

土木水利

The Magazine of The Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering

October
2022



ISSN 0253-3804



NT\$350



Volume 49, No. 5

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

學會資訊看板

111年年會大會及
土木水利工程論壇

防震與減振之精進研究

專 輯

特別報導

918花東地震橋梁
震害調查及其成因分析



詳細會議資訊
請詳見官網

111 年年會大會及土木水利工程論壇

時間：111 年 11 月 19 日 (星期六)

地點：【台北國際會議中心 (TICC)】(台北市信義路五段 1 號)



一律網路報名
敬邀報名

時間	議程(草)			
8:50-9:20	相見歡(註冊、報到與領取資料) 【101 室】			
9:20-12:00	<p>111 年年會大會</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 開幕式 2. 主席致詞 3. 介紹貴賓及貴賓致詞 4. 專題演講：Earthquake and Tsunami Resilience of Bridges and Tunnels with Post-Earthquake Functionality Consideration by Dr. Bijan Khaleghi (USA) 5. 評獎委員會報告、頒發「工程獎章」、得獎人致詞 6. 頒發「中技社土木水利學術獎」、頒獎人致詞、得獎人致詞 7. 亞洲土木聯盟委員會報告、介紹 ACECC「土木工程專案計畫首獎」及「個人成就獎」頒發 8. 會士審查委員會報告、頒發「會士證書」 9. 頒發「論文獎」 10. 頒發「獎學金」 11. 資訊委員會報告「2022 學生 BIM 競賽」、優勝頒獎 12. 青年工程師、學生活動委員會報告「第二屆土木水利盃英語簡報競賽」 13. 年會籌備報告、111 年會務報告 14. 唱大禹歌、禮成 			
12:00-13:00	午餐【3 樓南軒】		第 25 屆第 2 次會員代表大會【3 樓北軒】	
13:15-15:15	<p>論壇一</p> <p>土木工程論壇</p> <p>改善工程環境面面談</p> <p>【101 A】</p>	<p>論壇二</p> <p>水利工程論壇</p> <p>水利韌性循環永續對策</p> <p>【101 B】</p>	<p>論壇三</p> <p>第二屆 土木水利盃 英語簡報決賽 [學生組]</p> <p>【101 C】</p>	<p>論壇四</p> <p>2022 學生 BIM 競賽 優勝發表</p> <p>【101 D】</p>
	茶敘			
15:45-17:45	<p>論壇五</p> <p>離岸風電技術論壇</p> <p>國內外技術現況與展望</p> <p>【101 A】</p>	<p>論壇六</p> <p>循環經濟論壇</p> <p>營建產業如何邁向永續</p> <p>【101 B】</p>	<p>論壇七</p> <p>第二屆 土木水利盃 英語簡報決賽 [青年工程師組]</p> <p>【101 C】</p>	<p>論壇八</p> <p>洪如江教授紀念論壇</p> <p>土木工程與人類文明</p> <p>【101 D】</p>
	晚宴【3 樓宴會廳】			
18:00-20:30				





918 花東地震高寮大橋全橋崩塌

土木水利

社團法人中國土木工程學會會刊



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
- 綠管建工程
- 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：宋裕祺

出版人：社團法人中國土木工程學會

主任委員：詹錢登 (國立成功大學水利系特聘教授兼工學院院長、編輯出版委員會主任委員兼總編輯)

定價：每本新台幣350元、每年六期共新台幣1,800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二十五屆理監事 (依姓氏筆劃排序)

理事長：宋裕祺

常務理事：伍勝園 高宗正 楊偉甫 廖學瑞

理事：王宇睿 余信遠 李政安 林子剛 林聰利 胡宣德 高銘堂

張大鵬 張荻薇 莊均緯 許泰文 陳仲賢 曾榮川 黃慧仁

壽克堅 歐善惠 賴建信 謝啟萬

常務監事：呂良正

監事：王藝峰 李建中 沈景鵬 林其璋 邱琳濱 劉國慶

中國土木工程學會任務

1. 研究土木工程學術。
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

特別報導

- 📖 918 花東地震橋梁震害調查及其成因分析
張菽薇／張國鎮／宋裕祺／柯鎮洋／黃炳勳／蔡益成／陳明谷／林正偉／張永勳 3

「防震與減振之精進研究」專輯 (客座主編：朱聖浩講座教授)

- 📖 專輯序言：防震與減振之精進研究 朱聖浩 22
- 📖 國震中心臺南實驗室之發展與應用 黃百誼／林晉丞／徐安／葉事義／蕭輔沛／葉士瑋／王郁涵 23
- 📖 鋼筋混凝土構架屋火害後之耐震能力研究
劉光晏／林秉緯／鍾興陽／洪崇展／施健泰／黃世建／李其忠／雷明遠／蔡緯芳 31
- 📖 超高性能混凝土 (UHPC) 材料與結構應用及文獻回顧 顏誠皜／洪崇展 43
- 📖 地震對於離岸風機之影響探討 邱覺生／朱聖浩 48
- 📖 考慮土壤液化之重力式碼頭耐震性能評估與易損性分析 柯永彥／楊鶴雄／胡啟文 55
- 📖 淺談近年台灣土壤液化及案例 倪勝火 64
- 📖 鉛心橡膠支承墊應用於高科技廠房及高速鐵路減震介紹 林鴻順／原田成俊／謝雯軒／羅亭堯／朱聖浩 71
- 📖 群樁基礎裸露橋梁於近斷層地震作用之振動台實驗與分析研究
劉光晏／紀貞耀／呂依涵／蔡旻諺／陳家漢／張國鎮 75

學會資訊看板

- 📖 11月19日(六) 111年年會大會及土木水利工程論壇 — 總議程表 封面裡
- 📖 11月19日(六) 111年年會大會及土木水利工程論壇 — 報名表 封底
- 📖 10月31日-11月4日 2022 GeoAsia7 Conference — 敬邀報名 94
- 📖 11月18日(五) 2022國際跨海大橋工程論壇 — 敬邀報名 封底裡

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 85
- 遠揚營造工程顧問股份有限公司 — 用創新工法 86
- 泰興工程顧問股份有限公司 — 全方位統包工程服務 87
- 新北大眾捷運股份有限公司 — 三環六線，實現美好日常 88
- 歐亞電腦工程股份有限公司 — Design • Detail • Fabricate • Construct 89
- 安固工程股份有限公司 — 建築修復結構補強 90
- 福清營造股份有限公司 — 福清營造 • 全域獨到 91
- 財團法人台灣建築中心 — 提供國人安全安心 • 健康舒適 92
- 利晉工程股份有限公司 — 全面轉化 BIM 專案經理，等你來加入！！ 93
- 裕鼎工程科技有限公司 — 掛網岩栓護坡 42
- 財團法人中興工程顧問社 — 高技術 • 高實用 • 高品質 • 高效率 84



918 花東地震 橋梁震害 調查 及其 成因分析

張荻薇／中華民國結構工程技師公會全國聯合會 理事長

張國鎮／國立臺灣大學土木工程學系 特聘教授、前國家地震工程研究中心 主任

宋裕祺／國立臺北科技大學防災研究所 特聘教授、中國土木水利工程學會 理事長

柯鎮洋／中華民國結構工程技師公會全國聯合會 常務理事、台聯工程顧問股份有限公司 董事長

黃炳勳／中華民國結構工程技師公會全國聯合會 理事、台灣世曦工程顧問股份有限公司 副總經理

蔡益成／中華民國結構工程技師公會全國聯合會 監事、華光工程顧問股份有限公司 經理

陳明谷／台灣世曦工程顧問股份有限公司 副理

林正偉／台灣世曦工程顧問股份有限公司 正工程師

張永叡／台灣世曦工程顧問股份有限公司 正工程師

橋梁平時肩負著交通運輸任務，災時是防救災體系的重要結點，是極重要的維生線。橋梁若在地震中受災而功能喪失，將會阻礙救災、復原工作的進行，而使災情擴大，對社會、經濟將會造成持續性的傷害。1999 年集集地震導致二十多座橋梁的崩塌或嚴重損壞，交通為之中斷，造成民生危急的重大問題，大家應該記憶猶新。因此，儘速恢復交通是災後重建之首要工作，而震害橋梁的復原是恢復交通的關鍵工程。

2022 年 9 月 18 日規模 6.8 的花東地震，造成跨越秀姑巒溪或其支流的高寮大橋、以迄崙天大橋，有 7 座以上的鐵公路橋梁產生崩塌或嚴重損壞的災情，交通因而中斷或受到嚴重影響。本文將先對此次地震的概要與地震動特性作說明，現地震害調查與勘災的心得，特別是最受社會矚目的橋梁震害作概要報告，並對災害的原因作初步探討。文中也將提出震害橋梁之處理原則及修復建議，供各界人士參考。

關鍵詞：918 花東地震、池上地震、橋梁震害、橋梁受損程度分類、損傷判定、災後重建、連鎖性複合型災害

前言

台灣位於歐亞板塊與菲律賓海板塊邊界，屬環太平洋地震帶，地震活動相當頻繁。從 1906 年梅山地震（ $M = 7.1$ ）起，經 1935 年新竹台中烈震（ $M = 7.1$ ）、1999 年集集大地震（ $M = 7.3$ ）、2016 及 2018 年兩次 0206 地震，到這次的 918 花東地震（ $M = 6.8$ ）為止，百餘年之間，平均不到 10 年就有 1 次社會矚目的災害性地震發生，最近的二十多年來，更是每 3 ~ 4 年就有 1 次致災性地震發生。橋梁產生地震災害是最影響社會大眾的重大事

件，因為橋梁在地震中崩塌或損壞，交通都將中斷，例如 1999 年集集地震也因有二十多座橋梁的崩塌或嚴重損壞，嚴重影響人民的正常生活與社會的安定，至今我們仍然記憶猶新。因此，橋梁的震後復原是災後重建之首要工作。基於地震後的勘災調查與原因分析，對於災後重建或補強、以及未來的災害預防與防災技術之提升，是極其重要的工作^[1,2]，為此，國內相關專業機構特組勘災團隊，於 2022.09.27 ~ 29 赴花蓮玉里、富里等災區勘查，並作出震害調查報告。勘災團隊的單位及成員如下：

單位	成員
中華民國結構技師公會 全國聯合會	張荻薇理事長 柯鎮洋常務理事 (台聯工程顧問公司董事長) 黃炳勳理事 (台灣世曦工程顧問公司副總經理) 蔡益成監事 (華光工程顧問公司經理)
國立臺灣大學土木系	張國鎮特聘教授 (前國家地震工程研究中心主任)
國立臺北科技大學 防災研究所	宋裕祺特聘教授 (中國土木水利工程學會理事長)
台灣世曦工程顧問公司	陳明谷副理、林正偉正工程師、 張永毅正工程師

地震概要、地震動特性

2022年9月17日21時41分及9月18日14時44分，分別於台東關山和台東池上發生芮氏規模6.4與6.8地震（稱為關山地震與池上地震）。中央氣象局表示規模6.4之關山地震為前震，其震央位置在北緯23.08°、東經121.16°，震源深度7.3公里；而規模6.8之池上地震為主震其震央位置在北緯23.14°、東經121.2°，震源深度7.3公里。兩次地震之震央均鄰近池上斷層，但斷層並未破裂至地表面。地震動實測到全台最大震度皆達6強，最大地表加速度達607gal（富里站）（見圖1），最大地表速度達109kine（池上站）（見圖1和圖2）^[3]。除震度達

6強外，由國家地震工程研究中心就池上測站、鹿野測站、玉里測站等量測之地表速度歷時顯示出顯著之速度脈衝（見圖3和圖4），近斷層效應顯著，許多測站所量測記錄之短週期反應譜值亦大於現行橋梁耐震設計規範週期2,500年之設計值（見圖5和圖6），因而造成花東地區建築物和橋梁倒塌等災情。

橋梁震害調查及受損程度判定與復建原則

本報告參照1995年日本阪神地震及1999年集集地震有關橋梁震害，依影響承載能力之受災程度作災害判定，並對震害橋梁之處理原則提出建議^[4,5]。

受損程度判定

參照1995年日本阪神地震及1999年集集地震橋梁受損程度分類，依影響承載能力之受災程度，判定原則如下：

- F級（落橋）— 已落橋或崩塌
- A級（大災害）— 承載能力顯著降低，可能發展為落橋
- B級（中度災害）— 承載能力降低，現況仍可使用
- C級（小災害）— 永久性復舊前無承載能力降低疑慮
- D級（無災害）— 承載能力無異常

而對於橋梁構件各部位的損傷判定則如表1所示：

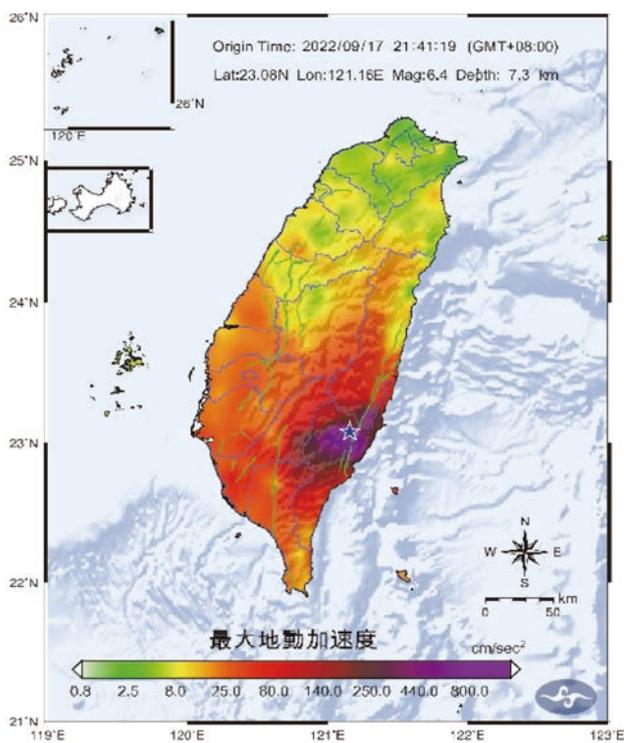


圖1 2022.09.17 台東關山地震 (ML 6.4)，富里站：Max. PGA (EW, NS) = 449 gal，PGA (sum) = 607 gal^[3]

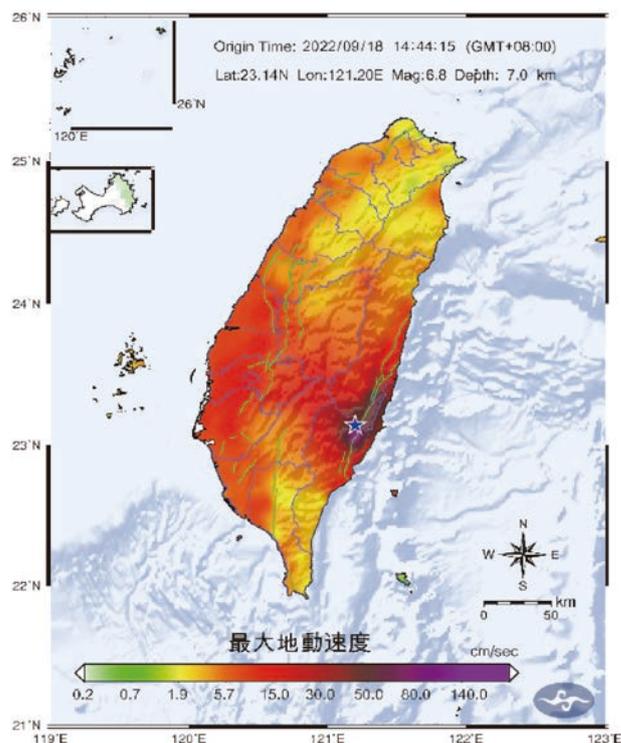


圖2 2022.09.18 台東池上地震 (ML 6.8)，池上站 Max. PGV (EW, NS) = 97 cm/s PGV (sum) = 109 cm/s^[3]

具近斷層效應的地震歷時

NAR Labs

台東關山地震 0917M_L6.4

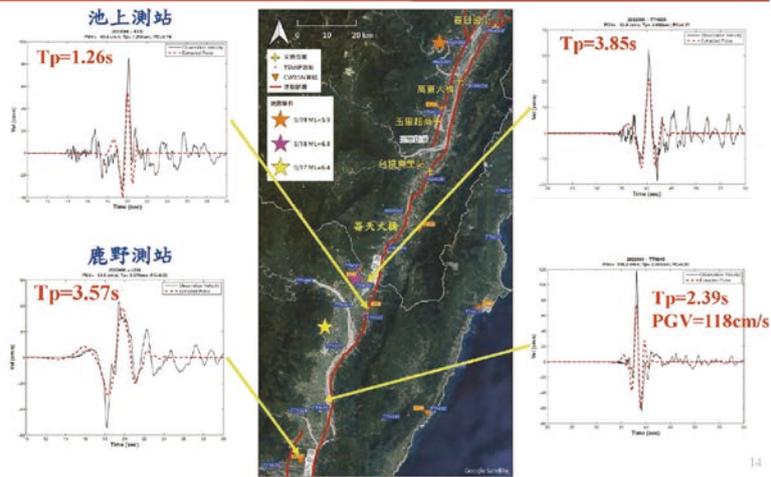


圖3 台東關山地震 (ML 6.4) 測站之速度脈衝 (來源：國家地震工程研究中心)

具近斷層效應的地震歷時

NAR Labs

台東池上地震 0918M_L6.8

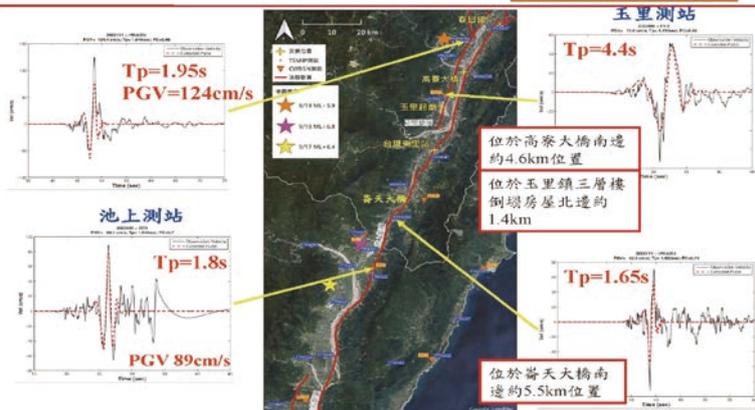


圖4 台東池上地震 (ML 6.8) 測站之速度脈衝 (來源：國家地震工程研究中心)

重大災損點鄰近測站反應譜與設計反應譜比較

NAR Labs

台東關山地震 0917M_L6.4

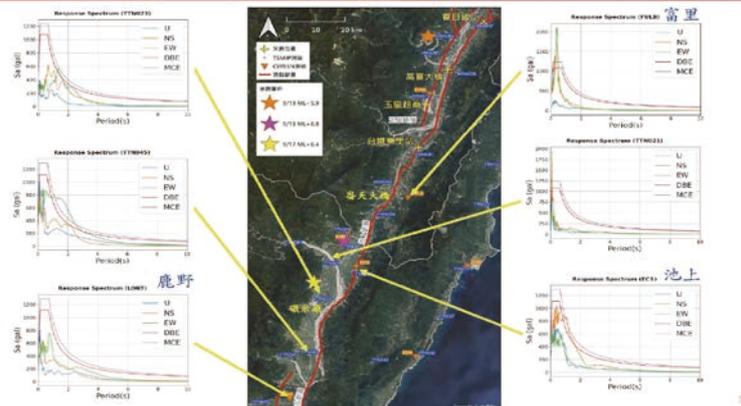


圖5 台東關山地震 (ML 6.4) 測站之反應譜與現行規範比較 (來源：國家地震工程研究中心)

重大災損點鄰近測站反應譜 與設計反應譜比較

NAR Labs

台東池上地震 0918M_L6.8

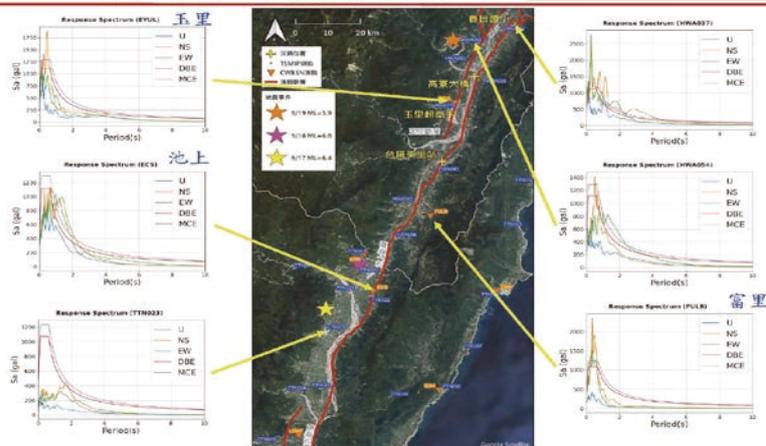


圖 6 台東池上地震 (ML 6.8) 測站之反應譜與現行規範比較
(來源：國家地震工程研究中心)

表 1 受損程度分級表

部位	受損程度	構造物損傷狀況
上部結構	F：落橋	
	A：大損傷	混凝土橋：梁端混凝土脫落。 鋼橋：主要構材破斷。
	B：中度損傷	混凝土橋：梁端混凝土剝落，產生大裂縫。 鋼橋：主要構材變形、挫屈。
	C：小損傷	混凝土橋：梁端混凝土龜裂。 鋼橋：次要構材破裂、變形。 附屬設施：欄杆破損，伸縮縫開裂。
	D：無損傷	
下部結構	F：橋墩崩塌落橋	
	A：大損傷	混凝土橋柱：軸向鋼筋破斷與軀體傾斜。 混凝土橋台：翻轉、傾倒。 鋼橋柱：龜裂或銲接處破斷殘留變形。
	B：中度損傷	混凝土橋柱：鋼筋鼓出，混凝土保護層剝落。 混凝土橋台：大規模破裂。 鋼橋柱：殘留變形（凹陷或凸出量 dr ） $< 0.03L_b$ 。
	C：小損傷	混凝土橋柱：混凝土產生龜裂，未貫通之斜向龜裂。 混凝土橋台：小規模破裂，胸牆或翼牆之龜裂損傷。 鋼橋柱：殘留變形（凹陷或凸出量 dr ） $< 0.01L_b$ 。
	D：無損傷	
支承與防落裝置	F：大梁自支承上掉落（落橋）	
	A：大損傷	梁自支承處脫落，造成橋面落差，惟未落橋。
	B：中度損傷	梁未自支承處脫落，支承損害，未落橋。
	C：小損傷	支承損害，未脫落。
	D：無損傷	
基礎與地盤	F：地盤錯動，基礎斷裂	
	A：大損傷	基礎沉陷，產生很大殘留水平變位。
	B：中度損傷	基礎產生很大殘留水平變位或樁體撓曲裂縫。
	C：小損傷	樁體有小撓曲裂縫。
	D：無損傷	

處理原則建議

依 1995 年日本阪神地震對震害橋梁之處理原則，如表 2 所示：

表 2 受損橋梁處理原則

受損程度	處理原則
F (As) 級、A 級	拆除重建
B 級以下	原則上補強，但殘留變形太大者（如橋墩上端之殘留變形 15 公分或殘留角超過 1 度以上）拆除重建

橋梁工程災害

橋梁震害調查

橋梁震害調查主要目的是掌握概略性的受損狀況，訂定通行規準，以及防止災害擴大（防止二次災害）的緊急措施；同時對受損程度判定有倒塌危險性的橋梁，採取必要的緊急對策^[5,6]。

918 地震過後有兩座橋梁嚴重崩塌，並有多座橋梁受損嚴重，須封閉管制通行。本次現場勘查之震損橋梁，均為跨越秀姑巒溪或其支流，分別為高寮大橋、玉興橋、玉里大橋、玉長大橋、臺鐵新秀姑巒溪橋、長富大橋及崙天大橋等。這些橋梁都是居民維生的交通要道，交通中斷對當地的社會民生都將產生嚴重影響。受災橋梁位置如圖 7 所示，各橋梁的震害概要分述如後。



圖 7 本次震後橋梁調查位置圖

高寮大橋

高寮大橋概述

- 位於花 68 鄉道上，跨越秀姑巒溪，聯繫台 9 線與縣道 193，為玉里通往赤科山之重要橋梁，於 1991 年竣工。
- 長度 880 公尺，橋面寬約 8M，共 22 跨，跨徑 40M。
- 上部結構為簡支預力 I 型梁，橋墩為單柱式 RC 橋墩。



圖 8 高寮大橋全橋崩塌

高寮大橋震害概要

本次現場勘查結果，高寮大橋已全橋崩塌無法通行，如圖 8 所示，除引道路堤擋土牆破裂坍塌，造成引道路面大範圍龜裂塌陷外，橋台伸縮縫變形扭曲，上部結構大梁與橋面板震落分離，混凝土單柱橋墩斷

裂倒塌，橋墩主筋外露，橋墩箍筋鬆脫，跨河段橋面板與預力大梁因橋墩斷裂翻覆於河道中，並造成河川水流阻水。位於右岸之第一跨下方因有砂石場作業車輛停放，本次地震落橋亦造成數輛工程車壓毀。橋梁受損情形及受損程度判定詳見圖 9 和圖 10。



(a) 全橋崩塌，受損程度 F



(b) 引道路堤擋土牆位移，受損程度 A



(c) 橋墩斷裂倒塌，受損程度 F



(d) 橋台伸縮縫翹起變形



(e) 橋墩斷裂，鋼筋外露，受損程度 F



(f) 全橋崩塌，受損程度 F

圖 9 高寮大橋勘災紀錄 (一)



(a) 橋面與大梁落橋，受損程度 F



(b) 橋台伸縮縫分離，大梁崩落



(c) 橋墩斷裂傾倒，受損程度 F



(d) 橋墩斷裂，上部結構翻覆



(e) 引道擋土牆崩塌，路面破裂沉陷



(f) 橋墩混凝土剝落破損，橋柱傾倒

圖 10 高寮大橋勘災紀錄 (二)

玉興橋

玉興橋概述

- 位於省道台 9 線上，跨越卓溪。
- 本橋正辦理橋梁拓寬及改建工程，以兩階段方式採半半施工。
- 新橋計 4 跨，跨徑 45M + 2@40M + 45M，長度 170 公尺。

- 第一階段新建擴寬橋梁上部結構預力 I 型梁於 2022 年 9 月 15 日完成吊放，並以槽鋼進行橫向大梁間臨時連繫支撐（如圖 11）。
- 第一階段新建橋墩為單柱式 RC 橋墩。

玉興橋 (施工中新建部分) 震害概要

本次地震造成位於下游側之 P1 ~ P2 橋墩間新建中之預力大梁震落，預力梁掉落河床並於弱軸方向產生

折斷與混凝土破碎情形，部分未掉落之上部結構則產生水平位移，下游側 P2 ~ P3 間大梁施工階段臨時防落鋼製止擋塊因大梁推移產生變形，尚未完成灌漿之帽梁止震塊鋼筋因大梁位移撞擊，產生嚴重變形。掉落

於河床之施工中預力梁，原用於臨時橫向連結支撐槽鋼挫屈變形或斷裂，固定錨栓脫離，下游側新建 P1 橋墩帽梁因大梁震落撞擊，造成混凝土破損。橋梁受損情形及受損程度判定詳見圖 12 和圖 13。



圖 11 玉興橋拓寬新建橋梁剛完成大梁吊放 (111.03.20 攝，公路總局提供)



(a) 新建預力 I 型梁掉落斷裂損，受損程度 F



(b) 預力梁掉落於弱軸斷裂



(c) P1 ~ P2 間預力大梁掉落



(d) 連結槽鋼固定孔變形



(e) 鋼製臨時止擋塊拔出掉落



(f) 帽梁上方大梁止震塊鋼筋變形，受損程度 F

圖 12 玉興橋 (施工中新建部分) 勘災紀錄 (一)



圖 13 玉興橋（施工中新建部分）勘災紀錄（二）

本橋地震造成之工程災害十分特殊，由於施工中之預力 I 型梁易呈現不穩定狀態，以往即有預力 I 型

梁施工中因地震而翻落之災例，例如 1990 年花蓮美崙地震，花蓮地區施工中之預力 I 型梁即因地震導致翻覆斷裂。玉興橋係採兩側拓寬段之預鑄預力 I 型梁吊放，共計 32 支預力梁，本橋曾於 2022 年 3 月 19 日完成吊放，上部結構大梁初步定位，然因 3 月 23 日凌晨 1 時許之地震，發生傾倒、斷裂導致 28 支大梁翻落如圖 14，所幸發生事故時間為凌晨，並未造成施工人員及用路人傷亡，但因災害範圍大，影響既有舊橋通行，造成工區旁交通完全中斷。0323 地震後，工程會十分重視，邀集相關單位以玉興橋為鑑，提出降低預力 I 型梁吊裝後翻落風險之相關施工中作業指引 [7]，供各機關作為執行參考，如圖 15 和圖 16 所示。本次 918 地震，由於地震震度已超出原設定之施工中地震風險評估等級，雖經由該指引增設改善之臨時連結支撐與橫擋止震裝置，仍有四支預力梁發生翻落事件。惟整體而言，相關臨時安全支撐措施，仍然顯示有效。



圖 14 2022 年 0323 地震玉興橋施工中預力 I 型梁震落斷裂

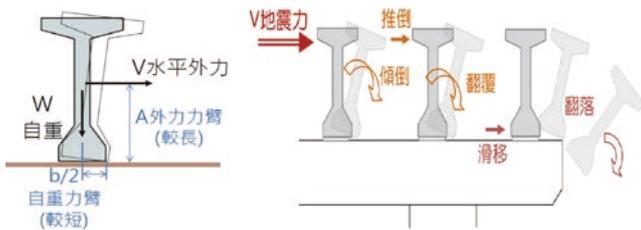


圖 15 施工中預力 I 型梁破壞模式示意圖 [7]

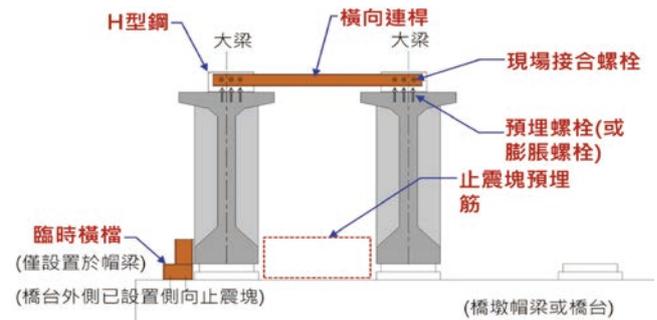


圖 16 施工中預力 I 型梁穩定加固原則 [7]

玉里大橋

玉里大橋概述

- 本橋位於玉里鎮南側，省道台 9 線上，跨越秀姑巒溪。
- 橋梁共 17 跨，全長約 575 公尺，如圖 17。
- 雙向分離橋梁，南下線為一代橋全寬 8.5 公尺，1977 年完工，北上線為二代橋全寬同為 8.5 公尺，1994 年完工。
- 上部結構為預力 I 型梁，下部結構為單柱式橋墩配合帽梁。

玉里大橋震害概要

依現場勘查結果，玉里大橋南下線（一代橋）與北上線（二代橋）受損情形相似，主要為橋梁上構受地震產生位移，上構 I 型梁碰撞止震塊造成止震塊裂損，另因 I 型梁位移後，造成支承墊滑移、帽梁混凝土剝落及梁端碰撞產生龜裂等情形，橋面部分亦因結構單元間相互碰撞，造成護欄及橋面板擠壓受損、伸縮縫偏移或突起等情形，至於本橋橋梁下部結構除橋墩止震塊受損及局部帽梁混凝土剝落以外，情況尚屬良好。橋梁受損情形及受損程度判定詳見圖 18 和圖 19。



圖 17 玉里大橋空拍圖



(a) 橋台受擠壓伸縮縫突起，
受損程度 C



(b) 護欄碰撞裂損、伸縮縫擠壓偏移，
受損程度 C



(a) 引道路面凹陷及裂損
受損程度 C



(b) 護欄及橋面板擠壓受損
受損程度 C



(c) 大梁受推移防落長度不足，
受損程度 B



(d) 支承墊滑移及止震塊受損，
受損程度 B



(c) 橋台背牆裂損
受損程度 C



(d) 端隔梁破裂
受損程度 B



(e) 大梁受推移梁端龜裂，
受損程度 B



(f) 支承墊滑移、帽梁混凝土剝落，
受損程度 B



(e) 大梁受推移，護欄、止震塊
及橋面板裂損 受損程度 B



(f) 止震塊破裂、橋面板及
梁端損傷 受損程度 B

圖 18 玉里大橋南下線（一代橋）勘災紀錄

圖 19 玉里大橋北上線（二代橋）勘災紀錄

玉長大橋

玉長大橋概述

- 位於花 75 鄉道上，跨越秀姑巒溪支流樂樂溪。
- 橋梁共 27 跨，全長約 800 公尺，如圖 20。
- 橋全寬約 9.5 公尺，1997 年完工。

- 上部結構為預力 I 型梁，下部結構為單柱式橋墩配合帽梁。

玉長大橋受損情形及受損程度判定

依現場勘查結果，玉長大橋主要為橋梁下構橋墩剪力破壞。橋梁受損情形及受損程度判定詳見圖 21。



圖 20 玉長大橋空拍圖



(a) 上構 I 梁位置偏移，受損程度 B



(b) 橋墩柱受剪力全斷面破裂，受損程度 A



(c) 橋墩柱受剪力保護層破裂，受損程度 B



(d) 橋墩柱受剪力表面裂縫，受損程度 C



(e) 上部結構無明顯損傷，受損程度 D



(f) 河川區域橋墩柱受剪力保護層破裂，受損程度 B

圖 21 玉長大橋勘災紀錄

臺鐵新秀姑巒溪橋

臺鐵新秀姑巒溪橋工程概述

- 臺鐵新秀姑巒溪橋跨越秀姑巒溪。
- 橋梁共 15 跨，於 2007 年完工，如圖 22。
- 上部結構為預力 I 型梁，下部結構為單柱式橋墩配合帽梁。

臺鐵新秀姑巒溪橋震害概要

依現場勘查結果，臺鐵新秀姑巒溪橋主要為橋梁下構橋墩止震塊、帽梁及電桿基座破裂，上構預力 I 型梁有偏移且已自支承處脫落之情形，惟無明顯裂損。橋梁受損情形及受損程度判定詳見圖 23。



圖 22 臺鐵新秀姑巒溪橋空拍圖

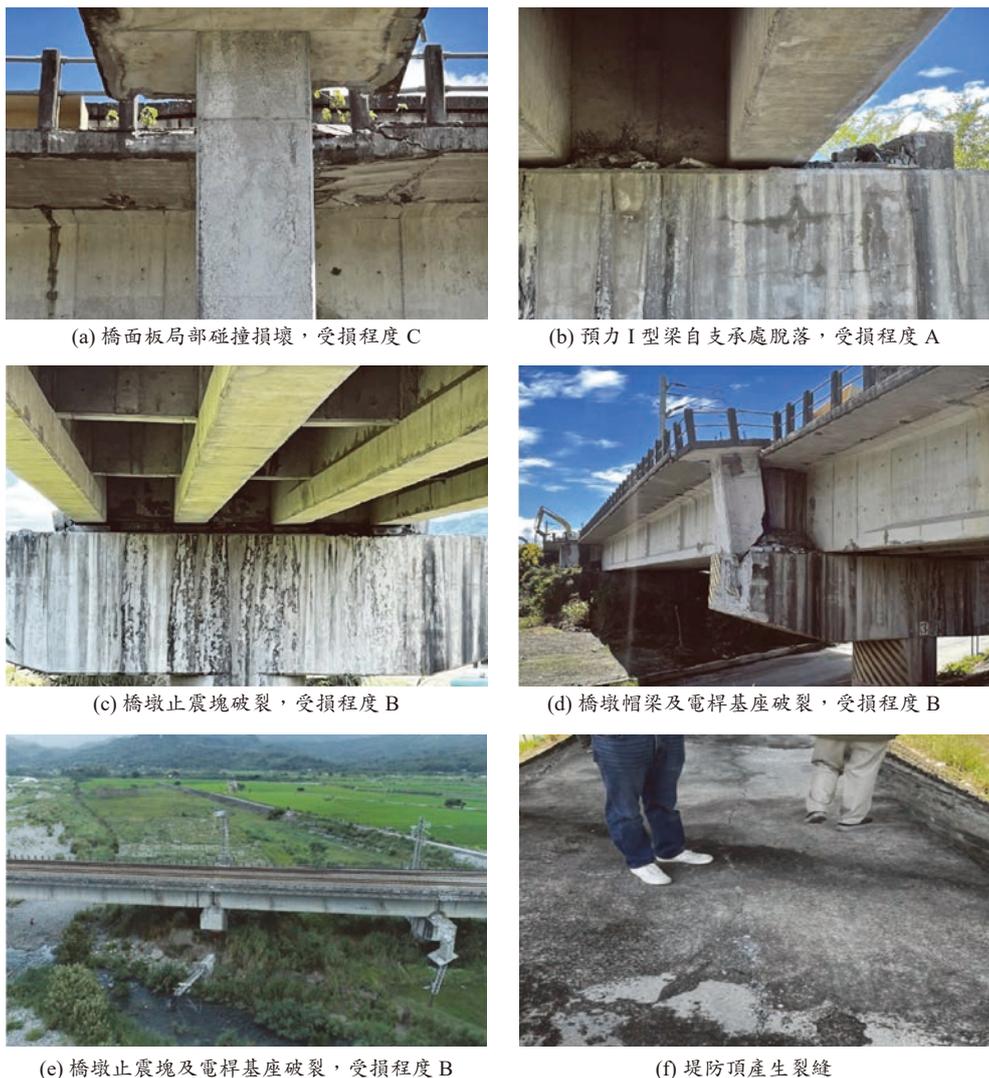


圖 23 臺鐵新秀姑巒溪橋勘災紀錄

長富大橋

長富大橋概述

- 連接卓富公路（花 75 鄉道）與台 9 線，由東西兩橋及路堤組成，全長（含兩橋及路堤）約 2 公里。
- 西橋跨越秀姑巒溪，東橋（含引橋）跨越台東線鐵路及台 9 線，如圖 24，1997 年竣工。
- 上部結構為預力 I 型梁，下部結構為單柱式橋墩配合帽梁

長富大橋震害概要

依現場勘查結果，主要為進橋版處路面隆起，橋梁上構受地震產生位移，造成護欄及橋面板擠壓受損、部分伸縮縫開裂等情形，至於本橋橋梁下部結構除橋台局部混凝土剝落外，情況尚屬良好。橋梁受損情形及受損程度判定詳見圖 25。



圖 24 長富大橋空拍照



(a) 西側道路隆起 & 路面 AC 開裂，受損程度 C



(b) 西橋進橋版處路面開裂，受損程度 C



(c) 東橋 A1 橋台局部混凝土剝落、伸縮縫開裂，受損程度 C



(d) 東橋 A2 橋台處伸縮縫開裂、進橋版處路面隆起裂損，受損程度 C



(e) 護欄及橋面板擠壓受損，受損程度 C



(f) 護欄及橋面板擠壓受損，受損程度 C

圖 25 長富大橋勘災紀錄

崙天大橋

崙天大橋工程概述

- 聯接卓富公路（花 75 鄉道）與台 9 線，跨越秀姑巒溪。
- 橋梁共 14 跨全長約 420 公尺。
- 雙向單車道橋梁，淨寬約 4.5 公尺，橋中央處設淨寬約 6 公尺、長 30 公尺之會車道，1982 年竣工。
- 沉箱基礎、單柱式橋墩，上部結構為預力 I 型梁。

崙天大橋受損情形及受損程度判定

依現場勘查結果，崙天大橋受損嚴重，如圖 26，概述如下，橋梁受損情形及受損程度判定詳見圖 27 和圖 28。

- P3 ~ P6 橋墩完全傾倒，S3 ~ S7 上構掉落、預力 I 型梁及橋面扭曲破裂。
- S2 上部結構落橋，大梁及橋面從中斷裂。
- 其他之橋梁上部結構亦受地震產生位移。

- S1 上部結構位移後，造成 A1 橋台處伸縮縫開裂。
- S8 之預力 I 型梁碰撞側向止震塊造成止震塊剪裂。
- 預力 I 型梁相互間擠壓，造成 P12、P13 處 I 梁滑移至支承墊外之帽梁上，橋面產生了約 25 公分的高低斷差。



圖 26 崙天大橋空拍照



(a) S2 上構位移，造成 S2 上構落橋，大梁及橋面斷裂，受損程度 F



(b) P6 橋墩、S7 上構損壞情形，受損程度 F



(a) P4 橋墩柱底混凝土澆鑄介面斷裂傾倒，受損程度 F



(b) P5 橋墩柱底混凝土澆鑄介面斷裂，鋼筋拉脫傾倒，受損程度 F



(c) P3 ~ P6 橋墩向下游側（北）傾倒，受損程度 F



(d) 橋墩傾倒，I 梁及橋面扭曲破裂，受損程度 F



(c) P6 橋墩柱底損壞而傾倒，受損程度 F



(d) P6 ~ P3 橋墩傾倒（上構已敲除）



(e) P7 橋墩頂側向止震塊遭大梁碰撞裂損情形，受損程度 B



(f) P13 橋墩之上構向東推擠，I 梁滑移至支承墊外，受損程度 B



(e) P3 橋墩柱底混凝土澆鑄介面斷裂，鋼筋斷裂傾倒，受損程度 F



(f) S14 上構擠壓橋台，路面隆起，受損程度 A

圖 27 崙天大橋勘災紀錄(一)

圖 28 崙天大橋勘災紀錄(二)

其他震害勘查

本次勘災路線行經受災嚴重之玉里鎮，因此也勘查了相關災情，包括花蓮縣春日國小校舍、臺鐵東里車站月台結構等，受損概要說明如下。

春日國小

918 地震造成花蓮春日國小兩層樓廊道倒塌，前往勘查時該倒塌樓廊已拆除。2010 年度春日國小教學大樓曾作耐震補強工程，本次地震後經初步觀察，主要教學區沒有明顯的震害情形，已正常進行教學活動。旁鄰建築之柱體，因受倒塌穿越樓廊之撞擊，造成損傷，須待後續復舊修復。



圓柱上下兩端螺旋箍筋保護層混凝土完全剝落損害



幼兒園教室沒有耐震補強校舍，一樓圓柱受到嚴重震損



經耐震補強之校舍，震後可以正常教學使用



陳少山校長與張荻薇理事長、張國鎮教授合影

圖 29 春日國小勘災紀錄

臺鐵東里車站

918 地震強震造成花蓮縣富里鄉臺鐵東里火車站月台雨棚掉落、鐵路軌道多處彎曲隆起現象，鐵路橋梁也受損嚴重，多處電車線斷落，鐵路交通停駛。



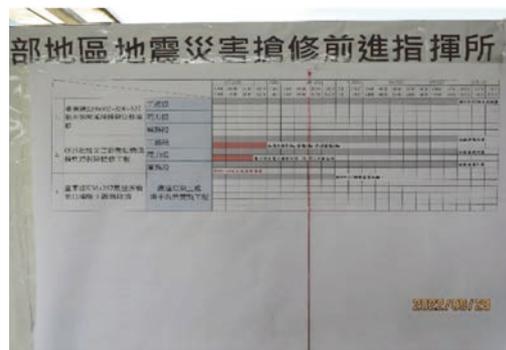
東里車站鐵路軌道錯位，鐵路停駛



東里車站月台候車雨棚震損，已拆除



於東里車站設立東部地區地震災害搶修前進指揮所，顯示震災救援組織動員能力



東部地區地震災害搶修前進指揮所之震災搶修工程預定進度表

圖 30 臺鐵東里車站勘災紀錄

橋梁震害之原因分析及修復建議

橋梁震害之原因分析及重建、補強原則

橋梁震害原因的探討分析，是橋梁防災整備更精進與提升的重要事務。然因地震災害成因相當複雜，並非目前科技所能完全掌控的。因此，我們惟有從歷次地震災害的教訓中，累積各種試行錯誤的經驗，來求取抗震新知，以期減除下次震災的損失。

橋梁震害之主要原因^[8,9]

1. 常見橋梁震害的型態

橋梁常見震害之型態與受災原因，依地震動特性、橋址環境及橋梁構造等因素，而有顯著之差異。歸納橋梁震害之主要原因如下：

- (1) 設計地震力：橋址地表加速度大，設計地震力相對偏低，耐震能力不足。
- (2) 地表變位：斷層錯動引致地表破裂、近斷層速度脈衝大，橋梁產生災損。

- (3) 土層支承力：位於軟弱土層或土壤液化流動高潛勢區，橋基因地震產生下陷、位移及傾斜現象。
- (4) 結構系統：結構系統之贅餘度偏低，耐震性能不佳，韌性需求考量不足，易受震害。
- (5) 落橋防止：梁端防落長度不足或防落措施欠缺，造成落橋。
- (6) 支承：支承座構造不佳，主梁側移量大，致使支承切斷脫落；或橋梁錯動橫移，從支承上脫離損傷。
- (7) 耐震構造細節：橋柱主筋截斷或續接位置不當，或續接方式不良，以及箍筋量不足或間距過大或綁紮方式不良等，形成橋梁結構耐震上的弱點。
- (8) 橋梁施工：橋柱混凝土澆築續接界面之處理不良或位置不當，形成結構弱點而橋柱產生斷裂、崩塌。

2. 本次橋梁震害特性研析

本次勘查之橋梁震害的型態與受災原因，大致為前述型態之一或兩種以上之複合型態造成。惟若以落橋

坍塌與否區分，除玉興橋為施工中橋梁局部損傷外，其餘六座橋梁中，高寮大橋及崙天大橋為橋墩柱斷裂倒塌，造成落橋；另四座橋梁則為大梁移位，脫離支承位置、碰撞側向止震塊，除玉長大橋橋墩損傷程度較高外，其他橋梁下部結構損傷較小，研判四座橋梁未發生落橋之原因係上部結構大梁透過與橡膠支承間摩擦滑動來延長結構週期與消散能量，降低上部結構傳遞至橋柱與基礎的慣性力，在 921 集集地震後，調查許多非近斷層橋梁都有此現象，後續許多研究將此稱為「功能性支承系統」，可藉以降低橋墩於強震下之韌性需求。

震害橋梁重建、補強之一般性原則

日本建設省在阪神地震後 1995 年 4 月頒布了「兵庫縣南部地震受害道路橋復舊辦法」^[10]，供作震害橋梁重建及耐震補強的指導原則。1999 年集集地震橋梁災後重建，也大致參考阪神地震的經驗辦理，其重點如下^[11,12]：

1. 橋梁復舊之耐震原則

- 增進橋梁之柔性與韌性。
- 採用吸能、減震技術。
- 增設耐衝擊性之防止落橋措施。
- 重視土壤液化、土層流動對橋梁基礎之影響。
- 確實掌握橋梁在地震時之動力行為。

2. 耐震設計之基本方針

- 連續性高架橋結構，宜採用彈性固定方式以分散地震力之構造。
- 基礎應具有橋柱同等以上之耐力，並須具有充分之變形能力。
- RC 橋墩為確保必要之韌性，應配置足夠之箍筋，軸向主筋原則上不得截斷。
- 支承宜採用橡膠支承，尤以隔震支承為佳，支承之構造應採用更換容易之型式。
- 防止落橋裝置應採用可吸收衝擊力之構造，並提高連結部之強度及其變形能力；且以併用多種措施為原則。
- 橋梁基礎應考慮土壤液化及地盤流動之影響。

3. 防止落橋對策

- 防止落橋構造基本上應先具有足夠之梁端防落長度，再加兩處以上之防止落橋裝置。
- 對於下列橋梁須加大梁端防落長度：

- ◆ 斜角 60° 以下之斜橋及半徑 100 m 以下、交角 30° 以上之曲線橋。
- ◆ 基本振動周期 1.5 秒以上具高橋墩之橋梁。
- ◆ 防止落橋裝置需為緩和衝擊之構造，且應留設餘裕空間及可動距離，以避免損害支承及其他防落裝置之機能。

橋梁震害之修復建議

前節對橋梁震害的原因及重建、補強原則，作了一般性的說明。本節將針對本次勘災結果之觀察與檢討，提出強化橋梁防災能力及地震受損橋梁之重建或補強之初步建議如下：

宏觀面之建議

1. 強健重要交通路網上之橋梁韌性（災後復原性，resilience）

橋梁結構與設施為交通路網上的重要筋絡，一旦橋梁運輸功能受損，整個交通路網功能將無法發揮應有功能，嚴重者甚至隨之中斷，影響災後搶救與社經活動。災前應針對各橋梁所處環境與結構特性擬定健全的耐震能力評估與必要的補強作業，降低橋梁震害，增進橋梁韌性。此外，健全交通路網的餘裕度（redundancy），使地震過後也可發揮路網的基本運輸功能，也是重要的課題。

2. 近斷層橋梁的耐震防災

(1) 跨越斷層處之橋梁

菲律賓海板塊每年擠壓歐亞大陸板塊，橋梁跨越斷層處無可避免地須承受逆衝、正滑或平移地盤錯動，可行的因應對策包含：

- (a) 採用簡支梁來吸收長期地盤錯位，以避免全橋倒塌，並搭配設置支承墊片、鋪面調整、修整欄杆等附屬設施與更換伸縮縫等方式使橋面高程符合通車功能（如玉里大橋）；
- (b) 改採路堤（如國道三號田寮三號橋）；
- (c) 採用長跨徑橋梁直接跨越斷層。

(2) 速度脈衝效應之因應

近斷層地震往往具有速度脈衝效應（pulse-like velocity），地震作用時，當基礎隨著地盤瞬間往某一方向迅速移動，橋墩與上部結構亦隨之被帶動，但速度脈衝效應隨即促使基礎以頗大的速度往反方

向移動，此時橋墩與上部結構因慣性作用無法與基礎同步，致使結構相對變位與應力過大，若橋墩高度不大，剪力跨徑短則容易造成橋墩剪力破壞進而折斷，橋面往同一方向倒塌（如高寮大橋）。

(3) 基於以上兩項因素，宜採用橡膠支承、隔減震支承或材質較輕的上部結構以降低上部結構慣性力對下部結構的影響，此外下部結構亦須符合韌性設計之需求，以避免橋墩倒塌。

3. 震後橋梁重建

(1) 依橋梁震害模式與所處環境擬定結構形式

橋梁震害模式是大自然現地實驗的結果，應針對橋梁破壞原因詳加檢討，避免重蹈覆轍。各橋所處環境不會完全相同，單一的重建方案不可能適用於所有橋梁，重建方案應考量經濟效應、工程技術與交通動線等因素詳加規劃與討論。

以此次地震受損的高寮與玉長兩橋為例，初步建議相關重建或補強工程方針如下：

(a) 高寮大橋兩側分別有池上斷層與玉里斷層通過，地震紀錄顯示速度脈衝效應顯著，上部結構採用鋼橋可以有效降低慣性力避免橋墩遭受過大應力而損壞。

(b) 玉長大橋位於堤防上的橋墩產生嚴重的剪力破壞，混凝土保護層剝落、圓形箍筋端部重疊部分鬆脫、柱主筋挫曲、柱心混凝土產生 45 度剪力破壞崩裂，其餘跨越河川部分的橋墩只有在 180 度環繞墩身防撞鋼版的另一側有混凝土剝落的現象，上部結構與橋面均無重大損壞。本橋應無須全面重建，堤防上剪力破壞的橋墩可以採用類似溪洲大橋托底工法，在橋墩帽梁兩側設置臨時托架將重力傳往該處，拆除損壞的橋墩重新配筋、立模與灌漿後，卸除托架將力量傳回新做橋墩即可。於跨河處受損橋墩則可以進行局部補強（阪神地震諸多案例）。

(2) 施工期間之交通維持

針對河川特性，可採用跨河便橋或便道，以提供河川兩岸之交通需求。

橋梁構造細節之建議

1. 支承、移動間隙、止震塊與防落長度應相互為用

支承串接上、下部結構，其設計應具備某種程度的保險絲功能，當地震力達到一定額度後，支承

之破壞可以降低上部結構慣性力對下部結構的影響。支承破壞後，上部結構若能透過一定的移動間隙（slip gap），在移動過程中將可以有效消耗地震能量，後續再藉由緩衝裝置與止震塊碰撞，此時止震塊的受力必將較無配設移動間隙者為小，最後再搭配足夠的防落長度，發揮防止落橋的功能。

因此，支承 + 移動間隙 + 止震塊 + 防落長度為抵抗地震力的四道防線，橋梁耐震設計時應妥善運用此些防線的功能，使其相互為用，讓橋梁耐震能力達到最佳狀態。

2. 橋台設計應嚴謹

橋台主要組成包含：基礎、台身（abutment wall）、支承座（bearing seat）、翼牆（wing wall）與背牆（back wall）。有些設計者不清楚橋台各組成的功能，逕以橋墩搭配擋土牆方式設計，但墩體與擋土牆二者進度差異大，地震作用下二者交界處容易因應力集中而破裂，未來設計應以此為鑑。

3. 圓形箍筋端部重疊細部處理應謹慎

早期橋梁耐震並未強調韌性設計，剪力箍筋配置量泰半未能符合現行規範之規定，此外配筋細節也無法滿足韌性需求，尤其是圓形箍筋端部重疊細部之處理大多採用搭接方式，當混凝土保護層剝落後，搭接處之鋼筋便外凸變形，箍筋失去提供剪力功能，更遑論提供柱心混凝土圍束作用，未來耐震設計細節應加以注意。

4. 設置防撞鋼板應避免引致應力集中

跨河橋須考量漂流物之撞擊，常在橋墩位於上流側設置防撞鋼板，或因經費之考量此鋼板僅設於橋墩臨上游側之 180 度半圓範圍，在此範圍內的橋墩混凝土有受到部分圍束的功用，但另一側則無，地震作用下常有混凝土剝落的情況發生。建議未來防撞鋼版可以全環繞方式施作。

落實橋梁安全之政策目標

1999 年發生 921 集集地震，隔年 2000 年 8 月 27 日高屏大橋突然發生斷橋意外事件。基於橋梁擔任交通系統中重要樞紐角色，行政院公共工程委員會乃成立「橋梁安全政策白皮書專案小組」以「從國家永續發展與橋梁生命週期考量，建構安全、便利與防災之新

世紀橋梁安全管理體制」為政策目標，研提「橋梁安全政策白皮書」^[13]。主要政策如次，建請相關單位持續落實，才能確保國人免於交通災害之恐懼，提供高品質之交通設施。

1. 加強橋梁災害之防救應變能力：訂定有效且靈活之橋梁災害應變計畫，制訂橋梁失敗事件之鑑定、報告制度，確實編列橋梁災害防救經費，以建立制度化之橋梁救災體系。
2. 限期完成危險橋梁之修復與耐震補強：橋基裸露危險橋梁之補強與防治，震災受損橋梁之修復補工作
3. 廣籌橋梁養護與補強加固經費：因應老舊橋梁日增，安全維護工作日益繁重，政府應逐年調整增編橋梁維護之經費；以建立橋梁維護基金，新建橋梁則應於興建時提撥適當比率經費存入基金，專用於橋梁管理維護；定期完成之全國橋梁耐震補強工作，可循專案籌資方式辦理。
4. 科技研發推廣與人才培育：考量本土因素特性，積極規劃發展橋梁安全保護技術、橋梁延壽之相關研究；並培訓人才，推廣橋梁安全保護技術。
5. 橋梁災害之應變策略：鑑於 921 集集地震之經驗，大規模災變之搶救，首要即在確保救援運輸之暢通，橋梁乃維生動線之關鍵，卻又有其易致災之特性，因此，為避免二次災害並恢復緊急之供輸，災中之快速勘查、檢測、補強及搶通至為重要，進而儘速完成永久復建，以恢復災區之經濟活力及正常生活。災後應變或重建經驗的累積，回饋反省至設計、施工與管理，是橋梁災害防救的最佳策略。

結語

隨著經濟的快速成長，人員交流及物資運輸愈趨頻繁，民眾對橋梁交通生命線之依賴更甚已往，儘管現代科技不斷開發與進步，然而對於天然災害仍無法有效掌握，天災的發生對於人民的身家安全及產業經濟發展，都將造成極大的傷害與影響。此次 918 花東地震，造成多座鐵、公路橋梁崩塌或嚴重損壞的災情，目前仍然交通中斷或受到嚴重影響。由於震害橋梁都是居民維生的交通要道，應迅速重建或修復補強，儘早恢復交通的順暢，是對創傷的災區人民最大的幫助。本文所提出的橋梁震害之處理原則及修復建

議等，希望對災後重建有所助益。

此外，從國內外之地震勘災經驗中可以發現，多種天然災害若是接連發生，將會相互影響而產生「連鎖性、複合型」的重大災害，此種不同自然災害的交互效應，已成為橋梁致災的主因。身處全球天災害風險最高的台灣，工程建設所面臨「地震+氣候變遷（豪雨）」的交互影響，承受極大的「連鎖性、複合型」災害風險。因其災害威力常常超出所有的防禦設施及防災對策的極限，而嚴重影響橋梁的安全。因此，如何增強橋梁的抗震韌性、提高橋梁之危機耐性，以減小地震伴隨現象之災害風險，是今後橋梁地震防災必須面對的重大課題^[14-16]。

參考文獻

1. 中華顧問工程司，921 集集大地震專輯，1999 年 12 月。
2. 張國鎮等，九二一集集大地震全面刊災報告 - 橋梁震害調查，國家地震工程研究中心，報告 NCREE-99-055，1999 年。
3. 中央氣象局，地震觀測網震度分布圖，<https://scweb.cwb.gov.tw/zh-tw/earthquake/shakemap>，2022 年。
4. 張荻薇，日本阪神地震受損橋梁之復舊對策，中國土木水利工程學會，1995 年年會論文集。
5. 張荻薇，災後橋梁之震害診斷與處理對策，橋梁設計與耐震補強研討會，台灣營建研究院，1999 年 12 月。
6. 王焯烈、林曜滄、張英發、林正偉、蔡欣仰，橋梁之震後快速安全檢測之作法與省思，中華技術 第 111 期，第 70-85 頁，2016 年 7 月。
7. 行政院公共工程委員會，防範施工中預鑄預力 I 型梁吊放後翻落風險之作業指引，2022 年 5 月。
8. 張荻薇、張國鎮、宋裕祺、蔡孟豪，集集地震橋梁損害模式之分析探討，結構工程第十四卷第三期，1999 年 9 月。
9. 張荻薇、曾榮川、黃炳勳，集集地震十週年檢視台灣在橋梁震害防治之作為，結構工程第二十四卷第三期，2009 年 9 月。
10. 日本建設省，兵庫縣南部地震受害道路橋復舊辦法，1995 年 2 月。
11. 張荻薇，日本阪神震災後橋梁之復舊及耐震補強，由阪神地震探討國內橋梁耐震工程之發展方向研討會論文集，台灣營建研究中心，1996 年 9 月。
12. 張荻薇、宋裕祺、曾榮川，日本阪神大地震後橋梁之耐震設計，結構工程第十一卷第二期，1996 年 7 月。
13. 行政院公共工程委員會，橋梁安全政策白皮書，2001 年。
14. 張荻薇，天災難料—唯有從巨災中學習—防災思維與防災戰略，日本熊本地震勘災考察說明會，國家地震工程研究中心，2017 年 3 月。
15. 張荻薇、曾榮川、黃炳勳、蘇彥彰，橋梁防災之新觀念 - 東日本 311 大地震之回顧與省思，中華技術 第 111 期，2016 年 7 月。
16. 張荻薇，天災環境下—防災意識的覺醒與防災新思維，土木水利第四十四卷第二期，2017 年。





專輯客座主編 朱聖浩／國立成功大學土木工程學系 講座教授

台灣位處環太平洋地震帶，自西元 1736 年迄今，平均 15 ~ 20 年發生一次劇災型地震。二十世紀當中，平均每年因地震死亡人數超過 70 人，年經濟損失亦超過 300 億元，災害規模遠高於以農業損失為主的颱風損失，因此結構物防震的研究應一項重要的工作。本專輯共收錄八篇文章，第一篇為國震中心臺南實驗室之發展與應用，介紹國家地震工程研究中心臺南實驗室，其中高速度長衝程地震模擬振動台，對含有大量斷層的台灣而言，是極重要的防震研究設備，在全世界的近斷層地震防震研究上，亦有舉足輕重的地位。第二篇為鋼筋混凝土構架屋火害後之耐震能力研究，本研究係探討火害後的鋼筋混凝土造構架屋的耐震能力，分別以實驗及分析方式進行研究，本研究對釐清房屋受火害後還剩多少防震能力有合理的解答，是重要且實用的研究，在全世界的學術論文中極為少見。第三篇為超高性能混凝土（UHPC）材料與結構應用及文獻回顧，超高性能混凝土憑藉其傑出力學與耐久性掀起當代營建材料的革命，並簡化鋼筋設計，提供更大的建築自由度。本論文雖未直接敘述地震問題，但其優異的力學性質有利於設計出最佳的防震建物。第四篇為地震對於離岸風機之影響探討，台灣地處於

頻繁地震帶，再加上颱風的影響，因而造成歐洲風機設計的經驗無法完全適用於台灣。本文結論，地震加上颱風控制之極限設計桿件厚度比率幾乎占了 85% 到 100%，故離岸風機結構支撐設計應當嚴謹考慮地震與颱風的影響。第五篇為考慮土壤液化之重力式碼頭耐震性能評估與易損性分析，本研究針對重力式碼頭，發展耐震性能評估與易損性分析方法。相關成果可用來檢驗既有碼頭耐震性能，並可用於快速評估港灣遭遇地震時之可能損害情況，以提升運輸系統之防災能力。第六篇為淺談近年台灣土壤液化及案例，近二十餘年來因地震引發之土壤液化屢見不鮮，本文簡介土壤液化及影響土壤液化之因素，及其可能引起各種災害與地表特徵，並以案例照片說明，期能達到知災之目的。第七篇為鉛心橡膠支撐墊應用於高科技廠房及高速鐵路減震介紹，本文分別介紹鉛心橡膠支撐墊對於高科技廠房以及高速鐵路橋梁的減振效益及可能產生的問題。第八篇為群樁基礎裸露橋梁於近斷層地震作用之振動台實驗與分析研究，本研究透過振動台實驗，檢討近斷層作用下之樁-土-結構互制行為，觀察於不同裸露深度下各高層間基樁的反應與群樁效應，期望能透過數值模型預測其結構行為，並運用於工程實務上。 



國震中心 臺南實驗室 之發展與應用

黃百誼／國家地震工程研究中心 助理研究員

林晉丞、徐安、葉事義／國家地震工程研究中心 助理技術師

蕭輔沛／國家地震工程研究中心臺南實驗技術組 組長、國立成功大學土木工程學系 合聘教授

葉士瑋／國家地震工程研究中心 副技術師

王郁涵／國家地震工程研究中心 技術員

1999年集集地震造成之嚴重災損，突顯近斷層效應相關研究之重要性，然而當時既有之實驗設備能量難以重現近斷層地震，乃因近斷層地震包含兩主要特徵：大地表位移與高速度脈衝。職是之故，國家地震工程研究中心經多年規劃，最後由國家實驗研究院與國立成功大學簽訂合作備忘錄，定於成大歸仁校區建置國家地震工程研究中心臺南實驗室，後於2017年8月9日正式開幕啟用。臺南實驗室主要實驗設施皆扣合近斷層震波研究主軸，長衝程高速度地震模擬振動台可於大載重下模擬近斷層震波；雙軸向動態測試系統可同時對足尺隔減震元件施加高垂直軸力與大水平向之位移與速度；反力牆測試系統則搭配高速致動器，測試近斷層效應對大型結構元件之影響；關鍵零組件測試系統為針對設備耐震性能研究之小型振動台。此外，國震中心亦打造大型懸吊設備測試系統、水下基礎測試系統及土壤動力實驗室，以進一步強化高科技與綠能產業所需之地震工程實驗能量，使臺南實驗室逐步成為全方位之研究設施。

關鍵詞：近斷層效應、大型結構實驗、智慧實驗室、長衝程高速度地震模擬振動台、雙軸向動態測試系統、關鍵零組件測試系統

前言

近斷層地震的危害

臺灣約於六百萬年前經由歐亞大陸板塊及菲律賓海板塊之碰撞而形成，以地質年代而言極為年輕，因此板塊運動仍頻繁而激烈，菲律賓海板塊平均以每年7至8公分的速率向西北方擠壓歐亞板塊，倘若造訪花蓮縣玉里鎮玉富自行車道舊鐵橋，其上設有歐亞及菲律賓板塊交界紀念碑，是與冰島比肩，世上少數可同時橫跨兩大板塊的奇景。然而正因板塊運動激烈，臺灣各地皆有板塊擠壓破裂造成的斷層帶，多半分布於高山與平地的交界處，但亦不乏人口稠密處，因此臺灣有近1/3人口居住於鄰近斷層區域。1999年發生的集集地震使國人徹底意識到近斷層地震之危害，當時車籠埔斷層推測有100公里以上的開裂長度，引致芮

氏規模7.3的災害性地震。集集地震發生後，國立臺灣大學地質科學系陳文山教授著手於竹山進行斷層槽溝開挖，以研究車籠埔斷層古地震，日後則以車籠埔斷層保存園區形式，對世人展示地層經擠壓、皺褶、斷裂等孕震過程。令人遺憾的是，集集地震屬島內淺層地震，其開裂長度極長並穿越城鎮，因此造成極為嚴重的災情，包含人員傷亡、建築物毀損、民生基礎設施停擺等。

集集地震的省思

集集地震後，國內各界對於地震危害採取積極作為。震災後發現，原有震度分級制度無法有效連結災損嚴重性，因其僅與最大地表加速度值（Peak Ground Acceleration, PGA）相關，且單軸向PGA超過400 Gal（ cm/s^2 ）即達最大震度7級，相對於集集地震測得高

達 980 Gal 以上的 PGA，顯然並無法適當反應致災性地震之震度，換言之，集集地震中 7 級以上震度區域涵蓋中臺灣各地，以致無法於第一時間訂定有效救災策略以分配資源投入重災區。另一方面，集集地震讓學研界意識到速度對於結構物之危害，由於位移至速度至加速度間存在積分關係，因此近斷層地震特有之地表速度脈衝可以理解為同向的加速度作用的時間拉長，依據牛頓第二運動定律，代表地震中持續向某一方向對結構物施加力量，因此危害甚鉅，而高速度脈衝對時間積分後，即為大地表位移，圖 1 即可見石岡壩、埤豐橋與操場因斷層大幅度錯動而嚴重破壞的災損。此外，因近斷層地震的振動週期較長，故可能引致長週期建築物的共振反應，在在顯示近斷層地震特有之長週期速度脈衝波與結構物之破壞具有正相關性。為改進原有震度分級方法之不足，交通部中央氣象局與相關單位經過多年研討，訂定新制震度分級方法，並於 2020 年元旦正式頒行，其最大差異在於震度 5 級以上採三軸向合成最大地表速度（Peak Ground Velocity, PGV）為分級標準^[1]。自新制分級制度頒行以來，於 2022/03/23 長濱外海地震首次測得震度 6 弱，該地震亦造成台東縣與花蓮縣等部份區域發生震災，主要災損區域如成功鎮與玉里鎮之震度皆達震度五強，顯示新制分級制度確實達到連結震災區域之目標。

為能進一步研究近斷層地震對國內建築物的危

害，國家實驗研究院國家地震工程研究中心（以下簡稱國震中心）肩負國內地震工程相關研究重任，於集集地震後即以幕僚單位角色積極參與耐震設計規範之修訂，並於 2011 年由內政部營建署發布新版「建築物耐震設計規範及解說」^[2]。與舊式建築物相比，新規範可大幅提升新建建築物之耐震性能。另一方面，集集地震勘災調查中發現許多校舍沿走廊方向倒塌，因當時國內存在大量建於民國 60 至 80 年代間之校舍，其結構形式相近且存在系統性結構弱點，例如耐震性能不足、懸臂式走廊教室單元、開窗面積大易導致短柱效應等，如圖 1 所示之光復國中校舍即為一例，該受災校舍至今仍保存於台中市霧峰區九二一地震教育園區。為此，國震中心與教育部合作，推動一系列校舍耐震性能評估與補強專案，目前校舍補強進度幾近完成，其中部分校舍亦已經歷 0206 花蓮地震等烈震考驗，可見國震中心推動之耐震性能評估與補強工法，對既有建築確實為有效之耐震性能提升對策。

集集地震發生後，近斷層地震危害受到重視，但當時國內的實驗測試設備量能並不足以模擬近斷層地震特性。為深入探討臺灣近斷層地震特性、以發展新式耐震技術與工法，國震中心著手籌備新實驗室，在 2013 年由國家實驗研究院與國立成功大學（以下簡稱成大）簽訂合作備忘錄，於成大歸仁校區建置臺南實驗室，並於 2017 年 8 月 9 日正式開幕啟用。臺南實驗



圖 1 集集地震造成之災損^[3]

室之主要實驗設施皆能模擬近斷層地震特性，可提供世界頂尖之實驗能量：長衝程高速度地震模擬振動台可於大載重下模擬近斷層震波；雙軸向測試系統可同時對足尺隔減震元件施加高垂直軸力與大水平向位移與速度；反力牆測試系統則搭配高速動態致動器，可測試近斷層效應對大型結構元件之影響；關鍵零組件測試系統則為針對設備耐震性能測試應用之小型高性能振動台。

另一方面，設備與非結構耐震性能亦為臺南實驗室發展重點之一。早於 70 年代起，即有研究調查指出結構震損僅佔 3%^[4]，若是諸如醫院等配置大量昂貴的器材與設備的建築物，建築成本甚至低於一成^[5]，可見無論是建置成本與震損金額，非結構物的占比皆遠高於結構物。除了費用考量外，醫院等緊急救難組織若於地震後無法正常運作，勢將嚴重影響受災民眾之生命存活率、進而影響社會安定，而在高度仰賴科技的現代生活中，能源設施與網通設備若無法維持機能，勢將衝擊產業活動。過往之耐震設計理念以功能設計法為主流，以確保致災性地震發生時結構物得以保持完整性，但非結構物之耐震設計往往未經落實。考量非結構物震損的直接損失，及後續的復原成本與機能停擺的間接損失，於設計階段確保非結構物具備足夠之耐震性能應為耐震設計中重要的一環。職是之故，臺南實驗室打造懸吊設備測試系統以提供懸吊式非結構物之測試，另為強化高科技與綠能產業所需之地震工程實驗能量，臺南實驗室亦建置水下基礎測試系統、土壤動力實驗室與關鍵零組件測試系統，使臺南實驗室逐步成為全方位之地震工程研究設施。

臺南實驗室主要實驗設施

反力牆測試系統

反力牆測試系統由反力牆與強力地板組成，配置於臺南實驗室的反力牆高度為 12 米，與強力地板同樣由 1.2 米厚之高強度混凝土打造而成，如圖 2 所示。反力牆主要功能係固定致動器並提供致動器反力，而強力地板為反力牆測試系統之基礎，其主要功能係固定待測物（試體），並以油壓致動器推或拉動試體，藉此觀察試體的變形或受力反應。推動結構元件試體，如樑、柱、牆等，所需的力由數噸力至數百噸力之譜，因此大型結構實驗設施皆以油壓系統提供動力。



圖 2 反力牆與強力地板測試系統

油壓系統可比喻為實驗室的心臟（液壓馬達）與血管（油管）、致動器則為肌肉，致動器的構造類似於針筒，惟針筒是由手指出力對活塞加壓以推動針筒內藥水，致動器則是透過經液壓馬達加壓的液壓油推動活塞。然而根據帕斯卡原理（Pascal's principle），施加於封閉流體任何部分的壓力將均勻地傳遞至流體的所有方向，因此加大活塞面積雖可提高出力，但在相同流量下，活塞移動距離或速度會降低。為進行近斷層地震相關研究，臺南實驗室的挑戰即是在提供大出力之餘，同時保有長衝程與高速度之性能，亦即油壓系統必須可提供高油壓與瞬間高流量，因此設置蓄壓系統（Accumulator banks）蓄積高壓液壓油，於油壓馬達加壓與供油不及時補充所需的油壓與瞬間流量。反力牆測試系統自由度極高，使研究者可依實驗需求設計致動器與感測器的配置。後續將介紹之振動台與雙軸向測試系統等動態測試設施，都是基於本系統之概念，依據特定需求而量身打造之應用。

高速度長衝程地震模擬振動台與關鍵零組件測試系統

於地震工程領域中，利用振動台系統對安裝於其檯面上之試體進行動態測試以驗證其耐震性能，已是廣為接受的試驗方法。透過振動台可如實模擬地表或樓板等特定位置之運動行為之特性，可以直接觀察到試體受地震力作用下之動態特性。振動台測試技術已發展逾百年，1890 年代即有以軌道車輛製作之簡易振動台，僅能執行單自由度往復運動；因應核電設施安全驗證需求，1970 年代起 6 自由度振動台逐漸普及，其中德國的 SAMSON 振動台採正交型配置，各致動器

均沿檯面座標軸方向配置，於實現三軸向移動與三軸向轉動之 6 自由度運動之餘，同時可有效利用致動器出力^[6]，國震中心臺北實驗室之振動台亦屬此類型；國震中心於臺南實驗室建置之長衝程高速度地震模擬振動台，其水平致動器改採 V 型配置，致動器作動方向與檯面運動座標軸約呈 45 度夾角，同時實現高荷載、高位移及高速度性能；同樣建置於臺南實驗室之關鍵零組件測試系統（Multi-Axial Seismic Test System，以下簡稱為 MAST）則係採用史都華平台^[7]設計，因此 MAST 系統僅使用 6 支致動器運行六自由度運動，可降低建置成本以及系統冗餘度。

高速度長衝程地震模擬振動台之外觀與各部件如圖 3 所示，於 8 m 乘 8 m 的大型剛性檯面下方以 4 支靜態與 4 支動態垂直向致動器支撐，北側與南側則各以 2 支 V 型配置的水平致動器推動檯面，其荷載可高達 250 噸重，且水平向最大速度與最大位移可達 2 m/s 與 1 m，足以重現六自由度近斷層震波與高樓層建築物之樓板反應，為世界頂尖振動台系統之一，則其規格如表 1 所示。拜其優異性能所賜，臺南實驗室可執行足尺結構試體之振動台實驗，另搭配不同測試構架，如前述之懸吊系統測試剛性構架與水下基礎與地盤測試系統，即可進行多樣化的先進地震工程實驗研究。

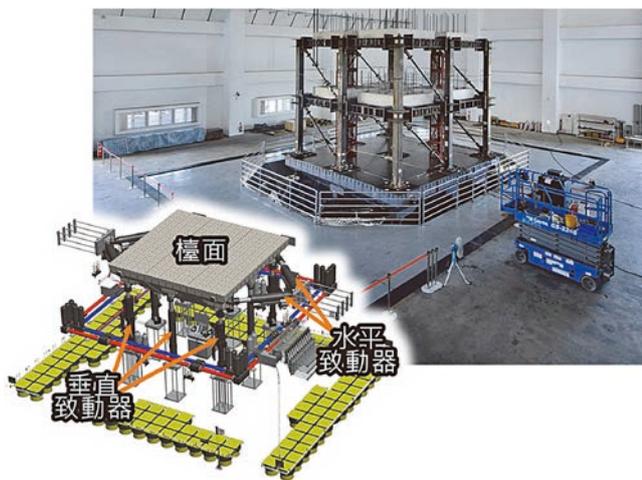


圖 3 高速度長衝程地震模擬振動台

表 1 高速度長衝程地震模擬振動台基本性能

項目	X 向	Y 向	Z 向
衝程 (±m)	1.0	1.0	0.4
速度 (±m/s)	2.0	2.0	1.0
加速度 (±g)	250 噸荷載	0.75	0.75
	100 噸荷載	1.4	1.4
	空檯面	2.5	2.5

隨著科技高度發展，機電或網通等設備與建築物可提供之機能息息相關，故其耐震性能日益受到重視，然設備大多以錨定或支架方式與建築結構相連，地震力會由基礎傳遞至結構物、經結構放大後再傳遞至設備，兼之設備的自然振動頻率通常較結構物更高、重量極輕，因此針對大型結構實驗測試所打造之振動台系統不一定適合。上述之 MAST 系統則為執行設備物的耐震性能測試所設計之小型高性能之六自由度振動台，其外觀與各部件如圖 4 所示，表 2 所示之性能著重於高頻加速度之重現性，於最大荷載下仍可提供 5.5 g 的高加速度，且工作頻率達 60 Hz，可滿足諸如 GR-63-Core 或 AC156 等國際通行之非結構物或設備耐震測試標準之要求。

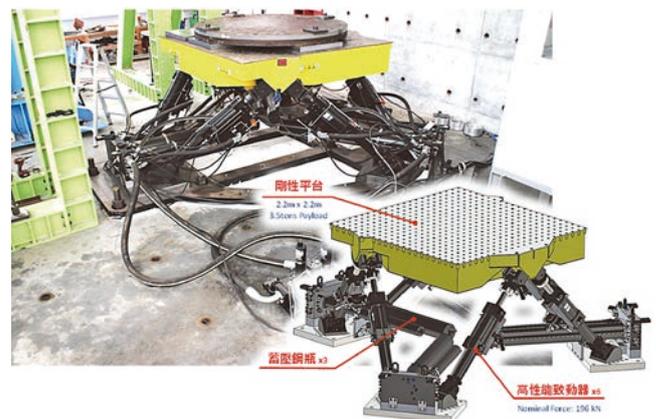


圖 4 關鍵零組件測試系統

表 2 關鍵零組件測試系統基本性能

項目	X 向	Y 向	Z 向
衝程 (±m)	0.2	0.2	0.2
速度 (±m/s)	2.0	2.0	1.65
加速度 (±g)	3.5 噸荷載	5.5	5.5
	2.0 噸荷載	6.5	6.5
	空檯面	20.0	20.0

雙軸向測試系統

傳統耐震設計乃是以結構構件自身的強度或韌性以抵禦地震力的作用，但隨著耐震性能要求提高，所需的結構構件尺寸亦可能隨之增加，若結構構件受到輕微或中度震損，修復亦非易事，因此近年來隔減震系統已逐漸被廣泛應用於保護建築物或設備物，以降低地震對結構物的損害。隔震與減震為兩種不同概念的消能策略，前者猶如滑板，在建築物與基礎之間以隔震器提供一滑動介面，隔震器之上下半部間的交互作用力因低摩擦力

或柔性之設計而可大幅降低，相當於力傳遞路徑上設置斷點以隔絕大部分地震能量，後者則像是車輛的阻尼器，可以吸收並減緩上傳至建築物之地震能量。然而隔減震系統通常屬非線性，亦即不易透過數值分析模擬其行為，故需針對使用境況設計隔減震系統參數，方能獲得最佳效果，以車輛之阻尼器為例，其預載行程、彈簧勁度、油孔大小等參數都需要根據行駛目的、車重等因素調整，甚至有電子避震器可讓駕駛依舒適性或操控性的取向於行駛間即時變更參數，有鑑於此，透過實尺寸隔減震元件實驗測試以評估其性能與設計參數，乃最可靠與直觀之方法。

另一方面，此類以消能為目的之元件，其性能通常與速度相關，兼之臺灣環境可能受近斷層地震威脅，不可不重視高速度脈衝之危害，因此臺南實驗室所配置之雙軸向測試系統（Bi-Axial Test System，以下簡稱 BATS）可於加載極高垂直軸力之同時，對試體施加加大位移與高速度水平向運動，則實驗配置概念圖如圖 5、性能列於表 3，為世上屈指可數可執行全尺寸隔減震元件動態測試之實驗設施。除了隔減震系統外，BATS 系統亦適於進行結構元件之測試，大幅簡化前述反力牆測試系統所需的實驗設計與安裝流程，然因 BATS 系統僅能容納低於 2 公尺高的試體，故多半以隔震元件、小型結構元件或縮尺模型為主。



圖 5 雙軸向測試系統外觀與測試配置圖

表 3 雙軸向測試系統基本性能

項目	X 向	Z 向	
衝程 (±m)	1.2	0.125	
速度 (±m/s)	1.0	0.15	
力量 (MN)	±4	靜態壓力	30
		動態壓力	30
		拉力	8

輔助測試裝置

懸吊系統測試剛性構架

在寸土寸金的現代社會裡，向上發展是自然的趨勢，因此都會區高樓林立，而在室內亦須充分利用樓高，故現代建築中經常將管線及設備安裝於懸吊系統上，以爭取最大的樓地板使用面積，這些懸吊系統即承載提供建築物機能的重責大任，包括水、電、網路、空調、消防，以及高科技廠房的搬運系統等。多數懸吊系統由細長、柔性之元件組成網格狀的分佈系統，相對於一般結構物更容易受到邊界條件之影響，因此不易以局部元件測試來推估系統整體運動行為，而且不同系統受震時的擺盪行為不一定同步，有可能互相干涉而導致震損，例如消防撤水頭受天花板系統拉扯而破壞即為最常見的懸吊系統震損類型之一。以大懸吊面積構築擬真之懸吊系統及邊界條件為探討其耐震性能之捷徑，拜長衝程高速度地震模擬振動台優異大檯面空間與高荷載能力所賜，國震中心打造如圖 6 所示之懸吊系統測試剛性構架，懸吊面積擴展至 10 米見方、懸吊高度則可於 2 米與 4 米間變化，進一步強化可容納試體之空間，且其設計自然振動頻率達 15 Hz，不易與懸吊系統共振，而高剛性結構亦可將振動台檯面運動映射至頂部，以模擬樓板的受震行為作為懸吊系統的輸入運動。透過剛性構架的實驗成果，可以協助研究者確認懸吊系統真實受震行為、研擬補強策略，並落實於耐震設計規範或施工方法中。

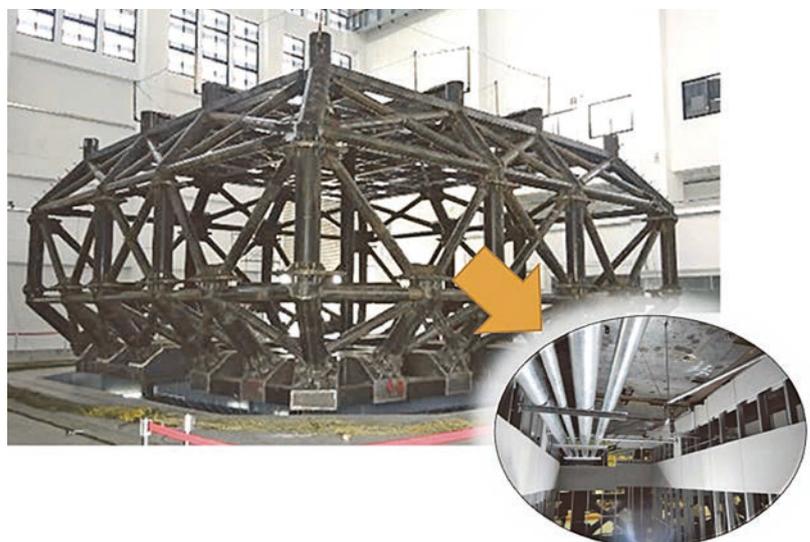


圖 6 於懸吊系統測試剛性構架內模擬懸吊系統安裝環境

水下基礎與地盤測試系統

在工程領域中，無法忽略地盤特性對結構物之影響，因此土壤—結構互制效應（Soil-Structure Interaction）與土壤液化等研究備受矚目，研究者通常會以地盤的物理模型進行振動台實驗，以探討土壤本身的受震反應以及與結構的交互作用。然而我們腳踏的土地近乎無限地向四面八方擴展，沈積而成的層狀結構於地震來時大抵會一起運動，若只取部份作為試體裝載在容器中進行實驗時，無可避免地會遭遇邊界條件的問題，試想像布丁裝在包裝裡跟倒出來搖晃的狀態一定不同，因此發展出剪力盒（Shear Box）技術，將框架層層堆疊，猶如疊成一堆的撲克牌般易於水平滑動，藉柔性邊界特性以模擬半無限域的地盤運動行為。而為進一步降低邊界條件與縮尺率的影響，將剪力盒大型化是合理的趨勢，因此國震中心搭配長衝程高速度地震模擬振動台，打造如圖 7 之水下基礎與地盤測試系統（以下簡稱剪力盒），於剛性外牆內以線性滑軌連接外框架與內框架系統，內、外框架系統各層可沿滑軌軸向自由滑動，提供 2.5 m × 2.5 m × 3 m 的試體空間與雙軸向各 35 與 65 cm 的水平運動能力，框架系統內側則貼附橡皮膜，於保有柔性邊界特性下同時提供水密性，適於模擬水下地盤環境，例如近期發展迅速的離岸風場即安裝於水深數十米的海床上，透過高性能振動台與剪力盒之搭配，即可測試離岸風機支撐結構是否可能遭受土壤液化與近斷層地震等危害。

土壤力學實驗室

為配合國家能源政策，離岸風場正如火如荼建置中，然而臺灣西部海域正是易於發生土壤液化的飽和粉質砂土環境，而風、浪、流與地震等外在環境作用力施加於風機結構後，是否會因土壤—結構互制效應而危害其安全，皆有必要於風場開發階段，依據可靠的地工參數進行評估與設計，因此有大量海床地質鑽探調查與分析需求。然而國內較缺乏土壤動態力學測試能量，故國震中心因應國家離岸風機檢測驗證技術本土化政策，於臺南實驗室建置如圖 8 所示之土壤力學實驗室，提供土壤基本物理性質、靜態及動態力學性質等完整測試能量，測試設備包括靜態三軸試驗系統、動態三軸試驗系統、共振柱系統及反覆單剪試驗系統等，可獲取土壤於小應變至大應變範圍內之動態特性，一站式完成海床場址調查與設計所必需之地工參數分析，以及土壤抗液化能力之評估。為使土壤實驗室產出之數據受國際認可，由 2019 年起陸續取得土壤一般物理性質試驗與共振柱動態測試項目之 ILAC/TAF 土木測試領域實驗室認證資格，並持續積極辦理，預計於 2022 年內取得所有測試項目之認證。

光學動作捕捉系統

以往執行結構實驗時，會將位移量測儀器架設於不動點，並與試體相接以量取其變形量，然而臺南實驗室的設施皆具有相當規模而不易接近試體，因此引

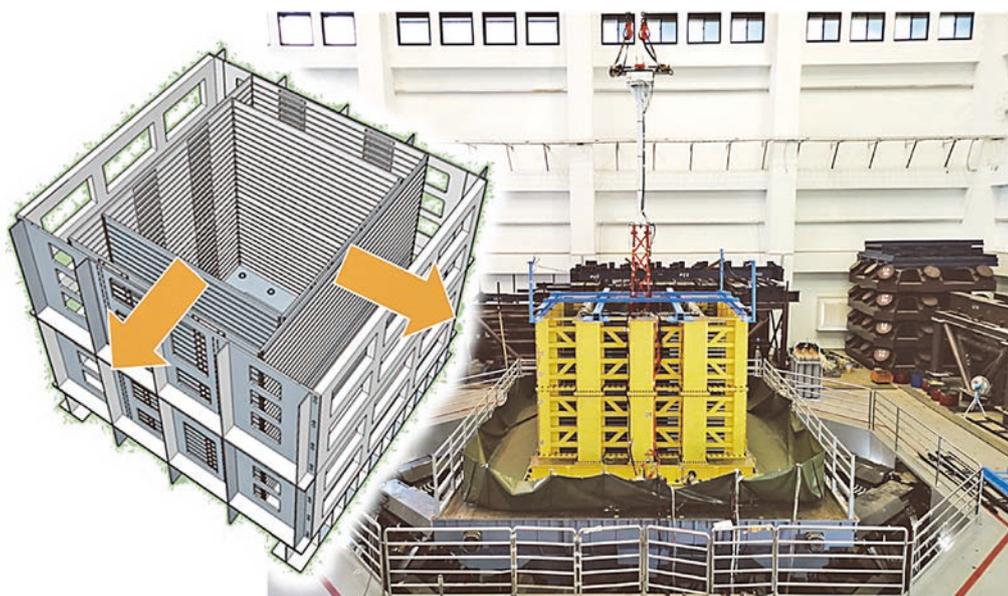


圖 7 以剪力盒振動台試驗驗證水下地盤與離岸風機結構模型受震行為



圖 8 土壤力學實驗室具備完整土壤靜態、動態力學及物性實驗能量

進已廣泛應用於電影與運動產業的光學動作捕捉系統 (Motion Capture, 以下簡稱 MoCap), 透過非接觸式量測技術解決實驗需求。MoCap 的概念如同人眼, 透過視差建構立體空間資訊, 只是人眼所見的是可見光, MoCap 鏡頭捕捉的則是標記點 (Marker) 所反射或主動發出的特定波長紅外線, 並透過三角定位方法即時運算 Marker 的空間資訊。如圖 9 所示, 實驗時將兩顆以上的鏡頭安裝於遠處不動點並望向試體, 經過校準與定義座標系統後, 僅需將 Marker 貼附於試體上, 即可獲取各 Marker 的即時空間資訊, 相較於傳統位移量測儀器佈線、架設的繁複步驟, MoCap 具

有極易於擴充量測點的優勢, 且可同時獲得高精度立體空間資訊而不限於單軸向運動紀錄, 但其亦有諸多限制, 例如僅可量測可見的 Marker、易受環境光源影響, 以及取樣頻率不如傳統位移量測儀器等, 但在實驗大型化的趨勢下, 仍有必要導入 MoCap 等先進量測方法, 持續精進實驗技術。

不只是實驗室 虛擬智慧實驗室

在實驗規劃過程中, 試體與夾治具設計為最棘手的環節之一。試體、夾治具、實驗設施間有許多界面

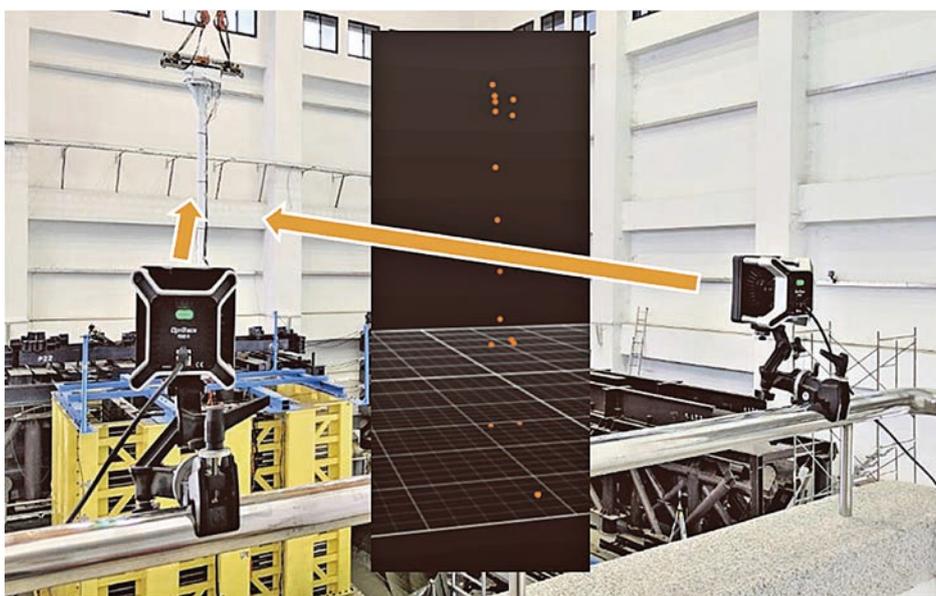


圖 9 光學動作捕捉系統即時計算標記點空間資訊

需要配合與協調，尤其反力牆與強力地板測試系統為高度自由化的實驗設施，實驗設計者需在試體材料與尺寸設計、致動器容量選擇、夾治具安裝順序、感測器架設等諸多變因中挑選最佳解，若非實驗經驗豐富者，幾乎不可能一帆風順地完成實驗規劃與執行。為了降低實驗規劃的難度以及設計錯誤導致的成本耗損，臺南實驗室正推廣以建築資訊模型（Building Information Modeling, BIM）軟體，輔助實驗設計者於虛擬智慧實驗室中進行實驗規劃，其概念與近年熱門之科技話題：元宇宙（Meta Universe）與數位孿生（Digital Twin）相當類似。目前臺南實驗室以及現有之實驗設施與夾治具皆已使用 SolidWorks 軟體建模完成，致動器的行程或性能資訊亦包含在其中，使用者僅需建立自行設計的試體模型，即可在虛擬智慧實驗室中，透過 3D 視覺化界面逐步安裝試體與夾治具，並與致動器接合，以檢核安裝過程之中是否有衝突點，或是規劃施工順序、計算材料數量等。

科普推廣

國震中心多年來熱心於推廣地震工程與防災相關科普教育，長年舉辦之抗震杯更是擴及國際學子，於饒富趣味的比賽過程中感受地震工程的醍醐味，亦曾協助 921 地震教育園區布展，使遊客更容易理解震災發生的原理，更發行諸多科普刊物或文章以推廣耐震、防災概念。臺南實驗室擁有全臺灣最先進的地震工程實驗設施，亦樂於展演地震工程最新研發成果，故開幕以來舉辦數次展示實驗，包含 2017 年開幕之實尺寸鋼構振動台試驗與隔振墊 BATS 試驗、2019 年離岸風機縮尺模型剪力盒試驗等，此外亦有多次國內外機關學校或來賓參訪，以及配合科技部或國家實驗研究院辦理、面向一般大眾的 Open House 科普系列活動，臺南實驗室皆依據參訪來賓調性，可學術、可生活化地展示臺灣地震工程之最新發展。惟近兩年受 Covid-19 疫情影響之故，難以舉辦大型參訪活動，因此臺南實驗室亦與時俱進，嘗試以遠距參訪進行科普推廣活動。

結論

「可以預測地震嗎？」是地震研究領域經常被提及的問題，雖有學者投入相關研究，但目前尚無可靠

理論能準確預測地震發生的時間、地點、規模等，較實際的方式乃透過地質調查、歷史地震紀錄等資訊，以機率式地震危害度分析預估未來可能發生的地震潛勢，以有效規劃防救災策略與進行耐震性能評估補強，另以遍佈於臺灣各處之數百個地震測站，於地震發生當下發布國家級警報，爭取數秒至數十秒之預警時間。集集地震後至今，隨著材料、工法、規範的進化，現今建築物之耐震性能已有所提昇，但面對未知的天然災害，我等仍需保持臨淵履薄的心態，時刻保持警覺並做好準備，因此國震中心依據「震前準備、震時應變、震後復建」的目標，訂定「耐震設計評估與補強」、「境況模擬與風險評估」、「安全監測與預警」三大研究主軸，持續精進地震工程與防減災技術之研發，並打造臺南實驗室以提昇實驗能量，為世上少數以近斷層效應為主軸之研究單位，同時扣合國家發展策略，針對高科技與綠能產業提供設備與管線等非結構耐震性能研發能量，並積極取得土壤力學實驗室、振動台與雙軸向測試系統之 ILAC/TAF 認證實驗室資格，提供公正可靠的實驗服務，期與鄰近之沙崙綠能科學城、成功大學等單位並肩，成為產官學緊密合作之研發聚落。

參考文獻

1. 交通部中央氣象局（2019）。「震度新分級 應變更實用」新聞稿，中象 108 字第 32 號。取自 <https://www.cwb.gov.tw/Data/service/Newsbb/CH/1081218earthquakepress.pdf>
2. 內政部營建署（2011）。建築物耐震設計規範及解說。
3. 國家地震工程研究中心（2009）。安全耐震的家。
4. Steinbrugge, K.V. and Schader, E.E. "Earthquake damage and related statistics In San Fernando, California, Earthquake of February 9, 1971," edited by Leonard Murphy. Volume 1A, pp. 709-710 and 713. National Oceanic and Atmospheric Administration, Washington D.C. (1973).
5. Miranda, E. and Taghavi, S. "Response assessment of non-structural building elements." PEER 2002/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, USA. (2003).
6. Severn RT. "The development of shaking tables – a historical note". Earthquake Engineering Structure Dynamic Vol. 20, pp. 195-214 (2011).
7. Stewart, D. "A Platform with Six Degrees of Freedom". Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Vol. 180(1), pp. 371-386. (1965). 



鋼筋混凝土構架屋 火害後之耐震能力研究

劉光晏／國立成功大學土木工程學系 副教授
林秉緯／國立成功大學土木工程學系 碩士
鍾興陽／國立成功大學土木工程學系 副教授
洪崇展／國立成功大學土木工程學系 特聘教授
施健泰／施健泰土木技師事務所 負責人
黃世建／國立臺灣大學土木工程學系 特聘教授
李其忠／內政部建築研究所防火實驗中心 主任
雷明遠／內政部建築研究所安全防災組 研究員
蔡綽芳／內政部建築研究所工程技術組 組長

本研究係探討火害後的鋼筋混凝土（RC）造構架屋的耐震能力，分別以實驗及分析方式進行研究。本研究團隊將使用 109 年度由建築研究所已委託製作完成之 2 座單層單跨 RC 造構架屋，一座為未受火害試體僅探討受震反應，另一座先內政部建築研究所防火實驗中心戶外場地進行火害實驗，模擬 RC 造構架屋在火場中可能受到的高溫變化，完成後再運至鄰近的國家地震中心台南實驗室，2 座試體可分別進行未受火害和受火害 RC 構架屋之振動台實驗，獲致火害後 RC 造構架屋的耐震能力影響。基於前述實驗成果，本研究亦進行受火害與未受火害單層單跨 RC 造構架屋受地震之數值模擬，相關成果將研擬 RC 造火害後耐震能力評估流程。

關鍵詞：鋼筋混凝土造、鋼構造、火害、振動台實驗、耐震性能

研究動機與目的

根據內政部消防署統計，110 年全國建築物火災共發生 5,994 件，其中造成 161 死亡，經濟損失高達 9 千 4 百萬新台幣。然而，台灣位於歐亞大陸與菲律賓海板塊交界處因而地震頻繁，其中包括 1999 年的集集地震、2016 年的美濃地震等都是建築物倒塌而造成死亡人口數眾多的地震，而火害後的建築物是否能夠抵抗強震而屹立不搖，為建築物受複合式災害之重要議題。

本研究主要在探討 RC 造建築物發生嚴重火災後之耐震能力，共製作兩座單層單跨 RC 構架屋。第一座為無火害對照組（NF），第二座為火害實驗組（F），利用長衝程高速度地震模擬振動台輸入地震波並量測試體之加速度、位移歷時變化，以了解火害後結構週期、構件行為與耐震能力。本研究由火害實驗換算等值火害延時，據以提出混凝土強度與斷面慣性矩折減係數，最終進行地震歷時分析，檢討層間位移與加速度歷時反應。本研究係針對鋼筋混凝土造構架屋，進

行火害後建築物之結構耐震性能評估研究，以實際瞭解火害後建築物之耐震能力。

因此，本研究利用 109 年已製作之 RC 構架屋 [1]，於內政部建築研究所防火實驗中心戶外場地進行火害實驗，以模擬 RC 構架屋在火場中所受到高溫影響，之後再運至鄰近的國家地震中心台南實驗室，進行未受火害和受火害 RC 構架屋之振動台實驗，進一步進行火害後單層單跨構架之振動台實驗，藉此發展火災後建築物之振動台實驗技術方法與流程，並建立有系統的火害後建築物之結構耐震性能評估方法，且研究火災及地震之多重性災害對建築物之影響。此外，本研究同時進行受火害與未受火害單層單跨 RC 造構架屋受地震之數值模擬，最後研擬完成鋼筋混凝土造火害後耐震能力評估流程。

鋼筋混凝土構架屋振動台實驗規劃

試體設計

本研究共製作兩座 RC 造單層單跨構架屋，其中一座為無火害對照組 (NF)，另一座為有火害實驗組 (F)，依據內政部營建署 100 年版混凝土結構設計規範 (土木 401-100) [2] 進行設計。混凝土設計抗壓強度為 210 kgf/cm²，實測值為 266 kgf/cm²。主筋號數包括 D19 與 D25，箍筋及版筋之號數包括 D10 及 D13。所有鋼筋材質與設計降伏強度皆為 SD 420 W，實測強度分別為 4,689 (D10)、4,322 (D13)、4,597 (D19) 與 4,607 kgf/cm² (D25)。

圖 1 所示為立面圖與平面圖，X、Y 平面各有一跨，跨徑皆為 3.5 m，構件尺寸、配筋如表 1 所示。梁尺寸為 30 cm × 30 cm × 350 cm，保護層厚度 5 cm，總高度

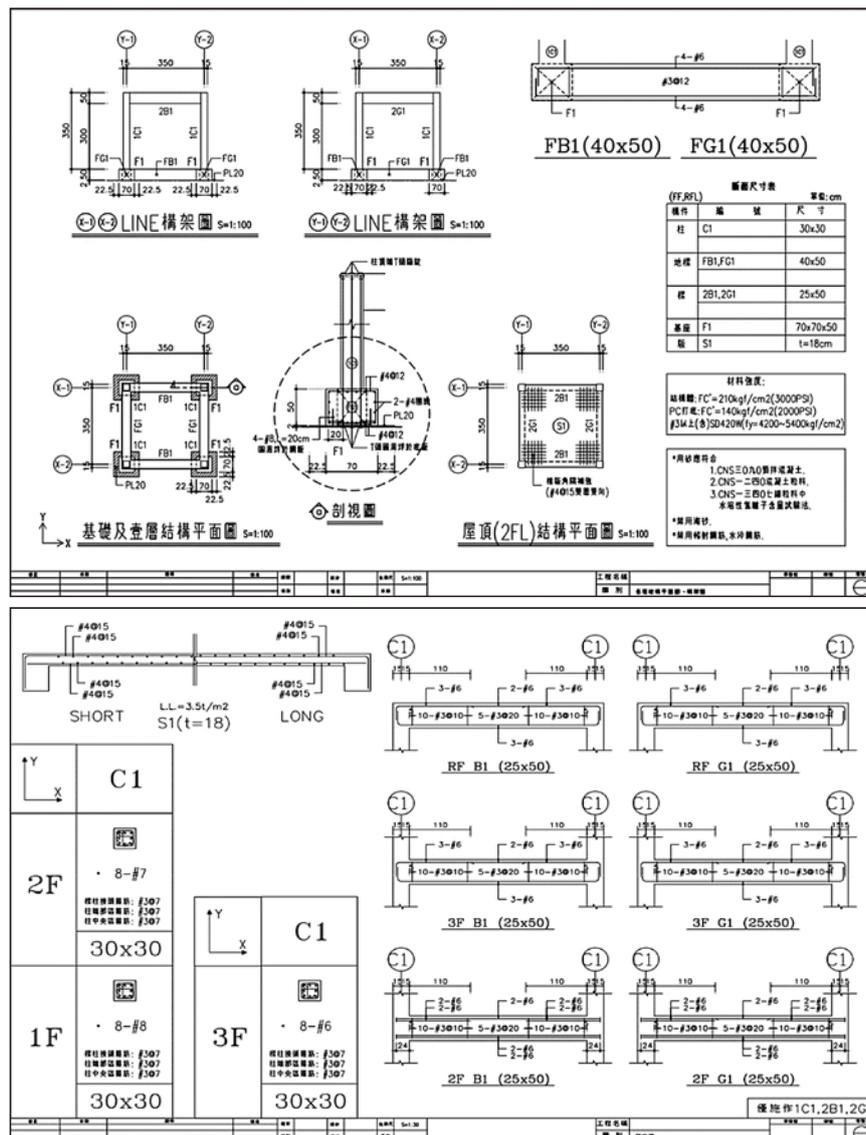


圖 1 鋼筋混凝土造構架屋設計圖

表 1 RC 造構架屋構件設計資料

Member	ID	Size (mm)	Longitudinal reinforcement	Lateral reinforcement
Beam	2B1	250 × 500 × 4000	4-D19	D10@100
	2G1	250 × 500 × 4000	4-D19	D10@100
Column	1C1	300 × 300 × 4000	8-D25	D10@70
Floor beam	FB1	400 × 500 × 4000	4-D19	D10@120
	FG1	400 × 500 × 4000	4-D19	D10@120

400 cm。柱尺寸為 30 cm × 30 cm × 350 cm，保護層厚度 5 cm，總高度 400 cm。地梁尺寸 40 cm × 50 cm，保護層厚度 5 cm。試體底部配置獨立基腳，尺寸為 70 cm × 70 cm × 50 cm，其下方設有一鋼底板，使柱主筋可銲接在此底版上。試體製作期間，利用高強度錨定螺栓固定此鋼底板於經整平之鋼施工平台上。樓版厚度為 18 cm，鋼筋配置為雙層雙向 D13@150 mm。樓版內埋 20 個內徑 7 cm PVC 套管，以利上方固定載重塊。載重塊尺寸為 4 m × 4 m × 1 m，壁厚 1 m，由國家地震工程中心提供。樓版及載重塊之組合可調整總載重，使每根柱之軸壓力達 $0.1f'_c A_g$ 。

火害實驗規劃

火害條件以構架屋內堆疊木柴後燃燒，模擬實際結構火害狀況。本研究採用之設計火載量依據文獻^[3]所記載之辦公室最大火載量，選擇 1,279 MJ/m² 為設計火載量，則 RC 構架屋所需之總火載量為 19,453.6 MJ。另根據趙翊翔^[4]實驗中所使用之阿拉斯加雲杉作為燃料，木材熱值為 15.1 MJ/kg、尺寸為 3 cm × 3.5 cm × 90 cm、單位重為 500 g，共需 2,577 根阿拉斯加雲杉木條。本研究將木材分為四堆置放於 RC 構架屋之四個角落，如圖 2 所示，每個角落各一堆，每堆木框架共 64.5 層，每層有 10 支木條，皆以 3.5 cm 的邊為高堆疊在 93 cm × 93 cm × 40 cm 之鋼架上。為防止目標區塊以



圖 2 木框架堆置情況



圖 3 隔熱白磚圍封與開口



圖 4 熱電偶計

外受到火害實驗影響，本研究使用 ALC 輕質白磚作為隔熱材料，並以地梁的邊為界築起白磚牆，並留 110 cm × 210 cm 的開口作為通風口，如圖 3 所示。

為量測鋼筋混凝土造構架屋內部受到木柴燃燒加熱至自然冷卻期間內的溫度變化，本研究於構件內預先埋設 K 型熱電偶計，其可測溫度範圍介於 0 至 1,250°C。為了量測塑鉸區間的溫度變化，在距離梁柱接頭表面 10 cm 的混凝土斷面及鋼筋斷面上布設熱電偶計。本研究為量測空間中的溫度變化故設置空間熱電偶樹，每條鐵鍊在預設高程先綁好熱電偶計如圖 4 所示，共有 5 個高程。

振動台實驗規劃

本實驗選取兩筆具有代表性的地震歷時，分別為 1940 年美國 EL Centro 地震及 2016 年美濃地震 TCU063 南北向地表加速度，如圖 5 與圖 6 所示。其中，TCU063 震波具有近斷層地震之速度脈衝。實驗時先輸入 30 gal 白噪訊號進行系統識別，頻率範圍為 0.1 至 30 Hz，以識別結構物基本頻率。強震測試由最大地表加速度 (Peak Ground Acceleration, PGA) 為 0.1 g 開始，加速度增量依試體變形程度而定，直到樓層間相對位移達柱高 3% (90 mm)，或稱為層間位移角達 3% 時實驗終止。

本研究於無火害 NF 試體內埋設鋼筋應變計，量測梁柱接頭區之鋼筋應變值。梁、柱接頭表面起算 10、30 及 50 cm 的斷面黏貼主筋的應變計。同時，靠近黏貼斷面的箍筋上配置一片應變計，在柱主筋方面為了量測受到振動所產生的最大鋼筋應變值，因此在振動方向的兩側角隅主筋及中間主筋上各配一片以進行對照；梁斷面內在最外側主筋上各配置一片鋼筋應變計，其配置如圖 7 所示。

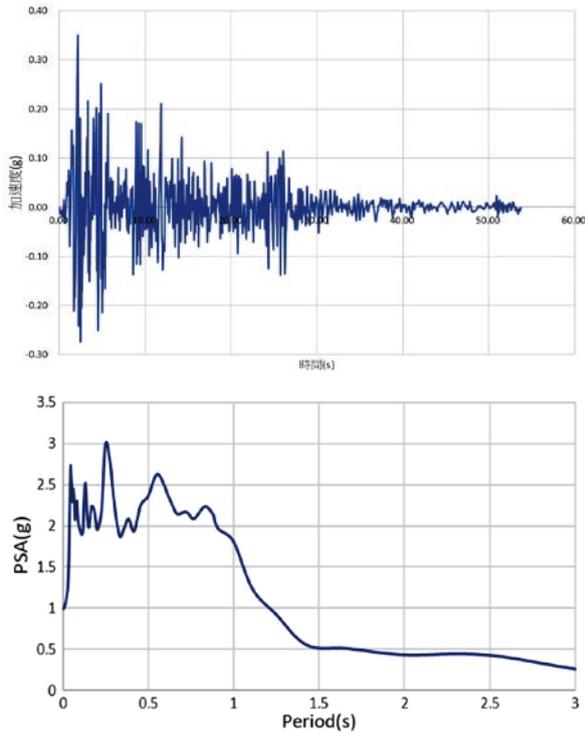


圖 5 EL Centro 加速度歷時與正規化反應譜

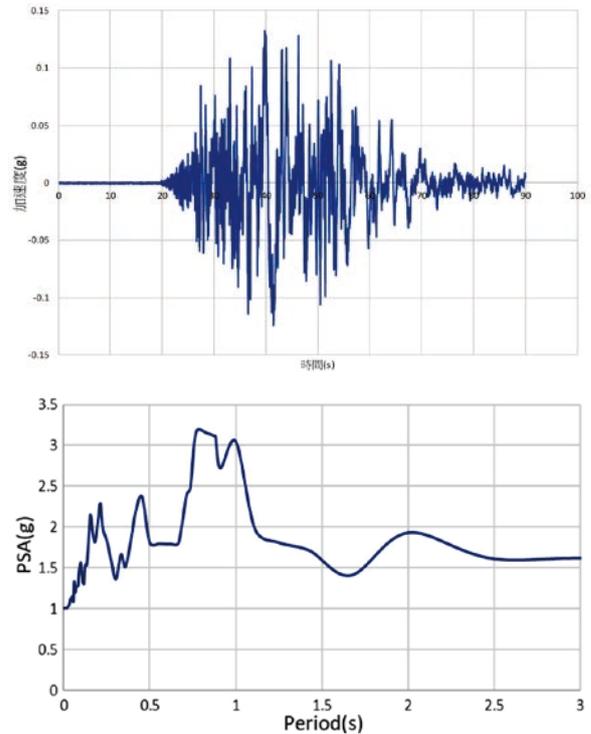


圖 6 TCU063 NS 向加速度歷時與正規化反應譜

本實驗之加速規配置、方位及名稱如圖 8，取樣頻率為 512 Hz。振動台平面、基礎上方配置 3 顆 2 g 加速規，樓板高程設置 3 顆 10 g 加速規。其中，1F_S 及 Plate 兩加速規用於量測後續分析之輸入波及輸出波。本實驗之位移量測係使用日本 Optitrak 公司所開發的 MOCAP 光學量測系統，藉由相機捕捉每個反射球反射回來的紅外線，再藉由兩台以上相機對同一顆反射球進行三維座標定位，取樣頻率為 100 Hz。MOCAP 量測四支角柱之側向位移，並將淨高 300 公分的角柱切成 4 等分，並以沿著柱邊黏貼，總共貼三面。反射球主要分布如圖 9 所示，共計 10 條柱線，每條柱線有 5 個反

射球。此外，地板上黏貼 6 顆反射球可量測振動台面位移。東、西面梁中心各貼一顆用以量測樓板側向位移。基礎底板黏貼 2 顆，可檢查基礎底板與振動台間之相對滑移，總共 20 個點位。無火害 NF 試體及有火害 F 試體之實驗配置，如圖 10 與圖 11 所示。

火害及振動台實驗之結果與探討 火害實驗結果與討論

圖 12 為 F 試體之火害實驗進程，分為閃燃、完全燃燒、木材倒塌、停止燃燒等 4 個主要階段。本次實驗結果，梁表面、保護層內側、中心混凝土之最

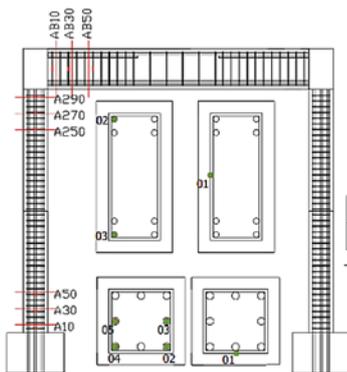


圖 7 NF 試體應變計位置

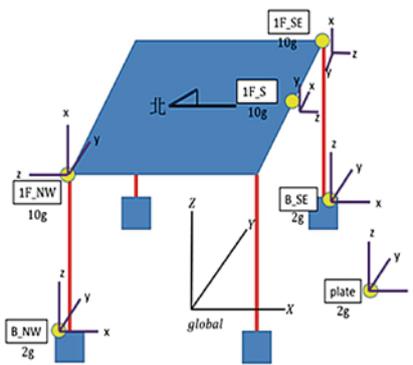


圖 8 加速度規格及位置

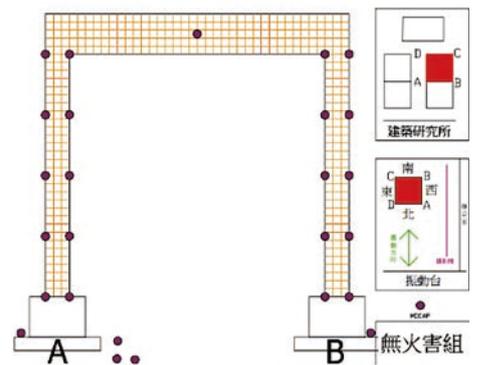


圖 9 MOCAP 位移計位置

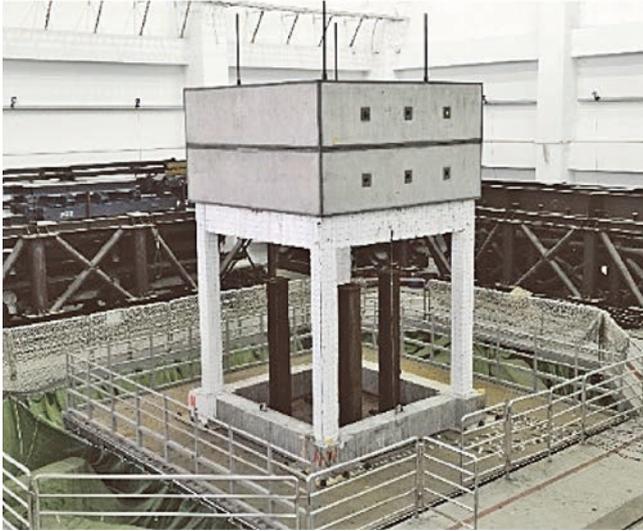


圖 10 NF 試體振動台實驗配置

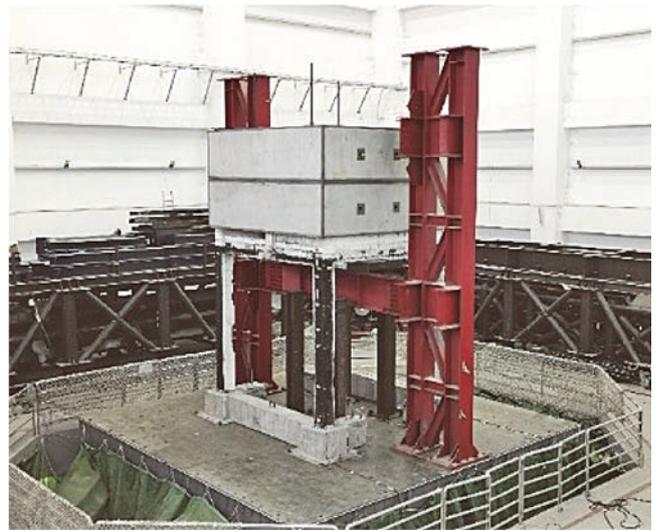


圖 11 F 試體振動台實驗配置

高溫分別為 478°C、229°C 及 106°C；鋼筋最高溫為 200°C。柱表面、保護層內側、中心混凝土之最高溫分別為 360 ~ 500°C、255°C 及 135°C；鋼筋最高溫為 191°C。樓板底部表面最高溫達 613°C，保護層內側最高溫為 327°C。

F 試體在無額外載重塊加載條件下燃燒，裂縫紀錄如圖 13 所示。損壞最明顯處是角隅混凝土剝落，其主要原因為同時承受兩個方向的溫度傳遞，導致其溫度變化程度較高，熱膨脹較為劇烈進而導致破壞剝落。

角隅剝落現象主要位於柱中央段，其主要原因為木框架燃燒之高程正好在柱底以上 40 cm 至柱頂的區間。

圖 14 所示為空間熱電偶樹所量測之溫度總平均圖。由圖中可知前 3,000 秒內有兩次峰值產生，原因為木框架於不同時間點產生大量燃燒，並於二次燃燒後穩定直到產生悶燒蓄熱現象，導致後續溫度呈現平台段且延時長，約莫達 14,000 秒後開始降溫，降溫速率約為 2.4°C/min，直至 20,000 秒空間平均溫度約降至 100°C。



圖 12 F 試體火害實驗主要過程



圖 13 F 試體火害後柱表面裂縫及混凝土剝落

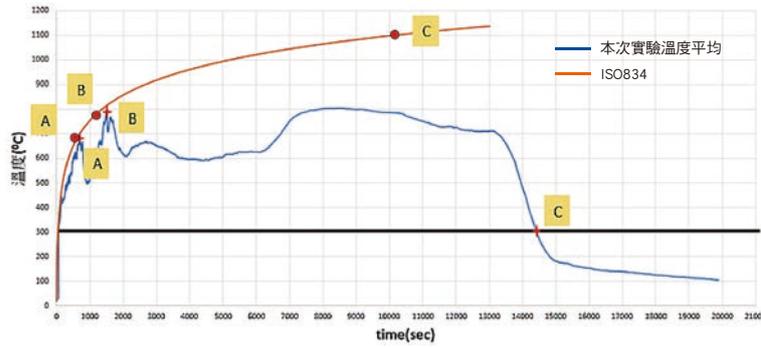


圖 14 F 試體火害溫度延時曲線與 ISO834 標準升溫曲線比較圖

本研究參考 Inberg^[5] 之溫度等效面積法，並比對 ISO834 標準升溫曲線^[6] 以求取等效時間及等效溫度。由圖 14 取 3 個點，分別對應 A 點為溫度上升速率減緩點、B 點為最高溫度點，及 C 點為溫度降至 300°C 點。由圖 24 在 300°C 以上所圍成的面積，與 ISO834 曲線所圍面積相等原則，可得等效火害延時 167 分鐘（2.78 小時）及等效溫度 1,099°C，如表 2 所示。

表 2 F 試體平均空氣溫度與 ISO834 標準升溫曲線等效關係

時間點	編號	平均空氣溫度曲線	ISO834 標準升溫曲線
升溫速率減緩	A	697 秒, 697°C	630 秒, 686°C
最高溫出現	B	1,504 秒, 794°C	1,290 秒, 792°C
降至 300°C	C	14,414 秒, 300°C	10,060 秒, 1,099°C

振動台實驗結果與討論

根據白噪試驗之加速度量測結果，分別以振動台面與 2 樓樓板之加速度作為輸入與輸出訊號，將其以快速傅立葉轉換後再相除取為頻率響應函數，由峰值所對應的橫坐標即為結構自然頻率。無火害 NF 試體受強震前之週期為 0.48 sec，實驗終止時（TCU063 組別，PGA = 0.185 g）之週期為 1.06 sec。有火害 F 試體受強震前之週期為 0.80 sec，實驗終止時（TCU063 組別，PGA = 0.125 g）之週期為 1.11 sec。如將 NF、F 試體皆視為單自由度

剪力屋架系統，F 試體受強震前之初始側向勁度相較於 NF 試體，因為火害關係折減 64%。無論 NF 或 F 試體，地震引致的結構損壞均造成結構周期延長，F 試體在較小的震動作用下，結構週期就與 NF 相近。

NF 試體在 TCU063，PGA = 0.2 g 時發生接頭剪力破壞，所有平行振動方向之接頭出現 X 形裂縫，如圖 15 所示。F 試體在 TCU063，PGA = 0.125 g 時發生相同破壞模式，但裂縫數量較少。經檢討接頭剪力破壞與「接頭剪力容量係數」有關，現行混凝土結構規範（土木 401-100）^[2] 採用 3.2，但預計 111 年頒布新規範草案（土木 401-110）^[7] 修正為 2.1。本實驗於規設階段採用現行規範，接頭剪力容量與剪力需求比值尚屬核可，但如以新規範檢核則有所不足，確實有剪力破壞發生的疑慮。

表 3 所示為地震輸入與結構反應關係。當 EL Centro，PGA = 0.1g 時，F 試體與 NF 試體之層間位移分別為 16.24 mm、26.56 mm，放大 1.63 倍；當 TCU063，PGA = 0.1g 時，F 試體與 NF 試體之層間位移分別為 18.21 mm、47.11 mm，放大 2.6 倍。圖 16 及圖 17 分別顯示 EL Centro 震波與 TCU063 震波，火害前、後 PGA 與層間位移關係，可觀察火害後初始勁度有顯著折減。TCU063 震波作用下，以樓層相對位移達 90 mm（層間位移角達 3%）作為實驗終止條件，PGA 由 0.184 g 降為 0.134 g，整體耐震能力下降 27%，折減幅度非常顯著。



圖 15 NF 試體梁柱接頭剪力破壞（TCU063，PGA = 0.2 g）

表 3 NF 與 F 試體之地震輸入與結構反應

Specimen	Input ground motion	Target PGA (g)	Achieved PGA (g)	Roof Acc. (g)	Inter-story drift (mm)	Inter-story drift ratio (%)
NF	EL Centro	0.1	0.079	0.168	16.24	0.5
	TCU063	0.1	0.094	0.174	18.21	0.6
	EL Centro	0.2	0.164	0.299	38.27	1.3
	EL Centro	0.2	0.183	0.341	48.28	1.6
	TCU063	0.2	0.184	0.483	91.86	3.1
F	EL Centro	0.1	0.089	0.162	26.56	0.9
	TCU063	0.1	0.094	0.243	47.11	1.6
	EL Centro	0.125	0.092	0.227	42.79	1.4
	EL Centro	0.125	0.112	0.264	51.75	1.7
	TCU063	0.125	0.134	0.383	98.64	3.3

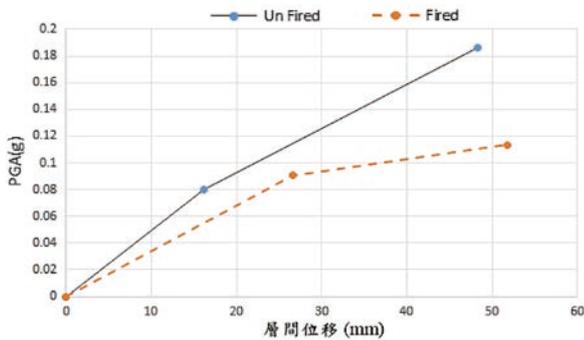


圖 16 EL Centro 組別 PGA 與層間位移圖

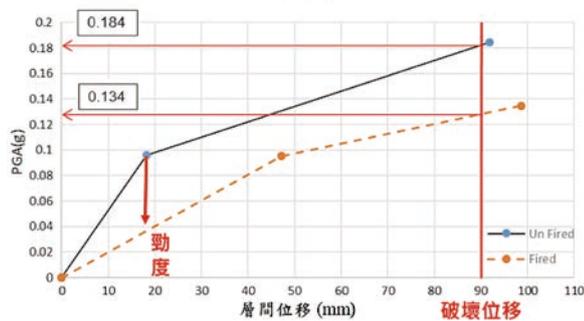


圖 17 TCU063 組別 PGA 與層間位移圖

實驗結果與 ETABS 數值模擬比較

ETABS 模型設定

本研究使用 ETABS 軟體進行模擬，依照前述構件尺寸及材料強度進行建模。混凝土彈性模數依照土木 401-110 規範草案 [7]，設定為 $12000 \sqrt{f'_c}$ 。質量塊以均佈載重及均佈質量的方式放置在樓板上，總重量為 66 tf。樓板假設為剛性樓板，材質採用 Membrane。

NF 試體之分析模型，分別採用 ASCE 41-13 [8] 及系統識別結果來設定強軸慣性矩及剪力面積之折減係數。ASCE41-13 模型，當軸壓力比小於 0.1 時，柱之慣性矩與剪力面積折減係數分別為 0.3 與 0.4。梁之慣性矩與剪力面積折減係數分別為 0.7 與 0.4。

針對系統識別模型，由於試體頂部有質量塊束

制，使本次單層單跨構架屋近似剪力屋架，並無梁之軸向變形及樓板之旋轉，故將折減係數指定給柱構件。PGA = 0.1 g 時，柱之慣性矩及梁柱接頭剛域折減係數，分別為 0.56 與 0.5。PGA = 0.2 g 時，柱之慣性矩及梁柱接頭剛域折減係數，分別為 0.298 與 0，以反應系統識別之週期及接頭剪力破壞。

F 試體之分析模型，僅使用系統識別模型，未使用 ASCE 模型。針對 30 × 30 cm 柱斷面，首先依據前述等效火害延時（167 分鐘），採用 Eurocode 2 [9] 附件 A.15 推估得等溫線圖如圖 18 所示，其次，依據附件 B 的 500 度等區間法，將 500 度以上之混凝土視為無強度，並保留 500 度以下面積混凝土的原始強度。本研究進行參數分析，如圖 19 所示，紫色區塊為保留原始強度之混凝土斷面，定義 Model 1 為圓弧斷面、Model 2 為方形斷面，及 Model 3 為截角斷面。各斷面之慣性矩與原始 30 × 30 cm 斷面慣性矩之比值，分別為 0.52、0.54 及 0.50，方形斷面最大、圓弧斷面次之、截角斷面最小。當獲得前述考慮火害之慣性矩折減係數，以 TCU063 組別為例，搭配 PGA = 0.1 g 及 0.125 g 時 NF 試體系統識別之係數分別為 0.56 及 0.5，相乘後即可獲得同時考慮火害及地震後之柱慣性矩折減係數，梁慣性矩修正係數則保留 0.7 未做修正，如表 4 所示。火害後混凝土強度應予以修正，採用 Model 1 面積與全斷面積比值，抗壓強度取為實測值 0.67 倍。

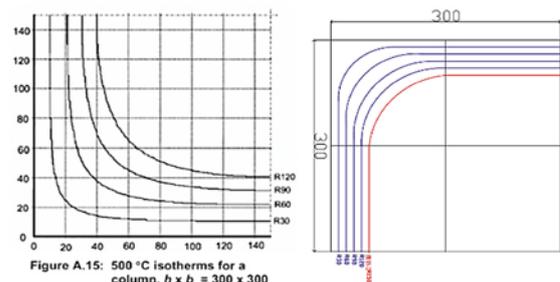


圖 18 依據 Eurocode 2 預估 500 度等溫線圖

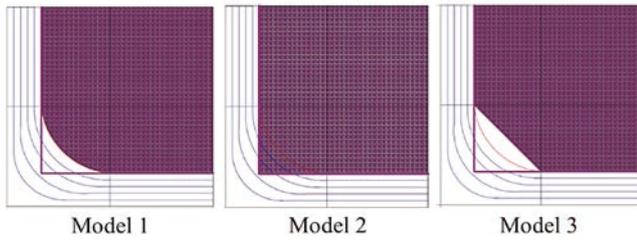


圖 19 火害後有效斷面模式

表 4 F 試體受 TCU063 地震作用時梁、柱撓曲慣性矩折減係數

Member	PGA = 0.1 g			PGA = 0.125 g		
	Model 1	Model 2	Model 3	Model 1	Model 2	Model 3
Column	0.29	0.30	0.28	0.26	0.27	0.25
Beam	0.7					

NF 試體分析結果與實驗結果比較

圖 20 至圖 21 所示分別為 NF 試體，地震輸入分別為 EL Centro 或 TCU063 且 $PGA = 0.2 g$ 之分析值與實驗值比較結果。針對 EL Centro 組別，ASCE 模型有高估加速度與層間位移的現象。針對 TCU063 組別，ASCE 模型之週期因接近實測結果，歷時波型較為擬合，但前期主震波之位移仍有過大的現象發生。系統識別模型在震波峰值過後則有不擬合的現象，原因是波峰後結構內部損傷導致實際結構勁度下降週期變長，以至於分析模型無法擬合波峰後之歷時曲線。整體而言，無論是 EL Centro 或 TCU063 地震輸入，系統識別模型所得之屋頂加速度及層間位移，仍較 ASCE 模型準確。

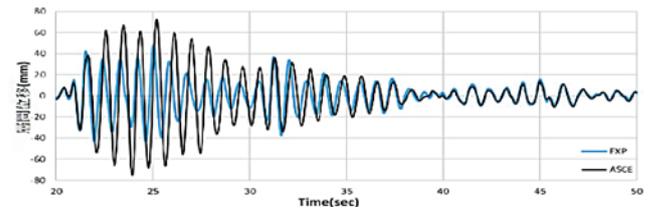
F 試體分析結果與實驗結果比較

F 試體之分析值與實驗值比較結果，以輸入地震為 TCU063， $PGA = 0.125 g$ 為例，TCU063 震波實驗時因已承受 EL Centro 實驗導致結構內部損傷累積使結構週期變長，Model 3 所代表的截角斷面其慣性矩折減係數最小，較可有效擬合實驗結果，如圖 22 所示。經分析誤差比較，Model 3 的誤差最為均勻且控制在 10% 內，故建議可依 Model 3 截角斷面，計算火害後斷面慣性矩折減係數。

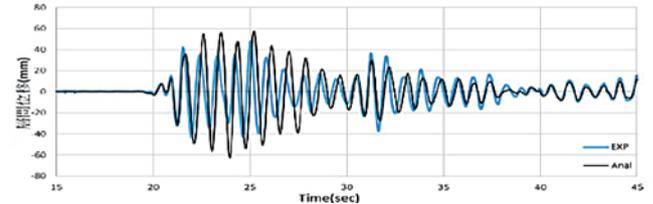
實驗結果與 OpenSees 數值模擬比較

OpenSees 模型設定

本節使用有限元素分析軟體 OpenSees [10] 分析 RC 構架屋於火害前受地震力行為模擬之結果，期望能建立一簡化亦不失精準性之數值模型用於模擬未火害試體之實驗，進而透過分析結構物受振位移歷時與最大層間位移角來評估 RC 結構物模型之精確性。

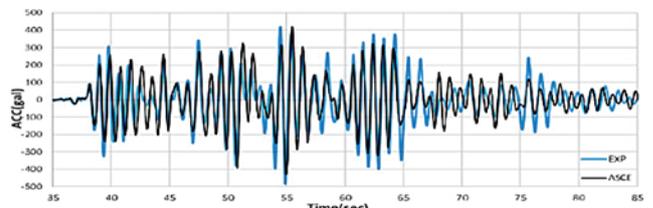


(a) ASCE 模型

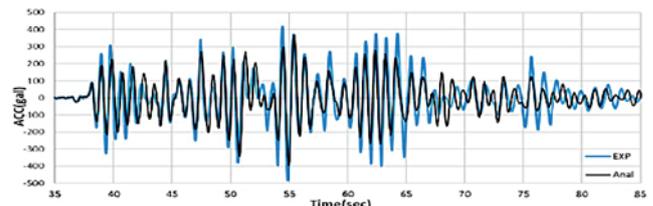


(b) 系統識別模型

圖 20 層間位移分析值與實驗值比較 (EL Centro, $PGA = 0.2 g$)

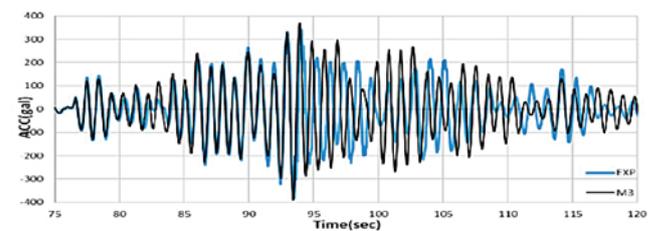


(a) ASCE 模型

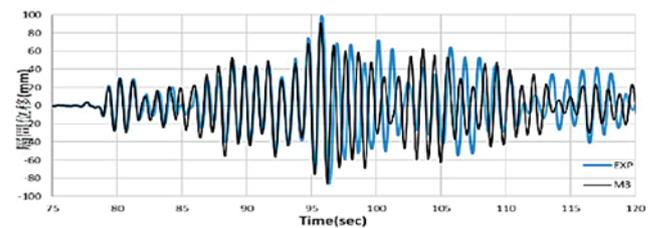


(b) 系統識別模型

圖 21 屋頂加速度分析值與實驗值比較 (TCU063, $PGA = 0.2 g$)



(a) 屋頂加速度



(b) 層間位移

圖 22 系統識別模型搭配有效斷面模式 3 之分析值與實驗值比較

本研究使用 OpenSees 建立數值模型進行有限元素之非線性分析，採用火害實驗所獲得之溫度資料，將斷面受火後強度以日本建築學會 AIJ [11] 防火守則之材料強度折減率進行模擬，以分析受火後實驗試體之殘餘強度，並進行

火害前後構架屋之動力分析。本研究在 OpenSees 中建立鋼筋混凝土構架屋數值模型，以 OpenSees 內建之非線性梁柱元素 (Displacement based beam column element) 為基礎，使用梁柱元素模擬構架非線性行為，模型如圖 23 所示。元素採用纖維斷面 (fiber section) 並切割成多塊斷面元素，建立由鋼筋與混凝土構成之複合斷面，描述構架斷面彎矩與曲率關係，其示意圖如圖 24，鋼筋與混凝土材料之定義皆選用 OpenSees 之內建材料卡。

由於 OpenSees 內建之梁柱接合點是使用端點力去進行結構力學傳遞之模擬，為求模擬內容之精確性，本章研究將 OpenSees 內建之梁柱接頭 (Joint 2D element) 元素設立於數值模型圖 23 之 Sketch A 處，將接頭之剪力反應納入構架受力行。圖 25 為梁柱接頭之破壞行為示意圖，圖 26 為 Joint2D 梁柱接頭元素模型，其中中央有一旋轉彈簧用於定義接頭剪力強度，側邊之旋轉彈簧用於模擬鋼筋滑移，接頭之定義尺寸則與實際尺寸相同。中央之旋轉彈簧使用 OpenSees 內建 Pinching4 材料卡，由修正壓力場理論 (Modified Compression Field Theory) 之計算結果定義接頭之剪力行，模擬鋼筋滑移之側邊旋轉彈簧則使用內建彈性單軸材料卡 (Elastic Uniaxial Material) 進行設定。

由於纖維斷面無法考慮剪力與鋼筋滑移對斷面造成之影響，若僅使用梁柱元素只能模擬構架撓曲之變形。因此，本研究之數值模型於圖 23 Sketch B 處設置零長度元素 (zero length element)，其串聯剪力彈簧、旋轉彈簧與軸向彈簧，用以描述柱構件受剪與柱端鋼筋滑移之影響。剪力彈簧使用 OpenSees 內建 Limit State Material 材料模型，其可以考慮遲滯行為以及重載

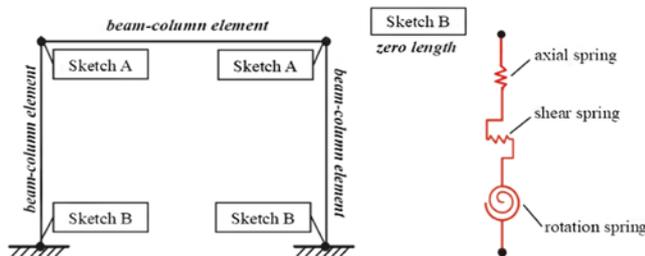


圖 23 RC 構架模型示意圖

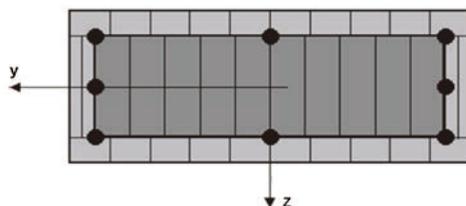


圖 24 纖維斷面示意圖

路徑，並連結 Shear Limit Curve 定義彈簧剪力破壞之曲線點。旋轉彈簧與接頭相同，使用內建彈性單軸材料卡 (Elastic Uniaxial Material) 進行設定。軸向彈簧之用途僅為於零長度元素上傳遞軸向力，因此使用強度極高之內建彈性單軸材料卡模擬傳力之剛性體。

針對火害後之結構，全斷面折減法之流程即為將整個受火斷面之溫度設定為斷面表層之最高溫度，材料之折減率亦參考表 5^[11]，統一以斷面之最高溫度進行折減。全斷面折減法模擬之示意圖如圖 27 所示。此法於運用上非常直接，但也因為全斷面皆設定為斷面之最高溫度而非非常保守，其可行性將於後段驗證。此方法僅需使用最外圍溫度，因此為最快速模擬受火後斷面溫度之方法。

本節之火害後構架屋數值模型元素、材料參數設定細節以及計算流程皆參考前述內容，唯各構件元素與斷面之材料皆以前述驗證之全斷面折減法進行火害後斷面模擬。簡化各構件火害之溫度資料，為使用全

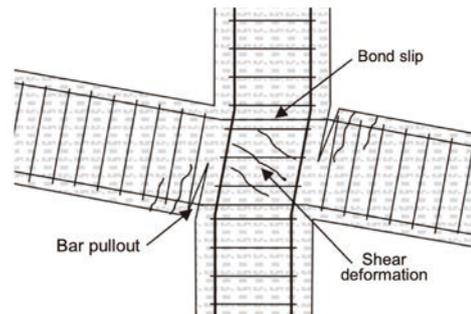


圖 25 梁柱接頭破壞行為示意圖^[12]

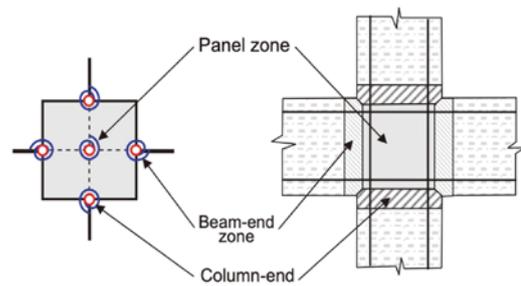


圖 26 Joint2D 梁柱接頭模型^[12]

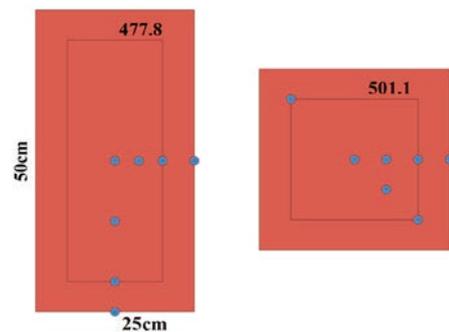


圖 27 全斷面折減法斷面示意圖

表 5 AIJ 常重砂質骨材混凝土—溫度對應性質變化率

T (°C)	Condition	20	100	200	300	400	500	600	700	800
Comp. strength ratio	Hot	1.00	0.80	0.97	0.94	0.85	0.66	0.51	0.39	0.15
	Residual	1.00	0.94	0.87	0.80	0.64	0.48	0.32	0.16	0.00
Strain ratio at peak stress	Hot	1.00	1.00	1.10	1.47	1.84	2.21	2.58	2.95	4.30
	Residual	1.00	1.00	1.00	1.38	1.76	2.14	2.52	2.90	3.28
Elastic modulus ratio	Hot	1.00	0.80	0.68	0.57	0.45	0.35	0.25	0.15	0.075
	Residual	1.00	0.85	0.70	0.50	0.30	0.15	0.08	0.04	0.00
Tensile strength ratio	Hot	1.00	0.96	0.89	0.79	0.66	0.50	0.32	0.25	0.22

斷面折減法，本小節取用梁與柱構件之表層溫度做為梁、柱、與接頭之混凝土強度折減依據。其中，柱之表層溫度為 501.1°C，其混凝土殘餘強度係數為 0.48，梁之表層溫度為 477.4°C，其混凝土殘餘強度係數為 0.53，實驗之鋼筋最高溫度皆未超過 500°C 因此無須折減。上述強度折減後之材料皆直接定義於各構件之纖維斷面上以建立火害後數值模型。接頭之剪力強度則依保守為原則選用柱之表層溫度以及混凝土殘餘強度折減係數做為混凝土強度折減之依據，再依此值重新以 MCFT 計算火害後接頭之剪力強度。

NF 試體分析結果與實驗結果比較

由於前段無火害數值模型之模擬結果於受地震力各階段皆與實驗結果在結構物受振頻率與位移歷時之變化上稍有落差，因此本段接續對構架屋接頭之強度進行折減，探討接頭強度之變化對受振頻率與位移歷時上之影響。

本段研究彙整，當接頭強度折減至殘餘 30% 時，結構物振動頻率以及層間位移角始有明顯之折減，而當接頭強度折減至殘餘 20% 時，構架屋則於 0.2 g TCU 時發生層間位移角超過 3% 以及接頭破壞使分析終止，同於實驗之結果。圖 28 和圖 29 為接頭殘餘 20% 強度

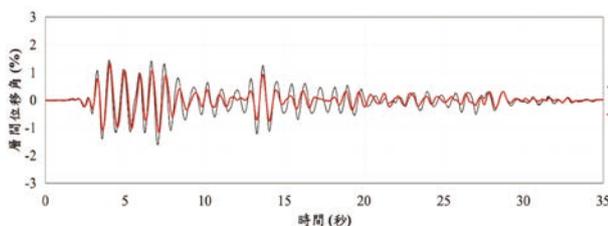


圖 28 0.2 g El Centro-2 加速度無火害接頭強度殘餘 20% 模擬結果

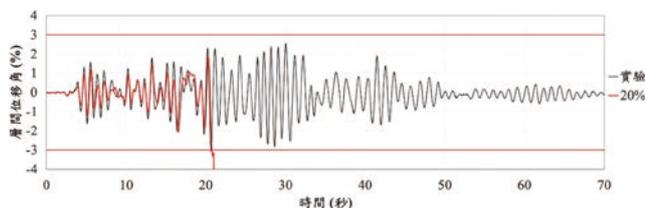


圖 29 0.2 g TCU 加速度無火害接頭強度殘餘 20% 模擬結果

模型之層間位移角歷時，表 6 與表 7 為最大層間位移角以及結構物振動頻率與實驗值之誤差比較。相較原始接頭強度之模擬結果，殘餘 20% 強度之接頭能於各受振階段以高正確性捕捉位移歷時以及頻率變化，其接頭強度應為更正確之值。表 8 與表 9 為原始強度接頭與殘餘 20% 強度接頭之最大層間位移角以及結構物振動頻率誤差比較。然而，如表 7 所示，實驗構架屋之初始頻率為 2.08 Hz，破壞時頻率為 0.94 Hz，本段之殘餘 20% 強度接頭構架屋模型之初始頻率為 1.64 Hz，破壞時頻率為 1.20 Hz，而先前章節之原始強度接頭構架屋模型之初始頻率為 2.11 Hz，破壞時頻率為 1.52 Hz，其破壞程度雖不及殘餘 20% 強度接頭之模型，但其初始頻率有較高之正確性。因此，依本段所歸納之分析結果，值得對構架屋試體做進一步之探討了解是否有其他因素影響試體於受地震力後之破壞。

表 6 接頭強度殘餘 20% 之分析模型於未受火害時之最大層間位移角

項目	實驗結果 (%)	20% 殘餘強度 (%)	誤差 (%)
0.1 g El Centro	0.54	0.52	4
0.1 g TCU063NS	0.56	0.57	2
0.2 g El Centro	1.23	1.11	10
0.2 g El Centro	1.61	1.33	17
0.1 g TCU063NS	3.06	3.22	5

表 7 接頭強度殘餘 20% 之分析模型於未受火害時之自然振動頻率

項目	實驗結果 (Hz)	20% 殘餘強度 (Hz)	誤差 (%)
受地震力前	2.08	1.64	129
0.1 g El Centro 後	1.65	1.51	8
0.1 g TCU063NS 後	1.52	1.48	3
0.2 g El Centro 後	1.31	1.27	3
0.2 g El Centro 後	1.13	1.22	8
0.2 g TCU063NS 後	0.94	1.20	28

表 8 有無接頭強度折減之最大層間位移角誤差比較

項目	原始強度 (%)	20% 殘餘強度 (%)
0.1 g El Centro	13	4
0.1 g TCU063NS	2	2
0.2 g El Centro	15	10
0.2 g El Centro	24	17
0.2 g TCU063NS	64	5

表 9 有無接頭強度折減之自然振動頻率誤差比較

項目	原始強度 (%)	20% 殘餘強度 (%)
受地震力前	1	129
0.1 g El Centro 後	5	8
0.1 g TCU063NS 後	14	3
0.2 g El Centro 後	19	3
0.2 g El Centro 後	35	8
0.2 g TCU063NS 後	62	28

F 試體分析結果與實驗結果比較

本章研究於先前章節因無火害數值模型之模擬結果與實驗結果於結構物受振頻率與位移歷時之變化上稍有落差，因此折減接頭強度以探討接頭強度之變化對受振頻率與位移歷時上之影響，本段亦做相同之探討，將火害後構架屋之接頭做折減後進行分析。

本段對火害後構架屋仍進行接頭強度折減至殘餘 70% 以及 50% 之受地震力模擬，其受振位移歷時彙整於圖 30、圖 31 中，兩者皆於 0.125 g TCU 地震力加載初期或加載前發生接頭破壞。與前段原始接頭之結果相比，可知接頭強度折減並未對分析結果有明顯影響。本段研究可歸納，本節所定義之火害後原始接頭強度構架屋於模擬試體之受振位移歷時與結構物振動頻率即有高正確性，而對構架屋接頭進行強度折減分析後亦可知其並未對受振位移歷時有明顯之影響，僅對結構物振動頻率有些微之折減，以及接頭破壞之提前，因此不需再對此進行探討。

鋼筋混凝土造火害後耐震能力評估流程

本研究根據前述振動台實驗與分析成果提出評估流程，如圖 32 所示：

1. 利用鑽心取樣或非破壞性檢測方式，進行火害延時

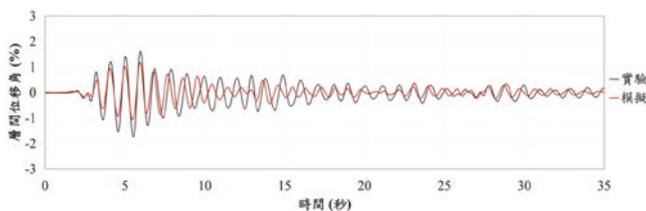


圖 30 0.125 g El Centro-2 加速度火害後接頭強度殘餘 70% 模擬結果

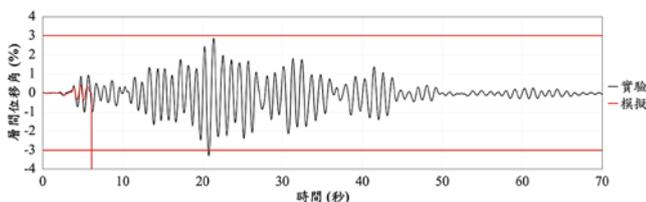


圖 31 0.125 g TCU 加速度火害後接頭強度殘餘 70% 模擬結果

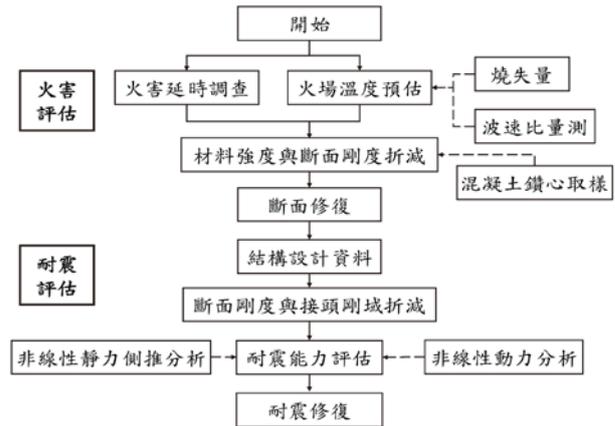


圖 32 鋼筋混凝土造火害後耐震能力評估流程

- 與火場最高溫度調查，以推估 RC 構件之最高溫度。
- 根據 RC 構件之最高溫度，參考國內外規範或研究成果推估混凝土殘餘抗壓強度、鋼筋殘餘降伏強度，並依據軸壓力比進行梁、柱斷面剛度 (EI) 折減。
- 構件如因火害造成斷面破損嚴重者，宜進行適當修復以保持斷面的完整性。
- 依據結構設計圖說及火害後材料強度，建立分析模型。
- 考量震害引致斷面開裂影響，修正梁、柱構件斷面剛度 (EI) 及梁柱接頭剛性域。
- 根據火害調查結果，以混凝土殘餘抗壓強度、鋼筋殘餘降伏強度及修正後的斷面剛度 (EI)，利用塑鉸輔助分析程式 (如 SERCB、TEASPA、TEASDA) 計算受火害影響區之梁、柱的塑性鉸。
- 根據結構物之平面或立面不規則程度，選擇非線性靜力側推或非線性動力歷時分析，進行耐震能力詳細評估，檢討性能點加速度 (AP) 與目標加速度 (AT) 關係。
- 根據耐震能力詳細評估結果，如 AP 小於 AT 時，宜建議耐震修復工法再重新檢討修復後效果。

結論

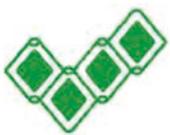
本研究探討鋼筋混凝土 (RC) 構架屋火害後之耐震性能，利用 109 年已製作之 RC 構架屋，於內政部建築研究所防火實驗中心戶外場地進行火害實驗，以模擬 RC 構架屋在火場中所受到高溫影響，之後再運至鄰近的國家地震中心台南實驗室，進行未受火害和受火害 RC 構架屋之振動台實驗，藉以了解火害後 RC 構架屋之耐震能力變化。此外，本研究同時進行受火害與未受火害單層單跨 RC 造構架屋受地震之數值模擬，並

研擬完成鋼筋混凝土造火害後耐震能力評估流程。本研究所得結論如下：

1. RC 構架屋之振動台實驗結果顯示，相較於無火害 RC 構架屋，有火害 RC 構架屋受近斷層地震作用時，側向勁度折減 64%、層間位移放大 2.6 倍、耐震能力下降 27%。
2. RC 構架屋之梁柱接頭剪力破壞可印證，土木 401-110 規範草案對於梁柱接頭剪力容量之係數由 3.2 修正為 2.1 為合理作法。假設梁柱接頭未發生剪力破壞，依系統識別之參數進行側推分析模擬，火害後構架屋之耐震能力降低 28%。
3. 根據受火害 RC 構架屋實驗與分析比較結果，以等效 ISO 834 火害延時搭配 Eurocode2 之 500 度等溫線法，選擇截角斷面可獲得火害後柱斷面之等效混凝土抗壓強度折減 0.65 與慣性矩折減 0.25。
4. 本研究驗證使用有限元素分析軟體 OpenSees 建立之 RC 構架屋數值模型於模擬火害前後試體受地震力行為之正確性與可行性，並能用於日後模擬 RC 結構物受火害後之使用性與安全性之評估與預測。

參考文獻

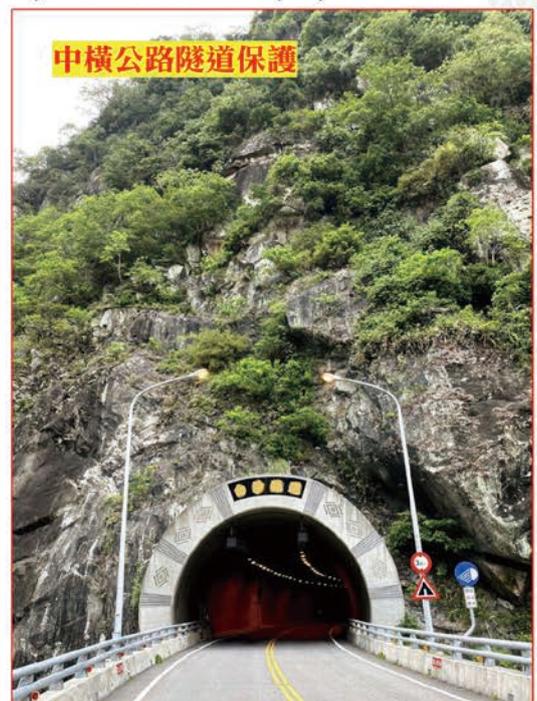
1. 鍾興陽、洪崇展、黃世建、劉光晏，「火害後建築物之結構耐震性能評估 (1/3) — 鋼筋混凝土造與鋼構造構件火害後耐震性能研究」，內政部建築研究所專題研究計劃報告 (2020)。
2. 內政部營建署，「混凝土結構設計規範」(2011)。
3. 蘇鴻奇、張尚文、王鵬智，「火載量評估技術之研究—以辦公空間為例」，2010 建築防火科技創新技術國際研討會，台北 (2010)。
4. 趙翊翔，「實尺寸鋼構實驗屋之複合鋼承樓版於自然火災下結構行為研究」，國立成功大學碩士論文 (2016)。
5. Ingberg, SH. 1928, "Tests of the severity of building fires". NFPA Quarterly, 22(1), 43-61, (1928).
6. ISO 834, (1999). "Fire resistance tests-elements of building construction, Part 1, General requirements". International Standard ISO 834, Geneva.
7. 中國土木工程學會，「混凝土工程設計規範與解說 (土木 401-110)」，科技圖書股份有限公司，台北 (2021)。
8. ASCE, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers, Reston, VA (2014).
9. European Committee, Eurocode 2: Design of concrete structures-Part 1-2: General rules-Structural fire design, EN 1992-1-2:2004:E, (1992).
10. 楊元森，「地震工程結構分析 OpenSees 軟體簡介」，檢自 <http://www.ncree.org/Files/Publications/10000024.PDF>, (2003)。
11. AIJ, (2009). "Guidebook for fire resistive performance of structural materials." 34-171.
12. Altoontash A. (2004), "Simulation and damage models for performance assessment of reinforced concrete beam-column joints." The Department of Civil and Environmental Engineering of Stanford University, Paper for Doctoral Degree.



裕鼎工程科技有限公司 Yudee Eng. Science Co., Ltd.

新北市板橋區文化路二段88號18樓 Tel:(02)2257-3939 Fax:(02)8252-1243
E-mail:yudee53416941@gmail.com

掛網岩栓護坡



高強度性能設計◆克服險峻破碎岩坡◆耐候抗蝕塗裝◆原生植被復原◆工序簡單快速

落石邊坡整治 - 近自然工法



超高性能混凝土 (UHPC)

材料與結構應用及文獻回顧

顏誠皜／國立成功大學土木工程系所 研究助理

洪崇展／國立成功大學土木工程系所 特聘教授

超高性能混凝土憑藉其傑出力學與耐久性能掀起當代營建材料的革命。優異的力學性質有利於設計出更細長薄的結構，增加建築物的可用空間，並簡化鋼筋設計，可有效降低勞動成本，並提供更大的建築自由度，使建築師與工程師發揮更具創意之構造型式。此外，呼應永續工程，超高性能混凝土相較傳統工法可大幅縮減斷面與材料用量，並具有優異之耐久性，可有效減少長期維修，能減少碳排放量，因此可視為綠色營建材料。

關鍵詞：超高性能混凝土、材料特性、工程應用

前言

混凝土在民生工程中扮演著舉足輕重的角色，一般而言，使用者期待鋼筋混凝土構造物能使用至少五十年，然而其本身強度、耐久性及工作性不足，往往使得結構物服務性能打折甚至縮減了生命週期，無法符合社會大眾普遍期待，因此業主需要額外耗費修繕與重建的費用。有鑑於此，過去的四十年中產官學界積極尋求新的混凝土材料以解決此缺陷，並嘗試開發高性能水泥基質材料。

超高性能混凝土 (Ultra-High Performance Concrete，簡稱 UHPC) 為現今國際間受矚目的一種新型營建材料，其核心概念為開發具有非常緻密且均質的水泥基體，以防止在承受載重時結構內產生微裂紋。早期稱這類型混凝土材料為活性粉混凝土 (Reactive Powder Concrete，簡稱 RPC)，主要使用惰性或具膠結性的礦物摻料，相較傳統混凝土 (NSC) 添加粗細粒料，粒料彼此間縫隙大，造成孔隙因而力學強度與耐久性不足，RPC 捨棄使用粗粒料改用材料粒徑小於 1 mm 的填充料以達到高堆積密度^[1]。美國混凝土協會 ACI 將 UHPC

定義為「抗壓強度至少為 150 MPa (22 ksi) 且具有耐久性、拉伸延性及韌性要求的混凝土；通常包含達到規定要求的纖維」。

UHPC 兼具卓越之力學特性^[2-5]與耐久性能^[6,7]，超高性能混凝土 (UHPC) 的抗壓強度約為傳統混凝土的 4 倍以上；此外，傳統混凝土並不具有可利用之抗拉性質，而 UHPC 透過添加 0.5% ~ 3.0% 體積含量之纖維，其抗拉強度提升至 60 kgf/cm² 以上，約為傳統混凝土之 5 倍以上，同時間延展性與能量吸收提升至高性能混凝土 (HPC) 的 300 倍，其極限拉應變可達到 6%，約為傳統混凝土的一百倍以上，且透過添加纖維 UHPC 能有效控制裂縫並延緩混凝土剝落問題^[8-13]。一般而言，UHPC 的彈性模數介於 30 至 60 GPa、而撓曲強度於 150 kgf/cm² 至 400 kgf/cm² 之間^[2,6,14,15]。類似於高韌性水泥基複合材料 (Engineered Cementitious Composites，簡稱 ECC)^[16-24]，UHPC 藉由內部纖維所提供之橋接效應 (Bridging Effect)，使其具備擬應變硬化行為 (Pseudo Strain-hardening)，如圖 1 所示，此為 UHPC 特有的現象亦是除了強度外判定是否能稱為 UHPC 的重要標準。

的報告中^[52]指出使用UHPC可以將複雜的鋼筋錨定型式(U型或90度彎鉤)簡化成直線型,且錨定長度可縮減至8-10倍主筋直徑。

洪崇展與周笙展^[53]開發UHPC斜撐於門形構架之補強工法,與未補強的構架相比,可於受壓與受拉之強度向提升3.6與1.6倍,於勁度提升3.1與4.8倍。洪崇展與王昱棋^[54]開發超高性能混凝土噴漿補強,透過噴漿系統結合UHPC漿體於施作面均勻噴塗薄層,可依照需求選擇是否貼附鋼筋網,整體工法具有免除模版之優勢,實驗結果顯示,補強後能使極限強度發生於較後期之層間位移比,且在較高的位移比仍舊保有較高的側力強度,補強後分別提升磚牆極限變形量與側向強度200%與121%。洪崇展等人^[10,35,55]研究包含場鑄與預鑄版貼覆之UHPC柱補強工法,在有限度或不增加原斷面下,UHPC包覆補強即可提高耐震性能,其中輕薄預鑄版可像磁磚一般於現場貼覆組裝,並於間隙澆置UHPC,工法屬半乾式施工且免除模版工程,因此得降低時間成本、保持施工環境整潔且可深入施工環境艱困區域。施工程序上僅需剷除既有保護層並利用UHPC包覆至原有斷面尺寸,結果證明可提升柱構件側向強度達50%,同時極限層間位移角可提升200%以上(由補強前之1.5%,大幅提升至5.0%),值得注意的是,柱構件之破壞模式由不具韌性的剪力破壞轉變為撓剪破壞或撓曲破壞。

UHPC 國內外應用案例

國外應用案例

建立在充分的研究基礎上,國外已經將UHPC推向實務面並完成許多應用,尤其是在歐洲、北美洲、中國與東亞,初期主要為橋梁應用居多,相較於傳統混凝土,使用UHPC可大幅提升構件之勁度與強度,更可進一步搭配預力之使用,設計更細長之UHPC橋梁構件,以美國為例,截至2020年統計UHPC公路橋梁的應用超過300餘座。美國近年來推行橋梁無伸縮縫的設計,連接版(Link Slab)為其中相當廣泛的應用,此工法盛行於麻州、紐約州、麻里蘭州及維吉尼亞州,其概念為直接連接兩端橋面版,橋面版並無任何縫隙,此工法可改善傳統伸縮縫讓氫離子或水氣侵入橋梁下部結構的問題,進而延長橋梁生命週期。然而連接版之材料選用須著重其抗拉與裂縫控制能力,UHPC之抗拉強度遠大於傳統與高強度混凝土,且具

有極高之抗裂能力,滲透係數亦為傳統混凝土的千分之一,因而許多研究與實務工程開始應用UHPC於連接版^[56,57],其亦被美國聯邦公路管理局與各州運輸部作為橋面版連接材料的首選^[58,59]。馬來西亞於2011年完成了一座UHPC新建橋梁,由於UHPC的優異抗剪能力,大梁並未設計任何剪力鋼筋,相較原來的鋼結構設計版本,UHPC無須落墩於河面,提升整體美觀性並降低修繕成本,此外碳排放量更是相較鋼構橋減少57%,整體造價減少27%^[60]。位於法國的馬賽,其中一座高樓利用UHPC作為外牆版,借重其力學性凸顯出重量輕薄(35 mm)且符合成本效益,從而降低了運輸、安裝及對主結構物的負載,且因該建築物鄰近地中海而空氣鹽分相對高,UHPC之耐久性可抵抗惡劣的環境並延長使用時間^[61]。

國內應用案例

相較於國外UHPC的盛行,國內於近年來才漸漸推行UHPC於實務中。臺南都會區北外環道路率先於國內橋梁工程採用超高性能混凝土,如圖2(a),用於取代傳統伸縮縫中容易受損之高強度無收縮砂漿。考量UHPC相較於傳統混凝土具有超高強度、高韌性與優異抗衝擊能力等特色,應用於工程上可降低結構鋼筋用量、混凝土用量及增加耐久性,可大幅降低長期維修成本,該工程選三處之橋面伸縮縫採用UHPC取代高強度無收縮混凝土(420 kgf/cm²),其中所採用之UHPC,抗壓強度7天達1,200 kgf/cm²;28天達1,400 kgf/cm²(CNS 1010),28天抗彎強度300 kgf/cm²(CNS 1233),28天電阻抗(AASHTO T358-15)大於300 kΩ-cm,不僅可完全忽略生命週期中受侵蝕之可能性,且同時兼具自充填能力(流動性高於60公分)與高力學性質。

此外於民生工程中,坐落於台南市鹽水區的鹽水車站倉庫樹屋群利用三角形UHPC薄版取代鋼鈹,製作成補強老舊山牆的斜撐,如圖2(b)。於台南市熱鬧的老街中其建築多屬清領或日治時期的兩層樓鋪瓦磚牆結構,普遍耐震性能無法符合現今規範,但為保留其歷史價值,選擇以UHPC噴漿工法進行單面補強如圖2(c),僅僅四公分厚度,不僅有效利用本已狹窄的空間,更得以提升磚牆面內剪力與抗倒塌之能力。相較於傳統剛性鋪面,UHPC抗壓強度為3倍以上,耐磨性約為4至8倍,抗滑可達到80BPN(英式擺垂試驗),可大幅改善車輛衝擊與輪胎磨損造成的劣化,有



圖 2 UHPC 於國內應用案例

鑑於此，國內化工廠因長期受重車輾壓導致反覆修整地坪，該業主改利用 UHPC 取代傳統工法作為其工廠內重要路線的地坪用，如圖 2(d) 所示。

結論

超高性能混凝土設計透過減少孔隙率、改善微結構及提高均質性來優化其性質，原料選用、製備程序及養護方式對 UHPC 的性能皆有顯著影響。超高性能混凝土已具備相當完善的科學研究且有充足的國際科學文章佐證，出色的力學、良好的韌性及卓越的耐久性，皆證明 UHPC 具備潛力，此材料不僅僅是衝擊傳統混凝土的思維，更具有與鋼材料競爭的能力。此外，UHPC 能提升構建之服務年限，大幅度降低修繕成本，可歸類於永續綠色建材，符合永續工程的普世價值。近年來國際上已廣泛運用此嶄新的營建材料於結構工程、耐震修復、耐久性補強、鋪面工程、橋梁、以及建築元素等。隨著 UHPC 的廣泛應用，包含美國、法國、澳洲、中國及日本等已相繼針對此發布使用與設計相關之建議手冊，使工程界得以依循。然而，國內相對國外發展與應用超高性能混凝土較晚，且其產製程序仍須仰賴專業人員的管控，以達良好與穩定之品質。日後台灣仍須透過密切之產官學合作，引入超高性能混凝土於國內工程中，積極搭上這股新世代混凝土革命。

參考文獻

- Schmidt M and Fehling E., Ultra-high-performance concrete: research, development and application in Europe. ACI Spec Publ. 2005, 228:51-78.
- Hung C-C, El-Tawil S, and Chao S-H., A Review of Developments and Challenges for UHPC in Structural Engineering: Behavior, Analysis, and Design. Journal of Structural Engineering. 2021, 147:03121001.
- Shi C, Wu Z, Xiao J, Wang D, Huang Z, and Fang Z., A review on ultra high performance concrete: Part I. Raw materials and mixture design. Construction and Building Materials. 2015, 101:741-51.
- Wille K, Naaman AE, and Parra-Montesinos GJ., Ultra-High Performance Concrete with Compressive Strength Exceeding 150 MPa (22 ksi): A Simpler Way. ACI materials journal. 2011, 108.
- Saleh E, Tarawneh A, Naser M, Abedi M, and Almasabha G., You only design once (YODO): Gaussian Process-Batch Bayesian optimization framework for mixture design of ultra high performance concrete. Construction and Building Materials. 2022, 330:127270.
- Li J, Wu Z, Shi C, Yuan Q, and Zhang Z., Durability of ultra-high performance concrete—A review. Construction and Building Materials. 2020, 255:119296.
- Voo YL and Foster SJ., Characteristics of ultra-high performance ‘ductile’ concrete and its impact on sustainable construction. The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering. 2010, 3:168-87.
- Hung C-C and Chueh C-Y., Cyclic behavior of UHPFRC flexural members reinforced with high-strength steel rebar. Engineering Structures. 2016, 122:108-20.
- Hung C-C and El-Tawil S., Hybrid Rotating/Fixed-Crack Model for High-Performance Fiber-Reinforced Cementitious Composites. ACI Materials Journal. 2010, 107.
- Hung C-C, Kuo C-W, and Shao Y., Cast-in-place and prefabricated UHPC jackets for retrofitting shear-deficient RC columns with different axial load levels. Journal of Building Engineering. 2021, 44:103305.
- Hung C-C, Lee H-S, and Chan SN., Tension-stiffening effect in steel-reinforced UHPC composites: constitutive model and effects of steel fibers, loading patterns, and rebar sizes. Composites Part B: Engineering. 2019, 158:269-78.
- Hung C-C, Li H, and Chen H-C., High-strength steel reinforced squat UHPFRC shear walls: cyclic behavior and design implications. Engineering Structures. 2017, 141:59-74.
- Sturm A, Visintin P, and Oehlers D., Rational design approach for the instantaneous and time-dependent serviceability deflections and crack widths of FRC and UHPFRC continuous and simply supported beams. Journal of Structural Engineering. 2019, 145:04019138.
- Hung C-C, Chen Y-T, and Yen C-H., Workability, fiber distribution, and mechanical properties of UHPC with hooked end steel macro-fibers. Construction and Building Materials. 2020, 260:119944.
- 洪崇展、戴艾珍、顏誠崎、溫國威、張庭維，新世代多功能性混凝土材料 - 高性能纖維混凝土，土木水利，2017，44:33-51.
- Hung C-C and Chen Y-S., Innovative ECC jacketing for retrofitting shear-deficient RC members. Construction and building materials. 2016, 111:408-18.
- Hung C-C and Hung H-H., Potential of sodium sulfate solution for promoting the crack-healing performance for strain-hardening cementitious composites. Cement and Concrete Composites. 2020, 106:103461.
- Hung C-C and Su Y-F., On modeling coupling beams incorporating strain-hardening cement-based composites. Computers and Concrete. 2013, 12:565-83.
- Hung C-C and Su Y-F., Medium-term self-healing evaluation of engineered cementitious composites with varying amounts of fly ash and exposure durations. Construction and Building Materials. 2016, 118:194-203.
- Hung C-C, Su Y-F, and Hung H-H., Impact of natural weathering on medium-term self-healing performance of fiber reinforced cementi-

- tious composites with intrinsic crack-width control capability. *Cement and Concrete Composites*. 2017, 80:200-9.
21. Hung C-C, Su Y-F, and Su Y-M., Mechanical properties and self-healing evaluation of strain-hardening cementitious composites with high volumes of hybrid pozzolan materials. *Composites Part B: Engineering*. 2018, 133:15-25.
 22. Hung C-C, Yen W-M, and Yu K-H., Vulnerability and improvement of reinforced ECC flexural members under displacement reversals: Experimental investigation and computational analysis. *Construction and Building Materials*. 2016, 107:287-98.
 23. 袁宇秉、洪崇展、Victor C Li., 應用高韌性纖維混凝土 (ECC) 邁向永續基礎設施工程, 中國土木水利工程學刊, 2020, 32:713-20.
 24. Do TDD, Yen K-J, Yen C-H, and Hung C-C., Impact of tension stiffening on the tensile and flexural behavior of ECC ferrocement. *Construction and Building Materials*. 2022, 329:127201.
 25. Park SH, Kim DJ, Ryu GS, and Koh KT., Tensile behavior of ultra high performance hybrid fiber reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites*. 2012, 34:172-84.
 26. 黃皇川, 超高性能混凝土抗壓性質與耐久性隨齡期之變化關係, 國立成功大學土木工程學系碩士論文, 洪崇展指導, 2019.
 27. AFGC., Interim recommendations, Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, AFGC, Paris. 2002.
 28. Dong Y., Performance assessment and design of ultra-high performance concrete (UHPC) structures incorporating life-cycle cost and environmental impacts. *Construction and Building Materials*. 2018, 167:414-25.
 29. Randl N, Steiner T, Ofner S, Baumgartner E, and Mészöly T., Development of UHPC mixtures from an ecological point of view. *Construction and Building Materials*. 2014, 67:373-8.
 30. Sheheryar M, Rehan R, and Nehdi ML., Estimating CO2 Emission Savings from Ultrahigh Performance Concrete: A System Dynamics Approach. *Materials*. 2021, 14:995.
 31. Yu R, Spiesz P, and Brouwers H., Development of an eco-friendly Ultra-High Performance Concrete (UHPC) with efficient cement and mineral admixtures uses. *Cement and Concrete Composites*. 2015, 55:383-94.
 32. Hung C-C and Hu F-Y., Behavior of high-strength concrete slender columns strengthened with steel fibers under concentric axial loading. *Construction and Building Materials*. 2018, 175:422-33.
 33. Hung C-C, Hu F-Y, and Yen C-H., Behavior of slender UHPC columns under eccentric loading. *Engineering Structures*. 2018, 174:701-11.
 34. Hung C-C and Yen C-H., Compressive behavior and strength model of reinforced UHPC short columns. *Journal of Building Engineering*. 2021, 35:102103.
 35. Shao Y, Kuo C-W, and Hung C-C., Seismic performance of full-scale UHPC-jacket-strengthened RC columns under high axial loads. *Engineering Structures*. 2021, 243:112657.
 36. Chao S, Shamshiri M, Liu X, Palacios G, Schultz A, and Nojavan A., Seismically Robust Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete Columns. *ACI Structural Journal*. 2021, 118:17-32.
 37. Sturm AB, Visintin P, and Oehlers DJ., Blending fibres to enhance the flexural properties of UHPFRC beams. *Construction and Building Materials*. 2020, 244:118328.
 38. Sturm A, Visintin P, Seracino R, Lucier G, and Oehlers D., Flexural performance of pretensioned ultra-high performance fibre reinforced concrete beams with CFRP tendons. *Composite Structures*. 2020, 243:112223.
 39. Chao S-H, Kaka V, and Shamshiri M., Toward A Non-Prestressed Precast Long-Span Bridge Girder Using UHP-FRC. *International Interactive Symposium on Ultra-High Performance Concrete: Iowa State University Digital Press*, 2019.
 40. Xiao J-L, Zhou M, Nie J-G, Yang T-Y, and Fan J-S., Flexural behavior of steel-UHPC composite slabs with perfbond rib shear connectors. *Engineering Structures*. 2021, 245:112912.
 41. Shao X, Qu W, Cao J, and Yao Y., Static and fatigue properties of the steel-UHPC lightweight composite bridge deck with large U ribs. *Journal of Constructional Steel Research*. 2018, 148:491-507.
 42. Cheng Z, Zhang Q, Bao Y, Deng P, Wei C, and Li M., Flexural behavior of corrugated steel-UHPC composite bridge decks. *Engineering Structures*. 2021, 246:113066.
 43. Hung C and Wen K., Investigation of shear strength of ultra-high performance concrete beams without stirrup. *Proc, 17th World Conf on Earthquake Engineering, 17WCEE Tokyo: International Association for Earthquake Engineering 2020*.
 44. Bermudez M and Hung C., Shear Behavior of Steel Reinforced Ultra High Performance Concrete Members with Hybrid Fibers. *EASEC16: Springer*, 2021. pp. 1645-54.
 45. Bermudez M, Wen K-W, and Hung C-C., A Comparative Study on the Shear Behavior of UHPC Beams with Macro Hooked-End Steel Fibers and PVA Fibers. *Materials*. 2022, 15:1485.
 46. Hung C-C and Hsieh P-L., Comparative study on shear failure behavior of squat high-strength steel reinforced concrete shear walls with various high-strength concrete materials. *Structures: Elsevier*; 2020. p. 56-68.
 47. Fehling E and Ismail M., Experimental Investigation on UHPC Structural Elements Subject to Pure Torsion. *Proceeding: Third International Symposium on Ultra High Performance Concrete 2012*.
 48. Yang I-H, Joh C, Lee JW, and Kim B-S., Torsional behavior of ultra-high performance concrete squared beams. *Engineering Structures*. 2013, 56:372-83.
 49. Ngo T, Mendis P, Lam N, and Cavill B., Performance of ultra-high strength concrete panels subjected to blast loading. *The 2005 Science, Engineering and Technology Summit*, 2005.
 50. Gupta A, Mendis P, Ngo T, and Rebstrost M., Modelling Localised Response of Steel Fibre Reinforced Ultra High-Strength Concrete Panels Under High Velocity Impact. *Australasian Conference of Materials and Structural Mechanics 2006*.
 51. Zhang M, Shim V, Lu G, and Chew C., Resistance of high-strength concrete to projectile impact. *International Journal of Impact Engineering*. 2005, 31:825-41.
 52. Graybeal B., Design and construction of field-cast UHPC connections. *United States. Federal Highway Administration*, 2014.
 53. 周筌展, 超高性能混凝土 (UHPC) 預鑄斜撐於構架之耐震補強, 國立成功大學土木工程學系碩士論文, 洪崇展指導, 2021。
 54. 王昱棋, 超高性能混凝土 (UHPC) 噴漿工法於含磚牆 RC 構架之耐震補強, 國立成功大學土木工程學系碩士論文, 洪崇展指導, 2021。
 55. 洪崇展、郭家維、黃丞毅, 超高性能纖維混凝土於非韌性柱包覆補強工法之有效性, 中國土木水利工程學刊, 2020, 32:693-9.
 56. Caner A. Behavior and design of link slabs for jointless bridge decks. 1998.
 57. Doiron G and White P., UHPC link slab solutions in North America. *AFGC-ACI-fib-RILEM International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete 2017*, pp. 2-4.
 58. Haikal G, Ramirez JA, Jahanshahi MR, Villamizar S, and Abdelaleim O., Link Slab Details and Materials. 2019.
 59. Royce M., Utilization of Ultra-High Performance Concrete (UHPC) in New York. *International Interactive Symposium on Ultra-High Performance Concrete: Iowa State University Digital Press*, 2016.
 60. Lei V-Y, Nematollahi B, Said ABM, Gopal BA, and Yee TS., Application of ultra high performance fiber reinforced concrete-The Malaysia perspective. *International Journal of Sustainable Construction Engineering and Technology*. 2012, 3:26-44.
 61. Toutlemonde F, Bernadi S, Brugeaud Y, and Simon A., Twenty years-long French experience in UHPFRC application and paths opened from the completion of the standards for UHPFRC. *UHPC 2018, 2nd International Conference on UHPC Materials and Structures: International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials ...*, 2018. p. 24 p., bibliogr. 



地震對於離岸風機之影響探討

邱覺生／國立成功大學土木工程學系 博士生

朱聖浩／國立成功大學土木工程學系 教授

本文為為探討地震對風機影響，用土壤—結構互制作用及有限元素法對離岸風機（OWT）之支撐結構進行地震、颱風、風和波浪作用進行分析和設計，並包括保守的土壤液化分析。而隨著未來 OWT 朝大功率發電，功率由 5MW 提高到 10MW、15MW 乃至於 20MW，葉片直徑將由 178.8 公尺增加至 254.7 公尺，無論是支撐結構尺寸或是重量都有所提升，故地震力對於海上風機的影響也將劇增。本研究針對不同發電功率的套管式（jacket-type）海上風機進行地震力之分析，透過靜載重、風載重、波浪載重、海流載重和地震載重的三維有限元素分析，以極限設計考量。其結果顯示，地震力設計對於大尺寸的海上風機是不可忽視的。面對多地震與颱風頻繁的台灣海峽，應當採取適合及因地制宜的設計方式，以避免未來風險，降低維修成本與符合經濟效益。

關鍵詞：離岸風機、地震、颱風、土壤液化

前言

無論是在歐美地區或是亞洲，離岸風機（OWT：offshore wind turbine）近年已成為各國競相研究的主題。雖然歐洲在風機的設置取得了領先，而台灣海峽受地形作用成為優良的風場，但地處於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊交界，受太平洋火環帶影響，地震成了一個無法忽視的外力，再加上颱風的影響，這是與歐洲風機最大不同的考量的兩個重要因素。一些研究人員研究了離岸風機（OWT）在地震力作用下的土壤-結構互制作用（SSI），Boulanger 等人^[1]以動態 p-y 分析方法對地震土-樁-結構相互作用進行一系列動態離心機模型測試。地震加速度峰值範圍為 0.02 到 0.7g，研究結果為實驗提供了支持動態 p-y 分析方法在地震土-樁-結構互制作用的應用。Harte 等人^[2]通過多自由度模型展示了陸上風機的地震反應，結果表明 SSI 可能顯著影響風機結構的模態與頻率。Ku 和 Chien^[3]提出了套管式（Jacket-type）OWT 基礎承受地震力的數值模型，並提出了在不同土壤條件下 OWT 基礎樁的設計程序。Santangelo 等人^[4]研究了 OWT 受到不同地震記錄的影響，並模擬整合進行了比較。Haciefendioglu^[5]透過三

維（3D）有限元素模型模擬風機的反應分析。結果表明，土壤—結構互制作用（SSI）影響風機在地震情況下的行為。他們提出了一種非整合時域分析用於風機在運行條件下的地震評估，同時包括非線性基礎行為。Austin 等人^[6]使用有限元素方法研究了 SSI 對具有不同類型基礎的特定風機地震反應的影響。他們指出，SSI 對風機地震的反應影響並不顯著。Wang 等人^[7]對 OWT 支撐結構在地震、風和海浪作用力下進行了數值分析，結果表明應該考慮地震、風、波浪和海流力的相互作用。Asareh 等人^[8]使用有限元素模型分析了考慮不同地震和風強度的 5 MW NREL 風機，同時對風機的設計進行了結構的脆弱性分析。為了減輕 OWT 的動態反應，一些研究建議在塔頂安裝控制裝置。Zhang 等人^[9]進行分析複合柱式基礎防止土壤液化，該基礎在地震期間提供了良好的土壤抗液化能力。然而在這些研究中，大型風機受地震的影響程度並未被詳細說明。因此，本研究針對 5、10、15 及 20 MW 的套管式（jacket-type）海上風機進行含地震力之分析與鋼構設計，透過靜載重、風載重、波浪載重、海流載重、颱風載重和地震載重的三維有限元素分析，進行鋼結構極限設計。

OWT 支撐結構抗震分析設計方案

為了分析在地震力作用下 OWT 支撐結構的反應，必須考慮風場的地質條件、地震反應譜和土壤結構相互作用 (SSI)。本研究使用 Newmark 直接積分法進行有限元素分析，然後使用 API 鋼構設計法^[10] 找到最佳構件厚度。在模型中使用梁元素模擬上部結構和樁基礎，而基於 Boulanger 等人^[1] 的 p-y、t-z 和 Q-z 單元用於模擬土壤行為。根據 Ju^[11] 等人研究如圖 1 所示的過程如下：

- (1) 輸入每層土壤的材料性質，並獲取某一土壤層的地震反應譜 (seismic response spectrum)。
- (2) 利用反應譜和地面加速度峰值 (PGA)，本文採 Simqke 程式^[12] 隨機產生三個方向的人工地震加速度。
- (3) 使用 SHAKE-91^[13] 程式生成每個土層的加速度場，而步驟 (2) 中提到的某一層的已知加速度場為輸入數據。然後將加速度場積分成位移場，位移場施加到 p-y、t-z 和 Q-z 彈簧端，而另一端連接到基樁。
- (4) 在有限元素分析中，首先進行靜載重的靜力分析，然後在地震、風和波浪整合下進行 Newmark 直接積分的時序分析。

- (5) 在動力分析中，執行 700 秒的動力歷時分析，除去前 100 秒因風機由無變位至正常變位之狀況，每個梁構件在 600 秒分析結果中每時間步長有 12 個內力，取其每個內力各別最大及最小值，以及同時間的其他 11 個的內力，共 24 組梁構件內力。
- (6) 按照 API RP-2A-LRFD 規範設計鋼結構的支撐，根據所有狀況載重的最大設計厚度以確定下一個設計週期的最佳厚度。
- (7) 最佳化設計直到所有截面的厚度變化很小，程式才停止。在這項研究中，七個設計週期足以獲得穩定的最終設計截面尺寸。

在這項研究中，我們使用保守的方法進行土壤液化分析，以初步研究地震期間 OWT 支撐結構的這種影響。流程如下：

- (1) 假定液化的土壤深度 (H_L)，本文使用 20 公尺。
- (2) 所有沙土在地震開始後的一定秒數 (T_L)，在該深度以上液化，而根據 Ju^[11] 研究，土體剛度設置為原始 p-y 和 t-z 曲線的 1/10，並且在零到 T_L 秒之間使用插值。在本研究中，由於本文使用的強烈地震運動， T_L 設置為 10 秒。

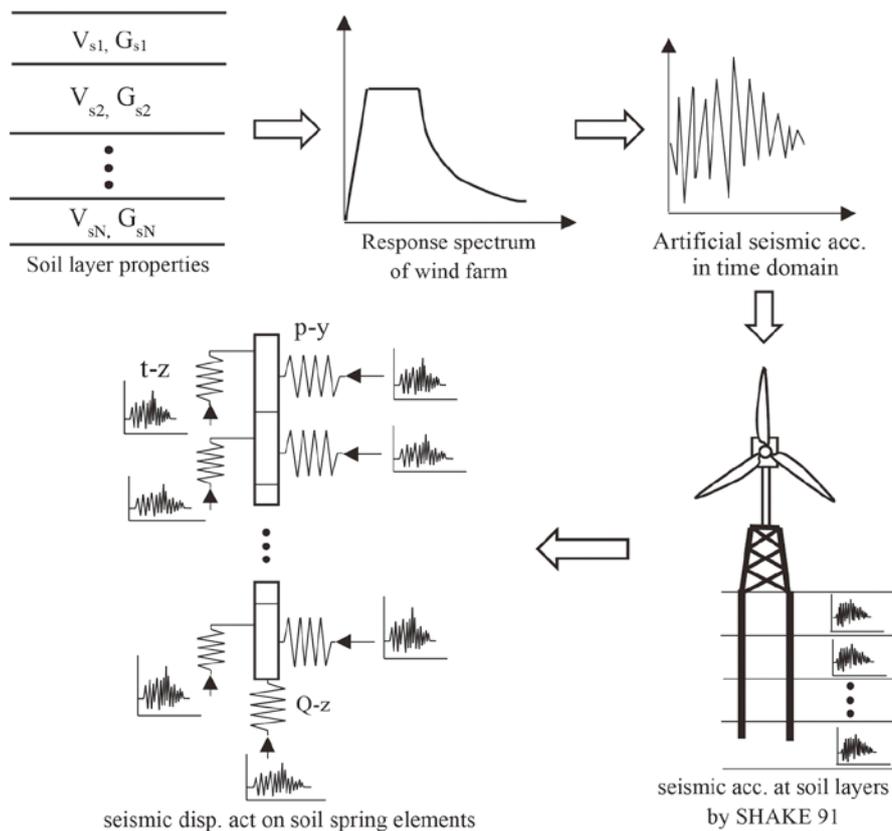


圖 1 根據 Ju^[11] 有限元素方法模擬地震控制 OWT 支撐結構設計流程圖

OWT 環境與地震力作用

地震力載重說明

本文使用圖 2 所示的地震反應譜。設計水平譜加速度係數 S_a 如式 (1) 所示。使用的 $T_0 = 0.5625$ s 和 $S_{DS} = 0.8$ 採用近似台灣海峽的數據。然後使用 Simqke [12] 人工地震軟體生成該反應譜時的地震加速度，對於局部 X 方向的五個地震力，其 PGA (peak ground acceleration) 為 0.32 g，另外在局部 Y 方向為 0.224 g，及 Z 方向為 0.96 g，其中一組如圖 3 所示。

$$S_a = \begin{cases} S_{DS}(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0}) & \text{for } 0 \leq T < T_0 \\ S_{DS} & \text{for } T_0 \leq T < T_s \\ \frac{S_{DI}}{T} & \text{for } 1 \leq T \end{cases} \quad (1)$$

地震加速度作用在海床上。土壤表層和 142 m 深度的土壤性質如表 1 所示，此土層為彰化外海的土壤特性。土壤為砂土，採用插值法求出兩個深度之間的土壤性質。然後使用 SHAKE 91 程式生成每個土層的加速度場。

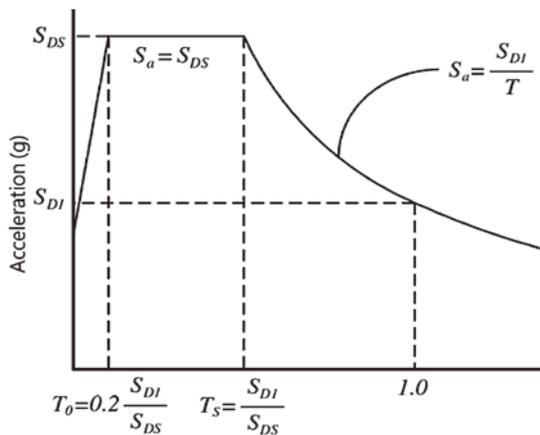
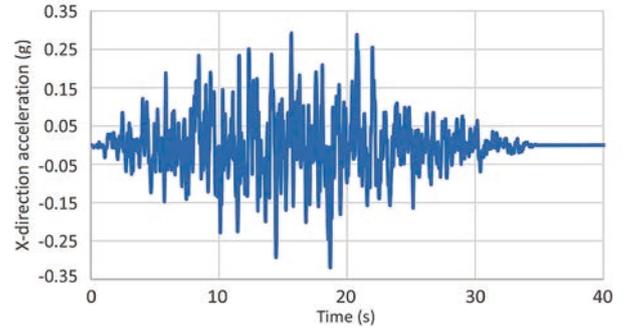


圖 2 地震反應譜

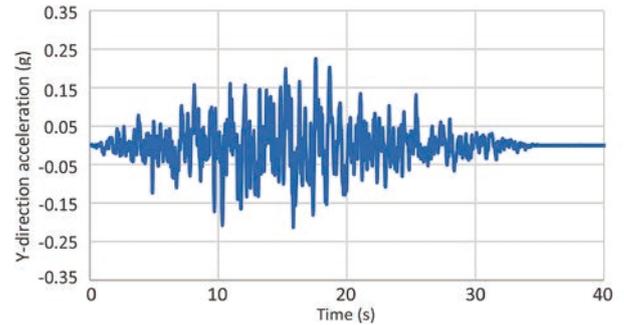
表 1 台灣海峽靠近彰化近海各層土壤性質、土壤表層和 142 m 深度的土壤材料性質

Depth (m)	pult (kN/)	v	c (kN/m ²)	ρ (t/m ³)	Friction angle (°)
0-4	205.2	0.25	0	2	32
4-8	612.0	0.25	0	2	32
8-12	1220.3	0.25	0	2	32
12-27	5297.3	0.25	0	2	32
27-33	7721.7	0.25	0	2	32
33-43	12771.0	0.25	0	2	32
43-142	47490.0	0.25	0	2	32

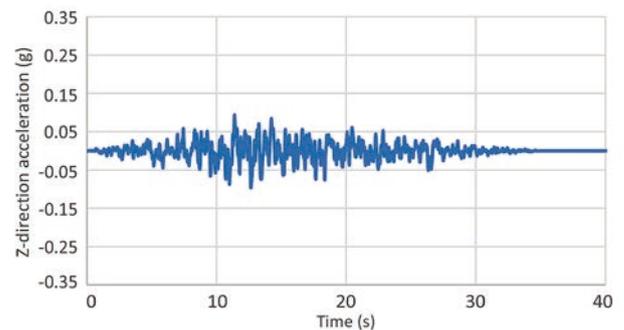
Note: E = Young's modulus, v = Poisson's ratio, and c , ϕ , and ρ = mass density. (pult = the ultimate earth resistance for p-y curve)



(a) X 方向的地震加速度



(b) Y 方向的地震加速度



(c) Z 方向的地震加速度

圖 3 當 $T_s = 0.5625$ 、 $S_{DS} = 0.8$ 人工時間序列地震加速度圖 (PGA 在局部 X、Y 和 Z 方向上分別為 0.32、0.224 和 0.096 g)。

熱帶氣旋 (tropical cyclone) 與颱風說明

熱帶氣旋在台灣稱之為颱風，會造成海洋氣象條件極大的惡劣現象，本研究根據 IEC DLC I.1 & I.2 納入模擬機艙高度 500 年回歸期，10 分鐘平均風速為 $V_{10min,500year} = 72$ m/s 的颱風 (模擬台灣海峽的狀況)，如表 2 所示，換算成地表高度風速約為 49 ~ 52 m/s (風速超過 51 m/s 為強度颱風)，海浪 500 年回歸期的示性波高 $H_s = 14$ m，風速約達中度颱風上限或強度颱風下限，在台灣海峽經常有機會出現這樣的颱風，故本研究將 IEC DLC I.1 & I.2 加入考量，此等載重在 I.2 中要考慮機艙錯位之狀況，是十分嚴峻且符合颱風風向變化快速的考量，若合於此規範，風機應能在此颱風及設定的風速下，直接通過颱風眼牆而沒有損傷。

風作用力與波浪力說明

基於 IEC 61400-3-1^[14] 的風載重、波浪作用力和洋流也用於 OWT 支撐結構的設計。在本文中，基於 TurbSim (Jonkman, 2012)^[15] 來建立風場環境。FAST (Jonkman, 2016)^[16] 評估的 RNA (rotor nacelle assembly) 風作用力與施加到塔頂的三個力和三個力矩有關。基於空氣動力學的塔架和支撐結構的風載重如方程式 (2) 所示。其中， ρ 是空氣的密度， A 是垂直於流動的投影面積， V_0 是垂直於元素的風速， C_D 是阻力係數。

$$F_{wind} = \frac{1}{2} \rho A V_0^2 C_D \quad (2)$$

OWT 支撐結構的海洋環境作用力分別為波浪、海

流和水位。採 Morison 方程評估波浪和海流作用力。根據風場的統計數據，本研究使用的各種波浪條件如表 2 所示，其中包括規則波浪和不規則波浪。對於規則波，使用流線函數理論 (stream line function theory)，對於不規則波，使用二階理論 (2nd-order theory)。根據 IEC 61400-3-1^[14]，地震作用力與其他作用力進行疊加，作用於表 2 狀況顯示如下：(a) 正常發電期間；(b) 緊急停機；(c) 啟動；(d) 正常停機；(e) 緊急停機；(f) 停機期間；(g) 停機與損壞狀態；(h) 停機期間遇到颱風；(i) 正常發電期間的地震造成忽然的電網損失和可能由地震引發的關閉程序；(j) 停機期間的地震造成忽然的電網損失和可能由地震引發的關閉程序。

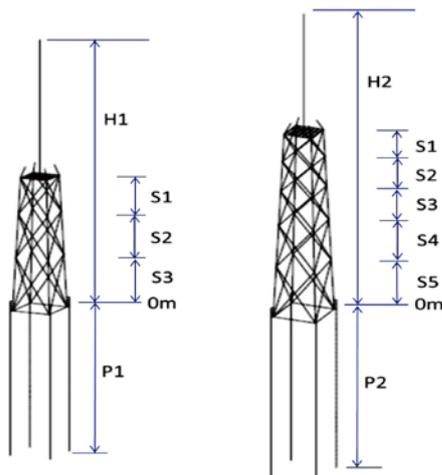
表 2 結構設計中施加的載重 (參考 IEC 61400-3-1 (2019)，波浪為示性波高，為台灣海峽的資料)

Design situation	DLC	Wind condition V _{hub} (m/s)		Waves (m)		Wind dir.	Yaw	Partial safety factor
						Wave dir.		
Power production	1.1	NTM	3 to 25 interval 2	NSS	0.47 to 3.88 interval 0.31	0° 0°	0°	U,1.25
	1.2	NTM	DLC1.1	NSS	DLC1.1	Note _{Ang3} Note _{Ang3}	0°	F,1.0
	1.3	ETM	DLC1.1	NSS	DLC1.1	DLC 1.1	0°	U,1.35
	1.4	ECD	9.4, 11.4, 13.4	NSS	1.6, 1.8, 2.1	ECD 0°	0°	U,1.35
	1.5	EWS	DLC1.1	NSS	DLC1.1	DLC1.1	0°	U,1.35
	1.6	NTM	DLC1.1	SSS	DLC1.1	DLC1.1	0°	1.35
Power production plus occurrence of fault	2.1	NTM	DLC1.1	NSS	DLC1.1	DLC1.1	0°	U,1.35
	2.2	NTM	DLC1.1	NSS	DLC1.1	DLC1.1	0°	U,1.1
	2.3	EOG	9.4 to 13.4 interval 0.5 and 25	NSS	1.6 to 2.1 interval 0.0625 & 3.88	DLC 1.1	0°	U,1.1
	2.5	NWP	DLC1.1	NSS	DLC1.1	DLC1.1	0°	U,1.35
Start-up	3.2	EOG	3, 9.4 to 13.4 interval 0.5 and 25	NSS	0.47, 1.6 to 2.1 interval 0.0625 & 3.88	DLC1.1	0°	U,1.35
	3.3	EDC	DLC3.2	NSS	DLC3.2	ECD 0°	0°	U,1.35
Normal shut down	4.2	NWP	DLC2.3	NSS	DLC2.3	DLC1.1	0°	U,1.35
Emergency shut down	5.1	NTM	DLC2.3	NSS	DLC2.3	DLC1.1	0°	U,1.35
Parked (standing still or idling)	6.1	EWM (T)	57	ESS (H_{s1})	12.7	Note _{Ang} Note _{Ang1}	0°, 4°, 8°	U,1.35
	6.2	EWM (T)	DLC6.1	ESS (H_{s1})	DLC6.1	Note _{Ang} Note _{Ang2}	0° to 180° interval 10°	U,1.1
	6.3	EWM (T)	45.6	ESS (H_{s1})	9	DLC6.2	0°, 10°, 20°	U,1.35
Parked and fault conditions	7.1	EWM (T)	DLC6.3	ESS (H_{s1})	9	DLC6.2	DLC6.2	U,1.1
	7.1A	EWM (T)	DLC6.3	ESS (H_{s1})	9	DLC6.2	0°, 4°, 8°	1.1
Parked (standing still or idling)	I.1	EWM (T)	$V_{10min,500} = 72$	ESS	14	DLC6.2	0°	U,1.0
	I.2	EWM (T)	$V_{10min,500} = 72$	ESS	14	DLC6.2	0° to 180° interval 30°	U,1.0
Power production (Earthquake plus grid loss)	1.8	NTM	$V_{hub} = V_r = 13.4$	NSS	1.6	DLC1.1	0°	U,1.0
Parked (Earthquake plus grid loss)	6.7	NTM	$V_{hub} = 0.7V_{ref} = 39.9$	NSS	$H_s = 0.7$ $H_{s50} = 8.89$	DLC1.1	0°	U,1.0

Note: (1) (T) = Turbulent wind model. (2) V_{hub} = average wind speed at hub height. (3) H_s = significant wave height. (4) Note_{Ang} = 0° to 180° with the interval of 30°. Note_{Ang1} = -30°, -15°, 0°, 15°, or 30° relative to the wind direction. (5) Note_{Ang2} = -30°, 0°, or 30° relative to the wind direction. (6) Note_{Ang3} = 0°, 30°, 60°, or 90°. (7) DLC 2.1 = uncontrolled pitch angle at 300 s. (8) DLC 2.2 = uncontrolled pitch angle at 310, 315, and 320 s for three conditions. (9) DLC 7.1A = fixed pitch angle at 0°, 15°, 30°, 45°, or 60° for five conditions. (10) DLC 1.8 = three different earthquakes from the directions of 0°, 45°, 90°, 135°, 180°, 225°, 270°, or 315° under the controlled blade pitches and uncontrolled blade pitches after 15 s of the seismic load. (11) DLC 6.7 = the same as DLC 1.8 with the always parked blade pitches. (12) The wave period is set to $11.1\sqrt{H_s/g}$.

有限元素模型

本文分析了 5 MW 到 20 MW 的四種 OWT 套管式支撐結構，其中海面以下平均深度為 40 m 及 70 m 兩種，土壤為中等偏硬的砂土其內摩擦角 32°。圖 4 跟表 3 顯示了 OWT 支撐結構的有限元素模型，其中截面尺寸是初始設置，最終結果將在經 7 個優化設計週期後確定。結構鋼的降服強度為 345 MPa。鋼的楊氏模量為 204 GPa，波松比為 0.3，鋼密度為 7.9 t/m³。在有限元素分析中，三維的兩節點梁元素用於模擬柱、支撐、樁和塔，四節點板元素用於模擬塔底平台，p-y、t-z 和 Q-z 曲線彈簧用於根據 Boulanger 等人提出之方法模擬土壤 - 結構互制作用^[1]。在初始分析期間，使用統計分析來應用和分析靜載重，例如靜載重和活載重。包括表 2 中的 IEC 61400-3-1 載重，以使用直接積分 Newmark 方法執行極限載重分析，經過 7 個循環的有限元素分析和鋼材設計，獲得了構件截面的最佳尺寸，然後計算了鋼材的總重量。



(a) 5MW-20MW 在 40 公尺水深 OWT 結構 (b) 5MW-20MW 在 70 公尺水深 OWT 結構

圖 4 5MW-20MW 在兩種水深 OWT 結構尺寸 (公尺)

表 3 5MW-20MW 在兩種水深 OWT 結構尺寸

(a) 5MW-20MW 在 40 公尺水深 OWT 結構尺寸 (單位: 公尺)

	5MW	10MW	15MW	20MW
H-1	135	161.55	191.72	199.78
S-1	15	15	15	15
S-2	18	18	18	18
S-3	22	22	22	22
P1	60	70	90	100

(b) 5MW-20MW 在 70 公尺水深 OWT 結構尺寸 (單位: 公尺)

	5MW	10MW	15MW	20MW
H-2	160	186.55	216.72	224.78
S-1	12	12	12	12
S-2	13	13	13	13
S-3	15	15	15	15
S-4	18	18	18	18
S-5	22	22	22	22
P2	60	70	90	100

風力、波浪力與地震力的影響

雖然表 2 所有的載重都會執行結構分析及鋼結構設計，但經由鋼結構設計得到控制載重的影響比率包含了下列幾種情形：

1. DLC 1.4 是在發電過程，具有方向變化的極端連貫陣風 (ECD: extreme coherent gust with direction change)，正常海象 (NSS: normal sea state) 與正常海流模型 (NCM: normal current model)。
2. DLC 5.1 是在緊急停機狀態下，正常海象 (NSS: normal sea state) 與正常湍流模型 (NTM: normal turbulence model)。
3. DLC 6.1 是在停機階段的極端風速模型 (EWM: extreme wind speed mode)，極端海象狀態 (ESS: extreme sea state)，極端海流模型 (ECM: extreme current model)。
4. DLC IEC-I.1&2 是在停機階段遇到熱帶氣旋 (颱風) 的極端風速模型 (EWM)，極端海象 (ESS: extreme sea state) 與極端海流模型 (ECM: extreme current model)。
5. DLC 6.7 是在停機狀態，地震造成忽然的電網損失和可能由地震引發的關閉程序，正常湍流模型 (NTM: normal turbulence model)，正常海象 (NSS)。
6. DLC 1.8a 與 DLC 1.8b 是正常發電過程，地震造成忽然的電網損失和可能由地震引發的關閉程序，正常湍流模型 (NTM: normal turbulence model)，正常海象 (NSS)。

在此定義颱風或地震控制的桿件設計比率 = 此比率的風機結構總用鋼量，其鋼構斷面設計由包含颱風或地震的載重控制。由分析結果表 4 可以看出隨著風機尺寸由 5MW 逐次提高至 10MW、15MW 到 20MW，來自地震控制的桿件設計比率從 0.016 (即 0.0162 的總用鋼量由包含地震的載重控制) 漸次提升至 0.75 甚至 0.89，由此可觀察到地震力尚不至於對 5MW 風機產生很大影響，但隨著朝向大尺寸風機發展趨勢，風機重量越重，地震控制構件厚度影響比率也可以看出有趨向放大，地震力的影響也逐漸加大。雖然在水深 70 公尺深的 20MW 風機，地震控制構件厚度比率降低，但並非是地震影響力下降，而是颱風的影響程度上升，導致地震影響比重降低。而如表 3，DLC 1.4 (發電過程)、DLC 5.1 (緊急停機) 與 DLC 6.1 (停機階段的極端風速模型) 對於控制厚度設計影響之比率遠不及地震力的影響。

表 4 地震、颱風與其他 DLC 控制之桿件厚度比率

風機尺寸	水深深度	全重量 (T)	地震控制之桿件厚度比率	颱風控制之桿件厚度比率	其他 DLC 控制之桿件厚度比率
5MW	40M	2447	0.016	0.984	0
5MW	70M	2860	0.075	0.925	0
10MW	40M	2622	0.096	0.806	0.098
10MW	70M	3624	0.890	0.092	0.018
15MW	40M	4189	0.437	0.538	0.025
15MW	70M	5827	0.753	0.097	0.150
20MW	40M	7347	0.414	0.586	0
20MW	70M	8837	0.513	0.487	0

由圖 5 及圖 6，可以分別看出來自地震控制構件厚度比率之影響，隨風機尺寸的提高，其影響比率增大並逐次提升。另外圖 6，雖然水深 70 公尺的 20MW 風機在地震控制構件厚度比率下降，但可以從圖 6 分析看出，這是因為熱帶氣旋（颱風）的影響開始上升，致使地震力的影響不進則退，但是地震控制構件厚度比率依然保持在 51.38% 以上，而水深 70 公尺的 20MW 風機的高度為 224.78 公尺，這遠比水深 70 公尺的 10MW 風機的高度為 186.55 公尺差了 38.23 公尺，這可能是造成颱風控制桿件厚度比率上升之原因。最後由表 5 和表 6 可以觀察到，地震加上颱風控制之桿件厚度比率幾乎占了 85% 到 100%，也就是說地震與颱風在極限承載考量下是控制台灣海峽風機設計厚度的最主要因素。

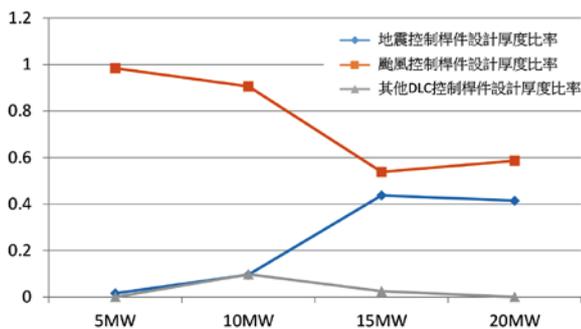


圖 5 設計水深 40M 的各類型尺寸風機，來自地震、颱風與其他 DLC 控制桿件比率比較圖。

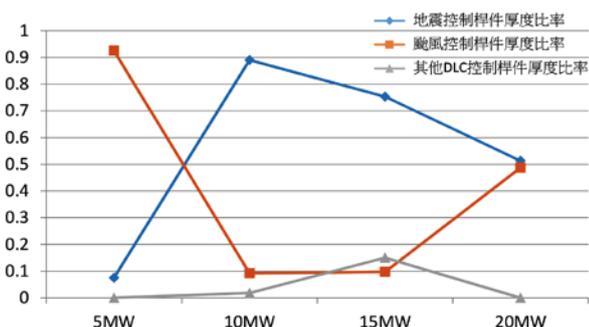


圖 6 設計水深 70M 的各類型尺寸風機，來自地震、颱風與其他 DLC 控制桿件比率比較圖。

表 5 設計水深 40M 地震加颱風與其他 DLC 控制之桿件厚度比率

風機尺寸	基礎深度	地震加颱風控制之桿件厚度比率	其他 DLC 控制之桿件厚度比率
5MW	60M	1.000	0
10MW	70M	0.902	0.098
15MW	90M	0.975	0.025
20MW	100M	1.000	0

表 6 設計水深 70M 地震加颱風與其他 DLC 控制之桿件厚度比率

風機尺寸	基礎深度	地震加颱風控制之桿件厚度比率	其他 DLC 控制之桿件厚度比率
5MW	60M	1	0
10MW	70M	0.982	0.018
15MW	90M	0.850	0.150
20MW	100M	1	0

結論

台灣海峽作為世界優良風場基地，近年招來了許多外國廠商投資 OWT 設置與技術引進，雖然歐洲率先投入 OWT 的領域，發展也日趨成熟，但由前述分析可看出在極限承載設計考量下，地震控制 OWT 結構支撐設計會隨風機尺寸提升而影響增高，處於環太平洋地震帶，地震觸發頻率極高幾乎無法避免，而且每年約有 26.23 個颱風侵襲，更是無法不面對之狀況，然而現階段採用歐洲設計離岸風機的經驗，因其區域不須考量地震及颱風設計因素，並不適合台灣海峽的條件。綜合前述分析結論，地震加上颱風控制之極限設計桿件厚度比率幾乎占了 85% 到 100%，故 OWT 結構支撐設計應當嚴謹考慮地震與颱風的影響，才能因地制宜符合台灣海峽設置 OWT 之真實狀況。

對疲勞載重而言，地震及颱風的因素沒有被考慮在設計載重中。最主要原因是套管式風機結構，其桿件疲勞破壞的最大原因還是在工作載重下，風機葉片以接近均速運轉下，使側撐產生往復的桿件力，造成側撐與大柱連接處的開裂。但到底是那種外力（波浪力、桿件受風力、轉子葉片對塔架產生之彎曲力、或轉子葉片對塔架產生之扭轉力）的影響最大，在文獻中或實務設計界都沒有詳加說明。由 Ju^[17] 最近的研究發現是轉子葉片對塔架產生之扭轉力影響最大，機艙轉動系統使用低剛度和大阻尼可以顯著增加套管式結

構的疲勞壽命，另一重要事項是一定要避免結構固有頻率（尤其是結構垂直轉動的第一個頻率）接近轉子3P頻率的整數倍（1倍、2倍或3倍），而造成共振。

參考文獻

1. Boulanger, R.W., Curras, C.J., Kutter, B.L., Wilson, D.W., and Abghari, A. (1999). Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 125: 750-759.
2. Harte, M., Basu, B, and Nielsen, S. (2014). Dynamic analysis of wind turbines including soil-structure interaction. *Eng. Struct.* 45: 509-518.
3. Ku, C. and Chien, L. (2016). Modeling of Load Bearing Characteristics of Jacket Foundation Piles for Offshore wind turbines in Taiwan. *Energies* 9: 625.
4. Santangelo, F., Failla, G., Santini, A. and Arena F. (2016). Time-domain uncoupled analyses for seismic assessment of land-based wind turbines. *Eng Struct.* 123:275-299.
5. Haciefendioglu, K. (2012). Stochastic seismic response analysis of offshore wind turbine including fluid-structure-soil interaction. *Struct Design Tall Spec Build.* 12: 867-878.
6. Austin, S. and Jerath, S. (2017). Effect of soil-foundation-structure interaction on seismic response of wind turbines. *Ain Shams Eng. J* 8:323-331.
7. Wang, W., Gao, Z., Li, X. and Moan, T. (2017). Model test and numerical analysis of a multi-pile offshore wind turbine under seismic, wind, wave, and current loads. *J. Offshore Mech Arct of the ASME.*, 139:031901.
8. Asareh, M., Schonberg, W. and Volz, J. (2016). Fragility analysis of a 5-MW NREL wind turbine considering aero-elastic and seismic interaction using finite element method. *Finite Elem Anal Des* 120:57-67.
9. Zhang, P., Xiong, K., Ding, H., and Le, C. (2014). Anti-liquefaction characteristics of composite bucket foundations for offshore wind turbines. *J. Renew Sustain Ener.* 6:053102.
10. American Petroleum Institute (API). (1997). Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Load and Resistance Factor Design. API RP 2A-LRFD. Washington: American Petroleum Institute.
11. Ju, S. H. and Huang, Y. C. (2019). Analyses of offshore wind turbine structures with soil-structure interaction under earthquakes. *Ocean Engineering* 187:106190.
12. MIT. SIMQKE (1976): A Program for Artificial Motion Generation: User's Manual and Documentation. M.I.T. Department of Civil Engineering.
13. Idriss, I. M. and Sun, J. I. (1993). User's manual for SHAKE91: a computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits, Center for Geotechnical Modeling, Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of California at Davis, Davis, Calif.
14. International Electrotechnical Commission. IEC 61400-3-1. 2019. Wind Turbines—Part 3: Design Requirements for Offshore Wind Turbines, 1st ed. International Electrotechnical Commission, Geneva, Switzerland.
15. Jonkman, B.J. and Kilcher, L. (2012). Turbsim User's Guide; version 1.06.00; National Renewable Energy Laboratory:Golden, CO, USA.
16. Jonkman, B. and Jonkman, J. (2016). FAST v8.15.00a-bjj. National Renewable Energy Laboratory, Golden, CO 80401.
17. Ju, S.H. (2022). Increasing the fatigue life of offshore wind turbine jacket structures using yaw stiffness and damping. *Renewable & Sustainable Energy Reviews* 162: 112458. 



歡迎加入學會



www.ciche.org.tw
下載入會申請書

e-mail: service@ciche.org.tw

電話：(02) 2392-6325

傳真：(02) 2396-4260

土木水利 雙月刊

向您約稿

本刊出版有關土木水利工程之報導及論文，以知識性、報導性、及聯誼性為主要取向，為一綜合性刊物，內容分工程論著、技術報導、工程講座、特介、工程新知報導及其他各類報導性文章及專欄，歡迎賜稿，來稿請 email: service@ciche.org.tw 或寄 10055 台北市中正區仁愛路二段 1 號 4 樓，中國土木水利工程學會編輯出版委員會會刊編輯小組收，刊登後將贈送每位作者一本雜誌，不再另致稿酬；歡迎以英文撰寫之國內外工程報導之文章，相關注意事項如後：

- 工程新知及技術報導，行文宜簡潔。
- 技術研究為工程實務之研究心得，工程講座為對某一問題廣泛而深入之論述與探討。工程報導為新知介紹及國內外工程之報導。
- 本刊並歡迎對已刊登文章之討論及來函。
- 工程論著及技術研究類文章，由本刊委請專家 1~2 人審查，來文請寄電子檔案，照片解析度需 300dpi 以上。
- 文章應力求精簡，並附圖表照片，所有圖表及照片務求清晰，且應附簡短說明，並均請註明製圖者及攝影者，請勿任意由網站下載圖片，以釐清版權問題。



考慮土壤液化之重力式碼頭 耐震性能評估與易損性分析

柯永彥／國立成功大學土木工程學系 副教授

楊鶴雄／財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心 組長

胡啟文／交通部運輸研究所港灣技術研究中心 研究員

台灣四面環海，海上運輸可謂經濟命脈；台灣又經常受到地震威脅，碼頭震損屬常見地工震害，將影響國內外運輸甚至衝擊經濟。為瞭解碼頭構造物實際耐震性能，並掌握碼頭受震時之可能災損，本研究針對重力式碼頭，發展耐震性能評估與易損性分析方法。首先，引入相關規範之碼頭損壞等級定量準則，並收集實際震損案例予以驗證；接著，基於動力分析法，並考量重力式碼頭之震損特性，提出納入土壤液化影響之重力式碼頭受震反應分析模式，以花蓮港 25 號碼頭為案例進行驗證，並搭配前述碼頭損壞準則進行耐震性能評估；最後，利用前述耐震性能評估方法建立易損性分析程序，並同樣以花蓮港 25 號碼頭為案例，在綜合考慮場址效應、震源距離與地震規模等因素之下選取多筆實際地震紀錄，進行各種情境下之大量分析，歸納出碼頭損害機率與強地動參數間之關係，此即易損性曲線，並予以參數化，以利於早期震損評估之運算需求。相關成果可用來檢驗既有碼頭耐震性能，更可供碼頭耐震性能設計之參考；並可用於快速評估港灣遭遇地震時之可能損害情況，作為震災應變計畫之依據，以提升運輸系統之防災能力。

關鍵詞：碼頭構造物、損壞準則、耐震性能、易損性分析、土壤液化

研究背景與目的

台灣位於多地震的西環太平洋地震帶，且活動斷層遍佈全島，經常受到地震威脅。為減緩地震所帶來之災害與損失，政府與民間均極力投入地震防災相關研究與工作。另外，台灣四面環海而倚重海上運輸，港灣工程之重要性不可言喻；碼頭為港灣重要設施，碼頭結構物本質屬於濱水擋土結構，碼頭受震破壞為常見之大地地震災害，且常與土壤液化直接相關。1999 年集集地震中，臺中港便因大規模土壤液化而使沉箱碼頭嚴重破壞，2018 年花蓮地震中，花蓮港亦因土壤液化而使沉箱碼頭後線沉陷且鋪面開裂。碼頭震害常造成港灣營運功能大受影響，復原工作亦需大量經費與時間。例如，1995 年阪神地震引致之港灣損失高達

5,900 億日圓^[1]，將對經濟造成相當大之衝擊。

為降低地震對碼頭營運造成之影響，首要之務在瞭解碼頭構造物之實際耐震能力。近年來，國際工程技術規範多朝性能設計（performance-based design）理念發展；尤其是耐震設計，若針對結構物之性能目的，根據各級地震對應之性能要求，使不同重要性之結構物能符合相關性能規定，將能經濟有效地確保結構物於耐震性能符合需求。因此，欲完整掌握碼頭抵抗地震之能力，宜基於性能設計精神來評估碼頭構造物之耐震性能。

對災害應變與防災規劃而言，需瞭解地震帶來之後果，如結構受損之狀態與數量、人員傷亡統計及地震引致之經濟損失等。為此，可透過震災境況模擬，推估可能之災害規模與分佈，做為震損早期評估與地震風險量

化之用。其中，工程構造物之損害評估可利用結構損害機率與強地動參數間之關係，即易損性曲線 (fragility curve)，快速求得損害程度與數量。關於碼頭震損，1995 年阪神大地震為最具代表性之案例，造成神戶港之重力式碼頭幾乎全毀；在台灣則有前述 1999 年集集地震與 2018 年花蓮地震等案例。因此，實應基於歷年地震資料與港灣震損情況，建立碼頭構造物易損性分析程序，並據以進行代表性碼頭之易損性分析，以建立港灣震損評估所需之碼頭構造物易損性曲線參數。

本研究係針對重力式碼頭，發展其耐震性能評估與易損性分析相關方法，包含：

1. 基於營運功能性，決定重力式碼頭損壞等級之定量準則，以供性能評估之用；
2. 建立並驗證基於動力分析法之受震反應分析模式，並搭配相對應之性能要求與損壞準則，評估碼頭耐震性能；
3. 利用所發展耐震性能評估法，以代表性地震紀錄進行各種可能情境下之大量分析，歸納出碼頭構造物損害機率與強地動需求參數間之關係，即易損性曲線；

由於碼頭本質上屬擋土結構，其震損常與土壤非線性行為與受震液化現象有關，故本研究將充分考慮其影響。另外，對可能使地震致災程度趨於嚴重之場址效應與近斷層效應，亦將適度考量之。

碼頭構造物性能等級、性能目標與損壞準則

國際航海協會 (PIANC^[2]) 建議將地震力等級分為 L1 與 L2 二級，若考慮港灣構造物設計年限多為 50 年，分別對應於回歸期 75 年與 475 年。另外，PIANC^[2] 建議將港灣構造物損壞等級分為四級，分別為等級 I 可使用、等級 II 可修復、等級 III 接近崩塌破壞與等級 IV 崩塌破壞等。為確保所設計構造物具有可接受之可靠度或震害風險，PIANC^[2] 進一步基於前述定義訂出各性能等級構造物之性能目標，如表 1 所示。以國內各主要港區 (如基隆港、臺中港、高雄港、花蓮港等) 而言，其構造物性能等級至少應屬 A 級 (若受震損，將可能導致人命與財產損失，且為震後恢復所必需者)，其性能目標係要求於 L1 地震下之容許損壞程度為等級 I (可使用)，於等級 L2 地震的作用下為等級 II (可維修)。

表 1 國際航海協會建議之構造物性能目標^[2]

構造物性能等級	設計地震等級	
	Level1 (L1)	Level2 (L2)
S	等級 I：可使用	等級 I：可使用
A	等級 I：可使用	等級 II：可修復
B	等級 I：可使用	等級 II：接近崩塌破壞
C	等級 II：可修復	等級 IV：崩塌破壞

重力式碼頭係由藉自重穩定而提供擋土功能之剛性岸壁 (如沉箱或堆疊塊體) 與背填土所構成，如圖 1 所示。表 2 為 PIANC^[2] 建議之重力式碼頭定量損壞準則，由於剛性擋土壁體較不易發生結構性破壞，損壞模式主要為碼頭岸壁之過大位移及岸肩與後線之過大沉陷，故損壞準則評估參數主要為壁體正規化水平殘餘位移 (水平殘餘位移 d 與壁體高 H 之比值) 與向海側殘餘傾角，以及岸肩差異沉陷量、岸肩與後線地表差異沉陷量與岸肩朝海側殘餘傾角，如圖 1 所示。如此一來，便可具體定義出欲達到性能目標應具備之性能表現。須注意的是，應以各評估參數所判定之損壞等級當中最嚴重者為準。

在 1995 年阪神大地震中，神戶港港島 (Port Island) 之 PGA 達 0.54 g，造成一處重力式沉箱碼頭水平位移高達 4 ~ 5 公尺 (換算正規化水平位移超過 20%)，沉陷約 1 ~ 2 公尺，外傾約 4 度^[3]；由表 2 之損壞準則，損壞等級根據差異沉陷量已超越等級 I，根據傾角達等級 II (可修復)、根據水平位移則已達等級 IV (崩塌破壞)，與實際上已完全失去功能之情況相符。2011 年東日本大震災中，茨城港日立港區第一碼頭 (沉箱碼頭) 外移 50 公分 (正規化水平位移約 5%)、

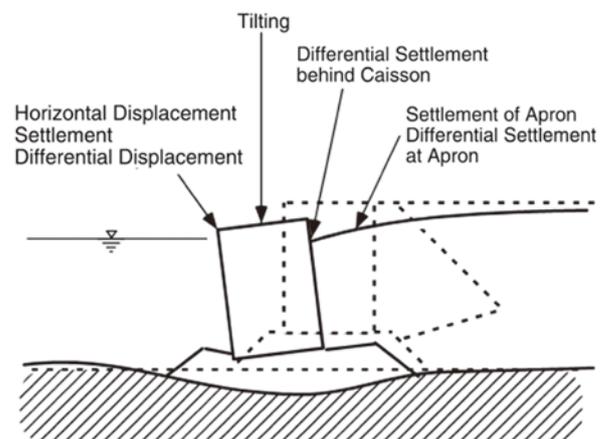


圖 1 重力式碼頭損壞準則評估參數示意圖^[2]

表 2 重力式碼頭定量損壞準則^[2]

損壞等級		等級 I	等級 II	等級 III	等級 IV
岸壁	正規化水平殘餘位移 d/H	< 1.5%	1.5 ~ 5%	5 ~ 10%	> 10%
	向海側殘餘傾角	< 3°	3 ~ 5°	5 ~ 8°	> 8°
岸肩	差異沉陷量	< 0.03 ~ 0.1 m	N/A	N/A	N/A
	岸肩與後線地表差異沉陷	< 0.3 ~ 0.7 m	N/A	N/A	N/A
	向海側殘餘傾角	< 2 ~ 3°	N/A	N/A	N/A

外傾 4 度、岸肩差異沉陷 30 公分^[4]；根據表 2，屬破壞等級 II（可修復），事實上其於一個月後便完成碼頭面整平之搶修工作，並於其後陸續完成鋪面與沉箱基礎復舊，恢復營運功能。

由以上可知，PIANC^[2] 建議之碼頭損壞準則具相當之參考價值，用來進行碼頭構造物耐震性能評估，結果將具可接受之代表性。

重力式碼頭受震反應分析模式

針對重力式碼頭之耐震性能評估需求，本研究採用嚴謹動力分析法進行重力式碼頭受震反應分析，以充分考慮土壤受震時之非線性行為與可能之液化現象，並選用已在學術界與實務界被廣泛使用之大地工程有限元素法（FEM）分析軟體 PLAXIS 2D^[5]，其特點在於提供許多適用於土壤之非線性組成律，可進行大變形分析，並能考慮動態作用下超額孔隙水壓之激發與其所引致之土壤弱化，故相當適合本研究之用途。

為能有效模擬砂質土壤於液化時之應力~應變關係，PLAXIS 提供 UBC3D-PLM 有效應力彈塑性分析模式，其係基於 UBCSAND 模式^[6]，結合 Mohr-Coulomb 破壞準則與 Drucker-Prager 破壞準則之非關聯塑性潛勢（non-associated plastic potential），並以動態應變硬化關係（kinematic stain hardening rule）來改善超額孔隙水壓之估算精度，且能考慮在液化後隨塑性應變發展導致之土壤勁度折減，如此一來，將能有效掌握液化發生前後之土壤行為，以合理評估破壞發展情況與所引致之塑性變形。Brinkgreve *et al.*^[5] 建議了一系列根據 SPT-N 值決定 UBC3D-PLM 模式所需參數之經驗式，本研究便根據所收集之碼頭基本資料，估算相關參數作為分析輸入之用。另外，於土壤與沉箱間設有

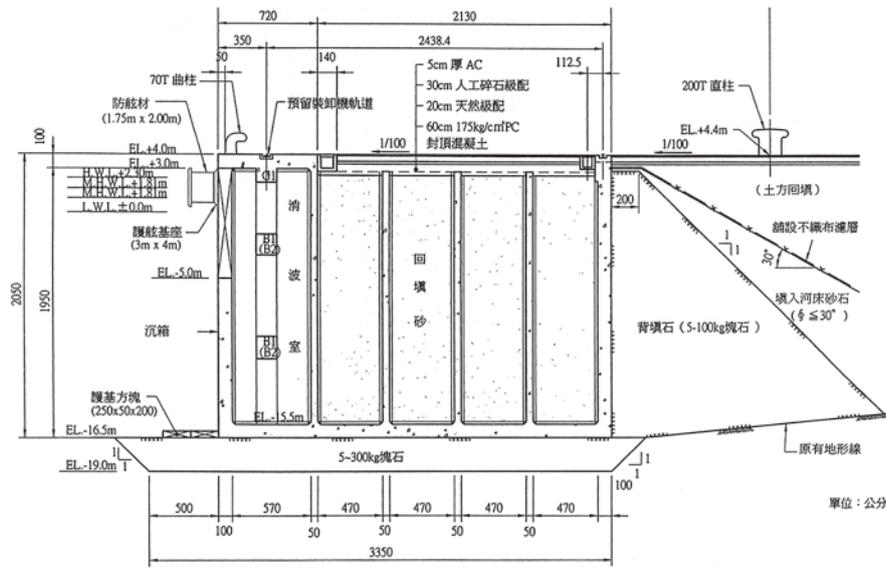
界面元素（interface），以模擬異種材料間剪力強度之折減，並避免界面之應力劇烈變化。

其他土壤動態分析相關考量如下：

1. 採用雷利阻尼（Rayleigh damping）模擬土壤之遲滯阻尼（hysteretic damping），並根據輸入運動之顯著頻率決定相關參數；
2. 地盤模型兩端部分區域設為線彈性，避免邊界附近之塑性破壞；並利用 PLAXIS 之自由場（free-field）邊界降低地盤模型邊界波傳反射之不利影響，以模擬真實地盤之半無限特性；
3. 地盤反應分析常簡化為水平層狀地盤受垂直上傳地震剪力波之作用，亦即一維土柱模式。為滿足此假設，將地盤模型同高程之左右兩端點設定刚性連結束制條件，使其運動一致，並將強地動於地盤模型底部輸入，如此便能有效模擬地盤受震行為與場址放大效應，但同時仍能容許近域因結構與地形變化造成之動態互制效應。

重力式碼頭受震反應分析與耐震性能評估案例

2018 年 2 月 6 日，花蓮發生 M_L 6.2 之強震，花蓮市大部分區域地表最大加速度（PGA）均超過 250 gal（當時氣象局震度分級達六級），甚至有部分地點達 400 gal 以上（當時氣象局震度分級達七級），故造成數棟建築物嚴重受損甚至倒塌，並因而造成人員傷亡。此外，在花蓮港有數座重力式碼頭遭遇程度不等之鋪面開裂、後線沉陷與液化噴砂。在此選用震損最嚴重的 25 號碼頭作為本研究分析案例，如圖 2 所示，其為消波式沉箱碼頭，位於花蓮港填海造陸形成之突堤區，於震後其沉箱本體並無明顯向海側外移，但在與 24 號碼頭交界處出現約 10 cm 之差異沉陷，顯示本碼頭沉箱之基礎略有沉陷；於後線近沉箱本體之交界處，則產生最大約 50 ~ 60 cm 之沉陷，並伴隨砂礫混合物隨水噴出。根據設計斷面與災後於後線開挖確認，得知背填材料主要為鄰近河床砂礫材料，則前述現象應與背填材料受震液化有關^[7]。前述噴出材料約 8% 屬礫石（粒徑 > 4.75 mm），最大粒徑近 10 cm，為相對少見之含礫土壤液化現象，但因礫石含量較少，整體土壤之受震液化行為可能還是由背填材料之砂土部分來主控。



(a) 標準斷面圖



(b) 平面位置圖



(c) 與 24 號碼頭交界處之沉箱差異沉降



(d) 後線與沉箱交界處地表沉降

圖 2 花蓮港 25 號碼頭與其於 2018 年花蓮地震之災損情況

模型分區與網格如圖 3 所示，根據突堤區擴建前地質調查^[8]、碼頭設計資料及 Deng *et al.*^[9] 於 2018 年花蓮地震後進行之現地鑽探與波速量測，得知地盤材料主要包括沉箱底部與背側之堆疊塊石、後線區之背填河床料、地表下深度約 20 m 處之礫石層、海側局部於沉箱底部高程起有約 5 m 厚之堅實黏土層、與深度約 30 m 處之堅硬基盤，並據以歸納地盤各分區之材料參數如表 3。此外，雖沉箱背側設有背填塊石，但震後觀察到沉箱與後線交界亦出現噴砂現象，研判在波浪與潮汐長期作用下，背填土料已侵入背填塊石區並填滿其孔隙，故在此假設其力學性質已改由背填土主控。

分析輸入地震採用花蓮港務局地震測站 (HWA062) 在前述 2018 年花蓮地震 (後文簡稱為 20180206 地震) 及 1999 年 11 月 2 日花東外海 M_L 6.9 地震 (後文簡稱為 19991102 地震) 實測紀錄，考慮碼頭走向，均採東西向分量，如圖 4 所示。前者具有近斷層地震常見之長周期

脈衝，後者則屬於遠域地震，具較密集與較多之反覆作用週數，可代表不同之震源特性。分析時，將後者放大至與前者 PGA 相同，並由兩筆紀錄當中截取涵蓋明顯震動與 97% 以上能量之同長度延時，如圖 3 綠色虛線間所示；由於該測站座落於岩盤上，故直接視為基盤運動於模型底部輸入。

首先，觀察地盤不同位置之超額孔隙水壓比 (r_u ；超額孔隙水壓與初始有效覆土應力之比值， $r_u = 1$ 表完全液化)，如圖 5。在 20180206 地震 (PGA = 209 gal) 作用下，各觀測點 r_u 值均在加速度脈衝出現時 (約 5 ~ 10 秒間) 快速上升，此乃因該脈衝導致土壤剪應變快速發展所致。距堤岸 100 m (可視為自由場) 之背填土與原始礫石層界面 (B 點)， r_u 至 0.65 左右便不再上升；自由場背填土深度約 10 m 處 (C 點)， r_u 在 10 秒後上升至接近 1 並大致維持恆定，表示已達液化；緊鄰沉箱旁背填土深度約 10 m 處 (H 點) 可能因與沉箱本體互制之影響，

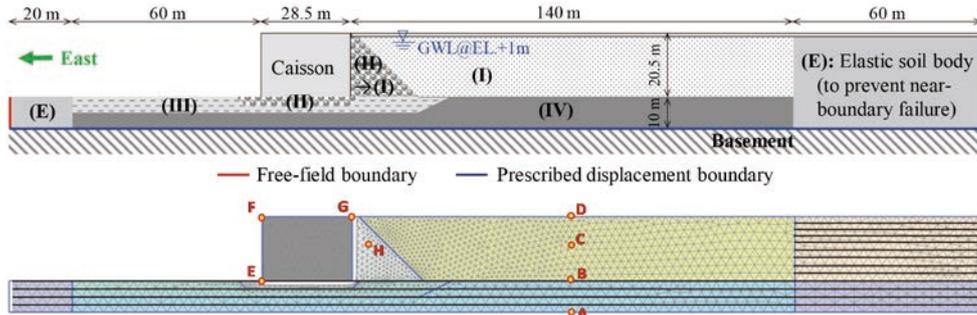
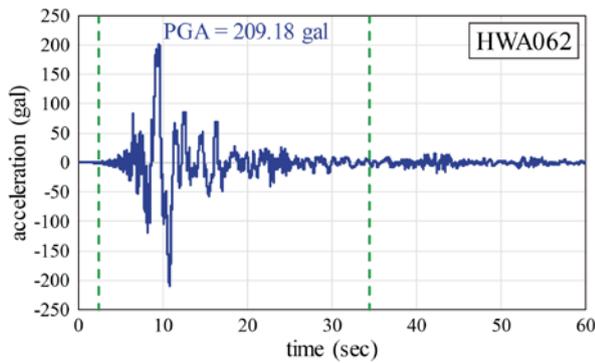


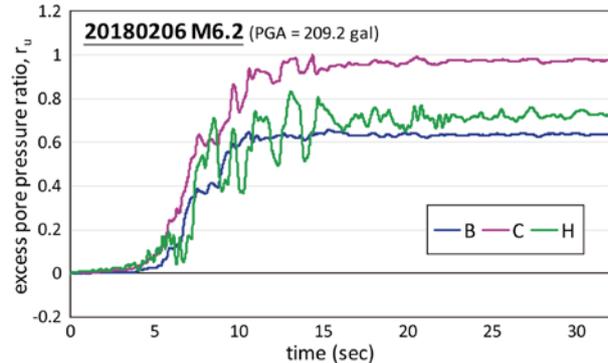
圖 3 花蓮港 25 碼頭分析模型材料分區與網格 (含分析監測點)

表 3 分析用地盤材料性質

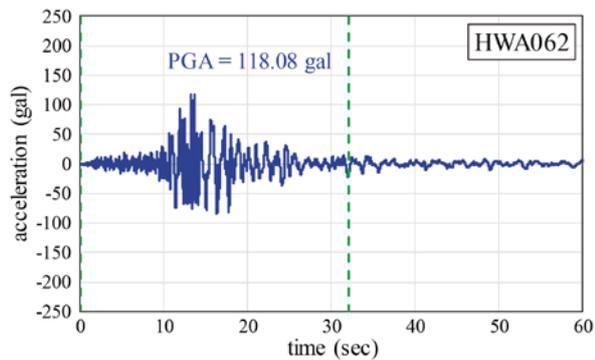
材料種類	γ_{sat} (kN/m ³)	V_s (m/s)	ν	G_{eq} (kPa)	SPT-N	c (kPa)	ϕ (deg)
I: 背填土	19.6	200	0.45	4.00×10^4	10	0	30
II: 背填 / 基礎塊石	21.6	500	0.45	1.93×10^5	50	0	40
III: 原始地層 - 黏土	19.6	250	0.45	1.00×10^5	20	100	0
IV: 原始地層 - 礫石	21.6	380	0.45	1.11×10^5	50	0	40



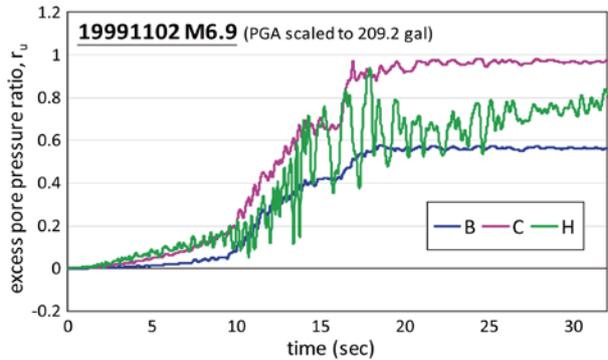
(a) 2018 年 2 月 6 日花蓮地震 ($M_L 6.2$)



(a) 20180206 地震 (PGA = 209.2 gal)



(b) 1999 年 11 月 2 日花東外海地震 ($M_L 6.9$)



(b) 19991102 地震 (PGA 放大至 209.2 gal)

圖 4 耐震性能評估分析用輸入運動

圖 5 超額孔隙水壓比歷時曲線

r_u 變化較大，最終約達 0.7 而未液化。在 19991102 地震 (PGA 放大至 209 gal) 作用下，各觀測點 r_u 上升速度不及前例，B 點與 H 點亦未達液化，但在地震反覆作用下，最終 C 點之 r_u 仍接近 1 而亦達液化。

圖 6 為沉箱頂部與後線地表沉陷量，在 20180206 地震作用下，沉箱產生些許差異沉陷，並因此略向海側傾斜，但最大沉陷量約僅 1.6 cm，較實際為小，傾角

約僅 0.03°，可視為幾乎無傾斜，可能與沉箱高寬比較小，抗傾覆穩定性較佳有關；後線最大沉陷約 5.2 cm，發生在與沉箱交界處，雖位置與現實相符，但沉陷量遠小於實際之 50 ~ 60 cm。至於在 19991102 地震作用下，沉箱最大沉陷量 2.8 cm，向海側傾斜 0.04°，後線最大沉陷約 9 cm，均大於前例，可能係由於地震規模較大而使反覆作用週數較多，且液化範圍較大所致。

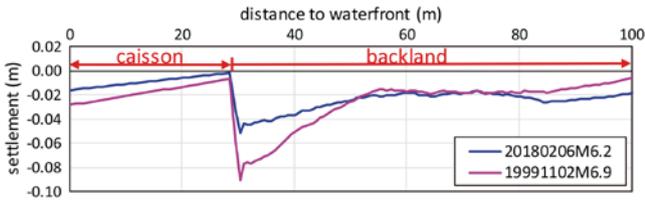
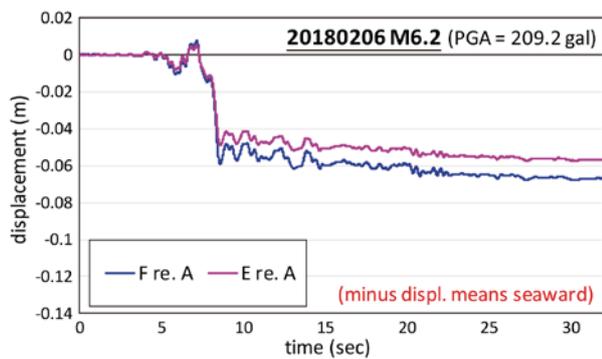


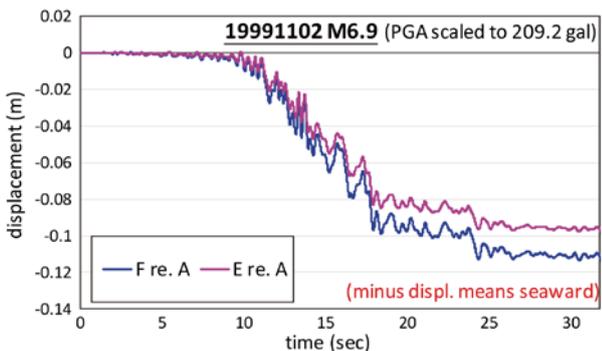
圖 6 沉箱頂部與後線沉陷分佈情況

圖 7 則為沉箱頂部（圖 4 中 F 點相對 A 點）與底部（E 點相對 A 點）位移量比較，在 20180206 地震作用下，沉箱頂部與底部大致均朝海側位移，並於加速度脈衝作用時刻快速發展，並於其後隨液化發展逐漸增加，最終頂部與底部殘餘位移分別約 6.7 cm 與 5.7 cm，頂部位移量略大於底部，表沉箱略向海側傾斜，頂部位移若換算為正規化水平殘餘位移 (d/H)，約僅 0.33%，與現地未觀察到沉箱明顯外移相符。至於在 19991102 地震之作用下，殘餘位移分別約 11 cm 與 9.7 cm，(d/H) 約 0.56%，均略大於前例，同樣應與作用週數與液化範圍之差異有關。

綜合前述分析結果，與表 2 對照，便可據以評估損壞等級。在兩個地震作用下，不論根據沉箱之正規化水平殘餘位移、向海側傾角或岸肩 / 後線差異沉陷量來研判，均小於等級 I 上限值，故損壞等級屬於等級 I



(a) 20180206 地震 (PGA = 209.2 gal)



(b) 19991102 地震 (PGA 放大至 209.2 gal)

圖 7 沉箱頂部 (F re. A) 與底部 (E re. A) 位移歷時曲線

(可使用)。然而，雖然 20180206 地震之分析結果，在土壤液化發展情況與沉箱向海側變位趨勢與實際情況大致相符，但沉箱與後線地盤沉陷量均大幅低估。可能是因為 PLAXIS 係由反覆剪動造成之體積應變計算沉陷量，無法考慮因排水造成之孔隙體積縮小，由具較多反覆作用週數之 19991102 地震導致較大沉陷量可見一斑。花蓮地震案例中，可能因波浪與潮汐長期作用，背填土日漸疏鬆，故在液化後孔隙大量壓縮，而造成後線嚴重沉陷。位置相近且斷面類似之 19 號 ~ 24 號碼頭，後線沉陷由 < 10 cm 漸變至 40 cm [7]，可能便與背填土狀態差異有關。綜合以上，若以土壤液化與否之掌握及沉箱本體受震側移量而言，本研究採用之分析模式可視為合理。

接著，進一步基於設計地震，評估花蓮港 25 號碼頭耐震性能是否符合需求。由於現行港灣構造物設計基準自 1999 年以來並未針對耐震設計相關內容進行修訂，在此參考最新版公路橋梁耐震設計規範 [10]，決定評估所需考量之地震加速度。若將 PIANC (2001) 定義之 L1 地震視為等同於等級 I (中度) 地震、L2 地震等同於等級 II (設計) 地震，並考慮米崙斷層近斷層效應，可求得花蓮港 $PGA_{L1} = 0.098 \text{ g}$ 、 $PGA_{L2} = 0.387 \text{ g}$ 。由於 PGA_{L1} 小於前述分析輸入運動 PGA 值 (209.2 gal)，由前述結果可知碼頭損壞等級滿足 L1 地震下之需求，故在此僅針對 PGA_{L2} ，將前述分析中反應較大之 1999 年 11 月 2 日花東外海地震歷時放大至 $PGA = 0.387 \text{ g} = 379.6 \text{ gal}$ 後進行分析。

圖 8 為地盤不同位置之超額孔隙水壓比 r_u 歷時曲線，各觀測點超額孔隙水壓均隨地震反覆作用而逐漸累積，B 點之 r_u 增加至約 0.8 便不再上升，C 點之 r_u 則持續上升至 1 左右後維持恆定，代表幾乎完全液化，H 點

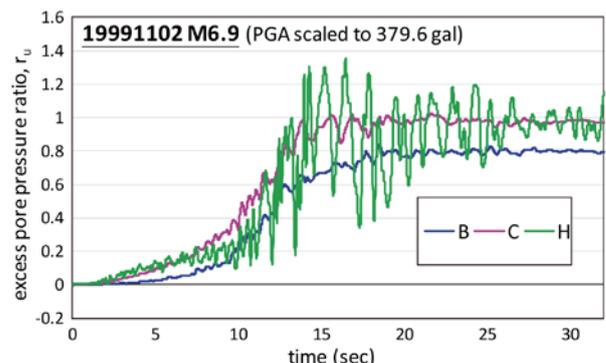


圖 8 超額孔隙水壓比歷時曲線：19991102 地震 (PGA 放大至 379.6 gal)

可能因此例中沉箱受震反應較大，在互制作用之影響下使 r_u 變化較大，但最終在 1 附近震盪，亦達到液化。由圖 9 所示之沉箱頂部與後線地表沉陷量可知，碼頭整體變形情況較前述驗證案例嚴重，沉箱頂部最大沉陷量約 4.2 cm，後線最大沉陷量達 26.2 cm，發生在與沉箱交界處。圖 10 則顯示沉箱頂部與底部均明顯向海側位移，殘餘位移分別約 20.7 cm 與 18.4 cm，沉箱向海側微傾斜 0.06° ，頂部位移換算正規化水平殘餘位移 (d/H) 約 0.98%。根據表 2，尚未達等級 II 之門檻，但由於後線最大沉陷發生在緊鄰沉箱處，由功能性觀點可視為岸肩差異沉陷已超過 10 cm 而超越等級 I 上限；故根據 PIANC [2] 之建議，其損壞狀態應保守取為等級 II。進一步根據表 1，若本碼頭屬於 A 級構造物，性能表現符合需求，但若屬 S 級構造物，性能已有所不足。

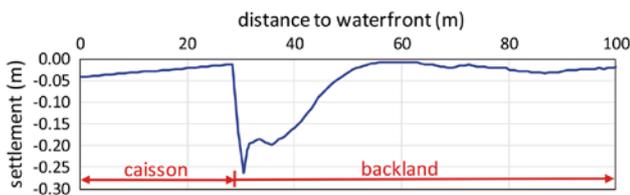


圖 9 沉箱頂部與後線沉陷分佈情況：19991102 地震 (PGA 放大至 379.6 gal)

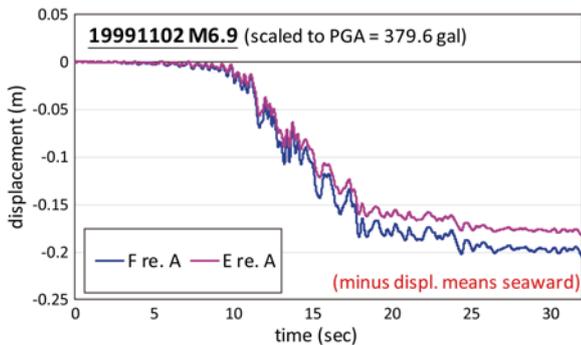


圖 10 沉箱頂部 (F re. A) 與底部 (E re. A) 位移歷時曲線：19991102 地震 (PGA 放大至 379.6 gal)

重力式碼頭易損性分析程序

易損性曲線為描述在指定之評估參數下工程構造物處於或超越某種損壞狀態 (d_s) 的機率，亦即損壞機率密度函數 (probability density function) 之累積分佈曲線 (cumulative distribution function)；若損壞機率密度函數呈常態分佈 (normal distribution) 或對數常態分佈 (lognormal distribution)，則易損性曲線將略呈 S 型。由耐震性能觀點，易損性曲線之評估參數常為地震強度

參數，如 PGA，則對應某特定損壞狀態 d_s 之易損性曲線可表為： $P[DS \geq d_s | PGA]$ ，其中， d_s 常基於結構性或使用性予以定義與分級，如表 1。結構恰好落在某特定損壞狀態 d_s 之機率，為兩相鄰易損曲線之差值，即：

$$P[DS = d_s | PGA] = P[DS \geq d_s | PGA] - P[DS \geq d_{s+1} | PGA]$$

如此一來，若給定強地動參數值，便可求得構造物處於各個損壞狀態之機率，進一步可用來快速推估各損壞狀態之構造物數量，適合早期損失評估與防減災策略擬定之用。利用所建立之重力式碼頭耐震評估方法，針對重要港區之代表性碼頭，在各種可能之地震情境下，進行大量分析，基於功能性觀點，根據表 2 之定量損壞準則判定損壞狀態，並經適當統計後便可獲得易損性曲線。

在地震情境建立方面，採用之輸入運動應以具破壞性之地震為主，參考中央氣象局震度分級定義與國際上常用之 Modified Mercalli Scale 震度分級定義，可能導致輕微災損之 PGA 門檻值大致可採用 25 gal。地震規模則直接關乎地震包含之能量，亦與地震之致災能力有關；雖然地震強度亦受震央距離影響，並非直接與地震規模正相關，但規模大之地震通常具有較長之延時，可能因此累積損傷而造成破壞。

綜合以上，在選取易損性分析使用之實際地震紀錄時，應掌握以下原則：

1. 依所分析之港區，收集鄰近地震測站之地震紀錄，以有效展現地震之場址特性；並以氣象局震度四級以上 ($PGA > 25$ gal) 之地震紀錄為收集對象。
2. 應涵蓋不同震源特性，例如，應同時包含近斷層地震（在此指具有速度脈衝波形者）與遠域地震，內陸斷層地震與板塊隱沒帶地震，以及極淺層地震（震源深度大於 30 公里）與相對深源地震等。
3. 依地震規模予以分類，初步依中央氣象局定義， $M_L \leq 3.0$ 者屬微小地震（然而其通常不造成災損）， $3.0 < M_L \leq 5.0$ 者屬小地震， $5.0 < M_L \leq 7.0$ 者屬中地震，等於或 $M_L > 7.0$ 者屬大地震。

將所收集之地震紀錄，依規模分類縮放至不同震度。考慮到小規模地震因釋放能量較小，不至於造成較大之 PGA 值，若將其過度放大作為輸入運動，並不盡合理；但大規模地震於距離震央較遠處，PGA 亦會衰減至較小值，因此，將 $M_L \leq 5.0$ 者縮放至 $PGA = 0.1$

$g \sim 0.5 g$ ， $5.0 < M_L \leq 7.0$ 者與 $M_L > 7.0$ 者均縮放至 $PGA = 0.1 g \sim 1.0 g$ ，如此便可獲得大量地震輸入運動，以供進行多種情境之受震反應分析。

PIANC [2] 之重力式碼頭損壞準則中，僅正規化水平殘餘位移 (d/H) 與向海側殘餘傾角等兩個評估參數於各個損壞等級均有明確量化定義，且根據實際地震案例，重力式碼頭受震滑移的現象常較傾斜為明顯，故在此將以前者主要損壞評估參數，後者為次要參數。損壞機率之計算，係假設重力式碼頭於某特定 PGA 下，擋土壁體正規化水平位移 (或傾角) 呈對數常態分佈，其機率密度函數可表為：

$$P(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2\right]$$

其中， x 表正規化水平位移值 (或傾角)， μ 為 $\ln x$ 之平均值 (或中位數)， σ 為 $\ln x$ 之標準差。

由於本研究提出之耐震性能評估模式在沉箱側移反應可獲得較合理之結果，且能考慮對沉箱殘餘位移有相當影響之土壤液化現象，因此適合用來進行建立易損性曲線所需之大量境況分析。

由分析結果計算出其對數常態分佈參數 μ 與 σ 後，便可由表 2 各損壞等級對應之正規化水平位移 (或傾角) 門檻值，計算出不同 PGA 下超越各損害等級的條件機率，即易損性曲線。若損壞機率密度函數呈對數常態分佈，則其累積分佈曲線 (即易損性曲線) 可表為：

$$F(a) = \Phi\left(\frac{\ln a - \mu_a}{\sigma_a}\right)$$

其中， a 表 PGA 值， μ_a 為 $\ln a$ 之均值 (或中位數)， σ_a 為 $\ln a$ 之標準差， Φ 為標準常態分佈累積分佈曲線。

如此則所得到之易損性曲線可利用線性迴歸取其最佳化近似的對數常態分佈參數 μ_a 與 σ_a ，用此二參數將易損曲線以對數常態分佈累積分佈曲線標準化，將有助於震損早期評估之快速運算需求。

重力式碼頭易損性分析案例

本節將說明花蓮港 25 號碼頭易損性分析之相關細節與成果。表 4 列出所採用之 10 筆地震紀錄，係由距花蓮港最近之花蓮氣象站 (HWA, HWA019) 與花蓮港務局 (HWA062) 等兩個氣象局地震站取得。當中有 5 筆其測站距震央約 12 km 以內，若根據現行建築物耐震設計規範 [11]，對花東地區斷層而言可視為近斷層地

表 4 花蓮港 25 號碼頭易損性分析用地震紀錄

#	測站	日期 (UT)	PGA (gal)			震央距 (km)	震源深 (km)	ML
			V	NS	EW			
1	HWA019	1995/11/26	24.6	95.1	67.2	2.25	6.4	4.2
2	HWA019	1999/09/20	46.9	133	126	81.6	8.0	7.3
3	HWA019	1999/11/01	31.3	132	118	69.2	31.3	6.9
4	HWA	2000/09/10	78	1312	157	12.2	17.7	6.2
5	HWA062	2001/06/30/	52.5	52.1	23.1	10.6	23.4	5.0
6	HWA019	2002/03/31	18.7	42.5	52.3	62.3	9.6	6.8
7	HWA062	2003/08/10	10.9	32.5	40.7	16.3	11.0	4.9
8	HWA019	2003/06/10	13.9	72.0	64.4	53.3	32.3	6.5
9	HWA062	2013/10/31	25.3	58.0	50.8	53.5	15.0	6.4
10	HWA062	2018/02/06	214	203	209	17.5	6.3	6.2

震；震源深度由 6 km 左右分佈至 30 km 以上，當中有 8 筆屬極淺層地震；此外，其中 2 筆屬小地震、7 筆屬中地震、1 筆屬大地震。表 4 之地震情境涵蓋不同震源特性 (近斷層與遠域、不同震源深度) 與不同地震規模，符合前節所述之選取原則。

在此採用如圖 3 之花蓮港 25 號碼頭受震反應分析模型，根據前節所述方式，將表 4 之地震紀錄進行縮放之後，分別作為輸入運動進行動態受震反應分析。須注意的是，花蓮港場址之地盤放大效應並不明顯，故雖然前述輸入運動係於模型底部，亦即基盤之位置輸入，但其最大加速度可概略直接視為定義易損性曲線所需之地震強度參數：PGA。將分析所得結果，依表 2 所列之重力式碼頭定量損壞準則決定出損壞等級 II、等級 III 與等級 IV 所對應之沉箱頂部位移門檻值，則基於壁頂位移呈對數常態分佈之假設，便能根據分析結果統計出各 PGA 下超越每個損害等級之條件機率，而獲得花蓮港 25 號碼頭之易損性曲線；進一步假設各不同損壞狀態之易損性曲線可標準化為對數常態分佈之累積分佈曲線，利用迴歸分析求取其所對應之對數常態分佈參數 μ_a 與 σ_a ，便能夠以此二參數近似描述各易損性曲線。

分析所得易損性曲線與其標準化參數分別如圖 11 與表 5 所示；其中，中度損壞 (moderate) 之易損性曲線係對應到損壞等級 II 之門檻值，嚴重損壞 (extensive) 者係對應到損壞等級 III 之門檻值，完全損壞 (complete) 者則對應到等級 IV 損壞之門檻值。由圖可知，當 $PGA = 0.387 g$ (PGA_{L2}) 時，損壞狀態超越等級 I 之機率近 20%，超越等級 II 之機率僅 1.5%，與本碼頭應具備之耐震性能相符；當 $PGA = 0.5 g$ 時 (略大於 2018 花蓮地震於太魯閣觀測到之最大 PGA 0.491 g)，損壞狀態超越等級 I 之機率近 30%，約有

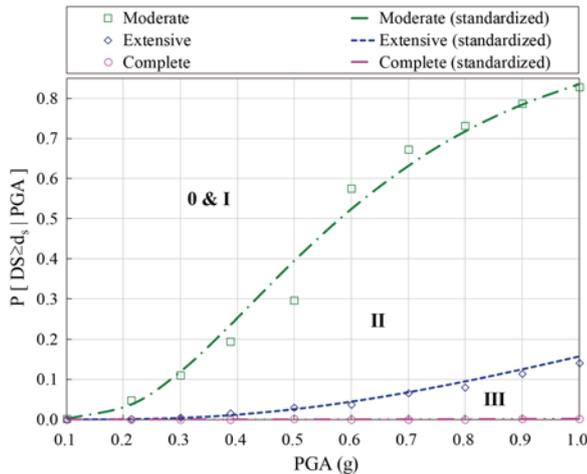


圖 11 花蓮港 25 號碼頭易損性曲線

表 5 花蓮港 25 號碼頭易損性曲線標準化參數

破壞狀態	$\exp(\mu_a)$ (PGA 之中值 [單位: g])	σ_a
Moderate (等級 II 損壞之門檻值)	0.58	0.56
Extensive (等級 III 損壞之門檻值)	2.11	0.74
Complete (等級 IV 損壞之門檻值)	14.1	0.92

3% 的之機率超越等級 II；當 PGA 高達 1.0 g 時，有高達 83% 之機率會超越損壞等級 I，約 14% 之機率超越等級 II。若利用迴歸所得之參數 μ_a 與 σ_a ，以對數常態分佈之累積分佈曲線估算 $\text{PGA} = 209.2 \text{ gal} = 0.213 \text{ g}$ 時（即 2018 花蓮地震於花蓮港測得之 PGA）之各損壞狀態機率，可求得損壞狀態超越等級 I 之機率約 3.7%，超越等級 II 之機率僅 0.1%，與港區碼頭實際受損數量與程度大致在同一數量級，證明所得易損性曲線尚屬合理。另外，可發現即便在 $\text{PGA} = 1.0 \text{ g}$ 的情況下，達到等級 IV 破壞的機率仍趨近於 0，可能是因為本碼頭場址之原始土層屬堅實礫石層，因此即使後線背填土發生大範圍液化，尚不致使碼頭之擋土壁體產生對應等級 IV 破壞之大位移量。此外，所採用之 PLAXIS 有限元素法分析軟體屬於連續體分析模式，雖然提供界面元素，但其無法容許過大相對變位，故分析時僅能模擬土體之反覆受剪變形，而較難以重現沉箱式碼頭擋土壁體因強烈地震發生極大量滑移之情況。

結論

PIANC^[2] 建議之重力式碼頭損壞準則，經案例回顧證明為合理，可供耐震性能評估之用。

基於有限元素動力分析法，提出考慮土壤液化影響之重力式碼頭受震反應分析法，透過本土碼頭震損案例進行驗證，並搭配碼頭損壞準則，建立耐震性能評估程序，藉此可合理掌握重力式碼頭之實際耐震性能。

進一步建議重力式碼頭易損性分析程序，以代表性地震紀錄進行各種可能情境下之大量分析，利用統計方法歸納分析成果，可獲得碼頭損壞機率與強地動需求參數間之關係，此即為易損性曲線，可供快速評估震損程度與數量之用，也可供港灣管理單位於碼頭維運實務中運用。

誌謝

本研究承蒙科技部 108 年度「災害防救科技創新服務方案」研究計畫惠予補助，計畫編號：MOST 108-2119-M-006-009 -，特此申謝。

參考文獻

- Sumer, B.M., Ansal, A., Cetin, K.O., Damgaard, J., Gunbak, A.R., Hansen, N.E.O., Sawicki, A., Synolakis, C.E., Yalciner, A.C., Yuksel, Y., and Zen, K. (2007), "Earthquake-induced liquefaction around marine structures", *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 133(1), 55-82.
- PIANC (World Association for Waterborne Transport Infrastructure) (2001), *Seismic design guidelines for port structures*, A.A. Balkema Publishers, Lisse, Netherlands.
- Iai, S. (1998), "Rigid and flexible retaining walls during Kobe earthquake", 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, MO.
- 宮島正悟、小泉哲也、宮田正史、竹信正寬、坂田憲治、淺井茂樹等 (2015)，平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震による港灣施設等被害報告，港灣空港技術研究所。
- Brinkgreve, R.B.J., Kumarswamy, S., Swolfs, W.M., Zampich, L.M., and Ragi Manoj, N. (2019), *PLAXIS 2D 2019*, Plaxis bv, Delft, Netherlands.
- Beatty, M.H. and Byrne, P.M. (1998), "An effective stress model for predicting liquefaction behaviour of sand", *Geotechnical Earthquake Engineering and Solid Dynamics*, ASCE Geotechnical Special Publication 75, 766-777.
- Ko, Y.Y., Hsu, S.Y., Yang, H.C., Lu, C.C., Hwang, Y.W., Liu, C.H., and Hwang, J.H. (2019), "Soil Liquefaction and Ground Settlements in 6 February 2018 Hualien, Taiwan, Earthquake," *Seismological Research Letters*, 90(1), 51-59.
- 中華顧問工程司 (1976)，花蓮港擴建工程土壤鑽探、試驗與震波探測報告。
- Deng, Y.C., Lu, C.C., and Hwang, J.H. (2019), "A discussion on the damage mechanisms of Hualien Harbor in 20180206 Hualien Earthquake", *International Conference in Commemoration of 20th Anniversary of the 1999 Chi-Chi Earthquake*, Taipei.
- 交通部 (2018)，公路橋梁耐震設計規範，民國 108 年 1 月 14 日頒布。
- 內政部 (2011)，建築物耐震設計規範及解說，民國 100 年 1 月 19 日修正頒布。



淺談近年 台灣土壤液化 及案例

倪勝火／國立成功大學土木工程學系 教授

近二十餘年來因地震引發之土壤液化屢見不鮮，土壤一旦液化，土壤有效應力下降為零時，土壤失去抗剪能力，導致土壤承载力降低或喪失而引致各種災害，如建築物傾斜或下陷、土壤側潰、土壤噴砂水、地面下陷、地下建築物隆起或上浮、公道路路面龜裂、地下管線損壞或其他（如港灣或堤岸掏空損壞等）。所謂知己知彼百戰百勝，知災則可探討防災、減災措施與對策，以建制土壤液化之防治，亦有利於土壤液化機制基本學理研究，以建制土壤液化評估方法。本文簡介土壤液化及影響土壤液化之因素，及其可能引起各種災害與地表特徵，並以案例照片說明，期能達到知災之目的。

前言

因地震引發之土壤液化是指在地震之外力反覆震盪下，鬆散之無凝聚性土壤如砂、礫石、粉土等之土壤顆粒因受到壓縮，內部空隙減小，由於空隙水無法立即排出而造成孔隙水壓力迅速上升，導致土壤空隙內超額孔隙水壓力升高，當總水壓升高至與其總應力相等時，土壤有效應力下降為零時，土壤失去抗剪能力，而使土壤呈現液態化的現象。

台灣由地震引發土壤液化（soil liquefaction）問題，有文獻之最早紀錄^[1]為明朝永曆 15 年（1666 年）12 月發生於嘉義附近之嘉義地震所引發之地裂、噴砂，而清康熙 59 年（1722）10 月 1 日在臺南、嘉義、高雄亦因地震而造成地裂、噴砂現象；自 1901 ~ 2022 年台灣地區造成土壤液化災害之地震經統計約有 19 個地震（如表 1 所示）。台灣因地震引發土壤液化問題之受到重視與研究投入，應是始自 1999 年 921 地震，過去雖有少數地震引致土壤液化，但因造成之震損問題不嚴重，以及對造成土壤液化之機制尚不清楚，因此對土壤液化問題並未重視及深究。近 20 年來台灣地震引致之土壤液化造成震損較嚴重的地震約有四次，分別為（1999）集集大地震、（1999）嘉義地震、（2010）甲仙地震及（2016）美濃地震。本文將針對此四個地震引致土壤液化所造成之災害作一簡單的敘述，另本文所有照片均為作者拍攝。

土壤液化及其影響因素

土壤液化及其物理機制

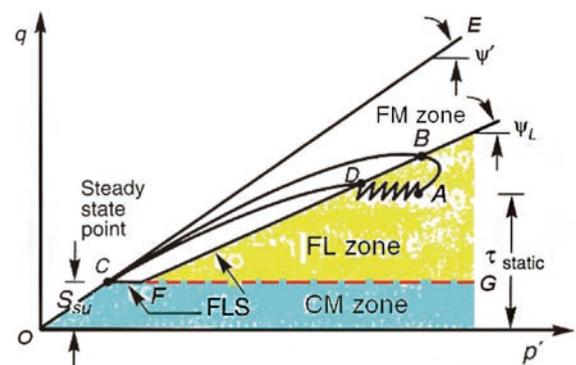
液化（liquefaction）這個名詞，最早是由 Mogami 與 Kubo^[2]於 1953 年所提出的，發生於土壤時，一直到目前都是用以描述在不排水情況下，飽和疏鬆之非凝聚性土壤受到單一持續加載的或短暫的或反覆振動的擾動時所產生的土壤變形現象。而地震引發之土壤液化是大地地震工程的一個專用術語，指在外來地震力的作用下，原本是固態的土壤變成液態，或變成粘稠的流體。飽和疏鬆砂質土壤如細砂、粉土質砂、砂質或粉質粘土等，通常在地震之外力反覆震盪下，鬆散的土壤顆粒因受到壓縮，內部空隙減小，由於空隙水無法立即排出而造成內部超額孔隙水壓力（excess pore water pressure）迅速上升，當水壓升高至與其有效覆土應力相等時，土壤失去支承力，致使土壤呈現液態化的現象，稱為土壤液化。

那土層通常在甚麼深度會發生土壤液化呢？一般規範認為在 20 m 以內，但美國華盛頓州交通部大地工程設計手冊^[3]考慮液化的最大深度限制為 80 英尺（近 27 m），因此，如果規範標準與可液化土壤相匹配時，即使深度大於 20 至 30 m，也有可能發生液化。其實，可能發生液化的最大深度可能與砂土和粉質砂土是否仍可保持鬆散並保持足夠的孔隙比和水力傳導係數的最大深度有關，但與地震發生之規模或震度亦相關。

表 1 1901-2022 年台灣地區土壤液化災害性地震^[4]

#	年/月/日	時/分	緯/經度	地點	震深源度 km	規模	死亡	房屋全毀	備註
1	1904/11/06	4/25	23.6/120.3	嘉義附近	7	6.1	145	661	斗六地震。新港附近發生地裂及噴砂。
2	1906/04/14	3/18	23.4/120.4	鹽水港	20	6.6	15	1794	7時52分再震，地裂噴砂，崖崩甚多。
3	1927/08/25	2/09	23.3/120.3	臺南新營附近	20	6.5	11	214	
4	1930/12/08	16/01	23.3/120.4	台南新營附近	20	6.1	4	49	曾文區多地裂及噴砂。
5	1930/12/22	8/08	23.3/120.4	台南新營附近	10	6.5	-	121	台南市道路龜裂，噴砂。
6	1935/04/21	6/02	24.4/120.8	竹縣關刀山附近	5	7.1	3276	17907	新竹—臺中烈震。獅潭、屯子腳斷層。有地裂噴砂。
7	1935/07/17	10/51	24.6/120.7	後龍溪河口	30	6.2	44	1734	新竹—臺中烈震餘震。
8	1941/12/17	3/19	23.4/10.5	嘉義市東南 10 公里中埔附近	12	7.1	358	4520	嘉義地方（中埔）烈震。草嶺山崩。
9	1946/12/05	6/47	23.1/120.3	台南新化附近	5	6.1	74	1954	新化地震。有地裂噴砂，電桿鐵路歪斜。
10	1951/10/22	11/29	24.1/121.7	花蓮東北東 30 公里	18	7.1	-	-	花東縱谷地震系列
11	1959/09/25	10/37	22.1/121.2	恆春東 50 公里	10	6.5	-	3	恆春地震
12	1964/01/18	20/04	23.2/120.6	台南東北東 43 公里	18	6.3	106	10924	嘉南烈震（白河地震）。有地裂，噴砂。
13	1986/11/15	5/20	24.0/121.8	花蓮東偏南 10 公里	15	6.8	13	37	花蓮地震。蘇花及橫貫公路全線中斷，北迴鐵路鐵軌扭曲。中和華陽市場 2/3 房屋倒塌。
14	1991/03/12	14/04	23.2/120.1	台南佳里附近	12.3	5.9	-	-	將軍鄉噴砂。
15	1999/09/21	1/47	23.9/120.8	日月潭西方 9 公里	8	7.3	2415	51711	集集大地震。二十世紀台灣島內規模最大地震，車籠埔斷層活動，錯動長達 80 公里。南投、台中縣災情慘重。
16	1999/10/22	10/19	23.5/120.4	嘉義市西偏北 2.5 公里	12.1	6.4	-	7	嘉義地震。嘉義噴砂。
17	2010/03/04	8/18	23.0/120.7	高雄甲仙地震站東南方 17.1 公里	22.6	6.4	-	-	甲仙地震。噴砂。
18	2016/02/06	3/57	22.5/120.9	屏東縣政府北偏東方 27.1 公里 (位於高雄市美濃區)	14.6	6.6	117	466	美濃地震。噴砂。
19	2018/02/06	23/50	24.1	花蓮縣政府東北方 16.5 公里 (位於臺灣東部海域)	6.3	6.2	17	195	0206 花蓮地震。噴砂。

土壤液化會造成土壤的強度大幅下降或完全失去，且引起因土壤需釋放超額孔隙水壓之在地面噴出泥水現象，由於基礎土壤流失，可能因而引發土壤上部建物包括沉陷或傾斜等損壞災害。液化造成的災害與地表特徵主要有土壤側潰、流動液化（或稱為流潰）、地面土壤噴砂水及下陷、地下建築物隆起或上浮、公路或堤頂路面龜裂或下陷、地下管線損壞、水利設施及港灣等堤岸掏空損壞等。地震引起土壤液化產生之土層破壞型式，因地表之坡度不同所呈現之破壞型態而不同，其主要有三種，在水平地表為噴泥（砂）水（sand boil），在平緩之坡面呈現側潰（lateral spread），而在陡坡面則產生流動液化（flow liquefaction），流動液化類似由雨水造成之土石流，不過由地震引起土壤液化產生之土石流之水是因地震激發之超額孔隙水壓力，促使水由地下往上流所造成。引發流動液化之機制可由應力路徑如圖 1 說明，圖中由破壞包絡線 OE、流動液化線（FLS）及通過穩定狀態 C 點之水平線分割 CFG 成三個區域分別為流動液化區（FL zone）、反覆變形區（CM zone）及快速流動變形區

圖 1 引起流動液化之機制^[5]

(FM zone) (即 ECFDB 包圍區)。地震時會產生何種液化端視土壤之初始靜態剪應力 (t_{static}) 處在何種應力狀態，若如圖位於 A 點 (即在流動液化區)，即初始靜態剪應力大於土壤之殘餘強度 S_{su} ，即在土層受振動產生超額孔隙水壓力，應力狀態逐漸由 A 點向左移至 D 點，當到達 D 點 (即流動液化線) 時，土壤將快速變形移至 C 點破壞，此即土壤產生流動液化破壞。反之，若初始靜態剪應力位於反覆變形區，則只會發生土壤側潰。

早期 Seed [6] 提出土壤初始液化 (initial liquefaction) 與反覆流動性 (cyclic mobility) 的定義，前者之情境發生在飽和疏鬆砂土層。當土壤受到一反覆應力作用時，土壤之孔隙水壓來不及排出，而導致超額孔隙水壓產生，當超額孔隙水壓等於土壤的有效圍壓時之狀態，即稱之為初始液化或百分之百孔隙水壓比 (peak cyclic pore pressure ratio of 100%)，此時土壤瞬間喪失其全部的強度，而產生連續性的大量變形。後者之情境發生於飽和中等緊密至緊密砂土。當反覆應力作用，而使土壤產生初始液化現象，此時土壤只喪失部份強度，因此只產生少量變形。而隨後繼續作用之反覆應力使土體的變形持續緩慢的增加，稱之為有限度應變 (limited strain)。有限度應變可能係由於緊砂受後續的反覆應力僅使土體產生有限度的變形並使土體發生膨脹，激發負的超額孔隙水壓，致使超額孔隙水壓下降，土體在此一反覆荷重下重新達到穩定。

土壤液化過程之物理機制可如圖 2 [7,8] 說明，假設飽和疏鬆無凝聚性土壤原來之結構如圖 2a 所示。總應力等於有效應力加上孔隙水壓，當土壤受反覆剪力作用時，由於作用時間短暫，使得土壤內被激發之超額孔隙水壓無法消散，因而降低了有效應力，直到有效應力降到零。此時土粒頓失有效圍壓的圍束，各顆粒間毫無作用力存在，有如懸浮於水中，呈現液化現象，如圖 2b。液化過後，被激發超額孔隙應力得以消散，排出水份，各土壤顆粒即沈澱、堆積、重組排列，使得土壤趨於更緊密，如圖 2c。

影響土壤液化潛能的因素

影響土壤液化潛能的因素包括內在因素及外在因素，內在因素包含土壤相對密度 (或孔隙比)、有效圍壓 (深度)、土壤顆粒特性 (包括：顆粒大小、級配、顆粒形狀及礦物組成等)、前期應力及應變歷史、過壓密比 (OCR)、側向土壓力係數 (K_0)、飽和度、孔隙介質 (淡水或鹹水等)、土層沉積過程、細料含量與塑性等，外在因素包含地震震度或規模、地表加速度、振動大小、振動頻率、振動波形等。這些影響土壤液化潛能的因素之重要性如表 2 所示。

土壤液化災害型態

土壤液化引致災害有土壤承载力降低或喪失，如建築物傾斜或下陷、土壤側移及流潰、土壤噴砂水及

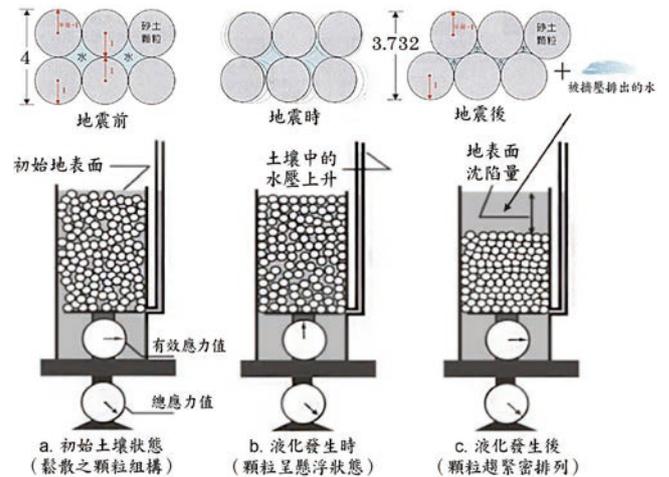


圖 2 土壤液化過程之物理機制 [7,8]

表 2 影響土壤液化潛能因素之重要性 [9]

影響因素	影響程度	
	純淨砂土	含細料砂土
平均有效圍壓, σ'_v	R	R
相對密度 / 孔隙比	V	V
飽和度, S	V	V
過壓密比, OCR	L	V
前期應力應變歷史	V	V
土層沉積過程	V	V
顆粒大小、形狀、級配、礦物組成	V	V
反覆荷重頻率	R	L
時間效應	R	R
剪應變下之體積變化	U	U

表中：V- 主要影響因素，L- 次要影響因素，R- 輕微影響因素，U- 重要性未清楚

地面下陷、地下建築物隆起或上浮、道路路面龜裂、地下 / 面管線損壞或其他 (如港灣或堤岸掏空損壞等)。

噴砂

在地震發生時或地震發生之後，超額孔隙水壓的消散大部分往上方排除，所以對於上方的土壤產生一作用力，此一力量會使土壤變疏鬆。當向上排除的超額孔隙水達到臨界水力坡降時，上方土壤的有效應力便會減至零，產生流砂現象 (quick condition)。此時水流的速度足夠將土壤顆粒帶至地表。在現地，土層往往是不均勻的，所以向上排出的孔隙水會沿著土層裂縫或較脆弱的地方，以相當高的流速噴出地表面，造成噴砂現象 (sand boil)。

噴砂的形成是一種複雜且有點隨機的過程，其影響的因素有超額孔隙水壓的大小；超額孔隙水壓區域的厚度、密度、深度；於超額孔隙水壓區域上方土層的厚度、滲透性、完整性等。噴砂在工程上而言並不

是很重要，卻是地震來時土層產生高額孔隙水壓的一個指標。但是伴隨噴砂所產生的地表沈陷對於結構物所造成之影響須加以重視。

地表沉陷

飽和砂土受地震作用而發生液化現象，其所產生的超額孔隙水壓在逐漸消散的同時，常會伴隨著地表沉陷，液化及其伴隨的地表沈陷大致可以分為三個階段：(1) 土壤受地震震動形成不排水狀態，產生超額孔隙水壓，有效應力因而降低，土壤顆粒漸呈現懸浮狀；(2) 超額孔隙水壓所形成的水力坡降趨使孔隙水向孔隙外流動；(3) 孔隙水向孔隙外流動，因而降低了水力坡降，直到超額孔隙水壓完全的消散，而孔隙水的流出也造成了土體元素體積的減少。超額孔隙水壓愈大，土體元素的體積變化也愈大。隨著超額孔隙水壓的消散，地表沉陷。液化造成地表沉陷所需的時間與土壤的壓縮性、滲透性，以及排水路徑長度有關，其範圍可自數分鐘至一天的時間。

側向擴張或側潰 (lateral spreading)

由於地震作用造成表層土壤分裂成塊狀，並且向下坡方向或自由面（如河道）移動。地表面在側向擴張開端處會形成裂隙和碎塊，在側邊的邊界會形成剪力區，而在尾端會造成土壤的擠壓和彎曲。所以在側向擴張區域的結構物容易因此產生破壞。

邊坡滑動或流潰

地震來臨時造成邊坡滑動的原因有二：一為地震所產生的反覆慣性力，垂直方向的慣性力減少了土壤的正向力，水平方向的慣性力則增加了邊坡下滑的力量。另一為土壤液化造成剪力強度的降低，坡壞原有的平衡，於是導致邊坡下滑。

基礎的破壞

以樁基礎為例，發生液化的土層會產生變形，可能使樁身承受額外的剪力及彎矩，造成破壞。

建築物的傾 / 斜倒

由於建築物下方的土壤液化，失去原有的承載力，建築物因而傾倒。

維生管線破壞

通常由於建築物下方的土壤液化產生陷錯位而拉斷或擠壓破壞。

地下構造物隆 / 浮起

通常由於土壤液化時伴隨之高超額孔隙水壓產生之上浮力造成地下密閉結構物之隆 / 浮起。

土壤液化災害案例

近 20 年來台灣地震引致之土壤液化造成震損較嚴重的地震約有四次，分別為（1999）集集大地震、（1999）嘉義地震、（2010）甲仙地震及（2016）美濃地震。針對此四個地震及其引致土壤液化所造成之災害及照片如下回顧。

集集大地震

大地震發生於 1999 年 9 月 21 日凌晨 1 時 47 分 12 秒之南投集集，地震規模為 7.3，總共持續大約 102 秒，期間台灣全島都感受到明顯搖晃。這場地震造成 2,417 人罹難，29 人失蹤，11,305 人受傷，另有 51,711 棟房屋全倒，53,768 棟房屋半倒，為台灣百年以來規模最大、傷亡損失最嚴重的自然災害。許多道路與橋樑等交通設施、堰壩以及堤防等水利設施，以及電力設備、維生管線、工業設施、醫院、學校、政府機關等公共設施遭到震毀，更引發大規模的山崩與土壤液化災害，其中又以台灣中部的災情最為嚴重。由於在台灣西部平原地區，多為細砂、沈泥質細砂、細砂質沈泥偶夾黏土層所形成的沖積層。其地層特性屬軟弱、高壓縮性、低強度及高飽和度等，在遭遇地震作用時，易引起土壤液化的問題，而伴隨土壤液化所產生的地表沈陷與變形，對於房屋結構、公路橋樑、擋土設施、地下管線、港灣設施、濱海結構等，都可能造成重大的損害。在此次的 921 集集大地震，土壤液化的現象普遍在台灣西部地區發現^[10]，並造成了規模不一的損害，所以土壤液化在 921 地震發生之後，便受到了各方的重視。

嘉義地震

1999 年嘉義地震，又稱 1022 嘉義地震，地震發生於 1999 年 10 月 22 日上午 10 時 19 分，地震規模為 6.4，震央位於嘉義市西偏北 2.5 公里處，本次地震災區的範圍不大，共計有 230 人受傷，房屋全倒 7 棟，半倒 30 棟。仁義潭水庫和蘭潭水庫的大壩於地震後產生裂縫，大壩附近的溢洪道旁道路亦產生裂痕；民雄農工實習工廠倒塌；嘉義縣和嘉義市共有百多所學校

的校舍受損；近八萬戶用戶停電；雲林地區也有約一萬戶用戶停電；梅山通往太平的嘉 162 甲線公路 4.6 公里處發生路基嚴重龜裂下陷、8.7 公里處因坍方落石而阻斷交通；嘉義市區沿八掌溪部分土壤液化，台南青寮近八掌溪農地噴砂。

甲仙地震

甲仙地震或高雄地震，發生於當地時間 2010 年 3 月 4 日 8 時 18 分，地震為芮氏規模 6.4，發生地點在高雄縣桃源鄉和茂林鄉的交界處，即震央位於高雄甲仙地震測站東偏南方 17.1 公里處（並不在甲仙鄉內）。此地震中，造成玉井國中校舍嚴重損壞，虎頭埤壩體開裂，台南縣鹽水大埤及新化鎮北勢里等地區出現土壤液化之大面積噴砂現象，高速鐵路鄰近新化鎮北勢里處高鐵列車在緊急煞車過程中引發軌道扣件脫落及軌道板破損，列車出軌等意外事件，所幸並未造成人員傷亡。

美濃地震

發生於 2016 年 2 月 6 日凌晨 3 時 57 分 27 秒之高雄美濃地震，地震規模為 6.5 地震，台南震度 5 級。此次地震雖稱為高雄美濃地震或稱 0206 地震，但此地震造成台南市之震災最為嚴重，此地震在台南造成 116 人死亡，多棟大樓及房屋傾斜倒塌或毀損，另造成台南市數萬戶在地震後停電及停水。而本次地震更造成台南市區多處都會地區之嚴重土壤液化，對於市區多數房屋造成下陷及傾斜，而大內曾文溪河溪護岸之土壤液化也造成日新護岸及尖山堤防之多處產生流動液化破壞及堤防受損。

地震引致土壤液化造成的災害與地表特徵如上節所述，此四次地震大致均有呈現，只是範圍大小略有差異，現主要以高雄美濃地震造成台南市土壤液化之災害與地表特徵說明。美濃地震土壤液化災損在住宅區主要發生於安南區溪頂里（惠安街）、中西區文和街及新市區三民街 50 巷，在自由場主要發生於新化區北勢里、永康大灣東路 150 號及歸仁大廟村保吉路，在水利設施方面主要發生於大內區日新護岸及尖山堤防，現就各種災害與地表特徵典型案例以照片說明如下：

1. 地表（不）均勻沈陷（傾斜 / 覆）：發生於安南區德安街口、中西區文和街、新市區三民街之地表不均勻沈陷如圖 3 所示。



圖 3 發生於安南區德安街口（左上）、中西區文和街（左下）、新市區三民街（右）之地表不均勻沈陷

2. 噴砂（通常發生在水平地表）：發生於新化區北勢里之噴砂如圖 4 所示。



圖 4 發生於新化區北勢里之噴砂

3. 側潰（通常發生在緩坡）：發生於發生於大內曾文溪之側潰如圖 5 所示。



圖 5 發生於發生於大內曾文溪側潰

4. 流動液化 (通常發生在陡坡)：發生於發生於大內曾文溪日新護岸 A、B 兩處之流動液化如圖 6 所示。

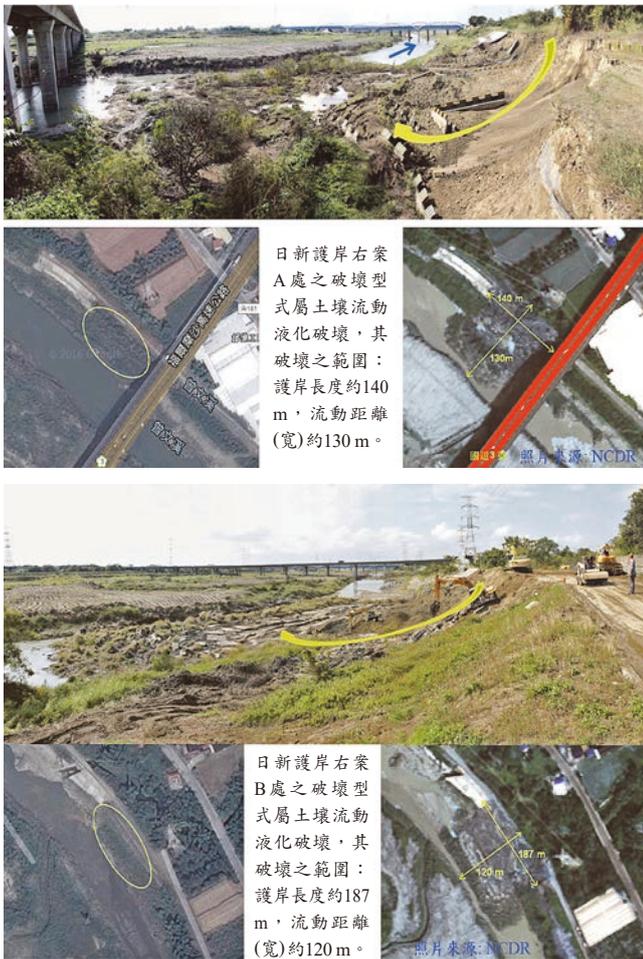


圖 6 發生於大內曾文溪日新護岸 A、B 兩處之流動液化

5. 建築物的傾斜 (不均勻沉陷)：發生於安南區惠安街及中西區文和街 (右) 之建築物的傾斜 (不均勻沉陷) 如圖 7 所示。



圖 7 發生於安南區惠安街及中西區文和街 (右) 之建築物的傾斜 (不均勻沉陷)

6. 建築物的沉陷 (均勻沉陷)：發生於新市區三民街之建築物的均勻沉陷如圖 8 所示。



圖 8 發生於新市區三民街之建築物的均勻沉陷

7. 地下建物浮起：發生於新市區三民街地表及安南區府安路之地下人孔的隆起如圖 9 所示。



圖 9 發生於新市區三民街地表及安南區府安路之地下人孔的隆起

8. 自來水管線斷裂：發生於新市區三民街之自來水管線斷裂如圖 10 所示。



圖 10 發生於新市區三民街之自來水管線斷裂

9. 港灣或堤岸 / 堤防掏空：發生於大內區尖山堤防因堤防內部土壤液化造成地表下陷及掏空如圖 11 所示。圖 12 說明可能致損之液化區域。



圖 11 發生於大內區尖山堤防因堤防內部土壤液化造成地表下陷及掏空

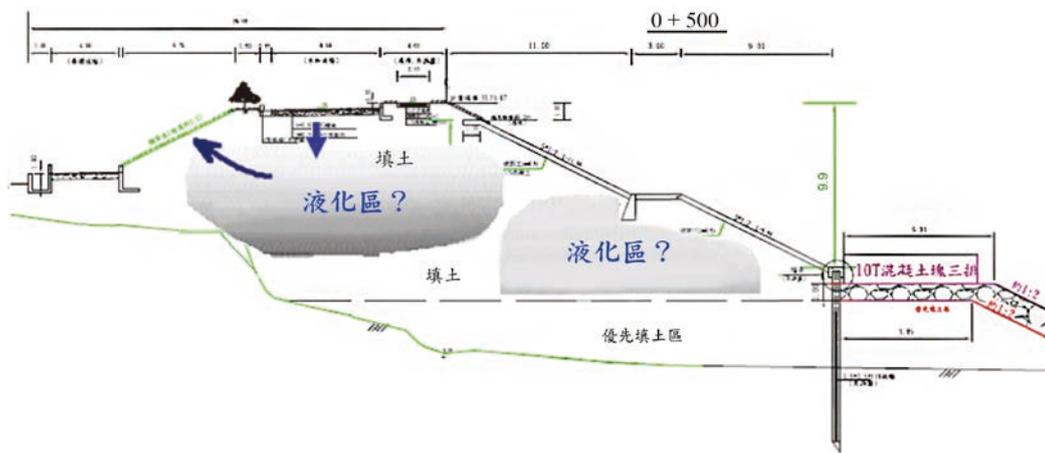


圖 12 大內區尖山堤防因堤防內部土壤液化示意圖

結語

因地震引發之土壤液化所引致之災損屢見不鮮，如建築物傾斜或下陷、土壤側移及流潰、土壤噴砂水及地面下陷、地下建築物隆起或上浮、公路路面龜裂、地下/面管線損壞或其他（如港灣或堤岸掏空損壞等）。本文引用美濃地震因土壤液化而發生之各種災害與地表特徵案例以照片說明其致災型態。知災則可探討防災、減災措施與對策，建制土壤液化之防治，以降低對產業之衝擊、降低液化引致之各種災害、保障生命及財產之安全、降低對交通營運及維生管線之衝擊。而土壤液化防災、減災措施亦有利於土壤液化機制基本學理研究、建立適用之較標準適用之評估法、以建制土壤液化微分/敏感區、研究經濟有效之地盤改良工法，如土壤緊密化、排水降壓、增加土壤勁度、限制土壤液化範圍（圍封法：連續壁、攪拌樁等），以降低土壤液化發生潛能。

參考文獻

1. 鄭世楠，葉永田（1989），西元 1604 年至 1988 年臺灣地區地震目錄，中央研究院地球科學研究所研究計畫 IES-R-661，第 8-10 頁。
2. Mogami, T. and Kubo, K. (1953), "The Behavior of Soil during Vibration." Proceedings, 3rd. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Vol. 1, pp. 152-155.
3. WSDOT (2022), Geotechnical Design Manual, Pub. No. M46-03, Washington State Department of Transportation.
4. 中央氣象局網頁，1901~2022 年台灣地區土壤液化災害性地震。
5. Kramer, S.L. (1996), Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Upper Saddle River, New Jersey, pp. 348-422.
6. Seed, H.B. (1979), "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground during Earthquakes." Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT2, pp. 201-255.
7. 國家地震工程研究中心（2010），「安全耐震的家：認識地震工程」，國家地震工程研究中心，臺北。
8. Ishihara, K. (1993), "Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards." The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo.
9. 陳名利（1990），「以剪力模數評估砂土液化潛能之研究」，碩士論文，國立台灣工業技術學院工程技術研究所營建工程組，臺北。
10. 賴宏源（2000），「九二一集集地震中部地區土壤液化案例之析」，碩士論文，國立成功大學土木工程研究所，臺南。



鉛心橡膠支承墊 應用於 高科技廠房及高速鐵路 減震介紹

林鴻順／國立成功大學土木工程學系 碩士生

原田成俊／國立成功大學土木工程學系 碩士生

謝雯軒／國立成功大學土木工程學系 碩士生

羅亭堯／國立成功大學土木工程學系 碩士生

朱聖浩／國立成功大學土木工程學系 教授

本文參考三篇論文，分別介紹鉛心橡膠支承墊（Lead rubber bearing, LRB）對於高科技廠房以及高速鐵路橋梁的減振效益。在高科技廠房研究中，使用三維有限元分析探討使用 LRB 產生的微振問題，及可能的解決方法。分析結果顯示，對於有 LRB 的高科技廠房，的確可以減少地震的基礎剪力，但在風力的影響下，微振反而會加大。結果就是 LRB 在高科技廠房中，雖然解決了地震的振動問題，但卻加大微振動的問題，因此選取適當的 LRB 為高科技廠房減震，實為重要的課題。在高速鐵路的研究中，同樣使用了有限元模型來做模擬。在鐵路軌道考慮了直線與曲線段，使用動輪軸、彈簧阻尼及剛性連桿模擬行進的列車。對列車行駛在有或無 LRB 的橋梁上，受到三向地震波進行模擬，結果顯示，LRB 橋梁可大量降低在直線及曲線鐵路上行駛列車的脫軌係數。

前言

鉛心橡膠支承墊（LRB）為一種由鉛、鋼板與橡膠組合而成的隔震墊。其橡膠具有高垂直高度，低水平剛度，可提供支承墊柔軟度，且具有高回收率。鉛金屬具有低屈服應力，在變形時可消散地震能量。鋼板則是提供側向變形束制，提高支承垂直勁度。結合三者特點，使 LRB 成為一種好的隔減震裝置。LRB 的優點為增加了結構物的自然週期，使其遠離地震周期範圍，可避免地震效應的放大，因此非常適合對地震有影響的高科技工廠。然而在已有的文獻中，鮮少研究高科技工廠的 LRB 問題，其主要多為建築以及橋梁研究。原因是因為生產高科技產品的設備需要嚴格的微振動標準，但在高科技工廠安裝 LRB 後，微振動是否會顯著增加尚不清楚。因此，本文介紹用有限元方

法研究了由安裝在高科技工廠的 LRB 引起的地震和環境振動，而環境振動是由風荷載引起的。

同樣的，地震期間在橋梁上行駛的高速列車的安全性也是一個重要問題，尤其是在彎曲鐵路系統的情況下。在曲線軌道上行駛的列車的振動和脫軌行為比在直線軌道上的要複雜得多。過去的研究多為直線軌道火車脫軌的情形，直到後來才有人開始研究彎曲橋梁的火車或結構行為。彎曲軌道系統的分析模型比直線軌道系統複雜許多，在本文研究了在直線及彎曲橋梁上行駛的高速列車，並在橋梁上使用 LRB 來減少地震影響，從而降低列車脫軌的可能性。本文主要參考三篇已發表的論文^[1-3]及一篇已投稿的論文，綜合其結果，說明 LRB 在科技廠房及高速鐵路上應用的問題，提供各界參考。

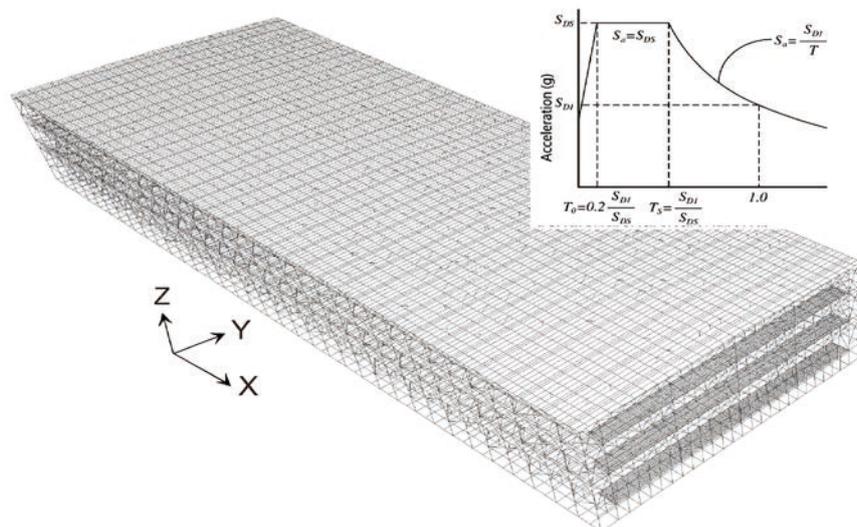
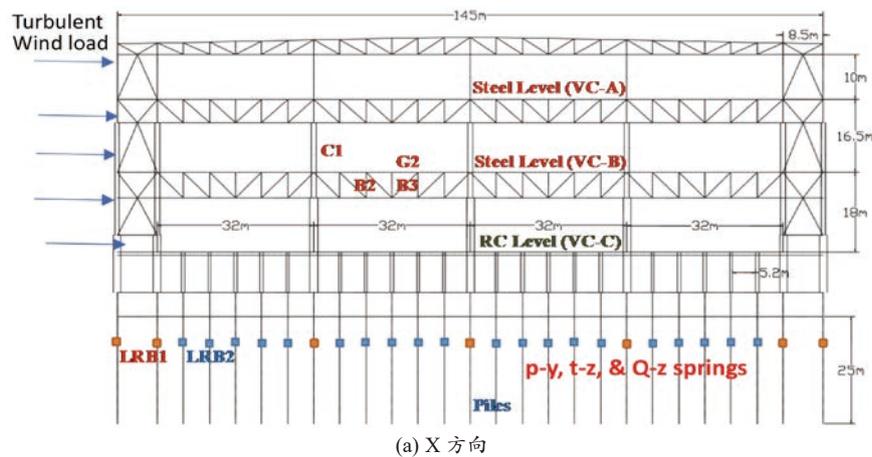
LRB 在高科技廠房防震會遇到的問題及解決方法

科技廠房有別於一般房屋結構，廠內具有精密儀器，對於微振動的準則也較為嚴格，其準則可參考在 1980 提出的高科技廠房的振動原則^[4]，其中主要分為五個層級，VC-A 到 VC-E。圖 1 顯是由論文^[1]所建立的廠房模型為一座三樓高科技工廠，第一層為 VC-C (RC 層)，第二層為 VC-B 鋼結構，第三層為 VC-A 鋼結構。第一層採用密集的鋼筋混凝土柱，以避免環境振動，二及三層採用大跨度桁架結構，實現更多生產空間 (如圖 1 所示)。高科技工廠通常需要厚樓板、大長桁架和密集的鋼筋混凝土柱來減少環境振動，但這種佈置往往需要增加建築質量，而加大了地震所產生的地震荷載。其次二及三層之大跨度桁架結構造成強梁弱柱結構，十分不利於抵抗地震力。

本文使用圖 1 所示的地震反應譜，然後使用 Simqke^[5] 人工地震軟體生成 X, Y 及 Z 方向地震，X 及 Y 向 PGA (peak ground acceleration) 為 0.32 g，及 Z 向為 0.1 g。再使用 SHAKE-91^[6] 程式生成每個土層的加速度場，然後將加速度場積分成位移場，施加到 p-y、t-z 和 Q-z 彈簧端，而另一端連接到基樁，進行立時動力分析。然後將分析的總基礎剪力求得，其值為所用樁頂剪力的總和，也代表高科技廠房上部結構隨時間化的總地震荷載，並使用以下式 (1)：

$$S(t) = \sqrt{S_x(t)^2 + S_y(t)^2} \quad (1)$$

其中 $S_x(t)$, $S_y(t)$ 分別為 X 與 Y 方向時變的基礎剪力，本文定義剪力比為使用 LRB 的最大總剪力與沒有使用 LRB 的最大總剪力之比值，可由剪力比來表示 LRB 在地震期間用於結構物的效率。從參考資料^[1] 分析中發現， $T_s \leq 1.0$ 的情況下使用 LRB 可以降低 50% 以上的



(b) 三維圖及地震反應譜圖
圖 1 科技廠房有限元素模型圖

地震基礎剪力(圖2),也代表高科技工廠使用LRB可以有更大的地震抵抗力。而對於周期較長的地震,如近斷層地震,會使LRB抵抗剪力的效益降低(圖2)。儘管如此,研究結果仍然表明,長週期地震的LRB效益仍在可接受範圍內。

除移動載具產生的振動外,紊流的風對高科技廠房的振動影響不可忽視。圖3顯示風載重產生的樓板振動,風載重使用10分鐘的平均風速為15 m/s的紊流風,高度位置為30 m,直接吹到結構物的長向(圖1(b))。其結果指出,高科技廠房使用LRB會大大增加風產生的振動,造成樓板微振超過規範。例如原結構一樓樓板最大微振為48 dB,合於VC-D之規範,但結構加裝LRB後,最大微振為64 dB,遠大於VC-A的規範。原因為安裝LRB會使結構物的剛度變軟,因此在風荷載的影響下,廠房的上部結構所形成的剛體運動將會無法避免。為了克服這種問題,在LRB要選擇初始剛度大的且最終剛度較小的LRB,較大的剛度可以抵抗風荷載,而較小的剛度可以減少地震荷載,細節可參考^[1]。另外風荷載對樓板微振影響極大,尤其是從14奈米到2奈米,甚至更小奈米的廠房,風荷載一定會造成問題。建議可在廠房旁加蓋其他建物,最好

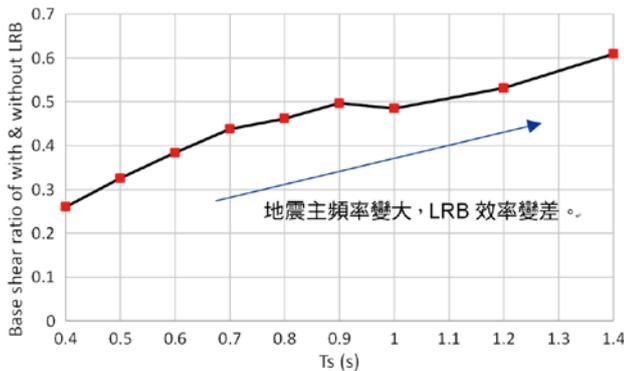


圖2 PGA為0.32 g下基礎剪力比隨 T_s (圖1(b))的變化^[1]

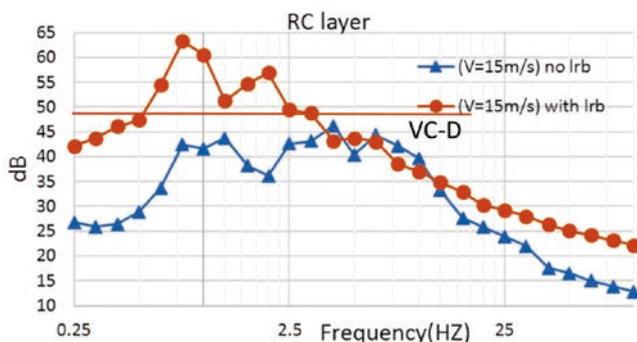


圖3 科技廠房一樓RC層dB隨頻率變化圖

高過科技廠房,阻擋風直接吹向科技廠房,而達到減小風引起的微振問題^[2]。

高鐵橋梁受地震作用下減小列車脫軌的方法

地震期間在橋梁上行駛的高速列車,其安全性是一個重要問題。雖然安全是高速列車最重要的要求,但當高速行駛的列車發生強烈地震時,仍有可能發生脫軌。尤其是對於那些在橋梁上行駛的列車,結果可能更糟,因為橋梁會顯著放大地震載荷。因此,如何防止在地震中在橋梁上行駛的列車脫軌是一個重要課題。在地震作用下,減小列車脫軌係數的方法有:

(1) 將橋墩加大

在橋梁的結構設計中,通常選擇合適的構件尺寸來抵抗地震荷載,優先考慮的是結構的安全,而不是行進中的火車的安全,由於柔性結構導致大的橋梁位移會增加地震期間火車脫軌的風險。降低列車速度雖然會降低脫軌效應,但運輸系統效率會低下。因此,參考論文^[7]研究最佳橋梁設計,以提高地震期間高速列車行駛的安全性。圖4顯示了不同的橋墩尺寸和高度($\sqrt[3]{IL}$, I =橋墩慣性矩, L =橋墩長)隨 T_s (圖1(b))及 $\sqrt[3]{IL}$ 變化下的列車脫軌係數,此圖顯示橋墩剛度小列車脫軌係數往往越大。因此建議使用較大的橋墩剛度來提高行駛列車的安全性。

(2) 使用LRB隔震

參考資料^[3]使用帶有鉛心橡膠支承墊的直線橋梁,進行行駛列車的脫軌行為分析。分析結果顯示有LRB橋梁的地震引起之基礎剪力比沒有LRB的要小很多。與基礎剪力相似,帶有LRB橋梁的列車脫軌係

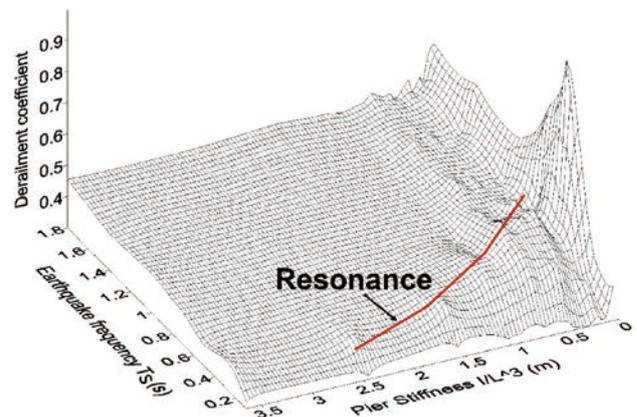


圖4 脫軌係數隨 T_s 和橋墩剛度值變化的線網圖^[7]

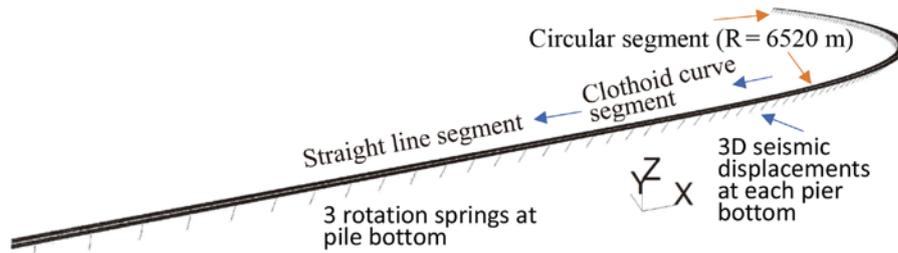


圖 5 曲線橋系統包括 500 m 的直線、400 m 的 Clothoid 曲線和 2,550 m 的圓形曲線，半徑為 6,250 m

數，較沒有 LRB 的小許多。這是因為在地震荷載下，LRB 的降伏可以減小橋梁的固有頻率，以避免此頻率接近地震的主要頻率，而產生接近共振的放大效應。然而對於主周期較長的地震，LRB 減少列車脫軌係數的現象較不明顯，因為 LRB 的降伏使橋梁週期接近地震主要週期。一般而言 $T_s < 1s$ (T_s 之定義如圖 1b 所示)，LRB 橋梁減震效果都十分明顯。本文使用一曲線橋，如圖 5 所示，列車以 300 km/h 的車速通過此橋，並發生 $T_s = 0.9 s$ 的地震，分析方法可參考 [3,4]。其地震 PGA 與脫軌係數的關係如圖 6 所示。該圖說明如下：

(1) 在不同 PGA 下，在直線橋上行駛的列車的最大脫軌係數略小於在曲線橋上行駛的列車。(2) 當分析的橋梁和列車的 PGA 大於 0.4 g 時，一些車輪與鋼軌分離過久。因此，零接觸力導致了無窮大的脫軌係數，這意味著列車脫軌了。這種情況在直線和彎曲的橋梁中都存在。(3) 對於有 LRB 的橋梁，脫軌係數隨著地震 PGA 的增加而逐漸增加。然而，對於小於 0.5 g 的 PGA，沒有發現導致無限脫軌係數所需的輪軌分離現象。此外，臨界脫軌情況下的最大脫軌係數不大於 0.8，這意味著 LRB 有效地減少了地震期間的列車脫軌，不僅適用於直線橋，也適用於曲線橋。

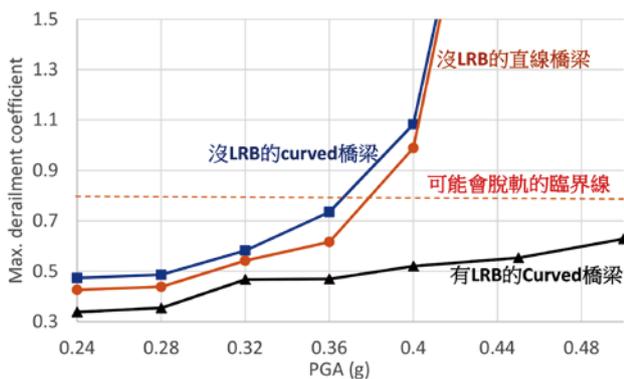


圖 6 在 $T_s = 0.9 s$ 的地震作用下列車最大脫軌係數隨 PGA 的變化圖

結論

LRB 已被證明可有效減少建築物及橋梁受地震作用下的反應，但鮮少被拿來做為科技廠房耐震及高速鐵路脫軌的防治。本文研究顯示 LRB 加裝在科技廠房及高鐵橋梁上，均有極佳的減振效果。唯一要注意的就是當地震主要周期過大時，因 LRB 的降伏會使其結構物之自然週期接近地震的主週期，使減振行為不明顯。而在微震方面，由於安裝 LRB 後會使結構物的柔度增加，導致風載重引起的微振過於顯著。因此在挑選安裝科技廠房之 LRB 時，要選擇初始剛度較大，以確保在減少地震響應時並不會增加風引起的微振動。另外本文分析結果亦顯示 LRB 能有效地減少地震期間列車的脫軌係數，不僅適用於直線橋，也適用於曲線橋。台灣高鐵在延伸至地震更頻繁的東部時，LRB 橋梁值得考慮。或甚至在比較可能橋梁與地震共振的區域，使用 LRB 替換原來的支撐墊，使行駛的列車在地震作用下更為安全。

參考文獻

- Ju, S.H., Yuantien, C.C., and Hsieh, W.K. (2020), Study of Lead Rubber Bearings for Vibration Reduction in High-Tech Factories. Applied Sciences-Basel, 10: 1502.
- Ju S.H. and Kuo H.H. (2020), Experimental and numerical study of wind-induced vibration in high-tech factories. J. Perform. Constr. Facil. 34:04020026.
- Ju, S.H. (2020), Derailment of trains moving on lead-rubber bearing bridges under seismic loads. Journal of Vibration and Control 26(1):107754632090235.
- Gordon, C.G. (1999), Generic Vibration Criteria for Vibration-Sensitive Equipment. Proceedings of International Society for Optical Engineering (SPIE).
- MIT. SIMQKE (1976), A Program for Artificial Motion Generation: User's Manual and Documentation. M.I.T. Department of Civil Engineering.
- Idriss, I. M. and Sun, J. I. (1993), User's manual for SHAKE91: a computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits, Center for Geotechnical Modeling, Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of California at Davis, Davis, Calif.
- Ju, S.H. (2013), Improvement of bridge structures to increase the safety of moving trains during earthquakes. Engineering Structures 56: 501-508.



群樁基礎裸露橋梁於 近斷層地震作用 之振動台實驗與分析研究

劉光晏／國立成功大學土木工程學系 副教授

紀貞耀、呂依涵／中鼎工程顧問公司 工程師

蔡旻諺／中興工程顧問公司 工程師

陳家漢／國家地震工程研究中心地球科學與大地工程組 副研究員

張國鎮／國立臺灣大學土木工程學系 特聘教授

國內跨河橋梁之基礎型式多為群樁基礎，當基礎沖刷裸露後恐因樁體強度不足或承载力不足問題造成倒塌，更遑論位處斷層近域之橋梁恐無法承受斷層錯動之能量侵襲，其耐震安全令人擔憂。公路橋梁耐震設計規範中並無明文說明土壤彈簧應如何設定，工程實務中雖多參考日本道路橋示方書基礎構造編，或美國石油學會之規定，但仍無法確認美國與日本的經驗公式可否適用於臺灣近斷層區域。尤其土壤本身為與應變相依之高度非線性材料，且群樁基礎具有群樁效應，當輸入地震為具速度脈衝的近斷層地震，如基礎裸露將造成邊界條件劇烈變化，則樁-土-結構互制行為更顯複雜。本研究之目的在於透過振動台實驗結果，檢討近斷層作用下之樁-土-結構互制行為，觀察於不同裸露深度下各高層間基樁的反應與群樁效應，再藉由日本道路橋示方書土壤彈簧、美國石油學會之土壤彈簧，與本研究之等值線性土壤彈簧等，分別去模擬樁-土-結構互制行為，並與試驗結果比較，期望能透過數值模型預測其結構行為，並運用於工程實務上。

前言

臺灣位在歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊相交界處，因板塊相互擠壓，山脈呈現南北狹長，河川多為東西流向，因此南北向公路及鐵路等交通設施需要仰賴橋梁跨越河川，故橋梁在臺灣交通樞紐上極其重要。

根據經濟部中央地質調查所 2012 年公布之斷層資料，臺灣地區第一類活動斷層共有 20 條，第二類活動斷層共有 13 條，總計 33 條。若以第一類活動斷層兩側 10 公里範圍內通過之村里為近斷層影響範圍，則其影響人口數超過 860 萬人，超過總人口數三分之一，故無可避免有許多民生建設座落於離斷層較近之處，以橋梁

為例，橋梁為交通運輸重要途徑，連結兩地提供快速便利的服務。相對於建築結構，橋梁具有平面、線形、距離長等特性，在臺灣這塊年輕地質構造上，往往因斷層線散佈，橋梁建設必須面對跨越斷層或近斷層效應的問題。考慮到前述造成的沖刷裸露再加上近斷層效應之影響，可能會對橋梁之變形造成放大之影響，不僅造成結構之損壞，影響交通網絡之使用，造成民生經濟損失，更可能傷及使用者之安全，因此橋梁基礎受沖刷裸露後的耐震評估行為應為一重要探討之議題。

每逢秋夏常有颱風來襲並挾帶龐大雨量，引發河川水位急速暴漲，加上臺灣東西向屬於窄短型，地勢

擁有顯著之高程落差，因此河川流速偏高，造成大部分河川下游之橋梁基礎受到顯著之冲刷作用引發基礎裸露，當基礎裸露之橋梁受到地震侵襲時，將可能使橋梁發生顯著之相對位移，除了危機使用者安全性，亦會增加落橋及結構損毀之可能性，故群樁基礎受冲刷導致基礎裸露後之橋梁耐震性能引起諸多學者之研究及討論。

本研究之目的在於透過振動台實驗結果，檢討近斷層作用下之樁-土-結構互制行為，觀察於不同裸露深度下各高層間基樁的反應與群樁效應，日本道路橋示方書、日本鐵道構造物之土壤彈簧法、美國石油學會之土壤彈簧，與等值線性土壤彈簧法，分別去模擬樁-土-結構互制行為，並與試驗結果比較，期望能透過數值模型預測其結構行為，並運用於工程實務上。

土壤結構互制反應實驗與分析研究

單樁振動台實驗與分析

賴姿妤^[1]使用雙軸向剪力盒，進行單樁在四組不同裸露深度之樁基礎樁振動台實驗。實驗結果顯示隨著裸露深度增加，結構週期以及上部結構位移會隨之增加，樁身彎矩除了會增大，樁身之反曲點位置亦隨之改變，而其利用國內規範計算土壤勁度所得結構反應較佳，而彈簧數量越多，將會低估結構模型之週期及頂層位移。

國內許多學者對文獻^[1]之實驗進行分析與模擬。王修駿^[2]延續賴姿妤之實驗更進一步探討乾砂土壤與飽和土壤之樁土互制行為，其採用有限元素軟體 ANSYS 建構 3D 分析模型，並以等效線性方式模擬，利用 SHAKE91 並根據土壤之動態性質以及 Seed and Idriss^[3]提出之砂土剪應變與剪力模數之下界曲線，計算各層土壤折減後平均剪力模數。研究結果顯示在 FEM 模型採用阻尼比 5% 較能掌握上部結構之反應，隨著裸露深度增加，樁身之彎矩需求將會提高，橋柱之彎矩需求將會降低，此種轉換機制可能會導致橋梁的破壞模式由橋柱轉移至樁身。劉光晏等人^[4]則建立等效線性土壤彈簧 (TEL) 來模擬樁土之互制之行為，分析軟體採用 SAP2000，並比較文獻^[1]之實驗成果。分析結果顯示此方法均能掌握不同裸露深度情形下之結構系統週期，並能有效預測實驗模型之上部結構歷時反應、基礎版歷時反應以及下部結構歷時反應。

群樁反覆側推實驗與分析

Wang 等人^[5]主要探討側向力增加對於 RC 樁帽基礎的破壞機制。其採用 2 × 3 高架 RC 樁帽基礎模型放置在 3.2 m × 1.6 m × 4.2 m 鋼框架土箱中進行反覆擬靜力試驗，試體分成裸露長度 80 cm 之 S608 試體及 140 cm 之 S614 試體。實驗結果顯示邊樁之樁頂會先降伏，第一個降伏點伴隨混凝土明顯裂縫，當進入極限狀態時，核心混凝土壓潰情形隨後才發生。第一個塑鉸在樁頂產生，隨後在土壤深度之 4 到 6 倍樁徑產生新的塑鉸，且外樁塑鉸位置比內樁還低。

鄧爵明^[6]採用單柱橋墩與 2 × 2 群樁基礎及第二代雙軸向剪力盒實驗盒進行一系列之反覆側推試驗，以探討群樁基礎於不同裸露深度下，受側向力作用之下的結構反應與其破壞機與位置。實驗模型以台南市深坑溪橋梁進行縮尺，實驗組別分別是土壤未裸露、土壤裸露 3 倍樁徑和土壤裸露 6 倍樁徑。實驗結果顯示，當砂土裸露深度越多，橋柱相對位移量隨之下降，基樁位移量隨之上升；三種不同裸露深度組別之破壞機制，第一個降伏點均發生在前排樁的頂部。隨著裸露深度的增加，土壤提供之消能面積減少，而遲滯迴圈之勁度也隨之下降。其也使用文獻^[4]提出之樁土之互制方法，分析結果顯示將砂土沉陷現象納入數值分析考慮因素，將頂部土壤彈簧適當移除，較能夠得到較佳之分析結果。

蔡旻諺^[7]主要探討等值線性土壤彈簧 (TEL) 模型適用性，並對文獻^[1]與文獻^[6]之實驗結果進行模擬分析，同時以日本道路橋示方書 (JRA)^[8]、美國石油學會 (API)^[9]之土壤彈簧法作為比較，分析結果顯示單樁在不同裸露深度下上部結構之位移與加速度，等值線性土壤彈簧^[4]均能有效擬合實驗反應，而 JRA 與 API 之土壤彈簧，在地震歷時主震區則會低估實驗反應，對於群樁冲刷裸露後受靜態荷載下之反應，樁頂與樁底會先降伏後，而等值線性彈簧能有效模擬後排樁身彎矩，但會低估前排樁在樁底位置。另比較側推曲線與實驗結果，API 土壤彈簧與等值線性土壤彈簧的側推反應與實驗結果之誤差相當小，而 JRA 在 6 倍裸露樁徑較能有效地模擬實驗結果。

群樁振動台實驗與分析

Liang 等人^[10]針對可液化砂土場地條件，採用 2 × 2 的低樁帽群樁系統進行振動台試驗。試驗顯示即使砂完全液化，中度緊密砂的加速度逐漸增加，並沒有減弱，在液化瞬間力矩接近最大值並保持定值直到振動

結束，同時最大力矩發生樁頭的位置。數值分析結果顯示，較大的樁距只會產生略大的樁彎矩，群樁效應在液化中的中度緊密砂並不顯著。隨著 EI 值的增加，彎矩變大；相反地，當 EI 低於門檻值時，力矩將減少。此外上部結構質量的增加會產生相當大的力矩。有限元素分析結果顯示，當土壤滲透率增加到臨界值時，較高的滲透率可以顯著延緩孔隙水壓 u_e 的累積，在低滲透性的砂液化時，力矩顯著增加。

Shang 等人^[11] 利用兩步法來預測樁支撐結構受到地震反應，第一步是進行地盤反應分析，為了獲得沖刷後地面加速度反應，第二步是在對樁基礎支撐結構（非線性溫克基礎）進行非線性歷時分析，並沿樁節點均勻輸入自由場之加速度反應。為了驗證此方法並進行振動台實驗。數值分析採用 OpenSees 分析，得到下列結論：振動台試驗的加速度反應和自由場中的數值分析的進行比較，模型表面層的加速度反應譜和分析數據在 0D 和 2D 的 SD 中都很好地匹配。樁-土-結構之動力特性表現出三階模態特性，其主要受上部結構振動，土層和樁帽的影響。由於縮短了與土壤相關的周期，因此沖刷延長了結構的主要周期，土壤性質和沖刷都會影響樁-土-結構的地震輸入，因此建議將沖刷自由場的地面加速度作為兩步法中非線性溫克基礎的地震輸入。該文使用了一種簡單的樁支撐結構模型，同時也選擇不同地震輸入作為討論，數值和實驗分析顯示，提出的兩步法能夠以合理的精度估算樁支撐結構的地震需求，並能夠解釋地震分析中的沖刷情景。

張榮泰^[12] 採用單柱橋墩與 2×2 群樁基礎及第二代雙軸向剪力盒實驗盒進行振動台實驗，以探討單柱式橋墩與群樁基礎於不同裸露深度下，觀察於不同裸露深度下各高層間基樁之彎矩與群樁效應。實驗組別分別是土壤未裸露、土壤裸露 3 倍樁徑、土壤裸露 6 倍樁徑以及土壤裸露 12 倍樁徑。實驗結果顯示群樁基礎橋柱模型之阻尼比絕大部分由土壤貢獻，隨著裸露深度增加而阻尼比並沒有顯著的變化、基本振動週期則延長，而基樁最大彎矩值與軸力值則隨之提升。數值分析方面其分別使用 SAP2000 與 OpenSees 並與國內相關公式以及 API 公式其進行土壤-結構互制行為之模擬，分析結果顯示使用 SAP2000 利用 API 公式進行土壤-結構互制行為之模擬與使用 OpenSees 建立存在彈性、塑性、間隙之土壤彈簧模型之模擬皆有不錯之分析結果。

振動台實驗規劃

本案例分析之振動台實驗資料與結果，出自紀貞耀^[13] 所進行之群樁基礎單柱結構及雙軸向剪力盒進行振動台實驗。採用國家地震工程研究中心台南實驗室的長衝程高速度地震模擬振動台，如圖 1 所示，能充分利用有限質量以提高彎矩及扭轉勁度，振動台共六個自由度，可有效重現近斷層地震。

本分析案例之試體設計可分為群樁基礎試體與橋柱試體，群樁基礎模型採用鋁材 T5-6063，元件包含底部轉接版、群樁、下基礎版，三者由焊接連接，如圖 2 所示。細部設計為群樁底部由一長 700 mm、寬 700 mm、厚 25 mm 之底部轉接版與樁底連接並採用螺栓且施加預力固鎖於剪力盒底部，樁為四支外徑 102 mm、內徑 95.6 mm、長 2,600 mm 支空心鋁管，樁頂與一長 500 mm、寬



圖 1 長衝程高速度地震模擬振動台與實驗配置



圖 2 全模形設計圖與實體圖

500 mm、高 30 mm 之下基礎版連接。橋柱試體材料使用鋼材 A572，元件包含上基礎版、橋柱、質量塊接合版。橋柱試體底部是一長 500 mm、寬 500 mm、厚 30 mm 之上基礎版，此基礎版與群樁試體之下基礎版採用螺栓鎖固，而橋柱採用空心方形柱，長 100 mm、寬 100 mm、高 1,300 mm，橋柱頂上有一長 400 mm、寬 400 mm、厚 25 mm 之質量塊接合版，並在質量塊接合版上用螺栓鎖固一直徑 620 mm、高 500 mm、總重 1,185 kgf 之鋼板質量塊。另外為預防橋柱底不與頂部在實驗中先產生降伏破壞，於橋柱頂部與底部 100 mm 處皆分別焊上 8 片厚度 10 mm 之三角形加勁版增加側向勁度。

本分析案例為探討橋梁群樁基礎受到冲刷後受地震作用之反應，規劃群樁試體進行三組不同裸露深度之振動台實驗，分別為無裸露群樁 (0D)，三倍裸露樁徑 (3D)，及六倍裸露樁徑 (6D)，覆土深度依序為 2,625 mm、2,325 mm、2,025 mm。有關量測裝置，包括位移計、加速規、動態捕捉系統及應變計，詳細量測系統配置如圖 3 所示。

本研究試驗共採用三種代表性地震，分別是 1940 年美國 El Centro NS 地震、1999 年南投集集 TCU068

EW 近斷層地震，2016 年高雄美濃 CHY063 遠域地震，其加速度反應譜如圖 4 至圖 6 所示。另為了進一步對試體進行系統識別，亦在每階段輸入白噪音 (White Noise)，白噪頻率變化範圍為 0.3 ~ 30Hz，通過白噪音對實驗進行掃頻可以獲得樁-土-結構互制主要結構模態週期。其中對於 0D、3D、6D 試體輸入 El Centro、TCU068 及 CHY063 最大地表加速度分別為 0.1 g、0.2 g 以及 0.3 g，另對 6D 試體輸入 El Centro 地震，最大地表加速度 0.35 g，時間間隔為 1/512 秒。

實驗結果

材料試驗結果

本試驗研究之橋柱模型使用鋼材 A572，材料試驗結果顯示彈性模數為 205597 MPa，平均降伏應力為 417 MPa。群樁模型使用鋁合金 T5-6063，彈性模數為 57,682 MPa，平均降伏應力為 218 MPa。剪力盒中之試驗用砂選用越南石英砂，土壤顆粒比重為 2.658 g/cm³，最大乾單位重 $\gamma_{d, max} = 1.805 \text{ g/cm}^3$ 、最小乾單位重 $\gamma_{d, min} = 1.384 \text{ g/cm}^3$ 、50% 相對密度 $D_r = 50\%$ 之乾單位重為 1.567 g/cm³，由直剪試驗得內摩擦角為 31°。

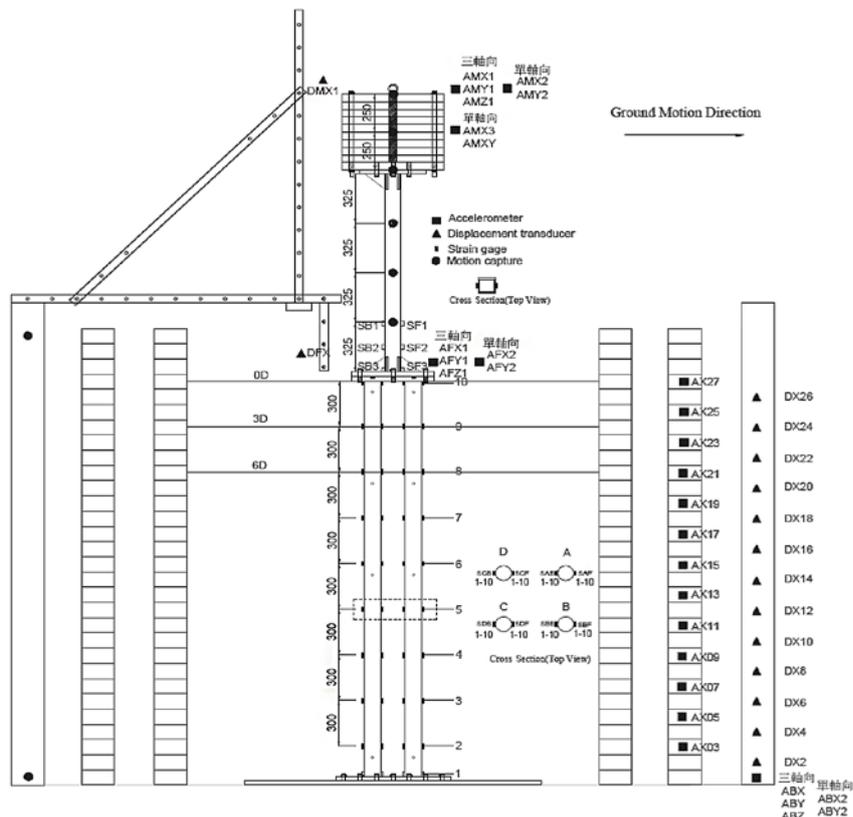


圖 3 感測器配置圖

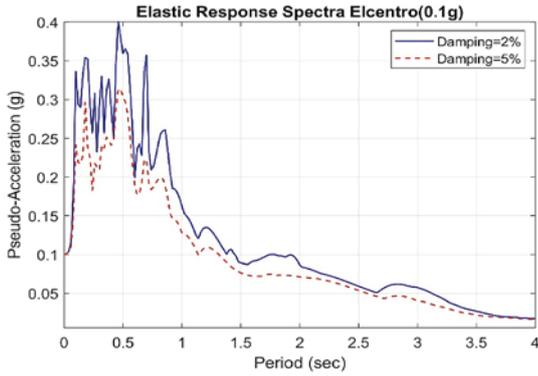


圖 4 El Centro (PGA=0.1 g) 阻尼比於 2% 與 5% 之加速度反應譜

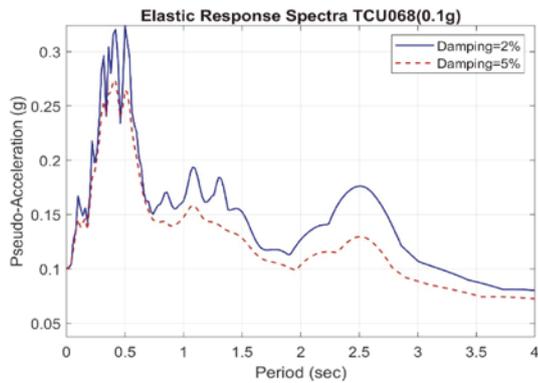


圖 5 TCU068 (PGA=0.1 g) 阻尼比於 2% 與 5% 之加速度反應譜

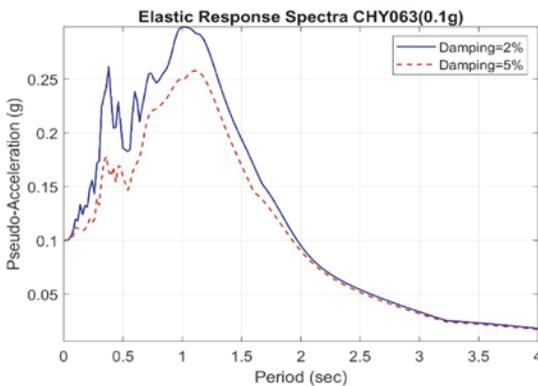


圖 6 CHY063 (PGA=0.1 g) 阻尼比於 2% 與 5% 之加速度反應譜

動力特性系統識別

在進行振動台實驗之前，進行敲擊試驗以對純結構模型試體進行系統識別，並藉由識別頻率，可進一步了解整體結構試體特性。群樁試體、群樁與橋柱試體、全模型結構試體之頻率識別結果，分別為 11.29 Hz、4.55 Hz、1.20 Hz。當模型埋置於剪力盒中，基樁為無裸露 (0D)、裸露三倍樁徑 (3D)、裸露六倍樁徑 (6D) 時，第一模態頻率分別為 2.57 Hz、2.42 Hz 及 2.19 Hz。結構阻尼比採用半功率法，在此識別中利用剪力盒底部當作加速度輸入，質量塊頂部當作加速度輸出，並利用反應變化求得轉換函數之系統阻尼比。

土壤剪力波速

本研究均假設整層土壤狀況為同一均質材料且土層簡化為單層，於剪力盒框架架設加速度規，在無裸露樁徑 (0D)、3 倍裸露樁徑 (3D) 及 6 倍裸露樁徑 (6D) 情況下，分別藉由砂土頂層框架於白噪音試驗中所量測到加速度歷時，相對於剪力盒框架底層之加速度歷時進行轉換函數。土壤剪力波速識別結果，0D、3D、6D 條件分別為 102 m/s、98 m/s，與 98 m/s。

頂層質量塊加速度反應

在試驗進行時，本研究於質量塊頂部以及中心位置，分別設置加速度規，兩者所量測加速度反應幾乎相同，因此本節僅針對質量塊頂部加速度規所量測的反應進行探討。

在地震 El Centro、近斷層地震 TCU068 及遠域地震 CHY063 地震歷時下，頂層最大加速度反應如表 1 所示。在無裸露樁徑 (0D)，在近斷層地震 TCU068 作用下，地表加速度為 0.1 g，頂層最大加速度為 0.32 g，當地表加速度為 0.2 g，頂層最大加速度反應達到 0.71 g，當地表加速度為 0.3 g，頂層最大加速度達到 1.02 g，隨著地表加速度增加，頂層質量塊加速度反應也隨之增加，當地表加速度達到 0.2 g 以上，對於遠域地震 CHY063，其會隨則裸露深度增加，加速度反應則隨之減少，而在近斷層 TCU068 地震作用下，其裸露深度由三倍樁徑增加至六倍樁徑時，其加速度反應也隨之增加。

表 1 不同地震歷時下頂層質量塊之最大加速度值 (單位; gal)

PGA	Ground Motion	Test specimens		
		0D	3D	6D
0.1 g	CHY063	197.06	210.93	184.71
	TCU068	318.00	312.16	308.27
	El Centro	—	484.45	413.29
0.2 g	CHY063	522.50	474.23	429.68
	TCU068	698.66	590.55	658.83
	El Centro	871.21	926.43	800.74
0.3 g	CHY063	897.95	800.22	696.82
	TCU068	1031.93	960.35	1000.38
	El Centro	1333.81	1280.19	1066.93
0.35 g	CHY063			1185.34

頂層質量塊位移反應

在地震 El Centro、近斷層地震 TCU068 以及遠域地震 CHY063 地震歷時下，頂層最大位移反應如表 2 所示，在無裸露樁徑 (0D)，地震歷時為 CHY063 情況下，當地表加速度為 0.1 g，質量塊頂層最大位移為 15 mm，

表 2 不同地震歷時下頂層質量塊之最大位移 (單位:mm)

PGA	Ground Motion	Test specimens		
		0D	3D	6D
0.1 g	CHY063	15.33	14.50	13.70
	TCU068	23.90	23.35	26.59
	El Centro	-	36.12	39.29
0.2 g	CHY063	42.78	35.38	35.50
	TCU068	62.26	50.86	68.69
	El Centro	66.54	81.23	80.44
0.3 g	CHY063	76.06	61.41	61.55
	TCU068	110.92	102.04	114.83
	El Centro	119.90	125.12	119.04
0.35 g	CHY063			138.02

地表加速度為 0.2 g 時，頂層最大位移為 43 mm，而當地表加速度為 0.3 g 時，頂層最大位移為 76 mm，由此看出當地表加速度越大的時候，頂層位移也隨之增加，在近斷層地震 TCU068 作用下，質量塊的位移反應在六倍裸露樁徑為最大，次之為無裸露樁徑的情況。當地表加速度在 0.2 g 以上的時候，可發現在當裸露深度由 3D 增加至 6D 時，可發現在近斷層地震與遠域地震作用下，質量塊位移反應均增加。

樁基礎最大應變剖面反應

在不同裸露深度，當群樁受到地震反覆加載時，導致群樁受拉與受壓側改變，並可觀察到同排樁受拉側與受壓側之應變極值發生並不會發生在同一個高程，而大部分應變極值會出現在樁頂或 3 到 12 倍樁徑的位置，且隨著地表加速度增加，樁身之應變值均有增加。且在試驗結束後，群樁並未發生降伏破壞，為了比較前後排群樁在不同裸露深度下之反應，本研究以 TCU068 地震歷時組別為例，分別挑選 A 樁與 C 樁一側之應變計，如圖 7 至圖 12，分別在近斷層地震與遠域地震歷時下，隨著裸露深度增加，應變極值位置會往樁底方向移動。

分析與實驗值比較

分析模型設定

本分析案例實驗之模型採用日本構造計畫研究所之研發軟體 RESP-F3T 進行分析。群樁採用 Beam 元素建模，群樁底端採用固定端，基礎版與橋柱部分也採用 Beam 元素，群樁與基礎版之連接則採用 Rigid Beam，透過試誤法對勁度進行折減，又因 RESP-F3T 只能定義材料性質與斷面尺寸，不像 SAP2000 可以直接設定勁度折減，所以試誤出之建議值為材料楊氏模

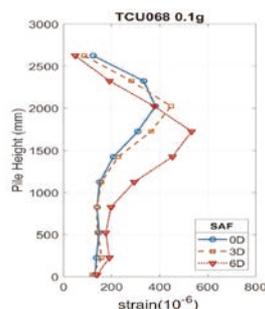


圖 7 SAF 最大應變剖面 (0.1 g)

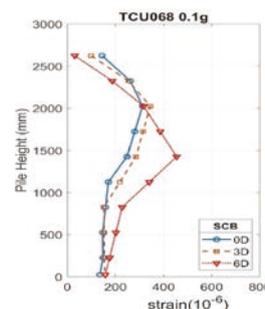


圖 8 SCB 最大應變剖面 (0.1 g)

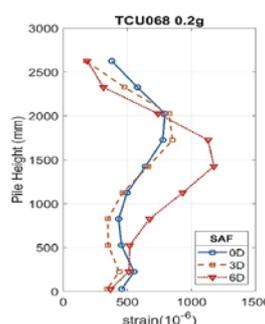


圖 9 SAF 最大應變剖面 (0.2 g)

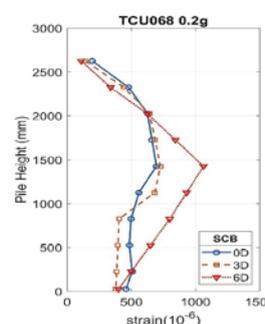


圖 10 SCB 最大應變剖面 (0.2 g)

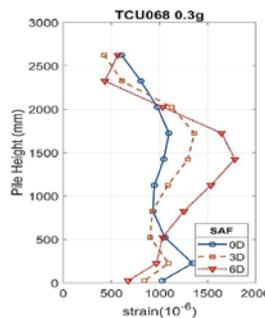


圖 11 SAF 最大應變剖面 (0.3 g)

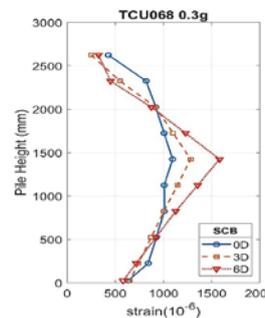


圖 12 SCB 最大應變剖面 (0.3 g)

數為 10¹⁶，斷面採用圓形斷面，直徑為 0.3 m。質量塊採用 Beam 元素，直接與橋柱頂端做連接。線性彈簧以 Support 元素建立，彈簧一端連接樁，另一端為固定端，並取一倍樁徑為間距。

另外在道路橋示方書中，運用到 k-shake 先進行土壤受地震力之模擬，土壤為對應到施加彈簧的位置和範圍，因此採用最上層與最下層為 5 cm，中間取一倍樁徑 10 cm 作為間隔，土壤阻尼比部分採用 5%，砂土應變與彈性模數比率之曲線採用 Seed and Idris [3] 提出之砂土曲線。其中，上方曲線為高圍壓，下方曲線為低圍壓狀態，而因本實驗狀態之圍壓較小，故採用下方曲線。

k-shake 軟體須設定每層土壤參數，其中包含剪力波速，前人之分析是將土壤假設為單層進行識別，得出整體之平均剪力波速，但因參數的精細度不夠，因此參考道路橋示方書·同解說 耐震設計規範篇中砂質土的標準

灌入試驗 SPTN 的建議範圍 $N = 1 \sim 50$ ，並利用建議公式進行剪力波速之轉換。若 N 值為 0，則剪力波速採用 50 m/s，透過式與式可以得出砂質土剪力波速範圍在 40 m/s ~ 235.778 m/s。透過試誤法建議此實驗之剪力波速範圍採用 40 ~ 200 m/s，最上層為 40，往下遞增到 200。

$$V_{SDi} = c_V V_{si} \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} c_V &= 0.8 (V_{si} < 300 \text{ m/s}) \\ c_V &= 1 (V_{si} \geq 300 \text{ m/s}) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

$$V_{si} = 80 N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 50) \quad (3)$$

另外 3D 與 6D 的情況中，根據經驗是在 3D 和 6D 時採用與 0D 中對應同高度的土使用相同剪力波速，且上層土壤可以進行適當折減，而通過試誤後，在不超過剪力波速範圍之考量下，剪力波速仍建議採用 40 ~ 200 m/s，由上往下遞增。

有關日本道路橋示方書等價剛性土壤彈簧，首先使用 k-shake 得到各土層之剛性低下率 R ，接著將每一層土壤的剪力波速帶入得到最終收斂之各土層土壤剪力模數 G_D ，再依照該規範計算流程，計算出每一層土壤彈簧側向彈簧勁度 K_H ，並考慮群樁效應計算折減後之彈簧勁度 K_{HG} ，並施加在數值模型上。

有關日本道路橋示方書 [9] 之非線性土壤彈簧，首先使用 k-shake 得到各土層之剪力與剪應變之遲滯迴圈圖，接著選取最大剪應變下之剪應力計算土壤剪力模數 G_D ，得到各層之水平地盤反力係數 k_H ，再參照該規範之計算流程得到每一層土壤彈簧之側向彈簧勁度，並考慮群樁效果補正係數 2/3，將計算之勁度施加在數值模型上。非線性 P-y 曲線採用 F3T 內的 Normal 模型模擬，考慮受壓與受拉，詳細定義如圖 13。

有關日本鐵道構造物等設計標準 [14] 之非線性土壤彈簧，利用土壤實驗得到之標準貫入試驗 N 值，得到單樁水平地盤反力係數 k_h ，接著利用進行群樁之折減，進而得到群樁水平地盤反力係數 k_{hg} ，並施加在數值模型上。非線性 P-y 曲線採用 F3T 內的 Normal 模型模擬，同時考慮受壓與受拉，詳細定義如圖 13。

有關美國石油協會 (API) [8] 側向土壤彈簧，首先依照土壤之參數計算得每一層土壤彈簧側向極限承載力，再經由美國石油協會提出之半經驗公式模擬在受震砂土層下每層土壤彈簧的 p-y 曲線。非線性 p-y 曲線土壤彈簧遲滯行為模擬採用 Kinematic 模型進行模擬如圖 14 所示，考慮地震時載重方向之改變造成前後排樁之轉換，假設土壤受震時土壤均為受壓，因此沿著每根樁每 1 倍樁徑各擺放 2 個彈簧，參考圖 15 所示，並考慮群樁效應 [15]，乘上對應之折減因子。本研究根據實驗配置樁之心到心距離以及樁徑 B ，推算出前排樁之為 0.67，而後排樁則為 0.44。

本研究依照文獻 [4] 提出以等效性模型模擬土壤結構互制行為。將土壤所需參數帶入公路橋梁耐震設計規範之補充研究 [16] 建議公式，計算初始等值土壤彈簧，並以 SAP2000 [17] 之 Link/Support 元素建立土壤彈簧，而土壤彈簧遲滯行為模擬則採用 Takeda 模型進行模擬如圖 16 所

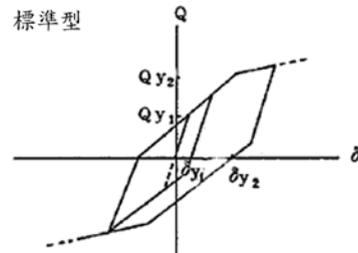


圖 13 F3T 內建非線性性能—Normal 標準型

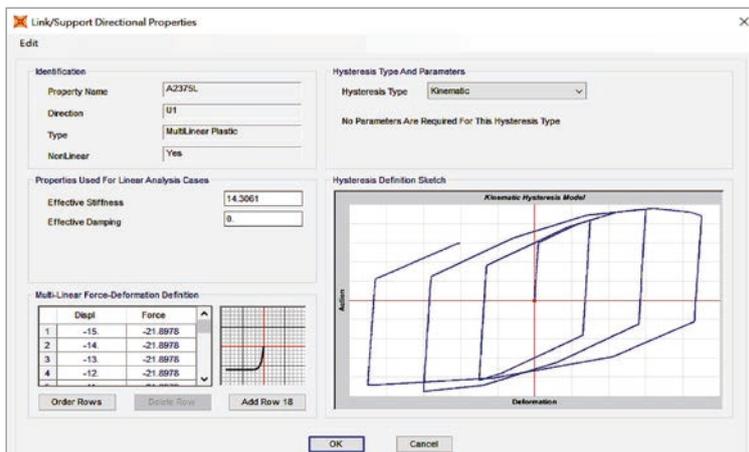


圖 14 SAP2000 土壤彈簧 LINK-Kinematic 模型

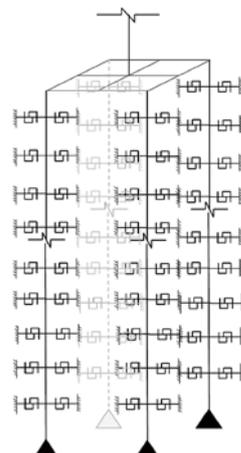


圖 15 基樁分析模型

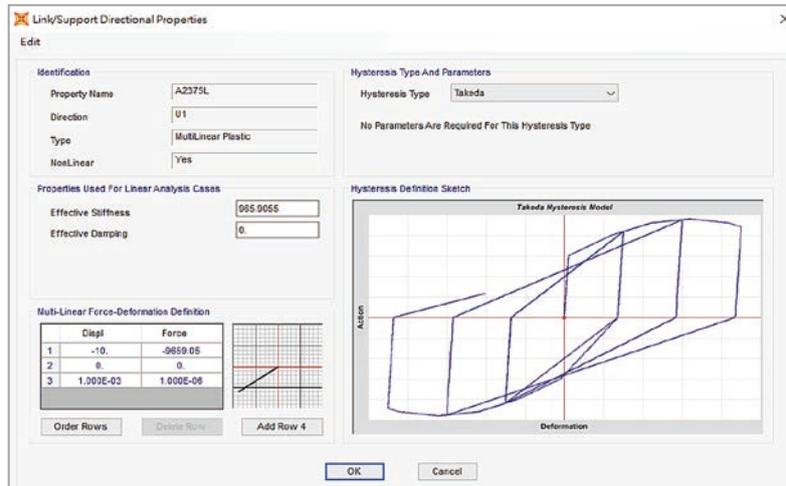


圖 16 SAP2000 土壤彈簧 LINK-Takeda 模型

示，同樣考慮地震時載重方向之改變造成前後排樁之轉換，假設土壤受震時土壤均為受壓，沿著每根樁每一倍樁徑各擺放 2 個彈簧，考慮群樁效應乘上對應之折減因子。本研究對前排樁不折減，而後排樁則採用 0.3 K（勁度），完成所有設定執行非線性動力歷時分析，求取每層土壤彈簧之剪應變，並依照 Seed and Idriss [3] 提出剪力模數折減曲線將衰減後的剪力模數代入建立一組新的等值土壤彈簧，取代原本模型的等值土壤彈簧，再次進行非線性動力歷時分析，重複以上流程直到土壤彈簧收斂。

質量塊位移與加速度之分析與實驗比對

本研究以 TCU068 地震歷時，0.3 g 組別在 0D、3D、6D 為主進行分析值與實驗值比較。以 6D 為例，圖 17、圖 18 為使用日本規範的三種方法之分析結果。從歷時比較圖中可知，整體來說，道路橋等價剛性土壤彈簧所得之質量塊加速度反應有較佳結果，道路橋非線性彈簧在較大地震力與較大裸露深度時得到的趨勢結果較差，鐵道橋非線性的誤差在不同情況下皆大，而這三種方法在質量塊位移峰值上仍有低估的情況，尤以鐵道橋低估的誤差最大。圖 19 所示為樁身不同深度之應變比對結果，道路橋非線性彈簧所得結果與實驗較為接近，誤差最小。

圖 20 至圖 23 為 6D 之數值模型分析與實驗結果進行比較，樁底以固定端進行設定，並建立 API 土壤彈簧以及等值線性彈簧之數值模型進行模擬比較。API 土壤彈簧與等線性土壤彈簧均能有效抓取峰值反應，採用等值線性彈簧進行分析，無論峰值與波形，均有良好模擬結果且整體結果優於 API 土壤彈簧，但對於位移反應分析均有低估情形。圖 24 所示為樁身不同深度之應變比對結果，整體而言，API 土壤彈簧所得結果與實驗較為接近。

結論與建議

本研究首次採用國家地震工程研究中心台南實驗室之振動台，相較於台北實驗，此振動台能有效探究斷層錯動所引發之高速度脈衝現象對結構物真正的影響。本節藉由實驗與分析結果，進一步利用日本道路橋示方書與鐵道構造物規範之樁土互制方法進行比較。首先在日本規範提出之三種方法中，分析結果皆有低估反應之現象，但整體來說以日本道路橋示方書之非線性土壤彈簧法之分析結果與實驗結果較為擬合，較能有效反應出群樁裸露後之位移與加速度反應，次之則是日本道路橋示方書（JRA）之等價剛性土壤彈簧法，最後則是鐵道構造物非線性土壤彈簧法。本研究另依美國石油學會（API）土壤彈簧，及等值線性土壤彈簧分別去模擬樁-土-結構互制行為，並探討在近斷層作用下不同規範之土壤彈簧適用性。

1. 在不同地震作用下，以等值線性土壤彈簧進行分析相較於 API 土壤彈簧，其更能有效掌握結構之週期。
2. 本節分別使用 API 土壤彈簧以及等值線性彈簧之數值模型進行模擬比較，API 土壤彈簧與等線性土壤彈簧均能有效擬合質量塊加速度反應歷時以及峰值。而在近斷層 TCU068 地震作用下，兩者預測分析之質量塊位移均有低估情況。
3. 無論使用等值線性土壤彈簧或 API 土壤彈簧進行模擬，對於基礎版加速度預測分析反應均能獲取不錯的結果，而對於基礎版位移，均有低估實驗反應之情形。
4. 隨著裸露深度增加，無論使用 API 土壤彈簧或等值線性土壤彈簧，掌握群樁反應相對較差，尤其在近斷層作用下群樁反應模擬結果誤差更大。

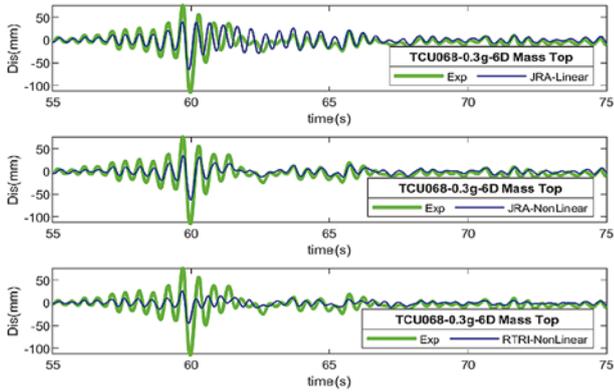


圖 17 TCU068-0.3g-6D 質量塊頂位移歷時—日本規範比較

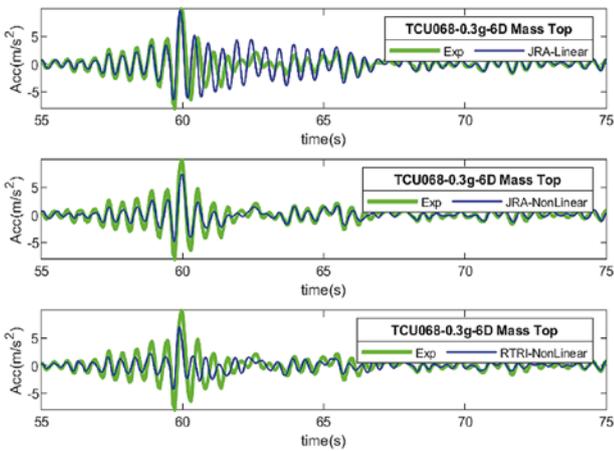


圖 18 TCU068-0.3g-6D 質量塊頂加速度歷時—日本規範比較

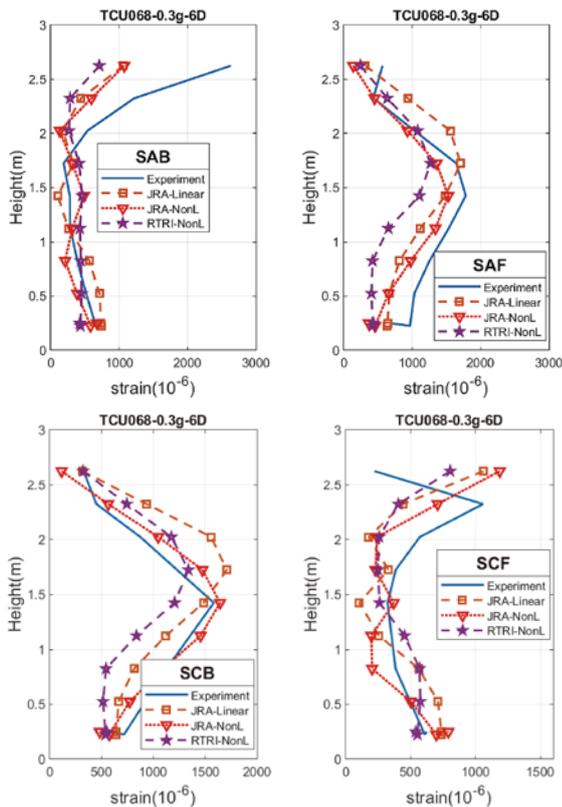


圖 19 TCU068-0.3g-6D 樁基礎最大應變比較—日本規範

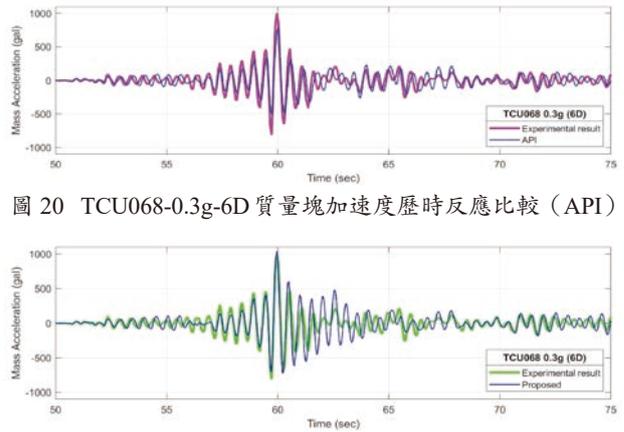


圖 20 TCU068-0.3g-6D 質量塊加速度歷時反應比較 (API)

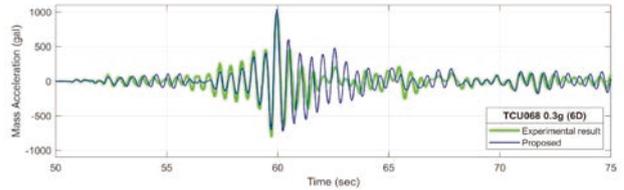


圖 21 TCU068-0.3g-6D 質量塊加速度歷時反應比較 (Proposed)

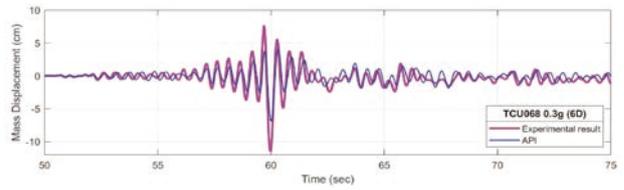


圖 22 TCU068-0.3g-6D 質量塊位移歷時反應比較 (API)

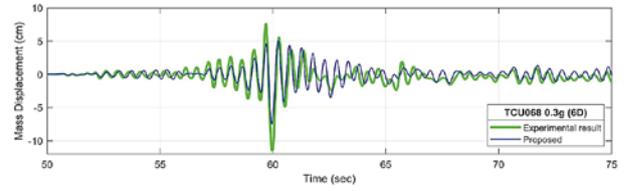


圖 23 TCU068-0.3g-6D 質量塊位移歷時反應比較 (Proposed)

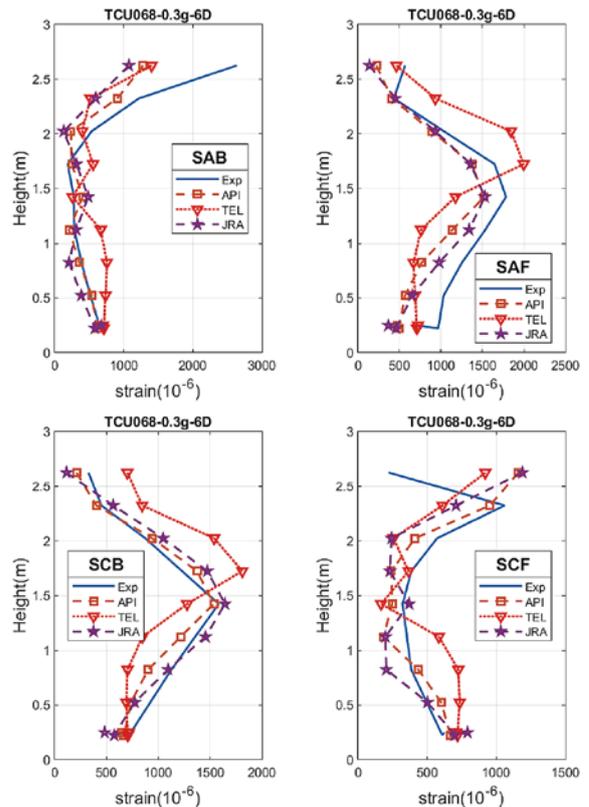


圖 24 TCU068-0.3g-6D 樁基礎最大應變比較—API、等值線性、道路橋非線性

誌謝

本研究得以順利完成，感謝科技部計畫「群樁基礎裸露橋梁受近斷層地震作用之實驗與分析研究(III)」，計畫編號：MOST107-2625-M002-012 之經費補助，以及國家地震工程研究中心台南實驗室之技術與人力支援，在此表示誠摯謝意。

參考文獻

1. 賴姿妤 (2011)，樁基礎沖刷橋梁模型之振動台試驗研究，台灣大學土木工程學研究所碩士論文。
2. Shiou-Chun Wang, Kuang-Yen Liu, Chia-Han Chen, and Kuo-Chun Chang (2015, May). Experimental investigation on seismic behavior of scoured bridge pier with pile foundation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(6), 849-864.
3. Seed HB, Idriss IM. (1970). Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis. Report No. EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
4. 劉光晏、陳正鴻、陳家漢、張國鎮 (2017)，樁基礎沖刷橋梁模型之振動台實驗與分析研究，*結構工程*，32(2)，108-130。
5. Xiaowei Wang, Aijun Ye, Zhongying He and Yu Shang. (2015). Quasi-Static Cyclic Testing of Elevated RC Pile-Cap Foundation for Bridge Structures. *American Society of Civil Engineers, Journal of Bridge Engineering*, 21(2).
6. 鄧爵明 (2017)，靜態側向反覆荷載下單柱式橋墩與群樁裸露基礎之研究，台灣大學土木工程學研究所碩士論文。
7. 蔡旻諺 (2018)，應用等值線性土壤彈簧於基礎沖刷橋梁之實驗驗證，成功大學土木工程學系碩士論文。
8. American Petroleum Institute (API). (2000). Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms-working stress design. RP 2A-WSD, Washington, DC.
9. 日本道路橋示方書·同解說下部構造篇，平成 29 年 11 月。
10. Tang Liang, Zhang Xiaoyu, Ling Xianzhang, Li Hui and Ju Nengpan. (2016). Experimental and numerical investigation on the dynamic response of pile group in liquefying ground. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 15, 103-114.
11. Yu Shang, Alice Alipour, and Aijun Ye. (2018). Selection of Input Motion for Seismic Analysis of Scoured Pile-Supported Bridge with Simplified Models. *Journal of Structural Engineering*, 144(8).
12. 張榮泰 (2018)，群樁基礎裸露橋樑之振動台試驗研究，台灣科技大學營建工程系碩士論文。
13. 紀貞耀 (2019)，群樁基礎裸露橋梁於近斷層地震作用之振動台實驗與分析研究，國立成功大學土木工程系碩士論文。
14. 日本鐵道構造物等設計標準·同解說，基礎結構物篇，平成 24 年 1 月。
15. California Amendments to AASHTO LRFD Bridge Design Specifications - fourth edition, Page 10.84A.
16. 蔡益超、張荻薇、黃震興、周功台、張國鎮、宋裕祺 (1997)，公路橋梁耐震設計規範之補充研究，交通部台灣區國道新建工程局。
17. CSI Knowledge Base (2019). Pile lateral support base on P-y curves (Soil-structure interaction) <https://wiki.csiamerica.com/> 

經營理念 誠信、創新、品質、服務



中興工程顧問

高技術、高實用、
高品質、高效率

專業服務：大地工程 水利工程 環境工程 資訊應用 交通運輸 防災科技 結構與耐震

中興工程顧問社係以提昇我國工程相關技術水準為宗旨之研發機構，
並經行政院國科會(科技部前身)評鑑為「科技研發機構」土木工程領域之優等單位
104年度獲中國工程師學會頒發「傑出專業機構獎」



金門大橋工程



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

用心
做好每一件事

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

遠揚營造 工程股份有限公司

創新工法

www.fegc.com.tw

客家在地特色

遠東百貨竹北
新世紀購物中心新建工程

自動爬架

板橋通訊園區
集合住宅新建工程

預鑄制震

板橋通訊園區
停車塔新建工程

無支撐圓形預鑄



服務項目

工程設計

計畫採購

營運管理

試車運轉

專案管理

全方位

統包工程服務

We Connect People,
Transform Lives and
Help Communities to Thrive.

化工與
環保

交通與
通訊

再生
能源

電力

工業
科技

貝泰
國際專案



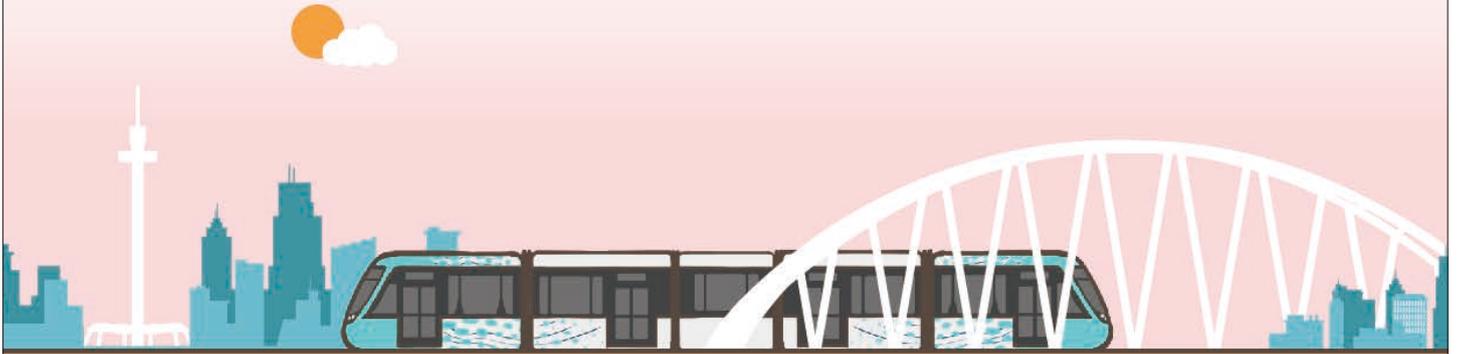
泰興工程顧問股份有限公司

電話:(02)2376-8000

傳真:(02)2738-2000

台北市大安區敦化南路二段 333 號 14 樓

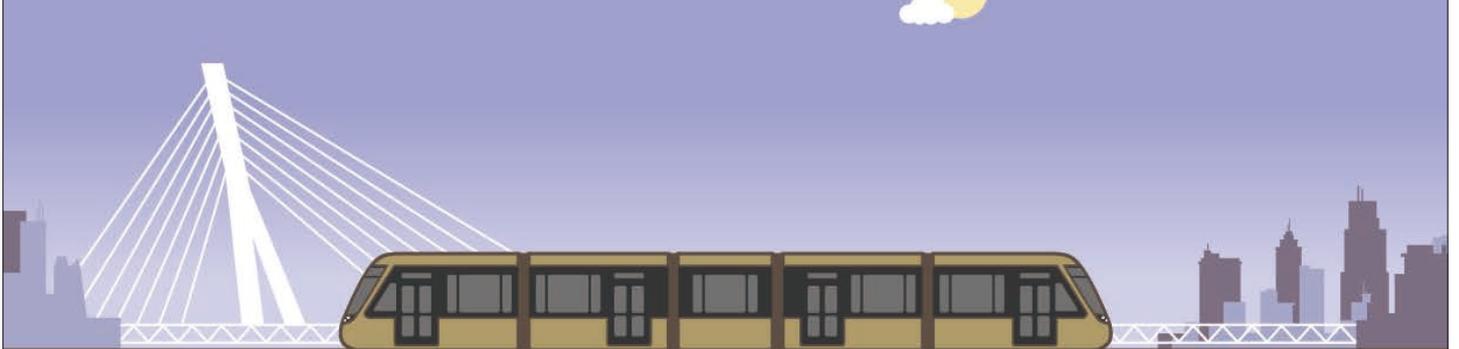
淡海輕軌



新北環狀線



安坑輕軌



三鶯線



三環六線，實現美好日常



廣告



Tekla®

A Trimble Solution

 Tekla Structures
Carbon

For viewing and collaboration

 Includes Trimble Connect Business

 Tekla Structures
Graphite

For modeling and design documentation
Everything in Carbon

 Includes Trimble Connect Business

 Tekla Structures
Diamond

For detailing and production information
Everything in Graphite

 Includes Trimble Connect Business



Simple



Easy



Flexible



歐亞電腦股份有限公司
ENGINEERING COMPUTER SERVICES TAIWAN CO.,LTD.

台北 TEL : (02)87722966 台中 TEL : (04)23750756 高雄 TEL : (07)3363422
www.ecs-ap.com



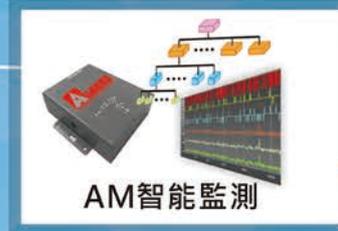
專業·品質·服務

安固工程

ANCHORS INTERNATIONAL CORP.



AD減隔震系列



AM智能監測



AEG錨固系列

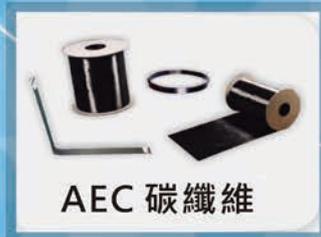


建築修復結構補強

STRUCTURE REPAIR & REINFORCE SYSTEM



AE結構補強系列



AEC 碳纖維



AC無收縮水泥
AEX 樹脂砂漿



*工程師*儲備幹部強力招募中

*意者可以掃下方Line聯繫



免費服務電話 台北 02-29813223 台中 04-23810055 高雄 07-3500090
0800-009-666 桃園 03-4022192 雲林 05-5967603 上海 021-54370088
更多的資訊請上安固官方網站 www.anchors.com.tw



福清營造 全域獨到

翡翠原水管工程



安坑一號道路
雙安隧道

興建大臺南
會展中心



福清營造

SINCE 1975

- 📍 台北市內湖區行善路48巷15號7樓
- ☎ 02-2796 3949
- 🌐 www.for-tune.com.tw



勞動部職業安全衛生署
OCCUPATIONAL SAFETY and HEALTH ADMINISTRATION, MINISTRY of LABOR

第14屆公共工程金安獎

第21屆 公共工程

金質獎

2021 建築類 佳作

臺北市政府
公共工程卓越獎
經典百工·卓越傳世

109年度公共工程卓越獎



財團法人台灣建築中心
TAIWAN ARCHITECTURE & BUILDING CENTER



提供國人安全安心 健康舒適
節能永續的居住環境是我們的使命

23141 新北市新店區民權路95號3樓

電話: 02-8667-6111

傳真: 02-8667-6222

www.tabc.org.tw



利晉工程股份有限公司
LI JIN ENGINEERING CO., LTD.

追求完美、永無止境、誠實踏實、永續經營

徵才 職務

工程師(土建、機電、品管)、BIM管理師、儲備幹部

管理人員：BIM管理師、建模師

工作地點：全台

福利 制度



獎金



補助金



勞、健保



退休金



禮金

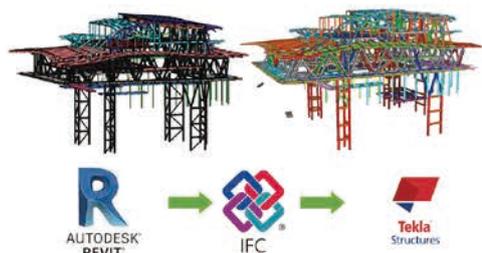


教育訓練



輔導證照考取、提供證照津貼

BIM 技術導入工程生命週期;有效改善傳統2D作業盲點,提升工程檢討效率及準確性,整合機電、精裝修及其他介面,透過可視化成果展現;確認設計原意、並提供美觀與實務的解決方案。



利晉工程股份有限公司
LI JIN ENGINEERING CO., LTD.

假設工程

基礎工程

結構工程

建築工程

機電工程

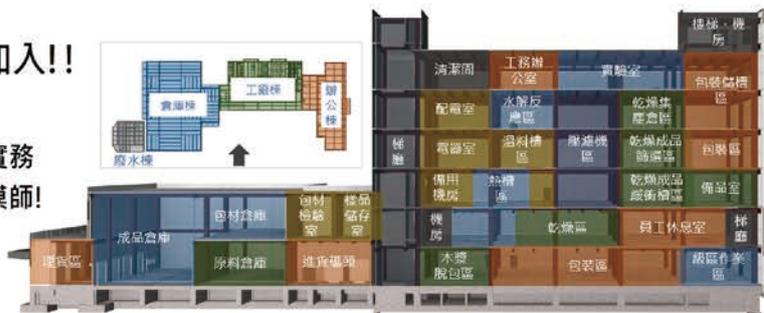
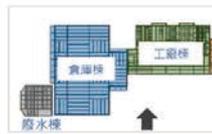
裝修工程

景觀工程

全面轉化BIM專案經理, 等你來加入!!

30

天建模技術養成、完整工法實務教學, 現場實務練習, 讓你/妳不再只是建模師!



330063桃園市經國路838號10樓

TEL:(03)326-9266 ; FAX:(03)326-1189

Web : <https://www.lijin.com.tw/>

E-mail : ljc100@ms15.hinet.net



Keynote & Invited Lectures



Keynote Lecture I (YEC)

Geosynthetics - Sustainable Solutions for Transportation Infrastructure Development
Speaker: Prof. Chungsik Yoo, South Korea



Keynote Lecture II (YEC)

Innovative Geosynthetics Coastal Protection Solutions for Adaptation of Climate Change
Speaker: Prof. Soon Hoe Chew, Singapore



Tatsuoka Lecture

Geosynthetic-Reinforcement and Its Combination With Other Methods for Soil Retaining Walls to Resist Against Large Seismic Loads
Speaker: Prof. Junichi Koseki, Japan



Keynote Lecture I

Geosynthetics in Geoenvironmental Engineering: The Challenge of Bringing Knowledge and Practice Into Harmony
Speaker: Prof. Kerry Rowe, Canada



Keynote Lecture II

Applications of Geomembranes in Dams and Evaluation of Their Long-Term Behaviour
Speaker: Prof. Daniele Cazzuffi, Italy



Keynote Lecture III

Sustainable/Green Characteristics of Geosynthetics Structures
Speaker: Prof. Nelson N.S. Chou, Taiwan



Keynote Lecture IV

Development of Geosynthetic Reinforced Soil Abutments and Integrated Bridge Systems in China
Speaker: Prof. Chao Xu, China



Keynote Lecture V

Influence of the Degree of Saturation on Soil Compaction and Soil Stiffness
Speaker: Prof. Fumio Tatsuoka, Japan



Keynote Lecture VI

(Supported by TC-H)
Geosynthetics in Canals: Applications and Performance
Speaker: Dr. Jean-Pierre Giroud, France



Invited Lectures I

Retrofitting of Distressed Divide Bund of a Dam for Taking Dynamic Water Forces: Case Study of Ukai Dam, Gujarat, India
Speaker: Mr. Vivek Kapadia, India



Invited Lectures II

Unsaturated Geosynthetics: A Promising Intersection for Unsaturated Soils and Geosynthetics
Speaker: Prof. Abdelmalek Bouazza, Australia



Chairman of GeoAsia7

Prof. Chiwan Wayne Hsieh

Contact Us

2022 GeoAsia 7 Abstract Submission & Registration Office | Ms. Shaan Hsieh

Tel: +886-2-2798-8329 ext.13 | Fax: +886-2-2798-6225 | Email: paper@geoasia7.org

Tel: +886-0919-652-553 | Email: cwh@mail.npust.edu.tw

Conference Website: geoasia7.org





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)

刊登位置	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：

49.6 50.1 50.2 50.3 50.4 50.5 共 次
(12月) (2月) (4月) (6月) (8月) (10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：社團法人中國土木工程學會 電話：(02) 2392-6325 email: service@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	萬	拾	萬	仟	佰	拾	元
通訊欄 (限與本次存款有關事項)		收款戶名 社團法人中國土木工程學會 寄 款 人 _____ 主管：_____ 姓 名 _____ 地 址 □□□□—□□□□ 電 話 _____ 經辦局收款戳								
繳納會費		<input type="checkbox"/> 常年會員年費 1,200 元 <input type="checkbox"/> 初級會員年費 300 元								
訂閱土木水利雙月刊，一年六期		<input type="checkbox"/> 國內·個人會員 新台幣 300 元 <input type="checkbox"/> 國內·非會員及機關團體 新台幣 1,800 元 自第__卷第__期起，__年期雙月刊__份								
訂閱中國土木工程學刊，一年八期		<input type="checkbox"/> 國內·個人會員 新台幣 1,600 元 <input type="checkbox"/> 國內·非會員及機關團體 新台幣 3,600 元 <input type="checkbox"/> 國外·個人 美金 80 元 <input type="checkbox"/> 國外·機關團體 美金 200 元 自第__卷第__期起__年期學刊__份								
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 註：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>	繳納會費 <input type="checkbox"/> 常年會員年費 1,200元 <input type="checkbox"/> 初級會員年費 300元
會員證號碼			訂閱土木水利雙月刊，一年六期 <input type="checkbox"/> 國內·個人會員 新台幣 300元 <input type="checkbox"/> 國內·非會員及機關團體 新台幣 1,800元 自第__卷第__期起，__年期雙月刊__份
身分證號碼			訂閱中國土木水利工程學刊，一年八期 <input type="checkbox"/> 國內·個人會員 新台幣 1,600元 <input type="checkbox"/> 國內·非會員及機關團體 新台幣 3,600元 <input type="checkbox"/> 國外·個人 美金 80元 <input type="checkbox"/> 國外·機關團體 美金 200元 自第__卷第__期起__年期學刊__份
卡別	<input type="checkbox"/> VISA <input type="checkbox"/> MASTER CARD <input type="checkbox"/> JCB		白天聯絡電話
信用卡卡號			通訊地址
信用卡末三碼			
信用卡有效期限	(月/年)		
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)

2022 國際跨海大橋工程論壇

~ 跨海大橋全生命週期工程技術探討 ~

2022 International Forum on Cross-Sea Bridge Engineering

跨海大橋為島嶼間連結的唯一交通要道，面對高腐蝕的環境、地質的變異與惡劣的海象等大自然因素，如何運用新式的材料、工法及維管技術來克服險峻的環境條件，達到設計的目標與維持服務的性能，都是非常值得持續探討與交流的重要課題。本工程司配合 53 週年司慶，特舉辦 2022 國際跨海大橋工程論壇。本論壇將邀請國內、外橋梁工程相關單位知名專家學者，分享跨海大橋全生命週期各階段關鍵議題與經驗，期能帶予工程界不同的啟發與實務參考。

- ◎日期：111 年 11 月 18 日(星期五) 9:00-16:40 ◎地點：集思交通部會議中心 3F 國際會議廳
 ◎指導單位：交通部 ◎主辦單位：財團法人中華顧問工程司
 ◎協辦單位：中國土木工程學會、中華民國道路協會、台灣世曦工程顧問公司、華光工程顧問公司
 ◎執行單位：臺北科技大學 ◎實體 (邀請制) 與視訊同步舉行
 ◎全程網路直播 ◎免費參加 ◎視訊報名：<https://reurl.cc/rDNVaZ> 《10/4 (二) 至 11/04 (五)》



視訊報名連結

議 程 表

時 間	講 題	講 者	主 持 人
9:00-9:20	貴賓致詞	Opening Remark	
9:20-10:20 (live speech)	Keynote 1: (in English with simultaneous interpretation) <i>Life-Cycle Consideration of the Cross-Sea Floating Bridges and Innovations Related to Design and Construction</i>	Dr. Bijan KHALEGHI State Bridge Design Engineer DOT of Washington State, USA	宋裕祺 理事長 土木水利工程學會
10:20-10:40	茶敘 Tea Break		
10:40-11:20 (live speech)	Keynote 2: (in English with simultaneous interpretation) <i>Aging Bridges ~Importance of Maintenance and Rehabilitation~</i>	Mr. Katsuji HASHIBA Infrastructure Development Institute, Japan	莫仁維 董事長 亞新工程顧問(股)公司
11:20-12:00 (online speech)	Keynote 3: (in English with simultaneous interpretation) <i>Efforts to "Anti-catastrophe" Performance at the Design Stage of the Kesenuma Bay Bridge</i>	Dr. Tsutomu YOSHIOKA Section Manager, Nippon Engineering Consultants, Japan	
12:00-13:00	午餐 Lunch		
13:00-14:40	【跨海大橋之設計與施工】 1. 金門大橋工程技術 2. 淡江大橋巨積混凝土設計與施工 3. 菲律賓馬尼拉海灣大橋設計介紹 綜合座談 (與談人及所有演講者)	講者： 黃炳勳副總經理-台灣世曦顧問公司 劉永輝經理-中興工程顧問公司 彭康瑜副總經理-林同棧顧問公司 與談人： 陳國隆副局長-高速公路局 張國鎮教授-國立臺灣大學 曾大仁前次長-交通部	顏久榮 副主委 行政院 公共工程 委員會
14:40-15:00	茶敘 Tea Break		
15:10-16:40	【跨海大橋之監測與維護管理】 1. 高屏溪大橋維護管理 2. 澎湖大橋監測與維護管理 3. 橋梁監測技術發展與應用 綜合座談 (與談人及所有演講者)	講者： 吳文益副總工程司-高速公路局 鄧文廣總工程司-公路總局 蔡欣局主任-中華顧問工程司 與談人： 林宜清教授-國立中興大學 葉芳耀組長-國家地震工程研究中心 呂嘉峰經理-亞新工程顧問公司	夏明勝 董事 中華顧問 工程司



詳細年會訊息網頁

社團法人中國土木水利工程學會 111年年會暨土木水利工程論壇

時間：111年 11月 19日 (星期六)

地點：【台北國際會議中心 (TICC)】(台北市信義路五段1號)



請多利用網路報名

紙本報名表

紙本報名請填寫資料 (網路報名者免填)

填妥請傳真回學會 Fax: (02) 2396-4260

姓名			服務單位			
會員證號	(沒有請空白)		聯絡電話	手機：		
Email	(請提供)			市話：		
參加活動項目 (請勾選)	<input type="checkbox"/> 11月19日 (六) 上午 9:20-12:00 年會大會					
	<input type="checkbox"/> 午餐 (<input type="checkbox"/> 葷食 <input type="checkbox"/> 素食)		<input type="checkbox"/> 我是會員代表、中午參加會員代表大會 (<input type="checkbox"/> 葷食 <input type="checkbox"/> 素食)			
	11月19日 (六) 下午 13:15-15:15 論壇一、二、三、四 (四選一)					
	<input type="checkbox"/> 論壇一 (土木工程) <input type="checkbox"/> 論壇二 (水利工程) <input type="checkbox"/> 論壇三 (英語簡報學生組決賽) <input type="checkbox"/> 論壇四 (學生BIM優勝發表)					
	11月19日 (六) 下午 15:45-17:45 論壇五、六、七、八 (四選一)					
	<input type="checkbox"/> 論壇五 (離岸風電) <input type="checkbox"/> 論壇六 (營建循環經濟) <input type="checkbox"/> 論壇七 (英語簡報青年組決賽) <input type="checkbox"/> 論壇八 (洪如江教授論壇)					
報名費	<input type="checkbox"/> 會員：1,000元 (可參加大會、論壇及晚宴)			紀念品專區		
	<input type="checkbox"/> 非會員：1,500元 (參加大會、論壇)					
	<input type="checkbox"/> 非會員：2,000元 (參加大會、論壇及晚宴)			參加大會	參加論壇	參加會員代表大會
	<input type="checkbox"/> 非會員：999元 (只參加晚宴)			 智能通話手錶	 客製口罩香薰扣	 可折疊水壺
付款方式	<input type="checkbox"/> 網路繳費 https://reurl.cc/bEO4m3			網路繳費 QR Code		
	<input type="checkbox"/> 紙本信用卡 請填寫授權書如下					
發票開列	<input type="checkbox"/> 二聯式 <input type="checkbox"/> 三聯式 統一編號：_____		發票抬頭： <input type="checkbox"/> 同本人 <input type="checkbox"/> 同服務單位 <input type="checkbox"/> 其他 (請填寫)：_____			
身分證字號	申請以下認證積分需提供身分證字號					
技師積分	<input type="checkbox"/> 需要 (限技師、請填寫科別)		科別			
公務人員	<input type="checkbox"/> 需要 (限公務人員)		參訓證明	<input type="checkbox"/> 需要 (請先勾選、事後恕不補發)		

年會報名費 紙本信用卡授權書 (僅供本學會 111 年年會用)

卡號			有效日期	月	年	末三碼	
持卡人簽名			金額				

聯絡窗口 甄美小姐 - Tel: (02) 2392-6325 #19、email: admin@ciche.org.tw、Fax: (02) 2396-4260



社團法人中國土木水利工程學會