凡那比颱風後堰塞湖上游土石大量淤積，湖水體積由 122 萬大幅縮減至 7 萬立方公尺，經相關評估結果顯示，堰塞湖發生全面性潰決之機率相當低，由於下游聚落位置距離堰塞湖區域距離尚遠，而且聚落高程與河床之高差尚足，即使堰塞湖堆積土體於短時間內發生大規模破壞，下游聚落因此而導致災害之風險亦相當低，故下游保全對象對於堰塞湖之警戒值可暫時解除。

然因目前崩塌區及河道土石堆積量體極大，倘若未來颱洪期間再度發生大規模土砂運動，可能導致現地形成新的堰塞湖，故未來建議需持續監測現地地形變動，以便及時對於下游住戶之保全做出妥善的應變措施

雖然目前已可暫時解除下游保全對象對於堰塞湖之警戒值，但於期中階段，由潰壩模擬成果得知目前主要保全聚落舊古華於 50 年重現期之降雨事件期間發生潰壩時，下游保全對象有發生洪水災害之虞，為求計畫成果周延，仍補充颱洪期間，以河川水位方式評估舊古華區域之水位警戒標準。但該區域並無設置相關之水位警戒設備，為簡化並提昇聚落警戒避難作業之操作效率，根據現有之水文、水理及地形資料進行分析，提供訂定相關警戒值參考。

首先利用 HEC-RAS 定量流模式針對下游部落斷面進行不同設計流量之水理檢核，相關檢核成果如表 7-5.4 所示，各斷面位置分佈如 圖 7-5.13 所示，表 7-5.4 中列出下游部落活動斷面在不同流量條件下之河川水位及平均流速，防災應變操作時，可依據表中所列河川水位及流速研判堤防出水高是否接近警戒水位，或是河川流速是否可能造成堤防或河岸發生沖刷破壞。

另外，參考民國 96 年 水利規劃試驗所 「率芒溪(士文水庫下游河道)治理規劃」報告中，下游橋樑之調查資料，如 表 7-5.3 所列。綜合橋樑資料以及前述水理斷面檢核成果，士文溪下游區域中災害潛勢相對較高之區域主要為近士文溪匯流處左岸之舊古華區域，仍有少數農舍緊鄰河道，易受洪災影響，其餘鄰近河道之高灘地上多為農地，於颱風豪雨時期亦需加強管制警戒，避免疏忽而造成憾事。

由於現地並無設置相關之水位警戒設備，並考量士文橋乃舊古華區域對外聯絡之重要橋梁，建議由士文橋樑底部高程，減去安全出水高 1.5 公尺以及 1 小時潰壩造成本區之水位增幅量 0.40 公尺，即以士文橋處 44 公尺水位作為安全臨界水位；另為簡化部落警戒避難作業之操作方式，可直接在如側岸橋台以及橋墩上，如 圖 7-5.14 所示，以顯眼之油漆等方式彩繪、標定水位高程以利觀察、判讀，於颱風豪雨時期可派人直接進行水位觀察，藉以判斷避難作業之啟動時機。另建議可根據 50 年設計流量歷線，將到達 44 公尺高程之時間提前 1、2、3、4 小時之水位進行標記，如 圖 7-5.15 所示，分別為 43.1、42.3、42、41.9 公尺，可提早警示民眾以便相關避難作業之實行。

表 7-5.3 下游橋樑基本資料

名稱	橋長	橋墩	橋寬	橋面高程	樑底高程
士文橋	121.81	1.94 x 3	8.20	47.95	45.94
鐵路橋	385.34	1.90 x 11	6.04	16.82	13.69
枋寮大橋	244.00	1.46 x 8	25.08	11.43	9.25

表 7-5.4 聚落安全斷面檢核表

斷面	部落高程	500 cms		1000 cms		1500 cms		2000 cms		2500 cms		3000 cms	
		水位 (m)	流速 (m/s)	水位 (m)	流速 (m/s)	水位 (m)	流速 (m/s)	水位 (m)	流速 (m/s)	水位 (m)	流速 (m/s)	水位 (m)	流速 (m/s)
13	50	45.64	3.6	46.40	5.5	47.58	5.7	48.40	5.9	**49.41**	5.5	**49.82**	5.9
12	50	44.76	3.5	45.61	4.3	46.18	5.0	47.02	4.8	47.46	5.0	47.88	5.1
11	48	43.38	3.5	44.14	4.1	44.63	4.7	45.07	5.2	45.58	5.3	45.97	5.6
10	46	43.00	4.6	44.17	5.0	**45.05**	5.2	**45.56**	5.7	**46.08**	6.0	**46.50**	6.4
8	40	35.93	2.9	36.45	3.5	36.83	4.1	37.04	4.8	37.51	4.7	37.62	5.4
7	36	31.86	2.2	32.48	2.7	33.00	3.0	33.46	3.3	33.88	3.5	34.26	3.7
6	34	30.49	3.0	31.07	3.5	31.46	4.1	31.83	4.5	32.17	4.8	32.53	5.0
5	32	26.65	3.5	27.37	4.4	28.22	4.1	28.60	4.4	28.93	4.7	29.23	5.0
2	13	10.50	2.2	11.04	2.7	11.41	3.1	11.70	3.5	11.97	3.7	**12.22**	4.0
1	10	6.67	2.3	7.33	2.8	7.80	3.2	8.20	3.6	8.56	3.9	8.89	4.2

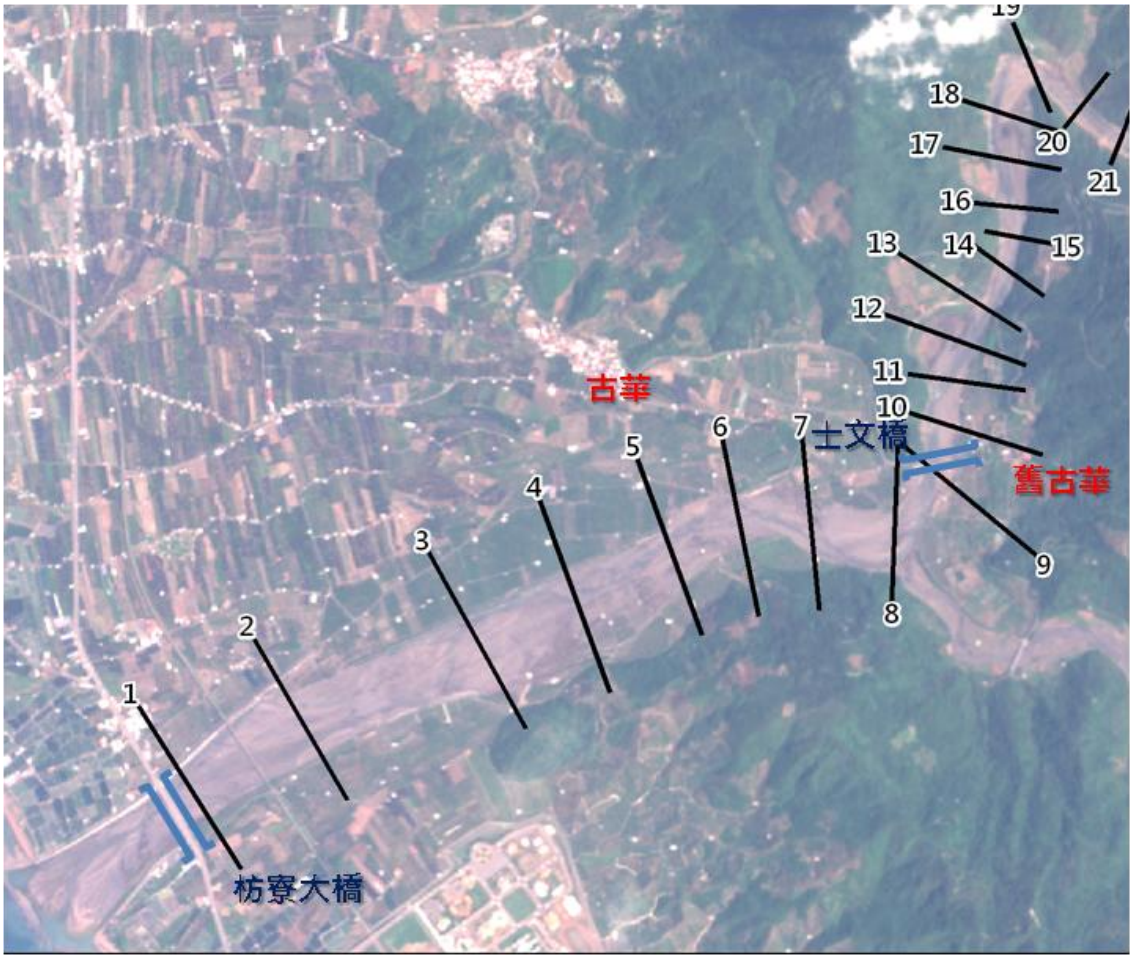


圖 7-5.13 士文溪下游聚落安全檢核斷面分佈圖

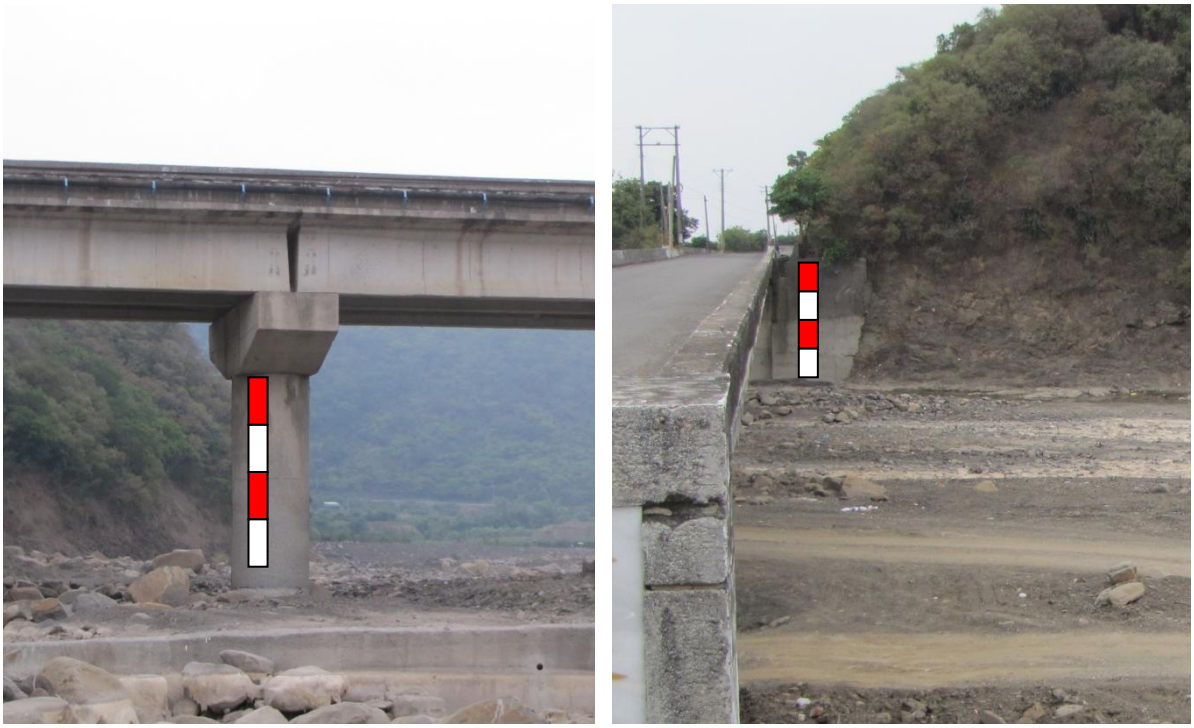


圖 7-5.14 易觀察水位之標定位置示意圖

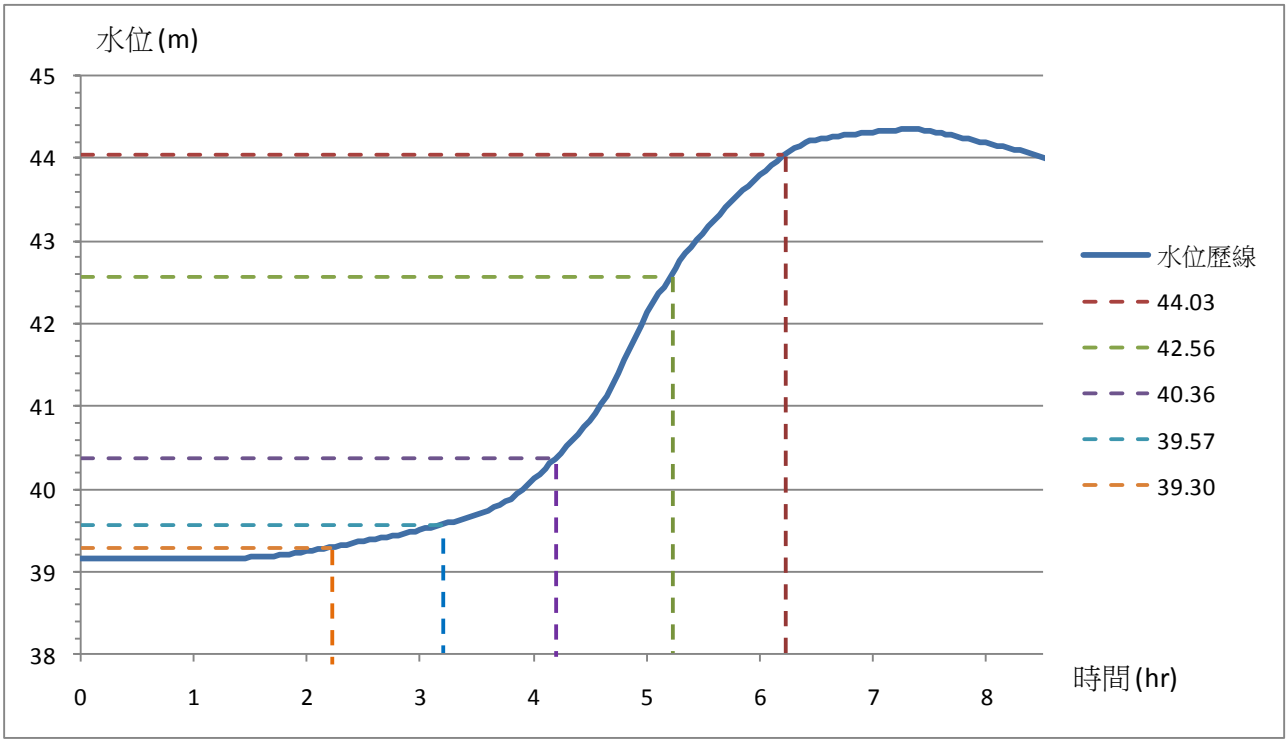


圖 7-5.15 士文溪下游聚落安全檢核斷面分佈圖

捌、結論與建議

8-1 結論

1. 本計畫主要目的在於透過基本圖資收集、分析，集合國內外處理堰塞湖之經驗，針對旗山溪與士文溪堰塞湖之潰壩潛勢、未來演變趨勢以及下游保全對象安全影響進行評估，並提出堰塞湖緊急處理對策以及短、中、長期規劃之建議。
2. 旗山溪堰塞湖初形成時水體體積約 185 萬立方公尺，莫拉克災後至 99 年汛期前屏東林區管理處共進行二次溢洪道挖降工作，推估可將蓄水體積降低至 82 萬立方公尺，但凡那比颱風後，支流土砂再度下移阻塞河道，使水位抬升，蓄水體積又上升至 157 萬立方公尺。故壩體目前仍處於變動劇烈之階段，短期內於壩體或支流均不適合進行大規模之工程措施，宜採用持續降低堰塞湖危險潛勢之工程為主，以維持溢洪道通洪能力為主要規劃方向，如挖降溢洪道、溢洪道整理與強化工程、排水管埋管工程以及支流流路設計工程。
3. 由旗山溪土砂收支模式成果，堰塞湖上游集水區土砂總生產量高達 3000 萬立方公尺，扣除壩體堆積土體，目前仍有約 1500 萬立方公尺之土砂量堆積於河道，其中支流集水區約有 700 萬立方公尺之殘存土砂量，未來可能持續向下運移，除堆積於湖區，也會使壩體再度壅高，下游河道高程亦會因此抬升，減少現有排洪斷面，故未來需持續監測堰塞湖及下游河道之變化，以做出適宜處置對策。
4. 旗山溪地勢狹而長，保全住戶分散，難以採用警戒水位值方式作為避難疏散依據，由潰壩水理演算成果顯示目前各聚落可容許 50 年頻率暴雨設計流量通過，但部份聚落出水高低於 5 公尺，雖潰壩對於水位抬升效應不明顯，但靠近河岸之聚落仍需注意河岸掏刷及土砂淤積造成通洪斷面不足的問題。警戒雨量部份旗山溪區域適合採用 350mm/24hr 之基準，另由降雨與流量率定圖，可得知連續降雨後旗山溪推估流量值，再由水理檢核表可對應出各聚落水位與流速大小，如水位接近聚落高程或流速過大，即需進行避難動作，由以上作為避難疏散之參考依據。

5. 士文溪堰塞湖初形成時水體體積約 122 萬立方公尺，莫拉克災後至 99 年汛期前屏東林區管理處進行溢洪道挖降工作，推估可將蓄水體積降低至 95 萬立方公尺。凡那比颱風時，溢洪道於颱洪期間刷深約 5 公尺，同時上游主支流大量淤積，故蓄水體積大幅減小至 7 萬立方公尺，故壩體潰決對下游保全住戶之威脅性已減少甚多，而湖區目前仍處於變動劇烈之階段，短期內並不適宜進行大規模防砂工程，可考慮採用降低堰塞湖危險潛勢之工程，如溢洪道挖降或塊石護岸等，另外，崩塌地滑區坡面仍有大量殘存土體，未來是否會下移之趨勢，仍需持續監測注意，現階段亦可針對崩塌區坡腳進行保護工程，避免水流掏刷其坡腳使堆積土砂再次滑落。
6. 由士文溪土砂收支模式成果，堰塞湖上游集水區土砂總生產量約 1000 萬立方公尺，其中崩塌區即佔約 700 萬立方公尺，經過 99 年汛期後，堰塞湖區已幾乎淤滿，如再無重大土砂事件發生，湖區應會於 1 至 2 年內淤滿，故未來士文溪堰塞湖之下游聚落之保護及集水區治理目標，應轉向集水區之土砂控制問題為主。
7. 士文溪保全對象為包含聚落及交通設施，主要聚落為舊古華、交通設施如士文橋、枋寮大橋，因目前堰塞湖已幾乎淤滿，故壩體潰決對於下游保全對象威脅性可暫時解除，但仍需注意崩塌坡面土石現況，以避免未來若發生大規模土砂運動，可能再度形成新堰塞湖。下游保全對象之防災方向應以洪水災害考量較為適當，而舊古華聚落旁河道已有明顯淤積之情形，故未來首先需就河道通洪能力進行檢討，必要時可進行疏濬工程以確保河水通洪能力。目前舊古華聚落可於士文橋處設置標尺，標定水位以作為警戒參考水位，以 44 公尺水位為安全臨界水位，另依據 50 年設計流量歷線，將達到此水位高程之時間提前 1 至 4 小時水位進行標記，分別為 43.1、42.3、42、41.9 公尺，可提早警示民眾以便相關避難疏散作業之實行
8. 目前旗山溪與士文溪堰塞湖均處於劇烈變動之時期，以中期觀點來看，需持續監測其河道地形變動情形，並於重大事件後，以空勘或衛星影像方式確認堰塞湖之變化，且二處堰塞湖上游河道均堆積大量土砂，成為土砂主要供應區域，未來需針對下游部落河道進行重點區域保護及河道疏濬，減少因土砂堆積使通洪能力不足而造成洪氾等二次災害，最後長期階段，可考量到大崩

塌裸露坡面的復育工作，透過造林或是自然復育的手段，達到集水區治理與復育的目標。

8-2 建議

1. 目前二處堰塞湖仍處於變動劇烈之階段，許多緊急工程對於土砂之抑制效益十分有限，未來建議持續觀測堰塞湖及下游河道之變化情形，由長期且有效率的觀測方式，因應其變化做出適當之處置措施。
2. 建議可於旗山溪堰塞湖區設置水位計直接監測堰塞湖水位變化情形，另外水利署現已於民權村之民權橋設置水位站，若可取得其即時監測水位資料，以湖面水位與民權橋之水位間相互關係，可推估堰塞湖溢洪道阻塞或沖刷之參考。
3. 士文溪堰塞湖上游僅有水利署所設置之大漢山雨量站，該站無法於颱風或豪雨期間即時傳輸雨量資料以供參考，故建議可於上游增設雨量站以提供即時雨量資料，位址可選擇崩塌地上緣之廢棄農地，未來由雨量站所測得之即時雨量，可提供未來集水區避難疏散或治理設計整治工程時參考。
4. 目前災後河道變化仍然劇烈，原規劃之相關工程可行性評估尚須配合集水區之現況進行檢討，但由於現階段集水區流域內土砂及河道皆未達到穩定狀態，因此現時環境條件不利於砂防工程設施之施作，應採用持續減低堰塞湖災害潛勢之工程，旗山溪堰塞湖部份建議可採用溢洪道挖降工程、排水管埋設工程及支流土石流流路設計工程，士文溪堰塞湖部份則建議採用溢洪道挖降工程及崩塌地坡腳保護工程。
5. 莫拉克颱風後，集水區內多處新增崩塌裸露面，未來可能隨著颱風暴雨造成侵蝕而擴大，在土砂材料之供給有持續增加之可能，未來可選定崩塌潛勢較高或崩塌面積持續擴大之邊坡，設置監測儀器，以觀察其變動情況，再行規劃整坡、護坡、植生等工程，以穩定崩塌面上土砂之變動。

參考資料

1. 中華水土保持學會，行政院農業委員會水土保持技術規範，2000。
2. 打荻珠男，「 ひと雨によろ山腹崩壊について」，新砂防，No.9，1971。
3. 吳嘉俊，「修正版通用土壤流失公式 (RUSLE) 簡介」，水與土通訊 27~30 期，1996。
4. 吳嘉俊、盧光輝、林俐玲，「土壤流失量估算手冊」，國立屏東技術學院，1996。
5. 李振裕，集水區水砂生產及輸送之整合研究，國立成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文，2004。
6. 林俐玲，林文英，水蝕推估模式 WEPP 之評估與驗證，中華水土保持學報，28(2)，第 145-156 頁，1997。
7. 林建仲，土石流發生特性之初步研究，國立成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文，2000。
8. 柯欽彬，擬似定量流與變量流模擬在台灣河川適用性之討論，逢甲大學土木及水利工程研究所碩士論文，2003。
9. 洪如江，初等工程地質學大綱，地工技術研究發展基金會，第 105-116 頁，1998。
10. 洪毓華，AGNPS 應用在小集水區推估土壤流失量與逕流量之探討，國立中興大學水土保持學系碩士論文，1991。

11. 徐義人，應用水文學，大中國圖書公司，1996。

12. 財團法人中華顧問工程司，國道南橫公路路線研選計畫，1997。

13. 高橋保、匡尚富，天然ダムの決壊による土石流の規模に関する研究，京都大學防災研究所年報，第 31 號，B-2，1988。

14. 連惠邦、趙世照，溪床堆積土體崩壞模式及其土石流化之研究，中華水土保持學報，27(3)，第 175-183 頁，1996。

15. 陳信雄，崩塌地調查與分析，勃海堂文化公司，1995。

16. 塚本良則、小橋澄治，「新砂防工學」，朝倉書店，1991。

17. 經濟部水利署水利規劃試驗所，堰塞湖引致災害防治對策之研究，2004。

18. 經濟部水資源局，流域土砂管理模式之研究計畫報告，2000~2002。

19. 萬鑫森、黃俊義，「台灣坡地土壤沖蝕」。中華水土保持學報 20(2)：17-45，1989。

20. 農委會林務局東勢林區管理處，烏石坑流域土砂觀測計畫期末報告書，2004。

21. 歐陽元淳，水庫集水區土壤沖蝕之研究-以石門、翡翠水庫為例，國立臺灣大學地理環境資源研究所碩士論文，2003。

22. 蔡元芳，「土石流扇狀地形狀特性之研究」，國立成功大學水利及海洋工程研究所博士論文，1998。

23. 蔡元芳，土石流扇狀地特性之研究，國立成功大學水利及海洋工程研究所博士論文，1999。

24. 蔡元融，流域水砂生產及輸送模式之研究，國立成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文，2005。

25. 蔡攀鰲，土壤力學實驗，三民書局，1994。

26. 鄧學謙，半三維崩塌機制研究，中興大學水土保持學系碩士論文，1998。

27. 鄭皆達，謝在郎，石門水庫集水區泥砂生產與水文特性之關係，中華水土保持學報，28(2)，第 1～9 頁，1997。

28. 謝佳玲，不同土壤沖蝕模式推估土壤流失量之比較，國立中興大學水土保持學系碩士論文，1999。

29. 簡如宏，台灣集水區土壤沖蝕推估指標模式之建立，國立中興大學水土保持學系碩士論文，1996。

30. 簡鉦哲，地文性土壤沖淤模式之研究，國立成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文，2001。

31. 蘆田和男、高橋保、道上正規，「河川　の土砂災害と對策」，森北出版1983。

32. 「土砂災害の予知と對策，土質基礎工學ライブラリー27」，土質工學會，1985。

33. Aleotti, P. and R. Chowdhury R. (1999), “Landslide Hazard Assessment: Summary Review and New Perspectives”, Bull. Eng. Geol. Environ., 58.

34. Baum, R.L., Savage, W.Z., and Godt, J.W., , TRIGRS - A FORTRAN program for transient rainfall infiltration and grid-based regional slope-stability analysis,

version 2.0: U.S. Geological Survey Open-File Report, 2008-1159, p75, 2008

35. Bennett, J.P., Concepts of mathematical modeling of sediment yield, Water Resources Research, 10(3), p485–p492, 1974.

36. Borga M，Fontana GD，De Ros D，Marchi L (1998), “Shallow landside hazard assessment using a physically based model and digital elevation data”, Environmental Geology 35: 81-88.

37. Borga, Dalla Fontana, Cazorzi, Analysis of rainfall-triggered shallow land sliding using a quasi-dynamic wetness index, 1998.

38. C.J. van Westen, F. Lulie Getahun, Analyzing the evolution of the Tessina landslide using aerial photographs and digital elevation models, Geomorphology, 54, p77–p89, 2003.

39. C.L. Shieh, C.D. Shieh, S.Y. Lee, J.C. Chen, S.P. Lee, On the Study of an Integrated Sediment Evaluation Model for River Basins, The 15th AIT-TECRO Water Resources Program Annual Review Meeting, Taiwan, 2002

40. Carrara, A., M. Cardinali, R. Detti, F. Guzzetti (1992), “Uncertainty in Assessing Landslide Hazard and Risk”, ITC Journal.

41. Clerici, A., Perego, S., Tellini, C. and Vescovi, P. (2002), “A procedure for landslide susceptibility zonation by the conditional analysis method”, Geomorphology, 48.

42. Dai，F. C. ，Lee，L. F. ，and Ngai，Y.Y. (2002).“Landslide risk assessment and management: an overview”，Engineering Geology，64，65-87

43. Dietrich, Reiss, Hsu, and Montgomery, A process-based model for colluvial soil depth and shallow land sliding using digital elevation data, Hydrol. Process, 9, p383-p400, 1995.

44. Ermini, L. and Casagli, N. “Prediction of the behaviour of dams using a geomorphological dimensionless index.” Earth Surface Processes and Landforms, 28: 31 – 47, 2003.

45. Guzzetti, F., A. Carrara, M. Cardinali, and P. Reichenbach (1999), “Landslide Hazard Evaluation: A Review of Current Techniques and Their Application in a Multi-Scale Study”, Central Italy, Geomorphology, 31.

46. Lin, C.W.; Shieh, C.L.; Yuan, B.D.; Shieh, Y.C.; Liu, S.H.; Lee, S.Y., Impact of Chi-Chi earthquake on the occurrence of landslides and debris flows : example from the Chenyulan River watershed, Nantou, Taiwan. Engineering Geology, Vol.71, pp.49-61, 2003.

47. Morgenstern，N. R.(1997), “Toward landslide risk assessment in practice，In: Cruden and Fell (eds.) Landslide risk assessment，Balkema，Rotterdam，15-24.

48. Neitsch, S.L., Arnold, J.G., Kiniry, J.R., Williams, J.R., King, K.W. (2002), “Soil and Water Assessment Tool Theoretical Document”, TWRI Report TR-191, Texas Water Resources Institute, College Station, Texas.

49. R. Lal, Soil degradation by erosion, Land Degrade Develop, 12, p519–p539, 2001.

50. Schnellmann, M., Anselmetti, F. S., Giardini, D., and McKenzie, J. A. (2005), “Mass movement-induced fold-and-thrust belt structures in unconsolidated sediments in Lake Lucerne (Switzerland)”, Sedimentology, 52, 271-289.

51. Shieh, C.L.; Chen, Y.S.; Lee, S.; Tsai, Y., Sediment budget at Wushihkeng watershed after Chi-Chi earthquake. Paper presented at the Interpraevet 2006, Niigata University, Niigata, Japan. 24-26 September, 2006, pp.355-364.

52. Soil and Water Research Laboratory - Agricultural Research Service (1999), “SWAT, Soil and Water Assessment Tool Model Theory”.

53. T. W. FitzHugha, D. S. Mackayb, Impacts of input parameter spatial aggregation

on an agricultural non-point source pollution model, Journal of Hydrology, 236, p35–p53, 2000.

54. Takahashi, Debris Flow, International Association for Hydraulic Research, Published by A. Balkema, Rotterdam, and Brookfield, 1991.

55. Takahashi, T., Debris Flow. Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Kyoto, Japan, 1981.

56. Th. W. J. Van Asch, J. Buma, L. P. H. Van Beek, A view on some hydrological triggering systems in landslides, Geomorphology, 30, p25–p32, 1999.

57. Turner, A.K. and R.L. Schuster (1996), “Landslide- Investigation and Mitigation”, Transportation Research Board Special Report 247.

58. U. C. Kothyari, A. K. Tiwari, Ranvir Singh，Estimation of temporal variation of sediment yield from small catchments through the kinematics method, Journal of Hydrology, 203, p39–p57, 1997.

59. US Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center (2000), “Hydrologic Modeling System HEC-HMS Technical Reference Manual”.

60. US Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center (2010), “River Analysis System HEC-RAS Hydraulic Reference Manual”.

61. US Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center, HEC-1 Flood Hydrograph Package User’s Manual, p25-p30, 1998.

62. USDA-ARS (1997), “Predicting Soil Erosion by Water: A Guide to Conservation Planning With the Revised Universal Soil Loss Equation (RUSLE)”, Agriculture Handbook Number 703.

63. W.H. Wischmeier, and D.D. Smith, Predicting Rainfall Erosion Losses: A guide to

conservation department of agricultural, U.S. Department of Agriculture, Agricultural Handbook, No. 537, 1978.

64. Willams，J.R. and H.d.Brendt (1977), Sedoment yield prediction based on watershed hydrology. Transactions of the ASCE vo1. 20，1100-1104.

65. Yang, C.T. (1996), “Sediment Transport Theory and Practice”, McGraw Hill.

附錄一、期初會議意見與答覆

附錄二、第一次期中會議意見與答覆

附錄三、第二次期中會議意見與答覆

附錄四、期末會議意見與答覆

附錄五、標準作業流程說明

附錄六、旗山溪保全對象表

附錄七、旗山溪河道斷面

附錄八、士文溪河道斷面

行政院農業委員會林務局屏東林區管理處
旗山溪(那瑪夏鄉)、士文溪(春日鄉)二處堰塞湖
調查評估及短中長期處理對策研擬
工作執行計畫書(期初)審查會議紀錄

壹、會議時間：98 年 12 月 04 日(星期五)上午 11 時 00 分

貳、會議地點：本處三樓會議室

參、主席姓名：李秘書幸春　　記錄：陳二銘

肆、出列席人員：如簽到簿

伍、報告事項：略

陸、審查委員意見

潘委員明祥

審查意見	辦理情形
1. 河道斷面測量之堰塞湖下游河道斷面為潰壩水理演算之重要依據，依據貴單位期初報告內容，那瑪夏堰塞湖壩體距民生村 6 公里，士文溪堰塞湖壩體至舊古華村 25 公里，其保全對象皆距土壩體頗長，若依 P.3-19 圖示，其斷面測量是否是以提供演算之重要資料抑或有其他方法？	目前農林航測所災後航測地形資料尚未產製完成，故本團隊選取具有重要保全對象之區域執行災後河道橫斷面測量，未來若透過屏東林區管理處取得最新航測地形資料，即可與現地測得斷面地形資料做比對工作，使後續潰壩水理演算成果更為正確且具可信度。
2. 堰塞湖水下地形測量在二處之堰塞湖測量稍有不同，士文溪處以點狀方式測量，與那瑪夏 (旗山溪) 處比較，對水量及溪床堆積土體之演算推估有否差別。	因現地交通條件差異，那瑪夏堰塞湖採用動力橡皮艇搭配測深儀測量水深，而士文溪堰塞湖則只能使用充氣橡皮艇配合重錘測量，水下測量點位數量因而有差距，故計算水量以及溪床土體方式亦有所差別，其計算方式詳述於期中報告第四章中。
3. 依據貴單位之意見(P.5-1)，希望可展延至 99.12.31，能否依據貴單位以往之工作經驗在雨量之常態分佈值中(非極端值) ，提供管理單位於明年雨季 (汛期) 前之警戒值，作為防災之參考 (或依據) (時雨量或 3,6,24 小時累積雨量)。	目前堰塞湖區均屬枯水期，溢流流量及壩後水體均呈現較低之情形，本團隊將持續觀測堰塞湖變化情形，於明年汛期前提出雨量警戒值，供林管處以及下游保全住戶作為防災之參考

施委員彰樹

審查意見	辦理情形
1. P.3-3,福衛 2 號影像，依契約每區 10 期，共 20 幅，其取得之時間點，應說明。建議盡可能於有暴雨事件之前後之影像以利比較。	本團隊目前於二處堰塞湖均各已收集二幅衛星影像，共計四幅，未來規劃於明年度汛期前後以二個月一幅影像為原則，如遇特殊事件，則另取一幅影像，以得知事件後堰塞湖變化情形，明年度衛星影像預訂時程描述於期中報告 2-5 中。
2. P.3-7,無人載具空拍，每區 3 次，共 6 次，其拍攝之時間點，建議亦以前點，福衛影像乙項方式辦理。	本團隊目前於二處堰塞湖均已執行一次無人載具空拍作業，共計二次，未來規劃於明年度汛期前後各一次空拍作業為原則，以得知汛期前後堰塞湖變化情形，明年度無人載具空拍作業時程描述於期中報告 2-5 中。
3. P.3-13,河道阻塞狀況調查測量，及 P.3-22,堰塞湖水下地形測量之測量時間點，亦請說明，建議仍加強於暴雨事件前後執行之。	本團隊目前於二處堰塞湖均已執行一次水下地形測量作業，共計二次，未來規劃於明年度汛期後執行水下地形測量工作，與前期水下地形測量資料比對可得知汛期後堰塞湖變化情形。而河道阻塞狀況調查工作，未來本團隊將予每次暴雨事件後均前往現地調查，以得知現地變化情形。
4. 天然壩體安定及沖刷趨勢評估,及緊急處理對策應為本計畫辦理目的之重點工作,建議盡快提出初步評估建議,以供林管處對各界之說明及儘速處理。	堰塞湖之相關緊急處理對策，本團隊已敘明於期中報告第五章中，以提供林管處以及相關部門作為參考。
5. 為瞭解暴雨 (或颱風) 事件前後壩體變化之比較,執行時間委託單位建議延至明年颱風季節後完成乙節值得考慮，以資監測資料更完整。	感謝委員支持。
6. 堰塞湖可能潰壩應變之警戒值是否可提出建議。	目前堰塞湖區均屬枯水期，溢流流量及壩後水體均呈現較低之情形，本團隊將持續觀測堰塞湖變化情形，於明年汛期前提出雨量警戒值，供林管處以及下游保全住戶作為防災之參考。

林委員金炳

審查意見	辦理情形
1. 湖面下方 (水下) 測量預定施做兩次，依原合約期限內完成，則可得到常流量時之泥沙入庫關係，此部分之數據不可忽視，惟進入雨季 (汛期) 時之泥沙入庫關係更為重要，請規劃單位說明解決方式。	本團隊目前於二處堰塞湖均已執行一次水下地形測量作業，共計二次，未來規劃於明年度汛期後執行水下地形測量工作，與前期水下地形測量資料比對可得知汛期後堰塞湖變化情形。而河道阻塞狀況調查工作，未來本團隊將予每次暴雨事件後均前往現地調查，以得知現地變化情形。
2. 本案短期處理對策主要在因應 99 年汛期可能遭受之災害，請說明規劃單位因應方式，以掌握時效性。	堰塞湖緊急以及短期處理對策於期中報告第五章中描述，以提供林管處及相關單位作為參考。
3. 緊急處理對策中若涉及硬體施做，或處理方式需有足夠的時間空間方能處理，請說明解決方式。	感謝委員意見，本團隊將於期中報告第五章緊急處理對策中謹慎評估並描述工作方法及方式。

許委員中立

審查意見	辦理情形
1. P.2-2,圖 2-1.1 中標示距離村落距離請檢核一致。	該圖於期中報告中已更正其中謬誤之處，謝謝委員指教
2. P.2-4,圖 2-1.3 中未標示部分請補齊，圖 2-1.4 之黃色標示為何？	該圖缺漏標示部分已補上，並於期中報告中改正。
3. P.2-7,文中春日鄉力里村之意義為何？有關此堰塞湖之未來權責應有說明補充。	士文溪崩塌區之行政區位於春日鄉力里村，而堰塞湖區之權責機構主要仍為屏東林區管理處，未來若有相關下游防災演練工作，仍須村里長及村里幹事之協助進行。
4. P.3-41,災前 5m X 5m DEM 模擬目的為何，是否有可能利用相關資源討論沖淤後之下游段安全。	因災後 5m X 5m DEM 資料尚未產製完成，故本團隊現僅可暫用災前地形資料，並與實測地形資料作為比對，以得知現地地形變化情形，俟取得災後地形變化資料，即可用以計算潰壩水理驗算，並討論下游河段居民與保全對象安全性。
5. P.3-49,前後期斷面有否包括堰塞湖之上下游地區？尤其上游泥沙量頗多，會如何變化對堰塞湖壽命可能有影響，且	二處堰塞湖區均已位於流域上游，交通均十分不便，欲測量堰塞湖上游區河道橫斷面對於測量工作困難度及危險度均大幅提高，故本團隊河道斷面測量工作設置於堰

是下游防災之重要參考。	塞湖崩塌區壩體下方及下游主要聚落處，堰塞湖泥沙入流量評估則以土砂運動模式方法估算，其成果詳述於期中報告 3-2 節中。
6. 考量工作項目時程,和明年度汛期時相關資料之取得需要，與後續變化之評量,建請主辦單位同意規劃單位之工作時程進度變更申請。	本團隊感謝委員支持
7. P.4-1,圖 4-1.1 中第一次期中報告為民國 98 年 12 月 25 日提出，似與第二次期中報告民國 99 年 6 月 30 日或原訂結案日期民國 99 年 4 月 30 日均較長,建議第一次期中時間可再往後調。	本團隊感謝委員支持
8. 莫拉克風災後確實各單位對崩塌、沖淤之地形變化資料需求大增,除建議林務局加速進行該部分新圖資之建立與提供外,規劃單位仍請利用各種可能性進行分析評估工作。	因災後 5m X 5m DEM 尚未產製完成，故本團隊目前採用現有災前相關地形資料以執行現地地形比對工作。

農委會林務局集水區治理組　徐誌宏

審查意見	辦理情形
1. 旗山溪堰塞湖至今仍列為立即危險,在這段期間屏東處也辦理堰塞湖降挖,湖面水位亦如預期降低,現狀況安全性可重新評估危險性。	本團隊將透過現地勘查、無人載具空拍以及遙測影像對堰塞湖進行持續監測，以確保堰塞湖變化趨勢，作為未來堰塞湖評估之依據。

旗山工作站　何主任坤隆

審查意見	辦理情形
1. 明年汛期前是否可做可行性之處理建議。	堰塞湖之緊急處理對策敘明於期中報告第五章中，以茲林管處及相關單位作為參考。
2. 周圍再崩塌阻塞之評估,以為執行單位作因應。	本團隊將透過現地勘查、無人載具空拍以及遙測影像對堰塞湖進行持續監測，以確保堰塞湖變化趨勢，作為未來堰塞湖評估之依據。
3. 現場調查前知會工作站,調查後建議馬上封路以防林政問題之發生。	遵照辦理，本團隊如欲前往現地勘查，將知會現地轄管工作站，工作結束時亦會立刻封路，防止林政問題發生。

柒、結論：

一、期初報告內容原則可行，照案通過。依約規定付第一期款(本案(1/2)部份 2,780,000 元)之 20%服務費用 556,000 元整。

二、請規劃單位「成大研究發展基金會」參照綜合意見修正，據以執行本計畫，並依約於98年12月25日前提出期中報告書，送本處辦理本案(1/2)部份成果驗收。

三、計畫書 6-1 協調與建議事項，有關延長結案日期及另增第二次期中報告乙事，因係考量堰塞湖於 99 年汛期後之變化情形，為使計畫更周延有效，原則可行；惟請受託單位函文申請變更契約，並經本處簽奉核定後據以履約。

捌、散會：下午 12 時 40 分。

行政院農業委員會林務局屏東林區管理處
旗山溪(那瑪夏鄉)、士文溪(春日鄉)二處堰塞湖
調查評估及短中長期處理對策研擬
期中報告審查會議紀錄

壹、會議時間：98 年 12 月 29 日(星期二)上午 9 時 30 分

貳、會議地點：本處三樓會議室

參、主席姓名：李秘書幸春　　記錄：陳二銘

肆、出列席人員：如簽到簿

伍、報告事項：略

陸、審查委員意見

潘委員明祥

審查意見	辦理情形
1. 於 2-3.2 地質與土壤之那瑪夏堰塞湖部份，主要構造線及土壤之資料調查，宜補充之。(含士文溪堰塞湖部份)	堰塞湖周圍區域之土壤資料本團隊已敘述於第二次期中報告第二章，而地質部分，但旗山溪堰塞湖周圍並無相關構造線分布，如未來有相關成果則對該處進行補充。
2. P.3-12～13 土砂生產模組，第一種應用衛星影像自動判釋分析，第二種為應用打荻式公式，兩者之間精度上，誤差上，有否差異，打荻式在台灣推估崩塌擴大面計算上，有多少之研究報告可供利用，驗證結果為何？	對於崩塌地範圍，衛星影像自動判釋方式為針對已發生之崩塌情形，崩塌範圍進行判釋工作，地質調查所於 98 年度所執行之計畫中已進行 13 次颱風前後期崩塌地影像判釋並進行打荻式判釋工作，成效良好。
3. 3-2.2，3-2.3 兩者堰塞湖土砂流出量之推估應用判釋之圖資不同，一為內政部公佈之 5m x 5m 數值高程資料，一為經建版 1/25000 之地形圖與 1/5000 之相片基本	目前本團隊於二處堰塞湖均已獲得農林航空測量所產置之航測地形資料，可由相同之地形資料進行土砂流出量之推估，故汛期後得到最新堰塞湖地形，再與航測地形相對應，以獲

圖，兩者之間推估量有何差異，可否在可能得到圖資下做同一方式之推估。	得最新之土砂變遷趨勢，以供後續作業參考。
4. P3-25 在流量推估上，把莫拉克前期最大降雨之流量與莫拉克流量（推估）做比較，作為往後各工作項數據之參數。	目前雨量分析資料均已加入莫拉克雨量進行雨量頻率分析工作，以執行後續分析工作。
5. 在緊急處理上對堰塞湖土體之降挖深度，寬度，請依不同降雨量（日或 6 小時），以不同之深、寬度做為執行機關汛期前處理之參數。	感謝委員意見，於 HEC-RAS 溢洪道水理演算及潰口寬度及高度之案例，可供後續進行挖降工作之參考依據。
施委員彰樹	
審查意見	辦理情形
1. 衛星影像，無人載具空拍或現地調查照片，建議均加註日期，俾將來之使用與比對。	自第二次期中報告起，本團隊將遵照委員意見，將衛星影像，空拍照片及現地調查照片加註日期，以供將來之使用與比對。
2. 緊急處理建議先列降挖，應屬可行，為應注意其兩岸土體之安全，故宜採漸進方式進行，且兩岸亦應採階段方式開挖。	謝謝委員建議 士文溪堰塞湖河道較窄，且地滑坡面十分陡峭，如貿然進行挖降工作，可能會破壞崩塌地坡腳，而使二次崩塌發生，故於工作開始前選擇並設計挖降工程之位置及施工方式十分重要，旗山溪堰塞湖河道寬闊，但支流二溪河道上仍有殘存相當大量之土砂材料，如遇暴雨可能繼續向下輸送至淹沒溢洪道，甚至使壩體高度抬升，故旗山溪堰塞湖挖降工程亦須得謹慎考慮。

3. 本案監測期程為使計畫成果更加周延完整，擬展延至 99 年 12 月 31 日止結案，雖 98.12.4 期初工作執行審查會議討論有其需要，惟其增減部份，林管處仍應完成契約變更之相關程序。	目前屏東林區管理處已與本會完成契約變更工作，年度工作項目分配亦已完成修改。
4. 瞬間潰壩依據報告表示對於下游河道水位提昇有限，惟土體及河道淤積大量土石，在颱風豪雨期間，持續豪雨多日，若形成土石流時，對下游影響如何，宜請考慮加以探討分析。	本計畫採用 HEC-RAS 水理模式進行潰壩水理演算，模式係以清水流方式運算，而潰壩發生時，水流可能混雜大量泥沙，造成複雜混合流況，故本團隊以演算後所得清水流流量乘以 1.4 倍，以推估高含砂水流之流量。
林委員金炳	
審查意見	辦理情形
1. 本次期中報告內容主要以資料持續調查蒐集，進行詳細評估仍難以達成準確性，報告中之緊急評估為簡易評估，經由簡易評估所獲得之對策即為短期處理對策，故本次報告重點即為簡易評估及短期處理對策之呈現，建議本次報告書能稍作修正，在第伍章中以更明確文字，數字顯示評估結果及短期處理方式。	感謝委員意見，本團隊於第二次期中報告增補第一次期中報告所不足之部分，期能更完整的說明堰塞湖於汛期前之現況，以及提出汛期時所因應之警戒水位及警戒雨量值以供參考，未來期末報告將綜合汛期後之資料收集與現地調查成果，使報告成果更臻完善。
2. 為因應民國 99 年之汛期，建議在 4 月底前提出中期處理對策，供管理處評估汛期因應對策	感謝委員意見，本團隊將秉全力提供屏東林區管理處所需之協助。
3. 士文溪堰塞湖下游右岸之滑坡，若將坡腳之堆積土石移除，是否將使滑坡持續潛移。在溢流口右岸上方之土坡，張力裂縫非常發達，請評估堰塞湖對其安全性之	士文溪堰塞湖下游右岸之滑坡，由斷面測量及現場調查成果可發現，目前地滑面仍屬不穩定狀態，堆積大量土砂於坡面上，故進行溢洪道挖降工作時需得以階段性以及階梯狀之作

影響。	法，避免因擾動崩塌地坡腳而誘使再度崩坍發生。
4. 河道斷面測量建議以平面圖，縱斷面圖及橫斷面圖呈現。	相關成果已撰寫於第二次期中報告第四章中

許委員中立

審查意見	辦理情形
1. 是否再考量汛期遇降雨洪水，又有堰塞湖潰決問題加成則可能造成下游災害潛勢提出說明，尤其是指明那些限制性區域要進行管制，以利公告防災使用。	對於災害潛勢地區之說明以及警戒水位、警戒雨量成果已撰寫於第二次期中報告第五章潰壩水理演算及第六章堰塞湖處置對策中，可供相關單位參考。
2. 目前用之堰塞湖及下游河道斷面測量成果，請調整一致，有關災害前後地形之沖淤說明，請再詳細考慮後提出。	本團隊採用農林航空測量所所提供之莫拉克風災前期及後期航測地形資料，並由此資料進行下一步地形變化計算工作。河道斷面測量成果與數值地形比較成果已撰寫於第二次期中報告第三章中。
3. 對下游地區檢討 COSTA 式之計算方式中與地區特性較接近，但係數如何訂定仍有待考驗，而田畑式中壩寬均採用 170 公尺亦應檢討，下游社區安全檢討中初估為安全，但仍請再詳細評估為宜。	COSTA 式及田畑式為緊急判定堰塞湖安定性之經驗式，第二次期中報告中，本團隊改採 HEC-RAS 模式進行後續評估工作，其成果較 COSTA 式及田畑式更加完善，可提供下游社區更完整之評估及建議。
4. 本案未來有無針對崩塌地治理（調查規劃），若持續基礎大開挖，是否會造成滑動體之穩定問題，故建議主辦單位針對部份另案辦理。	於報告中對策建議部分，建議溢洪道開挖時必須採階段式及階梯式開挖，尤其士文溪堰塞湖崩塌坡面仍不穩定，須得更加謹慎進行後續挖降工作。
5. 降挖雖到差 1m 仍有不小之湖面，不過仍有泥沙流入問題，故不會有如此大之湖面，又仍可將	目前由災後完成第一次水下測量得到水下地形資料，但水下測量為堰塞湖形成後短時間內即前往測量，水下

其填平。	地形仍可能有相當大之變化，未來於汛期後預計進行第二次水下測量，由成果比較後可以得知堰塞湖自形成至汛期後水下地形變化情形，以供後續評估之用

財團法人成大研究發展基金會建議：

有關潰壩水理演算所需之河道地形資料，因莫拉克颱風後，計畫區域內地形及地貌變化極大，必須取得災後河道地形資料，以利後續分析工作之執行，建請貴處協調 林務局『農林航空測量所』 協助製作莫拉克颱風後本計畫工作範圍之航測地形資料，以利進度之推展。

柒、結論：

一、期中報告書內容經討論原則可行，照案通過，依變更契約後撥付第 2 期款計 1,391,000 元整。

二、請規劃單位「財團法人成大研究發展基金會」參照審查意見修正，據以執行本計畫，並請依契約規定，俟本處通知後再續執行 99 年度(2/2)部份。

三、屏東林管處配合協調 林務局『農林航空測量所』 協助製作莫拉克颱風後本計畫工作範圍之航測地形資料協助

捌、散會：上午 11 時 30 分。

行政院農業委員會林務局屏東林區管理處
旗山溪(那瑪夏鄉)、士文溪(春日鄉)二處堰塞湖
調查評估及短中長期處理對策研擬
第二次期中報告審查會議紀錄

壹、會議時間：99 年 7 月 9 日(星期五)下午 15 時 00 分

貳、會議地點：本處三樓會議室

參、主席姓名：李秘書幸春　　記錄：陳二銘

肆、出列席人員：如簽到簿

伍、報告事項：略

陸、審查委員意見

潘委員明祥

審查意見	辦理情形
1. 旗山溪堰塞湖 (P.4-24 至 P.4-27) 崩坍區坡面有極大深度，並加上另兩處較小規模之崩坍，其土方都會往下移，在此區段並無斷面之測設，在土石堆移情形在某暴雨成洪流之情形下，其可能之變化為何？匯流處堆積厚度若干？造成對堰塞湖壩體有何影響？圖 4-2.28 之縱剖線，線形過粗，難以看出其堆淤之變化。	由 99 年 10 月 11 日衛星影像判釋成果，得知 99 年 9 月凡那比颱風侵台後，支流土石流堆積土砂大量下移堵塞溢洪道，因此使湖水水位再度提高，湖面面積擴大，蓄水量也同時增加，第二次水下測量及第三次壩體測量成果中亦發現相同現象，相關分析成果將敘明於成果報告第四章中，另相關圖表因表示方式不佳而影響閱讀，將於期末報告時修正。
2. P.5-9 天然壩穩定分析，有四個方法，各有其不同之用法，並具有樣本之四証(現場)，旗山溪與士文溪之天然土壩，貴單位採用哪一種作為演算之依據。	地形因子判定法為堰塞湖緊急判定時所用，可由堰塞湖之壩體體積、上游集水面積、壩高等參數，計算得知堰塞湖安定性，而經後續測量，可得知堰塞湖詳細地形參數資料，故期中報告採用數值模式進行壩體穩定性分析，以測量及調查所得之壩體現地狀況，代入數值模式進行分析，以得知壩體安定性及安全係數，而期末階段，

	二處堰塞湖壩體均有大幅度改變，故於期末階段本團隊以地形因子判定法進行堰塞湖壩體安定性分析估算工作。
3. 降雨逕流分析，運動波模式子集水區參數表 5-3.3 及表 5-3.7，表內曲線值、坡面糙度、河道曼寧係數共用，為何士文溪經調查後為何後三項數據皆為均一？	由士文溪之莫拉克災後正射衛星影像來看，士文溪上游與旗山溪相比，崩塌率遠較小，植生狀況尚稱良好，故選用曲線值、坡面糙度、河道曼寧係數時，均一採用 SCS TR-55 及糙度係數表所建議之值。
4. 兩溪災害潛勢範圍之判定，以 50 年頻率暴雨入流量條件時發生潰壩，其洪流水位、流速及淹沒區位，對下游端之保全對象可能造成之影響，若以 100 年頻率為基準演算值，其災害潛勢範圍與 50 年有何不同？	二處堰塞湖於凡那比災後，現地狀況均有大幅度改變，旗山溪堰塞湖之湖面及湖底高程均抬高，蓄水量上升，本團隊所採用雨量站之雨量事件已有包含莫拉克之雨量值，其計算所得之 50 年頻率暴雨設計流量已大於莫拉克當時之流量，且期末階段，本團隊將潰壩延時由 1 小時縮短至 10 分鐘，可藉此求得更極端之潰壩流量以供參考。而士文溪堰塞湖則蓄水體積大幅減小，堰塞湖即使潰決，對下游之威脅性亦不大。
施委員彰樹	
審查意見	辦理情形
1. P.4-28，有關崩塌區與堰塞湖變遷過程衛星影像分析，依工作內容衛星影像，每區 10 幅，惟至 6 月份旗山溪已取得 7 幅，士文溪已取得 6 幅，如未來重大事件相當多時，圖幅需求可能超出原要求幅數，屆時可否請無條件提供，以利每一事件前後之比對。	衛星影像對於堰塞湖現況監測具有廣範圍及立即性之優點，為求能夠即刻得知堰塞湖變化情形，本報告將盡力收集二處堰塞湖之良好衛星影像，以利每一事件前後之比對。
2. 警戒值之設定，旗山溪為 200 mm/24hr，士文溪 350 mm/24hr，另士文溪定有警戒水位(士文橋-44m)，旗山	因旗山溪下游保全對象分散，故難覓適當地點監測水位，故本團隊建議未來於堰塞湖置放水位計，並透過衛星即時傳送水位

溪雖因保全對象分散，且難覓適當地點監測水位，為仍宜考量是否有其他監測方式，同時建議可否考慮另訂預警值，以便提醒居民運作應變準備。	高程訊號下游參考，以湖面水位作為最直接之監測參考水位依據，另水利署已於民權橋設置一自記式水位計，將來應可由此二處水位計資料之間相互關係，來推測堰塞湖是否阻塞或沖刷，以做出適當應變措施。
3. P.6-3 旗山溪及 P.6-67 士文溪災害潛勢警戒範圍劃定，建議依聚落區塊彙整列表，將各區塊之聚落名稱詳細列出，以利查詢及應變聯絡之需要。	感謝委員建議，期末報告第五章及第七章將加強潛勢範圍聚落表示方式，以列表方式詳細敘明各區塊之聚落名稱，以方便查詢及應變聯絡之需要。
4. 處理對策可提溢流水道加深、加寬時應考量壩體及邊坡之穩定。	凡那比颱風後，二處堰塞湖周圍區域均有大幅度之改變，旗山溪堰塞湖壩體再度淤高，而士文溪堰塞湖壩體則刷深，未來對於堰塞湖溢洪道處置對策可採用挖降方式降低壩體高度，使壩後蓄水體積減少，而考慮溢洪道挖降時，將以不影響壩體及邊坡穩定方式來考量挖降深度及寬度。

林委員金炳

審查意見	辦理情形
1. 本次報告內容豐富，對於堰塞湖地形變化持續追蹤及分析應可作為短期處理對策之研擬。	感謝委員肯定，期末報告將以更加嚴謹之態度處理後續堰塞湖監測分析工作，以擬定切確適宜之堰塞湖處置對策。
2. 所提出之防災警戒值建議搭配堰塞湖之水位值。	感謝委員建議，對於堰塞湖警戒值判定，本團隊將思考如何以堰塞湖水位方式作為參考方式。
3. 溢洪道降挖可有效減少堰塞湖水體，可一併擴寬主流路，開挖土體若回填於堰塞湖，應可提昇安全性。	溢洪道挖降可有效減少堰塞湖水體，且開挖後土體若回填於堰塞湖區內，可減少堆積土砂量，亦可同時減少堰塞湖蓄水體積，未來將以壩體斷面測量成果，考慮可能挖降寬度及深度，以減少堰塞湖風險性。

許委員中立

審查意見	辦理情形
1. 各期衛星影像之資料相當可貴,各期資料是否能再進一步分析其差異性及可能演變說明更佳。	感謝委員建議，於期末報告時，將針對堰塞湖判釋成果差異，進一步分析其差異性與事件影響之間關係。
2. 旗山溪會發生何種規模之潰決或土石流體而造成危害下游區域之可能。應考量水流帶動之加成效果與危害。	旗山溪堰塞湖旁支流土石流殘存土砂量甚多，凡那比颱風後土砂再度流出阻塞河道造成堰塞湖水位抬升，但湖底高程同樣因上游土砂淤積而抬高，另外，由縱斷面分析成果可知，堰塞湖壩體高度相對於長度而言相對低矮，驟然潰決可能性低，未來潰決方式可能係以表面掏刷或滲流方式逐步潰決，於潰壩模式下本團隊將考慮水流帶動之加成效果，以極端條件進行潰壩水理演算,以求得下游聚落可能之危害情形。
3. 士文溪之河道使否能下降？其土體安全是否造成不穩？又滑落崖之邊坡穩定亦會影響是否再會堵塞原因之一。	凡那比颱風後，士文溪堰塞湖溢洪道刷深深度達 5 公尺，目前最大水深亦僅餘約 8 公尺，故目前可挖降深度有限；而下游地滑區仍未穩定，如再度發生大規模土砂運動，必將造成堰塞湖地形大幅改變，故未來仍需持續觀測崩塌區變化情形，以得知堰塞湖現況及變遷趨勢。
4. 現在分析之壩體分析都因相當低矮,故穩定性佳,驟然潰決之可能性低,請多宣傳之。又若潰決時,對下游之影響有限，但仍請考量再堵塞之可能性。	凡那比颱風後，旗山溪堰塞湖再度淤高，而士文溪堰塞湖卻是刷深，但由縱斷面分析成果得知，現有壩體仍十分低矮，故穩定性仍佳，於期末報告中將加強堰塞湖安定性之說明部份；二處堰塞湖之土砂殘存量均十分龐大，未來如遇重大事件，仍可能使得堰塞湖區再度堵塞，故本團隊將來將盡可能透過收集衛星影像方式即時觀測堰塞湖現地狀況，以確實掌握最佳處置時機。

5. 根據當地民眾反應,老人溪亦尚有一個小的堰塞湖,其影像資料與初步評估請管理處協調瞭解。	由多期衛星影像判釋成果，目前老人溪集水區內並無堰塞湖存在，未來若於類似集水區有堰塞湖形成，本團隊亦將以即時衛星影像判釋方式來鑑別是否有新堰塞湖形成，並與屏東林管處保持密切聯繫，以確保堰塞湖緊急處置之時效性。
6. 警戒雨量訂定僅供颱風時期使用,而平時西南氣流影響是否就不予考慮,亦請詳述之	堰塞湖警戒雨量值之訂定，並不分是否專屬於颱風時期使用，而係以累計雨量值作為衡量基準，期末報告時將於警戒值訂定一節加強說明其內容。
7. 建議早日處理堰塞湖，使之影響不在(再)。	堰塞湖之存在對於下游聚落即具有威脅性，本團隊亦感同身受，未來將以確實且嚴謹之態度提出適當之處置對策，期使堰塞湖之影響降低或消除。
8. 縱斷面圖 ”四” 文溪大斷面,有誤請更正。	感謝委員提醒，謬誤之處已於期末報告附錄中改正。

蔡委員士興

審查意見	辦理情形
1. P.4-12 堰塞湖蓄水體積已研究之水位得以求出體積,為自上次水下測量後,發生多次大雨，上游土石下移情形如何？湖內會不會造成大量淤積,建議要再測量，也能較準確算出水體。	目前二處堰塞湖以分別完成三次壩體測量及二次水下測量，得知堰塞湖形成後至汛期前後之堰塞湖壩體與水體之變化情形，結果發現，二處堰塞湖湖區均有大量淤積，士文溪堰塞湖湖面面積及水體體積大幅減少，而旗山溪堰塞湖則因土砂流出阻塞溢洪道，使湖面面積與水體體積復又增加，其詳細分析成果詳述於期末報告第四章及第六章中。
2. P.5-28，5-2.2 節，士文溪現存壩體高約 30 公尺，但 P.5-31 則敘述天然壩相當依矮，顯互相矛盾，請說明。	士文溪堰塞湖形成時，由第一次水深測量及壩體測量得知壩體高度約 30 公尺，而壩體長度則有約 800 公尺，由高度與長度之

	比例可知天然壩高度相當低矮，並由此參數進行壩體安定性分析，結果得知目前士文溪堰塞湖發生驟然潰決可能性低。
3. P.6-2 堰塞湖處理流程圖與新擬之應變處置標準作業流程有異，是否應統一。	感謝委員提醒，期末報告時將更新堰塞湖應變處置標準作業流程，並將其撰寫於期末報告第二章中。
4. P.6-20 旗山溪建議以洪水災害考量較為適當，但林管處如何去取得警戒水位？如參照表 6-4.3 至表 6-4.7 之流量對照表，雖能算出流量，但究其警戒值(流量)多少，請研擬訂定簡單算法，及如何設立警戒水位點，以供林管處能迅速參考操作。	因旗山溪保全聚落十分分散，難以制定一個滿足各保全住戶之警戒水位，故本團隊建議未來於堰塞湖湖區設置水位計，可直接量測堰塞湖水位變化，另搭配水利署於民權橋所設置之水位站資料，應可由此相互關係來作為未來防災減災之參考依據。
5. P.6-30，旗山溪災害潛勢範圍之劃定，區塊 II 中圈選之四處危險潛勢區域，期中有的 2、3、4 點均說明 50 年頻率暴雨入流流量及潰壩條件下，其水理演算部份仍可通過，這樣的情形下是否仍列在危險潛勢區域。在 P.6-46 南光、十八彎及溝仔尾之第四點與 P.6-50 頁甲仙第 1、2 點亦同，其原因請述明。	水理計算中，雖劃分之災害潛勢區域均可讓 50 年頻率設計流量之洪峰通過，但各潛勢地區高程不一，部份地區出水高已在 5 公尺以下，另水理計算乃採用清水流模式，颱洪期間湍急的溪水夾帶泥沙，實際水位可能較計算時為高，河岸處亦可能遭掏刷而受損，故為求嚴謹，將其均列入危險潛勢區域。
6. 對於短中長期處理對策能更深入探討分析尋求對策，提出具體之辦法供林管處參考。	本報告將以嚴謹態度，以各種分析方法瞭解堰塞湖現況，並深入探討分析尋求適宜之處置對策，提出具體且有效之方式供屏東林管處作為參考依據。

柒、結論：

捌、散會：下午 17 時 00 分。

行政院農業委員會林務局屏東林區管理處
旗山溪(那瑪夏鄉)、士文溪(春日鄉)二處堰塞湖
調查評估及短中長期處理對策研擬
期末報告審查會議紀錄

壹、會議時間：99 年 12 月 23 日(星期四)上午 10 時 00 分

貳、會議地點：本處三樓會議室

參、主席姓名：李秘書幸春　　記錄：陳二銘

肆、出列席人員：如簽到簿

伍、報告事項：略

陸、審查委員意見

潘委員明祥	
審查意見	辦理情形
1. 摘要： (1) 請針對內容較不確定性者，再加強考慮之後，予以修正。Ex:P. III 由後段之堰塞湖「仍處於較不穩定之情況」…等。 (2) 摘錄成果，若有數據直接摘錄，詳見相關章節可省略。	感謝委員意見，成果報告摘要部份文字經修改後已參考相關意見修正。
2. P4-12 堰塞湖壩體測量成果及變動分析（縱斷面）： 依據斷面面積法之分析，莫拉克颱風後之天然壩土體 240 萬方，凡那比颱風後之壩體為 117 萬方，從表 4-2.1 僅列凡那比部分，應將莫拉克之後調查表亦附上，做為比較。圖 4-2.13 距離是否應予放大。	莫拉克後二處堰塞湖之壩體計算表已於成果報告中增列，而圖 4-2.13 前後期縱斷面比較圖，因堰塞湖湖區上游無法以全測站測得其高程資料，故採用農林航測所之災前後數值地形分別取得其斷面資料，其資料顯示，前後期河道高程差距均至少有 10 公尺以上，故堰塞湖上游僅節錄至湖區上游約 500 公尺處。
3. P4-15. 堰塞湖……及變動分析（橫斷面）： 請說明第一次、第二次、第三次壩體地形測量，所取之斷面位置會有些差異？士文溪部分亦有類似情形。	第一次斷面測量為莫拉克災後，第二次測量為 99 年汛期前，而第三次測量為 99 年汛期後，其測量時間間距至少大於 3 個月，尤以汛期前後，堰塞湖現地有大幅度改變，故原設置之樁位已不可見，現地測量

	時僅能夠參考地貌特徵尋找近似斷面位置，故前後期斷面位置有些微差距。
4. P4-55 圖 4-5.4 測量斷面，左右兩岸長度不足，請予補正。圖 4-5.5 右岸亦同，士文溪亦同（P6-48~49 之圖 6.5-2、6-5、5-6）	成果報告中，旗山溪與士文溪下游斷面與災前 DTM 比較圖已修正其左右岸長度差異。
5. P6-14 溢洪口潰壩及 P6-18 下游聚落潰壩兩者水理演算均以清水流為其基本條件，實際上洪峰時造成潰壩及下游保全對象之可能災害，可否以含砂量計算其流量，較符實際。（士文溪亦同）	因受限於潰壩模式功能，潰壩演算僅可用清水流模式進行演算，故為彌補此項缺憾，於防災警戒值部份，將雨量與流量之對應表乘以潰壩流量係數 1.3 以及土石流係數 1.3，以此得到之結果作為同時發生潰壩及高含砂水流之極端流量作為下游聚落之警戒流量參考。
6. P.6-3 可否試用相關圖資，ex.數位航照衛星影像，判釋前後變形，比較試算數值模式法分析之結果。（士文溪亦同）	成果報告中壩體穩定性分析部份，除以地形因子判定法，另補上由凡那比颱風後分析所得之地形參數，以數值模式方法求得壩體穩定分析結果。
施委員彰樹	
審查意見	辦理情形
1. 請加強摘要：宜將本案調查評估目的、範圍、主要工作項目、調查、測量分析成果對策（含潰壩潛勢評估，水位，土體，溢洪道…變化情形），以及結論與建議等完整精簡撰述。	感謝委員意見，成果報告摘要部份文字經修改後已參考相關意見修正。
2. 旗山溪湖區設水位計及士文溪設雨量站之建議，為利後續監測分析，應屬需要，惟有無適當地點、電力、通訊之維持正常運作，應周詳考量。	感謝委員支持，本團隊所建議之後續監測分析方式，分別旗山溪湖區水位計及士文溪上游雨量站，旗山溪部份主要問題為堰塞湖區地形變動劇烈，故需尋找較不易受地形變動之場地，另電力可由人工巡視方式更換；士文溪部份主要問題為用地取得，崩塌地上緣有一處廢棄農舍，如可取得設置雨量站許可，則其他問題相對均容易解決。
3. 堰塞湖防災警戒值之擬定，宜有預警與警戒兩種標準。士文溪如雨量與水位變化資料，能同時取得時，似可一併作為	未來如可於士文溪上游設置雨量站，即可參考雨量站所測得之雨量資料進行水文水理演算，搭配下游舊古華區域河道測量，

預警警戒值。	即可為舊古華區域之防災警戒及預警值設定其標準。
4. 堰塞湖河道高程水位變化、阻塞土體變化…等之分析之照片，建議納入成果報告內，以資加強調查分析之成果。	堰塞湖區河道高程水位變化、阻塞土體變化等分析照片，已納入成果報告中。
5. 溢洪道之降挖，宜考慮其兩岸之穩定設施，減少其崩落再次阻塞溢洪道，而失去功能。	挖降工程可同時減少湖區體積以及穩固溢洪道，維持通洪斷面，其設計及施工必須考慮現地河道現況，以不破壞邊坡穩定為基準進行後續工程。
林委員金炳	
審查意見	辦理情形
1. 執行單位獲得成果相當豐碩，值得肯定。	感謝委員對本團隊之肯定。
2. 於旗山溪部份： 堰塞湖水位增高，湖底淤積高程亦提高，湖區水量微量降低，然溢流道增寬、坡度變陡，使得潰壩危險度稍微提高，對於委託單位之需求宜能滿足。建議如下： (1) 溢流口之淤高主要砂石來源為下游左支流，提供治理對策。 (2) 建立溢流口高程、湖水體積及降雨量之危險度評估值，供緊急應變之用。 (3)評估降控之通水斷面及挖除土石方之處理方式。 (4)定期持續監測之建議，以隨時更新湖水體積。	(1) 下游左支流部份治理對策已於成果報告中補上。 (2) 成果報告水下測量部份已有水位高程與堰塞湖體積之對應表，如可於堰塞湖區設置水位計，不考慮湖底淤積影響下，可由水位對應堰塞湖體積，以作為評估堰塞湖危險度之依據，以及緊急應變之參考。 (3) 溢洪道挖降方案將考慮以不影響現地崩塌坡面下條件下，設計溢洪道挖降工程之深度與寬度。 (4) 若未來於旗山溪設置水位計，由水位可對應蓄積湖水之體積，但仍有湖水淤積問題，故如未來於汛期前後可再度進行壩體及水下測量，可由其測量成果得知最新湖區變化情形，以作為判斷下游聚落安全之依據。
3. 士文溪部份： (1)評估是否可於下游滑動區之下游側構築防砂工程，提高水位高程，避免下滑之大量土體坡腳因水流淘刷造成不穩定，持續滑動。 (2)評估安全狀態下之湖水面高程，提供建議治理方案。	感謝委員建議，凡那比颱風後可發現壩區及下游河道均有大幅度改變，於成果報告處置對策部份已加入崩塌地坡腳保護之建議，另已就目前壩體地形，提出未來建議治理方案。

許委員中立

審查意見	辦理情形
1. 本計劃業已依規定執行完成,且能安然渡過汛期,除感謝承辦執行之成大團隊用心外,兩座堰塞湖之情形亦屬較穩定者,雖再堵塞但未擴大,惟堰塞湖的存在對管理單位仍是一份責任,故請能針對未來堰塞湖之處理對策能多考量管理單位之立場予以調整。	感謝委員對本團隊之肯定，堰塞湖形成後，本團隊透過持續監測及現場調查，力求掌握堰塞湖之現況，並因應其變化提出建議與對策，至 99 年末，我們當以目前堰塞湖之現況，進行評估與考量，並提出適當對策供管理單位參考，未來數年間，堰塞湖區及崩塌區仍屬於變動劇烈之區域，需後續監測工作以得知其變化情形，並依據其現況修正處置對策，達到防災、減災的預期成果。
2. 本項計劃對肇成堰塞湖之土石壩料源區尚未有完整之調查,是否應再針對這些區域之安全性與整治需要進行後續調查及監測。	旗山溪堰塞湖崩塌區上下游高程差距高達 1300 公尺，如欲以現場調查方式將有困難，如未來若持續調查，可考慮以空拍影像或遙測影像方式，進行變化之比對。
3. 多變量“回”歸分析有誤植，請改為“迴”歸分析。另本項是否能就本案一處地點進行比對說明之。	誤植部份已於成果報告已修正。成果報告中已就地形因子法及數值模式法進行壩體穩定性分析，結果均顯示壩體穩定。
4. 旗山溪堰塞湖之水體面積之變動情形如何造成，有無可能再填挖處理，或對土石流部份進行必要的整治。	因土石流及上游來砂流入庫區，造成庫區淤積使水體面積縮小，但土石流如阻塞溢洪道，亦可能使水位再度抬升，水體面積擴大，故建議土石流可修整流路，使土砂向下搬運，減少土砂阻塞溢洪道之可能性。
5. 衛星照片時間請再校對。	成果報告中衛星影像時間已修正完成。
6. 保全對象之影響中採用 10min 潰決之目的是否特殊為本區情形？此決定與下游影響有關。	本團隊擬以更極端條件進行潰壩模擬演算，來檢驗下游保全聚落之安全性，故採用 10min 內潰決之潰壩條件進行運算。
7. 旗山溪及士文溪之防災應變管理值究竟為何？若要調整之說明建議在文中要更明確提出參考。	99 年 8 月會議時，已將旗山溪堰塞湖警戒雨量值調為 350mm /24 hr，士文溪則為維持原訂 350mm/ 24hr，凡那比颱風災後，二處堰塞湖現地均有變化，旗山溪堰塞湖部份仍維持原有警戒雨量標準，但士文溪堰

	塞湖對於下游聚落之威脅性已可暫時解除，但仍建議持續監測地滑坡面之變化，以避免未來再次形成堰塞湖之可能。
李秘書幸春	
審查意見	辦理情形
1. 針對旗山溪堰塞湖左支流再次大量土砂下移阻塞主河道之情形,建議評估預埋排水管以降低湖水位等可行之處理對策。	感謝委員建議，預埋排水管之方式，已於旗山溪處理對策中描述。
治山課	
審查意見	辦理情形
1. P6-15 文字部分倒數第二行敘述文字有錯字及文句不通順，請修飾。	成果報告已修正該段文章，並一併修正前後段有關測量部份之描述。
2. 結論與建議內可否建議士文溪堰塞湖區是否尚需監測,監測通知警戒及撤離時機標準如何？（監測尺水位），又撤離後解除時機及標準如何？可否略提。	成果報告將加強士文溪堰塞湖下游聚落未來監測方式之建議，警戒值方式仍參考雨量資料，另警戒水位及預警時間部份，已於警戒值乙節敘明，另將於結論部份另外加強描述，以便瞭解。
3. 衛星影像模糊，請提高解析度，以利判讀。	衛星影像為福爾摩沙 2 號衛星之 Level 2 成果影像，解析度為 8m X 8m ，經定位分析後，作為後續判釋堰塞湖基本資料之用，但因格點長度為 8 公尺，解析度較低，出圖時無法如空拍照片般精緻。
4. 請受託執行單位於後續監測工作上,儘予排除萬難,於旗山溪堰塞湖現場規劃設置即時觀測自動傳輸水位計,與下游民權橋水位計量測河水位相互比對,作為下游保全對象疏散撤離警戒之參考。更能於汛期時立即回報上級單位堰塞湖水位變化情形。	在未來監測對策上，本團隊建議旗山溪堰塞湖可設置水位計以監測堰塞湖水位，來年如有幸受貴處委託執行此監測案，本團隊必將盡力完成現地水位計設置工作。

柒、結論：

期末報告書內容經討論原則可行，請規劃單位『財團法人成大研究發展基金會』參採審查意見辦理修正，並請於 99 年 12 月 28 日前提送期末報告書定稿本，授權由主辦課審核後，再依約提送成果報告，經辦驗收合格後核付服務費 2,000,000 元整。

捌、散會：下午 12 時 30 分。

堰塞湖應變處置標準作業流程細部說明

1. 接獲堰塞湖形成通報

民眾、媒體、或是各級防災體系相關人員於發現堰塞湖形成後，依循現行災害緊急通報系統通報堰塞湖形成之情資。

【說明】

堰塞湖形成地點多位於偏遠山區，故發現堰塞湖形成之通報者多為鄰近堰塞湖之現地民眾，其可能透過警政、消防及民政通報系統，或是藉由大眾傳播媒體進行通報。

本會接獲堰塞湖形成之通報後，立即填寫緊急通報單，並依循現行災害緊急通報體系通報各級災害應變單位。

2. 堰塞湖形成通報之查證

本會接獲堰塞湖形成通報後，應立即針對通報情資進行查證，確認通報情資之真實性，並將查證結果回報中央災害緊急應變中心。

【說明】

災害應變期間災情通報管道眾多，相關情資之真實性仍有待確認，本會於接獲堰塞湖形成之通報後，應設法釐清情資來源並與初始通報者取得連繫，透過訪談確認堰塞湖形成位置(座標)及現地狀況，或派遣人員利用各種調查方式及工具進行查證工作，若經查屬實，則應立即依循現行災情緊急通報體系，透過各種傳訊工具通報相關單位，以利採取必要之應變措施，若經查災情有誤時，則應主動予以澄清。

3. 通報堰塞湖處理權責機關

依據新生堰塞湖所在位置，確認堰塞湖處理之權責機關並通報，以利適時啟動防災應變機制。

【說明】

依據「堰塞湖潰決造成災害之中央災害防救業務主管機關權責」研商會議(中央災害防救會報第 13 次會議准予備查)，新生堰塞湖之處理之權責機關依據堰塞湖所在位置而定，本會於接獲堰塞湖形成通報並經查證作業確認後，若本會為權責機關，則立即啟動應變機制，若堰塞湖形成地點非本會轄管範圍內，則立即依循現行災害緊急通報體系通報權責機關，並將相關資料轉知堰塞湖處理權責機關。

■ 權責分工：

堰塞湖處理之權責機關分工如下：

(一)國科會及國防部：

提供衛星影像及防災技術諮詢，協助各權責單位判定危險程度。

(二)經濟部水利署：

負責中央管河川治理界點以下之河川區域之堰塞湖處理。

(三)農委會水土保持局：

負責治理界點以上山坡地(國有林班地以外)野溪之堰塞湖處理。

(四)農委會林務局：

負責治理界點以上國有林班地野溪之堰塞湖處理。

(五)地方政府(含直轄市、縣、市政府及鄉、鎮、市、區公所)：

1.負責縣(市)管河川區域之堰塞湖處理

2.負責撤離通報、撤離工作及回報及撤離工作之解除。

4. 堰塞湖之緊急應變

堰塞湖的形成可能造成上游社區發生迴水淹沒災害，下游社區並可能因堰塞湖潰流造成嚴重水砂災害，因此於堰塞湖形成初期，必須立即啟動緊急應變機制，進行相關圖資收集、初步調查及監測作業，藉以監控堰塞湖之變化，並掌握堰塞湖危險度初步評估所需之相關基本資料。

【說明】

堰塞湖形成初期，水位持續上升期間，上游迴水範圍將逐漸朝上游擴大，可能淹沒上游位處低位河階之社區，並因天然壩體仍處於不穩定之狀態，水位上升期間或達滿水位溢流時，天然壩體亦可能發生劇烈沖刷甚或潰決造成下游社區發生嚴重災害，為避免災害發生，在獲知堰塞湖形成通報並經查屬實後，並評估現地交通狀況並考量工作人員安全性，利用各種調查方式及工具實施堰塞湖概況調查，以獲取危險度初步評估所需之相關基本資料，以掌握堰塞湖形成可能對於上、下游鄰近社區之危害程度。同時依據現地觀測條件選定適當之觀測位置及工具監控堰塞湖之變化，並有助於後續緊急監測、緊急減災工程與下游社區緊急疏散撤離作業之規劃。

堰塞湖緊急基本調查之工作項目主要包括堰塞湖基本資料蒐集及分析、堰塞湖概況調查及保全對象調查等 3 部份，詳細工作內容說明如下：

4.1 堰塞湖基本資料蒐集及分析

為利緊急調查作業實施，應備妥堰塞湖相關基本圖資，以利調查人員進行現地比對及研析。

【說明】

堰塞湖引致災害之不確定性極高，故於堰塞湖形成後，相關評估工作必須儘速實施，包括危險等級初步評估、緊急監測作業、緊急減災工程、疏散撤離機制等，為利前述工作之執行，本會在獲知堰塞湖形成通報並經查屬實後，與中央災

害應變中心、國科會、國防部、中央氣象局及堰塞湖處理之權責機關聯繫，協助本會取得堰塞湖評估所需相關基本圖資，有關資料蒐集項目歸納整理如下：

- 地形資料
  - 相片基本圖(1/5,000~1/10,000)
  - 經建版地形圖(1/25,000~1/50,000)
  - 數值地形資料（內政部數值地形圖(DEM)、農林航測所地形資料）
- 影像資料
  - 衛星影像
  - 航空照片
  - 現地照片
- 即時水文觀測資料
  - 降雨量觀測資料
  - 河川水位(流量)觀測資料
- 中央氣象局地震測報資料(震度、震源)
- 緊急聯絡資料(相關防救災單位及人員之緊急連絡電話)
- 災情通報資料(道路交通狀況、重要設施、電力及電信系統損害狀況)

4.2 堰塞湖緊急調查

堰塞湖緊急調查之目的為獲取堰塞湖、天然壩體、崩塌區、保全對象分布等資料，同時評估監測作業實施之需要性及可行性。可透過現場調查、直升機空中勘查及圖資判釋等方式完成，調查結果結合基本資料蒐集分析成果做為後續危險度初步評估、緊急減災工程規劃及緊急監測作業實施之參考依據。

【說明】

堰塞湖初步調查是針對堰塞湖之規模、集水區概況、保全對象及重要設施分佈等進行概況調查。調查方法之選定需考量實際交通狀況及工作人員安全性，決定採用現場調查、直升機空中勘查、遙測影像判釋等方式進行。

現場調查的施行可利用目視、拍照、簡易測量的方式進行；若交通狀況及安全性考量結果無法進行現場調查，則可以透過直昇機空中勘查或是無人載具空拍方式進行調查，直昇機之使用申請應依據「內政部警政署空中警察隊專供消防使用直昇機作業要點」，於安全的情況下在最短的時間內抵達堰塞湖現場進行調查作業。

調查項目包括堰塞湖、崩塌區、天然壩體、鄰近周邊概況、監測作業實施須要性及可行性等，相關調查項目整理詳表 2-8.1 ，說明如下：

- 崩塌區初步調查：

  包括崩塌地的地質概況、崩塌地面積、坡度、寬度、長度及深度、崩塌土體體積及崩塌地擴大可能性研判等項目。

- 天然壩體堆積區初步調查：

  包括天然壩之壩高、壩長、壩寬及上下游坡度、堆積土體之粒徑分佈概況、透水係數、溢流口寬度、溢流流量等項目。

- 堰塞湖區初步調查：

  包括堰塞湖之水深(現況及最大)、蓄水面積(現況及最大)、蓄水量(現況及最大)、上游入流量、上游集水區面積等項目。

- 鄰近周邊概況：

  堰塞湖周邊崩塌地分布概況、鄰近重要設施分布、下游保全對象分布(位置、高程)、保全對象距河床之高差、保全對象與河岸之距離等項目。

- 監測作業實施須要性及可行性調查

  依據現地調查結果，評估監測作業實施之需要性與急迫性，並依據現地電力及通訊狀況，選定適當之監測方法、監測設備與監測位置。

4.3 保全對象分布調查

堰塞湖形成後，必須調查上游迴水淹沒區及下游洪水氾濫區域內是否具有保全對象，並評估堰塞湖對於上、下游社區安全性是否造成影響。

【說明】

堰塞湖形成初期階段，首先透過堰塞湖初步調查確認堰塞湖形成位置，其後可利用地形圖資判釋堰塞湖上游可能遭迴水淹沒區及下游遭洪水氾濫區內之保全社區分布位置及概況。

除透過地形圖資掌握保全對象分布外。對於堰塞湖上、下游是否有人員可能進入溪床從事各種活動之可能性亦須一併評估，(包括現地居民、工程施作人員、觀光旅遊人員等)，以利即時啟動應變機制(設立警示牌、管制人員進入河床、加強巡查等)。

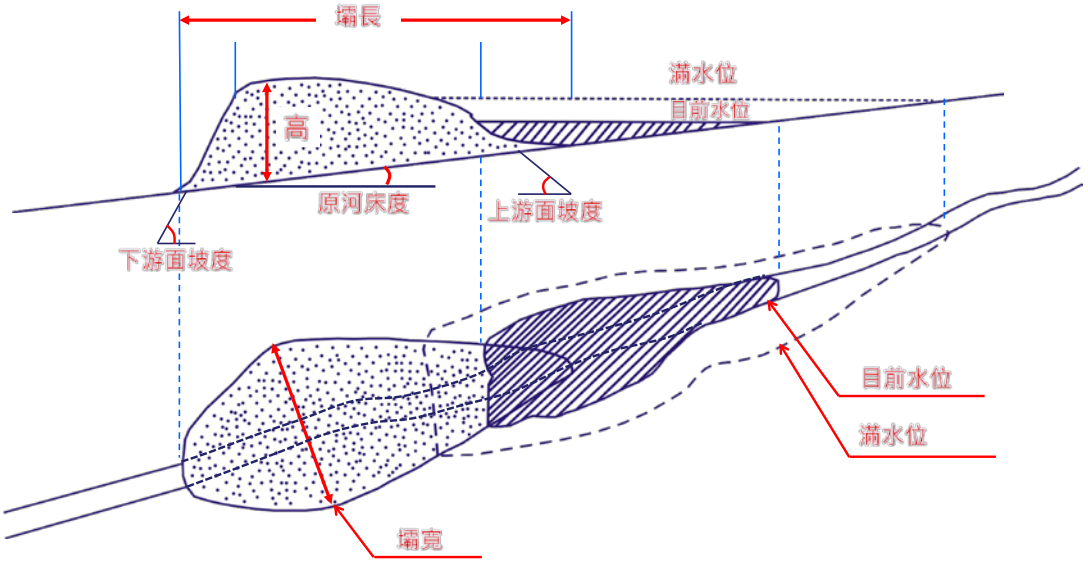
表 2-8.1 堰塞湖概況調查表

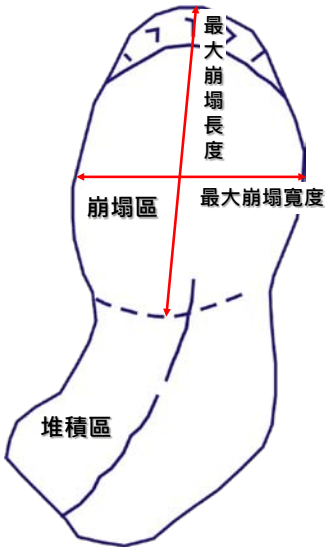
堰塞湖概況調查表

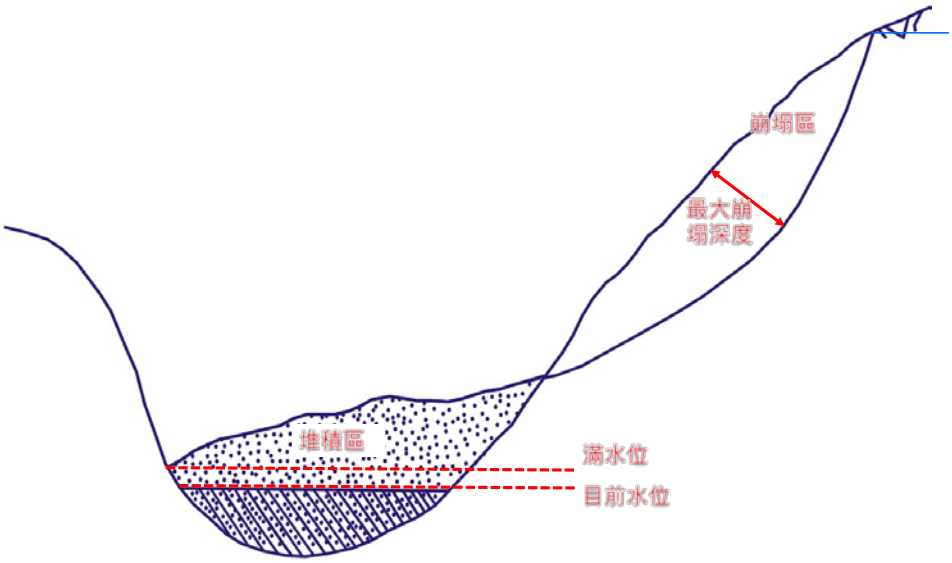
調查人/單位：_____/_____調查時間：_____					
形成地區	_____ 市/縣 _____ 鄉/鎮/市/區 _____ 村/里				
土地權屬	_____ 事業區 _____ 林班_____ 小班				
溪流名稱	_____ 流域 _____ 河/溪				
座標(TWD97)	X		Y		
位置簡述					
形成日期	民國 _____ 年 _____ 月 _____ 日 _____ 時				
誘發原因	(□地震/□豪雨/□其他)：_____				
調查方法	(□地面/□空勘)	(□目測/□測量/□拍照/□攝影/□其他)：_____			
崩塌地概況	崩塌地寬度(最大)	(m)			
	崩塌地長度(最大)	(m)			
	崩塌面積	(m^2)			
	崩塌深度(最大)	(m)	崩塌深度(平均)	(m)	
	崩塌土石量(估算)	崩塌面積×崩塌平均深度		(m^3)	
天然壩	天然壩高	(m)			
	壩頂長度	(m)			
	壩頂寬度	(m)			
	溢流水道寬度	(m)	溢流流量	(m^3/s)	
堰塞湖概況	堰塞湖上游入流量	(m^3/s)	水位上升速度	(m/s)	
	目前水位(高程)	(m)	滿水位(高程)	(m)	
	堰塞湖目前蓄水量	(m^3)	滿水位蓄水量	(m^3)	
	上游集水面積	(km^2)			
現況說明					
監測作業可行性評估	電力狀況	□有□無說明：			
	通訊狀況	說明：			
	人工監視位置建議點(繪製簡圖)	說明：			
	儀器監測設置地點建議(繪製簡圖)	說明：			

表 2-8.2 堰塞湖概況基本資料說明

位置	欄位名稱	說明
天然壩	壩高	堰塞湖天然壩壩高，由河床底面起算，至壩頂之高度
	壩寬	堰塞湖天然壩壩頂寬概估值，採垂直河流主軸方向量測
	壩長	堰塞湖天然壩壩頂長概估值，採平行河流主軸方向量測
	壩底長度	堰塞湖天然壩壩底長概估值，採平行河流主軸方向量測
	壩體體積	壩體體積=〔(壩頂長*壩頂寬)+(壩底長*壩底寬)〕*壩高/2
崩塌區	崩塌坡面長度	崩塌區域中高程最高點與最低點之斜坡長
	崩塌坡面寬度	崩塌區域左右側寬度
	崩塌面積	崩塌區域面積
	崩塌深度	崩塌滑移地層之深度或厚度
	崩塌體積	崩塌體積=崩塌面積*崩塌深度







4.3 堰塞湖監測

因應堰塞湖可能引致災害之不確定性，可利用適當方法或工具進行堰塞湖監測，即時掌握堰塞湖之變化，以利適時啟動防災應變機制。

【說明】

堰塞湖監測的目的為掌握堰塞湖之變化，以利掌握災害徵兆，適時啟動防災應變機制，其監測重點包括堰塞湖及下游河道水位、天然壩體及崩塌區之變化，另有關監測方法、監測時機及監測頻率應視現地觀測條件而決定採用人工監視、自動化儀器監控或是遙測影像監測(衛星影像、航空照片或直升機空勘等)，其中人工監視之採用須考量人員可及性及安全性；自動化儀器監測須考量現地電力及通訊問題，決定電力供應(市電、蓄電池、太陽能蓄電池)及資料傳輸方法(有線網路、無線網路、衛星通訊)，有關監測方法與監測儀器之選用詳表 2-8.3，各種監測作業之重點說明如后：

表 2-8.3 監測方法選用一覽表

	監測目的		監測項目	監測方法及儀器
1	堰塞湖區	蓄水量變化	湖面水位、水深	人員巡視、衛星影像判釋、直升機空勘、水位測量、監視攝影機、湖面水位計(接觸式及非接觸式)
		入流量變化	流量	流速儀、浮標、監視攝影機
			降雨量(降雨逕流估算)	自計式雨量計
2	天然壩	溢流量變化	流量	流速計、浮標、監視攝影機、水位計
			溢流水深(以溢流水深估算溢流流量)	人員巡視、水位測量、監視攝影機、湖面水位計(接觸式及非接觸式)、
		滲流量變化	滲流量	人工量測
		天然壩體地形變化及穩定性	壩體地形變化	人員巡視、壩體地形測量(地面掃描儀(LIDAR)、全測站雷射測距儀)、無人載具空拍、直升機空勘、監視攝影機
			壩體地下水位	地下水位觀測井

	監測目的		監測項目	監測方法及儀器
3	崩塌區	崩塌區 地形變化	地表地形(崩塌區)	人員巡視、監視攝影機、地形測量(地面掃描儀(LIDAR)、全測站雷射測距儀)
			地滑區移動	地表伸縮計、地形變動監測樁(GPS測量、儀器自動監測)、地形測量
4	堰塞湖 下游河道	防災預警 (警戒水位)	河道水位(保全對象河段)	人員巡視、監視攝影機、水位計(接觸式及非接觸式)
		天然壩潰決引發土石流監測	土石流發生	水位計、鋼索檢知器、地聲儀、振動感測儀、監視攝影機、雨量計

5. 危險度初步評估

根據堰塞湖基本資料蒐集與概況調查成果，針對天然壩體安定性以及堰塞湖天然壩潰決洪水對保全對象及重要設施之影響程度進行初步評估，作為緊急應變階段實施緊急減災工程或疏散撤離決策之參考依據。

【說明】

堰塞湖形成初期仍處於不穩定狀態，為掌握堰塞湖因迴水淹沒或壩體潰壞可能造成上、下游社區安全性之影響程度，故需於短時間內完成危險度初步評估工作，以利相關緊急應變措施之擬定。

堰塞湖基本資料與概況調查完成後，將邀集有關單位針對堰塞湖危險度進行初步評估，危險度初步評估作業實施項目包括天然壩安定性及上、下游社區或設施之安全性初步評估，並依據危險度初步評估將堰塞湖之危險程度予以分級，根據危險度等級評定結果，進行適當的緊急應變處置。

6. 緊急處理對策

堰塞湖危險度初步評估完成後，依據初步調查評估結果研擬緊急處理對策，包括堰塞湖監測計畫、堰塞湖警戒撤離機制及緊急減災工程等。

【說明】

為避免堰塞湖造成位處上、下游處之保全對象發生災害，若堰塞湖經評估對保全對象具危險性之地點，應採取必要之應變措施，包括規劃堰塞湖監測計畫、研訂堰塞湖警戒撤離機制(警戒值及警戒區訂定)、緊急減災工程等，以降低堰塞湖可能致災風險，保障居民生命財產安全。

7. 警戒撤離機制

若因天然或人為因素致使警戒狀況發生，權責機關應即時通知地方政府警戒或加強撤離。

【說明】

若堰塞湖達撤離條件時,權責機關應即時通知地方政府加強警戒或強制撤離,通報方式應依據三級制分層負責，由上而下及採複式通報。說明如下：

1. 中央權責機關發布堰塞湖相關訊息，以電話、簡訊或傳真方式通知直轄市、縣市政府；同時亦通報鄉(鎮、市、區)公所，以建立複式通報機制，平時並應確保通訊之暢通。
2. 直轄市、縣市政府應將相關資訊通知鄉(鎮、市、區)公所。

8. 詳細調查

現地細部調查的目的在於掌握天然壩體組成材料特性、崩塌區、天然壩體及下游河道、堰塞湖水下詳細地形資料等，以便進行後續各項細部評估工作。

【說明】

堰塞湖完成緊急處理後，視初步評估結果決定是否實施詳細調查作業，現地細部調查作業之目的為獲取危險度細部評估所需之相關資料，包括水文及水情監測資料、天然壩體組成材料特性、天然壩體地表地形、堰塞湖水下地形等，各項資料收集及調查成果之應用詳 圖 1，詳細工作內容說明如下：

註：考量詳細調查工作係屬專業項目且調查工作繁重，若經評估非本會人力、專業技術可執行需借重專業廠商人力、技術與實務經驗，則考量委託國內專業廠商辦理。

- 天然壩體組成特性分析

  透過粒徑調查、地質鑽探等方式掌握壩體組成材料特性，提供後續壩體破壞安定性分析所需參數之參考依據。鑽探孔並可做為地下水位觀測井，以瞭解天然壩體地下水位之變化。

- 地表地形測量

  利用測量儀器，進行天然壩體及下游河道之地形測量工作。

  (1)天然壩體測量

  天然壩體測量主要在於測量壩體幾何形狀實際規模大小及形態，估算壩體堆積土方量及進行安定性評估。

  (2)下游河道測量

  透過下游河道之縱斷面及橫斷面測量，獲取潰壩水理演算所需之河道地形資料，據以評估潰壩洪水對於下游社區之影響。

- 水下地形測量

  利用橡皮艇搭配水下測深儀於堰塞湖區進行水下地形測量工作，並與堰塞湖形成前的河道地形進行比較，計算蓄水量，不同時期水下地形成果，並可掌握湖區土砂之淤積趨勢及蓄水量之變化。

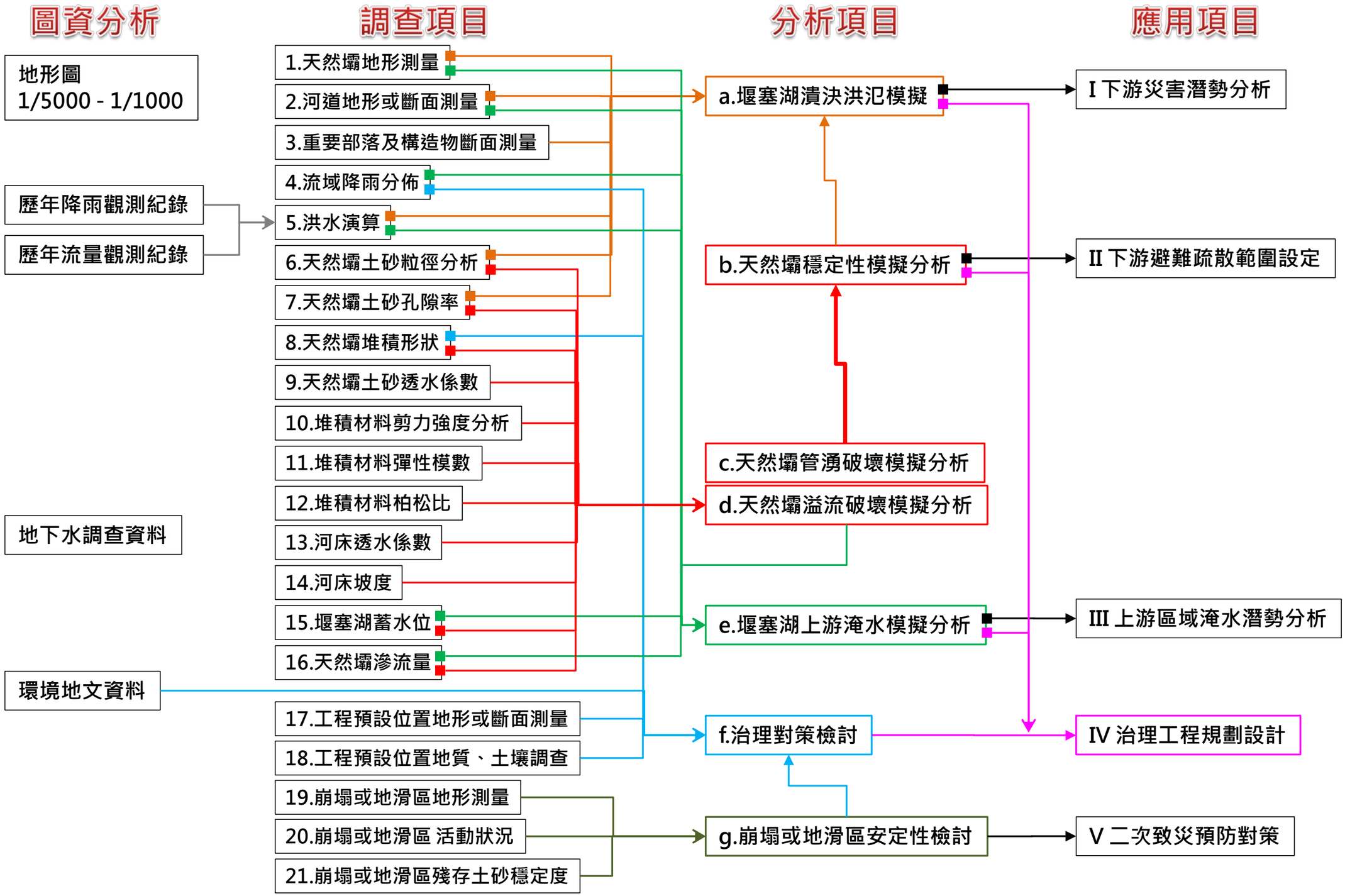


圖 1 詳細調查及評估作業實施系統圖

9. 危險度詳細評估

完成細部調查後，可據以進行天然壩體坡壞模式分析、潰壩水理演算等細部評估工作，提出處理對策檢討及強化建議。

【說明】

在危險度初步評估的階段，因為資訊缺乏的狀況只能採取粗略的危險度評估。透過現地細部調查的成果，可以採用較為精確的評估方法，針對堰塞湖危險度進行詳細評估。

註：考量危險度詳細評估工作係屬專業項目，若經評估非本會人力、專業技術可執行需借重專業廠商人力、技術與實務經驗，則考量委託國內專業廠商辦理。

9.1 天然壩體潰決破壞分析

透過細部調查的成果取得天然壩壩體破壞模式分析所需之重要參數，進行天然壩體安定性評估。

【說明】

堰塞湖天然壩的潰決分析需考量壩體的幾何形狀、堆積型態與地形地質條件等，因此透過堰塞湖天然壩體細部調查，可以獲得地形、地質、水文及材料組成的參數，進行壩體破壞模式分析。

9.2 潰壩後社區安全性細部評估

透過細部調查的成果，進行潰壩後之洪水及土砂沖淤狀況模擬，根據模擬結果之危險潛勢評估範圍評估下游社區之安定性。

【說明】

危險度初步評估時是因為洪水及土砂沖淤模擬缺乏相關參數，只能利用經驗公式進行潰壩流量粗略評估；透過細部調查獲得的成果，取得評估模式所需的參數，將可進行細部評估作業，劃定下游保全社區的危險潛勢範圍。

9.3 天然壩體潰決之警戒基準訂定

結合壩體穩定性分析及潰壩影響模擬評估，設定堰塞湖潰壩警戒基準，提供防災應變期間執行疏散避難計畫時參考。

【說明】

考量天然壩體發生劇烈破壞之臨界條件，訂定堰塞湖潰壩警戒基準值，同時參考潰壩洪水及土砂沖淤模式演算結果，訂定警戒範圍，提供防災應變期間執行疏散避難計畫時參考。

10. 處理對策檢討及強化

依據危險度細部評估結果進行處理對策檢討，強化相關防災設施，以減低堰塞湖可能形成的災害。

【說明】

經當細部危險度評估結果顯示堰塞湖經相關緊急處理措施實施後，其致災風險仍為完全消減，則須針對處理對策進行檢討，提出中長期防災工程以強化區域抗災能力，諸如溢流水道持續挖降及改善工程、堰塞湖下游防砂工程、崩塌地整坡工程及社區堤防加高、加長與加固工程等細部工程規劃等。

11. 危險度再評估

堰塞湖經實施相關處理措施後，應針對危險程度之變化再次評估，以掌握堰塞湖可能引致災害條件之變化。

12. 堰塞湖危機解除

當堰塞湖遭水流沖潰消失、土砂淤滿或經危險度評估判定為無危險時，堰塞湖處理之轄管機關應呈報上級機關，並通知有關機關解除堰塞湖應變工作。

區塊	編號	鄉鎮名稱	災害潛勢地區名稱	旗山災害潛勢地區門牌	備註
I	a	那瑪夏鄉	達卡努瓦村(帖布帖開溪前)	高雄縣那瑪夏鄉達卡努瓦村7鄰大光巷１８０號	
	b	那瑪夏鄉	達卡努瓦村(達卡努瓦對岸)	高雄縣那瑪夏鄉達卡努瓦村3鄰秀嶺巷１８２之１號	靠近區域已掩埋
	c	那瑪夏鄉	達卡努瓦村(民生橋後)	高雄縣那瑪夏鄉達卡努瓦村3鄰秀嶺巷１８８之２號	
	c	那瑪夏鄉	達卡努瓦村(民生橋後)	高雄縣那瑪夏鄉達卡努瓦村3鄰秀嶺巷１８８之１號	
	d	那瑪夏鄉	達卡努瓦村(民生橋前)	高雄縣那瑪夏鄉達卡努瓦村3鄰秀嶺巷１８０號	
	d	那瑪夏鄉	達卡努瓦村(民生橋前)	高雄縣那瑪夏鄉達卡努瓦村3鄰秀嶺巷１８１號	
	d	那瑪夏鄉	達卡努瓦村(民生橋前)	高雄縣那瑪夏鄉達卡努瓦村3鄰秀嶺巷１８３號	
II	a	那瑪夏鄉	瑪雅村(民權橋)	高雄縣那瑪夏鄉瑪雅村6鄰平和巷２０１號	
		那瑪夏鄉	瑪雅村(民權橋)	高雄縣那瑪夏鄉瑪雅村6鄰平和巷１７９號	
	b	那瑪夏鄉	瑪雅村	高雄縣那瑪夏鄉瑪雅村6鄰平和巷１５７號	
		那瑪夏鄉	瑪雅村	高雄縣那瑪夏鄉瑪雅村6鄰平和巷１６３號之１	
		那瑪夏鄉	瑪雅村	高雄縣那瑪夏鄉瑪雅村6鄰平和巷１６３號	
		那瑪夏鄉	瑪雅村	高雄縣那瑪夏鄉瑪雅村6鄰平和巷１６２號	
		那瑪夏鄉	瑪雅村	高雄縣那瑪夏鄉瑪雅村6鄰平和巷１６１號	
		那瑪夏鄉	瑪雅村	高雄縣那瑪夏鄉瑪雅村6鄰平和巷１７１之５號	
		那瑪夏鄉	瑪雅村	高雄縣那瑪夏鄉瑪雅村6鄰平和巷１７３號	
	c	那瑪夏鄉	瑪雅村(瑪雅對岸)	高雄縣那瑪夏鄉瑪雅村6鄰平和巷１６７號	
		那瑪夏鄉	瑪雅村(瑪雅對岸)	高雄縣那瑪夏鄉瑪雅村6鄰平和巷１６９號	
		那瑪夏鄉	瑪雅村(瑪雅對岸)	高雄縣那瑪夏鄉瑪雅村6鄰平和巷１６７之１號	
	d	那瑪夏鄉	瑪雅村(那多羅薩北)	高雄縣那瑪夏鄉瑪雅村1鄰平和巷１號	
		那瑪夏鄉	瑪雅村(那多羅薩北)	高雄縣那瑪夏鄉瑪雅村6鄰平和巷２號	
		那瑪夏鄉	瑪雅村(那多羅薩北)	高雄縣那瑪夏鄉瑪雅村6鄰平和巷３號	

區塊	編號	鄉鎮名稱	災害潛勢地區名稱	旗山災害潛勢地區門牌	備註
		那瑪夏鄉	瑪雅村(那多羅薩北)	高雄縣那瑪夏鄉瑪雅村１鄰平和巷５號	
		那瑪夏鄉	瑪雅村(那多羅薩北)	高雄縣那瑪夏鄉瑪雅村１鄰平和巷４之１號	
		那瑪夏鄉	瑪雅村(那多羅薩北)	高雄縣那瑪夏鄉瑪雅村１鄰平和巷６號	
		那瑪夏鄉	瑪雅村(那多羅薩北)	高雄縣那瑪夏鄉瑪雅村１鄰平和巷６之１號	
		那瑪夏鄉	瑪雅村(那多羅薩北)	高雄縣那瑪夏鄉瑪雅村１鄰平和巷１之１號	靠近區域已掩埋
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷６號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷７號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷８號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷９號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷３３號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷４４號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷３２號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷５０號	
III	a	那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷１０號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷４３之１號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村２鄰鞍山巷５４號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷１號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷３６號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷３５號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷４３號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷４９號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷１之１號	

區塊	編號	鄉鎮名稱	災害潛勢地區名稱	旗山災害潛勢地區門牌	備註
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷１之４號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷４２號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷３１號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷３７號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷１１號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村２鄰鞍山巷５２號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷３０號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷４１之１號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷１之２號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷２９號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷４７號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村２鄰鞍山巷５１號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷１之３號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷４１號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷２０號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷２８號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷１９號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷２１號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村２鄰鞍山巷５９號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷４０號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村２鄰鞍山巷６０號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村１鄰鞍山巷２２號	

區塊	編號	鄉鎮名稱	災害潛勢地區名稱	旗山災害潛勢地區門牌	備註
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村1鄰鞍山巷３９號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村1鄰鞍山巷１２號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村1鄰鞍山巷２７號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村1鄰鞍山巷１８號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村1鄰鞍山巷１４之１號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村1鄰鞍山巷２３號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村2鄰鞍山巷６３號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村1鄰鞍山巷２６號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村1鄰鞍山巷１３號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村2鄰鞍山巷６４號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村1鄰鞍山巷２４號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村1鄰鞍山巷１７號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村1鄰鞍山巷１４號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村2鄰鞍山巷６１號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷２５號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村2鄰鞍山巷７３號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村2鄰鞍山巷７２號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村1鄰鞍山巷１６號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村2鄰鞍山巷７４號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷８６號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村2鄰鞍山巷６６號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村2鄰鞍山巷７０之１號	

區塊	編號	鄉鎮名稱	災害潛勢地區名稱	旗山災害潛勢地區門牌	備註
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷８７號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷８５號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村2鄰鞍山巷７０號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷８４號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村2鄰鞍山巷６７號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村2鄰鞍山巷７６號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷９４號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷８８號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷９５號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷８３號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村2鄰鞍山巷６８號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村2鄰鞍山巷７７號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村2鄰鞍山巷６９號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１３０號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷８２號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村2鄰鞍山巷７８號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１２９號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１２７號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷８１號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村2鄰鞍山巷７９號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１２８號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１２１號	

區塊	編號	鄉鎮名稱	災害潛勢地區名稱	旗山災害潛勢地區門牌	備註
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷８９號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１２０號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷９０號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１３１號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１２２號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷９１號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１１９號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１２６號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１０６號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１２３號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１１８號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１０６之１號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷９２號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷１０５號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１１７號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１０７號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１２３之１號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１３２號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１０８號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１１６號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷９７號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１３４號	

區塊	編號	鄉鎮名稱	災害潛勢地區名稱	旗山災害潛勢地區門牌	備註
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷９６號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１０９號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１３２之１號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１１５號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１２５號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１３３號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１１０號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷１０４號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷９９號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷１０３號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１１３之１號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷９８號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１１２號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１１３號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１３５號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷１００號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１１１號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１３６號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷１０２號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村3鄰鞍山巷１０１號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村4鄰鞍山巷１３９號	
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村2鄰鞍山巷５７號	靠近區域已掩埋

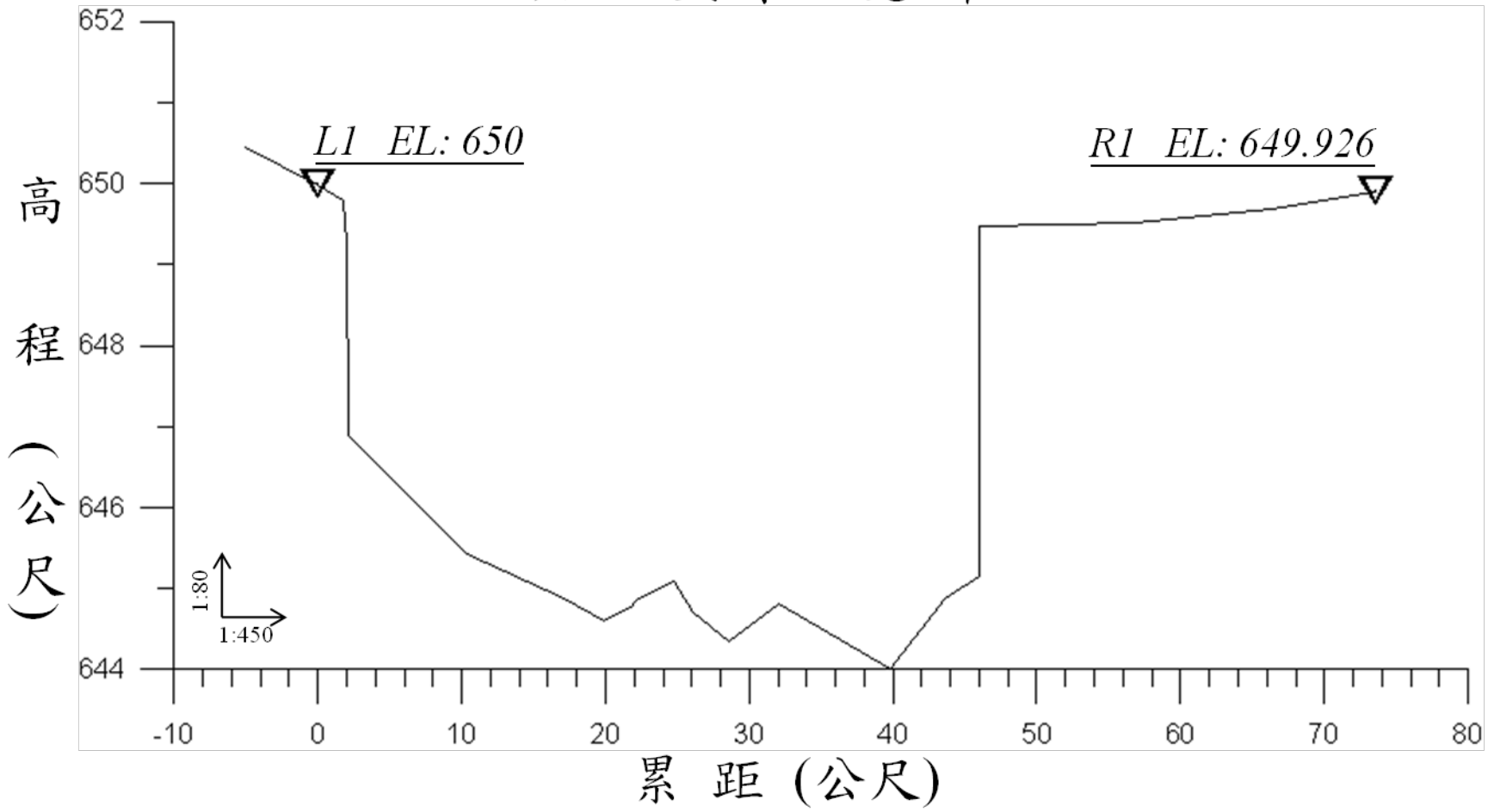
區塊	編號	鄉鎮名稱	災害潛勢地區名稱	旗山災害潛勢地區門牌	備註
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村 1 鄰鞍山巷３號	靠近區域已掩埋
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村 1 鄰鞍山巷４號	靠近區域已掩埋
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村 1 鄰鞍山巷２號	靠近區域已掩埋
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村 4 鄰鞍山巷１３８號	靠近區域
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村 2 鄰鞍山巷５５號	靠近區域已掩埋
		那瑪夏鄉	南沙魯村	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村 4 鄰鞍山巷１４３號	靠近區域已掩埋
	b	那瑪夏鄉	南沙魯村(越域引水)	高雄縣那瑪夏鄉南沙魯村 1 鄰鞍山巷１５１號	
V	a	甲仙鄉	小林村(南光)	高雄縣甲仙鄉小林村 3 鄰南光巷２號	
		甲仙鄉	小林村(南光)	高雄縣甲仙鄉小林村 3 鄰南光巷２之２號	
		甲仙鄉	小林村(南光)	高雄縣甲仙鄉小林村 4 鄰南光巷３號	
		甲仙鄉	小林村(南光)	高雄縣甲仙鄉小林村 3 鄰南光巷６之１號	
		甲仙鄉	小林村(南光)	高雄縣甲仙鄉小林村 3 鄰南光巷６號	
		甲仙鄉	小林村(南光)	高雄縣甲仙鄉小林村 4 鄰南光巷５號	
		甲仙鄉	小林村(南光)	高雄縣甲仙鄉小林村 4 鄰南光巷７號	
		甲仙鄉	小林村(南光)	高雄縣甲仙鄉小林村 3 鄰南光巷１２號之３	
		甲仙鄉	小林村(南光)	高雄縣甲仙鄉小林村 4 鄰南光巷１１號	
		甲仙鄉	小林村(南光)	高雄縣甲仙鄉小林村 3 鄰南光巷１２號	
		甲仙鄉	小林村(南光)	高雄縣甲仙鄉小林村 3 鄰南光巷１４號	
		甲仙鄉	小林村(南光)	高雄縣甲仙鄉小林村 4 鄰南光巷１５號之１	
		甲仙鄉	小林村(南光)	高雄縣甲仙鄉小林村 4 鄰南光巷１５號	
		甲仙鄉	小林村(南光)	高雄縣甲仙鄉小林村 4 鄰南光巷１３號	
		甲仙鄉	小林村(南光)	高雄縣甲仙鄉小林村 4 鄰南光巷１９號	

區塊	編號	鄉鎮名稱	災害潛勢地區名稱	旗山災害潛勢地區門牌	備註
		甲仙鄉	小林村(南光)	高雄縣甲仙鄉小林村 4 鄰南光巷２１號	
		甲仙鄉	小林村(南光)	高雄縣甲仙鄉小林村 4 鄰南光巷２３號	
		甲仙鄉	小林村(南光)	高雄縣甲仙鄉小林村 4 鄰南光巷５之１２號	
	b	甲仙鄉	關山村(十八灣)	高雄縣甲仙鄉關山村 10 鄰關西巷２４號	
		甲仙鄉	關山村(十八灣)	高雄縣甲仙鄉關山村 10 鄰關西巷２６號	
		甲仙鄉	關山村(十八灣)	高雄縣甲仙鄉關山村 10 鄰關西巷２７號	
		甲仙鄉	關山村(十八灣)	高雄縣甲仙鄉關山村 10 鄰關西巷２８號	
		甲仙鄉	關山村(十八灣)	高雄縣甲仙鄉關山村 10 鄰關西巷２９號	靠近區域
	c	甲仙鄉	小林村(北勢巷)	高雄縣甲仙鄉小林村 1 鄰北勢巷８號	
		甲仙鄉	小林村(北勢巷)	高雄縣甲仙鄉小林村 1 鄰北勢巷８之１號	
		甲仙鄉	關山村(贏橋)	高雄縣甲仙鄉關山村 11 鄰關西巷７之１號	
		甲仙鄉	關山村(贏橋)	高雄縣甲仙鄉關山村 11 鄰關西巷７號	
	d	甲仙鄉	關山村	高雄縣甲仙鄉關山村 1 鄰中和巷４號	
		甲仙鄉	關山村	高雄縣甲仙鄉關山村 1 鄰中和巷４號之１	
		甲仙鄉	關山村	高雄縣甲仙鄉關山村 1 鄰中和巷５號	
		甲仙鄉	關山村	高雄縣甲仙鄉關山村 1 鄰中和巷６號	
		甲仙鄉	關山村	高雄縣甲仙鄉關山村 1 鄰中和巷７號	
		甲仙鄉	關山村	高雄縣甲仙鄉關山村 1 鄰中和巷８號	
VI	a	甲仙鄉	和安村(四德巷)	高雄縣甲仙鄉和安村 9 鄰四德巷１之１號	
		甲仙鄉	和安村(四德巷)	高雄縣甲仙鄉和安村 9 鄰四德巷１之６號	
		甲仙鄉	和安村(四德巷)	高雄縣甲仙鄉和安村 9 鄰四德巷１號之１０	
		甲仙鄉	和安村(四德巷)	高雄縣甲仙鄉和安村 9 鄰四德巷１０號之１１	

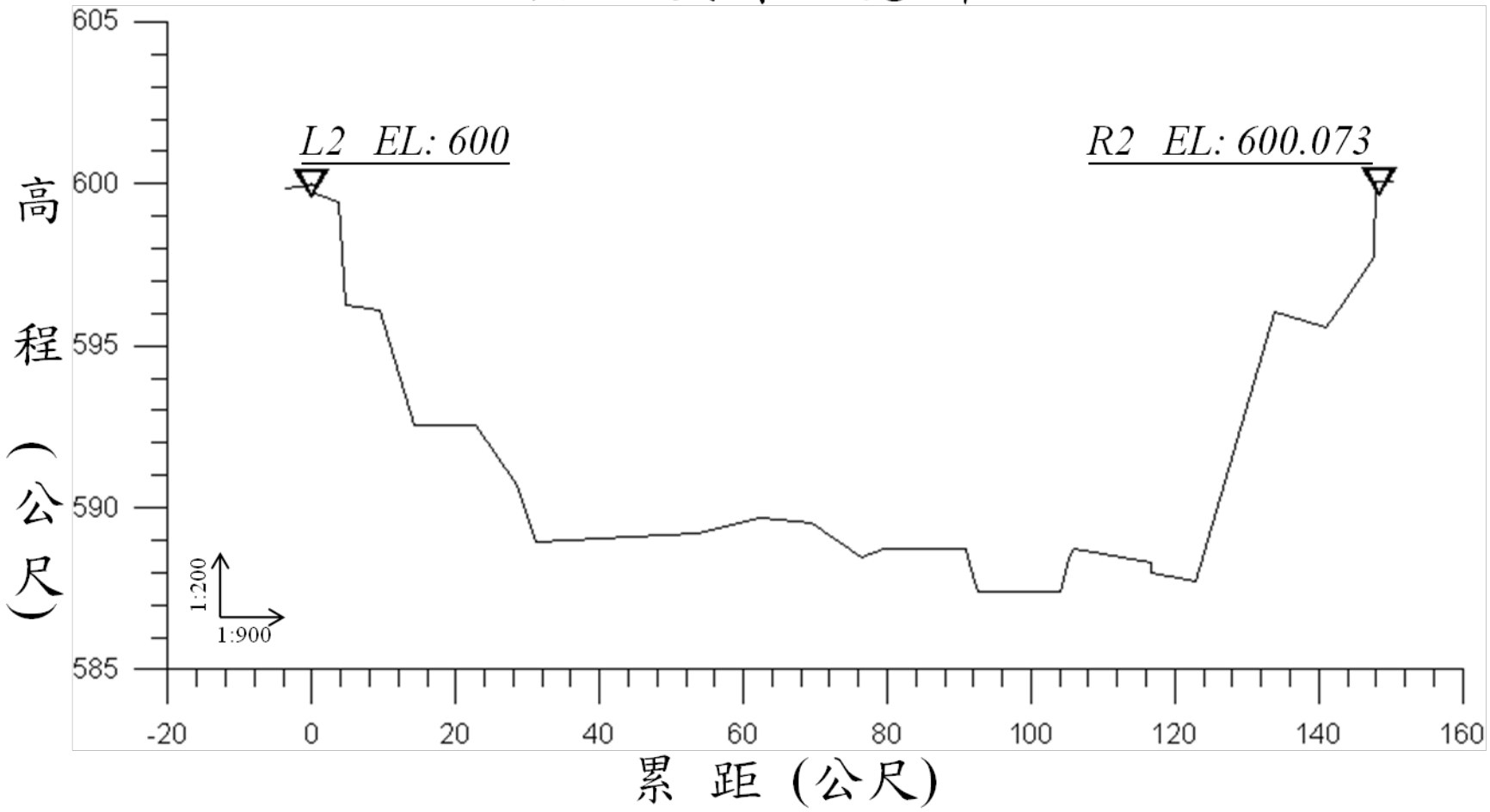
區塊	編號	鄉鎮名稱	災害潛勢地區名稱	旗山災害潛勢地區門牌	備註
		甲仙鄉	和安村(四德巷)	高雄縣甲仙鄉和安村9鄰四德巷１０號之１０	
		甲仙鄉	和安村(四德巷)	高雄縣甲仙鄉和安村10鄰四德巷１９之５號	
		甲仙鄉	和安村(四德巷)	高雄縣甲仙鄉和安村10鄰四德巷１９號	
		甲仙鄉	和安村(四德巷)	高雄縣甲仙鄉和安村10鄰四德巷１７號之１	
		甲仙鄉	和安村(四德巷)	高雄縣甲仙鄉和安村10鄰四德巷１８號	
		甲仙鄉	和安村(四德巷)	高雄縣甲仙鄉和安村9鄰四德巷１０號之１２	靠近區域已掩埋
	b	甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉西安村7鄰文化路６５號之２	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉西安村7鄰文化路６５號之１	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村8鄰中正路１２９巷１２號之２０	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村8鄰中正路１２９巷１２號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村8鄰中正路１２９巷１０號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村8鄰中正路１２９巷１１號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村8鄰中正路１２９巷１１號之１	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村8鄰中正路１２９巷8號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村8鄰中正路１２９巷7號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村8鄰中正路１２９巷6號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村8鄰中正路１２９巷5號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村8鄰中正路１２９巷3號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村8鄰中正路１２９巷4號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村8鄰中正路１２９巷2號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村8鄰中正路１２９巷2號之１	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村8鄰中正路１２９巷１３號	

區塊	編號	鄉鎮名稱	災害潛勢地區名稱	旗山災害潛勢地區門牌	備註
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村８鄰中正路１２９巷１號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村８鄰中正路１２９巷１４號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村８鄰中正路１２９巷１３之２號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村８鄰中正路１２９巷１５之２號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村８鄰中正路１２９巷１９號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村８鄰中正路１２９巷１之５號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村８鄰中正路１２９巷１８號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村８鄰中正路１２９巷１５號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村８鄰中正路１２９巷１７號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村８鄰中正路１２９巷２１號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村８鄰中正路１２９巷１５號之１	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村７鄰中正路１４１之１號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村７鄰中正路１４１號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村８鄰中正路１２９巷１號之２	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村８鄰中正路１２９巷１號之１	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村７鄰中正路１４１之８號	
		甲仙鄉	和安村(甲仙)	高雄縣甲仙鄉和安村８鄰中正路１２９巷３８號	

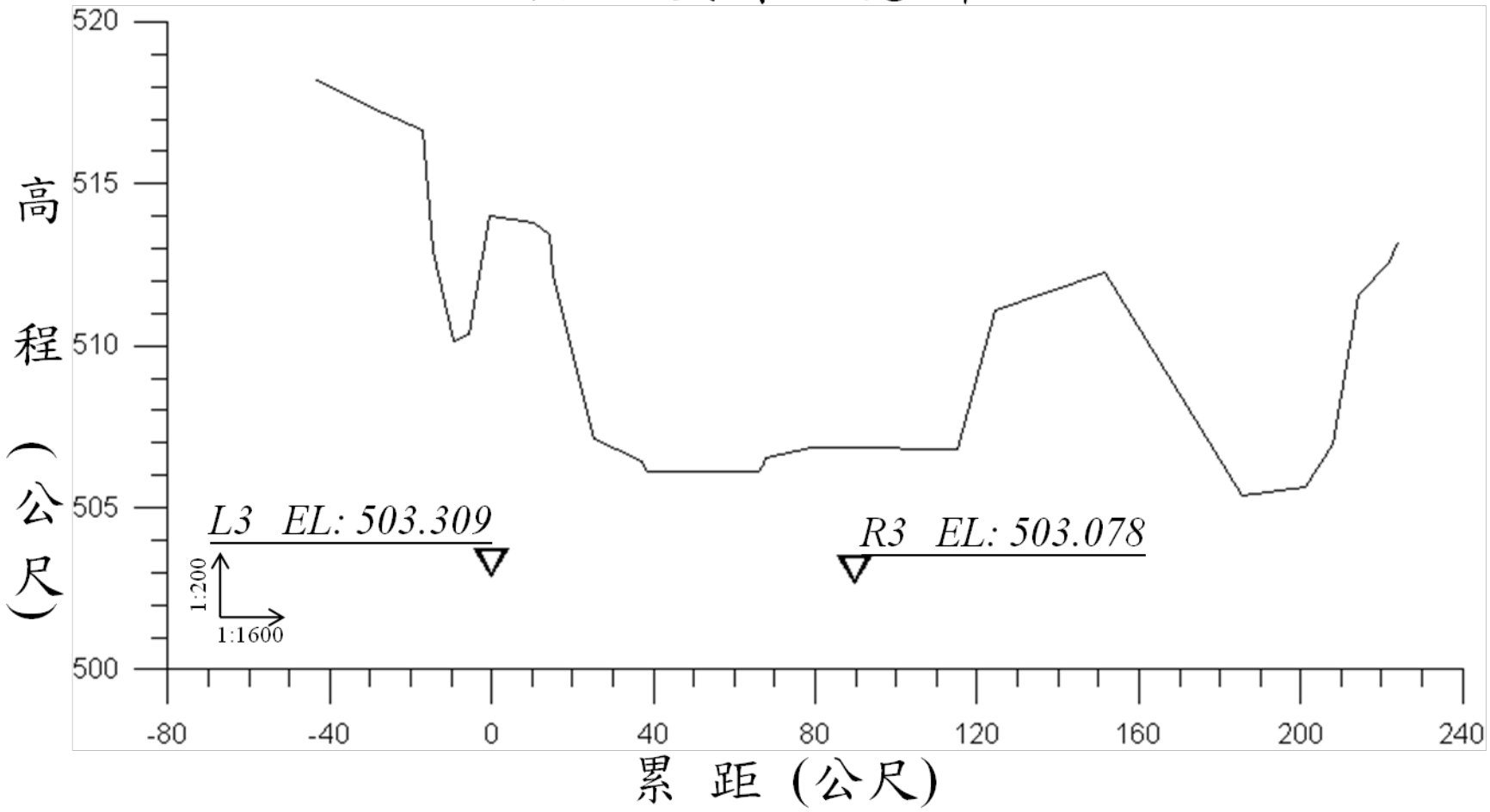
旗山溪第1號斷面


L1 EL: 650
R1 EL: 649.926
高程（公尺）
652
650
648
646
644
1:80
1:450
-10
0
10
20
30
40
50
60
70
80
累 距 (公尺)

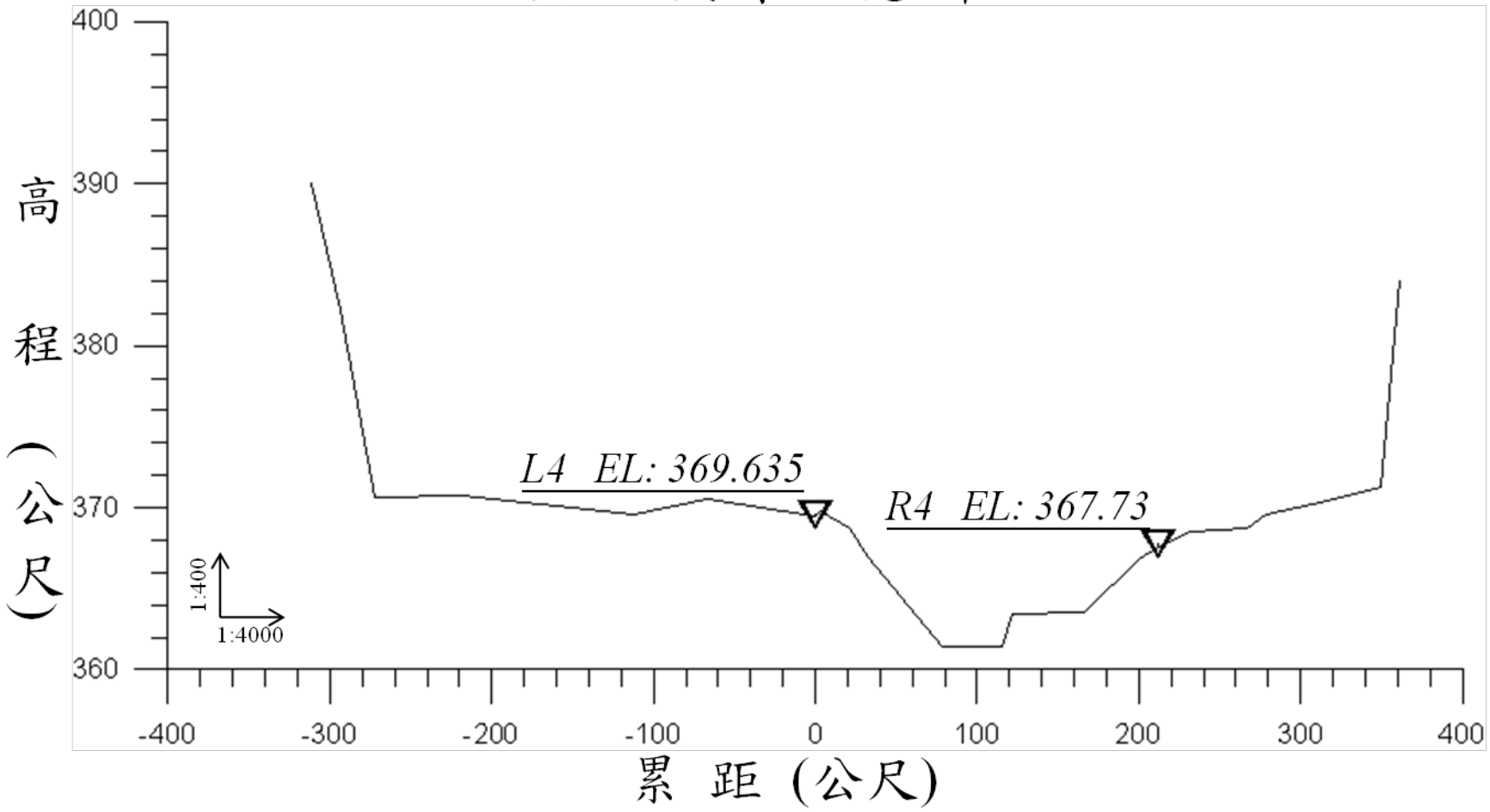
旗山溪第2號斷面


L2 EL: 600
R2 EL: 600.073
高程（公尺）
605
600
595
590
585
1:200
1:900
-20
0
20
40
60
80
100
120
140
160
累 距 (公尺)

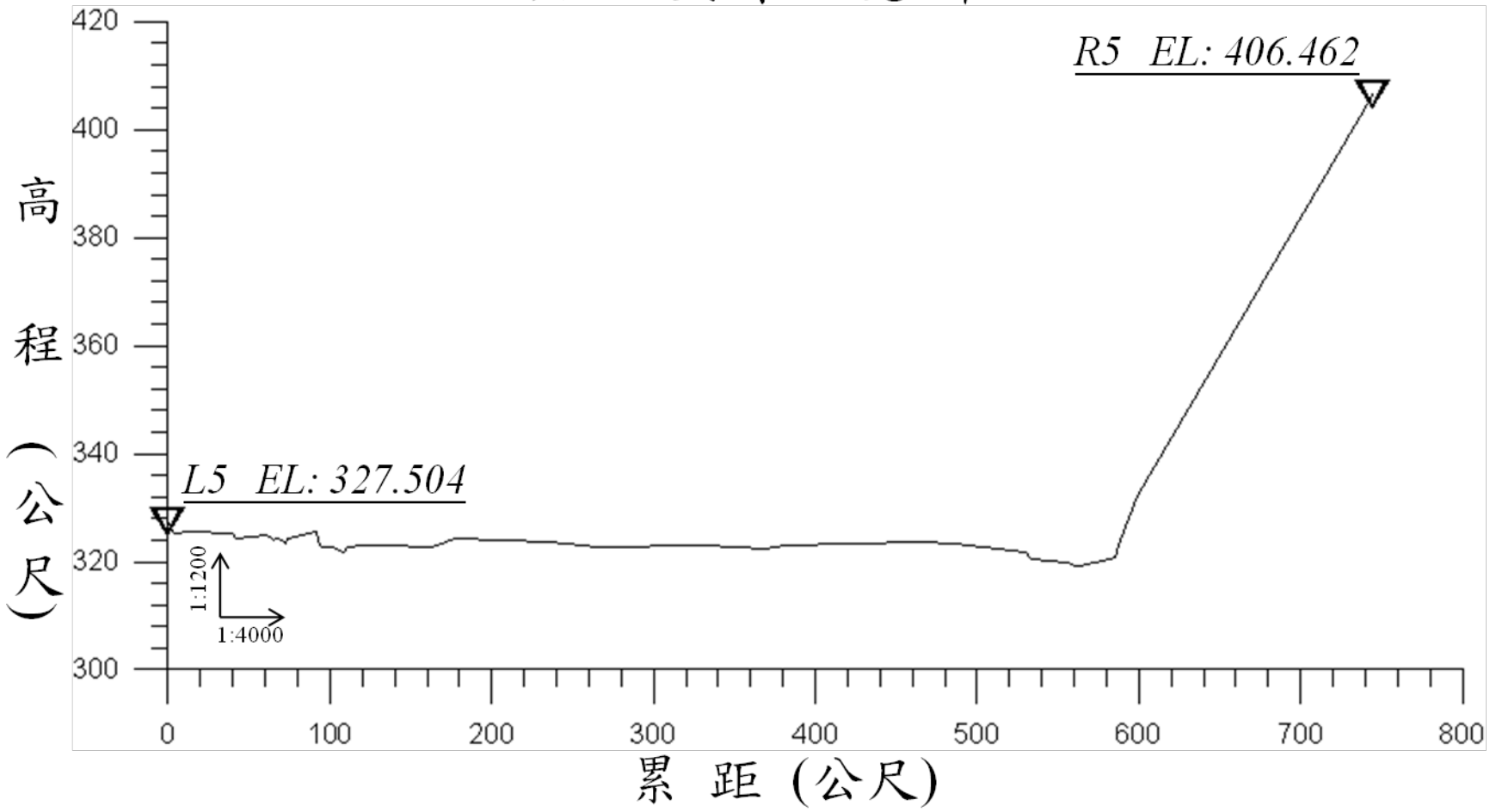
旗山溪第3號斷面


520
515
510
505
500
高程（公尺）
L3 EL: 503.309
R3 EL: 503.078
1:200
1:1600
-80
-40
0
40
80
120
160
200
240
累 距 (公尺)

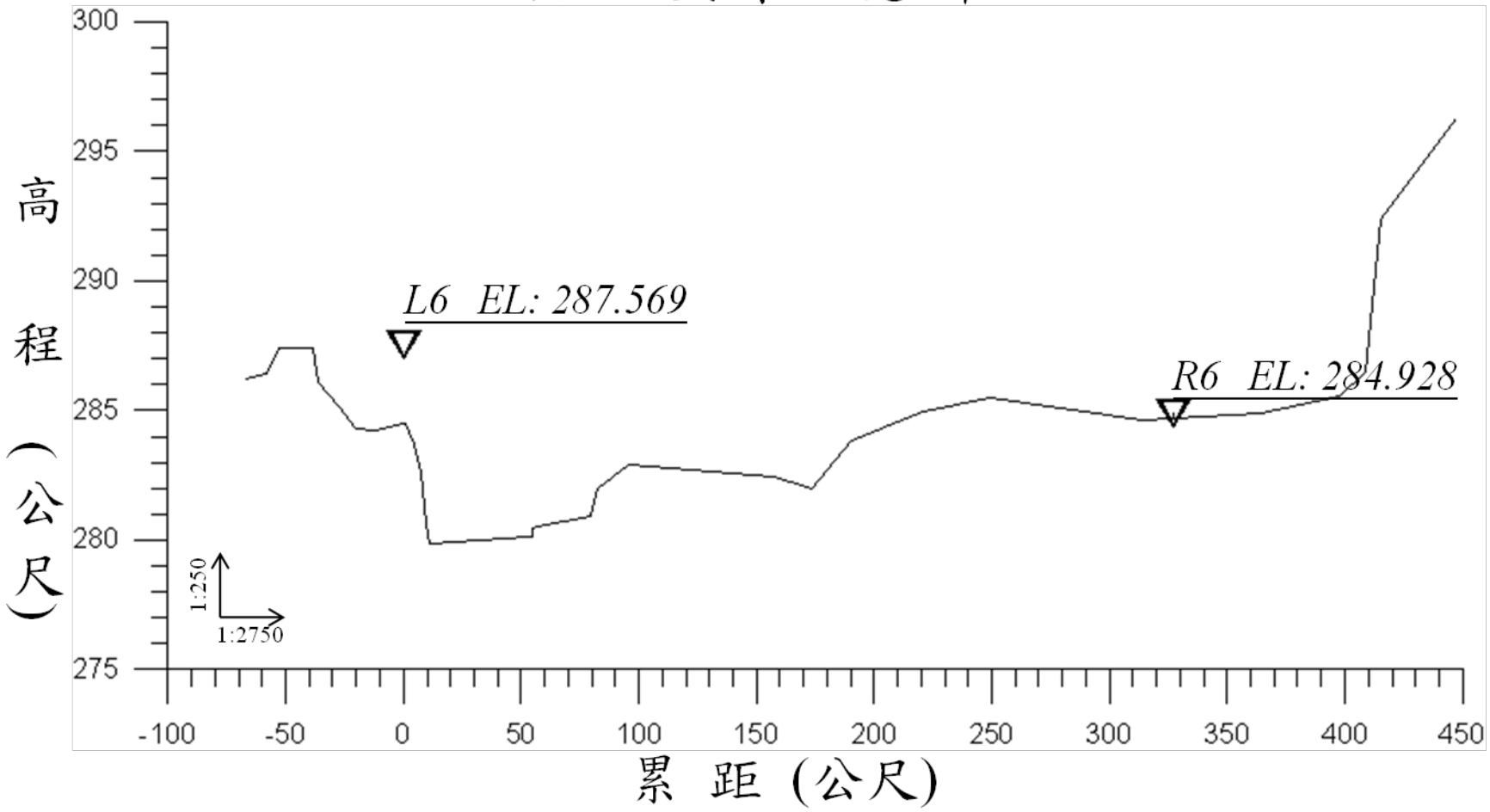
旗山溪第4號斷面


高程（公尺）
400
390
380
370
360
L4 EL: 369.635
R4 EL: 367.73
1:400
1:4000
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
累 距 (公尺)

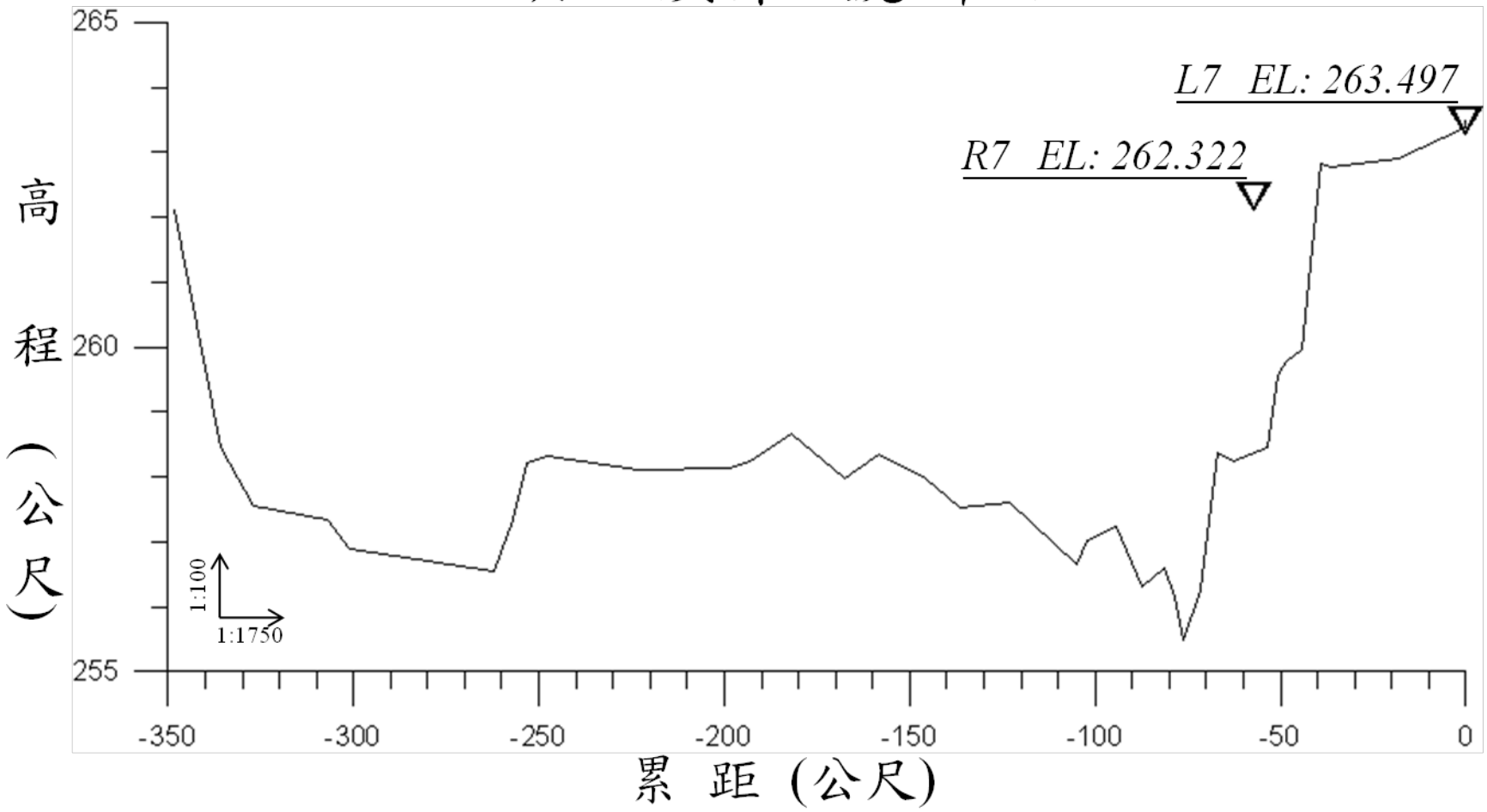
旗山溪第5號斷面


R5 EL: 406.462
L5 EL: 327.504
1:1200
1:4000
420
400
380
360
340
320
300
0
100
200
300
400
500
600
700
800
高程（公尺）
累距 (公尺)

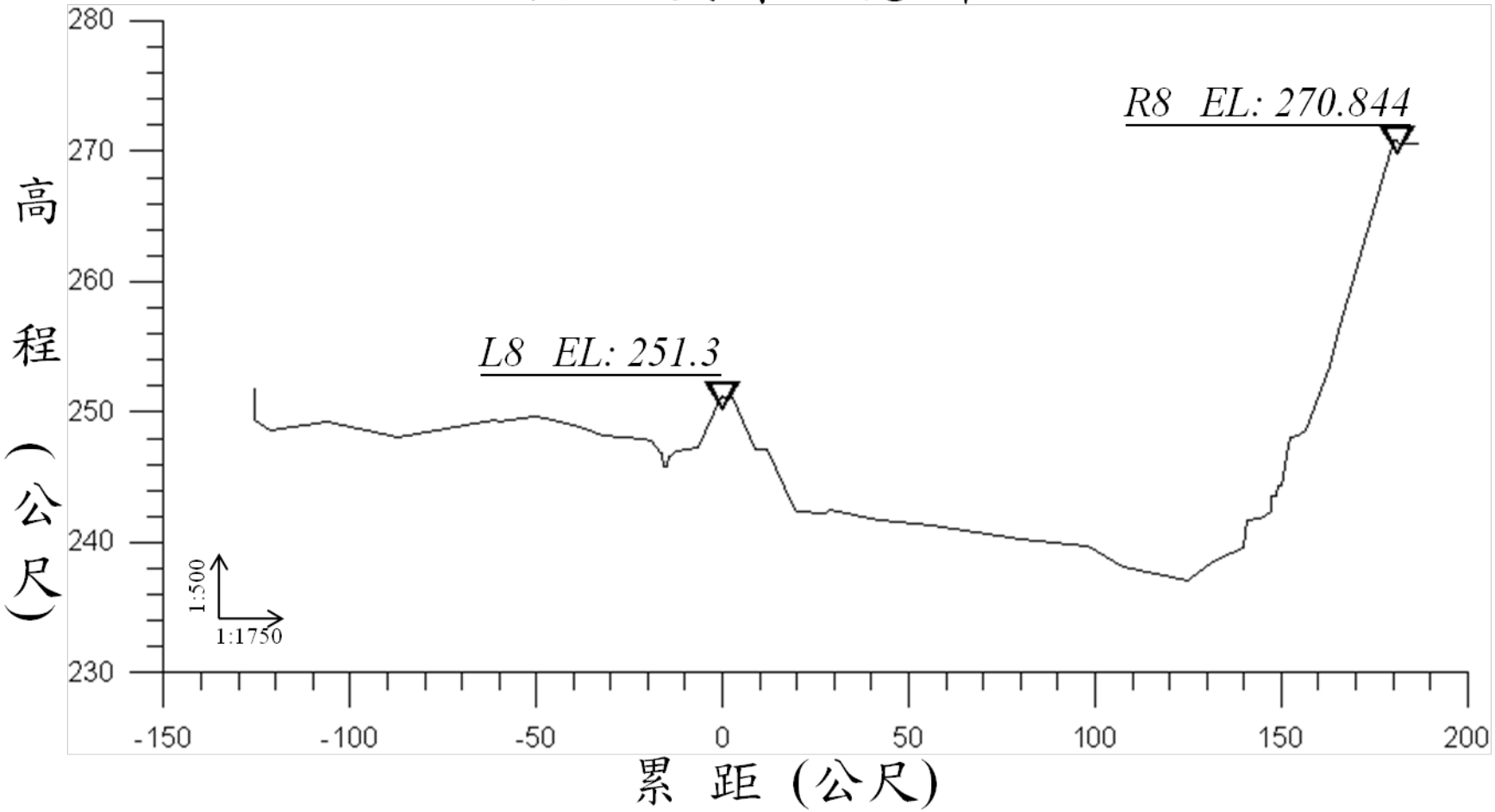
旗山溪第6號斷面


高程（公尺）
300
295
290
285
280
275
L6 EL: 287.569
R6 EL: 284.928
1:250
1:2750
-100
-50
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
累 距 (公尺)

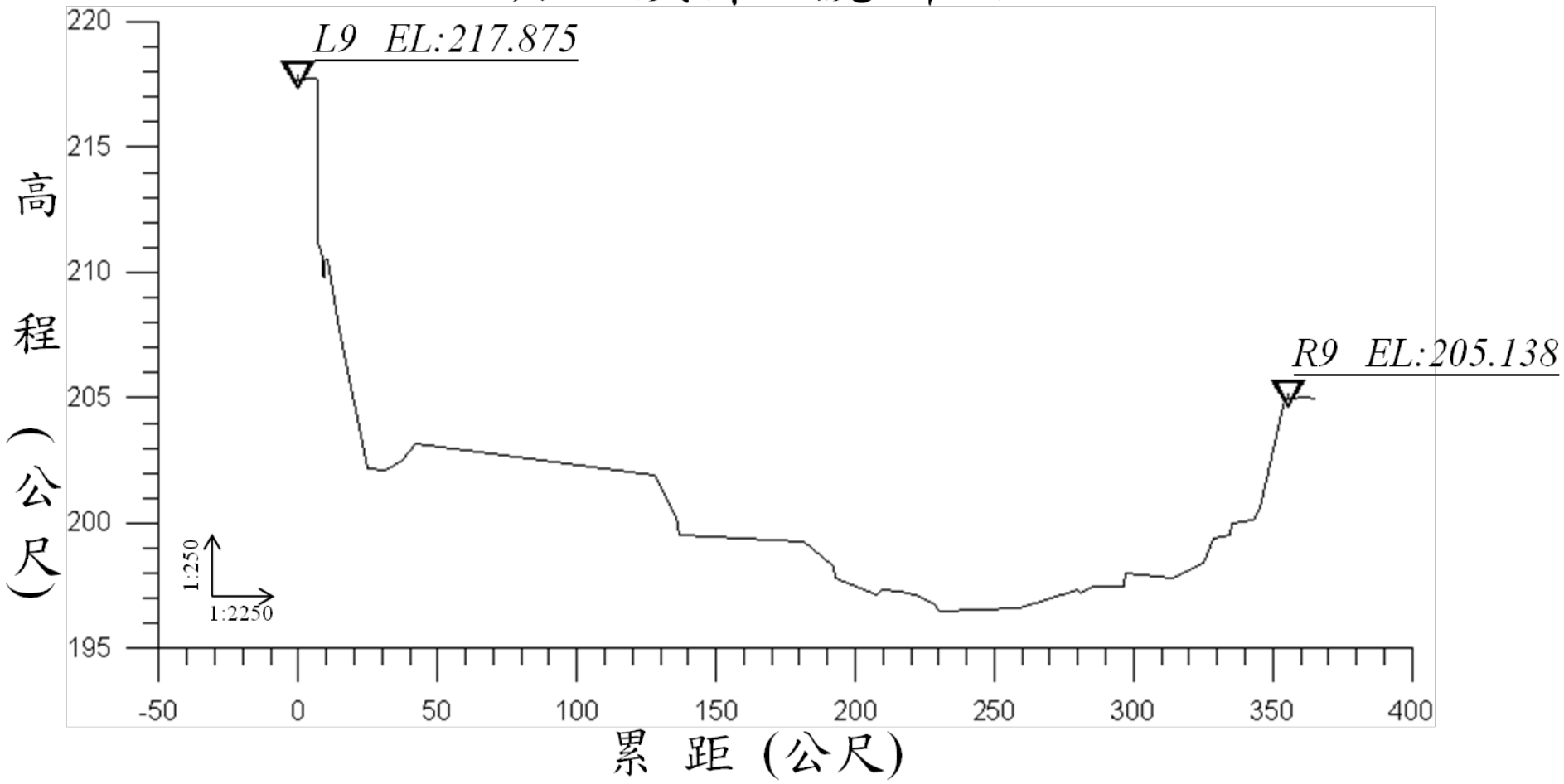
旗山溪第7號斷面


L7 EL: 263.497
R7 EL: 262.322
高程（公尺）
265
260
255
1:100
1:1750
-350
-300
-250
-200
-150
-100
-50
0
累 距 (公尺)

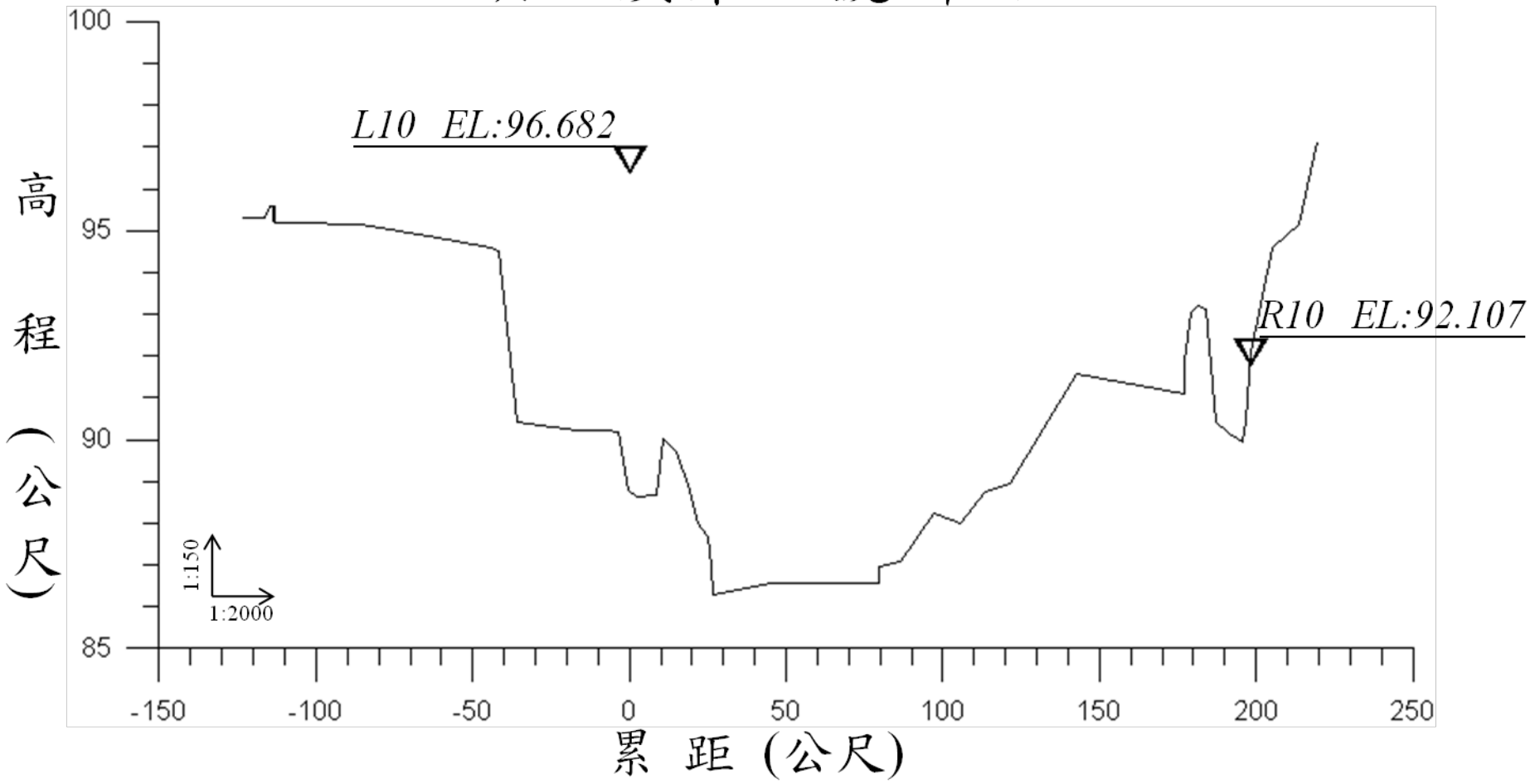
旗山溪第8號斷面


R8 EL: 270.844
L8 EL: 251.3
1:500
1:1750
高程（公尺）
累距 (公尺)
280
270
260
250
240
230
-150
-100
-50
0
50
100
150
200

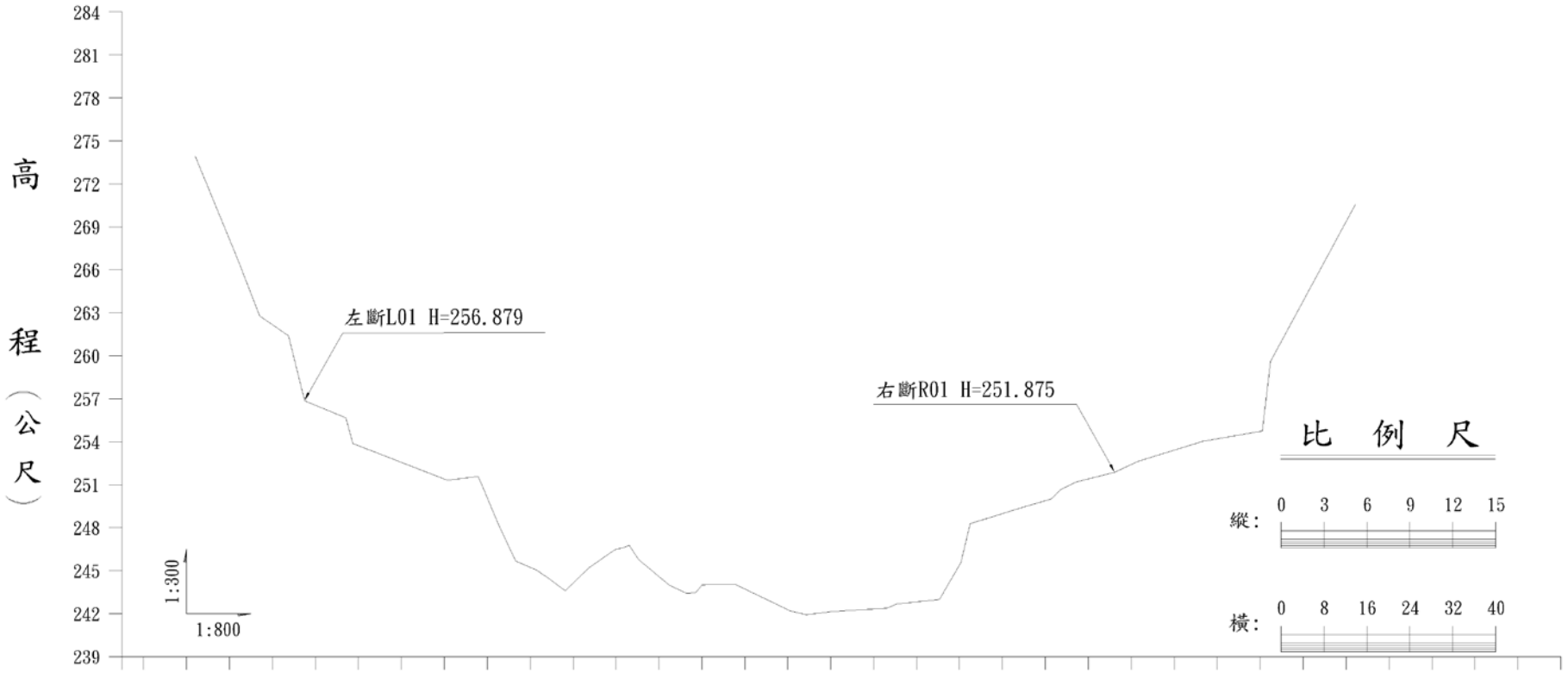
旗山溪第9號斷面


L9 EL:217.875
R9 EL:205.138
高程（公尺）
累距 (公尺)
1:250
1:2250
220
215
210
205
200
195
-50
0
50
100
150
200
250
300
350
400

旗山溪第10號斷面


L10 EL:96.682
R10 EL:92.107
高程（公尺）
100
95
90
85
1:150
1:2000
-150
-100
-50
0
50
100
150
200
250
累 距 (公尺)

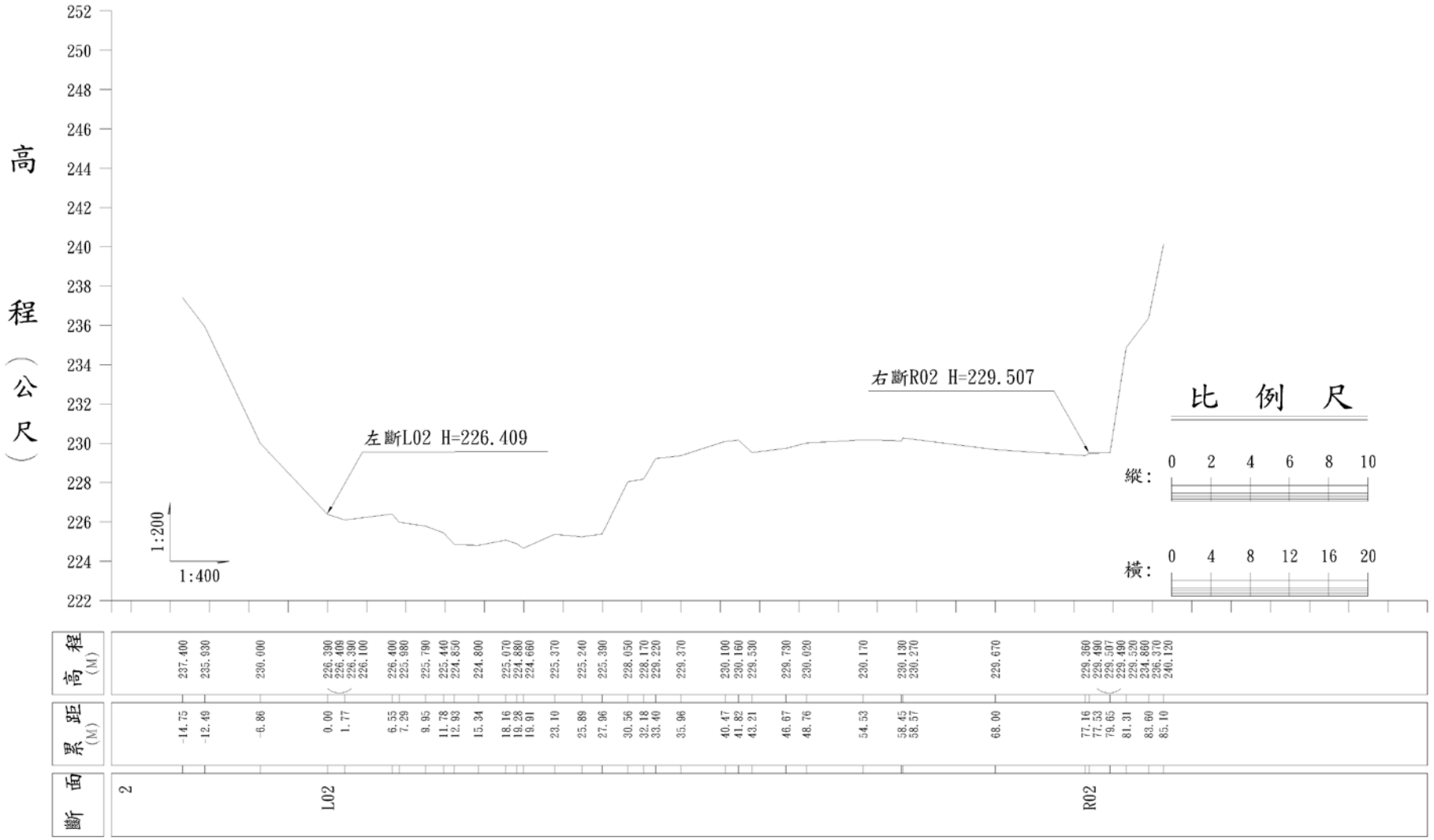
士文溪大斷面河道第 1　號斷面圖



斷面	累距(M)	高程(M)
1	-20.36	273.940
L01	-12.50	266.760
	-8.38	262.790
	-3.01	261.390
	0.00	256.859
	7.73	256.879
	8.02	256.859
	28.64	255.670
	32.33	253.880
	36.16	251.320
	39.30	251.580
	43.17	248.190
	45.62	245.660
	48.52	245.050
	53.03	244.420
	57.81	243.600
	58.29	245.200
	60.48	246.460
	62.25	246.590
	67.96	246.750
	71.15	245.770
	72.82	243.980
	74.06	243.420
	76.44	243.450
	80.26	244.000
	90.47	244.040
	93.44	244.030
	98.05	242.180
R01	108.42	241.920
	110.29	242.140
	118.20	242.380
	122.25	242.660
	124.00	242.980
	127.37	245.540
	132.47	248.280
	138.07	248.660
	140.77	249.270
	143.67	250.000
	150.89	250.620
	155.11	251.190
	167.21	251.860
	178.34	251.875
	179.92	251.860
	195.73	252.610
		254.020
		254.750
		259.600
		270.560

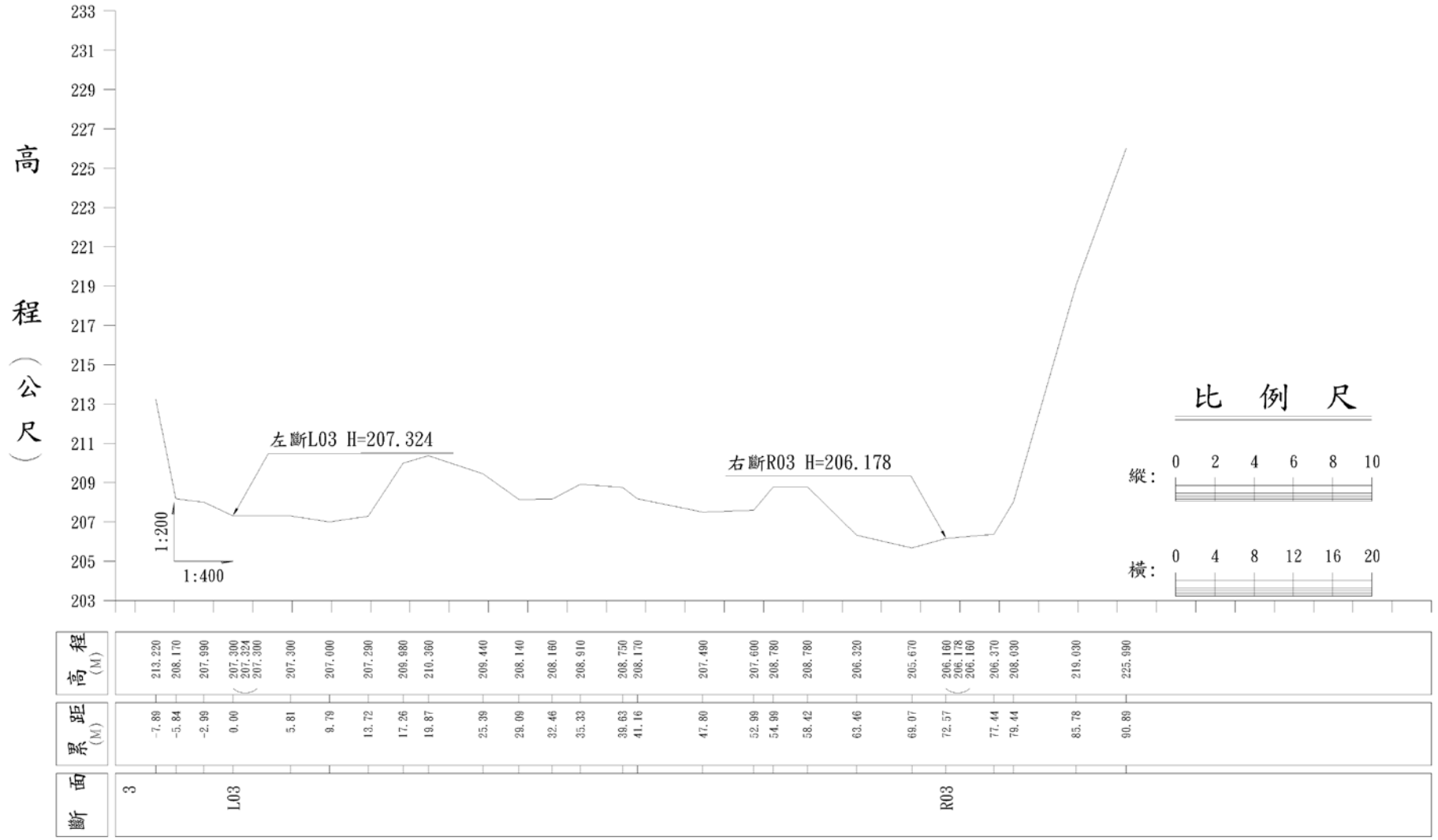
A3 1=1

士文溪大斷面河道第 2 號斷面圖



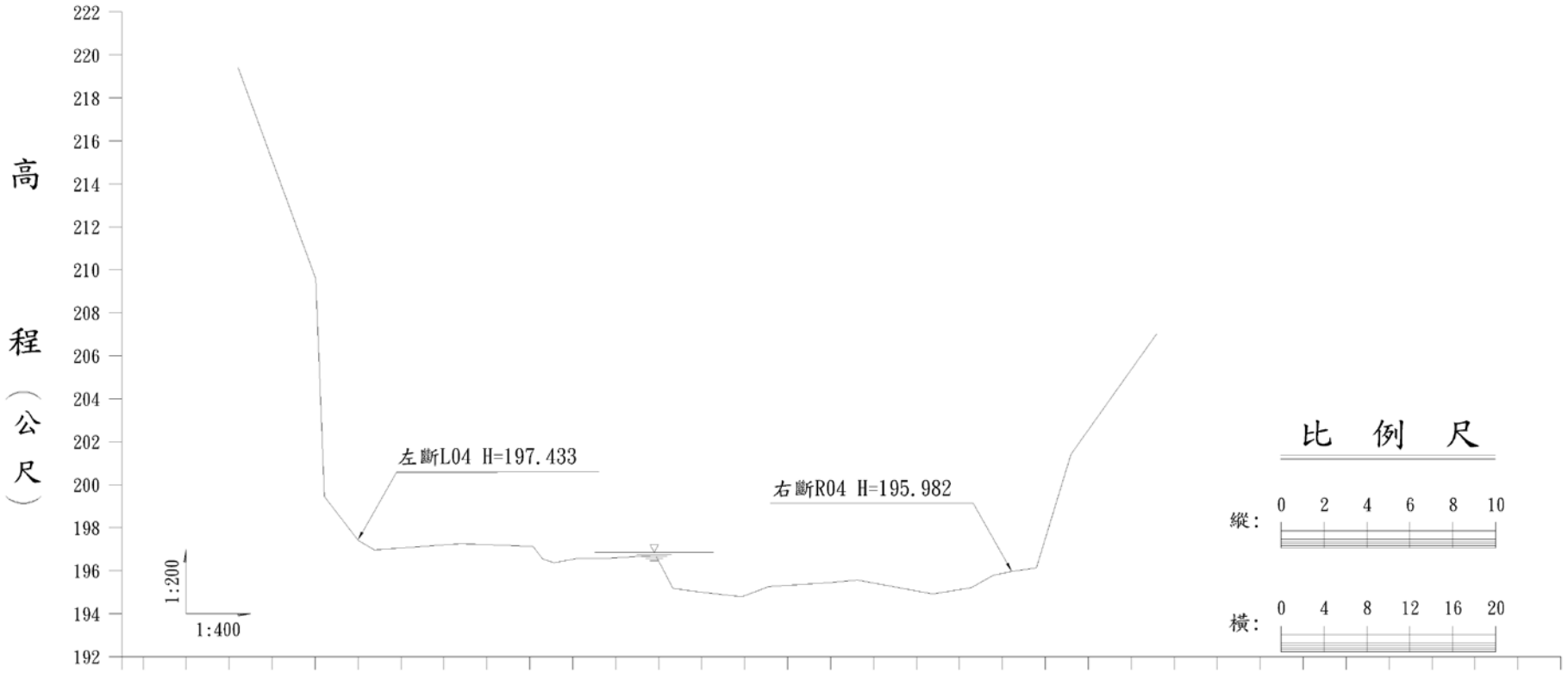
A3 1=1

士文溪大斷面河道第 3 號斷面圖



A3 1=1

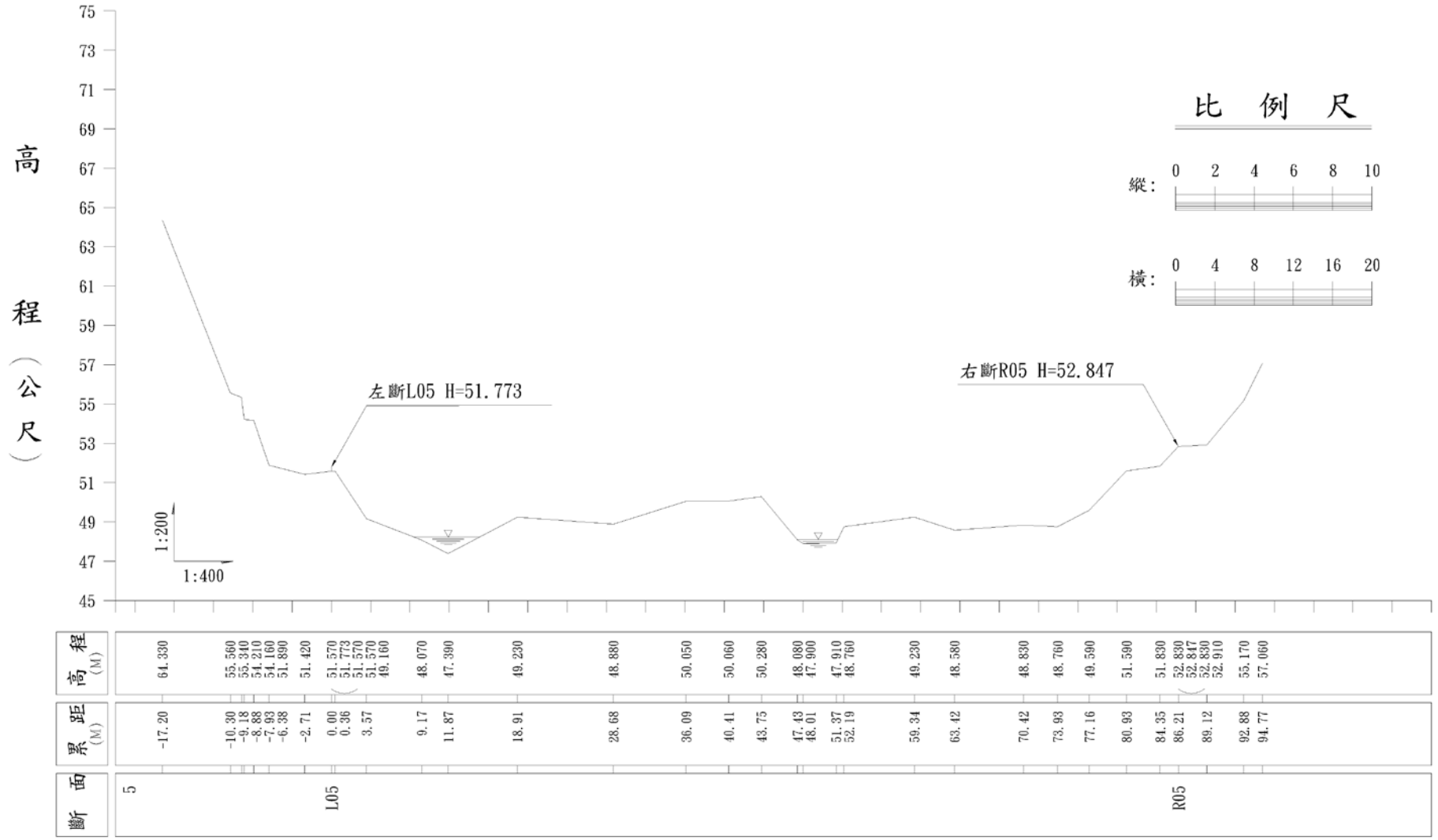
士文溪大斷面河道第 4 號斷面圖



斷面	累距(M)	高程(M)
4	-11.17	219.400
	-3.96	209.580
	-3.16	199.440
L04	0.00	197.410
	1.50	197.433
	9.53	197.410
	10.50	196.960
	16.28	197.250
	17.18	197.230
	18.24	197.120
	20.46	196.550
	22.75	196.360
	26.61	196.570
	27.77	196.560
	29.31	196.680
	31.95	196.650
	35.74	195.180
	38.20	195.000
	44.02	194.790
	46.51	195.250
	53.51	195.450
	57.08	195.560
	59.13	194.910
	60.84	195.210
R04	63.13	195.790
	66.36	195.960
	74.33	195.982
		195.960
		196.130
		201.410
		207.020

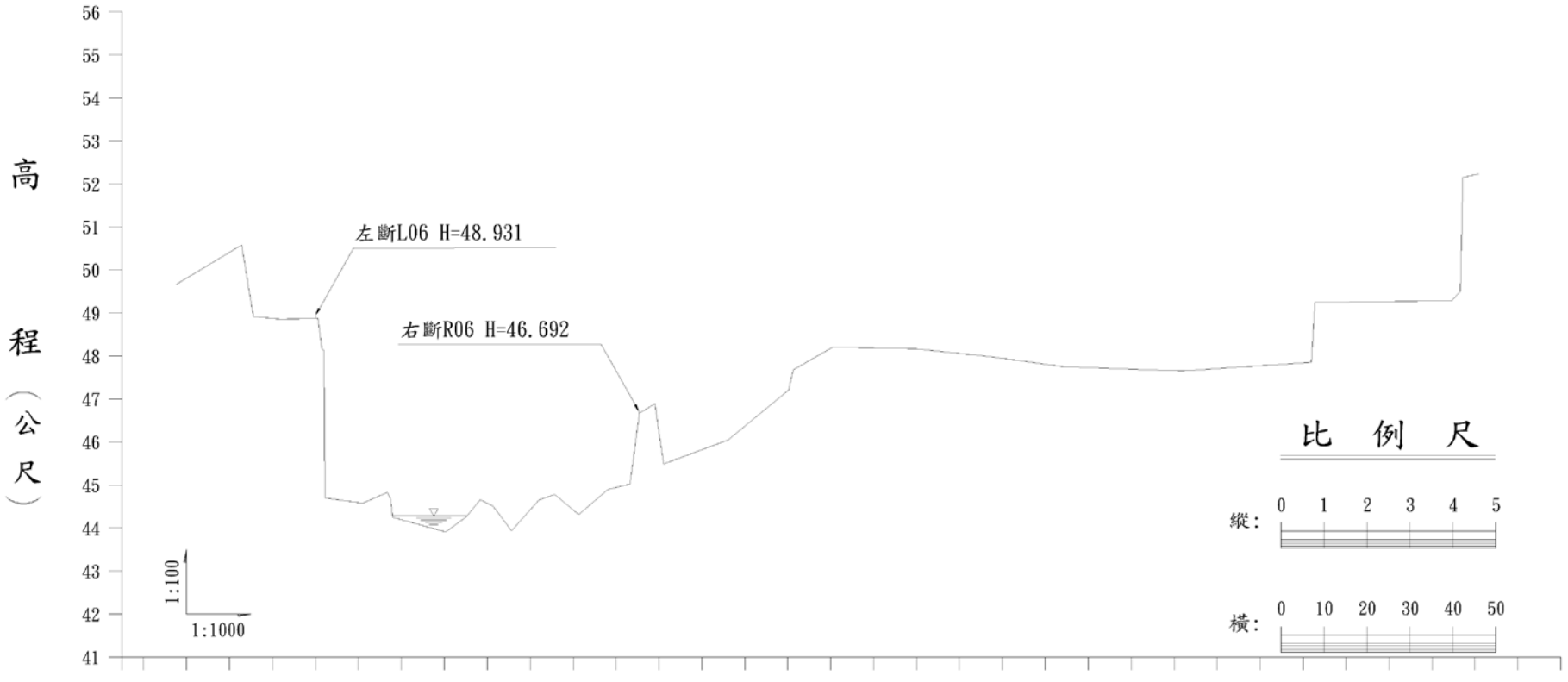
A3 1=1

士文溪大斷面河道第 5 號斷面圖



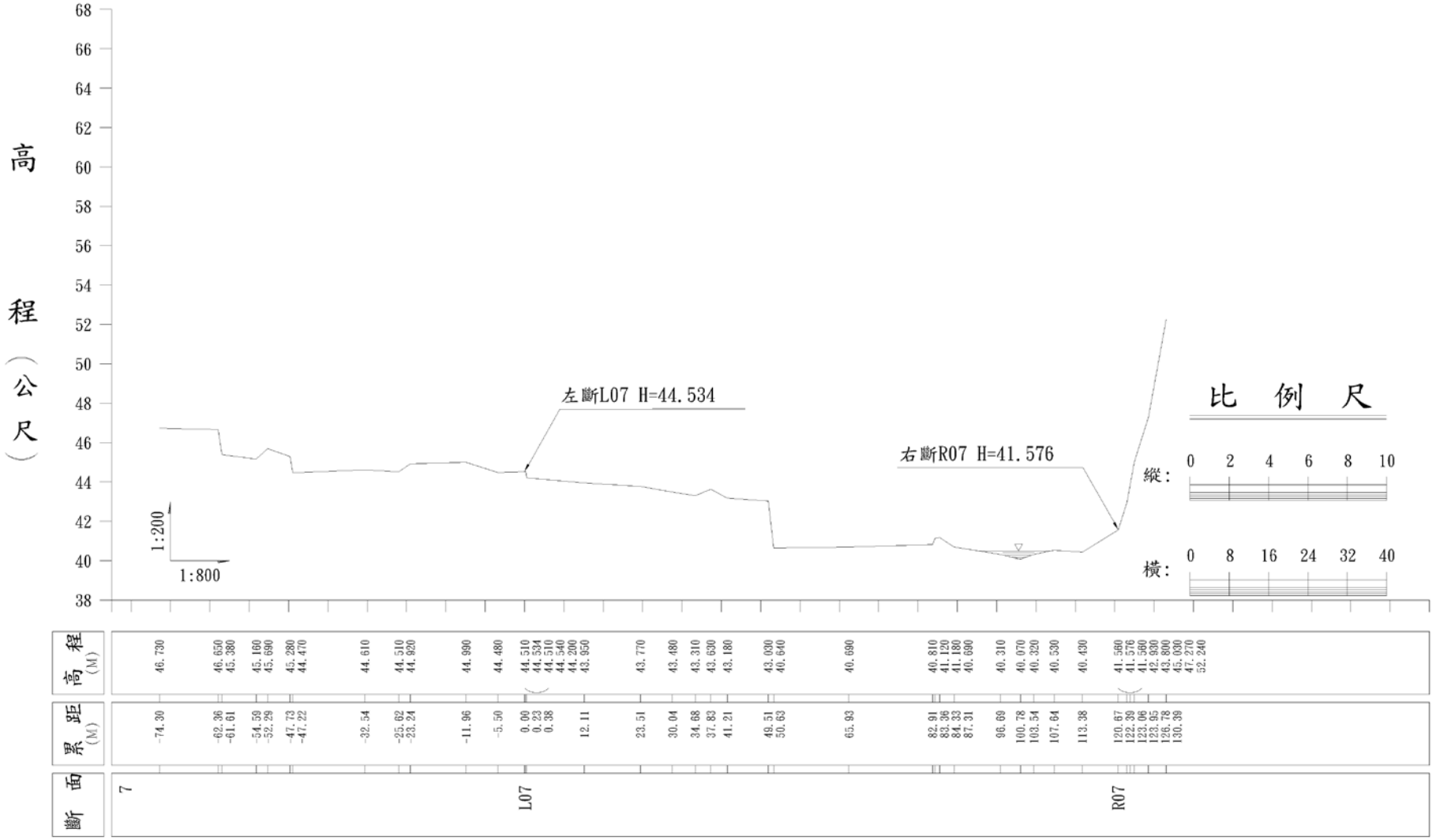
A3 1=1

士文溪大斷面河道第 6 號斷面圖



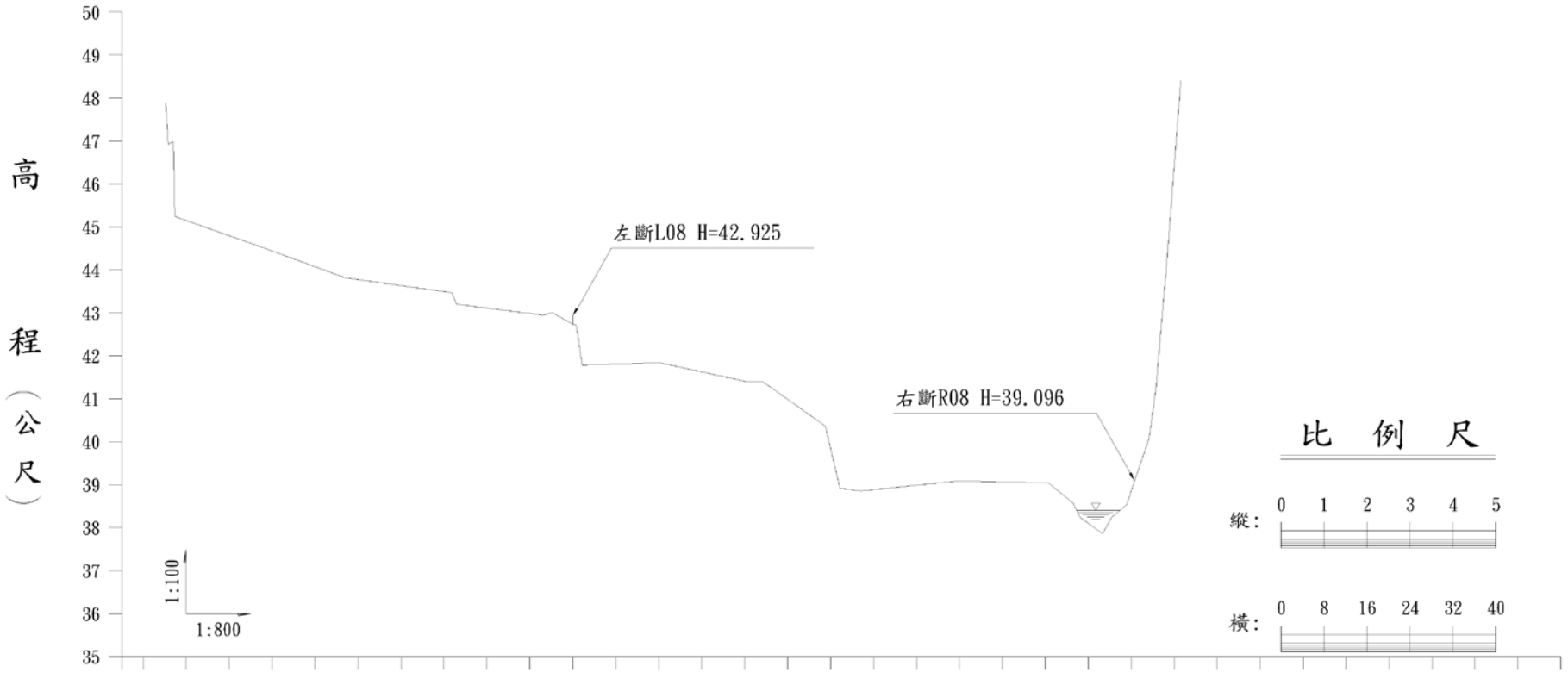
| | | |

士文溪大斷面河道第 7 號斷面圖



A3 1=1

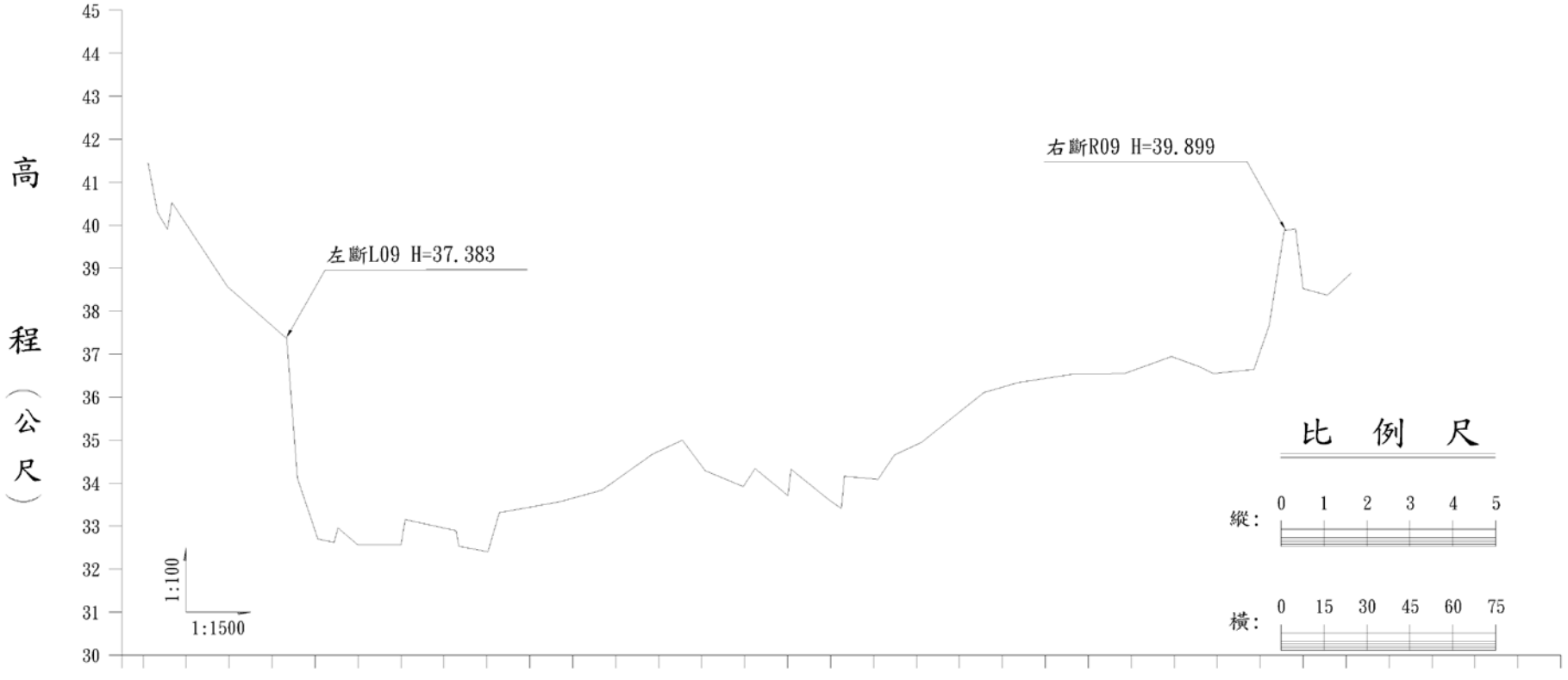
士文溪大斷面河道第 8 號斷面圖



斷面	累距(M)	高程(M)
8	-75.81	47.870
	-75.39	46.920
	-74.39	46.980
	-74.18	45.240
	-57.54	44.510
	-42.44	43.810
	-22.55	43.470
	-21.68	43.200
8L1	-5.56	42.940
	-3.80	43.000
	0.00	42.730
	0.64	42.925
	1.68	42.730
		42.720
		41.780
	16.12	41.840
	32.14	41.400
	35.38	41.390
	47.00	40.360
	49.74	38.920
	53.58	38.850
	71.79	39.090
8R1	88.55	39.040
	93.04	38.580
	94.39	38.240
	98.59	37.860
	100.34	38.250
	103.14	38.540
	104.58	39.080
	107.23	39.096
	108.53	39.080
	110.52	40.060
	113.19	41.230
		44.130
		48.400

A3 1=1

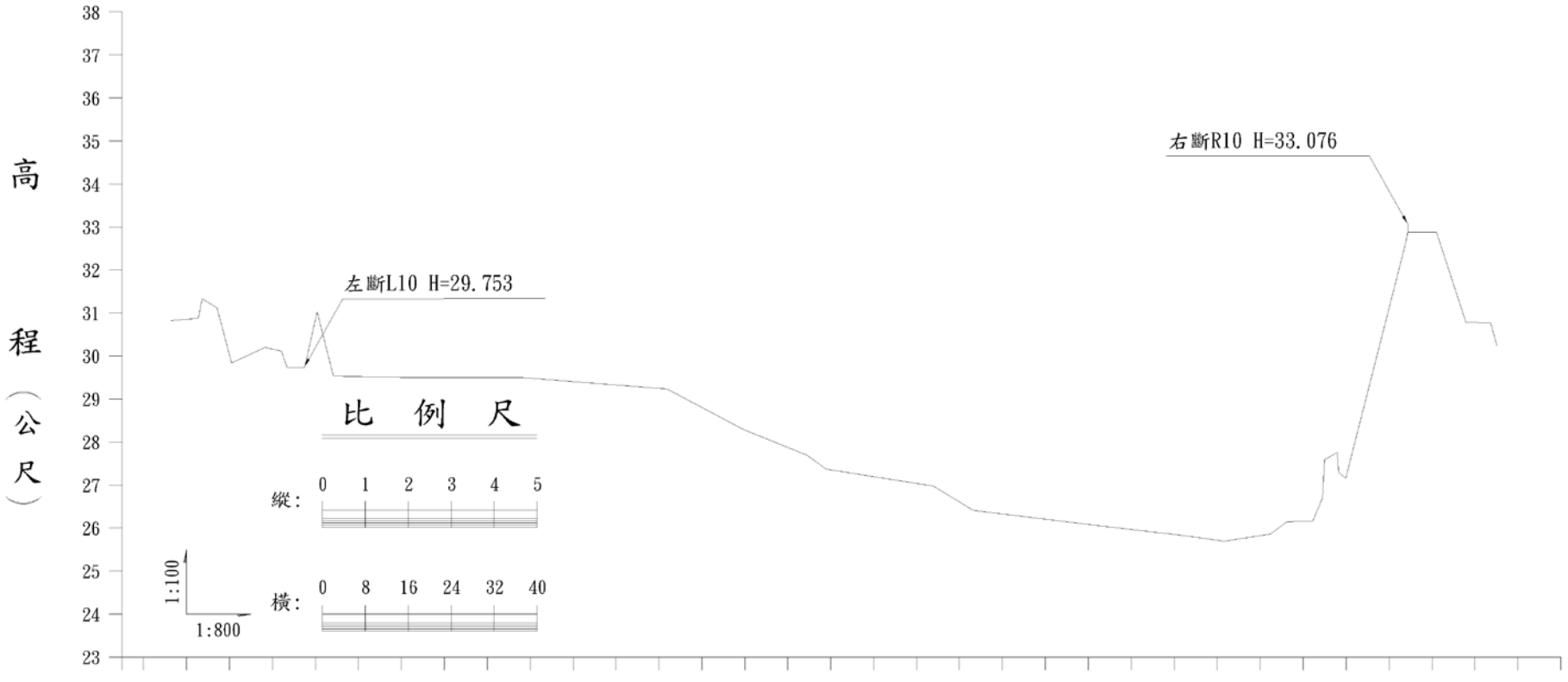
士文溪大斷面河道第 9　號斷面圖



斷面	累距(M)	高程(M)
9	-48.37	41.450
	-45.09	40.300
	-41.55	39.900
	-39.97	40.520
	-20.66	38.570
L09	0.00	37.360
	3.80	37.383
	10.94	37.360
	16.61	34.120
	17.98	32.700
	24.75	32.619
	38.93	32.960
	41.42	32.570
	59.12	32.560
	60.20	33.150
	70.32	32.890
	74.26	32.529
	95.19	32.400
	110.07	33.310
	127.65	33.560
	138.14	33.840
	146.16	34.670
	159.45	35.000
	163.53	34.290
	175.08	33.920
	176.16	34.340
	189.38	33.710
	193.70	34.320
	194.82	33.610
	206.48	33.410
	212.20	34.160
	221.70	34.090
	243.40	34.650
	255.37	34.950
	274.34	36.100
	292.47	36.340
	308.94	36.530
	318.46	36.550
	323.60	36.940
	337.79	36.720
	343.12	36.550
	348.40	36.640
	348.72	37.670
	352.26	39.900
	354.99	39.880
	363.46	39.899
	371.77	39.910
R09		38.520
		38.370
		38.890

A3 1=1

士文溪大斷面河道第 10　號斷面圖



斷面	累距(M)	高程(M)
10	-24.78	30.820
	-19.77	30.880
	-19.04	31.330
	-16.26	31.120
	-13.55	29.840
	-7.32	30.200
	-4.26	30.110
	-3.27	29.730
	0.00	29.730
L10	2.35	29.753
	5.41	31.020
	19.59	29.530
	40.34	29.500
	67.51	29.500
	81.75	29.230
	93.55	28.290
	97.16	27.690
	117.10	27.370
	124.58	26.970
	147.25	26.410
	163.44	26.060
	171.31	25.830
	178.93	25.690
	182.91	25.860
	187.76	26.140
	189.56	26.160
	189.98	26.710
	192.28	27.590
	192.61	27.760
	193.90	27.290
	205.12	27.160
	205.42	32.660
	210.83	32.880
R10	216.26	33.076
	220.85	32.880
	222.06	32.880
		30.780
		30.770
		30.250

A3　1=1