

98-22-7379

MOTC-IOT-97-H1DB009

交通道路及橋墩遭受土石流衝擊 之對策研究(2/4)



交通部運輸研究所

中華民國 98 年 4 月

98-22-7379

MOTC-IOT-97-H1DB009

交通道路及橋墩遭受土石流衝擊 之對策研究(2/4)

著 者：陳景文、曾志民、賴瑞應
林伯融、陳俊吉、劉惠文

交通部運輸研究所

中華民國 98 年 4 月

國家圖書館出版品預行編目資料

交通道路及橋墩遭受土石流衝擊之對策研究. (2/4) / 陳景文等著. -- 初版. -- 臺北市 : 交通部運研所, 民 98. 04
面 : 公分
參考書目: 面
ISBN 978-986-01-8204-0(平裝)

1. 道路養護 2. 橋樑工程 3. 土石流

442. 17

98006701

交通道路及橋墩遭受土石流衝擊之對策研究(2/4)

著 者：陳景文、曾志民、賴瑞應、林伯融、陳俊吉、劉惠文
出版機關：交通部運輸研究所
地 址：10548 臺北市敦化北路 240 號
網 址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)
電 話：(04) 26587176
出版年月：中華民國 98 年 4 月
印 刷 者：承亞興企業有限公司
版(刷)次冊數：初版一刷 130 冊
本書同時登載於交通部運輸研究所網站
定 價：300 元
展 售 處：
交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880
國家書店松江門市：10485 臺北市中山區松江路 209 號 F1•電話：(02) 25180207
五南文化廣場：40042 臺中市中山路 6 號•電話：(04)22260330

GPN：1009800885

ISBN：978-986-01-8204-0 (平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部份內容者，須徵求交通部運輸研究所書面授權。

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：交通道路及橋墩遭受土石流衝擊之對策研究(2/4)			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN 978-986-01-8204-0 (平裝)	政府出版品統一編號 1009800885	運輸研究所出版品編號 98-22-7379	計畫編號 97-H1DB009
本所主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：賴瑞應 聯絡電話：04-26587170 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會 計畫主持人：陳景文 研究人員：曾志民、林伯融、劉惠文、曾韋禎、陳俊吉、張浣珣 地址：臺南市大學路1號 聯絡電話：06-3450118		研究期間 自 97 年 3 月 至 97 年 11 月
關鍵詞：土石流、橋墩、路堤、衝擊力			
摘要： 過去相關單位在設計山區跨河道路及橋樑時，僅考量溪流洪水之水位及流速，並未充分考量洪水現象差異頗大之土石流衝擊效應，在路堤、橋墩結構型式及材料選用方面對於如何強化結構設計及選用加勁材料等橋樑主體改善對策則並未深入探討。有鑒於此，本計畫擬訂四年研究期間，透過數值模擬分析工具，深入了解橋涵及橋墩受土石流衝擊破壞成因及規模程度，並檢討現有設計準則，進而提出未來強化結構設計及加勁材料選用等橋樑主體改善對策，以作為公路主管機關規劃設計山區道路橋樑時之參考。本研究依據桃芝颱風及敏督利颱風期間之災情分析可知，道路橋樑受洪水或土石流衝擊損毀案例多數集中於南投縣陳有蘭溪流域台 21 線及臺中縣大甲溪流域台 8 線兩處集水區。而研究中顯示，陳有蘭溪流域之土石流災害歷史豐富，土石流再發潛勢高，跨河橋樑結構類型具代表性，且基於交通可及性及橋樑結構之毀損規模，因此，本計畫將由陳有蘭溪流域台 21 線進行研究地點之篩選。 本研究考量災害歷史、橋樑設施規模與工法及集水區環境特性等三項因子，作為選擇跨河橋樑研究地點之參考依據。經由比較分析，後續擬以台 21 線新中橫公路之信義橋(89K+959)、十八重溪橋(98K+070)、新愛玉橋(108K+770)及台 8 線大甲溪流域之阿邦溪作為研究地點。 本計畫以實際降雨、重現期距 100 年及重現期距 200 年作為模擬之設定，其模擬之結果(包括：堆積深度、流動速度、淹沒範圍)，再利用模擬之結果，進行初步之橋樑安全檢核分析，初步檢核分析可知，現今橋樑規範規定之基礎位移量容許值，未考慮土石流衝擊力作用，因此有低估之現象。相關結論與建議可供本所後續研究計畫之參考及未來公路橋樑設計規範修訂之參考依據。			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
98 年 4 月	400	300	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
機密等級： ☐ 密 ☐ 機密 ☐ 極機密 ☐ 絕對機密 (解密條件：☐ 年 ☐ 月 ☐ 日解密，☐ 公布後解密，☐ 附件抽存後解密， ☐ 工作完成或會議終了時解密，☐ 另行檢討後辦理解密) ☒ 普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

**PUBLICATION ABSTRACTS OF RESEARCH PROJECTS
INSTITUTE OF TRANSPORTATION
MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS**

TITLE: Strategy on Highway Embankment and Bridge Foundations Subjected to Debris Flow Induced Loads (2/4)			
ISBN (OR ISSN) ISBN 978-986-01-8204-0 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009800885	IOT SERIAL NUMBER 98-22-7379	PROJECT NUMBER 97-H1DB009
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-fang PRINCIPAL INVESTIGATOR: Lai Jui-ying PHONE: (04) 26587170 FAX: (04) 26564418			PROJECT PERIOD FROM March 2008 TO November 2008
RESEARCH AGENCY: NATIONAL CHENG KUNG UNIVERSITY PRINCIPAL INVESTIGATOR: Chen Jing-wen PROJECT STAFF: Tseng Chih-ming, Lin Bo-rung, Liu Hui-wen, Chen Chun-chi ADDRESS: No.1, University RD., Tainan City 701, Taiwan, R.O.C. PHONE: (06) 3450118			
KEY WORDS: Debris Flow, Bridge Foundation, Embankment, Impact Force			
ABSTRACT: The correlated organizations have considered the water level and the velocity of floods in streams; yet they haven't sufficiently considered the impact of the debris flow regarding that floods vary in wide range. They also haven't considered issues concerning amelioration of the main structure of bridges, such as how to strengthen the structure design and select strong materials within the aspects of the structure of the embankment and the bridge and the selection of the usage of materials. Thus, this project drew up a research period lasting four years to thoroughly understand the reasons and the magnitude of the destruction of the structure of bridges and its piers using analytical tools that simulate values and review the present design criteria to provide strategies for improving the main structure of bridges such as fortifying the structure design and selecting strong materials to use as a reference for designing roads and bridges in mountains by the organizations that are responsible for highways. Based on the damage analysis during Typhoons Toraji and Mindulle, we know from this research that the roads and bridges that were damaged by floods or debris flow are concentrated in the two watersheds Nantou County, Chenyoulan River catchment, line highway number 8, and Taichung County, catchment of Tachai River, highway number 8. The disaster review showed that the debris flow has high occurrence potential in the Chenyoulan River catchment. Based on the description above, the research sites were selected in the Chenyoulan River catchment, line highway number 21. Due to the representative bridge structures across the river, the traffic conditions and the extent of damage. This research takes three factors--the history of damage, the magnitude of bridge facilities, and the environmental conditions of watersheds etc. into consideration to decide where to process the research regarding river-crossing bridges. After analysis and comparison, Shin-Yi bridge, Shih-Ba-Chung River bridge (十八重溪橋), New-Ai-Yu bridge (新愛玉橋) of highway number 21 and A-BangRiver (阿邦溪) of Road-dike of highway number 8 were selected as the research site for later use. The FLO-2D numerical code is used for the simulation of flow behavior of the debris flow, including the depth of accumulation, flow velocity and the range of flooding. This author certainly expects that this procedure could be a further reference for pier and foundation of the bridge design.			
DATE OF PUBLICATION April 2009	NUMBER OF PAGES 400	PRICE 300	CLASSIFICATION ☐ RESTRICTED ☐ CONFIDENTIAL ☐ SECRET ☐ TOP SECRET ☒ UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

交通道路及橋墩遭受土石流衝擊之對策研究(2/4)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
圖 目 錄	IX
表 目 錄	XIX
第一章 緒論	1-1
1.1 計畫緣起	1-1
1.2 計畫目的	1-2
1.3 研究內容與工作項目	1-4
1.4 研究方法與工作流程	1-5
第二章 土石流相關文獻蒐集分析	2-1
2.1 土石流的定義及型態	2-2
2.1.1 土石流相關定義	2-2
2.1.2 土石流發生型態	2-4
2.1.3 潛勢溪流評估	2-11
2.2 土石流發生條件	2-13
2.2.1 地文因素對土石流發生潛在影響	2-13
2.2.2 降雨變化對土石流發生潛在的影響	2-22
2.3 土石流流動行為與堆積特性	2-25
2.3.1 土石流流動行為	2-25
2.3.2 土石流堆積特性	2-27

2.4 土石流流變理論	2-30
2.4.1 土石流流變模式	2-30
2.4.2 土石流流變參數	2-32
2.5 土石流衝擊力評估	2-48
2.6 土石流淘刷深度評估	2-55
2.7 土石流規模及其危害行為	2-65
2.7.1 尖峰流量與土石流規模	2-65
2.7.2 集水區面積與土石流規模	2-66
2.7.3 土石流危害方式	2-69
2.8 土石流危險度評估	2-74
2.8.1 潛勢溪流發生度評估指標	2-74
2.8.2 保全對象危害度評估指標	2-76
2.8.3 潛勢溪流危險度評估	2-77
2.9 全台土石流潛勢溪流分布現況	2-78
2.10 土石流防治對策之機能及種類	2-85
2.11 小結	2-89
第三章 研究區域介紹	3-1
3.1 陳有蘭溪流域環境概述	3-7
3.1.1 水系與地文環境	3-7
3.1.1.1 地質特性	3-14
3.1.2 氣象及水文環境	3-21
3.2 大甲溪流域環境概述	3-24
3.2.1 水系及地文環境	3-24

3.2.1.1 水系	3-25
3.2.1.2 地形	3-26
3.2.1.3 區域地質	3-27
3.2.2 氣象及水文環境	3-32
3.2.3 土石流潛勢溪流分佈情形	3-37
3.2.4 小結	3-39
3.3 阿邦溪流域介紹	3-40
3.3.1 背景資料說明	3-40
3.3.2 氣候	3-42
3.3.3 地形	3-43
3.3.4 地層分佈與地質構造	3-48
3.3.4.1 地層分佈	3-48
3.3.4.2 地質構造	3-48
3.3.5 土壤	3-52
3.3.6 溪流分佈與現況	3-54
3.3.7 崩塌地分佈與現況	3-56
3.3.8 水文資料蒐集	3-64
3.3.8.1 降雨量	3-64
3.3.8.2 水文頻率分析	3-65
3.3.8.3 平均年雨量	3-69
3.3.9 洪峰流量分析	3-69
3.3.9.1 清水流洪峰流量推估	3-69
3.3.9.2 含砂水流洪峰流量推估	3-73

3.3.9.3 土石流洪峰流量推估	3-74
3.3.10 現地勘查	3-75
3.4 信義橋(89K+959)	3-79
3.4.1 背景資料說明	3-79
3.4.2 災害歷史	3-81
3.4.3 橋樑搶修及修復情形	3-85
3.4.4 現地勘查	3-88
3.5 十八重溪橋(98K+070)	3-91
3.5.1 背景資料說明	3-91
3.5.2 災害歷史	3-92
3.5.3 現地勘查	3-96
3.6 愛玉橋 (108K+770)	3-100
3.6.1 背景資料說明	3-100
3.6.2 災害歷史	3-103
3.6.3 橋樑復建	3-109
3.6.4 愛玉橋復建後現況	3-114
第四章 模擬程式介紹	4-1
4.1 程式軟體比較	4-1
4.2 FLO-2D 程式理論簡介	4-3
4.3 控制方程式	4-4
4.3.1 連續方程式	4-4
4.3.2 運動方程式	4-5
4.4 流變方程式	4-5

4.5 FLO-2D 模式驗證說明	4-11
第五章 數值分析成果	5-1
5.1 土石流參數敏感度分析	5-1
5.1.1 模式數值參數決定	5-2
5.1.2 參數敏感度分析結果討論	5-6
5.2 降雨事件與分析	5-7
5.2.1 桃芝颱風介紹	5-7
5.2.1 敏督利颱風介紹	5-10
5.2.2 無因次高斯馬可夫設計雨型介紹	5-13
5.3 模擬分析結果	5-21
5.3.1 十八重溪全流域分析結果	5-21
5.3.2 南投 030 潛勢溪流分析結果	5-28
5.3.3 郡坑溪結果	5-34
5.3.4 和社溪結果	5-42
5.3.5 阿邦溪結果	5-50
5.4 衝擊力分析	5-58
5.5 橋樑安全檢核	5-60
5.5.1 作用於橋柱頂之力系	5-60
5.5.2 橋柱受力情形	5-63
5.5.3 橋柱頂位移檢核	5-65
5.5.4 橋柱底混凝土開裂檢核	5-66
5.6 分析結果	5-66
5.6.1 橋面版損壞	5-66

5.6.2 橋柱破壞模式分析結果.....	5-67
5.7 道路路堤安全檢核說明.....	5-67
5.8 現有橋樑設計相關規範之初步探討.....	5-68
第六章 結論與建議.....	6-1
6.1 研究目的與問題.....	6-1
6.2 結論.....	6-1
6.3 建議.....	6-2
6.4 後續研究方向.....	6-3
參考文獻.....	參-1
附錄 1 期中審查會議紀錄回覆辦理.....	附錄 1-1
附錄 2 期末審查會議紀錄回覆辦理.....	附錄 2-1
附錄 3 期末報告簡報資料.....	附錄 3-1
附錄 4 國內公路橋樑基礎設計規範.....	附錄 4-1

圖 目 錄

圖 1-1 (a)本計劃全期研究流程圖	1-6
圖 1-1 (b)第二期計畫工作流程圖	1-7
圖 2-1 堆積層內之應力分佈	2-8
圖 2-2 土石流危險溪流之判斷流程	2-12
圖 2-3 現地應力路徑圖	2-14
圖 2-4 San Francisco Bay 土石流災害記錄	2-16
圖 2-5 土石流流動狀態及各波段之粒群示意圖	2-27
圖 2-6 賀伯颱風過後，南投縣信義鄉豐丘村土石流扇狀地	2-29
圖 2-7 流變模式之剪應力及剪切率關係曲線	2-30
圖 2-8 土石流堆積臨界坡度示意圖	2-35
圖 2-9 土石流在流槽彎曲處的堆積情形	2-37
圖 2-10 Acquabona 流域位置及 1、2、3 號測站位置圖	2-39
圖 2-11 Moscardo Torrent 流域位置圖	2-40
圖 2-12 Kamikamihorizawa Gully 的流域及儀器架設位置圖	2-42
圖 2-13 Curah Lengkong river 的流域位置圖	2-43
圖 2-14 蔣家溝流域位置圖	2-45
圖 2-15 土石流規模大小與土石流尖峰流量之關係	2-65
圖 2-16 尖峰強度推求最大一次土石流體積之關係圖	2-66
圖 2-17 土石流流出土方量與集水面積之關係圖	2-67
圖 2-18 臺灣土石流流出土方量與集水面積關係圖	2-68
圖 2-19 土石流危害方式	2-73

圖 2-20 土石流潛勢溪流危險度判定流程圖	2-77
圖 2-21 臺灣工程地質分區及重大斷裂線分布	2-82
圖 2-22 臺灣高潛勢土石流區位與斷層線相關位置	2-83
圖 2-23 集集地震誘發之崩塌地分佈範圍圖	2-84
圖 2-24 日本關東大地震後 60 年內之崩塌地數量統計	2-84
圖 2-25 土石流防治方法	2-88
圖 2-26 各種土石流防治工法型式及配置位置	2-88
圖 3-1 陳有蘭溪流域地形高程分佈	3-9
圖 3-2 陳有蘭溪流域坡度分佈圖	3-10
圖 3-3 陳有蘭溪流域坡向分佈圖	3-10
圖 3-4 陳有蘭溪流域地質圖	3-12
圖 3-5(a) 陳有蘭溪主流左側之河岸崩塌	3-19
圖 3-5(b) 陳有蘭溪主流左側之河岸崩塌	3-19
圖 3-6 研究地區土壤分佈圖	3-21
圖 3-7 陳有蘭溪雨量站相關位置圖	3-23
圖 3-8 大甲溪流域分段示意圖	3-25
圖 3-9 大甲溪流域水系分佈圖	3-29
圖 3-10 大甲溪流域月平均雨量圖	3-33
圖 3-11 大甲溪流域雨量站位置圖	3-36
圖 3-12 大甲溪流域土石流潛勢分佈圖	3-38
圖 3-13 阿邦溪集水區之交通位置分佈圖	3-41
圖 3-14 阿邦溪集水區坡度分佈圖	3-46
圖 3-15 阿邦溪集水區坡向分佈圖	3-47

圖 3-16 阿邦溪集水區地層分佈圖	3-50
圖 3-17 阿邦溪集水區地質構造分佈圖	3-51
圖 3-19 阿邦溪集水區之土壤分佈	3-53
圖 3-20 阿邦溪集水區 6 期之影像圖	3-58
圖 3-21 阿邦溪集水區內崩塌地分佈圖	3-59
圖 3-22 阿邦溪集水區內崩塌地分佈圖	3-60
圖 3-23 阿邦溪集水區內編號 1-12 崩塌地現況照片	3-62
圖 3-24 阿邦溪集水區內編號 13-24 崩塌地現況照片	3-63
圖 3-25 阿邦溪集水區內編號 26-28 崩塌地現況照片	3-64
圖 3-26 集水區附近雨量站分佈圖	3-65
圖 3-27 上谷關氣象站歷年月平均降雨量統計圖	3-67
圖 3-28 上谷關雨量站十年間之日最大降雨量分佈圖	3-68
圖 3-29 八仙山設計雨型分佈圖	3-70
圖 3-30 現地拍攝照片(谷關往東勢方向拍攝).....	3-75
圖 3-31 93.07.07 敏督莉風災後拍攝	3-76
圖 3-32 93.08.29 艾莉風災後拍攝	3-76
圖 3-33 95.12.07 現地拍攝照片(上邊坡).....	3-77
圖 3-34 97.02.19 現地拍攝照片(上邊坡).....	3-77
圖 3-35 95.12.07 現地拍攝照片(下邊坡).....	3-78
圖 3-36 97.02.19 現地拍攝照片(下邊坡).....	3-78
圖 3-37 97.5.15 現地拍攝照片(箱涵後方).....	3-79
圖 3-38 信義橋上游牛相鬥及西巒大山崩塌分佈	3-80
圖 3-39 郡坑溪及其野溪集水區範圍圖	3-81

圖 3-40 賀伯颱風期間信義橋 A1 橋台附近大量土石淤積災況	3-83
圖 3-41 桃芝颱風期間，信義橋第一、二跨橋面流失情形	3-83
圖 3-42 桃芝颱風後墩柱迎水面遭土石流撞擊造成鋼筋外露	3-84
圖 3-43 桃芝颱風期間，下游側堤防址部遭沖刷淘空情況	3-84
圖 3-44 賀伯颱風過後，信義橋進行 P4 橋墩包墩補強	3-85
圖 3-45 921 地震過後，信義橋再度進行包墩補強作業	3-86
圖 3-46 信義橋臨時便道情形	3-87
圖 3-47 怪手堆置管涵、清理河道	3-87
圖 3-48 信義橋修建後現況	3-88
圖 3-49 信義橋修建後 p3 橋墩情形	3-89
圖 3-50 河道顆粒粒徑.....	3-90
圖 3-51 十八重溪流域集水區範圍圖	3-91
圖 3-52 十八重溪周遭地質圖	3-92
圖 3-53 碧利斯颱風過境，由橋樑上游側空拍情形	3-93
圖 3-54 桃芝颱風過後十八重溪橋 A1 橋台錯位破壞	3-93
圖 3-55 十八重溪橋上部結構遭推移達兩公尺之情形	3-94
圖 3-56 賀伯颱風期間，郡大林道受災情形	3-95
圖 3-57 賀伯颱風期間，十八重溪橋南端橋台上游護岸破壞情形 ...	3-95
圖 3-58 十八重溪橋上游側土石流沖積扇擠壓河道情形	3-95
圖 3-59 桃芝颱風過後十八重溪橋南端橋面崩落情形	3-96
圖 3-60(a) 十八重溪橋從上游往下游拍攝之情形	3-97
圖 3-60(b) 十八重溪橋從上游往下游拍攝之情形.....	3-97
圖 3-61 石籠堤防受土石、洪水流破壞	3-98

圖 3-62 現地初步測量.....	3-98
圖 3-63 十八重溪支流(南投 030)與十八重溪主河道匯集處	3-99
圖 3-64 十八重溪支流(南投 030)河道粒徑.....	3-99
圖 3-65 桃芝颱風前愛玉橋(圈示處)周邊環境概況空拍畫面.....	3-101
圖 3-66 新、舊愛玉橋橋址位置圖	3-102
圖 3-67 和社溪支流集水區新增崩塌地分佈情形	3-104
圖 3-68 愛玉橋橋體及橋台翼牆遭土石流磨蝕的情形	3-104
圖 3-69 愛玉橋在土石清除後由下游往上游拍攝之畫面	3-105
圖 3-70 愛玉橋受和社溪土石流淹沒淤埋之情形	3-106
圖 3-71 和社溪支流集水區新增崩塌地分佈情形	3-107
圖 3-72 愛玉橋遭土石流淤塞及施工機具遭掩埋之情況	3-108
圖 3-73 愛玉橋上下游野溪河道遭土石嚴重淤滿之畫面	3-108
圖 3-74 愛玉橋復建工程之工程平面圖	3-110
圖 3-75 愛玉橋復建工程往神木村叉路之工程平面與縱面圖	3-111
圖 3-76 愛玉橋復建工程之線型平面與縱斷面圖	3-112
圖 3-77 愛玉橋復建工程往舊愛玉橋叉路之工程平面與縱面圖	3-113
圖 3-78 愛玉橋復建工程完工後現況	3-114
圖 3-79 愛玉橋 P2 橋墩基礎補強情形	3-115
圖 4-1 土石流流動示意圖	4-3
圖 4-2 座標系統圖.....	4-4
圖 4-3 流變模式之剪應力與剪切率之關係曲線	4-7
圖 4-4 降伏應力與體積濃度相對圖	4-10
圖 4-5 動力黏滯係數與體積濃度相對圖	4-10

圖 4-6 豐丘野溪模擬結果與實際範圍重疊比較圖	4-12
圖 4-7 三廊坑溪模擬結果與實際範圍重疊比較圖	4-12
圖 4-8 實際堆積範圍及境況模擬之淹沒範圍套疊圖	4-14
圖 5-1 模式試算區域位置圖	5-1
圖 5-2 模擬區清水流流量歷線	5-3
圖 5-3 模擬區土石流流量歷線	5-3
圖 5-4 桃芝颱風路徑圖	5-8
圖 5-5 陳有蘭溪流域雨量觀測站分佈圖	5-8
圖 5-6 桃芝颱風期間，望鄉雨量測站之降雨組體圖	5-9
圖 5-7 桃芝颱風期間，內茅埔(2)雨量測站之降雨組體圖	5-9
圖 5-8 敏督利颱風路徑圖	5-11
圖 5-9 敏督利颱風期間，新高口雨量測站之降雨組體圖	5-11
圖 5-10 敏督利颱風期間，上谷關雨量測站之降雨組體圖	5-12
圖 5-11 望鄉站重現期距 100 年之設計雨型	5-18
圖 5-12 內茅埔(2)站重現期距 100 年之設計雨型	5-18
圖 5-13 新高口站重現期距 100 年之設計雨型	5-19
圖 5-14 上谷關站重現期距 100 年之設計雨型	5-19
圖 5-15 望鄉站重現期距 200 年之設計雨型	5-19
圖 5-16 內茅埔(2)站重現期距 200 年之設計雨型	5-20
圖 5-17 新高口站重現期距 200 年之設計雨型	5-20
圖 5-18 上谷關站重現期距 200 年之設計雨型	5-20
圖 5-19 桃芝颱風之「全流域」堆積深度圖	5-22
圖 5-20 桃芝颱風之「全流域」下游堆積深度圖	5-22

圖 5-21 桃芝颱風之「全流域」流動速度圖	5-23
圖 5-22 桃芝颱風之「全流域」下游流動速度圖	5-23
圖 5-23 重現期距 100 年之「全流域」堆積深度圖	5-24
圖 5-24 重現期距 100 年之「全流域」下游堆積深度圖	5-24
圖 5-25 重現期距 100 年之「全流域」流動速度圖	5-25
圖 5-26 重現期距 100 年之「全流域」下游流動速度圖	5-25
圖 5-27 重現期距 200 年之「全流域」堆積深度圖	5-26
圖 5-28 重現期距 200 年之「全流域」下游堆積深度圖	5-26
圖 5-29 重現期距 200 年之「全流域」流動速度圖	5-27
圖 5-30 重現期距 200 年之「全流域」下游流動速度圖	5-27
圖 5-31 桃芝颱風之「南投 030」堆積深度圖	5-29
圖 5-32 桃芝颱風之「南投 030」流動速度圖	5-29
圖 5-33 重現期距 100 年之「南投 030」堆積深度圖	5-30
圖 5-34 重現期距 100 年之「南投 030」流動速度圖	5-30
圖 5-35 重現期距 200 年之「南投 030」堆積深度圖	5-31
圖 5-36 重現期距 200 年之「南投 030」流動速度圖	5-31
圖 5-37 桃芝颱風之「郡坑溪」堆積深度圖	5-36
圖 5-38 桃芝颱風之「郡坑溪」下游堆積深度圖	5-36
圖 5-39 桃芝颱風之「郡坑溪」流動速度圖	5-37
圖 5-40 桃芝颱風之「郡坑溪」下游流動速度圖	5-37
圖 5-41 重現期距 100 年之「郡坑溪」堆積深度圖	5-38
圖 5-42 重現期距 100 年之「郡坑溪」下游堆積深度圖	5-38
圖 5-43 重現期距 100 年之「郡坑溪」流動速度圖	5-39

圖 5-44 重現期距 100 年之「郡坑溪」下游流動速度圖	5-39
圖 5-45 重現期距 200 年之「郡坑溪」堆積深度圖	5-40
圖 5-46 重現期距 200 年之「郡坑溪」下游堆積深度圖	5-40
圖 5-47 重現期距 200 年之「郡坑溪」流動速度圖	5-41
圖 5-48 重現期距 200 年之「郡坑溪」下游流動速度圖	5-41
圖 5-49 敏督利颱風之「和社溪」堆積深度圖	5-44
圖 5-50 敏督利颱風之「和社溪」下游堆積深度圖	5-44
圖 5-51 敏督利颱風之「和社溪」流動速度圖	5-45
圖 5-52 敏督利颱風之「和社溪」下游流動速度圖	5-45
圖 5-53 重現期距 100 年之「和社溪」堆積深度圖	5-46
圖 5-54 重現期距 100 年之「和社溪」下游堆積深度圖	5-46
圖 5-55 重現期距 100 年之「和社溪」流動速度圖	5-47
圖 5-56 重現期距 100 年之「和社溪」下游流動速度圖	5-47
圖 5-57 重現期距 200 年之「和社溪」堆積深度圖	5-48
圖 5-58 重現期距 200 年之「和社溪」下游堆積深度圖	5-48
圖 5-59 重現期距 200 年之「和社溪」流動速度圖	5-49
圖 5-60 重現期距 200 年之「和社溪」下游流動速度圖	5-49
圖 5-61 敏督利颱風之「阿邦溪」堆積深度圖	5-52
圖 5-62 敏督利颱風之「阿邦溪」下游堆積深度圖	5-52
圖 5-63 敏督利颱風之「阿邦溪」流動速度圖	5-53
圖 5-64 敏督利颱風之「阿邦溪」下游流動速度圖	5-53
圖 5-65 重現期距 100 年之「阿邦溪」堆積深度圖	5-54
圖 5-66 重現期距 100 年之「阿邦溪」下游堆積深度圖	5-54

圖 5-67 重現期距 100 年之「阿邦溪」流動速度圖	5-55
圖 5-68 重現期距 100 年之「阿邦溪」下游流動速度圖	5-55
圖 5-69 重現期距 200 年之「阿邦溪」堆積深度圖	5-56
圖 5-70 重現期距 200 年之「阿邦溪」下游堆積深度圖	5-56
圖 5-71 重現期距 200 年之「阿邦溪」流動速度圖	5-57
圖 5-72 重現期距 200 年之「阿邦溪」下游流動速度圖	5-57
圖 5-73 上部結構作用力分佈圖	5-60
圖 5-74 上部結構傳遞至橋柱頂之作用力分佈圖	5-61
圖 5-75 土石流作用力之分佈圖	5-63
圖 5-76 土石流對箱涵之作用力分佈	5-68

表 目 錄

表 2-1 重大土石流案例集水區與崩塌特性之比較	2-10
表 2-2 土石流發生之坡度特性	2-14
表 2-3 臺灣地區土石流之現場地形坡度	2-15
表 2-4 土石流發生臨界公式一覽表	2-19
表 2-4 土石流發生臨界公式一覽表（續）	2-20
表 2-4 土石流發生臨界公式一覽表（續）	2-21
表 2-5 土石流發生之降雨特性	2-24
表 2-6 土石流流變模式	2-31
表 2-7 抗剪強度與體積濃度之關係	2-33
表 2-8 賓漢降伏應力與賓漢黏滯係數整理表	2-36
表 2-9 Acquabona Creek 土石流流速與流動深度	2-39
表 2-10 1990~1997 Moscardo Torrent 土石流資料	2-41
表 2-11 Moscardo Torrent 中利用地音探測於 3 測站測得之流速	2-41
表 2-12 Kamikamihorizawa Gully 1976 至 1980 之土石流實測資料 ..	2-42
表 2-13 Curah Lengkong river 1999~2001 年間土石流資料	2-44
表 2-14 蔣家溝 1996 至 1997 年間土石流資料整理	2-46
表 2-15 土石流衝擊力之理論公式彙整	2-49
表 2-15 土石流衝擊力之理論公式彙整(續)	2-50
表 2-15 土石流衝擊力之理論公式彙整(續)	2-51
表 2-15 土石流衝擊力之理論公式彙整(續)	2-52
表 2-15 土石流衝擊力之理論公式彙整(續)	2-53

表 2-15 土石流衝擊力之理論公式彙整(續).....	2-54
表 2-16 土石流淘刷深度之理論公式彙整	2-56
表 2-16 土石流淘刷深度之理論公式彙整(續).....	2-57
表 2-16 土石流淘刷深度之理論公式彙整(續).....	2-58
表 2-16 土石流淘刷深度之理論公式彙整(續).....	2-59
表 2-16 土石流淘刷深度之理論公式彙整(續).....	2-60
表 2-16 土石流淘刷深度之理論公式彙整(續).....	2-61
表 2-16 土石流淘刷深度之理論公式彙整(續).....	2-62
表 2-16 土石流淘刷深度之理論公式彙整(續).....	2-63
表 2-16 土石流淘刷深度之理論公式彙整(續).....	2-64
表 2-17 日本土石流土砂流出量迴歸公式表	2-68
表 2-18 集水區內地質岩性發生度基準之評分指標	2-75
表 2-19 保全對象危害度評估一覽表	2-76
表 2-20 各縣市土石流潛勢溪流數量統計	2-81
表 3-1 國內歷年土石流重大災害之統計	3-4
表 3-1 國內歷年土石流重大災害之統計(續).....	3-5
表 3-2 研究區域之介紹	3-6
表 3-3 陳有蘭溪流域各高程、坡度及坡向面積百分比	3-8
表 3-4 陳有蘭溪流域主支流屬性	3-12
表 3-5 陳有蘭溪流域地層比對表	3-15
表 3-6 陳有蘭溪流域土壤組成百分比	3-20
表 3-7 阿里山氣象站（1971～2003）氣候資料統計表	3-22
表 3-8 陳有蘭溪流域雨量測站基本資料	3-22

表 3-9 研究區相關氣象站月平均降雨統計表	3-24
表 3-10 中央氣象局臺中氣象站資料表	3-33
表 3-11 大甲溪流域內雨量站位置分佈.....	3-35
表 3-12 氣候資料統計表	3-43
表 3-13 阿邦溪集水區內高程分佈統計表	3-44
表 3-14 阿邦溪集水區內坡度分佈統計表	3-44
表 3-15 阿邦溪集水區內坡向分佈統計表	3-45
表 3-16 阿邦溪集水區內地層分佈一覽表	3-49
表 3-17 阿邦溪集水區活動斷層一覽表	3-49
表 3-18 阿邦溪集水區內之土壤分佈一覽表	3-52
表 3-19 阿邦溪溪床上橫斷面淤積土方量	3-55
表 3-20 阿邦溪集水區內桃芝颱風後崩塌地分佈統計一覽表	3-57
表 3-21 阿邦溪集水區崩塌地調查後統計一覽表	3-61
表 3-22 計畫範圍附近雨量站站況一覽表	3-64
表 3-23 上谷關氣象站歷年月平均雨量統計表	3-66
表 3-24 各頻率年及暴雨頻率資訊	3-68
表 3-25 民國 38~93 年雨量最大之一日暴雨量	3-70
表 3-26 逕流係數參考值	3-72
表 3-27 阿邦溪集水區之各頻率年之降雨強度	3-73
表 3-28 各斷面(集水區出口處)重現期距之清水流洪峰流量.....	3-73
表 3-29 各斷面重現期距之含砂水流洪峰流量	3-74
表 3-30 重現期距土石流洪峰流量	3-74
表 3-31 郡坑溪上游支流基本屬性表	3-80

表 3-32 愛玉橋基本資料表	3-100
表 3-33 愛玉橋復建工程之基本資料表	3-109
表 4-1 各水利分析軟體介紹	4-2
表 4-2 降伏應力、動力黏滯係數與體積濃度關係表	4-9
表 4-3 模擬結果之淹沒面積統計表	4-14
表 5-1 FLO-2D 模式使用參數值.....	5-5
表 5-2 各情境模擬分析之彙整	5-7
表 5-3 望鄉雨量測站在桃芝颱風期間之降雨量最大值	5-9
表 5-4 內茅埔(2)雨量測站在桃芝颱風期間之降雨量最大值.....	5-10
表 5-5 新高口雨量測站在桃芝颱風期間之降雨量最大值	5-12
表 5-6 上谷關雨量測站在桃芝颱風期間之降雨量最大值	5-12
表 5-7 無因次高斯馬可夫設計雨型 24 小時時雨量	5-17
表 5-8 對數皮爾遜第三型分佈 24 小時總降雨量	5-18
表 5-9 十八重溪--土石流「全流域」模擬結果分析.....	5-21
表 5-10 南投 030 潛勢溪流--土石流「全流域」模擬結果分析	5-28
表 5-11 十八重溪模擬之橋墩前最大堆積深度及最大流動速度	5-32
表 5-12 南投 030 模擬之橋墩前最大堆積深度及最大流動速度	5-32
表 5-11 郡坑溪模擬之雨量條件.....	5-34
表 5-12 郡坑溪--土石流「全流域」模擬結果分析.....	5-35
表 5-13 郡坑溪墩前之土石流模擬分析結果	5-35
表 5-14 和社溪模擬之雨量條件	5-42
表 5-15 和社溪--土石流「全流域」模擬結果分析.....	5-43
表 5-16 和社溪墩前之土石流模擬分析結果	5-43

表 5-17 阿邦溪模擬之雨量條件	5-50
表 5-18 阿邦溪--土石流「全流域」模擬結果分析.....	5-51
表 5-19 阿邦溪墩前之土石流模擬分析結果	5-51
表 5-20 實際降雨量模擬之墩前結果	5-59
表 5-21 衝擊力計算之所需參數	5-59
表 5-22 土石流衝擊力之計算所得結果	5-59
表 5-23 垂直載重.....	5-61
表 5-24 橋柱頂受力計算結果彙整	5-63
表 5-25 橋柱受力計算結果彙整	5-65

第一章 緒論

1.1 計畫緣起

臺灣為一狹長型海島，位處歐板塊和菲律賓板塊之交界處，地質條件較為脆弱。全島面積約 36,000 平方公里，但 73.6% 為山坡地及高山林地，造就地勢相當險峻。其次，臺灣地區每年 5 月~10 月豐水期的颱風及梅雨季節所挾帶之集中性豪雨，造成降雨型崩塌的數量及規模居高不下；再者，從 921 集集大地震過後，因(a)溪谷堆積大量土石(b)溪谷側向邊坡之土石強度減弱，遇水較易崩解(c)排水路徑改變（包含地表及地下），使原先不易發生處較易發生及(d)裸露地增加，造成邊坡更容易被沖蝕及切割，而不穩定等因素使原本破碎的岩層更易產生新的地震型崩塌。在此兩大主因作用下所誘發之大規模崩塌，主要分佈於河系的邊坡及山稜線附近。

在特殊地文條件與水文環境交互作用下，臺灣地區許多 1~2 級河序溪流之集水區均符合(a)降雨量大(b)豐富鬆散土砂量及(c)陡峻的溪床坡度等潛在土石流發生屬性。早期山坡地開發利用行為尚屬低密度，民眾活動範圍並未進入土石流易致災區域，即使發生土石流也不致明顯波及民眾生命與財產安全，因而未受到重視。但是，近年隨著經濟大幅成長，山區開發程度也逐年擴大，政府為了均衡區域發展並促進經濟持續成長，正著手建立環島公路網，勢必造成開發範圍逐漸往山地區域發展。

山區道路及橋樑設施平時除扮演維持居民出入之交通及經濟活動功能外，更在颱風災害期間扮演居民疏散避難及救災之角色。根據農委會水土保持局委託財團法人成大研究發展基金會針對土石流潛勢溪流調查結果發現，臺灣地區目前有 1,420 條土石流潛勢溪流(農委會水土保持局，2002)，其中許多溪流與山區道路橋樑縱橫交錯。因土石流所帶來之流體壓力及挾帶的巨石、流木等衝擊力，可能造成橋樑結構受損並因河床沖刷而導致橋基沈陷傾倒，造成避難及救災有效時程上

極大影響，如民國 85 年賀伯颱風、87 年瑞伯颱風、90 年桃芝颱風及納莉颱風、93 年敏督利颱風及艾利颱風迄 94 年海棠颱風及泰利颱風等事件即是明顯例子。

1.2 計畫目的

過去相關單位在設計山區跨河道路及橋樑時，僅考量設計洪水之水位及流速，在路堤、橋墩結構型式及材料選用方面，並未充分考量洪水現象差異頗大之土石流衝擊效應。雖然財團法人臺灣營建研究院(1999)及國立臺北科技大學(2002)皆曾針對跨越土石流溪流之跨河橋樑設計準則進行研究，並提出以下數點重要結論與建議：

1. 橋涵對路線土石流防治的措施，一般以排導工程與保護性措施為主，使土石流能順利通過路線設施所占的地段，不致對其造成破壞。在地形有利時，也可在路線設施上游修築攔擋和停淤工程，以減小土石流規模，增加路線設施的安全度。
2. 在公路橋樑規劃方面，建議事項如下：
 - (1)重要公路橋樑應儘可能避開地質敏感地帶。
 - (2)土石流橋樑應提高設計標準，對土石流予以特殊考量。
 - (3)野溪儘可能採大跨距，橋台宜置於溪床外，以加大土石流通水斷面。
 - (4)橋樑淨空之設計應考慮土石流之運動行為。
3. 目前國內涵洞最大斷面僅為 3m×3m，而國內土石流之溪床堆積最大粒徑均超過 2.5m，故涵洞一遇土石流極易堵塞。因此建議在設計觀念上改採犧牲性涵洞，當土石流規模大到某一程度時，涵洞即因土石壓力而潰決，避免因涵洞壅塞導致土石沿路面流入民房或因土石回淤蓄積過大土石壓力，增加對溪流兩岸及河床的切刷能力。
4. 「新建橋樑」規劃與準則建議事項：

- (1)避開土石流發生潛能較高之區域，尤其對於可能經過土石流堆積區之道路，應設法使道路位置往河川上游方向遷移。
 - (2)若道路位置受到諸多條件限制或無法避開土石流發生潛能較高之區域時，應考量是否有可能利用不同的道路結構型式因應處理。
 - (3)倘若上述方法皆不可行，則須考量於河川上游處，設立相關土石流防治工法作為屏障，或以交通管制方式，禁止人車在大雨時期通行該段道路，以降低土石流危害。
5. 橋樑之規劃設計因應土石流於不同區段而有不同因應處理，通常土石流有發生段、輸送段、淤積段及停止段等四區段，根據這四種不同區段，橋樑因應土石流之規劃設計原則，可歸納出四種因應措施：
- (1)道路橋樑局部改線
 - (2)土石流發生段及輸送段之因應措施，如橋樑或涵洞(攔阻措施)、過水路面及土石流遮護棚等。
 - (3)土石流淤積段及停止段之因應措施，如橋樑或涵洞(河床改善、設立攔阻措施、降低流動材料淤積)及明隧道等。
 - (4)土石流防治綜合治理。

過去相關研究對於跨越土石流溪流之跨河橋樑，僅提出相關因應土石流災害之橋樑設計準則及設計案例，並建議在河川上游處，設立相關土石流防治工法作為屏障。但對於如何強化結構設計及選用加勁材料等橋樑主體改善對策則並未深入探討。

鑒於此，本計畫擬訂四年研究期間，透過數值模擬分析工具，深入了解道路及橋樑橋墩受土石流衝擊破壞成因及規模程度，並期由檢討現有設計準則，進而提出未來強化結構設計及加勁材料選用等改善對策。整體工作執行內容係由近年重大土石流災害紀錄收集分析出發，選定道路及橋墩迭遭土石流沖毀之研究示範區，進行水文、地文

及設施結構物資料收集分析。其次進行橋樑及橋墩受土石流流動過程之影響模擬分析，以及道路及橋墩受土石流衝擊力影響之形變模擬分析，深入探討土石流流動過程與道路及橋墩結構之互制現象。最後利用模擬分析成果檢討現況山區道路及橋樑設計準則，並進一步研擬橋墩結構之加勁強化改善對策，據以作為未來相關單位設計山區跨河道路及橋樑時之參考。

1.3 研究內容與工作項目

第一年度已針對土石流相關文獻、分析理論、研究報告及災損案例做蒐集整理，並進一步對相關土石流之分析理論與方法做初步探討，另外，也針對研究區域內之水文、地文及設施結構物資料做蒐集分析進而定訂研究示範區域。

本計畫第二年度主要工作為針對土石流流動過程對跨河結構物(本計畫特指為橋樑及道路路堤，後續內文皆以跨河結構物稱之)影響之模擬分析，全期計畫目標擬訂之後續工作項目，分年敘述如下：

第二年：交通道路及橋墩遭受土石流衝擊之對策研究(2/4)

- 研究區域水文、地文及設施結構物資料持續收集分析
- 土石流相關理論持續收集與探討
- 橋樑及道路路堤受土石流流動過程影響之模擬分析
 1. 參數率定
 2. 數值模式驗證
 3. 設計災害模式之境況模擬
- 土石流流動過程對道路路堤影響之模擬分析
 1. 參數率定
 2. 數值模擬結果與實際案例驗證

- 現有山區道路及橋樑設計規範之初步探討

第三年：交通道路及橋墩遭受土石流衝擊之對策研究(3/4)

- 橋墩受土石流衝擊力影響之形變模擬分析

1. 參數率定
2. 模式驗證

第四年：交通道路及橋墩遭受土石流衝擊之對策研究(4/4)

- 橋樑結構之加勁強化改善對策研擬及分析
- 橋樑結構之加勁強化方案成效評估
- 現有道路及橋墩設計準則檢討與建議

1.4 研究方法與工作流程

本計畫全期擬以四年時間，透過數值模擬分析工具，深入了解道路及橋樑橋墩受土石流衝擊破壞成因及規模程度，並期由檢討現有設計準則，進而提出未來強化結構設計及加勁材料選用等改善對策。圖 1-1(a)為全期擬訂之工作流程，圖 1-1(b)為第二年度計畫工作流程，整體工作執行內容係由土石流相關研究文獻及理論做收集分析出發，透過近年重大土石流災害紀錄收集分析，選定路堤、橋墩迭遭土石流沖毀之研究區域，進行水文、地文及設施結構物資料收集分析。其次進行橋樑及道路路堤受土石流流動過程之影響模擬分析，以及橋墩受土石流衝擊力影響之變形模擬分析，深入探討土石流流動過程與橋墩結構之互制現象。最後利用模擬分析成果檢討現有山區道路及橋樑設計準則，並進一步研擬橋樑結構之加勁強化改善對策，據以作為未來相關單位設計山區跨河道路及橋樑時之參考。

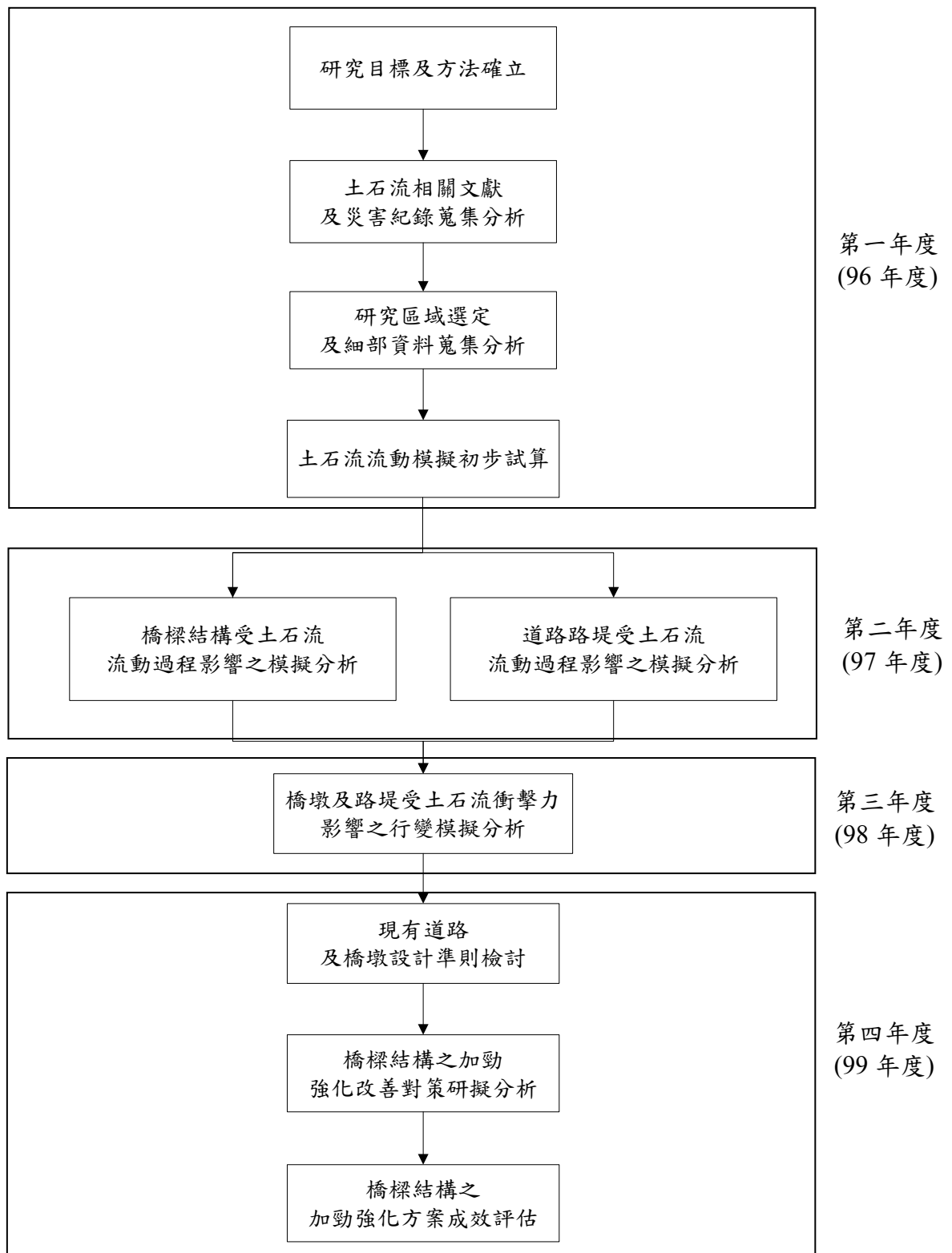


圖 1-1 (a) 本計畫全期研究流程圖

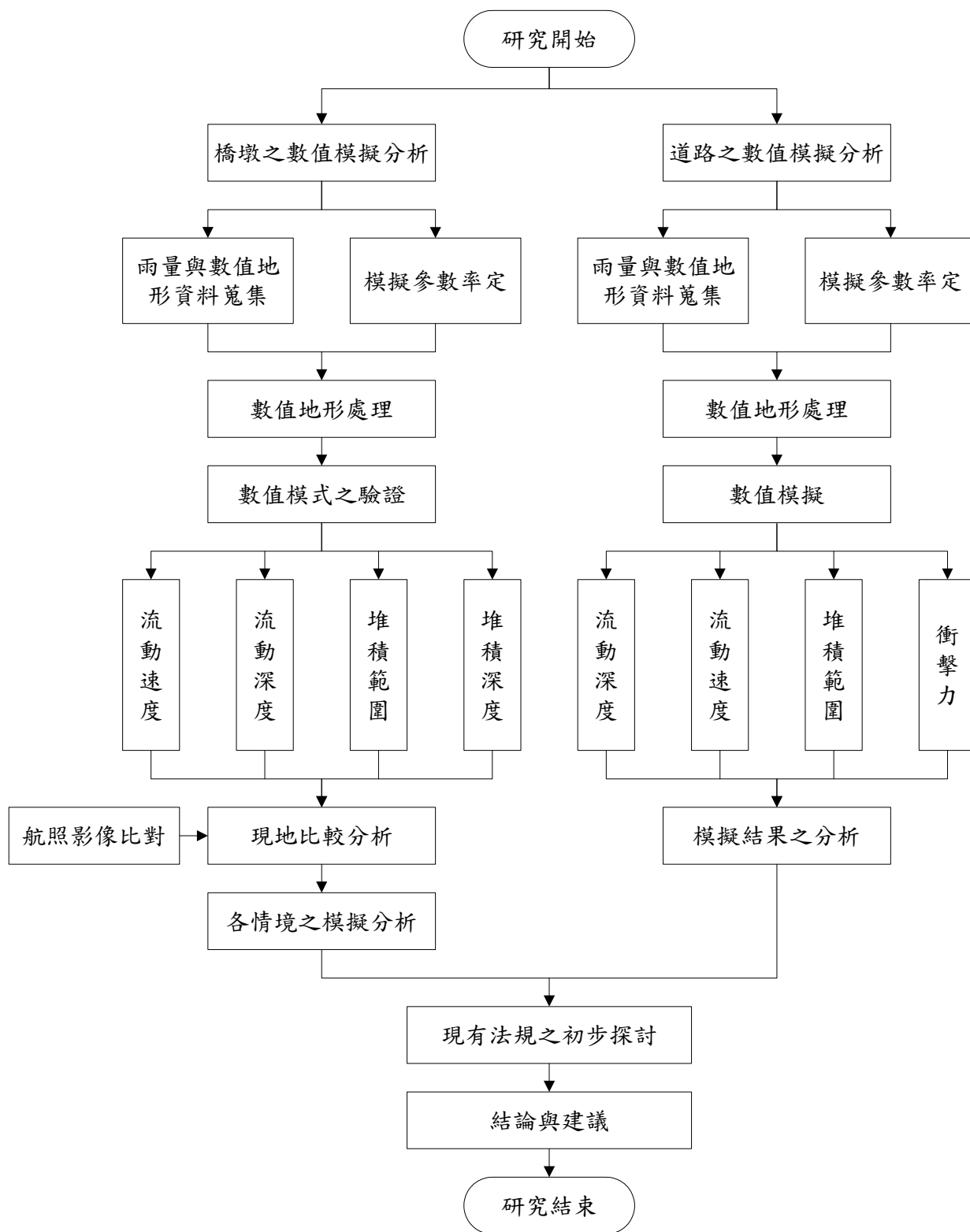


圖 1-1 (b) 第二期計畫工作流程圖

第二章 土石流相關文獻蒐集分析

土石流是指大量土石伴隨著水流急速流動的自然現象，土石流一詞源自 Murgang 或 Mure 之釋詞；日本釋為土石流，應與釋詞引用有關，一般譯為 Debris flow。臺灣直接引用日本之譯名，亦稱土石流。土石流主要發生於野溪坑溝，有時亦在山坡面，因含水量增加到一定含量時而發生流動現象，又稱為土流或泥流 (Mud flow)。

土石流與一般崩塌 (landslide) 間最顯著的不同點是，土石流具有巨大礫石集中且隆起呈波段的先端部，流動時大小石塊間由於相互碰撞，時而發出隆隆巨響，在鄰近地區甚至可以感受到地面傳來的震動，其聲勢相當驚人。當土石流沿溪流流下，由於陡峭的溪床提供足夠的勢能，使其對溪床及其兩側岸坡進行淘刷而擴大土砂礫石的攜出規模，不僅造成溪谷及其沿岸邊坡土石的不穩，並加速惡化山坡地的水土資源保育功能。一旦大量土石流出谷口後，土石流先端部粗大礫石挾帶巨大的動量與直進的慣性作用，可以衝出谷口向前運行一段距離後才逐漸停積下來。後續的土石流動因流路受阻而有部分土砂呈溯源堆積，並使部分土砂朝側向分散流下淤積，而逐漸形成扇狀的堆積。

過去，土石流不僅在臺灣造成災害，於日本、美國、中國大陸以及奧地利等地亦釀成多起嚴重災害。在國內外有關土石流研究頗多，主要可分為六大主題（黃宏斌，1993）：

1. 土石流的發生機制；
2. 土石流的流動性質；
3. 土石流的堆積特性；
4. 土石流產生的衝擊力與防治工法；
5. 土石流發生預測與危險區劃定以及土石流預警系統的開發、研究；
6. 土石流現場調查報告、分析。

本計畫針對過去土石流相關研究進行整理、分析，由土石流基本定義、發生條件、流動機制、堆積特性、流變理論、危害行為及災害防治對策...等相關特性作一分析說明，以作為後續研究區域選定、土石流流動模擬及橋樑形變模擬之參考。

2.1 土石流的定義及型態

2.1.1 土石流相關定義

土石流為融合土、砂、礫石及水所形成之流動體，探究其種種行為均與以往固態物質或牛頓流體之認知上有所不同。自 Varnes(1958)針對土石流進行定義後，後續有 Swanston(1976)、小橋(1980)、土屋(1980)、何春蓀(1981)、蘆田(1983)、Johnson & Rodine (1984)、林裕益(1988)、周必凡(1991)、水土保持技術規範(1992)等陸續提出，分別說明如下：

1. Varnes D. J. (1958)

土石流屬於濕流(wet flow)的一種，為含有高比例的粗質碎屑。經常在豪雨來臨時，因逕流所造成的急流沖刷地表土壤時發生，尤其是在具有深層堆積土壤的山坡地及植被除去時更易發生。

2. Swanston D. N. (1976)

土石流係指是包含沿著陡峻溪谷快速向下移動的水、土、岩石和有機體之混合流體。經常發生於陡坡的一次或二次溪谷，並由溪谷兩旁坡面土體滑入溪中，成堆積狀或運送而下。

3. 小橋澄治 (1980)

土石流為土石與水結合一體，集體搬運而下，經常含有大岩塊、大礫石及流木。大的岩塊在前滾動、滑動而下。

4. 土屋昭彥 (1980)

依土砂運動與堆積方式，將土砂流動區分為土石流、泥流和土

砂流 (Sediment flow) 等三類。其中屬於土石流者，其先端部為含有巨大之岩石礫群，具衝擊力與破壞力，以及直進性，後續土砂則屬泥流或高濃度之土砂流。一般而言，先端部在坡度 $4^{\circ} \sim 10^{\circ}$ 之地形停積，而後續水流越過停積的先端部後繼續流下，形成土石流堆積部，常為災害之原因。

5. 何春蓀 (1981)

土石流是因地表面岩屑經飽和含水後，岩石、岩塊和土壤加水混合在一起的可塑性塊體運動。

6. 蘆田和男 (1983)

土石流為水和土砂礫之混合物，基於水的作用，以相當速度流動的一種連續體。

7. Johnson & Rodine (1984)

土石流通常混合少量黏土、空氣與水之顆粒狀固體，在緩坡上快速流動之過程；有時土石流之組成物質也含有木頭、樹枝等。

8. 林裕益 (1988)

土石流係指坡面上之未固結沈積物或風化礫石、岩屑等，由於受豪雨或逕流集中的影響，使地表層含水量迅速增加，若此含水量超過某種程度後，則坡面土體內部便呈不穩定狀態，隨即由洪流挾帶而下，並沿破壞面呈集體運動型態進行。

9. 周必凡等人 (1991)

泥石流（或稱土石流）為鬆散土體和水的混合體在重力作用下，沿自然坡面流動之現象。

10. 水土保持技術規範 (1992)

土石流是泥、砂、礫及巨石等物質與水之混合物受重力作用後所產生的流動體。巨觀而言，水與固態物質因充分混合之結果，使

土石流之運動型態與力學機制脫離一般牛頓流體之範疇，而呈現複雜之力學特性。

土石流與一般挾砂水流（sediment-laden flow）不同，土石流的特點是歷時短暫、同時又含有大量運動著的岩石鬆散碎屑物，並且爆發突然，出現頻率較低。由於土石流固體物質飽和度（泥砂體積濃度）如此之高，以至於土石流破壞力極高。具有高泥砂體積濃度乃是土石流重要特徵之一。

而土石流具有如下特點：即運動不穩定，通常呈現有巨流性質，巨礫集中於先端部，直進性強遇障礙物不產生繞流，撞擊力大。一般來說，土石流要具備(a)大量鬆散的堆積土體(b)陡峻的地形(c)一定強度的降水激發等三方面之條件。豐富的鬆散土砂能提供土石流所需的固態物質，充分之水分潤滑土石流內固體物質並降低固態物質的摩擦力，促使固態物質液化以助於流動，足夠大的坡度提供土石流流動的動力，使土石流克服摩擦力後繼續向低處流動。當土石流開始流動，對溝谷兩側及河床底部造成侵蝕沖刷，崩塌下來的破碎岩石便會直接增加土石流的土石方量。所以有時在上游地區些微的崩坍或不當棄土，經此連鎖反應土石方猶如滾雪球般越來越多，終至不可收拾。

2.1.2 土石流發生型態

土石流成因複雜，對於土石流發生現象之描述常存有差異。因此，不同學者針對土石流之發生特性提出相關發生型態的分類方法，但大致都能符合實際現況，以下針對國內外學者對於土石流發生型態之分析成果作一說明。

1. 中筋氏（1977）調查日本仁淀川流域 140 個土石流災區，將其發生類型歸納為四類：

(1)大規模崩塌誘發型：

主要乃坡面、溪岸發生大規模崩塌，規模大，破壞性強，發生頻率佔 19%。

(2)源頭部崩塌誘發型：

源頭部崩塌，再加上溪床堆積物，是土石量大增之土石流，發生頻率佔 32%。

(3)小規模崩塌誘發型：

流域內各處崩塌土砂堆積溪床而成，發生頻率 44%。

(4)溪床堆積物流動型：

近飽和之堆積層由於逕流形成蝕溝土石流，發生頻率佔 5%。

由中筋氏對日本土石流災區所調查的資料發現，土石流發生頻率較高的幾種類型，其發生大多伴隨溪流沿岸發生大小不一規模的崩塌，單純僅由溪床堆積物沖刷形成土石流所佔的比例相當小，由此可見邊坡土體崩塌與土石流的發生，應具有相當程度的關係。

2. 武居有恆（1980）認為土石流發生可以概分為五種類型，包括：

(1)溪床沖刷型：

溪谷上堆積土砂之土石流化現象。

(2)天然壩潰決型：

山腹或溪谷之崩積物堆成天然土壩，受水流作用再度崩潰形成土石流之現象。

(3)山腹崩壞型：

山腹斜面崩落土砂之土石流化現象或崩落土砂衝擊溪床導致堆積物之土石流化現象。

(4)地滑型：

黏土質邊坡滑動之流動化現象。

(5)火山噴發型：

火山爆發所形成火山碎屑物之土石流或泥流現象。

3. 張石角（1983）觀察並記錄臺灣曾發生土石流的災區，根據其發生機制大至區分為兩類：

(1)山谷型土石流：

堆積在山谷中之深厚未壓密土石，被豪雨帶來之強大逕流與沖蝕作用而形成。特徵是含水量高，可能在 60%以上，故運動極為快速。

(2)地滑型土石流：

發生於邊坡，由山崩或地滑產生。滑動面位於風化層內或風化層下淺處之地滑容易形成土石流。

4. 山口伊左夫（1985）依土石流發生的因素，將土石流分為六類：

(1)黏土礦物生成地帶的土石流。

(2)來自新期火山性堆積物的土石流。

(3)來自風化細粒土堆積的土石流，呈大孔隙率的堆積，，由於降雨使孔隙水壓異常上升，引起土石流。此類土石流發生於山腹坡面的堆積土，亦有從急坡降溪床的堆積物所引發。

(4)由於溪流壅高形成的土石流。

(5)由火山灰的覆蓋而發生土石流。

(6)因火山爆發的土石流。

5. 游繁結（1990）將山谷中堆積土砂受逕流之作用而發生的土石流謂之標準型土石流；將崩落土砂撞擊堆積土砂轉變為土石流之現象謂之崩落型土石流。

6. 周必凡（1991）按照土石流觸發因素等將土石流分類為：

(1)激發類土石流：

由棉雨、大雨、暴雨、冰雪融冰、冰湖或水庫潰決等激發造成。

(2)觸發類土石流：

由強烈地震、火山、大爆破、崩塌、滑坡等觸發造成，地震強度一般需要在 7 級以上之地區。

(3)誘發類土石流：

由森林破壞、採礦煤渣、地下水湧流等誘發造成。

7. 水土保持技術規範（1992）按照土石流內部組成材料粗、細泥砂顆粒之含量，可將土石流概分如下：

(1)礫石型土石流：

粒徑 0.1mm 以下之細顆粒，泥砂含量小於 10%，且粒徑 2.0mm 以上之礫石含量超過 50%者。

(2)泥流型土石流：

粒徑 0.1mm 以下之細顆粒泥砂含量超過 50%，且粒徑 2.0mm 以上之礫石含量小於 10%者。

(3)一般型土石流：

粒徑 0.1mm 以下之細顆粒泥砂含量為 10%~50%間者泛稱。

8. 陳榮河（1999）彙整前人研究，認為土石流發生機制有四種：

(1)滑動型土石流：

Takahashi (1978) 由理論推測，若邊坡坡度大於 20° ，滑動距離超過塊體厚度數十倍之距離，並有充足水量之供應，通常塊體會產生液化現象。大塊體滑動初期，除滑動面附近位移量較大外，滑動體內變形量並不大。若持續滑動，塊體內之變形量逐漸

增大，使整體結構逐漸瓦解，此時，若有足夠的水量加入於孔隙之中，使土體飽和並發生液化現象，終將形成土石流。

(2)潰壩型土石流：

由滑動造成之天然土石壩，其潰決常急遽發生於極短的時間內，特別是陡峭易發生土石流之溝谷處。潰壩型之土石流現象，包括溢流之沖蝕、土體之驟然崩潰與漸進式之破壞。

(3)沖蝕型土石流：

如圖 2-1 所示為兩種不安定情形。第一種情況為剪應力均大於剪力強度，故整個堆積層處於不穩定之狀態；第二種情況則僅於地表 a_L 之深度範圍內不穩定。

(4)孔隙水壓引發土石流：

地表下岩層破碎，而奉戲中地下水受到他處高水頭作用產生極大之正孔隙壓力，而造成局部土體破壞產生土石流。

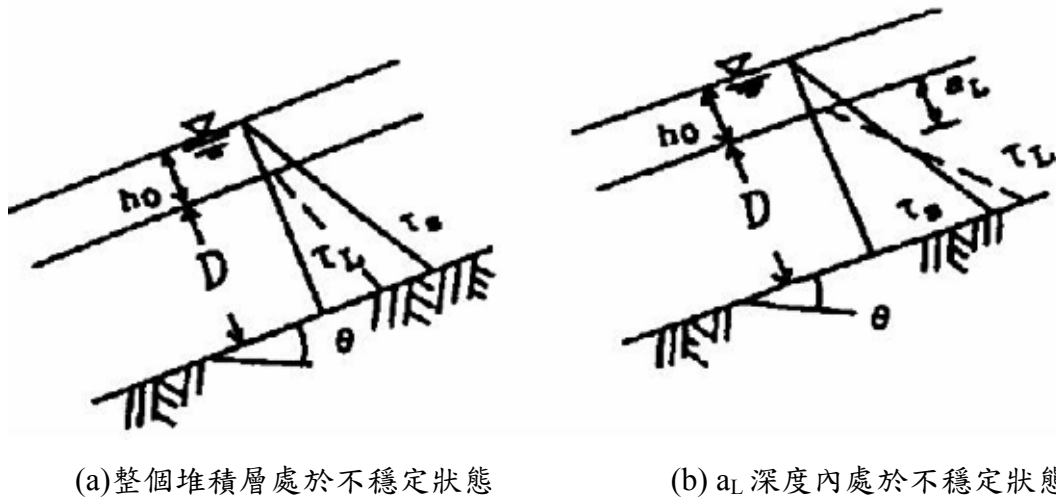


圖 2-1 堆積層內之應力分佈 (Takahashi, 1978)

9. 洪如江 (2002) 依土石流誕生可能性分為以下四種：

(1)陡坡、峭壁或懸崖之崩塌；

- (2)河道堆積、崖錐或崩積層之沖刷；
- (3)天然堰（或壩）之潰決；
- (4)河床湧升之水流推動河道堆積土石。

部分學者稱第(1)類型土石流為『崩塌地土石流』，而第(2)、(3)、(4)類型土石流為『溪流型土石流』。絕大多數的土石流係由崩塌所觸發，而且崩塌之誕生先於土石流之誕生。

根據近年土石流災區現況調查成果得知（參考文獻），多數土石流均伴隨著規模不一之土體崩塌，以歷年重大土石流災區崩塌率統計結果，其崩塌率（崩塌面積與集水區面積之比）多高於 5%，如表 2-1 所示，再次說明土石流發生與邊坡崩塌密切相關。

表 2-1 重大土石流案例集水區與崩塌特性之比較

地點	集水區特性				崩塌面積(ha)	崩塌面積比(%)
	面積(ha)	高程落差(m)	平均坡度(%)	形狀係數		
臺北縣瑞芳鎮大粗坑	119.00	389.90	50.32	0.51	11.5	6.0
臺北縣金山鄉重和村	150.60	540.02	25.30	0.15	2.5E-3	1.6E-5
苗栗縣卓蘭鄉白布帆	143.84	812.31	50.94	4.16	1.2	0.83
南投縣水里鄉二部坑	158.28	856.03	56.71	0.44	58.8	37.15
南投縣水里鄉三部坑	368.60	951.34	12.00	0.36	59.5	16.1
南投縣信義鄉豐丘野溪	165.60	1445.90	70.37	0.25	8.4	5.07
南投縣信義鄉筆石溪	1680.00	1430.00	61.36	0.17	61.4	3.65
南投縣信義鄉地利野溪	132.40	935.00	13.67	0.42	14.4	10.9
南投縣信義鄉出水溪	861.00	1992.08	68.86	0.37	338.4	39.3
雲林縣古坑鄉華山溪	161.00	778.09	64.80	0.25	7.23	4.49
嘉義縣阿里山鄉乾坑溪	6407.00	1307.82	65.08	0.65	157.7	2.46
嘉義縣竹崎鄉科尾坑	187.36	552.43	44.82	0.23	2.49	1.33
花蓮縣秀林鄉銅門野溪	49.2	775.1	42.4	0.16	0.351	0.71
花蓮縣鳳林鎮水源地	1100.0	833.4	43.2	0.57	13.5	1.23
花蓮縣萬榮鄉見晴野溪	120.0	421.5	48.7	0.30	4.8	3.57
花蓮縣光復鄉大興野溪	1393.0	950.0	21.2	0.71	36.0	2.58

2.1.3 潛勢溪流評估

對於土石流潛勢溪流之評估，各國有其不同評斷標準與依據，並無定論，臺灣地區土石流潛勢溪流判釋方法乃參考日本建設廳砂防部砂防課（1989）頒佈的土石流危險區域調查要領及謝正倫（1991）針對臺灣現況提出的部分修正，其流程可歸納如圖 2-2，茲將其內容敘述如下：

首先由地形圖（1/25,000 者為宜），藉由地理資訊系統軟體中空間分析之功能，利用 DTM（數值地形模型）資料進行分析，找出溪床坡度 θ_1 大於 15 度之地點，並量測該點以上之集水面積 A_1 ，是否大於最小之有效集水面積 A_c （3 公頃），若具備上述條件，則可視為高敏感度之土石流潛勢溪流，如果集水面積 A_1 小於 A_c 時，則可視現場調查結果方能判定。如果整條溪流之縱剖面中，並無大於 15 度之坡度者，則進一步找出溪床坡度大於 10 度之地點，並量測該點以上之集水面積 A_2 ，是否超過最小之有效集水面積 A_c ，若符合本條件者，則進行現場調查，以決定是否為土石流潛勢溪流，若坡度或面積皆不合於上述條件時，可將該溪流視為非土石流潛勢溪流。

其次以航照圖或衛星影象資料對上述所判釋之潛勢溪流進行驗證，驗證時主要以溪流之上游有無崩塌地，或其下游有無扇狀地及其它土石流之發生痕跡為主。最後將圖面判釋後之土石流潛勢溪流轉繪至地形圖，但需利用繪圖軟體將成果數化成圖層檔案，以建立基本資料庫，並可提供其他圖面資料的套疊、比對、相互查詢。

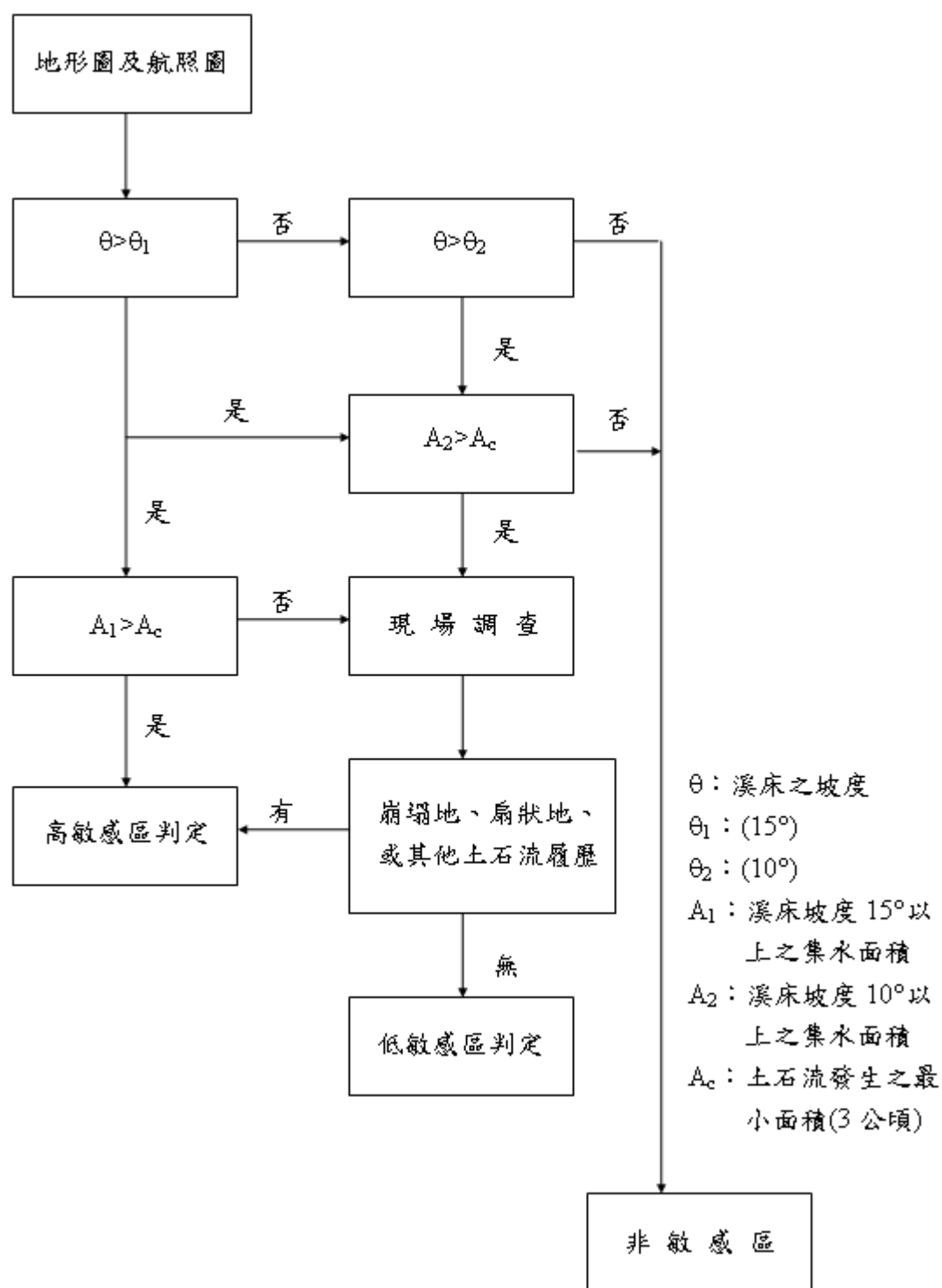


圖 2-2 土石流危險溪流之判斷流程 (水土保持局，2002)

2.2 土石流發生條件

土石流是自然地形的演化行為，它受到各種環境和人為因素的直接或間接影響，使其發生並具有高度的不確定性，以現今的研究水平，仍無法有效地掌握或做好預測據此，通過一定的力學理論，將地形、土砂料源及降雨等三個基本要素進行組合，以建構土石流發生之預測理論，此方式已被多數研究者所採用，並獲得一定的成果。

2.2.1 地文因素對土石流發生潛在影響

過去學者大致以現地三軸應力行為及溪床坡度等進行土石流發生進行探討，以下列舉數位學者研究理論進行土石流發生原因簡要說明：

1. Brand (1981)

Brand (1981)提出現地應力路徑觀念，認為許多暴雨地區之邊坡災害大部分的災害起因是由於降雨入滲至不飽和土體，致使土體內部產生正值孔隙水壓力，同時降低土體之有效應力及剪力強度，直至邊坡上之土體產生不穩定狀態造成滑動。在此種破壞模式下，暫不考慮土體因降雨入滲所導致土體單位重改變之情況，土體由降雨入滲激發孔隙水壓制破壞而產生滑動過中，其所承受之正應力及剪應力大致相同，破壞主要由孔隙水壓的激發導致有效應力降低，而非由剪應力增加所致。現地應力路徑如圖 2-3 所示。

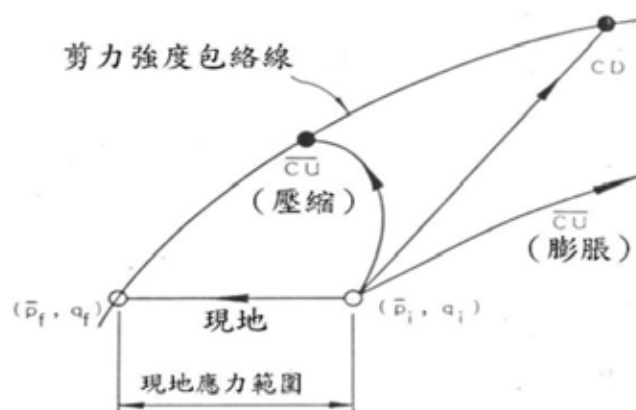


圖 2-3 現地應力路徑圖 (Brand, 1981)

2. 張立憲 (1985)

若溪床坡度小於 15 度，則無法產生較大推移力促使土石流動；若溪床太陡，如坡度大於 40 度，則因細粒料在水中形成懸浮載 (suspended load)，不易混合成泥狀而產生土石流。

經由下表 2-2、表 2-3 整理得到國內外學者針對臺灣及國外土石流發生之坡度特性，表中顯示土石流發生溪床坡度大致位於 10 度~30 度之間。

表 2-2 土石流發生之坡度特性 (周韋鉉, 2006)

研究學者	研究地點	溪床坡度
Campbell (1975)	美國加州地點	26 度~45 度
Takahashi (1981)	美國地區	大於 15 度
山口伊佐夫 (1985)	-----	18 度~20 度
蘆田和男 (1983)	日本仁碓川流域	17 度~22 度
大同淳之 (1970)	富士山西湖	20 度~30 度
游繁結 (1987)	南投信義豐丘	17 度~23 度
謝正倫 (1992)	花蓮	10 度~25 度
	臺東	10 度~20 度
林炳森 (1993)	中橫關原橋附近	大於 15 度
林美聆 (1994)	花蓮銅門村	大於 19 度
詹錢登 (1997)	-----	15 度~30 度
陳榮河 (1999)	新中橫公路	15 度~30 度
平野宗夫 (1998)	室內試驗	15 度~22 度

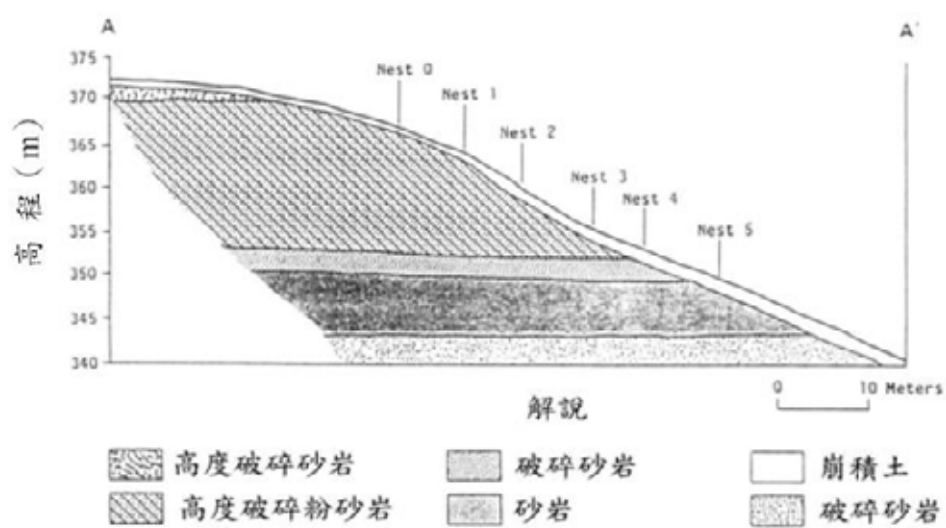
表 2-3 臺灣地區土石流之現場地形坡度（林炳森，1996）

豐丘	74 年	發生部約 23 度，流動部平均坡度 13 度。
	75 年	發生部約 17 度，流動部平均坡度 10 度。
十八重溪	74 年	發生部約 17 度，流動部平均坡度 14 度。
	75 年	發生部約 15 度，流動部平均坡度 13 度。
金瓜石	76 年	溪床平均坡度 23 度。
北勢溪	78 年	溪床平均坡度 28 度。
銅門村	79 年	溪床平均坡度 22 度。
瀧橋	80 年	發生部約 28 度，流動部平均坡度 13~17 度。

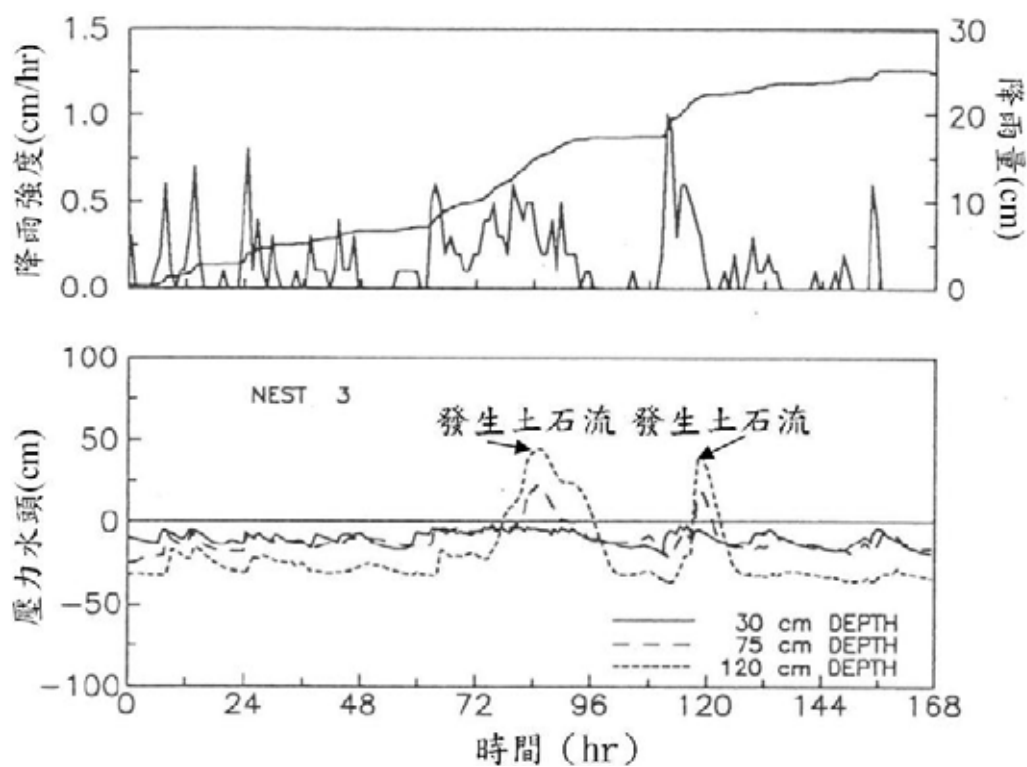
3. Johnson & Sitar (1992)

觀察 San Francisco Bay 地區發生土石流災害鄰近處所量得知水壓記錄，如圖 2-4(b)所示，在暴雨期間土體內有正的孔隙水壓被激發，且在深度為 120cm 處所量得知水壓值一開始均低於深度為 75cm 及 30cm 所量之水壓。而於第一次發生土石流的暴雨期間，深度 120cm 處之孔隙水壓有突然被激發的現象，待暴雨結束後，又回復至低於深度為 75cm 及 30cm 處之水壓。

當下場暴雨來臨時，又有相同情形發生。若觀察當地之地質剖面圖，如圖 2-4(a)所示，位於崩積土層下的岩層是相當破碎的，且 Sitar 等人於災後現場發現許多發生土石流之處，於數天甚至數個星期過後，仍有相當多的水從其出露的破碎底岩中滲出。因此推論被激發的水壓並不單純由降雨入滲所致，而是由於上坡處之降雨累積於破碎底岩而激發孔隙水壓。



(a)



(b)

圖 2-4 San Francisco Bay 土石流災害記錄

資料來源：Johnson & Sitar, 1992

4. 林慶偉 (1996)

林慶偉 (1996) 調查南投縣信義鄉和社社區之崩塌地指出，在砂頁岩互層之岩性中，砂岩常為良好之透水層，而頁岩則為不透水層，因而在砂頁岩介面亦形成一高孔隙水壓之介面。岩體之強度於此介面上將達到最低，而易於產生滑動，和社至神木村一帶之崩塌即多屬此類。豐丘地區亦因有斷層通過，斷層作用造成了鄰近地區的地層剪力節理發達，以致地質破碎嚴重。若暴雨帶來豐沛雨量，有可能蓄積於地下之破碎岩層而激發水壓，進而引發土石流。

5. 高橋 (1997)

首先利用靜力平衡觀念推導理論公式，基本假設如下：

- (1)堆積之土石材料為一無限邊坡厚度均勻之土體，顆粒組成疏鬆，坡面與水平面夾 θ 角。
- (2)假設土體沒有凝聚性、有平行地表之逕流產生，浸水土體已達飽和。
- (3)土體孔隙水沿坡面方向滲流，孔隙內無超孔隙水壓存在等條件下，建立了土石流發生之坡度需滿足 $\theta_1 < \theta < \theta_2$ 之理論模式：

土石流發生之最小坡度：

$$\tan \theta_1 \geq \frac{C_v(\gamma_s - \gamma_w)}{C_v(\gamma_s - \gamma_w) + \gamma_w(1 + k^{-1})} \tan \phi \dots\dots\dots (2-1)$$

土石流發生之最大坡度：

$$\tan \theta_2 \geq \frac{C_v(\gamma_s - \gamma_w)}{C_v(\gamma_s - \gamma_w) + \gamma_w} \tan \phi \dots\dots\dots (2-2)$$

式中， C_v ：土石體積濃度（固體顆粒體積/總體積）； γ_s ：土石顆粒之單位重； γ_w ：水單位重； θ ：坡角； ψ ：土體之內摩擦

角； κ ：經驗參數，可由試驗決定，大約為 0.7。

綜合上述推導結果，可能形成土石流坡度範圍為 $\theta_1 < \theta < \theta_2$ 。當 $\theta > \theta_2$ 時，堆積土層將形成剛體般整體滑動而非土石流動，崩落之泥砂可能堆積於下游坡度較緩處 ($\theta_1 < \theta < \theta_2$)，其後者若有逕流經此崩積層，亦可能引發土石流。而當堆積層坡度時， $\theta < \theta_1$ 可能形成不成熟之土石流或土石不發生破壞。此外尚有許多學者針對土石流發生之臨界坡度進行相關研究，相關臨界坡度公式及其適用條件如表 2.4 所示。

表 2-4 土石流發生臨界公式一覽表

研究者	公式	符號說明	適用條件
Harris (1977)	$\tan \theta \geq \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_{sat}} \tan \phi$	γ_{sat} : 飽和土體單位體積重 γ_w : 水之單位體積重	1.考慮水位與堆積面齊平 2.採無限邊坡分析方法,滲流平行坡面之情形。
Takahashi (1977)	$\tan \theta \geq \frac{(1-n)(\gamma_s - \gamma_w)}{(1-n)(\gamma_t - \gamma_w) + \gamma_w(1 + \frac{h_0}{a})} \tan \phi$	γ_s : 土砂單位體積重 γ_w : 水之單位體積重 n : 土體之孔隙率 h_0 : 表面水深 a : 剪力破壞面距離堆積土層表面之深度	1.考慮水位與堆積層表面齊平並有地表逕流產生之情形。 2.假設一無限長土石堆積層,有平行坡面之逕流產生。
Sidle (1985)	$\tan \theta \geq \frac{\gamma_m a + (\gamma_{sat} - \gamma_m)(H - a)}{\gamma_m a + \gamma_{sat}(H - a)} \tan \phi$	γ_{sat} : 飽和土體單位體積重 γ_m : 地下水位以上堆積土體單位重 a : 堆積水位距地表高度 H : 堆積土體高度	1.考慮無限邊坡中有未飽和區存在之狀況。 2.適用情形為水位於堆積層表面以下;水位與堆積層表面齊平之狀況。
游繁結 (1987)	$\tan \theta \geq \frac{\tan \phi}{1 + \left[\frac{\gamma_w(H - a)}{\gamma_{sat}H - n\gamma_w(H - a)} \right]}$	γ_{sat} : 飽和土體單位體積重 γ_w : 水之單位體積重 n : 孔隙率 a : 堆積水位距地表高度 H : 堆積土體高度	1.考慮凝聚力。 2.適用情形為水位與堆積面齊平並水位在堆積面以下。

表 2-4 土石流發生臨界公式一覽表（續）

研究者	公式	符號說明	適用條件
江 永 哲 (1986)	$\tan \theta \geq \frac{\frac{c}{gH \cos \theta} + C_b(\rho_s - \rho \frac{a}{H}) \tan \phi}{C_b(\rho_s - \rho \frac{a}{H}) + \rho \frac{a}{H}}$	ρ_s ：土砂密度 ρ ：水之密度 c ：土體凝聚力 a ：堆積水位距地表高度 H ：堆積土體高度 h_0 ：表面水深 $C_b = 1-n$ ：砂粒體積濃度 n ：孔隙率	1.考慮凝聚力。 2.考慮滲流狀況。 3.水位面以上土體單位重視為乾土單位重，以下視為飽和單位重。
	$\tan \theta \geq \frac{\frac{c}{gH \cos \theta} + C_b(\rho_s - \rho) \tan \phi}{C_b(\rho_s - \rho) + \rho(1 + \frac{h_0}{H})}$	1.考慮凝聚力。 2.考慮滲流並有地表逕流狀況。 3.將地表逕流視為推移力，隨深度增加而增加。	1.考慮凝聚力。 2.適用於水位與堆積面齊平、水位在堆積面以上及以下三種情形。
連 惠 邦 (1996)	$\tan \theta_c \geq \frac{\frac{C_h}{bH \sin \theta} + (\gamma_s - m\gamma_w)C_* \tan \phi}{[(\gamma_s - m\gamma_w)C_* + \gamma_w(m+n) - (m\gamma_w \tan \alpha \tan \theta_c)]}$	γ_s ：土砂單位體積重 γ_w ：水之單位體積重 H ：堆積土體高度 C_* ：堆積土體之泥砂體積濃度 C_h ：土體凝聚力 α ：滲流方向與地表面之夾角 $m = h_d/H$ ； h_d ：地下水位於可能移動層之上的深度 $n = h_0/H$ ； h_0 ：表面流水深	1.考慮土體凝聚力。 2.適用於水位與堆積面齊平、水位在堆積面以上及以下三種情形。

表 2-4 土石流發生臨界公式一覽表（續）

研究者	公式	符號說明	適用條件
林炳森（1993）	$\tan \theta \geq \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_w)H}{\gamma_{sat} H + \gamma_w h_0} \tan \phi$	γ_{sat} ：飽和土體單位體積重 γ_w ：水之單位體積重 H：堆積土體高度	1.考慮地表逕流情形。 2.適用情形為水位於堆積層表面以下；水位與堆積層表面齊平之狀況。

2.2.2 降雨變化對土石流發生潛在的影響

在上述說明中指出，河溪或自然邊坡斜面上倘若具有足夠之土砂料源，配合一定強度或累積雨量的激發下使大量的水源潤滑土石流內固體物質並降低固體物質間摩擦力及凝聚力，在適當的坡度提供土石流體流動的動力，最後促使固體物質液化而流動，並使土石流體克服其內部之摩擦力及凝聚力後繼續向低處流動，就可能發生土石流。其中，重力條件及土砂料源在一定的空間和時間上具有不變或微變的特徵，屬於土石流發生的潛在因素；而降雨因隨著時間和空間的變異，不僅是土石流的組成物質，更是土石流發生的主要激發條件。

豐富的鬆散土石提供形成土石流所需之固體物質；水源降雨、冰川融雪和水體潰決等水動力皆可激發土石流，在世界各地絕大多數土石流均由降雨所激發，尤其是在臺灣地區因颱風所帶來的豪雨更是明顯。

在過去研究中，運用降雨量來推測誘發土石流可能發生之方法有三種，第一種以連續降雨之總量為推測方法，第二種為暴雨降雨強度之推測方法，第三種為連續降雨及暴雨之降雨強度，相互配合運用之推測方法，依據日本之記錄，連續降雨之累計降雨量大於 200mm 者，可能發生土石流；一場暴雨，連續降雨 12 小時之後前期累積降雨量達 150~200mm，降雨強度在 30~40mm/hr 時，歷時 3~6 小時即可能發生土石流。

過去臺灣地區已經有許多學者研究土石流發生與降雨間之關係。游繁結、陳重光（1987）調查南投信義鄉豐丘村分別受尼爾森及韋恩颱風影響所形成的土石流，發現 1985 年豐丘及十八重溪支流的土石災害由尼爾森颱風造成，最大降雨強度分別為 300mm/day 和 308mm/day；1986 年的土石流災害則由韋恩颱風所造成，最大降雨強度分別為 200mm/day 和 193mm/day。江永哲、林啟源（1991）分析臺灣地區七起土石流災害與降雨間關係，發現形成土石流的累積雨量至

少大於 150mm，且最大時降雨強度至少大於 40mm/hr，降雨需持續 12 小時以上。謝正倫等（1992）分析花東地區土石流危險溪流，發現降雨強度超過 27 mm/hr、累積雨量超過 360mm 時則有發生土石流之可能性。周憲德等（2002）分析整理發現，日本地區累積雨量達 100mm，持續 3-6 小時 30-40 mm/hr 的降雨即會發生土石流，累積雨量達 150-200mm 以上時，小於 30-40 mm/hr 的降雨也會發生土石流，累積雨量達 400 mm/hr 時，則土石流一定會發生；臺灣地區引發土石流的累積雨量值大部分大於 150mm，但也有少部分地區例外，例如 1999 年 9 月 21 日發生之集集大地震對中部邊坡造成嚴重破壞，山溝溪谷堆積大量不穩定的鬆散土石，其誘發土石流發生之降雨量較前述者大為降低，約為前者之 20~40%即可能造成土石流的發生，甚至當累積降雨量達到 10-30mm 即可誘發土石流的發生。表 2-5 為其他國內外學者針對降雨特性與土石流發生關係之整理。

表 2-5 土石流發生之降雨特性（呂金彥，2002）

研究學者		研究地點	降雨特性	
Campbell (1975) Ellen (1988)		美國加州地區	1.先行降雨量>254mm。 2.降雨強度>6.4mm/hr	
山口伊佐夫（1985）		日本地區	連續降雨>60mm	
池谷浩（1978）		日本地區	1.一場降雨初期	降雨強度>50mm/hr
			2.介於 1、3 之間	降雨量>60mm 降雨強度>20mm/hr
			3.一場大雨後發生	降雨量>200mm
川上浩（1981）		日本宇原川	1.降雨強度 30~40mm/hr，持續 3~6 小時。 2.降雨強度 30~40mm/hr，持續 3~6 小時，累積雨量達 150~200mm 以上。 3.累積雨量達 400mm 以上。	
李三畏（1981）		桃竹苗地區	1.日雨量>247mm。 2.降雨強度>88mm/hr。	
林炳森	（1993）	中橫關原橋	日雨量>200mm。	
	（2000）	神木村出水溪	1.日雨量>175mm。 2.降雨強度>28mm/hr。	
林美聆（1994）		花蓮銅門村	歐菲莉颱風日降雨量 431mm。	
陳榮河（1997）		花蓮銅門村	降雨尖峰發生後 2~3 小時。	

依據日本關東大地震對土石流及雨量關係的長期監測統計發現，大地震後，同一地區發生土石流之臨界降雨量約為地震前的一半，臨界降雨量隨時間日久，土質越趨堅固穩定而逐漸增加。依日本關東大地震之經驗，造成土石流發生重要指標的崩塌地數目，足足經過近四、五十年才恢復到大地震前之水準。換句話說，臺灣經 921 大地震後，山區坡面表土所受損傷，恐需經歷數十年才能回復到震前的穩定水準，此期間臺灣山區只要有豪雨發生，即可能隨時有土石流產生。

2.3 土石流流動行為與堆積特性

2.3.1 土石流流動行為

當土石流於溪流上游形成後，由於溪流提供了足夠的勢能，使其沿河川沖刷底床泥砂並造成溪床不斷地下切淘刷，導致兩岸邊坡斜面土體崩滑流入溪流，使土石流如滾雪球般地擴大其土砂規模和致災能力。學者們由以往研究及現場觀測結果對於土石流的流動現象描述常存有差異，但是都能說明土石流的流動特性與現象。

以下為參考 Varnes (1958)、Takahashi (1977)、Johnson and Rodine (1984)、Hooke (年份)、Vandine (1985)、張立憲 (1985)、游繁結 (1987)、陳重光 (1988)、林炳森 (1993)、蘇育瑞 (1995)等人的研究，整理如下：

- (1) 土石流為濕流的一種，組成材料之粒徑分佈受地質構造、岩性及風化程度之影響，其大小自數公尺至 0.01 公厘以下，粒徑分佈範圍十分廣泛，因此具有高度之集合搬運型態，不同於一般河床沖刷及表土沖蝕之個別搬運。流動過程中單位體積重量約在 $1,400\text{kg/m}^3 \sim 2,300\text{ kg/m}^3$ 間。
- (2) 土石流爆發突然，很難預知其發生之準確時間，其發生時間應與該區域內堆積物厚度、地質成分、水文特性及地形特性等因子有關。土石流歷時較短，一次土石流過程一般從幾分鐘至幾小時。
- (3) 一般土石流流動過程包括發生區、流動區與堆積區。發生區通常為溝谷堆積地質材料的主要來源地區，主要是由於溝谷兩側邊坡或源頭不穩定而產生崩塌。流動區指上游崩塌之地質材料與水混合後形成流體，在運動過程中流體材料向兩側之谷壁及谷底產生淘刷作用，使部分谷壁產生崩塌，導致溪谷中留下鋸齒或 V 型的痕跡。堆積區為土石流流體因為坡度變緩、流路變寬而產生堆積之現象，堆積區通常成扇形。
- (4) 土石流含有高比例的粗質碎屑，且粒徑分佈十分廣泛，常發生於陡

坡上。發生區的河床坡度大約在 $15^{\circ} \sim 30^{\circ}$ ，流動區坡度大約 $6^{\circ} \sim 15^{\circ}$ ，而堆積區坡度則以 $3^{\circ} \sim 6^{\circ}$ 最多，經常於豪雨或突然解凍時發生，尤其是在缺乏植生保護的坡地。

- (5)含水量高，土石流流動速度與其粒徑分佈、濃度及溪谷坡度等密切相關，其流速每秒可達幾公尺甚至幾十公尺。一般而言，礫石型土石流流速約在 $3 \sim 10 \text{ m/sec}$ 之間，而泥流型土石流流速則介於 $2 \sim 20 \text{ m/sec}$ 之間。依據日本之觀測資料（池谷，2000），土石流流速大致介於 $5 \sim 13 \text{ m/sec}$ （ $18 \sim 46.8 \text{ km/hr}$ ）之間，日本御岳所發生之山崩，土石流由山崩處直落而下，其速度曾高達 80 m/sec （ 278 km/hr ），同時沿溪谷沖下並留下鋸齒或 V 型的沖刷痕跡，且土石流表面之流速明顯高於其平均流速，這顯示土石流具有表面快而底面慢的速度分佈特性。
- (6)流動時較大的顆粒集中在前端流動呈波動狀，甚具衝擊力與直進性，且運動波之週期不一定，其流態與各波段顆粒大小分佈如圖 2-5 所示，前端粒徑較大，且堆高集中，破壞力大；後端則粒徑變小，濃度也變低。
- (7)土石流一旦開始流動，溪谷的水挾帶高濃度的土石向下運送，沿途所有大小物體或樹木均被捲入，甚至連直徑大至數公尺的礫石也隨之移動，有時一些較粗大的礫石會在流路中堆積成天然土壩而阻斷流路，但是土石流後續部分則因慣性而產生堆高，並因壓力之加大而迫使前端再次流動，也就是說土石流具有間歇運動之型態。
- (8)當溪床坡度變緩且土石含量逐漸變小時，土石流則可能停止流動而開始堆積，停止時保持留下時之型態，後續則為含水量較多的土砂流，且往往越過前端部並繼續向下流動造成更大的災害。

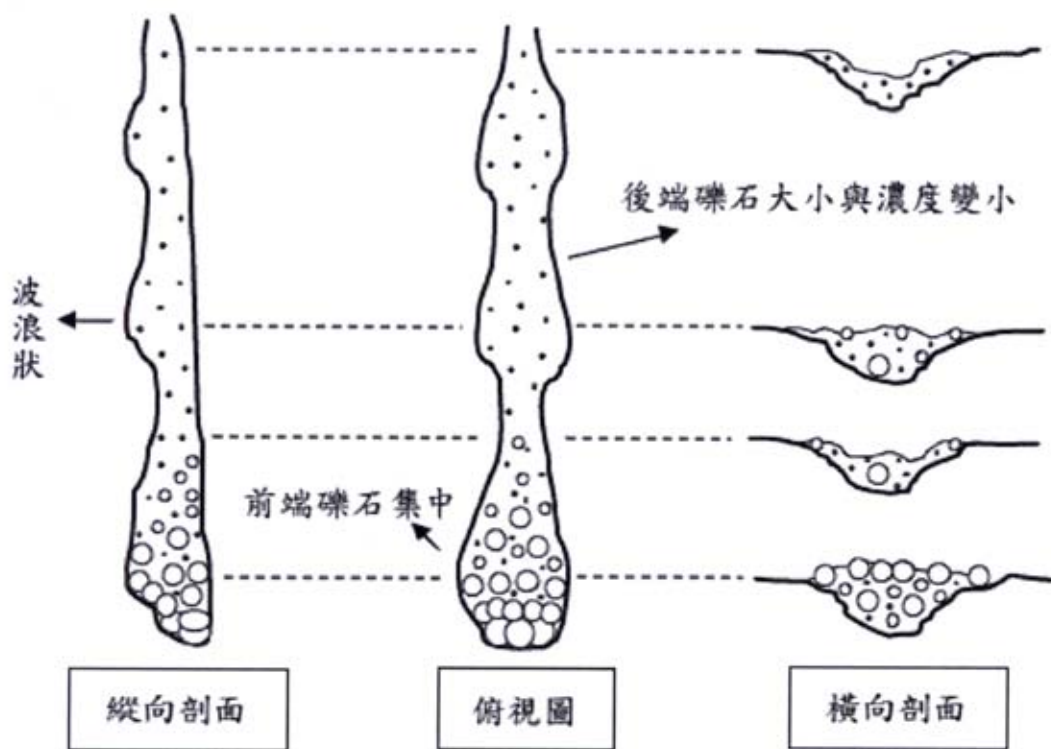


圖 2-5 土石流流動狀態及各波段之粒群示意圖（詹錢登，2000）

2.3.2 土石流堆積特性

當土石流沿著溪流流下，由於陡峭的溪床提供足夠的勢能，使其對溪床及兩側岸坡的土石進行淘刷，而擴大土砂礫石的攜出規模，不僅造成溪谷及其沿岸邊坡土石的不穩，惡化了山坡地水土資源保育之功能；一旦流下的大量土石流出谷口，進入坡度平緩和兩側失去兩岸邊坡束狹的主流沖積平原後，受地形坡度、坡向及土石流先端部粗大泥砂顆粒的流速和直進慣性作用，流體中較粗的泥砂顆粒可以向前運行一段距離後才逐漸停積下來，後續水流因流路受阻而有部分土砂呈溯源淤積，迅速地向谷口方向堆積，另有部分土砂則朝兩側流下，逐漸形成平面扇形的堆積型態，稱之為土石流扇狀地，如圖 2-6 所示。當下次土石流發生時，受扇狀地地形傾向及傾角之影響，主流可能擺到相對低窪的地段，這樣主流在扇狀地上左右擺動，並越淤越高，扇狀地前源不斷向前推進，扇形面積將不斷擴大。

根據調查歸納得知，土石流扇狀地有以下幾個特徵：

- (1)土石流扇狀地可由多次流向不定的土石流，以輻射狀擴散堆積形成。堆積進行時，因坡度變為平緩，流速降低，對混凝土結構物之破壞力減弱，惟仍具有淤埋之能力。
- (2)微細土砂含量高且黏稠性的的土石流，常會形成數個舌狀堆積。
- (3)當後續土砂流量大時，可能會越過扇狀地，並攜走細小土砂而出現沖蝕溝，擴大受災面。
- (4)後續土砂流穿過扇狀地後，其所造成狹窄沖蝕溝之側岸，便成為一天然堤防。
- (5)通常土石流扇狀地前源粒徑較扇頂為大，惟在堆積剖面上，則無明顯的層次及規則性，以乃異於一般的挾砂水流。
- (6)扇狀地土石堆積厚度及縱坡度由扇頂向扇緣逐漸減小。

由於不少土石流潛勢溪流的土石爆發頻繁且規模多變，在扇狀地上的不同時期可以形成不同的平面型態及堆積土砂量，具有不同的演變特徵。同時，因土石流堆積土砂量及其平面型態之發展，涉及土石流可能的成災規模和防災對策之擬定，使得土石流在扇狀地上的流動行為和堆積機制一直受到廣泛的討論及研究。其中，土石流扇狀地土石堆積之平面型態，可勾勒出土石流可能的氾濫範圍，對扇狀地防災對策之擬定相當重要。一般劃定範圍之推估可依水土保持技術規範之劃定原則及現地地形變化對土石流流動影響，進行土石流危險範圍初步估算，其基本假設說明如下：

- (1)假設自溢流點流出後，扇狀地地形為土石流淹沒的關鍵。
- (2)假設土石流溢流後滿足水土保持技術規則之危險範圍劃定原則。
- (3)假設土砂流出量與扇狀地內潛勢範圍面積呈正相關。

水土保持技術規範第三百十三條第一項第三款：『土石流：其危險範圍之劃定方法，首先決定危險區之頂點 A，其以山谷之出口或坡度十度為頂點；其次由 A 點依據土石流最大擴展角度（105 度）向下游

劃出一扇狀區域；最後以扇狀區內坡度二度之等坡度線 B 作為土石流之到達邊界，則該扇狀區與線 B 所涵括之範圍，即為土石流之危險範圍』。

其中，扇狀地頂點決定方式：

- (1)山谷出口處，地形開闊處起點。
- (2)土石流沖積扇頂點。
- (3)溪谷斷面突寬處。
- (4)溪谷坡度 10 度。

土石流扇狀區可能沖淤之最大範圍（圓半徑）則依池谷浩公式所得之淤積長度計算：

$$\log(L) = 0.42 \times \log(V \times \tan \theta_d) + 0.935 \dots\dots\dots(2-3)$$

其中 $V=70,992A^{0.61}$ ， L ：淤積長度(m)； A ：集水區之總面積 (Km^2)； V ：土砂流出量(m^3)； θ_d ：下游坡度。其中土砂流出量可以衛星影像及現場調查推估所得之崩塌土方量近似。



圖 2-6 賀伯颱風過後，南投縣信義鄉豐丘村土石流扇狀地
(林銘郎，2003)

2.4 土石流流變理論

2.4.1 土石流流變模式

土石流為泥、砂、石等固態物質與水混合之流動現象，土石流泥砂含量與粒徑大小的變化很大，造成它的流變特性有相當大的變化，在流動過程中包括泥、砂、石等固態物質的碰撞、摩擦與其周圍流體的交互作用，常脫離一般牛頓流體的範疇，而呈現較複雜的力學機制。土石流體應力與應變等參數之關係稱為流變模式（Rheological model）或本構關係式（Constitutive relation），由流變模式的建立可藉以探討土石流體的流動行為。目前許多研究人員以實驗分析或理論推導，提出各種流變模式，各模式皆有適用範圍，就數學模式來區分，主要分為四大類：牛頓流體模式、賓漢流體模式、幂定理模式及二項式模式，圖 2-7 為各流變模式以剪應力及剪切率間關係示意圖。

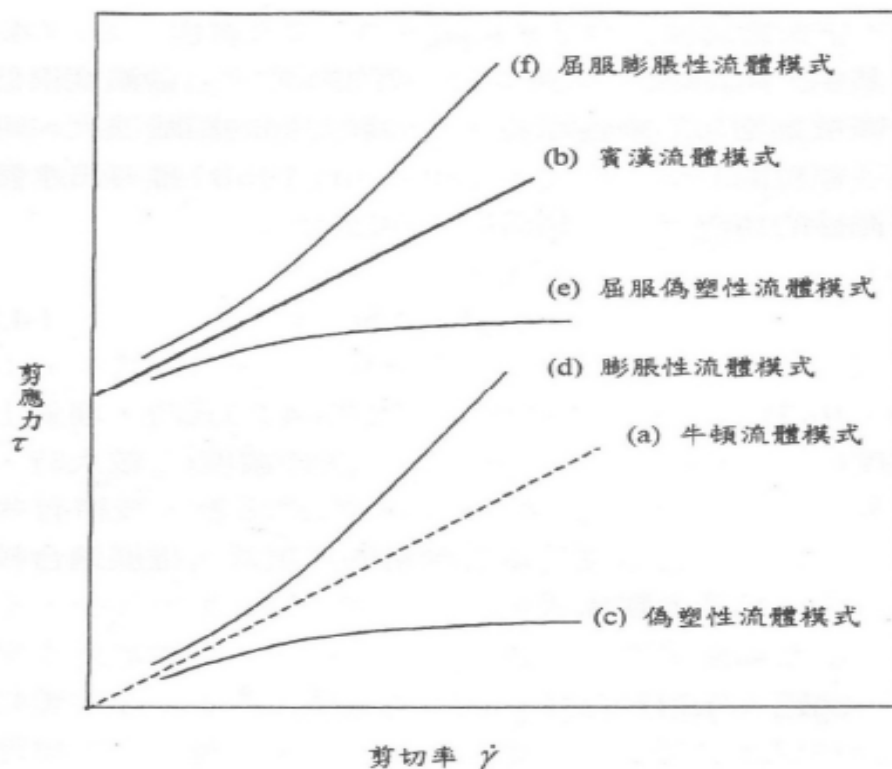


圖 2-7 流變模式之剪應力及剪切率關係曲線（詹錢登，2000）

表 2-6 土石流流變模式

模式	關係式	符號說明	理論說明
牛頓流體	$\tau = \eta \left(\frac{dV}{dz} \right)$	η ：黏滯係數，在定溫、定壓下，流體之黏滯係數不會隨剪切率而變化	一般清水及低含砂濃度（小於 9%）水體，在層流情況下大致上都可以用牛頓流體模式來描述。
賓漢流體 (Bingham)	$\tau = \tau_y + \eta \dot{\gamma}$	τ_y ：賓漢降伏應力 η ：賓漢黏滯係數	一般土石流之流變特性可以用賓漢流體模式來描述。
幂定理	$\tau = \tau_y + m\dot{\gamma}^n$	m ：流體稠度指標，其值越高表示流體黏滯性越大 n ：流體流動指標，代表流體偏離牛頓流體特性的指標	具有降伏應力之幂定理模式可以視為含砂水體流變模式之廣義表達式。
二項式 O'Brien & Julien(1985)	$\tau = \tau_c + \tau_{mc} + \tau_v + \tau_f + \tau_d$	τ_c ：凝聚性降伏應力 τ_{mc} ：莫爾-庫倫應力 τ_v ：黏滯剪應力 τ_f ：紊流剪應力 τ_d ：擴散剪應力	二項式模式是一種考量塑性、黏性、碰撞及紊動的 模式。

2.4.2 土石流變參數

1. 體積濃度

土石流的體積濃度 (C_v) 是指土石流體單位體積中黏土、粉土、砂、石等土石固態物質所佔有之體積百分比，定義如下：

$$C_v = \frac{\gamma_m - \gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \dots\dots\dots (2-4)$$

上式中： γ_m ：土石流體單位重； γ_s ：土石固態物質單位重， $\gamma_s = G_s \times \gamma_w$ ； G_s ：土石固態物質比重； γ_w ：水單位重。

土石流體單位重定義如下：

$$\gamma_m = (1 - C_v)\gamma_w + C_v\gamma_s \dots\dots\dots (2-5)$$

重量濃度 (C_w) 一般比體積濃度易求得，下式為體積濃度與重量濃度關係：

$$C_v = \frac{C_w}{G_s - G_w(G_s - 1)} \dots\dots\dots (2-6)$$

Vallejo (1989) 在研究泥流的穩定分析中，統計多位學者的研究，依土石流體積濃度 C_v 將複合土的性質分為如下三種情形討論（如表 2-7 所示）

- (1) $C_v > 0.8$ 時，混合物的抗剪強度主要由粗顆粒間的摩擦力提供。
- (2) $0.8 > C_v > 0.55$ 時，混合物之抗剪強度主要由粗顆粒間的摩擦力和基質的凝聚力所提供。
- (3) $C < 0.55$ 時，混合物之抗剪強度主要由基質之凝聚力所提供。

表 2-7 抗剪強度與體積濃度之關係 (Vallejo, 1989)

組合材料	試驗種類	粗顆粒所佔體積比例 (Grain concentration ratio, C_v)			資料來源
		剪力強度 $\approx$ 粗顆粒 間摩擦	剪力強度 $=$ 粗顆粒 間摩擦 + 粒料強度	剪力強度 $\approx$ 細粒料 強度	
砂和黏土	三軸	> 0.70	0.70~0.50	< 0.50	Paduana (1966)
砂和黏土	直剪	> 0.80	0.80~0.62	< 0.62	Kurata and Fujishita (1960)
砂和黏土	圓錐貫入		?~0.45	< 0.45	Rodine and Johnson (1976)
砂和黏土	十字片剪		?~0.58	< 0.58	Vallejo (1981)
砂和冰	三軸		?~0.42	< 0.42	Goughnour and Andersland
礫石和黏土	三軸	> 0.90	0.90~0.80	< 0.80	(1968)
礫石和黏土	十字片剪		?~0.49	< 0.49	Rico and Orozco (1975)
					Vallejo (1981)
平均值		> 0.80	0.80~0.55	< 0.55	

[註] 粗顆粒(Grains):砂或礫石(Sand or Gravel), 細粒料(Matrix):黏土或冰

2. 土石流平衡泥砂體積濃度 (C_∞)

高橋保 (1977) 依據堆積層之剪力理論與 Terzaghi 所提出之土壤抗剪強度, 在忽略凝聚力之條件下導出流動中土石流泥砂體積濃度估算式:

$$C_\infty = \frac{\gamma_w \tan \theta}{(\gamma_s - \gamma_w) \times (\tan \phi - \tan \theta)} \dots\dots\dots (2-7)$$

式中, γ_s 為顆粒密度, γ_w 為水密度, ϕ 為土壤內摩擦角, 與泥砂性質及其緊密程度相關, 其值介於 $26^\circ \sim 48^\circ$ 之間, θ 為溪流上游段坡度。必須注意的是, 如果含砂濃度 C_v 小於平衡濃度 C_∞ 時, 堆積層將遭受沖刷, 反之, 如果 $C_v > C_\infty$, 會有部份砂石由土石流體中淤落。

此外, 上式中 γ_w 是指水的密度, 因此上式適合分析礫石型土石流, 如以上式分析泥流型土石流, 則須以土石流中泥漿體的密度 γ_m

取代上式中水的密度。此外，由於一般山地河溪沿程溪床坡度急遽變化，應用上式時，土石流泥砂體積濃度經常是隨著溪床坡度而變化。但是，式（2-7）係基於平衡條件下的土石流流況所建構，而平衡狀態土石流流況的存在條件是河溪長度必須大於其發展長度，在驟變的溪床坡度下是很難出現的。因此，上式中溪床坡度應指在土石流流動段約 5 倍河寬的溪流長度所對應之平均坡度，而此區段的溪床坡度常介於 $10^{\circ} \sim 20^{\circ}$ 。

3. 土石流降伏應力與黏滯係數

前人研究中，土石流的降伏應力與黏滯係數的估算與求取主要分別利用力學觀念及現地估計，介紹如下：

(1) 現地估計方法

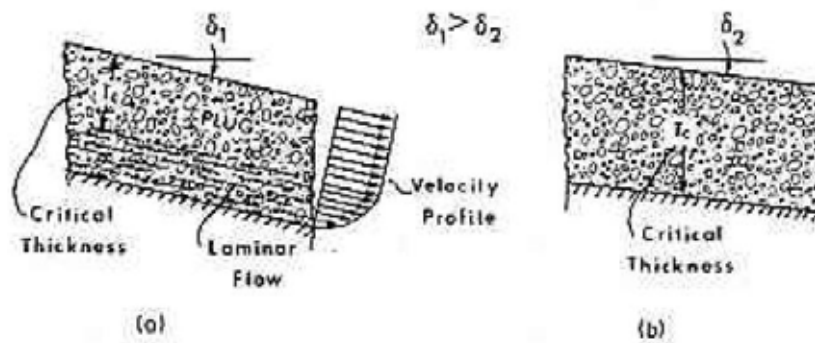
Johnson & Rodine（1984）提出以下方法估計賓漢降伏應力

(a) 臨界坡度法：

利用無限邊坡的概念，如圖 2-8 所示，使土石流停止流動之門檻剪應力為賓漢降伏應力

$$\tau_y = T_c \gamma_m \sin \delta \dots\dots\dots (2-8)$$

上式中： T_c ：臨界流動深度（m）； δ ：堆積坡度（ $^{\circ}$ ）。



(a)土石流流動時，土石流表面坡度(δ_1)大於臨界堆積面坡度 (δ_2)；且流動深度大於臨界深度(T_c)與流速垂直剖面分佈示意圖。
(b)土石流堆積時，臨界堆積面坡度(δ_2)與臨界堆積深度(T_c)。

圖 2-8 土石流堆積臨界坡度示意圖 (Johnson and Rodine, 1984)

(b)特殊大石塊尺寸：

$$\tau_y = 2.19 \times 10^{-4} \times l_{\min} (\gamma_b - n_v \gamma_m) \dots\dots\dots (2-9)$$

式中， γ_b ：特殊大石塊單位重 (kN/m^3)； $l_{\min}$ ：特殊大石塊個個軸向中，最短軸長度 (m)； n_v ：特殊大石塊體積淹沒程度； $n_v = 1$ 完全淹沒， $n_v = 1/4$ ，四分之一淹沒。

(2)室內試驗方法：

一般土石流漿體部分，依據試驗儀器限制決定取樣的最大粒徑。較常用的為旋轉式流變計；試驗時量測轉矩與轉速，求取管壁剪力與外視剪切率 (apparent shear strain rate)，經由回歸分析求得賓漢降伏應力與賓漢黏滯係數。將過去學者依現地估計方法所得之賓漢降伏應力與賓漢黏滯係數整理如表 2-8 所示，其中 Johnson & Pierson 依現場估計方法得到之賓漢降伏應力介於 600 ~ 3,800 Pa，賓漢黏滯係數 8 ~ 810 Pa-s；而 Berti 與 Genevois 兩位學者所求的降伏應力約在 18 ~ 5,400 Pa，黏滯係數約在 1 ~ 1,214 Pa-s 之間，可見土石流的流變特性不易掌握。

表 2-8 前人現地取樣試驗所得之賓漢降伏應力與賓漢黏滯係數整理表

前人研究	賓漢降伏應力 (Pa)	賓漢黏滯係數 (Pa-s)	體積濃度 Cv (%)	試驗方法	試體來源
Dai et al. (1980)	0.6~83	0.01~0.1	5~33	旋轉式流變計	-----
Kang & Zhang (1980)	0.4~40	0.02~0.32	16~40	旋轉式流變計	-----
Qian et al. (1980)	0.15~15	-----	22~51	旋轉式流變計	-----
Fei (1981)	0.11~40	-----	10~47	旋轉式流變計	-----
O'Brien & Davies (1991)	0.1~100	0.04~10	10~45	旋轉式流變計	Colorado Rocky
Phillips & Davies (1991)	50~300	20~238	61~65	平板式流變計	-----
Major & Pierson (1992)	12~405	0.2~27.9	44~66	旋轉式流變計	North Fork Toutle
Philippe (1995)	24.5~535	-----	33~60	平板式流變計	法國土石流溪流
	120~370	-----	61~79.6	旋轉式流變計	法國土石流溪流
Zou (1996)	36~550	-----	43~55.7	旋轉式流變計	-----
詹錢登 (1997)	2.5~30	0.008~0.06	25~43	管式流變計	神木村出水溪土樣
Philippe (1998)	41.1~96.5	-----	29.9~43.5	平板式流變計	Moscardo Torrent
Wang, Fei & Chen (2000)	16.4~274.7	-----	54~72	旋轉式流變計	蔣家溝試體
Hubl & Steinwendtner (2001)	89~30.5	1.8~12.9	50~60	輸送渠道流變計	Moschergaben
	36~79	2.5~6.3	50~60	輸送渠道流變計	Wartschenhenbach

4. 土石流平均流速

目前土石流平均流速有以高橋 保公式、曼寧經驗公式及超高現象現地土石流監測方式獲得

(1)高橋 保 (1978)

$$U_d = \frac{2}{5d_s} \left\{ \frac{g \sin \theta}{0.02} \left[C + (1-C) \frac{\rho}{\rho_s} \right] \right\}^{1/2} \left[\left(\frac{C_*}{C} \right)^{1/3} - 1 \right] \times h_d^{3/2} \dots\dots\dots (2-10)$$

式中， U_d 為土石流平均流速(m/sec)； d_s 為平均粒徑(m)； C 為土石流濃度(假設等於平衡濃度 C_∞)。

(2)Manning-Strickler Equation (1891)

$$U_d = \frac{k_n}{n} h_d^{2/3} S_o^{1/2} \dots\dots\dots (2-11)$$

式中， h_d ＝土石流深度，； n ＝粗糙率，於土石流先端部 $n=0.1$ ，後續流 $n=0.06$ ，具襯砌流路工 $n=0.03$ 。在英制單位， $k_h=1.486$ ；在公制單位， $k_h=1$ 。

(3)超高現象(superelevation)估計土石流平均流速

Johnson & Rodine(1984)：提出野外推估方法，如圖 2-9 所示：

$$V = (g\psi \cos \theta \tan \beta)^{1/2} \dots\dots\dots (2-12)$$

式中： ψ ＝流槽曲率半徑 (m)； β ＝流動中土石流的傾斜角度 (°)。

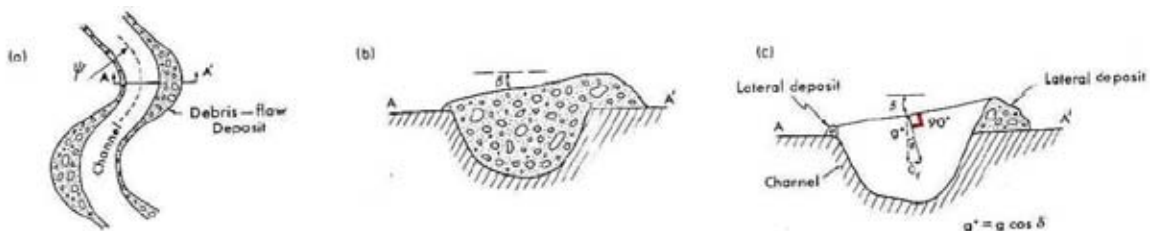


圖 2-9 土石流在流槽彎曲處的堆積情形
(Johnson and Rodine , 1984)

Hunger et. al. (1984)

$$\Delta h = k \frac{bV^2}{\psi g} \dots\dots\dots (2-13)$$

式中： Δh = 流槽兩端堆積的高差 (m)； b = 土石流表面寬 (m)； k = 修正係數，建議採用 $k=2.5$ 計算。

(4) 現地土石流監測

現地量測土石流特性對於理論與實際兩方面都相當重要，現地量測可以用來定義流變之行為，也可以用來修正數值模型。但由於土石流發生之不可預測性，再加上土石流發生地點不易進入，儀器架設昂貴，因此世界上目前僅有少數的土石流危險區域架設儀器，進行相關資料蒐集。以下介紹幾個世界上著名的土石流觀測區：

(a) Acquabona Creek

Acquabona Creek 位於義大利境內，為 Boite River 的支流，多羅邁特山 (Dolomite) 的東方，流域面積約為 0.3 km^2 ，平均坡度約為 18 度，年雨量約在 900~1500mm 左右，每年發生 1~2 次土石流，地理環境如圖 2-10 所示。Acquabona 流域於 1997 年起架設儀器觀察土石流，分別在發生區、流動區及下游堆積區設置測站，包含雨量計、水壓計、地音探測器 (geophone)、聲波探測 (ultrasonic logs)、影像紀錄 (video-records)。以下所蒐集到的資料為堆積區 3 號測站之記錄，包含地聲探測及影像紀錄兩種不同地流速資料，資料如表 2-9 所示 (Genevois and Tecca, 2001； Genevois et al., 2000； Berti et al., 2000)。

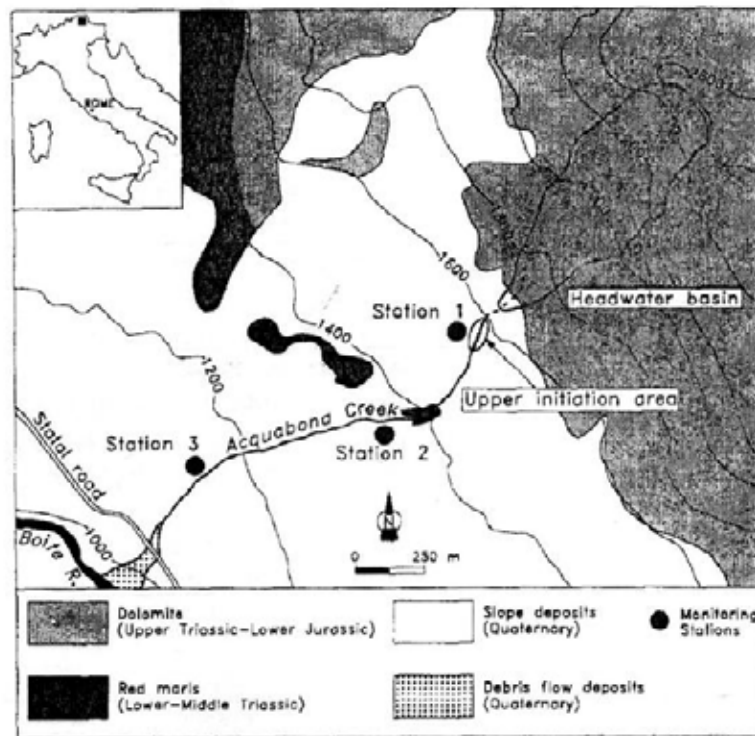


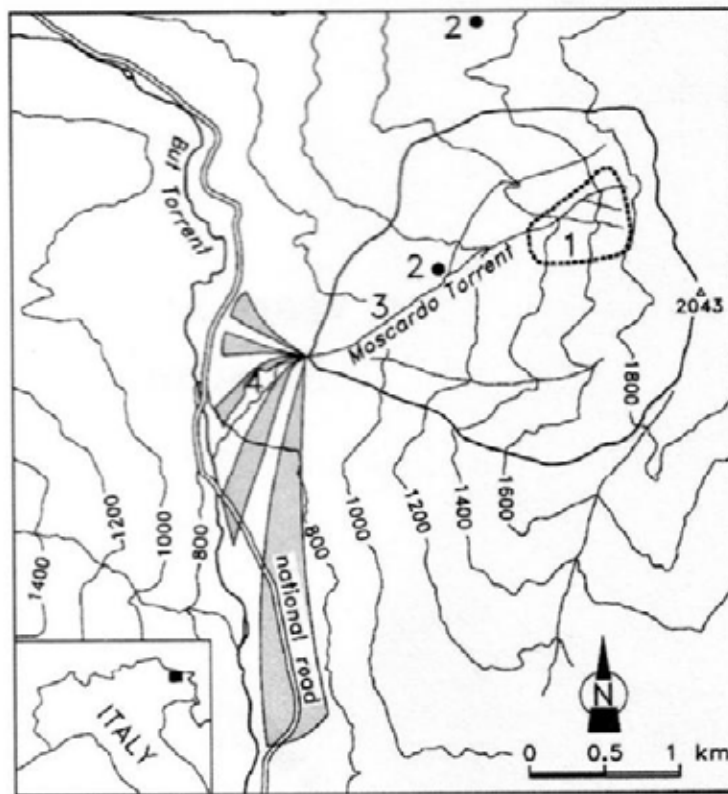
圖 2-10 Acquabona 流域位置及 1、2、3 號測站位置圖
(Berti et al. , 2000)

表 2-9 Acquabona Creek 土石流流速與流動深度(Berti et al. , 2000)

日期	波別	流速-地音探測 (m/s)	流速-影像紀錄 (m/s)	流動深度 (cm)
25/07/1998	第一波	0.47	2.20	150.0
	第二波	0.83	1.40	85.0
27/07/1998	第一波	1.05	2.36	150.0
	第二波	0.91	-----	-----
17/08/1998	第一波	1.81	3.44	1.64
	第二波	2.63	5.17	0.36
	第三波	4.00	4.18	0.33

(b) Moscardo Torrent

Moscardo Torrent 位於義大利東北方處，流域面積 4.1 km^2 ，平均坡度為 20 度，年平均雨量為 1,660mm，每年至少會發生一次土石流，地理環境如圖 2-11 所示。Moscardo 自 1989 年起開始架設觀測儀器，包含地音探測器 (geophone)、聲波探測 (ultrasonic logs)、攝影機。以下針對 1990 至 1997 年間的 13 場土石流記錄，整理如表 2-10 及表 2-11 所示 (Arattano et al., 1997; Arattano, 1999; Marchi, 2002)。



(1) 土石流發生區 (2) 設置雨量計
(3, 4) 設置聲波探測、地音探測器以及攝影機。

圖 2-11 Moscardo Torrent 流域位置圖 (Arattano et al., 1997)

表 2-10 1990~1997 Moscardo Torrent 土石流資料 (Arattano et al., 1997)

事件時間	平均流速 (m/s)	最大流量 (cm ³ /s)	最大流動深度 (m)		堆積體積 (m ³)
17/08/1990	1.0	-----	0.69	deposution	-----
13/08/1991	5.0	88.0	2.13	2.20	19000
30/09/1991	1.9	24.0	1.67	2.40	3250
01/09/1992	2.5	46.0	2.24	1.90	5800
11/07/1993	3.0	14.0	2.12	1.04	5600
19/07/1993	0.9	3.0	0.74	0.94	730
20/07/1993	4.3	16.0	2.30	1.52	6350
14/09/1993	2.5	10.0	1.47	1.41	3800
18/07/1994	4.0	-----	2.09	1.51	-----
22/06/1996	3.5	140.0	2.85	2.00	16800
08/07/1996	4.0	195.0	3.65	2.27	15600
27/06/1997	2.9	25.0	3.90	2.10	16

表 2-11 Moscardo Torrent 中利用地音探測於 3 測站測得之流速

22/06/1996	Sation 1 & 2	Sation 2 & 3	Sation 3 & 4
第一波流速 (m/s)	7.1	8.5	7.2
第二波流速 (m/s)	7.1	7.1	7.7
第三波流速 (m/s)	6.7	6.7	7.1

(c)Kamikamihorizawa Gully

Kamikamihorizawa Gully 位於日本北方，流域面積約 0.8 km²，平均河道坡度為 15.8 度，從 1962 年 Yakedake 火山爆發後，Kamikamihorizawa 的土石流發生頻率增加，每年都發生數次的土石流，其流域相關位置如圖 2-12 所示。自 1975 年起在下游處附近陸續架設儀器來觀察土石流，並採用兩種不同的速度計，分別為 radar speedometer 和 filter speedometer 來對土石流進行觀察，並從 1977 年起陸續獲得流速相關資料，表 2-12 為 1976 至 1980 年間土石流實測資料整理 (Okuda and Suwa, 1981; Slaymaker, 1991)。

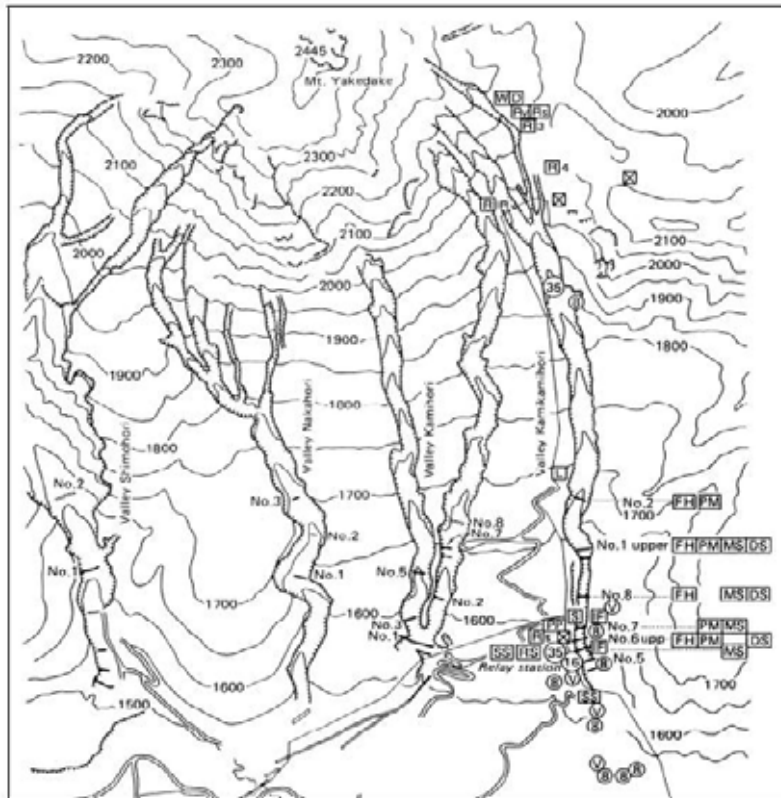


圖 2-12 Kamikamihorizawa Gully 的流域及儀器架設位置圖

表 2-12 Kamikamihorizawa Gully 1976 至 1980 之土石流實測資料

發生時間	前端平均流速 (m/s)	qmax (m ³ /sec)	Distance (m)	Dmax (m)	最大流動深度 (m)	Discharged volume (m ³)
1976/07/19	3.40	124.0	607	2.3	3.4	9200
1976/08/03	3.90	103.0	718	3.1	3.2	6400
1976/08/14	4.20	----	----	----	----	-----
1978/08/17	5.10	98.0	627	6.0	3.8	11500
1978/09/04	1.90	24.0	599	1.9	1.5	710
1978/09/29	2.20	22.0	565	0.5	1.9	-----
1979/09/21	3.30	98.0	755	5.6	3.4	14800
1980/07/19	0.88	5.1	116	1.2	1.0	-----
1980/08/23	4.30	65.0	321	3.3	1.0	5100

(d)Curah Lengkong river

Curah Lengkong river 位在印尼爪哇島的 Semeru 火山上流域面積約為 25.8 km^2 ，平均河道坡度為 17.2 度，其流域相關位置如圖 2-13 所示。Semeru 火山從 1967 年第一次爆發後，大約每 1 至 7 年會爆發一次，也因此提供了不少土石流材料。學者在 Curah Lengkong river 的下游設置觀測點（海拔 825 公里處），透過直接觀測來獲得平均流速及流動深度。平均流速是藉由量測岸邊的表面流速來獲得；流動深度則是讀取岸邊的刻度表；流量則是河道寬度、平均流速、平均流身三者乘積。以下蒐集 1999 至 2001 年間 21 處土石流相關資料，如表 2-13 所示（Lavigne and Suwa, 2004；Lavigne, 2004）。

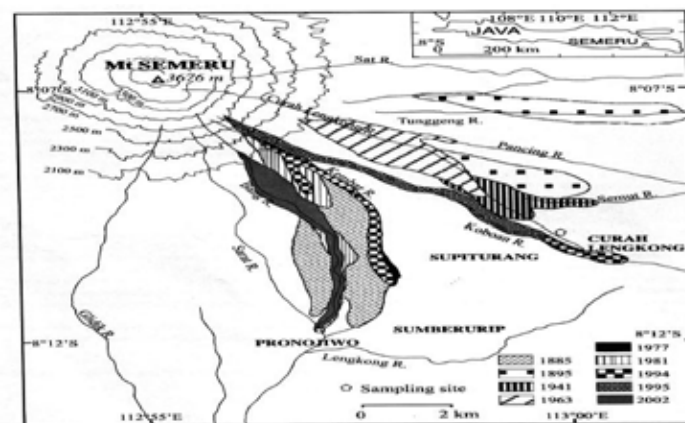


圖 2-13 Curah Lengkong river 的流域位置圖（Lavigne, 2004）

表 2-13 Curah Lengkong river 1999~2001 年間土石流資料 (Lavigne, 2004)

發生時間	前端流速 (m/s)	尖峰流速 (m/s)	最大流動深 度 (m)	最大流量 (m ³ /sec)	輸砂體積 (m ³)
1999/11/21	5.8	5.9	0.8	67	65000
1999/11/23	6.2	6.5	1.0	95	146000
2000/02/04	5.0	5.0	1.0	100	134000
2000/02/25	1.9	5.5	2.5	175	354000
2000/03/08	3.8	5.0	1.0	100	105000
2000/03/23	1.4	4.5	1.3	104	153000
2000/03/24	2.3	6.0	3.5	245	402000
2000/03/27	2.3	6.0	3.5	245	502000
2000/03/28	2.0	5.0	1.5	150	283000
2000/04/09	2.7	5.0	1.5	120	245000
2000/04/13	1.5	5.0	1.0	100	190000
2000/04/14	2.5	5.0	0.9	85	108000
2000/04/15	1.4	5.0	1.5	135	233000
2000/07/28	1.5	6.0	3.0	240	430000
2000/11/13	3.3	6.0	3.0	180	444000
2000/11/15	4.3	5.0	1.0	100	115000
2000/11/19	2.5	6.0	3.0	210	429000
2000/11/20	4.0	6.0	3.5	245	396000
2000/11/23	4.3	4.5	1.0	90	88000
2000/11/26	3.0	5.7	3.0	180	499000
2001/04/16	1.7	4.5	1.0	90	70000
2001/04/23	2.5	4.0	0.6	54	80000
2001/05/22	4.5	5.0	2.0	200	24300

(e) 蔣家溝

蔣家溝位於雲南省境內，首都昆明東北方約 200 公里處為金沙江（Jinsha River）的支流，流域面積約為 47.1 km²，平均坡度約為 6 度，每年發生 10 至 20 次土石流，流域相關位置如圖 2-14 所示。東川（dongchuan）土石流觀測站設置在蔣家溝流通溝道之較直段（約 270 公尺），其坡度約為 3%，取 200 公尺的溝道在其兩岸設置標記並直接量測流體的寬度、流動深度及觀測時間，推算其流速及流量。表 2-14 記錄 1966 至 1997 年間蔣家溝土石流的資料（Hamilton and Zhang，1997；楊仁文等，1998；周必凡等，1991）。

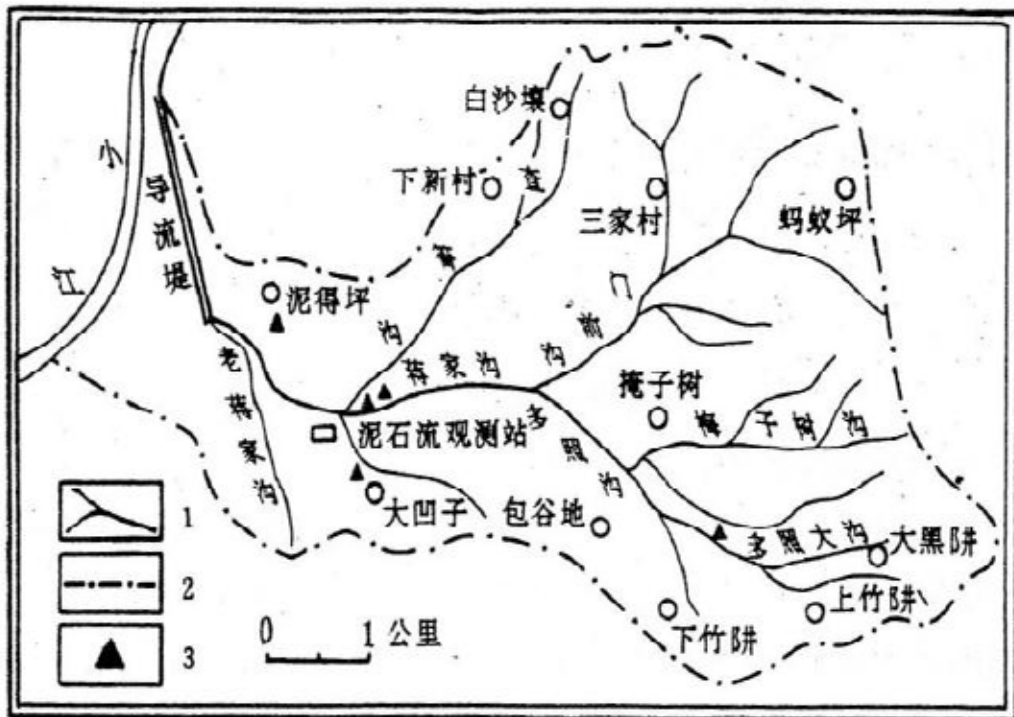


圖 2-14 蔣家溝流域位置圖（周必凡等，1991）

表 2-14 蔣家溝 1996 至 1997 年間土石流資料整理（周必凡等，1991）

發生時間	單位重 (t/m ³)	流動深度(m)	前端流速 (m/s)	Bed slope (Ic)
1966/07/23	-----	-----	7.74	0.055~0.070
1967/07/30	-----	-----	7.66	0.055~0.070
1967/08/05	-----	-----	7.30	0.055
1974/06/29	1.83	0.17	3.67	0.055
1974/06/30	2.10	0.40	0.67	0.060
1974/07/16	2.00	0.45	0.75	0.055~0.070
1974/08/04	-----	-----	5.90	0.055~0.070
1974/08/28	-----	-----	7.59	0.055~0.070
1975/06/11	-----	-----	8.58	0.055~0.070
1975/06/15	-----	-----	9.02	0.055~0.070
1975/07/04	-----	-----	5.85	0.063
1975/07/05	1.95	1.40	7.81	0.063
1975/07/22	2.21	2.10	9.30	0.055
1975/08/08	2.27	2.04	6.90	0.055
1975/08/10	1.83	0.60	3.90	0.058
1975/08/11	1.80	0.56	3.68	0.066
1975/11/06	2.21	3.72	9.15	0.063
1982/07/08	2.33	1.80	7.30	0.056
1983/06/02	2.08	1.90	7.60	0.050
1983/08/13	2.11	1.40	8.00	0.067
1983/08/28	2.19	1.10	6.10	0.059
1984/06/14	2.23	3.00	11.2	0.061
1985/07/25	2.25	1.67	7.30	0.061
1985/07/26	2.25	1.54	7.50	0.060
1985/07/27	2.20	2.14	8.90	0.060
1985/07/31	2.20	3.38	11.5	0.060
1985/08/02	2.15	2.47	8.80	0.060
1985/08/11	2.20	1.11	5.50	0.060
1986/07/22	2.25	1.84	7.80	0.052
1986/07/23	2.11	1.54	8.01	0.052
1986/07/24	2.20	1.80	6.90	0.056
1986/07/28	2.25	2.97	11.0	0.053
1997/08/28	1.75	0.40	3.33	----

5. 土石流尖峰流量

Takahashi (1991) 在土石流達平衡濃度土石流流量 (C_∞) 時 (土石流沖刷與淤積平衡)，由土石與水質量守恆推得單位寬度土石流量 Q_d 與水流流量 Q_w 間相互關係：

$$Q_d = \frac{C_*}{C_* - [S_b - (1 - S_b)C_*]C_\infty} Q_w \dots\dots\dots (2-14)$$

式中， Q_d 為土石流尖峰流量(cms)， Q_w 為清水洪峰流量(cms)， C_* 為堆積層濃度，依一般現場調查結果約為 0.6 ~ 0.7， S_b 為堆積層飽和度。若 $C_\infty > 0.9$ 則令

$C_\infty = 0.9 C_*$ ，對飽和堆積土體 ($S_b = 1$)，可將上式簡化為

$$Q_d = \frac{C_*}{C_* - C_\infty} Q_w \dots\dots\dots (2-15)$$

若 $C_\infty = 0.8 \sim 0.9 C_*$ ，則土石流量約為水流量之 5 ~ 10 倍。

此外，根據土石流發生時之降雨量資料，可推求清水流洪峰流量，即

$$Q_w = C * Ir * A \dots\dots\dots (2-16)$$

式中， C =逕流係數； A =集水區面積； Ir =土石流發生時最大平均降雨強度。

6. 土石流輸送能力

(1)土石流可能搬動之土砂量 (1997，日本全國治水防砂協會) 藉著土石流搬動的土砂量，利用計畫規模之降雨量乘集水區面積求得總出水量，依此流量再與土石流濃度相乘計算出移動土砂量。

$$V_{ec} = \frac{10^3 * \rho_w * A}{1 - n} \left(\frac{C_\infty}{1 - C_\infty} \right) f_r \dots\dots\dots (2-17)$$

式中： A ＝集水區面積（ km^2 ）， n ＝孔隙率（ ≈ 0.4 ）， C_∞ ＝流動中土石流之土砂容積濃度， f_r ＝流出修正率； $f_r=0.05(\log A-2.0)+0.05$ 。

(2)依土砂水理推算之土砂量一般較適合河床較陡河川之流出泥砂量推估，相關公式有：藤田、高橋、水山式、土研式、勃朗式 Meyer-Peter-Mueller（MPM 式）等，以下資舉 MPM 式表示如下：

$$\frac{Q_b}{B_m / (\sigma / \rho - 1) g \cdot dm^3} = 8 \times \left\{ \frac{RI}{(\sigma / \rho - 1) dm} \cdot \beta - \phi_c \right\}^{1.5} \dots\dots\dots (2-18)$$

式中： Q_b ＝流沙量， B_m ＝河寬， ψ_c ＝臨界曳引力（ $\psi_c=0.047$ ）， g ＝重力加速度， I ＝河床坡度， R ＝水力半徑， dm ＝平均粒徑， β ＝與河床粗糙度有關的係數。

2.5 土石流衝擊力評估

根據土石流攜出粒徑調查之最大粒徑，可估算其可能的衝擊力。土石流衝擊力係指壩體上游面遭土石流直接撞擊之力量，可分為流體衝擊力和巨礫衝擊力兩種，前者係屬面的衝擊力，與壩體安定性分析有關；後者為點的撞擊，為評估混凝土材料的耐撞程度，與混凝土強度和厚度相關，而與壩體整體安定性無關。相關針對土石流衝擊力研究整理如下表 2-15：

表 2-15 土石流衝擊力之理論公式彙整

學者	土石流衝擊力理論式	符號說明	理論說明
林炳森、 林基源 (1999)	$p = \left(\frac{\gamma_m}{g} \right) \cdot v^2$	p : 土石流體動壓力(t/m²) γ_m : 土石流單位重(t/m³) g : 重力加速度(9.81m/sec²) v : 土石流流速(m/sec)	為一平均壓力觀念，此推估公式為大部分學者所接受。
仲野公章 (1986) 水山高久 (1979) 弗萊施曼 (1986) 周必凡 (1991)	$p = k \left(\frac{\gamma_m}{g} \right) \cdot v^2$	p、γ_m、g、v同上 k : 土壤顆粒不均勻質修正係數，其值介於 0.5~2.0 不等	該式為上式試驗結果之顆粒不均質修正。
宋義達 (1990)	$p = (0.067 + 0.004D_{50}) + (0.85 + 0.07D_{50}) \left(\frac{\rho v^2}{g} \right)$	p : 土石流衝擊力(t/m²) v : 土石流流速(m/s) D_{50} : 土石的平均粒徑(mm) g : 重力加速度(9.81 m/sec²) ρ : 土石流密度(t/m³)	根據試驗量測值與理論公式值得回歸結果。
水山高久 (1979)	$F = \rho \cdot h \cdot \frac{u^2}{g}$	F : 土石流單位寬度之荷重(t/m) ρ : 土石流密度(t/m³) h : 土石流平均深度(m) g : 重力加速度(9.81 m/sec²) u : 土石流流速(m/sec)	以流體理論說明土石流對防砂壩之正面衝擊力。

表 2-15 土石流衝擊力之理論公式彙整(續)

學者	土石流衝擊力理論式	符號說明	理論說明
水山高久 (1979)	$F = 241v^{1.2}R^2$	v : 球體相對防砂壩的相對速度(m/sec) R : 球體半徑(m) F : 巨礫衝擊力(ton)	根據「完全彈性球體」推導得巨礫對防砂壩之衝擊力。
	$F = 48.2v^{1.2}R^2$		經由日本燒岳土石流實測檢算後，取其修正係數 $k=0.2$ 。
山口伊佐夫 (1985)	$P = k \cdot \frac{\rho}{g} v^2 h \sin \theta$	P : 單位寬度面積之受力(t/m) v : 土石流流速(m/sec) ρ : 土石流密度(t/m ³) k : 修正係數 g : 重力加速度(m/sec ²) θ : 施於面方向荷重的角度(°)	由高濃度泥流之試驗，土石流前端部造成之衝擊力大小為後續定常動態壓力值的兩倍。
	$P = 1.92 \left(\sigma + \frac{\rho}{2} \right)^{3/5} (K_1 + K_2) - \frac{2}{5} R^2 v^{1.2}$	P : 衝擊力(ton) σ : 礫石的密度(t/m ³) ρ : 流體的密度(t/m ³) R : 礫石半徑(m) v : 衝擊速度(m/s) ν : 柏松比(Poisson) E_i : 彈性模數 K_i : 由礫石與壩體的彈性模數求出的常數	攔阻面受土石流的大礫石衝擊時，衝擊力為動態壓力的 2~3 倍，該式為根據「球體的衝擊理論推導得巨礫衝擊力」。 $K_i = \frac{1 - \nu_i^2}{\pi E_i}$

表 2-15 土石流衝擊力之理論公式彙整(續)

學者	土石流衝擊力理論式	符號說明	理論說明
山口伊佐夫 (1985)	$F = 426R^2v^{1.2}$	F：巨礫衝擊力(ton) R：礫石半徑(m) v：衝擊速度(m/s)	以空氣中單一石塊向混凝土衝擊時之衝擊力推導式，但實際土石流流動情況下，石塊的相互衝擊等，會使能量互相抵消。 為上式的 1/10 左右之荷重當做設計參考值，該式仍有待檢討。
	$F = 50R^2v^{1.2}$		
章書成、 陳精日、 葉明富 (1985)	(a) $F = \sqrt{\frac{V^2}{g\delta_c}} W' \cos \alpha$	F：石塊衝擊力(Nt) W'：石塊淹沒重量(Kg) V：石塊運動速度(m/sec) α ：石塊撞擊方向與法線夾角 δ_c ：被撞物體的靜變形(m) E：被撞物體的彈性模數 J：物體截面對中性軸的慣性矩(m ⁴) l：物體長度(m)	根據碰撞理論推導之公式，並考慮石塊在土石流中的淹沒重量和衝擊方向。 (a) 通用式。 (b) 被撞物體概化成懸臂樑形式。 (c) 被撞物體概化成簡支樑形式。
	(b) $F = \sqrt{\frac{3EJV^2W' \cos \alpha}{gl^3}}$		
	(c) $F = \sqrt{\frac{48EJV^2W' \cos \alpha}{gl^3}}$		
游繁結 (1990)	$P = \sqrt{D_{\max}} \rho u^2 / 2g$	$D_{\max}$ ：泥沙顆粒最大粒徑(mm) P：土石流流體衝擊壓力(t/m ²) ρ ：土石流密度(t/m ³) u：土石流流速(m/s) g：重力加速度(9.8m/sec ²)	以流體流動之動壓力理論為基礎，配合室內水槽試驗，發現土石流實測之衝擊壓力遠大於由動壓力公式所堆推求者，該式為考慮砂礫粒徑之影響效應。

表 2-15 土石流衝擊力之理論公式彙整(續)

學者	土石流衝擊力理論式	符號說明	理論說明
陳致穎 (2000)	$F(t) = k \times u(t)$ $K = \frac{Eb(d_a - d_b)^3}{6L^3 \left[(d_b/d_a - 3)(d_b/d_a - 1) + 2 \ln(d_b/d_a) \right]}$	E：混凝土壩體之楊氏係數 b：壩體單元之寬度 L：壩體之高度 d_a：壩體頂端之長度 d_b：壩體底端之長度 $\delta_b = \frac{F}{K} = \frac{F'}{K'}$ 自由端之變位	假設梳子霸模型為不均勻斷面之懸臂樑，其受力之行為屬單自由度。以模擬靜態側向彈性勁度之觀念得側向彈性勁度 K 。
周必凡 (1991)	$F = \left[\frac{4}{3\pi(k_1 + k_2)^{0.4}} \cdot \left(\frac{5\rho_s \pi^2}{4g} \right)^{0.6} \cdot v^{1.2} R^2 \right]$ $k_1 = \left(\frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1} \right) \quad k_2 = \left(\frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2} \right)$ $F = k_c \left[\frac{4}{3\pi(k_1 + k_2)^{0.4}} \cdot \left(\frac{5\rho_s \pi^2}{4g} \right)^{0.6} \cdot v^{1.2} R^2 \right]$ k_c：修正係數	F：球體對防砂壩的衝擊力 ν_1、ν_2：攔砂壩及球體的柏松比(Poisson's ratio) E_1、E_2：攔砂壩及球體的楊氏係數(Young's modulus) ρ_s：球體密度(kg/m³) ν：球體對攔砂壩的相對速度(m/s) g：重力加速度(9.81m/sec²) R：球體半徑(m)	根據「完全彈性體碰撞理論」，說明球體對攔砂壩的衝擊力。 實際土石流中大石塊對攔砂壩的衝擊並不完全符合彈性假設，而且接觸面會發生斷裂、摩擦、微小凹凸破壞、以及流體壓力緩衝作用等，該將為上式之修正後衝擊力。

表 2-15 土石流衝擊力之理論公式彙整(續)

學者	土石流衝擊力理論式	符號說明	理論說明
武居有恆 (1979)	$F = 0.5CD_i \rho u^2 (\pi a^2)$	F ：衝擊力(πa^2) CD_i ：衝擊抵抗係數 ρ ：土石流密度(t/m^3) u ：流速(m/s) a ：礫石之半徑(m)	引述 Richardson 導出適用於土石流衝擊力。
連炳順 (1999)	$F_{av} = \frac{\Delta p}{\Delta t}$	Δp ：動量變化($kg\cdot m/s$) F_{av} ：平均受力(N) Δt ：衝擊時間(s)	根據傳統運動學對衝量(impulse)的定義，同一撞擊條件下撞擊接觸時間愈短，產生的平均衝力愈大。
連惠邦 (2002)	$P_f = \alpha \frac{\gamma_m}{g} h_d U_d^2$	P_f ：單位寬土石流流體力(ton/m) α ：係數($\alpha \approx 1$)	該式為土石流流體衝擊力，係屬於面衝擊力，與壩體穩定性有關。
	$P_d = 12.0 U_d^{1.24} D_E^2$	γ_m ：土石流單位重(t/m^3) g ：重力加速度(m/sec^2)	該式為土石流巨礫衝擊力，屬非彈性碰撞。
	$P_d = 20.2 U_d^{6/5} D_E^2$	h_d ：土石流流深(m) U_d ：土石流流速(m/sec) P_d ：礫石衝擊力(ton) D_E ：設計粒徑(m)	假設土石流巨礫對壩體混凝土的衝擊完全彈性碰撞。

表 2-15 土石流衝擊力之理論公式彙整(續)

學者	土石流衝擊力理論式	符號說明	理論說明
張世樺 (2001)	$F' = \frac{Eac d_b^3 \delta_b}{12L^4 M} \left(\frac{d_a}{d_b} - 1 \right)^4$	E：混凝土壩體之楊氏係數 b：壩體單元之寬度 L：壩體之高度 I_b：均勻斷面之轉動慣量 m：壩體形狀因數 d_a：壩體頂端之長度 d_b：壩體底端之長度 c：壩體厚度 M：堆積形狀因數 δ_b：壩頂變位 $I_b = \frac{cd_b^3}{12}$ $m = \frac{1}{L} \left(\frac{d_a}{d_b} - 1 \right)$ $M = \left[\frac{ma}{2} - \ln \left(\frac{1+mL}{1+mb} \right) \right] + \left(\frac{1}{1+mL} - \frac{1}{1+mb} \right) \left[\left(\frac{1-bm^2}{4} \right) \left(\frac{1}{1+mL} + \frac{1}{1+mb} \right) - \left(\frac{2-bm^2}{2} \right) \right]$	假設土石流衝擊力為一均佈力，應用材料力學之觀念求出側向勁度 K'，再以加速度所量測之加速度值由梯形面積積分法積分兩次求得壩頂之變位，即可由 $F' = K' \times \delta_b$ 求得土石流衝擊力。

2.6 土石流淘刷深度評估

一般而言，橋樑主要乃因橋基處河床遭水流淘刷導致橋基裸露而破壞。而河床沖刷大致可分為一般沖刷、局部沖刷與束縮沖刷。無論河道中是否有結構物存在，因水流作用均會產生一般沖刷。當水流至橋墩前緣，因向下射流造成之局部沖刷對橋樑安全影響甚大，而水流經橋墩間時，則產生束縮沖刷。相關針對土石流淘刷深度研究整理如下表 2-16：

表 2-16 土石流淘刷深度之理論公式彙整

學者	土石流淘刷深度理論式	符號說明	理論說明
Smith and Strang(1967)	$\frac{h}{H} = f\left(\frac{y_1}{H}, \frac{h_t}{H}, \frac{d_s}{H}\right)$	h：最大沖刷深度， H：堰高， y ₁ ：堰頂水深， h _t ：尾水深， d _s ：河床質粒徑。	以無束縮矩形斷面銳緣堰，配合三種均質粒徑河床質，由因次分析得到
Mason and Arumugam(1985)	$h = \frac{Kq^x H^y h_t^w}{g^z d_{50}^z}$	h：最大沖刷深度(m)， g：重力加速度(m/s ²)， H：跌水高(m)， d ₅₀ ：中值粒徑(mm)， h _t ：尾水高(m)， q：單寬流量(cms/s-m)， K：常數， x, y, w, z 為無因次參數	包含尾水深度之沖刷公式
Chee, Yuen(1985) and Beltaos(1976)	$h_e = J_e \sin \theta - h_t$	h _e ：平衡沖刷深， J _e ：沖刷平衡時射流擴散長度， θ：射流與水面之夾角， h _t ：尾水深。	利用因次分析及由試驗所得之平衡沖刷深度方程式

表 2-16 土石流淘刷深度之理論公式彙整(續)

學者	土石流淘刷深度理論式	符號說明	理論說明
S.Hayashi(1985)	$\frac{h}{d_s \sin \theta} = C \left[\frac{1}{(s-1) \tan \phi} \frac{qu_0}{gd_s} \left(\frac{y_0}{d_s} \right)^\alpha \right]^\beta$	h：沖刷坑最大深度加尾水深， θ：水舌入射時與水面之夾角， d_s：河床質粒徑， u_0：水舌入射速度， y_0：水舌厚度， ϕ：安息角， q：單寬流量， s：河床質比重， g：重力加速度 C, α, β 為無因次常數。	適用於自由水舌造成最大沖刷深度
李耀輝(1987)	$Y = 0.74T^{0.42} e^{0.3\bar{q}}$	Y：無因次沖刷深度(即沖刷深度與尖峰流量時之沖刷深度比值) T：無因次沖刷歷時(即沖刷歷時與尖峰歷時之比值) $\bar{q}$：無因次流量(即任一流量與尖峰流量之比值)	就壩下級配粒徑河床，進行清水流及含滓流沖刷試驗，並由實驗資料得到經驗公式

表 2-16 土石流淘刷深度之理論公式彙整(續)

學者	土石流淘刷深度理論式	符號說明	理論說明
吳金洲(1990)	河床坡度為 0 之沖刷深度 $\log\left(\frac{h}{y_0 \sin \theta}\right) = 1.42 \log\left(\frac{u_0}{\sqrt{(s-1)gd_s}}\right) + 0.31$	h ：最大沖刷深度(沖刷坑最大深度加尾水深)， y_0 ：為水舌厚度， u_0 ：為水舌入射速度， s ：為河床顆粒比重， d_s ：為河床顆粒粒徑。	根據顆粒運動平衡觀念，引用自由沖射流理論，可得自由水舌之最大沖刷深度方程式。再藉模型試驗，得知河床坡度分別為 0、0.04 及 0.08 時之自由水舌跌水所造成局部沖刷之半經驗公式
	河床坡度為 0.04 之沖刷深度 $\log\left(\frac{h}{y_0 \sin \theta}\right) = 1.63 \log\left(\frac{u_0}{\sqrt{(s-1)gd_s}}\right) + 0.12$		
	河床坡度為 0.08 之沖刷深度 $\log\left(\frac{h}{y_0 \sin \theta}\right) = 1.75 \log\left(\frac{u_0}{\sqrt{(s-1)gd_s}}\right) + 0.06$		
楊書昌(1991)	$\log\left(\frac{h}{y_b}\right) = 0.719 \log[0.297(N_f)^3 + 0.098(N_s)] + 0.370$	h ：最大沖刷深度加尾水深 y_b ：自由水舌之跌緣水深 N_f ：水流參數 $(\bar{U}/\sqrt{(s-1)gd})$ N_s ：沖刷參數 $\left(\frac{1}{s-1}\right)^{\frac{3}{2}} \frac{\Delta H \bar{U}}{\sqrt{gd_s^3}}$ $\bar{U}$ ：堰壩上游之平均流速 H ：壩高	針對堰壩下游河床局部沖刷之問題，應用射流理論推導出當沖刷達平衡時之相對沖刷深度之無因次式

表 2-16 土石流淘刷深度之理論公式彙整(續)

學者	土石流淘刷深度理論式	符號說明	理論說明
Froehlich(1995)	$h_s = \left[\frac{\frac{1}{k_n} \sqrt{\theta_{c50}(s-1)} d_{50} \left(\frac{d_a}{d_{50}} \right)^{\frac{(1-m)/2}{\sigma_g - \tilde{K}_{50}/6W}}}{Q} \right] - h_0$	h_s : 束縮段沖刷深度 Q : 流量 s : 泥沙顆粒比重 d_{50} : 中值粒徑 d_a : 沖刷達平衡時, 最小不可被水流帶走之顆粒粒徑 h_0 : 束縮段之接近水深 W : 束縮段之寬度 θ_{c50} : 河床質中值粒徑無因次剪力 k_n : Strickler 方程式之係數 $\tilde{K}_{50}$: $\tilde{K}_i = K_{[a+i(1-0.01a)]}$, 因此 $\tilde{K}_{50} = K_{[a+50(1-0.01a)]}$ $\tilde{K}_i = (\ln d_i - \ln d_{50}) / \ln \sigma_g$, a 為原始河床質較最小不被沖刷之顆粒 粒徑為小之重量百分比 a% 之百分數。	針對粒徑呈對數常態分佈之河床質的橋樑束縮沖刷, 利用 Laursen(1963)所得之清水流況下束縮沖刷深度方程式及非均勻顆粒起動之經驗關係, 推導出一包含河床質粒徑分散度參數之最大沖刷深度方程式

表 2-16 土石流淘刷深度之理論公式彙整(續)

學者	土石流淘刷深度理論式	符號說明	理論說明
葉再麟(1998)	$\ln\left(\frac{h_e + h_i}{y_0 \sin\theta}\right) = 0.68 \ln\left(\frac{u_0^2}{(s-1)gd_{50}}\right) - 0.18 \ln(\sigma_g) - 0.4 \ln\left(\frac{h_i}{d_{50}}\right) + 1.49$ $r = 0.95$	h_e : 平衡冲刷深度(cm) h_i : 尾水深度(cm) y_0 : 射流入水厚度(cm) θ : 射流入水角度 σ_g : 河床質之幾何標準偏差 u_0 : 射流入水速度(cms) s : 河床質比重 g : 重力加速度(m/sec ²) d_{50} : 河床質中值粒徑(mm)	利用水工試驗得出防砂壩下相對最大平衡冲刷深度之方程式
林拙郎(1974)	$\frac{D}{d} \leq 1, T = 0.554 \frac{(qV_0)^{0.64} \sin(\theta_2)}{d^{0.28}} - h_1$ $\frac{D}{d} \geq 1, T = 0.554 \frac{(qV_0)^{0.64} D^{0.18} \sin(\theta_2)}{d^{0.46}} - h_1$	D : 水脈厚度(mm) d : 砂礫之平均粒徑(mm) T : 最大冲刷深度(cm) q : 單位寬度流量(1/sec/m) V_0 : 水脈貫入速度(cm/sec) θ_2 : 水脈貫入後之角度 h_1 : 水面至元河床之深度(cm)	利用安芸氏根據 Albertson 之自由噴流理論而推導出之水脈速度衰減公式，配合水中砂礫移動之鄰界狀況，經由實驗推導出兩式

表 2-16 土石流淘刷深度之理論公式彙整(續)

學者	土石流淘刷深度理論式	符號說明	理論說明
陳正炎(1983)	$\frac{Y_s}{H_d} = 0.276 N_d^{0.486} G^{-1.070} \dots\dots r = 0.857$ $\frac{L_s}{H_d} = 3.420 N_d^{0.270} G^{-0.10} \dots\dots r = 0.959$	$N_d = \frac{q}{g H_d}$ $G = \frac{D}{H_d}$ Y_s、L_s：沖刷坑最深點之深度與距離(cm) H_d：跌水高度(cm) N_d：跌水數(q/gHd) G：相對粒徑(D/Hd) g：重力加速度(m/sec²) q：單位寬度流量(cms/m) D：卵石粒徑(mm)	以模型試驗對卵石護坦之沖刷進行探討，經由因次分析獲知沖刷坑之無因次形狀為兩個參數的函數，並由試驗得到其迴歸式
葉昭憲(1988)	無滲流： $\frac{H}{d \sin \theta} = 2.0913 \left(\frac{1}{\tan \psi \left(\frac{\sigma}{p} - 1 \right) g} \frac{q V_0}{d^2} \right)^{0.7206}$ r=0.90	H：沖刷坑深度(cm) d：砂礫之平均粒徑(cm) θ：水脈角度 ψ：砂礫在水中的安息角 σ，p：砂石與水之密度(kg/cm³) g：重力加速度(m/sec²) q：水流單位寬度流量(cms/m) V_0：水舌接觸水面之速度(m/sec)	由試驗結果分析得知，在無滲流與有滲流兩種流況下之最大沖刷深度
	有滲流： $\frac{H}{d \sin \theta} = 2.1480 \left(\frac{1}{\tan \psi \left(\frac{\sigma}{p} - 1 \right) g} \frac{q V_0}{d^2} \right)^{0.7504}$ r=0.91		

表 2-16 土石流淘刷深度之理論公式彙整(續)

學者	土石流淘刷深度理論式	符號說明	理論說明
游進偉 (1991)	$Y_S = 6.4 \times 10^{-4} \times Q^{0.97} \times S_0^{-0.31} \dots r = 0.88$	Y_S : 深度(cm) Q : 流量(cms) S_0 : 原始坡度	對含滓流下滯洪壩下游 進行分析獲得最大冲刷 深度公式
董志睿 (1992)	$Y_S = 10^{4.9} (S_0)^{0.29} (Q)^{2.53} \dots r = 0.90$ $L_S = 10^{1.69} (S_0)^{0.11} (Q)^{0.99} \dots r = 0.82$	Y_S : 冲刷坑最大冲刷深度(m) L_S : 冲刷坑最大冲刷深度距壩體水 平距離(m) S_0 : 河床原始坡度 Q : 流量(cms)	針對系列滯洪壩於平衡 流況下，對下游冲刷坑 進行冲淤探討，得到一 經驗迴歸式
蘇重光、連 惠邦(1993)	$\frac{h_d + h_s}{h_u} = 0.91 \left(\frac{\bar{U}}{U_c} \right)^{1.5} \sqrt{1 + \frac{2}{F_r^2}}$	h_d : 冲刷坑下游尾水深度(cms) h_s : 冲刷坑最深處與原河床面之深 度(cm) h_u : 壩上游水深(cm) $\bar{U}$: 壩上平均流速(cms) U_c : 平均起動(臨界)流速(cms) F_r : 冲刷福祿數 $\bar{U}/(gh)^{0.5}$	以自由冲刷理論，探 討在防砂壩下游天然河 床受壩頂溢流之局部冲 刷深度
連惠邦、江 永哲(1993)	$\frac{h_f}{D \sin \alpha} = \frac{1}{0.04} \ln \frac{U_i}{2.264 \sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho} g d_s}}$	h_f : 最大冲刷深度(cm) D : 射流入水厚度(cm) α : 射流入水角度 U_i : 射流入水速度	利用一維運動方程式， 分別探討當冲刷到達平衡 時冲刷坑之最大冲刷深 度，以及冲刷深度的時 間變化

表 2-16 土石流淘刷深度之理論公式彙整(續)

學者	土石流淘刷深度理論式	符號說明	理論說明
張朝恭(1993)	$\frac{D}{H_d} = 209.45(S_0)^{0.4286} \left(\frac{B}{H_d} \right)^{1.0512} \left(\frac{H}{H_d} \right)^{0.3729} \left(\frac{q}{\sqrt{gH_d^3}} \right)^{0.3756} \dots r = 0.95$	D : 沖刷坑最大深度(cm) H_d : 壩開口深度(20cm) S_0 : 河床原始坡度 B : 壩開口寬度(cm) H : 壩上水位(cm) q : 單位寬度之流量(cms/m) g : 重力加速度(m/sec²)	壩未淤清水流下之沖刷坑最大深度
李崑宗(1990)	$\frac{Y_s}{H_e} = 1.5584 \left(\frac{q}{\sqrt{gH_e^3}} \right)^{0.6174} (S)^{0.1852} \dots r = 0.98$	Y_s : 最大沖刷深度 H_e : 開口底部下至下游河床面之高度 q : 單位寬度之流量(cms/m) g : 重力加速度(m/sec²) S : 坡度	壩淤滿清水流下之沖刷坑最大深度
Schoklitch(1932)	$d_s = D_{\max} + h_d = \frac{4.75(E_m^{0.2} \times q^{0.5})}{d_{90}^{0.32}}$	$D_{\max}$: 渠床之最大沖刷深度(m) h_d : 尾水深度(m) E_m : 上、下游水頭差(m) q : 單位寬度之流量(cms/m) d_{90} : 粒徑(代表 90%以上之粒徑均比此粒徑小)	針對靜水池下游之沖刷情形研究所得沖刷深度之半經驗公式

表 2-16 土石流淘刷深度之理論公式彙整(續)

學者	土石流淘刷深度理論式	符號說明	理論說明
Veromese(1937)	$d_s = 1.9 \times E_m^{0.225} \times q^{0.45}$	E_m : 上、下游水頭差(m) q : 單位寬度之流量(cms/m)	修正 Schoklitch 的公式
尾張、霜島、早川(1969)	$D_{\max} = \frac{0.053\gamma}{g\sqrt{(V_m^2 + 2gH)}q} \cdot e^{-0.106dm}$	$D_{\max}$: 渠床之最大冲刷深度(m) γ : 水流之單位體積重量(g/cm ³) g : 重力加速度(cm/s ²) V_m : 溢流之水平流速(cm/sec) H : 有效壩高(cm) q : 單位寬度之流量(cms/m) d_m : 平均粒徑(mm)	藉水工模型試驗所得之半經驗公式

2.7 土石流規模及其危害行為

2.7.1 尖峰流量與土石流規模

土石流規模是指一次土石流流至土石流沖積扇的總體積及土石流流出總土方量。土石流規模大小是土石流防治工作人員制訂防治策略之依據。土石流土砂量之推估，一般可採兩種方式，其一為依據地形圖、現場調查及過去土石流記錄資料予以決定；其二採用日本經驗現場調查後所得之經驗公式，但目前爭議較大。

國內外土石流的研究時間較短，土石流規模目前雖可由尖峰流量或集水區面積之簡化理論及經驗進行估算，但仍須更多資料及研究以提高其可靠度。以下針對國內外學者分別由尖峰流量及集水區面積進行土石流規模估算方式進行說明：

1. Hunger et al. (1984)

Hunger et al. (1984) 將 10 個流量與規模案例整理繪圖，分析土石流規模大小與土石流尖峰流量之關係，發現土石流尖峰流量愈大土石流規模愈大，如圖 2-15 所示。

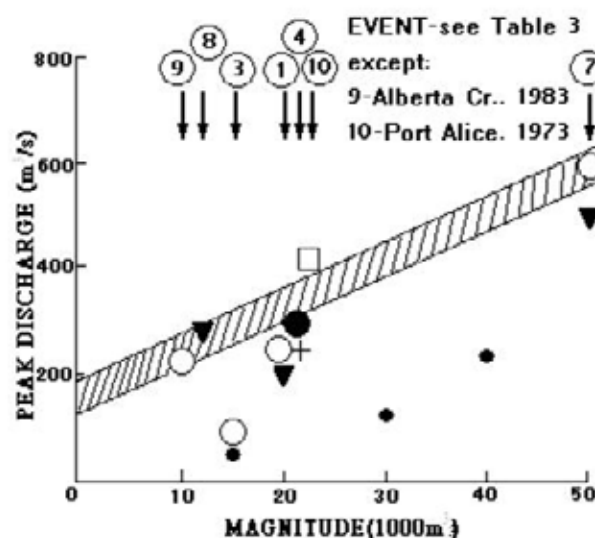


圖 2-15 土石流規模大小與土石流尖峰流量之關係 (Hungr, 1984)

2. Bovis & Jakob (1999)

Bovis & Jakob (1999) 研究結果顯示，土石流之材料組成不同（泥流、礫石流）所示用之由尖峰流量推求最大一次土石流體積之經驗式應有所不同，如圖 2-16 所示。

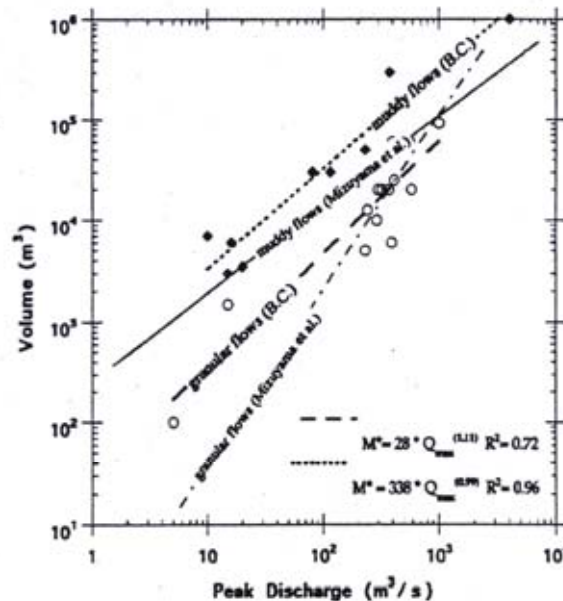


Figure 5. Relations between peak discharge and magnitude for British Columbian debris flows. Included for comparison are regressions for 'granular' and 'muddy' debris flow types computed by Mizuyama *et al.* (1992) from Japanese and Chinese data sets. Regression equations from Mizuyama *et al.* (1992): muddy flows, $M^* = 795 Q_{max}^{0.85}$, $R^2 = 0.74$; granular flows, $M^* = 13 Q_{max}^{1.33}$, $R^2 = 0.78$

圖 2-16 尖峰強度推求最大一次土石流體積之關係圖
(Bovis and Jakob, 1999)

2.7.2 集水區面積與土石流規模

1. Van Dine (1985)

Van Dine (1985) 整理土石流規模估算方法，分為比較法、經驗法、單位體積法及修正單位體積法等，並運用各方法分析加拿大 Howe Sound 地區土石流規模，針對土石流流出土方量 V (m^3) 與集水區面積 A (km^2) 之關係進行迴歸，發現集水區面積愈大，引發土石流規模也愈大，大致呈線性關係，即 $V(m^3) = 10,000A(km^2)$ ，如圖 2-17 所示。

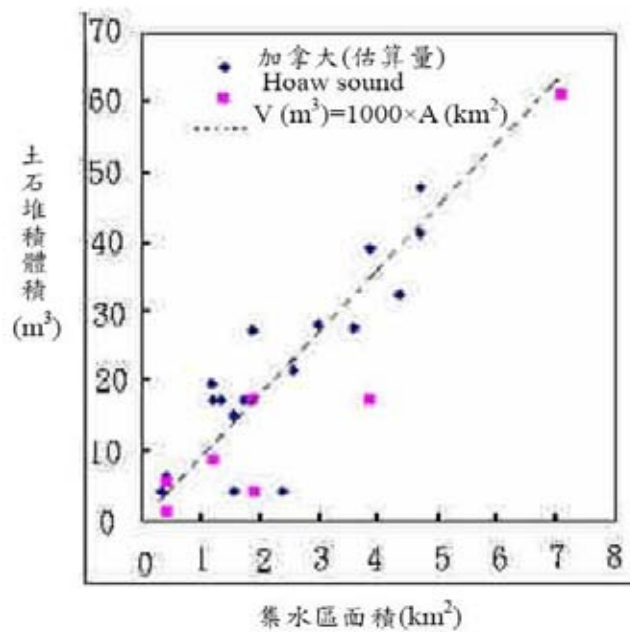


圖 2-17 土石流流出土方量與集水面積之關係圖 (Van Dine, 1985)

2. 游繁結等人 (1996)

游繁結等人 (1996) 研究成果顯示，由於臺灣土石流發生區常有斷層造成之岩體破裂形成豐富之土石材料。若以南投縣陳有蘭溪土石流的調查結果為例，陳有蘭溪的土石流流出土方量與集水面積呈線性比例 (林銘郎與周憲德, 1997)。陳有蘭溪的土石流流出土方量 V (m^3) 與集水區面積 A (km^2) 關係約為： V (m^3) = 30,000 A (km^2)。若與加拿大 Howe Sound 地區土石流相互比較，陳有蘭溪的土石流流出土方量約是加拿大 Howe Sound 地區土石流規模的 3 倍。

3. 池谷浩 (1980) 與謝正倫 (1993)

日本建設省 (1989) 將日本土石流流出土方量與集水面積關係迴歸如表 2-17 所示，其中 M50 表示不被超越機率為 50% 之土砂流出量；蔡元芳 (1999) 將臺灣案例加以比較，指出臺灣土石流流出土方量在 $M50 = 13600A^{0.61}$ 以上，建議估算式則採用較保守而集水區內土砂流出機率較高的 $M90 = 70992A^{0.61}$ 與 $M95 = 113968A^{0.61}$ ，其中 A 為集水區面積，單位為平方公里 (km^2)，土方量 M 單位為立方公尺 (m^3)；而行政院農委會 (2001) 於桃芝颱風後調查出 168 處土

石流災害現場結果，將本省之土石流流出土方量與集水面積迴歸如圖 2-18，更建議在估算本省其餘未發生災害之土石流潛勢溪流其可能土方量，最好採用不被超越機率為 90%以上較為保險。

表 2-17 日本土石流土砂流出量迴歸公式表（日本建設省，1989）

土砂流出量 不被超越機率	迴歸方程式 (A : km ² , M : m ³)
50%	$M_{50} = 19498A^{0.56}$
70%	$M_{70} = 48930A^{0.56}$
80%	$M_{80} = 81452A^{0.56}$
90%	$M_{90} = 120418A^{0.56}$
95%	$M_{95} = 304878A^{0.56}$
99%	$M_{99} = 511369A^{0.56}$

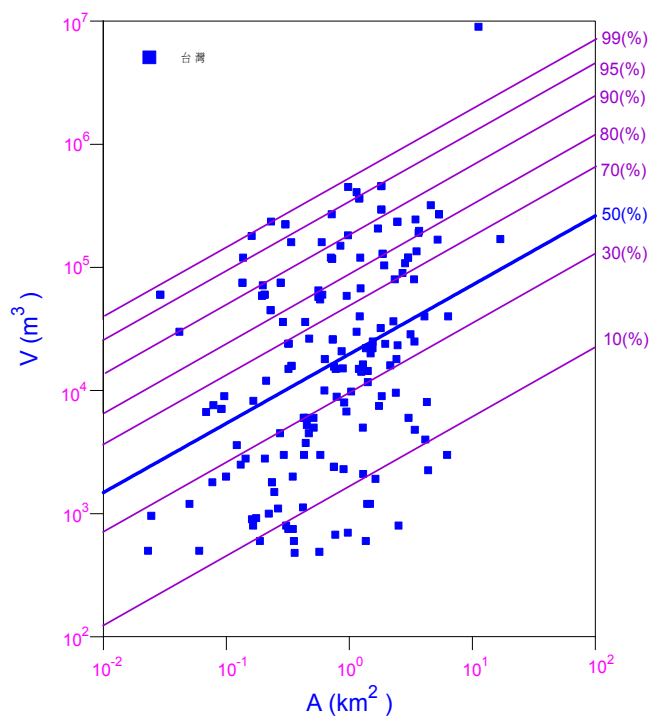


圖 2-18 臺灣土石流流出土方量與集水面積關係圖
(行政院農委會，2001)

2.7.3 土石流危害方式

土石流危害方式多種多樣，大體上可概括為三大類：侵蝕危害、搬運危害及堆積危害，各大類又包括直接危害和間接危害兩類，如圖 2-19 所示。

1. 侵蝕危害

(1)直接危害：土石流侵蝕的直接危害主要包括坡面侵蝕和河溪侵蝕。

A.坡面土石流侵蝕：這主要發生於坡面源地，包括裸露坡、荒草坡、灌叢坡和森林坡以及耕作陡坡（坡度大於 15° ）。侵蝕的方式有紋溝土石流侵蝕、細溝土石流侵蝕及典型坡面土石流侵蝕三種。

(a)紋溝土石流侵蝕：

紋溝土石流侵蝕在時間上幾乎與其流體的形成同步出現，歷時短暫、具有陣性，在一個地區（或流域）一場（次）土石流侵蝕過程中首先發生；在空間上主要分佈於散流坡，尤其裸露鬆散土質坡（如陡坡耕地）上最為發育，紋溝分佈斷續，未成水系；在規模上為最小，長、寬、身依次為數十厘米、十餘厘米和 $1\sim 3\text{cm}$ ；主要危及散流坡土壤層，使之土層減薄，肥力下降。

(b)細溝土石流侵蝕：

細溝土石流侵蝕在時間上與紋溝土石流侵蝕相似；在空間上主要分佈於散流坡下方以及覆蓋著（森林、灌叢和草坡）的坡面上，可彼此結合成水系；在規模上較紋溝土石流的侵蝕量大，細溝的長度、寬度和深度可分別達十米、數米和 $20\sim 30\text{cm}$ 。主要危及坡地土壤層，使之失去腐殖質和淋溶層，而造成局部地區裸露或裸岩坡。

(c)典型坡面土石流侵蝕：

典型坡面土石流侵蝕與淺層地滑土石流的形成幾乎同步進行，故稱典型坡面土石流侵蝕。與紋溝、細溝土石流侵蝕大體相似，不同之處在於坡面土石流侵蝕在時間上，出現於久雨後的暴雨過程，即大面積坡地上蓄滿產流的條件下；在空間上，與細溝土石流侵蝕相似，即多發生於土壤層較薄、地下水位較高、土層含水飽和、土質較緊密、孔隙率較小、顆粒結構較差及坡度較陡的坡段上，包括裸露坡、草被坡、灌叢坡和山林坡等地段；主要破壞土壤層，使之破壞殆盡而成裸露坡。

B.河溪土石流侵蝕：土石流對河溪侵蝕方式有下蝕、側蝕、溯源侵蝕、前進侵蝕和局部沖刷等，危害河溪沿程各種設施、交通路線、電力水利工程等。這樣侵蝕的線形特徵與坡面土石流侵蝕危害有所區別。在一條溝道內，土石流的侵蝕具體方式，一般上游以下蝕為主，兼有溯源侵蝕；中游的土石流則沖淤互見；下游卻以局部沖刷為主，加速土石流串流改道，擴大堆積危害範圍等。

(2)間接危害

所謂土石流侵蝕的間接危害係只因土石流侵蝕所引起的伴生災害，如產生的新崩塌、地滑和水土流失或增強其危害程度。

A.產生新的地滑和崩塌：在土石流侵蝕作用下，溝床不斷加深、兩岸坡度變陡、溝長增加，谷坡上、下方的張、壓力裂隙出現，進而發展成地滑，此即土石流侵蝕產生的新地滑。而新地滑的強烈活動，除增加源地土量和補給量外，還增加原地滑體的含水量，故分佈面廣的強烈地滑乃是加劇土石流發生的條件之一。

B.加劇山區水土流失：土石流侵蝕是一種嚴重的水土流失，所謂

嚴重係指土石流侵蝕土層深度或其搬運外移量均遠遠大於地表的土壤層之水土流失。地面土壤層水土流失的深度一般僅限於腐殖質層、淋溶層、澱積層和母質層等，整個剖面的總厚度不過數十厘米，最大厚度不超過2公尺。土石流侵蝕坡面土層的厚度既可限於土壤層內，如紋溝土石流、細溝土石流和坡面土石流；又可下深至母質層下的機械風化岩屑層，乃至某些基岩層達數十米之深。從水土流失的模量來看，土壤層的一般水土流失為數十至數千噸/平方公里·年，而土石流則可達數萬噸/平方公里·年。

C.加劇水旱災害的頻次和程度：土石流侵蝕破壞山區植被、土壤、渠系後，便可加劇水旱災害的頻次和成災的嚴重程度。

D.促進分水嶺外移，擴大流域：由於土石流具有溯源侵蝕能力，故可促進分水嶺外移、擴大流域，使河溪地表逕流量增加，進而可加劇土石流活動。

2. 搬運危害

在土石流流動過程中，由於流體含高濃度土砂、慣性強、動量大，除搬運大量泥、砂、石塊和巨礫出山口造成種種危害外，還直接產生衝擊、飛濺土石流體殘塊落擊、磨蝕、彎道超高埋沒等危害方式；間接危害方式主要為竄流改道及擴大危害區範圍。

(1)直接危害：

A.土石流衝擊危害：與河溪土石流侵蝕危害相比，土石流衝擊危害係指流體整體或其中塊石、巨礫具有很大動能，可沖毀橋樑、堤壩、房屋、渠道、管線和車輛等固定設施與人、畜、車輛等活動目標；而土石流河溪侵蝕危害卻往往通過改變溝道地貌，破壞溪床或其兩岸建築設施地基穩定性而實現的。

B.土石流飛濺殘塊落擊危害：在土石流高速或超高速奔流中，由於流體內土粒、石塊彼此間碰撞和氣孔體積壓縮等，致使局部

吐實流體向流體上空和兩岸飛濺再返回地面，擊毀沿岸設施或使人畜傷亡。

C.土石流砸擊危害：土石流進入堤壩庫區減速，在溢流口過壩時，流體內石塊、巨礫大致以重力加速度加速致使動能遽增，直接砸擊壩體下游坡使之成洞或壩基懸空，最後倒塌造成毀壩事故；可增大壩體下游坡度的措施來抑制砸擊危害。

D.土石流磨蝕危害：土石流動中，流體內大量泥、砂、石塊對沿程接觸的各種保護對象和防制工程表面進行磨蝕。磨蝕的速度在一場土石流過程中可達數毫米至數厘米，其中以混凝土堰口較快，鐵質堰口較慢；可在過流堰口樹立鋼筋以加大粗糙的措施、防止磨蝕危害。

E.土石流彎道超高淤埋危害：濃稠土石流的慣性強，在運動中直進性強，易淤埋各種設施、草地和活動中的人畜。

(2)間接危害：

土石流搬運過程中有衝擊和侵蝕危害，又有堆積、堵塞危害。當這兩類危害相互結合，便可使土石流竄流改道。在新的河道內又可出現上述種種土石流搬運的直接危害。

3. 堆積危害

土石流堆積的直接危害主要為淤埋和堵塞，間接危害包括淤高河床與積淤成灘等災害。

(1)直接危害：

A.土石流淤埋災害：土石流進入平緩河段或山麓開闊地段，便發生整體停積或部分停積，大量泥砂可埋沒各種設施、摧毀各類資源（如農田、森林、牧場、城鎮、礦山）等，淤埋的厚度變幅很大，約 0.2~150 公尺。

B.土石流堵塞危害：土石流強烈堆積既可阻斷自身流路，又可阻

斷支流出口和幹流，形成天然堤壩或封閉性窪地、沼澤和湖泊。

(2)間接危害：

A. 迅速抬高幹流河床：迅速抬高幹流河床帶來種種危害，包括降低河溪的排洪能力、增加洪澇災害、改變河形並喪失航運之力、縮短沿岸鐵路、公路、渠系、城鎮、工礦等有效的使用時期，降低土石流災區建設投資意識和開發效益等。

B.險灘阻（礙）航：土石流注入江河，既可直接堆積成灘又可經江河水流改造（即沖走細小顆粒）成灘，該類險灘將會隨土石流堆積而加劇。

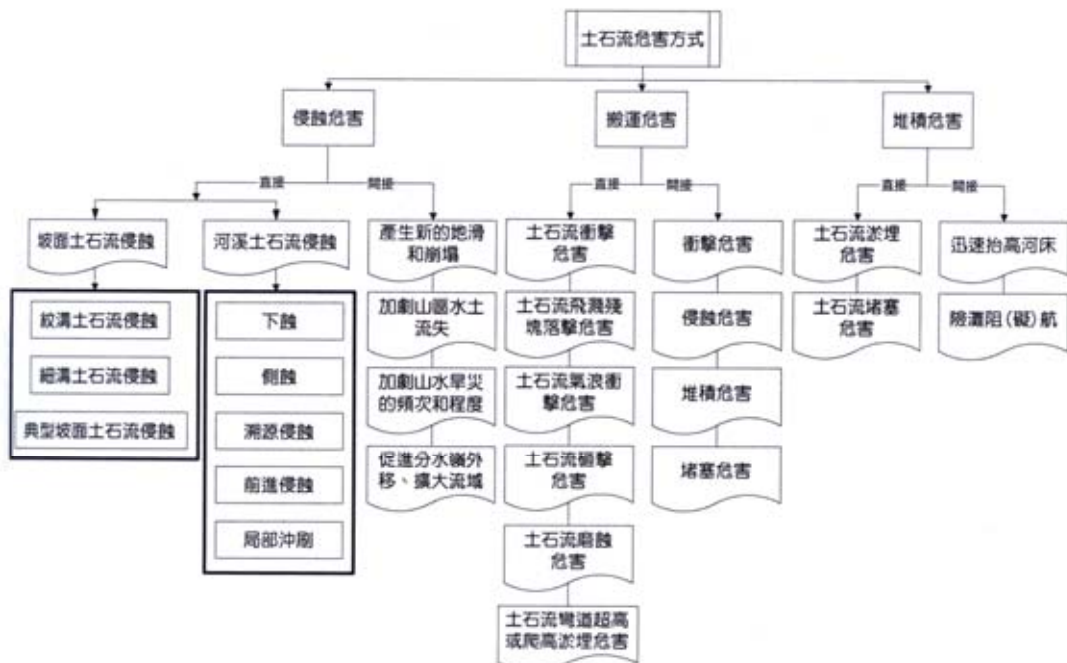


圖 2-19 土石流危害方式

2.8 土石流危險度評估

針對土石流潛勢溪流集水區之危險度，行政院農委會水土保持局(2002)提出一套評估方式，說明如下。

2.8.1 潛勢溪流發生度評估指標

土石流潛勢溪流發生度之評估，一般係以有效集水面積、集水區內岩體的岩性、通過集水區內的斷層長度及溪流上游的崩塌面積等 4 項因素進行評分 (水土保持局，2002)，各項因子之評分過程說明如下。

1. 有效集水面積：

一定的降雨特性及地質條件下，集水面積的大小可以代表逕流量及崩積物之大小，有效集水面積的大小與土石流發生的三個基本條件中之”足夠的水供應有”直接相關，又因有效集水面積乃指 15° 以上的集水面積，其與”足夠的坡度”亦相關，故將有效集水面積作為誘發土石流危險度之重要評估指標。基準及得分如下：

(1) $A_{15} > 50$ 公頃， $W=50$

(2) $15 < A_{15} < 50$ 公頃， $W=30$

(3) $A_{15} < 15$ 公頃， $W=15$

2. 集水區內地質之岩性：

土石流的發生與當地出露之岩石種類（岩性）有關，因為不同種類的岩體對水的透水性不同及其受應力作用後產生的擾動和破碎程度亦不相同；又土石流發生時，流動過程中對溪床造成側蝕及向下侵蝕所獲得的土石補充，因岩性之不同而會有所差異，其將使得土石流規模產生不同程度之擴大因而造成嚴重災害。因為抵抗侵蝕作用的能力亦因岩性而有所不同，故岩性實為危險度區分的重要誘發指標。本省有關於土石流調查的統計資料在地質方面相當缺乏，所以參考日本建設省土木研究所調查日本境內土石流發生所處之地

質所佔的比例結果及參考本省地質之特性，而訂定的地質岩性之危險度基準，相關基準及得分如表 2-18 所示。

表 2-18 集水區內地質岩性發生度基準之評分指標(水土保持局，2002)

溪流所在之地質環境	岩性分類	評分
片岩，板岩	廣域變質岩	W=10
古第三紀沈積岩(包括中新世岩層)	古第三紀亞變質岩	W=6
新第三紀及更新世岩層台地堆積層(全新世)	新第三紀沈積岩	W=3

3. 通過集水區內斷層長度與總面積比值(I)：

臺灣位處造山運動活躍的板塊帶，地質構造運動頻繁，岩體受擠壓之應力作用而呈現斷層、褶皺、破裂面等構造極為發達，因造山運動時地殼迅速抬升，河流下切與側蝕作用強烈，使得臺灣山地地形陡峭、河川短而急促。在斷層和褶皺等地質構造附近的岩體，由於受到構造應力的作用，常有較發達的破裂面發育，其鄰近的岩體亦較破碎，有利於岩石的風化且易造成落石及崩塌的發生。因此，斷層和褶皺所導致的破碎岩體實為土石流發生的土石來源之一，故以斷層長度作為誘發土石流之評估指標。但因不同的潛勢溪流其集水面積亦不相同，為了比較其差異，將原定之指標三【通過集水區內之斷層長度】改為通過集水區內之斷層長度與總面積之比值(I)，其評分基準如下：

$$(1) I > 1.5, W=10$$

$$(2) 0 < I < 1.5, W=6$$

$$(3) I = 0, W=3$$

4. 溪流上游崩塌面積與總面積比值(Ac)：

溪流上游之崩塌面積可以衛星影像及現場調查推得，因崩塌地之土石較為鬆軟且表土無植被，並直接崩落於溪床而成為溪床堆積物，大雨來時雨水易與土砂混合，而崩塌地通常在溪流的上游，因

此有陡坡的助引，當有足夠的水供應時，相當容易發生土石流，故崩塌地係引發土石流條件中之土石量的另一來源，所以將崩塌地列為誘發土石流之指標。為進行不同潛勢溪流間的相互比較，將原指標四【溪流上游之崩塌面積】修改為溪流上游之崩塌面積與總面積之比值(A_c)，其評分基準如下：

$$(1) A_c \geq 0.016, W=30$$

$$(2) 0.016 > A_c \geq 0.0055, W=20$$

$$(3) A_c < 0.0055, W=10$$

2.8.2 保全對象危害度評估指標

所謂保全對象包含住戶、學校、旅舍、公共建築物、公路、橋樑、農地等對象。土石流在溢流處開始淤積、漫流時，由溢流處到保全對象的距離為緩衝段，用以代表居民避難時間長短，距離愈短則避難時間越短，危害度愈高，若距離愈長，相對下游的居民有較充分的時間避難，甚至較長的距離可能在土石流未及保全對象之前早已經淤積停止，所以溢流處至淤積範圍內若有保全對象，則其危害度相對較高。

相關保全對象主要區分為以下三類(如表 2-19 所示):1.保全住戶：包含住戶、學校、旅舍、公共建築物；2.保全道路：包含重要公路、橋樑；3.保全耕地：包含農地、果園等。依上述保全對象分類方式分別給予不同之權重評分，其權重值如下，各項評分值加總後即為保全危害度(水土保持局，2002)。

表 2-19 保全對象危害度評估一覽表(水土保持局，2002)

評估指標	判斷基準	評分
住戶、學校、旅舍、公共建築(有民眾居住者)	15 戶以上	P=70
	5-15 戶	P=50
	5 戶以下	P=30
重要公路、橋樑、道路	有	P=20
	無	P=0
農田、果園	有	P=10
	無	P=0

2.8.3 潛勢溪流危險度評估

將土石流潛勢溪流集水區有效集水面積、集水區內岩體之岩性、通過集水區內之斷層長度及溪流上游之崩塌面積等四個評估指標值加總後 ($W_1+W_2+W_3+W_4$) 即為土石流之發生度，將各類保全對象權重值加總後 ($P_1+P_2+P_3$) 即為保全危害度，最後再將發生度乘上保全對象危害度後即可得各土石流潛勢溪流之危險度。如此依等級值劃分為高、中、低三個潛勢溪流危險度等級，相關流程如圖 2-20 所示。

危險度 = 土石流發生度 × 保全對象危害度

危險等級值=高：危險度評分 > 70%

危險等級值=中：30% < 危險度評分 < 70%

危險等級值=低：危險度評分 < 30%

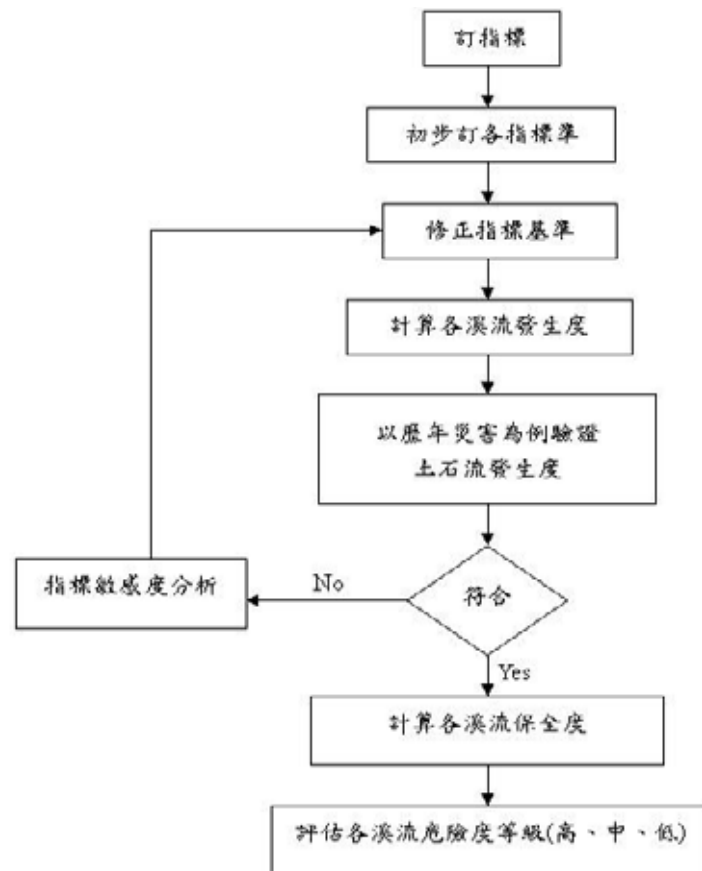


圖 2-20 土石流潛勢溪流危險度判定流程圖(水土保持局，2002)

2.9 全臺土石流潛勢溪流分布現況

近 10 年來，國內土石流災害之數量及規模在歷經數次大規模風災及震災後，屢創新高。例如賀伯颱風、集集地震、桃芝颱風、敏督利颱風及海棠颱風之後，土石流之潛勢溪流數量遽增，同時土石流發生位置亦有明顯改變。依據農委會水土保持局歷年之調查結果 (1999, 2000, 2001, 2002) 顯示，土石流潛勢溪流之調查可以分為五個階段來探討，依據調查標準之改變以及九二一地震之影響，敘述如下：

● 第一階段調查

第一階段之調查，於民國 80 年～85 年間執行，調查的區域為全臺灣地區，土石流災害類型係以溪流型土石流為主。調查之標準為有效集水面積大於 10 公頃，當時之調查項目包含了溪流位置、溪流概況。調查結果顯示，當時全臺灣地區之土石流潛勢溪流共有 485 處，其中中部重建區六縣市共計有 134 處土石流潛勢溪流。

● 第二階段調查

第二階段之調查，於民國 88 年 11 月～89 年 2 月間執行，調查區域為中部 921 震災重建區南投縣、苗栗縣、臺中縣市、彰化縣、雲林縣及嘉義縣等六個縣市，調查之災害類型同樣係以溪流型土石流為主，但因九二一地震之影響，調查標準由原本的有效集水面積大於 10 公頃，調整至有效集水面積大於 3 公頃。調查項目包括溪流位置、出口座標、溪流概況、崩塌地狀況、溪床堆積狀況、災害歷史、溢流點概況簡圖、保全戶數、緊急聯絡人及危險等級評估。調查結果顯示，中部地區在九二一地震後共計有 370 處之土石流潛勢溪流，其中高危險度之潛勢溪流共計有 105 處，中危險度之土石流潛勢溪流共計有 207 處，低危險度之土石流潛勢溪流共計有 58 處，分佈情形以南投縣境內 181 處最為嚴重。

● 第三階段調查

第三階段之調查，於民國 90 年 5 月～12 月間執行，調查區域

為北部地區包括宜蘭縣、臺北市、臺北縣、基隆市、新竹縣、新竹市及桃園縣等七縣市，調查標準與第二階段調查相同，為有效集水面積大於 3 公頃，調查之災害類型同樣為溪流型土石流。調查項目包含溪流位置、溪流概況、崩塌地狀況、溪床堆積狀況、災害歷史、溢流點概況簡圖、保全戶數、緊急聯絡人及危險等級評估、保全對象普查、影響範圍劃定、緊急水土保持工程建議。調查結果顯示，北部地區所判定之土石流潛勢溪流共有 528 處（含調查區內原農委會公佈之 485 處潛勢溪流 131 處），潛勢溪流數目由原本之 131 處增加為 528 處。

● 第四階段調查

第四階段之調查，主要係因桃芝風災後，土石流災害重創中部七縣市，於是針對桃芝風災進行土石流危險溪流之調查，執行期間為民國 90 年 9 月～12 月，調查區域為中部重建區六縣市與花蓮縣。調查之標準仍為有效集水面積大於 3 公頃，調查災害類型則首次加入了坡面型的土石流，並包含溪流型土石流在內。調查之主要項目包含溪流位置、溪流概況、崩塌地狀況、溪床堆積狀況、災害歷史、溢流點概況簡圖、保全戶數及緊急聯絡人、危險等級評估、桃芝風災土石流災害發生時間、災害影響範圍、雨量資料。調查結果顯示，中部重建區在桃芝風災後共有 655 處地點發生土石流災害，依土石流型態分類屬溪流型者共 483 處、坡面型者共 172 處。發生土石流災害且下游災害範圍內有保全對象者共計 224 處，屬為原土石流潛勢溪流（921 震後調查成果）共計 186 處，屬新增訂之土石流潛勢溪流共計 38 處，其餘 431 處屬發生土石流但其災害範圍內無保全對象者（造成道路、橋樑中斷等）。至於花蓮地區，調查結果自原先之 77 處（民國八十年至八十五年間之調查成果），增加至 160 處，共計新增 83 處土石流潛勢溪流。依土石流潛勢溪流之類型分類屬溪流型者共 149 處，坡面型者共 11 處。

● 第五階段調查

第五階段之調查，主要針對南部及東部地區包含臺南縣市、高雄縣市、屏東縣以及臺東縣進行土石流危險溪流之調查，執行期間為民國 90 年 10 月～91 年 4 月。調查之標準仍為有效集水面積大於 3 公頃，保全對象 3 戶以上，調查災害類型則同樣包含溪流型土石流及坡面型土石流。調查之主要項目包含溪流位置、溪流概況、崩塌地狀況、溪床堆積狀況、災害歷史、溢流點概況簡圖、保全戶數及緊急聯絡人、危險等級評估、桃芝風災土石流災害發生時間、災害影響範圍、雨量資料。調查結果顯示，南部及東部由原先之 144 處（民國八十年至八十五年第一階段全國土石流調查）增加為 319 處，共計增加 175 處。依土石流型態分類屬溪流型土石流者共 305 處，屬坡面型土石流者共 14 處，主要以溪流型土石流為主。各縣市之分佈數量分別為臺南縣 39 處、高雄縣市 57 處、屏東縣 63 處、臺東縣 160 處，以臺東縣境內數量最多。

由以上五階段之土石流潛勢溪流調查結果顯示，在調查災害類型調整及調查門檻值調降後，全臺灣目前土石流潛勢溪流總數為 1420 處。各縣市土石流潛勢溪流調查數量統計情形，如表 2-20 所示，其中以臺北縣 214 處居首，南投縣 199 處居次，花蓮縣及臺東縣 160 處並列第三。

表 2-20 各縣市土石流潛勢溪流數量統計

區域	縣市別	土石流潛勢溪流數量
中部區域	南投縣	199
	苗栗縣	70
	臺中縣	82
	臺中市	3
	彰化縣	7
	雲林縣	9
	嘉義縣	43
其他區域	宜蘭縣	124
	臺北市	49
	基隆市	34
	臺北縣	214
	桃園縣	43
	新竹縣	64
	花蓮縣	160
	臺南縣	39
	高雄縣	54
	高雄市	3
	屏東縣	63
	臺東縣	160
	合計	1420

資料來源：行政院農委會水土保持局

依據臺灣地理、大地構造特色、地層以及岩性等可將臺灣地區分成七個地質區，如圖 2-21 所示。七個地質分區分別為：I. 澎湖地區、II. 濱海平原區、III. 西部麓山地質區、IV. 中央山脈西翼地質區、V. 中央山脈東翼地質區、VI. 東部縱谷及 VII. 海岸山脈地質區(方中權，2000)。這些地質區通常由斷層構造線區隔，各區之界線均平行臺灣島之長軸，自西向東分布。圖 2-21 中亦標示土石流主要發生地帶(洪如江，2002)，主要集中於陳有蘭溪流域、臺東縱谷、紅土礫石台地與平原或盆地交接之邊坡、基隆河上游(指源頭至三貂嶺附近)等四個位置，可發現臺灣土石流發生主要地帶，幾乎與臺灣大斷裂帶有直接或間接之關係。

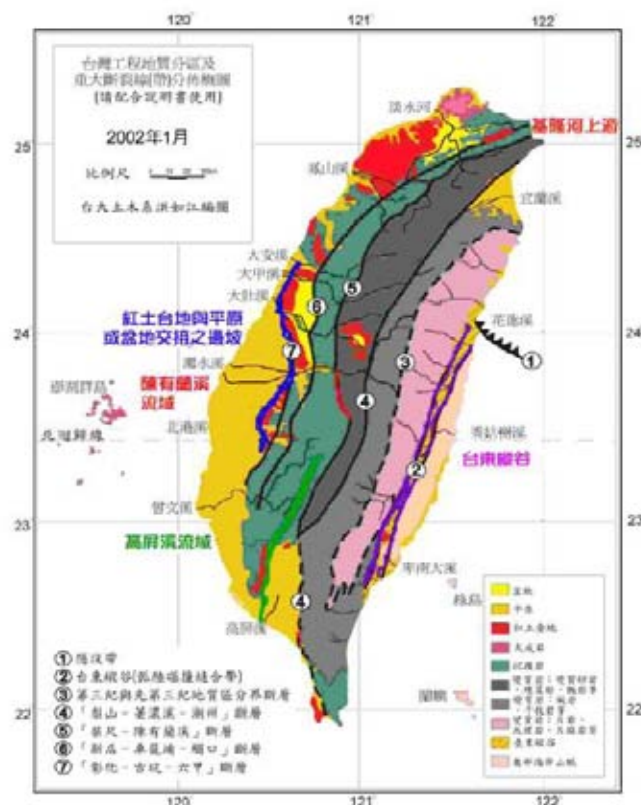


圖 2-21 臺灣工程地質分區及重大斷裂線分布(洪如江，2002)

此外，Lin and Jeng (2000) 則針對臺灣土石流潛勢溪流之源頭與斷層線進行疊合，如圖 2-22 所示。圖中顯示這些土石流大都源自地質構造複雜、岩石破碎風化、地震頻繁及山崩災害多的地區。根據 Keefer (1984) 提出自震央到地震所誘發的崩塌地最大距離是地震規模的函數，考量 921 集集大地震為近百年來幾次規模較大的地震，在地震規模所對應的崩塌地分佈範圍約為 $20,000\text{km}^2$ ，即震央往外延伸約 80 km 的半徑範圍。進一步根據行政院農委會調查報告(2000)，集集大地震在臺灣島上所引發的崩塌地集中於震央往外 60 公里的半徑範圍內(如圖 2-23 所示)，涵蓋大部份中部區域。由日本關東大地震後之崩塌地數量逐年變化之統計資料顯示(如圖 2-24 所示)，關東大地震所產生之崩塌地雖經人工植生復育，但在震後 40 年 (自 1920~1960 年) 崩塌地數目方可由震後之 2,000 處降回地震前之 233 處，亦即在大地震後 40 年內，崩塌土石流等坡地災害仍層出不窮。

由此可見，未來數十年期間，臺灣地區之崩塌及土石流等土砂災害高潛勢地點仍將集中於中部地區，因此本計畫擬由中部區域篩選適合研究地點。由第一章關於桃芝颱風及敏督利颱風期間之災情說明可知，道路橋樑受洪水或土石流衝擊損毀案例多數集中於南投縣陳有蘭溪流域台 21 線及臺中縣大甲溪流域台 8 線兩處。後續章節將針對陳有蘭溪流域及大甲溪流域分別進行環境概述，說明水文、地文、土地利用、交通動線及土石流潛勢溪流分布情形，以進一步篩選適合研究地點。

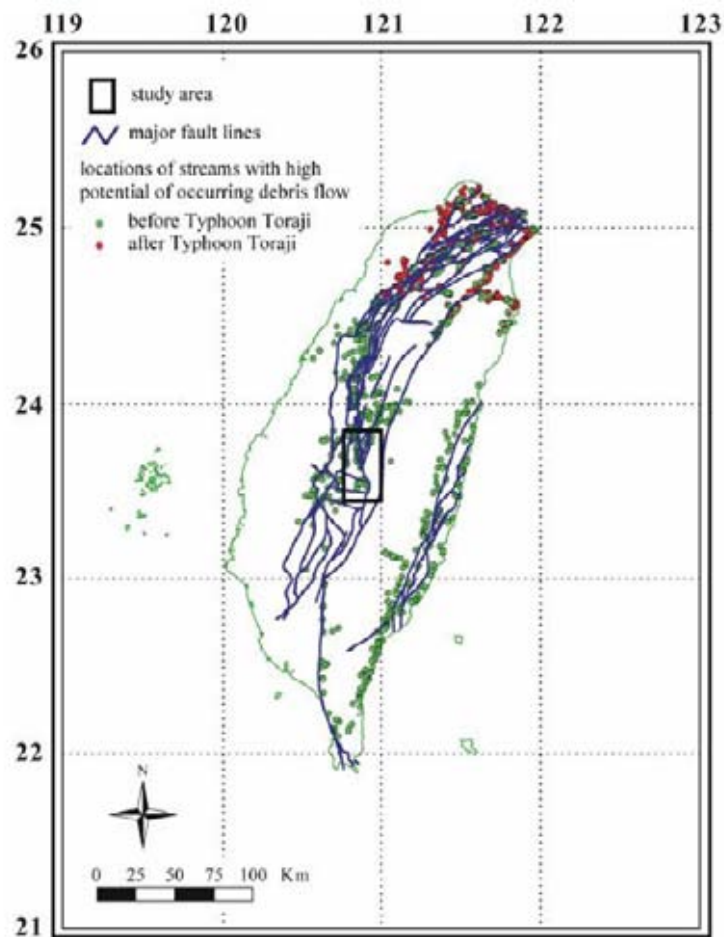


圖 2-22 臺灣高潛勢土石流區位與斷層線相關位置
(Lin and Jeng, 2000)



圖 2-23 集集地震誘發之崩塌地分佈範圍圖

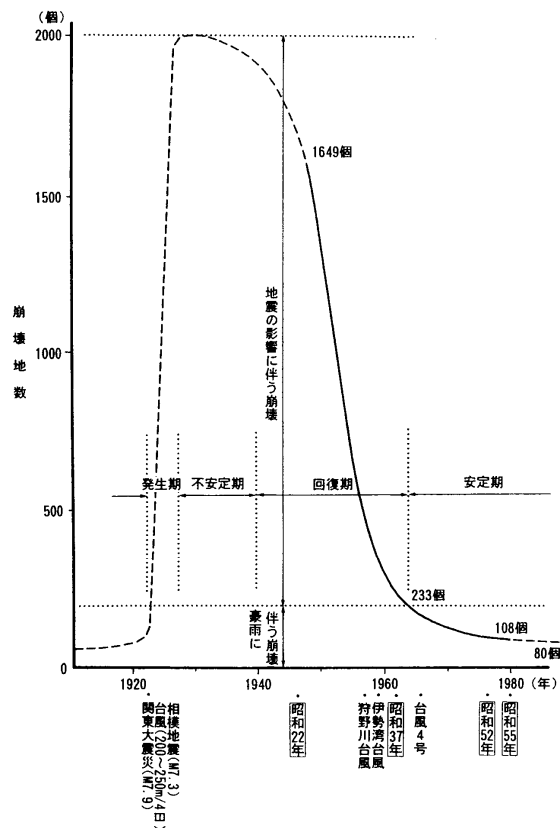


圖 2-24 日本關東大地震後 60 年內之崩塌地數量統計

2.10 土石流防治對策之機能及種類

完善之土石流防治措施，應將硬體與軟體措施並行施作，以達最佳效果；除硬體防治工法可有效地攔阻土石流之大量土砂，使其流速與破壞力減低外，如能配合預警與監測系統之軟體防災措施，將能對土石流之現場動態更有進一步之掌握。

1. 土石流防治原則

土石流防治措施之規劃與設計應掌握下列原則（水土保持學會，1992）：

- (1)土石流危險溪流與區域之確定：利用地形圖及航空照片並配合現場調查，可以有效的判釋出具有潛在危險之溪流與區域。準確的危險溪流判釋可使規劃與設計先期化，防止土石流災害於未然。
- (2)經確定為具有土石流潛在危險溪流或區域，在硬體之防治措施未完成前，需儘速設立土石流預警系統。已完成硬體防治措施者，在撤除警報系統時應謹慎考慮。
- (3)土石流防治措施之規劃與設計，事先需依該區預估之土石流設計流出量（Q）、計畫容許排放量（E）、計畫攔砂量（C）、計畫淤積量（D）與計畫土石流發生抑制量（B）等各土砂量，以滿足 $Q-E-(C+D+B)=0$ 關係式。

2. 土石流防治對策

土石流防治目的是控制土石流之發生或發展，減輕或消除對被防護對象的危害，使被治理之流域恢復或建立起新的良性生態平衡。針對土石流防治方法與目的的不同，土石流防治對策可分為預防對策（軟體措施）與防治對策（硬體措施）兩種方法，如圖 2-25 所示。預防對策（軟體措施）是一種迴避土石流災害的方法，包括土地利用之範圍、土石流危險區的劃定、住宅之遷移、土石流情報資訊傳遞、土石流警報避難系統之建立及對鄰近居民進行土石流災

害防治示範教育等等。防治對策(硬體措施)是針對土石流之發生、流動與堆積等特性，分別依地形條件之選擇而採取適當之工程手段。

(1)預防對策：針對土石流之流動特質、發生機制、堆積範圍、流出土砂量，配合當地溪流調查所得之地形因子、地質資料、氣候條件與地圖判釋，求得土石流可能形成時之雨量強度，做為土石流危險度之預警指標，並建立道路、村落預警系統或限制土地之利用。

(a)警報系統之設置：配合當地之地形、地質、土壤條件，尋求土石流可能發生時之雨量強度以作為警報發放之依據。

(b)避難場所及路線之安排：界定土石流發生可能影響範圍，安排演練避難逃生之路線及聚集安全場所。

(c)宣導教育：適當適時的宣導教育大眾，讓國民瞭解土石流災害之嚴重性，進而促成防災共治之目標。

(d)維護管理制度：適時適當之維護及有效的管理可預防災害之發生。

(e)緊急災害小組之成立：事權統一及迅速確實有效的搶修補救乃必要條件。

(2)防治對策：土石流防治硬體措施，依水土保持手冊之說明可分為抑制、攔阻、疏導、淤積、緩衝等方式。渡邊正幸等(1980)首先提出土石流防治措施需具備減少土石流之洪峰土砂量、延遲土石流到達時間、減少土石流之總流出量與將粗大礫石與土石流分離等四項基本功能為目標。故土石流防治工程方法與一般防砂設施相近，一般各型攔砂結構物以直接攔阻或抑制以減輕土石流之危害，其工法型式及配置位置如圖 2-26 所示。

(a)抑制工法：主要用在溪谷之上游處，上游坡度較陡、侵蝕能力較強且對溪床堆積物及側岸產生產生劇烈的沖蝕以獲得土

石料源，因此以抑制方法防止溪床及側岸沖蝕並阻止土石流獲得土石材料之補充為主，此類工法包含固床工、防砂壩、潛壩、連續壩及山腹工等。

(b)攔阻工法：主要用在溪谷之中上游處，中上游坡度較上游坡度緩和，當土石流在上游獲得充分之土石材料後，其土石濃度近乎飽和，因此對溪床沖刷能力也相對降低；然而先端之巨礫與流木的衝擊力仍強，動量仍相當大，因此此處以攔阻工法將土石料攔阻下來。此類工法包括封閉式攔砂壩及開放式攔砂壩，如：重力式、框格式、梳子型、橫樑式攔砂壩與透水柵及格柵攔砂壩等。

(c)淤積工法：主要用在溪谷之中下游處，採用局部加大溪床的寬度或局部減緩溪床的坡度，進而達到使土石料於事先規劃妥當之區域內產生淤積。此類工法包括沉砂池及圍堤。

(d)疏導工法：主要用於中、下游區域或扇狀地上，將土石流導入渠道或導流堤等誘使其流動體沿所規劃之安全路線流動。

(e)緩衝林帶：主要應用於土石流出口之扇狀地上，以帶狀之樹林為緩衝區，避免土石流直接侵襲。

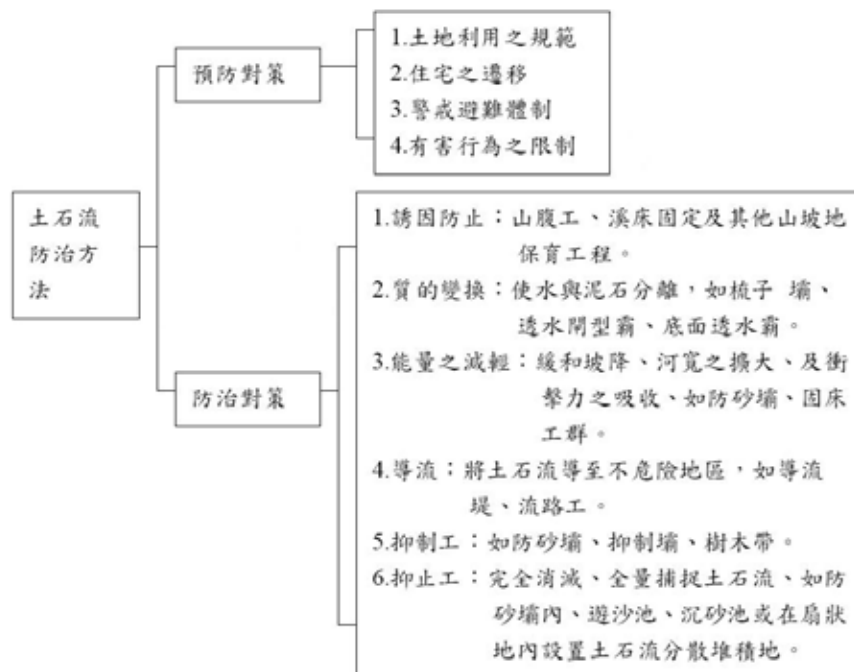


圖 2-25 土石流防治方法（水土保持學會，1992）

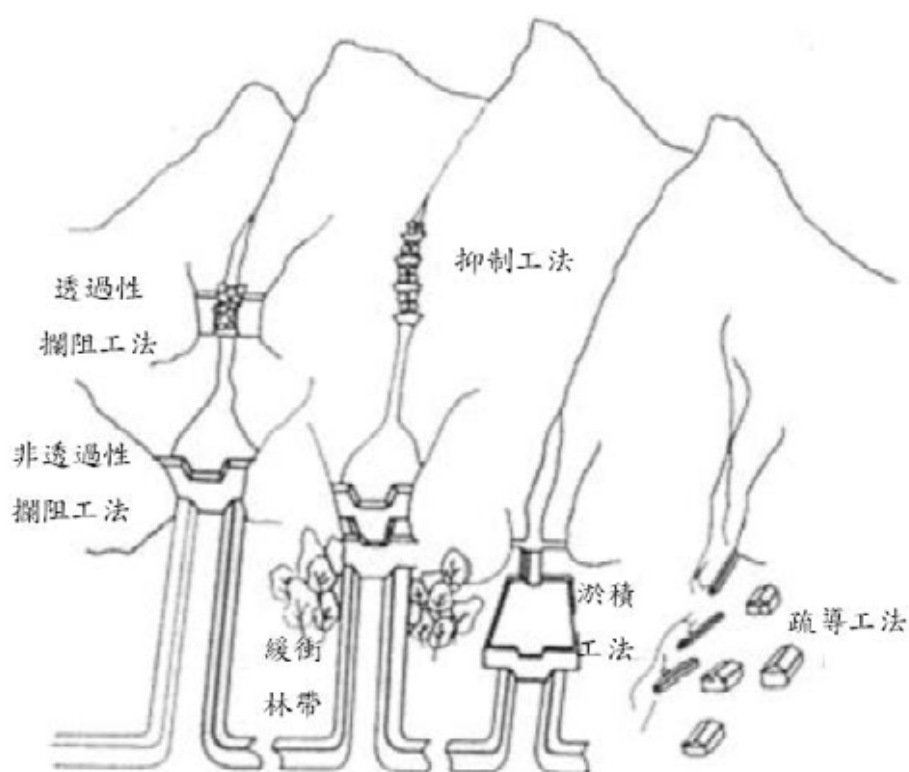


圖 2-26 各種土石流防治工法型式及配置位置（水土保持學會，1992）

2.11 小結

針對以上資料蒐集，可應用於未來數值模擬分析所需之參考依據彙整如下：

1. 土石流流變模式：

土石流體應力與應變等參數關係稱為流變模式或本構關係式，由此模式的建立可藉由探討土石流體的流動行為。

(1) 牛頓流體模式

牛頓流體模式描述流體在受剪切力流動時，其剪切率與剪切力的關係為一通過原點座標的直線，其關係式可表示成

$$\tau = \eta \left(\frac{dV}{dz} \right) \dots\dots\dots (2-19)$$

(2) 賓漢流體模式

賓漢流體模式描述流體在受剪時，當作用之剪切力小於某臨界值 τ_y （賓漢降伏應力）時，流體不會發生流動，及剪切率（ $\dot{\gamma}$ ）為0；當 $\tau > \tau_y$ 時，流體開始流動後，其所承受之剪切力與流動剪切率成正比線性關係：

$$\tau = \tau_y + \eta \dot{\gamma} \dots\dots\dots (2-20)$$

(3) 幂定理模式

具有降伏應力之幂定理模式可以視為含砂水體流變模式之廣義表達式，其剪切力與剪切率之關係為

$$\tau = \tau_y + m \dot{\gamma}^n \dots\dots\dots (2-21)$$

(4) 二項式模式

高濃度土砂流(hyperconcentrated sediment flow)其總剪應力 τ 由下列五項剪應力構成：

$$\tau = \tau_c + \tau_{mc} + \tau_v + \tau_t + \tau_d \dots\dots\dots (2-22)$$

本研究所採用 FLO-2D 套裝軟體，此模式採用 O' Brien & Julien (1988) 提出包含降伏剪應力、黏滯力、碰撞力及紊流應力之二項式模式。

2. 土石流變參數

(1)體積濃度

土石流的體積濃度 (C_v) 是指土石流體單位體積中黏土、粉土、砂、石等土石固態物質所佔有之體積百分比，定義如下：

$$C_v = \frac{\gamma_m - \gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \dots\dots\dots (2-23)$$

(2)土石流平衡泥砂體積濃度 (C_∞)

高橋保 (1977) 依據堆積層之剪力理論與 Terzaghi 所提出之土壤抗剪強度，在忽略凝聚力之條件下導出流動中土石流泥砂體積濃度估算式：

$$C_\infty = \frac{\gamma_w \tan \theta}{(\gamma_s - \gamma_w) \times (\tan \phi - \tan \theta)} \dots\dots\dots (2-24)$$

由前人學者敏感度分析結果，體積濃度為土石流流動過程，很重要之影響因子，因此，本研究團隊於後續參數率定時，將訂定較合理之數據作為土石流流動模擬時之參數。

3. 土石流降伏應力與黏滯係數

前人研究中，土石流的降伏應力與黏滯係數的估算與求取主要分別利用力學觀念及現地估計，介紹如下：

(1)現地估計方法

Johnson & Rodine (1984) 提出以下方法估計賓漢降伏應力

(a) 臨界坡度法：

利用無限邊坡的概念，使土石流停止流動之門檻剪應力
為賓漢降伏應力

$$\tau_y = T_c \gamma_m \sin \delta \dots\dots\dots (2-25)$$

(b) 特殊大石塊尺寸：

$$\tau_y = 2.19 \times 10^{-4} \times l_{\min} (\gamma_b - n_v \gamma_m) \dots\dots\dots (2-26)$$

本研究區域經由前人學者做現地試驗結果，土石流流動
行為，較符合特殊大石塊尺寸之方式。

4. 土石流平均流速

(1) 高橋保 (1978)

$$U_d = \frac{2}{5d_s} \left\{ \frac{g \sin \theta}{0.02} \left[C + (1-C) \frac{\rho}{\rho_s} \right] \right\}^{1/2} \left[\left(\frac{C_*}{C} \right)^{1/3} - 1 \right] \times h_d^{3/2} \dots\dots\dots (2-27)$$

(2) Manning-Strickler Equation (1891)

$$U_d = \frac{k_n}{n} h_d^{2/3} S_o^{1/2} \dots\dots\dots (2-28)$$

(3) 超高現象(superelevation)估計土石流平均流速

(a) Johnson & Rodine (1984)：

提出野外推估方法

$$V = (g \psi \cos \theta \tan \beta)^{1/2} \dots\dots\dots (2-29)$$

(b) Hunger et. al. (1984)

$$\Delta h = k \frac{bV^2}{\psi g} \dots\dots\dots (2-30)$$

由土石流流動模擬之結果，得知土石流流速，將與前人學者所提出之經驗公式進行比較與探討。

5. 土石流尖峰流量

Takahashi (1991) 在土石流達平衡濃度土石流流量 (C_∞) 時 (土石流沖刷與淤積平衡)，由土石與水質量守恆推得單位寬度土石流量 Q_d 與水流流量 Q_w 間相互關係：

$$Q_d = \frac{C_*}{C_* - [S_b - (1 - S_b)C_*]} Q_w \dots\dots\dots (2-31)$$

數值模擬進行洪水模式演算時，給定降雨事件之總雨量及累積百分比，分析清水流流量，推求清水流洪峰流量，再依據土石流發生時間配合放大因子，轉換求得土石流流量及土石流洪峰流量，近而與此經驗公式求得之結果做比較。

6. 土石流衝擊力評估

本研究計畫將運用未來土石流數值模擬之結果(包括堆積深度與流速)，代入 2.5 節前人建議之衝擊力評估方法，並且做更進一步分析與探討。

第三章 研究區域介紹

臺灣本島位於東亞大陸棚之邊緣，島上地形受到歐亞大陸板塊、菲律賓海板塊與太平洋海板塊的相互碰撞擠壓之影響，使得臺灣本島地勢陡峭、地質破碎，再經由風化、雨蝕、地震等環境因素作用下，造成山區中經常發生大規模土砂災害的情形，其中以土石流災害最為嚴重。民國八十八年 921 集集大地震後，更引發了兩萬多處崩塌，此崩塌處多位於溪谷流域之源頭或上游，成為土石流之料源，進而衍生近 250 處之土石流災害，花蓮、南投及苗栗等皆有土石流災情傳出(如表 3-1 所示)，由以南投縣新中橫公路陳有蘭溪流域及臺中縣大甲溪流域土石流災害最為嚴重，因此將此兩大流域作為初步選定對象。而本計畫團隊首要考量依(1)土石流再發性：中部地區因受 921 地震影響，崩塌地分佈遽增，蘊含極豐富之土石流料源。(2)交通便利性：臺中縣大甲溪流域(台 8 線)因德基水庫至梨山道路中斷，因此對於交通可及性及現場調查橋樑結構損壞成因探討皆將造成極大困難。南投縣新中橫公路(台 21 線)土石流災害歷史豐富，同時土石流再發潛勢亦高。跨河橋樑結構類型眾多，現地調查較為便利。(3)地質代表性：臺中縣大甲溪流域(台 8 線)路線西段溯大甲溪溪谷而行，地質以變質岩為主。南投縣新中橫公路(台 21 線)信義段沿陳有蘭溪溪谷興築，陳有蘭溪以東為變質岩，以西為沈積岩，地質上具明顯差異。

除此之外，本計畫為考量計畫執行之效益性及代表性，針對災害歷史、橋樑設施規模及集水區環境特性等三項因子，作為選擇研究區域之參考依據，各評估因子分別敘述如下：

1. 災害歷史：

為能確保數值模式計算結果之合理性與正確性，有賴足夠數量災害事件之災情調查資料，作為數值模式參數率定及模式驗證之依據。因此某一地點過去是否曾發生土石流災害，為本計畫評估研究地點之首要因素。

從災害事件統計資料可得知，經過賀伯、桃芝及敏督利等風災後，省道台 21 線中 127K 至 146K 大迴彎及位於陳有蘭溪主之流上之 26 座橋梁，為問題最嚴重之地區；而台 8 線因 1999 年 921 大地震發生後，西段谷關青山段路基傾毀迄今仍未修復，2004 年敏督利颱風所造成之七二水災，讓 921 災後已經十分脆弱的中橫公路再度受創，柔腸寸斷。本研究團隊經諸多事件考量，選定陳有蘭溪流域及大甲溪流域為研究區域，颱風事件所爆發土石流災害的歷史資料彙整，請見本章節後續詳述。

2. 橋樑設施規模：

就本計畫之目的而言，「道路及橋樑設施受土石流衝擊影響評估」為主要重點工作之一，因此研究地點之選定上，必須考量研究區域內既有跨河道路橋樑工程之代表性。一般而言，跨河道路及橋樑之設計工法應依其運動過程(發生、流動、淤積)中所屬區段以及可能造成之危害方式(淤埋、沖刷、撞擊、磨蝕、堵塞、漫流改道、彎道超高、擠壓主河道等)而有所不同，故所選定研究區域內之既設道路橋樑工程設施，在規模及工法上必須具備代表性。根據災害程度與交通重要性，本研究團隊則選定陳有蘭溪及大甲溪流域為研究區域，詳細災害彙整請閱本章後續詳述。

3. 集水區環境特性：

集水區環境特性包含地質特性、地形特徵、崩塌地分佈、集水面積、河道現況、植生狀況、堆積物分佈與土地利用型態等皆為影響土石流再發潛勢之重要評估指標。

陳有蘭溪流域區域之山脈坡度陡峭，斷層及摺皺等地質構造豐富，岩質膠節不良、鬆散，岩帶破碎且多易裂之弱面，河岸邊坡甚不穩定，隨處可見蝕溝和崩塌並普遍存在崩積層，再加上土地的超限利用，使得大量破碎岩塊和沿屑堆積溪床。921 集集大地震之影響，使集水區土砂生產潛能更大為提高，對於後續土石流之發生頻率勢必有明顯之提昇影響。

大甲溪流域亦從 921 集集大地震後，因溪谷堆積大量土石，側向邊坡之土石強度減弱，遇雨水容易崩解，裸露地增加，造成邊坡易被沖蝕及切割，崩塌地及土石流潛勢溪流數量大幅增加，由以石岡壩至馬鞍壩區段，松鶴一溪、松鶴二溪、阿邦溪、石文溪及稍來溪等均為發生土石流高危險區域。

故依據土石流災害歷史、土石流再發性、跨河道路及橋樑工程設施重要性、集水區環境特性等因子，選定陳有蘭溪及大甲溪流域為研究地點。後續章節則針對選定之研究區域，陳有蘭溪及大甲溪流域作資料彙整及介紹。

依據「交通道路及橋墩遭受土石流衝擊之對策研究(1/4)」中第三章陳有蘭溪流域地文特性、水文環境、台 21 線橋樑結構設施及土石流災害分布等分析說明可知，陳有蘭溪流域之土石流災害歷史豐富，同時土石流再發潛勢高。在跨河橋樑結構類型方面，具有橋墩設施之橋樑上部結構分為預力樑及鋼製箱型樑，下部結構則為沈箱基礎及全套管基樁兩類，其中以信義橋、十八重溪橋及愛玉橋等橋樑較具代表性。因此，本計畫後續擬以台 21 線新中橫公路之跨河橋樑信義橋(89K+959)、十八重溪橋(98K+070)及愛玉橋(108K+770)及台 8 線跨河之道路路堤阿邦溪作為研究地點，以下針對上述三座跨河橋樑及一座道路路堤之基本資料、災害歷史、橋樑復建及河道整治等內容進行說明，以利瞭解研究地點之初步概況，如表 3-2。

表 3-1 國內歷年土石流重大災害之統計

地區	縣市	鄉鎮村里	溪流名稱	土石流潛勢 溪流編號	時間	事件
北部	臺北縣	瑞芳鎮弓橋里	大粗坑	臺北 A068	89.11.01	象神颱風
	臺北縣	金山鄉重和村	重和坑	臺北 A211	89.11.01	象神颱風
	新竹縣	五峰鄉桃山村	清泉一號吊橋野溪	新竹 011	93.08.24	艾利颱風
	新竹縣	尖石鄉嘉樂村	鳳山溪及頭前溪流域	新竹 A028	93.09.11	海馬颱風
	苗栗縣	卓蘭鎮內灣里	白布帆	苗栗 027	90.07.30	桃芝颱風
					93.07.05	敏督利颱風
中部	臺中縣	和平鄉博愛村	裡冷溪松鶴一溪松鶴二溪	臺中 005	89.05.01	豪雨
	臺中縣	和平鄉博愛村	裡冷溪松鶴一溪松鶴二溪	臺中 003	93.07.03	敏督利颱風
	臺中縣	和平鄉達觀村	蟾蜍石野溪	臺中 A062	93.07.03	敏督利颱風
	臺中縣	東勢鎮慶福里	永安橋野溪	臺中 A018	93.07.04	敏督利颱風
	南投縣	埔里鎮南村里	南村橋野溪	南投 A037	93.07.04	敏督利颱風
	南投縣	仁愛鄉南豐村	下眉橋野溪	南投 003	93.07.03	敏督利颱風
	南投縣	仁愛鄉南豐村	南山橋野溪	南投 004	93.07.03	敏督利颱風
	南投縣	仁愛鄉南豐村	本部溪	南投 A006	93.07.03	敏督利颱風
	南投縣	仁愛鄉南豐村	南山溪	南投 A002	93.07.03	敏督利颱風
	南投縣	水里鄉郡坑村	二廂坑	南投 069	85.07.31	賀伯颱風
					90.07.31	桃芝颱風
	南投縣	水里鄉上安村	三廂坑	南投 071	85.07.31	賀伯颱風
					90.07.30	桃芝颱風
	南投縣	信義鄉豐丘村	豐丘野溪	南投 029	85.07.31	賀伯颱風
					87.08.04	奧托颱風
					90.07.30	桃芝颱風
	南投縣	信義鄉新鄉村	筆石溪	南投 073	85.07.31	賀伯颱風
					90.07.30	桃芝颱風
	南投縣	信義鄉地利村	地利野溪	南投 023	90.07.30	桃芝颱風
	南投縣	信義鄉神木村	出水溪	南投 076	85.08.01	賀伯颱風
					87.05.09	豪雨
					88.05.28	豪雨
					90.07.30	桃芝颱風
	南投縣	仁愛鄉合作村	南投 001	南投 001	93.07.03	敏督利颱風

資料來源：水土保持局 土石流防災資訊網

表 3-1 國內歷年土石流重大災害之統計(續)

地區	縣市	鄉鎮村里	溪流名稱	土石流潛勢 溪流編號	時間	事件
南部	雲林縣	古坑鄉華山村	柯角溪	雲林 004	89.06.03	豪雨
					89.02.02	豪雨
	雲林縣	古坑鄉華山村	華山溪	雲林 003	89.06.25	豪雨
					90.09.17	納莉颱風
	嘉義縣	阿里山鄉豐山村	乾坑溪	嘉義 001	90.7.30	桃芝颱風
					89.04.28	豪雨
	嘉義縣	阿里山鄉豐山村	蛟龍溪	嘉義 002	90.07.30	桃芝颱風
	嘉義縣	阿里山鄉豐山村	石鼓盤溪	嘉義 A001	90.07.30	桃芝颱風
					90.09.16	納莉颱風
	嘉義縣	竹崎鄉緞繻村	科尾坑	嘉義 A020	90.09.17	納莉颱風
東部	花蓮縣	光復鄉大興村	南清水溪	花蓮 061	78.09.11	莎拉颱風
					79.06.23	歐菲莉颱風
					83.07.10	提姆颱風
					89.08.22	碧利斯颱風
					90.08.01	桃芝颱風
					92.09.02	杜鵑颱風
	花蓮縣	鳳林鎮鳳義里	鳳鳴一號橋野溪	花蓮 A112	87.10.16	瑞伯颱風
					88.08.21	山姆颱風
					89.07.10	啟德颱風
					89.08.23	碧利斯颱風
					90.07.30	桃芝颱風
					92.09.02	杜鵑颱風
	花蓮縣	萬榮鄉見晴村	見晴村 5 鄰野溪	花蓮 069	87.10.16	瑞伯颱風
					90.07.29	桃芝颱風
	花蓮縣	秀林鄉銅門村	銅門野溪	花蓮 076	79.06.23	歐菲莉颱風

資料來源：水土保持局 土石流防災資訊網

表 3-2 研究區域之介紹

橋樑名稱	溪流名稱	橋樑背景	地質型態	潛勢溪流	災害情形
十八重溪橋	十八重溪	上部結構：PCI 型樑 下部結構：沈箱基礎	古第三紀 變質岩	編號：南投 030 類型：坡地型土石流 危險等級：高	災害時間： 賀伯、碧利斯及桃芝風災 破壞形式： 淨高不足、撞擊、浮托作用
信義橋	郡坑溪	上部結構：RCI 型樑 下部結構：沈箱基礎	新第三紀 沉積岩及 古第三紀 變質岩交 界處	編號：南投 026 類型：溪流型土石流 危險等級：中	災害時間： 賀伯和桃芝風災 破壞形式： 淨高不足、撞擊、磨蝕作用
愛玉橋	和社溪	上部結構：剛箱型樑 下部結構：樁基礎	新第三紀 沉積岩	編號：南投 075 類型：溪流型土石流 危險等級：中	災害時間： 桃芝、敏督利風災 破壞形式： 掩埋磨蝕、撞擊、托浮
台 8 線	阿邦溪	道路路堤	四稜砂岩	阿邦溪	災害時間： 敏督利、艾莉風災 破壞形式： 土石流形成扇形堆積使大甲 溪對台 8 縣道路路基造成磨 蝕作用

3.1 陳有蘭溪流域環境概述

3.1.1 水系與地文環境

陳有蘭溪發源於玉山北麓的塔塔加鞍部，流域面積約為 448km²，周圍為一連綿山峰，由北往南延伸至玉山，為南北狹長的馬蹄狀山峰。陳有蘭溪流域整體地形大致為南高北低、東高西低，為典型的縱谷地形。流域平均高度約為 1,591 公尺，其中低於 500 公尺僅佔少數，主要為河道氾濫平原；500~1,000 公尺約佔 20%，主要為沖積扇及低位階地；1,000~2,000 公尺所佔面積為最大，約佔一半，主要分佈在玉山北麓及望鄉山與西巒大山西坡；2,000 公尺以上約佔面積之 1/4。

流域平均坡度約為 63.98%，其中坡度低於 5%之平地僅佔 2.2%；坡度在 5%~30%的緩坡地約佔 10%；30%~55%約佔 23.1%，主要為陡坡地；而流域內坡度在 55%的極陡坡所佔面積為最大，約佔 64.7%，各坡度及坡向所佔面積整理如表 3-3 及圖 3-1~圖 3-3。

表 3-3 陳有蘭溪流域各高程、坡度及坡向面積百分比（林基源，2003）

高程 (m)	面積 (ha)	百分比 (%)	坡度級別	坡度 (%)	面積 (ha)	百分比 (%)	坡向	百分比 (%)		
304~500	1,372	3.1	一級坡	<5%	980	2.2	北方	13.3		
500~1000	8,899	19.9	二級坡	5%~15%	1,708	3.8	東北方	15.3		
1,000~1,500	11,114	24.8	三級坡	15%~30%	2,779	6.2	東方	12.0		
1,500~2,000	10,606	23.7	四級坡	30%~40%	3,151	7.0	東南方	10.0		
2,000~2,500	8,081	18.0	五級坡	40%~55%	7,209	16.1	南方	9.9		
2,500~3,000	3,672	8.2	六級坡	>55%	28,948	64.7	西南方	13.2		
3,000~3,500	879	2.0							西方	13.9
3,500~3,926	152	0.3							西北方	12.4
合計	44,775	100								

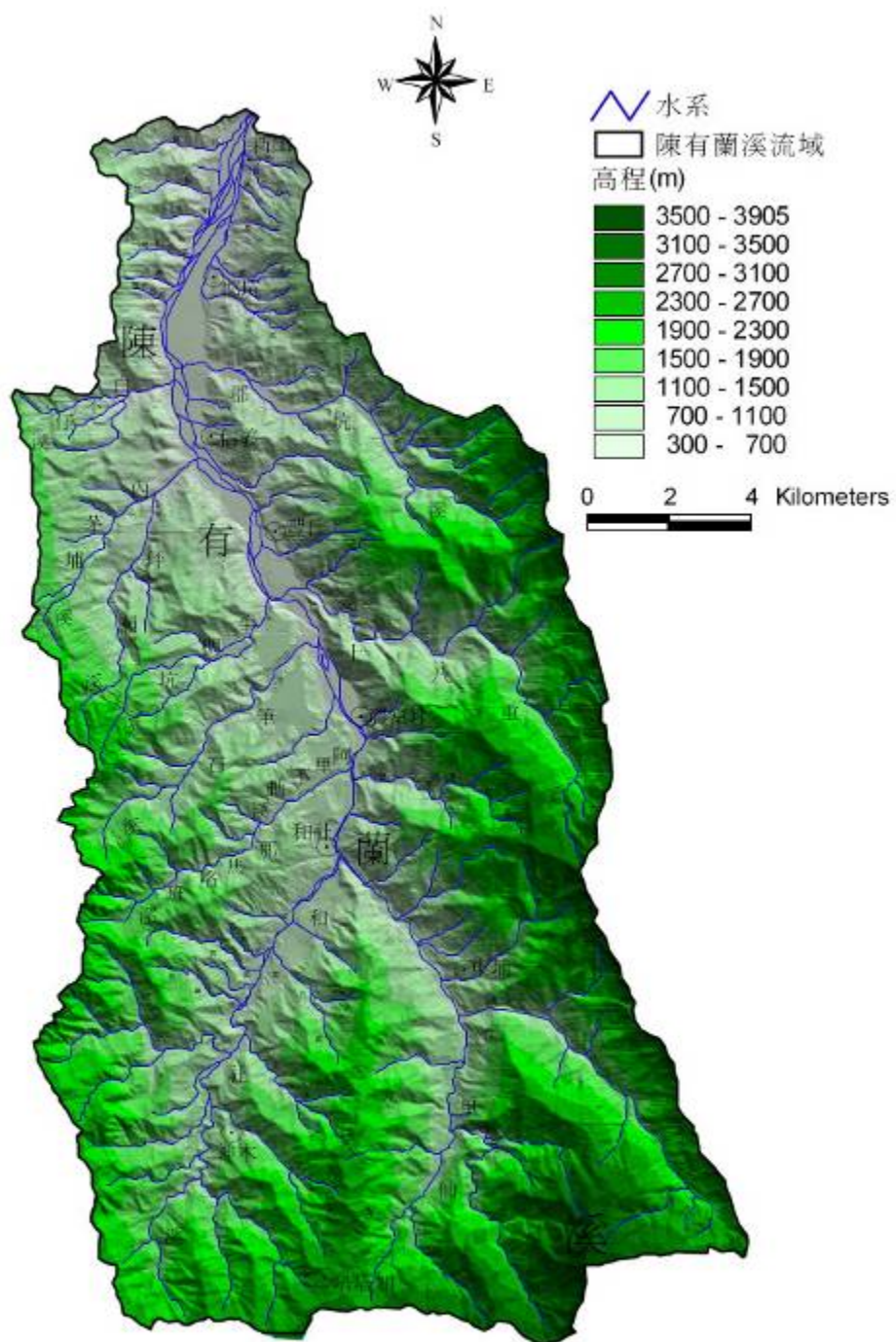


圖 3-1 陳有蘭溪流域地形高程分佈（林基源，2003）

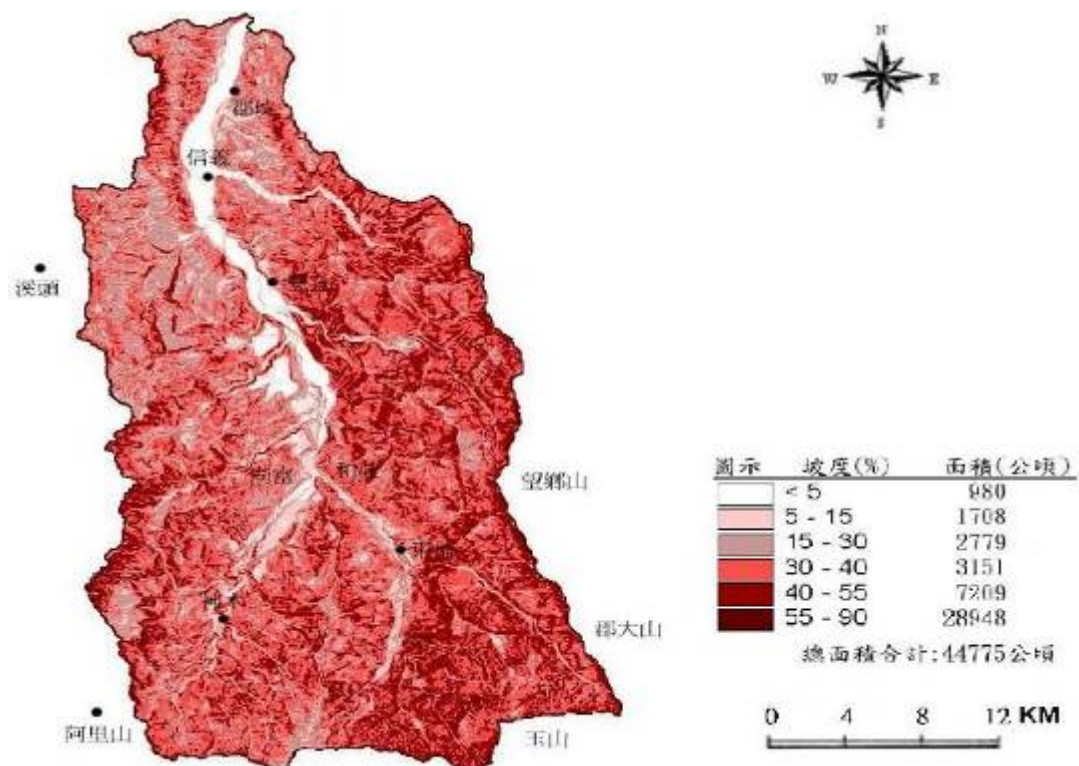


圖 3-2 陳有蘭溪流域坡度分佈圖（林基源，2003）

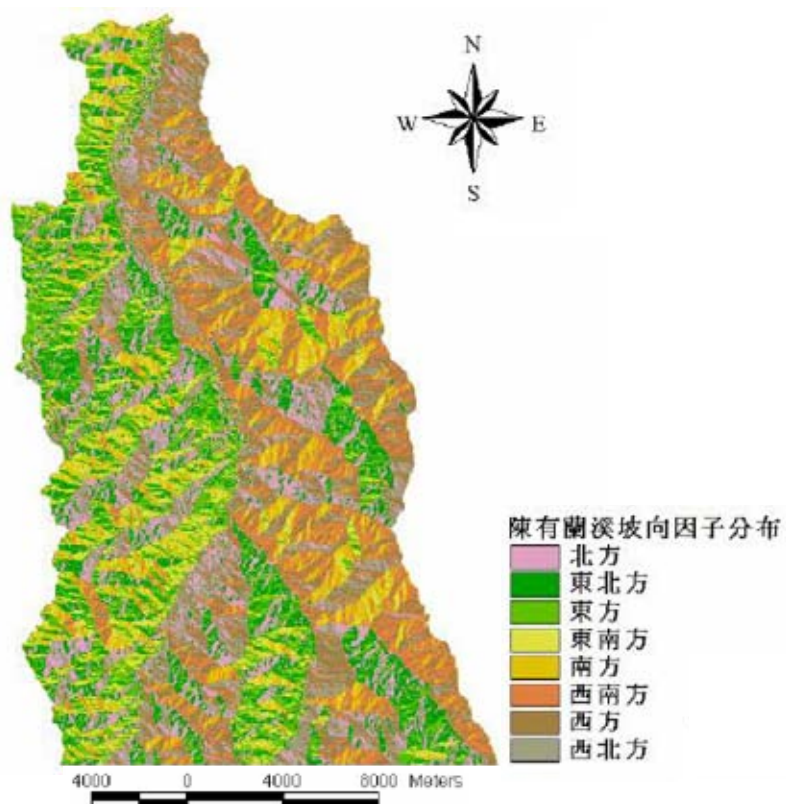


圖 3-3 陳有蘭溪流域坡向分佈圖（林基源，2003）

陳有蘭溪主流主要匯集玉山與阿里山山脈東西向、郡大山西面之水流，流至水里鄉龍神橋附近向北匯入濁水溪主流，主流長約 42.1km，一般河寬介於 100m~200m 之間。陳有蘭溪河床坡降陡急、河道高差大。由發源地高度 2,900 公尺至最低點處的高度 310 公尺與濁水溪合流處計算，平均河床坡度高達 6.1%，坡度之陡峭約為濁水溪之 3.7 倍，屬於典型山地河川型態。其中上游主要由支流沙仙里溪匯入所形成，中游附近則有阿里不動溪與筆石溪，至於陳有蘭溪下游至龍神橋則有郡坑溪、十八重溪、內茅埔溪、牛稠坑溪以及白布仔溪等五條主要支流匯入。此外，西南側水系包括出水溪，郝馬嘎班溪以及愛玉子溪等三條溪流，於神木大橋附近匯合往北流入和社溪，沿線包含多條支流以及野溪，例如松山溪、四號溪、三號溪、二號溪以及一號溪等，和社溪經和社地區匯入陳有蘭溪主流，表 3-4 為陳有蘭溪流域主支流屬性表。

表 3-4 陳有蘭溪流域主支流屬性

集水區	集水區面積 (km ²)	河川主流長 (km)	河川總長 (km)	河川總數 (km)	平均高程 (m)	流域等級
陳有蘭溪	447.94	50.27	347.57	123	1589.79	-----
白布仔溪	9.91	-----	-----	-----	-----	3
郡坑溪	31.37	14.31	34.9	15	1476.2	3
內茅埔溪	23.88	10.29	23.64	9	1230.61	3
十八重溪	43.5	16.31	26.13	9	1891.88	3
筆石溪	17.3	10.15	14.95	6	1434.51	3
阿里不動溪	15.01	9.29	13.60	6	1494.27	2
和社溪	92.44	18.78	67.68	25	1729.47	4
松山溪	-----	6.1	-----	-----	-----	-----
神木溪	-----	8.0	-----	-----	-----	-----
沙仙里溪	113.1	12.58	28.46	7	2255.58	4
竹子腳坑溪	1.99	-----	-----	-----	-----	1
牛稠坑溪	9.91	7.38	11.39	3	1311.83	2
蒼庫溪	2.33	3.56	3.6	1	1039.62	1
八頂溪	8.07	3.68	3.72	1	2182.56	-----

陳有蘭溪為標準的斷層谷（地層斷裂處，易受侵蝕形成谷地），斷層由頂崁之西起，達至塔塔加鞍部，河谷呈直線，曲線不發達，兩側支流也多短小，流域形狀十分狹長。陳有蘭溪下游信義為蘆竹與亞里不通沖積扇構成，蘆竹南沖積扇是規模最大者。沿陳有蘭溪溪谷之台 21 線公路路段內主要地形可區分為河谷地形及崖錐地形，而河谷地形又可分為下游之寬闊河谷地形及上游之陡峭河谷地形（成功大學防災研究中心，1999），各地形之特性說明如下：

1. 下游寬闊河谷地形：陳有蘭溪及長度較長、流域較寬之支流，河道均已達到河川發育之中年期，故河道之堆積作用遠較侵蝕作用盛行，因此常見有寬谷、沖積扇（如新鄉、羅娜、久美、望鄉等）及河階台地（如郡坑、信義及愛國等階地）等代表堆積作用的地形單元，此等寬闊河谷的地形主要分佈於郡坑至神和橋之間。除堆積作用外，許多局部河段亦存在侵蝕行為，主要作用於土石流堆積區之對岸或河道彎曲處。當較大洪水通過時，往往對於鄰近公路下邊坡造成侵蝕及淘空基腳導致路基流失。
2. 上游陡峭溪谷地形：陳有蘭溪或其支流之上游地區河床坡降較陡，屬侵蝕作用盛行之幼年期河谷。河谷中常見有瀑布、峽谷及因向源侵蝕所造成之崩塌地，顯示該類河段之側向與下切河床之侵蝕力發達，主要分佈於神和橋至回頭彎處及夫妻樹附近地區。
3. 崖錐地形：除河谷之地形作用外，沿著主要山嶺的河谷兩側常可見因岩層塊體運動所產生之崖錐地形。崖錐是由地形上方之岩體，經崩移、堆積作用後而產生的崩積岩塊或風化土壤(舊崩積土)所組成，崩積位置通常原為較低窪或坡度較緩之處。崖錐的組成材料相對於周邊之岩體通常較為鬆軟且坡度亦較為平緩，因此較容易成為人類開發或工程施工所選取之處。但因崖錐處地勢低窪，常位於坡地排水之路徑上，往往成為容易致災的危險地帶。崖錐地形廣泛地分佈於台 21 線路段，其中以新山附近、陳有蘭溪橋北側、望美橋至 120k 處及烏乾坑隧道至同富隧道間路段數量較多。

3.1.1.1 地質特性

所謂地質特性的探討係指研究(a)坡體中地形的陡峭狀況、溪谷、窪地、滲水、堆積等幾何形狀分佈、現地植生的生長、人為開挖的現象以及其他原地表的自然地形狀況等地貌表徵；(b)坡體中土壤及岩石等地層的分佈情形，不連續面在地層中的延伸狀況，地層受擠壓之摺皺及斷層的變形現象等地質構造的變化；(c)地質材料的組成及其特殊自然物理性質和力學強度；(d)地下水在坡體內提供巨大的上舉力及側向水壓力而影響坡體的穩定性，地下水相對於地質材料的風化、侵蝕作用，對於地質構造及地層分佈的淘刷、沖刷作用等水文地質條件；(e)自然界的風化營力，下雨相對於地表逕流的沖刷、侵蝕作用以及火山爆發和地震的震動力量等地質作用。

1. 岩性：

本區地質材料組成依臺灣地質分區，主要以陳有蘭溪斷層為界，區分為東側以大雪山山脈帶古第三紀變質岩所構成之中央山脈西翼地質區，以及西側以新第三紀沈積岩所組成之西部麓山帶地質區。東側古第三紀變質岩區域中，出露之地層由西向東依序為水流長層、白冷層、廬山層、眉溪砂岩、佳陽層、達見砂岩、十八重溪層，其組成岩性主要為板岩、硬頁岩、變質砂岩與石英岩。西側地層屬中新世至上新世之沈積岩層，各地層由老至新分別為南港層、南莊層、屬於桂林層之關刀山砂岩段、十六份頁岩與魚藤坪砂岩以及沖積層（經濟部水利署第四河川局，2004），相關地層比對表與地質圖分別如表 3-5 及圖 3-4 所示。

表 3-5 陳有蘭溪流域地層比對表

	新地三紀沈積岩		古第三紀變質岩	
更新世	階地堆積物			
上新世	卓蘭層 錦水頁岩		廬山層	
中新世	魚藤坪砂岩 十六份頁岩 關刀山砂岩	桂竹林層		
	南莊層			
	南港層			
漸新世 至 始新世			水長流層	
			新高層 或 白冷層	眉溪砂岩 佳陽層 玉山主山層 達見砂岩 十八重溪層

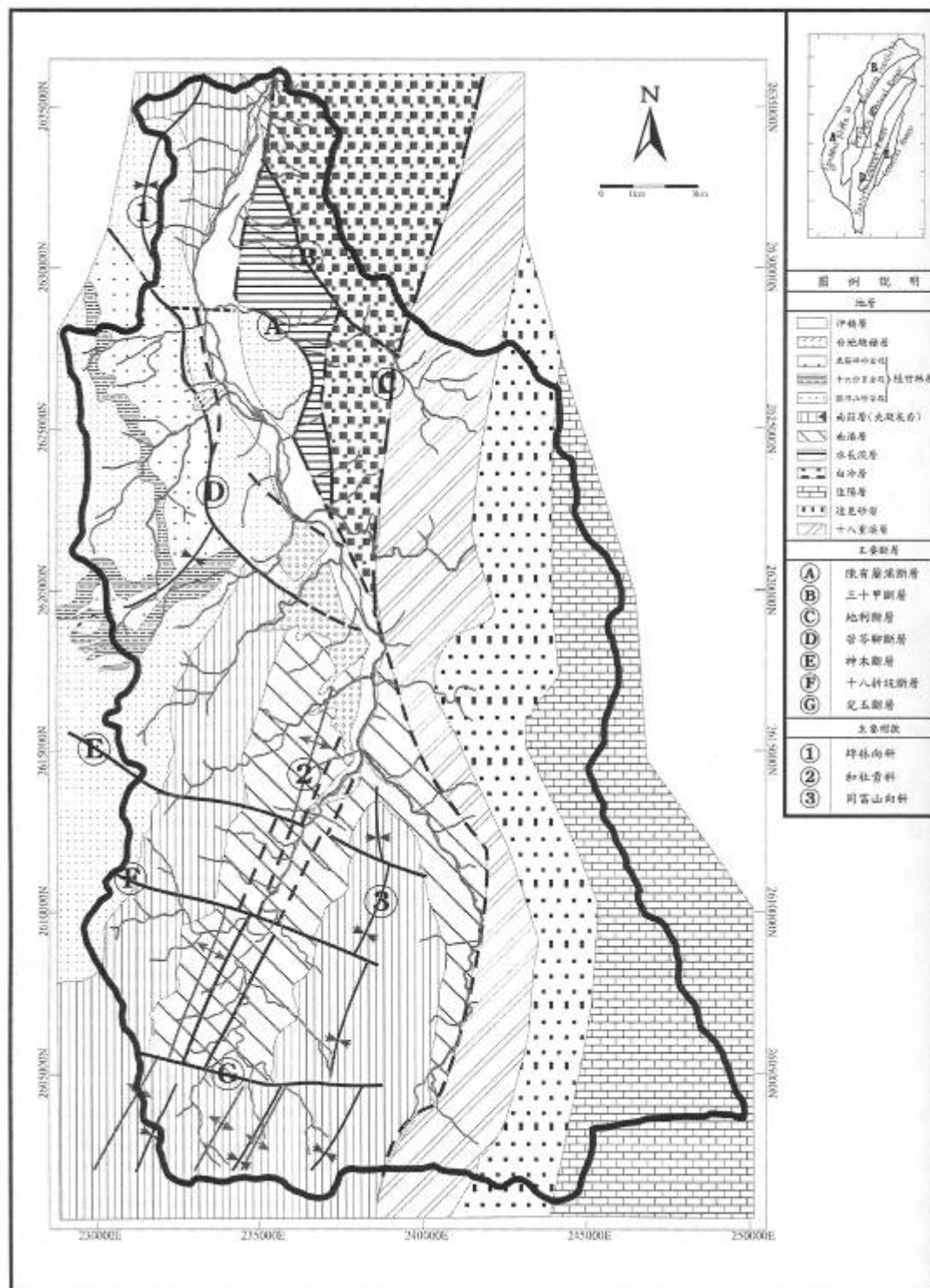


圖 3-4 陳有蘭河流域地質圖

資料來源：「陳有蘭溪(上游段)治理規劃檢討計畫」，水利署第四河川局，2004

2. 地質構造

陳有蘭溪流域主要斷層有陳有蘭溪斷層、三十甲斷層、地利斷層、苦苓腳斷層、神木斷層、十八折坑斷層及兒玉斷層等，主要摺皺有坪林向斜、和社背斜及同富山向斜等（水利署第四河川局，2004）。

3. 崩塌地

本區崩塌類型包括淺層崩積層滑落、層面滑動及岩塊滑落等數種。淺層崩積層滑落主要見於溪流兩側，多為河流侵蝕，坡腳移除後所造成，部分出現於開發山坡與產業道路旁之邊坡破壞，則與人為開發所造成之影響有關。淺層崩積層滑落所滑動的土石材料以崩積層為主，包括岩屑、土壤等，例如位於陳有蘭溪左岸，郡坑三廍坑溪及豐丘對岸之邊坡，直接受陳有蘭溪主流側侵作用的影響，坡腳受侵蝕而產生淺層崩積滑落(如圖 3-5(a)及圖 3-5(b)所示)。另外發生土石流之溪流，在發生區、流動區沿岸幾乎都可發現不同規模的淺層崩積層滑落，如南平坑、黑石坑、郡坑口、米籠坑……等溪流。

層面滑動則由層面位態控制所造成，或稱順向坡滑動，發生於層面位態的傾斜方向與坡面傾斜方向一致處。本區出露岩層，不論變質岩或沈積岩都有此種類型之崩塌破壞，白冷層、南港層、南莊層及桂竹林層都有厚層砂岩夾頁岩之岩層。當此種砂頁互層之岩層，位態傾向與坡向一致時，很容易發生層面滑動，滑落大量土石。南平坑、黑石坑及郡坑口等土石流發生溪流，其主要鬆散土石材料來源即由層面滑動造成之崩塌所提供。層面滑動所滑落之土石材料，除上述崩積層外，還有岩盤之崩積岩塊。岩塊滑落主要由岩性、不連續面及地質構造影響而造成。一般而言，岩塊中之破裂面經常伴隨著斷層或摺皺等地質構造之發育而產生。因此在斷層或摺皺位置附近之岩體常有較發達之破裂面產生，使岩體顯得格外破碎而有助於崩塌或岩塊崩落之發生。另外依據野外調查結果發現，接近地質構造分佈之位置常出現不少的崩塌地發育情形，顯示多數崩塌地發育與地質構造有極密切之關係。例如米籠坑上游坪林向斜通過處

即有崩塌地發育；三十甲土石流發生溪流其源頭崩塌地即位於斷層帶上，岩體極為破碎，為一受斷層影響所發育的崩塌地之最佳例證；另外還有豐丘、十八重溪支流、出水溪、.....等支流，上游集水區受地質構造通過影響而有崩塌地的發育。

根據上述地文環境背景之說明可知，本區山脈坡度陡峭，斷層及摺皺等地質構造豐富，岩質膠節不良、鬆散，岩帶破碎且多易裂之弱面，河岸邊坡甚不穩定，隨處可見蝕溝和崩塌並普遍存在崩積層，再加上土地的超限利用，使得大量破碎岩塊和沿屑堆積溪床。九二一集集大地震之影響，使集水區土砂生產潛能更大為提高，對於後續土石流之發生頻率勢必有明顯之提昇影響。



圖 3-5(a) 陳有蘭溪主流左側之河岸崩塌
(郡坑三廊坑溪匯流處對面)



圖 3-5(b) 陳有蘭溪主流左側之河岸崩塌(豐丘村對岸)

4. 土壤概況

陳有蘭溪流域之土壤類型及分布概況如圖 3-6 及表 3-6 所示，各土壤特性說明如下：

- (1)崩積土
- (2)石質土
- (3)沖積土
- (4)黃壤(弱育土、淋溶土)
- (5)紅壤(極育土、氧化物)

表 3-6 陳有蘭溪流域土壤組成百分比（林基源，2003）

土壤種類	面積（ha）	百分比（%）
未調查區	33892.64	75.74
石質土	1873.44	4.19
沖積土	400.32	0.89
紅壤	0.64	0.00
崩積土	5496.16	12.28
黃壤	14.08	0.03
雜地	3073.76	6.87

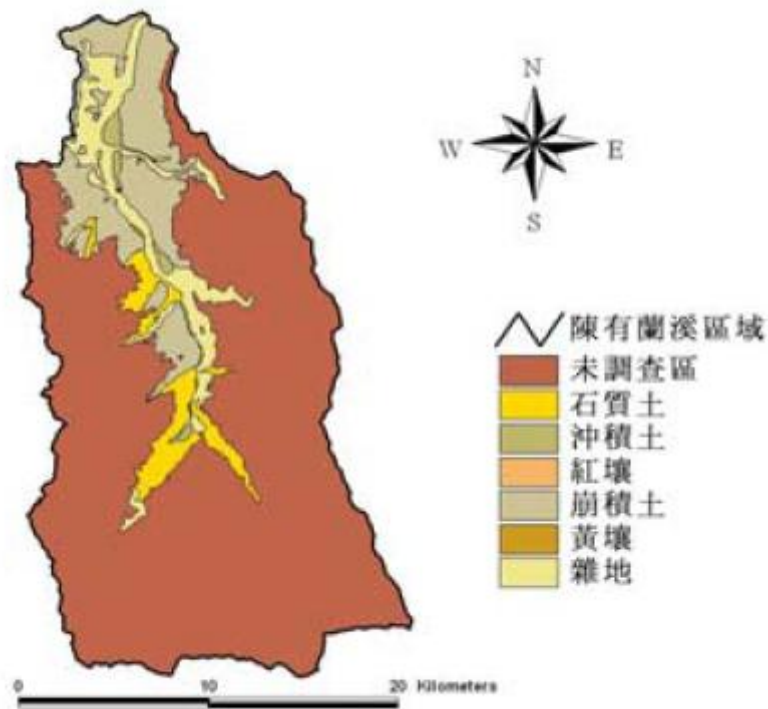


圖 3-6 研究地區土壤分佈圖（林基源，2003）

3.1.2 氣象及水文環境

陳有蘭溪流域氣候類型依桑士偉氏-臺灣氣候分類應屬熱帶潤濕氣候及熱帶重濕氣候之交替型態，主要降雨集中在 5~8 月之颱風、梅雨季節。降雨天數佔總天數之 2/3，降雨頻率相當頻繁。依表 3-7 中央氣象局阿里山氣象站觀測資料顯示，該地區年平均氣溫約攝氏 10.8 度，平均降雨量約 3,810 公釐；相對濕度介於 80%~93%，平均濕度約 86%，屬於高濕度之氣候（水利署第四河川局，2004）。

圖 3-7 為陳有蘭溪流域之雨量站分布，流域內共有龍神橋、信義、溪頭、望鄉、和社、神木村及新高口等七個雨量測站，基本資料如表 3-8 所示。表 3-9 為 1996 年至 2005 年近十年間東埔、望鄉、內茅埔(2)、西巒及龍神橋等五處測站月平均雨量統計分析成果，表中顯示 5 月~8 月豐水期之月平均降雨量，約為 9 月~翌年 4 月枯水期月平均降雨量之 4 倍；流域內高海拔地區測站（望鄉站，海拔 2,300m）年平均雨量較低

海拔地區測站(龍神橋站，海拔 296m)大約將近一倍。上述說明顯示，陳有蘭溪流域降雨特性不論時間分布或空間分佈均極為不均。

表 3-7 阿里山氣象站（1971～2003）氣候資料統計表

項目 月份	降雨量 (mm)	降雨天數 (日)	平均氣溫 (°C)	相對濕度 (%)	最高氣溫 (°C)	最低氣溫 (°C)
1 月	88	8	5.7	81	11.4	1.5
2 月	132	9	6.8	85	11.8	2.7
3 月	154	11	9.0	82	14.2	4.7
4 月	249	13	11.2	85	16.1	7.4
5 月	519	20	12.7	90	17.0	9.1
6 月	694	21	14.0	90	18.3	10.7
7 月	592	21	14.3	90	19.2	10.6
8 月	794	23	14.1	93	18.6	10.7
9 月	354	19	13.3	91	18.3	9.6
10 月	129	12	12.0	88	17.6	8.0
11 月	47	7	9.8	84	15.6	5.4
12 月	60	7	7.1	80	13.0	2.6
合計 (或平均)	3,810	169	10.8	86.6	15.9	6.9

表 3-8 陳有蘭溪流域雨量測站基本資料

站 號	站 名	經度	緯度	海拔(m)	設站日期
C1I08	信義	120°50'34" E	23°41'29" N	536	1992/7/1
C1I07	和社	120°52'51" E	23°35'33" N	777	1992/7/1
C0H9A	神木村	120°15'08" E	23°19'54" N	1595	1999/2/1
C1I10	溪頭	120°47'57" E	23°39'47" N	1771	1992/7/1
C1I06	望鄉	120°54'58" E	23°27'12" N	2300	1992/7
C1I16	龍神橋	120°51'49" E	23°46'53" N	296	1993/3/1
C1M44	新高口	120°52'13" E	23°28'51" N	2540	1992/5/1

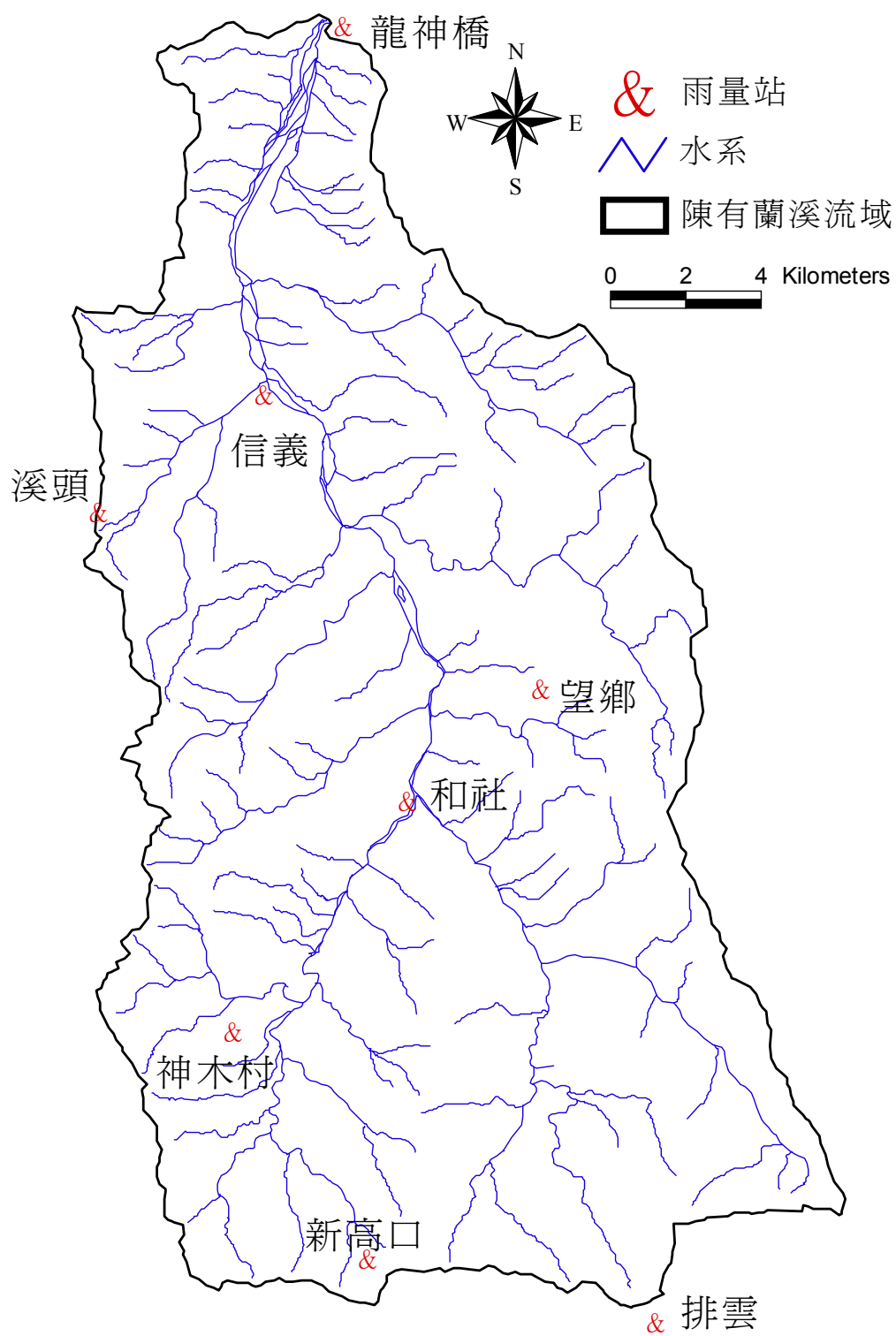


圖 3-7 陳有蘭溪雨量站相關位置圖

表 3-9 研究區相關氣象站月平均降雨統計表（單位：公釐）

氣象站名稱 月份	東埔	望鄉	內茅埔 (2)	西巒	龍神橋	月平均
一月	46.0	57.7	36.1	60.3	49.6	49.9
二月	77.2	78.5	68.4	89.0	80.0	78.6
三月	99.0	85.6	44.2	119.8	72.8	94.3
四月	133.3	133.5	116.5	150.4	97.3	126.2
五月	251.6	262.2	274.9	335.1	208.9	266.5
六月	264.4	262.4	256.7	342.4	255.2	276.2
七月	406.4	459.0	357.4	495.6	222.4	388.2
八月	393.6	482.8	339.9	518.0	207.5	388.4
九月	169.1	167.0	136.7	197.3	78.0	149.6
十月	129.5	123.4	78.9	114.0	30.2	95.2
十一月	35.1	40.9	15.0	28.8	14.3	26.8
十二月	53.8	44.2	36.7	49.7	29.9	42.9
合計	2059.0	2197.2	1811.4	2500.4	1346.1	1982.8

3.2 大甲溪流域環境概述

3.2.1 水系及地文環境

大甲溪流域之「上游」，泛指德基水庫以上之溪段，最上游為南湖溪，於松茂附近匯聚合歡溪及七家灣溪諸支流後，形成大甲溪幹流，始名大甲溪；「中游」係指德基水庫以下至馬鞍寮間之溪段，河谷受山勢挾制，幹流兩側有眾多支流來匯；「下游」則指馬鞍寮以下至河口間之溪段，幹流流出馬鞍寮後，河谷開始展寬、河床內河道分歧，幹流再轉向北流經過東勢、石岡後轉向西流，始進入平原地帶，如圖 3-8 所示。

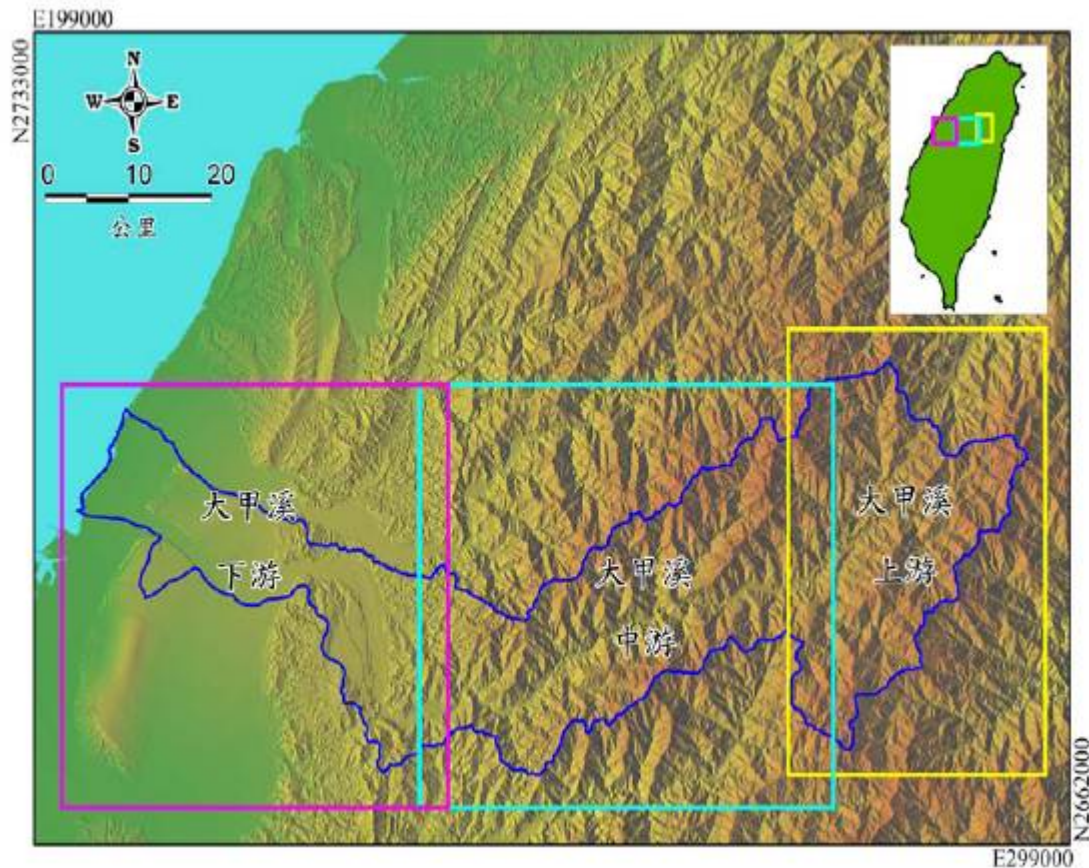


圖 3-8 大甲溪流域分段示意圖

資料來源：大甲溪流域土石流現象初步研究（2005），周漢強

3.2.1.1 水系

大甲溪為臺灣第三大河流，位於臺灣省中西部，北鄰大安溪，南界烏溪，流域多屬山嶺與台地約占百分之九十，平地僅占百分之十。本溪發源於中央山脈之次高山及南湖大山，全長 124.2 公里，流域面積為 1,235.7 平方公里，年平均逕流量約 21 億立方公尺。

大甲溪上游左岸發源於南湖大山、中央尖山及合歡山良南湖溪、耳無溪及合歡溪等支流；右岸則發源於大壩尖山、次高山、大雪山之七家灣溪、四季朗溪、志樂溪及匹亞桑溪等支流。因此，本流域分水嶺高峰多在三千公尺以上，為典型急流河川，由德基水庫至谷關間長 25 公里之河床，平均坡降 1/43，河床寬約 20 至 30 公尺，岸峻流急，岩盤外露，為大甲溪水力最豐之一段，兩岸重山峻嶺，稜線部份標高約為 2,500 至 3,000 公尺。自谷關以下至天輪電廠間兩岸較為開展，河

床寬達百公尺，再西行至馬鞍寮以後，西出山嶺，約束頓減，河寬達 500 公尺以上。

在天輪至石岡間大甲溪東側之山勢較高，約在 500 至 2,000 公尺之間；西側則山勢較緩，平均高度在 500 至 600 公尺左右。而大甲溪中游地形起伏大，河床陡急，匯流後的大甲溪幹流至德基以下呈帶狀分布，大約在德基下游 3 公里處匯入志樂溪，沿途再納入匹亞桑溪、小雪溪、馬崙溪、鞍馬溪、稍來溪、十文溪等數條溪，流經谷關、白冷、馬鞍寮等至東勢流入平原。大甲溪下游處則將大肚溪台地與后里台地截開分離，呈網狀流路，迂迴於臺中盆地北端，並堆積大量砂礫於河口，造成沖積扇，復與大安溪沖積扇相疊，成一合流沖積扇。因此，下游地形開展寬闊、坡度平緩、坡降僅 1/90，過石岡後蜿蜒西流，而在清水鎮及大安鄉交界處附近流入臺灣海峽。

由於大甲溪上游地形群山環伺、河谷峭聳，源頭係由伊卡瓦溪及南湖溪匯流而成，其中以源出於劈亞南鞍部的伊卡瓦溪為本流，東側納入七家灣溪後向南流。至於南湖溪則發源於南湖大山，並有合歡溪及畢祿溪的匯流。伊卡瓦溪及南湖溪於太保久處匯流後始成為大甲溪幹流。上游有七家溪、合歡溪及南湖溪三大支流，於蘇木會合順流而下至太保久附近與伊卡瓦溪匯合後始名大甲溪。流經梨山、佳陽至達見，河幅較寬廣，以下則成帶形，經谷關、白冷、馬鞍寮至東勢流入平原，過石岡蜿蜒西北流於清水附近入海。

3.2.1.2 地形

大甲溪由上游自下游，經梨山、青山、谷關、和平、天冷，至馬鞍寮轉而北向流至東勢鐵橋（原台鐵舊山線）後轉而向西，經石岡壩續向西流入海，大甲溪兩岸階地發育頗佳且分佈很廣，低位河階散佈於河道兩旁，距河床高度約在十公尺以內；高位河階高出河床五十公尺以上。

而大甲溪在天輪至石岡間約呈『Z』字型流路，東北側山勢較高，約在 500~1,000 公尺之間；西南側山勢較緩，平均高度在 500~600

公尺左右。在大茅埔-雙冬斷層兩側，因地層年代及岩石膠結程度不同，以致地形高度及地形特徵也有所分別。斷層東側中新世砂岩及頁岩之地區，地形高度較高，地形特徵上常有豚背脊（hogback）及單面山（cuesta）等特殊地形。斷層西側區域為更新世厚層礫岩夾透鏡狀砂岩之頭嵙山層，地形高度較低，地形特徵方面因受差異侵蝕影響，長形成明顯的鋸齒狀（zigzag）地形或圓丘狀（hummock）地形。

3.2.1.3 區域地質

臺灣西部麓山帶之地層由中新世、上新世及更新世之沈積岩所組成；東部麓山帶地質構造與摺曲較為複雜且較緊密，西部麓山帶地質構造較為疏鬆也較輕微。地形現象主要顯現了由東向西漸次降低的丘陵地、台地、盆地及沖積平原。

車籠埔斷層呈南北延伸，北連三義斷層，南接大尖山、觸口斷層，為臺灣西部麓山帶中分隔內麓山帶與外麓山帶之主要逆斷層。內麓山帶地形上多屬山地；外麓山帶則以盆地、台地、沖積平原為主。大茅埔-雙冬斷層位於車籠埔斷層東方十餘公里，亦做南北延伸，北端越過大甲溪漸轉東北方向延展。

1. 岩性

以下依經濟部中央地質調查所出版之臺灣地質圖（圖 3-9），針對主要地層及構造進行說明：

- (1) 桂竹林層
- (2) 卓蘭層
- (3) 頭嵙山層
- (4) 錦水頁岩
- (5) 廬山層
- (6) 紅土台地堆積層
- (7) 南莊層

- (8)大坑層
- (9)水裡坑層
- (10)達見砂岩
- (11)佳陽層
- (12)白冷層
- (13)水長流層
- (14)階地堆積層
- (15)沖積層

由上述資料說明，大甲溪流域依地形發育及地質特色，可依石岡、馬鞍與梨山三個分岐點，分成四個不同的河谷地形。石岡以西為沖積平原區，地形平坦，屬於大臺中沖積平原的一部份。自石岡至馬鞍屬於溪谷的下游區，沿岸有許多台地，溪谷兩側多屬緩起伏的丘陵地，高度多在五十公尺到一百公尺之間，地質上多為台地堆積層，以及更新世膠結不佳的地層，如卓蘭層與頭嵙山層。馬鞍及梨山之間則屬於中上游區，溪谷完全穿流於崇山峻嶺中，河谷多半呈 V 字型，狹窄且坡度亦較陡。兩岸地形高度在兩百至兩千公尺之間。地質上多為中新世和漸新世的堅硬岩層，如白冷層、達見砂岩層等。自梨山以上則屬於上游源頭區，河流兩岸山嶺的高度多在兩千公尺以上。臺灣著名的山岳如大壩尖山南湖大山合歡山等均在此區。地質上為中央山脈地質區的古第三紀地層，主要由輕度變質的板岩所構成。

2. 摺皺

流域內主要摺皺構造分為石圍牆向斜、東勢背斜、內灣向斜及大橫屏山向斜等，茲分別就區域內摺皺進行說明：

(1) 石圍牆向斜：

本構造分佈於大安溪流域卓蘭附近至大甲溪新社一帶，北與獅潭（紙湖）向斜與大湖（新開）向斜共同構成一向斜系列，屬於大湖向斜之南延部分。大湖向斜東翼卓蘭層傾角平緩僅約 10 度左右，而西翼卓蘭層傾角相當急陡約在 50~80 度之間，南與石圍牆向斜之間有九房厝斷層與梅子斷層，屬於一向南傾沒之向斜構造。

(2) 東勢背斜：

東勢背斜發育於大湖向斜東邊之開展背斜構造，呈北北東走向，軸部大約與大湖背斜之軸部平行，兩翼傾角小於 20 度。於 921 集集大地震中九房厝斷層與梅子斷層所形成之隆昇地塊軸線恰與本背斜軸線吻合，故東勢背斜可能屬於活動之背斜摺皺構造。

(3) 內灣向斜：

內灣向斜位處東勢背斜以東 1 公里處，軸線與之平行，亦屬於活動之向斜構造。

(4) 大橫屏山向斜：

本向斜位於八寶堰之南南東方，於馬鞍寮以東至大茅埔山之間被白毛山斷層所截，向南延伸約 21 公里。大橫屏山向斜軸部呈北北東走向並向南傾沒，而桂竹林層亦出露於此軸部附近，為一不對稱之向斜構造。

3. 斷層

流域內主要斷層構造分別為車籠埔斷層及大茅埔-雙冬斷層。另依據 921 地震後中央地質調查所 (2000) 最新發佈之臺灣活動斷層，流域內之活動斷層計有獅潭、神桌山、三義、大甲、鐵砧山（大甲

東)、屯子腳、清水、彰化、車籠埔、大茅埔-雙冬等十條斷層，其中獅潭、神桌山、屯子腳與車籠埔屬第一類活動斷層（最近一萬年來活動的斷層），而三義、大甲、鐵砧山（大甲東）屬於第二類活動斷層（最近十萬年來活動的斷層），其餘清水、彰化、大茅埔-雙冬斷層則屬於第三類存疑性活動斷層（斷層之存在或活動年代不明者）。值得一提的是員林、田中斷層併入彰化斷層，橫山、大甲東斷層合稱鐵砧山斷層。而車籠埔斷層則因 921 地震後造成地表嚴重災害，由原來的第二類斷層提升為第一類活動斷層。

4. 土壤資料

本流域河段之土壤分佈主要以崩積土及沖積土為主，並有部分紅壤，茲分述如下：

(1)崩積土：

崩積土多分佈在豐原至南勢村間之丘陵地河谷或陡坡，以及沿南勢村至谷關溪谷兩側陡壁分佈，因節理或劈理等弱面發達，裸露風化或溝谷侵蝕而崩落於山谷中，多呈角礫狀夾砂土，堆積疏鬆，透水性佳，而穩定性差。

(2)沖積土：

沖積土分佈於大甲溪流域下游豐原以下及各支流之溪谷間，係由溪水搬運上游或兩側崩積土所產生之土石。主要組成物質以未固結之礫石、砂及泥為主，礫石偶有方向性排列，常發育為河灘地或沖積扇。

(3)紅壤：

新社及后里台地頂部及丘陵之緩坡地區發育有紅壤，紅壤乃自第四紀洪積層物質，經高溫多雨，乾濕循環交替之條件下，使土壤中之物質淋洗殆盡，僅剩大部份為鋁、鐵氧化物物質者。紅壤土層深厚，一般在 2 至 5 公尺，有時厚達 20 至 30 公尺者亦有。土壤構造明顯，通氣、排水良好，物理性質絕佳。唯土壤呈強酸性，肥力差，粘性及可塑性佳，因此生產力差。

3.2.2 氣象及水文環境

大甲溪流域約位在北緯 24° 9' 至 24° 24' 之間，全區在副熱帶氣候區。根據中央氣象局臺中氣象站於 1971 至 2004 年氣象資料顯示（表 3-10 所示），上游梨山地區年均溫在 15°C 左右，中游達見至谷關、東勢鎮、新社鄉一帶約在 19°C 上下，下游沿海五鄉鎮，溫度在 20~25°C 之間；在雨量方面，流域東部因山嶽重疊，故地形雨頗為豐富，而西部沿海地區，地勢低，降雨量少，全年降雨日數在 90~140 日之間，各單位的降雨強度皆超過 10mm，影響水土保持甚鉅，特別是上游和平鄉東半部脊樑山麓一帶，常超過 15mm，容易造成土壤沖刷及洪患；以分佈情形而言，上游年雨量在 3,000~3,500mm 之間，谷關至石岡的下游地區，約在 2,000~2,500mm 之間，下游沿海及盆地地區則在 1,500 至 2,000mm 左右。

流域內氣溫受到地形影響頗為顯著，山地丘陵多南北走向，故氣溫之變化受此影響，平地平均氣溫約為 23.7°C。而全年最高溫約高達 27.8°C，最低溫度則為 17.6°C。全年之中以 7、8 兩月最熱，多高達 27°C 以上，歷年最高溫與最低溫分別發生在 7 月的 33.4°C 及 1 月的 11.9°C。而相對濕度變化則不大，於 73% 至 80% 之間變化。

如圖 3-10 所示，大甲溪流域之降雨量以 5 至 10 月為最多，因流域此時處於迎風帶，雨量頗豐，同時因天氣炎熱造成對流旺盛導致雷雨亦增。而到了 7、8 月多為颱風季節，更會受到氣流挾帶大量颱風雨。每年 11 月至翌年 4 月則為乾早期，因地處東北季風背風帶，雨量甚少，乾早期的雨量約僅維持全年雨量之 25% 左右。

表 3-10 中央氣象局臺中氣象站資料表

項目	降雨量	平均氣溫	相對濕度	最高溫度	最低溫度
單位	公釐 (mm)	攝氏度 (°C)	百分比 (%)	攝氏度 (°C)	攝氏度 (°C)
1 月	34.0	16.3	75.6	22.8	11.9
2 月	79.6	17.0	77.5	22.9	13.0
3 月	85.4	19.5	77.3	25.4	15.1
4 月	121.5	23.1	77.7	28.4	18.9
5 月	202.0	25.8	79.1	30.5	22.1
6 月	305.7	27.6	79.3	32.2	24.0
7 月	220.3	28.5	76.8	33.4	24.6
8 月	283.2	28.1	78.6	32.7	24.5
9 月	89.8	27.2	76.8	32.2	23.6
10 月	17.2	24.9	74.2	30.4	21.0
11 月	19.0	21.5	73.4	27.5	17.1
12 月	24.9	17.9	73.7	24.3	13.2
合計	1482.5	23.1	76.7	28.6	19.1
統計時間	1971-2004	1971-2004	1971-2004	1971-2004	1971-2004

資料來源：中央氣象局，2005

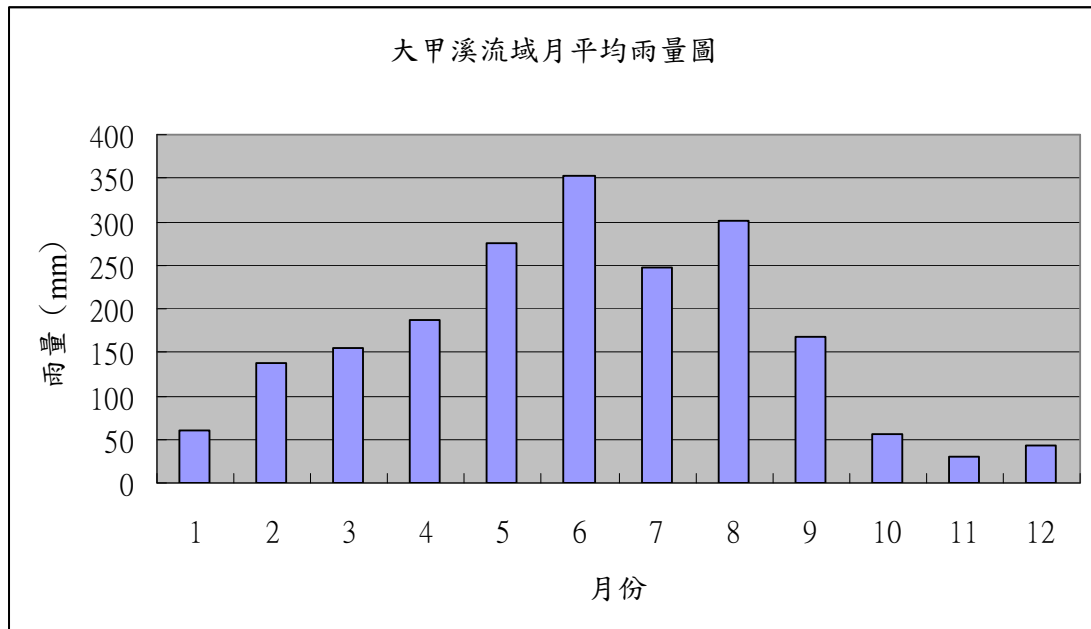


圖 3-10 大甲溪流域月平均雨量圖

大甲溪流域內主要雨量站計有中央氣象局梨山、合歡山、阿眉、稍來、東勢、上谷關、雪嶺、新伯公、石岡及大甲等 10 站。而屬於水利署雨量站則又有白鹿、梅子及八仙山等 10 站，其中八仙山於敏督利颱風過後已受損，暫無接收資料，且八仙山、梅子與白鹿測站資料多有缺漏，且記錄年份較短。而臺電公司現有之思源、環山、梨山（2）、松茂（2）、達見（3）、青山（3）、上谷關、天輪（2）、新伯公、志家陽大山、平岩山、佳陽山、桃山、松峰、捫山、無明山及合歡山（2）等 17 站。其中青山雨量站於 921 地震受損，而德基水庫上游部分一些較高的雨量站，因為維修不易及前往取得資料的路途危險艱難，因此考慮移除，撤站的有志家陽大山、桃山等站，各雨量站基本資料及位置分佈如表 3-11 及圖 3-11 所示。

表 3-11 大甲溪流域內雨量站位置分佈

編號	站名	所屬	X 座標	Y 座標	縣市	鄉鎮
C1H850	翠巒	中央氣象局	272209.24	2676610.50	南投縣	仁愛鄉
C0F950	合歡山	中央氣象局	276875.85	2671173.29	南投縣	仁愛鄉
C0F900	雙崎	中央氣象局	239481.78	2687210.91	臺中縣	和平鄉
C1F880	阿眉	中央氣象局	248588.25	2669209.84	臺中縣	和平鄉
C1F870	上谷關	中央氣象局	251100.45	2677762.27	臺中縣	和平鄉
C1F890	稍來	中央氣象局	249294.94	2684684.28	臺中縣	和平鄉
C1F940	雪嶺	中央氣象局	251889.43	2686345.69	臺中縣	和平鄉
C0F860	梨山	中央氣象局	275498.57	2683538.11	臺中縣	和平鄉
C1F850	東勢	中央氣象局	232256.98	2682541.90	臺中縣	東勢鎮
C1F910	新伯公	中央氣象局	233015.33	2679802.82	臺中縣	東勢鎮
C1F920	石岡	中央氣象局	225859.92	2686243.11	臺中縣	石岡鄉
41F260	松峰	臺電	273699.92	267907.74	臺中縣	仁愛鄉
41H220	合歡山	臺電	275405.98	2671667.27	臺中縣	仁愛鄉
40F280	天輪	臺電	241533.56	2675338.78	臺中縣	和平鄉
41F190	志佳陽大	臺電	275421.15	2694648.40	臺中縣	和平鄉
41F200	平岩山	臺電	285517.51	2691993.65	臺中縣	和平鄉
41F210	佳陽山	臺電	268608.00	2689192.40	臺中縣	和平鄉
41F220	桃山	臺電	278737.17	2699361.83	臺中縣	和平鄉
41F140	青山(三)	臺電	258463.14	2680876.32	臺中縣	和平鄉
40F130	達見	臺電	268614.08	2684577.73	臺中縣	和平鄉
40F150	上谷關	臺電	251692.85	2679028.04	臺中縣	和平鄉
40F500	伯公	臺電	233072.60	2679960.97	臺中縣	東勢鎮

3.2.3 土石流潛勢溪流分佈情形

依據農委會水土保持局委託財團法人成大研究發展基金會對土石流潛勢溪流歷年（1999～2000）調查結果顯示，目前大甲溪流域中共有土石流潛勢溪流 40 條，相關位置及基本屬性如圖 3-12，其中高潛勢溪流佔 9 條，中潛勢溪流佔 25 條，低潛勢溪流則佔 6 條。本流域中溪流型土石流位置主要分佈在中海拔山區，如和平鄉的博愛村、天輪村、中坑村、南勢村及自由村等地。此外，雖然高潛勢溪流型多集中於中海拔山區，但經過去現勘資料，和平鄉之博愛村松鶴、裡冷、白冷等部落雖然位於中潛勢溪流附近，土石流爆發情形卻相當嚴重。

依據中興工程『大甲溪流域德基至馬鞍段集水區崩塌地暨土石流潛勢調查及因應對策研究』（2006），以遙測資料及現勘調查結果顯示，由(1)921 集集大地震、(2)桃芝颱風、(3)敏督利颱風及(4)艾利暨海棠颱風等四次重要崩塌地影響事件，利用各區域分段不同集水區之崩塌面積、崩壞比、新增崩塌面積、新增崩塌崩壞比、持續崩塌面積、持續崩塌崩壞比、崩壞復育面積、崩壞復育比、新生崩塌率及再現崩塌率等，劃分德基至馬鞍壩之間土石流發生區域。

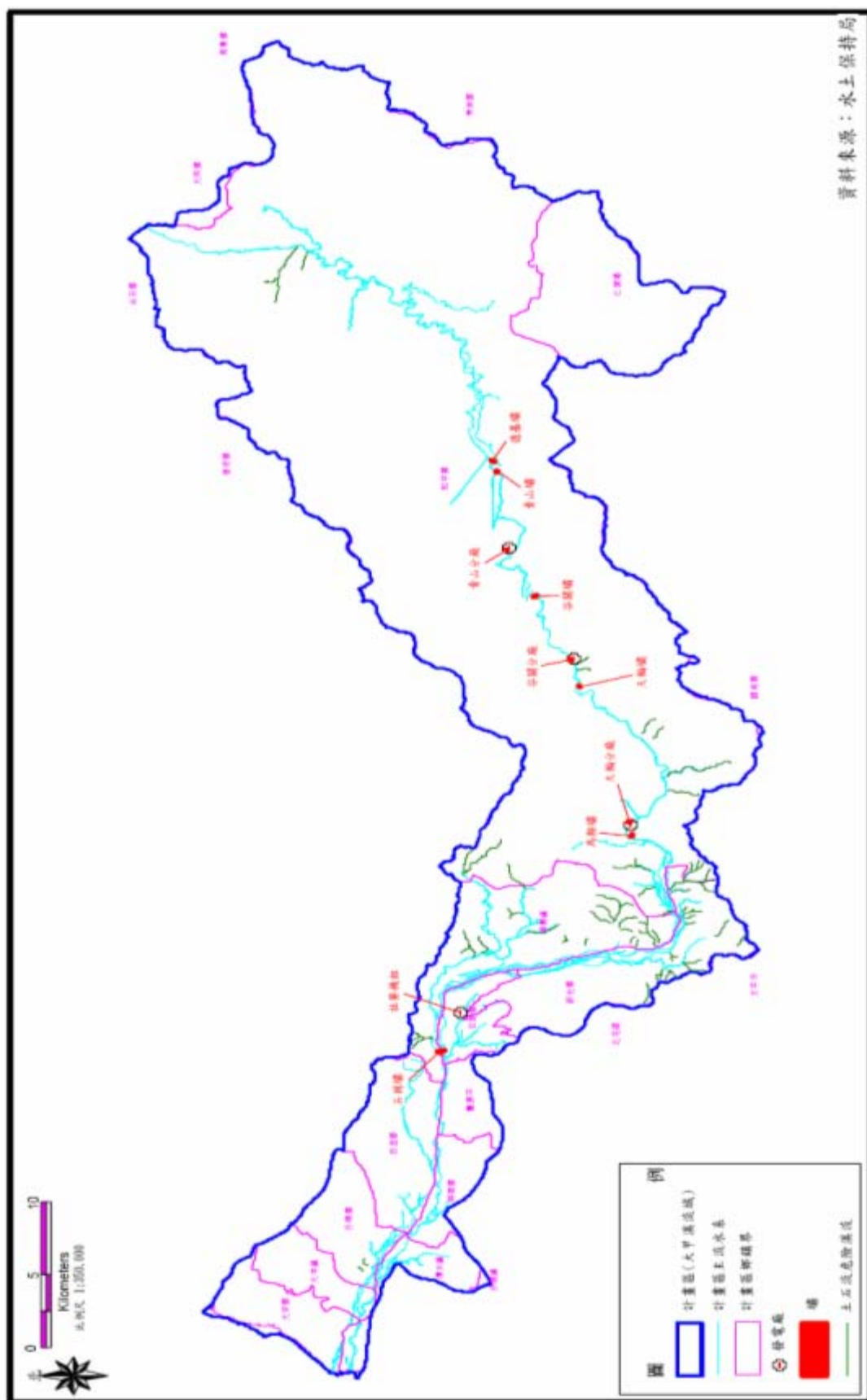


圖 3-12 大甲溪流域土石流潛勢分佈圖

3.2.4 小結

依據上述對陳有蘭溪流域及大甲溪流域環境之分析說明顯示，大甲溪流域之台 8 線跨河橋樑在桃芝颱風及敏督利颱風期間皆有多處橋樑受土石流衝擊影響而損毀。因此不論就災害歷史、橋樑規模工法代表性亦或是土石流復發潛勢而言，皆為適當之研究地點選擇。然而由於九二一地震地表加速度在流域內誘發大規模地表崩塌，因此後續近年數次颱風引發之崩塌及土石流規模皆明顯大於以往，對於跨河橋樑往往造成全面性之毀損；換言之，整體橋樑結構連同道路路基一併沖毀流失。其次九二一地震造成台 8 線西段谷關青山段路基傾毀迄今仍未修復，2004 年敏督利颱風所造成之七二水災，讓九二一災後已經十分脆弱的台 8 線中橫公路再度受創，柔腸寸斷。綜合上述，雖然大甲溪流域台 8 線跨河橋樑適合作為研究地點，但由於交通可及性及該路段大規模毀損，對於現場調查及橋樑結構損壞成因探討皆將造成極大困難，因此本計畫未將台 8 線跨河橋樑列為研究地點之考量，但將其流域內「阿邦溪流域」作為道路受土石流災害影響之研究區域。

依據上述陳有蘭溪流域地文特性、水文環境、台 21 線橋樑結構設施及土石流災害分布等分析說明可知，陳有蘭溪流域之土石流災害歷史豐富，同時土石流再發潛勢亦高。在跨河橋樑結構類型方面，具有橋墩設施之橋樑上部結構分為預力樑及鋼製箱型樑，下部結構則為沈箱基礎及全套管基樁兩類，其中以信義橋、十八重溪橋及愛玉橋等橋樑較具代表性。因此，本計畫擬以台 21 線新中橫公路之信義橋 (89K+959)、十八重溪橋 (98K+070) 及愛玉橋 (108K+770) 作為研究地點。以下針對上述阿邦溪流域及三座橋樑基本資料、災害歷史、橋樑復建及河道整治等內容進行說明，以利瞭解研究地點之初步概況。

3.3 阿邦溪流域介紹

阿邦溪流域相關介紹擷取自公路總局第二養工處谷關工務段所提供之「阿邦溪整治計畫」，相關介紹如下。

3.3.1 背景資料說明

阿邦溪流域位於臺中縣和平鄉博愛村境內，自阿邦溪匯入大甲溪本流處(E:247607, N:2675617)為集水區入口，阿邦溪主流長度約 2.25 公里，集水區面積為 309.5 公頃，佔博愛村全村面積之 1.23%（博愛村全村面積 25,159.9 公頃）。

交通方面，自臺中縣東勢鎮經 8 號省道往谷關方向約 31 公里可到達阿邦溪集水區，交通情形詳如圖 3-13，區內道路目前皆被土石所淹沒，現有 8 號省道之便道。

阿邦溪又名阿本溪，集水區內主要人口為麗陽營區駐紮之士官兵，位於谷關的陸軍麗陽營區，是負責訓練國軍部隊山地作戰與求生訓練的基地。本區鄰近松鶴部落，松鶴部落以前稱做「九良栖」，以泰雅族頭目的名字為名，日據時代改稱「古拉斯」。此地有美麗的泰雅民宿竹屋、迷人的歌舞表演、綠野綿延的古良栖農場，是谷關風景區附近最值得暢遊的文化據點。

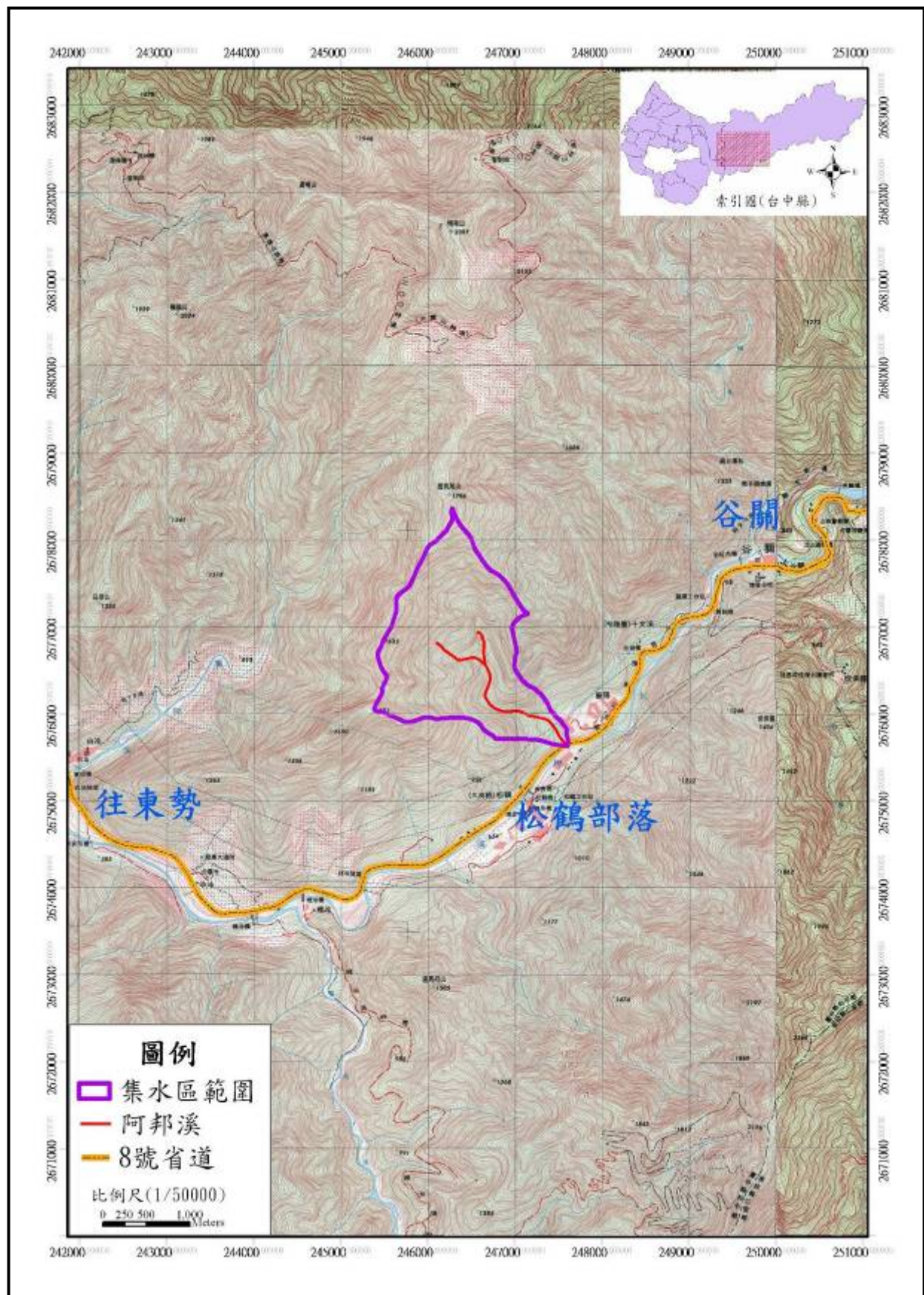


圖 3-13 阿邦溪集水區之交通位置分佈圖

資料來源：第二養工處谷關工務段

3.3.2 氣候

本研究區域之氣候資料係基於與集水區形狀相似、地理位置相近等條件之考量，選出足以代表其氣象狀況之氣象測站加以蒐集。然而採用臺電設立之東勢鎮伯公測候站統計所得，包括溫度、風速風向、溼度以及蒸發量等項目。降雨資料採用上谷關雨量站，擬於 3.3.8 節水文資料中敘述。統計分析各項相關氣象資料如表 3-12 所示，茲敘述如下：

1. 溫度：本地區之年平均溫度約攝氏 22.5 度，其中以 1 月份平均溫度最低，約攝氏 14.4 度；平均溫度最高之月份為 7 月，約為攝氏 28.6 度。
2. 濕度：本區之平均相對濕度為 74.3%，以 2 月份平均相對濕度最高，約 79%；最低為 6 月份最低，約 71%。
3. 氣壓：本區平均氣壓為 725.6mb，以十二月份氣壓最高，七月份最低。
4. 蒸發量：本區之年總蒸發量為 1555.5mm，以 7 月份最高，2 月份最低。
5. 風速：本區之年平均風速約 3.0m/sec，以 7 月份風速最大，3 月風速最小。
6. 風向：本區之風向多為 SSE 方向。

表 3-12 氣候資料統計表

月份	平均 氣溫 (°C)	平均 最高氣溫 (°C)	平均 最低氣溫 (°C)	平均 溫差 (°C)	平均 相對濕度 (%)	平均 氣壓 (mb)	平均 蒸發量 (mm)	平均 風速 (m/s)	最多 風方向
一	14.4	20.8	9.6	11.2	78.0	729.0	91.9	3.0	SE
二	15.7	21.4	10.8	10.6	79.0	728.0	89.1	3.0	ESE
三	18.8	24.6	13.4	11.2	74.0	727.0	112.3	2.4	SE
四	22.7	27.4	16.9	10.5	74.0	726.0	124.2	3.3	SSE
五	25.8	29.8	19.8	10.0	74.0	724.0	147.1	2.6	SE
六	27.6	31.3	21.3	10.0	71.0	723.0	149.6	3.5	NW
七	28.6	32.4	21.8	10.6	72.0	721.0	179.7	3.6	NNW
八	27.8	31.9	21.7	10.2	73.0	722.0	158.2	3.0	SE
九	26.8	31.2	20.6	10.6	74.0	722.0	147.8	2.8	NW
十	24.5	29.4	17.7	11.7	73.0	726.0	146.3	2.6	SSE
十一	20.7	26.2	14.3	11.9	73.0	728.0	112.6	3.0	SSE
十二	16.3	22.7	10.7	12.0	76.0	731.0	96.7	3.5	SSE
平均 總計	22.5	27.4	16.6	10.9	74.3	725.6	1555.5	3.0	SSE

資料來源：臺電東勢鎮伯公測候站 (民國 80.~93.)

3.3.3 地形

阿邦溪集水區所涵蓋的面積約為 309.5 公頃，此區內之高程最低為 648 公尺，最高為 1,769 公尺，其中以高度 1,200~1,300 公尺所佔的面積為最多，約佔了 14.43%，高程分佈情形如表 3-13。

阿邦溪流域範圍內的坡度分佈狀況如圖 3-14 所示，坡度分佈以六級坡(55%~100%)分佈最多，約佔全區面積之 66.01%，其坡度分佈統計如表 3-14。坡向分佈狀況如圖 3-15，以東南向分佈最多，約 86.64 公頃佔全區 27.99%，東向、南向次之，佔全區面積 18.60%、17.35%，其坡度分佈如表 3-15。

表 3-13 阿邦溪集水區內高程分佈統計表

級數	高程（公尺）	面積（公頃）	百分比（%）
1	<700	3.34	1.09
2	700~800	16.65	5.38
3	800~900	16.19	5.23
4	900~1000	24.67	7.97
5	1000~1100	33.30	10.76
6	1100~1200	36.83	11.90
7	1200~1300	44.66	14.43
8	1300~1400	42.28	13.66
9	1400~1500	39.86	12.88
10	1500~1600	32.84	10.61
11	1600~1700	16.34	5.28
12	1700<	2.54	0.83
總和		309.50	100.00

資料來源：第二養工處谷關工務段

表 3-14 阿邦溪集水區內坡度分佈統計表

分級	坡度（%）	面積(公頃)	百分比（%）
一級坡	0~5	0.32	0.10
二級坡	5~15	4.96	1.60
三級坡	15~30	16.02	5.17
四級坡	30~40	17.46	5.64
五級坡	40~55	40.82	13.19
六級坡	55~100	204.30	66.01
七級坡	>100	25.62	8.28
合計		309.50	100.00

資料來源：第二養工處谷關工務段

表 3-15 阿邦溪集水區內坡向分佈統計表

坡向	面積(公頃)	百分比 (%)
北	13.55	4.38
東北	43.74	14.13
東	57.57	18.60
東南	86.64	27.99
南	53.70	17.35
西南	30.75	9.93
西	19.35	6.25
西北	4.20	1.36
合計	309.50	100.00

資料來源：第二養工處谷關工務段

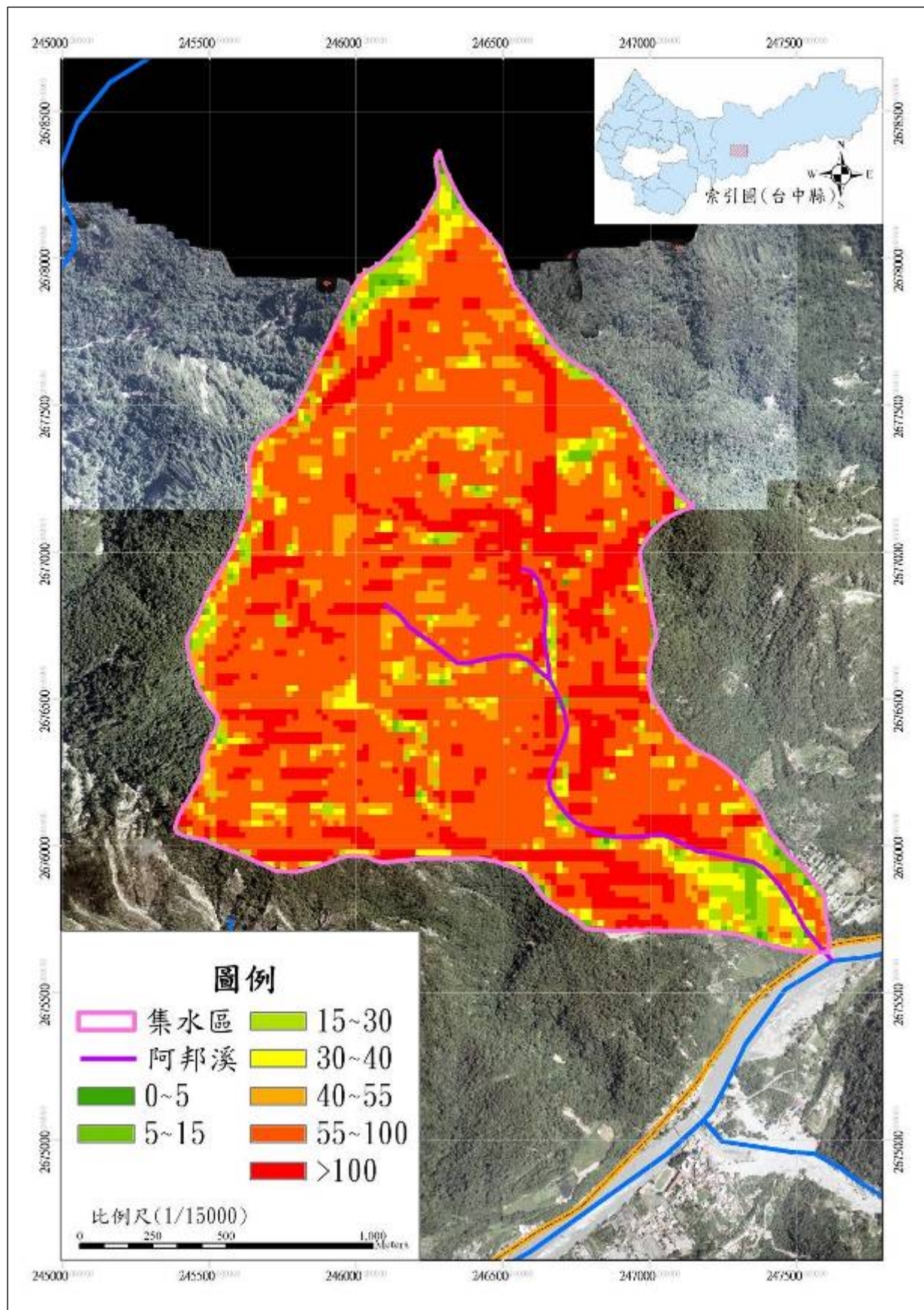


圖 3-14 阿邦溪集水區坡度分佈圖

資料來源：第二養工處谷關工務段

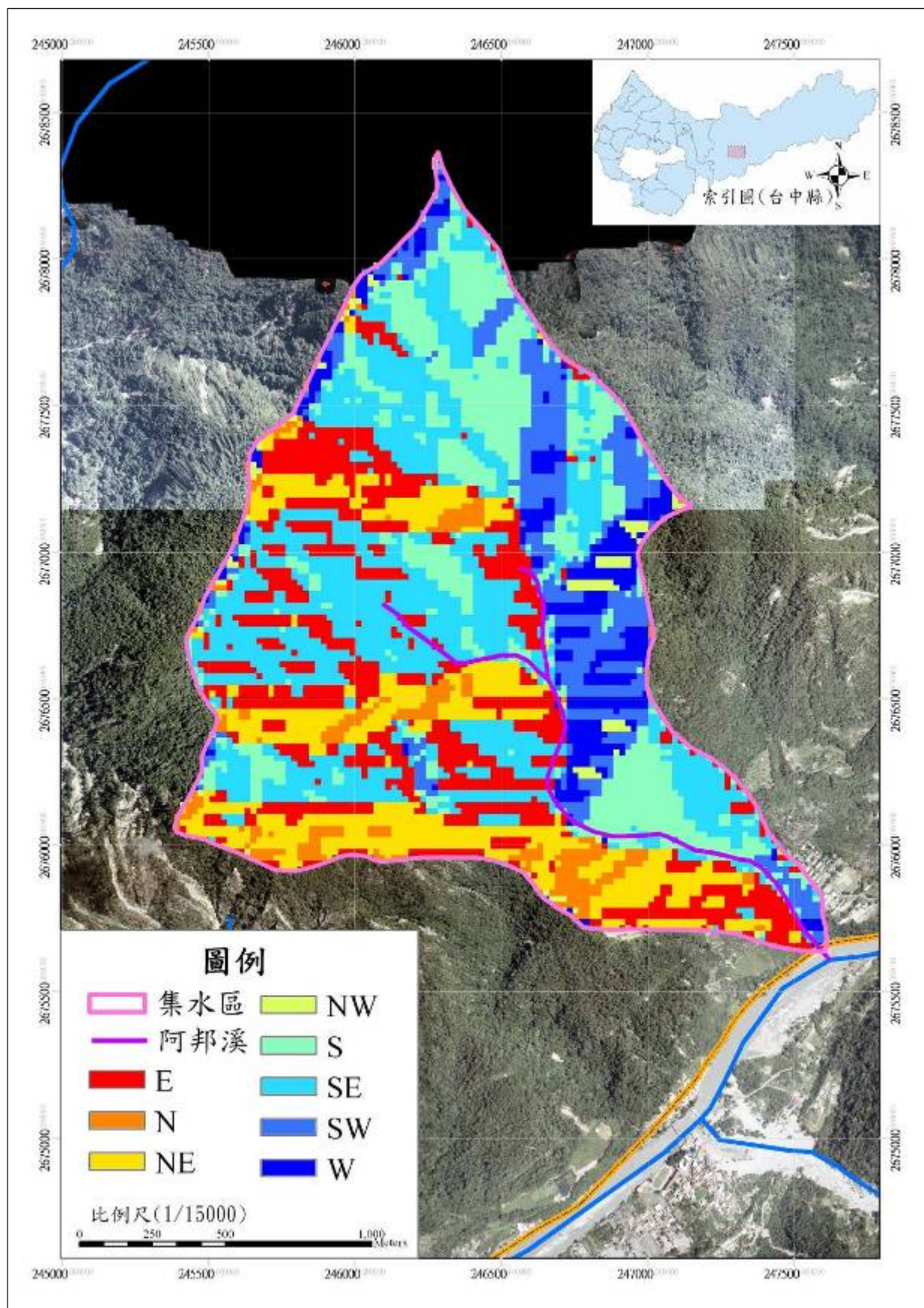


圖 3-15 阿邦溪集水區坡向分佈圖

資料來源：第二養工處谷關工務段

3.3.4 地層分佈與地質構造

3.3.4.1 地層分佈

依據中央地質調查所地質圖查詢結果，集水區內所出露的地層皆為四稜砂岩，四稜砂岩（EO）為漸新世厚層或塊狀白色中至極粗粒石英岩及硬頁岩，其分布與岩性如圖 3-16 及表 3-16 所示。現場露頭發現，四稜砂岩、硬頁岩和板岩相當緻密，通常形成陡壁且呈現清晰的木片狀破裂面。

3.3.4.2 地質構造

根據國立中央大學應用地質研究工程所地質與防災科技研究室之臺灣活動斷層網站查詢系統得知，距本區 30 公里內之活動斷層，由近而遠依序有：大茅埔-雙冬斷層、水裡坑斷層、力行斷層、車籠埔斷層、梨山斷層、霧社斷層、萬大斷層、曲冰斷層、三義斷層、屯子腳斷層、武界斷層、獅潭斷層與環山斷層等 13 條。活動斷層之位置與資訊整理如表 3-17 及圖 3-17 所示。

另外依據經濟部中央地質調查研究所完成之「國姓圖幅」資料所示：本區附近區域之地層位態受西北側約 4 km 之鞍馬山背斜及東南側約 3 km 之裡冷向斜影響之下，大致呈東北-西南走向，向東南傾斜 30~90 度不等的變化，而局部地層呈西北-東南向走向，向西南傾斜，本區之地質構造分佈如圖 3-18 所示。

本區地層，因受 921 大地震之影響，岩層多處呈碎片狀且局部呈碎塊狀，故地質構造較為複雜，且由現場觀察可知其節理相當發達。從以上資料說明，本區之地質條件甚為脆弱，若再加上坡度與降雨條件之因子則易形成土石流。

表 3-16 阿邦溪集水區內地層分佈一覽表

地質年代	岩性	地層	面積（公頃）	百分比(%)
漸新世	厚層或塊狀白色中至極粗粒石英岩及硬頁岩	四稜砂岩	309.50	100
合計			309.50	100

資料來源：第二養工處谷關工務段

表 3-17 阿邦溪集水區活動斷層一覽表

編號	斷面名稱	距離(公里)	編號	斷面名稱	距離(公里)
6	大茅埔-雙冬斷	12.406	24	曲冰斷層	25.872
17	水裡坑斷層	15.638	3	三義斷層	27.672
2	力行斷層	18.599	14	屯子腳斷層	28.54
26	車籠埔斷層	19.072	28	武界斷層	30.251
37	梨山斷層	19.375	45	獅潭斷層	30.764
55	霧社斷層	19.765	51	環山斷層	31.797
46	萬大斷層	23.965			

資料來源：第二養工處谷關工務段

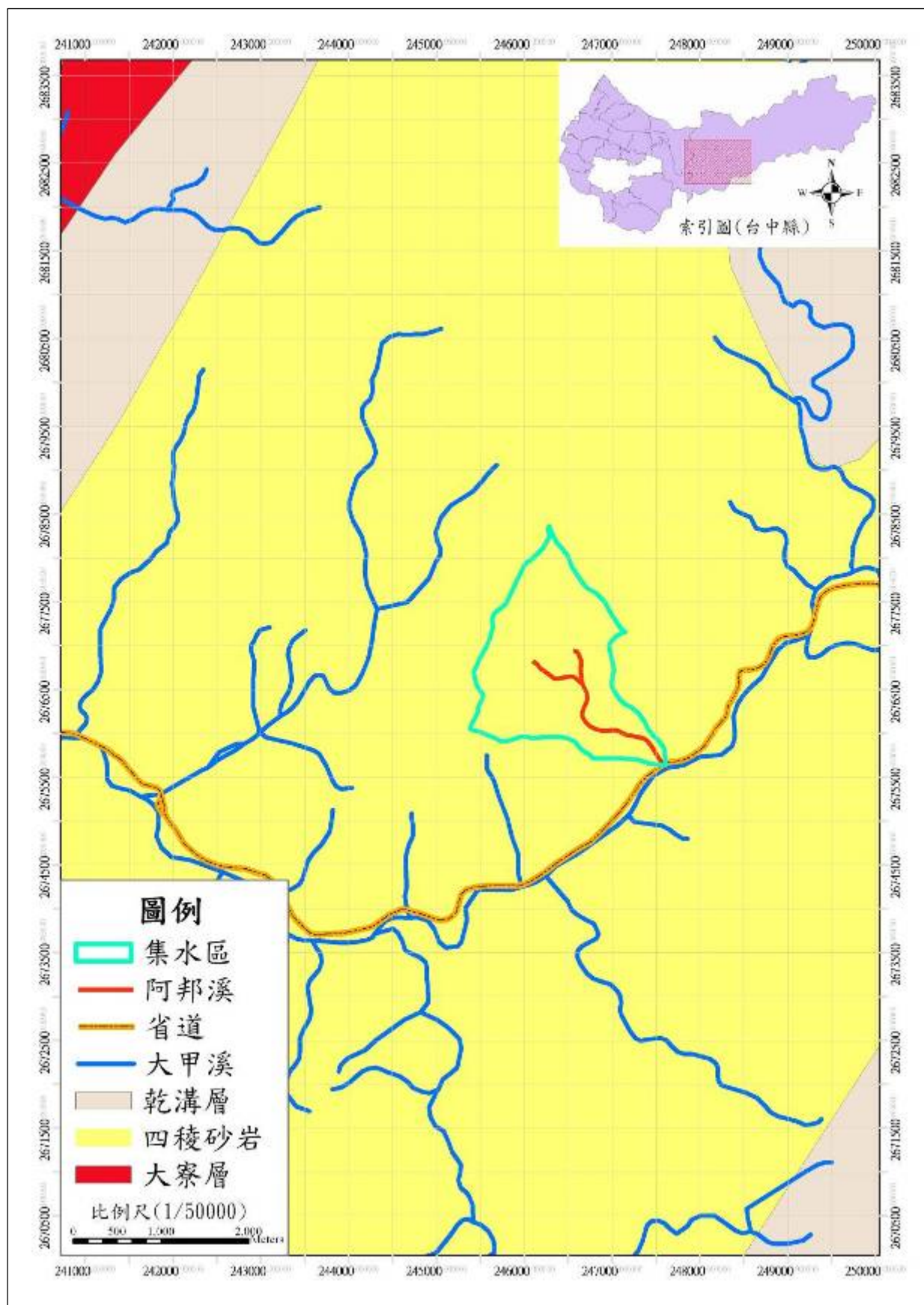


圖 3-16 阿邦溪集水區地層分佈圖

資料來源：第二養工處谷關工務段

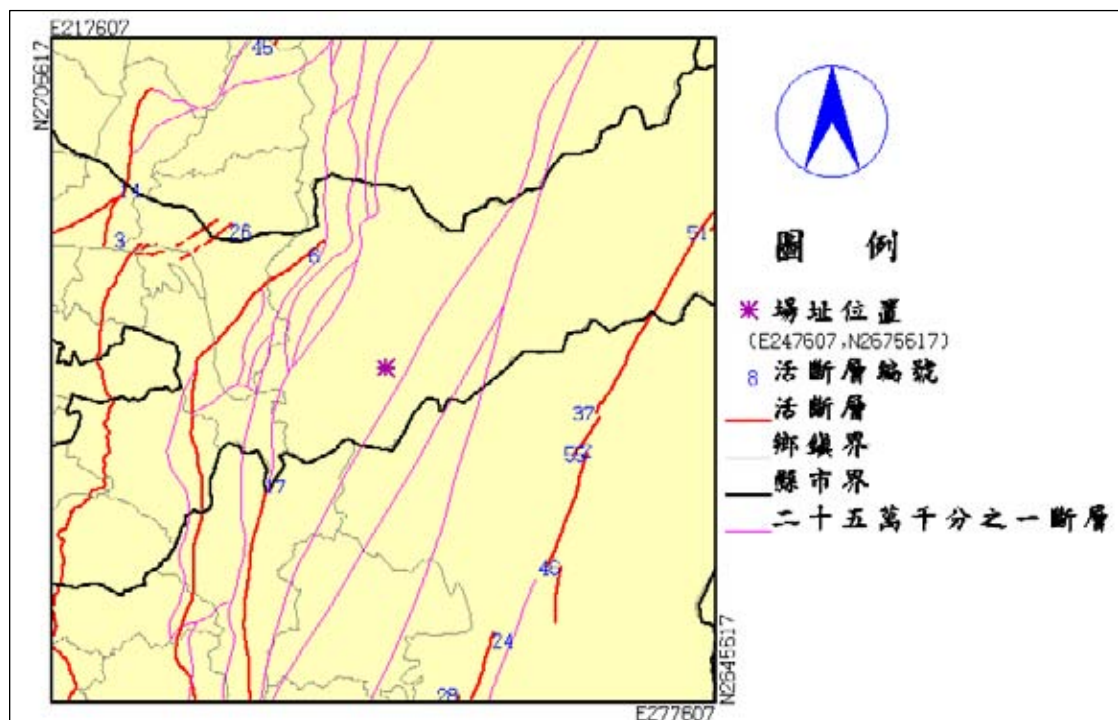


圖 3-17 阿邦溪集水區地質構造分佈圖

資料來源：第二養工處谷關工務段



圖 3-18 阿邦溪及其附近區域之地質構造分佈圖

資料來源：第二養工處谷關工務段

3.3.5 土壤

由行政院農委會出版之『臺灣地區土壤分佈圖』研判得知，土壤以崩積土與石質土為主，其中石質土之面積 44.61 公頃，佔全區面積之 14.42%；崩積土面積 17.16 公頃，佔全區面積之 5.55%，其餘為未調查區，針對未調查區部份，參照臺灣地區土壤分布概圖(王明果,1991)，本地土壤多屬於石質土。由此可知，本區土壤分布為崩積土與石質土。其土壤的分佈狀況如表 3-18 及圖 3-19 所示。主要性質說明如下：

崩積土：鄰近高山地區之土壤物質係因自然或人為因素發生滾落、滑降、甚至崩塌等位移作用而生成者，一般而言其通氣、排水性良好。

石質土：由母岩經由簡單之物理、化學風化作用生成之土壤常很淺，含石量超過 50%以上，排水、通氣良好，唯土層淺、肥力低，大多分佈於山坡地或森林地之陡峭區，地形不穩定，甚易崩塌，不宜做農牧使用，只宜造林、保育。此類土壤分佈於集水區中、上游之大部份地區。

表 3-18 阿邦溪集水區內之土壤分佈一覽表

序號	土類	土壤質地	土壤厚度 (cm)	面積 (公頃)	百分比 (%)
1	崩積土	壤土	50~89	10.11	3.27
2	崩積土	壤土	20~49	7.06	2.28
3	石質土	壤土	20cm 以下	44.61	14.41
4	未調查			247.72	80.04
總計				309.5	100

資料來源：第二養工處谷關工務段

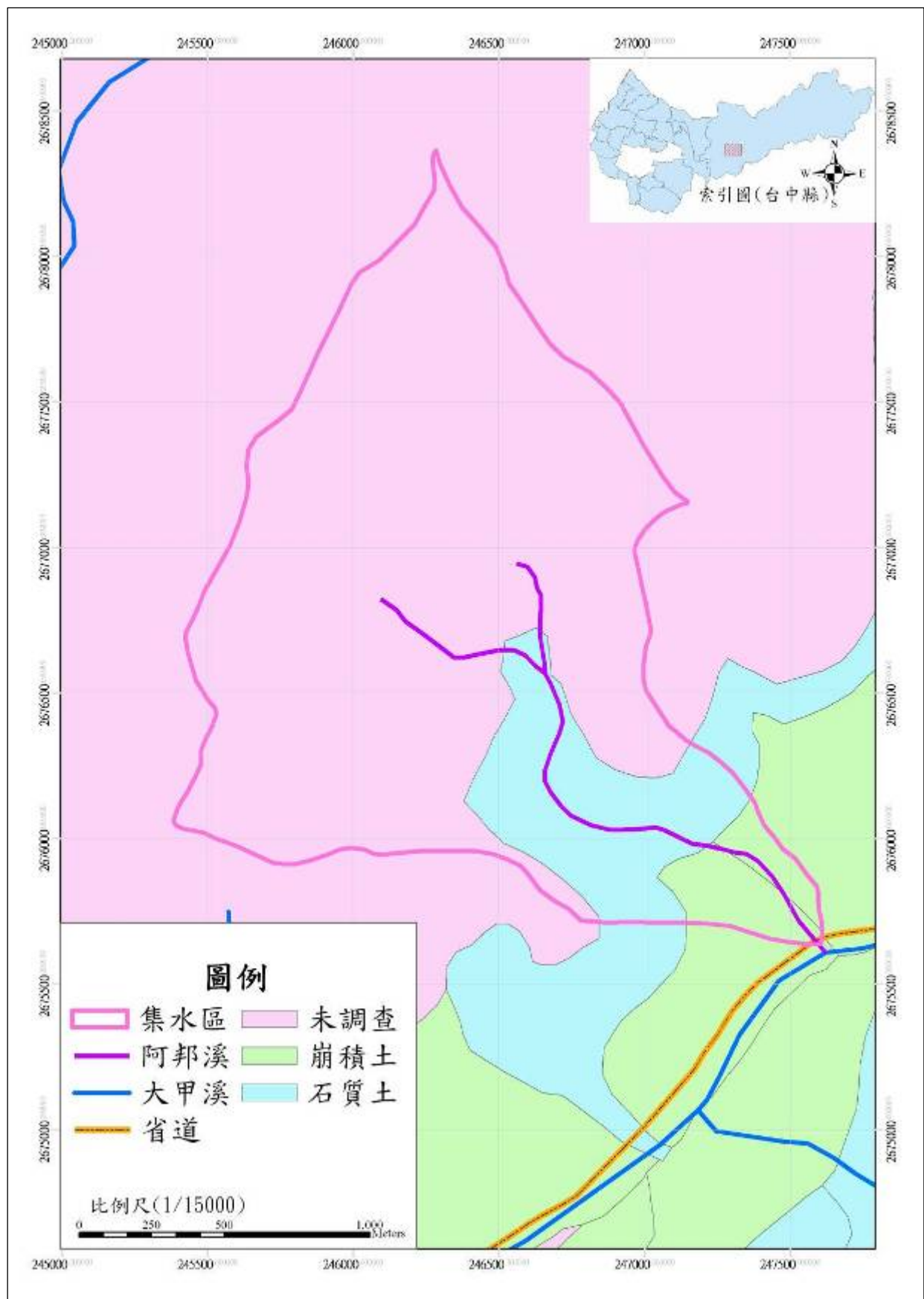


圖 3-19 阿邦溪集水區之土壤分佈

資料來源：第二養工處谷關工務段

3.3.6 溪流分佈與現況

根據像片基本圖及現場測量之結果，阿邦溪之主流長度約 2.25 公里，溪床之平均坡度約 17.6%，上游平均寬約 65 公尺、中游平均寬約 70 公尺、下游平均寬約 150 公尺。溪流上游有多處崩塌地，其中最大崩塌地之面積為 25.06 公頃，中下游溪床現有大量土石淤積，對臺電高壓電塔、麗陽營區與 8 號省道造成影響。

阿邦溪之 0k+000~0k+400 段之溪床坡度約 17.99%，溪床上土砂堆積現況：平均寬度約 150 公尺，最小為 46 公尺，最大至 220 公尺，其中 0k+045 寬 46.7 公尺，0k+090 寬 59.4 公尺，0k+205 寬 176 公尺，0k+255 寬 220 公尺，0k+310 寬 215.8 公尺。全段中堆積著大量土石，溪床無常流水。依據現場河床質粒徑調查結果，平均河床質之粒徑為 45.9mm；而由表面粒徑調查結果平均粒徑為 38.24cm，最大粒徑 177 cm。

比對像片基本圖及實地測量之結果，配合歷年治理工程測量資料採平均斷面法以計算本溪段淤積之土方，全段目前溪床中淤積土方量約為 770,891m³，詳細土方計算詳表 3-19 所示。

本溪段目前主要問題有二：

1. 麗陽營區、臺電高壓電塔與 8 號省道等保護對象，目前易受土石流之威脅。
2. 溪床中大量土砂，無明顯流路，遇雨時水流亂竄，對較鬆軟的邊坡將造成淘刷，造成本溪段不穩定。同時，大量堆積之土砂若下移，則可能造成大甲溪改變流向，對於松鶴部落造成威脅。

表 3-19 阿邦溪溪床上橫斷面淤積土方量

樁號	距離 (m)	斷面積 (m ²)	平均斷面積 (m ²)	舊河道寬 (m)	現河道寬 (m)	舊河道中心高程 (m)	現河道中心高程 (m)	體積 (m ³)
0k+040	—	2,162.90	—	40.00	58.00	653.61	672.81	
0k+060	20	1,934.64	2,048.77	40.00	58.00	656.76	677.18	40,975
0k+080	20	876.85	1,405.75	21.00	63.00	659.91	681.00	28,115
0k+100	20	852.31	864.58	21.00	93.50	663.06	684.50	17,292
0k+200	100	3,026.08	1,939.20	21.00	139.00	678.81	702.41	193,920
0k+300	100	2,083.08	2,554.58	21.00	156.00	686.55	721.70	255,458
0k+400	100	2,619.56	2,351.32	21.00	215.00	696.30	740.05	235,132
0k+500	100	3,083.33	2,851.45	60.00	192.00	722.60	757.24	285,145
0k+600	100	4,082.30	3,582.82	50.00	130.90	731.10	772.94	358,282
0k+700	100	3,817.93	3,950.12	50.00	95.00	744.20	789.74	395,012
0k+800	100	3,257.21	3,537.57	40.00	79.00	762.10	808.27	353,757
0k+900	100	1,586.91	2,422.06	40.00	56.00	800.00	824.08	242,206
1k+000	100	2,788.75	2,187.83	50.00	63.80	807.70	842.77	218,783
1k+100	100	1,610.35	2,199.55	60.00	82.50	839.00	859.78	219,955
1k+200	100	623.40	1,116.88	50.00	82.00	868.13	878.15	111,688
1k+300	100	582.45	602.93	40.00	75.70	883.75	893.46	60,293
1k+400	100	647.35	614.90	40.00	67.76	900.15	910.82	61,490
1k+500	100	645.75	646.55	40.00	79.21	920.00	931.08	64,655
1k+600	100	166.54	406.15	40.00	55.00	947.50	949.55	40,615
1k+700	100	73.65	120.10	40.00	55.27	958.00	959.22	12,010
總計								3,194,779

資料來源：第二養工處谷關工務段

3.3.7 崩塌地分佈與現況

本計畫共收集歷年六期之影像（含 1995 年像片基本圖、1999 年 921 地震前 SPOT 衛星影像、2000 年 921 地震後 SPOT 衛星影像、2001 年桃芝颱風後空中正射影像、2004 年敏督莉颱風後空中正射影像以及 2004 年艾利颱風後福衛二號衛星影像），據以分析集水區崩塌地之分佈，再以此為底圖至現場實地調查崩塌地之分佈與現況。各期影像如圖 3-20 所示。比對各期影像，可明顯看出本集水區在 921 地震後產生了大規模崩塌地，其崩塌土石堆積於上游，中下游並無明顯土砂堆積；桃芝颱風後中下游溪床已可看出大量土石堆積，敏督莉颱風與艾利颱風造成大規模土石流動，形成中下游溪床目前土石堆積之現況。

據水土保持局桃芝颱風後之崩塌地調查成果，阿邦溪集水區在桃芝颱風後有 7 處崩塌地，面積共 25.96 公頃，崩塌地多位於河道上游及河床兩旁，危險等級皆為 D 級，該資料成果與本集水區套疊後整理如表 3-20 與圖 3-21 所示。

本計畫以集水區像片基本圖以及七二水災後集水區之正射影像圖為底圖，攜至現場調查檢核。根據現場調查結果：在集水區中下游之崩塌地，多因土石流之橫向淘刷產生之崩塌，面積皆在 0.1~0.7 公頃之間，崩塌面多為岩盤(或岩塊)夾雜部分土方，在麗陽營區附近溪床有兩處崩塌地，崩塌坡度接近垂直，對麗陽營區及臺電高壓電塔等保全對象造成極大之威脅。崩塌深度估計方面，經過現場調查，在溪床兩岸 1~23 號崩塌地深度估計為 1.5m。

在集水區中游之崩塌地以溪床兩岸之蝕溝發展及小型邊坡崩塌地為主，深度估計為 1.5m；集水區上游支流處有一編號為 25，面積約 25.62 公頃之大型崩塌地，其中部分已崩塌至岩盤，下邊坡仍有鬆散土方堆積，該崩塌地所崩落土石應為阿邦溪溪床堆積土砂的主要來源。上游處坡面上崩塌地崩塌深度估計為 2.5m，其中 25 號崩塌地部分，由空中正射影像判釋出崩至岩盤面積為 6.46 公頃，其他面積崩塌深度估計為 5m。

本集水區目前崩塌地總面積為 46.54 公頃，佔集水區總面積之 15.04%。茲將現場崩塌地調查結果，彙整如表 3-21 所示，調查崩塌地之現況與位置詳圖 3-22 與圖 3-23~25 所示。

表 3-20 阿邦溪集水區內桃芝颱風後崩塌地分佈統計一覽表

崩塌地 編號	土地 權屬	面積 (公頃)	座標 X	座標 Y	高程 (公尺)	坡度 (°)	危險 度	地質
臺中縣—140	林班地	16.77	245,976	2,676,902.8	1663	36.06	D	四稜砂岩
臺中縣—460	林班地	5.38	245,917.79	2,676,477.47	1572	36.8	D	四稜砂岩
臺中縣—461	林班地	0.93	246,428.16	2,676,604.03	1128	32.78	D	四稜砂岩
臺中縣—462	林班地	0.72	246,503.01	2,677,070.84	1281	49.62	D	四稜砂岩
臺中縣—463	林班地	0.47	246,492.13	2,676,944.27	1202	41.18	D	四稜砂岩
臺中縣—464	林班地	0.41	246,764.32	2,676,824.51	1153	46.09	D	四稜砂岩
臺中縣—601	林班地	1.28	247,028.03	2,675,741.28	1066	37.48	D	四稜砂岩

資料來源：第二養工處谷關工務段

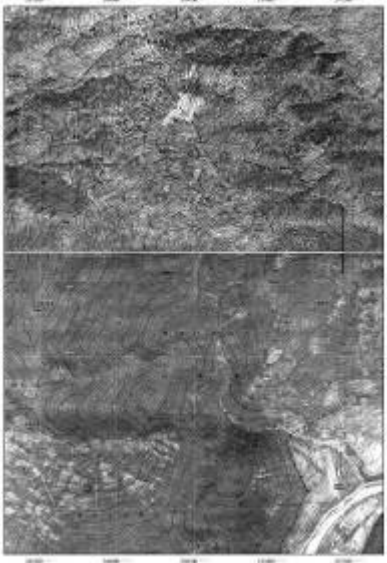
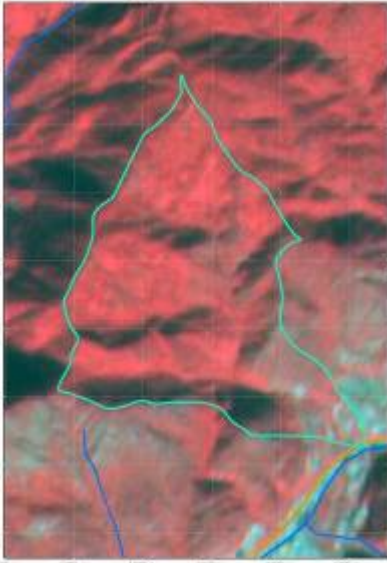
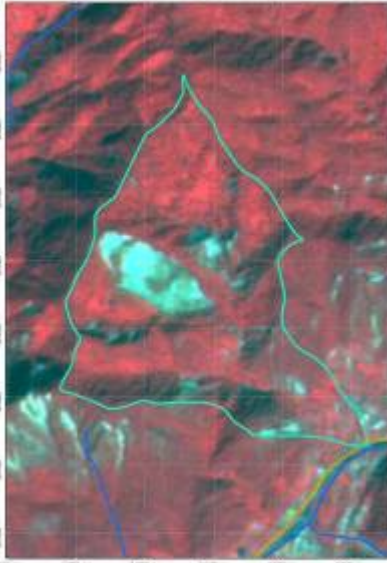
		
五千分之一像片基本圖 (民國 84 年)	921 大地震前阿邦溪集水區之 SPOT 衛星影像 (民國 88 年)	921 大地震後阿邦溪集水區之 SPOT 衛星影像 (民國 89 年)
		
桃芝颱風後阿邦溪集水區 空中正射影像 (90.10)	敏督莉颱風後阿邦溪集水區 空中正射影像 (93.7.25)	艾利颱風後阿邦溪集水區 福衛二號衛星影像 (93.8.25)

圖 3-20 阿邦溪集水區 6 期之影像圖

資料來源：第二養工處谷關工務段

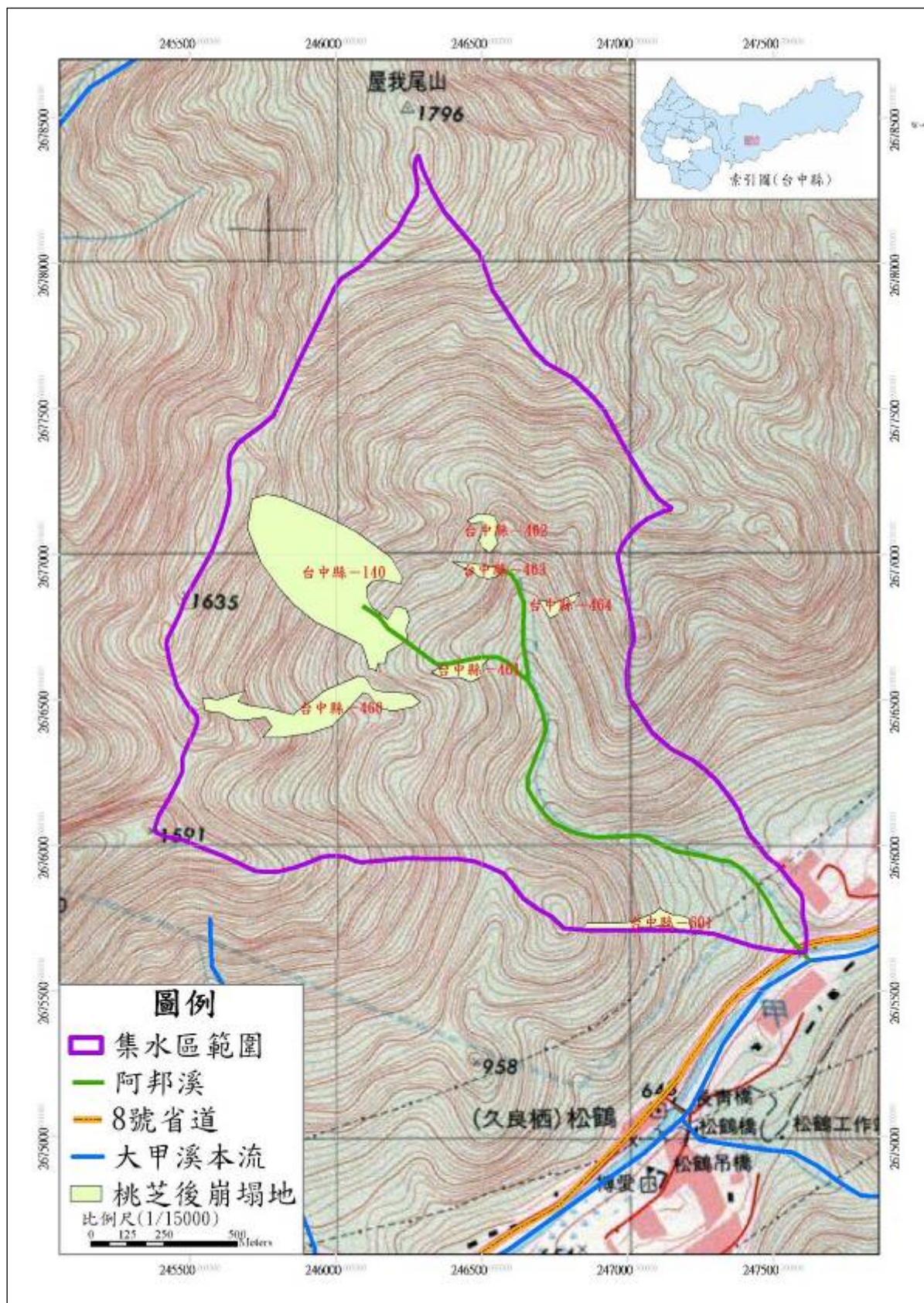


圖 3-21 阿邦溪集水區內崩塌地分佈圖(90.8.2 桃芝颱風後)
資料來源：第二養工處谷關工務段

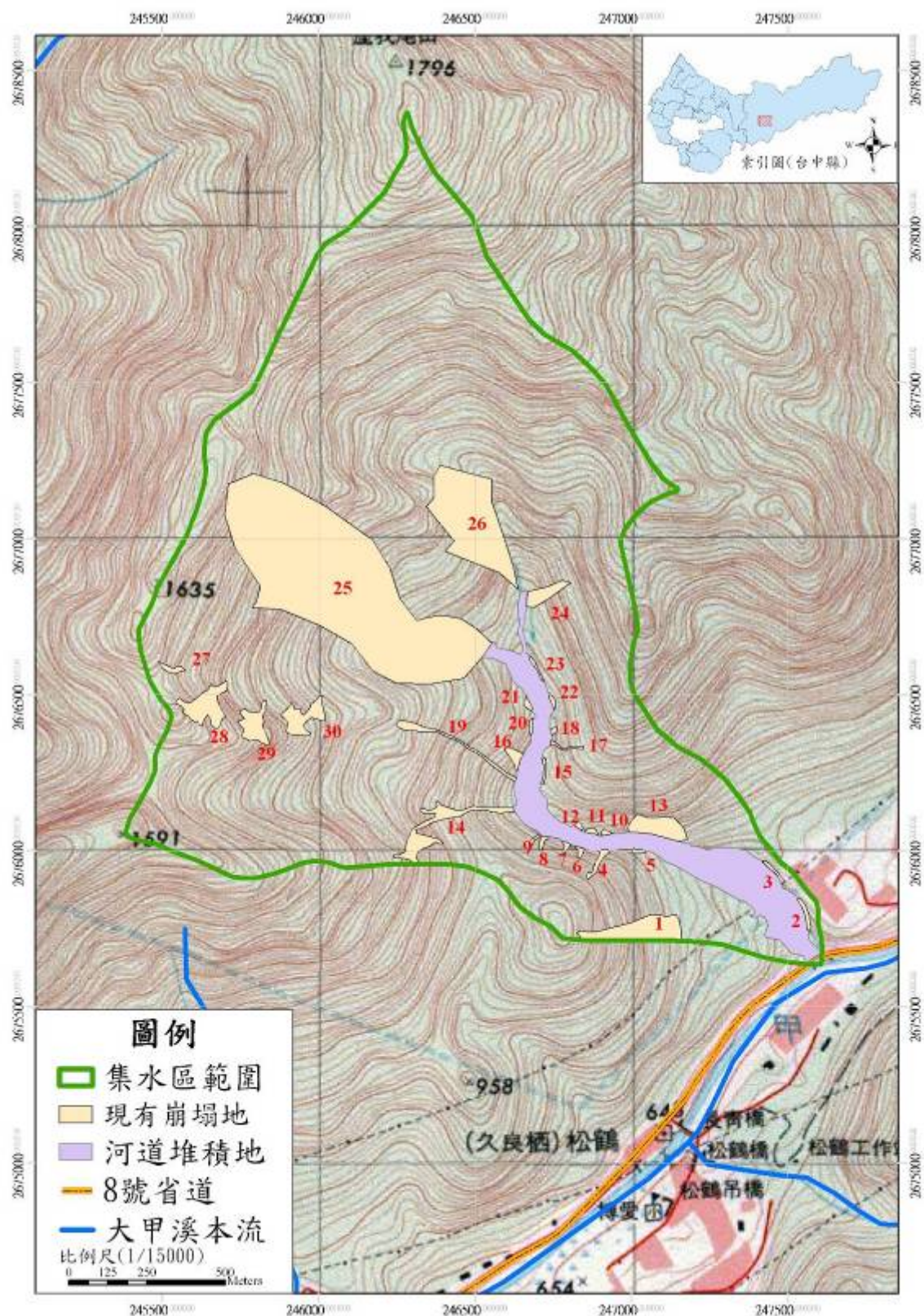


圖 3-22 阿邦溪集水區內崩塌地分佈圖(93.8.25 艾莉颱風後)
資料來源：第二養工處谷關工務段

表 3-21 阿邦溪集水區崩塌地調查後統計一覽表

編號	面積 (公頃)	坡度 (°)	崩塌 深度 (m)	崩塌 體積 (m ³)	坡向	座標 X	座標 Y	地層	備註
1	1.77	37.5	1.5	26,550	NE	247,009	2,675,747	四稜砂岩	原臺中縣-601
2	0.77	80	1.5	11,550	W	247,555	2,675,798	四稜砂岩	
3	0.52	80	1.5	7,800	SW	247,459	2,675,933	四稜砂岩	
4	0.26	50	1.5	3,900	N	246,887	2,675,958	四稜砂岩	
5	0.09	60	1.5	1,350	N	247,025	2,676,000	四稜砂岩	
6	0.18	70	1.5	2,700	N	246,836	2,675,997	四稜砂岩	
7	0.15	70	1.5	2,250	N	246,788	2,676,016	四稜砂岩	
8	0.25	75	1.5	3,750	N	246,711	2,676,029	四稜砂岩	
9	0.21	75	1.5	3,150	N	246,678	2,676,036	四稜砂岩	
10	0.13	70	1.5	1,950	S	246,910	2,676,061	四稜砂岩	
11	0.30	80	1.5	4,500	S	246,868	2,676,064	四稜砂岩	
12	0.07	50	1.5	1,050	S	246,829	2,676,087	四稜砂岩	
13	3.03	70	1.5	45,450	S	247,083	2,676,074	四稜砂岩	
14	1.58	50	1.5	23,700	E	246,373	2,676,090	四稜砂岩	
15	0.21	70	1.5	3,150	W	246,720	2,676,251	四稜砂岩	
16	0.39	60	1.5	5,850	SE	246,627	2,676,299	四稜砂岩	
17	0.12	47	1.5	1,800	W	246,791	2,676,331	四稜砂岩	
18	0.05	50	1.5	750	W	246,749	2,676,389	四稜砂岩	
19	0.56	30	1.5	8,400	SE	246,489	2,676,321	四稜砂岩	
20	0.14	70	1.5	2,100	E	246,678	2,676,395	四稜砂岩	
21	0.15	65	1.5	2,250	NE	246,669	2,676,466	四稜砂岩	
22	0.16	70	1.5	2,400	SW	246,746	2,676,479	四稜砂岩	
23	0.37	80	1.5	5,550	SW	246,698	2,676,585	四稜砂岩	
24	0.76	46	2.5	19,000	SW	246,723	2,676,829	四稜砂岩	原臺中縣-461
25	25.62	36	0 5	958,000	SE	246,120	2,676,826	四稜砂岩	原臺中縣 -140、461
26	5.79	49	2.5	144,750	SE	246,495	2,677,034	四稜砂岩	原臺中縣 -462、463
27	0.13	40	2.5	3,250	NE	245,535	2,676,576	四稜砂岩	原臺中縣-460
28	1.17	40	2.5	29,250	NE	245,631	2,676,469	四稜砂岩	原臺中縣-460
29	0.75	40	2.5	18,750	NE	245,791	2,676,402	四稜砂岩	原臺中縣-460
30	0.86	40	2.5	21,500	NE	245,951	2,676,428	四稜砂岩	原臺中縣-460

資料來源：第二養工處谷關工務段



編號 1 號崩塌地現況



編號 2 號崩塌地現況



編號 3 號崩塌地現況



編號 4 號崩塌地現況



編號 5 號崩塌地現況



編號 6 號崩塌地現況



編號 7 號崩塌地現況



編號 8 號崩塌地現況



編號 9 號崩塌地現況



編號 10 號崩塌地現況



編號 11 號崩塌地現況



編號 12 號崩塌地現況

圖 3-23 阿邦溪集水區內編號 1-12 崩塌地現況照片

資料來源：第二養工處谷關工務段



編號 13 號崩塌地現況



編號 14 號崩塌地現況



編號 15 號崩塌地現況



編號 16 號崩塌地現況



編號 17 號崩塌地現況



編號 18 號崩塌地現況



編號 19 號崩塌地現況



編號 20 號崩塌地現況



編號 21 號崩塌地現況



編號 22 號崩塌地現況



編號 23 號崩塌地現況



編號 24 號崩塌地現況

圖 3-24 阿邦溪集水區內編號 13-24 崩塌地現況照片

資料來源：第二養工處谷關工務段



編號 25 號崩塌地現況



編號 26 號崩塌地現況



編號 27 號崩塌地現況



編號 28 號崩塌地現況



編號 29 號崩塌地現況



編號 30 號崩塌地現況

圖 3-25 阿邦溪集水區內編號 26-28 崩塌地現況照片

資料來源：第二養工處谷關工務段

3.3.8 水文資料蒐集

3.3.8.1 降雨量

本計畫區之水文資料係以分析鄰近本區附近之中央氣象局上谷關雨量站，作為水文分析之依據，其測站編號、高程、位置與記錄年份，如表 3-22 及圖 3-26 所示。

表 3-22 計畫範圍附近雨量站站況一覽表

測站名稱	測站編號	高程(公尺)	GPS		記錄年份	經辦單位
			E	N		
上谷關	C1F870	1045	251100	2677736	79~92	中央氣象局

資料來源：中央氣象局、經濟部水利署

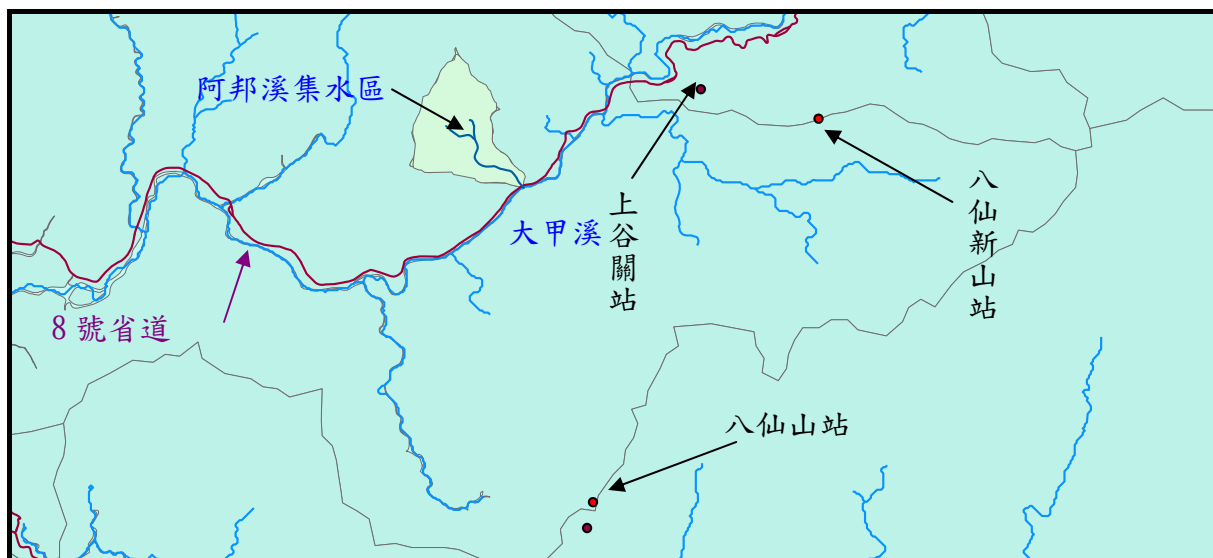


圖 3-26 集水區附近雨量站分佈圖

資料來源：第二養工處谷關工務段

分析上谷關雨量站，民國 38～93 年之資料，降雨主要集中在 4 月至 9 月，11 月至翌年 1 月較乾旱，4 月至 9 月的雨量約佔全年之 72.15%，經統計該測站平均年降雨量為 2,518 公釐，茲將上谷關氣象站歷年月平均雨量統計如表 3-23 所示，歷年月降雨量分佈統計如圖 3-27。

3.3.8.2 水文頻率分析

根據中央氣象局雨量站-上谷關測站(民國 38 年～93 年) 進行歷年一日最大暴雨頻率分析，各頻率年及暴雨量資訊整理如下表 3-24。

分析近 10 年歷次造成災害之暴雨，由上谷關雨量站歷年日最大降雨量資料可知，近 10 年之一日最大降雨量主要由颱風所造成，分別為民國 85 年之賀伯颱風（一日最大降雨量 366 公釐）、民國 90 年 8 月之桃芝颱風（一日最大降雨量 362.5 公釐）、民國 93 年 7 月之敏督利颱風（一日最大降雨量 540 公釐）、民國 93 年 8 月（艾利颱風一日最大降雨量 603 公釐）。上谷關雨量站十年間之日最大降雨量分佈情形如圖 3-28 所示。

表 3-23 上谷關氣象站歷年月平均雨量統計表

月份 年份	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	年平均 降雨量 (公釐)
1949	—	—	—	—	—	1219.5	133.44	447.92	127.22	119.2	6.13	11	2064.4
1950	125.1	204.6	61	347.3	695.4	791.7	364.3	111.7	48	78	65	61.2	2953.5
1951	128.4	—	—	—	—	—	—	—	—	1.07	38.16	14.28	181.94
1952	23.42	78.25	125.22	336.6	387.54	394.69	1391.12	205.76	—	6.08	53.21	127.5	3129.3
1953	79.13	141.42	176.77	—	—	—	—	—	—	—	—	64.16	461.48
1954	119.1	124.57	141.73	365.5	66.15	323.7	232.11	93.61	98.73	25.24	53.23	7.11	1650.8
1955	7.33	12.06	5.11	201.4	224.54	352.99	979.99	481.85	315.33	—	14.42	20.02	2615.1
1956	153.7	146.61	55.27	152.3	286.63	241.79	378.34	467.55	901.48	53.29	19.37	99.67	2955.9
1957	2.25	124.52	245.47	51.17	531.75	772.82	106.48	85.77	54.4	70.28	—	31.36	2076.3
1958	56.73	170.71	158.56	60.2	296.52	236.73	268.32	103.67	208.59	76.41	—	49.52	1686
1959	17.6	281.59	81.28	325.8	365.38	575.81	533.7	491.54	448.39	4.06	45.1	22.09	3192.3
1960	44.43	13.05	261.55	307.5	417.08	665.96	554.63	742.08	181.74	2.11	37.43	45.09	3272.7
1961	21.34	110.9	271.67	207.4	359.78	183.63	156.99	171.87	330.93	1.06	8.09	30.03	1853.7
1962	48.43	109.23	298.44	172.6	92.35	332.84	427.63	446.79	270.2	62.21	98.2	3.07	2362
1963	21.2	42.31	85.49	53.02	10.21	186.71	402.47	89.35	1100.5	8.05	37.1	27.16	2063.6
1964	189.4	47.24	25.37	0.03	181.88	612.7	75.65	145.79	56.18	46.37	0.02	2.1	1382.8
1965	37.24	39.25	35.55	148.6	299.05	541.98	138.41	381.35	40.28	32.25	27.41	22.25	1743.6
1966	15.14	100.42	175.48	113.5	327.62	1595.94	223.57	832.61	91.35	4.01	13.1	7.24	3499.9
1967	84.5	96.5	58.31	145.3	554.49	178.51	146.31	126.48	118.15	12.19	27.18	79.19	1627.1
1968	18.23	392.84	316.6	88.25	547.74	936.3	118.4	223.56	57.27	60.2	—	2.17	2761.6
1969	63.22	149.43	208.54	63.22	412.45	756.14	135.76	285.24	354.44	23.08	11.2	3.12	2465.8
1970	104.4	44.23	342.51	67.29	401.72	214.49	139.42	180.75	787.63	50.31	10.07	76.39	2419.2
1971	117.6	52.53	26.43	22.12	140.7	326.71	79.77	116.53	443.7	16.2	9.03	69.47	1420.7
1972	103.5	158.32	30.05	88.66	454.17	664.56	306.56	790.68	-36.04	6.19	47.08	117.4	2731.1
1973	61.41	55.32	80.26	295.6	334.55	519.68	514.74	139.67	85.45	51.35	53.15	4.08	2195.3
1974	15.17	154.32	96.48	318.6	525.71	1163.68	146.77	781.75	141.69	136.6	9.13	31.36	3521.2
1975	120.5	86.16	269.92	161.2	553.9	922.21	117.67	260.73	104.41	107.6	37.38	121.7	2863.2
1976	67.22	99.23	89.74	89.39	572.88	224.81	1173.3	695.51	174.35	30.38	18.09	8.09	3242.9
1977	68.26	37.21	41.18	18.32	487.61	1189.8	585.69	314.74	87.26	9.06	27.44	52.21	2918.8
1978	71.26	93.47	445.92	231.6	741.83	110.49	222.18	327.67	180.23	67.53	14	68.35	2574.5
1979	57.46	49.4	114.66	124.4	398.62	371.54	51.26	1080.8	36.41	—	71.28	—	2355.8
1980	110.2	162.57	32.2	300.3	140.15	24.08	84.47	618.42	50.28	41.12	37.25	13.15	1614.2
1981	4.14	124.5	260.43	93.41	702.56	1004.8	883.91	561.54	649.55	44.1	74.36	49.12	4452.4
1982	17.22	166.51	206.37	231.6	610.33	492.01	359.75	480.84	69.37	2.01	67.42	19.32	2722.8
1983	-1.01	67.1	813	69	494	696	66	200	67	63	4	22	2560.1
1984	31	77	184	425	807	318	113	244	104	26	5	3	2337
1985	50	552	185	293	391	581	73	701	162	1	56	219	3264
1986	58	227	316	58	771	558	386	463	211	32	68	97	3245
1987	52	80	315	227	449.5	515.5	574	131	218	94	5	27	2688
1988	78	76.5	241.5	406.5	506.5	134	52.5	275.5	255.5	—	25	10.5	2062
1989	39	16	140.5	373.5	609.5	183.5	393.5	177	525.5	45	4	83.5	2650
1990	104	126	193	977.5	73.5	842.5	116.5	1128.5	195.5	25	32.5	2.5	3817
1991	81	89	99	156.5	52.5	501.5	158	156.5	—	—	—	—	1294
1992	85	470	—	—	—	353	485.5	179	137.5	2.5	0.5	22	1735
1993	48	25	297.5	225.5	389	743.5	66	55.5	45.5	14.5	53	9.5	1972.5
1994	53.5	287.5	150	94	365.5	230	277	1418.5	41	127	—	23.5	3067.5

月份 年份	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	年平均 降雨量 (公釐)
1995	40.5	208.5	221.5	170	229	—	118.5	25.5	0.5	—	7	11.5	1032.5
1996	19.5	—	6.5	417.5	250.5	0.5	732.5	132.5	19	19.5	9	4.5	1611.5
1997	28.5	110	300.5	1061	122	278.5	202.5	311	58	16	—	—	2488
1998	207.5	670	221.5	168	197.5	693	102	159	134	222	4.5	81	2860
1999	22.5	4.5	237	87	545.5	189.5	412	268	62.5	11	10	46.5	1896
2000	61	435	84.5	696	174	368.5	242	243	56.5	63.5	44.5	86.5	2555
2001	154.3	19.05	108.3	323.5	508.4	373.5	597.55	127.45	362.5	33.1	13.15	76.3	2697.1
2002	61.5	11	63	13.5	220.5	298	451.5	111.5	101.5	49.5	18.5	89	1489
2003	36.15	31.15	161.25	261.3	172.35	577.35	167.15	136.55	90.25	27.15	15.2	43.15	1719
2004	36.5	110	123.5	203	160	90	1273	930	121.5	47	1	36.5	3132
平均 雨量 (公釐)	64	138.9	175.2	228.6	377.1	502.9	342.5	367.7	204.2	43.3	28.7	44.4	2518

資料來源：中央氣象局上谷關氣象站(民國 38 年~93 年)

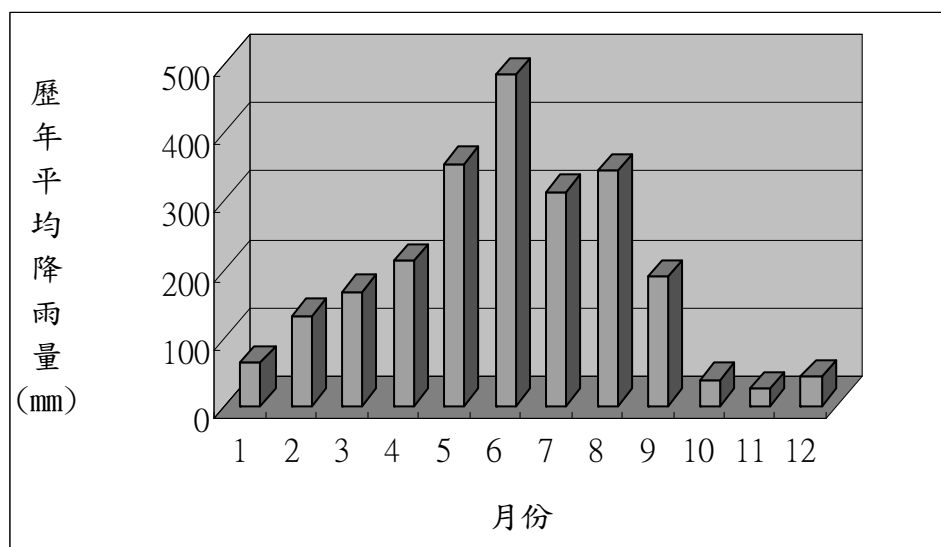


圖 3-27 上谷關氣象站歷年月平均降雨量統計圖

資料來源：第二養工處谷關工務段

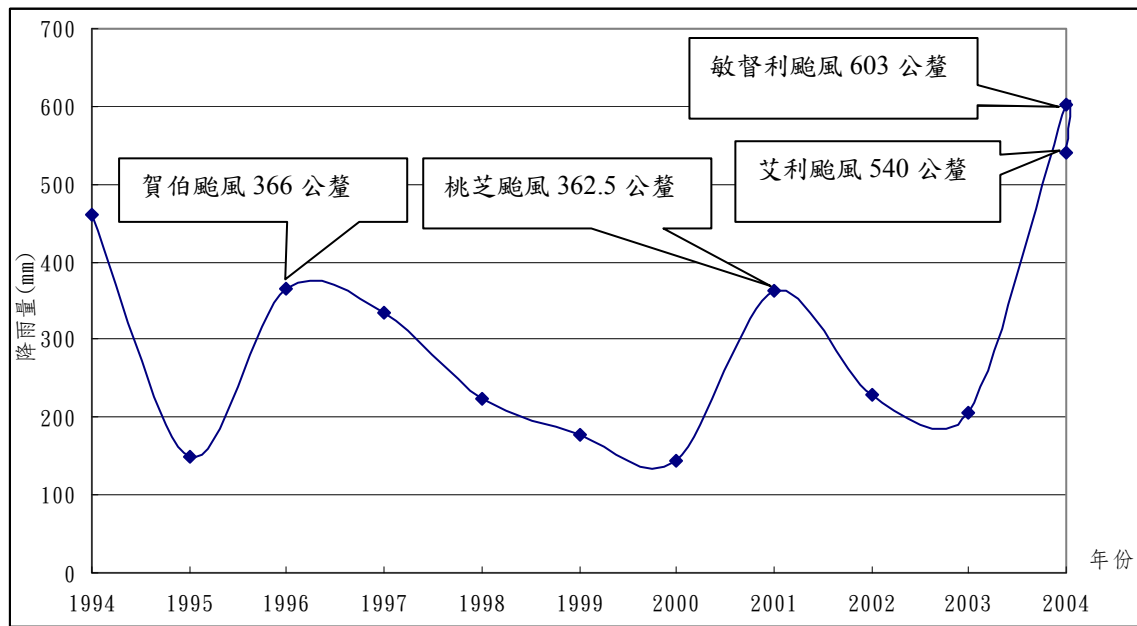


圖 3-28 上谷關雨量站十年間之日最大降雨量分佈圖

資料來源：第二養工處谷關工務段

表 3-24 各頻率年及暴雨頻率資訊

頻率年 機率分佈	2	5	10	20	25	50	100	200
二參數對數常態分佈	246	362	442	521	547	628	711	797
三參數對數常態分佈	259	376	447	511	530	589	646	701
皮爾遜三型分佈	258	377	448	512	532	590	645	698
對數皮爾遜三型分佈	244	368	455	542	570	660	752	847
極端值一型分佈	253	380	465	546	572	651	730	808

資料來源：第二養工處谷關工務段

3.3.8.3 平均年雨量

本計畫採用二種方法計算平均年雨量，一為直接採用離本集水區最近之上谷關雨量站之雨量資料（平均年雨量 2,564mm）。一為取八仙山雨量站及上谷關雨量站以徐昇氏多邊形法計算得平均年雨量。

徐昇氏多邊形法計算方法為將 n 個水文站連接多個三角形。原則上，三角形的各個角不可大於 90° 。再將三角形各邊的垂直平分線，交於外心，連接各個外心，形成多邊形的網，得到各水文站的控制面積 A_i 。若各水文站的雨量紀錄為 P_i ，則平均雨量計算方法如下：

$$\bar{P} = \left(\sum_{i=1}^N P_i A_i \right) / \left(\sum_{i=1}^N A_i \right) = \frac{\sum_{i=1}^N P_i A_i}{A} \dots\dots\dots (3-1)$$

經計算得徐昇氏多邊形法平均年雨量為 2,591.10mm，雖些大於上谷關雨量站之平均年雨量，然因為八仙山雨量站資料僅有 15 年之記錄（民國 78 年～92 年），資料紀錄年數較短，故採用上谷關雨量站之平均年雨量作為分析之依據。

3.3.9 洪峰流量分析

3.3.9.1 清水流洪峰流量推估

本區內因缺乏實測流量記錄可供分析洪峰流量，依據水土保持技術規範第十七條，洪峰流量推估採用合理化公式，分析各重現期距降雨量下，主要斷面洪峰流量，其公式為：

$$Q_w = \frac{1}{360} CIA \dots\dots\dots (3-2)$$

式中；

Q_w ：洪峰流量(cms)

A ：流域面積(公頃)

C ：逕流係數

I：降雨強度(mm/hr)

有關降雨強度計算方式之選定，根據上谷關雨量站實測值，72 水災(民國 38-93 年雨量最大之一日暴雨量)其最大時雨量為 95.0mm/hr(參照表 3-25)。

根據上谷關雨量站分析集水區 50 年頻率日暴雨為 660mm，參照經濟部水利署出版之水文應用手冊，採用鄰近集水區測站（分別為八仙山及八仙新山）之設計雨型，其最大尖峰時間分佈為 13.960%。由日暴雨及設計雨型分佈，最大時雨量為 92.136mm/hr（詳圖 3-29）。依據水土保持技術規範，50 年無因次降雨強度為 147.18mm/hr。與設計時採用需較保守值估算，故採用無因次降雨強度。

表 3-25 民國 38~93 年雨量最大之一日暴雨量

時雨量	最大 1hr	最大 3hr	最大 6hr	最大 9hr	最大 24hr
單位 (mm)	95.0	192.0	271.0	345.0	603.0

資料來源：第二養工處谷關工務段

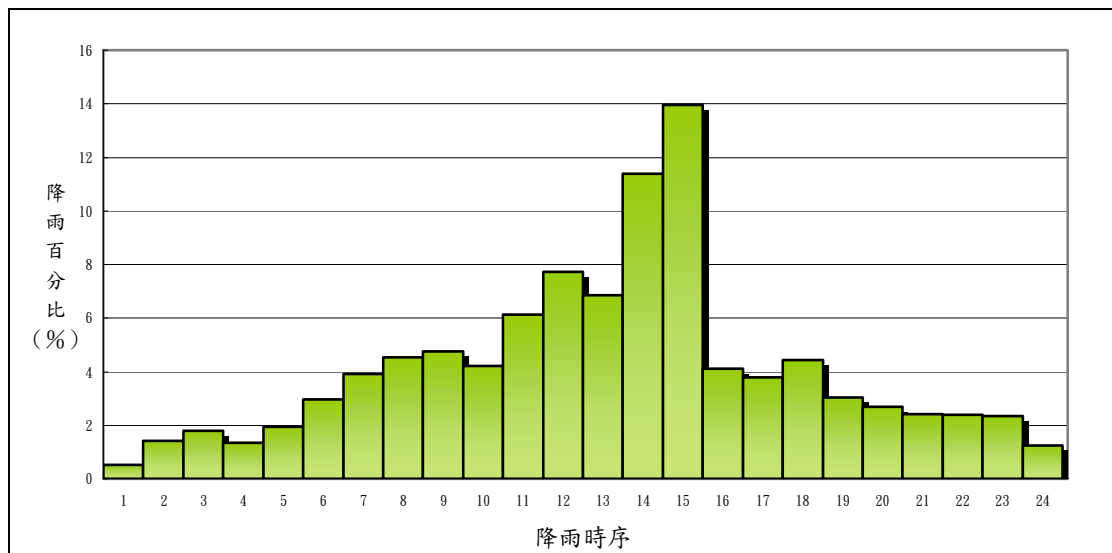


圖 3-29 八仙山設計雨型分佈圖

資料來源：第二養工處谷關工務段

1. 無因次降雨強度公式

依據「水土保持技術規範」第十六條規定，降雨強度推估值為：

$$\frac{I_t^T}{I_{60}^{25}} = (G + H \log T) \frac{A}{(t + B)^c} \dots\dots\dots (3-3)$$

$$I_{60}^{25} = \left(\frac{P}{25.29 + 0.094P} \right)^2 \dots\dots\dots (3-4)$$

$$A = \left(\frac{P}{-189.96 + 0.31P} \right)^2 \dots\dots\dots (3-5)$$

$$B = 55 \dots\dots\dots (3-6)$$

$$C = \left(\frac{P}{-381.71 + 1.45P} \right)^2 \dots\dots\dots (3-7)$$

$$G = \left(\frac{P}{42.89 + 1.33P} \right)^2 \dots\dots\dots (3-8)$$

$$H = \left(\frac{P}{-65.33 + 1.836P} \right)^2 \dots\dots\dots (3-9)$$

式中，T 為重現期距(年)；t 為降雨延時或集流時間(分)； I_t^T 為重現期距 T 年，降雨延時 t 分鐘之降雨強度(mm/hr)； I_{60}^{25} 為重現期距 25 年，降雨延時 60 分鐘之降雨強度(mm/hr)；P 為年平均降雨量(mm)，根據 3.3.8 節資料分析年平均雨量 $P = 2,518 \text{ mm}$ 。

2. 逕流係數

逕流係數為逕流量與降雨量的比值。視地形、地勢、土壤、地質、集水區面積、土地利用及覆蓋情形、降雨總量、強度及延時等因子而異，逕流係數的決定依據水土保持技術規範第十八條，如表 3-26。

表 3-26 逕流係數參考值

集水區 狀態	陡峻 山地	山嶺區	丘陵地 及 森林區	平地 耕地	灌溉中 水田	山地 河川	平地 小河川	大半為平 地之大河 川
逕流係數	75 90	70 80	50 75	45 60	70 80	75 85	45 75	50 75

資料來源：第二養工處谷關工務段

本計畫位於山嶺區，採用逕流係數採用 0.80。

3. 集流時間

集流時間係指逕流自集水區最遠一點到達控制點出水口所需時間，一般為流入時間與流下時間之和。依據水土保持技術規範第十九條，其計算公式如下：

$$t_c = t_0 + t' \dots\dots\dots (3-10)$$

$$t_0 = l / v \dots\dots\dots (3-11)$$

式中；

t_c 為集流時間(hr)

t_0 為流入時間 (hr)

l 為坡面長度(km)：本計畫為 300 公尺。

v 為漫地流流速(m/sec)：由於坡面陡峭，本計畫採用 0.6m/sec。

t' 為流下時間 (hr)：流下時間可採用 Rziha 經驗公式估算：

$$t' = L / W \dots\dots\dots (3-12)$$

$$W = 72(H/L)^{0.6} \dots\dots\dots (3-13)$$

式中；

W 為流下速度(km/hr)

H 為溪流高程差(km)：依據各樁號分析。

L 為溪流長度(km)：依據各樁號分析。

茲依照上述計算，計算結果阿邦溪集水區出口處各頻率年之降雨強度列如表 3-27。再依照上述計算步驟，將清水流洪峰流量計算如表 3-28 所示。

表 3-27 阿邦溪集水區各頻率年集水區出口處之各頻率年之降雨強度

重現期距(年)	2	5	10	20	25	50	100	200
降雨強度(mm/hr)	88.37	105.11	117.78	130.44	134.52	147.18	159.85	172.51

資料來源：第二養工處谷關工務段

表 3-28 各斷面(集水區出口處)重現期距之清水流洪峰流量

重現期距(年)	2	5	10	20	25	50	100	200
洪峰流量(cms)	60.79	72.30	81.02	89.73	92.53	101.24	109.96	118.66

資料來源：第二養工處谷關工務段

3.3.9.2 含砂水流洪峰流量推估

考慮暴雨洪流之輸砂能力，酌予考量水流含砂情形，水流含砂洪峰流量可表為：

$$Q_s = Q_w (1 + \alpha) \dots\dots\dots (3-14)$$

式中；

Q_s ：考慮水流含砂時之洪峰流量

α ：水流中泥砂混合率，一般採用以流量之 5~10%為原則，

本計畫採用 10%為分析標準。將含砂水流洪峰流量計算如表 3-29 所示。

表 3-29 各斷面重現期距之含砂水流洪峰流量

重現期距(年)	2	5	10	20	25	50	100	200
洪峰流量(cms)	66.87	79.53	89.12	98.70	101.78	111.36	120.96	130.53

資料來源：第二養工處谷關工務段

3.3.9.3 土石流洪峰流量推估

土石流流量計算以下式推估，可表為：

$$Q_d = Q_w \frac{C^*}{(C^* - C_d)} \dots\dots\dots (3-15)$$

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \dots\dots\dots (3-16)$$

式中；

Q_d ：土石流流量

C_d ：流動中土石流體積濃度

C^* ：溪床中土石堆積物體積濃度 $C^* = 1 - Pr$

Pr ：溪床中土石堆積之孔隙率，採 0.3

ρ ：水之密度，為 $1.1t/m^3$

σ ：土石密度，為 $2.5t/m^3$

θ ：溪床平均坡度，依據斷面位置計算。

ϕ ：土石之內摩擦角，為 35°

茲依照上述計算，將重現期距土石流流量計算如表 3-30 所示。

表 3-30 重現期距土石流洪峰流量(第二養工處谷關工務段)

重現期距(年)	2	5	10	20	25	50	100	200
土石流洪峰流量(cms)	106.38	126.53	141.79	157.03	161.93	177.17	192.43	207.66

資料來源：第二養工處谷關工務段

3.3.10 現地勘查

本研究團隊於 97.02.19 及 97.05.15 於臺中縣大甲溪「阿邦溪流域」現地勘察，進行現地拍攝與調查。由圖 3-30 可清楚瞭解大甲溪及阿邦溪兩條溪流相互影響之作用，大甲溪與阿邦溪交會於河道轉彎處，於大甲溪河道兩岸明顯看出路基遭嚴重淘刷，應此以鋼板樁穩定路基；並由圖 3-31 及圖 3-32 可以瞭解 93 年敏督利颱風及艾莉颱風使阿邦溪出流口產生大規模之扇形堆積，造成大甲溪水系截彎取直對下游之松鶴部落造成嚴重之危害。圖 3-33 為台 8 線上邊坡 95.12.07 現地拍攝照片，其中紅圈為山中較大規模之崩塌，黃圈為距離較近河口之崩塌情形，且整治後兩側皆為加勁石籠護坡；圖 3-34 為 97.02.19 現地拍攝照片，其中紅圈為破壞之加勁石籠護坡，黃圈為距離較近河口之崩塌；圖 3-35 為台 8 線下邊坡 95.12.07 現地拍攝照片，可明顯看出直徑約 2m 之涵洞，主要為了預防巨礫淤埋排水路徑而產生堵塞造成破壞；圖 3-36 為 97.02.19 現地拍攝照片，其涵洞位置似乎沒有改變，但下部支撐改以現地巨礫配合貨櫃及鋼板樁進行支撐；圖 3-37 為 97.05.15 現地拍攝照片，從涵洞正面看起來應該可以發揮正常功能，但是繞到背面從入流處觀察可以發現涵洞幾乎被土石堵塞，土石流發生時細顆粒無法通過，涵洞可能造成推移及浮托作用，使得道路造成中斷。



圖 3-30 現地拍攝照片(谷關往東勢方向拍攝)

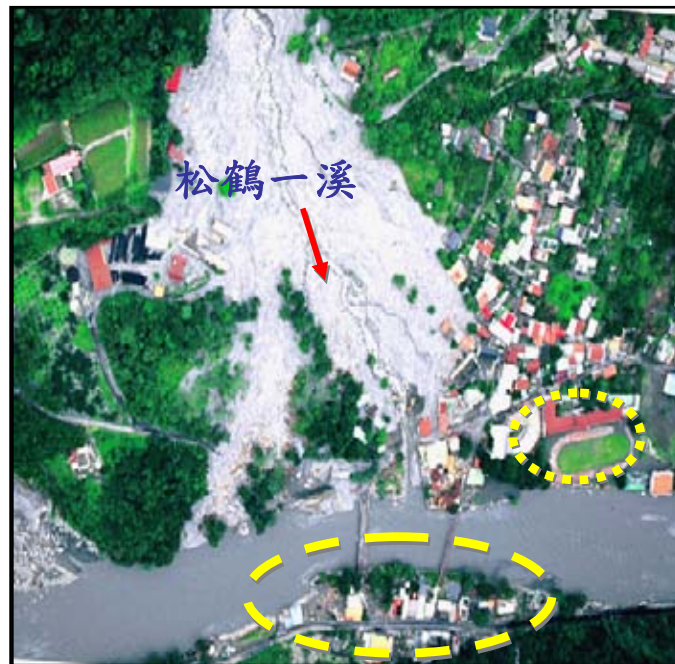


圖 3-31 93.07.07 敏督莉風災後拍攝
資料來源：水土保持局，2004

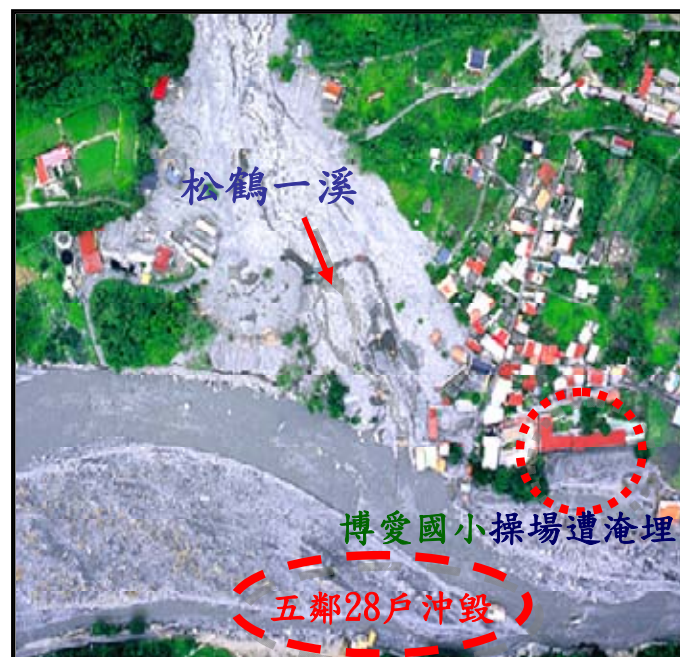


圖 3-32 93.08.29 艾莉風災後拍攝
資料來源：水土保持局，2004



圖 3-33 95.12.07 現地拍攝照片(上邊坡)



圖 3-34 97.02.19 現地拍攝照片(上邊坡)



圖 3-35 95.12.07 現地拍攝照片(下邊坡)



圖 3-36 97.02.19 現地拍攝照片(下邊坡)



圖 3-37 97.5.15 現地拍攝照片(箱涵後方)

3.4 信義橋(89K+959)

3.4.1 背景資料說明

信義橋位於南投信義鄉台 21 線 89K+959，主要為連接水里與信義之交通要道。信義橋完工於民國 70 年 6 月，橋樑總長 180 公尺，橋面淨寬 7.6 公尺，上部結構採用預力混凝土（PCI）簡支樑，下部結構則為懸臂式單柱圓形橋墩及沈箱基礎。橋樑周遭地質因信義橋位於陳有蘭溪斷層線上，恰為南莊層與變質岩之交界處，其中南莊層為新第三紀沈積岩，岩性為淡灰色厚砂岩偶夾薄層頁岩，呈現砂頁岩薄互層。

信義橋主要跨越郡坑溪（南投 026，危險等級中級），距離與陳有蘭溪匯流口約 1 公里，郡坑溪土石流類型為溪流型，土石源自於上游西巒大山及牛相鬥崩塌之大量土石（詳圖 3-38），橋址處因河道坡度約 5 度，屬於土石流堆積區與淤積區。郡坑溪上游支流野溪共分三部分：

十甲附近上游野溪、三十甲附近上游野溪及三十甲至郡坑溪口間野溪，集水區與上游支流野流相關位置及基本屬性分別如圖 3-39 及表 3-31 所示。

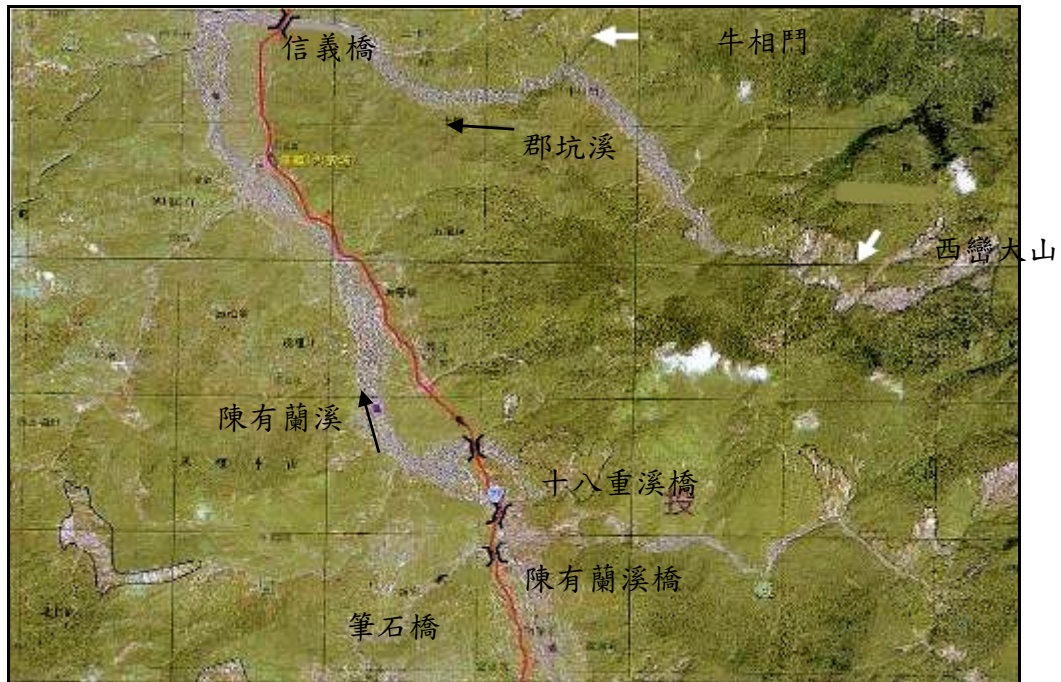


圖 3-38 信義橋上游牛相門及西巒大山崩塌分佈

資料來源：臺灣公路工程，第 29 卷第 4 期

表 3-31 郡坑溪上游支流基本屬性表

溪流名稱	集水區		溪流		崩塌地	
	面積 (ha)	高差 (m)	長度 (m)	平均坡度 (%)	位置	面積 (ha)
十甲上游野溪	73.62	624	1620	38.52	溪流源頭及 中游兩岸	1.67
三十甲 上游野溪	201.38	988	2880	34.31	中上游兩岸	23.81
三十甲至 郡坑溪口野溪	31.68	376	1060	35.47	中上游兩岸	0.4

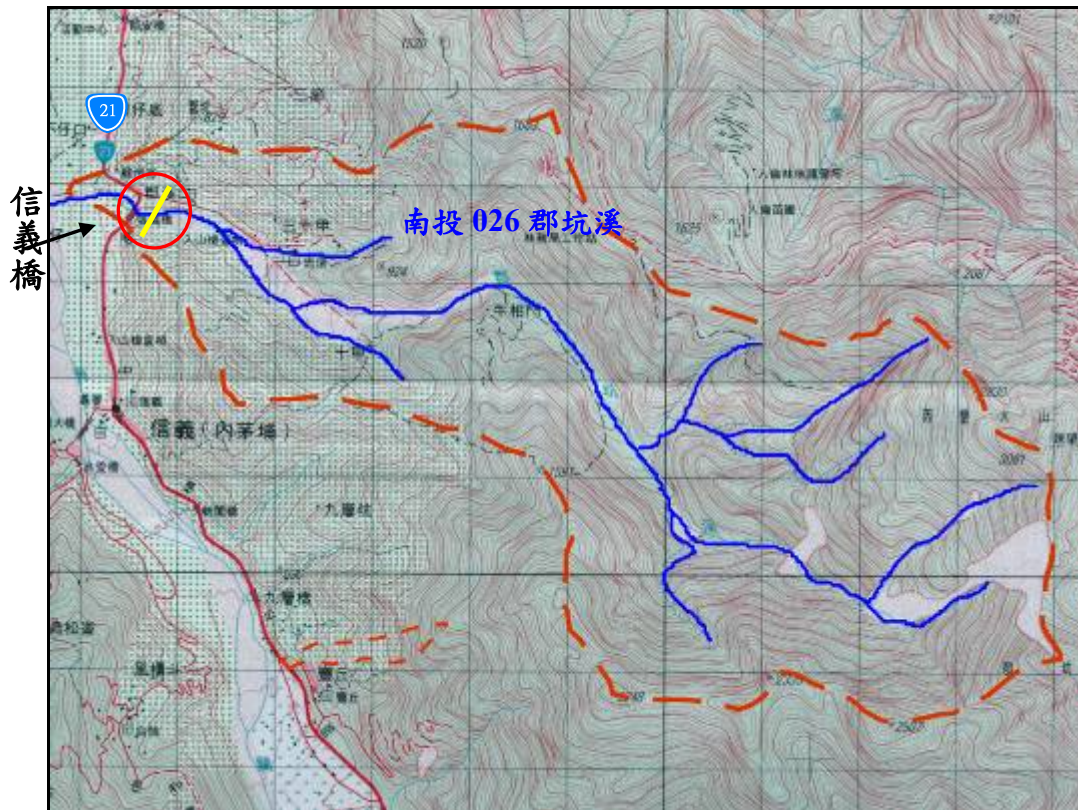


圖 3-39 郡坑溪及其野溪集水區範圍圖

資料來源：水土保持局第三工程所，2002

3.4.2 災害歷史

信義橋於 85 年賀伯颱風及 90 年桃芝颱風事件中雖有土石流爆發，但伴隨有部分洪水效應介入土石流對信義橋之衝擊作用；在兩次土石洪水事件中，右岸 A1 橋台至 P3 橋墩均因受到橋樑引道的阻滯、橋樑淨高不足，導致大量土石淤積其中；然而在賀伯颱風期間，信義橋並未發生斷橋事件，土石僅對部分預力樑與墩柱帽樑產生撞擊與磨蝕作用，造成鋼筋外露之情形（如圖 3-40）。但在桃芝颱風期間，信義橋卻發生斷橋事件。主要原因乃是 921 集集大地震過後，郡坑溪及其野溪中蘊含大量鬆散土石，在暴雨、洪水及橋樑淨高不足等原因作用下，造成大量土石無法順利通過，導致 P1 橋墩傾倒，其上部第一、二跨橋面慘遭流失（如圖 3-41～圖 3-42）。

此外，兩次颱洪事件中，由於溪水暴漲、水流湍急，導致上游溪床與西邊之大量土石形成高濃度挾砂水流。在流動過程中，由於橋址

上游處約 800 公尺附近微幅轉彎導致挾砂水流靠 A2 橋台凹岸沖刷而下，造成 P3 橋墩至 A2 橋台形成洪水流動之深槽區。在沖刷及撞擊相互作用下，造成 A2 橋台附近堤防破壞，毀損長度達百餘公尺（如圖 3-43）。（圖 3-40~圖 3-43 資料來源：台 21 線等公路橋樑歷年颱風土石流沖刷災害復建資料編撰，交通部公路總局，2005）



圖 3-40 賀伯颱風期間信義橋 A1 橋台附近大量土石淤積災況
資料來源：交通部公路總局，2005



圖 3-41 桃芝颱風期間，信義橋第一、二跨橋面流失情形
資料來源：交通部公路總局，2005



圖 3-42 桃芝颱風後 P1 橋墩墩柱營水面遭土石流撞擊造成鋼筋外露
資料來源：交通部公路總局，2005



圖 3-43 桃芝颱風期間，下游側堤防址部遭沖刷淘空情況
資料來源：交通部公路總局，2005

3.4.3 橋樑搶修及修復情形

1. 賀伯颱風

賀伯颱風後，為防止土石流再次來襲造成橋墩遭巨石或流木撞擊而受損，工程單位遂針對橋墩結構部分進行包墩補強作業。信義橋包墩補強方式則採用實心狀之方式進行，並在外層包覆鋼板，藉以加強橋墩下部結構並提升橋墩耐撞程度。然而包墩補強使信義橋橋墩在沈箱頂部與樑帽間形成一短柱，造成 921 集集大地震時信義橋橋墩因短柱效應產生剪力破壞。震後再次進行包墩補強作業，將先前未包覆之部分一併包覆補強，避免形成短柱效應，並進一步加強墩柱結構整體強度（如圖 3-44～圖 3-45）。(圖 3-44～圖 3-45 資料來源：台 21 線等公路橋樑歷年颱洪土石流沖刷災害復建資料編撰，交通部公路總局，2005)



圖 3-44 賀伯颱風過後，信義橋進行 P4 橋墩包墩補強

資料來源：交通部公路總局，2005



圖 3-45 民國 89 年 921 地震過後，信義橋再度進行包墩補強作業
資料來源：交通部公路總局，2005

2. 桃芝颱風

信義橋於桃芝颱風風災來襲(90.7.30~90.7.31)，引發土石流，再度因土石流淤積造成橋樑淨空不足，大量土石流無法順利通過，導致 P1 橋墩傾倒、第一、二跨橋面流失、水里端引道沖毀約 20m。為達快速搶通，工程單位施作臨時便道於 90.8.16 完成通車。搶通情形如圖 3-46~圖 3-47 所示。



圖 3-46 信義橋臨時便道情形

資料來源：交通部公路總局，2005



圖 3-47 怪手堆置管涵、清理河道

資料來源：交通部公路總局，2005

3.4.4 現地勘查

本研究團隊於 96.09.27 及 96.10.04 前往研究區橋址地點現勘，進行現地初步調查與測量。由上述 3.4.2 及 3.4.3 所介紹之各風災受創情形可知，信義橋主要受災原因為橋樑淨高不足及土石磨蝕作用而造成的破壞。圖 3-48 為下游端往上游端拍攝之修建後照片；圖 3-49 為現地量測橋墩之情形；圖 3-50 為溪床表層的顆粒分布狀況，由於信義橋位於郡坑溪下游匯接陳有蘭溪處，因此，河床表層較無大尺寸之顆粒。



圖 3-48 信義橋修建後現況



圖 3-49 信義橋修建後 p3 橋墩情形



圖 a



圖 b



圖 c



圖 d

圖 a. 大顆粒 $L=110\text{cm}$, $W=70\text{cm}$

圖 b. 中顆粒 $L=46\text{cm}$, $W=30\text{cm}$

圖 c. 小顆粒 $L=12\text{cm}$, $W=11\text{cm}$

圖 d. 微小顆粒 $L=W=1\sim 2\text{cm}$

圖 3-50 河道顆粒粒徑

3.5 十八重溪橋(98K+070)

3.5.1 背景資料說明

十八重溪橋位於南投縣信義鄉豐丘村台 21 線 98K+070 處，為聯絡信義及和社主要通道。本橋樑完工於民國 70 年 7 月，橋樑總長 210 公尺（6@35m），橋淨寬 7.5m，上部結構型式採用簡支預力混凝土 I 型樑，下部結構則為單柱圓形橋墩及沈箱基礎。橋樑周遭地質主要由古第三紀變質岩所組成，橋址位於水流長層和白冷層之間。十八重溪橋雖橫跨十八重溪，但真正造成十八重溪橋土石流災情卻是位在橋址處上游側約 100 公尺處之十八重溪支流（潛勢編號-南投 030），如圖 3-51 所示。南投 030 溪流集水區面積約為 208 公頃，主流長度約為 2,307 公尺，溪流平均坡度為 31.4° ，且有一上下游高度落差極大之邊坡崩塌陡崖，海拔由 2,250m 急遽降至 650m，乃是造成十八重溪支流土石流劇烈運動主因之一。

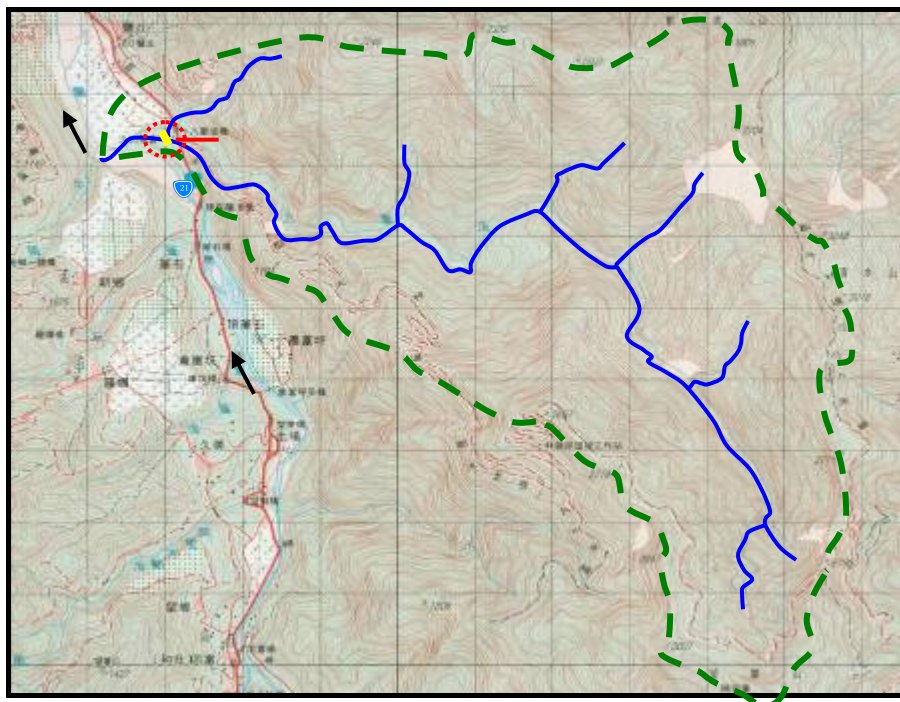


圖 3-51 十八重溪流域集水區範圍圖

資料來源：交通部公路總局，2005

十八重溪地層屬於十八重溪層，主要由黑色至暗灰色板岩所組成，偶夾砂岩互層，具有極密枝葉理狀岩理且甚薄之片理，造成岩石易順葉理方向開裂；支流部分則位於地利斷層線上，且鄰近陳有蘭溪斷層線，地質上為白冷層，主要由白色或灰白色石英質砂岩組成，夾灰色硬頁岩及板岩，表層多為組織疏鬆、孔隙發達且膠結不良之土礫石，如圖 3-52 所示。(資料來源：台 21 線等公路橋樑歷年颱風土石流沖刷災害復建資料編撰，交通部公路總局，2005)

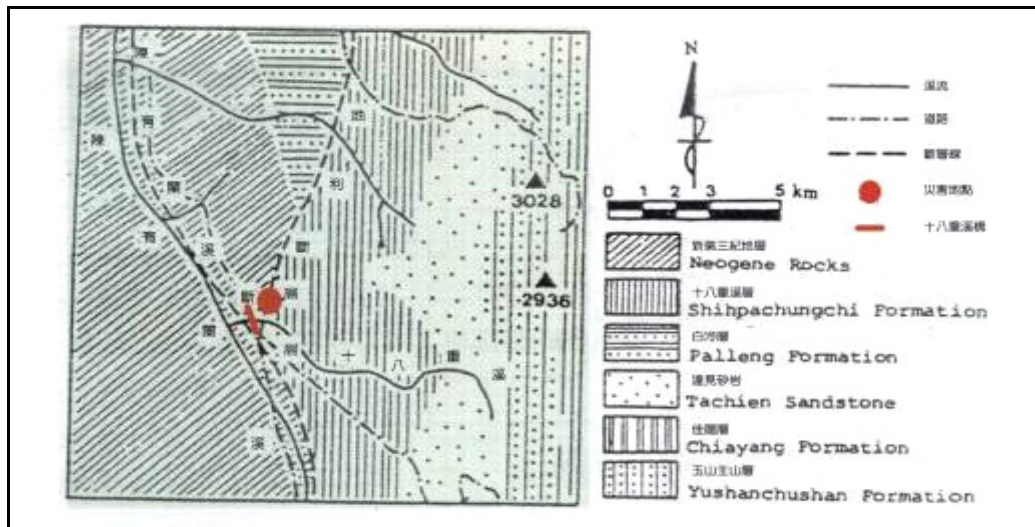


圖 3-52 十八重溪周遭地質圖

資料來源：陳重光、游繁結，十八重溪土石流災害之探討，中興大學農林學報，1988

3.5.2 災害歷史

歷經民國 85 年賀伯颱風、89 年碧利斯颱風及 90 年桃芝颱風過程中，十八重溪橋因嚴重土石流衝擊，對於橋樑衝擊三者皆頗為類似，均因橋址右側支流豪雨宣洩下大量黃褐色之土石流，於橋樑下方及上游處形成大型沖積扇，造成土石幾近淤滿橋孔。但不同的是賀伯颱風及碧利斯颱風期間，雖然土石淤滿橋孔，但未造成橋樑主體結構任何損壞（詳如圖 3-53）；然而在桃芝颱風期間，因土石流沖積扇的規模持續擴大，使得淤高情形越益嚴重並逼近橋樑樑版系統，導致土石直接撞擊、浮托橋面版，造成 P3 橋墩上端二孔橋面版產生錯位傾斜（圖 3-54～圖 3-55）



中興大學 林呈教授 89.8.26 空拍

圖 3-53 碧利斯颱風過境，由橋樑上游側空拍情形

資料來源：交通部公路總局，2005



中興大學 林呈教授攝於 90.8.3

圖 3-54 桃芝颱風過後十八重溪橋 A1 橋台錯位破壞

資料來源：交通部公路總局，2005



圖 3-55 十八重溪橋上部結構遭推移達兩公尺之情形

資料來源：第二區養護工程處

此外，在賀伯颱風、碧利斯颱風及桃芝颱風三次颱洪事件中，由於大型沖積扇逐漸形成，導致十八重溪主河道因通水斷面減小，溪洪通過時產生加速效應而發生河道束縮沖刷，加大洪流對河床淘刷能力。賀伯颱風期間，造成凸岸側之郡林大道護岸河床及十八重溪橋南側橋台基腳遭劇烈側向侵蝕，於災後導致護岸產生百餘公尺下沈損壞之災情；在桃芝颱風期間，亦由於洪流攻擊凸岸處護岸及南側橋台，除護岸產生多處下沈損壞之外，並造成橋台及其翼牆塌陷破壞，在橋台端的橋面版因此失去支持而崩落（詳如圖 3-56～圖 3-59 所示）。(圖 3-56～圖 3-59 資料來源：台 21 線等公路橋樑歷年颱洪土石流沖刷災害復建資料編撰，交通部公路總局，2005)



圖 3-56 賀伯颱風期間，郡大林道受災情形

資料來源：交通部公路總局，2005



圖 3-57 賀伯颱風期間，十八重溪橋南端橋台上游護岸破壞情形

資料來源：交通部公路總局，2005



圖 3-58 碧利斯颱風後十八重溪橋上游側土石流沖積扇擠壓河道情形

資料來源：交通部公路總局，2005



圖 3-59 桃芝颱風過後十八重溪橋南端橋面崩落情形

資料來源：第二區養護工程

3.5.3 現地勘查

本研究團隊於 96.9.27 及 96.10.04 於十八重溪橋現勘，進行現地初步測量與調查。由圖 3-53 可知土石流潛勢溪流(南投 030)所產生之土石流沖積扇改變十八重溪主流之水系，水流直接攻擊左岸路基可能造成淘空而產生落台破壞；右岸則因土石流堆積造成橋台錯位。圖 3-60 為從上游端往下游端拍攝之現地情形，下游端紅色橋面為新陳有蘭溪橋；圖 3-61 為左岸橋墩旁之石籠堤防遭沖刷而淘空破壞；圖 3-62 為現地量測橋墩之情形，據十八重溪橋為於桃芝颱風期間土石流災後調查結果顯示，本次土石淤積高度逼近橋樑樑版系統，又經現場量得之橋樑高度為 9.8 公尺，故墩前模擬的最大堆積深度 10.12 公尺與實際災害紀錄大致相同；圖 3-63 為十八重溪支流(南投 030)與十八重溪主河道匯集處之情形；圖 3-64 為溪床表層的顆粒分布，由於十八重溪橋位於十八重溪主、支流交會處，因此溪床中有許多大尺寸之顆粒，對橋墩之衝擊力有一定之影響。



圖 3-60(a) 十八重溪橋從上游往下游拍攝之情形



圖 3-60(b) 十八重溪橋從上游往下游拍攝之情形



圖 3-61 石籠堤防受土石、洪水流破壞



圖 3-62 現地初步測量



圖 3-63 十八重溪支流(南投 030)與十八重溪主河道匯集處



圖 3-64 十八重溪支流(南投 030)河道粒徑

3.6 愛玉橋 (108K+770)

3.6.1 背景資料說明

愛玉橋位於南投縣信義鄉台 21 線(108K+770)處，為通過神和橋(108K+877)後約一公里處往塔塔加鞍部所必經之橋樑，如圖 3-65 所示，圖 3-66 為新、舊愛玉橋橋址位置圖，本橋樑所跨越之溪流為和社溪支流野溪，亦是行政院農業委員會水土保持局所劃分之土石流潛勢危險溪流，編號為「南投 075」。此野溪溪流長度約為 4,300m，集水區面積為 674 公頃，平均坡度約在 23%~28%之間。

愛玉橋基本資料如表 3-32 所示，於民國 72 年 1 月 12 日竣工完成，上部結構為 RC 預力 I 型梁，為單跨距、兩線道之橋梁，橋長 20.2 m，橋寬 7.5 m。

表 3-32 愛玉橋基本資料表

橋 名	愛玉橋
建造年月	72.1.12
跨越溪流	野溪
上部結構	RC 預力 I 型梁
下部結構	(無橋墩)
橋面長度	20.2 m
淨 寬	7.5 m
車 道 數	2
孔 數	1
跨 距	20.2 m

資料來源：第二區養護工程處，1998



圖 3-65 桃芝颱風前愛玉橋(圈示處)周邊環境概況空拍畫面
資料來源：交通部公路總局，2005

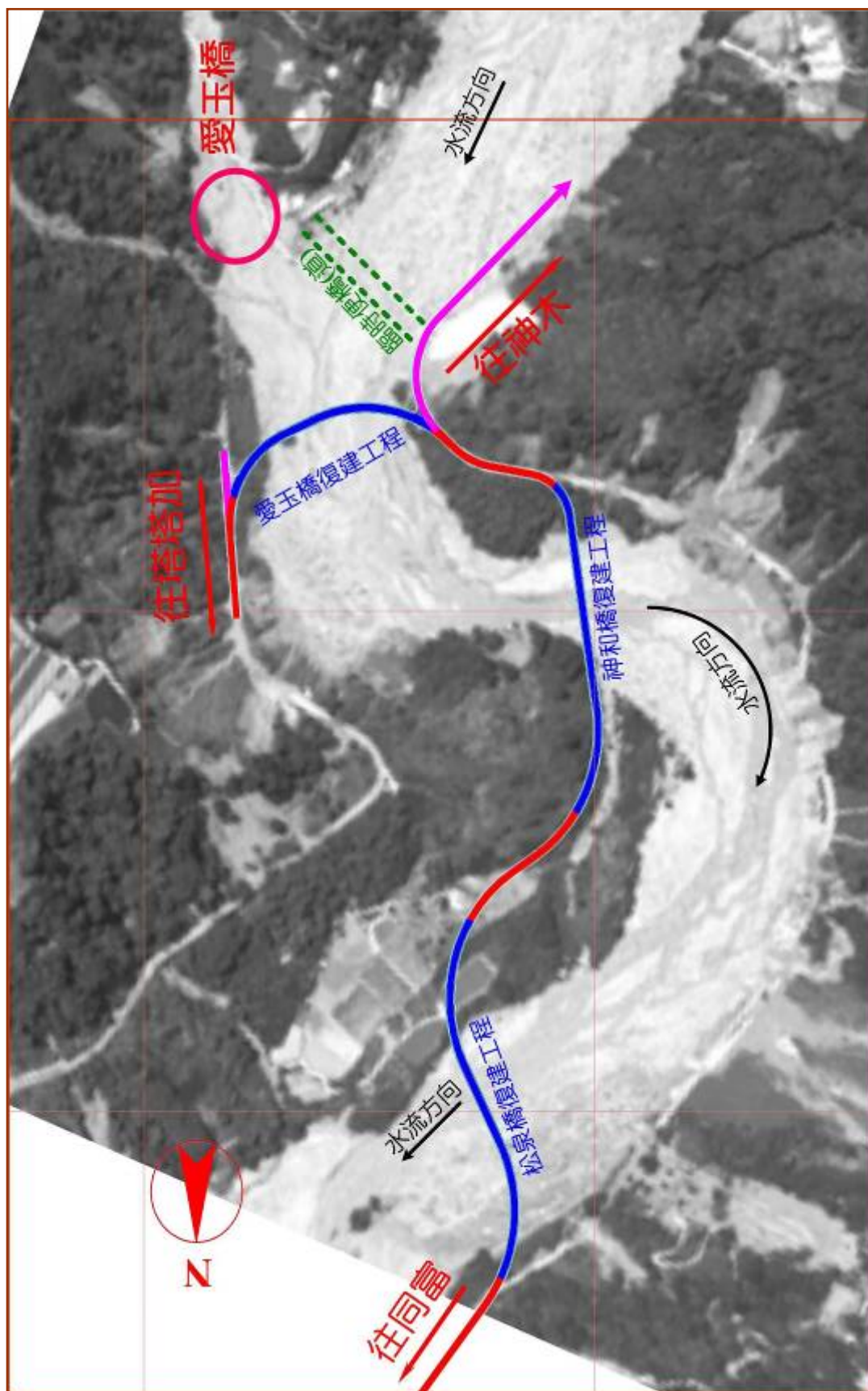


圖 3-66 新、舊愛玉橋址位置圖

資料來源：交通部公路總局，2005

3.6.2 災害歷史

1. 桃芝颱風

愛玉橋於桃芝颱風中遭受到土石流的侵襲，橋體本身並未遭土石流沖毀，僅遭土石流掩埋與磨蝕。桃芝颱風後土石鬆動增加許多崩塌地，如圖 3-67 所示。愛玉橋上游野溪大量土石流流入和社溪前，因愛玉橋跨距僅為 20.2 m，通水斷面較小，不足以使土石流快速順利通過，且位於和社溪上游的神木村地區也同樣爆發大規模土石流災害，大量的土石混著洪水滾滾而下，當土石流到達愛玉橋野溪匯流口時河道正處於過彎河段，大量土石便堆積於此處，也阻礙了愛玉橋上游野溪所流下之土石。因此土石逐漸淤滿河道使得橋址處產生土石壅高現象，惟在此過程之中土石流對橋底梁版的浮托作用不明顯，故未造成梁版隨著土石流之推移而往下游移動，然在土石流的流動過程中大小不一的石塊也會對橋體產生相互的磨蝕。因野溪匯流口處遭和社溪土石流的阻擋使流速減緩，本橋乃被逐漸淤高的土體所掩埋。

圖 3-68 為桃芝颱風後愛玉橋上游野溪發生土石流，土石滿溢堆積於河道及其兩岸、及愛玉橋遭掩埋後狀況。圖 3-69 中為桃芝颱風過後清除淤積土石後的愛玉橋，相片中可清楚看見橋體及上游側橋台翼牆遭土石流磨蝕後的痕跡，其中值得注意的是由於本橋位在土石流堆積區內，橋面下的淨高就顯的格外重要，由圖中可以發現，橋下通水斷面土石的挖除清淤可避免當再次發生土石流時，不會因橋下通水斷面不足而阻礙土石的通過，避免產生橋面版遭土石流所抬托。

桃芝颱風過境期間受到和社溪土石流的阻擋，使得由愛玉橋上游野溪流下的土石堆淤於匯流口處，進而造成愛玉橋(圈示處)遭土石流淹沒淤埋後，如圖 3-70 所示。

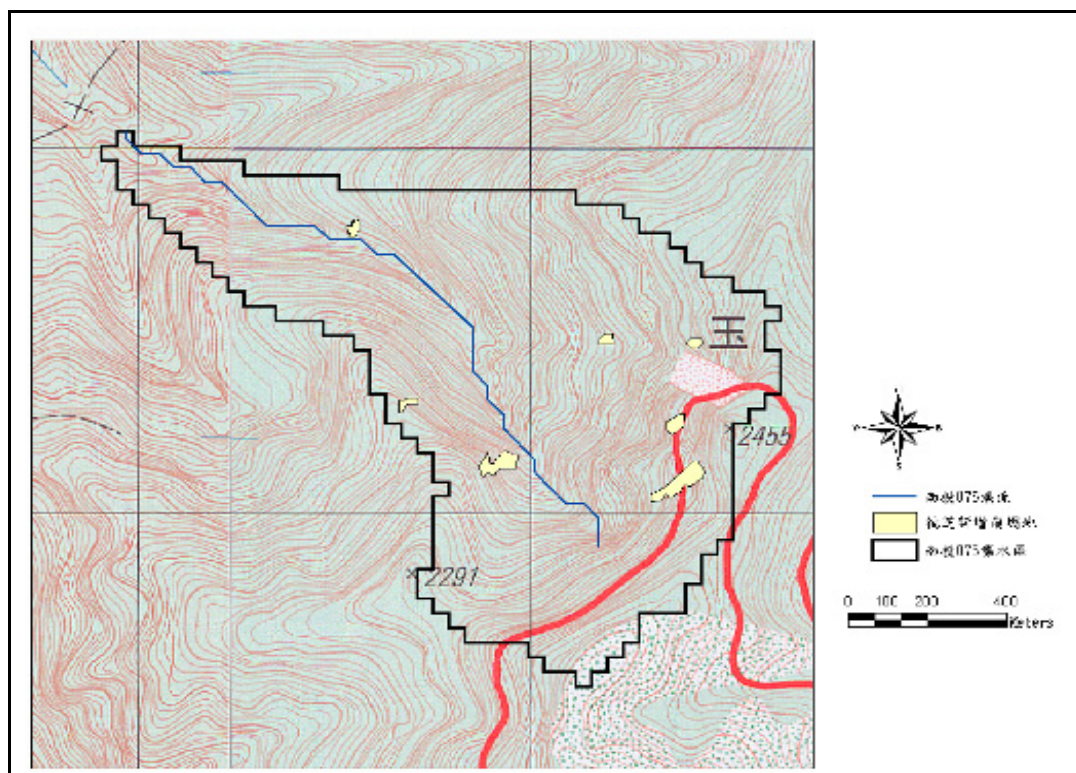


圖 3-67 桃芝颱風期間和社溪支流集水區新增崩塌地分佈情形



圖 3-68 桃芝風災後愛玉橋橋體及橋台翼牆遭土石流磨蝕的情形
資料來源：交通部公路總局，2005



圖 3-69 桃芝颱風愛玉橋在土石清除後由下游往上游拍攝之畫面
資料來源：交通部公路總局，2005



圖 3-70 愛玉橋受和社溪土石流淹沒淤埋之情形(林呈攝於 90.8.1)
資料來源：交通部公路總局，2005

2. 敏督利颱風

民國 93 年 7 月敏督利颱風侵襲臺灣，位於土石流潛勢危險溪流「南投 075」下游的愛玉橋，再一次遭受土石流侵襲。圖 3-71 為敏督利颱風期間上游集水區新增之崩塌地，在此次的土石流災害中，如同桃芝颱風所受的土石流災害，本橋於敏督利颱風期間再次遭土石掩埋。在敏督利颱風過境後所引進強烈的西南氣流作用下，使得災況更為嚴重。圖 3-72 為已遭土石流掩埋之愛玉橋及一旁遭掩埋的機具，圖 3-73 則為愛玉橋野溪河道幾乎被泥砂、石塊所淤滿之災情。敏督利風災後，由於愛玉橋僅遭土石掩埋磨蝕並未對橋體有嚴重的損害，因此第二區養護工程處僅對本區域的土石進行局部清除以利快速通車。

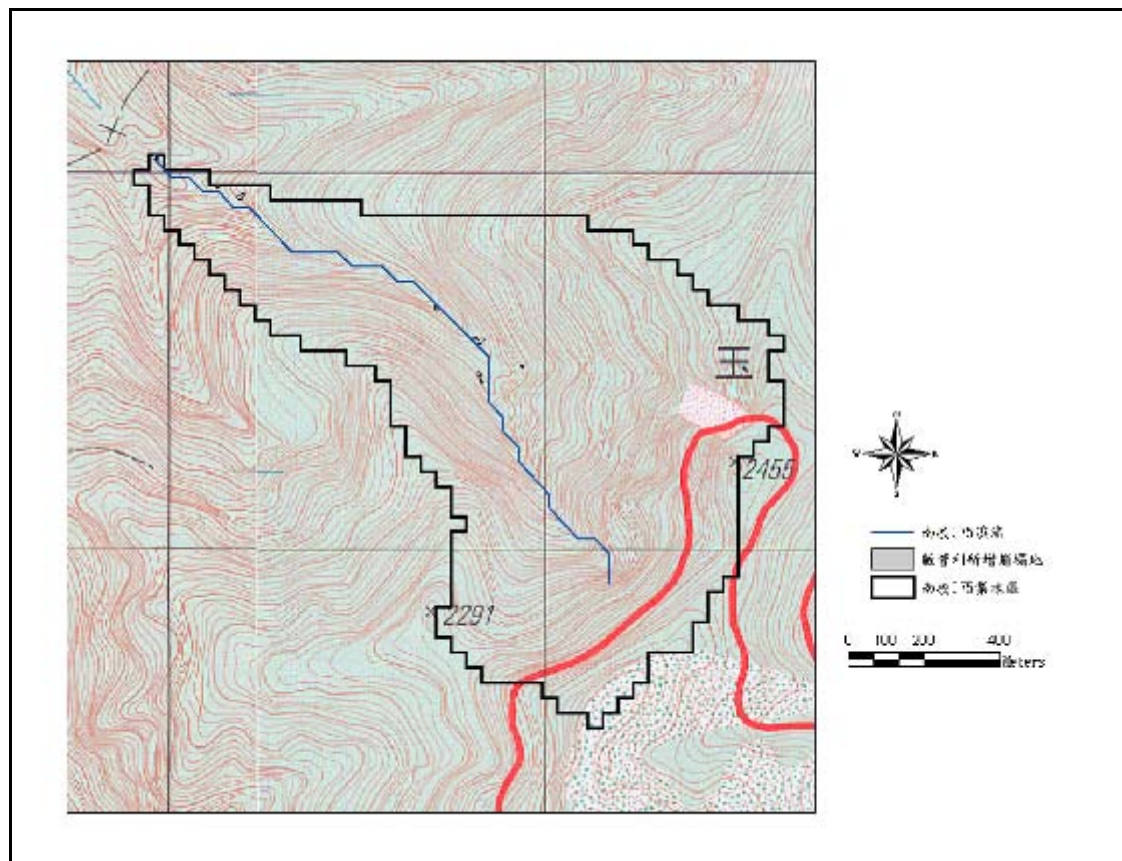


圖 3-71 敏督利颱風期間和社溪支流集水區新增崩塌地分佈情形



圖 3-72 敏督利颱風後愛玉橋遭土石流淤塞及施工機具遭掩埋之情況
資料來源：交通部公路總局，2005



圖 3-73 敏督利颱風後愛玉橋上下游野溪河道遭土石嚴重淤滿之畫面
資料來源：交通部公路總局，2005

3.6.3 橋樑復建

愛玉橋在歷經了桃芝及敏督利颱風後甚幸未遭沖毀，惟因跨越於好發土石流的野溪「南投 075」之上，遭土石流沖損的潛勢仍然存在。因此於民國 93 年起復建工程開始施工之松泉橋、神和橋與愛玉橋改線工程，其目的為避開土石流的侵襲，與避免造成公路及橋梁交通中斷。表 3-33 為愛玉橋復建工程之基本資料表，圖 3-74~3-77 為愛玉橋細部結構設計圖。

表 3-33 愛玉橋復建工程之基本資料表

橋名	愛玉橋
建造年月	95.9.18
跨越溪流	和社溪
上部結構	鋼箱型梁
下部結構	單支圓柱型橋墩及樁基礎
橋面長度	210 m
淨寬	10 m
車道數	2
孔數	3
跨距	(60+90+60) m

資料來源：第二區養護工程處

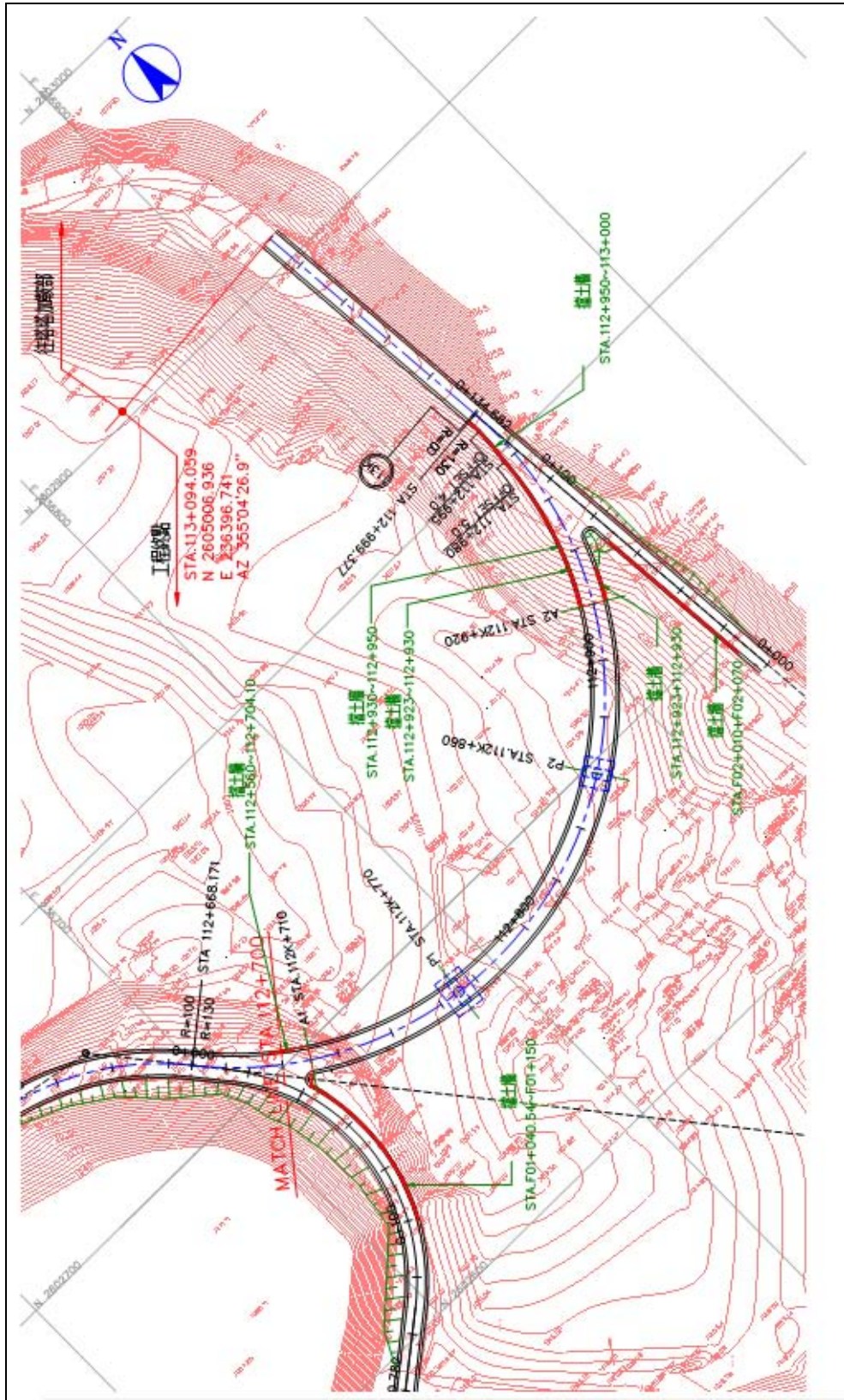


圖 3-74 愛玉橋復建工程之工程平面圖

資料來源：第二區養護工程

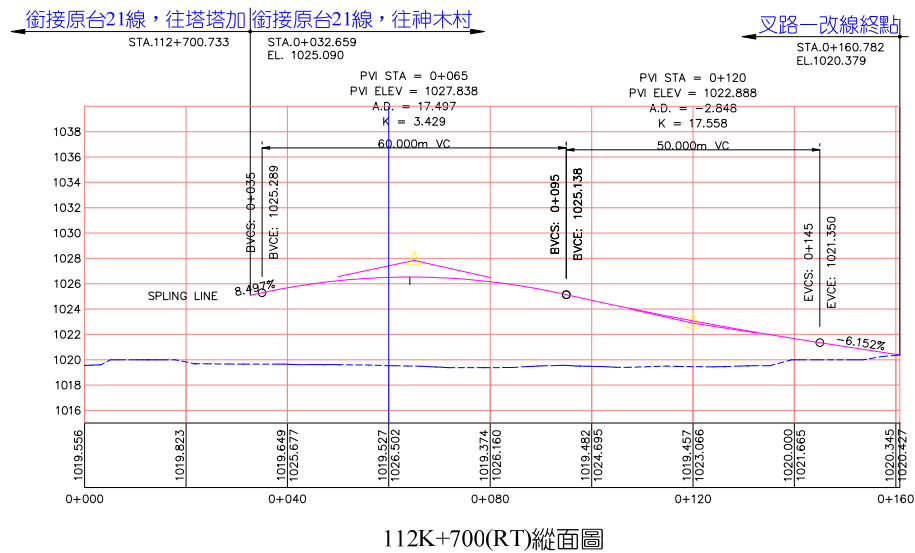
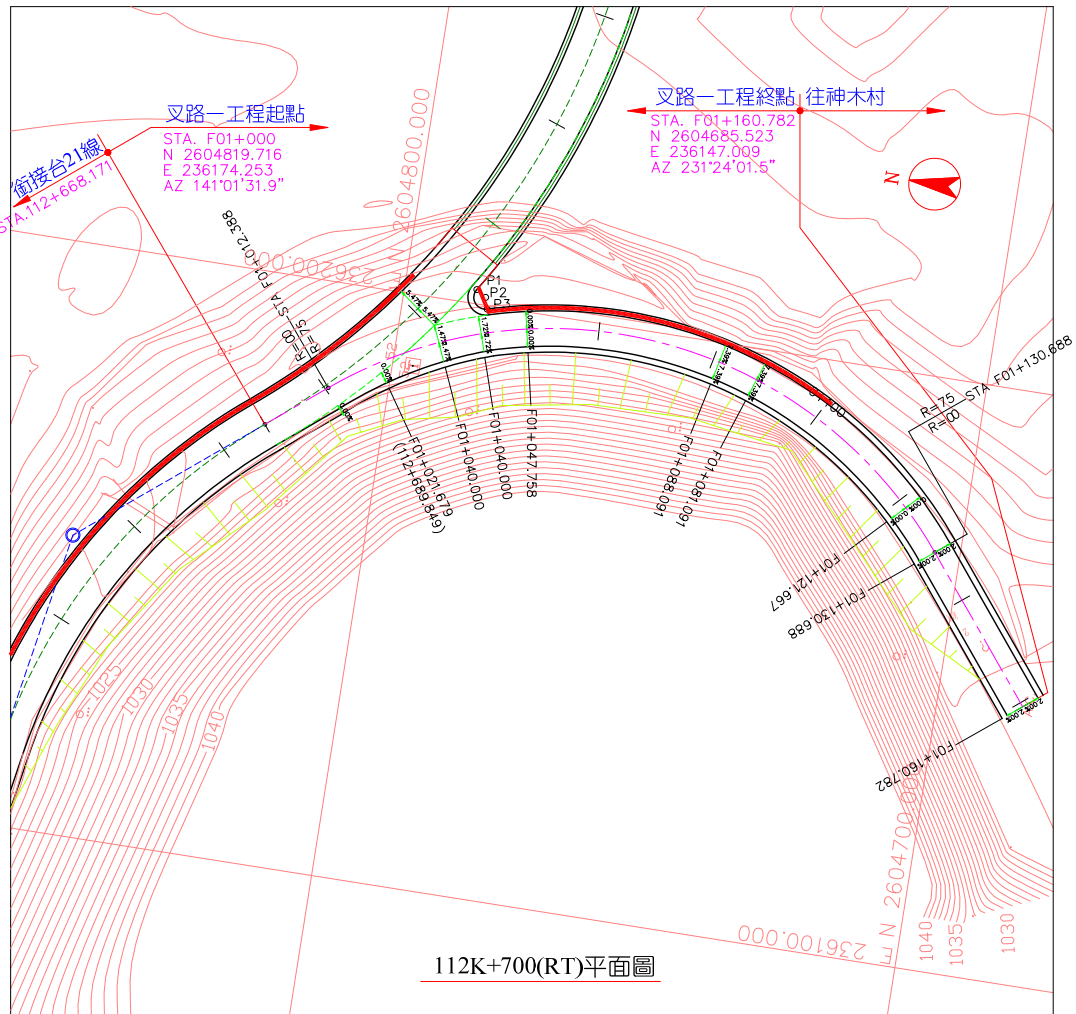


圖 3-75 愛玉橋復建工程往神木村叉路之工程平面與縱面圖
資料來源：第二區養護工程處

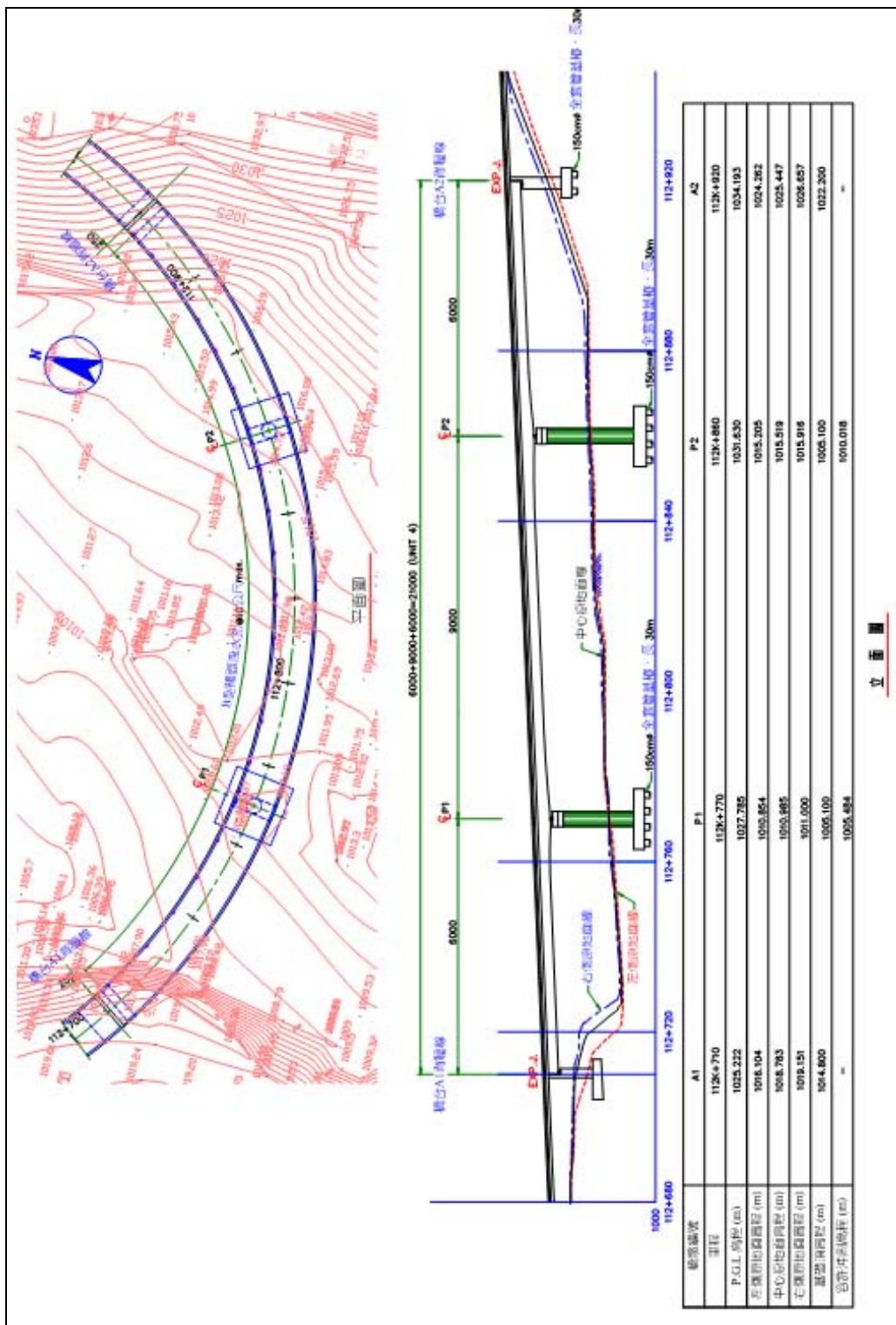
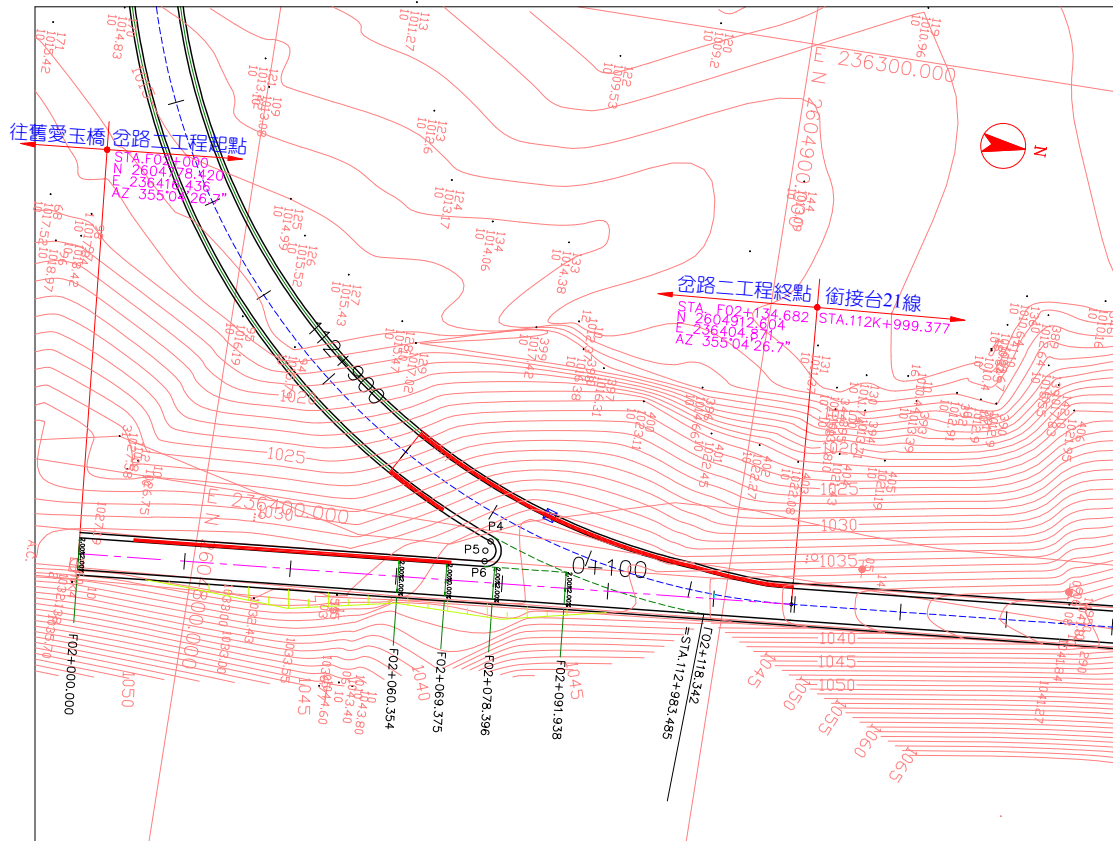
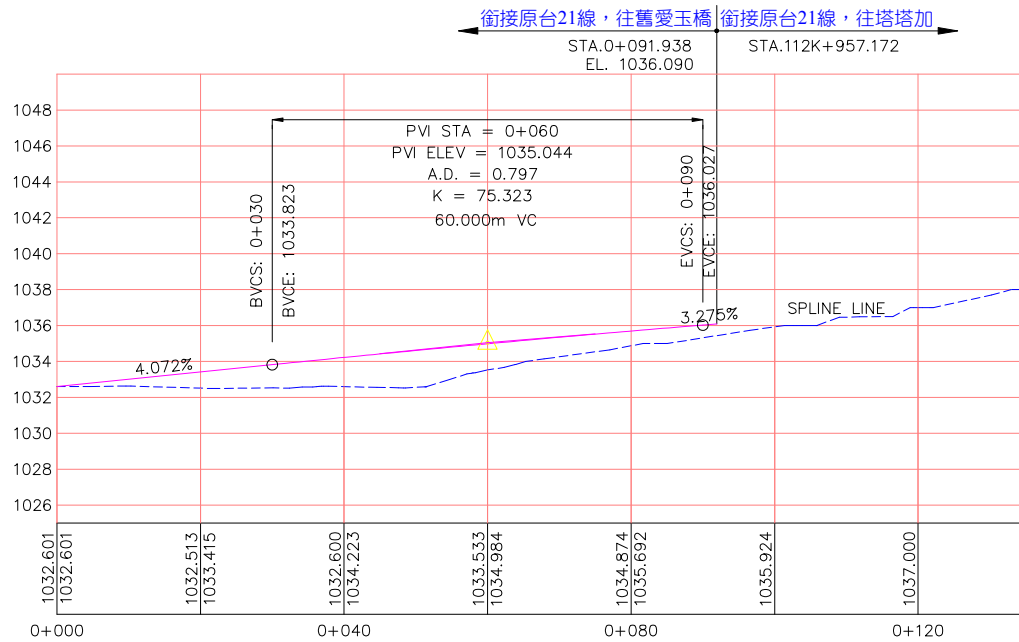


圖 3-76 愛玉橋復建工程之線型平面與縱斷面圖

資料來源：第二區養護工程



112K+940(RT)平面圖



112K+940(RT)縱面圖

圖 3-77 愛玉橋復建工程往舊愛玉橋叉路之工程平面與縱面圖

資料來源：第二區養護工程處

3.6.4 愛玉橋復建後現況

愛玉橋復建工程於 95.09.18 完工，本計畫團隊於 96.10.04 至愛玉橋橋址進行現勘。由圖 3-66 可知新愛玉橋將遭受與十八重溪橋相同之情形，因土石流潛勢溪流(南投 075)所產生之土石流沖積扇，阻擋和社溪之水流路徑，使和社溪改變流向而攻擊左岸之橋基，圖 3-78~圖 3-79 為 96.10.04 正進行之橋墩基礎補強作業；而右岸因新建時已將橋面淨高增至 210m 所以不易產生橋面錯位之現象，但仍須留意土石流產生之撞擊作用產生之振動，是否影響橋柱之穩定性。



圖 3-78 愛玉橋復建工程完工後現況



圖 3-79 愛玉橋 P2 橋墩基礎補強情形

第四章 模擬程式介紹

4.1 程式軟體比較

本計畫針對國內外目前各學者所研發之水利分析程式，進行資料蒐集及彙整(如表 4-1 所示)。其中四種水利分析程式中以 FLO-2D 程式可以以完整集水區之 DTM 模型進行實際地形地貌之運算分析，HEC-RAS 雖也可模擬全集水區之水文行為，但須將溪流全長分為數段，個別設定各斷面之參數，FLOW-3D 及 FLUENT 皆無法模擬完整集水區之地形狀況；而 FLO-2D 為定床模式，而無法模擬刷深之現象，但有鑑於其他三種分析模式亦是如此，因此於淘刷之現象以國內外各學者提出之經驗公式進行計算與分析。

本計畫利用水利程式進行分析後，需求得最大堆積深度及最大流動速度(如圖 4-1 所示)，當作土石流發生時會產生之堆積及流速，然而在最大堆積深度時，可能對橋樑產生最大之側向壓力，可能使橋樑產生挫屈破壞；在最大流動速度時，可能對橋樑造成瞬時或單點之撞擊，使橋樑產生龜裂或表面破壞。因此求得求得堆積深度及流動速度後，進而求取土石流之衝擊力，作為後續分析之參考。然而依照上述之說明本計畫選用 FLO-2D 程式作為水利分析程式。

表 4-1 水利分析軟體介紹

程式名稱	程式介紹	限制與條件	可得到之結果
FLO-2D	1.利用 DTM 網格進行模擬試算，可利用航照即時更新資料。 2.可模擬完整集水區之流動及堆積之情形。 3.可進行降雨及土石流模式之模擬。 4.可模擬河道堤防街道之影響。	1.假設條件： (1)淺水波假設 (2)滿足穩定流阻滯方程式 (3)靜水壓力分佈 (4)差分時間間隔內為穩定流 (5)每一個網格點的高程與曼寧值僅有單一值 2.限制條件： (1)假設為定床模式，故無法模擬刷深之現象。 (2)模式無法模擬震波與水躍現象。	1.淹沒範圍 2.堆積深度 3.流動速度 4.河道寬度
HEC-RAS	1.定量流水位剖面線的計算 2.非定流量模擬 3.可移動邊界的輸砂演算	1.渠流須為穩定流流況 2.河道須為整體性網路 3.各河段間須彼此獨立 4.渠流須為緩變流流況 5.渠流須為一維狀態 6.渠底坡度不得 $> 10\%$	1.流動速度 2.河道寬度 3.河道高度
FLOW-3D	1.利用自由網格法（網格和幾何體相互獨立），將矩形網格的優點和扭曲的、適體的網格系統的靈活性結合在一起，並建立在架構化網格系統之面上，裁剪網格的一部分來定義光滑的曲面。 2.可進行 3D 之模擬	1.分析模擬選項無法完全達到平行處理的要求。 2.現有記憶體架構下，大於 800 萬網格的模型較不易執行成功。 3.受限於電腦之要求下，無法模擬全集水區之流動過程。	1.速度分佈 2.壓力分佈 3.流動情形
FLUENT	1.動態網格能力，可處理移動中物體的流場分析 2.全領域的紊流模型，從簡單的 k-ϵ 模型到漩渦模擬 3.可分析穩態與暫態流 4.可分析非黏滯流、層流與紊流分析 5.可進行 3D 之模擬	1.程式之關鍵在於邊界條件設定。 2.需再入口邊界上給定速度，否則入口邊界條件會使入口處之總壓有一定之波動產生結果之誤差。 3.模擬程式為定床模式。 4.無法輸入地形資料，且無法模擬全集水區。	1.受力情形 2.流況情形 3.壓力分佈

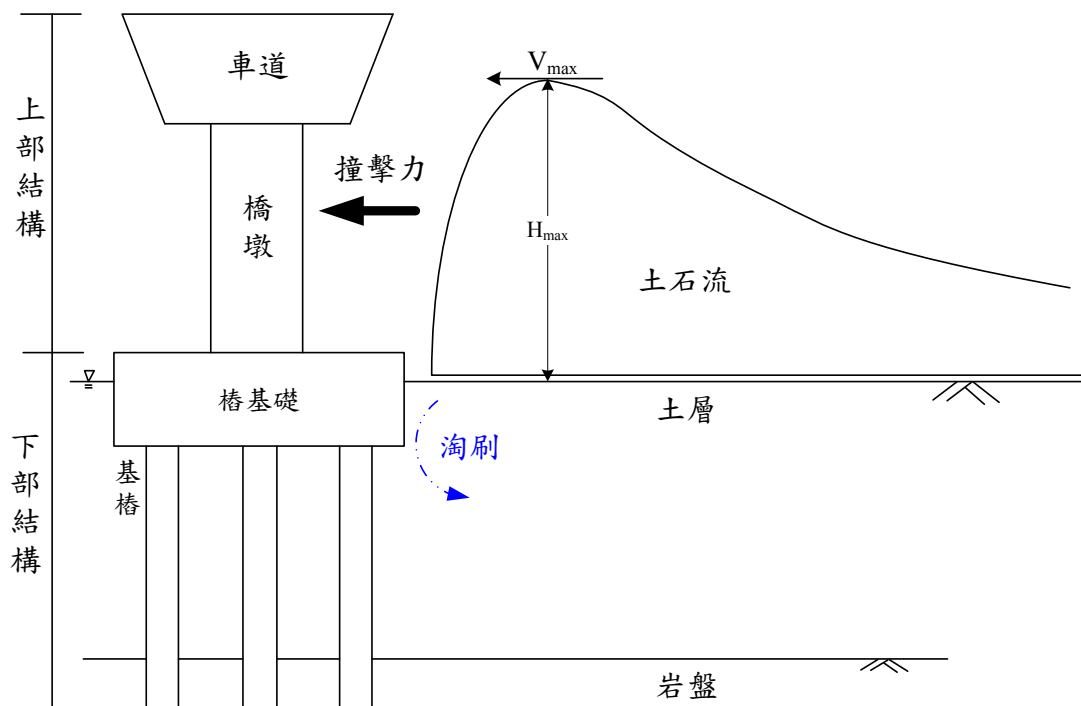


圖 4-1 土石流流動示意圖

4.2 FLO-2D 程式理論簡介

FLO-2D 為 O'Brien (1988) 所提出之洪水與土石流套裝軟體，利用非牛頓流體模式與中央有限差分 (central finite difference scheme) 數值方法求解運動控制方程式。此模式可應用於洪水災害管理、工程設計、都市淹水、泥流及土石流等問題。FLO-2D 程式有以下五項假設及二項限制：

1. FLO-2D 模式之假設條件為：

- (1) 淺水波假設
- (2) 滿足穩定流阻滯方程式 (steady flow resistance equation)。
- (3) 靜水壓力分佈。
- (4) 差分時間間隔內為穩定流 (steady flow)。
- (5) 每一個網格點的高程與曼寧值僅有單一值。

2. FLO-2D 模式之限制條件為：

- (1) 假設為定床模式，而由於定床模式之限制，故本模式無法模擬刷

深之現象。

(2)模式無法模擬震波 (shock wave) 與水躍 (hydraulic jumps) 現象。

分析所使用之數值地形為規則網格元素系統，每個網格皆給予固定單一之高程及水力粗糙係數，進而求取流動深度及流量。

4.3 控制方程式

二維模式的基本方程式包含連續方程式和運動方程式，其座標系統如圖 4-2 所示。

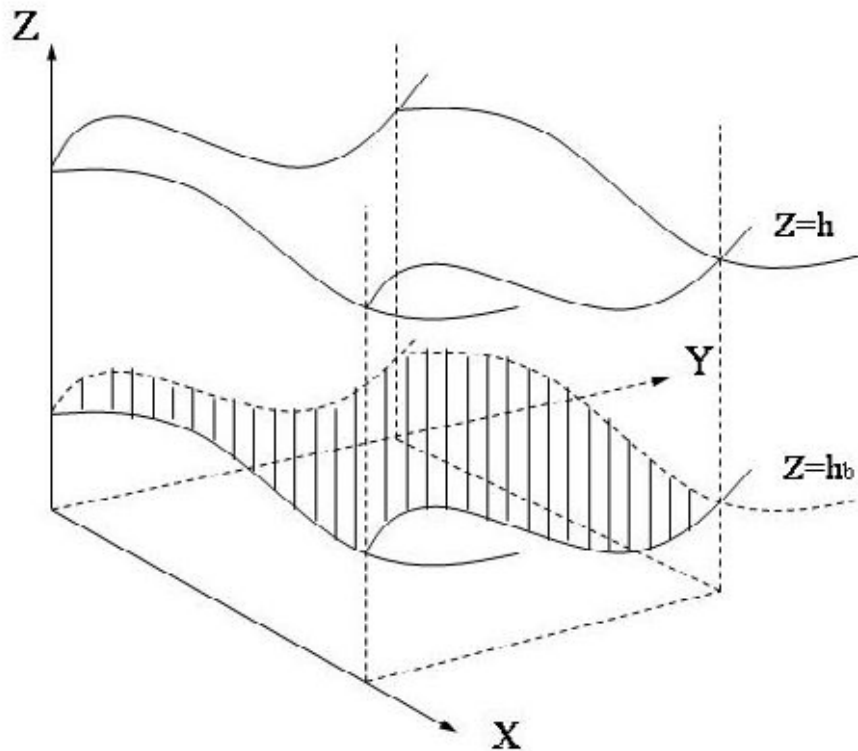


圖 4-2 座標系統圖(FLO-2D 使用手冊，2003)

4.3.1 連續方程式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h V_x}{\partial x} + \frac{\partial h V_y}{\partial y} = i \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

程式運算時，由公式 4-1 控制土石流或洪水體積質量守恆。

其中：

t：時間

i：有效降雨強度〔m/sec〕

V_x ：X 軸方向之平均流速

V_y ：Y 軸方向之平均流速

h：流動深度

4.3.2 運動方程式

$$S_{fx} = S_{ox} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \left(\frac{\partial V_x}{\partial x} \right) - \frac{V_y}{g} \left(\frac{\partial V_x}{\partial y} \right) - \frac{1}{g} \left(\frac{\partial V_x}{\partial t} \right) \dots\dots\dots (4-2)$$

$$S_{fy} = S_{oy} - \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{V_y}{g} \left(\frac{\partial V_y}{\partial y} \right) - \frac{V_x}{g} \left(\frac{\partial V_y}{\partial x} \right) - \frac{1}{g} \left(\frac{\partial V_y}{\partial t} \right) \dots\dots\dots (4-3)$$

其中 g 為重力加速度

S_{fx} 及 S_{fy} ：摩擦坡降

S_{ox} 及 S_{oy} ：底床坡降

式 4-2 與式 4-3 分別為 x 軸與 y 軸方向上代表平衡之動量方程式，動力波模式（dynamic wave model）為動量方程式主體，其表示成無因次化以討論加速度之影響。由左至右依次：摩擦坡降、底床坡降、壓力梯度、慣性力中對流加速度項和局部加速度項。擴散波模式（diffusion wave model）為省略式中最後三項；運動波模式（kinematic wave model）則是省略式中之壓力梯度項。FLO-2D 提供動力波模式及擴散波模式來模擬洪水與土石流問題。

4.4 流變方程式

O'Brien and Julien（1985）設計了一套適用於高含砂水流、土石流

及泥流之流變模式如式 4-4，高濃度含砂水流之總剪應力由五項剪應力構成。

$$\tau = \tau_c + \tau_{mc} + \tau_v + \tau_t + \tau_d \quad (4-4)$$

其中：

τ_c ：凝聚降伏應力（cohesive yield stress）

τ_{mc} ：莫爾-庫倫剪應力（Mohr-Coulomb shear stress）

τ_v ：黏滯剪應力（viscous shear stress）

τ_t ：紊流剪應力（turbulent shear stress）

τ_d ：離散剪應力（dispersive shear stress）

O，Brien and Julien 將式 4-4 定義成：

$$\tau = \tau_y + \eta \left(\frac{dV}{dz} \right) + (\rho_m l^2 + a_i \rho_s \lambda^2 d_s^2) \left(\frac{dV}{dz} \right)^2 \quad (4-5)$$

$$\tau_y = \tau_c + \tau_{mc} \quad (4-6)$$

其中 λ 由 O'Brien et al. (1993) 引用 Bagnold (1954) 定義，如下式：

$$\lambda = \left[\left(\frac{C_*}{C_v} \right)^{1/3} - 1 \right]^{-1} \quad (4-7)$$

τ_y ：賓漢降伏應力（Bingham yield stress）

η ：賓漢黏滯係數（Bingham dynamic viscosity）

V ：x、y 軸方向上之流速

ρ_m ：土石流密度

ρ_s ：土石流體中固體密度

l ：Prandtl 長度係數，Julien et al. (1991) 假設 $l = 0.4h$

h ：土石流流動深度

C_v ：體積濃度

d_s ：顆粒粒徑，蔡元芳（1999）取 $d_s = d_{50}$ （中值粒徑）

a_i ：經驗係數，Takahashi（1980）假設為 0.01

C_* ：顆粒靜止接觸時之最大體積濃度

式(4-5)之流變模式屬於圖 4-3 中膨脹性流體之一種。

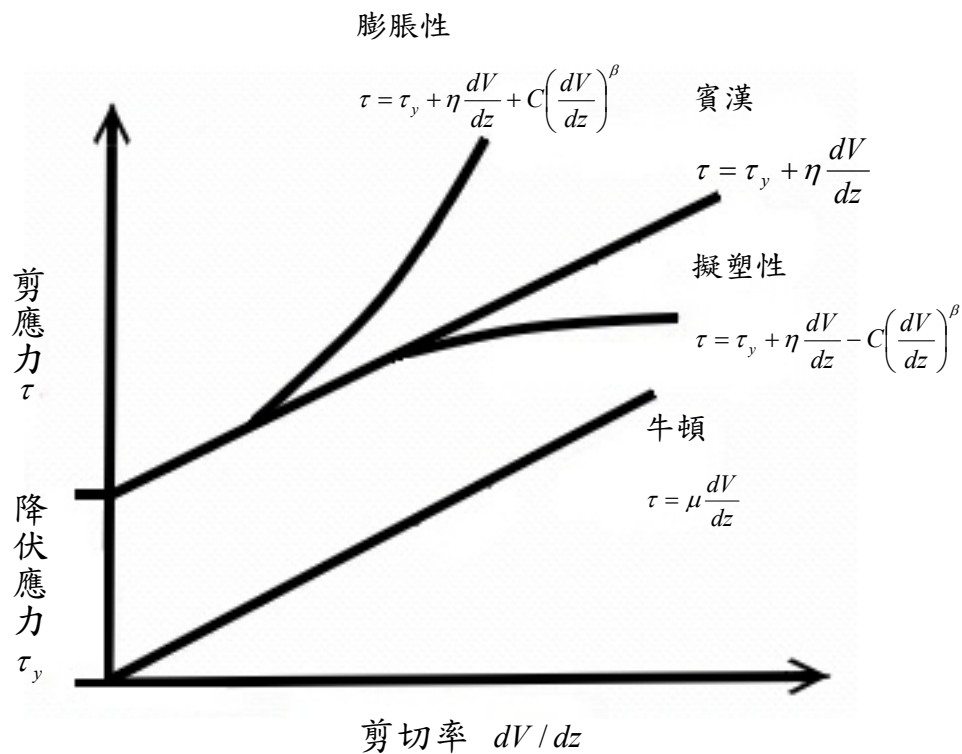


圖 4-3 流變模式之剪應力與剪切率之關係曲線（O'Brien and Julien, 1985 間接摘自 O'Brien *et al.*, 1993）

再將式(4-5)改寫成坡度形式：

$$S_f = S_y + S_v + S_{id} = \frac{\tau_y}{\gamma_m h} + \frac{K \eta u}{8 \gamma_m h^2} + \frac{n^2 u^2}{h^{4/3}} \quad (4-8)$$

其中：

S_y ：降伏坡降

S_v ：黏滯坡降

S_{id} : 紊流-擴散坡降

τ_y : 降伏應力

η : 動力黏滯係數

γ_m : 土石流體的單位重

K : 層流阻滯係數

n : 曼寧 n 值

降伏應力 (τ_y) 和黏滯係數 (η)，主要依據泥砂濃度變化，其經驗關係由以下兩式表示：

$$\eta = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v} \dots\dots\dots (4-9)$$

$$\tau_y = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v} \dots\dots\dots (4-10)$$

α_i 和 β_i 為經驗係數，由實驗室經驗決定 (O'Brian and Julian, 1988)。表 4-2 體積濃度、降伏應力與動力黏滯係數關係表，圖 4-4 與圖 4-5 為降伏應力、動力黏滯係數與體積濃度之關係圖。

表 4-2 降伏應力、動力黏滯係數與體積濃度關係表
(FLO-2D 使用手冊，2003)

Yield Stress and Viscosity as a Function of Sediment Concentration				
Source	$\eta = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v}$		$\tau_y = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v}$	
	α_1	β_1	α_2	β_2
Field Data				
Aspen Pit1	0.181	25.7	0.036	22.1
Aspen Pit2	2.72	10.4	0.0538	14.5
Aspen Natural Soil	0.152	18.7	0.00136	28.4
Aspen Mine Fill	0.0473	21.1	0.128	12
Aspen Watershed	0.0383	19.6	0.000495	27.1
Aspen Mine Source Area	0.291	14.3	0.000201	33.1
Glenwood1	0.0345	20.1	0.00283	23
Glenwood2	0.0765	16.9	0.0648	6.2
Glenwood3	0.000707	29.8	0.00632	19.9
Glenwood4	0.00172	29.5	0.000602	33.1
Relationships Available from the Literature				
Iida(1938)	-	-	0.0000373	36.6
Dai et al. (1980)	-	-	0.0075	14.39
Kang and Zhang (1980)	1.75	7.82	0.0405	8.29
Qian et al. (1980)	0.00136	21.2	-	-
	0.05	15.48	-	-
Chien and Ma (1958)	0.0588	19.1-32.7	-	-
Fei (1981)	0.166	25.6	-	-
	0.0047	22.2	-	-

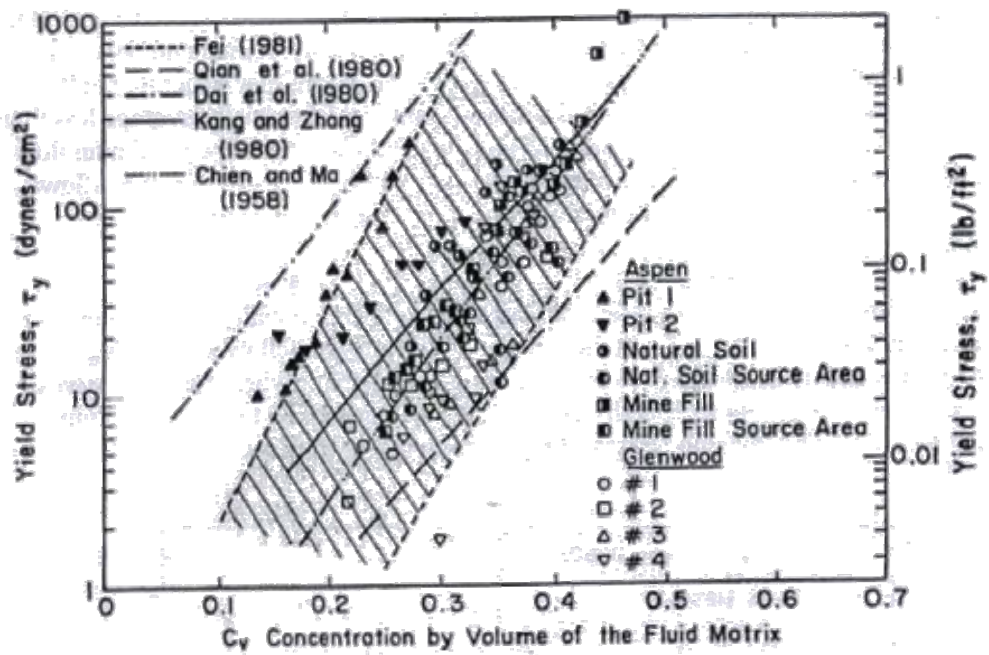


圖 4-4 降伏應力與體積濃度相對圖 (FLO-2D 使用手冊, 2003)

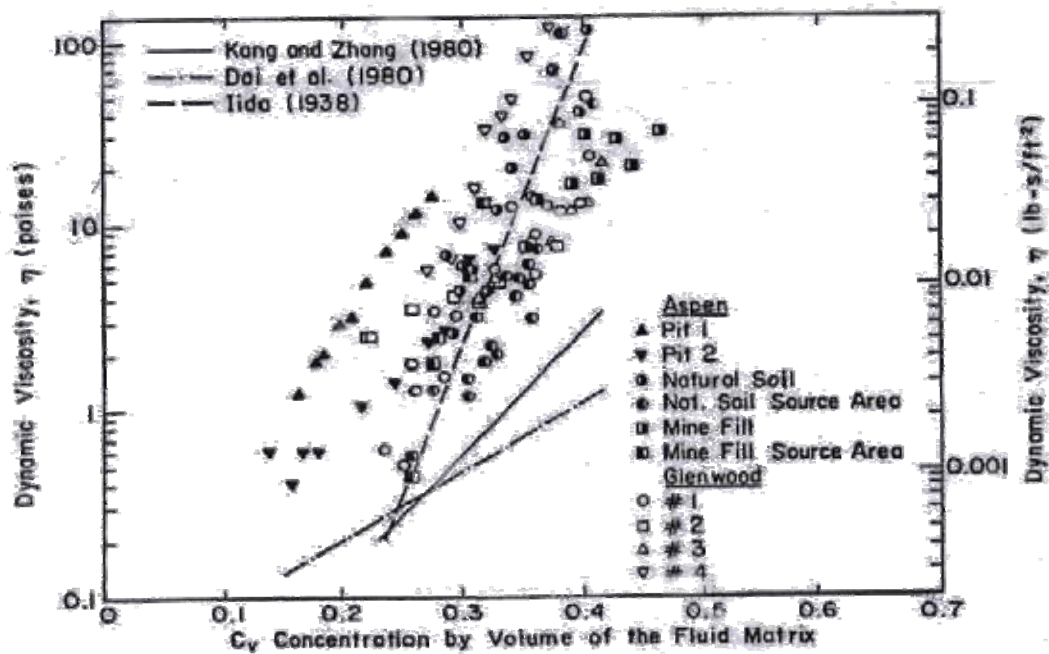


圖 4-5 動力黏滯係數與體積濃度相對圖 (FLO-2D 使用手冊, 2003)

4.5 FLO-2D 模式驗證說明

本計畫蒐集國內學者運用 FLO-2D 程式之模擬驗證，將模擬結果與實際淹沒範圍所做的比較，其說明如下。

1. 蔡誌崇(2004)

相似性比值是要瞭解模擬結果與實際淹沒範圍之相似程度。其利用實際淹沒範圍面積、模擬結果與實際淹沒範圍重疊面積與模擬結果超出實際淹沒範圍面積等之間的關係，來瞭解模擬結果與實際範圍之相似程度。下列方程式可以計算出相似性比值：

$$\alpha = \frac{A_1 - A_2}{A_0} \times 100\% \dots\dots\dots (4-11)$$

式中， α ：模擬範圍與實際範圍相似比

A_0 ：實際淹沒範圍面積(ha)

A_1 ：模擬結果與實際淹沒範圍重疊面積(ha)

A_2 ：模擬結果超出實際淹沒範圍面積(ha)

由豐丘野溪之模擬結果，以一號攔砂壩視為溢流點，溢流點則為扇狀堆積地之頂點。以其下方之堆積面積(圖 4-6)配合式(4-11)計算豐丘 85 年賀伯颱風，模擬結果面積與實際淹沒範圍面積之相似比值，其比值為 68%。

另外，上安村三廊坑溪則以三安橋為溢流點，將模式模擬與實際範圍溢流點以下之淹沒影響範圍(圖 4-7)，分成實際淹沒範圍面積、模擬結果與實際淹沒範圍重疊面積與模擬結果超出實際淹沒範圍面積，將其帶入(4-11)式，計算模擬與實際之相似比值，其比值為 52%。

由以上結果發現，豐丘野溪相似性比值為 68%與三廊坑溪之相似性比值 52%差異頗大，其原因為缺乏上安村街道與建築物資料，以致模擬時忽略其影響性，因而造成模擬結果範圍過大之現象。另一原因

則為流變參數與地形資料內差造成之誤差所造成，故提高地形資料與流變參數之準確性，可使用的相似性比值增加，模擬結果能更加符合於現地實際範圍。

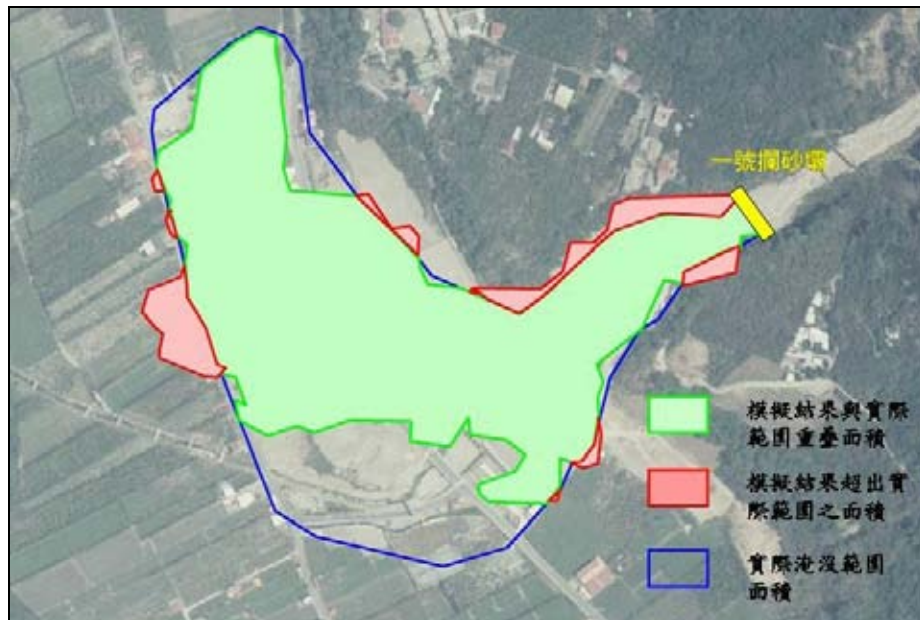


圖 4-6 豐丘野溪模擬結果與實際範圍重疊比較圖(蔡誌崇，2004)

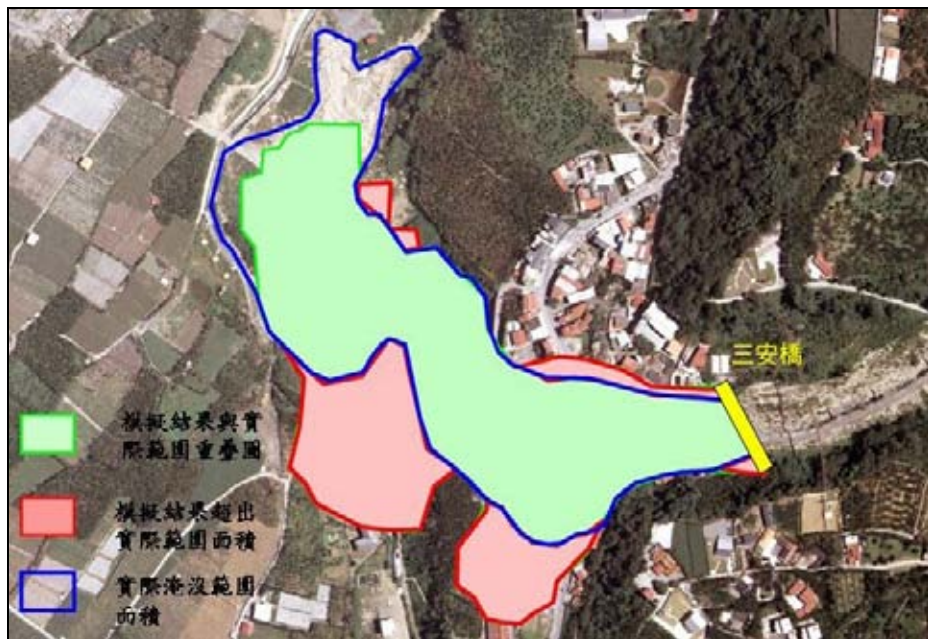


圖 4-7 三廊坑溪模擬結果與實際範圍重疊比較圖(蔡誌崇，2004)

2. 林伯融(2007)

準確度因子 (Index of accuracy；簡稱 I_a) 主要瞭解模擬結果與實際淹沒範圍的正確性。其利用實際淹沒範圍面積、模擬結果與實際淹沒範圍重疊面積與模擬結果之淹沒範圍面積等之間的關係，來瞭解模擬結果與實際範圍之準確度。下列方程式可以計算出準確度：

$$I_a = \left(\frac{A_o}{A_r} \times \frac{A_o}{A_m} \right) \times 100\% \dots\dots\dots (4-12)$$

式中， I_a ：模擬淹沒範圍與實際淹沒範圍之準確度

A_r ：實際淹沒面積(ha)

A_m ：模擬結果之淹沒面積(ha)

A_o ：實際與模擬結果之重疊淹沒面積(ha)。

在式(4-12)中， $\frac{A_o}{A_r}$ 的區間介於 0~1 ($0 \leq \frac{A_o}{A_r} \leq 1$)，表示為實際與模擬結果之重疊淹沒面積與實際淹沒面積之比值，當模擬之比值愈趨近於 1 時，表示模擬之結果愈準確； $\frac{A_o}{A_m}$ 的區間介於 0~1 ($0 \leq \frac{A_o}{A_m} \leq 1$)，表示為實際與模擬結果之重疊淹沒面積與模擬結果之淹沒面積之比值，當模擬之比值愈趨近於 1 時，表示模擬之結果愈準確；當兩者之乘積 ($\frac{A_o}{A_r} \times \frac{A_o}{A_m}$) 的區間介於 0~1 ($0 \leq \frac{A_o}{A_r} \times \frac{A_o}{A_m} \leq 1$)，且當模擬之比值愈趨近於 1 時，表示模擬之結果愈準確。

將模擬之結果彙整如表 4-3 及圖 4-8 所示，其敏督莉颱風無建築物無水工結構物模擬結果，松鶴一溪實際與模擬結果之重疊淹沒面積為 7.48 公頃，松鶴二溪實際與模擬結果之重疊淹沒面積為 3.95 公頃，計算其模擬結果面積與實際淹沒範圍面積之準確度，松鶴一溪有 62.7% 的準確度，松鶴二溪有 27.0% 的準確度；由於建築物對模擬之影響，並對修正後之模擬結果進行準確度之分析。

敏督莉颱風有建築物無水工結構物模擬結果，松鶴一溪實際與模

擬結果之重疊淹沒面積為 7.72 公頃，松鶴二溪實際與模擬結果之重疊淹沒面積為 3.87 公頃，計算其模擬結果面積與實際淹沒範圍面積之準確度，松鶴一溪準確度為 67.5%，松鶴二溪準確度為 54.2%。

將兩種境況模擬之準確度作一比較，明顯的可以看出建築物的修正對模擬結果有相當的影響性，松鶴一溪準確度提昇 4.8%，松鶴二溪準確度提昇 27.2%；若能更精確的標示出建築物實際的位置及高程，能使模擬結果之準確性大幅提昇。

表 4-3 模擬結果之淹沒面積統計表

名稱 面積 (Ha)	敏督莉颱風無建築物 無水工結構物模擬		敏督莉颱風有建築物 無水工結構物模擬	
	松鶴一溪	松鶴二溪	松鶴一溪	松鶴二溪
A_r	8.86	4.19	8.86	4.19
A_m	10.08	13.80	9.96	6.60
A_o	7.48	3.95	7.72	3.87
I_a	62.65%	26.98%	67.54%	54.16%

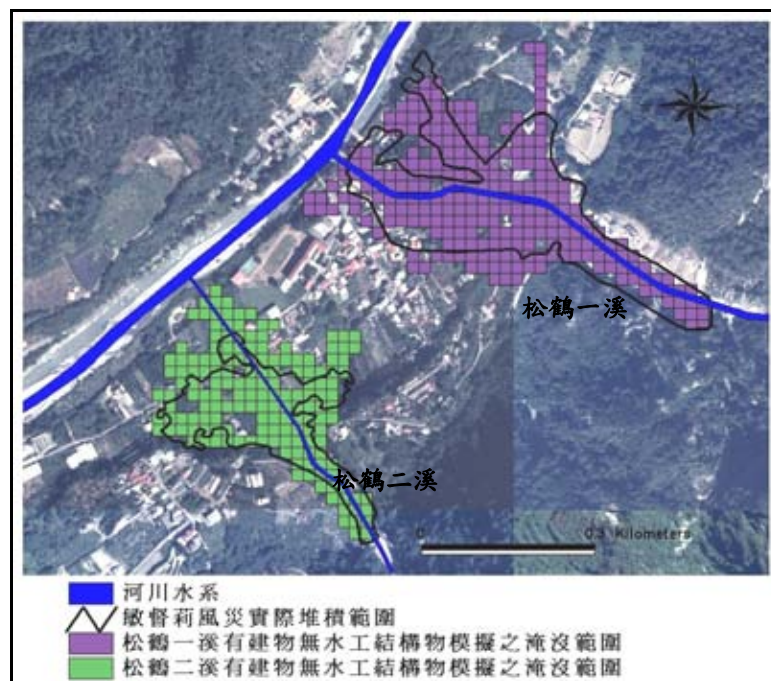


圖 4-8 實際堆積範圍及境況模擬之淹沒範圍套疊圖(林伯融，2007)

由上述國內學者之模擬分析研究可以得知，FLO-2D 土石流模擬之結果有 7 成左右之準確性，而由於臺灣溪流長度短且流速急促，每當豪雨時使河道流向容易產生變位，若能提升 DTM 的精度則可增加模擬之準確性。

第五章 數值分析成果

5.1 土石流參數敏感度分析

為初步了解土石流之流動過程及影響範圍，本計畫利用二維洪災模式 FLO-2D 進行土石流流況模擬。本模式係採用 O'Brien & Julien(1988)提出包含降伏剪應力、黏滯力、碰撞力及紊流應力之二項式流變模式(Quadratic rheological model)，搭配連續方程式與動力波方程式，配合網格化之數值地形模型(DTM)進行演算模擬。首先以南投縣信義鄉豐丘村十八重溪之支流(編號「南投 030」潛勢危險溪流)為試算區域(位置如圖 5-1 所示)，溪流主流長度約為 2,307m，全區地勢陡峻，海拔由高程 2,250m 急遽降至 650m，平均坡度達 39° ，平均高程達 1,420m。本計畫第一年首先進行土石流況初步模擬，並針對模擬參數進行敏感度分析，探討不同參數變化對於土石流最大堆積深度與堆積範圍之影響程度，以作為未來後續計畫執行之參考。

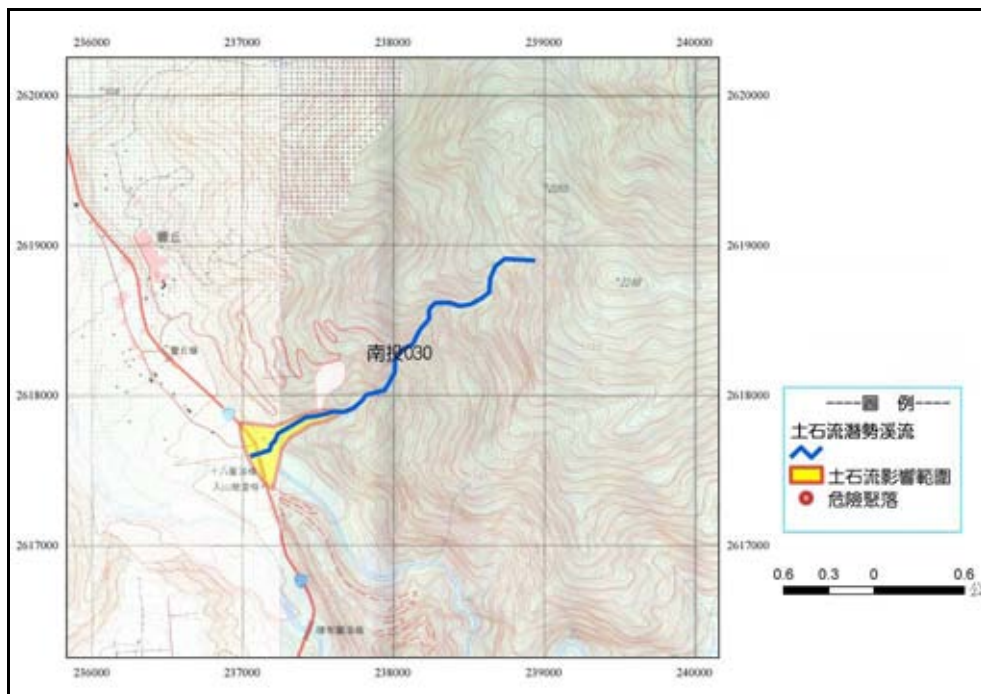


圖 5-1 模式試算區域位置圖

資料來源：交通部公路總局，2005

5.1.1 模式數值參數決定

1. 地形資料

以 FLO-2D 二維土石流數值模式模擬現地情況時，需要所分析區域之數值地形模型 (Digital Terrain Model ; DTM)，每一網格相對於一個高程值。目前臺灣地區最廣泛使用與最容易取得為農林航空測量所於 1999 年建置之 40m×40m 之 DTM 資料，再以林昭遠等 (2000) 研發之「集水區資訊系統」(WinGrid) 程式切割本研究所需模擬地區，以航照影像資料套疊比對，即完成本研究所需要之地形資料；再由 FLO-2D 模式根據 40m×40m 地形資料內差為 20m×20m，以三角網格內差求得高程，給定分析區域內之 x、y 座標值與對應之高程值，成為每一網格點元素。

2. 土石流流量歷線與模擬時間

進行洪水模式演算時，需給定降雨事件之總雨量及累積百分比，分析清水流流量(如圖 5-2 所示)。再依據土石流發生時間配合放大因子 BF (bulking factor)，利用清水流量歷線得到土石流流量歷線(如圖 5-3 所示)。FLO-2D 模式中，假設土石流發生時之 C_v 為運算體積濃度 C_v^* ，未發生時 C_v 為 0，而土石流發生時間由於缺乏觀測紀錄，本計畫在初步模擬試算採用池谷浩 (1980) 與謝正倫 (1993) 提出之方法，假設達到時雨量尖峰值時為土石流發生時間，最大時雨量發生後兩小時降雨為土石流結束，土石流由當日上午 6 時發生至早上 9 時結束，總模擬時間為 3 小時。

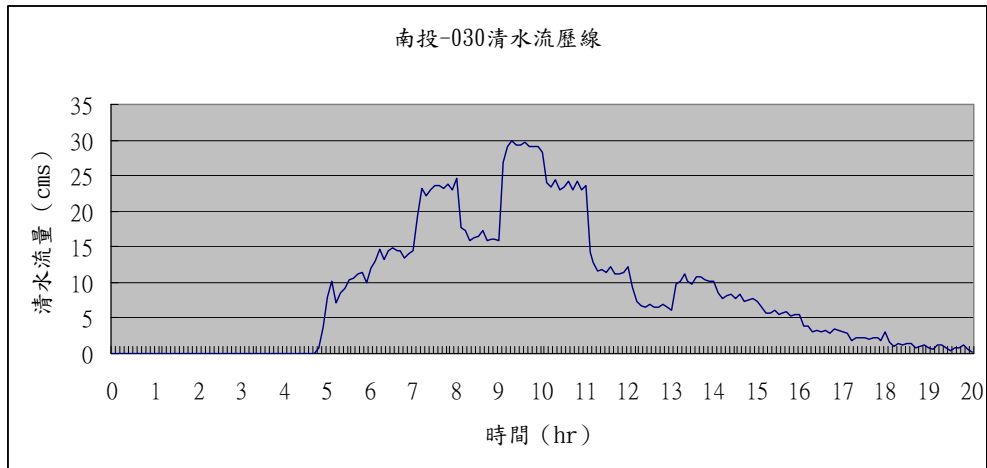


圖 5-2 模擬區清水流流量歷線

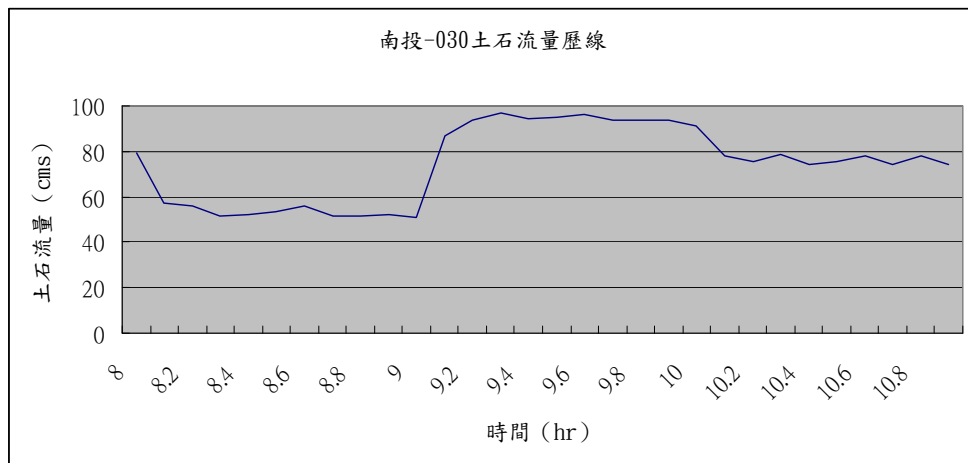


圖 5-3 模擬區土石流流量歷線

3. 體積濃度

FLO-2D 模式中，土石流的體積濃度為重要影響因子之一。在流變參數中，體積濃度位於降伏應力及動力黏滯係數關係式的指數位置，故體積濃度越大，降伏應力與動力黏滯係數也越大，相對來說，總剪應力與阻力亦越大。

謝正倫（1998）根據 Takahashi（1977）所推導之土石流平衡濃度公式，估計土石流在堆積狀態下之體積濃度 C_v 為 0.67；林美聆（2000）模擬賀伯颱風期間和社地區土石流時，採用體積濃度 $C_v=0.69$ 作為模擬參數。根據陳有蘭溪（上游段）治理規劃檢討計

畫（2004）研究成果，在陳有蘭溪流域不同地點進行現地採樣進行粒徑分析成果顯示，本計畫團隊初步模擬試算之研究示範區為十八重溪支流(南投-030)集水區域，與林美聆（2000）模擬和社地區之材料特性相近。因此，體積濃度 C_v 初步採用 $C_v=0.70$ 。

4. 降伏應力 τ_y 及黏滯係數 η

詹錢登（1997）針對南投縣神木村出水溪土壤試樣進行流變特性試驗分析探討，試驗中利用管式流變計得知體積濃度介於 0 ~ 0.45，剪應率範圍介於 0 ~ 3000 (1/sec)。試驗結果顯示，降伏應力 (τ_y) 與動力黏滯係數 (η) 均會隨著體積濃度增加而呈指數上升，試驗分析結果歸納如下：

當 $C_v > 0.21$ 時：

賓漢降伏應力：

$$\tau_y = 0.0811e^{13.72C_v} \dots\dots\dots (5-1)$$

賓漢黏滯係數：

$$\eta = 0.000462e^{11.24C_v} \dots\dots\dots (5-2)$$

FLO-2D 模式，以給定 α_1 、 α_2 、 β_1 、 β_2 與 C_v ，決定分析之降伏應力與黏滯係數。模式中流變參數輸入值參考詹錢登（1997）之試驗結果如下：

$$\alpha_1=0.811、\alpha_2=0.00462、\beta_1=13.72、\beta_2=11.24。$$

5. 土石流體中土石比重 (Gs)

陳重光、游繁結（1988）針對十八重溪右岸之土石流跡地進行調查，調查結果顯示，本地區土石比重 Gs 大都介於 2.66 至 2.74 之間，最大及最小值分別出現在發生部與堆積部前端，在土石流運動分區中，發生部比重為 2.73，流動部為 2.70，堆積部為 2.71，以及堆積部前端為 2.67。本計畫採用比重 Gs 為 2.70。

6. 層流阻滯係數 (K)

漫地流在經天然渠道或人工渠道表面，可能會隨坡度、形狀及植生狀況而變化，如漫地流流經有植生表面時所產生的阻力會較流經泥土表面時來的大 (O'Brian, 1998)。模式試算時所使用之漫地流層流阻滯係數 K 值為 FLO-2D 使用手冊上所建議使用值 2285。

7. 曼寧粗糙係數 (n)

Johnson 等 (1971) 調查美國加利福尼亞洲之土石流，發現在源頭部與堆積部採樣，結果發現土石流堆積材料在源頭部與堆積部礫徑分佈曲線相似，認為在土石流傳輸過程中，礫徑分佈的改變影響很小。陳榮河、林美聆等人 (1991, 1992, 1994) 於花蓮銅門村土石流區，在源頭部、流動部與堆積部分三個時期九個明坑進行採樣，結果亦顯示三期礫徑分佈曲線大致相近。

由上述結果顯示，土石流傳輸過程中，對粒徑分佈的改變很小。因此，根據陳有蘭溪（上游段）治理規劃檢討計畫 (2004)，在本地點堆積部進行現地採樣，並利用不同計算方法估算本區曼寧粗糙係數 n 值為 0.028~0.035。經與周必凡等人 (1991) 之建議值比對，本研究以最大值 0.035 作為模式輸入參數。表 5-1 為本模式進行土石流數值模擬試算時採用之參數值，且將作為後續研究之參考依據。

表 5-1 FLO-2D 模式使用參數值

輸入參數		初始值	
賓漢降伏應力 τ_y (Pa)	α_1	1202.2	0.0811
	β_1		13.72
賓漢黏滯係數 η (Pa-s)	α_2	1.21	0.000462
	β_2		11.24
曼寧粗糙係數值 n		0.035	
土石顆粒比重 G_s		2.70	
層流阻滯係數 K		2285	
體積濃度 Cv		0.70	

5.1.2 參數敏感度分析結果討論

為了解 FLO-2D 模式應用於現地案例時數值參數對模擬結果之影響程度，本計畫於第一期計畫以針對模式之參數特性進行敏感度分析。首先固定部分模擬參數及模擬時間不變，改變模式演算方法、體積濃度、流變參數、土石比重及曼寧粗糙係數等因子，藉以瞭解不同參數變化對最大堆積深度、堆積土方量及流速造成之影響。

1. 由模擬結果得知動力波與擴散波方程式對於堆積型態模擬結果之差異影響有限，因此在節省運算時間的考量下，可應用擴散波方程式進行土石流況之探討分析。
2. 由於體積濃度的改變對於模擬時之流量、流體之降伏應力及黏滯係數三者有著不同的加乘效果，模擬結果，體積濃度小於 50% 時，流速有隨之增加現象，但大於 50% 時，流速卻隨之遞減；推究此原因應是當體積濃度小於 50% 時，流體內阻力小於流體流動之力；體積濃度大於 50% 時，阻力顯著增加而影響後續模擬結果。由此可知，體積濃度在模擬過程中為主要因子。
3. 曼寧粗糙係數對於堆積型態影響不大，但卻對堆積區流動速度分佈有顯著影響，反映著河道底床粗糙程度對流動現象的影響，選用參數時需依現地情況謹慎訂定。
4. 土石比重的改變對於堆積土方量、堆積深度及流速影響均有限。因此，土石比重屬於模式中較不敏感因子。
5. 總結參數敏感性分析成果顯示，體積濃度的改變同時連帶影響流量、降伏應力及黏滯係數。因此，在模式參數之影響程度方面，以體積濃度為最主要，其次為曼寧粗糙係數，至於土石比重及動量方程式之差異，在本次試算區域及模擬颱風事件下，對模擬結果並無太大影響。

5.2 降雨事件與分析

本研究之模擬分析以無因次高斯馬可夫設計雨型，並以桃芝及敏督利颱風之實際降雨、重現期距 100 年及重現期距 200 年進行模擬分析之評估，如表 5-2，詳述如下。

表 5-2 各情境模擬分析之彙整

流域	橋樑	模擬情境	雨量資料分析	雨型分析	基礎形式
十八重溪	十八重溪橋	實際雨量	桃芝颱風	實際時雨量	沉箱基礎
		重現期距 100 年	皮爾遜第三型	高斯馬可夫	
		重現期距 200 年			
郡坑溪	信義橋	實際雨量	桃芝颱風	實際時雨量	沉箱基礎
		重現期距 100 年	皮爾遜第三型	高斯馬可夫	
		重現期距 200 年			
和社溪	新愛玉橋	實際雨量	敏督利颱風	實際時雨量	群樁基礎
		重現期距 100 年	皮爾遜第三型	高斯馬可夫	
		重現期距 200 年			
阿邦溪	8 號省道	實際雨量	敏督利颱風	實際時雨量	道路箱涵
		重現期距 100 年	皮爾遜第三型	高斯馬可夫	
		重現期距 200 年			

5.2.1 桃芝颱風介紹

桃芝（Toraji）颱風為民國 90 年 7 月 30 日侵襲臺灣，行進路徑如圖 5-4 所示。桃芝颱風在呂宋島東方海面生成後以西北轉北北西的方向移動，朝臺灣東部陸地接近，於 7 月 30 日 0 時 10 分左右登陸花蓮秀姑巒溪口，並於當日 10 時 20 分左右由新竹附近離開本島進入臺灣海峽北部。

圖 5-5 為陳有蘭溪流域目前設置之雨量測站分佈，十八重溪流域選定鄰近的「望鄉雨量測站」作為桃芝颱風降雨資料來源，其降雨量分佈如圖 5-6 及表 5-3 所示，總累積雨量為 599mm，最大時降雨強度為 77mm/hr；郡坑溪流域選定鄰近的「內茅埔(2)雨量測站」作為桃芝颱風降雨資料來源，其降雨量分佈如圖 5-7 及表 5-4 所示，總累積雨量為 461mm，最大時降雨強度為 125.5mm/hr。

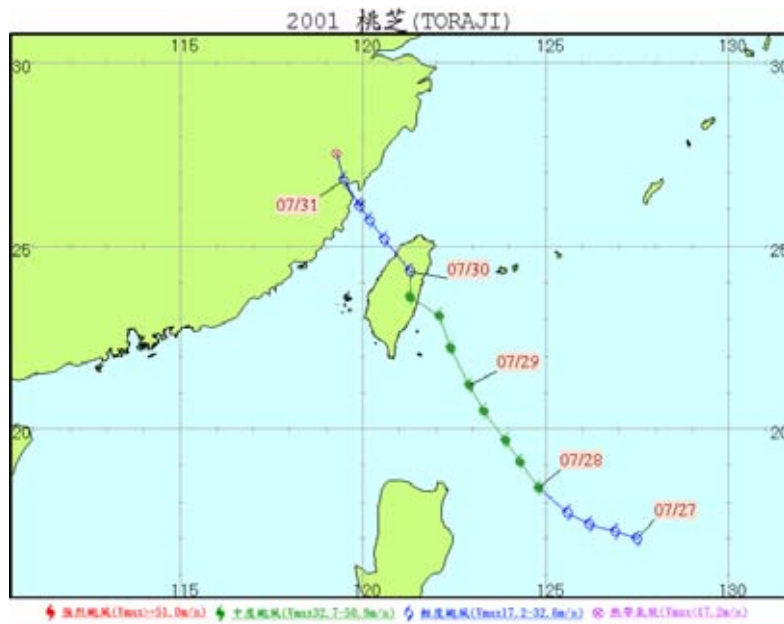


圖 5-4 桃芝颱風路徑圖

資料來源：中央氣象局網站

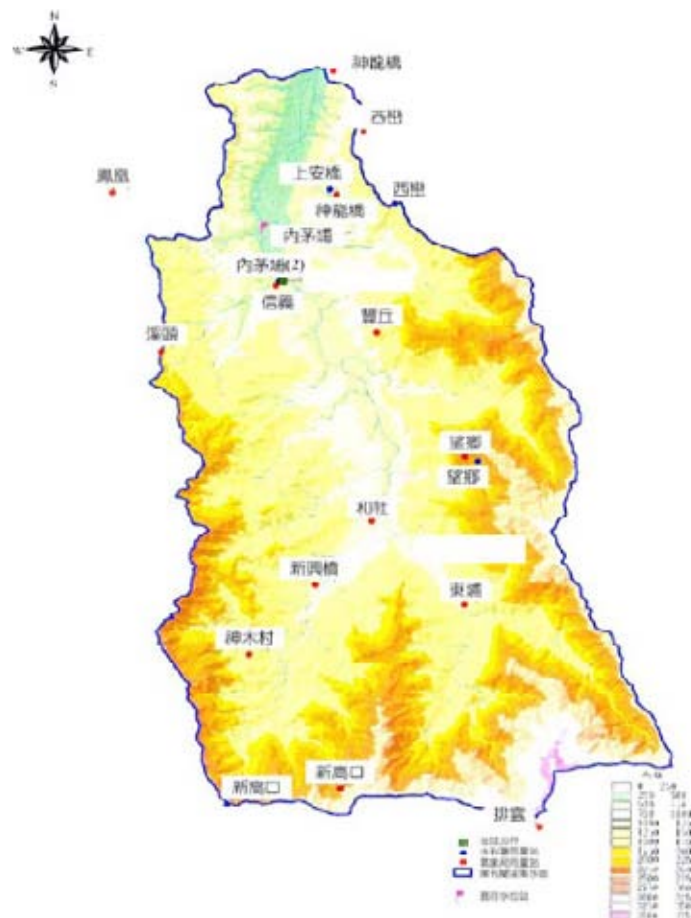


圖 5-5 陳有蘭河流域雨量觀測站分佈圖（交通部公路局，2004）

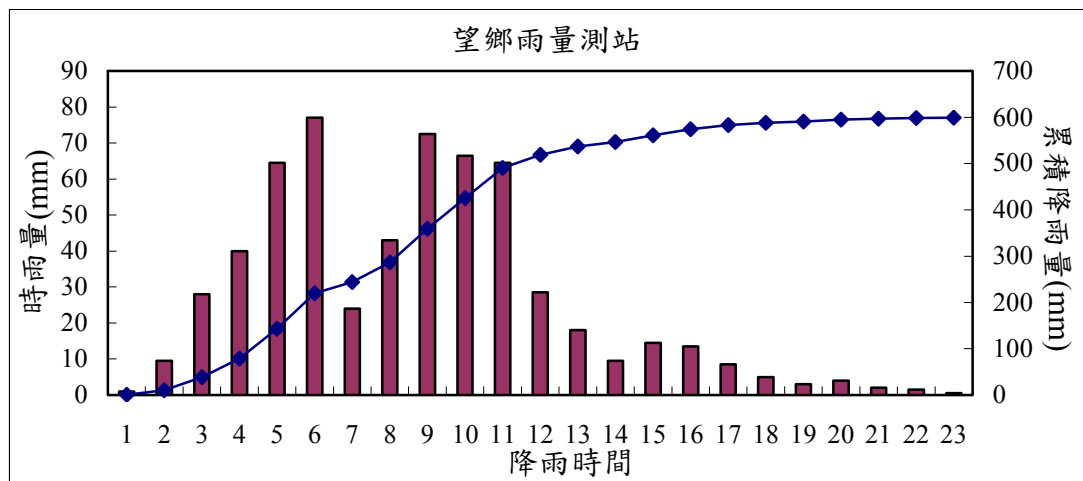


圖 5-6 桃芝颱風期間，望鄉雨量測站之降雨組體圖

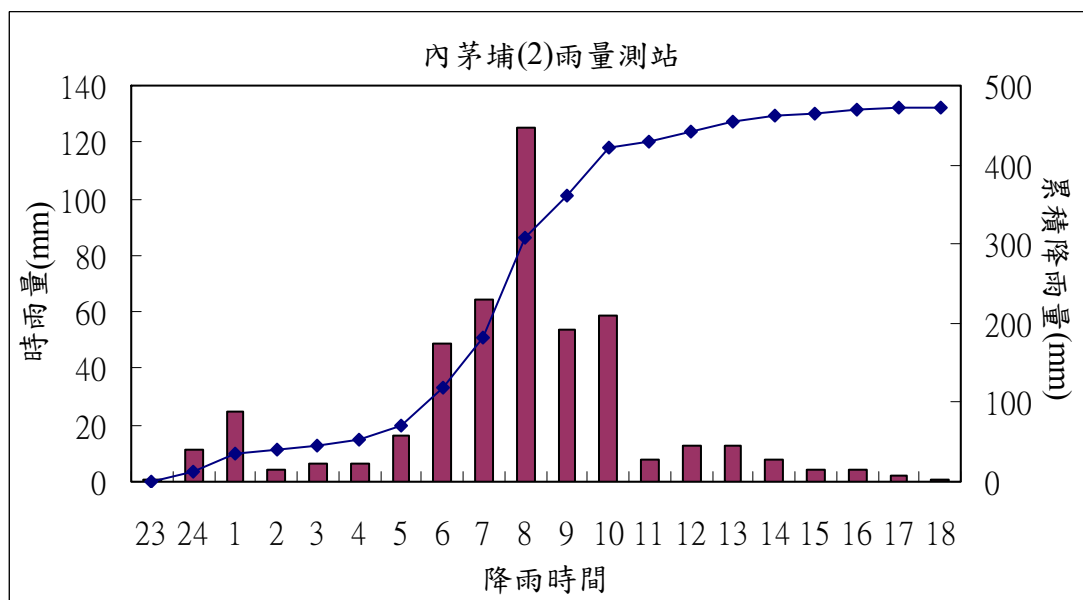


圖 5-7 桃芝颱風期間，內茅埔(2)雨量測站之降雨組體圖

表 5-3 望鄉雨量測站在桃芝颱風期間之降雨量最大值

地名	雨量站	2001/07/30 桃芝颱風	
		最大時雨量 (mm/hr)	最大日雨量 (mm/day)
南投縣信義鄉	望鄉站	77	599

表 5-4 內茅埔(2)雨量測站在桃芝颱風期間之降雨量最大值

地名	雨量站	2001/07/30 桃芝颱風	
		最大時雨量 (mm/hr)	最大日雨量 (mm/day)
南投縣信義鄉	內茅埔(2)站	125.5	461

5.2.2 敏督利颱風介紹

敏督利 (MINDULLE) 颱風為民國 93 年 7 月 1 日侵襲臺灣，行進路徑如圖 5-8 所示。敏督利颱風在關島西北方海面生成後偏西移動，30 日轉北朝臺灣東部移動，於 7 月 1 日 22 時 40 分左右在花蓮市南方約 20 公里處登陸，次日上午由淡水河口附近出海，朝北北東方向進入東海。

圖 5-5 為陳有蘭溪流域目前設置之雨量測站分佈，和社溪流域選定鄰近的「新高口雨量測站」作為敏督利颱風降雨資料來源，其降雨量分佈如圖 5-9 及表 5-5 所示，總累積雨量為 428mm，最大時降雨強度為 48.5mm/hr；圖 3-11 為大甲溪流域目前設置之雨量測站分佈，阿邦溪流域選定鄰近的「上谷關雨量測站」作為敏督利颱風降雨資料來源，其降雨量分佈如圖 5-10 及表 5-6 所示，總累積雨量為 516mm，最大時降雨強度為 94.5mm/hr。

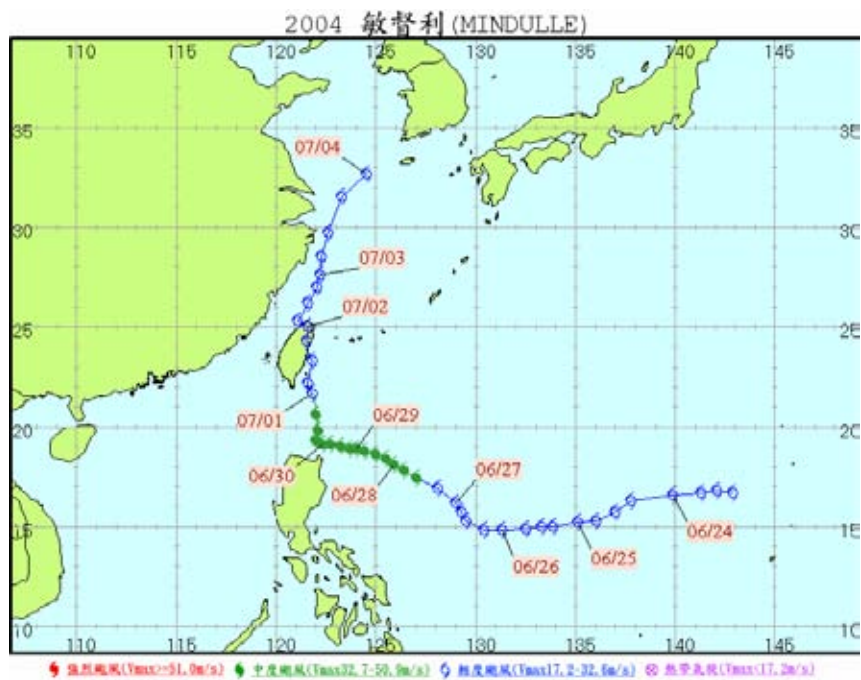


圖 5-8 敏督利颱風路徑圖

資料來源：中央氣象局網站

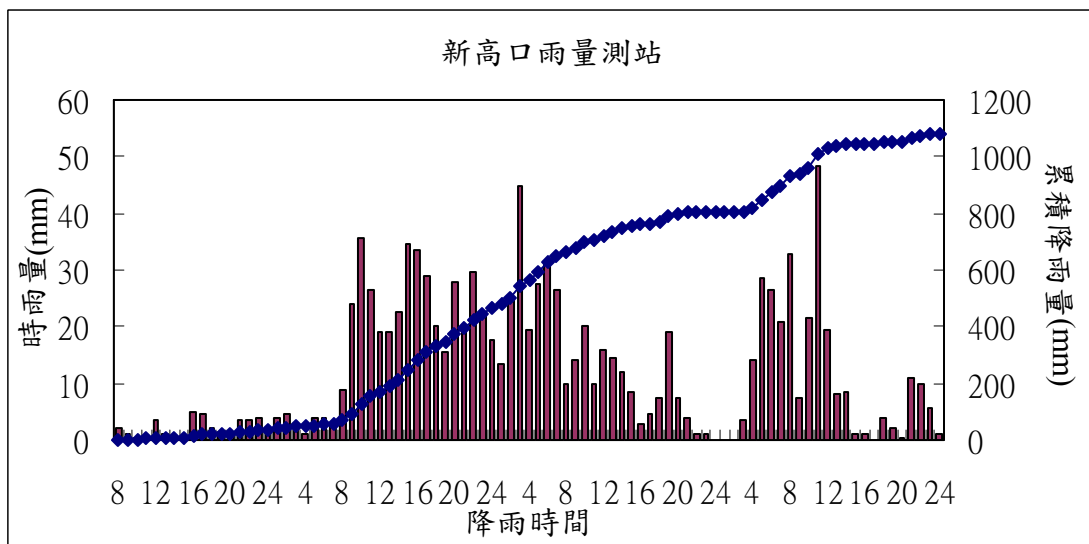


圖 5-9 敏督利颱風期間，新高口雨量測站之降雨組體圖

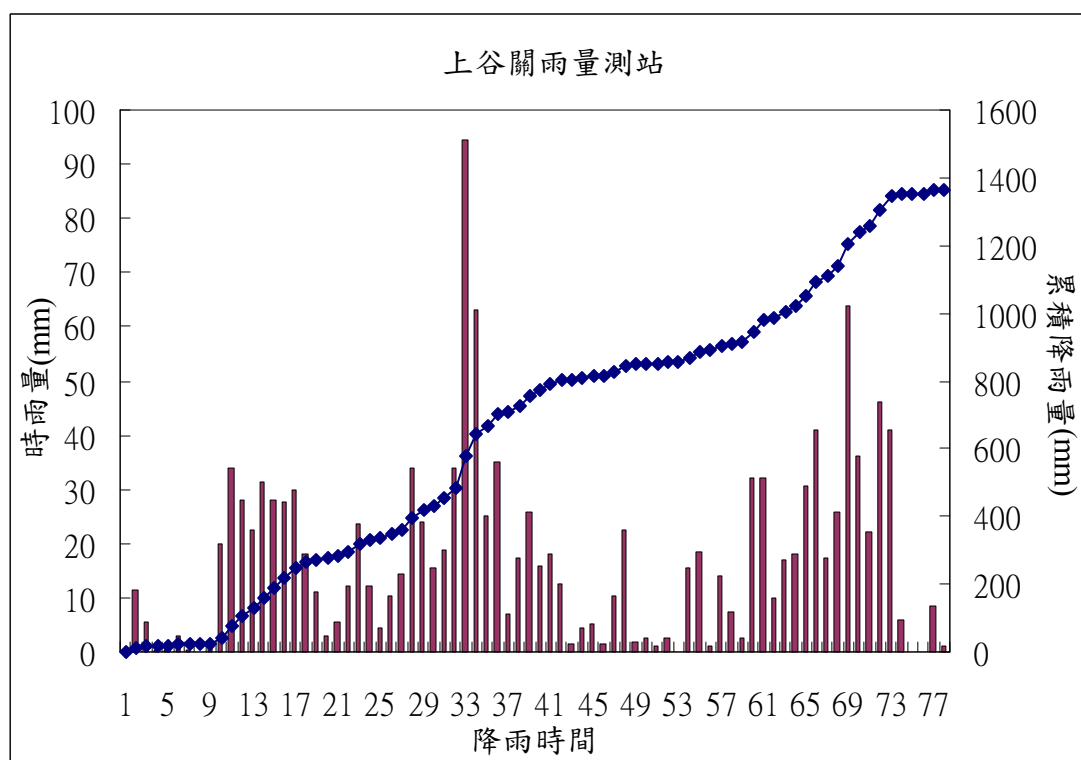


圖 5-10 敏督利颱風期間，上谷關雨量測站之降雨組體圖

表 5-5 新高口雨量測站在桃芝颱風期間之降雨量最大值

地名	雨量站	2004/07/02~04 敏督利颱風	
		最大時雨量 (mm/hr)	最大日雨量 (mm/day)
南投縣信義鄉	新高口站	48.5	428

表 5-6 上谷關雨量測站在桃芝颱風期間之降雨量最大值

地名	雨量站	2004/07/02~04 敏督利颱風	
		最大時雨量 (mm/hr)	最大日雨量 (mm/day)
臺中縣和平鄉	上谷關站	94.5	516

5.2.3 無因次高斯馬可夫設計兩型介紹

此雨型分析是採用一階高斯馬可夫雨型，該雨型是由鄭克聲等 (Cheng et al., 2001)(鄭克聲, 1999) 所發展的暴雨雨型模式，該模式利用隨機碎形具有尺度不變之特性，以高斯馬可夫歷程來模擬無因次降雨之時間分佈。由於該雨型具有滿足尖峰降雨及無因次時間分配等統計特性，因此可應用於不同區域與不同設計延時之暴雨事件。其相關理論推倒敘述如下：

假設有 n 個隨機變數 $X_i, i=1, 2, \dots, n$ ，且隨機歷程 $\{X_i, i=1, 2, \dots, n\}$ 滿足一階高斯馬可夫歷程，即 $X_i \sim N(\mu_i, \sigma_i^2)$ ，其中參數 μ_i 及 σ_i^2 分別為隨機變數 X_i 之平均值與變異數，而該隨機變數之一階自相關係數為 $\rho_1(i) = \text{autocorrel}(X_i, X_{i-1})$ ，且滿足 $x_0 = \mu_0$ 及 $\rho_1(1) = 0$ 。當 $X_{i-1} = x_{i-1}$ 已知時，其 X_i 的條件機率密度函數為

$$p(x_i | x_{i-1}) = [2\pi\sigma_i^2(1-\rho_1^2(i))]^{-\frac{1}{2}} \cdot \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left[\frac{(x_i - \mu_i) - \left(\rho_1(i) \frac{\sigma_i}{\sigma_{i-1}} \right) (x_{i-1} - \mu_{i-1})}{\sigma_i^2(1-\rho_1^2(i))} \right]^2 \right\} \dots\dots\dots (5-3)$$

若考慮一階相關，則實測值 $\{X_i = x_i, i=1, 2, \dots, n\}$ 的聯合機率密度函數為

$$P(X_1 = x_1, X_2 = x_2, \dots, X_n = x_n) = P(x_1)P(x_2 | x_1)P(x_3 | x_2) \dots\dots\dots P(x_n | x_{n-1}) = \prod_{i=1}^n P(x_i | x_{i-1}) \equiv L \dots (5-4)$$

$$\begin{aligned} \text{則} \ln L &= \prod_{i=1}^n \ln P(x_i | x_{i-1}) \\ &= -\frac{n}{2} \ln(2\pi) - \sum_{i=1}^n \ln \sigma_i - \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \ln [1 - \rho_1^2(i)] - \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \left[\frac{(x_i - \mu_i) - \left(\rho_1(i) \frac{\sigma_i}{\sigma_{i-1}} \right) (x_{i-1} - \mu_{i-1})}{\sigma_i^2(1 - \rho_1^2(i))} \right]^2 \dots (5-5) \end{aligned}$$

由於分析中採用無因次雨型，故需滿足 $\sum_{i=1}^n x_i = 1$ 的限制條件。此外為避免雨型因事件較多而產生削減效應，導致雨型平滑而掌握不到尖

峰降雨趨勢，在上述方程式中加入對尖峰時間及尖峰降雨量的限制式； t_p 表示設計雨型尖峰時間，以所有事件尖峰時間之平均值推估之， R_{peak} 表示設計雨型尖峰降雨量百分比，以所有事件尖峰降雨百分比平均值推估之，即需滿足 $x_{t_p} = R_{peak}$ 的限制條件。綜而言之，無因次高斯馬可夫設計雨型之目的為建立一個具有最大概似度(maximum likelihood)之雨型，且又能代表區域之尖峰降雨統計特性，即使聯合機率密度函數 $\ln L = \prod_{i=1}^n \ln P(x_i | x_{i-1})$ 值為最大，且必滿足 $\sum_{i=1}^n x_i = 1$ 及 $x_{t_p} = R_{peak}$ 兩個限制條件。研究中應用拉格朗茲法(Lagrange technique)，引入兩個拉格朗茲常數(Lagrange Multiplier) l 與 m ，並使下式有最小值

$$M = \sum_{i=1}^n \left[\frac{(x_i - \mu_i) - \rho_1(i) \frac{\sigma_i}{\sigma_{i-1}} (x_{i-1} - \mu_{i-1})}{\sigma \sqrt{(1 - \rho_1^2(i))}} \right]^2 - 2l \left(\sum_{i=1}^n x_i - 1 \right) - 2m (x_{t_p} - R_{peak}) \dots\dots (5-6)$$

令 $C_i = \rho_1(i) \frac{\sigma_i}{\sigma_{i-1}}$ ， $D_i = [1 - \rho_1^2(i)] \sigma_i^2 > 0$ ，並以 $x_i (i=1, 2, \dots, n)$ 、 l 及 m 分別對 M 取偏微分，可得使 M 值最小時的最佳解。最後將結果整理以矩陣型態表示，以方便撰寫程式求解，其結果為 $K \square X_h = M$ ，其中

$$K = \begin{bmatrix} -\left(\frac{1}{D_1} + \frac{C_2^2}{D_2}\right) & \frac{C_2}{D_2} & 0 & 0 & 0 & 0 & . & . & . & . & 0 & 0 & 1 & 0 \\ \frac{C_2}{D_2} & -\left(\frac{1}{D_2} + \frac{C_3^2}{D_3}\right) & \frac{C_3}{D_3} & 0 & 0 & 0 & . & . & . & . & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & \frac{C_3}{D_3} & -\left(\frac{1}{D_3} + \frac{C_4^2}{D_4}\right) & \frac{C_4}{D_4} & 0 & . & . & . & . & . & . & 0 & 1 & 0 \\ 0 & . & \ddots & \ddots & \ddots & . & . & . & . & . & . & . & 0 \\ 0 & . & \ddots & \ddots & \ddots & . & . & . & . & . & . & . & 0 \\ 0 & . & 0 & \frac{C_{p-1}}{D_{p-1}} - \left(\frac{1}{D_{p-1}} + \frac{C_p^2}{D_p}\right) & \frac{C_p}{D_p} & 0 & . & . & . & . & . & 1 & 0 \\ . & . & . & 0 & \frac{C_p}{D_p} & -\left(\frac{1}{D_p} + \frac{C_{p+1}^2}{D_{p+1}}\right) & \frac{C_{p+1}}{D_{p+1}} & 0 & . & . & . & 1 & 1 \\ . & . & . & . & 0 & \frac{C_{p+1}}{D_{p+1}} & -\left(\frac{1}{D_{p+1}} + \frac{C_{p+2}^2}{D_{p+2}}\right) & \frac{C_{p+2}}{D_{p+2}} & 0 & . & . & 0 & 1 & 0 \\ . & . & . & . & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & . & . & . & . & . \\ . & . & . & . & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & . & . & . & . & . \\ 0 & 0 & . & . & . & . & . & . & 0 & \frac{C_{23}}{D_{23}} - \left(\frac{1}{D_{23}} + \frac{C_{24}^2}{D_{24}}\right) & \frac{C_{24}}{D_{24}} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & . & . & . & . & . & . & 0 & \frac{C_{24}}{D_{24}} & \frac{1}{D_{24}} & 1 & 0 \\ 1 & 1 & . & . & . & . & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & . & . & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \dots (5-7)$$

$$X_h = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ . \\ . \\ x_{tp-1} \\ x_{tp} \\ x_{tp+1} \\ . \\ . \\ x_{23} \\ x_{24} \\ l \\ m \end{bmatrix} \quad M = \begin{bmatrix} -\left(\frac{1}{D_1} + \frac{C_2^2}{D_2}\right) \mu_1 + \frac{C_2}{D_2} \mu_2 \\ \frac{C_2}{D_2} \mu_1 - \left(\frac{1}{D_2} + \frac{C_3^2}{D_3}\right) \mu_2 + \frac{C_3}{D_3} \mu_3 \\ \frac{C_3}{D_3} \mu_2 - \left(\frac{1}{D_3} + \frac{C_4^2}{D_4}\right) \mu_3 + \frac{C_4}{D_4} \mu_4 \\ . \\ \frac{C_{tp-1}}{D_{tp-1}} \mu_{tp-2} - \left(\frac{1}{D_{tp-1}} + \frac{C_{tp}^2}{D_{tp}}\right) \mu_{tp-1} + \frac{C_{tp}}{D_{tp}} \mu_{tp} \\ \frac{C_{tp}}{D_{tp}} \mu_{tp-1} - \left(\frac{1}{D_{tp}} + \frac{C_{tp+1}^2}{D_{tp+1}}\right) \mu_{tp} + \frac{C_{tp+1}}{D_{tp+1}} \mu_{tp+1} \\ \frac{C_{tp+1}}{D_{tp+1}} \mu_{tp} - \left(\frac{1}{D_{tp+1}} + \frac{C_{tp+2}^2}{D_{tp+2}}\right) \mu_{tp+1} + \frac{C_{tp+2}}{D_{tp+2}} \mu_{tp+2} \\ . \\ \frac{C_{23}}{D_{23}} \mu_{22} - \left(\frac{1}{D_{23}} + \frac{C_{24}^2}{D_{24}}\right) \mu_{23} + \frac{C_{24}}{D_{24}} \mu_{24} \\ \frac{C_{24}}{D_{24}} \mu_{23} - \frac{1}{D_{24}} \mu_{24} \\ 1 \\ R_{peak} \end{bmatrix} \dots (5-8)$$

因此採用上述無因次高斯馬可夫雨型計算(陳有蘭溪(上游段)治理規劃檢討計畫，2005)。其分析步驟為：

1. 整理研究區域內降雨觀測站之豐水期(5 月至 10 月)降雨紀錄。
2. 針對不同年份，找出大於一定數值之真實暴雨事件記錄。
3. 選取代表性之真實暴雨事件記錄。
4. 利用程式計算 24 小時之高斯馬可夫雨型。
5. 各雨量測站之雨型分析結果採用算數平均即可得到區域雨型。

接著再運用對數皮爾遜第三型分佈來計算重現期距 100 年 24 小時總降雨量及 200 年 24 小時總降雨量：

應用對數皮爾遜第三型分佈時，首先必需對觀測水文量取自然對數(或以 10 為底)後，依皮爾遜第三型分佈之方法計算 T 年之頻率因子，如下所示：

$$K_T = t + (t^2 - 1) \frac{C'_{S_y}}{6} + \frac{1}{3} (t^3 - 6t) \left(\frac{C'_{S_y}}{6} \right)^2 - (t^2 - 1) \left(\frac{C'_{S_y}}{6} \right)^3 + t \left(\frac{C'_{S_y}}{6} \right)^4 + \frac{1}{3} \left(\frac{C'_{S_y}}{6} \right)^5 \dots (5-9)$$

其中 s_y ：樣本取對數後之標準偏差

t ：標準常態值

C'_{S_y} ：修正後樣本取對數後之偏態係數

利用頻率分析通式計算取對數後 T 年重現期距之水文量，再轉換為 T 年重現期距之水文量 X_T 。

最後將得到的十八重溪流域重現期距 100 年 24 小時總降雨量 875mm 及 200 年 24 小時總降雨量 1008mm，代入十八重溪流域之雨型(如表 5-7、表 5-8、圖 5-11 及圖 5-15 所示)；將郡坑溪流域重現期距 100 年 24 小時總降雨量 584mm 及 200 年 24 小時總降雨量 644mm，代入郡坑溪流域之雨型(如表 5-7、表 5-8、圖 5-12 及圖 5-16 所示)；將和社

溪流域重現期距 100 年 24 小時總降雨量 698mm 及 200 年 24 小時總降雨量 758mm，代入和社溪流域之雨型(如表 5-7、表 5-8、圖 5-13 及圖 5-17 所示)；將阿邦溪流域重現期距 100 年 24 小時總降雨量 1230mm 及 200 年 24 小時總降雨量 1562.6mm，代入阿邦溪流域之雨型(如表 5-7、表 5-8、圖 5-14 及圖 5-18 所示)，並進行土石流之境況模擬。

表 5-7 無因次高斯馬可夫設計雨型 24 小時時雨量

小時 (hr)	重現期距 100 年降雨量(mm/day)				重現期距 200 年降雨量(mm/day)			
	望鄉	內茅埔(2)	新高口	上谷關	望鄉	內茅埔(2)	新高口	上谷關
1	7.00	5.37	5.65	6.15	8.06	5.92	6.14	7.81
2	12.34	3.27	7.75	9.84	14.21	3.61	8.41	12.50
3	12.69	6.66	8.10	14.76	14.62	7.34	8.79	18.75
4	15.75	12.85	9.63	22.14	18.14	14.17	10.46	28.13
5	30.28	18.05	16.47	30.75	34.88	19.90	17.89	39.07
6	32.90	22.48	29.32	36.90	37.90	24.79	31.84	46.88
7	39.55	22.31	29.39	46.74	45.56	24.60	31.91	59.38
8	49.88	29.32	37.69	57.81	57.46	32.33	40.93	73.44
9	73.50	38.37	47.60	72.57	84.67	42.31	51.70	92.19
10	129.33	52.91	97.44	94.71	148.98	58.35	105.82	120.32
11	107.36	92.39	102.26	158.67	123.68	101.88	111.05	201.58
12	66.06	65.47	69.59	207.87	76.10	72.19	75.57	264.08
13	60.11	42.46	36.02	115.62	69.25	46.82	39.11	146.88
14	55.56	40.59	32.74	86.10	64.01	44.76	35.55	109.38
15	37.80	31.36	26.24	65.19	43.55	34.58	28.50	82.82
16	36.05	23.65	24.57	52.89	41.53	26.08	26.68	67.19
17	32.81	21.14	20.31	41.82	37.80	23.31	22.06	53.13
18	21.18	15.65	15.15	34.44	24.39	17.26	16.45	43.75
19	17.24	9.17	16.47	28.29	19.86	10.11	17.89	35.94
20	9.63	7.18	19.61	18.45	11.09	7.92	21.30	23.44
21	8.66	5.96	15.29	13.53	9.98	6.57	16.60	17.19
22	9.10	5.78	13.61	9.84	10.48	6.38	14.78	12.50
23	6.21	5.55	11.03	3.69	7.16	6.12	11.98	4.69
24	4.03	6.07	6.07	1.23	4.64	6.70	6.59	1.56

表 5-8 對數皮爾遜第三型分佈 24 小時總降雨量

雨量站	重現期距 100 年-- 總累積降雨量(mm)	重現期距 200 年-- 總累積降雨量(mm)
望鄉	875	1,008
內茅埔(2)	584	644
新高口	698	758
上谷關	1,230	1,562.6

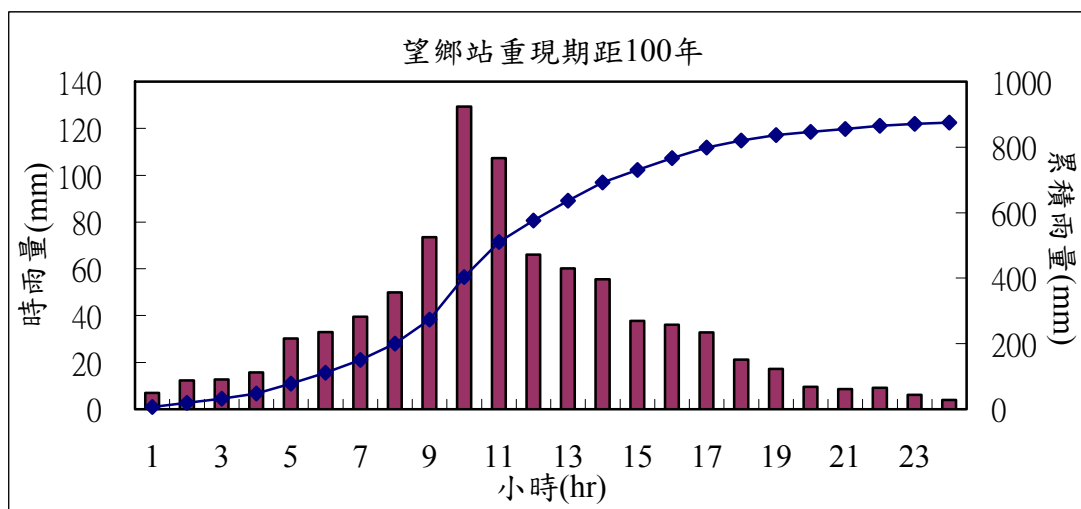


圖 5-11 望鄉站重現期距 100 年之無因次高斯馬可夫設計雨型

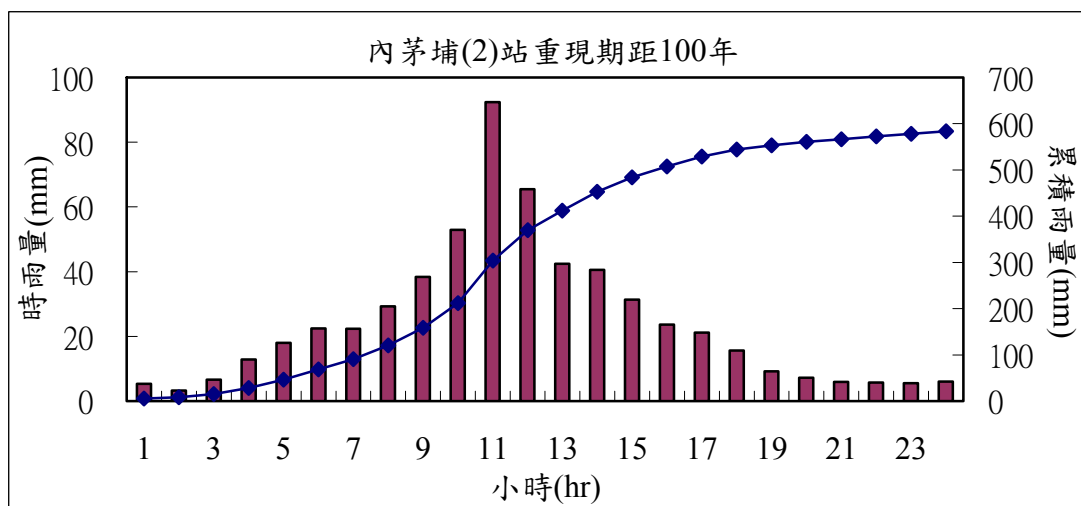


圖 5-12 內茅埔(2)站重現期距 100 年之無因次高斯馬可夫設計雨型

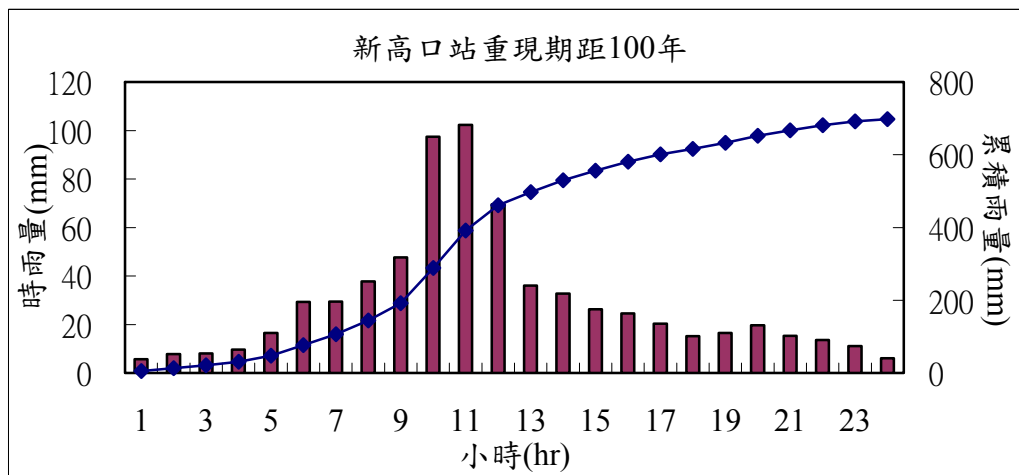


圖 5-13 新高口站重現期距 100 年之無因次高斯馬可夫設計雨型

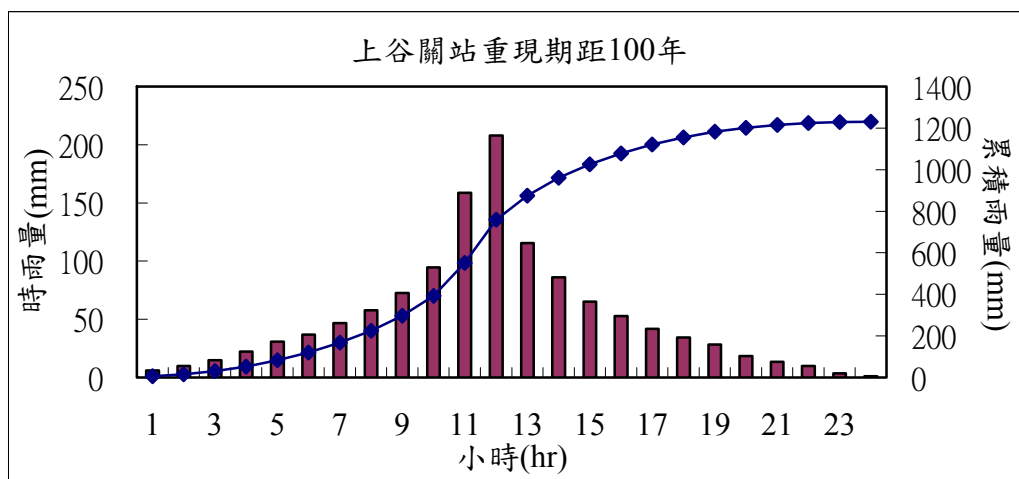


圖 5-14 上谷關站重現期距 100 年之無因次高斯馬可夫設計雨型

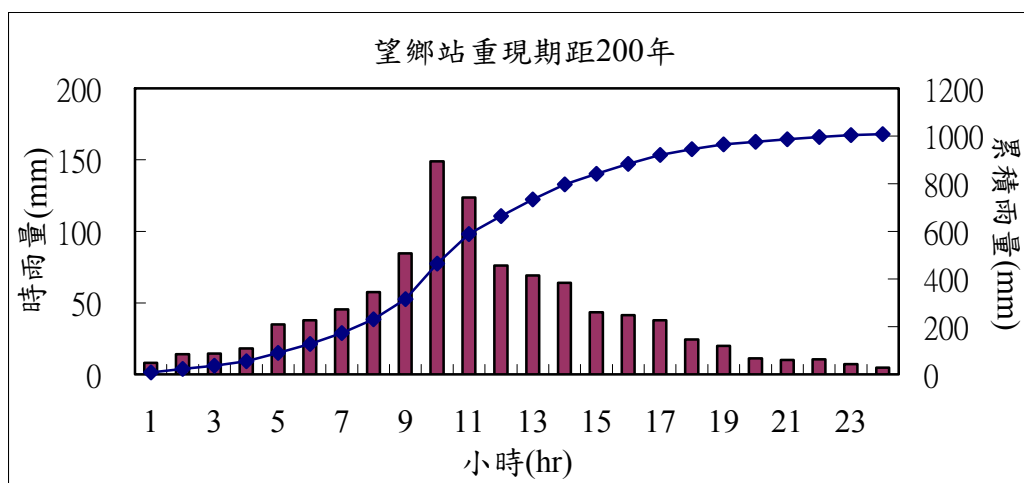


圖 5-15 望鄉站重現期距 200 年之無因次高斯馬可夫設計雨型

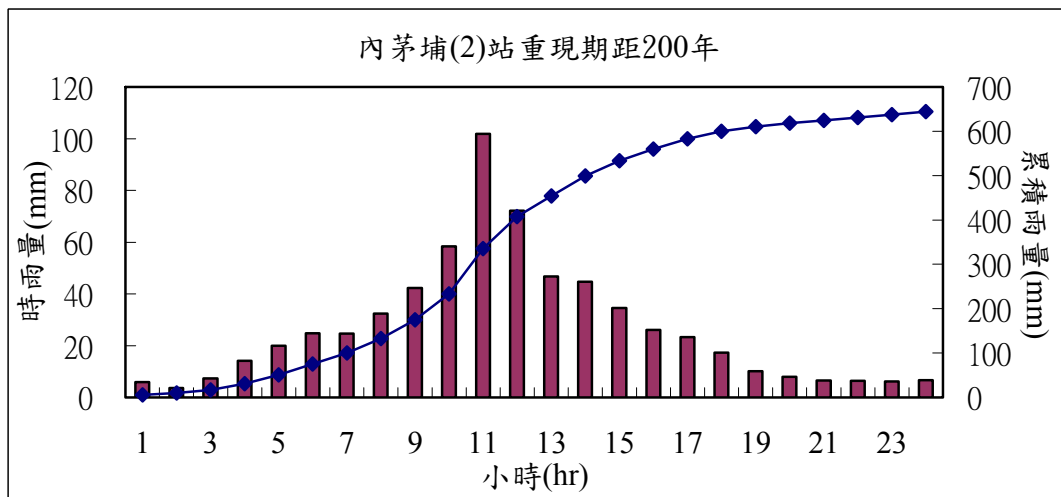


圖 5-16 內茅埔(2)站重現期距 200 年之無因次高斯馬可夫設計雨型

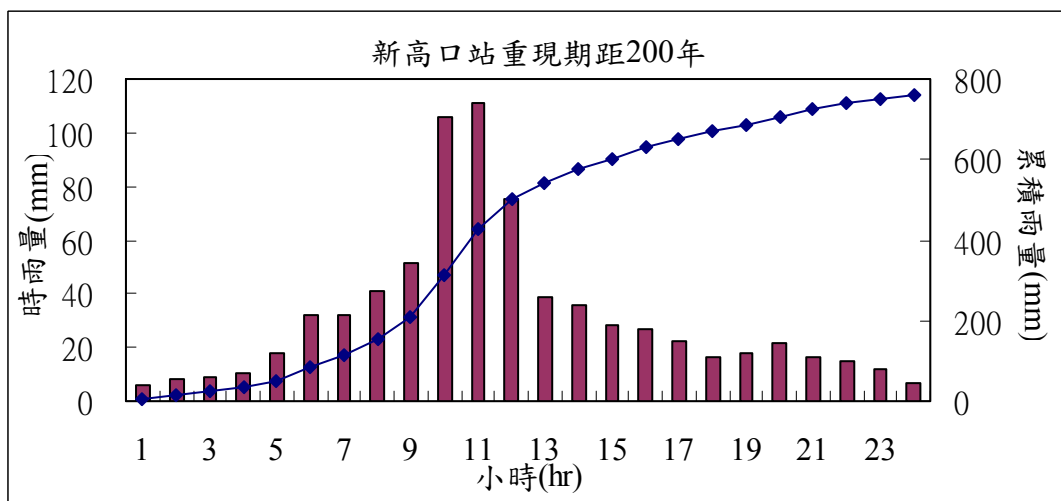


圖 5-17 新高口站重現期距 200 年之無因次高斯馬可夫設計雨型

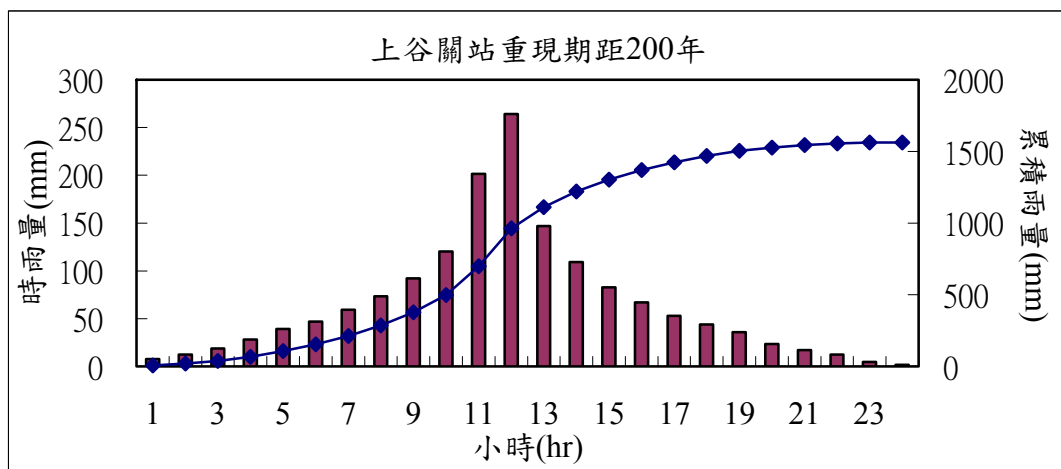


圖 5-18 上谷關站重現期距 200 年之無因次高斯馬可夫設計雨型

5.3 模擬分析結果

本研究以桃芝颱風實際降雨、重現期距 100 年及重現期距 200 年進行模擬分析之評估，並分為「十八重溪全流域」及「南投 030 潛勢溪流」，詳述如下。

5.3.1 十八重溪全流域分析結果

將上述三種土石流情境進行模擬之分析結果，如圖 5-19~5-30，進行統計分析並建置於表 5-9，其中桃芝颱風實際降雨量之最大堆積深度 23.30 m、最大流動速度 27.70 m/s、平均堆積深度 2.50 m、平均流動速度 3.22 m/s；重現期距 100 年之最大堆積深度 24.32 m、最大流動速度 27.93 m/s、平均堆積深度 2.71 m、平均流動速度 3.66 m/s；重現期距 200 年之最大堆積深度 24.66 m、最大流動速度 29.43 m/s、平均堆積深度 2.94 m、平均流動速度 3.84 m/s。由三種情境模擬之堆積深度圖，可看出於十八重溪橋前之堆積深度約於 10 m 左右；從模擬之流動速度圖中流動速度也約為 10 m/s 以下，其最大堆積深度及最大流動速度主要還是集中發生在中上游的部份。

表 5-9 十八重溪--土石流「全流域」模擬結果分析

各境況模擬	最大堆積深度(m)	平均堆積深度(m)	最大流動速度(m/s)	平均流動速度(m/s)	網格數
桃芝颱風實際降雨量	23.30	2.50	27.70	3.22	1655
重現期距 100 年	24.32	2.71	27.93	3.66	1749
重現期距 200 年	24.66	2.94	29.43	3.84	1761

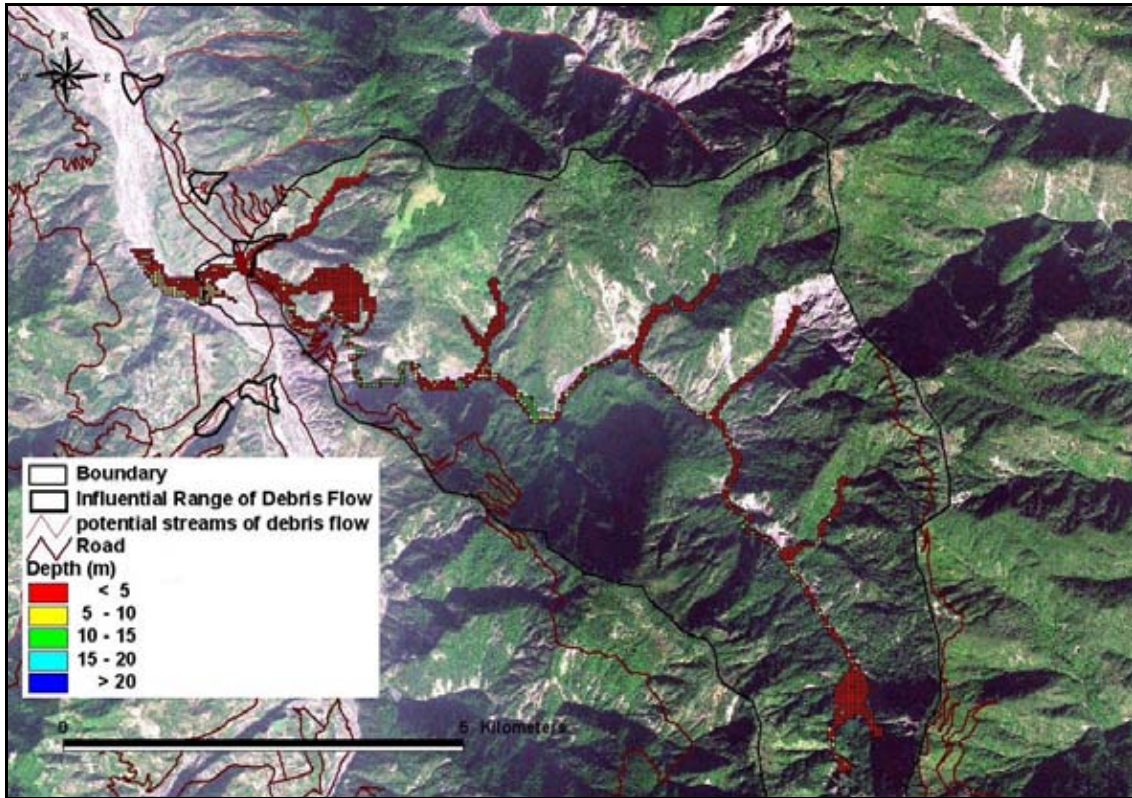


圖 5-19 桃芝颱風之「全流域」堆積深度圖

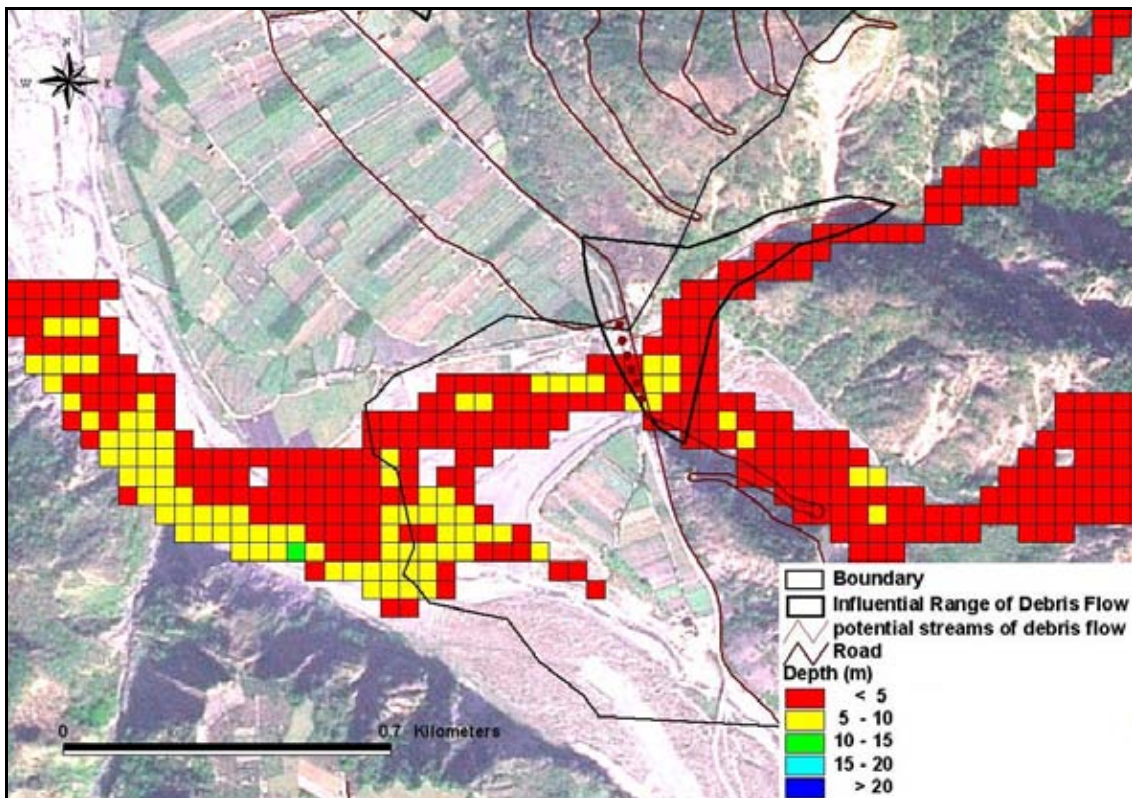


圖 5-20 桃芝颱風之「全流域」下游堆積深度圖

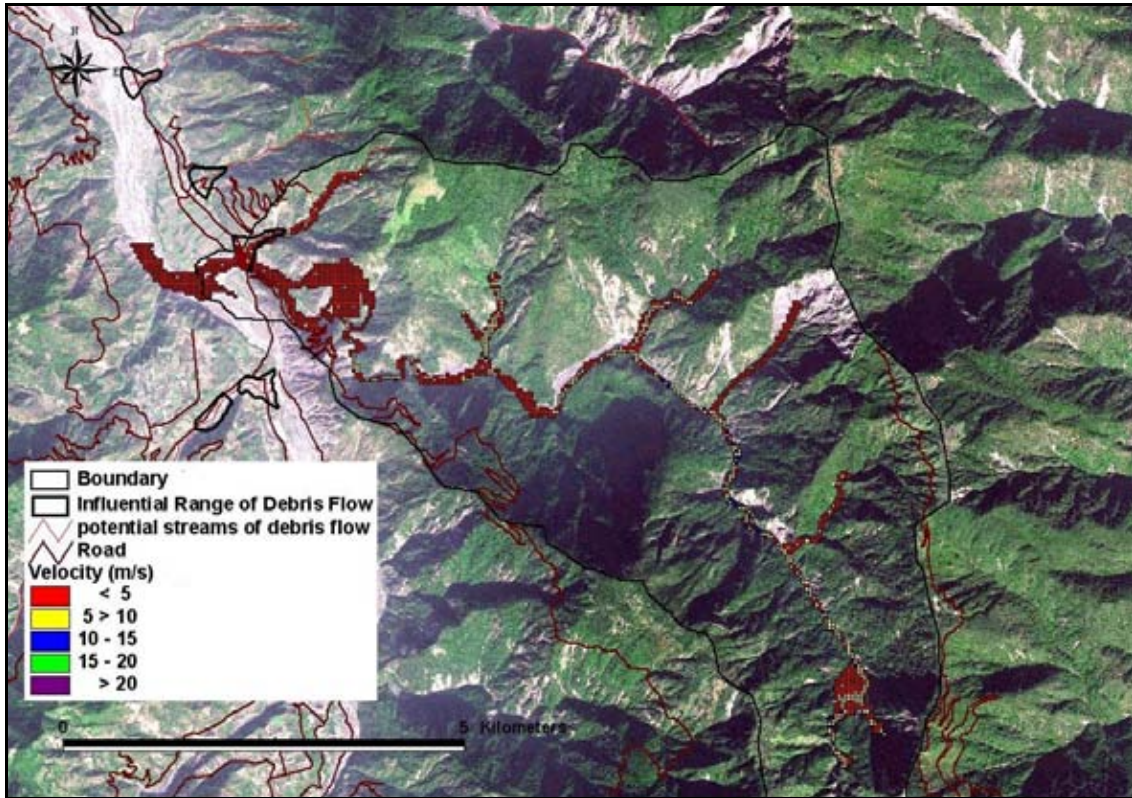


圖 5-21 桃芝颱風之「全流域」流動速度圖

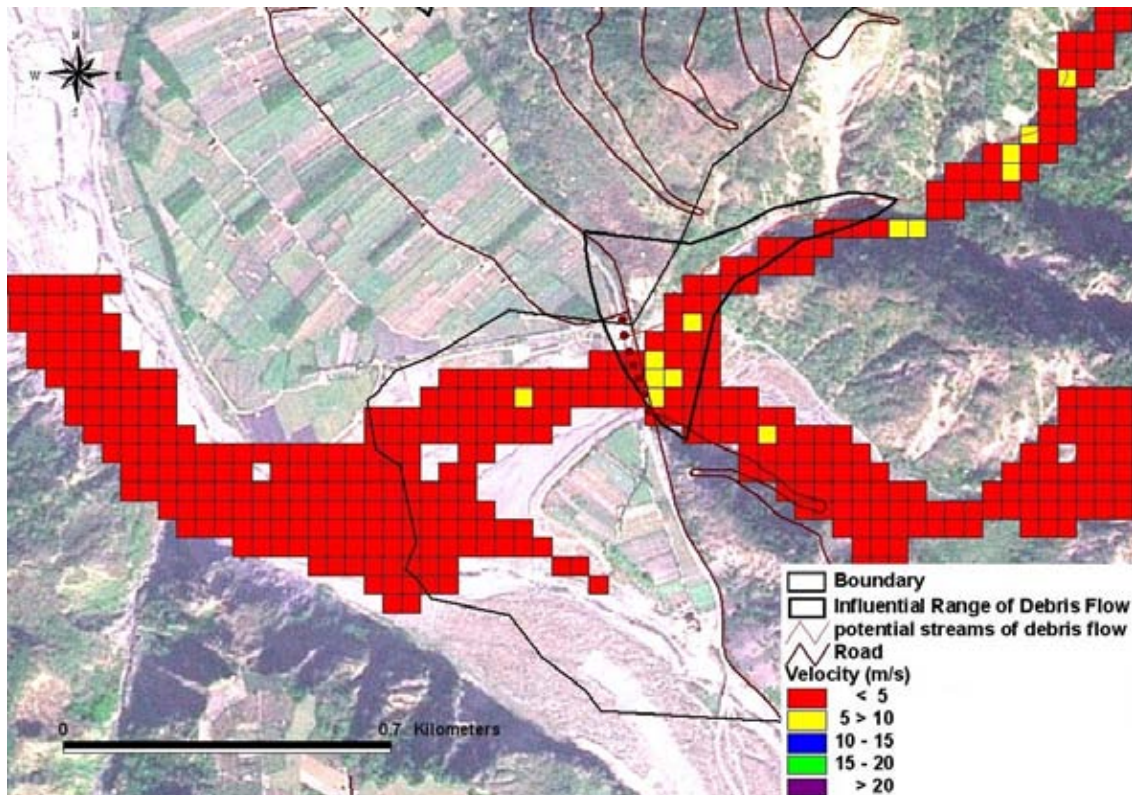


圖 5-22 桃芝颱風之「全流域」下游流動速度圖

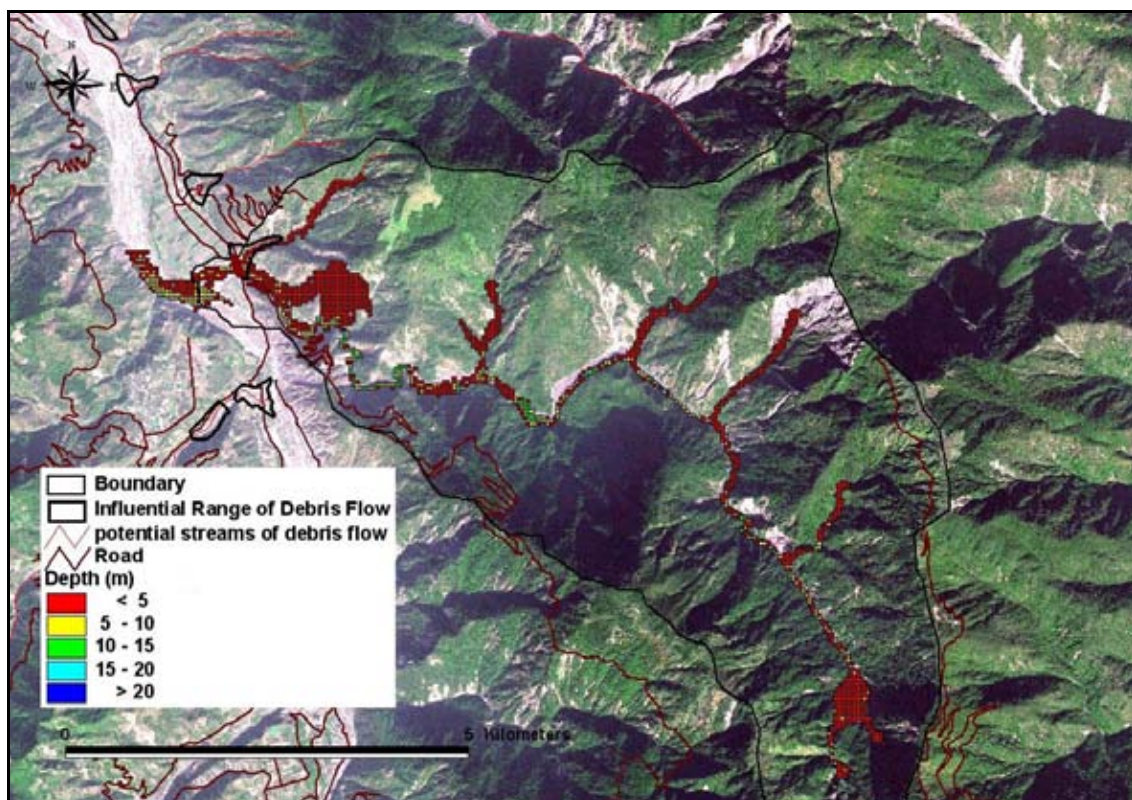


圖 5-23 重現期距 100 年之「全流域」堆積深度圖

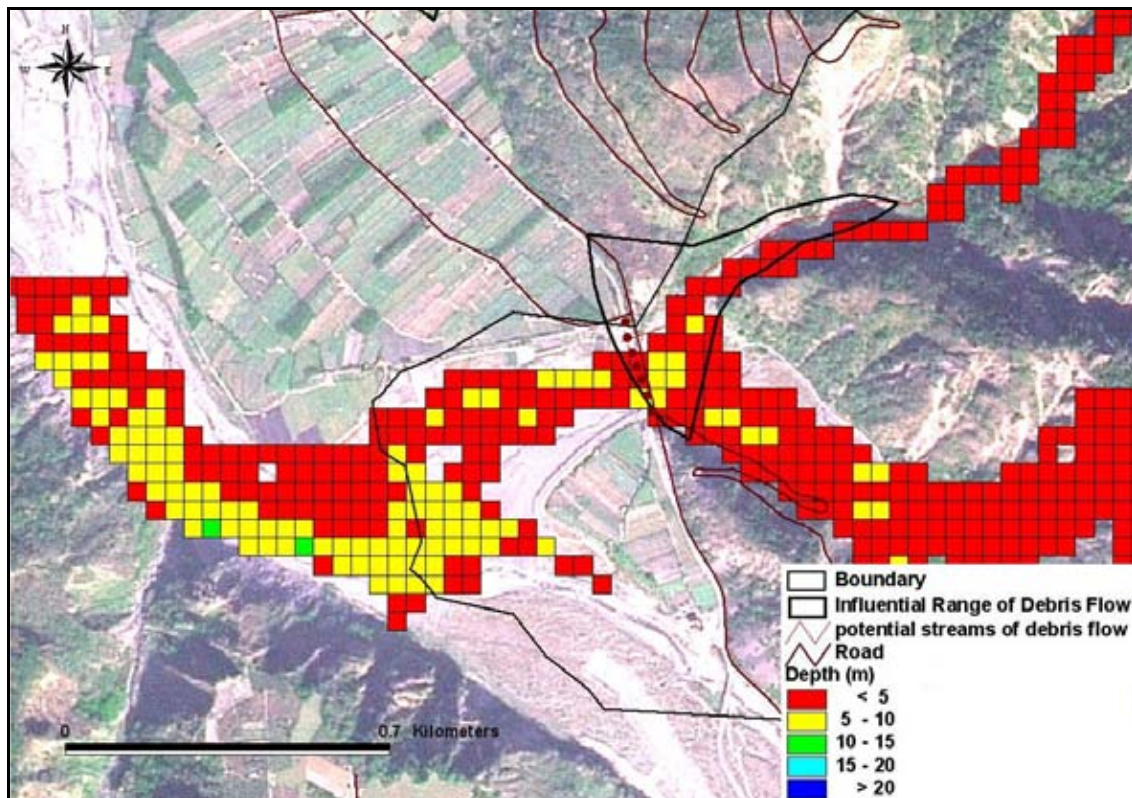


圖 5-24 重現期距 100 年之「全流域」下游堆積深度圖

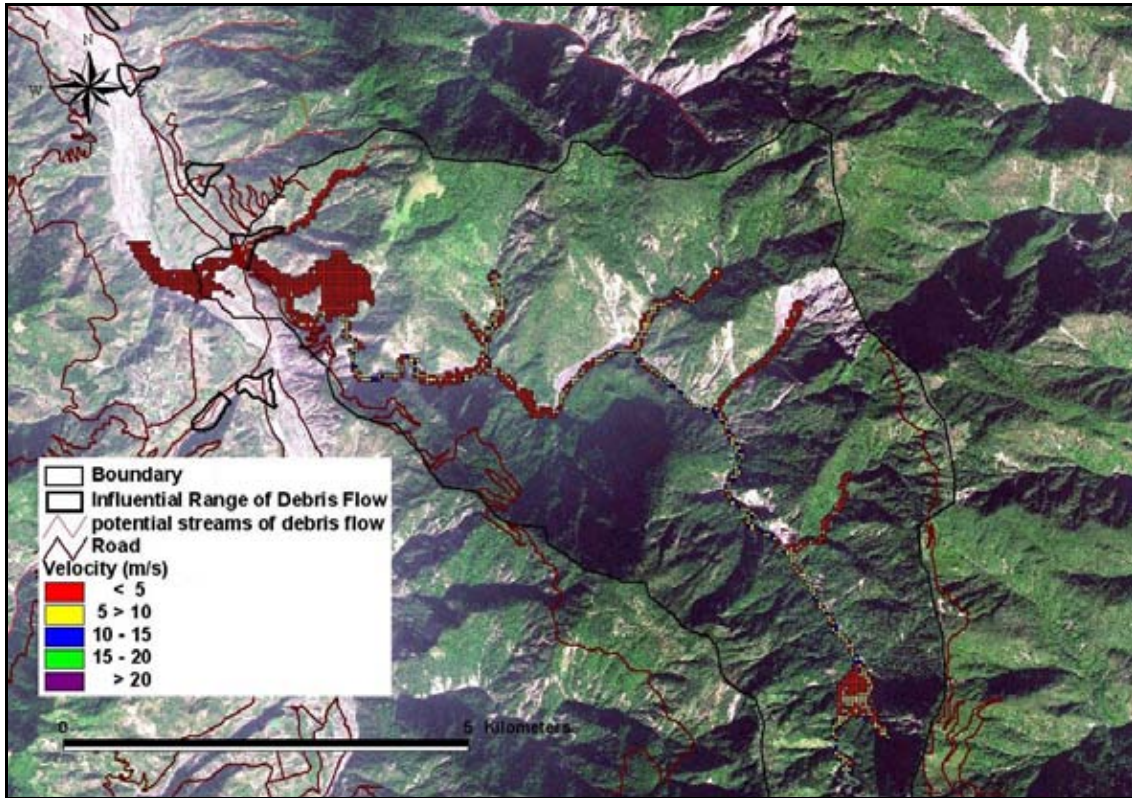


圖 5-25 重現期距 100 年之「全流域」流動速度圖

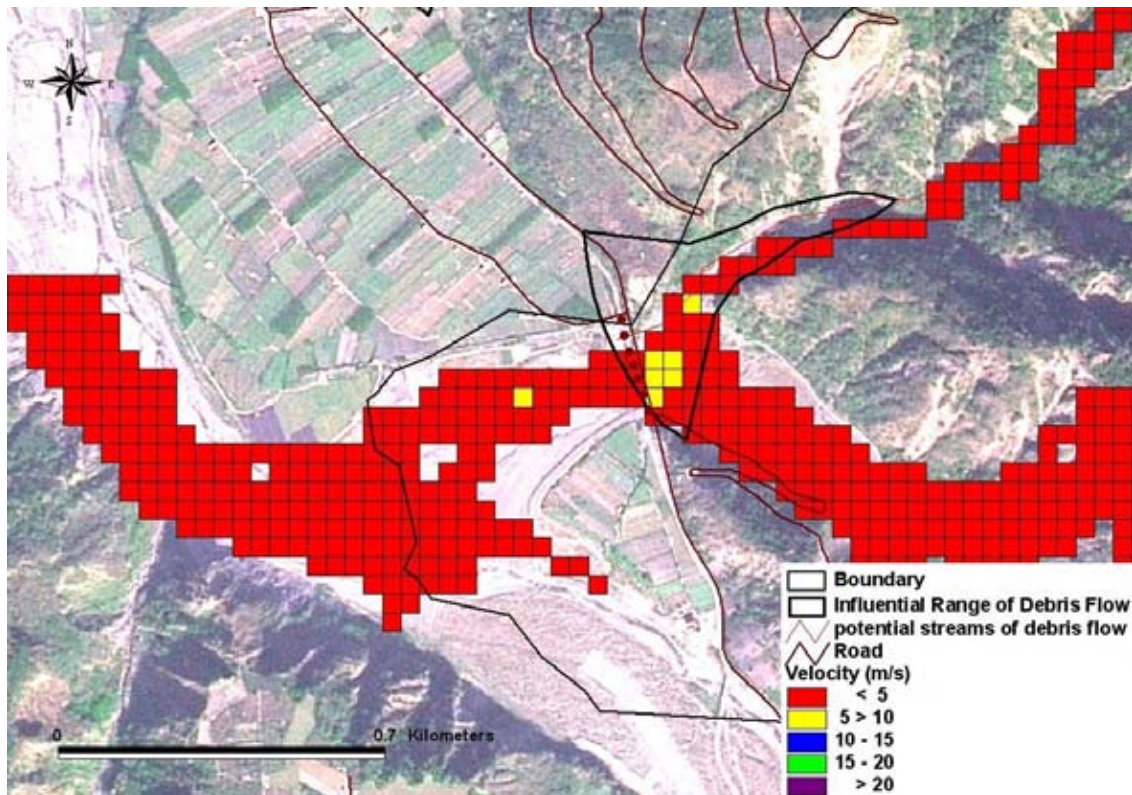


圖 5-26 重現期距 100 年之「全流域」下游流動速度圖

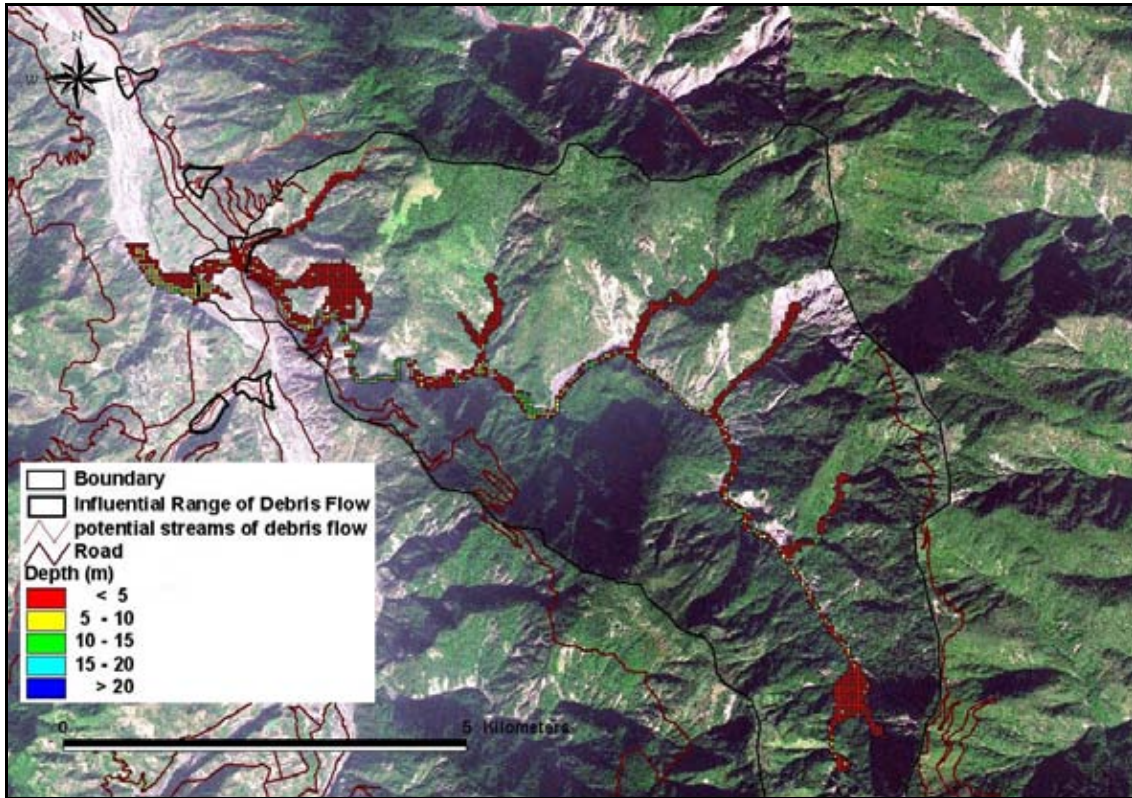


圖 5-27 重現期距 200 年之「全流域」堆積深度圖

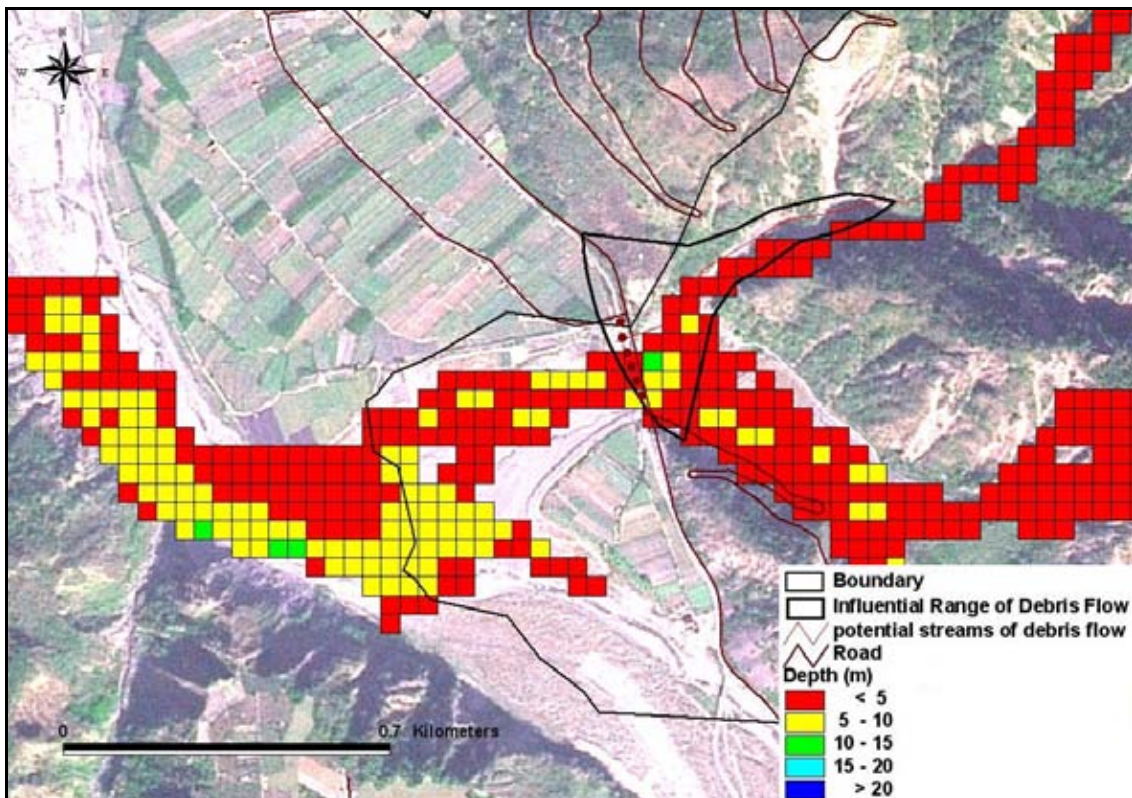


圖 5-28 重現期距 200 年之「全流域」下游堆積深度圖

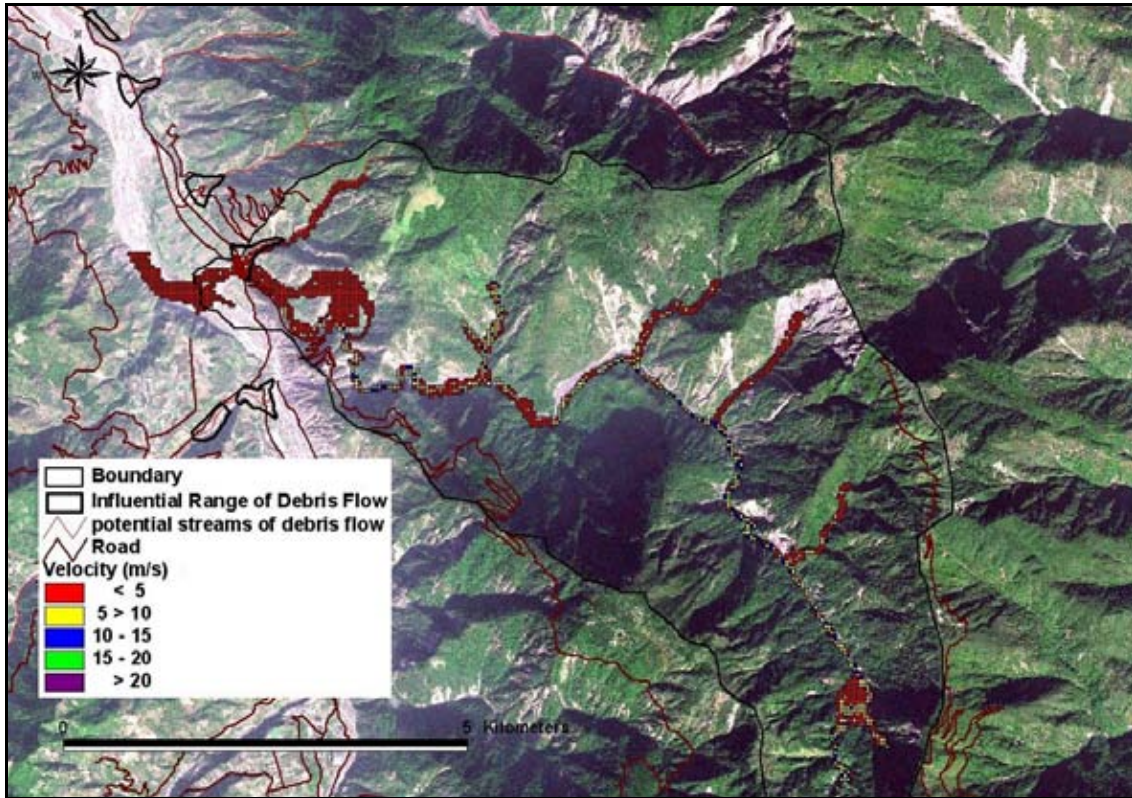


圖 5-29 重現期距 200 年之「全流域」流動速度圖

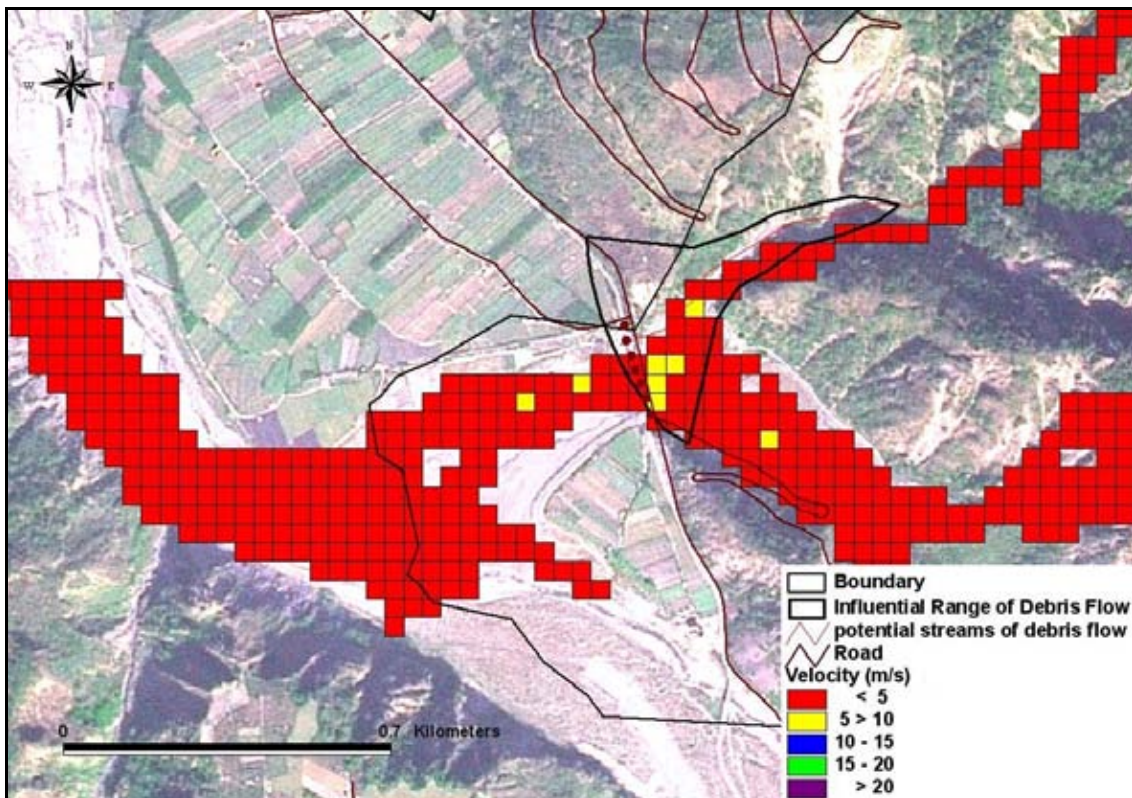


圖 5-30 重現期距 200 年之「全流域」下游流動速度圖

5.3.2 南投 030 潛勢溪流分析結果

將上述三種土石流情境進行模擬之分析結果，如圖 5-31~5-36，進行統計分析並建置於表 5-10，其中桃芝颱風實際降雨量之最大堆積深度 3.78 m、最大流動速度 8.82 m/s、平均堆積深度 1.23 m、平均流動速度 2.77 m/s；重現期距 100 年之最大堆積深度 3.53 m、最大流動速度 21.89 m/s、平均堆積深度 1.03 m、平均流動速度 3.56 m/s；重現期距 200 年之最大堆積深度 3.54 m、最大流動速度 22.54 m/s、平均堆積深度 1.03 m、平均流動速度 3.29 m/s。由三種情境模擬之堆積深度圖，可看出於十八重溪橋前之堆積深度約於 3 m 以下，且主要集中於 P3 橋墩前；從模擬之流動速度圖中流動速度也約為 10 m/s 以下。

表 5-10 南投 030 潛勢溪流--土石流「全流域」模擬結果分析

各境況模擬	最大堆積深度(m)	平均堆積深度(m)	最大流動速度(m/s)	平均流動速度(m/s)	網格數
桃芝颱風實際降雨量	3.78	1.23	8.82	2.77	150
重現期距 100 年	3.53	1.03	21.89	3.56	165
重現期距 200 年	3.54	1.03	22.54	3.29	165

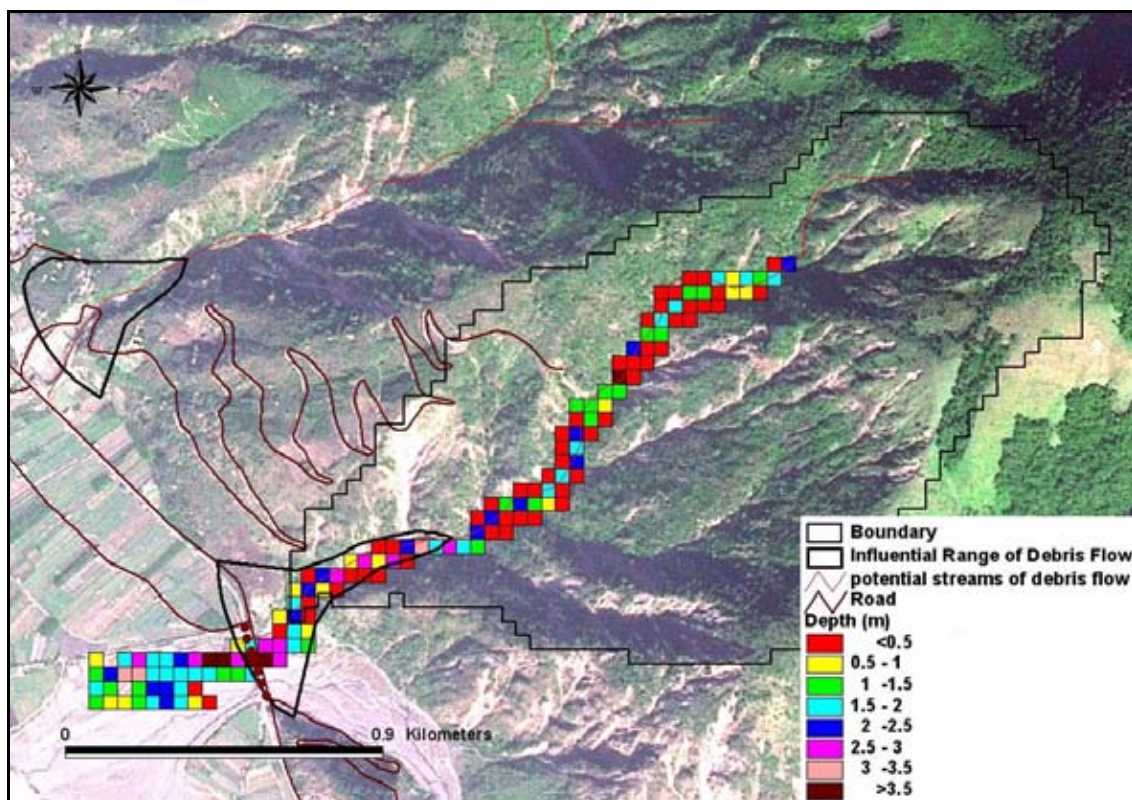


圖 5-31 桃芝颱風之「南投 030」堆積深度圖

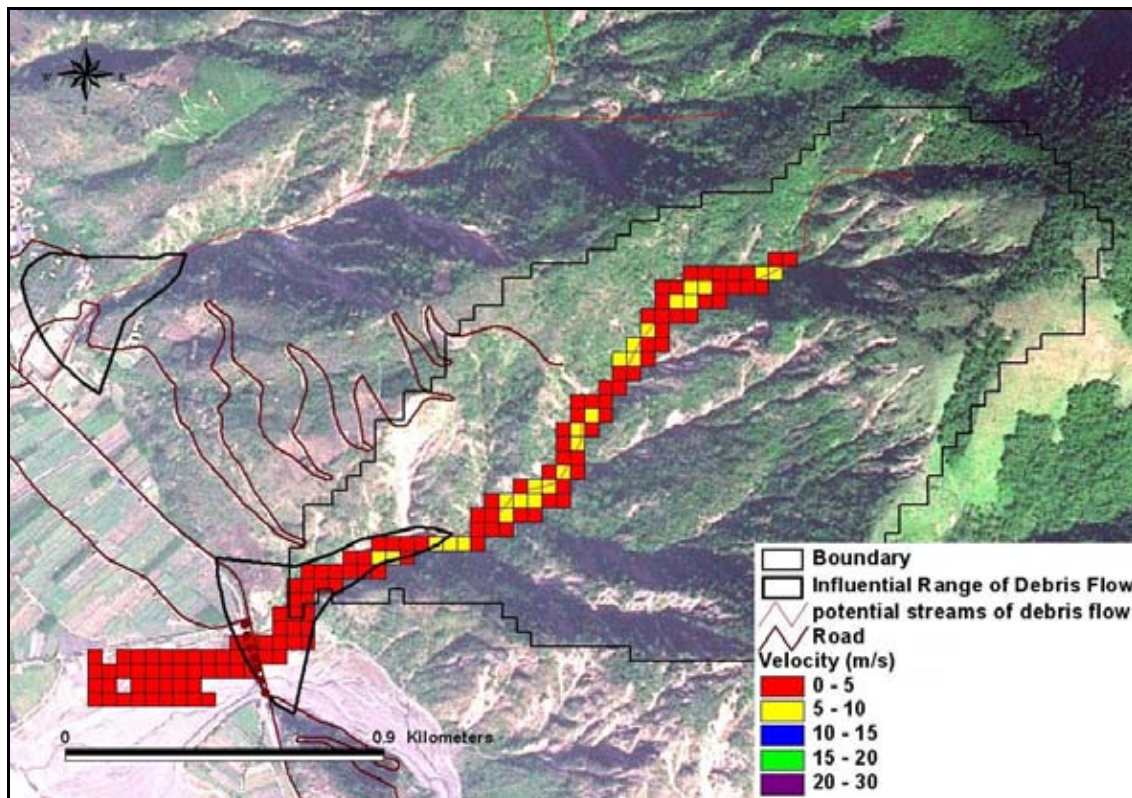


圖 5-32 桃芝颱風之「南投 030」流動速度圖

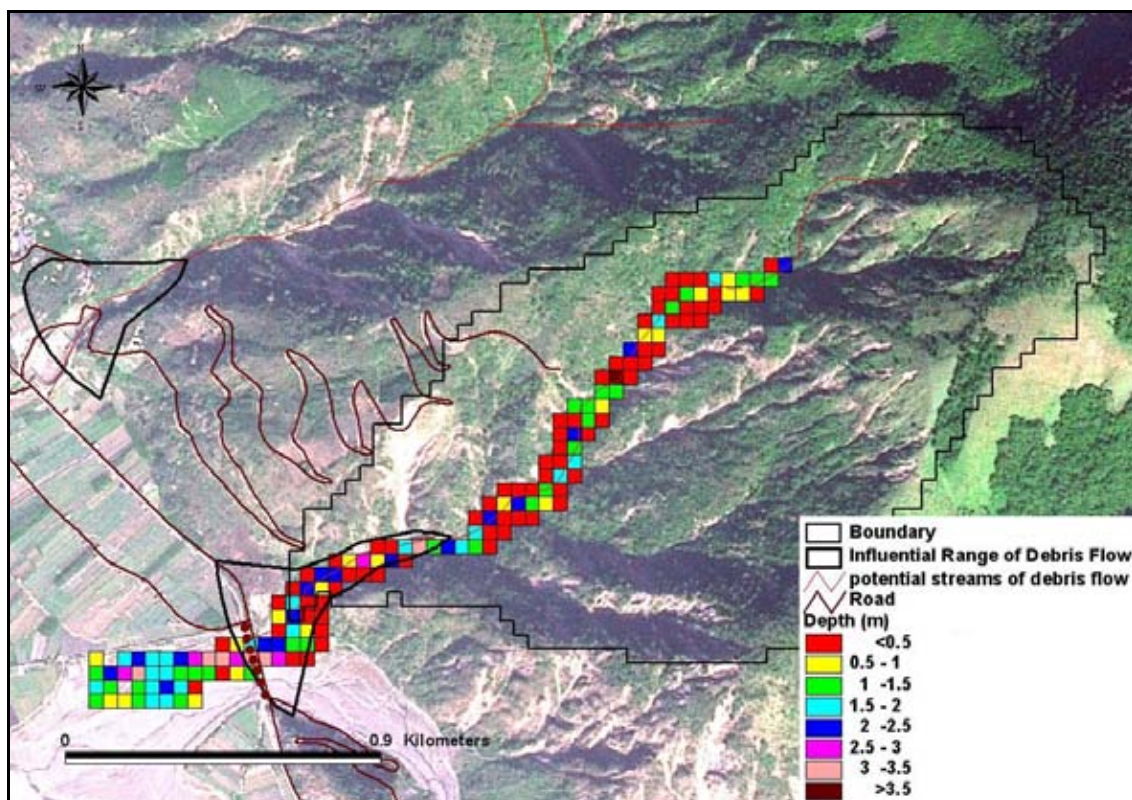


圖 5-33 重現期距 100 年之「南投 030」堆積深度圖

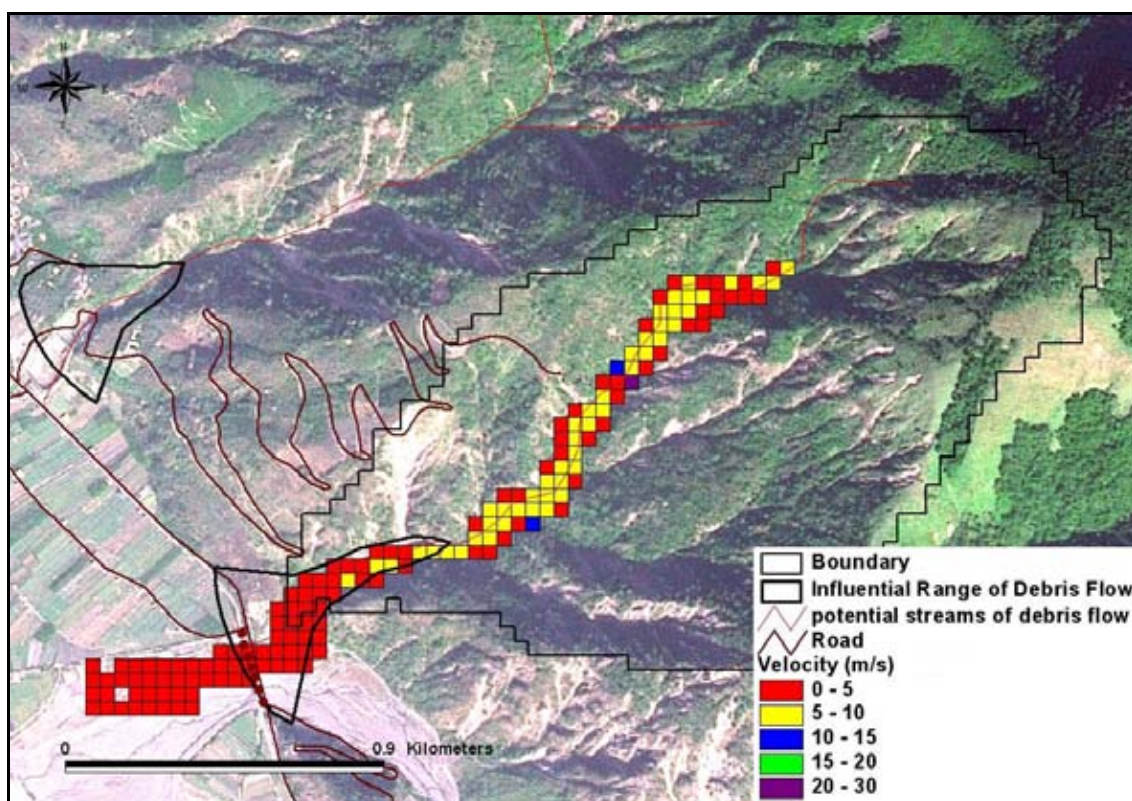


圖 5-34 重現期距 100 年之「南投 030」流動速度圖

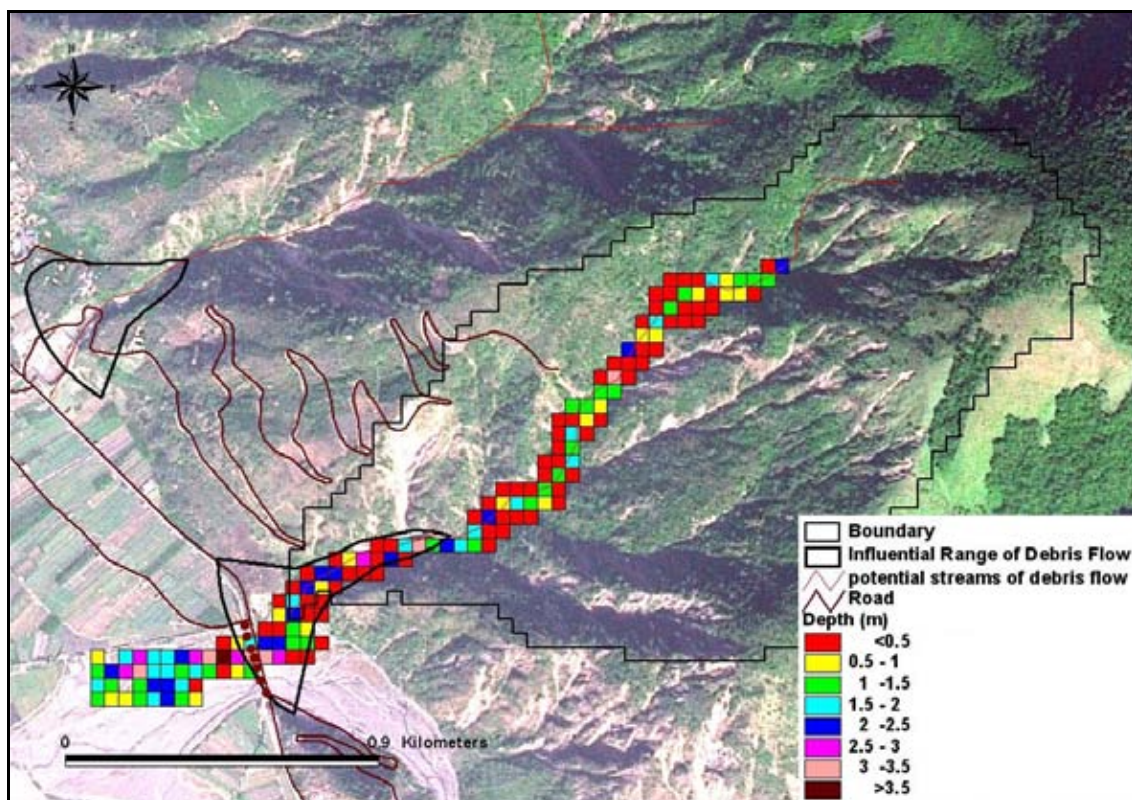


圖 5-35 重現期距 200 年之「南投 030」堆積深度圖

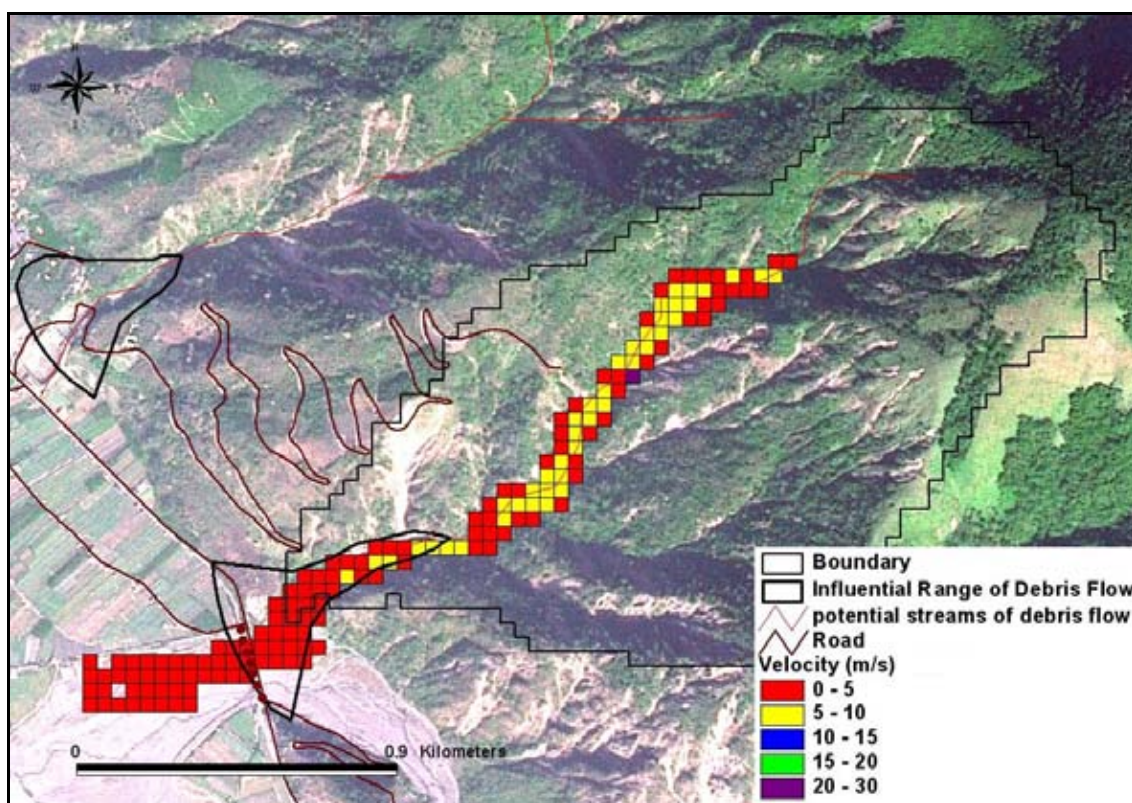


圖 5-36 重現期距 200 年之「南投 030」流動速度圖

本計畫將 5.3.1 及 5.3.2 兩小節數值分析之結果，針對橋樑前之最大堆積深度及最大流動速度進行整理並建置於表 5-11 及表 5-12。從表中可以明顯看出「十八重溪全流域」之模擬結果皆大於「南投 030 潛勢溪流」，由此可以清楚瞭解集水區之大小，亦是影響水利分析之因素之一。

表 5-11 十八重溪模擬結果之橋墩前最大堆積深度及最大流動速度

各境況模擬	最大堆積深度 (m)	最大流動速度 (m/s)
桃芝颱風實際降雨量	8.19	8.12
重現期距 100 年	9.92	9.31
重現期距 200 年	10.12	9.80

表 5-12 南投 030 模擬結果之橋墩前最大堆積深度及最大流動速度

各境況模擬	最大堆積深度 (m)	最大流動速度 (m/s)
桃芝颱風實際降雨量	3.66	2.62
重現期距 100 年	3.36	3.20
重現期距 200 年	3.43	3.31

本研究取兩個集水區分別以三種災害情境進行土石流流況模擬分析；集水區分為十八重溪全流域及其支流南投 030 潛勢溪流全流域，配合桃芝颱風實際降雨、100 年重現期距、200 年重現期距三種情境，並比較模擬結果。

1. 根據行政院農業委員會「水土保持技術規範，2000」，集水區面積小於 1000 公頃以下，由推估逕流量之合理化公式得知，土石流逕流量與集水區面積大小成正比，由桃芝颱風實際降雨量模擬兩集水區之結果顯示，十八重溪全流域土石流流速及堆積深度皆大於南投 030 潛勢溪流流域，因此符合水利常態行為，集水區域面積愈大土石逕流量愈大，堆積深度及流動速度則愈大，表 5-11、表 5-12 所示。
2. 依據成功大學防災研究中心(1999)整理國內外過去發生土石流災害觀察之結果，土石流運動型態按其所處位置的地形坡度，可區分為

崩落滑動區、土石流與崩落滑動共存區、土石流發生及流動區、土石流淤積區及土石流停止區，模擬結果由圖 5-19、圖 5-21 可明顯看出較大之流動速度主要集中在中上游處，較高之堆積深度則集中於下游堆積處，尤其以墩前為最，符合上述土石流流動型態，且由模擬結果可研判，土石流流動除了由於溪流出口處因坡度較緩，使土石流動趨於停止外，跨河橋樑結構因縮小河道斷面，導致土石堆積亦是其中之因素。

3. 由過去災害歷史得知，十八重溪橋 P3 墩柱破壞原因主要是由於南投 030 潛勢溪流下游土石流沖積扇堆積淤埋導致，實際墩前堆積深度約為河床至橋面版高度更有超越橋面版之情況。
4. 由表 5-11、表 5-12 數據彙整得知，十八重溪全流域模擬結果，墩前最大流速為 9.80 m/s，最大堆積深度為 10.12 m；南投 030 潛勢溪流流域墩前之最大流速為 3.31 m/s，最大堆積深度為 3.66 m，比對實際災害紀錄得知，南投 030 潛勢溪流模擬結果，墩前堆積深度 3.66 m 明顯不足，且下游土石淹埋範圍並未達橋台位置，見圖 5-33 及圖 5-34 所示。十八重溪全流域模擬，除其支流-南投 030 潛勢溪流外，亦同時考慮十八重溪上游所挾帶之土石量，其模擬結果墩前之堆積深度 10.12 m 及淹埋範圍皆與實際情況大致相同。
5. 由表 5-9 及表 5-10 數據顯示，十八重溪全流域三種境況模擬結果，符合設定之土石流模擬定義：「土石流發生時間為最大時雨量開始至之後兩小時為降雨結束」，其中 200 年重現期距設計兩型之最大尖峰降雨量 148.98 mm，100 年重現期距之尖峰降雨量 129.33 mm，桃芝颱風 24 小時延時總降雨量 599 mm，其最大尖峰降雨量 77 mm。

綜合上述分析結果得知，全流域所得的分析結果較為合理，因此本研究取災害規模最大之集水區『桃芝颱風實際降雨量—十八重溪全流域』，取其模擬結果作為後續衝擊力理論式估算之計算參數，基於上述之原因於後續郡坑溪、和社溪和阿邦溪土石流情境模擬皆以「全流域」來進行分析探討。

5.3.3 郡坑溪結果

郡坑溪集水區面積約 3157 公頃，集水區溪床坡度約 4.6° ，橫跨其上的為信義橋，此乃連接水里與信義之交通要道。FLO-2D 程式模擬郡坑溪之參數包括：集水區高程資料、 $\alpha_1=0.811$ 、 $\alpha_2=0.00462$ 、 $\beta_1=13.72$ 、 $\beta_2=11.24$ ，曼寧粗糙係數值 n 為 0.035，土石顆粒比重 G_s 為 2.3，層流阻滯係數 K 為 2285，體積濃度 C_v 為 0.70，如表 5-1，其中高程資料為農林航空測量所於 1999 年建置 40m×40m 之 DTM 資料。桃芝颱風之最大時雨量為 125.5 mm/hr，累積日雨量為 461 mm/day；重現期距 100 年之最大時雨量為 92.39 mm/hr，累積日雨量為 584 mm/day；重現期距 200 年之最大時雨量為 101.88 mm/hr，累積日雨量為 644 mm/day，如表 5-11。

表 5-11 郡坑溪模擬之雨量條件

模擬條件	數值 DTM	最大時雨量 (mm/hr)	累積日雨量 (mm/day)
實際降雨量	40m×40m	125.5	461
重現期距 100 年	40m×40m	92.39	584
重現期距 200 年	40m×40m	101.88	644

將上述三種土石流情境進行模擬之分析結果，如圖 5-37~5-48，進行統計分析並建置於表 5-12 及表 5-13，桃芝颱風之最大堆積深度 12.05 m、最大流動速度 20.34 m/s、平均堆積深度 1.73 m、平均流動速度 2.11 m/s、墩前最大堆積深度 2.53 m、墩前最大流動速度 1.69 m/s；重現期距 100 年之最大堆積深度 11.38 m、最大流動速度 19.70 m/s、平均堆積深度 1.77 m、平均流動速度 1.51 m/s、墩前最大堆積深度 2.69 m、墩前最大流動速度 1.62 m/s；重現期距 200 年之最大堆積深度 12.88 m、最大流動速度 20.85 m/s、平均堆積深度 1.83 m、平均流動速度 1.92 m/s、墩前最大堆積深度 2.87 m、墩前最大流動速度 1.64 m/s。

表 5-12 郡坑溪--土石流「全流域」模擬結果分析

各模擬情境	最大深度 (m)	平均深度 (m)	最大速度 (m/s)	平均速度 (m/s)	網格數
實際雨量	12.05	1.73	20.34	2.11	2879
100 年	11.38	1.77	19.70	1.51	3146
200 年	12.88	1.83	20.85	1.92	4224

表 5-13 郡坑溪墩前之土石流模擬分析結果

模擬條件	墩前最大堆積深度(m)	墩前最大流動速度(m/s)
實際降雨量	2.53	1.69
重現期距 100 年	2.69	1.62
重現期距 200 年	2.87	1.64

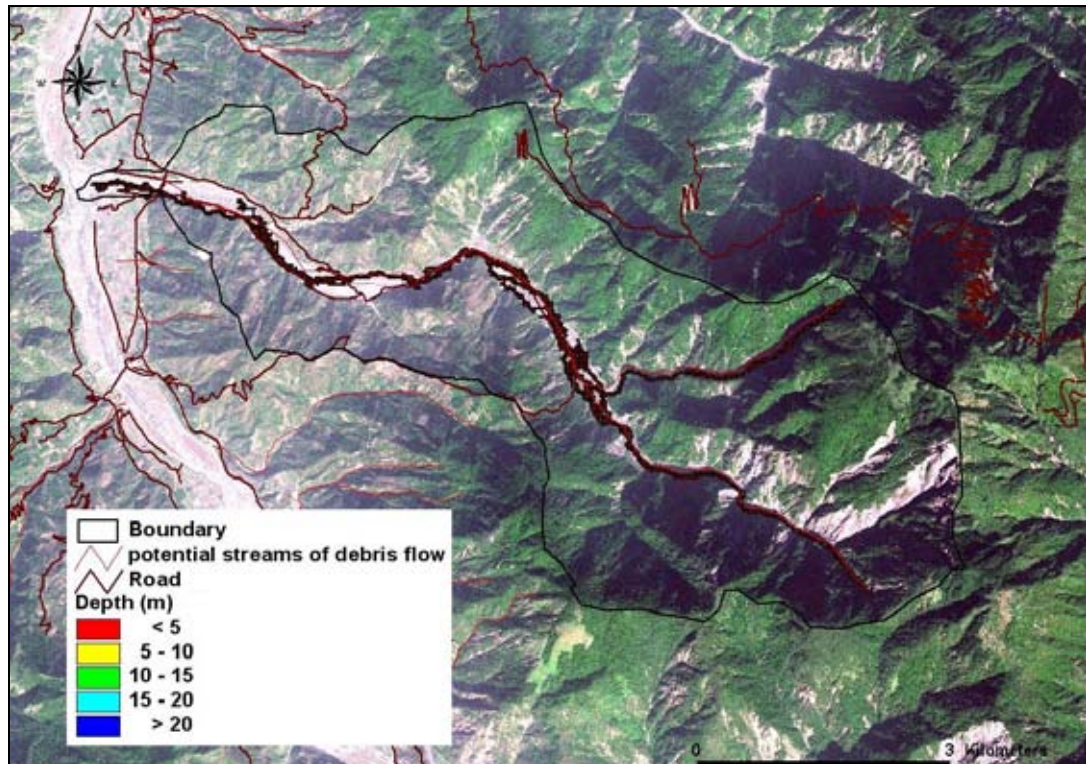


圖 5-37 桃芝颱風之「郡坑溪」堆積深度圖

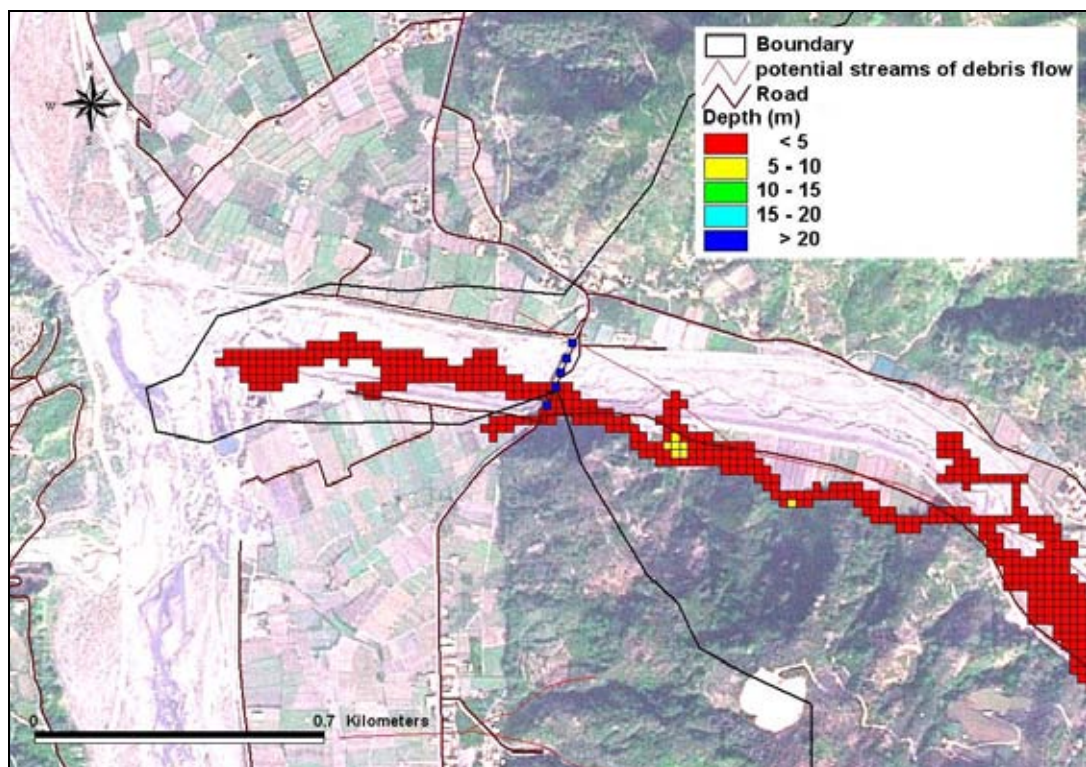


圖 5-38 桃芝颱風之「郡坑溪」下游堆積深度圖

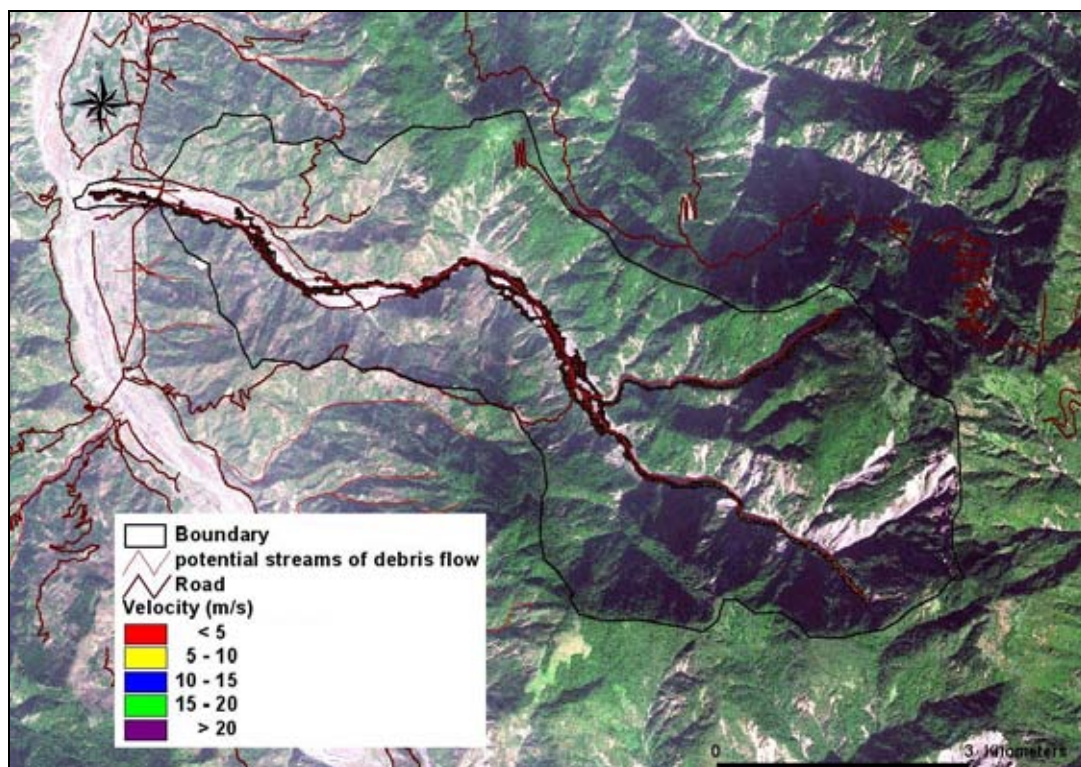


圖 5-39 桃芝颱風之「郡坑溪」流動速度圖

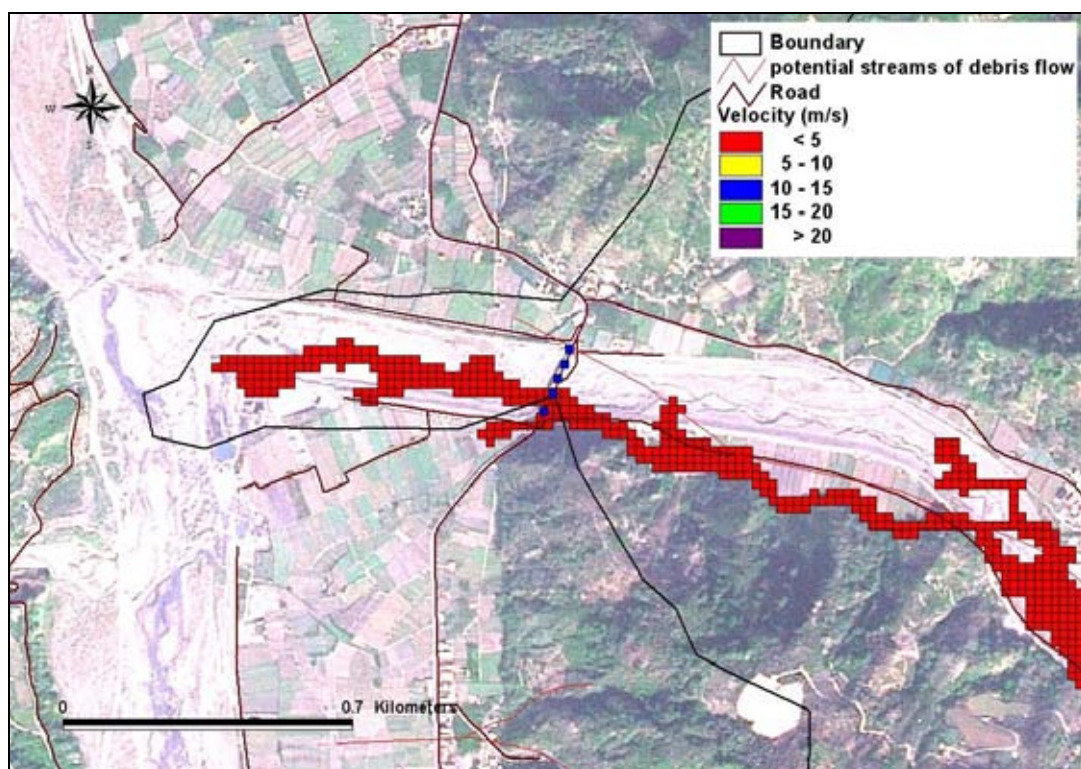


圖 5-40 桃芝颱風之「郡坑溪」下游流動速度圖

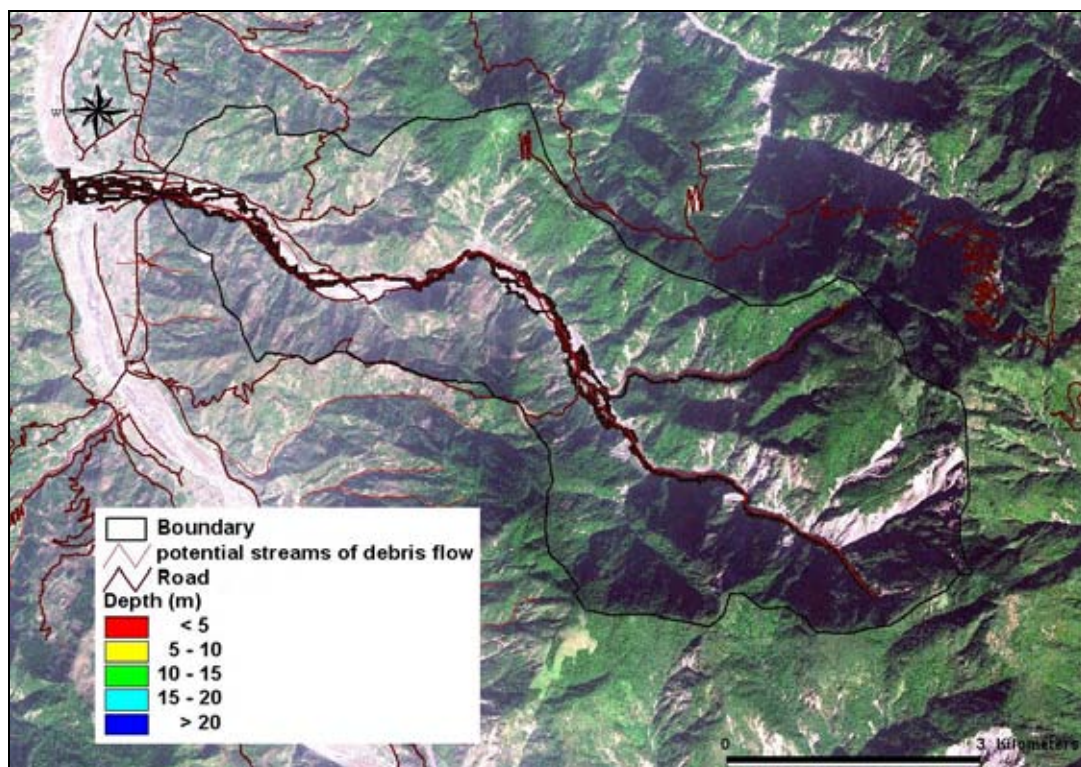


圖 5-41 重現期距 100 年之「郡坑溪」堆積深度圖

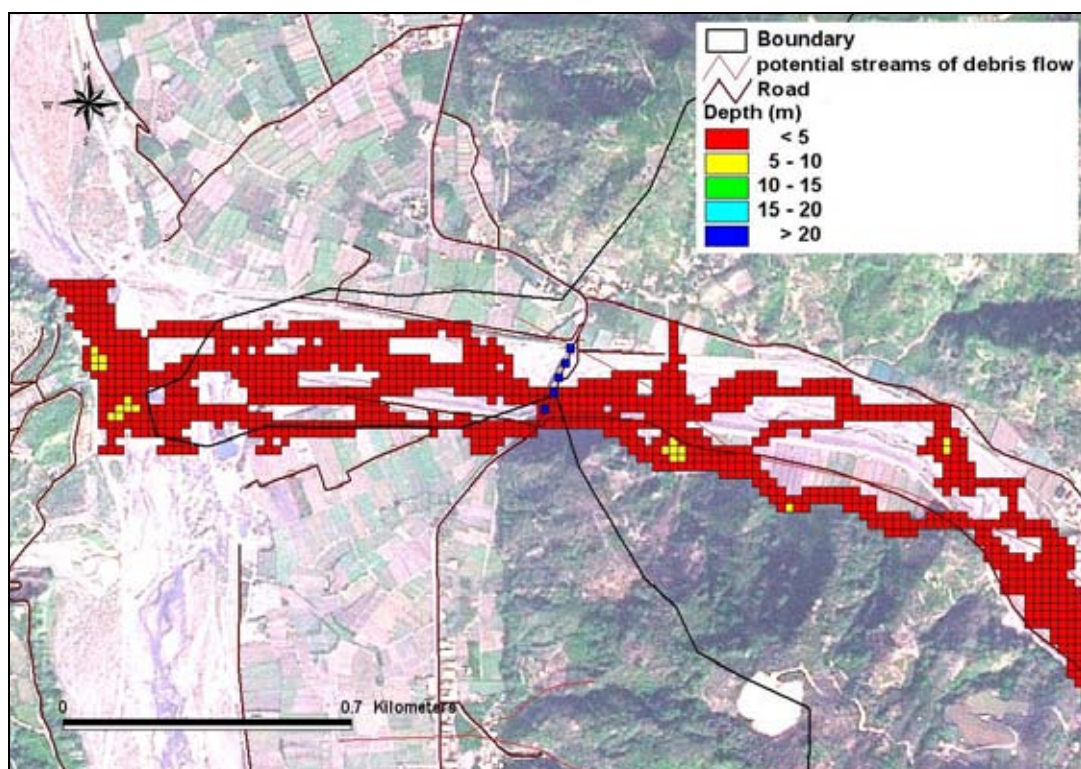


圖 5-42 重現期距 100 年之「郡坑溪」下游堆積深度圖

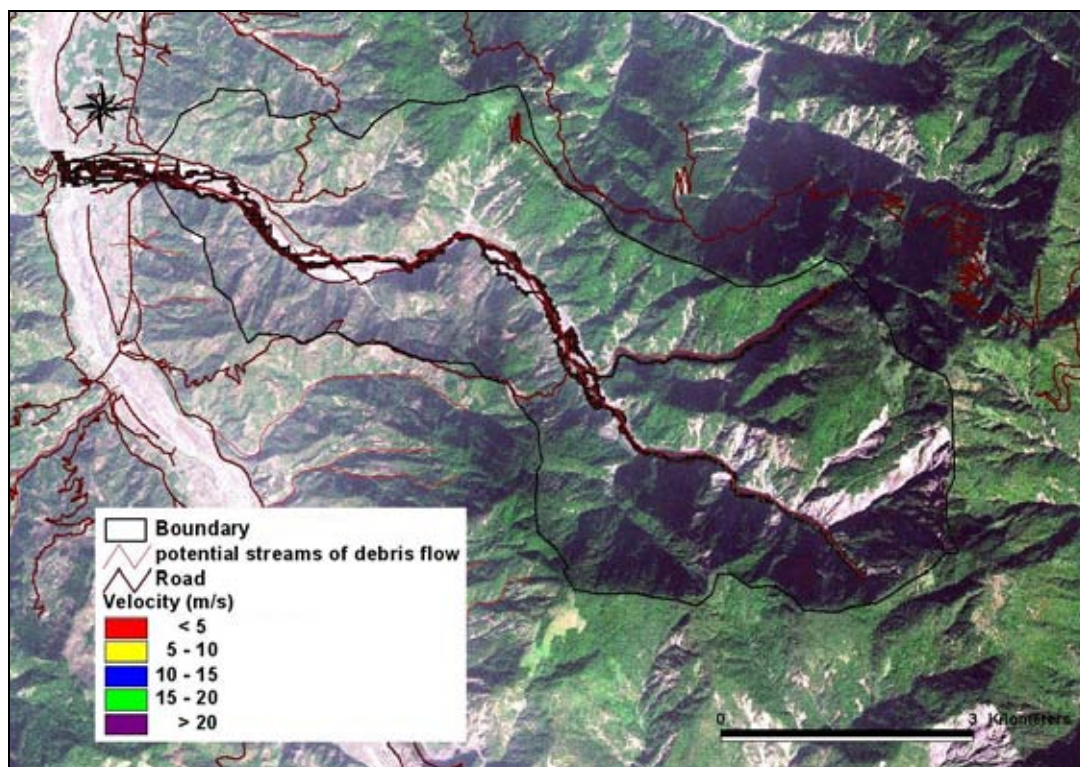


圖 5-43 重現期距 100 年之「郡坑溪」流動速度圖

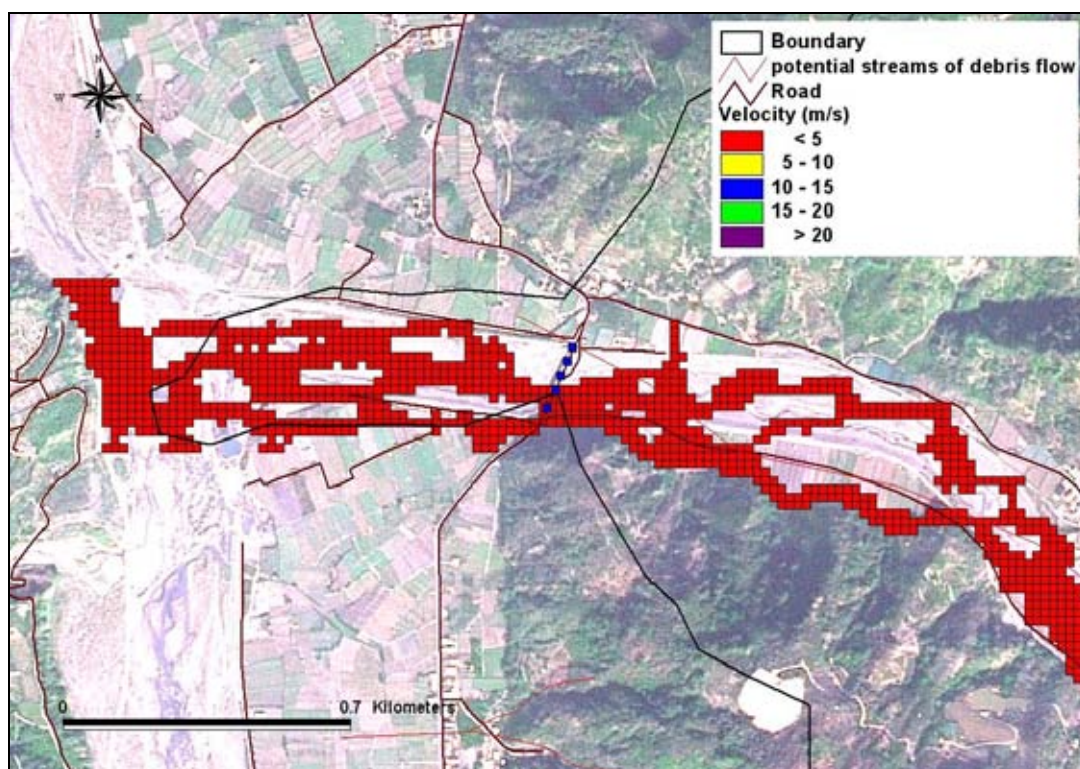


圖 5-44 重現期距 100 年之「郡坑溪」下游流動速度圖

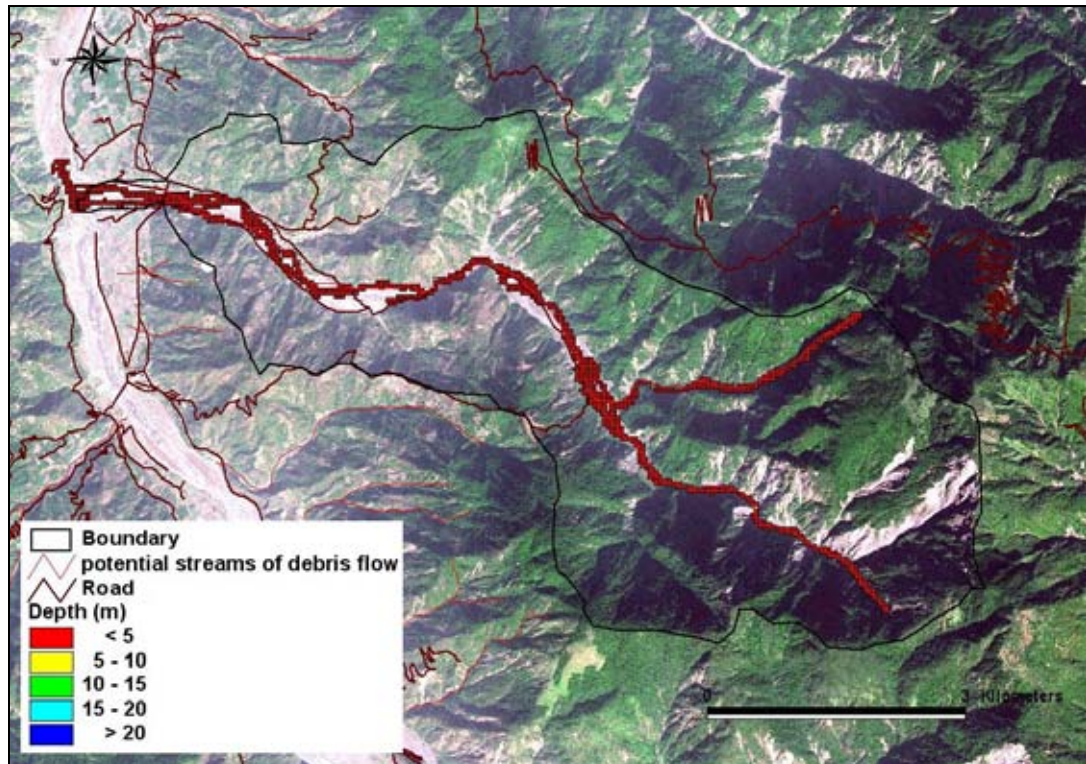


圖 5-45 重現期距 200 年之「郡坑溪」堆積深度圖

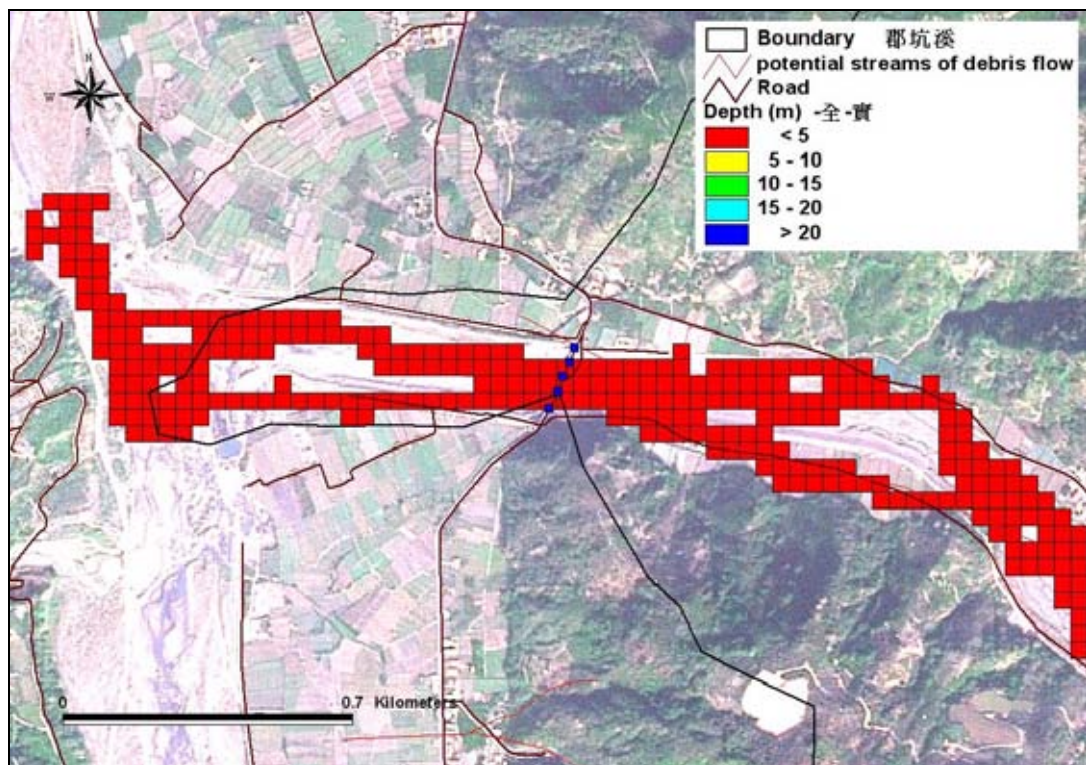


圖 5-46 重現期距 200 年之「郡坑溪」下游堆積深度圖



圖 5-47 重現期距 200 年之「郡坑溪」流動速度圖

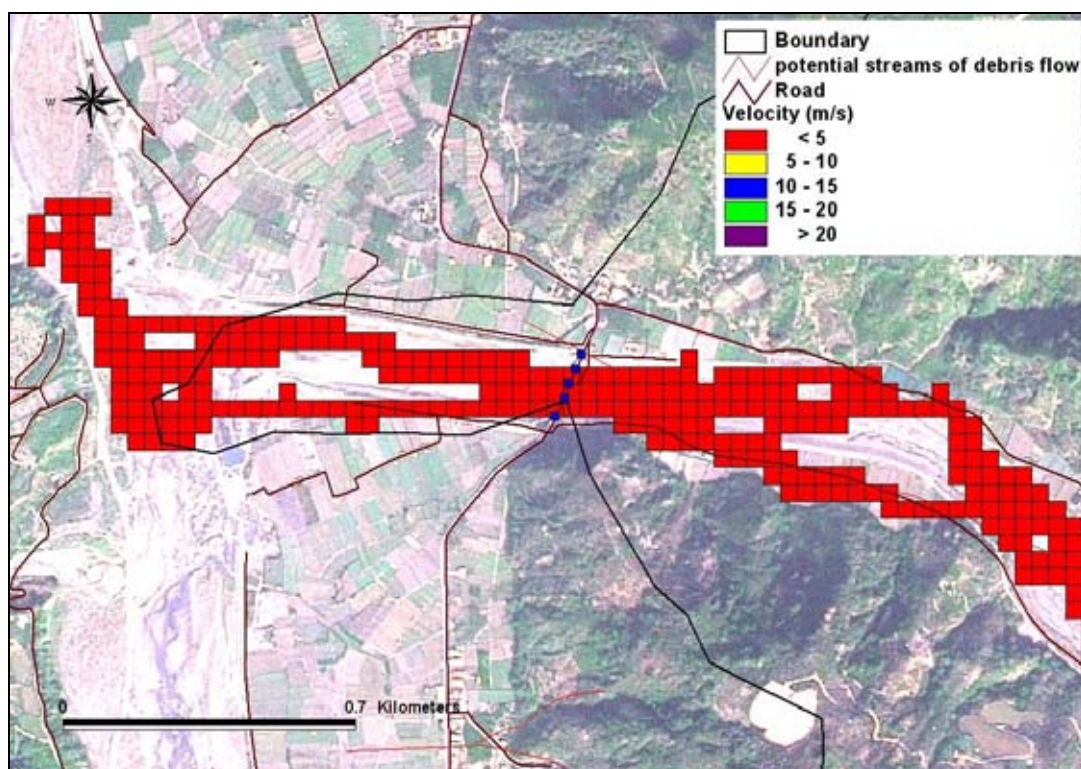


圖 5-48 重現期距 200 年之「郡坑溪」下游流動速度圖

5.3.4 和社溪結果

和社溪主流長度約 4.27 km，集水區面積約 674 公頃，橫跨其上的為愛玉橋，此乃同富往塔塔加鞍部必經橋樑。FLO-2D 程式模擬和社溪之參數包括：集水區高程資料、 $\alpha_1=0.811$ 、 $\alpha_2=0.00462$ 、 $\beta_1=13.72$ 、 $\beta_2=11.24$ ，曼寧粗糙係數值 n 為 0.035，土石顆粒比重 G_s 為 2.3，層流阻滯係數 K 為 2285，體積濃度 C_v 為 0.70，如表 5-1，其中高程資料為農林航空測量所於 1999 年建置 40m×40m 之 DTM 資料。敏督利颱風之最大時雨量為 48.5 mm/hr，累積日雨量為 428 mm/day；重現期距 100 年之最大時雨量為 102.26 mm/hr，累積日雨量為 698 mm/day；重現期距 200 年之最大時雨量為 111.05 mm/hr，累積日雨量為 758 mm/day，如表 5-14。

表 5-14 和社溪模擬之雨量條件

模擬條件	數值 DTM	最大時雨量 (mm/hr)	累積日雨量 (mm/day)
實際降雨量	40m×40m	48.5	428
重現期距 100 年	40m×40m	102.26	698
重現期距 200 年	40m×40m	111.05	758

將上述三種土石流情境進行模擬之分析結果，如圖 5-49~5-60，進行統計分析並建置於表 5-15 及表 5-16，敏督利颱風之最大堆積深度 20.05 m、最大流動速度 14.83 m/s、平均堆積深度 2.48 m、平均流動速度 2.57 m/s、墩前最大堆積深度 12.54 m、墩前最大流動速度 4.48 m/s；重現期距 100 年之最大堆積深度 11.38 m、最大流動速度 19.70 m/s、平均堆積深度 1.77 m、平均流動速度 1.51 m/s、墩前最大堆積深度 12.87 m、墩前最大流動速度 8.78 m/s；重現期距 200 年之最大堆積深度 12.88 m、最大流動速度 20.85 m/s、平均堆積深度 1.83 m、平均流動速度 1.92 m/s、墩前最大堆積深度 13.02 m、墩前最大流動速度 8.82 m/s。

表 5-15 和社溪--土石流「全流域」模擬結果分析

各模擬情境	最大深度 (m)	平均深度 (m)	最大速度 (m/s)	平均速度 (m/s)	網格數
實際雨量	20.05	2.48	14.83	2.57	458
100 年	22.99	2.59	14.96	3.91	495
200 年	23.21	2.63	16.02	4.30	505

表 5-16 和社溪墩前之土石流模擬分析結果

模擬條件	墩前最大堆積深度(m)	墩前最大流動速度(m/s)
實際降雨量	12.54	4.48
重現期距 100 年	12.87	8.78
重現期距 200 年	13.02	8.82

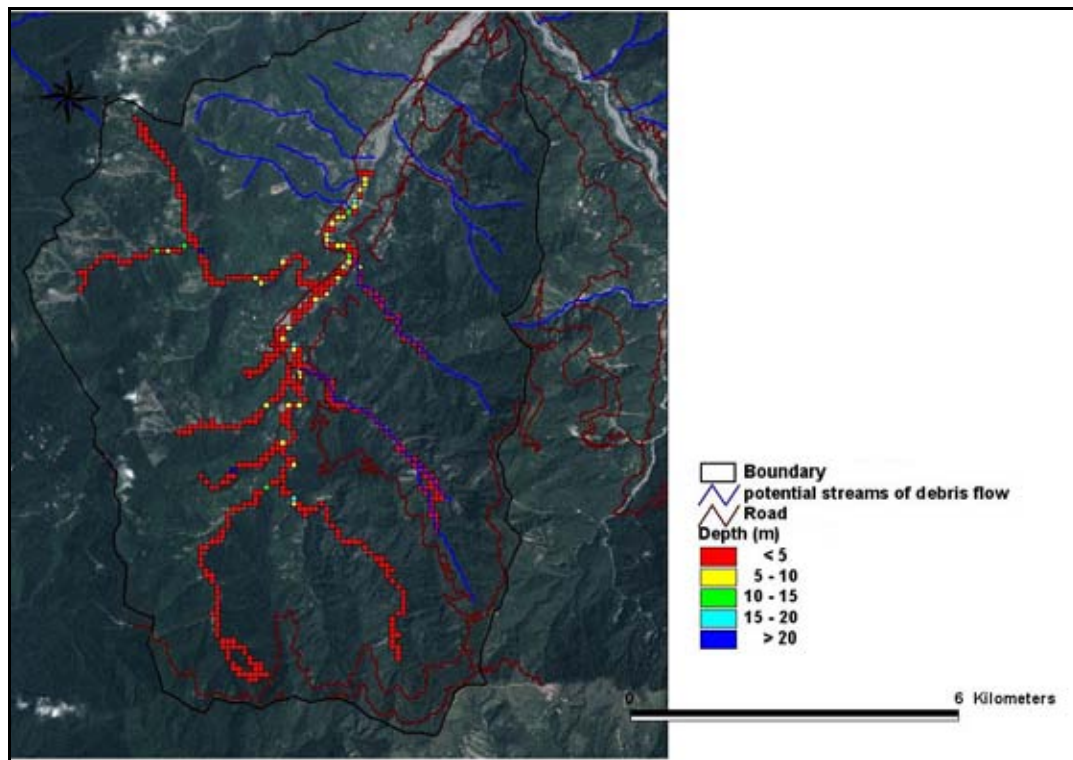


圖 5-49 敏督利颱風之「和社溪」堆積深度圖

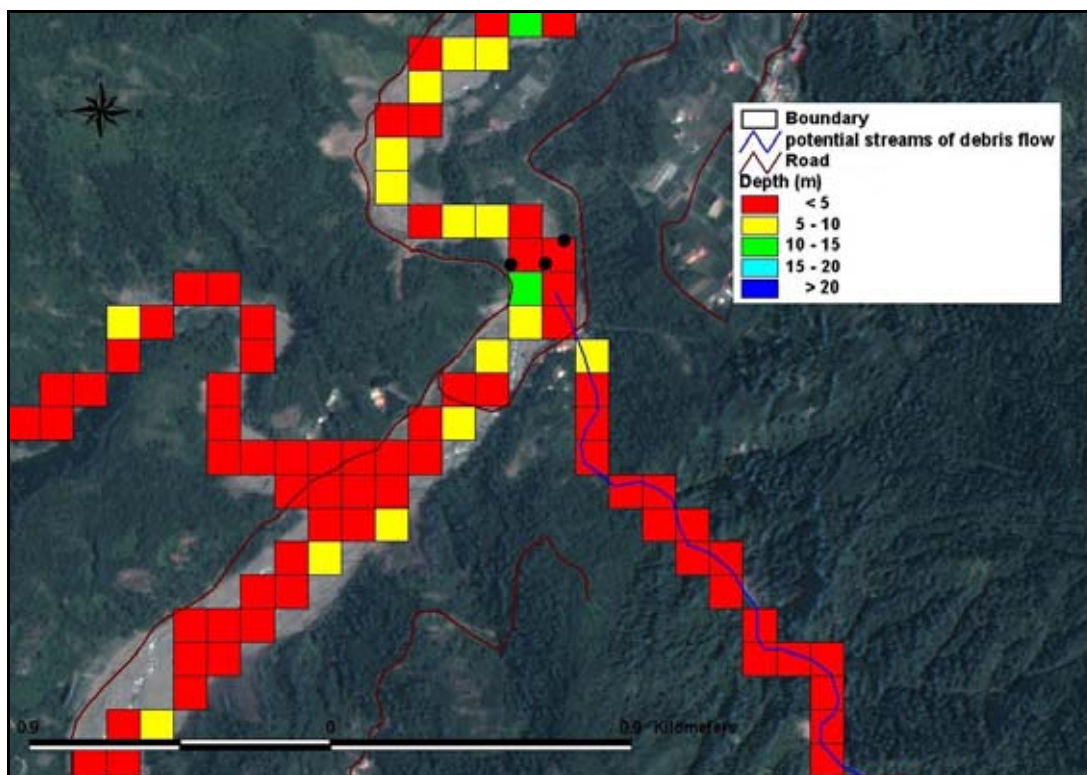


圖 5-50 敏督利颱風之「和社溪」下游堆積深度圖

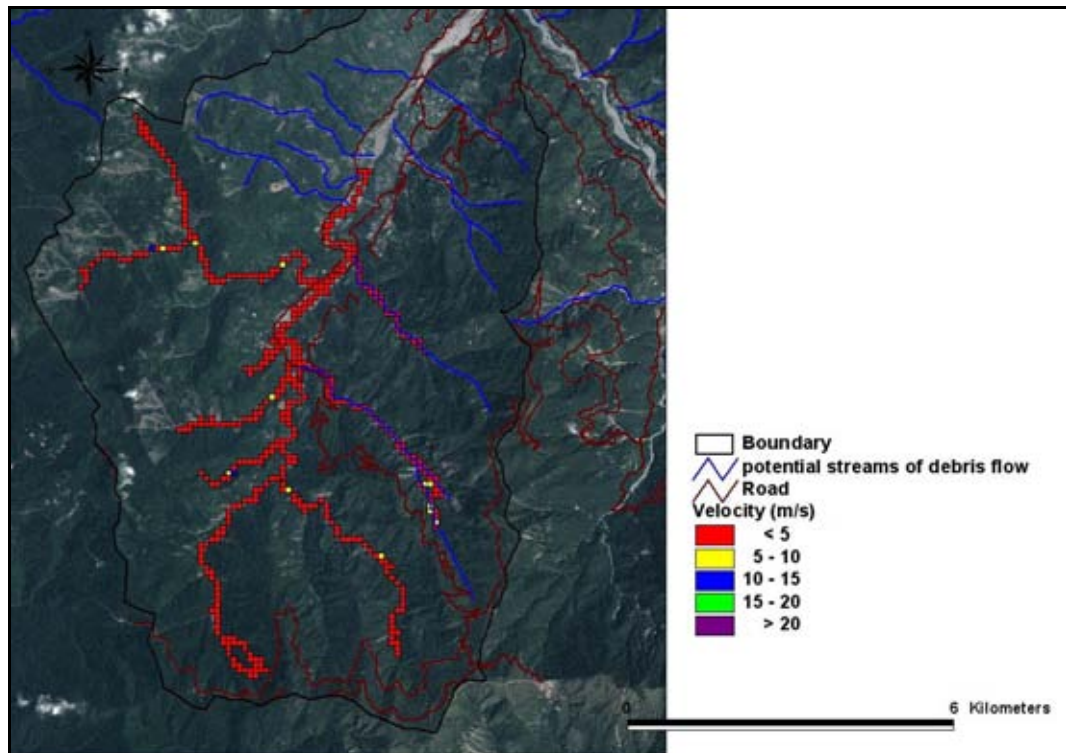


圖 5-51 敏督利颱風之「和社溪」流動速度圖

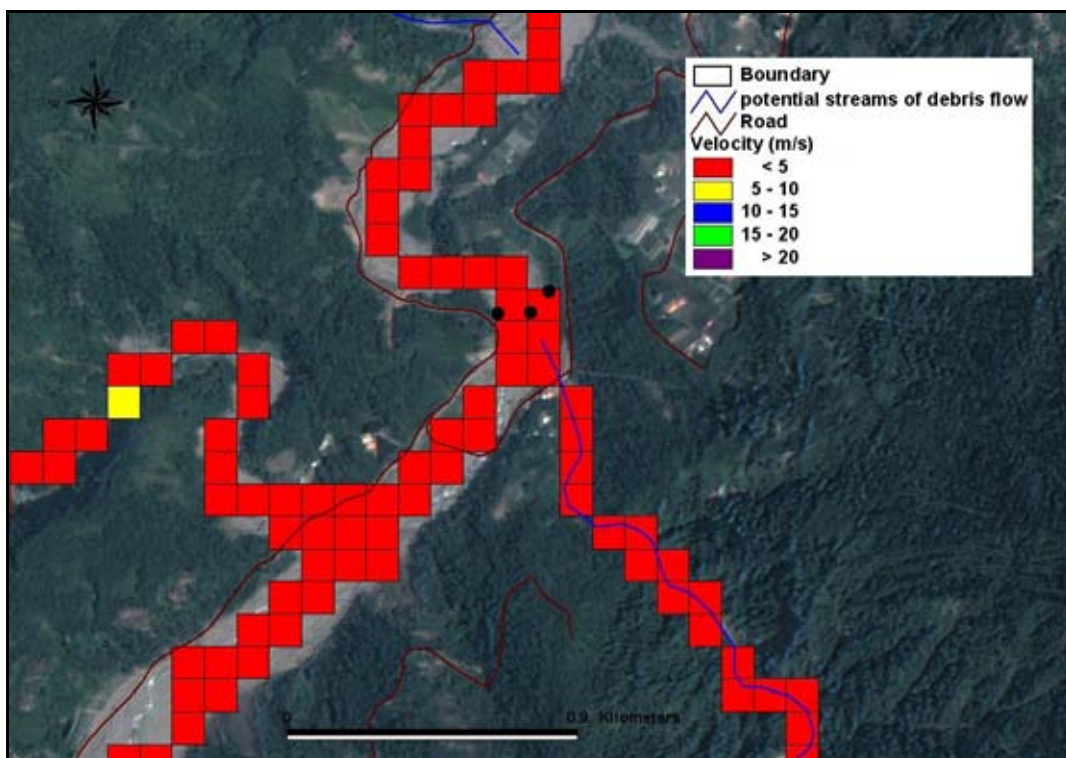


圖 5-52 敏督利颱風之「和社溪」下游流動速度圖

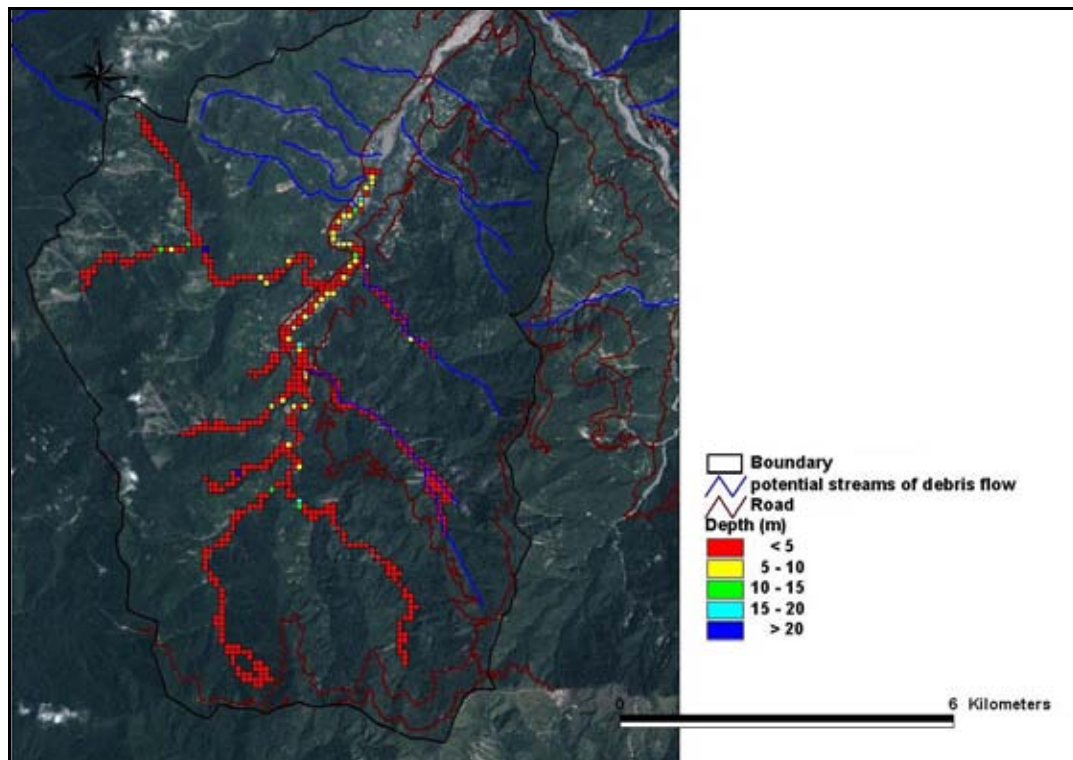


圖 5-53 重現期距 100 年之「和社溪」堆積深度圖

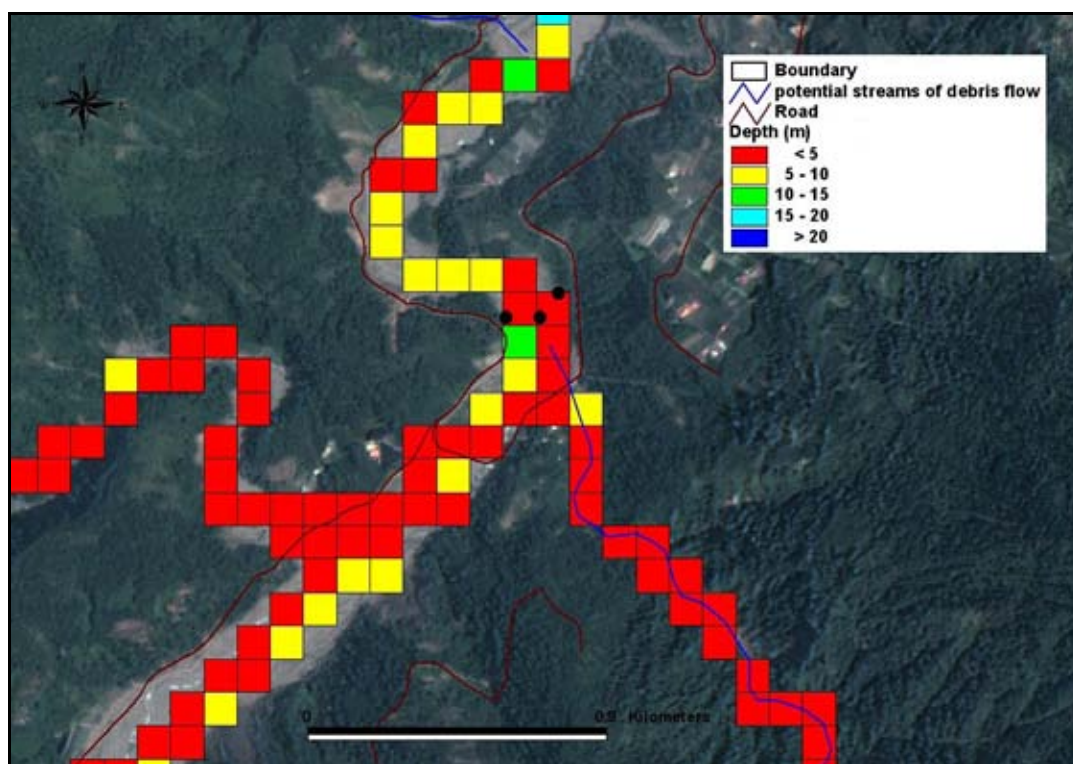


圖 5-54 重現期距 100 年之「和社溪」下游堆積深度圖

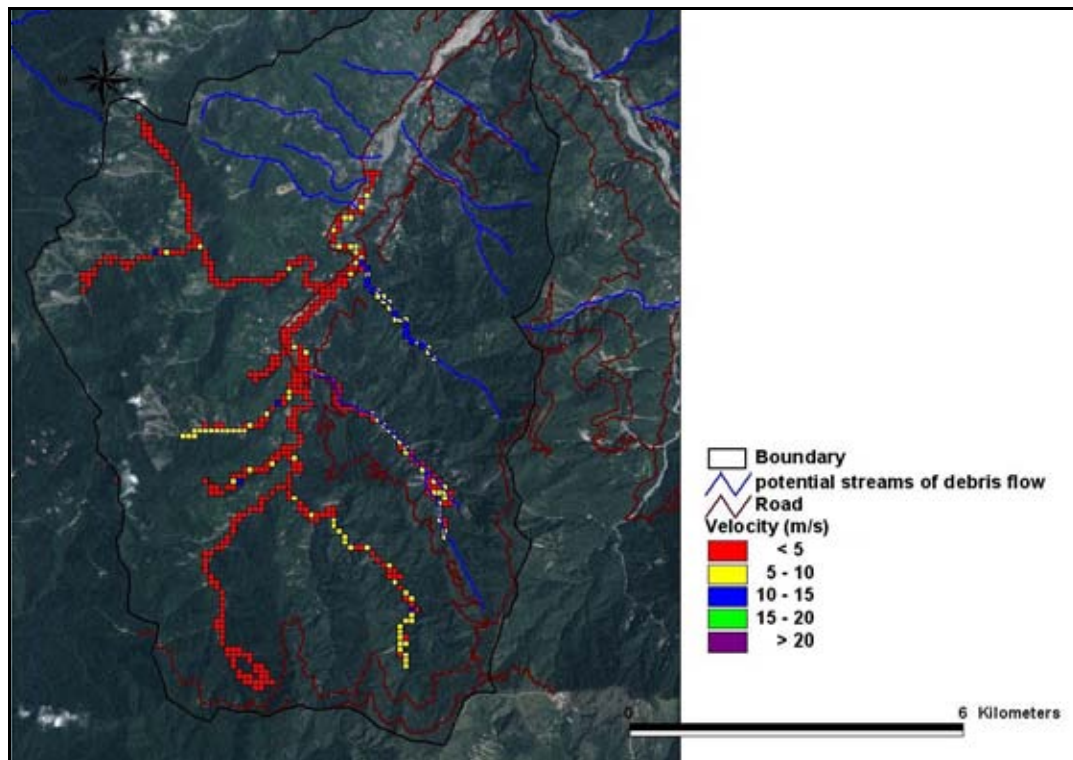


圖 5-55 重現期距 100 年之「和社溪」流動速度圖

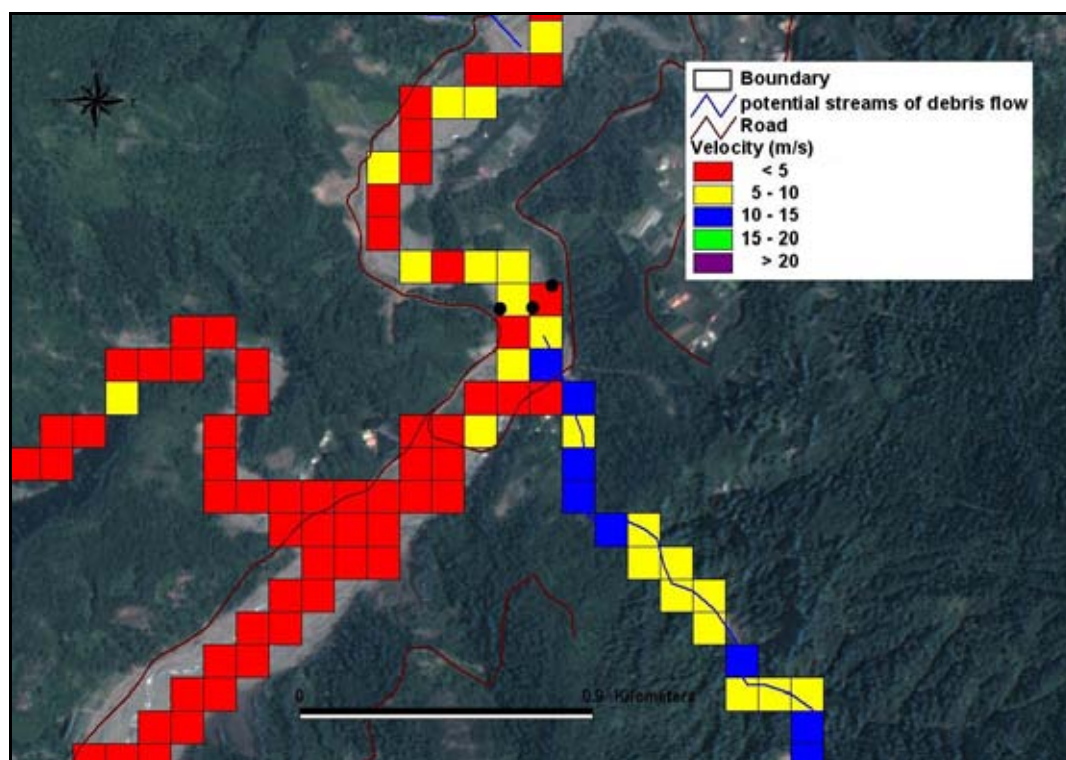


圖 5-56 重現期距 100 年之「和社溪」下游流動速度圖

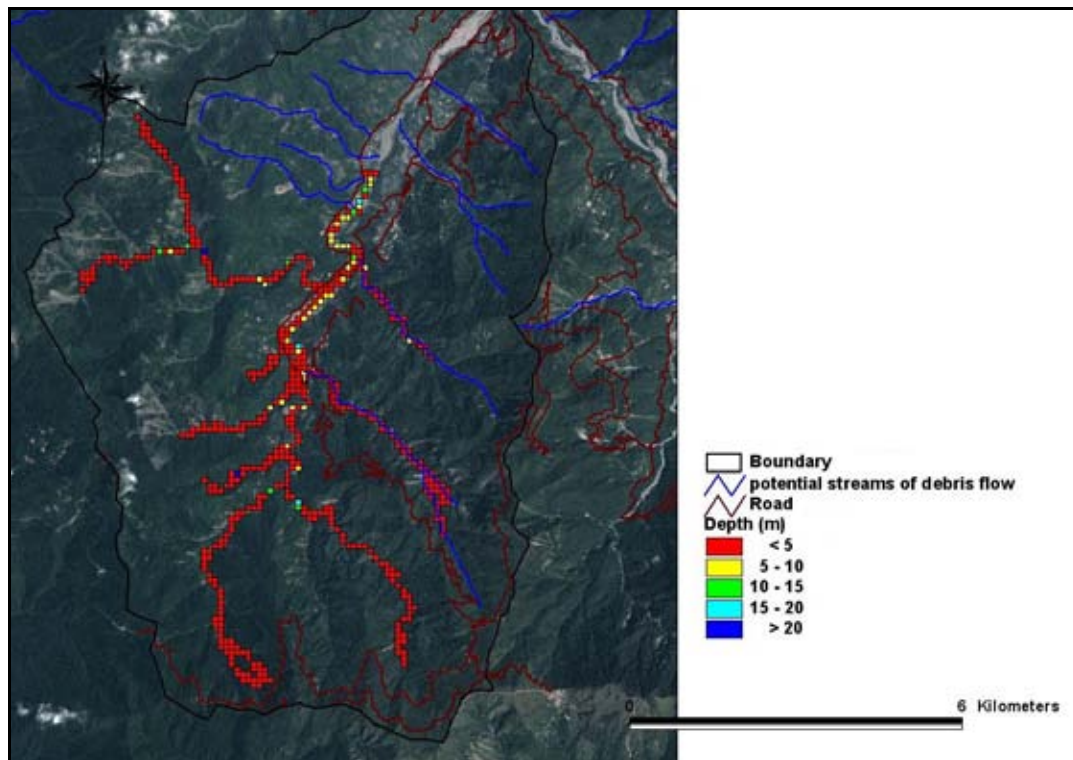


圖 5-57 重現期距 200 年之「和社溪」堆積深度圖

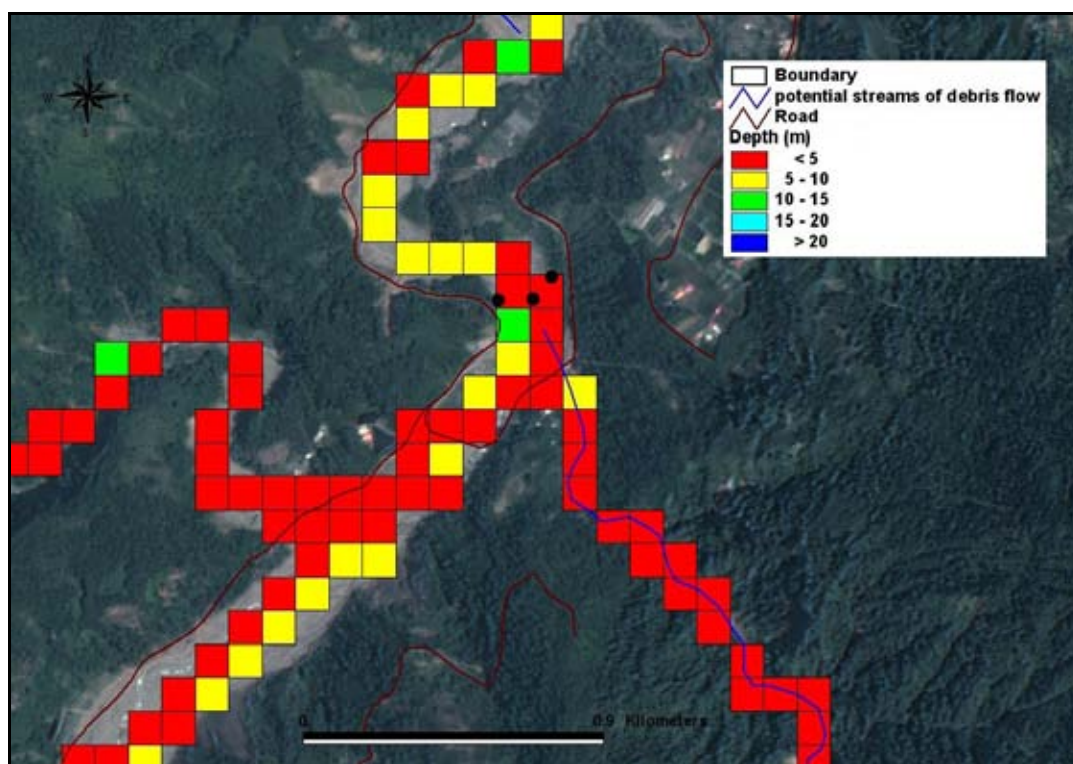


圖 5-58 重現期距 200 年之「和社溪」下游堆積深度圖

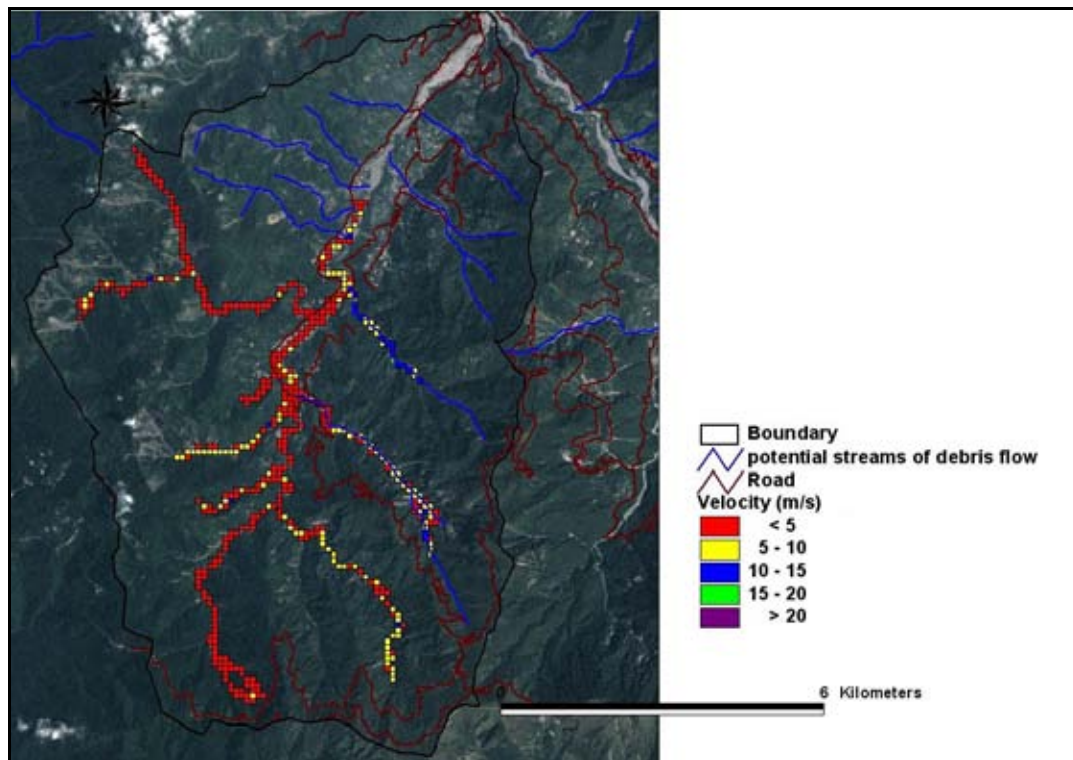


圖 5-59 重現期距 200 年之「和社溪」流動速度圖

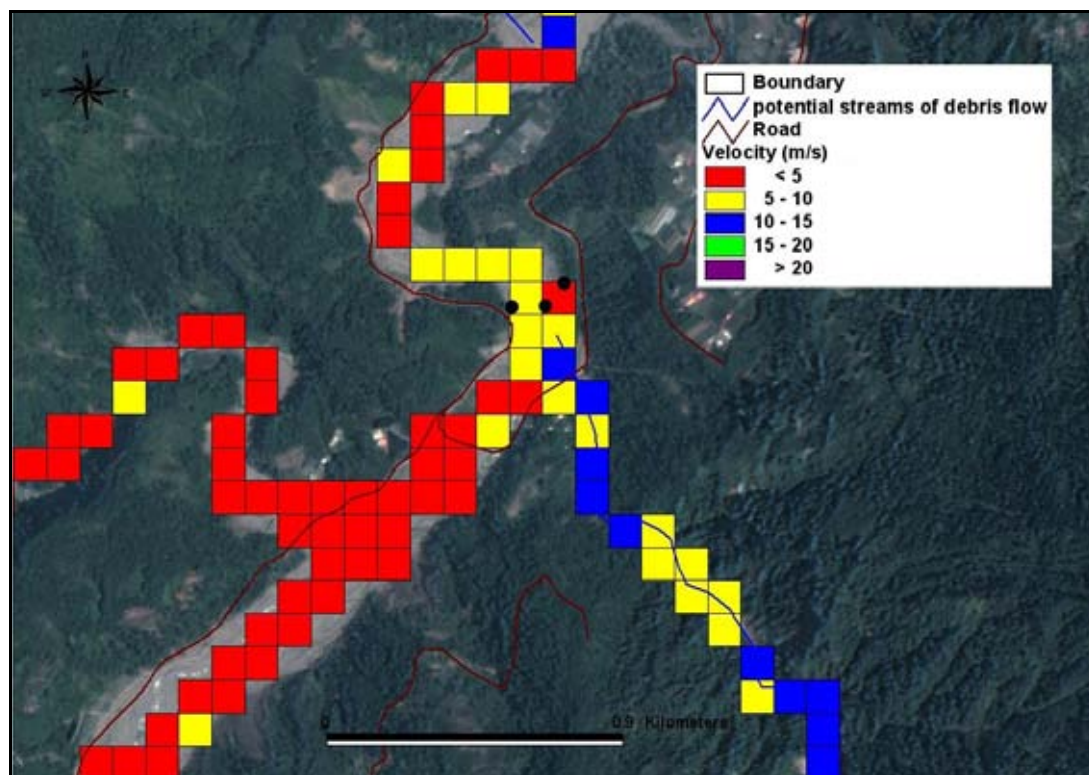


圖 5-60 重現期距 200 年之「和社溪」下游流動速度圖

5.3.5 阿邦溪結果

阿邦溪主流長度約 2.25 公里，集水區面積為 309.5 公頃，自臺中縣東勢鎮經 8 號省道往谷關方向約 31 公里可到達阿邦溪集水區。FLO-2D 程式模擬和社溪之參數包括：集水區高程資料、 $\alpha_1=0.811$ 、 $\alpha_2=0.00462$ 、 $\beta_1=13.72$ 、 $\beta_2=11.24$ ，曼寧粗糙係數值 n 為 0.035，土石顆粒比重 G_s 為 2.3，層流阻滯係數 K 為 2285，體積濃度 C_v 為 0.70，如表 5-1，其中高程資料為農林航空測量所於 1999 年建置 40m×40m 之 DTM 資料，再內差為 20m×20m。敏督利颱風之最大時雨量為 94.5 mm/hr，累積日雨量為 516 mm/day；重現期距 100 年之最大時雨量為 207.87 mm/hr，累積日雨量為 1230 mm/day；重現期距 200 年之最大時雨量為 264.08 mm/hr，累積日雨量為 1562.6 mm/day，如表 5-17。

表 5-17 阿邦溪模擬之雨量條件

模擬條件	數值 DTM	最大時雨量 (mm/hr)	累積日雨量 (mm/day)
實際降雨量	20m×20m	94.5	516
重現期距 100 年	20m×20m	207.87	1230
重現期距 200 年	20m×20m	264.08	1562.6

將上述三種土石流情境進行模擬之分析結果，如圖 5-61~5-72，進行統計分析並建置於表 5-18 及表 5-19，敏督利颱風之最大堆積深度 20.05 m、最大流動速度 14.83 m/s、平均堆積深度 2.48 m、平均流動速度 2.57 m/s、墩前最大堆積深度 9.75 m、墩前最大流動速度 12.11 m/s；重現期距 100 年之最大堆積深度 11.38 m、最大流動速度 19.70 m/s、平均堆積深度 1.77 m、平均流動速度 1.51 m/s、墩前最大堆積深度 5.43 m、墩前最大流動速度 12.11 m/s；重現期距 200 年之最大堆積深度 12.88 m、最大流動速度 20.85 m/s、平均堆積深度 1.83 m、平均流動速度 1.92 m/s、墩前最大堆積深度 9.91 m、墩前最大流動速度 13.60 m/s。

表 5-18 阿邦溪--土石流「全流域」模擬結果分析

各模擬情境	最大深度 (m)	平均深度 (m)	最大速度 (m/s)	平均速度 (m/s)	網格數
實際雨量	20.14	3.77	21.36	5.44	713
100 年	18.23	2.02	25.62	5.03	615
200 年	18.41	2.20	25.47	6.15	635

表 5-19 阿邦溪墩前之土石流模擬分析結果

模擬條件	墩前最大堆積深度(m)	墩前最大流動速度(m/s)
實際降雨量	9.75	12.11
重現期距 100 年	5.43	12.11
重現期距 200 年	9.91	13.60

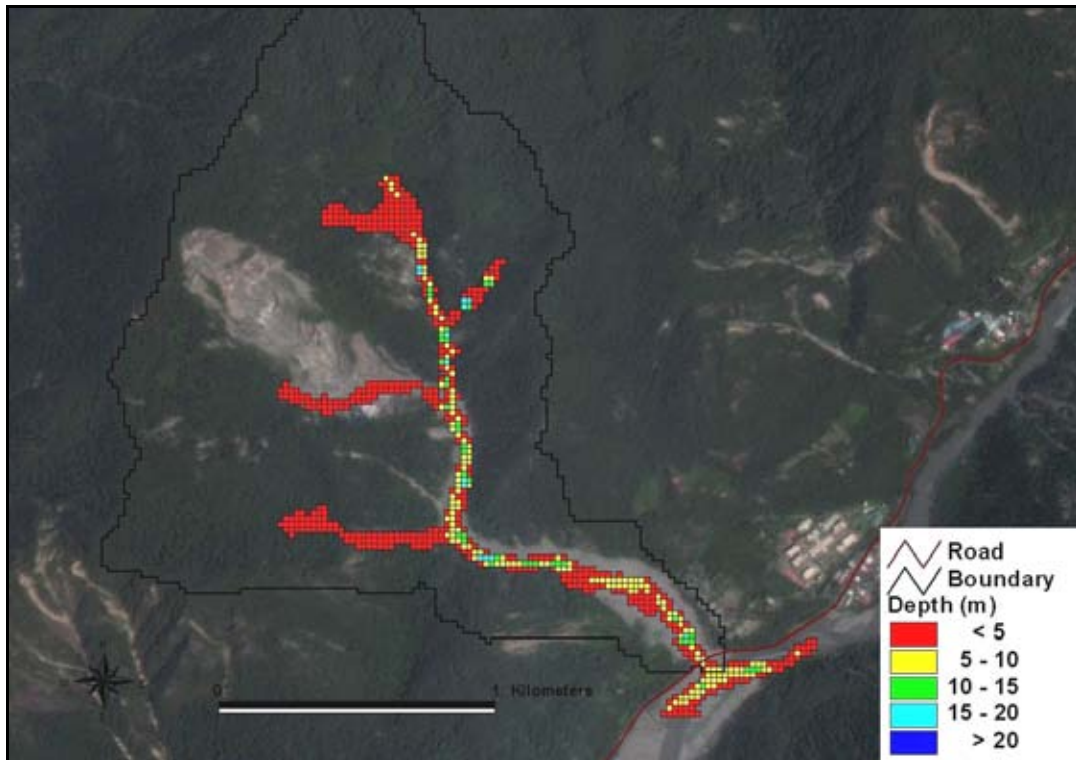


圖 5-61 敏督利颱風之「阿邦溪」堆積深度圖

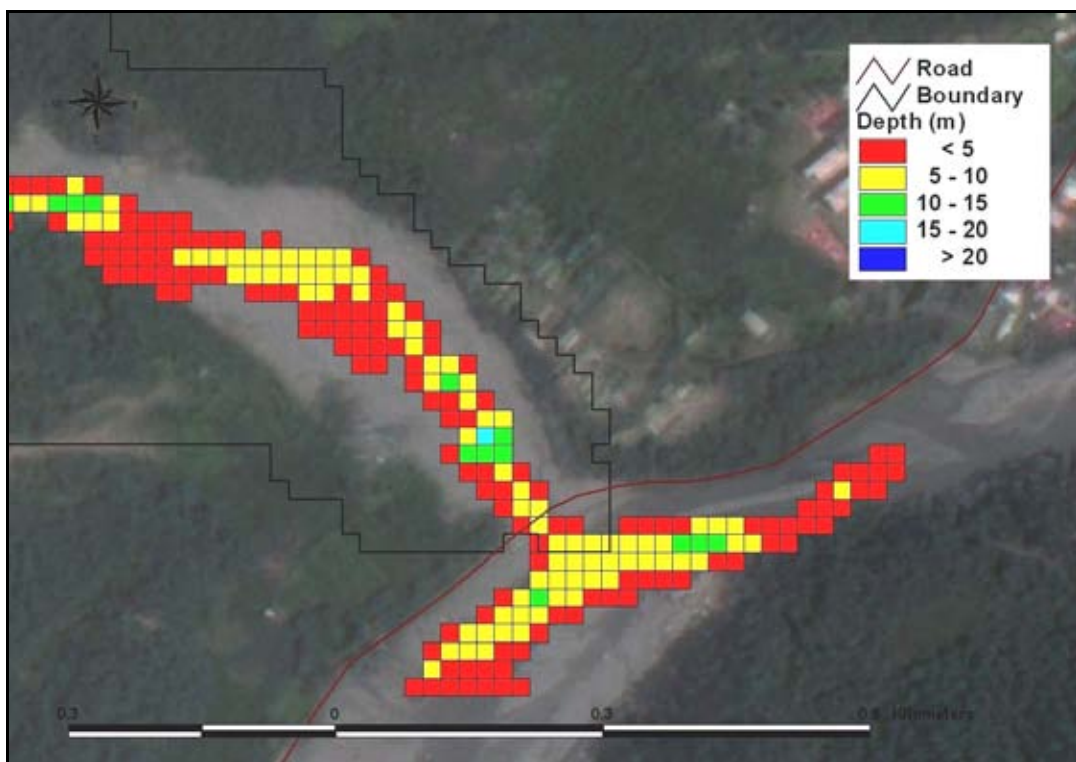


圖 5-62 敏督利颱風之「阿邦溪」下游堆積深度圖

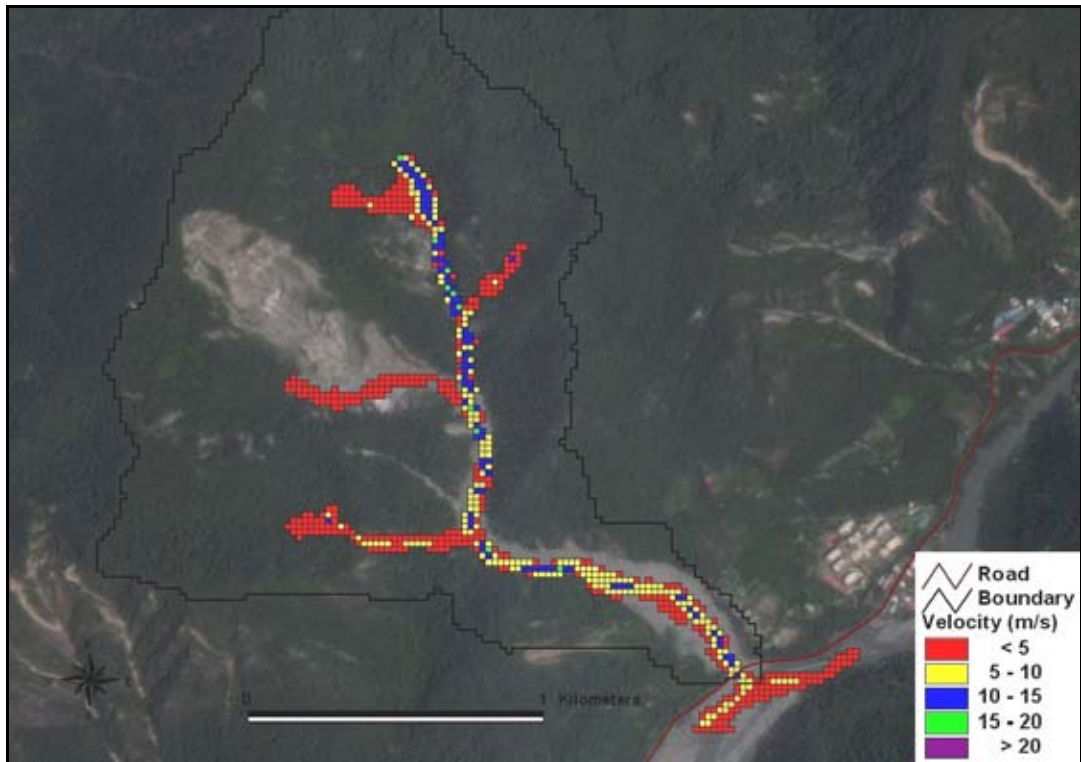


圖 5-63 敏督利颱風之「阿邦溪」流動速度圖

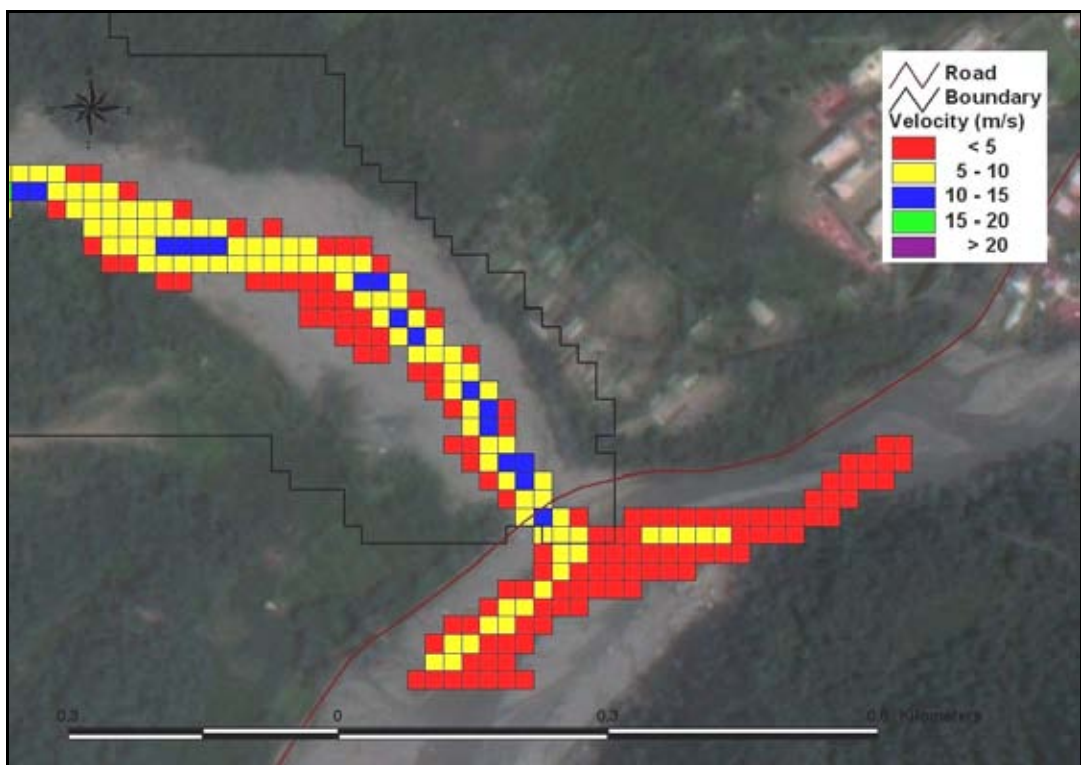


圖 5-64 敏督利颱風之「阿邦溪」下游流動速度圖

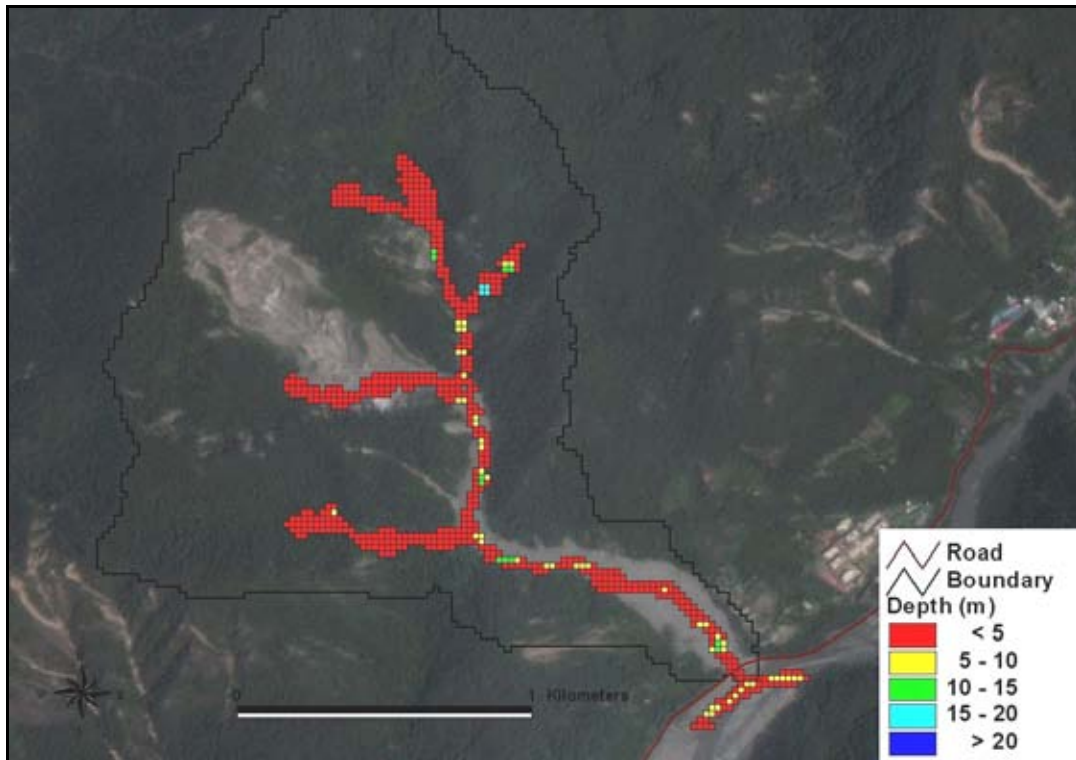


圖 5-65 重現期距 100 年之「阿邦溪」堆積深度圖

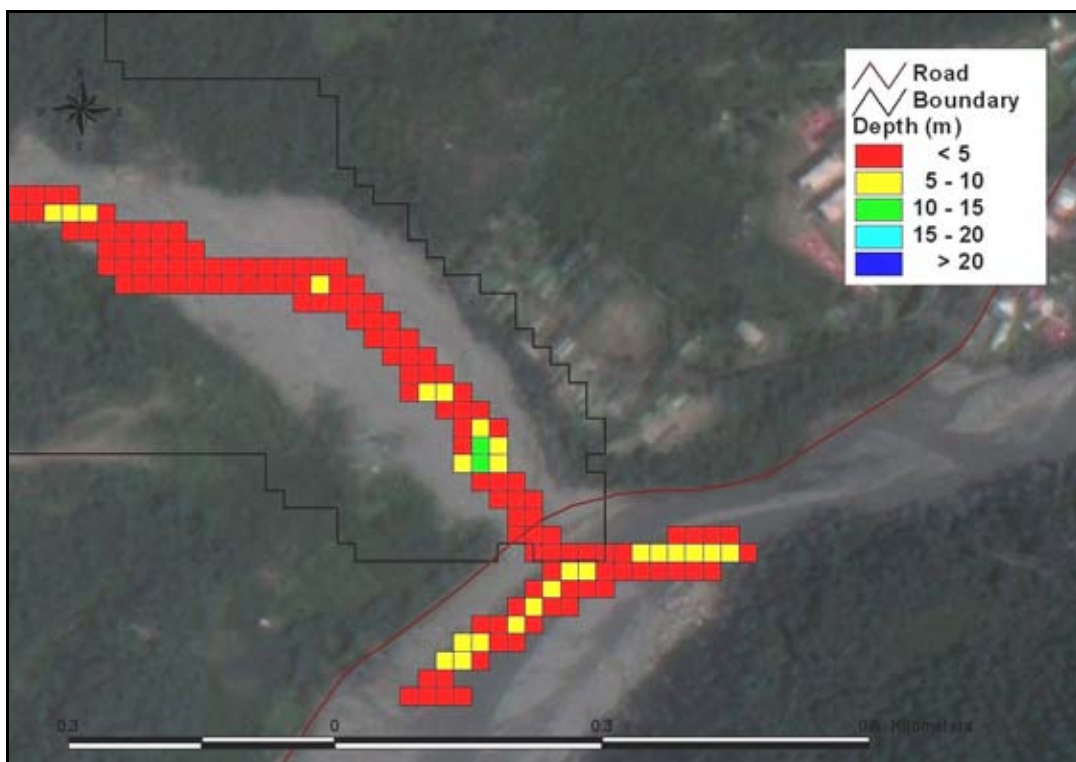


圖 5-66 重現期距 100 年之「阿邦溪」下游堆積深度圖

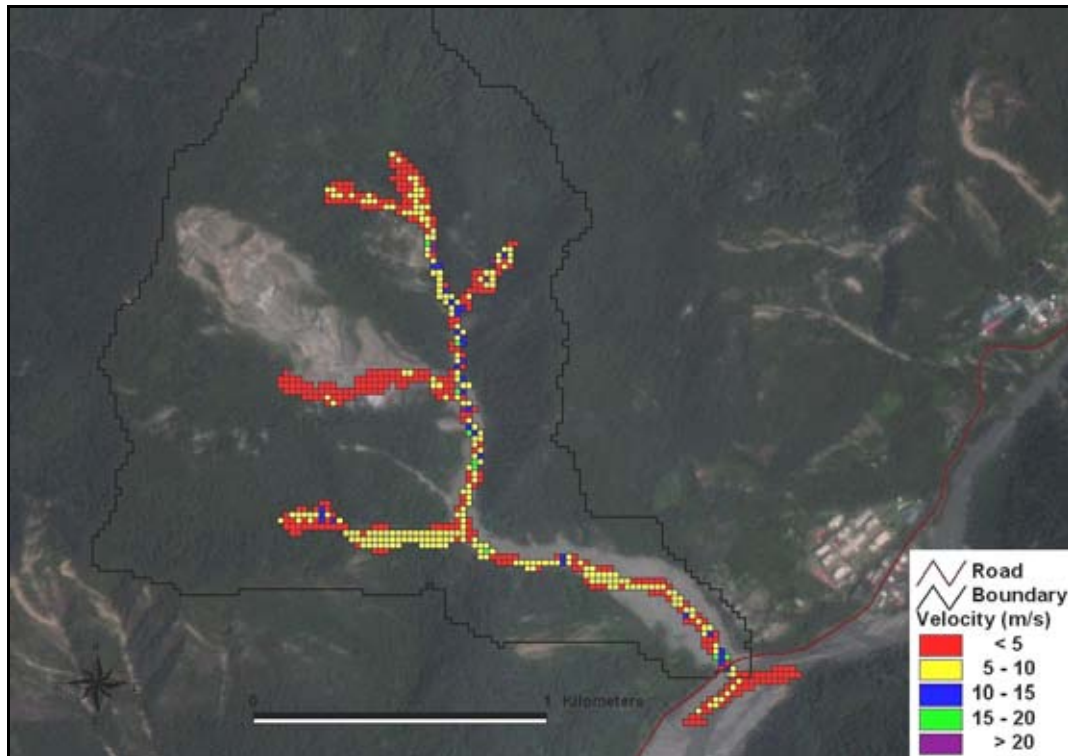


圖 5-67 重現期距 100 年之「阿邦溪」流動速度圖

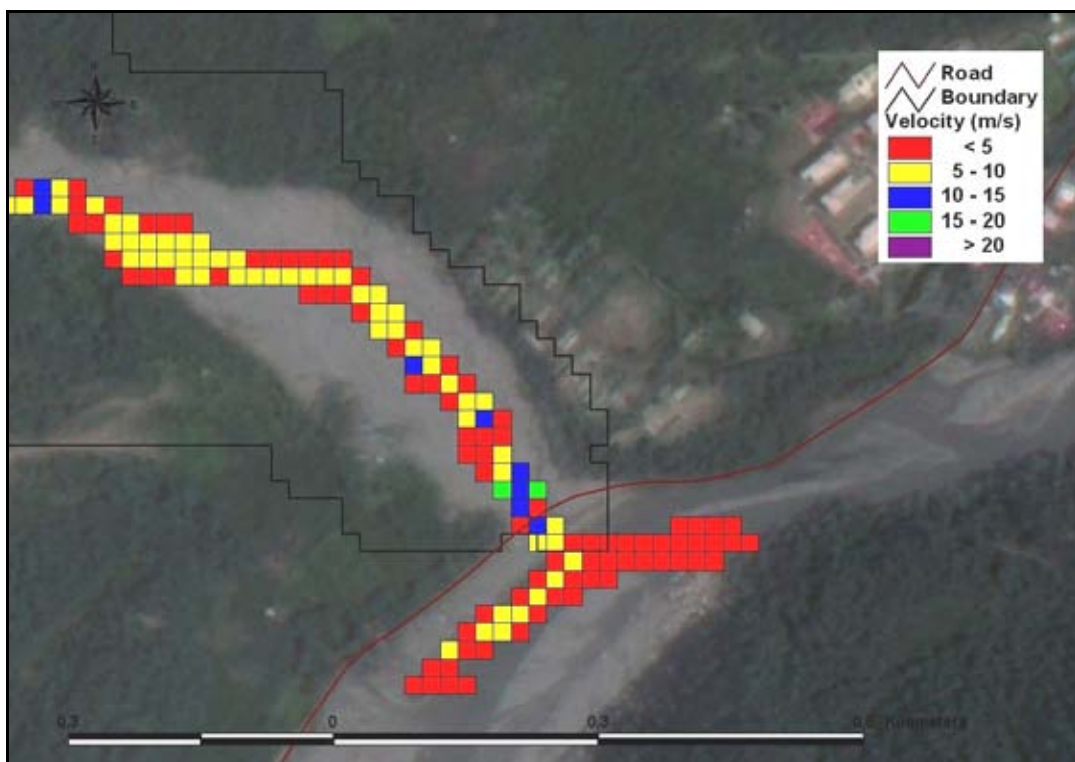


圖 5-68 重現期距 100 年之「阿邦溪」下游流動速度圖

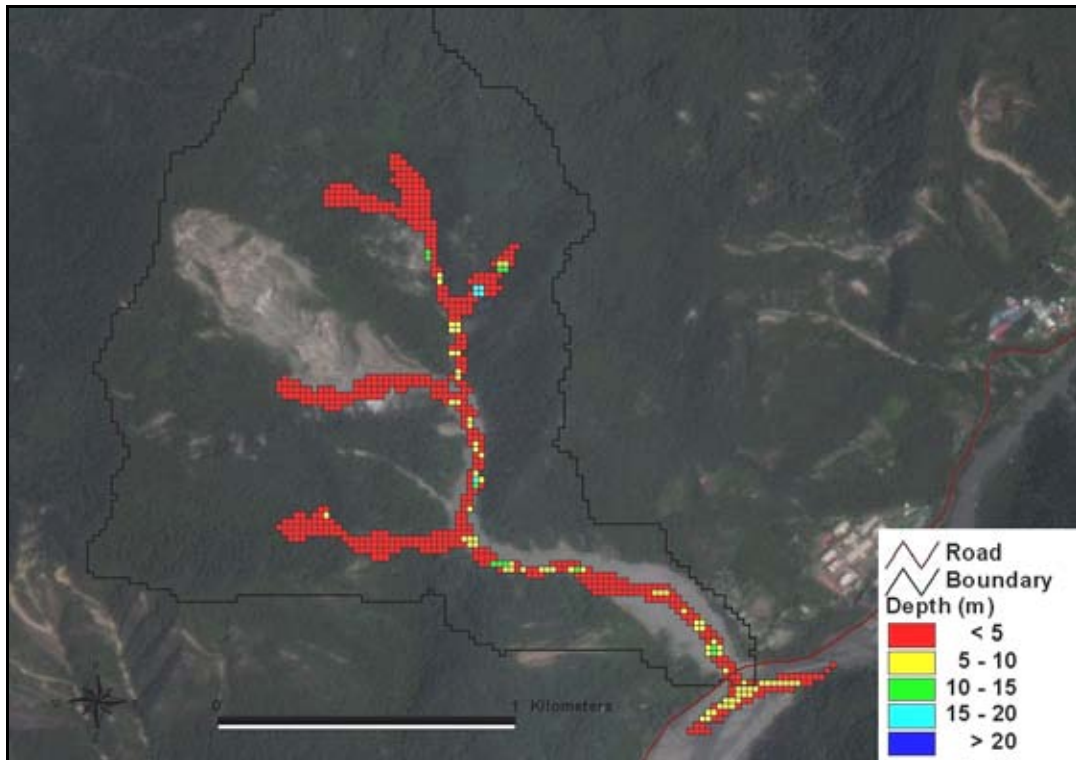


圖 5-69 重現期距 200 年之「阿邦溪」堆積深度圖

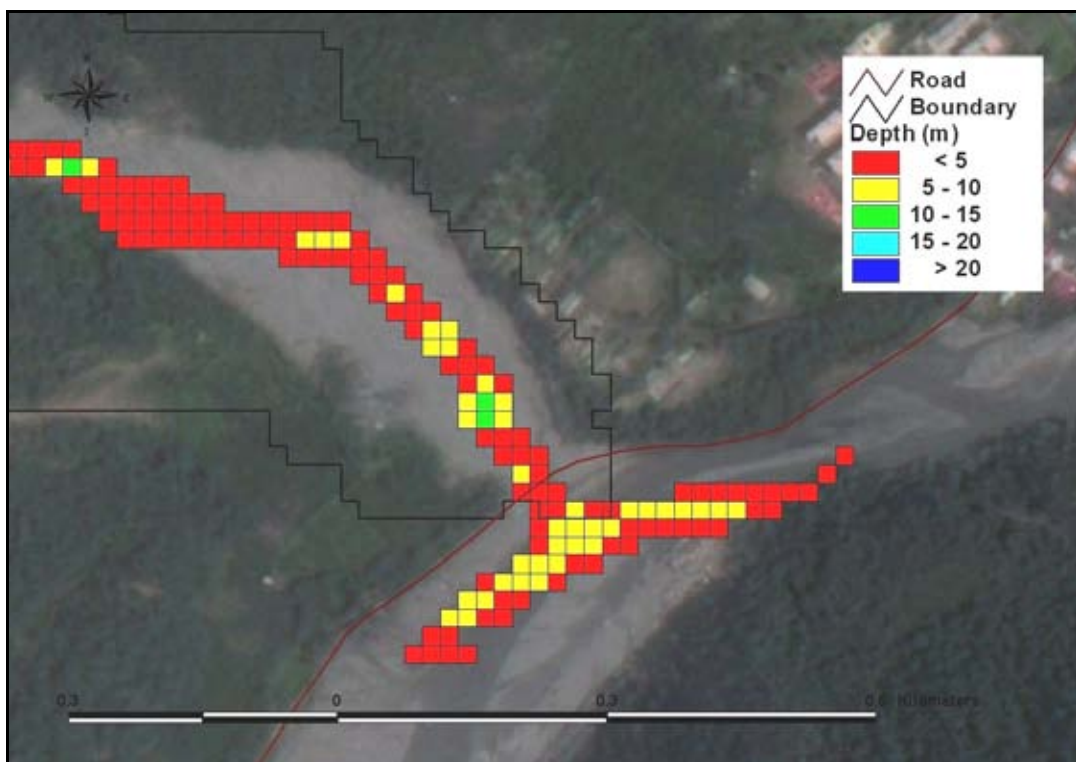


圖 5-70 重現期距 200 年之「阿邦溪」下游堆積深度圖

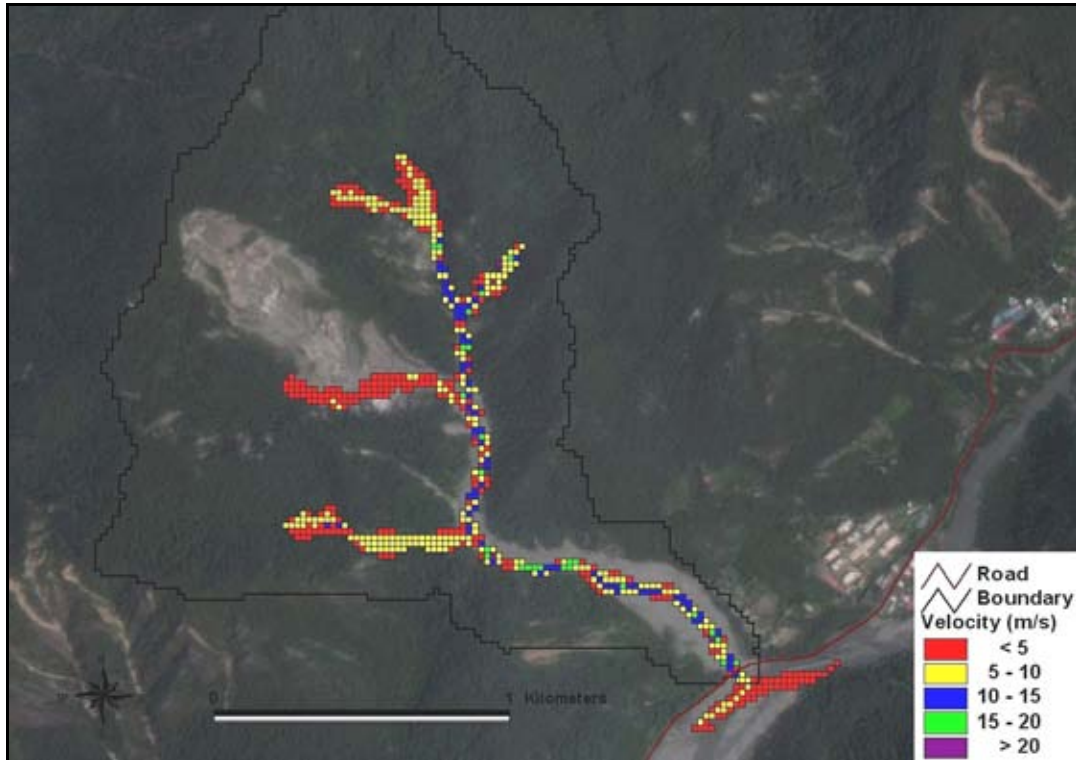


圖 5-71 重現期距 200 年之「阿邦溪」流動速度圖

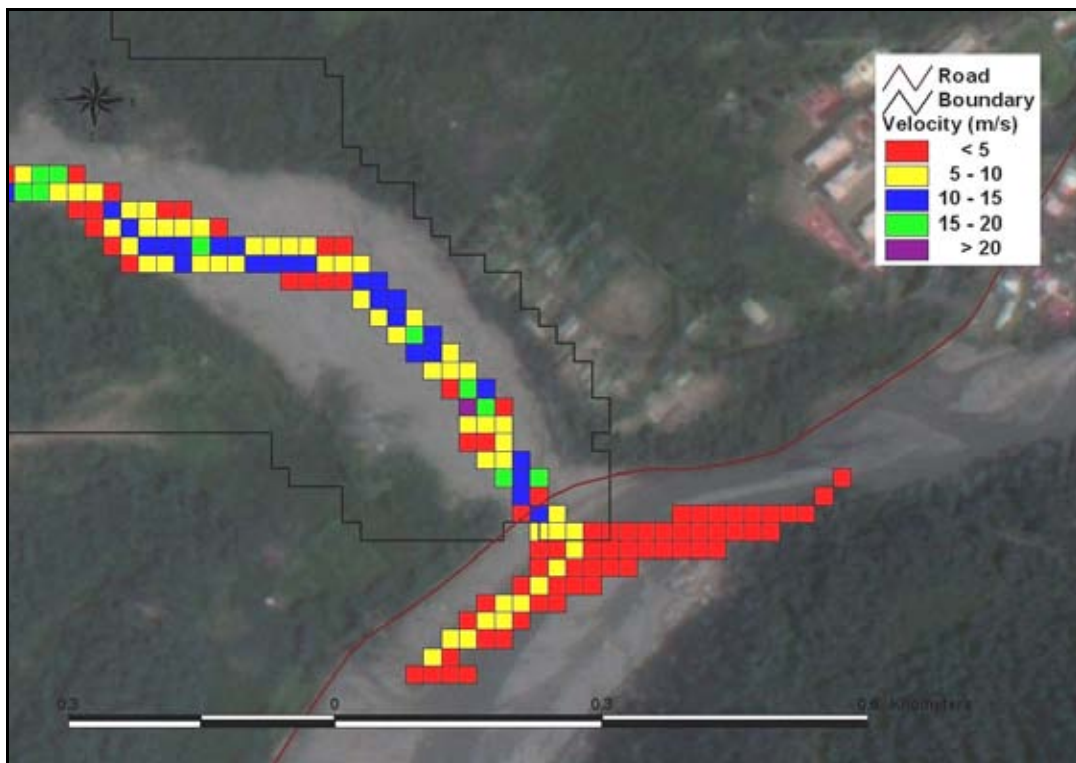


圖 5-72 重現期距 200 年之「阿邦溪」下游流動速度圖

5.4 衝擊力分析

根據張書成、陳精日、葉明富(1985)根據實測 59 個土石流衝擊力分析結果指出，土石流衝擊力主要由流體內大大小小之石塊產生流動壓力和巨礫衝擊力綜合作用結果。

前人學者對於土石流衝擊力估算研究甚多，土石流流動壓力屬於面衝擊力，與結構物整體穩定性相關，巨礫衝擊力則為評估結構物本身材料耐撞程度，詳見第二章表 2-15，經由整理分析且各項參數評估後，選定連惠邦（2002）所推導之衝擊力估算式，此公式受大多學者認同。

1. 土石流流動壓力

$$P_f = \alpha \frac{\gamma_m}{g} h_d U_d^2 \dots\dots\dots (5-10)$$

其中：

P_f ：單位寬土石流流體力(ton/m)

α ：修正係數($\alpha \approx 1$)

γ_m ：土石流單位重(t/m³)

g ：重力加速度(m/sec²)

h_d ：土石流流深(m)

U_d ：土石流流速(m/sec)

2. 土石流巨礫衝擊力

(1)非彈性碰撞：

$$P_d = 12.0 U_d^{1.24} D_E \dots\dots\dots (5-11)$$

(2)完全彈性碰撞：

$$P_d = 20.2U_d^{6/5}D_E^2 \dots\dots\dots (5-12)$$

其中：

U_d ：土石流流速(m/sec)

D_E ：設計粒直徑(m)

將十八重溪、郡坑溪、和社溪、阿邦溪模擬得到的墩前最大堆積深度及流動速度彙整於表 5-20，其餘參數彙整於表 5-21，再代入上述所選定之衝擊力估算式，可計算得到各流域墩前之土石流衝擊力，如表 5-22。

表 5-20 實際降雨量模擬之墩前結果

分析區域	墩前最大深度(m)	墩前最大速度(m/s)
十八重溪	10.12	9.8
郡坑溪	2.53	1.69
和社溪	12.54	4.48
阿邦溪	9.75	12.11

表 5-21 衝擊力計算之所需參數

修正係數(α)	1.0
土石流單位重(γ_m)	2.3 (t/m^3)
重力加速度(g)	9.8 (t/m^3)
設計粒直徑(D_E)	2.0 (m)

表 5-22 土石流衝擊力之計算所得結果

分析區域	土石流流動壓力 (ton)	土石流巨礫衝擊力(ton)	
		非彈性碰撞	完全彈性碰撞
十八重溪	227.87	813.51	1,249.92
郡坑溪	1.69	92.01	151.66
和社溪	59.01	308.20	488.59
阿邦溪	335.24	1,057.65	1,611.33

5.5 橋樑安全檢核

本研究首先以一個簡單且快速的方式進行橋樑安全檢核，因此橋樑結構僅以混凝土來進行分析計算，並未將鋼筋考慮於其中，以十八重溪橋作為實際案例，藉由 5.4 節所計算得到的土石流衝擊力來分析，其對橋墩衝擊後力量的傳遞，進一步計算檢核是否符合各項規範。

5.5.1 作用於橋柱頂之力系

計算柱頂所承受上部結構之垂直(V)、水平反力(H)及彎矩(M)值，車道載重依據『公路橋樑設計規範』建議之計算規定，其橋樑上部結構作用力分佈如圖 5-73 所示，圖 5-74 為上部結構傳遞至橋柱頂之作用力分佈圖。

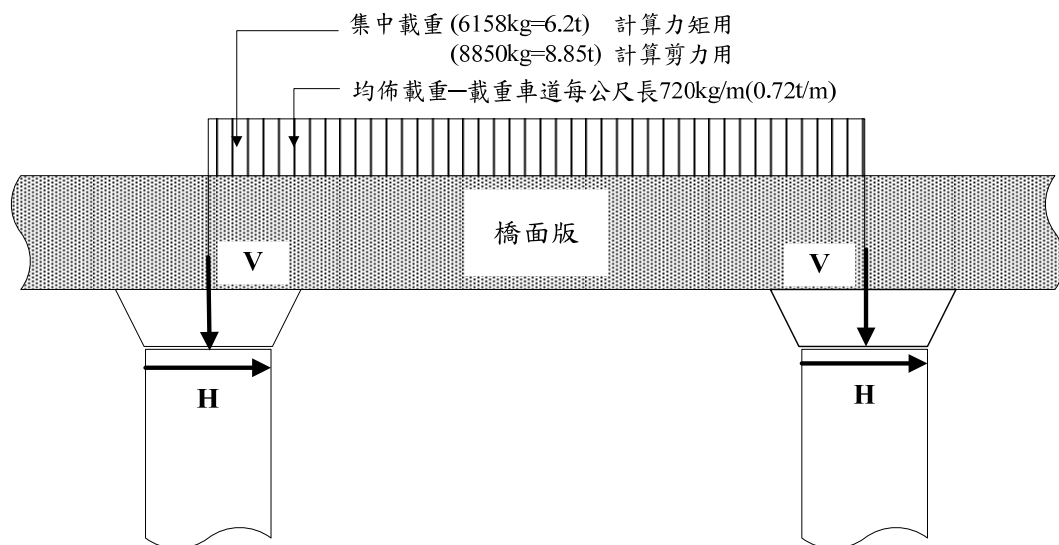


圖 5-73 上部結構作用力分佈圖

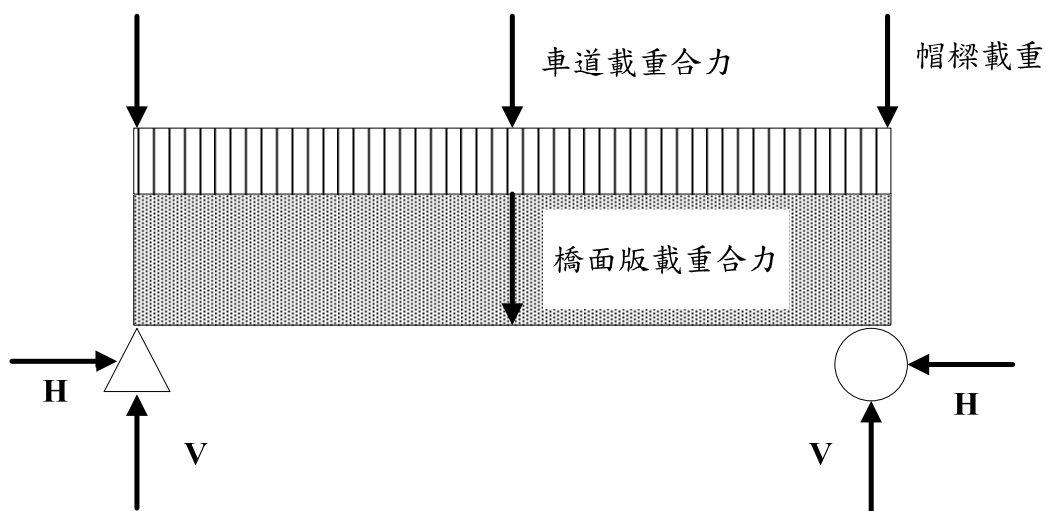


圖 5-74 上部結構傳遞至橋柱頂之作用力分佈圖

橋樑上部結構單跨之垂直力載重包括車道、橋面版、帽樑載重等，計算整理如下表 5-23：

表 5-23 垂直載重

上部結構垂直載重 (t)	
RC 簡支樑重	1260
車道	25.2
活載重	8.85
帽樑載重	42.82
墩柱載重	70.69
合計	1336.87

1. 垂直向力系

傳遞至橋柱頂之作用力(V)為：

$$V = \frac{8.85 + 1260 + 25.2}{2} + 42.82 = 689.85 \quad (\text{ton})$$

2. 水平向力系

(1) 土石流流動壓力

桃芝颱風風災期間，土石流流動深度高至橋面版處，因此要考慮土石流流動壓力對橋面版所產生之水平力。

$$\sigma_f = \frac{P_f \times 2}{9.8} = \frac{227.87 \times 2}{9.8} = 46.5 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{f1} = \frac{\sigma_f \times 3.8}{9.8} = \frac{46.5 \times 3.8}{9.8} = 18.03 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

(2) 設計地震力

本研究地點南投縣為地震甲區，地震係數(Z)為 1.2；地層分類為第一類，地層係數(S)為 0.9；橋樑為台 21 線省道，重要性係數(I)為 1.0 標準設計地震力係數(C₀)為 0.15。

十八重溪橋墩底盤以上高度小於 15m，依據『公路橋樑設計規範』建議之設計地震力為 $EQ = k_h \cdot W$ 。

水平地震力係數：

$$k_h = ZSIC_0 = 1.2 \times 0.9 \times 1.0 \times 0.15 = 0.16 \geq 0.10 \quad (\text{OK})$$

$$EQ = k_h \cdot W = 0.16 \times (1260 + 25.2 + 42.82) = 212.48 \text{ (ton)}$$

(3) 作用於柱頂之水平力合力(H)

$$H = P_{f1} + EQ = 34.26 + 212.48 = 246.74 \text{ (ton)}$$

3. 土石流流體所造成柱頂之彎矩

$$M = 34.26 \times (3.8/3) = 43.4 \text{ (t} \cdot \text{m)}$$

4. 將上述橋柱頂受力情形，計算結果彙整如表 5-24 所示。

表 5-24 橋柱頂受力計算結果彙整

柱頂受力	V (t)	H (t)	M (t-m)
演算結果	689.85	246.74	43.4

5.5.2 橋柱受力情形

計算橋柱受力情形，垂直力系包括上部結構傳遞之載重及柱本身自重，水平力系需考慮設計地震力、土石流流動壓力及巨礫撞擊力，作用力分佈如圖 5-75 所示。

定義橋柱底為固定端計算沈箱基礎之頂垂直、水平及彎矩作用力，再應用材料力學之基本變位公式計算橋柱頂之位移量。

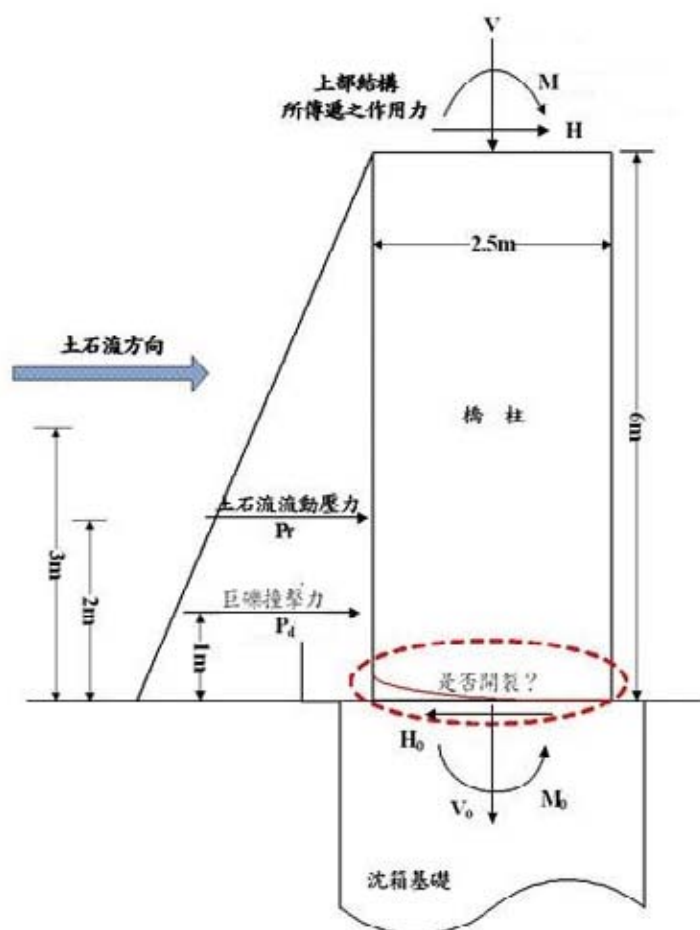


圖 5-75 土石流作用力之分佈圖

1. 垂直向力系

將上部結構所傳遞(V)及橋柱自重(W_{pile})之總和即可得橋柱底之 V_0 。

橋柱自重：

$$W_{pile} = (\pi \cdot r^2)H \times \gamma_{con} = (\pi \cdot 1.25^2) \times 6 \times 2.4 = 70.69 \text{ (ton)}$$

$$V_0 = V + W = 689.85 + 70.69 = 760.54 \text{ (ton)}$$

2. 水平向力系

上部結構載重所傳遞至橋柱頂之(H)、土石流流動壓力(P_f')、非彈性碰撞—巨礫撞擊力(P_d)及橋柱設計地震力(EQ)總和即為橋柱底之(H_0)。

$$H = 246.74 \text{ (ton)}$$

$$P_f' = P_{f2} + P_{f3} = 18.03 \times 6 + \frac{1}{2}(46.5 - 18.03) \times 6 = 193.59 \text{ (ton)}$$

$$P_d = 813.51 \text{ (ton)} \text{ (非彈性碰撞)}$$

$$EQ = k_h \cdot W_{pile} = 0.16 \times 70.69 = 11.31 \text{ (ton)}$$

$$H_0 = H + P_f' + P_d + EQ = 246.74 + 193.59 + 813.51 + 11.31 = 1265.15 \text{ (ton)}$$

3. 作用於沉箱頂之彎矩

造成沈箱頂之彎矩需考慮上部結構載重所傳遞至橋柱頂之(H)、(M)土石流流動壓力(P_f')、巨礫撞擊力(P_d)及橋柱設計地震力(EQ)。

$$\begin{aligned} M_0 &= 246.74 \times 6 + (18.03 \times 6) \times 3 + \frac{(46.5 - 18.03)}{2} \times 6 \times 2 + 813.51 \times 1 + 11.31 \times 3 + 43.4 \\ &= 2866.64 \text{ (t-m)} \end{aligned}$$

4. 將上述橋柱受力情形，計算結果彙整如表 5-25 所示。

表 5-25 橋柱受力計算結果彙整

分析項目	非彈性碰撞	完全彈性碰撞
V_0 (t)	760.54	760.54
H_0 (t)	1265.15	1701.56
M_0 (t-m)	2866.64	3303.05

5.5.3 橋柱頂位移檢核

材料力學基本變位公式分別計算土石流流體壓力所造成之變位(δ_1)、土石流巨礫撞擊力所造成之變位(δ_2)、上部結構傳遞之水平力 H 所造成之變位(δ_3)及土石流流體壓力所造成之彎矩變位(δ_4)。

$$E = 15100 \sqrt{f'_c} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$I = \frac{\pi}{64} \cdot D^4 = \frac{\pi}{64} \cdot 2.5^4 = 1.92 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$EI = (15100 \times \sqrt{2100}) \times \left(\frac{\pi}{64} \cdot 2.5^4 \right) = 1.33 \times 10^6 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

其中：

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 2100 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

D：橋柱之直徑(m)

(1) 土石流流體壓力所造成之變位(δ_1)

$$\delta_1 = \frac{\sigma_{f_1} \times \ell^4}{8EI} + \frac{(\sigma_f - \sigma_{f_1}) \times \ell^4}{30EI} = \frac{1}{1.33 \times 10^6} \left[\frac{18.03 \times 6^4}{8} + \frac{(46.5 - 18.03) \times 6^4}{30} \right]$$

$$= 3.121 \times 10^{-3} \text{ (m)}$$

(2) 土石流巨礫撞擊力所造成之變位(δ_2)

$$\delta_2 = \frac{P_d \times a^3}{3EI} + \frac{P_d \times a^2}{2EI} (\ell - a) = \frac{1}{1.33 \times 10^6} \left[\frac{813.51 \times 1^3}{3} + \frac{813.51 \times 1^2}{2} (6-1) \right]$$

$$= 1.733 \times 10^{-3} \text{ (m)}$$

(3) 上部結構傳遞之水平力 H 所造成之變位(δ_3)

$$\delta_3 = \frac{H \times \ell^3}{3EI} = \frac{246.74 \times 6^3}{3 \times (1.33 \times 10^6)} = 13.36 \times 10^{-3} \text{ (m)}$$

(4) 土石流流體壓力所造成之彎矩變位(δ_4)

$$\delta_4 = \frac{M \times \ell^2}{2EI} = \frac{43.4 \times 6^2}{2(1.33 \times 10^6)} = 0.59 \times 10^{-3} \text{ (m)}$$

(5) 柱頂之總位移量(δ_T)

$$\delta_T = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 = 1.88 \text{ (cm)} \leq 3 \text{ (cm)} \quad \leftarrow \text{(OK)}$$

5.5.4 橋柱底混凝土開裂檢核

開裂彎矩， $M_{cr} \leq \frac{2.0\sqrt{f'_c} \times I}{y}$ ，若柱底之 $M_0 > M_{cr}$ 則定義混凝土開裂。其中 $M_{cr} \leq \frac{2.0\sqrt{f'_c} \times I}{y} = \frac{2.0\sqrt{2100} \times 1.92}{1.25} = 140.78 \text{ (t-m)}$

$$M_0 = 2866.64 \text{ (t-m)} \geq M_{cr} = 140.78 \text{ (t-m)} \quad \leftarrow \text{(NG) 混凝土開裂！}$$

5.6 分析結果

將上述由 FLO-2D 模擬桃芝颱風實際災害案例之結果(流速及堆積深度)進行衝擊力估算後，採數學演算方式檢核橋面版、橋柱之災害破壞模式並分別說明。

5.6.1 橋面版損壞

一般而言，橋面版設計通常水平橫向力僅考慮地震力及風力作用，忽略土石流衝擊力效應，由分析結果得知，本橋址之橋面版受土石流施加一額外之水平衝擊力 $H = 246.74t$ ，使橋柱頂與上部結構產生一彎曲力矩 $M = 43.4(t \cdot m)$ ，可能導致樑柱接頭及支承處破壞或帽樑撓曲破壞，配合實際災害紀錄得知，土石流堆積深度已超越橋面版且有淹埋之情況、橋面版遭推移錯位，因此建議在梁底淨空設計時宜加以評估考量土石流運動行為，並適度抬高路線高程並配合長跨距橋樑以增加淨空，以避免土石流堆積深度過高而溢淤及減少上部結構因承受土石流之衝擊力或流木、流石、浮流物之撞擊而導致橋面版之損害。

5.6.2 橋柱破壞模式分析結果

由分析結果可得知，橋柱受土石流流體壓力及巨礫衝擊力同時作用，在完全彈性碰撞之巨礫衝擊力之情況下，橋柱頂最大之位移量為 $\delta=1.97(cm)$ ，依據 1977-AASHTO、日本道協會『道路橋示方書下部構造編』之規定柱頂容許位移量不得大於 3cm，檢核結果位移量符合規範容許值，與實際災害橋柱無明顯位移情況大致符合；橋柱底處所受彎曲力矩遠大於混凝土之開裂彎矩，因此推測橋柱混凝土可能遭土石流及洪水掏刷而磨損破壞，雖桃芝颱風爆發土石流災害無橋柱明顯之破壞紀錄，但由十八重溪橋災害紀錄得知 P1~P3 橋孔遭淤埋且使橋面版錯位，大量堆積土石必對於橋柱造成嚴重磨蝕，導致混凝土保護層碎裂，握裹力降低，為減少災害再次發生時混凝土磨蝕開裂而導致鋼筋外露，建議加強鋼筋混凝土與鋼鈑之圍繞工法補強。

5.7 道路路堤安全檢核說明

本研究未來將以一個簡單且快速的方式進行道路路堤的安全檢核，由圖 5-76 可知土石流對道路路堤之作用行為。箱涵承受土石之撞擊力，使箱涵可能因傾斜角度過大而產生錯位或翻倒破壞；鋼板樁於常時狀態主要承受箱涵之靜載重及車輛之動載重，而於暴雨狀態時其支撐力應大於箱涵之靜載重及土石之動載重，後續分析以擋土結構物之型態進行安全檢核分析。

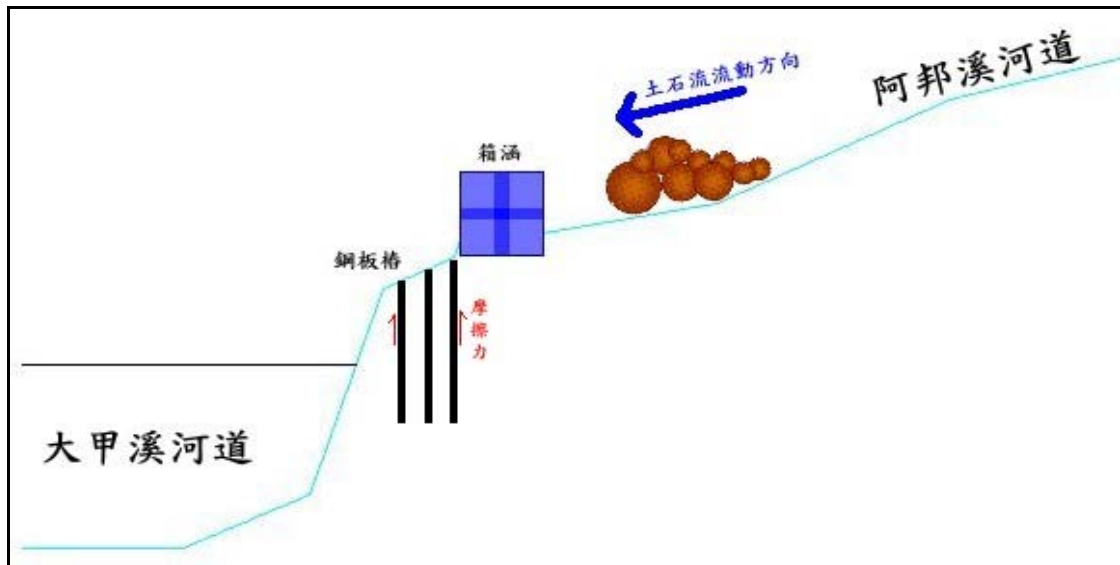


圖 5-76 土石流對箱涵之作用力分佈

5.8 現有橋樑設計相關規範之初步探討

本計畫於初步橋樑檢核分析中可以得知，國內目前公路橋樑之設計準則主要以「公路橋樑設計規範」及「建築基礎構造設計規範」進行設計。其「公路橋樑設計規範」之新舊版本之差異如下(吳進興，2008)：

1. 1987 年版：以 1977 年 AASHTO 為藍本，地震力參考日本規範，所研訂之「公路橋樑設計規範」。
 - (1)2.5F：最小載重在幹道公路或有重型貨車行駛，其最小活載重應為 HS15。
 - (2)2.12.B：橋墩設計不計衝擊力。
2. 2001 年版：主要參考 1996 年版 AASHTO 修定「公路橋樑設計規範」。
 - (1)2.5F：最小載重省市重要交通道路及有重型貨車行駛，其載重不得小於 HS20-40 之 1.25 倍。
 - (2)2.12.A：橋墩(不論有無支撐及支撐型態為何)須予考慮衝擊力，不包含基腳及位於地面下之部份。

經本計畫於1987年版規範設計中加入土石流對橋樑產生之衝擊力作用，進行十八重溪橋之安全檢核分析，其分析結果之安全性明顯不足。如橋面版設計通常水平橫向力僅考慮地震力及風力作用，若橋面版受土石流施加一水平衝擊力，使橋柱頂與上部結構產生彎曲力矩，可能導致樑柱接頭及支承處破壞或帽樑撓曲破壞。因此，建議未來於山區公路橋樑之設計除應將土石流產生之衝擊力納入規劃設計中，其衝擊力之估算亦需符合現地之實際情況，才能真正考慮到土石流作用對橋墩基礎之影響。

第六章 結論與建議

6.1 研究目的與問題

過去相關單位在設計山區跨河道路及橋樑時，僅考量溪流洪水之水位及流速，並未充分考量洪水現象差異頗大之土石流衝擊效應，在路堤、橋墩結構型式及材料選用方面對於如何強化結構設計及選用加勁材料等橋樑主體改善對策則並未深入探討。有鑒於此，本計畫擬透過數值模擬分析工具，深入了解橋涵及橋墩受土石流衝擊破壞成因及規模程度，並檢討現有設計準則，進而提出未來強化結構設計及加勁材料選用等橋樑主體改善對策，以作為公路主管機關規劃設計山區道路橋樑時之參考。

6.2 結論

1. 因現階段之橋樑檢監測系統之技術，尚無法安全且有效的量測到豪雨及土石流發生時，土砂及水流對橋樑造成的沖刷及堆積之深度，因此本計畫先以水理分析模式進行重現期距 100 年及 200 年之土石流模擬分析，將其模擬之結果(堆積深度及流動速度)初步進行橋樑安全檢核分析。
2. 總結參數敏感度分析成果顯示，體積濃度的改變同時連帶影響流量、降伏應力及黏滯係數。因此，在模式參數之影響程度方面，以體積濃度為最主要，其次為曼寧粗糙係數，至於土石比重及動量方程式之差異，在本次試算區域及模擬颱風事件下，對模擬結果並無太大影響。
3. 由模擬結果可以明顯看出較大之流動速度主要集中在中上游處，較高之堆積深度則集中於下游堆積處，尤其以墩前為最，符合上述土石流流動型態，且由模擬結果可研判，土石流流動除了由於溪流出口處因坡度較緩，使土石流動趨於停止外，跨河橋樑

結構因縮小河道斷面，導致土石堆積亦是其中之因素。

4. 由十八重溪橋模擬分析結果可知最大尖峰降雨量，影響模擬土石流的結果。尖峰雨量越大，模擬所得之堆積深度及流動速度越大。
5. 初步檢核分析可知，現今橋樑規範規定之基礎位移量容許值，未考慮土石流衝擊力作用，因此有低估之現象。
6. 經由初步檢核分析可知，橋柱在受土石流衝擊力作用下，造成橋柱混凝土開裂、橋柱及基礎位移錯位，河床面地盤承载力降低，驗證一般跨河橋樑常見之破壞行為。
7. 本計畫已完成十八重溪橋、信義橋、新愛玉橋及阿邦溪之三種情境模擬分析，並得到堆積深度及流動速度，以作為後續橋樑基礎分析之檢核。
8. 未來可配合現地監檢測系統量測之數據加以進行即時橋樑安全檢核計算，可作為中央及公路單位針對封橋及開放時間之參考依據。

6.3 建議

1. 所取得之地形資料受到 DTM 精度影響，本計畫使用農林航空測量所於 1999 年建置之 40m×40m 之 DTM，若取得更精確的地形資料，如 5m×5m 或 1m×1m 之 DTM 資料，能使模擬結果能更加精確，但模擬分析時間將隨 DTM 精度之提昇而大幅增加。
2. 於 FLO-2D 之水理分析受模式之限制使得河床設定為定床模式，與實際水理行為有差異，暴雨時土砂及水流對橋樑及水工結構物造成嚴重的沖刷、磨蝕及堆積作用，因此於模式分析時可以將經驗公式(如：淘刷深度)事先考慮於模擬分析中。
3. 於初步橋樑檢核分析中可以得知，國內目前公路橋樑之設計準則主要以「公路橋樑設計規範」進行設計，但經本計畫於分析

中加入土石流對橋樑產生之衝擊力作用，其分析結果之安全性明顯不足。因此，建議未來於山區公路橋樑之設計除應將土石產生之衝擊力納入規劃設計中，其衝擊力之估算亦需符合現地之實際情況，才能真正考慮到土石流作用對橋墩基礎之影響。。

6.4 後續研究方向

1. 利用所求得之堆積深度及流動速度，進行衝擊力及掏刷深度計算，以利後續研究檢核之用，並以數值模擬分析方法進行驗證。
2. 將本橋樑基礎安全檢核分析方法，以程式語言設計成介面形式，方便未來進行檢核分析之用
3. 持續進行相關資料蒐集，包括橋樑細部結構圖、鑽探資料等，以利後續研究檢核之用。

參考文獻

1. Bagnold, R.A. (1954), "Experiments on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear", Proceeding Royal Society of London, series A, No. 225, pp. 49-63.
2. Caine, N. (1980), "The Rainfall Intensity Duration Control of Shallow Landslides and Debris Flows," *Geografiska Annaler*, Vol .62, pp.23-27.
3. Okuda, S. and Suwa, H.(1981),"Some relationships between debris flowmotion and mirco-topography for the Kamikamihori Fan, North Japan Alps", *Catchment Experiments in fluvial geomorphology*, Norwich [Norfolk] : Geo Books, pp. 447-464.
4. Johnson, A.M. and Rodine, J.R. (1984), "Debris flow", in *Slope Instability*, Brunsden, and Prior, D.B., eds. , pp. 257-361.
5. Van Dine,D.F.(1985),Debris flows and debris torrents in the Southern Canadian cordillera,*Can Geotech.J.*22,44-68.
6. Wieczorek , G..F. (1987), "Effect of Rainfall Intensity and Duration on Debris Flows in Central Santa Cruz Mountains," *California, Flows/ Avalanches :Process, Recognition and Mitigation*, Geological Society of America, *Reviews in Engineering Geology*, Vol .7, pp.93-104.
7. Keefer, D. K. et al. (1987), "Real-Time Landslides Warming During Heavy Rainfall", *Science*, Vol .238, pp.921-925.
8. Vallejo,L.E.(1989),An exteneion of the particulate model of stability analysis for mudflows, *Soils And Foundation* 29,No.3,1-13.
9. Julien, P. Y. and Lan, Y.Q. (1991), "On the rheology of hyperconcentrations", *J. Hyd. Engng.*, ASCE, Vol. 117, No. 3, pp. 346-353.
10. Sitar,N. ,Anderson,S.A. and Johnson,K.A.(1992) , "Condition for initiation of rainfall-induced debris flows." ,*Stability and performance*

of slopes and embankments : proceeding of a special conference at U.C. Berkeley, ASCE.

11. Wilson, R. C.(1997), “Normalizing rainfall/debris-flow thresholds along U. S.pacific coast for long-term variation in precipitation climate”, Proceedings of theFirst International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation, ed. Chen,C-L, Hydraulic Division, American Society of Civil Engineers, August 7-9, 1997,San Francisco, pp.32-43.
12. Arattano, M., Andrea, M.D., Marchi, L. (1997), “Debris flow monitoringactivities in an instrumented watershed on the Italian Alps, “In Proceedings of the 1st International Conference on Debris-flow hazards mitigation: mechanics,prediction, and assessment”, San Francisco, California, USA, ASCE, New York,pp.506-515.
13. Arattano, M. (1999), “Monitoring the propagation of a debris flow along a torrenty’”, Hydrological Sciences Journal, Vol. 44, No. 5, 1999, pp.811-823.
14. Berti, M., Genevois, R., Tecca, P.R., (1999), “Field observations of a debrisflow event in the Dolomites”, Geomophology, Vol. 29, pp. 265-274.
15. Bovis,M.J. and Jakob,M.,(1999),The role of debris supply conditions in predicting debris flow activity,Earth Surface Process and Landforms 24,1039-1054.
16. Berti, M., Genevois, R., LaHusen, R., Simoni, A., Tecca, P.R.(2000), “ Debris flow monitoring in the Acquabona watershed on the Dolomites (Italian Alps)’”,Physics and Chemistry of the Earth, Part B: Hydrology, Oceans and Atmosphere, Vol. 25, No. 9, pp. 707-715.
17. Genevois, R., Tecca, P.R., Berti, M. (2000), “Debris-flow in the Dolomites: Experimental data from a monitoring system’”, In Proceedings of the 2nd International Conference on Debris-flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction , and Assessment, Taipei,

Taiwan, Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp.283-291.

18. D. and Prior, D.B., eds. , pp. 257-361.
19. Genevois, R., Galgaro, A., Tecca, P.R. (2001), "Image analysis for debris flow properties estimation", Physics and Chemistry of the Earth, Part C: Solar, Terrestrial and Planetary Science, Vol. 26, No. 9, pp. 623-631
20. Hungr, O., Evans, S.G., Bovis, M.J. and Hutchinson, J.N. (2001), "A review of the classification of landslides of the flow type", Environmental and Engineering Geoscience, Vol. 7, No. 3, pp. 221-238.
21. Lavigne, F, Suwa, H.(2004), "Contrasts between debris flows, hyperconcentrated flows and stream flows at a channel of Mount Semeru, East Java, Indonesia", Geomorphology, Vol. 61, No. 1-2, pp. 41-58.
22. Lavigne, F. (2004), "Rate of sediment yield following small-scale volcanic eruptions: a quantitative assessment at the Merapi and Semeru stratovolcanoes, Java, Indonesia", Earth Surface Processes and Landforms, Vol. 29, No. 8, pp.1045-1058.
23. 鄺寶成 (1984), 『防砂壩輪胎護坦之試驗研究』, 中興大學水土保持學研究所碩士論文。
24. 張立憲 (1985), 『土石流特性之探討』, 中華水土保持學報, 第16卷, 第1期, 第135-141頁。
25. 山口伊佐夫 (1985), 「防砂工程學」, 國立臺灣大學森林學系譯, 第150-174 頁。
26. 游繁結、陳重光 (1987), 『豐丘土石流災害之探討』, 中華水土保持學報, 第18卷, 第1期, 第76-92頁。
27. 游繁結 (1987), 「土石流發生機制之研究」, 中華水土保持學報, 第18卷, 第2 期, 第28-40 頁。

28. 交通技術標準規範公路類公路工程 (1987)，『公路橋梁設計規範』。
29. 陳重光 (1988)，『土石流流速式之探討』，中興大學水土保持學研究所碩士論文。
30. 日本建設省河川局砂防部砂防課 (1989)，「土石流危險溪流土石流危險區域調查要領」。
31. 吳積善等人 (1990)，『雲南蔣家溝土石流之觀測研究』，中國大陸科學技術出版社。游繁結 (1990)，『崩落型土石流之機制研究 (II)，土石流衝擊力之探討』，行政院國家科學委員會，防災科技研究報告79-11號。
32. 宋義達 (1990)，『土石流衝擊力之探討』，中興大學水土保持學研究所碩士論文。
33. 臺灣省公路局 (1990)，『臺灣公路工程月刊專輯-橋樑工程類』
34. 吳慶現 (1991)，『土石流發生力學特性之研究』，臺灣大學農業工程學研究所碩士論文。
35. 周必凡、李德基、羅德富、呂儒仁、楊慶溪 (1991)，「泥石流防治指南」，科學出版社，第2-87頁。
36. 譚萬沛 (1991)，『降雨泥石流的臨界雨量研究』，第二屆全國泥石流學術會議論文集，第136-142頁。
37. 孟河清 (1991)，『泥石流的發生及降雨』，第二屆全國泥石流學術會議論文集，第143-148頁。
38. 周必凡、胡平華、游勇、程尊蘭 (1991)，「蔣家溝泥石流表面流速公式驗證研究」，山地研究，第9 卷，第3 期，第171 - 178 頁。
39. 謝正倫 (1991)，『土石流預警系統之研究 (I)』，研究試驗報告第130號，國立成功大學臺南水工試驗所。

40. 周必凡、李德基、呂儒仁、羅德富、楊慶溪 (1991)，『泥石流防災指南』，科學出版社，第21頁。
41. 江永哲、林啟源 (1991)，『土石流發生之雨量特性分析』，中華水土保持學報，第22卷，第2期，第21-37頁。
42. 謝正倫、江志浩、陳禮仁 (1992)，『花東兩縣土石流現場調查與分析』，中華水土保持學報，第22卷，第2期，第109-122頁。
43. 中華水土保持學會 (1992)，「水土保持手冊」，行政院農業委員會。報告，No. 130。
44. 董志睿 (1992)，『在平衡流況下系列滯洪壩沖淤試驗研究』，中興大學水土保持學研究所碩士論文。
45. 張朝恭 (1993)，『不同開口寬度滯洪壩下游河床面沖淤之研究』，中興大學水土保持學研究所碩士論文。
46. 張石角 (1993)，「臺灣土石流災害」，洪水與泥砂災害學術研究會論文集，第27-29 頁。
47. 尹承遠、翁勳政、吳仁明、歐陽湘(1993)，"臺灣土石流之特性"，工程地質應用技術研討會(V)論文集，工研院能資所，新竹，第70-90頁。
48. 謝正倫 (1993)，『土石流預警系統之研究 (II)』，研究試驗報告第139號，國立成功大學臺南水工試驗所。
49. 李俊明 (1993)，『板岩崩積層土石流發生機制之初步研究』，中興大學土木工程學研究所碩士論文。
50. 陳榮河、黃燦輝、蔡丁貴、范正成、林美聆、陳宏宇 (1994)，『花蓮地區土石流之研究(二)』，行政院國科學委員會報告，編號：NSC82-0414-P002-026-B。
51. 王幼行 (1994)，『土石流發生機制之研究』，臺灣大學土木工程

學研究所碩士論文。

52. 林弘群（1994），『不同形式攔砂壩所受土石流衝擊力之研究』，中興大學土木工程學研究所碩士論文。
53. 蕭建源（1995），『梳子壩所受土石流衝擊力之研究』，中興大學土木工程學研究所碩士論文。
54. 桂代強（1995），『懸臂式開口滯洪壩之沖刷試驗研究』，中興大學水土保持學研究所碩士論文。
55. 陸源忠（1995），『土石流發生臨界降雨線設定方法之研究』，成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文。
56. 謝正倫、陸源忠、游保杉、陳禮仁（1995），『土石流發生臨界降雨線設定方法之研究』，中華水土保持學報，第26卷，第3期，第162-172頁。
57. 陳柏安（1996），『混合粒徑土砂之土石流剪應力特性研究』，中興大學水土保持學研究所碩士論文。
58. 交通技術標準規範公路類公路工程（1996），『公路橋梁耐震設計規範』。
59. 呂欣展（1997），『滯洪壩下游澆灌混凝土輪胎護坦消能之試驗研究』，中興大學水土保持學研究所碩士論文。
60. 林永欣（1997），『梳子型防砂壩之水理特性試驗』，中興大學水土保持學研究所碩士論文。
61. 交通部公路局（1997），『賀伯颱風公路災害搶修及復建工程』成果報告。
62. 何敏龍（1997），「土石流發生機制與流動制止結構物之研究」，博士論文，國立臺灣大學土木工程研究所。
63. 范正成、姚正松（1997），『臺灣東部地區土石流發生的水文及地

- 文條件應用於土石流預警之初步研究』，中華民國第一屆土石流研討會，第125-139頁。
64. 謝正倫、蔡元芳 (1998)，「土石流扇狀地之三維堆積地形」，中國土木水利工程學刊，第十卷，第四期，第719-730 頁。
 65. 葉再麟(1998)，『河床質特性對防砂壩下游河床局部沖刷之影響』，逢甲大學土木及水利工程研究所碩士論文。
 66. 行政院公共工程委員會 (1998)，『賀伯颱風災害及復建工程紀實』成果報告。
 67. 陳榮河 (1999)，『土石流之發生機制』，地工技術，第74期，第21-28頁。
 68. 范正成、吳明峰、彭光宗 (1999)，『豐丘土石流發生臨界降雨線之研究』，地工技術，第74期，第39-46頁。
 69. 林炳森、林基源 (1999)，"土石流之衝擊力與防治工法介紹"，地工技術第74期，第67-80 頁。
 70. 謝有忠 (1999)，『陳有蘭溪流域土石流發育之地質控制』，成功大學地球科學研究所碩士論文。
 71. 黃育珍 (1999)，『混凝土梳子壩攔阻功效之研究』，中興大學土木工程學研究所碩士論文。
 72. 蔡元芳 (1999)，『土石流扇狀地形狀特性之研究』，成功大學水利及海洋工程研究所博士論文。
 73. 陳晉琪 (2000)，『土石流發生條件及發生機率之研究』，成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文。
 74. 黃俊耀 (2000)，『臺灣地區土石流發生臨界降雨特性之研究-以花蓮、臺東及南投縣為例』，成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文。

75. 方中權（2000），『臺灣各地質分區岩層在工程上之特性』，地工技術雜誌，第79期，第5-26頁。
76. 詹錢登（2000），『土石流概論』，科技圖書股份有限公司出版。
77. 行政院農委會水土保持局（2001），『土石流警戒分區與發生基準值之研究』成果報告，國立成功大學防災研究中心。
78. 謝正倫（2001），『桃芝颱風土石流災害發生基準初步研究』，土石流災害及防治對策研討會論文集，第83-102頁。
79. 范正成（2001），『臺灣地區道路橋涵系統土石流危險區觀測與預警之研究（三）』，交通部科技顧問室。
80. 周憲德、廖偉民、姚善文（2001），『發生土石流之臨界降雨特性分析』，中華土木水利工程學刊，第32卷，第1期，第1-8頁。
81. 范正成、吳明峰（2001），『一級溪流土石流危險因子及其與臨界降雨線之關係』，中華水土保持學報，第32卷，第3期，第227-234頁。
82. 唐後君（2001），『複合斷面開口壩下游沖刷之試驗』，中興大學水土保持學研究所碩士論文。
83. 姚善文（2001），『土石流發生之水文特性探討』，成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文。
84. 張世樺（2001），『不同監測儀器應用於土石流衝擊特性分析之研究』，中興大學土木工程學研究所碩士論文。
85. 營建雜誌社（2001），『建築物基礎構造設計規範』。
86. 呂金彥（2002），『土石流衝擊特性量測系統之研究』，中興大學土木工程學研究所碩士論文。
87. 黃婷卉（2002），『土石流發生降雨特性之研究-以陳有蘭溪流域為主』，成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文。

88. 林呈等 (2002), 『跨越土石流溪流之橋樑工程問題探討-以新中橫公路三座橋樑為例』, 中華水土保持學報, 第32卷, 第4期, 第245-260頁。
89. 劉格非、黃名村 (2002), 「土石流之現場數值模擬-應用於南投縣神木村」, 中華水土保持學報, 第33卷, 第3期, 第215-221 頁。
90. 謝正倫 (2002), 『土石流潛勢溪流調查計畫』成果報告, 國立成功大學防災研究中心。
91. 行政院農委會水土保持局 (2002), 『土石流發生降雨警戒值模式之研究』成果報告。
92. 洪如江 (2002), 『臺灣土石流的時空背景』, 地工技術雜誌, 第89期, 第101-110頁。
93. 廖敏坤、吳瑞龍 (2002), 『桃芝颱風災害台21線97K+100十八重溪橋便道搶修報告』, 臺灣公路工程, 第28卷, 第10期, 第43-48頁。
94. 何鴻文、陳俊堯 (2002), 『桃芝颱風土石流受災重建橋樑復建規劃與災因研析』, 臺灣公路工程, 第29卷, 第4期, 第2-36頁。
95. 經濟部水利署 (2002), 『大甲溪攔河堰可行性規劃計畫』成果報告, 經濟部水利署水利規劃試驗所。
96. 林基源 (2003), 『陳有蘭溪流域土石流發生潛勢判定模式之研究』國立中興大學土木工程學系研究所博士論文。
97. 行政院農委會水土保持局 (2003), 『以降雨因子進行土石流警戒基準值訂定』成果報告, 財團法人成大研究發展基金會。
98. 黃立勳 (2003), 『懸臂式梳子壩力學與緩衝之研究』, 中興大學水土保持學研究所碩士論文。
99. 黃陳全 (2004), 『土石流防護之消能網式柔性柵欄設計研究』,

暨南國際大學土木工程學研究所碩士論文。

- 100.陳吟玲(2004)，『土石流衝擊力與規模關係之研究』，中興大學土木工程學研究所碩士論文。
- 101.吳瑞龍等(2004)，『台21線十八重溪橋橋樑上部結構遭土石流推移復建工程施工』，臺灣公路工程，第30卷，第8期，第20-24頁。
- 102.陳晉琪、謝正倫、林慶偉(2004)，『臺灣中部地區土石流災害溪流之地形特性』，中華水土保持學報，第35卷，第1期，第25-34頁。
- 103.趙啟宏(2004)，「土石流數值模擬及流變參數特性之探討」，國立臺灣大學土木工程研究所碩士論文。
- 104.蔡誌崇(2004)，『FLO-2D 模式於土石流災害管理之研究』，國立中興大學水土保持學系研究所碩士論文。
- 105.賴紹文(2005)，『含砂水流之梳子壩撞擊力試驗分析』，臺灣大學生物環境系統工程學研究所碩士論文。
- 106.行政院農委會水土保持局(2005)，「臺中縣和平鄉博愛村中-003土石流特定水土保持區劃定計畫」。
- 107.行政院農委會水土保持局(2005)，「水土保持手冊」。
- 108.交通部公路總局第二區養護工程處(2006)，『臺21線等公路橋梁歷年颱風土石流沖刷災害復建資料編纂』，中興大學。
- 109.周韋鉉(2006)，『探討系列梳子壩土石流之衝擊力與規模關係之研究』，中興大學土木工程學研究所碩士論文。
- 110.陳松村(2006)，『FLO-2D 模式於土石流災害模擬之研究-以松鶴為例』，國立中興大學土木工程學系研究所碩士論文。
- 111.吳雯惠(2006)，『土石流發生潛勢溪流與流出土方量推估之研究』，朝陽科技大學營建工程系碩士論文。
- 112.經濟部水利署(2006)，『大甲溪流域防洪預警系統先期規劃』成

果報告，逢甲大學。

- 113.陳榮河、歐泰林（2006），『區域性土石流之發生機制』，地工技術，第110期，第25-34頁。
- 114.顧承宇等（2006），『集集地震後土石流災害案例研究-以大甲溪流域為例』，地工技術，第110期，第85-96頁。
- 115.林伯融（2007），『FLO-2D模式應用於土石流災害損失評估之研究-以松鶴部落為例』，朝陽科技大學營建工程系碩士論文。
- 116.薛仲傑（2007），『FLO-2D模式於土石流數值模擬之應用』，國立成功大學土木工程學系研究所碩士論文。
- 117.交通部運輸研究所（2008），『橋梁耐洪構造及保護工程研討會論文集』。
- 118.余濬，「山坡地排水與滯洪設計」，科技圖書股份有限公司。
- 119.水土保持局全球資訊網 <http://www.swcb.gov.tw/>，2006。

附錄一

期中審查委員意見及辦理概況

交通部運輸研究所合作研究計畫（具委託性質）

☒期中 ☐期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：「交通道路及橋墩遭受土石流衝擊之對策研究（2/4）」

執行單位：財團法人成大研究發展基金會

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形
洪教授本善	
1. 十八重溪橋的墩前模擬的最大堆積深度為10.28公尺與實際災害紀錄大致相同，但未說明實際災害的最大深度值為何？	據十八重溪橋為於桃芝颱風期間土石流災害後調查結果顯示，本次土石淤積高度逼近橋樑樑版系統，又經現場量得之橋樑高為 9.9 公尺，故墩前模擬的最大堆積深度 10.28 公尺與實際災害紀錄大致相同，相關說明詳如期中報告 3.5 節所示。
2. 信義橋及十八重溪橋的橋面損害主因之一皆為淨高不足，那以後增加淨高對工程費用會有多少？若相對不多，則可增加，如此可延長橋樑的使用年限。	本團隊將針對此問題做進一步探討，並於期末報告列入建議事項。
高處長邦基	
1. 墩前堆積深度模擬結果比對，實際災害記錄資料取得來源及資料正確性，請再檢討。	本團隊目前主要以交通部公路總局第二養工處出版「台 21 線等公路橋梁歷年颱風土石流沖刷災害復建資料編纂」作為模擬結果比對，未來將向水保局等相關單位申閱資料，做為後續研究之參考。
2. 研究整體架構(4 年計畫)於簡報時先予說明。	期末簡報將予列入。感謝委員指教。

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形
3. 應著重橋樑及道路結構體抵抗土石流之設計方案研究(如道路選線、跨徑及設計高程等)。	本研究案為四年計畫，依研究團隊提出之工作計畫書內容，本年度(97 年)研究目標為針對研究案例進行土石流之水理模擬分析，第三年度(98 年)著重於橋樑及道路結構體受土石流衝擊之影響，第四年度(99 年)以抵抗土石流設計方案之研究為主。委員所提之建議，本團隊將持續進行相關資料之彙集與研究探討。
4. FLO-2D 模擬堆積深度可否考量目標年堆積深度及對橋樑影響及對策。	目前使用之水利模擬程式係以數值高程模型(DTM)、土壤體積濃度為主要影響參數，若須以目標年作為分析，可能需要河川疏運狀況作為參考依據，以瞭解體積濃度之變化。本團隊將對此問題做進一步探討。
游教授繫結	
1. 土石流模擬時間長達 3 小時，是否符合實況？請說明。	感謝委員指教。本團隊係參考池谷浩(1980)及謝正倫(1993)提出之方法作為依據，相關資料將於期末報告補列。
2. p229、p230 之參數值不一致，請更正。	感謝委員指正，遵照辦理。
3. 圖 5-25、圖 5-27、圖 5-29、圖 5-31 等之圖示與圖例不一致(圖示為流速，圖例為深度或反之)。	感謝委員指正，遵照辦理。
4. 土石流模擬結果之最大流速高達 50m/sec 以上，是否合理，宜說明。	感謝委員指教。模擬結果其最大速度為 48.08m/sec，且發生於南投 030 潛勢溪流上游河道中央處，該地區地勢陡峻平均坡度達 39°，相關說明詳如期中報告 5.1 節所示。

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形
朱科長金元	
1. 交通道路及橋墩遭受土石流衝擊之對策是否僅限於強化結構設計及選用加勁材料？應將相關可能之對策都做探討，例如加高、加大跨距、改道等。	感謝委員指教。本團隊將對此問題進一步探討，並於期末報告列入建議事項。
2. FLO-2D數值模擬模式輸入的資料有哪些？本次模擬之十八重溪全流域其輸入之相關參數如何取得？模式驗證如何做？是否僅有堆積量及最高流速？最高流速資料如何取得？是否可做河道坡度、寬度之驗證？請說明。	目前使用之水利模擬程式所需之參數包含地質資料、體積濃度、土石比重...等，相關參數選用詳如期中報告5.1.1節所示；本次利用十八重溪橋於桃芝颱風中之破壞狀況為例進行模式驗證，所得土石流之流動範圍及淤埋深度，與災後調查結果進行比對，二者結果頗相符合。其他資料不足之部份，本團隊將於期末報告補列。
3. 研究成果希望能提供公路相關單位對於疏濬方面之建議。	感謝委員指教。本團隊將對此問題做進一步探討，並於期末報告列入建議事項。
4. 本計畫為4年期計畫，建議將各年預期要達成之成果其關聯性做說明。	感謝委員指正。遵照辦理。
蘇副研究員吉立	
1. 基本上整體報告內容符合合約工作項目，並值得肯定。	感謝委員肯定。
2. 報告格式編排大體符合規定，唯於各章節之小項編排方式與格式有待加強與修飾(如P.41頁與P.104頁之格式不一、編號未統一...等)。	感謝委員指正。遵照辦理。
3. 請加強注意章節內容前後敘述之一致性(如P104頁之第10行所述三項因子與後述內容不一致)。	感謝委員指正。將於期末報告中修正。
4. 請補述模擬分析結果擬於對策之應用。	感謝委員指教。本團隊後續將針對相關問題進一步探討，並於期末報告列入建議事項。

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形
陳副研究員志芳	
期中報告中數值分析(FLO-2D)的部份，是以南投縣豐丘村十八重溪支流為試算區域，得到的結果再以衛星影像及航照圖片來比對判釋，是否有更詳細的資料來做佐證？	感謝委員指教。本團隊將後續分析結果補列於期末報告內。
主辦單位意見	
1. 圖 3-6 數目字標示不清，請更正。	感謝委員指正。遵照辦理。
2. 表 5-1FLO-2D 模式使用參數值與報告中說明不一致，請更正。	感謝委員指正。遵照辦理。
3. P.235 請補充說明望鄉重現期距 100 年及 200 年 24 小時總降雨量如何求得。	本研究採用前台灣省水利局所採行之位序法設計雨型，分析歷年實際降雨資料，依極端值選用法或超過一定量選用法選用之，但被選用之實際降雨資料，其降雨延時之限制可酌予放寬，詳細說明將補述於期末報告中。
4. 5-3 模擬分析結果如何做可靠度驗證，請詳細說明。	本研究之模擬分析結果乃利用水保局公告之淤積範圍及災後量測資料進行比對驗證。
5. P.246 相關敘述有誤請確認修正。	感謝委員指正。遵照辦理。

附錄二

期末審查委員意見及辦理概況

交通部運輸研究所合作研究計畫（具委託性質）

□期中 ☒ 期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：「交通道路及橋墩遭受土石流衝擊之對策研究（2/4）」

執行單位：財團法人成大研究發展基金會

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
退休蘇副研究員吉立		
1. 建議以後於期末報告初稿中即應附上期中審查意見處理情形表，以利期末審查。	感謝委員指正。將於期末報告內，附上期中及期末審查意見及回覆和處理情形。	同意。
2. 有關期末報告格式比起期中，雖略有改善，但似乎與業主提供之標準格式尚有許多出入(舉例如：目錄中之章名應為大小 14 之標楷粗體、目錄中之節名應為大小 14 之標楷標準體、頁碼標示應分章標示-----等)? 請於期末驗收定稿前與本案承辦人再次校核確定後改正。	感謝委員指正。期末報告將完全套用港研中心研究報告之格式，並於定稿前先由港研中心核定再印製。	同意研究單位之處理情形。
3. 章節內容敘述前後之一致性尚未完全改正(例如：P107 頁之第 9~10 行所述三項因子名稱與後述小項名稱不一致)，請加強校核。	感謝委員指正。期末報告將加強稿本之校核工作。	同意。
4. 本報告整體所呈現之主要工作內容包括： (1)收集分析與探討研究區域之水文、地文及設施結構物資料以及土石流相關之分析理論部份均有。 (2)數值進行模式測試、參數率定與設計案例模擬。 已大致符合合約規定之研究主題與重點。	感謝委員肯定。	
5. 本研究題目為「交通道路及橋墩遭受土石流衝擊之對策」，本報告目前研究標	感謝委員指正。期末報告將就道路與路堤之分析方法補充論述。	同意研究單位之處理情形。

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
的著重於橋墩，建議對於道路與路堤之模擬分析與論述應予加強。		
6. 建議於結論中補述：直至今日之研究階段所達預期之具體成果如何？如何應用與推展？	有關至目前階段所達之具體成果，將於期末報告中逐條增列。	同意研究單位之處理情形。
林教授呈		
1. P7 所列流程中第二年度課題與全文內容似乎不相稱，是否應為土石流流動過程對橋梁與道路影響之模擬分析。（跨河結構物之語意不清，亦與研究題目不相稱）。	感謝委員指正。期末報告將明定跨河結構物為「橋樑及道路路堤」，並於報告中說明。	同意研究單位之處理情形。
2. 請以表列比較方式展示說明研究區域與橋梁選定之理由（含歷史災害次數、受災模式、降雨規模…）。	感謝委員指正。研究橋樑之選定相關影響因素，將在期末報告中列表補述。	同意研究單位之處理情形。
3. 報告中引用諸多本人歷年航拍或路拍照片，惟未於相片中一一列出引用文章來源，請辦理 copy right 之授權使用及合法引用。	委員意見所述之照片，大部分引用自水利署或其他機關之報告，期末報告除將列引用文獻，並補列委員之大名。	同意研究單位之處理情形。
4. 十八重溪旁側南投 030 野溪及其他溪流之土石流計算未明確交待輸入條件（如輸入何年之地形資料、歷年土石流堆積情形、…），所算結果之正確性為何？	感謝委員指正。期末報告中將補列所有分析或計算所輸入數據之條件來源等資料。	同意研究單位之處理情形。
5. 阿邦溪土石流流出至大甲溪形成之土石流災害對道路之影響與破壞尚未能清楚說明。	感謝委員指正。阿邦溪與大甲溪之相互影響情形，將於期末報告之 3.3.10 節說明。	同意研究單位之處理情形。
6. 土石流撞擊橋墩基礎之受災模式中，本研究似乎較重視塑鉸區之力系分析，建請針對陳有蘭溪橋於桃芝風災後現場開挖之墩柱破壞予以詳析。	感謝委員指正。本研究團隊將持續蒐集橋樑受損相關之破壞案例。	同意研究單位之處理情形。
7. 橋梁安全檢核之內容過於簡略，請詳細交待計算過程。（由 5.5.1 節至 5.5.4 節）	感謝委員指正。期末報告將詳細列述分析與計算之過程。	同意研究單位之處理情形。
8. 表 5-10 所列分析結果之最大流動速度高達 37.29~54.73m/s，以後者為例可換	委員所指正之資料，將在期末報告中再次檢核及修正，並將重新模擬	同意研究單位

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
算為 180km/hr，似乎過於高估了。	之結果分析於 5.3.1 及 5.3.2 說明。	之處理情形。
9. 土石流撞擊墩柱而衍生之磨損撞擊課題，特別應予正視位於河床下之看不到的受災情形。	感謝委員指正。本研究團隊將持續蒐集墩柱磨損撞擊之相關破壞案例。	同意研究單位之處理情形。
朱科長金元		
1. 整本報告內容呈現頭重腳輕的現象，大多是去年之資料或資料補強，本年度之研究成果內容不足。	感謝委員指正。本研究團隊將於期末報告中補強本年度之研究成果及內容。	同意研究單位之處理情形。
2. 對於本研究相當重要之數值分析其輸入之相關環境背景因素、程式中參數之率定及數值分析結果之驗證，均沒有很清楚的說明，因此很難判斷分析結果之正確性，缺乏可信度。這部份必須要加強修改。	感謝委員指正。本研究團隊將把驗證分析之結果增補於期末報告之內容內。	同意研究單位之處理情形。
3. 跨河構造物不只有橋樑而已，應該還有其他之設施。	跨河構造物乃以「橋樑及道路路堤」為主，將於期末報告中明確界定。	同意研究單位之處理情形。
4. 道路對土石流流動過程影響之模擬分析，其輸入參數、模擬過程、模擬結果驗證著墨太少。	感謝委員指正。期末報告中將補列土石流流動過程影響之模擬分析、輸入參數、模擬過程、結果及驗證等。	同意研究單位之處理情形。
5. 報告撰寫方式不符合本所出版品規定。	感謝委員指正。期末報告格式將完全套用運輸研究所出版品之格式。	同意。
6. 期中審查委員意見處理對照表沒有附在報告中，而且似乎期中審查委員之意見並未妥善處理。	感謝委員指正。期末報告將附列期中報告之審查意見及處理情況，並將處理情況列於期末報告內。	同意。
陳副研究員志芳		
1. 研究報告中收集了許多有關土石流的資料及災害案例，肯定研究團隊的辛苦。	感謝委員肯定。	
2. 就期末報告初稿中的 5.4 節，第 295 頁的表 5-16 實際降雨量模擬之墩前結果表中，建議請再補充郡坑溪、和社溪墩前速度的資料。	感謝委員指正。期末報告將增補郡坑溪、和社溪及阿邦溪墩前深度與墩前速度的資料。	同意研究單位之處理情形。

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦 單位審查意見
及阿邦溪墩前深度與墩前速度的資料。		
3. 就 5.5 節橋樑安全檢核第 298 頁，計算橋柱頂位移檢核的總位移量 $\delta_T = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 = 1.87\text{cm}$ 式子中，建議是否可補充各位移的變位量。	總位移量中各位移分量之計算結果將增補於期末報告中。	同意研究單位之處理情形。
4. 在報告定稿中請補充中英文摘要，並依港研中心出版品格式編排。	感謝委員指正。中英文摘要將增補於期末報告中。期末報告之格式將完全套用港研中心出版品之編列格式。	同意研究單位之處理情形。

附錄三

期末簡報資料

交通道路及橋墩遭受土石流衝擊 之對策研究(2/4)



委託單位：交通部運輸研究所

執行單位：財團法人成大研究發展基金會

簡 報 者： 陳景文 教授

中華民國97年11月19日

緣起與目的

文 獻 回 顧

研 究 內 容

結 果 分 析

結 論

後 續 研 究

簡報大綱

緣起與目的

文 獻 回 顧

研 究 內 容

結 果 分 析

結 論

後 續 研 究





緣起與目的

文獻回顧

研究內容

結果分析

結論

後續研究

研究動機

- 財團法人台灣營建研究院(1999)及國立台北科技大學(2002)曾對跨越土石流溪流之橋樑設計準則進行研究，但僅提出橋樑相關設計準則，或是建議於河川上游設立相關防制工法，對於橋樑主體強化方面未提出對策。
- 目前山區跨河橋樑結構之設計考量因素僅考量洪水作用，並未考慮土石流衝擊力效應。
- 歷年相關研究，對於強化結構設計及選用加勁材料等橋樑主體改善對策則並未深入探討。

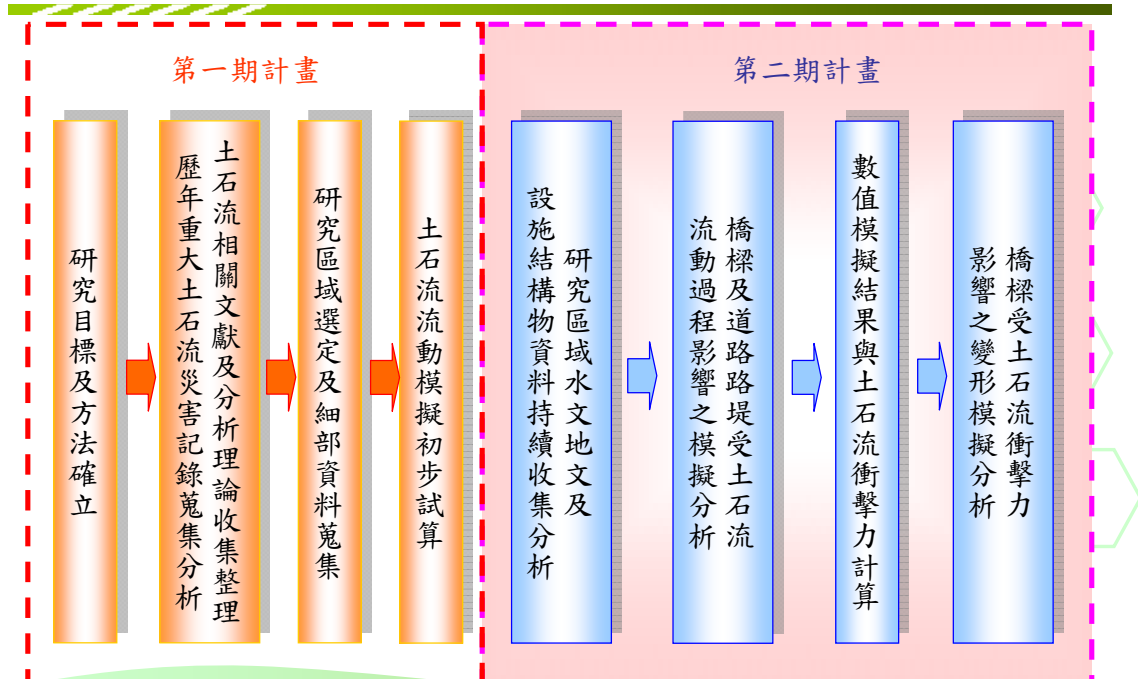


研究目的

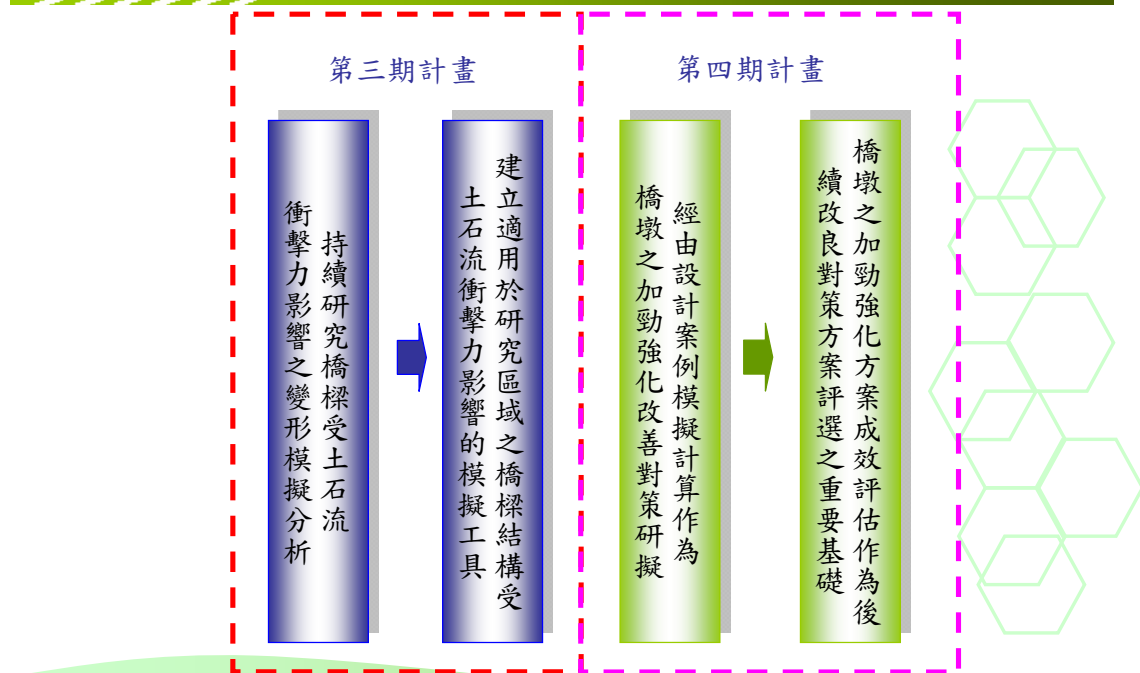
- **強化結構之設計**
 - 運用數值模擬分析工具，提出強化橋樑結構設計及加勁材料選用等相關之改善對策。
- **強化結構之成效評估**
 - 由模擬及試驗結果探討土石流流動過程與橋樑結構之互制現象。據此作為未來交通主管單位設計山區跨河道路及橋樑時之參考。
- **工程認知提升**
 - 增進工程設計信心
 - 降低橋基之損壞
 - 改善跨河橋樑防救災能力



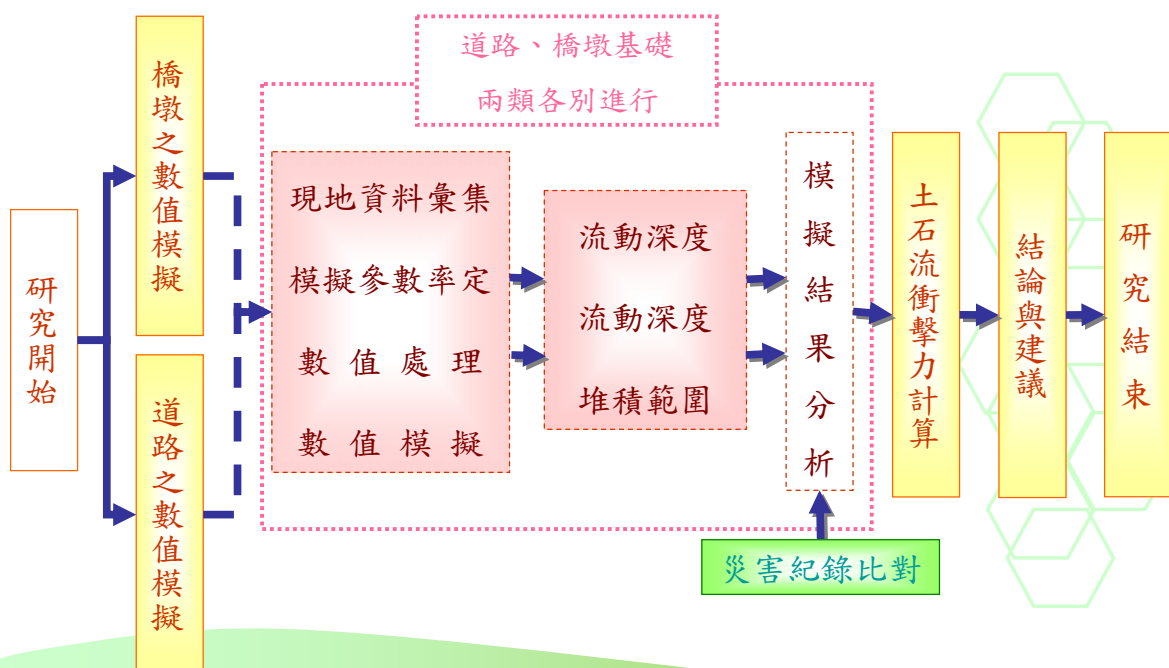
計畫流程 (1/2)

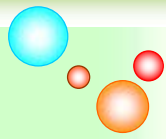


計畫流程 (2/2)



研究流程





研究內容

- 文獻彙整
- 研究區域介紹
- FLO-2D數值模擬
- 初步成果

[緣起與目的](#)[文獻回顧](#)[研究內容](#)[結果分析](#)[結論](#)[後續研究](#)

一.土石流衝擊力特性 (1/2)

► 土石流衝擊力之脈衝形成

張書成、陳精日、葉日富(1985)根據實測59個土石流衝擊力分析，將土石流衝擊力概括成三種脈衝形式：

(1) 鋸齒型脈衝

(2) 矩型脈衝

(3) 尖峰型脈衝

3. 尖峰型脈衝

財團法人成大研究發展基金會

一.土石流衝擊力特性 (2/2)

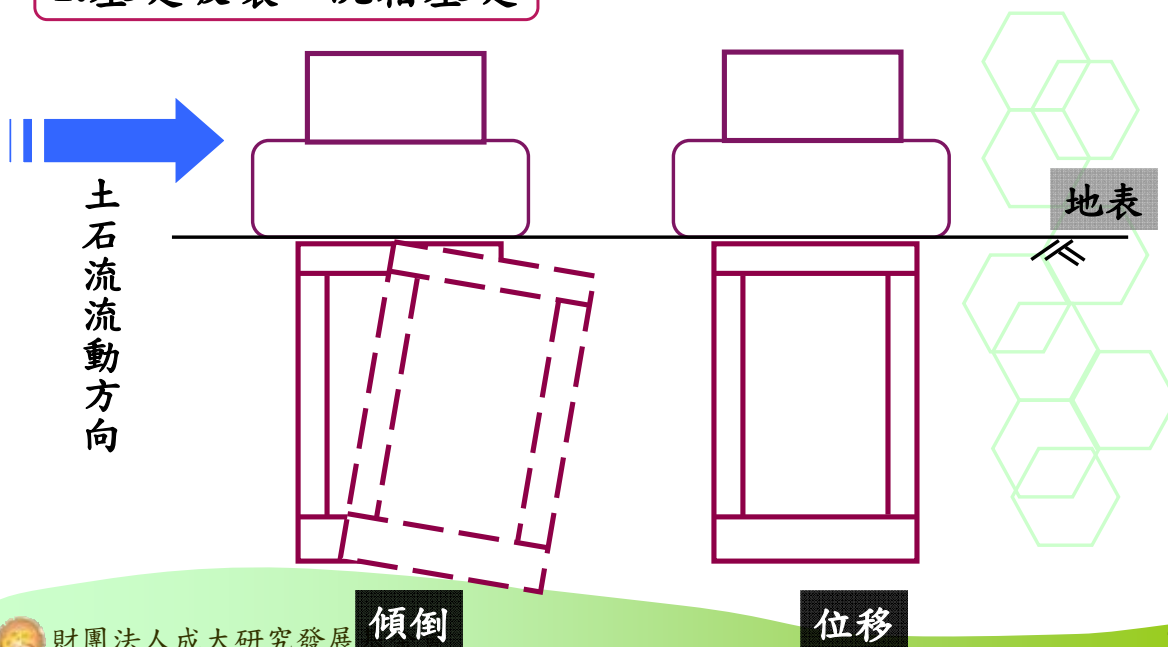
► 土石流衝擊力之隨機性

- 土石流發生時**石塊大小、數量、排列次序及出現時刻**都帶有隨機性，因此難以得到衝擊力與運動要素的關係。
- 土石流衝擊力之**垂直分佈**為複雜而隨機之力源，測試工作及資料分析上皆有相當多之困難。
- **巨礫衝擊力**在量測時，需要很大的量程，一般難以實現。



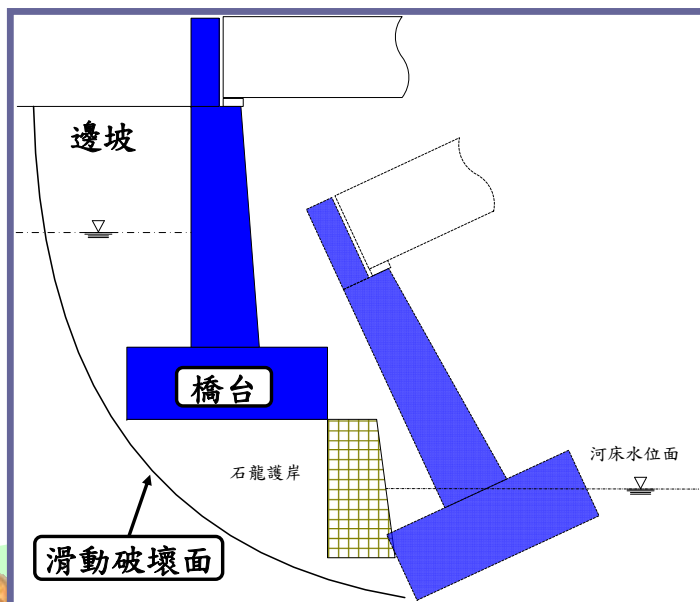
二.橋樑災害破壞模式 (1/3)

1.基礎破壞：沉箱基礎



二.橋樑災害破壞模式 (2/3)

2.橋台結構損壞

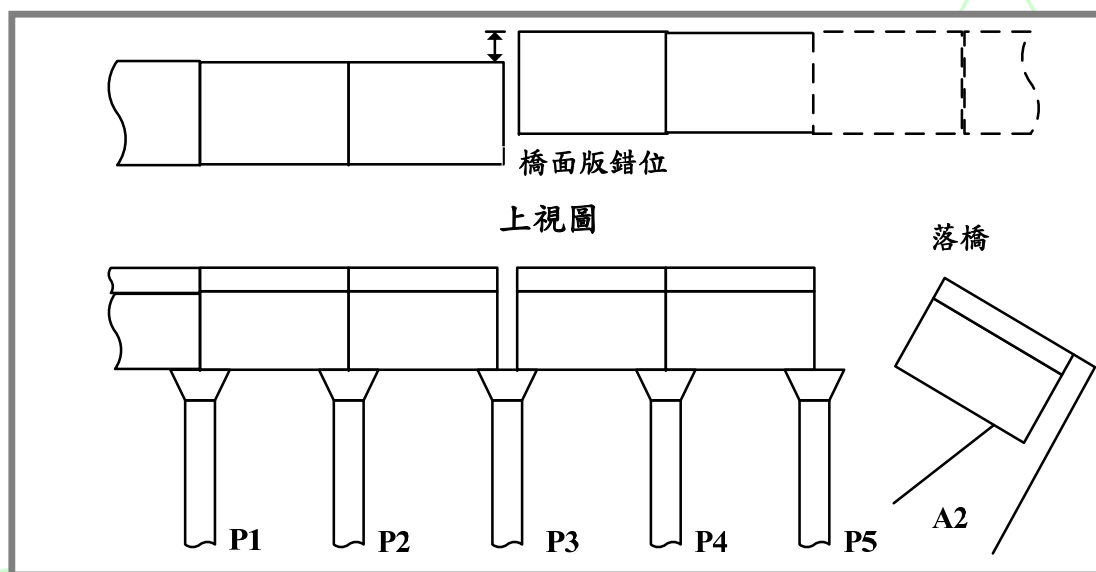


坡趾遭洪水掏空，使承載力降低，邊坡因此滑動破壞導致橋台傾倒或位移。

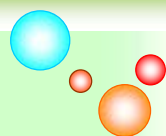
13

二.橋樑災害破壞模式 (3/3)

3.上部結構損壞



14



研究內容

- 文獻彙整
- 研究區域介紹
- FLO-2D數值模擬
- 初步成果

緣起與目的	文獻回顧	研究內容	結果分析	結論	後續研究
-------	------	------	------	----	------

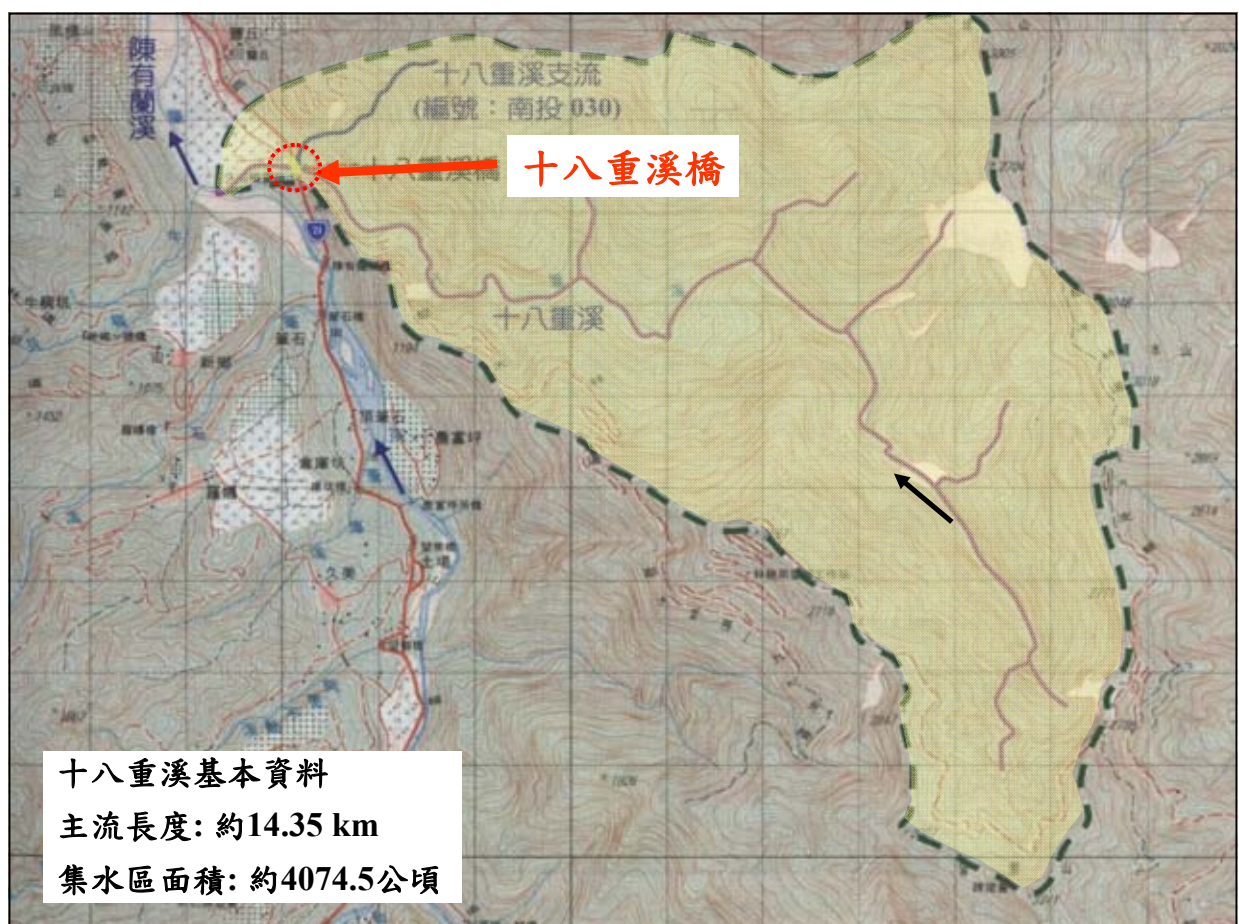
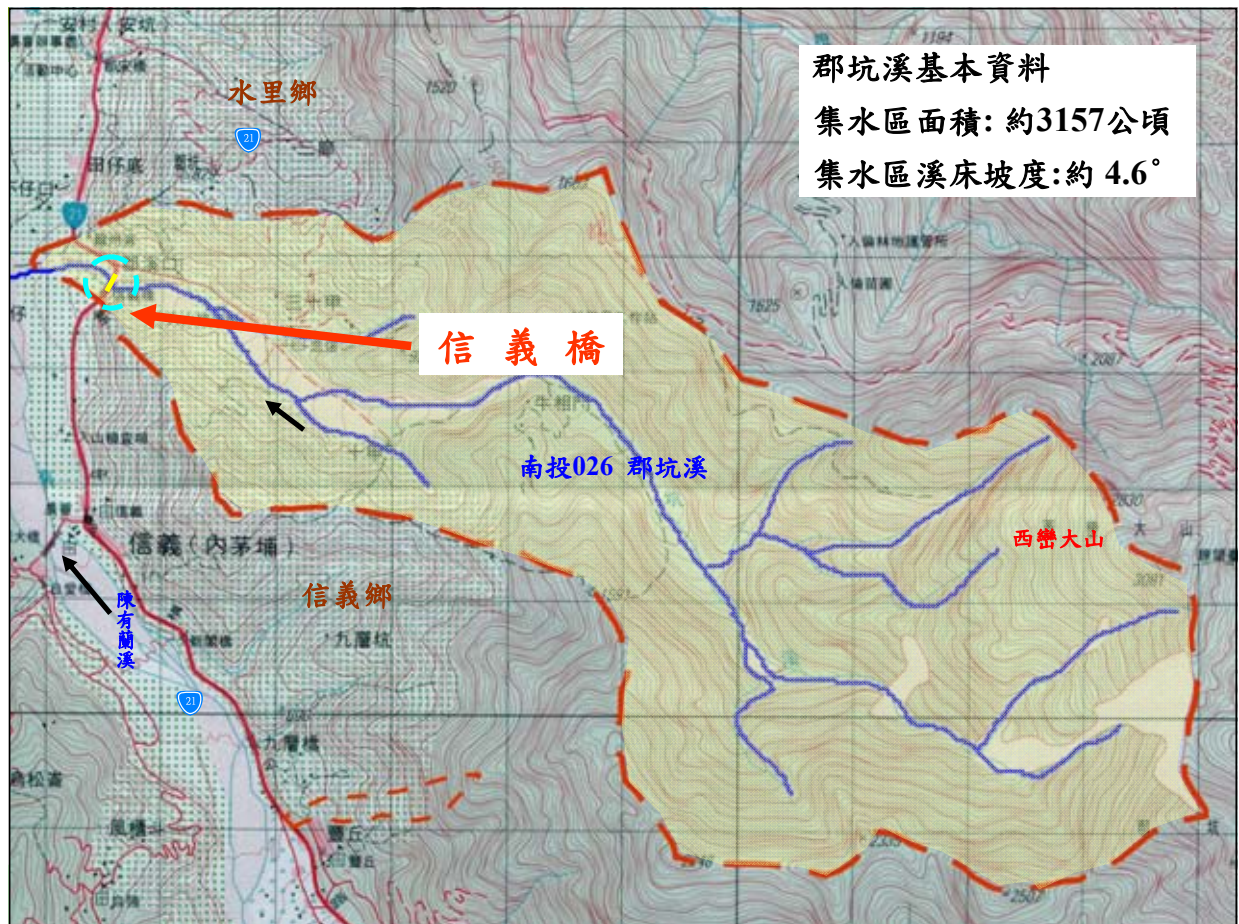
研究區域介紹 (橋樑背景)

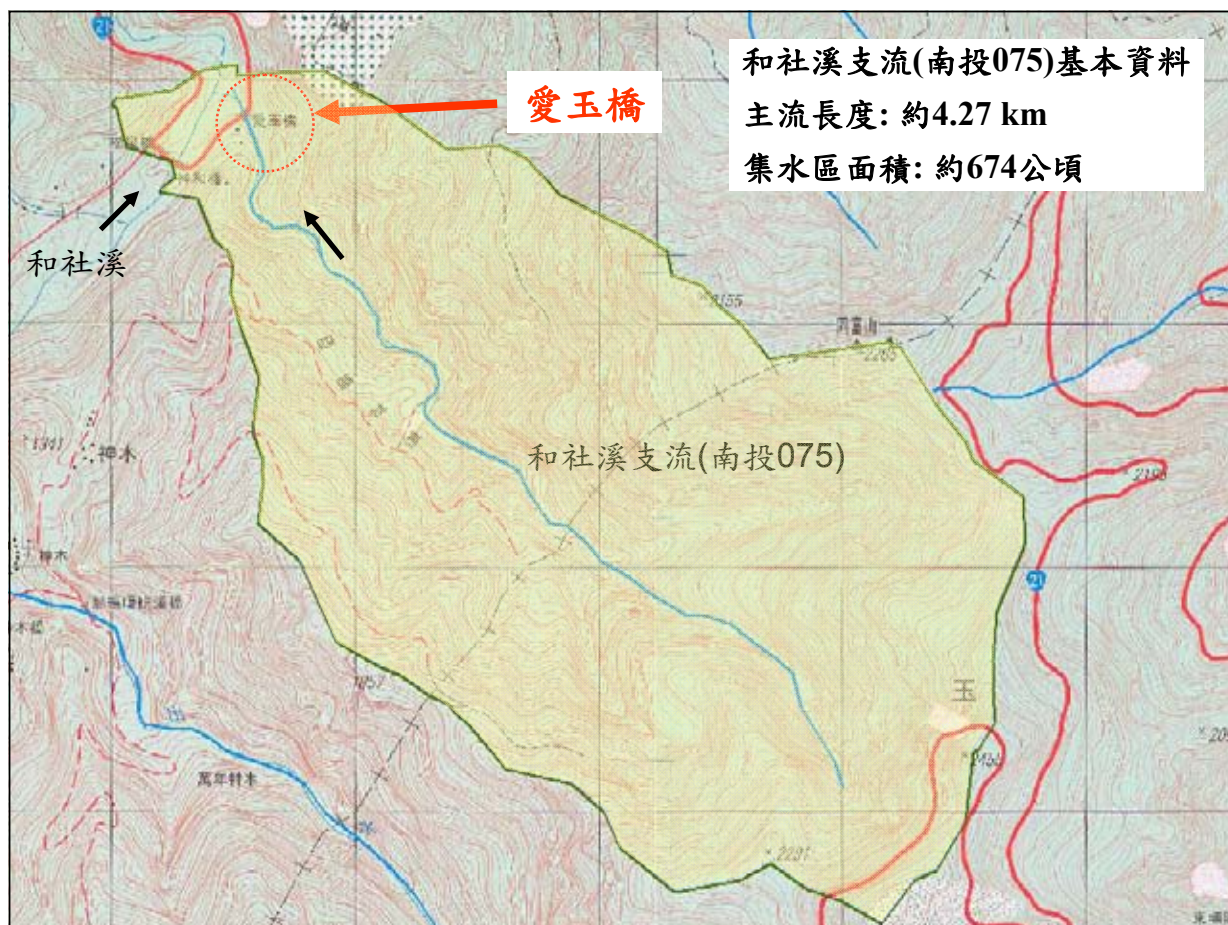
- 信義橋(89K+959)：連接水里與信義之交通要道
- 十八重溪橋(97K+401)：為信義及和社主要通道
- 新愛玉橋(108K+770)：同富往塔塔加鞍部必經橋樑

橋樑名稱	興建/復建時間	上部結構型式	下部結構型式	橋面長度(m)	橋面淨寬(m)	橋樑跨距(m)
信義橋 (89K+959)	70.6.1 (興建) 92.9 (桃芝風災後復建)	PCI型樑	懸臂式單柱橋墩 及沈箱基礎	180	7.6	6@30
十八重溪橋 (97K+401)	70.7 (興建)	RCI型樑	單支圓柱沈箱基礎	210	7.5	6@35
新愛玉橋 (108K+770)	95.9.18(興建)	剛箱型樑	單支圓柱型橋墩及 樁基礎	210	10	2@60 1@90

財團法人成大研究發展基金會

16





緣起與目的

文獻回顧

研究內容

結果分析

結論

後續研究

愛玉橋復建後現況 (新愛玉橋)

愛玉橋復建工程之基本資料表

橋名	愛玉橋
建造年月	95.9.18
跨越溪流	和社溪
上部結構	鋼箱型梁
下部結構	單支圓柱型橋墩及樁基礎
橋面長度	210 m
淨寬	10 m
車道數	2
孔數	3
跨距	(60+90+60) m

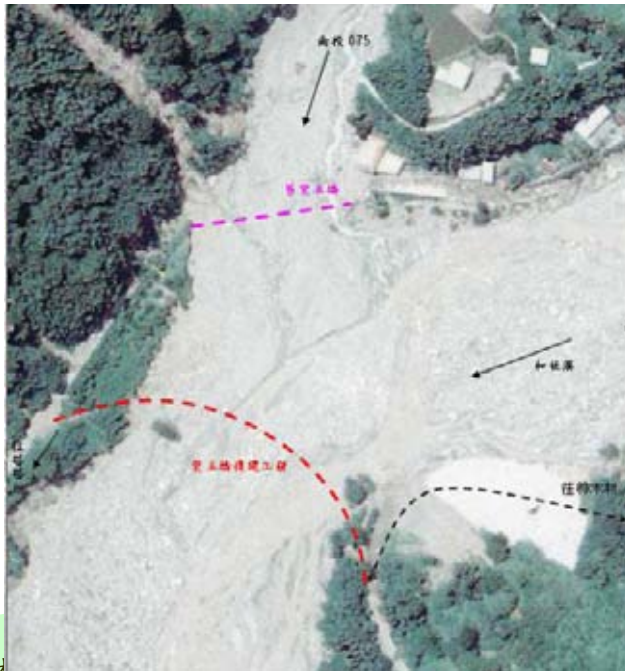
(資料來源：第二區養護工程處)



財團法人成大研究發展基金會

20

災害歷史 (台21線108K+770新愛玉橋)



左圖為愛玉橋復建工程橋址；上游土石堆積於河道中之情形。

(資料來源：台21線等公路橋樑歷年颱風土石流沖刷災害復建資料編撰，交通部公路總局，2005)



財團法人成大研究發展基金會

21

研究區域介紹 (台8線阿邦溪集水區)

- 阿邦溪位於台中縣東勢鎮經8號省道往谷關方向約31公里即可到達阿邦溪集水區。



財團法人成大研究發展基金會

22

災害歷史 (台8線阿邦溪流域)

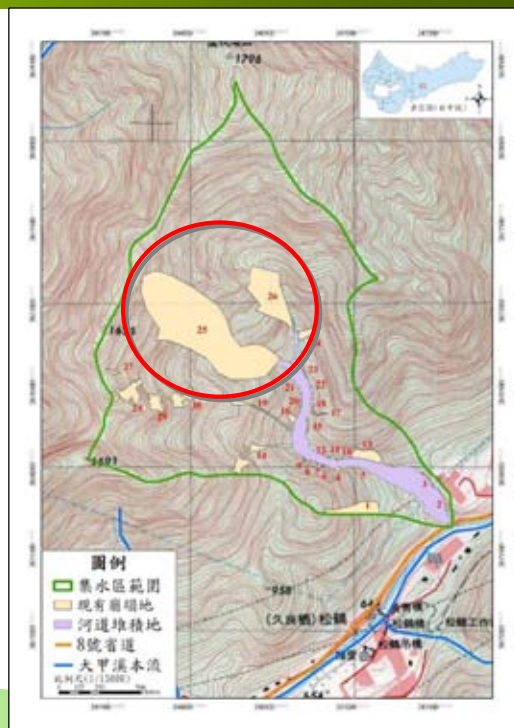
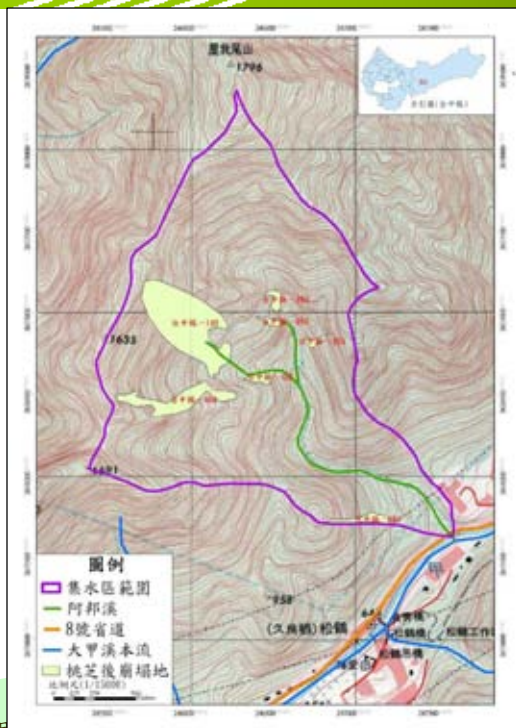


左圖為台8線下邊坡可明顯看出直徑約2m之涵洞，主要為了預防巨礫淤埋排水路徑而產生堵塞造成破壞。(95.12.07拍攝)

右圖為台8線下邊其涵洞位置似乎沒有改變，但下部支撐改以現地巨礫配合貨櫃及鋼板樁進行支撐。(97.02.19拍攝)



左圖為90.8.2桃芝颱風後，右圖為93.8.25艾莉颱風後





研究內容

- 相關文獻匯整
- 研究區域介紹
- FLO-2D數值模擬
- 初步成果

緣起與目的

文獻回顧

研究內容

結果分析

結論

後續研究

程式軟體選用

- 國內外常用四種水利分析程式：
 - FLO-2D、HEC-RAS、FLOW-3D及FLUENT。
- 應用程式比較分析：

程式名稱	可得成果	集水區限制
FLO-2D	淹沒範圍、堆積深度 流動速度、河道寬度	DTM網格進行模擬試算， 可模擬完整集水區之流動及堆積 之情形。
HEC-RAS	流動速度、河道寬度 河道高度	渠流須為穩定流流況，且 各河段間須彼此獨立 。
FLOW-3D	速度分佈、壓力分佈 流動情形	受限於電腦之要求下， 無法模擬全集水區之流動過程之境況 。
FLUENT	受力情形、流況情形 壓力分佈	無法輸入地形資料，且 無法模擬全集水區 。



相關研究使用 FLO-2D之彙整

年代	指導教授	研究生	研究地區	災害發生時間
2000	林美聆		和社社區	賀伯風災
2002	黃宏斌	蘇立明	花蓮縣大興村	桃芝風災
2002	楊昭男 林銘郎	邱禎龍	白雞山莊東側 六十八號旁野溪	納莉風災
2003	鄭富書 林銘郎	吳政貞	溪頭地區	桃芝風災
2004	陳樹群	蔡誌崇	南投縣水里鄉二廊坑溪 及信義鄉豐丘野溪	--
2004	林美聆	趙啟宏	南投陳有蘭溪流域 及嘉義豐山地區	桃芝風災
2005	林基源	曹英明	南投縣水里鄉二廊坑溪 及信義鄉神木村出水溪	賀伯風災 桃芝風災
2006	林炳森	陳松村	台中縣和平鄉松鶴一溪	敏督莉風災
2007	林基源	林伯融	台中縣和平鄉松鶴部落	敏督莉風災



FLO-2D程式理論簡介

• 模擬對象

- 洪水
- 土石流

• 模擬成果

- 流動速度 (V)
- 堆積深度 (H)
- 淹沒面積 (A)



土石流流況模擬

- 本研究取南投縣信義鄉境內，橋墩迭遭土石流沖毀之**十八重溪橋**作為案例介紹，以**桃芝颱風**災害事件為時間背景，利用J.S. O'Brien於1988年發表之FLO-2D二維洪水及土石流套裝軟體，進行土石流對跨河橋樑影響之實際案例模擬，其結果包含**堆積深度、流動速度及淹沒範圍**，並以實際橋樑災害歷史及航照圖套疊比對驗證模式之適用性。
- 繼以設定不同重現期距之災害規模，進行土石流各種境況模擬分析。



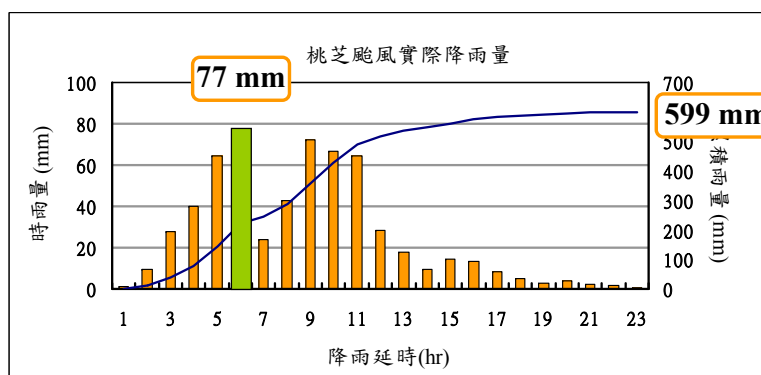
實際降雨事件 (桃芝颱風)

- 桃芝颱風於**民國90年7月30日**0時10分左右登陸花蓮秀姑巒溪口，並於當日10時20分左右由新竹附近離開本島進入台灣海峽北部。



降雨資料 (望鄉雨量站)

地名	雨量站	2001/07/30桃芝颱風	
		最大時雨量 (mm/hr)	最大日雨量 (mm/day)
南投縣信義鄉	望鄉站	77	599



桃芝颱風-望鄉雨量站降雨組體圖



設計雨型 (1/3)

- 此雨型分析是採用一階高斯馬可夫雨型，該雨型是由鄭克聲等(Cheng et al.,2001)(鄭克聲,1999)所發展的暴雨雨型模式，該模式利用隨機碎形具有尺度不變之特性，以高斯馬可夫歷程來模擬無因次降雨之時間分佈。由於該雨型具有滿足尖峰降雨及無因次時間分配等統計特性，因此可應用於不同區域與不同設計延時之暴雨事件。

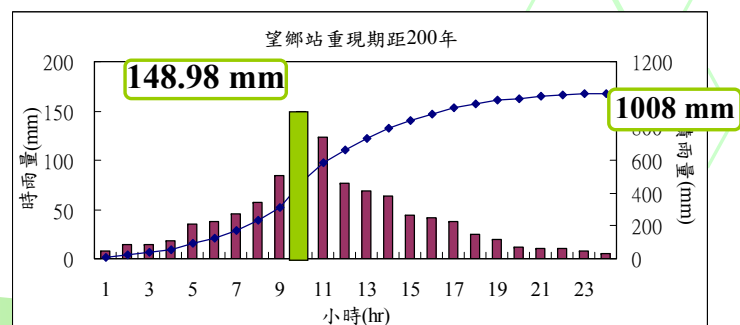
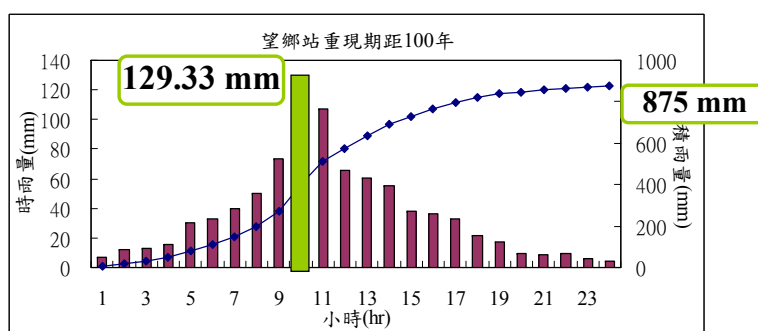


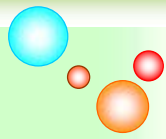
設計雨型 (2/3)

- 接著再運用對數皮爾遜第三型分佈來計算重現期距100年24小時總降雨量及200年24小時總降雨量
- 將重現期距100年24小時總降雨量**875mm**及200年24小時總降雨量**1008mm**，帶入十八重溪流域之雨型，並進行土石流之境況模擬。



設計雨型 (3/3)





研究內容

- 相關文獻匯整
- 研究區域介紹
- FLO-2D數值模擬
- 初步成果



緣起與目的

文獻回顧

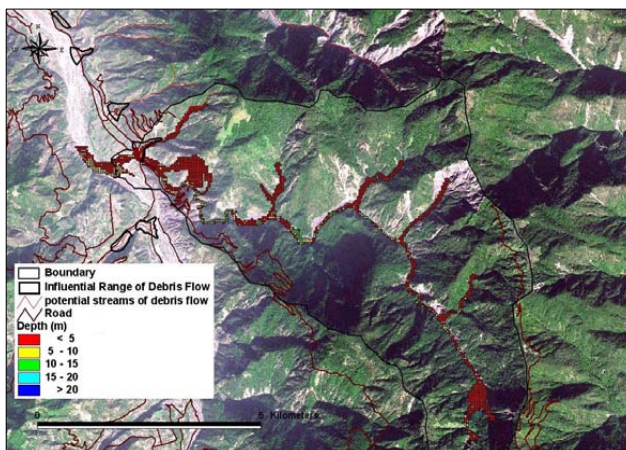
研究內容

結果分析

結論

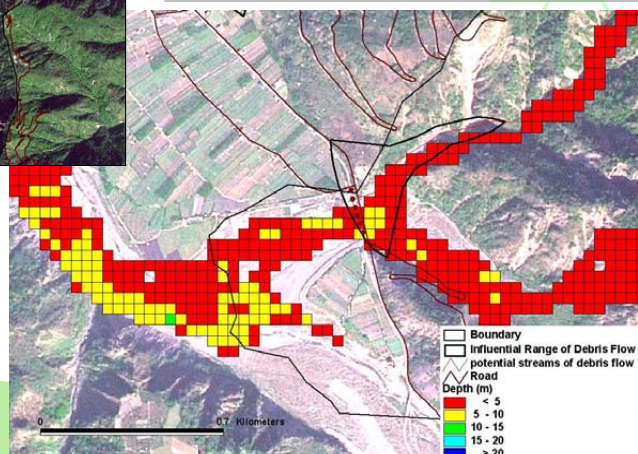
後續研究

模擬結果展示



分析標的：十八重溪全流域
降雨情境：桃芝颱風
圖面資訊：

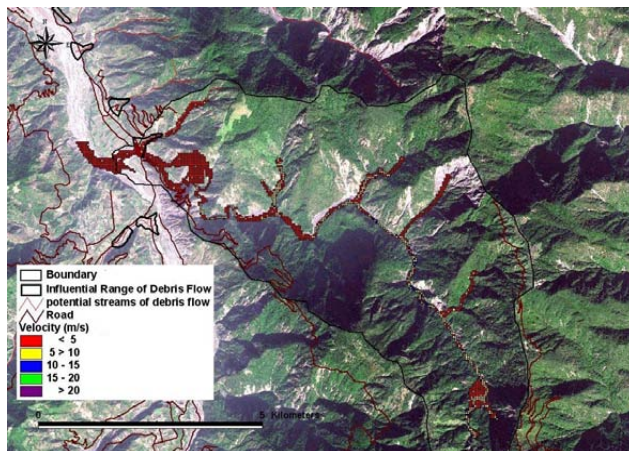
堆積深度



財團法人成大研究發展基金會

36

模擬結果展示

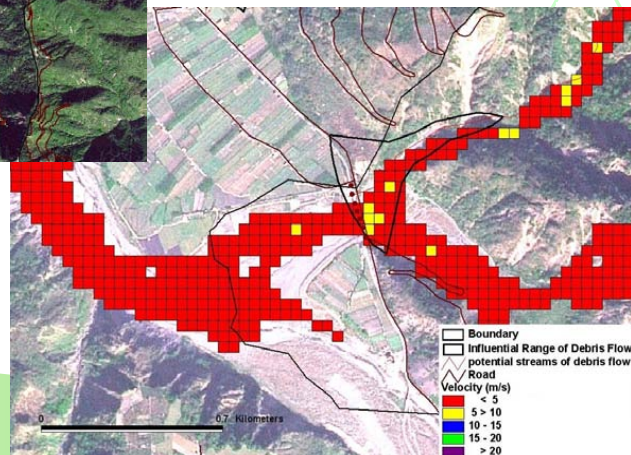


分析標的：十八重溪全流域

降雨情境：桃芝颱風

圖面資訊：

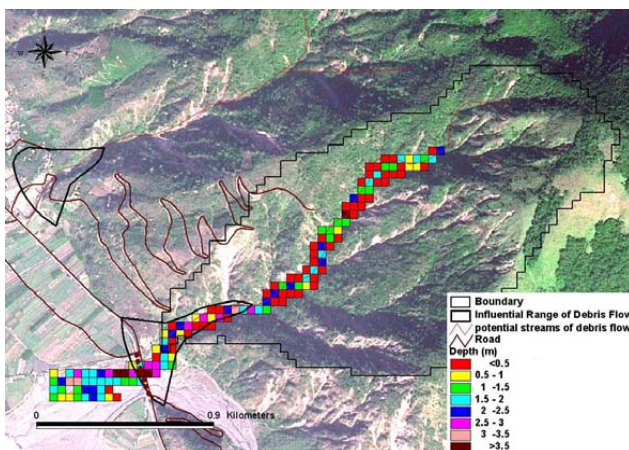
流動速度



財團法人成大研究發展基金會

37

模擬結果展示



分析標的：N030潛勢溪流

降雨情境：桃芝颱風

圖面資訊：

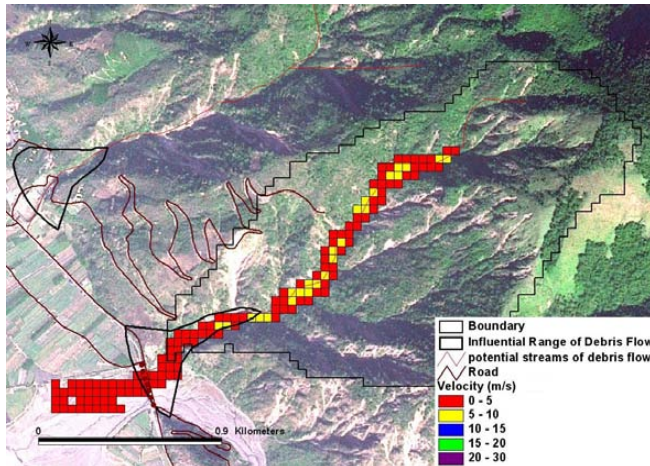
堆積深度



財團法人成大研究發展基金會

38

模擬結果展示



分析標的：N030潛勢溪流

降雨情境：桃芝颱風

圖面資訊：

流動速度

下游土石淹埋範圍
並未達左岸橋台位置



模擬結果分析

- 桃芝颱風-不同集水區模擬比結果列表如下

全流域分析結果

模擬區域	最大堆積深度(m)	平均堆積深度(m)	最大流動速度(m/s)	平均流動速度(m/s)	網格數
十八重溪	23.30	2.5	27.70	3.22	1655
南投030潛勢溪流	3.78	1.23	8.82	2.77	150

與實際災害紀錄
(約9.8m)大致相同

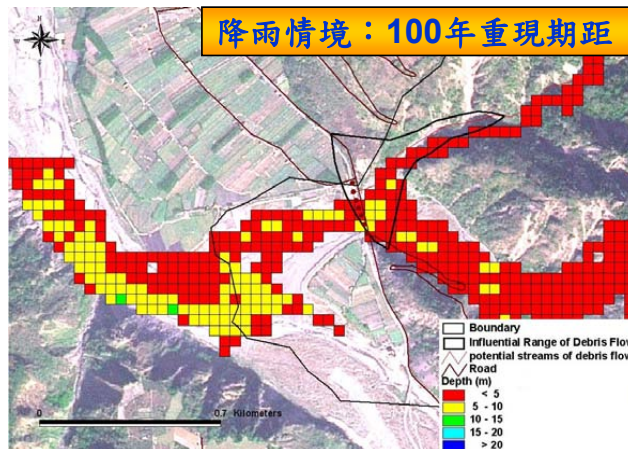
發生於南投030潛勢
溪流上游河道中央
處，平均坡度達39°

墩前分析結果

模擬區域	最大堆積深度(m)	流動速度
十八重溪	10.12	9.8
南投030潛勢溪流	3.66	3.31



模擬結果展示

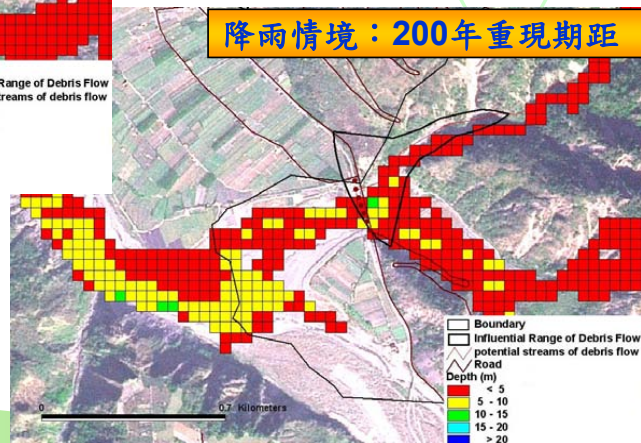


分析標的：

十八重溪全流域

圖面資訊：

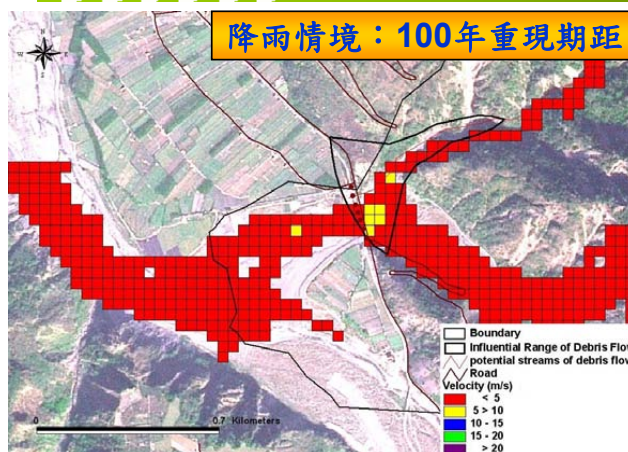
堆積深度



財團法人成大研究發展基金會

41

模擬結果展示

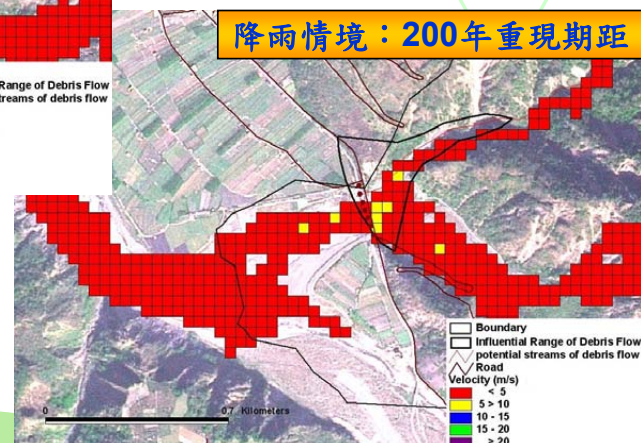


分析標的：

十八重溪全流域

圖面資訊：

流動速度



財團法人成大研究發展基金會

42

模擬結果分析 (1/3)

十八重溪橋－橋墩前分析結果

※**全流域**模擬結果之P3橋墩前最大堆積深度及最大流動速度

各境況模擬	最大堆積深度(m)	最大流動速度(m/s)
桃芝颱風實際降雨量	8.19	8.12
重現期距100年	9.92	9.31
重現期距200年	10.12	9.8

※**南投030**模擬結果之P3橋墩前最大堆積深度及最大流動速度

各境況模擬	最大堆積深度(m)	最大流動速度(m/s)
桃芝颱風實際降雨量	3.66	2.62
重現期距100年	3.36	3.20
重現期距200年	3.43	3.31



財團法人成大研究發展基金會

本研究取『**十八重溪全流域**』模擬結果做為後續衝擊力及掏刷深度推估之參數

3

模擬結果分析 (2/3)

➤ 小結

1. **桃芝颱風**降雨量模擬不同集水區之結果顯示，**集水區域面積愈大**土石流逕流量愈大，且影響其模擬結果。
2. 模擬結果得知，較大**流動速度**主要集中在**中上游處**，較大之**堆積深度**則集中於**下游堆積處**，尤其以**橋墩前**為最大，符合土石流流動型態。
3. 模擬結果可研判，土石流流動除了由於溪流出口處因坡度較緩，使土石流動趨於停止外，跨河橋樑結構因**縮小河道斷面**，亦是導致土石堆積之因素。



財團法人成大研究發展基金會

44

模擬結果分析 (3/3)

➤ 小結

3. 十八重溪橋全流域模擬結果得知，堆積深度為**10.12m**，較符合實際災害情況，並取其模擬結果作為後續衝擊力及掏刷深度估算。
4. 十八重溪全流域-三種境況模擬結果得知，土石流發生時之**尖峰降雨量**愈大模擬所得結果則愈大。
5. 因上述結果，本計畫後續模擬「信義橋」「愛玉橋」及「阿邦溪路堤」之分析，皆以『**全流域**』進行土石流災害模擬。



土石流衝擊力估算 (1/2)

➤ 橋墩前受土石流衝擊力估算

- 將桃芝颱風-十八重溪全流域模擬結果 (**流動速度及堆積深度**)帶入衝擊力理論式推求墩前之衝擊力。
- 土石流**流動壓力**屬面壓力，與結構物**整體穩定性**有關，**巨礫撞擊力**則為評估結構物本身材料**耐撞程度**，本計畫採連惠邦(2002)所推導之衝擊力評估式。

✦桃芝颱風-十八重溪全流域墩前模擬結果

境況模擬	最大堆積深度 (m)	最大流動速 (m/s)
桃芝颱風實際降雨量	10.12	9.8



土石流衝擊力估算 (2/2)

➤ 橋墩前受土石流衝擊力估算

已知河床至橋面版高度約為**9.8m**，模擬結果堆積深度為**10.28m**，超過橋面版高度，因此**堆積深度以9.8m**計算。

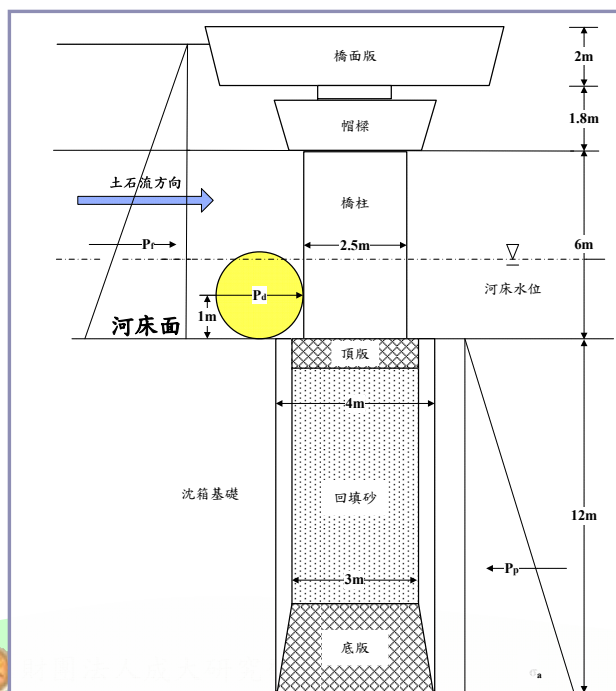
學者	類型	理論式	符號說明	估算結果
連惠邦 (2002)	土石流 流動壓力	$P_f = \alpha \frac{\gamma_m}{g} h_d U_d^2$		$P_f = 227.87$ (t-m)
	巨礫 非彈性 碰撞	$P_d = 12.0 U_d^{1.24} D_E^2$	U_d ：土石流流動速度 D_E ：土石流設計粒徑	$P_d = 813.51$ (ton)
	巨礫 彈性碰撞	$P_d = 20.2 U_d^{6/5} D_E^2$	h_d ：土石流堆積深度	$P_d = 1249.92$ (ton)

將上述計算結果作為後續橋樑破壞檢核之用



橋墩基礎受土石流衝擊力破壞檢核

➤ 橋柱及基礎受土石流衝擊力作用示意圖



土石流流體壓力，屬於面壓力，作用力為三角形分佈，其合力位於**1/3墩柱高**；假設巨礫粒徑為**2m**，作用力則為於河床面以上設計粒徑半徑**1m**處。



拍攝時間97/10

橋墩基礎受土石流衝擊力破壞檢核

➤ 橋柱及基礎災害破壞規模之檢核分析項目

1. 柱頂之水平變位量
2. 橋柱混凝土是否開裂
3. 沉箱頂水平變位量
4. 沉箱基礎地盤反力是否符合規範容許值

➤ 計算分析步驟

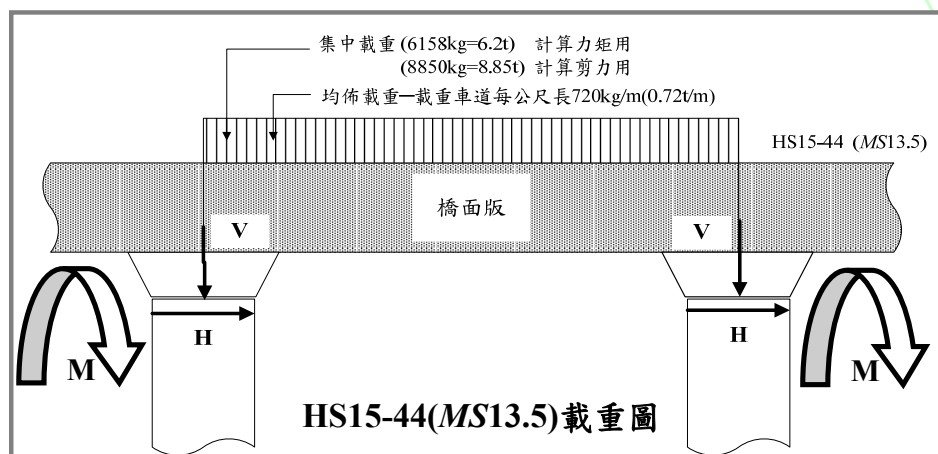
1. 作用於柱頂之力系
2. 橋柱受力情形
3. 沉箱基礎檢核分析



橋墩基礎受土石流衝擊力破壞檢核

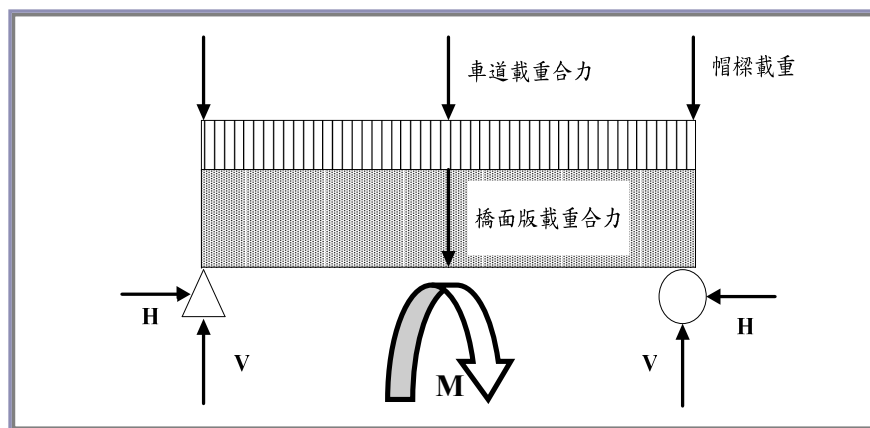
1. 作用於橋柱頂之力系

上部結構載重計算方式採用「公路橋樑設計規範」之建議值。



橋墩基礎受土石流衝擊力破壞檢核

2. 作用於橋柱頂之力系



上部結構傳遞至柱頂之作用力分佈圖



橋墩基礎受土石流衝擊力破壞檢核

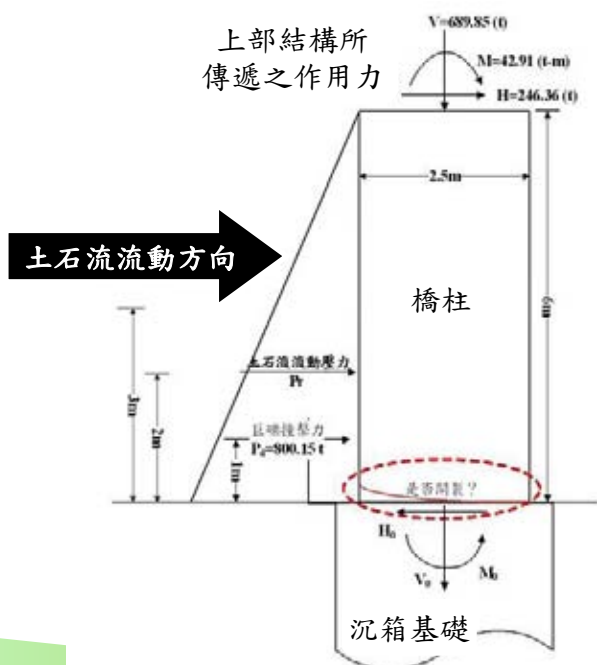
3. 橋柱受力情況

上部結構載重

設計地震力

土石流流體壓力

土石流巨礫撞擊力



橋墩基礎受土石流衝擊力破壞檢核

4.沉箱基礎檢核分析

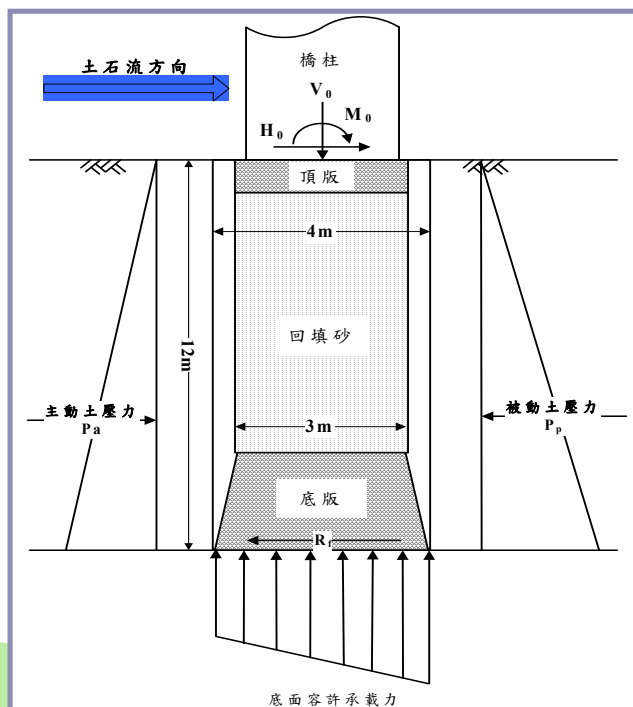
垂直地盤反力

水平地盤反力

底面垂直地盤反力

底面地盤剪力

是否符合規範
規定之容許值？



橋墩基礎受土石流衝擊力破壞檢核

➤ 十八重溪橋-橋樑破壞檢核分析步驟

1.作用於橋柱頂之力系

- 垂直向力系：車道、帽樑及橋面版載重。
- 水平向力系：設計地震力及土石流流體壓力。

✦ 計算結果彙整

柱頂受力	V (t)	H (t)	M (t-m)
演算結果	689.85	246.74	43.4

橋墩基礎受土石流衝擊力破壞檢核

➤ 十八重溪橋-橋樑破壞檢核分析步驟

2.橋柱受力情形(1/4)

➡ **垂直向力系**：上部結構所傳遞之垂直力及墩柱本身自重。

➡ **水平向力系**：上部結構所傳遞之水平力、土石流流動壓力、巨礫撞擊力及設計地震力。

地震力 ➡ $EQ = k_h \cdot W$

➡ **作用於沉箱頂之彎矩**：上部結構載重所傳遞至橋柱頂之作用力、土石流流動壓力、巨礫撞擊力及橋柱設計地震力。



橋墩基礎受土石流衝擊力破壞檢核

➤ 十八重溪橋-橋樑破壞檢核分析步驟

2.橋柱受力情形(2/4)

上述**沉箱基礎頂**受力情形，計算結果如下表所示。

✦ 計算結果彙整

分析項目		演算結果	
		非彈性碰撞	完全彈性碰撞
沉箱頂受力	$V_0(t)$	760.54	760.54
	$H_0(t)$	1265.15	1701.56
	$M_0(t-m)$	2866.64	3303.05



橋墩基礎受土石流衝擊力破壞檢核

➤ 十八重溪橋-橋樑破壞檢核分析步驟

2.橋柱受力情形(3/4)

- 橋柱混凝土開裂檢核：定義橋柱之最大彎矩 M_0 大於混凝土開裂彎矩 M_{cr} 時混凝土開裂。

✦開裂彎矩

$$M_{cr} \leq \frac{2.0\sqrt{f'_c} \times I}{y} = 140.78 \text{ (t-m)}$$

✦計算結果

$$M_0 = 2866.64 \text{ (t-m)} \geq M_{cr} = 140.78 \text{ (t-m)}$$

檢核結果 ➔ 混凝土開裂破碎



橋墩基礎受土石流衝擊力破壞檢核

➤ 十八重溪橋-橋樑破壞檢核分析步驟

2.橋柱受力情形(4/4)

➔ 柱頂之位移計算：以材料力學基本變位公式分別計算土石流流體壓力所造成之變位(δ_1)、土石流巨礫撞擊力所造成之變位(δ_2)、上部結構傳遞之水平力所造成之變位(δ_3)及土石流流體壓力所造成之彎矩變位(δ_4)。

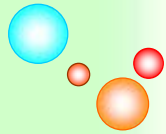
➔ 根據1977-AASHTO、日本道協會『道路橋示方書下部構造編』之規定柱頂容許位移量不得大於3 cm。

✦計算結果

$$\delta_T = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 = 1.88 \text{ (cm)} \leq 3 \text{ (cm)}$$

OK~!~符合
規範容許值





結論與後續研究方向



結論



後續研究方向

緣起與目的

文獻回顧

研究內容

結果分析

結論

後續研究

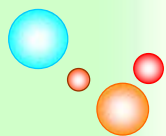
結 論 (1/2)

1. 模擬結果可以明顯看出較大之流動速度主要集中在中上游處，較高之堆積深度則集中於下游堆積處，尤其以墩前為最，符合上述土石流流動型態
2. 模擬結果可研判，土石流流動除了由於溪流出口處因坡度較緩，使土石流動趨於停止外，跨河橋樑結構因縮小河道斷面，導致土石堆積亦是其中之因素。
3. 模擬分析結果可知最大尖峰降雨量，影響模擬土石流的結果。尖峰雨量越大，模擬所得之堆積深度及流動速度越大。



結 論 (2/2)

4. 初步檢核分析可知，橋柱在受土石流衝擊力作用下，造成橋柱混凝土開裂、橋柱及基礎位移錯位，河床面地盤承载力降低，驗證一般跨河橋樑常見之破壞行為。
5. 初步檢核分析可知，現今橋樑規範規定之基礎位移量容許值，未考慮土石流衝擊力作用，因此有低估之現象。

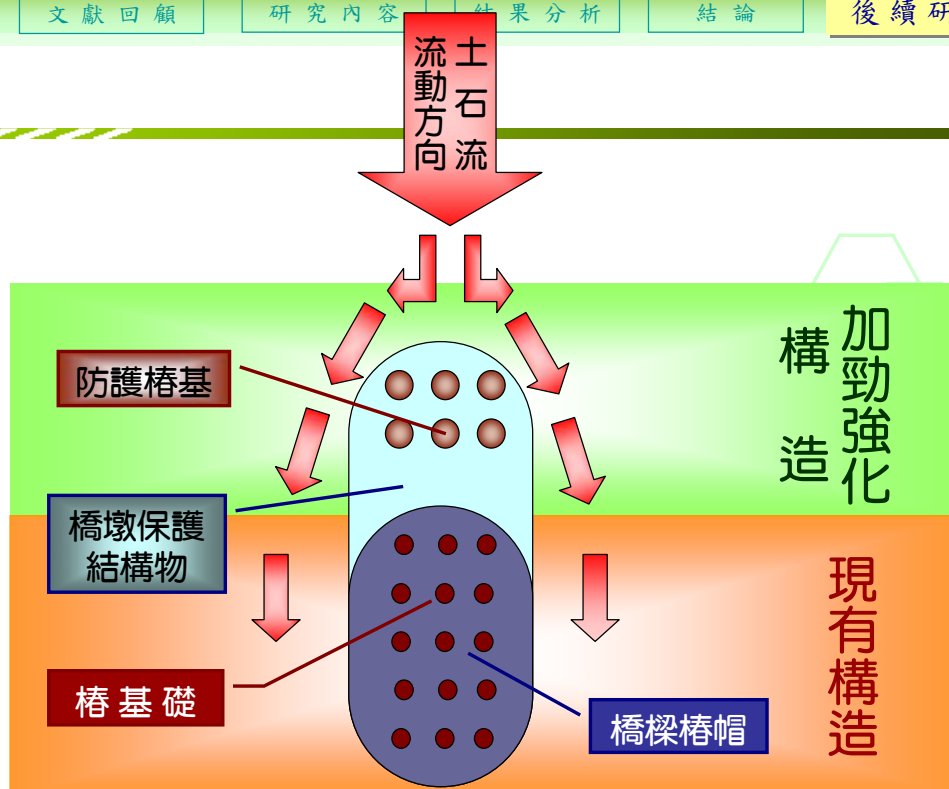
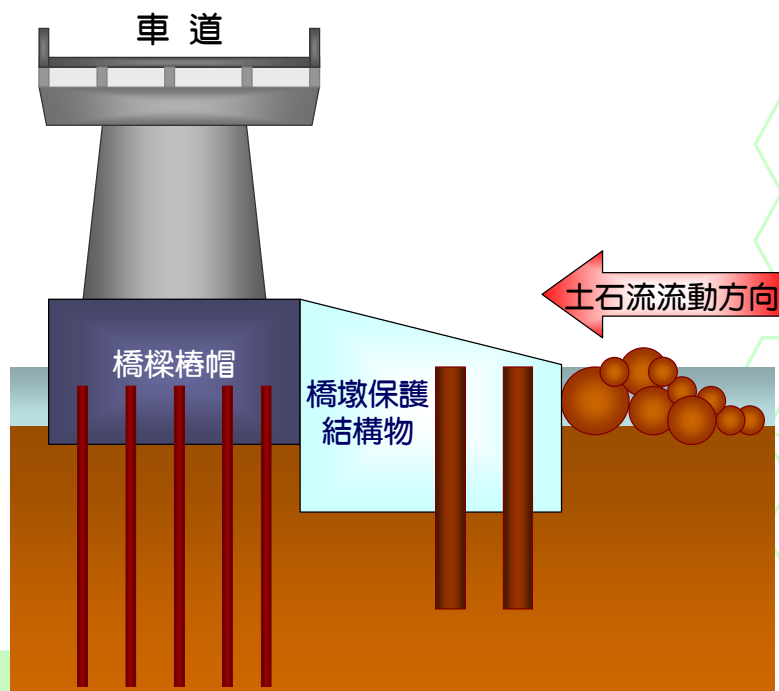


初步結論與後續研究方向

- 初步結論
- 後續研究方向

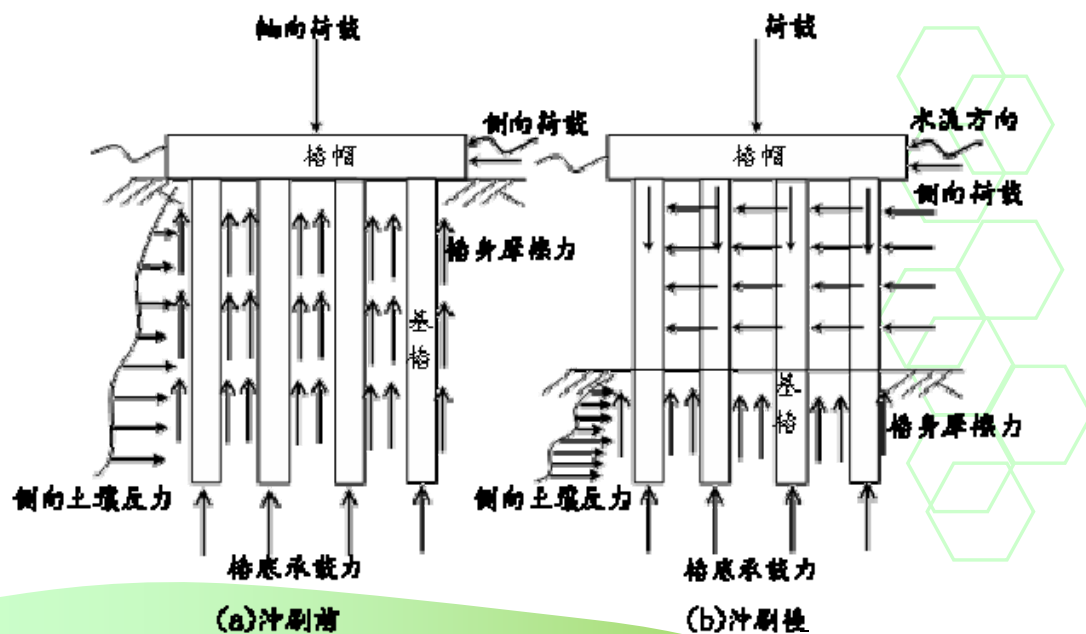


橋樑結構之加勁強化改善對策研擬



橋墩之加勁強化方案成效評估

➤ 承載力評估



財團法人成大研究發展基金會

65

期 末 報 告

簡 報 完 畢
敬 請 指 教



財團法人成大研究發展基金會

附錄四

國內公路橋樑基礎設計規範

國內公路橋樑基礎設計規範

(一) 基礎構造設計規範

容許支承力

I. 單樁容許支承力

A. 垂直支承力安全係數

1. 以樁載重試驗之平時載重可採 2.0；而以支承力推估公式其安全係數採 3.0。
2. 地震時之樁載重試驗其安全係數可採 1.5；而以支承力推估公式其安全係數可採 2.0。

B. 當樁基礎的極限支承力依理論或經驗公式推得時：

1. 永久性樁基礎樁端支承力與樁表面摩擦力之安全係數目前均制訂為 3.0。
2. 樁基礎載重屬短期性載重者（如地震或風力），其安全係數可採 2.0。
3. 樁基礎載重若屬臨時結構或承受短期載重時，其安全係數可採 2.0。

C. 當樁基礎之極限垂直支承力系經由適當數量之現場載重試驗求得時：

1. 永久性樁基礎容許支承力之安全係數為 3.0。
2. 承受短期性載重或臨時結構之樁基礎安全係數可採 1.5。

D. 樁基礎的極限垂直支承力依動力打樁經驗式推估求得，安全係數可採 3.0~6.0。

E. 基樁長期容許垂直支承力安全係數

1. 日本建築基礎構造設計指針規定打入式及鑽掘式其安全係數為 3.0。
2. 日本道路橋式方書規定點承樁之安全係數為 3.0；摩擦樁之安全係數為 4.0。
3. 日本港都設施技術基準規定其安全係數需大於等於 2.5。
4. AASHTO 規定安全係數為 1.9~3.5*。
5. 加拿大基礎工程規範規定其靜力學公式之安全係數為 3.0；N 法為 4.0。

II. 單樁拉拔力

A. 拉拔力安全係數

1. 在短期載重下，其樁載重試驗的安全係數是 1.5。
2. 長期載重下，其樁載重試驗的安全係數是 3。
3. 短期載重下，其支撐力推估公式的安全係數是 3。
4. 在長期載重下，其支撐力推估公式的安全係數是 6。

- B. 樁底為擴座式，應依其可能破壞模式分析其極限抗拉拔力，並除以適當之安全係數，推估其容許拉力，惟任何情況下，其容許拉拔力均不得超過此樁容許垂直支撐力之 75%。

C. 基樁長期容許拉拔力之安全係數

1. 日本建築基礎構造設計指針規範中，其極限抗拔摩擦阻力為取受壓時的 2/3 下，在一般時候安全係數為 3。
2. 日本建築基礎構造設計指針規範中，其極限抗拔摩擦阻力為取受壓時的 2/3 下，在地震時候安全係數為 1.5。
3. 日本道路橋示方書規範中，在極限抗拔摩擦阻力與受壓時相同下，一般時候安全係數為 6。

4. 日本道路橋示方書規範中，在極限抗拔摩擦阻力與受壓時相同下，地震時安全係數為 3。
5. 日本國鐵建築物設計標準規範中，在極限抗拔摩擦阻力與受壓時相同下，一般時候安全係數為 8。
6. 日本國鐵建築物設計標準規範中，在極限抗拔摩擦阻力與受壓時相同下，地震時候安全係數為 3.3。
7. 日本國鐵建築物設計標準規範中，在極限抗拔摩擦阻力與受壓時相同下，短期載重時安全係數為 6.67。
8. 日本港灣設施技術基準規範中，在極限抗拔摩擦阻力與受壓時相同下，一般時候安全係數為 3。
9. 日本港灣設施技術基準規範中，在極限抗拔摩擦阻力與受壓時相同下，一般時候安全係數為 2.5。
10. 加拿大基礎工程規範中，在極限抗拔摩擦阻力與受壓時相同下，一般時候(靜力學公式)安全係數為 6。
11. 加拿大基礎工程規範中，在極限抗拔摩擦阻力與受壓時相同下，一般時候(N 法)安全係數為 8。

III. 側向支承力

1. 日本道路橋是方書同解說規定樁頭之水平變位量應低於 1%樁徑或 1.5cm。
2. 國內工程設計樁頭容許水平變位量，平時狀態取 1.0cm；地震狀態時取 1.5cm。

IV. 群樁拉拔力

1. 基樁抗拔安全係數，短期載重為 3.0，長期載重為 6.0。

V. 容許變位量

A. 載重試驗結果，基礎彈性變位量多在基礎寬 1%以內。

B. 樁基礎彈性變位量之最小值為 1.5 公分