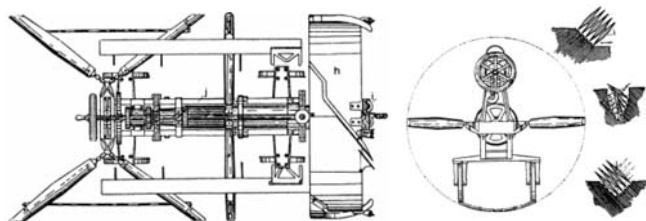
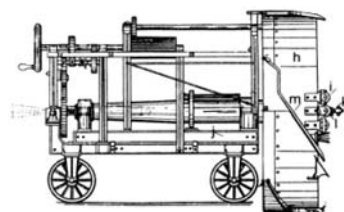
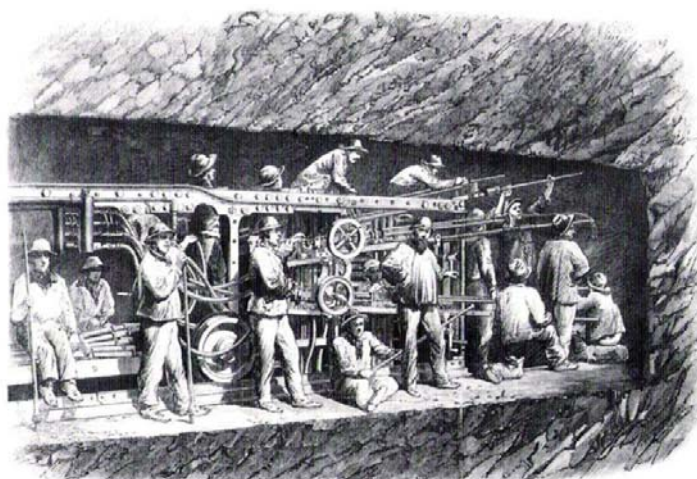
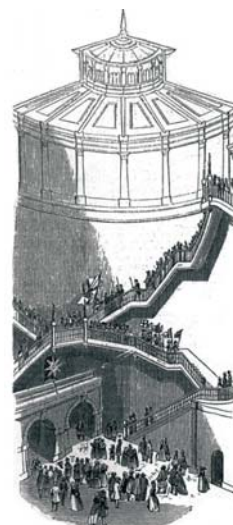
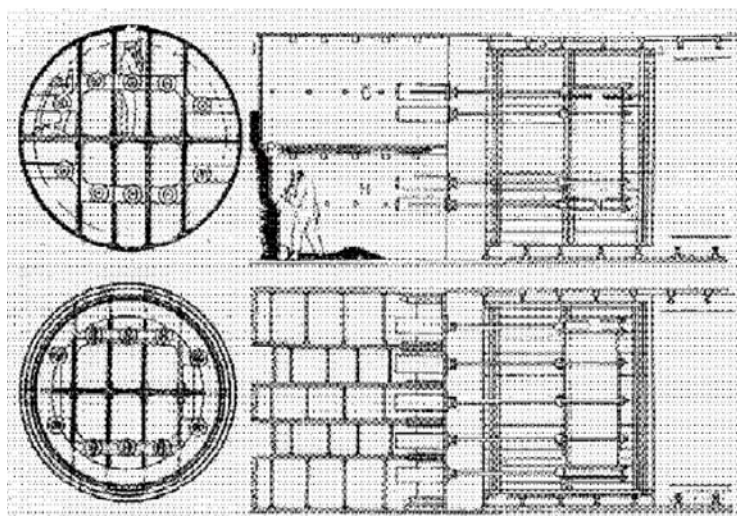


土木水利

The Magazine of The Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering

April
2016



ISSN 0253- 3804



NT\$300



9 770253 380006



Volume 43, No. 2

社團法人
中國土木水利工程學會 發行
CIVIL AND HYDRAULIC ENGINEERING

專輯

大地工程
挑戰與展望

美濃地震之後

系列報導

平安 返



鄉 路



環境·友善·禁路人

讓異鄉的遊子擁有安全回家的路，
讓旅行的腳步更自由，
讓人們的旅程有更多元的選擇。



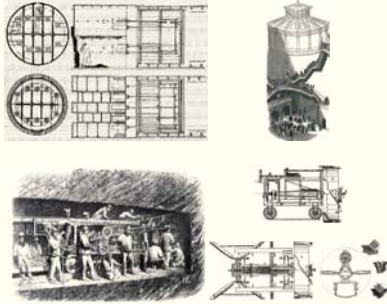
交通部公路總局

地址：台北市東園街65號

電話：(02)23070123

土木水利

社團法人中國土木工程學會會刊



封面 左上: Brunel 的圓形潛盾專利申請圖
相片 右上: Brunel 隧道、出入豎井, 1963 轉駁鐵路
左下: 使用空壓鑿岩機
右下: Wilson's Stone-Cutting Machine 專利

土木水利半月集

先進工程

- 混凝土工程
- 鋼結構
- 運輸工程
- 鋪面工程
- 資訊工程
- 工程管理
- 非破壞檢測
- 先進工程

永續發展

- 永續發展
- 國土發展
- 水資源工程
- 大地工程
- 海洋工程
- 環境工程
- 景觀工程
- 綠營建工程
- 能源工程
- 天然災害防治工程
- 工程美化
- 營建材料再生利用

國際兩岸

- 國際活動及亞洲土木工程聯盟
- 兩岸活動
- 亞太工程師

教育學習

- 工程教育
- 終身學習
- 土木史
- 工程教育認證
- 大學教育
- 技專院校
- 學生活動

學會活動

- 學會選舉
- 學術活動
- 土水法規
- 介紹新會員
- 專業服務
- 學會評獎
- 學會財務
- 年會籌備
- 會務發展
- 會士審查
- 公共關係 [工程倫理]

出版活動

- 中國土木工程學刊
- 土木水利雙月刊

分會

- 土水學會
- 土水南部分會
- 土水中部分會
- 土水東部分會

發行人: 呂良正

出版人: 社團法人中國土木工程學會

主任委員: 宋裕祺 (國立台北科技大學土木工程系教授、編輯出版委員會主任委員兼總編輯)

副主任委員: 王華弘 (明新科技大學土木工程與環境資源管理系副教授)

委員: 王昭烈、何泰源、李順敏、李維森、林鎮洋、徐景文、曾昭衡、曾惠斌、黃尹男、廖肇昌、劉格非、鄭家齊、謝尚賢

(依姓氏筆劃排序)

定價: 每本新台幣300元、每年六期共新台幣1800元 (航郵另計)

繳費: 郵政劃撥 00030678 號 社團法人中國土木工程學會

會址: 10055 台北市中正區仁愛路二段一號四樓

電話: (02) 2392-6325 傳真: (02) 2396-4260

網址: <http://www.ciche.org.tw>

電子郵件信箱: service@ciche.org.tw

美編印刷: 中禾實業股份有限公司

地址: 22161 新北市汐止區中興路98號4樓之1

電話: (02) 2221-3160

社團法人中國土木工程學會第二十二屆理監事

理事長: 呂良正

常務理事: 曹壽民 張荻薇 楊偉甫 歐善惠

理事: 王昭烈 朱旭 李元唐 宋裕祺 沈景鵬 林其璋 吳瑞賢
胡宣德 高宗正 莫若楫 許泰文 陳仲賢 陳彥伯 陳國慶
廖學瑞 歐來成 劉恒昌 謝啟蕙

常務監事: 周南山

監事: 李建中 李順敏 林志棟 張培義 楊永斌 壽克堅

秘書長: 倪惠妹

中國土木工程學會任務

1. 研究土木水利工程學術。
2. 提倡土木水利最新技術。
3. 促進土木水利工程建設。
4. 提供土木水利技術服務。
5. 出版土木水利工程書刊。
6. 培育土木水利技術人才。

土木水利雙月刊已列為技師執業執照換發辦法之國內外專業期刊, 土木工程、水利工程、結構工程、大地工程、測量、環境工程、都市計畫、水土保持、應用地質及交通工程科技師適用。

中國土木工程學會和您一起成長!

中華郵政北台字第 518 號 執照登記為雜誌 行政院新聞局出版事業登記証 局版臺誌字第 0248 號

大地工程挑戰與展望專輯

(客座主編：李順敏總工程師／吳文隆協理)

- 📖 專輯序言：大地工程挑戰與展望 李順敏／吳文隆 4
- 📖 物理模型應用於逆向坡變形與崩壞過程與崩壞之初步研究 林建杰／羅佳明 5
- 📖 活動斷層調查與位移危害度分析案例介紹 11

李友恒／田正智／李民政／吳富洵／吳東錦／鄒瑞卿／黃能偉
- 📖 0206地震 台南土壤液化災區之地層特性 李德河／蔡百祥／吳建宏 17
- 📖 曾文水庫防淤隧道工程消能池及出水口隧道段設計及施工規劃 朱晃葵／黃世偉／黃貞凱 24
- 📖 捷運工程於複合地層之大地議題與對策 — 以北捷土城線延伸頂埔段為例 34

張皓凱／周忠仁／張榮峰／謝宇珩
- 📖 新莊副都心逆打工法深開挖工程實務剖析 蔡琪駿／林婷媚／吳立華／謝旭昇 42
- 📖 隧道鑽掘機與潛盾之技術演進 李魁士／三井隆／Ruben Duhme 48
- 📖 大地工程在離岸風力發電扮演之角色 冀樹勇 57
- 📖 山區道路災害常見的問題探討 吳文隆 60



榮工工程股份有限公司

RSEA Engineering Corporation

privatized 2009

新北市汐止區大同路一段175號13樓

13F., 175, Sec. 1, Datong Rd., Xizhi Dist., New Taipei City
22145, Taiwan, R.O.C

TEL : (886)2-8691-7366 FAX : (886)2-8691-7866



工程技術及發展

- ☞ 從霧氣中取水的實驗與探討 — 以苗栗三義茶園攔截霧水實驗為例 林敏朝／林博雄 67

美濃震災之後 系列報導

- ☞ 鋼筋混凝土建築物耐震能力初步評估系統 (PSERCB) 之簡介與應用
蔡益超／宋裕祺／陳建忠／賴明俊／邱毅宗／陳俊榕／陳長佑 76
- ☞ 1050318 土壤液化與結構物安全技術討論會介紹 82
- ☞ 1050321 美濃地震研討會影音報導 南部分會 83
- ☞ 1050325 「土壤液化 免驚！」記者會報導：土壤液化及防災觀念推廣 秘書處 85
- ☞ 1050408 由美濃地震看建築及結構的管理制度：台灣與香港經驗分享 秘書處 87

學會資訊看板

- ☞ 亞洲土木工程聯盟第三十屆執行委員會印度新德里會議紀實 謝啟萬／王華弘 89
- ☞ 「優良生態環境工程 — 和興炭坑園區」參訪活動集錦 張武訓 92
- ☞ CECAR 7 喜訊及預告 秘書處 94

廣告特搜

- 台灣世曦工程顧問股份有限公司 — 用心做好每一件事情 封底
- 交通部公路總局 — 平安返鄉路 封面裡
- 彰濱工業區 — 亞太雲端產業鎮 封底裡
- 榮工工程股份有限公司 — 亞翔集團 2
- 瑞其科技 — 國家級CAE認證實驗室 47
- 祐彬企業集團 — 創新、永續、國際化 47
- 高雄市結構工程工業技師公會 — 您可以信賴、倚重的結構工程專家群！ 66

大地工程挑戰與展望

專輯序言

專輯客座主編 李順敏／台灣世曦工程顧問股份有限公司總工程師

吳文隆／台灣世曦工程顧問股份有限公司大地工程部協理

本專輯以大地工程領域為主，特別以目前國內大家所關心的大地工程議題，其發展現況為主軸，涵蓋研究、調查、設計、施工、回顧與未來展望等全方位的文章加以探討，祈使讀者進一步瞭解大地工程技術之發展，並深入了解於今年二月發生美濃地震台南災區之地層特性。

在研究方面的文章，羅佳明副教授等人以「物理模型應用於逆向坡變形與崩壞過程與崩壞之初步研究」，以臺灣武嶺至石門山一帶為例，剖析逆向坡產生翻倒破壞之機制，有別於大家熟悉之順向坡滑動破壞。

在調查應用方面的文章，李友恒科長等以「活動斷層調查與位移危害度分析 — 以臺中地區活動斷層為例」，以三義斷層調查之發現，說明活動斷層特性並評估公路路線通過之影響，進而妥適設計，以減少活動斷層錯動災害。李德河教授等人以「0206 地震台南土壤液化災區之地層特性」，針對地震災區地層組成特性進一步使大家了解災區之地層工程特性。

在設計及施工規劃方面的文章，朱晃葵工程師等以「曾文水庫防淤隧道工程消能池及出水口隧道段設計及施工規劃」，山腹中之消能池及出水口以三維數值模型檢核設計，以確保工程之安全性及穩定性。張皓

凱工程師等人以「捷運工程於複合地層之大地議題與對策 — 以北捷土城線延伸頂埔段為例」，探討及克服車站、潛盾隧道於卵礫石層及砂岩層複合地層施工五大挑戰之成功過程。

工程施工方面的文章，蔡琪駿經理等人以「新莊副都心逆打工法深開挖工程實務剖析」，介紹逆打案例之壁樁、地中壁與扶壁配置考量及注意事項。

隧道鑽掘技術方面的文章，李魁士經理等人以「隧道鑽掘機與潛盾工程技術演進」，回顧 TBM 與潛盾發展沿革，並展望未來大斷面、大深度、長距離、快速施工、非圓形等多樣化的應用。

新技術新領域方面的文章，冀樹勇主任以「大地工程在離岸風力發電扮演之角色」，介紹綠色能源時代，新領域離岸大地工程與傳統陸域大地工程之差異及困難創新挑戰。

在設計經驗回饋方面的文章，編者以「山區道路災害常見的問題」，探討過去常見之問題與缺失，加以整理歸納探討分析，找出原因，以利後續工程參考，避免重蹈覆轍。

本期共收錄九篇專業技術論文，篇篇精闢且具工程實務，值得各位讀者細細品嚐豐盛的工程知識饗宴。

物理模型應用於逆向坡變形與崩壞過程與崩壞之初步研究

林建杰／建國科技大學土木工程系大專生

羅佳明／聯合大學土木與防災工程學系副教授 (通訊作者: cmlo@nuu.edu.tw)

摘要

本研究主要以臺灣武嶺至石門山一帶為研究區，探討逆向坡岩體變形與崩壞過程。藉由現場調查與物理模型說明逆向坡不同條件下之重力變形特性，並推估逆向坡變形過程與破壞特性。研究結果得知，坡趾切除透空為逆向坡傾倒變形之關鍵，其將造成岩體材料強度弱化加速發生變形。當坡趾切除透空越嚴重時，逆向坡崖頂將先產生張裂縫，導致坡體加速變形與滑動面發展，最終發生整體翻倒破壞。而變形範圍內具有相當多張裂縫與破裂面發展，其將有助於地表水與地下水滲入，促使逆向坡變形區加速崩壞。

Abstract

This study investigated the deformation and failure process of anacinal slopes from Wuling to MT. Shimen Trail in Taiwan. Field investigation and physical modeling were used to explain the gravitational deformation characteristics of cataclinal slopes under various conditions and derive the deformation process and failure characteristics. Our results show that the slope toe daylight mechanisms crucial to the process of deformation in anacinal slopes as well as the weakening of rock material and the acceleration of deformation. While anacinal slope toe daylight more serious, we also found that deformation and crack development initially began in the top of the slope, which resulted the acceleration of deformation and the development of rupture surface. Finally, its will occur toppling failure. The deformation zone presented significant cracking and rupture surface, which facilitated the infiltration of surface water and groundwater, thereby accelerating the process of deformation leading ultimately to failure.

前言

台灣中央山脈岩層主要以變質岩板岩所組成，降雨後岩層剪力強度容易弱化變形或滑動，而武嶺至石門山一帶有許多變形顯著之逆向坡（圖 1），相對於區域順向坡變形更為明顯與具有潛在危險性，故需更進一步瞭解其逆向坡傾倒破壞之行為與特性，強化其防災思維。

過去有諸多逆向坡傾倒破壞成因、機制等相關研究，曾大仁^[1]曾指出傾倒破壞發生主因為坡趾岩塊的移除，且大多由邊坡遭受到人為開挖或是沖蝕作用所引起。鄭允等人^[2]對於一個給定的邊坡，岩塊厚度存在一個臨界值，當岩塊厚度小於該臨界值時，坡頂荷載對剩餘下滑力的影響程度要明顯大於岩塊厚度大於該臨界值的情況；切坡角度越大，坡頂荷載對邊坡穩定性的影響越顯著；隨著坡頂荷載的增加，滑動比例係數逐漸增大。Goodman and Bray^[3]曾探討逆向坡撓曲傾倒（Flexural Toppling）、塊體傾倒（Block Toppling）及塊體撓曲傾倒（Block-Flexure Toppling）等行為，而 Hoek and Bray^[4]曾提出二次傾倒模式，主要破壞模式包含滑動與岩石材料的物理破裂，其過程將會導致一部份的邊坡產生滑動之現象，如滑動頭部傾倒（Secondary Toppling）、滑動基底傾倒（Slide Base Toppling）、滑動趾部傾倒（Slide Toe Toppling）及張力裂縫傾倒（Tension Crack Toppling）等。後續 Cruden and Hu^[5]及 Ramsay and Huber^[6]則分別提出山形式傾倒（Chevron Toppling）與複合式塊體傾倒（Multiple Block Toppling）等模式。此外，朱珍德等人^[7]曾進行板岩三軸試驗，過程中發現，遇水弱化為影響板岩材料強度的主要因子，其將進一步加速岩層變形速率，

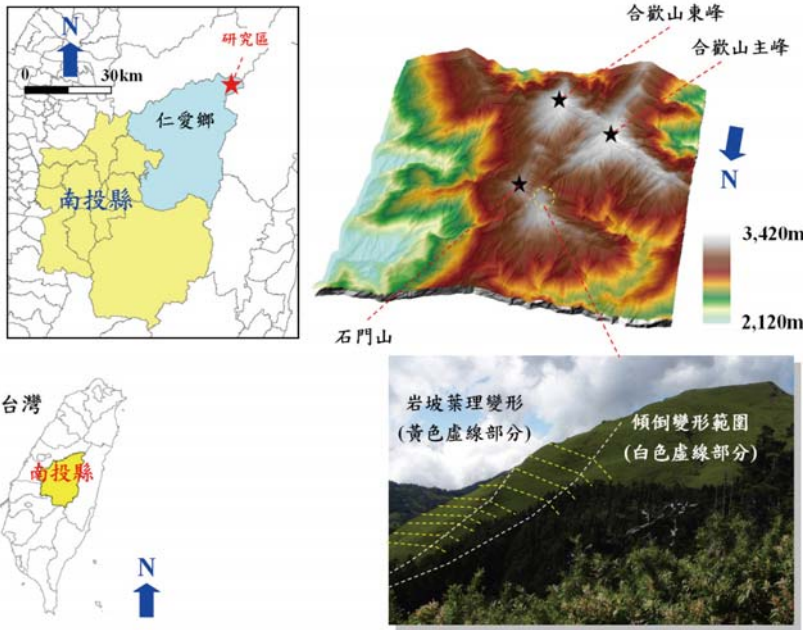


圖 1 研究區地理位置與地形圖

促進整個邊坡崩壞發展。而張國新等人^[8]曾以離心機實驗模型進行傾倒破壞模型試驗與數值模擬，數值模擬的承載力和破壞模式均與實驗結果吻合良好，可進一步考慮岩橋作用的岩質邊坡之傾倒破壞特性。

雖然文獻中已有許多關於逆向坡傾倒機制的研究，然而對於逆向坡變形至崩壞過程描述仍有未詳盡之處，故本研究將針對逆向邊坡傾角變化，適度簡化製作物理模型，探討降雨影響條件下，逆向坡變形至崩壞過程。

研究方法

本研究以降雨引致節理岩塊逆向坡變形與崩壞特性為研究重點，利用物理試驗模型（圖 2），並挑選適合模擬岩層材料（研磨石，圖 3(a)、(b)），組構逆向邊坡物理模型進行試驗（圖 4 ~ 圖 8）。試驗時以攝影機（2,040 萬畫素）記錄模型變形過程，以探討逆向坡變形與崩壞歷程。

物理實驗設備介紹

因應集水區現地邊坡分布之特性，本研究建置具有源頭降雨區、運動區、堆積區等建構之室內物理模型試驗台（圖 2）。源頭區位於模擬溪谷兩岸，其尺度為 0.3 m（長）× 0.3 m（寬）× 0.15 m（高），最大可容納 0.0135 立方公尺之崩塌量體，其溪谷兩岸可模擬不同下切程度所形成之溪谷地形，進行 15° ~ 45° 之角度變換。

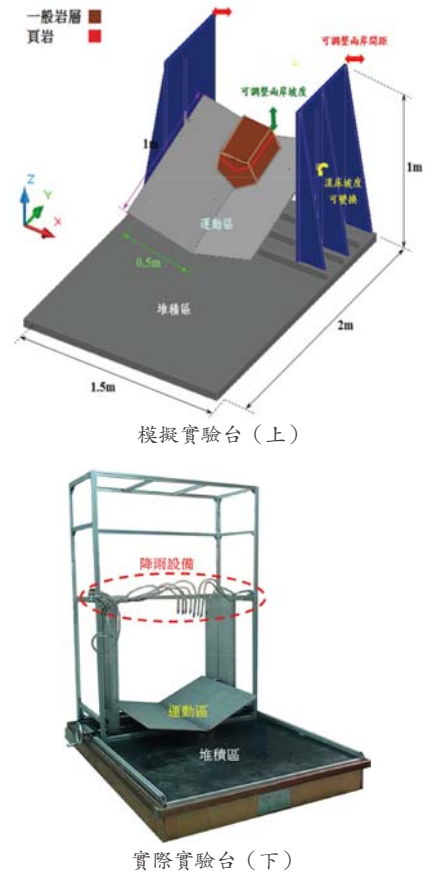


圖 2 物理模型試驗台配置示意圖

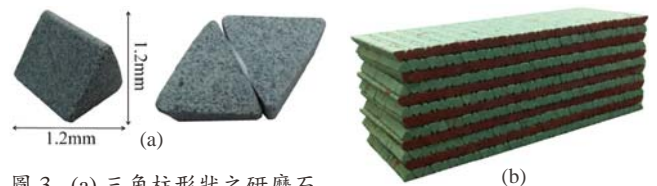


圖 3 (a) 三角柱形狀之研磨石
(b) 模擬岩層排列之物理模型

運動區係由 1.0 m（長）× 1.0 m（寬）× 0.01 m（厚）之鋁板構成，亦可進行 10° ~ 60° 之溪床角度變換。堆積區尺度為 2.0 m（長）× 1.5 m（寬）× 0.05 m（厚），初步以水平堆積設計為主。此外，本研究於源頭區上方加裝降雨模擬器，其可模擬 50 ~ 200 mm/hr 之降雨強度，以模擬邊坡物理模型受降雨後所產生之崩壞特性。

物理模型與模擬岩層材料性質

物理模型實驗中為模擬如順向坡、逆向坡、坡面角度變化、坡趾切除透空及岩坡弱面傾角變化等特性，物理模型結構係以多顆研磨石黏接組成，各層間僅黏接約 0.2 cm³ 之樹脂，弱面間黏接約 1/4 之樹脂，目前逆向坡物理模型採用為三角柱形狀之研磨石（圖 3(a)、(b)），藉此模擬逆向坡節理岩塊變形與傾翻崩壞特性。研磨石材料組成成分如表 1 所示。

表 1 研磨石材料組成成分

主要成分： 白色氧化鋁	主要化學成分種類	總成份	莫氏硬度 7 鑄造過程中 混合水泥、水
	三氧化二鋁	99.6%	
	二氧化鈉	0.15%	
	三氧化二鐵	0.03%	
	二氧化矽	0.02%	

物理模型試驗項目

物理模型以樹脂黏結結構靜置兩天後，將放置於物理試驗台上進行實驗，並加入降雨機制（雨量約控制在 100 mm/hr），觀察並用高解析度（2,040 萬畫素）攝影機記錄模型變形至崩壞過程。目前本研究僅初步探討逆向坡模型坡趾切除透空程度對於變形至傾翻破壞之影響，故初步將逆向坡岩層弱面固定為 45°，改變三種坡趾岩層切除透空長度（表 2）。而模型尺寸中長度主要依坡度一起改變，寬和高分別固定為 4.5 cm、15 cm，其物理模型試驗項目一覽如表 2 所示。

表 2 物理模型試驗項目一覽

模型編號	弱面傾角	I_1 -坡趾岩層切除透空長度 (cm)	I_2 -坡頂岩層長度 (cm)	無因次化 ($\frac{I_1}{I_2}$)
S1	45	4.8	32.4	0.148
S1' (重複性試驗)	45	4.8	32.4	0.148
S2	45	13.2	32.4	0.407
S2' (重複性試驗)	45	13.2	32.4 <td 0.407	
S3	45	32.4	32.4	1

逆向坡物理模型試驗初步結果

● 編號 S-1 試驗過程與行為特性，可大致分為三個階段（圖 4）：

第一階段（岩坡初始變形階段）：此階段時間為 00:00:01 ~ 2:00:06，由於上方岩層並無來自下方岩

層的被動支持力（坡趾切除侵蝕透空），以至上方岩層因自重變形時，岩層前端會直接彎曲變形，也因彎曲關係導致坡面產生破裂，以致雨水容易隨著破裂處滲入岩層裡。

第二階段（坡頂張裂縫發展階段）：此階段時間為 2:00:06 ~ 2:24:11，因雨水滲入關係，加速了岩層變形的速度，岩層前端因重力關係彎曲，並拉扯坡頂導致坡頂產生破裂，逐漸沿附近節理弱面往下一層延伸破裂，並未形成貫穿的滑動面，此時整體岩層處於極度不穩定狀態。

第三階段（整體岩層變形與滑動面翻倒階段）：此階段時間為 2:24:11 ~ 2:25:37，此時岩層前端本身的被動支持力已完全失去，且岩層已形成貫穿的滑動面，隨後整體岩層上方（模型 1/2 處）於 2:25:32 發生了傾翻破壞。

● 編號 S-1' 試驗為 S-1 之膠結強度弱化 1 倍重複性試驗，其試驗過程與行為特性，大致可分為四個階段（圖 5）：

第一階段（岩層坡頂變形階段）：此階段時間為 0:00:01 ~ 0:46:49，岩層前端因毫無下方岩層的被動支持力，以致逐漸產生變形彎曲，坡面也產生些微小破碎。

第二階段（坡頂張裂縫發展階段）：此階段時間為 0:46:49 ~ 1:07:50，岩層持續因自重變形以至下彎的過程中，坡面的小破裂處也逐漸擴大，以致雨水更容易滲入岩層裡。

第三階段（岩層變形與坡頂張裂縫擴大分離階段）：此階段為 1:07:50 ~ 1:20:09，坡面破裂處已擴大形成一個破裂帶，目前深入到表層岩層與底下一層岩

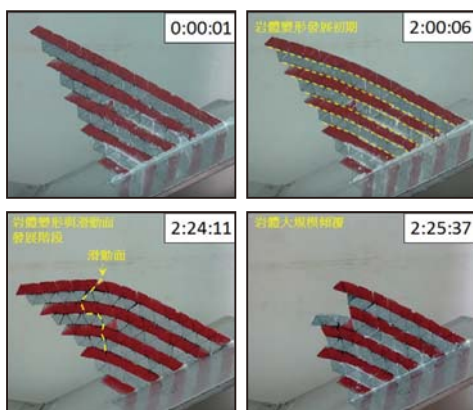


圖 4 編號 S-1 物理模型試驗過程

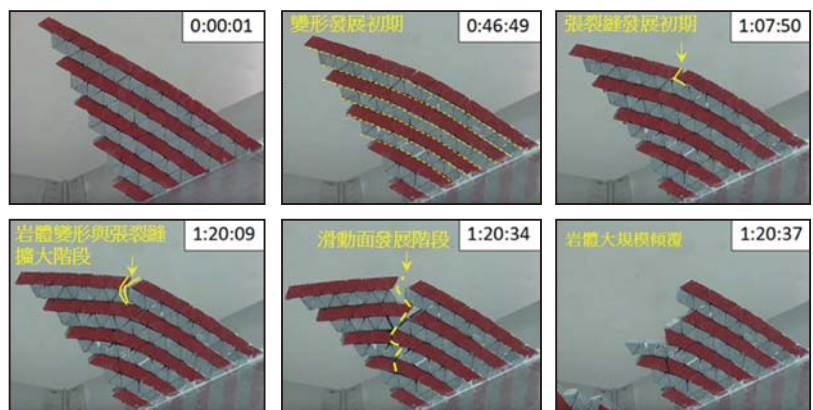


圖 5 編號 S-1' 物理模型試驗過程（膠結強度降低 1 倍之重複性試驗）

層，並沿著節理裂隙影響下方承受自重的岩層前端，陸續產生破裂處，加劇了整體岩層變形的速度。

第四階段（整體岩層變形與滑動面翻倒階段）：此階段時間為 1:20:09 ~ 1:20:37，此時張裂縫沿著節理裂隙已深入底層岩層，形成一個貫穿的滑動面，造成岩層前端已與基底岩層分離，並在幾秒後於模型 1/2 位置發生傾翻破壞。

- 編號 S-2 試驗過程與行為特性，可大致分為四個階段（圖 6）：

第一階段（坡趾初始變形階段）：此階段時間為 00:00:01 ~ 1:10:08，此時坡趾第一排模擬岩層由於喪失被動支持力（坡趾切除侵蝕透空），導致整排岩層開始變形至翻倒。翻倒期間，第一排岩層先與第二排岩層前端接觸範圍因重力而產生脫離，接著於趾部附近逐漸沿節理弱面開始滑移與破裂，於 1:10:08 坡趾塊體完全斷裂而翻倒，並促使第二排岩層失去被動支持力而開始變形。

第二階段（坡趾翻倒與再次變形階段）：此階段時間為 1:10:08 ~ 2:14:41，因第二排的岩層前端已開始變形，以致第三排岩層前端進而直接承受整體邊坡岩層的自重，由於第三排岩層前端被動支持力不足夠，導致脫離上排岩層前端持續變形中，這時整體岩層前端的被動支持力已失去大半，趨向於不穩定的狀態。

第三階段（坡趾翻倒與張裂縫發展階段）：此階段時間為 2:14:41 ~ 2:36:47，此時整體岩層已完全喪失坡趾處前端的被動支持力，在第三排岩層傾倒後，上

面岩層的變形速度逐漸加速，坡面也產生破裂處。

第四階段（岩體變形與坡頂張裂縫發展階段）：此階段時間為 2:36:47 ~ 2:38:56，因上排岩層前端失去下排岩層的被動支持力，以致變形量加劇，加速了整體岩層崩壞的速度，岩層前端因自重關係開始彎曲並在坡頂產生破裂，破裂延伸形成一個貫穿的滑動面後，岩層隨即發生大規模傾覆。

- 編號 S-2' 試驗為 S-2 之膠結強度弱化 3 倍重複性試驗，其試驗過程與行為特性，可大致分為三個階段（圖 7）：

第一階段（岩層初始變形與坡頂張裂縫發展階段）：此階段時間為 0:00:01 ~ 0:10:53，因岩層過軟以至實驗開始沒多久時，整體岩層就產生變形，且坡頂也產生開裂縫沿節理裂隙對岩層造成破壞。

第二階段（岩體變形與滑動面發展階段）：此階段時間為 0:10:17 ~ 0:10:53，第一及第二層岩層前端接觸部分與上層岩層產生脫離，傾倒在儀器台上，過了幾秒後，岩層前端已完全失去被動支持力，以致整體岩層前端已完全傾倒在儀器台上，張裂縫沿著節理裂隙已延伸至整體岩層約三分之二深度，且將與基底岩層分離，進而加速了整體岩層的崩壞速度。

第三階段（整體岩層變形與滑動面翻倒階段）：此階段時間為 0:10:53 ~ 0:12:51，此時岩層張裂縫已貫穿岩體形成滑動面，且前、中端岩層與基底岩層已破裂分離，隨即就發生大規模傾倒破壞。

- 編號 S-3 試驗過程與行為特性，可大致分為三個階段（圖 8）：

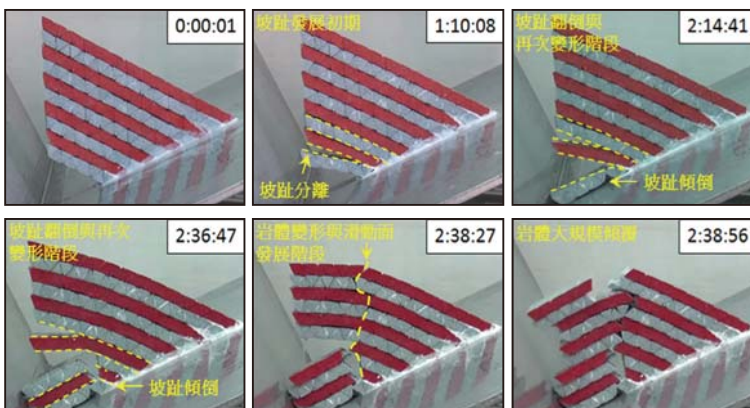


圖 6 編號 S-2 物理模型試驗過程

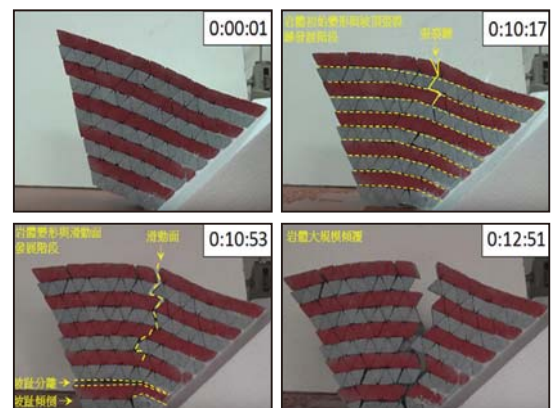


圖 7 編號 S-2' 物理模型試驗過程
（膠結強度降低 3 倍之重複性試驗）

第一階段（岩層初始變形階段與張裂縫發展階段）：此階段時間為 00:00:01 ~ 0:02:11，因自重、坡長與角度關係，以至剛進行試驗就即刻產生變形，岩層前端承受不住自重並彎曲，也因彎曲拉扯影響造成坡頂後半產生張裂縫，在岩層前端下彎的過程中，底層第一排至第四排岩層前端接觸範圍因重力，而與上排岩層前端產生脫離，傾倒在儀器底板上。

第二階段（坡頂張裂縫將貫穿整體岩層階段）：此階段時間為 0:02:11 ~ 0:03:12，因被動支持力完全不足以支撐整體岩層，以致張裂縫將貫穿整體岩層形成滑動面，整體岩層逐漸崩壞中。

第三階段（整體岩層貫穿形成滑動面階段）：此階段時間為 0:02:11 ~ 0:03:12，岩層前端已傾倒在底板上，以致整體岩層自重力集中在底板與岩體底層張裂縫處，隨後底層兩排與上排岩層發生變形脫離。

第四階段（整體岩層變形與滑動面翻倒階段）：此階段時間為 0:03:12 ~ 0:07:48，岩層前端因傾倒在底板上，以至整體岩層自重力傳到底下第一層與第三層，但因承受不住自重，於第一層到第三層中後段，受重量擠壓後岩層發生斷裂，接著整體岩層沿著滑動面往下滑動，最終發生大規模傾倒破壞。

綜合以上結果，編號 S-1' 型和編號 S-1 模型為相同之重複性試驗，主要為證明本研究模型試驗方法之一致性，惟 S-1' 型主要將膠結強度降低一倍。編號 S-2' 模型亦為編號 S-2 模型之重複性試驗，僅膠結強度降低三倍，目的為呈現現地互層材料膠結強度對於逆向坡傾倒

變形特性之差異性。試驗結果得知，較軟弱之岩層膠結強度變形速率更快，再加上遇水弱化特性，大幅降低岩層強度、摩擦力，而更迅速發生傾覆破壞。編號 S-3 模型長度相對於其他模型坡趾切除透空情形嚴重，其模型自重亦為其他模型約 2 倍之多，導致模型本身的被動抵抗力與基座拉制力已完全不足以與自重（主動壓力）抗衡，剛開始試驗時，模型隨即開始變形，約經過一分鐘左右，即發生整體傾倒破壞。

現地調查比對結果

武嶺至石門山板岩與千枚岩逆向坡現地調查初步發現，現地邊坡破壞行為特性與物理模型試驗相似，在互相比對後即能初步證明。圖 9 為武嶺附近板岩逆向坡趾部透空與滑動面形成現況，其逆向坡傾翻與滑動面構成均與坡趾切除透空後失去被動支持力有關，此特性與本研究設計之物理模型傾倒變形至翻覆破壞成高度相關。圖 10 為合歡山東峰附近逆向坡潛在滑動面形成現況與 S'-1 模型比對情形，逆向邊坡受擠壓變形，且坡趾部分岩層已傾倒。圖 11 為石門山附近已傾倒變形之逆向坡岩層破裂面間佈滿青苔，其可能因此逆向坡岩層開始傾倒後，因破裂面發展且受地表水入滲或地下水影響，導致青苔沿邊坡破裂位置生長，並使板岩與千枚岩材料遇水而弱化，逐步使逆向坡加劇傾倒變形至滑動面發展，最終引致傾倒破壞。

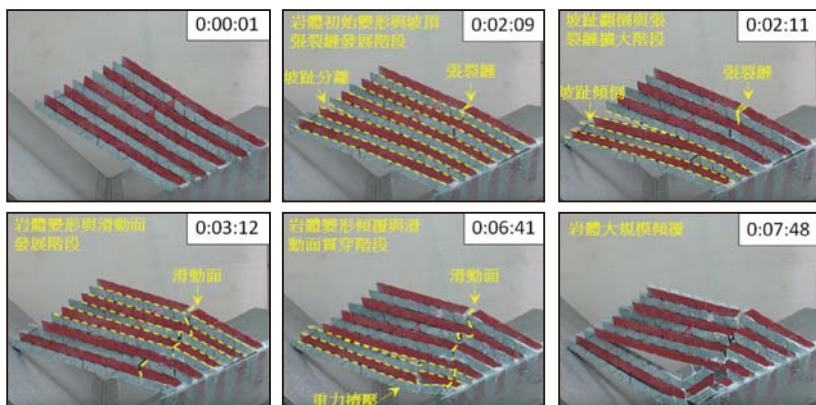


圖 8 編號 S-3 物理模型試驗過程



圖 9 武嶺附近板岩逆向坡趾部透空與滑動面（白色虛線）形成現況（2016 年拍攝）

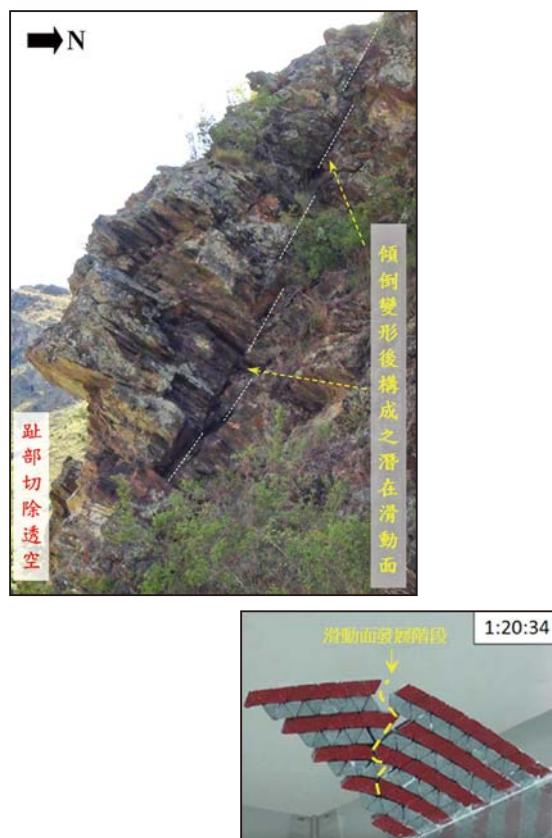


圖 10 合歡山東峰附近逆向坡潛在滑動面（白色虛線）形成現況與 S-1' 模型比對（2016 年拍攝）

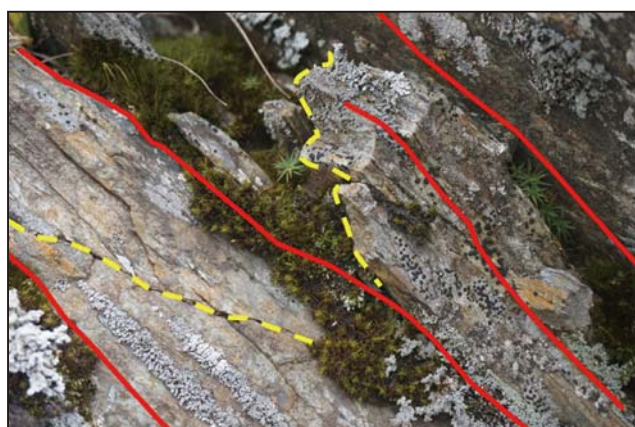


圖 11 石門山附近逆向坡破裂面間青苔分布情形（2016 年拍攝）（紅色實線為劈理分布，黃色虛線為岩坡破裂位置）

結論

本文主要以物理模型試驗搭配現地調查，逐步說明逆向坡變形至崩壞過程與特性，期能作為未來逆向坡特徵判釋、現場調查、潛勢分析及災前整備之初步參考。由實驗過程中發現，當坡趾切除透空或倒懸情況嚴重時，容易導致逆向坡趾部被動支持力不足而產生傾倒變形，加劇岩坡不穩定，且加上降雨入滲因

素，進而加速模型變形速度與潛在滑動面發展，最終發生翻倒破壞行為。

武嶺至石門山逆向邊坡，經由多次現地調查，發現於降雨過後，逆向坡傾倒變形更加明顯，甚至發展出潛在滑動面與圓丘狀隆起地形，造成區域內公路邊坡局部區位容易下陷或崩毀。雖然，目前本研究僅初步探討趾部侵蝕程度對於逆向坡變形至傾翻崩壞之影響，但以目前的研究結果對於逆向坡潛在崩壞特徵與其行為有其一定程度之貢獻，且研究區數處逆向坡區位（尤其石門山與克難關一帶）仍需持續加強觀察與監測，並將監測結果回饋至數值模擬、預警與治理工程規劃之參考，以逐步降低逆向坡變形與崩壞引致聯外道路或公共設施破壞之風險。

參考文獻

1. 曾大仁 (1998), 「逆向岩盤邊坡翻倒破壞案例探討」, 岩盤工程研討會 87 年年會論文集, 新竹, 第 253-262 頁。
2. 鄭允、陳從新、劉婷婷、劉秀敏、宋婭芬、周意超 (2015), 「坡頂荷載作用下岩質邊坡傾倒破壞分析」, 岩土力學學報, 第三十六卷, 第九期, 第 2639-2647 頁。
3. Goodman, R.E., and Bray, J.W. (1976), "Toppling of Rock Slopes," *Proc. of Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes*, Boulder Colorado, ASCE, Vol. 2, pp. 201-234.
4. Hoek, E. and Bray, J.W. (1977), *Rock Slope Engineering*, Revised Second Edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London.
5. Cruden, D.M. and Hu, Xian-Qin (1994), "Topples on under Dip Slops in the Highwood Pass, Alberta, Canada," *Quarterly J. Engrg. Geology*, The Geological Society, Vol. 27, pp. 57-68.
6. Ramsay, J.G. and Huber, M.I. (1987), *The Techniques of Modern Structural Geology*, Vol. 2, Folds and Fiactures, Academic Press, London.
7. 朱珍德、邢福東、王思敬、徐衛亞 (2004), 「地下水對泥板岩強度軟化的損傷力學分析」, 岩石力學與工程學報, 第二十三卷, 增二期, 第 4739-4743 頁。
8. 張國新、趙妍、彭校初 (2007), 「考慮岩橋斷裂的岩質邊坡傾倒破壞的流形元模擬」, 岩石力學與工程學報, 第二十六卷, 第九期, 第 1773-1780 頁。
9. 李明翰 (2003), 「岩坡傾倒破壞之研究 — 以台 14 線公路為例」, 碩士論文, 朝陽科技大學營建工程研究所, 台中。
10. 廖志中、潘以文、林志平、唐禎國、黃玉麟、羅文驥 (2011), 「梨山崩坍區大規模崩積地層之形成機制」, 中華水土保持學報, 第四十二卷, 第四期, 第 303-312 頁。
11. 趙建軍、王彥東、巨能攀、鄧徽 (2009), 「緩傾外層狀結構邊坡變形破壞模式及支護對策研究」, 工程地質學報, 第十七卷, 第二期, 第 195-199 頁。
12. 趙建軍、黃潤秋、巨能攀 (2007), 「某水庫溢洪道邊坡變形破壞特徵及治理對策研究」, 成都理工大學學報 (自然科學版), 第三十四卷, 第二期, 第 190-194 頁。

活動斷層調查與 位移危害度分析案例介紹

李友恒／交通部臺灣區國道新建工程局規劃組地工科科長

田正智／交通部臺灣區國道新建工程局規劃組地工科工程師

李民政／中興工程顧問股份有限公司大地工程部經理

吳富洵／中興工程顧問股份有限公司大地工程部計畫副經理

吳東錦／中興工程顧問股份有限公司大地工程部正地質師

鄒瑞卿／中興工程顧問股份有限公司大地工程部工程師

黃能偉／中興工程顧問股份有限公司大地工程部地質師

前言

台灣位於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊邊界之褶皺衝撞帶上，活動斷層密布，地震頻繁，為環太平洋地震帶之一環。設計實務上，工程構造物之耐震設計與評估為確保安全之必要工作。因此如何評估地震造成之危害度，並依工程構造物之重要性與經濟性，決定適當的設計或評估標準，為耐震設計與評估之關鍵課題之一。一般而言，地震對工程構造物造成之危害，除地震動造成之地表加速度外，地震斷層錯動引發之地表破裂變形，對工程構造物亦會造成危害，此影響亦應於耐震設計與評估中考量，斷層位移危害度分析因此應運而生。本文以臺中地區某公路工程路線所經過之三義斷層為例，說明如何藉由相關地質調查以求得地震參數，並合理評估斷層位移危害度。

三義斷層調查

三義斷層位於台灣中部，地質構造分區屬於西部麓山帶，麓山帶地質構造乃一典型覆瓦狀排列的褶皺-逆衝斷層帶，地層尚未受到變質作用，但已受到開放型褶皺作用的變形，三義斷層為其中一條低角度逆衝斷層。斷層北段略呈東西走向，由苗栗縣大湖鄉大窩，向西延伸經雙連潭、重河至三義，長約 8 公里；南段呈南北走

向，由三義向南延伸經鯉魚口、中城至大甲溪，向南可能延伸至豐原潭子地區，長約 25 公里（林啟文等^[1]）。本案例公路工程即通過三義斷層之南段。

依地形圖顯示，三義斷層南段通過后里台地與臺中盆地北部，東側鄰西部麓山帶丘陵區。斷層地形於后里台地區，台地和東側麓山帶之地形存在地勢高差，但部分地區因為人為開發與河系侵蝕影響，斷層構造地形不甚明顯。於臺中盆地北部，因豐原地區人為開發與河系侵蝕影響，斷層構造地形不明顯；豐原地區南側鑷子坑口至大里溪之間，呈南北向或東北-西南向的斷層構造崖階線形^[2]。

就地層部分而言，斷層上盤主要為新第三紀的桂竹林層、錦水頁岩、卓蘭層與頭嵙山層；下盤則是更新世至全新世之頭嵙山層、階地堆積層與沖積層。

近年研究顯示三義斷層南段於全新世以來曾經活動^[1,3]，故列為第一類活動斷層，並於 2015 年 12 月正式公告斷層南段之活動斷層地質敏感區^[2]。

依據林啟文等^[1]之活動斷層條帶地質圖，本案例公路工程之路線於臺中市豐原區南側與潭子區交界處原軍方舊有之新田靶場處通過三義斷層。本案例於工程規劃階段即針對三義斷層進行地表地質調查、地球物理探測與地質鑽探，以詳細瞭解三義斷層對路線之影響，並於初步設計階段進一步辦理地質鑽探與槽溝開挖調查，以掌握斷層帶特性、斷層活動性並推估斷層參數。

地表地質調查

新田靶場長約 400 公尺，約略呈東西向配置（圖 1），區內業經整地而未發現任何斷層露頭及斷層地形特徵。但於靶場之南、北兩側，於文獻記載之可能斷層位置，可見有一地形高差，約略呈南、北向延伸。靶場之東側緊鄰一階地崖，高差達 40 至 50 公尺，現地調查於坡趾附近發現一斷層露頭（圖 2），可見風化之砂岩逆衝覆蓋於礫石層之上，初步推測有可能為三義斷層之分支斷層。

地球物理探查

為能初步掌握調查區及鄰近地區可能之地質構造狀況，本計畫採用地球物理探查方法進行調查。經檢討該區域之地層特性與分布，因地表覆蓋有厚層之沖積礫石層，若採用震波探測方法，震波遭遇礫石層之干擾較大，探測效果恐不理想。同時考量礫石層與岩層之地電阻值有較顯著之差異，使用地電阻影像剖面探查方式應可獲得較具參考性之成果。測線配置起自新田靶場端，

沿靶場往東延伸至階地上方（圖 1），測線編號 RIP-02，總長度 850 公尺。其探測結果（圖 3）顯示在剖面里程 220 公尺及 410 公尺處，兩側地層有較大之地電阻率差異，推測此兩處可能有斷層不連續面存在。剖面中較高電阻率之地層應為礫石層，在新田靶場部分，礫石層之厚度較大，約有 70 至 80 公尺厚，階地上方之礫石層厚度較薄，約 20 至 30 公尺厚。

地質鑽探調查

本案例於規劃階段，依據相關文獻、現地調查之地形特徵、及地電阻影像剖面探查結果，於推估可能之斷層位置兩側進行地質鑽探，以二分逼近之方式調查斷層較明確之位置。本階段於新田靶場內可能斷層位置兩側共施鑽 4 孔地質鑽孔，自西而東分別為 PH-24（100 公尺垂直孔）、PH-27（12 公尺垂直孔）、PH-26（150 公尺斜孔，70 度西傾）及 PH-25（100 公尺垂直孔）（圖 1）。第一階段於斷層下盤與上盤分別施鑽 PH-24 與 PH-25 兩鑽孔，兩孔間距約 150 公尺。PH-24 鑽孔鑽至 100 公尺深均為礫石層，PH-25 鑽孔則於 74.93 公尺深鑽遇岩盤，岩盤具發達之剪裂構造，剪切紋理角度約 20 至 40 度。依據此兩孔鑽探結果，可將斷層可能位置侷限於兩鑽孔之間（圖 4）。第二階段於 PH-25 鑽孔之西側約 25 公尺處施鑽向西傾斜 70 度之 PH-26 斜孔，惟該鑽孔並未如預期鑽遇岩盤，表示斷層位置尚在 PH-26 斜孔之東側，位於 PH-25 與 PH-26 兩鑽孔間之狹小範圍內。施鑽 PH-26 鑽孔之同時，於 PH-24 鑽孔東側約 50 公尺處施鑽深度 12 公尺之 PH-27 鑽孔，以調查該區表層土層之延伸與是否受到斷層活動之影響，鑽探結果顯示該處之表層土層並未受到斷層活動之影響。

本工程案例於初步設計階段，為再進一步確認三義斷層之位置，於 PH-25 與 PH-26 鑽孔之間，補充施鑽深度 200 公尺之 BB-25-03 垂直孔。BB-25-03 鑽孔於深度 75.5 公尺處鑽遇岩層，而於深度 106.1 公尺處再度鑽遇礫石層，並至孔底均為礫石層。本鑽孔於深度 75.5 公尺至 106.1 公尺之間應係貫穿斷層之上盤岩層，因此確認三義斷層之分布位置。另於靶場東側三義斷層分支斷層之上盤分別施鑽深度 150 公尺及 80 公尺之 BB-25-01 及 BB-25-02 兩垂直孔，以探查分支斷層。BB-25-01 鑽孔於深度 84.5 公尺處鑽遇下盤礫石層，至深度 121.45 公尺再次鑽進岩盤。BB-25-02 鑽孔於深度 23.1 公尺以下至孔底，鑽遇下盤之砂土礫石層。依據地球物理探查與地質鑽探結果所繪製之新田靶場區三義斷層地質剖面圖如圖 4 所示。三義斷層之斷層面約為 20 至 40 度，依

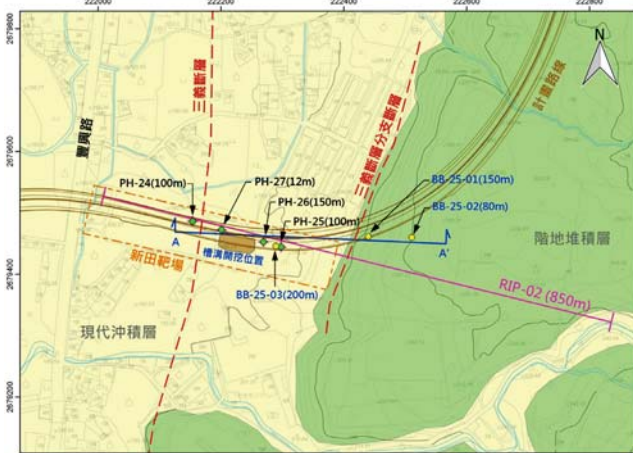


圖 1 本案各項地質調查相關位置圖



圖 2 新田靶場東側階地崖坡趾處之斷層露頭

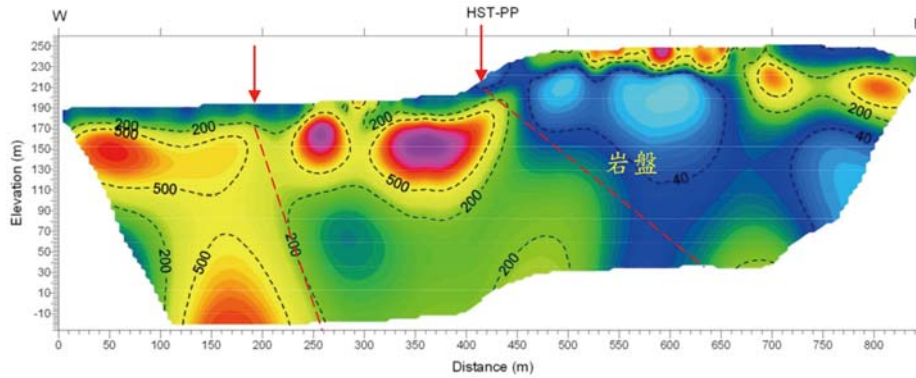


圖 3 新田靶場 RIP-02 測線地電阻影像剖面探查成果

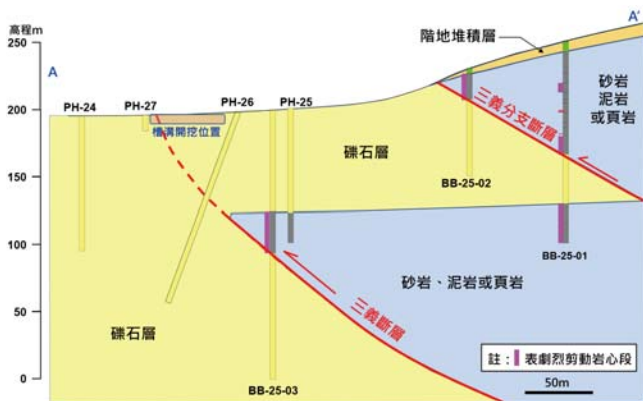


圖 4 新田靶場三義斷層地質剖面圖



圖 5 槽溝開挖完成全景

據 PH-27 鑽孔表層土壤未受到斷層活動之擾動推測，斷層面於近地表處可能呈現較陡之傾角，約 60 度。三義分支斷層之斷層面約成 40 度傾角。

槽溝開挖調查

槽溝開挖調查係利用判釋與測定槽溝剖面中之岩層年代，以及估算過去斷層活動事件中岩層的錯移量 (displacement)，藉以了解斷層的活動性與古地震活動歷史。利用槽溝開挖方法可以直接觀察地表下淺層沉積層受到斷層或構造活動的影響，並由沉積層與錯動面之截切關係來研判斷層的走向、傾角、位移方向、斷層活動事件次數，配合碳十四定年資料來推估該斷層發生地震之再現週期及長期滑移速率等，並獲得地震相關參數，以供後續斷層位移危害度及工程設計使用。

本案例依據前述相關地質調查成果，同時考量用地取得之因素，選擇於新田靶場內 PH-26 及 PH-27 兩鑽孔之間進行槽溝開挖調查 (圖 1)。槽溝形貌為地表下四階式開挖，其長度約 40 公尺，寬度約 15 公尺，四階總深度約 8 公尺。槽溝開挖完成後進行南、北兩側剖面之地質測繪與碳十四定年樣本採樣 (圖 5)。

由本槽溝剖面南、北側剖面調查結果，可區分出三次古地震事件 (圖 6)，最早一次為 4,490 ~ 5,710 BP 之後，第二次事件在 3,400~3,720 BP 之後，第三次事件則在 1,860 BP 之後，其中前二次造成沈積層傾斜，第三次則造成沈積層錯移約 30 公分，然斷層未露出地表，僅造成礫石層變形或沉積層局部錯移。由本槽溝開挖之三次古地震事件，推估其再現週期約為 1,620 年，由於各次事件時間間隔大，故實際之再現週期可能小於 1,620 年。以本槽溝剖面中分層之最大位移落差與可能活動年代來估算，其垂直抬升速率約 0.78 公厘/年，配合本案推估淺層處斷層角度約 60 度，則沿斷層面之長期滑移速率約 0.9 公厘/年。而推估滑移速率可能因實際落差增加及間隔年代之縮小而變大，因此推估長期滑移速率有可能大於 0.9 公厘/年。綜合槽溝及相關地質鑽孔資料，推算三義斷層活動性相關參數如表 1 所示。

表 1 三義斷層活動性相關參數表

斷層名稱	斷層角度	斷層性質	最近可能發生年代 (BP)	垂直變動速率 (mm/yr)	長期滑移速率 (mm/yr)	再現週期 (年)
三義斷層	近地表處約為 60 度；以下推估約 40 度。	逆衝	1,860BP 之後	0.78	0.9	小於 1,620 年

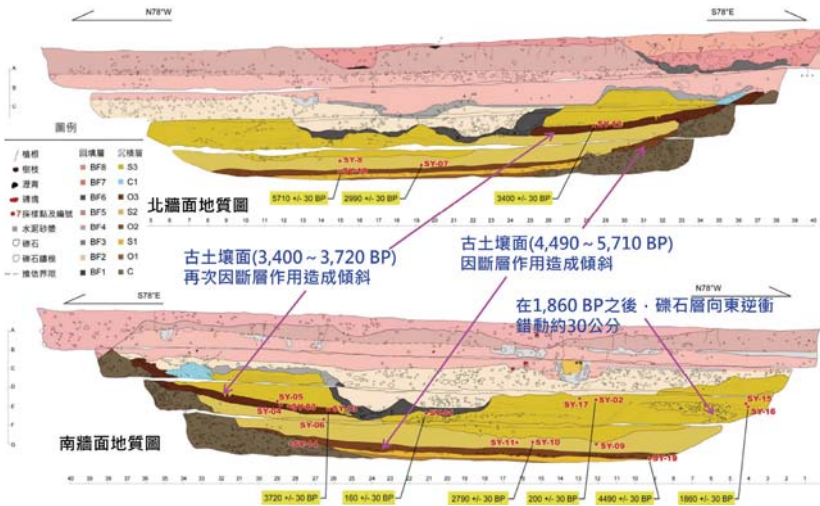


圖 6 槽溝開挖破十四定年及斷層活動事件解釋成果圖

斷層位移危害度分析

目前業界與學界採用之位移危害度分析方法，依分析概念可分為定值式與機率式位移危害度分析。定值式分析為利用位移量與地震規模、斷層機制以及斷層距離等參數之迴歸公式，推估斷層發生設計地震時，工址之位移量大小。機率式危害度分析之最早由 Cornell [4] 提出，其主要係假設地震之發生符合包生過程 (Poisson Process) 之統計模式，並利用統計模式分析地震資料，計算不同危害程度下之年發生率 (Annual Frequency of Exceedance)，而年發生率之倒數即一般所稱之再現週期 (Return Period)。

機率式斷層位移危害度分析 (PFDHA) 方法

本計畫之機率式斷層位移危害度分析 (Probabilistic Fault Displacement Hazard Analysis, PFDHA)，採用地震法 (Earthquake Approach) 斷層位移危害度分析 (Youngs 等人 [5])，地震法之基本理論與分析程序與 Cornell [4] 提出之機率法地震危害度分析 (Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA) 相同。目的為計算場址地表破裂位移 (D) 超越 d 的年發生率 $v(d)$ ，計算之公式可大略以下式表示：

$$v(d) = \sum_n N_n(m_0) \int_{m_0}^{m_u} f_n(m) \left[\int_0^\infty P_n(D > d | m, r) \right] dm \quad (1)$$

其中 $N_n(m_0)$ 為震源 n 過去在單位時間 (如每年) 內，規模大於 m_0 地震之平均發生次數，考慮該震源可能發生之地震規模介於 m_0 與 m_u 之間； m_u 為震源可能發生最大地震規模； m_0 為分析考量地震規模下限； f_n

(m) 為震源 n 發生地震時，地震規模分布之機率密度函數； $P_n(D > d | m, r)$ 為震源 n 發生規模 m 地震以及與場址距離 r 時，場址位移 D 大於 d 之機率。場址距離 r 為場址距離斷層最近之地表距離。

$N_n(m_0)$ 利用斷層能量累積與釋放之概念，配合斷層年平均滑移速率 (S , mm/year) 推估如下：

$$N_n(m_0) = \frac{\mu AS}{\text{Mean} \left[\frac{M_0}{eqk} \right]} \quad (2)$$

μ 為地盤剪力模數 (一般採用 3×10^{11} dyne/cm²)； A 為斷層破裂面積 (cm²)； $\text{Mean} [M_0/eqk]$ 為每次地震平均釋放能量。

一般地震危害度分析時，假設在影響範圍內，斷層錯動一定會造成場址發生不同程度之加速度 (與場址距離斷層最短距離有關)；Youngs 等人之斷層位移分析研究 (Youngs 等人 [5]) 發現，在影響範圍內，斷層錯動不一定必然造成場址地表破裂，因此將 $P_n(D > d | m, r)$ 改寫為下式：

$$P_n(D > d | m, r) = P_n(\text{Slip} | m, r) P_n(D > d | m, r, \text{Slip}) \quad (3)$$

其中 $P_n(\text{Slip} | m, r)$ 為震源 n 發生規模 m 地震與距離 r 時，場址發生地表破裂之機率； $P_n(D > d | m, r, \text{Slip})$ 為震源 n 發生規模 m 地震與距離 r 時，場址發生地表破裂位移時，位移 D 大於 d 之機率。

根據地震事件後之斷層位移測繪資料分析，場址因斷層錯動造成之地表破裂位移形式可分為主要位移 (Primary Displacement) 與次要位移 (Secondary Displacement)，主要位移來自於主要破裂 (Principal Rupture) 之作用，次要位移來自於次要破裂 (Secondary Rupture 與 Distributed Rupture) 之作用。主要破裂為地震發生時，地震能量釋放之斷層破裂區域；次要破裂為地震發生時，主要破裂附近斷層因主要破裂造成之破裂。依據不同位移型式以及斷層類型，不同研究者提出對應之 $P_n(\text{Slip} | m, r)$ 以及 $P_n(D > d | m, r, \text{Slip})$ 計算公式，如 Moss and Ross [6] 對逆斷層提出之公式。當公式 (1) 中各項分析參數與模式決定後，便可進行地震法分析。

由以上地震法分析之結果，可將提供場址之危害度曲線 (Hazard Curve)，危害度曲線為公式 (1) 計算所得之年發生率 ($v(d)$) 或再現週期 ($1/v(d)$) 對場址地表破裂位移 (d) 作圖之曲線。設計所需之場址位移值，可依據工程之重要性與經濟性決定設計之年發生率或是再現週期，由危害度曲線對應設計位移值。

此外，利用包生過程 (公式 (4))，可將年發生率轉換成未來 T 單位時間 (年) 內，至少發生場址位移 (D) 超越 d 之機率。

$$P(D > d | T) = 1.0 - e^{-v(d) \cdot T} \leq v(d) \cdot T \quad (4)$$

例如 $v(d)$ 為 4.04×10^{-4} ，再現週期為 $1/(4.04 \times 10^{-4}) = 2475$ 年，利用公式 (4) 可轉換成 50 年內至少發生場址位移 (D) 超越 d 之機率為 2% (或其同義詞「50 年內超越機率 2%」)。

三義斷層機率式斷層位移危害度分析結果

本節針對地震法分析參數與模式進行說明 (如表 2)，其中地震規模採用 Wells and Coppersmith^[7] 及 Yen and Ma^[8] 提供之斷層長度與地震矩規模關係式推估；地震規模分布採用斷層僅重複發生最大可能地震規模之純粹特徵地震 (Pure Characteristic) 模式，該模式中僅最大可能地震，而不考慮中小地震之發生；位移發生機率模式採用 Wells and Coppersmith^[9] 提出之經驗公式，該公式採用 276 組世界各地各類型斷層資料進行迴歸；斷層位移量預測公式，採用 Moss and Ross^[6] 針對逆斷層所提出之經驗公式。

地震法機率式斷層位移危害度分析之成果如圖 7，如依照耐震設計規範中採用之地震水準，設計地震基準 (再現週期 475 年) 之情況下，相對應之地表破裂位移量遠小於 1 cm，如用危害程度說明結果，為設計

年限 50 年時間超越機率 10%；最大可能地震基準 (再現週期 2,500 年) 之情況下，相對應之地表破裂位移量為 1 cm，為設計年限 50 年時間超越機率 2%。

三義斷層定值式位移分析結果

除機率法分析外，本分析另提供定值法結果供比較分析，利用斷層位移預測公式計算位移量中值，計算可能位移量之範圍，斷層位移預測公式採用 Petersen et al.^[10] 與 Moss and Ross^[6] 提出之公式 (表 3)。

定值式分析結果彙整如表 4 所示，三義斷層採用特徵地震規模為 6.85 及 6.95，計算所得位移量介於 0.79 m 至 1.08 m。

本計畫之斷層設計位移量，建議參照美國加州運輸部 (California Department of Transportation) 之斷層位移量取舍建議，採用機率式分析與定值式分析結果之較大值進行設計，因此建議之三義斷層設計考量位移量為 1.1 m。

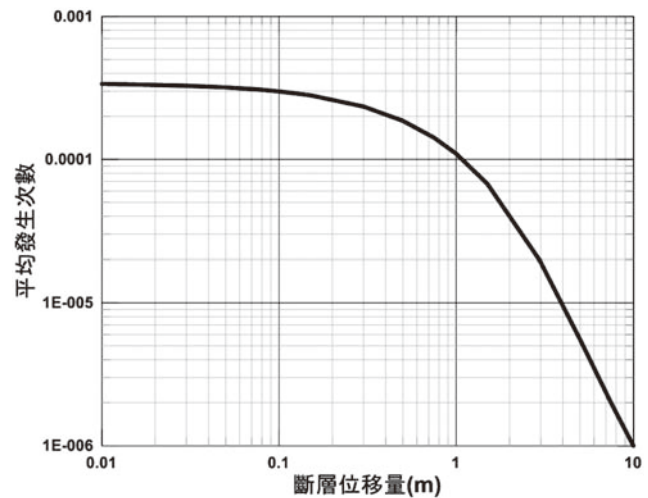


圖 7 三義斷層之斷層位移危害度曲線

表 2 三義斷層分析參數與模式表

參數或模式	數值或公式	參數或模式	數值或公式
長度 / 傾角	33km/60 度東	最大可能地震規模 ⁽¹⁾	$M_w = 6.85^{(2)}$, $M_w = 6.95^{(3)}$
規模分布模式	純粹地震特徵模式	滑移速率	1.0mm/yr (權重 0.6) 0.5mm/yr (權重 0.2) 1.5mm/yr (權重 0.2)
位移發生機率模式 ⁽⁴⁾	$P_n(Slip m, r) = e^{a+bm} / (1 + e^{a+bm})$ $a = -12.51$, $b = 2.053$, m 地震規模	位移量預測公式 ⁽⁵⁾	$\log AD = 0.3244M - 2.2192$ (AD 單位公尺)

註：(1) 各採 0.5 權重值計算 (2) Wells and Coppersmith^[7] (3)Yen and Ma^[8] (4)Wells and Coppersmith^[8] (5) Moss and Ross^[6]

表 3 平均斷層位移量計算公式

關係式	公式
Petersen et al. ^[10] $d = f(M, l/L)$	$\ln(d) = 3.3041x^* + 1.7927M - 11.2192$ d 單位公分, M 為地震規模 $x^* = \sqrt{1 - \frac{1}{0.5^2} [(l/L) - 0.5]^2}$
Petersen et al. ^[10] $d = f(d/AD(1/L), AD)$ 與 Wells and Coppersmith ^[7] $AD = f(M)$	$\ln(d/AD) = 3.2699x^* - 3.2749$ $x^* = \sqrt{1 - \frac{1}{0.5^2} [(l/L) - 0.5]^2}$ $\log AD = 0.69M - 4.80$ AD 單位公尺, M 為地震規模
Moss and Ross ^[6] $d = f(d/AD(1/L), D)$ 與 Moss and Ross ^[6] $AD = f(M)$	$f(z) = \frac{k}{\lambda} \left(\frac{z}{\lambda}\right)^{k-1} e^{-(z/\lambda)^k} \quad z = d/AD$ $k = \exp\left(-31.8\left(\frac{l}{L}\right)^3 + 21.5\left(\frac{l}{L}\right)^2 - 3.32\frac{l}{L} + 0.431\right)$ $\lambda = \exp\left(17.2\left(\frac{l}{L}\right)^3 - 12.8\left(\frac{l}{L}\right)^2 + 3.99\frac{l}{L} - 0.38\right)$ $\log AD = 0.3244M - 2.2192$ AD 單位公尺, M 為地震規模

表 4 三義斷層定值式位移量分析成果表

斷層	地震規模 Mw	位移預測公式	位移量 (m)	位移量範圍 (m)
三義斷層	6.85	Petersen et al. ^[10]	0.79	0.79 至 1.08
		Petersen et al. ^[10] Wells and Coppersmith ^[7]	0.84	
		Moss and Ross ^[6]	1.01	
	6.95	Petersen et al. ^[10]	0.94	
		Petersen et al. ^[10] Wells and Coppersmith ^[7]	0.99	
		Moss and Ross ^[6]	1.08	

定值式位移分析法之優點為評估結果對使用者而言簡明且易瞭解。然而，定值式分析並無法將地震之不確定性以及地震發生之機率，合理且有系統的於評估中考量，將有可能誤導使用者，或採取過於保守之設計或評估標準。

參考文獻

- 林啟文、盧詩丁、石同生、林偉雄、劉彥求、陳柏村 (2008), 「臺灣中部的活動斷層層二萬五千分之一活動斷層條帶地質圖說明書」, 經濟部中央地質調查所特刊, 第 21 號。
- 中央地質調查所 (2015), 活動斷層地質敏感區劃定計畫書—F0010 三義斷層。
- 劉彥求、李奕亨 (2006), 「三義斷層於大甲溪兩岸剖面與淺層震測結果比對分析」, 2006 年台灣地區地球物理學術研討會摘要集。
- Cornell, C. A. (1968), "Engineering Seismic Risk Analysis," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 58, No. 5, pp.1583-1606.
- Youngs, R. R., et al. (2003), "A Methodology for Probabilistic Fault Displacement Hazard Analysis (PFDHA)," *Earthquake Spectra*, Vol. 19, No. 1, pp. 191-219.
- Moss, R. E. S. and Ross, Z. E. (2011), "Probabilistic Fault Displacement Hazard Analysis for Reverse Faults," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 101, pp. 1542-1553.
- Wells, D. L., and Coppersmith, K. J. (1994), "New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 84, pp. 974-1002.
- Yen, Y.-T., and Ma K.-F. (2011), Source-Scaling Relationship for M 4.6-8.9 Earthquakes, Specifically for Earthquakes in the Collision Zone of Taiwan, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 101, No. 2, pp. 464-481.
- Wells, D. L. and Coppersmith, K. J. (1993), "Likelihood of Surface Rupture as a Function of Magnitude (Abs.)," *Seismological Research Letters*, Vol. 64, No. 1, pp. 54.
- Petersen, M. D., Dawson, T. E., Chen, R., Cao, T., Wills, C. J., Schwartz, D. P., and Frankel, A. D. (2011), "Fault Displacement Hazard for Strike-Slip Faults," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 101, No. 2, pp. 805-825.

結語

本案例針對活動斷層之調查，考量現地地形特徵與地層特性，選用適當有效之地球物理探測方法，獲取地下地質構造具體之初步模式，並據以規劃地質鑽探之位置與方位，以進一步確認斷層位置與斷層帶特性。根據相關地球物理探查與地質鑽探之成果，配合斷層地形特徵與表土層擾動情況，合理選擇適當之槽溝開挖調查位置，進而獲得斷層之活動性與古地震史，並求得斷層相關參數，供後續相關分析與設計重要參考依據。藉由本案例活動斷層調查方法與程序之介紹，期能供後續相關工程案例之參考。

機率式位移危害度分析利用統計模式，考慮地震之不確定性及發生之機率，並經由包生過程將所得之年發生率與一般所熟知之危害程度（例如：50 年內超越機率 10%）結合，評估結果可讓使用者依據建築物之重要性以及經濟性選擇適當標準。因此目前不論學界或業界，已逐漸接受並採用機率式位移危害度分析運方法，評估設計考量之斷層可能位移。

0206地震 台南土壤液化災區 之地層特性

李德河／國立成功大學土木工程系教授、國家地震工程研究中心南部實驗組組長

蔡百祥／國立成功大學土木工程系博士

吳建宏／國立成功大學土木工程系教授

摘要

0206 地震在台南引發多處大規模土壤液化現象，使災區多數民房傾斜、下陷、屋內屋外噴水、噴砂，並拉斷維生管線造成生活不便。本文乃針對此次地震中嚴重的土壤液化區如安南區惠安街一帶、新市區三民街附近及新化區北勢里等區域，探討受災各區的地層之沉積環境變遷以及地層種類以瞭解發生嚴重液化地區的沉積環境及地層種類的特性，由探討的結果可作為爾後初步判別是否具有區域性土壤液化潛能的參考。

前言

2016 年 2 月 6 日早上 3 時 57 分，在台灣南部發生了芮氏規模 6.6 的地震，雖然震央在高雄市美濃區但卻在美濃西北方的台南市引發各種地震災害，包括在永康區大灣的地上 16 樓，地下 1 樓的維冠金龍大樓的倒塌，造成 115 位居民死亡，也在新化區造成京城銀行 10 層大廈低樓層壓潰，整棟大樓傾斜以及玉井區整排 2 樓店面內部隔間牆的剪裂破損等等結構物的震害。同時地震也在台南市安南區、北區、中西區、新市區及新化區產生嚴重的土壤液化現象，造成安南區惠安街一帶、中西區文和街及新市區三民街一帶整個街廓的房屋不均沉陷、傾斜、屋內屋外噴水、噴砂等災害。

由台南市的統計資料可知受到震害的結構物主要是分佈在東區、仁德區、歸仁區、關廟區、玉井區及永康區，其分佈是在台南府城舊市區的東方及東南方，但土壤液化災區則如圖 1

所示^[1]，是分佈在台南老市區的西北側以及東北側，亦即可用一條連結台南舊市區與新化之東北－西南走向的直線，將此次 0206 地震災區劃分成左上部及右下部，左上部則多發生土壤液化災害，而結構物震損災害則多發生於右下部。

由於近現代的地震中在台南很少發生如此大範圍的土壤液化現象，而且地震專家一直在呼籲未來 20 年在台灣西南部發生規模 6 以上的地震的可能性高達 40% 以上，此次土壤液化區在未來的地震中是否會再度發生液化並引起災害是值得關心，因此本文乃針對此次 0206 地震台南液化災區中較為嚴重的安南區惠安街及新市區三民街附近的地層特性加以探討，藉以瞭解此次地震發生土壤液化地區在地層及自然環境上的特性，並作為爾後進行液化防治工作的參考。



圖 1 土壤液化位置圖 (台南市政府)^[1]

台南液化區之沉積環境變遷及沉積土層特性

在前言中提到此次 0206 地震中台南市發生嚴重土壤液化地區，大都位在連結台南舊城區與新化的直線之北方，在此線的南方則幾乎沒有發生嚴重的土壤液化災害，亦即由此次土壤液化災區而觀，液化災害的發生是具有區域性，其乃受到區域內的地層的種類的影響，而地層的種類是受到區域沉積環境及沉積物的特性所左右。由於主要的液化災區正好位於鹽水溪的中下游，此區域地層之形成與鹽水溪有著深厚的關係，所以首先針對鹽水河流域的變遷進行探討。

當今鹽水河流域如圖 2 所示^[2]。其上游有來自南方的許縣溪，由源頭龍崎往關廟、新化後與發源自新化虎頭埤附近的虎頭溪會合後再納入那拔林溪，再與來自新市的大洲排水會流成為鹽水溪，再納入永康排水及由台南台地流入的柴頭港溪後流經安平出海。

雖然鹽水溪現在是一條具有多條支流的中型溪流，但其乃是經過數千年的演化變遷才形成當今的型態。根據林朝棨（1961 年）^[3] 探討台南西南海岸的變遷，提到史前時代台南附近的海岸線向內陸變動，最早可上溯到 6,500 年前 ~ 5,000 年前的「台南期海侵」，如圖 3 褐色線所示^[4]，當時的海岸線入侵到新化丘陵的西麓，約在現今海拔 35 公尺左右處，是由北邊的二重溪經新埤、大內、那拔林、關廟到龜洞一線，此線之西側皆屬海域，其後在 5,000 年前 ~ 4,000 年前，海岸線逐漸向西退，退到現今海拔 5 公尺處，此期為「台南期海退」。到了 4,000 年前 ~ 3,500 年前的「大湖期

海侵」，海岸線又向東移，到達麻豆、佳里、安定、善化、大港、中洲一線，約在當今海拔 7 ~ 10 公尺處，即圖 3 黃色線所示。此時，台南台地是以一砂洲島的形式呈現，稱為「古台南島」，其隔著「古大灣海峽」與東側的新化丘陵、關廟海階地遙遙相望。

將「大湖期海侵」時期的部份海岸線繪在圖 2 鹽水河流域圖上得到圖 4^[4]，由此圖可見現今鹽水溪的支流許縣溪、虎頭溪、那拔林溪皆是獨立溪流，各自流入「古大灣海峽」中，而在「古台南島」上的柴頭港溪則直接向西流入台江內海，由此圖亦可見到此次 0206 地震液化災區安南區惠安街、新化區北勢里尚在陸地外的海域中，而新市區三民街則在海岸邊。

又根據師範大學地理研究所的文獻蒐集及野外調查結果，指出到了 17、18 世紀荷治及清初時期台南的海岸線如圖 5 所示^[4]。其乃是北自山子腳（將軍）、佳里、西港、港口（安南區東北部）、新市、洲仔尾（永康）、鹽埕（南區）、到高雄湖內一線，約在當今海拔高程 5 公尺附近，此時古台南島已與新化丘陵陸連，亦即古大灣海峽已消失成為陸地。將圖 5 的台南台地附近的海岸線與鹽水河流域圖疊加，則得圖 6^[4]，此時新市區三民街及新化區北勢里已在海岸線東側，只有安南區惠安街尚在台江內海中，位在切割台南台地的柴頭港溪的出海口附近。

到了 19 世紀之 1823 年（清道光 3 年）7 月間，因連日豪雨使得山區山崩連連，洪水暴漲，造成原來流經蘇厝甲與棧仔林間再轉北過蕭壠社，由歐旺西流入海的灣裡溪（舊曾文溪）挾帶內山崩落的土石泥沙，在蘇厝甲西邊決堤改道，由營寮向西流入台江內海，淤塞

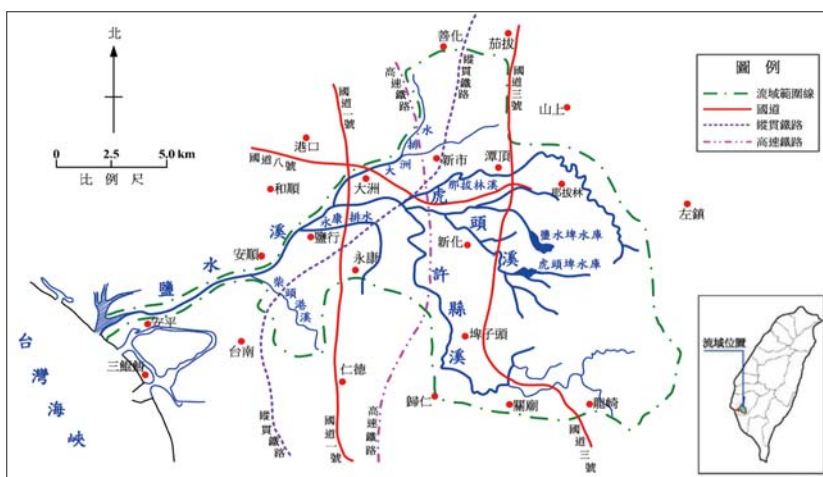


圖 2 鹽水河流域概況圖(改繪自^[2])

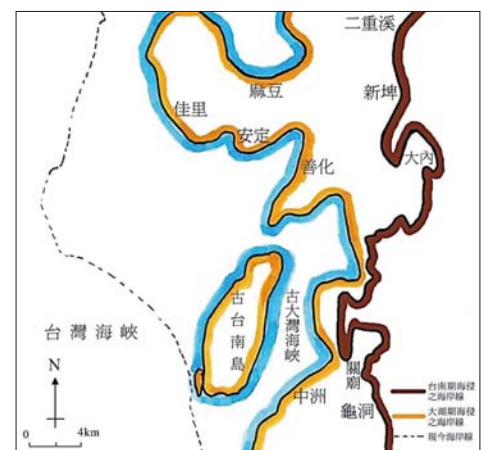


圖 3 台南期及大湖期海侵時代之台南附近海岸示意圖(李德河重繪, 2012)^[4]

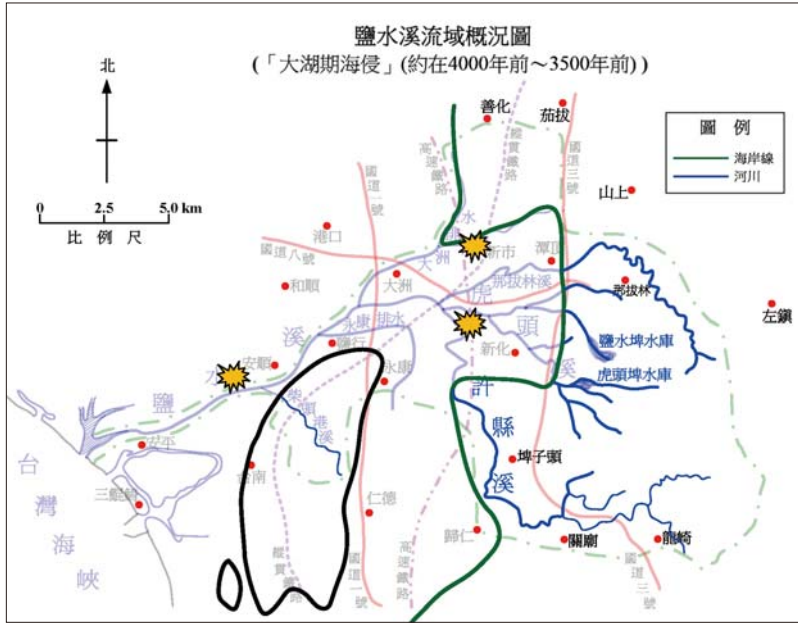


圖 4 「大湖期海侵」時之海岸線及鹽水溪各支流^[4]



圖 5 17、18 世紀臺南海岸圖 (李德河重繪, 2012)^[4]

台江，於是內海變為浮浦，灣裡溪（舊曾文溪）也分流南北，北側的主流由鹿耳門流入台江內海，南側支流在鹿耳門東邊向南，由安平入海，如圖 7 所示^[4]。

將圖 7 與鹽水河流域圖合繪得圖 8^[4]，圖上顯示安南區惠安街則位在灣裡溪（舊曾文溪）南側支流的河道中。又根據文獻記載，曾文溪後來於 1871 年（清同治 10 年）、1903 年（日明治 37 年）及 1910 年（日明治 44 年）均再次改道，日治時期築堤於其兩岸，固定河道，以至於今。

在日治中期，灣裡溪南側支流逐漸萎縮，在河道旁形成一連串的自然壩（自然堤防）(natural levee) 及背後溼地，進而被開墾成為可耕種的河川地及養殖水塘。在新市、安定間的舊河道部份則縮小成為現今的大洲排水、安順排水、鹽水溪排水，而在新市大洲與永康鹽行之間的舊河道有許縣溪與大洲排水及永康排水分別匯流，成為鹽水溪的下游段如圖 9 所示^[5]。再由此圖可見安南區惠安街一帶，在此時是位在鹽水溪北岸，柴頭港溪匯流口邊的河川地與水塘，而新市區三民街一帶，此時的地名稱為港子墘（港邊的意思）。

最後由 1975 年的航照圖圖 10(a)(b)^[6]，可見新市區三民街附近尚有水塘三處，而安南區惠安街一帶街廓並無房舍，只有魚塢片片。

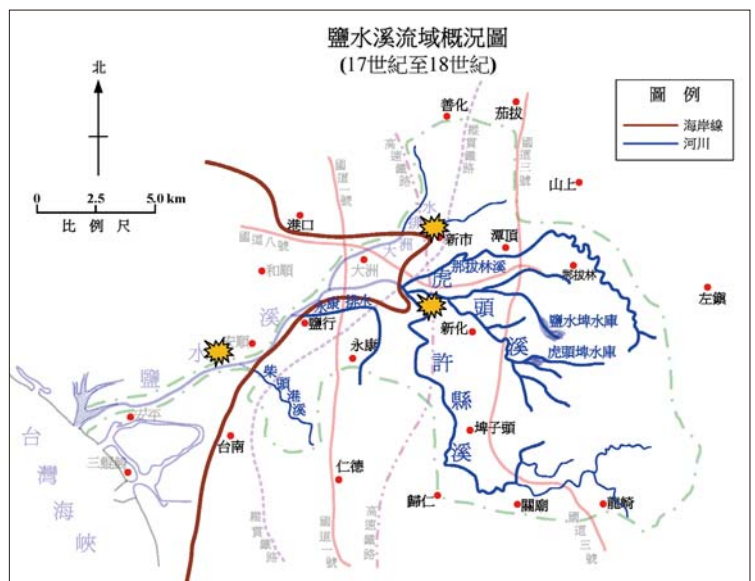


圖 6 17 世紀至 18 世紀時之海岸線及鹽水溪各支流^[4]



圖 7 19 世紀臺灣西南海岸示意圖 (李德河重繪, 2012)^[4]

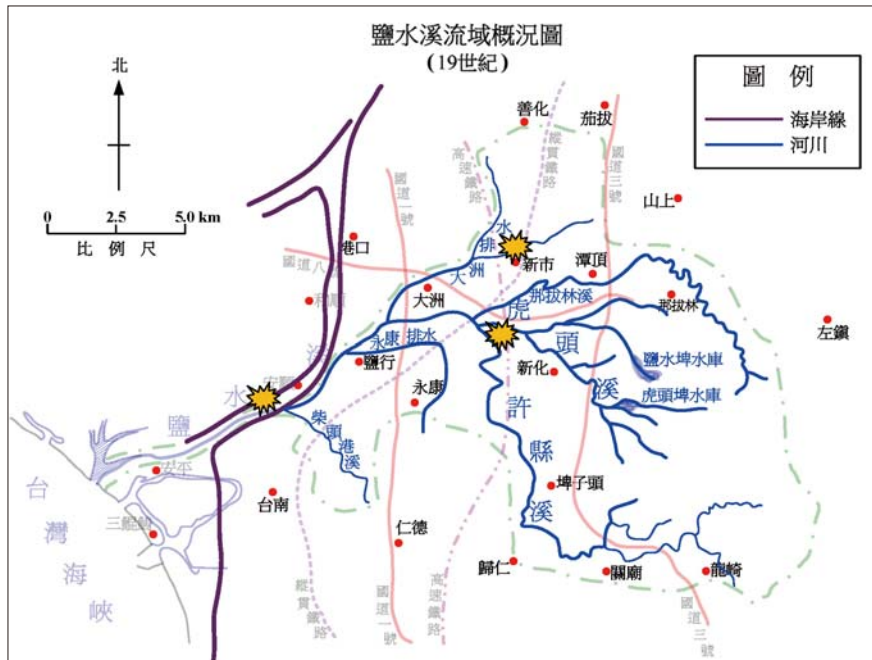


圖 8 19 世紀鹽水溪流域^[4]

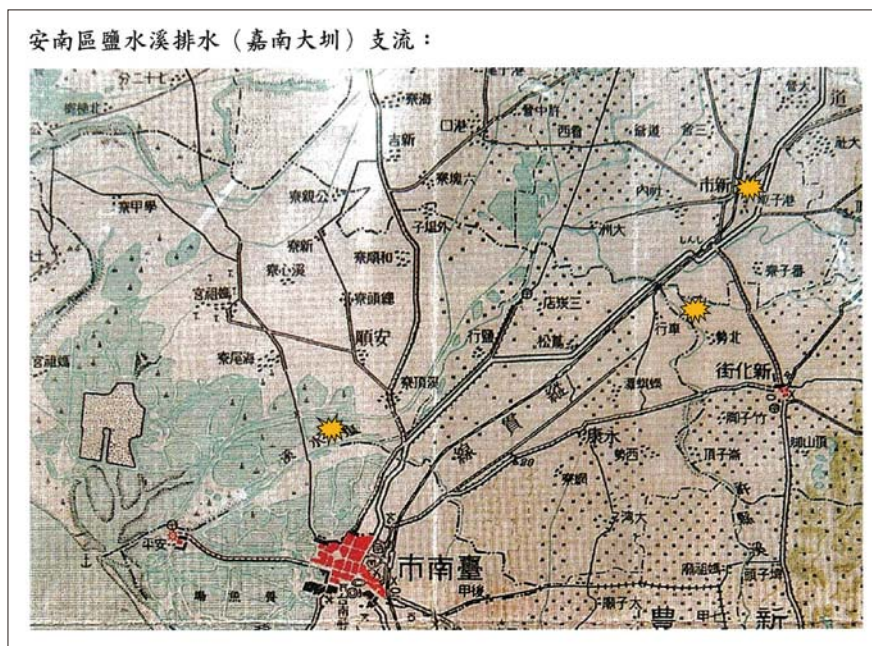


圖 9 日治時期安順庄鹽水溪排水（嘉南大圳）支流圖^[5]

綜合上述可知 0206 地震引發台南發生嚴重液化區都是到了近現代，甚至數十年內才形成陸上溼地，因此可以推定在此種近海、瀉湖及陸地沼澤溼地的沉積環境下，所沉積形成的地層，在地表下附近部份應尚屬軟弱、疏鬆的狀態，而成為易生土工災害的軟弱地盤，此由地質鑽探資料可以概知一、二。

表 1^[7] 所列為在安南區惠安街一帶的東側在嘉南大圳排水與鹽水溪之間，位於鹽水溪堤防邊的鑽探孔資料

表下 11 m 內，除了 5.6 m ~ 7.2 m 屬於軟弱的粉土質黏土層 (CL) (N = 3) 外，其餘大多數屬於軟弱砂土層 (SM 或 ML) (N = 5 ~ 8)，且含黏土量只有 7.2% ~ 15.8%。

最後由表 3^[7] 中位於新市區三民街西南方的新市國小（其位置如圖 11 所示）的鑽探記錄來看可知地表下 18 m 以內都屬軟弱土層，N 值皆在 10 以下，特別是地表下 6 m 以內的土層是含砂土及粉土量在 69.0 ~ 94% 的 ML 或 SM (N 值 = 3 ~ 9)。

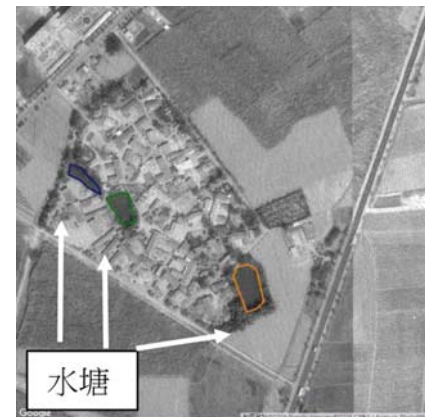


圖 10 (a) 1975 年新市區三民街航照圖^[6]



圖 10 (b) 1975 年安南區北安路 — 德安街航照圖^[6]

(A01)，其位置如圖 11 所示。由表可知在地表下 7 m 以內主要的土層，含砂量約為 70 ~ 90%，粉土含量最多是 17.8%，黏土含量約在 6 ~ 8% 之間，統一土壤分類屬 SM，SP - SM 的土壤，其 N 值在 5 ~ 6，明顯是軟弱的砂土層。

再由表 2^[7] 所列為新化區北勢里北側的鑽探資料，鑽孔位置亦示於圖 11 中，由表 2 可見此鑽探孔位地

台南液化區之災害形成因素

由前節可以瞭解 0206 地震引發嚴重土壤液化區，由其附近的鑽孔資料可知該等區域在地表下數公尺內大都是屬於砂性軟弱土層，而有足夠厚度的軟弱砂土層存在，只是產生土壤液化的先決條件之一。

要引發土壤液化，除了有大量可液化的砂性材料外，尚須要有高的地下水位以使土層處於飽和狀態，同時還須要有足夠的地震能量的供給才能造成大規模的土壤液化災害。

由圖 11 可見，安南區惠安街一帶是夾在嘉南大圳排水及鹽水溪間，其位置原是灣裡溪（舊曾文溪）南側支流在萎縮時的背後溼地、沼澤地，地下水經常受嘉南大排及鹽水溪的供給，平時地下水位就不低。

由圖 11 亦可見到新化區北勢里是位於鹽水溪的上游許縣溪與其支流無名溪的匯流處，地勢較周圍為低，充分的地下水可由許縣溪及無名溪來補注，而新市區三民街附近雖無大溪大川經過，但三民街附近有南市排水線環繞，地下水的供給亦不缺。

最後參考國家地震中心分析 0206 地震時地表最大加

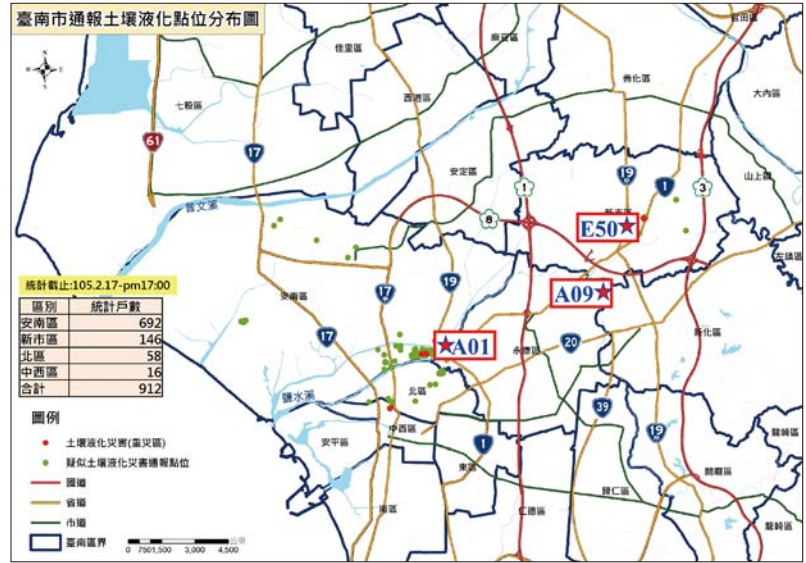


圖 11 鑽探孔位置圖

速度 PGA 的分佈情形如圖 12 所示^[8]，由圖可知在 2 月 6 日 3 時 57 分 27 秒在美濃開始釋放地震能量後，強地動是由美濃向西北方向衝擊而去，首當其衝的是新化區、新市區及安南區，因此地震當時在新化量得的震度有達到 7 級，而安南區、新市區大約為 5 級。因此在區域內除了地表附近之地層軟弱且含砂量多之先天條件外，加上外在有地下水的充分補給，當受到震度 5 ~ 7 的地震能量攻擊時，會產生區域性液化現象，是不足為奇。

表 1 鹽水溪堤防內 (A01 孔) 鑽探結果^[7]

孔號：TN93A01				地點：台南都會區（鹽水溪堤防）				地下水水位：地表下 1.90M				頁號： 2 之 1									
深度 m	樣號 No.	SPT 取樣 深度 m	岩心 取樣 率 %	標準貫入試驗			SPT- N 值	柱 狀 圖	土 層 描 述	粒徑分析 %				統一 土壤 分類	含水量 w %	單位 重量 γ _t /m ³	液性 限度 IL %	塑性 限度 PL %	塑性 指數 PI %	孔隙 比 e	比重 Gs
				15 cm	15 cm	15 cm				礫石	砂	粉土	黏土								
1									回填礫石及粉土質細砂												
2	S-1	1.50		2	3	4	7		0.80M	0	31.6	55.8	12.6	ML	17.9	1.83	--	--	--	0.75	2.71
3	S-2	3.00		2	3	3	6		棕黃色粉土質細砂 夾砂質粉土	0	80.2	13.3	6.5	SM	26.8	1.96	--	--	--	0.71	2.65
4	S-3	4.50		2	3	3	6		4.50M	0	94.0	6.0		SP-SM	23.5	1.92	--	--	--	0.70	2.64
5									4.90M												
6	T-1	5.70							卵石夾灰色粉土質中細砂												
7	S-4	6.15		1	2	3	5		灰色粉土質細砂夾 黏土薄層	0	73.9	17.8	8.3	SM	20.8	2.05	--	--	--	0.57	2.66
8	S-5	7.50		3	6	9	15		7.50M	0	87.8	5.7	6.5	SM	27.9	1.95	--	--	--	0.74	2.65
9	T-2	8.80							灰色粉土質細砂												
10	S-6	9.25		7	9	9	18			0	91.4	2.3	6.3	SP-SM	27.3	1.95	--	--	--	0.72	2.64
11	T-3	10.60							11.20M												
12	S-7	11.05		9	12	15	27		灰色粉土質黏土	0	47.7	43.6	8.7	ML	23.1	2.03	--	--	--	0.63	2.68
13	S-8	12.00		2	3	5	8		12.10M	0	1.7	47.3	51.0	CL	28.2	1.97	33.9	19.7	14.2	0.78	2.73
14	S-9	13.50		13	15	17	32		灰色粉土質細砂	0	82.6	10.5	6.9	SM	23.1	1.99	--	--	--	0.63	2.64
15	S-10	15.00		11	15	18	33			0	81.2	11.7	7.1	SM	26.5	1.97	--	--	--	0.70	2.64

表 2 新化區北勢里北側 (A09 孔) 鑽探結果^[7]

孔號：TN93A09				地點：台南都會區 (北勢北側)				地下水位：地表下 2.40M				頁號： 2 之 1									
深度 m	樣號 No.	SPT 取樣 深度 m	岩心 取樣 率%	標準貫入試驗			SPT- N 值	柱 狀 圖	土 層 描 述	粒徑分析%				純一 土壤 分類	含水 量 w %	單位 重 γ _v t/m ³	液性 限度 LL %	塑性 限度 PL %	塑性 指數 PI %	孔隙 比 e	比重 Gs
				15 cm	15 cm	15 cm				礫石	砂	粉土	黏土								
1								凹填卵石及棕黃色粉土質細砂													
1	S-1	1.50		1	2	3	5		0.70M	0	50.7	39.9	9.4	SM	27.6	1.97	--	--	--	0.74	2.68
2								棕黃色粉土質細砂													
2									2.40M												
3	S-2	3.00		2	3	3	6			0	36.2	48.0	15.8	ML	21.9	2.00	--	--	--	0.64	2.69
4								灰色粉土質細砂夾 砂質粉土													
4									5.60M												
5	S-3	4.50		3	3	5	8			0	53.6	33.3	13.1	SM	20.9	2.08	--	--	--	0.56	2.68
6								灰色粉土質黏土													
6	T-1	5.90		1	1	2	3			0	2.4	59.4	38.2	CI	32.4	1.91	36.3	20.9	15.4	0.89	2.72
6	S-4	6.35		1	1	2	3			0	2.4	59.4	38.2	CI	32.4	1.91	36.3	20.9	15.4	0.89	2.72
7									7.20M												
7	S-5	7.50		2	6	8	14			0	65.4	27.4	7.2	SM	20.6	2.07	--	--	--	0.56	2.67
8								灰色粉土質細砂 夾黏土薄層													
8									9.00M												
9	S-6	9.00		3	3	3	6			0	67.7	24.0	8.3	SM	22.6	2.02	--	--	--	0.61	2.66
10																					
10	T-2	10.30																			
10	S-7-0	10.75		3	3	4	7			0	54.6	32.8	12.6	SM	21.9	2.04	--	--	--	0.60	2.68
11								灰色粉土質細砂													
11									12.10M												
12	S-8	12.00		5	8	8	16			0	54.6	32.8	12.6	SM	21.9	2.04	--	--	--	0.60	2.68
13								灰色粉土質黏土													
13									14.20M												
14	S-9	13.50		2	5	8	13			0	0.7	68.2	31.1	CL	27.8	1.98	25.7	16.5	9.2	0.76	2.72
14																					
14								灰色砂質粉土夾黏土薄層													
14									14.20M												
15	S-10	15.00		3	6	7	13			0	43.5	47.1	9.4	ML	22.4	2.05	--	--	--	0.60	2.68

表 3 (1) 新市區新市國小 (E50 孔) 鑽探結果^[7]

孔號：TN93E50				地點：台南都會區 (新市國小)				地下水位：地表下 1.70M				頁號： 2 之 1									
深度 m	樣號 No.	SPT 取樣 深度 m	岩心 取樣 率%	標準貫入試驗			SPT- N 值	柱 狀 圖	土 層 描 述	粒徑分析%				純一 土壤 分類	含水 量 w %	單位 重 γ _v t/m ³	液性 限度 LL %	塑性 限度 PL %	塑性 指數 PI %	孔隙 比 e	比重 Gs
				15 cm	15 cm	15 cm				礫石	砂	粉土	黏土								
1								草皮凹填、磚塊、礫石、 砂土及膠膠													
1									0.80M												
2	S-1	1.50		2	2	3	5			0	45.7	47.3	7.0	ML	22.3	2.02	--	--	--	0.62	2.68
3								灰色砂質粉土													
3									2.30M												
3	S-2	3.00		4	4	5	9			0	45.0	48.6	6.4	ML	23.6	2.02	--	--	--	0.65	2.69
4								棕黃色砂質粉土													
4									3.60M												
4	S-3	4.50		1	2	1	3			0	60.8	8.2	31.0	SM	27.3	1.96	--	--	--	0.73	2.67
5								灰色粉土質細砂夾 黏土薄層													
5									4.80M												
6	T-1	5.80		1	2	2	4			0	73.1	20.8	6.1	SM	24.1	2.00	--	--	--	0.65	2.66
6	S-4	6.25		1	2	2	4			0	73.1	20.8	6.1	SM	24.1	2.00	--	--	--	0.65	2.66
7								棕黃色粉土質細砂夾 灰色黏土薄層													
7									6.40M												
7	S-5	7.50		3	4	5	9			0	5.6	40.5	53.9	CL	23.2	2.06	28.9	20.4	8.5	0.63	2.72
8								棕黃色含少量灰色粉土質黏土 夾砂質粉土薄層及 少量礫石													
8									8.10M												
9	S-6	9.00		1	1	1	2			0	1.3	70.5	28.2	ML	28.9	1.97	--	--	--	0.79	2.73
10								棕黃色砂質粉土夾 黏土薄層													
10									9.20M												
10	T-2	10.30						灰色粉土質細砂													
10	S-7	10.75		2	2	2	4			0	0.1	55.5	44.4	CL	28.6	1.97	27.4	18.7	8.7	0.78	2.73
11								灰色粉土質黏土													
11									11.10M												
12	S-8	12.00		2	3	4	7			0	7.6	80.7	11.7	ML	25.1	1.99	--	--	--	0.71	2.72
13								灰色粉土質細砂夾 砂質粉土薄層偶夾 黏土薄層													
13																					
14	S-9	13.50		3	3	4	7			0	59.4	34.1	6.5	SC	24.3	2.01	29.9	16.7	13.2	0.65	2.67
14																					
15	T-3	14.60																			

結語

2016 年 2 月 6 日的地震在台南造成數個區域產生嚴重的土壤液化現象，雖然並未造成人員傷亡，但卻引發大量房屋傾斜、沉陷、維生管線破壞的災害，因此對於何處是可能發生土壤液化的區域以及要如何降低或防止土壤液化可能帶來的災害，就成為地震後的熱門話題，而對土壤液化區的地層特性加以瞭解與分

析，就是處理此項問題的第一步。經由本文對台南土壤液化區的地層形成環境的變遷以及其所形成地層的討論，可以概略知道地層的沉積環境及沉積物的種類會是決定地層是否容易液化的關鍵條件，而長期地下水的充分補注以及高地下水位則是使具有液化潛能的地層產生液化的必要條件，而地震時提供足夠大的地震動能，則是觸發引爆液化火藥庫的那一根火柴。

表 3 (2) 新市區新市國小 (E50 孔) 鑽探結果 [7]

孔號：TN93E50			地點：台南都會區 (新市國小)				地下水位：地表下 1.70M				頁號： 2 之 2										
深度 m	樣號 No.	SPT 取樣 深度 m	岩心 取樣 率 %	標準貫入試驗			SPT- N 值	柱狀 圖	土層描述	粒徑分析 %				統一 土壤 分類	含水量 w %	單位 重量 γ _t t/m ³	液性 指數 LL %	塑性 指數 PL %	密性 指數 PI %	孔隙 比 e	比重 Gs
				15 cm	15 cm	15 cm				礫石	砂	粉土	黏土								
16	S-10	15.05		3	3	5	8			0	45.2	48.7	6.1	ML	25.8	1.98	--	--	--	0.70	2.67
17	S-11	16.50		3	4	4	8		灰色粉土質細砂夾 砂質粉土薄層 偶夾黏土薄層	0	62.3	29.8	7.9	SM	24.7	2.00	--	--	--	0.66	2.67
18	S-12	18.00		2	4	5	9		18.30M	0	32.4	61.2	6.4	ML	27.5	1.87	--	--	--	0.83	2.69
19	S-13	19.50		3	5	11	16			0	4.6	82.4	13.0	ML	25.4	1.97	--	--	--	0.73	2.72
21	T-4	20.80							灰色砂質粉土夾 細砂薄層	0	1.7	76.5	21.8	ML	24.9	2.02	--	--	--	0.69	2.73
22	S-14	21.25		4	7	11	18			0	2.3	84.7	13.0	ML	23.7	2.04	--	--	--	0.65	2.72
23	S-15	22.50		5	8	9	17		23.30M	0	26.7	67.2	6.1	ML	25.0	1.99	--	--	--	0.69	2.69
24	S-16	24.00		7	9	11	20			0	24.2	69.6	6.2	ML	23.8	1.98	--	--	--	0.68	2.69
25	T-5	25.30							灰色砂質粉土	0	1.0	81.6	17.4	ML	25.1	2.02	--	--	--	0.69	2.73
26	S-17	25.75		6	9	10	19			0	6.1	79.7	14.2	CL	22.2	2.06	22.2	12.9	9.3	0.61	2.72
27	S-18	27.00		3	4	5	9			0	56.8	36.7	6.5	SM	23.4	2.01	--	--	--	0.64	2.67
28	S-19	28.50		2	4	6	10		28.80M	0	6.1	79.7	14.2	CL	22.2	2.06	22.2	12.9	9.3	0.61	2.72
29	T-6	29.80							灰色粉土質細砂	0	56.8	36.7	6.5	SM	23.4	2.01	--	--	--	0.64	2.67
30	S-20	30.25		7	9	12	21		30.25M (鑽探終止)	0	56.8	36.7	6.5	SM	23.4	2.01	--	--	--	0.64	2.67

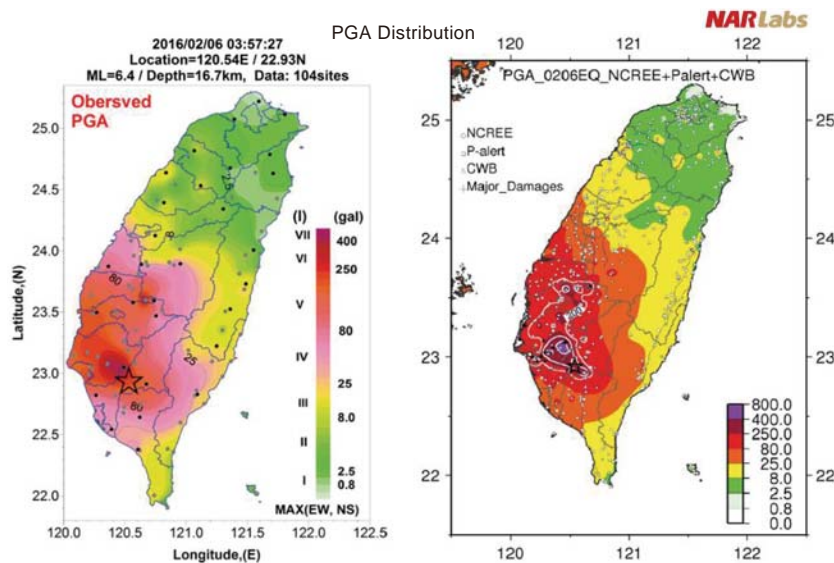


圖 12 0206 地震之 PGA 分佈圖 [8]

要如何防止土壤液化，由於地震是不可預測及阻擋的，只有以適當的方法將土壤液化的關鍵條件以及必要條件一一加以化解，則在強震來襲時將可免除液化災害的威脅。

誌謝

茲感謝黃堂泰昌先生協助取得液化土壤樣品，使得本文在研判討論土壤液化時有更正確的依據，在此重申致謝之意。

參考文獻

1. 台南市政府水利局提供。

- 經濟部水利署網站《轄區水系介紹》(<http://www.wra.gov.tw/ct.asp?xItem=21739&ctNode=5226&comefrom=lp#5226>)。
- 林朝榮 (1961)，「台灣西南部之貝塚與其地史學意義」，考古人類學刊，第 15 期，第 49-94 頁。
- 李德河、李璧玲、王惠貞 (2012)，鹽水溪流地形變遷，鹽溪合水趣府城—鹽水溪文化資產特展圖錄，台南市文化資產保護協會、財團法人樹谷文化基金會出版，第 20-31 頁。
- 范勝雄 (2012)，源流與行政區域，鹽溪合水趣府城—鹽水溪文化資產特展圖錄，台南市文化資產保護協會、財團法人樹谷文化基金會出版，第 1-19 頁。
- 台灣百年歷史地圖網站 (<http://gissrv4.sinica.edu.tw/gis/twhgis.aspx>)。
- 李德河等 (2004)，新竹、苗栗與台南都會區地下水質與工程環境調查研究鑽探報告，國立成功大學公共工程研究中心，經濟部中央地質調查所委辦計畫。
- 國家地震中心提供。

曾文水庫防淤隧道工程 消能池及出水口隧道段設計及施工規劃

朱晃葵／黎明工程顧問股份有限公司工程師

黃世偉／經濟部水利署南區水資源局局長

黃貞凱／黎明工程顧問股份有限公司總經理

摘要

曾文水庫為台灣容量最大之水庫，亦為嘉南地區最主要之水源，自 1974 年營運至今飽受壩前庫床淤積之困擾影響蓄水總量，由於缺乏庫底排砂設施因而規劃新建一防淤隧道於水庫左壩座，利用蓄清排渾之操作來減緩水庫淤積以延長水庫壽命；由於本工程受限於防淤隧道出水口河道並無足夠腹地提供渾水消能，必須將消能設施建置於山體內（底長 90 公尺、淨寬 18 公尺、最大淨高 41.69 公尺）。本文針對曾文水庫防淤隧道消能池及出水口隧道範圍進行案例探討，分規劃設計及施工現況等部份所遭遇之挑戰進行說明，並利用三維數值模型檢核設計需求之穩定性，來確保地下洞室開挖之安全，文中亦針對該區域遭遇之關鍵課題進行說明，其中包含：閘室頂拱兩翼岩盤承载力、隧道分岔區域岩盤處理對策、邊坡淺覆蓋偏壓處理對策等項目。

Abstract

The Tseng-wen Reservoir is the largest reservoir in Taiwan and also the most significant water resource in Chianan plain area. However, its capability keeps decreasing by the increasing of sediment deposition since operating in 1974. Due to the lack of sediment trap facilities, a new sediment bypass tunnel is planned on the left side of the dam base to extend the service life of the reservoir. As being short of the area to allow energy dissipation at the outlet into the

river, an underground energy dissipation facility is to be built in the cavern with 90m long, 18m wide and 41.69m at the highest section. In this study, a 3-D numerical model analysis was used to check the design and stability to ensure the safety of underground excavation. The paper also targeted the encountered critical issues with the region which includes: rock mass bearing capacity at the top of the tunnel arch, the bifurcation region treatment measures of the cavern, and tunneling asymmetry pressure of slope treatment measures, etc.

前言

曾文水庫為台灣容量最大之水庫，亦為嘉南地區最主要之水源，兼具灌溉、給水、發電及防洪功能。水庫集水區面積約 481 平方公里，設計總容量 7.127 億立方公尺。2009 年莫拉克颱風降下超大豪雨，南部地區主要水庫均嚴重受創。曾文水庫增加約 9 千萬立方公尺之淤積量，有效容量驟降為 4.91 億立方公尺，嚴重威脅永久河道放水口及電廠之正常運轉使其面臨嚴厲考驗。由於曾文水庫缺乏庫底排砂設施，於颱風期間僅能開啟高程較高之溢洪道洩洪，造成水庫蓄渾排清導致淤積嚴重惡化，故而規劃新建一防淤排砂隧道於水庫左壩座，適時將入庫之異重流及渾水排放，進行蓄清排渾之操作，以達到減緩水庫淤積，延長水庫壽命之目的，圖 1 為本文計畫之工程平面位置圖，工程於 2012 年完成基本設計，2013 年迄今為細部設計及

施工階段。本文係針對此工程消能池及出水口隧道段部份，釐清該區域地下洞室開挖可能遭遇問題，透過水力、開挖支撐、結構穩定模擬分析進行檢核，並透過施工期間的檢討，來確保工程進行之安全。

曾文防淤隧道消能池及出水口隧道段工程概述

消能池閘室工程係指：提供水庫防淤操作於出水口範圍進行渾水消能之空間，除需滿足水力功能需求及設計圖之規定外，尚需考量施工性與地質處理，再進行消能池之開挖與支撐作業，圖 2 為消能池及出水口隧道平縱斷面圖。

消能池及出水口段由工程里程 $0k + 862.82 \sim 1k + 073.93$ ，於隧道一般段末端設置投潭消能池，長 168.3 公尺（底板長 90 公尺），淨寬 18.0 公尺，池底高程 EL. 94.0 公尺，堰頂高程 EL. 110.0 公尺，工程與曾文溪銜接處，佈置兩階跌水工，第一階跌水工池底高程 EL. 102.0 公尺，堰頂高程 EL. 108.0 公尺，第二階跌水工池底高程 EL. 98.0 公尺，堰頂高程 EL. 103.5 公尺。另考量隧道結構與邊坡互制之安全，開挖淨寬 30 公尺之隧

道於第一座溢流堰後分為 2 孔寬 12 公尺之隧道出洞，其中可分為 2 區域，設計原則分區說明如後：

(1) $0k + 862.82 \sim 1k + 008.12$ (圖 3)

消能池閘室範圍，該區域頂拱岩覆深度隨里程增加由 107 公尺降至 35 公尺，圖 6 為閘室開挖 $0k + 862.82 \sim 1k + 008.12$ 支撐標準圖，其頂拱覆土深度約為 80 公尺；施工開挖順序由起拱線之上斷面為側導坑兩階段開挖，上斷面完成後進行 3 公尺為一階進行降挖，開挖面底部高程為 EL. 91.0 公尺，頂拱主要支撐系統型式為直徑 36 公厘先撐鋼棒、30 公分厚鋼纖維噴凝土、H200 × H200 型鋼支保及直徑 25 公厘預力岩栓，閘室側壁支撐系統為 60、45 及 30 公噸之預力地錨。

(2) $1k + 008.12 \sim 1k + 073.93$ 洞口區域 (圖 4)

此區域皆為隧道頂拱岩覆深度小於一倍隧道直徑的淺覆蓋區，圖 8 為 $1k + 026.12 \sim 1k + 038.12$ 支撐標準圖，上斷面支撐系統與消能池閘室相同，惟上邊坡淺覆蓋處需在隧道開挖前施作四排 60 公噸預力地錨及邊坡混凝土培厚，而隧道北側頂拱淺覆蓋範圍則進行岩栓對拉穩固以避免隧道淺覆蓋區域抽坍破壞；施工開挖順序

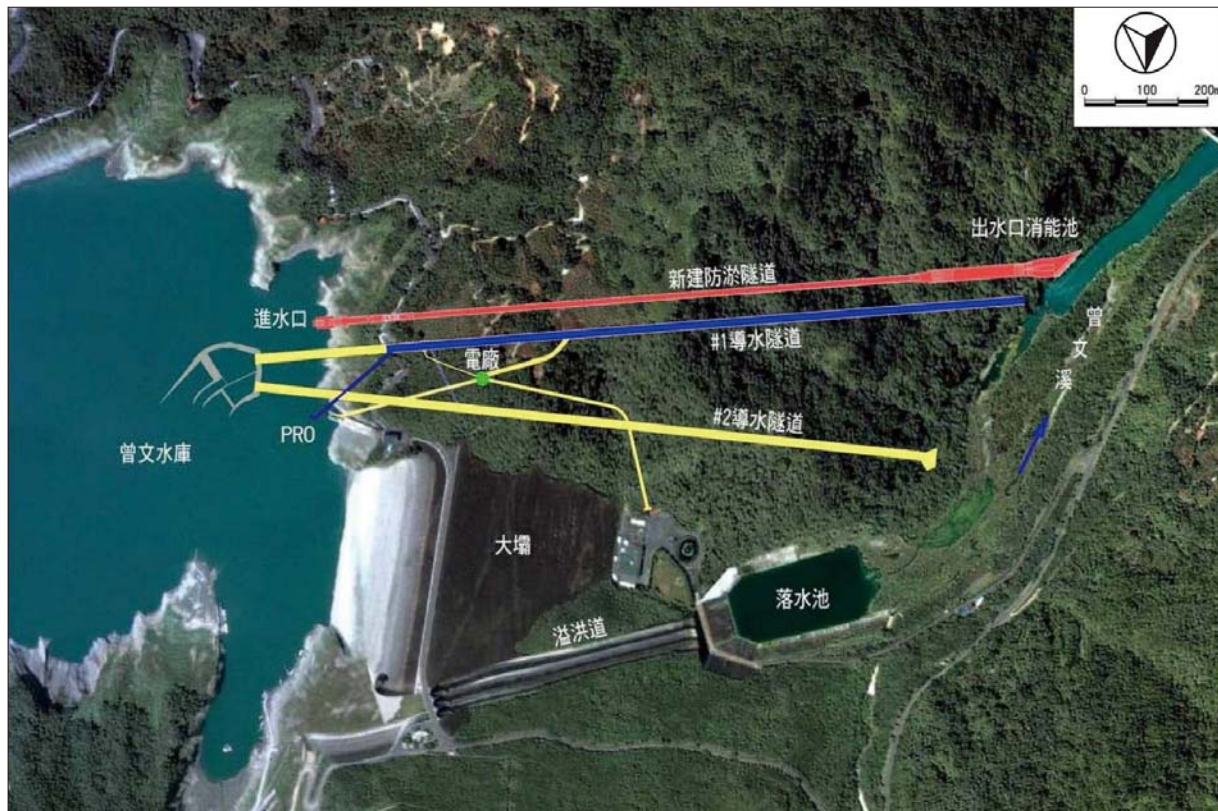


圖 1 計畫工程平面位置圖

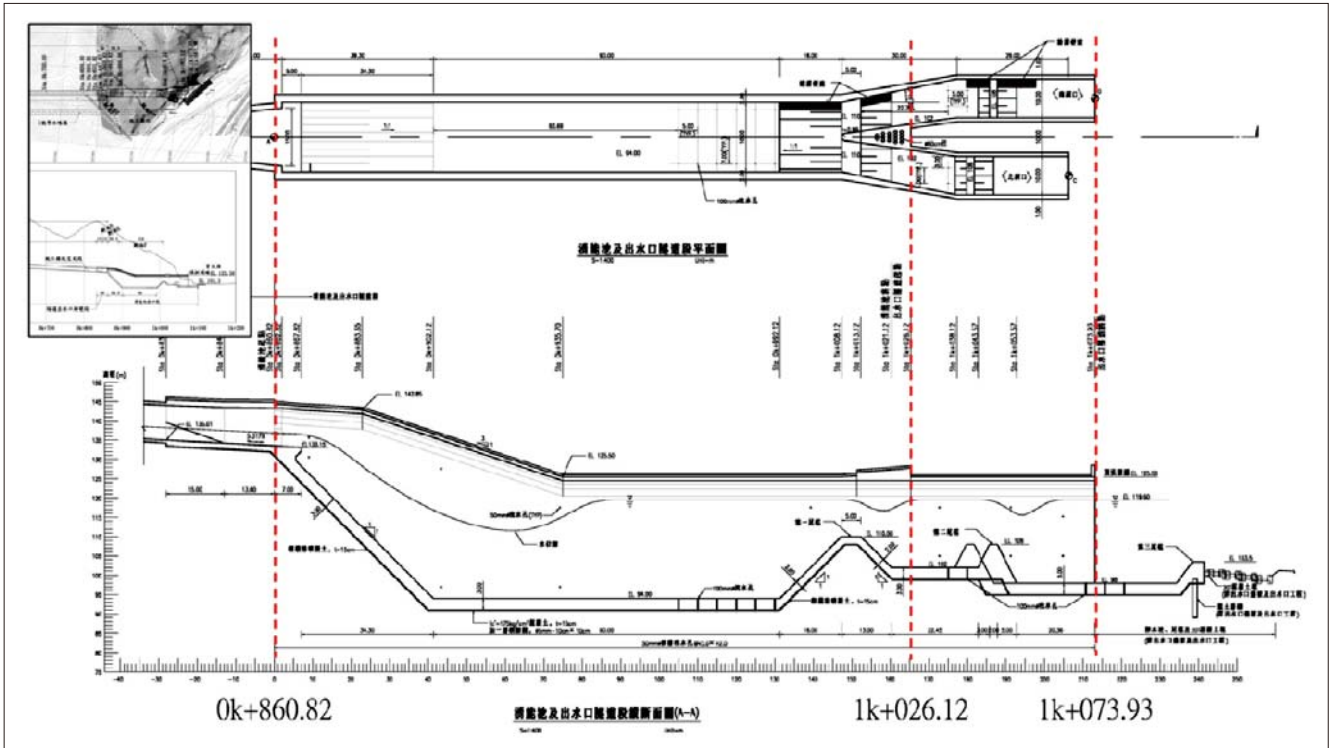


圖 2 消能池及出水口隧道段平縱斷面圖

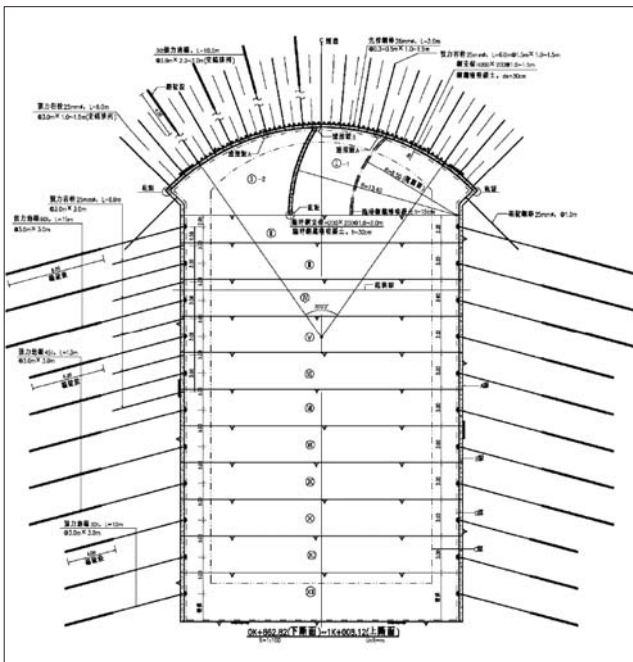


圖 3 消能池室標準斷面圖

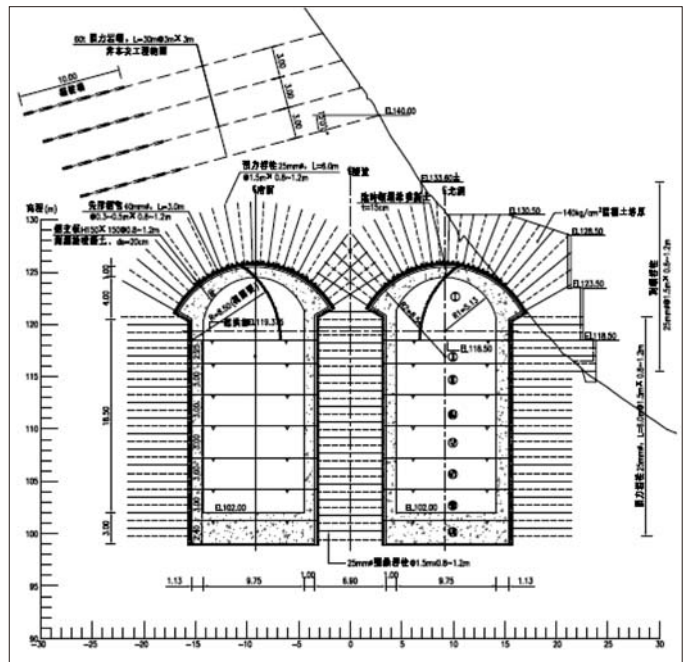


圖 4 水口隧道淺覆蓋段斷面圖

由起拱線之上斷面為側導坑兩階段開挖，爾後進行 3 公尺為一階段進行降挖，於里程 0k + 026.12 斷面由單孔分為雙孔，隧道開挖前同樣進行預力地錨及邊坡混凝土培厚穩固，隧道頂拱主要支撐系統型式為直徑 40 公厘先撐鋼管、20 公分厚鋼纖維噴凝土、H150 × H150 型

鋼支保及直徑 25 公厘預力岩栓，起拱線之下則為南北兩洞以 3 公尺一階輪流降挖，雙孔側壁支撐系統為直徑 25 公厘預力岩栓，北側斷面淺覆蓋處則與坡面進行對拉，此里程開挖面底部高程為 EL. 98.9 公尺。

設計分析考量

水工模型試驗與水理分析成果比較

為與消能池修改案設計水庫洪水水位 EL. 230.0 公尺之流況進行比較，並將曾文溪水水位及修正座標系統條件納入考量，本文摘述消能池調整佈置後之試驗成果，其條件設定為：弧形閘門全開，上游水庫水位 EL. 230 公尺，下游河川水位 EL. 115.40 公尺；試驗過程照片如圖 5 所示，試驗所量測之水理成果整理成如圖 6 所示。

由上述水工模型試驗成果作為參數驗證，以二維及三維水理模式分別計算工程水理分析。二維水理分析具有計算速度快及成果演算容易收斂之優點，因此在計算三維水理之前，先行演算二維水理分析，主要目的為彌補水工模型試驗不足，先行確認溢洪道洩洪對出水口流況無不良影響，本工程採用 SRH-2D 進行

防淤隧道內之流場演算之用，該模式為經濟部水利署與美國墾務局合作開發之重點模式；三維水理分析主要目的為瞭解細部設計方案之水理流況情形，因此分析工作以水工模型試驗成果作驗證分析，再辦理設計方案之水理計算，以 ANSYS CFX 模式進行三維流場模擬，該模式對於自由液面之處理方式，具有體積分率權重法及等位函數法之功能，因此可針對隧道內不同水位高程進行模擬分析。

水工模型試驗成果驗證比對成果顯示，消能池三維水理分析結果與水工模型試驗之實測成果比較如圖 7 所示，數值模擬與水工模型之趨勢大致相符，數值模式模擬曾文溪河道流量發生 10,000 cms（莫拉克颱風之最大放流量約 8,367 cms 及防淤隧道 1,075 cms，取整數 10,000 cms）時，出水口之河道水位高程約 EL. 115.40 公尺，由分析成果可知，消能池內水位並不受



圖 5 消能池水工模型放水情況

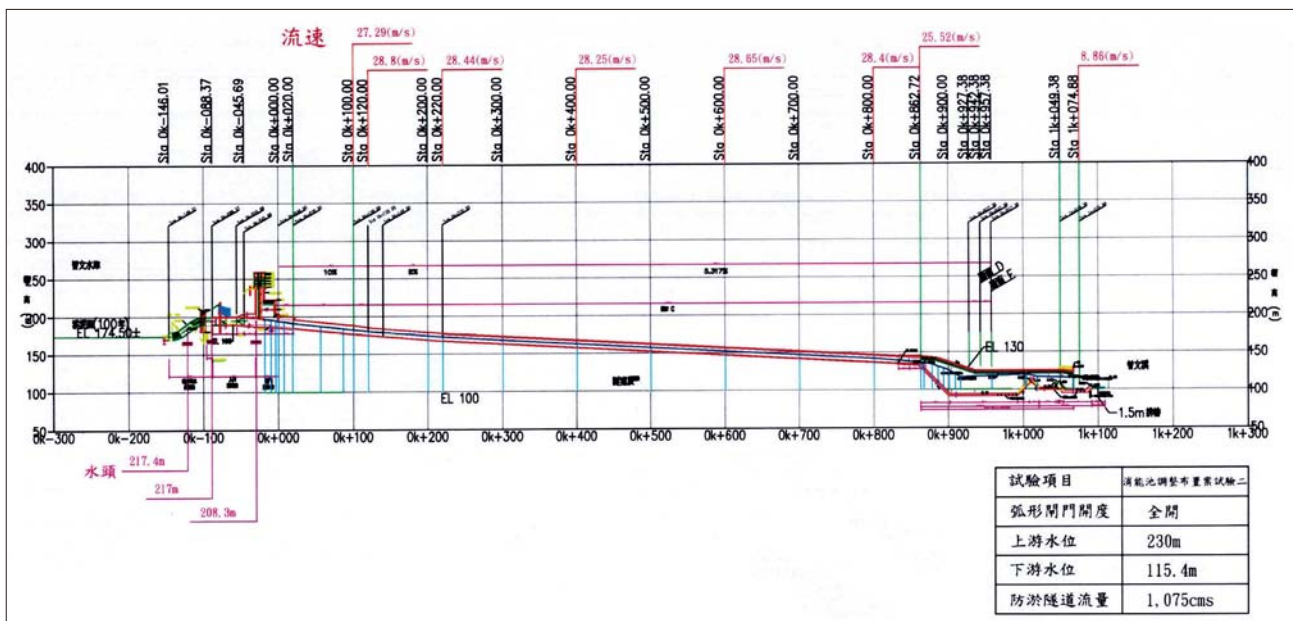


圖 6 消能池水工模型試驗流速分佈圖

曾文溪之迴水影響，溢流堰頂水位高程 EL.119.78 公尺（與溢流公式推估之水位 EL. 119.9 公尺相當），距頂拱尚有約 4.7 公尺之距離，惟數值模擬之流速在部份位置略有低估，但整體趨勢與水工模型結果相符；數值模擬之水位高程於隧道一般段與水工模型試驗吻合，於下游消能池段略有高估，惟數值模擬與水工模型之趨

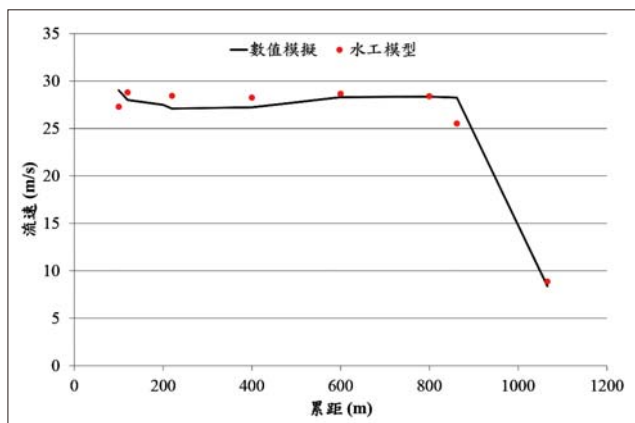
勢大致相符，顯示分析條件及參數設定應屬合理；消能池室經過水工模型試驗後（經濟部水利署南區水資源局，2014），最終尺寸為最大淨高 41.69 公尺，淨寬 18.0 公尺，池底長 90.0 公尺之地下洞室。

地下洞室開挖支撐及襯砌結構分析

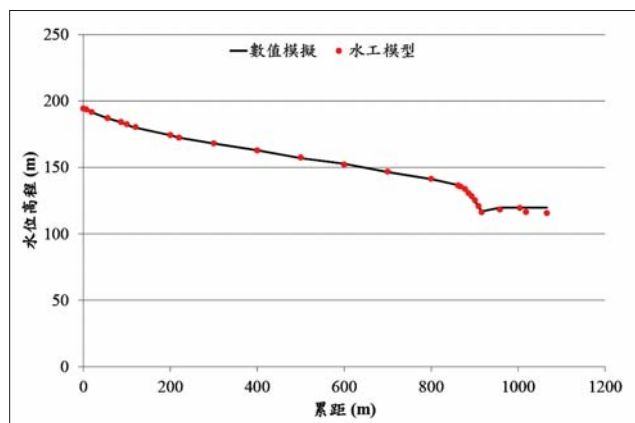
消能池及出水口隧道段與邊坡斜交出洞，考量出水口範圍可能遭偏壓影響，故在開挖及支撐系統，需採用三維數值模擬分析成果進行設計；分析所需岩體材料參數，主要依據鄰近工址鑽探取樣試驗及本計畫先行完成之開挖資料（施工橫坑）進行設定，分析針對整體工程進行最可能遭遇之第 IV 類岩體參數進行分析，以符合隧道開挖代表性。

開挖支撐分析成果檢核部份，藉由建立與邊坡斜交出洞具偏壓影響之地下洞室，可釐清消能池及出水口隧道於開挖時不對稱的應力分佈及其對變形行為的影響程度，分析針對各開挖支撐階段，檢核岩體及支撐位移、塑性區發展狀況皆能符合安全需求。

圖 8（右）消能池及出水口隧道段開挖支撐完成時之岩體位移量分佈圖，頂拱轉折處（0k + 935.70）沉陷量由初期的 5.94 公分發展至 7.48 公分，最大位移量則發生在仰拱轉折處（0k + 860.82），隨著消能池室的降挖完成，最大隆起位移量為 8.98 公分，而 1k + 026.12 垮度最大斷面及中間柱區域，頂拱支撐系統採加密配置，最大沉陷量為 5.4 公分，而 1k + 026.12 ~ 1k + 072.93 中間岩柱位移分佈圖如圖 8（左）僅靠近地表之培厚區域及鄰近消能池區域產生約 5.4 公分之位移量，說明透過預



(a) 分析流速成果比較



(b) 分析水位成果比較

圖 7 三維水力分析與水工試驗成果比較圖

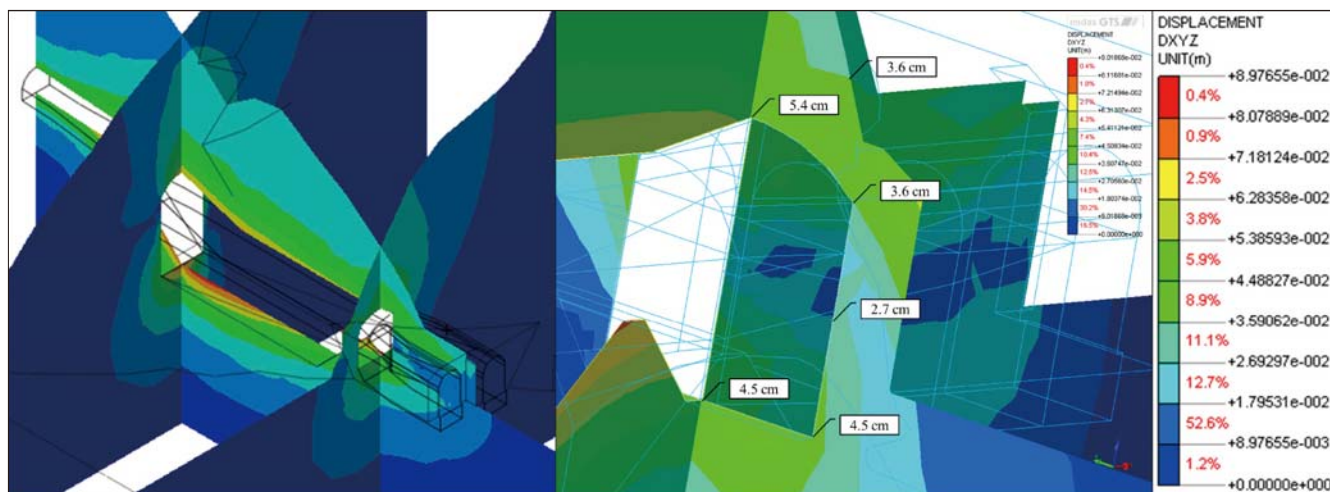


圖 8 消能池開挖支撐完成階段岩體位移量分佈圖

力地錨及岩栓對拉等支撐對策，可有效抑制中間岩柱之變位，經分析成果顯示，消能池室周圍岩盤變形量皆小於變形寬容量 20 公分；支撐系統受力部份，且由於地形偏壓影響的關係，消能池室靠山側之塑性區發展範圍較大，而出水口北洞口隧道陪厚段由於較靠近山壁，隧道頂拱上緣塑性區發展也較明顯，於開挖面周圍之塑性區範圍大於 6 公尺，透過支撐系統在受偏壓影響靠山側區域頂拱加設 10 公尺長地錨可穿過受擾動的影響範圍。

襯砌結構分析部份，分別以靜態及動態進行分析，仰拱固接以模擬邊界條件，作用於消能室襯砌上之載重包括自重、岩壓力、地震力等，動態分析採用韌性折減之加速度反應譜係數及動力分析之調整係數計算設計地震反應譜及最大考量地震反應譜，再將自重及各種載重轉換為質量，使其於動態分析階段依照反應譜作用於結構模型上，以模擬於動態載重（地震）時襯砌之結構應力情形；襯砌結構經此分析後，再根據 ACI318-02 規範採用 U.S.D. 設計法進行結構設計，圖 9 為 1k + 008.12 ~ 1k + 026.12 中間柱區域受震分析位移成果示意圖，顯示消能池最大跨距範圍受震時約產生 0.12 公分之位移，圖 10 為該區域側壁受力分佈圖，顯示最大受力位置皆位於底版角隅處，襯砌結構配筋再依此受力行為進行設計。

施工規劃

由於消能池及出水口隧道段位於隧道出口區域，鄰近邊坡地表覆蓋深度不足；因此，消能池室末端改以雙孔隧道出洞，使隧道最大開挖寬度由 18 公尺縮減為 10 公尺，提升隧道開挖穩定性。

雖然消能池室之構造皆佈置於山體內部，已適度減輕淺覆蓋之不利影響，但終究此一大型地下洞室仍然位於邊坡岩覆不深之山體內，而隧道線型與邊坡坡向未呈正交，對於洞室開挖而言，其地形上產生的偏壓效應，因開挖有相當不利的影響。

因此，在消能池室設計與施工時，必須針對以下困難問題加以解決：

- 因地形造成的淺岩覆及偏壓問題。
- 因大型洞室開挖所產生的關鍵岩塊問題。
- 出水口隧道分岔處岩心過薄，無自持穩定性。
- 施工順序上，消能池室為上游一般隧道段之動線出口，消能池室開始降挖後，上游一般隧道段將喪失進出動線需完成隧道開挖始能降挖消能池室，形成施工要徑。

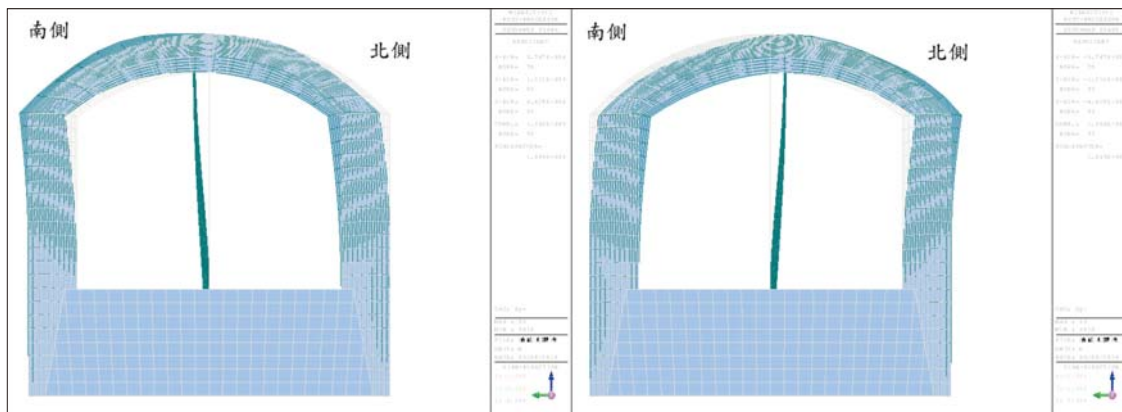


圖 9 消能池襯砌結構受震水平位移分析成果圖

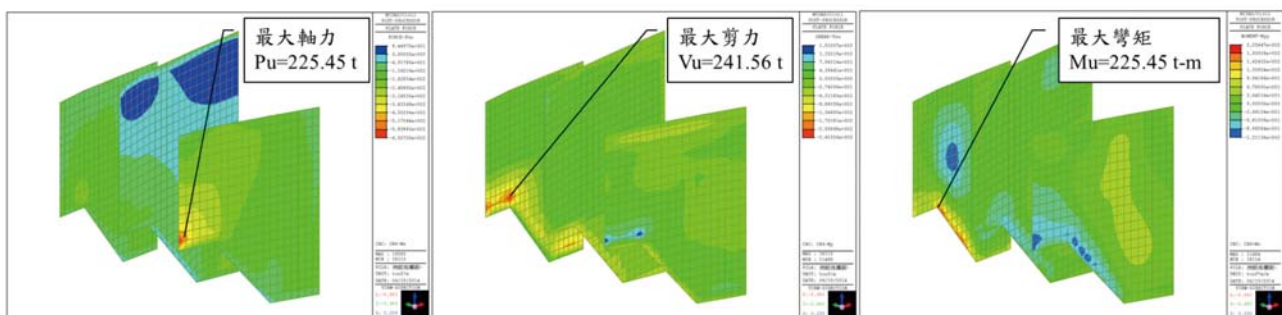


圖 10 1k + 008.12 ~ 1k + 026.12 襯砌側壁受力分佈圖

基於以上瞭解，規劃消能池室施工方式如下：

- 自消能池室出口打設施工橫坑通達一般隧道段與消能池室銜接處，解決施工動線問題並由施工橫坑開挖記錄提前瞭解消能池室開挖可能遭遇地質，此橫坑完工後將留作消能池通氣隧道。
- 根據三維數值開挖支撐分析計算結果，消能池室南側頂拱及上半部側壁因地形偏壓導致岩體應力較大，採不對稱支撐方式加以設計。
- 雙孔之出水口隧道段淺覆蓋地形，以洞口邊坡混凝土培厚配合對鎖岩栓固定，並在邊坡淺覆蓋部位預先施打預力地錨，以減緩鑽炸法開挖過程中震波傳遞至地表而衍生不可預期之邊坡破壞。
- 出水口隧道分岔處岩心過薄無法自持部份，於頂拱開挖完成後，施作基樁及立柱上頂頂拱岩體，以替代過薄岩心無法提供之支撐力。

以下針對施工過程遭遇的關鍵議題及施工處理對策進行說明：

(1) 開室頂拱兩翼岩盤承载力

在大垮度地下洞室開挖相關工程實例中，開挖過程階段頂拱穩定性實為關鍵，一般會採用圓弧形頂拱設計使其產生足夠之拱效應行為，來確保開室降挖之穩定，另亦常採用「蘑菇頭」之造型，可藉由拱效應及兩翼之設計將隧道正上方圍岩之應力傳遞至隧道兩側岩體分散作用力。

而地下洞室頂拱區域設計主要關鍵係：(1) 兩翼之岩盤是否可承載頂拱傳遞支應力；(2) 頂拱鋼筋混凝土材料之設計是否可符合載重作用之條件；本工程消能池施工步驟如圖 11（左）所示：(1) 消能池頂拱以側導坑

先行開挖支撐，待頂拱區域支撐完畢且計測數據穩定後；(2) 進行頂拱鋼筋混凝土襯砌澆置；(3) 以 3 公尺為階進行消能池地下洞室降挖；此設計理念目的係提供消能池降挖過程圍岩應力持續發展階段，隧道頂拱之穩定。經分析，岩盤承载力及鋼筋混凝土配筋檢核無虞，可確保此方案後續施工之穩定，圖 11（右）為消能池頂拱襯砌完成，洞室降挖支撐尚未襯砌之狀況。

(2) 隧道分岔區域岩盤施工處理對策

本工程於里程 1k + 026.12，由垮度 30 公尺之大斷面分岔為二，縮減為單一隧道垮度為 12 公尺之雙孔隧道，其相鄰開挖面最小距離約為 5.8 公尺，僅為隧道開挖直徑之 1/2，故須考慮鄰近隧道於施工過程之影響。

鄰近隧道開挖的關鍵係：(1) 保持合理的分階開挖及平順的開挖輪廓線，故採用機械式開挖以減少圍岩的擾動；(2) 及時進行初期支護，並使其及早閉合，控制圍岩變形，其中後進隧道開挖時，對於先進隧道之稱系統將產生約 10 ~ 40% 支應力或彎矩增量；(3) 加強對圍岩和初期支護的監控量測，進行資訊化管理。

而本計畫設計依據地形、地質與施工等條件，考量重點包括 (1) 中央岩體或混凝土支柱作用荷重；(2) 中央支撐（噴凝土、鋼支保、對拉岩栓）型態；(3) 輔助工法的配合施作。針對 0k + 862.82 ~ 1k + 038.12 區域之對策說明如後：(1) 開挖階段之外支撐，採用直徑 25 公厘、垂直間距 1.5 公尺交錯排列之對鎖岩栓提供中央岩體柱之穩定，以 0.8 ~ 1.2 公尺小輪進機械式開挖進行處理；(2) 於開挖支撐完成後進行內襯砌混凝土澆置階段，除施作 1.2 ~ 1.4 公尺之混凝土側牆外，於中央岩體柱較單薄區域（1k + 0173 ~ 1k + 023.7）進行

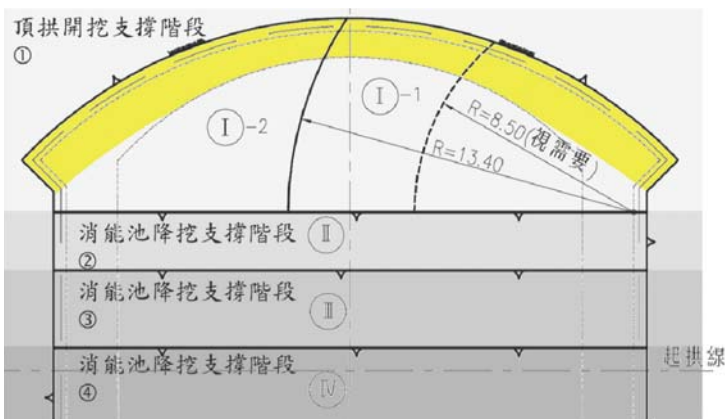


圖 11 消能池頂拱配置圖



圖 12 消能池 1k + 008.12 中間柱區域施工流程圖

5 排直徑 0.8 公尺之基樁設置，採用置換鋼筋混凝土的方式來克服中央岩體細長柱可能因挫曲破壞 (buckling failure) 之疑慮。圖 12 為 1k + 008.12 附近區域施工流程照片，至截稿前已完成該區域的降挖支撐施作。

(3) 近邊坡淺覆蓋偏壓處理

消能池出水口隧道線形與邊坡斜交約呈 42 度，於消能池開挖支撐後，近邊坡受開挖擾動應力重新分佈之狀況，其特點包含 (1) 靠山側之隧道側壁由於岩覆較深故初始應力較大之關係，可看出靠山側側壁支撐系統相較於臨邊坡側將承受較大之受力 (如 0k + 902.12 里程斷面)；(2) 一般針對覆蓋小於 2 倍隧道直徑之區域定義為隧道淺覆蓋區域，以斷面 1k + 038.12 為例，分析成果顯示雙孔隧道開挖後隧道圍岩之應力分佈較大且延伸至地表面。

圖 13 針對有上述淺覆蓋及偏壓疑慮之關鍵里程斷面進行說明：(1) 1k + 026.12 (單孔大斷面代表區域)：A. 於隧道開挖前，進行消能池頂拱邊坡區域，設置長度 30 公尺、60 公噸預力地錨提供消能池上方岩盤之穩定；B. 靠山側現地應力較大之偏壓區域，於頂拱及側

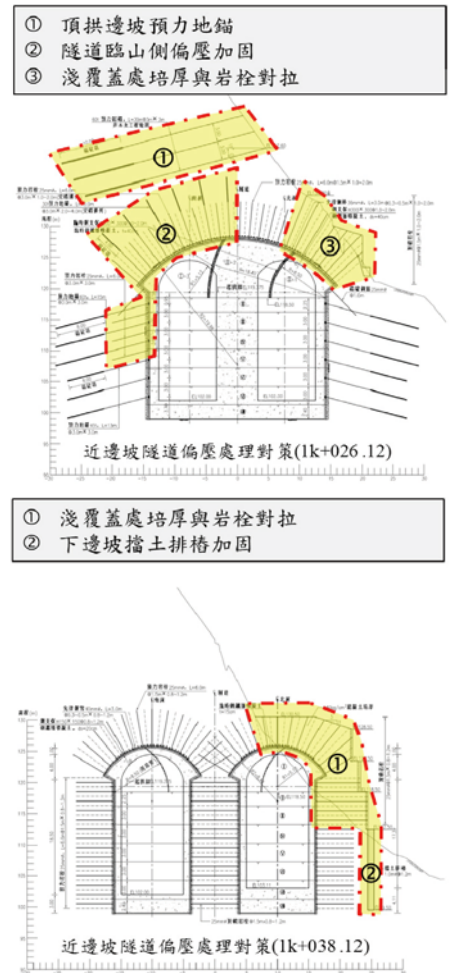


圖 13 近邊坡隧道偏壓處理對策設計說明

壁設置預力地錨；C. 靠邊坡側進行坡面地表混凝土培厚及培厚段與隧道頂拱岩栓對拉設置。(2) 1k + 038.12 (雙孔小斷面代表區域)：A. 靠邊坡側進行坡面地表混凝土培厚及培厚段與隧道頂拱岩栓對拉設置；B. 下邊坡設置抵抗主動土壓力 (active earth pressure) 之 1 公尺直徑擋土排樁。

經上述原則，進行出水口邊坡整體區域設計，透過圖 14 消能池出水口工程配置立體示意圖與工區現況進一步說明，有淺覆蓋疑慮區域，工程對策包含：(1) 上邊坡預力地錨；(2) 頂拱區域混凝土分階段培厚；(3) 北側邊坡以排樁工程作為擋土設施；(4) 南側邊坡採用降階方式明挖，其邊坡工程包含擋土排樁、預力地錨及地錨面板之設置等，以確保消能池出水口區域之穩定。

消能池室於 2014 年 5 月開始開挖，由北洞頂拱先行入洞，採小斷面先向前開挖，再以 2 階段或 3 階段擴挖至頂拱全寬，初期以完成高程 EL. 118.5 公尺以上頂拱

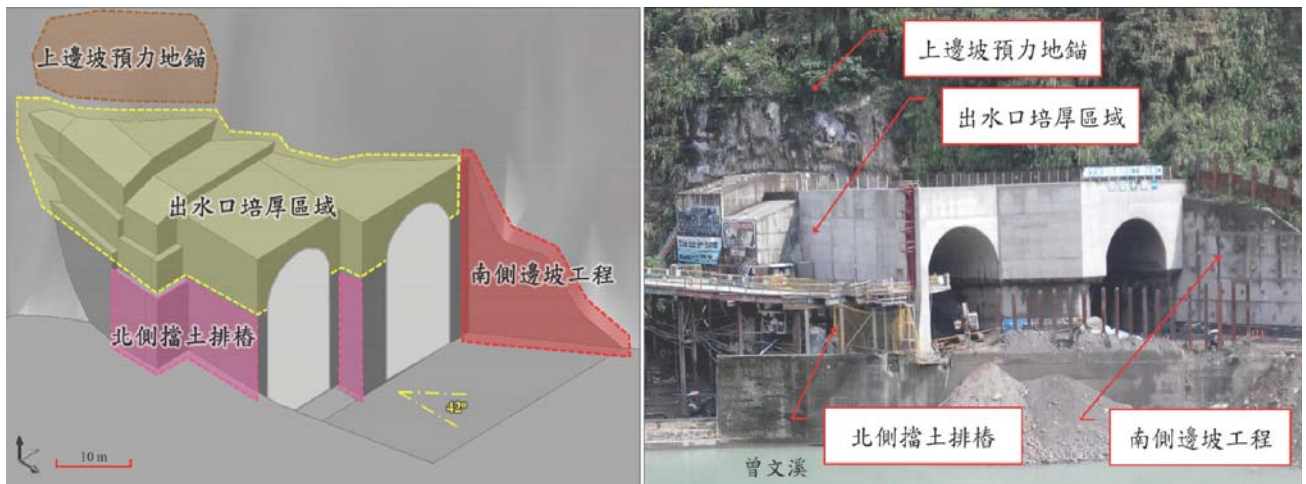


圖 14 防淤隧道出水口工程配置示意圖

部份開挖，待完成所有頂拱襯砌後，再逐階向下降挖。

北洞與消能池頂拱部份於 2014 年 11 月完成開挖，其中在完成里程 1k + 024 附近消能池頂拱最後階段擴挖時，北洞於里程 1k + 035 處發生噴凝土開裂及少數岩栓斷裂現象，經推斷為擴挖完成後，因偏壓地形導致岩體應力重新分配所致。

南洞頂拱於 2015 年 1 月入洞，其中於 2015 年 3 月與消能池貫通時，北洞與中間岩柱噴凝土再次發生開裂現象，顯示出水口隧道偏壓地形確實影響周邊岩盤應力分佈。

由於消能池及地下閘室均係大型洞室，為嚴密監控隧道岩體變位情形，本工程除傳統隧道計測外，另採行三維雷射掃描（又稱光達技術，Lidar）快速評估，提供傳統計測無法全面性偵測盲點，現場作業主要藉由三維雷射掃描儀獲得測區範圍內的圍岩 3D 空間資訊，藉此提供後續研判分析用，因此掃描時需考慮到計畫需求的點雲密度與精度，掃描作業前置準備工作勘察現場測站所需架設距離位置與數量，依序架設測站進行掃描作業。且由於現場易受遮蔽物影響點雲資料全面性，當掃描現場遮蔽物影響範圍過大，視現場情況適時增加掃描測站數目。

現場掃描作業受到開挖輪進位置、範圍影響地面光達儀器架設位置以及控制點的佈置方式而作業方法有所改變。結果顯示三維雷射掃描更能掌握變位，對於回饋分析研判更有助益，量測誤差可控制在公分以下，並且對於距離掃描儀器 30 公尺以內的施工開挖面變形均能適時掌握，對分析研判相當有所助益，圖 15

為消能池室雷射掃描點雲分佈圖。

至截稿前，針對消能池室及出水口隧道段計測成果部份，隨著消能池持續降挖，側壁圍岩受開挖後擾動影響有些許變位，隨開挖台階遠離後趨於穩定，中間柱呈現類似單壓行為模式，目前消能池段左右側壁預警等級及變形寬容量皆為綠燈；而頂拱內襯砌有產生整體沉陷跡象，襯砌沉陷量未達 10 公厘，需持續觀察後續隧道開挖圍岩變位情況。

結語

台灣南部地區因受地質條件影響，為水庫淤積高潛勢區域，各水資源設施均賴水庫管理單位盡心維護，尤其以曾文水庫為區域水資源運用之樞紐地位，因此莫拉克颱風後政府積極投入曾文水庫設施改善工作，而曾文防淤隧道即為其中重要之一環；本文主要針對由設計階段及施工階段現況進行綜整，檢討設計分析資料、關鍵課題及對策研議，並透過施工計測內容回饋檢討，來確保施工過程之經濟性與安全性；將本工程消能池室規劃、設計與施工特性說明如下：

- (1) 依據水理消能需求，於山體內設置一地下洞室，在大垮度斷面開挖過程，除採用導坑先行及分階開挖之方式減少單次開挖面積，亦透過頂拱混凝土襯砌施作後再行閘室降挖之方式，以將頂拱圍岩自重透過拱效應傳遞至兩翼岩盤，來抑制閘室側壁應力持續發展；後續在消能池室降挖過程中透過持續計測紀錄作業，可確保頂拱襯砌與側壁支撐系統之穩定。

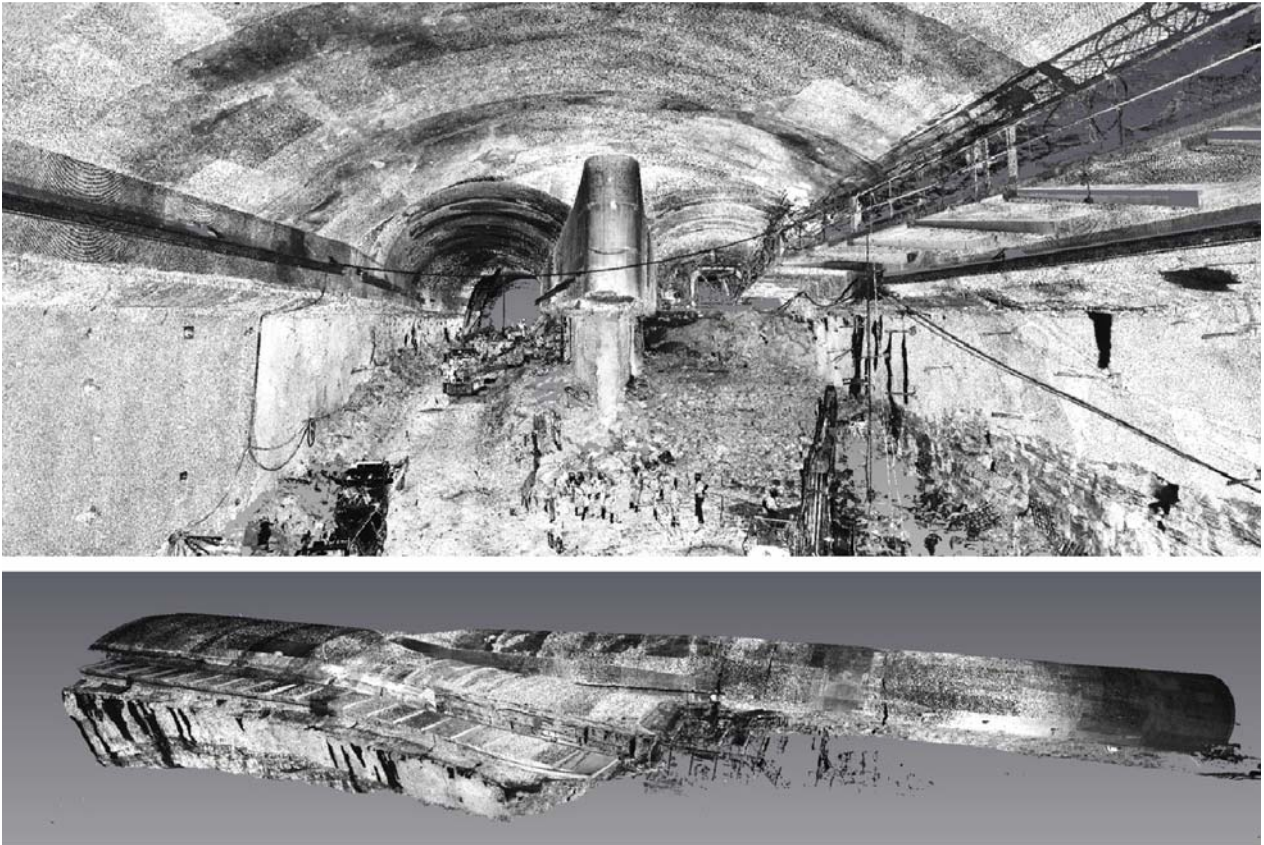


圖 15 消能池室雷射掃瞄點雲分佈成果圖

- (2) 平行雙孔隧道因互制影響，導致圍岩鬆弛範圍進一步擴大及變形加劇，而其互制行為與隧道間距及圍岩岩盤強度比有關，在圍岩強度需提供足夠強度之條件下，本工程隧道分岔段採用將中間柱換置為強度較佳之混凝土排樁，採用機械式分區降挖降低開挖過程之擾動，並利用對拉岩栓維持雙孔隧道側壁之穩定。
- (3) 隧道洞口岸之設計需考量地形與地質等先天條件，以及洞門結構、開挖方式、輔助支撐工法等工程對策，本文透過三維數值模擬評估隧道出洞與斜交邊坡淺覆蓋偏壓區域，說明設計處理對策之適宜性。

誌謝

經濟部水利署南區水資源局為辦理本項工程，由聯合大地工程顧問股份有限公司及巨廷工程顧問股份有限公司完成基本設計，並編列於「曾文南化烏山頭水庫治理及穩定南部地區供水計畫」內執行，由中華工程股份有限公司、國統國際股份有限公司及黎明工

程顧問股份有限公司組成統包團隊後續執行，感謝謝敬義教授等各界先進顧問對本計畫之關心與指導，本團隊將持續努力與精進，俾使工程如期、如質完工，以達到延續水庫壽命之目標。

參考文獻

1. 經濟部水利署南區水資源局 (2012)，曾文水庫防淤隧道工程 — 基本設計報告。
2. 經濟部水利署南區水資源局 (2013)，曾文水庫防淤隧道工程 — 補充地質調查及地形測量作業成果報告。
3. 經濟部水利署南區水資源局 (2013)，曾文水庫新建防淤隧道工程水工模型試驗。
4. 連上堯、張世賢、顏呈仰 (2015)，「曾文水庫防淤隧道工程大地工程設計及施工」，地工技術，No. 146，第 69-80 頁。
5. 黃世偉、張世賢、顏呈仰、陳逢時 (2015)，「曾文水庫防淤隧道工程設計及施工規劃」，第 22 屆水利工程研討會論文集。
6. 朱晃葵、張世賢、陳逢時、顏呈仰、歐陽永強 (2014)，「近邊坡地下洞室設計分析及處理對策 — 以曾文水庫防淤隧道消能室為例」，隧道建設，第 34 卷，增刊，第十三屆海峽兩岸隧道與地下工程學術及技術研討會，第 203-212 頁。

捷運工程於複合地層之大地議題與對策 — 以北捷土城線延伸頂埔段為例

張皓凱／亞新工程顧問股份有限公司大地工程師

周忠仁／亞新工程顧問股份有限公司副理

張榮峰／亞新工程顧問股份有限公司正工程師

謝宇珩／臺北捷運工程局北區工程處副處長

摘要

隨著台北捷運路網漸往外緣擴展，捷運工程除週遭環境之限制，也會通過複合地層，增加工程困難。本文以「臺北捷運土城線延伸頂埔段工程」為例，探討捷運工程於複合地層遭遇之大地議題及對策。本案例車站及隧道沿線所經之地層主要為卵礫石層及砂岩層，可預期於此複合地層及週遭環境之限制下對施工品質及效率會造成一定影響，故針對捷運工程於此複合地層遭遇之五項大地工程議題加以探討，內容包含站體連續壁於堅硬地層施作考量、潛盾隧道於複合地層與卵礫石層掘進、連絡通道地盤改良、隧道與既有營運中車站之銜接及破鏡施工考量、全生命週期隧道安全監測等大地工程議題。期藉由本工程於施工規劃所遭遇之困難與解決對策，作為後續類似工程之參考。

Abstract

While Taipei MRT network continues to expand its route to the outskirts of the city, MRT construction would possibly encounter such environment restrictions as mixed ground that significantly increases the complexity and difficulty of the project. This paper presents the project of “Taipei MRT Tucheng Line Dingpu Section Contract DD170” as an example to look into the geotechnical engineering issues and countermeasures associated with mixed ground. The

project encounters mixed ground of gravels and sandstone and a total of five issues were raised, such as diaphragm wall construction on gravels, TBM passing through mixed ground and gravels, ground treatment for cross passages, shield tunnels connecting to the operating MRT station, and the life-cycle monitoring for tunnel safety. The experiences and feedbacks obtained from these challenges are expected to provide references for similar projects.

工程概述

「臺北捷運土城線延伸頂埔段工程」（以下簡稱本計畫）為板南線的最後一塊拼圖，它的完工將擴展整體捷運路網並提昇效能，擔負銜接串聯雙北科技園區（包括頂埔科技園區、土城工業園區及南港軟體工業園區等）及後續三鶯線發展之重要橋梁。本計畫之工程範圍係自永寧站南端經新北市土城區中央路三、四段後，止於頂埔站，全長約 1,950 公尺，包含 (1) 一座明挖覆蓋車站（含地下二層及變電站）及橫渡線，總長約 421 公尺、(2) 潛盾隧道，上下行隧道平均長約 1,529 公尺，及四座聯絡通道（CP1~CP4）。沿線除隧道段採用潛盾工法施築外，其餘皆採用明挖覆蓋工法施作。計畫範圍平面配置詳圖 1 所示。

大地議題與對策

本計畫地下車站及隧道所經之地層，主要以全新世沖積層之卵礫石（GP）及上新世桂竹林層之砂岩

(SS) 為主，於永寧站附近則以粉質細砂及粉質粘土為主。沿線之地下水位深度，除永寧站附近之地下水位較高（約為地表下 3.0 ~ 4.0 m 之間）外，其餘路段之地下水位約在地表下 11.3 ~ 12.5 m 間。考量沿線之地層及地下水位，複合地層（上為最大粒徑大於 40 公分之卵礫石、下為膠結不完全之砂岩）及低地下水位將對站體連續壁施作品質及潛盾隧道鑽掘效率，造成一定程度之影響。綜合上述地層條件及環境限制（包括銜接營運中車站、地層/地下水、道路、交通及管線等），本計畫之主要大地議題及對應地層剖面如圖 1 所示，相關對策綜整如表 1 所示，並分述於以下各節。

複合地層連續壁施工

本計畫頂埔站鄰近頂埔科技園區，車站主體及明挖覆蓋隧道開挖深約 21.5 m，其所在地層以卵礫石層

（約地表下 1.5 ~ 24.5 m 間）與砂岩層（約地表下 20 ~ 24 m 以下）為主，地下水位約位於地表下 11.4 ~ 13.4 m，如圖 2 所示。基於上述考量，採厚 1 m，長約 27 m 連續壁進行擋土，可預期連續壁施工將遭遇機具損耗、坍塌、逸水等問題，進而降低其施工性。因此，施工前即針對上述情況進行評估，規劃包含：(a) 岩層引孔（圖 3(a)），增加施工效率並減少振動對周遭科技廠房之影響、(b) 連續壁縮小單元（圖 3(b)）及無翼尾單元等因應措施，減少壁體變形與坍塌發生；並以粘土作為防逸材，填補卵礫石間之孔隙，以降低穩定液於地下水位以上產生逸流的機率。

另因頂埔科技園區對噪音振動之要求，於連續壁預埋型鋼作為覆工版系統之支承梁，復舊過程則與以燒鍛運離，以降低敲除近地表部分，所產生之噪音振動對附近居民生活及電子廠房作業之影響，相關之施工照片詳圖 4 所示。

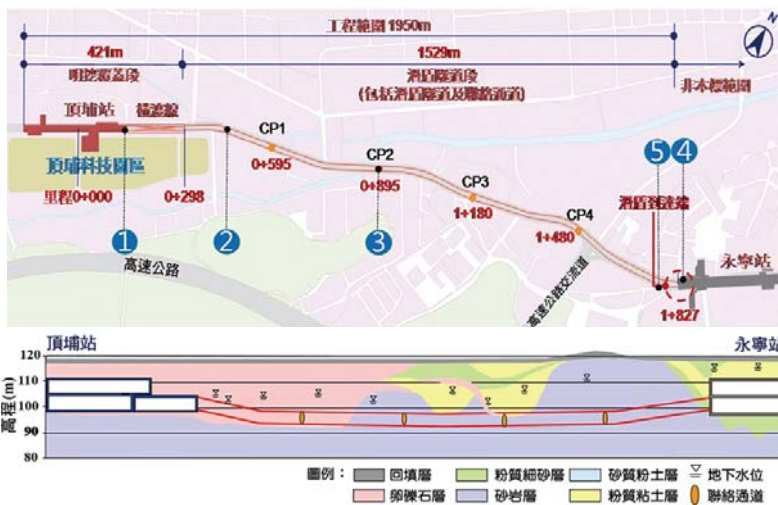


圖 1 主要大地議題對應圖

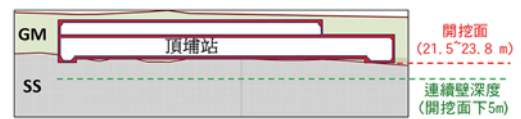


圖 2 開挖深度示意圖



(a) 岩層引孔設備 (b) 連續壁縮小單元

圖 3 連續壁因應措施

表 1 大地議題對策綜整表

項次	工程困難	背景敘述	對策
1	複合地層（卵礫石層/岩層） 連續壁施工	<ul style="list-style-type: none"> 卵礫石：鑽探及現地調查最大粒徑約 40 cm（潛盾段遭遇粒徑 100 cm）、礫石含量約 60%。 桂竹林層砂岩：極軟弱強度、膠結不完全。 	<ul style="list-style-type: none"> 全線 33 鑽孔全程取樣併地球物理探測共 1,120 m 以確認土岩介面。 連續壁施作採縮小單元、無翼尾、防逸材及岩層引孔等方式。 潛盾鑽掘採環抱吞食、加大開口率、無軸螺運機、磨耗檢知器及中折等方式及設備。 卵礫石層（CP1/CP3）：地面上施作雙環塞（Double Packer）灌漿。 岩層（CP2/CP4）：隧道內水平探查兼作水平灌漿。
2	複合地層（卵礫石層/岩層/砂層/粘土層） 潛盾隧道施工		
3	連絡通道（卵礫石層/岩層） 地盤改良		
4	與營運車站銜接	<ul style="list-style-type: none"> 維持車站營運。 	<ul style="list-style-type: none"> 進行增設到達井及潛盾棄殼等方案評估。 以大樁徑（φ3.5 m）超高壓灌漿及箱涵引孔進行到達端地盤改良。 成效驗證包括變水頭及測音試驗以及改良體取樣。 潛盾到達試水補灌、棄殼及鏈鋸等工法與車站銜接。 配置自動監測系統。
5	穿越箱涵地盤改良	<ul style="list-style-type: none"> 人員、機具及棄渣管制以及噪音、振動及粉塵防制。 站體侷促空間施工。 車站上方管線密集外，另有一雙孔箱涵（4.3 m × 2.8 m + 4.3 m × 2.8 m）。 	



圖 4 連續壁預埋型鋼

複合地層潛盾隧道鑽掘

本工程潛盾隧道所經過之地層主要為卵礫石層及膠結不完全之砂岩層，潛盾機於卵礫石層鑽掘大致可以「破碎」或「環抱」等理念進行面盤設計，雖各有其優缺點，然設計階段蒐集類似地層之相關案例，發現主要以兩者並行考量為大宗。施工廠商於地層和工期的考量下，純以「環抱」理念進行設計，儘可能增加潛盾機開口率，使卵礫石直接進入土艙內，並配合無軸式螺運機（圖 5）輸送出坑，以提升鑽掘速率並減少切刃磨損及其因損耗所需更換次數與時間。惟潛盾機於卵礫石層中掘進時，遭遇流木或粒徑較大之卵礫石，無法藉由刃齒破碎排除，及至開艙確認，切刃齒多已損毀且傷及輪幅結構（圖 6）。經進行必要之評估後，針對潛盾機面盤改造及切刃齒配置（圖 7），包含：(a) 縮小內周強化先行切刃齒間距（原間隔 300 mm 配置一處，縮為 150 ~ 200 mm），以提高對於流木之磨削能力；(b) 增設 6 處外周強化先行切刃齒（原 12 處，增為 18 處）、2 處刮刀齒（原 10 處，增為 12 處）、6 處切削刀齒、3 處外周保護齒、3 處滾輪切刃齒及 6 處滾輪切刃齒保護齒，以強化破碎及排除外周部滯留



圖 5 無軸式螺運機

的卵礫石能力及耐磨耗能力；(c) 加強環圈抗磨耗之能力。除了針對面盤改造外，掘進過程依照切刃盤扭力狀態調整掘進速度，並確實進行適當的土壓、排土及加泥材管理，以確保開挖面的安定、排土的流動性及避免噴發等現象。藉由面盤改造及掘進管理，俾使潛盾順利鑽掘，且並未因此耽延本計畫之工期。

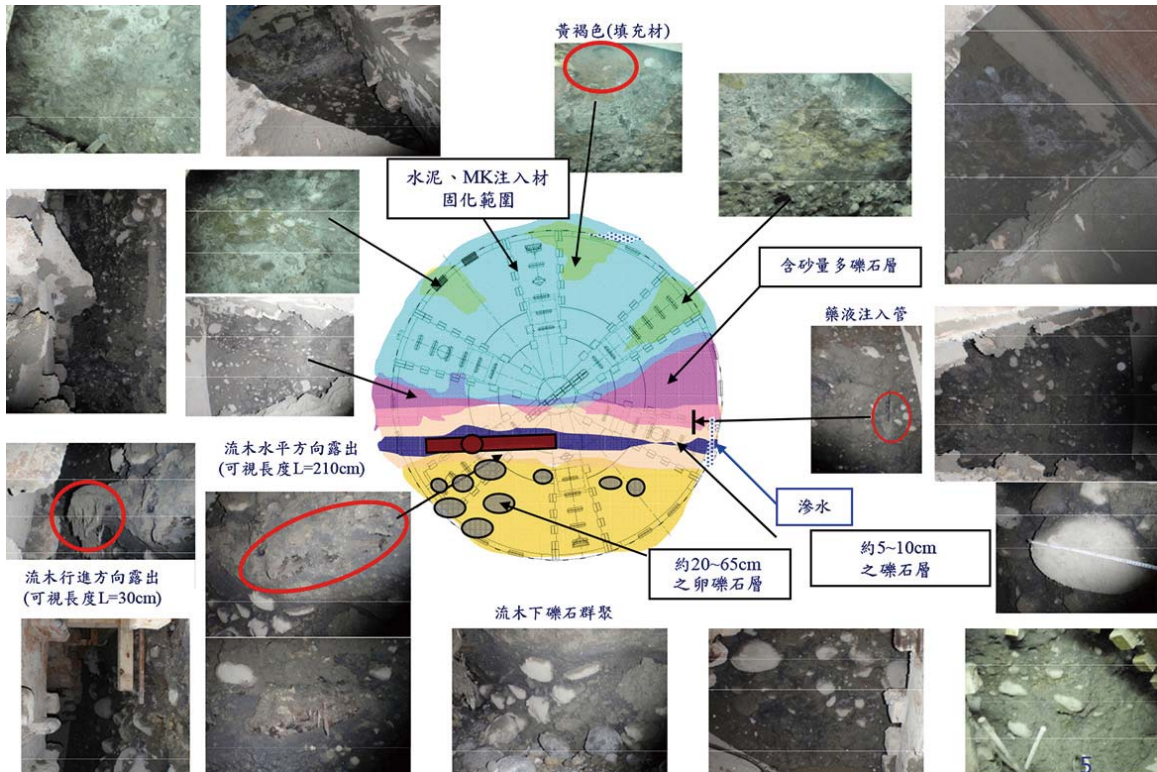
連絡通道施工

連絡通道於地下開挖之施工流程如圖 8 所示，因涉及施工因素及地層條件影響，屬高風險項目之一，故連絡通道之開挖需建立多層防護措施（如圖 9 所示），包含 (1) 第一道防護措施：地盤改良；(2) 第二道防護措施：架設內支撐，在連絡通道開挖之主隧道前後兩側架設鋼支撐，以維主隧道之安全；(3) 第三道防護措施：試水及補灌漿，要求透水係數小於 10-5 cm/sec，必要時則進行化學低壓灌漿；(4) 第四道防護措施：設置臨時鋼製閘門，在連絡通道兩端設置臨時鋼製閘門，當地下水及土砂湧入開挖區時，應緊急關閉臨時鋼製閘門，以減少災害發生之機率。

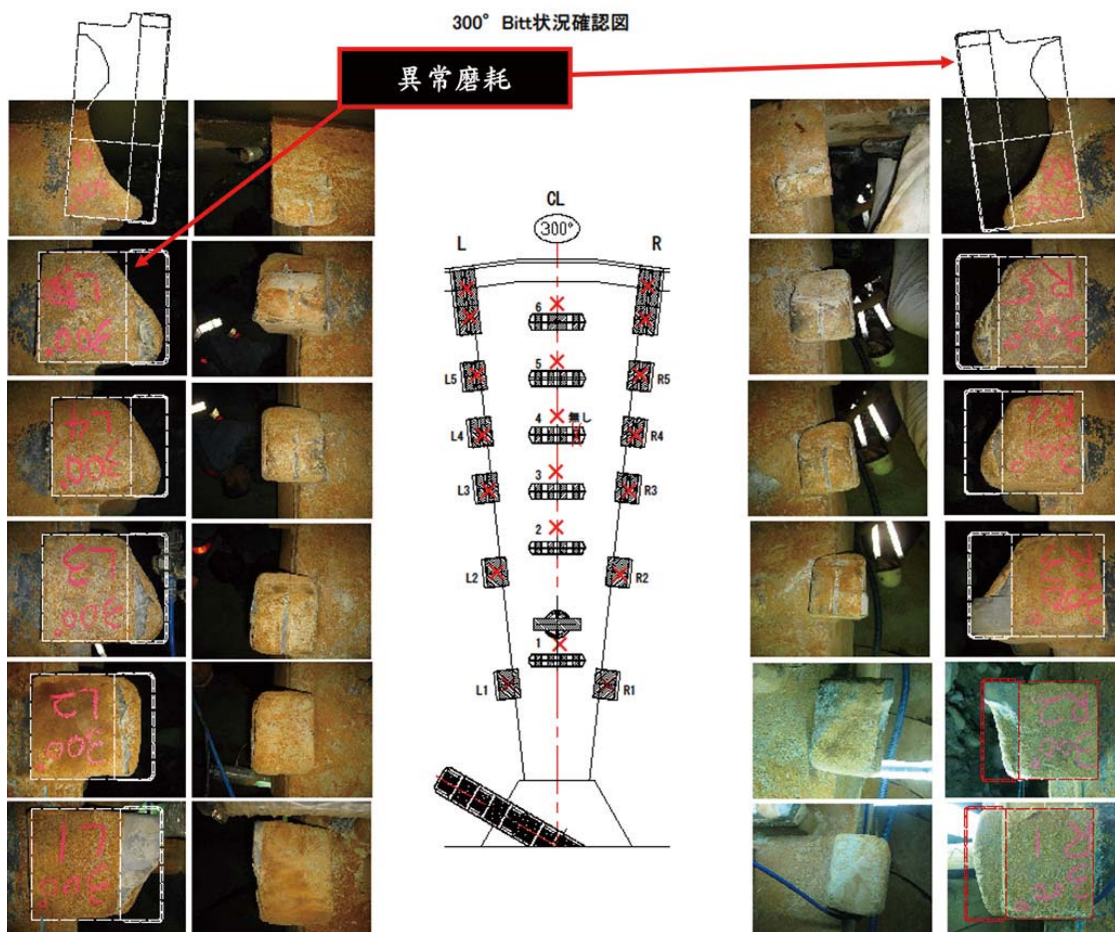
本計畫潛盾隧道共規劃 4 座連絡通道，為縮短工期遂與隧道併行施工：採用新奧工法配合鋼襯板擋土進行開挖。經考量各連絡通道位置之地層特性、施工安全與經濟性後，各連絡通道採用之地盤改良工法建議如表 2 所示。其中，連絡通道 CP2/CP4 位於自立性良好之砂岩層未進行地改，僅於隧道內水平探查並輔以水平灌漿，連絡通道 CP1/CP3 主要位於卵礫石層，為減少開挖時漏水及土體崩塌之現象，故於潛盾機通過前，先行於地面以雙環塞灌漿工法進行地層改良，降低連絡通道四週土壤之透水性。其中，CP3 地盤改良範圍上下層存在粘土及砂岩層，在互層及深度變化考量下，於互層處均設計 2m 交疊長，以確保其改良成效（圖 10）。

潛盾隧道與營運中車站銜接

由於本計畫為既有捷運路線之延伸，潛盾到達端為營運中之車站，因此潛盾隧道與營運中車站之銜接遂成為大地高風險項目之一，故於設計階段，即針對隧道沿線之地層、地下水、鄰近建物及管線分布等狀況，以事件樹及失誤樹分析技術，進行潛盾隧道銜接既有車站施工工法之風險評估。考量之工法包括 (a) 增



(a) 潛盾機開倉後開挖面狀況 (上行線)



(b) 潛盾機 300 度輪幅及切刀損耗情況 (上行線)

圖 6 潛盾機遭遇卵礫石及流木

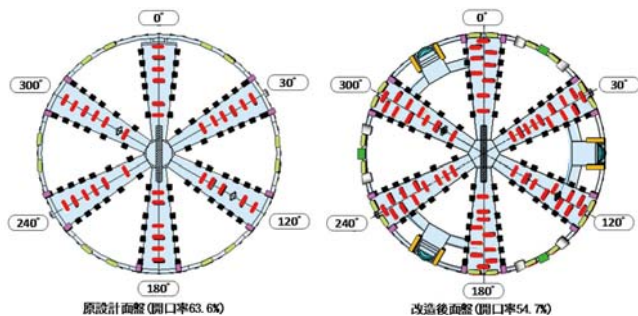


圖 7 潛盾機面盤改造及切削齒配置示意圖

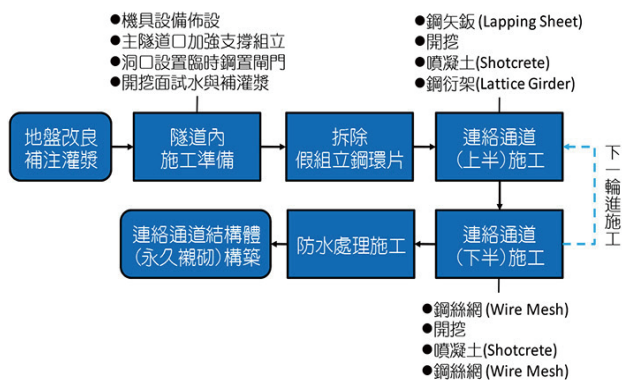


圖 8 連絡通道施工流程圖

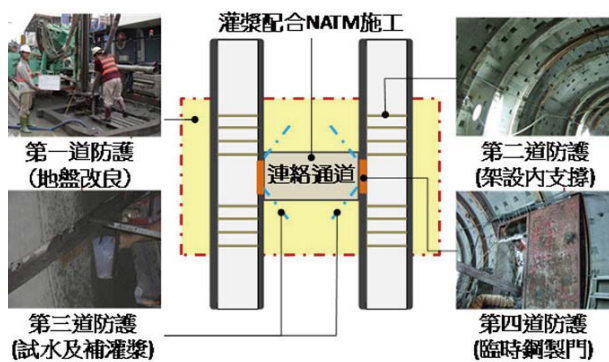


圖 9 連絡通道防護措施示意圖

設到達工作井、(b) 潛盾棄殼加地盤改良、及 (c) 潛盾棄殼加地盤改良搭配冷凍輔助工法等三個方案，各方案綜合評估比較整理如表 3 所示。

經綜合評量各方案之施工風險、工期及經費因素，方案 (a) 因既有車站上方之雙孔排水箱涵 (詳圖 11) 遷移不易，且站體內無足夠施工空間可使用，面臨的施工風險最高，故不建議增設到達工作井；方案 (c) 之施工風險雖然最低，惟工期較長、經費較高，無法

表 2 聯絡通道地盤改良建議工法

項目	CP1	CP2	CP3	CP4
隧道里程	0 + 595	0 + 895	1 + 180	1 + 480
主要地層	卵礫石層	砂岩層	卵礫石與砂岩層	砂岩層
地盤改良工法	雙環塞灌漿工法	水平探查及灌漿	雙環塞灌漿工法	水平探查及灌漿

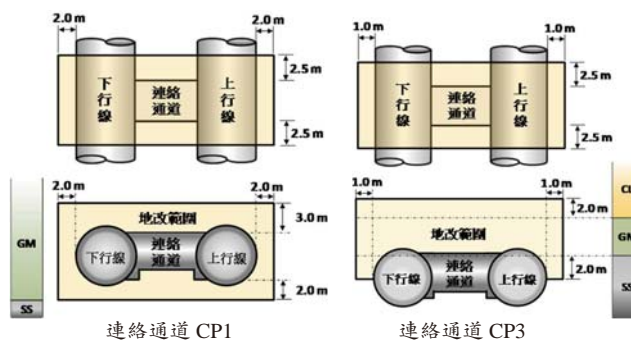


圖 10 地盤改良 (雙環塞灌漿工法) 範圍示意圖

表 3 方案評估比較表

方案	風險	工期	經費
(a) 增設工作井	高	長	▲ 中
(b) 棄殼 + 地改	▲ 中	▲ 中	低
(c) 棄殼 + 地改 + 冷凍工法	低	短	高

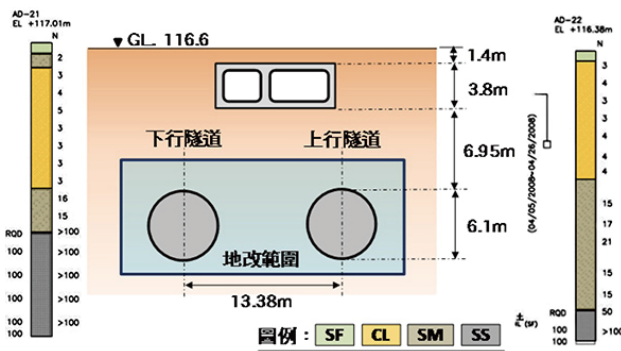


圖 11 潛盾到達端箱涵分布剖面圖

達到業主對工期及預算之要求，方案 (b) 因排水箱涵阻隔，造成局部地改區域須進行斜灌或引孔灌漿，其地改成效及其他施工風險雖較方案 (c) 為高，惟藉由良好之施工品質控制、試水及潛盾機內補灌等措施，可進一步降低其施工風險，故以方案 (b) 作為潛盾隧道銜接既有車站之施工工法。

方案 (b) 施工作業及順序大致為：(1) 到達鏡面地盤改良、(2) 潛盾機鑽掘到達並試水補灌漿、(3) 潛盾機殼嵌入連續壁、(4) 潛盾機棄殼及設備撤除、(5) 鏡面結構破除及 (6) 銜接柔性接頭，如圖 12 所示。為確實管

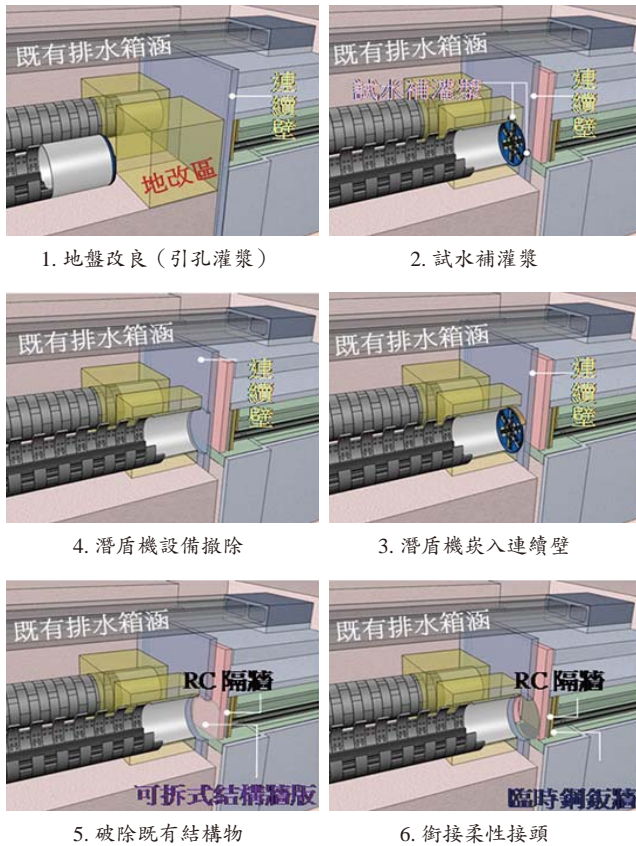


圖 12 潛盾到達施工順序示意圖

控隧道到達施工之安全性，施工階段擬定詳細之施工作业流程，並於過程中進行止水灌漿及試水檢驗，以確保到達鏡面破除之安全性。

● 潛盾到達鏡面地盤改良

考量潛盾隧道到達端地層以粉質粘土、粉質細砂及砂岩層為主，針對此混合地層建議採用高壓噴射灌漿工法以達改良範圍內地層強化及止水目的。在台灣一般常用之高壓噴射灌漿工法有效樁徑約 2.0 m，由於到達端上方存在雙孔箱涵，若採斜灌方式（一般角度以 10° 以內為限），部份範圍將無法施作且有改良樁徑成形及地改成效較差之虞。因此，引進 3.5 m 大樁徑的超高壓噴射灌漿（V-JET）工法，先在箱涵內以局部圍堰（堆疊砂包）方式導水（圖 13），再由道路上方進行鑽孔及預埋灌漿套管方式垂直灌漿，除可確保到達鏡面之地改品質，亦可減少箱涵鑽孔的數量，減低對箱涵結構的破壞（圖 14）。為使超高壓噴射灌漿之施工控制及保護措施更為周全，以增設迴漿導管（圖 15）方式，有效引導高壓噴射灌漿之置換泥漿液排出至地面，減少地面隆起及對排水箱涵結構之影響。



圖 13 箱涵圍堰導水示意圖

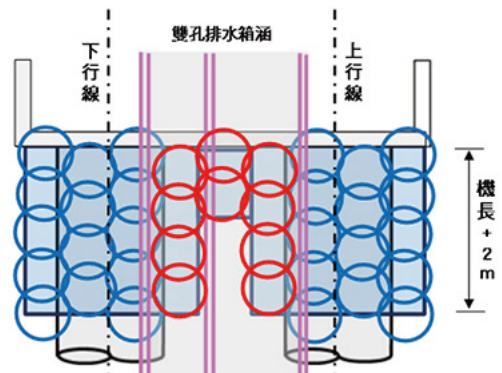


圖 14 3.5 m 大樁徑地改範圍示意圖

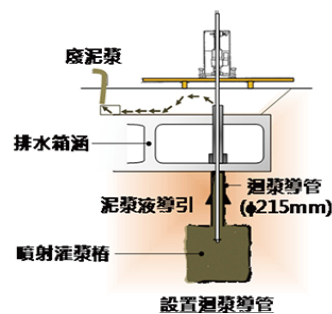


圖 15 迴漿導管設置示意圖

● 潛盾鏡面結構破除施工

潛盾機掘進地改區後，應審慎管控潛盾機之掘進速度並確實執行試水補灌漿動作，避免鏡面破除時振動過大對到達端結構產生影響，以達施工之安全性，鏡面破除施工照片詳圖 16 所示。

另，考量車站連續壁及可拆式結構牆版進行破除時，潛盾機已拆解完成，隧道與車站結構之銜接僅潛盾機盾殼與連續壁，若鏡面結構敲除產生振動過大，盾殼與連續壁界面易產生裂隙，增加鏡面滲水甚或漏砂之施工風險；另考量鏡面結構破除時，得降低施工噪音、振動及粉塵對營運中車站及週遭科技園區作業之影響，因此採用低噪音、低振動之鑽石鍊鋸切割工法。其主要施工流程包括：(1) 切割單元規劃及放樣；(2) 單元切割面端點鑽孔，於單元切割面端點進行鑽孔，以利鑽石鍊條穿越設置；(3) 單元鏈鋸切割；鑽石鍊條設置完成後，利



圖 16 鏡面破除施工照片

用切割機動力引導，沿預定切割路徑切除鋼筋混凝土結構；(4) 單元塊體運棄，將切割完成之鋼筋混凝土塊體卸下，利用潛盾隧道搬運台車，將單元塊體運送至出發井運棄。相關施工流程示意圖及照片如圖 17 所示。

● 潛盾到達端安全監測

為確保潛盾到達破鏡施工過程安全，除藉由每道防線之確認工作外，亦設置安全監測系統於同地點進行量測，以監控破鏡區地層狀況及車站結構之變形行為，並藉監測結果判斷破鏡施工之安全性，即時採取相關應變措施，確保既有車站營運不受影響。潛盾隧道到達端安全監測儀器整理如表 4 所示，安全監測系統平面配置情形詳見圖 18。

量測結果顯示，量測車站軌道變位之電子式桿式沉陷計有持續增加的趨勢（圖 19），但單支最大值約介

表 4 潛盾隧道到達端安全監測儀表

監測項目	儀器名稱	代號	警戒值	行動值
車站軌道及結構變位	電子式桿式沉陷計	BS	0.96	1.2
	電子式傾斜計	ETI	0.96 (200 秒)	1.2 (250 秒)
地下水壓	電子式水壓計	ELP	初值 ±1 t/m ²	初值 ±2 t/m ²
地層沉陷及側向變位	潛式沉線點	SSI	32 mm	40 mm
	桿式伸縮儀	EXM	32 mm	40 mm
	土中傾度桿	SIS	24 mm	30 mm

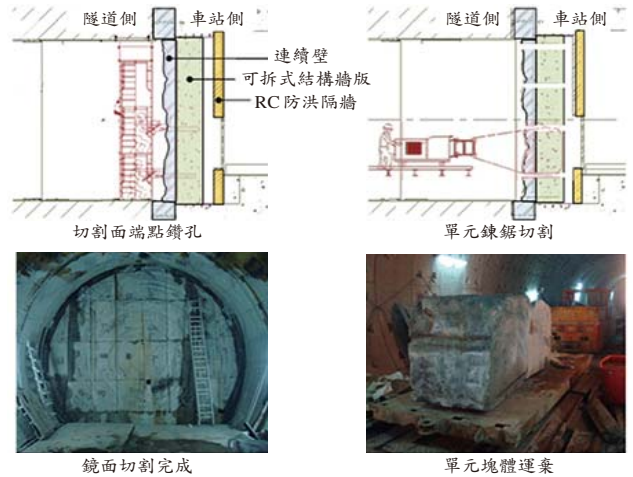


圖 17 鑲鋸切割工法示意圖及照片

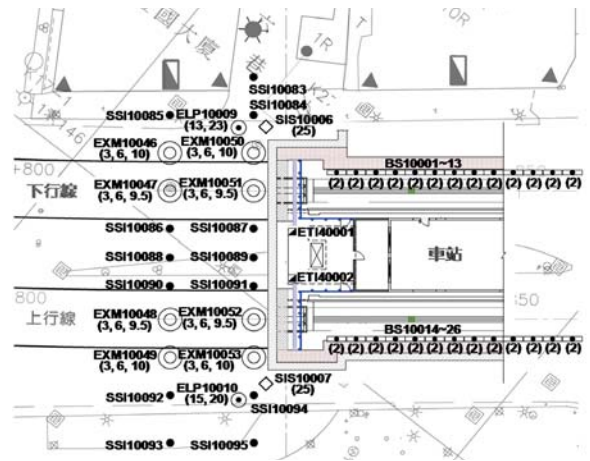


圖 18 安全監測系統配製圖

於 ±0.8 mm 之間，均在管控之警戒值（換算為 2 m 長度軌道變位為 1.9 mm）範圍內，另參考台北捷運禁限建相關規定，桿式沉陷計之變位累加量，亦未超過規定要求之軌道總沉陷警戒值 8 mm。

圖 20 為車站端牆結構之傾斜變化。圖中顯示隨著到達破鏡施工的進行，電子式傾斜計在法線及切線方向數值持續增加，傾斜最大值發生在上行隧道側的 ETI40002，法線及切線方向之最大傾斜值分別約為 +40 秒及 -120 秒，未超過管控之警戒值範圍。

隧道側鏡面地改區之淺式沉陷點（SSI）及桿式伸縮儀（EXM）監測值原則上皆在警戒值（32 mm）範圍內，除 EXM10046 於 1/30/2013 隆起量最大達約 50 mm，推測係下行線潛盾到達連續壁後，進行潛盾機周遭背填灌漿及第一次補充止水灌漿所致。另土中傾度管（SIS）監測結果顯示地層側向變位僅在 2 mm 以內。

全生命週期隧道安全監測

因應捷運局重視捷運設施維護檢測及監測管理且

考慮計畫沿線鄰近建物開挖時之地盤解壓作用對隧道環片之影響，遂規劃於隧道襯砌環片內設置光纖應變計、應變計及土/水壓力計，配合收斂觀測點及電子式傾斜計等監測系統，以隨時掌控鄰近施工對營運中捷運設施之影響。本計畫共計佈設 8 個計測斷面，每斷面之監測儀器配置及照片如圖 21 所示。

結論

本計畫之順利完工，除了設計及施工階段完整考量工程技術面、政策面與民意需求，提出最佳執行方案外，實賴業主/設計/施工/監造單位等參與團隊的努力方能達成，本計畫所遭遇之工程困難及因應對策可整理如下。

- (1) 因頂埔站所在之地層以卵礫石層與砂岩層為主且緊鄰科技園區，為確保開挖期間的施工安全，採連續壁作為站體之擋土設施。依該區之地質條件，連續壁施工時將遭遇機具之損耗、坍孔、逸水等問題，因此設計階段即針對卵礫石特性進行評估，規劃以岩層引孔、連續壁縮小單元及無翼尾單元等作業進行槽溝之開挖；並以粘土作為防逸材，降低穩定液於地下水位以上產生逸流的機率。連續壁之工作得以順利完工。
- (2) 潛盾隧道經過之地層主要為卵礫石及砂岩層，初期採加大開口率配合無軸螺運機運出土渣方式掘進，惟掘進過程遭遇刃齒無法破碎排除之障礙（流木、大粒徑卵石），導致多數刃齒損毀並傷及輪幅結構。經工期考量及配套措施評估後，針對面盤改造並配置滾輪切刃齒；配合添加材控制及掘進管理，俾使潛盾機能在卵礫石層中順利鑽掘。
- (3) 潛盾隧道到達端將銜接營運中之永寧站，為不影響車站營運安全和避免既有設施之遷移，隧道到達端施工採棄殼方式處理，配合鑽石鍊鋸切割工法破除鏡面結構，並依據本區地質及週遭環境條件，使用大樁徑（3.5 m）超高壓噴射灌漿及箱涵內引孔灌漿方式進行地改，且確實執行試水補灌漿作業，降低破鏡施工風險，成功確保永寧站營運不受施工影響。
- (4) 鏡面到達破除施工屬高風險施工項目，作業前設置電子式桿式沉陷計（BS）、電子式傾斜計（ETI）、電子式水壓力計（ELP）、淺式沉陷點（SSI）、桿式伸縮儀（EXM）、土中傾度管（SIS）等安全監測儀器，以人工和自動化系統進行監測，及時反應施工現況以維施工安全。施工中量測結果顯示，隨著破

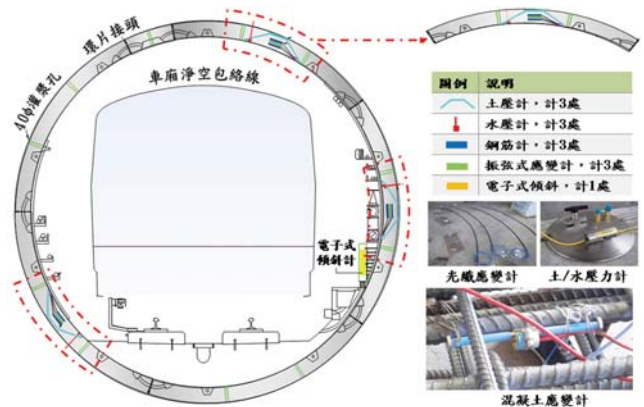


圖 21 環片監測儀器配置示意圖

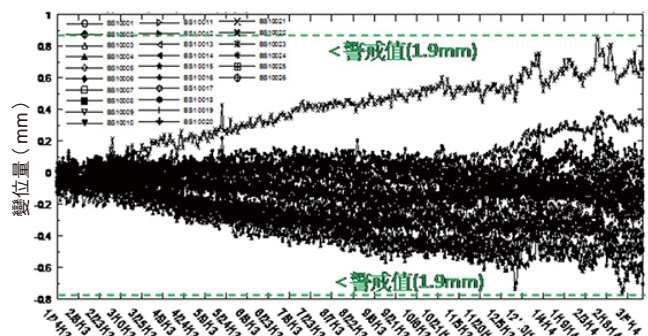


圖 19 電子式桿式沉陷計監測結果

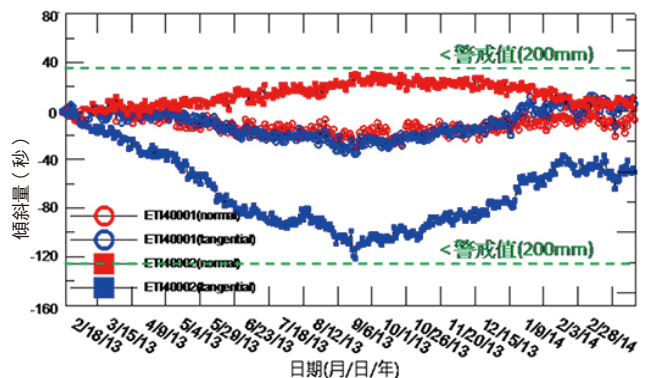


圖 20 電子式傾斜計監測結果

鏡作業進行，各監測儀器之數值均有增加趨勢，但其值皆未超過管控之警戒值範圍。

- (5) 考量新完工隧道後續維護檢測及監測管理之參考，和瞭解近接建物開挖解壓對隧道環片之影響，遂規劃於隧道襯砌環片內設置光纖應變計、應變計及土/水壓力計，配合收斂觀測點及電子式傾斜計等儀器，以隨時掌控鄰近施工對營運中捷運設施之影響。

參考文獻

1. 謝宇珩、周忠仁、張榮峰（2014），「卵礫石層潛盾施工之困難及解決方案」，技師期刊 66 期。
2. 周忠仁、賴永豐、張榮峰（2015），「新建潛盾隧道與營運中捷運車站銜接之工程探討」，第十六屆大地工程學術研究討論會。

新莊副都心 逆打工法 深開挖工程 實務剖析

蔡琪駿／磐固工程股份有限公司經理

林婷媚／三力技術工程顧問股份有限公司土木技師

吳立華／三力技術工程顧問股份有限公司協理

謝旭昇／三力技術工程顧問股份有限公司負責人

摘要

大面積之地下開挖施工採用逆打工法，因可同時往地面層及地下層同時施工，故可縮短工期，若壁樁、地中壁與扶壁搭配得宜，更可節省成本。本文主要以一逆打案例說明在考量許多影響因素之下，設計時應針對個案配置不同的壁樁、地中壁與扶壁。同時簡單說明壁樁與地中壁共構時應注意事項、逆打鋼柱置放精度如何管控、預壓式樁底灌漿施作及連續壁外側防水新工法。

前言

新莊副都心為新北市新莊區北部之都市重劃區域，重劃區面積約 100 公頃。新莊區北部原為滯洪用途，後來解除此區之洪水管制，並重劃為新興的都市核心。本深開挖工程案例係位於新北市新莊區副都心段西側，基地略呈矩形，面積約 4,072 m² [1]。基地內興建之地上層為 22 層及 18 層兩棟大樓，地下層則採共同開挖，共 6 層地下室，基地平面配置如圖 1 所示，最大開挖深度為 23.25 m，開挖面積約 2,588 m²，屬大面積深開挖工程。結構設計採逆打工法進行地下室開挖，本案結合連續壁、壁樁、地中壁與扶壁之設計組合配合地下室樓版結構，於無內支撐條件下，順利完成地下室深開挖。冀望透過本工程設計施工與安全監測成果之說明，可對目前逆打工法實務運用上能有進一步認識。

地層與地下水位概況

台北盆地西側屬平原沖積地層，基地地層出露部分屬於第四紀全新世沖積層，為現代河流的沖積層，大部分為黏土及細砂，此外，此類最新的堆積物如砂土、礫石等亦散見於各溪流河道及低地。沖積層下方推估為更新世之林口層，由礫石及砂所構成，如圖 2 所示。根據基地地層特性，地表下 73.7 公尺範圍內之地層，由上而下約可歸納成九個主要層次，分別為：(1) 回填層、(2) 黃棕粉土質黏土層、(3) 灰色粉土質黏土層、(4) 灰色粉土質砂土層、(5) 灰色粉土質黏土夾砂質粉土層、(6) 灰色粉土質砂土與粉土質黏土互層、(7) 灰色粉土質黏土層、(8) 灰色粉土質砂土層或粉土質黏土層及 (9) 卵礫石層，土壤性質及強度參數簡化如表 1 所示 [2]。

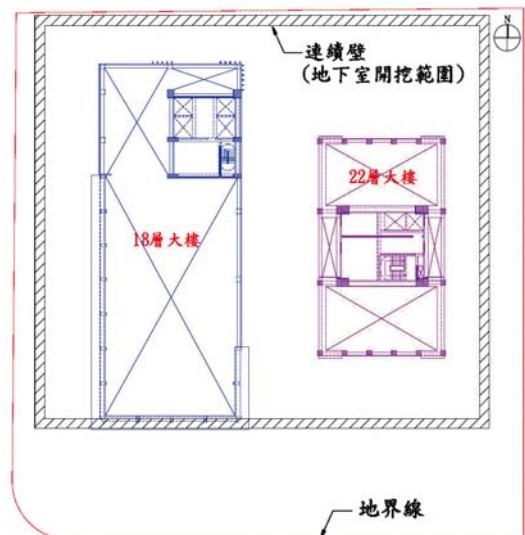


圖 1 18 層及 22 層大樓平面配置示意圖

表 1 土壤簡化參數表

層別	地層描述	層底分佈深 平均深度 (m)	N 值	γ_t (t/m^3)	s_u^* (t/m^2)	c'^* (t/m^2)	ϕ'^* (deg.)	E^* (t/m^2)
1	回填層	1.0 ~ 2.8 (2.3)	3~30 (14)	-	-	-	28	-
2	粉土質黏土	4.1 ~ 6.9 (5.1)	2~13 (6)	2.12	3.0	-	-	1500
3	粉土質黏土	9.1 ~ 11.1 (10.0)	3~10 (5)	1.84	2.0	-	-	1000
4	粉土質砂土	12.6 ~ 22.5 (16.1)	3~20 (10)	1.94	-	0	30	2500
5	粉土質黏土夾砂質粉土	29.0 ~ 42.8 (34.4)	4~26 (10)	1.89	4.5~9	0	30	2250~4500
6	粉土質砂土與粉土質黏土互層	46.0 ~ 59.4 (51.8)	10~36 (23)	1.92	10~14	0	32	5000~7000
7	粉土質黏土	(65.6)	15~33 (22)	1.90	15~17	-	-	7500~8500
8	粉土質砂土/粉土質黏土層	69.8 ~ 71.0 (70.3)	33~43 (39)	1.85	18	0	35	9000
9	卵礫石層	>70.3 (孔底深度)	>50	-	-	-	-	>10000



圖 2 區域地質圖 (摘自經濟部中央地質調查所)

基地內於鑽探期間之平均地下水位約位於地表下 5.0 m，研判有受附近施工抽水之影響，鑽探報告建議常態實際地下水位應約於地表下 2.0 m。

逆打工法深開挖設計考量

逆打工法之擋土型式與基礎型式會因建築規劃、工期、開挖深度、開挖面積、地層條件、周邊鄰房與容許變位量等因素而有不同。本案例依工程所需，於設計階段之考量包含：

- 採用地中壁與扶壁抑制開挖產生過大之壁體變位與地表沉陷。
- 逆打鋼柱承載樁與拉拔樁採壁樁，地中壁位置上壁樁採共構型式。
- 以樓版配合地中壁與扶壁作為開挖擋土支承，以完全無型鋼內支撐設計。

- 開挖過程中上舉安全性不足，需於 GL-34.4 m 黏土層下方進行解壓。
- 逆打鋼柱之壁樁須貫入卵礫石層 2 m，以預鑽孔配合挖掘抓掘樣本 (圖 3) 確認卵礫石層深度。

根據前述之考量所規劃之連續壁、壁樁、地中壁與扶壁平面配置，如圖 4 所示。基地內共配置 22 道扶壁及 2 道地中壁，其中地中壁於南北向及東西向各設置一道，呈十字型。中間十字地中壁將基地分割成邊長小於 30 m 之 4 塊小基地，依歐章焯等人^[3]研究可知開挖邊長小於 40 m

之開挖會有三向度效應，可抑制開挖產生之壁體變位。另外，地中壁與連續壁間以等值間距約 10 m 配置一道無筋扶壁，扶壁壁厚為 60 cm、長度 6 m，施作深度為 GL-9 m ~ -30 m。



圖 3 卵礫石層樣本

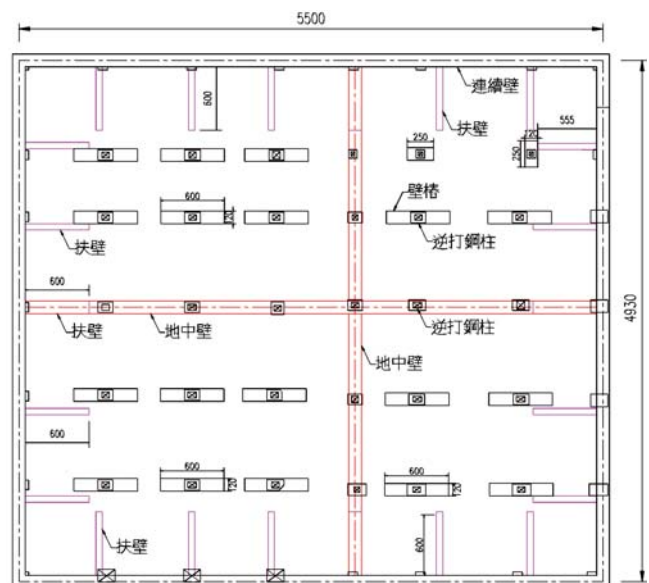


圖 4 連續壁、壁樁、地中壁與扶壁平面配置圖

此設計將原為大基地之深開挖，利用壁樁與地中壁結合，輔以無筋扶壁轉化成多個中小型深開挖，應可作為將價值工程充分運用於設計之代表。

上舉問題處理方式

地下室開挖至 GL-13.8 m 時，檢核 GL-34.4 m 黏土層下方上舉安全係數將低於規範安全係數 1.2，應於黏土層下方設置解壓機制，當開挖至最終開挖深度 GL-23.25 m 時黏土層下方水頭應解壓至 GL-16.84 m，方能符合規範要求。

上舉安全性檢核黏土層下方之土層主要以灰色粉土質砂土與粉土質黏土互層所組成，標準貫入試驗 N 值介於 10 至 36 之間，平均為 23，屬中等緊密至緊密程度或堅實至極堅實稠度，由鑽探成果可推估該層次雖屬透水地層但其整體透水係數應小於 10^{-3} m/sec。考量解壓井設於開挖區內易遭破壞，係於開挖區外設置 4 口深度 55 m 之解壓井，解壓井完成後試抽水成果約為 100 L/min，屬透水性不佳之地層，且抽水期間對開挖區內 GL-34.4 m 黏土層下方之水頭無什影響，研判粉土質砂土與粉土質黏土互層應被連續壁包裹成一複合阻水地層，上舉安全性檢核應可考慮此複合阻水地層，將不透水層往下延伸，提高上舉安全性。於開挖區外設置 4 口解壓井配合解壓抽水成果研判，應可先進行開挖，如開挖過程有湧水情事發生，再於開挖區外增設解壓井即可，實際整個地下室開挖過程中並無任何上舉安全性不足產生湧水跡象。

上舉安全性處理應可透過地層調查、抽水試驗、安全監控和專業分析判斷，作安全適當之處理，但於透水性佳之地層時其處理方式可能需採大規模抽水或封底灌漿等積極作為，應審慎規劃。

壁樁與地中壁共構

逆打鋼柱壁樁與地中壁共構設計，考慮地中壁效應，壁樁深度（45 m）較獨立壁樁深度（約 72 m，入承載卵礫石層 2 m）減少約 27 m，共構設計可縮短壁樁深度與地中壁數量，但施工實務上需詳加考量其產生安全性、穩定性與施工品質等下列問題：

- 地中壁與壁樁介面需能連結。
- 地中壁需配合樁位調整成折線。
- 十字交界處有逆打鋼柱壁樁需一體成型（圖 5）。
- 逆打鋼柱壁樁槽溝挖掘、鋼筋籠施作與置放和混凝土澆灌等作業需嚴格管控。

逆打鋼柱置放精度管控

逆打鋼柱置放一般可分為先插法與後插法兩種方式，目前以先插法為主流，各廠商所採取之置放精度管控方法各有不同。本案逆打鋼柱長度約 25 m，重量約 25t，採用先插法置放，精度管控方法主要係以全自動計讀系統（圖 6）於混凝土澆置過程中全程監控，共 27 支逆打鋼柱精度均達設計需求 1/500，地下六樓逆打鋼柱置放案例，無須於開挖後進行柱位調整（圖 7），此施作方法應可供參考。



圖 5 十字型鋼筋籠



圖 6 逆打鋼柱偏移量採自動計讀



圖 7 逆打鋼柱置於柱中無偏心情況

預壓式樁底灌漿

預壓式樁底灌漿工法^[4]，係於鋼筋籠製作時利用壁體完整性檢測預留之PVC（管徑2"）作為灌漿管，管底裝設單向逆止閥與高壓管，於鋼筋籠置放時一起裝設（圖8）。俟樁體混凝土強度達140 kg/cm²後，以單環塞（圖9）進行硬化劑注入樁底下100 cm之地層，利用大於20 kg/cm²之灌漿壓力，對壁樁底部施予預壓力，利用硬化劑擠壓滲透方式固結樁底可能存在之淤泥，使改良範圍強度達設計要求，確保基樁承载力。灌漿泵浦設備須加裝流量計與壓力錶，加壓注入硬化劑時，須隨時查驗其注入壓力之變化，若遇故障時須儘速換裝，以確保有效壓力之注入。

預壓式樁底灌漿工法因利用壁體完整性檢測預留之PVC作為灌漿管，可省去預留鋼管之工料，並可縮短樁底灌漿之作業工期。此工法已經樁載重試驗^[5]進行驗證，由驗證結果（圖10）可知經預壓式樁底灌漿後，基樁之承载力有明顯之提升，並可達設計需求。



圖8 連接PVC管之單向逆止閥與高壓管



圖9 單環塞封隔器（膨脹後）

連續壁外側防水新工法

連續壁由臨時擋土結構視為永久結構牆已為現階段主流規劃，在連續壁內可設置複壁或導水板與截水溝等引水系統，處理連續壁滲漏水問題，由於水中混凝土本身水密性均無法充分阻水，無論施工品質優劣，連續壁開挖後均會有滲漏水問題存在。傳統連續壁內處理滲漏水方法，完工後仍經常須長期進行維修。

本案採用連續壁外側防水新工法^[6]，於連續壁母單元端板外側預埋導軌（圖11），再於公單元鋼筋籠開挖面上方設置防水帆布與導桿（圖12），置入母單元端板外側預埋導軌內。此新工法特色是克服傳統工法於公母單元接頭處無法設置防水帆布或無法清洗外側接頭之問題，構成整體外側防水機制。

逆打深開挖紀實

基地內先行施作壁樁、地中壁與扶壁，連續壁後施作。由於基地內配置許多壁樁、地中壁與扶壁，為了

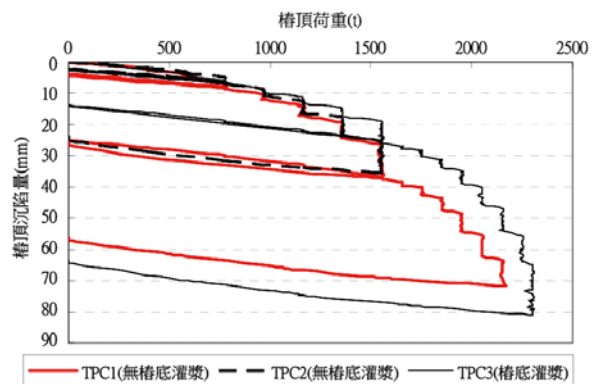


圖10 樁頂荷重與樁頂沉陷量關係



圖11 母單元外側預埋導軌



圖 12 公單元開挖面上設置帆布與導桿

連續壁施作期間重機具行走之安全，開挖面以上採劣質混凝土填充，開挖期間卻造成開挖動線之阻礙，全程需配合劣質混凝土敲除，才能順利進行土方運棄作業。然也因基地內配置多道扶壁與地中壁形成足夠之三向度效應，使得最終開挖面距地下五層樓樓版之 7.8 m 間距在無配置支撐情況下得以順利完成（圖 13）。

另開挖過程中發現部分入卵礫石層之壁樁與土壤間有泌水情況產生，水量隨開挖深度增加逐漸變多，現場處理方式是以集水溝將水集中後抽離，以不影響開挖作業及後續 P.C. 面澆置為原則。

開挖期間安全監測成果摘要

為了解開挖期間對基地及周圍環境造成之影響，於是在基地內外配置監測儀器，其項目包含土中傾度管、壁內傾度管、連續壁鋼筋計、地面沉陷點、建物



圖 13 最後一階無支撐開挖

傾斜計、電子式水位計及電子式水壓計等，佈設位置如圖 14 所示。

最終開挖階段壁中傾度管所測得之最大變位值為 -6.96 mm (SID1)、14.02 mm (SID2)、9.27 mm (SID3) 及 31.35 mm (SID4)，量得之變位量皆在安全管控範圍內，且值偏小，推測可能與傾度管埋設於鄰近地中壁有關，若傾度管能埋設於地中壁與連續壁間，依謝百鈞等人^[7]之研究（圖 15）或許可測得較大之變位量。

彙整壁中傾度管 SID4 及土中傾度管 SIS4 之觀測資料並繪製如圖 16 及圖 17，發現各階開挖變形曲線呈不一致之變化，推測可能為儀器量測誤差所造成。

結語

逆打工法已廣泛應用於都會區內大面積之深開挖，甚至於都更案也已有採用逆打之案件。逆打工法最常遇及之問題點在於最後一階開挖是否要架設支撐，此與扶壁、地中壁配置有關，工程若能於設計階

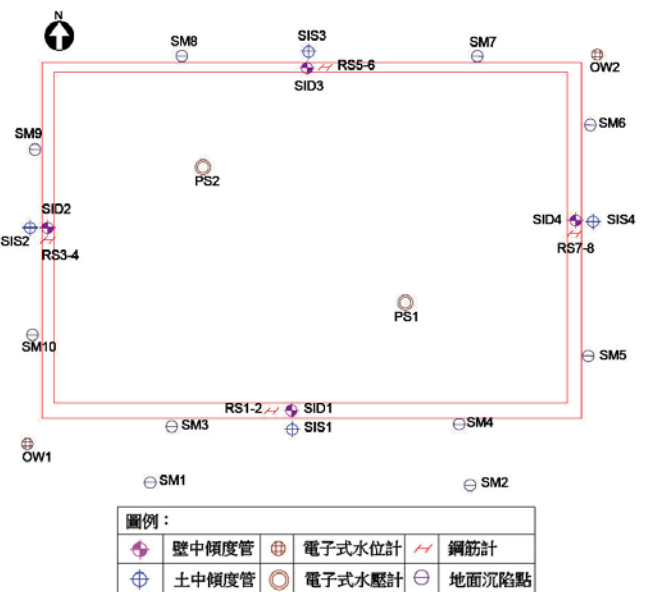


圖 14 監測儀器平面配置圖

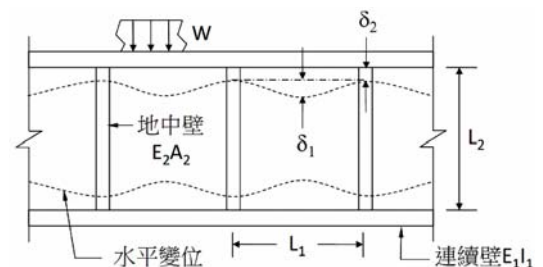


圖 15 連續壁與地中壁支承示意

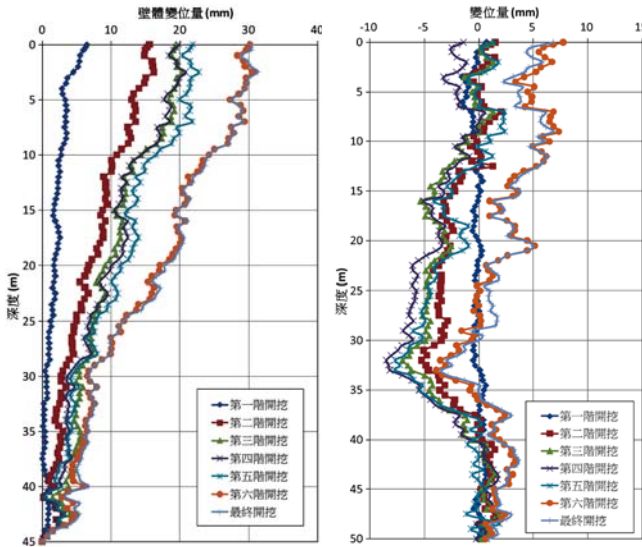


圖 16 SID4 各階開挖變位量隨深度變化圖

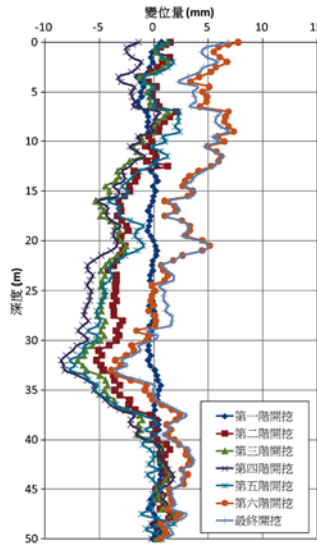



圖 17 SIS4 各階開挖變位量隨深度變化圖

段就將擋土措施結合結構需求作整體規劃，則能更有效節省時間及成本。除此之外在台北盆地進行深開挖可能會遇上舉問題，解壓措施在逆打功法如何設置及保護皆需於設計階段納入考量。

誌謝

感謝太子建設陳博仁先生提供相關資訊，使得本篇文章得以完成。

參考文獻

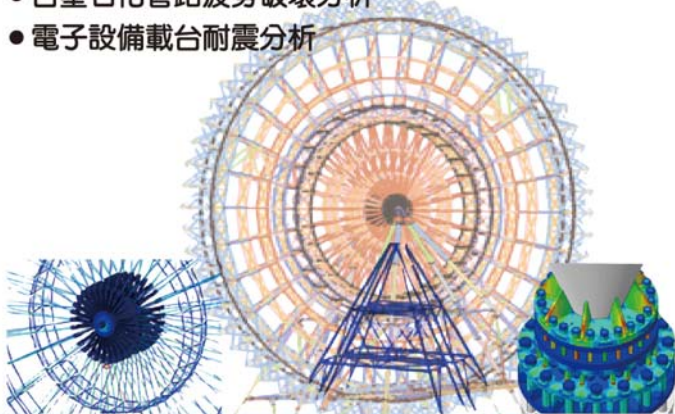
1. 太子建設，新莊副都心段商辦集合住宅新建工程建築結構圖說。
2. 三力技術工程顧問股份有限公司，太子建設新北市新莊區副都心段一小段 431、431-1 地號地基調查及基礎分析報告，民國 101 年 8 月。
3. C. Y. Ou, D. C. Chiou and T. S. Wu (1996) "Three-Dimensional Finite Element Analysis of Deep Excavations," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 122, No. 5, pp. 337-345.
4. 謝旭昇、王崑瑞、張龍騰、蘇晴茂，基樁樁底灌漿預壓裝置專利，證書號數：M322953。
5. 謝旭昇、林婷媚、王崑瑞、盧怡志（2011），「簡易型樁底灌漿之理論背景及施工案例」，海峽兩岸地工技術 / 岩土工程交流研討會，廣州。
6. 劉泉枝，地下連續壁之外側防水結構裝置及其公單元壁外不透水材安裝結構裝置專利，證書號數：M462761。
7. Pio-Go Hsieh, Chang-Yu Ou and Chiang Shih (2012). "A Simplified Plane Strain Analysis of Lateral Wall Deflection for Excavations with Cross Walls," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 49, pp. 1134-1146. 

瑞其科技
最專業 CAE 技術團隊 國家級 CAE 認證實驗室



成功案例 (土木工程相關)

- 麗寶樂園 Sky Dream 摩天輪 (全球第4大) 結構分析
- 公共藝術-生命之花結構分析與補強
- 裝置藝術-金屬花之流場與結構分析 (流固耦合)
- 台塑石化管路疲勞破壞分析
- 電子設備載台耐震分析



連絡電話: 04-3609-1001 傳真: 04-2452-3129
地址: 台中市西屯區西屯路二段256巷6號10樓之6

YB 創新、永續、國際化



菲律賓電廠HDPE進水管工程

水刀施工法

油壓式擴座工法



逆打鋼柱及基樁工法

海上鋼管樁打設工法

祐彬企業集團

網站: www.yuo-bin.com.tw

北區營運中心:
電話: (03)390-7858
傳真: (03)389-4352
E-mail: yb.n5930@msa.hinet.net

中區營運中心:
電話: (04)2693-3881
傳真: (04)2693-3874
E-mail: ybweb@ms63.hinet.net

隧道鑽掘機與潛盾之技術演進

李魁士／台灣世曦工程顧問股份有限公司大地工程部經理

三井隆／日本鹿島建設株式會社海外土木支店工學博士

Ruben Duhme／德國海瑞克公司亞洲總部研發部主管

摘要

19世紀初潛盾開發之概念係利用盾構隔絕並支承開挖地盤。而硬岩 TBM 則是在開挖面穩定良好之岩盤，於無盾構下滾動切刃盤以壓碎、裂解岩盤，達到掘削之目的，兩者各有適用場域。然自 1969 年開發密閉式 TBM，及 1983 年開始在潛盾機頭配置滾輪式切刃，並經潛盾與硬岩 TBM 兩者技術融合、精進後，TBM 已可鑽掘軟弱土層至岩層之所有地盤。此時，潛盾已被定位為 TBM 之一種。1990 年後，近代 TBM 技術則朝大斷面、大深度、長距離、快速施工、非圓形等多樣化精進。

Abstract

The concept of the “shield tunneling technique”, which was invented in the early 19th century, adopts a shield in order to support the excavated ground, while the “hard rock Tunnel Boring Machine (TBM) technique” normally excavates under stable ground and uses a disk cutter to split the rock in order to dig faster. These two different types of techniques are suited for different types of situations. However, since the “closed type shield machine” was developed in 1969, an additional roller cutter has now been adopted for the closed type shield machine beginning in 1983. As both the shield and hard rock TBM techniques have gradually been making advancements over the years, the TBM can now excavate from soft ground to hard rock. In fact, in this day and age one could say that the shield machine can be considered as a type of TBM, and recently, since the year 1990, a variety of TBM techniques have been developed and implemented for larger cross sections and for deeper, longer distance, quicker progress rate, and non-circle shape tunneling.

前言

人類自古就鑿洞而居，掘洞方法也由利用石器漸次進步到用青銅與鐵器等，直至 18 世紀止，仍靠人力以鑿子或鐵錐等工具挖掘具自立性之土層，並漸擴延到岩層地盤。

隧道鑽掘 (tunnel excavation) 一般指以 (1) 人力開挖；(2) 爆破挖掘；以及 (3) 機械鑽掘等方式進行隧道鑽掘。在機械技術發達之現代，採用隧道鑽掘機 (Tunnel Boring Machine) 施工案例日增。這種全斷面隧道鑽掘工法 (Full-Face Tunnel Boring Machine Method)，就廣義而言，無論鑽掘對象為土層或岩盤，隧道鑽掘機的總稱即為 TBM。

茲探究自 19 世紀初期發展的潛盾與 TBM 的源起歷史，及 20 世紀後期至 21 世紀初期之快速發展的技術演進，俾能全面性理解潛盾與 TBM 之技術內涵 (見表 1)。

18 世紀末至 19 世紀初，於英國之工業革命後，水力廣被利用做為動力，相關物流效率越來越高，加上蒸汽火車之發明使得鐵路交通的必要性提高，都市與都市間的聯結開始藉由鐵路來替代馬車 (註：列車尺寸規格參引馬車，俾利銜接)。

因鐵路縱坡小及曲率線形大之需求，常須利用隧道以克服地形限制，都市隧道與山岳隧道的鑽掘技術在土木技術史上幾乎在同時期受到迫切需求，而在同一個時代 (1866 年) 也發明爆破岩盤所需要的炸藥，顯示人類技術史上不可思議的因果關係。

潛盾發展歷史

潛盾的源起

工業革命的發源地英國倫敦因物流量躍升，在泰晤士河 River Thames 上已興建了 30 幾座橋梁，但橋梁卻防礙船隻往來，衍生河底隧道的需求。1798 年 Ralph Dodd、1802 年 Robert Vazie、及 1804 年開發蒸汽火車之 Richard Trevithick 等，皆嘗試興建河底隧道，惟均以失敗告終。

表 1 TBM 技術演進軌跡

	1798	1843	1939	1969	1990~	
	Shield	試驗階段時代	改良與磨研時代	實用化與孔樁時代	密閉式TBM實用化時代	多樣化時代
軟土潛盾	<ul style="list-style-type: none"> 1776 Watt改良蒸汽機 1798年Ralph Dodd嘗試建Thames河底隧道 1804 Richard Trevithick開發蒸汽火車 1805~1809以岩盤挖礦方式開挖Thames河底隧道導坑至305m因湧水失敗 1818 Brunel發明潛盾工法 1825~1843 Brunel首座Thames河底隧道 	<ul style="list-style-type: none"> 1865 Barlow發明鑄鐵環片 1869 美國Beach首探潛盾油壓式千斤頂 1869 Greathead探圓形潛盾興建第2座Thames河底隧道 1887 Greathead南倫敦鐵道採手挖壓氣式潛盾法 1896 發明泥水盾構專利 1890 倫敦~布達佩斯地鐵首採電氣化列車 1914 美國首採RC環片 	<ul style="list-style-type: none"> 1931 莫斯科地鐵探潛盾 1939 日本鐵路關門隧道首座海底隧道 1948 莫斯科開發基輔型機械式潛盾機 	<ul style="list-style-type: none"> 1969 日本首部泥水式TBM 1974 日本首部土壓式TBM 1983 日本首部密閉式土、岩複合式TBM 1985 德國首部Mixshield 1988~1991 英法海峽Channel tunnel探雙盾開放式、Mixshield、土壓式/單盾之雙模式、土壓式等計11部TBM 	<ul style="list-style-type: none"> 1990s 大深度、大斷面、形狀不侷限為圓形、分歧、快速施工 1994 東京灣橫貫道路8部 § 14.14m 1996 大阪3連TBM站通車 1997 德國 § 14.2m第4 Elb河隧道 1998 東京地鐵 § 14.18m親子TBM 2000 東京4心圓雙層車站通車 2006 西班牙馬德里 § 15.2m公路EPB TBM 2004~ 中國陸續進行17件 § 14.27m~15.76m隧道 2011 加拿大Niagara分洪隧道 § 14.4m開放式(最大)TBM 2014 美國Lake Mead Tunnel § 7m Mixshield承受17bar(最大)操作壓力 2015 土耳其Bosphorus海面下106.4m § 13.2m Mixshield 2013~ 西雅圖SR99公路 § 17.45mEPB(最大)TBM施工中 2013~ 香港屯門赤鱗角最大TBM § 17.56m Mixshield施工中 2014~ 東京外環道路4部 § 16.1m EPB TBM施工中 	
硬岩TBM	<ul style="list-style-type: none"> 1875 美國運用黃色炸藥完成Hoosac隧道 1866 Nobel發明黃色炸藥 1857~1870 人力及黑色火藥挖通Frejus隧道 1853 美國麻州以stone-cutting machine挖Hoosac隧道9.9ft，故障後廢棄 1845 Maus為Frejus隧道設計Mountain Slicer 	<ul style="list-style-type: none"> 1960s 德國Wirth TBM實用化 1957 Robbins 改良Modle 131-106, 採disk cutter 1952 Robbins製造Modle 910-106 TBM 	<ul style="list-style-type: none"> 1972 雙盾式TBM以兼顧工進 1970s TBM採單盾式以強化保護 			
	硬岩TBM	試驗階段時代	改良與磨研時代	實用化與孔樁時代	密閉式TBM實用化時代	多樣化時代

Marc Isambard Brunel 緣此環境，構思建造隧道用的潛盾工法，並於 1818 年取得「Forming Tunnels or Drifts Under Ground」的專利權（圖 1）。1825 年 6 月開始進行豎井的施工，1843 年 3 月 25 日隧道開始供人通行（圖 2），1863 年起改供鐵路使用。該工程的豎井為直徑 15 m 圓形磚砌構造，而這也是首座利用自重沉設之開放式沉箱工法，計耗時 5 個月成功地沉設 13 m 深。

雖然 Brunel 以圓形潛盾取得專利權，但泰晤士河的河底隧道最初用途係規劃為複線的馬車與人行隧道，因此以寬 10.5 m × 高 6.5 m 的矩形斷面潛盾施工（圖 3）。由寬 0.9 m × 高 6.5 m × 長 1.8 m 的鑄鐵製潛盾單元橫向連結成 12 排，每 1 排有 3 層，總共有 36 個單元的鑽掘作業區。鑽掘時由奇數排先鑽，偶數排後挖，將開挖面的擋板一片片拆下，同時以人力挖掘，並使用手搖螺旋千斤頂推進，以磚頭堆砌做為隧

道襯砌，扣除因發生事故造成工程中斷期間，平均鑽掘速度約為每日 15 cm 左右。

這項工程可稱潛盾工法的開端，其間曾面臨粉塵、缺氧、湧水等課題，甚至在 1828 年發生第二次坍塌事故時，Brunel 的兒子 Isambard Kingdom Brunel 還身負重傷，工程中斷達 7 年之久。整個施工期間據非正式的記錄顯示共有 200 人以上不幸身亡。

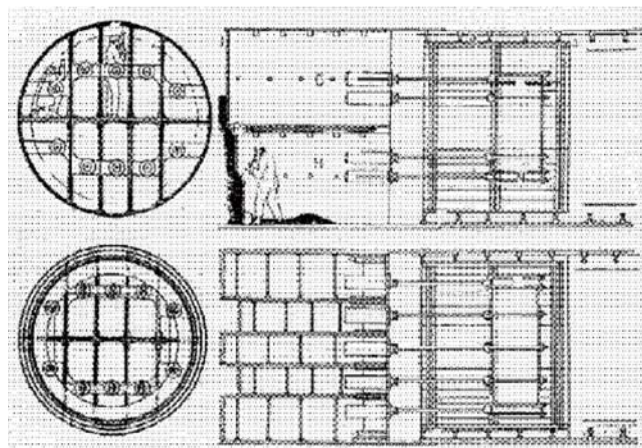


圖 1 Brunel 的圓形潛盾專利申請圖

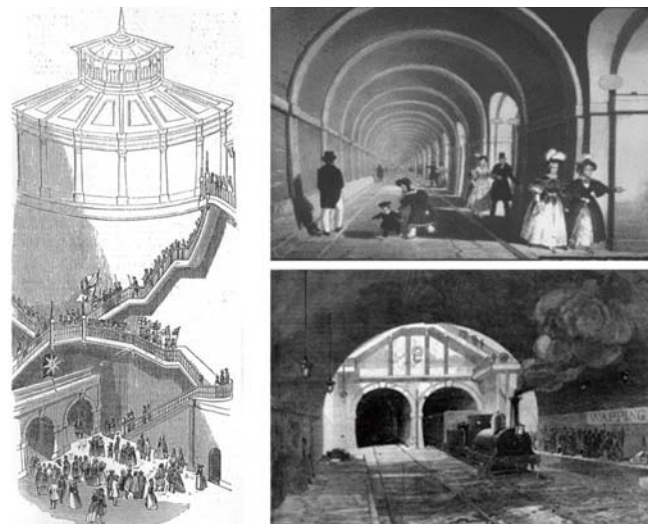


圖 2 Brunel 隧道、出入豎井、1963 轉駛鐵路



圖 3 Brunel 矩形潛盾與鑽掘施工

現代潛盾工法的發展演進

1865 年 P.W. Barlow 發明鑄鐵製環片，1869 年 J.H. Greathead 建設第 2 條穿越泰晤士河隧道，開發真正的圓形潛盾（圖 4），並首次使用壓氣穩定開挖面。



圖 4 Greathead 圓形潛盾機

其後 J.H. Greathead 於 1887 年南倫敦鐵路隧道工程採用壓氣式潛盾工法，為現在的壓氣手挖式潛盾工法奠定基礎。而 1890 年倫敦到布達佩斯地鐵首採電氣化列車開通，減少蒸氣濃煙排氣課題，使隧道得以趨深。

1805 ~ 1809 年，包括 Richard Trevithick 等人以岩盤挖礦方式開挖泰晤士河底隧道導坑（寬 61 ~ 91 cm 高 1.5 m）至 305 m（總長 366 m），經 2 次湧水而失敗。1825 年由 Brunel 以潛盾傳承，至 J.H. Greathead 再精進並確立壓氣手挖式潛盾工法為止，歷經 80 年，但仍未超出以盾殼隔絕開挖地盤，即所謂盾構（shield）的概念範疇。

法國、德國、美國，隨後亦採用手挖式潛盾工法施工，1869 年美國 Beach 開始使用油壓式潛盾千斤頂。此外，1914 年美國克里夫蘭的自來水隧道使用鋼筋混凝土環片，為現在 RC 環片的原型。

在日本，1917 年國鐵羽越折渡隧道與 1926 年的丹那導水隧道皆採用潛盾工法，然均以失敗告終。1939 年採用直徑 7 m 的壓氣手挖式潛盾工法完成世界第一條海底鐵路隧道國鐵關門隧道（長 725.8 m，圖 5）。

蘇聯在 1931 年莫斯科地下鐵工程使用英國製與蘇聯製潛盾機，1948 年開發基輔型機械式潛盾機，使用於地下鐵工程。

台灣 1975 年首部引入台北衛生下水道則是輔以壓氣之手挖式潛盾機（圖 6）。

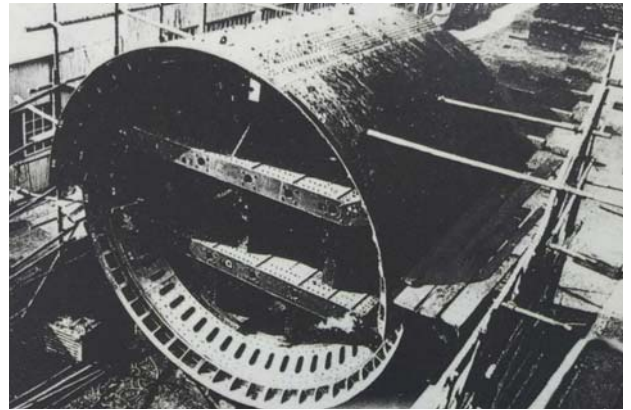


圖 5 世界首條海底隧道（關門）潛盾機



圖 6 台灣首部潛盾機（手挖式）

密閉式潛盾工法的發展（由 Shield → TBM）

要進化到像現今在維持開挖面的穩定下鑽掘，接著組裝環片之所謂密閉型潛盾機（Shield → Soft ground TBM），其第一個英國與德國之泥水盾構機專利要追溯到 1896 年，而 1961 年法國則構思壓力水密閉式潛盾（原理與泥水加壓式潛盾工法相同）。在 1969 年日本東京的鐵路隧道京葉線（長 865 m，直徑 7.29 m，圖 7），為世界首次施工的泥水式潛盾工法。



圖 7 世界首例泥水式潛盾機（羽田隧道）

接著在 1974 年日本開發出土壓式 (EPB) 潛盾工法沿用至今。1960 年代以後，潛盾可說已進化為具有 TBM 功能的隧道鑽掘機械 (Soft ground TBM = TBM with shield)。

多樣化近代潛盾技術

由都市軟弱地層發展起的潛盾工法也因應高度複雜化之社會環境需求，1990 年代以後，大深度、大斷面、形狀不侷限為圓形 (3 心圓、矩形、橢圓形)、分歧等日益多樣化，地質也由複合地層到岩盤 (圖 8)，1983 年日本開發於泥水式機頭配置掘削硬岩之滾輪式切刀之首部土、岩複合式 TBM。此外，大深度、大斷面、長距離、快速施工已成為現代潛盾工法常見的關

鍵字。於歷經近 20 年的技術開發與越來越普遍之施工實績，也使得潛盾與 TBM 之分界線已不明顯。

由世界潛盾史來看，1989 年日本神田川調整池潛盾隧道 (外徑 13.94 m，圖 9) 開始大斷面潛盾工程，以及 1991 年開始的東京灣橫貫道路潛盾工程 (8 部外徑 14.14 m，圖 10)，確立了大斷面潛盾的設計與施工技术。接著 1998 年東京地鐵的白金高輪車站到麻布十番車站之間的隧道，以一部外徑 14.18 m 之「懷抱式親子泥水潛盾機」鑽掘含避車線之 3 線斷面後 (區間長 363.8 m)，再推出子機潛盾機 (外徑 9.70 m) 做為複線潛盾機鑽掘至白金高輪車站。

德國也在 1997 年進行直徑 14.2 m 的第 4 艾爾貝河 (Elb，圖 12) 隧道施工，與日本同期進入大斷面潛盾時代。

TBM 種類	穩定機制	土		砂	岩		盤		
		軟弱土	硬質土	複合土質	卵礫石土	複合岩盤 (土砂 破碎帶)	硬岩		
TBM 軟土潛盾 複合條件 硬岩 TBM	開放式	手挖式			輔助工法				
		盲式							
	密閉式	機械式			輔助工法				
		土壓式							
		泥水式							
		開放式	單盾						
			雙盾						
			撐靴式 Gripper						

圖 8 硬岩 TBM 與軟土潛盾技術發展與融合



圖 9 神田川 $\phi 13.94$ m

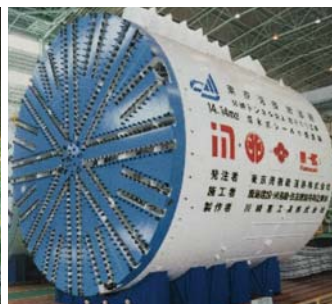


圖 10 東京灣 $\phi 14.14$ m



圖 11 東京地鐵親子潛盾 $\phi 14.18$ m



圖 12 第 4 艾爾貝河 (Elb) 隧道 $\phi 14.2$ m

就潛盾機的種類來看，幾乎皆以泥土壓式潛盾工法與泥水式潛盾工法施作，不過德國則另於 1985 年開發出在泥水壓之土艙內以壓氣進行壓力調整之方式，稱為混合式潛盾 (Mixshield)。

大斷面潛盾係由泥水加壓式潛盾工法開始發展，代表性的施工案例有日本東京灣橫貫道路、外郭放水路工程、德國第 4 艾爾貝河隧道、日本首都高速道路中央環狀線 (新宿線山手線)。其後的大斷面潛盾隧道則隨著切刃、驅動部、排土裝置、耐久性提昇等技術的進步亦採用泥土壓式潛盾工法施工以期減少施工場地需求，例如 2014 年通車之東京港隧道則是在海底下以泥土壓式潛盾工法施作而成。而 2015 年通車之日本首都高速路中央環狀線 (品川線，圖 13) 為 9 km 的長距離快速施工。

大斷面化的潮流就這樣在中國、紐西蘭、俄羅斯、義大利等世界各地施工，用途也包括鐵路、公路以及鐵路共構的雙層隧道，範圍日趨廣泛 (圖 14)，就泥水式潛盾 (TBM) 而言，2004 年起在中國陸續進行 17 件直徑 14.27 m ~ 15.76 m 之大斷面隧道，在 2016 年 3 月的現在，香港屯門赤鱗角則有目前世界最大直徑的 17.56 m 潛盾機正進行鑽掘。此外在土耳其的博斯普魯斯海峽 (Bosphorus，圖 15)，以外徑 13.2 m 的 Mixshield 於海面下 106.4 m 施作鐵路隧道，已於 2015 年 8 月貫通。

在泥土壓系 TBM 方面，2006 年西班牙馬德里有直徑 15.2 m 的公路隧道 (圖 16)，日本 2014 年起以 4 部外徑 16.1 m 的土壓式 TBM 建造總長 16 km 的東京外郭環狀道路隧道。現在施工中之美國西雅圖的 SR99 公路隧道則是目前世界最大直徑 17.45 m 的土壓式 TBM (圖 17)。

總計到 2016 年為止，世界上比 1994 年的東京灣橫貫道路隧道 14.14 m 還大的 TBM 製造數量已達 50 台之多 (圖 14)。

當城市的地下空間與地底下既有結構物衝突或道路可利用寬度受限時，不依靠明挖而建造鐵路或地下車站的必要性升高，因此開發出多重切削面 (2 連、3 連 Multi-Face、4 心圓) 的 TBM 並達到實用化 (圖 18 和圖 19)。台灣桃園機場捷運於 2011 年亦完成雙圓形潛盾 (圖 20)。為更進一步減少使用的路幅，另開發出矩形與橢圓形 TBM (圖 21)，且實際應用於道路及地下鐵工程之施作。



圖 13 首都高速道路中央環狀線 (品川線) φ12.55 m

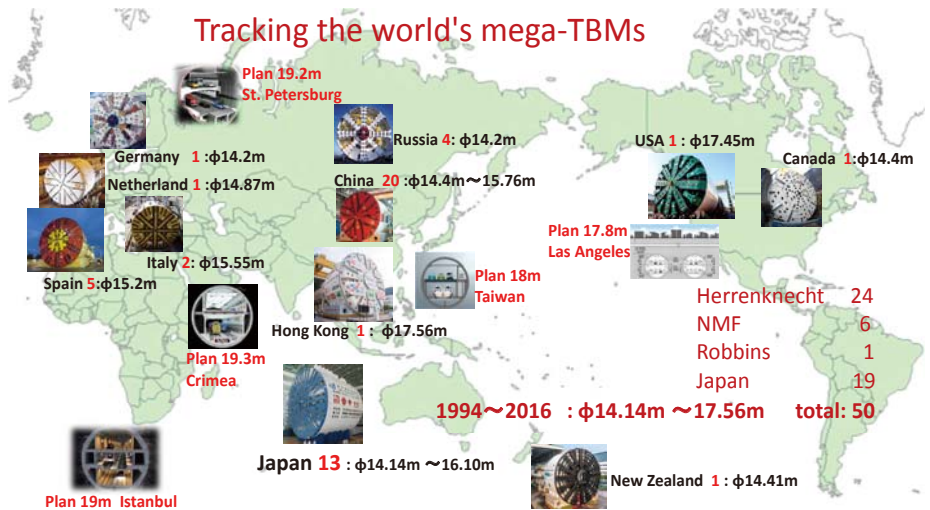


圖 14 大斷面 TBM 在世界上之分佈



圖 15 土耳其博斯普魯斯 φ13.2 m Mixshield



圖 16 西班牙馬德里 EBP φ15.2 m



圖 17 美國西雅圖 $\phi 17.45$ m EPB TBM



圖 18 世界首部 3 連 MF TBM 及 Osaka Business Park 車站 1996 通車



圖 19 4 心圓 TBM 施築車站



圖 20 台灣桃園機場捷運 DOT 型 TBM



圖 21 日本京都六地藏地下鐵隧道

TBM 的發展歷史

硬岩 TBM 的源起

有關鑽掘機械最初的原型，據說是 1845 年比利時的工程師 Henri-Joseph Maus 奉薩丁尼亞（Sardinia）國王之命建設一條貫穿阿爾卑斯山聯結法國與義大利的 Frejus 鐵路隧道時，所設計出的鑿山機（Mountain Slicer, 圖 22）。Maus 於 1846 年在義大利 Torino 附近的工廠製造這台機器。

這台機器的樣式猶如在前面設置 100 台鑿岩機先行鑽孔後，藉著劈裂岩石達到鑽掘岩盤的目的。不過這台機械終究僅具有紀念碑的效果，而未實際使用到。

而這條 Frejus 鐵路隧道到 10 年後的 1857 年才開始施作，最初是以人力和黑色火藥挖掘，在 1857 年到 1860 年間的平均進度約為 14 m/月。其後增加運用壓縮空氣的鑿岩機（圖 23），使得效率為之提升。全長 12.22km 的隧道輔以導坑施工（圖 24），共耗 13 年才於 1870 年 12 月貫通。

約在同時，1851 年美國也在麻薩諸塞州（Massachusetts）著手建造長 7.64 km 的鐵路隧道（The Hoosac tunnel）。1853 年，使用 Charles Wilson 發明的削石機（Stone-Cutting Machine, 圖 25）開始進行鑽掘，但是僅僅鑽掘了 9.9 英尺（約 3 m）就因故障而失敗告終。

其後，這條以 TBM 鑽掘的隧道與機器都遭到放棄（圖 26 和圖 27），而另外在旁邊設置新的洞口，最初係以人力進行挖掘，之後因空壓鑿岩機的開發，再輔以黑色火藥進行鑽炸，俟 1866 年阿爾弗瑞德諾貝爾（Alfred Nobel）發明黃色炸藥之後，美國首先採用商業用炸藥挖掘隧道，耗時 20 餘年，終於在 1875 年完成隧道。

在這個年代有許多工程師設計了各種 TBM 或加以改良，遺憾的是一直沒有開發出可以實際鑽掘隧道的機器。無論如何，這個時代所設計的 TBM 皆以切削開挖面穩定且良好的岩盤為目的，而為開放式的 TBM。

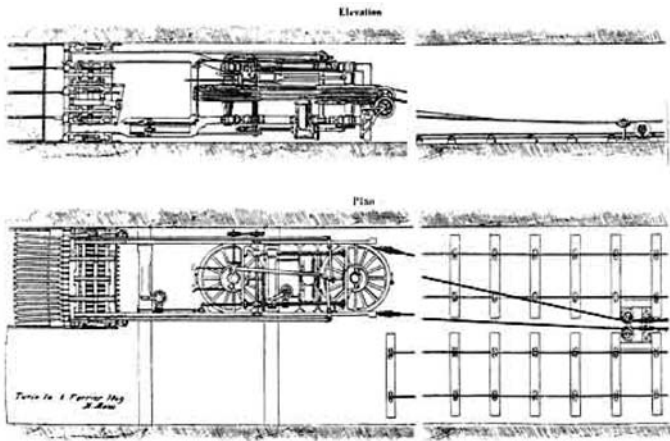


圖 22 Maus 所設計之 Mountain Slicer

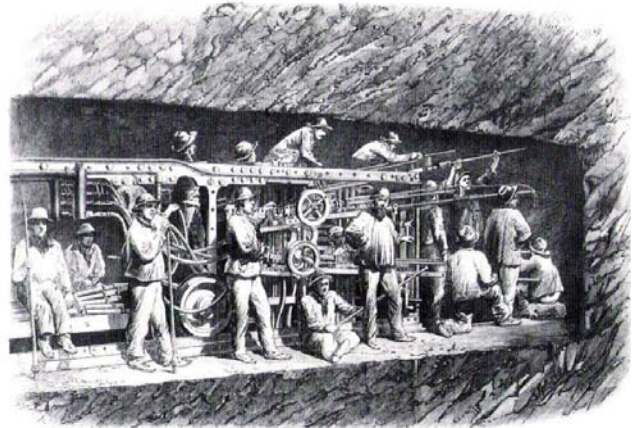


圖 23 使用空壓鑿岩機

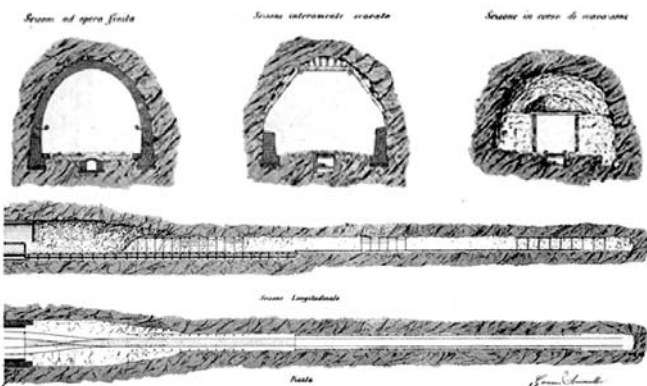


Fig. 6 - Sistema di lavoro seguito per gli scavi ed i rivestimenti della galleria del Frejus.

圖 24 以導坑先進工法施工

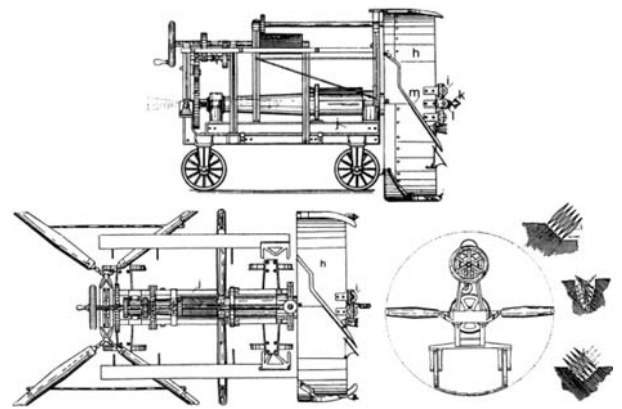


圖 25 Wilson's Stone-Cutting Machine 專利



圖 26 手繪 Stone-Cutting Machine 施工情境



圖 27 遭到放棄的 Hoosac 隧道洞口

硬岩 TBM 的實用化

在嚐試開始製作 TBM 大約 100 年後的 1950 年代，美國的 Robbins 公司終於在 1952 年成功製造出接近現代 TBM 的 Model 910-106 (圖 28)。

1957 年由 Model 910-106 改良而成的 Model 131-106 完成製造及實用化 (圖 29)。該 TBM 採用碟式切刃 (disk cutter)，構造上與現代的 TBM 幾乎相同。1960 年代在歐洲也首次出現實用化的 TBM (圖 30)。

這些因應山岳隧道的硬岩鑽掘而開發出來的 TBM 在地質良好的歐洲和美國非常發達，最大的特徵在於可快速鑽掘，在 1980 年以後只要是硬岩隧道的施工，TBM 工法總是首要之選。

硬岩用開放式 TBM 的掘削構造上，切削盤上配置有滾輪式切刃 (roller cutter)，藉由切削盤旋轉時頂住壓碎岩盤，利用側邊裂解 (side break) 進行鑽掘為其特徵，使得掘削硬岩的效率提高，即使面對無裂縫的岩

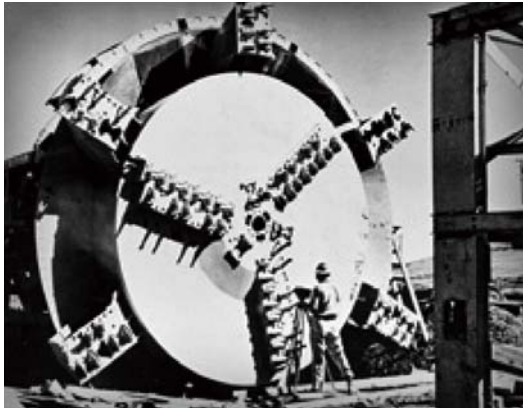


圖 28 Model 910-106 ϕ 8 m Oshe Dam

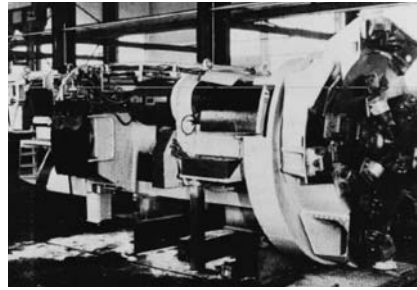


圖 29 Model 131-106 ϕ 3.27 m

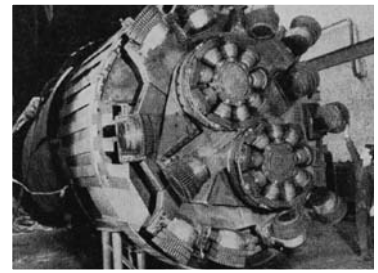


圖 30 歐洲最初的 TBM (Wirth 公司)

盤亦可達到掘削目的。至於其推進結構則是由推動切削盤的推進千斤頂，以及提供反力的反力撐座 (grripper shoe) 所構成。

然而開放式 TBM 最大的缺點是遭遇斷層破碎帶或軟弱土層時，容易發生切削盤或滾輪式切刀無法旋轉，或是無法由反力撐座取得反力等問題。

到目前為止，做為硬岩 TBM 工法主流的開放式 TBM，當條件合適時，一個月鑽掘進度可達到令人驚訝的 1,000 m 左右，反之，若遭遇斷層破碎帶或軟弱土層，則可能陷入長期無法掘進甚或必須放棄 TBM 的困境，似乎具有一賭輸贏的意味。具備單盾 (Single Shield) 之 TBM 在 1970 年代在歐洲的許多山岳隧道的工程中運用發展，這種機型以犧牲掘進效率為代價而可在破碎岩層中提供更多的保護。為了平衡安全與速率兩者，1972 年，開發雙盾 double shield TBM 以加快掘進速度 (註：台灣雪山隧道之主坑與導坑則係採用雙盾式 TBM，圖 31)。

不過，在經過汲取潛盾工程所培植而成的技術，不僅提昇 TBM 對地質的因應性，也進入可對應海底下的高水壓、長距離、大斷面化的時代。

TBM 的新技術

近年來，硬岩用 TBM 導入以軟弱地盤或黏性土、砂質土、砂礫土為對象的潛盾機械技術，使得密閉型 TBM 的技術日益進步，使用環片做為隧道襯砌的工程亦不斷增加。

得力於這些技術，TBM 不再僅止於硬岩，亦可因應高水壓、斷層破碎帶與軟弱土層。英法海峽隧道 (Channel tunnel) 因應不同地盤條件，分別採用雙盾開放式、土壓式、Mixshield、兼具土壓平衡式/單盾



圖 31 雪山隧道主坑與導坑雙盾式 TBM



式之雙模式等計 11 部 TBM 施工。很多高水壓山區或海底隧道設計在當遇穩定地層時，以開放式的 TBM 挖掘，但如果遇湧水量太大時，可以切換為密閉式以穩定開挖地盤。而台灣山區之曾文越域引水隧道也是採用泥水式/單盾式可切換之雙模式 TBM 施工。

同時，基於社會對環境保護之重視，工程被強烈要求必須避免排導地下水位與確保水質乾淨，即使是山岳隧道工程亦漸被要求採不排水隧道辦理。

此外，必須與水壓相抗衡的海底隧道的需求亦日漸增加，而 TBM 與潛盾技術的融合，使得海底下的長距離大斷面 TBM 施工變得尋常。

從 1939 年關門海峽隧道以潛盾開啟海底隧道施工以來，1991 年 TBM 完成英法海峽 channel 隧道工程，而 2015 年 8 月貫通的博斯普魯斯海峽隧道已成功地在 106 m 深的海底下鑽掘岩盤與土砂，並設置了可承受 13bar 之操作壓力克服了高水壓。

美國在胡佛水庫 Hoover Dam 攔阻之米德湖下興建第 3 取水隧道 (Lake Mead Intake Tunnel) 以提供拉斯維加斯之給水，於 2014 年 12 月貫通之 TBM 須穿越湖下的破碎岩盤以銜接湖底之取水口豎井。直徑 7m 的 Mixshield 設計了可承受高達 17bar (目前最大) 的操作壓力。

TBM 技術演進總論與展望

英國工業革命孕育了蒸汽機的發展，並為 19 世紀初船舶與鐵路的動力。因應鐵道網的建設對隧道之需

求日益升高。在都市方面有以潛盾工法施作泰晤士河隧道，在法國與美國則為了鑽掘山岳隧道而挑戰 TBM 的設計與製造。

從 1825 年到 1843 年共耗 18 年才完成首座潛盾隧道，其功能在於以盾殼隔絕開挖地盤的盾構。約在同年代，歐洲與美國皆嘗試開發鑽掘岩盤隧道用之 TBM，雖然製造出類似的機器，卻都無法達到有效鑽掘而放棄。

而實際上使用於山區岩盤開挖隧道則是以黑色火藥為主的人力鑽掘，其後於 1866 年發明炸藥及空壓鑿岩機之實用化，提昇岩盤的鑽炸技術影響迄今。

在 Brunel 發明潛盾的 19 世紀初期到 19 世紀後期這段期間，可謂「潛盾的試驗階段時代」而此時之鑽掘進度為 15 cm/日。經導入了環片及壓氣工法，到 20 世紀初的期間，則可稱為「潛盾的改良與鑽研時代」，而此時之鑽掘進度則是 1 m ~ 2 m/日。

從 20 世紀初期到 1960 年代是手挖式潛盾工法的實用化時代，已經達到複線鐵路用直徑約 9 m 斷面潛盾的實用化，可稱為「潛盾的實用化與扎根時代」。

到了 1970 年代，泥水式潛盾與土壓式潛盾都達到實用化，宣告正式進入「密閉式 TBM 實用化時代」。此時，潛盾機械已被定位為 TBM 的一種，1988 年到 1991 年間，英法海峽隧道依不同地盤也以不同型式計 11 部 TBM 施工完成。

1994 年到 1996 年，東京灣橫貫道路隧道以 8 部直徑 14.14 m 的泥水式潛盾機 (TBM) 施工，則揭開了大斷面 TBM 時代的序幕。而與此同時並行的是陸續開發實際施工多圓形與矩形的 TBM。而進入到 2000 年代後，泥水式及泥土壓式等密閉式大斷面 TBM，同時開始進行長距離、快速施工的實用化，一台機器可鑽掘 8 km ~ 9 km，月進度創下可達 400 m ~ 500 m 的記錄。進入到 2010 年代後，TBM 的直徑更創下 17 m 以上的記錄。

另一方面，鑽掘硬岩用的 TBM 在 1950 年代時，由美國的 Robbins 公司開始實用化，揭開硬岩 TBM 時代的序幕。

硬岩用的 TBM 主要利用切削盤的旋轉伴隨著碟式切刃 (disk cutter) 的同心圓式滾動，以側邊裂解 (side break) 進行鑽掘，且由於開挖面自立性良好，所以無需具備盾殼設備，而採開放式構造，藉由反力撐座 (gripper shoe) 取得反力以向前推進的方式為主流。於 2011 年貫通之加拿大尼加拉瓜河 Niagara 分洪隧道是目前最大直徑 14.4 m 之 gripper 開放式 TBM。

而這種開放式 TBM 雖在地質良好的硬岩下可快速施工，但如果遭遇破碎帶、斷層帶湧水或軟弱土層則常發生問題，甚至無法鑽掘。惟近年來也導入潛盾工法所發展的技術，已可克服上述問題。

潛盾機 (TBM) 由防止開挖土崩塌的盾殼保護機能開始發展，歷經 180 年的歲月，已經進入可平衡土水壓下安全地鑽掘 17.56 m 之大斷面隧道的時代。而追求鑽掘硬岩效率的 TBM，為因應多變化的地質條件而導入潛盾相關技術，亦已精進到可對應高水壓及複合地層的 TBM。

進入 21 世紀的 TBM，在導入運用科技化及資訊化施工的新技術下，可鑽掘軟弱土層到岩盤之所有地層。同時國際上也有數件邁向 19 m 程度之大斷面 TBM 隧道計畫正在規畫研究中 (圖 14)，相關工程技術仍在持續進化。

參考文獻

1. 方永壽、李承祐、劉政、邱志榮、林摩西、李魁士 (2015)，大斷面潛盾隧道之發展與應用，地工技術，第 145 期。
2. 李魁士、許耀仁 (2013)，淺談多樣化潛盾機型式，地下管道 28 期。
3. 何泰源、李魁士 (2009)，「臺灣潛盾隧道技術發展現況與展望」，土木水利雙月刊，第 36 卷，第 6 期。
4. 台灣區國道新建工程局 (2006)，隧道工程施工技術解說圖冊。
5. 塚田等 (1980)，シールド工法の実際，鹿島出版會。
6. 日本土木学会 (1996)，都市 NATM とシールド工法との境界領域。
7. 土木工学社 (1995)，シールドトンネルの新技術。
8. 日経コンストラクション (1997)，東京灣橫斷道路のすべて。
9. 鹿島建設技術資料，Shield Driving Method。
10. 鹿島建設技術資料，Shield Tunneling Method。
11. 土圧式シールド工法その理論と応用 (2009)，鹿島出版會。
12. 佐藤健吉，ビクトリア時代の技術者ブルネル父子，千葉大学論文。
13. 三菱重工資料，MITSUBISHI TUNNELING MACHINES。
14. 川崎重工資料，SHIELD & TBM。
15. JTSC 資料，SHIELD MACHINES。
16. TUNNELING ACTIVITIES IN JAPAN，1996。
17. TUNNELING ACTIVITIES IN JAPAN，2000。
18. Hoosac Tunnel History，hoosactunnel.net。
19. NMF，TBM Tunneling Boring Machine Plus de 50 ans d'histoire。
20. Fred Hapgood，History of the Tunnel Boring Machine。
21. The Robbins Company History，therobbinscompany.com。
22. Herrenknecht Paper，herrenknecht.com。
23. Tunneling on Auckland's Waterview Connection Project: tunnelingonline.com。
24. Fritz Gruebl，"Segmental Ring Design," World Tunnel Congress 2012。
25. TBM to take on Bosphorus highway crossing，Herrenknecht news Release。
26. Mega TBMs，Tunnel Talk Reporting。
27. Wikipedia.org。
28. greathead.org。
29. dot.ca.gov。



大地工程在離岸風力發電扮演之角色

冀樹勇／財團法人中興工程顧問社大地工程研究中心主任

大地工程於結構物新建工程上扮演非常關鍵之角色，不論該結構物之基礎地盤為陸域或離岸，舉凡地質調查、鑽探試驗、基礎設計至基礎施工等，其所依據之理論與作業程序皆已相當成熟，並已建立了相關之標準與規範。一般大地工程之經驗皆來自於陸域，而離岸大地工程與陸域大地工程仍具有若干本質上之差異，使離岸大地工程發展另成一脈：(Randolph and Gourvence, 2011)

1. 離岸結構物皆相當巨大，動輒超過百公尺高。
2. 離岸結構一般設計年限在 20 至 50 年。
3. 離岸工程之地質調查與海上施工皆非常昂貴，主要費用在適宜執行調查或施工之海上平台或船舶之動員與日租費用。
4. 相較於結構物之自重，離岸結構物所受外力荷載較大，尤其是環境荷載中之側向反覆作用力，包括風力、波浪、海流、潮汐等，往往為主要外力，甚至主控設計。
5. 離岸工程於施工期間之變更設計非常困難，即使變更設計，其所造成之額外費用皆相當高。
6. 離岸結構物通常於陸域生產製造，海上則主要以組裝為主，以降低海上施工時間與工程風險，故其運輸與施工機具亦非常龐大。

以時間序列看，大地工程之發展自陸域經驗延伸至離岸經驗，1947 年美國設置世界第一座水深 5 公尺之離岸鑽油平台，至今離岸鑽油平台水深已超過 2000 公尺。陸域風力發電與海域油氣工業之鑽油平台基礎工程經驗，遂成為離岸風力發電之重要基礎，如圖 1 所示，丹麥於 1991 年建置全球第一座離岸風力發電場，至 2012 年的離岸

風場風機葉片單片長度約與空中巴士 A380 之翼展等長，其發展規模變化可見一般。雖然許多離岸風力發電基礎工程經驗來自於離岸鑽油平台，但其複雜程度更甚於鑽油平台，主要差異在風機基礎承受風機所傳遞之風力作用，與避開風機葉片旋轉所產生振動與支撐系統自然頻率之共振，此等差異往往主控設計，使離岸風力發電基礎工程具相當之複雜性。

地質調查與試驗

離岸風場地質調查不同於陸域地質調查，其無法進行海床地表地質調查，僅能以地球物理探勘與大地工程調查方式進行。地球物理探勘主要求得水深與海床地形分布；大地工程調查則主要求得風機基礎與海纜鋪設之設計與施工所需參數，一般分為鑽探、現地試驗與室內試驗，現地試驗以圓錐貫入試驗 (CPT) 為主 (僅適用土壤層)，室內試驗則配合樁基礎受側向反復載重設計分析模式，以動態三軸試驗或共振柱試驗為主。

離岸風場開發所辦理之地質調查概分為三階段，第一階段為可行性評估階段，主要為環境影響評估與

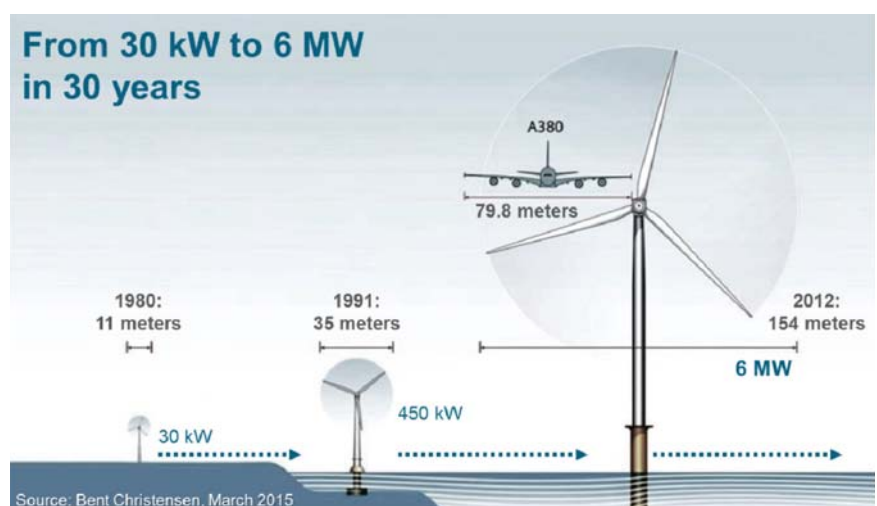


圖 1 過去近 30 年之風力發電歷程

工程規劃所需之地質調查，大地工程調查包含少數孔鑽探或 CPT，一般以 5 孔，每孔深度 50 ~ 70 公尺為原則；第二階段為 Front end engineering design (FEED) 或基本設計階段，主要提供區域大地工程設計參數，並進行設計方案評估，此階段鑽孔數量需具有區域代表性，其位置最好與風場規劃之部分風機位置一致；第三階段為施工前之細部設計調查，因為此階段之規劃風機數量與位置已確定，故其鑽孔與試驗位置必須與風機位置完全一致，數量部分則為總風機數扣除第二階段鑽探數量。

一般離岸風場之風機配置，因考慮尾流效應 (Wake effect) 影響與風機發電效率，其間距在數百公尺至 1 公里間，其基礎地層分層厚度與特性存在一定差異，加上每架風機動輒新台幣數億元之建置成本，如何掌握地層之力學特性以設計最經濟之風機基礎即相當關鍵，故每一風機位置必須透過鑽探或 CPT 試驗以求得設計所需之地工參數。

風機基礎設計

水深為決定離岸風機基礎型式之重要因子，如何降低離岸風場各項建造成本為目前國際上努力的重點 (BVG, 2012)。經濟效益與施工性為決定基礎型式的最重要項目，尤其施工性，包括材料、組裝、施工法與施工機具 (含運輸船) 等，往往也影響到基礎尺寸，在設計時必須列入重要考量因素；環境衝擊主要考量在施工期間之影響，營運維護期則以船隻撞擊與維護安全為主要考量。圖 2 顯示，實務上風機基礎型式選擇，隨風機重量與水深的增加，風機基礎型式逐漸由大口徑單樁基礎走向套筒

(Jacket) 型式。因大口徑單樁基礎具有設計、施工與經濟性之優勢，故目前已有將其延伸應用於較深海域條件之趨勢，稱為延伸大口徑單樁 (Extended monopile)。

風機與基礎設計準則含括所有確保風機安全完整性之外在與內在條件，如荷重特性、允許變形與材料安全係數等；場址特性包括地質條件與環境外力等設計條件。如圖 3 所示，風機支撐結構包

含塔柱、下部結構與樁基礎，其設計牽涉多項跨領域工程理論，行為反應相當複雜，僅荷重組合即可能超過百種，必須考慮各種可能發生情境，以降低風險。設計時需考慮安裝狀態與各極限狀態：承載最大荷重 (USL)、正常運轉 (SLS) 與疲勞 (FLS) 等。外力反應之結構設計上往往由 FLS 控制，但配合上部風機運轉可容許位移要求，基礎性能需求上則由 SLS 控制，土壤強度亦控制基樁安裝時之阻抗，故基礎設計準則必須依據上述不同之條件，於設計前先行確立，以便設計有所依循。

除水深極淺適用之重力式基礎外，目前離岸風機基礎於海床下皆採用鋼管樁基礎型式，其樁徑由下部結構為套筒型式之樁基礎 1、2 公尺至大口徑單樁型式之樁基礎 5、6 公尺，甚至延伸大口徑單樁基礎之 7、8 公尺樁徑，其大尺寸特性展現無遺，相關之基樁製造、運輸與安裝設備亦不斷研發更新。因為採樁基礎型式，故樁基礎與土壤互制理論即為主要之設計依據，其中以基樁與土壤側向互制反應 p-y 曲線為主，如圖 4 所示，各設

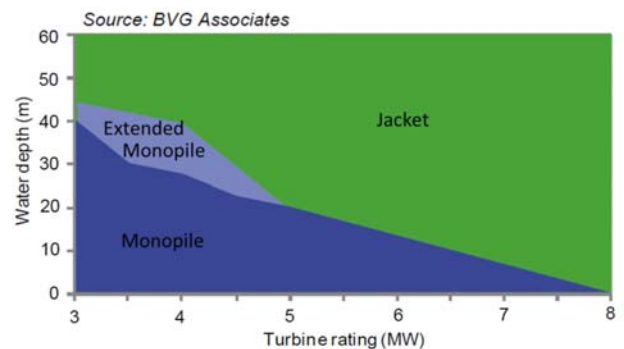


圖 2 大口徑單樁與套筒基礎適用條件 (BVG, 2012)

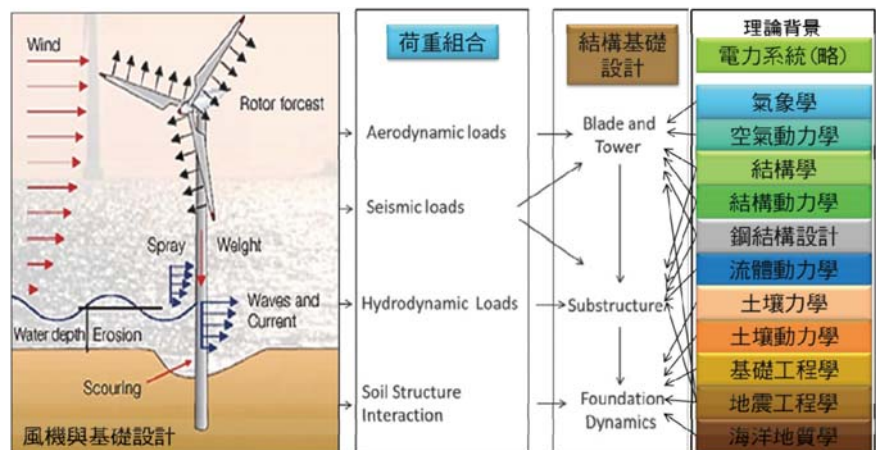


圖 3 離岸風機支撐結構設計所涉理論

計規範，包括挪威船級社 (DNV) 之 DNV-OS-J101、DNV-OS-J201；國際電力委員會 (IEC) 之 IEC 61400-3 與美國石油協會 (API) 之 API RP 2A-WSD 等皆採用該理論。國內以往於工程實務上， p - y 曲線分析理論並非主流，故即使在樁基礎分析設計上有相當經驗之工程師，也可能不熟悉此分析方法。

研究與實務落差

離岸風機支撐結構與陸上風機支撐結構最大之差異為離岸風機基礎將持續受到風機運轉、風力、波浪、海流、潮汐等長期反覆側向荷載及地震之短期反覆側向荷載組合作用，若為大口徑單樁基礎，該側向荷載將使風機基礎逐漸傾斜，當傾斜量超過安全基準時，風機之正常運轉發電即可能產生問題。因此，側向反覆荷載引致之基礎傾斜為影響大口徑單樁基礎離岸風機運轉壽命之關鍵控制因素。

根據以往 p - y 曲線模式經驗，應用於離岸樁基礎設計屬外插分析，且並未完整考慮下列設計問題 (Achmus et al. 2005, LeBlanc et al. 2010a)：

1. 目前設計規範皆源自於細長或柔性樁 (長徑比 20 ~ 130) 的經驗，當樁徑增加至 4 ~ 6 公尺時，則相較於以往經驗屬剛性樁 (長徑比 5 ~ 15)，尤其當基礎地層為砂土時，其樁-土壤互制行為更與柔性樁不同。
2. 反覆載重下之 p - y 曲線分析法原係評估側向極限載重，而對於設計上遭遇因長期反覆載重造成的單向累積轉角與勁度弱化並未妥善考慮。
3. 目前採用之 p - y 曲線模式並未考慮基樁施工因素、反覆載重外力特性與反覆載重循環次數。

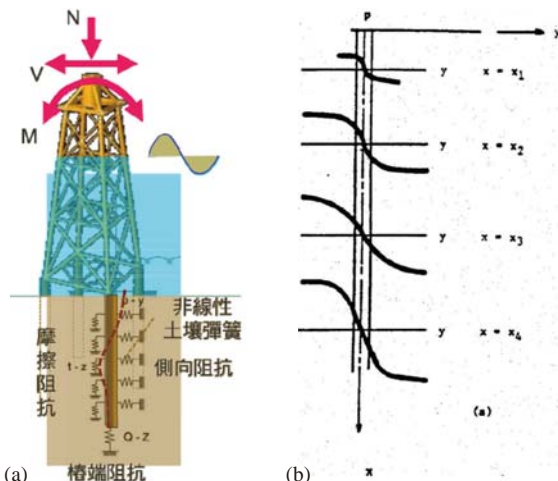


圖 4 (a) p - y 曲線應用於基樁側向阻抗分析模式；(b) 各節點之 p - y 曲線

樁基礎所受長期側向反覆荷重產生之載重循環次數可能達數十萬甚至高達數百萬次，但試驗所做的載重循環次數可能相當有限，故必須有更嚴謹的評估模式，方能掌握更為精確的樁結構行為反應。LeBlanc et al. (2010b) 提出長期累積轉角的評估方法與計算流程，採用類似 Miner 法則，累加各載重循環所產生之轉角增量，檢核其是否超過樁頂容許轉角。目前此法尚處驗證研究階段，需要更多大口徑樁的試驗或案例資料，以確定評估結果的準確性。國際上大部分既有設計規範目前尚未對此提出建議之評估方法，僅德國聯邦海洋與水道署之 BSH 規範提出指引建議計算方法 (BSH, 2010)。

結語

因應全球減碳要求與國內無核聲浪，值此國際與國內擴大發展再生能源之際，離岸風力發電勢必扮演相當重要之角色，以台灣海峽優異之風場，其於國內未來再生能源發電量佔比將相當高。國際趨勢顯示，離岸風場開發之規模與複雜度逐漸增加，需要以往案例與具經驗之專家參與，大地工程所遭遇之問題，因具有地域性，往往需具有地域經驗之專業人員參與，因此，如何整合台灣本土離岸風力發電大地工程之專業技術能量、調查試驗設備與設計能力等，為台灣發展離岸風力發電關鍵之一環，亦為國內大地工程產業另一發展之機會。

參考文獻

1. Achmus, M., Abdel-Rahman, K., and Peralta, P. (2005), "On the Design of Monopile Foundations with Respect to Static and Quasi-Static Cyclic Loading," *Copenhagen Offshore Wind*.
2. Arshad, M. and O'Kelly, B. C. (2013), "Offshore Wind-Turbine Structures: A Review," *Energy*, Vol. 166, EN4, pp. 139-152.
3. BSH (2010), *Guidance for Use of the BSH Standard, Design of Offshore Wind Turbines*, Federal Maritime and Hydrographic Agency (BSH), Hamburg and Rostock, Germany.
4. BVG Associates (2012), *Offshore Wind Cost Reduction Pathways*, The Crown Estate.
5. Det Norske Veritas (DNV)(2014), DNV-OS-J101, *Design of Offshore Wind Turbine Structure*.
6. International Electrotechnical Commission (IEC) (2005), *IEC6400-1: Wind Turbines – Part 1, Design Requirement*.
7. LeBlanc, C., Houslyby, G. T. and Byrne, B. W. (2010a), "Response of Stiff Piles to Long Term Cyclic Loading," *Géotechnique*, Vol. 60, No. 2, pp. 79-90.
8. LeBlanc, C., Byrne, B. W. and Houslyby, G. T. (2010b) "Response of Stiff Piles to Random Two-Way Lateral Loading," *Géotechnique*, Vol. 60, No. 9, pp. 715-721.
9. Randolph, M. and Gourvence, S. (2011), *Offshore Geotechnical Engineering*, Spon Press.

山區道路災害常見的問題探討

吳文隆／台灣世曦工程顧問股份有限公司大地工程部協理

摘要

臺灣地狹人稠、地形陡峭、山高水急、地質破碎、雨量多、降雨強度強、地震作用活躍、颱風多，天然災害發生機率很高。尤其是山區道路所面臨之挑戰更甚於其他之公共工程設施，每逢颱風來襲或地震發生時，不時傳來落石、山崩、土石流、洪水對山區道路所造成之災害相當多，對國計民生影響更鉅，如何減少災害之影響，實為當前重要課題。本文收集過去山區道路災害常見的問題與缺失，加以整理歸納，從規劃設計、調查作業、地質因素、排水、擋土設施、邊坡、地錨、道路、橋梁、河川護坡、隧道等方面加以探討與分析，並進一步說明工程設計考量重點，以便提供工程界後續類似工程之參考，將災害影響降至最低。

Abstract

Taiwan possess the characteristic of dense population, narrow and steep terrain, high mountains and swift rivers, fracture Geology, considerable rainfall and heavy rainfall intensity, active earthquakes, many typhoons and a high probability of natural disasters.

Rockfalls, landslides, mudslides and floods have often taken place after typhoon or earthquake attacked.

The disasters have a great influence on people's livelihood so that how to reduce the impact of disasters is an important subject so far.

This article collected common problems and defects occurred in the past mountain road disaster. Also, discussions and analyses have been implemented in terms of planning and design, survey operations, geological factors, drainage, retaining facilities, slope, anchor, roads, bridges, river revetment and tunnels, etc. A further explanation regarding key considerations of engineering design is included.

It is expected that the description provided in this article can be served as a reference basis of similar engineering practices in the near future and minimizes the impact of disaster.

概述

臺灣山區地形陡峭，地質破碎，颱風豪雨，挾帶大量降雨量，造成河川沖刷與嚴重淤積。山區之道路地處偏遠，除受地形縱坡及氣候之條件，限制設計與施工之困難甚於平地。加上近年來全球氣候變遷及極端氣候影響下，山區經常發生落石、山崩、土石流災害，造成山區道路之路基、邊坡、擋土牆、護岸、橋梁、隧道等設施之損壞，交通中斷，形成孤島效應，對人民之生活、生命、財產影響至大且鉅。如何建構安全之道路，乃為當前最重要的課題。

山區道路之設計、施工及維護均較一般平地道路困難，問題也比較多，牽涉範圍也比較廣，所需之技術經驗也比較高。如何從過去災害原因，經過詳細分析與檢討改進，獲得寶貴的經驗，必能將發生問題災害降至最低。所謂前車之鑑，後事之師，本文收集許多山區道路工程案例，無論新建或災害復建工程，常見之問題與缺失，並加以整理分析，以利後續工程之參考。

常見的工程缺失與問題

山區道路位處偏遠，交通運輸困難，地形、地質及環境特殊，也較容易受自然環境條件所影響，所以發生之災害也較多。茲就國內山區道路工程計有路工段（路堤、削坡、半挖半填、路塹）、橋梁段、隧道段、臨水路段等不同結構型式，其常見的工程缺失與問題，經資料收集、整理與統計，從規劃設計、調查作業（包括測量、地質鑽探、監測）、地質因素、排水工程、擋土設施、邊坡、地錨、道路工程、橋梁工程、河川護岸工程等方面，分別加以說明分析，介紹其常見之問題與發生之災害。

規劃設計方面

山區道路災害復建工程於規劃設計方面，常見缺失包括：

1. 設計標準、規範引用不正確或使用舊版本。
2. 分析參數採用不合理。
3. 作用力（地震力、載重、風力等）考量不周詳或低估。
4. 分析模式不對或與學理相悖；公式套用不正確。
5. 分析計算過於粗略，過程不完整。
6. 設計未針對實際需求與條件進行，以致設計成果，無法符合現地情況。
7. 復建工程未進行致災原因調查分析，未掌握真正致災問題，以致設計成果無法消除破壞因素，造成日後可能重複致災之現象。
8. 設計人員未親赴現場調查，無法掌握現況與瞭解，隨意套用標準圖，以致規劃設計與現場差異大，無法施工情形。
9. 設計人員使用特殊材料、工法，僅有一家廠商生產材料、專利工法，造成綁標。
10. 材料費用未進行訪價，預算編制不合理。

調查作業

山區道路復建工程中，常見之調查作業缺失如下：

● 測量工作

1. 地形測量資料與現地地形不符合。
2. 地形圖檔座標系統採用 TWD67 舊系統。
3. 道路或河道斷面測量，並未實際進行現地實測，而以地形圖資料，直接切剖面而得斷面資料，與現地不符合。
4. 控制點引用錯誤。
5. 實施測量範圍太小，無涵蓋計畫全區（集水區範圍）。
6. 地形測量資料係採用災害發生前之舊資料，所以地形資料不符合。
7. 地形圖只有地形而無座標（二度分帶座標 N、E）。
8. 地形圖比例尺太小，無法精確設計或施工放樣之地形圖。
9. 測點過於集中、未均勻分布或於未於地形變化處增加測點，無法真實反應現地地形。

● 地質鑽探工作

1. 計畫區未進行地質鑽探工作，設計沒有依據。
2. 地質鑽探孔數不足，孔深未深入穩定之岩盤或不滑動之深度。
3. 滑動剖面上未配置地質鑽探孔，且未配置二孔以上

之鑽孔，以茲比對及研判滑動面。

4. 土壤、岩石試驗項目與數量，未能滿足設計需求及規範之規定。
5. 鑽孔位置配置不當，過於集中某處，無法涵蓋全區，取得完整之地質狀況。
6. 地質調查方法不恰當，作業過程草率，試驗取樣品質不佳。
7. 地質鑽探柱狀圖，岩心之描述不確實。
8. 地下水水位調查，測量時間甚短，無法確實獲得長期及短期之可靠地下水位。
9. 地下水質、地下水流量、地下水流向、地下水流速，未依需求進行調查。

● 監測工作

1. 地層滑動剖面上，未配置地中傾斜管，傾斜管未深入滑動面以下之穩定地層。
2. 地下水位未長期連續觀測，並分析其與降雨量之關係。
3. 電子式水壓計設置深度錯誤，宜安裝於透水性高之地層或岩層。
4. 地下水位觀測井深度太淺，以致量測不到地下水位。
5. 孔內傾斜管與鑽孔間之回填材料未填實，以致 ABS 管與地層未完全密接，影響其準確性。
6. 傾斜管安裝方向未與滑動方向一致，以致量測資料不正確。
7. 地下水位觀測井井口高度低於地表，以致地表逕流流入，積蓄孔內，影響地下水位之正確性。
8. 地下水位觀測井，未做好濾層，以致土砂滲入或阻塞，而影響地下水位之變化。
9. 地下水位觀測井位置與傾斜管位置未能整體考量，以致無法分析之穩定性。

地質因素

道路通過下述地質較差區域及地質敏感區，若未妥適處理，則災害較易發生。

1. 崩塌地（包含舊崩塌地）
2. 順向坡
3. 地滑地
4. 砂頁岩互層
5. 泥岩受雨水沖刷，形成沖蝕溝及土石流
6. 紅土礫石層
7. 破碎帶、剪裂帶、斷層活動帶

8. 軟弱黏土層
9. 落石區或崖錐堆積區
10. 土石流／泥流及其扇狀地
11. 岩屑崩滑區
12. 地層下陷區
13. 向源侵蝕區及其上游
14. 洪泛影響區
15. 高回填區、廢棄物回填區、廢棄礦渣堆
16. 河川攻擊岸掏刷
17. 楔型破壞

排水工程

山區道路復建工程常見之排水工程缺失如下：

1. 排水溝斷面不足
2. 排水溝縱坡太陡
3. 排水結構體強度不足
4. 排水溝龜裂、破壞
5. 排水溝材料選用不當
6. 排水水溝頂高於地表面，地表逕流無法順利流入，造成地表逕流亂竄
7. 排水溝結構物回填不實
8. 排水溝流末工未消能處理（無尾溝），而沖刷基礎
9. 橫向排水箱涵數量不足，造成水流溢出
10. 排水箱涵斷面太小，遭漂流木、土石阻塞，影響排水功能
11. 排水溝消能設施未設置，而沖刷坡面
12. 區域外緣邊界未設置截水溝，邊坡沖刷
13. 排水系統未設置沉砂池、集水井
14. 彎道處排水溝，因水流直進性漫溢路面
15. 排水系統未導至區域排水系統內
16. 排水系統未維護阻塞，影響排水功能
17. 排水溝位置設置於高處，水流不易流入，設置不當
18. 排水管濾料設置不當，造成橫向排水管阻塞，無法順利排水

擋土設施

山區道路復建工程常見擋土設施之缺失情況如下：

1. 擋土設施結構強度不足，配筋不足，溫度鋼筋量不足
2. 重力式擋土牆昇層間（水平），混凝土未設置剪力筋，受側向土壓力上下層間錯移
3. 擋土牆基腳承載力不足，而產生基礎承載破壞
4. 擋土牆因基礎軟弱而產生下陷、位移

5. 擋土牆水平抵抗力不足，產生水平滑動
6. 擋土牆傾倒破壞
7. 擋土牆位於滑動區而產生整體滑動破壞，如圖 1 所示。



圖 1 道路位於滑動區而破壞

8. 擋土牆牆背回填土夯實不足，而產生路面下陷
9. 擋土牆回填透水材料厚度不足，排水功能不佳
10. 擋土牆未設排水孔，或排水管數量不足，積蓄水壓力
11. 擋土牆基礎受雨水沖刷而掏空
12. 多階式擋土牆之側向土壓力計算低估及錯誤
13. 擋土牆未設置伸縮縫，造成擠壓龜裂
14. 擋土牆型式選擇不當
15. 排水溝或河岸保護護岸、護坡，以擋土牆型式設計，分析模式不對，設計錯誤，如圖 2 所示。



圖 2 河岸設施因被動不足而位移

16. 加勁式擋土牆回填材料以黏性土壤回填
17. 斜邊上採用加勁式擋土牆選用不當，滑動體重量增加，造成邊坡滑動。
18. 加勁式擋土牆預鑄版水平抵抗力不足，而鼓出變形
19. 邊坡擋土牆基礎未保護，受河川沖刷而掏空或河川土石淤積，河床面淤高，造成裸露邊坡受沖刷，而擋土牆基礎掏刷而破壞，如圖 3 所示。



圖 3 擋土牆因邊坡趾掏刷而破壞

20. 擋土牆轉角處受到三方面應力，接縫處未設剪力筋，產生龜裂而位移。
21. 擋土牆高度太高，側向力分量低估，因強度不足，而發生位移破壞，如圖 4 所示。



圖 4 擋土牆高度太高水平抵抗不足而位移

22. 道路拓寬開挖新舊地層介面，未妥善處理排水及做成階梯式之坡面，增加抵抗滑動之設置
23. 擋土牆牆面排水管之水流，未有效加以導排至區域排水系統
24. 擋土牆勁度不足，側向位移過大
25. 擋土牆長度不足，高度不足而產生邊坡崩塌
26. 擋土牆端部之側面未保護，以致土石崩落

自然邊坡及人工邊坡

1. 邊坡修坡超挖，坡度過陡，而產生滑動
2. 邊坡未植生保護，而產生坡面沖刷
3. 邊坡未分階段、設截流溝，沖刷破壞
4. 邊坡地下水過高，邊坡滑動
5. 邊坡受野溪沖刷及侵蝕
6. 邊坡未設截排水設施，造成邊坡滑動
7. 邊坡回填作業，未充分夯實
8. 邊坡裂隙未回填補實，地表逕流易入滲
9. 順向坡坡腳挖斷，形成不穩定
10. 邊坡坡腳之排水溝過深，失去側向抵抗，形成不穩定

11. 邊坡開挖不當
12. 於行水區填築邊坡
13. 邊坡坡面排水未考量
14. 邊坡受豪雨作用，排水不及而產生滑動

地錨

常見地錨之缺失問題如下：

1. 地錨鋼腱長期銹蝕的問題
2. 深入滑動面之錨碇段長度不足
3. 自由段灌漿不確實，灌漿未灌滿，形成空隙及裸露
4. 地錨預力損失
5. 地錨錨頭承壓板角度與鑽孔角度不合，形成折角
6. 地錨施做傾角過大，產生向下之拉力，不利邊坡穩定
7. 預鑄格梁錨座，因地層沖刷掏空而下滑，造成預力失效
8. 地錨檢查及維護未落實
9. 整體地錨護坡穩定性或抗拉力不足

道路工程

常見道路工程缺失如下：

1. 道路縱坡過陡，轉彎半徑太小
2. 道路路基未確實分層夯實
3. 道路路基、鋪面厚度不足
4. 道路邊溝排水不良，漫溢路面
5. 道路位於地滑區而滑動位移
6. 道路橫向排水不足或過度集中排水
7. 道路大挖大填，對地形改變太大
8. 未有效截水及排水，道路路面形成天然排水溝
9. 陡峻山區拓寬削坡不當
10. 道路拓寬半邊橋結構不穩定
11. 道路經溪溝受土石流沖毀
12. 道路路基過低，受洪水漫溢損壞
13. 道路下陷、龜裂
14. 道路路基流失，交通中斷，如圖 5 所示。



圖 5 邊坡滑動道路路基流失

- 15. 道路邊坡保護不足，落石、土石崩落掩蓋路面
- 16. 道路面排水，未向內側排放，以致直接沖刷道路下邊坡
- 17. 路面鋪築不良或欄未考慮排水開孔，造成局部積水

橋梁

- 1. 橋梁跨度不足，淨高不足，通洪斷面太小，如圖 6 所示。



圖 6 橋梁跨度與淨高不足

- 2. 橋梁之橋墩立於土石流溪溝中，受土石沖擊而損壞，如圖 7 所示。



圖 7 橋梁遭洪水、土石流沖毀

- 3. 橋臺、橋墩未做好保護，產生基礎沖刷而嚴重裸露
- 4. 橋梁型式研選不佳
- 5. 橋址位於攻擊岸或河道束縮處，易於沖刷而損毀
- 6. 橋址位於地質不穩定區域，易於產生破壞
- 7. 橋梁縱坡過陡
- 8. 橋梁橋面排水及集水未妥為處理，以致漫溢
- 9. 河道淤積，造成洪水沖毀橋梁
- 10. 橋梁因土石流、溪水暴漲，遭洪水沖斷，如圖 8、9 所示。



圖 8 橋梁遭洪水、土石流沖毀



圖 9 土石流造成河床淤積

11. 河道刷深，造成橋梁基礎裸露
12. 洪水沖刷基礎橋台背牆位移破壞
13. 翼牆與橋台旁防洪牆共構基礎遭洪水沖刷破壞
14. 洪水挾帶石塊、漂流木撞擊大梁，大梁損毀
15. 橋梁之伸縮縫型式設計欠佳，無法滿足需求

河川護岸

1. 水路流速過大，使護岸基腳掏空或沖毀，如圖 10 所示。



圖 10 護岸基礎掏刷而破壞

2. 水路流速過大，護岸面被異物撞擊損毀，堤防破壞
3. 河道未導流及消能
4. 潛壩、梳子壩基礎未座落於堅實地盤上，或兩側翼牆未嵌入岩盤，易於掏刷破壞
5. 護岸基腳未做妥適之保護工（如鼎形塊、菱形塊，固床工、丁壩…）
6. 河道護岸斷面太小，造成洪水溢流
7. 河道護岸線形太彎，因水流直進性，無法渲洩，造成溢流沖刷，如圖 11 所示。



圖 11 土石流直進性沖毀學校房舍

8. 河床固床工未與兩側護岸連結（如剪力筋）
9. 河道坡度陡，未考慮水流消能設施
10. 護岸不連續，部分未保護，形成缺口，造成護岸損壞
11. 河道淤積或受支流土石流沖積扇堆積，阻礙河道，形成河道束縮或堰塞湖
12. 整地後護岸位於河道內，因洪水而沖毀護岸

明隧道、山岳隧道工程

1. 明隧道長度不足，造成洞口被土石掩埋，如圖 12 所示。



圖 12 明隧道長度不足洞口遭土石掩埋

2. 明隧道頂版斜度不足，土石積壓造成混凝土頂版破壞
3. 明隧道頂版未設緩衝材，落石之直接撞擊而破壞
4. 明隧道之下邊坡坡腳受溪水掏空而破壞
5. 明隧道受上邊坡側向力推擠，而造成樑柱結構之龜裂及損壞
6. 山岳隧道路線經過地滑區範圍，隧道受地層滑動而破壞
7. 隧道洞口位於凹澗谷地，形成水流、土石之沖刷
8. 隧道洞口位於溪流附近，高程不足，河床淤積，而形成河水倒灌

工程設計考量重點 災害復建工程

有關山區道路災害復建工程與新建工程不一樣，主要目的係恢復原來道路交通運輸之功能，研擬以何種方案之結構型式復建為首要課題。災害復建工程以原址復建為原則，故復建工程之道路線形將限制於既有路線附近，線形調整幅度較小。通常復建方案之研選必須視該路段之災害類型、災損範圍、地質條件、地形條件及排水情況等綜合考量。在進行設計之前，必須對現場進行調查與瞭解災損情形，說明災損之範圍及危險性之評估，並掌握破壞模式與致災原因分析，研擬有效解決方案後，消除致災原因，避免日後重複致災問題，並參考過去成功經驗，避免前述之缺失與問題，經相關單位核准，再進行復建工程設計及後續發包施工。

新建工程

有關山區道路新建工程，須依業主需求、環評承諾項目及設計標準、規範收集相關之資料與考量現場地質、地形條件、氣象、水文、生態、交通、人文等進行分析設計，避免過去常見之缺失之發生，並將

環境影響之干擾降低最低，避免大挖大填，儘量使土石方平衡，及就地取材，一般而言，依上述考量以橋隧型式對環境衝擊較小，為較佳之選擇方案，而路堤（塹）型式因挖填範圍較大，大幅改變地形植生及排水等情況，對環境衝擊較大可適度降低過比重，尊重大自然之永續工程。

結論

1. 山區道路工程困難度與複雜性較一般平地高，極易因未臻周詳設計或施工而發生損壞，甚至產生災害，必須審慎為主。
2. 山區道路對於導水、排水處理最為重要，尤其颱風豪雨，降雨量大，延時長，巨大的洪水或地表逕流對道路設施及邊坡之影響很大，極易因設計與施工未充分掌握，而產生損壞或災害。
3. 我國地狹人稠，山區道路之新建或復建，宜應注意過去常見之缺失與問題，加以檢討與分析，提供借鏡，避免再度發生。
4. 全球氣候遷及極端氣候影響之下，山區道路除設計時應將設計標準提高外，並以全生命週期之考量，施工完成後，平時加強維護及檢查，並確保道路工程長期穩定與安全。



高雄市結構工程工業技師公會

主要服務項目:

1. 特殊結構審查。
2. 既有建築物耐震能力詳細評估(含補強建議)。
3. 既有建築物耐震能力詳細評估審查。
4. 既有建築物耐震能力補強設計審查。
5. 公共工程設計審查。
6. 隔、減震消能系統之設計審查。
7. 工程鑑定，包含以下之項目:
 - (1)工程損壞事件，建物結構安全及賠償費用評估。
 - (2)房屋傾斜、下陷、龜裂之結構安全評估及鑑定。
 - (3)災害(含震災、風災、水災及土石流等)後建築物結構安全評估及鑑定。
 - (4)購買老舊建築物前之結構安全評估及鑑定。
 - (5)災害後危險建築物緊急鑑定。
8. 施工品質之評鑑。
9. 協助民眾解決施工技术疑義、工程專業諮詢。
10. 舉辦相關訓練講習、研討會或專題演講。

- 理事 汪宏志
- 常務理事 吳惠聰 蔡人壽
- 理事 陳純森 楊澤安
- 林煥鋒 鄭東旭
- 陳慶輝 劉張欽彥
- 常務監事 陳裕賓
- 監事 林澄清 陳信村

台灣最具結構工程權威之
專業公會!!!
您可以信賴、倚重的結構
工程專家群!!!



引用照片，摘自高雄中鋼集團總部大樓



會址：高雄市前鎮區二聖一路288號5F-1
電話：07-7138518 E-mail：kse@mail@msahinet.net

參考文獻

1. 內政部營建署(2001)，建築物基礎構造設計規範。
2. 陳福勝、周功台、吳文隆(2008)，「大地工程之挑戰與對策」，中華技術，第77期，第25-29頁，財團法人中華顧問工程司。
3. 林銘郎、吳文隆、周坤賢、楊智堯、王景平(2008)，「臺灣坡地災害地理區位類型及整治案例探討」，中華技術，第77期，第42-53頁，財團法人中華顧問工程司。
4. 財團法人中華顧問工程司(2009)，2009莫拉克颱風八八水災橋梁勘災紀實。
5. 張荻薇、周功台、楊智堯、王仲宇、陳銘鴻(2009)，「高屏流域之公路橋梁與邊坡災害」，土工技術，第122期，第105-114頁，財團法人土工技術研究基金會。
6. 何泰源、吳文隆、蕭秋安、蔡立盛(2011)，「臺灣河川橋梁基礎問題與案例介紹」，土工技術，第127期，第29-40頁，財團法人土工技術研究發展基金會。
7. 林明華、何泰源、吳文隆、蕭秋安、蔡立盛(2012)，「河川公路橋梁基礎改善案例介紹」，中華技術，第93期，第44-59頁，財團法人中華顧問工程司。
8. 蔡宗成、吳文隆、蕭秋安、陳俊定、周坤賢(2012)，「莫拉克風災台18線59.1k路段坍方復建工程設計與施工」，中華技術，第93期，第96-109頁，財團法人中華顧問工程司。
9. 吳進興、吳文隆、蕭秋安、周坤賢(2015)，「極端氣候下公路邊坡災害復建工程設計探討」，中華技術，第105期，第160-173頁，財團法人中華顧問工程司。
10. 行政院公共工程委員會，公共設施災後復建工程災害查估紀錄及復建經費概估表。

從霧氣中取水的實驗與探討

— 以苗栗三義茶園攔截霧水實驗為例

林敏朝／慈濟慈善基金會營建處處主任

林博雄／台灣大學大氣科學系副教授

摘要

本實驗係源自於苗栗三義丘陵地自然有機無毒的茶園於冬春季缺水問題，茶農提出深水井鑽探及數座水槽興建的工程計畫；惟為考量不破壞水土保持、節約用電、減少碳足跡與水足跡等理念，探究從霧氣中取水的生態環保友善作為，營造自然健康保育的環境，提供新水源作為茶園輔助性灌溉用水的可能性。

現階段我們台灣地區的主要水源係來自天上的降雨，以河川流水與水庫蓄水為主，地下水為輔；惟此獲得水源的方式在地處比較高的中高海拔區域農作區，在供應上有其耗能性與限制性。本實驗的發想是基於苗栗三義茶園的丘陵地區，近年來每年冬季與春季時期該地區連續數個月沒下雨或雨量微少的情況越趨明顯，導致茶園呈現缺水窘境越來越嚴重；另一方面，在此時期該區域日夜經常性被雲霧所籠罩，其相對溼度經常高達 95% 以上、能見度小於 1 km 甚至大部分時間都低於 500 m 的氣候特徵，乃有從霧氣取水的探究計畫。經由工作團隊一整年四個季節的二階段實驗發現：在 2013 年 11 月 1 日至 2014 年 4 月 30 日期間，實驗性簡易捕霧網（尺寸：3m*1.8 m）自霧氣中攔截的霧水量高達 31,662 mm，換算體積約 602 公升，是同時期同區域臨時氣象站的紀錄雨量 178.4 mm 的 177 倍之多；該捕霧網每天可收集 7.83 公升／平方公尺，即每天每平方公尺有 1.45 公升霧水量的攔截成果。另外，經由本實驗也發現霧水攔截量發生在 2 ~ 5 ms⁻¹ 強度的

東北風下為最有效，這頗為符合該地區冬冬季風特性。

實驗結果顯示出在台灣部分地區如中海拔農作區，於冬春季缺水期間採取自霧氣中攔截取水的措施，以作為農業或民生輔助性用水應該是具有發展潛力的，也是台灣地區另一種可以發展新水源的替代方案。

前言

眾所周知，地球表面絕大部分的區域被水所覆蓋，但根據相關的資料顯示可作為使用的淡水只占全球水量的比例卻很低，只有約 2.5%，且當中只有 1% 的水量被我們人類利用。近年來，全球暖化所造成的極端氣候，水文環境變化呈現高度的不確定性，使得河流消失或田地乾旱已經被視為人類生存與文明的重大危機。聯合國秘書長潘基文在 2014 年 4 月警告：「今日全球有超過 7.8 億人口無法取得妥善的飲用水資源，而此情形在一些區域（非洲）尤其嚴重。」美國「智庫太平洋研究所（PACIFIC INSTITUTE）」則表示，糧食、農業與水息息相關，水資源短缺已在非洲、中東及亞洲各國引爆水資源爭奪戰^[1]。這幾年來，我們經常在新聞報導中，可以看到地球的某些區域發生豪大雨水災的同時，另一區域卻是連續數個月的乾旱異常情況。全球水資源危機已經非常嚴峻，現在水資源短缺已經不只發生在未開發國家，氣候變遷也讓已開發國家對於供應穩定性的水也愈來愈沒有把握，就連「美國國務院」也預警水資源問題將危及國家安全。

全球暖化大幅改變了全球氣候的型態，也刺激了強烈颱風的形成。依據聯合國「政府間氣候變遷委員會」(Intergovernmental Panel on Climate Change, IPCC)的預測：「未來在某些地區熱帶性低氣壓的平均降雨量與最大降雨量增加的可能性增高」。國內近十年之氣候異常現象與天然災害已陸續發生，包括民國90年、92年及93年的颱風發生次數均高達9次，高出一般平均發生的6次；但在同時期，除了異常的大雨，在91及105年國內也出現嚴重的乾旱與五十年來最熱的夏季。由於氣候之異常，導致91、92及93及105年上半年連續乾旱，尤其南部、外島的澎湖及馬祖地區最為嚴重。從大旱之後緊接著大水，大水之後緊接著大旱，旱澇交替的現象似乎愈趨明顯，週期也愈縮短，此現象顯示出台灣已出現若干明顯之氣候異常徵兆。經濟部水利署2015年7月網站則清楚統計出：從1949到2011年的歷年統計來看，以往豐枯水年的從19年一循環，到近期大幅縮短為7年一循環，而且豐枯年的雨量多寡差距越來越大，不是水太多、就是水太少，台灣每年的雨量變化在數量和頻率已經顯得越來越極端化^[2]。因此，在自然環境條件發生變化，既有系統的水資源開發、利用、保育、防災及管理諸多限制下，需要積極持續具體作為之外，新水源的探尋構想應該是值得嘗試與鼓勵的。

長久以來，苗栗三義丘陵地區每年冬季與春季經常性籠罩在雲霧當中，期間偶而仍會有些降雨量，提供當地茶園等農作物等穩定的水源，丘陵區的樹木生態生長狀況一直維持良好。但就在這幾年，資深茶農發現當地下雨的頻率降低且白天濃霧籠罩狀態已逐年漸進發生變化，濃霧籠罩的天氣時間縮短，僅有微雨或是連續數個月沒下雨情況發生，呈現水量缺乏的窘境。而另一方面，氣象局歷年氣象紀錄顯示，在此時期該區域經常性被濕霧所籠罩的現象，其相對溼度高達95%以上，氣溫則在20°C以下、能見度小於1 km甚至大部分時間都低於500 m的氣候特性^[3]。因此，筆者興起從霧氣中尋找天然水源的可能性，邀請臺灣大學大氣科學系與氣象應用推廣基金會研究工作團隊，展開在台灣三義地區中海拔丘陵地進行一系列在季節性風力條件特性下自霧中攔截蒐集淡水的實驗，嘗試以自然無人為動力下為茶園尋找補助性灌溉用水。

白天的霧氣通常給我們日常生活帶來不便，但在台灣地區一直沒有相關單位與人士嘗試霧氣可以作為另類供水的來源。其實，在一些整年很少雨水但有霧的地方，霧是可以成為一個有效的飲用與灌溉水的來源。地球上不含鹽分的水有三分之一散佈在空氣中，收集空氣中的水，已是解決取得飲用水缺少問題的一個途徑，這在國外一些年降雨量少的地區是行之有年的嘗試與作為^[4-10]。

世界捕霧網執行狀況簡介

全球許多地區為因應特殊地理條件與氣候特性所導致雨量極度缺乏，霧水攔截的應用在各大洲部分國家已有一些成功施行案例。智利北部的阿塔卡馬沙漠(Atacama Desert)是世界上最乾旱的沙漠之一，沙漠裡的很多地方從來沒有過降雨。該沙漠向面向太平洋海洋，但受到地形特殊因素及南太平洋副熱帶高壓影響，盛行下沉乾燥的離岸風，當秘魯寒流經過時，下層水汽只能凝結成雲或霧，難以形成雨；另一方面，沙漠東面的安第斯山脈阻擋了來自大西洋的濕潤水氣使該沙漠特別乾燥。氣象資料顯示，該沙漠年均降水量僅約1毫米。1988年該地區的民間團體為了解決海岸沙漠化缺水所引起的社會經濟問題，尋求國際捕霧水專家的技術幫忙與民眾共同參與，在距離海岸1.5公里海拔600公尺高面向太平洋的山坡地二處架設聚丙稀材質的捕霧網，歷經二年的測試，獲得平均每日每平方公尺1.46~7.12公升初步成果後，進行第二、三階段的擴大霧水攔截計畫，補霧網所攔截的霧水增加至每日每平方公尺10~15公升(相當每日獲得400~600公升)，並設置多達30,000公升儲水池。自霧中攔截的水質符合世界衛生組織規定的飲用水標準，除直接提供社區民眾飲用外，也結合滴灌技術提供農作物種植之用，霧水的儲蓄量一年可提供多達230天的灌溉使用，讓在沙漠中農業(含番茄、馬鈴薯、玉米、蘆薈及橄欖樹等等)發展成為可能^[4,5]。非洲南非西側海岸亦是嚴重缺水地區，由於該地區發生霧的機率很高，而有了採集霧水提供缺水社區民眾使用計畫，該計畫持續3至4年在6個地點設置捕霧網，並設置氣象站自動紀錄雨量、風向與風速。該計畫發現霧的發生地點在標高200公尺以下的區域，所蒐集的每平方公尺達2.5公升，且水質良好適合民眾

引用^[6,7]。歐洲南部葡萄亞在大西洋的群島 (Maderia) 是終年被朦朧的雲霧籠罩著，在海拔標高 600 ~ 1600 公尺進行為期 2 年自雲霧中攔截霧水的研究計畫，獲得每日每平方公尺 6.0 ~ 21.3 公升的水量，這相當於每日降雨量 33.3 ~ 56.4 mm，若在東北風向下，則相當雨量最高達每日獲得 250 mm。該計畫另一發現是由草木植物凝結滴下的水量是年雨量的 3.5 倍之多^[8]。另一南美洲的秘魯西部山地和沙漠地區，屬熱帶沙漠、草原乾旱氣候，年平均降水量少於 50 mm。由於西臨太平洋，霧日較多，一些樹林生長良好。秘魯為開發霧水資源，在西海岸首都利馬以北 105 km 處拉奧羅亞和利馬以南 602 km 處阿雷基帕設立了兩個霧水收集站。該等霧水收集器是用尼龍網制成的，網上的小孔規格為 1 mm × 1 mm 大小，面積 4.5 m²。尼龍網支架下邊有一個大鐵盤收集霧水。1988 年 5 ~ 8 月兩個霧水站收集霧水最多的一年，在拉奧羅亞收集霧水 1336.2 公升，換算出雨量為 296.8 mm (網面積為 45 平方公尺)，在阿雷基帕收集霧水量為 742.5 公升，即相當 165.1 mm 降雨量。此現象顯示出霧水資源作為緩解降雨缺乏水源問題，提供出一個解決辦法與一定的貢獻^[9]。如上所述，迄今已多達 40 國家在全球進行較大規模的霧水攔截的推動，地區分布以太平洋東岸南美、大西洋東岸、非洲南部等為主如圖 1；亞洲地區則僅有沙烏地阿拉伯與尼泊爾二國，其尼泊爾所設置的捕霧網獲得的攔截水量每日每平方公尺約 1 ~ 10 公升，主要是提供山區僧侶們生活用水。截至目前全球各國設置的補霧網所攔截水量的紀錄，則每日每平方公尺有高達 70 公升之多的案例^[10]。

台灣不屬熱帶也無沙漠，年度降雨量雖有高達約 2,000 mm，但是冬夏季節降水量極為不均勻如圖 2^[2]，且絕大部分的雨水因台灣陡峭的地理因素，根據統計約有 60% 的降雨量流入海洋及約 20% 的雨量被蒸發^[11]。而每年 10 月至翌年 4 月的冬季及春初季節時期，可能經常性面臨缺水問題，影響民生與農作物用水，這情況在台灣南部地區尤其明顯。本研究計畫首次嘗試在地處溫熱帶的台灣且冬季春季經常籠罩在霧氣中的丘陵地茶園中架設霧水攔截網，進行一系列空氣中攔截霧水的實驗與探究，除作為解決三義茶園在冬季春季缺水時期的輔助性水源外，亦可作為該園區在生態與環保教育的實際教案，甚至可作為台灣地區水資源的管及開發用方面，提供另類途徑的參考。

三義茶園捕霧網計畫的執行

茶園地區全年度氣象特徵

三義茶園地處苗栗台中交界處大安溪北岸的苗栗丘陵區域內，海拔高度在 450 ~ 550 公尺，由於該地南高北低縱向山形地勢與東北風氣候條件，造成該地區每年冬季到春季期間時有低雲霧現象。交通部國道高速公路局在苗栗三義國道一號高速公路 130 ~ 150 K 路段路肩架設能見度儀器來監測道路能見度以及發布行車警訊，顯見該區域特有的雲霧現象。

苗栗三義鄉地區氣候溫和，屬於亞熱帶高溫濕潤型氣候，惟因受地形之影響，三義鄉南北氣溫略有差異，全鄉一月份平均約攝氏十五度，七月份平均溫約攝氏二



圖 1 全球地區進行霧水攔截國家地點的示意圖

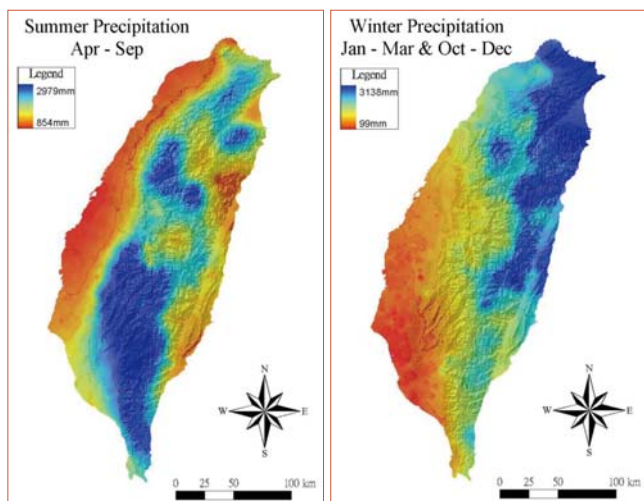


圖 2 台灣夏半年（左）與冬半年（右）降水分布圖

十八度，全年平均溫度為攝氏二十二度，日夜溫差大，適合果樹茶樹生長。為確切了解實驗地區茶園的氣候，研究期間在該茶園設置一區臨時氣象站（圖 3），記錄自 2013 年 12 月 9 日至 2014 年 12 月 10 日完整一年的氣溫、相對濕度、風速、風向、雨量、太陽輻射量以及能見度等氣象參數 1 ~ 12 月逐時的變化特徵。從三義茶園臨時氣象站一整年觀測發現以下特徵^[3]：



圖 3 本計畫架設的臨時氣象站 2013 年 12 月 22 日臨時氣象站與 A1 捕霧網

● 氣溫

2014 年各月每小時氣溫（單位是攝氏， $^{\circ}\text{C}$ ）變化顯示，小時平均的白晝夜間氣溫溫差不超過 10°C ，最高氣溫與最低氣溫分別發生在 9 月（ 35°C ）和 2 月（ 4°C ）。

● 相對濕度

2014 年各月每小時相對濕度（單位是百分比，%）變化顯示，2 ~ 4 月相對濕度都在 90% 以上，5 月突然下降到 60% 上下，6 ~ 7 月因梅雨回升到 80 ~ 90%，8 ~ 11 月下降到 60%，12 ~ 1 月再回升到 80% 以上。

● 風速風向

台灣屬於海島型氣候，風向受海洋、陸地溫差的影響很大，夏季吹西南季風，雷雨特別多，冬季吹東北季風，風力較強，尤其是尖豐公路（台十三線）伯公坑段，因受狹長及落差大的地形影響，風力特強，三義鄉全鄉是典型的季風氣候區。每年十月至翌年三月東北季風盛行，平均風速 1.1 ~ 1.3 m/sec，而五至九月為西南季風，平均風速 0.6 ~ 0.9 m/sec，但遇有颱風時其最大風速在 11.7 m/sec 以上。十月到隔年三月風速偏高並且這 6 個月最大風速都接近 8 m/s；該年度最大風速發生在十一月（約 9 m/s）。

三義茶園氣象站 2014 年 10 月到翌年 3 月風向都在北風（白晝）到東風（夜間）擺盪，4 ~ 9 月風向轉成西北風（白晝）到東南風（夜間）擺盪。

● 能見度

三義茶園氣象站顯示在 12 月到 3 月期間，能見度日夜都維持在 500 m 以下，其原因可能就是雲霧飄移通過茶園的影響，4 月到 10 月能見度持續升高，4 月和 6 月極大值可及 3,000 ~ 4,000 m，7~10 月極大值只有 ~ 1,000 m，11 ~ 12 月能見度最高可及 5,000 m（儀器之極限）或更遠；春秋冬三季節每天清晨和黃昏前後時段的能見度較低，中午和深夜回升；到了夏季月份，中午的能見度反而是一天中偏低時段，充分顯露山丘地區自然植被（茶園）蒸發散、午後下雨以及清晨黃昏雲霧等特色。

● 雨量

鄰近區域之三義雨量測站資料年平均降雨量約為 1968 公釐，除了 10 月至翌年 1 月之降雨量較少以外，其餘各月份均有可觀之降雨量，其中以九月最多，平均約達 340 公釐。

三義茶園氣象站 2014 年各月的雨量累積，全年雨量為 1,300 mm，比中央氣象局三義氣象站 2012 ~ 2013 年兩年的年雨量平均值 (2,686 mm) 短少 50%，但也有可能是 2014 年颱風偏少以及兩處氣象站的雨量筒口徑和傾斗解析度不同所造成。2014 年最大降雨量發生在 5 月 469 mm，6 月和 8 月也各將近 200 mm，10 月、11 月和 1 月等三個月雨量極少。雨量的總體特徵或許與全球氣候變異度有關，導致氣溫風速來得高。

● 太陽輻射量

2014 年各月每小時太陽輻射量 (單位是瓦/平方公尺，W/m²) 時間序列顯示中午時刻的太陽輻射量極低值發生在 12 月份 (~ 300 W/m²)，極高值 (> 600 W/m²) 則是 10 月份，兩月份相差 50%。

捕霧網計畫執行方法

● 三義茶園雲霧攔截網設置

三義茶園距台灣海峽僅約 1.2 公里，南北長約 2,200 公尺，東西寬約 250 公尺；整個茶園地形為北高南低且呈現東南傾斜，基於地形特性與未來後續推廣實用性的考量，攔截網架設地點共選三處，如圖 4 所顯示的 A1、A2 與 B1 等。A1 和 B1 兩地各置放一組十字形由四張排列組成的霧水攔截陣列 (如圖 5)，測試不同風向風速的攔截效率。A2 是西向陡降斜坡地，依照該斜坡地勢由下往上置放兩排攔截網 (每排 2 張攔截網)，各以 50% 和 70% 遮光率網面來測試不同網目密度的雲霧攔截效果。三處地點總共 12 張攔截網，嘗試評估每一區的霧水攔截量。2013 年 12 月 9 ~ 10 日完成攔截網安裝固定。

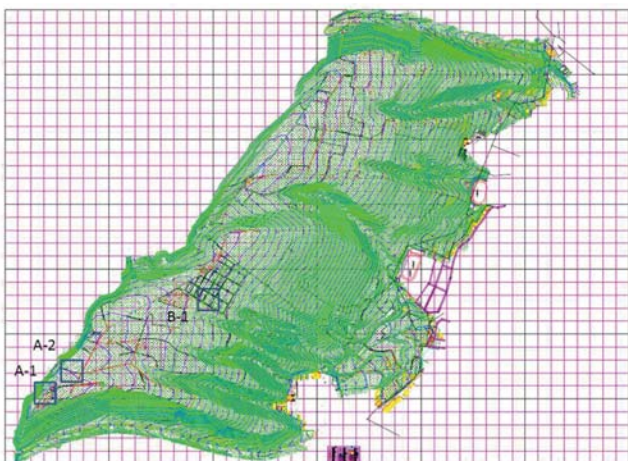


圖 4 三義茶園等高線平面圖與 A1, A2, B1 三處霧水攔截測試位置

為了兼顧材料經濟性與實用性，捕霧攔截網支架、網面材料與儲水溝槽等配件，均以台灣五金與園藝材料器材店容易購買取得的來源為主要考量因素。捕霧攔截網角鋼支架高度 3.6 m，攔截網高 1.8 m、長 3 m、下緣離地 1.8 m，並有角鋼橫撐架和塑膠排水管線到 20 公升塑膠水桶。攔截網上緣使用童軍繩拉開網面，並且利用四枝角鋼和 30 cm 營釘將兩側斜撐加以穩固在土地。這一設計是為不使用水泥灌漿破壞地表植被，以及拆卸與維修的便利性考量。攔截網網面材質是吉田塑膠公司所生產的農藝用黑色遮蔭網型號 610 (遮光率 50%) 以及型號 1010 (遮光率 70%) (如圖 6)，網面選擇黑色具有防止鳥禽誤撞網面而受傷的功能。

● 觀測紀錄

觀測期間的霧水桶裝紀錄與水桶重新置放工作，初期規劃是委由一位茶農協助處理；然而攔截網運作第一個月後發現 20L 水桶經常快速注水並滿溢，無法一一巡視及落實定量記錄每一水桶水位高度問題。因此本計畫於 2014 年 1 月 23 日於 A1 區最靠近氣象站攔截網下方，取消 20L 水桶改為置放與臨時氣象站同型雨量筒來承接攔截網所蒐集的水量，這一新增雨量筒 (有上蓋避免雨水直接滴落) 併入氣象站定量紀錄來取代人工紀錄。

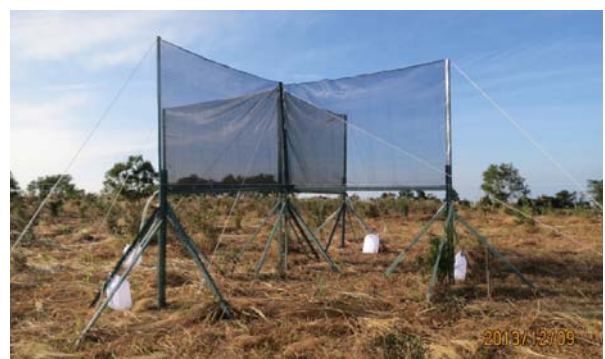


圖 5 A2 與 B1 為測試不同風速風向攔截量而設的單面與十字型四面捕霧網



圖 6 (上) 吉田塑膠公司型號 610 (遮光率 50%) 黑色遮蔭網
(下) 型號 1010 (遮光率 70%) 黑色遮蔭網

現地資料蒐集與研究分二階段進行，第一階段由 2013 年 11 月 1 日起自 2014 年 4 月 30 日止，現場架設一座臨時氣象站，受限於現地茶農難以落實達成定量數據之蒐集，於 2014 年 1 月 23 日起在臨時氣象站旁之攔截網增設一套筒口加蓋的雨量筒，便利直接記錄攔截網所蒐集的水量。2014 年 1 月 23 日中午到 4 月 9 日上午期間 (共 77 天)，總共紀錄 29 場具有顯著性的雲霧事件 (雨量筒五分鐘之內有 ≥ 5 mm 水量流入以及持續一小時以上)，其中有 5 次雲霧事件持續時間超過 12 小時，它們發生在 2 月上中旬與 3 月上旬 (詳如表 1)。該臨時氣象站顯示三義地區的降水紀錄以及其他雲霧顯著個案大都發生在深夜、凌晨、清晨到上午這一區段，發生頻率

高於下午到夜間區段。與此同時期，臨時氣象站雨量筒水量 (VDR) 77 天內總計累計 178.4 mm，而水平移動的雨霧被攔截進入雨量筒 (FNR) 則高達 31,662 mm。

第二階段 (2014 年 5 月 1 日到 12 月 10 日) 執行規劃包括 (1) 持續完成該茶園臨時氣象站 5 ~ 12 月的當地氣象資訊全年度完整性蒐集與分析。(2) 探討茶園臨時氣象站與中央氣象局三義自動氣象站的異同程度。本研究計畫如期完成觀測資料彙整與分析，參數計有氣溫、相對濕度、風速、風向、雨量、能見度和太陽輻射量等七項，並說明它們 1 ~ 12 月逐月與每個月 0 ~ 23 小時的變化特徵，做為茶園日後環境管理之參考，以及未來在環境教育所需要的基礎背景資訊教材之引用。

研究結果分析

雲霧攔截量分析

透過臨時氣象站設置在捕霧網附近的一般性雨量筒 (VDR) 和下方霧水量筒 (FNR) 兩套雨量筒資料，來定量評估補霧網攔截霧水水量效果。兩套雨量筒 (S-RGB-M002) 筒口直徑是 15.4 cm，每一傾斗動作代表有 0.2 mm (降) 水量。圖 7 是在 2014 年 1 月 23 日到 4 月 9 日 (77 天) 期間進水紀錄的時間序列果 (兩種參數座標軸單位不同，相差 100 倍)，顯示 VDR 雨量筒累計 178.4 mm，三義地區這段期間偶有少量降雨，但是水平移動的雨霧被攔截並進入 FNR 雨量筒高達 31,662 mm，是 VDR 雨量筒數據的 177 倍之多；顯然，面積 5.4 m² 攔截網非常有效攔截雨水和雨霧水。圖 8 則以散布圖 (scattering chart) 來呈現兩個雨量筒水量的差異程度，可進一步得到 $FNR = 20.67 VDR + 1.28$ 線性關係式，相關係數是 0.47^[3]。

表 1 紅色粗體數字為捕霧網雨量筒 5 分鐘累積水量 ≥ 5 mm 並持續 1 小時以上之個案一覽表

Day (M/D)	2/5	2/6	2/8	2/9	2/10	2/11	2/12	2/13	2/14	2/18	2/19	2/28	3/2	3/3
start-1	0:15	3:20	1:00	0:00	0:00	0:35	15:50	5:15	0:00	15:20	0:10	5:05	2:25	1:35
end-1	7:10	8:55	8:20	0:00	5:35	3:35	21:25	0:00	22:30	21:50	19:00	16:15	10:25	11:00
start-2			21:55			12:05							15:35	
end-2			0:00			16:45							20:45	
Duration	6:55	5:35	9:25	0:00	5:35	7:40	5:35	18:45	22:30	6:30	18:50	11:10	13:10	9:25
Day (M/D)	3/4	3/5	3/6	3/7	3/8	3/9	3/12	3/13	3/20	3/31	4/1	4/3	4/7	
start-1	2:40	0:00	17:05	0:00	4:30	0:00	20:05	6:20	9:20	02:20	00:40	17:25	06:30	
end-1	6:10	6:15	0:00	8:55	7:00	7:40	22:25	14:40	12:25	04:15	10:35	19:20	09:10	
start-2	22:40				8:15				14:15		17:45		18:40	
end-2	0:00				0:00				16:00		19:40		19:55	
Duration	4:50	6:15	6:55	8:55	18:15	7:40	2:20	8:20	4:50	1:55	11:50	1:55	3:55	

雨霧水攔截量和風速以及風向關係呈現在圖 9，風速風向是東北風 $2 \sim 5 \text{ ms}^{-1}$ 風速太小或是風速太大都對應較低的雨霧攔截量。雨霧發生當時的相對溼度都高達 $95 \sim 100\%$ 如圖 10 所示，氣溫則在 20°C 以下如圖 11。本計畫執行期間雨霧發生期間的能見度小於 1 km ，甚至大部分低於 500 m ，吻合氣象界所定義的「霧」天氣條件（相對溼度接近 100% 與能見度小於 1 km ）。

雲霧攔截量成果

本實驗性霧網在 2014 年 1 月 23 日到 4 月 9 日的 77 天期間攔截水量達 602 公升，換言之捕霧網平均 1 m^2 有 106 公升水量蒐集率。假設 12 張攔截網都與臨時氣象站一旁有 FNR 雨量筒的攔截網朝向同一方位並有

相同集水效率，那麼這一段期間應可攔截達 6,900 公升水量，換算成台灣自來水公司 1 度 (= 1,000 公升) 用水量，這些攔截網蒐集到 6.9 度水量。對於水價便宜的台灣，這些雲霧被攔截網所收集的水平降水量雖然經濟效益不高，但是在沒使用電力與機械來主動取水，改以完全被動式方法來收集自然來源的雲霧水平移動降水的試驗性過程，卻得到相當程度的定量證據，證實我們對環境友善取水途徑的構想是值得推動與實踐^[3]。

討論

系統資料蒐集問題

本實驗性捕霧網系統之一的計水量筒，在初始階

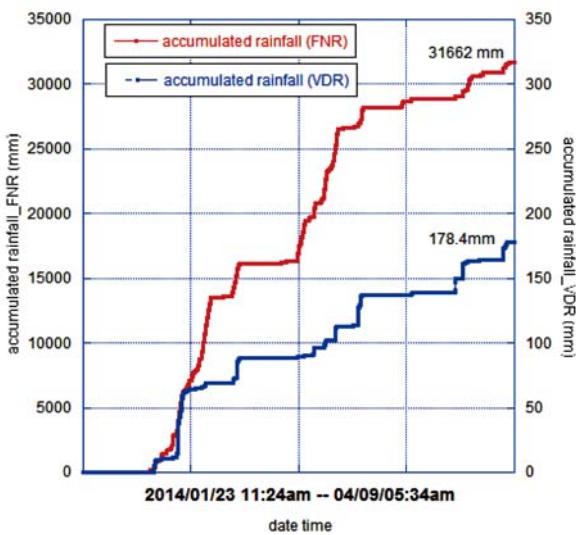


圖 7 2014/1/23-4/9 期間三義茶園 VDR 水量和 FNR 水量之時間序列

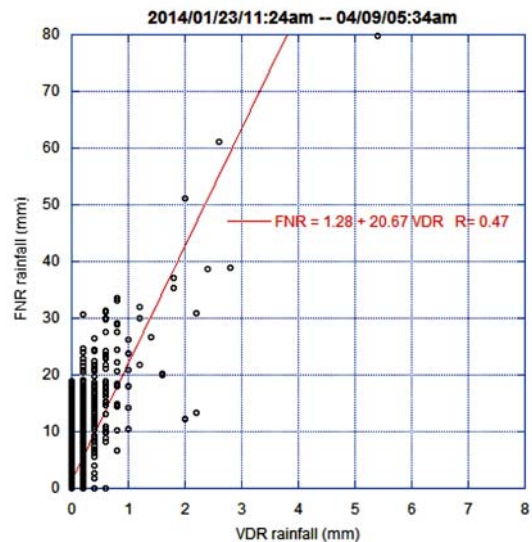


圖 8 2014/1/23-4/9 期間三義茶園 VDR 水量和 FNR 水量之散布圖

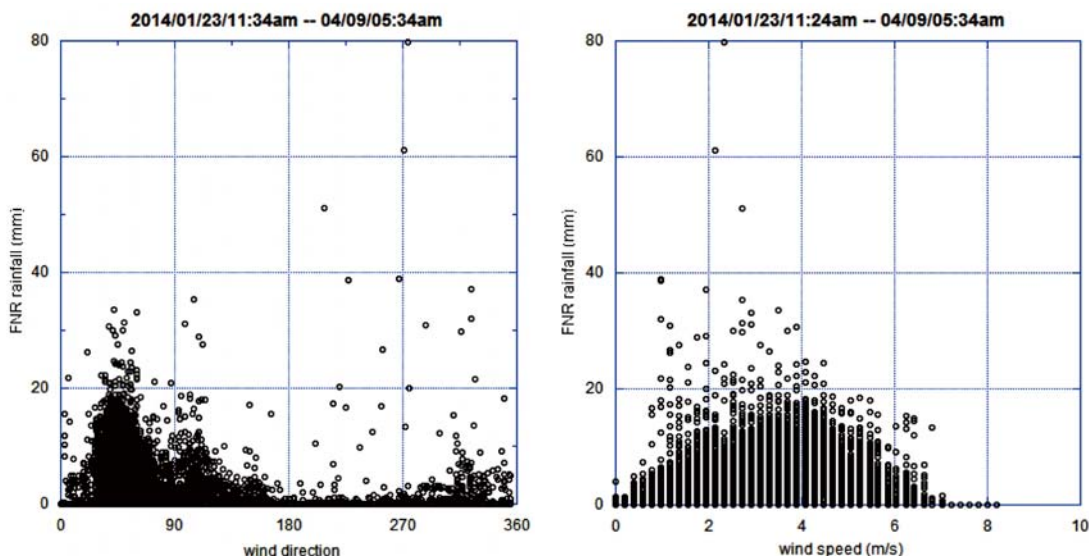


圖 9 2014/1/23-4/9 期間三義茶園 FNR 水量和 (左圖) 風速 (X 軸) 與 (右圖) 風向 (X 軸) 的關聯散布圖

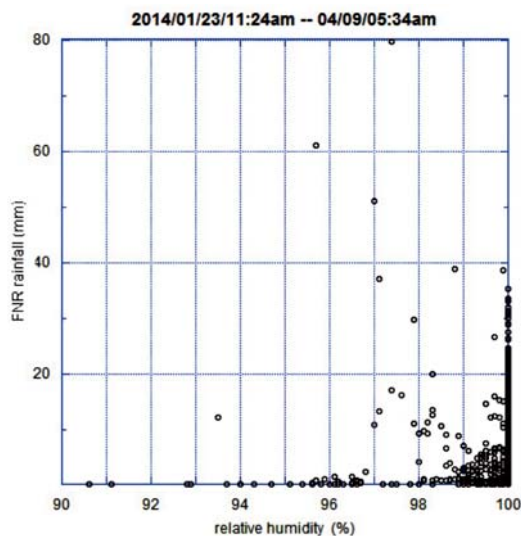


圖 10 2014/1/23-4/9 期間三義茶園攔截網 FNR 水量 (Y 軸) 和相對溼度 (X 軸) 的關聯散布圖

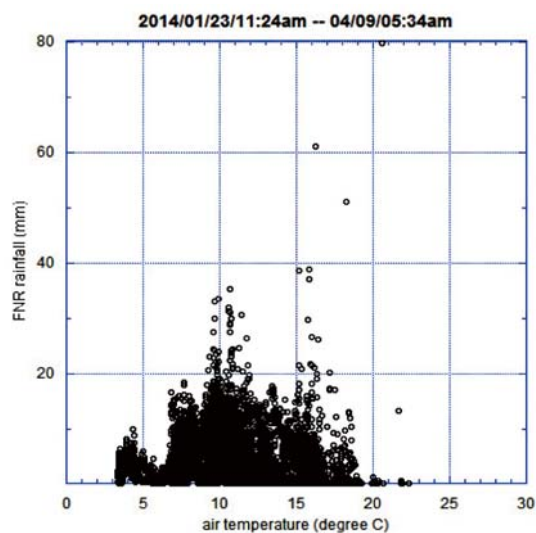


圖 11 2014/1/23-4/9 期間三義茶園攔截網 FNR 水量 (Y 軸) 和氣溫 (X 軸) 的關聯散布圖

段僅針對霧網而設置的簡單式水桶，且因人力問題而將記錄工作委由當地茶農登錄，但茶農必須忙於自身工作又缺乏正規訓練與不了解實驗意義等因素，不克定時定量地規律統計攔截的水量。因此，研究團隊檢討後重新設置兩個標準雨量筒，分別統計降雨量與霧網攔截的水量；另外，也針對當地氣候特徵設置臨時氣象站，將蒐集的氣象資料自動地傳送至研究室，有效地改善資料的正確性。惟完整性的實驗與氣候資料因委託時期僅一年而停止，期盼在未來經費許可下可再持續推動，以利可以更明確界定霧水的攔截措施在台灣地區是可行的。

捕霧網架的抗風能力與網收納考量

初設攔截網結構則以架設簡便、不破壞現地植被為設計導向；惟角鋼所擔任的支柱角色以及攔截網兩側之拉張效果不佳，這一結構在第一階段期間已有部分受損，難以在 5 ~ 11 月台灣進入雨季和颱風季強風暴雨下繼續蒐集雨霧。為因應台灣地區每年夏季的颱風等強風暴雨的侵襲，避免補霧網所賴以支撐的骨架倒塌與捕霧網的破損，基金會已再進一步發展出可快速下降高度的不銹鋼材質支撐骨架系統，具有簡易、彈性又快速收納捕霧網機制的骨架，作為後續長期性實驗與使用功能。

捕霧攔截網材料使用的討論

此次實驗使用的捕霧網網材為市面上容易取得

的園藝用遮陽材料，日曬雨淋後有黑色染料脫落溶入水槽的缺點，不能將收集到的水直接善加利用，僅能作攔截水量統計之用。為達霧水直接達到可使用的目標，新型攔截網結構、攔截網材質、網目密度與攔截效率等進階細節，基金會邀請材料開發單位進行新網材設計與製作，並在 2014 年 12 月 30 日於三義茶園安裝兩面不同網材，其一仍為市面上容易取的遮光率 50% 之白色遮陰網，另一面為新研發之網材，各以 500L 儲水桶（附有液位計）來進行兩者收集霧水效率的比較，所獲得霧水水質已大幅度改善，達到雨霧水經收集後直接儲存提供茶園運用的目標。

初次實驗使用的簡易式捕霧網攔截水量約 7.83 L/m² (即 1.45 L/m²/day)，與文獻中其他地區部分案例初始實驗所獲得的水量相當，但與該等案例在實際裝置後所獲得的成果相比較的攔截量 3 ~ 12 L/m²/day 仍然偏低，雖然已以新研發的編織網材再次實驗也獲得攔截霧量可達 25.56 L/m²，惟此統計資料尚須進一步多方測試與驗證，但此成果已足以顯示出霧網攔截水量是有增加發展的空間。

捕霧網系統與環境的持續測試

簡易補霧網的實驗歷經整年性不同季節的過程，蒐集三義茶園當地一年完整氣候資料特徵，如霧季發生月份與時間、發生頻率、測試霧水攔截網特性（面積、高度、架設方位等）與霧水蒐集量，能見度和風速風向等氣象參數的關聯性，已達成初步設定目標的

成果，對整體捕霧系統如上述新編織捕霧網材質等性能測試與研究仍須有需要持續辦理，同時也應蒐集更多國外成功案案例的信息與技術，作為因應台灣地區氣候條件的改善借鏡。

結論

就臺灣地區整體雨量的情況來說，每年 5 ~ 10 月豐水期的降雨量約佔年降雨量的七成，在臺灣南部地區甚至高達九成。而臺灣的地形特徵與說水文條件也很特別，陡峭地形使得河水湍急，雨水快速匯集至河流而奔入大海，停留在陸地的時間非常短暫，水資源利用與管理的難度很高；尤其在枯水期，中南部的降雨量非常少，能有效利用的水源更是缺乏。根據國內水文記錄，近十餘年來受到氣候變遷的影響，下雨天數集中，尤其枯水期的時間有拉長趨勢，這種氣候特徵越來越明顯與嚴重，影響民眾的生活與農作物的耕作。苗栗三義有機茶園顯然也受此氣候特徵的限制，導致近年來茶園發生缺水之苦。

世界許多地區設置捕霧網的案例及本實驗成果顯示出攔截霧水作為新鮮水源是一項簡易可行的技術。雖然目前捕霧網的設置大多是在一些非常缺乏雨水的乾燥國家與沙漠地區，對相對已開發或是部份開發中國家，縱使大部份民眾的用水是屬國家基礎建設所提供而不有欠缺問題；但總是會有一些中高海拔或特殊地形因素會面臨缺水或是供水不穩定的情況發生，此時，霧水的攔截與運用應是可考量作為一種補助性飲用水源的方案；尤其對農作物的耕作區，倘若再結合滴灌技術，當可擴大霧水攔截的功效。另外，霧水可作為造林、森林防火災的用水池、季節性乾燥特殊地區農作物與民眾生活用水，高山山林地區工作人員與登山客必要乾淨飲用水，甚至是高山地區動物生活用水等多方面價值的功效。

總而言之，從三義茶園設置捕霧網實驗初始成果的攔截水量雖然偏低，但經再嘗試引用新編織網，所攔截水量與水質已獲得改善且達到可直接提供農作物使用的目標。霧網攔截霧水具體措施仍有再精進之處，但已足以顯示出三義茶園霧水攔截實驗的成果亦如全球其他地區一般是具有實質可行性的；而且該實驗也可提供雲霧攔截科學及生態環保教育的教案，及關心新水源開發及環境保護保育議題的單位與企業後續投入研究的參考。

誌謝

本實驗得以嘗試首要感恩慈濟基金會 上人的支持，基金會一向關心全球氣候變遷、氣候異常與環保生態議題，鼓舞著我們構想如何以最節能且不造成環境不良的負荷條件下，推動節能減碳與珍惜天然資源運用的計畫與實踐。其次要感恩臺灣大學大氣科學系與氣象應用推廣基金會願意大膽接受委託進行研究與協助，也藉由他們在雪霸國家公園新竹觀霧工作站之雲霧調查經驗及接受斗膽提議採用在台灣容易購買取得的農藝用黑色遮蔭網型號 610（遮光率 50%）以及型號 1010（遮光率 70%）等簡易材料，迅速推動實驗計畫。另外也要感恩的是慈濟人援會給于簡報機會，尋得認同的環保企業家與大愛感恩科技公司參與捕霧網編織網絲材質的研發，以利後續增益捕水量與水質的推動，讓本實驗的成果有機會提供台灣地區未來獲取乾淨的天然水資源另一種途徑的參考。

參考文獻

1. 美國，智庫太平洋研究所（Pacific Institute）網路報導，2015 年 6 月。
2. 經濟部水利署，氣候變遷水環境知識庫網頁，2015 年 7 月。
3. 財團法人氣象應用推廣基金會，慈濟三義園區茶園霧水蒐集的可性探討期末報告，2013 年 12 月。
4. Carter, V., Schemenauer, R. S., Osses, P., and Streeter, H. (2007), "The Atacama Desert Fog Collection Project at Falda Verde in Chile," *Proceedings of the First International Conference on FOX and FOX Collection*, pp. 15-20.
5. Larrain, H., Velasquez, F., Pinto, R., Lazaro, R., Cereceda, P., Osses, P., and Schemenauer, R. S. (2001), "Two Year of FOG Measurements at Site Falda Verde, North of Chanral (Chile)," *Conference on FOG and FOG Collection*, St. John's, Canada, pp. 15-20.
6. Olivier, J. (2003), "FOG-Water Harvesting along the West Coast of South Africa, A Feasible Study," *Water, SA*, Vol. 28, No. 4, pp. 349-360.
7. Olivier, J. (2004), "FOG Harvesting: An Alternative Source of Water Supply on the West Coast of South Africa," *GeoJournal*, Vol. 61, pp. 203-214.
8. Nascimento, S., Prada, S. N., and Sliva, M. O. (2001), "FOG Precipitation on the Island of Maderia, Portugal," *Environmental Geology, Case and Solution*, Vol. 41, pp. 384-389.
9. Schemenauer, R. S. and Cececeda, P. (1994a), "A Proposed Standard FOG Collector for Use in High Elevation Regions," *Journal of Applied Meteorology*, Vol. 33, pp. 1313-1322.
10. Klemm, O., Schemenauer, R. S., Lummerich, A., Cereceda, P. Marzol, V., Corell, D., Heerden, J. V., Reinhard, D., Gherzghiher, T., Oliver, J., Osses, P., Sarsour, J., Frost, E., Maria, J. Strela, E., Valient, J. A., and Fessehaye, G. M. (2012), "Fog as a Fresh-Water Resource: Overview and Perspectives," *AMBIO*, Vol. 41, pp. 221-234.
11. 周嫦娥 (2015)，台灣水資源需求現況與管理策略工具，*土木水利* 第 42 卷，第 4 期，第 19-29 頁。

鋼筋混凝土建築物耐震能力 初步評估系統 (PSERCB) 之簡介與應用

蔡益超／國立臺灣大學名譽教授
宋裕祺／國立臺北科技大學教授
陳建忠／內政部建築研究所工程技術組組長
賴明俊／國立臺北科技大學博士
邱毅宗／國立臺北科技大學博士生
陳俊榕／國立臺北科技大學碩士生
陳長佑／內政部建築研究所工程技術組助理研究員

摘要

目前各地方政府有關建築物耐震能力初步評估部份，甚至「住宅性能評估實施辦法」之既有住宅結構安全性能之評估基準及評估表，仍沿用名譽教授蔡益超於民國 88 年 6 月所提出之建築物耐震能力初步評估表（以下簡稱舊表），舊表以建築物之定性為基準，進行建築物耐震能力初步評估。基於時空因素，已不太能夠符合目前實際所需，也無法較為快速準確評估出建築物之耐震能力。

有鑑於此，內政部建築研究所於 2014 年委託蔡益超教授與宋裕祺教授，研擬新版鋼筋混凝土建築物耐震能力初步評估表（以下簡稱新表），同時就定性與定量兩大基礎進行耐震初評，並能將評估結果之耐震能力安全程度以分數表示，所得結果較為準確。除此之外，新表結合現代科技與資料分析技術開發出雲端分析平台，透過平台儲存評估結果，集中管理各區/單位所進行之初步評估結果及基本資料，各級政府建管單位可透過大數據 (Big Data) 資料處理技術，供為防災相關政策擬訂或推廣之依據。

前言

2016 年 2 月 6 日上午 3 時 57 分，規模 6.4 的高

雄美濃地震重創台南，永康區維冠金龍大樓倒塌，釀成重大災情。維冠金龍大樓一樓為開放式店面，牆量甚少，建築物一樓僅由柱體抵抗地震力，抗震能力較其他樓層為低，因此在一樓形成軟弱層，在地震作用下，容易產生破壞進而造成整棟大樓倒塌。國內目前類似維冠大樓具有一樓軟弱層之建築物仍不在少數，因其具有較高的人命傷亡風險，如何迅速進行耐震能力初步評估，篩選出此類高震害風險的建築物實為當務之急。

本文介紹新表以及鋼筋混凝土建築物耐震初評系統 (Preliminary Seismic Evaluation of RC Building, PSERCB) 可藉由建築物一樓有效牆量與二樓（或以上）有效牆量的比值修正整棟建築物之韌性容量，配合一樓之極限剪力強度求出大樓之耐震能力，協助專業技師或建築師初步篩選出具弱層建築物，供後續耐震詳評與補強之依據。除此之外，PSERCB 提供雲端工作平台，不僅讓技師與建築師進行評估時可更加快速，且有助於降低人為錯誤，評估結果可以直接列表印出，也可透過平台上傳資料儲存於雲端資料庫上，政府建管單位可透過此平台達到資料檢視、分析、統計與管理之功能，作為後續大數據 (Big Data) 分析之依據，達到災害管理的目的。

0206 美濃地震造成建築物震損現況

民國一〇五年二月六日星期六凌晨 3 時 57 分於高雄市美濃區發生芮氏規模 6.4 之地震，震央位置在北緯 22.93 度、東經 120.54 度，震源深度為 16.7 公里。依據氣象局資料顯示，全台灣最大加速度為台南市新化測站（CHN3）觀測到 401 cm/s^2 ，最大震度為七級。本次地震造成多棟建築物倒塌或震損，其中以建築物用途為住商混合損害最為嚴重，此類建築物一二樓多為商業用途，牆體數量較少，容易形成軟弱層，使得地震發生造成底層破壞而倒塌。此次地震造成建築物震損狀況較嚴重者彙整如下^[1]：

維冠金龍大樓

維冠金龍大樓約於民國 83 年興建於台南市永康區永大路二段與國光五街交叉口，為地上 16 層、地下 1 層之 RC 建築物，主要用途為住商混合之社區住宅。維冠金龍大樓於本次地震不幸倒塌，造成共 115 人罹難，96 人受傷，為台灣史上因單一建築物倒塌事件中罹難人數最多之災難事件。造成維冠金龍大樓倒塌的因素相當多，主要原因於在低樓層（尤其一樓）因商場用途關係，使得結構系統形成軟弱層，造成建築物倒塌。



京城銀行

京城銀行約於民國 85 年興建於台南市新化區中山路 586 號，為地上 10 層、地下 1 層之 RC 建築物，主要用途為住商混合之出租住宅。因一二樓挑空與挑高，使得地震發生造成底層破壞而倒塌。



大智里菜市場

大智里菜市場位於台南市東區長東街 103 巷，為地上 4 層、地下 1 層之 RC 建築物，此建築物為連棟公寓，因菜市場需求一樓幾乎無隔間牆，使得地震發生造成底層破壞而倒塌。



台南市歸仁區信義北路與大仁街口公寓

此建築物興建約於民國 89 年，為 7 層樓公寓。因一二樓作為商業用途，牆體數量較少而形成軟弱層，使得地震發生造成底層破壞而倒塌。



鋼筋混凝土建築物耐震能力初步評估表

民國八十八年六月建築研究所研究報告『鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法及推廣』中，主要係提出一套耐震能力詳細評估法及其程式，但在第二章也研擬一份耐震能力初步評估表，即為蔡益超教授所擬定之初步評估表，亦略同目前「住宅性能評估實施辦法」附件採用之表格。

耐震能力詳細評估主要是評估鋼筋混凝土建築物的強度與韌性，當強度與韌性用盡而即將崩塌時，求出其對應的地表加速度，即所謂的耐震能力 A_c 。初步評估表也應該針對強度、韌性來評估，其結果才可能與詳細評估法具有較高的相關性。然而『鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法及推廣』報告所提的初步評估表屬於定性部分，尚缺乏定量評估，因此新表修正定性分析與新增定量分析，使初步評估表可同時包含定量與定性更具客觀之評估。

表 1 RC 建築物耐震能力初步評估表

項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
B101	靜不定程度	5	<input type="checkbox"/> 單跨(1.0) <input type="checkbox"/> 雙跨(0.67) <input type="checkbox"/> 三跨(0.33) <input type="checkbox"/> 四跨以上(0)		
B102	地下室面積比, r_g	2	$0 \leq (1.5 - r_g) / 1.5 \leq 1.0$; r_g :地下室面積與建築面積之比		
B103	平面對稱性	3	<input type="checkbox"/> 不良(1.0) <input type="checkbox"/> 尚可(0.5) <input type="checkbox"/> 良(0)		
B104	立面對稱性	3	<input type="checkbox"/> 不良(1.0) <input type="checkbox"/> 尚可(0.5) <input type="checkbox"/> 良(0)		
B105	梁之跨深比b	3	當 $b < 3, w = 1.0$; 當 $3 \leq b < 8, w = (8 - b) / 5$; 當 $b \geq 8, w = 0$		
B106	柱之高深比c	3	當 $c < 2, w = 1.0$; 當 $2 \leq c < 6, w = (6 - c) / 4$; 當 $c \geq 6, w = 0$		
B107	軟弱層顯著性	3	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input type="checkbox"/> 低(0.33) <input type="checkbox"/> 無(0)		
B208	鋼筋區箍筋細部(由設計年度評估)	5	<input type="checkbox"/> 63年2月以前(1.0) <input type="checkbox"/> 63年2月至71年6月(0.67) <input type="checkbox"/> 71年6月至86年5月(0.33) <input type="checkbox"/> 86年5月以後(0)		
B209	窗台、氣窗造成短柱嚴重性	3	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input type="checkbox"/> 低(0.33) <input type="checkbox"/> 無(0)		
B210	牆體造成短梁嚴重性	3	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input type="checkbox"/> 低(0.33) <input type="checkbox"/> 無(0)		
B311	柱之損害程度	2	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input type="checkbox"/> 低(0.33) <input type="checkbox"/> 無(0)		
B312	牆之損害程度	2	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input type="checkbox"/> 低(0.33) <input type="checkbox"/> 無(0)		
B313	現況 裂縫滲蝕淨水等程度	3	<input type="checkbox"/> 高(1.0) <input type="checkbox"/> 中(0.67) <input type="checkbox"/> 低(0.33) <input type="checkbox"/> 無(0)		
B414	定量分析 475年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_1}{IA_{475}} \leq 0.25, w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_1}{IA_{475}} \leq 1, w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_1}{IA_{475}} \right)$; 當 $\frac{A_1}{IA_{475}} > 1, w = 0$ (詳參、定量評估表) $A_1 = \min[A_{1,1}, A_{1,2}]$		
B415	2500年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_2}{IA_{2500}} \leq 0.25, w = 1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_2}{IA_{2500}} \leq 1, w = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{A_2}{IA_{2500}} \right)$; 當 $\frac{A_2}{IA_{2500}} > 1, w = 0$ (詳參、定量評估表) $A_2 = \min[A_{2,1}, A_{2,2}]$		
分數總計			100	評分總計(P):	

新表共分五大表單：「壹、建築物基本資料」，「貳、建築物耐震能力初步評估表」，「參、定量評估」，「肆、建築物平立面圖」，「伍、現況照片」等，相關內容解說可參閱內政部建築研究所 103 年度成果報告『鋼筋混凝土建築物耐震評估程式增修與應用研究』^[2]（目前新表經各公會舉辦講習會之建議略作修正）。RC 建築物耐震能力初步評估表依據結構系統、結構細部、結構現況與定量分析共為 15 個項次如表 1 所示（反白處為 PSERCB 系統自動填入），本表共有 15 個項目，根據結構系統、結構細部、結構現況與定量分析分為四個區塊。其中，與結構系統有關者計有 7 項，與結構細部有關者計有 3 項，與結構現況有關者計有 3 項以及定量分析 2 項。各項目並依其重要性給予不同的配分，配分之總和為 100 分。各項目根據評估內容，就可以決定權重，將權重與配分相乘，可得該項目之評分，15 個項目的評分相加得分數總計。

分數若大於 60 分，則表示該建築物的耐震能力確有疑慮，逕自進行補強或拆除；若介於 45 分至 60 分之間，則表示該建築物的耐震能力有疑慮，優先進行詳評；若介於 30 分至 45 分之間，則表示該建築物的耐震能力稍有疑慮，宜進行詳評，若低於 30 分，則表示該建築物的耐震能力尚無疑慮。

PSERCB 雲端平台介紹

鑒於目前評估結果多以紙本方式呈現，不易保存，且資料散落各處，無統一單位彙整儲存，倘若這些資料能夠儲存集結起來，未來能夠進行其他數據分

析及統計，將能使資料的使用效益更大。為達到此目的，進而開發此耐震能力初步評估平台 PSERCB，希冀能將有限的資源達到最大的運用程度。

本評估系統主要依據定性及定量兩大基礎進行耐震初評，並能將評估結果之耐震能力安全程度以分數表示。定性部分（圖 1）主要針對結構系統、結構細部及結構現況三大部分進行評估，使用者僅需在平台上根據各細項進行勾選，程式將自動偵測是否完全勾選完畢，並計算定性分數。

定量評估部分（圖 2），使用者僅需將表格填寫完畢，系統將自動以國內「混凝土工程設計規範與解說」，計算一般柱、短柱、RC 牆、四邊圍束磚牆、三邊圍束磚牆及無側邊圍束磚牆之剪力強度，且能夠由一樓牆量及急邊變化樓層之牆量計算牆量比，進而判斷此建築物是否屬於軟弱層，若此建築物經程式判斷為軟弱層，將會對此建築物之韌性容量進行折減。最後平台自動考量建築物 X、Y 兩方向依照建築物工址



圖 1 定性評估網頁

name	Bc	Hc	lo(%)	ht	No	Num	S	Ncl
C1-1	40	40	2.42	360	#3	2	20	5
C1-2	40	40	2.90	270	#3	2	20	3
C2	40	40	2.90	270	#3	2	20	6
C3	40	40	2.90	360	#3	2	20	3
C3-1	40	40	2.90	180	#3	2	20	2

圖 2 定量評估網頁

項目名稱	評估者	評估日期	定性評估分數	定量評估分數	評估總分	現場照片上傳	下載上傳
Building4	100	2016-03-25	2.1	18.3	19.4	100%	100%

圖 3 評估結果

項次	項目	配分	評估內容	權重	評分
B101	靜不定程度	5	■單跨(1.0) □雙跨(0.67) □三跨(0.33) □四跨以上(0)	1.00	5.00
B102	地下室面積比, r_g	2	$0 \leq (1.5 - r_g) / 1.5 \leq 1.0$; r_g :地下室面積與建築面積之比 $r_g=0$	1.00	2.00
B103	平面對稱性	3	□不良(1.0) ■尚可(0.5) □良(0)	0.50	1.50
B104	立面對稱性	3	□不良(1.0) ■尚可(0.5) □良(0)	0.50	1.50
B105	梁之跨深比b	3	當 $b < 3, w=1.0$; 當 $3 \leq b < 8, w=(8-b)/5$; 當 $b \geq 8, w=0$ $b=6$	0.40	1.20
B106	柱之高深比c	3	當 $c < 2, w=1.0$; 當 $2 \leq c < 6, w=(6-c)/4$; 當 $c \geq 6, w=0$ $c=5$	0.25	0.75
B107	軟弱層顯著性	3	□高(1.0) ■中(0.67) □低(0.33) □無(0)	0.67	2.01
B208	塑製區箍筋細部(由設計年度評估)	5	□63年2月以前(1.0) □63年2月至71年6月(0.67) ■71年6月至86年5月(0.33) □86年5月以後(0)	0.33	1.65
B209	構窗台、氣窗造成短柱嚴重性	3	□高(1.0) □中(0.67) ■低(0.33) □無(0)	0.33	0.99
B210	端牆造成短梁嚴重性	3	□高(1.0) □中(0.67) ■低(0.33) □無(0)	0.33	0.99
B311	柱之損害程度	2	□高(1.0) □中(0.67) □低(0.33) ■無(0)	0.00	0.00
B312	端牆之損害程度	2	□高(1.0) □中(0.67) □低(0.33) ■無(0)	0.00	0.00
B313	現裂縫縮淨水等程度	3	□高(1.0) ■中(0.67) □低(0.33) □無(0)	0.67	2.01
B414	475年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{v1}}{L_{v15}} \leq 0.25, w=1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{v1}}{L_{v15}} \leq 1, w=\frac{4}{3}(1-\frac{A_{v1}}{L_{v15}})$; 當 $\frac{A_{v1}}{L_{v15}} > 1, w=0$ (詳參、定量評估表) $A_{v1} = \min[A_{v1,x}, A_{v1,y}]$ $A_{v1,x}=0.16$ $A_{v1,y}=0.41$ $A_{v1}=0.16$	0.56	16.8
B415	2500年耐震能力初步評估	30	當 $\frac{A_{v2}}{L_{v2500}} \leq 0.25, w=1$; 當 $0.25 \leq \frac{A_{v2}}{L_{v2500}} \leq 1, w=\frac{4}{3}(1-\frac{A_{v2}}{L_{v2500}})$; 當 $\frac{A_{v2}}{L_{v2500}} > 1, w=0$ (詳參、定量評估表) $A_{v2} = \min[A_{v2,x}, A_{v2,y}]$ $A_{v2,x}=0.25$ $A_{v2,y}=0.64$ $A_{v2}=0.25$	0.38	11.4
分數總計				100	評分總計(P): 47.80

圖 4 輸出報告書

以「建築物耐震設計規範及解說」，對回歸期 475 年及 2500 年之地震進行評估，計算定量評估分數。

PSERCB 雲端平台自動將定性及定量評估分數進行加總，依據最後總分判斷此建築物耐震能力之安全性，使用者可依據分數高低判斷建築物之耐震能力高低，篩選出應優先進行耐震能力詳細評估與補強或者直接拆除者，對於有大量建築物需要進行檢驗耐震能力時，將更有效益。

初步評估系統提供工作平台，不僅讓技師與建築師進行評估時可更加快速，且有助於降低人為錯誤，評估結果可以直接列表印出，也可透過平台上傳資料儲存於雲端資料庫上。政府建管單位可透過此平台達到資料檢視、分析、統計與管理之功能，作為後續大數據 (Big Data) 分析之依據，達到災害管理的目的。

PSERCB 講習會

內政部建築研究所於民國 103 年度分別於高雄、臺中與臺北主辦共三場講習會 (圖 5)，並且由國立臺

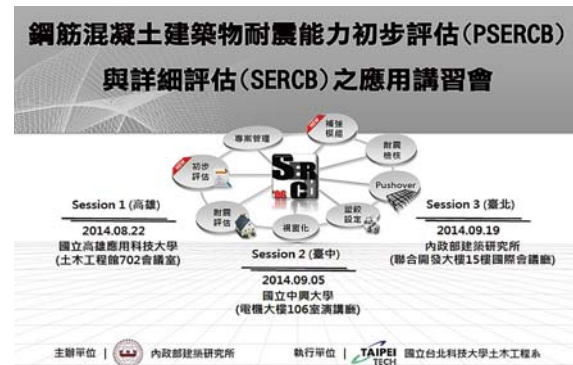


圖 5 三場講習會時程與地點

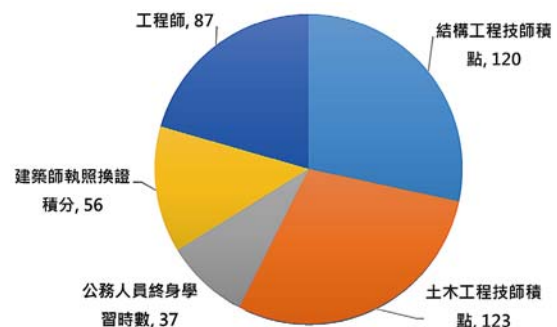


圖 6 三場講習會參與人員分布圖



民國103年8月22日高雄場



民國103年9月5日臺中場



民國103年9月19日臺北場

圖 7 內政部建築研究所舉辦之講習會

北科技大學土木工程系執行，協辦單位包含中華民國結構工程學會、高雄市結構工程工業技師公會、高雄市土木技師公會、台灣省結構工程技師公會、臺中市結構工程技師公會、臺中市土木技師公會、國立中興大學土木工程系、台北市結構工程工業技師公會、台北市土木技師公會等協助，於 103 年度計畫預算內共有 423 人報名參與如圖 6 與圖 7 所示。藉由國內具工程實務與研究應用的專家和學者，介紹建築物耐震能力初步評估、詳細評估與補強理論，並針對評估程式之操作與驗證進行說明，藉此回饋使用者經驗。

此次 0206 地震造成台南及高雄地區 60 餘棟建築物結構受損，地震後民眾對於住宅大樓的安全極為關

切。內政部表示，因應 0206 地震後民眾對於住宅大樓的安全極為關切，除將儘速研擬「臺灣地區老舊住宅及建築物全面推動耐震性能評估實施計畫」報院核定外，對於耐震能力不足且安全疑慮較高的建築物，將輔導循都市更新等程序，補助民眾辦理建築物整建維護耐震補強或拆除重建，同時也將持續檢討都市更新法令並督促地方政府加速辦理都市更新（資料來源：行政院新聞傳播處）。對象為民國 88 年 12 月 31 日前設計建造之建築物，住宅類建築物取得使用執照件數約 56 萬件，若全面推動耐震能力初步評估，以舊表與紙本作業已無法較為快速準確評估出建築物之耐震能力，勢必須以新表結合現代科技與資料分析技術。



民國 105 年 3 月 5 日現場



民國 105 年 3 月 12 日現場



圖 8 技師公會舉辦之講習會

有鑑於此，新北市、台北市、台灣省結構工程技師公會於民國 105 年 3 月 5 日（星期六）舉辦鋼筋混凝土建築物耐震能力初步評估（PSERCB）作業系統與操作簡介講習會（圖 8），上、下午兩場共 240 位結構技師參加。

除此之外，新北市、台北市、台灣省土木技師公會、國立台北科技大學研發處及中華台北國際及亞太工程師監督委員會於民國 105 年 3 月 12 日（星期六）舉辦鋼筋混凝土建築物耐震能力初步評估（PSERCB）作業系統與操作簡介講習會（圖 8），受限會場容量台北市土木技師公會及省土木中、南、高、嘉義、花蓮、澎湖等區採用視訊遠距教學，上、下午兩場共 702 位土木技師參加。

結論與建議

新表結合定性與定量分析，並以 PSERCB 系統協助工程師快速評估，可有效篩選類似維冠大樓具有一樓軟弱層之建築物。茲將結論羅列如下：

- 新表依據舊表之定性評估項目略作修正，再以國內「混凝土工程設計規範與解說」與「建築物耐震設計規範及解說」為理論基礎擬定定量評估流程，與詳細評估法原則相符，可有效篩選耐震能力不足之建築

物。本初步評估法適用於一般公寓、集合住宅、加強磚造（透天厝）、辦公室及具弱層建物等之評估。

- PSERCB 系統提供完整輸入表格，以專案管理方式管控評估流程，有效防止從業人員漏填評估項目，採用網路雲端輸入方式，方便操作，節省作業時間。對於執行大量建築物耐震能力初步評估將更有效益。
- 透過平台儲存評估結果，集中管理各區/單位所進行之初步評估結果及基本資料，各級政府建管單位可透過大數據（Big Data）資料處理技術，供為防災相關政策擬訂或推廣之依據。

目前經由建研所與各公會舉辦之講習會（超過 1,365 人次）解說 PSERCB 理論與系統操作，與會人員普遍認同研究成果可應用於實務上。

參考文獻

1. 葉芳耀、吳俊霖、林哲民、邱聰智、陳俊仲、許尚逸、翁元滔、宋裕祺、鐘立來、黃世建、許健智、張國鎮（2016），「國震中心地震災害應變作業報告」，土木水利，第四十三卷，第一期，第 4-15 頁。
2. 內政部建築研究所，鋼筋混凝土建築物耐震評估程式增修與應用研究，民國 103 年 12 月。

土壤液化與結構物安全技術討論會

會議時間 中華民國105年3月18日

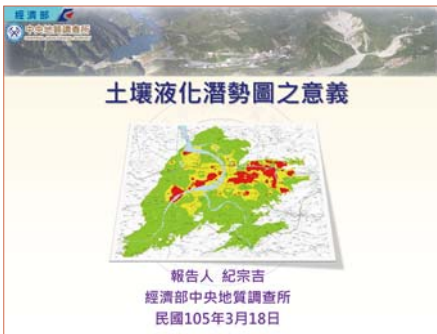
會議地點 財團法人中興工程顧問社2樓國際會議廳

主辦單位 財團法人中興工程顧問社、財團法人國家實驗研究院
國家地震工程研究中心、中華民國大地工程學會、財團法人地
工技術研究發展基金會、中華民國大地工程技師公會、台北市
結構工程工業技師公會、臺灣防災產業協會

主講者	講題
報到	
貴賓致詞	
經濟部中央地質調查所 江秉榮 所長	液化潛勢圖之意義
休息	
國家地震工程研究中心 張國鎮 主任	結構耐震設計規範精進
中央大學應用地質研究所 李錫堤 教授	國土計畫法與地質敏感區
午餐休息	
內政部營建署 陳威成 科長	液化潛勢圖公布之配套
中央大學土木系 黃俊鴻 教授	土壤液化之作用與影響
休息	
大地工程技師公會監事 廖瑞堂 博士	土壤液化之對策
台北市結構工程工業技師公會 婁光銘 理事長	結構耐震評估補強實務
綜合討論	
結束賦歸	

因應經濟部於 105 年 3 月 14 日公布土壤液化潛勢圖，財團法人中興工程顧問社與財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心、中華民國大地工程學會、財團法人地工技術研究發展基金會、中華民國大地工程技

師公會、臺北市結構工程工業技師公會、臺灣防災產業協會合辦「土壤液化與結構物安全技術討論會」，針對土壤液化與建築結構耐震補強議題，邀請專家講述住宅地震防災技術。



土壤液化潛勢圖之意義

報告人 紀宗吉
經濟部中央地質調查所
民國105年3月18日

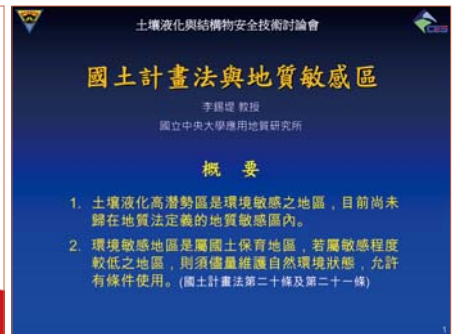
經濟部中央地質調查所
紀宗吉簡任技正簡報



結構耐震設計規範精進

張國鎮
國家地震工程研究中心主任
台大土木系教授

國家地震工程研究中心
張國鎮主任簡報



國土計畫法與地質敏感區

李錫堤 教授
國立中央大學應用地質研究所

概要

1. 土壤液化高潛勢區是環境敏感之地區，目前尚未歸在地質法定義的地質敏感區內。
2. 環境敏感地區是屬國土保育地區，若屬敏感程度較低之地區，則須儘量維護自然環境狀態，允許有條件使用。(國土計畫法第二十條及第二十一條)

中央大學應用地質研究所
李錫堤教授簡報



**土壤液化潛勢資訊公開之
配套措施**

內政部營建署
陳威成
105年3月18日

內政部營建署
陳威成科長簡報



土壤液化的作用與影響

中央大學土木工程學系教授
國家地震工程中心大地組組長
黃俊鴻

中央大學土木系
黃俊鴻教授簡報



**土壤液化之
因應對策及工法**

大地工程技師公會 廖瑞堂 博士

大地工程技師公會監事
廖瑞堂博士簡報



結構耐震評估補強實務

婁光銘

職務：台北市結構工程工業技師公會 理事長
中華民國結構工程工業技師公會 常務理事
中華民國結構工程學會 理事

臺北市結構工程工業技師公會
婁光銘理事長簡報



各演講者之簡報內容資料，請上網 <http://ppt.cc/dK0bH> 下載。

美濃地震 研討會 影音報導

日期：民國 105 年 3 月 21 日（星期一）
地點：國立成功大學光復校區國際會議廳

主辦單位：國立成功大學土木系、國家地震工程研究中心、成大土木文教基金會。

協辦單位：台南市政府工務局、經濟部水利署南區水資源局、國立成功大學建築系、國立成功大學地科系、中國土木水利工程學會、中華民國結構工程學會、中華民國地震工程學會、中華民國土木技師公會全國聯合會、中華民國結構工程技師公會全國聯合會、台灣混凝土學會、中華民國大地工程學會南部分會。



台南市賴清德市長蒞臨致詞



國家實驗研究院羅清華院長蒞臨致詞



國立成功大學蘇慧貞校長蒞臨致詞



學者專家綜合討論

美濃震災之後，成大土木系與國家地震工程研究中心於 3/21（一）在成大辦理「美濃地震研討會」，全天分為七個場次：(1) 從救災經驗分享及省思、(2) 土建結構及附屬物之震害 I、(3) 地震概述與地震動分佈、(4) 土建結構及附屬物之震害 II、(5) 建築結構安全與建管制度、(6) 土建結構及附屬物之震害 III、及 (7) 大地工程震害，分別邀請各領域專家學者進行討論，是美濃地震發生後最迅速且全面的檢討。

此次研討會備受矚目，250 個名額不到一個星期即報名額滿。為服務向隅的會員，特提供研討會影音連結，歡迎下載。

開幕典禮 (國際會議廳第一演講室)		
8:30-9:00	報到	
9:00-9:30	貴賓致詞: 賴清德市長、蘇慧貞校長、羅清華院長	主持人: 成大土木文教基金會 邱琳濱董事長
場次 1：救災、經驗分享及省思 (國際會議廳第一演講室)		
9:30-9:50	0206 地震救災經驗分享	台南市政府工務局 王雅水科長
9:50-10:10	救災經驗分享	台南市土木技師公會 劉明昌理事長
10:10-10:30	結構技師公會在 0206 美濃地震所扮演的角色及省思	台南結構技師公會 陳福元理事長
10:30-11:00	休息(點心時間)	
場次 2：土建結構及附屬物之震害 I (國際會議廳第一演講室)		
11:00-11:20	美濃地震致使台南建築物結構損傷現場勘查	成大土木系 洪宗義副教授
11:20-11:40	光達於結構震損快速評估	成大土木系 侯琮欽助理教授
11:40-12:00	隔震高樓及校舍補強工法於美濃地震震後之現況勘查	國震中心 葉錫勳副校長
11:00-11:20	台灣西南部的地質及發震構造	成大地科系 李恩瑞助理教授
11:20-11:40	美濃地震強地動分佈與特性	國震中心 林哲民副研究員
11:40-12:00	早期損失評估在地震應變時之應用與檢討	國震中心 葉錫勳副校長
12:00-13:00	午餐	
場次 4：土建結構及附屬物之震害 II (國際會議廳第二演講室)		
13:00-13:20	低矮建築物震害	國震中心副主任及 中華民國地震工程學會 會演進理事長
13:20-13:40	高樓層建築物震害	國震中心 魏立榮副校長
13:40-14:00	橋梁震害	國震中心 宋裕樞副校長
14:00-14:20	自來水系統震害	劉季宇副研究員

場次 5：建築結構安全與建管制度 (國際會議廳第三演講室)		
13:00-13:20	建築物結構「技師監造簽證」制度之法律探討 與落實方式之建議	永峻工程顧問公司 甘錫澄總工程師
13:20-13:40	建築結構安全與國家責任	宏遠法律事務所 蔡志揚律師
13:40-14:00	由地震災損探討混凝土品質與施工監造之重要性	台灣混凝土學會 台大土木系 唐顯宏教授
14:00-14:20	「土壤液化潛能圖」在台灣的發展史	台南科技大學 李成平榮譽教授
14:20-14:40	休息(點心時間)	
場次 6：土建結構及附屬物之震害 III (國際會議廳第二演講室)		
14:40-15:00	美濃地震非結構物損壞案例分析	成大規劃與設計學院 施昭智副院長
15:00-15:20	美濃地震震害非結構物損壞情況及原因初探	成大建築系 杜怡堂副教授
15:20-15:40	美濃地震校舍建築損壞調查結果	成大建築系 鍾育強助理教授
15:40-16:00	維冠金龍大樓結構初探	台南結構技師公會 池志賢結構技師
場次 7：大地工程震害 (國際會議廳第三演講室)		
14:40-15:00	台南震害區大地環境特性調查	成大土木系 李恩瑞副教授
15:00-15:20	土壤液化對河川堤岸之震害情況及原因初探	成大土木系 倪勝大教授
15:20-15:40	美濃地震對中南部山區建設安全的影響	成大土木系 洪源助助理教授
15:40-16:00	美濃地震土壤液化與地工震害調查	國震中心 黃俊鴻副校長
場次 8：綜合討論 (國際會議廳第二演講室)		
16:00-16:50	與談人:邱琳濱董事長、呂良正理事長、施義芳理事長、蔡崇傑理事長	引言人: 國震中心 張國鎮主任
16:50-17:10	會議總結:張國鎮主任	



美濃地震研討會影音檔

<http://mytube.ncku.edu.tw/media.php?id=3361>



美濃地震研討會論文集

<https://mybox.ncku.edu.tw/navigate/s/0CA74DF92E9C463DA48777D74F28B300GSY>

摘錄美濃地震研討會部份簡報如下，完整簡報請上網下載。

結論-老舊建物耐震問題

- **建築法規尚未成熟：**
設計地震力較低、缺乏韌性設計(箍筋間距、彎鉤角度、繫筋等問題)、無垂直地震力設計等
- **施工監造不佳：**
建築品質良莠不齊、鋼筋綁紮與搭接不良、柱內埋管太多(有效柱斷面、鋼筋握裹力、鋼筋腐蝕)、保護層太小或大、樓梯沒有以鋼筋與牆壁連接、混凝土材料品質、設計不合結構原理(柱斷面太小)、施工不符規範、材料強度不足(含混凝土老化及鋼筋鏽蝕)、混凝土澆置前未清除模內之雜物等
- **建物使用管理：**
缺乏結構安全概念、住宅變更營業場所(活載重改變)、違建加重結構負擔(老骨少)、擅自改建破壞原設計理念、相鄰新舊建物高矮不一(勁度不同)、敲牆打柱裝潢文化

美濃地震致使台南建物結構損傷現場勘查 — 洪崇展

杜絕黑心房屋 從鋼筋混凝土品質要求做起!!

- 如同食安之保障，混凝土品質透明化能提供民眾住的安全保障 **▶ 生產履歷 資訊透明!!**
- 良好結構系統，材料品質強度符合設計規定且施工確實 **▶ 施工與監工要確實!!**
- 對民間工程進行混凝土鑽心抽驗、公告建商/建築/試驗結果 **▶ 公權力硬起來!!**

由地震災損探討混凝土品質與施工監造之重要性 — 詹穎雯

Summary

- 高雄美濃地震規模 M_L 由6.4修正為6.6，新化及數個非即時強震站資料顯示，主震造成近震源區域7以上之震度
- 震源之破裂面位態與破裂方向造成震度5以上區域明顯向西北方向延伸，也導致顯著的近震源效應，台南地區首當其衝
- 台南地區近地表鬆軟沖積層也引致長週期表面波的產生，延長並加大長週期震波歷時，間接造成更嚴重之地震災害

美濃地震強地動分佈與特性 — 林哲民、郭俊翔、張毓文

美濃地震非結構物損壞案例分析
姚昭智·陳威中·林子傑
成大建築系

美濃地震非結構物損壞案例分析 — 姚昭智、陳威中、林子傑

結語(1/2)—地震早期損失評估

- **擴大客製化服務的對象**
 - 鐵、公路橋梁、其它民生系統、救災與醫療...
- **精進資訊的內容與品質**
 - 透過不同的資訊傳播媒介(簡訊、推播、電子郵件、資訊網站)，提供多樣化的災損推估資訊
 - 由單純的災損推估，延伸至震後服務效能推估(譬如缺水、缺電、交通阻斷的區域與時間...等)

早期損失評估在地震應變時之應用與檢討 — 葉錦勳

維冠金龍大樓結構初探
Preliminary Inspection on Structural Problems of Weiguan building based on Numerical Simulation
施忠賢
結構技師、成大建築博士
2016/03/20

維冠金龍大樓結構初探 — 施忠賢

結論

- 在美濃地震的驗證下，證實**耐震補強確實有效**，可以大幅**提昇社會於震後恢復力**。
- 大智市場案例顯示，**局部補強**以提昇耐震能力，亦有助於避免倒塌。
- 山上市場案例顯示，**柱量比**為結構耐震能力之重要指標。

低矮建物之震害 — 黃世建

結論與建議

- 虎頭埤水庫壩體路面，有3~4條裂縫，研判無立致災危險，建議未來持續觀察。
- 大內曾文溪河溪護岸之日新護岸及尖山堤防之多處嚴重損壞。損壞之主因是護堤及堤防基礎及回填砂質土壤液化。
- 長期解決方案應朝向防治堤防內部土壤液化著手，而短期應在四或五月汛期來臨前儘快先緊急復建，回復其原有防洪之基本功能。
- 在崩塌處重建，而在堤面破裂及掏空處，應即修補避免雨水滲入堤內擴大掏空而導致混凝土堤面崩塌。
- 復建或修復完成後，再實施補強加固工程。
 - 考慮改變河道位置，使其遠離堤岸，可避免堤岸成水流攻擊面。
 - 河堤補強加固工程：防治堤內土壤液化、臨河堤趾以深基礎加固、臨河混凝土堤防坡面以格子梁加勁，必要時增設側向釋壓排水孔。

土壤液化對水庫與河川堤岸之震害情況及原因初探 — 倪勝火

「土壤液化免驚！」記者說明會

一個能夠讓民眾安心的記者會

105.3.25



中國土木工程學會 國研院地震工程研究中心 台灣大學土木工程學系



記者會由呂理事長主持



呂良正理事長



李成亨教授



張國鎮主任



黃俊鴻教授

美濃震災發生後，行政院 3 月 14 日公布土壤液化潛勢區查詢系統上線，第一階段開放八個縣市可自行上網查詢液化潛勢。一時之間，民眾陷入不安，議論紛紛，不知道土壤液化到底會帶來什麼災害。105 年 3 月 25 日由本學會、國震中心、台大土木系首度聯合召開記者會，向民眾說明土壤液化潛勢區的真義，並提出具體建議。藉這個舉動，我們希望傳播正確的防災知識，讓民眾安心。

記者會首先由國震中心張國鎮主任開場，由美濃地震引發的土壤液化問題，國震中心均一一到現場勘驗，並於網站提供及時完整的報告。再由呂理事長介紹發言團隊，首先由李成亨教授說明液化潛勢圖的背景及使用方式及可能誤差，李教授也是 2002 年台北市液化潛勢圖的作者。他指出潛勢圖精度不同端視使用目的而異。在不同目的之下，潛勢圖大不相同，不能夠混用。接著是中央大學黃俊鴻教授，他同時是國震中心大地組組長，黃教授負責美濃地震大地相關的調查，他澄清土壤液化的損害沒有一般人想像的可怕，向民眾說明土壤液化的作用以及對建築物的影響，並提出民眾面對土壤液化的因應方式。第三位發言人是呂理事長，呼籲並提出具體建議如下：

- 土壤液化有三要件：(1) 鬆砂土層、(2) 高地下水位、(3) 強烈地震（比如相當於 50 年超越機率 10% 之地震）。即使房屋位於液化高潛勢區，也必需滿足這些要件才會發生液化。因此，地震造成土壤液化之機率是有，但非常低，因此過度擔憂實無必要。
- 即使液化發生，對於高層建築（具數層地下室／連續壁／深基礎）幾乎無影響，對低層房屋可能造成沉陷或傾斜，但都不致危及人命，且此類房屋損壞一般也可修復。
- 建築物本身結構耐震安全才更需強調與重視！綜觀過去國內外之地震歷史資料，即使沒有液化發生，房屋因結構設計或施工不良，在地震時倒塌之例子，屢屢皆是，這才是殺人的主因。倒塌將造成大量傷亡的中高層建築更應注意。
- 大地震發生機率低，對於有土壤液化疑慮之低層舊有建物，與其花大錢進行地盤改良等抗液化工程，不如視需要進行結構補強，確保地震時不致倒塌。
- 現行耐震設計規範已考量土壤液化之影響，新建物若確實按規範進行設計、確實施工，不用擔憂液化災害。

土壤液化及防災觀念

歡迎一起推廣!

什麼是土壤液化? 液化潛勢圖 背景資料/製作方法/可能誤差

- 先進且有烈震歷史的國家，政府都公布震害潛勢圖的趨勢。
- 潛勢圖分為 國家級 省級 城市級，差異就在精度。
- 各級潛勢圖目的不一樣，精度也不相同。



行政院所公布的液化潛勢圖精度是多少? 那應該是做甚麼用途呢?

什麼是土壤液化? 國內外之土壤液化災害報告

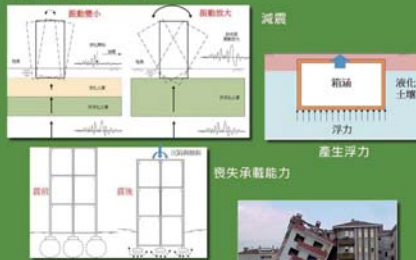
- 土壤液化破壞力有大有小。
- 屋內的人若沒有被傾倒或墜落的設備壓傷，房屋若沒有引爆失火，地震液化後的人員傷亡情況經常不太大。



三沒有的房屋 (設計錯誤+偷工減料+惡性使用)，在液化傾倒後，結構體仍是完整，並不會碎裂崩解。

土壤液化會怎樣? 土壤液化對建築物的影響

土壤液化產生的作用



土壤液化對建築物之影響



土壤液化引致人員傷亡的情形是怎麼樣?

土壤液化會怎樣? 民眾面對液化問題，可採取的對策

新建工程

- ◆ 大範圍之公共工程，大多採用 地盤改良 的方法。
- ◆ 個別結構物可採用 樁基礎、地下室基礎 或 地中壁圍束基礎 等。
- ◆ 有關土壤液化與防治對策的規範 已相當成熟，新建工程只要依照規範 進行耐震設計，即可避免土壤液化之損害。

既有建築物

- ◆ 頂升扶正：依據震災經驗，液化引致建築物沉降與傾斜，極少危及住民傷亡，且均可頂升扶正。集集地震有很多復舊的案例。
- ◆ 灌漿工法：將建築物扶正後，再利用低壓灌漿，改良地盤。
- ◆ 不處理：也是一種選項，等發生液化後，再復舊或拆除重建。
- ◆ 拆除重建：若擔心危及生命財產安全或不願忍受土壤液化帶來的不便，可選擇拆除重建，新建工程進行抗液化設計。

衡量建築物如何修復時，經濟效益也應加以考量。

哪裡可以幫幫我? 有哪些配套措施及專業機構?

我家在液化潛勢區嗎? 配套措施有?

- 中央地質調查所：地質資料、土壤液化潛勢查詢。
- 內政部營建署：簡易自主檢查表。
- 向地方政府查詢建物原始設計資料，需要時委託專業技師進行診斷。
- 中度土壤液化潛勢區將由直轄市、縣(市)政府作進一步較細的調查確認。



政府機關

- 內政部營建署 建築物耐震設計規範及解說 土壤液化配套措施
- 經濟部中央地質調查所 全國地質、積震及斷層之調查與研究 土壤液化潛勢圖查詢

專業組織

- 中國土木水利工程學會 接受委託專業、學術研究 法規研議、制定規範 整合高層學術等等
- 中華民國結構工程學會
- 中華民國大地工程學會 及其他學會組織等

專業諮詢公會

- 全國/全省/六都之土木技師公會 結構安全評估、水土保持設施評估等
- 全國/全省/六都之結構技師公會 結構安全鑑定、結構補強鑑定、耐震能力評估等
- 台北市/台灣省大地技師公會 工地地盤調查、土層與砂心鑑定、填土結構及支撐、地盤改良及灌漿、邊坡穩定等

各級學校及研究機構

呂良正理事長

土木領域產官學研各界，共同為全民安全福祉努力。

哪裡可以幫幫我? 土壤液化總結給大家

- 土壤液化三要件：(1) 鬆砂土層、(2) 高地下水位、(3) 強烈地震 (比如相當於50年超越機率10%之地震)，即使房屋位於液化高潛勢區，也必需滿足這些要件才會發生液化。因此，地震造成土壤液化之機率是有，但非常低，因此過度擔憂實無必要。
- 即使液化發生，對於高層建築(具數層地下室/連續壁/深基礎)幾乎無影響，對低層房屋可能造成沉降或傾斜，但都不致危及人命，且此類房屋損壞一般也可修復。
- 建築物本身結構耐震安全才更需強調與重視！綜觀過去國內外之地震歷史資料，即使沒有液化發生，房屋因結構設計或施工不良，在地震時倒塌之例子，屢屢皆是，這才是殺人的主因，倒塌將造成大量傷亡的中高層建築更應注意。
- 大地震發生機率低，對於有土壤液化疑慮之低層舊有建物，與其花大錢進行地盤改良等抗液化工程，不如視需要進行結構補強，確保地震時不致倒塌。
- 現行耐震設計規範已考量土壤液化之影響，新建物若確實按規範進行設計、確實施工，不用擔憂液化災害。

正確認知有助於解決問題，請多宣傳防災正確觀念。

記者會全程錄影

<https://www.youtube.com/watch?v=uGXWD0RztoY>

記者會相關報導

公視

<http://news.pts.org.tw/article/319791>

民視

<https://www.youtube.com/watch?v=3u9niwR-zDM>

原住民族電視台

<http://titv.ipcf.org.tw/news-19840>

自由時報

<http://news.ltn.com.tw/news/life/breakingnews/1644205>

eNews

<https://www.eneews.com.tw/article/717135>

中廣

<http://www.rti.org.tw/m/news/detail/?recordId=260103>

Yam news

<http://n.yam.com/nownews/life/20160325/20160325625853.html>

台灣新浪網

<http://news.sina.com.tw/article/20160325/16569985.html>

Nownews

<http://www.nownews.com/n/2016/03/25/2041410>

國家實驗研究院

http://www.narlabs.org.tw/tw/news/news.php?news_id=1385

PChome 新聞

<http://news.m.pchome.com.tw/society/twpowernews/20160325/index-14589193222009947002.html>



由美濃地震看

建築及結構的管理制度：

台灣與香港經驗分享

主辦單位：中國土木水利工程學會、國立台灣大學土木工程系

協辦單位：台大土木及地質香港校友會、中華民國結構工程學會、國立臺灣大學土木工程系校友聯誼會

美濃地震之後，震出了我國現行建築與結構管理制度的一些問題。中國土木水利工程學會和台大土木及地質香港校友會特別進行交流，105年4月8日假台大應力所舉辦研討會，分享台灣香港建築及結構管理制度的經驗。為促進各界交流，本次研討會免報名費，200人會場氣氛熱烈！

本研討會的簡報檔、照片，及蔡榮根理事長的文章，建築結構安全與國家責任——論「行政與技術分立原則」，均已放在學會網站最新消息及研討會訊息及檔案下載區，歡迎各位會員自行下載。

研討會議程

議題	主講人	主持人
開幕致詞	呂良正 / 中國土木水利工程學會理事長、台灣大學土木工程系主任、中華民國結構工程學會理事長 梁雄光 / 台大土木及地質香港校友會會長	
美濃地震建築物之破壞檢討與後續補強	鍾立來 國震中心研究員兼組長 臺大土木工程系教授	呂良正 中國土木水利工程學會理事長 台灣大學土木工程系主任 中華民國結構工程學會理事長
概述香港民間建築工程的審批	倪學仁 結構工程師、岩土工程師	
Coffee break		
概述香港民間建築工程的監管	邱國輝 結構工程師、岩土工程師	
台灣現行建築結構工程的管理制度與改進建議	蔡志揚 律師 蔡榮根 中華民國結構工程技師公會 全國聯合會理事長	梁雄光 台大土木及地質香港校友會會長
綜合討論		李順敏 台大大文教基金會董事長 台大土木系校友聯誼會理事長



會場外報到踴躍



本次會議感謝
梁雄光會長的推動



0206 美濃地震之建築物 — 鍾立來



200 人會場現場



概述香港民間建築工程的審批 — 倪學仁



概述香港民間建築工程的監管 — 邱國輝



藍朝卿理事長現場提問



台灣現行建築結構工程的管理制度與改進建議 — 蔡志揚



閉幕致詞：李順敏理事長



香港校友會致贈錦旗



會場內大合照



會議圓滿成功

(秘書處)

亞洲土木工程聯盟

第三十屆執行委員會印度新德里會議紀實

謝啟萬／國際關係委員會主任委員、國立屏東科技大學教授

王華弘／國際關係委員會副主任委員、明新科技大學副教授

亞洲土木工程聯盟 (Asian Civil Engineering Coordination Council, 簡稱 ACECC), 第三十



天主辦單位特地安排當地文化知性之旅，造訪歷史古蹟、風景名勝和傳統服飾店購物等行程。而

屆「執行委員會會議」(Executive Committee Meeting, ECM) 於民國 105 年 3 月 25 日至 27 日假印度首都新德里的惠康飯店 (Welcom Hotel) 舉行。共有十三個會員國中，除了巴基斯坦和澳洲代表本次會議缺席之外，其中十一國、超過三十位代表出席與會。這是繼去年 10 月 28-30 日於韓國群山 (Gunsan) 舉行第 29 屆執行委員會 (ECM) 會議之後，並且在今年 8 月 29 日至 9 月 2 日即將在美國夏威夷檀香山，舉辦第七屆亞洲土木工程研討會 (Civil Engineering Conference for Asian Region, CECAR 7) 之前，由過去曾在 2012 年擔任主辦國，今年再度辦理的印度土木工程學院 (Institution of Civil Engineers, India, ICE (I)) 二度籌辦大會。會議期間除第一天上午舉行第十九次「技術協調委員會會議」(Technical Coordinating Committee Meeting, TCCM) 和第一天下午舉行第二十四次「規劃委員會會議」(Planning Committee Meeting, PCM) 之外，在第二天「執行委員會會議」(ECM) 後，大會主辦單位還邀請三位在印度中央政府擔任捷運交通建設、水利設施和空氣汙染防制等專責機構的主管，親臨大會會場，針對目前新德里捷運工程專案管理、甘格河 (Ganga River) 流域淨化計畫和 PM2.5 空氣品質稽核等標準和實施現況，向全體與會之各國代表進行簡報。且在第三

我國代表亦受到高規格禮遇，在此次會議出席期間，廣泛地與各國代表交換意見，建立各學會之間的人脈與經驗交流。

亞洲土木工程聯盟目前有 13 個代表不同經濟地域 (Economic Region) 的會員，包括美國土木工程學會 (American Society of Civil Engineers, ASCE)、台灣則由本學會 (Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering, CICHE)、澳洲工程師協會 (Engineering Australia, EA)、印尼土木結構工程師協會 (Indonesian Society of Civil and structural Engineers, HAKI)、印度土木工程學院 (Institution of Civil Engineers-India, ICE (I))、孟加拉工程師學院 (Institution of Engineers-Bangladesh, IEB)、巴基斯坦工程師學院 (Institution of Engineers-Pakistan IEP)、日本土木工程師學會 (Japan Society of Civil Engineers, JSCE)、尼泊爾工程師協會 (Nepal Engineers' Association, NEA)、蒙古土木工程師協會 (Mongolian Association of Civil Engineers, MACE)、菲律賓土木工程師學會 (Philippine Institute of Civil Engineers, PICE)、韓國土木工程師學會 (Korean Society of Civil Engineers, KSCE) 與越南土木工程協會聯盟 (Vietnam Federation of Civil Engineering Associations, VFCFA)。

除了每三年一次的 CECAR 大會外，ACECC 本身



圖 1 The 30th ECM 執行委員會會議會場

每年召開二次為期 2 天的例行會議，一次在年初，一次在年尾，會議地點也兼顧各會員國的公平性。未來三年大會已經規劃在今年八月在夏威夷舉行第 31 屆會議之後，2017 年 4 月份將在尼泊爾首都加德滿都舉行第 32 屆執行委員會會議、2017 年 9 月底將在蒙古首都烏蘭巴托舉行第 33 屆執行委員會會議、2018 年 4 月份則將在越南河內舉行第 34 屆執行委員會會議、2018 年 9 月份將在澳洲雪梨舉行第 35 屆執行委員會會議。最後 2019 年的 4 月份，將是由日本土木工程師學會在日本東京承辦第八屆 CECAR8，預期在 2019 年東京奧運之前，將掀起各項工程建設參觀的高潮。而我國為創始會員國，歷年來均出席各次會議鮮少缺席，並且擔任財務委員會，過去多項技術委員會提案，都成功地展現我國工程先進技術，並且獲得各界的支持與認同。

第一天 03/25 ACECC TCCM、ACECC PCM、Welcome Reception

亞洲土木聯盟執行委員會會議開議的第一天，首

先召開第十九次「技術協調委員會會議」(TCCM)，由王華弘副教授主持，首先聽取目前 10 項技術委員會 (Technical Committee) 的代表以口頭方式作進度報告。本學會目前在現正進行的 10 項技術委員會中，由國立台灣大學謝尚賢教授擔任第 13 號「建築資訊模型」(TC-13 Building Information Modeling, BIM) 計畫擔任共同主持人，與韓國代表負責推廣相關技術的研發和進展。而過去本學會也曾參與多項技術研究案，對於會員國家共同發展議題的關注，提供了技術移轉和人才培育等多重貢獻。接著許多議題也圍繞在今年將在夏威夷舉辦的第七屆亞洲土木工程大會 (CECAR7) 所涵蓋的五大主題及相關議程細節。本屆大會並沒有任何技術委員會結案，或是有任何新的提案，反而對於第 17 號「反貪腐」(TC-17 Anti-Corruption) 計畫，原本由美國工程師學會代表提議終止，但是在全體與會代表一致表示此議題的重要性，於是選擇保留此項計畫。這項計畫乃由各會員國選派代表參與相關活動或研習，本學會由王華弘副教授多年來以發表論文和辦理各項工程倫理研習，持續向國際展現我國近年來提升的進展。下午舉行第二十四次「規劃委員會會議」(PCM)，會議中除了分析目前邀請會員國入會的各项進展，通過未來持續邀請馬來西亞、泰國、斯里蘭卡和哈薩克等國入會。並且會中針對「培育下一代工程師」(Cultivating the Next Generation of Engineers) 的做法進行充份的討論。由我國代表擔任主席，所長期規劃的各项青年參與，在此次的會議中作出重要的決議。將在明年尼泊爾舉行會議時，各國安排青年工程師代表，以促進亞洲土木聯盟的年輕化。



圖 2 王華弘副教授主持技術委員會會議



圖 3 我會代表國際關係委員會主任委員謝啟萬教授於議場發言



圖 4 全體委員會代表大合照

第二天 03/26 ACECC ECM、Cultural Banquet

第三十屆執行委員會會議在現任楊主席的帶領下，除了通過前一天所決議的事項之外，更通過了秘書處的會務報告，並且深入探討本屆 CECAR 各國提供的主題演講人 (Keynote Speech) 名單，本學會將由呂良正理事長代表學會在 CECAR7 會議中，分享國立台灣大學土木工程學系近年在課程改革納入實作的成功經驗，獲得各界廣泛的認同和期待。而截至會議當天的統計，我國在 CECAR7 會議中，共將貢獻 22 篇論文發表，相較於日本提供 110 篇、韓國提供超過 60 篇論文，學會在近三十多國的參與算是比較含蓄。在執行委員會議程中，也聽取財務委員會的簡報，同時也聽取蒙古及日本代表，對未來承辦 ECM 和 CECAR8 也作出深入的介紹。其中有一項好消息，便是今年本屆所將頒發的兩項大獎，在「工程專案獎」(2016 ACECC Civil Engineering Project Award) 項目，台灣所提供的「國道中山高五股到楊梅拓寬工程計畫」(The National Freeway No. 1 Widening Project from Wugu to Yangmei) 獲得評獎委員會極高的評價，將在今年八月所舉行的會議中獲頒獎項。此外，「工程成就獎」(ACECC Achievement Award) 項目，台灣所提名的亞新工程顧問公司莫若楫董事長，一如預期獲得最高的榮譽，為我國工程界獲得雙料獎項的殊榮，使得我國代表在會場揚眉吐氣。其他對於亞洲土木聯盟

半年一期的通訊、下一屆 CECAR 籌備的狀況，未來聯盟的發展都一一做出討論並完成各項決議，整個執行委員會準時在中午十二時結束，所有會員互道珍重再見並大合照如上。

正當一屆一屆的會議不斷持續進行，看見許多國家的代表有持續參加，也有不斷輪替，造成深入貢獻的如日本、美國和韓國等大國，從主導議程和發展方向，十足發揮其影響力。至於我國多年來仰賴國立台灣大學張陸滿教授、歷任理事長的支持和何金駒前秘書長的奔走，在國際間已建立深厚的交誼。身在亞洲的國際組織，自然期待人數眾多且勢力逐漸龐大的對岸加入，然大陸至今尚無足以代表全國的單位申請入會，所以我國在民間學術和工程技術交流，尚有十足的發揮空間。這樣的情形其實也將很快消失，畢竟等到亞洲土木聯盟歡迎俄羅斯和印度加入，缺少大陸代表出席將在代表性受到挑戰。此外，目前即將擔任下一屆執行委員會主席的日本，已經大刀闊斧提出未來納入邀請各國政府高層參與，以及在技術委員會提案將比照亞太經合會專案補助的機制，以充分運用當前所累積的基金。因此，學會需要加強宣導並擴大參與，並且鼓勵學會成員積極投入各技術委員會的運作，將亞洲土木工程聯盟所提供的國際舞台，成為工程界爭取東協十國相關商機和國際交流建立人才培育的平台。🏆

「優良生態環境工程 — 和興炭坑園區」參訪活動集錦

張武訓／環境景觀暨工程美化委員會主任委員

舊埤溪整治帶動和興炭坑再造，使樹屋生態曝光，更串聯了拇指山、捷運象山站、101 地標，使都會景觀充滿工程、煤炭、生態、藝術等技術、知識、歷史、文化、教育、休閒氛圍。景區距離捷運象山站僅 2.5 公里，單程半小時，最適合半日學習活動，更適合旅遊參訪據點，可認識臺北墾荒的歷史一角，兼可窺視台北 101 大樓和景區的特殊美景，充滿知識之旅。本建設榮獲 2015 國家卓越建設獎之「最佳環境文化類 — 公共工程與都市空間類」金質獎榮譽及本學會 104 年度「工程生態與環境類 — 工程美化暨環境景觀獎」。

中國土木水利工程學會與北市政府大地工程處共同主辦、北捷局南工處協辦的「和興炭坑園區」參訪，於 4 月 9 日順利圓滿完成。當天參加會員與眷屬共 60 位，工作人員 11 位。在悉心安排的行程及所有工作人員協助之下，參觀了舊埤溪整治、和興炭坑再造、生態環境與樹屋文化，走完全程還獲得小禮物獎勵，大家度過一個知性兼感性的幸福之旅！



104 年獲本學會頒獎



臺北市務局大地工程處 <新聞稿>
優良生態環境工程 — 和興炭坑參訪
創新環境教育初體驗！



在象山站中強公園合影



和興炭坑建於昭和十五年



土石流生態自然工法施工成果



南工處林柏全工程師介紹象山站與中強公園樹蛙生態



分組參觀土石流生態自然工法施工成果



和興炭坑園區合影



參觀蝙蝠洞及內部蝙蝠



鄭技師介紹炭工的一天及園區概況



走完全程獲得大地工程處提供之精美禮品



感謝全體工作人員：大地工程處、北捷南工處、北捷局、學會工程景觀委員會

和興炭坑地址：信義路五段 150 巷 471 弄底，交通前往可騎乘 U-BIKE、自行開車、或搭乘公車，請參考北市政府工務局大地工程處網站。

1. 騎乘 U-BIKE：

自捷運臺北 101 站或象山站租借 U-BIKE 沿松仁路騎至吳興街，左轉後沿信義路五段 150 巷 401 弄騎至聯勤學校技術訓練中心後左轉至信義路五段 150 巷 471 弄底。

2. 自行開車前往：

沿松仁路至吳興街，左轉沿信義路五段 150 巷 401 弄至聯勤學校技術訓練中心後左轉至信義路五段 150 巷 471 弄底。

3. 搭乘公車前往：

自捷運臺北 101 站步行至松勤路與莊敬路交叉口附近，搭乘往吳興街公車總站方向大都會客運藍 5 公車至聯勤學校技術訓練中心站下車後左轉至信義路五段 150 巷 471 弄底。





恭賀

2016 工程獎

交通部臺灣區國道新建工程局
「國道 1 號五股至楊梅段拓寬
工程計畫」榮獲亞洲土木聯盟
最高榮譽

莫若楫董事長 / 亞新工程顧問
股份有限公司 榮獲亞洲土木
聯盟最高榮譽

2016 成就獎



April 5, 2016
L48-05042016-CICHE-Project

Dear ACECC member;

On behalf of the Asian Civil Engineering Coordinating Council, I am pleased to inform you that

The National Freeway No. 1 Widening Project from Wugu to Yangmei

which was recommended by CICHE, was approved as one of the five winners of the 2016 ACECC Civil Engineering Project Award at the ACECC 30th Executive Committee Meeting which was held in New Delhi, India, on March 26, 2016. The project was decided to be awarded through a highly selective reviewing and screening process by the Sub-committee on ACECC Awards chaired by Prof. Moon Kyum Kim.

April 5, 2016
L48-05042016-CICHE-Achievement

Dear ACECC member;

On behalf of the Asian Civil Engineering Coordinating Council, I am pleased to inform you that

Dr. Za-Chieh Moh
(Chairman and CEO, MAA Group Consulting Engineers)

who was recommended by CICHE, was approved as one of the three winners of the 2016 ACECC Achievement Award, at the ACECC 30th Executive Committee Meeting which was held in New Delhi, India, on March 26, 2016. The nominee was decided to be awarded through a highly selective reviewing and screening process by the Sub-committee on ACECC Awards chaired by Prof. Moon Kyum Kim.

Respectfully yours,

Dr. Kenichi Horikoshi, Ph.D
ACECC Secretary General

CECAR 7 預告

亞洲土木聯盟將於 2016.8.30-9.2 於夏威夷舉行三年一次的大會 CECAR 7 !
提供今年議程如下，歡迎踴躍參加！

CIVIL ENGINEERING CONFERENCE IN THE ASIAN REGION CECAR 7 2016

WAIKIKI, OAHU, HAWAII | AUGUST 30 - SEPTEMBER 2, 2016

*Ho-'omalalama: * Building a Sustainable Infrastructure in the Asia Pacific Region*

*Ho-'omalalama is a Hawaiian term that means to brighten, illuminate, enlighten, or inform.

SPONSORS FOR SPEAKERS

BUILDING A SUSTAINABLE INFRASTRUCTURE IN THE ASIA PACIFIC REGION

Meeting the challenges of sustainable infrastructure in Asia through knowledge sharing and experience

SCHEDULE-AT-A-GLANCE (SUBJECT TO CHANGE)



<http://www.cecarr7.org>

MONDAY, AUGUST 29, 2016

4:30 - 6:30 p.m. Registration hours

TUESDAY, AUGUST 30, 2016

7:00 a.m. - 7:30 p.m. Registration hours
9:00 a.m. - 5:00 p.m. Workshop/Special Session
9:00 a.m. - 12:30 p.m. Workshop/Special Session
1:30 - 5:00 p.m. Workshop/Special Session
1:30 - 5:00 p.m. Technical Tours
1:30 - 5:00 p.m. Social Tours on own

WEDNESDAY, AUGUST 31, 2016

7:00 a.m. - 5:30 p.m. Registration hours
8:00 - 10:00 a.m. Opening Plenary Session
10:00 a.m. - 5:30 p.m. Exhibit Hall Hours
10:00 - 10:45 a.m. Poster Session #1 & Networking Break in Exhibit Hall
10:45 a.m. - 12:45 p.m. Technical Sessions (6 concurrent sessions)
12:45 - 1:45 p.m. Poster Session #1 Continued and Lunch
1:45 - 3:15 p.m. Technical Sessions (6 concurrent sessions)
3:15 - 4:00 p.m. Poster Session #2 and Networking Break in Exhibit Hall
4:00 - 5:30 p.m. Technical Sessions (6 concurrent sessions)

THURSDAY, SEPTEMBER 1, 2016

7:30 a.m. - 7:30 p.m. Registration hours
8:00 - 9:00 a.m. Plenary Session
9:00 a.m. - 4:00 p.m. Exhibit Hall hours
9:00 - 10:30 a.m. Technical Sessions (6 concurrent sessions)
10:30 - 11:15 a.m. Poster Session #2 Continued and Networking Break in Exhibit Hall
11:15 - 12:45 p.m. Technical Sessions (6 concurrent sessions)
12:45 - 1:45 p.m. Poster Session #3 and Lunch
1:45 - 3:15 p.m. Technical Sessions (6 concurrent sessions)
3:15 - 4:00 p.m. Poster Session #3 Continued and Networking Break in Exhibit Hall
4:00 - 5:30 p.m. Technical Sessions (6 concurrent sessions)
7:00 - 10:00 p.m. Awards Dinner

FRIDAY, SEPTEMBER 2, 2016

7:30 a.m. - 12:30 p.m. Registration hours
8:00 - 9:00 a.m. Plenary Session (Keynote Speech by President LIANG-JENQ LEU)
9:00 - 9:45 a.m. Morning Networking Break
9:45 - 11:45 a.m. Technical Sessions (6 concurrent sessions)
12:00 - 1:00 p.m. Closing Plenary Session (12:00 - 12:30 Closing Keynote; 12:30 - 1:00 p.m. Closing Ceremony)
1:30 - 5:00 p.m. Technical Tours
1:30 - 5:00 p.m. Social Tours on own



茲附上廣告式樣一則
請按下列地位刊登於貴會出版之「土木水利」雙月刊

此致
社團法人中國土木水利工程學會

「土木水利」雙月刊
廣告價目表

(費率單位：新台幣元)

刊登地位	金額 (新台幣元)	敬請勾選
封面全頁 彩色	60,000	
內頁中間跨頁 彩色	80,000	
封底全頁 彩色	50,000	
封面裏/封底裏 全頁彩色	40,000	
內頁全頁 彩色 (直式)	30,000	
內頁半頁 彩色 (橫式)	15,000	
內頁 1/4 頁 彩色 (直式)	8,000	
折扣	3期9折， 4期以上8.5折	

刊登月份：

43.3 43.4 43.5 43.6 44.1 44.2 共 次
(6月) (8月) (10月) (12月) (2月) (4月)

註：稿件請提供設計完稿之廣告稿；
相片、圖片等請提供清楚原件或電腦檔。

上項廣告費計新台幣 元整

隨單繳送請查收摺據
請於刊登後檢據洽收

機構名稱： (請蓋公司印)
商號

負責人：

地址：

廣告聯絡人：

電話：

廣告訂單聯絡：社團法人中國土木水利工程學會 電話：(02) 2392-6325 email: mandy@ciche.org.tw

98-04-43-04

郵政劃撥儲金存款單

收款帳號	0	0	0	3	0	6	7	8	金額 新台幣 (小寫)	仟	佰	拾	萬	萬	仟	佰	拾	元
------	---	---	---	---	---	---	---	---	-------------------	---	---	---	---	---	---	---	---	---

通訊欄 (限與本次存款有關事項)

報名費
 繳納 _____ 研討會
報名費 _____ 元

繳納會費
 常年會員年費 1,500元 (土木水利紙本)
 常年會員年費 1,200元 (土木水利電子版)
請留 email: _____
 初級會員年費 300元

訂閱土木水利雙月刊，一年六期
 新台幣 1,800元
自第 _____ 卷第 _____ 期起，_____ 年期雙月刊 _____ 份

訂閱中國土木水利工程學刊，一年四期
 國內·會員 新台幣 800元
 國內·非會員及機關團體 新台幣 1,800元
 國外·個人 美金 40元
 國外·機關團體 美金 100元
自第 _____ 卷第 _____ 期起 _____ 年期學刊 _____ 份

收款戶名 社團法人中國土木水利工程學會

寄款人 主管：

姓名

地 □□□—□□

址

電話 經辦局收款戳

虛線內備供機器印錄用請勿填寫

◎ 寄款人請注意背面說明
◎ 本收據由電腦印錄請勿填寫

郵政劃撥儲金存款收據

收款帳號戶名

存款金額

電腦紀錄

經辦局收款戳

社團法人中國土木工程學會

信用卡繳納通知書

姓名		款別 注：入會時請先填入會申請書，傳真學會審查，我們會立即通知您，資格符合時請繳費， <u>入會費一人僅需繳交一次</u>	報名費 <input type="checkbox"/> 繳納_____研討會 報名費_____元
會員證號碼			繳納會費 <input type="checkbox"/> 常年會員年費 1,500元 (土木水利紙本) <input type="checkbox"/> 常年會員年費 1,200元 (土木水利電子版) 請留 email: _____
身分證號碼			<input type="checkbox"/> 初級會員年費 300元
卡別 <input type="checkbox"/> VISA <input type="checkbox"/> MASTER CARD <input type="checkbox"/> JCB			訂閱土木水利雙月刊，一年六期 <input type="checkbox"/> 新台幣 1,800元 自第__卷第__期起，__年期雙月刊__份
信用卡卡號			訂閱中國土木水利工程學刊，一年四期 <input type="checkbox"/> 國內·會員 新台幣 800元 <input type="checkbox"/> 國內·非會員及機關團體 新台幣 1,800元 <input type="checkbox"/> 國外·個人 美金 40元 <input type="checkbox"/> 國外·機關團體 美金 100元 自第__卷第__期起__年期學刊__份
信用卡簽名欄最後三碼			白天聯絡電話
信用卡有效期限 (月/年)			通信地址
信用卡簽名			
繳費金額			

回覆請利用傳真：(02) 2396-4260 或 email：service@ciche.org.tw

回覆後請務必電話：(02) 2392-6325 確認，謝謝！

郵政劃撥存款收據

注意事項

- 一、本收據請詳加核對並妥為保管，以便日後查考。
- 二、如欲查詢存款入帳詳情時，請檢附本收據及已填妥之查詢函向各連線郵局辦理。
- 三、本收據各項金額、數字係機器印製，如非機器列印或經塗改或無收款郵局收訖章者無效。

請寄款人注意

- 一、帳號、戶名及寄款人姓名地址各欄請詳細填明，以免誤寄；抵付票據之存款，務請於交換前一天存入。
- 二、每筆存款至少須在新台幣十五元以上，且限填至元位為止。
- 三、倘金額塗改時請更換存款單重新填寫。
- 四、本存款單不得黏貼或附寄任何文件。
- 五、本存款金額業經電腦登帳後，不得申請撤回。
- 六、本存款單備供電腦影像處理，請以正楷工整書寫並請勿摺疊。帳戶如需自印存款單，各欄文字及規格必須與本單完全相符；如有不符，各局應婉請寄款人更換郵局印製之存款單填寫，以利處理。
- 七、本存款單帳號與金額欄請以阿拉伯數字書寫。
- 八、帳戶本人在「付款局」所在直轄市或縣(市)以外之行政區域存款，需由帳戶內扣收手續費。

交易代號：0501、0502現金存款 0503票據存款 2212劃撥票據託收

本聯由儲匯處存查 600,000 束 (100 張) 94.1.210 × 110mm (80g/m² 模) 保管五年 (拾大)

點亮彰濱 · 投資熱潮

首選立業區位 · 創業傳承百世

崙尾西一區產業用地

2016 土地新聚點

即將公告出售


敬請把握機會

彰濱工業區

亞太雲端產業鎮
Google Data Center
交通路網通四方
軟硬公設規格高



 經濟部工業局

 中華工程股份有限公司

台北 02-8787-6221

利澤 03-990-1342

彰濱 0800-471-252

雲科 05-551-4674

<http://www.besland.com.tw>

CECI



台灣世曦
工程顧問股份有限公司



Creativity · Excellence · Conservation · Integrity

台北市11491內湖區陽光街323號
No. 323 Yangguang Street, Neihu District, Taipei City 11491, TAIWAN
Tel:(02) 8797-3567 Fax:(02) 8797-3568
<http://www.ceci.com.tw> E-mail:pr@ceci.com.tw

匠心，才得以淬煉「專業」品質
誠心，才足以貫徹「人本」信念
悉心，才可以恢宏「關懷」情操
台灣世曦永遠以「心」為出發
持續履行對土地、對人民不變的承諾
一個環境永續的生態樂園
一個幸福溫馨的生活家園

用心
做好每一件事情