102-77-7708
MOTC-IOT-101-H1DB007

道路及橋梁災害防救災系統建置之研究(2/4)

交 通 部 運 輸 研 究 所

中 華 民 國 102 年 4 月

102

道路及橋梁災害防救災系統建置之研究發(2/4)

交通部運輸研究所

GPN：1010200617
定價 300 元

102-77-7708
MOTC-IOT-101-H1DB007

道路及橋梁災害防救災系統建置之研究(2/4)

著 者：張道光、林雅雯、邱建國、曾志民、鄭明淵
黃敏郎、許錕安、汪彙信、何岱杰

交 通 部 運 輸 研 究 所
中 華 民 國 102 年 4 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

道路及橋梁災害防救災系統建置之研究. (2/4) / 張道光等著. -- 臺北市 : 交通部運研所, 民 102.04

面 ; 公分

ISBN 978-986-03-6475-0(平裝)

1.防災工程 2.道路工程 3.橋樑工程

445.5 102005808

道路及橋梁災害防救災系統建置之研究(2/4)

著　　者：張道光、林雅雯、邱建國、曾志民、鄭明淵、黃敏郎
許錕安、汪彙信、何岱杰
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 102 年 4 月
印 刷 者：承亞興企業有限公司
版(刷)次冊數：初版一刷 80 冊
本書同時登載於交通部運輸研究所港灣技術研究中心網站
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：1010200617　　ISBN：978-986-03-6475-0　(平裝)

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：道路及橋梁災害防救災系統建置之研究(2/4)

國際標準書號（或叢刊號）	政府出版品統一編號	運輸研究所出版品編號	計畫編號
ISBN 978-986-03-6475-0 (平裝)	1010200617	102-77-7708	101-H1DB007

本所主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：張道光 研究人員：林雅雯 參與人員: 陳毓清、李春榮 林隆貞、黃如蜜 聯絡電話：04-26587174 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：國立臺灣科技大學、財團法人成大研究發展基金會 計畫主持人：邱建國 協同主持人：曾志民 研究人員：鄭明淵、黃敏郎、許錕安、汪彙信 何岱杰 地址：臺北市基隆路四段 43 號 聯絡電話：02-27376663	研究期間 自 101 年 01 月 至 101 年 12 月

關鍵詞：橋梁檢測、橋梁殘餘壽齡、保全評估、經濟效益、山區道路、崩塌、監測、易致災性

摘要：

在臺灣山區道路因受到自然與人為災害侵襲(如颱風、地震、地滑、土石流、破碎地質與不適當的土地利用開發等)容易產生道路災害等問題。又臺灣為海島型氣候，使環境中充滿鋼筋腐蝕劣化的因子，橋梁往往須於其壽齡內花上大筆費用進行維護補強工作，對於政府日漸拮据之財務狀況，無疑是雪上加霜。有鑑於此，本研究將同時考量可視老化(visible)與潛勢危害(invisible)損壞因素，導入風險發生頻率，以可靠度分析方法計算橋梁風險值，讓管理單位經由定期的檢測工作確實掌握橋梁狀況與各項性能，了解可能風險，加強維護管理。同時本計畫以台 24 線三地門至阿禮段之山區道路為研究對象，以集水區坡面為分析單元，結合環境地質敏感區概念，依據地形、地質與災害特性，進行山區易致災路段劃分，進行山崩目錄置、重大災例蒐集與大規模山崩判釋等方式建置災害區位,並分析其災害潛因(水文、地形與地質)，透過證據權法進行山崩潛勢分析，並結合誘因（降雨）分析，進行災害危害度與損失程度分析，建立山區道路災害風險分析模式，以為後續山區道路災害監測預警與營運管理基礎。

本研究之成果與效益包括：1.採用坡面單元結合地質敏感區進行易致災路段劃分，此方法可清楚界定各易致災路段的範圍、主要災害類型與災害特性、警戒基準與風險估算。2.本研究所確立模式可分別計算因可視老化、地震潛勢及沖刷潛勢之橋梁維修風險，讓管理單位經由定期的檢測工作確實掌握橋梁狀況與各項性能，了解可能風險，加強維護管理，達到橋梁延壽目的。3.本計畫之執行經驗及成果可做為本所後續相關研究之基礎。

出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
102 年 4 月	374	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，□附錄抽存後解密，

□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: Establishment of disaster prevention and rescue system on roads and bridges (2/4)

ISBN	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER	IOT SERIAL NUMBER	PROJECT NUMBER
978-986-03-6475-0 (pbk)	1010200617	102-77-7708	101-H1DB007

DIVISION: Harbor & Marine Technology Center
DIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-Fang
PRINCIPAL INVESTIGATOR:Chang Tao-kuang
PROJECT STAFF: Lin, Ya-Wen
PROJECT TECHNICIAN: ChenYui-Chin, Lee Chun-Ron , Lin Long-Jen, Huang Ju-Ming
PHONE: (04) 26587174
FAX: (04) 26564418

PROJECT PERIOD
FROM January 2012
TO December 2012

RESEARCH AGENCY: National Taiwan University of Science and Technology , NCKU Research and Development Foundation
PRINCIPAL INVESTIGATOR: Chiu Chien-Kuo
Co-PRINCIPAL INVESTIGATOR: Tseng Chih-Ming
PROJECT STAFF: Cheng Min-Yuan, Huang Min-Lang, Hsu Kun-An, Wang Hui-Shen, Ho Tai-Chieh
ADDRESS: .#43, Sec.4, Keelung Rd, Taipei 106, Taiwan, R.O.C
PHONE: (02) 27376663

KEY WORDS: ：Bridge inspection, Bridge Lifetime Detection, security assessment, economic benefits, mountain road, landslide monitor, vulnerability

ABSTRACT:

In Taiwan, causes of high frequency disaster of mountain roads are typhoons, earthquakes, landslides, debris flow, fragile geological and inappropriate land use and so on. Due to the location and environment of Taiwan, the frequency of nature disaster is high and the caused damages to the human life, properties and highways are serious. Therefore, how to determine the bridge lifetime becomes a serious problem. This study will also consider the visual aging (visible) and the potential harm (invisible) damage factor. Based on calculate the frequency of the risk to reliability analysis and the risk of the bridge, management can understand the possible risks and maintenance or management. This project selected Provincial highway Route 24 from Sandimen to Adiri as study area in this year. The concept of slope unit combined with environmental geology features was conducted to map hazardous road sections in our study area. This mapping mainly based on the landslides risk estimated by the weight of evidences method. In addition, the vulnerability of mountainous road is also considered. The analysis results could be the base for the following monitoring planning and operation management. The work accomplished in this year including: 1.data collection of major disaster events, 2.landslide inventory setup and hazard potential analysis of landslides, 3.establishment of database, 4.establishment of hazard potential map for rainfall-induced landslides, 5.influences of environmental factors and rainfall on mountain roads, 6.interpretation for large scale landslide.

Finally, benefits of this project are expected to: 1. The concept of slope unit has been proven an efficient way to quantitatively evaluate hazard potential for mountain roads. 2.This study will also consider the visual aging and the potential harm damage factor. Based on calculate the frequency of the risk to reliability analysis and the risk of the bridge, management staff can understand the possible risks and maintenance or management. 3. The study results of this project could be used as the base for the following related research.

DATE OF PUBLICATION	NUMBER OF PAGES	PRICE	CLASSIFICATION
April 2013	374	300	☐RESTRICTED ☐CONFIDENTIAL ☐SECRET ☐TOP SECRET ■UNCLASSIFIED

道路及橋梁災害防救災系統建置之研究(2/4)

目　錄

圖 目 錄

表 目 錄

第一章　前 言

1.1　研究緣起

臺灣全島三分之二為丘陵及山地，屬於亞熱帶海島型氣候，故因天然災害的頻繁侵襲，極易對工程設施之安全性造成威脅。山區道路極易造成嚴重的邊坡災害。所以預測道路破壞之可能性及其風險，進而了解該如何進行監測管理，成了山區道路邊坡災害管理極為重要的議題。國內道路建設在過去因考量地形之故，為維護人車安全而大量運用邊坡穩定工法，惟仍常因遭逢天然或人為災害導致崩塌，造成情節不等之災害，因此有必要針對道路邊坡崩塌發生機制、防治效益評估方法與應用之研究課題投入心力，藉以提昇防救災作業效能，並延展公路營運之服務年限，進而達成公路建設「永續經營」之政策。

又臺灣受季風氣候影響及位處地震帶，颱風與地震頻傳，橋梁飽受天然災害侵害。其中地震造成許多橋梁不同程度的損壞，早期老舊橋梁的耐震能力更有不足之慮；每年颱風、豪雨及近年來河床嚴重下降、氣候變遷等因素，使得河水暴漲且水勢洶湧，劇烈淘刷橋墩及橋台基礎處河床，特別對原本已裸露之橋基，災情更形惡化，橋梁易受沖刷而導致損壞；海島型氣候使環境中充滿鋼筋腐蝕劣化的因子，橋梁往往須於其壽齡內花上大筆費用進行維護補強工作，嚴重造成政府財政的負擔；在人為使用方面，亦有車輛超載問題。近年來，許多橋梁由於過去施工技術不足，加上施工品質未能嚴謹控制，造成未屆設計年限，卻面臨拆除或需花費龐大金額進行維修補強，對於政府日漸拮据之財務狀況，無疑是雪上加霜。因此，橋梁耐久性與安全性日益受到質疑與堪慮，保全橋梁殘餘壽齡以達到工程永續迫在眉睫。如何評估現有橋梁之健康度，進而計算不同時間點進行維護之延壽與經濟效益是迫切的課題。

公路系統為交通運輸與民生活動的重要管道，橋梁為陸上交通系統

中極為重要的部分，橋梁損壞不但可能阻斷交通，若因災害發生造成破壞，將會對災後的聯絡、急難救助與物資運輸造成重大衝擊，而影響救災工作亦可能危及用路人之生命財產，而重大之橋梁損壞更將付出極大的社會成本，甚者損及國家經濟建設發展或造成區域交通癱瘓，橋梁安全管理非常重要。

基於上述之原由，本研究計畫分兩個方向來探討； 1.橋梁殘餘壽齡與保全評估決策模式之研發；2.山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發。

1.2 研究目的

本研究目的可摘列整理如下：

1. 探討國內、外橋梁風險管理、破壞模式、性能指標等技術面，發揮與國際技術接軌功能，並讓橋梁檢測結果與橋梁性能評估結合，讓管理單位更重視檢測工作。

2. 掌握橋梁性能，使得橋梁管理單位能有效確實評估橋梁狀況，在有限維護經費下達到最佳經濟效益，節省橋梁管理機關維護補強經費。提供風險來源與因子，以有效方式降低風險衝擊，確保橋梁安全，解除社會大眾之安全疑慮。

3. 規劃建置合理之整合性山區道路易致災路段邊坡災害潛勢評估流程與方法，進而建置災害潛勢模式。

4. 探討山區道路邊坡致災因子、降雨及道路邊坡破壞與否間之關係，以期建立降雨引致之道路邊坡山崩之量化分析模式，同時針對所預測的災害潛勢高低，在不同等級的保護規模條件下進行監測、管理以及預警的規劃準備，以提高山區道路邊坡穩定工程最佳化選擇之依據。

1.3 研究範圍

在橋梁殘餘壽齡與保全評估決策模式之研發部分：根據統計，臺灣橋梁以鋼筋混凝土結構為應用最廣的類型，其中，95%以上為混凝土橋梁，且 75%以上橋齡均在二十年以上，橋梁強度堪慮。為保障用路人安全，混凝土橋梁的維護管理為公路管理單位未來重要課題，故本計畫以鋼筋混凝土橋梁為研究範疇。

山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發部分，以台 24 線三地門至阿禮段之山區道路為研究對象。因該道路沿線有相當多原著民聚落，同時為三地門鄉、霧台鄉各村主要之聯外道路，扮演相當重之運輸角色，在以往之研究則相對較少，因此可以此一路線為研究區域，以擴增山區道路相關之災害案例與研究範圍。

1.4 研究方法

在橋梁殘餘壽齡與保全評估決策模式之研發部分，目前公路橋梁管理單位可根據檢測作業進而評估橋梁目前現況，但缺乏一套有效評估橋梁未來趨勢與損壞風險之方法，如何確認橋梁未來受災損之可能性與損壞程度，與橋梁所在地發生災害機率以及構件現有性能相關。其損壞亦可分為可視老化(visible)與潛勢危害(invisible)兩種，國內現行檢測作業多以可視老化為主，對於潛勢危害較少著墨。然而，地震、耐洪或是材料劣化(鋼筋腐蝕等)等損壞因素皆是屬於潛勢危害範圍中。因此本研究導入風險發生頻率，以可靠度分析方法計算橋梁風險值，藉由本研究所確立模式可分別計算因可視老化、地震潛勢及沖刷潛勢之橋梁維修風險，讓管理單位經由定期的檢測工作確實掌握橋梁狀況與各項性能，了解可能風險，加強維護管理。

山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發部分，本計畫以台 24 線三地門至阿禮段之山區道路為研究對象，

以集水區坡面為分析單元，結合環境地質敏感區概念，依據地形、地質與災害特性，進行山區易致災路段劃分。同時進行山崩目錄置、重大災例蒐集與大規模山崩判釋等方式建置災害區位，並分析其災害潛因（水文、地形與地質），透過證據權法進行山崩潛勢分析，並結合誘因（降雨）分析，進行災害危害度與損失程度分析，建立山區道路災害風險分析模式，以為後續山區道路災害監測預警與營運管理基礎。

1.5 研究內容與流程

本研究之主要工作項目如下所示，其工作流程如圖 1.1 所示。

1. 相關文獻收集
2. 橋梁風險因子辨識
3. 分析橋梁風險因子之因果關係
4. 橋梁風險因子量化分析
5. 橋梁風險分析
6. 山區道路易致災路段之調查評估
7. 山區道路易致災路段風險分析
8. 資料庫建置成果展現
9. 結論與建議

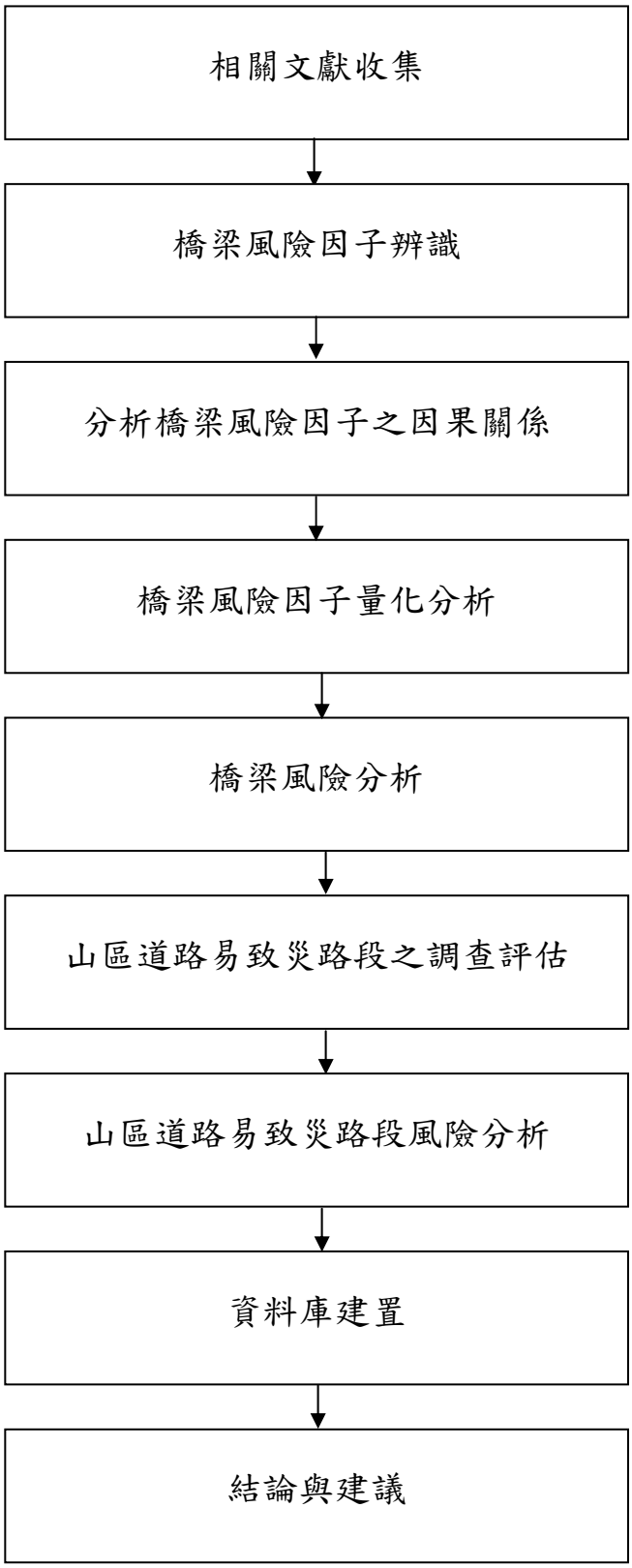

相關文獻收集
橋梁風險因子辨識
分析橋梁風險因子之因果關係
橋梁風險因子量化分析
橋梁風險分析
山區道路易致災路段之調查評估
山區道路易致災路段風險分析
資料庫建置
結論與建議

圖 1.1　研究流程圖

第二章　相關文獻收集

臺灣地形山高谷深和溪河眾多，橋梁亦成為連絡河流兩岸之重要交通工程設施，但因臺灣屬季風型氣候夏季多雨、又處於環太平洋地震帶，乃至橋梁常遭受地震、洪水、土石流等災害之威脅，再加上嚴重之交通負荷，使得橋梁劣化或損害情況日趨嚴重。有鑑於此因此橋梁定期檢測與維護就更顯得重要，方得確保橋梁的安全性能。

橋梁隨著建設路網飽和，因而老舊橋梁愈來愈多，此時橋梁重點由新建轉成維護，在橋梁邁入高齡化的時代後，橋梁功能及服務品質因材料劣老化而下降，加上天災如颱風、地震、水害，人禍如盜採河川砂石、偷工減料等，均增加橋梁損壞之潛在危險，此時倘未採取適當管理機制，恐日後發生災害，造成國家、個人重大成本甚或生命付出，由此可見橋梁維護在未來之重要性，公路養護之目的，在使公路、橋梁、隧道及其附屬設施等，能經常維持其原有良好行車及安全狀態；必要時，可依據各級公路之需求分別予以改善。以下分別針對公路相關維護檢測作業、風險管理、破壞模式、性能指標與國內外等相關文獻進行整理與探討。

2.1　公路相關維護檢測作業

養護人員，應經常或定期巡查轄區內公路，並依據公路現況及實際需要訂定養護計畫，利用機具及人力，針對不同設施之養護基本原則與維護方法，辦理各項養護工作。復因公路極易遭受颱風、地震、豪雨及冰雪之侵襲，以及人為之破壞，致使公路阻斷或危及行旅安全，養護單位應立即通報並予以搶修或修復，使公路隨時提供良好之服務水準。

公路養護工作，並應注意環境維護，儘量避免污染空氣、水源及製造噪音等公害，並力求公路美化與周圍環境之調和，使行旅能在安全、舒適及便利之原則下使用公路。

公路養護作業分別就路基及邊坡、鋪面、橋梁、隧道、排水設施、交通安全設施、交控及通信設施、沿線路權內附屬設施、景觀及植生、養路車輛機械等各項養護工作，說明其應辦理巡查之方式、頻率、巡查時應檢查之項目、注意事項與各類參考表格，以及相應之處理方式、維護方法等，期能供公路養護人員有所依循。

由於橋梁種類繁多，構造各異，要將所有種類的橋梁於同一規範下進行管理檢查與維護，在執行上有其難度，所以世界各國在規範橋梁檢測方面，各有其立論依據與不同之作法。我國各等級橋梁管理單位，亦有其自行之規定，並依據其規定而進行管理與維護。下表列舉歷年各公路橋梁管理單位相關檢測規範與手冊。

表 2-1 公路橋梁檢測規範與手冊(橋梁殘餘壽齡 1/4，2011)

<table>
<tr><th>規範手冊名稱</th><th>檢測評估方法</th><th>採用
單位</th><th>年份
(民國)</th><th>制定或頒布單位</th></tr>
<tr><td>公路養護手冊</td><td rowspan="6">D.E.R.&U</td><td>通用</td><td>101</td><td>交通技術標準規範公路類公路工程部</td></tr>
<tr><td>橋梁安全維護
檢測手冊(草案)</td><td>通用</td><td>91</td><td>國立中央大學</td></tr>
<tr><td>橋梁目視檢測
評估手冊(草案)</td><td>通用</td><td>99</td><td>國立中央大學</td></tr>
<tr><td>公路橋梁安全
檢查手冊</td><td>公路
總局</td><td>72</td><td>臺灣省公路局
養路處</td></tr>
<tr><td>公路橋梁一般
目視檢測手冊</td><td>高公局</td><td>84</td><td>.昭淩工程顧問
有限公司</td></tr>
<tr><td>高速公路
養護手冊</td><td>高公局</td><td>100</td><td>高公局</td></tr>
<tr><td>公路鋼結構橋梁之檢測及補強規範</td><td>D.E.R.&U. 並參考 A.B.C.D.N.的劣化等級</td><td>通用</td><td>97</td><td>交通技術標準規範公路類公路工程部</td></tr>
</table>

橋梁構造物之檢測，必須先瞭解其位置、形態、種類及構造特性，俾利檢測能發現其缺點。以下將依據公路養護手冊對於橋梁的檢測時效、檢測評估、檢測項目敘述之：

1. 橋梁的檢測時效：

目前國內橋梁之管轄三大單位分別為公路總局、高公局及鐵路局，以下將進一步就這三個管理單位之橋檢作業執行規定，包括檢測種類、檢測頻率，以表 2-2 進行比較分析。

表 2-2 橋梁檢測分類別表(橋梁殘餘壽齡 1/4，2011)

	高公局	公路總局	鐵路局
巡查種類	1. 經常巡查 (1)日間巡查 (2)夜間巡查	1. 經常巡查 (1)日間巡查 (2)夜間巡查	1. 平時巡查 2. 定期檢查 3. 臨時檢查
檢測種類	1. 半年檢測 2. 定期檢測 3. 特別檢測 4. 詳細檢測	1. 定期檢測 2. 特別檢測	1. 定期複檢 2. 安全檢測
巡查頻率	1.經常巡查 日間巡查每日一次；夜間巡查，每月至少一次。 2.半年檢測 於每年 4 月及 10 月辦理。檢測當月該橋辦理「定期檢測」時，則該期「半年檢測」免辦，以該「定期檢測」替代。 3.定期檢測 視橋齡、交通特性、維護狀況及橋址環境等因素而定，由工務段負責評估。每座橋梁每2年至少應檢測1 次，惟橋梁跨徑超過 150 公尺或特殊型橋梁，如斜張橋、π型橋或鋼拱橋等，每年應檢測一次。工務段如計畫某些橋梁之檢測間隔超過2年，則應提出詳細計畫及資料，送經工程處「橋梁小組工程處分組」核准，惟最長檢測間隔不得超過 4 年。	1.經常巡查 日間巡查，快速公路每週巡查至少兩次，其他公路每週巡查至少一次；夜間巡查，每月至少一次。 2.定期檢測 視橋齡、交通特性、維護狀況及橋址環境等因素而定，由維護單位負責評估。原則上每2年至少檢測1次，惟橋梁跨徑超過 150 公尺或特殊類型橋梁，如斜張橋、π型橋或鋼拱橋等，每年應檢測一次。完工5年內之新建橋梁若無特殊情況，應自完工後之第 5 年進行第一次定期檢測，而後續之檢測頻率則依照前述規定辦理。於每年	1.平時巡查 每月一次，各級養路人員依規定以步行或乘車或乘坐機車頭以目視巡查。 2.定期檢查 每年 10 月~12 月間由轄區之工務段指定主主辦工程司、轄區監工、班長等組成檢查小組，以步行目視檢查。 3.臨時檢查 颱風、豪雨、地震災害後，或火災、車撞等事故後可能損傷橋梁結構安全或行車安全或其他臨時需做之不定期檢測。 4.定期複檢

	高公局	公路總局	鐵路局
	4.特別檢測 颱風(地區侵襲)、豪雨雨(地區 24 小時累計雨量 200 ㎜以上)、地震(地區震度 4 級以上)等災害後，或火災、車撞等人為破壞後，可能損傷橋梁結構安全或行車安全，或其他臨時需所做之不定期檢測。 5.詳細檢測 視橋齡、交通特性、維護狀況及橋址環境等因素而定，由工務段負責評估；經評估後水下構造物原則上每 5 年 1 次；經定期檢測評估須辦理者。	汛期前 4 月 30 日前完成檢查所有構件，並於汛期後每年 11 月 15 日前再辦理較易受颱洪影響之河道、橋台基礎、橋台、橋墩保護措施、橋墩基礎及橋墩墩體等 6 項之檢查，由轄管之工務段將轄內所有橋梁檢查完竣。 3.特別檢測 天災(如颱風、豪雨、地震 4 級以上造成之災害)或人為破壞因素(如火災或車輛撞損主梁等人為損壞)後立即辦理。	每年 1 月~2 月間由本局工務組橋隧課人員，並請工務段施工股、轄區道班等派員組成，對於工務段檢查結果評定結構功能有疑慮施予複檢，並按優先順序提列年度維修經費。 5.安全檢測 就定期複檢結果，判定需要辦理進一步之詳細檢測者，委託技術顧問機構施以特殊儀器之檢測，並加以適當維修補強。

2. 橋梁檢測評估方法

目前臺灣公路總局主要是採用 D.E.R.&U. 方法，此評估法乃根據交通部國道高速公路局所開發之橋梁管理系統基礎，委託 CSIR 公司與昭淩顧問工程股份有限公司制定之目視評估準則。檢測人員於定期檢測時參照橋梁檢測表格，表列各構件之劣化情形，分別依劣化程度（Degree，D）、劣化範圍（Extent，E）、劣化情形或現象對橋梁結構安全性與服務性之影響度（Relevancy，R）等三項予以評定後；再評估該劣化構件需維修之急迫性（Urgency，U）。

為評估劣化情形，D.E.R.U 以 1 至 4 之四個等級予以具體評估劣化程度，但若「無此項目」或「無法檢測」或「無法判定」時，則以 0 予以記錄，如表 2-3。並由橋梁檢測人員於檢測現場予以評等。橋梁檢測員得參考相關檢測手冊並接受適當之橋梁檢測培訓，以期了解 D.E.R.U 檢測評估方法及評定準則。

表 2-3 橋梁構造物檢測評定標準

分數 項目	0	1	2	3	4
D	無此項目	良好	尚可	差	嚴重損壞
E	無法檢測	<10%	10%~30%	30%~60%	>60%
R	無法判定重要性	微	小	中	大
U	無法判定急迫性	例行維護	3年內	1年內	緊急處理維護

資料來源：(公路養護手冊，2003)

3. 橋梁檢測項目

根據公路養護手冊闡述，橋梁檢測可分為影響橋梁結構安全及影響交通安全兩大層面。影響橋梁結構安全之構件主要有 9 項，影響交通安全者 11 項，不包括在此 20 項時另列為「其他」1 項，合計 21 項作為檢測評估項目，詳表 2-4 所示。其 21 項檢測評估項目皆採用 D.E.R.U 評估法進行評分。

表 2-4 橋梁定期檢測項目

定期橋梁檢測項目		
影響橋梁結構安全	影響交通安全	其他
12. 橋墩保護設施	1. 引道路堤	21其他
13. 橋墩基礎	2. 引道護欄	
14. 橋墩墩體	3. 河道	
15. 支承墊	4. 引道路堤之保護設施	
16. 止震塊/防震拉桿	5. 橋台基礎或沉箱	
17. 伸縮縫	6. 橋台	
18. 主構件（大梁）	7. 翼牆/擋土牆	
19. 副構件（橫隔梁）	8. 摩擦層	
20. 橋面版/絞接版	9. 橋面板排水設施	
	10. 緣石及人行道	
	11. 護欄及欄杆	

資料來源：橋梁定期檢測資料表(交通部運輸研究所，2011)

4. 橋梁構件狀況指標(李有豐，2000)

D.E.R.&U.檢測法其含意考慮橋梁結構性、安全性、重要性等，運用橋梁構件狀況指標Ic_i進行橋梁評估，當Ic_i愈小，表示該橋梁構件損壞愈嚴重，最後將依據Ic_i大小加以排列，其橋梁構件狀況指標Ic_i計算公式如式(2.1)敘述：

$$Ic_{ij} = 100 - 100\frac{D \times E \times R^a}{(4+4) \times 4^a} \quad \text{.....(2.1)}$$

Ic_{ij}：梁構件狀況指標。

D、E、R：表示 D.E.R.&U.檢測表格之各構件評分結果，分數範圍為 0~4 分。

a:表示相當中重要之參數，通常內定值為 1，若使用者欲強調構件之重要性，可取 2。

當各構件Ic_{ij} 評估完畢後，再將所各構件Ic_{ij}值帶入式(2.2)中可獲得該構件i之狀況值Ic_i。最後把Ic_i、w_i代入式(2.3)即可求出橋梁整體狀況指標CI。橋梁整體狀況指標CI愈高，則表示橋梁整體狀況越好，CI愈低則反之。

$$Ic_i = \frac{\sum_{j=1}^{n} Ic_{ij}}{n} \quad \text{.....(2.2)}$$

$$CI = \frac{\sum_{i=1}^{20} Ic_i \times w_i}{\sum_{i=1}^{20} w_i} \quad \text{.....(2.3)}$$

Ic_{ij}：梁構件狀況指標。

Ic_i：為構件i之狀況值。

n：橋梁各構件之總數。

CI：橋梁整體狀況指標。

w_i：構件i相對橋梁之權重。

2.2 橋梁破壞模式

本研究將橋梁之構件單元進行分類，以瞭解各構件單元之特性；並回顧過去常見之橋梁災害損壞現象，建構橋梁災害損壞現象分類。最後根據各橋梁構件單元及其損壞型式，彙整並建立各橋梁單元可能之損壞型式及損壞現象對照表。

2.3 橋梁構件單元分類

橋梁構件既多且複雜，各構件使用情況及維修方式均有所不同，亦各有不同的損壞情形。為了瞭解各橋梁構件在災害發生時之損壞情況，需先架構出橋梁之構件分類，以利受損橋梁損壞型式之建立及補強技術之選擇。

基本上，橋梁結構可分為上部結構（Superstructure）與下部結構（Substructure）兩大主體。上部結構與公路線形連續，承受本身之重量與交通載重，下部結構之主要目的則為承受上部結構傳遞下來之荷重，與土層相聯繫進而增強橋梁本身之穩定性。兩個主體以支承墊為分界，而支承墊一般歸為上部結構之構件。

為配合災害發生後，針對特定橋梁部位進行修復與補強，本研究藉由文獻整理(李有豐，2000)，將「橋梁構件」分為上部結構（Superstructure）、下部結構（Substructure）、基礎（Foundation）、支承（Supporting Element）、橋台引道(Abutment)、其他設施(Other Elements）六大部分，再針對「橋梁構件」向下細分成「橋梁單元」，包含大梁、橋面版、橫隔梁、帽梁、橋墩柱、基礎構造、支承、防落裝置、橋台、引道、伸縮縫、及附屬設施共十二項，建立橋梁構件單元分類架構圖，如圖 2.1 所示，以及橋梁構件單元分類表，如表 2-5 所示。

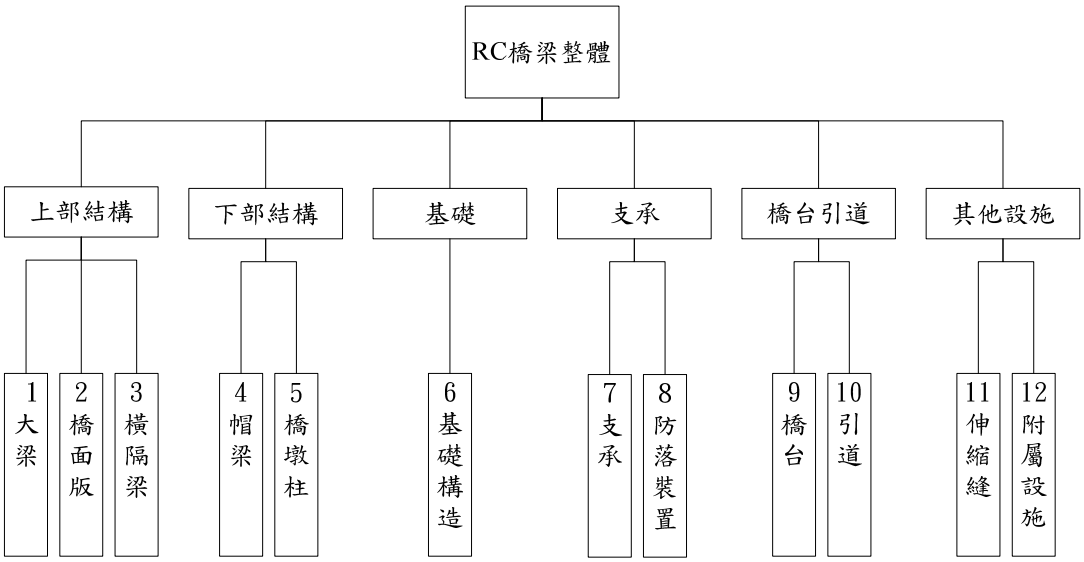


圖 2.1 橋梁構件單元分類架構圖(李有豐，2000)

表 2-5 橋梁構件單元分類表(李有豐，2000)

橋梁構件	構件代號	橋梁單元	單元代號
上部結構	Sup.	大梁；橋面版；橫隔梁	Sup.1 ； Sup.2 ； Sup.3
下部結構	Sub.	帽梁；橋墩柱	Sub.1；Sub.2
基礎	F.	基礎構造	F.1
支承	S.	支承；防落裝置	S.1；S.2
橋台引道	A.	橋台；引道	A.1；A.2
其他設施	O.	伸縮縫；附屬設施	O.1；O.2

2.4 橋梁震害破壞模式及原因

在橋梁結構之損壞型式中，損壞一詞甚難定義，更不易量化，任何一座橋梁或其一部份只要在正常機能之外均屬“不完美”，其中包括缺陷、瑕疵、損壞、破壞、失敗等。如果某一橋梁構件或單元於地震災害發生後，其損壞現象已甚明顯，損及橋梁結構本身之機能性、安全性與服務性，需立即進行補強加固，則此損壞現象為探討之重點。

探討國內外震後橋梁損壞型式，除了有助於對橋梁在地震下之結構行為瞭解外，亦有助於篩選影響橋梁耐震能力之影響參數，作為橋梁往後耐震補強方法選擇及耐震能力評估準則建立之依據。如九二一

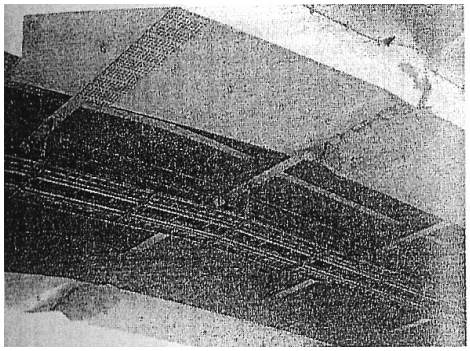
集集大地震中，較為常見且嚴重的損壞型式包含落橋、橋柱剪力或撓曲破壞、主梁位移、基礎破壞、橋台破壞等。

一般而言，橋梁結構之損壞型式可以下列方法分類之，即：(1)以橋梁結構組成(2)以造成因素(3)以受力狀態之特性(4)以構材本身之缺陷 (5)以缺陷對結構物之危害程度。

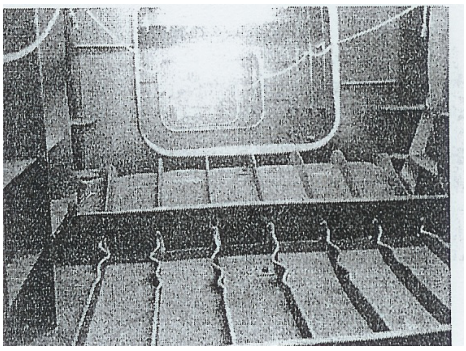
由於橋梁損壞型式與其結構特性或使用材料有密切之關係，如上部結構與基礎之影響參數不同、鋼筋混凝土橋與鋼橋損壞型式亦不同，因此在進行震後橋梁損壞型式之探討時，將以橋梁結構組成分類為主，即根據所定義之橋梁構件與單元，進行損壞型式分類，探討如下。

2.4.1 上部結構損壞型式

地震中上部結構之破壞除落橋外，另外常見之破壞模式包括主梁、橋面版等之破壞。如阪神地震中因側向力過大使鋼梁與橋柱產生垂直車行向之相對位移，而造成主梁在弱軸方向瞬間作用力過大而導致腹板挫屈，或主梁受擠壓導致下翼板、加勁板挫屈(圖 2.2)。此外，主梁亦可能因支承或防落裝置如防落拉桿、止震塊等之破壞，或因主梁變位過大而導致主梁自支承滑落承受過大之剪力而破壞，921 地震中即有此類主梁破壞之模式，如烏溪橋、東豐橋及炎峰橋(圖 2.3)。

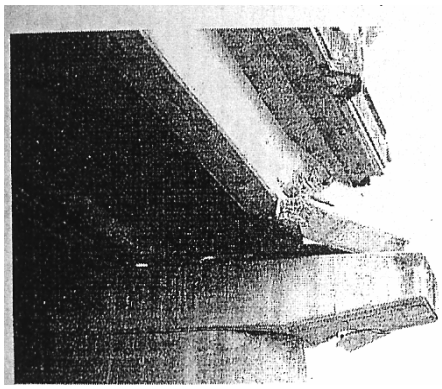


(a)主梁挫屈

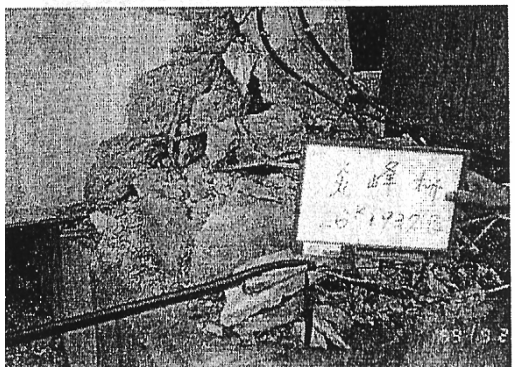


(b)加勁板挫屈

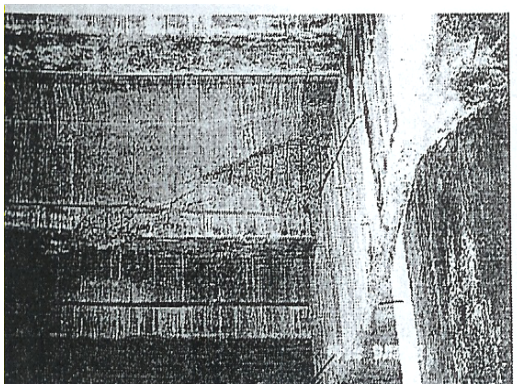
圖 2.2 鋼梁挫屈破壞(李有豐，2002)



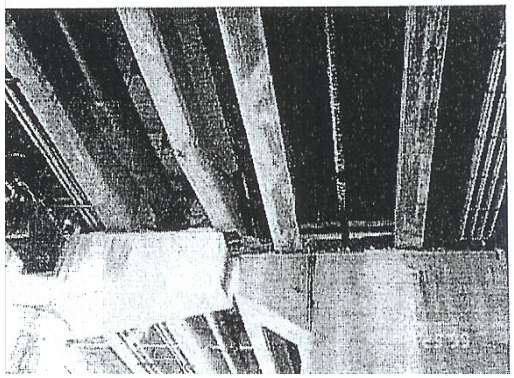
(a)烏溪橋



(b)炎峰橋



(c)東豐橋

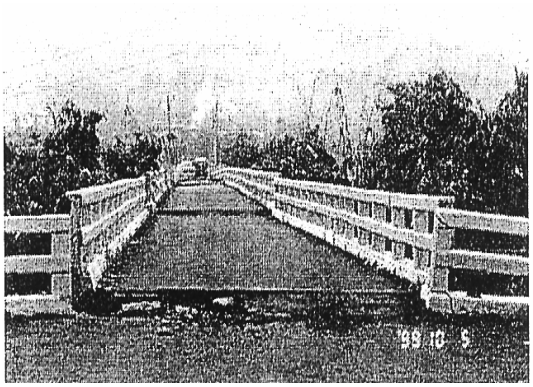


(d)東豐橋

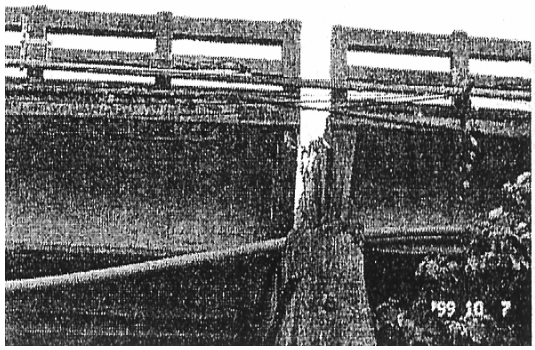
圖 2.3 主梁之破壞模式(李有豐，2002)

大梁常見的震害損壞現象包含位移、傾斜、變形、混凝土剝落、鋼筋外露、因支承或防落裝置之破壞致使大梁自支承滑落而損壞。大梁亦可能因原本已存有裂縫或混凝土劣化之現象，以致構件強度之衰減情形超過預期，使得大梁在地震侵襲之下發生斷裂。

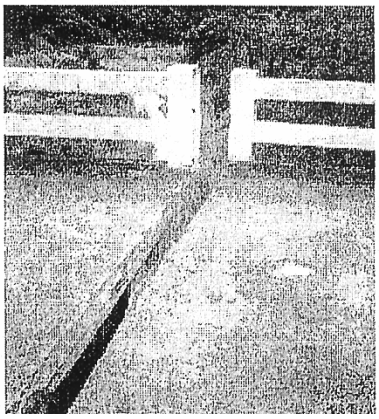
上部結構之破壞除主梁外，嚴重者可能發生橋面高低差、橋面車行向或垂直車行向分離等破壞模式，損壞較輕微者則為護欄擠壓、標誌架或照明設備等附屬設施傾倒等(圖 2.4)。國內老舊橋梁往往因車流量增大而擴建，影響地震時橋梁之破壞模式。921 地震中即有新舊橋梁因振動單元不同，地震下產生相對變位而造成新舊橋梁分離之破壞模式，如東豐橋、大峰橋及一江橋等(圖 2.5)。橋面版主要的損壞現象包含橋面版破裂分離、橋面擠壓隆起、變形、或因支承、橋柱、基礎等之破壞所導致橋面產生傾斜或高低差等。



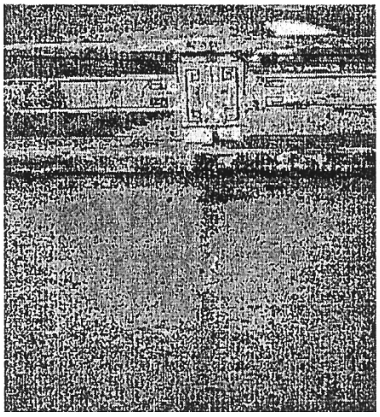
(a)鯉魚橋橋面高低差



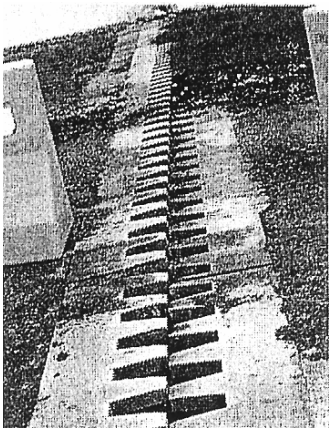
(b)一江橋橋面分離



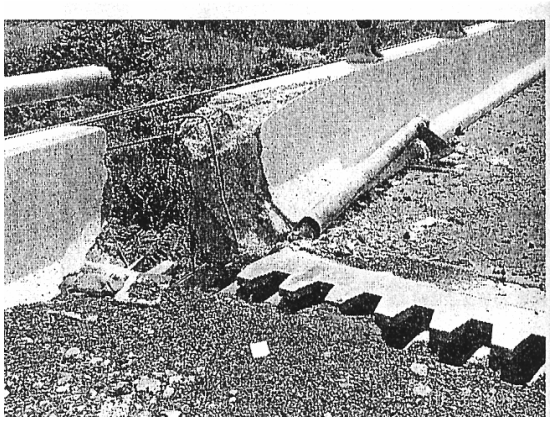
(c)光龍橋橋面分離



(d)龍安橋護欄橋面擠壓

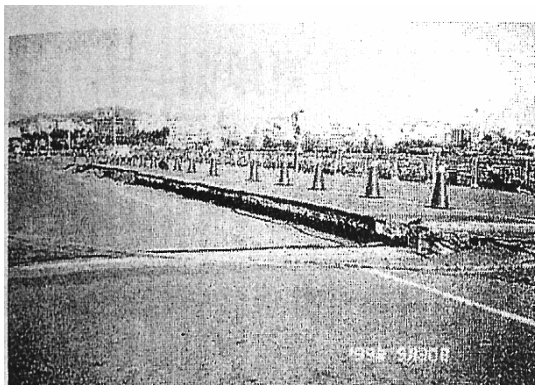


(e)炎峰橋橋面高低差



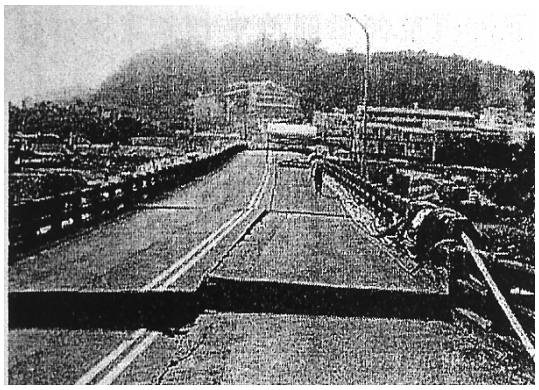
(f)炎峰橋橋面錯位

圖 2.4 橋面版破壞模式之一(李有豐，2002)



(a)東峰橋

(b)大峰橋



(c)一江橋

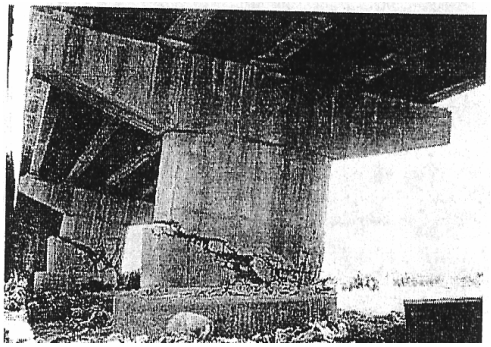
圖 2.5 橋面版破壞模式之二(李有豐，2002)

由於上部結構之損壞通常是其他橋梁構件，如橋柱或支承之破壞而導致之結果，故未來研判上部結構之損壞現象時，應先探討其他構件可能造成上部結構損壞之原因，再提出後續修復補強之計畫與措施。

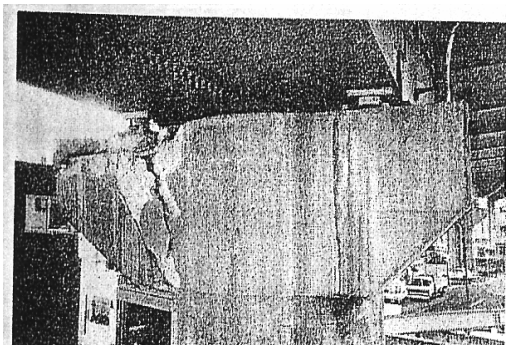
2.4.2 下部結構損壞型式

下部結構主要之損壞型式為帽梁及橋墩柱之破壞。帽梁常見的震害損壞現象有外表混凝土的剝落或裂縫、帽梁開裂等。橋墩柱之損壞型式若以力學行為來分，主要有因主筋搭接長度不足或圍束不佳致使橋柱損壞的「撓曲破壞」、橋柱剪力箍筋配置不足致使發生脆性損壞的「剪力破壞」(圖 2.6)，及主筋搭接長度不足或未考慮鋼筋應變硬化所造成彎矩位移而過早截斷主筋所造成的「撓剪破壞」(圖 2.7)。損壞現

象包括橋墩柱位移、傾斜、變形、沉陷、開裂、內部混凝土破碎、外部混凝土剝落或裂縫、鋼筋外露等。

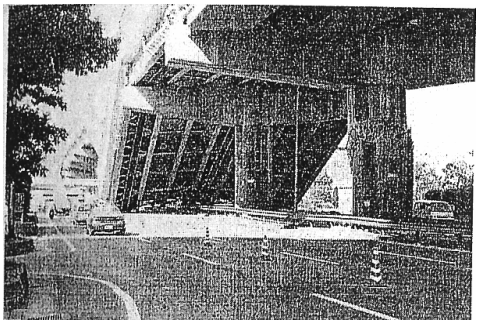


(a)烏溪橋橋柱剪力破壞

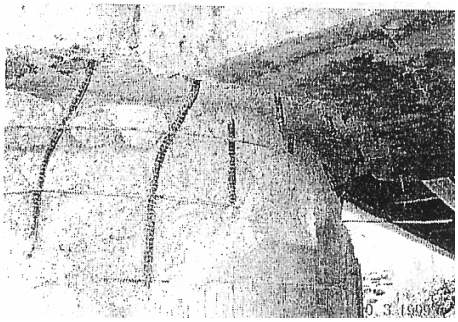


(b)阪神 RC 橋柱帽梁剪力破壞

圖 2.6 橋柱及帽梁剪力破壞(李有豐，2002)



(a)阪神 RC 橋撓剪破壞



(b)炎峰橋撓剪破壞

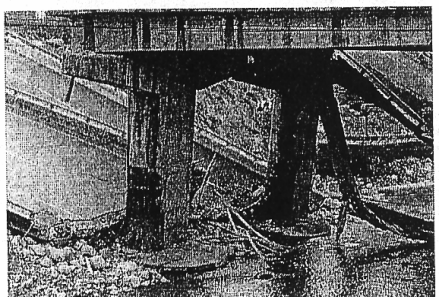
圖 2.7 撓剪破壞(李有豐，2002)

由於抵抗地震力所需韌性主要是由橋墩柱來提供，因此，有關橋墩柱破壞行為的探討及耐震設計與補強等均是震後橋梁能否快速修補的關鍵。

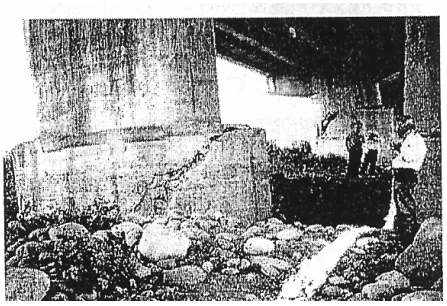
2.4.3 基礎損壞型式

本研究將基礎構造作為橋梁單元之一；基礎構造主要包含基礎版、基樁、沉箱基礎等。因此震後橋梁基礎損壞現象不外乎是從上述構造之破壞來探討，常見的損壞如基礎版或沉箱基礎的破裂或壓碎、基樁的傾斜或折斷等(圖 2.8)。基礎之損壞型式可能因地表錯動或承載

土層發生液化沉陷，造成基礎變位或是結構破壞等。損壞現象如裂縫、破裂、壓碎、變形、折斷等。



(a)石圍橋基礎傾斜導致落橋

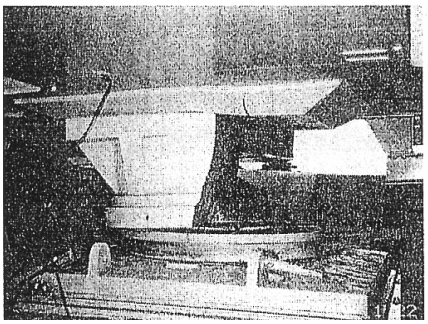


(b)烏溪橋沉箱剪力破壞

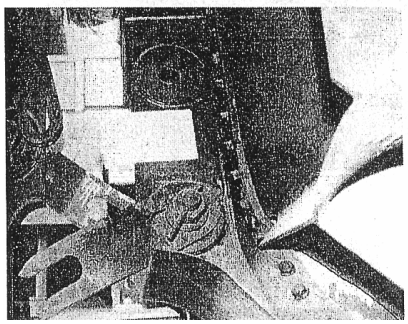
圖 2.8 基礎損壞型式(李有豐，2002)

2.4.4 支承損壞型式

支承或防落裝置主要之損壞型式為構造本身之損壞或失去功能兩方面。支承或防落裝置之本體構造可能因無法承受過大的垂直地震力而發生損壞，常見之損壞型式有構造發生裂縫、破裂、變形或壓碎等；支承或防落裝置亦可能因水平地震力過大造成支承構件發生不當位移或脫落，致使支承構件失去其正常的功能(圖 2.9)。



(a)阪神鋼支承破壞



(b)阪神防落裝置破壞斜撐挫屈

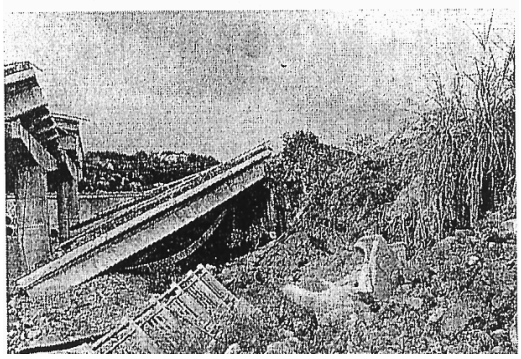
圖 2.9 支承及防落裝置之破壞(李有豐，2002)

由於支承構件主要功能為上部結構與下部結構力量傳遞之裝置，或防止橋梁發生落橋之設施，因此支承之損壞型式亦為分析橋梁耐震評估或補強之重點項目。

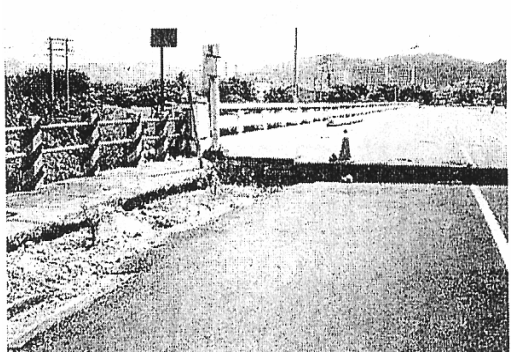
2.4.5 橋台引道損壞型式

橋台破壞模式大多與軟弱土質有關，除了地震時軟弱土壤所造成之液化外，與橋台回填土不確實亦有相當大之關係。

橋台常見之損壞型式包含因地表錯動或土壤液化造成構造之傾斜、傾倒、沉陷或位移，橋台後仰或旋轉損壞造成落橋。橋台本身亦可能發生壁體外表裂縫或破裂之損壞。引道則常因橋台或擋土牆之滑動或位移，造成引道填土沉陷、擠壓隆起或變形(圖 2.10)。



(a)橋台傾倒及落橋



(b)大峰橋橋台、引道高低差

圖 2.10 橋台、引道損壞型式(李有豐，2002)

2.4.6 其他設施損壞型式

摩擦層及伸縮縫常見之損壞型式為破裂、擠壓變形、錯位產生高低差等；附屬設施為促進交通安全之附屬構件，破壞型式不一，常見之損壞包含護欄斷裂或脫落、照明設施受損或故障、排水設施破裂、防撞設施損壞、標誌受損或故障等。

綜合前述之震害模式分類分為上部結構、橋柱、橋台與引道、支承與防落橋裝置基礎等部位彙整損害型式和狀況如表 2-6 及表 2-7。

表 2-6 震後橋梁單元損壞型式(1/2) (李有豐，2000)

	橋梁構件	橋梁單元	損壞情形
橋梁整體	上部結構	大梁	(a)大梁破裂、折斷 (b)混凝土剝落、鋼腱外露 (c)鋼梁扭曲、變形 (d)梁端支承處嚴重破碎 (e)梁端支承處發生裂縫
		橋面版	(a)橋面版破裂、變形或下陷 (b)橋面版與大梁接合處開裂、分離 (c)橋面版發生裂縫
		隔梁	(a)隔梁破裂、變形 (b)隔梁與大梁接合處分離 (c)鋼隔梁構件挫屈、變形 (d)混凝土剝落、鋼筋外露 (e)隔梁發生裂縫
	下部結構	帽梁	(a)嚴重開裂、支承附近破碎 (b)混凝土剝落、鋼筋外露 (c)混凝土外表裂縫
		橋墩柱	(a)墩柱產生嚴重開裂 (b)內部混凝土破碎、鋼筋彎曲變形 (c)外側混凝土剝落、鋼筋外露 (d)墩柱外表裂縫 (e)施工接縫處或斷面尺寸變化處開裂 (f)鋼柱鋼板挫屈、變形
	基礎	基礎	(a)因承載力等因素，造成基礎下陷 (b)基礎嚴重傾斜、位移 (c)河床下陷、穩定性不足 (d)基礎裸露且受損 (e)沈箱基礎嚴重裂縫

表 2-7 震後橋梁單元損壞型式(2/2) (李有豐，2000)

	橋梁構件	橋梁單元	損壞情形
橋梁整體	支承	支承	(a)橡膠支承墊移位、變形或破壞 (b)鋼板支承墊移位、變形 (c)混凝土支承座破壞 (d)鋼支承構造傾倒、變位或脫離 (e)鋼支承構造變形、破壞
		防落裝置	(a)剪力鋼棒彎曲變形 (b)混凝土固定處破裂 (c)止震塊嚴重破碎 (d)與帽梁接合處分離 (e)止震塊發生裂縫
	橋台引道	橋台引道	(a)橋台嚴重傾斜、滑動或沈陷，並造成落橋 (b)橋台位移、變形，並造成上部結構位移 (c)橋台位移，造成引道填土下陷或擠壓隆起 (d)擋土牆滑動、位移，造成路面下陷、變形 (e)橋台與引道擋土牆間產生錯動、分離 (f)橋台、擋土牆嚴重破裂 (g)橋台、擋土牆外表裂縫 (h)翼牆損壞擋土牆間產生錯動、分離
	其他設施	伸縮縫	(a)破裂 (b)變形 (c)沉陷隆起
		附屬設施	(a)附屬設施破壞

2.5 橋梁洪水沖刷破壞模式

2.5.1 河川型態

以整個河川流域之觀點來看，河流型態常因有人為人工結構物而形成河型轉化；因此，來水、來砂與河床邊界條件的改變所引起的各種河流類型間的相互轉變過程所。例如在河流上流建水壩後，流向下游的水砂過程會有較大的改變，因而破壞了下游河床形態與水流間以相互適應的相對平衡，下游河床必將作出相應的調整，以適應新的來水、來砂過程，這樣就可能導致下游河型的轉化，而有堰上游淤積、下游沖刷之情形發生。

此外，河流因汛期流量變幅大，因漫溢至高灘上，使河寬加寬；非汛期水流匯聚主河槽，兩岸有較高的淤積高灘地，當河床下切作用因床面出現粗化層而受到遏制時，河床沖刷可能表現為側向侵蝕，使兩側岸灘不斷崩塌，形成新的河心砂洲和邊灘，原洪水河床範圍內灘槽高差減小，主槽不明顯，也不穩定，河道乃出現辮狀之特性。若原來在非辮狀河流上，由於其他原因使水流帶來大量卵礫石顆粒時，下游原來較穩定的河槽可能淤積抬高，使水流經常漫灘，形成辮狀河道。此種情形常使水工結構物如橋梁、橋台、丁坝等經常受到沖刷之威脅。

2.5.2 沖淤行為

對於河道中之沖淤行為，基本上是水理與輸砂之問題，單就其彼此之相互關係即十分複雜，但若再考慮實際在河道中所建構之水工結構物如橋梁、堰、坝、取水工等，則在水工結構物附近之水流則更為複雜，而沈載之運移亦隨之而變化多端。以河段考量之長度，其可考慮為一維、二維或三維性之分析，可利於歸納分析之用。

2.5.3 橋梁橋基周圍沖刷

臺灣地區河川坡陡流急、地質脆弱，加上地震頻繁及颱風豪雨造成河川豐枯流量懸殊及河道輸砂量產生極大變化，導致河道產生強烈沖淤變化，以及深水河槽容易變遷。在河流上修建橋梁後將使河流演變規律發生變化，橋梁兩端常需修建引堤，引堤及橋墩惡化了水流條件，常引起河床的沖刷，河床的沖刷又危及橋梁的安全。因此，為了改善橋梁上、下游水流條件，穩定主流方向，調整水流結構，削弱其沖刷能力，往往需要對橋渡附近的河道進行整治。

如任其自然演變不加治導，將使淤積段河道通洪斷面不足危及河道防洪標準及影響橋梁行車安全；如為刷深型河段水流集中沖刷將造成橋梁基礎深度不足，影響橋梁結構安全。舉例而言，如朴子溪月眉潭橋上下游即屬於河道普遍淤積，以致通洪斷面不足，使得水流集中刷深沖蝕。此段河道治理河道全斷面寬 600 公尺，低水深槽卻僅 54 公

尺寬，其中低水深槽通過橋孔僅約 20 公尺寬已有多座橋墩基礎明顯裸露，基礎刷深約 5m。且公路單位歷年置放橋基保護工蛇籠、混凝土頂塊亦受嚴重破壞，造成橋梁上下游低水深槽有 2-3m 高程落差。此外，高屏溪流域高美大橋上下游河段，則屬於因鄰近河床砂石長期遭盜採濫抽，使得採砂運移所造成溯源沖刷效應，而造成高美大橋橋墩基礎嚴重裸露，嚴重危害橋梁安全(王仲宇，2002)。

2.5.4 橋梁基礎沖刷災害

近年來，臺灣經濟突飛猛進，促使河川開發利用密集，不論是水庫新建、山坡地開發、河川採砂石等，都直接或間接改變河川之水文、水理特性，進而影響河流之演變趨勢，使得橋梁沖刷問題日益嚴重。國內多位土木、水利、橋梁方面學者及專家一致表示，橋基裸露是目前最嚴重的橋梁安全問題。而橋墩沖刷造成橋基裸露是全面性的橋梁安全問題，不只是傳統上以為的個別橋墩局部沖刷而已。

一座橋梁斷面可能遭受之總沖刷深度係為一般沖刷（General Scour）及局部化沖刷（Localized Scour）兩大型態所組成，如圖 2.11；一般沖刷(全面沖刷)係指河床全面的下降，其成因主要為自然或人為因素，使河川泥砂運移喪失平衡所致。局部化沖刷可再區分成束縮沖刷(Contraction Scour) 與橋墩及橋台之局部沖刷 (Local Scour)。其中束縮沖刷係指因設置橋梁造成通水斷面減小增加流速而導致之河床沖刷行為。局部沖刷則指洪水流經橋墩或橋台周圍時，橋基周圍底床受到渦流侵蝕所導致之橋墩或橋台周圍淘刷現象(王仲宇，2002)。

圖 2.11 河川橋梁沖刷 (交通部，2003)

2.6 橋梁老化腐蝕破壞模式

2.6.1 混凝土橋之劣化現象

臺灣地處亞熱帶，氣候潮溼又多鹽份，對鋼筋混凝土而言是屬高腐蝕性環境，加上施工品質不良或摻用未經處理的海砂，使得近年來鋼筋混凝土結構腐蝕問題頻傳。腐蝕影響的結構種類除了鋼筋混凝土橋(Reinforced Concrete Bridge, RCB)以外，也包括預力混凝土橋(Prestressed Concrete Bridge, PCB)，預力橋的腐蝕會嚴重影響到其結構安全。美國統計在 1950 年到 1978 年之間，預力混凝土橋因腐蝕而影響其結構安全的案例有 28 個，而在 1978 到 1987 年間，腐蝕的案例激增了十倍。一般而言，混凝土橋常見之損壞如表 2-8 所列。

表 2-8 混凝土常見之損壞現象(沈永年，2001)

	損壞名稱	損壞現象
1	劣化(Deterioration)	混凝土結構不可避免的老化現象，可解釋為混凝土組成份子中之力學、物理與化學特性的改變。
2	鱗狀剝落(Scaling)	混凝土表面水泥砂漿脫離所造成，剝落的過程中會造成粗骨材外露，最後之結果則是鬆脫。
3	表皮髮裂(Crazing)	混凝土結構表面層之微細裂紋，其形狀通常不具規則性。由於裂紋非常細小，因此亦可稱為毛細裂縫。
4	剝離(Spalling)	混凝土結構物呈片塊狀之脫落現象，其主要形成原因為鋼筋銹蝕或混凝土受力超過其容許值。
5	爆開(Popout)	爆開係接近混凝土表面處之不健全粗骨材顆粒所造成。在冷天如結冰易造成更進一步的惡化。
6	窪坑(Pitting)或碎裂	混凝土之碎裂範圍大約呈網狀之圓形，自混凝土面成平行或傾斜之剝離，低窪之邊緣常與表面成直角．有時會導致鋼筋暴露。
7	蜂窩(Honeycombing)	蜂窩是由於施工時漏漿使得水泥砂漿無法填充骨材間之孔隙所形成。
8	白華、析晶(Efflorescence)	表面分解最常見的是混凝土風化及滲出物。風化是一種鹽分解作用，通常呈現白色，它是由於混凝土內部氫氧化鈣溶液流出到表面所形成，此現象稱為白華。風化與滲出物一般都會和裂縫同時出現。
9	脫層(Delamination)	混凝土結構之裂紋並不一定是在表面，可能隱藏在表面下某一距離。如鋼筋銹蝕膨脹後將混凝土向外推擠，在混凝土尚未剝落前亦會形成條狀甚至於片狀之空洞區域，此亦為脫層現象之一種。
10	孔蝕(Cavitation)	孔蝕之外觀非常類似蜂窩，通常在混凝土澆置後數月或數年才會出現。一般均認為突出物突然出現水流漩渦造成的氣泡，是導致孔蝕現象的主因。
11	失色(Discoloration)	混凝土結構物完工後顏色必屬均勻一致，失色則是指混凝土某一部份之色澤退化，形成混凝土結構物表面整體色澤不一致之現象。失色不只影響結構物之美觀，更有可能是結構物內部缺陷的表面徵兆。
12	脫皮(Peeling)	混凝土表面薄片狀之脫皮現象，通常由於混凝土之劣化或因模版拆除而造成。
13	滲膠(Exudation)	某種液狀或膠狀之物質自混凝土之裂縫或孔隙流出，滯留在混凝土表面之現象。
14	滲漏(Leaching)	主要發生於橋面版，水份由橋面版表面滲透而由橋面版底部漏出。

	損壞名稱	損壞現象
15	鹼骨材反應(Alkali-Aggregate Reaction)	鹼骨材反應係混凝土內水泥的鹼化物與骨材中的活性二氧化矽(活性骨材)在足夠的濕氣及溫度環境的催化下所產生的一種膨脹性化學反應，反應的結果將造成混凝土衍生膨脹應變、混凝土的龜裂及強度隨時間降低等劣化現象。
16	裂縫(Cracks)	裂縫基本上可視為固體材料中某種不連續之現象，混凝土一旦產生裂縫，則外界之濕氣及氧氣或氯化物等將更容易與鋼筋接觸造成鋼筋快速腐蝕。造成混凝土結構物在荷重階段發生裂縫之原因有超載與設計施工不良、基礎之不均勻沈陷及疲勞裂縫。
17	鋼筋腐蝕(Corrosion)	在鋼筋腐蝕時相伴之生成物的體積比鋼筋體積為大，最高可達六倍，因此鋼筋銹蝕膨脹後會對混凝土產生推擠，使混凝土受到向外推力。

影響混凝土腐蝕之劣化現象主要有下列六種：龜裂、鹽害、鹼骨材反應、中性化、特殊環境引致之劣化、硫酸鹽侵蝕，分別說明如下(周健捷等，2000)：

1. 龜裂

龜裂是混凝土構造最常見的劣化損害現象，亦是導致內部鋼筋腐蝕的主因之一。在力學強度上，混凝土材料之特性為抗壓強、抗拉弱(拉力強度約僅壓力強度之 1/7 至 1/10)，由於其不耐拉之特性使得龜裂成為混凝土構造很常見之劣化缺陷。茲就各種龜裂之成因及其相關特徵歸納如表 2-9，該表可做為初步判斷裂縫原因之依據。當難以明確地判別其原因時，須施行非破壞檢測，或用其他方法作進一步之診斷。

表 2-9 龜裂之原因及相關特徵

龜裂之原因			龜裂之特徵
混凝土材料性質	水泥之異常凝結		早期發生不規則之龜裂，裂縫寬度大，長度小
	水泥之異常膨脹		放射形之網狀龜裂
	混凝土收縮變形		澆築後 1~2 小時內，鋼筋上面或牆及版之交界處斷續產生 (※1)
	骨材含泥量		隨著混凝土表面乾燥，產生不規則網狀龜裂
	水泥之水化熱		斷面大之混凝土在一二周內開始發生約略成等間隔規則的直線狀裂縫，有祇在表面產生裂縫亦有貫穿構材之裂縫產生
	混凝土之硬化、收縮		自 2~3 月開始逐漸地產生 (※2)
	反應性骨材或風化岩		自混凝土內部產生爆裂狀，多發生於潮濕之場所
施工缺陷之相關事項	長時間攪拌		全面網狀之裂縫或長度短之不規則裂縫
	泵送時水泥量，水量增		產生※1 及※2 之現象
	配筋不良，保護層不足		沿版周邊產生圓形裂縫或沿鋼筋表面產生裂縫
	快速澆築		產生※1、※3 之現象
	蜂窩		易成為各種裂縫之起源
	模板變形		平行模板變動方向，局部產生龜裂 (※3)
	施工縫處理不良		混凝土澆築位置或冷縫處產生裂縫
	硬化前之振動或積載		與外力有關之裂縫相同
	初期養生不良	急速乾燥	澆築之後，表面各部份不規則地發生短裂縫
		初期凍結	產生細裂縫、剝離
	鷹架沈陷		構材端部中央及中間處下端產生裂縫
環境條件之相關事項	環境溫・濕度之變化		類似※2 之裂縫，發生裂縫係因溫、濕度變化而產生
	構材二面之溫・濕度差		低溫或低濕側之表面產生直角轉折之裂縫
	反覆凍結・融解		表面剝離
	水災・表面加熱		表面全體產生微細龜甲狀之裂縫
	內部鋼筋之生銹膨脹		沿鋼筋產生大裂縫，混凝土保護層剝落，銹汁流出
	酸・鹽類之化學作用		混凝土表面受侵蝕，全面產生膨脹性物質
結構及外力等之相關事項	超載(地震、積載荷重)	撓曲	在拉力側垂直方向產生裂縫
		剪力	在主要構材 45°方向產生裂縫
	斷面、鋼筋量不足		與撓曲、剪力同，在平行垂下方向產生裂縫
	構造物之不等沈陷		沿 45°方向產生裂縫

2. 鹽害

引起鹽害之原因有二種。其一為在製造混凝土時由海砂或水等使用材料直接引入鹽化物而形成；另一則為鄰近海岸地區之結構物，混凝土表面附著海鹽粒子等，由於吸水或擴散使得超過容許含量之鹽化物自混凝土中侵入，經過數年後，混凝土之品質將因鋼筋腐蝕而大受影響。

混凝土由於外界鹽份侵入或使用含鹽份材料，使鋼筋表面氯離子含量超過某一臨界值時，則鋼筋表面的鈍化膜便會遭受破壞而產生腐蝕。在鹽害方面，當混凝土中鋼筋表面的氯離子超過一定的量時，鋼筋表面的保護性鈍化膜開始破壞，接著鋼筋開始腐蝕膨脹造成混凝土龜裂。

3. 鹼質與粒料反應

混凝土為含有連續微細空隙之孔質材料，易造成氧或水份等之浸透。鹼質與粒料反應為混凝土之細孔溶液內含有氫氧化鹼(KOH 或 NaOH)，與粒料中之活性物質形成化學反應，此種化學反應在化學產物的形成過程中，因吸水產生膨脹而引致混凝土產生裂縫，裂縫發生後，不僅直接造成混凝土結構物構材強度降低，且將降低對於抵抗鹽害或化學物質侵蝕之能力，亦增大混凝土內鋼筋腐蝕之可能性。鹼質與粒料反應將造成混凝土產生有害的膨脹現象，此反應的產生肇基於下列三項因素：1.材料中存在有反應性粒料，2.混凝土中存有充分的 KOH 或 NaOH 溶液，3.混凝土處於多濕或維持濕潤狀態。

混凝土中鹼之主要來源係由水泥所供應，水泥原料的粘土礦物等含有鹼成份，因此，混凝土配比單位體積中水泥含量越高者，產生鹼質與粒料反應之機率就越高。水泥以外之鹼供應來源為自海砂附著 NaCl 等鹽化物，鹼質與粒料反應所引致之膨脹現象有賴水份或濕氣之供給，對於易受雨淋之結構物或內部水份乾燥不易之巨積結構物而言，特別容易形成損傷。

4. 中性化

中性化作用是空氣中二氧化碳或其他具酸性氣體侵入泥凝土而產生之化學變化。新鮮混凝土具高鹼性，可使鋼筋表面形成鈍態氧化膜，保護鋼筋防止腐蝕。當混凝土材料暴露在大氣中，尤其是工業污染的環境下，會使混凝土的 PH 值降低，而使鋼筋的表面狀態由鈍化區變為具腐蝕之狀態，若混凝土繼續受碳化作用，碳酸鈣會轉變成溶解性較高的碳酸氫鈣析出混凝土而增加混凝土的孔隙，造成強度遞減現象，使有害物質更易滲入混凝土中，因為混凝土中的 $Ca(OH)_2$ 遇水後，會解離為 Ca^{2+}離子及 OH^-離子，所以混凝土的酸鹼度一般為 PH 12~14。在此酸鹼度下，鋼筋表面會形成一層鈍化膜。當鈍化膜形成後，鋼筋即受到此鈍化膜保護而不再腐蝕。然而混凝土的 Ca(OH)2 會和空氣中的二氧化碳反應產生中性的 $CaCO_3$ (PH 值為 7)，使得混凝土的酸鹼度由 PH 12~14 降至 PH 7。此一反應稱為中性化反應。當表面混凝土產生中性化反應後，二氧化碳接著由混凝土中的孔隙滲入混凝土中，逐漸將較深的混凝土轉變為中性。

鋼筋混凝土結構中對混凝土中性化的影響，一般可分為材料因素和環境介質因素。材料對混凝土中性化速度的影響，分成下列五種情況：1.水灰比 2.水泥種類和水泥用量 3.摻和劑 4.施工品質和養護條件 5.混凝土的強度。而環境因素對混凝土中性化的影響包含了 1.大氣的相對濕度 2.大氣的溫度 3.酸性介質的濃度 4.外界風壓 5.應力狀態。

5. 特殊環境引致之劣化

混凝土結構物在工業地區等惡劣的環境下，很容易造成中性化、鋼筋腐蝕、表面劣化及強度降低等劣化現象。工業地區空氣中二氧化碳濃度高，容易促使混凝土結構產生中性化現象，另空氣中含有污染物質與氧作用後形成有害物，將自混凝土表面緩緩弱化混凝土品質，此即為表面劣化或強度降低之主要因素。除上述之不利

影響外，工業地區亦常常設立於鄰海區域，若再加上海鹽粒子與雨水之作用，將侵蝕混凝土而造成鋼筋腐蝕，產生鹽害。

6. 硫酸鹽侵蝕

硫酸鹽侵蝕是造成混凝土損壞的主要原因之一，硫酸鹽的存在常給混凝土帶來不等程度的傷害，多數的土壤中均含有某些以石膏形式存在的硫酸鹽，部份硫酸鹽係由使用高硫酸燃料之化學工業或電廠之煙囪落塵與雨水逐漸累積而成。地下水中含有因硫酸錳與硫酸鹼化合物造成之硫酸鹽。遍存之硫酸鹽隨著工業化(硫酸錳、硫酸鈉、硫酸鉀之存在於地下水中)，農業生產(化學肥料硫酸氨)，能源(高硫燃料)而散佈於空氣、土壤與水中。有關硫酸鹽侵蝕造成混凝土失效的案例在全世界多有。早在一九三六年，由美國墾務局(U.S. Bureau of Reclamation)出版的混凝土結構建造手冊已說明，土壤中可溶性硫酸鹽濃度超過 0.1% (水中含 SO4 150mg/liter) 則可能造成混凝土的嚴重傷害。

2.7 橋梁風險管理

所謂風險管理(Risk Management)就是人們對潛在的意外損失進行辨識評估，並根據具體情況採取相對應的措施進行處理，即在主觀上盡可能有備無患或在無法避免時亦能尋求切實可行的補償措施，從而減少意外損失或進而使風險為我所用。

然而，風險並不等於厄運。因主觀上重視風險管理客觀上採取適當措施，從而化險為夷，甚至獲得巨大效益的實列亦不在少數，許多事實證明風險是可以駕馭，可以成功地管理，關鍵在於人們是否重視，進而認真研究，妥善管理所面臨的各種風險。

以風險管理手段(技術)來降低損失幅度及損失發生頻率，現代風險管理技術不脫風險辨識、分析、處置與評估等階段。

其中橋梁風險評估中，檢測工作之實施有助於了解橋梁自身狀

況，為後續評估橋梁受損的風險、承載力、耐洪能力、耐震能力以及是否需要修繕補強提供資訊，是確保橋梁安全營運之重要環節。然而，自然界具有高度不確定性，颱洪、地震的規模、強度、延時、頻繁等特性不斷變化，常常超過歷史紀錄；而法規並不保證既有結構遭受特大的災害時完好無損，例如：耐震設計規範允許大地震下結構發生可接受的破壞；設計分析以及營建過程也有許多不確定性；材料的耐久性以及使用上的變更也會影響到結構物的性能。所以，風險是存在的，即使是健康狀況良好的橋梁，仍有受災損之風險。在現行檢測制度與執行面下，如何建立結合橋梁檢測之安全風險評估技術受到關注(橋梁殘餘壽齡 1/4，2011)。

「行政院所屬各機關風險管理及危機處理作業基準」將風險(Risk)定義為：潛在影響組織目標之事件，及其發生之可能性與嚴重程度。通常只有負面影響，亦即可能會造成災損的不利事件才是風險管理的涵蓋範疇。該不利事件視研究之範疇，可能涉及所有功能失效的事件，亦可能是特定的功能失效事件。

不利事件的發生，通常是結合了外因與內因等一序列不確定狀況，可能導致不利事件的威脅根源(Root Cause)定義為危害(Hazard)；而可能會直接導致人員傷亡、財產損失、環境與經濟衝擊之不利事件定義為潛在破壞模式或失效模式(Potential Failure Mode)；危害發生後，要形成破壞模式所經路徑之各事件則定義為風險因子(Risk Factor)。依據上述定義，橋梁風險(R)為發生橋梁功能失效的可能性與嚴重性兩項因素相乘所得之綜合性指標，如下式 2.4 所示。其中，橋梁功能失效的可能性(Fm)又可拆解為危害發生的可能性(Hz)與危害確實發生後引發橋梁功能失效的可能性(又稱：易損性 Vulnerability，Vu)；橋梁功能失效的嚴重性又稱橋梁功能失效的後果(Cq)。

$$R = F_m \times C_q = H_z \times V_u \times C_q \quad \text{.....(2.4)}$$

風險評估必須經由風險辨識、風險分析，再與可接受標準與可容忍標準比較，才能完成。如前所述，考慮不利事件的風險可能涉及所

有功能失效的事件，亦可能是特定的功能失效事件或破壞模式，考慮的範疇不同，需要的資料不同，會影響到後面工作的內容以及採用的方法。例如：範疇可能是群橋、單一橋梁或單一構件之所有功能失效事件或特定的功能失效事件。因此，了解業主的需求，界定業主關切的關鍵問題，了解解決問題的動機與目的以及研究的範疇，對選擇適當的方法非常有助益。

2.8 橋梁性能指標

1. 平時檢測指標

臺灣地區橋梁檢測依交通部所頒佈之「公路養護手冊」分為經常巡查、定期檢測及特別檢測。其中定期檢測所使用之方法為D.E.R.&U.目視檢測評估法，該法將橋梁分為 21 項構件，並將各構件之狀況分數加權後可得到狀況指標（Condition Index，CI）以及優選指標（Priority Index，PI）。但當橋梁構件不足 21 項時，現有之構件權重並無法自動分配，造成 CI 及 PI 出現「基本分」之不合理現象。

改善後之新 CI 及新 PI，透過橋梁構件重要性指數，如表 2-10 所示，僅將存在構件之重要性指數挑出，依存在之構件指數佔全部存在構件指數總和之比例，自動計算各構件之權重，再依原 CI 及 PI 之公式計算，得到新 CI 及新 PI。系統會自動判斷 D.E.R.&U.檢測表中各構件是否存在，如該構件之評估項目出現 D=0 或 E=0，甚或 DER 完全空白，系統均視該構件不存在，去除不存在之構件，其餘均為存在構件。

簡單舉例，A 橋為 1 孔之跨河橋，長度為 20 公尺，其存在之構件如表 2-11，由表 2-11 中挑出 A 橋存在構件之重要性指數，經正規化成為各構件權重，各構件權重相加為 100，再以此權重計算 CI 及 PI，即為新 CI 及新 PI。

表 2-10 橋梁構件重要性指數

項次	構件名稱	重要性指數		
		橋長>100M	50M<橋長<100M	橋長<50M
1	引道路堤	1.855	1.855	1.855
2	引道護欄	1.351	1.351	1.351
3	河道	2.591	2.545	2.424
4	引道護坡	1.443	1.443	1.351
5	橋台基礎	3.608	3.487	3.487
6	橋台	3.441	3.441	3.441
7	翼牆/擋土牆	2.002	2.002	2.002
8	摩擦層	1.580	1.397	1.230
9	橋面排水設施	1.351	1.351	1.230
10	緣石及人行道	0.517	0.517	0.396
11	欄杆	1.351	1.351	1.351
12	橋墩保護措施	2.820	2.774	1.819
13	橋墩基礎	4.004	3.837	3.716
14	橋墩墩體/帽梁	3.837	3.837	3.670
15	支承/支承墊	2.790	2.790	2.185
16	止震塊/拉桿	2.332	2.378	1.727
17	伸縮縫	1.809	1.626	1.459
18	橋塔(含錨定)【吊橋】	4.004	3.883	N/A
19	橋塔(含錨定)【斜張橋】	4.004	3.883	N/A
20	主構件(大梁)	3.837	3.716	3.670
21	次要構件(橫梁)	1.773	2.002	1.956
22	橋面版	3.232	3.065	3.065
23	主纜索【吊橋】	4.004	3.883	N/A
24	吊索【吊橋】	3.958	3.716	N/A
25	斜張鋼纜系統【斜張橋】	4.004	3.883	N/A
26	拱圈【拱橋】	4.004	3.837	N/A
27	橫桿【拱橋】	2.836	2.607	N/A
28	吊材/立柱【拱橋】	3.670	2.836	N/A
29	其他	N/A	N/A	N/A

表 2-11 橋梁構件權重

存在構件	重要性指數	構件權重
引道路堤	1.855	7.392
引道護欄	1.351	5.384
河道	2.424	9.660
引道護坡	1.351	5.384
橋台基礎	3.487	13.896
橋台	3.441	13.713
翼牆/擋土牆	2.002	7.978
摩擦層	1.230	4.902
橋面排水設施	1.230	4.902
欄杆	1.351	5.384
支承/支承墊	2.185	8.708
止震塊/拉桿	1.727	6.882
伸縮縫	1.459	5.814
	25.093	100.000

2. 沖刷指標

(1) SSI 值計算

SSI 是 Scouring Stability Index 的縮寫，為橋梁的『沖刷穩定指標』，以 0~100 的整數代表橋梁對抗沖刷的能力，分數越高代表狀況越好。SSI 值設計之目的在於凸顯與沖刷有關構件之狀況，包含「河道」、「橋台基礎」、「橋台」、「橋墩保護設施」、「橋墩基礎」及「橋墩墩體」六項，當該些構件檢測狀況不佳時，SSI 值下降，代表該其對於水流之衝擊抵抗能力下降，因沖刷而斷橋之機率增大。六項構件 Ic_i 之計算法與 PI 相同，取最具代表性之 Ic_{ij} 再加以平均。SSI 值之計算公式如下：

公路橋(所有結構型式)：

$$\mathrm{SSI} = \frac{Ic_3 \times w_3 + Ic_5 \times w_5 + Ic_6 \times w_6 + Ic_{12} \times w_{12} + Ic_{13} \times w_{13} + Ic_{14} \times w_{14}}{w_3 + w_5 + w_6 + w_{12} + w_{13} + w_{14}} \quad \text{.....(2.5)}$$

鐵路橋(所有結構型式)：

$$\mathrm{SSI}=\frac{Ic_3\times w_3+Ic_4\times w_4+Ic_6\times w_6+Ic_8\times w_8+Ic_9\times w_9}{w_3+w_4+w_6+w_8+w_9} \quad \text{.....(2.6)}$$

Ic_i 計算公式如下：

$$Ic_i=\frac{\sum_{j=1}^{n}Ic_{ij}}{n} \quad \text{.....2.7}$$

公式 2.6 中，n 為各構件之總數，由於部分構件有多組 DER 評分。舉例一座橋橋墩有 A01、P01、P02、P03、A02，而分別計算出之 Ic_{ij} (Ic_{ij} 之計算公式同公式 5)為 50、30、100、50、100，利用如下所示 Ic_i 取法規則，先找出 Ic_{ij} 最小值，即 $Ic_{ij}(min)$ 為 30 因 $Ic_{ij}(min)$ 小於 50，將小於 50 中的值平均，此範圍中只有一個數值符合，故 n=1。此例之 $Ic_i=\frac{30}{1}=30$ 。

Ic_i 值之取法如下：

a.先找出各檢測項目中構件 Ic_{ij} 之最小值，即 $Ic_{ij}(min)$ 。

b.若 $Ic_{ij}(min)$ 值小於 50，將小於 50 的 Ic_{ij} 值挑選出來平均，視為 Ic_i 值。

c.若 $Ic_{ij}(min)$ 值介於 50 和 75 之間，將此範圍的 Ic_{ij} 值挑選出來平均，視為 Ic_i 值。

d.若 $Ic_{ij}(min)$ 值介於 75 和 100 之間，將此範圍的 Ic_{ij} 值挑選出來平均，視為 Ic_i 值。

(2)OSSI 值計算

OSSI 為整橋之沖刷穩定指標，由於沖刷問題將導致橋梁中斷，任一跨中斷則全橋便無法使用，因此 OSSI 為各分段 SSI 中取最嚴重，即最小值代表之。

2.9 國外文獻

交通運輸是一個國家經濟與建設重要關鍵指標，橋梁更是公路運輸互相串連之命脈，以下內容將各別介紹美國、英國、日本、中國大陸這些在國際上的經濟強權，如何去檢測維護自己國家的橋梁設施，諸如各國的檢測方式，亦可做為臺灣後續對於橋梁檢測方向之參考與調整，相關文獻整理如下表 2-12。

表 2-12 國外相關文獻整理表(本研究整理)

國別	檢測規範	檢測手冊	檢測相關研究報告或書籍	檢測資訊系統
美國	National Bridge Inspection Standards,(Federal Highway Administration）	1.橋梁檢測員參考手冊 2.橋梁檢測員培訓手冊	1.Recording and Coding Guide for the Structure Inventory and Appraisal of the Nation's Bridges(1995 , Federal Highway Administration)。 2.臺灣與美國之橋梁檢測系統與制度(陳永銘、許阿明，2008)	1.National Bridge Inventory Database 2.PONTIS
日本	橋梁定期点検要領（案）	1.橋梁の維持管理の体系と橋梁管理カルテ作成要領（案） 2.橋梁における第三者被害予防措置（案）	1.混凝土構造物的健全度診斷技術開發報告書(日本構造物診斷技術協會，1994)。	J-BMS
英國	英國公路橋梁檢測優先權標準	-	1.Review of current practice for assessment of structural condition and classification of defects (Woodward,1999)	BridgeMan
中國	公路橋涵養護規範	公路工程質量檢驗評定標準	1.橋梁損傷診斷(劉效堯等人，2002)	CBMS

2.9.1 美國橋梁檢測

美國主要所使用之橋梁檢測方法為 NBI 檢測，此法源起源需追朔 1967 年美國俄亥俄州發生銀河橋(Silver Bride)斷橋事件，迫使美國必須重視橋梁老舊之問題，為了避免憾事再度發生，美國聯邦公路總署（Federal Highway Administration, FHWA）開始針對全美國橋梁進行資料調查與整理，將橋梁調查之結果並輸入「全國橋梁清冊(National Bridge Inventory)」資料庫中，為使橋梁調查人員能快速且統一填寫每一座的橋梁之基本現況，故訂定了全國橋梁檢測準則（National Bridge Inspection Standards, NBIS），根據此準則對調查人員進行專業培訓，並要求全美各州政府每兩年必須對於負責之管轄橋梁進行全面檢測作業。NBI 法主採用目視檢測方式，以達快速檢測之目的(李有豐、林安彥，2000)。NBI 評量步驟如圖 2.12 所示。

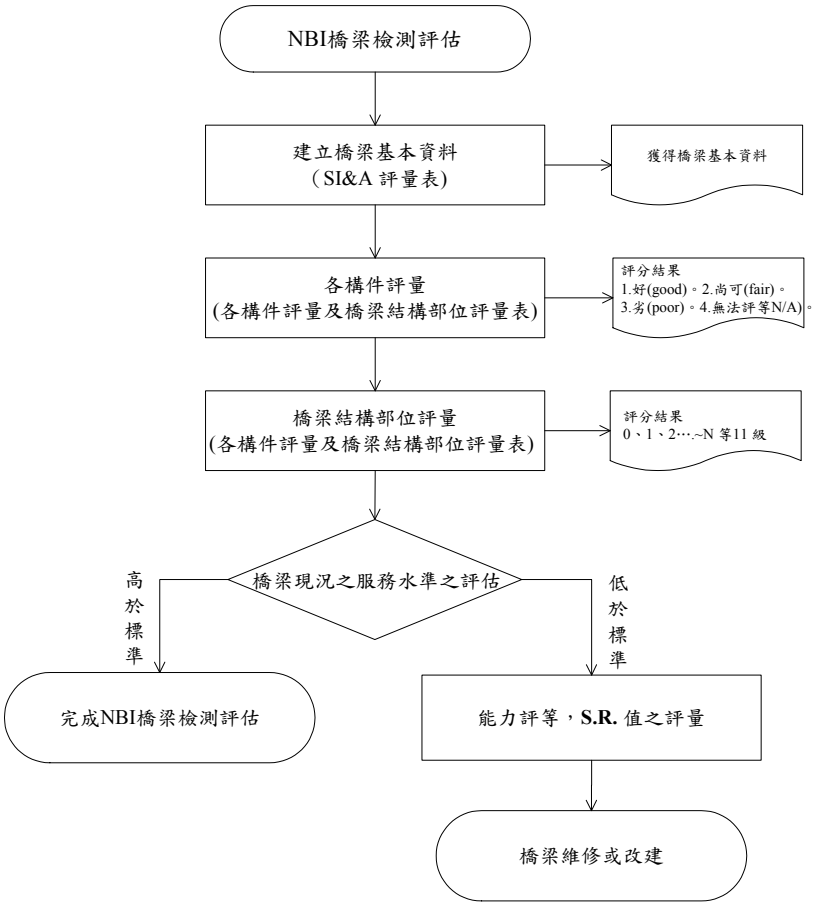


圖 2.12 美國 NBI 橋梁檢測流程

美國當地若以橋梁檢測類型區分，共可分為 5 種類型，分別為初始檢測（Initial）、定期檢測（Routine）、破壞檢測（Damage）、深化檢測（In-Depth）及特別檢測（Special）(陳永銘、許阿明，2008)。

初始檢測（Initial）：此法即利用「NBI 檢測表單」來獲得橋梁狀態。該項檢測目地在於建立橋梁初始檢測資料檔案。以提供全美橋梁資料庫建置，並透過 NBI 檢測來評估之該橋梁結構安全之最初評量結果。

定期檢測（Routine）：使用「NBI 檢測表單」並以週期例行性對於橋梁進行檢測，如美國為 2 年 1 次，主要目地是希望透過定期的檢測，來判斷該橋梁結構是否符合服務安全性之要求。

破壞檢測（Damage）：此檢測時機主要乃因「環境災害或人為因素」導致橋梁有受損之可能，進而透過「NBI 檢測表單」結果，作為判斷該橋梁是否需採補強或整建措施之參考。

深化檢測（In-Depth）：該種檢測目的是為彌補定期檢測(目視檢測)判斷之盲點，亦可稱為非破壞性檢測。例如：衝錘法、鋼筋位置探測儀、裂縫深度檢測（超音波）、氯離子含量測試等。

特別檢測（Special）：此種檢測主要運用在監測系統之檢測工具，通常針對基礎沉陷、河沖刷等進行監測。

NBI 檢測表單如下表 2-13 所示。

表 2-13 美國橋梁檢測表(National Bridge Inventory Information System)

OVERALL SUPERSTRUCTURE CONDITION RATING: N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0

COMMENTS:

Superstructure Elements	Rating				Remarks
stringers	G	F	P	N/A	
Floor beams	G	F	P	N/A	
floor system bracing	G	F	P	N/A	
Multi beams	G	F	P	N/A	
girders	G	F	P	N/A	
truss-general	G	F	P	N/A	
upper chords	G	F	P	N/A	
web members	G	F	P	N/A	
lower chords	G	F	P	N/A	
lateral bracing	G	F	P	N/A	
lateral bracing	G	F	P	N/A	
sway bracing	G	F	P	N/A	
portals	G	F	P	N/A	
arches	G	F	P	N/A	
cables	G	F	P	N/A	
paint	G	F	P	N/A	
bearing devices	G	F	P	N/A	
connections	G	F	P	N/A	
welds	G	F	P	N/A	
	G	F	P	N/A	
	G	F	P	N/A	
	G	F	P	N/A	

timber decay

concrete deterioration

steel corrosion

collision damage

LL deflection

vibration

member alignment

utilities

Exhibit 3-22 *Bridge Condition Rating Categories*

Rating	Condition Category	Description
9	Excellent	
8	Very Good	
7	Good	No problems noted.
6	Satisfactory	Some minor problems.
5	Fair	All primary structural elements are sound but may have minor section loss, cracking, spalling, or scour.
4	Poor	Advanced section loss, deterioration, spalling, or scour.
3	Serious	Loss of section, deterioration, spalling, or scour have seriously affected the primary structural components. Local failures are possible. Fatigue cracks in steel or shear cracks in concrete may be present.
2	Critical	Advanced deterioration of primary structural elements. Fatigue cracks in steel or shear cracks in concrete may be present or scour may be removed substructure support. Unless closely monitored, it may be necessary to close the bridge until corrective action is taken.
1	Imminent Failure	Major deterioration or section loss present in critical structural components, or obvious loss present in critical structural components, or obvious vertical or horizontal movement affecting structural stability. Bridge is closed to traffic, but corrective action may put back in light service.
0	Failed	Out of service; beyond corrective action.

Exhibit 3-25 *Bridge Appraisal Rating Categories*

Rating	Description
N	Not applicable.
9	Superior to present desirable criteria.
8	Equal to present desirable criteria.
7	Better than present minimum criteria.
6	Equal to present minimum criteria.
5	Somewhat better than minimum adequacy to tolerate being left in place as is.
4	Meets minimum tolerable limits to be left in place as is.
3	Basically intolerable requiring a high priority of corrective action.
2	Basically intolerable requiring a high priority of replacement.
1	This value of rating code is not used.
0	Bridge closed.

此外，美國 FHWA 建立橋梁檢測管理制度中，首先建立全國橋梁清冊，進行全國橋梁相關資料收集與整理，並進而訂定國家橋梁調查標準，要求各州政府每兩年將其所管轄之橋梁進行一次檢測作業，檢測發現之構件劣化情形及檢測結果，須均記載於符合 NBIS 要求的「橋梁基本資料與評估表」(Structure Inventory and Appraisal Sheet, SI&A)，如表 2-14 所示。

其表內資料包括(1)橋梁身分(Identification)、(2)結構型式及材料(Structure Type and Material)、(3)橋齡及服務功能(Age and Service)、(4)幾何資料(Geometric Data)、(5)水道資料(Navigation)、(6)能力評等(Sufficiency Rating)、(7)橋梁等級(Classification)、(8)橋梁現況(Condition)、(9)橋梁載重與告示資料(Load Rating and Posting)、(10)橋梁評估(Appraisal)、(11)橋梁改善建議(Proposed Improvements)、及(12)檢測建議(Inspection)計 12 項，其中第(8)項橋梁現況為橋梁構件之檢測評等資料(陳永銘，2008)。

表 2-14 美國橋梁基本資料與評量(SI&A)表

Structure Inventory and Appraisal Sheet

NATIONAL BRIDGE INVENTORY - - - - - - - STRUCTURE INVENTORY AND APPRAISAL 10/15/94

********** IDENTIFICATION **********
(1) STATE NAME - _____ CODE ___
(8) STRUCTURE NUMBER #_____
(5) INVENTORY ROUTE (ON/UNDER) - _____ = _____
(2) HIGHWAY AGENCY DISTRICT __
(3) COUNTY CODE ___ (4) PLACE CODE _____
(6) FEATURES INTERSECTED - _____
(7) FACILITY CARRIED - _____
(9) LOCATION - _____
(11) MILEPOINT/KILOMETERPOINT ___.___
(12) BASE HIGHWAY NETWORK - _____ CODE _
(13) LRS INVENTORY ROUTE & SUBROUTE #_____
(16) LATITUDE __ DEG __ MIN __.__ SEC
(17) LONGITUDE __ DEG __ MIN __.__ SEC
(98) BORDER BRIDGE STATE CODE ___ % SHARE __ %
(99) BORDER BRIDGE STRUCTURE NO. #_____

********** STRUCTURE TYPE AND MATERIAL *********
(43) STRUCTURE TYPE MAIN: MATERIAL - _____
TYPE - _____ CODE ___
(44) STRUCTURE TYPE APPR: MATERIAL - _____
TYPE - _____ CODE ___
(45) NUMBER OF SPANS IN MAIN UNIT ___
(46) NUMBER OF APPROACH SPANS ___
(107) DECK STRUCTURE TYPE - _____ CODE _
(108) WEARING SURFACE / PROTECTIVE SYSTEM:
A) TYPE OF WEARING SURFACE - _____ CODE _
B) TYPE OF MEMBRANE - _____ CODE _
C) TYPE OF DECK PROTECTION - _____ CODE _

********** AGE AND SERVICE **********
(27) YEAR BUILT ____
(106) YEAR RECONSTRUCTED ____
(42) TYPE OF SERVICE: ON - _____
UNDER - _____ CODE __
(28) LANES: ON STRUCTURE __ UNDER STRUCTURE __
(29) AVERAGE DAILY TRAFFIC _____
(30) YEAR OF ADT ____ (109) TRUCK ADT __ %
(19) BYPASS, DETOUR LENGTH ___ KM

********** GEOMETRIC DATA **********
(48) LENGTH OF MAXIMUM SPAN ____._ M
(49) STRUCTURE LENGTH ____._ M
(50) CURB OR SIDEWALK: LEFT __._ M RIGHT __._ M
(51) BRIDGE ROADWAY WIDTH CURB TO CURB ___._ M
(52) DECK WIDTH OUT TO OUT ___._ M
(32) APPROACH ROADWAY WIDTH (W/SHOULDERS) __._ M
(33) BRIDGE MEDIAN - _____ CODE _
(34) SKEW __ DEG (35) STRUCTURE FLARED ___
(10) INVENTORY ROUTE MIN VERT CLEAR __._ M
(47) INVENTORY ROUTE TOTAL HORIZ CLEAR __._ M
(53) MIN VERT CLEAR OVER BRIDGE RDWY __._ M
(54) MIN VERT UNDERCLEAR REF - _____ __._ M
(55) MIN LAT UNDERCLEAR RT REF - _____ __._ M
(56) MIN LAT UNDERCLEAR LT __._ M

********** NAVIGATION DATA **********
(38) NAVIGATION CONTROL - _____ CODE _
(111) PIER PROTECTION - _____ CODE _
(39) NAVIGATION VERTICAL CLEARANCE __._ M
(116) VERT-LIFT BRIDGE NAV MIN VERT CLEAR __._ M
(40) NAVIGATION HORIZONTAL CLEARANCE ___._ M

****

SUFFICIENCY RATING = ___._
STATUS = _____

********** CLASSIFICATION ********** CODE
(112) NBIS BRIDGE LENGTH - ___
(104) HIGHWAY SYSTEM - _____ _
(26) FUNCTIONAL CLASS - _____ __
(100) DEFENSE HIGHWAY - _____ _
(101) PARALLEL STRUCTURE - _____ _
(102) DIRECTION OF TRAFFIC - _____ _
(103) TEMPORARY STRUCTURE - _____ _
(105) FEDERAL LANDS HIGHWAYS - _____ _
(110) DESIGNATED NATIONAL NETWORK - _____ _
(20) TOLL - _____ _
(21) MAINTAIN - _____ __
(22) OWNER - _____ __
(37) HISTORICAL SIGNIFICANCE - _____ _

********** CONDITION ********** CODE
(58) DECK _
(59) SUPERSTRUCTURE _
(60) SUBSTRUCTURE _
(61) CHANNEL & CHANNEL PROTECTION _
(62) CULVERTS _

********** LOAD RATING AND POSTING ******** CODE
(31) DESIGN LOAD - _____ OR _____ _
(63) OPERATING RATING METHOD - _____ _
(64) OPERATING RATING - _____ __._
(65) INVENTORY RATING METHOD - _____ _
(66) INVENTORY RATING - _____ __._
(70) BRIDGE POSTING - _____ _
(41) STRUCTURE OPEN, POSTED OR CLOSED - _
DESCRIPTION - _____

********** APPRAISAL ********** CODE
(67) STRUCTURAL EVALUATION _
(68) DECK GEOMETRY _
(69) UNDERCLEARANCES, VERTICAL & HORIZONTAL _
(71) WATERWAY ADEQUACY _
(72) APPROACH ROADWAY ALIGNMENT _
(36) TRAFFIC SAFETY FEATURES ___
(113) SCOUR CRITICAL BRIDGES _

********** PROPOSED IMPROVEMENTS **********
(75) TYPE OF WORK - _____ CODE ___
(76) LENGTH OF STRUCTURE IMPROVEMENT ____._ M
(94) BRIDGE IMPROVEMENT COST $___,___,000
(95) ROADWAY IMPROVEMENT COST $___,___,000
(96) TOTAL PROJECT COST $___,___,000
(97) YEAR OF IMPROVEMENT COST ESTIMATE ___
(114) FUTURE ADT _____
(115) YEAR OF FUTURE ADT ___

********** INSPECTIONS **********
(90) INSPECTION DATE __/__ (91) FREQUENCY __ MO
(92) CRITICAL FEATURE INSPECTION: (93) CFI DATE
A) FRACTURE CRIT DETAIL - ___ - __ MO A) __/__
B) UNDERWATER INSP - ___ - __ MO B) __/__
C) OTHER SPECIAL INSP - ___ - __ MO C) __/__

(陳永銘，2008)

2.9.2 日本橋梁檢測

日本地形與臺灣類似，同樣具有山高谷深、溪流眾多之特徵，以致橋梁在交通運輸佔有極重要之地位。國土交通省的「橋梁定期点検要領(案)」也提供檢測報告書格式作為參考，如表 2-15 所示，記載資料包括橋梁資料基本資料(含橋梁基本資料、交通流量與活載重資訊)及綜合檢測報告、橋梁全體圖及逐跨一般圖(平面、側面及斷面圖)、現地狀況照片、要素編號圖與部件編號圖、損傷記錄圖(損傷部位依要素編號圖與部件編號圖標示，並需註記損傷部位之照片編號)、損傷照片、損傷評估記錄(區分主要部件與主要部件以外)、損傷評估結果總結及評估結果對策(區分主要部件與主要部件以外)。

表 2-15 日本橋梁定期檢測報告書(範例)

橋梁檢測報告書(1)　橋樑的各種因素和綜合檢測結果

橋梁名稱					路線名					管轄	地方整備局				橋樑編碼									
所在地	自				里程數	自					事務所				報告書更新日期			年　月　日						
	至					至					出張所													
供用開始日		橋長		活載重・等級		等橋			適用示方書										交通條件	調查年				
上部構造形式				寬度	全寬度		地覆寬	人行道寬	車道寬・車線		車道寬・車線		人行道寬	地覆寬	中央帶	中央分隔帶				交通量	台			
					有效寬度																			
下部構造形式				備註																大型車混合率	%			
基礎形式																				載重限制	t			

綜合檢查結果	

(橋梁殘餘壽齡1/4，2011)

政府所公布橋梁定期點檢要領(案)中有訂定其橋梁檢測表單，如圖 2.13 所示。政府單位之「日本道路公團」對於橋梁檢測方式主要是制定一套「橋梁構件評等系統」，藉此檢測全日本之橋梁。此法主要針對橋梁構件之裂隙情況加以描述並量化，再依據裂隙量化結果之給予構

件劣化評等，其判定之評等級數為 I、II、III、IV，如表 2-16 所示(日本構造物診斷技術協會，1994)。對於裂縫之量化準則可參考表 2-17 所述。

記入例

点検調書（その１）　橋梁の諸元と総合検査結果

フリガナ 橋梁名	○○ﾊﾞｼ ○○橋		路線名	一般国道○○号　現道		管　轄	○○　地方整備局	橋梁コード	####
所在地	自	○○市○○町	距離標	自	123.0 km + 45 m		○○　事務所	調書更新年月日	○○○○年○○月○○日
	至	○○市○○町		至	123.0 km + 73 m		○○　出張所		

供用開始日	昭和 63 年 4 月 1 日	橋長	100.00 m	活荷重・等級	TL-20　1 等橋			適用示方書	昭和 47 年 道路橋示方書							交通条件	調査年	1997 年
上部構造形式	鈑桁橋			幅員	全幅員	11.80m	地覆幅	歩道幅	車道幅・車線		車道幅・車線		歩道幅	地覆幅	中央帯	中央分離帯		交通量	8,833 台
					有効幅員	10.80m	0.60m	－	－	－	6.50 m	2	2.50 m	0.40m	－	－			昼間１２時間
下部構造形式	橋台			備考														大型混入率	58.0 %
基礎形式	直接基礎																	荷重制限	t

総合検査結果

例１：本橋は，竣工後７年経過しており，下部構造において，アルカリ骨材反応が疑われる網目状のひび割れが確認されたことから，アルカリ骨材反応に関する詳細調査を実施する必要がある。なお，ひび割れ幅は小さく，判定区分は「損傷が軽微で補修を行う必要がない」に相当する程度である。

例２：本橋は，竣工後 10 年経過しており，主要部材については「損傷が認められないか，損傷が軽微で補修を行う必要がない」損傷が局部的に発生している程度であるが，伸縮装置や排水施設の損傷により漏水が生じ局部的な支承の腐食が見られ，「状況に応じて補修を行う必要がある」損傷と判定している。対策に際しては，支承，伸縮装置，排水施設の交換では同様の損傷が繰り返されることが懸念され，伸縮装置を損傷させた根本原因を突き止めた上での対策が必要である。

例３：本橋は，竣工後 20 年経過しており，「状況に応じて補修を行う必要がある」損傷が局部的に発生し，「損傷が認められないか，損傷が軽微で補修を行う必要がない」程度の損傷が橋梁全体に発生している。また，山間部に架かる橋梁のため凍結防止剤の使用により塩害が懸念される。現在損傷は全体的に軽微であるが，鋼部材及びコンクリート部材共々劣化が促進する可能性があり，凍結防止剤の影響を詳細調査し，対策を検討することが望まれる。

例４：本橋は，竣工後 40 年経過しており，主桁５本のうち１本に発生している亀裂は「速やかに補修等を行う必要のある」損傷であり，床版のひびわれは「状況に応じて補修を行う必要がある」損傷である。原因は，経年劣化により橋梁全体が老朽化していることに加え，大型車交通量が非常に多い状況から，疲労と推定される。対策に際しては，構造の耐力向上を含めた抜本的な補強を検討する必要があり，主桁と床版の同時対策が望まれる。

圖 2.13 日本橋梁巡檢表單範例圖(日本交通省)

表 2-16 日本道路公團橋梁構件劣化綜合評等基準

劣化等級	橋梁狀況	後續處理
I	有明顯損傷，交通安全有障礙	緊急對策
II	損傷度較大，需進行補強	詳細調查
III	確定損傷	追蹤調查
IV	輕度損傷	損傷程度紀錄
OK	無損傷	-

資料來源：(日本構造物診斷技術協會，1994)

表 2-17 日本道路公團橋梁裂隙之評等準則

<table>
<tr><td colspan="2"></td><td colspan="6">高← 對耐荷重、及耐久性之影響 →低</td></tr>
<tr><td colspan="2"></td><td colspan="2">大</td><td colspan="2">中</td><td colspan="2">小</td></tr>
<tr><td colspan="2">裂隙形狀 (X)</td><td colspan="2">雙向裂紋</td><td colspan="2">--</td><td colspan="2">單向裂紋</td></tr>
<tr><td colspan="2">裂隙幅度 (Y)</td><td colspan="2">拌有銹跡0.3mm 以上</td><td colspan="2">漏水、游離石灰 0.2mm~0.3mm</td><td colspan="2">0.2mm以下</td></tr>
<tr><td colspan="2">裂隙間隔 (Z)</td><td colspan="2">50cm未滿</td><td colspan="2">--</td><td colspan="2">50cm以上</td></tr>
<tr><td>X</td><td>Y</td><td>Z</td><td>評等</td><td>X</td><td>Y</td><td>Z</td><td>評等</td></tr>
<tr><td rowspan="6">大</td><td rowspan="2">大</td><td>大</td><td>II</td><td rowspan="6">小</td><td rowspan="2">大</td><td>大</td><td>III</td></tr>
<tr><td>小</td><td>II</td><td>小</td><td>III</td></tr>
<tr><td rowspan="2">中</td><td>大</td><td>II</td><td rowspan="2">中</td><td>大</td><td>III</td></tr>
<tr><td>小</td><td>III</td><td>小</td><td>IV</td></tr>
<tr><td rowspan="2">小</td><td>大</td><td>III</td><td rowspan="2">小</td><td>大</td><td>IV</td></tr>
<tr><td>小</td><td>IV</td><td>小</td><td>IV</td></tr>
</table>

2.9.3 中國橋梁檢測

對於中國大陸在橋梁檢測評估方法，由劉效堯等人於橋梁損傷診斷書中提到，中國大陸之交通部頒發「公路橋涵養護規範」，其規範內容將橋梁切分成 17 項部位(詳如表 2-18)，各部位必須先各別評分(Ri=0~5)，並根據各部位重要性給予權重(Wi)，所佔權重越高者，表示橋梁該部位重要性越高，再將 Ri 與 Wi 代入式(2.8)中，方可獲得全橋技術狀況評分(Dr=0~100)，其表 2-19 為全橋技術狀況評分後各分數範圍之意義。

表 2-18 中國大陸公路橋梁各部位與權重

部件	部件名稱	權數(Wi)	部件	部件名稱	權數(Wi)
1	翼牆、背牆	1	10	橋頭與路堤連接處	3
2	錐坡、護坡	23	11	伸縮縫	1
3	橋台與基礎	24	12	人行道	1
4	橋墩與基礎	8	13	欄杆、護具	1
5	地基沖刷	3	14	燈具、標誌	1
6	支座	20	15	排水設施	3
7	上部主要承重構件	5	16	調治結構物	1
8	上部一般承重構件	1	17	其他	1
9	橋面鋪裝	3			

資料來源：劉效堯 等人，2002

$$Dr = 100 - \frac{1}{5}\sum_{i=1}^{n} RiWi \quad \text{.....} \quad (2.8)$$

Dr：全橋技術評分(0~100)，高分表示橋梁狀況越好。

Ri：橋梁各部位評分標準(0~5)，對於標度的定量描述為橋梁技術狀況。

Wi：橋梁各部位權重。

表 2-19 中國大陸公路橋梁技術評估標準

判定等級	狀況描述	狀況
一類橋梁	(好)	Dr>88
二類橋梁	(較好)	88 >Dr>60
三類橋梁	(差)	60 >Dr>40
四類橋梁	(危險)	Dr<40

資料來源：劉效堯等人，2002

2.10 國內目前橋梁檢測相關文獻蒐集

橋梁檢測依使用的方法大致可以分為一般檢測及特別檢測兩種，因為臺灣屬於地震發生頻繁的地區而且河川坡陡流急，這兩項因素將造成橋梁嚴重損害，故以下除了整理出一般檢測的相關文獻外，在特別檢測部份將會對於橋梁的耐震檢測及沖刷檢測相關文獻加以論述。另外文獻蒐集的內容將以檢測規範、檢測手冊、檢測相關研究報告、檢測資訊系統以及檢測表單等類別進行編排，整理結果如下表 2-20 及表 2-21 所示。又地震、洪水及原件老化有不同的檢測方式及表單，本研究將地震檢測表整理如表 2-22~表 2-25，洪水沖刷表單整理如表 2-26~表 2-28，TELES 檢測表單如表 2-29，構件老化表單整理如表 2-30。並彙整相關文獻如表 2-31。

表 2-20 國內相關文獻列表(研究報告或書籍)

類別	檢測相關研究報告或書籍
耐震檢測	1.震後橋梁結構快速診斷手冊之建立與震後橋梁快速補強手段(蔣偉寧等，1999，行政院公共工程委員會) 2.公路橋梁耐震能力評估及補強準則之研究(張國鎮等，2009，國家地震工程研究中心) 3.考量基礎沖刷之橋梁耐震能力評估及補強(邱毅宗等，2010) 4.災時高效率高經濟行橋梁補強及檢核技術之研發(陳生金，2005，公路總局)
沖刷檢測	1.公路橋梁檢測評估(陳清泉等，1996) 2.訂定跨河橋梁橋基沖刷檢測作業規範之研究(王仲宇等，2010，交通部運輸研究所)
一般檢測	1.機械手臂技術與橋梁結構安全檢測之應用(周健捷等，2000，內政部營建署) 2.橋樑非破壞目視檢測法與自立陸橋實例(沈永年等，2001) 3.應用無線技術於橋樑檢測管理之研究(饒珉菘等，2002) 4.我國橋樑維護管理績效評估之探討(曾惠斌等，2002) 5.建立橋梁檢測制度方法及準則之研究（公路與道路橋梁）(李有豐等，2002，交通部運輸研究所) 6.橋梁安全維護檢測手冊(草案)(王仲宇等，2002，交通部) 7.高屏溪斜張橋劣化評估系統之建立(張耀文，2004) 8.橋梁維護管理機制、成效查核與經費編列探討-以公路總局為例(延允中，2004) 9.臺灣地區橋梁維護管理現況與未來發展策略之研究(楊振翰，2005) 10.橋梁生命週期成本評估-構件劣化預測模式之研究(許文政，2005) 11.拱橋與π型橋目視檢測評估方法之研究(廖家禎，2007) 12.橋梁檢測之探討—以宜專一線公路多望橋為例(崔國強等，2008) 13.台灣與美國之橋梁檢測系統與制度(陳永銘等，2008) 14.應用透地雷達與超震波法於老舊橋樑橋墩基礎非破壞檢測(羅國峯等，2008) 15.橋梁的健康診斷(王仲宇，2009) 16.應用地電阻影像法探測墩基深度之初步研究(陳昱源，2008) 17.橋梁檢測方法與應用(中國土木水利工程學會，2010) 18.橋梁殘餘壽齡與保全評估決策模式之研發(1/4)(交通部運輸研究所，2011)

表 2-21 國內相關文獻列表(規範、手冊與系統)

類別	檢測規範或手冊	檢測資訊系統
耐震檢測	1. 1067公釐軌距軌道橋隧檢查養護規範(交通部，1997) 2. 國道高速公路局橋梁檢測作業要點(交通部，2001) 3. 公路鋼結構橋梁之檢測及補強規範(交通部，2008) 4. 鐵路鋼結構橋梁之檢測及補強規範(交通部，2010) 5. 公路養護手冊(交通部，2003)	1.橋梁地震損失評估系統(TELES)
沖刷檢測		1. 跨河橋梁安全預警系統
一般檢測		1.公路防救災決策支援系統 2.臺灣地區橋梁管理資訊系統(TBMS)

表 2-22 公路橋梁耐震能力初步評估表-落橋評估

橋梁名稱：＿＿＿＿＿＿＿＿ 編號：＿＿＿＿＿＿ 振動單位：P＿＿～P＿＿＿＿＿＿

設計年度: □民國49年以前 □民國49~76年 □民國76~84年 □民國84~89年 □民國89年以後

	項 目	配分	評 估 內 容	權重(W)	評 分
工址環境	震 區 係 數	15	W=(Z-Z_0)/Z_0 ≦ 1.0 ; Z：現行規範之工址水平加速度係數 ; Z_0：設計之工址等值水平加速度係數		
	液 化 潛 能	8	□橋址位於液化區 (1.0); □砂質土層 (0.5); □無 (0);		
	基礎裸露深度	8	□基樁裸露或R≧2.0，(W=1.0); □1.0≦R< 2.0，(W=R-1); □ R< 1.0，(W=0); R=基礎裸露深度(m)/1.2m 或 R=基礎裸露深度(m)/基礎版厚度 (m)		
結構系統	外懸鉸接	5	□有 (1.0) ; □無(0);		
	橋 柱 高 度	4	H < 15, W=H / 15; H≧15 , W=1.0 ; H: 橋柱高度 (m)		
	斜交角度	4	W=θ^o / 45° ≦1.0; θ^o :斜交角度		
	縱 坡 坡 度	4	W=縱坡坡度/ 6 ≦ 1.0		
	基礎型式	4	□具直接基礎 (1.0) ; □具樁基礎 (0.5) ; □沉箱基礎(0) ;		
	其它異常現象	8	橋柱垂直度、支承狀況、支承座至支承混凝土面之異常狀況等		
結構細部	防 落 裝 置	15	□兩向均無裝置(1.0); □僅垂直車行向有裝置(0.5); □僅車行向有裝置(0.25); □兩向皆有裝置 (0);		
	防 落 長 度 N_e	25	Ne≦N/2 W=1.0; N/2<Ne≦N , W=(N-N_e)/(N/2)≦1.0, Ne>N, W=0; N：規範規定防落長度; N_e：實際防落長度		
小 計		100			
評 估 者			評 估 日 期		

註: (1)評分=配分×權重；其中權重可為各項目經計算所得之數值W或括弧中之數值。
(2)N=50+0.25L+1.0H；其中L為跨徑(m)，H為下部結構高度(m)，N的單位為cm。
(3)落橋評估之評定標準為：
(4)若基樁裸露則安全有疑慮應立即進行耐震安全詳細檢測及評估。

表 2-23 公路橋梁耐震能力初步評估表-強度韌性評估

橋梁名稱：＿＿＿＿＿＿＿＿ 編號：＿＿＿＿＿＿ 振動單位：P＿＿～P＿＿＿＿＿＿

設計年度: □民國49年以前 □民國49~76年 □民國76~84年 □民國84~89年 □民國89年以後

	項 目	配分	評 估 內 容	權重	評分
工址環境	震 區 係 數	20	W=(Z-Z_0)/Z_0 ≦ 1.0 ; Z：現行規範之工址水平加速度係數 ; Z_0：設計之工址等值水平加速度係數		
	液 化 潛 能	4	□橋址位於液化區 (1.0); □砂質土層 (0.5); □無 (0);		
	基礎裸露深度	8	□基樁裸露或R≧2.0，(W=1.0); □1.0≦R< 2.0，(W=R-1); □ R< 1.0，(W=0); R=基礎裸露深度(m)/1.2m 或 R=基礎裸露深度(m)/基礎版厚度 (m)		
結構系統	靜 不 定 度	6	□兩向均單柱式 (1.0); □壁式橋墩或橋台 (0.5); □一向具多柱式 (0.25); □兩向均多柱式 (0);		
	橋 柱 高 寬 比	8	R< 4, W=(4-R) / 2 ≦1.0 ; R> 4 W= 0, R:橋柱高寬比		
	橋 柱 高 度	4	W=橋柱高度H(m) / 15≦1.0; H≧15 m, W=1.0		
	振動單位中橋柱最高與最低之比值	6	□大於 1.5 (1.0); □1.5 ~ 1.1 (0.5); □小於 1.1 (0);		
	斜交角度	6	W=θ^o / 45° ≦1.0; θ^o :斜交角度		
	基礎型式	4	□具直接基礎 (1.0) ; □具樁基礎 (0.5) ; □沉箱基礎(0) ;		
	橋柱裂損程度	10	□嚴重裂損(1.0); □ 裂損(0.5); □微裂損(0.25); □無裂損(0);		
	其它異常現象	8	橋柱不直、跨度差異大、曲線橋、橋墩型式不同		
結構細部	設 計 年 代	16	□民國76年以前(1.0); □民國76~84年(0.75); □民國84~89年(0.5); □民國89年以後(0.25);		
小 計		100			
評 估 者			評 估 日 期		

註: (1)評分=配分×權重；其中權重可為各項目經計算所得之數值W或括弧中之數值。
(2)評定標準為：
(3)若基樁裸露則安全有疑慮應立即進行耐震安全詳細檢測及評估。

表 2-24 公路橋梁耐震能力評估表-落橋評估(一般橋梁)

橋梁名稱：	橋梁編號：	里程數：	振動單位：P ~P	評估者：	評估日期：
設計規範版本：	□民國 49 年版以前	□民國 49 年及 76 年版	□民國 84 及 89 年版	□民國 97 年版	

項次	項目		配分	評估內容	權重	評分
G101	橋址環境	是否為第一類活動斷層近域	8	□是(1.0) □否(0)		
G102		地盤類別	4	□臺北盆地(1.0) □軟弱地盤(0.67) □普通地盤(0.33) □堅實地盤(0)		
G103		相鄰橋墩間地表土質變化	2	□大(1.0) □中(0.67) □小(0.33) □無(0)		
G104		液化可能性	6	□高(1.0) □中(0.67) □低(0.33) □無(0)		
G105	結構系統	相鄰兩振動單位結構系統差異性	8	□大(1.0) □中(0.67) □小(0.33) □無(0)		
G106		外懸梁	2	□有(1.0) □無(0)		
G107		梁端橋墩或橋台之斜角	4	$w=\theta°/90°\le 1.0$		
G108		縱坡坡度 S(%)	2	$w=S/6\%\le 1.0$		
G109		曲線橋(半徑$\le 100m$或交角$\ge 30^{\circ}$)	4	w1=1-(r/100)；w2=(α/30)-1；w=max(w1,w2)； r：半徑；α：交角		
G110		基礎裸露程度	20	樁基礎：w=2.0-2.0(hleft/h)； 沉箱基礎：w=1.43-1.43(hleft/h)		
G111	結構細部	支承狀況	4	□極差(1.0) □不良(0.67) □尚可(0.33) □良好(0)		
G112		防落長度	20	當 N≥Ne，w=(N-Ne)/(N/2)≤1；當 Ne≥N，w=0； Ne：實際有效防落長度 N：84 年規範規定之防落長度；N=50+0.25L+H		
G113		防落設施	12	□兩向均無裝設(1.0) □僅垂直行車向裝設(0.5) □僅行車向裝設(0.25) □兩向均有裝設(0) 註：(1)防落設施功能不良者，權重再加 0.25。 (2)當$N_e\ge 1.2N$，行車向視為具有防落設施，且功能良好。		
G114		其他異常現象	4	橋柱垂直度、支承座至帽梁邊緣混凝土之異常狀況等		
分數總計			100			

表 2-25 公路橋梁耐震評估檢查表-強度韌性評估(一般橋梁)

橋梁名稱：	橋梁編號：	里程數：	振動單位：P ~P	評估者：	評 估 日期：
設計規範版本：	□民國 49 年版以前	□民國 49 年及 76 年版	□民國 84 及 89 年版	□民國 97 年版	

項次	項目			配分	評 估 內 容	權重	評分
G201	橋址環境	是否為第一類活動斷層近域		8	□是(1.0) □否(0)		
G202	橋址環境	地盤類別		6	□臺北盆地(1.0) □軟弱地盤(0.67) □普通地盤(0.33) □堅實地盤(0) □76 年以後設計(0)		
G203	橋址環境	液化可能性		6	□高(1.0) □中(0.67) □低(0.33) □無(0) □84 年以後設計(0)		
G204	結構系統	梁端橋墩或橋台之斜角		4	$w=\theta°/90° \le 1.0$		
G205	結構系統	橋柱或壁式橋墩高寬比 R		6	當 $R \le 2.5$ ，$w=1.0$；當 $2.5<R<5$ ，$w=(5-R)/2.5$；當 $R \ge 5$ ，$w=0$ (取兩向評估之大值)		
G206	結構系統	振動單位中橋柱、墩最高與最低之比		4	當 $r \ge 1.5$ ，$w=1.0$；當 $1.0 \le r < 1.5$ ，$w=-2+2r$		
G207	結構系統	橋柱或壁式橋墩靜不定度		6	□兩向均靜定(1.0) □一向具靜不定(0.5) □兩向均靜不定(0)		
G208	結構系統	基礎裸露程度		24	樁基礎：w=2.0-2.0(hleft/h)；沉箱基礎：w=1.43-1.43(hleft/h)		
G209	結構細部	一般橋柱	柱底搭接與否	8	□有搭接(1.0) □無搭接(0)		
G210	結構細部	一般橋柱	塑鉸區箍筋細部	8	□不符合耐震規定(1.0) □部分符合耐震規定 0.5) □符合耐震規定(0)		
G211	結構細部	一般橋柱	主筋斷點與箍筋細部	4	□有斷點且箍筋較柱底少(1.0) □有斷點但箍筋不少於柱底 (0.5) □無斷點(0)		
G212	結構細部	一般橋柱	橋柱與基礎劣化程度	8	□嚴重 (1.0) □差(0.67) □尚可(0.33) □微(0)		
G209	結構細部	壁式橋墩	壁式橋墩底部鋼筋搭接與否	6	□有搭接(1.0) □無搭接(0)		
G210	結構細部	壁式橋墩	縱、橫向鋼筋比與細部	8	□不符合耐震規定(1.0) □部分符合耐震規定(0.5) □符合耐震規定(0)		
G211	結構細部	壁式橋墩	主筋斷點與箍筋細部	6	□有斷點且箍筋較墩底少(1.0) □有斷點但箍筋不少於墩底(0.5) □無斷點(0)		
G212			橋墩與基礎劣化程度	8	□嚴重 (1.0) □差(0.67) □尚可(0.33) □微(0)		
G209		鋼橋柱	橋柱板之寬厚比	8	矩形柱□ $\frac{b}{t}<\frac{\ }{\sqrt{F_y}}$ (0)；□ $\frac{\ }{\sqrt{F_y}} \le \frac{b}{t}<\frac{\ }{\sqrt{F_y}}$ (0.5)；□ $\frac{b}{t} \ge \frac{\ }{F_y}$ (1.0)；圓形柱 □ $\frac{D}{t}<\frac{\ }{F_y}$ (0)；□ $\frac{145}{F_y} \le \frac{D}{t}<\frac{232}{F_y}$ (0.5)；□ $\frac{D}{t} \ge \frac{232}{F_y}$ (1.0)		
G210		鋼橋柱	縱向加勁板寬厚比	6	□ $\frac{b}{t} \ge \frac{0.5}{\sqrt{F_y}}$ (1.0)；□ $\frac{b}{t}<\frac{0.5}{\sqrt{F_y}}$ (0)；unit：tonf-cm^2		
G211		鋼橋柱	人孔位置	6	□內灌混凝土高/人孔位置高≧0.4(1.0)； □內灌混凝土高/人孔位置高＜0.4		
G212		鋼橋柱	橋柱銲接細部	8	□全滲透銲(0)； □半滲透銲(1.0)		
G213		支承狀況與其他異常現象		8	支承強度與損壞狀況、橋柱垂直度、跨度差異大、曲線橋、橋柱型式不同、銲接品質不良、腐蝕等		
分數總計				100			

表 2-26 公路橋梁耐洪能力初步評估表

橋梁名稱：			橋梁編號：		震動單位：	
項次	項目	配分	評估內容	權數	危險度評分	
5001	主河道變遷	4	□嚴重變遷(1.0) □輕微變遷(0.5) □無(0.0)			
5002	河川整治辦理情形	4	□尚未辦理(1.0) □ 1000公尺以內完成，其他尚未辦理(0.5) □已完成(0.0)			
5003	河川沖刷潛能	5	□高(1.0) □中(0.5) □低(0.25) □無(0.0)			
5004	鄰近有無採砂	10	□1000公尺以內(1.0) □1000公尺以上(0.5) □無(0.0)			
5005	上游攔河堰	5	□1000公尺以內(1.0) □1000公尺以上(0.5) □無(0.0)			
5006	上游橋梁	3	□1000公尺以內(1.0) □1000公尺以上(0.5) □無(0.0)			
5007	橋台及橋墩之基礎型式	5	□具淺基礎(1.0) □具深基礎(0.0)			
5008	橋墩型式	4	□單柱橋墩(1.0) □雙柱橋墩(0.5) □多柱或壁式橋墩(0)			
5009	支承現況	4	□劣(1.0) □尚可(0.5) □良好(0.0)			
5010	基礎裸露深度與容許沖刷深度比值R_H	15	$R_H=\frac{H_S}{H_{SA}}$ ；H_S：裸露深度、H_{SA}：容許深度或$H_{SA}=\frac{1}{5}H_P$ ；H_P：基樁(沉箱)長度			
5011	本河川附近其他橋梁有無沖刷問題	5	□嚴重(1.0) □中等(0.5) □無(0.0)			
5012	梁底高程	10	$1.0\geq 1-\frac{(\text{梁底高程}-\text{計劃洪水位})}{2.0\text{公尺}}\geq 0$ 或 $1.0\geq 1-\frac{(\text{梁底高程}-\text{堤頂高程})}{1.5\text{公尺}}\geq 0$			
5013	阻水面積R_A(%)	8	$(R_A-5)/5\leq 1.0$			
5014	橋墩方向與河川流向夾角(φ^0)	4	$1.0\geq\frac{\varphi^0-5^0}{25^0}\geq 0$			
5015	橋墩形狀	4	□平頭墩(1.0) □圓頭墩(0.5) □尖頭墩(0.0)			
5016	基礎保護設施	5	□不良(1.0) □中等(0.5) □良好或無須保護(0.0)			
5017	其他影響耐洪能力之異常現象	5	橋墩及基礎變位傾斜、橋梁靠近河床陡之山區、下部結構被撞擊損害等			
	分數總計	100				
評估者				評估日期		

表 2-27 公路橋梁沖刷潛能初步評估表

橋梁名稱：			橋梁編號：		震動單位：	
項次	項目	配分	評估內容	權數	危險度評分	
1	近年內主河道變遷的情形	10	□極嚴重(1.0) □嚴重(0.5~0.9) □輕微(0.2) □無(0.0)			
2	河川整治辦理情形	4	□尚未辦理或已辦理但僅施設簡易式拋卵石護岸工(1.0) □1000公尺以內完成，其他尚未辦理(0.5) □已完成(0.0)			
3	近年內主河道河床下降的情形	10	□極嚴重(1.0) □嚴重(0.5~0.9) □輕微(0.2) □無(0.0)			
4	鄰近有無採砂	10	□2000公尺以內(1.0) □2000公尺以上(0.5) □無(0.0)			
5	上游攔河堰	3	□2000公尺以內(1.0) □2000公尺以上(0.5) □無(0.0)			
6	上游橋梁；下游側具束縮河道之其他構造物	4	□400公尺以內(1.0) □400~1000公尺之間(0.5) □1000公尺以上(0.2) □無(0.0)			
7	基礎型式	3	□具淺基礎或擴展式基腳(1.0) □具沉箱基礎但貫入深度≤10m (0.5) □具深基礎(0.0)			
8	基礎裸露程度	10	□極嚴重(1.0) □嚴重(0.5~0.9) □輕微(0.2) □無(0.0)			
9	本河川附近其他橋梁有無沖刷問題	3	□極嚴重(1.0) □嚴重(0.5) □輕微(0.2) 無(0.0)			
10	梁底高程	4	$1.0\geq 1-\frac{(\text{梁底高程}-\text{計劃洪水位})}{2.0\text{公尺}}\geq 0$ 或 $1.0\geq 1-\frac{(\text{梁底高程}-\text{堤頂高程})}{1.5\text{公尺}}\geq 0$			
11	阻水比效應	8	□極嚴重(1.0) □嚴重(0.5~0.9) □輕微(0.2) □無(0.0)			
12	橋墩(基)方向與河川流向之角度(θ^0)	4	$(1.0)\geq\xi=\frac{\theta^0-5^0}{25^0}\geq(0)$ ； 惟θ<50，ζ=0 ； θ>300，ζ=1.0			
13	河床軟岩之風化沖蝕	5	□極嚴重(1.0) □嚴重(0.5) □輕微(0)			
14	具側向侵蝕或水躍(或跌水)沖刷的潛在沖刷因素	15	□極嚴重(1.0) □嚴重(0.5~0.9) □輕微(0.2) □無(0.0)			
15	其他會影響橋梁沖刷穩定之(異常)現象	7	橋墩及基礎變位傾斜、橋梁靠近河床陡峭之山區、下部結構遭撞擊損害、橋梁通過彎曲河道凹岸、橋基保護工配置形成弱面、不當的導水路開挖而引致水流過度集中於挾窄的流路、樁基礎垂直承載力大幅下降或形成細長樁效應或長樁之接樁位置已漸露出等			
	分數總計	100				
評估者				評估日期		

表 2-28 公路橋梁耐洪評估表(跨河公路橋梁沖刷潛勢評估表)

橋梁名稱: OO 大橋　　檢測單位: 中華顧問　　檢測人員: 洪紹勛

路線名稱及里程: 台 XX 線 152 公里處　檢測日期: 99/9/9

	項次	項目	紀錄內容
(A)資料紀錄項目	1	橋梁竣工圖	橋墩基礎型式: 沉箱　橋台基礎型式:_____　橋基貫入深度 H_p: 12 公尺 容許沖刷深度 H_{sa}: 6 公尺　□H_p 未知，需進行非破壞檢測
	2	結構穩定度分析成果	臨界沖刷深度 Sl:_____　■尚未分析 臨界水位高度 Wl:_____　■尚未分析
	3	衛星影像或航照圖	橋梁是否位於河川彎曲處: □是 ■否 上游攔河堰或水庫等設施與橋址距離: 1500 公尺
	4	河床斷面測量結果或相關報告	三年內河床降低幅度: 2 公尺　計畫洪水位:_____公尺 主河道寬度: 15 公尺　計畫河道寬度:_____公尺
	5	歷史災損及沖刷最嚴重情形	災損時間、位置及原因: 無 ◆是否已改善:_____ 沖刷最深位置、時間及深度:_____
	6	沖刷相關構件之 DER&U 評分 SSI 指標:_____	橋台基礎: D A1 A2 / E / R 橋台: D A1 A2 / E / R 橋墩基礎: D P P P / E / R 橋墩墩體: D P P P / E / R 河道: D / E / R 橋墩保護設施: D / E / R

(B)室內評估項目	項次	項目	配分	評估內容	權數 ξ	得分
	7	上游攔河堰或水庫等設施	7	□1000 公尺以內(ξ=1.0)　□1000 公尺~3000 公尺(ξ=0.5) □3000 公尺以上或無(ξ=0)	0.5	3.5
	8	基礎型式	7	□淺基礎或擴展基腳(ξ=1.0) □沉箱基礎 (ξ=0.5) □樁基礎(ξ=0) (請參閱橋梁管理系統或竣工圖資)	0.5	3.5
	9	橋梁是否位於河川彎曲處或束縮處	6	□是(ξ=1.0)　□否(ξ=0)　(請參閱衛星影像或航照圖)	0	0
	10	河床下降情形 h=____公尺	8	◆(ξ=1.0)≧ξ=$1-\frac{0.75}{3.5}(4-h)$ ≧(ξ=0.25); h<0.5 公尺,ξ=0 (請參閱河床斷面測量結果或相關報告)	0.57	4.56
	11	河床材料	2	□泥、砂(ξ=1.0)　□砂礫混合(ξ=0.75)　□卵礫石(ξ=0.5) □軟弱岩盤(泥岩、頁岩等)(ξ=0.3)　□堅硬岩盤(ξ=0)	0.5	1
	12	主河道位置	5	□◆離橋台 5 公尺以內(ξ=1.0) □離橋台 10 公尺以內，且有逐年向橋台侵蝕之趨勢(ξ=0.75) □離橋台 10 公尺以內(ξ=0.5) □此河為辨狀河道，不易判定主河道(ξ=0.3) □離橋台 10 公尺以上或橋台基礎為非直接基礎(ξ=0)	0	0
(B)小計			35		12.56	
(C)現地評估項目	13	跌水效應(高程差 Dh:____公尺)	5	(ξ=1.0)≧ξ=$\frac{1}{3}D_h$ ≧(ξ=0)		
	14	橋墩(基)方向與河川流向間之角度 θ°=_____	7	(ξ=1.0)≧ξ=$\frac{\theta^0-5^0}{25^0}$ ≧(ξ=0) ; θ< 5°,　ξ=0 ; θ> 30°,　ξ=1		
	15	阻水面積比 RA	4	□極嚴重(RA>12%)(ξ=1.0)　□嚴重(9%≦RA≦12%)(ξ=0.75) □輕微(RA<9%)(ξ=0.4)　□無(RA<3%)(ξ=0)		

表 2-28 公路橋梁耐洪評估表(跨河公路橋梁沖刷潛勢評估表)續

	16	基礎裸露程度 Hs(基礎裸露深度) Hp(初始基礎深度) S (基礎裸露比) S= Hs/Hp	18	沉箱或椿基礎	□◆Hs≧1.5Hsa或S≧40% (ξ=1.0) □1.5Hsa＞Hs＞1.0Hsa或40%＞S＞25% (ξ=0.5 ~0.9) □Hs≦1.0Hsa或S≦25% (ξ=0.2) □無(ξ=0)	橋墩(橋台)編號					
						Hs(公尺)					
						Hp(公尺)					
						權數					
						分數					
				淺基礎	□置於砂礫層或◆已有裸露情形(ξ=1.0) □置於岩盤表層(ξ=0.5) □深入岩盤(ξ=0)						
	17	橋墩阻水情形 **be**: 橋墩等值寬度	12	當 $b_e > 8$，$\zeta = 1.0$； 當 $2 \le b_e < 8$，$\zeta = [-1/3 + (1/6)b_e]$； 當 $b_e < 2$，$\zeta = 0$		橋墩(橋台)編號					
						be					
						權數					
						分數					
	18	SSI 指標評分	10	□ SSI > 90(ξ=1.0) □ 80 > SSI > 70 (ξ=0.2) □ 90 > SSI > 85 (ξ=0.8) □ SSI < 70 (ξ=0)							
	19	護岸工現況	4	□不具保護作用(ξ=1.0) □河岸無須保護(ξ=0) □僅具部分保護作用(ξ=0.75) □護岸工良好(ξ=-0.2) □尚有一定之保護作用(ξ=0.3)							
	20	護床工現況	5	□不具保護作用(ξ=1.0) □河床無須保護(ξ=0) □僅具部分保護作用(ξ=0.75) □護床工良好(ξ=-0.2) □尚有一定之保護作用(ξ=0.35)							
(C)小計			65								
(B)+(C)總計											
檢測員意見				1.◆此橋是否具備其他沖刷潛在危害因素 是:□ 否:□ 說明:							

備註: 1.本表不適用於土石流潛勢區

2.滿足◆之評估項目表示可直接列為具沖刷潛勢之橋梁

3. ξ=權數

表 2-29　TELES 橋梁屬性資料調查表

<table>
<tr><td colspan="2">路線名／里程數／橋梁名稱／管理單位</td><td colspan="4"></td></tr>
<tr><td colspan="2">道路等級</td><td colspan="4">□1 省道　□2 縣道　□3 鄉道　□4 市區道路</td></tr>
<tr><td colspan="2">跨越河川/道路</td><td colspan="2">□1 河川　□2 道路　□3 橋梁　□4 無</td><td>附掛維生管線</td><td>□1 有
□2 無</td></tr>
<tr><td rowspan="2">座標</td><td>橋頭座標</td><td colspan="4">N _____ E _____(經緯度，均填至小數點以下 6 位)</td></tr>
<tr><td>橋尾座標</td><td colspan="4">N _____ E _____(經緯度，均填至小數點以下 6 位)</td></tr>
<tr><td rowspan="8">橋梁主體狀況</td><td>結構型式</td><td colspan="4">□1 梁橋(簡支式)　□2 梁橋(連續式)　□3 桁架橋　□4 拱橋
□5 斜張橋　□6 吊橋　□7 其它 _____</td></tr>
<tr><td>主梁形式</td><td colspan="4">□1 I 型梁　□2 T 型梁　□3 U 型梁　□4 箱型梁　□5 版梁
□6 其它 _____</td></tr>
<tr><td>橋墩形式</td><td colspan="4">□1 無橋墩(單跨)　□2 單柱式　□3 構架式　□4 壁式
□5 其它 _____</td></tr>
<tr><td>橋墩基礎</td><td colspan="4">□1 無橋墩基礎　□2 直接基礎　□3 樁基礎　□4 沉箱基礎
□5 其它 _____</td></tr>
<tr><td>橋台形式</td><td colspan="4">□1 無橋台　□2 重力式　□3 懸臂式　□4 扶壁式　□5 剛構式
□6 樁排架式　□7 其它 _____</td></tr>
<tr><td>橋台基礎</td><td colspan="4">□1 無橋台基礎　□2 直接基礎　□3 樁基礎　□4 沉箱基礎
□5 其它 _____</td></tr>
<tr><td>支承裝置</td><td colspan="4">□1 無支承　□2 合成橡膠支承　□3 鋼製支承　□4 盤式支承
□5 其它 _____</td></tr>
<tr><td>防落設施</td><td colspan="4">□1 無　□2 鋼製止震塊　□3 RC 止震塊　□4 防震拉桿　□5 剪力鋼棒
□6 其它 _____</td></tr>
<tr><td colspan="2">橋　長：_____公尺</td><td colspan="2">橋　寬：_____公尺</td><td colspan="2">歪斜角：_____度</td></tr>
<tr><td colspan="2">跨　數：_____跨</td><td colspan="2">振動單元數：_____個</td><td colspan="2">單跨最大跨度：_____公尺</td></tr>
<tr><td colspan="2">橋墩防落長度：_____cm</td><td colspan="2">橋台防落長度：_____cm</td><td colspan="2">基樁裸露：_____公尺</td></tr>
<tr><td colspan="3">車道數：___　□另有慢車道</td><td colspan="3">竣工年代：_____年_____月</td></tr>
<tr><td rowspan="2">TELES
橋梁分類</td><td rowspan="2">□1 單跨橋
□2 多跨簡支橋－單柱橋墩
□3 多跨簡支橋－構架式橋墩
□4 多跨簡支橋－壁式橋墩
□5 多跨連續橋－單柱橋墩
□6 多跨連續橋－構架式橋墩
□7 多跨連續橋－壁式橋墩
□8 其它橋梁</td><td>橋墩尺寸</td><td>高：____m
寬：____m
厚：____m
最高橋墩：____m</td><td>地盤類別</td><td>□1 堅實地盤
□2 中等地盤
□3 軟弱地盤
□4 臺北盆地</td></tr>
<tr><td>設計水準</td><td>□1 傳統設計
□2 耐震設計
□3 經耐震補強</td><td>線形</td><td>□1 直
□2 曲</td></tr>
<tr><td>調查日期</td><td>年　月　日</td><td>填寫人員</td><td colspan="2"></td></tr>
</table>

表 2-30 D.E.R.&U.橋梁定期檢測表

橋梁定期檢測評估總表							
橋梁名稱		橋梁編號					
管理機關		養護工程處		養護工務段		竣工年月	
所在縣市		所在鄉區		參考地標			
道路等級		路線		里程樁號			
橋梁總長		橋梁淨寬		總橋孔數			
檢測日期		檢測單位		檢測員		單位主管	
檢測員意見							
CI		PI		規範 PI		沖刷指標	
新 CI		新 PI					

橋梁定期檢測評估子表(1/)									
橋墩編號		本段橋長		總跨數		CI		PI	
結構形式									

檢測項目		評估值			檢測項目		評估值			檢測項目	評估值		
		D	E	R			D	E	R		D	E	R
1.引道路堤	遠端				5.橋台基礎	遠端				9.橋面排水設施			
	近端					近端							
2.引道護欄	遠端				6.橋台	遠端				10.緣石及人行道			
	近端					近端							
3.河道					7.翼牆/擋土牆	遠端				11.欄杆及護牆			
						近端							
4.引道護坡	遠端				8.摩擦層					21.其他			
	近端												

墩資料

橋墩數	12.橋墩保護設施			13.橋墩基礎			14.橋墩墩體/帽梁			15.支承/支承墊			16.止震塊/拉桿			17.伸縮縫		
	D	E	R	D	E	R	D	E	R	D	E	R	D	E	R	D	E	R

橋孔資料

橋孔數	18.主構件(大梁)			19.副構件(橫梁)			20.橋面版		
	D	E	R	D	E	R	D	E	R

項目	位置	維修項目及工法	數量	單位	急迫性	附註

N/A-無此項目	U/I-無法檢測	R/U-無法判定相關重要性	是否進一步檢測?(Y/N)
評估等級 D	範圍 E	對橋梁之重要性 R	急迫性 U
N/A 良好 尚可 差 嚴重損壞 0 1 2 3 4	U/I 局部 全面 0 1 2 3 4	R/U 小 大 0 1 2 3 4	例行維護 3 年內 1 年內 緊急處理維修 1 2 3 4

表 2-31 國內目前橋梁檢測相關文獻蒐集

類別	檢測規範	檢測手冊	檢測相關研究報告或書籍	檢測資訊系統
一般檢測	1.1067公釐軌距軌道橋隧檢查養護規範(交通部，1997) 2.國道高速公路局橋梁檢測作業要點(交通部，2001) 3.公路鋼結構橋梁之檢測及補強規範(交通部，2008) 4.鐵路鋼結構橋梁之檢測及補強規範(交通部，2010) 5.1067公釐軌距軌道橋隧檢查養護規範(交通部，1997) 6.國道高速公路局橋梁檢測作業要點(交通部，2001) 7.公路鋼結構橋梁之檢測及補強規範(交通部，2008) 8.鐵路鋼結構橋梁之檢測及補強規範(交通部，2010)	公路養護手冊(交通部, 2003)	1.機械手臂技術與橋梁結構安全檢測之應用(周健捷等，2000，內政部營建署) 2.橋樑非破壞目視檢測法與自立陸橋實例(沈永年等，2001) 3.應用無線技術於橋樑檢測管理之研究(饒珉菘等，2002) 4.我國橋樑維護管理績效評估之探討(曾惠斌等，2002) 5.建立橋梁檢測制度方法及準則之研究（公路與道路橋梁）(李有豐等，2002，交通部運輸研究所) 6.橋梁安全維護檢測手冊(草案)(王仲宇等，2002，交通部) 7.高屏溪斜張橋劣化評估系統之建立(張耀文，2004) 8.橋梁維護管理機制、成效查核與經費編列探討-以公路總局為例(延允中，2004) 9.臺灣地區橋梁維護管理現況與未來發展策略之研究(楊振翰，2005) 10.橋梁生命週期成本評估-構件劣化預測模式之研究(許文政，2005) 11.拱橋與π型橋目視檢測評估方法之研究(廖家禎，2007) 12.橋梁檢測之探討—以宜專一線公路多望橋為例(崔國強等，2008) 13.臺灣與美國之橋梁檢測系統與制度(陳永銘等，2008)	臺灣地區橋梁管理資訊系統(TBMS)

類別	檢測規範	檢測手冊	檢測相關研究報告或書籍	檢測資訊系統
			14.應用透地雷達與超震波法於老舊橋樑橋墩基礎非破壞檢測(羅國峯等，2008) 15.橋梁的健康診斷(王仲宇，2009) 16.應用地電阻影像法探測墩基深度之初步研究(陳昱源，2008) 17.橋梁檢測方法與應用(中國土木水利工程學會，2010)	
耐震檢測			1.震後橋梁結構快速診斷手冊之建立與震後橋梁快速補強手段(蔣偉寧等，1999，行政院公共工程委員會) 2.公路橋梁耐震能力評估及補強準則之研究(張國鎮等，2009，國家地震工程研究中心) 3.考量基礎沖刷之橋梁耐震能力評估及補強(邱毅宗等，2010) 4.災時高效率高經濟行橋梁補強及檢核技術之研發(陳生金，2005，公路總局)	橋梁地震損失評估系統(TELES)
沖刷檢測			1.公路橋梁檢測評估(陳清泉等，1996) 2.訂定跨河橋梁橋基沖刷檢測作業規範之研究(王仲宇等，2010，交通部運輸研究所)	跨河橋梁安全預警系統

2.10.1 一般檢測

在現行的規範外，國內有許多學者專家對於檢測的方法、管理、規範準則及檢測系統進行討論與建議。檢測方法大致可分破壞性檢測及非破壞性檢測，而國內目前對於不破壞結構體的非破壞性檢測投入相當多的心力及研究。

非破壞性檢測(Nondestructive Testing, NDT)，即是以不會破壞結構體之方式來檢測結構物內部之劣化現象及程度的一種檢測方法，原理是藉由如聲、光、電、磁等媒介物進行間接量測，有別於一般直接檢測的方式。非破壞性檢測最簡單的方法是利用目視來檢測結構物是否有異常現象；若目視無法檢測的問題，則可利用非破壞性檢測儀器來協助進一步的檢測，其包括透地雷達法、超音波法、敲擊回音法、地電阻法、聲納檢測法及超震波法等。在橋梁檢測方法上進行研討的有：機械手臂技術與橋梁結構安全檢測之應用(周健捷，2000)、橋梁非破壞目視檢測法與自立陸橋實例(沈永年等，2001)、應用無線技術於橋梁檢測管理之研究(饒珉菘等，2002)、橋梁生命週期成本評估-構件劣化預測模式之研究(許文政，2005)、拱橋與π型橋目視檢測評估方法之研究(廖家禎，2007)、橋梁檢測之探討—以宜專一線公路多望橋為例(崔國強等，2008)、應用透地雷達與超震波法於老舊橋梁橋墩基礎非破壞檢測(羅國峯等，2008)、應用地電阻影像法探測墩基深度之初步研究(陳昱源，2008)、橋梁的健康診斷(王仲宇，2009)、橋梁檢測方法與應用(中國土木水利工程學會，2010)等。

檢測除了方法之外，橋梁更需要有一定的橋梁檢測管理機制對於橋梁的健康狀況加以掌控，一方面能保障通過橋梁的用路人的安全及財產，另一方面能節省財政支出，所以國內學者亦有對於此部份提出相關的看法，如下：

1. 我國橋梁維護管理績效評估之探討(曾惠斌等，2002)一文中以技術面及政治面考量，闡明國內橋梁公共工程維護管理績效評估之機制、建立國內橋梁公共工程維護管理績效評估指標以及國內橋梁公

共工程維護管理績效評估方法之應用。

2. 臺灣與美國之橋梁檢測系統與制度(陳永銘等，2008) 則是以臺灣目前使用之 D.E.R.&U. 檢測系統，與美國 NBI 檢測系統作比較，反應兩種制度與系統之相異處、優缺點，可供相互交流與學習

在過去橋梁的一般檢測準則與規範上國內的專家及學者曾提出相關的研究如建立橋梁檢測制度方法及準則之研究(公路與道路橋梁)(李有豐等，2002)、橋梁安全維護檢測手冊(草案)(王仲宇等，2002)等，對於後續國內研究規範的擬定皆有所助益。

國內在於橋梁的管理上最常使用的即為臺灣橋梁管理系統(TBMS)，但在使用上還是有所限制性現行，故專家學者們亦進行了相關的研討，如下：

1. 高屏溪斜張橋劣化評估系統之建立(張耀文，2004)，其評估方式是以現有之橋梁劣化評估系統 ABCD 及 DERU 評等法為主，分析橋梁管理系統應用於高屏溪斜張橋的適用性。

2. 橋梁維護管理機制、成效查核與經費編列探討-以公路總局為例(延允中，2004)，此文則是就現行公路總局採用之橋梁管理系統(TBMS)進行檢討提出改進意見，以對橋梁維護管理發揮加倍功效；又就需維修的橋梁提出較符實際的概算經費編列方式；另在現行三級品管架構下，設計橋梁查核機制，並透過問卷後 AHP 權重分析，制定量化評分表來評定維護績效。

3. 臺灣地區橋梁維護管理現況與未來發展策略之研究(楊振翰，2005)，此文對橋梁管理系統內資料庫之統計、分析，找出臺灣地區橋梁之現況與使用維護上之特性，並提出積極有效之管理對策，以進一步提升臺灣地區橋梁維護管理成效。

4. 在臺灣橋梁管理系統(TBMS)的應用上，公路防救災決策支援系統建立之研究(鄭明淵等，2010)中，則應用 TBMS 所提供的橋梁基本資料對於公路及橋梁進行預警及通報，輔助公路及橋梁管理者進行決策判斷。

2.10.2 耐震檢測

在橋梁耐震的規範上大致與上述一般檢測規範相同，但學者專家們亦有對於其他的震後檢測評估及補強方式進行研究與建議，包括：

1. 震後橋梁結構快速診斷手冊之建立與震後橋梁快速補強手段(蔣偉寧等，1999)，文中主要目的即在建立橋梁震後勘災作業準則，其三大目標為：

   (1)勘災組織、勘災人資格、權責與作業流程之建立

   (2)震後橋梁快速安全評估方法及訓練手冊之建立

   (3)震後橋梁緊急應對安全措施與補強方法與作業流程之建立

2. 公路橋梁耐震能力評估及補強準則之研究(國震中心，2009)，則對於臺灣橋梁耐震評估法之沿革作概略性介紹，並重點式的說明交通部現階段靜力側推分析耐震評估法的原理、分析程序及評估標準與Federal Emergency Management Agency(FEMA)所頒布之耐震評估法的差異做比較。另外再以中興工程橋梁耐震評估實際案例，針對評估所得之構件塑性行為及結構破壞機制進行討論

3. 考量基礎沖刷之橋梁耐震能力評估及補強(邱毅宗等，2010)，文中提出進行耐震能力評估時應適時考量基樁裸露的因素，SERCB-BRIDGE 配合 SAP2000 軟體之非線性靜力側推分析模組，分別針對構架式橋墩有、無考慮基樁裸露二種情況，進行橋梁耐震能力評估及補強，本文將介紹具體作法，提供工程界參考。

(4)災時高經濟及高效率型橋梁補強及檢核技術之研發(陳生金等，2005)考量震後之急迫性，建立災時檢測表單，並可快速填寫並找出對應等級。此外目前工程師往往無法於震災後迫切時間內，提出合適之補強方案決策，此研究以震後橋梁補強方案經濟效益評估模式，提出各構件單元最具經濟效益之補強方案，提升決策效率與經濟性。

震災相關的系統方面：

1. 目前由國震中心開發的臺灣地震損失評估系統(簡稱 TELES)提供了更方便的使用者介面、可客製化的資料分類系統、更有效率的模擬技術外，也研發地震早期損失評估和風險評估功能。臺灣地震損失評估系統結合地理資訊系統(GIS)技術，提供震災境況模擬、震災早期評估以及震災風險評估等三大功能。

2. 公路防救災決策支援系統(TRENDS)，係由交通部運輸研究所委託執行計畫。1.整合目前公路設施管理、防災系統於資料交換平台架構下，將各類型設施模組化。2.系統之優點，(1)不同單位可互相分享資料，不致重覆建置的浪費(2)擴充功能模式有利於其他交通設施加入系統中(3)公路設施防災能力可從單一設施的點範圍提昇至整體綜觀範圍。其特色為於防災領域中首次採用「災害預警資料交換機」所建置之災害資料交換平台，自動擷取及彙整各系統之災害資訊。輔以自動通報機制有效提升設施管理及災害應變之整體縱觀能力，決策者能即時掌握災害資訊，擬定最佳防救災之策略。

2.10.3 沖刷檢測

在橋梁沖刷檢測上目前已定出標準規範，專家學者對於相關的草案進行研討包括公路橋梁檢測評估(陳清泉，1996)及訂定跨河橋梁橋基沖刷檢測作業規範之研究(王仲宇，2010)。在公路橋梁檢測評估此書中有對於公路橋梁安全之河川沖刷影響評估進行草案擬定，包含了評定的標準、後續處理及評分的人員等皆有進行初步的討論。

目前交通部運研所港灣技術研究中心已完成之「訂定跨河橋梁橋基沖刷檢測作業規範之研究」也是為了能對於沖刷檢測訂定出一套適合臺灣橋梁使用的沖刷檢測規範 ，包括檢測表單的擬定，檢測儀器適用性的研究以及檢測後封橋的標準皆有所研究及建議。

並整理現行臺灣橋梁管理系統所使用之 DER&U 評估表內容，根據橋梁結構目視檢測所判定之損傷程度進行評分，雖與沖刷並無直接

之關係，但橋梁下部構件之健全程度亦屬於影響沖刷潛勢高低因素之一，因此採用現有之沖刷穩定指標(SSI)，將 DER&U 評估項目中與橋梁下部構件、河道情形相關之六個項目之評分結果計算 SSI 值，以進行沖刷潛勢之評估。

沖刷穩定指標評估所需之六個項目為:『河道』、『橋台基礎』、『橋台』、『橋墩保護設施』、『橋墩基礎』及『橋墩墩體』等項目，此報告建議修改相關權重，如下式，計算 Ic 值及 SSI 值。

$$Ic_i = \frac{\sum_{j=1}^{n} Ic_{ij}}{n} \quad , \quad Ic_{ij} = 100 - 100 \times \frac{D \times E \times R^a}{4 \times 4 \times 4^a}$$

$$SSI = \frac{Ic_{河道} \times 5 + Ic_{橋台基礎} \times 6 + Ic_{橋台} \times 5 + Ic_{橋墩保護設施} \times 6 + Ic_{橋墩基礎} \times 8 + Ic_{橋墩墩體} \times 7}{(5+6+5+6+8+7)}$$

SSI 值愈高代表該橋梁的沖刷危險愈低，反之沖刷穩定指標 SSI 值過低的話則可能有較大的遭受沖刷損害的危險，若低於(含等於)85 分以下，表示此橋之橋體構件狀況有較高的機會因沖刷而產生破壞。

目前國內沖刷檢測的相關的系統，有整合上述「訂定跨河橋梁橋基沖刷檢測作業規範之研究」研究成果的「跨河橋梁安全預警系統」，該系統目前僅針對大甲溪流域上的跨河橋梁在颱洪來臨時進行安全預警，系統未來將納入上述研究計畫研究成果的沖刷檢測表單，可提供現場人員可在災前、災中及災後填寫，並另設有簡訊通報及回傳表單機制，使橋梁管理者可以快速掌握跨河橋梁的即時現況。

2.10.4 橋梁殘餘壽齡與保全評估決策模式之研發 (1/4)

1. 強化 D.E.R.&U.檢測結果之應用

(1)國內橋檢現況與需求：

a. 橋檢結果顯示健康狀況良好之橋梁，在突發危害下仍有損傷風險，橋檢結果對後續橋梁維管決策之應用有限。

b. 國內有許多橋檢相關指標，因目的不同，尚未整合風險管理之概念。基於橋梁檢測現況評估之 CI 與 PI、新 CI、新 PI、SSI、SFI、SRI、USI 等指標，可分別針對鋼筋混擬土橋或鋼橋進行評估，但僅大致反映橋梁狀況對橋梁性能之影響，並未考量外因對災害潛勢之影響以及橋梁被設計應具有之能力，無法據此掌握橋梁抵抗災害之能力與受損風險；而功能性指標 FI 又僅以橋梁結構等級或重要性、交通量與橋梁淨寬所反映之運輸能力、橋梁損壞時的繞道距離等綜合反應橋梁的使用服務功能；橋梁綜合重要度指標雖考慮地震、土石流、沖刷等部分風險來源以及對生命、經濟、國防等衝擊，但易損性僅以災害潛勢表示，沒與橋檢工作所了解的橋梁構件現況有效結合。

2. 建議

國內橋檢工作主要反映橋梁構件狀況，而狀況良好之橋梁仍有受災損傷之風險，若橋梁檢測結果能為橋梁風險管理決策模式所應用，便可以由維護管理前端工作開始掌握維護管理工作重點，控制橋梁災損風險，達到維護甚至延長橋梁壽齡之目的。

技術面建議：於橋梁層級與構件層級，應用風險評估原理，強化橋梁檢測結果之維管決策應用。【風險=危害潛勢(Hz)×易損性(Vu)×後果(Cq)=危害引發功能失效模式之可能性×功能失效模式發生後之嚴重性】。應用此原理，橋梁層級是以橋梁整體為標的，重點在於掌握風險來源對應之危害潛勢、曝露於風險來源之下橋梁功能失效之可能性(易損性)、橋梁功能失效後造成對國家社會如生命、經濟等衝擊之嚴重性(後果)，據以了解目前環境下橋梁現況影響國家社會之風險，包括某橋梁的關鍵風險來源或所考量風險對應之關鍵橋梁。而構件層級則是以組成橋梁的構件為標的，考慮各種風險來源對應之危害潛勢對於同一橋梁之各構件而言是相同的，所以，重點在於掌握構件功能失效之可能性(易損性)、構件功能失效後影響橋梁功能之嚴重性(後果)，據以了解構件損傷現況影響橋梁功能之風險，包括影響橋梁功能之關鍵性構件(檢測項目)等，詳見後文。而橋梁層級與

構件層級之串接，是於橋梁功能失效之可能性(易損性)中納入構件狀況之影響。

風險評估應用於構件層級及檢測項目之原理：由構件劣化損傷嚴重程度與範圍(Dij、Eij 值)，組合為構件及檢測項目功能失效之可能性(易損性)指標 Pij 及 Pi；以構件權重反應構件功能失效對橋梁功能之影響程度，作為後果指標值 wi*；以構件 Pi 與 wi*之乘積=Ri*值代表構件損傷狀況影響橋梁功能之風險或關鍵性，反映構件維修相對急迫性。

(1)步驟 1：針對各檢測項目(i)之構件(j)，評估損傷程度(Dij)與損傷範圍(Eij)。損傷程度以構件發生功能失效為主考量。

(2)步驟 2：將各構件 Dij、Eij 指標組合為構件 ij 功能失效可能性指標 Pij。例如：取 Pij=(Dij×Eij)/(4×4)，但為了區別如 D=1 且 E=4 以及 D=4 且 E=1 對應之構件功能失效可能性之差異，橋梁通阻檢測分模式建立之研究第一年度中建議採用矩陣圖表(表 2-32)來查詢，表中各 D、E 組合對應 P 值之排列，參考『縣市政府老舊橋梁改善可行性評估』劣化值之排序方式，如表中箭頭方向所示，於 0~100 分之中內插。

表 2-32 構件功能失效可能性矩陣

D \ E	1	2	3	4
1	0	7	21	41
2	15	28	48	68
3	35	55	75	88
4	62	82	94	100

(3) 步驟 3：依據 P_{ij} 計算項目 i 構件類別之功能失效可能性指標 Pi。對於檢測項目 i 包括單支構件 j 者，Pi=Pij；對於檢測項目(例如橋墩)包括多支構件(例如橋柱)者，1) 可參考 CI 指標是取各細項 Icij 平均值做為該項 Ici 之精神，2) 亦可參考 PI 指標將細項 Icij 指標值以(75~100)、(50~75)、(0~50)分類，取最嚴重類別之損傷構件細項之平均值的精神，此處照理可以由表 2-20 之可能性 Pij 值為 25%、50%作為分界點，但表 2-20 內 Pij 值並非成比例，所以，取 Pij 值排序中前 25%對應之值(Pij=21%)、前 50%對應之值(Pij=48%)來分類，亦即：以 Pij 為(0~21%)、(21%~48%)、(48%~100%)分類；3) 取代表性損傷構件之方法中，其檢測項目之損傷不會因取平均值而被稀釋，但卻不能區別代表性損傷構件多寡造成之差異，為此，建議採用 $P_i = 1 - \prod_{j=1}^{n}(1 - P_{ij})$。

(4) 步驟 4：針對所考慮之風險來源，建立後果指標 wi*。該後果指標代表構件功能失效後影響橋梁功能之嚴重性。因風險評估將構件功能失效之可能性與功能失效後影響橋梁功能(後果)之嚴重性獨立，後果指標可以由構件權重表示。例如：若不區分風險來源，可先考慮採用現行狀況或功能指標計算時所取用之各構件之權重 wi，以權重最大之構件對應 wi*=100 正規化後備用；亦可針對單一風險來源，取計算 SSI 指標之構件權重，即僅挑出該風險影響之構件，同樣正規化後備用，其他項目權重則為 0。針對其他類風險來源，此部份內容需再進一步研究。

(5) 步驟 5：構件關鍵性指標 Ri*評估。該指標表示構件狀況影響橋梁功能之關鍵性，以類似 D.E.R.&U.法之 Ri*表示。應用風險評估之原理，組合損傷可能性 Pi 以及該損傷導致的後果 wi*，即可得到各構件影響橋梁功能之風險或關鍵性指標 Ri*，組合方式可用乘積或關鍵性矩陣圖表，不須人為判斷。

2.11 最具潛勢及歷史災害地震之強地動模擬

決定潛勢地震，主要根據斷層調查資料及臺灣發生過的歷史地震紀錄，其資料來源的確定性是影響分析結果的重要來源之一。在地震目錄方面，已有一定精確度，可提高分析結果的可信度。而在活動斷層部分則根據實際觀測資料作為訂定其特徵地震之活動參數的相關參考。本章節主要以簡單的數學模型，建立臺灣地區一般性震源、活動斷層之潛勢地震發生機率模型的分析方法，同時說明本研究決定斷層特徵地震參數的參考依據。

2.11.1 震源參數分析

震源特性之相關參數包含：發生次數 N、不同規模的相對發生率 b 值、最小規模 m0、上限規模 m u 等，分析時需進一步對於震源的時、空分佈情形以各大小規模的地震活動度進行分析並確定各項參數，需建立之參數如下所列：(1)該震源區地震目錄之確定；(2)震源幾何形貌(斷層位態、斷層破裂長度與深度)；(3)評估各地震規模的發生率；(4)評估該震源區的最大可能地震。

2.11.2 震源型態

地震主要是因為地層斷裂(或破裂)而發生，然而，在地震危害潛勢評估上，仍可以將地震震源概分為活動斷層震源及區域震源。前者是指地震時地層斷裂面延伸至地表而在地表留下錯動的痕跡，亦即斷層線，例如臺灣地區的第一類活動斷層即屬此類震源；後者則是指地震時因為震源深度較深或地震規模較小，使得地層斷裂面隱於地下無法延伸至地表，亦即一般所稱的盲斷層，所有不屬於活動斷層的震源均可歸類為區域震源。

2.11.2.1 區域地震（Regional source）：

就工程特性而言，主要認為規模大於 6.0 且深度淺的地震，是最具影響的地震種類，臺灣過去約一百年地震目錄中地震規模≧6.0 的地

震特性主要集中於臺灣花東縱谷沿線、蘭陽平原、臺灣本島等部分。而深、淺層地震主要以 35 公里作為區分，但由於過去地震震源特性之訂定在深度方面存在一定的誤差性，故本研究在分析時將深、淺地震以 50 公里做為分界，取深度≦50 公里內的地震進行分析。由地震紀錄的統計分析發現，在某些區域範圍內的地震常具有類似的統計特性，而將之劃為同一區域震源(包含許多的地層斷裂面)，通常以 G-R 關係式來描述地震規模與再現頻率(發生率)的關係。區域地震之地震目錄：

1. 一般工程上認為會有重大災害之地震規模皆在 6.0 以上，且震源深度為 35 公里以內的淺源地震。
2. 而為考慮震源定位可能的誤差，震源深度的篩選條件取至 50 公里。
3. 移除各地震相關之前、餘震資料，以符合地震於時間序列上之獨立性，對於前、餘震之處理，乃根據發生時間順序及時間間隔作為判斷條件。
4. 1936 年前在地震測量儀器不發達的時代，僅能用地震災害範圍來判定可能之規模、深度及發震時間、位置，對於同一筆地震會有不同的參數定義。此狀況於目錄中需予以篩選並剔除。

2.11.2.2 活動斷層特徵地震(Characteristic Earthquake):

1. 新城斷層：

(1) (Tang，1968)認為新城斷層北段由關西南方至頭前溪段呈東北東走向，長約 12 公里；南段由頭前溪延伸至頭份東北方的頂埔里，呈東北走向，長約 16 公里，兩段合計長約 28 公里。

(2)認定新城斷層為頭前溪以南，即東北－西南走向的這一段，全長約 15 公里。

針對新城斷層共開挖 3 處槽溝，由槽溝剖面來看，至少發現有兩次的古地震事件(李元希等，2002)。最近一次的地震發生約於 300 以來(陳文山，2005)。目前新城斷層的長期活動性或週期尚未

有足夠的資料，但以目前資料可評估最近一次活動造成的地表抬升量。首先由頭前溪第二層礫石層的錯移量來看，地表垂直抬升高度可達 3.4 公尺。雖然各槽溝的古地震事件都沒有年代資料，但是頭前溪剖面的斷層活動可能是最近一次地震所造成，因此推測槽溝內最後一次的古地震事件可能代表最近期活動所造成的錯移。

2. 屯子腳斷層(含獅潭斷層及神卓山斷層)：

1935 年 4 月 21 日晨 6 時 2 分，在苗栗縣大安溪中游附近(24.35˚N, 120.82˚E, 震源深度 5 公里)發生規模 7.1 的強烈災害地震，有感區域幾乎遍及全島。此次地震的災區範圍甚大，南北約 110 公里、東西寬約 40 公里，以新竹、苗栗與臺中三縣受害最為嚴重，共造成 3,276 人死亡、12,053 人受傷、17,907 間房屋全倒、36,781 間房屋受損。此次地震伴隨三條地震斷層，即獅潭斷層、神卓山斷層及屯子腳斷層。由地震觀測方面判定其目前仍具有潛在之活動性。其斷層長度分別為 12、5 及 14 公里。

3. 米崙斷層：

花東縱谷北段以米崙斷層為主，最近的一次歷史地震為 1951 年的花蓮外海地震，造成米崙斷層地表破裂，顯示米崙斷層的分佈可延伸至花蓮北側外海，而米崙斷層的南端到了花蓮市區內則逐漸趨於不明顯。1951 年共發生三個規模大於 7.0 的災害地震，由於此三個地震發生的時間緊湊，無法詳細區分出個別的災害，此三個地震共造成 68 人死亡、856 人受傷、2,382 間房屋受損（包含全倒）。過去在 1815 年發生在花蓮外海地震，其規模達 M=7.7 修正後為 ML7.2 之地震紀錄亦造成 113 人傷亡。

2.12 地表震動分析模式

2.12.1 地表震動分析模式簡介

本研究地震強度衰減模式採用中央大學(張毓文，2002)與(詹皓

凱，2008)碩士論文為主要參考文獻。根據文獻中衰減模式之研究，發現影響其預測結果的因素，主要包括震源規模和破裂過程的震源效應(source effect)，地震波的傳遞路徑效應(path effect)及地震波因局部地質所引起的場址效應(site effect)。場址效應的探討於(Campbel，1981)，將測站場址分為岩盤及軟弱地盤土層，分析不同的衰減模式，此結果反映出在相同規模及距離下，沖積層於地表震動分析上衰減模式所預估的值皆大於岩盤，與同年 Joyner et al.的結果相似。而對於測站場址特性的分類， (Boore and Joyner et al，1997)則將北美西部的測站場址以地表下 30 公尺剪力波速之平均值為分類之依據，分為軟弱地盤及岩盤的衰減模式。在臺灣方面(郭鎧紋，1992，1993，1994)將臺灣部分測站依場址特性分類，(Lee et al，2001)綜合地質、工程鑽探資料及標準貫入試驗之 N 值和頻譜分析等方法，將全臺灣自由場強震站的場址分為 B、C、D、E 四類。而臺灣集集地震發生後，(趙曉玲，2001)使用集集地震資料，利用二水平向及垂直向最大加速度值剩餘值分佈，分析出各測站的場址放大因子，其結果與 Wu et al.相似，場址放大較高的區域為臺北盆地、宜蘭平原、嘉南平原及高屏地區。

2.12.2 測站地盤分類

Boore 等人(1993)以近地表 30 公尺以內之地層的 S 波平均速度作為場址分類的依據，將場址分成四類：(A)S 波平均速度大於每秒 750 公尺；(B)S 波平均速度於每秒 360 至 750 公尺之間；(C)S 波平均速度介於每秒 180 至 360 公尺；(D)S 波平均速度小於每秒 180 公尺，美國加州地區工程界所採用的建築技術規範(ICBO，1991)將地盤分為 S1、S2、S3、S4 四類。郭鎧紋(1992、1993、1994)於中央氣象局的專題研究中，分別對臺北地區、桃竹苗地區及嘉南地區部份自由場強震站進行分類，其分類依據即是以 ICBO(1991)為分類標準。 1997 年 UBC 將地盤分類分為 A、B、C、D、E 和 F 六類(ICBO， 1997)。另外在工程方面亦有研究加入 (Lee et al，2001)以綜合地質、工程鑽探資料及標準貫入誚驗之 N 值和頻譜分析等方法將全臺灣自由場強震站的場址分為 B、C、D、E 四類。

2.12.3 衰減模式

Campbell 於 1981 年為了研究近場水平向 PGA 的衰減情形，利用 1993 至 1980 年共 28 個淺源地震，震源深度在 25 公里以內之地震事件。其中，依據震源距離 20、30 及 50 公里以內，並將震矩規模以 6.0 為界，MW≧6.0 時，取 MS 為分析的地震參數，反之，當 MW<6.0 時，則取 ML 為震源參數。分析時採用兩水平方向紀錄的平均值進行最小平方法迴歸分析得到最大加速度衰減式為：

$$PGA=0.0185e^{1.28M}(R+0.147e^{0.732M})^{-1.75} \quad \text{.....(2.9)}$$

上式中 M 為地震規模，R 為測站與地表斷層破裂(fault rupture)間之距離。

2.13 山區道路易致災分析

在山區道路相關之研究方面，主要依據山區道路災害類型、易致災路段調查評估、風險分析與監測預警管制等四部分進行歸納與整理，茲分述如下：

2.13.1 山區道路災害類型

邊坡破壞模式之分類方法甚多，國內公路系統習於參考歐美方法，認為道路邊坡破壞種類依據材料可分為岩坡與土坡；依據運動型態則可區分為墜落(fall)、傾覆(topple)、滑動(slide)、側移(spread)、流動(flow)及複合型(Varnes，1984)。水土保持界則將邊坡破壞綜合名之為崩塌並概分為山崩、地滑、潛移、土石流與沖蝕等(水土保持局、中華水土保持學會，2005)。

依據臺灣地區山區道路規劃設計參考手冊(2006)，表 2-33,山區道路之邊坡壞類型，主要依據上、下邊坡分別進行分類，上邊坡破害類型主要為沖刷破壞與崩坍破壞，其中崩坍破壞依土砂之運動方式細分為墜落型、滑動型與流動型三類，而下邊坡破壞類型除無上述之墜落

型外，其餘類型皆與上邊坡一致。

本計畫為使用地調所之環境地質敏感區進行後續之分析，因此將臺灣地區山區道路規劃設計參考手冊中之邊坡破害類型與地調所之環境地質敏感區進行對應，對應結果如表 2-34。其中，環境地質敏感區中之河岸侵蝕與順向坡並未出現在邊坡壞類型中，而本研究亦將此兩種敏感區類型納入，以完整進行分析。

表 2-33 邊坡破害類型分類一覽表

<table>
<tr><th colspan="3">邊坡破壞類型</th><th colspan="3">調查重點</th></tr>
<tr><td rowspan="4">上邊坡</td><td colspan="2">沖刷破壞</td><td colspan="3">1.尖峰逕流量
2.降雨強度
3.集水區面積
4.土壤一般物理性質
5.土壤剪力強度參數
6.地層種類及其分佈</td></tr>
<tr><td rowspan="3">崩坍破壞</td><td>墜落型</td><td colspan="3">1.坡度與坡形
2.岩層種類構造特性
3.節理面狀況
4.岩層弱面位態
5.岩石強度
6.落石尺寸與規模</td></tr>
<tr><td>滑動型</td><td colspan="3">1.地層種類及其分佈
2.岩土材料一般物理性
3.岩土材料剪力強度參數
4.岩層弱面位態
5.滑動面位態與深度
6.地下水水位分佈與孔隙水壓</td></tr>
<tr><td>流動型</td><td colspan="3">1.地層種類及其分佈
2.岩土材料一般物理性
3.岩土材料剪力強度參數
4.尖峰逕流量
5.降雨強度
6.岩土耐沖蝕能力</td></tr>
<tr><td rowspan="3">下邊坡</td><td colspan="2">沖刷破壞</td><td colspan="3">1.岩土材料一般物理性質
2.岩土材料剪力強度參數
3.河川尖峰流量水位變化、水力特徵
4.集水區面積</td></tr>
<tr><td rowspan="2">崩坍破壞</td><td>滑動型</td><td colspan="3">1.地層種類及其分佈
2.岩土材料一般物理性質
3.岩土材料剪力強度參數
4.滑動面位態與深度
5.地下水水位分佈與孔隙水壓</td></tr>
<tr><td>流動型</td><td colspan="3">1.地層種類及其分佈
2.岩土材料一般物理性質
3.岩土材料剪力強度參數
4.尖峰逕流量
5.降雨強度
6.岩土耐沖蝕能力</td></tr>
</table>

資料來源：臺灣地區山區道路規劃設計參考手冊(2006)

表 2-34 邊坡破害類型與環境地質敏感區對應表

臺灣地區山區道路規劃設計參考手冊	地調所環境地質敏感區
邊坡壞類型	環境地質敏感區
沖刷破壞	蝕溝
墜落型	崩塌(落石)
滑動型	崩塌(岩屑崩滑、岩體滑動)
流動型	土石流
其他	河岸侵蝕
	順向坡

2.13.2 易致災路段劃分方法

國家災害防救科技中心（2008、2009)的技術報告，曾針對十條易致災省道（台 8、台 20、台 21、台 9、台 7、台 7 甲、台 18、台 14、台 24、台 27)，進行道路警戒分段與致災比率分析，其易致災路段之分段主要依據(a)災點分佈、(b)縣市分界、(c)村里分界、(d)替代道路、(e)影響人口數等五項劃分原則，同一道路劃分約以 6~7 段為限。

本計畫之前期計畫「山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發 (1/4)」採用等距離方式將將臺 18 線與臺 21 線山區道路每 500 公尺分成一段，進行後續危害度及易致災性因子分析。

而本年度計畫易致災路段之劃分方法，將山區道路所在邊坡之地質、地形等致災因子，以坡面單元概念劃分，在以此坡面單元之地質敏感區特性，進行易致災路段之劃分，以確立個易致災路段之區位與災害類型，後續再進行降雨誘發因子之分析，並嘗試建立個易致災路段之警戒基準。

2.13.3 山區道路風險分析

在山區道路災害潛勢評估的相關研究方面，陳韻如等人(2011)以 Kendall 等級相關性統計分析方法，評估降雨因子造成道路邊坡崩塌災害的相互間關係，得知山區道路災害與總雨量以及最大時降雨量其相關性較高與有顯著相關，進而以此兩個因子進行邏輯式迴歸，建立道路崩塌潛勢的機率模式。

在山區道路的風險評估主要以崩塌的風險分析為主，李維峰等人(2010)，蒐集歷史崩塌資料結合現地調查，搭配山區道路沿線自然環境地文水文資訊，利用邏輯司法進行風險分析，並以台 14 線為例，建立可供公部門參考之簡易評估模式。

鄭明淵(2005~2006)進行道路邊坡崩塌潛勢分析及災損風險評估研究，以(1)生命損失風險評估模式；(2)交通運輸損失風險評估模式，評

估每年道路邊坡崩塌之生命損失風險及交通運輸損失風險值， 並對各道路邊坡案例進行風險評等。

2.13.4 山區道路災害潛勢評估

山區道路災害潛勢評估以往前人研究主要針對崩塌為對象進行評估。有關崩塌潛勢(Landslide Hazard)之定義，Varnes (1984)及 Guzzettiet al.(1999)對於崩塌潛勢之定義為「某地區於特定時間及規模之下，崩塌發生之可能性」。

美國地質調查所(USGS)在 2000 年所出版的 National Landslide Hazards Mitigation Strategy 中指出，崩塌潛勢圖是建構機率式崩塌危害度圖及進行風險評估時不可或缺的基礎資料。Toshiyuki Kurahashi (2008) 分析日本 1990~2004 年期間 1310 個公路崩塌災點，發現約有 90%的崩塌災害是因為降雨造成的，且 80%是表層破壞造成的崩塌。吳從龍(2009)藉由問卷調查方式得知地震及颱風豪雨來襲時對山區道路邊坡破壞最大，其次則是道路開闢的影響。

過去國內許多研究針對特定區域土石流與邊坡崩塌，多是由崩壞資料與其對應的雨量資料建立臨界降雨模式，藉以獲得導致崩塌壞的降雨特性，進一步分析其與未發生崩壞的降雨之間的差異，分析的雨量因子分別有臨前降雨、降雨強度、降雨延時、24 小時雨量及累積雨量等。

蘇吉立等人（2008）分別對台 18、台 21、台 8、台 16 和台 9 線等山區道路研擬道路邊坡崩塌判定和預警基準值，並建立區域性之道路邊坡崩塌機率之評估模式，以及建立預估崩塌土方量和降雨引致邊坡崩塌時間之預測模式。

2.13.5 監測預警管制

在道路邊坡之監測預警部分，目前國內所採用之道路邊坡監測系統(儀器)種類繁多，依據逢甲大學執行山區道路邊坡監測系統自動化及

緊急臨時通報系統研發計畫中，建議應針對邊坡之可能破壞模式及風險性之不同進行分級，對於風險性較低或較穩定之邊坡，可選擇簡易及較經濟之監測系統加以監測，對於風險性較高或較不穩定之邊坡，則需選擇較完整之監測系統，以期能充份掌握邊坡之整體行為，並將各種監測儀器作一經濟評析，使儀器效能及風險損失降至最低。

黃安斌等人(2002)認為道路邊坡之安全監測涉及三個環節：（1）確保安全監測所得之物理量為合宜之參考物理量；（2）妥善進行監測所得物理量之詮釋；與（3）訂定合宜之預警基準應用於管理層次。結合參考物理量、物理量之詮釋及預警基準，道路防災管理方能落實。邊坡之安全監測常包括變形與水壓等物理量之量測，傳統監測之方法，需人工定時施測並擷取資料，效率與經濟效益不彰。近年來自動化監測系統逐漸受到重視，但自動化監測系統之價格昂貴、且儀器設備容易故障。該研究認為光纖感測(Fiber Optic Sensor, FOS)和時域反射法(Time Domain Reflectometry, TDR)使用上孔(Up-hole)電子儀器，不容易故障且方便維修。因此該研究透過多點式的光纖光柵感測器配合應變管之原理進行自動化，長時間、連續性地層變形監測，其基本原理是將貼有光纖光柵之塑膠軟管放入地下傾斜管內或直接以灌漿的方式固定於地層內，做長期之監測而無須取出。而在TDR 監測技術方面，該研究則研發完成包括地層錯動、水位監測、線性伸張以及雨量計等之TDR 監測儀器系統。

在監測資料之傳輸部份，李秉乾(2004)透過現地實測的結果，為能降低系統複雜度，各項感測單元的傳輸方式以TCP 為佳，盡量避免異質傳輸規格的整合，以減少系統不穩定性。而在相同的傳輸協定下，資訊傳輸介質可依地形需要進行不同的規劃，如RS485、TCP 或是802.11b 之方式。該研究亦指出山區道路邊坡監測系統在整體架構上，是以監測路段現地資料的接收及整合為主要目的，經由無線傳輸技術將監測資料傳回資料接收中心並儲存於資料庫。所有資料經過加值與整合成資訊，即可反應現地邊坡的狀況，若加上直覺式資訊呈現、簡易圖表瀏覽等方式進行監測現況了解，若監測數據達到警戒標準，應

變小組人員如何進行防災準備處理，以及發生災害時要如何快速應變，因此緊急臨時通報系統的建置，是將預防災害及災害通報等作業進行整體性規劃，並運用網路技術及最新電腦語言技術能力，統合為具有即時應變能力的通報系統。

本計畫之前期計畫研究認為，道路邊坡之監測系統可概分為人工記讀系統以及自動化系統，自動化系統其組成包括：(1)感測單元；(2)資料擷取單元；(3)資料傳輸單元；(4)資料儲存、展現或分析單元；以及(5)電源供應等五個單元。其中感測單元感測現地物理量(如位移)或環境條件(如雨量)之變化，由資料擷取系統收集、記錄、篩選、判讀並經由資料傳輸單元送達遠端之資料儲存單元儲存、展現或分析資料，必要時並可發送現地警報、簡訊通知守視人員或保全戶。而電源供應單元則負責供應現地或遠端設備所需之穩定電流。如何考量致災因子的重要程度，選擇合適的監測設備，是不可或缺的一環。

而在管制作為部分，陳進發(2011) 指出公路單位為積極保全用路人，已納入風險管理概念，評估選出致災風險較大之山區公路及降雨因素作為重點監控路段及觀測指標，應用風險管理概念，降低人員罹災之機率。目前公路總局已律定山區公路汛期重點監控路段 64 處，重點監控橋梁 48 座。於防汛期間將依據「公路總局封橋封路標準業程序（SOP）」相關規定，參照新設定特徵雨量預警值、警戒值及行動值，執行汛期封橋封路作業。

2.13.6 山區道路邊坡整治工法

在山區道路邊坡整治工法相關研究方面，吳淵洵、周南山(2006)指出山區道路邊坡災害發生後，在確定整治方案之前，應即執行緊急搶修以維持當地基本交通與安全需求。對於一般邊坡災害，緊急處理工法包括執行現場踏勘與調查、施作簡易地表及地下排水、修整坡頂或坡趾、築造垛牆或排樁結構，以及鋪設坡面防護等。對於棄土與回填料之處理，文中亦建議以拌製控制性低強度材料之方式，解決棄土無處傾倒，回填土品質難以控制之困境。

邊坡災害防治措施一般可分為抑制工及抑止工兩大類，依據日本經驗，當邊坡滑動速度在1mm/日以上時，先行以抑制工處理，若是滑動情形無法緩解時則以抑止工進行整治。其基本原則則分為三方向，分別為避開、降低下滑力、提高抗滑力等（何泰源等，2000）。

1. 避開

對規模較大、造成災害較嚴重者最好能避開。若無法避開，則可考慮移除不會向上及兩側發展之不穩定之小滑動體土方，但僅限於土方量不太大之情況。

2. 降低下滑力

滑動體之下滑力主要是以重力為主，理論上即減輕滑動體之重量；主要方法包括削坡減重、台階式邊坡、減少開挖深度、避免地表堆積載重、地表及地下排水與輕質材料充填等。例如 EPS 工法、地下排水工法等。

3. 提高抗滑力

穩定邊坡提高抗滑力是從外部給予助力設置擋土結構，或增強其內部抗剪強度；例如抗滑樁、土釘工法、鋼製格框式擋土牆工法等。

第三章　橋梁風險因子辨識

橋梁是由許多不同構件組成，各構件功能不一，受風險損傷狀況也不近相同，難以就橋梁整體進行風險評估。故本階段將對各構件進行分類，並分析各風險因子可能對那些橋梁構件造成影響，以利找出各風險因子可能造成之破壞

3.1 橋梁因子彙整及分類

目前國內橋梁管理單位評估橋梁自身狀況，依照公路養護手冊將橋梁分為二十種構件，如表 3-1 所示；另外，第二十一項其他於本研究不予討論。根據財團法人台灣營建研究院(2004)報告，將分為主要構件及次要構件。主要構件定義為該構件損壞會造成橋梁有結構安全疑慮者；次要構件定義為對用路人使用上之安全性及舒適性。

表 3-1 D.E.R.&U.目視檢查表

主要構件(安全性)	次要構件(服務性)
3.河道	1.引道路堤
5.橋台基礎或沉箱	2.引道護欄
6.橋台	4.引道路堤保護措施
12.橋墩保護設施	7.翼牆/擋土牆
13.橋墩基礎	8.摩擦層
14.橋墩墩體	9.橋面板排水設施
15.支承墊	10.緣石及人行道
16.止震塊/防震拉桿	11.欄杆及護欄
18.主構件(大樑)	17.伸縮縫
19.副構件(橫隔樑)	
20.橋面版、鉸接版	

3.2 建立風險因子及影響圖

本計畫需考量之風險因子包含：乘載、地震、洪水及使用等。其中之乘載及使用是屬於橋梁構件老化所造成之風險，故直接以構件老化視為其風險因子，加上地震及洪水等共三項風險因子。故本步驟將以此三項風險因子為對象，進行造成橋梁損傷及破壞之影響原因辨識；根據文獻回顧，本團隊擬定之橋梁風險因子影響圖可參照圖 3.1 所示。

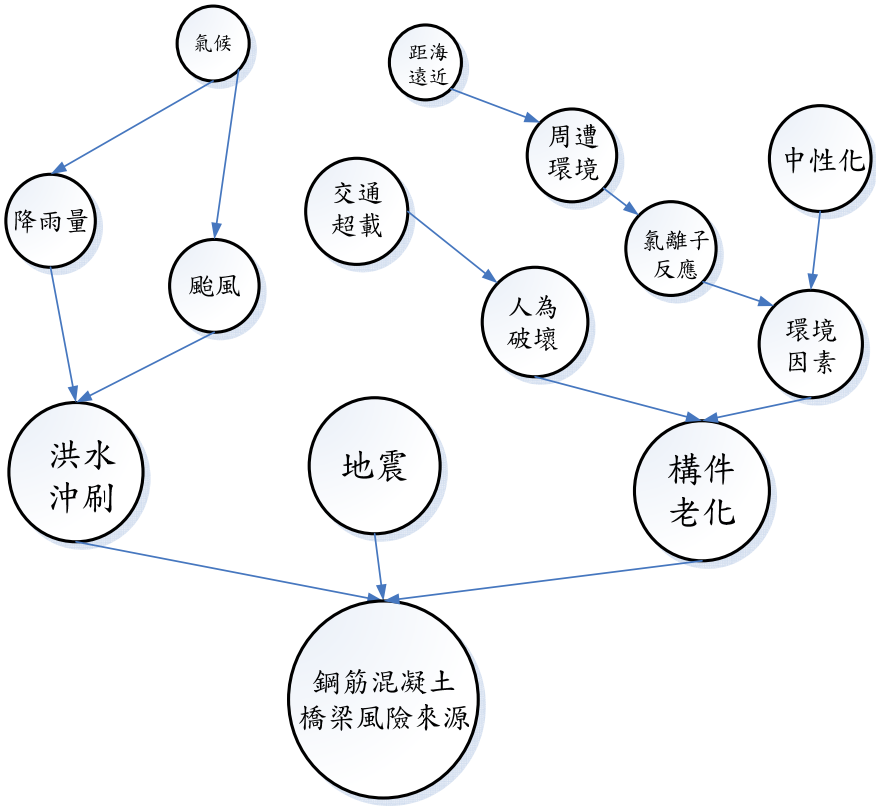


圖 3.1 橋梁風險因子影響圖

考量上述風險因子，本研究將風險類別分為可視老化(visible)與潛勢危害(invisible)，如圖 3.2 所示。其中可視老化中構件老化為風險因子，其風險指標為平時 D.E.R.&U.檢測可得之綜合評判分數為 CI 值，本研究參考過去之 CI 值統計資料，擬以可靠度指標方式進行風險評估。潛勢危害部分可分為地震及洪水沖刷為主要原因，地震風險指標

將使用考慮材料劣化影響之結構耐震容量(Ay 及 Ac)，並輔以蒙地卡羅模擬生命週期地震事件與受損結構性能修正模型以評估含累積損傷影響之風險。洪水沖刷採用現行 SSI 值作為風險指標，亦採用蒙地卡羅模擬洪水事件以進行風險評估。

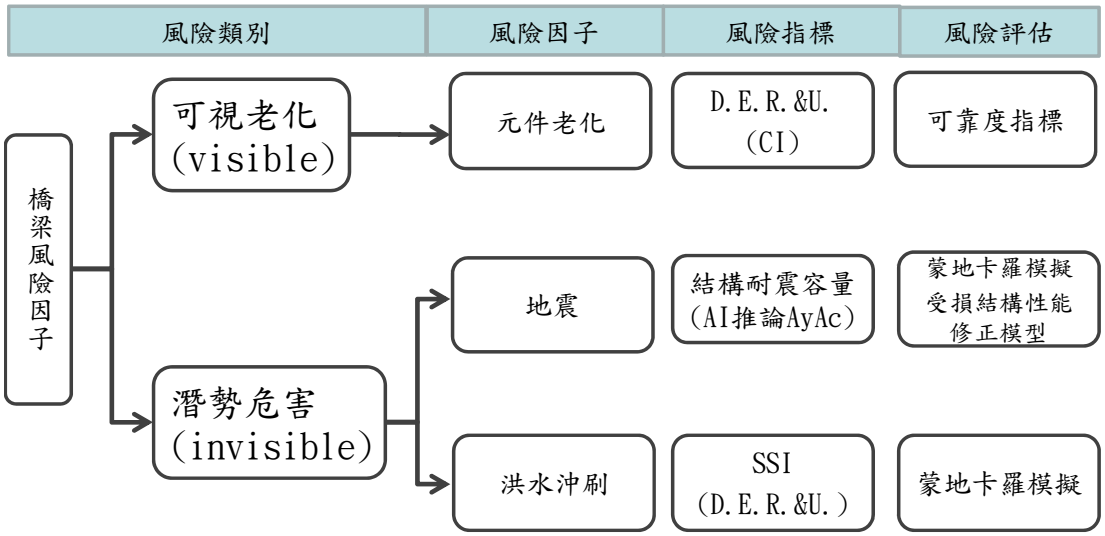


圖 3.2 橋梁風險因子分類

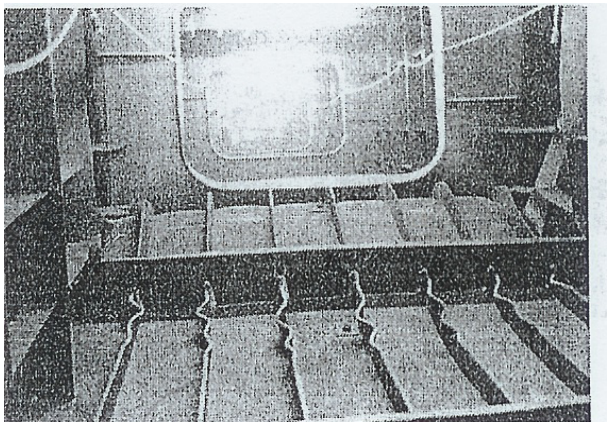
3.3 分析橋梁風險因子之來源

本階段依上述所定義三種風險因子，包含可視老化(構件老化)、潛勢危害(地震及洪水)，找出各風險所造成橋梁損傷及破壞模式，並估計該破壞後，需恢復原構件性能條件下橋梁管理單位所需花費維護成本。

3.4 橋梁各構件破壞模式分析

本團隊彙整及整理文獻中各種災害所造成橋梁損壞現象，將橋梁損壞現象以不同風險區分如表 3-2 所示，表中將不同風險所造成破壞模式以不同代號表示，並將風險來源對應不同的破壞模式；初步將地震造成的破壞模式分為 9 項、洪水 5 項以及構件老化 22 項。

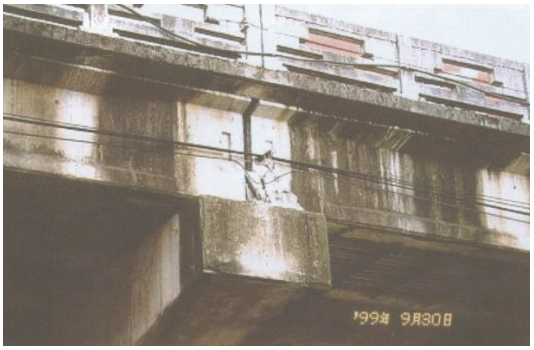
表 3-2 橋梁損壞現象代號表

風險	破壞模式	代號	相關圖像
地震	變型	d1	 (李有豐，2000)
	傾斜	d2	 (國研院國震中心)
	傾倒	d3	 (國研院國震中心)

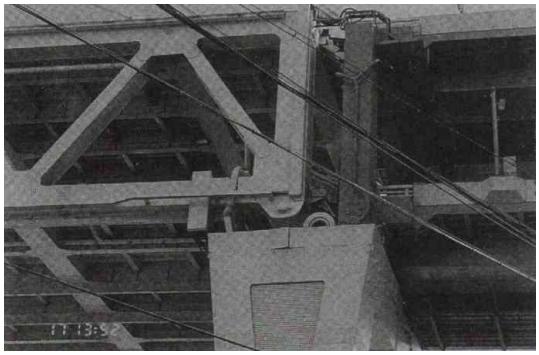
風險	破壞模式	代號	相關圖像
地震	位移	d4	 (國研院國震中心)
	沉陷隆起	d5	 (國研院國震中心)
	剪力破壞	d6	 (國研院國震中心)

風險	破壞模式	代號	相關圖像
地震	落橋	d7	 (國研院國震中心)
	基礎承載力不足	d8	-
	韌性不足	d9	-
洪水	沖淤破壞	d10	-
	束縮沖刷破壞	d11	-
	局部沖刷破壞	d12	-
	河床掏空	d35	 (國研院國震中心)
	沖刷或侵蝕	d36	 (國研院國震中心)

風險	破壞模式	代號	相關圖像
構件老化	滑動	d13	-
	裸露	d14	-
	掏空	d15	 (國研院國震中心)
	裂縫	d16	 (國研院國震中心)
	混凝土裂縫	d17	 (國研院國震中心)

風險	破壞模式	代號	相關圖像
構件老化	混凝土破損	d18	 (國研院國震中心)
	混凝土鱗狀剝落	d19	 (國研院國震中心)
	混凝土塊狀剝離	d20	 (國研院國震中心)
	混凝土碎裂	d21	 (國研院國震中心)

風險	破壞模式	代號	相關圖像
構件老化	混凝土蜂窩	d22	
	混凝土白華	d23	 (國研院國震中心)
	混凝土剝落	d24	 (國研院國震中心)
	鋼筋外露	d25	 (國研院國震中心)
	混凝土間隙(孔洞)	d26	 (國研院國震中心)

風險	破壞模式	代號	相關圖像
構件老化	基樁外露	d27	 (國研院國震中心)
	腐蝕	d28	 (國研院國震中心)
	螺栓鬆脫	d29	-
	偏移	d30	 (國研院國震中心)
	支承座損壞	d31	 (國研院國震中心)

風險	破壞模式	代號	相關圖像
構件老化	遺失	d32	-
	老化	d33	 (國研院國震中心)
	墊片損壞	d34	 (國研院國震中心)

第四章　分析橋梁風險因子之因果關係

本階段針對前一章節所確立之風險：可視老化(構件老化)、潛勢危害(地震及洪水)，分別找出各風險造成橋梁損傷原因及對應破壞模式和部位。此外，並收集相關維修工法所需經費及適用部位，當構件破壞後，即可參考此資料估算所需花費維護成本。

4.1　橋梁各構件破壞模式分析

本團隊彙整各種災害所造成橋梁損壞現象，將橋梁損壞現象分別以潛勢危害(地震、洪水)與可視老化(構件老化)之原因區分可參考表3-2，橋梁構件相關破壞模式如表 4-1 至表 4-4 所示。

1. 潛勢危害

(1)地震破壞型式

表 4-1 橋梁單元地震損壞型式

橋梁構件	破壞模式(d)						
	d1	d2	d4	d5	d6	d7	d8
6.橋台	◎	◎	◎				◎
12.橋墩保護措施		◎		◎	◎	◎	◎
13.橋墩基礎	◎	◎		◎	◎	◎	◎
14.橋墩墩體		◎		◎	◎	◎	◎
18.主構件(大樑)	◎				◎		
19.副構件(橫隔樑))	◎						
20.橋面版、鉸接版							◎

在地震破壞中，橋台構件容易受地震影響產生傾斜而發生位移，又地震影響後可能發生乘載力不足而落橋的現象。

b.洪水破壞型

表 4-2 橋梁構件洪水損壞型式

橋梁構件	破壞模式(d)				
	d10	d11	d12	d35	d36
13.橋墩基礎		◎	◎	◎	◎
14.橋墩墩體	◎	◎	◎	◎	◎

在洪水破壞中，主要破壞結構大多集中於橋墩部位，其破壞模式可能有沖淤破壞、束縮沖刷破壞及局部沖刷破壞。

(2)可視老化(構件老化)

表 4-3 橋梁構件老化損壞型式(1/2)

橋梁構件	破壞模式(d)												
	d2	d5	d13	d14	d15	d16	d17	d18	d19	d20	d21	d22	d23
5.橋台基礎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎		◎	◎	◎	◎
6.橋台	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎		◎	◎	◎	◎
12.橋墩保護措施	◎	◎	◎				◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
13.橋墩基礎	◎	◎	◎				◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
14.橋墩墩體	◎	◎	◎				◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
15.支承墊						◎							
16.止震塊/防震拉桿						◎							
18.主構件(大樑)						◎			◎	◎	◎	◎	◎
19.副構件(橫隔樑)						◎			◎	◎	◎	◎	◎
20.橋面版、鉸接版							◎	◎			◎	◎	◎

表 4-4 橋梁構件老化損壞型式(2/2)

橋梁構件	破壞模式(d)										
	d24	d25	d26	d27	d28	d29	d30	d31	d32	d33	d34
5.橋台基礎	◎	◎									
6.橋台	◎	◎									
12.橋墩保護措施		◎		◎							
13.橋墩基礎		◎		◎							
14.橋墩墩體		◎		◎							
15.支承墊					◎	◎	◎	◎	◎	◎	
16.止震塊/防震拉桿						◎	◎		◎	◎	◎
18.主構件(大樑)		◎									
19.副構件(橫隔樑))		◎									
20.橋面版、鉸接版			◎								

4.2 檢測表單對應破壞項目

本團隊收集現有橋梁管理單位所採用之檢測表單。根據前一階段所確立破壞模式與結構部分之關係，擬定檢測項目、結構部位及破壞模式之對應性，其主要目的為釐清並確認既有表單是否可完全檢測出橋梁不同部位可能發生之破壞模式。以下分別針對地震破壞-落橋評估(表 2-22)、地震破壞-強度韌性(表 2-23)、洪水沖刷(表 2-26)及構件老化(表 2-28)分別彙整成表 4-5 至表 4-8。

如下表 4-5 所示，橋梁管理單位需在不同時機針對不同災害填寫表單，因此本研究將彙整各種檢測表單之檢測項目，從檢測項目間找出不同的風險來源對應破壞模式，並匯出矩陣表(表 4-5 至表 4-8)表單的檢測項目位於左欄，而其對應的構件部位及破壞模式於上方列，例如:在公路橋梁地震破壞模式對應檢測項目-落橋評估(表 4-5)中，第三個檢測項目『相鄰橋墩間地表土質之變化』，其目的是為了檢測橋台基礎橋墩基礎之間土質是否有明顯之變化，以判定是否有可能造成傾斜或是位移，而判斷結果為嚴重的話則可能對橋梁整體造成落橋危害。

如下表 4-7 所示，從公路橋梁耐洪評估表(表 2-26)中，檢測項目間找出不同的風險來源對應破壞模式，並匯出矩陣表(表 4-7)，表單的檢測項目位於左欄，而其對應的構件部位及破壞模式於上方列，例如:在公路橋梁耐洪破壞模式對應檢測項目 (表 4-7)中，第七個檢測項目『上游攔河堰或水庫設施』，其目的是為了判斷有無攔河堰或水庫設施，如果有的話會加速橋墩沖刷或是基礎流失則會造成沖淤破壞、局部沖刷破壞，束縮沖刷破壞。

如下表 4-8 所示，從 D.E.R.&U.定期檢測表中，檢測項目間找出不同的風險來源對應破壞模式，並匯出矩陣表(表 4-8)，破壞模式位於左欄，而其對應的檢測項目位於上方列，例如:在公路橋梁老化破壞模式對應檢測項目(表 4-8)中，像是橋台基礎與橋台呈現的老化破壞模式有滑動、裸露、沉陷、傾斜…等。

本研究整理的破壞模式對應檢測項目矩陣表，主要用於針對不同

災害填寫表單，彙整表單之檢測項目，找出重複性之欄位或可轉換之項目，更新其餘表單內容(表 4-13 至表 4-26)，確保各表單檢測結果能保持最新的數值。

表 4-5 橋梁各構件破壞模式分析-落橋

公路橋梁地震破壞模式對應檢測項目-落橋評估															
橋梁構件部位	5橋台基礎 6橋台			12橋墩保護措施 13橋墩基礎 14橋墩墩體					15支承墊	16止震塊/ 防震拉桿	18主構件(大梁) 19副構件(橫隔梁)	20橋面板、 鉸接板	9項服務性 構件	3河道	橋梁 整體
破壞模式 檢測項目	d4 位移	d5 沉陷	d2 傾斜	d4 位移	d2 傾斜	d6 剪力 破壞	d8 基礎 乘載 力	d9 韌性 不足	材料老化	材料老化	d1 變形	d4 位移	材料老化	沖刷	d7 落橋
是否為第一類活動斷層近域 (與現有規範相比,耐震能力不足)															◎
地盤類別 (與現有規範相比,耐震能力不足)															◎
相鄰橋墩間地表土質變化	◎		◎	◎	◎										◎
液化可能性 (與現有規範相比,耐震能力不足)															◎
相鄰兩震動單位結構系統差異性	◎		◎	◎	◎							◎			◎
外懸梁	◎			◎							◎				◎
梁端橋墩或橋台之斜角 (整體耐震能力下降(強度,韌性))	◎		◎	◎	◎						◎				◎
縱坡坡度S(%)	◎			◎							◎				◎
曲線橋(半徑≦100m或交角≧30°)	◎		◎	◎	◎										◎
基礎裸露程度	◎	◎	◎	◎	◎										◎
支承狀況	◎		◎	◎	◎										◎
防落長度	◎			◎											◎
防落設施	◎			◎											◎
其他異常現象															◎

表 4-6 橋梁各構件破壞模式分析-強度韌性

公路橋梁地震破壞模式對應檢測項目-強度韌性評估															
橋梁構件部位	5橋台基礎 6橋台			12橋墩保護措施 13橋墩基礎 14橋墩墩體					15支承墊	16止震塊/ 防震拉桿	18主構件(大梁) 19副構件(橫隔梁)	20橋面板、 鉸接板	9項服務 性構件	3河道	橋梁 整體
破壞模式 檢測項目	d4 位移	d5 沉陷	d2 傾斜	d4 位移	d2 傾斜	d6 剪力 破壞	d8 基礎乘 載力	d9 韌性 不足	材料老化	材料老化	d1 變形	d4 位移	材料老 化	沖刷	d7 落橋
是否為第一類活動斷層近域 (與現有規範相比,耐震能力不足)															◎
地盤類別 (與現有規範相比,耐震能力不足)															◎
液化可能性(與現有規範相比,耐震能力不足 (84年後規範要考慮液化問題))															◎
梁端橋墩或橋台之斜角 (整體耐震能力下降(強度,韌性))	◎	◎	◎	◎	◎	◎		◎			◎				◎
震動單位中橋柱、墩最高與最低之比 (低估地震力)				◎	◎	◎	◎	◎							
橋柱或壁式橋墩高寬比R						◎									
橋柱或壁式橋墩靜不定度								◎							
基礎裸露程度	◎	◎	◎	◎	◎		◎	◎							◎
柱底搭接與否(壁式橋墩)						◎		◎							
塑鉸區箍筋細部						◎		◎							
主筋斷點與箍筋細部(壁式橋墩)						◎		◎							
橋柱與基礎劣化程度	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎							
壁式橋墩底部鋼筋搭接與否						◎		◎							
縱、橫向鋼筋比與細部(壁式橋墩)						◎		◎							
主筋斷點與箍筋細部(一般橋柱)						◎		◎							
其他異常現象															◎
支承狀況															◎

表 4-7 橋梁各構件破壞模式分析-沖刷

公路橋梁耐洪破壞模式對應檢測項目													
橋梁構件部位	5橋台基礎 6橋台	12橋墩保護措施 13橋墩基礎 14橋墩墩體			15支承墊	16止震塊/ 防震拉桿	18主構件(大梁) 19副構件(橫隔梁)	20橋面板、 鉸接板	9項服務性 構件	3河道			橋梁整體
破壞模式 檢測項目	材料老化 或 地震危害	沖於 破壞	束縮沖 刷破壞	局部沖 刷破壞	材料老化 或 地震危害	材料老化 或 地震危害	材料老化 或 地震危害	材料老化 或 地震危害	材料老化 或 地震危害	沖於 破壞	束縮 沖刷 破壞	局部 沖刷 破壞	材料老化 或 地震危害
橋梁竣工圖													
結構穩定度分析成果		◎	◎	◎									
衛星影像或航照圖										◎	◎	◎	
河床斷面測量結果或相關報告										◎	◎	◎	
歷史災損及沖刷最嚴重情形													
沖刷相關構件之DER&U評分 SSI指標:		◎	◎	◎						◎	◎	◎	
上游攔河堰或水庫等設施		◎	◎	◎						◎	◎	◎	
基礎型式		◎	◎	◎									
橋梁是否位於河川彎曲處或束縮處										◎	◎	◎	
河床下降情形 h=____公尺										◎	◎	◎	
河床材料										◎	◎	◎	
主河道位置										◎	◎	◎	
跌水效應(高程差Dh:____公尺)		◎	◎	◎						◎	◎	◎	
橋墩(基)方向與河川流向間之角度θ=_____		◎	◎	◎						◎	◎	◎	
阻水面積比RA		◎	◎	◎						◎	◎	◎	
基礎裸露程度		◎	◎	◎									
橋墩阻水情形 be: 橋墩等值寬度		◎	◎	◎									
SSI指標評分		◎	◎	◎						◎	◎	◎	
護岸工現況										◎	◎	◎	
護床工現況										◎	◎	◎	

表 4-8 橋梁各構件破壞模式分析-構件老化

公路橋梁老化破壞模式對應檢測項目									◎代表以DERU檢測
橋梁構件部位 / DERU檢測 / 破壞模式	5橋台基礎 6橋台	12橋墩保護措施 13橋墩基礎 14橋墩墩體	15支承墊	16止震塊/防震拉桿	18主構件(大梁) 19副構件(橫隔梁)	20橋面板、鉸接板	9項服務性構件	3河道	橋梁整體
滑動	◎	◎							◎
裸露	◎								◎
沉陷	◎	◎							◎
傾斜	◎	◎							◎
沖刷或侵蝕	◎	◎							◎
掏空	◎								◎
裂縫	◎		◎	◎	◎				◎
移動	◎					◎			◎
混凝土裂縫	◎	◎				◎			◎
混凝土破損				◎					◎
混凝土剝落	◎								◎
混凝土鱗狀剝落		◎			◎				◎
混凝土塊狀剝離	◎	◎			◎				◎
混凝土碎裂	◎	◎			◎	◎			◎
混凝土蜂窩	◎	◎			◎	◎			◎
混凝土白華	◎	◎			◎	◎			◎
混凝土間隙(孔洞)						◎			◎
混凝上受撞擊	◎				◎				◎
混凝上火害		◎			◎				◎
鋼筋外露	◎	◎			◎				◎
排水孔阻塞	◎								◎
基格外露		◎							◎
腐蝕			◎						◎
螺栓鬆脫			◎	◎					◎
偏移			◎	◎					◎
支承座損壞			◎						◎
遺失			◎	◎					◎
老化			◎	◎					◎
墊片損壞				◎					◎
河床掏空								◎	◎
堤防沖刷或侵蝕								◎	◎

本團隊根據文獻與現有橋梁管理現行規定，建議各檢測表單之使用時機，可參考文獻回顧中表 2-2。橋梁管理單位需在不同時機針對不同災害填寫表單，將造成填寫人員極大負擔，亦需要大量人力更新資料。因此本研究將彙整上述表單之檢測項目，找出重複性之欄位或可轉換之項目(表 4-9)，並定義檢測項目之代號(表 4-10)，找出填表項目對應更新項目(表 4-11)。未來填寫表單時將可依此規則更新其餘表單內容(表 4-12 至表 4-25)，確保各表單資料項目能同步更新。

表 4-9　表單間重複之評估項目

TELES (T)	公路橋梁耐震評估表-落橋(E_d)	公路橋梁耐震評估表-強度韌性(E_f)	公路橋梁耐洪評估表 (S)	DERU (D)
—	—	—	6.沖刷相關構件之DERU評分	3.河道
—	—	—	6.沖刷相關構件之DERU評分	6.橋台
—	—	—	6.沖刷相關構件之DERU評分	12.橋墩保護設施
基礎裸露__公尺	G110基礎裸露程度	G208基礎裸露程度 G212橋柱與基礎劣化程度	6.沖刷相關構件之DERU評分 16.基礎裸露程度	5.橋台基礎
基礎裸露__公尺	G110基礎裸露程度	G208基礎裸露程度 G212橋柱與基礎劣化程度	6.沖刷相關構件之DERU評分 16.基礎裸露程度	13.橋墩基礎
—	—	G212橋柱與基礎劣化程度	6.沖刷相關構件之DERU評分	14.橋墩墩體/帽梁
—	G111支承狀況	—	—	15.支承/支承墊

表 4-10 重複評估項目的代號定義

代號	對應表單	檢測項目
T1	TELES	基礎裸露___公尺
D3	DER&U	3.河道
D5	DER&U	5.橋台基礎
D6	DER&U	6.橋台
D12	DER&U	12.橋墩保護措施
D13	DER&U	13.橋墩基礎
D14	DER&U	14.橋墩墩體/帽梁
D15	DER&U	15.支承/支承墊
E_fG110	公路橋梁耐震評估檢查表(落橋評估)	G110基礎裸露深度
E_dG208	公路橋梁耐震評估檢查表(強度韌性評估)	G208基礎裸露深度
E_dG212	公路橋梁耐震評估檢查表(強度韌性評估)	G212橋柱與基礎劣化程度
E_fG111	公路橋梁耐震評估檢查表(落橋評估)	G111支承狀況
S6	跨河公路橋梁沖刷潛勢評估表	6.沖刷相關構件之DER&U評分 包含(3.河道、5.橋台基礎、6.橋台、12.橋墩保護措施、13.橋墩基礎、14.橋墩墩體/帽梁)
S16	跨河公路橋梁沖刷潛勢評估表	16.基礎裸露深度

表 4-11 填表項目對應更新項目

		更新項目													
		T1	D3	D5	D6	D12	D13	D14	D15	E_fG110	E_dG208	E_dG212	E_fG111	S6	S16
填表項目	T1	◎		◎			◎			◎	◎	◎		◎	◎
	D3		◎											◎	
	D5			◎								◎		◎	
	D6				◎							◎		◎	
	D12					◎								◎	
	D13						◎					◎		◎	
	D14							◎				◎		◎	
	D15								◎				◎		
	E_fG110	◎		◎	◎		◎	◎		◎	◎			◎	◎
	E_dG208	◎		◎	◎		◎	◎		◎	◎			◎	◎
	E_dG212			◎	◎		◎	◎				◎		◎	
	E_fG111								◎				◎		
	S6		◎	◎	◎	◎	◎	◎				◎		◎	
	S16	◎		◎						◎	◎				◎

4.2.1 填表項目對應更新項目-以填表項目TELES說明

如下表 4-12 所示，填寫 TELES 檢測表單時可更新對應欄位項目，其轉換式如下所述：

表 4-12 填表項目對應更新項目-以填表項目 TELES 為例

代號	說明	轉換式
D5	若已知原基礎長度，則可算出D值(劣化程度)。若未知實際初始基礎深度時，則以較保守之方式估計基礎長度 為10公尺。	**TELES** 基樁裸露：____公尺 **DERU** 等級 定義 2 樁基尚未露出 3 樁基露出未超過樁長1/4 4 樁基露出超過樁長1/4
D13	若已知原基礎長度，則可算出D值(劣化程度)。	
E_dG212	若以知原基礎長度，則可算出D值(劣化程度)。	
S6	若以知原基礎長度，則可算出D值(劣化程度)。	
S16	因檢測〝T1〞中所填的基礎裸露深度，與〝S16〞檢測項目相同故可以不須轉換即可更新。	
E_fG110	因檢測〝T1〞中所填的基礎裸露深度，與〝E_fG110〞檢測項目相同故可以不須轉換即可更新。	此項目僅需將填表項目更新至表中在計算即可

1. T1(基礎裸露)轉換 D5(橋台基礎)時，若已知原基礎長度則可以依照中國土木水利學會建議，在 D.E.R.&U.中基礎沖刷的劣化程度[1]算出 D 值(劣化程度)，若未知原基礎長度時，則假設原基礎長度為 10 公尺。(經濟部水利署，2010)

   局部沖刷使得樁基露出，但露出的部分未超過所有樁長度的 1/4；在擴展基腳周邊基腳的小部分沖刷已經造成易沖蝕材料的露出。評估等級為 3。

   在擴展基腳已造成易沖蝕物質的露出；沖刷已造成樁帽以下超過 1/4 長度的露出。評估等極為 4。

2. T1(基礎裸露)轉換 D13(橋墩基礎)時，可參考 1.

[1] 中國土木水利學會建議在D.E.R.&U.中基礎沖刷劣化程度為橋墩基礎有局部的輕微沖刷，但樁帽基底尚未露出；樁基礎因沖刷而有部分露出。評估等級為2。

3. T1(基礎裸露)轉換 EfG 110(橋墩基礎)時，因檢測 T1 中所填的基礎裸露深度，與 EfG 110 檢測項目相同，故可以不須轉換即可更新。僅需將填表項目更新至表中在計算即可。
4. T1(基礎裸露)轉換 EdG 212 (橋墩基礎)時，可參考 1.
5. T1(基礎裸露)轉換 S6(橋台基礎)時，可參考 1.
6. T1(基礎裸露)轉換 S16(橋墩基礎)時，因檢測 T1 中所填的基礎裸露深度，與 EfG 110 檢測項目相同，故可以不須轉換即可更新。僅需將填表項目更新至表中在計算即可。

4.2.2 填表項目對應更新項目-以填表項目D3(河道)說明

如下表 4-13 所示，填寫 D.E.R.&U.檢測表單項目 D3(河道)時可更新對應欄位項目，其轉換式如下述說明。

表 4-13 填表項目對應更新項目-以填 D3(河道)為例

代號	說明	轉換式
S6	檢測項目與D3完全相同	無轉換問題

1. 檢測項目兩者相同，內容依樣，無轉換問題。

4.2.3 填表項目對應更新項目-以填表項目D5(橋台基礎)說明

如下表 4-14 所示，填寫 D.E.R.&U.檢測表單項目 D5 (橋台基礎) 時可更新對應欄位項目，其轉換式如下述說明。

表 4-14 填表項目對應更新項目-以 D5(橋台基礎)為例

代號	說明	轉換式
E_dG212	公路橋梁耐震評估檢查表 (強度韌性評估)	與D.E.R.&U.評分相同
S6	檢測項目與D5完全相同	無轉換問題

1. D5(橋台基礎)轉換 EdG 212 (橋墩基礎) 時，在 D.E.R.&U.橋梁定期檢測表中，檢測項目與公路橋梁耐洪評估表中相同，故無表單間轉換格式之問題，又(交通部公路總局，2009)指出，橋梁如曾進行 D.E.R.&U.檢測，可由橋柱(墩)與基礎判定的等級來勾選。
2. D5(橋台基礎)轉換 S6(橋台基礎)時，因檢測項目完全相同，故無轉換的問題。

4.2.4 填表項目對應更新項目-以填表項目D6(橋台)說明

如下表 4-15 所示，填寫 D.E.R.&U.檢測表單項目 D6(橋台)時可更新對應欄位項目，其轉換式如下述說明。

表 4-15 填表項目對應更新項目-以 D6(橋台)為例

代號	說明	轉換式
E_dG 212	填表項目可參考D.E.R.&U.中的評估方法	與D.E.R.&U.評分相同
S6	檢測項目與D6完全相同	無轉換問題

1. D5(橋台基礎)轉換 EdG 212 (橋墩基礎) 時，在 D.E.R.&U.橋梁定期檢測表中，檢測項目與公路橋梁耐洪評估表中相同，故無表單間轉換格式之問題，又(交通部公路總局，2009)指出，橋梁如曾進行 D.E.R.&U.檢測，可由橋柱(墩)與基礎判定的等級來勾選。
2. D5(橋台基礎)轉換 S6(橋台基礎)時，因檢測項目完全相同，故無轉換的問題。

4.2.5 填表項目對應更新項目-以填表項目D12(橋墩保護措施)說明

如下表 4-16 所示，填寫 D.E.R.&U.檢測表單項目 D12(橋墩保護措施) 時可更新對應欄位項目，其轉換式如下述說明。

表 4-16 填表項目對應更新項目-以 D12(橋墩保護措施)為例

代號	說明	轉換式
S6	檢測項目與D12完全相同	無轉換問題

1.檢測項目兩者相同，內容依樣，無轉換問題。

4.2.6 填表項目對應更新項目-以填表項目D13(橋墩基礎)說明

如下表 4-17 所示，填寫 D.E.R.&U.檢測表單項目 D13(橋墩基礎)時可更新對應欄位項目，其轉換式如下述說明。

表 4-17 填表項目對應更新項目-以 D13(橋墩基礎)為例

代號	說明	轉換式
E_dG212	填表項目可參考D.E.R.&U.中的評估方法	與D.E.R.&U.評分相同
S6	檢測項目與D13完全相同	無轉換問題

1. D13(橋墩基礎)轉換 EdG212 (橋墩基礎) 時，在 D.E.R.&U.橋梁定期檢測表中，檢測項目與公路橋梁耐洪評估表中相同，故無表單間轉換格式之問題，又(交通部公路總局，2009)指出，橋梁如曾進行 D.E.R.&U.檢測，可參考橋柱(墩)與基礎的等級。
2. D13(橋墩基礎)轉換 S6(橋墩基礎)時，因檢測項目完全相同，故無轉換的問題。

4.2.7 填表項目對應更新項目-以填表項目D14(橋墩墩體/帽梁)說明

如下表 4-18 所示，填寫 D.E.R.&U.檢測表單項目 D14(橋墩墩體/帽梁)時可更新對應欄位項目，其轉換式如下述說明。

表 4-18 填表項目對應更新項目-以 D14(橋墩墩體/帽梁)為例

代號	說明	轉換式
E_dG212	填表項目可參考D.E.R.&U.中的評估方法	與D.E.R.&U.評分相同
S6	檢測項目與D14完全相同	無轉換問題

1. D14(橋墩墩體/帽梁)轉換 EdG212 (橋墩墩體) 時，在 D.E.R.&U.橋梁定期檢測表中，檢測項目與公路橋梁耐洪評估表中相同，故無表單間轉換格式之問題，又(交通部公路總局，2009)指出，橋梁如曾進行 D.E.R.&U.檢測，可參考橋柱(墩)與基礎的等級。

2. D14(橋墩墩體/帽梁)轉換 S6(橋墩墩體)時，因檢測項目完全相同，故無轉換的問題。

4.2.8 填表項目對應更新項目-以填表項目D15(支承/支承墊)說明

如下表 4-19 所示，填寫 D.E.R.&U.檢測表單項目 D15(支承/支承墊)時可更新對應欄位項目，其轉換式如下述說明。

表 4-19 填表項目對應更新項目-以 D15(支承/支承墊)為例

<table>
<tr><th>代號</th><th>說明</th><th>轉換式</th></tr>
<tr><td>E_fG111</td><td>由D15，16個等級轉換為E_fG111表中的四個等級，
參考1-4可將矩陣分數分為四個等級區間。</td><td>
橋梁殘餘壽齡與保全評估決策模式之研發(1/4)
<table>
<tr><th>D \ E</th><th>1</th><th>2</th><th>3</th><th>4</th></tr>
<tr><td>1</td><td>0</td><td>7</td><td>21</td><td>41</td></tr>
<tr><td>2</td><td>15</td><td>28</td><td>48</td><td>68</td></tr>
<tr><td>3</td><td>35</td><td>55</td><td>75</td><td>88</td></tr>
<tr><td>4</td><td>62</td><td>82</td><td>94</td><td>100</td></tr>
</table>
公路橋梁耐震評估表(落橋)
<table>
<tr><td>G111</td><td>結構細部</td><td>支承狀況</td><td>4</td><td>極差(1.0) 不良(0.67)
尚可(0.33) 良好(0)</td></tr>
</table>
</td></tr>
</table>

1.參考(中興顧問，2011)可將 D.E.R.&U.中 D 值與 E 值所構成的矩陣，將 16 個等級分成 4 個區間，分別是良好(0)、尚可(7~28)、不良(35~68)、極差(75~100)。

例如；評估等級 D 為 2，E 為 3，則評估分數為 48 等級為不良。

4.2.9 填表項目對應更新項目-以填表項目EfG110(基礎裸露深度)說明

如下表 4-20 所示，填寫檢測表單項目 EfG110(基礎裸露深度)時可更新對應欄位項目，其轉換式如下所述：

表 4-20 填表項目對應更新項目-以 EfG110(基礎裸露深度)為例

代號	說明	轉換式
T1	填寫欄位時須特別註明h的數值	建議需紀錄E_fG110欄h的數值
D5	若已知原基礎長度，則可算出D值(劣化程度)。	參考下列解釋(2)
D6	若已知原基礎長度，則可算出D值(劣化程度)。	
D13	若已知原基礎長度，則可算出D值(劣化程度)。	
D14	若已知原基礎長度，則可算出D值(劣化程度)。	
E_dG208	與E_fG110評估項目相同	
S6	若填寫欄位時有註明h值，則可推算出D.E.R.&U.中的D值	
S16	若填寫欄位時有註明h值，則可推算出D.E.R.&U.中的D值，再由h計算出該欄位	建議需紀錄E_fG110欄h的數值

1. EfG110(基礎裸露深度)轉換 T1(基礎裸露)時，建議紀錄 EfG110(基礎裸露深度)時須特別寫出基礎露深度的數字，以便更新 TELES 表單。
2. EfG110(基礎裸露深度)轉換 D5(橋台基礎)時，若已知原基礎長度則可以依照中國土木水利學會建議，在 D.E.R.&U.中基礎沖刷的劣化程度算出 D 值(劣化程度)，若未知原基礎長度時，則假設原基礎長度為 10 公尺。(經濟部水利署，2010)
3. EfG110(基礎裸露深度)轉換 D6(橋台)時，參考 2．
4. EfG110(基礎裸露深度)轉換 D13(橋墩基礎)時，參考 2．
5. EfG110(基礎裸露深度)轉換 D14(橋墩敦體/帽梁)時，參考 2．
6. EfG110(基礎裸露深度)轉換 EdG208(基礎裸露深度)時，因檢測項目完

全相同，故完轉換之問題。

7. EfG110(基礎裸露深度)轉換 S16(基礎裸露深度)時，建議紀錄EfG110(基礎裸露深度)時須特別寫出基礎露深度的數字，則可以依照中國土木水利學會建議，在 D.E.R.&U.中基礎沖刷的劣化程度算出 D 值(劣化程度)。

4.2.10 填表項目對應更新項目-以填表項目EdG208 (基礎裸露深度)說明

如下表 4-21 所示，填寫檢測表單項目 EdG208 (基礎裸露深度)時可更新對應欄位項目，其轉換式如下述說明。

表 4-21 填表項目對應更新項目-以 EdG208(基礎裸露深度)為例

代號	說明	轉換式
T1	填寫欄位時須特別註明h的數值	建議需紀錄E_dG208欄h的數值
D5	若已知原基礎長度，則可算出D值(劣化程度)。	
D6	若已知原基礎長度，則可算出D值(劣化程度)。	
D13	若已知原基礎長度，則可算出D值(劣化程度)。	
D14	若已知原基礎長度，則可算出D值(劣化程度)。	
E_fG110	與E_dG208評估項目相同	G208基礎裸露深度
S6	若填寫欄位時有註明h值，則可推算出D.E.R.&U.中的D值	
S16	若填寫欄位時有註明h值，則可推算出D.E.R.&U.中的D值，再由h計算出該欄位	建議需紀錄E_dG208欄h的數值

4.2.11 填表項目對應更新項目-以填表項目EdG212(橋柱與基礎劣化程度)說明

如下表 4-22 所示，填寫檢測表單項目 EdG212 (橋柱與基礎劣化程度)時可更新對應欄位項目，其轉換式如下所述：

表 4-22 填表項目對應更新項目-以 EdG212(橋柱與基礎劣化程度)為例

代號	說明	轉換式
D5	此檢測項目可參考D.E.R.&U.值	無轉換問題
D6	此檢測項目可參考D.E.R.&U.值	
D13	此檢測項目可參考D.E.R.&U.值	
D14	此檢測項目可參考D.E.R.&U.值	
S6	跨河公路橋梁沖刷潛勢評估表S6又與D.E.R.&U.數值相同，因此可以直接參考D.E.R.&U.來檢測此項目	

1. EdG212(橋柱與基礎劣化程度)轉換 D5(橋台基礎)時，在 D.E.R.&U.橋梁定期檢測表中，檢測項目與公路橋梁耐洪評估表中相同，故無表單間轉換格式之問題，又(交通部公路總局，2009)指出，橋梁如曾進行 D.E.R.&U.檢測，可由橋柱(墩)與基礎判定的等級來勾選。
2. EdG212(橋柱與基礎劣化程度)轉換 D6(橋台)時，參考 1.。
3. EdG212(橋柱與基礎劣化程度)轉換 D13(橋墩基礎)時，參考 1.。
4. EdG212(橋柱與基礎劣化程度)轉換 D14(橋墩敦體/帽梁)時，參考 1.。
5. EdG212(橋柱與基礎劣化程度)轉換 S6(基礎裸露程度)時，參考 1.。

4.2.12 填表項目對應更新項目-以填表項目EfG111(支承狀況)說明

如下表 4-23 所示，填寫檢測表單項目 EfG111(支承狀況)時可更新對應欄位項目，其轉換式如下所述：

表 4-23 填表項目對應更新項目-以 EfG111(支承狀況)為例

代號	說明	轉換式
E_fG111	由D15，16個等級轉換為E_fG111表中的四個等級， 參考(中興顧問，2011)可將矩陣分數分為四個等級區間。	建議用D.E.R.&U.來直接評分

1. 參考第一年成果報告(中興顧問，2011)可將 D.E.R.&U.中 D 值與 E 值所構成的矩陣，將 16 個等級分成 4 個く區間，分別是良好(0)、尚可(7~28)、不良(35~68)、極差(75~100)。

   例如；評估等級 D 為 2，E 為 3，則評估分數為 48 等級為不良

4.2.13 填表項目對應更新項目-以填表項目S6(沖刷相關構件之D.E.R.&U.評分)說明

如下表 4-24 所示，填寫檢測表單項目 S6(沖刷相關構件之 D.E.R.&U.評分)時可更新對應欄位項目，其轉換式如下所述：

表 4-24 填表項目對應更新項目-以 S6(沖刷相關構件之 D.E.R.&U.評分)為例

代號	說明	轉換式
D5	此檢測項與D.E.R.&U.檢查內容相同	檢測項目相同，無轉換的問題
D6	此檢測項與D.E.R.&U.檢查內容相同	檢測項目相同，無轉換的問題
D12	此檢測項與D.E.R.&U.檢查內容相同	檢測項目相同，無轉換的問題
D13	此檢測項與D.E.R.&U.檢查內容相同	檢測項目相同，無轉換的問題
D14	此檢測項與D.E.R.&U.檢查內容相同	檢測項目相同，無轉換的問題

1.此項目檢測內容完全相同

4.2.14 填表項目對應更新項目-以填表項目S16(基礎裸露深度)說明

如下表 4-25 所示，填寫檢測表單項目 S16(基礎裸露深度)時可更新對應欄位項目，其轉換式如下所述：

表 4-25 填表項目對應更新項目-以 S16(基礎裸露深度)為例

代號	說明	轉換式
T1	由TELES的數值計算S16	無
E_fG110	填寫此項目時會記錄h數值，可用來計算E_fG110項目	
E_dG208	填寫此項目時會記錄h數值，可用來計算E_dG208項目	

註：1.S16(基礎裸露深度)轉換 T1(基礎裸露)時，填寫時可記錄更新。

2.S16(基礎裸露深度)轉換 T1(基礎裸露)時，填寫時可記錄更新。

4.3 估計衝擊影響程度

目前本團隊先針對地震風險因子造成破壞模式，所對應適用維修補強工法整理如表 4-26~表 4-32 所示。表 4-33 為各工法所需花費之成本，今年度本團隊將橋梁破壞後所花費維修成本達原設設水準視為衝擊影響程度。故本步驟根據上步驟找出橋梁破壞模式後，即可找尋對應之維修工法並估算破壞所需維護經費，視為風險對公路管理單位所造成之衝擊影響。

表 4-26 震後橋梁補強技術適用表

適用構件	適用範圍	適用損壞型式	補強技術	材料種類	材料易取性	工法施工速度	施工場所限制性	使用年限	強度需求
3、6、13、14、15、16、18、20	適合小斷面之修復	D1 裂縫、D11 混凝土剝落、D12 鋼筋外露	a. 表面修補工法	水泥砂漿、環氧砂漿、瀝青、甲基丙稀酸脂類、防銹材	極容易	快，視現場施工環境而定	低	5~10 年	無明確需求，以恢復構件單元外觀及維持原構件單元強度
3、6、13、14、15、16、17、18、20	適合裂縫之修復抑制裂縫擴大	D1 裂縫、D2 破裂、D11 混凝土剝落、D12 鋼筋外露	b. 壓力灌漿工法	水泥灌漿材、環氧樹脂灌漿材、甲基丙稀酸脂類	容易	3.5~4.5m/工作天	低	5~10 年	無明確需求，以恢復構件單元外觀及維持原構件單元強度
3、6、13、14、18、20	將構件部分或全部拆除而重新澆注混凝土或針對混凝土構件局部剝落而修復	D1 裂縫、D2 破裂、變形、D4 壓碎	c. 重新澆注工法	水泥砂漿、混凝土	容易	快，視現場施工環境而定	中	10~25 年	維持原構件單元強度及耐久性
3、18、20	大樑位移有落橋之虞、橋墩墩體支承處破損產生高低差	D6 折斷、D8 位移、D9 沉陷隆起	d.止震塊/防震拉桿設置工法	混凝土、環氧樹脂黏著劑；鋼製托架；預力夠材；防落裝置	可	2 工作天/塊	中	5~10 年	防落裝置無明確需求規定；防落長度規定 N＝50+0.25L+H

適用構件	適用範圍	適用損壞型式	補強技術	材料種類	材料易取性	工法施工速度	施工場所限制性	使用年限	強度需求
3、6、18、20、14、	修補裂縫、增加結構物強度與剛度	D1 裂縫、D2 破裂、D11 混凝土剝落、D12 鋼筋外露	e. 鋼板表面黏貼修補工法	環氧樹脂黏著劑、鋼板材料	可	快，視現場施工環境而定	低	5~10 年	維持原構件單元強度
3、6、13、14、15、16、18、20	單元結構損傷變形，承載力降低之虞	D1 裂縫、D2 破裂變形、D4 壓碎、D6 折斷、D8 位移、D11 混凝土剝落、D12 鋼筋外露	f. 千斤頂及臨時支撐工法	千斤頂、型鋼構材	可	5 工作天/座	中	5 年以下	恢復構件單元原位及提升橋梁單元結構穩定性
1、2、3、4、17、20	橋面版發生高低差、伸縮縫開口	D1 裂縫、D2 破裂、變形、D9 沉陷隆起	g. 鋪設臨時覆蓋版工法	鋼面版	容易	快，視現場施工環境而定	低	5 年以下	無明確需求，旨在提升行車穩定性
20	加高梁版的有效高度	D1 裂縫、D2 破裂、變形	h. 橋面加鋪加固工法	混凝土或鋼筋混凝土	容易	慢，視現場施工環境而定	低	5~10 年	增加梁版的抗彎能力、改善荷重橫向分佈
3、14、18	以承受暫時性載重為主	D1 裂縫 D2 破裂 D11 混凝土剝落 D12 鋼筋外露	i. 鋼板補強工法	環氧樹脂黏著劑或螺栓、鋼板材料（鋼皮夾克）	可	慢，視現場施工環境而定	中	10~25 年	提高耐震能力、增加抗剪、抗彎及承重能力

適用構件	適用範圍	適用損壞型式	補強技術	材料種類	材料易取性	工法施工速度	施工場所限制性	使用年限	強度需求
3、6、13、14、18、20	材料具高強度、高抗腐性、重量輕、剪裁容易、造價高，應用範圍廣	D1 裂縫、D2 破裂、變形、D9 沉陷隆起	j. 纖維強化高分子複合材料工法	纖維材料(碳纖維、玻璃纖維)、環氧樹脂	不易	60m/工作天	高	25~50 年	提高耐震能力、增加抗剪、抗彎及承重能力
3、14、18	當梁構件強度、剛度、穩定性及抗裂能力不足時	D1 裂縫、D2 破裂、變形	k. 增大梁截面工法	混凝土或鋼筋混凝土、環氧樹脂黏著劑	容易	慢，視現場施工環境而定	中	10~25 年	提高耐震能力、增加抗剪及抗彎能力
14	主要用於增加橋柱之強度及主筋截斷部位補強	D1 裂縫、D2 破裂、D11 混凝土剝落、D12 鋼筋外露	l. 鋼筋混凝土包覆工法	鋼筋、混凝土	容易	慢，視現場施工環境而定	中	10~25 年	提高耐震能力、增加抗剪、抗彎及承重能力
13	欲穩固基礎及增加基礎版垂直及側向承載力	D1 裂縫、D2 破裂、變形、D4 壓碎、D11 混凝土剝落、D12 鋼筋外露	m. 擴大基礎版工法	鋼筋、混凝土	容易	慢，視現場施工環境而定	中	25~50 年	增強垂直及側向承載力

適用構件	適用範圍	適用損壞型式	補強技術	材料種類	材料易取性	工法施工速度	施工場所限制性	使用年限	強度需求
13	欲穩固基礎及增加地工承載力	D1 裂縫、D2 破裂、變形、D4 壓碎、D5 折斷、D6 折斷、D8 位移	n. 增樁補強工法	鋼殼樁材、預鑄樁材、型鋼材、混凝土	可	慢，視現場施工環境而定	高	25~50 年	增強垂直及側向承載力
13	欲提升基礎剛性，施工空間受限、施工時間成本高	D1 裂縫、D2 破裂、D4 壓碎、變形、D5 折斷、D6 折斷、D8 位移、D9 沉陷隆起、D11 混凝土剝落 D12 鋼筋外露	o. 增設連續壁工法	穩定藥液、鋼筋、混凝土	可	慢，視現場施工環境而定	高	25~50 年	提升基礎剛性
6	欲抑制擋土牆身折斷位移或沉陷	D1 裂縫、D2 破裂、變形、D9 沉陷隆起、D6 折斷 D7 傾倒、D11 混凝土剝落、D12 鋼筋外露	p. 加勁擋土牆工法	碎石材、加勁材、混凝土	可	慢，視現場施工環境而定	高	25~50 年	增加牆身抗彎抗剪能力；穩定背填土、防止側向 位移
6	欲抑制擋土牆身折斷位移或沉陷	D1 裂縫、D2 破裂、變形、D11 混凝土剝落、D12 鋼筋外露	q. 地錨補強工法	預力鋼材、水泥砂漿	可	慢，視現場施工環境而定	高	25~50 年	增加牆身抗彎抗剪能力；穩定背填土、防止側向位移

適用構件	適用範圍	適用損壞型式	補強技術	材料種類	材料易取性	工法施工速度	施工場所限制性	使用年限	強度需求
17	伸縮縫有錯位或變形時應予以更換	D2 破裂、變形、D9 沉陷隆起	r. 置換伸縮縫工法	伸縮縫裝置	可	快，視現場施工環境而定	中	10~25 年	主要目的在恢復伸縮縫原有功能
15	支承墊有裂紋或變形時應予以更換	D1 裂縫、D2 破裂、變形、D4 壓碎、D8 位移、D10 脫落	s. 置換/修補支承墊工法	無收縮水泥砂漿、支承墊裝置	可	快，視現場施工環境而定	中	10~25 年	主要目的在恢復支承墊原有功能
13	以固結灌漿、將低承載地盤地下水位或置入加勁材來增加土層承載力	D9 沉陷隆起、D8 位移、D6 折斷	t. 地盤改良工法	灌漿/止水藥液、水泥砂漿、砂料、生石灰	不易	慢，視現場施工環境而定	中	25~50 年	穩定軟落土層、增加土壤承載力

表 4-27 震後橋梁修復經費參考表

	工法	構件單元	單位	單價（元）
a 表面封閉修補	混凝土裂縫修補	大梁/橫隔梁/帽梁/橋面版/防落裝置/支承	處	710
		橋墩柱	m^2	1,000
		基礎版/地工	m^2	1,000
		橋台	m^2	1,000
	鋼筋外露修補	大梁/橫隔梁/帽梁/橋墩柱	處	270
b 壓力灌漿修補	混凝土裂縫修補	大梁/橫隔梁/帽梁/橋面版/防落裝置/支承	處	830
		橋墩柱	m^2	1,300
		基礎版/地工	m^2	1,300
		橋台	m^2	1,500
	鋼筋外露修補	大梁/橫隔梁/帽梁/橋墩柱	處	270
c 重新澆注工法	混凝土破損修補	大梁/橫隔梁/帽梁	處/m^3	830/5,6650
		橋面版	m^3	3,000
		橋墩柱	m^3	3,000
		基礎版/地工	m^3	1,000
		橋台	m^3	3,000
	鋼筋外露修補	大梁/橫隔梁/帽梁/橋墩柱	處	270
d 防落裝置設置	止震塊/防震拉桿	大梁/橋面版/橫隔梁	塊/組	7,800
e 鋼板表面黏貼修補工法	鋼板貼附修補	大梁/橋面版/橫隔梁/橋墩柱/帽梁/橋台	m^2	8,100
f 千斤頂及時支撐工法	千斤頂架設	大梁/橋面版/橫隔梁/橋墩柱/帽梁/基礎版/地工/支承/防落裝置/橋台	處	200,000
	型鋼構架及製作安裝		噸	32,500

g 鋪設臨時覆蓋版工法	鋪設臨時覆工版	橋面版/摩擦層/伸縮縫/引道	噸	33,500
h 橋面加鋪加固工法	混凝土鋪設修補	橋面版	處/m^3	830/56,650
	摩擦層修補	摩擦層	m^2	6,000
i 鋼板補強工法	鋼板補強	大梁/橫隔梁/橋墩柱/帽梁	m^2	8,500
j FRP 補強工法	強化碳纖維貼附補強	大梁/橋面版/橫隔梁/橋墩柱/帽梁/基礎版/地工/橋台	m^2	3,950 (單層單向)
			m^2	6,250 (雙層雙向)
k 增大梁截面工法	梁斷面施作	大梁/橫隔梁/帽梁	m^3	6,400
l RC包覆工法	RC 包覆施作	橋墩柱	m^3	6,925
m 擴大基版工法	基礎版施作	基礎版	m^3	35,000
n. 增(補)樁補強工	全套管基樁施作	地工	m	25,000
0 增設連續壁工法	連續壁 60cm 施工/棄土	基礎版/地工	m^2	2,000
	連續壁 60cm 劣質打除		m	1,000
	連續壁沈澱池及棄土坑		m	200,000
	連續壁鋪面		m^2	80

p 加勁擋土牆工法	加勁擋土牆施工	橋台	m^2	5,000~6,000
q 預力地錨工法	預力地錨施工	橋台	m	3,600
r 置換伸縮縫工法	更換伸縮縫（橡膠單元）	伸縮縫	m	200
s 置換支承修補工法	更換支承（橡膠）	支承	組	36,500
t 地盤改良工法	地盤改良施作	基礎版/地工	m^2	100,000

資料來源：翁明全，2005

第五章　橋梁風險因子量化分析

造成橋梁損害的風險因子甚多，故需先對因子進行選擇主要造成橋梁危害因子，並建立橋梁性能指標以利進行危害發生機率。由於本研究風險因子共有三項：包含可視老化(材料老化)、潛勢危害(地震、洪水)。故本步驟將分別就這三項風險因子建立橋梁性能指標。本研究將可視老化以 D.E.R&U 評估法之狀況指標(CI，Condition Index)作為性能指標；地震以耐震能力作為性能指標；洪水則以 SSI 作為性能指標。以下將分別說明之。

5.1 橋梁性能指標建立(可視老化)

CI 以 0~100 的整數代表橋梁目前的狀況，分數越高代表橋梁的狀況越好，相關計算方式請參考 2.1 小節。

可藉由 CI 之計算方式，探討損傷模式對部位功能影響，並藉此進而檢討對橋梁功能的影響。以常見損壞模式為例，整體而言，構件老化通常對橋梁整體使用功能性並無急迫之影響，如表 5-1 所示。

表 5-1 構件老化常見損傷模式對部位及橋梁之影響

損傷模式	對部位造成影響	對橋梁功能造成影響
傾斜	傾斜	若持續傾斜對橋梁後續使用功能性影響甚鉅
裂縫	開裂寬度小，但沒有水穿透或鋼筋鏽蝕現象。	對橋梁整體無迫切影響
混凝土塊狀剝落	造成鋼筋裸露，進而腐蝕	如無處理，將影響橋梁使用功能性；腐蝕嚴重者會影響結構安全性能
混凝土蜂窩	鋼筋外露，且可能造成腐蝕現象。	對橋梁整體無迫切影響
混凝土白華	混凝土之白華顯示遭到硫酸鹽侵蝕，且可能造成腐蝕現象。	如無處理，威脅橋梁使用功能性
鋼筋外露	鋼筋完全露出，且有腐蝕現象。	威脅橋梁整體使用功能性；腐蝕嚴重者會影響結構安全性能

5.2 橋梁性能指標建立(潛勢危害-地震)

結構物若承受中小地震或非災害型地震且震後並未進行修補，當地震再度發生時，其損傷必有所累積且非線性累加。一般而言，建地震損傷指標可使用 Park and Ang Model，如式(5.1)所示，主要結合地震作用下之最大反應變位與消散能量以定義結構物受損情形。因此，本研究將參考上述模型選擇鋼筋混凝土橋梁適用之震後損傷評估指標外，並進一步決定震後且未進行任何修復工程條件下之耐震性能；有關震損傷結構之耐震性能折減模型將於下一章節闡述。

$$D_{P\&A} = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{F_y \delta_u} \int dE \quad \text{.....} \quad (5.1)$$

其中，$D_{P\&A}$：地震損傷指標(若 $D_{P\&A} > 1.0$，結構物可視為全損或倒塌)；δ_M：地震作用下結構物之最大反應變位；δ_u：結構物之極限變位；F_y：靜載重作用下結構物之降伏基底剪力；d_E：消散能量增量(Incremental absorbed hysteretic energy (excluding potential energy))；β：反覆載重影響係數(一般鋼筋混凝土建築物為設為 0.05)。

本研究並針對常見地震損傷模式，探討損壞模式對部位功能影響，並藉此進而檢討對橋梁功能的影響，如表 5-2 所示。

表 5-2 地震常見損傷模式對部位及橋梁之影響

損傷模式	對部位造成影響	對橋梁功能造成影響
傾斜、位移、基礎乘載力不足	傾斜	若持續傾斜對橋梁後續影響甚鉅，進而影響結構安全性能
剪力破壞	當發生彎矩降伏後，混凝土的剪力強度降低，極易發生剪力破壞。	橋墩柱能力不足發生破壞，進而影響結構安全性能
變型	喪失強度	橋墩柱能力不足發生破壞，進而影響結構安全性能
基礎乘載力不足	造成下部結構傾斜、位移	發生落橋情形，而結構安全性能喪失

5.3 橋梁性能指標建立(潛勢危害-洪水)

SSI 是 Scouring Stability Index 的縮寫，為橋梁的『沖刷穩定指標』，以 0~100 的整數代表橋梁對抗沖刷的能力，分數越高代表狀況越好。SSI 值設計之目的在於凸顯與沖刷有關構件之狀況，包含「河道」、

「橋台基礎」、「橋台」、「橋墩保護設施」、「橋墩基礎」及「橋墩墩體」六項，當該些構件檢測狀況不佳時，SSI 值下降，代表該其對於水流之衝擊抵抗能力下降，因沖刷而斷橋之機率增大。

可藉由 SSI 之計算方式，探討洪水損壞模式對部位功能影響，並藉此進而檢討對橋梁功能的影響，如表 5-3 所示。

表 5-3 洪水常見損傷模式對部位及橋梁之影響

損傷模式	對部位造成影響	對橋梁功能造成影響
沖淤破壞	河道中長期之水流沖刷及淤積，可能導致橋墩及橋台產生破壞	橋墩遭受洪水侵蝕沖刷作用勢必影響基礎之承載能力，進而影響橋梁結構安全。
束縮沖刷破壞	由於河道斷面的束縮，或因水流通過橋墩時通水斷面積減少之影響，使得水流流況於近橋墩及基礎處可能產生超臨界流或水躍情形造成橋墩及基礎的破壞	橋墩基礎遭局部沖刷進而導致基礎裸露，基礎承載能力及橋梁穩定亦隨之而降低。
局部沖刷破壞	河道中由於水流長期沖刷影響，有可能對橋墩及基礎產生局部沖刷效應，進而造成其破壞	橋墩基礎遭局部沖刷進而導致基礎裸露，基礎承載能力及橋梁穩定亦隨之而降低。
河床掏空、沖刷或侵蝕	橋墩基礎沖刷，可能造成樁帽基礎露出	橋墩遭受洪水侵蝕沖刷作用勢必影響基礎之承載能力，進而影響橋梁結構安全。

第六章　橋梁風險分析

本階段將根據上階段所建議橋梁性能指標進行量化分析，評估橋梁危害發生之機率，結合風險衝擊影響程度計算流程如圖 6.1 所示。

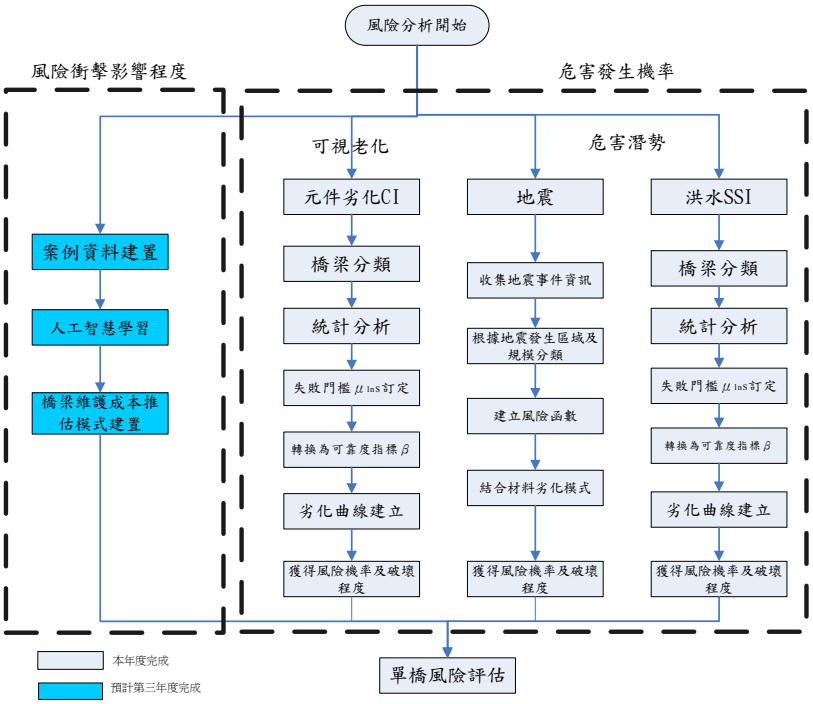


圖 6.1 橋梁風險分析流程圖

由於風險因子中可視老化及洪水皆出於 D.E.R.&U.評分表，僅計算分數方式有差異，故以下說明可視老化(構件老化)及潛勢危害(洪水)將合併說明。分別依橋梁地震、洪水及可視老化之順序介紹。

6.1 橋梁可靠度分析-地震

此階段皆分為四部份介紹，分別為(1)潛勢地震發生機率模型；(2)地表震動分析模式；(3)橋梁地震損傷評估；(4)橋梁地震風險與壽命評估。詳細步驟如下：

6.1.1 潛勢地震發生機率模型

本研究主要參考文獻：國家地震工程研究中心(最具潛勢及歷史災害地震之強地動模擬，2005)；(簡稱：國震中心報告書，2005)，依據報告書內容資料。本章節將以簡單的數學機率模型，建立臺灣地區一般性震源、活動斷層之潛勢地震發生機率模型，並依機率模型推估未來臺灣 50 年及 100 之地震發生次數與機率。圖 6.2 為此模型研究流程，對於潛勢地震發生機率模型將依循此流程進行研究分析。

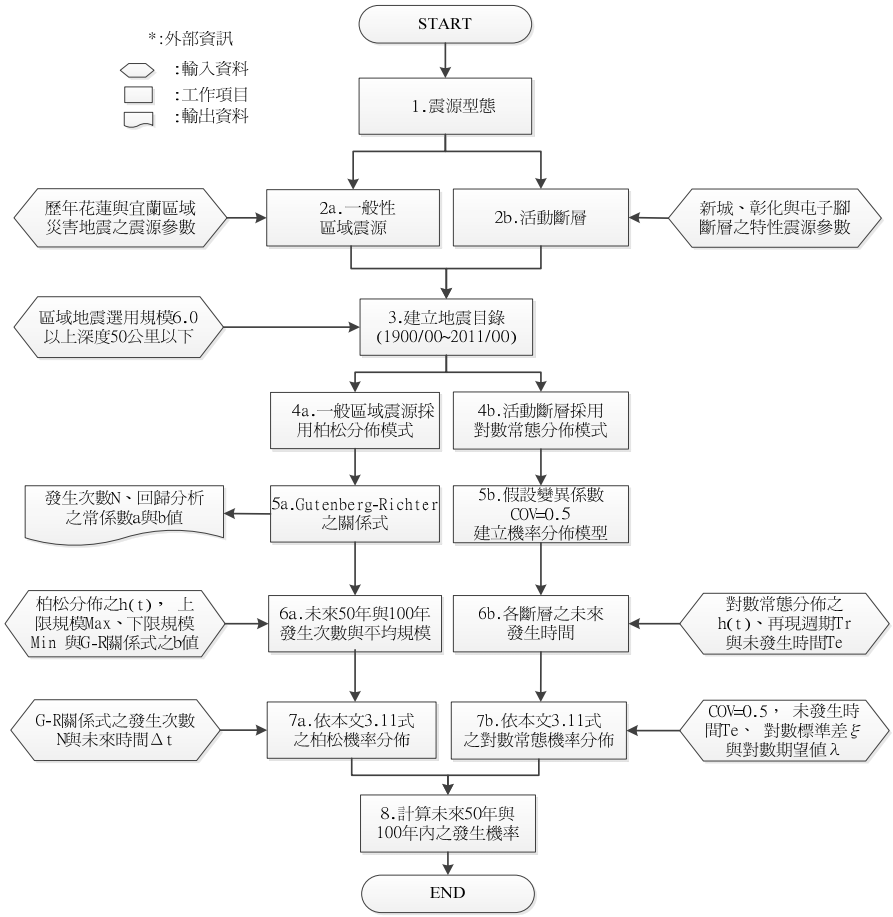


圖 6.2 潛勢地震發生機率模型之流程圖。

6.1.1.1 震源型態之介紹

震源型態地震發生，主要是因為地層斷裂或滑移，然而，在地震危害潛勢評估上，仍可以將地震震源概分為活動斷層地震及區域地震。斷層震源是指地震時地層斷裂面延伸至地表；在地表留下錯動的

痕跡，可稱為斷層線，臺灣地區將第一類活動斷層即屬於此類震源地震，當此類斷層地震發生時；造成地震規模較大且災情較為嚴重。區域震源則是指地震時因為震源深度較深或地震規模較小，使得地層斷裂面隱於地下無法延伸至地表，一般所稱的盲斷層，所有不屬於活動斷層的震源均可歸類為區域震源，此類地震較為頻繁且規模一般較小。本研究依震源型態選取可能對臺北盆地造成危害之區域地震與活動斷層，而求取震源參數進行分析數據，是依據文獻(國震中心報告書，2005)首先需建立之參數如下所列：

(1)該震源區地震目錄之確定。

(2)震源幾何形貌(斷層位態、斷層破裂長度與深度)

(3)評估各地震規模的發生率。

6.1.1.2 建立地震目錄及研究對象

根據中央氣象局所一百餘年的地震紀錄(1900 年-2011 年的地震參數)，可掌握臺灣各區域地震；發生之地震次數、年份時間、地震歷時及規模 M_L 等，即可依地震特性建立地震目錄。而本研究因考量遠域強震震波經傳遞過程，一般而言，造成結構危害的地震規模為 $6.0M_L$，故將研究之地震規模區間選取在 $6.0 \leqq M_L \leqq 8.0$；決定規模區間後，依據文獻(國震中心報告書，2005)，將歷史區域地震資料進行篩選以建立本研究的區域地震目錄：

(1)一般工程震源深度為 35 公里，為考慮震源定位可能的誤差，故將深度篩選條件取至 50 公里。

(2)移除各地震相關之前、餘震資料，以符合地震於時間序列上之獨立性，對於前、餘震之處理，乃根據發生時間順序及時間間隔作為判斷條件。

(3)1936 年前在地震測量儀器不發達的時代，僅能用地震災害範圍來判定可能之規模、深度及發震時間、位置，對於同一筆地震

會有不同的參數定義。此狀況於目錄中需予以篩選並剔除。

建立區域地震目錄完成，依據一般區域震源型態之地震特性，可藉由(Gutenberg and Richter，1944)年提出之地震規模與再現頻率關係式(簡稱：G-R 關係式)，以呈現該區域之地震特性。一般形式為式 6.1：

$$\log N(m) = a - bm, m_o \le m \le m_u \quad \text{.....(6.1)}$$

式中，m：地震規模；本研究以芮氏規模 M_L 為主，N(m)：地震規模大於等於 m 之地震發生次數，a 及 b 為常係數可由回歸分析而得，a 值為該區域地震發生的頻率、b 值為該區域地震規模的大小，(3.1) 式有一上、下限規模（mu，mo）之範圍，取決方式於工程考量或地震紀錄。

6.1.1.3 平均規模與未來地震發生次數之公式

根據 (V. K. Gupta and V. Srimahavishnu，2006) 未來地震發生次數之公式；主要是依各機率分佈模型之風險函數推算求得，而對於風險函數的之影響參數；主要依該區域之地震發生頻率、時間長度、等待時間及預設未來時間等相關參數，計算公式可遵循依此式 6.2：

$$N_l(T_0 + Y \mid T_0) = \int_{T_0}^{T_0+Y} h_l(\tau) d\tau \quad \text{.....(6.2)}$$

式中，N_l ：未來發生的次數，T_0：上次地震發生後至今尚未發生地震之等待時間，Y：預設的未來數年的時間，$h_{l(\tau)}$：機率模型之風險函數。

對於未來平均規模求取方法，可經由各區域地震建立的地震目錄，依式 6.1 之 G-R 關係式運算回歸 b 值，並依照本研究選取規模區間 $6 \leqq M_L \leqq 8$ 中不同的地震規模大小，以求算出不同規模發生機率密度函數與累積機率，並依公式 i 之順序決定未來平均規模大小。本研究對於未來 50 年及 100 年之宜蘭 ZS01 與花蓮 ZS02；經由式 6.3-式 6.6 可計算宜蘭與花蓮區域之平均規模與次數，下式為(V. K. Gupta and V. Srimahavishnu，2006)未來發生平均規模公式：

$$p(m) = b\ln 10 \frac{10^{-b(m-M_{min})}}{1-10^{-b(M_{\max}-M_{\min})}} \quad \text{.....(6.3)}$$

$$F(m) = \frac{10^{-b(m-M_{min})} - 10^{-b(M_{\max}-M_{min})}}{1-10^{-b(M_{\max}-M_{\min})}} \quad \text{.....(6.4)}$$

$$pi(m) = \frac{\tilde{N}!}{(\tilde{N}-i)!(i-1)!}\left[F(m)\right]^{i-1}\left[1-F(m)\right]^{\tilde{N}-i} p(m) \quad \text{.....(6.5)}$$

$$E\left[M_i\right] = \int_{M_{\min}}^{M_{ax}} m p_i(m) dm \quad \text{.....(6.6)}$$

式中，b 值：G-R 關係式之回歸參數，m：地震規模，M_{max} 及 M_{min}：為本研究決定之上及下限規模，$\tilde{N}$ ：未來發生的次數、i：未來平均規模順序由大至小；(例：i=1,2,3…N，當 i=1 時為最大平均規模 M_L、i=2 為次大平均規模以此類推，依表 6-1-表 6-4 所示)，E[M_i] ：平均規模；規模大小依 i 決定。

表 6-1 為宜蘭 ZS01，未來 50 年地震計算結果發生次數為 10 次

M_L1	M_L2	M_L3	M_L4	M_L5	M_L6	M_L7	M_L8	M_L9	M_L10
7.2	6.8	6.7	6.6	6.5	6.4	6.3	6.2	6.2	6.0

表 6-2 為花蓮 ZS02，未來 50 年地震計算結果發生次數為 12 次

M_L1	M_L2	M_L3	M_L4	M_L5	M_L6
7.2	6.9	6.7	6.6	6.5	6.4
M_L7	M_L8	M_L9	M_L10	M_L11	M_L12
6.3	6.2	6.2	6.1	6.1	6

表 6-3 為宜蘭 ZS01，未來 100 年地震計算結果發生次數為 20 次

M_L1	M_L2	M_L3	M_L4	M_L5	M_L6	M_L7	M_L8	M_L9	M_L10
7.4	7.1	6.9	6.8	6.7	6.6	6.5	6.4	6.4	6.3
M_L11	M_L12	M_L13	M_L14	M_L15	M_L16	M_L17	M_L18	M_L19	M_L20
6.3	6.2	6.2	6.2	6.2	6.1	6.1	6.1	6.0	6.0

表 6-4 為花蓮 ZS02，未來 100 年地震計算結果發生次數為 24 次

M_L1	M_L2	M_L3	M_L4	M_L5	M_L6	M_L7	M_L8
7.4	7.1	7.0	6.8	6.7	6.6	6.6	6.5
M_L9	M_L10	M_L11	M_L12	M_L13	M_L14	M_L15	M_L16
6.5	6.4	6.4	6.3	6.3	6.3	6.2	6.2
M_L17	M_L18	M_L19	M_L20	M_L21	M_L22	M_L23	M_L24
6.2	6.2	6.1	6.1	6.1	6.1	6.0	6.0

1. 柏松與對數常態分佈之風險函數

風險函數的定義為地震在一段時間 t 內未發生地震，故在 t+Δt 時間內可能發生地震的機率，故稱此機率為風險函數。而本研究區域地震所採用柏松模式之發生率，就物理意義來說意味著一個地震的發散的能量並不影響下一個地震系列的時間，因此其過程並不符合地震的回彈理論(Elastic Rebound Theory)。區域地震發生次數頻繁可視為符合穩態柏松分佈(Stationary Poisson Distribution)且與時間無關，穩態柏松過程主要假設地震發生之風險函數(Hazard Function)為一定值，故柏松之風險函數(Hazard Function)，(簡稱：h(t))可推導式 6.7：

$$f(t)=\frac{\lambda e^{-\lambda t}}{k!}$$

$$F(t)=\int_0^t f(t)dt=1-e^{-\lambda t}$$

$$h(t)=\frac{f(t)}{1-F(t)}=\frac{\lambda e^{-\lambda t}}{1-(1-e^{-\lambda t})}=\lambda \qquad \text{.....(6.7)}$$

式中，f(t)：機率密度函數(簡稱：PDF)，依柏松特性假設短時間Δt 發生兩次事件的機率可忽略；k：為短時間Δt 發生事件(k=1)，λ：單位時間或空間內之地震平均發生率；F(t)：累積函數為 f(t)之積分(簡稱：CDF)；h(t)：風險函數(Hazard Function)，推算結果柏松的風險函數等於λ。

對於具有威脅性之災害潛勢地震，斷層地震數百年一次大地震；在時間上為可預期事件（Time-Predictable），因此該類型地震事

件之再現週期為可預期。假設再現週期在統計上依循對數常態分佈（Log-Normal Distribution）；其公式如下所示式 6.8：

$$f(t)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}\xi(T_r)}\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(T_r)-\lambda}{\xi}\right)^2\right],\left(0\le T_r\le\infty\right) \quad \text{.....(6.8)}$$

式中，T_r：地震事件的再現週期或再現間隔，由地震目錄或地震學調查研究決定，對數常態分佈之標準差 ξ 與期望值 λ，分別為採用地震間隔時間統計的平均值及標準偏差再取對數。

對數常態分佈（Log-Normal distribution）風險函數推導式 6.9：

$$f(t)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}\xi(T_r)}\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(T_r)-\lambda}{\xi}\right)^2\right],\left(0\le T_r\le\infty\right)$$

令 $u=\frac{\ln(T_r)-\lambda}{\xi}\sim du=\frac{dt}{T_r\xi}$

$$t\Rightarrow u=\frac{\ln(T_r)-\lambda}{\xi},0\Rightarrow u=-\infty,$$

$$F(u)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_{-\infty}^{t}e^{-\frac{u^2}{2}}du\Rightarrow\Phi\left[\frac{\ln(T_r)-\lambda}{\xi}\right]$$

$$h(t)=\frac{f(t)}{1-\Phi(t)} \quad \text{..... (6.9)}$$

式中，f(t)：對數常態的機率密度函數(簡稱：PDF)；F(u)：對數常態之累積函數(簡稱：CDF)；可用梯形法求解面積或用 Φ 查常態分佈機率表求解；Φ：標準常態分佈的累積分佈函數又稱誤差函數，h(t)：對數常態分佈之風險函數。

2. 臺灣未來50年與100年之地震發生機率

本研究推算未來 50 年與 100 年發生機率，採用未來發生機率之模式採文獻(國震中心報告書，2005)分為兩種：一為穩態的柏松模式(Stationary Poisson Model)，二為對數常態分佈模型(Lognormal Distribution Model)。穩態柏松模式乃假設每個地震的發生機率在靜待時間(Elapse Time)內都是獨立發生的，因此在未來 Δt 年內，發生機率計算如下式 6.10：

$$P = 1 - \exp(-r\Delta t) = 1 - \exp(-N) \quad \text{.....(6.10)}$$

式中，r：特定規模下的發生率(為再現週期的倒數)；N：在Δt 年內同樣地震可能的發生次數。宜蘭 ZS01 與花蓮 ZS02 未來 50 與 100 年地震發生機率可依表 6-5 及表 6-6 所示。

對數常態分佈模型考慮到地震事件的再現週期及已發生的等待時間(T_e)。將 $P(T_e|E_m)$定義為考慮大於等於地震規模 E_m 的回歸週期 T_r 所建立的機率密度函數，而 T_e 則為上次地震發生時間自今的靜待時間(elapse time)，因此在未來 T_p 年內發生地震規模大於等於 E_m 之發生機率為 $P(T_e+T_p|E_m)$ ， 說明之。故未來發生規模 E_m 的機率為式 6.11：

$$P(T_p \mid E_m, T_e) = 1 - \frac{1 - P(T_e + T_p \mid E_m)}{1 - P(T_e \mid E_m)} \quad \text{.....(6.11)}$$

式 6.11 可依圖 6.3 中之說明進行運算，其中推導如下式 6.12：

$$A + B + C = 1 \Rightarrow 1 - C = A + B$$
$$\because 1 - P(T_e \mid E_m) = A + B$$
$$B = 1 - (A + C)$$
$$\because B = 1 - P(T_e + T_p \mid E_m)$$
$$\text{A 區間發機率} = 1 - \frac{1 - P(T_e + T_p \mid E_m)}{1 - P(T_e \mid E_m)} = 1 - \frac{B}{A + B} = \frac{A}{A + B} \quad \text{.....(6.12)}$$

式 6.12 依據表 6-7 本研究建立的斷層參數，可推算未來 50 年與 100 年之新城斷層、屯子腳斷層及米崙斷層發生機率。推算結果如表 6-8 所示。

3. 推估新城、屯子腳與米崙斷層之未來發生時間

依據(國震中心報告書，2005)內容資料：新城斷層位於新竹縣，認為新城斷層最長約 28 公里。由於該活動斷層在目前所帶來的資訊並不完整，因此假設 1000 年為新城斷層之再現期(T_r)。而調查資料仍缺乏有效的證據推估上一次發生地震時間，但(陳文山教授等人，

2005)以槽溝開挖調查結果認為其最近一次可能的錯動時間約在 300 年前(T_e)。屯子腳斷層位在臺中縣后里台地的南側，跨越大甲溪至大肚台地北側，全長約 14 公里，回歸期約 300 年(T_r)。屯子腳斷層是因 1935 年新竹-臺中地震所引發的地震斷層，造成附近有崩塌及地陷現象，使得河流改道，斷層錯動量不大卻引起嚴重災情，足以知其重要性。花東縱谷北段以米崙斷層為主 1951 年共發生三個規模大於 7.0 的災害地震，由於此三個地震發生的時間緊湊，無法詳細區分出個別的災害，斷層自七星潭海邊向西南往花東縱谷方向延伸，全長可能超過 25 公里，回歸期約 135 年(T_r)。(國震中心報告書，2005)依古地震研究結果將變異係數(Coefficient Of Variation，簡稱：COV(σ_{Tr}/Tr))設定為 0.5，歸納各斷層地震特性資料建立表 6-7 所示，並依照式 6.2 及式 6.9 未來發生地震次數之公式與對數常態分佈之風險函數，推算未來新城斷層、屯子腳斷層與米倫斷層之 m 可能發生時間，如表 6-9 與圖 6.4-圖 6.6 所示。

表 6-5 宜蘭區域地震未來 50 與 100 年發生機率

M_L	N	Δt	發生機率 (%)	Δt	發生機率 (%)
6.0	0.183	50	99.990	100	100.000
6.1	0.147	50	99.936	100	100.000
6.2	0.118	50	99.727	100	99.999
6.3	0.095	50	99.125	100	99.992
6.4	0.076	50	97.768	100	99.950
6.5	0.061	50	95.270	100	99.776
6.6	0.05	50	91.358	100	99.253
6.7	0.039	50	85.982	100	98.035
6.8	0.032	50	79.335	100	95.729
6.9	0.025	50	71.784	100	92.038
7.0	0.020	50	63.772	100	86.875
7.1	0.016	50	55.726	100	80.398
7.2	0.013	50	47.995	100	72.955
7.3	0.010	50	40.825	100	64.984
7.4	0.008	50	34.364	100	56.919
7.5	0.007	50	28.671	100	49.122

表 6-6 花蓮區域地震未來 50 與 100 年發生機率

M_L	N	Δt	發生機率 (%)	Δt	發生機率 (%)
6.0	0.276	50	100.000	100	100.000
6.1	0.219	50	99.998	100	100.000
6.2	0.174	50	99.983	100	100.000
6.3	0.138	50	99.901	100	100.000
6.4	0.110	50	99.586	100	99.998
6.5	0.087	50	98.718	100	99.984
6.6	0.069	50	96.854	100	99.901
6.7	0.055	50	93.582	100	99.588
6.8	0.044	50	88.697	100	98.722
6.9	0.035	50	82.285	100	96.862
7.0	0.027	50	74.691	100	93.595
7.1	0.022	50	66.406	100	88.714
7.2	0.017	50	57.936	100	82.306
7.3	0.014	50	49.717	100	74.716
7.4	0.011	50	42.062	100	66.432
7.5	0.009	50	35.163	100	57.962

表 6-7 本研究設定之斷層參數(為無相關資料提供發生時間)**

斷層編號	斷層名稱	本研究使用之參數					歷史地震
		Mu	R.P	Te	λ	ξ	
1	新城斷層	6.8	1000	307	6.796	0.4724	**
2	屯子腳斷層	6.9	300	78	5.592	0.4724	1935
3	米崙斷層	7.0	135	61	4.794	0.4724	1951

表 6-8 各斷層地震未來 50 年與 100 年之發生機率。

斷層編號	斷層名稱	發生機率 50 年(%)	發生機率 100 年(%)
1	新城斷層	1.476	3.737
2	屯子腳斷層	5.436	18.885
3	米崙斷層	37.545	70.228

表 6-9 各斷層地震使用參數列表。

斷層 編號	斷層名稱	本研究使用之參數				
		Mu	R.P	Te	λ	ξ
1	新城斷層	6.8	1000	307	6.796	0.4724
2	屯子腳斷層	6.9	300	78	5.592	0.4724
3	米倫斷層	7.0	135	61	4.794	0.4724

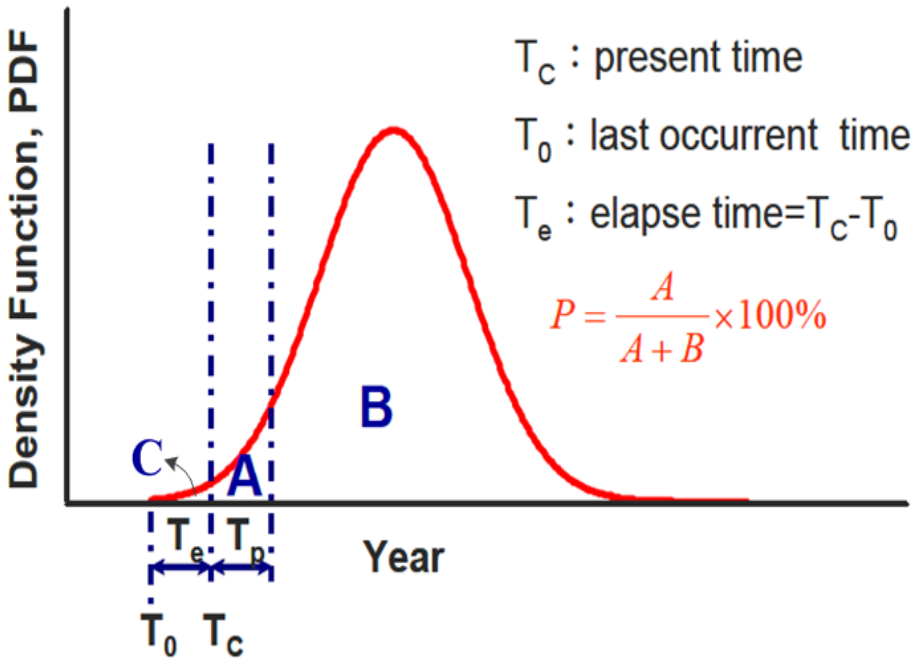


圖 6.3 地震發生機率計算模型

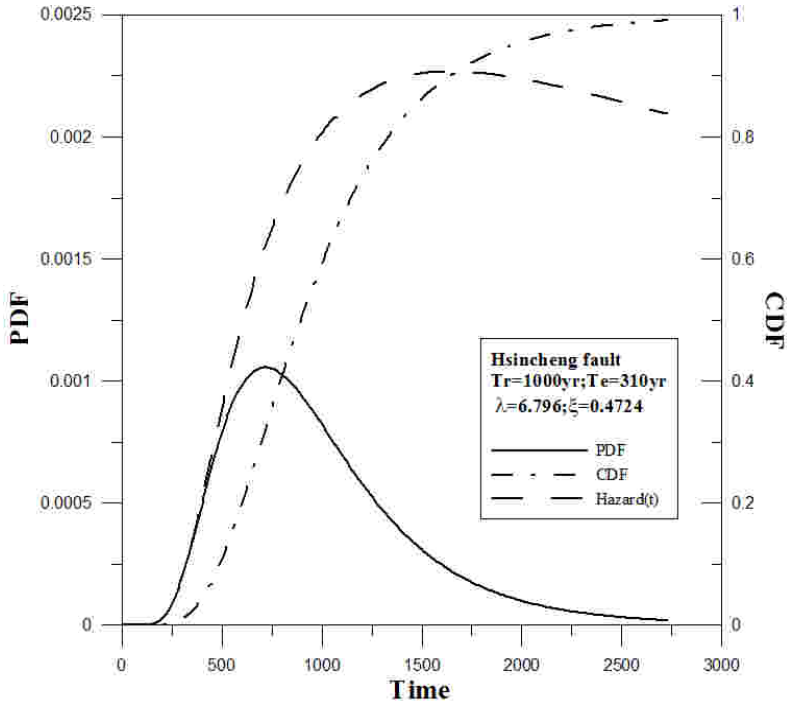


圖 6.4 新城斷層推估未來發生時間之 PDF、CDF 及 h(t)

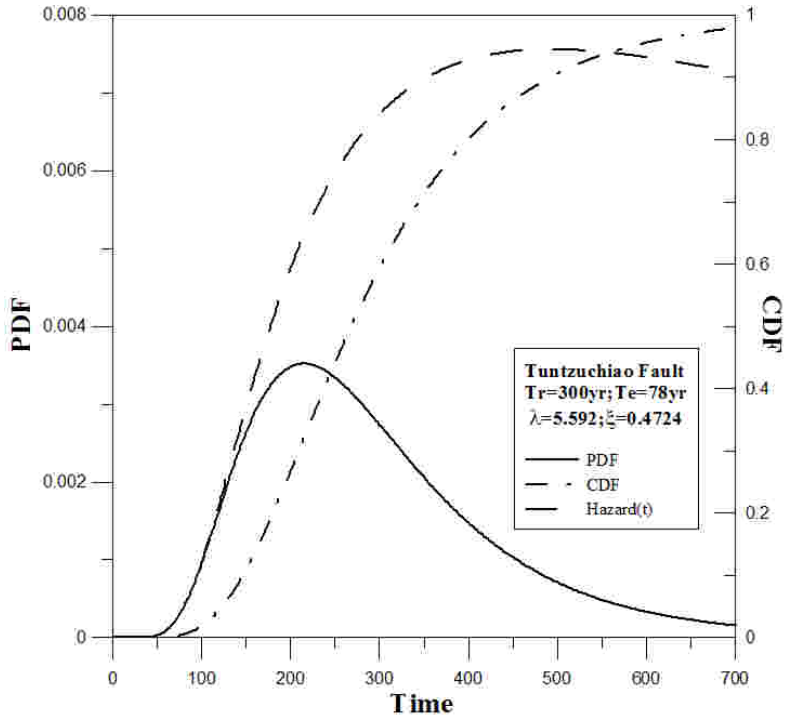


圖 6.5 屯子腳斷層推估未來發生時間之 PDF、CDF 及 h(t)

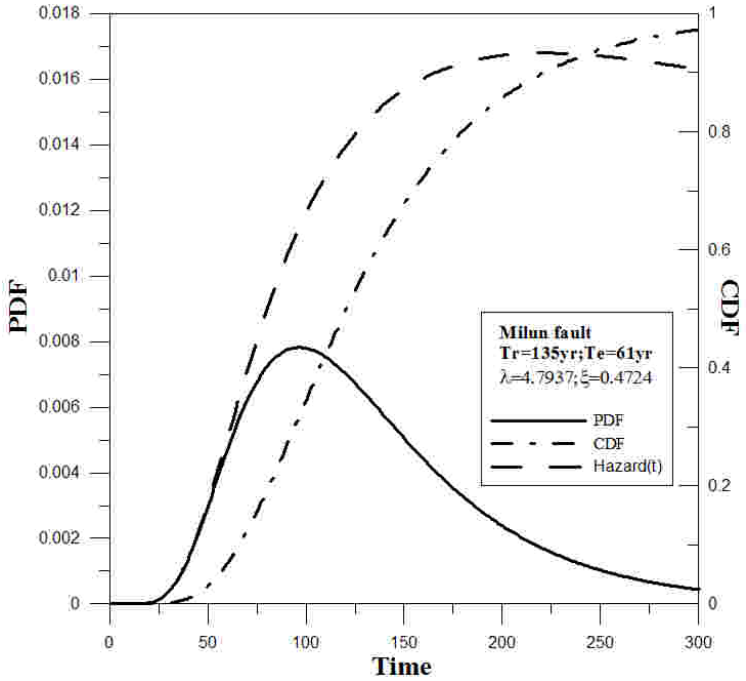


圖 6.6 米崙斷層推估未來發生時間之 PDF、CDF 及 h(t)

6.1.2 地表震動分析模式

本研究之人造地震模擬地表加速度值，需考量距離衰減律與地盤場址分類，乃採用國立中央大學碩士論文(張毓文，2002)之地表震動模式；將地震震央位置、規模與深度等參數為輸入，可做為全臺灣各區域測站之 PGA、Sas 及 Sa1 為輸出，故可依第三章分析結果之未來地震發生次數與規模，模擬未來 50 年及 100 年之三星橋與牛鬥橋梁因遠域地震發生所造成的結構耐震損失。

6.1.2.1 地表震動模式介紹

1. 地表震動模式之測站點位

臺灣地質構造複雜，震源傳遞過程經由地形、地層與地質構造影響差異極大，可能會影響地震波的振幅、頻譜等特性。(張毓文，2002)資料收集使用中央氣象局自由場強地動觀測網(TSMIP)之強震紀錄，根據氣象局測站名稱編號將全省測站分為七區，涵蓋範圍包括臺北地區(TAP)、臺中地區(TCU)、嘉南地區(CHY)、高屏地區

(KAU)、臺東地區(TTN)、花蓮地區(HWA)及宜蘭地區(ILA)，除中央山脈外，各測站平均間距約為 5 公里，並加入了中央研究院地球科學研究所之山區強震站(簡稱：CMA)的強震紀錄。依圖 6.7 所示，為中央氣象局強震站及中央研究院山區強震站位置圖 (張毓文，2002) 三角形△符號表示臺灣自由場強地動觀測網之測站分佈位置，正方形□符號表示中央研究院山區強震站之測站分佈位置。

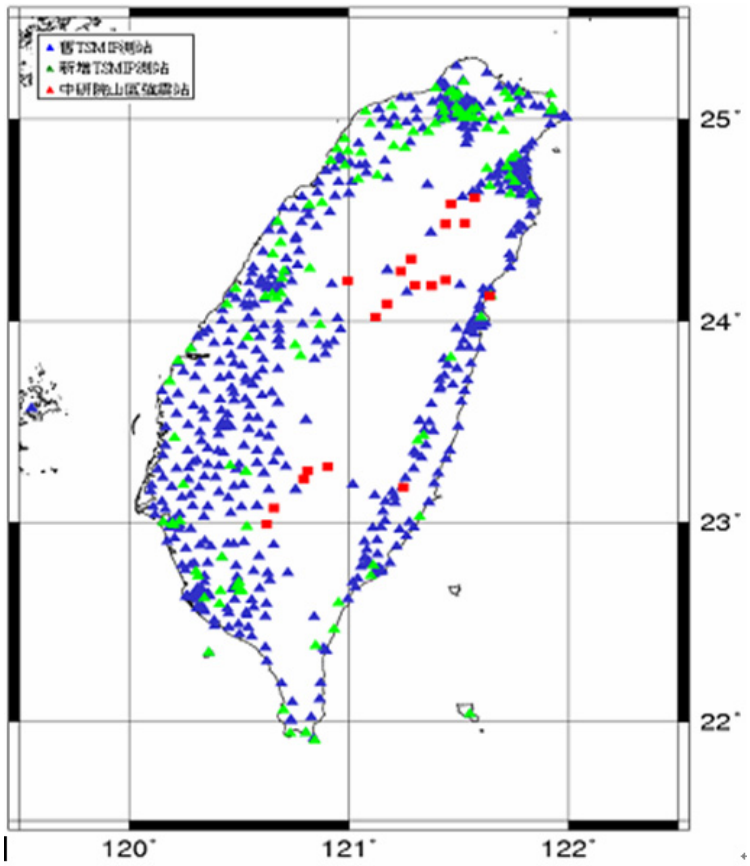


圖 6.7 中央氣象局強震站及中央研究院山區強震站位置圖。

資料來源：張毓文，2002

2. 地表震動模式之場址分類

場址的分類主要依測站的地質狀況及其土層的剪力波速而定，美國加州地區所採用的建築技術規範(ICBO，1991)將地盤分為 S1、S2、S3、S4 四類。另外在工程方面有研究依據(Lee et al，2001)以綜合地質、工程鑽探資料及標準貫入試驗之 N 值和頻譜分析等方法

將全臺灣自由場強震站的場址分為 B、C、D、E 四類。(蔡壁孺，2007)利用氣象局已完成調查的 266 個強震站址鑽探資料、中央地質調查所 GEO2000 工程地質資料庫及其他蒐集到的工程地質資料，依據剪力波速度量測 V30 進行場址分類；如圖 6.8 所示。

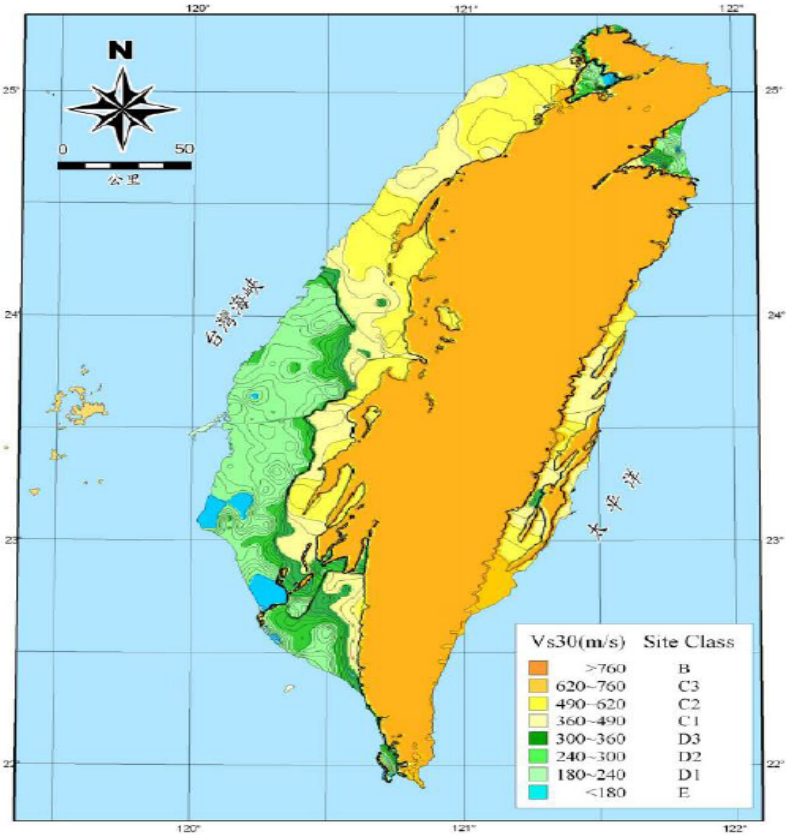


圖 6.8 剪力波速度量測 V30 進行場址分類

資料來源:蔡壁孺(2007)所畫出全臺灣 VS30 分佈等值線圖

3. 地表震動模式之地震參數選取

(張毓文，2002)參考的地表震動衰減模式(簡文郁，2001)所使用的地震資料主要是針對芮式規模 5.0 以上及震源深度 35 公里以內，對工程結構物較有危害的地震。並且排除臺北盆地(Wen et al， 1998)及宜蘭盆地有明顯場址放大效應的測站紀錄為原則進行挑選，選取的條件如下：

(1)選取芮式規模 5.0~7.5 的地震，其中包含集集主震及其餘震。

(2)震源深度在 35 公里以內。

(3)採用符合上述條件地震所觸發的測站歷時紀錄，包含全部即時站 地震紀錄及 25 公里以內的自由場強震站地震紀錄，以避免回歸分析時權重不一的現象。

(4)使用地震紀錄中兩水平方向(EW，NS)地表最大加速度值的幾何平均值來進行回歸分析，求得參考衰減公式之係數。

(5)在進行分析時，為了避免進行分析時有過大的誤差，故先排除有明顯場址放大效應的臺北盆地與宜蘭盆地的測站紀錄，來取得精確度較佳的衰減模式。

最後選取符合條件的 59 個地震，在進行回歸分析時使用了所有速報系統即時站的紀錄。由於強震網測站設置大多都設置在人口集中的都會區，導致在某些設站密集的都會區會有相當多的地震資料，這種現象會在分析時造成權重不一的情形，因此加入了在地理上分佈較均勻的速報站的地震紀錄，來避免這種情形發生。而本研究將會先探討此地表震動衰減模式之精確度，再依據可能之誤差來源採用較合理的測站區域做為人工地震模擬。

6.1.2.2 衰減模式與場址特性

衰減原理，簡易來說就是地表震動會隨距離增加而衰減，但地震波從震源傳遞到接收測站之間的過程卻十分複雜，涉及諸多變數，即接收測站所收到的地動值受到震源、路徑以及場址效應的影響。當地震規模越大時，地表震動強度越強，而衰減模式較為緩慢；反之，規模小地震，能量消逝較快速。而場址效應參考之衰減模式，採用地表下 30 公尺剪力波速之平均值為分類之依據，並分為軟弱地盤及岩盤的衰減模式，由於衰減公式是使用所有測站的平均場址特性，只適用於一般性地盤，因此在岩盤地區其地動預測值可能會有高估的情形，反之沖積層會低估。

場址特性，一般而言，位於沖積層的測站所記錄到的振幅值會比

位於岩盤的測站所記錄到的振幅值高。(溫和葉，1986)研究 SMART-1 陣列所記錄三大地震指出：沖積層測站的主要共振頻率較岩盤為低，且振幅較大。地震紀錄，發現到位於沖積層的測站收到的水平最大加速度與速度值，跟位於岩盤的測站紀錄相比，分別大了二到三倍，此差異間接影響到衰減模式對於地震危害度評估的準確性。(張毓文，2002)使用不同顏色的實線來代表規模 4.0~7.0 的衰減曲線，依圖 6.9 所示，由不同規模的實測值分佈顯示，在岩盤測站隨規模越大，地震紀錄偏差的現象越大，也就是說，Campbell 的衰減區線在規模愈大時地表加速度會越大，但依衰減模式是平均各測站場址特性；因此預測值會有偏低的現象，同樣地，在沖積層的衰減曲線也有低估的情形出現。

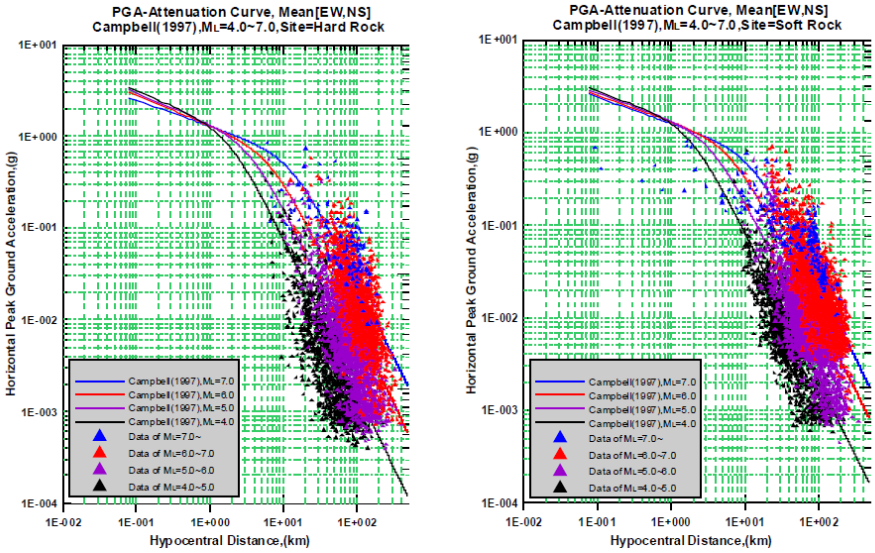


圖 6.9 臺灣規模 4.0~7.0 之地震記錄與(Campbell，1997)衰減曲線之關係

資料來源：張毓文，2002

(張毓文，2002)在參考衰減模式方面，係採用 (Chien，2001)，於規模 5.0 以上之地震，表現在岩盤衰減較緩慢的現象，故選用其為參考且較適用於臺灣地區的衰減模式。而採用分析模式為 Chien 對(Campbell，1981)之衰減模式迴歸分析如下式 6.13：

$$PGA(g)=f(M,R)=b_1e^{b_2M}[\,R+b_4\exp(b_5M\,)]^{-b_3} \qquad \text{.....(6.13)}$$

式中，b1~b5 為常係數可由回歸分析求得；PGA：震度強度值；M：芮氏規模；R：場址到斷層線最短距離。衰減律分析資料庫包括 921 主震及餘震資料。除了 921 主震採用地表斷層距離外，其餘地震均採用震源距離。

第一階段，利用上式參考之衰減模式得到各測站預測初步之 PGA 值，由於其分析時並未對測站場址特性加以分類，因此所得結果為一般性場址適用。而第二階段分析時，則將其對各測站實際觀測值的系統偏差量作校正分析。將第一階段參考之衰減模式的預估結果與實測值作迴歸分析；由迴歸分析可得到各測站的場址修正係數 C_0 及 C_1 值。其間之關係式為式 6.14：

$$\ln(Y_0) = C_0 + C_1 \times \ln(Y_a) \quad \text{.....(6.14)}$$

式中，Y_a：參考衰減模式的預測值；Y0：實測地震動值；C_0 及 C_1：各測站之場址修正係數。

6.1.2.3 地表震動模擬與真實災害地震之驗證

1. 地表震動衰減模式

(詹皓凱，2008)根據(張毓文，2002)碩士論文之地表震動衰減模式，對於地震模擬進行測試，此測試對於地震模擬器程式所需要輸入資料條件：震央經緯度座標、震源深度(Km) 、地震規模(M_L)等參數，而地震模擬器模式測試過程，需考量震源效應(Source Effect)、地震波傳遞的路徑效應(Path Effect)及局部地質特性所引起的場址效應(Site Effect)。依據地震模擬器程式分佈全臺灣的地動強度參數 PGA，評估程式是否符合該研究探討衰減模式與場址放效應，而(詹皓凱，2008)之第一階段測試結果只參考地震動衰減律與實測值的全臺灣地表加速度，比較結果如圖 6.10 所示；(a)為九二一發生時測站實值與(b)為只考慮衰減模式未加入場址效應之模擬 PGA。

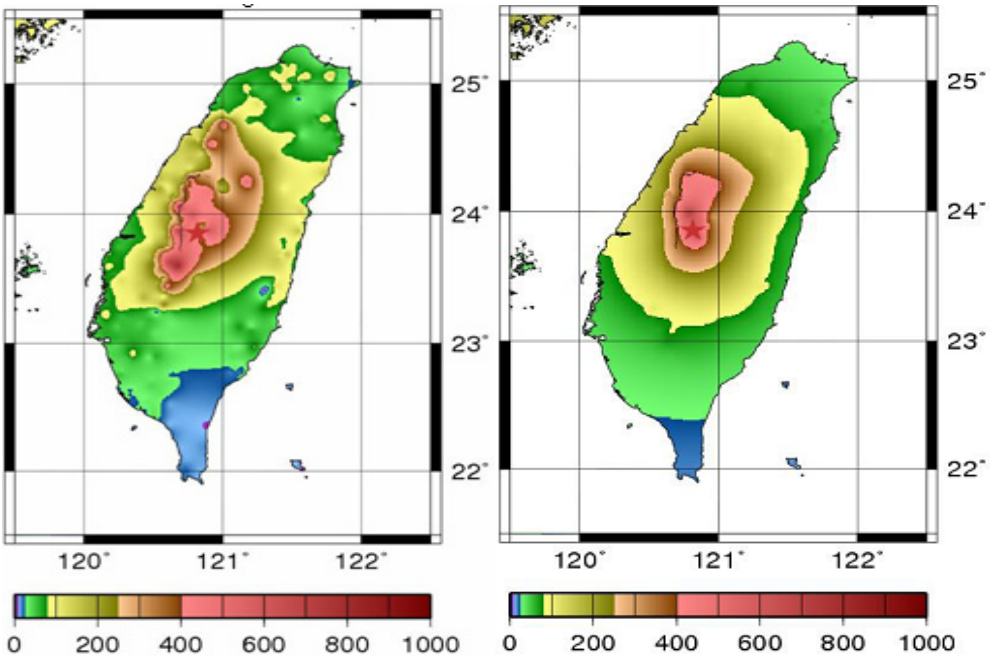


圖 6.10 為集集地震的(a)實測值與(b)衰減模式預測值 PGA 分佈

資料來源:詹皓凱，2008

2. 地表震動衰減模式之場址修正

(詹皓凱，2008)於第二階段測試中在衰減模式中加入場址效應考量，新增 TSMIP 與 CMA 測站的場址特性。而使用兩階段步驟對各測站之場址效應進行分析，來得到更可靠的場址修正函數。針對新增之 TSMIP 與 CMA 測站的正規化誤差殘值，故於分析場址特性時，採用即時站地震紀錄及自由場強震站之地震紀錄，在資料的選取分析上增加了芮氏規模 5.0 以上的地震資料來增強分析之準確性，依圖 6.11 所示，經由場址函數修正過後的二階段預測結果明顯的更接近實際觀測值，得到較為可靠的預測結果。由此可知，測站之場址特性對衰減模式造成的影響，可藉由測站之場址函數修正其場址效應，來降低其系統的標準偏差，提升系統之準確性來得到更加可靠之預測結果。

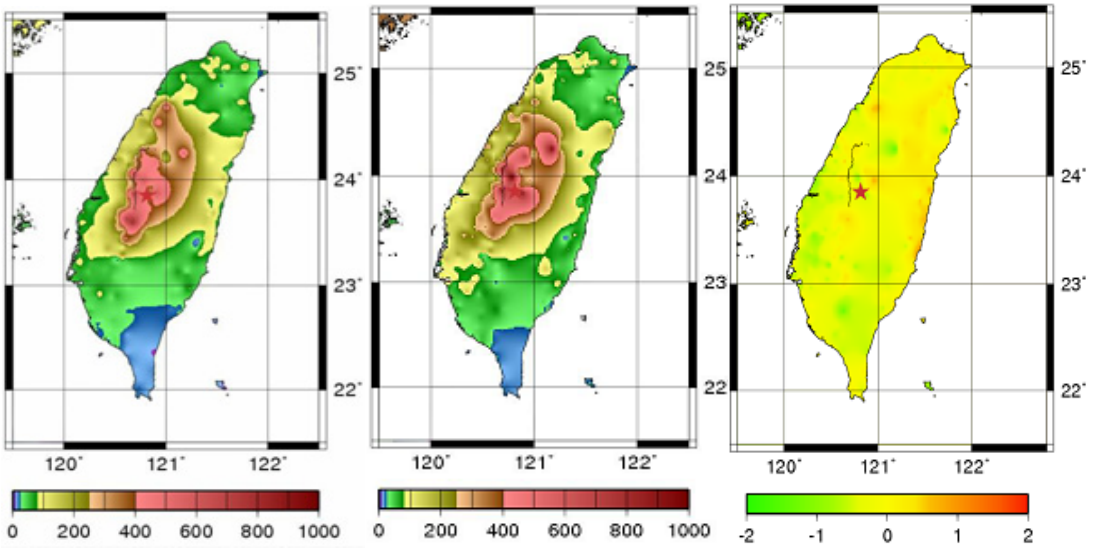


圖 6.11 修正函數校正後的預測與其觀測值之誤差殘值分佈

資料來源:詹皓凱，2008

3. 整合評估資料

(張毓文，2002)研究地表震動模式之研究與修正結果，而修正後地表震動模式之模擬較符合臺灣地盤效應之 PGA 值。本研究將歷年地震(集集地震、花蓮地震及嘉義地震)震源特性資料輸入，分析全臺之最大地表加速度 PGA 值為輸出，在依據中央氣象局地震測站之量測真實值加以比較，其測試結果依圖 6.12-圖 6.14 所示(實現為實測值與虛線為預測值)。可觀察地震模擬結果與測站量測真實 PGA 值趨勢相近，但地表震動模式之模擬 PGA；有些區域尚有局部誤差值較高或低的情形，本研究會加以評估若有不合理之震度參數將不取用，而造成此誤差來源可歸類有三點：

(1)迴歸誤差：是採用多數歷年地震迴歸分析而非單一地震特性，所以會有所誤差。

(2)場址資料不完整：由於中央氣象局測站多集中架設於都會區屬於沖積層，使得場址特性並無完整的參考資料。

(3)衰減曲線之限制：由於參考的衰減曲線之場址特性，只適用於第二類場址及第三類場址，故場址效應在第一類及第四類會有所誤差。

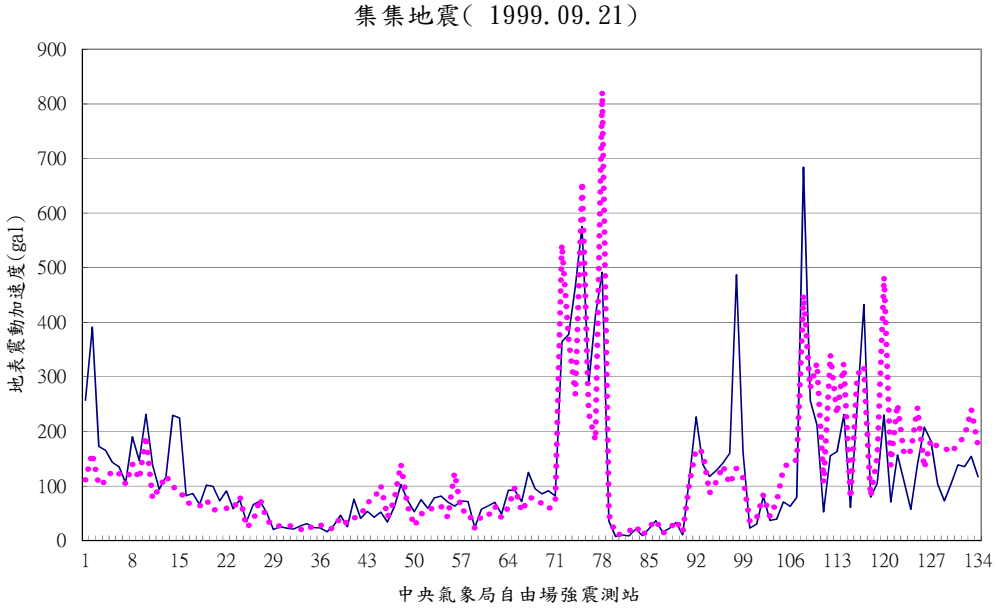


圖 6.12 臺灣歷年大地震：集集地震之實測值與預測值比較

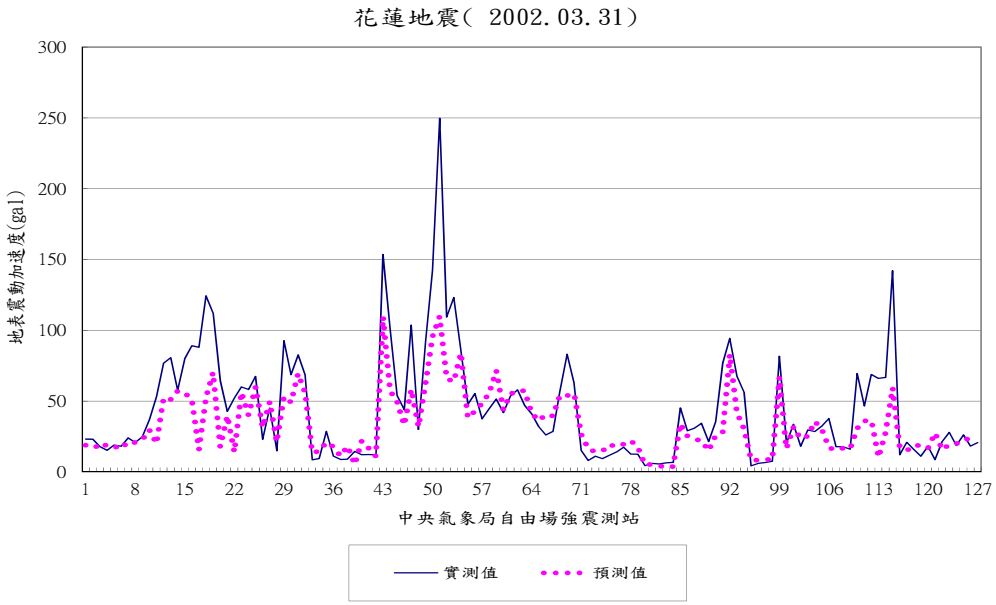


圖 6.13 臺灣歷年大地震：花蓮地震之實測值與預測值比較

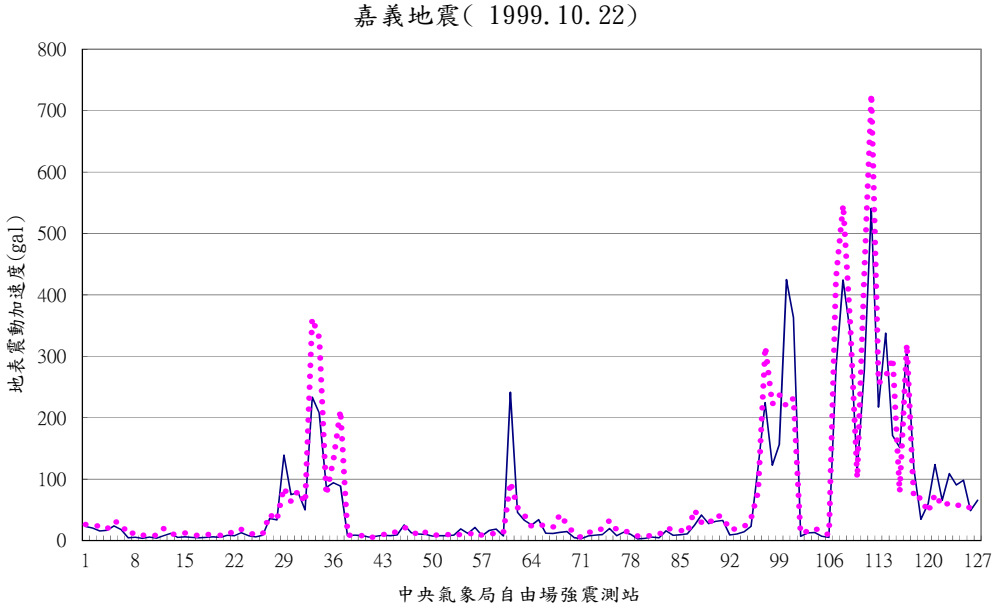


圖 6.14 臺灣歷年大地震：嘉義地震之實測值與預測值比較

6.1.3 橋梁地震損傷評估

本章將採用交通部運輸研究所之橋梁通阻跨河橋梁分析模型(簡稱：橋梁通阻，2011)，依側推分析(Pushover)所得之等值單自由度結構特性參數，並利用武田模式(Takeda model)進行橋梁之非線性動力分析。依橋梁所在位置之劣化影響及考慮 50 年與 100 年之可能遭遇地震以計算其地震損傷指標，分析流程可參考圖 6.15 所示。此外，本研究以牛鬥橋(宜蘭)和三星橋(宜蘭)為例，進行其地震損傷與風險評估。

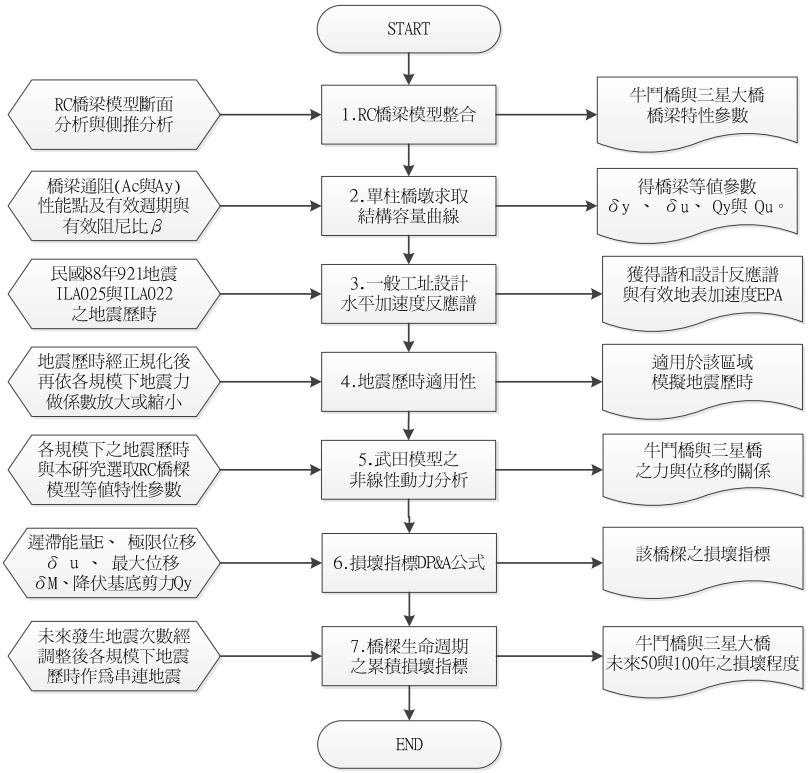


圖 6.15 橋梁地震損傷評估流程圖

6.1.3.1 性能曲線與容量震譜

當橋梁進行側推分析(Pushover)時之力與位移的關係曲線，稱為結構容量曲線；可代表該橋梁結構抵抗外力之能力，SAP2000 程式可將結構之性能曲線(Performance curve, P-Δ 關係曲線)經 ATC-40 轉換為其結構容量震譜(Capacity spectrum; S_d-S_a 關係曲線)，並依據該區域所對應之耐震規範設計反應譜，可稱為該區地震需求譜，而結構容量曲線譜與規範設計下之需求譜所交會的點，即性能點(Performance point)，在工程實務上性能點為表示該結構物之耐震能力重要指標，而性能點 A_y 為降伏地表加速度與 A_c 為崩塌地表加速。換言之，亦可依現有之 A_y 及 A_c 推求其結構容量震譜，以定義其等值單自由度下之結構特性參數。

由已知之 A_y 及 A_c 性能點推求結構之容量震譜時，須先求取該區之設計地震水平加速度反應譜；以一般工址為例，依橋梁所在位置可依耐震設計規範查詢該區域之震區短週期與一秒週期水平譜加速度係數S_S^D 、S_1^D ，並依地盤類別(依剪力波速度進行分類)求取其對應之反應

譜等速度段及等加速度段工址放大係數 F_v、F_a，如此可推算其工址短週期與一秒週期之設計地震水平譜加速度係數 S_{DS}、S_{D1} 與轉角週期 T_0^D，如式 6.15-6.17。另外，若橋梁工址臨近第一類活動斷層則須依考慮近斷層調整因子，以修正其譜加速度係數。

$$S_{DS} = F_a S_S^D \quad \text{.....(6.15)}$$

$$S_{D1} = F_v S_1^D \quad \text{.....(6.16)}$$

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad \text{.....(6.17)}$$

依橋梁等值單自由度基本振動週期 T 與其工址轉角週期，參照耐震計畫規範以決定其反應譜所屬週期區段。若基本振動週期小於工址轉角週期，則本研究假設該座橋梁屬等加速度反應段，而其降伏譜加速度 S_{ay} 則為 $2.5A_y$；若基本振動週期大於工址轉角週期，則本研究假設該座橋梁屬等速度反應段，而其降伏譜加速度則須依式 6.19 計算。

$$S_{aD} = \begin{cases} S_{DS}(0.4 + 3T/T_0^D) & ; \quad T \le 0.2T_0^D \\ S_{DS} & ; \quad 0.2T_0^D \le T \le T_0^D \\ S_{D1}/T & ; \quad T > T_0^D \end{cases} \quad \text{.....(6.18)}$$

$$S_{ay} = 2.5 \times A_y \times \left(T_0^D\right)/T \quad \text{.....(6.19)}$$

本研究依橋梁 A_y 與 A_c 之比值以決定其地震力折減係數 F_{uD}，參照耐震設計規範以計算其系統韌性容量，如式 6.20 所示。

$$F_{uD} = \begin{cases} R_a & ; \quad T \ge T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + \left(R_a - \sqrt{2R_a - 1}\right) \times \dfrac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ; \quad 0.6T_0^D \le T \le T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; \quad 0.2T_0^D \le T \le 0.6T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + \left(\sqrt{2R_a - 1} - 1\right) \times \dfrac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & ; \quad T \le 0.2T_0^D \end{cases} \quad \text{....(6.20)}$$

6.1.3.2 非線性動力分析模式

非線性動力分析主要是在於模擬結構受地震力之反覆載重時之非線性反應，本研究主要參考武田模型(Takeda model)以進行非線性動力分析乃為工程上 RC 構材在反覆載重時的受力-變形行為使用最廣泛之模型，其力量與位移關係則如圖 6.16 所示。主要輸入資訊為：(1)橋梁單自由度下之等值結構容量譜，以識別其結構特性參數包含：彈性勁度 k_y、降伏基底剪力 $F_y(=M*S_{ay})$、極限基底剪力 F_u(本研究假設其與 F_y 相同)、降伏位移 δ_y、極限位移 $\delta_u(=R_a*\delta_y)$、降伏後勁度修正係數 η(本研究假設為 0)及勁度折減參數 α(=0.4)；(2)與設計加速度反應譜協合之地震歷時，並參考過去所發生之災害型地震記錄，以決定該區適用之地震加速度地震歷時。

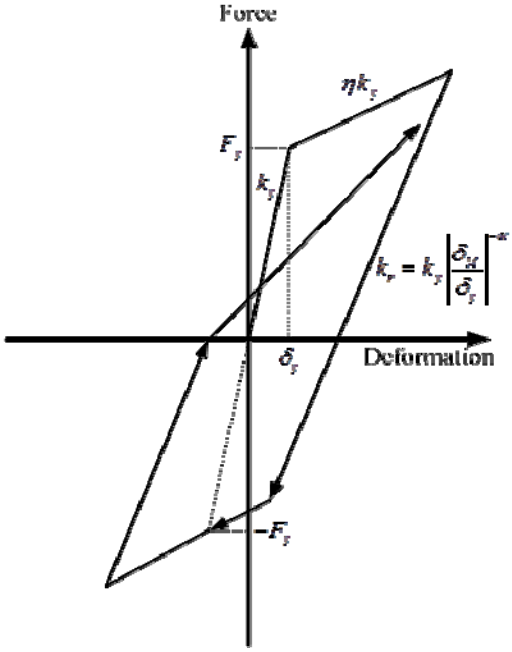


圖 6.16 武田模型(Takeda model)之力量與位移關係

6.1.3.3 RC橋梁模型

牛鬥橋橋長(L)：7@36.6= 256 m；橋柱高(h)：1080 cm；橋柱斷面圓形直徑(D)：180 cm；軸力(N)：347 t； 箍筋間距(s)：20 cm；主筋#10 根數(n)：30。

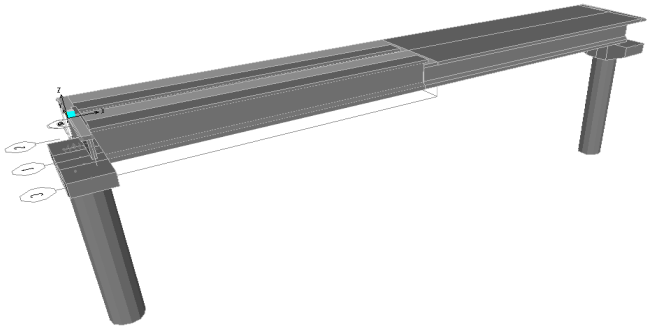


圖 6.17 橋梁通阻之 SAP2000 牛鬥橋模型

資料來源:橋梁通阻，2011

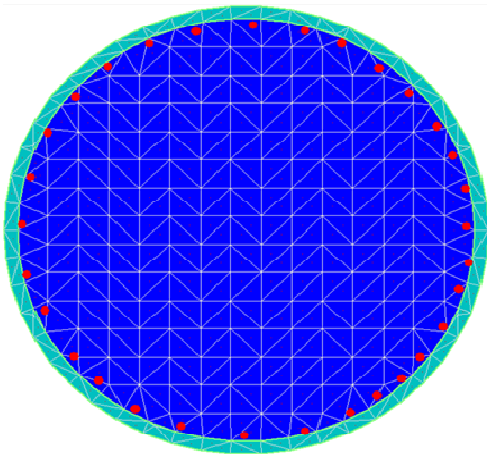


圖 6.18 牛鬥橋之 XTRACT 斷面分析

資料來源：橋梁通阻，2011

三星橋橋長(L)：4@30= 120 m；橋柱高(h)：600 cm；橋柱斷面圓形直徑(D)：300 cm；軸力(N)：793 t； 箍筋間距(s)：20 cm；主筋#9 根數(n)：84。

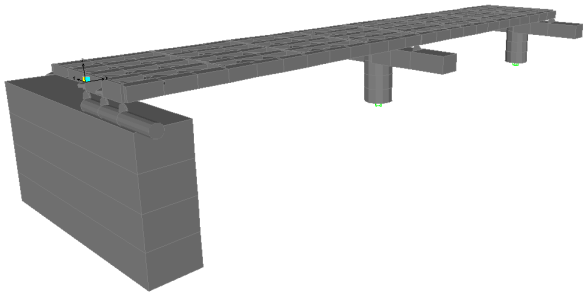


圖 6.19 SAP2000 三星橋模型

資料來源：橋梁通阻，2011

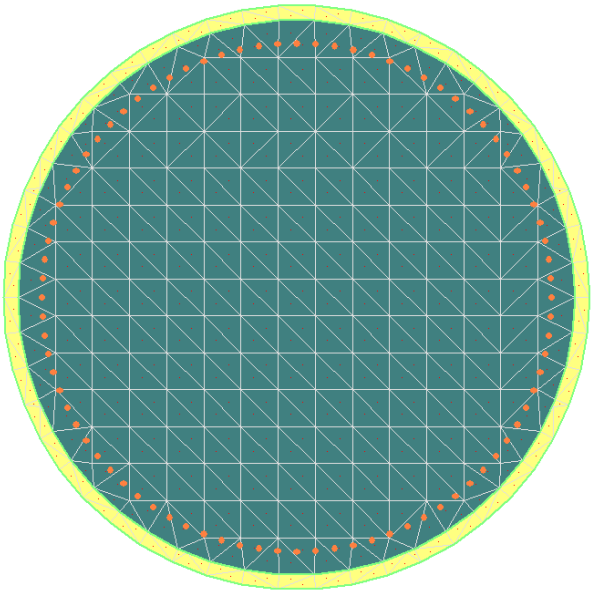


圖 6.20 三星橋之 XTRACT 斷面分析。來源 :橋梁通阻，2011

6.1.3.4 諧和加速度地震歷時

地震事件除其 PGA 外，地震加速度歷時紀錄亦會影響結構物反應，而考慮人造地震歷時適用性；以符合工址的地質狀況與預期之地震強度。因此需要採用歷年災害真實地震力與耐震設計規範做為該地區諧和地震歷時，本研究主要參考災害地震為發生於民國八十八年九月二十日的 921 地震，震央位於臺灣南投縣集集鎮，車籠埔斷層上面，規模高達芮氏 7.3，是臺灣近百年來具有代表性之大地震。工程應用上，有許多方法可以製作與設計反應譜相符之人造地震，概分為頻率域分析與時間域分析方法兩種，如 SIMQUAKE 程式即屬於頻率域分析方法，主要根據頻率域之反應譜值誤差量比例修正其對應頻率之富氏譜振幅值，逐次迭代修正致人造地震之反應譜與目標(耐震設計)反應譜一致，而得到人造地震加速度歷時。時間域分析方法可以由原始地震紀錄開始，在各個既定頻率(或週期)計算其反應譜值，根據其與目標反應譜之誤差，在時間域原地震紀錄發生反應極值(即反應譜值)之時間點附近加減一個微小地震紀錄改變量。對每個既定頻率均進行微小地震紀錄改變量之修正。逐次迭代修正致人造地震之反應譜與目標(耐震設計)反應譜一致，而得到人造地震加速度歷時。本研究所使用國震中心

建議之人造地震歷時模擬方法，依據本文第三章分析結果未來 50 年及 100 年之地震發生次數與各規模做為輸入檔，由第四章地表震動模擬分析各規模下之 PGA 值輸出檔，可依表 6-10-表 6-13 所示。並依表 6-12 公路橋梁耐震設計規範之阻尼比(5%)一般工址設計水平加速度反應譜與選取民國八十八年 921 地震歷時進行諧和地震歷時分析如圖 6.21 所示，經由分析可得(1)諧和設計水平反應譜(2)諧和地震歷時，本研究使用地震諧和設計水平反應譜之 EPA 值與表 6-10-表 6-13 該區域各規模下之 PGA 值進行正規化，並依正規化後之地震係數，做為各規模下之該區域諧和地震歷時放大或縮小之依據，即可獲得適用本研究之人造地震歷時。

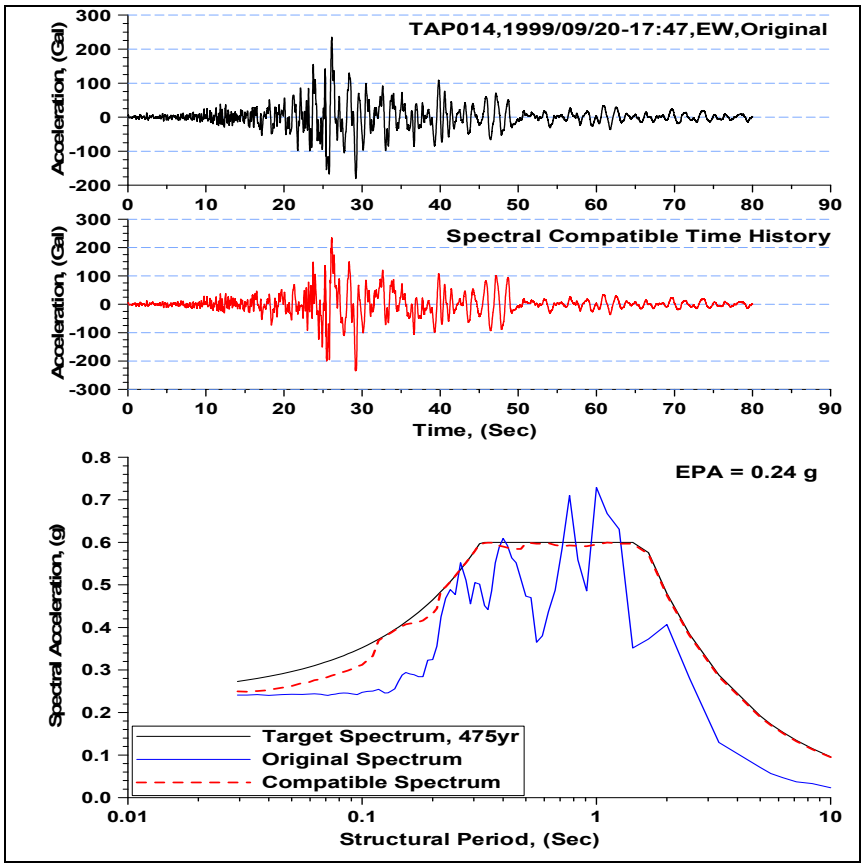


圖 6.21 原始地震歷時與修正後之加速度歷時資料
(使用國震中心提供程式分析)

表 6-10 為宜蘭(ZS01)未來 50 年發生規模大於 6.0ML 之 PGA 值

規模 (M_L)	ILA025 (gal)	ILA022 (gal)
7.2	102	96
6.8	64	60
6.7	57	52
6.6	51	45
6.5	45	40
6.4	40	33
6.3	35	28
6.2	32	24
6.2	32	24
6.0	25	18

表 6-11 為花蓮(ZS02)未來 50 年發生規模大於 6.0ML 之 PGA 值

規模 (M_L)	ILA025 (gal)	ILA022 (gal)
7.2	116	93
6.9	92	62
6.7	55	50
6.6	47	43
6.5	40	37
6.4	34	32
6.3	29	27
6.2	24	23
6.2	24	23
6.1	21	20
6.1	21	20
6.0	18	18

表 6-12 為宜蘭(ZS01)未來 100 年發生規模大於 6.0ML 之 PGA 值

規模(M_L)	ILA025 (gal)	ILA022 (gal)
7.4	127	121
7.1	91	85
6.9	72	67
6.8	64	60
6.7	57	52
6.6	51	45
6.5	45	40
6.4	40	33
6.4	40	33
6.3	35	28
6.3	35	28
6.2	32	24
6.2	32	24
6.2	32	24
6.2	32	24
6.1	28	21
6.1	28	21
6.1	28	21
6.0	25	18
6.0	25	18

表 6-13 為花蓮(ZS02)未來 100 年發生規模大於 6.0ML 之 PGA 值

規模 (M_L)	ILA025 (gal)	ILA022 (gal)
7.4	144	116
7.1	104	82
7.0	93	73
6.8	63	61
6.7	55	50
6.6	47	43
6.6	47	43
6.5	40	37
6.5	40	37
6.4	34	32
6.4	34	32
6.3	29	27
6.3	29	27
6.3	29	27
6.2	24	23
6.2	24	23
6.2	24	23
6.2	24	23
6.1	21	20
6.1	21	20
6.1	21	20
6.1	21	20
6.0	18	18
6.0	18	18

6.1.3.5 橋梁地震損傷評估

Park and Ang(1985)所發展出之 PA 準則主要用於結構物震後損壞程度判斷依據，目前已被廣泛使用於 RC 結構桿件或系統；其損壞程度共分為五個等級，而與地震損傷指標關係可參照表 6-14(主要參考日本

阪神大地震之統計分析結果)。PA 模型之損壞指標主要依據地震作用下結構物之最大變形反應與反覆載重下遲滯迴圈之消散能量(即每一振動迴圈遲滯阻尼所消散之能量)進行評估，如式 6.21 所示。一般而言，當其損壞指標大於等於 1.0 時，則結構物可視為完全損壞或倒塌。

$$D_{P\&A} = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{F_y \delta_u} \int dE \qquad (6.21)$$

式中，$D_{P\&A}$：地震損壞指標；δ_M：地震作用下結構物之最大反應變位； dE：消散能量增量(Incremental absorbed hysteretic energy (excluding potential energy))；β：反覆載重影響係數(一般鋼筋混凝土建築物為設為 0.05)。

表 6-14 為 RC 結構物之損傷指標。

損壞分級	損傷指標	損壞程度之描述
無損傷	<0.1	外部輕微裂縫非結構元件出現
輕微損傷	0.1-0.2	結構元件出現微小裂縫
中度損傷	0.2-0.4	隔間住上下兩端出現撓剪裂縫。非結構元件出現明損壞。
重度損傷	0.4-0.1	混凝土橋柱之核心混凝土碎裂，箍筋嚴重鬆脫，主筋挫屈。
完全崩塌	>1.0	混凝土橋柱之核心混凝土嚴重碎裂脫離，喪失承載能力，橋柱倒塌趨勢。

結構物若承受中度地震或非災害型地震且震後並未進行修補，當地震再度發生時，其損傷必有所累積且非線性累加。本研究利用地震作用後所得之最大反應變位及殘留變位，依式 6.22-6.23 修正其結構性能；其中，(i-1)為第 i 次地震發生前，而 i 為第 i 次地震發生後。

$$\delta_y^i = \delta_M^{i-1} - \delta_r^{i-1} \qquad (6.22)$$

$$\delta_u^i = \delta_u^{i-1} - \delta_r^{i-1} \qquad (6.23)$$

本研究除修正上述所列之降伏位移與極限位移外，其結構彈性勁度也會依圖 6.22 所示進行修正。然而，本研究主要分析橋梁於未進行任何維護下之地震風險評估，因此每次地震後之損傷指標計算，除遲滯消散能量須累計外，最大反應變形則取各地震作用下之最大值進行評估，如式 6.24 所示。

$$D_{P\&A}^{i}=\frac{\max\{\delta_1,\delta_2,...,\delta_i\}}{\delta_u}+\frac{\beta}{F_y\delta_u}\sum_{i=1}^{i}\int dE \qquad (6.24)$$

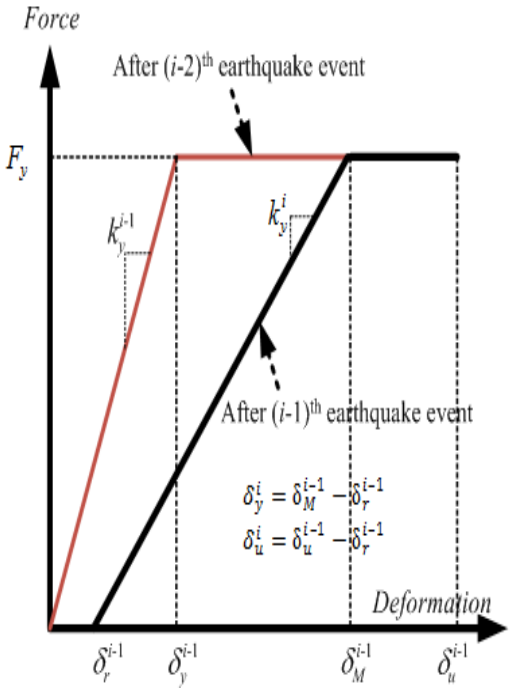


圖 6.22 震後結構性能修正示意圖

本研究對於未來發生地震損壞指標累積分析，依據第三章地震發生次數規模，而第四章求得各規模下之 PGA 值，一般而言規模要大於 ML6 才會造成災害，且研究中發現 PGA 值小於 80gal 以下時，對橋梁造成的損壞相當小不足以影響 DP&A 的判斷，因此本研究不考量 PGA 值為 80gal 以下之地震。為求未來各規模地震發生次數序列真實性，本研究依據蒙地卡羅運算模擬地震序列發生，並假設橋梁於不修復條件下之未來 50 年與 100 地震累積損傷。對於未來 50 年與 100 年之牛門橋與三星橋損壞分析結果；如表 6-15 表 6-25。依分析結果可知，無論

為 ZS01 或 ZS02 之區域震源，對三星橋之損害並不顯著，均落於輕度損傷範圍；但就牛鬥橋而言，以 50 年為其設定使用年限，則 ZS01 或 ZS02 之區域震源均會使其產生中度損傷，若使用年限延長為 100 年，則橋梁會進入重度損傷等級。

表 6-15 未來 50 年宜蘭(ZS01)對牛鬥橋模型損傷指標

牛鬥橋 (ZS01)	PGA (gal)	ILA025 ($D_{P\&A}$)
損傷指標(01)	102	0.28
損傷指標(02)	64	0.28
損傷指標(03)	57	0.28
損傷指標(04)	51	0.28
損傷指標(05)	45	0.28
損傷指標(06)	40	0.28
損傷指標(07)	35	0.28
損傷指標(08)	32	0.28
損傷指標(09)	32	0.28
損傷指標(10)	25	0.28

表 6-16 未來 50 年宜蘭(ZS01)對三星橋模型損傷指標

三星橋 **(ZS01)**	PGA (gal)	ILA022 ($D_{P\&A}$)
損傷指標(01)	96	0.15
損傷指標(02)	60	0.15
損傷指標(03)	52	0.15
損傷指標(04)	45	0.15
損傷指標(05)	40	0.15
損傷指標(06)	33	0.15
損傷指標(07)	28	0.15
損傷指標(08)	24	0.15
損傷指標(09)	24	0.15
損傷指標(10)	18	0.15

表 6-17 未來 50 年花蓮(ZS02)對牛鬥橋模型損傷指標

牛鬥橋 (ZS01)	PGA (gal)	ILA025 ($D_{P\&A}$)
損傷指標(01)	116	0.30
損傷指標(02)	92	0.33
損傷指標(03)	55	0.33
損傷指標(04)	47	0.33
損傷指標(05)	40	0.33
損傷指標(06)	34	0.33
損傷指標(07)	29	0.33
損傷指標(08)	24	0.33
損傷指標(09)	24	0.33
損傷指標(10)	21	0.33
損傷指標(11)	21	0.33
損傷指標(12)	18	0.33

表 6-18 未來 50 年花蓮(ZS02)對三星橋模型損傷指標

三星橋 (ZS01)	PGA (gal)	ILA022 ($D_{P\&A}$)
損傷指標(01)	93	0.14
損傷指標(02)	62	0.14
損傷指標(03)	50	0.14
損傷指標(04)	43	0.14
損傷指標(05)	37	0.14
損傷指標(06)	32	0.14
損傷指標(07)	27	0.14
損傷指標(08)	23	0.14
損傷指標(09)	23	0.14
損傷指標(10)	20	0.14
損傷指標(11)	20	0.14
損傷指標(12)	18	0.14

表 6-19 未來 100 年宜蘭(ZS01)對牛鬥橋模型損壞指標

牛鬥橋 (ZS01)	PGA (gal)	ILA025 ($D_{P\&A}$)
損傷指標(01)	127	0.30
損傷指標(02)	91	0.37
損傷指標(03)	72	0.37
損傷指標(04)	64	0.37
損傷指標(05)	57	0.37
損傷指標(06)	51	0.37
損傷指標(07)	45	0.37
損傷指標(08)	40	0.37
損傷指標(09)	40	0.37
損傷指標(10)	35	0.37
損傷指標(11)	35	0.37
損傷指標(12)	32	0.37
損傷指標(13)	32	0.37
損傷指標(14)	32	0.37
損傷指標(15)	32	0.37
損傷指標(16)	28	0.37
損傷指標(17)	28	0.37
損傷指標(18)	28	0.37
損傷指標(19)	25	0.37
損傷指標(20)	25	0.37

表 6-20 未來 100 年宜蘭(ZS01)對三星橋模型損壞指標

三星橋 (ZS01)	PGA (gal)	ILA022 ($D_{P\&A}$)
損傷指標(01)	121	0.17
損傷指標(02)	85	0.18
損傷指標(03)	67	0.18
損傷指標(04)	60	0.18
損傷指標(05)	52	0.18
損傷指標(06)	45	0.18
損傷指標(07)	40	0.18
損傷指標(08)	33	0.18
損傷指標(09)	33	0.18
損傷指標(10)	28	0.18
損傷指標(11)	28	0.18
損傷指標(12)	24	0.18
損傷指標(13)	24	0.18
損傷指標(14)	24	0.18
損傷指標(15)	24	0.18
損傷指標(16)	24	0.18
損傷指標(17)	21	0.18
損傷指標(18)	21	0.18
損傷指標(19)	18	0.18
損傷指標(20)	18	0.18

表 6-21 未來 100 年花蓮(ZS02)對牛鬥橋模型損壞指標

牛鬥橋 (ZS02)	PGA (gal)	ILA025 ($D_{P\&A}$)
損傷指標(01)	144	0.33
損傷指標(02)	104	0.39
損傷指標(03)	93	0.43
損傷指標(04)	63	0.43
損傷指標(05)	55	0.43
損傷指標(06)	47	0.43
損傷指標(07)	47	0.43
損傷指標(08)	40	0.43
損傷指標(09)	40	0.43
損傷指標(10)	34	0.43
損傷指標(11)	34	0.43
損傷指標(12)	29	0.43
損傷指標(13)	29	0.43
損傷指標(14)	29	0.43
損傷指標(15)	24	0.43
損傷指標(16)	24	0.43
損傷指標(17)	24	0.43
損傷指標(18)	24	0.43
損傷指標(19)	21	0.43
損傷指標(20)	21	0.43
損傷指標(21)	21	0.43
損傷指標(22)	21	0.43
損傷指標(23)	18	0.43
損傷指標(24)	18	0.43

表 6-22 未來 100 年花蓮(ZS02)對三星橋模型損壞指標

三星橋 (ZS02)	PGA (gal)	ILA022 ($D_{P\&A}$)
損傷指標(01)	116	0.14
損傷指標(02)	82	0.17
損傷指標(03)	73	0.17
損傷指標(04)	61	0.17
損傷指標(05)	50	0.17
損傷指標(06)	43	0.17
損傷指標(07)	43	0.17
損傷指標(08)	37	0.17
損傷指標(09)	37	0.17
損傷指標(10)	32	0.17
損傷指標(11)	32	0.17
損傷指標(12)	27	0.17
損傷指標(13)	27	0.17
損傷指標(14)	27	0.17
損傷指標(15)	23	0.17
損傷指標(16)	23	0.17
損傷指標(17)	23	0.17
損傷指標(18)	23	0.17
損傷指標(19)	20	0.17
損傷指標(20)	20	0.17
損傷指標(21)	20	0.17
損傷指標(22)	20	0.17
損傷指標(23)	18	0.17
損傷指標(24)	18	0.17

6.1.4 橋梁地震風險與壽命評估

本研究主要針對橋梁未進行任何維護下之地震風險與壽命評估，除可依前述方法決定特定震源下之地震事件(包含設定時間內之發生次數與大小)以進行損傷評估外，然而橋梁管理單位更關心未指定特定震

源下之分析結果。因此，本研究建議地震危害度分析法以同時考慮了可能地震及其發生機率、震源可能位置及震度衰減特性，並建立工址某一地震參數(地表最大加速度、地表最大速度、地表最大位移及反應譜等)的年超越機率曲線，亦可稱為危害度曲線(Hazard curve)。

一般工程師不易取得地震危害度分析結果以獲得工址所須之地震危害度曲線，因此本研究為實用性與便利性考量，依耐震設計規範所定之最大地震考量下之工址水平譜加速度係數(再現週期為 2500 年)及設計地震之工址水平譜加速度係數(再現週期為 475 年)，並依自然指數函數近似以求得工址水平譜加速度係數之地震危害度曲線。依工址水平譜加速度係數之地震危害度曲線，本研究採用蒙地卡羅運算模擬設定時間內之地震事件以計算未進行任何維護下之損傷評估，並以各損傷狀態之超越機率表示。此外，本研究依完全崩塌之發生機率定義其未進行維護下之使用壽命。

當結構物受地震損壞時，一般會以結構物損壞狀況之損害比(Damage ratio)此一量化標準來描述地震損壞狀況，如式 6.25。本研究參考 ATC-13(1985)及 HAZUS(FEMA(1997))之損害程度定義及其損害比之關係，將結構物各損壞狀況對應之損害比定義如表 6-23 表。

$$\frac{C_L}{C_I} \qquad (6.25)$$

上式，C_L：結構物受損所需之修復成本；C_I：結構物之建造成本。

表 6-23 損害狀況及損害比之關係

損害分級	損害比
無損傷	0.00
輕微損傷	0.02
中度損傷	0.10
重度損傷	0.50
完全崩塌	1.00

地震風險成本 CE 為此年度結構物受地震外力作用所造成可能之年損失金額，即為考量各程度之地震發生機率及其所造成之損失總和。由上述方法求取各損傷指標之超越機率及損害分級，可得各損傷分級之發生機率。將其乘上此損害分級之損害比，即為此損傷等級可能造成之年損失金額。依此方式即可評估結構物於使用年限下，每年之地震風險成本，詳如式 6.26 所示。

$$C_E = \sum \left(C_E^i \times P_E^i \right) \quad \text{.....(6.26)}$$

上式，C_E^i：建築物第 i 損壞等級之損害比；P_E^i：建築物第 i 損壞等級之發生機率。

以三星橋為例，其初始降伏地表加速度為 0.13g(降伏位移為 0.40cm)而其初始崩塌地表加速度為 0.19g。依其所在位置宜蘭縣三星鄉屬第二類地盤，耐震設計規範所載之震區短週期及一秒週期之設計水平譜加速度係數分別為 0.8 及 0.45(迴歸期為 475 年)，而震區短週期之最大水平譜加速度係數為 0.9(迴歸期為 2500 年)。依本研究所提之分析模式進行壽命評估與地震風險計算，如圖 6.23 及圖 6.24 所示，若以完全崩塌損傷狀態之超越機率 0.5(常態分佈假設下之可靠度值為 0)為限界點決定其壽命，則三星橋於無任何維護工作下之壽命約為 15 年；而 50 年之地震風險成本則為重建成本之 0.8 倍。

以牛鬥橋為例，其初始降伏地表加速度為 0.13g(降伏位移為 3.3cm)而其初始崩塌地表加速度為 0.37g。依其所在位置宜蘭縣三星鄉屬第二類地盤，耐震設計規範所載之震區短週期及一秒週期之設計水平譜加速度係數分別為 0.8 及 0.45(迴歸期為 475 年)，而震區短週期之最大水平譜加速度係數為 0.9(迴歸期為 2500 年)。依本研究所提之分析模式進行壽命評估與地震風險計算，如圖 6.25 及圖 6.26 所示，若以完全崩塌損傷狀態之超越機率 0.5(常態分佈假設下之可靠度值為 0)為限界點決定其壽命，則牛鬥橋於無任何維護工作下之壽命約為 25 年；而 50 年之地震風險成本則為重建成本之 0.75 倍。

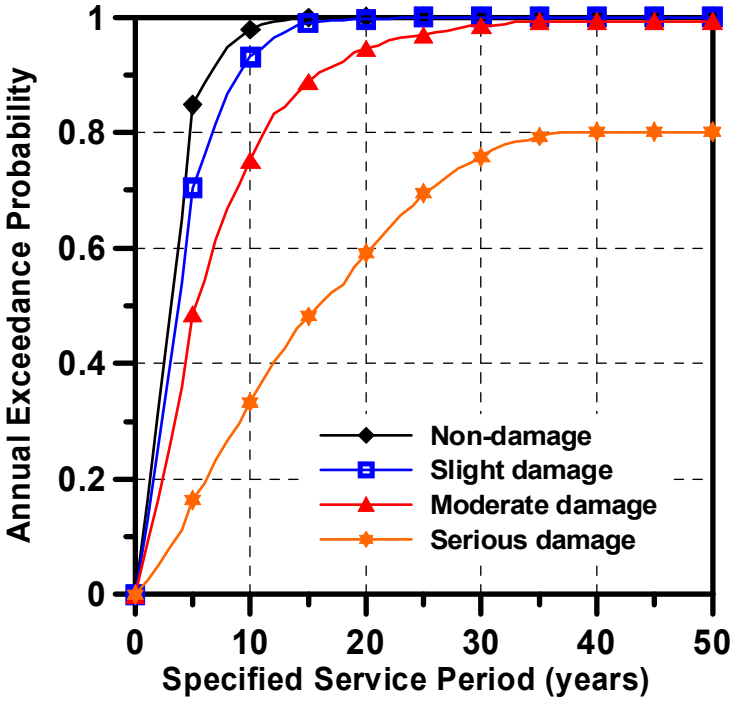


圖 6.23 三星橋未來 50 年內之損傷超越機率

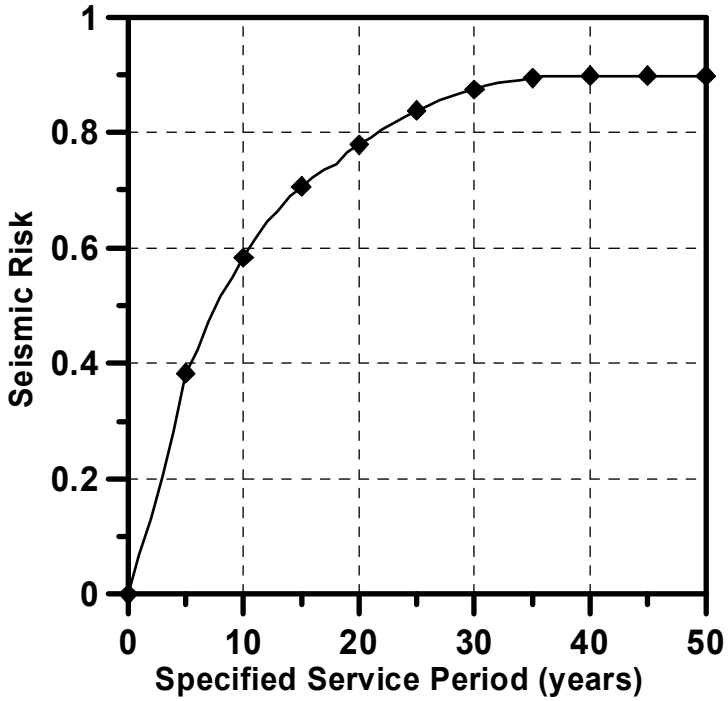


圖 6.24 三星橋未來 50 年內之地震風損成本(單位為重建成本)

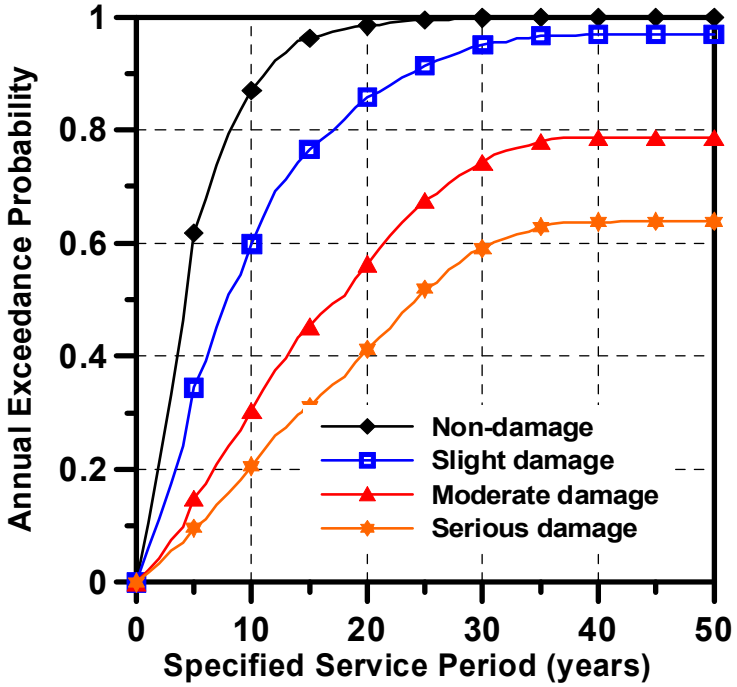


圖 6.25 牛鬥橋未來 50 年內之地震風損成本(單位為重建成本)

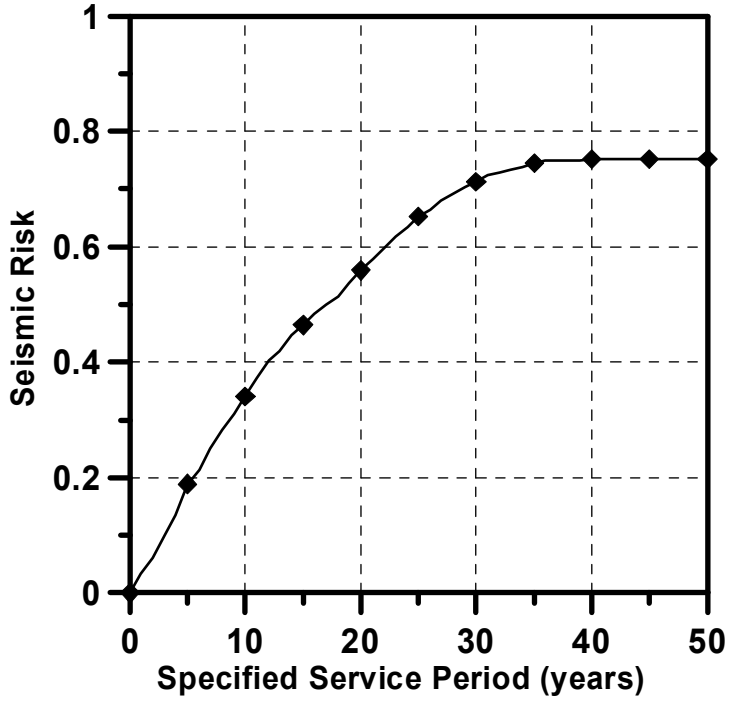


圖 6.26 牛鬥橋未來 50 年內之地震風損成本(單位為重建成本)

6.2 橋梁可靠度分析-洪水

6.2.1 橋梁分類(依所在流域)

因橋梁所屬流域不同，所遭遇之洪水程度與頻率亦會有所差異，故本研究將依橋梁所屬流域分群進行研究評估。參考水利署臺灣主要河川之流域定義，分為二十四個流域，如圖 6.27 所示。

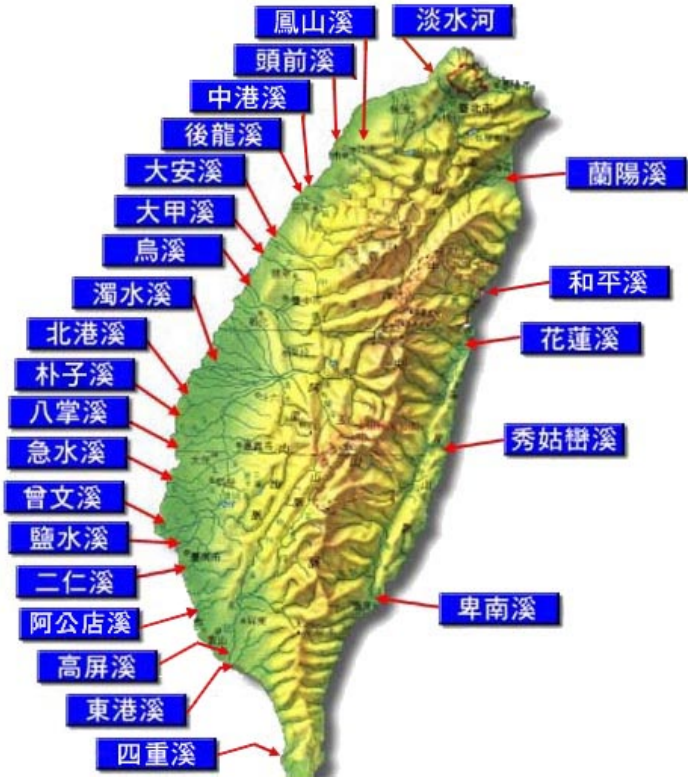


圖 6.27 臺灣主要河系分布圖(水利署)

6.2.2 統計分析

根據橋梁管理系統 TBMS 歷年 SSI 調查記錄與水利署水位站監測記錄，找出各年度 SSI 下降值與當年對應之洪水重現期，統計分析紀錄結果如表 6-24 所示。表格中的數字為此流域橋梁在遭遇該洪水重現期時，SSI 對應下降分數。以淡水河跨河橋梁為例，曾經遭遇洪水重現期為五年的洪水，所對應 SSI 的下降值為 2 分。因阿公店溪無對應之歷年觀測之水位資料，故無法計算對應 SSI 下降值。

表 6-24 臺灣主要河系洪水重現期對應 SSI 指標下降表

洪水重現期 臺灣主要河系	1 年	2 年	5 年	20 年	50 年	200 年
淡水河			2			
鳳山溪		1	7			
頭前溪		1				
中港溪		3				
後龍溪		1				
大安溪		10				
大甲溪		9				
烏溪	1	1				
濁水溪				18		30
北港溪		13				
朴子溪			0			
八掌溪			3			
急水溪			2			
曾文溪	1					
鹽水溪	1					
二仁溪		1				
高屏溪					3	
東港溪	1					
四重溪		3				
卑南溪	2					
秀姑巒溪	1					
花蓮溪	1					
和平溪			11			
蘭陽溪	1	2				

6.2.3 洪水事件產生器

本研究根據不同的洪水重現期，在橋梁未來生命週期中產生不同的洪水事件，如圖 6.28、圖 6.29 所示。分別為發生 50 年及 100 年洪水重現期時對應 SSI 值下降曲線示意圖，如發生的洪水較小下降趨勢亦較為和緩。

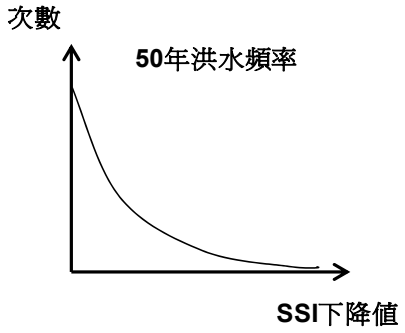


圖 6.28 發生 50 年洪水時對應 SSI 指標下降

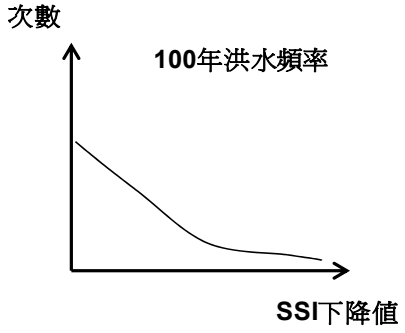


圖 6.29 發生 100 年洪水時對應 SSI 指標下降

6.2.4 失敗門檻訂定

本研究根據各河系橋梁的歷史維修紀錄，以各類型橋梁最後一次維修時 SSI 值為建議維修門檻，如圖 6.30 所示，濁水溪流域預設之維修門檻值為 68。未來相關管理單位可根據需求調整此門檻值，以符合現況。

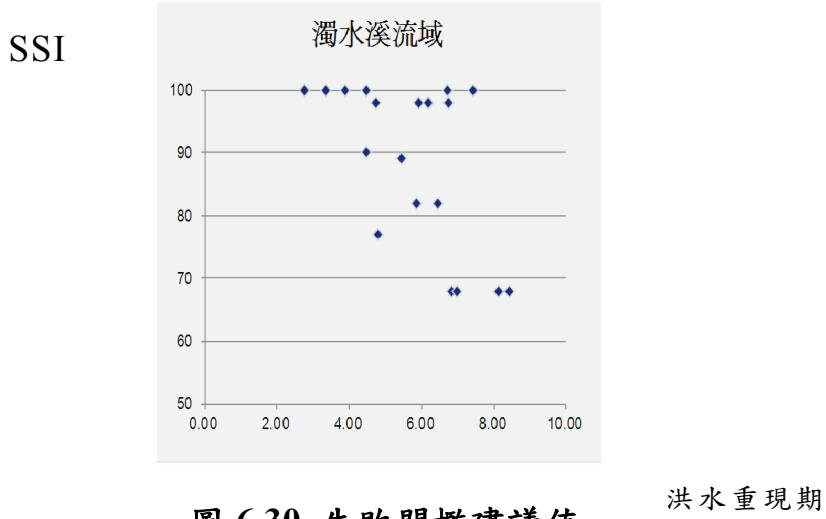


圖 6.30 失敗門檻建議值

6.2.5 蒙地卡羅模擬

此階段使用蒙地卡羅模擬橋梁未來 50 年洪水可能發生事件，流程如圖 6.31 所示，將模擬計算 10000 次，依 SSI 下降趨勢表，計算可能之 SSI 值，找出橋梁在洪水沖刷下破壞的機率。

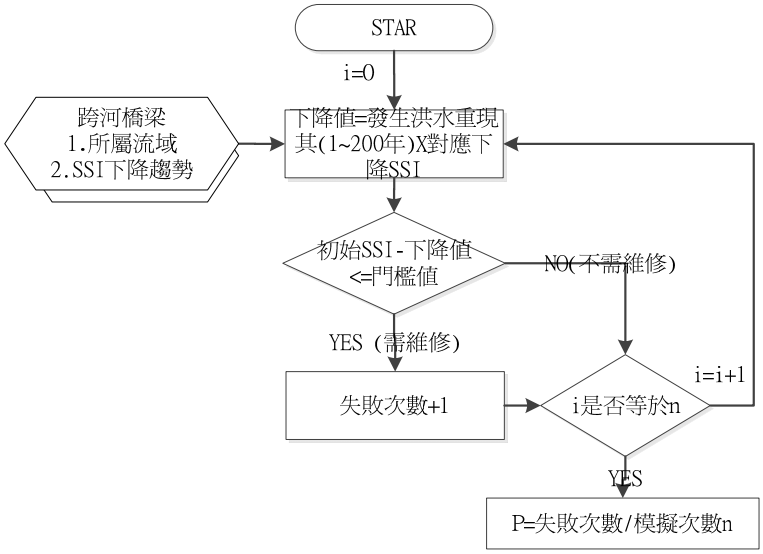


圖 6.31 洪水造成維修機率蒙地卡羅計算流程圖

公路總局跨越主要河川橋梁依此流程計算，成果如表 6-25 所示。

表 6-25 蒙地卡羅模擬洪水造成維修機率結果(節錄)

TELES_ID	工程處	工務段	所在縣市	所在鄉鎮	洪水造成維修機率
A01-0020-098A	一區	景美	臺北縣	貢寮	67.02
A01-005A-006A	一區	景美	臺北縣	汐止	33.39
A01-0050-017B	一區	景美	臺北縣	汐止	20.72
A01-0050-016A	一區	景美	臺北縣	汐止	12.35
A01-0020-026A	一區	景美	臺北縣	石門	12.03

-

-

A01-0020-052A	一區	景美	臺北縣	萬里	0.01
A01-0020-075A	一區	景美	臺北縣	瑞芳	0.0
A01-0020-076A	一區	景美	臺北縣	瑞芳	0.0

6.3 橋梁可靠度分析-構件老化

可視老化中橋梁構件之狀況，會隨著時間的變化，但每年的狀況值是否為固定或是同時可能存在很多種狀況值，呈現在同一時間區段、類似的老化環境裡，同樣的橋梁構件可能存在著不同的狀況值。構件老化狀況隱含了相當多的不確定性，此不確定性使得橋梁的同一構件的狀態值，可能同時以不同的性能狀態表現出來，各種狀況值皆有可能存在的機率，以機率的概念表示同一時期相同橋梁構件的性能表現比僅以單一狀態值表示較為合理，因此導入可靠度的觀念配合統計分析與機率理論合理解釋橋梁構件老化的狀態。建立步驟如下：

1. 橋梁分類：將具相同老化狀況橋梁視為同類型橋梁 (如：距海遠近、交通流量、結構型式等)，假設相同橋齡老化狀況類似。
2. 統計分析：將同類型同橋齡橋梁 CI(樣本資料數需大於 30 筆)進行統計，將視為對數常態分佈，求出每一年度之平均值與標準差。
3. 失敗門檻訂定：透過文獻、訪談或歷史資料找尋失敗門檻。
4. 建立下降曲線：將每一年度橋齡轉換為可靠度指標後，即可透過統計迴歸建立下降曲線，如圖 6.32 所示，即可推估未來橋梁 CI 值及維修發生機率。

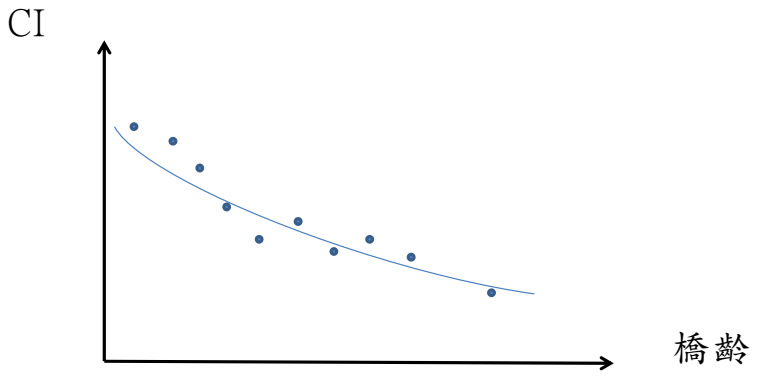


圖 6.32 橋梁 CI 下降曲線

6.3.1 橋梁分類(依橋型、交通量、與海岸距離)

本研究將影響可視老化之因素(橋梁型式、交通量多寡、橋梁與海岸距離)作為分群之依據，收集整理臺灣橋梁管理系統中歷年調查結果如表 6-26 所示。

表 6-26 橋梁分組分布表

橋型	數量
桁架橋	63
矩形箱涵	187
斜張橋	62
梁式橋	31778
箱型橋	1201
簡支梁	130
π橋	115
版橋	8319
拱橋	289
剛架橋	243

此報告以梁式橋為例，進行步驟說明，其橋梁資料分組數量如下表 6-27 所示。

表 6-27 梁式橋調查資料筆數

距海(m) / 車流量(次/日)	<300	300~1000	1000~3000	>3000
<6000	127	75	151	798
6000~12000	5	15	3	39
>12000	0	0	0	10

6.3.2 統計分析(CI與橋齡)

根據檢測歷史資料，依不同分組橋梁(橋梁型式、交通量多寡、橋梁與海岸距離)之檢測結果，將每座橋的橋齡(X 軸)與 CI(Y 軸)資料匯出成圖，如圖 6.33 所示。根據迴歸分析找出橋梁橋齡與 CI 之關係式，進一步求得各橋 CI 之下降斜率。

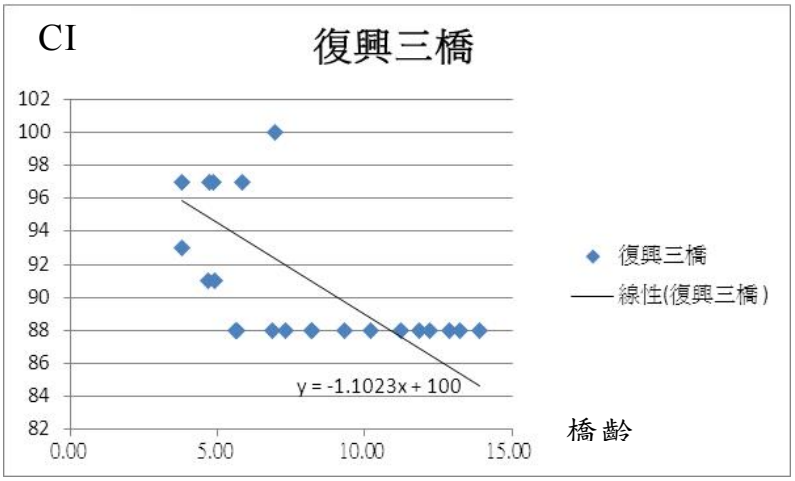


圖 6.33 以梁式橋-復興三橋為例

並以同組橋梁進行統計分析，找出該組橋梁的平均值與變異數，如下表 6-28 所示。

表 6-28 相關參數表(以梁式橋為例)

橋型	距海遠近 (m)	車流量 (次/日)	平均值	變異數
梁式橋	<300	<6000	0.230	0.047
	<300	6000~12000	0.056	0.001
	<300	>12000	0.405	0.000
	300~1000	<6000	0.229	0.094
	300~1000	6000~12000	0.060	0.001
	300~1000	>12000	0.405	0.000
	1000~3000	<6000	0.201	0.096
	1000~3000	6000~12000	0.048	0.001
	1000~3000	>12000	0.405	0.000
	>3000	<6000	0.275	0.552
	>3000	6000~12000	0.242	0.053
	>3000	>12000	0.284	0.048

6.3.3 失敗門檻訂定

本研究根據各類型橋梁的歷史維修紀錄，以各類型橋梁最後一次維修時 CI 為建議維修門檻，經過統計梁式橋梁維修前的 CI 平均值為 75 分。未來相關管理單位可根據需求調整此門檻值。

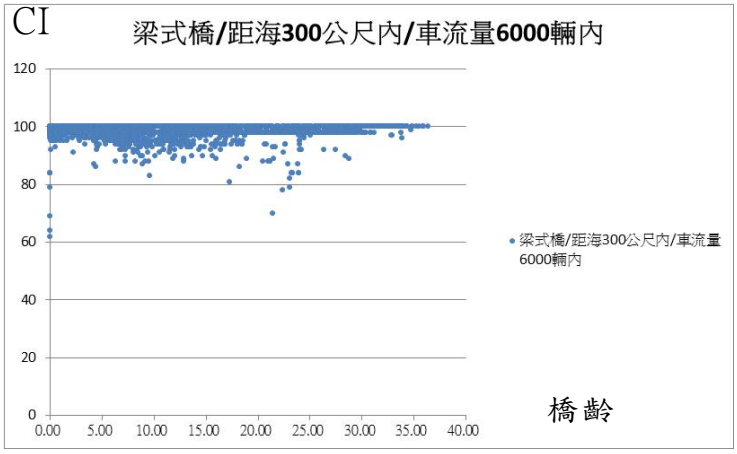


圖 6.34 以距海 300 公尺內車流量 6000 輛內(梁式橋)為例

6.3.4 轉換為可靠度指標

綜合上述統計結果做為蒙地卡羅模擬之輸入，以模擬 10000 次方式，找出橋梁於未來各時間點 CI 小於門檻值之機率，即為橋梁因可視老化所造成之維修機率。節錄計算結果如表 6-29 所示。

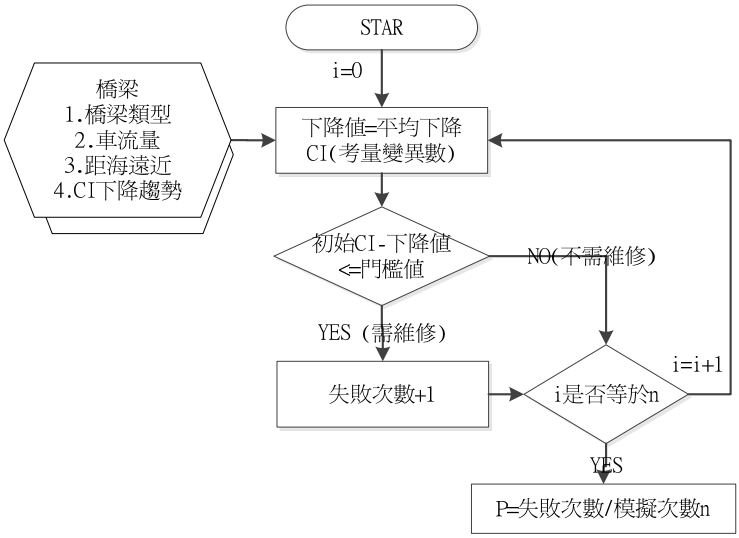


圖 6.35 可視老化造成維修機率蒙地卡羅計算流程圖

表 6-29 可視老化造成維修機率蒙地卡羅計算結果(節錄)

TELES_ID	工程處	工務段	所在縣市	所在鄉鎮	洪水造成維修機率
A01-0020-098A	一區	景美	臺北縣	貢寮	0
A01-005A-006A	一區	景美	臺北縣	汐止	7.97
A01-0050-017B	一區	景美	臺北縣	汐止	38.83
A01-0050-016A	一區	景美	臺北縣	汐止	14.51
A01-0020-026A	一區	景美	臺北縣	石門	0
A01-0020-017A	一區	景美	臺北縣	汐止	36.69
			-		
			-		
A01-0020-052A	一區	景美	臺北縣	萬里	0.0
A01-0020-075A	一區	景美	臺北縣	瑞芳	0.0
A01-0020-076A	一區	景美	臺北縣	瑞芳	0.0

6.4 橋梁綜合能力評量表

本研究綜合上述地震、洪水、老化等風險因素，分別建置不同風險評估模式，模式中需要不同橋梁相關參數與數據，如地震分析需要地盤種類、初始狀態下之降伏位移、所在鄉鎮、鄰近斷層、降伏及崩塌地表加速度值等資料，此資料分散於不同系統與單位(TBMS、TELES等)，本研究整理相關需求彙整建置橋梁綜合能力評量表，未來公路管理單位可依據風險調查項目分別進行巡檢與數據更新，即可重新計算橋梁之綜合能力。目前本研究所採用之資料分別為:TBMS(101 年 9 月更新之資料)、TELES(100 年公路橋梁早期損失評估資料庫建置與模組開發之研究)、結構分析或人工智慧推論、橋梁通阻檢測計畫成果(100 年橋梁通阻檢測分析模式建立之研究)。

本研究初擬橋梁綜合能力評量表如下。

表 6-30 橋梁綜合能力評量表

類別	需填寫欄位	資料來源				
		TBMS		TELES	結構分析或人工智慧推論	橋梁通阻檢測計畫成果
		基本屬性	DERU			
基本資料	橋梁名稱	V				
	工程處	V				
	工務段	V				
	重建成本			V		
地震	地盤種類			V		
	初始狀態下之降伏位移				V	
	所在鄉鎮	V				
	是否鄰近第一類活動斷層及其名稱			V		
	降伏及崩塌地表加速度值(考慮材料劣化影響)			V		V
洪水	是否為跨河橋	V				
	所屬流域	V				
	SSI		V			
可視老化	橋梁類型	V				
	車流量	V				
	距海遠近					V
	CI		V			
綜合能力指標$E[COST]$						

E[COST]計算公式如式6.27所示。

$$E[COST] = P_D \times C_D + P_E \times C_E + P_S \times C_S \quad \text{.....} \quad (6.27)$$

其中

P_D、P_E、P_S 分別代表可視老化、地震、洪水沖刷在一定時間內破壞之機率。

C_D、C_E、C_S 分別代表可視老化、地震、洪水沖刷在破壞後所需維修成本。

6.5 整合展示分析成果

本研究整合上述研究成果，將橋梁風險評估結果(橋梁因老化、洪水、地震所造成維修機率)整合建置於網頁系統中，如下圖所示。

圖 6.36 系統新增功能模組

使用者可根據橋梁名稱、所屬工程處、所屬工務段及不同老化、洪水、地震造成維修機率等複合性查詢條件，進行搜尋，如下圖所示。

圖 6.37 條件搜尋

其結果將以表格條列方式顯示，如下圖所示。

圖 6.38 不同機率展示成果

使用者亦可點選老化、洪水、地震造成維修機率按鈕，將依機率大小分別排列顯示，如下圖所示。

橋梁編號	橋梁名稱	工程處	工務段	所在縣市	所在鄉鎮	老化造成維修機率	洪水造成維修機率	地震造成維修機率
A01-0620-000B	18K+667~18K+760西道2	一區	景美	台北縣	瑞芳	100.0	0.0	46.5
A01-1020-011A	瑞柑陸橋	一區	景美	新北市	瑞芳	65.62	0.0	57.0
A01-1020-041	控子陸橋	一區	景美	新北市	貢寮	64.94	0.0	22.5
A01-1010-000	頭隧橋	一區	景美	新北市	三芝	64.66	0.0	18.0
A01-1010-001	第二頭隧橋	一區	景美	新北市	三芝	64.47	0.0	20.0
A01-1020-039	新社橋	一區	景美	新北市	貢寮	64.4	0.0	19.5
A01-1020-007	龍潭1號橋	一區	景美	新北市	瑞芳	63.66	0.0	26.0
A01-0620-014AW	14K+950~15K+480西行線	一區	景美	台北縣	瑞芳	63.52	0.0	38.5
A01-0620-014AE	14K+950~15K+480東行線	一區	景美	台北縣	瑞芳	63.5	0.0	35.0
A01-1020-008	龍潭2號橋	一區	景美	新北市	瑞芳	63.03	0.0	20.0
A01-1020-011B	柑琛橋	一區	景美	新北市	瑞芳	62.83	[illegible]	25.5
A01-1020-010	瑞龍橋	一區	景美	新北市	瑞芳	62.77	0.0	41.5
A01-1020-037	貢寮橋	一區	景美	新北市	貢寮	[illegible]	[illegible]	[illegible]
A01-0620-000AW	第一標西行線0K+046-480	一區	景美	基隆市	七堵區	[illegible]	[illegible]	[illegible]
A01-0620-000AE	第一標東行線0K+131.5-360	一區	景美	基隆市	七堵區	[illegible]	[illegible]	[illegible]
A01-1020-014	大芎林橋	一區	景美	新北市	瑞芳	[illegible]	[illegible]	[illegible]
A01-0620-018A	18K+565~18K+667東西行線	一區	景美	台北縣	瑞芳	[illegible]	[illegible]	[illegible]
A01-0050-011C	樹科橋	一區	景美	台北縣	汐止	[illegible]	[illegible]	[illegible]
A01-005B-000A	資體連絡道橋-0K+238m	一區	景美	台北縣	汐止	[illegible]	[illegible]	[illegible]
A01-002D-006A	上天橋	一區	景美	台北縣	瑞芳	39.52	0.0	14.5
A01-0050-017B	新興長抗溪橋	一區	景美	台北縣	汐止	38.83	20.72	29.0
A01-0050-017A	茄苳二號橋	一區	景美	台北縣	汐止	36.69	10.3	34.5
A01-002C-022B	了鼻橋	一區	景美	台北縣	雙溪	35.73	0.0	60.5
A01-002D-003A	雞林橋	一區	景美	台北縣	瑞芳	35.17	0.0	20.0
A01-002C-009A	平湖二號橋	一區	景美	台北縣	平溪	34.94	0.0	0.0
A01-005B-000B	資體連絡道橋-0K+570m	一區	景美	台北縣	汐止	34.66	0.0	44.0
A01-0020-005A	後田橋	一區	景美	台北縣	淡水	33.9	0.0	13.0
A01-002C-010C	平湖四號橋	一區	景美	台北縣	平溪	33.17	0.0	1.5
A01-0050-011B	瑞港片橋	一區	景美	台北縣	汐止	30.49	0.0	59.5
A01-002C-011A	平湖七號橋	一區	景美	台北縣	平溪	30.06	0.0	4.0
A01-0050-013A	樟樹湖陸橋	一區	景美	台北縣	汐止	28.18	0.0	1.5
A01-002C-022A	坤溪橋	一區	景美	台北縣	雙溪	27.34	0.0	69.0
A01-005A-003A	汐止橋	一區	景美	台北縣	汐止	27.18	0.0	16.5
A01-0620-003A	3K+060	一區	景美	基隆市	七堵區	23.26	0.0	52.5
A01-0050-013B	白鷺湖橋	一區	景美	台北縣	汐止	21.79	8.98	60.5
A01-002C-011B	平湖八號橋	一區	景美	台北縣	平溪	21.77	0.0	16.0
A01-002C-010D	平湖五號橋	一區	景美	台北縣	平溪	21.05	0.0	4.5
A01-0020-005B	崇蘭橋	一區	景美	台北縣	淡水	19.21	0.0	22.0

圖 6.39 不同排序條件結果

綜合以上成果，公路管理單位可依據各轄區或是風險造成維修機率大小等條件進行搜尋，系統將彙整顯示符合條件之橋梁，有利於管理單位整體性維修策略之訂定與規劃。

本年度僅先考量老化、洪水及地震等風險所造成維修機率，尚未考量此狀況下可能維修成本，下一年度中將擴充建置風險成本等相關欄位，並搭配維修策略最佳化等方法，提供管理單位訂定維修策略時之參考。

第七章 山區道路易致災路段調查評估

7.1 台24線山區道路基本特性分析

7.1.1 台 24 線山區道路路線概況

台24線又稱之為「新南橫公路」， 起點在屏東市，預計終點在台東縣知本，行政院於2011年3月28日公告解編阿禮至知本路段。本路線自三地門(22.6K)，開始進入山區道路路段，目前僅通車到霧台鄉阿禮(48.5K)，全長約24.9公里，海拔自三地門標高約為130公尺自阿禮標高約為1,240公尺，全段山區道路高差約為1,210公尺，台24線養護單位為交通部公路總局第三區養護工程處潮州工務段段。

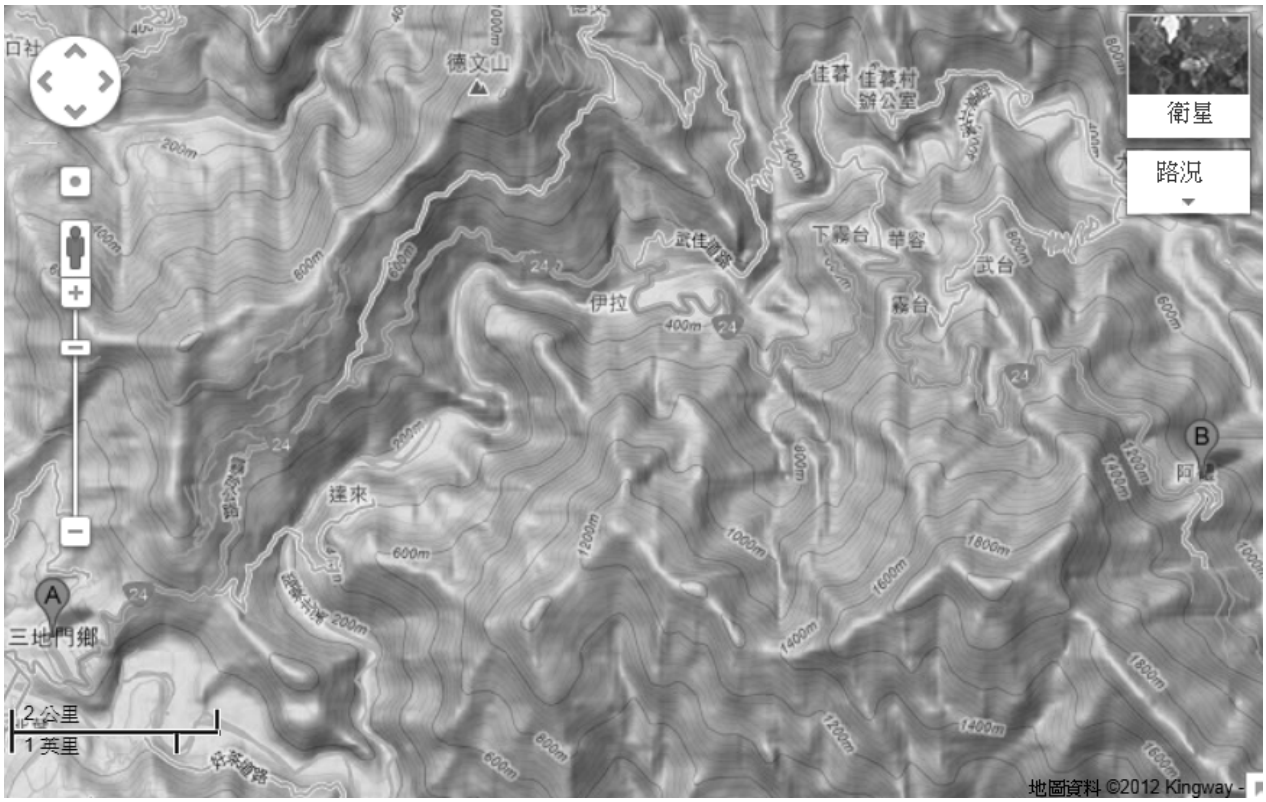


圖 7.1 研究區域路線概況圖

7.1.2 台 24 線山區道路水文及氣候概況

台24線山區道路所在集水區為隘寮溪，依據水利署之子集水區資料本區之子集水區包括白賓山、隘寮北溪、德文、好茶北部、戶亞羅、霧台、東川巷、神趾山、亞泥流山、霧台等10個子集水區(圖7.2)。

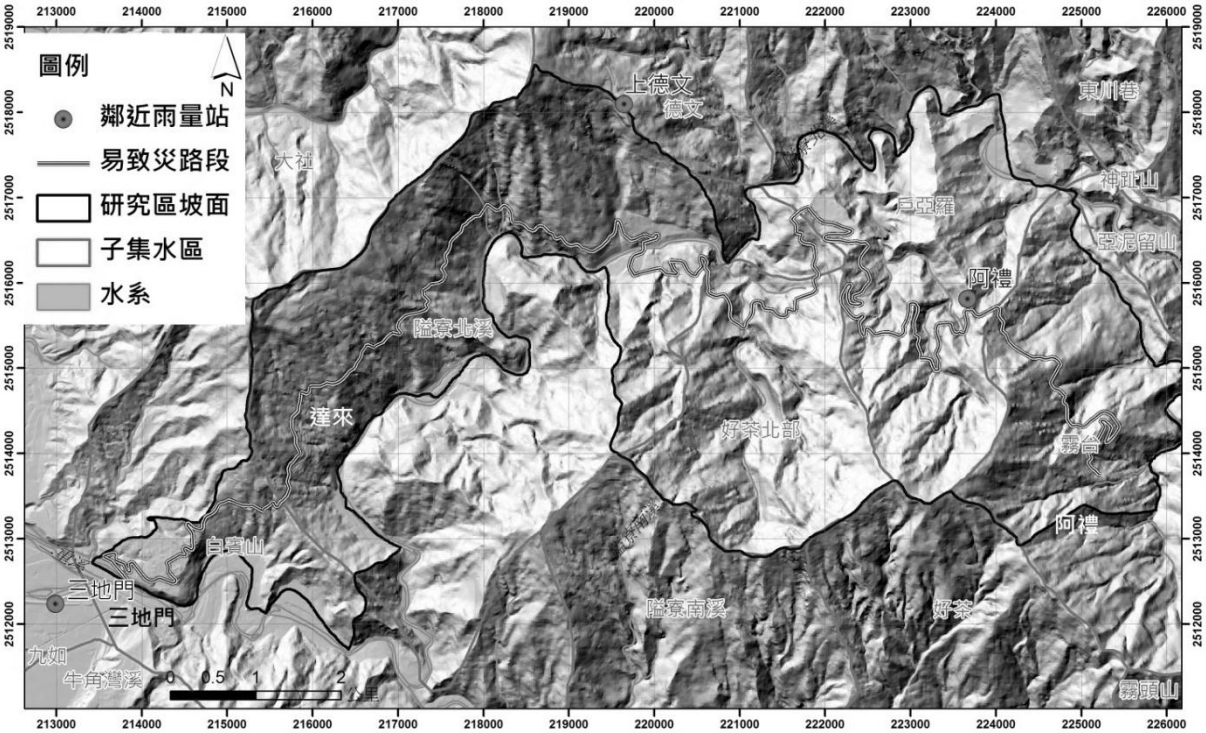


圖 7.2 台 24 線山區道路水文及氣候概況圖

而本區鄰近之氣象局氣候站包括三地門、上德文與阿禮，依據2010年氣象局氣候資料年報顯示，三地門氣候站2010年逐月平均溫度中，最高為七月平均溫度為28.2度，平均溫度為24.8度(表7-1)。

表 7-1 三地門氣候站 2010 年逐月平均溫度一覽表

單位：公厘

測站編號	站名	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	平均
C0R150	三地門	19.9	21.8	23.5	24.7	27.7	27.3	28.2	28.1	26.9	25.8	23.0	20.1	24.8

依據 2010 年逐月雨量資料顯示，上德文氣候站 2010 年之總雨量約 3,593.5 公厘，其中以九月份的雨量為最多，達 1,234.5 公厘。阿禮氣候站 2010 年之總雨量約 2,629 公厘，其中以九月份的雨量為最多，達 665 公厘(表 7-2)。

表 7-2 上德文、阿禮氣候站 2010 年逐月雨量一覽表

單位：公厘

測站編號	站名	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	總雨量
C1R120	上德文	12.5	35.5	9.5	65.0	631.5	486.5	582.5	203.5	1,234.5	277.5	28.0	27.0	3593.5
C1R130	阿禮	13.0	30.0	9.5	63.0	476.0	434.0	450.0	159.0	665.0	284.0	26.5	19.0	2629.0

7.1.3 台 24 線山區道路地質概況

本區域在地層方面主要出露潮州層與河道沖積層(圖7.3)。潮州層由六角兵吉和牧山鶴彥（1934）所命名。標準地點位於枋山溪。本層以硬頁岩或板岩為主，間夾透鏡狀砂岩體，約可對比脊樑山脈之廬山層。潮州層確實厚度不詳，不過可量測之厚度約為1500 公尺。本流域內之潮州層劈理構造有由南向北逐漸發達之趨勢，岩體受風化後之野外特徵為具有洋蔥狀剝蝕及鉛筆構造，且普遍存在著與沈積作用同時的崩移構造，在口社至阿禮一帶有幾處較具規模的潮州層透鏡狀砂岩體(Cos) 出露。在地層位態方面，潮州層之板岩劈理位態於達來至伊拉路段約為北偏東40度向東頃約50度左右，位態變化不大。而於伊拉至阿禮路段板岩劈理位態約為北偏東70度至90度，向南頃約40度左右，位態變化較大。

在構造方面，本流域範圍內之褶皺構造多呈北北東走向，主要褶皺構造自西而東包括華容向斜、霧台背斜等。

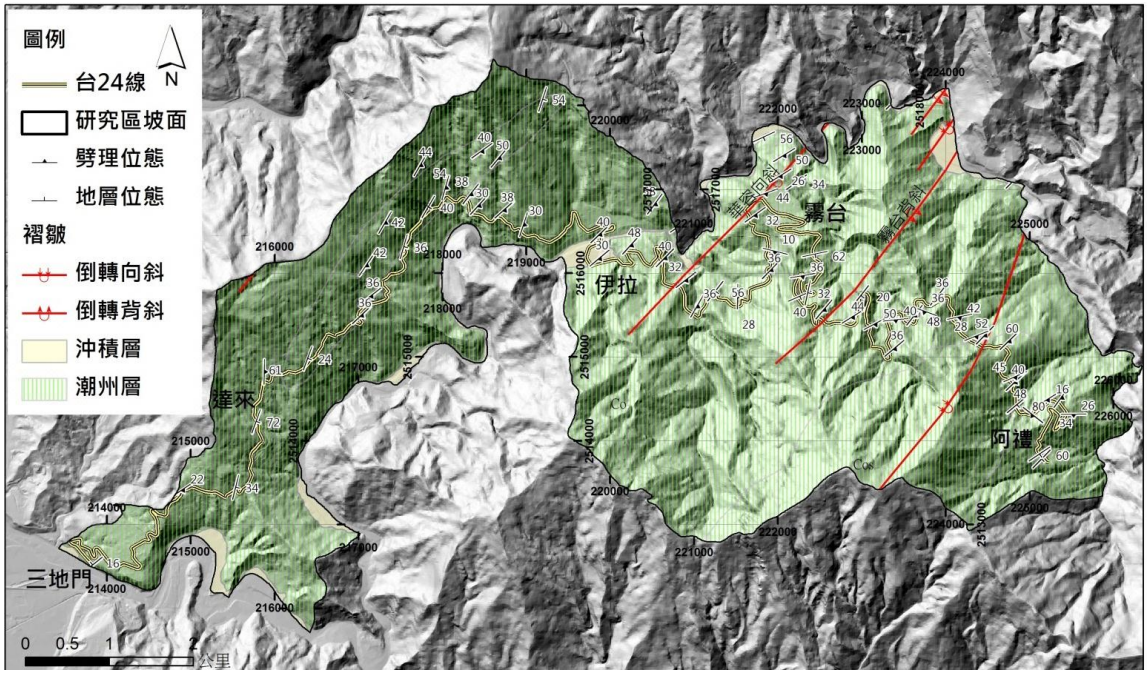


圖 7.3 台 24 線地質概況圖

7.2 地質敏感地區資料蒐集與分析

本計畫蒐集台24線經過之坡面範圍內之地質敏感地區資料 (99年)，在各地質敏感地區之資料統計方面，崩塌共計313處，合計面積約790.16公頃、土石流共計12處、順向坡共計27處，合計面積約777.8公頃、蝕溝共計54處、河岸侵蝕共計16處(圖7.4 表7-3)。

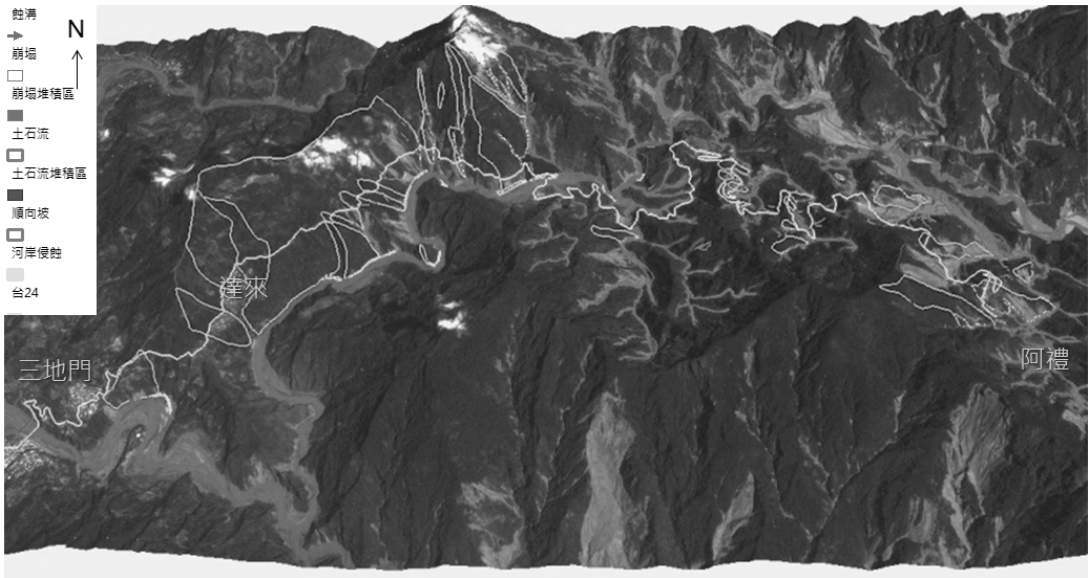


圖 7.4 台 24 線山區道路坡面範圍內地質敏感地區分布圖

表 7-3 台 24 線經過之坡面範圍內之地質敏感地區數量統計一覽表

類型	數量	類型	數量
崩塌	313	蝕溝	54
土石流	12	河岸侵蝕	16
順向坡	27		

經初步現地勘查，發現台24線三地門至阿禮沿線，典型地質敏感地區為位處順向坡地形且下方有河岸侵蝕現象，所引發之大規模崩塌(圖7.5)。而除崩塌為本路段共同之災害外，三地門至伊拉路段間主要之地質敏感區為順向坡、蝕溝，而伊拉至阿禮路段之土石流數量明顯多於三地門至伊拉路段。

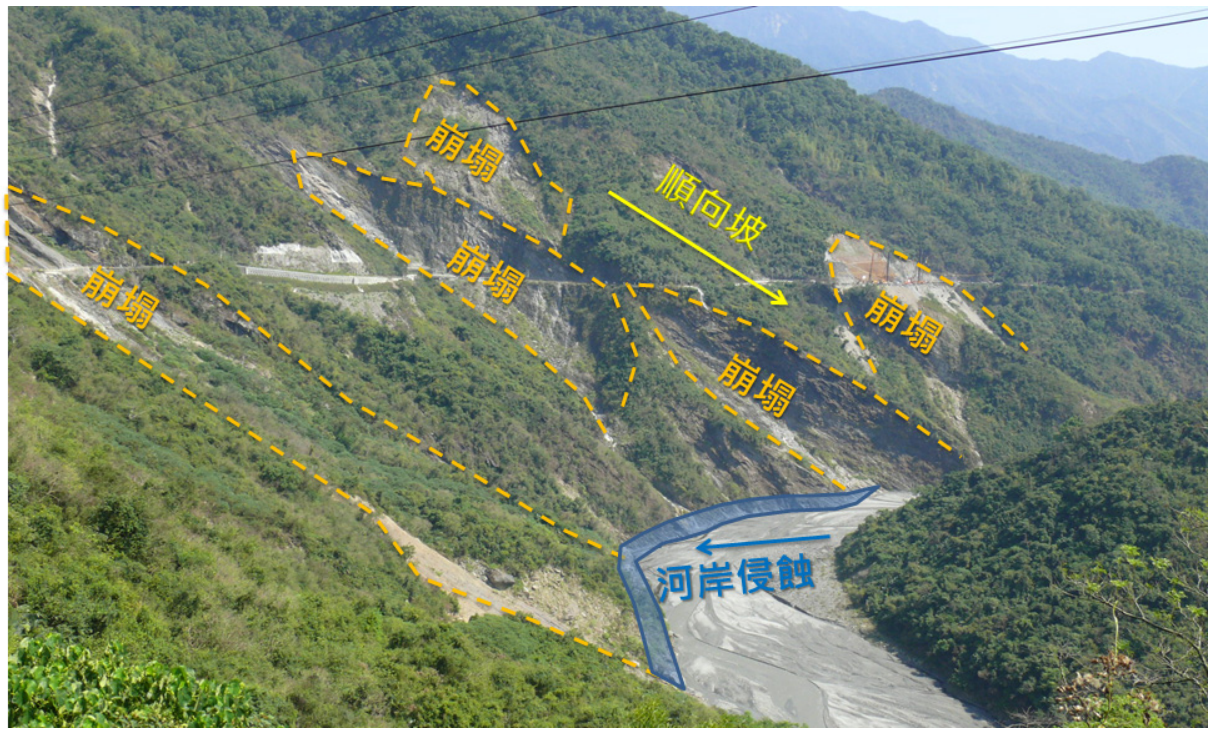


圖 7.5 台 24 線三地門至阿禮典型地質敏感地區特性圖(以 30K 為例)

7.3 歷史山崩目錄建置

本計畫以台24線三地門至阿禮間山區道路為研究範圍，利用計畫區歷年航照影像及高精度衛星影像建置歷史山崩目錄。在進行區域內崩塌地判釋之前，必須挑選合適的衛星影像，包括時間條件、雲覆條件及姿態條件符合的影像，選擇在區域內有重大降雨的颱風或豪雨事件前後且雲覆少及衛星拍攝的角度較小的影像作為崩塌判釋的底圖，目前本計畫已蒐集完成的福衛二號影像共有18期，整理如表7-4，判釋事件包括自2005年至2011年之16次颱風豪雨事件。

表 7-4　歷史山崩目錄建置選用之福衛二號影像列表

影像編號	影像類型	影像解析度(m)	影像時間	主要影響事件
03	福衛二號	8	2005/07/10, 2005/07/01	0612豪雨
04	福衛二號	8	2005/08/01, 2005/07/25	海棠颱風
05	福衛二號	8	2005/08/07, 2005/08/16	馬莎颱風
06	福衛二號	8	2006/02/01, 2006/01/31	泰利颱風
09	福衛二號	8	2006/09/13, 2007/03/10	凱米颱風
13	福衛二號	8	2007/10/26, 2007/11/20	柯羅莎颱風
14	福衛二號	8	2008/02/17, 2007/12/21	米塔颱風
15	福衛二號	8	2008/07/23, 2008/08/24	卡玫基颱風
16	福衛二號	8	2009/01/14, 2008/12/21	辛樂克颱風
98	福衛二號	8	2009/05/09, 2009/05/10	-
17F	福衛二號	2	2009/08/17, 2009/09/02	莫拉克颱風
19	福衛二號	8	2010/08/10, 2010/08/27	0725豪雨
20	福衛二號	8	2010/09/23, 2010/10/10	凡那比颱風
21	福衛二號	8	2010/11/21, 2010/11/01	梅姬颱風
22	福衛二號	8	2011/05/08, 2011/06/13	-
23	福衛二號	8	2011/08/17, 2011/07/23	0719豪雨
24	福衛二號	8	2011/09/17, 2011/09/26	南瑪都颱風
25	福衛二號	8	2011/10/24, 2011/10/21	1001豪雨

7.3.1 判釋方法

1. 衛星影像裸露地自動判釋

衛星影像之裸露地判釋流程如圖7.6所示，本項工作項目係利用ArcMap的空間分析模組(Spatial Analysis)與自行研發撰寫的電腦程式，以光譜特徵、地形條件進行裸露地篩選，之後再以人工檢核進行誤判修正，最終即可得崩塌地判釋結果。判釋程序方法分述如下：

(1)光譜特徵篩選：

以正規化植生指數(NDVI)的統計結果為劃定植生指數門檻值依據。利用綠色植物具吸收藍光、紅光及強烈反射近紅外光之特性，可判別植生反射量之多寡，用紅光及近紅外光波段之比值或差值計算出 NDVI，分析植生變化情況；NDVI=NIR-R/NIR+R，其中 NIR 為近紅外光輻射值，R 為紅光輻射值。NDVI 值介於±1之間，數值越高代表綠色植物越多。因此可初步設定一數值(門檻值)以上為植生區域，而以此方法可區分出低植被的裸露區域（例如 NDVI≦0.1），再以每期影像根據光譜強度資料濾除掉高亮度白雲雲霧區以及低亮度的陰影區，其中光譜強度資料為多光譜影像各波段 DN 值之總和，白雲雲霧區為光譜強度總和值較高區域，反之陰影區則為總和值較低的區域。利用 NDVI 值與 DN 值進行濾定，便能依照光譜特徵篩選得到初步裸露地篩選結果。若判釋結果有過判或少判的現象，則修正各光譜特徵參數後重新判釋，完成此步驟後即可去除植被、雲和陰影的影響。

(2)地形條件篩選：

以地形坡度大於 10 度與 24m×24m(以福衛二號多光譜 8m 解析度影像 3×3 網格為可判釋最小單元，最小判釋投影面積為 0.0576 公頃)面積大小為門檻值進行地形條件的篩選，初步排除部份人為開墾地與建築物的誤判，即可完成裸露地自動判釋。

2. 裸露地人工檢核

利用衛星影像進行裸露地自動判釋時，因為影像光譜值隨日照、大氣品質及地表本身植被與土壤溼度變化而有差異，雖然以地形條件進行篩選可排除部份人為開墾地與河道的誤判，但是還是有部分與崩塌地光譜相近的地表特徵會被誤判成崩塌地，如雲及陰影區。因此程式自動判釋結果需再進行人工檢核（表7-5），藉由前後多期影像、航照、裸露地形狀、顏色、聚落、主要道路等，綜合研判是否為人為開發開墾地，此外，人為開發開墾地形多較為方正，且多位於平坦區域。將誤判區以人工方式進行剃除，以提高資料正確性。自動判釋完成後，再以1:5,000地形圖圖框範圍為檢核單元，以判釋者之判釋習慣與圖幅內地形特性，以畫面可容納最大裸露地為範圍，將視窗縮放至適當大小，以進行剃除工作。

表 7-5 裸露地人工檢核項目與內容一覽表

人工檢核項目	檢核內容說明
是否為人為建物	人為開發開墾地形多較為方正，且多位於平坦區域，可透過形狀進行剃除。
是否為雲遮蔽區及陰影區	以人工檢視影像上族醫進行判釋與剃除

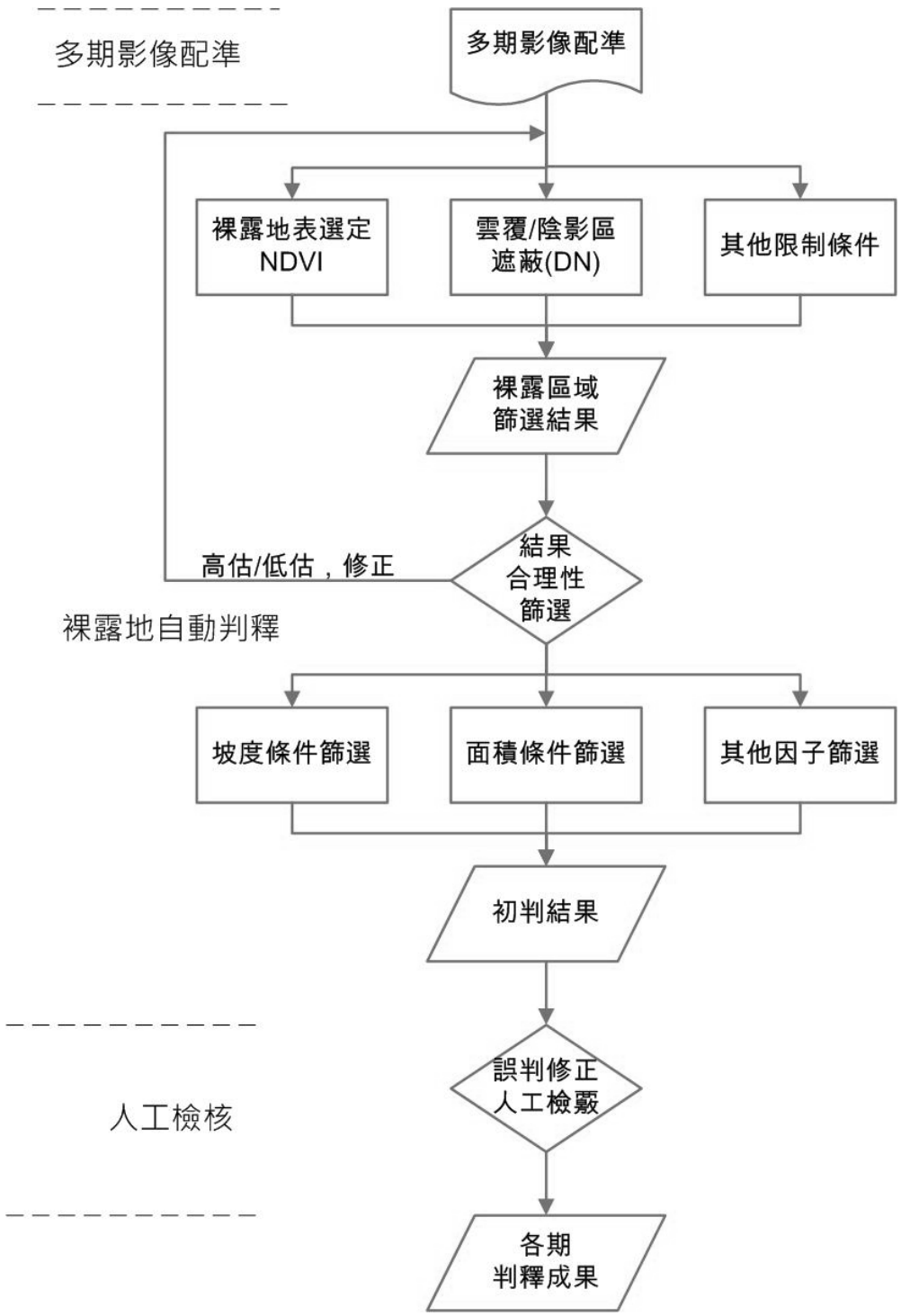


圖 7.6　衛星影像崩塌地判釋流程

7.3.2 判釋成果

台24線在16次颱風豪雨後之崩塌地分布縮圖如圖7.7 ~ 圖7.22所示，各期崩塌地面積個數與面積整理如表7-6。應用多時序影像可以得到不同重大降雨事件前後的山崩發生位置分布資料，經由山崩分布空間資料的變異分析，將不同時期之同地衛星影像判釋出的山崩圖層套疊，透過空間關聯性分析（Spatial Intersection）可進一步進行歷史山崩變化分析。而山崩目錄建置成果如附錄一所示。

在各個重大的降雨事件中所判釋出的崩塌面積及數量統計結果顯示(圖7.23)，歷史山崩面積與數量自2008年米塔颱風後，有逐年增加的趨勢，而2009年莫拉克颱風則顯示極端降雨事件所導致崩塌面積與數量急遽增加的現象(圖7.24)。自梅姬颱風後的事件，崩塌面積與數量變化不大，推斷這些事件降雨中心並不在本計畫研究範圍內所致。

表 7-6　台 24 線各期崩塌地個數與面積統計

歷史事件	衛星影像取像日期	總崩塌個數	總崩塌面積(公頃)
0612豪雨	2005/07/10, 2005/07/01	127	70.7
海棠颱風	2005/08/01, 2005/07/25	348	235.4
馬莎颱風	2005/08/07, 2005/08/16	303	266.6
泰利颱風	2006/02/01, 2006/01/31	368	244.6
凱米颱風	2006/09/13, 2007/03/10	235	1720.1
柯羅莎颱風	2007/10/26, 2007/11/20	155	253.1
米塔颱風	2008/02/17, 2007/12/21	187	192.1
卡玫基颱風	2008/07/23, 2008/08/24	240	194.9
辛樂克颱風	2009/01/14, 2008/12/21	252	252.4
莫拉克颱風	2009/08/17, 2009/09/02	481	1112.0
0725豪雨	2010/08/10, 2010/08/27	455	777.5
凡那比颱風	2010/09/23, 2010/10/10	581	808.6
梅姬颱風	2010/11/21, 2010/11/01	603	888.9
0719豪雨	2011/08/17, 2011/07/23	388	1115.9
南瑪都颱風	2011/09/17, 2011/09/26	392	1117.6
1001豪雨	2011/10/24, 2011/10/21	392	1117.6

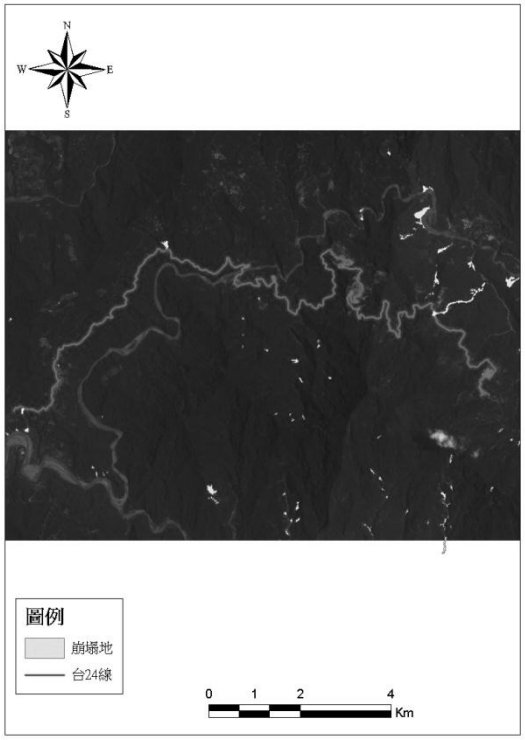


圖 7.7 0612 豪雨後崩塌地分布情形

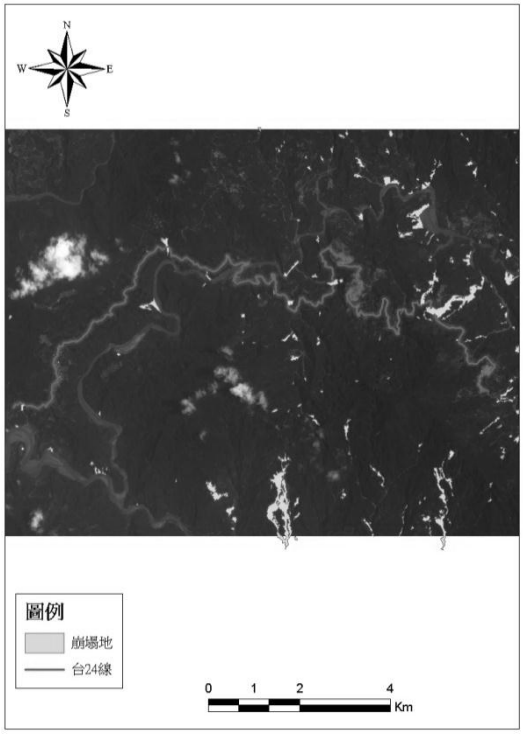


圖 7.8 海棠颱風後崩塌地分布情形

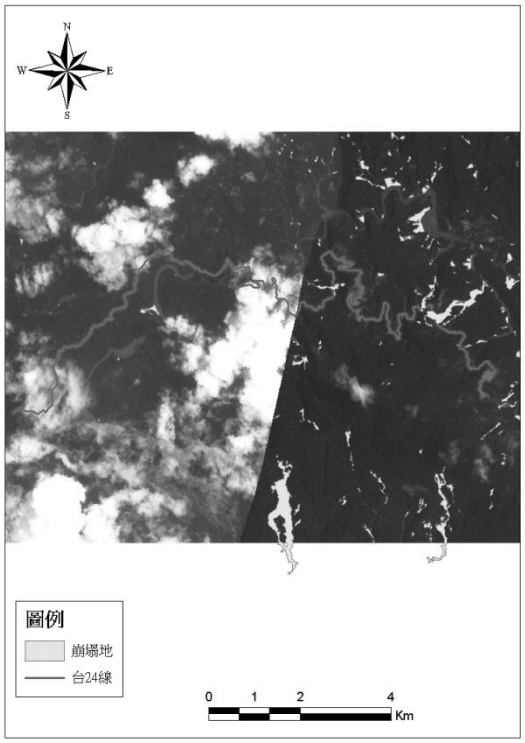


圖 7.9 瑪莎颱風後崩塌地分布情形

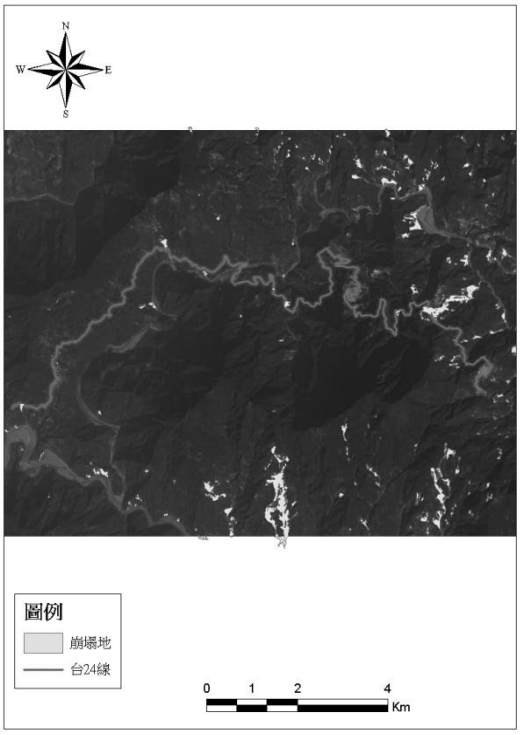


圖 7.10 泰利颱風後崩塌地分布情形

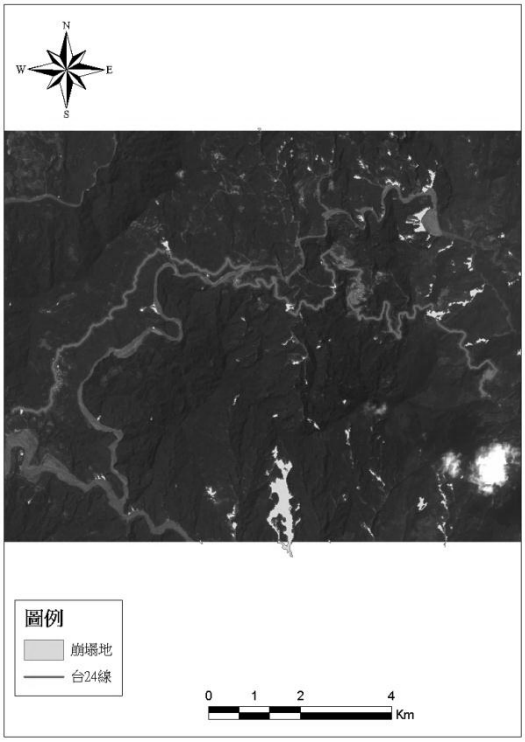


圖 7.11 凱米颱風後崩塌地分布情形

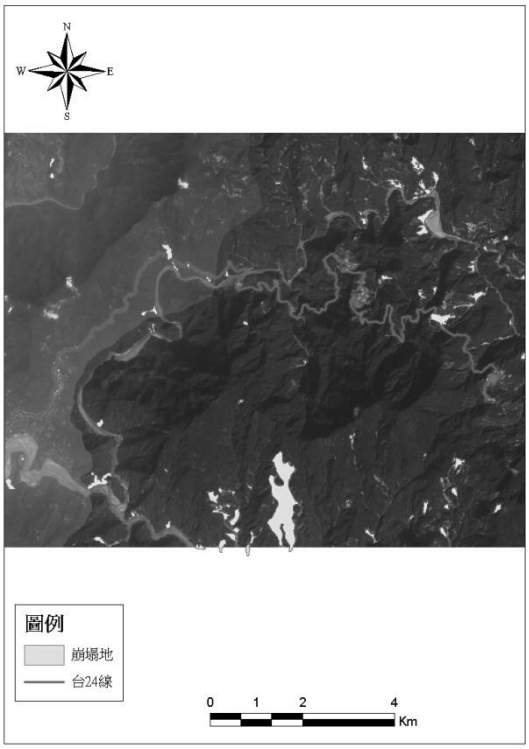


圖 7.12 柯羅莎颱風後崩塌地分布情形

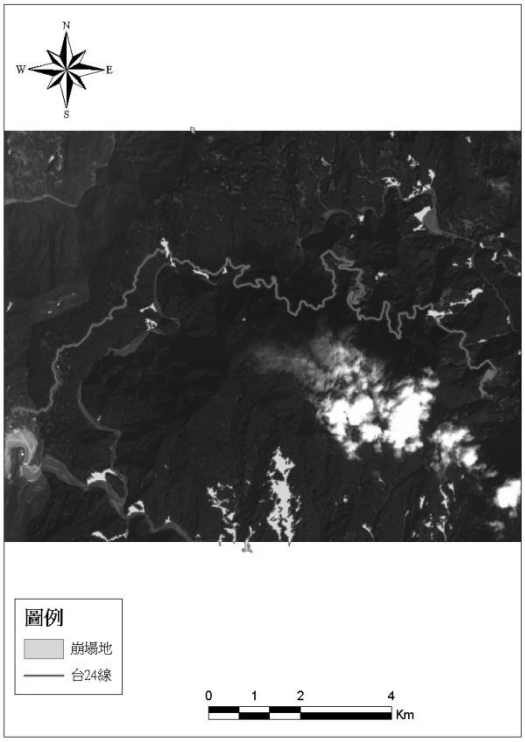


圖 7.13 米塔颱風後崩塌地分布情形

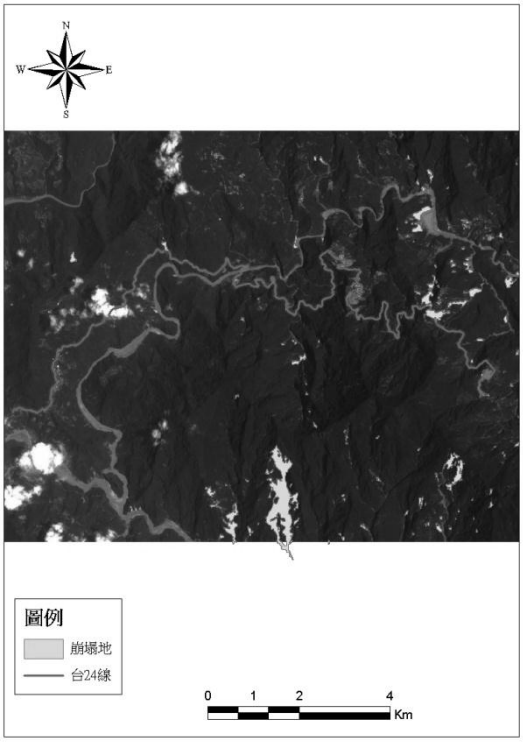


圖 7.14 卡玫基颱風後崩塌地分布情形

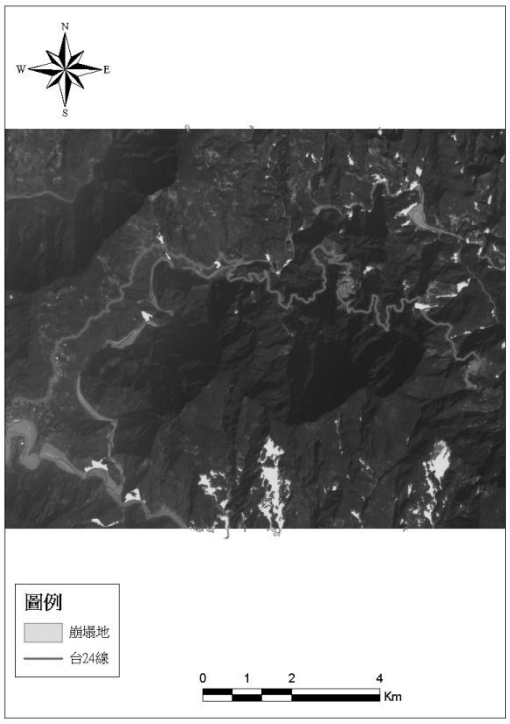


圖 7.15 辛樂克颱風後崩塌地分布情形

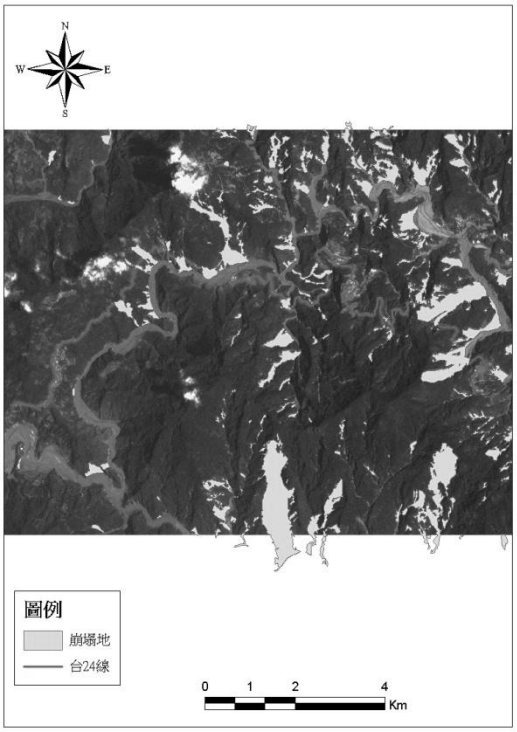


圖 7.16 莫拉克颱風後崩塌地分布情形

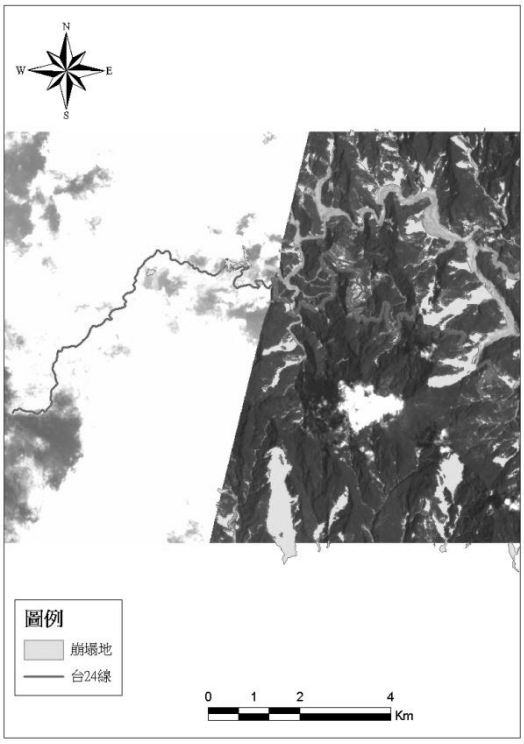


圖 7.17 0725 豪雨後崩塌地分布情形

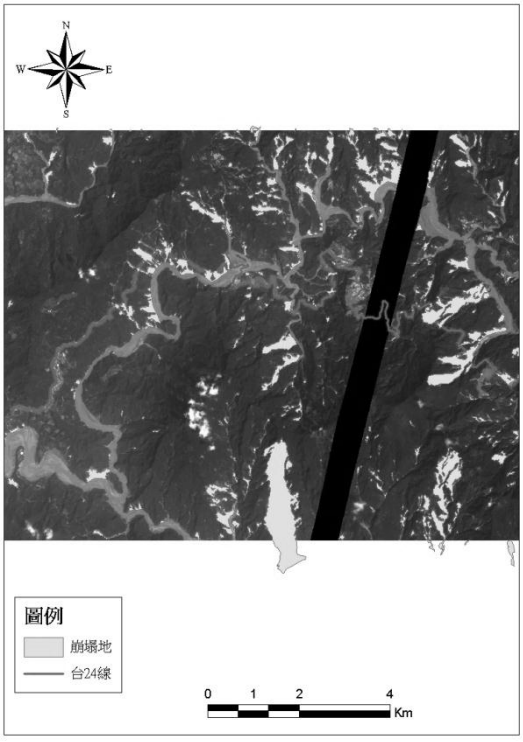


圖 7.18 凡那比颱風後崩塌地分布情形

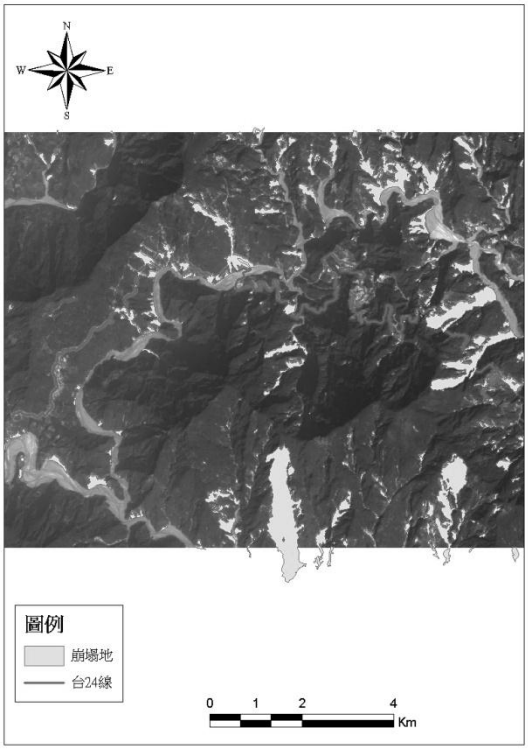


圖 7.19 梅姬颱風後崩塌地分布情形

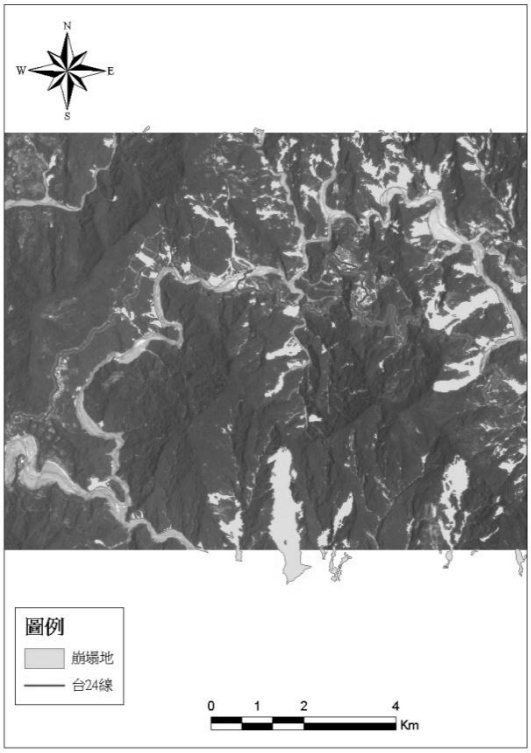


圖 7.20 0719 豪雨後崩塌地分布情形

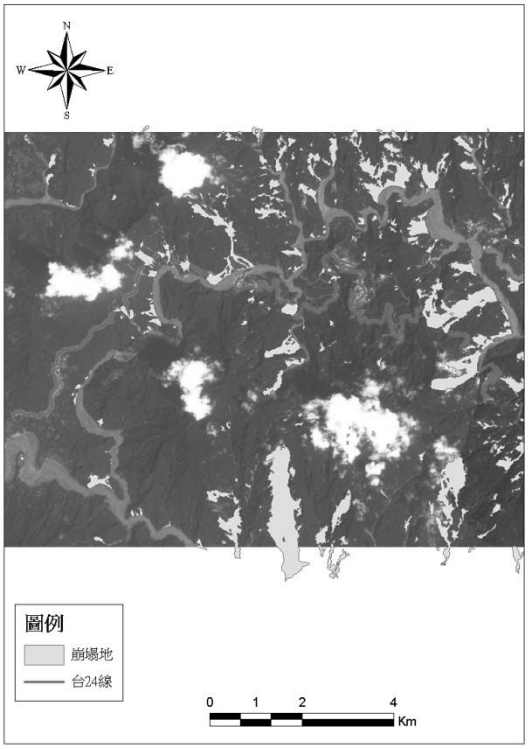


圖 7.21 南瑪都颱風後崩塌地分布情形

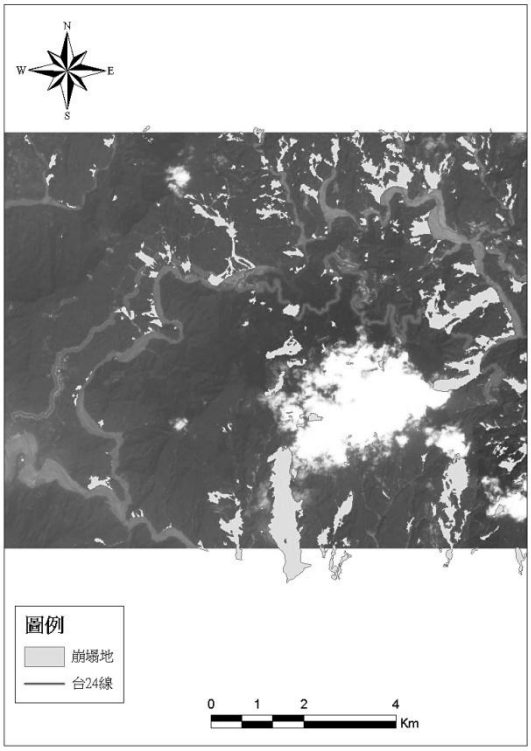


圖 7.22 1001 豪雨後崩塌地分布情形

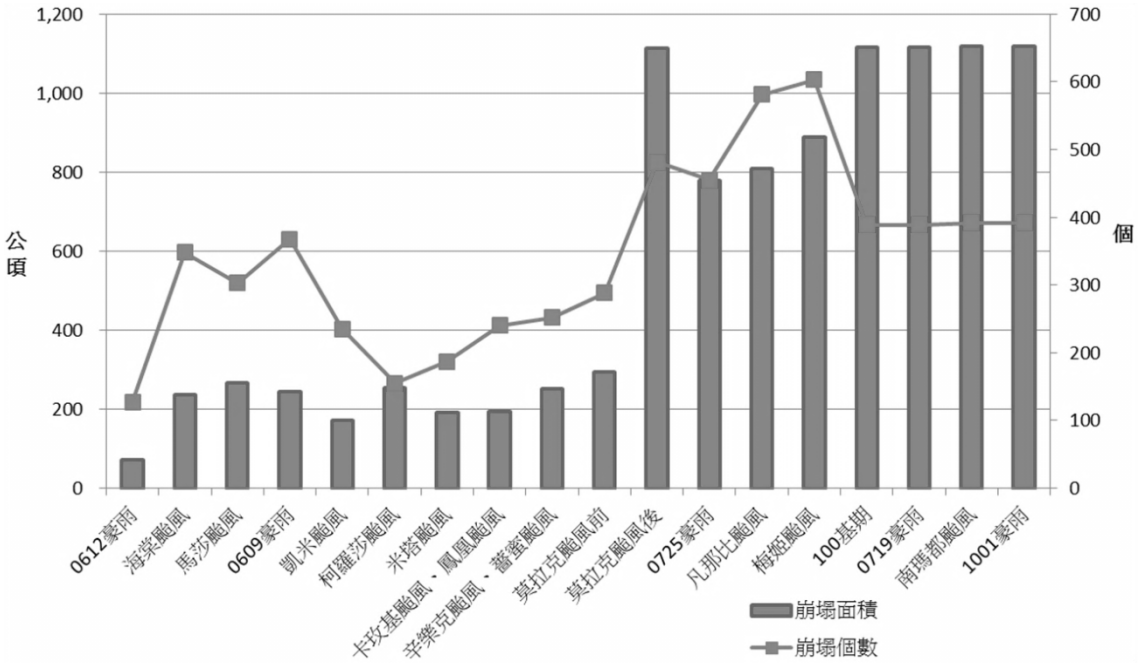


圖 7.23　歷史山崩面積與數量統計圖

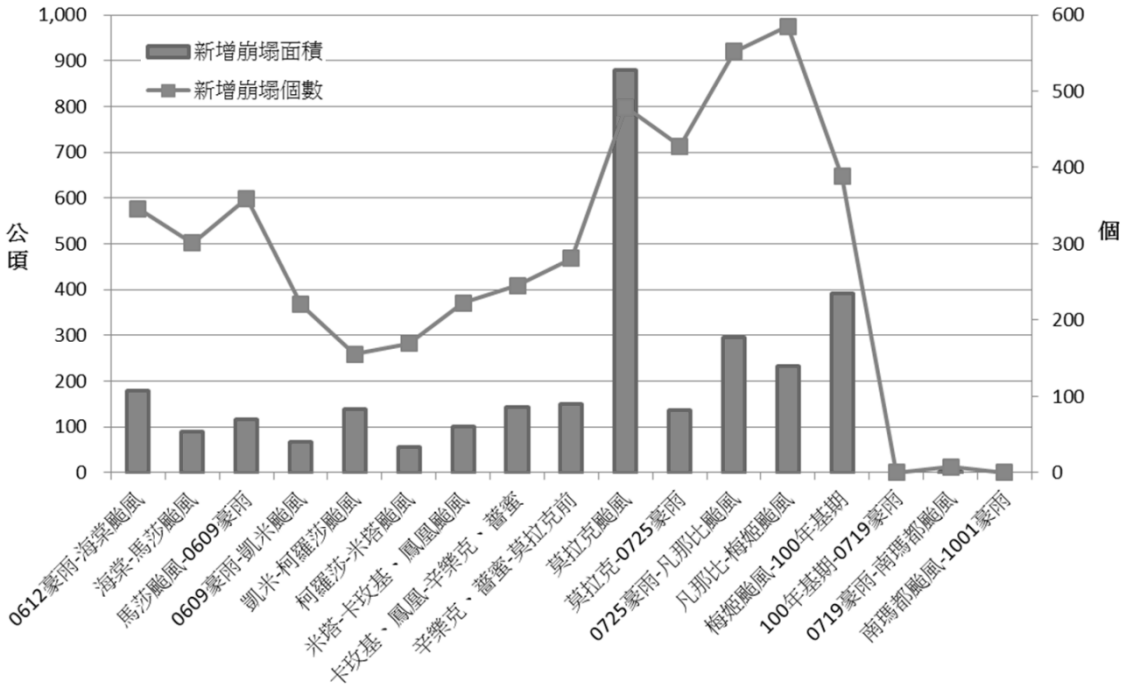


圖 7.24　歷史山崩新增崩塌面積與數量統計圖

7.4 山區道路坡面單元劃分

本研究以內政部資訊中心之5公尺網格解析度數值地形為分析材料，依據坡向與地形分析結果，進行坡面單元劃分。以下就影響台24線坡面之坡向分析、坡度分析、水系分析與坡面單元劃分結果進行說明：

7.4.1 研究區坡向分析

影響台24線坡面約3,890公頃左右(圖7.25，黑色線範圍)，就此範圍內進行坡向分析，將坡向分別以八方向(北、東北、東、東南、南、西南、西、西北)進行統計(圖7.26) ，整體而言，明顯以北方順時針至東南方的坡面為最多。而自三地門至伊拉之坡向主要以東-東南向之坡面為主。伊拉至阿禮之坡向則以西-西北的坡面為主。因本區之板岩劈理位態主要頃向東南方，因此在順向坡之分布上，三地門經達來至伊拉之路段多位處順向坡地形，而伊拉經霧台至阿禮路段之順向坡規模明顯少於三地門至伊拉間路段，以逆向之陡坡與斜交坡為主。

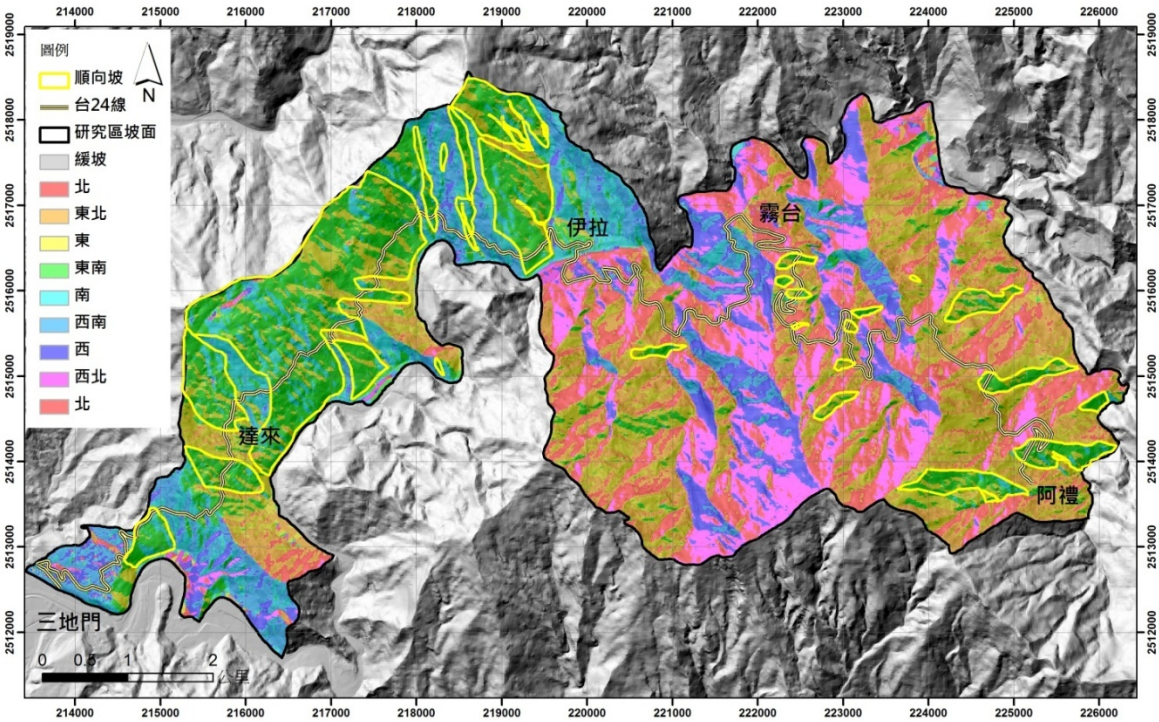


圖 7.25 研究區坡向分布圖

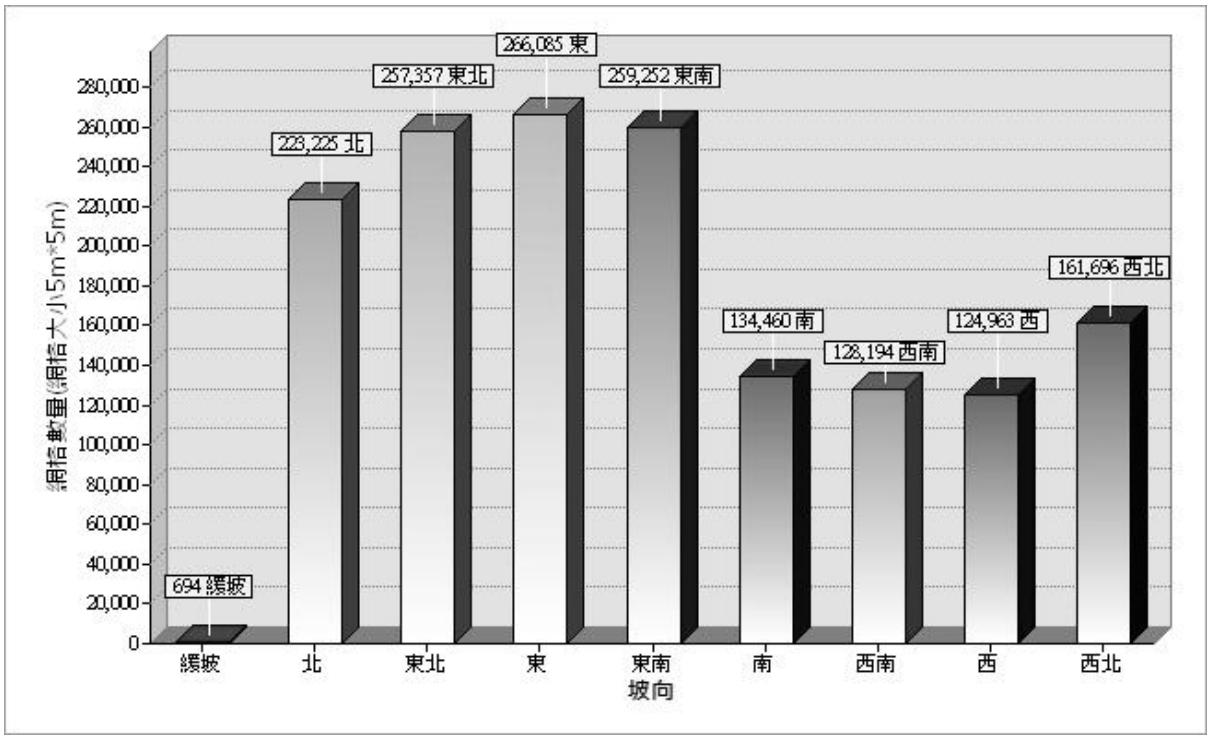


圖 7.26 研究區坡向統計圖

7.4.2 研究區坡度分析

將坡度以10度間隔進行分析統計(圖7.27、圖7.28)，整體而言以30~40度間距為最多，佔面積為1,265公頃左右，而研究區域之坡面主要集中在20~50度間，顯示研究區域內主要為陡坡地形，不利於邊坡穩定狀況。而就空間分布的狀況，三地門經達來至伊拉區域之坡度，相對較伊拉經霧台至阿禮路段為緩，此條件反映在地質環境敏感區的特性上，伊拉經霧台至阿禮路段會有較多落石、與崩塌的災害。

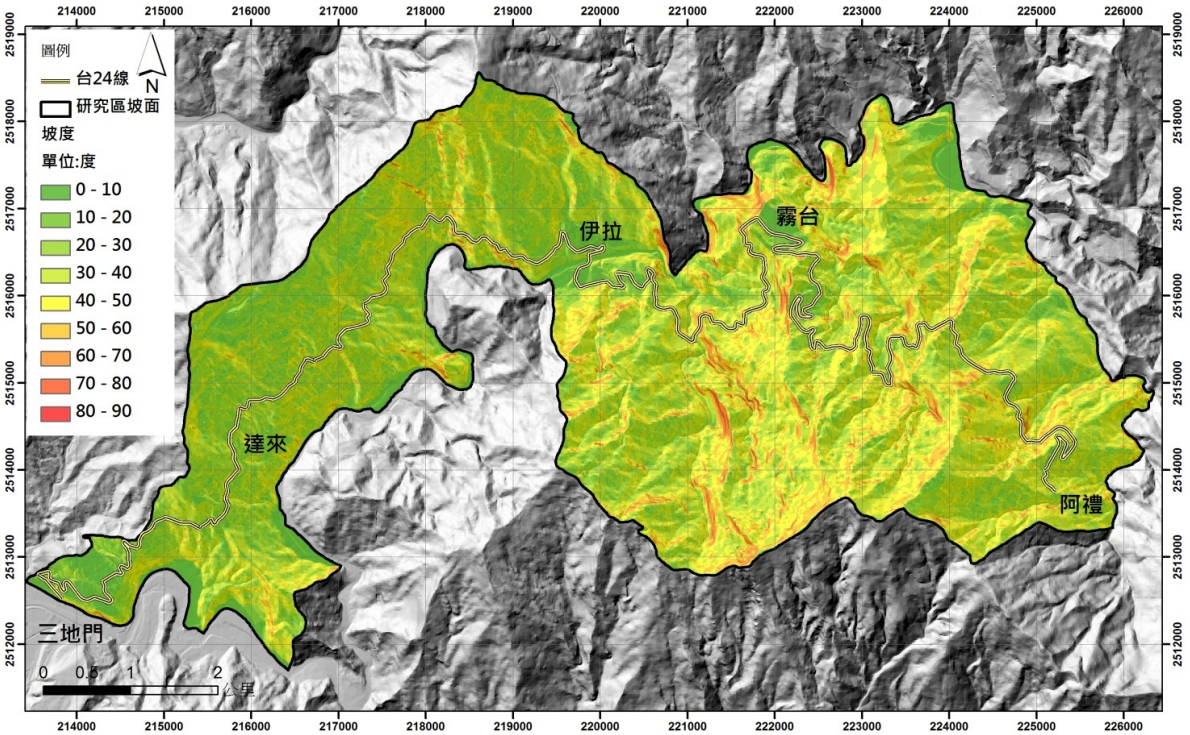


圖 7.27 研究區坡度分布圖

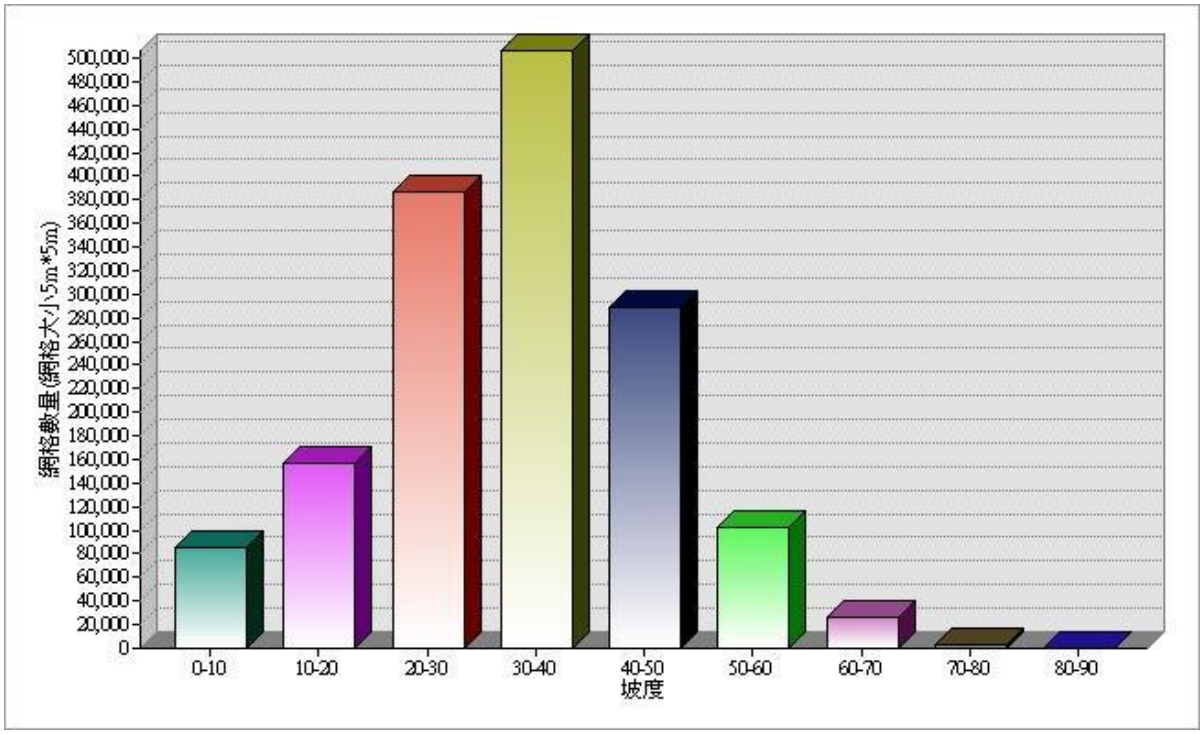


圖 7.28 研究區坡度統計圖

7.4.3 研究區水系分析

水系分布狀況影響道路邊坡排水甚鉅，亦為土石流與蝕溝災害，甚至誘發上、下邊坡崩塌災害之主要發生位置，因此易致災路段之劃分除參考坡向與坡度外，需再參考水系的位置，將道路雨水系相交的區位找出，在特別針對這些土石流與蝕溝影響範圍區位進行確認，以完成易致災路段之劃分作業。

本研究以內政部資訊中心2005年產製之5公尺網格解析度數值地形，利用ESRI公司ArcGIS 軟體ArcHydro模組，進行研究區與內之水系分析，以土石流有效集水區面積(3公頃)為水系起算門檻，其分析結果如圖7.29。經計算，台24線三地門至阿禮路段共有57處被水系截切。

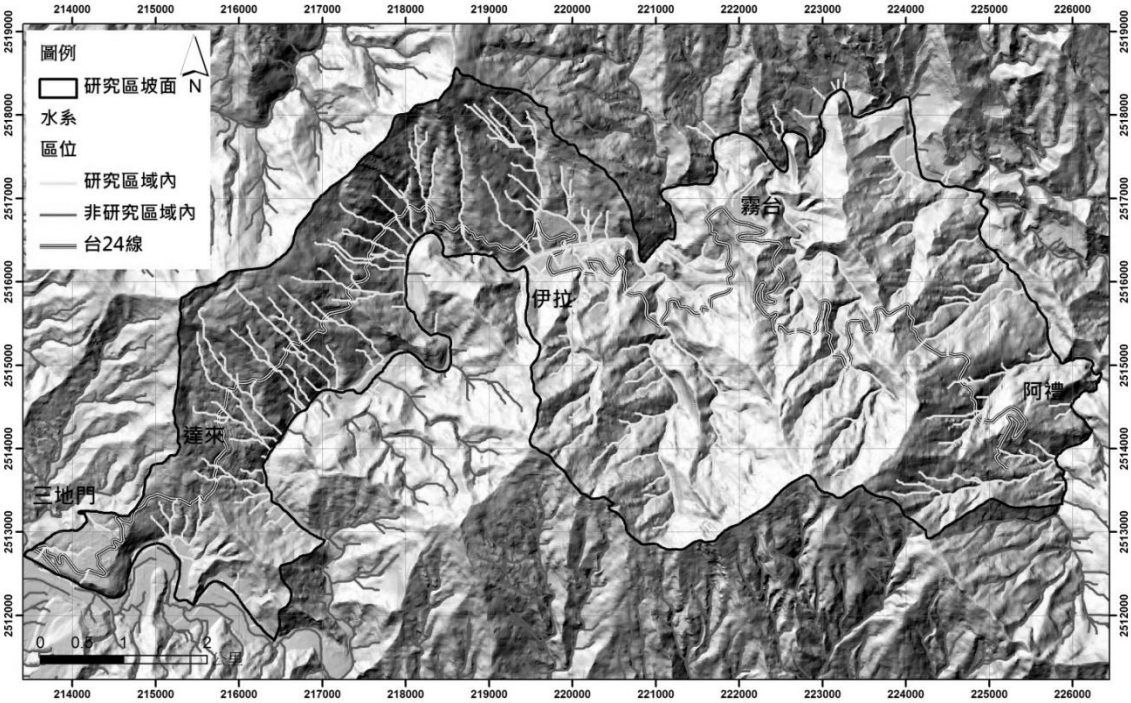


圖 7.29 研究區水系分布圖

在水系特性分析部分，從圖中可以看出達來至伊拉路段沿線之水系流向大致由西北流向東南，水系約略呈平行狀發育，此顯示受順向坡與板岩節理弱面所控制。而由伊拉至阿禮路段沿線之水系則呈樹枝狀，由南往北流。

7.4.4 研究區坡面單元劃分

綜合坡向、地形分析結果，台24線自三地門至阿禮路段，共劃分出119個坡面單元(圖7.30)。若將地質敏感區進行疊合分析，坡面單元內有崩塌發育者共計60處，土石流發育者共計70處，河岸侵蝕發育者共計17處，向源侵蝕發育者共計33處，順向坡發育者共計61處。

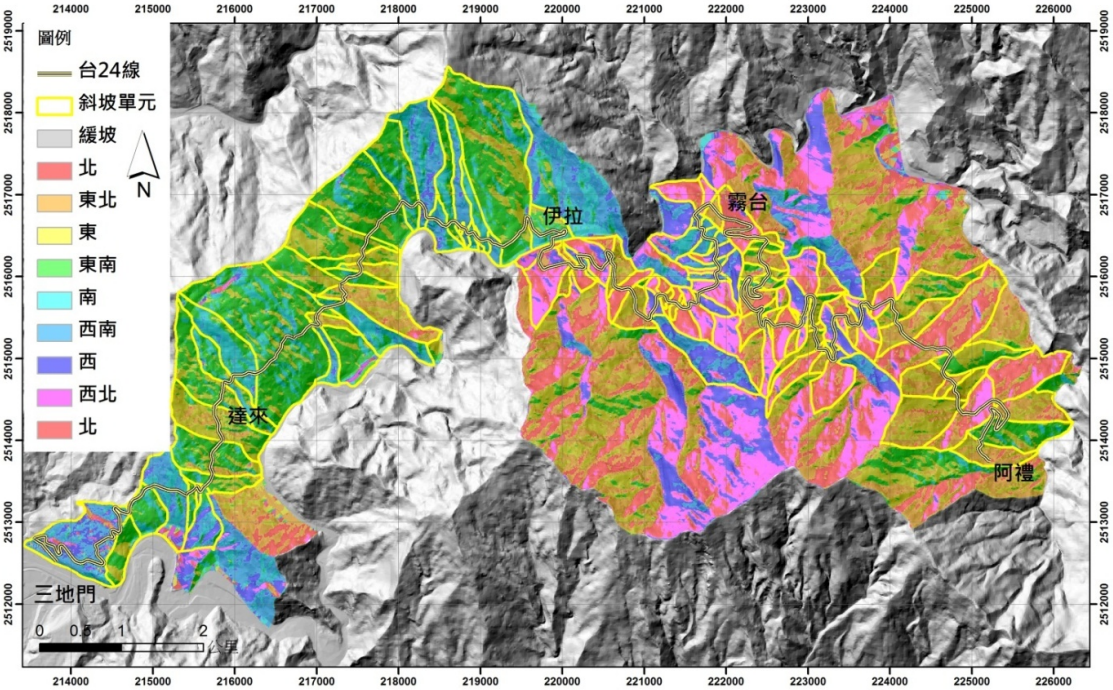


圖 7.30 研究區坡面單元分布圖

上述坡面單元中，同時具有5種地質敏感區發育者共計3處，就空間分布而言主要集中在達來至伊拉路段，而同時具有4種地質敏感區發育者共計18處，同時具有3種地質敏感區發育者共計23處(圖7.31)。

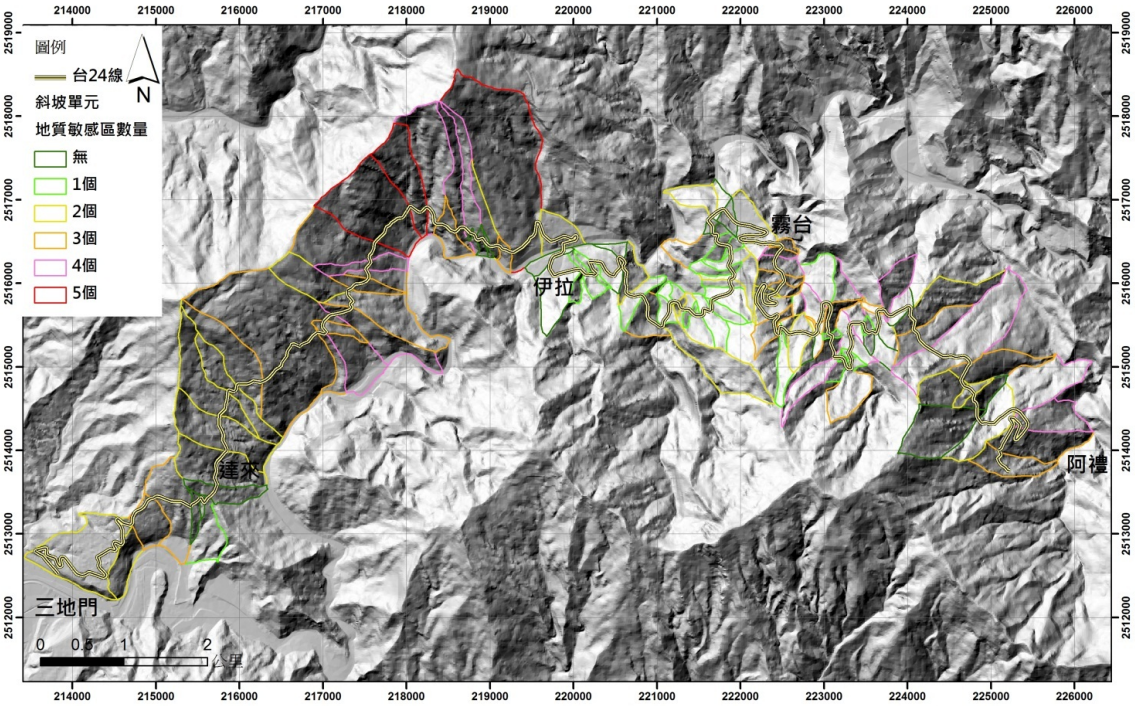


圖 7.31 研究區坡面單元內地質敏感區數量統計分布圖

7.5 邊坡山崩潛感分析

本研究採用證據權重法進行山崩潛勢分析，分析結果將提供後續道路鄰近坡面崩塌潛勢評估作為參考：

7.5.1 山崩潛感分析結果

挑選研究區域內較近期且山崩比例適當的降雨事件來製作山崩潛勢圖，並以AUC成功率曲線及預測率曲線來做山崩潛勢圖正確性的檢驗(如圖7.32~7.34)，其中各事件除莫拉克颱風事件之外其AUC成功率曲線檢驗皆在88.30%以上，而預測率曲線皆在70.88%以上，表示高潛感及超高潛感的區域可以預測大部分的山崩發生之位置(表7-7)。

表 7-7 南化水庫集水區各事件成功率曲線及預測率曲線表

辛樂克颱風	成功率曲線辛樂克颱風	88.90%
山崩比例	預測率曲線莫拉克颱風	61.16%
0.41%	預測率曲線梅姬颱風	70.88%
莫拉克颱風	成功率曲線莫拉克颱風	73.45%
山崩比例	預測率曲線辛樂克颱風	71.10%
8.14%	預測率曲線梅姬颱風	69.60%
梅姬颱風	成功率曲線梅姬颱風	88.30%
山崩比例	預測率曲線辛樂克颱風	83.85%
1.95%	預測率曲線莫拉克颱風	79.43%

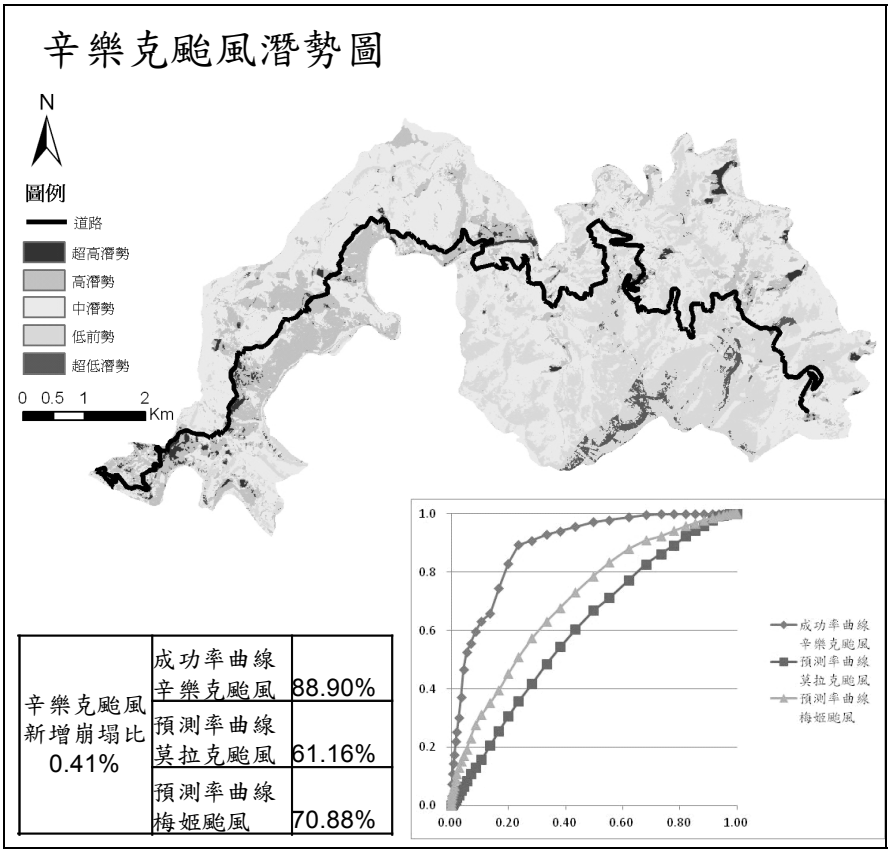


圖 7.32 辛樂克颱風潛勢分析及成功率曲線

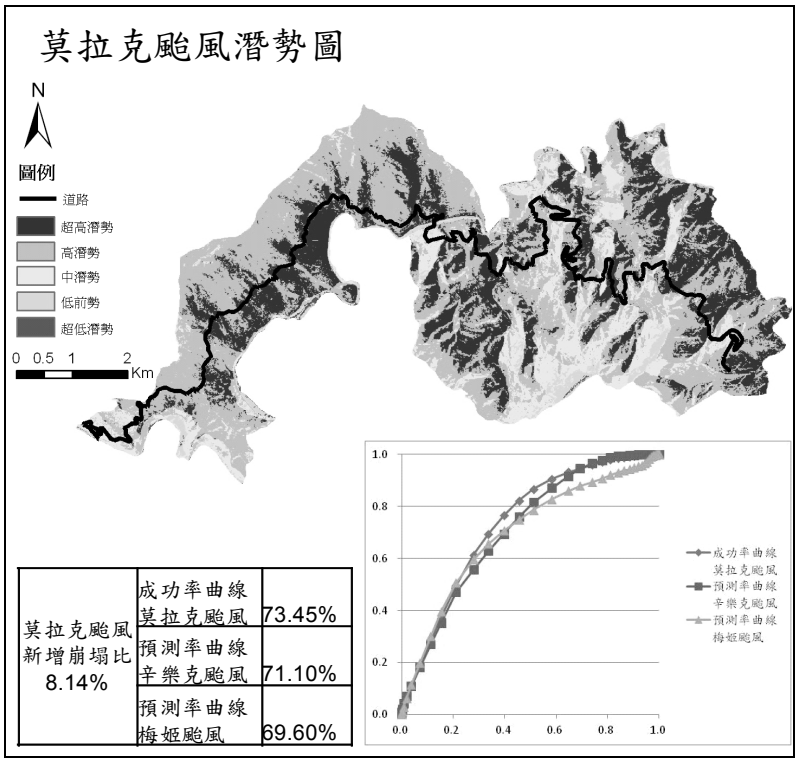


圖 7.33 莫拉克颱風潛勢分析及成功率曲線

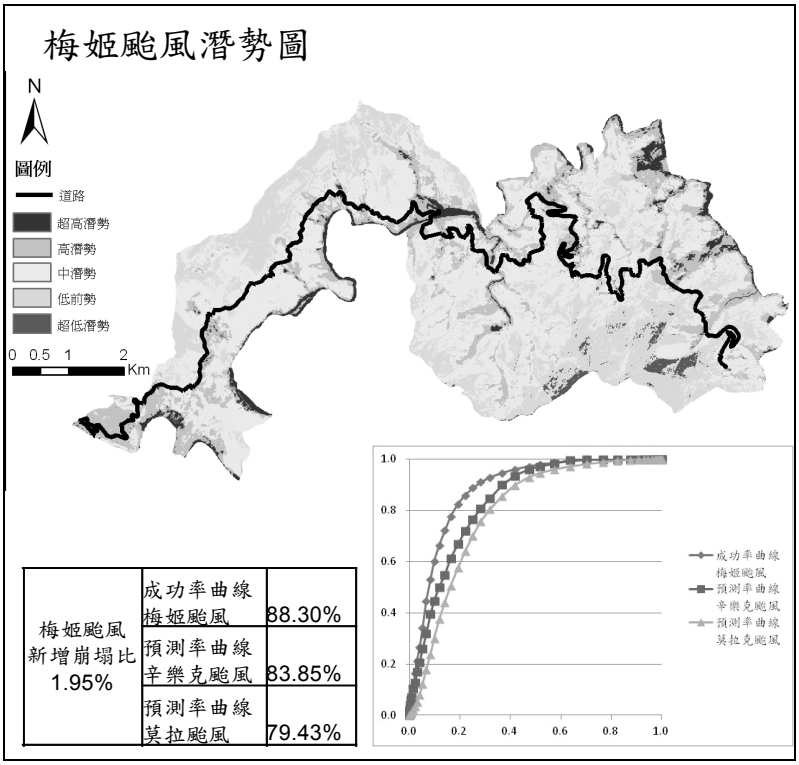


圖 7.34 梅姬颱風潛勢分析及成功率曲線

在研究區域內山崩潛感圖超高潛感區域主要分布於主河道攻擊坡及道路經過的地區，此外，順向坡也是影響本區域的主要因子之一。

7.5.2 山崩高潛勢發生位置篩選

利用證據權重法所計算出來山崩潛感圖的圖層-梅姬颱風事件，配合山坡坡面單元進行較高潛勢的坡面單元計算，目的將提供後續道路經過坡面山崩潛勢之參考。

在研究區域中，所挑選出的較高潛勢的目標有59個坡面單元(圖7.35)，主要集中在主要河道的攻擊坡及順向坡處，其中有人為開發也是容易發生山崩的區域，在高潛勢的坡面單元中，共有26個坡面有道路通過。

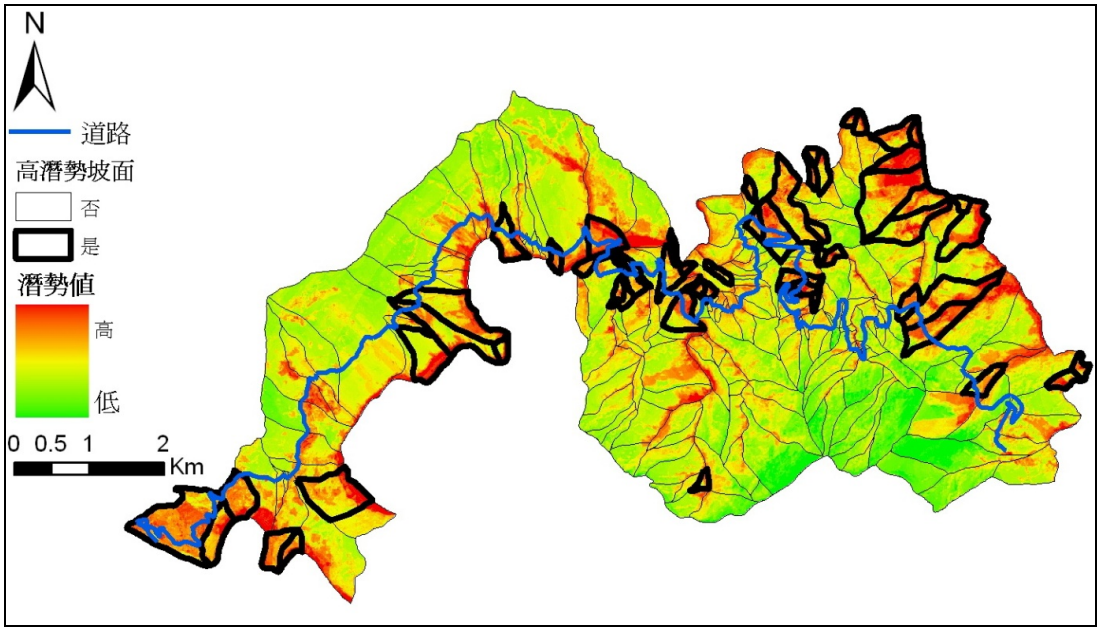


圖 7.35 研究區域高潛感坡面單元篩選

7.6 重大災例蒐集

本計畫之重大災例蒐集自交通部公路防救災資訊系統(http://bobe168.tw/index.aspx)之災情資料，依交通部公路防救災資訊系統之災情資料顯示，台24線近年重大災害案例共計39個，災害類型主要以邊坡崩塌或土石流造成局部路段或橋樑損壞為主。2008年迄今各路線樁號、致災事件、致災類型及阻斷時間整理如表7-8，受損情形如圖7.36～ 圖7.64所示，部分路段在颱風豪雨期間係因雨量超過警戒值而採預警性封閉，並非已發生災害導致道路中斷，實際因災害導致道路中斷情形如表7-9。

表7-10統計災害案例時間為2008年9月至2012年6月，其中導致中斷的災害類型可分為土石流阻斷、路基流失、邊坡坍方和橋樑沖毀，而封閉類型皆為預警性的封閉，未必有發生中斷的情形。若以每10K為統計單元分析災害次數，30K～40K災害次數最多，共發生22次的道路中斷或封閉，分別位於30K+100、31K+400、31K+500、32K+890、35K+200、35K+300、36K+000及37K+000等8處。

其中32K+890處之伊拉橋不論在中斷或是預警性封閉類型中，皆為次數最頻繁之處，在12次颱風豪雨期間皆曾出現因災害而導致之道路損毀中斷或預警性封閉。其次在20K～30K處發生共10次的道路中斷或封閉，分別位於20K+183、26K+000、26K+800、28K+000、28K+300及30K+000等6處，其中30K+000處在2008年9月27日薔蜜颱風及10月3日豪雨2次事件中，皆發生土石流阻斷道路之情形。

在40K～50K處共發生7次的道路中斷或封閉，分別位於45K+000、45K+600、46K+000、46K+200、46K+500及48K+000等6處，在此路段中，未發生預警性封閉的狀況，皆為災害造成道路中斷的類型。

表 7-8　台 24 線近年重大災害案例彙整

路線樁號	致災事件名稱	縣市鄉鎮	附近地名	災害類型及受損情形	阻斷時間	相片
20K+183	2009/08/08 莫拉克颱風	屏東縣 三地門鄉	三地門橋	道路，土石流阻斷。 三地門橋達封橋水位。	2009/8/8 00:00~ 2009/8/9 18:00	
25K+100	2010/09/19 凡那比颱風	屏東縣 內埔鄉	三地門	橋梁，預警性封閉。水位達封橋行動值預警性封閉。	2010/9/19 14:30~ 2010/9/20 18:00	
26K+000	2009/08/08 莫拉克颱風	屏東縣 三地門鄉	三地門鄉	道路，土石流阻斷。	2009/8/8 13:20~ 2009/8/9 18:00	圖 7.37
26K+700	2009/10/05 芭瑪颱風	屏東縣 三地門鄉	三德檢查哨	道路，土石流阻斷。	2009/10/4 06:00~ 2009/10/10 15:00	
26K+800	2011/08/30 南瑪都颱風	屏東縣 霧台鄉	伊拉部落	道路，預警性封閉。	2011/8/28 20:00~ 2011/8/31 18:00	圖 7.38
27K+600	2010/10/21 梅姬颱風	屏東縣 三地門鄉	德文路口	道路，預警性封閉。德文路口至阿禮(27K-48K)路段邊坡因莫拉克颱風影響抗災性低，受梅姬颱風雨量影響，預警性封閉。	2010/10/22 10:00~ 2010/10/24 18:00	
28K+000	2010/05/28 豪雨事件	屏東縣 三地門鄉		道路，土石流阻斷。台 24 線 28k.0、35K.5、46K.7、48K.0 等 4 處因落石坍方交通阻斷。	2010/5/29 06:00~ 2010/6/2 18:00	
28K+300	2009/08/08 莫拉克颱風	屏東縣 三地門鄉	伊拉	道路，路基流失。	2009/8/9 17:40~ 2009/8/20 18:00	圖 7.39
30K+000	2008/09/27 薔蜜颱風	屏東縣 霧台鄉	德文	道路，土石流阻斷。 道路邊坡坍方、交通阻斷。	2008/9/29 07:00~ 2008/9/29 17:00	
	2008/10/03 豪雨事件	屏東縣 霧台鄉	德文	道路，土石流阻斷。 坍塌土方 200 立方公尺	2008/10/3 17:30~ 2008/10/4 12:00	

路線樁號	致災事件名稱	縣市鄉鎮	附近地名	災害類型及受損情形	阻斷時間	相片
30K+100	2012/06/09 豪雨事件	屏東縣 三地門鄉	伊拉	道路，邊坡坍方。 邊坡坍方 300 立方公尺道路阻斷。	2012/6/10 16:00~ 2012/6/13 18:00	圖 7.40
31K+400	2012/06/09 豪雨事件	屏東縣 三地門鄉	伊拉	道路，邊坡坍方。 邊坡坍方 1000 立方公尺道路阻斷。	2012/6/11 09:00~ 2012/6/13 18:00	圖 7.41
31K+500	2009/08/08 莫拉克颱風	屏東縣 霧台鄉	伊拉	道路，邊坡坍方。 邊坡坍方 100 立方公尺道路阻斷。	2009/8/7 07:00~ 2009/8/7 18:00	圖 7.42
		屏東縣 三地門鄉	伊拉	道路，土石流阻斷。	2009/8/8 18:00~ 2009/8/20 18:00	圖 7.43
32K+890	2009/08/08 莫拉克颱風	屏東縣 霧台鄉	伊拉	橋梁，橋梁沖毀。 台 24 線一號橋橋台沖毀。	2009/8/8 23:00~ 2009/8/24 18:00	
	2009/10/05 芭瑪颱風	屏東縣 霧台鄉	第 1 號橋	橋梁，預警性封閉。	2009/10/6 13:00~ 2009/10/10 15:00	圖 7.44
	2010/05/23 豪雨事件	屏東縣 三地門鄉	伊拉	道路，其他。便道涵管 25 道被沖毀 22 道。	2010/5/23 17:10~ 2010/5/27 18:00	圖 7.45
	2010/05/28 豪雨事件	屏東縣 三地門鄉		道路，土石流阻斷。 台 24 線伊拉橋溪底便道因河水暴漲，溪底便道沖毀。	2010/5/28 18:00~ 2010/6/3 18:00	圖 7.46~47
	2010/07/26 豪雨事件	屏東縣 霧台鄉	伊拉	道路，預警性封閉。 溪底便道沖毀。	2010/7/26 15:20~ 2010/8/1 17:00	圖 7.48
	2010/09/01 萊羅克颱風	屏東縣 霧台鄉		道路，預警性封閉。 台 24 線 32+890 伊拉橋溪底便道沖毀。	2010/9/1 08:00~ 2010/9/5 18:00	圖 7.49
	2010/09/09 莫蘭蒂颱風	屏東縣 霧台鄉	伊拉	道路，預警性封閉。 水位達滿水位沖毀。	2010/9/9 18:00~ 2010/9/12 18:00	圖 7.50

路線樁號	致災事件名稱	縣市鄉鎮	附近地名	災害類型及受損情形	阻斷時間	相片
	2010/09/19 凡那比颱風	屏東縣 霧台鄉	伊拉	道路，預警性封閉。 便道遭沖毀 50 公尺。	2010/9/19 08:00~ 2010/9/27 18:00	圖 7.51
	2010/10/21 梅姬颱風	屏東縣 三地門鄉	伊拉	道路，預警性封閉。 便道遭沖毀 50 公尺。	2010/10/22 15:00~ 2010/10/25 18:00	圖 7.52
	2011/07/18 豪雨事件	屏東縣 霧台鄉		橋梁，預警性封閉。 雨量達封橋行動值。	2011/7/19 20:00~ 2011/7/20 06:00	圖 7.53
		屏東縣 霧台鄉	伊拉部落	道路，預警性封閉。	2011/7/20 20:00~ 2011/7/21 06:00	圖 7.54
	2011/08/24 豪雨事件	屏東縣 霧台鄉	伊拉	道路，預警性封閉。	2011/8/24 20:00~ 2011/8/25 06:00	圖 7.55
	2012/06/09 豪雨事件	屏東縣 霧台鄉	伊拉	道路，其他。 主河道型鋼支柱傾斜數支。	2012/6/13 16:00~ 2012/6/18 07:00	圖 7.56
33K+800	2010/09/23 豪雨事件	屏東縣 霧台鄉	伊拉	道路，預警性封閉。 路基缺口 20m 已搶通。	2010/9/23 14:00~ 2010/9/30 18:00	圖 7.57
35K+000	2010/10/21 梅姬颱風	屏東縣 霧台鄉	神山	道路，預警性封閉。 谷佳聯絡道替代道路坍毀。	2010/10/22 15:00~2010/10/26 18:00	圖 7.58
35K+200	2012/06/09 豪雨事件	屏東縣 霧台鄉	霧台	道路，路基流失。 路基缺口長 40 公尺。	2012/6/10 18:00~ 2012/6/13 18:00	圖 7.59
35K+300	2010/09/23 豪雨事件	屏東縣 霧台鄉	霧台	道路，路基流失。路基缺口 100m。	2010/9/23 14:30~ 2010/10/10 18:00	圖 7.60
35K+450	2010/12/16 豪雨事件	屏東縣 霧台鄉	伊拉部落 (第二號橋)	道路，預警性封閉。冬雨造成台 24 線 35K+450~+700 處崩塌地間歇性落石。	2010/12/16 15:00~2010/12/18 17:00	

路線樁號	致災事件名稱	縣市鄉鎮	附近地名	災害類型及受損情形	阻斷時間	相片
36K+000	2012/06/09 豪雨事件	屏東縣 霧台鄉	霧台	道路，路基流失。 道路，路基下陷道路阻斷。	2012/6/11 16:30~ 2012/6/13 18:00	圖 7.61
37K+000	2010/05/23 豪雨事件	屏東縣 霧台鄉	霧台	道路，邊坡坍方。 37k-48k 多處坍方。	2010/5/23 15:00~ 2010/5/27 18:00	圖 7.62
45K+000	2008/09/27 薔蜜颱風	屏東縣 霧台鄉		道路，土石流阻斷。 邊坡坍方、道路阻斷。	2008/9/29 07:00~ 2008/9/29 17:00	
45K+600	2011/04/20 豪雨事件	屏東縣 霧台鄉	吉露村	道路，邊坡坍方。 坍方 500 立方公尺。	2011/4/20 11:00~ 2011/4/20 18:00	圖 7.63
46K+000	2008/09/11 辛樂克颱風	屏東縣 霧台鄉	吉露村	道路，邊坡坍方。 邊坡坍方 50 立方公尺。	2008/9/14 16:00~ 2008/9/15 17:00	
	2009/08/08 莫拉克颱風	屏東縣 霧台鄉	吉露	道路，土石流阻斷。 邊坡坍方 100 立方公尺。	2009/8/7 07:20~ 2009/8/7 18:00	圖 7.64
46K+200	2008/07/26 鳳凰颱風	屏東縣 霧台鄉	吉露	道路，土石流阻斷。 邊坡落石坍方、路基下陷缺口，造成交通中斷。	2008/7/27 15:00~ 2008/8/2 17:00	
46K+500	2009/06/19 豪雨事件	屏東縣 霧台鄉		道路，土石流阻斷。 邊坡坍方落石造成電桿折斷橫躺路面。	2009/6/19 11:30~ 2009/6/19 18:00	
48K+000	2010/06/10 豪雨事件	屏東縣 霧台鄉	阿禮村	道路，邊坡坍方。	2010/6/10 15:30~ 2010/6/25 18:00	

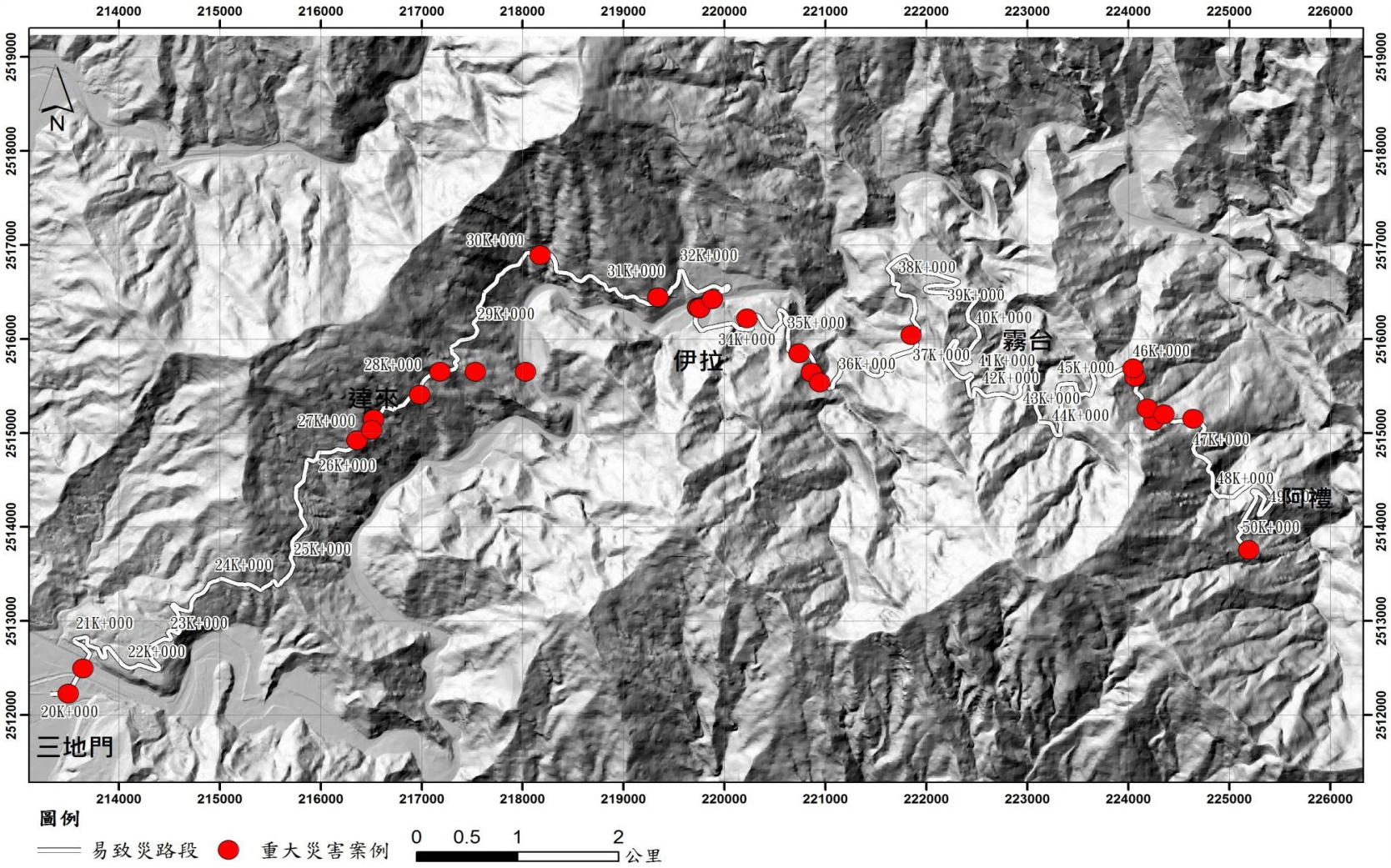


圖 7.36 台 24 線近年重大災害案例空間分布圖

圖 7.37 台 24 線 26K+000 於莫拉克颱風期間道路阻斷情形

圖 7.38 台 24 線 26K+800 於南瑪都颱風期間預警性封閉

圖 7.39 台 24 線 28K+300 於莫拉克颱風期間道路阻斷情形

圖 7.40 台 24 線 30K+100 於 0609 豪雨事件道路阻斷情形

圖 7.41 台 24 線 31K+400 於 0609 豪雨事件道路阻斷情形

圖 7.42 台 24 線 31K+500 於莫拉克期間道路阻斷情形

圖 7.43 台 24 線 31K+500 於莫拉克颱風期間道路阻斷情形

圖 7.44 台 24 線 32K+890 於芭瑪颱風期間道路阻斷情形

圖 7.45 台 24 線 32K+890 於 0523 豪雨事件道路阻斷情形

圖 7.46 台 24 線 32K+890 於 0528 豪雨事件道路阻斷情形

圖 7.47 台 24 線 32K+890 於 0528 豪雨事件道路阻斷情形

圖 7.48 台 24 線 32K+890 於 0726 豪雨事件道路阻斷情形

圖 7.49 台 24 線 32K+890 於萊羅克颱風期間道路阻斷情形

圖 7.50 台 24 線 32K+890 於莫蘭蒂颱風期間道路阻斷情形

圖 7.51 台 24 線 32K+890 於凡那比颱風期間道路阻斷情形

圖 7.52 台 24 線 32K+890 於梅姬颱風期間道路阻斷情形

圖 7.53 台 24 線 32K+890 於 0718 豪雨事件預警性封閉

圖 7.54 台 24 線 32K+890 於 0718 豪雨事件預警性封閉

圖 7.55 台 24 線 32K+890 於 0824 豪雨事件預警性封閉

圖 7.56 台 24 線 32K+890 於 0609 豪雨事件便道毀損情形

圖 7.57 台 24 線 33K+800 於 0923 豪雨事件道路阻斷情形

圖 7.58 台 24 線 35K+000 於梅姬颱風期間道路阻斷情形

圖 7.59 台 24 線 35K+200 於 0609 豪雨事件道路阻斷情形

圖 7.60 台 24 線 35K+300 於 0923 豪雨事件道路阻斷情形

圖 7.61 台 24 線 36K+000 於 0609 豪雨事件道路阻斷情形

圖 7.62 台 24 線 37K+000 於 0523 豪雨事件道路阻斷情形

圖 7.63 台 24 線 45K+600 於 0420 豪雨事件道路阻斷情形

圖 7.64 台 24 線 46K+000 於莫拉克颱風期間道路阻斷情形

表 7-9 台 24 線 2008～2012 年期間實際因災害發生中斷案例彙整表

編號	路線樁號	災害名稱
1	20K+183	2009/08/08 莫拉克颱風
2	26K+000	2009/08/08 莫拉克颱風
3	26K+700	2009/10/05 芭瑪颱風
4	28K+000	2010/05/28 豪雨事件
5	28K+300	2009/08/08 莫拉克颱風
6	30K+000	2008/09/27 薔蜜颱風
7		2008/10/03 豪雨事件
8		2009/08/08 莫拉克颱風
9	31K+500	2009/08/08 莫拉克颱風
10	32K+890	2009/08/08 莫拉克颱風
11		2010/05/23 豪雨事件
12		2010/05/28 豪雨事件
13		2010/07/26 豪雨事件
14		2010/09/01 萊羅克颱風
15		2010/09/09 莫蘭蒂颱風
16		2010/09/19 凡那比颱風
17		2010/10/21 梅姬颱風
18	33K+800	2010/09/23 豪雨事件
19	35K+000	2010/10/21 梅姬颱風
20	35K+300	2010/09/23 豪雨事件
21	35K+450	2010/12/16 豪雨事件
22	37K+000	2010/05/23 豪雨事件
23	45K+000	2008/09/27 薔蜜颱風
24	45K+600	2011/04/20 豪雨事件
25	46K+000	2008/09/11 辛樂克颱風
26		2009/08/08 莫拉克颱風
27	46K+200	2008/07/26 鳳凰颱風
28	46K+500	2009/06/19 豪雨事件
29	48K+000	2009/06/19 豪雨事件

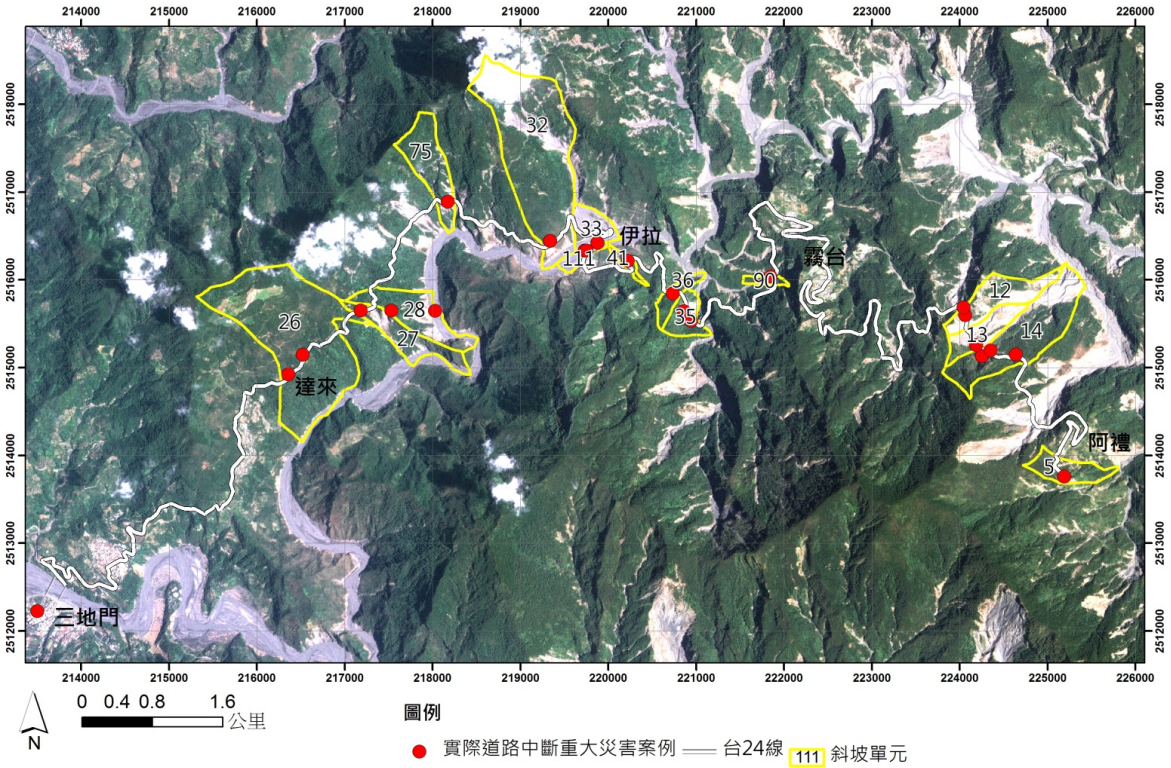


圖 7.65 台 24 線 2008～2012 年期間實際道路中斷點位之分布情形

表 7-10 台 24 線 2008～2012 年期間災害次數統計表

路線樁號	災害次數	災害類型
台 24 線 20K~30K	10	中斷：5
		預警性封閉：5
台 24 線 30K~40K	22	中斷：18
		預警性封閉：4
台 24 線 40K~50K	7	中斷：7
		預警性封閉：0

7.7 模滑動區位判釋、成因、特性分析

經資料蒐集、判釋與現地調查結果，顯示研究區域內之大規模滑動區位共計有7處(圖7.66，編號LS01~LS07) ，細部之統計資料如表4-11。依據本計畫大規模滑動區之類型分類，屬於類型II者共計3處(LS01、LS02、LS06)、屬於類型III者共計1處(LS05)、屬於類型V者共計3處(LS03、LS04、LS07)。在發生的特性與成因分析部分，地質構造方面皆為板岩區，而在地質敏感區部分，除了LS06外有6處位處順向坡、有2處具河岸侵蝕特性(LS04、LS05) 、有2處具蝕溝侵蝕影響(LS02、LS06)。

在崩塌面統計部分以LS05的面積為最大，約381.5公頃。在坡度之統計部分，以LS02的坡度最陡，約37度左右。而各大規模滑動區，細部說明如下：

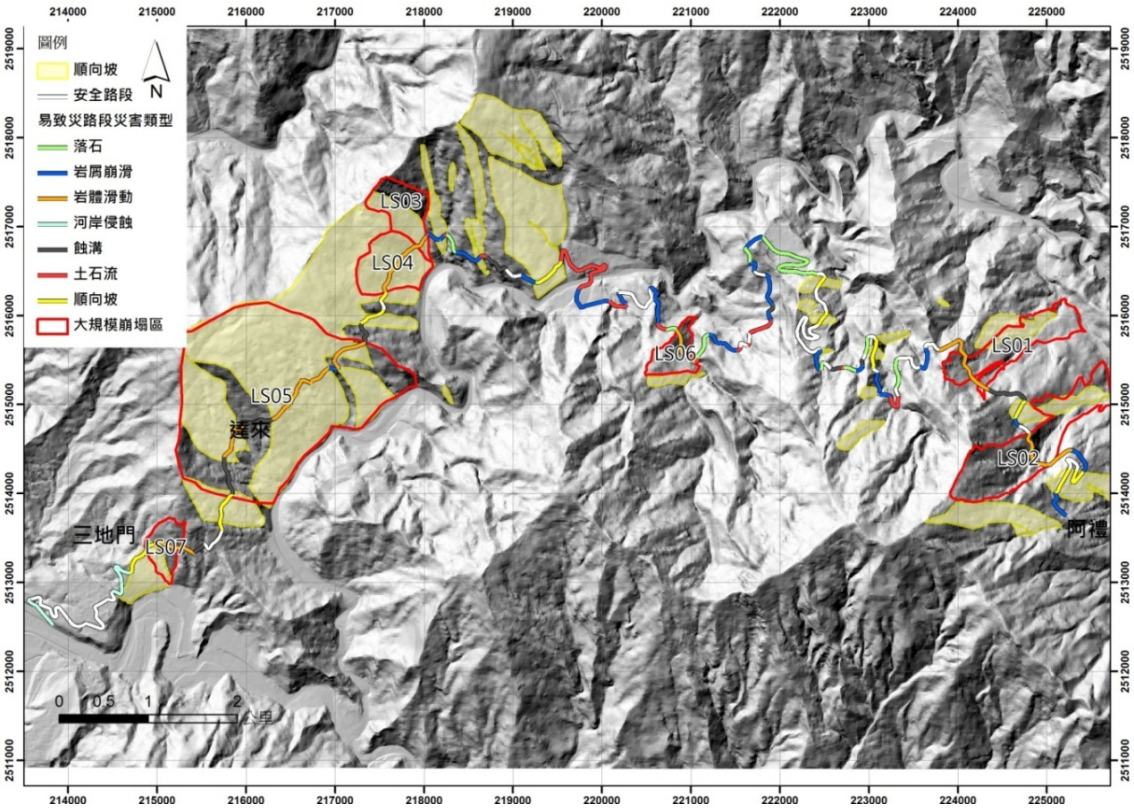


圖 7.66 研究區域內之大規模滑動區位空間分布圖

表 7-11 研究區域內之大規模滑動區發生成因與特性統計表

編號	地質分區	X 坐標 (97 坐標)	Y 坐標 (97 坐標)	平均坡向	平均坡度(度)	面積 (公頃)	地質不利因素	滑動類型
LS01	板岩區	224,626	2,515,674	東	28	53.6	順向坡	II
LS02		224,815	2,514,561	東	37	90.9	順向坡 蝕溝	II
LS03		217,763	2,517,183	東南	36	33.4	順向坡 河岸侵蝕	V
LS04		217,633	2,516,568	東南	33	42.5	順向坡 河岸侵蝕	V
LS05		216,288	2,515,085	東南	27	381.5	順向坡 河岸侵蝕	III
LS06		220,814	2,515,566	東	34	20.1	蝕溝	II
LS07		215,091	2,513,401	南	28	19.8	順向坡	V

圖 7.67 大規模滑動區位編號 LS02 現地照片

圖 7.68 大規模滑動區位編號 LS03~LS04 現地照片

圖 7.69 大規模滑動區位編號 LS06 現地照片

圖 7.70 大規模滑動區位編號 LS05 現地照片

7.8 易致災路段分析

7.8.1 易致災路段劃分

易致災路段劃分方法主要以坡面單元劃分結果(共119個坡面單元)為基礎，結合環境地質敏區特性與水系分析結果，再將明顯產生土石流與蝕溝災害區位這兩類較易限縮災害於水系內之影響範圍進行細分，最後進行現地查核確認及風險評估。

結果共將台24線自三地門至阿禮路段劃分為138段(如圖7.71)，其細部屬性包括編號(由西向東依序編號)、起始樁號、結束樁號、主要災害類型、影響坡面、地形區位、潛勢值、路段災害潛勢等資料如表7-12。

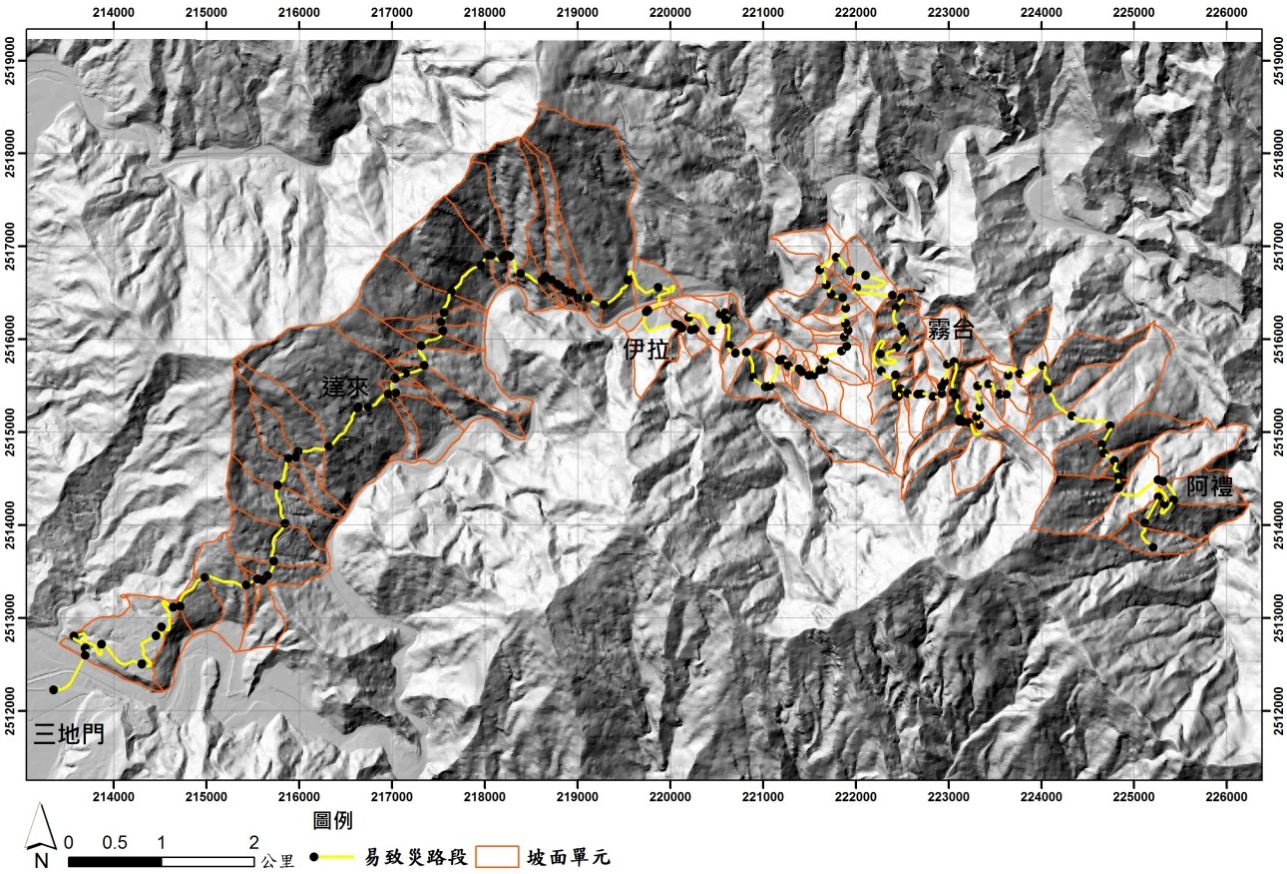


圖 7.71 台 24 線山區道路易致災路段劃分成果圖

表 7-12 台 24 線山區道路易致災路段劃分成果一覽表

編號	起始樁號	結束樁號	路段長度（公尺）	主要災害類型	影響坡面	地形區位	上邊坡潛勢值	下邊坡潛勢值	上邊坡災害潛勢	下邊坡災害潛勢
1	20K+000	20K+800	800	河岸侵蝕	下邊坡	緊鄰河岸	2	7	低	高
2	20K+800	20K+950	150	河岸侵蝕	下邊坡	河階台地	2	2	低	低
3	20K+950	23K+085	2,135	無	全坡面	河階台地	1	1	低	低
4	23K+085	23K+600	515	河岸侵蝕	下邊坡	鄰河階陡坡	2	4	低	中
5	23K+600	24K+010	410	順向坡	下邊坡	順向坡	5	9	中	高
6	24K+010	24K+500	490	岩體滑動	全坡面	陡坡地形	4	4	中	中
7	24K+500	24K+640	140	蝕溝	全坡面	陡坡地形	2	2	低	低
8	24K+640	24K+730	90	無	全坡面	陡坡地形	1	1	低	低
9	24K+730	24K+800	70	無	下邊坡	陡坡地形	1	1	低	低
10	24K+800	24K+980	180	無	全坡面	陡坡地形	1	1	低	低
11	24K+980	25K+500	520	順向坡	全坡面	陡坡地形	6	6	高	高
12	25K+500	25K+900	400	蝕溝	全坡面	陡坡地形	7	7	高	高
13	25K+900	26K+230	330	岩體滑動	全坡面	順向坡	6	6	高	高
14	26K+230	26K+310	80	岩體滑動	全坡面	陡坡地形	6	6	高	高
15	26K+310	26K+400	90	岩體滑動	全坡面	陡坡地形	6	6	高	高
16	26K+400	26K+740	340	蝕溝	全坡面	陡坡地形	6	6	高	高
17	26K+740	27K+340	600	岩體滑動	全坡面	順向坡	7	7	高	高

編號	起始樁號	結束樁號	路段長度（公尺）	主要災害類型	影響坡面	地形區位	上邊坡潛勢值	下邊坡潛勢值	上邊坡災害潛勢	下邊坡災害潛勢
18	27K+340	27K+460	120	岩體滑動	全坡面	陡坡地形	6	6	高	高
19	27K+460	27K+730	270	岩體滑動	全坡面	順向坡	9	9	高	高
20	27K+730	27K+830	100	岩屑崩滑	下邊坡	陡坡地形	5	6	中	高
21	27K+830	28K+000	170	岩體滑動	下邊坡	陡坡地形	2	5	低	中
22	28K+000	28K+120	120	岩體滑動	全坡面	順向坡	6	6	高	高
23	28K+120	28K+350	230	岩體滑動	全坡面	順向坡	8	6	高	高
24	28K+350	28K+510	160	蝕溝	下邊坡	陡坡地形	5	5	中	中
25	28K+510	28K+950	440	順向坡	全坡面	順向坡	5	5	中	中
26	28K+950	29K+060	110	岩屑崩滑	下邊坡	陡坡地形	2	4	低	中
27	29K+060	29K+180	120	順向坡	全坡面	順向坡	6	6	高	高
28	29K+180	29K+430	250	岩體滑動	全坡面	順向坡	6	6	高	高
29	29K+430	29K+880	450	岩體滑動	全坡面	順向坡	13	13	高	高
30	29K+880	30K+000	120	岩體滑動	全坡面	順向坡	13	13	高	高
31	30K+000	30K+050	50	土石流	全坡面	緊鄰河岸	6	6	高	高
32	30K+050	30K+200	150	岩屑崩滑	全坡面	陡坡地形	6	6	高	高
33	30K+200	30K+260	60	岩屑崩滑	全坡面	陡坡地形	6	6	高	高
34	30K+260	30K+290	30	土石流	全坡面	緊鄰河岸	12	12	高	高
35	30K+290	30K+430	140	岩屑崩滑	全坡面	陡坡地形	7	7	高	高
36	30K+430	30K+690	260	岩屑崩滑	全坡面	陡坡地形	10	10	高	高

編號	起始樁號	結束樁號	路段長度（公尺）	主要災害類型	影響坡面	地形區位	上邊坡潛勢值	下邊坡潛勢值	上邊坡災害潛勢	下邊坡災害潛勢
37	30K+690	30K+750	60	岩屑崩滑	全坡面	順向坡	12	12	高	高
38	30K+750	30K+830	80	土石流	全坡面	緊鄰河岸	8	8	高	高
39	30K+830	30K+900	70	蝕溝	下邊坡	陡坡地形	5	8	中	高
40	30K+900	30K+940	40	蝕溝	下邊坡	陡坡地形	2	4	低	中
41	30K+940	31K+000	60	蝕溝	全坡面	陡坡地形	4	4	中	中
42	31K+000	31K+085	85	蝕溝	全坡面	陡坡地形	4	4	中	中
43	31K+085	31K+175	90	無	下邊坡	陡坡地形	2	2	低	低
44	31K+175	31K+295	120	無	下邊坡	陡坡地形	2	2	低	低
45	31K+295	31K+500	205	岩屑崩滑	下邊坡	陡坡地形	12	12	高	高
46	31K+500	31K+900	400	順向坡	全坡面	緊鄰河岸	13	13	高	高
47	31K+900	32K+700	800	土石流	全坡面	扇狀地	12	14	高	高
48	32K+700	33K+100	400	河岸侵蝕	下邊坡	緊鄰河岸	2	11	低	高
49	33K+100	33K+650	550	岩屑崩滑	下邊坡	河階台地	3	2	中	低
50	33K+650	33K+700	50	岩屑崩滑	全坡面	緊鄰河岸	3	2	中	低
51	33K+700	33K+800	100	土石流	全坡面	緊鄰河岸	8	8	高	高
52	33K+800	33K+900	100	岩屑崩滑	全坡面	緊鄰河岸	3	3	中	中
53	33K+900	33K+950	50	土石流	全坡面	緊鄰河岸	7	7	高	高
54	33K+950	34K+060	110	岩屑崩滑	下邊坡	陡坡地形	5	7	中	高
55	34K+060	34K+400	340	無	上邊坡	河階台地	1	1	低	低

編號	起始樁號	結束樁號	路段長度（公尺）	主要災害類型	影響坡面	地形區位	上邊坡潛勢值	下邊坡潛勢值	上邊坡災害潛勢	下邊坡災害潛勢
56	34K+400	34K+650	250	無	上邊坡	河階台地	1	1	低	低
57	34K+650	34K+735	85	岩屑崩滑	全坡面	緊鄰河岸	3	3	中	中
58	34K+735	34K+820	85	岩屑崩滑	全坡面	緊鄰河岸	4	4	中	中
59	34K+820	35K+110	290	岩屑崩滑	全坡面	緊鄰河岸	5	5	中	中
60	35K+110	35K+235	125	土石流	全坡面	緊鄰河岸	9	9	高	高
61	35K+235	35K+350	115	岩屑崩滑	上邊坡	陡坡地形	9	9	高	高
62	35K+350	35K+640	290	岩體滑動	全坡面	陡坡地形	11	11	高	高
63	35K+640	35K+810	170	岩體滑動	全坡面	陡坡地形	11	11	高	高
64	35K+810	35K+870	60	土石流	全坡面	緊鄰河岸	5	5	中	中
65	35K+870	36K+180	310	岩屑崩滑	全坡面	陡坡地形	10	10	高	高
66	36K+180	36K+210	30	岩屑崩滑	全坡面	陡坡地形	5	5	中	中
67	36K+210	36K+320	110	岩屑崩滑	全坡面	陡坡地形	5	5	中	中
68	36K+320	36K+500	180	岩屑崩滑	全坡面	陡坡地形	6	6	高	高
69	36K+500	36K+585	85	岩屑崩滑	全坡面	陡坡地形	5	5	中	中
70	36K+585	36K+680	95	岩屑崩滑	全坡面	陡坡地形	7	7	高	高
71	36K+680	36K+740	60	土石流	全坡面	緊鄰河岸	10	10	高	高
72	36K+740	36K+865	125	無	全坡面	陡坡地形	1	1	低	低
73	36K+865	36K+900	35	土石流	全坡面	鄰河階陡坡	7	7	高	高
74	36K+900	36K+950	50	無	全坡面	陡坡地形	1	1	低	低

編號	起始樁號	結束樁號	路段長度（公尺）	主要災害類型	影響坡面	地形區位	上邊坡潛勢值	下邊坡潛勢值	上邊坡災害潛勢	下邊坡災害潛勢
75	36K+950	37K+170	220	岩屑崩滑	全坡面	緊鄰河岸	7	7	高	高
76	37K+170	37K+250	80	土石流	全坡面	緊鄰河岸	7	7	高	高
77	37K+250	37K+350	100	岩屑崩滑	下邊坡	陡坡地形	5	7	中	高
78	37K+350	37K+440	90	蝕溝	下邊坡	緊鄰河岸	5	7	中	高
79	37K+440	37K+500	60	岩屑崩滑	全坡面	陡坡地形	7	7	高	高
80	37K+500	37K+680	180	岩屑崩滑	全坡面	陡坡地形	9	9	高	高
81	37K+680	37K+800	120	岩屑崩滑	全坡面	陡坡地形	9	9	高	高
82	37K+800	37K+940	140	無	全坡面	陡坡地形	1	1	低	低
83	37K+940	38K+085	145	岩屑崩滑	下邊坡	緊鄰河岸	5	6	中	高
84	38K+085	38K+275	190	落石	全坡面	陡坡地形	3	3	中	中
85	38K+275	38K+450	175	岩屑崩滑	下邊坡	鄰河階陡坡	5	6	中	高
86	38K+450	38K+670	220	無	上邊坡	河階台地	1	1	低	低
87	38K+670	39K+500	830	落石	上邊坡	河階台地	1	1	低	低
88	39K+500	39K+950	450	落石	上邊坡	河階台地	6	4	高	中
89	39K+950	40K+050	100	落石	全坡面	陡坡地形	4	4	中	中
90	40K+050	40K+200	150	順向坡	全坡面	順向坡	5	5	中	中
91	40K+200	40K+500	300	順向坡	全坡面	舊山崩凹谷狀地形	8	8	高	高
92	40K+500	40K+570	70	順向坡	下邊坡	陡坡地形	5	6	中	高
93	40K+570	40K+760	190	順向坡	全坡面	順向坡	6	6	高	高

編號	起始樁號	結束樁號	路段長度（公尺）	主要災害類型	影響坡面	地形區位	上邊坡潛勢值	下邊坡潛勢值	上邊坡災害潛勢	下邊坡災害潛勢
94	40K+760	41K+820	1,060	無	全坡面	舊山崩凹谷狀地形	2	2	低	低
95	41K+820	42K+000	180	岩屑崩滑	全坡面	舊山崩凹谷狀地形	6	6	高	高
96	42K+000	42K+265	265	岩體滑動	全坡面	緊鄰河岸	10	10	高	高
97	42K+265	42K+280	15	土石流	全坡面	緊鄰河岸	10	10	高	高
98	42K+280	42K+375	95	落石	上邊坡	陡坡地形	2	3	中	低
99	42K+375	42K+475	100	無	下邊坡	陡坡地形	2	2	低	低
100	42K+475	42K+600	125	蝕溝	全坡面	緊鄰河岸	3	3	中	中
101	42K+600	42K+630	30	土石流	全坡面	緊鄰河岸	6	6	高	高
102	42K+630	42K+770	140	落石	上邊坡	陡坡地形	3	2	中	低
103	42K+770	42K+875	105	岩屑崩滑	全坡面	緊鄰河岸	9	9	高	高
104	42K+875	42K+950	75	蝕溝	下邊坡	陡坡地形	2	2	低	低
105	42K+950	43K+000	50	無	全坡面	陡坡地形	2	2	低	低
106	43K+000	43K+190	190	落石	上邊坡	陡坡地形	4	2	中	低
107	43K+190	43K+285	95	無	下邊坡	陡坡地形	2	2	低	低
108	43K+285	43K+640	355	順向坡	全坡面	順向坡	9	9	高	高
109	43K+640	43K+710	70	落石	全坡面	陡坡地形	2	2	低	低
110	43K+710	44K+000	290	岩屑崩滑	全坡面	順向坡	13	13	高	高
111	44K+000	44K+010	10	土石流	全坡面	緊鄰河岸	13	13	高	高
112	44K+010	44K+070	60	岩屑崩滑	下邊坡	陡坡地形	5	13	中	高

編號	起始樁號	結束樁號	路段長度（公尺）	主要災害類型	影響坡面	地形區位	上邊坡潛勢值	下邊坡潛勢值	上邊坡災害潛勢	下邊坡災害潛勢
113	44K+070	44K+135	65	岩屑崩滑	全坡面	陡坡地形	13	13	高	高
114	44K+135	44K+415	280	土石流	全坡面	緊鄰河岸	12	12	高	高
115	44K+415	44K+515	100	岩屑崩滑	下邊坡	陡坡地形	5	6	中	高
116	44K+515	44K+625	110	落石	上邊坡	陡坡地形	4	2	中	低
117	44K+625	44K+855	230	落石	全坡面	陡坡地形	4	6	中	高
118	44K+855	45K+000	145	岩屑崩滑	下邊坡	陡坡地形	2	4	低	中
119	45K+000	45K+200	200	岩屑崩滑	全坡面	舊山崩凹谷狀地形	4	4	中	中
120	45K+200	45K+275	75	岩屑崩滑	全坡面	緊鄰河岸	9	9	高	高
121	45K+275	45K+550	275	岩屑崩滑	全坡面	緊鄰河岸	11	11	高	高
122	45K+550	45K+750	200	無	全坡面	陡坡地形	2	2	低	低
123	45K+750	46K+000	250	岩體滑動	全坡面	陡坡地形	12	12	高	高
124	46K+000	46K+300	300	岩體滑動	全坡面	陡坡地形	14	14	高	高
125	46K+300	46K+700	400	岩體滑動	全坡面	陡坡地形	14	14	高	高
126	46K+700	47K+050	350	蝕溝	下邊坡	陡坡地形	5	8	中	高
127	47K+050	47K+200	150	順向坡	全坡面	順向坡	10	10	高	高
128	47K+090	47K+500	410	蝕溝	全坡面	緊鄰河岸	12	12	高	高
129	47K+500	47K+645	145	落石	下邊坡	緊鄰河岸	5	7	中	高
130	47K+645	47K+845	200	岩體滑動	全坡面	陡坡地形	15	15	高	高
131	47K+845	47K+965	120	岩體滑動	全坡面	陡坡地形	15	15	高	高

編號	起始樁號	結束樁號	路段長度（公尺）	主要災害類型	影響坡面	地形區位	上邊坡潛勢值	下邊坡潛勢值	上邊坡災害潛勢	下邊坡災害潛勢
132	47K+965	48K+490	525	岩體滑動	全坡面	陡坡地形	15	15	高	高
133	48K+490	48K+550	60	岩屑崩滑	上邊坡	陡坡地形	3	3	中	中
134	48K+550	48K+810	260	岩屑崩滑	上邊坡	陡坡地形	3	3	中	中
135	48K+810	49K+115	305	順向坡	全坡面	順向坡	7	7	高	高
136	49K+115	49K+440	325	無	全坡面	陡坡地形	2	2	低	低
137	49K+440	49K+755	315	順向坡	全坡面	順向坡	10	10	高	高
138	49K+755	50K+100	345	岩屑崩滑	全坡面	陡坡地形	9	9	高	高

7.8.2 易致災路段災害類型分析

若將上述之易致災路段綜合上述之基本特性歸納、地質敏感地區資料分析、歷史山崩目錄建置、坡面單元劃分、山崩潛感分析、重大災害案例蒐集分析、大規模滑動區位判釋、成因、特性分析結果，進行易致災路段災害特性分析，分析結果如圖7.72。

各易致災路段之災害類型統計結果顯示(表7-13)，138個路段中，有42個路段以岩屑崩滑為主、22個路段以岩體滑動為主、15個路段以土石流為主、13個路段以蝕溝為主、13個路段以順向坡為主、11個路段以落石為主、4個路段以河岸侵蝕為主、18個路段則無顯著災害。

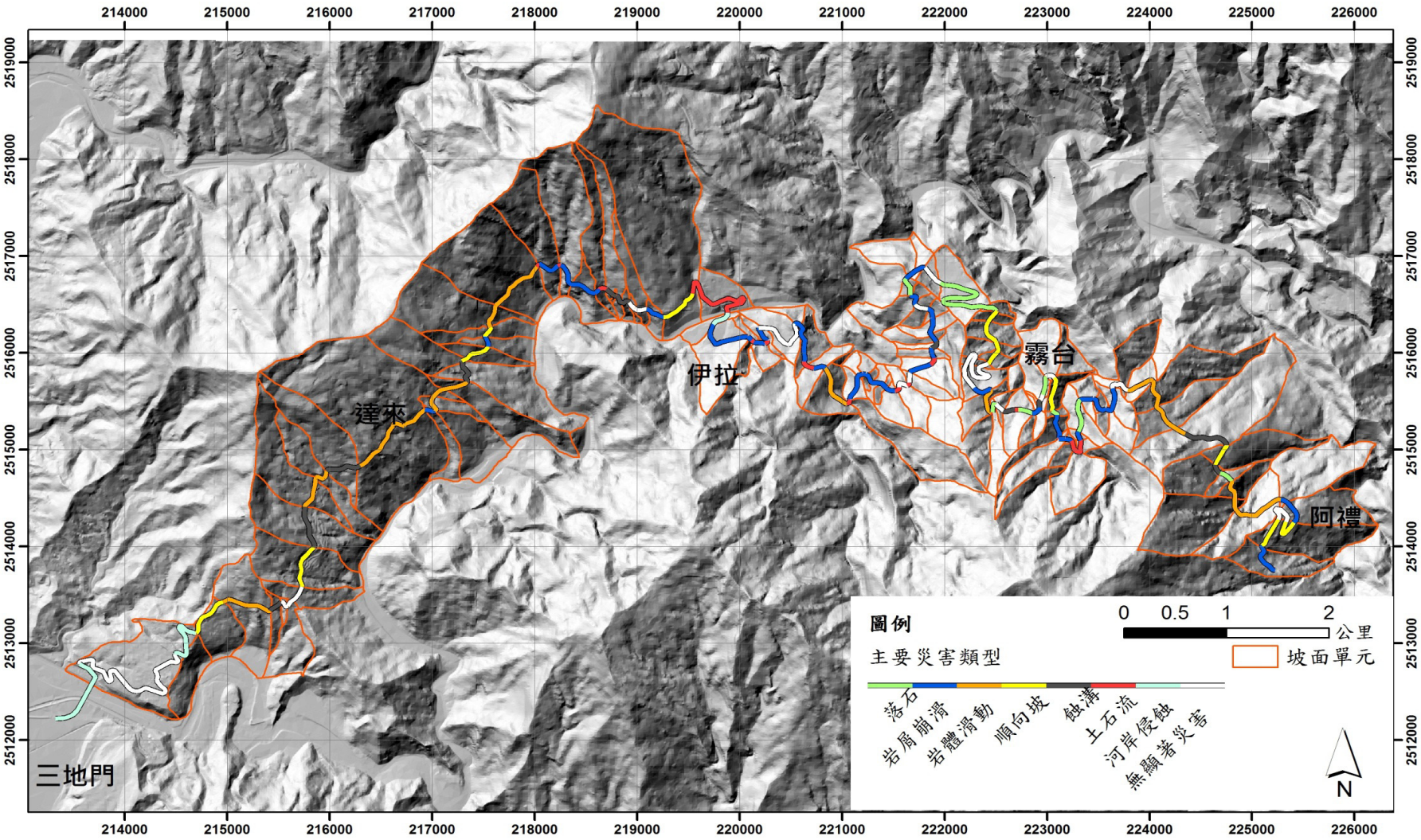


圖 7.72 台 24 線山區道路易致災路段主要災害類型分布圖

表 7-13 台 24 線山區道路易致災路段主要災害類型統計表

災害類型	數量	災害類型	數量
岩屑崩滑	42	順向坡	13
岩體滑動	22	落石	11
土石流	15	河岸侵蝕	4
蝕溝	13	無顯著災害路段	18

其中18個路段則無顯著災害路段，相對於其他路段而言，屬於安全路段，此代表依據目前之資料現況、分析方法與災害歷史，並無明顯之災害特徵，因此這些路段就災害防救作為而言，可考量建構臨時駐車與避難空間，供用路人於災害來時避難使用。

7.8.3 易致災路段邊坡區位與地形區位分析

若將上述之路段進行災害發生之邊坡區位分析，發生於上邊坡者共計有12處，而發生於下邊坡者共計30處，屬全坡面發育者共有96處佔絕大多數，此顯示本路段之地質環境不佳，易造成全坡面之崩壞災害。再者，若依據易致災路段所處之地形區位進行分析，其結果如表7-14，超過50%以上的路段位於陡坡地形，共計72個路段，其次為緊鄰河岸與位於順向坡。

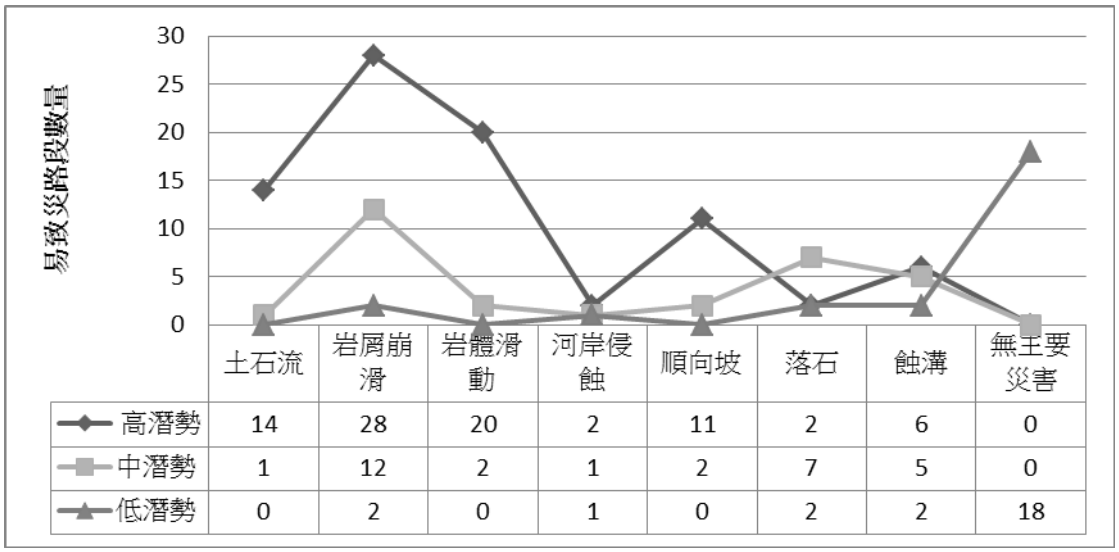
表 7-14 台 24 線山區道路易致災路段所處地形區位統計表

所處地形	數量	所處地形	數量
陡坡地形	72	鄰河階陡坡	3
緊鄰河岸	31	舊山崩凹谷狀地形	4
順向坡	19	扇狀地	1
河階台地	8		

7.8.4 易致災路段災害潛勢分析

易致災路段劃分完成後，隨即進行現地查核並填寫各路段之災害潛勢評估表，進行易致災路段之災害潛勢分析（圖7.73、圖7.74），同時依據上、下邊坡之特性再分別進行評估（圖7.75）。分析結果顯示，災害潛勢高者共有83個路段、災害潛勢中者共有30個路段、災害潛勢低者則有25個路段。

分析易致災路段主要災害類型與災害潛勢資料可以發現（圖7.73），岩屑崩滑在各災害潛勢等級中之數量皆為最高（除低潛勢內之無主要災害類型除外），其次，在高潛勢路段中以岩體滑動及順向坡災害為次要災害，而中潛勢路段中，則以落石與蝕溝為次要災害。從表中的統計資料亦可發現，土石流、岩屑崩滑、岩體滑動與順向坡有較高之災害潛勢，而落石其發生潛勢為中。



	土石流	岩屑崩滑	岩體滑動	河岸侵蝕	順向坡	落石	蝕溝	無主要災害
高潛勢	14	28	20	2	11	2	6	0
中潛勢	1	12	2	1	2	7	5	0
低潛勢	0	2	0	1	0	2	2	18

圖 7.73 易致災路段災害潛勢與主要災害類型

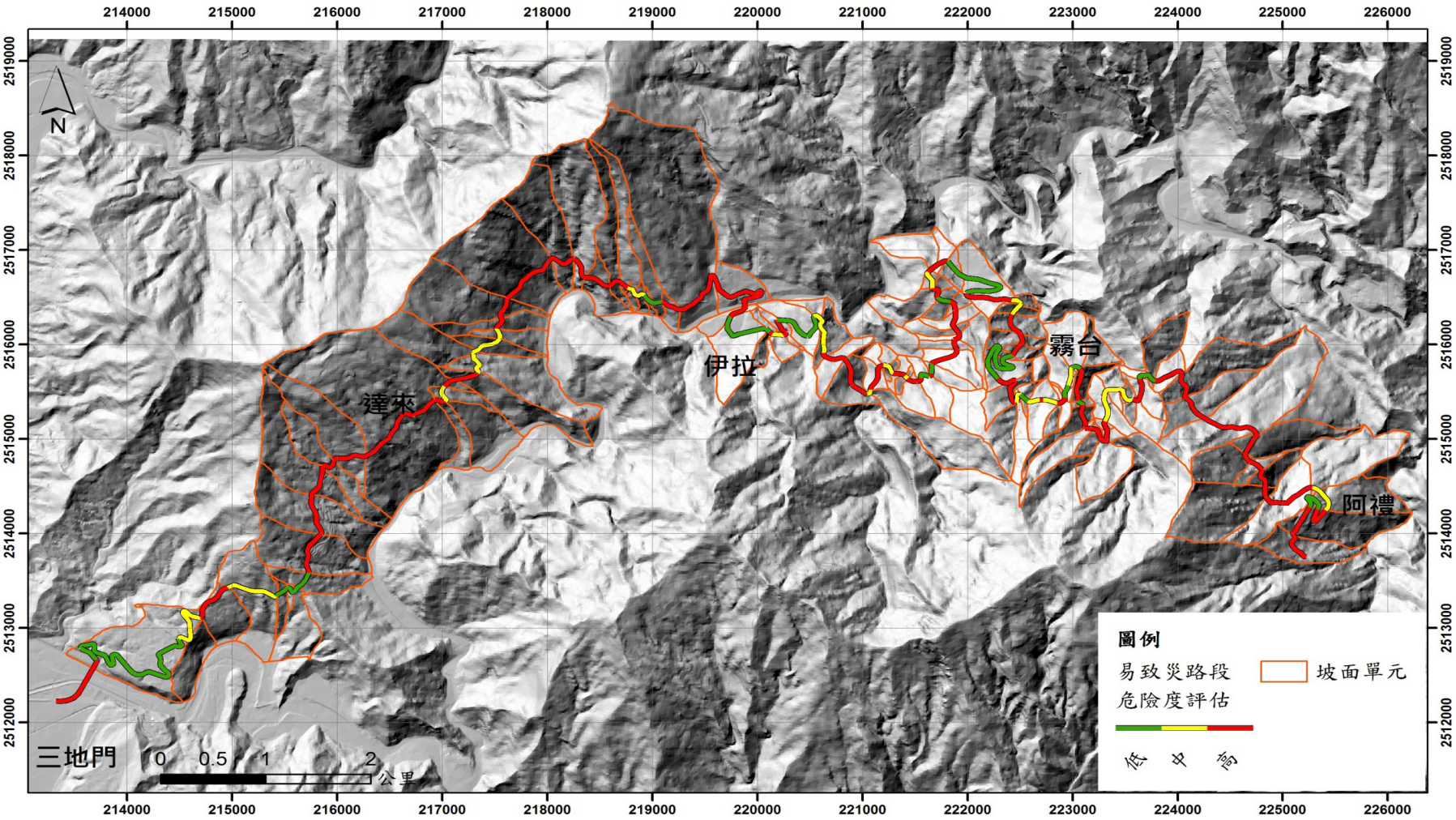


圖 7.74 台 24 線山區道路易致災路段危險度評估結果圖

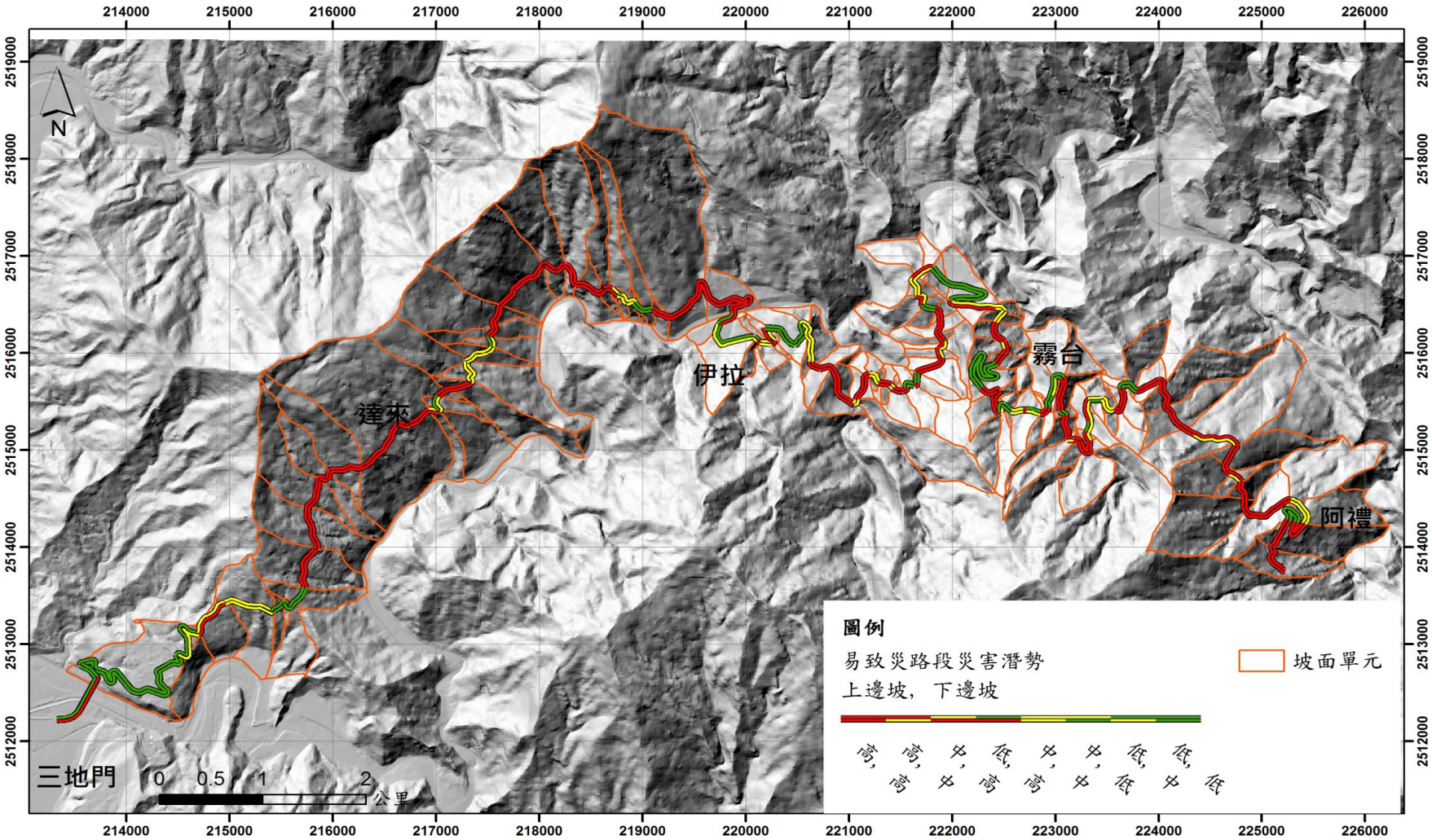


圖 7.75 台 24 線山區道路易致災路段上、下邊坡危險度評估結果圖

7.9 重大災例成因、特性與復建措施分析

7.9.1 重大災害案例成因、特性分析

若將本計畫蒐集重大災害案例疊合本計畫之易致災路段（圖7.76），可將具有發生之重大災害案例進行分析，以提供後續易致災路段災害評估之依據。目前分析結果共計有23個路段發生過重大災害，而此23個之災害潛勢分析結果皆為高。

而29處實際發生阻斷之重大災害案例，其路線樁號、地點、災害名稱與災害類型如表7-15所示。上述處重大災害案例中，以河岸侵蝕為最多共計10次，其中共有8次皆為32K+890的伊拉橋產生的交通阻斷，其次為岩體滑動共計9次、岩屑崩滑共計6處、蝕溝共計2處、其餘為順向坡及落石災害。

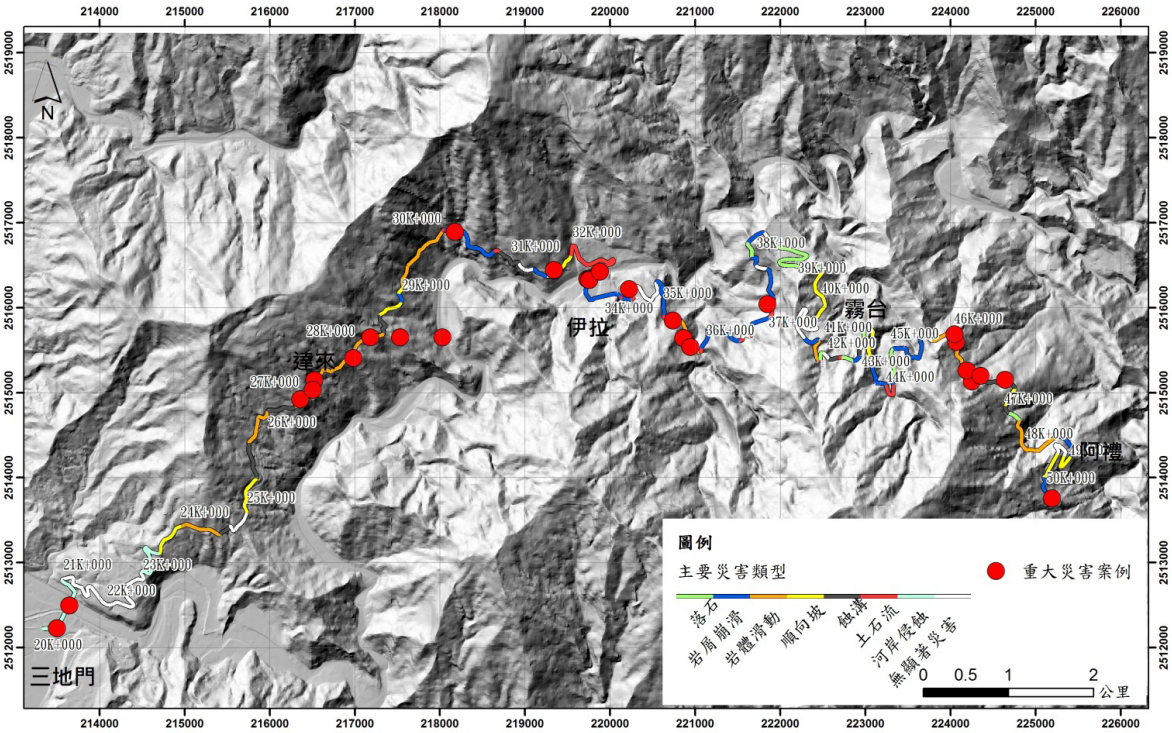


圖 7.76 重大災害案例與易致災路段災害類型疊合分布圖

表 7-15 台 24 線山區道路重大災害案例災害類型一覽表

編號	路線樁號	災害名稱	災害類型
1	20K+183	2009/08/08 莫拉克颱風	河岸侵蝕
2	26K+000	2009/08/08 莫拉克颱風	岩體滑動
3	26K+700	2009/10/05 芭瑪颱風	岩體滑動
4	28K+000	2010/05/28 豪雨事件	蝕溝
5	28K+300	2009/08/08 莫拉克颱風	岩體滑動
6	30K+000	2008/09/27 薔蜜颱風	岩屑崩滑
7		2008/10/03 豪雨事件	岩屑崩滑
8		2009/08/08 莫拉克颱風	岩屑崩滑
9	31K+500	2009/08/08 莫拉克颱風	順向坡
10	32K+890	2009/08/08 莫拉克颱風	河岸侵蝕
11		2010/05/23 豪雨事件	河岸侵蝕
12		2010/05/28 豪雨事件	河岸侵蝕
13		2010/07/26 豪雨事件	河岸侵蝕
14		2010/09/01 萊羅克颱風	河岸侵蝕
15		2010/09/09 莫蘭蒂颱風	河岸侵蝕
16		2010/09/19 凡那比颱風	河岸侵蝕
17		2010/10/21 梅姬颱風	河岸侵蝕
18	33K+800	2010/09/23 豪雨事件	河岸侵蝕
19	35K+000	2010/10/21 梅姬颱風	岩屑崩滑
20	35K+300	2010/09/23 豪雨事件	岩體滑動
21	35K+450	2010/12/16 豪雨事件	落石
22	37K+000	2010/05/23 豪雨事件	岩屑崩滑
23	45K+000	2008/09/27 薔蜜颱風	岩體滑動
24	45K+600	2011/04/20 豪雨事件	岩體滑動
25	46K+000	2008/09/11 辛樂克颱風	岩體滑動
26		2009/08/08 莫拉克颱風	岩體滑動
27	46K+200	2008/07/26 鳳凰颱風	岩體滑動
28	46K+500	2009/06/19 豪雨事件	蝕溝
29	48K+000	2009/06/19 豪雨事件	岩屑崩滑

7.9.2 重大災害案例復建措施分析

本研究透過現地勘查與填寫復建設施現況調查表進行本路段工程復建措施分析，其結果共調查完成29處復建設施（如圖7.77），其細部工程內容包括樁號、災害名稱、施作工程、工程現況等摘要如表7-16。

本路段採用主要之工法，在坡面整治面主要以擋土牆配合錨釘工法、掛網植生與型框工法等複合性工法進行處理，在土石流與蝕溝部分則以梳子壩、輪胎防砂壩與箱涵為主。

依據調查結果顯示29處復建措施工程現況中，13處既有工程、5處新建工程與11處緊急工程。在13處既有工程中，有1處全部毀損、有7處部分毀損、有5處運作良好，此顯示有超過一半以上之既有工程設施有持續受破壞的情形。

工程現況中有5處新建工程皆為莫拉克颱風後之復建工程，其影響坡面皆為全坡面，此亦顯示全坡面之整治區域需耗費比較多的時間，因尚未完成，其復健成效須待後續年度計畫持續觀察及評估。另有11處緊急工程有8處位於伊拉橋以東區域、有5處位於霧台以東，此亦說明莫拉克颱風後台24線復建重點為三地門至霧台段。

而以下就重要之工程案例進行檢討分析：

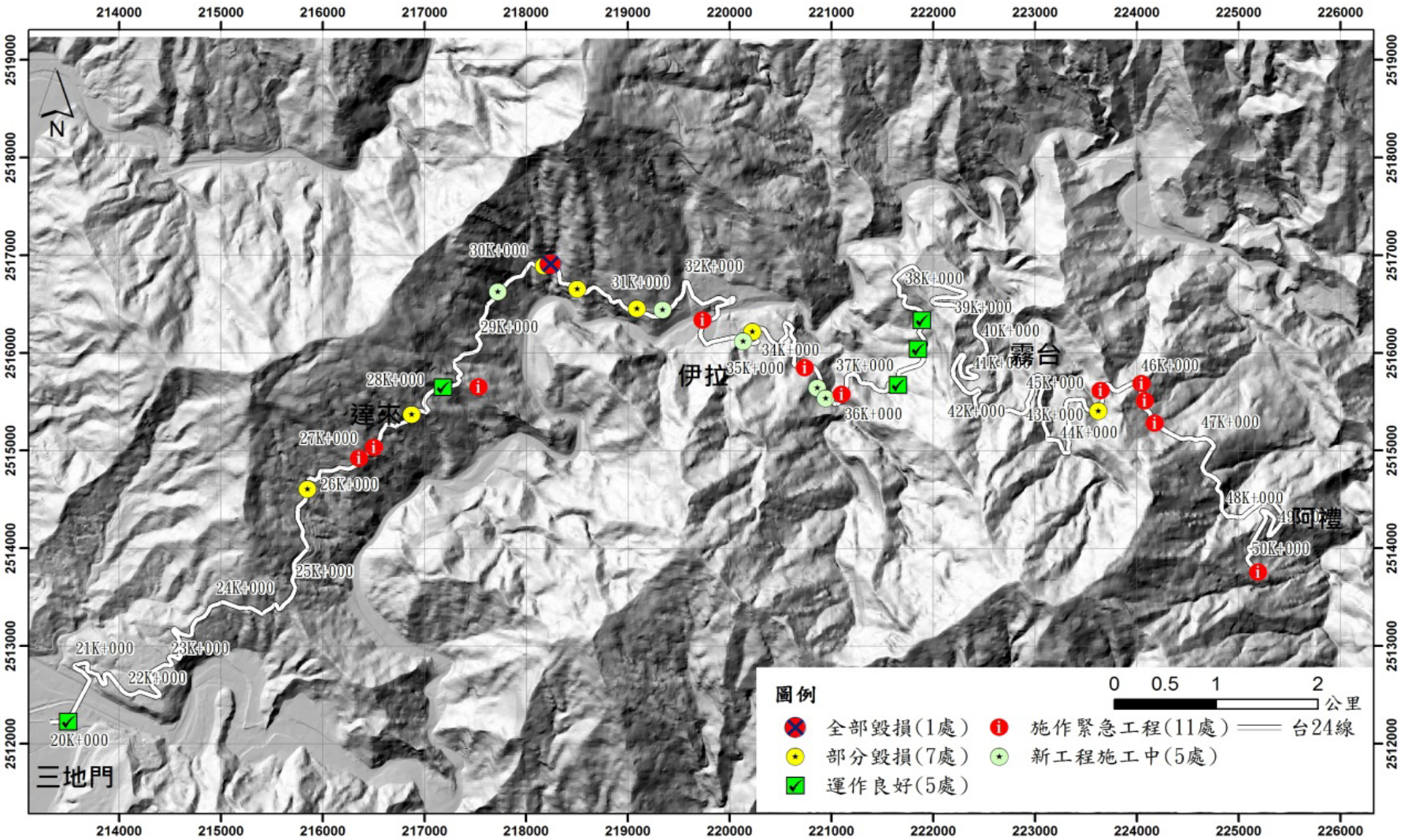


圖 7.77 台 24 線山區道路重大災例復建措施工程現況圖

表 7-16 台 24 線山區道路重大災例復建措施工程現況一覽表

路線樁號	災害名稱	災害類型	影響坡面	地形區位	施作工程	工程現況	說明
20K+183	980808 莫拉克颱風	河岸侵蝕	下邊坡	河階台地	緊急工程	運作良好	無
26K+000	980808 莫拉克颱風,1010609 豪雨	岩體滑動	全坡面	順向坡	擋土牆,錨釘工法,箱涵	部分毀損	路基流失,已施作緊急工程,豪雨恐再次坍塌
26K+700	981003 芭瑪颱風	岩體滑動	全坡面	順向坡	緊急工程	施作緊急工程	無
26K+800	100 年南瑪都颱風	岩體滑動	全坡面	順向坡	緊急工程	施作緊急工程	無
27K+600	991021 梅姬颱風	岩屑崩滑	下邊坡	陡坡地形	擋土牆	部分毀損	順向坡滑動,導致擋土牆及道路破壞
28K+000	0528 豪雨	蝕溝	下邊坡	陡坡地形	緊急工程	施作緊急工程	無
28K+300	980808 莫拉克颱風	岩體滑動	全坡面	順向坡	擋土牆,型框工法,掛網植生	運作良好	位處順向坡地形,易致災
29K+650	莫拉克颱風	岩體滑動	全坡面	順向坡	擋土牆,型框工法,錨釘工法,掛網植生,坡面噴漿	新工程施工中	順向坡導致土石坍方
30K+000	970927 薔蜜颱風,97 年 10 月災情,980808 莫拉克颱風	岩屑崩滑	全坡面	陡坡地形	擋土牆,型框工法	部分毀損	型框工法拱起,有再破壞跡象
30K+100	莫拉克颱風	土石流	全坡面	緊鄰河岸	輪胎防砂壩	全部毀損	土石淤滿,淨空不足,輪胎防砂壩全部毀損

路線樁號	災害名稱	災害類型	影響坡面	地形區位	施作工程	工程現況	說明
30K+600	莫拉克颱風	岩屑崩滑	全坡面	陡坡地形	擋土牆,型框工法	部分毀損	型框工法有再破壞跡象
31K+400	莫拉克颱風	岩屑崩滑	全坡面	陡坡地形	擋土牆,型框工法,坡面噴漿	部分毀損	型框工法有再破壞跡象
31K+500	980808 莫拉克颱風	順向坡	全坡面	緊鄰河岸	擋土牆,型框工法,坡面噴漿	新工程施工中	位處順向坡,易產生破壞
32K+890	980808 莫拉克颱風,100 年 08 月災情	土石流	全坡面	扇狀地	高架橋樑	施作緊急工程	高架橋樑預計 102 年 7 月底完工
33K+800	99 年 09 月災情	土石流	全坡面	緊鄰河岸	防砂壩	新工程施工中	土石流漫流路面造成交通中斷
34K+100	路基下陷	岩屑崩滑	下邊坡	陡坡地形	擋土牆	部分毀損	已有崩塌發育,導致路基下陷
35K+200	1010609 豪雨事件	岩屑崩滑	上邊坡	陡坡地形	鋼板樁	施作緊急工程	路基流失,已施作緊急工程,豪雨恐再次坍塌
35K+300	99 年 10 月災情	岩體滑動	全坡面	陡坡地形	擋土牆,掛網植生,坡面噴漿	新工程施工中	有大規模崩塌發生,須注意新建工程之狀況
35K+450	99 年 12 月災情	岩體滑動	全坡面	陡坡地形	擋土牆,掛網植生,坡面噴漿	新工程施工中	有大規模崩塌發生,須注意新建工程之狀況
36K+000	20120609 豪雨	岩屑崩滑	全坡面	陡坡地形	鋼板樁	施作緊急工程	路基流失,已施作緊急工程,豪雨恐再次坍塌
36K+900	980808 莫拉克颱風	土石流	全坡面	緊鄰河岸	梳子壩,箱涵	運作良好	土石流淹沒路面
37K+000	0523 豪雨	岩屑崩滑	下邊坡	陡坡地形	擋土牆	運作良好	邊坡坍方,已施作擋土牆
37K+800	980808 莫拉克颱風	岩屑崩滑	全坡面	陡坡地形	擋土牆,錨釘工法,	運作良好	因陡坡蝕溝下刷,造成土石坍方路

路線樁號	災害名稱	災害類型	影響坡面	地形區位	施作工程	工程現況	說明
					排水工程,導水工程		基下陷與產生缺口
45K+200	980808 莫拉克颱風	岩屑崩滑	全坡面	緊鄰河岸	擋土牆	部分毀損	全坡面坍方,造成交通阻斷,下邊坡尚未整治
45K+600	20110420 豪雨	岩屑崩滑	下邊坡	陡坡地形	臨時性護欄	施作緊急工程	目前僅放置臨時性護欄,護欄亦有掉落情形,後續崩塌將再擴大
46K+000	辛樂克颱風(97.9.11)	岩體滑動	全坡面	陡坡地形	緊急工程	施作緊急工程	大規模崩塌,再發性高
46K+200	鳳凰颱風	岩體滑動	全坡面	陡坡地形	緊急工程	施作緊急工程	大規模崩塌,再發性高
46K+500	98 年 06 月災情	蝕溝	下邊坡	陡坡地形	緊急工程	施作緊急工程	大規模崩塌,再發性高
48K+000	0726 豪雨	岩屑崩滑	全坡面	陡坡地形	緊急工程	施作緊急工程	大規模崩塌,再發性高

1. 26K+000 岩體滑動

樁號26K+000處之岩體滑動位於三地門與達來間,位處順向坡與凹谷地形，曾於98年8月8日莫拉克颱風與101年6月9日豪雨，因雨水漫流並匯集至凹谷，造成下邊坡路基下刷流失與上邊坡崩塌之全坡面破壞情形，下邊坡路基流失後可見順向坡岩體出露。目前已施作擋土牆、錨釘工法、箱涵等工程。

由現地之復建工程措施現況發現道路上邊坡擋土牆有壞現象，雖經緊急修補後亦有龜裂情形，因本區位與凹谷與順向坡地形，因此與水易於匯集而產生崩壞，因此建議可加強排坡面與道路之排水工程以避免災害再次發生。

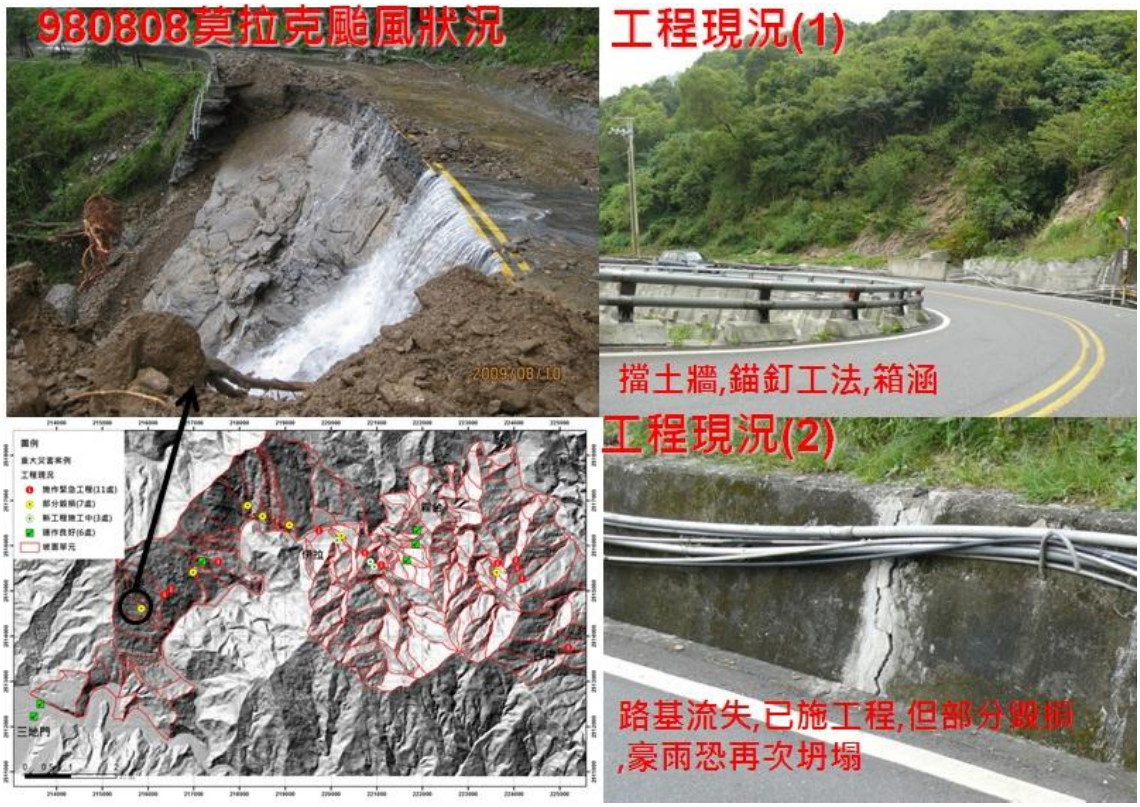


圖 7.78 樁號 26K+000 岩體滑動災害狀況與復建工程現況圖

2. 28K+300 岩體滑動

樁號28K+300處之岩體滑動位於達來與伊拉間，位處順向坡地形，曾於98年8月8日莫拉克颱風，因雨水漫流，造成全坡面崩塌破壞情形，造成28K+100至28K+400之路段流失，下邊坡路基流失後可見順向坡岩體出露。其致災原因為位處順向坡地形，雨水入滲後，增加順向坡及弱面之孔隙水壓，而導致全坡面破壞，目前已施作擋土牆、錨釘工法、型框工法等工程，工程總長約300公尺，高度約30公尺，坡面保護面積達75%以上。

由現地復建工程措施現況進行觀察，目前工程現況運作良好，因此處工程屬剛完工階段，後續仍需持續評估其工程效益。

圖 7.79 樁號 28K+300 岩體滑動災害狀況與復建工程現況圖

3. 31K+500 岩體滑動

樁號31K+500處之岩體滑動位於達來與伊拉之間，位處順向坡地形，曾於98年8月8日莫拉克颱風造成全坡面崩塌破壞情形，導致31K+300至31K+800之路段流失，下邊坡路基流失後可見順向坡岩體出露。其致災原因為位處順向坡地形，同時下邊坡坡趾位處河岸攻擊坡，持續河岸侵蝕作用下，坡趾土石持續流失，而導致坡面下滑破壞。目前道路邊坡施作排樁擋土牆、型框工法與坡面噴漿等工程，工程總長約100公尺，高度約20公尺，坡面保護面積達約在50~75%以上，同時水利署亦於河岸侵蝕側施作護岸工程，以保護坡趾避免持續流失擴大災害。

由現地復建工程措施現況進行觀察，目前道路邊坡擋土牆上方型框工法有破壞現象，而下邊坡坡面持續呈裸露狀態，極有可能再次產生災害。因此建議儘速進行下邊坡保護工程以避免再次產生災害。

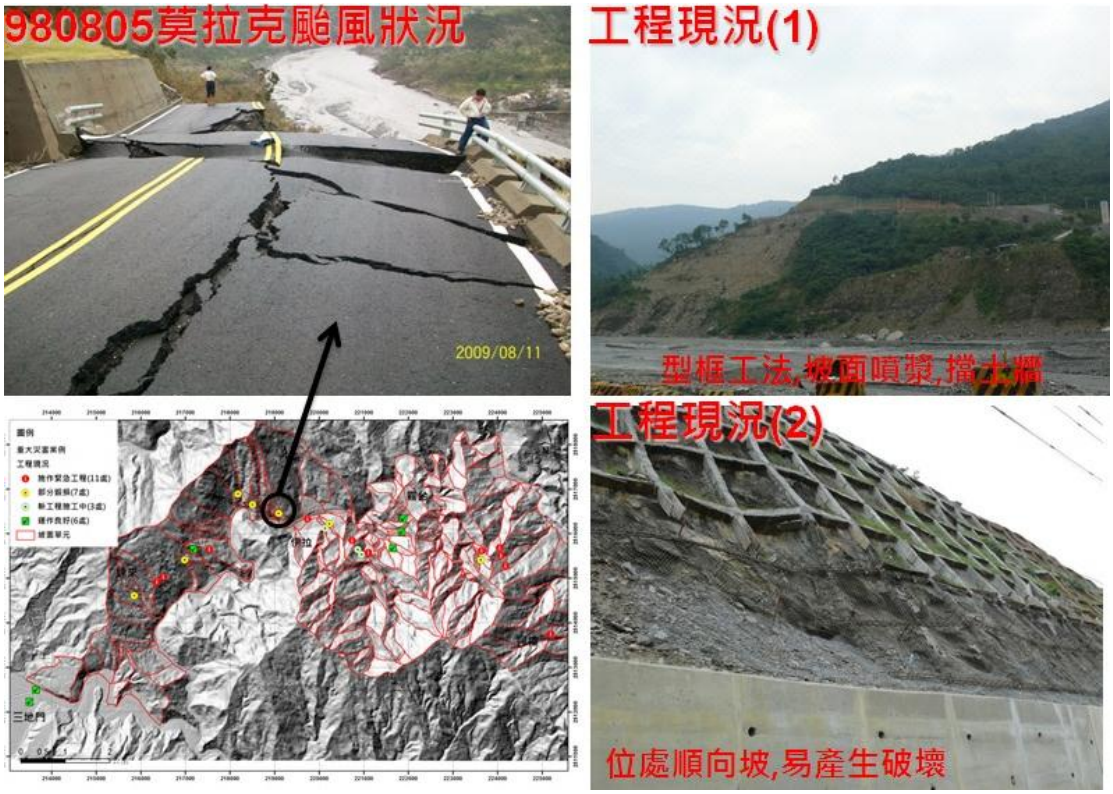


圖 7.80 樁號 31K+500 岩體滑動災害狀況與復建工程現況圖

4. 32K+890 河岸侵蝕

樁號32K+890處之河岸侵蝕位於伊拉橋，位處隘寮北溪之河岸侵蝕測，於98年8月8日莫拉克時造成伊拉橋沖毀情形造成交通中斷。其致災原因為位處河岸侵蝕側，加上隘寮北溪流量大掏刷橋墩及橋台之基礎，而導致整座牆破壞而流失，之後雖施作便橋，但後續颱風多次將便橋再沖毀。目前公路除架設便橋維持交通不致中斷外，另施作長跨距之高架橋樑，新設計的橋樑總長度為440公尺，比舊橋(原長53.5公尺)長了約8倍之多，河道的橋墩高達75公尺，其兩側的跨徑各長140公尺，預定102年7月底完工，總投入經費高達6億2800萬元。同時水利署亦於河岸侵蝕側施作護岸工程，以保護坡趾避免持續流失擴大災害。

目前便橋隨時可能會因後續之豪雨或颱風造成毀損而交通中斷，待長跨距高架橋樑完成後將可避免河岸侵蝕之影響。

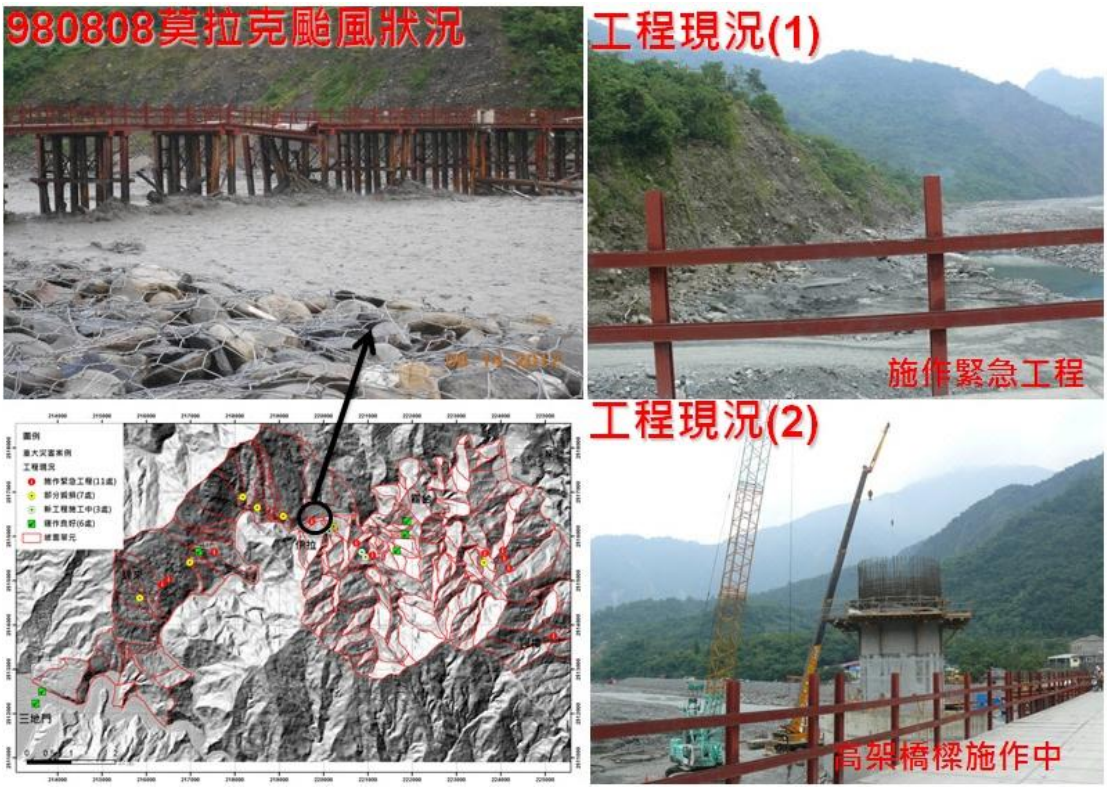


圖 7.81 樁號 32K+890 岩體滑動災害狀況與復建工程現況圖

5. 35K+400 岩體滑動

樁號35K+400處之岩體滑動位於伊拉與霧台之間，位處陡坡地形，曾於99年12月16日豪雨事件造成全坡面崩塌破壞情形，導致35K+450~+700處崩塌地間歇性落石。其致災原因為位處順向坡地形，同時為陡坡地形，雨水入滲後，增加順向坡及弱面之孔隙水壓，而導致全坡面破壞。目前道路邊坡正在施作擋土牆、型框工法、掛網植生、坡面噴漿等工程，工程總長約100公尺，高度約20公尺，坡面保護面積達75%以上。

由現地復建工程措施現況進行觀察，因尚未完工，因此需再持續進行觀察與評估。

圖 7.82 樁號 35K+400 岩體滑動災害狀況與復建工程現況圖

除公路總局第三區工程處外，水利署第七河川局亦針對本研究區域之隘寮溪於95年後陸續進行災搶與復健工程（表7-17），而主要地點集中在隘寮溪三地門橋上游左岸、隘寮北溪伊拉護岸與隘寮北溪大武段護岸。

表 7-17 研究區域內水利署第七河川局施作之復建措施工程一覽表

年度	工程類別	工程名稱	工程地點	工程概述	決算工程費(千元)	開工日期	完工日期
95	河川環境改善工程	隘寮溪三地門橋上游左岸河川環境改善工程	屏東縣瑪家鄉	以塊石及蛇籠工興建護岸，長度 750 公尺	368	2006/4/10	2006/7/30
95	河川環境改善工程	隘寮溪三地門橋上游左岸河川環境改善工程（二工區）	屏東縣瑪家鄉	環境改善工 750 公尺	11,363	2006/10/22	2007/2/8
96	河川環境改善工程	隘寮溪三地門橋上游左岸河川環境改善工程	屏東縣三地門鄉	護岸工 250 公尺	9,634	2007/12/18	2008/3/2
97	防災減災工程	隘寮溪隘寮堰上下游右岸防災減災工程	屏東縣霧台鄉	護岸 150m,2m 雙孔排水管	10,399	2008/6/21	2008/11/17
98	防災減災工程	隘寮北溪大武一號橋下游護岸防災減災工程	屏東縣霧台鄉	護岸，長度 150 公尺	3,437	2009/5/1	2009/5/1
100	災修及應急工程	隘寮北溪大武段護岸應急工程	屏東縣霧台鄉		3,520	2011/4/13	2011/6/10
101	災修及應急工程	隘寮北溪伊拉護岸復建工程	屏東縣霧台鄉	護岸工 600 公尺	26,160	2012/1/28	2012/8/4
101	防災減災工程	隘寮溪口社護岸及三地門橋下游右岸護岸防災減災工程	屏東縣霧台鄉		15,100	2011/12/2	2012/4/29
101	災修及應急工程	隘寮北溪大武段護岸應急工程	屏東縣霧台鄉		3,577	2012/1/8	2012/3/7

第八章 山區道路易致災路段風險分析

本研究區域台24線之山區道路易致災路段風險主要依據公式進行災害潛勢(S)、發生機率(P)與損失程度(L)進行評估分析，而結果說明如下：

8.1 災害潛勢分析

本計畫透過坡面單元與環境地質敏感區概念完成易致災路段劃分，分析各路段之主要災害類型，並透過現地調查方式進行災害潛勢評估，再依據災害潛勢的潛勢值，進行各路段主要災害之潛勢評估與評分(表 7-12)，再將評估值範圍（0 分至本路段最高分）重新設定其值域為 0 至 1，重新設定後各路段主要災害類型與其發生之災害潛勢結果如表 8-1，其中 1 為損害程度最高 100%。

表 8-1 台 24 線易致災路段之災害潛勢指標一覽表

編號	起始樁號	結束樁號	路段長度(公尺)	主要災害類型	上邊坡災害潛勢(正規化)	下邊坡災害潛勢(正規化)
1	20K+000	20K+800	800	河岸侵蝕	0.13	0.47
2	20K+800	20K+950	150	河岸侵蝕	0.13	0.13
3	20K+950	23K+085	2,135	無	0.07	0.07
4	23K+085	23K+600	515	河岸侵蝕	0.13	0.27
5	23K+600	24K+010	410	順向坡	0.33	0.60
6	24K+010	24K+500	490	岩體滑動	0.27	0.27
7	24K+500	24K+640	140	蝕溝	0.13	0.13
8	24K+640	24K+730	90	無	0.07	0.07
9	24K+730	24K+800	70	無	0.07	0.07
10	24K+800	24K+980	180	無	0.07	0.07
11	24K+980	25K+500	520	順向坡	0.40	0.40
12	25K+500	25K+900	400	蝕溝	0.47	0.47
13	25K+900	26K+230	330	岩體滑動	0.40	0.40
14	26K+230	26K+310	80	岩體滑動	0.40	0.40

編號	起始樁號	結束樁號	路段長度(公尺)	主要災害類型	上邊坡災害潛勢(正規化)	下邊坡災害潛勢(正規化)
15	26K+310	26K+400	90	岩體滑動	0.40	0.40
16	26K+400	26K+740	340	蝕溝	0.40	0.40
17	26K+740	27K+340	600	岩體滑動	0.47	0.47
18	27K+340	27K+460	120	岩體滑動	0.40	0.40
19	27K+460	27K+730	270	岩體滑動	0.60	0.60
20	27K+730	27K+830	100	岩屑崩滑	0.33	0.40
21	27K+830	28K+000	170	岩體滑動	0.13	0.33
22	28K+000	28K+120	120	岩體滑動	0.40	0.40
23	28K+120	28K+350	230	岩體滑動	0.53	0.40
24	28K+350	28K+510	160	蝕溝	0.33	0.33
25	28K+510	28K+950	440	順向坡	0.33	0.33
26	28K+950	29K+060	110	岩屑崩滑	0.13	0.27
27	29K+060	29K+180	120	順向坡	0.40	0.40
28	29K+180	29K+430	250	岩體滑動	0.40	0.40
29	29K+430	29K+880	450	岩體滑動	0.87	0.87
30	29K+880	30K+000	120	岩體滑動	0.87	0.87
31	30K+000	30K+050	50	土石流	0.40	0.40
32	30K+050	30K+200	150	岩屑崩滑	0.40	0.40
33	30K+200	30K+260	60	岩屑崩滑	0.40	0.40
34	30K+260	30K+290	30	土石流	0.80	0.80
35	30K+290	30K+430	140	岩屑崩滑	0.47	0.47
36	30K+430	30K+690	260	岩屑崩滑	0.67	0.67
37	30K+690	30K+750	60	岩屑崩滑	0.80	0.80
38	30K+750	30K+830	80	土石流	0.53	0.53
39	30K+830	30K+900	70	蝕溝	0.33	0.53
40	30K+900	30K+940	40	蝕溝	0.13	0.27
41	30K+940	31K+000	60	蝕溝	0.27	0.27
42	31K+000	31K+085	85	蝕溝	0.27	0.27
43	31K+085	31K+175	90	無	0.13	0.13
44	31K+175	31K+295	120	無	0.13	0.13
45	31K+295	31K+500	205	岩屑崩滑	0.80	0.80
46	31K+500	31K+900	400	順向坡	0.87	0.87

編號	起始樁號	結束樁號	路段長度(公尺)	主要災害類型	上邊坡災害潛勢(正規化)	下邊坡災害潛勢(正規化)
47	31K+900	32K+700	800	土石流	0.80	0.93
48	32K+700	33K+100	400	河岸侵蝕	0.13	0.73
49	33K+100	33K+650	550	岩屑崩滑	0.20	0.13
50	33K+650	33K+700	50	岩屑崩滑	0.20	0.13
51	33K+700	33K+800	100	土石流	0.53	0.53
52	33K+800	33K+900	100	岩屑崩滑	0.20	0.20
53	33K+900	33K+950	50	土石流	0.47	0.47
54	33K+950	34K+060	110	岩屑崩滑	0.33	0.47
55	34K+060	34K+400	340	無	0.07	0.07
56	34K+400	34K+650	250	無	0.07	0.07
57	34K+650	34K+735	85	岩屑崩滑	0.20	0.20
58	34K+735	34K+820	85	岩屑崩滑	0.27	0.27
59	34K+820	35K+110	290	岩屑崩滑	0.33	0.33
60	35K+110	35K+235	125	土石流	0.60	0.60
61	35K+235	35K+350	115	岩屑崩滑	0.60	0.60
62	35K+350	35K+640	290	岩體滑動	0.73	0.73
63	35K+640	35K+810	170	岩體滑動	0.73	0.73
64	35K+810	35K+870	60	土石流	0.33	0.33
65	35K+870	36K+180	310	岩屑崩滑	0.67	0.67
66	36K+180	36K+210	30	岩屑崩滑	0.33	0.33
67	36K+210	36K+320	110	岩屑崩滑	0.33	0.33
68	36K+320	36K+500	180	岩屑崩滑	0.40	0.40
69	36K+500	36K+585	85	岩屑崩滑	0.33	0.33
70	36K+585	36K+680	95	岩屑崩滑	0.47	0.47
71	36K+680	36K+740	60	土石流	0.67	0.67
72	36K+740	36K+865	125	無	0.07	0.07
73	36K+865	36K+900	35	土石流	0.47	0.47
74	36K+900	36K+950	50	無	0.07	0.07
75	36K+950	37K+170	220	岩屑崩滑	0.47	0.47
76	37K+170	37K+250	80	土石流	0.47	0.47
77	37K+250	37K+350	100	岩屑崩滑	0.33	0.47
78	37K+350	37K+440	90	蝕溝	0.33	0.47

編號	起始樁號	結束樁號	路段長度(公尺)	主要災害類型	上邊坡災害潛勢(正規化)	下邊坡災害潛勢(正規化)
79	37K+440	37K+500	60	岩屑崩滑	0.47	0.47
80	37K+500	37K+680	180	岩屑崩滑	0.60	0.60
81	37K+680	37K+800	120	岩屑崩滑	0.60	0.60
82	37K+800	37K+940	140	無	0.07	0.07
83	37K+940	38K+085	145	岩屑崩滑	0.33	0.40
84	38K+085	38K+275	190	落石	0.20	0.20
85	38K+275	38K+450	175	岩屑崩滑	0.33	0.40
86	38K+450	38K+670	220	無	0.07	0.07
87	38K+670	39K+500	830	落石	0.07	0.07
88	39K+500	39K+950	450	落石	0.40	0.27
89	39K+950	40K+050	100	落石	0.27	0.27
90	40K+050	40K+200	150	順向坡	0.33	0.33
91	40K+200	40K+500	300	順向坡	0.53	0.53
92	40K+500	40K+570	70	順向坡	0.33	0.40
93	40K+570	40K+760	190	順向坡	0.40	0.40
94	40K+760	41K+820	1,060	無	0.13	0.13
95	41K+820	42K+000	180	岩屑崩滑	0.40	0.40
96	42K+000	42K+265	265	岩體滑動	0.67	0.67
97	42K+265	42K+280	15	土石流	0.67	0.67
98	42K+280	42K+375	95	落石	0.13	0.20
99	42K+375	42K+475	100	無	0.13	0.13
100	42K+475	42K+600	125	蝕溝	0.20	0.20
101	42K+600	42K+630	30	土石流	0.40	0.40
102	42K+630	42K+770	140	落石	0.20	0.13
103	42K+770	42K+875	105	岩屑崩滑	0.60	0.60
104	42K+875	42K+950	75	蝕溝	0.13	0.13
105	42K+950	43K+000	50	無	0.13	0.13
106	43K+000	43K+190	190	落石	0.27	0.13
107	43K+190	43K+285	95	無	0.13	0.13
108	43K+285	43K+640	355	順向坡	0.60	0.60
109	43K+640	43K+710	70	落石	0.13	0.13
110	43K+710	44K+000	290	岩屑崩滑	0.87	0.87

編號	起始樁號	結束樁號	路段長度(公尺)	主要災害類型	上邊坡災害潛勢(正規化)	下邊坡災害潛勢(正規化)
111	44K+000	44K+010	10	土石流	0.87	0.87
112	44K+010	44K+070	60	岩屑崩滑	0.33	0.87
113	44K+070	44K+135	65	岩屑崩滑	0.87	0.87
114	44K+135	44K+415	280	土石流	0.80	0.80
115	44K+415	44K+515	100	岩屑崩滑	0.33	0.40
116	44K+515	44K+625	110	落石	0.27	0.13
117	44K+625	44K+855	230	落石	0.27	0.40
118	44K+855	45K+000	145	岩屑崩滑	0.13	0.27
119	45K+000	45K+200	200	岩屑崩滑	0.27	0.27
120	45K+200	45K+275	75	岩屑崩滑	0.60	0.60
121	45K+275	45K+550	275	岩屑崩滑	0.73	0.73
122	45K+550	45K+750	200	無	0.13	0.13
123	45K+750	46K+000	250	岩體滑動	0.80	0.80
124	46K+000	46K+300	300	岩體滑動	0.93	0.93
125	46K+300	46K+700	400	岩體滑動	0.93	0.93
126	46K+700	47K+050	350	蝕溝	0.33	0.53
127	47K+050	47K+200	150	順向坡	0.67	0.67
128	47K+090	47K+500	410	蝕溝	0.80	0.80
129	47K+500	47K+645	145	落石	0.33	0.47
130	47K+645	47K+845	200	岩體滑動	1.00	1.00
131	47K+845	47K+965	120	岩體滑動	1.00	1.00
132	47K+965	48K+490	525	岩體滑動	1.00	1.00
133	48K+490	48K+550	60	岩屑崩滑	0.20	0.20
134	48K+550	48K+810	260	岩屑崩滑	0.20	0.20
135	48K+810	49K+115	305	順向坡	0.47	0.47
136	49K+115	49K+440	325	無	0.13	0.13
137	49K+440	49K+755	315	順向坡	0.67	0.67
138	49K+755	50K+100	345	岩屑崩滑	0.60	0.60

8.2 山區道路邊坡致災因子、誘發因子分析

台 24 線三地門至阿禮路段之地層為中新世之潮州層，本流域內之潮州層劈理構造有由南向北逐漸發達之趨勢，岩體受風化後之野外特徵為具有洋蔥狀剝蝕及鉛筆構造，且普遍存在著與沈積作用同時的崩移構造，在口社至阿禮一帶有幾處較具規模的潮州層透鏡狀砂岩體(Cos) 出露。本研究區域出露之潮州層相當於廬山層，因此在地質分區上屬板岩區。因整個研究區域皆位於板岩區，後續之雨量分析，不依地質區進行分群，而採整體評估方式進行之。

而在降雨資料方面，本研究蒐集 2008 年迄今中央氣象局劇烈天氣監測系統(Quantitative Precipitation Estimation and Segregation Using Multiple Sensor, QPESUMS)之空間網格降雨資料，並運用地理資訊系統的內插推估計算功能，分析研究區域各坡面單元在歷史颱風豪雨期間之降雨歷程。本計畫進一步依據各坡面單元之降雨歷程歸納該坡面單元之降雨延時、總累積雨量、尖峰時雨量、最大 6 小時雨量及最大 12 小時雨量等降雨指標，並繪製成降雨引致之道路邊坡山崩影響臨界曲線，藉以探討致災因子、降雨及道路邊坡破壞間之關係。

QPESUMS 之網格大小約為 1.3 公里，每一網格皆有完整之降雨歷程記錄。本計畫利用網格中心位置與各坡面單元之形心位置之空間關係，以距離平方反比法(IDW)內插計算求得各坡面單元之降雨歷程，再進一步分析坡面單元內不同降雨指標。表 8-2 為台 24 線道路中斷位置所在之坡面單元降雨指標彙整，其中平均降雨強度係以總累積雨量除以降雨延時而得。表 8-3 顯示近年造成台 24 線中斷颱風事件除 2010/10/21 梅姬颱風降雨規模較小(尖峰時雨量 13.1mm/hr；總累積雨量 189.7mm)以外，其餘致災規模尖峰時雨量至少大於 30mm/hr 以上，總累積雨量則至少大於 400mm 以上。

在致災雨量基準方面，依據水土保持局(2003)在「以降雨因子進行土石流警戒基準訂定」研究中指出，採用雙曲線模式($IR_t = C$)可將待定係數由線性模式($R_t + aI = C$)兩個(a 與 C)降為一個(C)，有助於建立土石

流發生降雨基準，其中R_t為總累積雨量，I為平均降雨強度，圖 8.1 為雙曲線模式示意圖。本計畫比照類似概念初步分析台 24 線沿線坡面單元誘發崩塌之降雨規模，將颱風豪雨期間出現新增崩塌之坡面單元總累積雨量與尖峰時雨量關係繪如圖 8.2，若以多數資料點之下緣包絡線初步視為易導致坡面崩塌之降雨基準($I_p R_t = 8000$)，則本區總累積雨量 300mm 以上，尖峰時雨量約 30mm/hr 以上即有機會出現坡面崩塌災害。

圖 8.3 係將表 8-1 中總累積雨量R_t與尖峰時雨量I_p繪如雙曲線模式。圖 8.3 中長延時、強降雨特性之莫拉克颱風明顯位於圖中右上方，若以多數資料點之下緣包絡線初步視為易導致道路中斷之降雨基準($I_p R_t = 14000$)，則總累積雨量 400mm 的規模時，尖峰時雨量約 35mm/hr 即有機會出現土石流或崩塌等足以造成道路中斷之災害。但圖 8.3 中有一重要特性值得討論，圖中落於左下角資料點為 2010/10/21 梅姬颱風造成台 24 線 32K+890 位置便道沖毀案例。梅姬颱風降雨中心主要集中在東北部宜蘭地區，因此南部區域降雨規模並不大，惟尖峰時雨量 13.1mm/hr 且總累積雨量僅 189.7mm 仍造成道路中斷，其原因應係當年 9 月 19 日有另一降雨中心集中在南部地區之凡那比颱風影響，因此本研究區土壤含水量仍屬高度飽和狀態，因此不須太多外在降雨即有可能致災。同樣特性亦可由 2008 年 3 個颱風加以說明，2008/07/26 鳳凰颱風致災降雨指標不論總累積雨量或尖峰時雨量都明顯大於後續 2008/09/11 辛樂克颱風及 2008/09/27 薔蜜颱風。

由上述說明可知，道路邊坡災害之誘發降雨基準除具有受到地質分區影響之空間分布特性外，亦具有時序之時間特性。某年度第一場颱風或豪雨來臨前之災害誘發降雨基準相對較高，至於後續誘發降雨規模則視後續事件與前一場事件之時間間距而異。因此以本區域而言，若為當年度第一場颱風豪雨事件之災害誘發降雨，尖峰時雨量約大於 40mm/hr 以上，累積雨量約為 600mm 以上應屬合理。

表 8-2 台 24 線道路中斷位置所在之坡面單元降雨指標彙整

路線樁號	颱風事件	災害類型	降雨延時(hr)	累積雨量(mm)	尖峰時雨量(mm/hr)	最大 6 小時雨量(mm)	最大 12 小時雨量(mm)	平均降雨強度(mm/hr)
26K+000	2009/08/08 莫拉克	土石流阻斷	90	1892	85.5	327.9	554.2	21
28K+300	2009/08/08 莫拉克	路基流失	90	1851.4	77.9	306.9	529.7	20.6
30K+000	2008/09/27 薔蜜	土石流阻斷	22	597.9	28	226.9	402.1	27.2
31K+500	2009/08/08 莫拉克	邊坡坍方	93	1950.9	71.7	311.1	548.5	20.9
32K+890	2009/08/08 莫拉克	橋樑沖毀	93	1908.5	69.1	281.6	484.1	20.5
	2010/09/19 凡那比	便道沖毀	25	807.4	55.7	309	533.3	32.3
	2010/10/21 梅姬	便道沖毀	15	189.7	13.1	68.1	72.9	12.6
45K+000	2008/09/27 薔蜜	土石流阻斷	33	410.1	31.2	161	263.2	12.4
46K+000	2008/09/11 辛樂克	邊坡坍方	47	534.9	28.8	156.7	292.4	11.4
	2009/08/08 莫拉克	土石流阻斷	93	1201.2	41.4	243.4	422.8	12.9
46K+200	2008/07/26 鳳凰	土石流阻斷	33	848.3	48.9	252.4	408	25.7

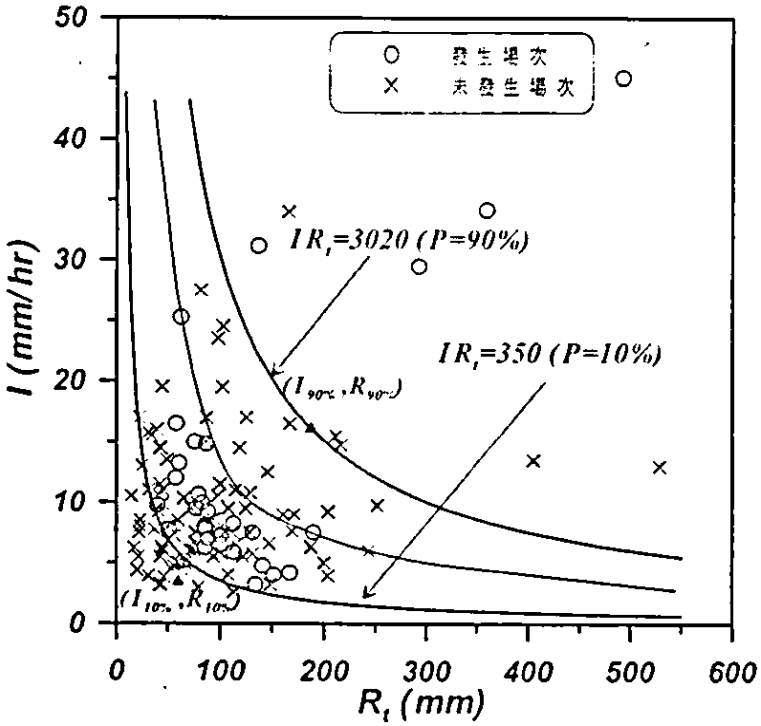


圖 8.1 機率式土石流發生降雨警戒曲線模式示意圖

資料來源：「以降雨因子進行土石流警戒基準訂定」，水土保持局，2003。

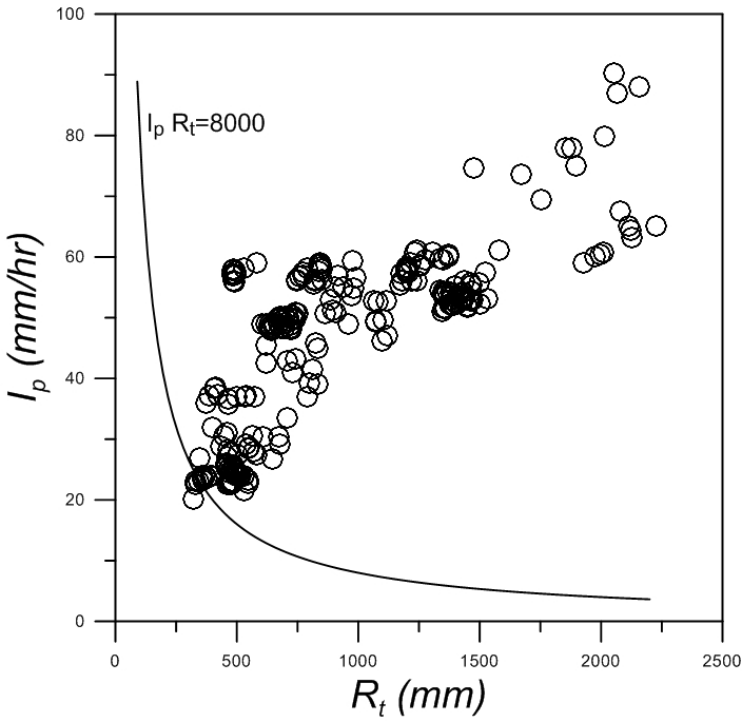


圖 8.2 台 24 線沿線坡面單元誘發崩塌之降雨指標關係

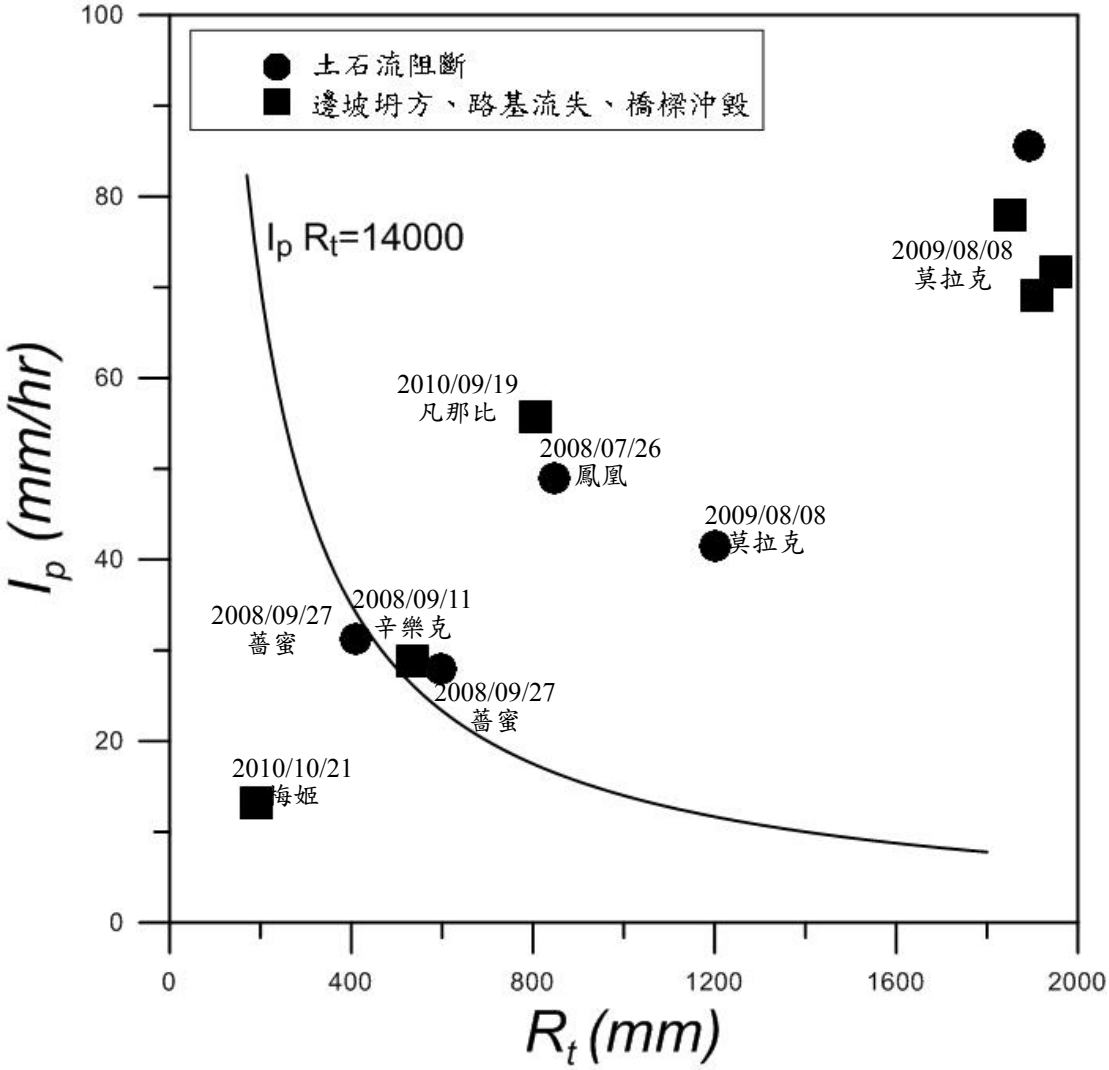


圖 8.3 台 24 線誘發災害造成道路中斷之降雨指標關係

有關各路段災害發生機率方面，主要係以降雨為考量基準。依據造成道路中斷之坡面單元災害類型(崩塌或土石流)，分別訂定災害致災雨量基準，再推估此雨量基準之重現期(發生機率)。土石流災害方面，水土保持局(2003)依據 8.2 節所述方法針對三地門鄉建立之土石流發生降雨基準為$IR_t = 3750$；本計畫針對 2008 年迄今主要颱風暴雨事件建立坡面單元崩塌災害之雨量基準為$IR_t = 2000$，如圖 8.4 所示。

水利署(2001)以臺灣地區雨量紀錄年限超過20年之測站資料(水利署87站，臺灣電力公司39站，中央氣象局18站)，利用頻率分析推求各站最適合的降雨機率分布，再以Horner公式之型態，建立不同重現期之降雨強度(I)-延時(t)公式如下：

$$I=\frac{a}{(t+b)^c}$$

其中I為平均降雨強度(mm/hr)；t為降雨延時(min)；a,b,c為待定係數。以阿禮雨量站為例，各重現期之係數如表8-3所示。本計畫將各坡面單元之致災雨量，以12小時短延時為依據，將滑動型（岩體滑動、岩屑崩滑、順向坡、河岸侵蝕）與流動型（土石流、蝕溝）的致災雨量與阿禮站各重現期雨量相比較，再內插找出最接近的重現期，此重現期的倒數即為發生機率，以作為估算發生機率之基礎。經計算結果滑動型發生機率為1/6，流動型發生機率為1/25，而各路段災害發生機率完整列表如附錄二。

表8-3 屏東阿禮雨量站各重現期之降雨強度-延時公式係數

重現期 係數	2年	5年	10年	25年	50年	100年	200年
a	458.35	698.63	963.05	1474.16	2027.86	2759.70	3709.51
b	10.78	23.55	34.42	49.75	61.35	72.11	81.66
c	0.4270	0.4434	0.4683	0.5080	0.5404	0.5730	0.6052
R^2	0.9977	0.9931	0.9873	0.9764	0.9660	0.9539	0.9402

資料來源：「暴雨水文設計應用手冊」，經濟部水利署，2001。

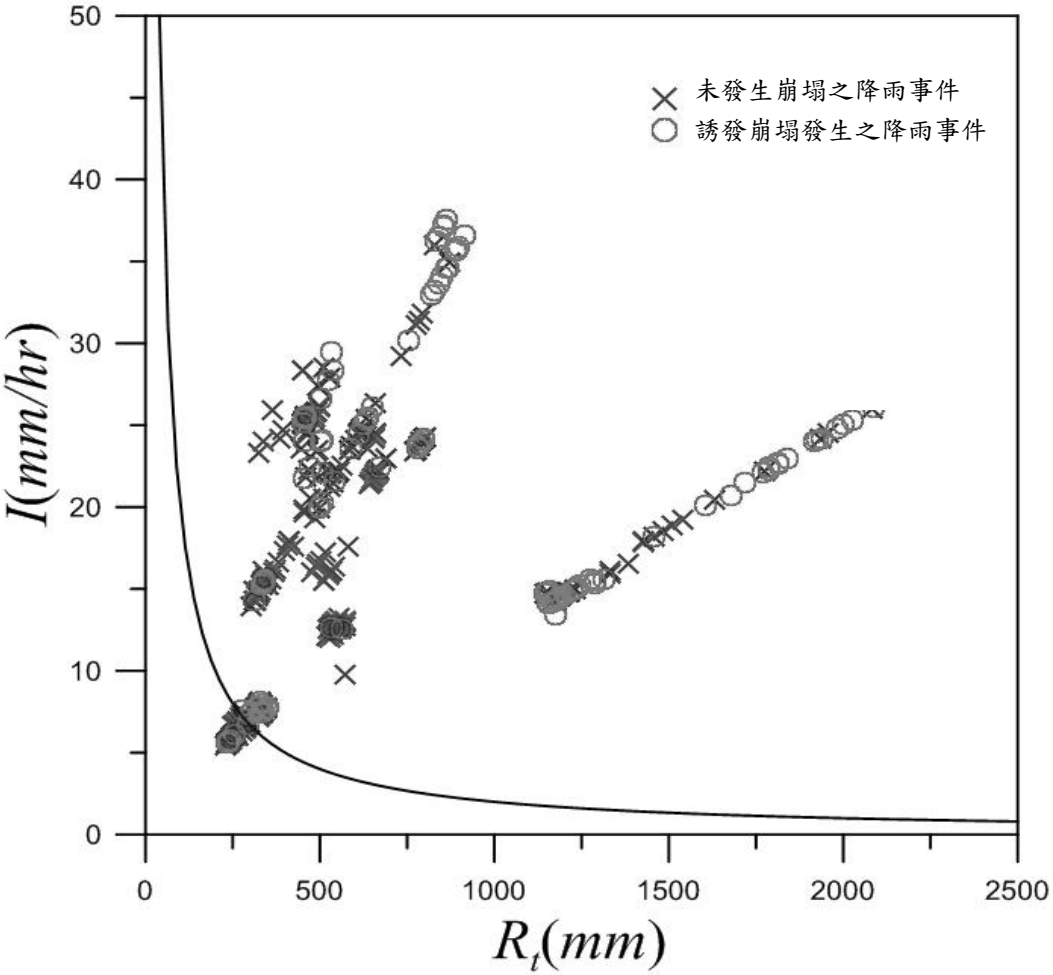


圖 8.4 坡面單元崩塌災害發生降雨基準

8.3 易致災路段損失程度分析

在易致災路段的損失程度部分，本計畫蒐集歷年各台 24 線之災害路段與其復建經費，並依據本計畫易致災路段進行單位長度之復建經費乘以該路段長度進行估算，再予以正規化以為該路段災害損失程度之依據。單位長度之復建經費計算原則，若路段中有重複部分，則以經費最高者為該路段之單位損失程度，若路段中無復建經費資料，則以所蒐集資料中復建經費最低者為該路段之單位損失程度，待後有新設工程時再進行復建經費之蒐集。本計畫蒐集 95 年 0609 豪雨與莫拉克颱風災害台 24 線搶修及復建計畫之復建經費資料如表 8-4，而莫拉克颱風災害台 24 線搶修及復建計畫各標之空間位置如圖 8.5。

表 8-4 台 24 線搶修及復建計畫之復建經費資料一覽表

工程名稱	經費(千元)	里程	工程性質	路段長度(公尺)	單位長度復建經費(千元/公尺)
95 年 0609 豪雨災害搶修工程	1480	23K~42K	搶修工程	19,000	0.08
95 年 0609 豪雨災害搶修工程	11,426	23K+960~24K+090	復建工程	130	87.89
95 年 0609 豪雨災害搶修工程	10,950	30K+150~250	復建工程	150	73.00
95 年 0609 豪雨災害搶修工程	27,919	35K+555~625	復建工程	70	398.84
95 年 0609 豪雨災害搶修工程	4,713	42K+005~060	復建工程	55	85.69
莫拉克颱風災害台 24 線搶修及復建計畫(第一標)	122,200	24K+960~29k+305	復建工程	4,345	28.12
莫拉克颱風災害台 24 線搶修及復建計畫(第二標)	247,000	29K+520~30k+840	復建工程	1,320	187.12
莫拉克颱風災害台 24 線搶修及復建計畫(第三標)	209,260	33K+720~40k+680	復建工程	6,960	30.07
莫拉克颱風災害台 24 線搶修及復建計畫(第四標)	628,000	32K+890	復建工程(伊拉橋)	140	4485.71
莫拉克颱風災害台 24 線搶修及復建計畫(第五標)	237,000	41K+750~48K+420	復建工程	6,670	35.53

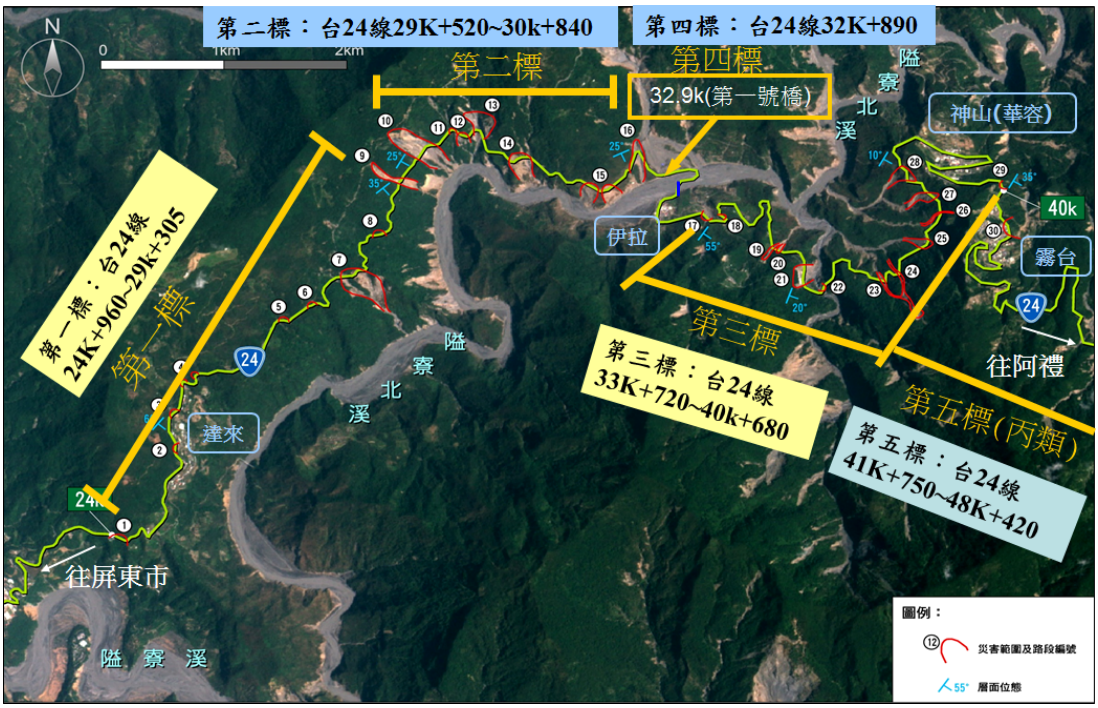


圖 8.5 莫拉克風災台 24 線長期復建工程劃分圖

(資料來源：交通部公路總局第三區養護工程處)

分析 95 年 0609 豪雨與莫拉克颱風災害復建經費資料可發現，單位長度之復建經費以 32K+890 伊拉橋之復建工程經費 4,485.71（千元/公尺）為最高，因此為高架長跨距橋梁，相對復建工程較高，其次為 95 年 0609 豪雨災害搶修工程 35K+555~625 之復建工程經費 398.84(千元/公尺）。依據各易致災路段進行易致災路段損失程度正規化分析結果，其完整列表如附錄二之損失程度(L)。

8.4 易致災路段風險分析

結合上述各節之分析結果，台 24 線易致災路段之風險值如附錄二。分析結果顯示以 32K+700 至 33K+100 伊拉橋之河岸侵蝕風險為最高，其次為 35K+350 至 35K+640 之岩體滑動風險為次之。因 32K+700 至 33K+100 伊拉橋復建工程為高架長跨距橋梁，相較於其他路段之復建經費高出許多。

台 24 線易致災路段中風險最高的前十個路段（表 8-5）為編號 48 路線樁號 32K+700~33K+100 之河岸侵蝕、編號 62 路線樁號 35K+350~35K+640 之岩體滑動、編號 29 路線樁號 29K+430~29K+880 之岩體滑動、編號 36 路線樁號 30K+430~30K+690 之岩屑崩滑、編號 5 路線樁號 23K+600~24K+010 之順向坡、編號 30 路線樁號 29K+880~30K+000 之岩體滑動、編號 132 路線樁號 47K+965~48K+49 之岩體滑動、編號 96 路線樁號 42K+000~42K+265 之岩體滑動與編號 125 路線樁號 46K+300~46K+700 之岩體滑動。

若將 138 個路段之風險值由小大至大排序後，可將風險依據等數量間距劃分成低、中、高等三類，其結果如圖 8.6。

表 8-5 台 24 線易致災路段中風險最高的前十個路段資料一覽表

編號	起始樁號	結束樁號	路段長度(公尺)	主要災害類型	上邊坡潛勢	下邊坡潛勢	損失程度	發生機率	上邊坡風險	下邊坡風險
48	32K+700	33K+100	400	河岸侵蝕	0.13	0.73	1.00	0.17	0.182	1.000
62	35K+350	35K+640	290	岩體滑動	0.73	0.73	1.00	0.17	1.000	1.000
29	29K+430	29K+880	450	岩體滑動	0.87	0.87	0.73	0.17	0.860	0.860
36	30K+430	30K+690	260	岩屑崩滑	0.67	0.67	0.42	0.17	0.382	0.382
5	23K+600	24K+010	410	順向坡	0.33	0.60	0.31	0.17	0.142	0.255
30	29K+880	30K+000	120	岩體滑動	0.87	0.87	0.19	0.17	0.229	0.229
132	47K+965	48K+490	525	岩體滑動	1.00	1.00	0.16	0.17	0.220	0.220
96	42K+000	42K+265	265	岩體滑動	0.67	0.67	0.20	0.17	0.178	0.178
125	46K+300	46K+700	400	岩體滑動	0.93	0.93	0.12	0.17	0.156	0.156

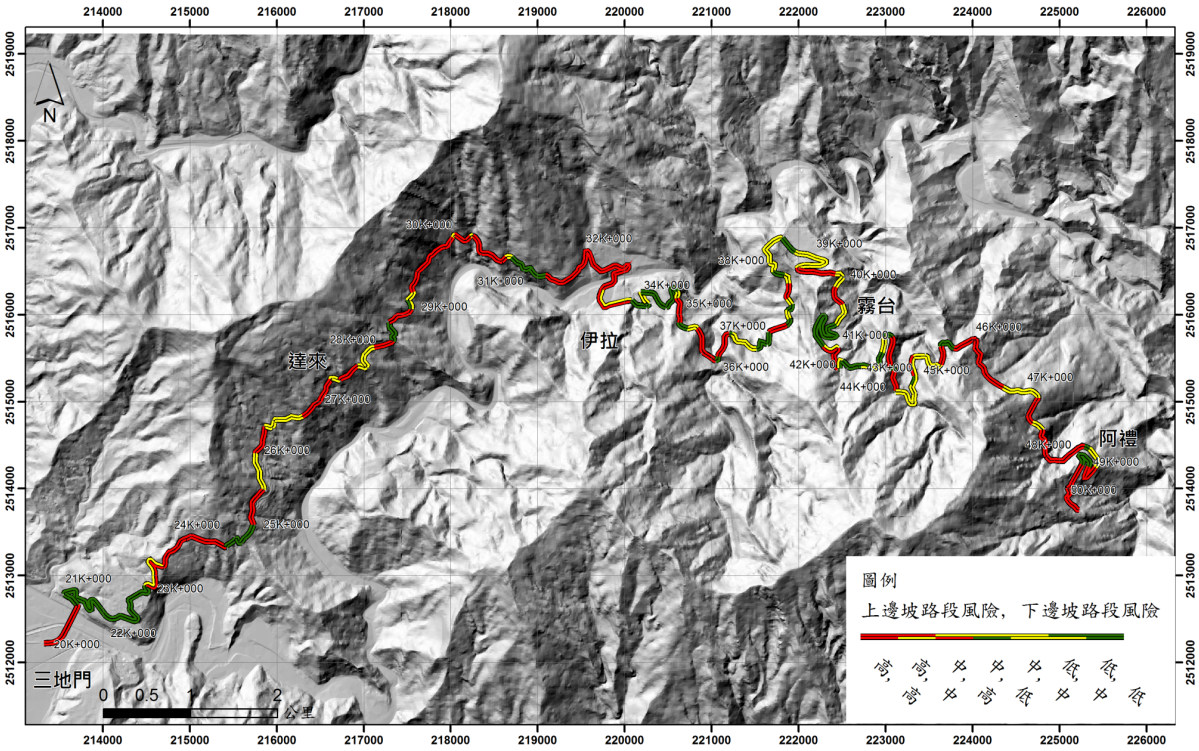


圖 8.6 台 24 線易致災路段風險圖

第九章 資料庫建置成果展現

9.1 資料庫建置

本案之研究主要為山區道路易致災路段調查評估、風險分析之成果，為使計畫成果能提供後續系統建置之使用並進行成果展現，因此本計畫將具空間資訊之成果建置成空間資料庫，以供後續計畫與相關單位之使用。而空間資料庫建置項目(如表9-1)主要為基本資料、地質資料與災害資料。基本資料包括水系、道路、子集水區與坡面單元，地質資料則包括地層與構造，而災害資料則包括山崩潛感、環境地質敏感區、山崩目錄、易致災路段、重大災害案例與大規模崩等。而上述之shapefile格式本計畫另轉存成KML格式以供後續資料之整合應用所需。

表 9-1 空間資料庫建置項目一覽表

資料類型	資料名稱	資料格式	資料類型	精度
基本資料	水系	shapefile	多邊形	1:5000
	道路	shapefile	線段	1:5000
	子集水區	shapefile	面	1:5000
	坡面單元	shapefile	面	1:5000
地質資料	地層	shapefile	面	1:50000
	構造	shapefile	線段	1:50000
災害資料	山崩潛感	raster	網格	5m
	環境地質敏感區	shapefile	\	1:5000
	山崩目錄	shapefile	面	8m
	易致災路段	shapefile	線段	1:5000
	重大災害案例	shapefile	點	10m
	大規模崩塌	shapefile	面	1:5000

其中易致災路段為本計畫主要之成果圖資，於屬性資料中(表9-2)紀錄本計畫各項分析成果包括:路線起迄樁號、主要災害類型、山崩潛

感值、所在地形區位、災害發生區位、重大災害案例簡述、易致災路段危險度評估、降雨警戒基準與災害風險評估值等。

表 9-2 易致災路段圖層欄位規劃表

檔案名稱		資料名稱	易致災路段
屬 性 欄 位 說 明			
欄位代號	欄 位 名 稱	格 式	說 明
ID	路線編號	C(10)	例: T24_001
FNode	路線起始樁號	C(10)	例:30K+500
TNode	路線終止樁號	C(10)	例:31K+300
HazType	主要災害類型	C(10)	岩屑崩滑、順向坡、岩體滑動 落石、土石流、河岸侵蝕 蝕溝、安全路段
SP	山崩潛感值	C(10)	高、中、低
TLoc	所在地形區位	C(20)	陡坡地形、鄰河階陡坡、緊鄰河岸、舊山崩凹谷狀地形、順向坡扇狀地、河階台地
HLoc	災害發生區位	C(10)	上邊坡、下邊坡、全坡面
HazDesb	重大災害案例簡述	C(255)	
DLevel	易致災路段危險度評估	Date	高、中、低
RainThrd	降雨警戒基準	N(4.1)	例: 400mm
S	災害潛勢	N(6.3)	0~1
L	災害損失程度	N(6.3)	0~1
P	災害發生機率	N(6.3)	0~1
R	災害風險值	N(6.3)	0~1
DDate	資料建置日期	Date	符合西元年yyyymmdd格式

9.2 成果圖製作

本計畫之成果圖包括道路山崩潛感圖、道路環境地質敏感區圖與道路風險圖，以1:5000比例尺A1尺寸製作，各11幅，而成果範例如圖9.1~9.3，成果如附錄三~附錄五。

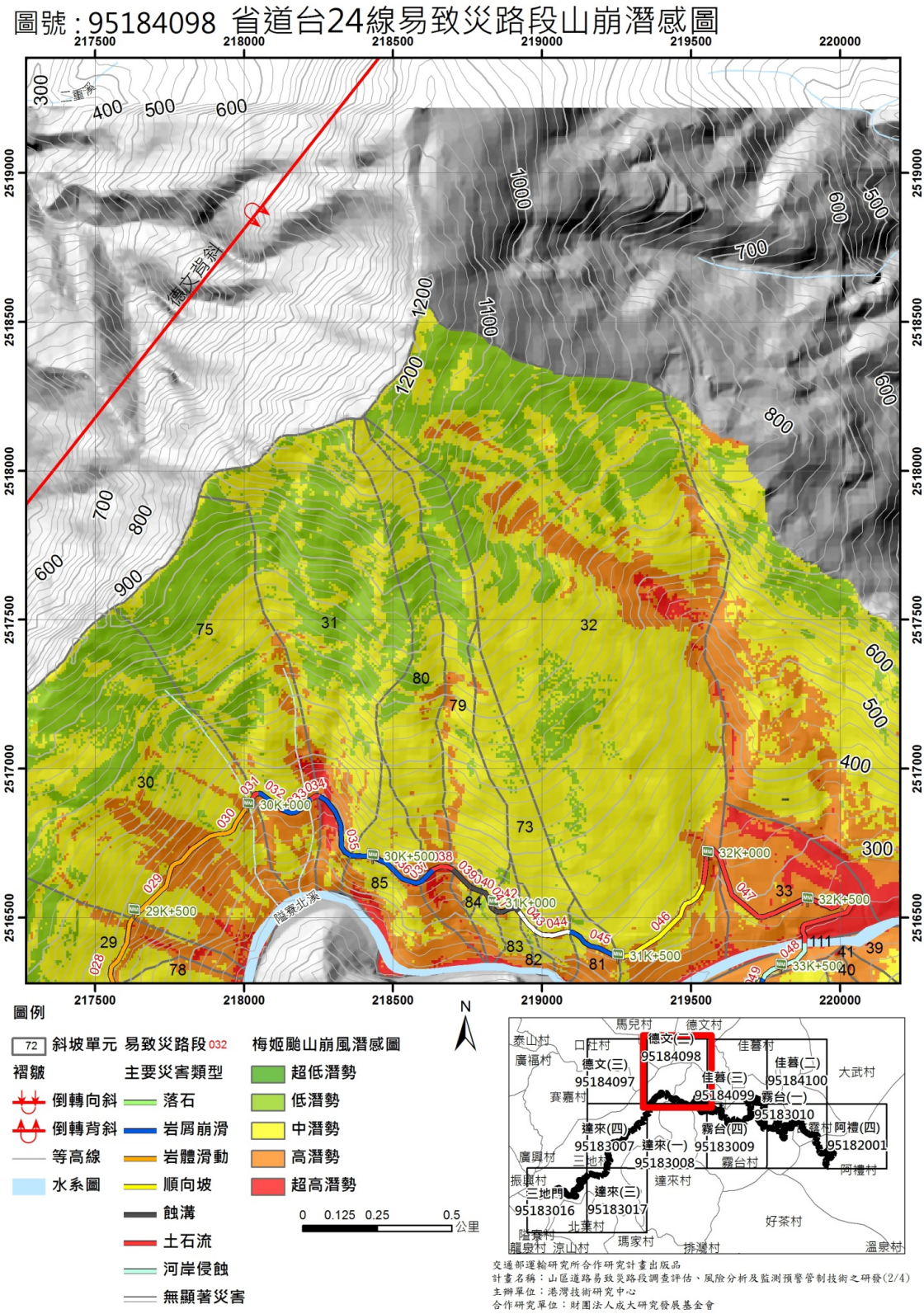


圖 9.1 台 24 線道路山崩潛感圖範例

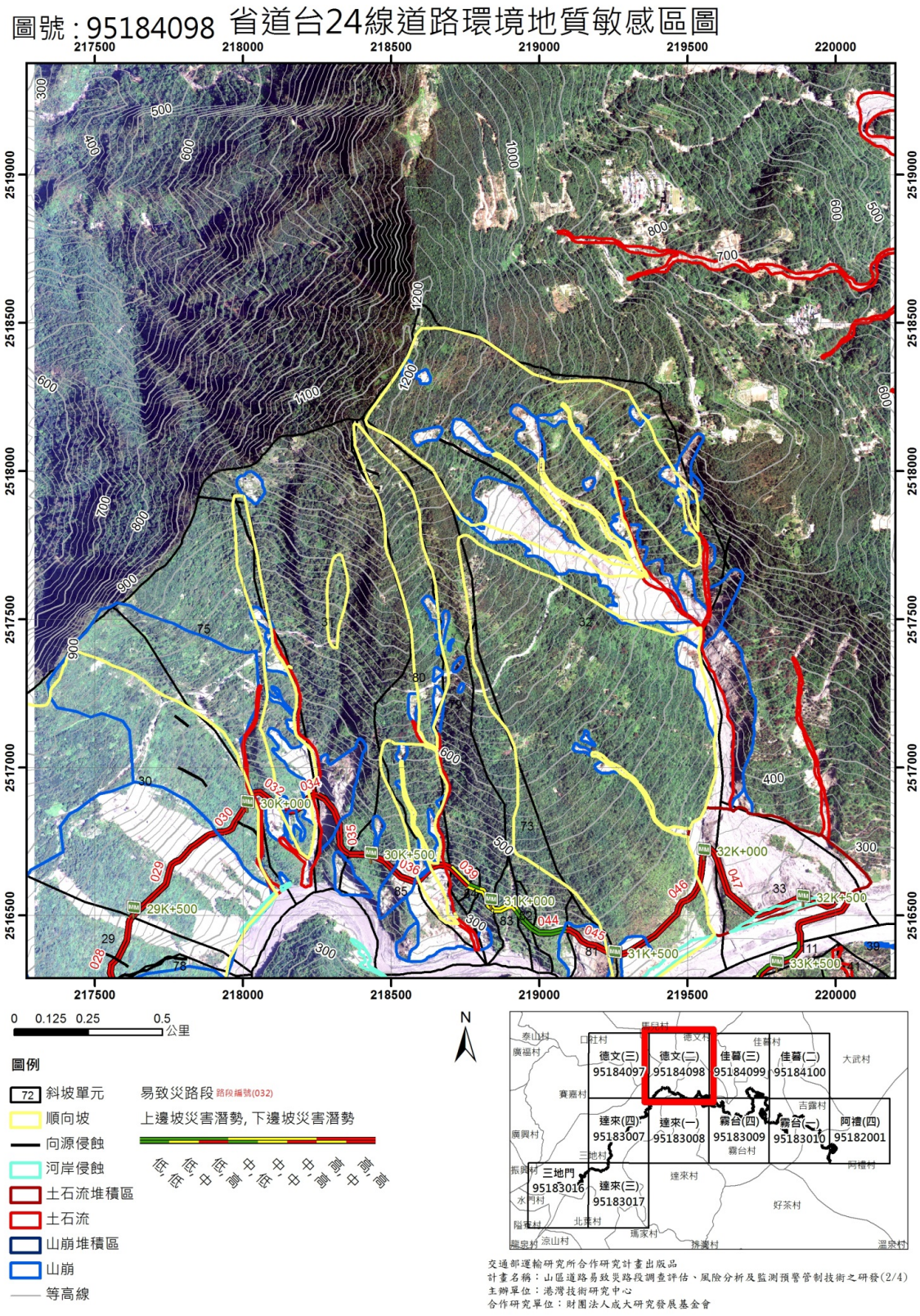


圖 9.2 台 24 線道路環境地質敏感區圖範例

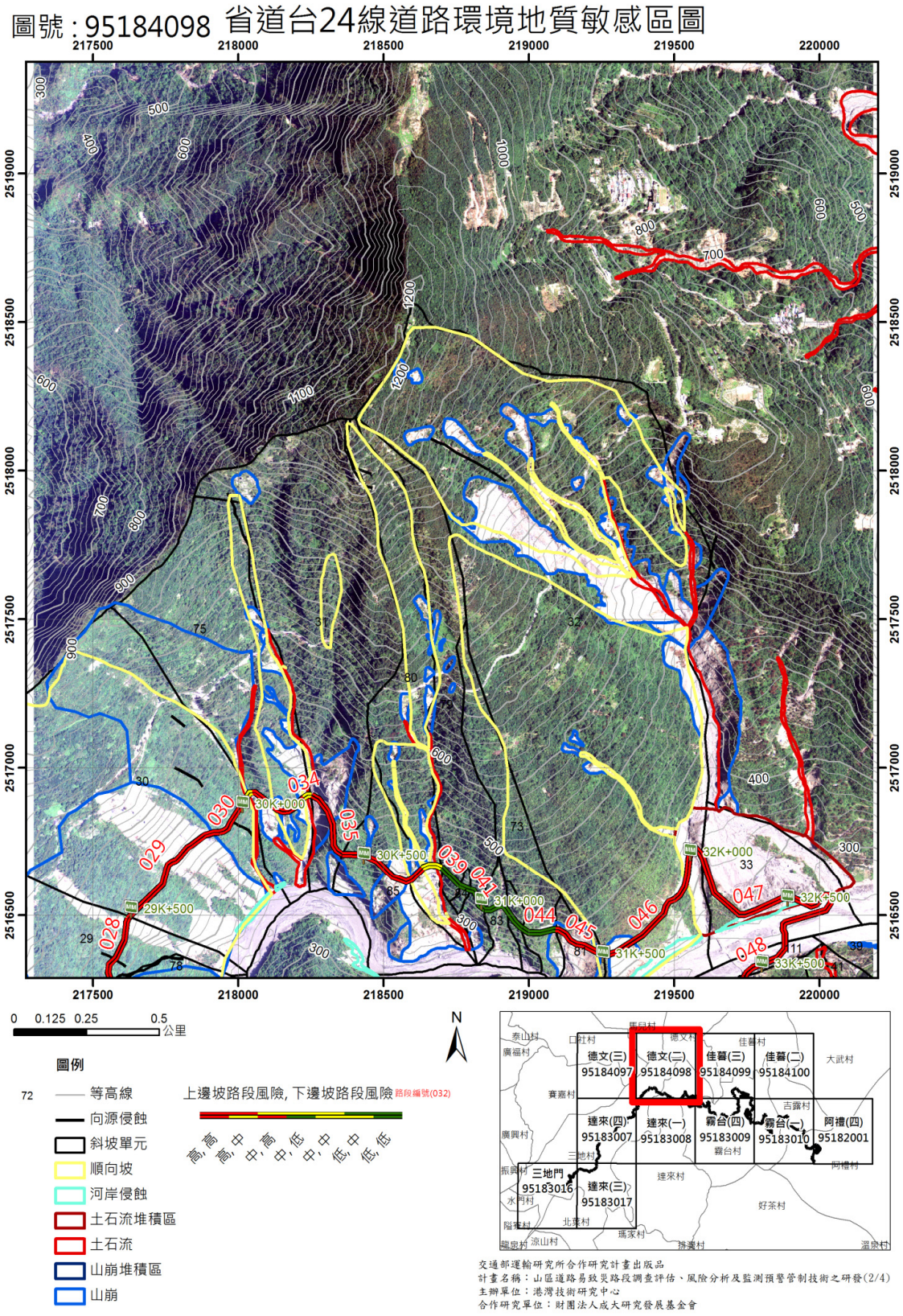


圖 9.3 台 24 線道路風險圖範例

第十章 結論與建議

臺灣橋梁面臨地震、颱洪及老劣化等問題，保全橋梁殘餘壽齡以達到工程永續迫在眉睫，要保全甚至延長橋梁壽命，維持橋梁安全可靠的運輸狀況，除了規劃設計與施工恰當妥善以外，維修養護非常重要，這有賴於完整適當的橋梁檢測制度與系統之建立，安全檢測工作的實施，以及檢測後所做的性能評估、修繕、補強與維護管理。本研究以強化橋梁檢測與評估補強工作之結合性為目的，應用風險管理之觀念，結合檢測結果，建立橋梁性能評量表與指標。

在山區道路方面，本計畫以台24線三地門至阿禮段之山區道路為研究對象，以集水區坡面為分析單元，結合環境地質敏感區概念，依據地形、地質與災害特性，進行山區易致災路段劃分。同時進行山崩目錄置、重大災例蒐集與大規模山崩判釋等方式建置災害區位，並分析其災害潛因（水文、地形與地質），透過證據權法進行山崩潛勢分析，並結合誘因（降雨）分析，進行災害危害度與損失程度分析，建立山區道路災害風險分析模式，以為後續山區道路災害監測預警與營運管理基礎。

10.1 結論

1. 國內現行檢測作業多以可視老化為主，如 D.E.R.&U.等檢測方式，對於潛勢危害較少著墨。然而，地震、耐洪或是材料劣化(鋼筋腐蝕等)等損壞因素皆是屬於潛勢危害範圍中，故如僅採用現有檢測作業方式，難以評估橋梁現況與殘餘能力。

2. 本研究檢視可視老化與潛勢危害現行之檢測表單，並探討其檢測項目與性能橋梁指標之關係，確認各表單之重複性與相關性，確認轉換各表單間相似欄位之轉換公式與計算方法，未來可依此轉換方法更新相關欄位。

3. 本研究同時考量可視老化(visible)與潛勢危害(invisible)等損壞因素，導入風險概念，並以可靠度分析方法計算橋梁風險值。所建置之風險分析模式可分別求得因可視老化、地震潛勢及沖刷潛勢之原因所造成維修風險機率。並建議合併相關檢測表單，建置本土化橋梁綜合能力評量表。所完成之風險評估程式將可引用各檢測表單項目，進行風險評估計算與資料更新。

4. 本研究使用自 2005 年至 2011 年之颱風豪雨事件的福衛二號影像 18 幅，所判釋出的崩塌面積及數量統計結果顯示，歷史山崩面積與數量自 2008 年米塔颱風後，有逐年增加的趨勢，而 2009 年莫拉克颱風顯示極端降雨事件造成崩塌面積與數量急遽增加的現象。

5. 本計畫蒐集重大災害案例共 39 處，其中有 29 處實際發生阻斷，以河岸侵蝕為最多共計 10 次，其中共有 9 處皆為 30K+890 的伊拉橋產生的交通阻斷，其次為岩體滑動共計 9 次。在重大災害案例復建措施分析結果方面，依據調查結果顯示 29 處復建措施工程現況中，13 處既有工程、5 處新建工程與 11 處緊急工程。在 13 處既有工程中，有 1 處全部毀損、有 7 處部分毀損、有 5 處運作良好，此顯示有超過一半以上之既有工程設施有持續受破壞的情形。

6. 本研究以 5 公尺網格解析度數值地形為分析材料，依據坡向與地形進行坡面單元劃分，共劃分出 119 個坡面單元。若將地質敏感區進行疊合分析，同時具有 5 種地質敏感區發育者共計 3 處，就空間分布而言主要集中在達來至伊拉路段，而同時具有 4 種地質敏感區發育者共計 18 處，同時具有 3 種地質敏感區發育者共計 23 處。

7. 易致災路段劃分方法主要以坡面單元劃分結果(共 119 個坡面單元)為基礎，結合環境地質敏區特性與水系分析結果，共將台 24 線自三地門至阿禮路段劃分為 138 段，這些路段在災害類型統計方面以岩屑崩滑為主共有 42 個路段，其次為岩體滑動共有 22 個路段，而有 18 個路段則無顯著災害路段，相對於其他路段而言，屬於安全路段，可考量建構臨時駐車與避難空間，供用路人於災害來時避難

使用。若將上述之路段進行災害發生之邊坡區位分析，屬全坡面發育者共有 96 處佔絕大多數，此顯示本路段之地質環境不佳，易造成全坡面之崩壞災害。再者，若依據易致災路段所處之地形進行分析，超過 50%以上的路段位於陡坡地形，共計 72 個路段，其次為緊鄰河岸與位於順向坡。而在易致災路段災害潛勢調查與分析成果部分，災害潛勢高者共有 83 個路段、災害潛勢中者共有 30 個路段、災害潛勢低者則有 25 個路段。

8. 在大規模滑動區位判釋、成因、特性分析上，經資料蒐集、判釋與現地調查結果，顯示研究區域內之大規模滑動區位共計有 7 處。依據本計畫大規模滑動區之類型分類，屬於類型 II 者共計 3 處、屬於類型 III 者共計 1 處、屬於類型 V 者共計 3 處。在發生的特性與成因分析部分，地質構造方面皆為板岩區，而在地質敏感區部分，大部分位處順向坡、有 2 處具河岸侵蝕特性、有 2 處具蝕溝侵蝕影響。

9. 山區道路易致災路段風險主要依據災害潛勢(S)、發生機率(P)與損失程度(L)進行風險評估，分析結果顯示台 24 線易致災路段風險值，以 32K+700 至 33K+100 伊拉橋之河岸侵蝕風險為最高，其次為 35K+350 至 35K+640 之岩體滑動風險為次之。因 32K+700 至 33K+100 伊拉橋復建工程為高架長跨距橋梁，相較於其他路段之復建經費高出許多，因此也影響風險分析結果。

10.2 建議

1. 目視檢測之過程中，人為因素影響結果甚大，為避免此問題，建議未來建立完整之檢測員訓練與認證機制，培養專業人才進行調查，避免檢測結果之偏差。

2. 沖刷檢測目前尚未有標準表單，且 D.E.R.&U.檢測項目中，對於沖刷之調查因子過少，無法完整描述河川之特性與沖刷潛勢，未來建議採用「訂定跨河橋梁橋基沖刷檢測作業規範之研究」中所確立之

表單進行相關調查。

3. 建議管理單位可經由定期的檢測工作確實掌握橋梁狀況與各項性能可能風險，並了解影響衝擊，以利橋梁管理單位依不同橋梁現況有效投入經費進行維護與補強工作。

4. 採用坡面單元結合地質敏感區進行易致災路段劃分，各路段具相近物理特性與災害發生機制，有利於掌握災害特性、進行預警、管制等對策研擬。此劃分方法可確立各易致災路段之區位、致災因子與誘發因子，後續建議可擴及各山區道路進行實際劃分與驗證，並協請各相關單位(如農委會、經濟部、交通部等)提供所需之致災因子資料，以提升本方法劃分精度。

5. 易致災路段之風險分析有待詳細之災害發生時間與當時雨量資訊，本年度使用氣象局雨量站之雨量資料，因其空間解析度低，因此影響降雨機率的計算結果與風險分析效益，因此建議後續可針對重大災害案例路段進行簡易自計式雨量站設置，再視經費擴及至各路段以提升風險分析之精度。

6. 為有效進行道路管理，建議可以用現有之 LiDAR 測繪車科技，進行公路上下邊坡之地形、道路與設施之蒐集管理作業，建立道路結構物與附屬設施、地形、地物等基本資料庫，並建立道路管理系統。同時定期利用測繪車進行公路上下邊坡之資料蒐集作業，針對不同時期之道路結構物與附屬設施，透過分析軟體進行差異比對，找出設施狀況變化區域，供巡查人員於巡察時參考，針對不同時期之道路上下邊坡進行變易分析，找出經常變易區位與易致災路段資料庫，做為後續治理與防救災依據。

10.3 研究成果之效益

1. 完成分析橋梁風險因子之因果關係，管理單位可檢討各風險之來源，經由橋梁檢測掌握橋梁性能與風險。

2. 建置風險評估程式，管理單位可依實際狀況更新本研究所定義之風險計算參數，程式將依此進行風險評估計算，降低維護更新之人力及經費所需。本研究並將相關模組建置於 TRENDS 系統中，使用者可於網頁系統中查詢相關資料與成果。

3. 採用坡面單元結合地質敏感區進行易致災路段劃分，此方法可清楚界定各易致災路段的範圍、主要災害類型與災害特性、警戒基準與風險估算。

10.4 提供政府單位應用情形

1. 已初步完成山區道路之災害風險評估模式，可提供公路總局及下轄各區工程處在轄區內山區道路災害防治之基本資料與復健措施之依據與參考。

2. 本計畫之執行經驗及成果可做為本所後續相關研究之基礎。

參考文獻

1. Keefer, D. K., 1984, “Landslides caused by earthquakes,” Geol Soc Am Bull，Vol.95，pp. 406-421.

2. Koukis, G. and Ziourkas, C., 1991, “Slope instability phenomena in Greece：A Statistical analysis,” Bulletin of the International Association of Engineering Geology，Vol. 43，pp. 47-60.

3. Mora, S. and Vahrson, W. 1993 “Macrozonation methodology for landslide hazard Determination,” Bulletin of the International Association of Engineering Geology.

4. Fernandez, C. I., Castillo, T. F., Hamdouni, R. E. and Momtero, J. C., 1999 “Verification of Landslide Susceptibility Mapping:A Case Study,” Earth Surface Processes and Landforms 24, pp. 537-544。

5. Popescu, M. E., 2002, “Landslide causal factors and landslide remedial options,” Keynote Lecture, Proceedings 3rd International Conference on Landslides, Slope Stability and Safety of Infra-Structures, Singapore，pp. 61-81.

6. Bernhardsen, T., 1999, Geographic Information System ： An Introduction, 2nd.ed., John Wily & Sons.

7. Drummond, J. E., 1991, “Determining and Processing Quality Parameters in GISs,” University of Newcastle upon Tyne, Ph.D. Thesis.

8. WFPB(Washington Forest Practice Board),1993, Standard Methology for Conducting Watershed Analysis, Version2-0, WFPB, p. 85.

9. Wu, W. and Sidle, R. C., 1995, “A Distributed Slope Stability Model for Steep Forested Basins,” Wat. Resour. Res.31, pp. 2097-2110.

10. Miller, D. J. and Sias, J., 1998, “Deciphering Large Landslides:Linking Hydrological,Groundwateer and Slope Stability Models Through GIS,”

Hydrological Processes 12, pp. 923-941.

11. Lin, W. T, Chou, W. C., Lin, C.Y., Huang, P.H. and Shyan, T.J., 2005, "Vegetation recovery monitoring and assessment at landslides caused by earthquake in Central Taiwan".

12. Nikolakopoulos, K. G., Vaiopoulos, D. A., Skianis, G. A., Sarantinos, P. and Tsitsikas, A., 2005, "Combined use of remote sensing, GIS and GPS data for landslide mapping," Geoscience and Remote Sensing Symposium, IGARSS '05 Proceedings, IEEE international, pp. 5196-5199.

13. Lin, C. W., Liu, S. H., Lee, S. Y. and Liu, C. C., 2006, "Impacts of Chi-Chi earthquake on subsequent rainfall-induced landslides in central Taiwan," Engineering Geology 86, pp. 87-101.

14. Liu, H. Y., Gao, J. X. and Li, Z. G.., 2001, "The advances in the application of remote sensing technology to the study of land covering and land utilization," Remote Sensing for Land and Resources, Vol. 4, pp. 7-12.

15. Coppin, N. J. and Richards, I. G.,1990, Use of Vegetation in Civil Engineering, pp.23-36.

16. Goh, A. T. C., 1994, "Seismic Liquefaction Potential Assessed by Neural Networks," Journal of geotechnical engineering, ASCE, 120(9), pp.1467-1480.

17. Lee, S., Ryu, J.H., Lee, M.J., and Won, J.S., 2003, "Use of an artificial neural network for analysis of the susceptibility to landslides at Boun, Korea," Environmental Geology 44, pp. 820-833.

18. Lee, S., Ryu, J. H., Won, J. S. and Park, H. J., "Determination and application of the weights for landslide susceptibility mapping using an artificial neural network," Engineering Geology 71, 2004, pp. 289-302.

19. Kanungo, D. P., Arora, M. K., Sarkar, S. and Gupta, R. P., 2006, "A comparative study of conventional, ANN black box, fuzzy and combined neural and fuzzy weighting procedures for landslide

susceptibility zonation in Darjeeling Himalayas," Engineering Geology 85, pp. 347-366.

20. Bishof et al., 1992, "Multispectral Classification of Landsat lmages Using Neural Network," IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing, pp. 482-490.

21. Jarvis, C. H. and Stuart, N., 1996, "The Sensitivity of a Neural Network for Classifying Remotely Sensed Imagery," Computers and Geosciences, 22(9),pp. 959-967.

22. Yoshida,T. and Omatu, S., "Neural Networks Approach to Land CoverMapping," IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing, 32(5), pp. 1103-1109.

23. Holland, J. H., 1975, Adaptation in Natural and Artifical Systems, Ann Arbor: The University of Michigan Press.

24. Goldberg, D. E., 2007, Genetic Algorithms in Search, Optimization, and Machine Learning, Addison- Wesley, Reading.

25. Sexton, R. S. and Dorsey, R. E., 1998, "Toward global optimization of neural network: A comparison of the genetic algorithm and backpropagation," Decision support system, Vol.22, pp. 171-185.

26. Sexton, R. S. and Gupta J. N., 2000, "Comparative evaluation of genetic algorithm and backpropagation for training neural networks," Information Sciences, Vol.129, pp. 45-59.

27. Blanco, A., Delgado, M. and Pagalajar, M. C., 2001, "A real-coded genetic algorithm for training recurrent neural network," Neural Network, Vol.14, pp. 93-105.

28. Chen, Y. R., Hsieh, S. C. and Liu, C. H., 2010, "Simulation of Stress-Strain Behavior of Saturated Sand in Undrained Triaxial Tests Based on Genetic Adaptive Neural Networks," Electronic Journal of Geotechnical Engineering, EJGE, Vol. 15, Bund. Q, pp.1815-1834.

29. Haralick, R.M., Shaunmmugam, K. and Dinstein I., 1973, "Textural Features for Image Classification", IEEE Trans. On Syst., Man, and

Cybern., 3(3):610-620.

30. ESRI, ArcGIS 9-Using ArcGIS Desktop 2006, Environmental Systems Res. Inst.
31. ERDAS Worldwide Headquarters, 2001, ERDAS IMAGINE Tour Guide, ERDAS.
32. MATLAB, User Guide 2008, The Mathworks.
33. Miller, D. J. and Sias, J., 1998, “Deciphering Large Landslides:Linking Hydrological,Groundwateer and Slope Stability Models Through GIS,” Hydrological Processes 12, pp. 923-941.
34. Chen, Y. R., Chen, J. W., Shih, S. C. and Ni, P. N., 2009, “The Application of Remote Sensing Technology to the Interpretation of Land Use for Rainfall-induced Landslides Based on Genetic Algorithms and Artificial Neural Networks,” IEEE Journal of Selected Topics in Applied Earth Observations and Remote Sensing (JSTARS), Vol. 2, No. 2, pp. 87-95.
35. Varnes, D.J., 1984, “Landslide Hazard Zonation: A Review of Principles and Practice”.UNESCO Press, Paris, p. 63.
36. Bridge Management in Europe “Review of current practice for assessment of structural condition”,1999.
37. Dan M. Frangopol(2010), Industrial Short Course on Reliability Engineering , NTUST, 2010, P47~100.
38. Federal Highway Administration, 12, 1995: Recording and Coding Guide for the Structure Inventory and Appraisal of the Nation’s Bridges.
39. J.S.Kong, D.M. Frangopol, F.ASCE, LIFE PREDICTION OF HIGHWAY BRIDGES WITH OR WITHOUT PREVENTIVE MAINTENANCE, 8TH asce Specialty Conference on Probabilistic Mechanic and Structural Reliability
40. Review of current practice for assessment of structural condition and classification of defects，R. J. Woodward，1999.

41. R. Kumar, P. Gardoni, M. Sanchez-Silva，Effect of cumulative seismic damage and corrosion on the life-cycle cost of reinforced concrete bridges，Earthquake Engineering and structural dynamics 38，P887-905，2009

42. H. Ping Tserng, Chin-Lung Chung(2007), Health assessment and maintenance strategy for bridge management system: lessons learned in Taiwan, Journal of Infrastructure systems,2007/9, p235-246

43. H. Ping Tserng, Samuel Yen-Liang Yin, Chin-Lung Chung(2009), Maintenance Strategy for bridge components on the basis of performance, Journal of performance of constructed,2009/7~8, p234-243

44. Huang, R. Y., Mao, I. S.(2010), Estimation of bridge life cycle maintenance costs using reliability-based model, ISARC 2010, p450-460

45. S. Das，V. K. Gupta,and V. Srimahavishnu，「Damage-based design with no repairs for multiple events and its sensitivity to seismicity model」，(2007)。

46. Chien-Kuo Chiu，「Analysis of Lifetime Losses of Reinforced Concrete Buildings Attacked by Corrosion and Earthquakes Using a Novel Method」，(2012)。

47. S. Das，V. K. Gupta,and V. Srimahavishnu，「Damage-based design with no repairs for multiple events and its sensitivity to seismicity model」，(2007)。

48. Chien-Kuo Chiu，「Analysis of Lifetime Losses of Reinforced Concrete Buildings Attacked by Corrosion and Earthquakes Using a Novel Method」，(2012)。

49. 陳繼藩、徐守道、陳世旺，1997，「應用非監督性類神經網路於 SPOT 衛星影像，分類之研究」，航測及遙測學刊。

50. 陳信雄，1995，山崩地調查與分析，渤海堂。

51. 李錦育，1996，集水區經營，睿煜。

52. 陳信雄、李錦育，1986「山坡地災害調查及其相關因子之研究」，中華林學季刊，18（4），頁.37~43。

53. 張石角，1987，「山坡地潛在危險之預測及其在環境影響評估之應用」，中華水土保持學報 18（2），頁 41~62。

54. 謝正倫，2000，「臺灣地區土石流資料庫之建置與應用」，集水區土砂災害防治與資料庫技術應用推廣研討會論文集，頁 77-92。

55. 周天穎、簡甫任、雷祖強，2003，”知識庫輔助都市地區土地利用變遷偵測之應用”，航測及遙測學刊，第八卷，第一期，頁 67-90。

56. 邵泰璋、史天元，2000，「類神經網路於多光譜影像分類之應用」，航測及遙測學刊，卷 5：1，頁 1-15。

57. 葉怡成，2000，類神經網路模式應用與實作，儒林，臺北。

58. 蘇木村、張孝德，2001，機器學習：類神經網路、模糊系統以及基因演算法則，二版，臺北市，全華。

59. 行政院農業委員會水土保持局，2003，遙測技術在山崩地、土石流及坡地管理應用計畫，頁 3-5。

60. 瀨尾克美、船崎昌継（1973），「土砂害(主に土石流的被害)と降雨量について」,砂防学会誌(新砂防)，26（2）（通巻 89 号）：pp.22-28.

61. 陳怡睿，陳景文，謝舜傑，倪柏寧，2008，「類神經網路與基因演算法應用於土地開發因子與坡地土砂災害之評估模式建置」，第六屆海峽兩岸山地災害暨環境保育學術研討會論文光碟，逢甲大學，臺中。

62. 陳怡睿、陳景文、謝舜傑、倪柏寧、陳盈秀，2009，「基因演算法自動演化類神經網路技術應用於坡地土砂災害評估模式之建置」，2009 臺灣地理資訊學會暨學術研討會論文集光碟。

63. 陳怡睿，謝舜傑，陳景文，倪柏寧，2010，「基因演算法自動演化

類神經網路應用於山崩災害之評估」，Journal of Chinese Soil and Water Conservation，中華水土保持學報，第 41 卷，第 1 期，pp. 61-72。

64. 鄭明淵，2007，「臺灣山區道路邊坡災害防治最佳化之研究---子計畫: 道路邊坡山崩潛勢分析及災損風險評估(III)」，行政院國家科學委員會補助專題研究計畫，計畫編號：NSC 96－ 2625－Z－011－002。

65. 蘇文瑞、蔡元芳、 林立偉、 陳怡臻，2010，「國民小學天然災害風險評估之研究 一以土石流、洪水、地震為例」，華岡地理學報，第 25 期，pp. 21-35。

66. 國家災害防救科技中心，2008，『精進颱洪災害應變預警技術技術報告』。

67. 國家災害防救科技中心，2009，『颱洪災害風險評估方法之建立技術報告』。

68. 陳韻如、林聖琪、王俞婷、李宗融，2011，「山區道路崩塌災害潛勢評估」，臺灣公路工程，第 37 卷」第 1 期」，pp.5-24。

69. 李維峰、林秉賢、李漢鑑、連惠邦，2010，「山區道路崩塌風險前世評估-以台 14 線為例」，港灣報導。

70. 國道新建工程局，2000，「邊坡坍滑案例回饋設計之研究」，臺北。

71. 水土保持局、中華水土保持學會，2005，「水土保持手冊-工程篇」。

72. 交通部公路總局第三區養護工程處，2010，「台 24 線 24K~48K（三地門鄉達來村至霧臺鄉阿禮村）簡報」。

73. 陳進發，2010，「從橋梁之流域管理與山區公路之風險管理談公路總局之百年防汛」，臺灣公路工程第 37 卷第 6 期。

74. 吳淵洵、周南山，2000，「臺灣山區道路邊坡災害及搶修處理工法之探討」，臺灣公路工程第 32 卷第 12 期。

75. 何泰源，2006，「臺灣山區公路建設與環境保護之工程技術」，臺灣

公路工程期刊，第 32 卷第 15 期。

76. 黃安斌、林志平、董家鈞、廖志中、潘以文，2002，「道路邊坡高效能監測系統研發與崩塌預警基準制訂」，交通部研究計畫。

77. 李秉乾、許盈松、許懷後，2004，「山區道路邊坡監測系統自動化及緊急臨時通報系統研發」，交通部。

78. 中國土木水利工程學會，「橋梁檢測方法與應用」，科技圖書，2010。

79. 日本構造物診斷技術協會，混凝土構造物的健全度診斷技術開發報告書，1994。

80. 王仲宇，「橋梁的健康診斷」，科學發展(第 434 期，18 -23 頁)，2009。

81. 王仲宇，連惠邦，楊明德，李維峰，「訂定跨河橋梁橋基沖刷檢測作業規範(草案)之研究」(第二次期中報告書)，2010。

82. 王仲宇主編，橋樑安全維護檢測手冊(草案)，交通部，研究報告，2002。

83. 交通部，公路養護手冊，2003。

84. 臺灣世曦，公路橋梁耐震能力評估即補強工程可行性研究，公路總局，2009。

85. 李有豐、林安彥，橋梁檢測評估與補強，全華科技圖書，2000。

86. 李有豐、謝尚賢，「建立橋梁檢測制度方法及準則之研究」，交通部運輸研究所，2002。

87. 林俊豪，橋梁構件破壞狀態值預測及優選排序模式之研究，中央大學碩士論文，1999。

88. 沈永年，曾明生，鄭傳璋，「橋樑非破壞目視檢測法與自立陸橋實例」，,第二屆鋪面工程師生研究成果發表會論文集(P.135-P.144)，2001。

89. 周健捷、蔣偉寧、唐治平、董必正，「機械手臂技術與橋梁結構安全檢測之應用」，內政部營建署，研究報告，2000。

90. 延允中，「橋梁維護管理機制、成效查核與經費編列探討-以公路總局為例」，國立中央大學土木工程研究所，碩士論文，2004

91. 邱毅宗，王俊穎，宋裕祺，「考量基礎沖刷之橋梁耐震能力評估及補強」，第十屆中華民國結構工程研討會論文，2010。

92. 崔國強，林志明，「橋梁檢測之探討—以宜專一線公路多望橋為例」，臺灣林業(14-24)，2008。

93. 張國鎮、蔡益超、張荻薇、宋裕祺、廖文義、柴駿甫、洪曉慧、劉光晏、吳弘明、戚樹人、陳彥豪，「公路橋梁耐震能力評估及補強準則之研究」，國家地震工程研究中心，報告編號:NCREE-09-028，2009。

94. 張耀文，「高屏溪斜張橋劣化評估系統之建立」，國立雲林科技大學營建工程系，碩士班論文，2004。

95. 許文政、黃榮堯，「橋梁生命週期成本評估-構件劣化預測模式之研究」，國立中央大學營建管理研究所，碩士論文，2005。

96. 陳永銘、許阿明，「臺灣與美國之橋梁檢測系統與制度」，臺灣公路工程 34 卷，2008。

97. 陳永銘、許阿明，臺灣與美國之橋梁檢測系統與制度，臺灣公路工程，第 34 卷，第 10 期，2008。

98. 陳昱源，「應用地電阻影像法探測墩基深度之初步研究」，成功大學土木工程學系，碩士論文，2008。

99. 陳清泉，「公路橋梁檢測評估」，臺灣營建研究中心，1996。

100. 陳俊仲，臺灣地區橋梁管理系統維護管理決策支援模組之建立-以公路總局為例，中央大學碩士論文，2007。

101. 陳屏甫，國道預力混凝土橋與鋼橋生命週期成本評估個案之研究，中央大學碩士論文，2005。

102. 曾惠斌、鍾金龍，「我國橋樑維護管理績效評估之探討」，臺灣大

學臺大工程學刊，2002。

103. 楊振翰，「臺灣地區橋梁維護管理現況與未來發展策略之研究」，國立中央大學營建管理研究所，碩士論文，2004

104. 廖家禎，「拱橋與π型橋目視檢測評估方法之研究」，中央大學營建管理研究所，碩士論文，2007。

105. 劉效堯、蔡鍵、劉暉，橋梁損傷診斷，人民交通出版社，2002。

106. 財團法人臺灣營建研究院，高速公路橋梁延壽評估及案例分析委託研究計畫，高公局，2004

107. 財團法人臺灣營建研究院，橋梁生命週期成本評估方法與結構使用年限之建立 II，交通部，2003

108. 蔣偉寧、戴忠、莫若楫、唐治平，「震後橋樑結構快速診斷手冊之建立與震後橋樑快速補強手段」，行政院公共工程委員會，1999。

109. 連夷佐，橋梁維護管理生命週期成本評估模式之研究，中央大學碩士論文，2003。

110. 羅國峯，倪勝火，黃烟宏，「應用透地雷達與超震波法於老舊橋梁橋墩基礎非破壞檢測」，臺灣公路工程(第 34 卷，第 5 期，2-16 頁)，2008。

111. 國震中心，公路橋梁地震早期損失評估資料庫建置與模組開發之研究，港灣中心，2011。

112. 饒珉菘、陳俊杉、謝尚賢，“應用無線技術於橋樑檢測管理之研究”，第七屆中華民國結構工程研討會，2002。

113. 中興工程，橋梁殘餘壽齡與保全評估決策模式之研發(1/4)，交通部運輸研究所，2011。

114. 黃榮堯、許鎧麟，「橋梁生命週期成本評估方法與結構使用年限之建立（2/2）」，交通部，臺北，2003。

115. 林慧敏，「社會成本問題之研究」，大同商專學報，第六期，1993。

116. 張毓文,「場址特性分析及最大加速度衰減模式校正」,碩士論文，國立中央大學，(2002) 。

117. 詹皓凱,「加速度地動潛勢預估」，碩士論文，國立中央大學，(2008)。

118. 許京穎,「臺灣潛勢地震之發生機率評估」，碩士論文，國立中央大學，(2008) 。

119. 鄭明淵等,「橋梁通阻檢測分析模式建立研究」，交通部運輸研究所，(2011) 。

120. 溫國樑、簡文郁、張毓文,「最具潛勢及歷史災害地震之強地動模擬」，國家地震工程研究中心，(2005)。

121. 張國鎮 、張荻薇、 黃震興、 宋裕祺 、廖文義 、柴駿甫 、鄧崇任 、劉光晏、 洪曉慧 、陳長佑,「公路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究」，國家地震工程研究中心，(2007)。

122.「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」，交通部公路總局，(2009) 。

123. 張毓文,「場址特性分析及最大加速度衰減模式校正」,碩士論文，國立中央大學，(2002) 。

124. 詹皓凱,「加速度地動潛勢預估」，碩士論文，國立中央大學，(2008)。

125. 許京穎 ，「臺灣潛勢地震之發生機率評估」，碩士論文，國立中央大學，(2008) 。

126. 生態與防災工程研究中心,「橋梁通阻檢測分析模式建立研究」，交通部運輸研究所，(2011) 。

127. 溫國樑、簡文郁、張毓文,「最具潛勢及歷史災害地震之強地動模擬」，國家地震工程研究中心，(2005)。

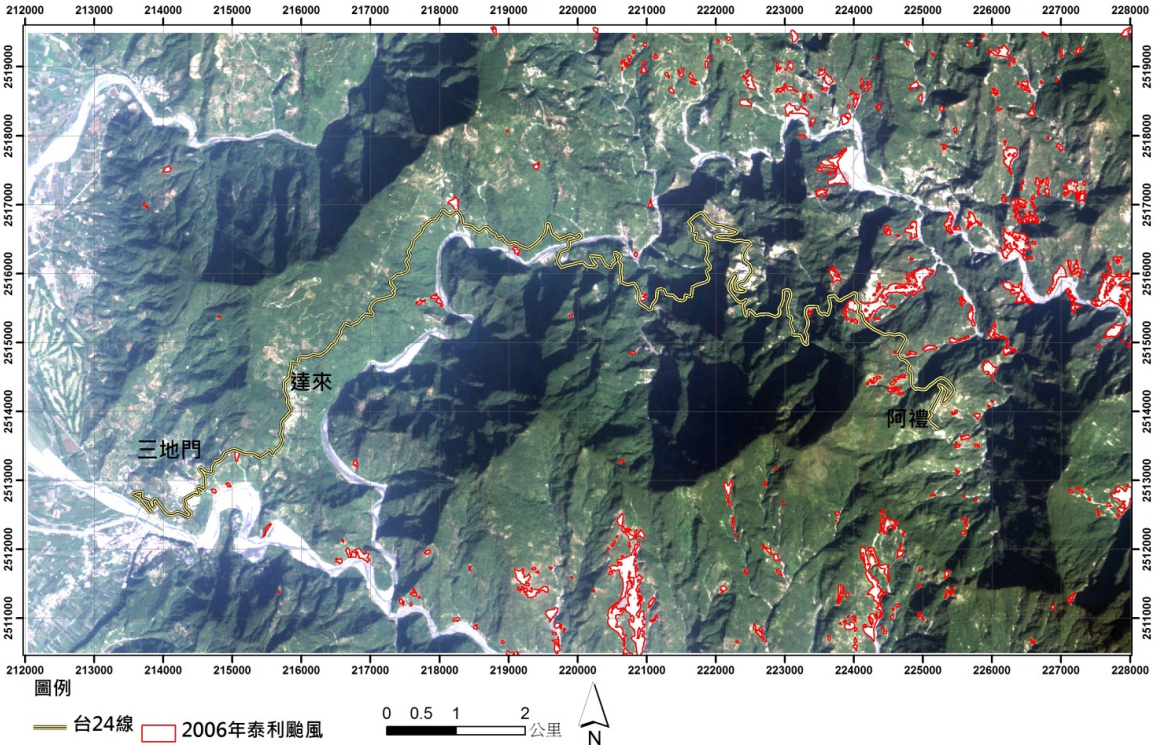
128.張國鎮 、張荻薇、 黃震興、 宋裕祺 、廖文義 、柴駿甫 、鄧崇

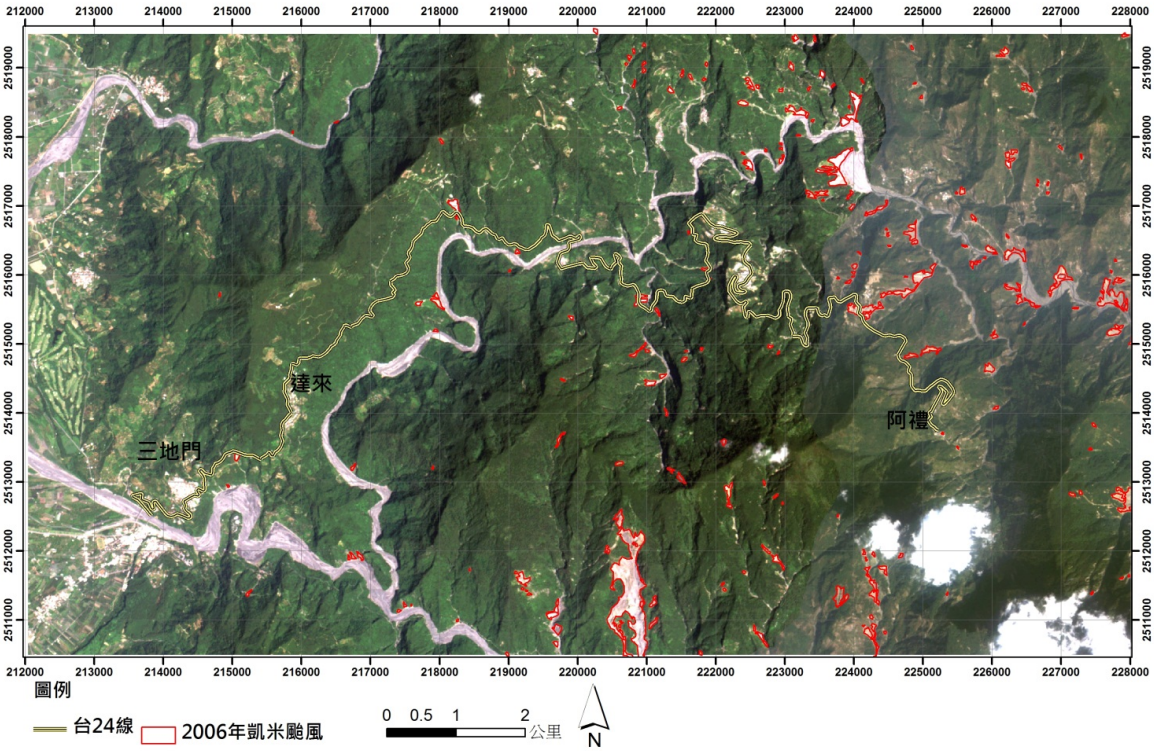
任 、劉光晏、 洪曉慧 、陳長佑，「公路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究」，國家地震工程研究中心，(2007)。

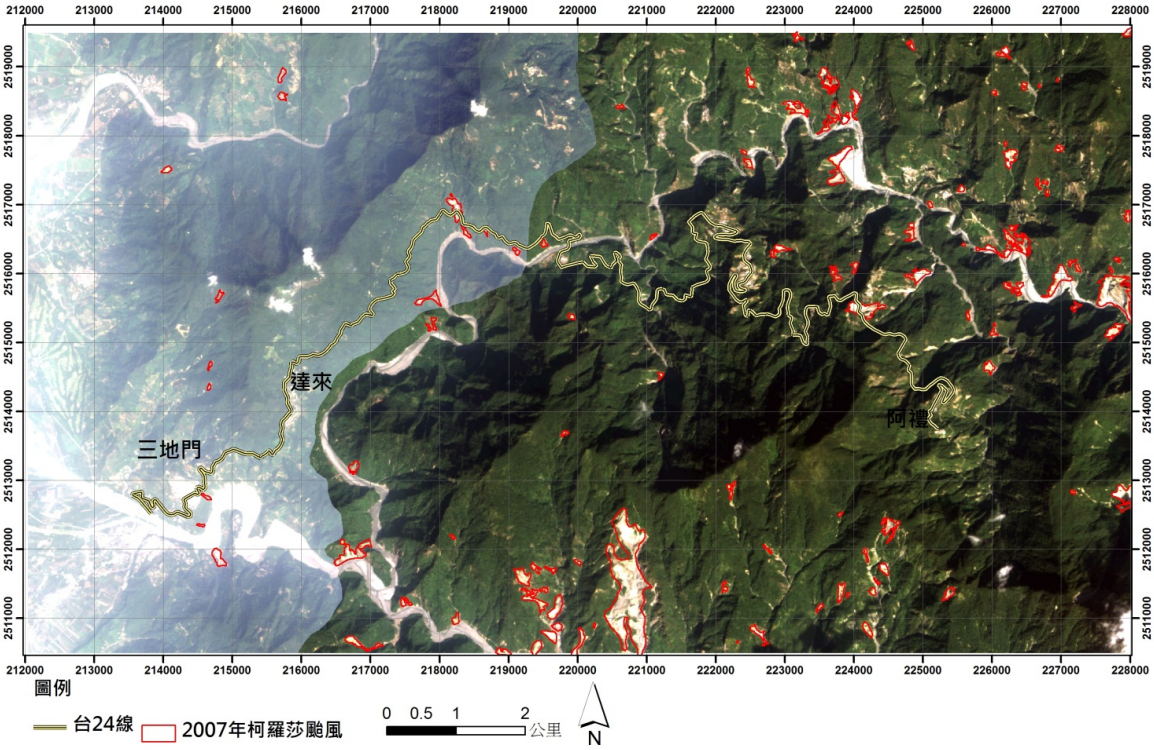
129. 「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」，交通部公路總局，(2009) 。

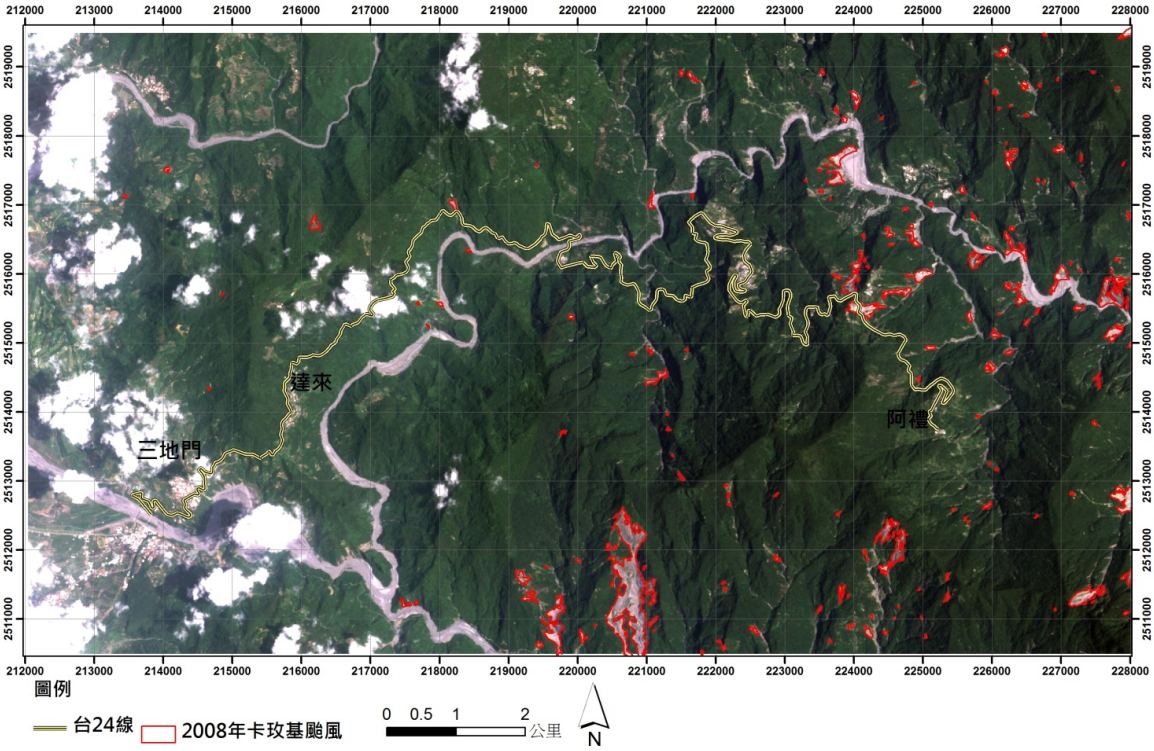
附錄一

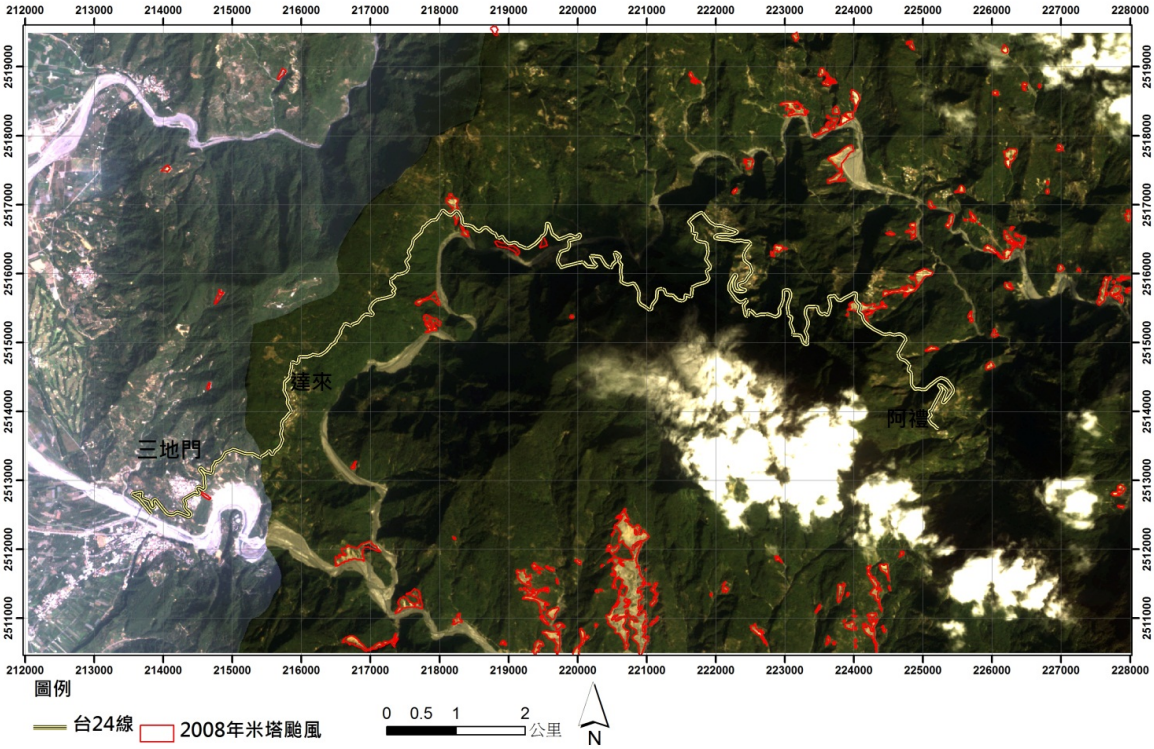
山崩目錄建置成果

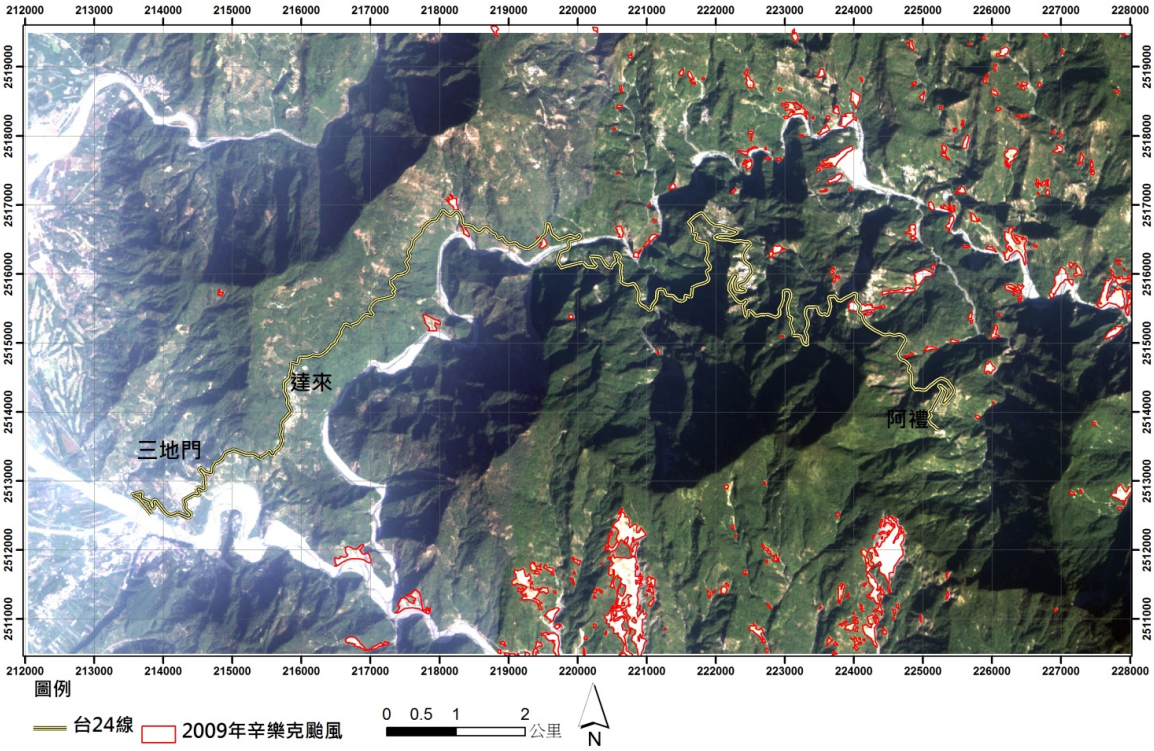

212000 213000 214000 215000 216000 217000 218000 219000 220000 221000 222000 223000 224000 225000 226000 227000 228000
2519000 2518000 2517000 2516000 2515000 2514000 2513000 2512000 2511000
達來
三地門
阿禮
圖例
台24線
2006年泰利颱風
0 0.5 1 2 公里
N

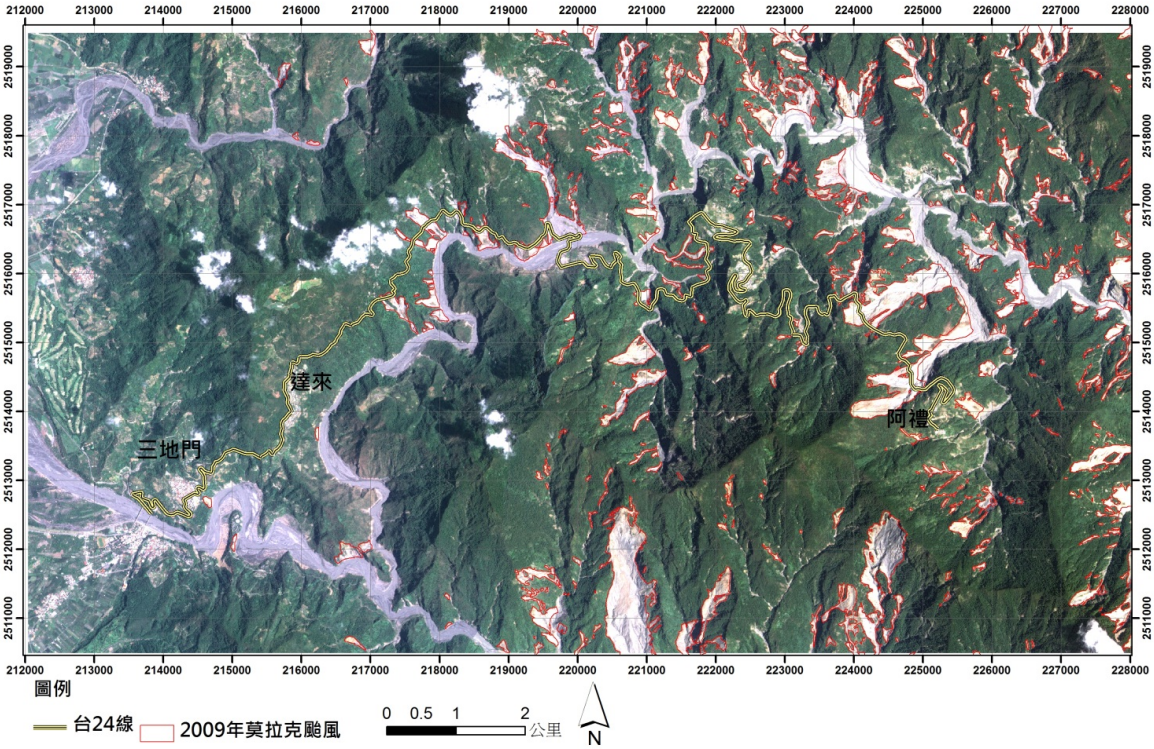

212000 213000 214000 215000 216000 217000 218000 219000 220000 221000 222000 223000 224000 225000 226000 227000 228000
2519000 2518000 2517000 2516000 2515000 2514000 2513000 2512000 2511000
達來
三地門
阿禮
圖例
台24線
2006年凱米颱風
0 0.5 1 2 公里
N

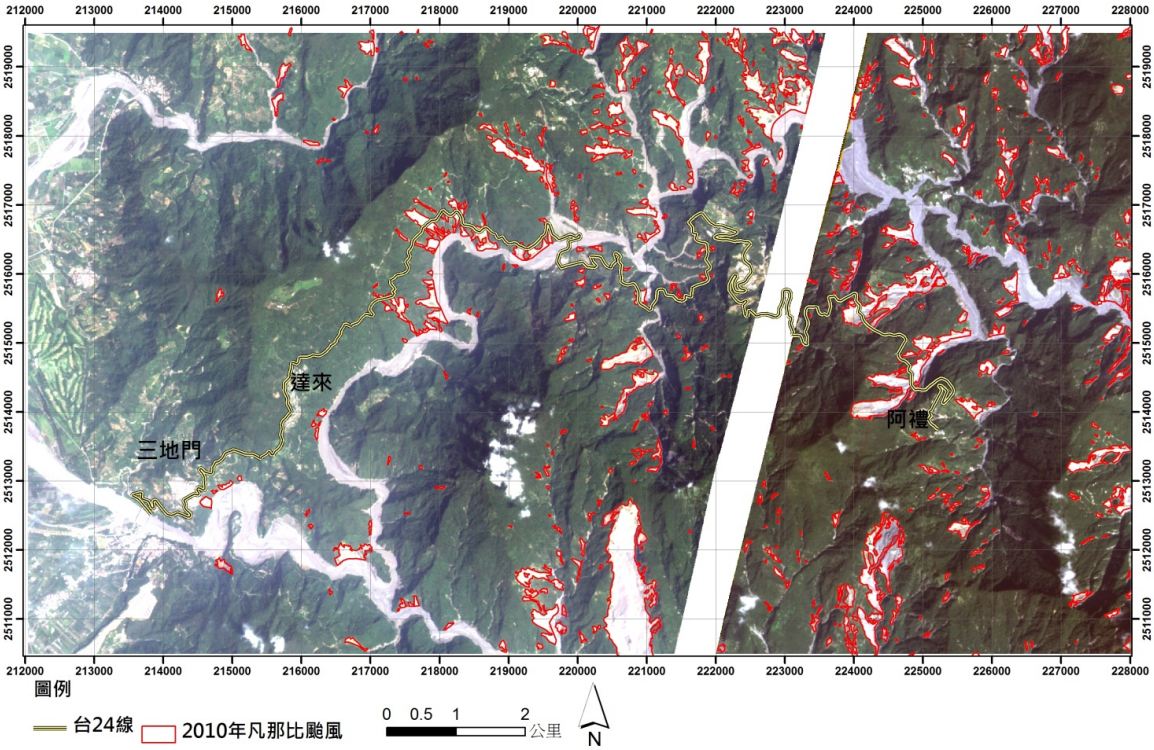

達來
三地門
阿禮
圖例
台24線
2007年柯羅莎颱風
0 0.5 1 2 公里
N

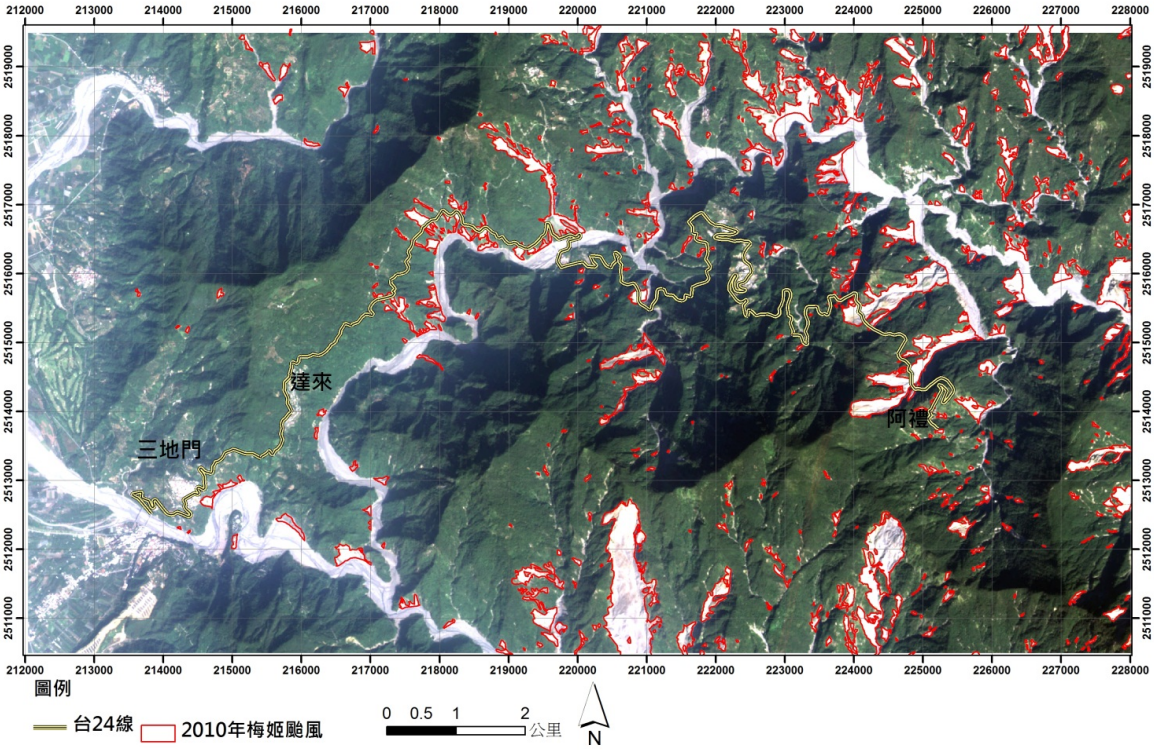

達來
三地門
阿禮
圖例
台24線
2008年卡玫基颱風
0 0.5 1 2 公里
N

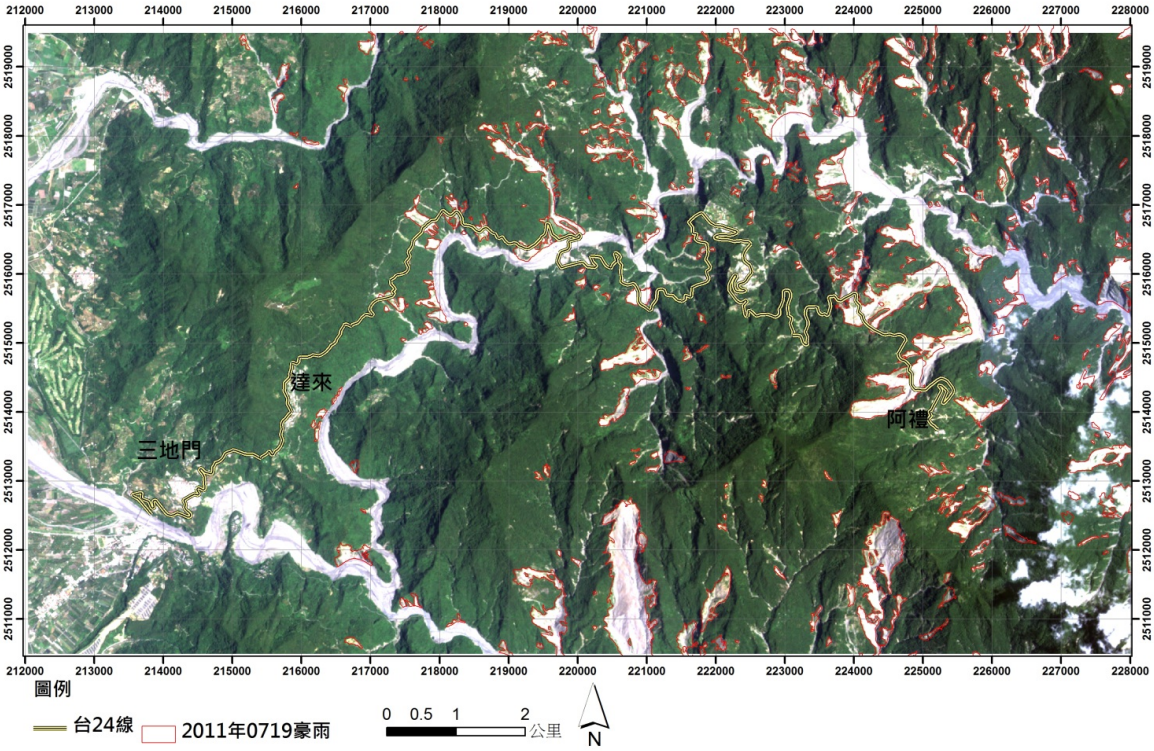

達來
三地門
阿禮
圖例
台24線
2008年米塔颱風
0 0.5 1 2
公里
N

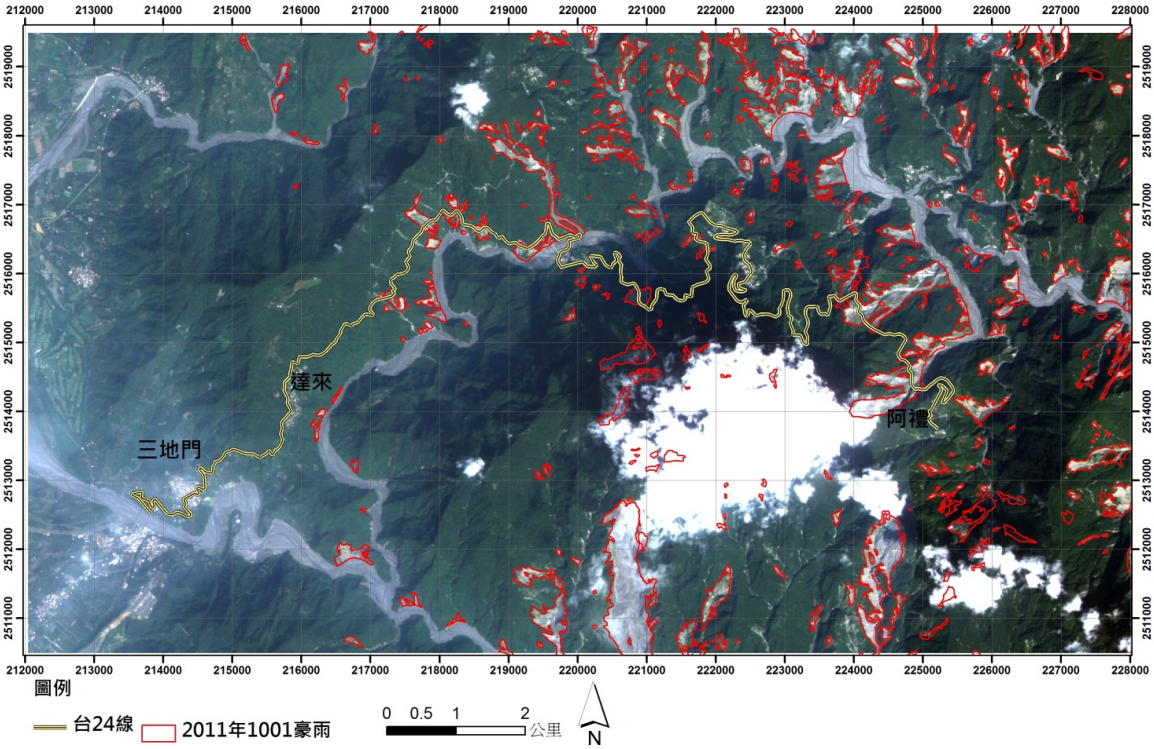

達來
三地門
阿禮
圖例
台24線
2009年辛樂克颱風
0 0.5 1 2
公里
N

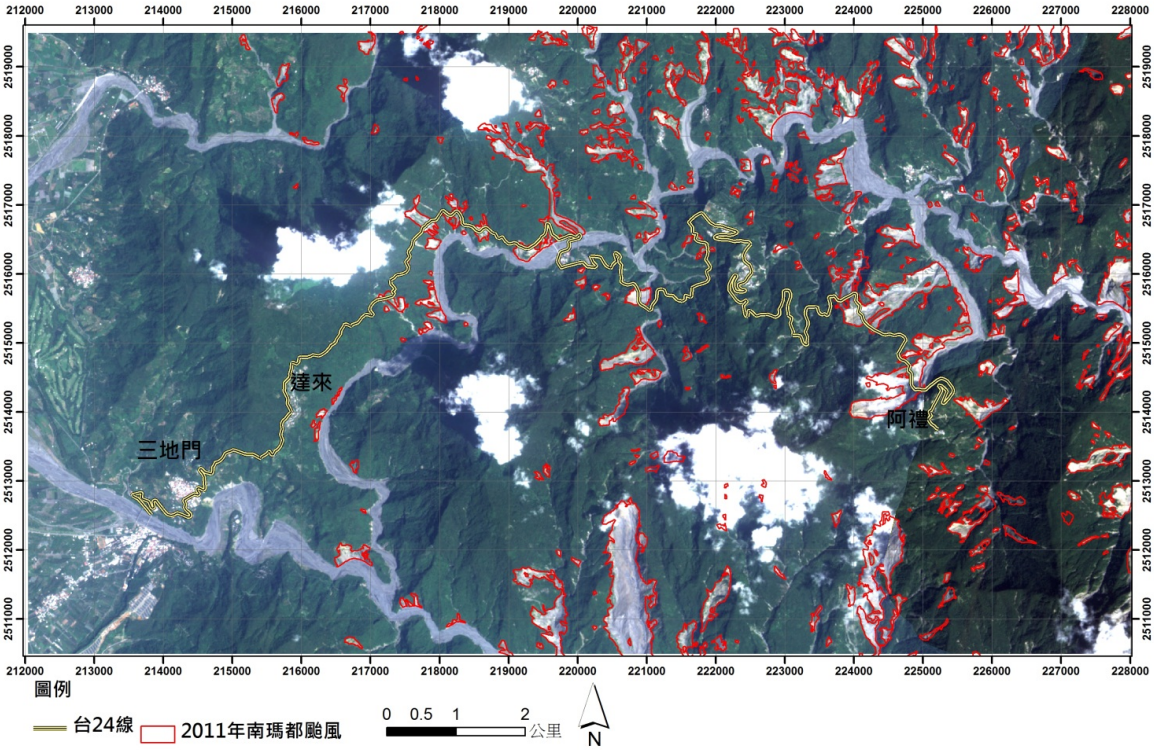

達來
三地門
阿禮
圖例
台24線
2009年莫拉克颱風
0 0.5 1 2 公里
N


達來
三地門
阿禮
圖例
台24線
2010年凡那比颱風
0 0.5 1 2 公里
N


達來
三地門
阿禮
圖例
台24線
2010年梅姬颱風
0 0.5 1 2
公里
N


達來
三地門
阿禮
圖例
台24線
2011年0719豪雨
0 0.5 1 2
公里
N


達來
三地門
阿禮
圖例
台24線
2011年1001豪雨
0 0.5 1 2
公里
N


達來
三地門
阿禮
圖例
台24線
2011年南瑪都颱風
0 0.5 1 2
公里
N

附錄二

易致災路段風險分析結果

編號	起始樁號	結束樁號	路段長度(公尺)	主要災害類型	上邊坡災害潛勢(S)	下邊坡災害潛勢(S)	損失程度(L)	發生機率(P)	上邊坡災害風險(R)	下邊坡災害風險(R)
1	20K+000	20K+800	800	河岸侵蝕	0.13	0.47	0.19	0.17	0.035	0.124
2	20K+800	20K+950	150	河岸侵蝕	0.13	0.13	0.04	0.17	0.007	0.007
3	20K+950	23K+085	2135	無	0.07	0.07	0.52	0.02	0.006	0.006
4	23K+085	23K+600	515	河岸侵蝕	0.13	0.27	0.13	0.17	0.023	0.046
5	23K+600	24K+010	410	順向坡	0.33	0.60	0.31	0.17	0.142	0.255
6	24K+010	24K+500	490	岩體滑動	0.27	0.27	0.37	0.17	0.135	0.135
7	24K+500	24K+640	140	蝕溝	0.13	0.13	0.03	0.04	0.001	0.001
8	24K+640	24K+730	90	無	0.07	0.07	0.02	0.02	0.000	0.000
9	24K+730	24K+800	70	無	0.07	0.07	0.02	0.02	0.000	0.000
10	24K+800	24K+980	180	無	0.07	0.07	0.04	0.02	0.000	0.000
11	24K+980	25K+500	520	順向坡	0.40	0.40	0.13	0.17	0.069	0.069
12	25K+500	25K+900	400	蝕溝	0.47	0.47	0.10	0.04	0.015	0.015
13	25K+900	26K+230	330	岩體滑動	0.40	0.40	0.08	0.17	0.044	0.044
14	26K+230	26K+310	80	岩體滑動	0.40	0.40	0.02	0.17	0.011	0.011
15	26K+310	26K+400	90	岩體滑動	0.40	0.40	0.02	0.17	0.012	0.012
16	26K+400	26K+740	340	蝕溝	0.40	0.40	0.08	0.04	0.011	0.011
17	26K+740	27K+340	600	岩體滑動	0.47	0.47	0.15	0.17	0.093	0.093
18	27K+340	27K+460	120	岩體滑動	0.40	0.40	0.03	0.17	0.016	0.016
19	27K+460	27K+730	270	岩體滑動	0.60	0.60	0.07	0.17	0.054	0.054
20	27K+730	27K+830	100	岩屑崩滑	0.33	0.40	0.02	0.17	0.011	0.013

編號	起始樁號	結束樁號	路段長度(公尺)	主要災害類型	上邊坡災害潛勢(S)	下邊坡災害潛勢(S)	損失程度(L)	發生機率(P)	上邊坡災害風險(R)	下邊坡災害風險(R)
21	27K+830	28K+000	170	岩體滑動	0.13	0.33	0.04	0.17	0.008	0.019
22	28K+000	28K+120	120	岩體滑動	0.40	0.40	0.03	0.17	0.016	0.016
23	28K+120	28K+350	230	岩體滑動	0.53	0.40	0.06	0.17	0.041	0.030
24	28K+350	28K+510	160	蝕溝	0.33	0.33	0.04	0.04	0.004	0.004
25	28K+510	28K+950	440	順向坡	0.33	0.33	0.11	0.17	0.049	0.049
26	28K+950	29K+060	110	岩屑崩滑	0.13	0.27	0.03	0.17	0.005	0.010
27	29K+060	29K+180	120	順向坡	0.40	0.40	0.03	0.17	0.016	0.016
28	29K+180	29K+430	250	岩體滑動	0.40	0.40	0.06	0.17	0.033	0.033
29	29K+430	29K+880	450	岩體滑動	0.87	0.87	0.73	0.17	0.860	0.860
30	29K+880	30K+000	120	岩體滑動	0.87	0.87	0.19	0.17	0.229	0.229
31	30K+000	30K+050	50	土石流	0.40	0.40	0.08	0.04	0.011	0.011
32	30K+050	30K+200	150	岩屑崩滑	0.40	0.40	0.24	0.17	0.132	0.132
33	30K+200	30K+260	60	岩屑崩滑	0.40	0.40	0.10	0.17	0.053	0.053
34	30K+260	30K+290	30	土石流	0.80	0.80	0.05	0.04	0.013	0.013
35	30K+290	30K+430	140	岩屑崩滑	0.47	0.47	0.23	0.17	0.144	0.144
36	30K+430	30K+690	260	岩屑崩滑	0.67	0.67	0.42	0.17	0.382	0.382
37	30K+690	30K+750	60	岩屑崩滑	0.80	0.80	0.10	0.17	0.106	0.106
38	30K+750	30K+830	80	土石流	0.53	0.53	0.13	0.04	0.023	0.023
39	30K+830	30K+900	70	蝕溝	0.33	0.53	0.02	0.04	0.002	0.003
40	30K+900	30K+940	40	蝕溝	0.13	0.27	0.01	0.04	0.000	0.001

編號	起始樁號	結束樁號	路段長度(公尺)	主要災害類型	上邊坡災害潛勢(S)	下邊坡災害潛勢(S)	損失程度(L)	發生機率(P)	上邊坡災害風險(R)	下邊坡災害風險(R)
41	30K+940	31K+000	60	蝕溝	0.27	0.27	0.01	0.04	0.001	0.001
42	31K+000	31K+085	85	蝕溝	0.27	0.27	0.02	0.04	0.002	0.002
43	31K+085	31K+175	90	無	0.13	0.13	0.02	0.02	0.000	0.000
44	31K+175	31K+295	120	無	0.13	0.13	0.03	0.02	0.001	0.001
45	31K+295	31K+500	205	岩屑崩滑	0.80	0.80	0.05	0.17	0.054	0.054
46	31K+500	31K+900	400	順向坡	0.87	0.87	0.10	0.17	0.115	0.115
47	31K+900	32K+700	800	土石流	0.80	0.93	0.19	0.04	0.051	0.059
48	32K+700	33K+100	400	河岸侵蝕	0.13	0.73	1.00	0.17	0.182	1.000
49	33K+100	33K+650	550	岩屑崩滑	0.20	0.13	0.13	0.17	0.036	0.024
50	33K+650	33K+700	50	岩屑崩滑	0.20	0.13	0.01	0.17	0.003	0.002
51	33K+700	33K+800	100	土石流	0.53	0.53	0.03	0.04	0.005	0.005
52	33K+800	33K+900	100	岩屑崩滑	0.20	0.20	0.03	0.17	0.007	0.007
53	33K+900	33K+950	50	土石流	0.47	0.47	0.01	0.04	0.002	0.002
54	33K+950	34K+060	110	岩屑崩滑	0.33	0.47	0.03	0.17	0.013	0.018
55	34K+060	34K+400	340	無	0.07	0.07	0.09	0.02	0.001	0.001
56	34K+400	34K+650	250	無	0.07	0.07	0.06	0.02	0.001	0.001
57	34K+650	34K+735	85	岩屑崩滑	0.20	0.20	0.02	0.17	0.006	0.006
58	34K+735	34K+820	85	岩屑崩滑	0.27	0.27	0.02	0.17	0.008	0.008
59	34K+820	35K+110	290	岩屑崩滑	0.33	0.33	0.08	0.17	0.034	0.034
60	35K+110	35K+235	125	土石流	0.60	0.60	0.03	0.04	0.006	0.006

編號	起始樁號	結束樁號	路段長度(公尺)	主要災害類型	上邊坡災害潛勢(S)	下邊坡災害潛勢(S)	損失程度(L)	發生機率(P)	上邊坡災害風險(R)	下邊坡災害風險(R)
61	35K+235	35K+350	115	岩屑崩滑	0.60	0.60	0.03	0.17	0.024	0.024
62	35K+350	35K+640	290	岩體滑動	0.73	0.73	1.00	0.17	1.000	1.000
63	35K+640	35K+810	170	岩體滑動	0.73	0.73	0.04	0.17	0.044	0.044
64	35K+810	35K+870	60	土石流	0.33	0.33	0.02	0.04	0.002	0.002
65	35K+870	36K+180	310	岩屑崩滑	0.67	0.67	0.08	0.17	0.073	0.073
66	36K+180	36K+210	30	岩屑崩滑	0.33	0.33	0.01	0.17	0.004	0.004
67	36K+210	36K+320	110	岩屑崩滑	0.33	0.33	0.03	0.17	0.013	0.013
68	36K+320	36K+500	180	岩屑崩滑	0.40	0.40	0.05	0.17	0.026	0.026
69	36K+500	36K+585	85	岩屑崩滑	0.33	0.33	0.02	0.17	0.010	0.010
70	36K+585	36K+680	95	岩屑崩滑	0.47	0.47	0.02	0.17	0.016	0.016
71	36K+680	36K+740	60	土石流	0.67	0.67	0.02	0.04	0.003	0.003
72	36K+740	36K+865	125	無	0.07	0.07	0.03	0.02	0.000	0.000
73	36K+865	36K+900	35	土石流	0.47	0.47	0.01	0.04	0.001	0.001
74	36K+900	36K+950	50	無	0.07	0.07	0.01	0.02	0.000	0.000
75	36K+950	37K+170	220	岩屑崩滑	0.47	0.47	0.06	0.17	0.036	0.036
76	37K+170	37K+250	80	土石流	0.47	0.47	0.02	0.04	0.003	0.003
77	37K+250	37K+350	100	岩屑崩滑	0.33	0.47	0.03	0.17	0.012	0.017
78	37K+350	37K+440	90	蝕溝	0.33	0.47	0.02	0.04	0.003	0.004
79	37K+440	37K+500	60	岩屑崩滑	0.47	0.47	0.02	0.17	0.010	0.010
80	37K+500	37K+680	180	岩屑崩滑	0.60	0.60	0.05	0.17	0.038	0.038

編號	起始樁號	結束樁號	路段長度(公尺)	主要災害類型	上邊坡災害潛勢(S)	下邊坡災害潛勢(S)	損失程度(L)	發生機率(P)	上邊坡災害風險(R)	下邊坡災害風險(R)
81	37K+680	37K+800	120	岩屑崩滑	0.60	0.60	0.03	0.17	0.026	0.026
82	37K+800	37K+940	140	無	0.07	0.07	0.04	0.02	0.000	0.000
83	37K+940	38K+085	145	岩屑崩滑	0.33	0.40	0.04	0.17	0.017	0.021
84	38K+085	38K+275	190	落石	0.20	0.20	0.05	0.17	0.013	0.013
85	38K+275	38K+450	175	岩屑崩滑	0.33	0.40	0.05	0.17	0.021	0.025
86	38K+450	38K+670	220	無	0.07	0.07	0.06	0.02	0.001	0.001
87	38K+670	39K+500	830	落石	0.07	0.07	0.22	0.17	0.020	0.020
88	39K+500	39K+950	450	落石	0.40	0.27	0.12	0.17	0.064	0.043
89	39K+950	40K+050	100	落石	0.27	0.27	0.03	0.17	0.009	0.009
90	40K+050	40K+200	150	順向坡	0.33	0.33	0.04	0.17	0.018	0.018
91	40K+200	40K+500	300	順向坡	0.53	0.53	0.08	0.17	0.057	0.057
92	40K+500	40K+570	70	順向坡	0.33	0.40	0.02	0.17	0.008	0.010
93	40K+570	40K+760	190	順向坡	0.40	0.40	0.05	0.17	0.027	0.027
94	40K+760	41K+820	1060	無	0.13	0.13	0.33	0.02	0.007	0.007
95	41K+820	42K+000	180	岩屑崩滑	0.40	0.40	0.06	0.17	0.030	0.030
96	42K+000	42K+265	265	岩體滑動	0.67	0.67	0.20	0.17	0.178	0.178
97	42K+265	42K+280	15	土石流	0.67	0.67	0.00	0.04	0.001	0.001
98	42K+280	42K+375	95	落石	0.13	0.20	0.03	0.17	0.005	0.008
99	42K+375	42K+475	100	無	0.13	0.13	0.03	0.02	0.001	0.001
100	42K+475	42K+600	125	蝕溝	0.20	0.20	0.04	0.04	0.003	0.003

編號	起始樁號	結束樁號	路段長度(公尺)	主要災害類型	上邊坡災害潛勢(S)	下邊坡災害潛勢(S)	損失程度(L)	發生機率(P)	上邊坡災害風險(R)	下邊坡災害風險(R)
101	42K+600	42K+630	30	土石流	0.40	0.40	0.01	0.04	0.001	0.001
102	42K+630	42K+770	140	落石	0.20	0.13	0.04	0.17	0.012	0.008
103	42K+770	42K+875	105	岩屑崩滑	0.60	0.60	0.03	0.17	0.026	0.026
104	42K+875	42K+950	75	蝕溝	0.13	0.13	0.02	0.04	0.001	0.001
105	42K+950	43K+000	50	無	0.13	0.13	0.02	0.02	0.000	0.000
106	43K+000	43K+190	190	落石	0.27	0.13	0.06	0.17	0.021	0.011
107	43K+190	43K+285	95	無	0.13	0.13	0.03	0.02	0.001	0.001
108	43K+285	43K+640	355	順向坡	0.60	0.60	0.11	0.17	0.089	0.089
109	43K+640	43K+710	70	落石	0.13	0.13	0.02	0.17	0.004	0.004
110	43K+710	44K+000	290	岩屑崩滑	0.87	0.87	0.09	0.17	0.105	0.105
111	44K+000	44K+010	10	土石流	0.87	0.87	0.00	0.04	0.001	0.001
112	44K+010	44K+070	60	岩屑崩滑	0.33	0.87	0.02	0.17	0.008	0.022
113	44K+070	44K+135	65	岩屑崩滑	0.87	0.87	0.02	0.17	0.024	0.024
114	44K+135	44K+415	280	土石流	0.80	0.80	0.09	0.04	0.022	0.022
115	44K+415	44K+515	100	岩屑崩滑	0.33	0.40	0.03	0.17	0.014	0.017
116	44K+515	44K+625	110	落石	0.27	0.13	0.03	0.17	0.012	0.006
117	44K+625	44K+855	230	落石	0.27	0.40	0.07	0.17	0.026	0.039
118	44K+855	45K+000	145	岩屑崩滑	0.13	0.27	0.04	0.17	0.008	0.016
119	45K+000	45K+200	200	岩屑崩滑	0.27	0.27	0.06	0.17	0.022	0.022
120	45K+200	45K+275	75	岩屑崩滑	0.60	0.60	0.02	0.17	0.019	0.019

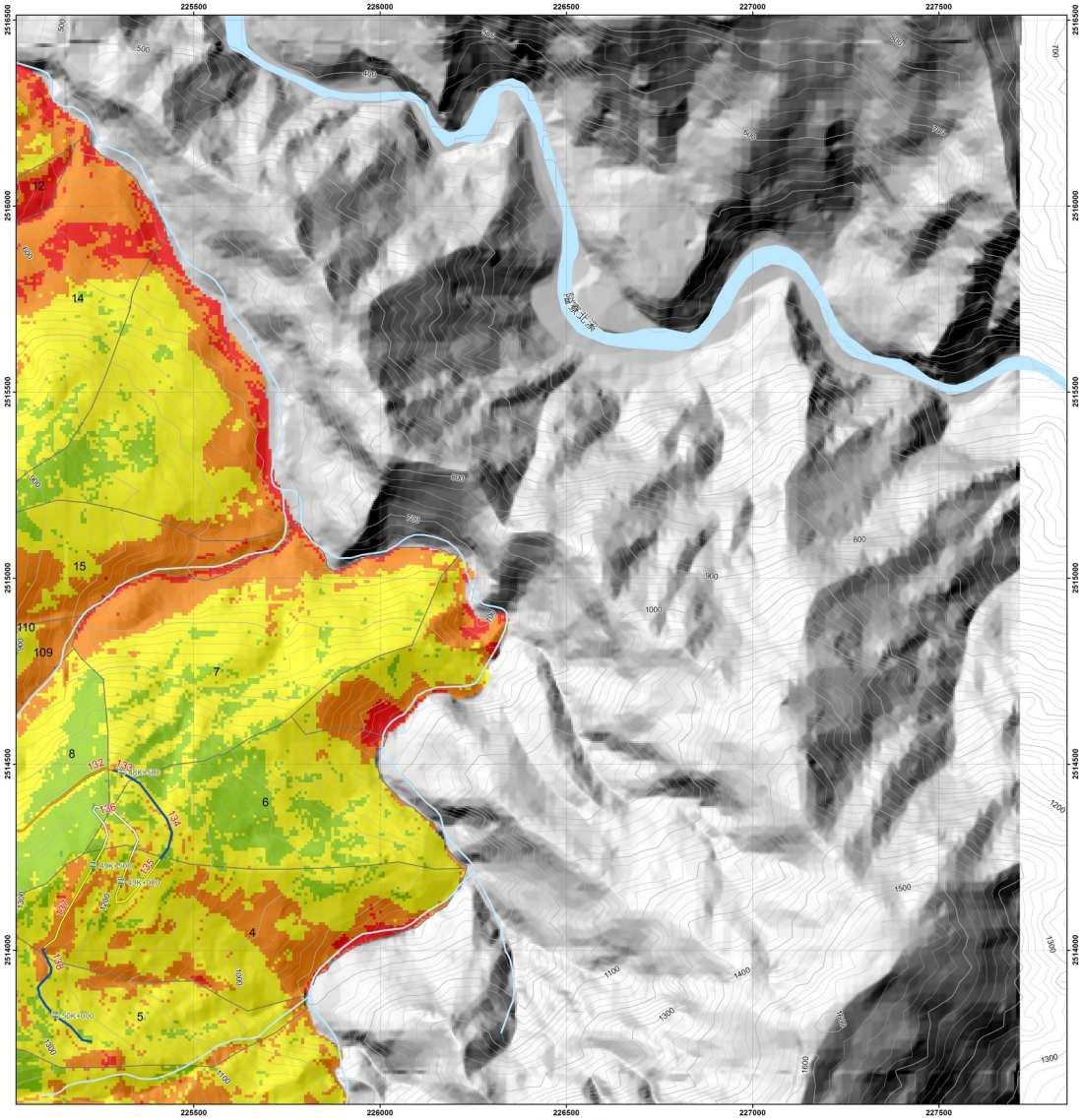
編號	起始樁號	結束樁號	路段長度(公尺)	主要災害類型	上邊坡災害潛勢(S)	下邊坡災害潛勢(S)	損失程度(L)	發生機率(P)	上邊坡災害風險(R)	下邊坡災害風險(R)
121	45K+275	45K+550	275	岩屑崩滑	0.73	0.73	0.08	0.17	0.084	0.084
122	45K+550	45K+750	200	無	0.13	0.13	0.06	0.02	0.001	0.001
123	45K+750	46K+000	250	岩體滑動	0.80	0.80	0.08	0.17	0.084	0.084
124	46K+000	46K+300	300	岩體滑動	0.93	0.93	0.09	0.17	0.117	0.117
125	46K+300	46K+700	400	岩體滑動	0.93	0.93	0.12	0.17	0.156	0.156
126	46K+700	47K+050	350	蝕溝	0.33	0.53	0.11	0.04	0.012	0.019
127	47K+050	47K+200	150	順向坡	0.67	0.67	0.05	0.17	0.042	0.042
128	47K+090	47K+500	410	蝕溝	0.80	0.80	0.13	0.04	0.033	0.033
129	47K+500	47K+645	145	落石	0.33	0.47	0.04	0.17	0.020	0.028
130	47K+645	47K+845	200	岩體滑動	1.00	1.00	0.06	0.17	0.084	0.084
131	47K+845	47K+965	120	岩體滑動	1.00	1.00	0.04	0.17	0.050	0.050
132	47K+965	48K+490	525	岩體滑動	1.00	1.00	0.16	0.17	0.220	0.220
133	48K+490	48K+550	60	岩屑崩滑	0.20	0.20	0.02	0.17	0.005	0.005
134	48K+550	48K+810	260	岩屑崩滑	0.20	0.20	0.08	0.17	0.022	0.022
135	48K+810	49K+115	305	順向坡	0.47	0.47	0.09	0.17	0.060	0.060
136	49K+115	49K+440	325	無	0.13	0.13	0.10	0.02	0.002	0.002
137	49K+440	49K+755	315	順向坡	0.67	0.67	0.10	0.17	0.088	0.088
138	49K+755	50K+100	345	岩屑崩滑	0.60	0.60	0.11	0.17	0.087	0.087

註：各因子皆為正規化結果

附錄三

台 24 線道路山崩潛感圖

圖號：95182001 省道台24線易致災路段山崩潛感圖



圖例

0 0.125 0.25 0.5 公里

72 斜坡單元 易致災路段032 梅姬颱山崩風潛感圖

褶皺

倒轉向斜

倒轉背斜

等高線

水系圖

主要災害類型

落石

岩屑崩滑

岩體滑動

順向坡

蝕溝

土石流

河岸侵蝕

無顯著災害

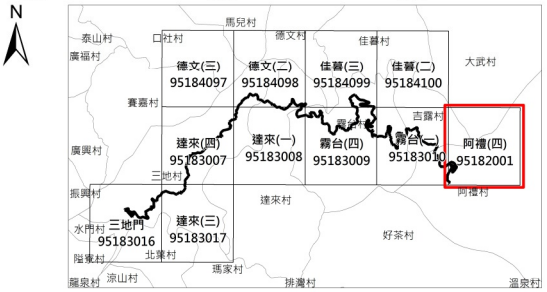
超低潛勢

低潛勢

中潛勢

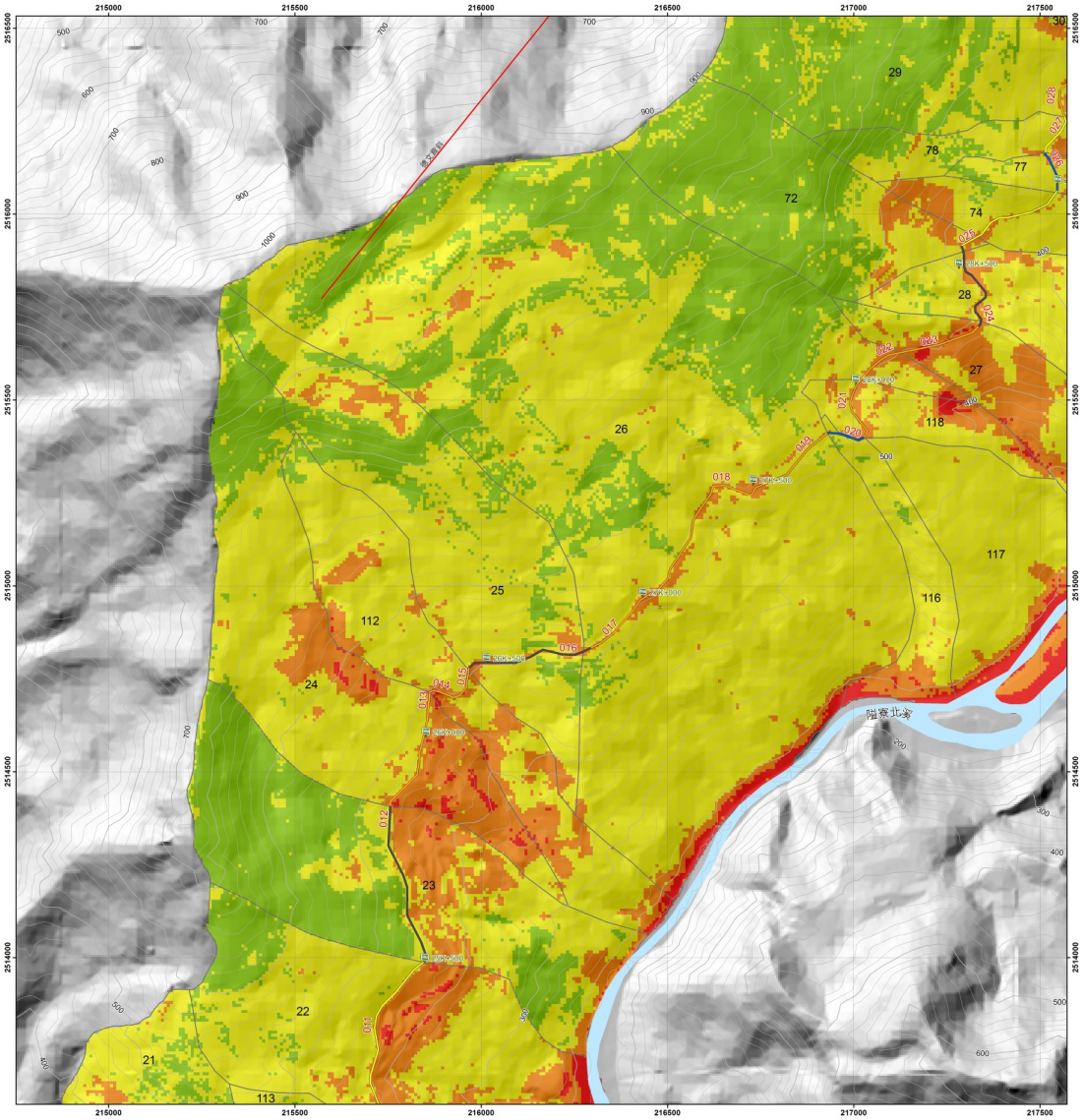
高潛勢

超高潛勢



交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95183007 省道台24線易致災路段山崩潛感圖



圖例

0 0.125 0.25 0.5 公里

72 斜坡單元 易致災路段032

褶皺

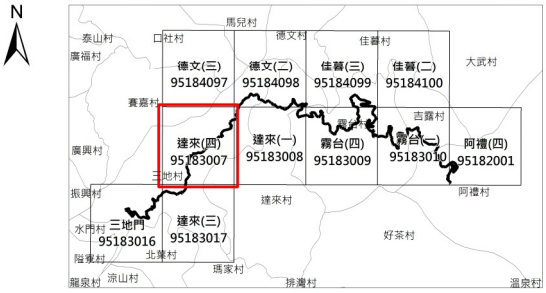
- 倒轉向斜
- 倒轉背斜
- 等高線
- 水系圖

主要災害類型

- 落石
- 岩屑崩滑
- 岩體滑動
- 順向坡
- 蝕溝
- 土石流
- 河岸侵蝕
- 無顯著災害

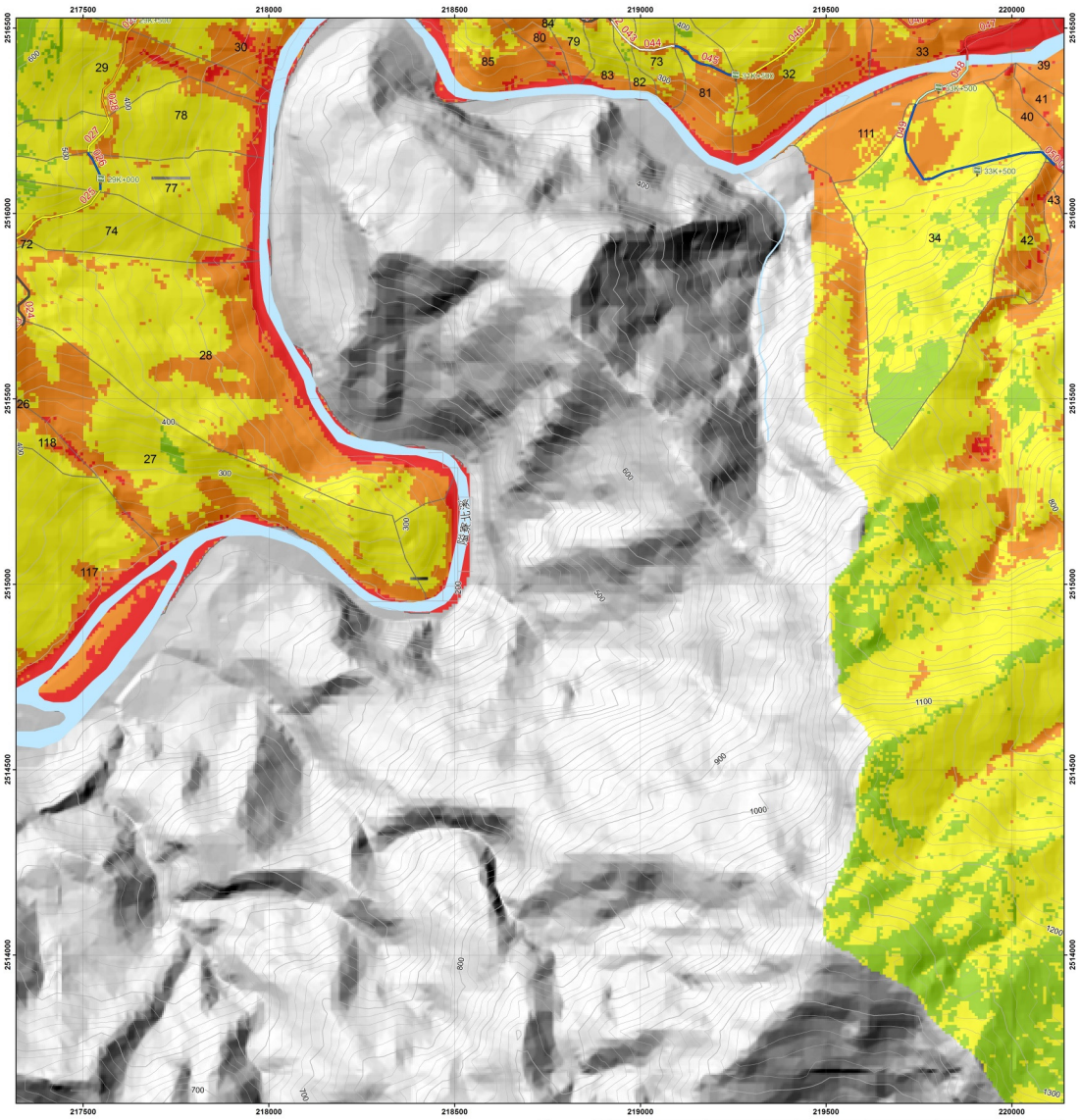
梅姬颱山崩風潛感圖

- 超低潛勢
- 低潛勢
- 中潛勢
- 高潛勢
- 超高潛勢



交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95183008 省道台24線易致災路段山崩潛感圖



圖例

0 0.125 0.25 0.5 公里

72 斜坡單元 易致災路段032

褶皺

倒轉向斜

倒轉背斜

等高線

水系圖

主要災害類型

落石

岩屑崩滑

岩體滑動

順向坡

蝕溝

土石流

河岸侵蝕

無顯著災害

梅姬颱山崩風潛感圖

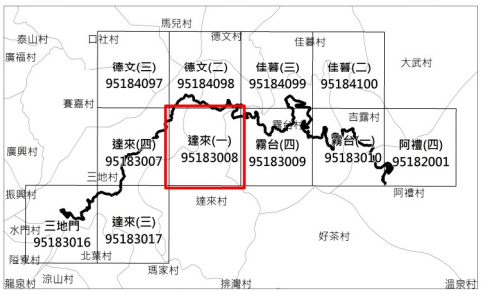
超低潛勢

低潛勢

中潛勢

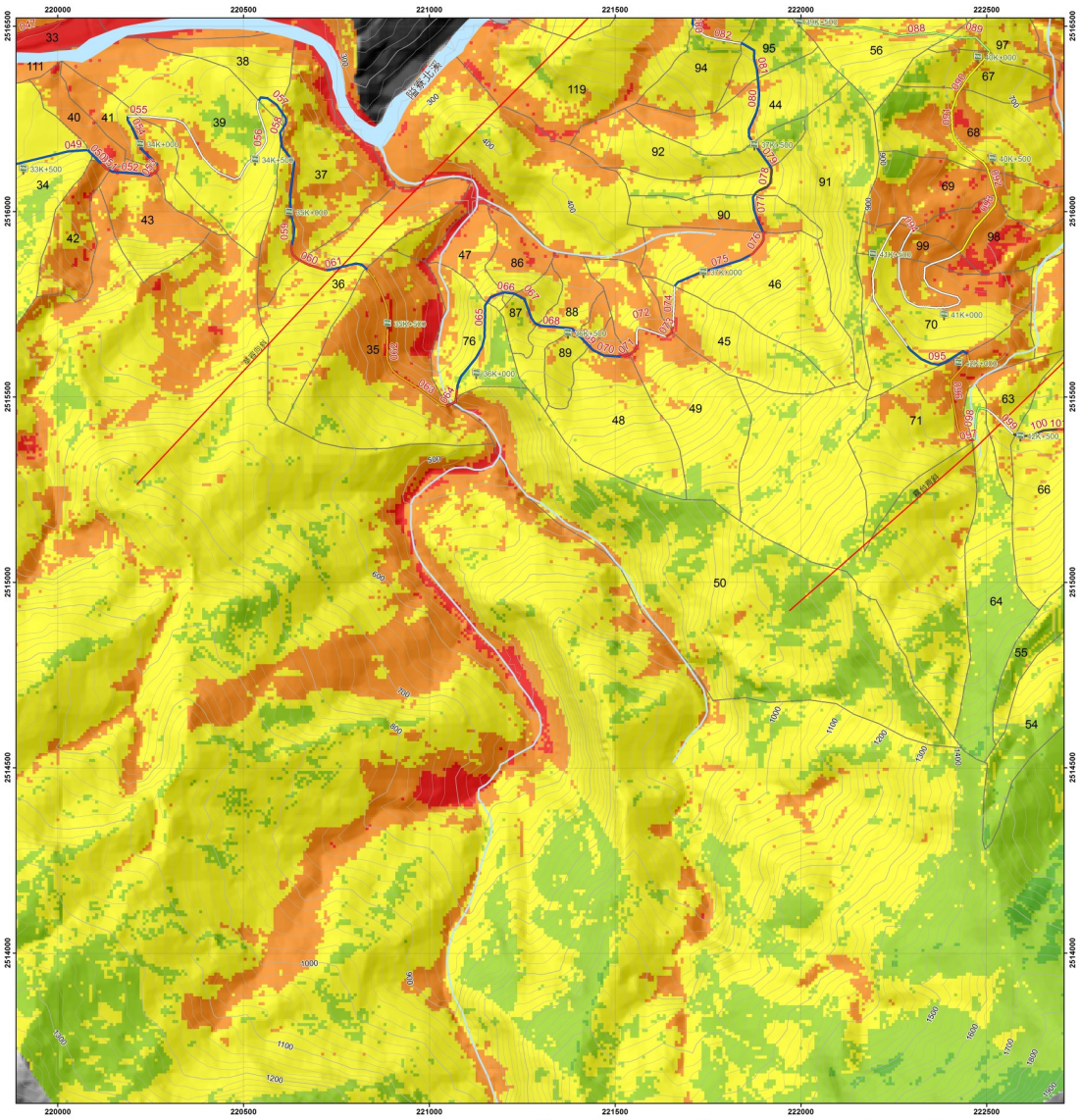
高潛勢

超高潛勢



交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95183009 省道台24線易致災路段山崩潛感圖



圖例

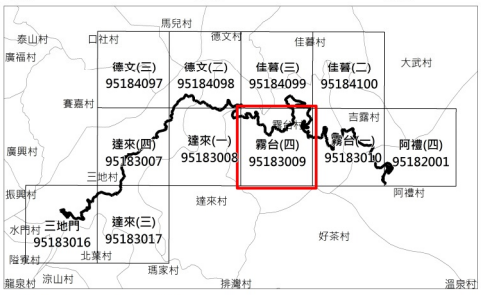
0 0.125 0.25 0.5 公里

72 斜坡單元 易致災路段032

褶皺
- 倒轉向斜
- 倒轉背斜
- 等高線
- 水系圖

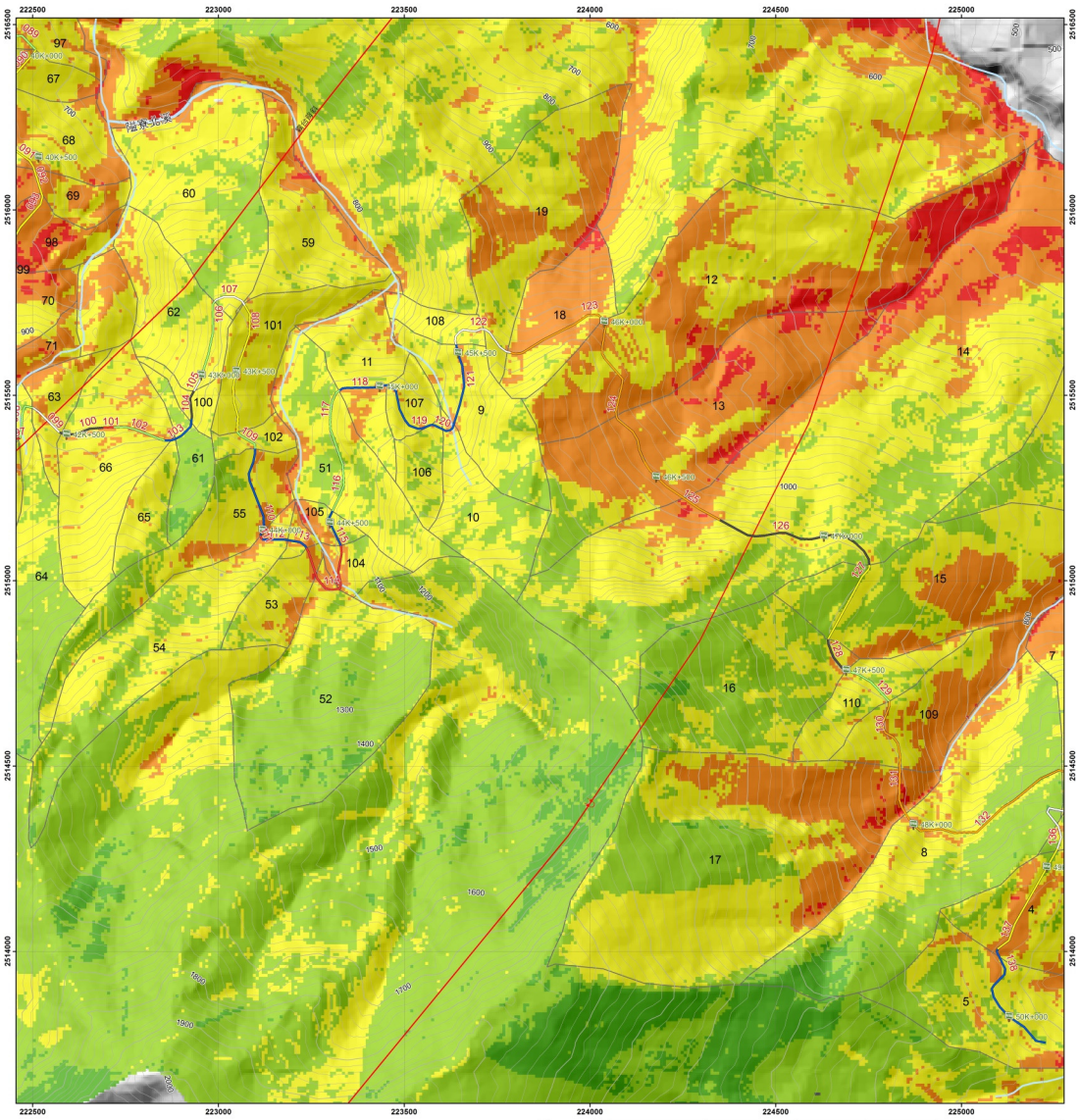
主要災害類型
- 落石
- 岩屑崩滑
- 岩體滑動
- 順向坡
- 蝕溝
- 土石流
- 河岸侵蝕
- 無顯著災害

梅姬颱山崩風潛感圖
- 超低潛勢
- 低潛勢
- 中潛勢
- 高潛勢
- 超高潛勢



交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95183010 省道台24線易致災路段山崩潛感圖



圖例

0 0.125 0.25 0.5 公里

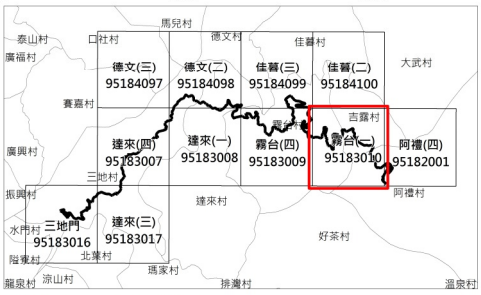
72 斜坡單元 易致災路段032

褶皺
- 倒轉向斜
- 倒轉背斜
- 等高線
- 水系圖

主要災害類型
- 落石
- 岩屑崩滑
- 岩體滑動
- 順向坡
- 蝕溝
- 土石流
- 河岸侵蝕
- 無顯著災害

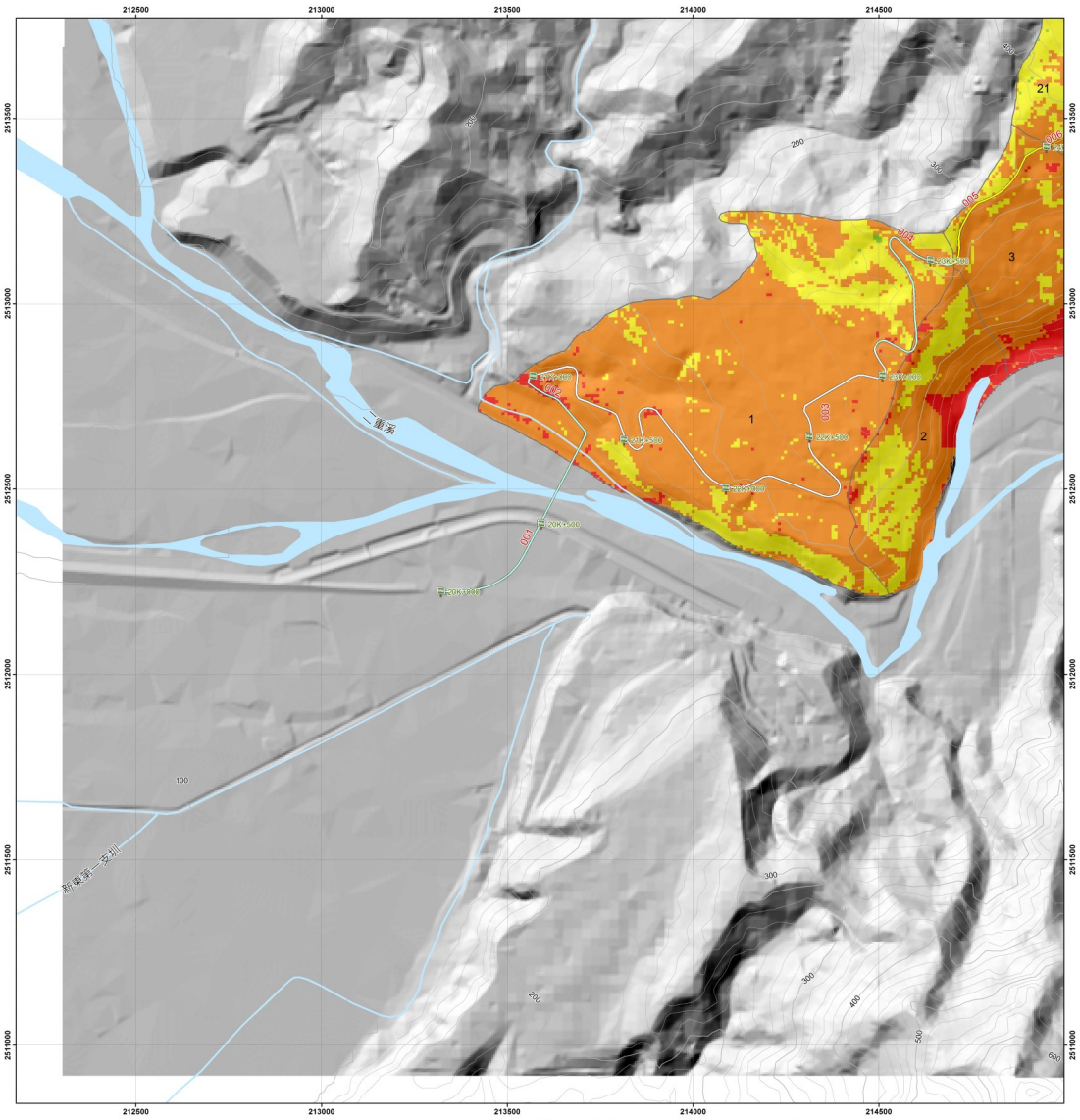
梅姬颱山崩風潛感圖
- 超低潛勢
- 低潛勢
- 中潛勢
- 高潛勢
- 超高潛勢

N



交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95183016 省道台24線易致災路段山崩潛感圖



圖例

0 0.125 0.25 0.5 公里

72 斜坡單元 易致災路段032

褶皺

倒轉向斜

倒轉背斜

等高線

水系圖

主要災害類型

落石

岩屑崩滑

岩體滑動

順向坡

蝕溝

土石流

河岸侵蝕

無顯著災害

梅姬颱山崩風潛感圖

超低潛勢

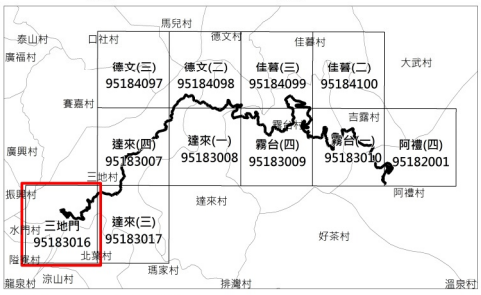
低潛勢

中潛勢

高潛勢

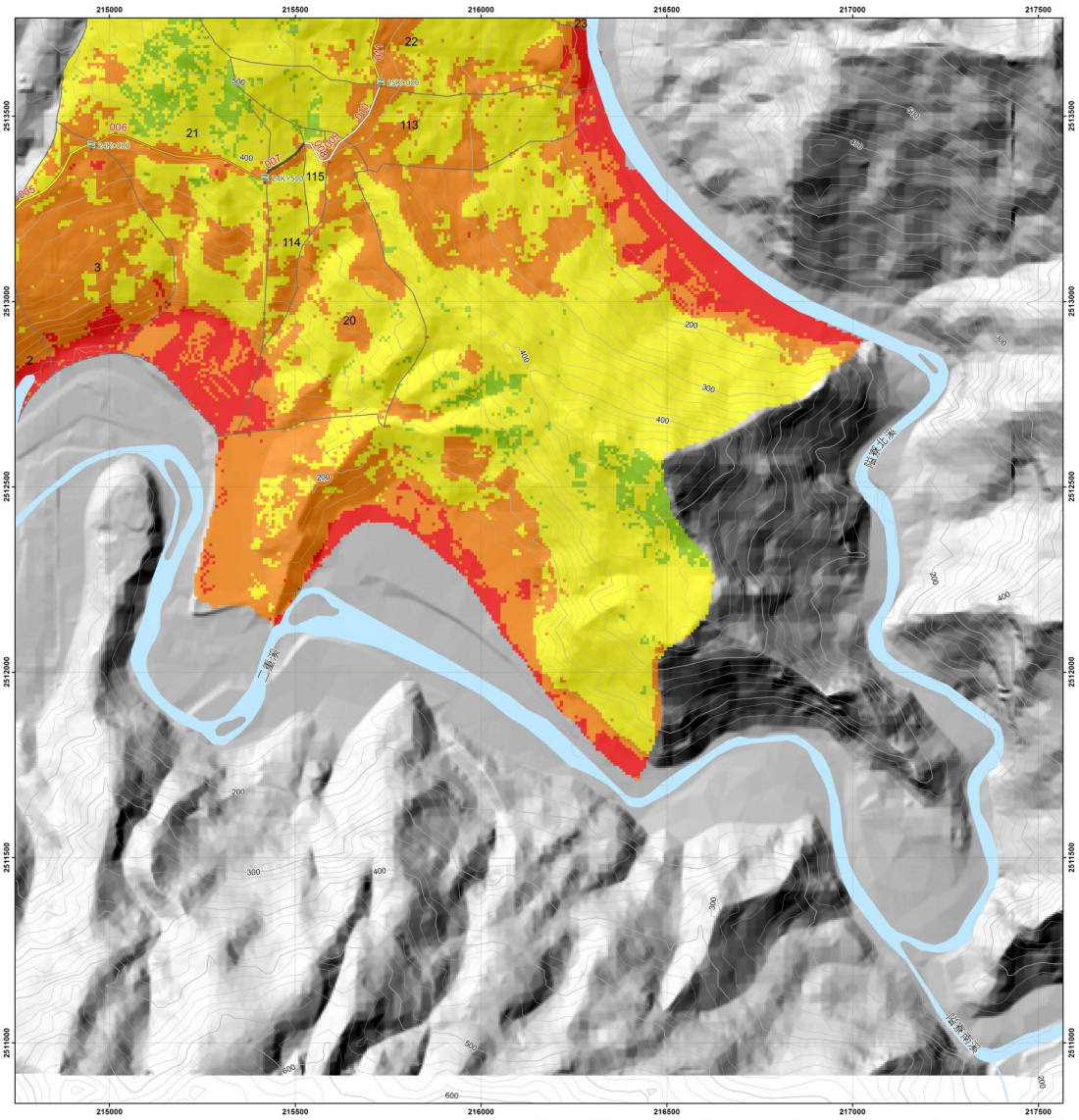
超高潛勢

N



交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95183017 省道台24線易致災路段山崩潛感圖



圖例

0 0.125 0.25 0.5 公里

72 斜坡單元 易致災路段032

褶皺

- 倒轉向斜
- 倒轉背斜
- 等高線
- 水系圖

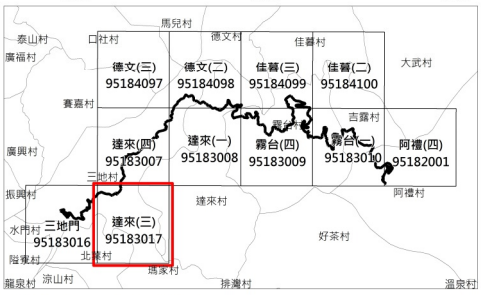
主要災害類型

- 落石
- 岩屑崩滑
- 岩體滑動
- 順向坡
- 蝕溝
- 土石流
- 河岸侵蝕
- 無顯著災害

梅姬颱山崩風潛感圖

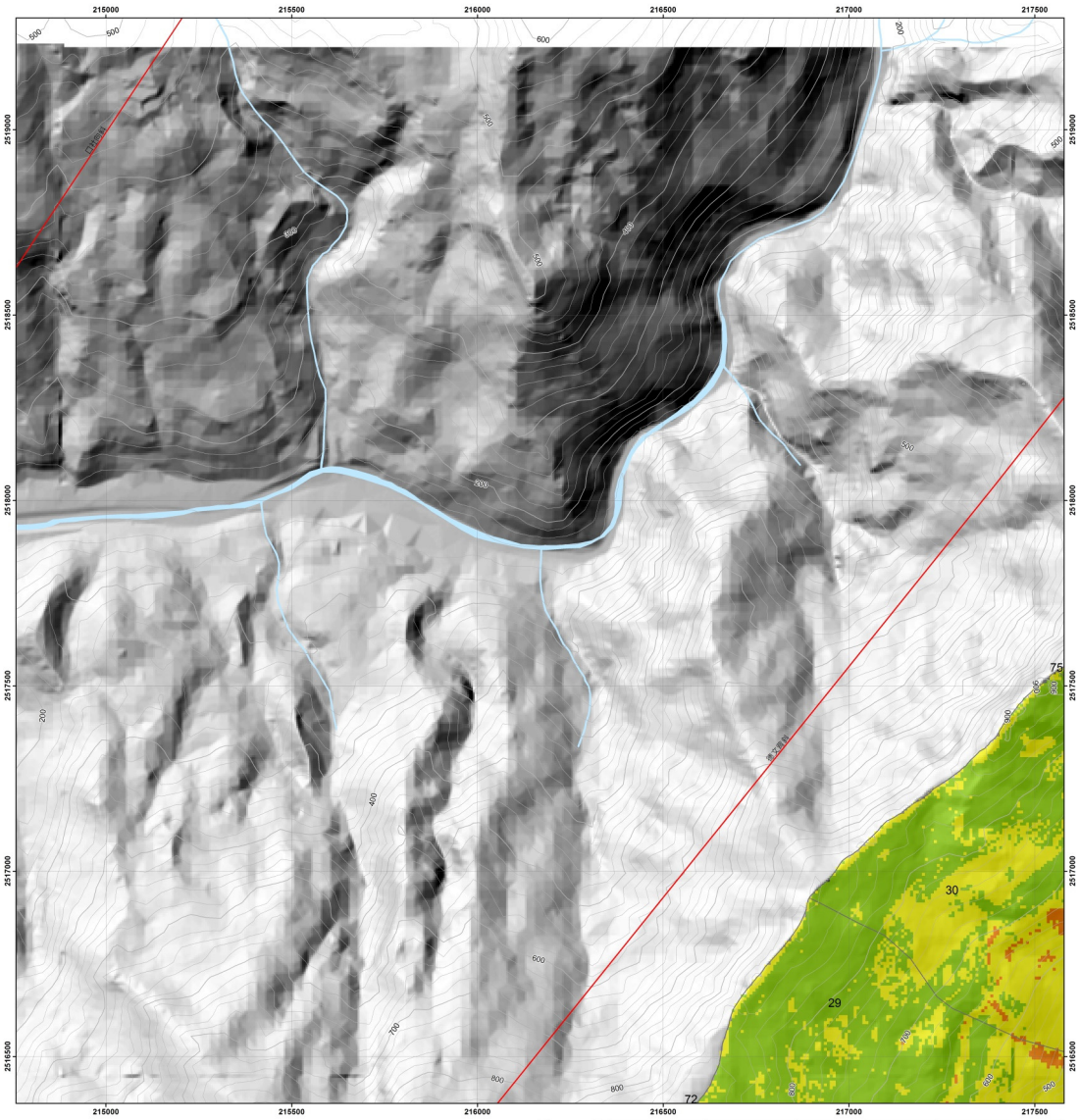
- 超低潛勢
- 低潛勢
- 中潛勢
- 高潛勢
- 超高潛勢

N



交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95184097 省道台24線易致災路段山崩潛感圖



圖例

0 0.125 0.25 0.5 公里

72 斜坡單元 易致災路段032

褶皺

倒轉向斜

倒轉背斜

等高線

水系圖

主要災害類型

落石

岩屑崩滑

岩體滑動

順向坡

蝕溝

土石流

河岸侵蝕

無顯著災害

梅姬颱山崩風潛感圖

超低潛勢

低潛勢

中潛勢

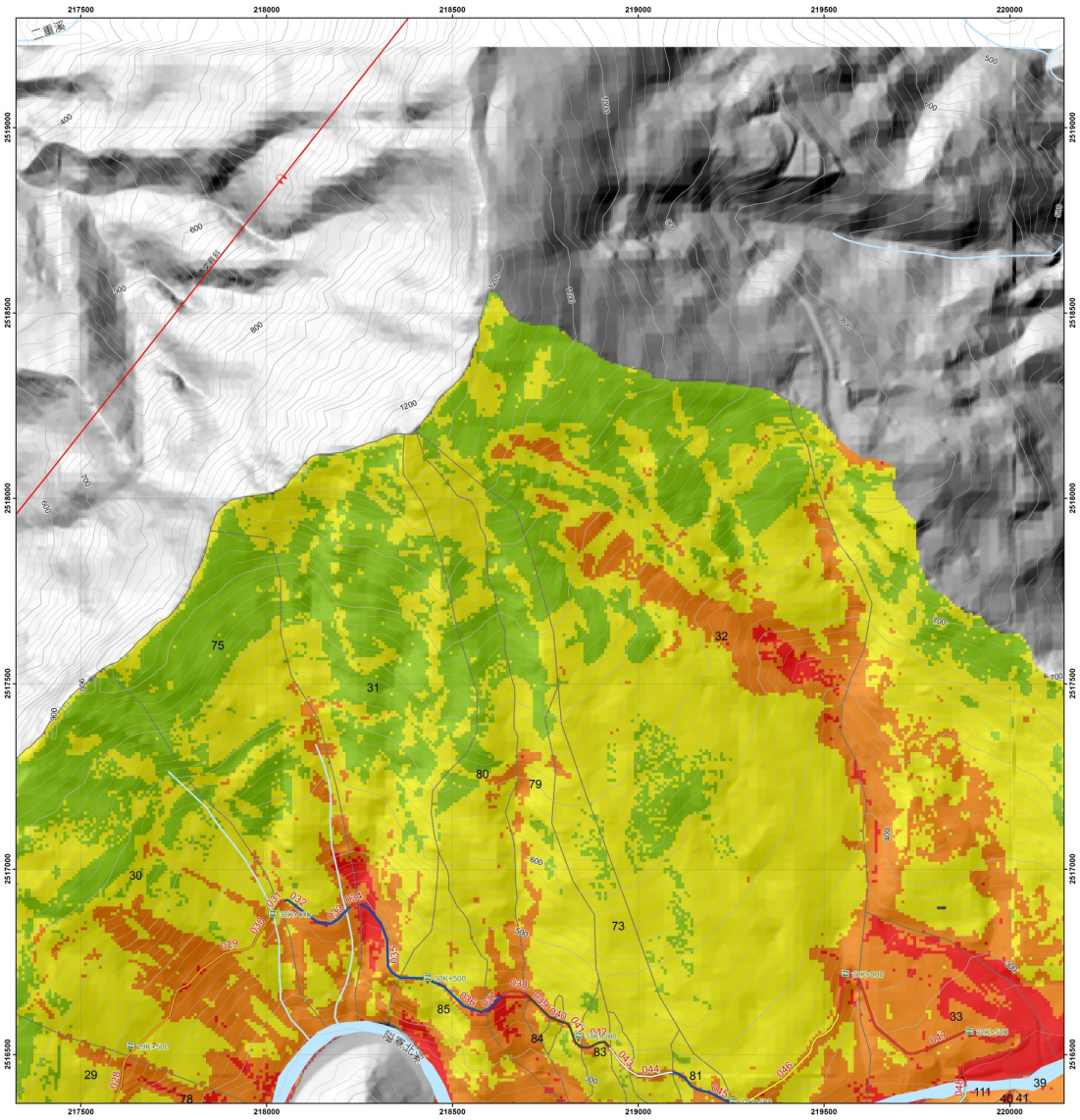
高潛勢

超高潛勢

N

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95184098 省道台24線易致災路段山崩潛感圖



圖例

0 0.125 0.25 0.5 公里

72 斜坡單元

褶皺

倒轉向斜

倒轉背斜

等高線

水系圖

易致災路段032

主要災害類型

落石

岩屑崩滑

岩體滑動

順向坡

蝕溝

土石流

河岸侵蝕

無顯著災害

梅姬颱山崩風潛感圖

超低潛勢

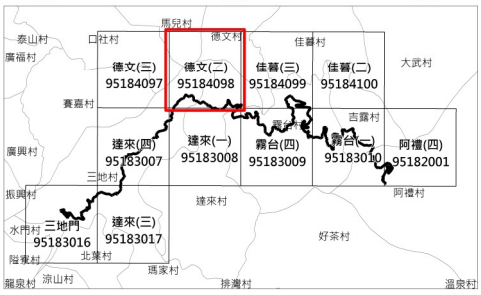
低潛勢

中潛勢

高潛勢

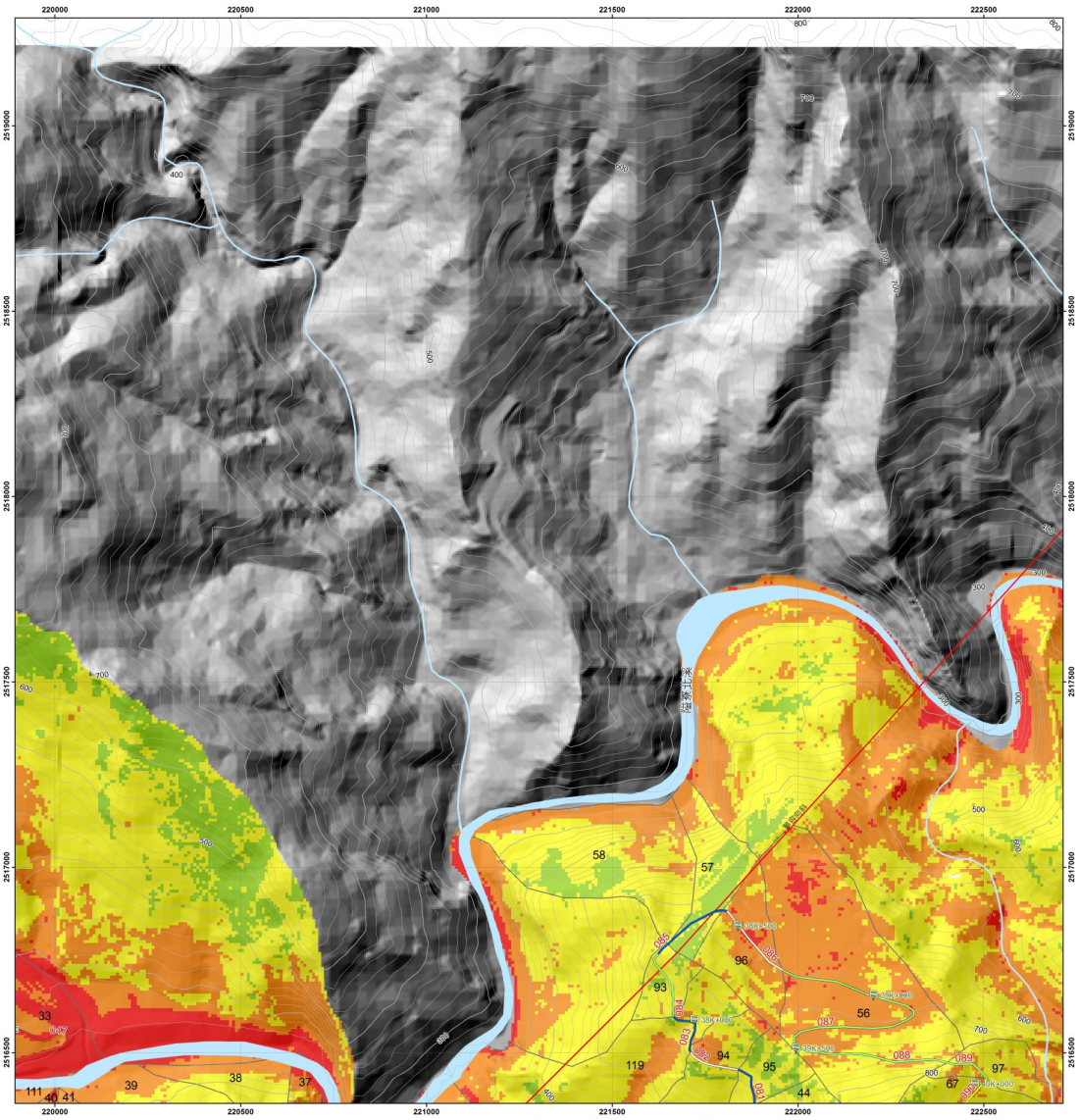
超高潛勢

N



交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95184099 省道台24線易致災路段山崩潛感圖



圖例

0 0.125 0.25 0.5 公里

72 斜坡單元 易致災路段032

褶皺

倒轉向斜

倒轉背斜

等高線

水系圖

主要災害類型

落石

岩屑崩滑

岩體滑動

順向坡

蝕溝

土石流

河岸侵蝕

無顯著災害

梅姬颱山崩風潛感圖

超低潛勢

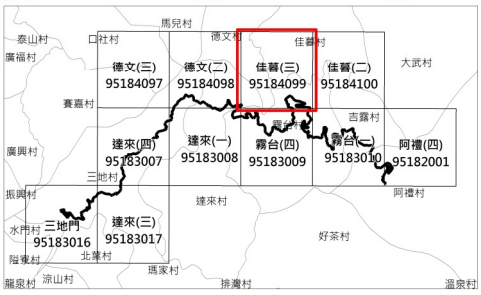
低潛勢

中潛勢

高潛勢

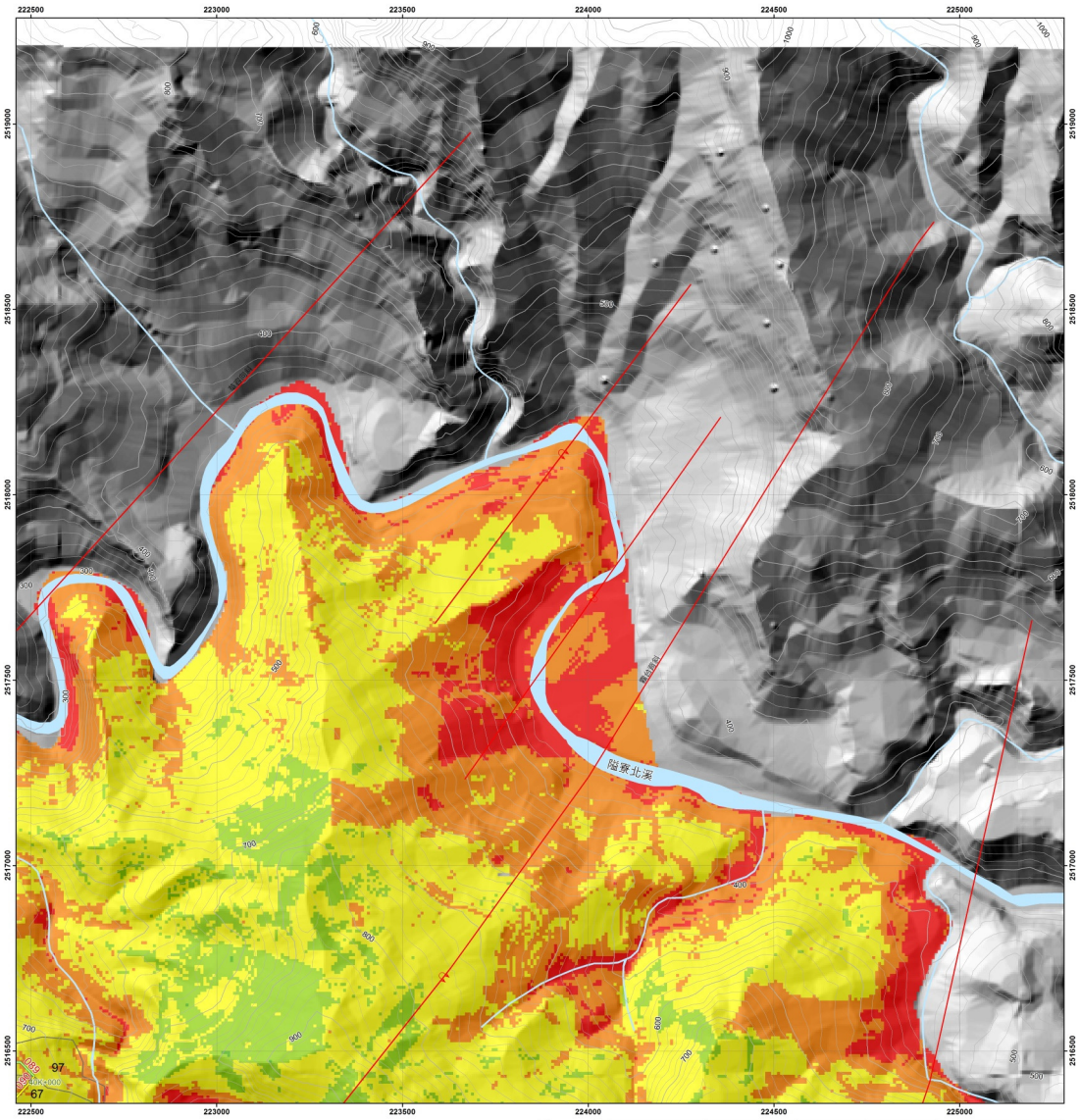
超高潛勢

N



交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95184100 省道台24線易致災路段山崩潛感圖



圖例

0 0.125 0.25 0.5 公里

72 斜坡單元 易致災路段032 梅姬颱山崩風潛感圖

褶皺

- 倒轉向斜
- 倒轉背斜
- 等高線
- 水系圖

主要災害類型

- 落石
- 岩屑崩滑
- 岩體滑動
- 順向坡
- 蝕溝
- 土石流
- 河岸侵蝕
- 無顯著災害

- 超低潛勢
- 低潛勢
- 中潛勢
- 高潛勢
- 超高潛勢

N

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

附錄四

台 24 道路環境地質敏感區圖

圖號：95182001 省道台24線道路環境地質敏感區圖

0 0.125 0.25 0.5 公里

N

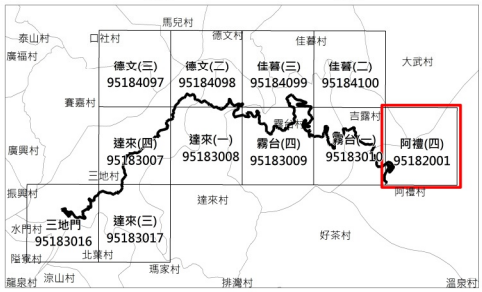
圖例

- 72 斜坡單元
- 順向坡
- 向源侵蝕
- 河岸侵蝕
- 土石流堆積區
- 土石流
- 山崩堆積區
- 山崩
- 等高線

易致災路段 路段編號(032)

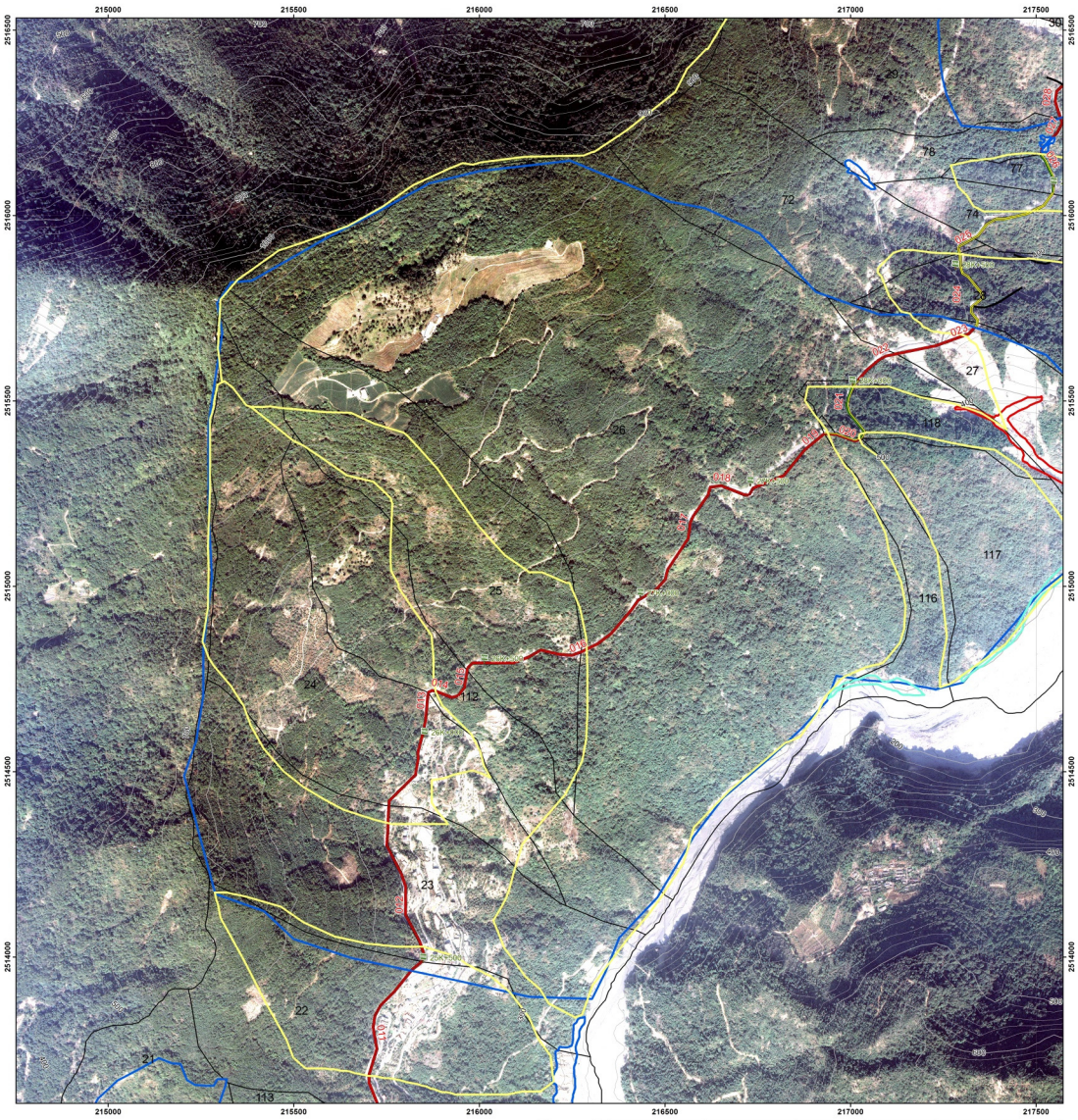
上邊坡災害潛勢, 下邊坡災害潛勢

低,低 低,中 低,高 中,低 中,中 中,高 高,中 高,高



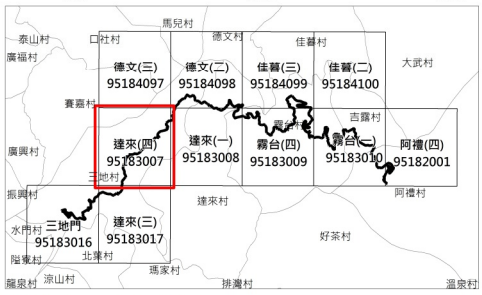
交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95183007　　省道台24線環境地質敏感區圖



0　0.125　0.25　0.5 公里

N



圖例

- 72 斜坡單元
- 順向坡
- 向源侵蝕
- 河岸侵蝕
- 土石流堆積區
- 土石流
- 山崩堆積區
- 山崩
- 等高線

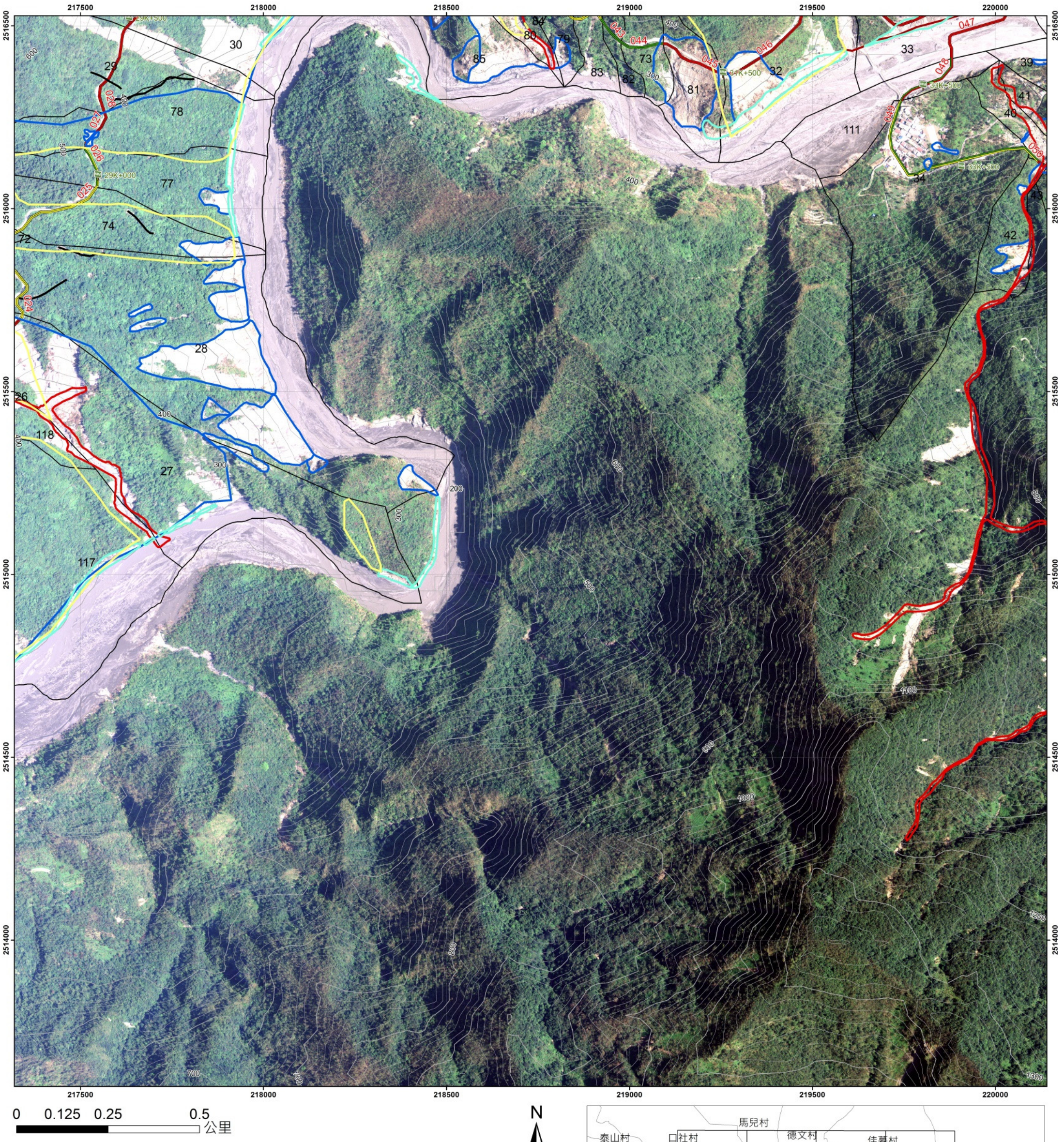
易致災路段 路段編號(032)

上邊坡災害潛勢, 下邊坡災害潛勢

低,低 低,中 低,高 中,低 中,中 中,高 高,中 高,高

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95183008 省道台24線道路環境地質敏感區圖



圖例

☐ 72 斜坡單元

🟨 順向坡

— 向源侵蝕

🟦 河岸侵蝕

🟥 土石流堆積區

🟥 土石流

🟦 山崩堆積區

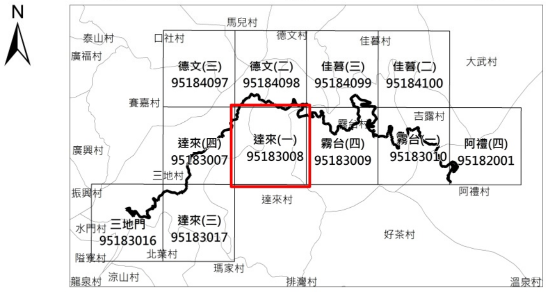
🟦 山崩

— 等高線

易致災路段 路段編號(032)

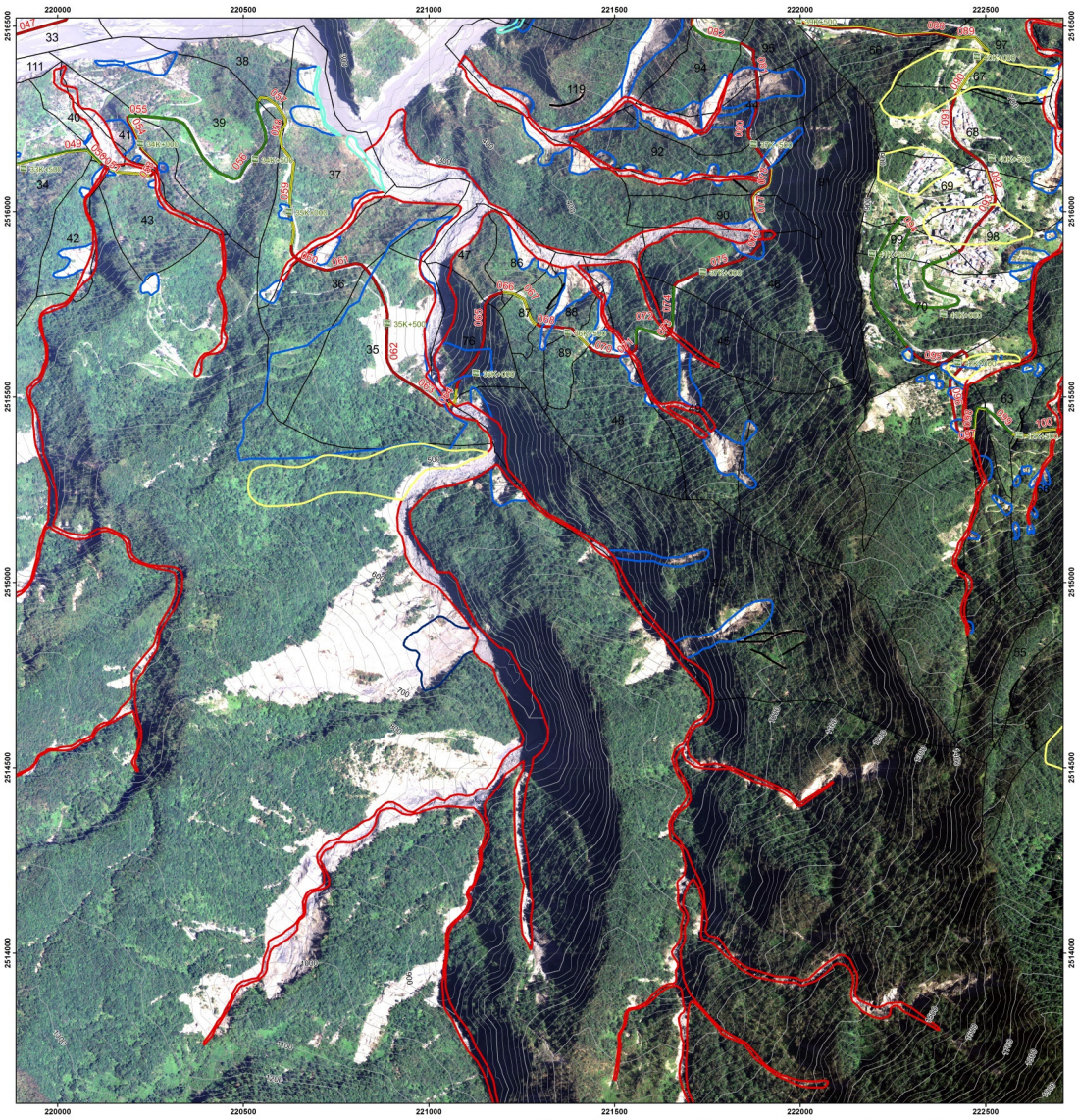
上邊坡災害潛勢, 下邊坡災害潛勢

低,低　低,中　低,高　中,低　中,中　中,高　高,低　高,中　高,高



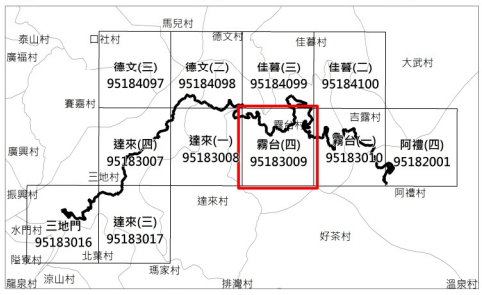
交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95183009 省道台24線道路環境地質敏感區圖



0 0.125 0.25 0.5 公里

N



圖例

- 72 斜坡單元
- 順向坡
- 向源侵蝕
- 河岸侵蝕
- 土石流堆積區
- 土石流
- 山崩堆積區
- 山崩
- 等高線

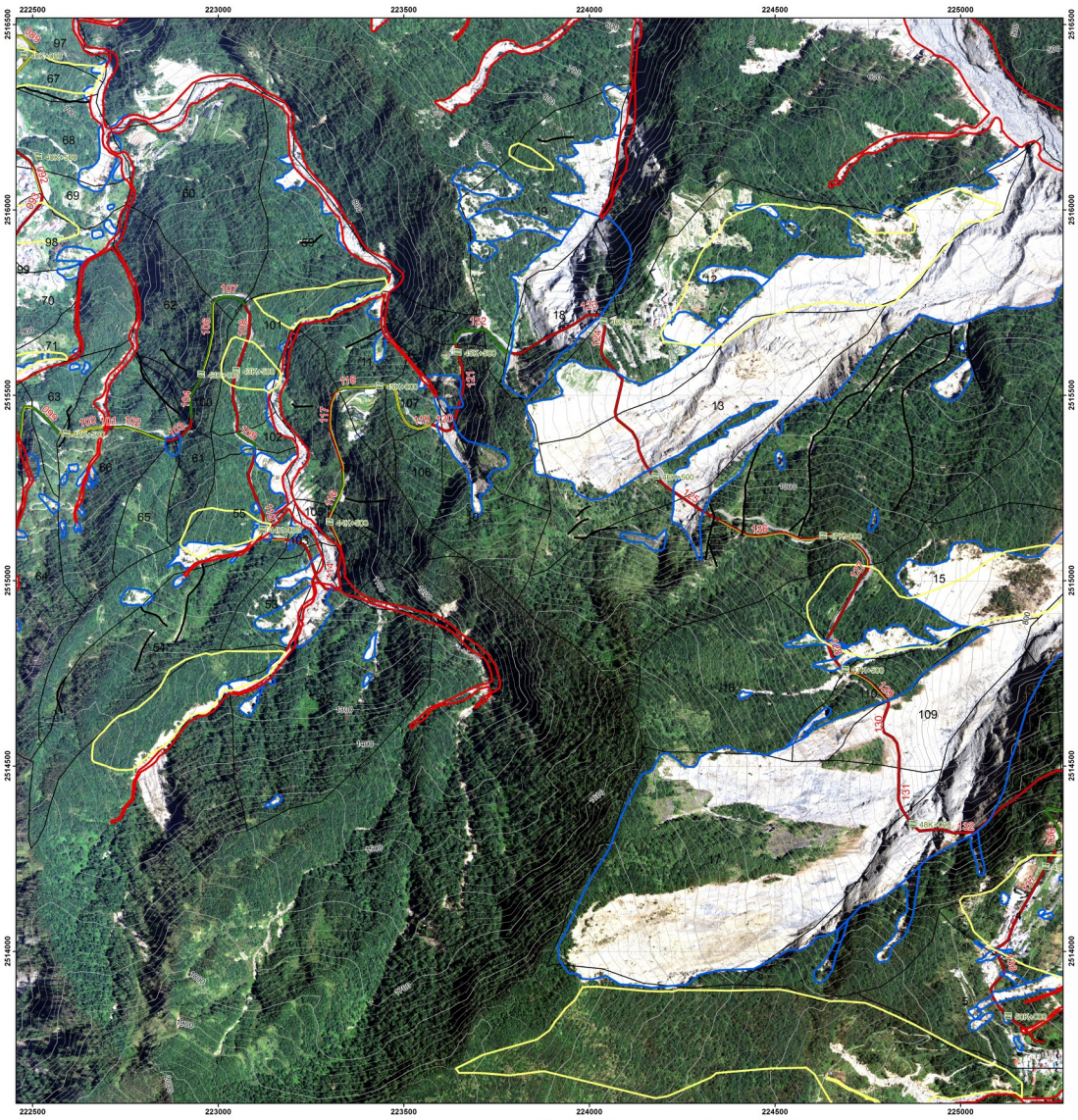
易致災路段 路段編號(032)

上邊坡災害潛勢, 下邊坡災害潛勢

低,低 低,中 低,高 中,低 中,中 中,高 高,中 高,高

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95183010 省道台24線道路環境地質敏感區圖



0 0.125 0.25 0.5 公里

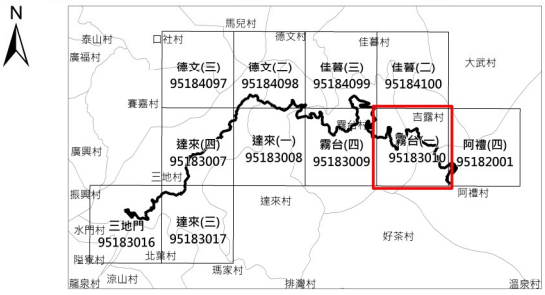
圖例

- 72 斜坡單元
- 順向坡
- 向源侵蝕
- 河岸侵蝕
- 土石流堆積區
- 土石流
- 山崩堆積區
- 山崩
- 等高線

易致災路段 路段編號(032)

上邊坡災害潛勢, 下邊坡災害潛勢

低,低 低,中 低,高 中,低 中,中 中,高 高,中 高,高

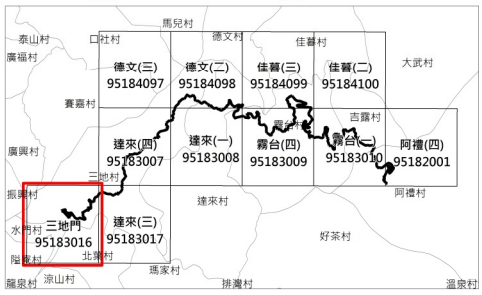


交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95183016 省道台24線道路環境地質敏感區圖

0 0.125 0.25 0.5 公里

N



圖例

- 72 斜坡單元
- 順向坡
- 向源侵蝕
- 河岸侵蝕
- 土石流堆積區
- 土石流
- 山崩堆積區
- 山崩
- 等高線

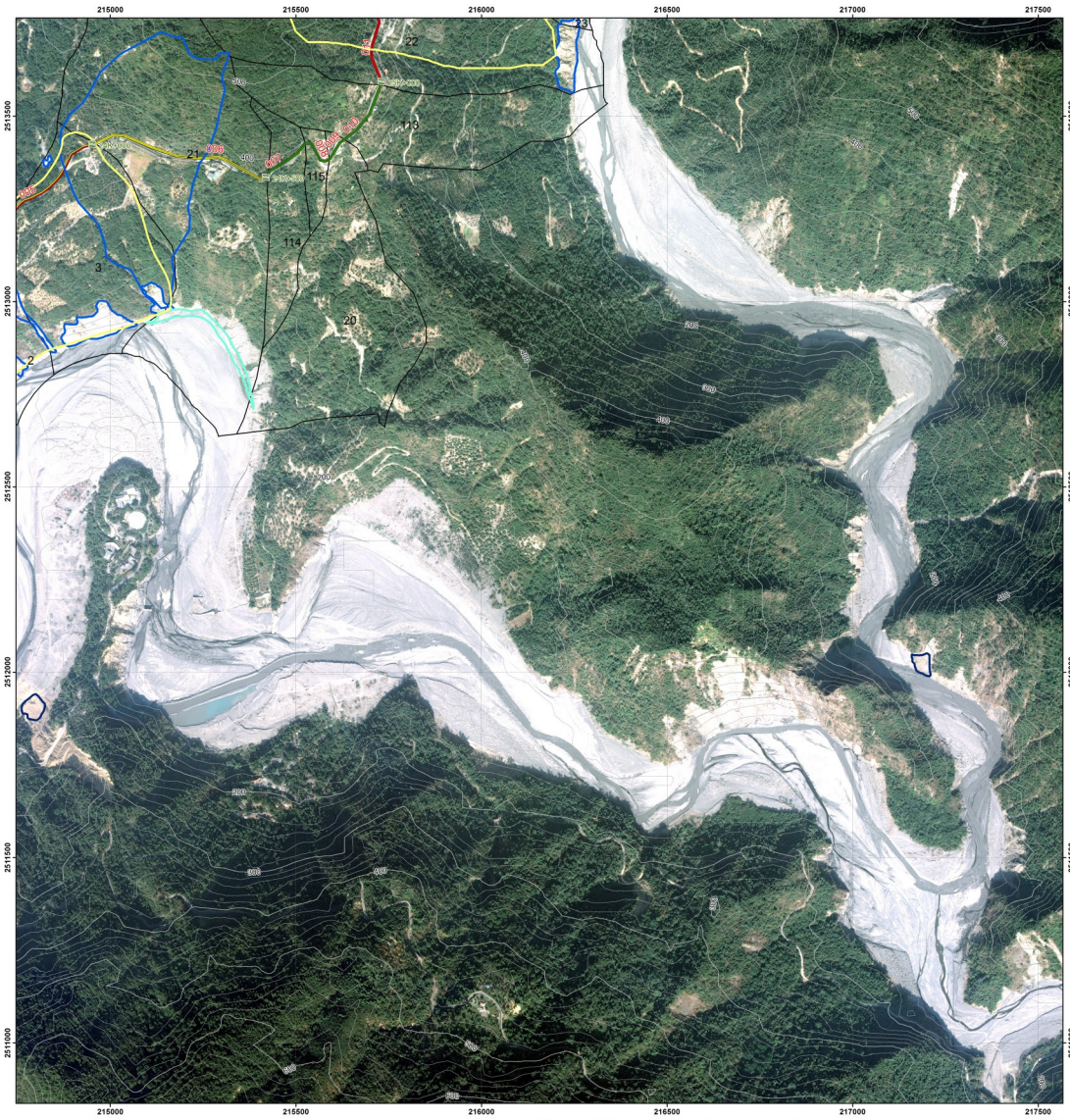
易致災路段 路段編號(032)

上邊坡災害潛勢, 下邊坡災害潛勢

低,低 低,中 低,高 中,低 中,中 中,高 高,中 高,高

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95183017　　省道台24線環境地質敏感區圖



0　0.125　0.25　0.5 公里

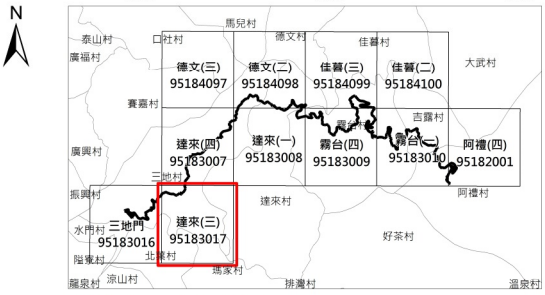
圖例

- 72 斜坡單元
- 順向坡
- 向源侵蝕
- 河岸侵蝕
- 土石流堆積區
- 土石流
- 山崩堆積區
- 山崩
- 等高線

易致災路段 路段編號(032)

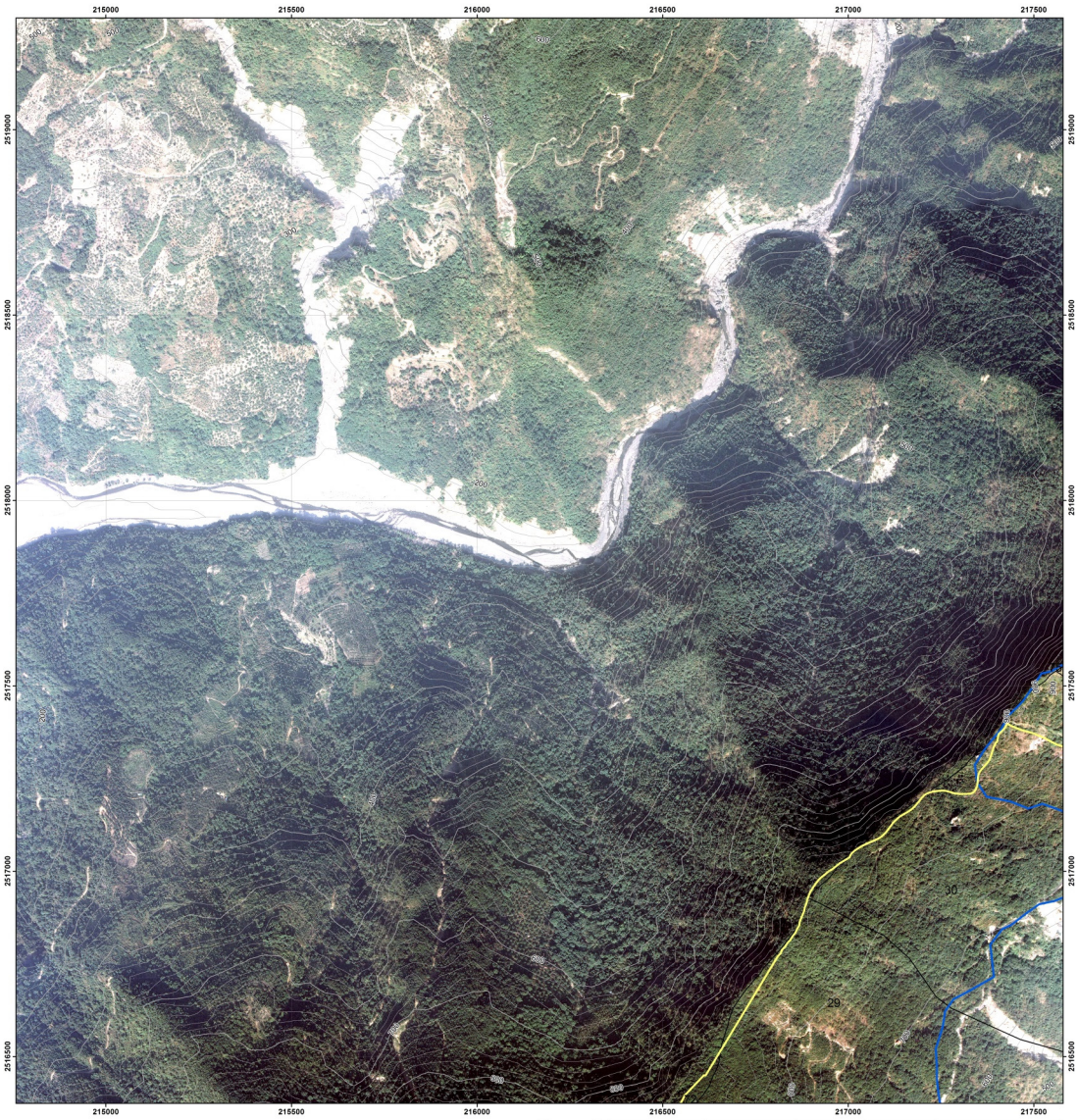
上邊坡災害潛勢, 下邊坡災害潛勢

低,低,低,高,低,中,中,高,中,高



交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95184097 省道台24線道路環境地質敏感區圖



0 0.125 0.25 0.5 公里

N

圖例

- 72 斜坡單元
- 順向坡
- 向源侵蝕
- 河岸侵蝕
- 土石流堆積區
- 土石流
- 山崩堆積區
- 山崩
- 等高線

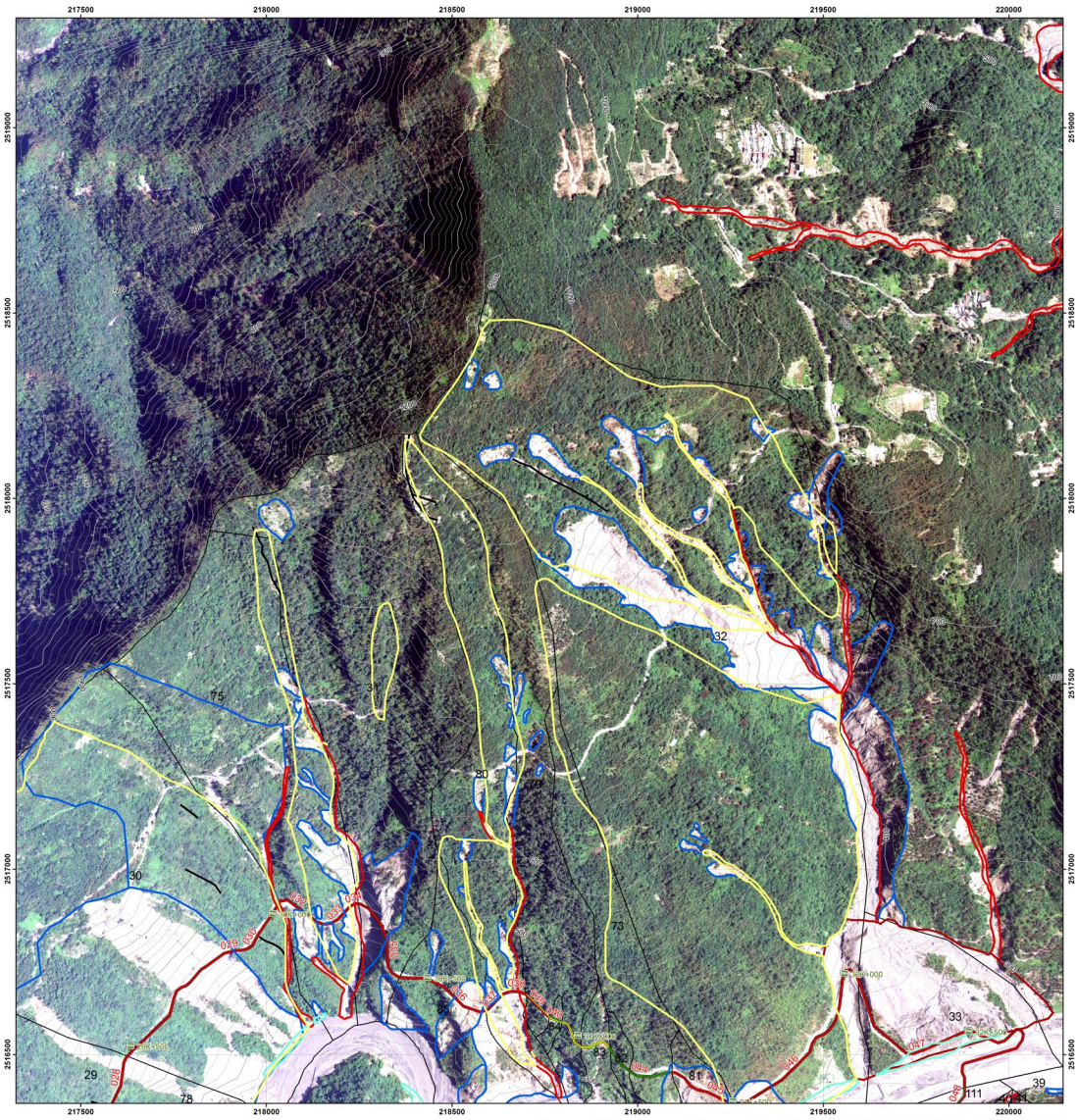
易致災路段 路段編號(032)

上邊坡災害潛勢, 下邊坡災害潛勢

低,低 低,中 低,高 中,低 中,中 中,高 高,低 高,中 高,高

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95184098 省道台24線道路環境地質敏感區圖



0 0.125 0.25 0.5 公里

N

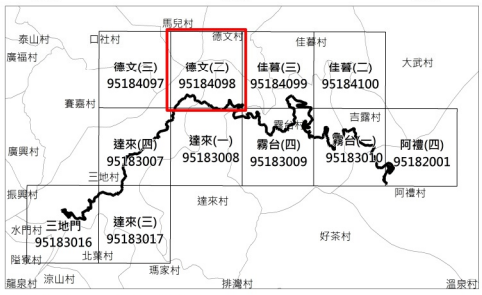
圖例

- 72 斜坡單元
- 順向坡
- 向源侵蝕
- 河岸侵蝕
- 土石流堆積區
- 土石流
- 山崩堆積區
- 山崩
- 等高線

易致災路段 路段編號(032)

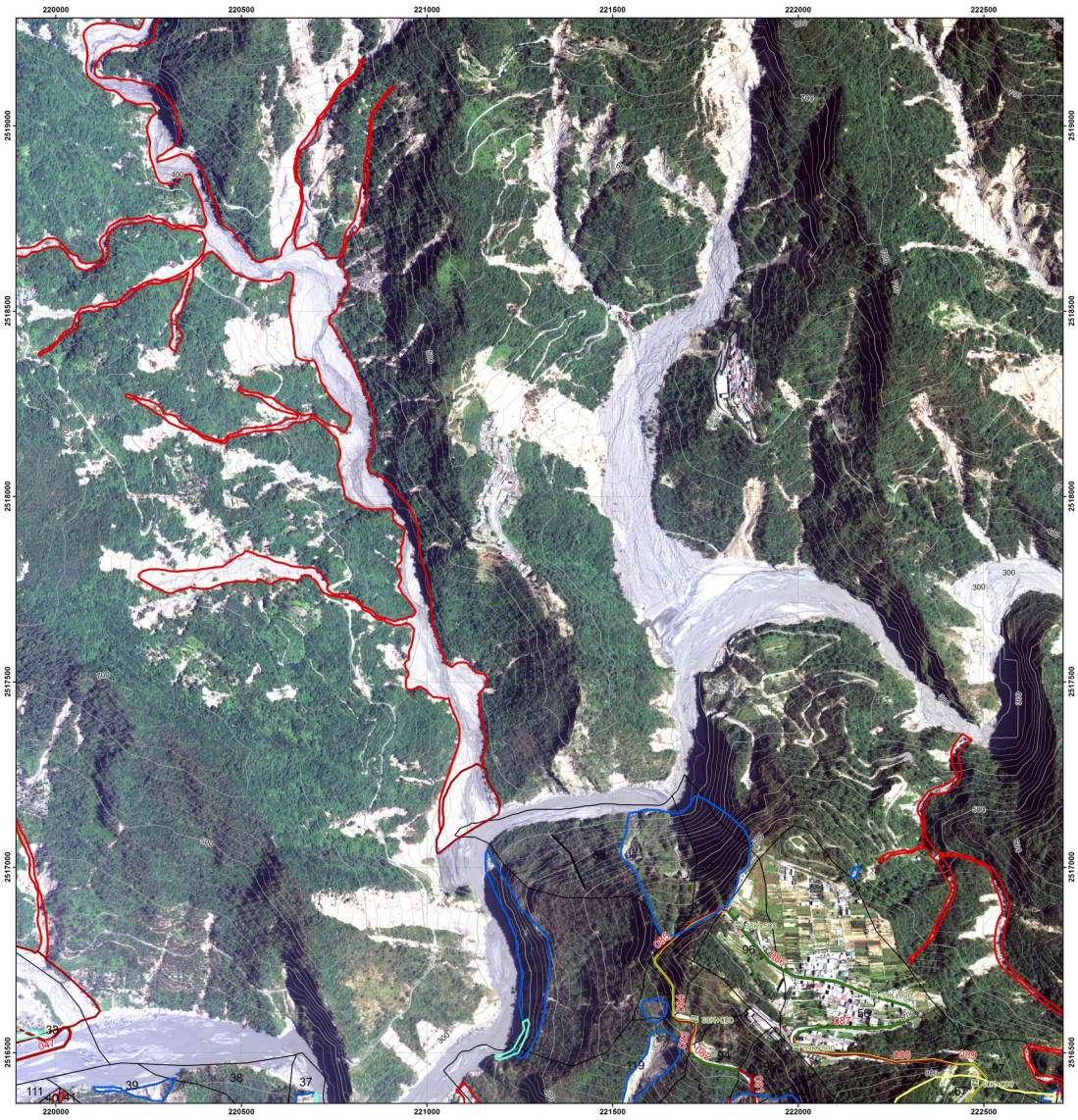
上邊坡災害潛勢, 下邊坡災害潛勢

低,低 低,中 低,高 中,低 中,中 中,高 高,低 高,中 高,高



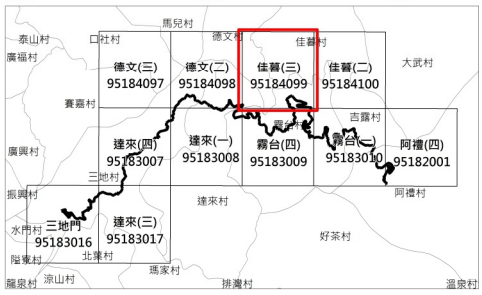
交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95184099 省道台24線道路環境地質敏感區圖



0 0.125 0.25 0.5 公里

N



圖例

- 72 斜坡單元
- 順向坡
- 向源侵蝕
- 河岸侵蝕
- 土石流堆積區
- 土石流
- 山崩堆積區
- 山崩
- 等高線

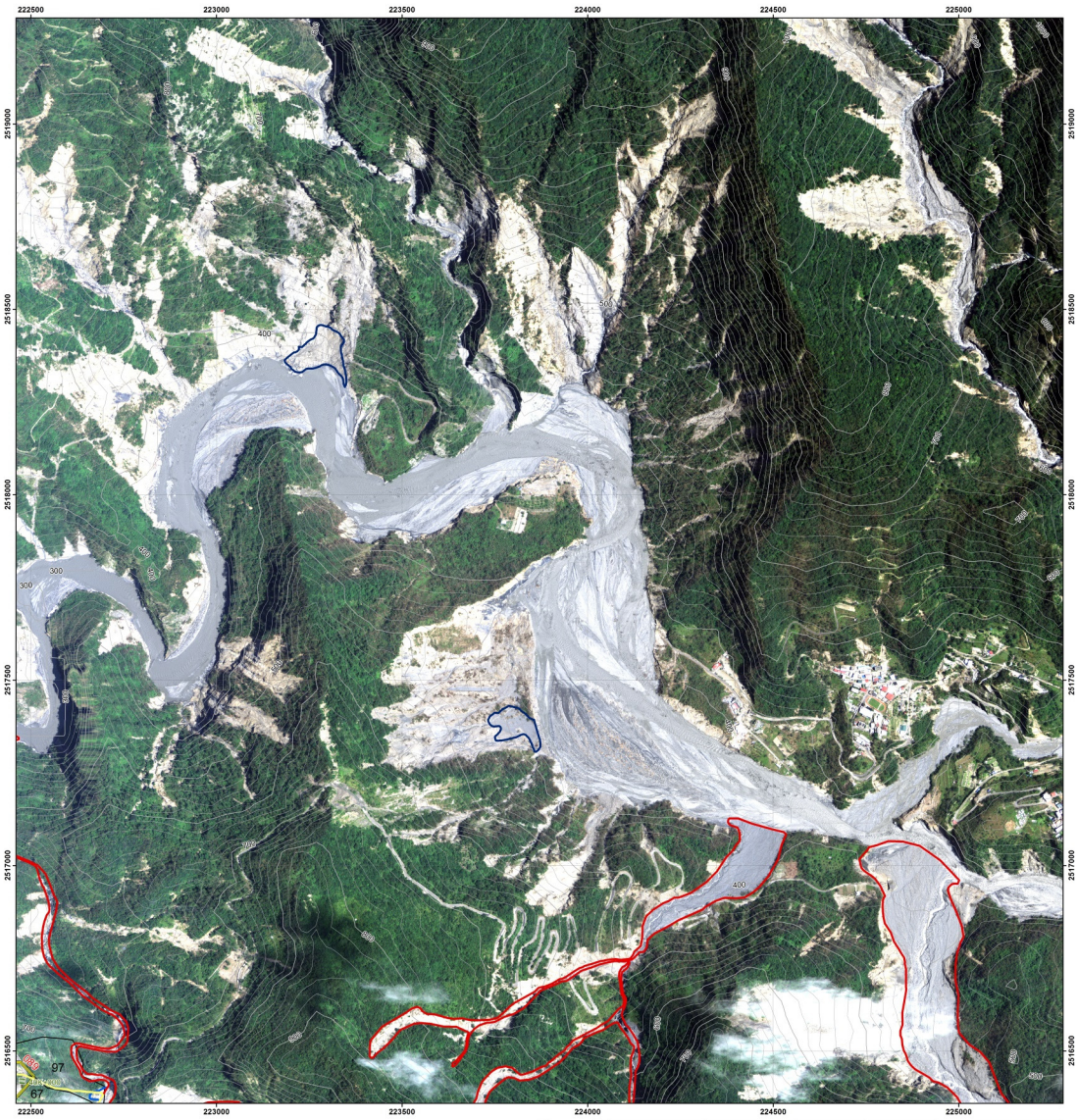
易致災路段 路段編號(032)

上邊坡災害潛勢, 下邊坡災害潛勢

低,低 低,中 低,高 中,低 中,中 中,高 高,中 高,高

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95184100 省道台24線道路環境地質敏感區圖



0 0.125 0.25 0.5 公里

N

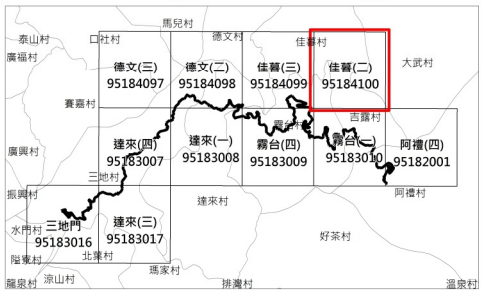
圖例

- 72 斜坡單元
- 順向坡
- 向源侵蝕
- 河岸侵蝕
- 土石流堆積區
- 土石流
- 山崩堆積區
- 山崩
- 等高線

易致災路段 路段編號(032)

上邊坡災害潛勢, 下邊坡災害潛勢

低,低 低,中 低,高 中,低 中,中 中,高 高,中 高,高



交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

附錄五

台 24 線道路風險圖

圖號：95182001　　省道台24線道路風險圖

圖例

72 斜坡單元 上邊坡路段風險, 下邊坡路段風險 路段編號(032)

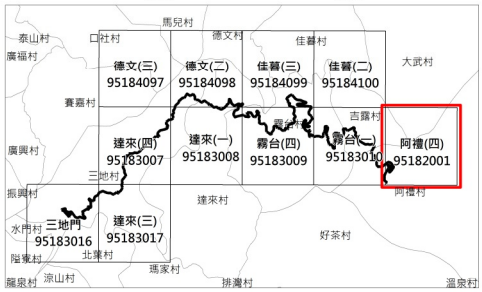
等高線

褶皺

倒轉向斜

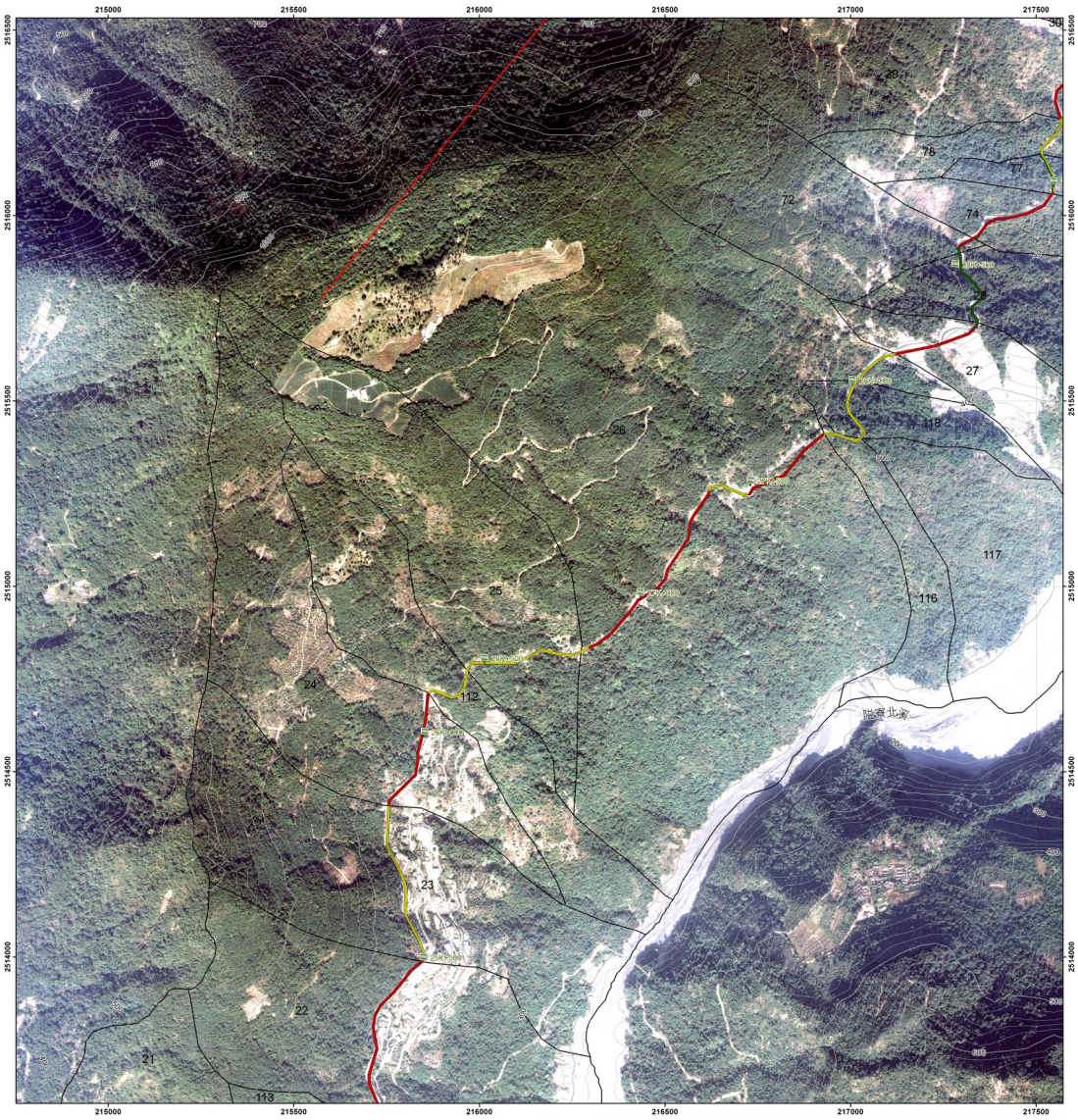
倒轉背斜

高, 高, 中, 高, 低, 中, 低, 中, 低



交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95183007　　省道台24線道路風險圖



0　0.125　0.25　0.5 公里

N

圖例

72 斜坡單元 上邊坡路段風險, 下邊坡路段風險 路段編號(032)

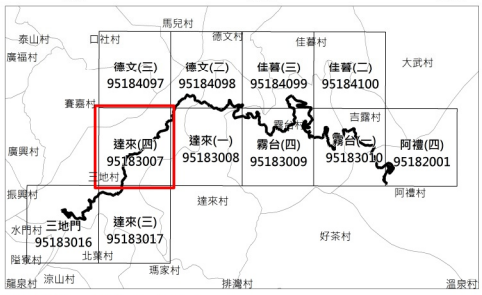
等高線

褶皺

倒轉向斜

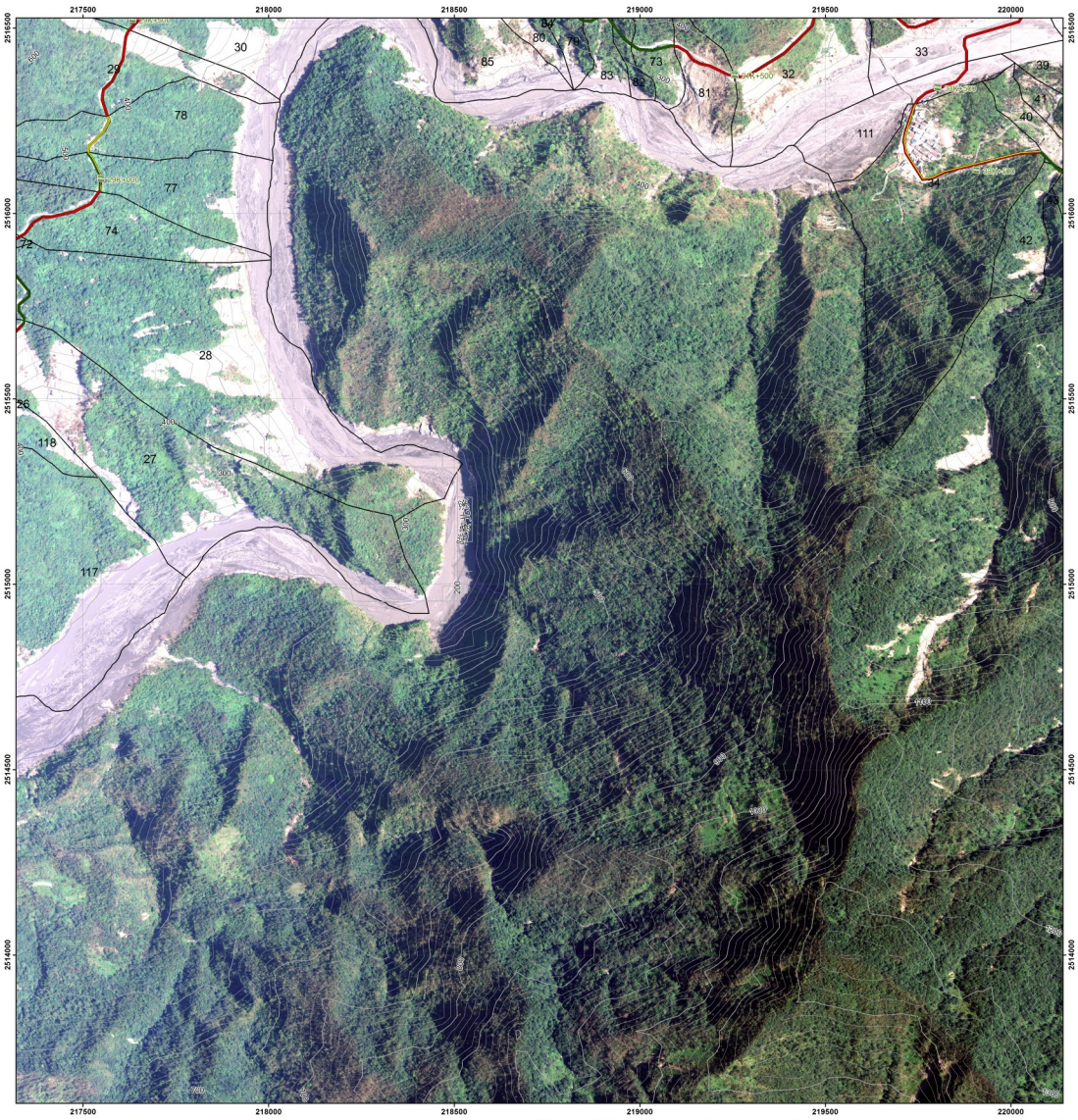
倒轉背斜

高, 高　高, 中　中, 高　中, 低　中, 中　低, 中　低, 低



交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95183008　　省道台24線道路風險圖



0　0.125　0.25　0.5 公里

N

圖例

72 斜坡單元 上邊坡路段風險, 下邊坡路段風險 路段編號(032)

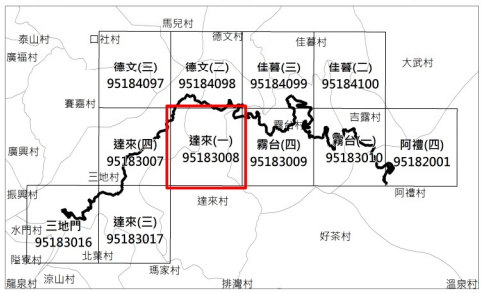
等高線

褶皺

倒轉向斜

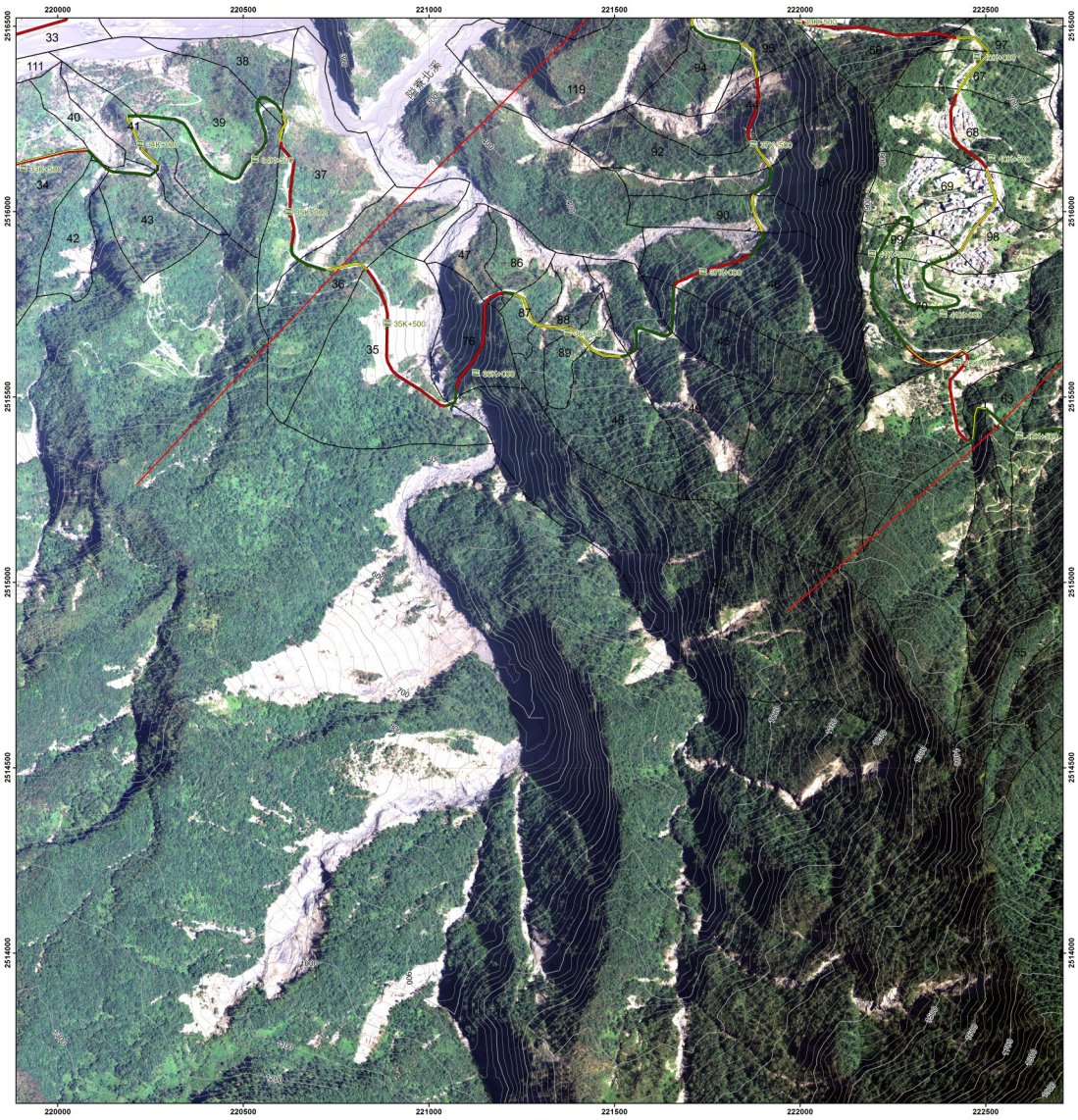
倒轉背斜

高, 高　高, 中　中, 高　中, 低　中, 中　低, 中　低, 低



交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95183009　　省道台24線道路風險圖



0　0.125　0.25　0.5 公里

N

圖例

72 斜坡單元 上邊坡路段風險, 下邊坡路段風險 路段編號(032)

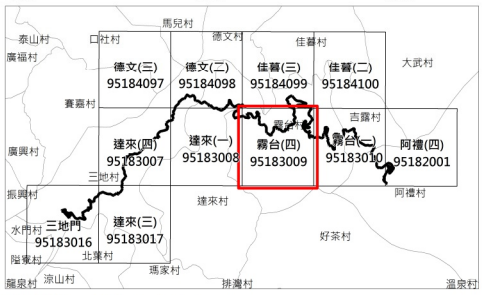
等高線

褶皺

倒轉向斜

倒轉背斜

高, 高　高, 中　中, 高　中, 低　中, 中　低, 中　低, 低



交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95183010　　省道台24線道路風險圖

0　0.125　0.25　0.5 公里

圖例

72 斜坡單元 上邊坡路段風險, 下邊坡路段風險 路段編號(032)

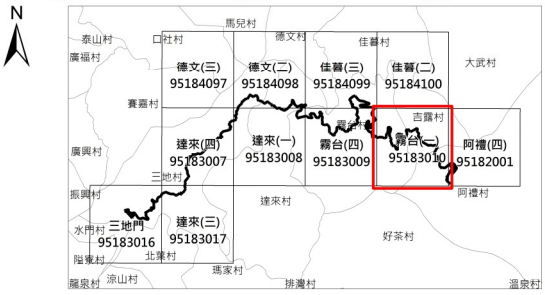
等高線

褶皺

倒轉向斜

倒轉背斜

高, 高　高, 中　中, 高　中, 低　中, 中　低, 中　低, 低



交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95183016　　省道台24線道路風險圖

圖例

72 斜坡單元 上邊坡路段風險, 下邊坡路段風險 路段編號(032)

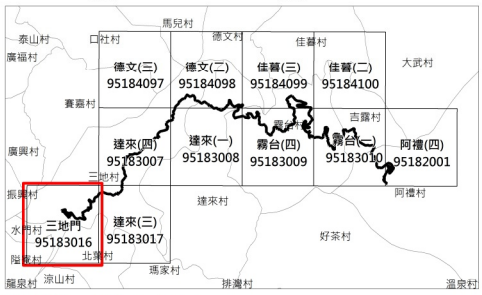
等高線

褶皺

倒轉向斜

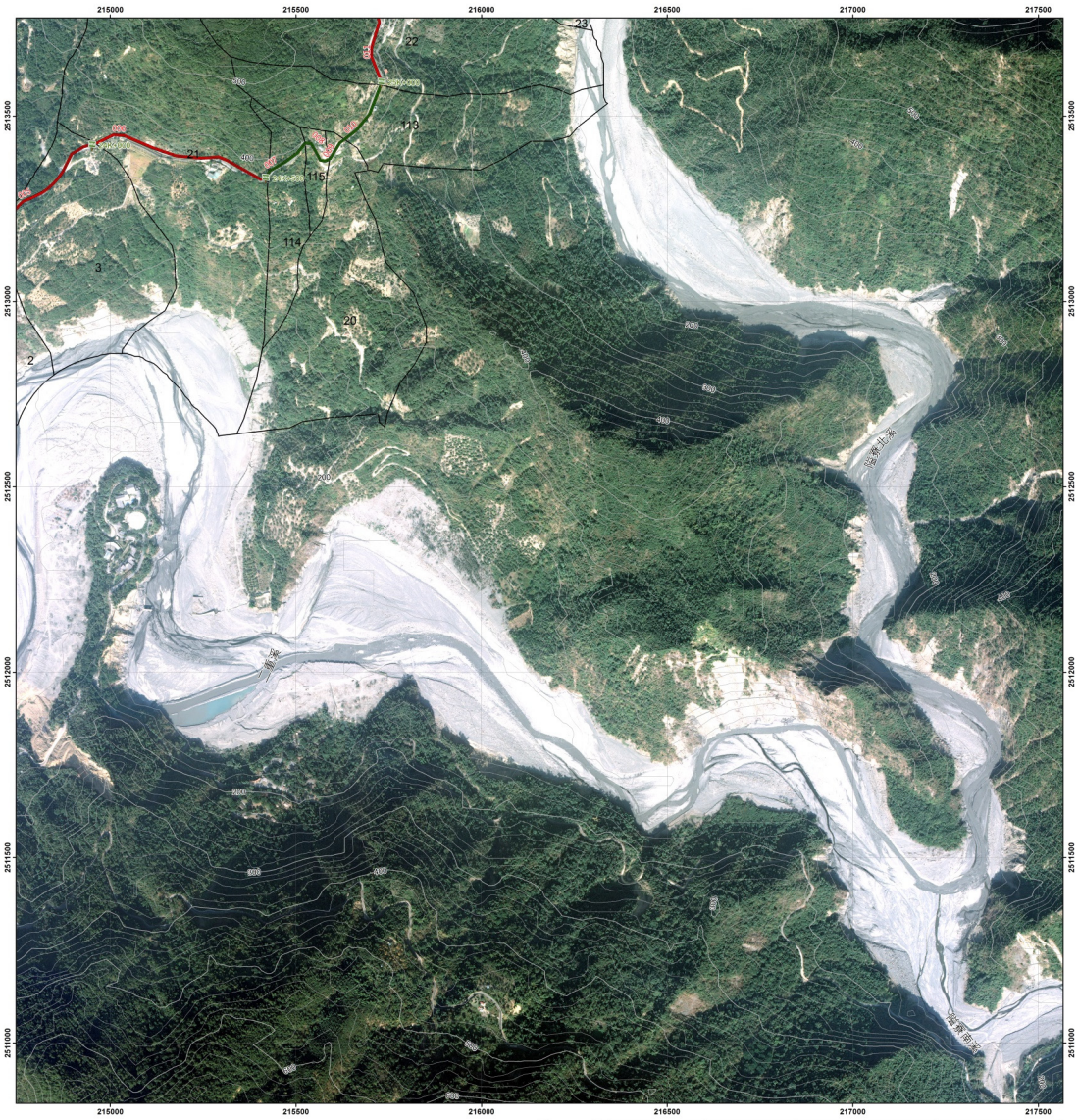
倒轉背斜

高, 高　高, 中　中, 高　中, 低　中, 中　低, 中　低, 低



交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95183017　　省道台24線道路風險圖



0　0.125　0.25　0.5 公里

N

圖例

72 斜坡單元 上邊坡路段風險, 下邊坡路段風險 路段編號(032)

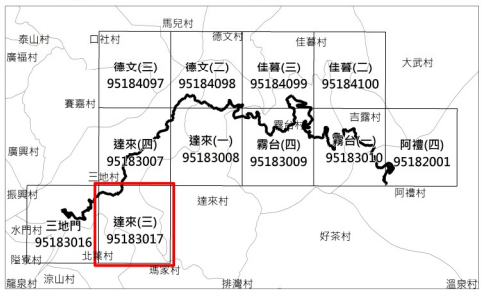
等高線

褶皺

倒轉向斜

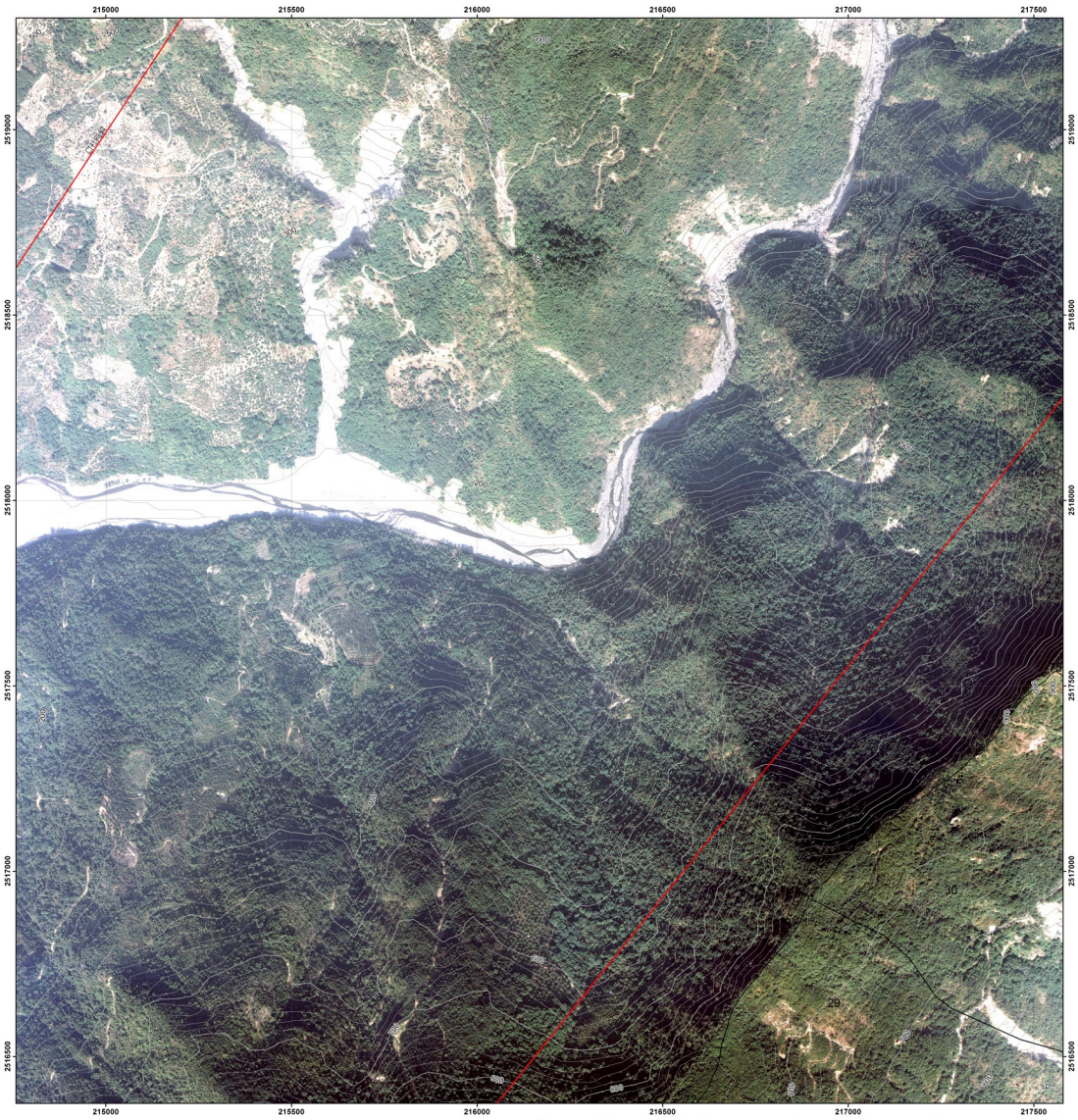
倒轉背斜

高, 高　高, 中　中, 高　中, 低　中, 中　低, 中　低, 低



交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95184097　　省道台24線道路風險圖



0　0.125　0.25　0.5 公里

圖例

72 斜坡單元 上邊坡路段風險, 下邊坡路段風險 路段編號(032)

等高線

褶皺

倒轉向斜

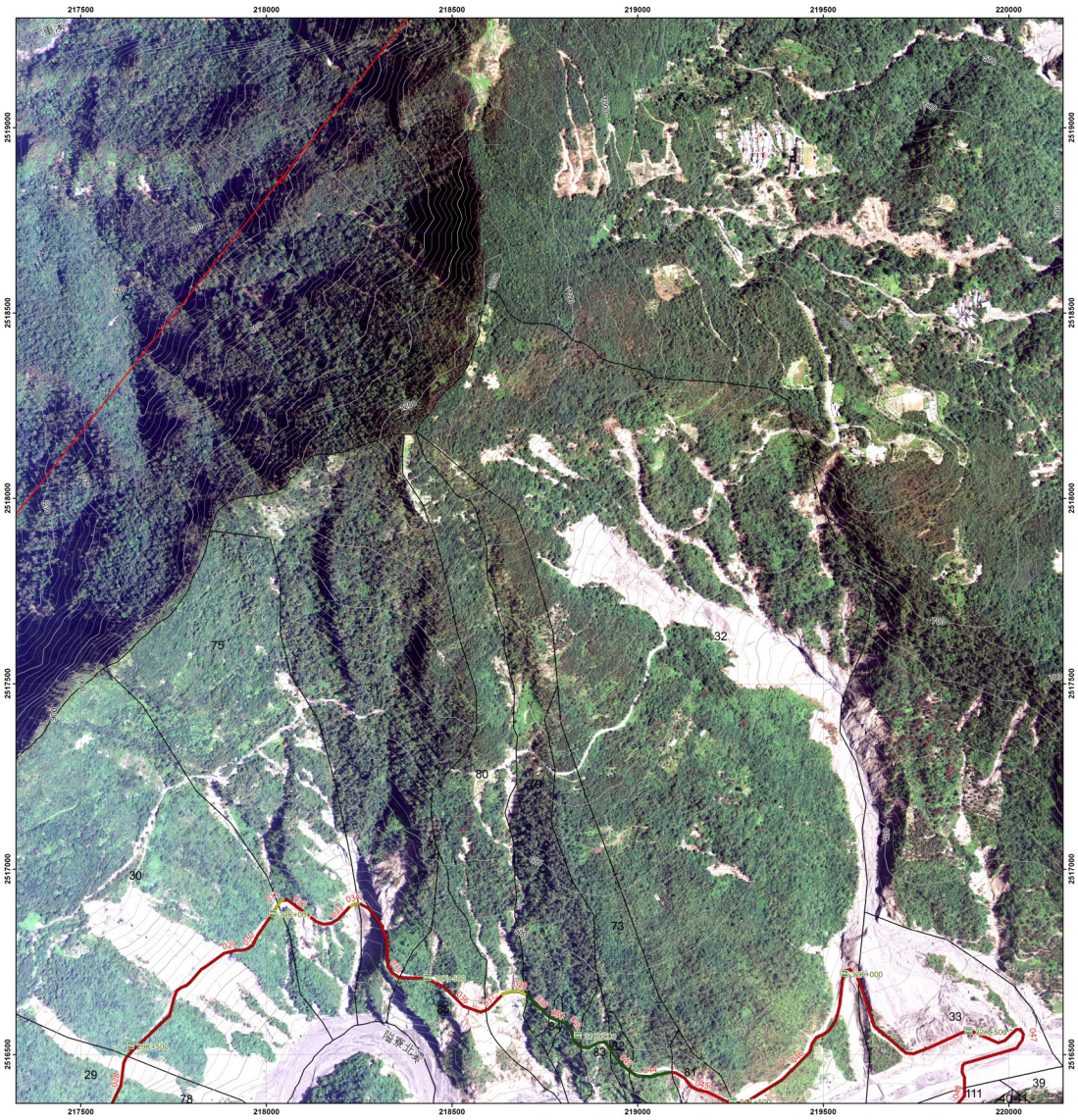
倒轉背斜

高, 高　高, 中　中, 高　中, 低　中, 中　低, 中　低, 低

N

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95184098　　省道台24線道路風險圖



圖例

72 斜坡單元 上邊坡路段風險, 下邊坡路段風險 路段編號(032)

等高線

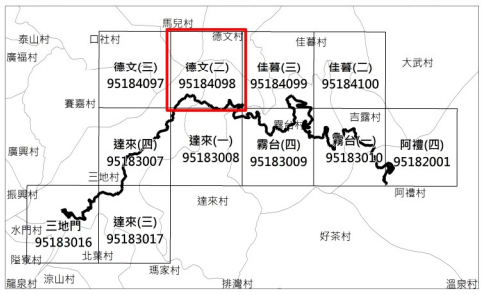
褶皺

倒轉向斜

倒轉背斜

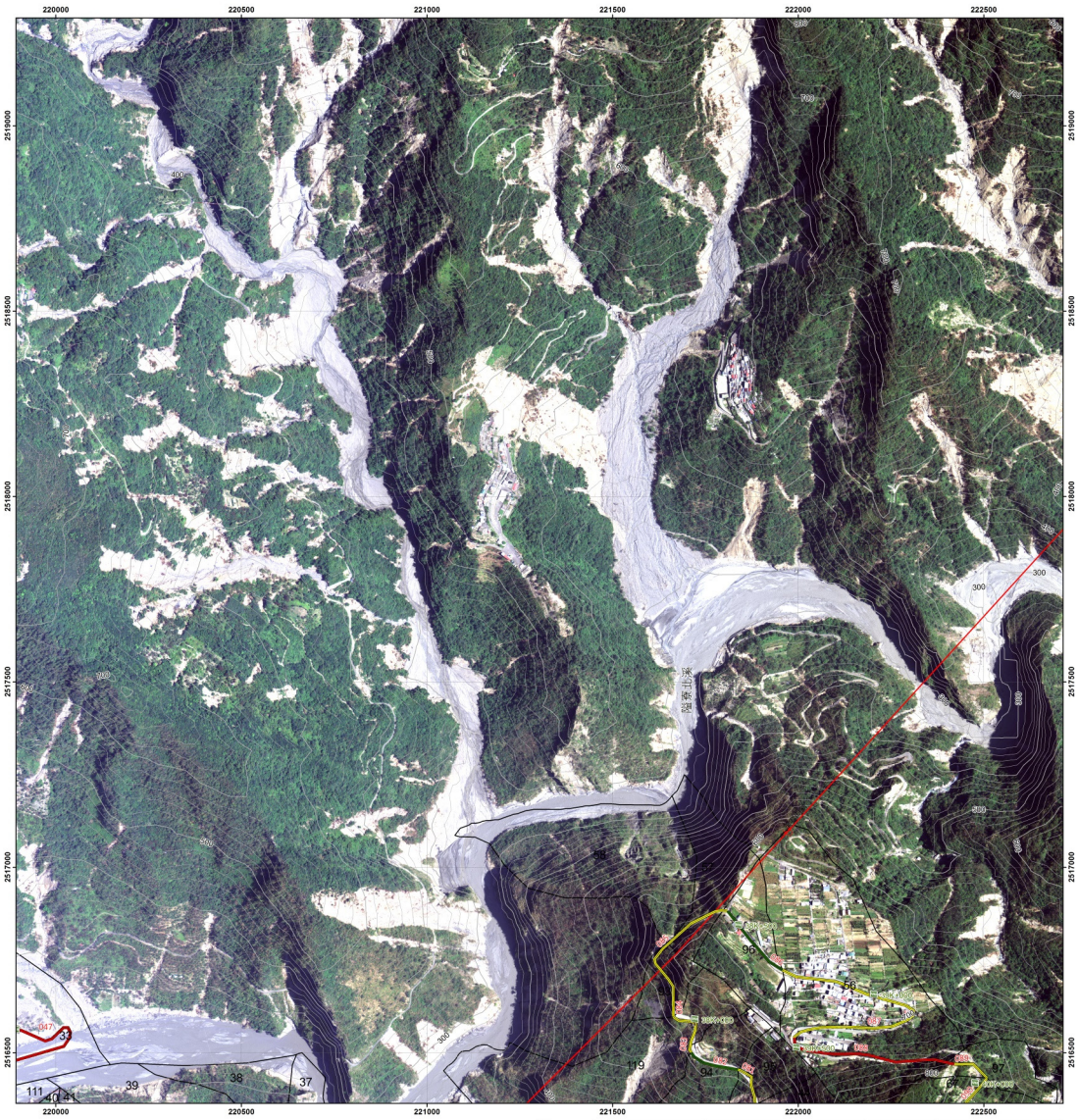
高, 高　高, 中　中, 高　中, 低　中, 中　低, 中　低, 低

N



交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95183009　　省道台24線道路風險圖



0　0.125　0.25　0.5 公里

N

圖例

72 斜坡單元　上邊坡路段風險, 下邊坡路段風險 路段編號(032)

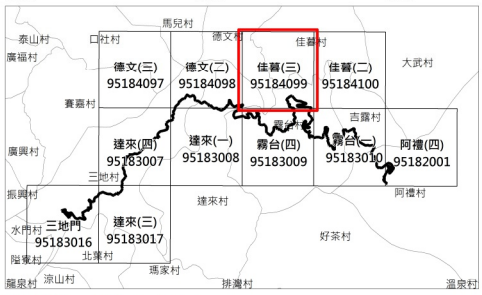
等高線

褶皺

倒轉向斜

倒轉背斜

高, 高　高, 中　中, 高　中, 低　中, 中　低, 中　低, 低



交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會

圖號：95184100　　省道台24線道路風險圖

圖例

72 斜坡單元 上邊坡路段風險, 下邊坡路段風險 路段編號(032)

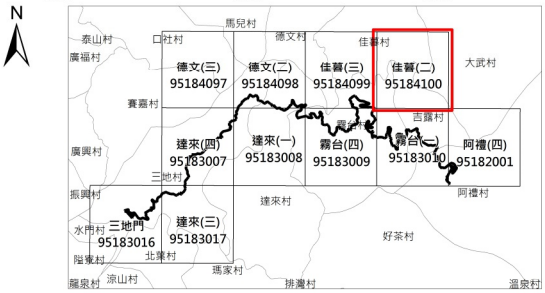
等高線

褶皺

倒轉向斜

倒轉背斜

高, 高　高, 中　中, 高　中, 低　中, 中　低, 中　低, 低



交通部運輸研究所合作研究計畫出版品
計畫名稱：山區道路易致災路段調查評估、風險分析及監測預警管制技術之研發(2/4)
主辦單位：港灣技術研究中心
合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會