

ISSN:1812-2868

臺灣公路工程

第 46 卷 第 7 期

〈每月 15 日出刊〉



TAIWAN HIGHWAY ENGINEERING

Vol. 46 No.7 Aug. 2020

交通部公路總局

中華民國 109 年 8 月 15 日



封 面 說 明

台9線130k+000～173k+350・蘇花公路

林文正 提供



臺灣公路工程

TAIWAN HIGHWAY ENGINEERING

中華民國 41 年 11 月 11 日創刊

第 46 卷 第 7 期 目錄

本刊為中華民國 41 年 11 月 11 日創刊，至 63 年 3 月 1 日發行第 22 卷第 5 期，經合併本局發行之臺灣公路工程、養路及公路機料等三種月刊，仍以臺灣公路工程為名，於 63 年 7 月 15 日起重訂為第 1 卷第 1 期繼續發行

臺灣公路工程

發行人

許 鈺 漳

社長

林 聰 利

總編輯

陳 敬 明

總幹事

李 崇 堂

編輯

鄧文廣 陳進發

李忠璋 黃三哲

蔡宗成 劉雅玲

何鴻文 陳松堂

薛讚添 陳營富

劉世桐 吳昭煌

李順成 謝哲雄

詹益祥 江金璋

邵厚潔 顏召宜

實務報導

台 7 甲線中橫公路宜蘭支線 25k~26k 路段

災害歷史及邊坡保護工程紀實

.....李順成、林文雄、李正偉、黃星凱、黎光曜… (2)

觀音山隧道營運-十年有成 (隧道結構安全檢測篇)

.....陳光宏、陳群仁、游旻達、李文雄、陳俊堯、陳營富… (24)

台 7 甲線中橫公路宜蘭支線 25k~26k 路段災害歷史及 邊坡保護工程紀實

李順成¹、林文雄²、李正偉³、黃星凱⁴、黎光曜⁵

摘要

台7甲線26k+000~26k+500為中橫公路宜蘭支線路段中最常發生崩塌區域，大部分災害情況為大雨時發生淺層岩屑崩塌，整治後常於整治邊緣再次發生崩塌，崩塌土石下沖常刷毀既有設施。下邊坡因對岸南山一號野溪及美羅溪上游大量崩塌土石堆積形成沖積扇，造成河道向台7甲線公路側靠近，加劇淘刷台7甲線路基坡腳。

為考量用路人安全，將優先針對25k~26k路段做「道路下邊坡及路基坡趾穩固」、「既有道路上邊坡整治坡面維護及加強進行整治」等辦理改善，以避免原有擋土牆基礎裸露持續惡化且危及用路人安全，於下邊坡道路基礎受美羅溪沖刷處設置導流牆，減緩沖刷對路基的影響，以維護用路人安全。

關鍵詞：邊坡整治、路基坡趾穩固、地下水導排、中橫公路

壹、前言

台7甲線公路為中橫公路宜蘭支線，位於山嶺區且比鄰蘭陽溪岸而闢建，為梨山地區與外界之間唯一聯外公路，其中路線由大同鄉百韜橋至宜蘭縣與臺中市交界思源埡口止長約45公里，屬交通部公路總局第四區養護工程處獨立山工務段養護範圍。沿線有許多崩積土層路段，為景觀、生態及山坡地地質災害敏感地區，近年因受颱風、豪雨公路上邊坡即有大規模嚴重崩塌，下邊坡則因蘭陽溪溪水暴漲淘刷等治理問題，致公路上邊坡崩坍、下邊坡因路基流失造成災害交通阻斷等災情。為瞭解災害路段之致災原因及機制，並依據致災機制探討可行治理對策，透過進一步之調查及整體評估規劃，藉以了解崩塌

¹ 交通部公路總局第四區養護工程處 處長

² 交通部公路總局第四區養護工程處 副處長

³ 交通部公路總局第四區養護工程處企劃科 科長

⁴ 交通部公路總局第四區養護工程處企劃科 副工程師

⁵ 長碩工程顧問有限公司 工程師

發展狀態，界定各管理部門之整治、防護分工權責，以協商釐定經費分攤與提供各事權單位憑辦後續之坡趾防護及持續關注瞭解。本文主要回顧25k~26k處路段之地質情況、路段災害及修復之歷史，將災害可能原因、工程整治方式概要說明，並提出未來治理對策建議供參考。

貳、區域概述

2.1 地理位置

本地區可由宜蘭市經台7線，或羅東鎮經台7丙線，於台7線85k+600處轉台7甲線，自此續行台7甲線25km後抵達本案調查之台7甲線25k~26k區域，相關地理位置圖如圖2.1所示。

2.2 地形概述

本區域緊鄰蘭陽溪西側的山地邊坡，由西北向東南方降低海拔高程約從溪底900m上升至道路上邊坡平台邊約1200m，約為40°左右的陡坡，坡面偶有小侵蝕溝發育，近期顯示有淺層崩塌現象。再向上為多階段緩坡平緩地及間夾局部陡坡地形之高山菜園或果園。

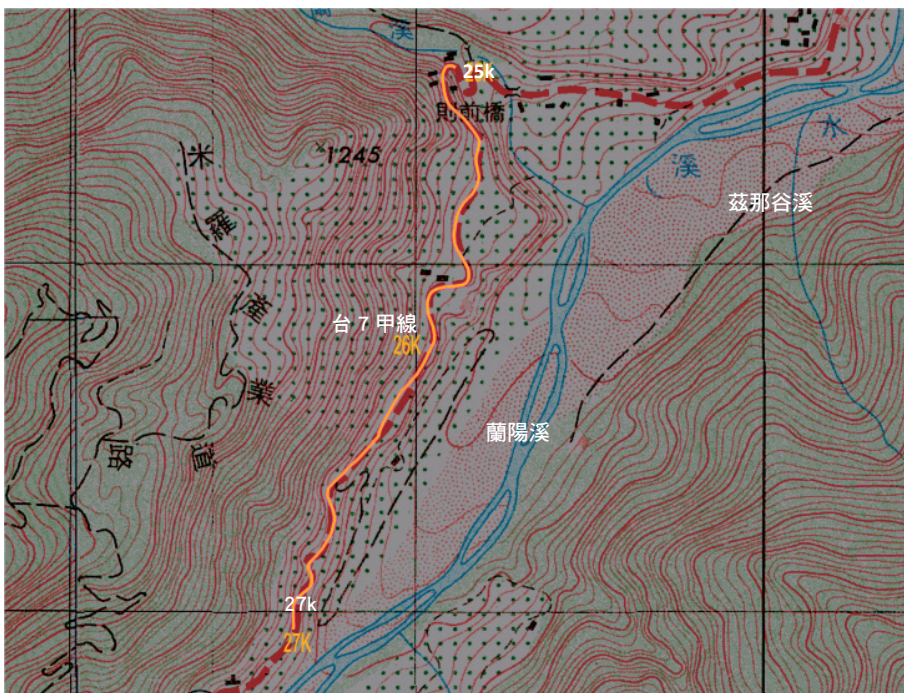
台7甲線26K+050至26K+380邊坡崩塌較嚴重路段大致沿標高950m等高線闢建，道路下邊坡為30m~40m高的後退性侵蝕陡崖，緊接蘭陽溪河灘，曾因上邊坡崩塌，土石沖刷坡面，造成坡面及溪底護岸設施損壞情況，另溪水暴漲時亦有沖蝕陡崖坡腳防護設施的現象。而從蘭陽溪最近的溪谷地形研判，最近且最低一階沖積扇來自東側的支流或野溪，其扇面均向西傾斜，結果導致溪水流路被迫向西推移，致西側邊坡公路下邊坡坡腳明顯受到沖蝕，這是近期路基邊坡災害重要原因之一。

相關地形說明參考圖2.2調查區域經建版地形圖、圖2.3調查區域像片基本圖及圖2.4調查區域實測地形圖所示。



資料來源：Google 地圖

圖 2.1 調查區域地理位置圖



資料來源：內政部經建版南山、四季圖幅

圖 2.2 調查區域經建版地形圖



資料來源：農林航空測量所中華民國臺灣地區像片基本圖 92 年版南山及多加屯山圖幅

圖 2.3 調查區域像片基本圖

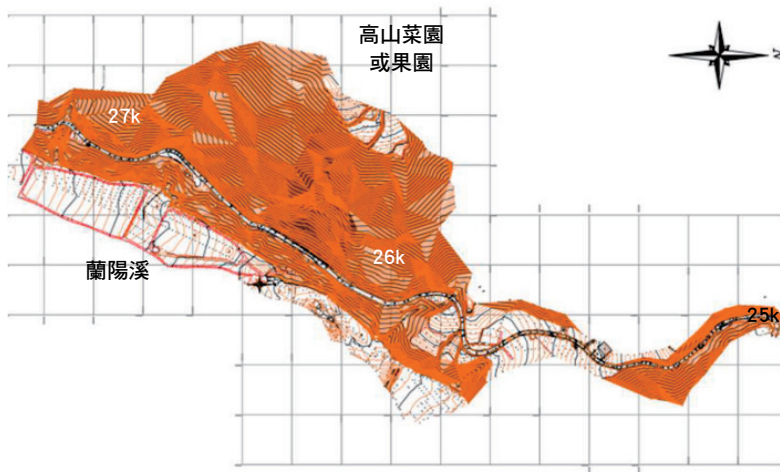


圖 2.4 調查區域實測地形圖

2.3 地質概述

1. 地層

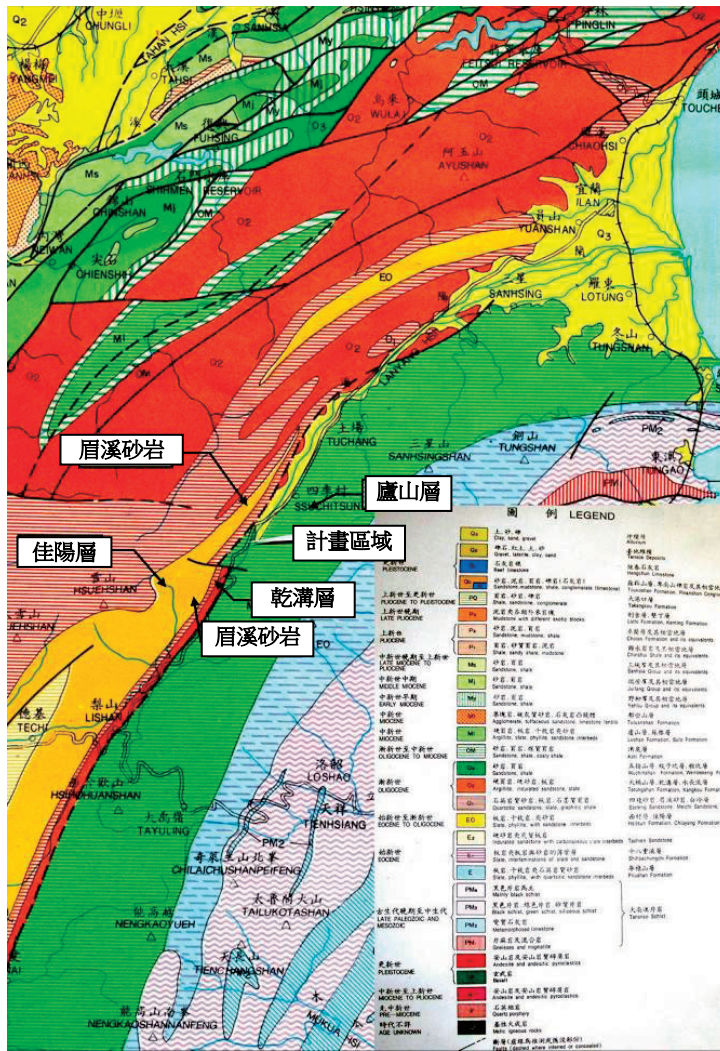
本地區可以梨山斷層為界，西側者屬雪山山脈地質區，由西向東依序出露佳陽層、眉溪砂岩及乾溝層；梨山斷層以東則出露中新世廬山層。

- (1) 佳陽層：本層以巨厚板岩為主，偶夾薄層細粒砂岩，全厚可能達數千公尺，其地質年代屬漸新世。

- (2) 眉溪砂岩:本層於佳陽層之上,厚約 300~480m,以中至粗粒變質石英岩為主,夾有厚薄不等的頁岩或炭質頁岩,岩層走向略呈南北,以高傾角向東或向西傾斜。本層東西兩側相鄰的地層均以板岩為主,故本層在野外較易追蹤而成為唯一之指準層,在米摩登溪與公路交會口附近有本層之露頭。
- (3) 乾溝層:本層於眉溪砂岩之上,以硬頁岩或板岩為主,偶夾薄層灰色細粒泥質砂岩。本層僅底部局部出露,其餘大部分為梨山斷層所截失,岩層以狹長南北延伸分布於西側眉溪砂岩與東側梨山斷層之間。
- (4) 廬山層:本層以巨厚板岩為主要岩性,僅偶可見零星薄層細粒泥質砂岩夾層。地質時代屬中新世。由於岩性單調,且地處脊樑山脈之崇山峻嶺,故調查不易。

2. 地質構造

本地區可能存在一條南北延伸的大構造線,即所謂梨山斷層,它通過本地區眉溪砂岩出露帶的右側。根據五十萬分之一地質圖,如圖2.6所示。另根據中央大學應用地質研究所公布的全省斷層分布圖顯示,如圖2.7所示,本地區存在一近南北向之四季斷層,其位置與梨山斷層頗接近。而中央大學將梨山構造線由北而南劃分為許多段,各以不同名稱命名,本地區通過之梨山斷層被稱為四季斷層。另外,經濟部中央地質調查所近年來在執行易淹水地區地質調查計劃時,曾委託顧問公司進行五萬分之一地質圖「環山」幅之測製,並初步完成草圖,如圖2.8。根據此一尚未發表之草圖,似有一略呈南北向之眉溪斷層及一支斷層通過本調查區。而本地區經詳細之調查後,尚未能驗證有此二條斷層通過本地區。



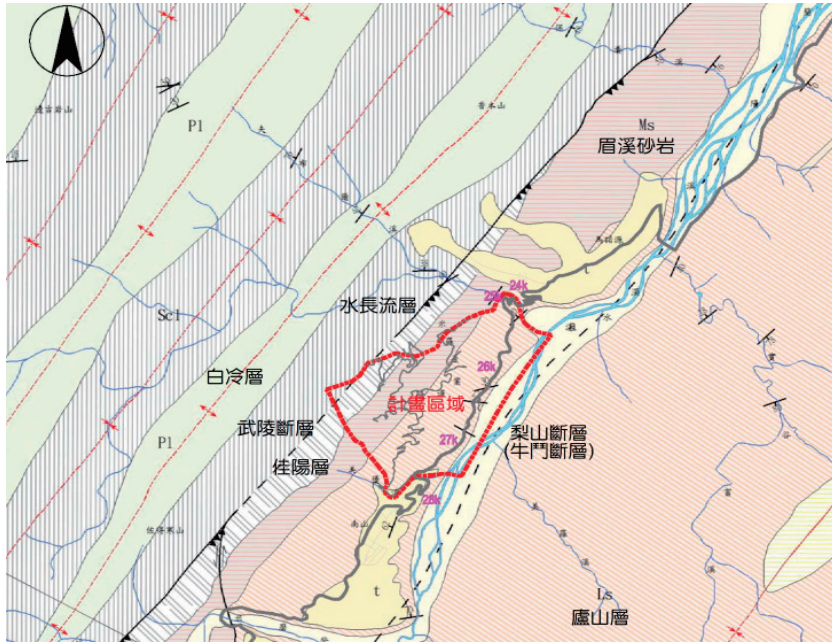
資料來源：經濟部中央地質調查所五十萬分之一臺灣地質圖

圖 2.6 中央地質調查所五十萬分之一區域地質圖



資料來源：中央大學臺灣活斷層資訊網

圖 2.7 中央大學臺灣活斷層分佈圖



資料來源：中央地質調查所；環山地質圖幅淡水河、蘭陽溪、南崁溪流域期中調查評估成果總報告書

圖 2.8 計畫區域區域地質圖

2.4 環境地質

為瞭解本地區整體地層岩性及詳細地質構造展布特性，擴大範圍實施地表地質調查，並配合「台7甲25K~26K崩塌地委託調查工作」報告相關鑽孔及地物資料，完整描述及建構計畫區域之地層岩性及構造情況。相關調查照片如圖2.9所示，調查成果之地質圖平面及剖面如圖2.10~2.11所示。

1. 地形及地質現況

台7甲25k~26k邊坡極陡，平均約 42° ，屬一經常崩坍之不穩定邊坡，此經常崩塌段陡坡範圍從底部坡腳（海拔約為910m，即蘭陽溪溪床之西側）開始，向上至米羅產業道路沿線分布之高位河階地邊緣（海拔約1175m以上）為止，上下高差約為265m。現今台7甲線公路路基位於於此段不穩定邊坡下段，海拔約為950m~975m之間。

蘭陽溪中游段河床緊鄰本邊坡的東側坡腳，此段溪床甚寬，平均達約400m以上，而溪水向北北東方向流出。此段河道兩側山地之侵蝕及崩塌作用極為嚴重，大量崩塌之岩屑或土石不斷流入河道堆積，形成一極厚之河道堆積層。

蘭陽溪之溪床不但輸送且堆積大量之土石，其兩側又發育有甚多不同高程的河階地，面積較大的河階地包括夫布爾溪北側之四季平台，以及南側美優溪以南山平台，而在本段邊坡的上部米羅產業道路兩側則零星分布有多階高位殘留河階地，這些河階地地表坡度平整，成為現今高山蔬菜之農園。

在較近的地質時期內蘭陽溪東岸的幾條小支流（如對岸之美羅溪）具有旺盛的向源侵蝕力，侵蝕造成大量土石向西衝入蘭陽溪溪床堆積，疊置於原溪床之上，並形成向西突出之溪口沖積扇堆積地形，致現今蘭陽溪溪床有東高西低現象，造成溪水偏向西流，豪大雨時溪水全集中於溪床西側（即本基地邊坡之坡腳），對本基地邊坡之坡腳造成強大的沖刷與侵蝕壓力，為本邊坡不穩、後退、及路基經常流失之主要原因。

本基地地質經由詳細調查結果繪製成計畫區平面地質圖後，並於調查時在夫布爾溪溪床兩側之連續地質露頭調查中發現在則前橋附近有二個規模較大的剪裂帶（厚度分別約為10m及5m，圖2.9照片A6）。此二剪裂帶係岩層受到大地應力作用時所產生，且延伸位態與板劈理一致。另外，在夫布爾溪的調查中，可以明確界定東側的板岩帶與西側的變質砂岩夾板岩帶（即所謂的眉溪砂岩層）的分界線。更西側在變質砂岩夾板岩帶的西界則有一向西傾斜的斷層存在（圖2.9照片A2），而斷層西側則接一巨厚的板岩層（乾溝層及大桶山層），而這條新發現的漸層與前期平面地質圖所標示的武陵斷層，不但位置不同，代表的意義也不同，如圖2.9所示。在繪製剪裂帶分布時，主要參考露頭資料、地形特徵資料外，並盡可能與鑽孔岩心資料配合「台7甲25K~26K崩塌地委託調查工作」報告相關歷史鑽孔比對之綜合結果。

2. 工程地質特性

25k~26k邊坡深部岩盤由黑灰色板岩構成，板劈理密集發達，但深部新鮮板岩緻密堅硬，強度高，透水性低，基本上不儲存或流通地下水。板劈理以高傾角（ $>70^\circ$ ）向西傾斜。

陡坡上的板岩長久受到重力的作用後，表淺層板岩逐漸向下坡方向發生潛移彎曲運動，形成轉折現象（圖2.9照片A3），致使原本劈理呈高傾角（ $>70^\circ$ ）的板岩因而向下拖曳彎曲而造成傾角變小變緩現象，此一特殊地質特性在各鑽孔岩心的觀察紀錄中均普遍存在。轉折帶岩層因相對較接近地表，受向下潛變並逐漸風化影響，常易沿劈理面張裂風化而呈破碎現象，因而具有偏低的RQD值，岩體強度也逐漸降低，且地下水滲透率也隨之提高。受地表潛變彎曲影響之轉折帶深度可達50m以上。

岩盤內的二條主要剪裂帶之分布及延伸位態與區域之板劈理一致，為一受大地應力作用下上、下岩盤互相剪切摩擦而生成，岩質軟弱易受侵蝕，滲透性高，常可流通及儲存地下水，地表出露處常有凹陷或侵蝕成緩坡，並常有地下水滲出，為造成邊坡不穩的重要因素。

綜合結論，本基地由地表向下大致可以分為下列不同性質之地層：

- (1) 表土層（工程土壤）：厚自數十公分至二十餘公尺，包括表層土壤、崩積層、古河階堆積層等，透水性高、穩定性低、易侵蝕崩塌。最厚之表土層在坡頂之古河階地，厚者超過 20m，但 25k~26k 崩塌地本層大部分已崩塌流失或人力刷坡而厚度驟減，可以從數公分至數公尺。

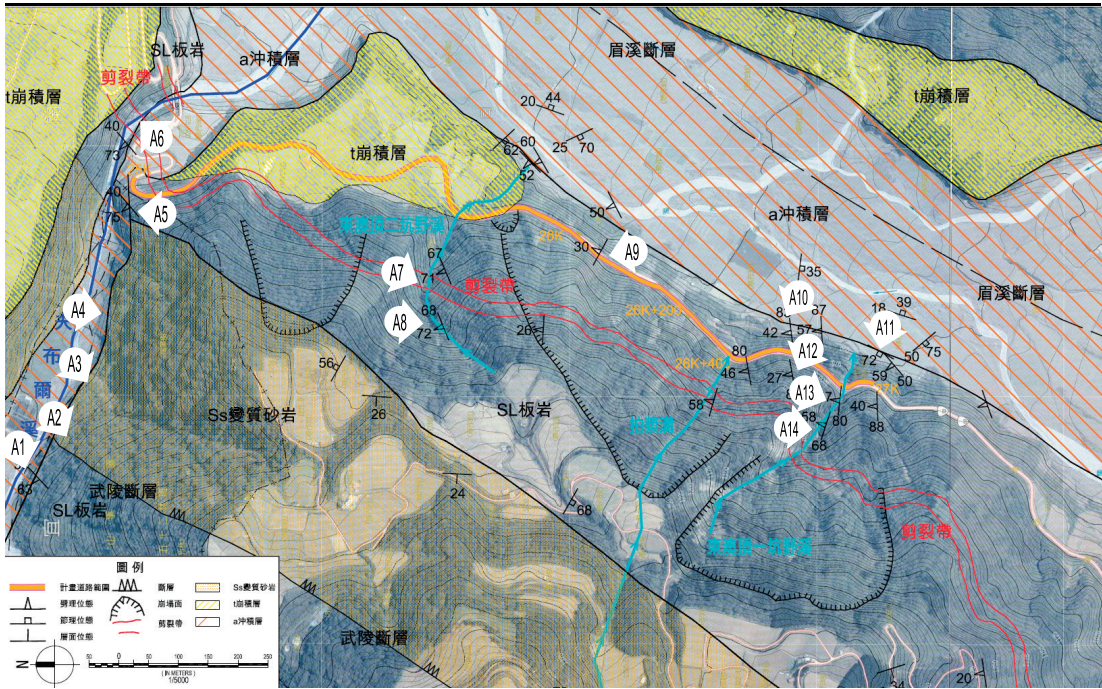
- (2) 轉折帶岩層：由潛移彎曲之板岩組成，厚度各地不同，可以從數公尺至 50m 以上，而劈理傾角一般從 60°至水平均有，但中間的傾角是漸變的。轉折帶因受地表地質外營力如風化、侵蝕、潛移及崩塌作用，影響而致向下坡方向潛移轉折，因此常易使板劈理張裂、風化、彎曲變形，故岩石及岩體強度逐漸降低。部分轉折帶可依風化程度而分成新鮮輕度風化及中度風化帶，如圖 2.11 剖面 A-A'所示。
- (3) 新鮮板岩層：地下深部以及深侵蝕溝底常可見本層露頭，呈黑灰色新鮮狀，強度高，不透水，劈理傾角呈高度度 (>70°)，岩體雖有密集度不等的劈理弱面存在，但在地下呈新鮮狀之劈理均呈緊密閉合狀，故岩石及岩體之強度均高。
- (4) 剪裂帶：本基地在現場地質調查時，於則前橋稍上游之夫布爾溪北岸陡坡發現有兩條較大規模的剪裂帶，其厚度分別為 10m 及 5m (圖 2.9 照片 A6)。此二剪裂帶之陡坡常受侵蝕或崩塌而退後，因而影響到其上方之台 7 甲線公路大迴轉彎之路基穩定，路基經常受崩塌而後退，目前剪裂帶出露處之陡坡已經初步工程整治過，故原崩塌出露之剪裂帶露頭已不復可見。

剪裂帶係岩層受到大地應力作用影響下沿劈理面相互剪移摩擦而造成，由剪裂帶、剪切角礫及部分大小不一之碎裂岩塊組成，強度低，易侵蝕崩移，剪裂摩擦泥不透水，但角礫及碎裂岩塊部分則屬透水層，故剪裂帶出露處常有明顯地下水滲出。

剪裂帶之位態延伸與板劈理一致，故在地表淺處亦同樣受到轉折帶影響而傾角變低。剪裂帶因岩體軟弱而易崩塌，另因其地表出露處常有地下水不斷滲出，為影響邊坡穩定之重要地質因素。圖2.10所示之剪裂帶分布係根據地質露頭、地形特徵、鑽探岩心判釋紀錄資料綜合推定之結果。實際上本基地其他地區仍有較小規模(厚度)之剪裂帶零星分布，但詳情尚無法清楚瞭解。

3. 災害段地質分析

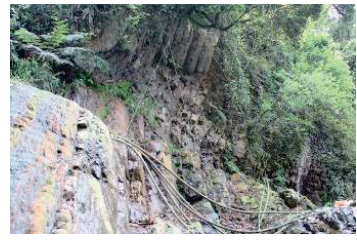
本調查區域無順向坡、地下坑道、回填區及礦渣堆、洪患等地質災害。斷層由現地地表調查結果，無明確的證據顯示有大斷層構造通過規劃調查區域。另由野外地質調查及鑽探岩心觀查結果綜合研判，台7甲線25k~26k所在邊坡，基盤岩層以板岩為主，未受地表外力影響的板劈理大多數呈北北東走向，以陡立或高傾角向東或向西傾斜為主。另有部分板岩因為原岩以純泥質或炭質為主，本身就較軟弱，在接受區域變質(以壓應力為主)作用後，此等原為泥岩或炭質頁岩的岩層變質後成為板劈理特別密集發達的板岩，若有片狀雲母礦物分異結晶排列時即成千枚岩(phyllite)，為板岩中的弱帶部分，且沿此等弱帶常可發現有剪切作用發生過的證據。剪裂帶為板岩中的軟弱帶，其厚度可以從數公分至大於50m，其展延與分布為沿劈理面發育，易侵蝕，為造成邊坡不穩定重要因素。此剪裂帶於25k則前橋旁邊坡出露，而呈北北東走向沿展平行25k~26k道路，為25k~26k道路邊坡穩定及規劃方案評估之重要關鍵。



照片 A1 夫布爾溪旁板岩出露



照片 A2 25K 西界有一向西傾斜的斷層存在



照片 A3 陡坡上板岩受到重力作用，形成轉折現象



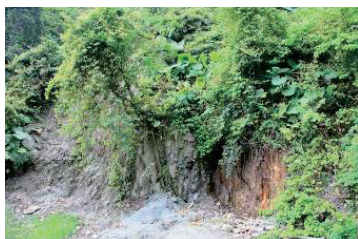
照片 A4 夫布爾溪溪床西側的變質砂岩夾板岩帶出露



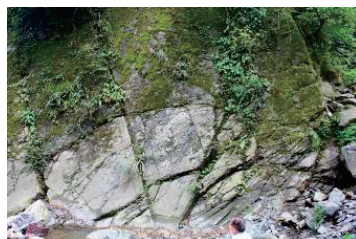
照片 A5 夫布爾溪旁板岩出露



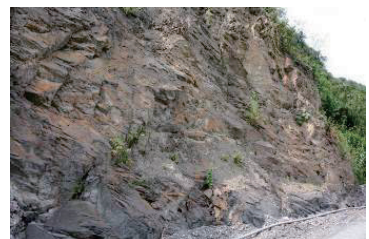
照片 A6 台 7 甲線 25K 道路邊坡剪裂帶出露



照片 A7 東澳頂二坑野溪剪裂帶出露



照片 A8 東澳頂二坑野溪板岩節理切割



照片 A9 台 7 甲線 26K+100 道路下邊坡坡趾出露之板岩



照片 A10 台 7 甲線 26K+400 道路下邊坡坡趾出露之板岩



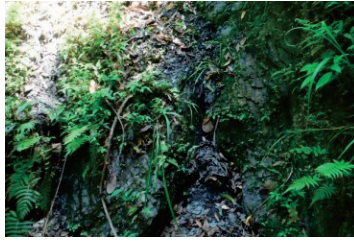
照片 A11 台 7 甲線 27K 道路下邊坡坡趾出露之板岩



照片 A12 台 7 甲線 26K+500 道路邊坡旁出露之板岩



照片 A13 東澳頂一坑野溪溪底出露之板岩



照片 A14 東澳頂一坑野溪溪底出露之小型剪裂帶

圖 2.9 地質調查照片圖

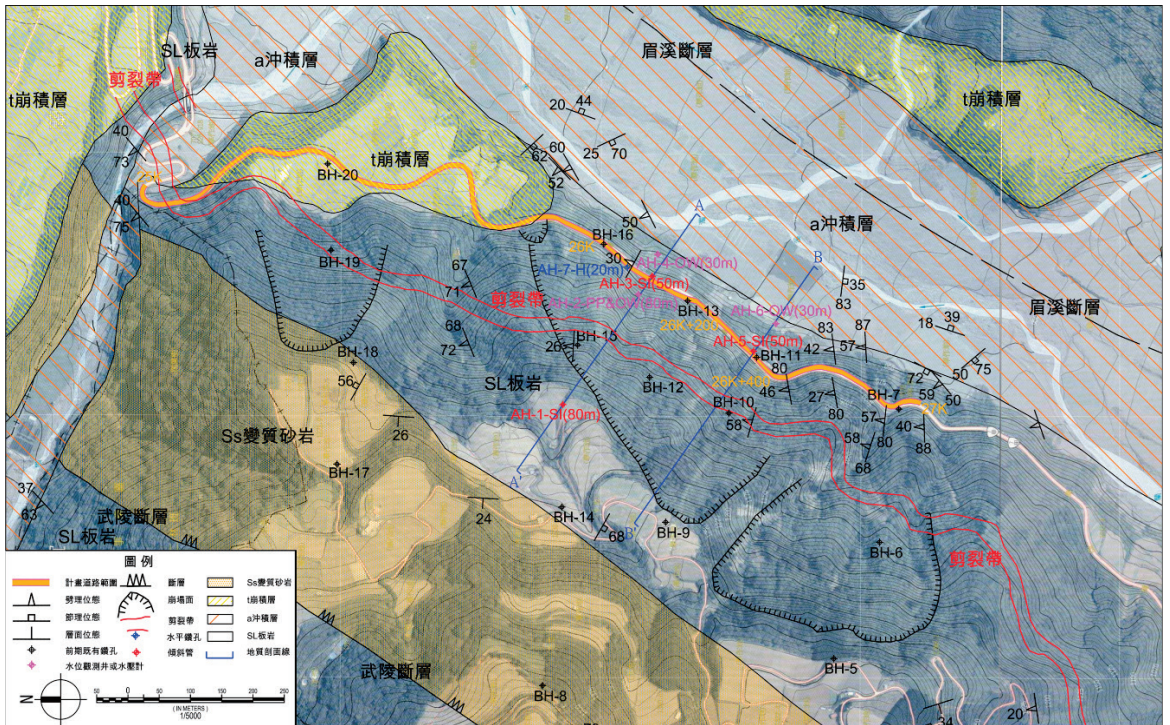
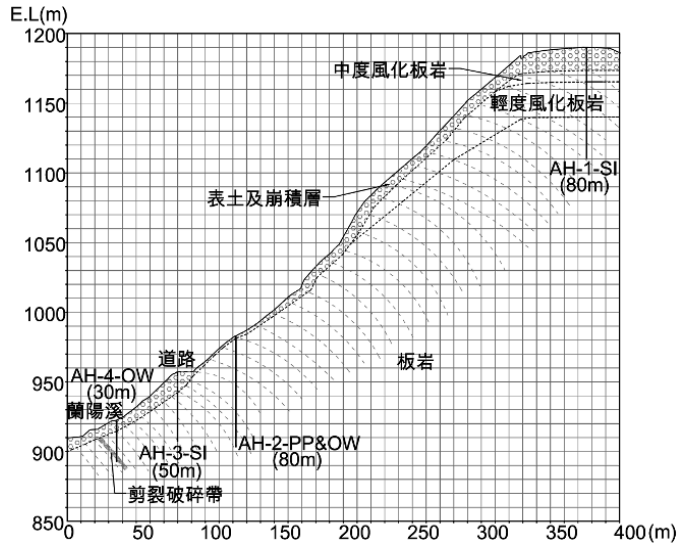
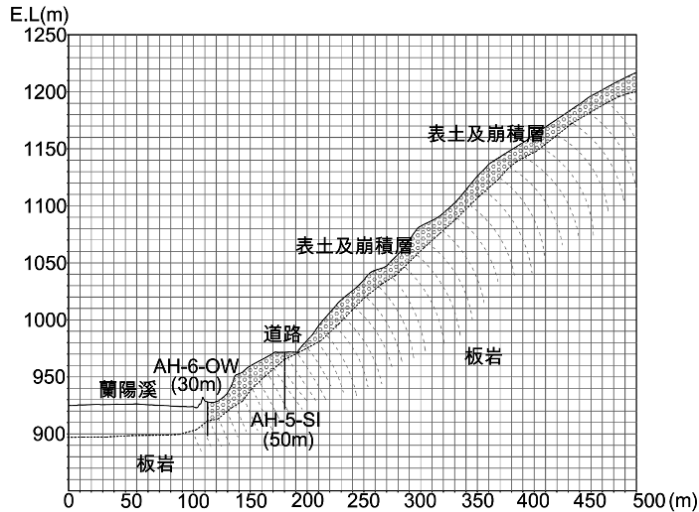


圖 2.10 環境地質圖 (S : 1/10000)



A-A'剖面圖



B-B'剖面

圖 2.11 基地地質剖面圖

參、邊坡現況、沿革與災害機制

本處路段邊坡因表層風化或岩層受重力傾倒影響致破碎，另於則前橋稍上游之夫布爾溪北岸陡坡有兩條較大規模之剪裂帶，此二剪裂帶之陡坡常受侵蝕或崩塌而退後，因而影響到其上方之台7甲線公路大迴轉彎之路基穩定，路基經常受崩塌而後退。其中台7甲線26k+000~26k+500為路段中最常發生崩塌區域，目前大部份災害情況為大雨時發生淺層岩屑崩塌，整治後常於整治邊緣再次發生崩塌，崩塌土石下沖常刷毀既有設施。下邊

坡因對岸南山一號野溪及美羅溪上游大量崩塌土石堆積形成沖積扇，造成河道向台7甲線公路側靠近，加劇淘刷台7甲線路基坡腳。

3.1 邊坡現況說明

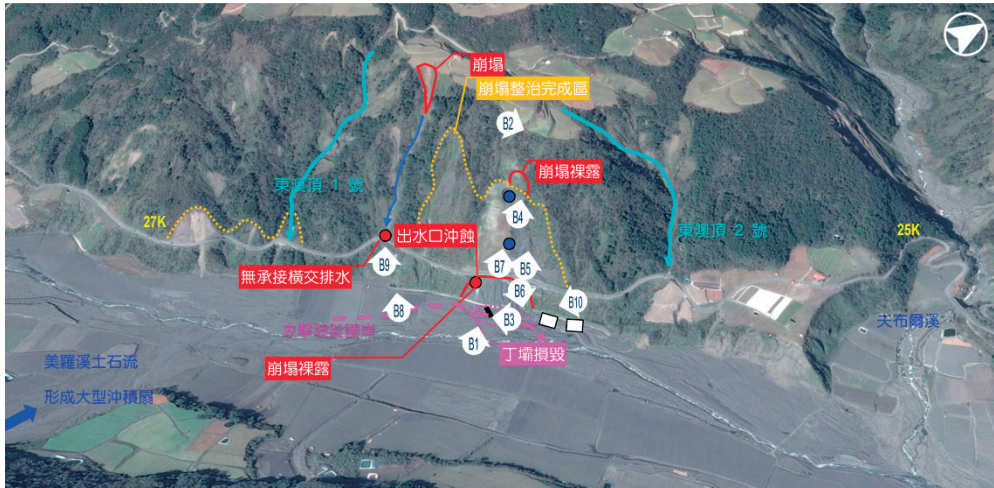
現況26k+100道路下邊坡河岸之丁壩鼎型消波塊沖毀流失（圖3.1照片B3）、既有排樁擋牆護岸被崩塌堆積土石掩蓋及既有排樁擋牆之排樁遭沖刷導致鋼筋出露（圖3.1照片B8）。而台7甲線26K+100道路下邊坡之擋牆基礎沖蝕不穩、坡面原有地錨格樑擋牆損壞坡面留存（圖3.1照片B6）、橫交出水口下方噴漿溝沖蝕損毀（圖3.1照片B10）；台7甲線26k+100道路上邊坡：整治範圍頂部新崩塌（圖3.1照片B4）、部分既有型框護坡損毀（圖3.1照片B5）、局部坡面降雨後有出水情況（圖3.1照片B7）；台7甲線26K+450道路下邊坡：既有排樁擋牆護岸設置上游末端，坡趾民眾農墾；台7甲線26K+450上邊坡噴漿溝道路聯接處無承接水工（圖3.1照片B9），逕流沿道路側L型溝漫流。相關25k~26k災害歷史照片整理如表3.1所示。

3.2 歷年航空照片

歷年航空照片如表3.1所示，茲說明如下：

1. 民國97年11月30日農林航空測量所正射影像顯示，台7甲線26k~27k道路上、下邊坡既有邊坡於97年11月前已有崩塌產生裸露植生差異之情況。而民國97年9月間有歷史次之之最大降雨量高達499mm之蕃蜜颱風。
2. 民國101年8月12日農林航空測量所正射影像顯示，相較於98年及100年正射影像，台7甲線26k~27k道路上邊坡崩塌有向上擴展的情況，並可看出台7甲線26k+500道路下邊坡之產業道路於期間內損毀。於100年~101年期間有歷史最大單日降雨量510mm之蘇拉颱風，及多個超過單日降雨量達350mm之風災。
3. 民國102年11月30日農林航空測量所正射影像顯示，相較於101年8月14日正射影像，於26k~27k道路上邊坡植生有逐漸恢復情況。

綜合航空照片判釋，發生明顯崩塌期間均有較大的颱風豪雨。推測25k~26k路段上、下邊坡崩塌情形，道路上邊坡應為邊坡坡度較陡，且因雨水沖蝕坡面導致造成表土及風化岩層產生漸進式向上崩塌，而雨水之沖蝕作用亦造成上坡面崩塌面有擴大之情形；道路下邊坡之崩塌應為道路上邊坡之表土及風化岩層崩塌後造成道路下邊坡之擋牆損壞或是蘭陽溪之河道沖刷護岸及坡腳而導致。



照片B1 26k+100災害照片



照片B2 26k+100上方農墾平台截流溝現況



照片B3 26k+100下邊坡丁壩現地僅留存一道



照片B4 26k+100上邊坡整治範圍頂部有新崩塌



照片B5 26k+100上邊坡坡面型框損毀



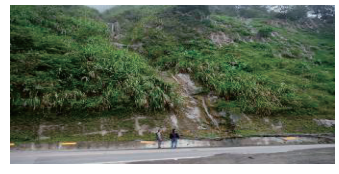
照片B6 26k+100下邊坡崩塌裸露設施損壞



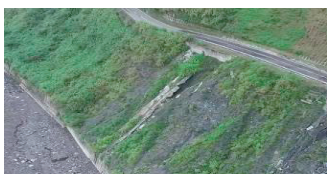
照片B7 26k+100上邊坡整治坡面出水



照片B8 護岸擋牆之排樁遭沖刷導致鋼筋出露



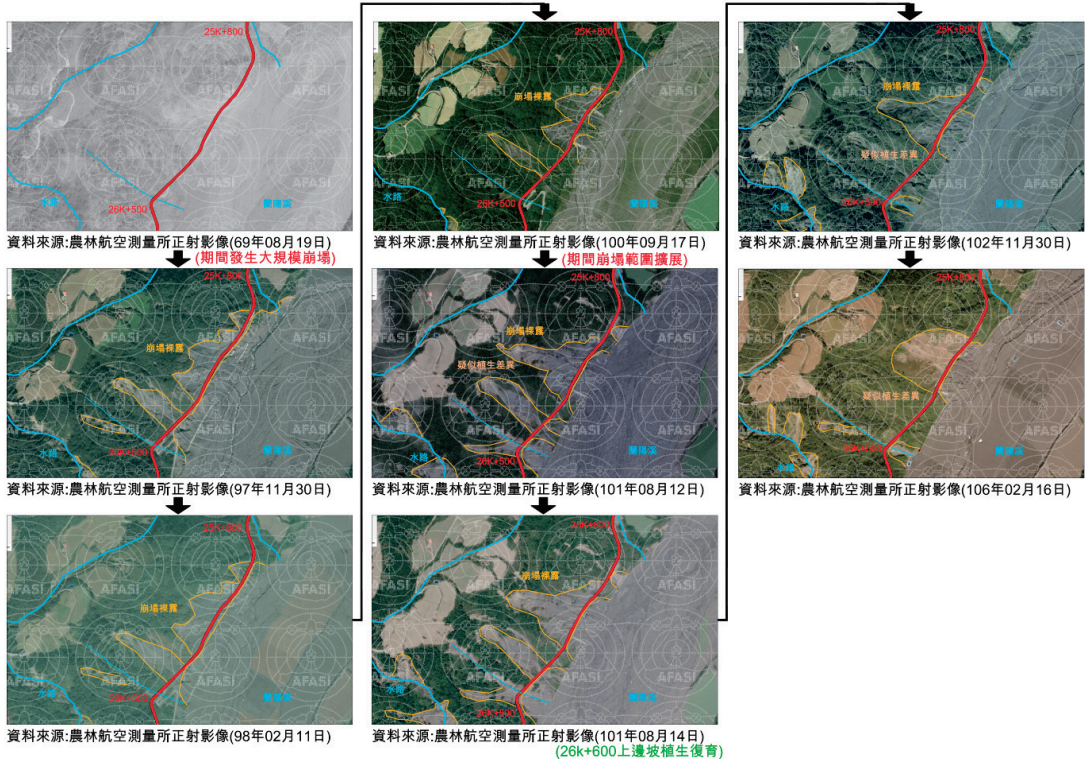
照片B9 26k+450噴漿溝聯接處無承接水路



照片B10 26k+100橫交水路下方沖蝕

圖 3.1 台 7 甲線 25 k ~26k 處路段周圍現況照片

表 3.1 台 7 甲線 25k~26k 處歷年航空照片整理表



3.3 災害機制

本區域主要易發生崩塌之災害機制說明如下：

1. 地形陡峭：本標的邊坡公路均沿陡坡闢建，上下邊坡均為超過 40° 之陡坡，岩層易受重力變形、導致岩體風化破碎，加以颱風豪雨或地震侵襲，發生落石、淺層崩塌甚或弧形滑動，造成災害不斷，邊坡持續裸露，岩層持續風化。岩層於風化軟化後，於大雨蝕溝持續下蝕，又造成局部坡面邊坡陡峭，持續反覆作用崩塌。
2. 地質背景不佳：本案標的台7甲25k~26k邊坡，岩層有受重力轉折影響，岩層易於風化，致使岩層鬆動，岩體強度降低，岩層不連續面張裂滲透性增大，使地表水易於滲入轉折帶內形成地下水滲流情形。邊坡於崩塌後因長時間裸露，風化加速，再於大雨時發生崩塌，在持續的反覆作用下，邊坡逐漸向上侵蝕及向下崩塌，進而影響道路造成災害。
3. 降雨及地震氣象因素：颱風豪雨帶來瞬間超大雨量或累積雨量，除了造成地表面層沖蝕，侵蝕溝向源侵蝕擴展之外，降雨逕流入滲可能使地下水位迅速上升，減低邊坡岩體抗剪強度，造成邊坡崩塌。另鬆散破碎之地層於地震搖動下，穩定性降低造成崩塌，亦是影響邊坡穩定因素之一。
4. 地下水滲流及變化：25k~26k上方區域農墾密集，坡面多數裸露，於大雨時逕流水沖蝕常導致坡面崩塌土石堆積於公路上阻礙通行；而現況因坡面裸露、樹木少，地

層不易涵養雨水，加上地層破碎，降雨逕流易下滲成伏流水，於岩層破碎處積蓄或沿不連續面滲出坡面，為災害之原因。

5. 坡腳掏空：本路段25k~26k沿蘭陽溪上游河岸興建，因對岸溪流上游集水區崩塌嚴重，於蘭陽溪出口處形成大型河岸沖積扇，使所在河段束縮，並使河道向台7甲線側接近，而蘭陽溪本段溪流渠流坡度約為5%，坡陡流短，颱風洪水時期水流湍急，洪水挾帶大量泥砂下洩，河川沖刷淤積變化劇烈且沖擊破壞能力強，造成河道流路擺蕩劇烈，形成彎曲辮狀河道，加劇淘刷攻擊台7甲線公路坡腳，導致25k~26k下方護岸損壞甚至路基流失，進而阻斷道路。

雖然自105年2月梅姬颱風後，期間雖未遭遇大雨，但由相關歷史地形演變、航空照片崩塌範圍變化，可確定標的區域未整治區域均有岩層崩塌裸露、植生不易自然復甦情況，加上此區域下方蘭陽溪持續淘刷沖蝕，增加了道路所在邊坡之不穩定性。而區域邊坡主要面臨之問題如下：目前道路鄰近上邊坡於多次崩塌後，曾進行較深層之刷坡及辦理工程手段之植生護坡，現況尚屬穩定，但道路下邊坡因崩積土石堆積，坡面裸露植生不易，加上蘭陽溪護岸損壞，為路段目前最優先需辦理改善之處。另道路上邊坡之平台集水區廣大，地層破碎，降雨逕流易下滲形成地下伏流水，並於水平鑽孔可知，常時均有豐沛地下水流，故相關坡面中地下水之安全導流，避免大雨增加坡面孔隙水壓力及滲出沖蝕坡面，亦為需辦理改善之課題。

肆、工程整治情況

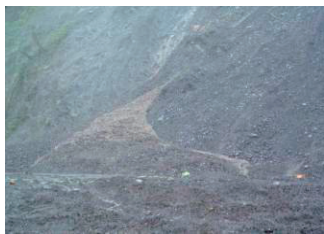
自94年泰利風災後，逢颱風、豪雨公路上邊坡即有大規模嚴重崩塌造成道路阻斷情況，故四工處於95年起陸續進行路線調整及清除上邊坡坍塌土石，另於上方農墾平台設置約2*2m RC截流溝圖3.1（照片B2），並於災害路段下邊坡蘭陽溪攻擊處設置護岸及丁壩等改善工程；水保局亦配合於崩塌區域上邊坡的東澳頂1、2號坑進行排水改善工程。98年完成後，於101年7月遭遇歷史最大蘇拉颱風，期間累積雨量高達1,285公釐，造成邊坡及路基又發生大型崩塌（照片B1）。

1. 民國94、95年：94年9月~10月間泰利、卡奴、丹瑞及龍王等4個颱風接連侵襲台灣，造成計畫區25k+800~26k+400道路上邊坡大量崩塌，以26k+300~26k+400最嚴重，道路堆滿大量崩坍土石，交通中斷，逾800居民受困；另95年6月豪雨及1個月後碧利斯颱風侵台，亦造成崩塌加劇，交通阻斷。災害修復於95年6月開工，採邊坡刷坡（挖除不安定表土）、坡面掛網綠化植生、坡面地表排水及地下排水等工法，於96年3月完工。
2. 民國96年：8月間聖帕颱風來襲，造成26k+350處上邊坡崩塌，及26k+100道路下邊坡路基受蘭陽溪暴洪沖蝕流失下陷，引發上邊坡大量崩塌。災害修復於96年12月開

工，於下邊坡坡趾處修築5座丁壩，並施築130m以直徑1m基樁為基礎之擋土牆兼作截水牆，上邊坡坡趾構築混凝土護坡、坡面掛網綠化植生，於97年4月完工；10月間強烈颱風柯羅莎來襲，造成26k+400處下邊坡路基流失，於26k+200道路下邊坡路基受蘭陽溪暴洪沖蝕流失下陷，引發上邊坡大量崩塌，及26k+100上邊坡崩塌。災害修復於97年4月間開工，於下邊坡坡趾處修築5座丁壩，並施築159m以直徑1m基樁為基礎之擋土牆兼作截水牆，上邊坡坡趾構築混凝土護坡，由於坡面掛網綠化植生效果不佳，未再施作。

3. 民國97年：7月~9月間臺灣接連遭受鳳凰、辛樂克及蕃蜜等3個颱風侵襲，之前柯羅莎風災修復工程仍在施工，無法發揮邊坡保護效果，造成計畫區26k+020~26k+400道路上、下邊坡多處大量崩塌，本災害修復延續柯羅莎風災修復工程，採用的工法包含刷坡及修築丁壩，使河道深槽不再逼近路基。
4. 民國98年：8月間公路總局陸續執行完成26k+050~26k+380（辛樂克風災）路基下坡坡趾保護工程、25k+800~26k+500（鳳凰風災）上邊坡截水工程、25k+800、26k+900排水改善工程及26k+000路基下邊坡沖刷復建工程。同年10月芭瑪颱風導致上邊坡再度崩塌。
5. 民國101年：8月間公路總局陸續執行完成1號坑及26k+050~26k+380（蘇拉風災）之路基填補與下坡坡趾保護工程及2號坑及零星路段路面之土石清除。
6. 民國105年：邊坡於整治後，於105年2月梅姬颱風時仍局部發生崩塌。而梅姬颱風後至今，尚無較大之豪雨及颱風，故目前尚無明顯之災害發生。

表 3.1 台 7 甲線 25k~26k 崩塌處災害歷史資料整理表



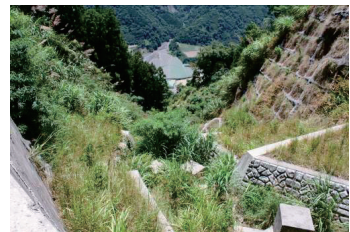
95 年 6 月豪雨災害



崩塌邊坡頂部設置橫向截水溝



96 年 8 月聖帕風災



東澳頂 1 號坑護岸及邊坡崩塌改善工程



97年7月鳳凰風災



東澳頂2號坑護岸改善工程

歷史單日降雨量最大之蘇拉颱風，造成大規模崩塌，邊坡岩屑沖蝕崩塌及路基損壞，後以機具進行刷坡及型框植生進行處理。



101年7月蘇拉颱風

105年2月梅姬颱風時仍局部發生崩塌。



105年2月梅姬颱風

伍、未來治理建議

依目前調查情況，本案各區域災害原因，主要為區域地質條件不佳，地形坡度陡，崩塌區域下方溪溝及坡面蝕溝持續下蝕，造成區域崩塌反覆發生，坡地持續流失進而影響道路通行安全。基於目前調查潛在致災原因及現地情況，依崩塌地調查災害機制、區域地質、地下水及潛在崩塌滑動區域資料，提出改善建議方案，作為整治執行治理之參考，相關說明如下：

本區為台7甲沿線之重要邊坡，致災頻繁，依據公路總局於102年「台7甲線25K~26K崩塌地委託調查工作」及106年「台7甲線25K~26、34K+300~34K+700、39K+100、41K+700委託地質探查、監測、測量及設計服務工作」，對該區段提出治理規劃建議，歸納未來規劃設計之構想。目前大部分道路上邊坡坡面改善工程已施作完成，並依災害現況及觀察到的潛在問題，歸納未來規劃設計之構想大致可分為：道路下邊坡及路基坡趾穩固工程及既有道路上邊坡整治坡面維護及加強工程。

5.1 道路下邊坡及路基坡趾穩固工程

1. 26k+020~26k+180路基裸露下邊坡穩定加強

本路段路基曾發生崩塌流失，現況坡面堆積崩塌岩屑，亦可見先前整治打設損壞之地錨鋼腱及RC擋土牆，因崩積岩屑堆積，坡面有明顯發生沖蝕及不穩定情況，故造成現況坡面裸露及路基存在潛在崩塌風險。本路段規劃建議於道路旁設置排樁增加路基穩定性，並新設排樁帽樑，另於道路下邊坡採噴凝土型框植生，以穩定路基所在邊坡。

2. 26k+100下方損壞護岸擋牆回復（打設雙排排樁）

路段下方擋牆護岸於災害時發生損壞，目前可確定該處牆面版已損毀，損毀原因與上方大量土石崩塌推倒有關。另考量鄰近現存擋牆基礎均可見河床淘刷出露，導致擋牆基礎下方外露最高達2m以上，且亦有基礎排樁接頭處鋼筋外露變形破壞情況，故不排除本處擋牆護岸為整體傾倒損壞。為回復擋牆作用，考量現地堆積大量土石方，牆頂與現地河床高程差達10m，故規劃於原擋牆位置後方，打設雙排排樁，並新設排樁帽樑及RC牆版，以穩定路基所在邊坡。

3. 26k+400~26k+560下方河岸沖刷新設護岸擋牆（設置排樁擋牆護岸）

該處原為台7甲線通往下方河床之便道，於蘇拉颱風時因蘭陽溪沖蝕，導致便道流失，河岸沖蝕，為避免持續沖蝕影響道路邊坡坡趾，故規劃設置新護岸雙排排樁擋牆。施工時，配合逐步回填26k+100下方損壞護岸擋牆前方崩積土，以達就近處理，避免遠運情況。

4. 25k+920~26k+560下方既有護岸擋牆基礎淘空損壞補強（設置混凝土保護工、混凝土方格護坦）

現存擋牆基礎可見河床淘刷出露，導致擋牆基礎下方外露最高達2m以上，且有局部基礎排樁接頭處鋼筋外露變形破壞情況。為防止基礎沖刷，於擋牆前方沖蝕處建議先以臨時性設置混凝土保護工，並植筋與原有擋牆結合，以防止基礎沖刷。建議後續持續關注既有擋牆，若有不穩定之情況，再進行加強穩定保護。

現地既有河岸防護工，可見現地曾經採用排樁組合鼎型塊之丁壩，現況已經損壞流失。另於現地亦可見6*6*3m方格混凝土所組成之5*4護坦工二組，於二組方型混凝土護坦工間之河床現況尚屬良好，依相關現地護坦工情況，考量現地護岸基礎外露，河床可能屬下降情況，為增進道路邊坡坡趾之護岸穩定性，故建議配合現地設置成功之方格混凝土護坦工，於本攻擊岸河段連續設置，以保護護岸基礎。

5. 25k+920~26k+560道路橫交水路安全導排。

5.2 既有道路上邊坡整治坡面維護及加強工程

1. 26k+020~26k+240崩塌邊坡地下水導排（打設水平橫向排水孔）

路段上邊坡，於本次調查瞭解更上邊坡平台集水區廣大，地層破碎，降雨逕流易下滲形成地下伏流水由水平鑽孔可知，常時均有豐沛地下水流，故規劃於路旁及現有整坡平台潛在地下水滲出處打設水平橫向排水孔，以導流坡面中地下水，避免大雨增加坡面孔隙水壓力及滲出沖蝕坡面。

2. 26k+020~26k+240上方平台地下伏流水導排（源頭設置深層集水井）

另於道路既有上邊坡已整治最高處坡面中，可見地下伏流水滲出情況，考量上方平台地層破碎，崩積及風化岩層厚，由坡頂平台鑽孔岩心，可見地下水風化鏽染深度達25m深，配合鑽孔時孔內水位約在地下30m處。為減少地下水流入邊坡，建議於坡頂上方打設集水井導排地下水，避免大雨時邊坡中孔隙水壓升高，造成邊坡發生崩塌。

而建議整治內容，將基樁擋牆辦理改善，維護既有道路路基之穩定及避免原有擋土牆基礎裸露持續惡化且危及用路人安全，於下邊坡道路基礎受美羅溪沖刷處設置導流牆，以減緩沖刷對路基的影響。而相關路權範圍外之混凝土方格護坦、深層集水井等規劃設計，未來將辦理協調分工處理，以加強維護既有道路之穩定。

公路總局第四區養護工程處刻進行26k+020~26k+180路基裸露下邊坡穩定加強、26k+100下方損壞護岸擋牆回復、26k+400~26k+560下方河岸沖刷新設護岸擋牆、25k+920~26k+560下方既有護岸擋牆基礎淘空損壞補強、25k+920~26k+560道路橫交水路安全導排及26k+020~26k+240崩塌邊坡地下水導排等設計工作，相關設計配置平面及剖面圖如圖5.1所示，俟完成設計工作後即辦理改善，以維護用路人通行安全。

參考文獻

1. 長碩工程顧問有限公司(2019)執行公路總局「台7甲線25K~26、34K+300~34K+700、39K+100、41K+700委託地質探查、監測、測量及設計服務工作」設計原則，交通部公路總局第四區養護工程處委託。
2. 長碩工程顧問有限公司(2019)執行公路總局「台7甲線25K~26、34K+300~34K+700、39K+100、41K+700委託地質探查、監測、測量及設計服務工作」地滑調查分析及建議整治方案報告，交通部公路總局第四區養護工程處委託。
3. 中興工程顧問股份有限公司(2013)執行公路總局「台7甲線25K~26K崩塌地委託調查工作」成果報告，交通部公路總局第四區養護工程處委託。

觀音山隧道營運-十年有成（隧道結構安全檢測篇）

陳光宏¹、陳群仁²、游旻達³、李文雄⁴、陳俊堯⁵、陳營富⁶

一、前言

自民國六十年代開始政府推動國家經濟起發，大力投注國家級基礎建設工程，打造國家發展願景，而交通工程仍是所有建設之火車頭，中山高速公路、新東西橫貫公路、福爾摩沙高速公路、西濱快速公路…等等，而這些道路之路線選擇、容量設計、用地需求…等等因素考量，並兼顧地方區域發展，勢必需借助隧道或橋梁工程技術讓公路得以綿延不絕地開拓、建設，國內的公路建設歷經數十年的營運，隨之而來的道路老化問題，成為養護管理單位迫在眉梢的重大挑戰。

國內對於公路養護的相關規定早於民國76年交通部頒布「公路養護手冊」，後因養路技術日新月異，公路設施（備）的提昇，交通部於92年修訂養護手冊，更於民國101年頒布技術規範「公路養護規範」，作為國內公路養護作業之準則。交通部公路總局亦於民國101年重新修訂「公路養護手冊」，細節地訂定公路隧道巡查與檢查方式、頻率、項目、注意事項與參考表格等，提供公路養護機關參考，以提昇國內隧道管養作業效能，確保隧道安全。至於隧道的檢測、維修規定除交通部於民國85年委託國立臺灣大學土木工程研究所進行「老舊交通隧道之安全檢測、維修與補強技術研訂（I）（II）及「老舊交通隧道維修與補強技術手冊」，行政院公共工程委員會在88年委託財團法人臺灣營建研究院辦理「震後隧道結構快速診斷與補強手冊」等研究案，作為各隧道主管機關之參考，由於現行隧道養護規範或技術手冊著重於巡查、檢查作業，期透過早期發現早期治療方式，減少隧道襯砌破壞、隧道變形之發生。惟就隧道檢測方面尚未臻完整成熟，在實務的隧道養護管理方面，權責機關針對各自管養隧道的特性，逕行決定檢測項目，而欠缺明確、一致地檢測準則，本文就觀音山隧道之維護管理以及安全檢測作為案例，提供各界參考。

¹ 台灣整合防災工程技術顧問有限公司 專案經理

² 交通部公路總局第一區養護工程處中和工務段 副段長

³ 交通部公路總局第一區養護工程處中和工務段 段長

⁴ 交通部公路總局第一區養護工程處 科長

⁵ 交通部公路總局第一區養護工程處 副處長

⁶ 交通部公路總局第一區養護工程處 處長

貳、國內、外公路隧道維護管理規範

2.1 日本公路隧道維護管理規範

日本與我國同屬島嶼型國家，其地形、地質條件與施工環境相近，以該國之公路隧道維護管理作法為借鏡，有關日本公路隧道之維護管理規範起源於公益社團法人日本道路協會1993年出版之「道路隧道維持管理便覽」，概將公路隧道維護管理作法分為檢查、調查、對策、監視四大部分。日本土木學會2009年發行「隧道的維護管理」¹則將維護管理階段性地施行初期檢查及二次檢查，並依據結果判定，作為後續對策工程之依據（如表2-1、2-2）。而日本國土交通省道路局國道課2019年新頒「道路隧道定期點檢要領」亦將維護管理流程採取定期點檢（檢查）、健全性診斷、措置（監視、對策）及紀錄等。

日本維護管理流程大略可分檢查（點檢）、調查（二次檢查）及對策三步驟。檢查以目視為主，其目的在掌握隧道結構有無損傷、變形或異常情形，計有日常檢查、定期檢查及不定期檢查。當初期的檢查難以判斷隧道結構的健全度時，需進一步進行調查。

表 2-1 各事業單位實施的初期檢查及二次檢查名稱表

用途	公路	
各事業單位名稱等	一般國道隧道	日本道路公團
初期檢查	初期檢查 日常檢查 定期檢查 異常時檢查 臨時檢查	初期檢臺 日常檢查 定期檢查 詳細檢查 臨時檢查
二次檢查	調查	調查

*資料來源：隧道的維護管理¹

依據日本土木學會隧道工學委員會蒐集相關事業單位對於隧道結構物的調查作業概分有下列9項：

1. 目視：利用目力觀察隧道襯砌表面狀況之調查，以判定是否需要二次檢查及採行緊急因應對策。
2. 擊聲調查：利用錘敲擊襯砌表面，藉由敲擊程度及聲音音質判斷該襯砌表面的剝落狀況與內部有無變形。
3. 襯砌表面攝影：利用攝影工具拍攝襯砌表面並作成像片，藉由圖像處理技術呈現襯砌表面之狀況，亦可作成記錄存底。

4. 裂縫測定：觀由觀察裂縫形態、規模及型式等，推斷隧道承受外力負載、變形之情形。
5. 襯砌變位測定：利用測定襯砌斷面的變形狀態、淨空寬度變化量，測定變形進展速度。
6. 襯砌內部及背面調查：調查襯砌混凝土厚度、背面空洞及地盤狀況，藉以獲得推斷變形原因及設計改善對策所需資料。
7. 襯砌應變測定：於襯砌表面安裝應變計，測定所發生之應變，監視隧道鄰近工程施工之影響。
8. 材料試驗：襯砌混凝土的材料試驗，調查混凝土強度及材料老劣化情形。
9. 混凝土測試錘：利用彈力錘敲擊混凝土表面，依據彈回距離推定混凝土強度。

表 2-2 各事業單位的檢查現況（公路隧道）

		日本國土交通省（一般國道）	日本道路公團
初期 檢 查	名稱	檢查	檢查
	目的	獲得為確保安全且順暢的交通，並防患第三者受災害於未然；以及為確切掌握結構物的狀況，並施行結構物的有計畫的修補所需之基礎資料	獲得為確保安全且順暢的交通，並防患第三者受災害於未然；以及為確切掌握結構物的狀況，並施行結構物的有計畫的修補所需之基礎資料
	頻率	日常檢查（1 次/日）；定期檢查（初次檢查：興建後 2 年內，第 2 次以後檢查：1 次/2~5 年；異常檢查（日常檢查發現有異常時實施）及臨時檢查（需要時每次施行）	初期檢查及日常檢查（幹線內：以交通量做為標準設定；幹線以外：約 2 至 4 次/年）；定期檢查（1 次/年）；詳細檢查（以最長間隔 5 年為標準）；臨時檢查（需要時每次施行）
	方法	目標（遠望/近距離）、擊聲及漏水調查等	目視（遠望/近距離）及擊聲
	適用標準	「道路隧道維持管理便覽」、「道路隧道定期點檢要領」、 「道路隧道變狀對策工程手冊」	「道路構造物點檢要領」
	檢查項目	裂縫、表面舉起、剝離、剝落、壽工縫的切縫、錯層、漏水、游離石灰、材料劣化及變形等	裂縫、表面舉起、剝離、剝落、壽工縫的切縫、錯層、漏水、游離石灰、材料劣化及變形等
	判定標準	按照判定指標分 3 階段評估	功能方面：4 階段的定性評估；第三者遭受災害；緊急修補必要性的定性評估

		日本國土交通省（一般國道）	日本道路公團
二次 檢 查	名稱	調查	調查
	目的	判定是否需要永久措施及對策，以及實施時期等	判定是否需要永久措施及對策，以及實施時期等
	頻率	按照檢查結果實施	按照檢查結果實施
	方法	非破壞檢查（局部）、裂縫監測、淨空變位測定、鑽探調查、強度試驗（襯砌/地盤）及劣化試驗等	非破壞檢查（局部）、裂縫監測、淨空變位測定、鑽探調查、強度試驗（襯砌/地盤）及劣化試驗等
	適用標準	「道路隧道維持管理便覽」、「道路隧道定期點檢要領」、「道路隧道變狀對策工程手冊」	「道路構造物點檢要領」
	檢查項目	外力引起的變形（進展性、裂縫的狀態、表面舉起、剝落、有掉落之虞）；材質劣化引起的變形（有表面舉起、剝落及掉落之虞、襯砌厚度、鋼筋的腐蝕程度）；漏水引起的變形（漏水量、對車輛的影響）	變位速度、有無背面空洞、襯砌厚度、裂縫尺寸及密度、隆起是否引起建築界限受侵等
判定標準	按照判定指標分 4 階段判定（3A、2A、A、B）	將修補、補強等級各以 3 階段及 4 階段的定性評估設定；而且有塑性地壓、偏壓及地盤的鬆弛引起的關於垂直壓力的淨空變位速度的標準	

*資料來源：隧道的維護管理¹

2.2 國內隧道維護管理規範

國內公（鐵）路隧道早年興關迄今，因地震、颱風等天然災害事件，隧道本身材料老劣化以及營運期間交通事故（火災、煙害）等問題逐漸浮出，交通部遂於民國86年委託國立臺灣大學土木工程研究所進行「老舊交通隧道之安全檢測、維修與補強技術研訂（I）（II）」²之研究，該研究報告建議國內交通隧道維護管理流程分為檢查階段、安全檢測階段及維修階段（如圖2-1），為國內隧道維護管理流程之先鋒。

該研究對於隧道檢查定義為在於瞭解隧道之現狀，早期發現對隧道安全性與功能性有不良影響之異狀，掌握異狀程度，期儘早實施適當處理對策。隧道之檢查計分有平時檢查、定期檢查及臨時檢查三類。而對於安全檢測工作則概分隧道基本資料、隧道環境狀況及隧道安全檢測，尤以安全檢測為主。茲就該研究所提出隧道結構安全檢測項目例舉如下12項（表2-3），詳實進行隧道體檢，作為後續維修補強之參考。

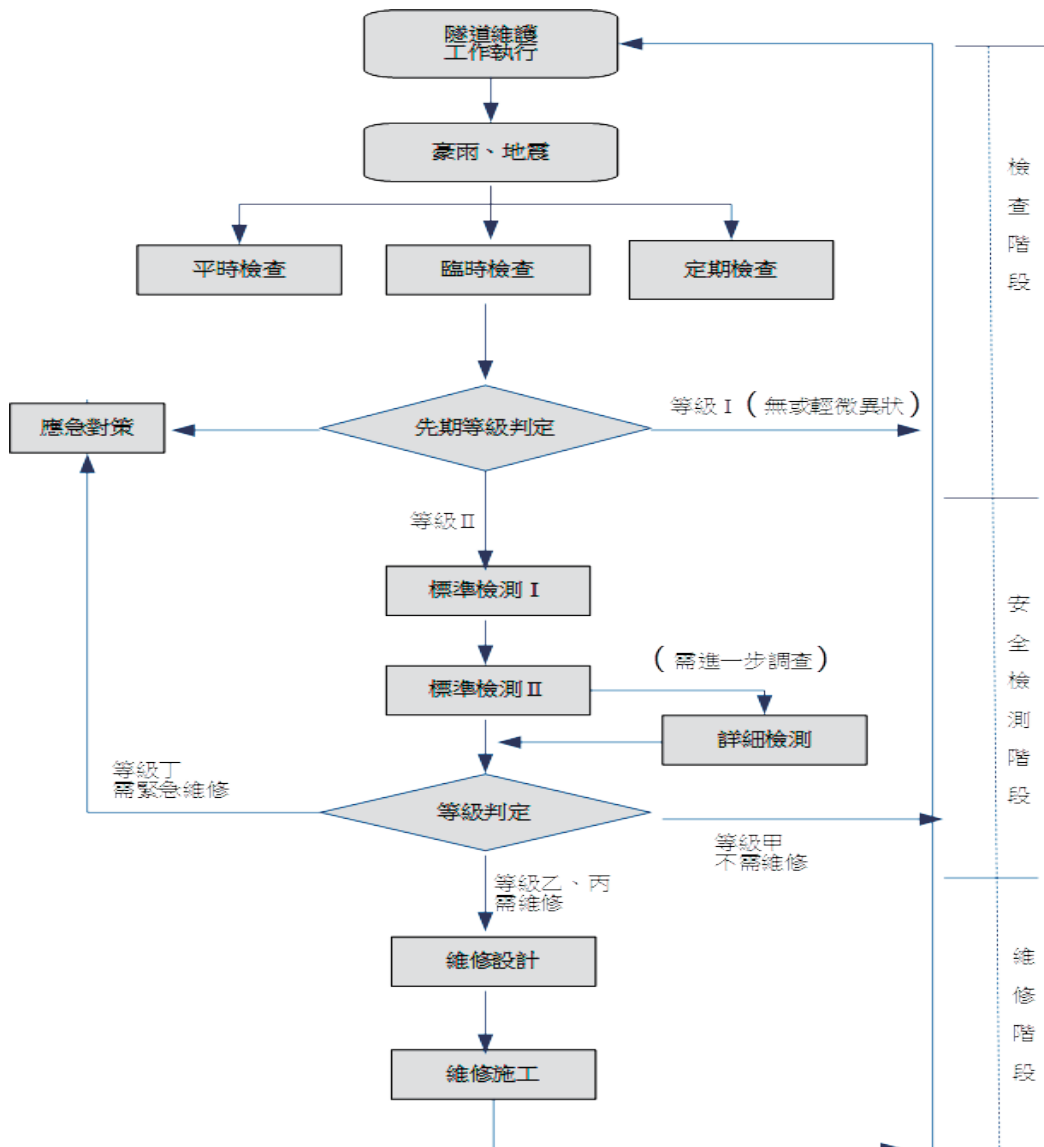


圖 2-1 隧道維護管理流程圖（交通部委託研究）²

表 2-3 隧道結構安全檢測建議項目表

1. 混凝土強度試驗	7. 氬氣含量檢測
2. 混凝土鑽心取樣及抗壓強度試驗	8. 施工縫漏水量、土砂流入量檢測
3. 混凝土中性化試驗	9. 隧道內空變位檢測
4. 混凝土裂縫及孔隙檢測	10. 透地雷達
5. 鋼筋腐蝕檢測	11. 紅外線掃瞄
6. 氯離子含量檢測	12. 反射震測或地電阻探測

資料來源：整理自「老舊交通隧道之安全檢測、維修與補強技術研訂（I）」²

交通部於101年頒布「公路養護規範」供國內公路養護機關於隧道維護管理之依循，按公路養護規範規定，公路養護單位除辦理隧道巡查外，應進一步針隧道進行檢測。該養護規範第六章隧道章節亦明訂隧道內一旦發生事故易致重大災損，故隧道主體及附屬設施必須經常維護，以維交通安全。公路養護機關應透過各種養護巡查、檢測與維修程序等，以維隧道安全。

公路養路巡查定義如下

1. 經常巡查：平時於日、夜間，以目力巡視，以及早發現異常狀況。
2. 定期巡查：在設定期間內，以目力或輔以簡易器具巡查，以維護公路應有之功能。
3. 特別巡查：於颱風前後、豪雨、地震、火災、海嘯或其他重大事故後，就公路重要設施所作之巡視與檢查。

隧道檢測類別及檢測頻率如下：

1. 定期檢測：為掌握隧道之健全度，及早發現並評估造成功能減低或異常之損傷及其原因，而定期進行之檢測。當完工五年內之新建隧道若無特殊情況，應自完工後第六年起進行第一次定期檢測，爾後定期檢測之間隔以不超過兩年為原則。
2. 特別檢測：當重大事故或災害發生時，為了解損傷程度及防止災害擴大而實施之檢測。其辦理時機為重大事故、災害發生後或巡查發現異狀及各級公路養護單位認為必要時。

隧道定期檢測項目包括：襯砌裂縫、襯砌剝落、襯砌材料劣化、內空變形、滲漏水、洞口邊坡、鋪面、排水及電機設施等。養護機關得視需要擇項辦理。至於特別檢測之項目將視事故、災害之嚴重狀況或巡查發現特殊異狀之情形而訂定檢測項目。

另外，交通部公路總局於民國101年重新修訂「公路養護手冊」，更細節地訂定公路隧道巡查與檢查方式、頻率、項目、注意事項與參考表格等，提供隧道維護管理機關參考辦理，俾以提昇隧道管養作業效能，確保隧道安全。

2.3 隧道結構安全評估

本文蒐集國內外隧道維護管理資料，探討隧道異狀的類型、成因，提出隧道檢測對象及相關判釋，作為本案隧道結構安全之檢測依據。再針對檢監時就襯砌部分的完整性、變形程度、滲水情形、裂縫生成、混凝土劣化及鋼筋銹蝕程度等定性、定量地提出隧道安全等級之管理分類。

1. 隧道檢測之對象及判釋

(1) 隧道異狀類型及成因

- A. 隧道完工後，因外力變化、襯砌材料老化、滲水或其他因素，導致混凝土內襯砌產生龜裂、滲水、白華甚至剝落，影響原先使用功能，此種現象通稱為「隧道異狀」，詳圖2-2。
- B. 當隧道產生異狀時，除了定期觀察其變化外，必須進一步分析檢討其結構穩定性及安全性，了解發生異狀之機制與可能之影響程度，以判定隧道安全等級。
- C. 隧道異狀發生原因可分為外在因素與內在因素，詳表2-4。外在因素泛指外在環境受改變所引致之外力增加，或襯砌材料本身劣化；內在因素則指在設計上或興建時施工不良，造成結構強度無法承受外力作用之現象。
- D. 隧道異狀成因及其相互間影響之網狀關係圖，參見圖2-3。

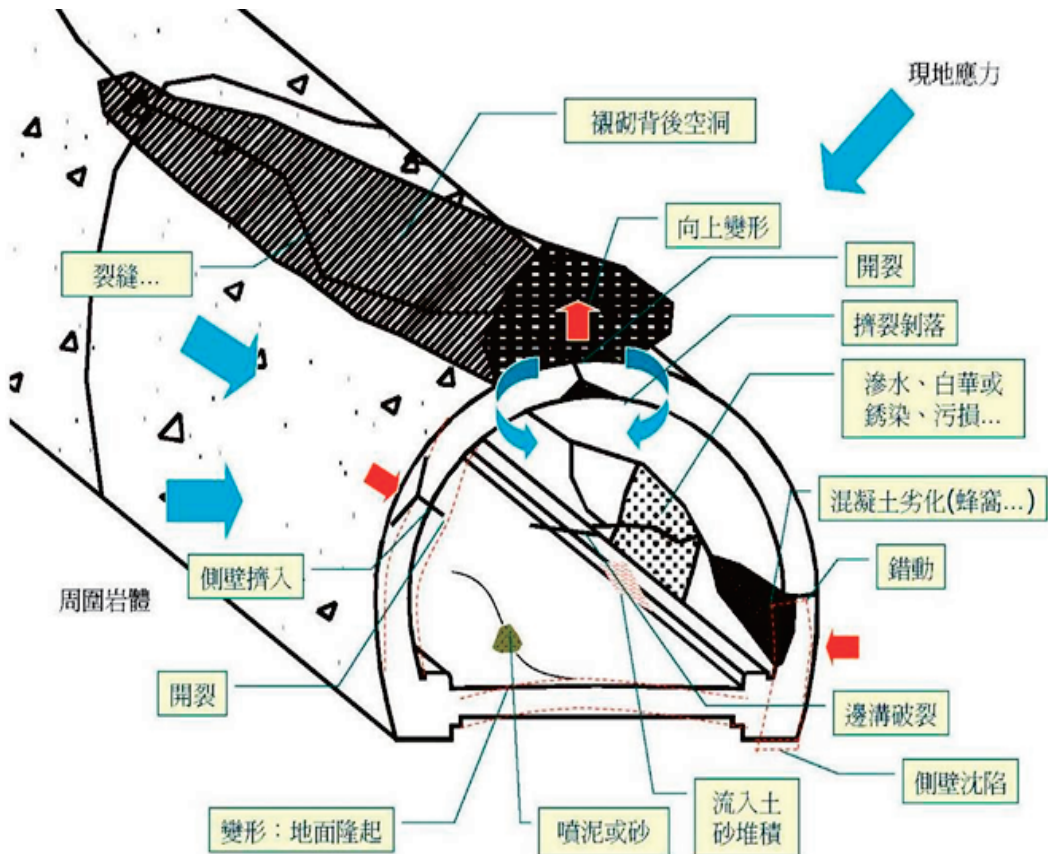


圖 2-2 隧道常見之異狀

表 2-4 隧道異狀原因分類表

因素分類		自然因素	人為因素
外在因素	外力	地形：偏壓、地滑。 地質：膨脹壓、擠壓、隧道上方鬆動岩土重壓、地盤沈陷、地盤承载力不足。 地下水：水壓、凍脹壓。 其它：地震、地殼變動。	鄰近施工 列車振動、氣壓變動。
	環境	老化：中性化、風化、劣化。 地下水：漏水、有害水。 其它：鹽害、凍害。	火災 煙害
內在因素	材料	—	襯砌材料不良。
	施工	混凝土打設時之氣溫、濕度	施工品質不良。
	設計	—	未考慮外因的設計。

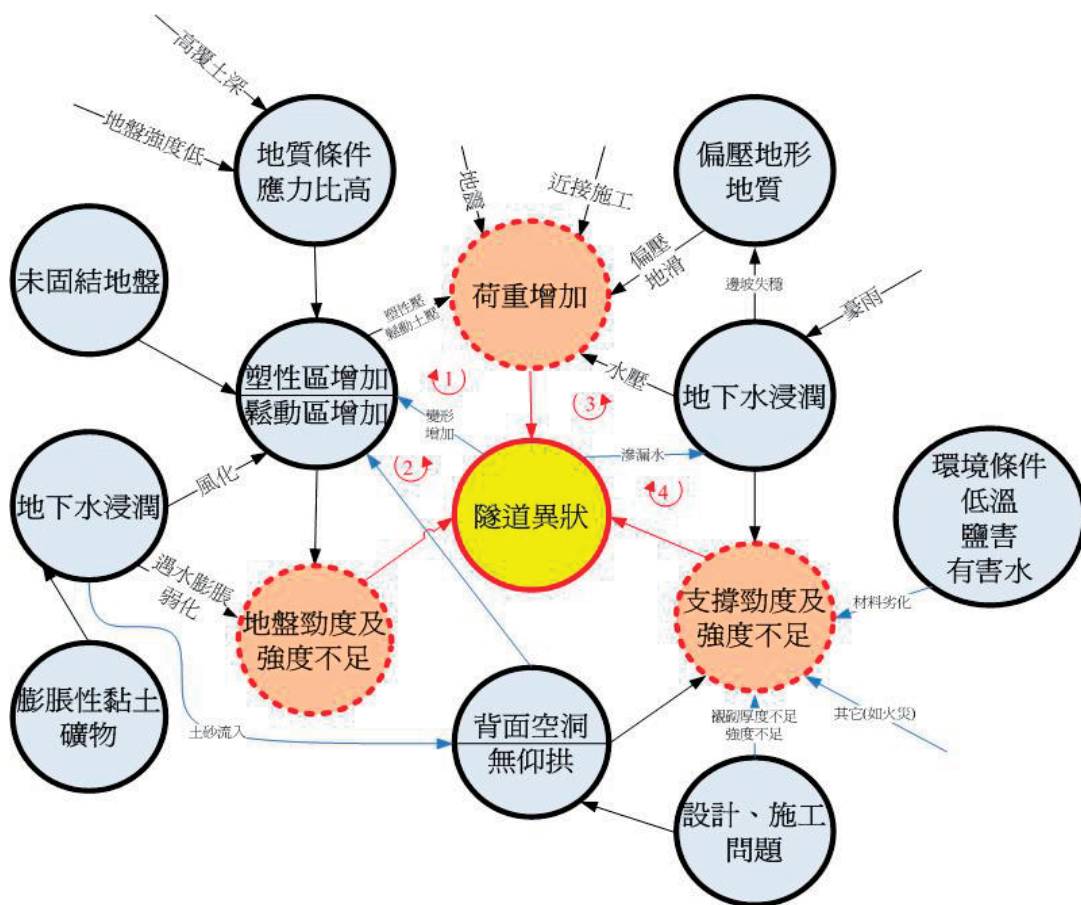


圖 2-3 隧道異狀原因關係圖

(2) 隧道異狀檢測對象分類

- A. 襯砌表面
 - a. 裂縫分佈
 - b. 裂縫寬度與發展速度
 - c. 淨空測量/變形測量
 - d. 剝落
 - e. 勾縫材料鬆落
 - f. 滲漏水
- B. 襯砌完整性
 - a. 襯砌內部缺陷
 - b. 襯砌厚度
 - c. 裂縫深度
 - d. 襯砌強度與劣化程度
 - e. 鋼筋腐蝕與保護層厚度
 - f. 勾縫材料劣化
- C. 襯砌背後孔洞

(3) 隧道異狀檢測結果判釋

- A. 因外力變化產生之異狀
 - a. 襯砌混凝土之變形、移動與沉陷（變形速率）
 - b. 襯砌混凝土之龜裂（寬度、長度、變化速率）
 - c. 襯砌混凝土之浮起與剝落（可能性）
 - d. 突發性之破壞（襯砌背後空洞）
- B. 因襯砌材質劣化產生之異狀
 - a. 襯砌混凝土強度
 - b. 混凝土之浮起、剝落
 - c. 鋼支保與鋼筋鏽蝕
- C. 因滲漏等產生之異狀
 - a. 漏水的狀況（漏水或結冰、土砂流出）
 - b. 漏水的程度（噴水、湧水、滴水、滲水）
 - c. 對通行車輛的影響

2. 隧道檢監測管理值之建議

隧道安全等級之判定，以隧道結構安全、及是否能維持其原功能為依據，並依其異狀進展狀況及特徵等決定之。本文參考交通部於民國86~87年間「老舊交通隧道之安全檢測、維修與補強技術研訂」之委託研究成果，建議隧道安全等級之判定，可依各項檢測結果及研判處理措施之緊急次序，分為A、B、C、D等四個等級，詳如表2-5所示，其中以A級為最安全，接下來安全性遞減，至D級時安全性最差。

表 2-5 隧道安全等級分類表

隧道安全等級	等級分類原則與處理對策
A	無異狀或異狀輕微，目前對用路人及車輛尚無影響，惟仍須持續監視及巡查
B	有異狀發生，將來可能達到 C 級並對用路人及車輛造成危險，須進行重點監視並擇期實施處理對策
C	有異狀發生且異狀仍持續進行中，遲早對用路人及車輛造成危險，須儘快採取處理對策
D	異狀嚴重，對用路人及車輛造成危險，須立即採取處理對策

資料來源：「老舊交通隧道之安全檢測、維修與補強技術研訂」²

(1) 浮起、剝落

- A. 壁面浮起、剝落之判定基準如表2-6所示。如壁面浮起有掉落之可能性時，位於頂拱處應視為D級，位於側壁處則為C級；如壁面浮起位於頂拱，雖研判暫無掉落可能性，為避免將來危害，仍應列入B級進行重點監視。
- B. 壁面浮起、剝落亦可能為隧道受外力擠壓所致，若在此情形下，變形速度通常進展頗快，須特別注意並儘快採取處置。

表 2-6 浮起、剝落之判定基準

位置	是否有掉落之可能性	隧道安全等級
頂拱	有	D
	無	B
側壁	有	C
	無	A

資料來源：「老舊交通隧道之安全檢測、維修與補強技術研訂」²

(2) 漏水

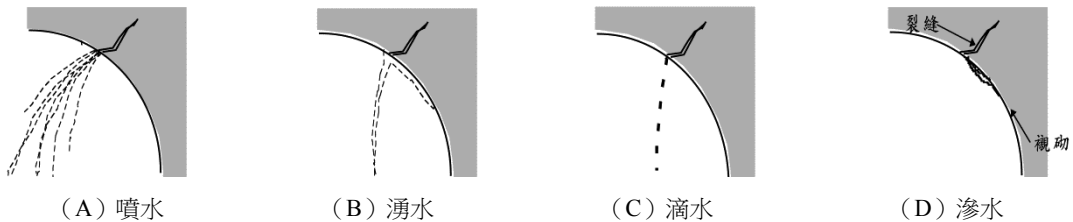
- A. 隧道漏水之判定基準如表2-7所示，與漏水之程度及發生部位有關，以頂拱部位之漏水對通行車輛之影響較大。由於漏水為較容易察覺之異狀，為避免造成用路人不安之情感，因此在判定基準上採用較高之標準。
- B. 隧道漏水若有範圍擴大或漏水量增加等現象，則須注意可能與背面地盤之鬆動或降雨量有關，可能導致透水性增加、加速地盤浸水軟化，須特別注意防止突發性破壞之發生。

表 2-7 漏水之判定基準

項目	部位	漏水之程度				對通行車輛之影響		等級分類
		噴水	湧水	滴水	滲水	有	無	
漏水	頂拱	○				○		D
			○			○		D
				○		○		D~C
					○		○	B~A
	側壁	○				○		D
			○			○		D~C
				○		○		D~c
					○		○	A

註：1.判定基準以對通行車輛造成之阻斷為主要考量。

2.漏水程度狀態示意圖如下：



資料來源：「老舊交通隧道之安全檢測、維修與補強技術研訂」²

(3) 變形、移動、沉陷

- A. 變形、移動及沉陷一般均為漸進變化發展，只有在遭遇地震、地滑或豪雨等時才會急遽進展，其判定基準如表2-8所示。若屬於地滑導致襯砌位移之情形，其安全等級應屬於C~D級，如表2-9所示，必須儘快或立即採取處理對策。一般襯砌變形時，通常會由路面或側溝先行變形，調查時必須特別注意及研判。
- B. 隧道洞口段因覆蓋較淺，即使變形、移動或沉陷程度微小，亦可能導致洞口邊坡之不穩定，或伴隨背面空洞、漏水增加、襯砌變形等現象，進而危害隧道結構之安全，必須實施充分調查以掌握上述現象。

表 2-8 變形、移動、沉陷之判定基準

項目	部位	變形速度				隧道安全等級
		>10mm/年	3~10mm/年	1~3mm/年	<1mm/年	
變形 移動 沉陷	襯砌 洞門 路面 路肩	○				D
			○			C
				○		B
					○	B~A

資料來源：「老舊交通隧道之安全檢測、維修與補強技術研訂」²

表 2-9 地滑導致襯砌移動之判定基準

項目	部位	地滑導致之襯砌移動	隧道安全等級
襯砌移動	襯砌	有	D~C

資料來源：「老舊交通隧道之安全檢測、維修與補強技術研訂」²

(4) 裂縫

- A. 判定基準分為有進展性與無法確認有無進展性兩種。當裂縫屬於有進展性時，其判斷基準可參考表2-10；當無法確認裂縫是否有進展性時，則判斷基準應參考表2-11。
- B. 如裂縫不止一處時，應以具有最大寬度之龜裂處之最大長度為判定對象。
- C. 襯砌施工縫或裂縫若有錯動時，屬異常狀態，必須檢討其導致突發性崩落之可能性，如錯動量達5mm以上且長度達10m以上時，則隧道安全等級必須降低。

表 2-10 裂縫有進展性時之判定基準

項目	部位	龜裂寬度		龜裂長度		隧道安全等級
		≥3mm	<3mm	>5m	<5m	
裂縫有進展性時	襯砌 洞門	○		○		D~C
		○			○	C~B
			○	○		B
			○		○	B

資料來源：「老舊交通隧道之安全檢測、維修與補強技術研訂」²

表 2-11 裂縫無法確認有無進展性時之判定基準

項目	部位	龜裂寬度			龜裂長度			隧道安全等級	
		>5mm	3~5mm	<3mm	>10m	5~10m	<5m		
		○			○			D~C	
裂縫無法確認有無進展性時	襯砌洞門	○				○		C~B	
		○					○	C~B	
			○		○			C	
			○			○		C~B	
			○					○	B
				○	○	○	○	○	B~A

資料來源：「老舊交通隧道之安全檢測、維修與補強技術研訂」²

(5) 混凝土劣化

- A. 混凝土劣化之判定基準，採用襯砌有效厚度與設計厚度之比值，詳如表2-12所示。
- B. 襯砌有效厚度之定義為混凝土強度大於原設計值之部分，一般有效厚度可依混凝土中性化試驗、混凝土電阻等作為判斷參考。

表 2-12 混凝土劣化之判定基準

項目	部位	主因	未劣化程度 (=有效厚度/設計厚度)			隧道安全等級
			1/2 以下	1/2~2/3	2/3 以上	
混凝土劣化	頂拱側壁	材質老化 鹼骨材反應 設計不良 施工不良 其它	○			C
				○		B
					○	A

註：表中「有效厚度」係指襯砌混凝土強度大於設計強度部份之厚度。

資料來源：「老舊交通隧道之安全檢測、維修與補強技術研訂」²

(6) 鋼筋腐蝕

- A. 鋼筋腐蝕之判定基準，詳如表2-13所示。
- B. 鋼筋腐蝕可能減少鋼材有效斷面，其體積膨脹可能間接造成混凝土剝離、剝落，影響結構及用路人安全。

表 2-13 鋼筋腐蝕之判定基準

項目	部位	主因	腐蝕程度	隧道等級
鋼材腐蝕	洞口段 交叉段 凹槽 其它	鹽害 漏水 中性化 其它	鋼材有明顯斷面缺陷，且損及結構功能	C
			有淺層穴蝕或鋼筋全周之鏽蝕	B
			有表面性或局部之腐蝕	A

資料來源：「老舊交通隧道之安全檢測、維修與補強技術研訂」²

參、觀音山隧道維護管理

3.1 觀音山隧道基本資料

觀音山隧道為台64線快速公路（東西向快速公路八里新店線）唯一隧道，長度2,590公尺（西行線長度2,365.5公尺），東、西行隧道各自獨立，均配置2線車道，每車道3.65公尺，行車淨空高4.9公尺。該隧道提供八里臺北港區貨運車輛快速連接雙北地區及國道一號高速公路，其經濟價值極高。

觀音山隧道自民國98年1月12日正式通車啟用迄今（109）已歷時十載有餘，日平均交通流量（PCU）於99年度統計資料顯示約1萬5,000餘輛次，108年度統計資料顯示車輛成長至2萬1,000餘輛次，車輛旅次日益成長，使得觀音山隧道成為國內惟一隧道長度未達3,000公尺，卻能齊身甲級隧道之林，更顯該隧道之重要性。

3.2 觀音山隧道設計基本內容

觀音山隧道設計基本資料詳見表3-1。

表 3-1 觀音山隧道基本資料

隧道名稱		起迄里程	隧道長度 (m)	最大坡度 (%)	平均開挖面積 (m ²)	最大覆蓋厚度 (m)
觀音山 隧道	西行線	2k+976.7~ 5k+342.2	2,365.5	+1.9	100	150
	東行線	2k+768.4~ 5k+358.4	2,590.0	+1.462		

資料來源：「東西向快速公路八里新店線八里五股段工程」竣工報告³

1. 隧道地質：

觀音山隧道經過之地層計有西洞口之大南灣層，隧道段之林口層及東洞口段之觀音山層。西洞口之大南灣層主要為疏鬆砂層偶夾薄泥層或砂泥互層，岩心傾角幾呈水平，以極小角度（小2度）向東南傾斜，隧道西段約640公尺穿越大南灣層，岩性膠結不良，岩質軟弱宜鬆散，無水時自立性尚可，遇水則易軟化。林口層主要為粉土、砂及礫石所組成之礫石層夾厚層砂層，隧道段有長約1,300公尺穿越林口層，其中680公尺以砂層為主、620公尺則位於礫石層地層。東洞口穿越觀音山層，其岩性主要為青灰色砂岩偶夾泥岩，膠結疏鬆，岩質軟弱，觀音山層與林口層岩層界面約向西傾斜60度，隧道東口起往隧道內650公尺穿越觀音山砂層。由於觀音山隧道穿越大南灣層及觀音山層之砂質軟土層，地層均一；穿越林口層時，因有砂層夾於其間，有砂、礫互層情形，即所謂「複合地質斷面」。

2. 隧道斷面

決定主隧道斷面之因素，包括行車空間、通風需求、行車安全、路面設計、機電導線管線及側溝等，分述如下：

（1）行車空間

隧道行車空間淨空高4.9公尺，東、西行隧道各配置2線車道，每車道寬3.65公尺，路肩各0.3公尺，維修步道寬度1.0公尺，高度為2.0公尺。

（2）通風需求

隧道通風設計係以火災規模100MW能量為設計基準並採縱流式通風系統，該系統係以噴流通風機裝置於隧道上方，噴流式通風機吊裝點至風機下緣高度約1.6公尺，通風機下緣至車道路面空間淨空間4.90公尺，經模擬設計結果正常狀況時隧道設置之風機均無需運轉，可藉由車行活塞效應及洞口自然氣流對流維持空氣品質。當火災發生時，通風運轉模式分為兩個階段，第一階段為逃生模式，第二階段為排煙模式。逃生模式之風機運轉係為提供隧道內風速維持4m/sec，強迫煙霧及熱氣向火災下游流動，以供上游側用路人逃生。俟人員完成避難後，由機房人員控制所有噴流式風機啟動以產生較高之空氣流速，減少高溫對設備所造成之損害並協助消防隊快速救災。

（3）行車安全

為顧及過高步道予駕駛人行車時之壓迫感，易造成偏內側駕駛習性，且緊急事故發生時，考慮維修步道不妨礙車門之開啟，兩側維修步道採低步道配置，高度採用15公分之設計，車道路幅兩側各留餘寬30公分，增加行車安全。

(4) 路面設計

隧道路面採剛性路面設計。

(5) 機電導線管群

觀音山隧道設計A、B型導線管群配合隧道斷面所能提供最大面積，滿足機電需求。

(6) 側溝

隧道斷面設計採用防火型側溝，防火型側溝下方之暗溝頂必須距側溝底有一最小距離，使側溝之水流能順利流入暗溝。

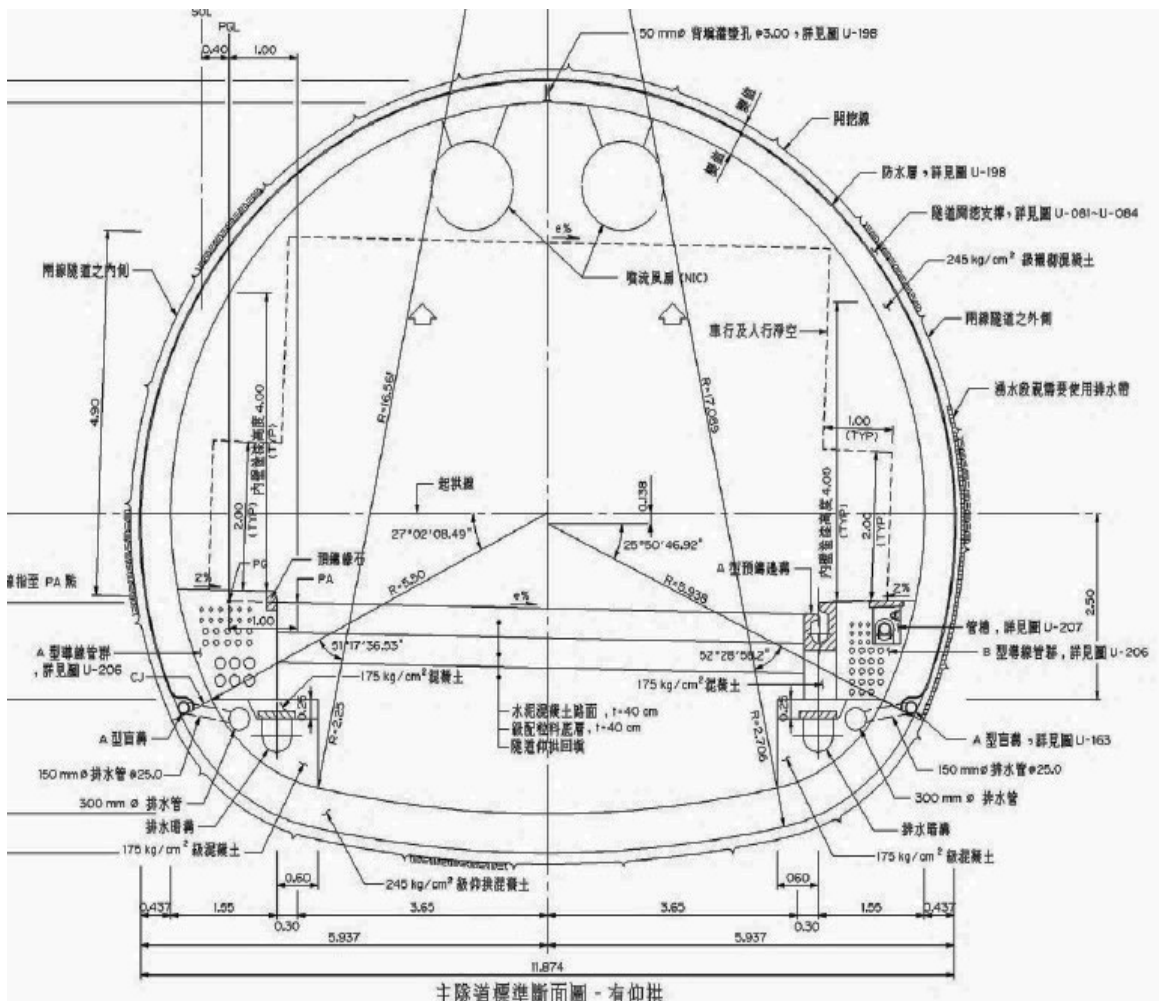


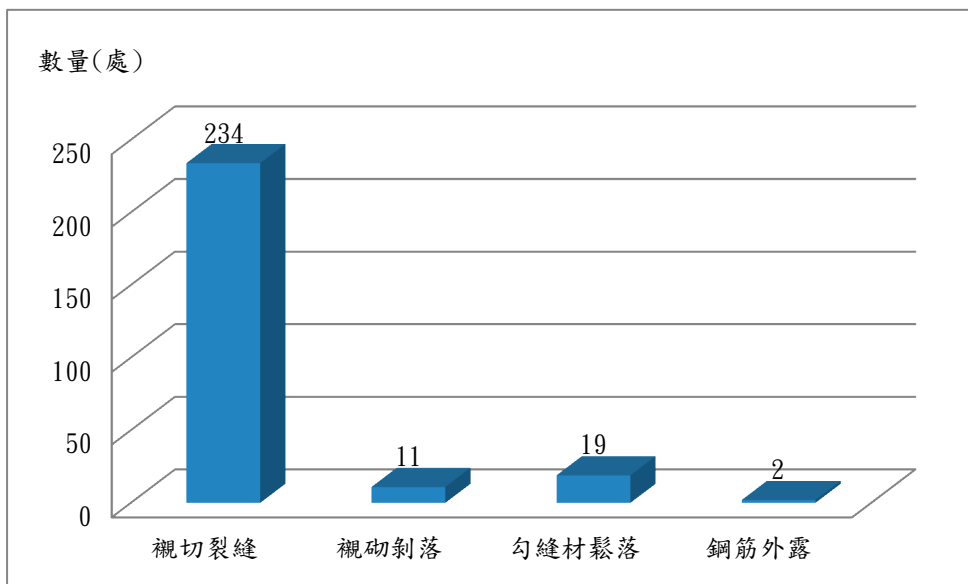
圖 3-1 觀音山隧道標準斷面圖

3.3 觀音山隧道巡查、檢查維護管理

觀音山隧道自98年1月12日正式通車起，養護單位中和工務段依據公路養護手冊規定辦理巡查及檢查作業，每周2次針對隧道襯砌、洞門結構、內裝進行定期巡查，每1年進行1次定期檢查，當巡（檢）查結果屬植生問題、內裝物掉落或遺失、混凝土表面破損、剝落等，立即派工改善，避免缺失問題擴大，衍生結構性問題。

隨著隧道營運管理需求，中和工務段更於104年辦理「台64線觀音山隧道委託安全檢測及評估工作」，委由專業顧問公司針對觀音山隧道襯砌進行目視檢測作業，結果共計266處缺失事項，其中隧道襯砌裂縫佔234處（88%）、襯砌剝落11處（4%），此二項缺失合計佔9成以上，尤其是裂縫是否有持續生成、發展，進而造成隧道結構安全疑慮（如表3-1）。為此，中和工務段復於106年3月起委託工程顧問公司進行觀音山隧道全面性的體檢測評估工作，工作內容包含隧道結構與隧道檢測，檢測結果與分析詳後第4.5章節內容。

表 3-1 104 年觀音山隧道安全檢測缺失統計表



四、觀音山隧道體檢評估

4.1 觀音山隧道測量

觀音山隧道結構安全評估首要工作為測量作業，建置GPS控制點、檢核點，辦理衛星控制點測量，接著規劃隧道內幹、支線道線測量及水準測量，埋設沉陷點加以觀測，並

針對局部區段進行加密檢核點測量作業，最後再進行階段斷面內空變位檢測，相關檢測細部作業如下：

1. 作業規劃與資料搜集

本案清查測區內及周邊基本控制點（含一、二及三等衛星控制點），清查結果於觀音山隧道附近之一點衛星控制點則有D005真慶宮、D006八里等點位，三等衛星控制點計FP45十三行博物館點位，上述點位之樁標種類為鋼標，樁標現況良好且點位現況良好，另本案增加2處加密控制點分別為G196新五路三段及G386 105線6K處（詳如下圖4-1及表4-1）。



圖 4-1 衛星測量控制點位圖

表 4-1 已知控制點清查成果表

序號	點名	點號	類別及等級	樁標種類	樁標現況	TWD97-縱坐標	TWD97-橫坐標
1	真慶宮	D005	一等水準點	鋼標	良好	2782568.107	291085.587
2	八里	D006	一等水準點	鋼標	良好	2781842.767	290036.553
3	十三行博物館	FP45	三等控制點	鋼標	良好	2783447.493	290875.899
4	新五路三段	G196	加密控制點	鋼標	良好	2775859.431	295041.873
5	105 線 6K	G386	加密控制點	鋼標	良好	2779573.051	289418.982

2. 加密控制點衛星定位測量

本案依據「新北市加密控制點衛星定位測量作業手冊」相關規定，以靜態衛星定位測量方式進行加密控制測量，採用六台衛星接收儀同步觀測，進行二測段之觀測。連續且同步觀測時間 ≥ 45 （分），資料記錄速率為5秒記錄一筆。連續兩測段間至少2點位重複觀測，新點重複觀測率、已知高程點及已知平控點之重複觀測率均 $\geq 25\%$ 。

由於本案需透過導線點進行隧道內沉陷點測量及斷面測量，以此目標進行加密控制點之規劃，做為後續導線測量之依據。於現場勘查後，西側出口（往八里方向）佈設三加密控制點（KY01、KY02、KY03）分別做為東向隧道及西向隧道之已知點使用，東向出口（往五股方向）則佈設兩點（KY04、KY05）同時做為東向隧道及西向隧道之已知點使用。前述五個加密控制點位分布圖如下圖4-2（藍色 Δ ），及加密控制點KY01代表照片（如圖4-3）。



圖 4-2 新設加密控制點位分布圖



圖 4-3 新設加密控制點 KY01 位照片

3. 導線測量

本案需施測隧道內沉陷點及斷面，以前述加密控制點為已知點對進行導線點規劃，於東向隧道及西向隧道內各佈設一條導線，共佈設48個導線點。導線計算之精度，分別為1/24079及1/40086，均遠遠優於1/5000之精度。

4. 高程測量

本案使用之水準儀為Trimble DINI 11電子條碼水準儀，每公里往返精度可達 $1\text{mm}\sqrt{K}$ （K為公里數），符合作業規範之儀器需求。選用之已知高程控制點為D005及D006等二個一等水準點。檢測方式為自D005進行直接水準施測至D006，測距長約4.7公里，其檢測精度為 $4.52\text{mm}\sqrt{K}$ ，優於本案作業規範且已近一等水準之精度等級，如下表4-2。

表 4-2 已知高程控制點檢測成果表

起點		終點		資料高差	檢測高差	較差	測段距離	精度
點號	高程值 (M)	點號	高程值 (M)	(M)	(M)	(mm)	(KM)	mm√K
D005	29.288	D006	28.844	-0.444	-0.439	4.73	1.36	3.5

經檢測確認已知高程點之高程無誤，則自己檢測無誤之已知高程點D006採用逐差水準往返施測至新設加密控制點並進行水準測量精度之計算，測線長約4.8公里，精度為 $9.3\text{mm}\sqrt{K}$ 。施測路線如下圖4-4。

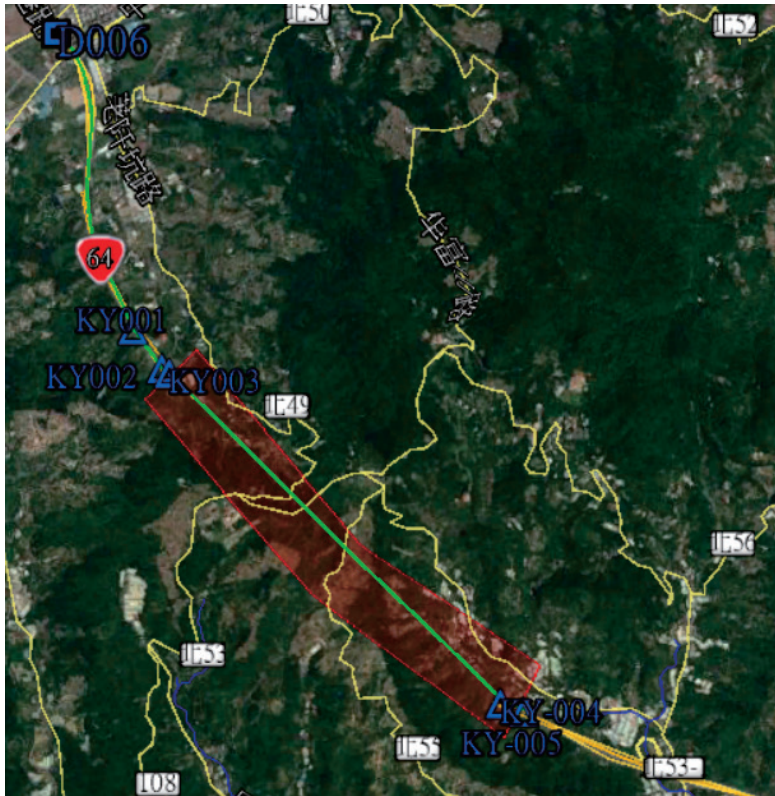


圖 4-4 已知高程控制點位檢測路線示意圖

5. 沉陷點設置與測量

本案於東向隧道與西向隧道內牆面兩側，每10公尺設置一沉陷點，沉陷點設置方式為於牆面鎖定L型鋼片並於鋼片面上黏貼反射稜鏡貼片，於施測時，以全測站經緯儀施測反射稜鏡中心坐標及高程。佈設反射稜鏡標方式如下圖4-5。



圖 4-5 反射稜鏡標之佈設照片

6. 隧道斷面及內空變形檢測

(1) 隧道縱斷面測量

於隧道佈設縱斷面點。自隧道口埋設之控制點及施測與計算完成之導線點，採以直接水準施測斷面點高程，並繪製縱斷面成果圖。

(2) 隧道內空變形檢測

間隔200公尺設置1橫斷面。採用全測站經緯儀進行內空斷面檢測，內空檢測斷面每次測量至少進行2測回，並繪製隧道斷面圖。

4.2 觀音山隧道內空變形檢測

本案規劃每間隔200公尺設置1橫斷面，先予施測隧道內人行道邊緣線，自隧道入口起算每200公尺設置斷面節點，再於圖面計算垂直方向並設置垂線節點，作為斷面施測之方向依據。如下示意圖4-6。斷面編號方式，東向隧道以英文字母E為第一碼，離入口之距離為後三碼，如E000為東向隧道斷面入口起點之斷面、E400為東向隧道距入口400公尺之斷面（西向隧道則以W為第一碼）。



圖 4-6 斷面編訂示意圖

以東向隧道000M處（由出口起算）斷面E00為例，該斷面垂線節點以逆時針方向進行內空斷面施測（如圖4-7、4-8）。

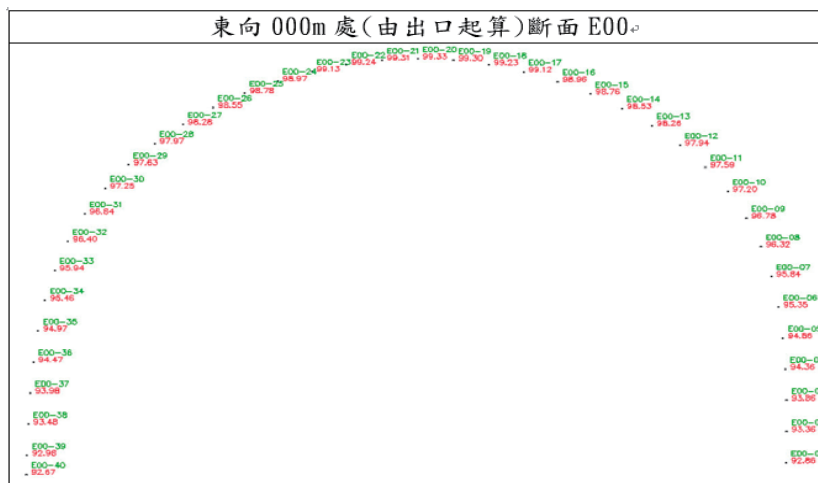


圖 4-7 東向隧道 E00 內空斷面示意圖



圖 4-8 觀音山隧道內空斷面施測照片

4.3 觀音山隧道透地雷達檢測

本案參考104年觀音山隧道調查異狀展開圖、照片，針對其中裂縫集中發生之隧道側壁規劃透地雷達檢測，以進一步判斷襯砌之完整性及其裂縫發生之可能原因，透地雷達檢測之區段、里程及調查位置之選定列如表4-3所示。利用透地雷達調查之項目包括：鋼筋腐蝕潛勢、襯砌含水潛勢、襯砌劣化潛勢……等。

表 4-3 透地雷達檢測位置及選定原則

隧道	編號	區段 (R)	里程	位置	選定原則
西行線	L-01	R81-85	3.91K-3.97K	內側壁	裂縫集中帶
	L-02	R116-125	4.28K-4.41K	內側壁	裂縫集中帶
	L-03	R131-140	4.47K-4.57K	內側壁	裂縫集中帶
東行線	L-04	R121-130	4.14K-4.25K	內側壁	裂縫集中帶
	L-05	R121-130	4.14K-4.25K	外側壁	裂縫集中帶
	L-06	R146-155	4.42K-4.54K	內側壁	裂縫集中帶
	L-07	R163-176	4.62K-4.77K	內側壁	裂縫集中帶
	L-08	R211-220	5.16K-5.27K	內側壁	裂縫集中帶

1. 檢測設備

透地雷達 (Ground-Penetrating Radar) 簡稱GPR，其透地雷達的基本原理源自於電磁波 (Electromagnetic Wave) 理論基礎。簡單的說，在空間上任意一點，隨時間變化的電場將產生隨時間變化的磁場，隨時間變化的磁場將產生隨時間變化的電場兩者

相輔相成。應用電壓為幾百伏特的發射線圈，其產生頻率範圍在1MHz—2.3GHz且歷時為幾十億分之一秒的高頻脈電磁波（亦稱為雷達波），並利用雷達波在不同介電性質的界面產生的反射訊號，經由高靈敏度之接收天線接收反射訊號，經由電腦軟體進行訊號擷取與數位化分析，如圖4-9所示。

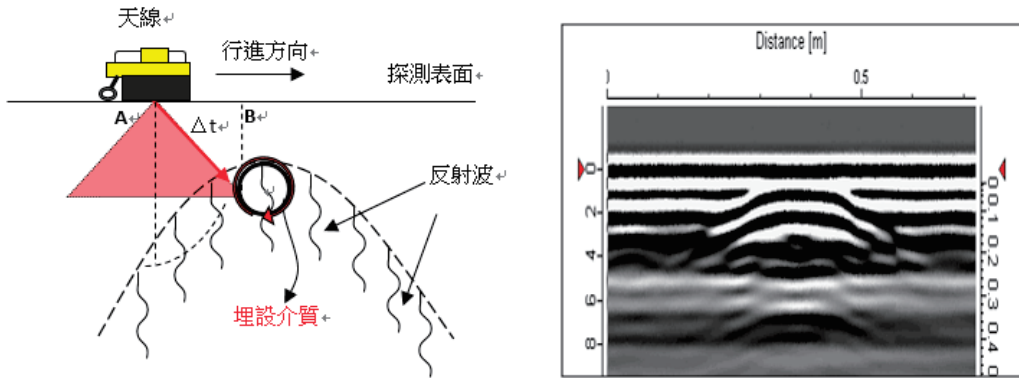


圖 4-9 透地雷達訊號傳遞方式

透地雷達的解析能力與發射天線之頻率有很大的關係，其頻率越高，相對的波長愈短，故其解析能力就愈高，但探測深度減少；相對的使用低頻率天線探測，相對波長較長，解析能力降低，但探測深度增加。且透地雷達檢測方法其特點是將發射天線與接收天線之位置固定或變換，而本計畫採用瑞典MALA遮罩式800MHz、1600MHz頻率之透地雷達探頭，其訊號轉換至數位化擷取過程，如圖4-10所示。

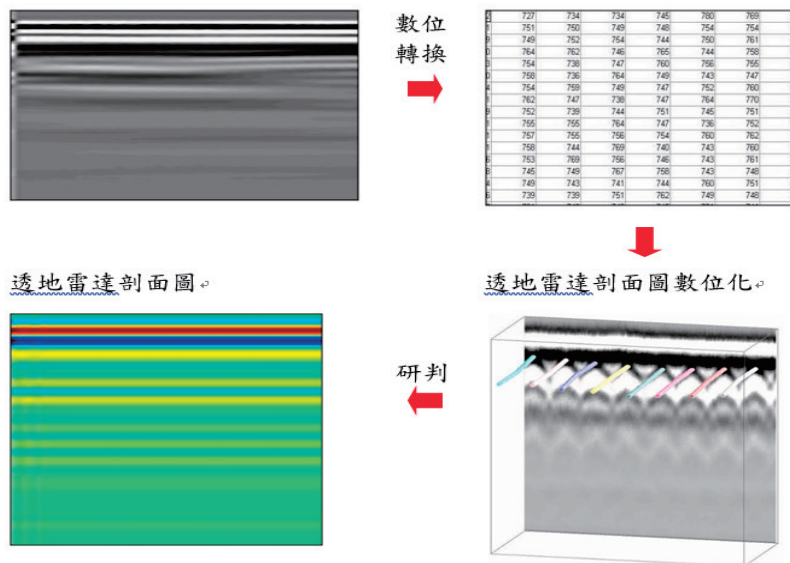


圖 4-10 透地雷達數位化轉換分析流程

2. 透地雷達施測程序

依據現場環境與施測條件進行透地雷達檢測，並以拖曳方式進行掃瞄，重複下列步驟：

- (1) 觀察檢測環境的狀況是否符合檢測條件。
- (2) 視施測情況以天線頻率 800MHz、1600MHz 之透地雷達探頭掃測。
- (3) 針對結構物構件，設定適當的透地雷達檢測深度。
- (4) 將透地雷達天線放置待測區內，進行透地雷達基本參數設定程序（系統本身自動校正）。
- (5) 開始透地雷達施測檢測，將現場資料收入於筆記型電腦內，進行電腦分析處理。

透地雷達（RAMAC/GPR）系統之基本操作程序，以檢測鋼筋腐蝕為例，如圖 4-11 所示。

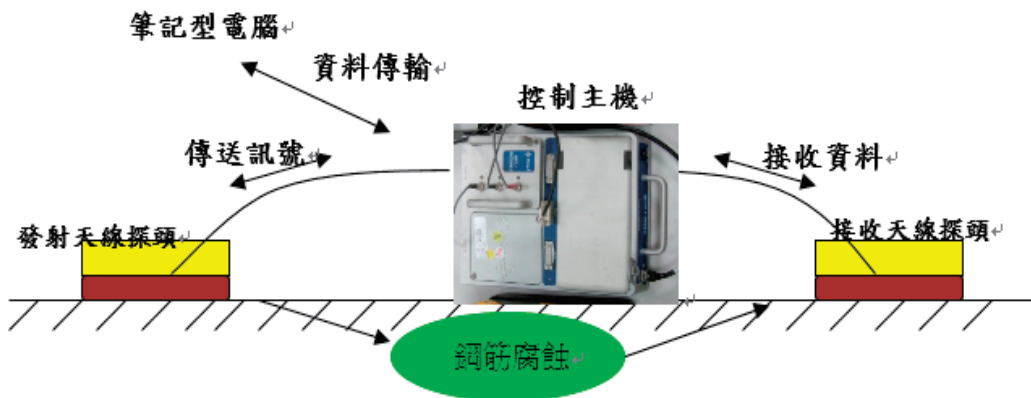


圖 4-11 透地雷達操作程序（檢測鋼筋腐蝕例）

檢測方法及程序

1. 透地雷達鋼筋腐蝕檢測

依據結構構件之檢測位置與量測方式敘述，本案採用儀器包括透地雷達發射 800MHz 電磁波於介質中傳播時，擷取隧道襯砌混凝土表面至鋼筋界面之反射電壓，由電磁波反射訊號電壓量測混凝土結構構件內鋼筋腐蝕界面之腐蝕電壓，可識別鋼筋潛勢腐蝕程度。其施作程序如下所述：

- (1) 觀察檢測環境的狀況是否有效收集各結構構件之訊號。
- (2) 針對各結構構件檢測項目，選擇適當透地雷達探頭（天線頻率）。
- (3) 針對各結構構件檢測項目的需求，選擇適當的待測深度。
- (4) 將透地雷達天線放置各結構構件待測區內。

- (5) 進行透地雷達設定程序（依不同材料性質，系統反射訊號自動校正）。
- (6) 開始各結構構件鋼筋腐蝕反射電壓檢測。
- (7) 將結構構件鋼筋反射訊號資料記錄於筆記型電腦。
- (8) 將現場資料記錄於實驗室中進行鋼筋腐蝕潛勢分析。

表 4-4 銅/硫酸銅參考標準-鋼筋腐蝕變化率判定

腐蝕狀態	銅/硫酸銅 參考電極	透地雷達 反射電壓
低於 10%腐蝕變化率	>-200mV	~79mV
10%~90%腐蝕變化率	-200~-350mV	79~148mV
高於 90%腐蝕變化率	<-350mV	>148mV

註：ASTM C876-91, Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete.

2.透地雷達材料含水檢測

依據結構構件之檢測位置與量測方式敘述，本案採用儀器包括透地雷達發射 800MHz 電磁波於介質中傳播時，擷取以隧道襯砌之材料所反應之反射訊號，由透地雷達訊號雙程走時擷取，進行電磁波於材料內部之電磁波波速轉換為相對介電常數（一般混凝土 4~10、水 81）分析。其施作程序如下所述：

- (1) 觀察檢測環境的狀況是否有效收集各結構構件之訊號。
- (2) 針對各結構構件檢測項目，選擇適當透地雷達探頭（天線頻率）。
- (3) 針對各結構構件檢測項目的需求，選擇適當的待測深度。
- (4) 將透地雷達天線放置各結構構件待測區內。
- (5) 進行透地雷達設定程序（不同材質系統反射訊號自動校正）。
- (6) 開始各結構構件雙程走時擷取。
- (7) 將結構構件材料含水反射訊號資料記錄於筆記型電腦。
- (8) 將現場資料記錄於實驗室中進行隧道襯砌材料含水潛勢分析。

3.透地雷達材料相對劣化檢測

依據結構構件之檢測位置與量測方式敘述，本案採用儀器包括透地雷達發射 1,600MHz 電磁波於介質中傳播時，以隧道襯砌混凝土材料所反應之反射能量及透地雷達訊號雙程走時擷取，進行電磁波於材料內部之電磁波波速進行隧道襯砌混凝土材料相對劣化分析。其施作程序如下所述：

- (1) 觀察檢測環境的狀況是否有效收集各結構構件之訊號。
- (2) 針對隧道襯砌檢測項目，選擇適當透地雷達探頭（天線頻率）。

- (3) 針對隧道襯砌檢測項目的需求，選擇適當的待測深度。
- (4) 將透地雷達天線放置各結構構件待測區內，並標定固定檢測位置及長度。
- (5) 進行透地雷達基本參數設定程序（依不同材料性質，系統自動校正反射訊號起始點）。
- (6) 開始擷取反射能量、雙程走時檢測。
- (7) 將隧道襯砌反射訊號資料記錄於筆記型電腦。
- (8) 將現場資料記錄資料於實驗室中進行隧道襯砌材料相對劣化潛勢分析。

4. 檢測分析結果

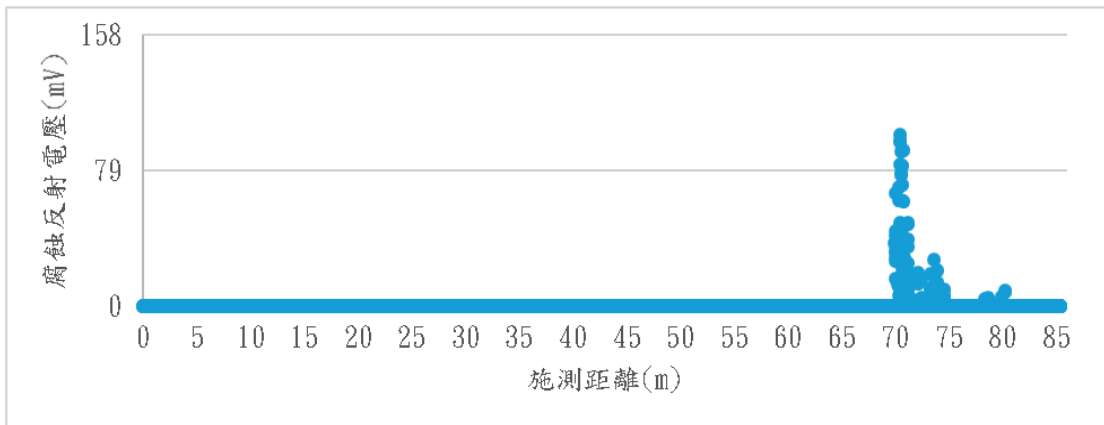
本案依據目視檢測結果，於觀音山隧道劣化集聚區段進行透地雷達非破壞檢測，以了解襯砌內部破壞情形。西行線選定L-01~03共計25個區段，東行線選定L-04~08共計44個區段，進行鋼筋腐蝕潛勢分析、襯砌材料含水潛勢分析及襯砌混凝土劣化分析，檢測位置如圖4-12所示：



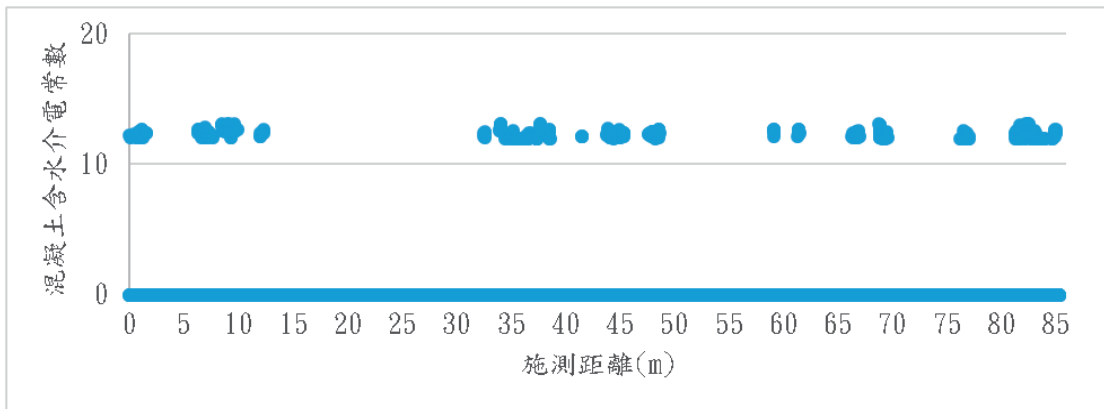
圖 4-12 透地雷達施作位置示意圖

本案以編號位置L-04的東行線R121-128區段（里程約4K+150~4K+235）內側壁襯砌之檢測成果為例呈現如下：

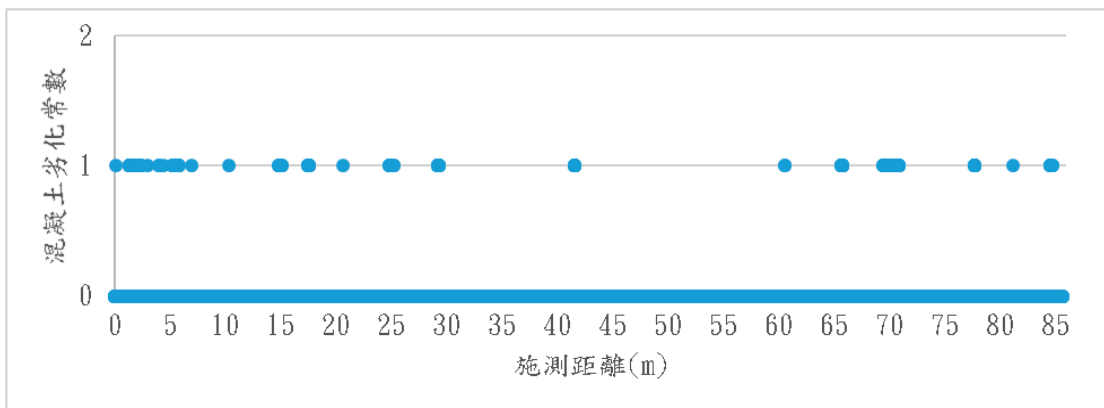
- 鋼筋腐蝕潛勢分析結果:施測距離約70~75m位置鋼筋有輕至中度腐蝕潛勢(0~79mV 屬低於10%之腐蝕程度、79~1489mV屬10%~90%腐蝕程度)。



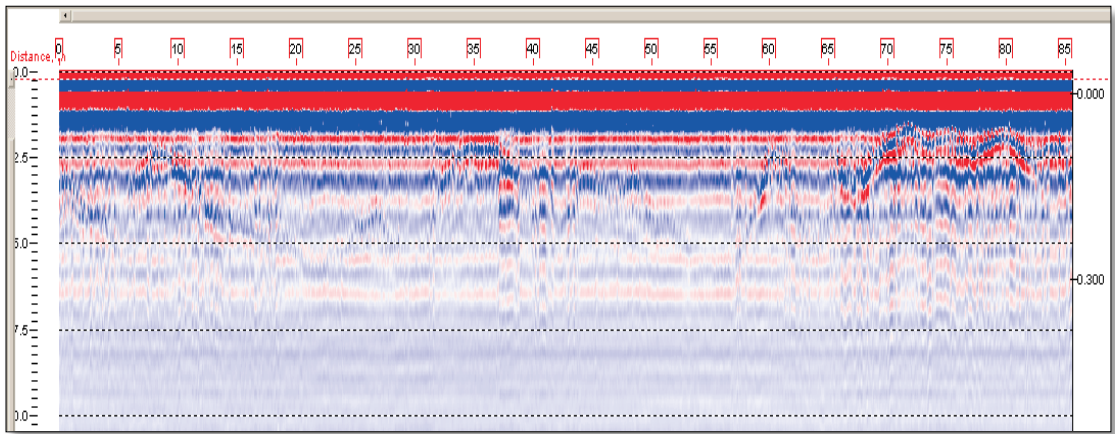
- 材料含水潛勢分析結果:隧道襯砌混凝土含水介電常數大於10者之位置，表示該位址可能有含水潛勢。



- 材料劣化潛勢分析結果:隧道襯砌混凝土劣化常數為1者，為材料相對劣化潛勢位置，如下圖所示



- 透地雷達檢測成果圖顯示：襯砌混凝土鋼筋位置在目視水平距11~13、37~39、40~43、65~68、70~75及80m位置處之鋼筋保護層厚度有不均勻之情形，如下圖所示。



4.4 觀音山隧道混凝土裂縫深度量測

本案共執行30處超音波裂縫深度量測，一般在超音波檢測深度超過15cm時，檢測品質易受能量消散影響恐生疑慮，故針對超音波裂縫深度量測成果數值較有疑慮處，本案額外增加5處採SASW表面波頻譜法檢核，成果匯整如下表4-5所示（本報告僅舉編號1~15為例）。

按下表編號2、5、7、11及13加測SASW應力波量測結果與超音波檢測結果在裂縫深度方面仍存有差異，建議未來於隧道混凝土裂縫監測時，就該5處差異點加密比對，作為實際裂縫可能深度之判斷。

表 4-5 超音波裂縫深度量測位置表

編號	隧道方向	環片編號	里程	裂縫寬度 (mm)	裂縫深度 (CM)	SASW 應力波量測裂縫深度 (CM)
1	西行線	R206	5.33K (頂拱)	0.5	13.8	
2	西行線	R84	3.95K (內)	0.4	19.6	4~5
3	西行線	R64	3.72K (內)	0.45	8.9	
4	西行線	R42	3.36K (內)	0.4	10.7	
5	西行線	R183	5.06K (內)	0.3	27.7	7~8
6	西行線	R89	4.1K (內)	0.3	4.1	
7	西行線	R159	4.79K (內)	0.4	20.1	7~8
8	西行線	R140	4.56K (內)	0.35	14.6	
9	西行線	R135	4.5K (內)	0.4	12.7	

10	西行線	R122	4.35K (內)	0.45	6.9	
11	西行線	R100	4.13K (內)	0.3	21.7	4~5
12	東行線	R54	3.362K (內)	0.5	14.2	
13	東行線	R103	3.965K (內)	0.3	26.1	10
14	東行線	R101	3.95K ((外)	0.35	12.3	
15	東行線	R121	4.15K (內)	0.3	7.6	

本案茲就SASW表面波頻譜法檢核結果，例舉東行線量測裂縫深度最高點位-編號13號施測照片及成果如下圖4-13、4-14：

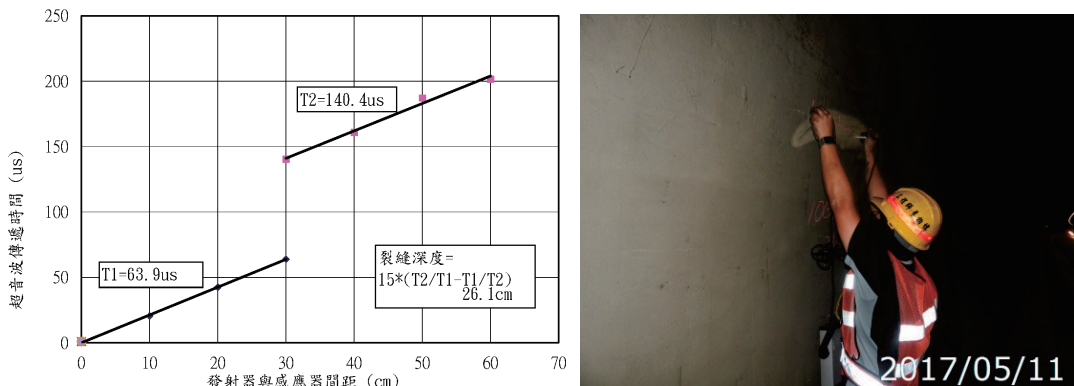
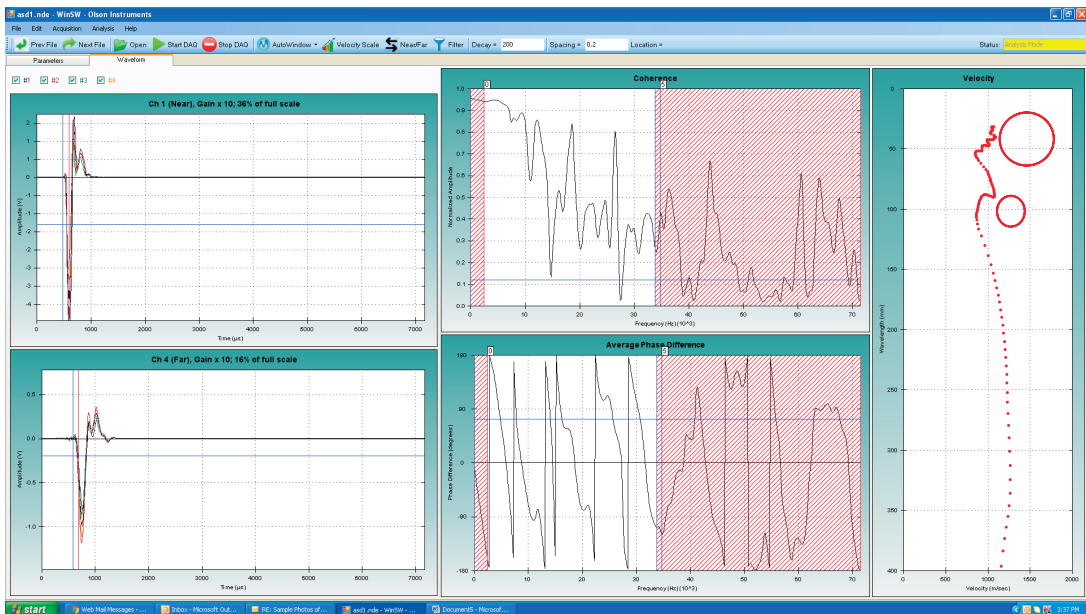


圖 4-13 東行線 3.965K (內) 縱向裂縫超音波裂縫深度量測圖



說明：評估結果裂縫深度約 10cm。

圖 4-14 東行線 3.965K (內) 縱向裂縫超音波裂縫深度量測成果

4.5 觀音山隧道體檢檢測結果評估分析

1. 襯砌表面異狀分析

(1) 襯砌裂縫

- A. 參考觀音山隧道104年襯砌目視檢測成果，另於107年1月24日派員至逐一比對異狀現況，除其中2處裂縫之寬度誤植已修正外，其餘襯砌異狀並未發現有明顯變化。
- B. 依據襯砌異狀統計，主要異狀有裂縫、剝落、勾縫材鬆落及鋼筋暴露等4種類型，其中以裂縫數量最多共234處，約占88%，其餘異狀有剝落11處、勾縫材鬆落19處、鋼筋暴露2處，總計共266處異狀，參見下圖4-15。本案比較104年及106年隧道襯砌檢測結果如表4-6所示。

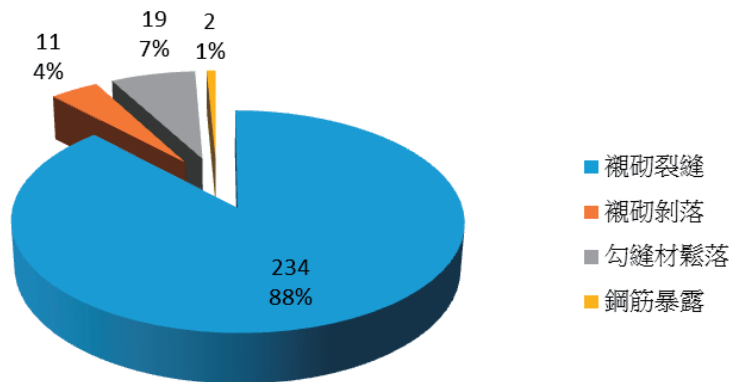
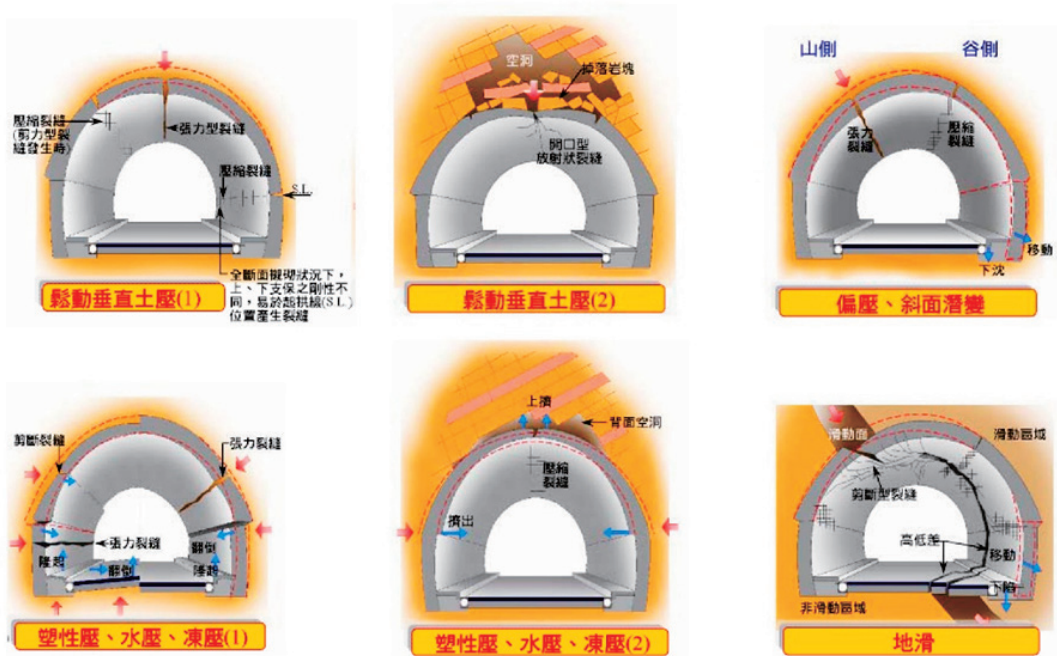


圖 4-15 觀音山隧道襯砌異狀圓盤圖

表 4-6 104 年與 106 年襯砌檢測結果比較表

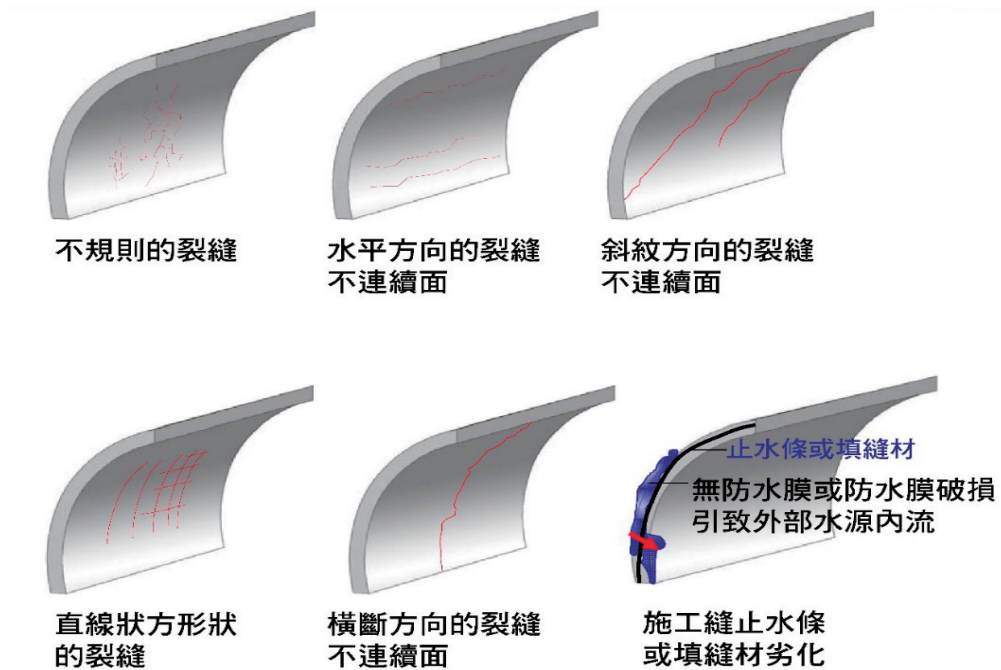
	104 年檢測	106 年檢測
襯砌裂縫	234 處	234 處
襯砌剝落	11 處	11 處
勾縫材鬆落	19 處	19 處
鋼筋暴露	2 處	2 處

- C. 隧道完工後，因設計及施工上之缺陷、支撐材質老化或力學上之破壞等因素，導致支撐之形狀與尺寸變化，甚至產生龜裂變形等，影響原先之使用功能，此種現象通稱為「隧道異狀」，其異狀原因可能為外力作用、材料劣化或施工不良等因素，其異狀特徵如圖4-16及圖4-17所示。



資料來源：隧道構維護技術研討會（2009）⁴

圖 4-16 隧道襯砌因外力作用產生之異狀特徵



資料來源：「隧道結構維護技術研討會」（2009）⁴

圖 4-17 隧道襯砌材質劣化或施工不良之異狀特徵

- D. 實際比對目視檢測相關資料，除隧道洞口附近裂縫可能與地形偏壓或潛在地滑有關外，其餘裂縫大多為襯砌兩側壁上之不規則裂縫，其寬度淺、中間寬、兩端細、長度不一且互不連貫，研判主要為混凝土塑性收縮裂縫，係襯砌混凝土在凝結前因表面乾燥較快而產生收縮行為造成裂縫。
- E. 初步篩選較大裂縫（寬度大於0.5mm）共16處，包括西行線隧道7處及人行橫坑9處，惟其中11處位於走道或車道，為地面混凝土乾縮開裂，不致影響襯砌結構安全，其餘5處較大裂縫分別位於西行線隧道R18、1號橫坑R3、2號橫坑R1、3號橫坑R2、3號橫坑R2及R3，詳見表4-7。

表 4-7 襯砌較大裂縫位置統計表

隧道名稱	位置	缺失位置	裂縫方位	長(m)	寬(mm)	缺失照片
觀音山隧道(西行)	R18	右側	橫向	2.2	1.4	4937
觀音山隧道(西行)	R90	走道	縱向	2.2	1.4	4873
觀音山隧道(西行)	R125	走道	橫向	1.5	1.4	4843
觀音山隧道(西行)	R130	走道	縱向	1.2	1.4	4837
觀音山隧道(西行)	R156	走道	橫向	1.2	1.4	4811
觀音山隧道(西行)	R157	走道	橫向	1.2	1.4	4812
觀音山隧道(西行)	R184	走道	橫向	1.2	1.6	4803
觀音山隧道(橫坑1)	R3	頂拱	橫向	3.5	0.6	4956
觀音山隧道(橫坑2)	R1	頂拱及左右側	橫向	6.0	2.8	4920
觀音山隧道(橫坑2)	R1	車道	橫向	4.2	0.6	4921
觀音山隧道(橫坑2)	R2	車道	橫向	4.2	0.7	4926
觀音山隧道(橫坑2)	R4	車道	橫向	7.0	0.6	4925
觀音山隧道(橫坑3)	R2	頂拱	橫向	2.2	0.7	4890
觀音山隧道(橫坑3)	R3	頂拱及左右側	縱向、橫向	8.0	1.4	4891
觀音山隧道(橫坑3)	R4	車道	橫向	4.2	0.6	4893
觀音山隧道(橫坑3)	R5	車道	橫向	4.2	0.6	4901

- F 表4-7中，西行線隧道在R18右側之裂縫寬度為1.4mm，惟其延伸長度僅2.2m且為獨立事件，另比對裂縫分布型態，研判應為塑性收縮裂縫，惟該裂縫寬度較大其開裂可能較深，又觀察裂縫周圍已有苔蘚分布較為潮溼，為避免外界水氣進入造成鋼筋銹蝕，建議應納入年度例行維修工作。
- G 人行聯絡隧道2號及3號橫坑段，里程分別位於3.4k及3.7k，為連接隧道東行線、西行線之橫向通道，調查發現有多道橫向貫穿全環之橫向裂縫（含路面），其中有4處較大裂縫（寬度大於0.5mm）位於頂拱及左右側且延伸長度較大。本隧道段北側接近荖仔坑溪，周圍地形為南高北低分布，研判隧道段可能受到局

部偏壓或地滑之作用，導致橫坑處產生平行潛在滑動面之環向裂縫，惟以現況裂縫規模及周圍異狀研判，尚無明顯不穩定或損害跡象，惟建議應持續觀察該異狀之後續變化。

H 隧道西行線東洞口頂拱處有一縱向裂縫，延伸範圍約20m，研判與洞口段為明挖覆蓋結構有關，由於頂拱上方僅數公尺之覆土，隧道兩側壁可能受到較大之橫向外力擠壓，導致頂拱處產生縱向剪斷裂縫，惟目前顯示裂縫規模較小，且其兩側壁未見有相對應之剪力裂縫，研判作用土壓力不大，惟建議應持續觀察該異狀之後續變化。

I 觀音山隧道為全段配筋襯砌設計，依目前調查結果，除隧道西行線東洞口、2號及3號橫坑裂縫可能與外力作用有關外，其餘隧道段之裂縫主要與環境條件或材質劣化有關，惟為避免裂縫持續發展或開裂，導致外界水氣進入造成鋼筋銹蝕問題，建議應將襯砌裂縫納入例行性維修工作；考量襯砌裂縫數量較多，惟多數均為細小之裂縫，水氣不易進入且施工時灌注不易，建議可針對其中寬度大於0.5mm以上之裂縫，納入優先進行修復補強之對象。

(2) 襯砌剝落

- A. 觀音山隧道襯砌混凝土設計強度為 245kgf/cm^2 ，其頂拱至兩側壁之襯砌厚約30~44cm，襯砌均配置鋼筋，其保護層約5cm厚。
- B. 根據隧道異狀展開圖及照片，襯砌剝落共有11處，其位置及尺寸列如表4-8所示，其中較大剝落位置有東行線洞口、R61及西行線R135、R146等4處，詳見圖4-18襯砌剝落調查照片。

表 4-8 襯砌剝落位置統計表

隧道名稱	位置	缺失位置	長(m)	寬(m)	深(m)	缺失照片
觀音山隧道(東行)	假N	頂拱	1.20	0.05	0.02	4660
觀音山隧道(東行)	R7	右側	0.30	0.12	0.01	4661
觀音山隧道(東行)	R48	頂拱	0.30	0.06	0.01	4677
觀音山隧道(東行)	R61	左側	0.80	0.20	0.10	4968
觀音山隧道(東行)	R85	左側	0.50	0.01	0.02	4972
觀音山隧道(東行)	R117	右側	2.80	0.01	0.01	4709
觀音山隧道(西行)	R26	右側	0.25	0.04	0.02	4655
觀音山隧道(西行)	R135	左側	5.00	0.03	0.01	4642
觀音山隧道(西行)	R142	左側	0.20	0.04	0.02	4639
觀音山隧道(西行)	R146	左側	0.35	0.10	0.06	4638
觀音山隧道(西行)	R177	右側	0.20	0.01	0.03	4807

- C. 襯砌剝落為隧道常見之異狀，其發生原因可能為外力外用、環境因素或材料本身之劣化，依據隧道目視檢測資料顯示，其襯砌剝落之規模較小、位置零散且觀察周圍其他異狀，初步排除其受外力作用之因素，研判與混凝土材料本身之劣化或為施工、車輛碰撞所致。
- D. 調查發現襯砌剝落大致屬淺層剝落（深度小於5cm），惟長期仍可能造成鋼筋保護層不足；其中，東行線R61、西行線R146剝落深度較大，為避免鋼筋出露或襯砌斷面不足，影響隧道結構安全及穩定性，建議應納入優先處理之對象。
- E. 此外，襯砌剝落發生於隧道頂拱處如東行線洞口、R48，因其位於行車空間之上方，掉落之混凝土碎片可能砸中車輛，造成交通事故，建議應納入優先處理之對象。



圖 4-18 隧道襯砌剝落之調查照片

(3) 勾縫材料鬆落

- A. 觀音山隧道之襯砌收縮縫為每模設一道，襯砌澆置時每模長度約10~12m，襯砌縱向鋼筋在收縮縫處均為斷開不連續，收縮縫於襯砌內側以填縫槽（尺寸2cm×2cm）收邊，其勾縫材料為伸縮性之彈性材料，可避免外界物質或水氣進入。

- B. 本案襯砌收縮縫勾縫材鬆落共有19處，主要集中發生於東行線R35~R94間及其他零星位置，另調查發現鬆落物大寸與填縫槽之尺寸相當，因此研判應為彈性填縫料材料老化所致異狀，詳見圖4-19勾縫材鬆落調查照片。
- C. 混凝土收縮係導因於混凝土水份的損失，可分成兩種類型，分別為發生在凝結前的收縮（塑性收縮），及發生在凝結後的收縮（乾燥收縮）。隧道襯砌表面設置收縮縫之目的，即為減低混凝土在收縮時的束制作用，避免混凝土收縮導致結構開裂。
- D. 襯砌收縮縫勾縫之材料一般採用彈性填縫劑填補，惟使用期間一久，易因材料老化或震動等因素而致鬆（掉）落，因其掉落可能影響用路人安全及伸縮縫功能。

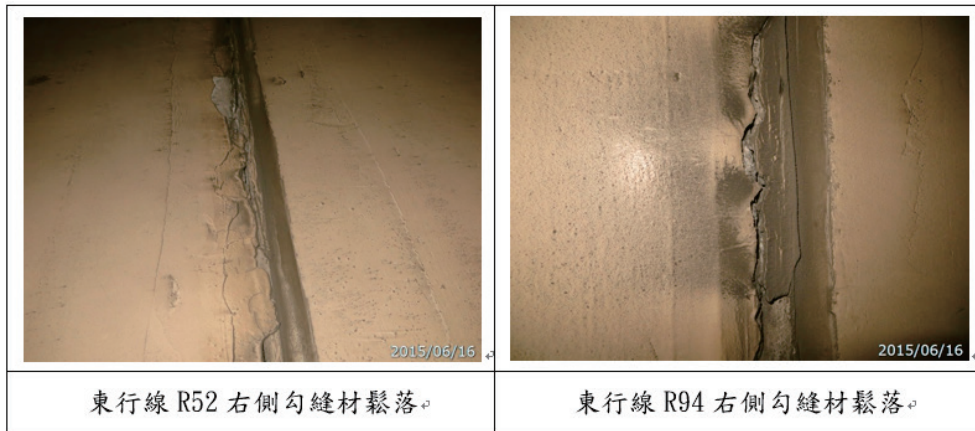


圖 4-19 收縮縫勾縫材材鬆落之調查照片

2. 襯砌內部損壞分析

- (1) 根據透地雷達檢測之襯砌劣化潛勢評估如表 4-9 所示，經調查顯示，各襯砌區段均局部存在相對劣化潛勢，惟各區段具劣化反應之位置分布較零散，初步研判劣化反應可能為混凝土內部局部存在之小型孔洞或裂縫位置。
- (2) 根據超音波檢測裂縫寬度與深度調查結果，目前檢測裂縫寬度為 0.3~0.5mm 之較寬裂縫，檢測結果裂縫深度介於 2.5~27.7cm，其中大多數均已超過鋼筋保護層（5cm），研判可能造成鋼筋腐蝕問題，建議針對寬度較大之裂縫進行修補，避免影響結構安全。
- (3) 目前雖無法判斷裂縫是否具有進展性，暫依檢測之裂縫寬度均小於 0.5mm，研判安全等級為 A（無異狀或異狀輕微）。
- (4) 鋼筋混凝土為一複合材料結構，其應力行為較複雜，外力作用、環境條件變化及材質劣化等均可能造成襯砌完整性之瑕疵，目前僅施作單一透地雷達檢測

試驗，為完整研判隧道襯砌內部之損壞狀況，建議後續仍需補充混凝土強度檢測（如強度錘、抗壓強度試驗等），並須配合人工目視檢測調查。

表 4-9 透地雷達檢測襯砌劣化潛勢評估表

編號	隧道	區段(R)	位置	襯砌劣化潛勢評估	備註
L-01	西行線	R81-85	內側壁	有	局部
L-02		R116-125	內側壁	有	局部
L-03		R131-140	內側壁	有	局部
L-04	東行線	R121-130	內側壁	有	局部
L-05		R121-130	外側壁	有	局部
L-06		R146-155	內側壁	有	局部
L-07		R163-176	內側壁	有	局部
L-08		R211-220	內側壁	有	局部

3. 可能滲漏範圍判定

- (1) 透地雷達檢測之襯砌含水潛勢評估如表 4-10 所示，調查範圍顯示混凝土皆局部具有含水潛勢，惟現場目視，襯砌表面均無滲漏或白華現象，研判其安全等級為 A（無異狀或異狀輕微）。
- (2) 根據觀音山隧道地質調查結果，隧道沿線通過大南灣層、林口層及觀音山層，為較年輕之地層，為稍具膠結之砂、礫石層組成；隧道最大岩覆約 150m，且全段均位於地下水位以下，研判可能為隧道周圍之地下水位局部滲入襯砌混凝土之孔隙中。
- (3) 隧道里程約 4.7K 處通過林口層及觀音山層之界面，其與隧道呈高角度相交，研判地下水易沿地表至隧道位置形成通路，導致隧道作用水壓力較大或地下水位變化，若襯砌防水膜破損或劣化，則易從襯砌單元接縫或裂縫中滲出，須特別注意。
- (4) 目前調查襯砌雖局部有含水反應，惟現場調查尚無表面滲水跡象，長期而言，隧道位於地下水位以下，其作用水壓力及滲水水質均可能對隧道結構造成影響，建議可視需要再增加隧道孔隙水壓力監測、排水流量監測及滲水水質檢測，確保隧道結構安全及瞭解其周圍水文地質之變化。

表 4-10 透地雷達檢測襯砌含水潛勢表

編號	隧道	區段(R)	位置	襯砌含水潛勢評估	備註
L-01	西行線	R81-85	內側壁	有	局部
L-02		R116-125	內側壁	有	局部
L-03		R131-140	內側壁	有	局部
L-04		R121-130	內側壁	有	局部
L-05	東行線	R121-130	外側壁	有	局部
L-06		R146-155	內側壁	有	局部
L-07		R163-176	內側壁	有	局部
L-08		R211-220	內側壁	有	局部

4. 鋼筋腐蝕潛勢判定

- (1) 透地雷達檢測鋼筋腐蝕潛勢評估如圖 4-22 所示，其調查對象主要針對襯砌裂縫較密集分布區域進行，其中西行線 R131~132 局部有嚴重腐蝕潛響，其餘調查區域多為輕至中度腐蝕潛勢。
- (2) 鋼筋銹蝕可分成混凝土澆鑄前發生及混凝土澆鑄後發生。正常情況下，混凝土澆鑄完後，鋼筋與空氣隔絕，不容易再有銹蝕狀況發生。惟當襯砌裂縫深度大於鋼筋保護層時，外界水氣即可能進入造成鋼筋鏽蝕，時間一久，在鋼筋腐蝕嚴重情況下，即可能造成混凝土剝離、剝落，影響行車及結構安全。
- (3) 根據裂縫深度檢測之結果，裂縫深度大多超過鋼筋保護層之 5cm，研判可能造成鋼筋銹蝕問題，減損鋼筋有效斷面及強度，鋼筋銹蝕膨脹亦可能進一步壓迫表面混凝土，造成襯砌塊狀剝落，危害用路人之安全及結構強度。
- (4) 觀音山隧道為全段配筋襯砌設計，為避免裂縫持續發展或開裂，導致外界水氣進入造成鋼筋銹蝕問題，建議將襯砌裂縫納入例行性維修工作；惟考量襯砌裂縫數量較多，且多數均為細小之裂縫，水氣不易進入且施工不易，建議針對寬度大於 0.5mm 以上之裂縫，納入優先納入修補對象。

表 4-11 透地雷達檢測鋼筋腐蝕潛勢

編號	隧道	區段(R)	位置	鋼筋腐蝕潛勢評估	備註
L-01	西行線	R81-85	內側壁	輕度	局部
L-02		R116-125	內側壁	輕度~中度	局部
L-03		R131-140	內側壁	中度~嚴重	局部
L-04		R121-130	內側壁	輕度~中度	局部
L-05	東行線	R121-130	外側壁	輕度	局部
L-06		R146-155	內側壁	無	
L-07		R163-176	內側壁	輕度	局部
L-08		R211-220	內側壁	輕度	局部

5. 檢測結果整體評估分析

(1) 裂縫目視及超音波檢測評估

- A. 根據裂縫目視及超音波檢測評估，各裂縫計安裝位之隧道安全評估等級評估如表4-12，調查發現裂縫寬度均小於0.5mm，除R-01、R-06裂縫外，其餘裂縫研判均為混凝土塑性收縮裂縫，主要與施工有關，為混凝土材料凝結前快速乾縮所致，非結構應力作用裂縫，評估隧道安全等級為A級，尚屬安全狀態。
- B. 西行線西洞口R-01裂縫初步研判與地形偏壓或潛在地滑有關，為外力作用之裂縫，其所在襯砌（R14）恰位於明挖回填段與挖掘隧道段交界附近，其襯砌內側處有多道密集裂縫分布，且裂縫方向一致均為橫向裂縫，與洞口地形斜坡方向一致，襯砌內側壁因縱向沉陷不一致而產生橫向剪動，惟其延伸長度均未超過起拱線，異狀尚屬輕微，評估隧道安全等級為B級，建議進行重點監視追蹤。
- C. 西行線東洞口R-06裂縫初步研判與地形偏壓或潛在地滑有關，亦為外力作用之裂縫，其所在襯砌（R206）恰位於隧道洞口處，襯砌頂拱靠山側有多道縱向裂縫分布，寬度約0.5mm，此現象與該洞口偏壓地形明顯，於襯砌頂拱靠山側易產生張力裂縫之行為一致，但其於谷側並未見對稱之壓縮裂縫或下沉、移動，異狀尚屬輕微，評估隧道安全等級為B級，建議應進行重點監視追蹤。

(2) 襯砌透地雷達掃描檢測評估

- A. 根據襯砌透地雷達掃描檢測評估，各襯砌調查區段之隧道安全等級評估列如表4-13所示。
- B. 調查發現襯砌表面雖存在密集裂縫，惟裂縫寬度均小於0.5mm，除L-03襯砌區段外，其餘區段檢測之襯砌劣化及含水潛勢均為局部反應，鋼筋腐蝕潛勢亦為輕度至中度反應，因此評估隧道安全等級為A級，尚屬安全狀態。
- C. 西行線L-03位於襯砌R131~R140間（里程約4.47k~4.57k），調查發現鋼筋腐蝕潛勢局部屬嚴重程度，且依目視檢測顯示，該區段襯砌之裂縫分布亦較為密集，雖初步研判其裂縫均主要為混凝土塑性收縮所致，惟檢測其鋼筋腐蝕有較明顯反應，研判裂縫內可能已有水氣進入，可能造成襯砌進一步劣化行為，評估隧道安全等級為B級，建議後續應進行重點監視追蹤。

表 4-12 裂縫目視及超音波檢測評估表

隧道	編號	照片編號	里程位置	襯砌編號	異狀位置	裂縫型態	異狀可能原因研判	裂縫寬度 (mm)	裂縫深度 (cm)	裂縫長度 (m)	隧道安全等級	備註說明
西行線	W1	4878	3.95K	R84	內側壁	橫向裂縫	混凝土塑性收縮裂縫	0.40	19.6	2	A	
	W2	4862	4.13K	R100	內側壁	橫向裂縫	混凝土塑性收縮裂縫	0.30	21.7	3	A	
	W3	4848	4.35K	R122	內側壁	橫向裂縫	混凝土塑性收縮裂縫	0.45	6.9	3	A	
	W4	4827	4.56K	R140	內側壁	縱向裂縫	混凝土塑性收縮裂縫	0.35	14.6	4	A	
	W5	4809	4.79K	R159	內側壁	橫向裂縫	混凝土塑性收縮裂縫	0.40	20.1	4	A	
	W6	4804	5.06K	R183	內側壁	橫向裂縫	混凝土塑性收縮裂縫	0.30	27.7	4	A	
東行線	E1	4982	3.96K	R103	內側壁	縱向裂縫	混凝土塑性收縮裂縫	0.30	26.1	10	A	
	E2	4990	4.15K	R121	內側壁	橫向裂縫	混凝土塑性收縮裂縫	0.30	7.6	1	A	
	E3	4719	4.22K	R127	外側壁	縱向裂縫	混凝土塑性收縮裂縫	0.45	15.0	10	A	
	E4	5004	4.47K	R149	內側壁	橫向裂縫	混凝土塑性收縮裂縫	0.50	3.7	4	A	
	E5	5015	4.68K	R166	內側壁	橫向裂縫	混凝土塑性收縮裂縫	0.30	13.0	2	A	
	E6	5028	4.75K	R177	內側壁	橫向裂縫	混凝土塑性收縮裂縫	0.30	15.7	3	A	
西行線	R-01	4943	3.15K	R14	內側壁	橫向裂縫	偏壓或地滑作用裂縫	0.10	-	14	B	偏壓或地滑裂縫
	R-06	1406	5.33K	R206	頂拱	縱向裂縫	偏壓或地滑作用裂縫	0.50	13.8	10	B	偏壓或地滑裂縫
東行線	R-12	5048	5.22K	R217	內側壁	縱向裂縫	混凝土塑性收縮裂縫	0.40	17.0	3	A	

表 4-13 襯砌透地雷達掃描檢測評估表

隧道	編號	襯砌編號	里程位置	異狀位置	選定原則	異狀可能原因研判	襯砌劣化 潛勢	襯砌含水 潛勢	鋼筋腐蝕 潛勢	隧道安全等級	備註說明
西行線	L-01	R81-85	3.91K-3.97K	內側壁	裂縫集中帶	混凝土塑性收縮裂縫	A	A	A	A	
	L-02	R116-125	4.28K-4.41K	內側壁	裂縫集中帶	混凝土塑性收縮裂縫	A	A	A	A	
	L-03	R131-140	4.47K-4.57K	內側壁	裂縫集中帶	混凝土塑性收縮裂縫	A	A	B	B	鋼筋腐蝕潛勢高
東行線	L-04	R121-130	4.14K-4.25K	內側壁	裂縫集中帶	混凝土塑性收縮裂縫	A	A	A	A	
	L-05	R121-130	4.14K-4.25K	外側壁	裂縫集中帶	混凝土塑性收縮裂縫	A	A	A	A	
	L-06	R146-155	4.42K-4.54K	內側壁	裂縫集中帶	混凝土塑性收縮裂縫	A	A	A	A	
	L-07	R163-176	4.62K-4.77K	內側壁	裂縫集中帶	混凝土塑性收縮裂縫	A	A	A	A	
	L-08	R211-220	5.16K-5.27K	內側壁	裂縫集中帶	混凝土塑性收縮裂縫	A	A	A	A	

伍、結論與建議

隧道為公（鐵）路系統重要的一環，當隧道主體及附屬設施發生異常情形，可能導致嚴重之損害，交通部頒訂之「公路養護規範」對於隧道維護管理工作訂定巡查、檢測與養護之原則，交通部公路總局修訂「公路養護手冊」明訂維護巡查之項目及頻率，在隧道檢查作業方面則訂有襯砌、洞門、內飾板、鋪面及排水設施、洞口邊坡、附屬設施與機電設備等七項，並就襯砌、明隧道、隧道及週邊環境防護與電力設備養護提供相關注意事項及處理原則。惟獨就安全檢測一環未有一套明確的標準規定，養護機關僅得參考交通部早年委託研究案「老舊交通隧道之安全檢測、維修與補強技術研訂（I）（II）」作為隧道檢測結果之判定依據。

本文參採交通部1997~1998「老舊交通隧道之安全檢測、維修與補強技術研訂」，將隧道安全等級分為A、B、C、D等四個等級。觀音山隧道為全配筋襯砌，現況主要異狀為裂縫，根據裂縫目視及超音波檢測評估，裂縫寬度均小於0.5mm，除R-01、R-06裂縫外，其餘均為混凝土塑性收縮裂縫，非結構應力裂縫，評估安全等級為A級（安全），根據襯砌透地雷達掃描檢測評估，襯砌表面雖存在密集裂縫，惟裂縫寬度均小於0.5mm，除L-03區段外，其餘區段襯砌劣化、含水潛勢及鋼筋腐蝕均屬輕微，研判安全等級為A級（安全），為避免裂縫持續發展或開裂導致水氣進入造成鋼筋銹蝕，建議襯砌裂縫應納入例行性維修工作，並優先修補寬度大於0.5mm以上之裂縫位置。襯砌剝落可能造成鋼筋暴露或結構問題，建議應納入例行性維修工作，

觀音山隧道營運已屆滿十年，在外部因素如地形、地質、地下水、溫度等，內部因素施工品質、材料老劣化、行車振動與壓力、火災煙害等，養護單位中和工務段除依據公路養護手冊辦理巡查、檢查及養護作業外，維持隧道正常使用外，亦應對於隧道襯砌裂縫、內空變位情形定期辦理監測追蹤，運用科技檢測工具進行隧道總體檢工作，為觀音山隧道迎向下一個安全的十年營運周期。

臺灣公路工程

出版者：臺灣公路工程月刊社

地 址：10863 臺北市萬華區東園街 65 號

電 話：(02)2307-0123 轉 8008

網 址：<http://www.thb.gov.tw/> 本局資訊 / 影音及出版品

編 者：臺灣公路工程編輯委員會

出版年月日：中華民國 109 年 8 月 15 日

創刊年月日：中華民國 41 年 11 月 11 日

刊期頻率：每月 15 日出刊

本期定價：新臺幣 30 元

展售處：

五南文化廣場

地 址：40042 臺中市中山路 6 號

電 話：(04)2226-0330

國家書店松江門市

地 址：10485 臺北市中山區松江路 209 號 1 樓

電 話：(02)2518-0207 (代表號)

國家網路書店：<http://www.govbook.com.tw>

三民書局

地 址：10045 臺北市重慶南路一段 61 號

電 話：(02)2361-7511

印刷者：先施印通股份有限公司

地 址：10491 臺北市中山區八德路二段 180 號

電 話：(02)8772-5566

中華民國 109 年 8 月初版一刷

GPN：2004100003

ISSN：1812-2868

著作財產權：交通部公路總局

本刊內容不代表本局意見，發表之文字如需轉載或引用
請先徵得本刊之同意。

(請洽臺灣公路工程月刊社，電話：(02)2307-0123 轉 8008)

半年新臺幣 150元
一年新臺幣 300元
軍人及學生半價優惠

訂閱匯款至中央銀行國庫局(代號0000022)
帳號(共14碼)：1 2 2 9 7 1 0 2 1 0 8 0 1 9
戶名：交通部公路總局其他雜項收入戶

ISSN 1812-2868



9 771812 286005

GPN200410003

定價新臺幣30元