112 年度

國家地震工程研究中心

研究成果報告







財團法人國家實驗研究院　國家地震工程研究中心

NCREE

使用聲明

任何閱覽本報告的使用者(以下簡稱使用者),即代表已確認及接納須就本報告的使用自行承擔一切風險。

本報告之所有內容為財團法人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)享有著作權及所有權，嚴禁抄襲與改作。非經國震中心同意，使用者不得將本報告之全部或一部以任何形式或方式進行轉載、重製、摘錄、引用、公開傳輸、公開播送、散布或發行，亦不得於任何未經國震中心同意之管道刊登或披露(如以超連結等方式內嵌於任何網頁或網站)。若有符合合理使用之情形，應正確引註以表彰權利人之權益。

本報告僅供學術、教育、研究或公益等非營利用途之參考，使用者不得將本報告使用於銷售商品或服務之宣傳或行銷，不得在商業推廣時(如廣告、產品或投資說明等)使用本報告之內容或數據,且不得擅自使用或利用國科會、國研院、國震中心及其所屬單位、員工之名稱、院徽、商標或以任何方式使用國科會、國研院或國震中心之名義。

因使用、閱覽或無法使用本報告而產生的直接、間接、附帶、特別、衍生性或懲罰性等所受損害或所失利益，包含但不限於利潤、營業、客戶、機會、商譽、使用、資料損失等純粹經濟上損失或其他無形損失，使用者應自負其責，概與國震中心無關。因使用本報告而引致任何誹謗、侵犯著作權或智慧財產權等情事，亦同。

國震中心對於本報告之內容或數據，概不為任何明示或默示之保證或聲明，亦不對資料之準確性、完整性或正確性作出任何陳述或保證，亦不會承擔任何賠償責任。同時，本報告所有內容可隨時停止公開或變更而毋須事前通知使用者。

Any user who accesses this report (hereinafter referred to as the "User") represents and acknowledges that they must assume all risks associated with their use of this report.

The content of this report is copyrighted and owned by the National Center for Research on Earthquake Engineering (hereinafter referred to as the "NCREE"), which is a foundation established under the laws of Taiwan. Any copying or modification of this report is strictly prohibited. Unless authorized by the NCREE, the User is not permitted to reproduce, duplicate, extract, quote, publicly transmit, publicly broadcast, distribute, or publish the whole or any part of this report in any form or manner, nor are they allowed to post or disclose any part of this report through any unauthorized

channels (such as embedding in any web page or website using a hyperlink). If there are circumstances that qualify as fair use, the User should properly cite the report to acknowledge the interests of the rights holder.

This report is provided for reference purposes only and is intended for non-profit uses such as academic, educational, research, or public welfare. The User is not allowed to use this report for promoting or marketing goods or services, nor to use the content or data of this report in commercial promotions (such as advertisements, product or investment instructions, etc.), and is not allowed to use or exploit the names, emblems, trademarks, or any other aspect of the name of the National Science and Technology Council, the National Applied Research Laboratories, the NCREE, or its affiliated units or employees in any way.

The User assumes full responsibility for any direct, indirect, incidental, special, derivative, or punitive damages or loss of benefits resulting from the use, browsing, or inability to use this report, including but not limited to pure economic losses such as profits, business, customers, opportunities, reputation, use, data loss, or other intangible losses. The same applies to any defamation, infringement of copyright or intellectual property rights, or any other consequences resulting from the use of this report.

The NCREE does not provide any express or implied warranties or representations regarding the content or data of this report. The NCREE also makes no statements or warranties regarding the accuracy, completeness, or correctness of the data, and does not assume any liability for any compensation. At the same time, the NCREE reserves the right to stop the publication or modify the contents of this report at any time without prior notice to the User.

NCREE

目 錄

1 考慮地震風險之建築結構耐震性能參數量化方法研發應用研究
翁元滔、於積璿、周德光

5 台灣垂直向設計反應譜研擬 II
張毓文、趙書賢、張志偉、許喬筑、簡文郁、林哲民、羅俊雄、溫國樑、黃尹男、吳俊霖、周中哲

9 建築物受近斷層地震作用的功率需求評估
林瑞良、林哲民、黃雋彥

13 國震中心增建大樓受震反應與結構模型驗證
莊明介、林瑞良、蔡克銓、吳安傑

17 應用非線性動力分析方法於結構耐震補強之研究
黃志勛、蕭輔沛、翁樸文、林佳蓁、黃昭勳

21 箱形鋼柱及 H 型鋼梁之構件非線性鉸參數研究
林敏郎、蕭博謙、邱聰智、鍾立來、周德光、鍾寬勳

25 軟補強(RC 構架內置型鋼骨補強)工法與分析
周德光、杜怡萱、邱聰智、翁元滔、鍾寬勳

29 OpenFresco 於鋼筋混凝土結構之多自由度複合實驗應用
蕭輔沛、盧煉元、葉士瑋、鄭弘、陳芊卉

33 橋梁數位孿生之線性更新模型研究
葉芳耀、蕭勝元、李柏翰

37 鋼橋墩耐震性能分析
洪曉慧、周光武、許家銓、梁恩齊、黃仲偉

41 高架鐵路列車遭遇地震之行車風險研究
郭振銘、黃瀚緯、蘇浚騰

45 懸吊式匯流排系統實驗與數值分析研究
李傳承、林凡茹、陳威中、黃百誼、柴駿甫

49 應用垂直擋板抑制矩槽液體潑濺行為實驗研究與分析
徐瑋鴻、劉庭瑋、柴駿甫、林凡茹

53 非結構耐震標準驗證實驗
黃百誼、柴駿甫、鄧啓富、林凡茹、徐瑋鴻

57 天花板隔離縫之振動台實驗
陳威中、柴駿甫、柯敏琪、林凡茹

61 剪力型耐震間柱之軸力效應研究
莊勝智、林克強、紀凱甯、李宗叡、陳垂欣

65 動物中心微振識別暨模型修正
盧恭君

69 國家實驗動物中心台北中心隔震建築物強震儀監測資料與結構動態分析
林旺春、曾育凡、游忠翰　楊卓諺、彭聖凱

73 隔震結構避免彈性支承拉拔破壞之高寬比估算
巫宜謙、張家銘、楊卓諺

77 鋼筋混凝土梁柱接頭之耐震性能評估準則建議
紀凱甯、林克強、莊勝智

81 液化地盤中樁－土互制行為之 1-g 振動臺試驗
陳冠羽、盧志杰、鄧源昌、許尚逸、黃俊鴻

85 發泡材管溝回填材料對於埋地管線力學行為之影響
楊炫智、張哲瑜、張為光

89 聯合共振與動三軸對海床土壤動態性質曲線模式之研究
倪勝火、陳家漢、紀佳妤、徐羽柔、黃意晴

93 桁架圍束式挫屈束制支撐性能分析研究
吳安傑、莊明介

97 複合式懸吊系統振動台實驗研究
蔡昀桐、林凡茹、柴駿甫 、廖文義

101 隔震結構於 2024 年 4 月 3 日花蓮地震下之反應探討
游忠翰、汪向榮、楊卓諺、林旺春、彭聖凱、曾育凡

105 無人機應用於橋梁檢測之電腦視覺與深度學習框架
張家銘、韓仁毓、嚴寬、許謹柔

109 地震防災與應變 3D GIS 資訊網之研發
陳志欣、楊承道、葉錦勳、陳世良

113 深度學習模型於大範圍建物破壞辨識之應用
蔡昉容 、呂紹銘、林偲妘

117 5D 智慧城市防救災平台（二）
王仁佐、陳志賢、林瑞綿

121 災防數位轉型：以數位孿生打造即時救災系統
羅傑鯤、張慰慈、陳俊杉

125 5D 智慧實驗室（二）
王仁佐、陳志賢、林瑞綿

129 公用天然氣管線震損評估模式之研究
劉季宇、周寶卿

133 住宅地震保險風險評估
洪祥瑗、葉錦勳、黃李暉

137 初探使用語音與語言工具輔助緊急事件通報關鍵資訊擷取
林祺皓、林祐萱、黃馨儀

141 都會區災害救援路網 QGIS 嵌入式套件開發
楊承道、曹雅筑、朱易昌、吳文元、陳蓮安、黃士軒

145 住宅耐震弱層補強之技術推廣與應用
許芯茹、高　靖、許嘉雯、王迎芃、李姿瑩、邱聰智、鍾立來、林敏郎、翁元滔、鄭維中、楊承道、李牧軒、邱世彬、周德光、楊元森、涂耀賢、許丁友

149 光纖差異沉陷計之溫度補償研究
李政寬

153 鋼骨鋼筋混凝土柱與梁接合之試驗
劉郁芳、周中哲、周德光、趙品均

157 卵礫石土層地盤反應分析敏感性研究
簡文郁、張志偉、劉勛仁、許尚逸

161 設計基準地震微分區圖
新竹地區斷層傾角分布與統計—以新竹斷層為例
陳冠宇、范秋屏、李宥葭、張毓文、劉勛仁、張志偉

165 ASCE 7-22 實測輸入地震要求之探討
劉勛仁、黃尹男、簡文郁

169 大屯火山群主要活動區的地震及地化特性
李曉芬、賴雅娟、史旻弘、林正洪

173 泛用型分散式結構數值分析與實驗平台
王孔君、周中哲

177 0905 新港地震(M5.5)監測與探討
張議仁、溫士忠、王維豪、黃有志、林哲民

181 雲嘉地區地震活動特性
黃有志、溫士忠、陳達毅、林哲民

NCREE

考慮地震風險之建築結構耐震性能參數量化方法研發應用研究

翁元滔[1]　於積瑨[2]　周德光[2]

摘 要

習見的建築耐震設計程序中，主要使用抗震性能參數來估計結構抗震系統的強度和變形需求，這些抗震性能參數量化值的合理性在耐震設計程序中已變得至關重要。隨著建築結構系統的數量與種類增加，每個系統皆須對應有一個地震力折減係數、結構超強因子、位移放大係數及韌性容量等抗震性能係數。然而這些抗震性能參數目前主要是基於人為判斷以及早期廣為採用的結構系統的已知反應能力進行定性比較而訂定，但新近納入的結構系統從未遭受任何嚴重程度的地震考驗。因此，許多結構系統的地震反應特性及其滿足抗震設計性能目標的能力都未經足夠驗證或測試。隨著新型結構系統的開發及應用，新建建物耐震性能的不確定性亦隨著不斷增加，因此如何合理量化結構耐震性能參數變得更加迫切。隨著基於性能的耐震設計工具和技術的進步，使得能使用非線性倒塌模擬技術在機率的基礎上將耐震性能需求與結構系統耐震性能能力聯繫起來。本研究的主要目的是為確定建築系統耐震性能和反應參數提供合理的基礎，期使在耐震設計過程中正確應用抗震性能參數的合理量化值時，可確保結構的抗震倒塌安全性，並使耐震設計的品質與風險控制更加具體可行。

關鍵詞：耐震設計、結構超強因子、地震力折減係數、位移放大係數

一、前言

為確定建築耐震性能參數定量值提供合理的基礎，使之在耐震設計過程中正確實施時，即能產生所預期的耐震安全性。為量化建築結構耐震設計中例如地震力折減係數、系統超強因子、韌性容量和撓度放大因子等，故本計畫預定研發的建築結構耐震性能參數量化方法，會基於對非線性反應和倒塌模擬的相關研究的回顧、特定結構系統的特性與行為的評估，並輔以蒐集彙整專家學者技術審查和評論以驗證與提昇該方法的技術可靠性和適用性，並確定不同地震風險等級下結構耐震性能的安全餘裕度。

傳統的耐震設計程序，是先估算在設計地震等級下的彈性地震力需求，然後基於將地震荷載下建築結構的複雜非線性動力行為轉換為等效線性問題的概念，即是以耐震性能參數去推估在非線性範圍內結構系統的強度和變形需求，然後將設計地震力分配到建築物的各個結構元件，並計算所得的構件力和結構撓度，隨即按比例對構件進行比例調整，使其具有足夠的能力來抵抗計算出的力與其他規定載荷的結合，以確保計算出的位移不超過最大指定值。所以結構能否有足夠的耐震安全性主要取決於耐震性能參數的定量值的合理性。例如地震力折減係數常是基於人為經驗判斷或與習用的結構系統的已知反應能力進行定性比較。然而隨著新型的結構系統與營建材料(例如高強度鋼材或高性能混凝土)的出現，它們在特定的地震風險下能否滿足耐震設計要求及其耐震性能、材料特性和設計細節常未能明確量化或掌握。故本研究所欲發展的耐震性能參數量化方法是基於對非線性受震反應和倒塌模擬的相關研究的回顧、選定結構系統的基準研究

[1] 國家地震工程研究中心副研究員
[2] 國家地震工程研究中心副技術師

以及對其他結構系統的評估，以驗證該方法的技術可靠性和適用性。關鍵發展階段的技術審查和評論由專家小組提供，其中包括來自鋼結構、混凝土和木構材料行業團體的代表。透過專家學者討論與審查，以接收彙整相關意見與建議。

建議的方法是為建立結構整體抗震性能因子（Seismic Performance Factors, SPFs）提供了合理可行的基礎，其中包括地震力折減係數（R因子）、系統超強因子（Ω_0）、韌性容量 μ 和撓度放大因子（C_d））。以下關鍵原則概述了該方法的範圍和基礎：

- 適用於新型建築結構體系。
- 須符合台灣現行耐震規範所訂之耐震性能目標。
- 地震風險基於最大考量地震等級。
- 耐震安全性以防止崩塌裕度比率表示。
- 透過對特定結構原型模型進行非線性崩塌分析模擬來量化效能。
- 防止崩塌性能中須明確考慮地震不確定性評估。

二、耐震性能參數定義

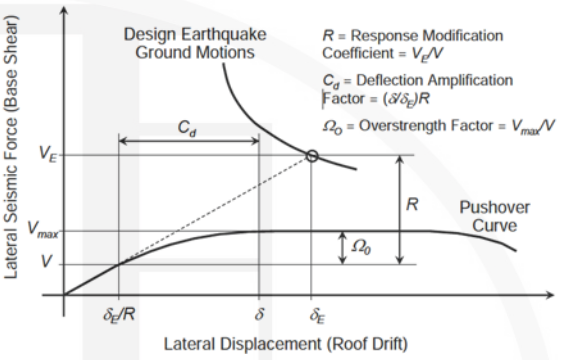
本方法採用習見的建築結構耐震性能參數的定義，結構系統的反應修正係數 R、系統超強因子Ω_0 和變位放大係數 C_d 值。圖一和圖二 可解釋和說明耐震性能參數的物理意涵，這些耐震性能參數主要都是力、加速度或位移的無因次比率。圖 1 是根據地震力的整體非彈性反應（理想化靜力側推曲線）定義了耐震性能參數。在該圖中，水平軸是側向位移（屋頂位移），垂直軸是系統基底的水平側向力（即基底剪力）。

在圖一中，V_E 為結構系統對於設計地震等級之地震作用下保持完全線彈性，結構系統所產生的水平側向剪力；V_{max} 代表結構系統的實際最大強度，V 是設計地震基底剪力。如公式(1) 所定義，R 因子是系統中用於設計地震作用下（如果系統保持完全線性彈性）產生的地震水平側向力與設計基底剪力的比值：

$$R = \frac{V_E}{V} \tag{1}$$

其次，如公式(2)所定義，結構系統超強因子Ω_0 是結構系統的最大強度與設計基底剪力的比值：

$$\Omega_0 = \frac{V_{\max}}{V} \tag{2}$$

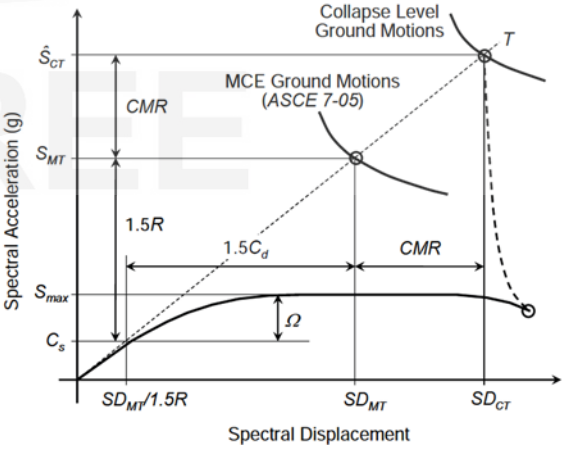


圖一 抗震性能參數（R、Ω_0和 C_d）圖示

在圖一中，δ_E/R 為對應於設計基底剪力 V 的結構系統屋頂位移，假設該系統對於該水平的力保持基本彈性，δ為對應於結構已發生降伏進入非線性的屋頂位移。如圖一所示並由公式(3)定義，C_d 因子是 R 因子的一部分：

$$C_d = \frac{\delta}{\delta_E} R \tag{3}$$

圖二 說明了本方法定義的耐震性能參數及其與 MCE 地震動的關係。



圖二 本研究所引用耐震性能參數（R、Ω和 C_d）圖示定義

圖二與圖一所示結構靜力側推分析的概念相似，是先將多自由度的結構系統轉換為等效單自由度系統，若結構的重量為 W，若求得結構基本振動週期，即可用下式表達設計基底剪力：

$$V = C_s W \tag{4}$$

在圖二中，S_{MT} 是結構基本振動週期 T 所對應的最大考量地震(MCE)等級下所對應之譜加速度，S_{max} 表示結構系統的最大譜強度 (由結構重量 W 歸一化)，C_s 是地震反應係數。如公式(5)所定義，MCE 譜加速度與地震反應係數（即設計水平加速度）比等於 R 因子的 1.5 倍：

$$\gamma R = \frac{S_{MT}}{C_s} \tag{5}$$

其中γ為台灣建築物耐震規範中的最大考量地震強度與設計地震強度的比值，其值約為 1.2~1.3 之間。

在圖二中，超強參數Ω被定義為完全屈服系統的最大強度 S_{max}（由 W 歸一化）：

$$\Omega = \frac{S_{\max}}{C_s} \tag{6}$$

本方法使用非線性靜力側推分析來推算Ω。圖二中，MCE 等級非彈性系統位移定義為 γC_d 乘以設計地震反應係數 C_s 對應的位移，並設為 MCE 彈性系統位移 SD_{MT}（基於 Newmark and Hall 等位移法則），有效地將 C_d 重新定義為等於 R：

$$C_d = R \tag{7}$$

對於有效阻尼大約等於耐震設計習用的結構系統設計阻尼值 5%時，等位移法則是合理的。若系統的阻尼比明顯高於 5%，則可使用 ASCE/SEI 7-22 第 18 章的反應修正法來確定 C_d 值。

在圖二中，超強參數Ω被定義為完全屈服系統的最大強度 S_{max}（由 W 歸一化）

三、以崩塌裕度比率表示耐震安全性

此方法將崩塌水準之強地動定義為導致結構抗側力系統崩塌之地震強度中值。亦即當面臨這種地震強度地面運動時，結構系統會出現某種形式的危及生命倒塌的機率為 1/2。如圖二所示，崩塌等級地震動會高於 MCE 等級之地震動。因此，MCE 等級之強地動導致結構倒塌的可能性相對較小。如公式（8）所定義，塌陷裕度比 *CMR* 是崩塌等級地震動的阻尼比 5%譜加速度中位數 $\hat{S}_{CT}$（或對應譜位移 SD_{CT}）與結構系統基本週期所對應之 MCE 等級地震動的 5%阻尼譜加速度 S_{MT} (或所對應之譜位移 SD_{MT})：

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} = \frac{SD_{CT}}{SD_{MT}} \tag{8}$$

崩塌裕度比 *CMR* 可被認為是為了實現建築物倒塌機率達 50%的地面運動 S_{MT} 所必須增加的地震強度量值。結構系統的倒塌以及 *CMR* 受到許多因素的影響，包括強地動的變異性以及結構設計、分析和施工的不確定性。這些因素在結構崩塌易損性曲線中被綜合考慮，該曲線描述了結構系統崩塌的機率與地面運動強度的函數關係。

四、性能評估

本研究利用非線性靜力分析的結果來確定結構系統超強因子Ω_0的適當值，並利用非線性動態分析的結果來評估地震力折減係數 *R* 試驗值的可接受性。位移放大係數 C_d 則是根據 R 的可接受值而確定的，並考慮了相關結構系統的有效阻尼。

地震力折減係數 *R* 的試驗值是根據結構塌陷裕度比計算結果的可接受性進行評估，該比值是導致產生崩塌中位數的地震動強度與最大考量地震 (MCE) 地震動強度的比率而決定。其值的可接受性是透過將經過一定調整後的結構崩塌裕度比率與可接受的值進行比較衡量，這些可接受值取決於用於定義結構系統的資訊品質、系統整體不確定性以及可接受的崩塌機率等因素來決定。

為考慮導致建築物倒塌的極端地面運動的獨有特徵，將結構倒塌裕度比率轉換為調整後的倒塌裕度比率。此調整基於罕見地面運動頻譜的形狀，並且是結構韌性和結構基本振動週期的函數。具有較大韌性和較長週期的系統受益於較大的調整。Baker and Cornell (2006)此文獻中提供了這種考慮頻譜形狀影響的調整的背景和進展。考慮到結構崩塌易損性的不確定性，崩塌裕度比的可接受值是根據 MCE 地震動的可接受的低崩塌機率來定義的。具有更穩健的設計要求、更全面的測試數據和更詳細的非線性分析模型的系統，其倒塌不確定性較小，並且可以以更小的倒塌裕度比率實現相同程度的生命安全。明確考慮以下不確定性來源： (1) 記錄間不確定性；(2) 與設計要求相關的不確定性； (3) 測試數據相關的不確定度； (4) 建模不確定性。

參考文獻

1. ATC, 2008, *Interim Guidelines on Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings, 90% Draft*, Report No. ATC-72-1, Applied Technology Council, Redwood City, California.
2. Baker, J.W., 2007, "Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis," *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97 (5), pp. 1486-1501.
3. Benjamin, J.R., and Cornell, C.A, 1970, *Probability, Statistics, and Decision for civil engineers*, McGraw-Hill, New York, New York, 684 pp.
4. Berry, M., Parrish, M., and Eberhard, M., 2004, *PEER Structural Performance Database User's Manual*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 38 pp. Available at http://nisee.berkeley.edu/spd/ and http://maximus.ce.washington.edu/~peera1/.
5. Chatterjee, S., Hadi, A.S., and Price, B., 2000, *Regression Analysis by Example*, Third Edition, John Wiley and Sons Inc., New York, ISBN: 0-471-31946.
6. Ibarra, L., Medina, R., and Krawinkler, H., 2002, "Collapse assessment of deteriorating SDOF systems," *Proceedings,* 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, Elsevier Science Ltd, paper #665.
7. Newmark, N.M. and Hall, W.J., 1973, "Seismic design criteria for nuclear reactor facilities," *Building Practices for Disaster Mitigation*, Report No. 46, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, pp. 209-236.
8. PEER, 2006a, *PEER NGA Database*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, Available at http://peer.berkeley.edu/nga/.
9. PEER, 2006b, *PEER Structural Performance Database*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Available at http://nisee.berkeley.edu/spd/ and http://maximus.ce.washington.edu/~peera1/.
10. Vamvatsikos, D., and Cornell, C.A., 2002, "Incremental Dynamic Analysis," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.
11. 「建築物耐震設計規範及解說」,內政部營建署，民國 111 年 6 月。

台灣垂直向設計反應譜研擬 II

張毓文[1] 趙書賢[2] 張志偉[3] 許喬筑[4] 簡文郁[1] 林哲民[1]
羅俊雄[5] 溫國樑[6] 黃尹男[7] 吳俊霖[8] 周中哲[9]

摘 要

依據歷史的實測地震紀錄說明台灣的垂直向地震動特性有與水平向相近的非線性效應，而現行耐震設計規範中係取用水平向設計反應譜的 1/2 或 2/3 倍為垂直向設計反應譜，將無法合理反映台灣垂直向地震動特性。本研究藉由台灣豐富的地震紀錄以及近期內發展的地震動經驗模型，提出不分區域之垂直向設計反應譜，並定義其反應譜公式，是為水平向震區係數 S_{DS} 與結構週期 T_v 之函數，其 V/H 頻譜比值約為 0.72。該成果可使對垂直向地震動敏感的建物，在設計時合理考量其耐震需求。

關鍵詞：垂直向設計反應譜、V/H 頻譜比值、ASCE 7-16, 非線性效應

一、前言

在過去，Newmark et al. (1973b)對於垂直向反應譜的定義是取自水平向反應譜的 2/3。然而，Bozorgnia et al. (1996)觀察 1992 年加州北嶺地震軟弱土層記錄，其短週期 V/H 頻譜比值在不同距離下高於 2/3，並隨著週期改變，且因規模、距離改變而影響(Bozorgnia and Campbell, 2004)。隨著地震紀錄的增加，國際上垂直向設計反應譜的發展，在 ASCE/SEI 7-16 (2016)已參考 V/H 頻譜比值建立一垂直向係數(Vertical Coefficient, C_v)，將水平向譜加速度參數轉換為垂直向譜加速度參數；並定義垂直向反應譜公式，是一個不同於水平向設計反應譜的譜形。同樣的觀察，在台灣規模 6.5 以上地震、距離 10-30 公里的觀測紀錄，其 V/H 頻譜比值之趨勢在短週期處亦呈現高於 2/3 或 1/2 的比值。故現行耐震設計規範(內政部營建署，2024)對於垂直向設計反應譜的要求，V/H 頻譜比值在近斷層區域取 2/3、一般區域取 1/2 的設定，並沿用水平向設計反應譜譜形是需進行檢討。

為使耐震設計規範對於垂直向設計反應譜的考量，能合理反映台灣的垂直向地震動特性，本研究以台灣歷史地震紀錄與 V/H 頻譜比值經驗模型，檢討垂直向反應譜的譜形與譜值，定義出的垂直向反應譜公式，是為工址水平向短週期譜加速度 S_{DS} 與結構週期 T_v 之函數，提供耐震設計與評估之參考。

二、台灣垂直向地震動特性

探討垂直向地震動特性主要對象為相符於水平向設計地震的控制震源：規模 7.0/距離 10 公里的地震紀錄，然而在台灣地震動資料庫中，主要集中在 M_w 5.0-6.5 的地震，僅有 1999 年集集地震(M_w7.6)大於規模 7.0 的地震。因此，為能在控制震

[1] 國家地震工程研究中心研究員
[2] 國家地震工程研究中心研究員/組長
[3] 國家地震工程研究中心助理技術師
[4] 國家地震工程研究中心副技術師
[5] 美國加州大學聖地牙哥分校結構工程系訪問教授/國立臺灣大學土木工程系名譽教授
[6] 國立中央大學地球科學系兼任教授
[7] 國立臺灣大學土木工程系副教授
[8] 國家地震工程研究中心副主任/組長
[9] 國立臺灣大學土木工程系教授

源引致的垂直向地震動特性有更多的描述，本研究另參考 Chao et al.(2019)及 Phung et al.(2022)所發展兩個台灣地震動評估經驗模型。

以控制震源為篩選條件，圖一比較台灣與國外的觀測反應譜探討垂直向地震動特性，圖中顯示地盤條件由堅硬(S0，V_{s30} > 520m/s)至軟弱(S3，V_{s30} < 250m/s)，其反應譜所呈現的主頻由高至低變化以及震幅隨地盤條件折減的現象，台灣資料相較國外資料而言，垂直向地震動的非線性效應顯著，且與水平向特性相近。在本研究所參考的地震動評估模型中，Chao19 單純採用台灣垂直向資料所發展，可完全反映出台灣垂直向地震動的非線性場址效應；而 Phung22 在模型建立時，引入國外大地震的垂直向觀測資料，雖非線性效應被平均掉，但也可用於補足台灣對大地震的缺乏。

三、垂直向反應譜發展

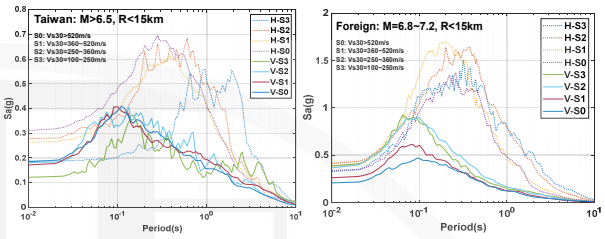
本研究參考 ASCE/SEI 7-16 的垂直向反應譜譜型公式，以前述提及資料與經驗模型，發展台灣垂直向反應譜譜型。主要考量之重點如圖二所示，包括反應譜平台段代表週期之決定、轉角週期、長週期地震動之衰減速率、平台段與極短週期間反應譜比值等決定反應譜譜形之參數；垂直向係數 C_{vh} 為工址水平向短週期譜加速度 S_{DS} 與垂直向反應譜的轉換關係進行討論。

● 譜形的建立

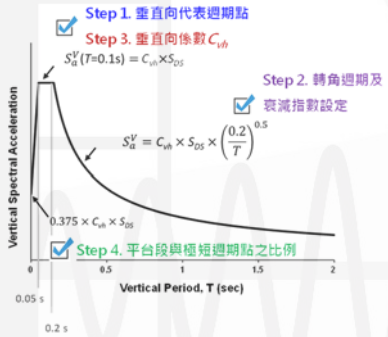
1. 反應譜平台段代表週期與轉角週期：由正規化觀測平均反應譜與估算反應譜之比較，說明台灣垂直向反應譜代表週期落在 0.1 秒；由篩選後之垂直向觀測反應譜，定義轉角週期為 0.2 秒，涵蓋不同地盤條件的特性。

2. 長週期衰減速率：台灣正規化垂直向反應譜反映出長週期的地震動隨 $1/T$ 衰減速率之設定為 0.5，同時涵蓋近斷層區域與一般區域的地震動特性。

3. 垂直向極短週期與平台代表週期之頻譜比值：將不同地震動等級對應控制震源以 Chao19 及 Phung22 的垂直向經驗模型進行評估，在極短週期的譜值約為 0.1 秒代表週期譜值的 0.375 倍。該結果與水平向設計反應譜之等效地表加速度值 EPA 值約為短周期震區係數的 0.4 倍相近。



圖一 不同地盤條件下，國內外的地震動反應譜比較



圖二 決定台灣垂直向設計反應譜之參數

● 垂直向係數 C_{vh} 之決定

由於設定垂直向設計反應譜的發展係基於工址水平向短週期譜加速度 S_{DS}，故垂直向係數 C_{vh} 為轉換水平向 0.3 秒譜加速度值 $S_a^H(0.3s)$ 與垂直向 0.1 秒譜加速度值 $S_a^V(0.1s)$ 的轉換比例。依據定義，欲求得垂直向 0.1 秒譜加速度值，可依式(1)獲得

$$S_a^V(0.1s)=S_a^H(0.3s)\times\frac{S_a^H(0.1s)}{S_a^H(0.3s)}\times\frac{S_a^V(0.1s)}{S_a^H(0.1s)} \quad (1)$$

將堅硬地盤條件(S_1，V_{s30} = 520 m/s)引入式(1)，則不同地盤特性基於堅硬地盤的放大效應可透過工址水平向短週期譜加速度 S_{DS} 與式(1)進行展開如下

$$\begin{aligned}S_a^V(0.1s,V_{s30})&=S_a^H(0.3s,V_{s30})\times\frac{S_a^H(0.1s,V_{s30})}{S_a^H(0.3s,V_{s30})}\times\frac{S_a^V(0.1s,V_{s30})}{S_a^H(0.1s,V_{s30})}\\&=S_a^H(0.3s,V_{s30}=520)\times F_a\times\frac{S_a^H(0.1s,V_{s30}=520)}{S_a^H(0.3s,V_{s30}=520)}\times F_{HH}\times\frac{S_a^V(0.1s,V_{s30}=520)}{S_a^H(0.1s,V_{s30}=520)}\times F_{VH}\end{aligned} \quad (2)$$

其中 F_a 為水平向短週期震區係數 S_S^D 之地盤放大係數，F_{HH} 為水平向 0.1 秒與 0.3 秒譜加速度值的場址效應之比值，F_{VH} 則為 0.1 秒 V/H 頻譜比值對應堅硬地盤的場址放大效應。將式(2)進行整理，則變為

$$S_a^V(0.1s,V_{s30})=\left[S_a^H(0.3s,S_1)\times F_a^H\right]\times\left[\frac{S_a^H(0.1s,520)}{S_a^H(0.3s,520)}\times F_{HH}\right]\times\left[\frac{S_a^V(0.1s,520)}{S_a^H(0.1s,520)}\times F_{VH}\right]$$
$$=S_a^H(0.3s,S_1)\times F_a^H\times\left[\alpha F_{HH}\times\beta F_{VH}\right] \quad (3)$$

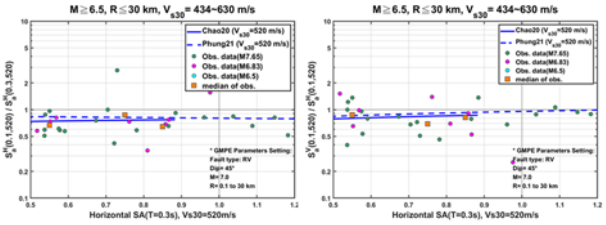
其中 $S_a^H(0.3s,S_1)\times F_a^H$ 是為工址水平向短週期譜加速度 S_{DS}，則垂直向係數 C_{vh} 定義為

$$C_{vh}=\alpha\beta\times\left[F_{HH}\times F_{VH}\right] \quad (4)$$

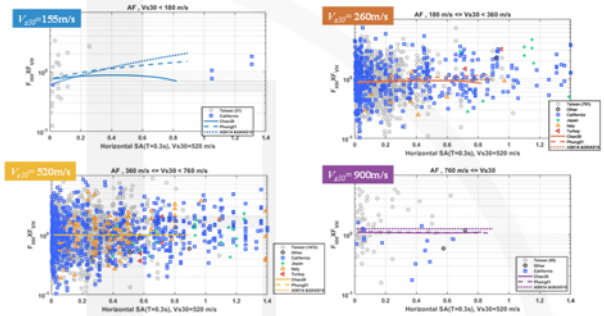
其中 α 為堅硬地盤的水平向 0.1 秒與 0.3 秒譜加速度比值間的關係係數、β 為堅硬地盤在 0.1 秒 V/H 頻譜比值。對於 α 與 β 值的決定，係經由控制震源在堅硬地盤收錄的觀測紀錄分布而定，如圖三所示。圖三(左)中呈現堅硬地盤水平向 0.1 秒與 0.3 秒譜加速度比值與0.3秒譜加速度值無關，呈現一個定值接近 0.8；圖三(右)為 0.1 秒 V/H 頻譜比值隨 0.3 秒譜加速度值的分布，其結果趨於一定值，接近 0.9。兩係數 α 與 β 的分布在大地震的觀測資料與經驗模型是一致的。

另外，針對水平向 0.1 秒與 0.3 秒譜加速度值的場址效應之比值(F_{HH})，與 0.1 秒 V/H 頻譜比值的場址放大效應(F_{VH})，主要以兩個經驗模型估算為依據，F_{HH}×F_{VH} 亦透過不同地盤之觀測資料進行比較，如圖四所示。比較結果說明兩垂直向經驗模型在軟弱地盤呈現不同程度的非線性效應，其他地盤之結果則與觀測資料分布一致，F_{HH}×F_{VH} 會接近 1.0。

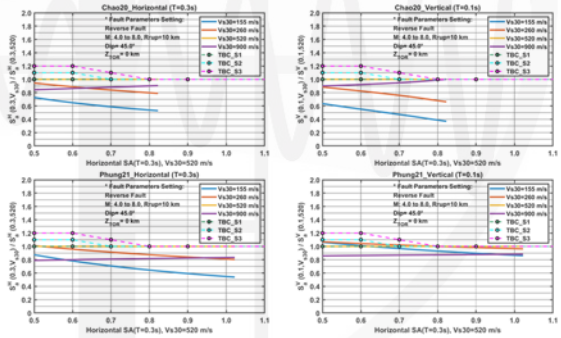
最後，套用式(4)，將工址水平向短週期譜加速度 S_{DS} 轉換至垂直向的係數 C_{vh}=0.72。圖五將垂直向放大效應與水平向短週期震區係數之地盤放大係數 F_a 進行比較，結果呈現 F_a 可涵蓋垂直向的放大效應。因此，垂直向反應譜在不同地盤條件下的放大效應可直接於工址水平向短週期譜加速度 S_{DS} 被考慮。



圖三 對應堅硬地盤 0.3 秒譜加速度值，觀測資料在水平向 0.1 秒與 0.3 秒譜加速度比值(左圖)與 0.1 秒 V/H 頻譜比值(右圖)之分布



圖四 以兩經驗模型估算之 F_{HH}×F_{VH} 與不同地盤觀測資料之比較



圖五 垂直向放大效應與水平向規範 F_a 之比較

- 垂直向設計反應譜公式

依據垂直向反應譜譜形與垂直向係數 C_{vh}，本研究發展之垂直向設計反應譜公式如下式，估算垂直向譜加速度值 $S_{aD,v}$ 隨週期 T_v 變化：

$$\begin{cases} S_{aD,v}=0.72S_{DS}\times(0.375+12.5T_v) & ;\ T_v<0.05s \\ S_{aD,v}=0.72S_{DS} & ;\ 0.05s<T_v\le 0.2s \\ S_{aD,v}=0.72S_{DS}\times\left(\dfrac{0.2}{T_v}\right)^{0.5} & ;\ 0.2s<T_v\le 2.595s \\ S_{aD,v}=0.2S_{DS} & ;\ T_v>2.595s \end{cases} \quad (5)$$

其中 S_{DS} 為工址水平向短週期譜加速度，是水平向短週期震區係數 S_S^D 考量地盤放大係數 F_a。

四、規範比較與結論

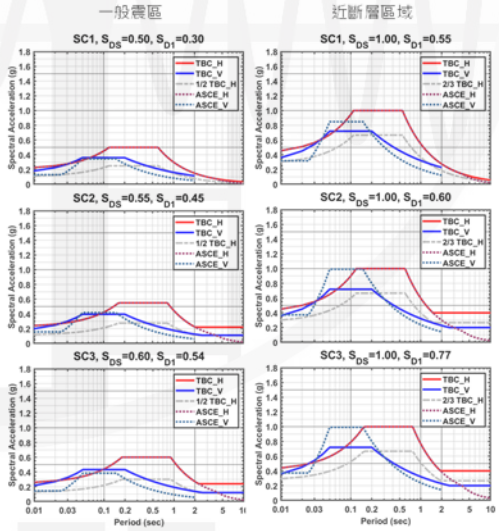
由於實際的地震動紀錄所呈現的 V/H 頻譜比值，反映出短週期比值高於現行耐震規範對於垂直向設計反應譜所設定為水平向設計反應譜的 1/2 或 2/3 倍。本研究以觀測資料為主，用台灣經驗模型求得之 V/H 頻譜比值為輔，提出適切反映台灣垂直向地震動特性之垂直向反應譜。

圖六將現行規範在不同地盤條件對於一般震區與近斷層區域對於垂直向設計反應譜的要求，與本研究所提出進行比較，同時繪出 ASCE7-16 在同樣地震動等級下的設計反應譜以為參考。圖中設計參數為取 475 年回歸期之 S_s，在 0.5 左右屬一般震區，S_s 在 1.0 左右則屬近斷層區域。結果說明，(1)由於現行規範係沿用水平向的反應譜形，未能反映垂直向地震動特性，因此長周期處會較高；(2)在短周期平台段，新的垂直向反應譜在一般震區將會提高約 35-40%，近斷層區域則影響不大；(3)台灣垂直向的地震動特性與美國相較之下，雖兩者在代表週期相近，但非線性效應不同，本研究應用觀測資料可更直覺得到適切的垂直向反應譜。

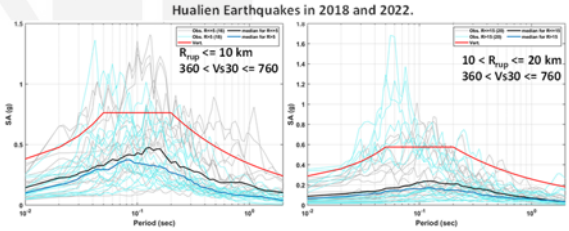
圖七以 2018 年、2022 年花蓮地震資料檢視本研究垂直向設計反應譜於一般震區與近斷層區域之合理性。圖 7 之比較顯示對於一般震區或近斷層區域而言，雖有部分觀測紀錄較高並接近設計反應譜，但本研究所提出之垂直向設計反應譜是可合理反映大多數之觀測紀錄。

參考文獻

1. American Society of Civil Engineers (2016), “Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures,” ASCE/SEI 7-16.
2. Bozorgnia, Y., Niazi, M. and Campbell, K. W. (1996), “Relationship between vertical and horizontal ground motion for the Northridge earthquake,” Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Proceedings.
3. Bozorgnia Y. and Campbell K. W. (2004), “The vertical-to-horizontal response spectral ratio and tentative procedures for developing simplified V/H and vertical design spectra,” Journal of Earthquake Engineering, 8, 175-207.
4. Chao, S.H., Chiou, B., Hsu, C.C., and Lin, P.S. (2019), “Development of horizontal and vertical ground motion model for crustal earthquakes and subduction earthquakes in Taiwan,” NCREE Report, No. NCREE-19-003, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan.
5. Phung V. B., Abrahamson N. A., Huang B. S., Loh C. H. (2022), “Vertical ground-motion prediction equation and the vertical-to-horizontal spectral ratio for crustal earthquakes in Taiwan,” Earthquake Spectra, 38(2),1189-1222. doi:10.1177/87552930211061168.
6. Newmark N. M., Hall W. J., and Mohraz B. (1973b), “A Study of Vertical and Horizontal Earthquake Spectra, U.S. Atomic Energy Commission,” Washington D.C.
7. 內政部營建署(2024)，台灣建築物耐震設計規範及解說。



圖六 現行規範與新垂直向反應譜比較



圖七 觀測地震紀錄與新垂直向設計反應譜之比較

建築物受近斷層地震作用的功率需求評估

林瑞良[1]、林哲民[1]、黃雋彥[1]

摘 要

與非脈衝型（NPL）地震相比，近斷層脈衝型（PL）地震通常會在相對較短的時間內將大量能量傳輸到結構中。因此，功率需求已經成為評估脈衝型地震對結構造成之風險的一種直接且獨特的指標。本研究調查了 2023 年 2 月 6 日襲擊土耳其的規模 M_w 7.8 地震下，六個城市中心的十個地震測站記錄的地表運動對於結構物所造成的功率需求。這六個城市，包含 Golbasi、Kahramanmaras、Nurdagi、Osmaniye、Iskenderun、與 Antakya，是在地震兩週後一個國際勘災小組進行實地勘察的地點。 本研究建立並且檢視了這十個測站記錄的二十個水平地表運動的功率譜。透過這項研究，我們希望更了解該地震事件下，脈衝型地震對於上述六個城市之結構物所造成的威脅。

關鍵詞：土耳其規模 Mw 7.8 地震、功率需求、功率譜、結構損傷、地震勘災

一、前言

2023 年 2 月 6 日襲擊土耳其的規模 M_w 7.8 地震造成約 5 萬人死亡，及約 24 萬棟建築物倒塌或嚴重受損。 一份關於此地震的現場勘災報告（Ozkula 等人，2023 年）指出了許多結構上的缺陷，而這些結構缺陷極可能導致了上述毀滅性的災損。 除了這些結構耐震上的缺陷外，一些城市在此次地震事件中的結構耐震需求遠大於相應的 2475 年回歸期的設計反應譜。與非脈衝型（NPL）地震相比，脈衝型（PL）地震對於結構物通常具有特別的破壞潛勢，上述勘災報告指出須要進一步調查脈衝型地震對於建築物的影響。此外，聯合初步勘災報告（PVRR）（StEER 和 EERI，2023）也建議：此地震事件所記錄的近斷層地表運動非常具有價值，應將其運用於結構動力分析、更新地表運動模型、以及修訂土耳其地震危害度圖。該聯合初步勘災報告（StEER 和 EERI，2023）除了指出一些地震記錄已經超過土耳其建築耐震規範（2018）中規定的 2475 年回歸期的設計水平譜加速度外，還指出住商混合型建築中的軟弱樓層、地震序列造成的累積損壞、以及法規執行不力，都是此次地震造成建築物倒塌的原因。

具有前向性或拋步效應的近斷層地震的特徵是速度脈衝。先前的研究發現，脈衝型地表運動通常會在短時間內對結構輸入大量能量。因此直觀上，功率需求應該是脈衝型地震的關鍵特徵之一。Zengin 和 Abrahamson（2020）提出了瞬時功率，其定義為帶通濾波速度時間序列在 $0.5T_1$ 時間間隔內的最大功率，其中 T_1 是結構的基本週期。 Zengin 和 Abrahamson（2020）的結論為瞬時功率可以反映近斷層地表運動關鍵的破壞特徵。Lin (2022) 將建築物的功率反應定義為樓層剪力和層間速度的乘積。 透過研究一棟三層樓鋼筋混凝土建築在一組脈衝型和一組非脈衝型地震作用下的功率反應，結果顯示功率需求是反映脈衝型地震對結構造成之特殊威脅的有效指標。

一般來說，非預期的結構震損是由於耐震需求過高或是結構耐震能力不足所造成。結構設計、材料特性、與施工品質皆

[1] 國家地震工程研究中心

會影響結構耐震能力。結構老化與使用者任意變更建築，很可能會進一步降低既有建築的結構耐震能力。另一方面，地震危害度、地震波傳播路徑、場址條件、盆地效應、近斷層效應、與結構特性（例如振動週期、與結構不規則性等）皆會影響結構的耐震需求。此次土耳其地震造成了大範圍大量倒塌或嚴重損壞的建築物，因此要全面了解該地震所造成結構損壞的因素是相當複雜且具有挑戰性。一般的勘災報告會提供所檢視的特定結構物的詳細損壞情形與分析其災損原因，然而本研究的重點是探討受此次土耳其地震影響之廣泛結構物的功率需求，其中採用了不同的結構基本週期來代表各式各樣的結構物，以探討大量結構物在此地震下的功率需求。本研究期望透過結構的功率需求，提供另一種方法(或面相)來了解在這一歷史性地震事件中，脈衝型地震對於結構所造成的威脅。

二、功率需求

一棟 *N* 層樓建築的功率需求表示為 *P*(*t*)，其定義如下（Lin 2022）：

$$P(t) = \sum_{i=1}^{N} P_i(t) = \sum_{i=1}^{N} h_i \dot{\theta}_i(t) V_i(t) \qquad (1)$$

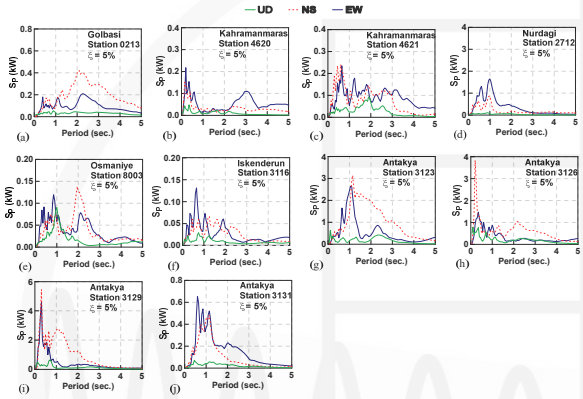
其中 $P_i(t)$、h_i、與 $V_i(t)$ 分別是第 i 個樓層的功率、樓層高度、與樓層剪力。參數 $\dot{\theta}_i(t)$ 是第 i 樓層層間位移角的時間導數。因此，$h_i\dot{\theta}_i(t)$ 表示第 i 層的層間速度。所以單自由度結構的功率需求等於基底剪力乘以相對速度。此外，功率譜(power spectrum)表示在給定的地表運動作用下，所考量的單自由度振動週期範圍內，各個單自由度結構的最大功率值。

三、彈性功率譜

圖一為依照表一所列出的城市和測站的順序所對應的自然（未縮放）地震記錄的彈性功率譜（S_p）。本研究假設單自由度（SDOF）結構具有單位質量（單位為 $N \times s^2/cm$），以計算 SDOF 結構的基底剪力。 因此，必須注意例如對於一個總重量為 10^5 kN 的結構，依圖一縱座標所得到的數值應該再放大 10^5 倍。一般的設計加速度反應譜的形狀通常在短振動週期內具有較高譜值(PS_a)，並且 PS_a 值隨著振動週期的增加而逐漸減少。相反地，圖一顯示彈性功率譜通常具有單一或多個高峰，並且高峰不一定會在短振動週期內出現。以圖一 a-j 中所示的南北向分量的功率譜為例，其大約的高峰數量分別為 1、1、2、2、2、1、1、2、2、與 1。 對應於這些高峰的振動週期分別約為 2 秒、0.2 秒、{0.5 秒和 2 秒}、{0.5 秒和 1 秒}、{1 秒和 2 秒}、0.5 秒、1 秒、{0.2 秒和 2 秒}、{0.3 秒和 1 秒}、與 1 秒。這顯示彈性結構的功率需求在一些特定的振動週期會較為顯著。因此，彈性功率譜通常會呈現在某些振動週期出現高峰的形式。

上述十個測站中有七個記錄到脈衝型地表運動。在這七個測站中，2712（Nurdagi）、3123（Antakya）、3126（Antakya）和 3129（Antakya）的功率譜峰值（圖一 d、g、h 和 i）遠大於在 0213（Golbasi）、3116（Iskenderun）和 3131（Antakya）的功率譜峰值（圖一 a、f 和 j）。 根據表一，2712、3123、3126 和 3129 測站的最大速度大於 115 cm/s，而 0213、3116 和 3131 測站的最大速度小於 100 cm/s。 此外，2712、3123、3126 和 3129 測站的破裂距離小於 2.5 公里，而 0213、3116 和 3131 測站的破裂距離在 3.0 公里與 15 公里之間。這顯示測站與破裂面越近，其最大速度會越大。此外，較大的最大地表速度通常會導致較大的結構功率需求。所以很明顯地 Antakya 的結構受到近斷層脈衝型地震的影響最為顯著，而 Nurdagi 的結構受到的影響次之。與 Antakya 和 Nurdagi 的結構相比，Golbasi 和 Iskenderun 的結構受近斷層脈衝型地震的影響最小。並且，似乎可以忽略不計近斷層脈衝型地震對 Kahramanmaras 和 Osmaniye 結構的影響。

由圖一可以看出，垂直地震的 S_p 值一般遠小於水平地震的 S_p 值。然而，近斷層地震垂直分量的 PS_a 值並不一定比對應的水平分量的 PS_a 值小很多。這一現象意味著近斷層脈衝型地震的速度脈衝對於結構功率需求主要在水平方向產生影響。因此，雖然現代耐震設計規範為考量近斷層脈衝型地震對垂直向 PS_a 的影響，而提高了垂直向與水平向 PS_a 的比值。但在考慮近斷層脈衝型地震對結構功率需求影響時，似乎可以不必強調在垂直向的影響。



圖一 各測站地震記錄的三個分量的彈性功率譜 (a) 0213、(b) 4620、(c) 4621、(d) 2712、(e) 8003、(f) 3116、(g) 3123、(h) 3126、(i) 3129、與(j) 3131。

表一 選取的強地震動測站

City (or Town)	Latitude Longitude	Station	R_{epi} (km)	R_{rup} (km)	PGA (gal)	PGV (cm/s)	$SA_{0.3}$ (g)	$SA_{1.0}$ (g)	V_{S30} (m/s)
Golbasi	37.784°N 37.646°E	0213	96.48	8.047	237	99	532	392	NA
Kahramanmaras	37.589°N 36.928°E	4620	35.48	17.373	310	37	676	176	484
		4621	35.42	16.745	369	45	912	322	714
Nurdagi	37.185°N 36.727°E	2712	29.79	2.329	589	109	1532	1444	NA
Osmaniye	37.074°N 36.249°E	8003	72.18	30.08	183	30	598	335	350
Iskenderun	36.585°N 36.168°E	3116	105.38	13.079	161	40	349	283	870
Antakya	36.204°N 36.158°E	3123	143.00	1.969	841	187	1580	1760	470
		3126	143.55	0.036	1187	109	2350	1052	350
		3129	146.39	1.025	1347	170	4766	1912	447
		3131	144.98	3.285	356	48	698	736	566

四、非彈性功率譜

圖二顯示表一所列的 10 個測站的 20 筆自然（未縮放）水平地震記錄，當強度修正係數 R 分別等於 2、4、與 8 時的非彈性功率譜。在這些測站中，有 7 個地震記錄是脈衝型地表運動（0213、2712、3116、3123、3126、3129 和 3131）。在這 7 個測站的非彈性功率譜的上橫座標表示對應的 T/T_p 值（圖二 a、d、f-j）。正規化非彈性功率譜的縱座標表示為 Π，其定義為 $P_{peak}/P_y = P_{peak}/\left(\omega^3 S_{de}^2/R^2\right)$，其中 P_{peak} 表示最大功率。對於相同的單自由度結構在不同的地震作用下，S_{de} 值會有所不同。因此，在不同地表運動下，具有相同 T 和 R 的 SDOF 結構很可能由於不同的 S_{de} 而具有不同的 P_y。此外，根據 P_y 的定義，P_y 等於降伏力（$\omega^2 S_{de}/R$）乘以擬降伏速度（$\omega S_{de}/R$），因此可以將 P_y 視為擬降伏功率。

對於記錄非脈衝型地震的三個測站（4620、4621 和 8003），除了週期非常短的結構外，Π 值一般小於 10（圖二 b、c 和 e）。然而，圖二 b 中有一個例外，其中振動週期約等於 1.0 s 的高韌性結構 (R = 8)，在非脈衝型地震動 4620EW 下有顯著的功率需求。對於七個記錄脈衝型地表運動的測站，具有短週期與其他週期的結構很可能會有顯著的功率需求。舉例來說，0213NS 下的 R = 8 且 $T \fallingdotseq 1.0$ s ($T/T_p \fallingdotseq 0.1$) 的結構功率需求約為 20 倍的 P_y ($\omega^3 S_{de}^2/R^2$)（圖二 a）。2712NS 下的 R = 8 且 $T \fallingdotseq 1.5$ s ($T/T_p \fallingdotseq 0.22$) 的結構功率需求約為 15 倍的 P_y（圖二 d）。3116NS 下的 R = 8 和 $T \fallingdotseq 3.7$ s ($T/T_p \fallingdotseq 0.26$) 的結構功率需求約為 20 倍的 P_y（圖二 f）。此外，3123NS 下的 R = 8 和 $T \fallingdotseq 0.4$ s ($T/T_p \fallingdotseq 0.15$) 的結構功率需求約為 35 倍的 P_y（圖二 g）。最後，3131NS 下的 R = 8 和 $T \fallingdotseq 4.0$ s ($T/T_p \fallingdotseq 0.33$) 的結構功率需求約為 15 倍的 P_y（圖二 j）。根據這些脈衝型地震造成的顯著功率需求，T 的範圍在 0.4 s 與 4.0 s 之間，而 T/T_p 的範圍在 0.1 與 0.33 之間。因此，脈衝型地震可能對 T/T_p 不大於 0.33 的結構造成顯著的功率需求。換句話說，重要的參數不是 T 的絕對大小，而是 T 相對於 T_p 的大小是影響結構功率需求的關鍵因素。

上述觀察到的五個有顯著功率需求皆是發生在脈衝型地震的南北向分量，而此分量大致平行於地震斷層破裂的方向。因

此，以功率需求而言，Golbasi（0213 測站）、Nurdagi（2712 測站）、Iskenderun（3116 測站）、與 Antakya（3123 和 3131 測站）的建築物受到脈衝型地震南北向分量的風險高於東西向分量的風險。此外，R = 8 且 $T \fallingdotseq 0.4$ s ($T/Tp \fallingdotseq 0.15$) 的結構在 3123NS 下的功率需求約為 35 倍的 P_y（圖二 g），這遠超過其它測站 0213NS、2712NS、3116NS 和 3131NS 下，相同結構的功率需求。換句話說，與 Golbasi、Nurdagi、和 Iskenderun 的建築相比，Antakya 的低矮建築（例如 $T \fallingdotseq 0.4$ s）所承受的功率需求最大。此一驚人的功率需求很可能與勘災隊伍（Ozkula 等人，2023）所觀察到的 Antakya 的低矮建築受損或倒塌情形最為嚴重有關。

五、結論

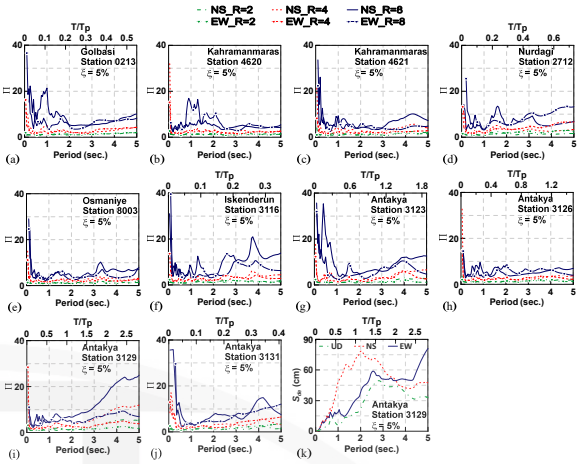
1. 由 10 個選定的地震測站的彈性功率譜顯示受近斷層脈衝型地震影響的城市，其影響程度從大到小依次為 Antakya、Nurdagi、Golbasi 和 Iskenderun。此外，Kahramanmaras 和 Osmaniye 的近斷層脈衝型地震的影響似乎可以忽略不計。

2. 在 Golbasi、Nurdagi、Iskenderun 和 Antakya 記錄的脈衝型地震的南北向分量對結構造成的風險大於東西向分量。此外，Antakya 低層建築的驚人功率需求很可能是 Antakya 建築物嚴重損毀的原因之一。

3. 彈性功率譜的高峰可能出現在數個振動週期。而且，這些振動週期不一定是短週。與對應的水平分量分相比，脈衝型地震的垂直分量的彈性功率譜相對較小，可以忽略。

4. 本研究顯示結構週期與脈衝週期的比值(T/T_p)小於 0.33 的結構會承受較大的功率需求。

5.強度修正係數（R）越大，結構功率需求越大，並且脈衝型與非脈衝型地震所造成的結構功率需求的差異也越大。



圖二 (a) 0213、(b) 4620、(c) 4621、(d) 2712、(e) 8003、(f) 3116、(g) 3123、(h)3126、(i)3129、與(j)3131 測站的水平地震非彈性功率譜。圖二 k 為 3129 測站的彈性位移譜。

參考文獻

1. Ozkula, G., Dowell, R.K., Baser, T., Lin, J.L., Numanoglu, O.A., Ilhan, O., Olgun, C.G., Huang, C.W., and Uludag, T.D. (2023), "Field reconnaissance and observations from the February 6, 2023b, Turkey earthquake sequence", *Natural Hazards*, 119, 663–700.
2. Structural Extreme Events Reconnaissance (StEER) and Earthquake Engineering Research Institute (EERI). Joint Preliminary Virtual Reconnaissance Report. NHERI DesignSafe Project ID: PRJ-3824. March 29, 2023.
3. TBSC: Turkish Building Seismic Code (2018) Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Disaster and Emergency Management, Ankara, Turkey.
4. Zengin, E., Abrahamson, N.A. (2020), "A vector-valued intensity measure for near-fault ground motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 49, 716–734.
5. Lin, J.L. (2022), "Power responses of a building subjected to pulse-like ground motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 51, 457–472.

國震中心增建大樓受震反應與結構模型驗證

莊明介[1]　林瑞良[2]　蔡克銓[3]　吳安傑[1]

摘 要

國家地震工程研究中心(簡稱國震中心)為因應未來的發展，在既有研究大樓的六層樓鋼筋混凝土(reinforced concrete, RC)建築上，增建七層樓成為十三層 RC、鋼骨鋼筋混凝土與鋼結構的複合結構，堪稱我國最具代表性的增建工程案例之一。在此增建案中，國震中心研究人員建置監測系統 Smart Structural Monitoring System (SSMS)，SMSS 系統自 2021 年初開始運作，連續記錄各個地震下大樓結構的受震反應。SSMS 系統的監測資料除了提供即時的地震預警系統之用，震後也上傳至國震中心的臺灣結構防災監測平台，開放申請使用。因此，SSMS 的監測資料可以幫助結構分析與系統識別等相關研究工作的進行。本研究使用 SSMS 所量測到的結構受震反應，進行國震中心增建大樓 PISA3D 結構模型的驗證，良好的歷時分析模擬結果顯示增建大樓結構模型的勁度與質量皆有合理的估算與配置，也展現增建大樓的監測資料在結構模型驗證方面的應用價值。

關鍵詞：結構健康監測、系統識別、非線性反應歷時分析

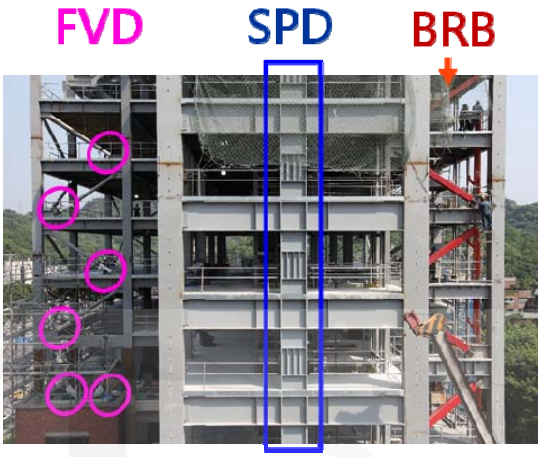
一、前言

考量國家地震工程研究中心(簡稱國震中心)未來的發展需求，因此啟動增建大樓的計畫。幸得潤泰集團總裁尹衍樑博士捐贈增建工程，由潤弘精密工程事業股份有限公司進行規劃、設計以及承建，並且委由創緯工程顧問有限公司進行增建大樓的耐震能力評估與補強設計，在原本研究大樓的六層樓鋼筋混凝土(reinforced concrete, RC)建築(圖一)上增建七層樓，大樓增建後為包含 RC 結構、鋼骨鋼筋混凝土(steel reinforced concrete, SRC) 結構，以及鋼結構(steel structure, SS)的十三層樓複合結構(圖二、圖三)，建築基地面積也向北側擴大，以容納新增的「鋼結構服務核」，將原本六層樓研究大樓內的電梯、樓梯、管道間等集中於此，讓整體空間使用更為完整。為了提升大樓的耐震能力，如圖三、圖四所示，服務核中所設置國震中心自行研發之制震元件—挫屈束制支撐(buckling-restrained brace, BRB)以及鋼板阻尼器 (steel panel damper, SPD)，在彈性階段也可以提供適當的側向勁度來抑制不規則平面，或是既有 RC 結構與新建鋼結構服務核勁度差異等原因所導致的扭轉效應。再者，承蒙臺灣劭承精密股份有限公司、美國 Taylor Devices 公司暨臺灣代理商國科企業有限公司，與日本 KYB 株式會社捐贈油壓阻尼器(fluid viscous damper, FVD)，在部分增建樓層(七樓至十一樓)裝配 FVD，可降低大樓受震反應提升舒適度。綜上所述，國震中心增建大樓是一個包含既有 RC、新建 SRC 與鋼結構的複合結構，並搭配 BRB、SPD 與 FVD 三種阻尼器來提升耐震能力。增建案於 2019 年 10 月 23 日動土，2020 年 11 月 9 日正式完工啓用，堪稱我國最具代表性的增建工程案例之一。在此增建案中，國震中心研究人員也特別規劃設置完善的監測系統 Smart Structural Monitoring System (SSMS) [Ku and Wang, 2022]，SSMS 自 2021 年初開始運作，連續記錄各地震事件下大樓結構的受震反應。本研究著眼於使用 SSMS 系統在歷史地震中所量測到的增建大樓結構受震反應，進行結構模型驗證的工作。

[1] 國家地震工程研究中心建物組 副研究員
[2] 國家地震工程研究中心建物組 研究員兼組長
[3] 國立臺灣大學土木工程學系 講座教授



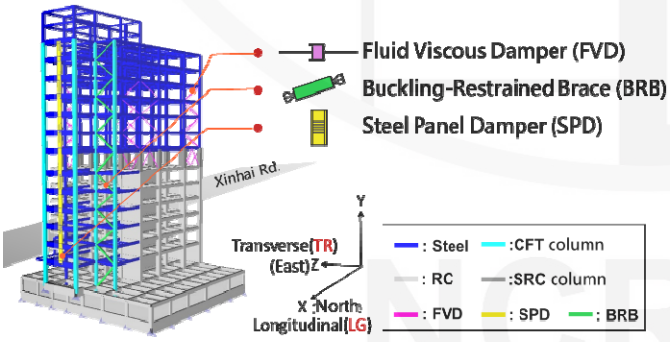
圖一 6 層樓 RC 結構



圖四 阻尼器現地安裝照片



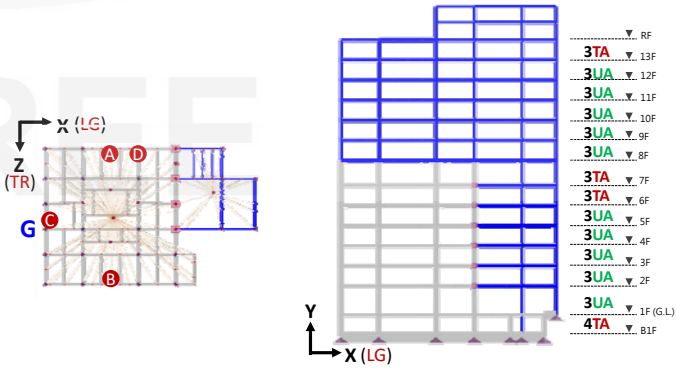
圖二 13 層樓複合結構



圖三 PISA3D 結構模型

二、增建大樓結構監測系統

國震中心研究人員規劃建置監測系統(SSMS)中，裝設加速規監測此結構物的受震反應，來支援地震預警系統，以及震後透過各樓層偵測的數據，自動分析大樓的結構安全狀況，協助震後應變。在 SSMS 系統中，增建大樓地下室與各樓層所安裝的單軸向加速規(Uniaxial Accelerometer, UA)合計 30 個、三軸向加速規(Triaxial Accelerometer, TA) 合計 13 個，加速規的配置如圖五、圖六所示。監測系統始於 2021 年初開始運作，連續記錄各地震事件下大樓結構的受震反應，詳細的監測資料可透過國震中心的臺灣結構防災監測平台(網址：https://bas.ncree.org) (圖七)查詢與申請下載。



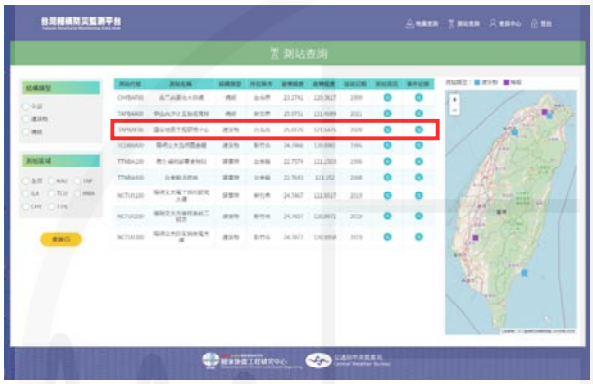
Floor Framing Plan　　Elevation (Line G)

圖五 加速規配置圖



(a) (b) (c)

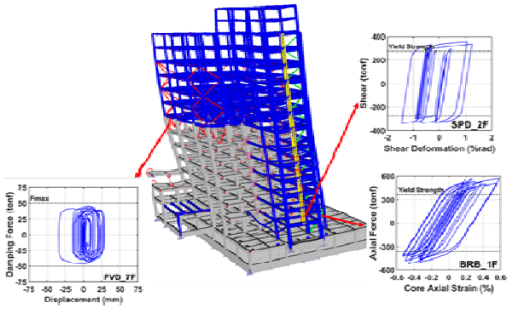
圖六 加速規安裝照片



圖七 臺灣結構防災監測平台網站 (https:// bas.ncree.org)

三、PISA3D 非線性反應歷時分析

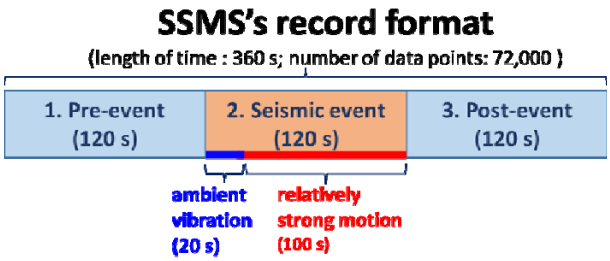
為了解國震中心增建大樓的耐震能力，國震中心研究人員與國立臺灣大學土木工程學系蔡克銓教授研究團隊合作，採用國震中心研發的 PISA3D 結構分析軟體[Lin et al., 2009]建立增建大樓的結構模型，並進行一系列的非線性反應歷時分析（圖八）[林冠泓等人，2021]，預測對應設計地震(design basis earthquake, DBE)、最大考量地震(maximum considered earthquake, MCE)等不同地震危害度的地震下，增建大樓的最大層間位移角、最大層間剪力等結構受震反應，進而探究增建大樓的耐震性能。以先前研究成果所建立的結構模型為基礎，本研究係利用 SSMS 所量測到的結構受震反應，對於增建大樓 PISA3D 結構模型勁度與質量估算與配置的合理性進行驗證。



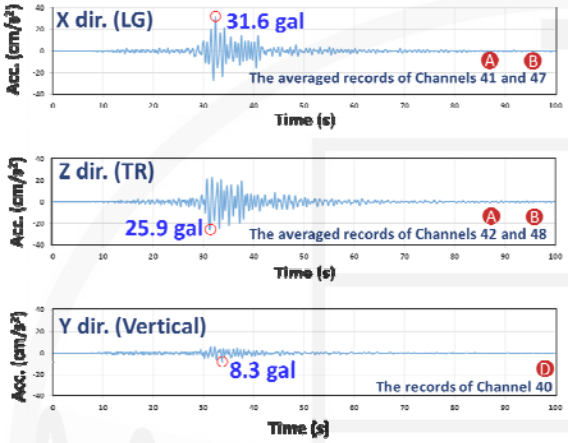
圖八 MCE 等級地震(TCU042_MCE)變形圖與阻尼器反應(20 倍放大變形反應)

SSMS 監測資料已應用在系統識別與結構健康診斷[Chen et al., 2022]與先進結構模擬技術[Lin et al., 2022]的相關研究。SSMS 單一地震事件量測資料時長 360 秒(圖九)[Chen et al., 2022]，包含(1) pre-event、(2) seismic event、(1) post-event 三部分。因為 seismic event 資料段的前 20 秒區間所量測到的是震前的微振資料，故本研究取用 seismic event 資料後段之 100 秒的數據，應用於結構分析以及驗證結構模型。

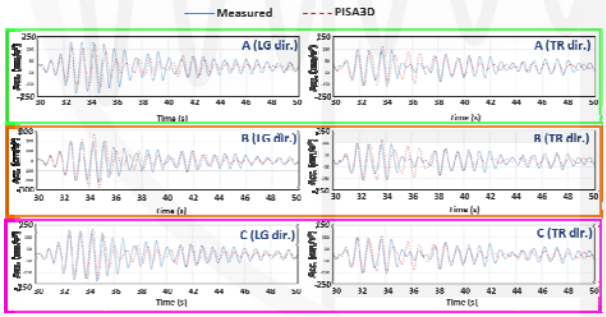
以 2022/01/03 地震事件為例(圖十)，此地震事件量測到 X 與 Z 兩個水平向之最大地動加速度(Peak Ground Acceleration, PGA)分別為 31.6 gal 與 25.9 gal，垂直向 PGA 為 8.3 gal。在建立 PISA3D 結構模型時，考慮結構物在此地震下保持彈性，故以 100%的撓曲與剪力剛度模擬梁、柱、牆等結構元件，並且適度考量非結構牆和複合梁效應的勁度來建立結構模型並進行歷時分析，圖十一、圖十二顯示地震事件 2022/01/03 的量測數據與 PISA3D 歷時分析結果，屋頂 A、B、C 觀測點所量測到的水平向與垂直向加速度歷時。與量測結果相比，PISA3D 結構模型良好的模擬成果顯示增建大樓結構模型的勁度與質量皆有合理的估算與配置，也展現增建大樓監測資料可以用來進行結構模型驗證的加值應用。



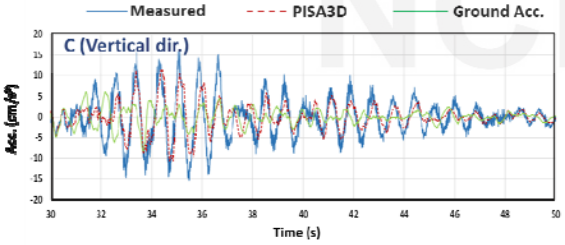
圖九 SSMS 量測資料格式



圖十 2022/01/03 地震事件地表加速度歷時



圖十一 屋頂水平向加速度歷時分析結果 (2022/01/03 地震事件)



圖十二 屋頂垂直向加速度歷時分析結果 (2022/01/03 地震事件)

四、結論

國震中心 SSMS 監測資料已應用在系統識別與結構健康監測與先進結構模擬技術的相關研究。本研究使用 SSMS 系統所量測到結構受震反應，比對 PISA3D 歷時分析結果，顯示增建大樓結構模型的勁度與質量皆有合理的估算與配置，也展現增建大樓監測資料可以用來進行結構模型驗證的加值應用。

參考文獻

1. Ku, M. H., & Wang, K. J. (2022). Smart Structural Monitoring System for the Research Building in NCREE Taipei Headquarter. NCREE report No. 22-011.
2. Lin, B.Z., Chung, M.C. and Tsai, K.C., (2009). "Object-oriented development and application of a nonlinear structural analysis framework", *Advances in Engineering Software*, **40**(1): 66-82.
3. 林冠泓、莊明介、蔡克銓、林瑞良 (2021)，「國家地震工程研究中心十三層增建大樓耐震性能分析」，結構工程，**36**(4)， 51-84。
4. Chen, W.H., Chou, C.C., Lin, P.Y. and Loh, C.H., (2022). "Implementation of structural health monitoring algorithms for online building safety assessment: application to NCREE building", *Journal of the Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering*, **34**(4):283-293.
5. Lin, J. L., Yu, G. J., Chuang, M. C., Lin, G. H., Weng, Y. T., Hwang, S. J., & Tsai, K. C. (2022). "Post-earthquake system identification and response estimation of an elastic compound building using a simplified numerical model", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **51**(13), 3154-3170

應用非線性動力分析方法於結構耐震補強之研究

黃志勛[1] 蕭輔沛[2] 翁樸文[3] 林佳蓁[4] 黃昭勳[5]

摘 要

2016 年 2 月 6 日凌晨，台灣於高雄市美濃區發生嚴重的災害型大地震，造成了許多中高樓建築物發生坍塌情況，同時造成很多人員傷亡。依過往經驗歸納中高樓層建築於此地震發生倒塌者，主要原因大多來自於結構系統配置不良、軟弱底層、扭轉效應等因素。為有效在結構物於軟體分析時便能發現並解決前述課題，本文搭配「臺灣鋼筋混凝土結構耐震評估非線性動力分析手冊(Taiwan Earthquake Assessment for RC Structures by Dynamic Analysis, TEASDA1.0)」，執行非線性動力分析方法，供國內外工程師共同參考使用，期盼能有效釐清既有結構物耐震能力不足之疑慮。

對於中高樓層建物，其地震反應較低矮樓房複雜且不確定因素高，若使用現行建物耐震評估之非線性靜力分析，將難以預估其結構高頻震態之反應，其結果亦可能不夠保守，故利用此方法搭配 ETABS 結構分析軟體進行分析。非線性動力分析方法適用於較複雜甚至較不規則的建築物中，本研究使用 7 組地震歷時進行分析符合規範要求，並列舉多種不同類型之結構系統補強案例作分析及測試，期盼未來能與側推分析搭配使用及參考，對中高樓及不規則結構物的補強效能進行更多面向的檢核。

關鍵詞：非線性動力分析、耐震評估與補強、耐震補強工法

一、前言

根據國家地震工程研究中心提出的「臺灣結構耐震評估側推分析法(Taiwan Earthquake Assessment for Structures by Pushover Analysis, TEASPA)」(蕭輔沛等人，2013)，作為現今業界較廣泛使用的分析方法，雖對於低矮樓層結構物之分析有一定準確性，但對於不規則及中高樓層結構可能存在某些容易發生誤差的弊端。

例如：無法預估中高樓結構高頻振態、不規則結構之扭轉行為等，甚至是地震力、分析及施工可能存在的技術性不確定因子。此外，根據內政部頒布之「建築物耐震設計規範及解說[1]」，內容提到關於建築物分析方法之規定，當：

(1) 高度等於或超過 50 公尺或 15 層以上之建築物。

(2) 高度超過 20 公尺或 5 層以上，且其勁度、重量配置或立面幾何形狀具有立面不規則性，或具有平面扭轉不規則性者。

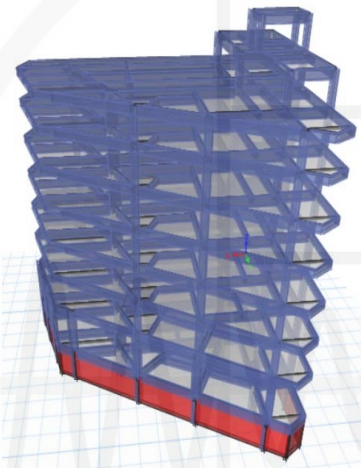
(3) 高度超過 20 公尺或 5 層以上，非全高度具有同一種結構系統者。符合前述條件之結構物應進行動力分析。

本研究參考「臺灣鋼筋混凝土結構耐震評估非線性動力分析手冊(Taiwan Earthquake Assessment for RC Structures by Dynamic Analysis, TEASDA1.0)」[2]，列舉多種不同類型的結構系統之補強案例作分析及測試，期盼未來能與側推分析方法搭配使用，對中高樓及不規則結構物進行更多面向的檢核，有效釐清其耐震能力之疑慮。

[1] 國立臺北科技大學土木工程系防災所碩士
[2] 國家地震工程研究中心研究員兼組長、國立成功大學土木系合聘教授
[3] 國家地震工程研究中心副研究員
[4] 國家地震工程研究中心副技術師
[5] 國立臺北科技大學土木工程系防災所副教授

二、耐震補強案例研究

本研究案例為地下 1 層地上 7 層之鋼筋混凝土構造集合住宅大樓，另外有 3 層之屋突層。一樓用於店舖及停車場，基地長約 23.54m，寬約為 19m，屬於不規則三角形建築物，其補強後之 ETABS 數值分析模型示意圖如圖一。東側為勁度較大的薄壁牆，只有少數小窗形成開口。一樓主要由柱體及薄壁牆承受水平地震，不規則之三角形結構也可能造成扭轉現象，導致角柱的破壞情況可能會更明顯。



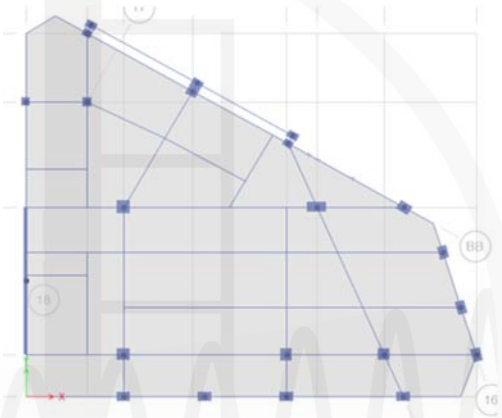
圖一 補強後之 3D 模型圖

此分析案例之一樓高度為 4m，二樓至七樓為 3m，屋突層分別為 2.4m、2.3m、2.3m。總高度為 19.4m(不包含屋突層)。樓版厚度一樓為 20cm，其餘樓層為 12cm。因無法對分析案例進行材料取樣，在此以設計值作分析使用。混凝土設計抗壓強度為 210 kgf/cm^2，因結構物老舊，鋼筋之設計降伏強度則取較保守的 2,800 kgf/cm^2。

分析案例之補強目的主要在於改善一樓軟弱層及消除過多扭轉行為，採用階段性補強 A，於一樓外圍增建鋼筋混凝土外加構架，實際補強照片如圖二，其鋼筋混凝土柱西側及北側斷面為 50×70cm，南側斷面為 40×60cm，鋼筋混凝土梁西側及北側斷面為 50×70cm，南側斷面為 40×70cm，如圖三所示。



圖二 實際補強後照片



圖三 外加構架示意圖

三、地震歷時選取

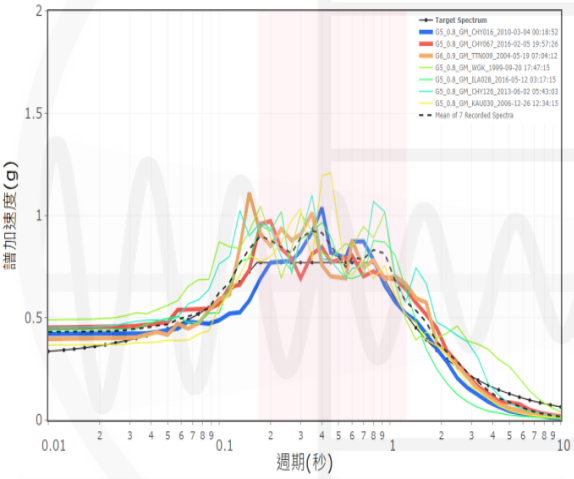
本研究使用劉勛仁等人(2021)設立之「臺灣工址輸入地震查選平台(TSMOD)」，其依據為「臺灣泛域工址設計用實測地震歷時篩選研究」[3]，能提供工程師在進行動力歷時分析時，能確實按照設計規範進行檢核及相關耐震評估。

使用者於挑選地震歷時前，需先蒐集結構分析模型及所在場址之地盤條件等相關資訊，得到場址之 S_{DS} 及 S_{D1} 相關參數，如圖四上方框選處。平台將自動從資料庫中篩選合適的地震歷時，使得地震紀錄位於 0.2T_1 至 1.5T_1 週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計譜加速度值之 90%，以及於此週期範圍內之平均值不得低於設計譜加速度值之平均值。最後依擬合程度，最終選出較接近規範反應譜之 7 筆歷時紀錄進行分析，分別為 CHY016、CHY067、CHY126、ILA028、KAU030、

TTN009、WGK。篩選資料之數據如圖四，地震反應譜如圖五。



圖四 地震歷時篩選資料平台數據

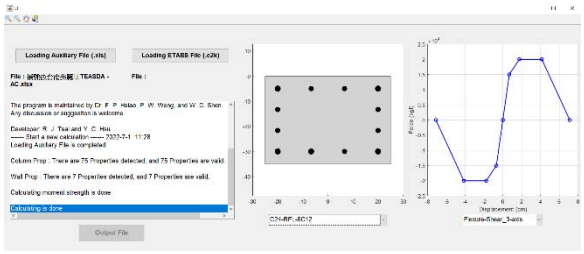


圖五 地震歷時反應譜

在歷時挑選完成後，須按現行臺灣建築物耐震規範有關動力歷時分析之規定調整其強度。平台將自動以正規化方式求出各地震歷時之均方誤差及定比係數，以便工程師依照規範調整歷時紀錄之放大倍率進行分析。

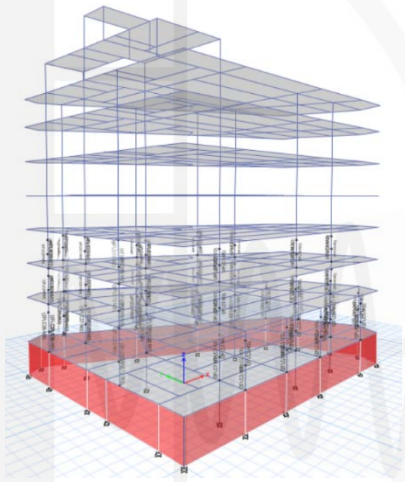
四、非線性動力分析

利用由臺灣國家地震中心所研發之針對中高樓 RC 結構遲滯迴圈模型參數設定的輔助程式 TEASDA(Taiwan Earthquake Assessment for Structures by Dynamic Analysis)，如圖六所示，使結構分析軟體如 ETABS 有效模擬實際 RC 構件之行為，讓結果更有效符合實際情況。



圖六 TEASDA 塑鉸定義介面

在利用 ETABS 進行非線性動力分析時，為節省龐大的分析時間，本研究依據過往經驗，判斷非線性鉸行為僅發生於低樓層柱位上，故僅定義整體結構下半部之柱塑鉸及牆塑鉸，如圖七所示。



圖七 塑鉸定義位置

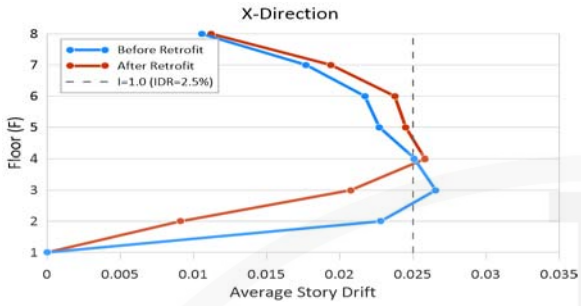
完成輸入選取並放大的實際地震歷時後進行非線性動力歷時分析，表現出結構在特定地震歷時下的整體動態反應，將各樓層之層間位移角繪製成圖，並與規範之性能準則相比對作檢核，以達到對於不規則結構能有效釐清其耐震能力之疑慮的效果。性能準則如表一所示。

表一 性能目標整體準則

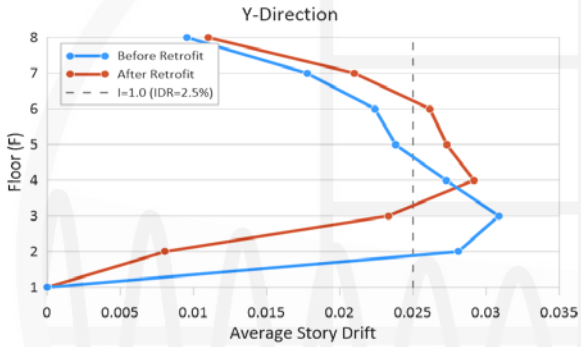
用途係數	性能目標
I=1.5	IDR=1%
I=1.25	IDR=2%
I=1.0	IDR=2.5%

將七組地震歷時在各樓層的層間位移最大值取平均後，會得到各樓層之平均層間位移，若將此案例 X、Y 向之平均層間位移分別補強前後之線性圖相互重疊比

較，如圖八及圖九所示，可以發現在此一樓外加構架的耐震設計，在低樓層確實有優秀的補強效益，但三樓以上的較高樓層，其補強效果不明顯。



圖八 X 向補強前後平均層間位移圖



圖九 Y 向補強前後平均層間位移圖

五、結論

從分析結果可以得知，此鋼筋混凝土構造集合住宅大樓分析案例於一樓進行補強，其層間變位有明顯的下降，歸納出以下兩點結論：

(1) 藉由非線性動力歷時分析繪製成的層間變位圖，顯示出弱層的補強效果明顯，一樓的層間變位分散至其他樓層，甚至可能產生軟弱層轉移的問題。
(2) 可藉由動力分析釐清平面不規則結構可能產生的扭轉效應，效果較單向靜力分析更為明顯。

參考文獻

1. 中華民國內政部營建署(2021)，建築物耐震設計規範與解說。
2. 蕭輔沛、蔡仁傑、翁樸文、沈文成、徐侑呈、周德光、翁元滔、簡文郁、林佳蓁、劉勛仁(2021)。臺灣鋼筋混凝土結構耐震評估非線性動力分析手冊(TEASDA 1.0)。國家地震工程研究中心技術報告，NCREE-21-001。
3. 劉勛仁、簡文郁、張毓文(2020)。臺灣泛域工址設計用實測地震歷時篩選研究。中華民國第十五屆結構工程研討會暨第五屆地震工程研討會，編號143。

箱形鋼柱及 H 型鋼梁之構件非線性鉸參數研究

林敏郎[1]　蕭博謙[2]　邱聰智[3]　鍾立來[4]　周德光[5]　鍾寬勳[6]

摘 要

隨著建築物之老舊與設計規範之持續更新，臺灣既存的鋼構造建築結構之耐震能力可能有所不足，結構物之耐震能力可經非線性靜力側推分析進行耐震評估，而耐震能力不足之既有鋼構造建築將有進行耐震補強之必要。本研究收集國內外之箱形鋼柱及 H 型鋼梁構件試驗資料，經由統計迴歸分析，提出構件受力與變形之建議非線性鉸模型。

關鍵詞：鋼結構、箱型鋼柱、H 型鋼梁、梁柱接頭、背骨曲線、耐震評估

一、 前言

臺灣對於鋼筋混凝土建築結構的耐震能力詳細評估，在評估方法研究及工程實務應用均已相當成熟，但隨著建築物之老舊與設計規範之持續更新，臺灣既存的鋼構造建築結構之耐震能力可能有所不足，且近年來，採用鋼構造之新建建築結構逐年增加，往後將有越來越多鋼構造建築結構有耐震能力評估與補強之需求，因此，本研究收集國內外箱型鋼柱及H型鋼梁之實驗資料及遲滯迴圈反應圖，繪製包絡曲線，統計迴歸得到本土化非線性鉸建議模型。

二、 建議梁柱非線鉸模型

非線鉸模型：

本研究參考 ASCE 41-17[2]及陳冠維(2019)論文[3]，建立三段式背骨曲線(圖一)，

■ 彈性段 Zone 1

降伏強度 M_y、降伏轉角 θ_y、剪變形因子 η，參考 ASCE 41-17[1]之定義如下：

$$M_y = ZF_y \quad (1)$$

$$\theta_y = \frac{M_y L(1+\eta)}{6EI} \quad (2)$$

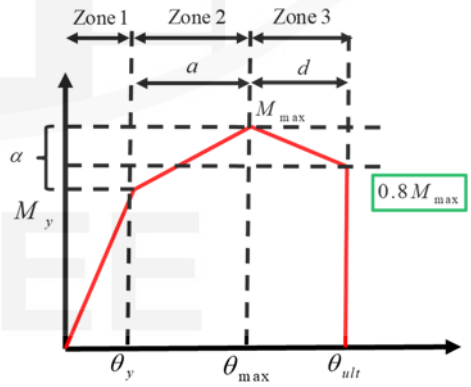
$$\eta = \frac{12EI}{L^2 GA_S} \quad (3)$$

■ 最大強度前降伏段 Zone 2

Zone 2 由最大強度因子 $\alpha = \frac{M_y}{M_{max}}$ 及最大強度前非線性轉角 a，由收集到的實驗資料進行迴歸分析決定。

■ 最大強度後降伏段 Zone 3

Zone 3 由最大強度後非線性轉角 d 值決定，d 值為收集資料之平均值。



圖一 三段式背骨曲線

[1] 國家地震工程研究中心副研究員
[2] 國立臺灣科技大學營建系助理教授
[3] 國家地震工程研究中心研究員
[4] 國家地震工程研究中心榮譽顧問
[5] 國家地震工程研究中心副技術師
[6] 國立臺灣科技大學營建系碩士

箱型鋼柱非線性鉸模型：

本研究收集國內外 13 組實驗進行迴歸分析，可得結果如下：

最大強度因子α：

$$\alpha = 10^{0.2309}\left(\frac{b}{t}\right)^{-0.4355}\left(1-\frac{P}{P_y}\right)^{-0.4376}\left(\frac{F_y}{E}\right)^{-0.1659} - 0.125 \quad (4)$$

最大強度前非線性轉角 a：

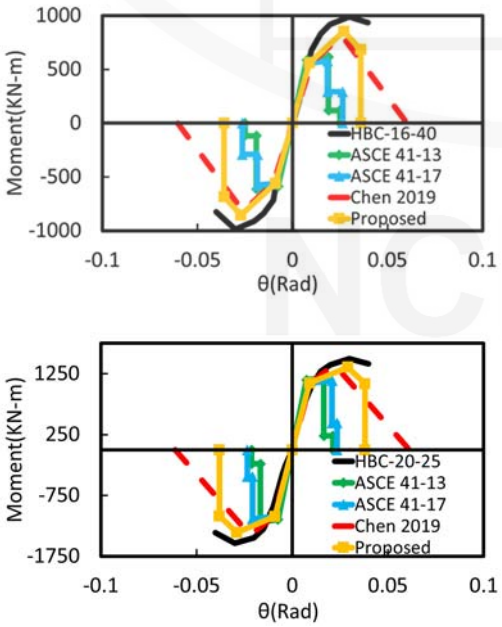
$$a = 10^{-0.2836}\left(\frac{b}{t}\right)^{-1.3875}\left(1-\frac{P}{P_y}\right)^{1.7326}\left(\frac{F_y}{E}\right)^{-0.2951} - 0.005 \quad (5)$$

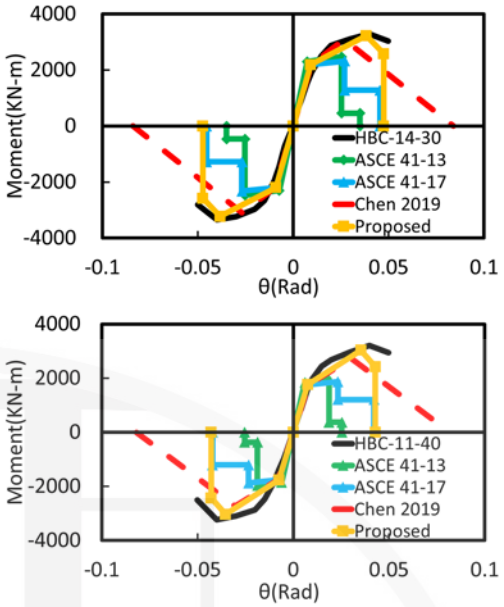
最大強度後非線性轉角 d：

$$d = \theta_y \quad (6)$$

以陳冠維(2019)[3]之實驗結果包絡線與 ASCE 41-17[2]、ASCE 41-13[1]及陳冠維(2019)[3]建議非線性鉸模型比較，如圖二。

由圖二可知，ASCE 41-13[1]、ASCE 41-17[2]建議之非線鉸模型在最大強度及非線性轉角皆有低估之情形，而陳冠維(2019)[3]所建議非線性鉸模型，雖能準確預估最大強度，但韌性轉角則有高估之情形，本研究所建議之模型則可同時準確預估最大強度及非線性轉角。





圖二 箱型鋼柱試體包絡線與背骨曲線預測比較

H 型鋼梁塑鉸模型：

本研究共收集國內外共 41 組實驗試體，依梁柱接頭形式區分為傳統型(15 組)、加強型(17 組)及減弱型(9 組)3 種類別，其中傳統型為北嶺地震前普遍使用之梁柱接合型式，加強型及減弱型為北嶺地震後陸續發展之梁柱接合型式，各非線性鉸模型分述如下：

■ 傳統型

$$\alpha = 10^{-0.1921}\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0.3690}\left(\frac{F_y}{E}\right)^{-0.2107} - 0.1802 \quad (7)$$

$$a = 10^{-1.0086}\left(\frac{b}{t}\right)^{-0.2595}\left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.7736}\left(\frac{F_y}{E}\right)^{-0.2997} \quad (8)$$

$$d = 0 \quad (9)$$

將 E. P. Popov(1972)[4]之實驗結果包絡線與 ASCE 41-17 及 ASCE 41-13 建議非線鉸模型比較，如圖三。

由圖三可知，在傳統型式梁柱接頭，ASCE 41-13[1]、ASCE 41-17[2]建議之非線性鉸模型預測最大強度及非線性轉角會有過分高估之情形，本研究建議之模型較能準確預估最大強度及非線性轉角。

■ 加強型

$$\alpha = 10^{-1.3083}\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0.2589}\left(\frac{F_y}{E}\right)^{-0.6056} - 0.1820 \quad (10)$$

$$a = 10^{-3.2886}\left(\frac{b}{t}\right)^{1.4774}\left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.4065}\left(\frac{F_y}{E}\right)^{-0.4746} \quad (11)$$

$$d = \theta_y \quad (12)$$

將李智民(2006) [14]之實驗結果包絡線與 ASCE 41-17 及 ASCE 41-13 建議非線性鉸模型比較，如圖四。

由圖四可知，在加強型式梁柱接頭，ASCE 41-13[1]、ASCE 41-17[2]建議之非線性鉸模型預測，最大強度雖能準確預估，但非線性轉角仍高估之情形，本研究建議模型能較準確預估最大強度及非線性轉角。

■ 減弱型

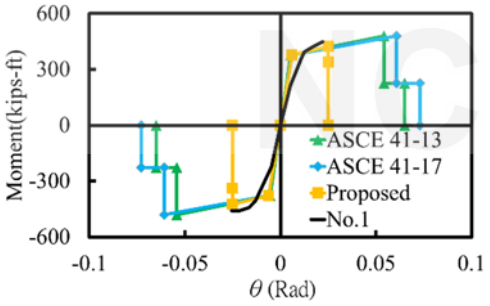
$$\alpha = 10^{0.8197}\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{0.0394}\left(\frac{F_y}{E}\right)^{0.2942} - 0.048 \quad (13)$$

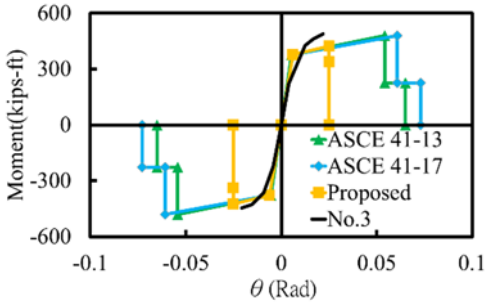
$$a = 10^{-1.7679}\left(\frac{b}{t}\right)^{0.2332}\left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.9024}\left(\frac{F_y}{E}\right)^{-0.5722} \quad (14)$$

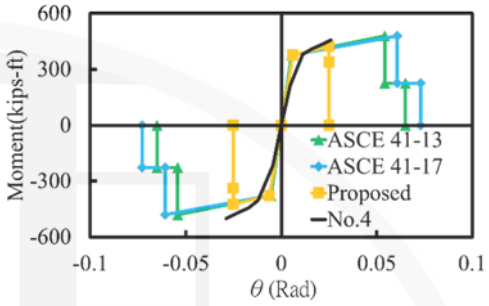
$$d = 2\theta_y \quad (15)$$

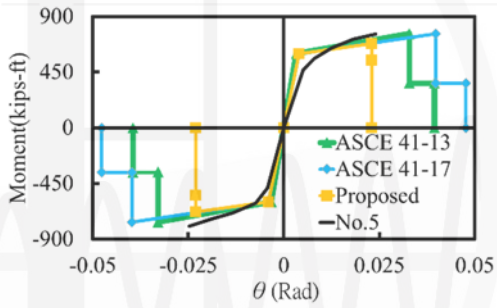
以楊裕豪(2016) [6]之實驗結果包絡線與 ASCE 41-17 及 ASCE 41-13 建議塑鉸模型比較，如圖五。

由圖五可知，在減弱型式梁柱接頭，ASCE 41-13[1]、ASCE 41-17[2]建議之非線性鉸模型預測，最大強度及非線性轉角皆有高估之情形，本研究建議之非線性鉸能較準確預估最大強度及非線性轉角。

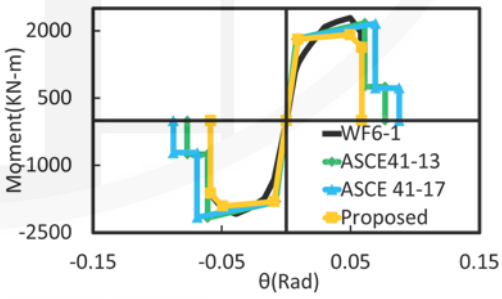


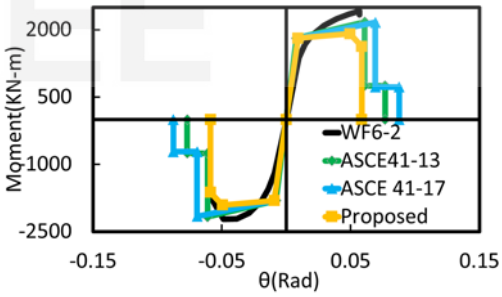


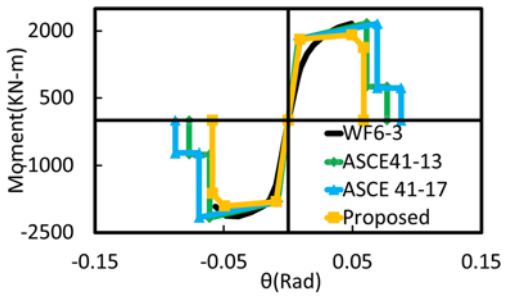




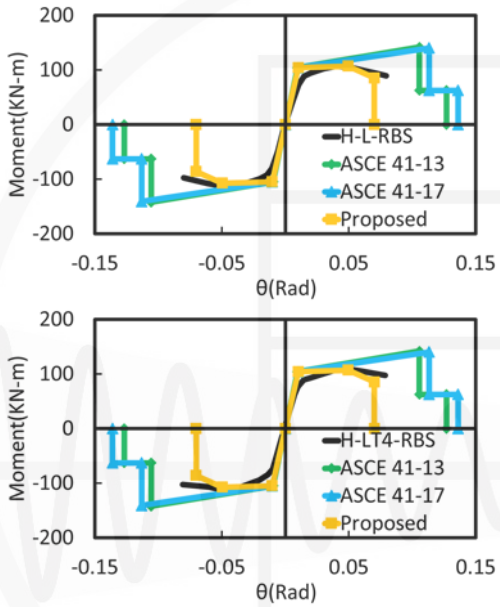
圖三 傳統型鋼梁試體包絡線與背骨曲線預測比較







圖四 加強型鋼梁試體包絡線與背骨曲線預測比較



圖五 減弱型鋼梁試體包絡線與背骨曲線預測比較

三、 結論與展望

本研究透過收集國內外相關試驗資料，進行統計迴歸分析，提出箱型鋼柱與 H 型鋼梁構件之非線性鉸參數，並與 ASCE 41 建議非線鉸參數進行比較，確認本研究所提非線性鉸參數可較為合理且偏保守預測構件之受力與變形行為。

參考文獻

1. ASCE. "Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, ASCE 41-13". American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, United States, 2014
2. ASCE. "Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, ASCE 41-17". American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, United States, 2017
3. 陳冠維.(2019). 高強度鋼箱型柱之耐震試驗與背骨曲線發展.國立臺灣大學土木工程系碩士論文，指導教授：周中哲。
4. E. P. Popov, R. M. Stephen(1972)" Cyclic loading of full-size steel connections", Report No. UCB/EERC-70/03, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
5. 李智民(2006).H 型鋼柱接擴翼鋼梁抗彎接頭之耐震行為與設計. 國立陽明交通大學土木工程系碩士論文，指導教授：陳誠直。
6. 楊裕豪(2016). 含防挫屈裝置 H 型鋼梁之反復載重試驗. 國立臺灣科技大學營建工程系碩士論文，指導教授：陳正誠。

軟補強(RC 構架內置型鋼骨補強)工法與分析

周德光[1]　杜怡萱[2]　邱聰智[3]　翁元滔[4]　鍾寬勳[5]

摘 要

街屋是台灣中南部最常見的建築形式，其構造多採 RC 或加強磚造，平面形式類似，結構系統之特徵為：垂直街道方向有大量隔戶牆，平行街道方向因應通風採光與動線之建築需求，無法配置完整牆壁，形成耐震弱向，在地震中常發生沿街道方向的軟弱底層破壞，並呈現既有低層 RC 建物之典型強梁弱柱行為。台灣建築物耐震補強施行現況中，公有建築補強比例遠高於民間建築，主因為民眾之防災意識不足、及補強費用與施工對使用性之妨礙降低業主意願，典型街屋又由於平面類型限制，常用補強工法包括增設 RC 剪力牆、RC 翼牆、鋼骨斜撐框架、擴柱或鋼鈑包覆等，皆因為影響空間使用性或底層柱緊鄰地界而難以施作。國立成功大學建築系杜怡萱教授研究室綜合考量典型街屋結構特性與使用者需求，提出一套簡易補強工法，相較於以結構效能為首要考量的「硬補強」，這套「軟補強」工法期望以低成本、短工期與效益足夠的特性，提高民間建築業主對耐震補強的意願。本報告針對軟補強工法發展背景，與其試驗驗證與側推分析(TEASPA)比對提出完整說明介紹，並建議補強後構架強度簡易估算法以協助設計者初步快速估算補強數量，最後提出施工參考圖說，以提供工程界實務參考使用。

關鍵詞：耐震補強、鋼骨補強、軟補強、TEASPA

一、緒論

街屋是台灣中南部最常見的建築形式，其構造多採 RC 或加強磚造，平面形式類似，結構系統之特徵為：垂直街道方向有大量隔戶牆，平行街道方向因應通風採光與動線之建築需求，無法配置完整牆壁，形成耐震弱向，在地震中常發生沿街道方向的軟弱底層破壞，並呈現既有低層 RC 建物之典型強梁弱柱行為。台灣建築物耐震補強施行現況中，公有建築補強比例遠高於民間建築，主因為民眾之防災意識不足、及補強費用與施工對使用性之妨礙降低業主意願，典型街屋又由於平面類型限制，常用補強工法包括增設 RC 剪力牆、RC 翼牆、鋼骨斜撐框架、擴柱或鋼鈑包覆等，皆因為影響空間使用性或底層柱緊鄰地界而難以施作。國立成功大學建築系杜怡萱教授研究室綜合考量典型街屋結構特性與使用者需求，提出一套簡易補強工法，相較於以結構效能為首要考量的「硬補強」，這套「軟補強」工法期望以低成本、短工期與效益足夠的特性，提高民間建築業主對耐震補強的意願。國震中心私有私有建築物耐震弱層補強辦公室，擬提供工程業界適用於街屋快速補強工法，承蒙杜怡萱教授慨然允諾提供該補強工法，將該技術工法，含發展背景、力學理論模型、單柱試驗、構架試驗、與側推分析比對後，經確認可有效提供補強使用，並繪製施工參考圖說，以供從事耐震補強修復技術人員依詢範本參考。

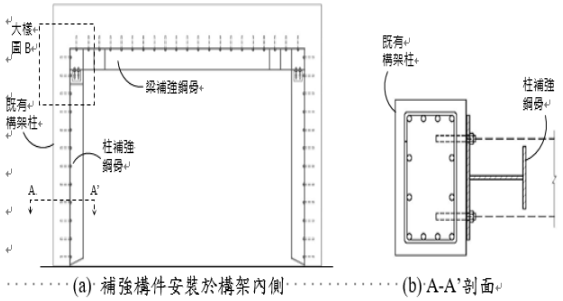
二、軟補強內置型簡易耐震補強工法介紹

此補強法乃於 RC 柱斷面內側附加鋼骨構件形成複合斷面，如圖一所示，將鋼

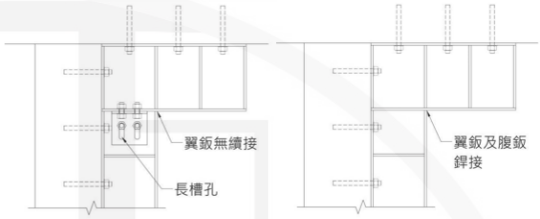
[1] 國家地震工程研究中心副技術師
[2] 國立成功大學建築學系教授
[3] 國家地震工程研究中心研究員
[4] 國家地震工程研究中心副研究員
[5] 國家地震工程研究中心專案助理技術師

骨構件以化學錨栓鎖固於構架柱弱軸側面，柱補強鋼骨端部無法穿透既有構架梁，但只要其位於壓力側時能傳遞壓應力，便可與 RC 柱形成複合斷面作用，同時可分攤既有構架柱之剪應力，提高剪力強度。為防止柱補強鋼骨端部壓應力對構架梁造成集中剪力，規劃於既有構架梁下方設置另一支可分散應力並補強構架梁剪力強度之梁補強鋼骨。根據原始設計概念，應避免柱補強鋼骨對柱斷面貢獻拉應力，造成斷面韌性降低，故本補強法之原型為柱補強鋼骨頂部與梁補強鋼骨之接合部採承壓接合，如圖一(c)所示，柱補強鋼骨翼版與梁補強鋼骨不續接，腹版以長槽孔栓接，受拉時可位移以不致傳遞拉應力。柱補強鋼骨底部為便於安裝及滿足不開挖基礎之目標，實際安裝時可能與地板留有空隙，或街屋底層地板為裝修，不具實質傳力作用，假設無彎矩傳遞，柱補強鋼骨僅安裝於柱單側時，於右柱為拉力側，無抗彎作用，僅作為剪力補強，左柱則為壓力側，作用如等值外加壓桿，可因斷面有效深度增加而同時提升左柱撓曲及剪力強度。

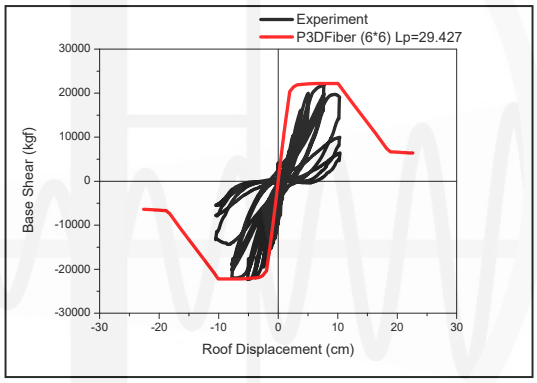
圖一(d)所示為另一種接合部設計，將柱補強鋼骨翼版及腹版與梁補強鋼骨銲接形成彎矩接合，成為一開放口形鋼骨框架。此種接合方式理論上會造成柱補強鋼骨於斷面拉力側亦發揮貢獻而減低韌性，同時對梁補強鋼骨造成額外的錨栓拉力需求，但彎矩接合部之補強構件靜不定度高於承壓接合，預期可發揮較佳的應力重分配能力。



(a)補強構件安裝構架內側　(b) A-A'剖面



(c)承壓接合　(d)彎矩接合

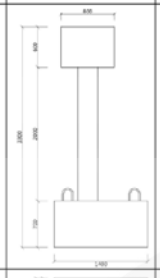
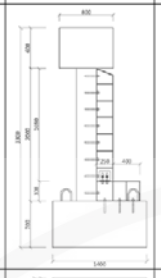
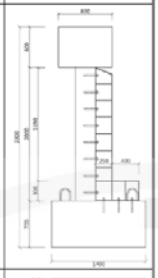
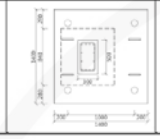
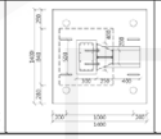
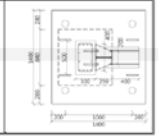


圖一　典型街屋底層構架內置型簡易補強工法示意圖

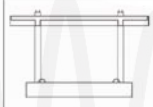
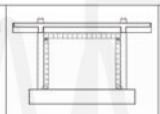
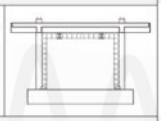
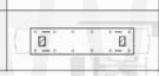
三、試驗驗證與側推分析比對

有關軟補強內置型簡易耐震補強工法，其中之構件試驗[1]、構架試驗[2]二部份，其中構件試驗共規劃三座試體，以典型街屋短向底層柱為原型；構架試驗共規劃三座足尺 RC 構架試體，試體以典型街屋底層短向構架為原型，三座試體分別為無補強純構架、承壓接合補強構架與彎矩接合補強構架，構件與構架試驗其試體說明見表一及表二。以 ETABS 建立單柱試體之分析模型進行側推分析[3]，非線性塑鉸之設定參考校舍結構耐震評估與補強技術手冊[4、5]，比較模型分析結果與試驗結果之容量曲線形態。故分析模型分為無補強單柱、補強鋼骨位於壓力側及補強鋼骨位於拉力側三種。

表一 構件試體介紹（單位：mm）

	無補強試體	補強試體	
試體編號	C0	CR-C	CR-M
RC 柱尺寸 (深×寬×高)	300 × 500 × 2300		
補強型式	無	承壓接合	彎矩接合
立面簡圖			
平面簡圖			

表二 構架試體介紹 （單位：mm）

	無補強試體	補強試體	
		承壓接合	彎矩接合
試體編號	F0	FR-C	FR-M
構架尺寸 (高×跨距)	3450x4300		
立面圖			
平面圖			

同樣建立無補強及補強構架試體之分析模型，並進行單向側推分析，比較分析結果與試驗結果及容量曲線之型態，驗證構架分析模型之準確性及合理性。分析模型分為無補強構架及補強構架，而補強構架又分為承壓接合及彎矩接合兩種形式。以 ETABS 建立無補強構架及補強構架試體之分析模型，其中補強構架使用構件試驗之複合斷面模型方式，並根據接合形式之受力特性建立補強鋼骨構件，再以簡易分析法計算補強鋼骨軸力塑鉸之標稱強度，進行單向側推分析後，比對分析結果與試驗結果，探討模型精準度及實際可行性，由上述分析結果，大至可滿足一定精準度及實際可行性，符合工程上實用範圍。

四、簡易估算法

簡易估算法換言之就是在不進行詳細評估前題下，能快速簡易對補強前後構架側力進行評估，而且無須建立結構模型及其塑性鉸進行側推分析。以此方法可快速計算其構架側力強度，以供降低補強目標層以下各層發生軟弱層集中式破壞，或對建築物既有震損、劣化之主要構造予以修繕。提供 2 種算法，分別為簡易估算法 A(分開斷面)及簡易估算法 B(複合斷面)，簡易估算法 A(分開斷面)，為國震中心基於初步評估法，依據斷面構材側力強度所提出；至於簡易估算法 B(複合斷面)則為成大杜怡萱教授依據 Moehle(2015)建議對於標稱極限彎矩(Nominal ultimate moment)的快速估算法斷面[6] 所提出. 由簡易估算法 A(分開斷面)及簡易估算法 B(複合斷面)，二種方法分別對於單柱及構架試體進行驗算，其結果可得到下列結論：

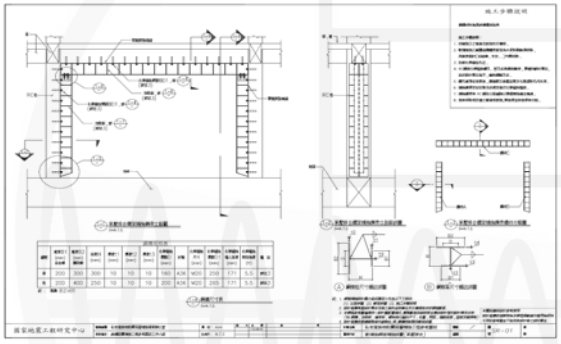
1. 不論是單柱試驗或是構架試驗，簡易估算法 B(複合斷面)與試驗值較為接近，其誤差較低。換言之簡易估算法 B(複合斷面)強度對構架則十分準確且略保守，簡易估算法 A(分開斷面)則略為不保守但計算方法較為簡易，可快速應用於現場評估使用。

2. 簡易估算法 B(複合斷面)強度與試驗強度相比，若排除單柱試驗 CR-M 正向試驗強度因破壞模式非預期而不參考，概算強度對單柱皆偏保守且在合理範圍內，對構架則十分準確且略保守。

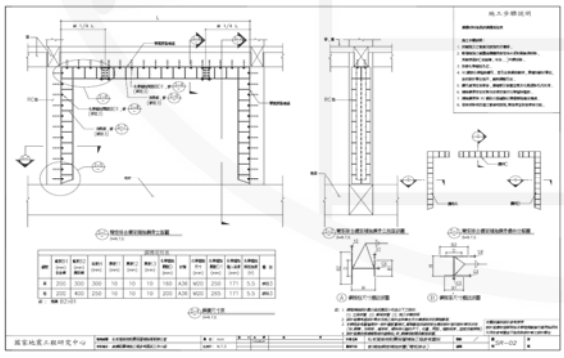
五、施工參考圖說

軟補強(內置型鋼骨補強)，之補強設計邏輯為防止底層崩塌，補強對象主要針對底層無沿街向牆壁的典型街屋，由前述章節內容，以下提出該補強工法之施工參考圖說，由國家地震工程研究中心私有建築物專案辦公室，召集學者專家研討後編撰繪製該補強工法施工參考圖說。此補強法乃於 RC 柱斷面內側附加鋼骨構件形成複合斷面，將鋼骨構件以化學錨栓鎖固於構架柱弱軸側面，柱補強鋼骨端部無法穿透既有構架梁，但只要其位於壓力側時能傳遞壓應力，便可與 RC 柱形成複合斷面作用，同時可分攤既有構架柱之剪應力，提高剪力強度。為防止柱補強鋼骨端部壓

應力對構架梁造成集中剪力，規劃於既有構架梁下方設置另一支可分散應力並補強構架梁剪力強度之梁補強鋼骨。根據原始設計概念，應避免柱補強鋼骨對柱斷面貢獻拉應力，造成斷面韌性降低，故本補強法之原型為柱補強鋼骨頂部與梁補強鋼骨之接合部採承壓接合，或者是另一種接合部設計，將柱補強鋼骨翼版及腹版與梁補強鋼骨銲接形成彎矩接合，故施工參考圖說則分別對承壓接合、彎矩接合兩種不同型式分別繪製，對於其立面圖、剖面圖、剖面詳圖、構件分解圖、尺寸標註詳圖、尺寸表等，提出給設計人員參考。承壓接合、彎矩接合施工參考圖說參見圖二~圖三。



圖二　承壓接合施工參考圖說



圖三　彎矩接合施工參考圖說

六、結論

軟補強(內置型鋼骨補強)，之補強設計邏輯為防止底層崩塌，補強對象主要針對底層無沿街向牆壁的典型街屋，提出該補強工法之結論，作為相關使用結論與參考。

1. 本補強法針對典型低層街屋特有建築面類型設計，特點為不需開挖基礎、乾式施工、可完全於構架內部施作，可將現場施工對使用者的影響壓到最低，省去一般補強工程因開挖基礎所需耗費之成本及時間。本補強法於設計時已考慮其安裝順序及施工便利性，柱梁補強鋼骨尺寸不需與 RC 構架四周完全密合，只需貼合柱內側面與梁底面，安裝時不需打除 RC 保護層，亦不需破壞地板，安裝後仍可保留內部空間之通透性。

2. 此方法之補強效果已經過足尺構架側推試驗之驗證，補強後構架相較補強前之初始勁度與側向強度皆有顯著提升，兩種接合形式中，彎矩接合式強度較高，但對構架變形能力可能略有減損，且對梁補強鋼骨之錨栓拉拔需求較高；承壓接合式強度雖較低，但構架變形能力無減損，且梁補強鋼骨之錨栓於側向加載下無拉拔需求，可考慮適當減少梁補強鋼骨錨栓以進一步節省經費。

3. 本文提出適用 TEASPA 之補強構件側推分析模式，並經低層街屋案例補強前後側推分析驗證，針對二樓以上有沿街向牆之軟弱底層街屋，補強後側向強度與性能地表加速度皆有顯著提升。

參考文獻

[1] 陳風多，「台灣既有典型街屋構架內置型簡易耐震補強構件試驗」，碩士論文，國立成功大學建築研究所，台南，2021。

[2] 連偉鈞，「RC 構架內置型簡易耐震補強法面內側推試驗」，碩士論文，國立成功大學建築研究所，台南，2021。

[3] 林均容，「RC 構架內置型簡易耐震補強之側推分析模型研究」，碩士論文，國立成功大學建築研究所，台南，2022。

[4] 蕭輔沛、鍾立來、葉勇凱、簡文郁、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、翁樸文、楊耀昇、褚有倫、涂耀賢、柴駿甫、黃世建，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊（第三版)」，國家地震工程研究中心技術報告，NCREE-13-023，台北，2013。

[5] 邱聰智、蕭輔沛、鍾立來、翁健煌、李其航、劉建均、薛強、何郁姍、陳幸均、楊智斌、翁樸文、沈文成、涂耀賢、楊耀昇、李翼安、葉勇凱、黃世健，「台灣結構耐震評估側推分析法（TEASPA v3.1）」，國家地震工程研究中心技術報告，NCREE-18-015，台北，2018。

[6] Moehle, J. (2015). Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings, McGraw-Hill Education, ISBN 978-0-07-183944-0

OpenFresco 於鋼筋混凝土結構之多自由度複合實驗應用

蕭輔沛[1]　盧煉元[2]　葉士瑋[3]　鄭弘[4]　陳芊卉[5]

摘 要

若欲了解鋼筋混凝土結構於地震力下之真實耐震行為，或可進行完整結構之振動台實驗，惟受限於振動台設備性能及實驗經費，振動台實驗一般僅能進行縮尺 RC 結構實驗，而由於 RC 構件在強震下行為複雜因此極易產生縮尺效應誤差，使振動台實驗失去真實性。有鑑於此，本文擬發展結合數值運算與大型結構實驗之複合實驗技術，以便以較為經濟的方式完整測試大尺度 RC 結構於極限地震力下之非線性反應。本文採用具開放性之複合實驗技術架構，數值子結構使用 OpenSees 開放式有限元素分析軟體進行模擬；而於 RC 構架物理子結構及實驗設備控制連接方面則採用開放式中介軟體 OpenFresco，以連接 MTS 公司所開發之實驗控制軟體 MTS CSIC 及 MTS 793 至實驗場之物理子結構，以進行複合實驗。國家地震工程研究中心台南實驗室曾於 2018 年進行之 1/2 縮尺七層樓鋼筋混凝土結構振動台實驗，以了解結構受地震力下之反應。前人(許博策，2023)曾以此七層樓 RC 結構及上述 OpenFresco 開放架構進行複合實驗，惟該實驗屬單自由度控制實驗，亦即在實驗中僅以一樓柱頂之水平自由度作為物理子結構，其餘自由度皆為數值子結構。本文為進一步提升實驗結果之真實度，乃研發雙自由度控制之複合實驗技術，並以該七層樓 RC 結構之一樓中間跨小柱作為物理子結構，控制柱頂之水平位移與旋轉角二個自由度，並於柱頂施加軸壓力，期能更精確的重現振動台實驗結果。本文雙自由度控制複合實驗結果顯示，複合實驗之各層樓結構反應與振動台實驗及數值模擬結果更為接近。

關鍵詞：複合實驗、多自由度實驗、鋼筋混凝土結構、OpenSees、OpenFresco、非線性結構

一、前言

欲了解鋼筋混凝土(Reinforced Concrete, RC)結構於地震力下反應，常見之方法有數值模擬分析或者建立完整結構於振動台進行振動台實驗，以了解結構之動力反應、構件行為及耐震能力，不過兩者皆有其不足之處。數值模擬分析可以得知完整之結構反應，以及構件之各物理量，不過當激振強度提升，結構進入非線性階段時，數值模擬分析將無法準確模擬結構之非線性行為，若須測試如補強結構、隔震元件及阻尼器時，也無法精確模擬各元件之行為；振動台實驗雖然可以了解結構在真實地震力下產生之反應，但其完整試體之建立相當耗費時間及經濟成本，且由於 RC 試體會累積所有測試震波產生之損傷，故無法進行過多測試，不符合經濟效益，再者，試體受限於振動台之台面大小、設備容量及性能之影響，需進行縮尺之實驗，可能造成實驗結果與真實情況產生落差。

綜上所述，本文擬結合數值模擬及振動台實驗之優勢，進行複合實驗(Hybrid testing)技術之研究。本文之複合實驗利用有限元素軟體 OpenSees 建立數值子結構配合中介軟體 OpenFresco 連接 MTS CSIC

[1] 國家地震工程研究中心研究員兼組長、國立成功大學土木工程系合聘教授
[2] 國立成功大學土木工程系教授、國家地震工程研究中心兼任研究員
[3] 國家地震工程研究中心臺南實驗技術組副技術師
[4] 國立成功大學土木工程系碩士
[5] 國立成功大學土木工程系研究生助理

及 MTS 793 實驗控制軟體和實驗場之物理子結構，於國家地震工程研究中心台南實驗室之反力牆及強力地板進行實驗，為擬動態複合實驗。前人曾以國震中心台南實驗室於 2018 年進行振動台實驗之七層樓鋼筋混凝土結構為複合實驗標的結構(許博策 2023)，並以一樓中間跨雙柱做為物理子結構，控制其柱頂位移進行之單自由度複合實驗，與振動台實驗結果進行比較。本研究以單支小柱做為物理子結構，控制柱頂之水平位移、旋轉角並施加軸壓，為多自由度控制複合實驗，希望以簡化之物理子結構及更為精確之實驗方法重現振動台實驗之實驗結果。

二、目標結構–七層樓鋼筋混凝土構架

圖一為本研究之目標結構為七層樓鋼筋混凝土結構及子結構示意圖，該試體為國家地震工程研究中心台南實驗室於 2018 年進行之七層樓鋼筋混凝土構架振動台實驗，其一樓高 3 公尺，二樓至七樓皆為 1.5 公尺高，跨距為 3.5 公尺，三至七樓設有剪力牆，該構架柱斷面有二種，分別為斷面尺寸 之矩形柱(大柱)及斷面尺寸 之矩形柱(小柱)。其中，編號 C2、C3、C4 為大柱，C5、C6、C7 為小柱，本研究選用紅色圓圈之 C6 小柱作為物理子結構，其餘各柱、梁、基底、樓板及剪力牆為數值子結構。

三、OpenFresco 複合實驗方法

圖二為複合實驗現場組立照片，本實驗於國震中心台南實驗室之反力牆及強力地板試驗區利用兩支 100 噸靜態致動器進行實驗，為雙自由度控制複合實驗，圖中水平油壓致動器及垂直油壓致動器透過 RC 與鋼構夾梁將水平位移及旋轉角傳送至柱頂節點，柱頂之軸力千斤頂與荷重計以串連方式架設，上方之預力鋼梁透過預力鋼梁基座施加預力，避免軸力千斤頂及荷重計產生滑動，圖中僅白色小柱為實驗試體物理子結構，其餘梁及基座均不參與分析。

圖四四為控制及集錄流程示意圖，OpenFresco 複合模型計算出位移指令後傳送至 MTS CSIC 與 MTS 793 軟體，三個程式皆位於 PC 電腦中，再將指令由 TCP/IP 傳送至 FT 100 控制致動器，FT 100 將輸出致動器伸長量 d_1、d_2 及軸力千斤頂施力 P，並將實驗場量測之致動器施力 、 及軸力千斤頂施力 傳回 PC 電腦之 OpenFresco 複合模型，進行下一步位移指令之計算，實驗場量測之物理量則由 MGCPlus 系統集錄。

四、實驗結果與討論

將複合實驗(Hybrid test)與數值模擬(Simulated)結果進行比較，數值模擬為 OpenSees 全模型之分析結果，圖四四為複合實驗及數值模擬結果比較圖，比較了(a)頂樓相對位移、(b)頂樓絕對加速度、(c)基底總剪力及(d)一樓遲滯迴圈，可發現整體結構反應均非常擬合，表一一為複合實驗及數值模擬最大反應比較表，各物理量差異比僅約 3%，驗證本文雙自由度控制複合實驗之可行性及正確性。

五、結論

若欲探討鋼筋混凝土結構於地震力作用下之動力反應、構件行為及耐震能力，常見之方法有數值模擬或振動台實驗。惟數值模擬因模型誤差可能無法準確模擬結構於極限地震力下之非線性行為，而振動台實驗則因需花費成本建造 RC 試體所費不貲，且因受限於振動台檯面大小及設備性能，一般僅能進行縮尺結構實驗易造成縮尺效應實驗誤差。再者，RC 試體有損傷累積之力學特性，無法重複進行多筆震波振動台測試，實不符合經濟效益。有鑑於此，本文發展具開放架構之大型結構複合實驗技術，以便以較為經濟的方式完整測試大尺度 RC 結構於極限地震力下之非線性反應。複合實驗技術具有結合數值模擬

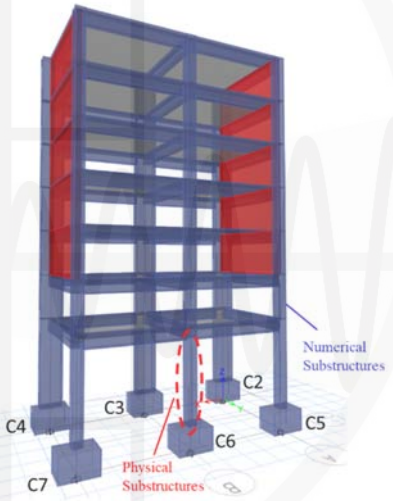
及振動台實驗之優點，本文所發展之實驗技術，擬採用開放式有線元素軟體 OpenSees 以模擬 RC 非線性數值子結構之部份。而物理子結構之 RC 構件則透過開放式中介軟體 OpenFresco 連接數值子結構與實驗場之軟硬體控制系統(亦即 MTS CSIC、MTS 793、FT 100 及致動器等)。本文研發雙自由度控制之複合實驗技術，並使用一樓中間跨小柱做為物理子結構，控制其柱頂節點之側向位移與旋轉角，並施加柱頂之軸壓力，以符合實際 RC 結構中一樓柱應有之邊界條件，以複合實驗方法重現振動台實驗之七層樓 RC 結構之地震動態反應。

參考文獻

1. Andreas H. Schellenberg, Hong K. Kim, Yoshikazu Takahashi, Gregory L. Fenves, and Stephen A. Mahin (2009), “OpenFresco Command Language Manual”.
2. Andreas H. Schellenberg, Stephen A. Mahin, Gregory L. Fenves (2009), “Advanced Implementation of Hybrid Simulation” PEER, 09-104.
3. Li T., Su M., Guo J., Zhang Q. and Zhao K. (2023), “A distributed remote collaborative hybrid test method for complex substructures based on OpenFresco.” Bulletin of Earthquake Engineering, 21(9): 4481-4510.
4. 許博策(2023)。鋼筋混凝土構架之 OpenFresco 非線性複合實驗及其振動台實驗驗證。國立成功大學土木工程學系碩士論文。
5. 許博策，鄭弘，黃炫文，盧煉元，蕭輔沛，葉士瑋，徐安(2023)。OpenFresco 開放式複合實驗架構於含塑鉸非線性結構實驗之應用。國家地震工程研究中心。
6. 黃炫文(2021)。OpenFresco 於鋼筋混凝土構架複合實驗之應用及驗證。國立成功大學土木工程學系碩士論文。
7. 黃炫文、許博策、盧煉元、蕭輔沛、葉士瑋(2021)。開放式地震工程模擬系統(OpenSees)於含塑鉸非線性結構之分析應用。國家地震工程研究中心。

表一複合實驗及數值模擬最大反應比較表

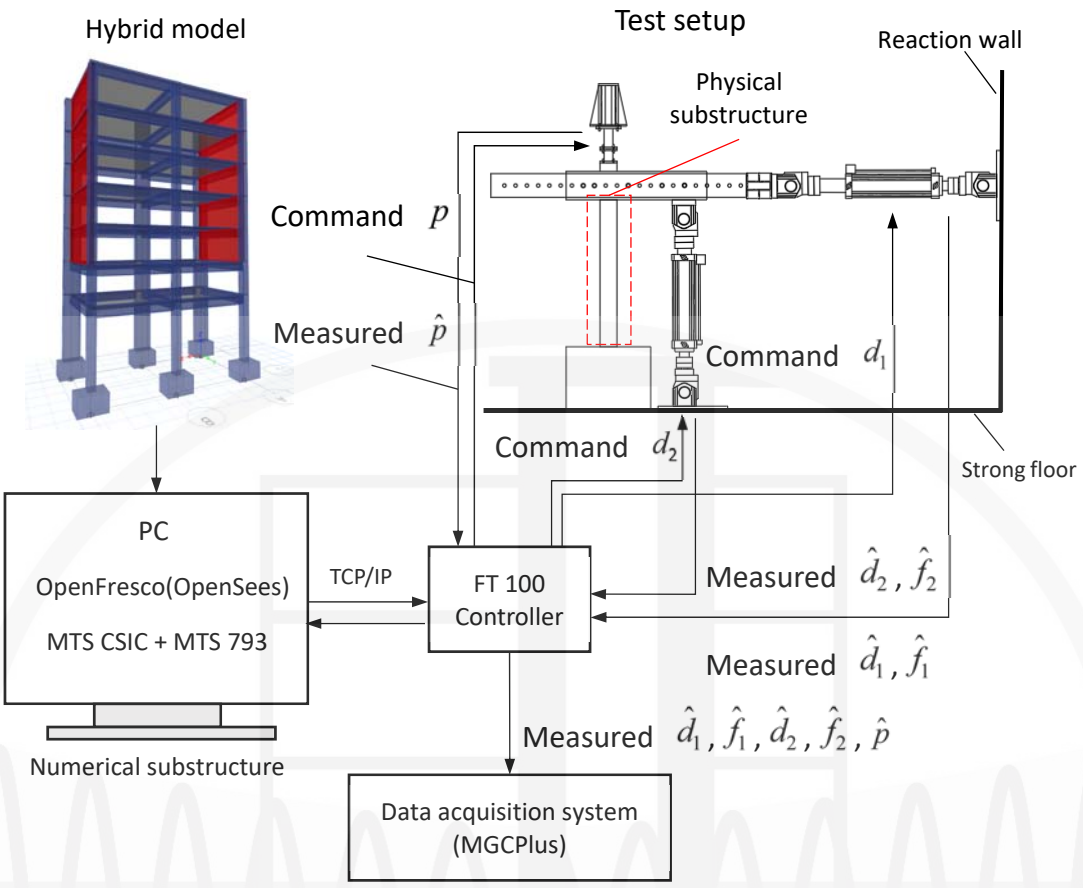
震波種類	PGA (gal)	頂層相對位移(mm)			一樓層間位移(mm)		
		HT	Sim	差異比	HT	Sim	差異比
Meinong	50	26.01	25.47	-0.02	19.23	18.84	-0.02
	100	49.86	50.94	0.02	37.31	37.69	0.01
	200	98.47	102.63	0.04	75.20	78.42	0.04
	200	94.80	100.10	0.06	71.92	76.19	0.06
	400	176.34	182.57	0.04	137.66	143.41	0.04
El Centro	100	43.15	43.62	0.01	32.48	32.31	-0.01
Kobe	100	49.19	47.85	-0.03	37.08	35.42	-0.04
Chi-Chi	100	33.67	34.99	0.04	25.38	25.95	0.02
絕對值平均				**0.03**			**0.03**



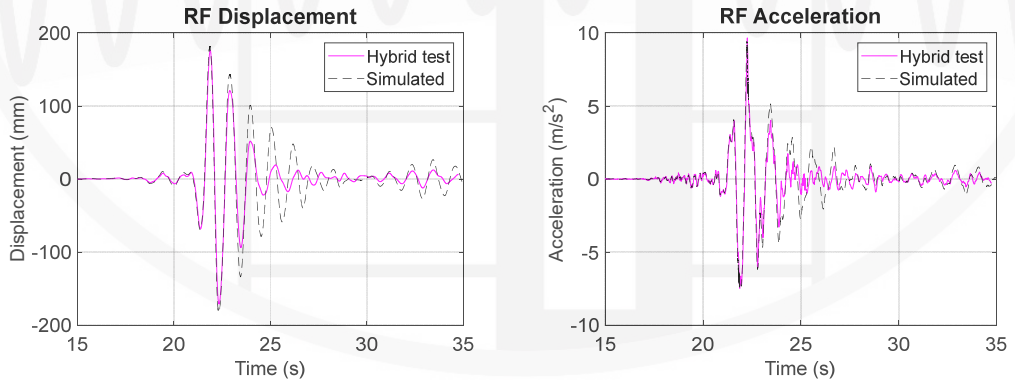
圖一 RC 結構複合模型子結構示意圖



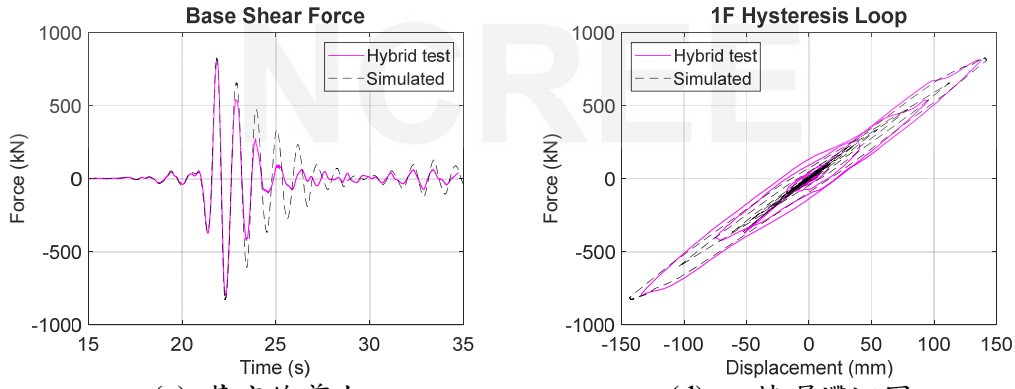
圖二 實驗組立圖



圖三 控制及集錄流程示意圖



(a) 頂樓相對位移　　(b) 頂樓絕對加速度



(c) 基底總剪力　　(d) 一樓遲滯迴圈

圖四 複合實驗及數值模擬結果比較圖(Meinong，400gal)

橋梁數位孿生之線性更新模型研究

葉芳耀[1]　蕭勝元[2]　李柏翰[3]

摘 要

本研究進行近斷層橋梁數位孿生技術開發，橋梁數位孿生模型包括：(1)橋梁有限元素原始模型、(2)橋梁有限元素線性更新模型及(3)橋梁有限元素非線性更新模型。以橋梁受震反應監測網所量測到實體橋梁的微振訊號及受震反應，持續比對與調校實體橋梁與橋梁數位孿生之關係，有效掌握現有橋梁的受震反應及行為，並建立以橋梁數位孿生為基礎之橋梁耐震能力評估方法，精確評估現有橋梁之耐震能力。

關鍵詞：橋梁數位孿生、橋梁受震反應監測網、田口實驗計畫法

一、前言

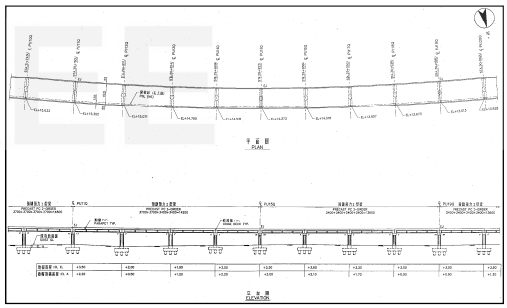
本研究的目的在於發展近斷層橋梁之數位孿生模型技術，建立以橋梁數位孿生為基礎之橋梁耐震能力評估方法，提升我國橋梁抵抗近斷層地震之能力，降低近斷層地震對於橋梁之危害，確保近斷層地震下橋梁之安全性。Lin 等人[1]提出基於數位孿生的橋梁倒塌易損性評估方法，以某比例尺大跨度斜張橋及其振動台試驗為例，建立橋梁有限元模型，以證明數位孿生評估的必要性，結果顯示，該方法對大跨度斜張橋抗震倒塌評估是可行且準確的。本文僅顯示現階段研究成果，包含橋梁有限元素原始模型及橋梁有限元素線性更新模型，並持續比對與調校實體橋梁與橋梁數位孿生之關係，有效掌握現有橋梁的受震反應及行為。

二、橋梁數位孿生模型之研究

橋梁數位孿生模型包括：(1)橋梁有限元素原始模型(Model-O)，是根據橋梁設計及竣工圖說文件中的存檔數據構建的，使用商用橋梁有限元素軟體(Midas Civil) [2]建立橋梁有限元模型。(2)橋梁有限元素線性更新模型(Model-L)，是考量橋梁老劣化現況及經由橋梁受震反應監測網所蒐集的微振資料進行固有頻率和模態形狀，進行模型修正並以模型更新法(Model updating)建立有限元線性更新模型。(3)橋梁有限元素非線性更新模型(Model-NL)，是考量在等級 II 地震作用下，允許橋梁產生可修復的損傷，容許橋梁在一些特定位置產生塑性變形，藉以消散地震能量。

三、橋梁有限元素原始模型

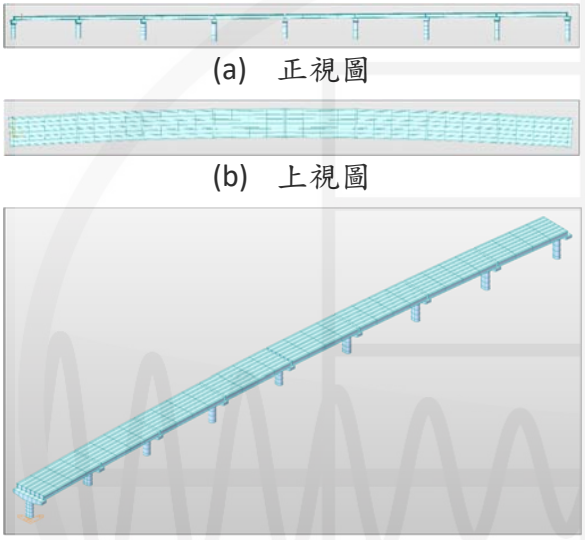
目標橋梁全長290 m，跨徑配置由北至南為37@4 m + 37@2 m + 34@2 m。位置由北至南為橋墩編號 PU7Q ~ PU11Q 長度148 m，為第2振動單元；橋墩編號 PU11Q ~ PU15Q 長度142 m，為第1振動單元。伸縮縫分別位於 PU7Q、PU11Q 及 PU15Q 橋柱之上方，結構形式為4跨橋面連續之 PCI 簡支梁橋，上部結構與橋柱間採用人造橡膠支承墊。(如圖一)



圖一 目標高架橋平面圖及立面圖

[1] 國家地震工程研究中心研究員
[2] 國家地震工程研究中心副技術師
[3] 國家地震工程研究中心副研究員

目標高架橋設計材料強度依竣工圖說混凝土強度在預力混凝土梁為 350 kgf/cm^2，橋墩、橋面版及止震塊是 280 kgf/cm^2。圖二為目標高架橋 Model-O 結構分析模型，其中 PCI 主梁以梁元素(Beam element)模擬，橋柱以梁元素(Beam element)模擬，橋面版及隔梁以板元素(Plate element)模擬，人造橡膠支承墊以摩擦型阻尼器(Friction pendulum system type isolator)模擬。



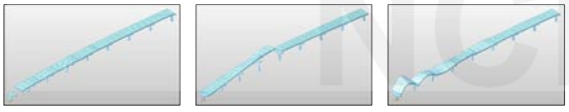
(a) 正視圖

(b) 上視圖

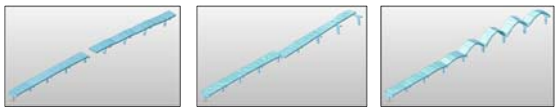
(c) 3D 視圖

圖二 目標高架橋 Model-O 結構分析模型

據此 Model-O 分析模型進行模態分析，可得如圖三所示之模態與振動頻率，振動單元 1 行車方向振動頻率為 1.423 Hz，垂直行車方向振動頻率為 1.260 Hz，垂直(重力)方向振動頻率為 3.422 Hz。振動單元 2 行車方向振動頻率為 1.320 Hz，垂直行車方向振動頻率為 1.328 Hz，垂直(重力)方向振動頻率為 3.192 Hz。



(a)振動單元1之模態



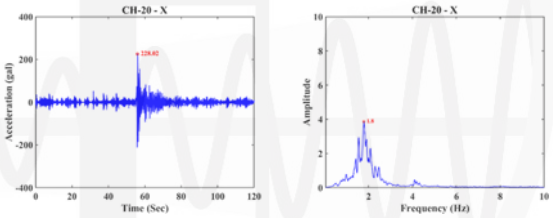
(b)振動單元2之模態

圖三 目標高架橋 Model-O 模態分析結果

四、橋梁有限元素線性更新模型

依據原始模型(Model-O)之模態分析結果，與「臺灣結構防災監測平台」監測站之量測成果進行比對，進行線性更新模型(Model-L)之建立。

110 年 10 月 24 日發生在宜蘭縣南澳鄉規模 6.5 之地震，目標橋梁於監測站測得之受震反應如圖四，以振動單元 1 為例，於 CH-20 量測之最大加速度為 228.02 gal，經頻率域轉換後之模態頻率為 1.8 Hz，整理歸納後，目標高架橋行車方向，振動單元 1 之模態頻率為 1.8 Hz，振動單元 2 之模態頻率為 1.54 Hz；垂直行車方向，振動單元 1 之模態頻率為 1.48 Hz，振動單元 2 之模態頻率為 1.48 Hz；垂直(重力)方向，振動單元 1 之模態頻率為 4.32 Hz，振動單元 2 之模態頻率為 4.26 Hz。



圖四 目標高架橋行車方向監測成果

比較目標高架橋由監測站量測之受震反應與有限元素原始模型(Model-O)模態分析結果，分析之模態頻率均低於量測值，誤差由 10.3% ~ 25.1%。最大誤差為 25.1%，發生在振動單元 2 之垂直(重力)方向，最小誤差為 10.3%，發生在振動單元 2 之垂直行車方向。

設定目標函數(Objective function)如(1)式，考量高架橋振動單元 1 及 2 之行車方向、垂直行車方向及垂直(重力)方向，共 6 個模態。由於強震監測站量測之模態頻率與有限元素模型分析之模態頻率存在差異性(誤差)，若以量測所得之模態頻率為真值，希望目標函數之函數值趨近於零。

$$Objective\ Function = \sum_{i=1}^{n} \left(f_i^{data} - f_i^{fem}\right)^2 \quad (1)$$

式中 f_i^{data} = 強震監測站量測數據經

轉換後第 i 模態之模態頻率，f_i^{fem} =有限元素模型分析結果第 i 模態之模態頻率，n = 目標函數考量之模態數量。

本研究以田口實驗計畫法(Design and analysis of experiment by Taguchi method)進行目標函數之最佳化，選擇控制因素為有限元素模型中混凝土設計強度280 kgf/cm^{2}之彈性模數 E_c^{280}、混凝土設計強度350 kgf/cm^{2}之彈性模數 E_c^{350}與人造橡膠支承墊之水平勁度K_h及垂直勁度K_v，共4個控制因素。誤差因數為考量有限元素模型模態分析中，振動單元1與2於行車方向、垂直行車方向及垂直(重力)方向可能不同。考量4個控制因素均有3個水準值，依常用之實驗計畫法需進行$3^4 = 81$次實驗，但使用田口方法(Taguchi method)之 $L_9(3^4)$ 直交表，可以考量3水準的因素4個，只需進行9次實驗，節省大量的實驗時間及成本。

田口方法 $L_9(3^4)$ 直交表做法如下：控制因數 A 為混凝土設計強度280 kgf/cm^{2}之彈性模數 E_c^{280}，水準值分別為彈性模數 E_c^{280}之1.0倍、1.2倍及1.4倍。控制因數 B 為混凝土設計強度350 kgf/cm^{2}之彈性模數 E_c^{350}，水準值分別為彈性模數 E_c^{350}之1.0倍、1.2倍及1.4倍。控制因數 C 為人造橡膠支承墊之水平勁度K_h，水準值分別為水平勁度K_h之1.0倍、1.2倍及1.4倍。控制因數 D 為人造橡膠支承墊之垂直勁度K_v，水準值分別為垂直勁度K_v之1.0倍、1.2倍及1.4倍。誤差因數為有限元素模型模態分析中，振動單元1與2於行車方向最高2個參與係數(Participation factor)之模態頻率、垂直行車方向最高4個參與係數之模態頻率及垂直(重力)方向最高2個參與係數之模態頻率，共6個誤差因素。

依目標函數系統特性採用田口方法之零望目特性，其 SN 比 η 及靈敏度 S 如下：

$$\eta = 10log\frac{1}{\sigma^2} = -10log\sigma^2 \quad (2)$$

$$S = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} y_i \quad (3)$$

式中 $\sigma^2 = \frac{1}{n-1}(S_T - S_m) = \frac{S_e}{n-1}$，$S_T = \sum y_i^2, S_m = \frac{(\sum y_i)^2}{n}, S_e = S_T - S_m, V_e = \frac{S_e}{n-1}$

量測系統特性 $y_i = f_i^{data} - f_i^{fem}$，依田口方法 $L_9(3^4)$ 直交表，改變控制因素之水準值，得到實驗數據及分析結果如表一。表中顯示原始條件控制因素 ABCD 之水準各為1111時，SN 比 η 為8.513 dB。9個實驗中較佳條件控制因素 ABCD 之水準各為3213時，SN 比 η 為12.684 dB。

田口實驗中控制因素 ABCD 三個水準之 SN 比及靈敏度各有3次實驗數據，取其平均值整理輔助表如表二所示。

表二 田口方法 SN 比與靈敏度輔助表

SN比 η 之輔助表 (db)

因素	1	2	3	M-n
A	8.788	10.136	11.007	2.220
B	8.314	10.209	11.408	3.094
C	11.268	9.701	8.961	2.307
D	10.074	9.727	10.130	0.403

靈敏度 S 之輔助表 (db)

因素	1	2	3	M-n
A	-0.328	-0.264	-0.220	0.109
B	-0.304	-0.266	-0.242	0.062
C	-0.339	-0.273	-0.200	0.140
D	-0.266	-0.276	-0.270	0.010

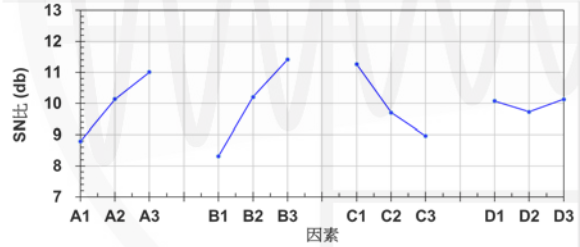
表一 目標高架橋田口方法 $L_9(3^4)$ 直交表的實驗配置及數據整理

No.	Factor				y1		y2				y3							
	A	B	C	D	n1	n2	n1-1	n1-2	n2-1	n2-2	n1	n2	SN, η(dB)	S (dB)	S_T	S_m	S_e	V_e
1	1	1	1	1	-0.0570	-0.1600	-0.5399	-0.3111	-0.1585	-0.2121	-0.8981	-1.0683	8.513	-0.426	2.435	1.449	0.986	0.141
2	1	2	2	2	0.0439	-0.0749	-0.4626	-0.1962	-0.1214	-0.0578	-0.9045	-0.8797	8.494	-0.332	1.870	0.880	0.990	0.141
3	1	3	3	3	0.1310	-0.0030	-0.3976	-0.0953	-0.0451	0.0302	-0.7297	-0.7119	9.356	-0.228	1.227	0.415	0.812	0.116
4	2	1	2	3	0.0781	-0.0343	-0.4203	-0.1695	-0.0272	-0.0859	-0.7819	-0.9526	8.351	-0.299	1.740	0.716	1.023	0.146
5	2	2	3	1	0.1686	0.0405	-0.3489	-0.0636	-0.0020	0.0656	-0.5713	-0.7610	9.449	-0.184	1.066	0.271	0.795	0.114
6	2	3	1	2	-0.0257	-0.1229	-0.5031	-0.2883	-0.1316	-0.1828	-0.6231	-0.6004	12.608	-0.310	1.151	0.767	0.384	0.055
7	3	1	3	2	0.1997	0.0776	-0.3104	-0.0394	0.0933	0.0299	-0.6910	-0.8603	8.079	-0.188	1.371	0.281	1.090	0.156
8	3	2	1	3	-0.0045	-0.0970	-0.4760	-0.2719	-0.1118	-0.1628	-0.4745	-0.6668	12.684	-0.283	1.019	0.641	0.377	0.054
9	3	3	2	1	0.1054	-0.0028	-0.3858	-0.1480	-0.0020	-0.0584	-0.5213	-0.4920	12.260	-0.188	0.699	0.283	0.416	0.059
C	3	3	1	3	-0.0036	-0.0961	-0.4756	-0.2716	-0.1114	-0.1623	-0.5192	-0.4922	13.803	-0.267	0.860	0.568	0.292	0.042

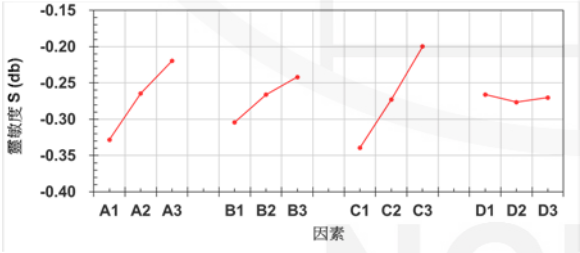
表三 目標高架橋模態頻率比較表

		模態頻率 (Hz)				
		量測	Model-O	Err (%)	Model-L	Err (%)
行車方向	振動單元-1	1.800	1.423	20.9%	1.476	18.0%
	振動單元-2	1.540	1.320	14.3%	1.384	10.1%
垂直行車方向	振動單元-1	1.480	1.260	14.9%	1.414	4.4%
	振動單元-2	1.480	1.328	10.3%	1.482	-0.1%
垂直(重力)方向	振動單元-1	4.320	3.422	20.8%	3.801	12.0%
	振動單元-2	4.260	3.192	25.1%	3.768	11.6%

繪製目標高架橋田口方法控制因素與SN比及靈敏度關係圖如圖五。圖五(b)顯示控制因數C人造橡膠支承墊之水平勁度K_h的靈敏度最高，改變此因素對模態頻率的影響最大，其次為控制因數A混凝土彈性模數E_c^{280}，再其次為混凝土彈性模數E_c^{350}，而控制因數D人造橡膠支承墊之垂直勁度K_v對模態頻率的影響最小。圖五(a)顯示控制因數A3、B3、C1及D3，可以達到較高之SN比，以控制因素ABCD之水準各為3313時進行確認實驗，結果如表三所示，此條件下之SN比η為13.803 dB，與原始條件相比增益為5.29 dB。



(a) 田口方法控制因素與SN比關係



(b) 田口方法控制因素與靈敏度關係

圖五 目標高架橋田口方法控制因素與SN比及靈敏度關係圖

五、結論

本研究進行近斷層橋梁數位孿生技術開發，以橋梁受震反應監測網所量測到實體橋梁的振動訊號，持續比對與調校實體橋梁與橋梁數位孿生之關係，整理現階段成果如下：

1. 目標高架橋數位孿生模型中，比較強震監測站量測之受震反應、有限元素原始模型(Model-O)及線性更新模型(Model-L)之模態分析結果，振動單元1行車方向之模態頻率由1.423 Hz提升為1.476 Hz，誤差由20.9%降低為18.0%；垂直行車方向之模態頻率由1.260 Hz提升為1.414 Hz，誤差由14.9%降低為4.4%；垂直(重力)方向之模態頻率由3.422 Hz提升為3.801 Hz，誤差由20.8%降低為12.0%。振動單元2行車方向之模態頻率由1.320 Hz提升為1.384 Hz，誤差由14.3%降低為10.1%；垂直行車方向之模態頻率由1.328 Hz提升為1.482 Hz，誤差由10.3%降低為0.1%；垂直(重力)方向之模態頻率由3.192 Hz提升為3.768 Hz，誤差由25.1%降低為11.6%。
2. 以田口實驗計畫法進行目標函數最佳化及有線元素線性模型更新(Model updating)，考量4個因素3個水準之$L_9(3^4)$直交表，只需進行9次實驗，與傳統多因素實驗計畫法需進行3^4=81次實驗，可以節省大量的實驗時間及成本。

參考文獻

1. Lin, K., Xu, Y.L., Lu, X.Z., Guan, Z., and Li, J.H., “Digital twin-based collapse fragility assessment of a long-span cable-stayed bridge under strong earthquakes,” Automation in Construction, 123, 2021, 103547.
2. MIDAS, MIDAS Civil Integrated Solution System for Bridge and Civil Engineering, 2021.

鋼橋墩耐震性能分析

洪曉慧[1]　周光武[2]　許家銓[3]　梁恩齊[4]　黃仲偉[5]

摘 要

本研究目的為透過分析與試驗，針對鋼橋墩之耐震性能進行研究，以建立鋼橋墩合理之塑鉸性質定義公式，並回饋於設計規範中。執行方法為先調查國內外鋼橋墩耐震相關規範和研究，包括台灣、日本和美國的規範，另外也搜尋國內常見鋼橋墩型式、設計細節，再進行試體設計與施工，以試驗方式確認與檢討其耐震性能，同時搭配結構模擬分析，以試驗結果校正鋼橋墩非線性模型，再以校正後之分析模型進行參數分析。本文主要透過分析與實驗結果之比較，檢討鋼橋墩塑鉸性質定義之合理性，並進行參數分析。

關鍵詞：鋼橋墩、分布式塑鉸、側推分析

一、前言

921 地震後，交通部高速公路局、公路總局及各縣市政府等橋梁主管機關皆針對國內既有橋梁進行橋梁耐震性能評估與補強，也於民國 110 年頒布公路橋梁耐震評估與補強設計規範[1]。其中有關鋼筋混凝土橋墩的耐震評估與補強已經有相對成熟的技術和規範可供參考，因此可以進行相對較有效且務實的設計和施工。然而，對於鋼構橋墩的耐震評估與補強，由於國內相關試驗報告尚屬缺乏，也較無明確的研究案例可循，因此大多參考日本的案例和規範[2]。考慮到鋼橋墩的施工細節可能因地而異，以及國內外品質與環境的差異對抗震性能的影響，目前使用的國外規範無法長期適用，因此有必要擴展本土的鋼橋墩耐震評估與補強相關研究。本研究主旨為針對國內常見型式之鋼橋墩耐震性能進行研究，研究方法包括分析與實驗，透過不同配置鋼橋墩之耐震性能試驗，驗證鋼橋墩設計與評估方法之準確性，以期能建立本土化鋼橋墩塑鉸性質設定方式，以及鋼橋墩耐震評估方法，研發成果未來將可提供實務設計公司參考。本計畫分年執行，本年度主要透過分析與試驗之比較，檢討鋼橋墩塑鉸性質設定方式之合理性，並進行參數分析。

二、鋼橋墩之塑鉸特性

對於進行橋梁耐震能力評估，為考慮橋墩之非線性塑性行為，一般會將橋墩錢潛在塑鉸區以塑性鉸模擬，國內「公路橋梁耐震評估與補強設計規範」[1]提供相關計算公式，其相關規定主要參考日本道路橋示方書[2]，包括如圖一所示之鋼材和內填充混凝土的應力應變關係。

鋼板材料在進入降伏後，取彈性階段之彈性模數E的 1/100 作為降伏後之材料楊氏係數。鋼板材料之受拉極限應變ε_u，依道路橋示方書之建議可取 $20\varepsilon_y$，但考量國內鋼板製作之水準不一，以及材料因環境因素所導致之劣化因子，國內規範保守採用ε_u=$15\varepsilon_y$。至於鋼板材料之受壓極限應變相依於版構造挫屈發生之控制條件，故規範規定之鋼板極限壓應變ε_a依其幾何條件，以及是否有內填充混凝土而有所不同。

[1] 國家地震工程研究中心研究員
[2] 國家地震工程研究中心副研究員
[3] 國家地震工程研究中心助理研究員
[4] 中原大學土木工程學系研究生
[5] 中原大學土木工程學系教授

對於空心之圓形鋼橋墩，其極限壓應變 ε_a 由依公式(1)計算：

$$\varepsilon_a = (20 - 140R_t)\varepsilon_y \quad (1)$$

$$R_t = \frac{R}{t}\frac{\sigma_y}{E}\sqrt{3(1-\mu^2)} \quad (2)$$

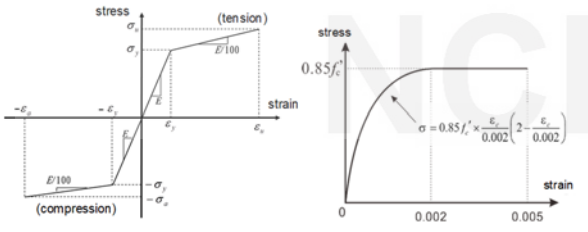
其中，R 為圓形鋼橋墩板厚中心線對應之半徑，t 為鋼板厚，μ為鋼材柏松比，σ_y為鋼材降伏強度；E 為鋼材的彈性模數。公式(1)之適用範圍如後：$0.03 \le R_t \le 0.08$; $0.2 \le \bar{\lambda} \le 0.4$; $0 \le N/N_y \le 0.2$。其中

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \frac{l}{r} \quad (3)$$

N 為鋼橋墩之設計軸力；N_y 為依全斷面降伏條件計算之斷面降伏軸力；l 為構件有效挫曲長度；r 為斷面之迴轉半徑。

對於具內填充混凝土之鋼橋墩，規範規定之鋼板極限壓應變 $\varepsilon_a = 7\varepsilon_y$，此規定圓形橋墩和矩形橋墩皆適用，但日本道路橋示方書[2]則是規定圓形鋼橋墩材降伏後極限壓應變採用 $\varepsilon_a = 5\varepsilon_y$，且只適用於 $0.03 \le R_t \le 0.12$； $0.2 \le \bar{\lambda} \le 0.4$； $0 \le N/N_y \le 0.2$。

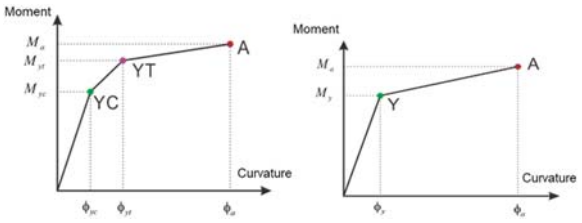
內填充混凝土之鋼橋墩不考慮內灌混凝土之受拉強度，混凝土受壓之應力-應變關係由圖一(b)加以定義。在此須注意的是，日本道路橋示方書[2]中，並無混凝土受壓之極限應變限制，但國內規範為考量柱內填充混凝土之品質與施工確實性，設定混凝土受壓之極限應變為 0.005。



(a) (b)

圖一 應力-應變關係示意圖
(a)鋼材；(b)混凝土

依上述說明求得鋼材和內灌混凝土之應力-應變曲線後，採用斷面切片法進行斷面分析，即可求得斷面彎矩-曲率關係圖，並據此定義鋼橋墩分布式塑鉸之塑性鉸曲



(a) (b)

圖二 鋼橋墩斷面彎矩曲率關係示意圖
(a)空心鋼橋墩；(b)內填充混凝土鋼橋墩

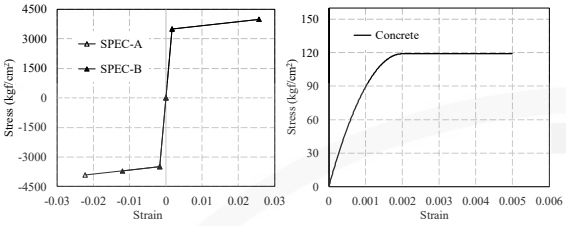
對於空心鋼橋墩，取圖二(a)所示之三個控制點計算鋼橋墩斷面之彎矩-曲率關係。圖中，YC 點為壓力側鋼板達降伏應變狀態，YT 點為拉力側鋼板達降伏狀態，A 點則為壓力側鋼板達受壓極限應變之狀態，此時對應之彎矩 M_a 為極限彎矩強度。對於具內填充混凝土之鋼橋墩，取圖二(b)所示兩個控制點計算斷面彎矩-曲率關係。圖中之 Y 點為鋼板拉力側或壓力側先達降伏應變之狀態，而 A 點則代表壓力側鋼板達受壓極限應變之狀態。

三、試體之塑性鉸設定

本研究針對兩組已完成反復載重試驗之鋼橋柱試體，依據前述之塑性鉸定義進行塑性鉸設定，兩座試體分別命名為試體 A 和試體 B，兩組橋柱試體尺寸相同，其鋼柱直徑 D＝0.8m，鋼板板厚 t＝1.4 cm，鋼板材質為 SN490B，但試體 A 為中空橋柱，內無填充混凝土，試體 B 則內填充設計抗壓強度 f'_c=140 kgf/cm^2 之混凝土，混凝土填充高度為 2 m。為使鋼橋柱得以穩定固接於鋼筋混凝土基礎內，試體於基礎內亦設計鋼製錨定基座，並以 16 根 3.8 cm Ø錨碇螺栓和鋼柱底進行接合。

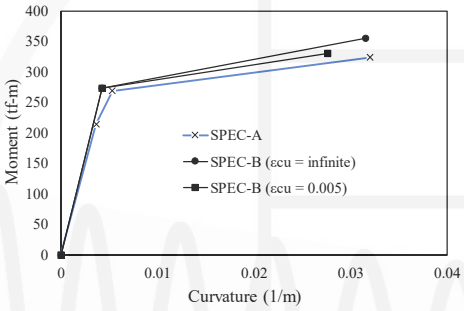
依據試體材料設計強度可得如圖三所示之鋼材與內填充混凝土之應力-應變關係，其中兩座試體之鋼材極限拉應變 ε_u 皆為 0.025735，但試體 A 鋼材極限壓應變為 0.0152，試體 B 鋼材極限壓應變為 0.01201。而內填充混凝土極限應變限制為 0.005，壓

應力上限值為$0.85f'_c$=119kgf/cm^2。另依圖二之控制點，透過切片法之斷面分析可求得圖四所示之斷面彎矩-曲率關係，其中試體 B 之曲線包含取混凝土極限應變ε_{cu}為 0.005 之情況，以及不限制混凝土極限壓應變之情況。



(a) (b)

圖三 應力-應變關係 (a)鋼材；(b)混凝土

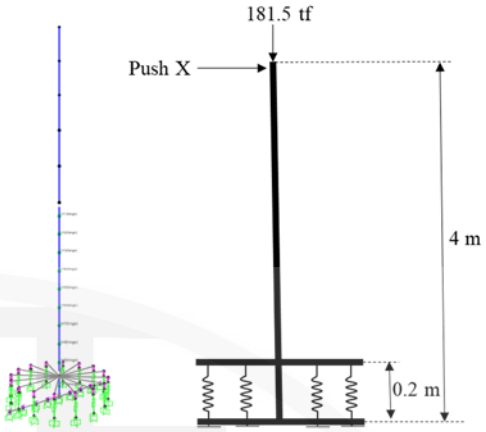


圖四 鋼橋墩斷面彎矩-曲率關係

四、數值模擬

依據試體設計圖與圖四所得之斷面彎矩-曲率關係，本研究採用 sap2000 建立如圖五所示之橋墩數值分析模型，並進行非線性側推分析。由於試體於試驗過程中柱底錨碇螺栓有降伏並拉伸之跡象，故分析模型亦納入錨碇螺栓。錨碇螺栓以非線性 link 元素模擬，橋墩之塑性行為則以非彈性塑鉸進行模擬。由於目前規範並未定義鋼橋柱之塑鉸長度公式，因此本研究模擬採用分佈式塑鉸模式。有別於集中式塑鉸以單一個塑鉸模擬整個塑性區之行為發展，分佈式塑鉸是在有可能發生塑性之區域設置多個塑鉸。本模型於柱底 2 m 範圍內共設置 10 個塑鉸，每個塑鉸之長度為 0.2 m，各個塑鉸的性質則以圖四之斷面彎矩-曲率關係定義。

以圖五之分析模型進行單向側推分析所得之力-位移曲線如圖六所示。其中圖(a)為試體 A 分析和試驗結果之比較，圖(b)為試體 B 分析和試驗結果之比較。



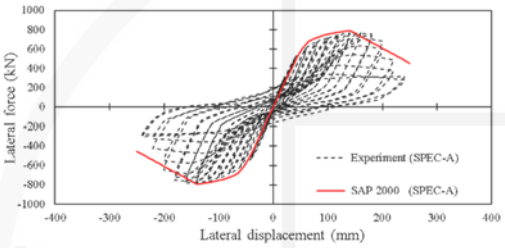
圖五 分析模型

首先觀察空心之試體 A 的比較結果，分析所得之側推曲線初始斜率和實驗結果大致相同，兩者所得之峰值和最大側向位移亦差異不大，此結果顯示規範定義之空心鋼橋墩塑鉸計算公式可合理預估橋墩非線性行為。接著觀察試體 B 之比較結果，圖六(b)中之分析所得側推曲線共三條，包括是否有限制混凝土極限壓應變兩種情況。若假設混凝土極限壓應變為 0.005，分析所得之峰值為 820 kN，對應的側向位移為 122 mm；若不限制混凝土極限壓應變，側推力峰值可達到 865 kN，對應之位移為 165 mm，其中未限制混凝土極限壓應變的分析結果較接近試驗結果，但兩種情況所得分析結果皆遠小於試驗結果，推測可能原因為規範規定之鋼板極限壓應變$7\varepsilon_y$過於保守，因此本研究亦透過提高鋼板最大極限壓應變修正斷面彎矩-曲率關係，使分析結果符合試驗曲線。當鋼板材料之最大極限壓應變由 7 倍降伏應變放大至 18 倍降伏應變時，分析所得結果曲線與試驗結果較為接近，故後續參數分析將以此校正後之模型進行分析。

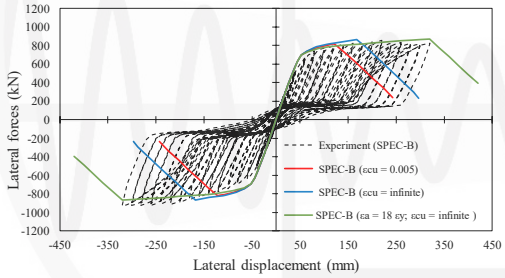
五、參數分析

採用校正後之分析模型，本研究亦針對鋼橋墩不同之設計參數進行參數分析。圖七所示為不同錨碇螺栓面積之單向側推分析曲線，其中 1.0A 代表螺栓面積為試體

A 或 B 實際採用之螺栓面積，其餘則代表放大或縮小此螺栓面積之情況，符號 A 前方之數字代表縮放之比例。圖七亦包括柱底為固接之分析結果，代表螺栓強度足夠承受橋墩彎矩引致之拉力之情況。如圖所示，對於空心橋墩，當螺栓面積約為原始之 1.4 倍可達柱底固接之強度，但內填充混凝土橋墩之螺栓面積需約為原始設計之 2.6 倍左右才可達柱底固接之強度。此結果顯示在設計錨碇螺栓需求時須將內填充混凝土對鋼橋墩強度之貢獻適當納入考慮，以避免螺栓設計強度不足之情況發生。

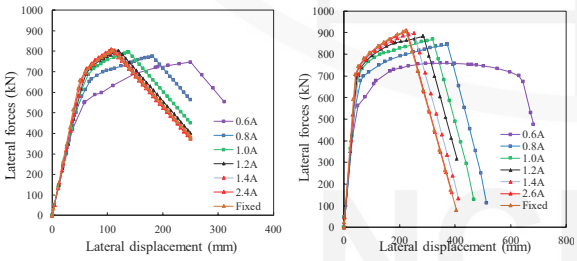


(a)



(b)

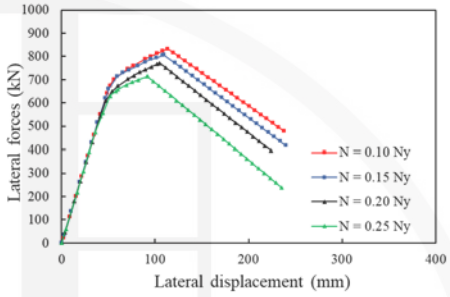
圖六 分析與試驗結果之比較
(a) 試體 A；(b)試體 B



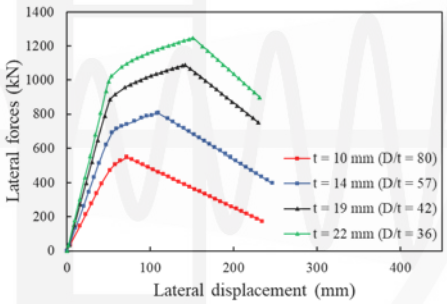
(a) (b)

圖七 不同螺栓面積之單向側推曲線
(a) 空心鋼橋墩；(b)內填充混凝土鋼橋墩

軸力比(N/Ny)和徑厚比(D/t)為鋼橋墩設計之重要參數，故對於空心鋼橋墩，本研究亦針這兩個參數進行參數分析。圖八為不同軸力比之非線性側推曲線比較圖，可觀察到隨著軸力比增加，橋墩的初始降伏強度和極限強度會降低，極限位移也會降低，代表韌性也會降低。圖九為不同徑厚比之非線性側推曲線比較圖，可觀察到隨著鋼板厚度的增加，即徑厚比(D/t)的減小，橋墩的初始勁度明顯增加，試體的降伏強度與極限強度亦增加。反之，若板厚降低，則韌性明顯降低，如板厚 10 mm 之情況（D/t = 80），試體幾乎無韌性可言，這也是設計時須避免的情況。



圖八 不同軸力比下的側推曲線



圖九 不同徑厚比下的側推曲線

五、結論

本研究今年度完成兩座鋼橋墩之分析模型建立與非線性分析，透過分析結果與實驗結果之比對，對鋼橋墩塑鉸設定提出建議，也以此校正後之數值分析模型進行參數分析，檢討不同設計參數對鋼橋墩耐震性能的影響。

參考文獻

1. 交通部，2021，公路橋梁耐震評估與補強設計規範。
2. 日本道路協會，2012，「道路橋示方書同解說・V 耐震設計編」。

高架鐵路列車遭遇地震之行車風險研究

郭振銘[1]　黃瀚緯[2]　蘇浚騰[3]

摘 要

完成 1：5 縮尺車輛轉向架與滾動測試平台整合測試，透過有限元素分析橋跨中心側向地震響應，輸入至載有車輛轉向架與滾動測試平台之振動台，模擬高架鐵路列車以不同時速行駛時遭遇不同震度地震，量測輪軌力歷時，計算脫軌係數評估列車營運安全。導入輪軌接觸與脫軌理論，輔以縮尺模型試驗，建立脫軌係數量測技術並與模擬分析結果互相驗證調校，探討運行中軌道車輛遭遇地震下之動態反應，歸納行車速度、地震震度、及橋梁特性對脫軌係數之影響。進一步研析兼顧行車安全、營運效率的應變機制與降低行車風險的橋梁設計觀念，提出在考量軌道系統運輸品質與安全性下的綜合建議。

關鍵詞：地震應變措施、振動台、縮尺模型、轉向架、滾動測試平台、軌道

一、前言

本計畫自 110 年起開始執行，預期三年工作內容包含建立軌道車輛運動分析模型及 1:5 縮尺轉向架，以滾動測試平台實測數據修正分析模型參數，結合模擬與實測探討列車遭遇地震之行車穩定性。

112 年下半年將橋梁有限元素模型透過動力歷時分析法獲得橋跨中心三方向地震響應，於國震中心台南實驗室多軸向地震模擬測試系統(MAST)上模擬遭遇地震之橋梁震動歷時，透過架設在 1：5 縮尺車輛轉向架與滾動測試平台(以下簡稱試體)上之加速規量測，透過傳遞路徑分析法後處理得到輪軌力歷時，計算脫軌係數評估列車之運行安全。

二、縮尺模型之振動台試驗

本計畫使用配置於國家實驗研究院國家地震工程研究中心台南實驗室的多軸向地震模擬測試系統(Multi-Axial Seismic Test System，簡稱 MAST) 模擬遭遇地震之橋梁震動歷時。將 1：5 縮尺車輛轉向架與滾動測試平台吊掛至 MAST 地震模擬振動台上鎖固。將四個測站地震波透過有線元素模型計算之橋跨中心點三方向地震加速度歷時輸入振動台，同時須考慮行車與振動的方向設置(圖一)。搭配兩種試體運轉速度共完成 10 組實驗，進行列車行駛遭遇地震實驗。



圖一 地震波輸入方向對應試體安裝方向

實驗探討實際車速 50 km/h 與 100 km/h 遭遇地震的反應，對應試體動力底盤滾輪的周長換算線速度分別約等於 10 km/h 與 20 km/h，在滾動測試平台則需將

[1] 國立成功大學土木工程學系教授
[2] 國家地震工程研究中心副技術師
[3] 國立成功大學土木工程學系碩士生

驅動馬達轉速分別定速於 279.6 rpm 與 557.4 rpm (圖二)；每項實驗開始之前，皆會將轉速調整至該次實驗速度後並維持約 30 秒，量測各加速規之振動量，並使用 LMS Test.Lab 軟體觀察模型確認其處於穩態，且判斷試體無發生跳軌狀況。



圖二 試體轉速 279.6 rpm(左) 557.4rpm (右)

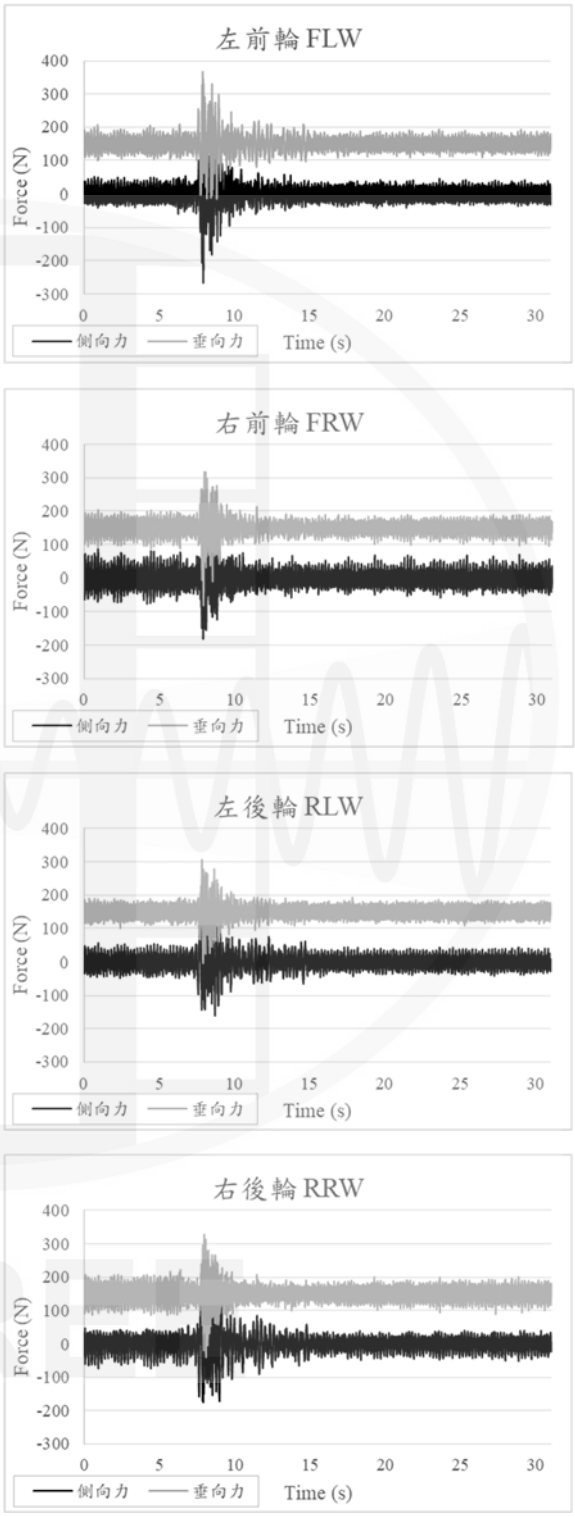
實驗組合整理於表一，各測站推算橋跨中心點地震波按照圖一方向輸入至振動台。每項實驗均先讓試體在無轉速狀態下接受該實驗項目之地震波進行測試，若在無轉速狀況下就發生脫軌，則取消該項實驗有轉速狀況下的測試，防止試體在有轉速狀態下發生脫軌，造成試體損害。

表一 橋梁地震響應實驗組合

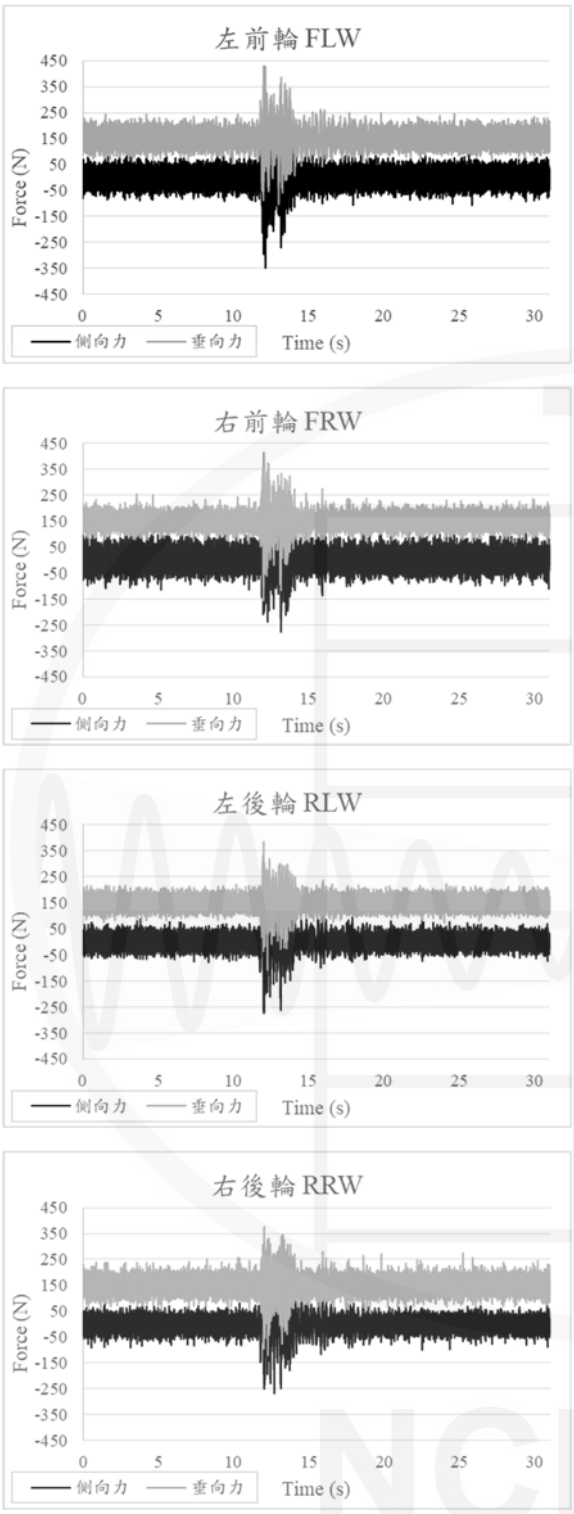
順序	實驗車速 (km/h)	實驗名稱	測站輸入 (X,Y,Z 向)	震度
1	50	50kph_KAU021	KAU021	4 級
2	100	100kph_KAU021		
3	50	50kph_CHY099	CHY099	5 弱
4	100	100kph_CHY099		
5	50	50kph_CHY045	CHY045	5 弱
6	100	100kph_CHY045		
7	50	50kph_CHY079	CHY079	5 弱
8	100	100kph_CHY079		
9	50	50kph_CHY062	CHY062	5 強
10	100	100kph_CHY062		

三、動態輪軌力歷時

橋梁地震響應試驗共 10 種組合，每組情境含有轉向架 4 個輪軌力歷時圖，因圖片眾多，現舉一組合(圖三、圖四)說明試驗輪軌力特性：從圖中可看到，轉向架模型以車速 50km/h 與 100km/h 在振動台上輸出 CHY099 側向地震響應加速度，模擬列車遭遇 5 弱地震的狀況。其中車速 50km/h 提高至 100km/h 行駛力量範圍平均分別側向由 402.06 N 提升至 600.47 N；垂向則由 364.40 N 提升至 523.27 N，發現車速提高，不論側向與垂向力範圍皆明顯增大，而地震在縮尺歷時 5~15 s 間有較大的加速度發生，因此輪軌接觸力亦有明顯的起伏出現。



圖三 CHY099 橋梁地震響應；模擬車速 50km/h 側向及垂向輪軌力歷時圖



圖四 CHY099 橋梁地震響應；模擬車速 100km/h 側向及垂向輪軌力歷時圖

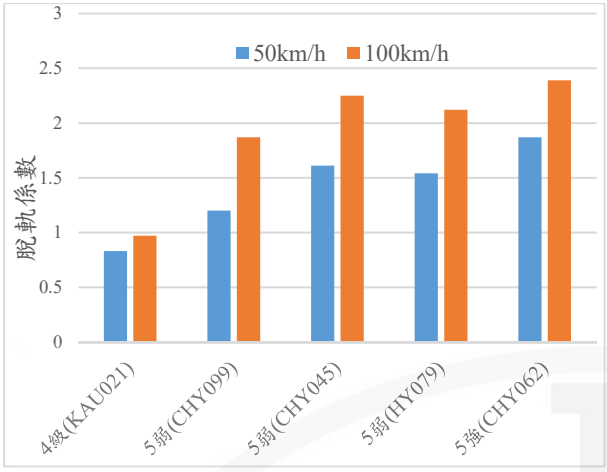
四、脫軌係數

將實驗測得數據各輪振動歷時，透過傳遞路徑分析法後處理得到輪軌力歷時，計算脫軌係數歷時，評估不同情況下鐵路列車遭遇地震之脫軌風險。各組實驗之各輪脫軌係數極值整理於表二，為排除試體設計製造精度公差，將每組實驗中四顆輪子的脫軌係數極值取平均，比較不同地震響應的情況下，車輛運行的風險評估。表中顯示不論車速 50km/h 或 100km/h，只有震度四級的情形下脫軌係數才小於 1。若以更保守的脫軌臨界值 0.8 來判斷，震度四級的地震造成的橋上振動仍會使 100km/h 的列車有脫軌風險，必須降至 50km/h 才能減低脫軌風險。

表二 橋梁地震響應試驗之各輪脫軌係數極值

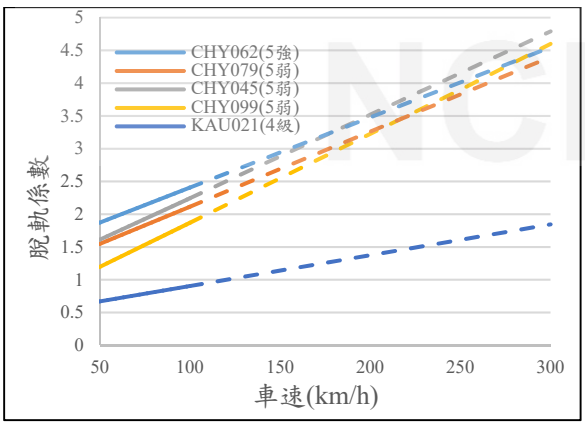
實驗組合	車速	左前輪 FLW	右前輪 FRW	左後輪 RLW	右後輪 RRW
CHY062(5 強)	50km/h	1.92	1.97	1.73	1.87
	100km/h	2.64	2.43	2.22	2.34
CHY079(5 弱)	50km/h	1.34	1.63	1.43	1.79
	100km/h	2.17	2.32	2.04	1.93
CHY045(5 弱)	50km/h	1.54	1.61	1.57	1.73
	100km/h	2.22	2.35	2.14	2.27
CHY099(5 弱)	50km/h	1.32	1.19	1.11	1.17
	100km/h	1.79	2.08	1.75	1.86
KAU021(4)	50km/h	0.65	0.74	0.68	0.61
	100km/h	0.97	0.89	0.85	0.91

從圖五可發現當橋上地震響應震度達到 4 級時，以時速 100km/h 列車脫軌係數車過 0.9；當震度來到 5 弱與 5 強時，脫軌係數大部分落在 1.0~2.5 之間，早已超過限制值 0.8，顯示這些情況下有及高脫軌風險。由於實際脫軌行為牽涉複雜互制因素，實驗過程中試體雖並未發生脫軌，脫軌係數之變化趨勢仍為軌道工程界重要之脫軌風險指標。



圖五 高架橋列車遭遇地震之脫軌係數極值柱狀圖

進一步探討車輛運轉速度對脫軌係數的影響，將脫軌係數歷時每一瞬間轉向架四個輪子取平均，取最大值繪製(圖六)。除時速 50km/h 搭配橋梁地震響應震度 4 級的情況脫軌係數極值小於 0.8，其餘各項實驗結果脫軌係數極值皆超過理論界限值。當震度達 5 弱以上時，不論試體運轉速度為 50km/h 或 100km/h，脫軌係數均超過 0.8，介於 1.3~2.6 之間。由於轉速高實驗風險大，較遺憾未嘗試高於 100km/h 實驗，僅能透過外插估計在 300km/h 行駛下之脫軌係數。圖六虛線部分顯示，車輛以 300km/h 行駛遭遇四級地震，脫軌係數約 1.85，車速降至 50km/h 脫軌係數低於 0.8 界限值。當震度為 5 弱或 5 強，300km/h 行駛列車之脫軌係數高達 4.5 上下，已遠超過脫軌界限值，脫軌風險相當高，應採去緊急剎車盡快降低車速，降低脫軌風險。



圖六 依車速區分脫軌係數(橋梁地震響應試驗)

從圖六中還可看到，同樣是 5 弱等級的震度，CHY045 測站之橋梁地震響應所造成試體的脫軌係數極大值較其他兩者大。經比對發現該測站震波在橋上引致的側向振動遠大於其他兩個測站，導致車輛在行駛過程中輪軌側向力較大，提高脫軌係數。

五、結論與展望

截至民國 112 年 12 月 31 日已完成試體於國震中心台南實驗室進行三軸向地震試驗，同樣將有限元素橋梁模型透過動力歷時分析法所得到之橋跨中心三方向地震響應，分別輸入至多軸向地震模擬測試系統(MAST)平台上，透過架設在試體上之加速規，使用傳遞路徑分析法量測與後處理得到輪軌力側向及垂向歷時，再推導為脫軌係數協助判斷列車之運行安全。

囿於資源與人力，雖然未大規模嘗試更多車速、震度組合實驗，但本研究不僅是國內以實體實驗探討行進中軌道車輛遭遇地震安全性的創舉，在國際上也屬罕見。成功自行開發縮尺轉向架與滾動測試平台，並結合傳遞路徑分析法量測瞬息萬變的輪軌接觸力，試建立我國軌道運輸與地震工程自主整合研發能力的重要里程碑。

建議國震中心根據本研究經驗，規劃更精密轉向架模型，更有系統探討高架橋梁設計對橋上列車行車穩定度的影響。研究結果不僅能提供國內各營運單位優化地震應變程序，提高營運效率與保障行車安全，更進一步提供各工程顧問公司選擇遭遇地震時行車風險較低的高架橋梁型式與設計，提升臺灣軌道技術。

懸吊式匯流排系統實驗與數值分析研究

李傳承[1]　林凡茹[2]　陳威中[3]　黃百誼[4]　柴駿甫[5]

摘 要

為了深入了解匯流排系統特性以及在受震下的振動模式，本研究針對國內兩種常見的匯流排系統進行相關實驗研究，包括元件試驗和振動台實驗。同時，為了驗證匯流排系統的耐震性能，使用數值分析軟體（SAP2000）建立了匯流排系統在實驗構架中的數值模型，並進行了初步的線性動力分析，將數值分析結果與現場試驗結果進行相互比較。

研究第一階段進行匯流排元件實驗，包括直線段匯流排、彈簧避振器和橋式接頭，以求得各構件的力學參數。第二階段之振動台實驗方面，本研究分析日本 E-Defense 振動台實驗之匯流排系統試體，透過系統識別的傳遞函數分析，觀察匯流排試體的振動模態，同時在結構分析軟體中建立數值模型，按照元件實驗得到的力學參數設定，模擬出試體的模態及在地震下的振動反應。

關鍵詞：匯流排系統、元件實驗、數值分析

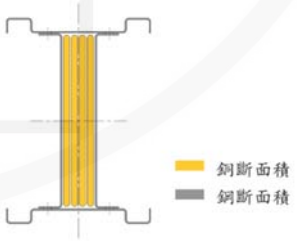
一、前言

在現代社會中電力需求日益增長，尤其在工業生產、商業建築和大型設施等應用場景中，匯流排系統成為了理想的解決方案。這種系統不僅能夠滿足高功率需求，還提供更靈活、高效且可擴展的供電選擇。因此近年來匯流排配電系統逐漸取代傳統電纜線，廣泛應用於需要大電力和彈性供電的關鍵設施，例如智慧型大樓、數據中心和高科技廠房。

匯流排系統是由許多性質不同之構件組合而成，接合方式亦有所差異，因此難以單純就構造型式評估其耐震容量。匯流排系統的耐震功能是否完善對於建築物或廠房在遭受震災時的重要設備的功能性，甚至是災後的恢復速度，皆有著高度的關聯性。本研究欲進行匯流排系統之元件實驗以建立數值模型，並透過振動台實驗驗證其應用於數值分析的適用性，以期能透過實驗瞭解國內懸吊式匯流排系統之耐震性能與模擬其動態反應。

二、匯流排元件實驗與數值模擬

裝甲型匯流排係以銅或鋁為導體，在其表面上被覆以絕緣材料，裝入密閉型槽體或絕緣體內，如圖一所示，並以標準化長度規劃成各種直型及彎頭。



圖一 匯流排斷面

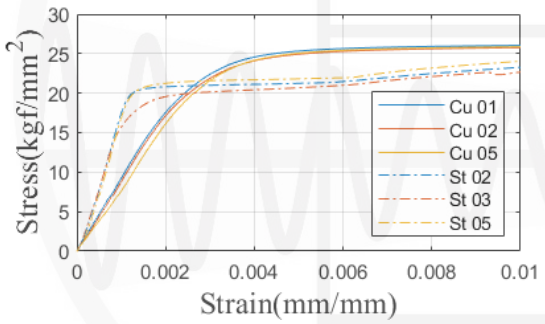
經由文獻回顧後發現，有關匯流排之文章主要測試的項目為電力、防火、防鏽、防蝕等標準，對於耐震相關測試無任何要求，於力學性質的測試上也極為缺乏，僅

[1] 國家地震工程研究中心專案佐理研究員 n76101169@gs.ncku.edu.tw
[2] 國家地震工程研究中心副研究員 frlin@narlabs.org.tw
[3] 國家地震工程研究中心助理研究員 chenwc@narlabs.org.tw
[4] 國家地震工程研究中心助理研究員 byhuang@narlabs.org.tw
[5] 國家地震工程研究中心副主任 chai@narlabs.org.tw

有簡易的負載測試與敲擊測試。故為進行匯流排系統之耐震設計及分析，本研究需先求得其力學參數。本研究針對電壓 1000 伏特以下、2000 安培之裝甲型匯流排，進行以下四項元件實驗。

(1)匯流排金屬材料抗拉實驗

本實驗欲求得直線段匯流排之受拉的彈性模數，由於匯流排為複合材料，受拉彈性模數可視為導體與金屬外殼兩者的軸向彈性模數之加權平均，其加權值為斷面之面積比。根據 CNS 2112 [2]的抗拉試片標準，對匯流排進行加工裁切。實驗設備為成功大學土木系 25T 萬能試驗機；外部量測儀器為應變計，以應變計量測應變歷時，同時以試片中心的截面積及荷重歷時求得應力歷時，便能獲得應力應變曲線。



圖二 試片應力應變圖

表一 等效彈性模數計算

試片	平均彈性模數 (kgf/mm^2)	斷面面積佔比	等效彈性模數 (kgf/mm^2)
銅片	9536.22	77%	12326.57
鋼片	21660.85	23%	

圖二為銅導體與金屬外殼試片的抗拉實驗的應力－應變曲線成果。從圖可知，銅導體的應力－應變曲線的趨勢一致，金屬外殼亦然；以曲線的線性階段(應力為 10 到 15 kgf/mm^2)可求得銅導體和金屬外殼的彈性模數，如表一所示，將銅導體與金屬外殼兩者加權平均，其加權值為斷面之面積比，最終求得直線段匯流排之受拉等效彈性模數為 12326.57 kgf/mm^2。

(2)直線段匯流排之敲擊實驗

本實驗欲求得直線段匯流排之撓曲剛度，進而驗證抗拉實驗得到之等效彈性模數。根據 ASTM E1876-01 [3]測試標準，直線段匯流排以簡支梁的形式放置在夾置具上，並在支承處以及直線段匯流排中間放置三顆加速規。設置完成後，由衝擊錘敲擊直線匯流排上方表面及側面的中間處，即可由後續數據分析獲得試體不同方向的基礎振動頻率，再由下式可推得試體的撓曲剛度：

$$EI = 0.0789mf^2L^3 \quad (1)$$

其中EI為撓曲剛度，m為試體質量，f為敲擊實驗求得的基礎振動頻率，L為試體長度。經過實驗求得直線段匯流排的垂直及水平向基礎振動頻率，再代入試體之長度、質量，藉由式(1)即可求得長向及短向的撓曲剛度。並由匯流排斷面可以得到兩軸之慣性矩，進一步反推回直線段匯流排之彈性模數，與直線段匯流排抗拉實驗的結果互相比較。而從表二可以得知，敲擊實驗所得到之彈性模數與直線段匯流排抗拉實驗所得等效彈性模數有相近的成果，故後續將以抗拉實驗之等效彈性模數進行分析。

表二 敲擊實驗數據分析

	短向	長向
長度(mm)	2750	
質量(kg)	130	
基礎振動頻率(Hz)	30.32	87.97
慣性矩(mm^4)	1595372.75	14340640.25
彈性模數 (kgf/mm^2)	12531.81	12033.18
誤差比	1.66%	2.38%

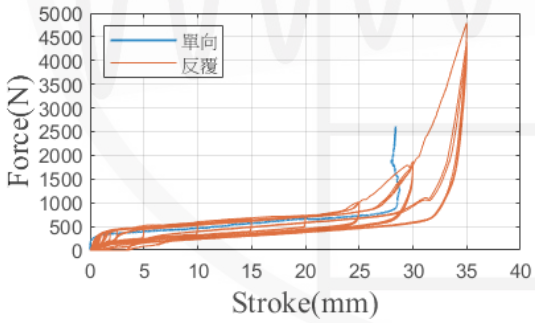
(3)彈簧避振器之抗壓實驗

本實驗欲求得彈簧避振器之勁度。實驗器具為國家地震中心台北實驗室 25T 萬

能試驗機，外部量測儀器為影像量測系統(簡稱為 NDI)；輸入歷時分兩種，一是單向輸入歷時，二是壓放輸入歷時。於抗壓實驗中可以得到萬能試驗機輯錄之力量，和 NDI 感測點之位移，可得力量位移之關係圖。觀察圖後發現勁度可以分為三個階段，在開頭的部分勁度相對高，經由實驗觀察應是限位螺栓與溝槽之間的摩擦力所導致，而第二階段為相對平坦之勁度，直到彈簧壓縮至極限導致金屬板受力才又升高。經過數據整理，第一階段之勁度為 300N/mm，第二階段之勁度為 18.1N/mm，第三階段之勁度為 300N/mm。



圖三 抗壓實驗照片



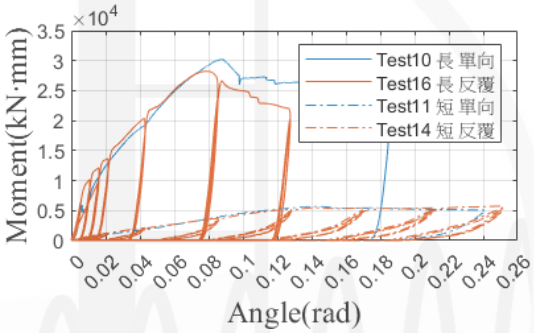
圖四 試體力量衝程圖

(4)橋式接頭之四點抗彎實驗

本實驗採用四點抗彎實驗的配置，欲求得橋式接頭受彎長向與短向撓度下旋轉勁度。實驗器具為國家地震中心台南實驗室 50T 制動器，外部量測儀器為影像量測系統(NDI)；輸入歷時分兩種，一是單向輸入歷時，二是壓放輸入歷時，均為參考 ISO 2003 輸入波。藉由四點抗彎實驗可以得到制動器力量與橋式接頭撓度之關係圖，將其轉變成彎矩轉角之關係圖，根據 10^4 kN·mm以下彈性階段的斜率，進而得到橋式接頭兩向撓度之旋轉勁度，長向撓度之旋轉勁度為 246709 kN·mm，短向撓度之旋轉勁度為 46482 kN·mm。



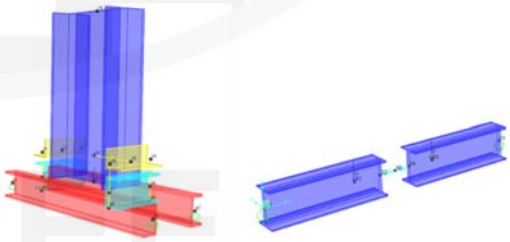
圖五 抗彎實驗照片



圖六 試體彎矩角度圖

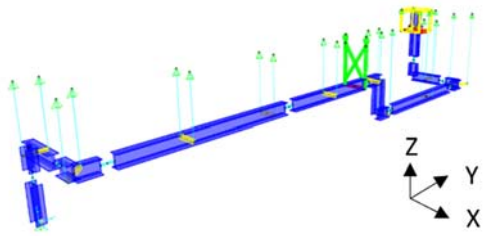
三、匯流排系統數值模擬與驗證

本研究利用結構分析軟體 SAP2000 (V20.0.0)，建立匯流排系統之數值模型，將元件實驗得到的力學參數置入設定。



圖七 元件實驗數值模型

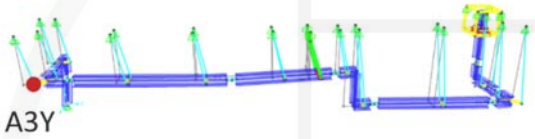
為了研究匯流排系統的振動特性，本研究選用大型十層樓構架的振動台實驗進行模擬並驗證。振動台實驗地點為日本兵庫縣地震工程研究中心(簡稱為 E-Defense)，數值模型構件包含懸吊支撐架及裝甲型匯流排試體。



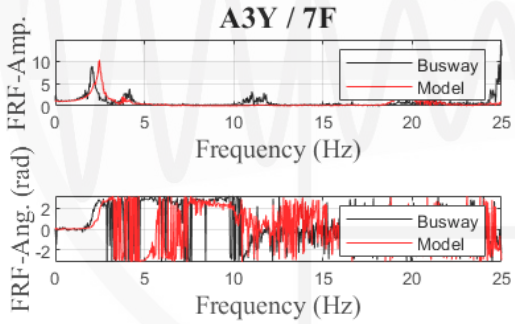
圖八 振動台實驗數值模型

(1)系統識別模擬結果驗證

本研究進行數值模擬的模態分析，並將其結果透過白噪音實驗的傳遞函數驗證，經過比對，Y 向大致符合振動台實驗之趨勢。



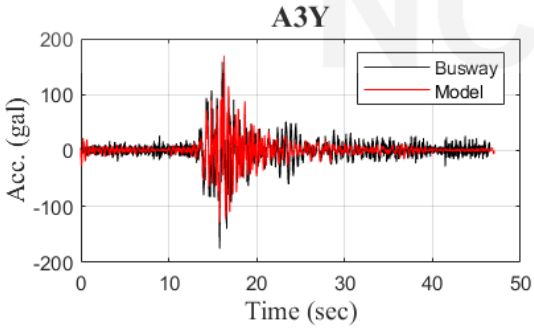
圖九 Y 向模態振形



圖十 白噪音實驗傳遞函數分析驗證

(2)加速度歷時模擬結果驗證

本研究比較數值模擬和實驗在熊本地震餘震之七樓樓板歷時下的匯流排試體反應。經過比對， Y 向較符合實驗之反應。



圖十一 熊本地震餘震歷時驗證

四、結論與展望

在本研究中進行一系列元件實驗，包含直線段的抗拉實驗、敲擊實驗、彈簧避振器的抗壓實驗以及橋式接頭的四點抗彎實驗，並求得匯流排系統上各構件的力學參數。此外，本研究分析 E-Defense 的振動台實驗，按照元件實驗得到的力學參數設定，在 SAP2000 中對應之數值模型。

經過模擬結果與實驗結果的比較後，發現在傳遞函數分析中，數值模擬結果能大致符合振動台試驗之趨勢；在加速度歷時的比對中，東北地震餘震的模擬皆有符合實驗之反應，熊本地震餘震的模擬中有部分則有些許的差異，X 向的反應偏大且無法收斂；在位移歷時的比對中，模擬結果與實驗結果不甚吻合。推測以上差異原因，為支撐架於數值模型中係假設與彎矩接合連接，但於實驗中卻非完全緊密接合，受震時依然有相對滑動發生，故數值模擬結果高估整體勁度，並且本研究之數值模擬為線性分析方式，對於大震度下，未考量水平吊架處固定件滑動之非線性行為，故數值模型於加速度以及位移量模擬略低於實驗量測結果。

參考文獻

1. 李傳承，《懸吊式匯流排系統實驗與數值分析研究》，碩士論文，國立成功大學，2023。
2. CNS 2112 (1996)，「金屬材料拉伸試驗試片」，經濟部標準檢驗局，台北。
3. ASTM E1876-01 (2002), “Standard Test Method for Dynamic Young’s Modulus, Shear Modulus, and Poisson’s Ratio by Impulse Excitation of Vibration”, American Society for Testing and Materials International, United States.

應用垂直擋板抑制矩槽液體潑濺行為實驗研究與分析

徐瑋鴻[1]　劉庭瑋[2]　柴駿甫[3]　林凡茹[4]

摘 要

有鑑於核電廠用過燃料池受地震作用時，可能造成池水潑濺出池外而流失，若池水大量流失將可能使貯存於用過燃料池之用過燃料棒裸露，進而引起後續輻射外洩、氣爆及火災等二次災害。因此，國震中心規劃以垂直擋板作為抑制儲槽液體潑濺之策略，並設計外型近似於用過燃料池之小尺寸矩形和方形剛性儲槽，於 2023 年執行一系列之儲槽振動台試驗，試驗中配置多種垂直擋板參數，欲從中歸納出重要參數，及其對抑制潑濺高度的效果。依據相關規範可知，儲槽受震方向長度與液體最大潑濺高度為正相關，因此本次試驗將安裝垂直擋板於儲槽中，藉此將儲槽分隔成若干部分以縮短受震方向長度，預期潑濺高度將因儲槽受震方向長度縮短以及液體流經擋板產生額外之摩擦阻尼而降低。

關鍵詞：對流模態、方矩形儲槽、潑濺水高、電容式波高計、擋板

一、前言

常見之儲存液體設施包括：石化產業中石油與天然氣儲存槽、核電廠中的用過燃料池等。檢視過往地震之影響，可以發現規模較大之地震所引致之劇烈液體潑濺(sloshing)將損壞此類輸儲設施，且常伴隨著二次災害(火災)的發生。石化產業中，液體儲槽受損雖可能不會造成大量人員傷亡，但其影響範圍廣泛，關鍵設施機能運作的失效將影響各個產業和民生需求，進而造成社會經濟的停擺，亦可能對環境造成危害，衍生後續巨大的經濟損失；而核電廠中的用過燃料池一旦失效，可能導致輻射外洩、引發氣爆等問題，對於生命財產安全造成巨大的威脅。因此，液體儲存設施之失效所帶來的影響可能遠大於建築結構震損。有鑑於此，探討液體受震引致劇烈潑濺行為之抑制策略有其必要性，對於位於地震帶的台灣而言更是一件刻不容緩的研究課題。

本研究旨在探討垂直擋板(vertical baffle)對於方矩形儲槽中液體潑濺行為之影響，透過在小型方矩形儲槽中配置多種垂直擋板參數以執行振動台試驗，欲從試驗中瞭解垂直擋板參數與液體潑濺高度之關係，進而歸納出具抑制潑濺高度的重要參數。

二、國外文獻及規範

學者 Housner[1]提出儲槽內部液體之模態可分為衝擊模態(Impulsive mode)和對流模態(Convective mode)，而 ACI350.3-06[2]提出液體對流模態頻率之估算公式，如下：

$$\lambda = \sqrt{3.16g\tanh\left[3.16\left(\frac{H_{liquid}}{L}\right)\right]} \tag{1}$$

$$T_c = \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)\sqrt{L} \tag{2}$$

其中，H_{liquid} 為儲槽設計水深，L 為矩形槽體運動方向之邊長，T_c 為對流模態之自然週期。此外，SPID[3]針對主要潑濺模態之潑濺高度可由下式估算：

$$h_{st} = 0.5L\left(\frac{SA_{C1}}{g}\right) \tag{3}$$

[1] 國家地震工程研究中心助理研究員
[2] 國立臺灣科技大學營建工程系碩士生
[3] 國家地震工程研究中心副主任暨設備管線組組長
[4] 國家地震工程研究中心研究員

其中，SA_{C1} 為地表或樓板之 0.5 %阻尼比設計水平加速度反應譜之液體發濺模態頻率對應之譜加速度。此外，考慮強震下高模態及非線性發濺效應，SPID[3]建議可將式(3)計算發濺高度增加 20 %，估算公式如下：

$$h_s = 0.6L\left(\frac{SA_{C1}}{g}\right) \quad (4)$$

藉由以上文獻及規範的計算公式，可推估當儲槽受地震作用時，儲槽內液體對流模態的頻率及發濺高度。

三、試驗設計

本次振動台試驗沿用 2018 年儲槽振動台試驗之試體，因此先將儲槽試體重新除鏽噴漆，使儲槽表面光滑平整以符合試驗需求，試體包括：方形矮槽、方形高槽、矩形矮槽及矩形高槽，總共有四個儲槽試體，其模型和尺寸分別如圖一和表一，圖二為實際安裝於振動台之儲槽試體。本次試驗目的為探討垂直擋板對於液體發濺高度的抑制效果，而非探討發出水量，因此，實驗設計上將避免儲水發出，高槽和矮槽對於本次試驗而言是相同的試體，相關垂直擋板配置可同時分配於高槽和矮槽以減少振動台執行次數，亦可增加討論參數組數。試驗中，於儲槽中安裝厚度為 0.5 公分之垂直擋板，欲探討之參數包含：單向擋板安裝位置(與左側儲槽壁之距離 d)、單向擋板插入深度(i)及儲水深度(H)，其中單向擋板又分為有開孔及無開孔擋板，開孔大小為直徑 5 公分的圓形孔洞，其圓心位置為距離擋板底部 10 公分，參數說明如圖三、表二及表三。而擋板將儲槽分為左右兩個部分，分別定義為短邊側及長邊側。

試驗中，主要採用波高計(Wave Height Gauges)以量測水之發濺歷時，其為電容式波高量測儀器，經校正程序取得其校正線性方程式之係數，即可將輸出電壓信號轉換成波高之物理量。此外，亦配置數個磁環式位移計輔助量測發濺歷時。圖四為感測器安裝位置示意圖。輸入波方面，此試驗採用脈衝(Impulse)輸入波用以激發水之自由振盪，並從量測數據中得到水之發濺頻率及對應之阻尼比。由於試驗中採用之儲槽試體尺寸及相關設計參數(水深、擋板位置等)所計算之發濺頻率落於 0.76 Hz 和 2.83 Hz 之間，因此設計一脈衝輸入波，使其 0.5%阻尼比譜加速度值在此頻率範圍中為定值，約 0.14g，目的使各種參數條件下之最大發濺高度相近，且不會發出儲槽外。

表一 試驗儲槽尺寸

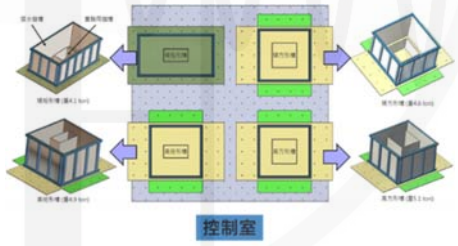
儲槽試體	命名	水平方向	水平尺寸(m)	垂直尺寸(m)
方形矮槽	SL	X	1	0.7
		Y	1	
方形高槽	SH	X	1	1.5
		Y	1	
矩形矮槽	RL	X	1	0.7
		Y	0.5	
矩形高槽	RH	X	1	1.5
		Y	0.5	

表二 單向擋板參數

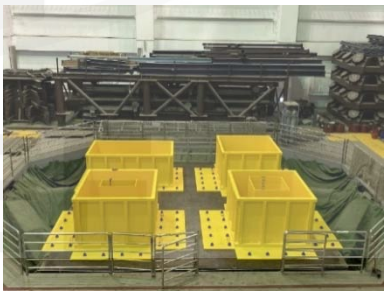
H (cm)	d (cm)	i (cm)
50	10, 20, 30, 40, 50	10, 20, 30, 40
40	10, 20, 30, 40, 50	20, 30
30	10, 20, 30, 40, 50	10, 15, 20, 25

表三 單向開孔擋板參數

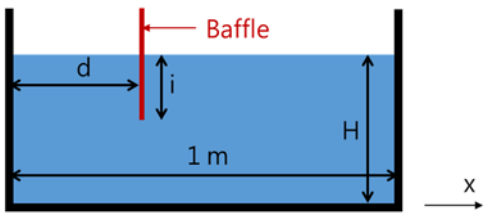
H (cm)	d (cm)	i (cm)
50	20, 30, 40, 50	20, 40
40	20, 30, 40, 50	20, 30
30	20, 30, 40, 50	20



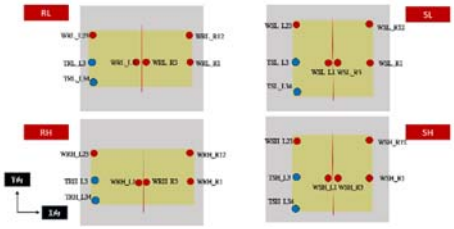
圖一 儲槽試體模型



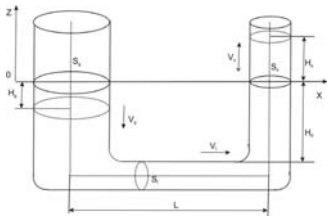
圖二 安裝於振動台之儲槽試體



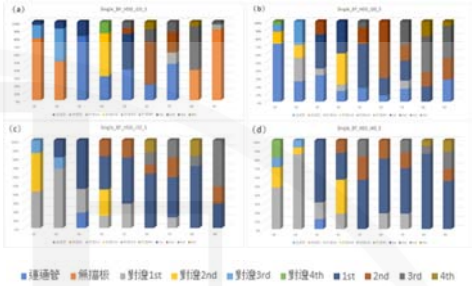
圖三 實驗參數說明



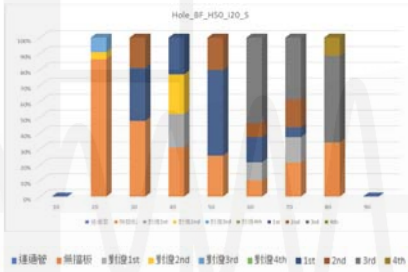
圖四 電容式波高計與磁環式位移計之編號及安裝位置示意圖



圖五 連通管示意圖



圖六 水深 50 公分之方槽在四種擋板插入深度下各顯著模態佔比與擋板位置之關係



圖七 水深 50 公分之方槽在單向開孔擋板插入深度為 20 公分下各顯著模態佔比與擋板位置之關係

四、液體潑濺頻率分析與比較

由於儲槽內安裝擋板會使頻率變得錯綜複雜，以致於難以辨識儲槽液體的第一模態頻率，故本研究透過學者 Housner[1]和 ACI350.3-06[2]提出之計算頻率公式辨識各頻率。另外，本研究發現在特定案例中可觀察到儲槽安裝擋板後具有連通管現象存在，並由 Tkachenko 等人[4] 提出之計算連通管頻率公式輔助辨識，如下：

$$\omega = 1/\sqrt{\frac{H_0}{g}}\sqrt{1+\frac{LS_S S_g}{H_0 S_L (S_g + S_s)}} \qquad (5)$$

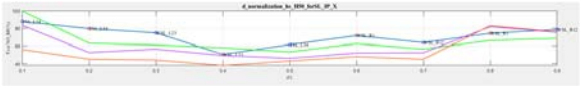
其中，S_g 及 S_S 皆為垂直管的圓形截面積，S_L 為連通的圓形截面積，L 為兩垂直管中心之距離，H_0 為液體平衡高度，如圖五所示。

藉由以上識別頻率方式，將頻率分為無擋板頻率、連通管頻率、對流模態頻率及對邊的對流模態頻率。後續將以長條圖方式探討各顯著模態佔比與擋板參數之關係，圖六為水深 50 公分之方槽分別在單向擋板插入深度為(a)10 公分、(b)20 公分、(c)30 公分、(4)40 公分時各顯著模態佔比與擋板位置之關係，其中縱軸為目標模態之振幅值對於前四模態之振幅值總和之比值。由結果可觀察到當擋板入水深度較淺時，具有無擋板及連通管頻率；當擋板入水深超過總水深的一半時，擋板的影響越趨於明顯。圖七為水深為 50 公分之方槽在單向開孔擋板入水深 20 公分之結果，可觀察到液體頻率由無擋板液體頻率主控。

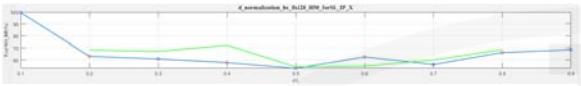
五、液體潑濺水高分析與比較

圖八為水深 50 公分之方槽分別在單向擋板插入深度為 10 公分(藍線)、20 公分(綠線)、30 公分(紫線)、40 公分(橘線)時最大潑濺高度比與擋板位置的關係，縱軸為具擋板儲槽最大潑濺高度與無擋板儲槽最大潑濺高度之比值，橫軸為擋板位置 d 與儲槽長度 L 之比值，由結果可觀察到單向當擋板插入水深越深，越能抑制潑濺水高，且擋板與槽壁間的距離為總長的 20 %到 70 %都可以有效的降低潑濺高度。然而，當擋板置靠近儲槽壁時反而會使潑濺高度上升，甚至是會高於未加擋板儲槽之潑濺高度。圖九為水深為 50 公分之方槽在單向擋板(藍線)和單向開孔擋板(綠線)入水深 20 公分之結果，可觀察到單向開孔擋板之

實驗所得最大潑濺高度稍高於單向擋板實驗結果，但兩者差異不顯著，有待進一步探討。



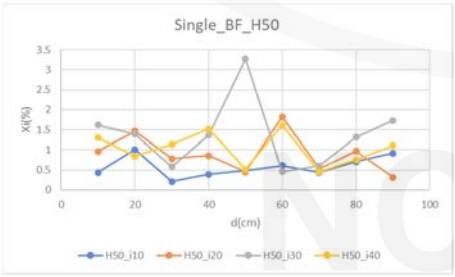
圖八 水深 50 公分之方槽在四種擋板插入深度下之潑濺高度比較



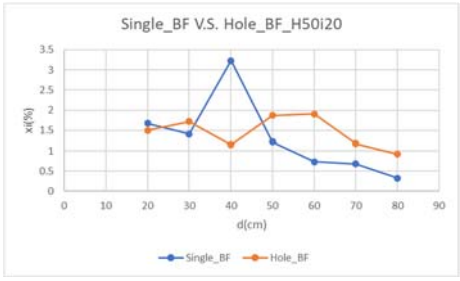
圖九 水深 50 公分之方槽在單向擋板與單向開孔擋板入水深度 20 公分時之潑濺高度比較

六、液體阻尼比分析與比較

圖十為水深為 50 公分之方槽分別在單向擋板插入深度為 10 公分(藍線)、20 公分(橘線)、30 公分(灰線)、40 公分(黃線)時阻尼比與擋板位置的關係，橫軸為擋板位置 d 與儲槽長度 L 之比值，由結果可觀察到當單向擋板插的越深，阻尼比有上升趨勢且達飽和，單向擋板距離儲槽中央越近，其阻尼比有變小的趨勢。圖十一為水深為 50 公分之方槽在單向擋板(藍線)和單向開孔擋板(橘線)入水深 20 公分之結果，可觀察到單向開孔擋板的阻尼比較單向擋板高，表示液體流經擋板開孔特徵可提供額外之摩擦阻尼。



圖十 水深 50 公分之方槽在四種擋板插入深度下之阻尼比比較



圖十一 水深 50 公分之方槽在單向擋板與單向開孔擋板入水深度 20 公分時之阻尼比比較

七、結論

本研究執行的儲槽振動台試驗中以脈衝輸入波激發液體潑濺，經由數據分析可得本研究設計之單向擋板用於抑制潑濺高度之較佳參數配置，如：單向擋板深度應大於液體深度的一半、單向擋板安裝位置與儲槽壁之距離應介於儲槽總長度之 20 %到 70 %。然而，當液體儲槽受到具有場址特性的歷史地震作用時，單向擋板對於抑制潑濺高度之效益仍有待進一步研究。

參考文獻

1. Housner, G. W., “The Dynamics Behavior of Water Tanks”, Bulletin of the Seismological Society of America, 53(2), 1963, pp. 381-387.
2. ACI Committee 350.3-06, “Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary”, 2006.
3. The Electric Power Research Institute (EPRI) “Seismic Evaluation Guidance: Screening, Prioritization and Implementation Details (SPID) for the Resolution of Fukushima Near-Term Task Force Recommendation 2.1: Seismic”, 2013.
4. Tkachenko, O. Y., Kazachkov, A. R., Lykah, V. A., Minakova, K. A. and Syrkin, E. S., “Dynamics of oscillation processes in siphon U-tubes”, Bulletin of Kharkiv National University, 23, 2015, pp. 84-90.

非結構耐震標準驗證實驗

黃百誼[1] 柴駿甫[2] 鄧啟富[3] 林凡茹[4] 徐瑋鴻[1]

摘 要

近年來，隨建築耐震設計規範更新、分析方法與材料等技術之改進，建築物之耐震安全性已有顯著提昇，然此一改變在顯著地震事件中，反而突顯非結構物耐震性能不足的問題，例如 2022 年花東雙震中發生之天花板、納骨櫃崩塌與醫療設備損壞，雖僅造成人員輕傷或就醫不便等災情，但若能於設計階段確保具備充足之耐震性能，即可大幅降低非結構物震損之機率以及後續修復所需之時間與費用，甚至保護當地居民之精神寄託與情感。而為落實非結構物耐震設計，透過耐震測試獲取可靠之性能資訊乃最為直觀且通用之方法，國際間已有諸多耐震測試方法與標準等可供參考，然因非結構物之基本振動頻率與阻尼比等特性各有不同，則主流耐震測試方法基本上皆以加速度敏感型非結構物為適用標的，乃因其基本振動頻率與一般地表震波頻率內涵相近，易因共振效應引致受震反應放大並造成震損，故可透過振動台測試，輸入單頻或多頻測試波以檢驗其於指定強度振波下之強韌性。然各測試方法之測試波形、強度各有不同，本研究以鋼柱與鋁柱為剛性與柔性試體，進行一系列主流非結構物耐震測試方法之驗證實驗與結果比較。

關鍵詞：非結構物、耐震性能測試方法、振動台實驗

一、前言

非結構物(Nonstructural component)在建築物中之重要性近年來急速提昇，然而當前世界各地之建築物耐震設計規範仍側重於結構體的耐震安全性，對於非結構物之著墨有限，例如國內建築物耐震設計規範及解說，僅於第四章說明非結構物之設計要求：「附屬於建築物之結構物部分構體及附件、永久性非結構構材及附件以及支承於結構體之設備的附件均須按 4.2 節規定之地震力設計之」(內政部國土管理署，2022)，透過施加設計地震力於非結構物質心處以檢核其結構強度、錨定容量或位移容量等耐震需求是否充分；而美國建築物地震設計載重規範 ASCE 7 第 13 章中說明，包含建築、機械、電氣元件等類型之非結構物製造商，可透過分析(Analysis)、測試(Testing)或經驗數據(Experience data)其中之一方法取得認證資格，以證明該元件具備所需之耐震性能(ASCE, 2022)。上述分析法與臺灣耐震設計規範要求類似，透過載重組合考慮地震力與靜載重等，將之加載於非結構物後，使用容許應力法等結構設計法檢核非結構物各部份之受力是否超出其容許應力；經驗數據法則需建置大量的非結構物受震經驗與耐震性能資料庫方可能實現，咸應用於高風險之核電廠設備。因此一般非結構物仍以分析與測試法較為合宜，其中測試法雖於 ASCE 7 中屬於分析法之替代方法，但其可以最直觀而準確之途徑驗證非結構物之耐震性能，故 ASCS 7 條文與解說中提及可依 AC156 與 IEEE 693 標準進行振動台測試，此外尚有 IEC 60068-3-3 與 GR-63-CORE 等國際慣用耐震測試方法，分別適用於不同標的，測試要求亦有所差異，茲比較主流標準耐震測試參數如表一。

[1] 國家地震工程研究中心助理研究員
[2] 國家地震工程研究中心副主任兼設備管線組組長
[3] 國立臺灣科技大學營建工程系碩士生
[4] 國家地震工程研究中心研究員

表一 耐震測試參數比較 (IEC, 2019; IEEE, 2018; ICC-ES, 2020; Telcordia-NIS, 2017)

Method		IEC 60068-3-3		AC156	GR-63-CORE	IEEE 693
Scope		Electro-technical equipment		Universal (>1.3 Hz)	Telecommunica-tion equipment	Substation equipment
Time histories tests	axis	Uniaxial; Biaxial; Triaxial			No description	Triaxial
	RRS	ζ	2, 5, 10 %	5 %	2 %	2~20 %
		Freq.	(f_1=1) ~ (f_2=35) Hz	1.3~33.3 Hz	1~50 Hz	1.1~33 Hz
		Amplified region	5×ZPA, ζ=2 % 3×ZPA, ζ=5 % @2×f_1 ~ f_2/3	H: (1+2z/h)×S_{DS} V: 0.67×S_{DS} @1.3~8.3 Hz	5 g @2~5 Hz (Zone 4)	3.2 g @1.1~8 Hz (High performance level, ζ=2%)
		Elevation	K: 1.0~3.0	z/h	N.A.	Depends on specimen
		ZPA region	ZPA=a_g×K×D×α×G >35 Hz	H:0.4×(1+2z/h)×S_{DS} V:0.27×SDS >33.3 Hz	ZPA=1.6 g >15 Hz	ZPA=1 g >33 Hz
		Vertical	D: 0.5~1.0	Independent RRS_v	Same as RRS_h	80~100% of RRS_h
Alternative tests		Continuous sine; Sine beat; Sine-sweep		N.A.	Static load test	Static pull test

二、實驗試體設計

主流測試方法咸以需求反應譜(RRS)定義測試震波之強度，大致可分為增幅平台段與 ZPA 段兩平台階段，前者表示測試震波可引致試體最大受震反應之頻率範圍、後者則為試體反應不因震波而放大的頻率範圍，兩者間以漸進段連結。由表一可見國際主流耐震測試方法之需求反應譜增幅平台範圍集中於 1 至 8 Hz 間、ZPA 段則大致落於 33 Hz 以上，而兩平台階段的的譜加速度比值約介於 2.2 至 3.2 倍。

本研究欲比較各測試震波對試體之影響，故擬以基本振動頻率落於 ZPA 段與增幅平台段之剛性與柔性試體，於臺南實驗室配置之關鍵零組件測試(MAST)振動台系統上進行驗證實驗，則選用之鋼製(A36)與鋁製(6463-T5)懸臂柱試體如圖一所示。鋼柱試體由約1.9米長之200 mm× 200mm × 8 mm × 12mm H 型鋼組成，並焊有底部轉接板與若干局部加勁板，以下簡稱為 STL 試體；鋁柱試體由外徑82 mm 之2米長鋁管與兩端法蘭焊接組成，經簡易單自由度系統分析，鋁柱基本振動頻率約為12.7 Hz，為使柔性試體之頻率可落於增幅平台區間，故於頂部加裝一片9.5公斤重之質量塊，則有、無質量塊之鋁柱試體分別稱為 A1P 與 A0P 試體。透過 SAP2000軟體建模分析，STL 之1st與2nd mode 頻率為35.7 Hz 與54.1 Hz，分別稱為其弱軸(weak axis)與強軸(strong axis)，對應 MAST 系統之 X 與 Y 軸；A1P 與 A0P 試體因外型對稱，無強弱軸之分，則分析得基本振動頻率分別為6.3 Hz 與12.9 Hz。



(a) STL (b) A0P (c) A1P

圖一 剛、柔性試體外觀與感測器配置

三、振動台驗證試驗規劃

主流耐震測試方法乃透過產生測試反應譜(TRS)與表一所列 RRS 相符之人造測試震波作為輸入激振以執行振動台測試。然而表一所列測試方法中，IEC 60068-3-3之 RRS 並不常見，引用其為測試方法之相關產品標準反而傾向採用 IEEE 693或 GR-63-

CORE 之 RRS 譜型進行測試，因此驗證實驗將以 IEC 60068-3-3提供之替代測試方法：連續正弦波與正弦波測試與其他標準比較，IEEE 693、AC156及 GR-63-CORE 之震波測試為主，惟為弭平各測試方法 ZPA 設定差異之影響，上述測試震波對應之 RRS 皆正規化至 ZPA=1 g，而連續正弦波與正弦拍之振幅則依 IEC 標準建議分別設為0.2 g 與 0.66 g，則驗證實驗測試列舉如表二所示。為突顯剛、柔性試體之差距，故單頻測試中皆以剛性試體之強軸為輸入方向，亦即 MAST 系統之 Y 向。另執行掃頻正弦波測試，以確認試體之基本振動頻率與阻尼比等參數。

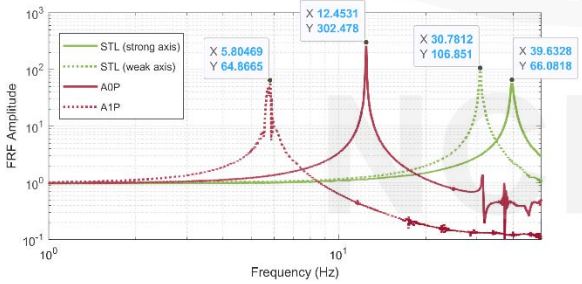
表二 測試項目列表

Test Item	Waveform	Independent variables	Testing parameters	Control variables
SSID	Sweep sine	- (System identification tests)		0.1 g; 1 Octave/minute
CSNC	Continuous sine	Number of cycles	5, 10 cycles	0.2 g; freq. of specimen
SBNC	Sine beat		3c+5b, 5c+5b, 10c+5b	0.66 g; fundamental frequency of specimens
SBNB		Number of beats	5c+1b, 5c+3b, 5c+5b	
ACNW	AC156	RRS	S_{DS}=1.136 g; z/h=1	Uniaxial test: X, Y and Z-dir. Normalized ZPA to 1 g
GRNW	GR-63-Core		Zone 4	
693NW	IEEE 693		High-performance level	
		Biaxial (XZ, YZ), triaxial	High-performance level	Waveforms

主流耐震測試方法多要求於試體上、中、下三處以及振動台檯面安裝感測器以量測系統反應與計算 TRS，故本研究亦循此要求設置加速規，另於試體底部貼附三軸應變計，以觀察試體受力行為。

四、試驗結果

由 SSID 測試數據計算傳遞函數如圖二所示，則 STL 試體之弱軸與強軸基本振動頻率分別為30.8 Hz 與39.6 Hz；A1P 與 A0P 試體基本振動頻率為分別為5.8 Hz 與 12.5 Hz，皆低於模擬結果。



圖二 SSID 測試各試體傳遞函數

以半功率法識別得 STL 試體之弱、強軸阻尼比分別為 0.6%及 0.8%；A1P 與 A0P 試體之阻尼比則分別為 0.2%與 0.5%。惟 SSID 測試後，A1P 試體底部焊接處即發生斷裂，故無法繼續執行震波測試，後續僅比較 STL 與 A0P 試體之測試數據。

為比較不同測試震波對試體之影響，擬以各測試中應變計讀值峰值作為指標進行比較，計算應力時所採用之鋼材與鋁材彈性模數等材料係數如表三所示，惟貼於試體表面之三軸應變計可假設為平面應力狀態，故其讀值乃先經轉換為主軸應力σ_1與σ_2後、再依式(1)轉換為 von Mises 範式等效應力σ_v，以示各測試之應力峰值，並與降伏應力σ_y進行比較。

$$\sigma_v = (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2)^{1/2} \quad (1)$$

表三 材料係數

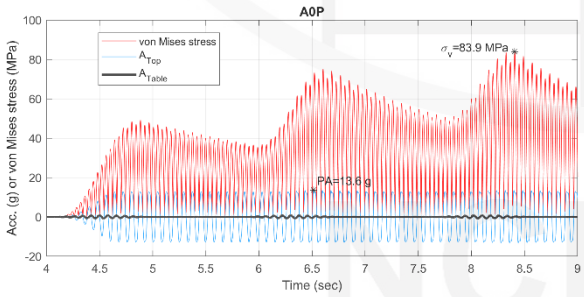
Material	E (GPa)	μ	σ_y (MPa)
A36	200.0	0.3	250
6463-T5	68.9	0.33	145

各測試項目之範式等效應力(σ_v)與頂部加速度(TA)峰值如表四所示，然因 STL 試體應變計部份頻道於測試中損壞之故，ACNW 至693NW 測試項目皆以垂直向應變讀值轉換為應力值替代（*標記者）。表四可見各測試應力值皆低於降伏應力，惟 A0P 試體之加速度反應極大，在部份測試中（**標記者）已達加速規容量(10 g)上

限而無法確定最大反應峰值，如圖三所示，圖中亦可見 A0P 試體反應衰減較慢，故在多正弦拍之測試中反應有疊加現象。

表四各測試項目σ_v(MPa)與 TA (g)峰值

Group	Parameters		STL	A0P
CSNC	5 cycles	σ_v	10.3	15.2
		TA	3.8	5.3
	10 cycles	σ_v	10.7	21.7
		TA	3.9	7.7
SBNC	3 cycles	σ_v	13.2	20.6
		TA	4.6	7.4
	5 cycles	σ_v	18.3	36.8
		TA	6.8	12.7**
	10 cycles	σ_v	27.6	83.9
		TA	-10.0	13.6**
SBNB	1 beat	σ_v	18.1	26.3
		TA	6.7	9.5
	3 beats	σ_v	18.4	39.2
		TA	6.8	12.8**
	5 beats	σ_v	18.3	36.8
		TA	6.8	12.7**
WF	ACNW	σ_v	4.5*	7.1
		TA	1.5	1.7
	GRNW	σ_v	3.8*	10.7
		TA	1.3	3.5
	693NW (uniaxial)	σ_v	5.8*	31.0
		TA	2.0	9.0
	693NW (biaxial)	σ_v	5.0*	37.7
		TA	1.6	11.1
	693NW (triaxial)	σ_v	6.6*	40.5
		TA	2.0	4.8



圖三 A0P 試體感測器容量飽和案例

CSNC 組的循環數對 A0P 反應成正相關，STL 試體則不敏感，然 SBNC 組測試中循環數則兩者皆呈現正相關；SBNB 組中 STL 試體反應衰減快，故極值皆相近，而 A0P 試體則因疊加之故有起落，若間隔設定夠長則極值亦應相近。WF 組中不同震波對試體之影響差異較大，以693NW 震波可引致最大試體應力反應，而多軸測試確實對 A0P 試體產生較大應力反應，然加速度反應則未必，STL 試體則無顯著加速度或應力反應。

五、結論

本研究以剛、柔性試體為標的，依據國際主流非結構物耐震測試方法進行振動台驗證測試，藉以比較測試參數與震波形式之影響。由於本次採用之試體皆屬材料性質均勻且外型單純之懸臂柱，故反應亦與單自由度系統相近，故傳遞函數可清楚識別基本振動頻率與阻尼比，然一般非結構物未必如此，且阻尼比為影響非結構物耐震性能的重要參數之一，本次採用試體阻尼比皆低於 1%，未來擬針對不同配置與阻尼比之試體進行驗證實驗，方可對耐震測試方法有更全面的探討。

參考文獻

1. ASCE (2022). "*Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*", American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 7-22.
2. ICC-ES (2020). "*Seismic Certification by Shake-Table Testing of Nonstructural Components*", International Code Council, AC156.
3. IEC (2019). "*Environmental testing - Part 3-3: Supporting documentation and guidance - Seismic test methods for equipment*". The International Electrotechnical Commission. IEC 60068-3-3:2019.
4. IEEE (2018). "*IEEE Recommended Practice for Seismic Design of Substations*", Institute of Electrical and Electronics Engineers, IEEE Standard 693-2018.
5. Telcordia Network Infrastructure Solutions (Telcordia-NIS) (2017). "*NEBS™ Requirements: Physical Protection*", Ericsson Inc., GR-63-CORE Issue 5.
6. 內政部國土管理署(2022)，*建築物耐震設計規範及解說*。

天花板隔離縫之振動台實驗

陳威中[1]　柴駿甫[2]　柯敏琪[3]　林凡茹[4]

摘 要

非結構物在地震中遭逢嚴重損毀之例子不勝枚舉，其中懸吊式輕鋼架天花板系統長期以來都是最為常見的震害類型之一。臺灣在 2011 年於內政部所頒佈之「建築物耐震設計規範及解說」中，正式將懸吊式輕鋼架天花板之耐震施工指南納入附錄 B。此施工指南詳述各項施工細節，其中規定大面積天花板須裝設地震隔離縫或其他支撐物，使分割後各天花板單元面積小於 250 m^2，目的為限制天花板及其附屬非結構物所引致之地震載重，避免天花板骨架及其扣接處之軸向拉力及壓力超過極限強度。然而從國震中心陸續接獲之反饋顯示，許多建築師和天花板業者對於如何施作地震隔離縫感到困惑。有鑑於國內對於天花板之耐震安全日益重視，以及因應工程業界對於實務設計之回饋意見及需求，本研究旨在發展適合國內通用之隔離縫工法並提出具體圖說，作為工程界在實際應用中之參考依據，據以提高國內天花板之耐震品質和施工技術。

關鍵詞：懸吊式輕鋼架天花板、明架天花板、天花板耐震施工指南、天花板地震隔離縫、振動台實驗

一、前言

依據歷年來國內外之地震勘災紀錄可以知道，在建築物主結構系統尚未發生明顯破壞之情況下，非結構物遭受嚴重破壞之例子不勝枚舉，而各項非結構物之損壞又以懸吊式輕鋼架天花板（以下簡稱明架天花板）之破壞最為常見。明架天花板由於其施工便利性，一直以來為國內建築空間中使用最為普遍之天花板系統，然而以往對於明架天花板之施作鮮少考慮其地震下之安全性，因此在缺乏適當之施工方式及耐震措施的情況下，於稍大規模的地震中就容易發生天花板損壞及掉落之情形。由於天花板懸吊位置高，掉落時對於人員生命安全頗具威脅性；倘若發生大面積天花板之崩落，亦會導致建築物空間機能無法在地震後立即恢復使用，往往造成嚴重經濟損失。

臺灣自 921 地震後開始逐漸意識到明架天花板耐震性能之重要性，直至 2006 年恆春地震又造成南部許多建築物內明架天花板受到損壞，是以當年行政院災害防救委員會即要求內政部建築研究所草擬相關耐震施工準則，以供國內業者參考使用。在 2011 年內政部所頒佈之「建築物耐震設計規範及解說」中，明架天花板之耐震施工指南正式納入附錄 B。此耐震施工指南主要為參照 ASTM E580 之規定，並配合國內施工習性編修而成，內容詳細敘述各項施工細節，其中規定大面積天花板須裝設地震隔離縫或其他支撐物，使分割後各天花板單元面積小於 250 m^2，目的為限制天花板及其附屬非結構物所引致之地震載重，避免天花板骨架及其扣接處之軸向拉力及壓力超過極限強度。然而從國震中心陸續接獲之反饋顯示，許多建築師和天花板業者對於如何施作地震隔離縫感到困惑，希望本中心能提供相關資料予以協助。有鑑於國內對於天花板之耐震安全日益重視，以及因應工程業界對於實務設計之回饋意

[1] 國家地震工程研究中心助理研究員
[2] 國家地震工程研究中心副主任兼設備管線組組長
[3] 國家地震工程研究中心專案助理研究員
[4] 國家地震工程研究中心研究員

見及需求，本研究旨在發展適合國內通用之隔離縫工法並提出具體圖說，作為工程界在實際應用中之參考依據，據以提高國內天花板之耐震品質和施工技術。本文將介紹於國家地震工程研究中心台南實驗室所進行之天花板振動台實驗，包括實驗配置、天花板試體型式、實驗輸入波以及天花板地震隔離縫之受震行為。

二、實驗配置

為能模擬明架天花板懸吊於建築物內之真實情況，本研究於振動台上建置一座3層樓鋼結構做為測試構架（圖一）。此測試構架之平面尺寸為5 m×5 m，每層樓高度為4 m，構架總高度為12.7 m，主要構件規格如表一所示；並透過增加樓板重量使測試構架能產生較大之層間變位量，純構架之總重量為46噸。經系統識別後此3層樓構架之水平向基本振動頻率為1.1 Hz。

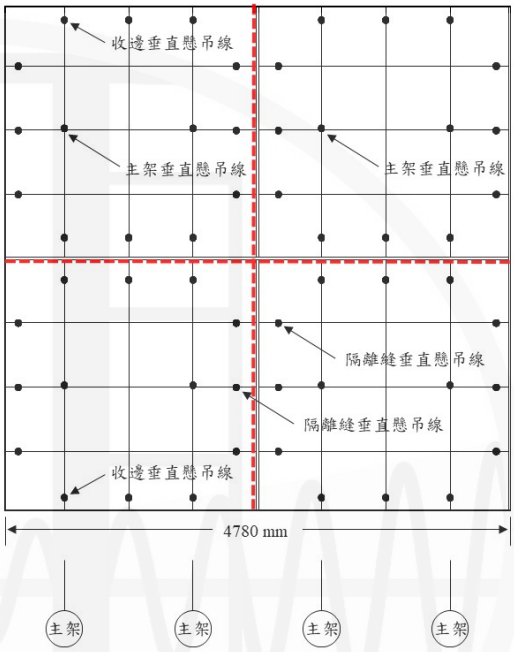


圖一 10層樓鋼結構

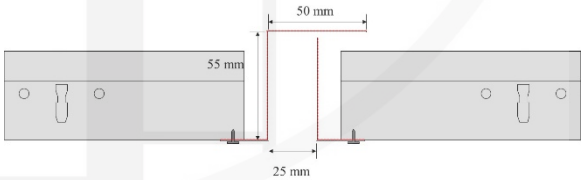
本次實驗中天花板試體設置於測試構架2樓，試體尺寸為4780 mm× 4780 mm，配置情形如圖二所示。試體依照耐震施工指南之規定進行施作，主架為重型骨架且間距為1220 mm，除主架上設有垂直懸吊線外，距離四周支撐物及隔離縫 200 mm內亦設有垂直懸吊線。圖二中黑點代表垂直懸吊線，紅色虛線則代表地震隔離縫。

表一 構件規格表

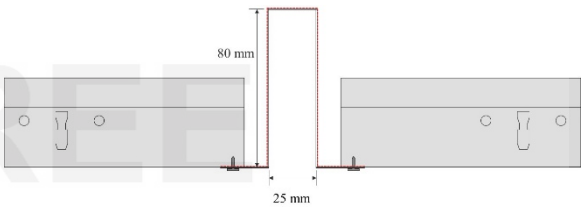
構件	斷面尺寸(mm)	材料性質
柱	Box 200×12	SN490
大樑	H 300×150×6.5×9	SN400
小梁	H 250×125×6×9	SN400
基礎梁	H 350×350×12×19	SN400



圖二 天花板試體配置圖



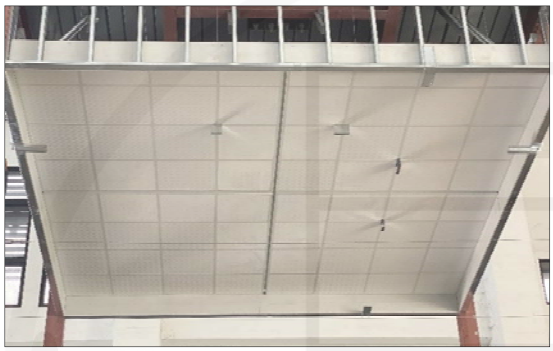
圖三 型式1地震隔離縫



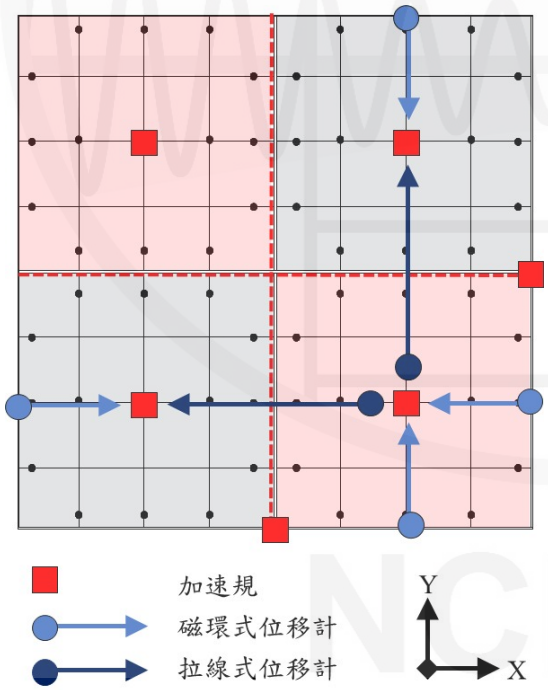
圖四 型式2地震隔離縫

本次實驗測試兩種型式之地震隔離縫，型式1地震隔離縫係將天花板確實分割，間隙寬度為25 mm，天花板受震過程中隔離縫兩側之天花板單元可自由運動，如圖三所示。隔離縫左側以Z型構材作為天花

板之收邊材，厚度 0.5 mm，高度 55 mm，上蓋板寬度為 50 mm。隔離縫右側則以 L 型構材作為天花板之收邊材，厚度 0.5 mm，高度 55 mm。型式 2 地震隔離縫則係透過連接裝置串連不同天花板單元，藉由連接裝置本身勁度較低之特性，使隔離縫兩側之天花板單元可相互運動，如圖四所示。連接裝置厚度為 0.5 mm，高度 80 mm。圖五為天花板實驗試體之完整樣貌，圖中隔離縫將試體分割成 4 個不同單元。



圖五 具隔離縫之懸吊式天花板試體



圖六 實驗感測器配置圖

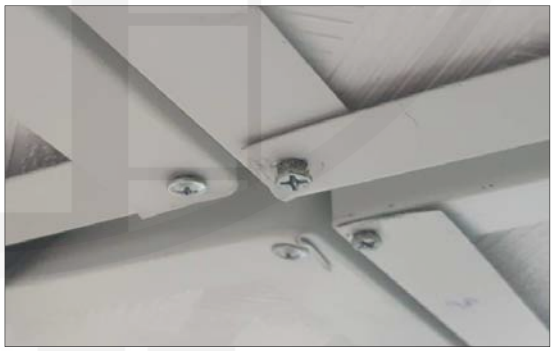
實驗中所使用感測器包括 6 顆三軸向加速規、4 支磁環式位移計及 2 支拉線式位移計，據以量測天花板試體之振動量，感測器之配置如圖六所示。每個天花板單元中央處均設有 1 顆加速規，另外 2 顆加速規則設置於四周支撐物上。磁環式位移計為量測天花板單元與四周支撐物間之相對位移量，而拉線式位移計則是量測天花板單元間之相對位移量。在相同水平方向上，兩支磁環式位移計所量測位移量之差異，應為拉線式位移計之量測值。

三、實驗結果

本次實驗以神戶地震中 JMA 測站所量測之地表加速度歷時紀錄作為振動台輸入波，依序由 10%、20%及 30%之原始震波進行測試，並於每階段測試後對天花板試體進行檢查，據以記錄其受震情況並量測地震隔離縫之殘留位移量（圖七）。



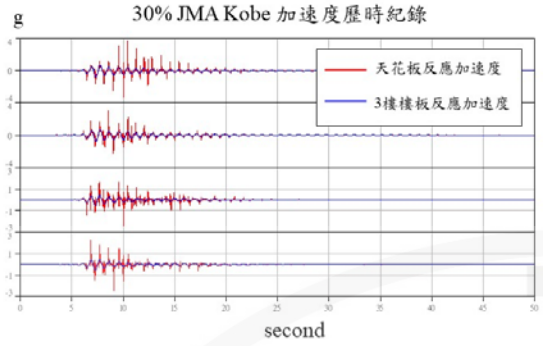
圖七 量測地震隔離縫之殘留位移量



圖八 型式 1 地震隔離縫螺絲鬆脫

實驗結果顯示兩種型式之地震隔離縫均無發生嚴重損壞，惟型式 1 地震隔離縫試體於 30% JMA Kobe 地震測試後發現有螺絲鬆脫之情形，推測係因為天花板單元相互碰撞所致，如圖八所示。從監視器影片中可以觀察到在 10% JMA Kobe 地震測試中，型式 1 天花板試體已有明顯碰撞行為。圖九為 30% JMA Kobe 地震測試中，型式 1 試體上 4 顆加速規所記錄之加速度歷

時反應，均具有顯著因碰撞所引致之高頻振動訊號。



圖九 型式 1 試體之加速度歷時紀錄（30%JMA Kobe）



(a) (b)

圖十 地震隔離縫 (a)實驗前；(b)實驗後

表二 隔離縫殘留位移量

		10% JMA Kobe	20% JMA Kobe	30% JMA Kobe
型式一	X	-9 mm	-13 mm	-16 mm
	Y	+1 mm	-16 mm	-11 mm
型式二	X	-3 mm	-5 mm	-7 mm
	Y	-3 mm	-5 mm	-6 mm

註：「+」代表隔離縫間隙寬度增加，「-」代表隔離縫間隙寬度減少。

本次實驗中，兩種型式地震隔離縫之間隙寬度均為 25 mm（圖九(a)），於每階段測試後隔離縫皆會產生不同程度之殘留位移，如圖九(b)所示。實驗結果顯示型式 1 天花板試體會有較大之殘留位移量，如表二所示。

四、結論

本次實驗所測試之兩種型式地震隔離縫皆可作為工程實務應用中之參考依據。系統識別結果顯示隔離縫型式對於系統頻率影響不大，受震過程中兩種型式之天花板其加速度歷時反應相似，惟型式 1 天花板有較多碰撞行為。此外，型式 1 天花板會有較明顯之殘留位移量影響其美觀，後續研究可嘗試於隔離縫中設置彈性材料如橡膠等，作為震後隔離縫復位之機制。

參考文獻

1. 內政部營建署 (2011)，「建築物耐震設計規範及解說」
2. American Society of Testing and Materials (ASTM C635-07). (2007) “Standard Specification for the Manufacture, Performance, and Testing of Metal Suspension Systems for Acoustical Tile and Lay-in Panel Ceilings” ASTM C635-07, ASTM International, PA, USA.
3. American Society of Testing and Materials (ASTM C636-08). (2008) “Standard Practice for Installation of Metal Ceiling Suspension Systems for Acoustical Tile and Lay-in Panels” ASTM C636-08, ASTM International, PA, USA.
4. American Society of Testing and Materials (ASTM E580-20). (2020) “Standard Practice for Installation of Ceiling Suspension Systems for Acoustical Tile and lay-in Panels in Areas Subject to Earthquake Ground Motions” ASTM E580-20, ASTM International, PA, USA.

剪力型耐震間柱之軸力效應研究

莊勝智[1]　林克強[2]　紀凱甯[1]　李宗叡[3]　陳垂欣[4]

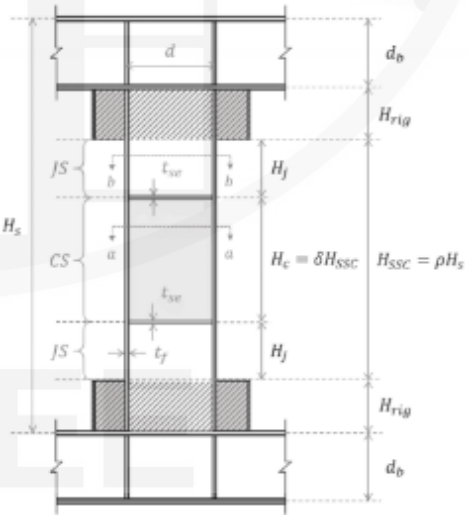
摘 要

剪力型耐震間柱係透過厚度較薄、強度較低的核心剪力腹板率先發生剪力變形以達到消能目的，平時可作為抵抗側向力系統(seismic force-resisting system, SFRS)中消釋地震能量的主要構件，避免建築物之主結構嚴重受損。一般在設計上將耐震間柱歸類為不受軸力之桿件，唯實務上，間柱可能在施工或使用時受到軸力影響，故本研究欲探討間柱之力學行為與軸力的關係，並提出一套建議的設計程序。本研究參考過去有關間柱設計的文獻，設計四組間柱試體，其中一組試體不施加軸力，做為對照組，利用靜態反復載重實驗，驗證間柱試體的耐震性能與設計方法的可行性。由本試驗的結果可得知間柱於承受 0.2 倍核心段全斷面對應強度的軸力大小，對間柱的耐震行為並無顯著的影響；另透過本實驗數據與其他參考文獻之間柱試驗結果可利用線性迴歸獲得核心段腹板寬厚比限制與最大剪應變之間的關係。而本研究之間柱連接段端部使用塑性彎矩作為設計容量，可確保核心段剪應變至少發展至最大剪應變，並透過實驗所獲得的耐震性能確認間柱之核心段腹板、加勁板及間柱與梁接合處的銲接細節，本研究之間柱的設計程序與銲接細節建議可做為實務工程之參考。

關鍵詞：剪力型耐震間柱、軸力、核心段、寬厚比、剪應變

一、前言

剪力降伏型耐震間柱通常為 H 型鋼斷面且由兩端接合段(JS)與中間的腹板剪力降伏核心段(CS)組合而成，如圖一所示，與彎矩降伏型耐震間柱由上、下兩端產生彎矩降伏相比，其消能段可集中於中央單一區域並易順利發展消能效果，且無需發展端部彎矩塑鉸所需的側向支撐問題。過去相關試驗結果顯示，剪力型耐震間柱在不受軸力作用下，配置適當加勁板與銲接細節，其腹板核心段能穩定提供消能行為。但於現實中，耐震間柱很難完全不受軸力，當間柱有承受軸力情況時，其剪力、彎矩需求應會比不受軸力情況下的需求更大。本研究設計 4 支高度 2.5 m 的實尺寸間柱試體，於國家地震工程研究中心大型結構實驗室之多軸試驗系統(MATS)進行反復載重試驗，探討軸力大小與加勁板的配置方式對間柱力學行為的影響，並同時提供具強度與消能性能之耐震間柱(Seismic Stud Column, SSC)的設計方法與建議。



圖一 耐震間柱示意圖

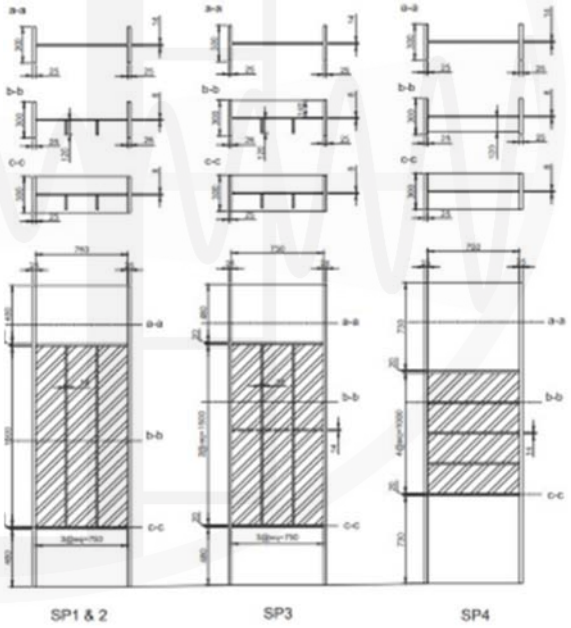
[1] 國家地震工程研究中心助理研究員
[2] 國家地震工程研究中心研究員
[3] 國立陽明交通大學土木系碩士
[4] 國立陽明交通大學土木系副教授

二、研究方法

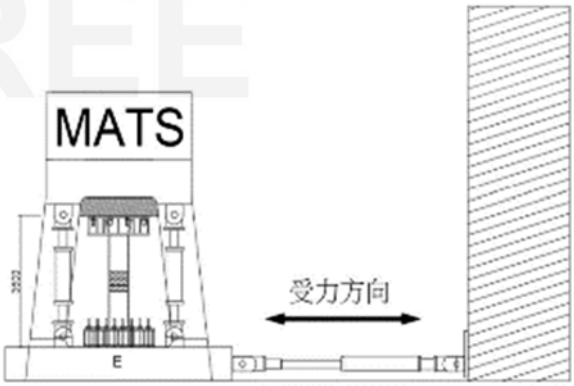
本研究主要以試驗方式驗證間柱耐震性能，共進行四組實尺寸耐震間柱反復載重試驗。四組間柱試體的尺寸如圖二所示，高度均為 2.5 m，以模擬配置於樓高 3.3 m、梁深為 0.8 m 的耐震間柱高度。間柱試體採用 SN490B 鋼材之 H 型鋼(H800×300×14×25)製作。試體製作時，將其 H 型鋼中央對應核心段高度之腹板切除，先銲接上、下兩片加勁板，並於加勁板內嵌入厚度為 8 mm 之 A36 鋼板，依核心段受剪降伏腹板寬厚比(b/t)、加勁板配置方向(平行或垂直受剪方向)等研究參數，於 A36 鋼板兩側加銲加勁板，其中上、下端部加勁板(厚度為 20 mm)與核心段腹板加勁板(厚度為 14 mm)均採用 A572 Gr.50 鋼板材質。

四組試體依據本研究主要研究參數命名，其命名方式為 SP(試驗編號)H(斷面深度)L(縱向加勁板數目)T(橫向加勁板數目)D(核心段高度與間柱全高之比例)P(加載軸力)，其中，四組試體斷面深度全為 800 mm(H8)；加載軸力為 0 代表無施加軸力、加載軸力為 1 代表軸力加載至 0.2P_{nc}、加載軸力為 2 代表軸力加載至 0.285 P_{nc}。四組間柱試體之名稱分別為 SP1H8L2T0D6P0 、 SP2H8L2T0D6P1 、 SP3H8L2T1D6P2 與 SP4H8L0T3D4P2。

本試驗試體接合之銲接細節為依據美國鋼構規範 AISC 360-16(AISC, 2016)建議，於翼板與 CS 腹板及端部加勁板、CS 腹板與縱向及橫向加勁板、CS 腹板與端部加勁板、JS 翼板及 JS 腹板與夾具間皆採用填角銲接合。除 JS 與夾具接合處的填角銲之外，其它填角銲之腳長為接合鋼板中較薄鋼板的厚度，而在 JS 翼板外側則採取開槽角度 45°半滲透開槽銲的方式加強試體與夾具的連結。本試驗於多軸向試驗系統(Multi-Axial Testing System, MATS)進行，試體與上、下夾具高度共 3500 mm，耐震間柱試體上端與下端以適當數量之預力鋼棒分別固定於 MATS 系統之反力架與載重平台上，並於試體南、北兩側各配置一支 1200 kN 的垂直千斤頂。對試體施加剪力之力源來自兩支水平擺設的油壓伺服制動器，制動器一端與載重平台相接，另一端固定於反力牆上。由 MATS 控制系統控制制動器，對固定試體下端之載重平台施加 AISC 341-16 中梁柱彎矩接合試驗層間位移載重的方式進行試驗，其間柱試驗整體配置如圖三所示。試驗中，除採用光學影像量測系統(NDI)及應變計量測特定點的位移與應變外，亦透過側向位移計量測核心段上、下端點的水平位移差，並將此位移差除以核心段長度以求得核心段的剪力變形角γ。在試驗過程中，亦觀察試體各部發生降伏的時機與過程，並量測與記錄核心段腹板在受剪力下拉力場發生的角度與過程。



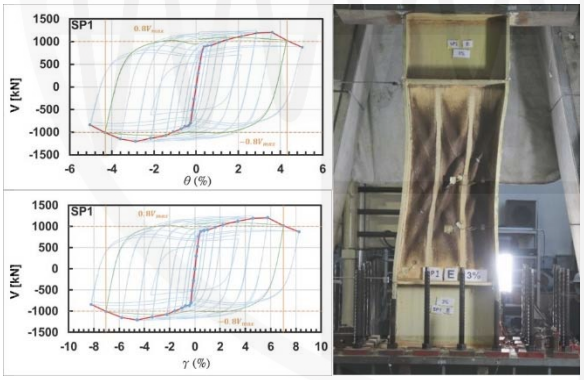
圖二 間柱試體尺寸圖



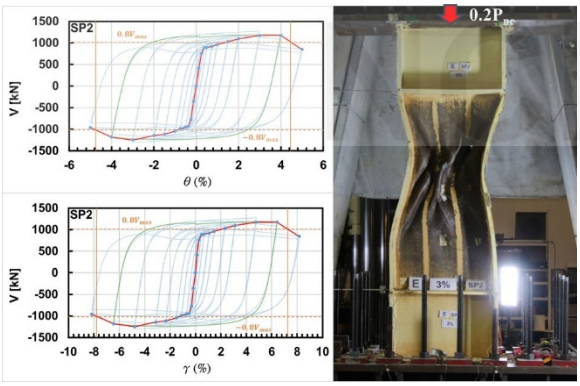
圖三 耐震間柱試驗配置圖

三、試驗結果與討論

本研究四組試體的破壞模式，均於核心段腹板發生拉力場後，經反復受拉與受壓挫屈作用下，核心段腹板發生凹摺破裂，其破裂位置分別發生於腹板子框格的腹板中央或邊緣銲道上，四組試體的破壞狀況及變形與力量的遲滯迴圈圖如圖四至七所示。本試驗的最大變形為整個試驗加載歷程中，其試驗強度維持耐震間柱最大試驗剪力強度的 80%以上，且至少經歷一完整迴圈時的最大層間位移角。由於本研究之耐震間柱主要變形由核心段的塑性剪力變形貢獻，因核心段腹板之拉力場發生後，其強度性能可能不易掌控，故忽略該核心段腹板發展拉力場後的剪力變形貢獻。試驗結果顯示，試體 SP1 至 SP4 的最大層間位移角分別為 4.3 %、4 %、4 %與 3 %弧度；間柱核心段發展至拉力場(或拉力場發生受壓挫屈前)的最大剪力變形角分別為 7.0 %、6.4 %、6.4 %與 6.9 %弧度。

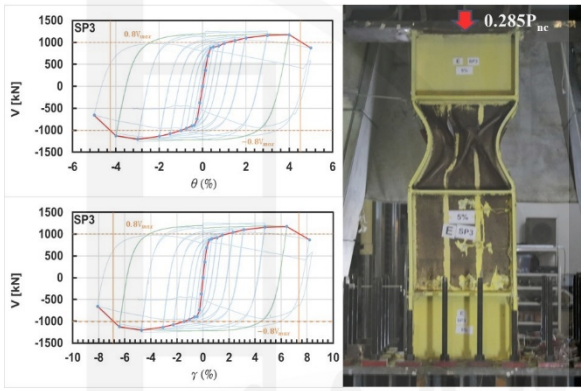


圖四 試體 SP1 之破壞狀況及變形與力量的遲滯迴圈圖

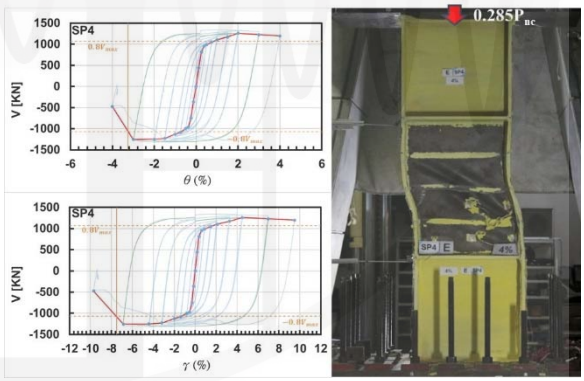


圖五 試體 SP2 之破壞狀況及變形與力量的遲滯迴圈圖

本研究之四組試體以試驗最大剪力強度除以該試體核心段實際塑性剪力強度，可得核心段腹板剪力應變硬化因子，分別為 1.07、1.08、1.06 與 1.13，此與拉力場角度(與水平軸的夾角)的比較發現，拉力場角度越小，其應變硬化的情況越嚴重，若期望間柱可承受更大的剪力，則可透過配置橫向加勁板促進應變硬化發展，但若層間位移容量才是追求目標的話，則不宜使用過多橫向加勁板。



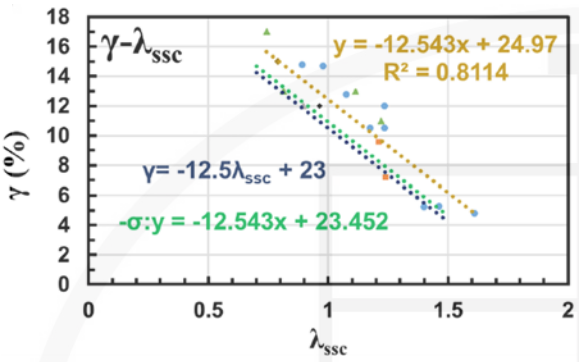
圖六 試體 SP3 之破壞狀況及變形與力量的遲滯迴圈圖



圖七 試體 SP4 之破壞狀況及變形與力量的遲滯迴圈圖

本研究之試驗結果扣除子分割區高寬比β較大的兩組數據後，加上收集其他文獻中剪力型耐震間柱試體的試驗資料，共計 18 組的試驗資料，利用線性回歸方式可發現，核心段腹板在發展拉力場前的剪力變形容量(γ)與無因次化之間柱核心段腹板短向的寬厚比限制(λ_{ssc})關係約呈線性關係，如圖八所示，其兩者關係為$\gamma=-12.5\lambda_{ssc}+23$，代表核心段腹板的短邊寬厚比越小，其剪力變形容量越大。而核心段

剪力變形需求γ_{dem}可由層間變形需求θ_{dem}與核心段長度佔耐震間柱淨長的比例δ間的關係($\gamma_{dem}=\theta_{dem}/\delta$)估計求得。透過前述的剪力變形容量($\gamma$)與無因次化之間柱核心段腹板短向的寬厚比限制($\lambda_{ssc}$)關係式，可準確地設計剪力型耐震間柱的核心段加勁板，以提供有效的剪力變形能力。



圖八 間柱短向寬厚比限制與最大剪應變之關係

四、結語與建議

1. 由本研究之試驗結果與所蒐集文獻的間柱試驗結果，應限制間柱核心段之子分割區高寬比小於 3.5，能使間柱核心段具有較佳的剪力變形。且透過試驗資料的線性迴歸，建議核心段腹板寬厚比限制與最大剪應變的關係為γ=-12.5λ_{ssc}+23。

2. 間柱子分割區對角角度大的試體，可參考本研究的結果以應變硬化為 1.1 進行設計，若配置較多橫向加勁板，導致對角角度較小者，則建議應變硬化為 1.15 進行設計。

3. 由本研究的試驗結果，耐震間柱與梁的接合採用開槽角度 45°的半滲透開槽銲就可有效地傳遞力量，可不用全滲透開槽銲。

4. 由實驗結果可知，承受 0.2Pnc 或 0.285Pnc 軸力對間柱的耐震性能影響不大，其核心段依舊可順利發展變形。

5. 試驗結果顯示，縱向加勁板不但可幫忙分攤軸力，且對於間柱核心段剪力腹板的束制效果也較佳。

參考文獻

1. AISC (2016), Seismic Provisions for structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago.
2. ASCE (2016), Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-16, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
3. Ji, X., Wang, Y., Ma, Q., & Okazaki, T. (2017). Cyclic behavior of replaceable steel coupling beams. Journal of Structural Engineering, 143(2), 04016169.
4. Ji, X., Wang, Y., Ma, Q., & Okazaki, T. (2016). Cyclic behavior of very short steel shear links. Journal of Structural Engineering, 142(2), 04015114.
5. Suzuki, I., Sasaki, S., Katsura, D., & Tahara, K. (2012). Experimental study on the structural performance of shear panel dampers under constant vertical deformation. Jpn Soc Steel Constr Steel Const Eng, 19(73).
6. 內政部營建署 (2011), 鋼結構極限設計法規範及解說。
7. 金步遠 (2017)，「鋼板阻尼器構架耐震設計分析與擬動態試驗研究」，國立台灣大學，碩士論文。
8. 許仲翔、李昭賢、金步遠、蔡克銓 (2017)，「含鋼板阻尼器構架耐震設計與分析」，結構工程，第三十二卷第二期，5~34 頁。
9. 許宸唯 (2020)，「剪力消能耐震間柱之耐震行為與設計建議」，國立交通大學，碩士論文。
10. 吳昌叡 (2021)，「強度與消能混合型耐震間柱之實驗行為」，國立交通大學，碩士論文。
11. 賴晉霆 (2021)，「三段式鋼板阻尼器耐震設計、分析及試驗研究」，國立台灣大學，碩士論文。

動物中心微振識別暨模型修正

盧恭君[1]

摘 要

因應模型修正之目的，本研究以動物中心台北大樓為對象，對其進行微振試驗、系統識別及模型修正。又該結構採用隔震系統因此其特性異於一般結構，且於模型修正中一併探討其效應。

關鍵詞：微振試驗、模型修正

一、前言

本報告係通用建物模型更新(GBM Updating)計劃之工作成果。以動物中心台北大樓為對象佐以振動研究分析概念，進行微振試驗、系統識別及模型修正。

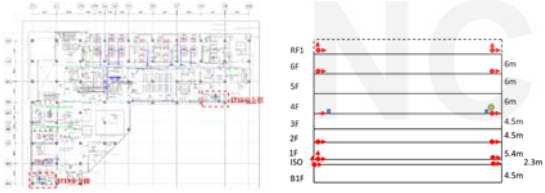
二、微振試驗暨識別結果

本章將簡介微振試驗之內容，其中包含試驗內容與識別結果。

a. 微振試驗

微振試驗於 2022.07.05 展開為期兩日的微振資料紀錄，並於資料取得後進行分析。

微振量測包含浮動地板微振試驗、自由場微振試驗及全棟結構微振試驗。本研究採用全棟微振試驗之資料進行探討，其試驗規劃如**圖一**所示。



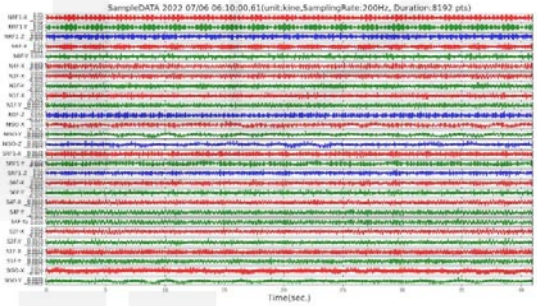
圖一 全棟微振規劃

該試驗之目的為取得目標結構之模態特性。感測器整體布設概念以 ST16 及 ST17 為主並分別採用獨立之監測系統。監測樓層如**圖一**右側所示。兩套監測資料之時間軸對齊採後處理方式進行。

b. 識別結果

以下將呈現識別作業過程及其結果。

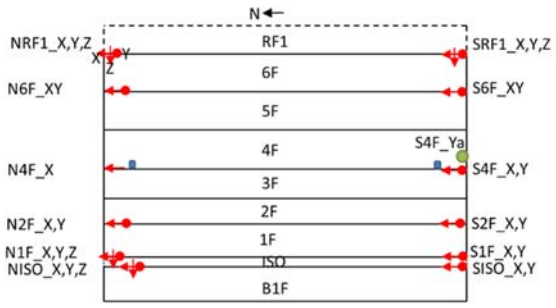
於試驗中取得大量之數據因應本研究之需求僅取用其中通過資料檢核且符合需求之資料。選用之訊號歷時長度為 8192 點且取樣率為 200Hz(約 40 秒)。選用訊號時間起點為 7/6 06:10。取用之訊號如**圖二**所示。該訊號以經過資料檢核即量測方向、訊號內涵與時間軸對齊均已完成。



圖二 結構動力特性分析選用訊號

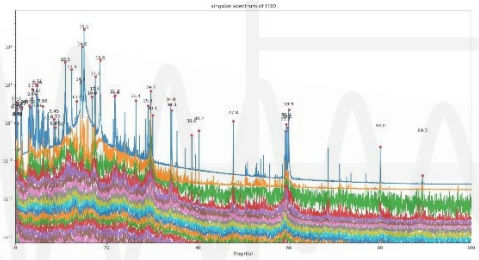
對應選用訊號之相關定義與說明可參考**圖三**為訊號名稱及其結構量測位置與方向且須注意其定義與規劃階段相異，且應採用資料檢核後之結果。

[1] 國家地震工程研究中心助理研究員

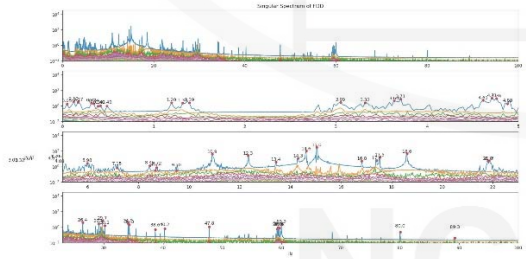


圖三 訊號名稱及其結構量測位置與方向

於訊號內含解析及結構動力特性識別，本研究採用頻率域分解法進行訊號解析。其產出之奇異譜圖如**圖四**所示，該圖清楚顯示訊號組內含豐富的特徵頻率且有許多鄰近模態的現象。又為便於觀察細節將其分段放大顯示局部細節如**圖五**所示。



圖四 頻率域分解法之奇異普圖



圖五 頻率域分解法之奇異普圖(分段放大)

藉由奇異譜圖(**圖四**、**圖五**)表現之特徵頻率點可篩選出若干明顯之特徵頻率值，本次共篩選五十二個特徵頻率值，如**圖六**所示。

圖六中所列 52 個特徵頻率值再參考結構動力特性概念(如:特徵頻率範圍、模態形狀)，於其中篩選出較為可能的特徵頻率。由於目前分析所得之模態形狀結果仍存疑慮，因此未能完整識別之結構動力特徵。

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0.049	0.122	0.171	0.317	0.342	0.391	0.415	0.488	1.196	1.318
1.392	3.052	3.320	3.638	3.711	4.614	4.712	4.761	4.883	5.981
7.153	8.447	8.667	8.716	9.497	10.913	12.329	13.428	14.307	14.624
15.039	16.821	17.407	17.529	18.604	21.802	21.851	26.440	29.126	29.712
30.127	34.082	34.302	38.672	40.259	47.803	59.253	59.424	59.644	59.985
80.054	89.307								

圖六 選取之特徵頻率值列表。

為驗證此識別結果將納入設計階段所建之 ETABS 模型，結論模型所呈現之理論結構動力特性，其結果如下:

於 ETABS 模型之模態頻率列表中模態頻率大致呈現三個鄰近模態成群顯現的現象，再佐以模態方向因子及模態形狀則可判別其分別為 X 向主控模態、Y 向主控模態、扭轉向主控模態。此現象由低頻至高頻共出現四次，其後出現之模態頻率則無此規則。其中第一組(0.587、0.599、0.687Hz)之模態形狀主要為隔震層錯動且上部結構呈現剛體運動；第二組(1.712、1.777、1.965Hz)之模態形狀為上部結構分別於三方向呈現第一撓曲模態形狀；第三組(3.524、3.683、3.922Hz)之模態形狀為上部結構分別於三方向呈現第二撓曲模態形狀;第四組(5.436、5.605、6.015Hz)之模態形狀為上部結構分別於三方向呈現第三撓曲模態形狀。其後則大多為斜方向之模態形狀與高頻模態(樓頂振形大)，其中最為顯著的則為 10.677、15.509、18.275Hz。基於模態質量參與係數於高頻模態其占比極少而在此不詳細討論。

識別與模型之現象一致但數值存在偏差，因此可驗證試驗及分析結果可信。後續將進一步調校模型使其與實際結構吻合。

於 etabs 分析結果中，以 Y 向主控模態頻率為基準，X 向主控模態頻率約為其 0.968398 倍(+/-1%);旋轉向主控模態頻率約為其 1.105902 倍(+/-4%)。微振顯現的頻率特徵分布符合其結果，以 Y 向主控模態頻率為基準，X 向主控模態頻率約為其

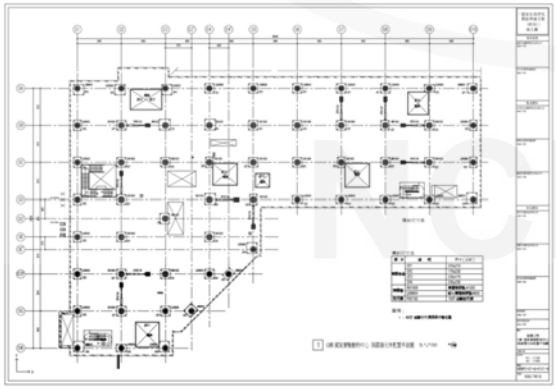
0.948572 倍(+/-4%);旋轉向主控模態頻率約為其 1.1097985 倍(+/-7%)，其比對結果如**圖七**所示。惟，微振資料所得之模態振形異常無法具體輔助判斷。比對結果顯示模態群特徵出現之現象吻合，共計有十五個特徵頻率相互對應，實測模態頻率值略低於模型，研判可能為隔震層於模型中採用的等效勁度值略高於實際狀況。實測結果於 10.93、15.04 及 18.275Hz 最為明顯，於模型中則無此現象，建議檢核其實際振動源狀況。依目前微振訊號僅能結論此一未完全明確之比對結果，若後續能輔以多次微振試驗則可排除目前諸多疑慮並促進結果更為明確。

etabs	0.587	0.599	0.687	1.712	1.777	1.965	3.524	3.683	3.922
Test	0.391	0.415	0.488	1.196	1.318	1.396	3.32	3.638	3.711
etabs	5.436	5.605	6.015	10.68	15.51	18.28			
Test	4.712	4.761	4.883	10.93	15.04	18.6			

圖七 ETABS 與實測(微振)之模態頻率比對結果

三、模型修正

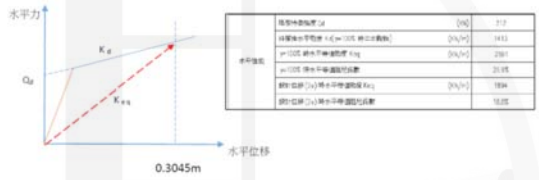
於微振分析階段已取得由動物中心提供的結構設計之 ETABS 模型，並依兩者定性比對之結果佐證微振分析結果正確，數值上兩者仍存有些許差異，本階段擬深入該模型並探討模型與實際中可能存在的誤差因素，針對合理之因素進行參數調校使模型修正至接近真實結構。



圖八 隔震層配置

首先探討的是其隔震層特性，該結構於基礎及一樓間設有隔震層(即 B1)，其中包含 LRB 及 RB 兩種隔震器及 FVD 阻尼器，詳細配置如**圖八**所示。**圖八**中於柱位處黑色實心圓表示 LRB 或 RB,柱位間以粗黑實心線連結的部分為 FVD。

經由查找性能測試報告書[1]之性能保證試驗結果，其特性為:RB 之試驗平均勁度為 166.6 tonf/m(設計值為 153.8);LRB 之試驗平均勁度 166.6 tonf/m(設計值為 153.8)。且根據報告書[1]中有效勁度估算方法，如**圖九**所示，其達降伏點前之微小位移屬較大的勁度區域。依據上述之隔震器特性合理於模型修正中調整其等效勁度值可使其接近實際狀況。惟，性能試驗中若能提供該數值則更直接。



圖九 等效勁度估算示意圖

修正後模型實際採用 RB 有效勁度為 0.1666tonf/mm ； LRB 有效勁度為 0.2182tonf/mm,修正後之結構模態特徵頻率如**圖十**所示。

RB=0.1666 LRB=2.297	0.587	0.600	0.687	1.713	1.777	1.965	3.524	3.683	3.922
RB=0.1666 LRB=0.218	0.265	0.267	0.289	1.523	1.589	1.724	3.407	3.571	3.766
ambient test	0.391	0.451	0.488	1.196	1.318	1.396	3.320	3.638	3.711
RB=0.1666 LRB=2.297	5.436	5.606	6.015	10.677	15.509	18.276			
RB=0.1666 LRB=0.218	5.386	5.555	5.958	10.668	15.509	18.271			
ambient test	4.712	4.761	4.883	10.930	15.040	18.600			

圖十 參數調整之模態頻率比較

初始模型採用極限勁度 Ku=2.2979t/mm 為 LRB 之有效勁度；修正模型採用剪應變為設計位移 365mm(179.8%) 下之等效勁度 Keff=0.2182t/mm。兩者之 RB 有效勁度皆採用測試值 0.16666 tonf/mm。模擬結果顯示，兩者皆未能擬合實測結果，但於前三模態皆落於實測值之兩側，因此推斷實際有效勁度落於兩者之間。再者比對隔震層參數調變與模態頻率變化之對應關係，可知僅低頻模態受隔震層特性高度主控，於高頻模態則影響微弱，且高頻模態仍受其他因素影響因此呈現偏離模型之現象，各別因素則須深入探討後釐清。可能探討的

因素有樓層實際質量與模型之差異、模型結構形式與實際之差異、結構構件勁度與實際之差異。其中結構形式於模型與實際之差異則須仰賴模態形狀之比較，通用建物模型則為此提供了探討方法，惟，仍待微振模態形狀釐清後方可進行。

四、結論與展望

本研究以動物中心台北大樓為例，藉由結構微振試驗取得其結構動力特性；再依設計階段之有限元素模型及隔震元件之性能測試報告，完成初步的模型修正。其中受限微振試驗尚無法釐清模態形狀異常而無法進行預先規劃之通用建物模型。模型修正中充分討論隔震層參數與整體結構模態對應之關係並修正，惟，尚有其他待釐清之影響效應需探討，才能將數值模型與實際結構完美擬合。釐清微振試驗、進行通用建物模型與結構影響因子探討，此三項目為後續研究之待努力方向，完成後則可完整本議題之研究內容。

致謝

在此特別感謝成就本研究之動物中心微振試驗執行團隊、林憲忠先生、羅俊雄教授及動物中心相關協助同仁;及林旺春博士於隔震層之討論。

參考文獻

1. 榮工工程股份有限公司,中央研究院國家生技研究園區興建工程之 G 棟隔震器 LRB 及 RB 性能保證試驗報告(定稿本)，中華民國 105 年 04 月 30 日

國家實驗動物中心台北中心隔震建築物強震儀監測資料與結構動態分析

林旺春[1]　曾育凡[2]　游忠翰[3]　楊卓諺[4]　彭聖凱[5]

摘 要

隸屬於國家實驗研究院之國家實驗動物中心，其台北中心為保障研究成果與機密儀器，以及提供穩定的飼育環境給所居住的動物，使得動物有穩定的免疫、行為及生理數值，可在未來執行生醫研究時，獲得可信的實驗數據。因此台北中心為了具有高度之耐震能力，乃採用隔震技術之結構設計，同時為降低地震帶來之災害，故亦與國家地震工程中心合作建置結構監測系統，輯錄遭遇地震時之結構反應，進而可於震前提供警示，以及震後快速地掌握結構狀況。首先，本研究逐步蒐集及彙整台北中心隔震建築物相關設計資料建立數值分析模型。再者，以現地勘查配合微振量測之識別結果，修正數值模型，並依據 2023 年地震監測資料，驗證數值模型之精確性。最後以 2022 具近斷層特性之花蓮地震監測資料作為輸入歷時，以數值分析之結果探討台北中心之動力反應與隔震效益，並提供模擬之監測預警評估。

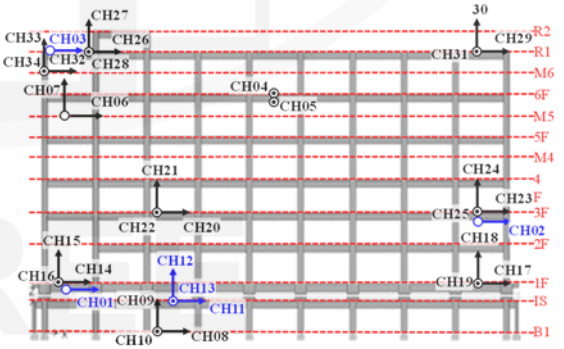
關鍵詞：基礎隔震、結構監測、建築物實際受震反應

一、前言

因應動物中心台北中心之啟用，國家地震工程中心與其合作建置結構監測系統，以降低地震帶來之災害。本研究將透過數值模型之建立，輔以微振量測之識別結果與台北中心地震監測資料，修正與驗證數值模型之精確性，最後以花蓮地震監測資料作為輸入歷時，探討隔震結構之動力反應與隔震效益。

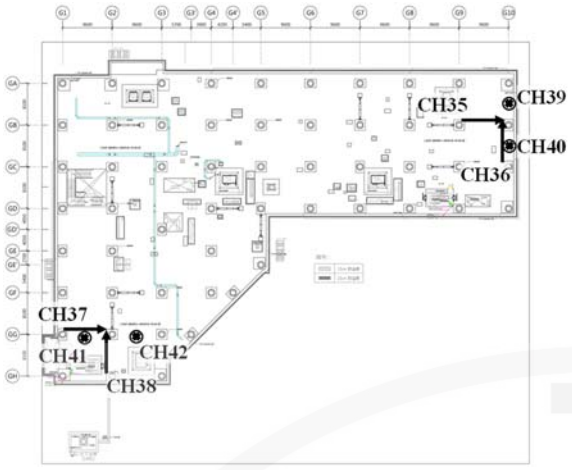
二、國家實驗動物中心台北中心

台北中心為一棟結合辦公室、會議室、試驗空間與實驗動物飼育區等大樓，包含地下一層與地上六層，其已於 2019 年 1 月正式啟用。本建築物採基礎隔震結構系統設計，隔震層設置於地面層與地下一層之間，由 31 組鉛心橡膠支承墊(Lead Rubber Bearing，LRB)、25 組天然橡膠支承墊(Natural Rubber Bearing，NRB)與 10 組非線性黏性阻尼器(Nonlinear Viscous Damper，NVD)組成。台北中心於結構中裝設有 16 組加速規與 13 組位移計；加速規分別安裝於特定樓層鄰近中央與角隅位置；其中，基礎與地下一樓樓板間(隔震層)則安裝 8 組位移計以量測隔震系統之水平與垂直位移，相關配置如圖一所示。

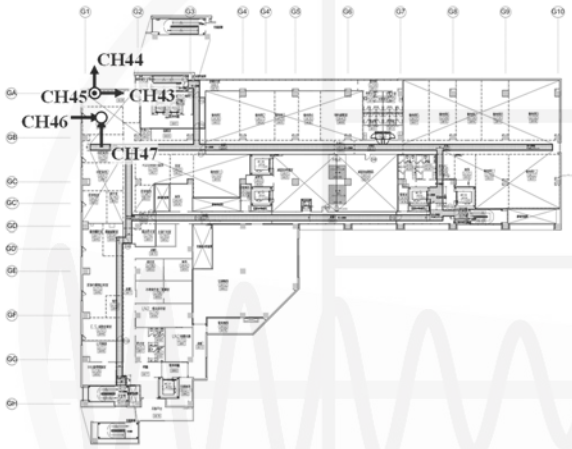


(a) 強震儀立面圖

[1] 國家地震工程研究中心副研究員，wclin@ncree.narl.org.tw
[2] 國家地震工程研究中心專案佐理研究員，yftseng@ncree.narl.org.tw
[3] 國家地震工程研究中心副研究員，chyu@ncree.narl.org.tw
[4] 國家地震工程研究中心副研究員，cyyang@ncree.narl.org.tw
[5] 國家地震工程研究中心專案助理研究員，skpeng@ncree.narl.org.tw



(b) 位移計平面圖(IS)



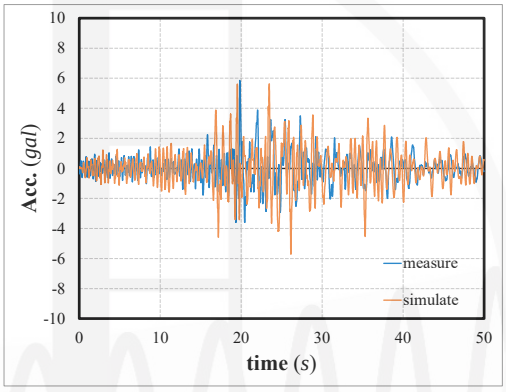
(C) 位移計平面圖(M6)

圖一 台北中心加速規與位移計配置圖

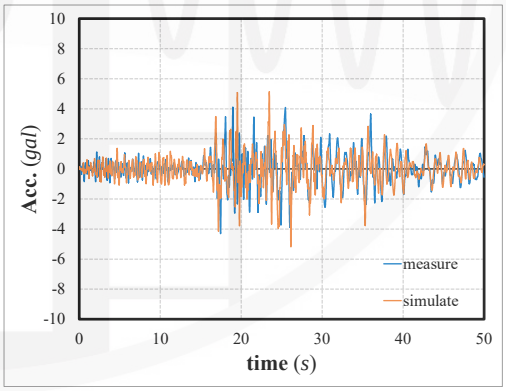
三、數值分析模型建立與驗證

首先，本研究蒐集及整理相關單位提供之建築物相關資料，包含建築圖、結構竣工圖、結構計算書、橡膠支承墊實體與性能試驗資料等，以利用商用分析軟體(如ETABS[1])建立台北中心隔震建築物之數值分析模型。後續，透過現地勘查並配合微振量測之識別結果，同時適當考慮合理之非線性模型，模擬鉛心橡膠支承墊之力學行為[2-4]，即針對微振量測時，考量隔震支承墊尚未降伏，數值模型採用隔震支承墊之初始勁度、外掛牆之參與以及混凝土材料參數進行修正。經修正後之數值模型前三模態週期分別為 0.86 sec.、0.80 sec.、0.69 sec.。其值與本案依微振量資料經系統識別方法所得之 X 向與 Y 向第一模態動力特性結果相近。

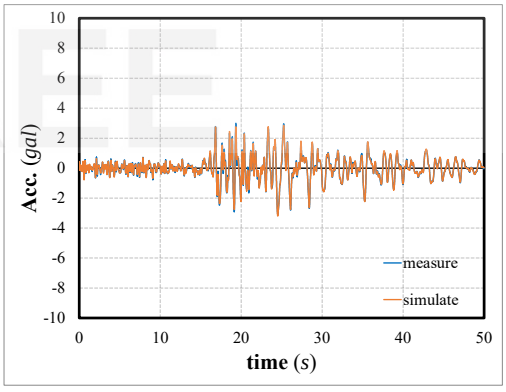
本研究選取台北中心 20231024 強震紀錄進行動態歷時分析，地震歷時以地下一樓(B1)加速度計(CH08、CH09 與 CH10)量測所得之加速度做為輸入，採取三向(X向、Y向與垂直向)同時輸入之方式加載於隔震結構物下方。圖二為實際量測紀錄與數值分析結果之歷時比較圖，並透過樓層加速度最大值的整理如表一所示，由圖表的整理比較可以觀察出，除 6F 的實際量測紀錄與數值分析結果加速度最大值的差異較大之外，實際量測紀錄與數值分析結果之週期吻合，振幅亦相近。



(a) 3F (X 向)



(b) 1F (X 向)



(c) B1F (X 向)

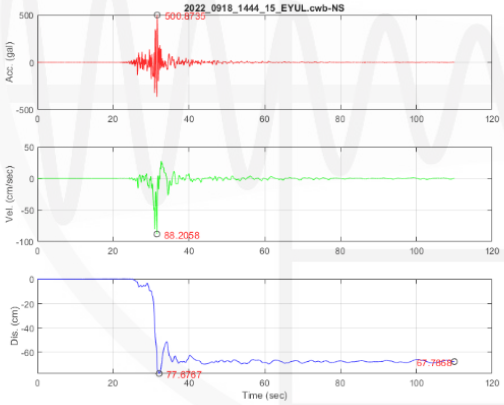
圖二 強震紀錄作用下加速規實際量測紀錄與數值分析結果比較

表一 強震紀錄作用下加速規實際量測紀錄與數值分析比較表

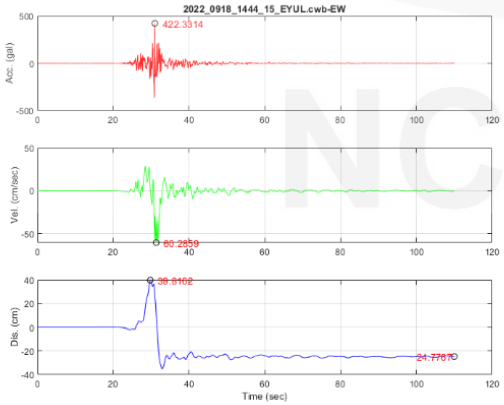
	Measurement (gal)		Simulation (gal)		Difference (%)	
Floor\Dir	X	Y	X	Y	X	Y
6F	8.94	9.21	7.11	7.91	-25.7	-16.4
3F	5.86	5.86	5.72	6.23	-2.4	-5.9
1F	4.30	5.86	5.19	6.31	-17.1	-7.1
IS	3.10	5.53	3.20	5.27	-3.1	-4.9

四、耐震性能分析結果與說明

綜合前述之分析與說明，此建物監測系統截至目前為止，並無擷取可使隔震系統產生降伏之強震紀錄，也因如此並無法針對隔震支承墊進行相關非線性參數之修正，僅能採用性能試驗之理論參數進行模擬與分析。本節以下將採用 20220918 花蓮地震之測站 EYUL 強震紀錄，如圖三與圖四所示，進行非線性動力歷時分析，探討隔震結構於強震下之受震反應。

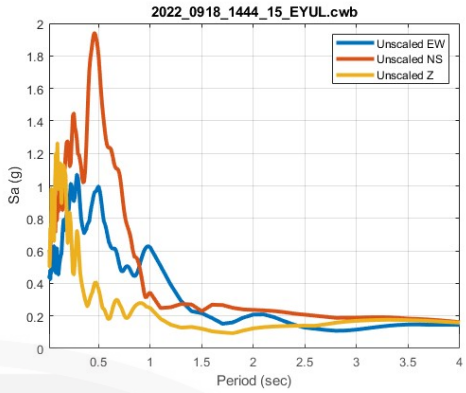


(a) NS 向歷時反應



(b) EW 向歷時反應

圖三 20220918 強震紀錄歷時反應



圖四 20220918 強震紀錄加速度譜

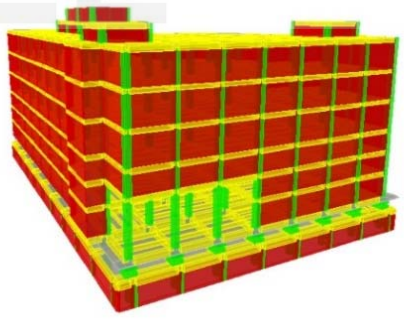
本研究參考鉛心橡膠支承墊與天然橡膠支承墊性能試驗報告之結果，將數值模型中支承墊之雙線性遲滯行為，分別修訂為表二與表三之參數進行模擬，同時增加外掛牆元件所提供的側向勁度，其修正後的模型如圖五所示。各代表樓層鄰近監測設置參考分析點位加速度反應整理如表四所示。由加速度反應結果可知代表樓層鄰近監測設置參考分析點位之加速度反應均小於 200 gal，亦可看出隔震系統上方樓層之最大加速度反應相對於隔震層底部輸入加速度之折減幅度，即 (1- 振幅比值)·100%，介於約 61%至 77%之間，證明隔震系統可有效折減加速度反應。

表二 LRB 修正後材料特性與力學性質

有效直徑 (mm)	起始勁度 (kN/m)	降伏後勁度 (kN/m)	特徵強度 (kN)	垂直勁度 (kN/m)
900	18301.2	1540.95	215.82	4414724

表三 NRB 修正後材料特性與力學性質

有效直徑 (mm)	起始勁度 (kN/m)	水平勁度 (kN/m)	特徵強度 (kN)	垂直勁度 (kN/m)
1000	-	1634.35	-	4001130



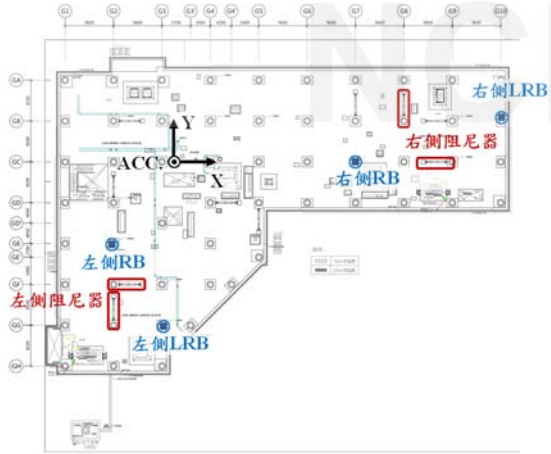
圖五 台北中心修正後數值分析模型

參考圖六之位置標示，圖七為右側鉛心橡膠支承墊之歷時反應，由圖中可以看出明顯的遲滯行為，其中右側處隔震支承墊之長向(X 向)最大位移為 31.02 cm、短向(Y 向)最大位移為 38.66 cm，歷時中所發生之最大隔震位移為 46.55 cm；左側隔震支承墊之長向(X 向)最大位移為 30.44 cm、短向(Y 向)最大位移為 38.64 cm，歷時中所發生之最大隔震位移為 46.71 cm。

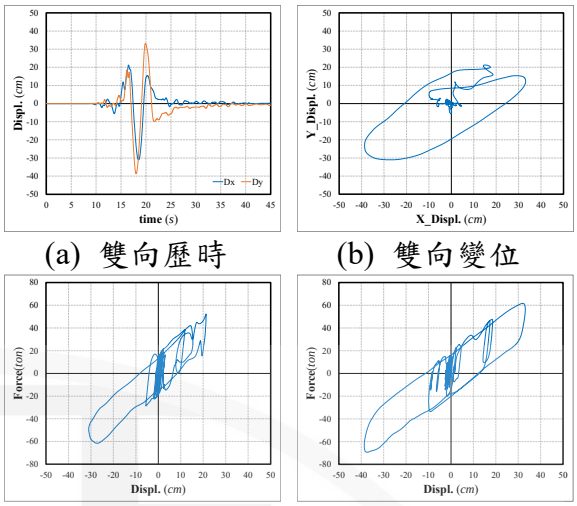
綜合前述分析結果可知其值皆小於原設計之隔震間隙 60 cm，同時可計算獲得長向(X 向)與短向(Y 向)等效週期分別為 3.94 sec 與 3.91 sec。故本研究初步經由結構安全快速初評項目可知(1)地震力超越結構的設計基準，警戒等級為高度；(2)結構振動特性有超乎預期的改變，警戒等級為高度；(3)隔震層位移量大於 44 cm 小於 52 cm，警戒等級為中度，因此模擬之震損警戒燈號建議為中度警戒等級。

表四 代表樓層鄰近監測設置參考分析點位最大加速度整理表及比較表

樓層	X 向加速度極值 (gal)	Y 向加速度極值 (gal)
6F	111.7	158.3
3F	98.5	132.5
1F	123.7	195.3
IS	477.1	626.9
B1	471.7	613.5
Input	422.3	500.9
(1-振幅比值)·100%		
6F/Input	73.55%	68.40%
3F/Input	76.68%	73.55%
1F/Input	70.71%	61.01%
IS/Input	-12.98%	-25.15%
B1/Input	-11.70%	-22.48%



圖六 IS 樓層分析點位標示平面配置



(a) 雙向歷時　(b) 雙向變位

(c) X 向行為　(d) Y 向行為

圖七 右側鉛心橡膠隔震支承墊反應

五、結論

本研究依據蒐集彙整與實際現況調查等資料，採用 ETABS 結構分析軟體完整建立與修訂台北中心隔震建築物之數值分析模型，以貼近實際結構之受震行為。最後以 20220918 花蓮地震具近斷層特性之監測資料作為輸入歷時，完成相關隔震結構動態分析與模擬，作為初步之警戒燈號建議。

參考文獻

1. Computer and Structures, Inc., 2014, ETABS, Berkeley, California, USA.
2. 張國鎮、黃震興、汪向榮、李柏翰、陳鴻文，2008，台灣大學土木系新建研究大樓中間層隔震元件試驗，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-08-042，臺北。
3. 林敏朝、柯鎮洋、張國鎮、曾慧斌，2010.09，隔震結構承受實際地震反應之探討—以慈濟醫院花蓮合心樓為例。結構工程，25 卷，3 期，25-26 頁。
4. 張國鎮、柯鎮洋、黃震興、黃尹男、汪向榮、郭勝光、林旺春、李柏翰、游忠翰，“「隔震建築物強震儀監測資料與結構動態安全分析-以市災害應變中心為例」委託技術服務”，臺北市政府工務局新建工程處期末報告，2014。

隔震結構避免彈性支承拉拔破壞之高寬比估算

巫宜謙[1]　張家銘[2]　楊卓諺[3]

摘 要

隔震結構乃利用隔震支承，延長結構週期，避開地震之主要頻率內涵，以降低加速度對上部結構之傳導。然而，如果上部結構的高寬比過高，會引致較大的傾覆彎矩，進而對隔震支承產生軸拉力，有支承拉拔破壞之疑慮且影響結構整體之穩定性。再者，對於國內常見的彈性支承而言，其由橡膠材料與鋼板積層堆疊黏著，乃一複合材料，其力學更加複雜且具備耦合之特性。然而，傳統隔震設計所採用之分析模型，往往未能忠實呈現軸拉力及傾覆彎矩。因此，本研究針對採用彈性支承之建築結構，根據理論、推導及分析，系統性探討支承的穩定性及破壞。於模型中，將整體隔震結構簡化為兩集中質量，上部結構採單自由度模擬，隔震系統含兩個隔震支承並以一剛性樓板與上部結構相連；彈性支承採 Koh-Kelly 模型，以呈現剪切、撓曲與軸向複合作用，進而推導運動方程。於推導中，彈性支承以不受拉力為準則，可推得一簡化之高寬比估算式。本估算式亦透過前述理論分析模型，進行非線性歷時分析探討與數值驗證。驗證結果顯示，本研究所提之高寬比建議式，相對日本規範之建議，較為保守。然以範例而言，確實呈現無或甚低之機率於支承發生拉拔。因此，本研究之建議高寬比，可供工程師在進行初設時，先期掌握或估算隔震結構之極限高寬比，以判斷支承在地震時有無受軸拉力破壞之疑慮，增進結構設計之效率。

關鍵詞：基底隔震、彈性支承、穩定性、高寬比、非線性歷時分析

一、前言

隔震彈性支承採橡膠與鋼板積層堆疊的方式，提高垂直勁度，以承載上部結構。其接合的方式，乃一黏著型式，可微幅承受拉力，但故諸如美國、日本與中國規範等往往採保守規定，在設計上不容許支承承受拉力。彈性支承其行為可類比傳統柱構件，於設計上，需考慮軸力、剪力與彎矩進行設計，且須注意二次彎矩可能導致支承穩定性疑慮甚或破壞。彈性支承之力學模型發展，乃以 Haringx 於 1948 至 1949 所發表之文章為基礎，其將彈性支承視為一等效的柱構件來描述[1]。Koh 與 Kelly 則基於該理論，進一步提出以旋轉彈簧與線性彈簧組成之簡化力學模型，該簡化模型可描述彈性支承的水平與撓曲複合作用[2]。Kumar 等人則彙整過去述諸多相關研究，建立起完整的彈性支承運動模型[3]。

於結構隔震應用時，除考慮支承自身之力學特性外，隔震支承(或系統)亦與結構交互作用，可能影響隔震結構整體穩定性，尤以高層隔震結構為甚[4, 5]。對比彈性支承之力學相關研究而言，探討整體隔震結構穩定性之研究不多。其中，Hino 等人於 2008 年的研究中，考慮多種極限狀態，包含支承於靜載下的極限應力、水平位移極限與支承拉應力極限，對隔震結構之高寬比進行探討[6]。然而，該研究並未考慮前述支承之力學耦合，且未能整理出簡便之高寬比估算式。有鑑於此，本研究針對隔震結構，考慮彈性支承之力學耦合，以支承不受拉力為目標，提出簡易之高寬比建議式，供工程師於隔震結構於細部設計前，估算高寬比上限。

[1] 國立臺灣大學土木工程學系研究生
[2] 國立臺灣大學土木工程學系教授 暨 國家地震工程研究中心兼任研究員
[3] 國家地震工程研究中心副研究員

二、平面隔震結構理論分析模型與簡易高寬比估算式

本文探討採彈性支承之隔震結構，於水平與垂直地震力作用下，整體之穩定性，並考慮彈性支承之極限狀態與穩定性。因此，針對上部結構採單自由度化，以便反映上部結構之動態特性(圖一)。上部結構質量、高度與撓曲剛度分別為m_{sup}、H_{eq}與EI。於隔震設計上，往往先假設上部結構為剛體，然上部結構隨著樓高增加，剛體之假設不再適用，其傾覆風險可能隨之提高。有鑑於此，本文將上部多自由度之結構，以等效之作法，取第一模態將其簡化為單自由度。分析模型於隔震系統的部分，乃將其簡化為一寬度為L之剛性樓板與兩個支承。支承與隔震層假設為鉸接，其力學行為以前述改進後的 Koh-Kelly 模型模擬。此外，針對隔震層亦加入了垂直向阻尼c_{v}，用以模擬垂直向的消能行為。隔震實務應用上，多以鉛心橡膠支承配合外加之阻尼器提高阻尼比來降低位移[7]。因此，於分析模型的隔震層水平向，同樣加入水平向非線性回復力f_{lead}與阻尼c_{d}，分別用以模擬鉛心或外加之速度型阻尼器於消能之貢獻。分析模型之自由度上，以u_{sup}描述上部結構水平向位移；隔震層則因剛性樓板之假設，以u_{iso}、v_{iso}和ϕ_{iso}來描述隔震層中點之水平、垂直位移與轉角(圖二)。經能量法推得簡化模型之運動方程式如下：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}}+\mathbf{C}\dot{\mathbf{U}}+\mathbf{K}\mathbf{U}=\mathbf{P} \tag{1}$$

其中，$\mathbf{U}=\{u_{\text{s}}\quad u_{\text{iso}}\quad \phi_{\text{iso}}\quad v_{\text{iso}}\}^{\text{T}}$，乃上部結構與隔震層相對地表水平位移、隔震層垂直位移與轉角之集合。質量$\mathbf{M}$、阻尼$\mathbf{C}$、勁度矩陣$\mathbf{K}$與外力向量$\mathbf{P}$如下：

$$\mathbf{M}=\begin{bmatrix} m_{\text{sup}} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{\text{iso}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{12}m_{\text{iso}}L^2+m_{\text{sup}}H_{\text{eq}}{}^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{\text{sup}}+m_{\text{iso}} \end{bmatrix} \tag{2}$$

$$\mathbf{K}=\begin{bmatrix} \frac{3EI}{H^3} & -\frac{3EI}{H^3} & \frac{3EI}{H^2} & 0 \\ -\frac{3EI}{H^3} & \frac{3EI}{H^3}+2k_{\text{s}}' & -\frac{3EI}{H^2} & 0 \\ \frac{3EI}{H^2} & -\frac{3EI}{H^2} & \frac{3EI}{H}+2\left(k_{\text{v}}'\frac{L^2}{4}+k_{\theta}\right) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2k' \end{bmatrix} \tag{3}$$

$$\mathbf{C}=\begin{bmatrix} c_{\text{s}} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & c_{\text{d}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2c_{\text{v}}\left(\frac{L}{2}\right)^2+c_{\text{s}}H_{\text{eq}}{}^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2c_{\text{v}} \end{bmatrix} \tag{4}$$

$$\mathbf{P}=\begin{Bmatrix} -m_{\text{sup}}\ddot{x}_{\text{g,h}} \\ -\left(m_{\text{iso}}\ddot{x}_{\text{g,h}}+2f_{\text{lead}}\right) \\ 2k_{\theta}\theta \\ -\left(m_{\text{sup}}+m_{\text{iso}}\right)\ddot{x}_{\text{g,h}} \end{Bmatrix}^{\text{T}} \tag{5}$$

勁度矩陣$\mathbf{K}$中，k_{s}'與k_{v}'乃支承之水平與垂直修正勁度[7]；外力向量中$\mathbf{P}$，$\ddot{x}_{\text{g,h}}$為水平向地表加速度，θ為支承之旋轉角。彈性支承之軸力，大致受三個力量影響，包含上部結構之靜載重、垂直地震力與隔震層之旋轉(彎矩)引致，如下式：

$$\begin{aligned} P_{\text{iso}} &= N_{\text{w}}+N_{\text{v}}+N_{\text{R}} \\ &= \frac{m_{\text{t}}g}{2}-\frac{m_{\text{t}}S_{\text{aD,v}}g}{2}-k_{\text{v}}'\left(\frac{L}{2}\right)\phi_{\text{iso}} \end{aligned} \tag{6}$$

上式中，m_{t}為隔震結構總質量，$S_{\text{aD,v}}$為垂直向設計譜加速度係數。基於支承軸力P_{iso}由彎矩平衡，取支承軸力大於零(壓為正)為準則，可推得一高寬比估算式如下：

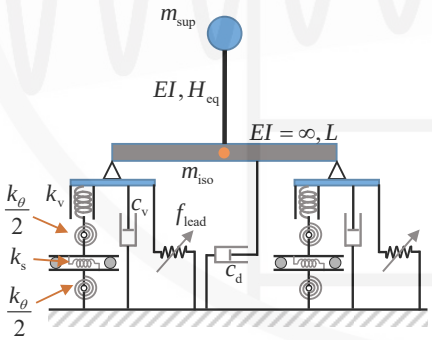
$$\frac{H_{\text{t}}}{L}<\frac{1-S_{\text{aD,v}}}{2\lambda_{\text{m}}\lambda_{\text{H}}S_{\text{aD}}}=\eta_{\text{JP}} \tag{7}$$

其中，λ_{m}與λ_{H}分別為全隔震結構之第一模態下，振態之等效質量與高度與總質量m_{t}及總高度H_{t}之比值。(7)式之結果，即日本規範所建議之高寬比估算式。然(7)式之估算，未必符合國內應用，故本文以前

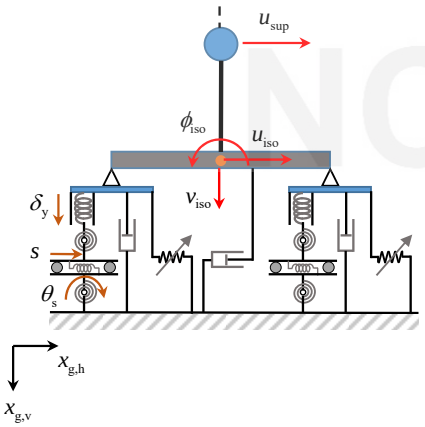
述(1)式之模型，取第三列之旋轉自由度力平衡式，假設隔震層旋轉加速度不大，並忽略速度項，且隔震層旋轉勁度中，乃以支承垂直勁度貢獻佔比最大，支承自身旋轉角度亦不大，故該式經簡化移項代回(6)式整理後可得：

$$\begin{cases} \text{一般工址:} \\ \dfrac{H^2}{L} < \dfrac{3}{4}\dfrac{\left|1-\dfrac{1}{2}S_{aD}\right| g\left(\dfrac{T_s^2}{4\pi^2}\right)\left(\dfrac{m_t}{m_s}\right)}{\left(\dfrac{u_s-u_{iso}}{H_{eq}}\right)} = \eta \\ \text{臺北盆地或近斷層:} \\ \dfrac{H^2}{L} < \dfrac{3}{4}\dfrac{\left|1-\dfrac{2}{3}S_{aD}\right| g\left(\dfrac{T_s^2}{4\pi^2}\right)\left(\dfrac{m_t}{m_s}\right)}{\left(\dfrac{u_s-u_{iso}}{H_{eq}}\right)} = \eta \end{cases} \quad (8)$$

上式之結果，乃本文所提出之高寬比計算式。由該式不難看出，隔震結構之高寬比，由包含地震力、上部結構週期、質量比及層間變位角影響。



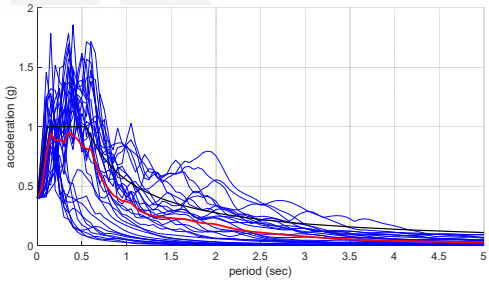
圖一 隔震結構模型(力學參數定義)



圖二 隔震結構模型(自由度定義)

三、數值分析與驗證

針對分析結構，參考 Hino 等人於 2008 年的研究，假設每層樓質量 m_i 為 80 噸，隔震層 m_{iso} 假設為 240 噸。上部結構單層樓高度 h_i 假設 4 公尺，而隔震層層高 h_{iso} 假設為 2 公尺[6]。本文礙於篇幅之故，僅以上部結構週期 2 秒，即約莫 22 層樓高之隔震結構搭配隔震週期 3 或 5 秒為例進行說明，以便呈現高樓隔震結構之拉力，並檢核高寬比建議。於本小節中，高寬比估算式之分母所採用的最大彈性層間變位角，取保守為 0.002，以符合上部結構保持彈性。除上述隔震結構之想定外，工址假設坐落於台南新化，依耐震設計規範 100 年版本，新化震區之短週期與 1 秒週期水平譜加速度度係數分別為 0.8 與 0.4。在不考慮近斷層且假設第一類地盤下，近斷層與地盤修正係數皆為 1。於歷時分析中，所採用的地震力歷時包含 9 個地震事件，合計 15 筆測站地震紀錄，若將水平雙向分拆，則共計 30 筆。在不考慮近斷層效應下，正規化最大加速度峰值至 0.32 g，該 30 筆水平向地震紀錄之反應譜如圖三。上述範例隔震結構經設計後，對應隔震週期 3 與 5 秒所選定之支承參數與外接阻尼係數如表一。對應隔震週期為 3 與 5 秒時，依日本規範建議式所計算之結構寬度分別為 15.9 與 12.9 公尺。當模擬之輸入採符合反應譜之地震力時，相應 3 秒與 5 秒隔震週期，支承發生拉拔之機率分別為 100%與 93%；若輸入採原始震波並調整振幅至有效尖峰加速度(EPA)，則支承之拉拔機率分別為 53%與 30%。若依本文建議式，則結構寬度為 36.6 公尺進行模擬，在兩種地震力輸入下，支承皆未有拉拔的情況(表二)。



圖三 水平向地震歷時之反應譜

表一 臺南新化隔震結構設計參數與支承選定 (上部結構$T_{sup}=2.0$ sec)

工址	臺南新化	
上部結構高度H_{sup} (m)	88	
上部結構週期T_{sup} (sec)	2	
隔震週期T_{iso} (sec)	3	5
隔震支承數量 (顆)	2	2
日本規範寬度L (m)	15.9	12.9
本文建議寬度L (m)	36.6	36.6
降伏前勁度k_p (kN/m)	28900	11400
降伏後勁度k_d (kN/m)	2220	879
特徵強度Q_d (kN)	360	226
垂直勁度 k_v (10^6 kN/m)	6.69	2.61
阻尼係數 c_d (kN-sec/m)	0	0

表二 拉拔力發生之機率 (臺南新化，上部結構週期$T_{sup}=2.0$ sec)

隔震週期	輸入震波	支承拉拔機率	
		日本規範高寬比	本文建議高寬比
3 (sec)	反應譜相符	30/30 (100%)	0/30 (0%)
	原始	16/30 (53%)	0/30 (0%)
5 (sec)	反應譜相符	28/30 (93%)	0/30 (0%)
	原始	9/30 (30%)	0/30 (0%)

四、結論與展望

由本研究所提出之高寬比建議估算式，對比日本規範所推論之高寬比，在同樣的上部結構與工址的條件下，所建議之高寬比顯著較低，即建議出較大的結構寬度，用以避免彈性支承之拉拔。本文數值模擬的章節中，採用本文建議高寬比估算時，所代入工址水平譜加速度係數取設計反應譜平台段，即S_{DS}代入，故結果相對日本規範建議式保守不少。這樣的結果，乃為呈現一簡易估算且偏向極限的高寬比做為估算參考，後續得依實際之工址水平譜加速度係數代入估算。另外，於理論分析模型，針對上部結構與隔震系統，可納入更多模態之貢獻與多顆支承配置，進行更詳盡的分析與模擬，以便更加貼合隔震實務設計之結果，以及更充分的掌握隔震結構與支承之力學行為。

參考文獻

1. Haringx, J. A. (1948-1949). “On highly compressive helical springs and rubber rods and their applications, to free mountings--Parts I, II and III,” Philips Research Reports.
2. Koh, C. G. and Kelly, J. M. (1988). “A simple mechanical model for elastomeric bearings used in base isolation,” International Journal of Mechanical Sciences, 30(12), 933–943.
3. Kumar, M., Whittaker, A. S. and Constantinou, M. C. (2014). “An advanced numerical model of elastomeric seismic isolation bearings,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 43(13), 1955-1974.
4. Kikuchi, T., Takeuchi, T., Fujimori, S., and Wada, A. (2014), “Design of seismic isolated tall building with high aspect-ratio,” International Journal of High-Rise Buildings, 3(1), 1-8.
5. Sato, D., Ooki, Y., Morikawa, H., Yamada, S., Sakata, H., Yamanaka, H., Kasai, K., Wada, A., and Kitamura, H. (2008), “Evaluation of seismically isolated tall building based on long-term monitoring,” The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.
6. Hino, J., Yoshitomi, S., Tsuji, M. and Takewaki, I. (2008). “Bound of aspect ratio of base-isolated buildings considering nonlinear tensile behavior of rubber bearing,” Structural Engineering and Mechanics, 30(3), 351-368.
7. 巫宜謙(2022)，「鉛心橡膠支承之基底隔震建築行為研究：考慮剪切、撓曲與軸向複合作用」。臺灣大學土木工程學系碩士論文。

鋼筋混凝土梁柱接頭之耐震性能評估準則建議

紀凱甯[1]　林克強[2]　莊勝智[1]

摘 要

為檢視鋼筋混凝土(RC)梁柱接頭之耐震性能，本研究針對數組 RC 梁柱接合耐震性能試驗進行研究參數之彙整與探討，其重要參數為鋼筋於交會區之錨定長度、接合形式及剪力需求容量比。根據廣為 RC 結構設計者引用之 ACI 374.1-05 的梁柱接頭性能評估準則而言，當接頭試體滿足「梁柱交會區之剪力需求容量比」與「強柱弱梁」之耐震設計基本要求，接頭性能應能符合強度、能量及勁度之設計理念，但其三項檢核標準未能清楚顯現「鋼筋於交會區之錨定長度」、「梁柱交會區之剪力需求容量比」、「鋼筋於交會區之接合形式」及「接頭試體之破壞模式」不同設計條件下之優劣性。本研究除探討 ACI 374 之評估結果外，亦將適度調整強度、能量及勁度條件上之檢核標準，期能建立更準確之 RC 梁柱接頭耐震性能評估標準。

關鍵詞：梁柱接頭、擴頭鋼筋、錨定長度、耐震性能評估準則

一、前言

本研究為檢視採用鋼筋混凝土梁柱接頭之耐震性能，並進一步了解「鋼筋於交會區之錨定長度」、「梁柱交會區剪力需求及容量比」、「鋼筋於交會區之接合形式」與「接頭試體之破壞模式」等設計條件對於梁柱接合耐震性能之影響，將藉由梁柱接頭耐震性能評估準則 ACI 374.1-05 (ACI, 2005)進行分析，並適度調整於接頭強度、能量及勁度條件上之檢核標準，以反映上述設計參數於梁柱接合耐震性能之影響。根據作者研究團隊過去進行四十餘組之梁柱接合試驗之經驗，梁柱接頭符合耐震設計且梁塑鉸發展至破壞的試體中，試體最大強度大多發生於 4%弧度或較大之層間變位角，且在 4%層間變位角之重覆迴圈反應結果中，其強度衰減約在 10%以內；另外，根據 AISC 341-10 美國鋼結構設計規範(AISC, 2010)耐震特別規定，鋼結構梁柱接合之耐震性能評估係以 4%弧度層間變位角為檢核基準，為考量鋼筋混凝土構造與鋼構造在地震力作用下，其梁柱接合具有相同的變形能力，故本研究建議採用可普遍獲得穩定強度反應之 4%弧度層間變位角的試驗結果，進行鋼筋混凝土梁柱接合之耐震性能評估。

二、梁柱接合之耐震設計基本規定

依照建築物混凝土結構設計規範(內政部，2023)規定，建築結構梁柱接合在進行設計時，均應檢核「梁柱交會區剪力需求與容量比」與「強柱弱梁」耐震設計要求。剪力設計檢核部分，梁柱接合交會區應提供足夠之剪力強度，以避免在梁端發展完全塑鉸前發生交會區剪力破壞，故在進行耐震設計時為確保交會區不發生剪力破壞，經強度折減後之梁柱交會區剪力強度容量$\phi V_{jh,n}$ ($\phi = 0.85$)應大於剪力需求$V_{jh,u}$，而本文中之交會區剪力需求-容量比(demand to capacity ratio, DCR)定義為$V_{jh,u}$與$V_{jh,n}$之比值；強柱弱梁檢核部分，建築物混凝土結構設計規範規定，特殊抗彎構架之梁柱接合應滿足強柱弱梁之耐震設計要求，即構入梁柱接合之柱構件與梁構件的

[1] 國家地震工程研究中心助理研究員
[2] 國家地震工程研究中心研究員、國立臺灣科技大學營建系合聘教授

撓曲強度比$\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{nb}$必須大於1.2，以確保各樓層梁柱接合在側向地震力作用下，梁構件比柱構件先降伏且可完全發展塑鉸。

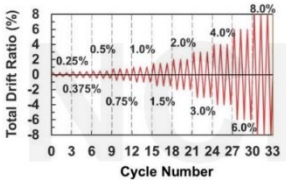
三、梁柱接頭試體介紹

本研究主要以梁柱接合耐震性能為研究標的，並針對梁主筋採用擴頭鋼筋於交會區內埋置不同錨定長度、鋼筋接合形式與鋼筋淨間距，並變化交會區剪力之需求容量比(demand to capacity ratio, DCR)，探討此三參數對梁柱接合受震行為之影響。本文共介紹 31 組外部梁柱接合試體，所有試體均滿足建築物混凝土結構設計規範之強柱弱梁規定，重要研究參數彙整詳表一。試體名稱以試體 JT6_TB390_L_HS_HA 為例說明，JT6 意即上下層梁主筋為 6 支，TB390 意即上下層梁主筋之擴頭錨定長度為 390 mm，L 意即交會區剪力比未超過 0.85 (M 之剪力比介於 0.85~1.0，H 之剪力比超過 1.0)，HS 意即梁主筋採用 SD 685 鋼筋(MS 意即 SD 550W 鋼筋)，HA 意即柱構件於試驗中承受 0.45 $A_g f_c'$ 之軸力大小(其餘試體承受之軸力介於 $0.05A_g f_c'$ ~0.1 $A_g f_c'$)。

本研究分析之接合試體乃利用與梁端相接之油壓伺服閥千斤頂施加逐漸增大之反覆位移，以模擬實際結構中梁柱接合於地震力作用中承受水平力之受力機制，進行至試體破壞或強度嚴重衰減後結束試驗，試驗配置與施加載重歷時詳圖一與圖二。



圖一
試驗裝置配置圖



圖二
試驗加載歷時圖

四、梁柱接頭耐震性能評估

本節將以 ACI 374.1-05 準則及本研究建議之性能評估方法進行梁柱接頭耐震性能評估。ACI 374.1-05 (ACI, 2005)之梁柱接合性能評估準則是以 3.5%弧度層間變位角之試驗結果為評估的主要依據，評估準則規定如下所述：

表一 梁柱接合試體設計參數表

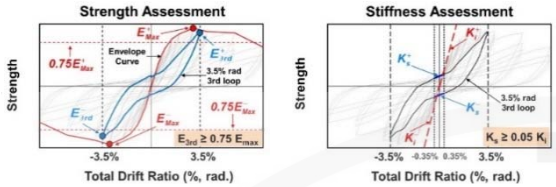
Beam-Column Joint Specimens	f_c' / f_y (MPa)	f_{ca}' / f_{ya} (MPa)	Column b / h (mm)	Beam b / h (mm)	Main bars	s (d_b)	Joint l_{test}/d_b	$V_{jh,ul}/V_n$
JT6_TB528_L	42	46.8	650	400	T 6-#8	2.2	21.1	0.59
	420	445	650	700	B 6-#8	2.2	21.1	
JT6_T309B216_L_1	42	50.0	650	400	T 6-#8	2.2	12.4	0.61
	420	445	650	700	B 6-#8	2.2	8.6	
JT6_T309B216_L_2	42	50.2	650	400	T 6-#8	2.2	12.4	0.61
	420	465	650	700	B 6-#8	2.2	8.6	
JT6_T450B380_L	42	53.8	650	400	T 6-#8	2.2	18.0	0.61
	420	465	650	700	B 6-#8	2.2	15.2	
JT6_TB309_L	42	50.0	650	400	T 6-#8	2.2	12.4	0.61
	420	465	650	700	B 6-#8	2.2	12.4	
JT8_TB358_H	42	41.5	550	400	T 8-#8	2	14.3	1.01
	420	456	600	600	B 8-#8	2	14.3	
JT8_TB358_M	42	47.8	650	400	T 8-#8	2	14.3	0.85
	420	456	600	600	B 8-#8	2	14.3	
JT8_TB358_L	42	44.6	750	400	T 8-#8	2	14.3	0.74
	420	456	600	600	B 8-#8	2	14.3	
JT8_TB323_H	42	42.6	550	400	T 8-#8	2	12.9	1.01
	420	456	600	600	B 8-#8	2	12.9	
JT8_TB323_M	42	47.5	650	400	T 8-#8	2	12.9	0.85
	420	456	600	600	B 8-#8	2	12.9	
JT8_TB440_H	42	38.8	550	400	T 8-#8	2	17.9	1.01
	420	456	600	600	B 8-#8	2	17.6	
JT6/4_T500B400_M	42	49.7	600	400	T 3-#8 T 3-#10	2	19.7 15.5	0.76
	420	487/494	600	600	B 2-#8 B 2-#10	2	15.7 12.4	
JT6/4_T500B400_L_MS	42	48.3	600	400	T 6-#8	2.6	19.7	0.72
	550	613	600	600	T 4-#8	2.6	15.5	
JT6/4_TB400_L_MS	42	43.3	600	400	T 6-#8	2.6	15.5	0.72
	550	613	600	600	T 4-#8	2.6	15.5	
JT6_TB390_L_HS	70	81.2	600	400	T 6-#8	2	15.4	0.76
	685	709	600	700	B 6-#8	2	15.4	
JT6_TB390_L_HS_HA	70	84.1	600	400	T 6-#8	2	15.4	0.76
	685	709	600	700	B 6-#8	2	15.4	
JT8_TB390_H_HS	70	93.8	600	400	T 8-#8	2	15.4	1.02
	685	709	600	700	B 8-#8	2	15.4	
JT8_TB390_H_HS_HA	70	89.8	600	400	T 8-#8	2	15.4	1.02
	685	709	600	700	B 8-#8	2	15.4	
JT4_TB580_L	28	39.0	600	500	T 4-#11	2.35	16.2	0.81
	420	461	700	650	B 4-#11	2.35	16.2	
JT4_TB580_L_MS	42	34.1	600	500	T 4-#11	2.35	16.2	0.83
	550	568	700	650	B 4-#11	2.35	16.2	
JT4_TB580_L_HS	69	32.7	600	500	T 4-#11	2.35	16.2	0.81
	690	749	700	650	B 4-#11	2.35	16.2	
JT5_TB580_H	28	42.7	600	500	T 5-#11	1.5	16.2	1.01
	420	461	700	650	B 5-#11	1.5	16.2	
JT5_TB580_H_MS	42	50.1	600	500	T 5-#11	1.5	16.2	1.03
	550	568	700	650	B 5-#11	1.5	16.2	
JT5_TB580_H_MS_HA	42	45.9	600	500	T 5-#11	1.5	16.2	1.03
	550	568	700	650	B 5-#11	1.5	16.2	
JT5_TB580_H_HS	69	44.5	600	500	T 5-#11	1.5	16.2	1.01
	690	749	700	650	B 5-#11	1.5	16.2	
JT5_TB580_H_HS_HA	69	44.1	600	500	T 5-#11	1.5	16.2	1.01
	690	749	700	650	B 5-#11	1.5	16.2	
JT6_TB580_H	28	78.9	600	500	T 6-#11	2.35	16.2	1.23
	420	461	700	650	B 6-#11	2.35	16.2	
JT6_TB580_H_MS	42	69.9	600	500	T 6-#11	2.35	16.2	1.26
	550	568	700	650	B 6-#11	2.35	16.2	
JT6_TB580_H_MS_HA	42	85.6	600	500	T 6-#11	2.35	16.2	1.26
	550	568	700	650	B 6-#11	2.35	16.2	
JT6_TB580_H_HS	69	86.3	600	500	T 6-#11	2.35	16.2	1.23
	690	749	700	650	B 6-#11	2.35	16.2	
JT6_TB580_H_HS_HA	69	76.0	600	500	T 6-#11	2.35	16.2	1.23
	690	749	700	650	B 6-#11	2.35	16.2	

(a) 強度檢核：試體在正負 3.5%弧度層間變位角之第三迴圈的強度不得低於試體最大強度之 75%，如圖三 (a)所示。

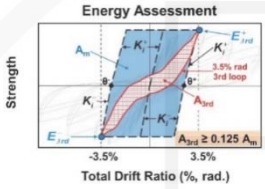
(b) 勁度檢核：依試體在正負 3.5 %弧度層間變位角之試驗迴圈中，第三迴圈於±0.35%弧度間之割線勁度不得小於試體初始勁度之 5%，如圖三 (b)所示。

(c) 能量檢核：試體在正負 3.5 %弧度層間變位角之第三迴圈實際與理想化消散能量比值 β (relative energy dissipation ratio)不得小於 12.5%，其中該理想化消散能量是

指，試體於該試驗迴圈之變形與強度反應曲線中，於正負尖峰變形反應點之正負力量值($|E^{+}_{3rd}|+|E^{-}_{3rd}|$)和與以該兩點分別依正負初始勁推估之正負殘留變形值和的乘積($|\theta^{+}|+|\theta^{-}|$)，如圖三 (c)所示。



(a) 強度檢核　　(b) 勁度檢核



(c) 能量檢核

圖三 ACI 374.1-05 接頭耐震性能準則

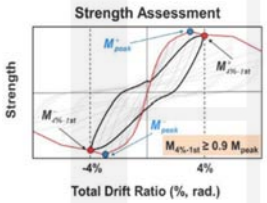
本研究建議之評估基準係以層間位移角 4%弧度對梁柱接頭試體進行耐震性能評估檢核，係因鋼結構梁柱接頭之耐震性能評估準則皆以層間位移角 4%弧度為評估標準，為使鋼筋混凝土結構與鋼結構梁柱接頭於地震力作用下具備相似之變形能力，而採用 4%弧度進行耐震性能評估。本研究建議之評估準則規則如下所述：

(a) 強度檢核：試體在 4%弧度層間位移角第一迴圈之強度，不得低於 4%弧度前最大強度之 90%，如圖四 (a)所示。

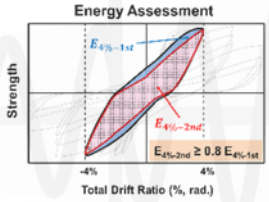
(b) 勁度檢核：試體在 4%弧度層間位移角之試驗迴圈中，第二迴圈於±0.40%弧度間割線勁度不得小於第一迴圈等效勁度 60%，如圖四 (b)所示。

(c) 能量檢核：試體在 4%弧度層間位移角之試驗迴圈中，第二迴圈所消耗能量不得低於第一迴圈所消耗能量之 80%，如圖四 (c)所示。

透過 ACI 374.1 建議之梁柱接合性能評估準則來檢視各試體之耐震性能，該評估準則是以 3.5%弧度層間變位角之試驗結果為評估的主要依據，但因本研究並無執行 3.5%之層間變位角，故以 4%弧度層間變位角進行耐震性能評估。分析結果詳表二，評估結果顯示，除試體 JT6_T309B216_IV_L 及 JT8_TB323_IV_H 因梁筋擴頭鋼筋錨定長度未符合建築物混凝土結構設計規範需求而導致其強度、勁度未達評估標準外，其餘外柱梁柱接頭試體均符合 ACI 374.1-05 強度、勁度與能量之評估標準，但經數值觀察得知，ACI 374.1-05 標準對於勁度檢核與能量之檢核標準上較無法判斷其性能優劣性。



(a) 強度檢核　　(b) 勁度檢核



(c) 能量檢核

圖四 本研究建議之接頭耐震性能準則

透過本研究建議評估準則分析，除上述提及疑慮外，試體 JT6_T309B216_IV_L、JT6_T450B380_IV_L 及 JT8_TB323_IV_H 皆於強度、勁度及能量上顯現疑慮，因擴頭鋼筋錨定長度遠低於規範需求者，其強度、勁度及能量皆未達本研究建議之評估標準，若梁筋錨定長度因實際材料強度提升而略顯不足，或因鋼筋配置型式、交會區剪力比過高等因素，其接頭力量與變形遲滯迴圈之勁度與能量評估會受影響，此數值結果更能精準顯現接頭耐震性能之優劣性，其餘接頭試體亦符合本研究建議之強度、勁度與能量之評估標準。

五、結論與建議

1. 研究結果顯示，梁構件主筋採用擴頭

鋼筋且錨定長度等規定符合建築物混凝土結構設計規範建議時，梁柱接合試體可滿足 ACI 374.1 與本文建議之接合性能評估。

2. 比較 ACI 374.1-05 與本研究建議之梁柱接頭試驗耐震性能評估標準，後者更能精準顯現接頭耐震性能之優劣性，建議以此評估標準檢核梁柱接頭耐震性能。

3. 本研究現階段僅以外柱梁柱接頭分析作為性能評估依據，後續將納入內柱梁柱接頭之數據擴充資料庫，並納入規範建議之柱寬限制考量，以優化性能評估方法。

表二 接合試體耐震性能評估結果彙整表

Beam-Column Joint Specimens	l_{act} / l_{dz}	DCR ($V_{n,st}/V_u$)	ACI 374.1-05					本研究建議					Failure mode
			Strength		Stiffness		Energy	Strength		Stiffness		Energy	
			+	-	+	-		+	-	+	-		
JT6_TB528_IV_L	1.66 1.66	0.59 0.59	1.27	1.27	6.56	5.65	3.20	1.11	1.11	1.50	1.36	1.23	B
JT6_T309B216_IV_L_1	1.00 0.71	0.61 0.61	-	1.25	-	-	-	-	1.03	-	-	-	L_{dz} N.G.
JT6_T309B216_IV_L_2	0.96 0.67	0.61 0.61	0.25	0.72	0.38	2.12	2.48	0.21	0.46	0.52	0.94	0.77	L_{dz} N.G.
JT6_T450B380_IV_L	1.45 1.22	0.61 0.61	1.28	1.31	6.11	4.83	2.96	1.11	1.11	0.92	1.1	1.12	B
JT6_TB309_IV_L	0.96 0.96	0.61 0.61	1.26	1.29	5.43	5.37	2.88	1.11	1.11	1.62	1.92	1.20	B
JT8_TB358_IV_H	1.03 1.03	1.01 1.01	1.17	1.19	3.99	2.82	2.00	1.10	1.11	1.14	1.22	1.18	BJ
JT8_TB358_IV_M	1.11 1.11	0.85 0.85	1.19	1.26	4.84	3.55	2.16	1.06	1.11	1.30	1.50	1.25	BJ
JT8_TB358_IV_L	1.07 1.07	0.74 0.74	1.24	1.26	4.73	3.64	2.16	1.10	1.11	1.38	1.52	1.23	B
JT8_TB323_IV_H	0.94 0.94	1.01 1.01	0.97	0.8	2.97	1.65	1.84	1.06	1.06	0.78	0.68	0.98	BJ
JT8_TB323_IV_M	1.00 1.00	0.85 0.85	1.17	1.13	3.67	2.54	1.84	1.09	1.09	1.10	1.06	1.10	BJ
JT8_TB440_IV_H	1.23 1.23	1.01 1.01	1.27	1.19	5.03	3.34	2.24	1.11	1.11	1.34	1.38	1.23	BJ
JT6/4_T500B400_V/ IV_M	(0.99) 0.94	0.76 0.76	1.31	1.28	5.54	4.36	2.91	1.11	1.11	2.69	1.78	1.43	B
JT6/4_T500B400_V/ IV_L_MS	(1.00) 0.95	0.72 0.72	1.31	1.17	5.27	5.24	2.79	1.11	1.11	2.59	1.79	1.46	B
JT6/4_TB400_IV_L_MS	0.90 0.90	0.72 0.72	1.29	1.27	5.76	5.07	2.75	1.11	1.11	2.64	1.81	1.44	B
JT6_TB390_IV_M_HS	1.01 1.01	0.76 0.76	1.30	1.29	6.59	5.14	1.89	1.11	1.11	1.86	1.63	1.38	B
JT6_TB390_IV_M_HS_HA	1.03 1.03	0.76 0.76	1.31	1.30	5.68	6.32	2.06	1.11	1.11	1.79	1.98	1.46	B
JT8_TB390_IV_H_HS	1.09 1.09	1.02 1.02	1.29	1.27	6.79	5.01	1.43	1.11	1.11	1.80	1.52	1.25	BJ
JT8_TB390_IV_H_HS_HA	1.06 1.06	1.02 1.02	1.29	1.29	6.55	5.82	1.94	1.11	1.11	1.86	1.67	1.38	B
JT4_TB580_IV_M	1.14 1.14	0.81 0.81	1.33	1.33	5.72	4.88	2.75	1.11	1.11	1.96	2.03	1.45	B
JT4_TB580_IV_M_MS	0.97 0.97	0.83 0.83	1.33	1.33	5.33	6.07	2.61	1.11	1.11	1.92	2.10	1.47	B
JT4_TB580_IV_M_HS	1.00 1.00	0.81 0.81	1.30	1.31	6.81	7.21	1.88	1.11	1.11	1.93	2.08	1.39	B
JT5_TB580_IV_H	1.06 1.06	1.01 1.01	1.30	1.32	4.31	5.24	2.28	1.11	1.11	1.62	2.05	1.33	BJ
JT5_TB580_IV_H_MS	1.05 1.05	1.03 1.03	1.32	1.34	5.47	6.11	2.48	1.11	1.11	1.96	2.20	1.43	B
JT5_TB580_IV_H_MS_HA	1.00 1.00	1.03 1.03	1.33	1.42	5.24	5.32	2.81	1.11	1.11	1.89	2.04	1.48	B
JT5_TB580_IV_H_HS	0.94 0.94	1.01 1.01	1.31	1.31	7.43	6.23	1.71	1.11	1.11	1.86	1.66	1.38	BJ
JT5_TB580_IV_H_HS_HA	1.04 1.04	1.01 1.01	1.31	1.32	5.99	6.21	2.13	1.11	1.11	1.63	1.72	1.44	B
JT6_TB580_IV_H	1.04 1.04	1.23 1.23	1.27	1.27	4.18	5.06	2.35	1.11	1.11	1.55	1.72	1.40	BJ
JT6_TB580_IV_H_MS	0.99 0.99	1.26 1.26	1.21	1.23	4.30	5.29	2.04	1.10	1.09	1.36	1.79	1.31	BJ
JT6_TB580_IV_H_MS_HA	0.98 0.98	1.26 1.26	1.31	1.31	5.10	5.71	2.59	1.11	1.11	1.76	1.97	1.45	B
JT6_TB580_IV_H_HS	1.04 1.04	1.23 1.23	1.29	1.28	7.32	6.04	1.50	1.11	1.11	1.75	1.51	1.32	BJ
JT6_TB580_IV_H_HS_HA	0.98 0.98	1.23 1.23	1.28	1.28	6.41	6.92	1.93	1.11	1.11	1.68	1.80	1.42	B

參考文獻

1. ACI Committee 374.1 (2005), “Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing (ACI 374.1-05) and Commentary (ACI 374.1R-05),” American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
2. AISC (2010), “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”, ANSI/AISC 341-10, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.
3. 內政部(2023)，「混凝土結構設計規範」，臺灣。
4. 林克強、邱建國、紀凱甯(2016)，「使用擴頭鋼筋之外柱梁柱接頭耐震性能」，中華民國結構工程學會，31 卷 2 期，P25-53。
5. 紀凱甯等人(2016)，「鋼筋混凝土梁柱接頭採用擴頭鋼筋之耐震性能評估準則建議」，中華民國第十三屆結構工程研討會暨第三屆地震工程研討會，No.1529。
6. 簡育淇(2023)，「梁擴頭鋼筋於梁柱接頭錨定之耐震伸展性能研究」，國立中央大學土木工程系，碩士論文。

液化地盤中樁－土互制行為之 1-g 振動臺試驗

陳冠羽[1]　盧志杰[2]　鄧源昌[3]　許尚逸[4]　黃俊鴻[5]

摘 要

在橋梁及大型建築物工程中，樁基礎設計為常見之抗液化策略。但由於土壤液化機制複雜，實務設計上對於具液化潛能之土層，常以折減土壤模數與強度的方式，作為液化地盤中樁基礎之耐震設計所用。因此，擬訂合理之土質折減係數，為大地工程界關注之重點。本研究主要探討具不同基本振動週期之上部結構型式之基礎，於液化土層中的受震反應，進行一系列 1g 振動台縮尺試驗，探討液化土層-樁-上部結構間之互制行為，釐清此一複雜之力學機制，評估基樁於液化地盤中之耐震性能。本文主要針對模型試驗之配置、縮尺律、輸入運動等設計規劃進行說明，並探討初始狀態下飽和砂土試體與模型結構進行自然頻率識別的結果。

關鍵詞：土壤液化、1-g 振動台試驗、樁–土互制行為、土質參數折減係數

一、前言

過往歷史地震事件中，有許多樁基礎的震損案例，係由土壤液化引致之地盤流動所造成，例如：1964 年日本 Niigata 地震、1989 年美國加州 Loma Prieta 地震、1990 年菲律賓 Luzon 地震與 1995 年日本 Kobe 地震，均有發生地盤受震液化引致結構物、橋墩之樁基礎受損與變形破壞的案例。深基礎作為重要地工構造物設施，其在具液化潛能地盤中的耐震性能設計為各界所關注之重要議題。然而，液化土層-樁-上部結構間之互制行為複雜，一般工程實務上，常以簡化後的擬靜態法來考量地層液化後之弱(軟)化行為，透過折減液化土壤之模數與強度的方式，來進行樁基礎之耐震設計。針對此設計觀念，日本道路協會規範(1990, 1996)，即依據液化地層之抗液化安全係數、深度與抗液化剪力強度比值(cyclic shear strength)等因子，提出建議之土質參數折減係數。而日本建築學會規範(1988)，亦根據上述觀念提出另一較保守之折減係數建議值。上述進行折減之土質參數，係指土壤之水平地盤反力係數(k_h)與地盤極限側向反力(p_u)，但由於缺乏能據以評估的數據以及對其物理機制的理解，使得液化地盤中樁基礎之分析與設計程序的不確定性較高。為此過往有許多研究，透過進行 1-g 振動台試驗或離心機試驗等物理模型實驗，進一步來釐清液化過程中土壤-樁-結構間互制作用之機制。本研究後續亦將透過振動台試驗結果配合數值模擬，建立具整合性之研究，提出合理之土質參數折減建議，期能供設計規範修訂參考。

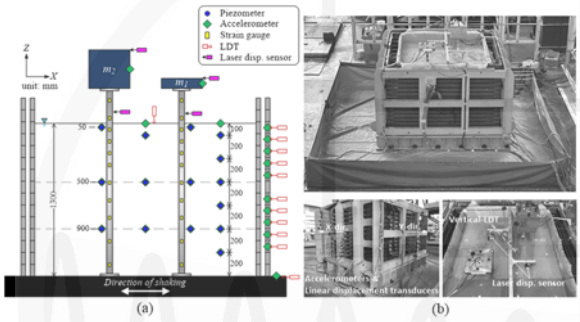
二、試驗規劃與配置

本研究將透過 1-g 縮尺模型振動台試驗，模擬接近實際現地鋼管樁與液化土層間複雜之互制行為。試驗主要探討具不同基本振動週期之上部結構型式之基礎，於液化土層中的受震反應。而模型上部結構之基本振動週期分別為 T=1.0 s(長周期)與 T=0.3 s(短周期)。

[1] 國家地震工程研究中心佐理研究員
[2] 國家地震工程研究中心研究員
[3] 國家地震工程研究中心助理研究員
[4] 國家地震工程研究中心副研究員
[5] 國立中央大學土木工程系教授

(1) 模型樁與儀器配置

試驗模型樁與感測儀器之配置規劃，如圖一(a)所示。模型樁將固定於剪力試驗箱底部(fixed-end)，並於樁身黏貼應變計，監測受振期間樁身彎矩沿深度之變化，樁頭與樁頂之變位量則透過雷射位移計測得；試驗亦於土壤試體內不同深度位置安裝微型加速度計、水壓計與位移計等感測儀器，以量測受振期間之加速度反應、孔隙水壓激發變化、側向變位量與垂直向沉陷量等動態反應。圖一(b)為各量測儀器安裝與振動台試驗之實際情況。



圖一 振動台試驗：(a)儀器配置示意圖；(b)試驗實際情況

(2) 飽和砂土試體

試驗使用乾淨越南石英細砂作為土壤試體，並以重模的方式分層製作飽和砂土試體，重模後試體之初始相對密度 D_r=48%，其土壤材料之基本物性如表一所示。

表一 土壤基本物理性質

G_s	D_{50} (mm)	D_{10} (mm)	C_u	C_c	$\rho_{d,max}$ (g/cm^3)	$\rho_{d,min}$ (g/cm^3)	USCS
2.64	0.18	0.14	1.39	1.06	1.66	1.38	SP

三、縮尺律(scaling law)

1-g模型試驗因受限於環境設備，其尺度與應力條件會與現地有所差異，而為能合理模擬實際液化地層-樁-上部結構間之互制行為，試驗需考量模型與原型的相似性，根據原型樁-土系統之尺寸、邊界與應力等條件來製作縮尺物理模型。本研究依據 Iai(1989, 2005)與 Wood et al.(2002)所提出之縮尺比例關係，對試驗模型進行縮尺。而物理模型縮尺主要的 3 個因子，分別為長度、密度與重力，根據上述三個變因即可推導出其他物理量之縮尺因子(scaling factor)。本研究試驗模型之長度縮尺比例 λ=16 (原型/模型)，並假設模型與原型中地層之土壤材料相同，即表示其密度縮尺因子 λ_ρ=1，且因試驗在 1g 重力場下進行，代表其重力(加速度)縮尺因子 $\lambda_g=\lambda_{\ddot{u}}$=1。

試驗目標原型鋼管樁的楊氏模數 $(E)_p$≈210 GPa，而模型樁之材質為鋁合金 $(E)_m$≈70 GPa，其楊氏模數約為原型的 1/3。因此模型樁之壁厚，若採用原型鋼管樁壁厚(10~12 mm)的 1/5~1/6 倍，即可近似模擬實際鋼管樁之撓曲剛度(flexural rigidity)。模型與原型間之撓曲剛度縮尺關係，可表示如下:

$$\lambda_{EI}=\lambda_E\cdot\lambda_I\approx\lambda^4 \quad (1)$$

式中，λ_E 為楊氏模數縮尺因子；λ_I 為樁之斷面積慣性矩縮尺因子。上述各物理量在模型與原型間之縮尺關係，彙整於表二供參考。

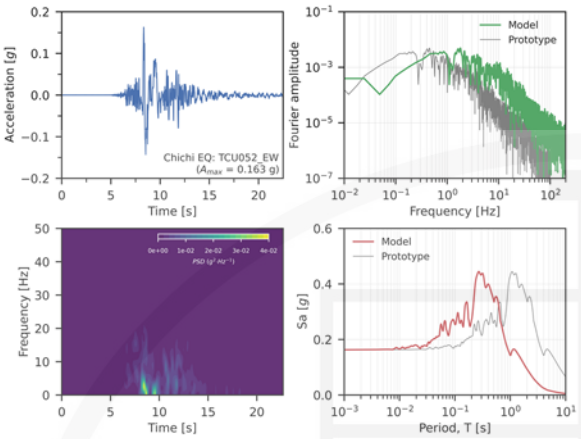
表二 試驗所採用之縮尺因子

Physical quantity	Units	Scaling factor (prototype/model)
Length	[L]	λ=16
Density	[ML^{-3}]	λ_ρ=1
Gravity	[LT^{-2}]	λ_g=1
Acceleration	[LT^{-2}]	$\lambda_{\ddot{u}}$=1
Stress	[ML^{-1}T^{-2}]	$\lambda_\sigma=(\lambda_\rho\cdot\lambda^3\cdot\lambda_{\ddot{u}})\cdot\lambda^{-2}=\lambda$
Moduli	[ML^{-1}T^{-2}]	$\lambda_{mod.}=\lambda_\sigma/\lambda_\varepsilon=\lambda/\lambda_\varepsilon$
Flexural rigidity	[FL^2]	$\lambda_{EI}\approx\lambda^4$
Dynamic time	[T]	$\lambda_t=(\lambda\cdot\lambda_{\ddot{u}})^{0.5}=\lambda^{0.5}$
Frequency	[T^{-1}]	$\lambda_f=\lambda_t^{-1}=\lambda^{-0.5}$

四、輸入運動

試驗輸入運動應用白噪激振(20 gal, 0.1-50 Hz)與正弦波加載，對液化地盤與樁基礎進行系統識別與動態特性的探討，亦分別考慮具近斷層效應(pulse-like motion)之真實地震波與遠域地震紀錄(non-pulse-like motion)，探討不同地震動特性之地震

事件對液化土層中樁-土互制行為之影響。而模型輸入運動需依據縮尺律對時間歷時進行縮尺，縮尺後之試驗基盤輸入運動，如圖二所示。



圖二 試驗基盤輸入運動(以 1999 年集集地震 TCU052-EW 為例)

五、初步試驗結果

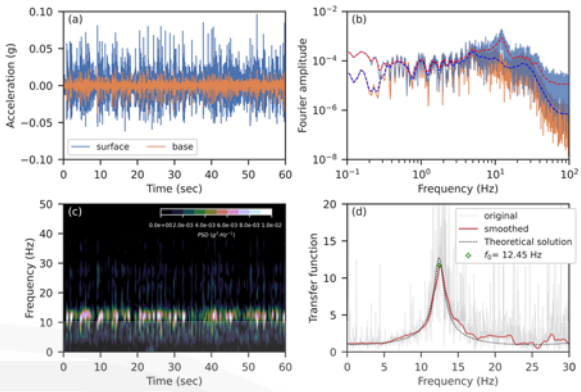
試驗在每組振動事件前後均進行白噪激振，來識別樁-土系統模型之顯著頻率，觀察每組振動事件加載前試體的狀態，並探討其動態反應之變化。試體前初始狀態下土層與模型樁系統識別之結果，茲分述如下：

(1) 土壤試體顯著頻率

土壤試體在初始相對密度狀態下，以白噪訊號進行系統識別所得之結果如圖三所示。圖中顯示透過轉換函數推估土層之顯著頻率約為 12.45 Hz，其與使用理論解(式 2)計算均質土層在剛性基盤中的放大函數(amplification function)結果相近，其驗證了應用微小白噪振動推估地盤自然頻率之正確性。

$$\left|F(\omega)\right| = [\cos^2(kH) + \sinh^2(\xi kH)]^{-0.5} \quad (2)$$

式中，$F(\omega)$為放大函數；k 為波數；H 為土層厚度；ξ 為阻尼比。



圖三 均質飽和砂土試體之顯著頻率：(a)白噪訊號加速度歷時；(b)傅立葉頻譜；(c)短時傅立葉轉換；(d)土層轉換函數

(2) 模型樁之基本振動頻率

試驗模型樁在模型尺寸下的目標基本振動頻率分別為 $(f_0)_{m,p1}$=13.32 Hz 與 $(f_0)_{m,p2}$=4 Hz，而邊界條件則採用工程實務常用之推估方法，將地表面作為固定端，計算目標頻率之上部結構載重。但實際上土壤為彈塑性材料而非剛性，因此當結構基礎位於軟弱地盤中時，下部結構變形量增加將導致上部結構物之基本振動頻率降低。為瞭解設計與實際結構模型之基本振動頻率之差異，本研究依據試驗實際模型結構元件之幾何斷面、材料性質、上部結構載重與假設之土壤彈簧，應用 JRA(2017)建議經驗式(式 3)與數值分析程式 SAP2000(圖四)，推估不同邊界條件下模型樁之基本振動頻率(f_0)，其計算結果如表三所示。圖五則為應用白噪訊號識別模型樁基礎自然頻率之結果，圖中長周期結構與短周期結構之基本振動頻率之識別結果與 JRA(2017)經驗式與數值模擬之結果相近。表示在線彈性狀態下經驗式與數值模擬可合理推估樁-土系統之基本振動頻率。

$$T = 2.01 \cdot \delta^{0.5} \quad (3)$$

$$\delta = \delta_p + \delta_0 + \theta_0 h_0 \quad (4)$$

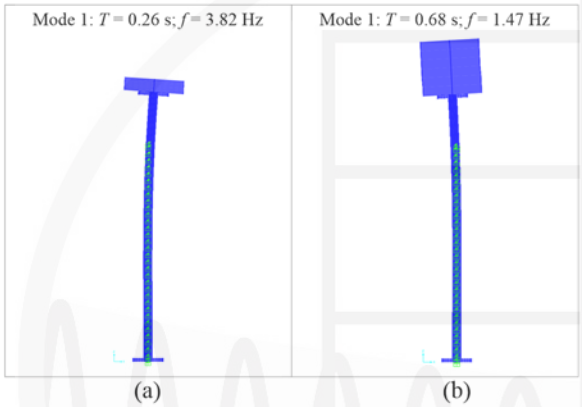
式(4)中，δ_p 為下部結構撓曲變形；δ_0 為砂表處基礎側向變位；θ_0 砂表處基礎旋轉角。

根據彈性樑理論，柔性樁土系統之 δ_0 與 θ_0 計算如下：

$$\delta_0 = \frac{(1+\beta h)H + M_0\beta}{2EI\beta^3} \quad (5)$$

$$\theta_0 = \frac{H + 2\beta(M_0 + Hh)}{2EI\beta^2} \quad (6)$$

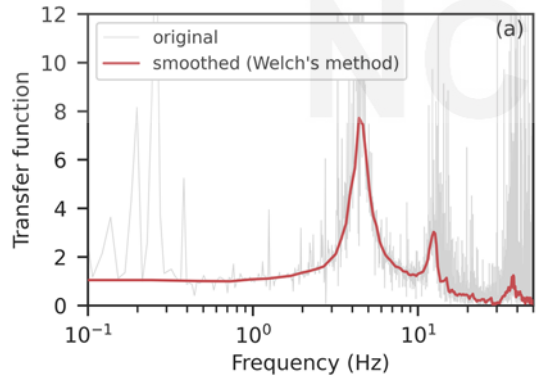
式中，β 為樁土特徵係數；EI 為撓曲剛度；H 為水平側向力；h 為側向力作用位置距砂面距離；M_0 為作用於砂表處彎矩。

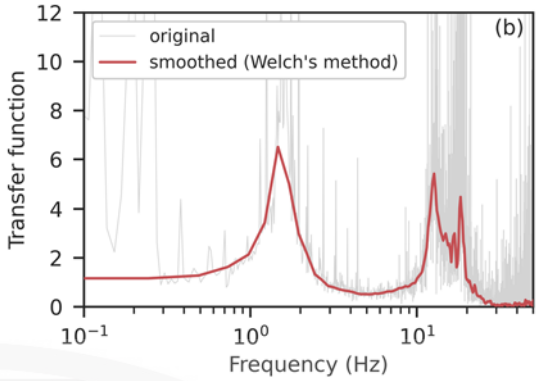


圖四 模型樁振動模態(SAP2000)：(a)短周期模型樁(Pile-1)；(b)長周期模型樁(Pile-2)

表三 不同邊界條件下模型結構之基本振動頻率

Boundary condition	f_0 [Hz]			
	Empirical formula		Numerical modeling	
	Pile-1	Pile-2	Pile-1	Pile-2
Fixed-end @soil surface	13.15	3.96	12.65	3.67
With soil springs	3.92	1.52	3.82	1.47





圖五 模型結構之自然頻率：(a)短周期模型樁(Pile-1)；(b)長周期模型樁(Pile-2)

六、總結與展望

本文針對試驗的規劃、配置與設計等細節進行說明，依據縮尺律建立試驗各項物理參數間之縮尺關係，並探討白噪激振對土壤試體與模型樁基礎進行系統識別之結果。後續研究將探討不同地震動特性之振動事件中樁-土間之互制行為與其受震反應，並依據一系列試驗之結果，提出合理的土壤參數折減係數建議。

參考文獻

1. Japan Road Association (JRA) “Design specifications for highway bridges, Part V seismic design,” (2017).
2. Iai, S., “Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field,” *Soils and Foundations*, 29(1), pp. 105－118 (1989).
3. Iai, S., Nakahara, T., “Generalized scaling relations for dynamic centrifuge tests,” *Géotechnique*, 55(5), pp. 355–362 (2005).
4. Wood, D.M., Crewe, A., and Taylor, C., “Shaking table testing of geotechnical models,” *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 2(1), pp. 01–13 (2002).

發泡材管溝回填材料對於埋地管線力學行為之影響

楊炫智[1]　張哲瑜[2]　張為光[1]

摘 要

臺灣目前總計共有 36 條活動斷層，且因為地質條件年輕，地質敏感與脆弱區域分布於全台，而無論是採用分段管之自來水系統或是連續管之天然氣與石油管線等，都不可避免的會有經過或鄰近斷層以及跨越地質敏感區的風險，且因臺灣地狹人稠，為了土地應用之便利性，輸送管線之設計主要都以埋地管線為主，故當因地震產生斷層錯動、土壤液化或地滑等地表破壞時，對於管線所能造成的損傷將更為嚴重。有鑑於此，本研究針對埋地管線之耐震提升工法進行文獻蒐集，主要有採取隔離管線、溝渠襯砌、管溝保護以及置換回填材料等方法，針對上述方法進行比較後，選用在國內推廣較為方便與施工容易的置換管溝回填材料作為主要目標，選用 PU 發泡材做為回填材料進行前導試驗，用以確認改變回填材料對於管線力學行為之影響，試驗採用本中心為進行管線試驗所設計的單向度剪力盒進行，由試驗結果顯示越大的管徑在相同的位移錯動條件下所產生的應變行為較小，同時，採用 PU 回填材料回填確實可以降低管線之受力，且隨著回填寬度越大，管線所降低的受力現象越明顯，足以驗證置換回填材料確實可以有效降低埋地管線在歷經地表位移錯位下的受力，可以有效提升管線之耐震餘裕。

關鍵詞：埋地管線、管溝回填材料、力學行為

一、前言

臺灣地處環太平洋地震帶，位於歐亞大陸板塊與菲律賓板塊之交界處，根據中央地質調查所於 2021 年公布的全台灣活動斷層資料，目前第一類與第二類活動斷層共計有 36 條，主要分佈西部麓山帶與平原交界處、東部花東縱谷區域等處；考量維生管線受限於工址位置、環境地形等條件因素，許多重要幹管均採用地下埋管之方式進行，雖管線設計時已盡量避開地質脆弱地區，但仍極大的可能會通過斷層帶、土壤液化潛勢區、山崩敏感區等高風險區域，一旦地震發生時鄰近斷層帶地區產生地表錯動、土層破壞以及土壤液化等震災，十分容易造成地下管線之災損破壞。自 1970 年代開始，埋地管線的耐震性能與受震反應被受廣泛的重視，美國康乃爾大學亦成立一大型維生管線試驗室與設備進行埋地管線與土壤間互制關係之相關研究，包含埋地管線之力學行為、土壤變形反應、震災案例研究與斷層性質的影響等等。

目前國內對於埋地管線受地震影響的研究主要著重在理論分析以及風險損失評估，然考量到埋地管線受限於地下有限空間與輸送物質的特殊因素，無可避免會有跨越斷層或經過地質脆弱帶的設計發生，故對於埋地管線耐震性能的研究與工法開發確有其必要性。有鑑於此，本研究針對國際上埋地管線若遇到跨越斷層時可以進行的耐震工法設計進行資料蒐集，並從多方面探討其在工程上應用的優缺點，從中選用具備在台灣較亦推行且接受的工法進行前導試驗，並就結果進行分析與討論。

二、管線之耐震提升工法

由國外地震災害與相關研究成果中可知地震對埋地管線產生破壞的原因，若依據管線受到地震所產生的破壞模式，則可區分為管道斷裂(拉、剪、彎曲)、管道接頭

[1] 國家地震工程研究中心副研究員
[2] 國家地震工程研究中心助理研究員

脫出與管道挫曲。對埋地管線而言，相較於地震加速度對管線產生額外應力，地表變形或位移對管線產生之傷害更大，針對地表變形可以將其區分為兩種類別，第一類為地表應變，主要由地震波傳遞過程所造成，但通常並不會產生永久之大變形；第二類為地表位移，通常為斷層、土壤液化、沉陷與邊坡滑動所造成，其變形較大亦會在地震後留下明顯的位移變形。

本研究主要針對改善管線受力條件之耐震工法進行蒐集，經分析所收集的文獻後可以區分為隔離管線、溝渠襯砌、管溝保護以及替換回填材等四種主要工法，圖一為上述工法之示意圖；其中隔離管溝主要是採用較大的地工結構或管線將目標管線置放於內，可使管線在斷層發生錯位產生地表位移時，以外部之地工結構作為受力對象，於其內部之管線本體不會受到外力的作用。



圖一 改善管線乘載條件之耐震工法

管溝襯砌係以地工合成材加襯溝渠牆，目的則為避免溝槽內回填材於土壤側向作用力下形成對數螺旋破壞面，Manuel Monroy(2012)透過實驗發現，當管線與溝槽壁之間的距離小於管線直徑一半時，用雙層地工織布加襯方有效降低土壤側向作用力影響。

溝渠保護之方法主要係採用增設低摩擦披覆或保護層，使用光滑、堅硬、低摩擦披覆，可有效減少軸向土壤摩擦負載，使兩層之間介面產生軸向滑移，並使最大軸向土壤彈簧力的介面摩擦角降低至小於10°。Karimian H.(2006)以實驗證實，雙層地工織布包覆管線可有效降低軸向土壤摩擦負載，且以光滑材質織布最為有效。

替換管溝回填材料則是針對管線置放完成後，在進行管溝回填時選用不同的材料進行作業，使用可擠壓材料降低管線載重，採強度受控的材料置於管線周圍，以降低側向載重下管壁之正向加載，地工泡棉和發泡混凝土是兩種最佳材料，因這類材料可在接近恆定的壓縮載重下承受較大的應變，受控強度的材料允許管道在地層位移加載下以更為平緩方式受彎。

為有利比較與分析，本研究從工程應用與管理的角度進行發想，以施工難易度、空間需求、後期維護以及管線保護等四個工程指標進行評比，表一為經過評比之彙整，在考量台灣目前埋地管線在空間、時間以及維護的條件下，經評比後以替換回填材是最容易推廣與應用的工程手法，故選用該工法進行後續前導試驗之規劃與比對。

表一 不同管線耐震工法之比較

	施工難易度	空間需求	後期維護	管線保護
隔離管線	☆	☆	☆	☆☆
溝渠襯砌	☆	☆☆☆	☆☆	☆☆☆☆
管溝保護	☆☆☆	☆☆	☆☆☆☆	☆☆
替換回填材	☆☆☆☆	☆☆☆☆	☆☆☆	☆☆☆☆

三、回填材料之管線振動台試驗

為能進行長向度管線振動台試驗，過往研究中已針對既有之固定式砂箱加以改裝成為單向度剪力盒，單向度剪力盒之內部空間為 3.6m*1m*3m(長*寬*高)，管線之置放方向為垂直插入土樣試體中，並將滑動層區域由底部 145cm 之高程區分為上下兩層，分別拘束上層與下層之滑動位移，試體配置如圖二所示。為能著重在探討回填材料變化對於管線受力行為的影響，本研究將有下列假設前提：

- 忽略土壓以及埋深影響
- 忽略軸向應力
- 侷限錯位發生位置



圖二 單向度剪力盒與管線配置示意圖

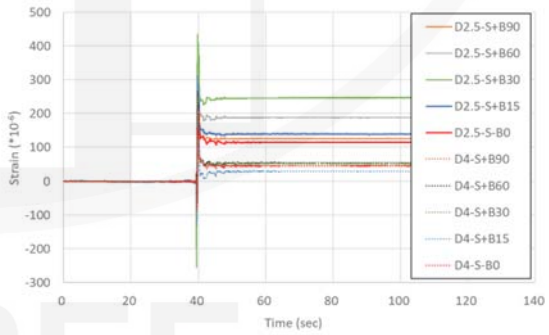
本研究規劃以 3 根直徑 2.5in 以及 1 根直徑 4in 之紅銅管作為試驗對象，主要原因在於其勁度相較於鋼管為低，較 PVC 管易於觀測管體變形；由於單向度剪力盒內部空間有限，考量單向度剪力盒為單一方向之輸入運動，為避免管體因埋設位置產生相互影響之效應導致結果失真，故在配置上採用菱形配置，將 1 根 2.5in 以及 4in 管置放於與輸入運動方向一致之同一軸線上，兩根紅銅管保有足夠間距，管線周圍與回填砂土直接接觸用以模擬正常施工施工條件下的回填狀態；另外 2 根 2.5in 管置放於與輸入運動垂直之同一軸線上，其分別包覆 D+30cm 以及 D+60 公分的回填材料模擬不同回填材料。

考量回填材料需具備可擠壓性與工作性，本研究選擇市售發泡率 30 倍之 PU 發泡劑作為回填材料，製作方式係先將管線與管溝位置進行與固定後，將發泡劑混合倒入後靜置其發泡填滿管溝，待硬化後移入砂箱中進行定位。

本研究以加速度規以及應變計進行掌握管線受震過程下的動態反應之量測，量測位置主要設定在與輸入運動方向垂直的管線兩側，設定距底部 145cm 之位置為原點(0m)，為控制感測器數量，應變計在管體兩側之分佈有所不同，一側之應變計在原點±15cm 以內以每 5cm 進行佈設，超過±15cm 到±105cm 以每 15cm 之間距進行佈設；對向側之應變計在±15cm 以內以仍每 5cm 進行佈設，但在±30cm 到±90cm 則以每 30cm 之間距進行佈設。加速度規之分佈則在單側配置，以 0、±15、±90cm 進行佈設，取樣頻率為 200Hz。考量 PGV 為對管線造成損傷之主因因子，選用具有速度脈衝的近斷層地震做為輸入標的，以 TCU068、HWA062、CHY063、TCU084 等地震波進行試驗，最大加速度等級為 0.05g、0.1g、0.2g、0.4g、0.8g 以及 1g，其中因 HWA062 在 0.4g 後已達振動台位移上限，故未進行 0.8g 以及 1g 的試驗。

四、試驗結果

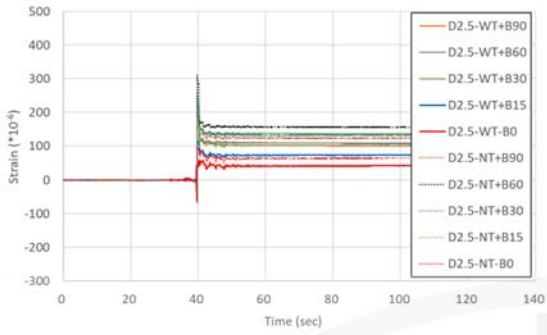
本研究選用 TCU068 在 0.4 之結果進行說明管體受力行為的變化，圖三為 4 根管體在歷經輸入運動作用下不同位置之應變歷時反應，由結果上可以發現，在此地震波輸入作用下，管體會隨著所在高層位置不同而有不同的反應，而管徑、回填材料的差異亦顯現在管體應變之上；同時，對比輸入運動，發現最大應變發生時對應在最大 PGA 發生之時所產生的錯動，爾後之應變則無明顯變化。



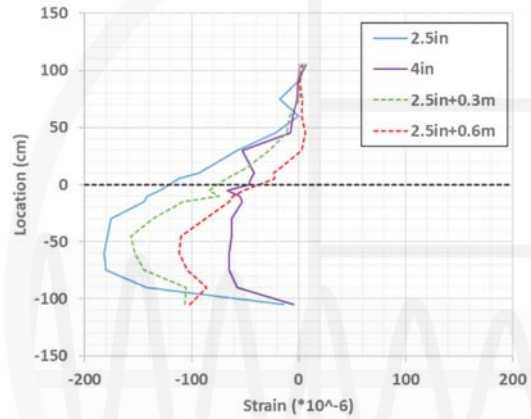
圖三 不同管徑之管體應變歷時變化 (TCU068_0.4g)

以 2.5in 之紅銅管作為基準進行比對，可以發現在採用發泡材料填補管體周圍的應變反應明顯較小，同時，應變反應隨著回填範圍加大易有下降的趨勢，顯示採用不同回填材料對於管體受力行為確實有所改變，而在比對同樣位於砂中的 2.5in 與 4in 管可以發現，較粗的管徑所產生的應變

反應較較細的管徑為之小。



圖四 不同回填寬度之管體應變歷時變化 (TCU068_0.4g)



圖五 管體之最終應變隨高程之變化 (TCU068_0.4g)

圖五為輸入運動結束後管軸最終應變所繪製之應變隨位置變化圖，由圖上可以發現，管線在於土體內部的應變分佈呈現曲線線型反應，最大應變並未發生於設定錯位發生之處，但圖上可以觀察到應變反應與圖三的結果近似，當回填寬度越寬時，管體受力所呈現的應變將逐漸降低，顯示回填材料的變更有助於增加管線承受更大外力作用的餘裕。

五、結論

藉由本研究進行的文獻蒐集與試驗結果可以發現，對於提升管線之耐震性能除了由規範設計階段、管材變化、地質改善等條件便化外，亦可由降低管線在地表錯位發生時所承受的外力進行設計，在探討了不同的設計工法後，依據國內施工特性與埋地管線之限制條件因素下，選用更換管溝回填材料的方式規劃試驗，當管溝回填材料置換為受擠壓會產生變形的發泡材料後，管線受到位作用下之應變反應可以明顯發現管線所受外力隨著回填發泡材料越寬而有越小的趨勢，顯示管線在此條件下可以承受更大的錯位方會達到破壞，未來將會持續探究回填材料在工程上的相關測試，用以滿足國內管線耐震性能提升的需求。

參考文獻

1. Spyros A. Karamanos, Brent Keil and Robert J. Card, (2014). Seismic design of buried steel water pipelines, Proceedings of the Pipelines 2014 Conference: From Underground to the Forefront of Innovation and Sustainability, held in Portland, Oregon, August 3-6.
2. Scott Taylor, Heather Manders, Joseph Liu, (2015). Cellular Concrete: A Cushion Over A Fault Line, Tunnel Business Magazine, AUGUST 25.
3. Charis J. Gantes and Vasileios E. Melissianos, (2016).Evaluation of Seismic Protection Methods for Buried Fuel Pipelines Subjected to Fault Rupture, Front. Built Environ.
4. Karimian H. (2006) Response of Buried Steel Pipelines subjected to Longitudinal and Transverse Ground Movement, Ph.D. Thesis, Deparment of Civil Engineering, University of British Columbia.
5. Monroy, M., & Wijewickreme, D. (2012). Effectiveness of Geotextile-Lined Pipeline Trenches Subjected To Relative Lateral Seismic Fault Ground Displacements.

聯合共振與動三軸對海床土壤動態性質曲線模式之研究

倪勝火[1]　陳家漢[2]　紀佳妤[3]　徐羽柔[3]　黃意晴[3]

摘 要

土層的動力特性對海上風電工程設計來說具有極大的重要性。本研究利用從彰化附近海域鑽取的薄管之海床土壤。根據三組細粒含量（15%、30% 和 50%）、三組孔隙比（0.7、0.8 和 0.9）和四種飽和度（15%、30%、60% 和 100%) 使用濕搗實技術重組試體。在位移控制條件下，在三個有效圍壓應力（20、80 和 320 kPa）下進行固定-自由型共振柱與動態三軸試驗。本研究取共振柱之低振幅試驗與動三軸之高振幅試驗，進行資料整合成一含低高振幅之海床土動態性質之完整曲線。通過合理的討論分析，明確地闡明了孔隙比、細粒含量、飽和度和有效圍壓對砂質海床土壤動力曲線特性的影響；並經由使用雙曲線模型取得土壤動態性質曲線之模型參數。研究結果顯示，正規化剪力模數衰減曲線之參考應變與平均有效圍壓、孔隙比、飽和度成正相關，而與細粒料含量成負相關；曲率係數主要與有效圍壓有關並與其呈正相關。而阻尼比曲線則因雙曲線函數之特性，導致曲線模擬結果與試驗結果受平均有效圍壓大小之影響。

關鍵詞：共振柱試驗、動態三軸試驗、剪力模數、阻尼比、動態性質

一、前言

台灣西海岸有豐富的風力發電場。 台灣的離岸風力發電機必須面對風力渦輪機本身的機械振動，以及颱風和地震等短期重複載荷。 沉積在海床上的土壤也可能因地震等因素而產生土壤液化。 更值得注意的是樁和土壤的交互作用會影響風力發電機的運作。 土壤的動態反應尤為重要。 此外，國內學者的研究發現，台灣西海岸的粉土質土壤具有獨特的力學性質。 因此，本研究選擇台灣彰濱海床土進行重模試體研究，主要目的是研究孔隙比（e＝0.7、0.8 和 0.9）、細粒料含量（FC＝15%、30% 和 50%）、飽和度（S＝15%、30%、60%、100%）和有效有效圍壓（Pc=20 kPa、80 kPa、320 kPa）對低塑性粉砂動態性質的影響。為了進行這項研究，進行了共振柱低振幅試驗以獲得最大剪力模數，自由振動衰減法獲得黏滯性阻尼比，另利用動態三軸試驗獲得高振幅剪力模數和粘滯阻尼比。

本試驗使用之共振柱儀與動態三軸儀器為皆英國 GDS 公司製作，其中共振柱儀為固定-自由端型式儀器，儀器主要利用電磁驅動系統，可對試體頂部進行簡諧扭轉振動試驗，而剪應變量測有別於傳統共振柱系統由加速度積分而得，本系統採用近接感測器(proximeter transducer)利用渦電流對反射板進行直接量測剪應變，降低積分造成的誤差。透過電磁驅動進行水平扭轉振動、自由振動衰減，獲得土壤試體之剪力模數與阻尼比。

二、試驗材料和方法

2-1 試體準備

本研究中提出的所有試驗皆使用彰濱離岸海床土，並且將通過 4 號篩而未過 200 號篩之土壤定義為粗粒料，及通過 200 號篩定義為細粒料。並且將土壤分成三種比例—15%、30% 和 50% 細粒含量土壤，以配合濕搗法進行直徑 50 mm、高度 100 mm 試體

[1] 國立成功大學土木工程學系教授、國家地震工程研究中心兼任研究員
[2] 國家地震工程研究中心副研究員
[3] 國立成功大學土木工程學系研究生

重模，該方法模擬相對均勻的土壤條件，並通過將潮濕土壤分層壓實至所需乾單位重量的選定百分比來進行。所有飽和試樣都要求達到 B 值 ≥0.95。表一總結了不同細料粒含量試體性質，粒徑曲線也如圖一所示。

2-2 試驗方法

本研究中，在排水條件下使用了兩種裝置，一種適用於應變 10^{-6} 至 10^{-4} 的共振柱裝置和一種適用於應變 10^{-4} 至 10^{-1} 的動態三軸裝置。此外，兩種試驗均採用相同的壓密應力條件。首先執行共振柱測試。驅動電壓每十分鐘掃描一次，總共六次。對數據進行線性回歸後，取第五次試驗得到的值作為最大剪力模數進行分析。

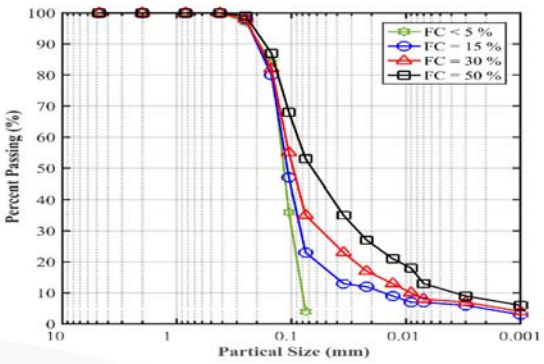
所有動態三軸試驗均設定反覆加載次數為二、加載頻率為 0.1 Hz 之正弦波（sine wave）、每 1 秒擷取一筆數據進行動態加載。加載方式採用先壓後拉，初始單向振幅（single amplitude）為 0.005 mm，每次加載振幅以倍數遞增，當試體遲滯圈產生嚴重變形或設定振幅達 1.28 mm 即結束試驗。楊氏模數及剪力模數和阻尼比可以根據 ASTM D3999 中提供的指引從動態三軸試驗中計算出來。試驗主要由前研究生鄭郁靜、紀佳妤及徐羽柔等研究生進行，本文主要進行整合及分析之工作。

表一 細料粒含量試體性質

細料含量	比重(Gs)	液性限度	塑性限度	分類名稱
FC < 5%	2.650	N.L.	N.P.	SP
FC=15%	2.705	N.L.	N.P.	SM
FC=30%	2.713	N.L.	N.P.	SM
FC=50%	2.721	N.L.	N.P.	ML

2-3 分析模式

將動力三軸與共振柱兩種所有試驗結果顯現，嘗試以 Darendeli (2001)提出之經驗曲線模型建立彰化近海土壤動態特性曲線，曲線模型分別如下所示：



圖一 試體粒徑分布曲線

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1+\left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^a} \quad (1)$$

$$D = b * \left(\frac{G}{G_{max}}\right)^p * D_{Masing} + D_{min} \quad (2)$$

其中，a 為曲率係數，主要受土壤種類影響；γ 為給定之剪應變；γ_r 為參考應變，定義為當 $\frac{G}{G_{max}}$ 等於 0.5 時所對應之剪應變；b、p 為縮放係數，本研究中分別取 b=0.7083、p=0.1；D_{Masing} 為根據梅新行為計算之阻尼比；D_{min} 為最小阻尼比。

然而由於無法根據試驗數據直接得到上述之參考應變值，故以 Darendeli (2001)提出之參數轉換公式帶入式(1)得到：

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1+\left(\frac{\gamma}{(\varphi_1+\varphi_2*PI*OCR^{\varphi_3})*\sigma_o'^{\varphi_4}}\right)^a} \quad (3)$$

並根據本研究所使用之試驗土樣及設定條件，設過壓密比 OCR 等於 1；塑性指數 PI 值為 0，代入上述兩經驗公式後，可將式(3)簡化如下：

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1+\left(\frac{\gamma}{\varphi_1*\sigma_o'^{\varphi_4}}\right)^{\varphi_5}} \quad (4)$$

其中，σ_o' 為平均有效圍壓；γ 為給定之剪應變；φ_1、φ_4、φ_5 為模型中之待定參數，其中，φ_5 又可稱為曲率係數 a。

而上述正規化剪力模數衰減曲線模型之標準偏差公式如下所示：

$$\sigma_{NG} = \exp(\varphi_{13}) + \sqrt{\frac{0.25}{\exp(\varphi_{14})} - \frac{\left({}^{G}/_{G_{max}} - 0.5\right)^2}{\exp(\varphi_{14})}} \quad (5)$$

其中，${}^{G}/_{G_{max}}$為正規化剪力模數預測值；φ_{13}、φ_{14}為與標準偏差有關之參數，分別為-3.98 及 4.32。

三、結果與討論

為求擬合結果合理，於應變銜接段將適當地刪減動力三軸數據點，但並不影響完整動態特性曲線之趨勢呈現，並以適當模式建構此完整動態特性曲線。

圖二(a)為有效圍壓與完整正規化模數衰減預測曲線之關係，大部分的參考應變及曲率係數結果皆有隨圍壓增加而增加之趨勢，意即曲線具有隨圍壓增大而逐漸右移之傾向且於小應變下較顯著，而部分數據雖呈現先降後升的趨勢，但整體趨勢仍與有效圍壓呈正相關。

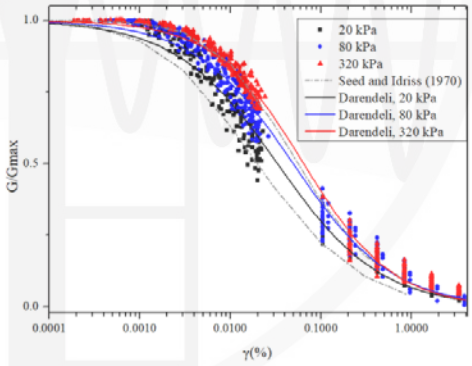
圖二(b)為有效圍壓與完整阻尼比預測曲線之關係，大部分的參考應變及曲率係數結果皆有隨圍壓增加而增加之趨勢，意即曲線具有隨圍壓增大而逐漸右移之傾向且於小應變下較顯著，而部分數據雖呈現先降後升的趨勢，但整體趨勢仍與有效圍壓呈正相關。

圖中兩條實曲線為 Seed 和 Idriss (1970) 彙整砂質土壤於阻尼比曲線之範圍，圖中飽和度與孔隙比影響因子出現阻尼比趨勢不一致的現象，可能試體因應變的增加趨勢會有所變化，也可能因儀器或分析計算的不同出現誤差，又或者是非飽和試體內部不均勻度較高而影響試驗結果，有待進一步驗證。

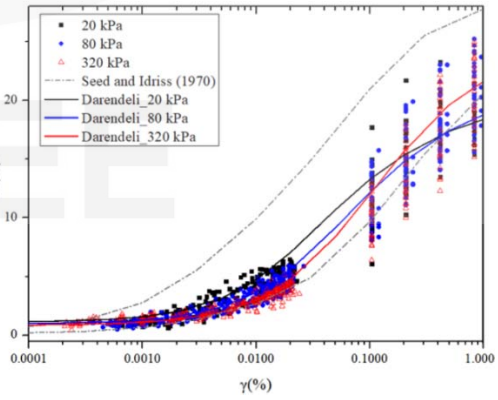
圖三為在圍壓為 80 kPa 共振柱與動力三軸試驗數據擬合之完整正規化模數衰減預測曲線。圖三（a）為飽和度與完整正規化模數衰減預測曲線之關係，除飽和情況外，當飽和度越大則參考應變呈增加趨勢而曲率係數呈降低趨勢，但影響程度皆不如有效圍壓顯著。而飽和條件下之原始數據量過少，故擬合結果之趨勢可能較不準確。圖三（b）為孔隙比與完整正規化模數衰減預測曲線之關係，孔隙比與參考應變間正相關，而曲率係數則與孔隙比變化沒有明顯趨勢，影響程度亦不如有效圍壓顯著。圖三（c）為細粒料含量與完整正規化模數衰減預測曲線之關係，當細粒料含量越大則參考應變值隨之降低，即曲線具有左移之傾向，且於大應變下細粒料含量影響較顯著；曲率係數則隨細粒料含量增加而增加，其中部分數據雖呈現先降後升的趨勢，但整體趨勢仍與細粒料含量呈正相關。而典型的回歸曲線參數及均方根誤差則如表二所示。

表二 不同有效圍壓下之擬合曲線參數

有效圍壓(kPa)	φ_1	φ_4	φ_5	γ_r(%)	均方根誤差 RMSE	R^2
20	0.058	0.347	0.776	0.033	0.048	0.981
80	0.165	5.099	0.806	0.049	0.041	0.987
320	0.201	-0.989	0.895	0.064	0.030	0.993

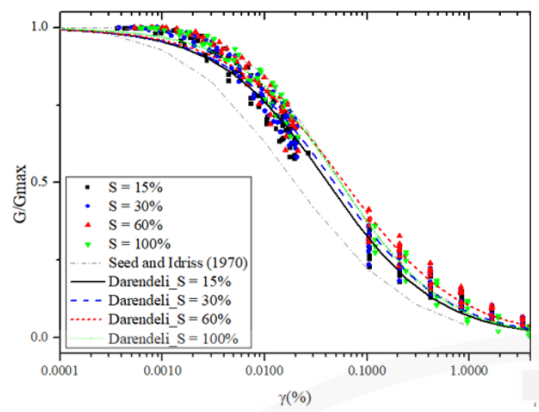


圖二(a) 正規化剪力模數曲線

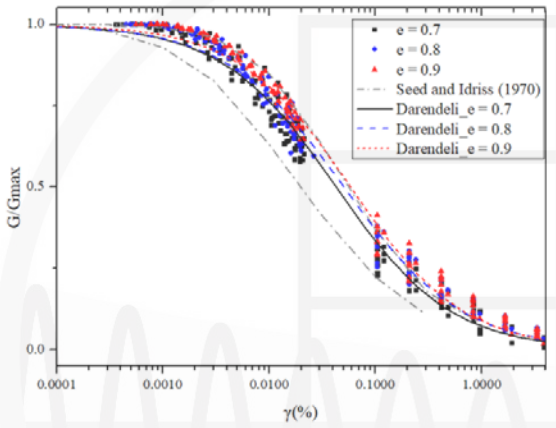


圖二(b) 阻尼比曲線圖

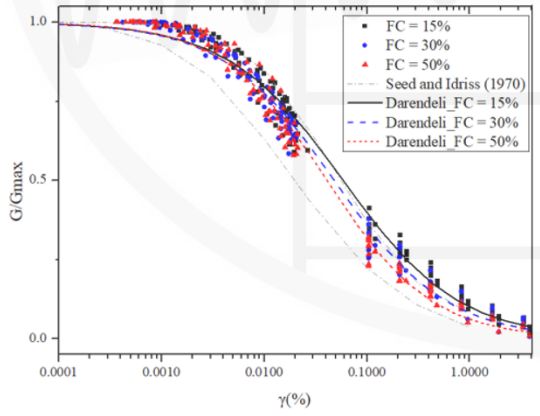
圖二共振柱和動力三軸試驗擬合之正規化模數及阻尼比曲線與有效圍壓關係



圖三(a) 飽和度之影響



圖三(b) 孔隙比之影響圖



圖三(c) 細粒料含量之影響

圖三於 80 kPa 以共振柱與動力三軸試驗數據擬合之完整正規化模數衰減曲線

四、結論

1. 有效圍壓增加、飽和度提升、孔隙比上升及細粒料含量下降，皆會使完整正規化剪力模數衰減曲線右移。
2. 有效圍壓增加、細粒料含量下降，完整阻尼比曲線呈現右移現象；飽和度與孔隙比影響趨勢則有待進一步驗證。
3. 以 Darendeli 之曲線模型預測土壤動態特性，在大應變範圍誤差較大，且在阻尼比曲線的部分擬合結果不佳，可能須對模型進行調整。
4. Darendeli 所定義之參考應變值與有效圍壓、孔隙比、飽和度成正相關，而與細料含量成負相關。。
5. 擬合曲線之曲率係數 a (或 φ_5)會隨有效圍壓上升而增加，針對彰濱海床土壤，其變化趨勢可以式 $a = 0.86 + 0.1 * log(\frac{\sigma'}{Pa})$ 表示。

參考文獻

1. ASTM D3999, “Standard test methods for the determination of the modulus and damping properties of soils using the cyclic triaxial apparatus.” *ASTM International Standard Methods*, Vol. 91, No. Reapproved, pp. 1–16 (2013).
2. Darendeli, B.M., “Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves,” Ph. D. Dissertation, University of Texas at Austin., Texas, 362p (2001).
3. GDS, *The GDS 2Hz/5Hz/10Hz Dynamic Testing System Hardware Handbook*, GDS Instruments Ltd., pp. 1–30 (2006).
4. Seed, H.B., and Idriss, I.M., “Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses.” *Report* No. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley (1970)

桁架圍束式挫屈束制支撐性能分析研究

吳安傑[1]　莊明介[1]

摘 要

挫屈束制支撐（buckling-restrained brace, BRB）能經濟且有效地提升結構勁度、強度與韌性消能行為，已廣泛運用於建築結構系統。桁架圍束式挫屈束制支撐（truss-confined BRB, TC-BRB）為新型 BRB，特點在中央圍束鋼管外再配置由特定數量、方向及尺寸之桁架系統，並與中央鋼管共同構成圍束單元，提供所需之撓曲剛度。此種桁架圍束系統可使中央鋼管與內灌砂漿之斷面大幅下降，能減少自重但仍維持設計強度；此優勢特別利於長跨與高軸力 BRB 之應用。本研究擴充、改良與簡化過去研究的理論模型與設計方法，提出變斷面桁架圍束系統及中央鋼管等效剛度的精確計算方法，利用能量法評估圍束單元彈性挫屈強度，並提供簡化計算方式。為進一步驗證分析理論，本研究提出一套有限元素模型分析方法，能有效模擬弦桿殘餘應力效應及 BRB 壓拉強度差異現象，驗證圍束單元彈性挫屈強度理論分析的可靠度，並可有效模擬 TC-BRB 實際受力變形反應。

關鍵詞：挫屈束制支撐、桁架圍束單元、等效剛度、挫屈強度、有限元素分析

一、前言

桁架圍束式挫屈束制支撐（truss-confined buckling-restrained brace, TC-BRB）主要特點為在中央圍束鋼管外新增一桁架圍束系統，如圖一所示，能更有效率地發揮所能提供之等效撓曲剛度[1,2]。本中心所研發之 TC-BRB 已利用實體試驗，探討並驗證不同設計強度、桁架系統外型與桿件尺寸試體的耐震性能，包含桁架桿件受力反應、抗挫屈能力與累積變形容量[3,4]。試驗結果顯示，經適當設計與製造之 TC-BRB 具優良的耐震性能，可滿足美國 AISC 規範對 BRB 試驗的相關規定[5]。此外，藉由試驗結果提出圍束單元彈性挫屈強度與整體 TC-BRB 抗壓力強度計算方法，並建議工程實務應用時可採用的設計參數[6]。

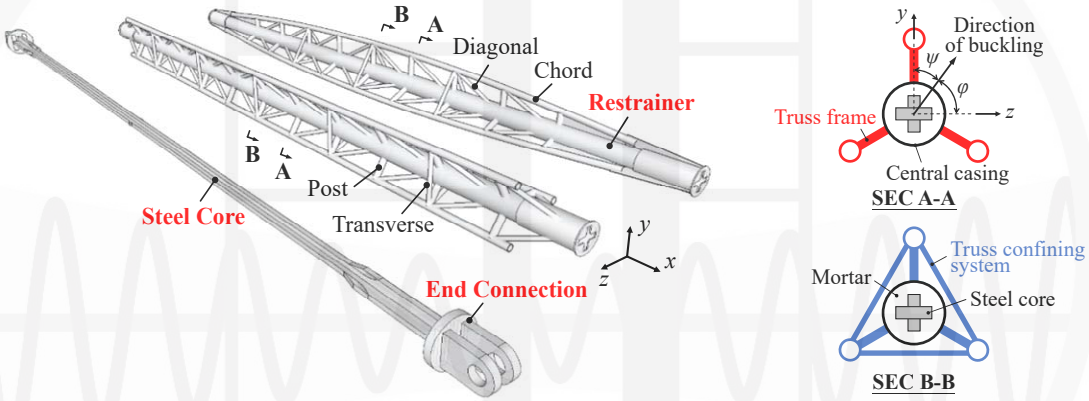
二、數值模型分析

為驗證分析理論的有效性，本研究利用有限元素模型（finite element model, FEM）分析試體力學性質與受力變形反應[7]，探討理論計算、試驗與數值分析所得結果的差異，並提出一套簡單且可有效分析 BRB 的建模方法。如圖二所示，核心單元圍束段、中央圍束鋼管含內灌砂漿及桁架圍束系統均採用 wire 模型搭配管狀斷面建置，並以可模擬構件剪力效應的 PIPE31 元素構成。核心單元非圍束段、端部構件及接合板則依實際設計尺寸，使用 shell 模型並由 S4R 元素構成。為模擬圍束單元束制核心單元撓曲變形的現象，將核心圍束段與中央鋼管軸向位置相應之節點設定具相同側向變形；兩者於跨中的節點則額外束制軸向變形與旋轉自由度，以模擬圍束單元卡住核心段中央卡榫的效應。另外，核心單元圍束段（wire）與彈性段（shell）連接介面的設定，則以 coupling 束制全部的自由度，以模擬兩者間的連續性；端部構件與接合板間使用 hinge 接合型式模擬樞軸接合行為，確保兩者於面內的旋轉自由度相互獨立。為實現接合板銲接於夾具托座的試驗配置，束制接合板連接介面所有自由度，並以此作為反覆載重分析之位移控制點。核心消能段各節點間另並聯軸向（只受壓）彈簧，以模擬 BRB 在相同拉壓變形條件下，壓力大於拉力強度的物理

[1] 國家地震工程研究中心副研究員

現象。

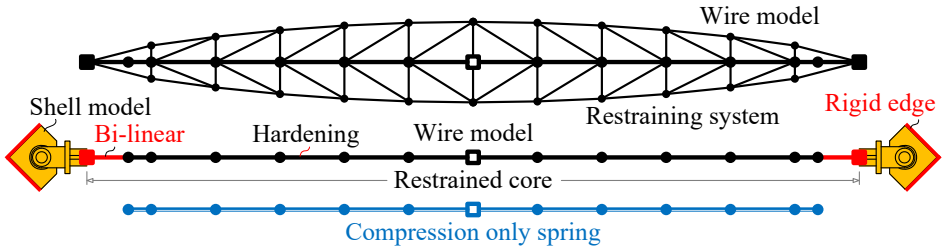
核心消能段的 wire 元素使用較精緻的應變硬化材料模型（圖三 a），以有效獲取仿真的受力變形分析結果。由於核心消能段以外的部分設計保持彈性，因此核心圍束段兩端彈性段的 wire 元素及利用 shell 元素建置的核心非圍束段、端部構件與接合板選用較簡化的雙線性材料模型（圖三 b）。為模擬挫屈圍束系統降伏機制，除弦桿外的圍束單元 wire 元素均設定為完美彈塑性材料（圖三 c），使其彈性模數於發生降伏後歸零。為反映鋼管冷彎加工造成的殘餘應力效應，模擬桿件發生一定變形時斷面性質的折減現象，模型中弦桿採用三線性材料參數進行設定。如圖三 d 所示。此外，模擬 BRB 壓拉強度差異的 12 組壓力彈簧，其串聯後總勁度以各組試體破壞前次加載階段中最大壓拉強度差值與核心軸向變形量計算求得。反覆載重 FEM 分析根據前述的彈塑性材料性質，對整體 BRB 模型以試驗量測所得的變形歷時[6]進行位移控制施載。



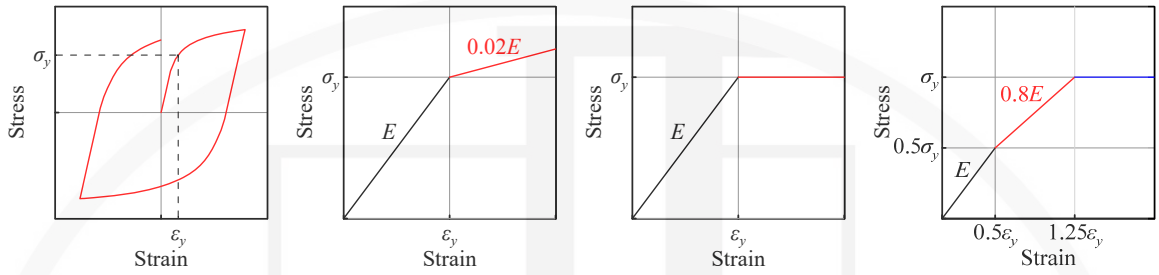
圖一 TC-BRB 斷面細節

三、分析結果與討論

如圖四所示，整體 BRB 數值模型反覆載重分析結果與試體實際行為表現一致。此外，為探討橫桿對桁架圍束系統之效益，將試體 2VT 數值模型中橫桿移除後重新執行相同分析；反覆載重分析結果則疊繪於圖四，顯示與含橫桿模型分析結果非常相近，證實本研究預期橫桿對圍束單元整體剛度貢獻不顯著，僅具穩定性維持的功能。分析結果顯示，利用本研究方式建置核心單元圍束段與中央圍束鋼管的數值模型，並於相應節點建立對應的變形互制關係，可避免涉及有限元素接觸分析的複雜流程，具省時、收斂性佳且擬真的分析結果。FEM 反覆載重分析結果證實，本研究於理論計算推導過程所進行的假設與簡化合理，可供工程實務應用[6]。

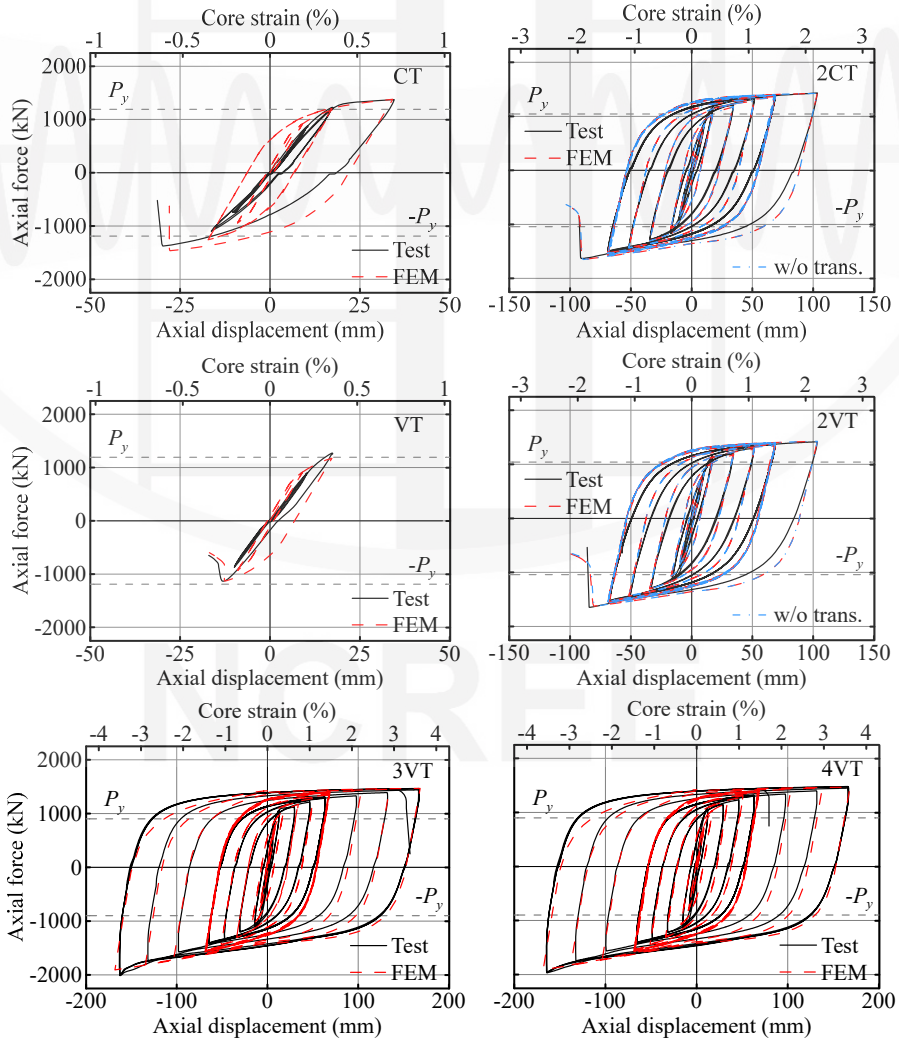


圖二 有限元素分析模型

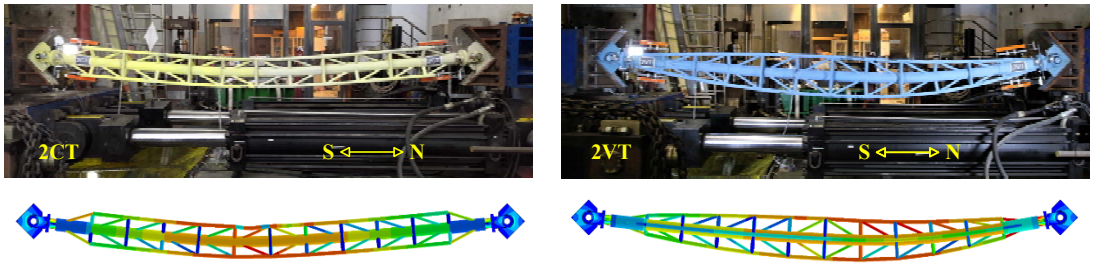


(a) 應變硬化材料 (b) 雙線性材料 (c) 完美彈塑性材料 (d) 三線性材料

圖三 分析模型材料參數



圖四 試體試驗與分析受力變形關係



圖五 試體試驗與分析破壞模式

四、結論

研究結果顯示，TC-BRB 具高度可行性與實用性；當應用於高軸力容量與長跨斜撐構架時，其新穎的桁架圍束系統在有效撓曲剛度、降低自重與建築外觀等方面具有顯著優勢。本研究所提之穩定性分析理論，包含桁架圍束系統及中央圍束鋼管等效剛度之計算方法，可有效求取圍束單元考慮剪力折減效應之彈性挫屈強度；若採桁架構架平均高度對應的桁架單元有效剛度搭配習見尤拉挫屈公式進行計算，簡算所得之彈性挫屈強度亦具足夠準確性，且不含積分計算，適合實際工程應用。數值分析結果顯示，本研究所提出的數值模型建置與分析方法效率高且收斂性佳，能有效模擬 TC-BRB 實際受力變形反應，並可供後續參數分析研究與實務設計分析使用。

參考文獻

1. Guo YL, Zhou P, Wang MZ, Pi YL, Bradford MA. Numerical studies of cyclic behavior and design suggestions on triple-truss-confined buckling-restrained braces. Engineering Structures 2017; 146: 1-17.
2. Guo YL, Zhou P, Wang MZ, Pi YL, Bradford MA, Tong JZ. Experimental and numerical studies of hysteretic response of triple-truss-confined buckling-restrained braces. Engineering Structures 2017; 148: 157-174.
3. 陳雋、林昱成、吳安傑、陳律安、蔡克銓，長跨桁架圍束式挫屈束制支撐之研究，結構工程 2021，第 36 卷，第 2 期，第 5-50 頁。
4. 陳律安、吳安傑、陳雋、蔡克銓，變斷面桁架圍束式挫屈束制支撐設計分析與試驗研究，結構工程 2022，第 37 卷，第 3 期，第 27-47 頁。
5. American Institute of Steel Construction (AISC). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 341-16). AISC: Chicago, Illinois, 2016.
6. Wu AC, Tsai KC, Chen C, Chen LA, Lin YC, Experimental behavior of truss-confined buckling-restrained braces. Earthquake Engineering & Structural Dynamics 2023; 52: 624-640.
7. Abaqus. Abaqus Version 6.13 Documentation. Dassault Systemes Simulia Corporation: Providence, Rhode Island, 2013.

複合式懸吊系統振動台實驗研究

蔡昀桐[1]　林凡茹[2]　柴駿甫[3]　廖文義[4]

摘 要

本研究以消防管線系統與漂浮式天花板之複合式懸吊系統為例，於國震中心台南實驗室振動台搭建三層樓構架，進行複合式懸吊系統地震模擬試驗，據以探討多個懸吊系統之受震反應與互制效應，並提出耐震性能改善方案，降低複合式懸吊系統於強震中破壞的可能性。振動台實驗結果後續可驗證數值模型之動態特性，以做為數值分析研究參考。

關鍵詞：消防撒水系統、振動台試驗、耐震補強、漂浮天花板

一、研究背景與目的

台灣重要建築內部之懸吊式非結構系統(如天花板系統、供水供電等水平佈線系統)絕大部分為基於使用或機電考量進行安裝與佈設，而未進行耐震設計與安裝，故過去地震經驗當中，常見天花板系統或天花板空間中懸吊之機電系統破壞，甚至因安裝空間擁擠，致使多種懸吊系統(以下統稱為複合式懸吊系統)相互碰撞而受損。

為進一步探討複合式懸吊系統之互制效應，本研究以較為易損之消防撒水系統與漂浮式天花板為例，懸吊於國震中心台南實驗室振動台上搭建的足尺三層樓構架之頂層樓板，進行系統識別與模擬受震情境，並建置未補強組別與依據消防規範耐震安裝之組別，驗證規範耐震措施之效益。

漂浮天花板為指其邊界四周並無牆體或其他構材束制之天花板系統，本研究為採明架天花板做為漂浮天花板構造。漂浮天花板並非常見之天花板類別，但因其於強震中晃動量極大，因此美國工業標準NFPA 13(NFPA, 2022)與加州規範 IR25-2(DSA, 2022)均提醒當消防撒水系統鄰近或連結於漂浮天花板時，需考量漂浮天花板於設計地震下可能產生之位移量。

消防管線雖已有相關耐震規範與實驗研究，但漂浮天花板系統則缺乏相關規範與文獻。本研究參考案例醫院的消防管線配置，另外設計搭配漂浮天花板試體，兩個系統分布於不同高程，消防撒水系統僅於撒水頭處與天花板位於同一高程，且安排其中一組撒水頭位於天花板平面中央，兩者系統一旦相互運動量過大，撒水頭將撞擊天花板材，而造成管線洩水或斷裂、或天花板構材受損。

二、實驗配置

本實驗對象為漂浮天花板搭配消防管線，如圖一所示，天花板平面配置為 5 片*5 片(每片約 0.6 m *0.6 m)，懸吊深度 1.5 m，沿振動台 X 向配置之主管由 2 個調整構架支撐；主管包括 2 根 6 吋管、1 根 4 吋管、1 根 2 吋管， 其中 6 吋主管連接沿振動台 Y 向配置之 3 支 2 吋支管，3 支支管末端均延伸撒水頭，而中央支管多延伸一支撒水頭連接漂浮天花板，撒水頭 1 吋管長度皆為 1.0 m。

本實驗配置共五組，如表一、圖二至圖五所示，漂浮天花板實驗參數包括懸吊深度、補強工法，消防管線則包含補強及無補強兩大類別。Test1-1 及 Test2-1 管線

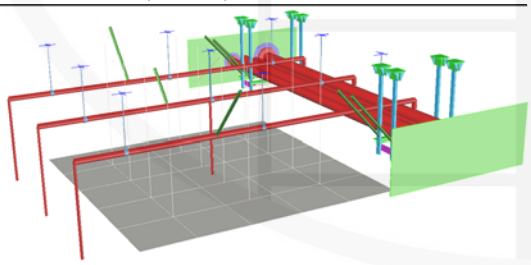
[1] 國立臺北科技大學土木與防災研究所碩士生
[2] 國家地震工程研究中心研究員
[3] 國家地震工程研究中心副主任
[4] 國立臺北科技大學土木系教授

均加裝斜撐，漂浮天花板則分別使用懸吊線 20cm 及天花板邊框補強，以期使管線與天花板位移量均降低。Test1-2 則是依據 NFPA13 建議，管線加裝斜撐，並用可撓性撒水軟管連接天花板，而漂浮天花板維持為無補強。Test2-2 則是配合台灣現況，管線及天花板皆無補強，並搭配硬管撒水頭。Test2-3 則是撒水頭已經斷裂，單純觀察漂浮天花板與消防管線於無互制效應時之受震行為。

本次實驗量測儀器配置如圖六、圖七所示，於漂浮天花板中央及角落各安裝 1 顆三軸向加速規，天花板中央安裝 2 軸向位移計。消防管線則是在主管跨度中間處、中央支管與 1 吋管三通接頭處、撒水頭處共安裝 3 顆三軸加速規，並在支管中央三通接頭處安裝 2 軸向位移計。

表一 實驗配置

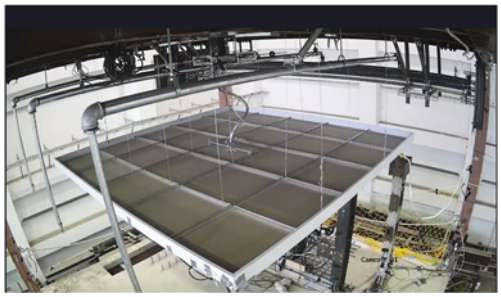
	漂浮天花板	消防管線	撒水頭
Test1-1	懸吊 20cm	斜撐補強	硬管
Test1-2	懸吊 150cm 邊框加懸吊線	斜撐補強	可撓性 撒水軟管
Test2-1	邊框補強	斜撐補強	硬管
Test2-2	無補強(150cm)	無補強	硬管
Test2-3	無補強(150cm)	無補強	無



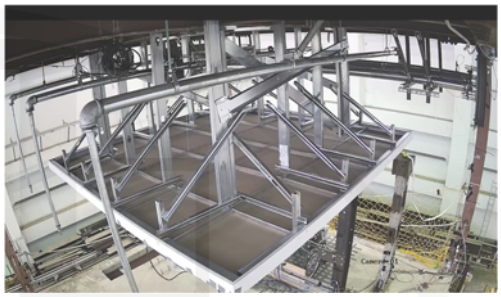
圖一 漂浮天花板搭配消防管線實驗試體



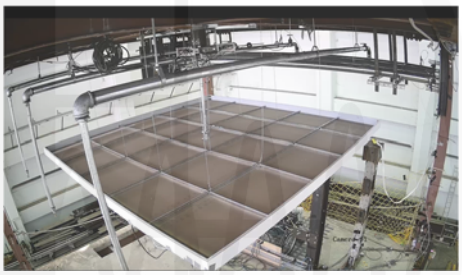
圖二 Test1-1 實驗配置情形



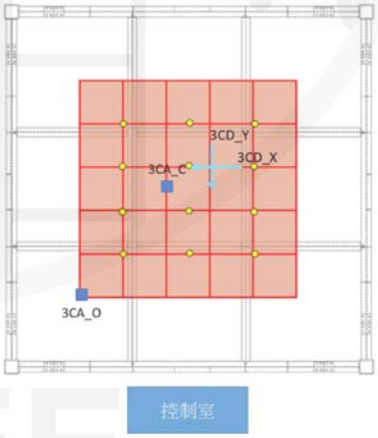
圖三 Test1-2 實驗配置情形



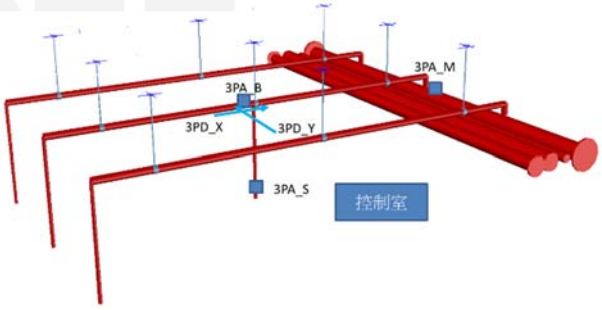
圖四 Test2-1 實驗配置情形



圖五 Test2-2 實驗配置情形



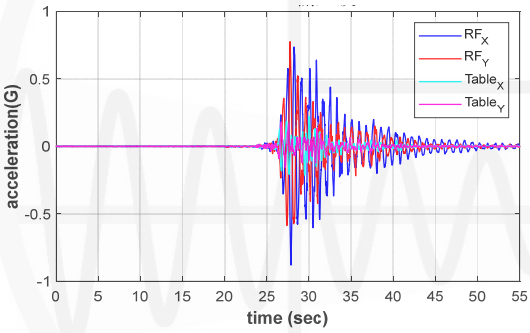
圖六 漂浮天花板量測計配置圖



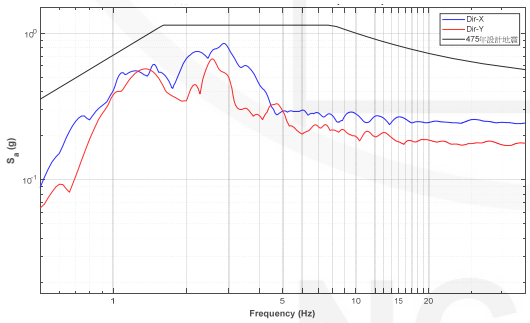
圖七 消防管線量測計配置圖

三、振動台測試輸入波介紹

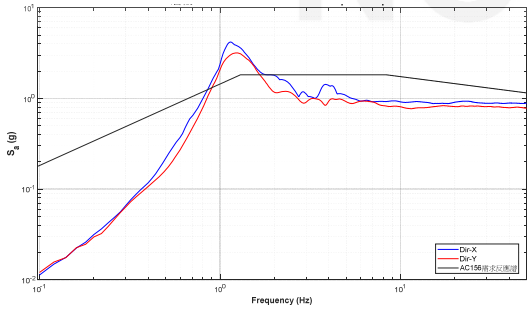
本次實驗之輸入測試波，包括系統識別用之白噪音、數值分析對照用之簡諧波，以及 1995 年神戶地震實測地震歷時(JMA Kobe earthquake)，但振動台最大輸入僅至 30%強度神戶地震，其目的為避免三層樓實驗構架受損。本試體懸吊於三層樓構架之頂層樓板，圖八至圖十則以神戶地震為例，顯示振動台實際測試和頂樓樓板反應之加速度歷時和反應譜。若與台灣最嚴格之 475 年回歸期地震之建物設計反應譜及頂樓之需求反應譜相較，由圖九可知，振動台輸入之 30% JMA Kobe 測試波未達台灣最嚴格之建物設計反應譜，頂樓之樓板反應譜則於 0.9Hz 至 1.5Hz 可滿足 ICC-ES AC156 之需求反應譜(圖十)。



圖八 JMA30%：振動台與構架頂樓樓板歷時



圖九 JMA30%：振動台輸入波反應譜



圖十 JMA30%：頂樓樓板反應譜

四、振動台實驗之測試結果

在 Test1-1 實驗中，如圖十一至圖十三所示，天花板於 JMA Kobe 30%地震下，出現三根懸吊線斷裂，導致天花板局部崩塌，且天花板骨架損壞，同時 1 吋管於三通接頭螺紋處斷裂。上述可能破壞原因，包括天花板的位移超出懸吊線所能承受的容許變形、懸吊線連接處應力集中，以及受到天花板側向搖晃拉扯。Test1-2 和 Test2-1 的實驗中，天花板和管線皆未受損，而在 Test2-2 中，中央支管於 1.0Hz 簡諧波測試(15gal，X 向)中在三通接頭之 1 吋管螺紋處開裂，而在 JMA10%時 1 吋管於三通接頭螺紋處斷裂，在 JMA30%時，中央支管之中間螺桿膨脹螺栓遭到拉出，螺桿亦彎曲變形。由於中央支管的中間螺桿配合三層樓構架樓板厚度而安裝長度較短，故可能因短柱效應而更容易發生變形，如圖十四至圖十六所示。

漂浮天花板部分，如圖十七所示，相比於 Test 2-2 無補強配置，Test 2-1 之邊框補強能夠有效降低位移量。而在 Test 1-1 組別當中，因漂浮天花板骨架以及懸吊線構件的變形，致使天花板骨架撞擊二次鋼構，且其位移量超過其懸吊深度。從 Test 1-2 可知軟管能有效降低管線的破壞，但由圖十八可知，仍需搭配管線斜撐，以有效降低管線與天花板之間的相對位移。



圖十一 Test1-1：天花板懸吊線斷裂



圖十二 Test1-1：天花板骨架變形



圖十三 Test1-1：1 吋管螺紋處斷裂



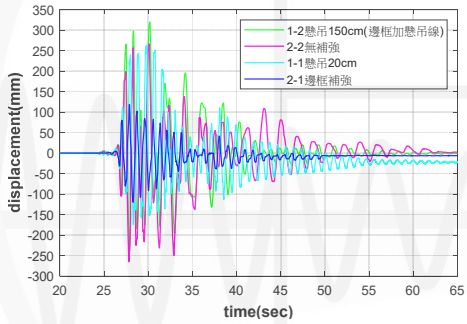
圖十四 Test2-2：1吋管螺紋處開裂



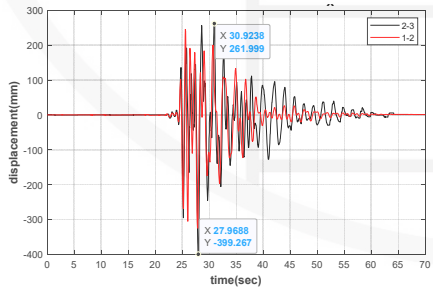
圖十五 Test2-2：中央支管的中間螺桿破壞



圖十六 Test2-2：1 吋管螺紋處斷裂



圖十七 漂浮天花板相對於頂層樓板位移



圖十八 消防管線相對於漂浮天花板位移

五、結論與展望

1. 綜合 2022 年與 2023 年漂浮天花板耐震補強實驗研究成果可知，若漂浮天花板維持足夠懸吊長度且為無補強柔性系統，其並不易於地震中受損，但若欲避免漂浮天花板與相鄰懸吊系統相撞，則仍需抑制其受震位移量。然由於漂浮天花板並無四周位移束制機制，極易於地震中晃動量過大。因此若採一般明架天花板之斜拉線組或採剛性斜撐抑制其位移量，極易在補強構件與天花板骨架連接處受損。天花板廠商或可考量設計強度較高邊框，連接剛性或僅有限度晃動之懸吊構件，以有效抑制系統之側向位移量。

2. 本研究針對台灣管線及天花板的現況，提出幾項建議：

(1) 既有建築之懸吊系統補強(天花板空間可讓主管架設斜撐)：消防管線可依照 NFPA13 進行補強，在主管加裝耐震斜撐，並更換撒水頭處 1 吋管為可撓性撒水軟管；對於漂浮天花板，則可參照加州規定 IR25-2 建議之側向位移評估公式（懸吊深度 0.707 倍）設計可撓性撒水軟管長度。

(2) 既有建築之懸吊系統耐震補強（天花板空間無法讓主管加裝斜撐）：若既有消防主管無法加裝斜撐，最簡易且有效的補強方法為更換可撓性撒水軟管，但需以承受地震中漂浮天花板與消防管線間可能出現的最大水平及垂直位移，評估可撓性撒水軟管長度，降低管線洩水與天花板損壞風險。

(3) 新建建築物之懸吊系統耐震設計：消防撒水系統應依照 NFPA13 進行耐震設計，在主管加裝耐震斜撐，並於與漂浮天花板連接之撒水頭處更換為可撓性撒水軟管。若漂浮天花板相鄰多個懸吊系統，建議採取適當的補強措施，降低其位移量，從而提高複合式懸吊系統之整體耐震性能。

參考文獻

1. NFPA13: Standard for the Installation of Sprinkler Systems The National Fire Protection Association (NFPA) , 2022
2. IR25-2: Suspended Lay-In Panel Ceiling: 2019 CBC, Interpretation of Regulations (IR), The Division of the State Architect (DSA), California, 03/08/2022.
3. AC156: International Code Council Evaluation Service (ICC-ES) (2020). “Acceptance Criteria for the Seismic Qualification of Nonstructural Components”.

隔震結構於2024年4月3日花蓮地震下之反應探討

游忠翰[1] 汪向榮[2] 楊卓諺[1] 林旺春[1] 彭聖凱[3] 曾育凡[4]

摘 要

0403花蓮地震對於台灣東部至西北部區域造成了嚴重影響，對於位在這些區域的隔震建築，更是首次面臨如此規模的地震。透過震後的詳細勘查，確認多數隔震建築皆無結構性損傷，僅有因隔震運動所引致跨越隔震間隙的非結構元件損傷。然而，未來仍需強調地震中使用者人身安全，以及隔震系統長期維護的重要性。此外，本文針對台灣大學土木研究大樓(中間樓層隔震)，以及花蓮慈濟醫學中心合心樓(基礎隔震)，進行詳細的結構勘查、深入探討監測資料、並進行數值模型非線性動力歷時分析，以進一步驗證其隔震效益。分析結果顯示，此兩棟隔震建築在本次地震中的實際反應與設計預期結果相符。

關鍵詞：0403花蓮地震、隔震建築、實際隔震性能、震後勘查、數值分析

一、概述

台灣的隔震建築興起於1999年的集集地震之後，許多先期的隔震技術應用案例以政府與公共建築物為主。爾後，於2011年公告施行之「建築物耐震設計規範及解說」中，針對隔震建築之設計與試驗方法進一步修訂後，隔震技術開始蓬勃發展至今。目前已應用於許多住宅與商業大樓等私有建物，以及醫院等重要功能性建築物，以確保建築物於震中與震後的功能維持。根據粗略的統計，我國隔震建築至今已有超過兩百個案例。

0403花蓮地震影響最大的區域為台灣的東部及西北部，為許多隔震建築竣工至今所歷經的最大地震。中華建築隔震消能構造協會協同國家地震工程研究中心，於本次地震發生後，前往花蓮與大台北地區，針對採用隔震技術之醫院、學校、政府機關與多棟私有住宅進行會勘與訪查，實際觀察到的狀況可以歸納如下：1. 隔震建築皆無結構性損傷，隔震系統中的隔震元件與阻尼器亦皆無受損；2. 隔震建築上部結構中的非結構元件或是室內物品，幾乎無損壞發生；3. 跨越隔震間隙的構件(例如：走道與車道之活動蓋板、懸吊電梯之活動蓋板、裝修構體等)，因預留間隙不足，產生擠壓變形或碰撞損壞；4. 隔震元件於防火蓋板使用之防火泥或填縫膠，因隔震位移導致材料破損或擠出；5. 未預留足夠的垂直空間供隔震系統運動，導致局部非結構構材損壞；6. 上、下部結構間隙的防水材料，因為隔震運動而遭到擠出、外翻或是變形；7. 部分建築竣工後安裝有監測系統，但因為缺乏維護管理，導致電力系統失效或是儀器失去功能；8. 因隔震發揮功能，致使部分隔震系統產生輕微的殘餘變位，其為合理之現象，不會影響隔震功能發揮。

除此之外，必須強調隔震間隙的危險性，並且應針對一般民眾進行安全宣導。於本次訪查的過程中，發現隔震建築的使用者普遍可以認知到隔震設計的功效，並

[1] 國家地震工程研究中心副研究員
[2] 國立臺灣科技大學 教授
[3] 國家地震工程研究中心專案助理研究員
[4] 國家地震工程研究中心研究員專案佐理研究員

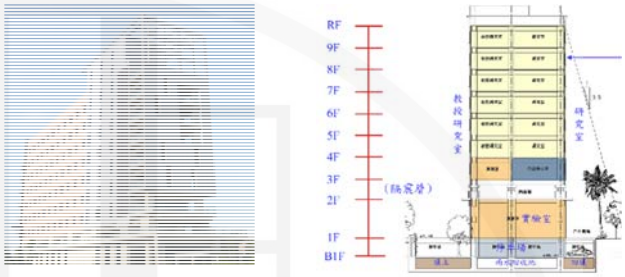
且了解到地震時隔震系統會發生明顯運動，然而卻無法明確意識到其可能運動的程度。於監視器紀錄下，有民眾於地震發生時，甚至嘗試跨越上、下部結構之間的樓梯，所幸因為隔震位移尚小而沒有造成傷害。然而，隔震建築往往為了美觀，隔震間隙常難以分辨，或是透過裝修將其隱藏，此種狀況會增加民眾於地震時意外受傷的風險。因此，未來除持續加強宣導外，應該明確標示上、下部結構所有交界處與伸縮縫，並且標示警戒區域，提醒民眾避免於地震過程中踏入。

此外，應宣導落實隔震建築的定期維護管理。隔震建築應訂定定期維護管理計畫，例如：於每年實施定期檢查，針對建築、管線與隔震系統元件進行目視與簡單的量測點檢，確認隔震元件是否嚴重變形或生鏽、是否有額外物件阻礙隔震功能發揮，以及相關防水、防火措施是否完善；每五年實施詳細定期檢查，針對前述所有部分進行詳細量測，觀察隔震元件變形程度是否加劇或恢復，並且針對所有隔震間隙詳細檢查，確保有足夠的淨空間；於地震發生後，若震度高於特定等級則需進行臨時點檢，若於臨時點檢或是年度常態點檢中發現有異常狀況，則需進行(與每五年執行一次相同的)詳細點檢

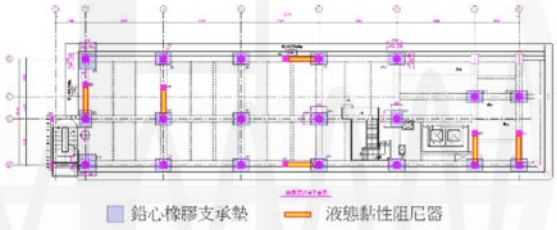
二、臺灣大學土木研究大樓

臺灣大學土木研究大樓(圖一(a))為一預鑄鋼筋混凝土中間樓層隔震建築，包含地下一層、地上九層、以及屋突二層，隔震層位於二樓(圖一(b))，主要用途為實驗室、教授研究室、行政辦公室、學生研究室、以及多功能教室。隔震系統(圖一(c))共採用19組同型號、直徑為900 mm 的鉛心橡膠支承墊，以及於長向與短向分別安裝有兩組與四組的液態黏性阻尼器(衝程為±500 mm、最大出力為100 ton、非線性指數為0.6)。

經4月3日地震後，隨即前往現場進行會勘，確認本次地震對於結構與隔震系統皆無造成損傷，但仍有少數因隔震系統發揮，且可輕易修復的非結構元件損傷發生。如圖二(a)，懸吊式電梯於隔震層下方之活動蓋版，可以觀察出輕微錯動與擠壓變形；於上、下部結構間，為填補間隙的防水膠條被捲入及固定件鬆脫(圖二(b))；隔震元件防火蓋版間的軟性防火材料，因隔震元件錯動，造成防火材料破裂、變形或被擠出(圖二(c))。



(a) 外觀　(b) 樓層配置示意

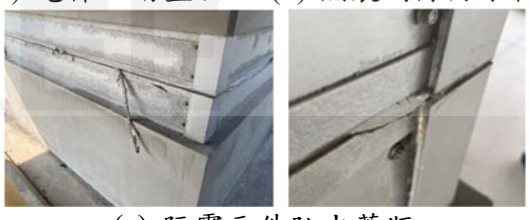


(c) 隔震元件與阻尼器配置

圖一 臺灣大學土木研究大樓



(a) 電梯活動蓋版　(b) 隔震間隙防水材

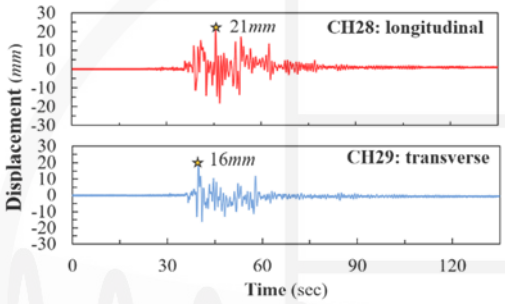


(c) 隔震元件防火蓋版

圖二 臺灣大學土木研究大樓非結構損傷

臺灣大學土木研究大樓一共安裝有27個加速規與4個位移計，加速規分別配置於地下一樓、二樓(隔震層下方)、三樓(隔

震層上方)、六樓以及頂樓樓版，位移計則裝設於隔震層，用以量測隔震層上、下樓版的相對變位(即隔震位移)。隔震系統長、短向之最大位移分別為21 mm 與16 mm(圖三)，根據過往試驗報告，判斷隔震系統於本次地震中仍應於初始啟動階段，隔震功能初步發揮。進一步觀察加速度紀錄，將各樓層長、短向之加速度峰值(非相同時刻)整理於表一，可發現上部結構(3F 以上)的最大加速度皆相似，無明顯動力放大效應，長向與短向的加速度分別有21% (=1-79%)37% (=1-63%)折減效率。



圖三 隔震系統位移歷時

表一 最大加速度反應統計

(unit: gal)

Floor	longitudinal	transverse
RF	62	78
6F	61	64
3F	77	60
2F	97	95
B1F	76	90
RF / 2F	64%	82%
6F / 2F	63%	67%
3F / 2F	79%	63%
2F / B1F	128%	106%

三、花蓮慈濟醫院合心樓

花蓮慈濟醫學中心為台灣東部首要的醫療機構，其中包括四棟主要的醫療大樓：大愛樓(耐震結構)、感恩樓(耐震結構)、協力樓(挫屈束制斜撐減震)、合心樓(基礎隔震)(圖四(a))。合心樓主要用途為急診、開刀房以及一般與加護病房。結構為地上十一層、地下一層之鋼骨鋼筋混凝土建築，採用基礎隔震設計。隔震系統位於地下一樓下方。隔震系統考量結構重心位置進行勁度調整，共採用74個直徑自800 mm 至1200 mm 不等之鉛心橡膠支承墊，以及14個平面滑動支承，無安裝額外阻尼器。



(a) 建築外觀　　(b) 數值模型

圖四 花蓮慈濟醫院合心樓

於4月13日前往花蓮慈濟醫院進行會勘，合心樓因隔震系統發揮功能，沒有結構損傷，但於建築外圍仍有因位移空間預留不足(院方於此次地震前已知)所造成的非結構元件損傷(圖五(a)~(c))，以及地下一樓水箱之損壞(經院方評估為水箱材料老舊所致)，除此之外沒有其他非結構構材與儀器設備損壞之情形。相較之下，對於未採用隔震設計之協力樓而言，則有多項結構與非結構之的災情傳出。其中包含，一樓牆發生剪力裂縫與破壞，其他非結構部分則發生有樓水塔破壞、貓道管線破壞、資訊機房設備倒塌損壞、實驗室局部火災與儀器倒塌損壞、書櫃與藥用冰箱等櫃體倒榻損壞、隔間牆碰撞破損等。由此可以驗證，採用隔震設計不僅能夠有效降低結構受震反應，亦能夠大幅降低非結構元件與設備之損壞潛勢。

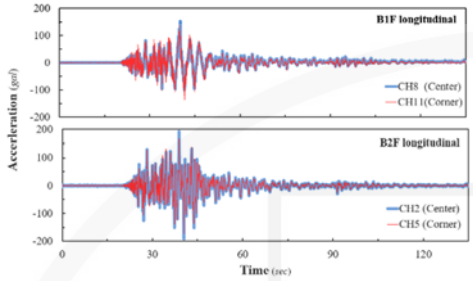


(a) 花圃石墩　(b) 地面石墩　(c) 過道側向

圖五 合心樓隔震系統外圍受損情況

花蓮慈濟醫院合心樓一共安裝有26個加速規與4個位移計，加速規分別安裝於基礎(隔震層下方)、地下一樓(隔震層上方)、四樓、五樓與頂樓，每一樓層皆於中央與角隅處安裝有長、短向之加速規(部分樓層安裝有垂直向加速規)，位移計安裝於隔震層，但在過去地震中損壞尚未修復。圖六為隔震層上、下樓版加速規紀錄歷時，由圖中可以觀察出長短向的紀錄

幾乎重合，代表結構沒有發生扭轉；另一方面，於圖中亦可觀察到地震擾動經過隔震系統上傳後，加速度降低、週期放大的現象。將各樓層量測之最大加速度整理於表二，發現長向的隔震折減效率約在20%~30%，而短向的折減效率雖較不明顯，卻沒有動力放大的現象



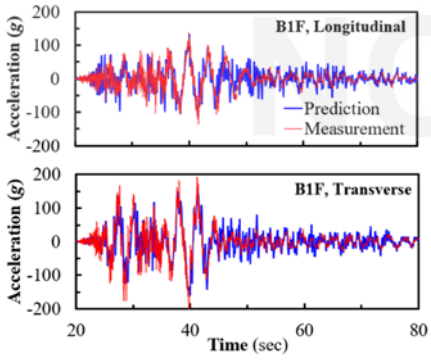
圖六 合心樓隔震系統加速度歷時比較

表二 合心樓最大加速度

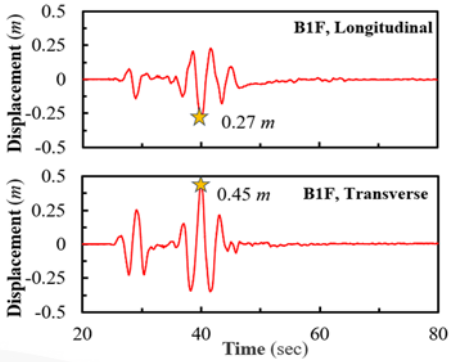
(unit: gal)

Floor	longitudinal	transverse
11F	152	290
5F	148	202
4F	135	198
B1F	152	200
B2F	194	209
11F / B2F	78%	139%
5F / B2F	76%	97%
4F / B2F	70%	95%
B1F / B2F	78%	96%

由於位移計損壞無法確切得知隔震反應，因此透過數值模型(圖四(b))將本次基礎紀錄之加速度歷時作為輸入，將上部結構分析結果與實際量測進行比對，並確認吻合後(圖七(a))，再輸出隔震位移(圖七(b))，求得長、短向最大位移分別為27cm與45cm。



圖七(a) 合心樓數值分析與實際紀錄比較



圖七(b) 合心樓隔震位移數值分析結果

四、結論

0403花蓮地震對於許多位於東部與西北部之隔震建築，皆造成了明顯的結構反應，但由於隔震功能之發揮，於本次地震中，即使如花蓮慈濟次濟醫院合心樓般，承受到6弱等級之近斷層地震，亦無結構性損傷。但從各隔震建築非結構構件於隔震位移中損壞的情形而言，隔震間隙是否預留足夠？以及隔震運動時使用者是否可以安全避開？是隔震建築應特別重視的問題。

參考文獻

1. Wang, S. J., Lin, W. C., Yu, C. H., Yang, C. Y., Chang, K. C., and Hwang, J. S., “Current state and future challenges of seismic isolation development in Taiwan,” Seismic Isolation Structures Worldwide, 2024, pp. 62-76.
2. Wang, S. J., Chang, K. C., Hwang, J. S., Lee, B. H., “Simplified analysis of mid-story seismically isolated buildings,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2011, Vol. 40, No. 2, pp. 119-133.
3. Wang, S.J., Lee, H.W., Yu, C. H., Yang, C. Y., Lin, W. C., “Equivalent linear and bounding analyses of bilinear hysteretic isolation systems,” 2020, Earthquakes and Structures, Vol. 19, No. 5, pp. 395-409 (2020).

無人機應用於橋梁檢測之電腦視覺與深度學習框架

張家銘[1]　韓仁毓[1]　嚴寬[2]　許謹柔[3]

摘 要

橋梁作為交通基礎設施的關鍵元素，需經常接受結構安全評估以保障公眾安全。傳統的橋梁檢測方法受限於地理和環境因素，不能全面和準確地評估橋梁的健康狀態。本研究旨在開發一套全面的智能橋梁監測系統，結合無人飛行載具（UAV）和人工智慧（AI）技術。UAV 用於高效捕捉橋梁結構的多角度影像，而 AI 的深度學習算法則負責從這些影像中識別出結構缺陷和劣化現象。本研究還探究將這一技術與實務操作規範相整合的可行性，並辨識出潛在的研究缺口。

為驗證本系統的可靠性和實用性，選擇實際橋梁作為實驗場地，進行實地測試和優化，試驗結果顯示，該智能橋梁監測系統不僅能提供更完整的結構評估，而且能有效地引導維修和維護決策。本研究不僅推動了橋梁監測技術的創新，也為國家在此領域的技術競爭力提供了有力支持。

關鍵詞：橋梁監測、無人飛行載具、人工智慧、深度學習、結構安全

一、前言

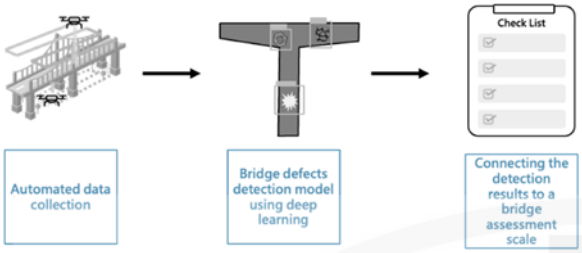
由於橋梁結構完整性在基礎建設管理中被視為安全性的問題，自然災害或老化皆會造成損壞，可能會影響結構安全，定期檢查評估橋梁狀況必要性尤為重要。由於台灣有許多橋梁，而專業檢查員缺乏，因此須提升傳統視覺檢查方法來克服其檢測低效率和缺乏專業現場工程師之缺口。某些橋梁構件，如橋台和橋面板下方，皆為現場工程師難以目視處，為檢查帶來可達性挑戰。近年來，無人機（UAVs）顯著提高橋梁檢測之效率。本研究引進一個綜合性的橋梁電腦視覺檢查框架，將 UAVs 與深度學習和電腦視覺整合，此框架包括三個步驟：影像定位、缺陷檢測和損傷量化。通過確定從相機到目標的方位角和距離，UAVs 所捕捉的影像整合超寬帶（Ultra-Wideband, UWB）與實時動態（Real-Time Kinematic, RTK）方法。這種混合定位方法使用雙向測距（Two-Way Ranging, TWR）為在 GNSS 缺乏之區域飛行的無人機提供偽衛星。透過配備實例分割的深度學習模型，確定像裂縫、混凝土剝落和鋼筋外露等缺陷，加強影像分析。選定平湖七號橋與萬壽橋兩座現役中的橋梁作為示範性場域，同時根據實務狀況調整和優化技術，以確保技術的可靠性和實用性，與傳統的人工目視檢測相比，UAV 提供更全面的退化檢測和更廣泛的檢查角度（如帽梁、主梁），並且深度學習檢測到的橋梁缺陷位置也可以在橋梁評估中清楚記錄。

二、智慧橋梁檢測框架

本研究提出一個針對智能橋梁檢測的框架如圖一所示。該框架包括三個主要組成部分：利用無人機自動化影像數據收集、通過深度學習技術創建橋梁缺陷檢測模型，以及將檢測結果與橋梁評估等級進行整合。通過 UAV 自動化獲取橋梁外觀之可見光影像、針對這些 UAV 影像，以「裂縫」、「混凝土破損」和「鋼筋外露」等三個缺失種類建立視覺檢測的分割模型，偵測缺失構件的位置。偵測完成後，則使用影像

[1] 國立臺灣大學土木工程學系教授、國家地震工程研究中心兼任研究員
[2] 國立臺灣大學土木工程學系博士生
[3] 國立臺灣大學土木工程學系研究助理

幾何萃取方法結合規範訂定的評等準則，獲得相應的 DER&U 數值，以評估影響結構安全的嚴重性，進而提出緊急程度的分級。



圖一 智慧橋梁檢測框架

在橋梁外觀結構影像的獲取部分，本計畫選擇使用開放式航線規劃軟體－Mission Planner 作為製作 UAV 可讀取之飛行路徑的工具 (Chintanadilok et al, 2022)。過程中，需要規劃 UAV 的飛行路徑，由於橋梁下的環境缺乏 GNSS 訊號，因此需要建置 UWB 網絡，提供 UAV 獲取梁腹、橫膈梁和支承等之重要構件影像。UWB 定位網絡的建立以複數 UWB 發訊器組成，這些固定式地面 UWB 建立虛擬的 GNSS 坐標訊號，取代因被構造物遮蔽而失去之真實 GNSS 訊號，將相對坐標解算並轉譯予移動式空中 UWB，使移動式空中 UAV 上裝置的 UWB 取得絕對坐標，完成空間定位。

本研究主要資料來源為自行收集資料與顧問公司提供的數據集兩方面收集數據，包括像是 Mapillary Vistas 提供的驗證資料集 (Neuhold et al., 2017)，從中挑選包含清晰完整橋梁的影像作為訓練資料，以及自行標註之混凝土橋缺失資料集。本計畫著重在混凝土裂縫、混凝土破損、鋼筋外露等，將原有資料經篩選後保留了含缺失的影像共 739 張，如表一。橋檢模型採用 Facebook 人工智慧研究團隊（FAIR）所開源的 Detectron2 (Wu, 2019) 物件偵測函式庫，Detectron2 是一款基於 PyTorch 架構 (Paszke et al., 2019) 開發之模組化深度學習框架，擁有快速實驗與迭代模型之優點，模組化的設計得以依據實驗需求快速調整參數，對於未來進行調整優化模型的彈性高，而維護工作也相較簡單。並使用其所開發的 Mask R-CNN 模型進行橋梁缺失相關影像的自動偵測，表二中詳述訓練使用之超參數。這些參數，包括批量大小、損失函數和學習率，應用一種漸進式的預熱策略即於訓練開始時，先將學習率設為 0，再隨著訓練次數上升，慢慢增加到設定的學習率。模型性能使用平均精度（AP）評估，評估不同閾值下的精度和召回率。

根據國內「公路橋梁檢測及補強規範」，公路橋梁的定期檢測使用 D.E.R.&U. 目視檢測評估準則。該方法根據橋梁結構的劣化情況，進行評估時考慮四個方面：「嚴重程度 (Degree)」、「範圍 (Extent)」、「對橋梁結構安全性與服務性之影響 (Relevancy)」以及「維修急迫性 (Urgency)」。DER&U 法只需要針對有劣化現象的構件進行評估，不需要對狀況良好的構件進行評估，因此可以簡化檢測工作，並凸顯橋梁損壞之重點構件。本研究介紹智慧檢測之框架流程，利用 UAVs 精確定位缺陷、隨後計算 DER&U 量化數值，以及評估安全嚴重程度和維護的迫切性。這些評估有助於優先排序檢查工作及維護計劃。進一步分析 D、R 和 U 值，並根據規範表參照進行，利用影像資料和歷史評級來確定缺陷特性。這有助於針對持續管理產生特定的 DER&U 值。

表一 各類別影像張數

缺失種類	張數	附註
裂縫	300	除混凝土橋梁資料外，亦包含鋼橋中混凝土橋墩的表面裂縫。
混凝土破損	305	包含橋體以及護欄之破損。
鋼筋外露	134	除混凝土橋梁資料外，亦包含鋼橋混凝土部分的鋼筋外露。

表二 各類別影像張數

超參數	值
Batch size	4
學習率	0.0001(warmup)
Epochs	1000

三、實際案例橋梁檢測

本研究選定平湖七號橋坐落於新北市平溪區台 2 丙線約 11K 處，根據交通部全國橋梁基本資料表，此橋梁於民國 92 年竣工，橋梁總長為 85 公尺，最大橋寬 12 公尺，具 2 車道，總橋孔數為 2。此座橋梁之結構型式屬於梁式橋，主梁型式為 I 型梁，材質為預力混凝土。其中，由於最低橋下淨高為 1.2 公尺，大型機具難以進入，因此具有使用 UAV 檢測之必要。

透過UAV巡檢收集資料，針對「裂縫」、「混凝土剝落」、「鋼筋外露」等缺陷，進行訓練用於橋梁視覺檢測的分割模型。基於 AI 劣化辨識使用計算機視覺技術對橋梁圖像進行辨識，以自動識別損壞和劣化，透過 AI 劣化辨識，可以框選出劣化所在位置及範圍。圖二中藍色及紅色框選，分別表示裂縫及混凝土剝落。這種方式可以大大減少檢測的時間和成本，並提高檢測的準確性。此外，AI 劣化辨識不會受到主觀性的影響，因為其判斷標準是基於數據和機器學習算法的，因此能夠更加客觀和準確地進行檢測。圖三展示深度學習模型準確定位特定缺陷的能力，例如裂縫（以藍色框選顯示）、剝落和鋼筋暴露（分別以紅色和綠色框選顯示）。這種技術可以提供偵測劣化的辨識框，明確標示出整體劣化的範圍，並透過已知構件的基本尺寸資訊可以初步推算出裂化的概略面積，以提供後續補強維修參考。

平湖七號橋的案例展現將無人機（UAVs）與人工智慧（AI）結合，用於自動辨識橋梁劣化之顯著優勢，相比傳統的人工目視檢查。如表三所示，探討使用 UAV 搭配 AI 自動劣化辨識技術與人工目視檢測的比較，自動劣化辨識技術能夠以不同的角度、距離等條件下，對橋梁進行全方位的監測，並且能夠檢測到人工目視檢測所無法到達的區域，從而補足人工檢測的缺失。以主梁為例，人工目視檢測常常因為角度、視角等問題而存在著許多缺失，但是透過 UAV 的機動性，可以補足人工所無法目視的視角，由於帽梁通常位於橋墩和橋面板之間，人工在檢測時很難直接觀察到帽梁的頂部，往往需要使用高架車、懸臂式吊車等特殊設備進行檢測，透過 UAV 無地理上限制，可以進行全方位的檢測，包括帽梁的頂部。表四呈現 AI 辨識的 DER&U 結果，利用電腦視覺技術對圖像進行一系列的前處理步驟，包括降噪、亮度和對比度調整等等，這些處理增強圖像中的劣化特徵。接著對這些圖像進行影像校正和正射化處理，消除因拍攝角度和透視所造成的圖像變形，透過仿射變換等技術將圖像轉換為正射投影，從而確保量測的準確性。後續使用竣工圖的已知構件尺寸作為參考，進而計算出這些區域的長度、寬度和總面積，確保量測數據與實際尺寸相近。



圖二 橋梁周圍的 AI 辨識成果



圖三 AI 檢測三種缺陷的結果

四、結論與展望

本計畫開發之新世代橋梁智慧檢測方法，著眼於提升橋梁結構安全性這一重要的公共議題。在資料收集上，藉由完整的 UAV 航線規劃程序。其中，架設 UWB 網絡解決 UAV 難以收集橋梁下影像的問題為自主收集影像上最大的突破，另一項核心為 UAV 影像處理分析管理，基於深度學習及電腦視覺之橋梁檢測架構，以輔助工程人員快速且有效率地進行橋梁檢測作業，此 AI 辨識流程分為三大模組：影像定位、劣化辨識、損傷評估，相比以往針對劣化辨識之研究，更著重於建立一完整的橋梁檢

測架構，輔助工程師進行巡檢作業，將 AI 技術之成果與現有的橋梁檢測方法－DER & U 評定方式之評定方式相互連結，以此提供橋梁檢測技術士初步的評斷成果。

未來的展望方面，本研究將持續探索新技術在橋梁檢測中的應用，進一步提升檢測效率和準確性。另外，本計畫之架構的應用不僅限於橋梁檢測，還可拓展至廠房巡檢、太陽能板巡檢及其他設施物巡檢等領域，以實現針對設施誤之全方位的科技巡檢模式。

表三 UAV 搭配 AI 自動劣化辨識與人工目視檢測之比較

關鍵安全構件	數量 (人工)	數量 (AI)
主梁	無	8
橋墩墩體/帽梁	無	1
引道路堤保護措施	1	2
橋台	6	4
支承/支承墊/阻尼裝置	5	無
橋面板	1	1

參考文獻

1. Chintanadilok, J., Patel, S., Zhuang, Y., & Singh, A. (2022). Mission Planner: An open-source alterna-tive to commercial flight planning software for unmanned aerial systems. EDIS, 2022(4).
2. Zhou, F., Wen, G., Qian, G., Ma, Y., Pan, H., Liu, J., & Li, J. (2022). A high-efficiency deep-learning-based antivibration hammer defect detection model for energy-efficient transmission line inspection systems. International journal of antennas and Propagation, 2022.
3. Gong, Y., Zhou, W., Wang, K., Wang, J., Wang, R., Deng, H., & Liu, G. (2023). Defect detection of small cotter pins in electric power transmission system from UAV images using deep learning tech-niques. Electrical Engineering, 105(2), 1251-1266.
4. Kim, S., Kim, D., Jeong, S., Ham, J. W., Lee, J. K., & Oh, K. Y. (2020). Fault diagnosis of power transmission lines using a UAV-mounted smart inspection system. IEEE Access, 8, 149999-150009.
5. Neuhold, G., Ollmann, T., Rota Bulo, S., & Kontschieder, P. (2017). The mapillary vistas dataset for semantic understanding of street scenes. In Proceedings of the IEEE International Conference on Computer Vision (pp. 4990-4999).
6. Paszke, A., Gross, S., Massa, F., Lerer, A., Bradbury, J., Chanan, G., ... & Chintala, S. (2019). Pytorch: An imperative style, high-performance deep learning library. Advances in Neural Infor-mation Processing Systems, 32.
7. Savino, P., & Tondolo, F. (2023). Civil infrastructure defect assessment using pixel-wise segmentation based on deep learning. Journal of Civil Structural Health Monitoring, 13(1), 35-48.
8. Liu, Y., Dong, J., Li, Y., Gong, X., & Wang, J. (2022). A UAV-based aircraft surface defect inspection system via external constraints and deep learning. IEEE Transactions on Instrumentation and Meas-urement, 71, 1-15.
9. Yoshikura, M., Minami, T., Fukuoka, T., Fujiu, M., & Takayama, J. (2022, March). Assessment of bridge engineers on output display size in automatic detection of free lime using deep learning. In 7th International Conference on Road and Rail Infrastructure.

地震防災與應變 3D GIS 資訊網之研發

陳志欣[1]　楊承道[2]　葉錦勳[3]　陳世良[4]

摘 要

本研究旨在運用政府的三維國家底圖，建立一個 3D Web GIS 平台，作為地震防救災的決策輔助系統。此系統能夠呈現地震損害評估結果，以輔助防災規劃與災後應對決策。隨著 Web GIS 技術的發展、HTML5 技術的推出和開放原始碼社群社區的助力，使得 Web GIS 在多種裝置上具有更佳的性能和兼容性。伴隨 I3S 和 3D Tiles 等技術的成熟，則使得 3D GIS 能在網頁瀏覽器中即時呈現三維模型。內政部國土測繪中心提供的三維國家底圖，含建築和道路資料，為 3D GIS 的發展提供了堅實的基礎。本研究應用 ArcGIS JavaScript API，開發出自訂渲染和屬性查詢功能、整合建築物耐震屬性資料庫，加強高風險建築識別，並集成了自動地震損失評估，協助救災單位迅速制定對策。展望未來，3D Web GIS 將繼續發展，整合更多災害評估工具，如空拍影像、AI 災損識別和災情資訊，以減少地震帶來的損失。

關鍵詞：3D 網路地理資訊系統、地震損失評估、軟體研發、數位孿生

一、前言

「台灣地震損失模擬資訊網」與「台灣地震早期損失評估資訊網」為提供防救災單位進行震前防災與震後應變之決策輔助平台。其透過地圖方式，呈現想定地震事件或真實地震之震損評估結果[1][2]。

近年來，政府大力推動三維建物及道路等圖資之基礎建設，讓 3D GIS 之發展逐漸邁入軌道。而政府亦推動數位孿生(Digital Twin)之發展概念，期望於虛擬世界中反應出真實世界之狀態與反應。為此，本研究期望在既有之地震防災與應變雲端資訊服務基礎上，建立 3D 網路地理資訊系統平台(簡稱 3D Web GIS)。期望運用 3D Web GIS 來輔助既有資訊網，透過不同角度之視野與訊息，以利於分析、評估及研判。

二、2D 與 3D Web GIS 之發展

網路地理資訊系統(簡稱 Web GIS)之發展與網頁技術息息相關，早期由於電腦運算效能、網路速度、網頁開發技術等因素之限制，難以在個人電腦瀏覽器上發展地理資訊系統(智慧手機尚未成熟)。故為於電腦瀏覽器端提供地圖操作介面，當時主流以 ActiveX 或 Plugin 之方式，將地理資訊系統程式內嵌於網頁中，如 Autodesk Mapguide。而後隨著網頁技術發展及快取地圖(Cache Map)技術的出現，透過圖磚(Map tiles)之方式，以絕佳的顯示效能及裝置相容性，帶動了 Web GIS 之發展，指標性之代表如 Google Maps、ArcGIS Server 等。

而隨著 Web GIS 持續發展、HTML5 技術之推出及開放原始碼社群(如 OSGeo)之推動，目前 Web GIS 具備良好使用效能，相容性佳，且可於個人電腦、手機、平板等裝置使用。指標性之軟體除了為人所知之商業軟體 ArcGIS Server 外，亦有開放原始碼之 GeoServer、MapServer、OpenLayers、

[1] 國家地震工程研究中心副技術師
[2] 國家地震工程研究中心副研究員
[3] 國家地震工程研究中心研究員兼組長
[4] 國家地震工程研究中心副技術師

Leaflet 等。

3D Web GIS 之發展極似 2D Web GIS 之發展歷程，其早期亦受限於網頁開發技術與瀏覽器端之運算效能，故多半以 ActiveX 或 Plugin 之方式，將程式內嵌於網頁中，如 Google Earth。直至近年由於 I3S(Indexed 3D Scene Layers)、3D Tiles 等技術之發展，為網路傳輸提供標準。再者個人電腦、手機、平板等裝置運算效能發展迅速，網路傳輸速度亦已進入 5G 時代，故 3D Web GIS 能以即時傳送三維向量模型至使用者裝置端，透過網頁前端 API 繪製於網頁瀏覽器。目前主要軟體包含 ArcGIS Server、Cesium、藏識科技 O'view MapServer 等。

三、三維國家底圖

為使全民享用國土測繪成果，內政部國土測繪中心已於國土測繪圖資服務雲中提供「臺灣通用電子地圖」，使用者可透過 WMS、WMTS 等網路服務方式，介接並套疊於網路地理資訊系統之中。而為推動 3D GIS 之發展，國土測繪中心近年來積極推動三維國家底圖之發展及建置，目前已提供建築物及道路等圖資。

三維國家底圖以建築物之資料較為完整，道路尚處發展中。建築物圖資之精細度包含 LOD2(Level of Detail)及 LOD3，而以 LOD2 為主。圖資服務以縣市為單元提供網路介接，溝通協定則包含 I3S 及 3D Tiles 兩種，使用者可依據軟體之相容性選擇合適之介接方式，例如 I3S 適用於 ESRI 的軟體方案，3D Tiles 則適合 Cesium 軟體方案[3]。

回顧 3D GIS 之發展歷程，不乏有各式 3D GIS 軟體或網路地理資訊系統，然阻礙其發展之關鍵，往往在於資料面。資料面之基礎建設所需耗費之人力、經費及資源相當巨大，非一般企業或使用者所能輕易為之，故三維國家底圖之推動係為 3D GIS 發展之重要助力。

四、3D Web GIS 之軟體開發

Web GIS 之軟體開發主要係架設圖資發布伺服器，並撰寫網頁應用程式與之聯繫。在 2D Web GIS 中，網頁應用程式可透過 WMS、WFS 等協定，向圖資發布伺服器取得圖磚資料(通常是 PNG 或 JPG 類之影像格式)，而後將此圖片於瀏覽器中之畫布(Canvas)進行拼接與展示。而 3D Web GIS 之軟體開發架構如同 2D Web GIS 之開發方式，差異處在圖資溝通協定由 WMS、WFS 等改為 I3S 或 3D Tiles 等。

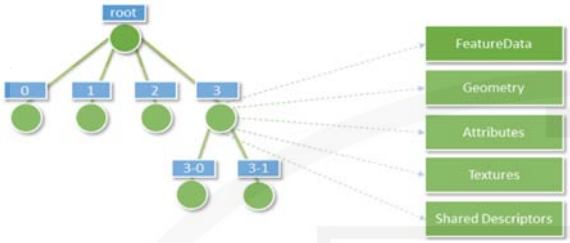
以 I3S 為例，其制定了樹狀資料結構，如圖一所示，空間被劃分為多個節點，每一節點代表地理空間範圍，程式可依據使用者之視野或比例尺，擷取合適階層節點之資料進行展示，越往下層之節點能提供越精細之資料，故適合較大比例尺之視野。各節點中包含了幾何圖形資料、屬性資料、材質等[4]資料，此資料結構便於網路環境下快速提供存取。

建置 3D Web GIS 系統須包含兩大方向，伺服器端 3D 圖資發布伺服器及瀏覽器用戶端之應用程式介面(API)。伺服器端 3D 圖資發布伺服器主要用來發布 3D 圖資，透過 I3S 或 3D Tiles 協定提供圖形資料，軟體方案如前所提之 ArcGIS Server、Cesium、O'view MapServer。由於目前國土測繪中心已提供三維國家底圖網路服務，故本研究將直接與之介接，而無須再自行架設 3D 圖資發布伺服器。如若需套疊專屬之 3D 圖資，則須購買圖資發布伺服器，而後編輯、設定、部屬及發佈圖資，即可於瀏覽端中呈現專屬之 3D 圖資。

其次，瀏覽器用戶端之應用程式介面主要提供軟體開發之用，作為介接 3D 圖資服務、打造使用者介面、查詢圖資屬性資料、空間操作等功能。多數 3D 圖資發布伺服器皆有提供 API 供軟體開發，且多數均為開放免費使用。考量各 API 之成熟度、功能性、完整性等，ArcGIS Server 所提供之 JavaScript API 較為完善，故本研究採用 ArcGIS JavaScript API 進行軟體開發。

3D GIS 之地球球體可透過 API 來產生，

而貼附於球體之電子底圖或衛星航照影像可透過 WMS 或 WMTS 等方式進行套疊。為因應不同類型之檢閱方式，本研究介接了臺灣通用電子地圖及其影像圖層、Google 電子地圖及其影像圖層，提供使用者自行切換之功能。



圖一 I3S 結構[4]

五、建築物耐震屬性展示與查詢

建築物耐震屬性資料庫的建立，係透過整合房屋稅籍資料與門牌定位資料完成。可用於識別脆弱建築及風險評估，有助於震前防災和震後應變。這項資料進一步轉換為地理資訊圖層，可在資訊網中進行查詢，利用圖示和顏色區分建築特性和建造年代，如圖二左下所示。

建築物耐震屬性資料庫為 2D GIS 圖層資料，本研究期望能將其轉換為 3D 圖層之展示方式，透過立體之視野知悉各種類型建築物之分布情形。為此，須將此 2D 建築物耐震屬性資料庫與三維國家底圖進行資料連結，並開發軟體功能。資料處理流程如圖二，其中圖二左下每一圖形點為建築物耐震屬性資料庫中每一棟號之點位，圖二左上藍色區塊為三維國家底圖之 3D 建築物水平投影建物框，兩者之間透過運算與統計分析後建立連結(如圖二右上)，而後即可將建築物耐震屬性資料附加於 3D 建物模型(如圖二右下)。



圖二 建築物耐震屬性資料庫與建物框資料運算示意圖

建築物耐震屬性資料庫與三維國家底圖進行資料連結演算後，將可得到一對應表，此對應表可用於查詢各 3D 建築物模型之耐震屬性資料。本研究依此對應表開發 3D 建築物耐震屬性展示與查詢功能，如圖二右下。使用者可透過顏色來區分不同結構形式之建築物，並依據顏色之深淺來判斷屋齡(越淺屋齡越久)。

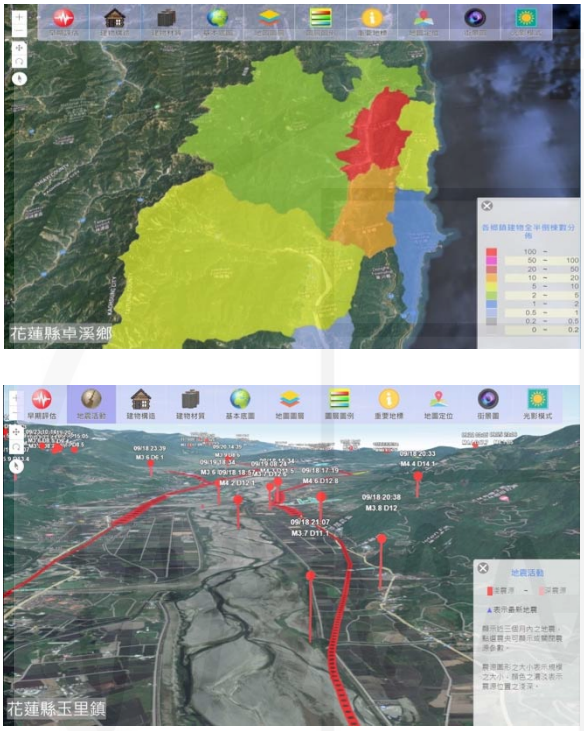
有別於 2D Web GIS 中圖層之樣式可於伺服器端設定樣式表，或於執行時期傳送樣式表至伺服器中進行運算與渲染，而後傳送渲染後之影像檔至用戶端瀏覽器進行查看。3D Web GIS 主要透過用戶端瀏覽器至 3D 圖資發布伺服器取得 3D 向量資料，而後於用戶端進行渲染。其次，由於本研究所計算之對應表主要位於自身之伺服器，而非與三維國家底圖進行整合並透過其發布。故為自訂渲染邏輯，本研究透過 ArcGIS JavaScript API 中之 Arcade 語法來達成，該語法可採程式語言之方式撰寫渲染動作。因而達到如圖二右下般之色彩渲染效果。

而屬性查詢部分，亦藉由使用者點選 3D 建築物模型，透過 3D 圖資發布伺服器取得其建築物編號，而後至自身之伺服器查詢對應表，得到耐震屬性資料，並進行呈現。

六、震災早期評估

震災早期評估系統，主要功能是在地震發生後迅速透過中央氣象局的地震速報

郵件計算出災損評估結果。這些結果會透過多種渠道如簡訊、電子郵件及台灣地震早期損失評估資訊網等方式提供給救災應變單位。本研究進一步將評估結果整合進地震防災與應變 3D GIS 資訊網（如圖三上圖所示），以顏色區分災損程度，幫助使用者迅速識別重災區。



圖三 2022/9/18 台東地震之建築物全半倒推估數及歷史地震分布

透過 3D 視覺化展示，不同的高度和角度可以更好地檢視災區，協助救援路線和物資集散地的規劃。此外，利用 3D 建築物耐震屬性（如圖二所示），可快速識別結構較弱的建築，對高風險區域建築進行巡查。災損程度受震源參數、距斷層距離及結構狀態影響。整合活動斷層和歷史地震資訊至防災 3D GIS 資訊網中，可掌握全台地震事件和趨勢（如圖三下方所示），進行更精確的災損評估。

七、結論與展望

3D Web GIS 系統建置甚為困難，其建設成本亦鉅。由於 3D Web GIS 資訊系統之開發尚屬萌芽階段，軟體開發技術與資源鮮矣，本研究花費大量的時間在了解軟體開發與整合技術，並且期望在不花費大量經費之情況下，搭建 3D Web GIS 平台。其次，本研究亦思考合適之地震防災與應變題材，將其整合於其中，期望能輔助地震防災與應變作業。

本研究現階段僅為起始階段，未來將持續進行發展，其發展方向可區大致包含以下方向，(1) 地震災損評估資訊整合；(2) 空拍影像之整合應用；(3) 架設自主之 3D 圖資發布伺服器，建立與發佈 3D 圖資；(4) AI 災損影像判識；(5) 災情訊息整合等。位處於資訊蓬勃發展的今年，有效應用各種先進之資訊技術與演算邏輯，降低地震所造成之生命與財產之損失，為吾人後續當持續努力之方向。

參考文獻

1. 陳志欣、葉錦勳、陳世良，2022，「地震損失評估線上服務之研發」，中華民國第 16 屆結構工程及第 6 屆地震工程研討會，新北。
2. 陳志欣、葉錦勳、黃李暉，2021，「六都想定地震事件震損評估查詢網之研發」，健行科技大學 2021 土木工程與防災研討會，桃園。
3. 多維度國家空間資訊服務平臺，"簡介與相關說明"，<https://3dmaps.nlsc.gov.tw/>。
4. OGC Indexed 3d Scene Layer (I3S) and Scene Layer Package Format Specification,"7.3. Indexed Scene Layers - Organization and Structure",<https://docs.opengeospatial.org/cs/17-014r7/17-014r7.html>。

深度學習模型於大範圍建物破壞辨識之應用

蔡昉容[1]　呂紹銘[2]　林偲妘[3]

摘 要

隨著深度學習和遙測技術的快速發展，自動化建築物災損評估能夠於災後協助救援行動。然而，樣本不平衡的問題經常導致模型預測的結果傾向於樣本數較多的類別，這樣的情況在面對不同災損程度的分類任務時變得更加複雜，導致模型偏差增加。為此，本研究提出了一種新的損失函數 Ordinal Class Distance Penalty Loss (OCDPL)，從演算法層面提高影像分割模型災後損害評估之準確度，OCDPL 考慮類別之間的次序關係，並根據預測與正解之錯誤分類距離進行懲罰。該損失函數包含兩個超參數，使模型能夠調整不同類別的錯誤分類距離對於損失函數的貢獻。透過測試於颶風事件之建物災損資料集之衛星影像，本研究所提出的方法可以改善在不同災損類別的 F1 分數和平均絕對誤差值。實驗結果強調了利用錯誤分類距離之損失函數能夠幫助資料數量較少的類別進行學習，改善大範圍建物破壞程度辨識之準確度。

關鍵詞：影像分割、房屋破壞分類、遙測影像、類別不平衡、損失函數、多類別序列資料分割

一、 前言

準確評估建築物的災損對於災難應對和救援行動至關重要。然而，在大範圍破壞的情況下，人工分析建築物損害程度是繁重且耗時的。因此，近年來許多研究討論了利用電腦視覺技術對遙測影像進行自動化建築物災損評估（Ip 等人，2006；Ko 和 Kwak，2012；Dong 和 Shan，2013；Thomas 等人，2013；Cooner 等人，2016）。

深度學習應用於影像處理通常分為三大類：影像分類（Fujita 等人，2017；Duarte 等人，2018）、物件偵測（Pi 等人，2020）和語義分割（Weber 和 Kané，2020）。對於大範圍影像識別建築物，主要使用後兩者。語義分割將每個影像像素分配給一個特定類別，包括背景，提供對形狀變化的更好適應性和理解周圍環境的能力。因此，本研究著重探討語義分割方法於大範圍遙測影像建築物損害評估之應用。

災後建築物災損評估的目標是迅速分類災損程度，以協助救援工作的協調。有一些研究將此視為二元分類任務，單純區分損壞和未損壞的建築（Galanis 等人，2021），而有部份研究則針對多等級災損類別的方法，將建築物分類為無災損、輕微災損、嚴重災損和完全破壞等（Gupta 等人，2019；Weber 和 Kané，2020；Cheng 等人，2021）。與二元分類相比，多類別損害等級提供了更詳細的信息範圍，能夠更有效地優先考慮救援和救災工作。然而，現有數據集的一個共同問題是無災損的建築物占比過高以及嚴重災損建築物的樣本稀缺（Boin 等人，2020；Wang 等人，2022），這樣的樣本不平衡問題將導致模型更傾向於學習樣本較多的類別，與災後緊迫性的情況相反。此外，目前解決類別不平衡問題的常見方法並未專門針對具次序關係的類別進行設計。

本研究旨在解決遙測影像應用於多類別建築物災損分割的類別不平衡問題。提

[1] 國家地震工程研究中心 前專案佐理研究員
[2] 國立臺灣大學土木工程學系 博士班學生
[3] 國立臺灣大學土木工程學系 助理教授

出了一種新的損失函數，該函數考慮到類別錯誤距離，旨在減少評估建築損害時之模型偏差。

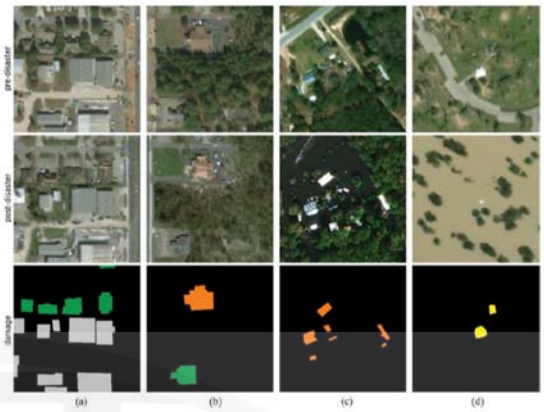
二、 研究方法

本研究提出了 Ordinal Class Distance Penalty Loss（OCDPL），旨在提高模型對於具有次序關係之類別進行影像分割之表現。該方法受到 Focal loss 概念的啟發，通過在二元交叉熵中添加調制因子來增強對少數類別的學習。OCDPL 定義方程式 $L_{penalty,c}$ 如下:

$$L_{penalty,c} = 1 - \frac{2\sum_{i=1}^{N} p_{c,i} y_{c,i}}{2\sum_{i=1}^{N} p_{c,i} y_{c,i} + \sum_{i=1}^{N} (p_{c,i}(1-y_{c,i}))^{\gamma} + \sum_{i=1}^{N} ((1-p_{c,i}))^{\gamma} + \varepsilon}$$

OCDPL 的架構創新地調整了 Dice Loss（DL）的框架，DL 在處理分割任務中前景和背景之間的二元類別不平衡方面具有穩定適用性（robustness）。因此，在這個基礎上，我們引入了 OCDPL 的加作為 DL 的調制因子。進一部提升模型區分不同程度之建築損壞的能力。

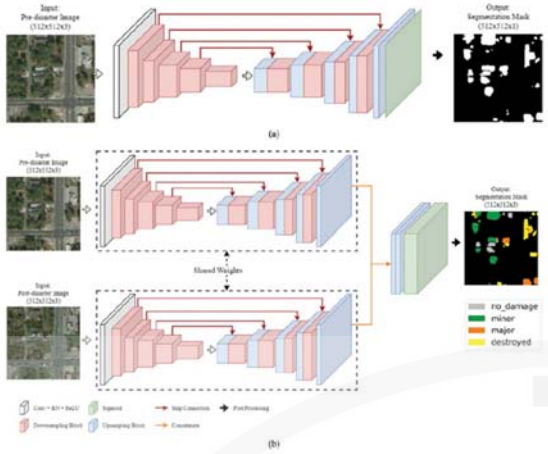
本研究聚焦於建築物災損等級之影像分割，如無災損、輕微災損、嚴重災損和完全破壞，如圖一顯示。其中各破壞類別具有次序關係。與一般之分割任務不同，針對分別獨立之類別，類別之錯誤預測在損失函數之計算中被平等對待。然而，建築物災損評估將損壞程度分為次序類別，這些類別對救援操作優先順序具有直接影響。從緊急應對的角度來看，將一個“完全破壞”的建築誤分為“無災損”比起將“完全破壞”誤分為“嚴重災損”更為不利。傳統的訓練模型將所有錯誤分類都平等懲罰，忽略了這些類別錯誤的程度。因此， OCDPL 方法將損壞等級之間之次序距離納入損失函數中，使得預測與實際類別差距較大的錯誤將受到更大的懲罰，強調了與次序類別距離相關的準確性的重要性。



圖一 不同災損程度範例

(註: (a)無災損(灰色)，屋頂元件缺失(輕微災損，綠色)，(b)屋頂元件缺失(輕微災損，綠色)，部分屋頂倒塌(嚴重災損，橙色)，(c)被水包圍 (嚴重災損, 橙色)，(d)完全被水淹沒(完全破壞，黃色))

本研究採用 RGB 衛星影像作為輸入。整體模型架構如圖二所示。首先，定位模型進行繪製建築物輪廓之任務（Localization），將 ResNet34（He 等人，2016 年）的編碼器與類似 UNet 的解碼器（Ronneberger 等人，2015 年）結合起來，使用災前圖像繪製建築物輪廓，如圖二(a)所示。接著，損壞程度分類任務（Classification）則同時輸入災前與災後影像，以孿生神經網絡（Bromley 等人，1993 年；Zagoruyko 和 Komodakis，2015 年）進行學習。該網絡由兩個具有共享權重和配置的相同子網絡組成，可以有效地比較特徵圖中的相似性和差異性。分類模型與定位模型類似，每個子網絡都使用 ResNet34 編碼器和類似 UNet 的解碼器，以及一個卷積層，如圖二(b) 所示。它分別在每個子網絡中處理災前和災後圖像，然後通過卷積層將它們的特徵圖合併進行進一步分析。最後透過 S 型函數（Sigmoid function）將每個像素的預測概率分類為不同的損壞程度，以不同的顏色在分割遮罩中進行視覺表示。



圖二 整體模型架構：(a) Localization model、(b) Classification model

三、 結果

OCDPL 將具次序關係之類別錯誤距離作為關鍵的調制因子納入損失函數中，通過考慮災損等級的次序性質顯著提升了模型性能。表一和表二詳列了在同一資料集（xBD 颶風災害資料集）（Gupta 等人，2019）上使用不同損失函數進行實驗之 F1 和平均絕對誤差（MAE）。粗體數字表示所有模型中性能最佳的指標。

使用 BCE 損失函數之模型顯示出對主導類別之預測傾向，即「無損害」和「重大損害」的偏向，進一步證實了模型需要加強對少數類別的學習，通常稱為困難樣本。值得注意的是，除了 DL 模型外，大多數模型的 $F1_{building}$ 分數都在 0.81 左右。DL 模型對於預後災害圖像之間的背景差異的敏感性降低，可能是由於照明或地形變化。此外，通過後處理顯示，在檢查定位率較低的受損建築像素時，DL 模型在建築物足跡檢測中產生的偽陽性較低，如圖三所示。雖然 DL 模型實現了最高的 F1 定位分數，但在檢測重大損壞建築方面卻遇到了困難。就評估所有損壞程度的 $F1_{DL}$ 分數而言，它受到了所有模型中少數類別表現的影響，導致分數下降。

而使用 OCDPL 之模型使各破壞類別的 F1 分數皆有所提高，OCDPL 模型在預測和真實情況之間的分類錯誤距離也較小。由圖片觀察分割結果，進一步發現使用提出的損失函數（OCDPL）模型能使預測結果與實際情況更加吻合，如圖三所示。

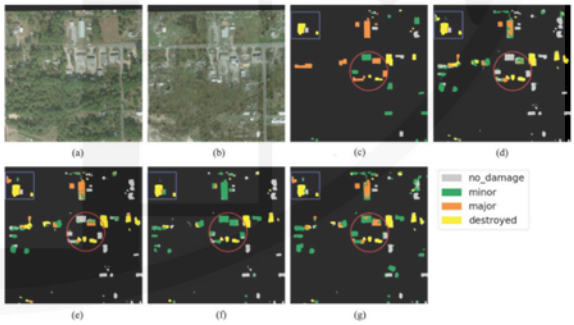
此外，OCDPL 在不同模型架構上顯示出高度的適應性，為所有類別皆提供改善。本研究突顯了在涉及次序關係之分類任務的訓練階段中納入次序相關資訊的重要性。未來在應用遙測影像和深度學習方法進行建築物災損評估時，模型訓練上應考慮分類錯誤距離。

表一 不同損失函數下指標的比較

Loss Function	$F1_{building}$	$F1_{DL}$	$F1_{no\text{-}damage}$	$F1_{minor}$	$F1_{major}$	$F1_{destroyed}$
BCE	0.809	0.640	**0.862**	0.594	0.795	0.465
FL	0.812	0.628	0.851	0.557	0.777	0.474
Dice	**0.847**	0.637	0.849	0.572	0.784	0.482
OCDPL	0.810	**0.658**	0.840	**0.599**	**0.807**	**0.504**

表二 不同損失函數下各類別的平均絕對誤差

Loss Function	MAE_{no}	MAE_{minor}	MAE_{major}	$MAE_{destroyed}$
BCE	**0.210**	0.488	0.228	1.069
FL	0.236	0.571	0.219	1.042
Dice	0.222	0.498	0.352	1.089
OCDPL	0.258	**0.400**	**0.212**	**0.993**



圖三 麥克颶風災後測試數據的分割結果：(a)災前影像、(b)災後影像，(c)真實類別、(d) BCE、(e) FL、(f) Dice、(g) OCDPL

四、 結論

本研究引入了一個新的損失函數 Ordinal Class Distance Penalty Loss (OCDPL)，透過動態加權的方式將具次序關係之類別錯誤距離作為關鍵的調制因子納入損失函數中，提高了模型各破壞類別之辨識表現。OCDPL 不僅提升各破壞分

類之 F1 分數，並降低了分類錯誤之誤差大小（MAE）。其應用在不同的模型框架中，亦能夠一致地增強每個類別的學習效果。為未來遙測影像和深度學習方法於災損評估之應用上帶來新的見解與改善方案。

本文節錄於本研究團隊 2024 年發表於 KSCE 之論文 “A Class Distance Penalty Deep Learning Method for Post-disaster Building Damage Assessment”，詳細內容請參閱該論文（Tsai & Lin，2024）。

參考文獻

1. Boin JB, Roth N, Doshi J, Llueca P, Borensztein N (2020) Multi-class segmentation under severe class imbalance: A case study in roof damage assessment. *arXiv Preprint*, DOI: 10.48550/arXiv.2010.07151
2. Bromley J, Guyon I, LeCun Y, Säckinger E, Shah R (1993) Signature verification using a “siamese” time delay neural network. *International Journal of Pattern Recognition and Artificial Intelligence* 7(4):669-688, DOI: 10.1142/S0218001493000339
3. Cheng CS, Behzadan AH, Noshadravan A (2021) Deep learning for post-hurricane aerial damage assessment of buildings. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* 36(6):695-710, DOI: 10.1111/mice.12658
4. Cooner AJ, Shao Y, Campbell JB (2016) Detection of urban damage using remote sensing and machine learning algorithms: Revisiting the 2010 Haiti earthquake. *Remote Sensing* 8(10):868, DOI: 10.3390/rs8100868
5. Dong L, Shan J (2013) A comprehensive review of earthquake-induced building damage detection with remote sensing techniques. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing* 84:85-99, DOI: 10.1016/j.isprsjprs.2013.06.011
6. Duarte D, Nex F, Kerle N, Vosselman G (2018) Multi-resolution feature fusion for image classification of building damages with convolutional neural networks. *Remote Sensing* 10(10):1636, DOI: 10.3390/rs10101636
7. Fujita A, Sakurada K, Imaizumi T, Ito R, Hikosaka S, Nakamura R (2017) Damage detection from aerial images via convolutional neural networks. 2017 fifteenth IAPR international conference on machine vision applications (MVA), May 8-10, Nagoya, Japan, 5-8, DOI: 10.23919/MVA.2017.7986759
8. Galanis M, Rao K, Yao X, Tsai YL, Ventura J, Fricker GA (2021) DamageMap: A post-wildfire damaged buildings classifier. *International Journal of Disaster Risk Reduction* 65:102540, DOI: 10.1016/j.ijdrr.2021.102540
9. Gupta R, Hosfelt R, Sajeev S, Patel N, Goodman B, Doshi J, Heim E, Choset H, Gaston M (2019) xbd: A dataset for assessing building damage from satellite imagery. *arXiv Preprint*, DOI: 10.48550/arXiv.1911.09296
10. He K, Zhang X, Ren S, Sun J (2016) Deep residual learning for image recognition. Proceedings of 2016 IEEE conference on computer vision and pattern recognition (CVPR), June 27-30, Las Vegas, NV, USA, 770-778, DOI: 10.1109/CVPR.2016.90
11. Pi Y, Nath ND, Behzadan AH (2020) Convolutional neural networks for object detection in aerial imagery for disaster response and recovery. *Advanced Engineering Informatics* 43:101009, DOI: 10.1016/j.aei.2019.101009
12. Ronneberger O, Fischer P, Brox T (2015) U-net: Convolutional networks for biomedical image segmentation. Proceedings of 18th international conference on medical image computing and computer-assisted intervention (MICCAI), October 5-9, Munich, Germany, 234-241, DOI: 10.1007/978-3-319-24574-4_2
13. Thomas J, Kareem A, Bowyer KW (2013) Automated poststorm damageclassification of low-rise building roofing systems using high-resolution aerial imagery. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing* 52(7):3851-3861, DOI: 10.1109/TGRS.2013.2277092
14. Tsai, F. J., & Lin, S. Y. (2024). A Class Distance Penalty Deep Learning Method for Post-disaster Building Damage Assessment. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 1-15, DOI 10.1007/s12205-024-1587-1
15. Wang Y, Cui L, Zhang C, Chen W, Xu Y, Zhang Q (2022) A two-stage seismic damage assessment method for small, dense, and imbalancedbuildings in remote sensing images. *Remote Sensing* 14(4):1012, DOI: 10.3390/rs14041012
16. Weber E, Kané H (2020) Building disaster damage assessment in satellite imagery with multi-temporal fusion. *arXiv Preprint*, DOI: 10.48550/arXiv.2004.05525
17. Zagoruyko S, Komodakis N (2015) Learning to compare image patches via convolutional neural networks. Proceedings of 2015 IEEE conference on computer vision and pattern recognition (CVPR), June 7-12, Boston, MA, USA, 4353-4361, DOI: 10.1109/CVPR. 2015.7299064

5D 智慧城市防救災平台 (二)

王仁佐[1]　陳志賢[2]　林瑞綿[2]

摘 要

為強化城市防救災能量，運用在電腦中建構真實城市的數位分身，國震中心智城小組開發了 5D 智慧城市防救災平台，整合災害歷史與即時資料及未來災害潛勢推估，使防災減災更加智慧化，進一步提升救災行動之效率。國震中心開發之 5D 智慧防救災平台技術可匯入不同類型圖資，並採用真實地球 TWD97 座標資訊，可整合戶外硬體設備 GPS 座標以及室內設備現地座標資訊。

關鍵詞：智慧城市、智慧實驗室、智慧防救災平台

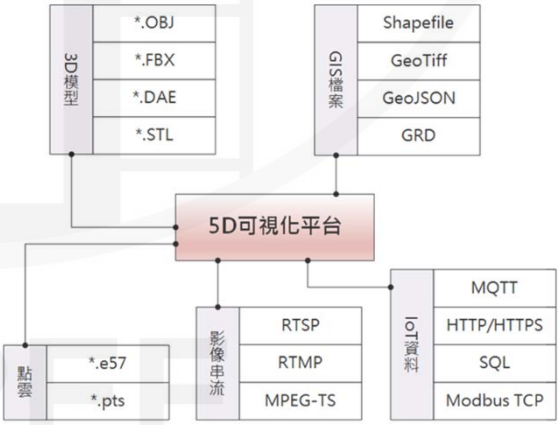
一、前言

近年來氣候變遷急遽，高強度災害發生頻繁，在台灣天然災害包括地震與淹水等，均是目前防災迫切處理的議題之一；同時，聯合國 2016 年統計報告指出，全球已有超過一半的人口居住於城市，高密集的城市所受到的災害衝擊將更加顯著，假若人們能將知識與經驗轉化數位數據，將可提升災害防治能力，因此，世界各國不斷思考如何建構智慧韌性城市，成為各領域專家的首要課題。因此，為強化城市防救災能量，國震中心以真實城市為藍圖，提出智慧數位空間概念(亦可稱為 5D 智慧數位空間)，打造「5D 智慧城市防救災平台」。

二、5D 智慧平台功能架構

國震中心獨立開發之 5D 智慧平台以地理資訊系統（Geographical Information System, GIS）為基礎，結合 3D 城市模型、臺灣衛星影像、光達點雲（LiDAR）、數值高程模型(DEM)，融入時間資訊成為第 4D，並透過網路將訊息傳送至第 5D 智慧化數位空間，使 5D 數位化空間成為真實世界的數位分身。此外更可持續強化增加 5D 智慧平台於不同運用情境下之擴充模組，加強 5D 智慧平台之運用效能。本研究即開發 5D 智慧平台於防救災領域之 5D 智慧城市防救災平台，並逐年擴充升級平台之功能。

為了平台運行的效能，在 Windows 作業系統之 Visual Studio 整合開發環境下使用 C++程式語言進行開發，除了強化 5D 智慧平台開發的技術能力外，更可保留平台功能與支援檔案的擴充彈性，避免因商用軟體原廠技術支援中斷而使平台無法延續的困境，架構如圖一所示。



圖一 平台支援檔案功能架構圖

資料介接部分，可透過 HTTP、HTTPS、MQTT、標準資料庫、ModBus TCP 等網路通訊協定查詢或接收監控資料；影像部分可透過 RTSP、RTMP、MPEG-TS 等影像即時

[1] 國家地震工程研究中心研究員
[2] 國家地震工程研究中心助理研究員

串流協定接收監視影像。

三、5D 智慧城市防救災平台

5D 智慧城市防救災平台運用 5D 智慧數位化空間打造出具有多元的城市建物與多樣的城市景觀之虛擬城市。重要的是，此虛擬城市整合了國震中心各項土木工程專業知識與演算法，包括結構與橋梁監測系統、台灣地震損失評估系統 TELES 等，在地震、洪水、火災等無法預測的天然災害發生前，對城市建築物、橋梁等災損進行可靠評估；而後透過 5D 智慧防救災平台，提供救災道路、即時救災應變調度，並採用無人機即時監控孤島災損狀況，加速城市防災工程的發展。

此外，進一步整合物聯網（Internet of Things, IoT），將部屬於城市各個角落的感測器（sensors）集結，將多樣化的數值資訊、時間資訊、空間資訊彙整於 5D 智慧平台，可加速智慧城市各個面向的加值應用。

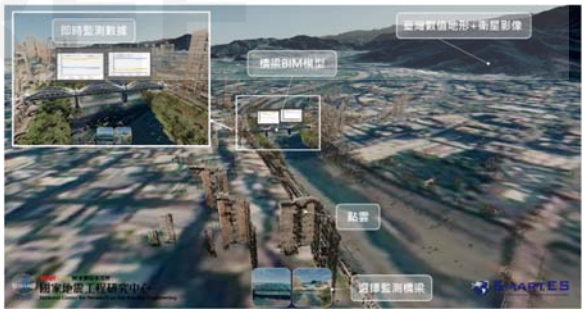
四、橋梁結構安全監測功能模組

5D 智慧城市防救災平台所開發橋梁結構安全監測功能模組結合防災和救災功能，以提高城市對橋樑災害的預防和應對能力。開發項目包含以下：

1. **實時監測和警報功能**：整合橋梁結構監測的感測器和設備，實時監測橋梁結構的變化和異常，並提供警報通知，以便使用者及時採取行動。
2. **災害風險評估**：通過數據分析和建模，對橋梁結構的災害風險進行評估，包括地震、風暴、洪水等可能對橋梁造成的影響，以便制定相應的防災措施。
3. **緊急應變計劃**：制定緊急應變計劃，包括疏散路線、救援隊伍路線、橋梁封閉路線等，以應對橋梁發生災害時可能出現的情況。
4. **資訊共享和協作**：提供平台，讓各相關單位之間能夠及時分享信息、協作應對災害，包括政府部門、救援機構、交通管理部門等。
5. **損害評估和維修計劃**：在災害發生後，通過監測數據和損害評估，制定橋梁的緊急維修計劃，以恢復橋梁功能並減少災害造成的影響。
6. **災害預警和撤離引導**：在災害發生前提供預警信息，引導人們安全撤離或避難，從而減少災害造成的人員傷亡和財產損失。

5D 智慧城市防救災平台橋梁結構安全監測功能業已獲得文化部文化資產局補助，實際應用於新北市三峽拱橋。由於三峽拱橋曾於 2012 年颱風期間，因為大量降雨而導致溪水暴漲造成橋墩即下沉或錯移。且 P1 及 P2 橋墩位於三峽河，有較高沖刷潛勢。故於 P1、P2 橋墩進行垂直度監測，將傾斜計安裝於橋墩上，長期觀測橋墩傾斜值，若橋墩因洪水沖刷或地震造成側傾時，便可由監測記錄得知。

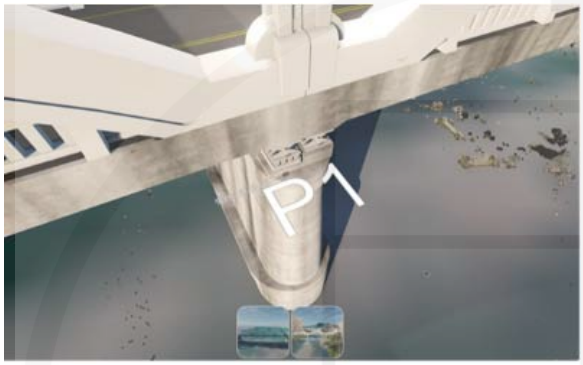
5D 智慧城市防救災平台畫面如圖二所示，為一 3D 地理資訊平台，具備 TWD97 座標系統，底圖整合全臺灣數值地形(DEM)與福衛衛星影像及精細的橋梁 BIM 3D 模型以及周遭環境點雲資料，於圖三所示。所有模型在數位雙生世界中都位於正確的位置上，如此一來資訊也才能與空間資訊對應。在操作上，使用鍵盤與滑鼠進行操作，觀察者視角可自由在虛擬世界中遊走，達到 360 度觀察與放大縮小的功能，使用任意視角及位置在虛擬場景中快速查看，如圖四(a)~(c)所示。



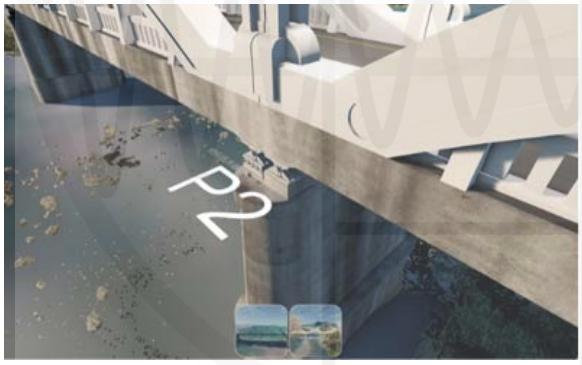
圖二 5D 智慧防救災平台畫面



圖三 精緻 BIM 橋梁模型與環境點雲模型



圖四(a) P1 橋墩傾斜感測器



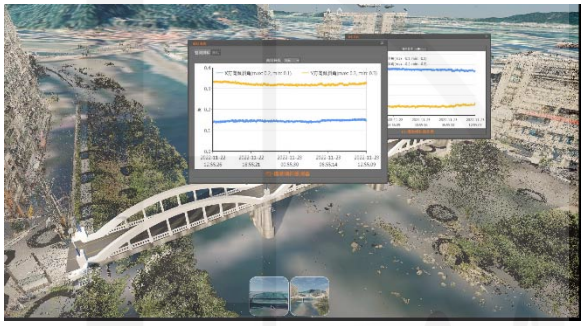
圖四(b) P2 橋墩傾斜感測器



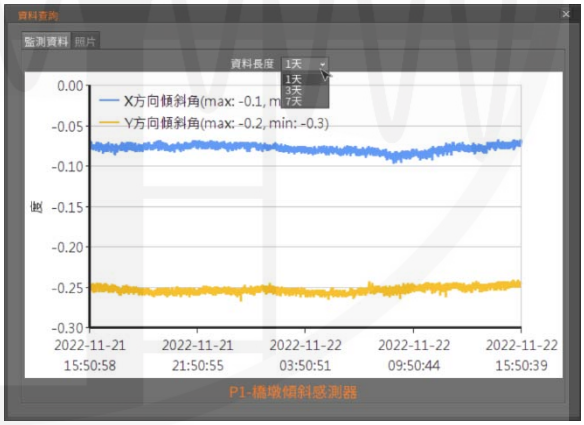
圖四(c) 橋頭處機箱

圖四 任意視角於平台內虛擬場景查看

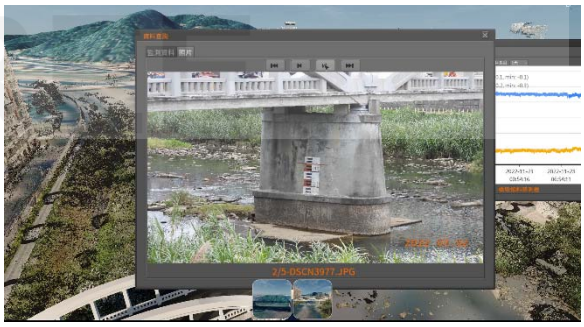
不同於傳統橋梁結構安全監測網頁的顯示方式，在 5D 智慧城市防救災平台中，監測資料是直接顯示於監測橋墩上方，如圖五所示。3D 化整合資訊平台可擺脫傳統平面式平台空間的限制，各類資訊面板與空間資訊整合，將資訊放置在設備座標上，使用者可直觀地將監測資料與監測位置的地理關係連結起來。資料面板上包含兩個頁簽，如圖六所示，分別為「監測資料」及「照片」，前者用於顯示橋墩的傾斜監測值，此頁簽上可設定顯示的資料長度，預設有 1 天、3 天及 7 天可以選擇。後者用於顯示相關照片，使用者可利用面板上按鈕切換照片，如圖七所示。



圖五 監測資料於平台中顯示



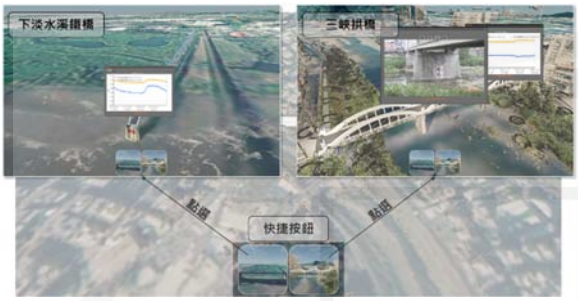
圖六 監測資料顯示面板



圖七 照片瀏覽功能

此 5D 智慧城市防救災平台之橋梁結構安全監測功能可建置多座橋梁於同一平

台內，例如已於同一 5D 智慧平台建置屏東下淡水溪鐵橋之橋梁結構安全監測。為方便使用者快速切換監測橋梁，於平台畫面下方設計快捷按鈕，使用者只要點選按鈕即可快速切換到不同橋梁，其中左方按鈕為下淡水溪鐵橋之快捷鍵，右方按鈕為三峽拱橋之快捷鍵，如圖八。



圖八 快捷按鈕功能

五、結論與展望

5D 智慧城市防救災平台下的橋梁結構安全監測功能模組為城市管理和災害應對帶來了重大的價值和發展前景。透過整合先進的 IoT 感測技術、數據分析和智能算法，該模組能夠提高橋梁結構的監測和管理效率，同時強化對橋梁安全的預警和防範能力。

未來，這一功能模組還將不斷優化和升級。可能的發展方向包括更加智能化的數據分析和預測技術、更加全面化的災害風險評估模型。透過不斷創新和改進，智慧城市防救災平台下的橋梁結構安全監測功能模組將繼續為城市的安全和穩定作出貢獻，為打造更安全、更宜居的城市環境提供有力支持。

參考文獻

1. 王仁佐，2022，古蹟橋梁檢測與監測管理系統成果報告，文化部文化資產局，臺北。

災防數位轉型：以數位孿生打造即時救災系統

羅傑鯤[1]　張慰慈[2]　陳俊杉[3]

摘 要

本文介紹如何透過人工智慧技術提升防救災成效，針對多項創新方法搜整及各種災害相關數據來源並萃取重要資訊，最終可建立一防救災資訊平臺，以提供即時與精準的防救災資訊。應用子題包括：(a) 以大型語言模型 (Large Language Models, LLMs) 開發出可提供即時災防建議與協助的智慧助手；(b) 以卷積神經網路 (Convolutional Neural Network, CNN) 影像辨識技術進行大範圍災損辨識與評估；(c) 以電腦視覺及深度學習 (Deep Learning, DL) 技術建立三維災區模型，同時進行精準的災損評估與救災計畫建議；(d) 利用災前建管圖資及災後影像快速估算建築物的耐震性能。透過各項技術可打造一防救災導向之數位孿生 (digital twin) 來提升災前規劃、災時應變及災後復原的效率與能力，最終達成災防數位轉型之目標，降低災害對社會的衝擊。

關鍵詞：災害防救、數位轉型、數位孿生、深度學習

一、前言

本研究的核心目標在導入人工智慧 (Artificial Intelligence, AI) 於防救災領域，推動災防數位轉型。AI 可應用於減災 (Mitigation)、應變 (Response)、復原 (Recovery) 等重要階段，災前蒐集資料及協助防災演練，災時快速蒐整災情為一數位孿生 (digital twin) 以協助掌握即時變化、預測災情走向、協助救災計畫並給予智慧化決策建議，災後協助評定災損分類及建議重建計畫。本研究主要以五個核心主題作為探討的重點：

- 多維度地震防災與應變平臺
- 災防 Copilot
- 大範圍災損辨識
- 三維災區建模與災損辨識
- 耐震快速評估

透過對五項研究主題的深入探討，期望能夠提升災害防救的效率和效能，並進一步減輕災害對公眾的衝擊。

二、多維度地震防災與應變平臺

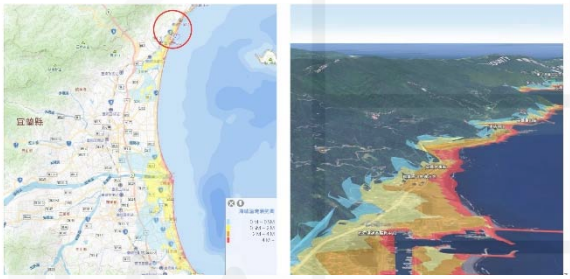
本研究致力於創建一個全面性的地震災害管理平臺，整合國土測繪中心三維建築物模型、建築物耐震屬性資料庫、斷層及敏感地質資料、防救災據點等多元資訊，透過三維地理資訊系統 (Three-Dimensional Geographic Information System, 3D-GIS) 彙整圖資及呈現，如圖一及圖二所示。於防災規劃與演練階段，可結合台灣地震損失評估系統 (Taiwan Earthquake Loss Estimation System, TELES) 進行模擬 (Yeh et al., 2006)，推估想定地震情境下可能產生的災損及救災資源的需求，如圖三所示。當地震發生後，該平臺能夠協助應變決策與指揮派遣，並整合中央應變管理資訊系統 (Emergency Management Information Cloud, EMIC) 的即

[1] 國家地震工程研究中心 專案助理研究員
[2] 國家地震工程研究中心 副研究員
[3] 國立臺灣大學土木工程學系、材料科學與工程學系暨研究所 特聘教授；國家地震工程研究中心 兼任研究員

時災情回報與本研究的各種災情辨識成果，提供即時與準確的災情資訊。透過這樣的設計來提供最有效的情資，以協助提昇災害管理的效率與效能。



圖一 建築物耐震屬性資料展示



圖二 海嘯溢淹潛勢區



圖三 建築物超越嚴重損害百分比

三、災防 Copilot

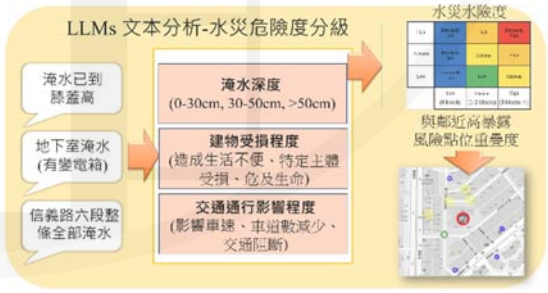
本研究透過大型語言模型 (Large Language Models, LLMs) 建立災情分類模型，並支援以即時通訊社群軟體 (如 Line 通訊軟體之群組對話) 協助災害整備與應變的實時資料蒐集，更可提供情報提示等智慧化建議，如圖四所示。透過 TELES (Yeh et al., 2006)、建築物耐震屬性資料庫和道路數值路網圖等圖資，整合人口、關鍵設施、建築物及道路基礎圖資及災害即時情報，提供早期災損推估以及災害曝險警示，如圖五所示。當災害發生時，藉由爬蟲抓取包括 EMIC、新聞網路、輿情分析、警察廣播電臺即時路況等諸多訊息來源，蒐集多方災情資訊，進行資料清理、災情分類、災點定位、影響路段推測等，透過此方法綜整複雜多變的非影像類災情資訊，為災害管理提供新的視角，如圖六所示。



圖四 LLMs 結合 Line 群組對話



圖五 早期災損推估及災害曝險警示

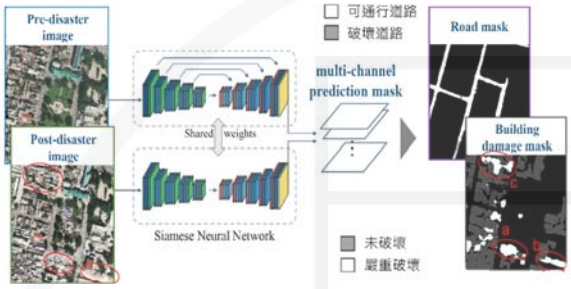


圖六 水災災情分類

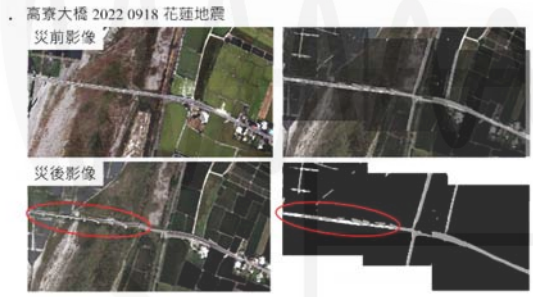
四、大範圍災損辨識

本研究透過卷積神經網路 (Convolutional Neural Networks, CNN) 發展災損影像識別模型 (圖七)，在救災應變階段結合衛星與空拍等遙測影像與建物耐震屬性資料，確認實際災區範圍與災損程度 (圖八)、劃定災情熱區、協助規劃救援優先順序、同時監控救災路網 (圖九)。此外對於受災害阻斷的孤島，也能確切掌握大

範圍災區狀況、找出可能的救援路線。在災後復原階段，可整合建物基本參數與社會經濟人口資料，掌握受影響範圍，規劃重建機具與物資需求，追蹤建物、橋梁與道路修復進度。有助於解決重大災害發生時範圍過大、通訊斷聯、道路中斷、重災區勘災危險等問題，可有效節省救災人力需求與風險。透過此方式，可更有效地分配資源，提高救援效率，最大限度地減少災害對生活的影響。



圖七 AI 模型辨識結果後處理



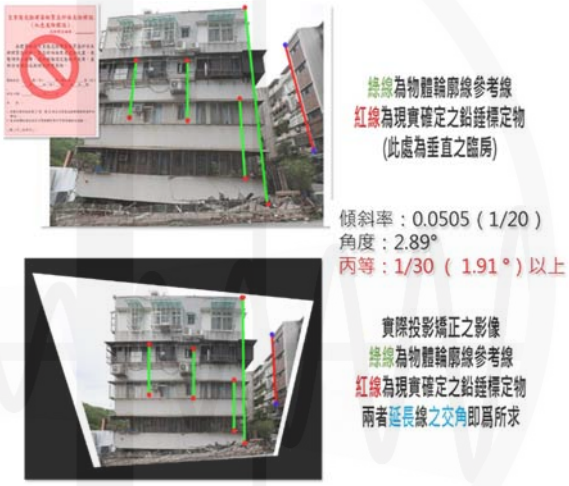
圖八 橋梁災損辨識範例



圖九 可通行、損毀道路辨識

五、三維災區建模與災損辨識

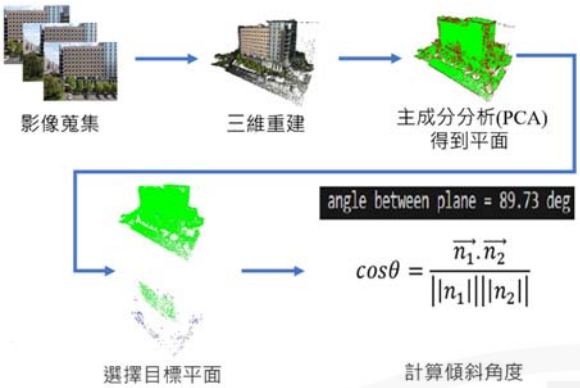
本研究透過無人航空載具(Unmanned Aerial Vehicle, UAV)、光學雷達(Light Detection And Ranging, LiDAR)蒐集三維空間資訊，並使用電腦視覺技術對災區影像進行二維與三維的快速災損評估，以便相關單位能夠迅速瞭解建物災損及快速進行震損分類 — 即所謂的建物地震列管紅黃單，如圖十及圖十一所示。此方法相較於傳統的建築物傾斜評估等方法，效率更高且所需人力甚少。研究成果包括：利用 UAV 進行三維點雲 (point cloud) 重建、提出基於建築物開口的 Fopen-YOLO 檢測模型 (參考圖十二)、及建物斜率辨識等。未來，期望能導入三維災區建模與災損辨識技術於建物地震列管紅黃單程序，建立智慧化及自動化的災後快速災損評估流程，對災後的快速災損評估具有重要的影響。



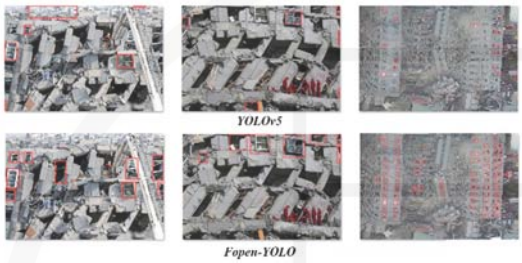
圖十 二維影像傾斜評估(大直塌陷案例)

六、人工智慧耐震快速評估

本研究基於 AI 快速且符合工程精度需求的優勢，應用於地震災害前後的評估。開發的 AI 模型用以辨識實際震損構件的準確率達 79%，從而有效地進行分棟評估，如圖十三所示。震前利用 AI 影像技術讀取既有紙本建管圖資進行快速評估(圖十四)，並根據基本耐震性能 E 值之分數排序，以識別並補強耐震弱層；震後利用 AI 影像識別判讀建物損傷等級來進行快速評估，利用折損後的耐震 E 值分數可輔助災後緊急評估作業，如圖十五所示。本研究成果將提出新穎的災後耐震快速評估流程，對提升地震防救災工作具有重要的影響。



圖十一 三維點雲斜率評估

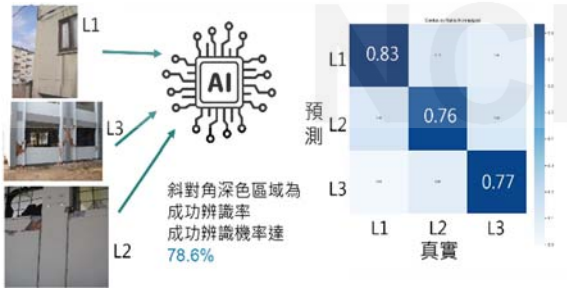


圖十二 Fopen-YOLO 災區影像開口辨識

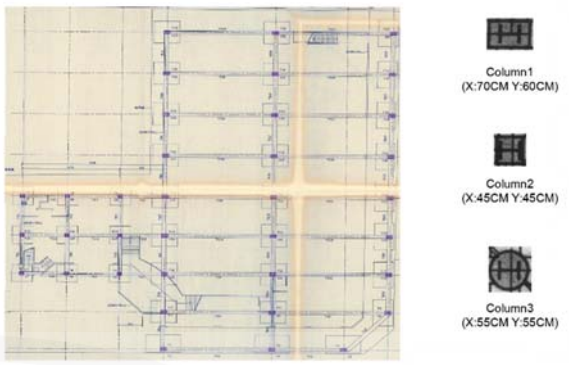
七、結論與展望

本研究成功地將 AI 技術與數位孿生的概念結合，並應用於防救災領域，開發出多項創新的技術與平臺。這些成果不僅提升了災害管理的效率與效能，也為減輕災害對社會的影響提供了有力的支持。

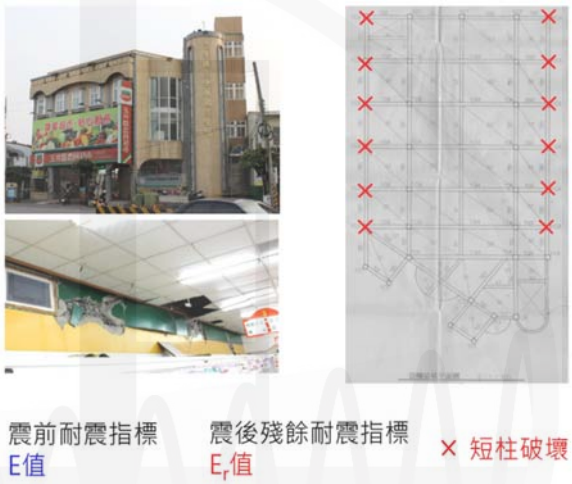
未來，仍將持續改進與驗證本研究的技術與應用，並尋求與相關單位的合作與試辦，以期將本研究的成果落實於實際的防救災場域，共同推動災害防救的數位轉型，為我國的防救災工作貢獻一己之力。



圖十三 AI 模型辨識震損構件



圖十四 AI 快速讀圖判讀柱量



圖十五 震損後之快速評估

參考文獻

1. Yeh, C.-H., Loh, C.-H., & Tsai, K.-C. (2006). Overview of Taiwan earthquake loss estimation system, Natural Hazards, 37, 23-37.

5D 智慧實驗室（二）

王仁佐[1]　陳志賢[2]　林瑞綿[2]

摘 要

地震模擬實驗室為國震中心重要的資產，每年為產、官、學界提供眾多服務，因此，實驗室設備的維護管理尤為重要。為落實國震中心實驗室之智慧化管理，本研究開發了5D 智慧實驗室管理平台，建構實驗室的數位分身，提供視覺化管理，同時採用資料庫集中管理設備規格、維修保養記錄，提高資料的可用性，通過資料長期的累積，對實驗室的管理與決策將有所助益。

關鍵詞：智慧實驗室、數位孿生

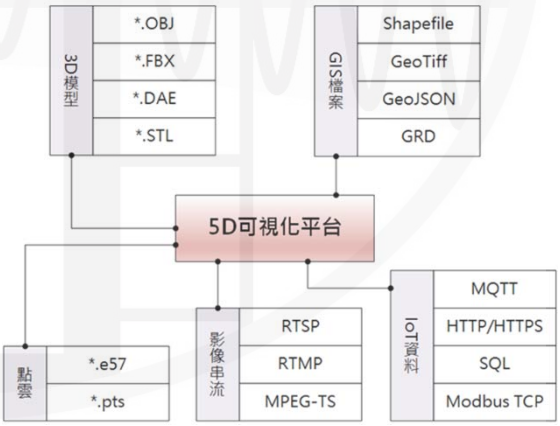
一、前言

實驗室長久以來一直使用傳統的檔案方法來管理資料，使資料不易有效率地收集、保存、查詢、更新和使用，此外設備眾多且組成複雜，加上許多設備及管線隱藏於樓地板下或反力牆內，在溝通討論上容易造成誤會。為此，5D 智慧實驗室管理平台導入視覺化管理及資料庫管理的概念，打造數位孿生實驗室。在功能規劃方面，先與實驗室管理人員討論後，依據實際需求來規劃平台功能及平台架構，以符合實用性。

二、5D 智慧平台

國震中心自組開發之 5D 智慧平台以地理資訊系統（Geographical Information System, GIS）為基礎，結合 3D 城市模型、臺灣衛星影像、光達點雲（LiDAR）、數值高程模型(DEM)，融入時間資訊成為第 4D，並透過網路將訊息傳送至第 5D 智慧化數位空間，使 5D 數位化空間成為真實世界的數位分身。此外更可持續強化增加 5D 智慧平台於不同運用情境下之擴充模組，加強 5D 智慧平台之運用效能。本研究即開發 5D 智慧平台於實驗室設備管理。

為了平台運行的效能，在 Windows 作業系統之 Visual Studio 整合開發環境下使用 C++程式語言進行開發，除了強化 5D 智慧平台開發的技術能力外，更可保留平台功能與支援檔案的擴充彈性，避免因商用軟體原廠技術支援中斷而使平台無法延續的困境，架構如圖一所示。



圖一 平台支援檔案功能架構圖[1]

資料介接部分，可透過 HTTP、HTTPS、MQTT、標準資料庫、ModBus TCP 等網路通訊協定查詢或接收監控資料；影像部分可透過 RTSP、RTMP、MPEG-TS 等影像即時串流協定接收監視影像。

[1] 國家地震工程研究中心研究員
[2] 國家地震工程研究中心助理研究員

三、5D 智慧實驗室平台架構

管理平台架構規劃如圖二所示，具備資訊整合及功能擴充之彈性，依據實驗室管理所需的表單來設計資料庫，相關設備資料、規格、維護記錄及校正記錄等資料均儲存於伺服器端資料庫中，針對不同的使用情境與需求，使用者可選擇透過網頁介面或 5D 平台介面操作使用，進行資料的查詢、修改、新增及刪除，因採用資料庫集中管理資料，所有使用者均可查閱最新的資料。

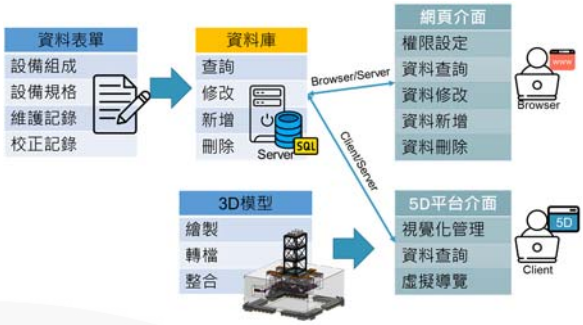
使用資料庫的優點歸納如下：

1. 資料格式標準化，易於應用。
2. 資料集中管理，易於保存。
3. 資料連動，網頁平台與 5D 可視化平台間資料連動，使用者間資料連動。
4. 可以隨時進行資料查詢、更新、新增及刪除。

目前已建立台北實驗室之(1)三軸向地震模擬振動台、(2)油壓動力系統、(3)多軸向測試系統、(4)反力牆實驗系統、(5)高性能消能元件測試系統、(6)比較式低頻加速規校正系統、(7)小型實驗系統、(8)材料試驗機等 8 大主要設備及其子（組成）設備的基本資料與設備維護資料庫。

實驗室設備維護和管理資料通過長期的累積，可以進一步應用。

1. 設備追蹤：通過收集和記錄設備的狀態和使用情況，可以追蹤設備的狀態和可用性，並在需要時進行維護和維修。
2. 維護計劃：通過數據分析，可以建立維護計劃，根據設備的使用頻率和狀態安排維護和維修時間。
3. 故障記錄:通過收集和記錄故障記錄，可以分析設備的故障原因和頻率，並採取適當的措施降低故障率。
4. 用量統計：通過統計和分析設備的使用量，可以確定設備的使用效率和消耗情況，並採取適當的措施提高效率。



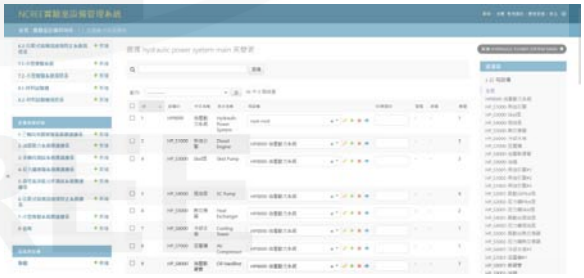
圖二 5D 智慧實驗室系統架構

四、網頁平台介面

針對經常性的資料管理需求，可採用網頁介面進行操作，適合攜帶式裝置，例如設備維護時,可於設備旁直接填寫記錄、拍照上傳，簡化工作流程。如圖三所示，點選左方主要設備可查詢其子設備與規格，圖四為設備維護記錄頁面，可管理各設備的維護記錄資料。



圖三 網頁平台操作畫面（設備與規格）



圖四 網頁平台操作畫面（維護記錄）

五、5D 平台介面

5D 平台為一 3D 地理資訊平台，如圖五所示，具備地理座標系統，底圖整合全臺灣數值地形(DEM)與福衛衛星影像、精細的建物 3D 模型以及實景 3D 模型。所有模型在平台中都位於正確的座標上，如此一來資訊也才能與空間對應。5D 平台目前已匯入台北實驗場結構模型與 8 大設備的 3D 模型，平台畫面如圖六所示，可提供之應用例如：

1. 視覺化管理，即點選平台內設備模型，可顯示該設備的基本資料與維護履歷（圖七），在資訊與設備外觀之間提供直觀的連結方式。

2. 實驗室虛擬導覽，5D 平台可於數位分身中任意移動，隱藏模型，如圖八所示，在隱藏地板與反力牆後，可用於解說地下室結構、油壓管與振動台底部構造，介紹實驗室內不易到達的區域或設備。

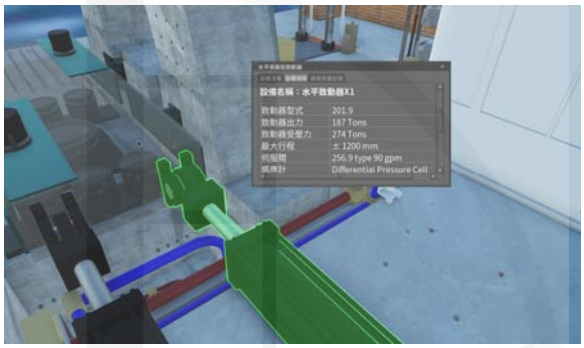
3. 整合實驗室各項關鍵即時監測資訊，如圖九所示，5D 平台同時介接實驗室既有的重要監測資料，如油壓管壓力、溫度等，並將資訊標示於所屬設備旁，建立資訊與設備之間直觀的連結方式，當監測資料異常時，可立即得知設備及其位置，縮短反應時間，有助於實驗室的安全管理。



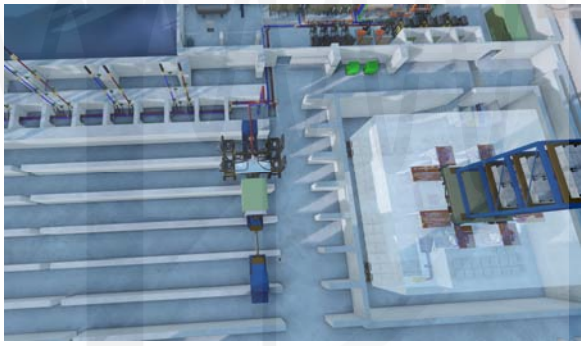
圖五 3D GIS 平台整合周圍實景模型與建築物 3D 模型



圖六 5D 平台操作畫面



圖七 實驗室視覺化管理



圖八 5D 平台應用於實驗室虛擬導覽



圖九 整合實驗室各項關鍵監測資訊

五、結論與展望

5D 智慧實驗室平台是一個具有創新性的研發，其目的在改善實驗室設備的維護和管理。導入資料庫以管理相關設備資料、規格、維護記錄和校正記錄，並提高資料的可用性，5D 平台介面則結合資料庫管理和視覺化介面，為實驗室管理帶來更高效、更智慧的方式。

未來，5D 智慧實驗室平台將加入設備校正記錄管理功能，依據使用者的意見回饋持續改善網頁及 5D 平台使用介面與功能，使更符合實際需求，打造兼具創新與實用性的實驗室管理系統。

參考文獻

1. 陳志賢、蔡明華、王仁佐、謝志毅、許家展，2020，物聯網與城市實景三維模型之整合應用—以沙崙智慧綠能科學城 C 區為例，中華民國第 15 屆結構工程及第 5 屆地震工程研討會，臺南。

公用天然氣管線震損評估模式之研究

劉季宇[1]　周寶卿[2]

摘 要

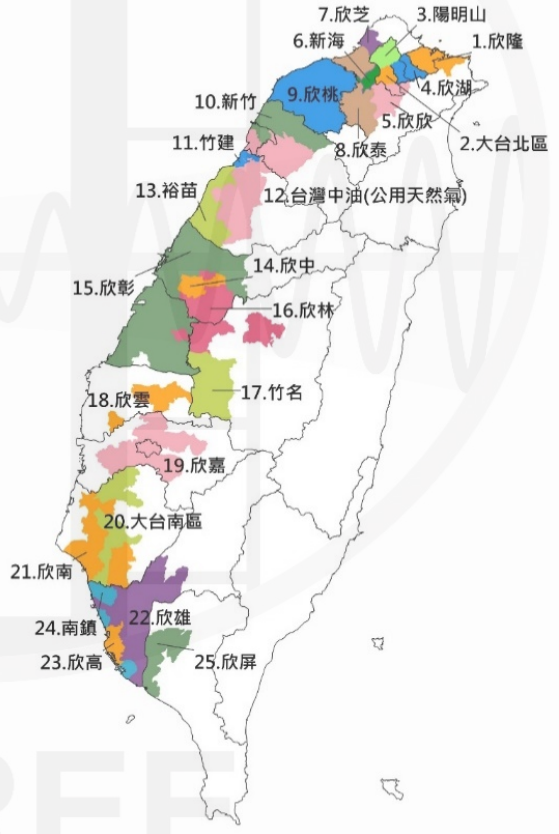
公用天然氣(瓦斯)屬維生線系統重要一環，呈廣域綿密分布，所受地震災害威脅不容小覷，須做好減災整備以防範於未然。天然氣管線由於量體過於龐大，進行震損評估時，逐段進行詳細分析並不可行。本研究針對這些管線，綜合國內外相關震害的調查與研究，進行比較，研擬適用的管線地震災損評估模式，包含管線災損率的推估式，以及不同壓力別與管種別的管線災損率修正係數。最後，本研究以陽明山瓦斯公司為示範例，考慮山腳斷層南段錯動引致的規模 6.6 想定地震，運用管線公開資料進行震害情境模擬。

關鍵詞：天然氣系統、管線災損率、想定地震、震損評估

一、前言

天然氣(瓦斯)屬維生線系統重要一環，以接管方式供氣予各家戶及各種行業使用，乃最普遍方便的能源形式。我國天然氣營業範圍遍及各地(澎湖及東部縣市除外)由 25 家民營瓦斯公司分區經營，如圖一所示。按經濟部能源署 112 年 9 月統計，全國天然氣用戶達 388.5 萬戶。天然氣管線呈廣域綿密的分布，所受地震災害威脅不容小覷，須做好減災整備以防範於未然。尤其都會區震後火災一旦發生後果嚴重，據調查天然氣災損相關的震後起火，占比達 26%，為重要肇因之一，必須全力阻絕。

天然氣系統中位居上游的長途輸送管線數量有限，重要性高，管材為符合美國石油協會(API)的高規格焊接無縫鋼管，耐震性能優異，僅需於過斷層或高液化潛勢的地方，進行暴險分析或耐震力學分析，即可掌握其地震風險。反之，一般都會區的公用天然氣管線，位居中下游，量體過於龐大，實無可能逐段進行耐震分析。這些管線按管徑概分為本管(大於或等於 100 mm)與支管(小於 100 mm)二類。本研究之目的即針對公用天然氣本支管線，研擬震損評估模式，應用於想定地震災損推估。



圖一 我國公用天然氣公司及其營業範圍分布圖(國震中心繪製)

公用天然氣管線，按壓力概分為高壓(大於 1.0 MPa)、中壓、低壓(小於 0.1 MPa)三類，按材料概分為金屬管、非金屬管二

[1] 國家地震工程研究中心研究員
[2] 國家地震工程研究中心專案助理研究員

類，又分別細分為鋼管、鑄鐵管、PE 管、PVC 管等，不一而足。不同天然氣管線的耐震性能差異懸殊，進行災損推估時，須藉助於管線災損率的推估式及管種修正係數。管線災損率定義為「災損(修理)件數/管線長度」，意即單位長度管線發生災損(修理)的件數。管線災損率表為地震動強度參數或地表永久變位的函數，其值越小表示管線耐震性能越佳，反之則越差。管線的標準災損率推估式多根據歷史地震的實際災損資料，透過迴歸分析而得；同理，各種壓力別或材料別管線的耐震易損性差異，以不同的管種修正係數，反映其受震損害時的數量比率。

二、天然氣管線災損率經驗式

本研究收集比較國內、外震害相關調查與災損率經驗式。我國公用天然氣管線使用情況與日本相近，日本因幅員大且發展早，故震害相關資料與研究較為豐富，特別是以 1995 年兵庫縣南部地震(神戶地震)為主的都會區震害資料，因此可為借鏡。根據日本損害保險料率算出機構的整理(2014 & 2022)，天然氣管線的災損率經驗式，所考慮的地震動強度參數，概分為最大地表加速度(PGA)、最大地表加速度(PGV)與 Housner (1965)所定義的 SI 參數等三種，各有一或多組經驗式。

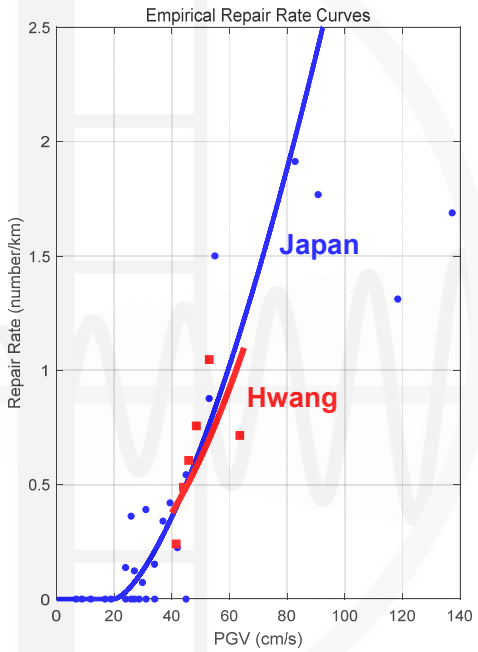
至於國內部分，1999 年集集地震中部災區損害嚴重，黃宏謀(Hwang et al., 2004)、陳智怡(2001)針對當時的台中市，陳峻維(2001)針對東勢、石岡、豐原三地，分別整理天然氣管線災損資料並進行災損率迴歸分析，地震動強度參數均包括 PGA、PGV、SI 以及愛氏震度(Arias , 1970)等四種。其中，以黃宏謀的研究最具參考價值，原因在於：(1)當時台中市天然氣管線總長度長而災損數多，災損資料具代表性；(2)標的管線取中小口徑(螺紋)鋼管，已然排除用戶管，對象單一且與國外研究一致；(3)刻意排除斷層破裂帶範圍的災損資料，確保經驗式係純粹地震動所引致災損。因此，本研究以之作為國內災損經驗式參考基準。

經比較日本天然氣管線的標準災損率經驗式與黃宏謀的集集地震經驗式，可知地震動強度參數採用 PGV 時，吻合度最高者，如圖二所示，二者災損率 R_f 的函數形式分別為：

$$R_f = 1.114\times10^{-4}\cdot V^{2.203} \quad \text{(黃宏謀)} \quad (1)$$

$$R_f = 0.00389\cdot(V-20)^{1.51} \quad \text{(日本)} \quad (2)$$

其中 R_f 單位為件數/km，PGV 以符號 V 表示，單位為 cm/s。

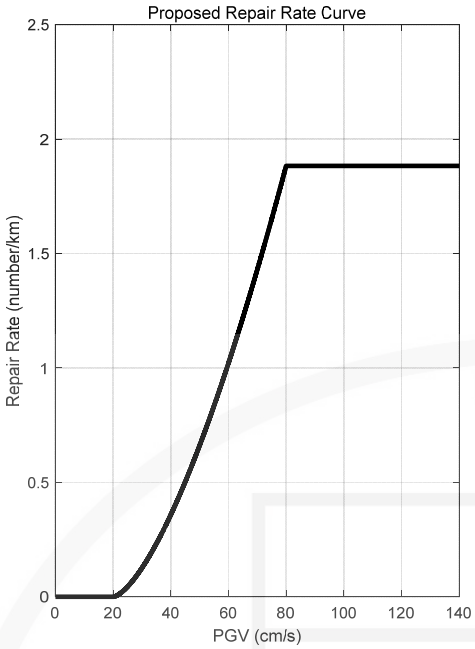


圖二 天然氣管線災損率經驗數據與回歸式(藍：日本標準災損率；紅：黃宏謀研究)

基於以上比較，並採納日本相關研究認為管線災損率在高震度下有趨於飽和不再放大的情形，本研究建議適用我國的災損率推估式如圖三所示，函數形式表為：

$$R_f = \begin{cases} 0.0 & V < 20 \\ 0.00389\cdot(V-20)^{1.51} & 20 \le V < 80 \\ 1.883 & V \ge 80 \end{cases} \quad (3)$$

本模式同樣假定 PGV 小於 20 cm/s 時不發生災損，之後為遞增函數，且 PGV 大於 80 cm/s 時(相當於中央氣象署新式震度的 6 強)，災損率 R_f 達到飽和不再放大。



圖三 本研究建議之天然氣本支管線標準災損率推估式

三、液化引致災損及用戶管災損

當工址發生土壤液化災害時，除地震動外，土層不均勻沉陷甚至側潰亦會造成管線的額外災損。日本模式(日本損害保險料率算出機構，2014 & 2022)根據工址的液化潛能指數 PL 值，假設 PL 值小於 5 時不需調整標準災損率值(無液化或可忽略，不產生額外災損)，大於 20 時需放大 2.4 倍(亦即液化嚴重，額外產生 1.4 倍之災損)，介於 5 與 20 之間時則放大 2.0 倍。本研究關於液化引致額外災損，亦參考日本模式但略作調整，重點有二：(1)不同 PL 值區間的標準災損率放大倍數，由不同區間取不同定值，改為取分線段線性連續(piecewise linear)，避免發生階梯式不連續的情形；(2)土壤液化造成地盤變位，對於管線的危害甚大，即使耐震性能良好之管種亦應有較高損害之可能，此時管種修正係數必須合理調高以符實際。本研究的具體調整方式，限於篇幅擬不多作說明。

最後是天然氣用戶管，主要係由天然氣支管接出，管段長度短且埋設方式不同於標準地下管線，一般而言不與本支管線合併統計長度，且災損推估方式亦不採(長度)災損率的方式，而是改採個別管段的損害機率，細節可參考日本模式(日本損害保險料率算出機構，2014 & 2022)。

四、天然氣管線災損率修正係數

天然氣常用管材包括鋼管、鑄鐵管、PE 管、PVC 管。鋼管為達防蝕目的一般施以被覆或鍍鋅處理，不影響耐震行為，接合方式則分焊接或螺紋接合，二者頗有差異，以焊接鋼管耐震較優。鑄鐵管以球狀石墨鑄鐵為材料，防蝕性能優良，採離心鑄造方式製造，各管段間以接頭(例如 CFA 或 CFA2)進行接合，耐震行為各不相同。PE 管、PVC 管均為塑膠材質，分別以熱熔或膠接接合，前者耐震性能優異。

本研究綜合日本模式(日本損害保險料率算出機構，2014 & 2022)，進行歸納比較，建議適用國內之天然氣管線地震動災損率管種修正係數，整理如表一所列。

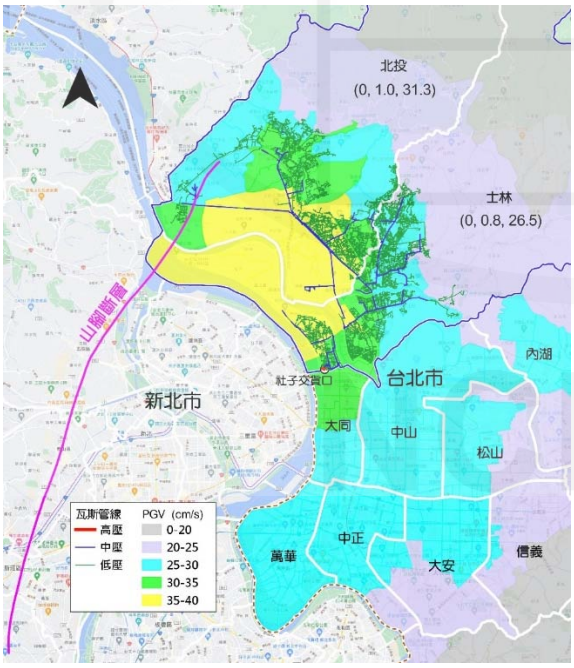
表一 本研究建議之天然氣管線地震動災損率管種修正係數

壓力別	管種代碼	管種修正係數	管種說明
高壓	H_SPW	0.00	焊接鋼管
中壓	M_SPW	0.03	焊接鋼管
	M_SPS	0.50	螺紋鋼管
	M_DIP	0.50	CFA 鑄鐵管
	M_DIP2	0.30	CFA2 鑄鐵管
	M_PEP	0.01	PE 管
	M_PVCP	0.50	PVC 管
低壓	L_SPW	0.05	焊接鋼管
	L_SPS	1.00	螺紋鋼管
	L_DIP	1.00	CFA 鑄鐵管
	L_DIP2	0.40	CFA2 鑄鐵管
	L_PEP	0.02	PE 管
	L_PVCP	1.00	PVC 管

五、想定地震災損推估案例

茲以陽明山瓦斯公司為例，進行震害情境模擬。該公司營業範圍為台北市北投區及士林區(不含福華、明勝二里)，用戶數近 12.3 萬戶，管線資料可於政府資料開放平台取得(不含用戶管)，經整理得管線總長度 453.4 公里，其中高壓管 0.1 公里(即於社子交貨口自台灣中油公司導入高壓天然氣之管線)，中壓管 35.1 公里，其餘為低壓管；各管線的材料及壓力資訊完整，可以對應到本研究所研議的不同壓力別及材料別的管種分類。

考慮鄰近台北市的山腳斷層南段錯動，引致規模 6.6 想定地震，應用本中心 TELES 系統評估台北市的最大地表速度、土壤液化發生機率及震陷量等分布，進行村里別的天然氣管線災損推估，得到該公司的管線災損數期望值為 59.6 個，其中高、中、低壓管災損數分別為 0、1.8、57.8 個，相關結果如圖四所示。由於開放平台的資料僅有該公司的本、支管線，不包含用戶管線，因此這裡的推估結果並不完整，不包含可能更大量的用戶管線災損。



圖四 陽明山瓦斯公司管線分布與山腳斷層 M6.3 想定地震之台北市地震動 PGV 分布，以及行政區別之管線災損數推估結果

六、展望

本中心未來擬進一步研提天然氣用戶管線災損、場站設施(例如整壓站)災損乃至於震後停氣戶數的推估模式，並發展天然氣系統專屬的地震損失評估應用軟體 Tgas，協助國內公用天然氣主管機關及事業單位進行地震風險管理，提升耐震安全，避免震後二次災害的發生。

參考文獻

1. Arias, A. (1970), “Measure of Earthquake Intensity,” Seismic Design for Nuclear Power Plants, R.J. Hansen ed., The MIT Press, Cambridge, MA, pp.438–483.
2. Housner, G.W. (1965), “Intensity of Ground Shaking Near the Causative Fault,” Proc. World Conf. Earthquake Eng., 3rd, New Zealand, 3, 94-109.
3. Hwang, H., Chiu, Y.H., Chen, W., and Shih, B.J. (2004). “Analysis of Damage to Steel Gas Pipelines by Ground Shaking Effects during the Chi-Chi, Taiwan Earthquake,” Earthquake Spectra, 20(4), pp.1095-1110.
4. 日本損害保険料率算出機構(2014),「国・自治体の地震被害想定における被害予測手法の調査(地震保険研究 27，2013 年度調査)」。
5. 日本損害保険料率算出機構(2022),「国・自治体の地震被害想定における被害予測手法の調査(地震保険研究 37，2021 年度調査)」。
6. 陳怡智(2001)，九二一地震對台中市天然氣管線之影響，國立台北科技大學土木與防災研究所碩士論文，指導教授：陳偉堯，台北。
7. 陳峻維(2001)，集集大地震中東勢、石岡、豐原之市天然氣管線災損分析，國立台北科技大學土木與防災研究所碩士論文，指導教授：陳偉堯，台北。

住宅地震保險風險評估

洪祥瑗[1]　葉錦勳[2]　黃李暉[1]

摘 要

「住宅地震保險風險評估模式」是以境況模擬為基礎之機率式地震保險風險評估模式，為拓展服務對象和應用範疇以能適用於一般住宅地震險，如超額地震險、擴大地震險與輕損地震險等，新增加入建築非結構與動產之損失評估項目。為提升災害潛勢和損失風險評估結果的可信度，收集參考最新研究成果以校訂資料庫、地震危害度和損害評估模式與參數值，以更新震損評估技術。為確認保險損失與機率式風險評估結果的合理性，透過再保險經紀人協助，與國內外其它知名保險風險評估模型的評估結果進行比較。比較後發現本研究模式之各種評估結果皆介於其它模型的評估範圍內，且 OEP 和 AEP 曲線呈穩定走勢應為較佳的選擇。

關鍵詞：住宅地震保險、風險評估、境況模擬、TERA-ins

一、前言

台灣住宅地震基本保險乃攸關數百萬保戶權益的重要政策，為深入探討影響地震保險風險的因素，以及建立永續經營的危險分散機制和制度。國家地震工程研究中心從事震災境況模擬與風險評估研究，已經有二十年以上的經驗。震災境況模擬可綜合考慮風險暴露的種類、數量和耐震能力，以及各項影響因素間的因果關係；因此可較合理地推估強震可能引致的災害潛勢、損害、損失和傷亡之種類、數量和分布。根據合理的人命傷亡、經濟損失和營業中斷時間等量化數據，方能使防減災對策具可行性，並兼顧經濟和效率。

國震中心在2010年曾協助財團法人住宅地震保險基金建置其自有的住宅地震保險風險評估模型(TREIF-ERA)，可用於探討強制納保、差別費率等議題。2023年為拓展地震保險風險評估之服務對象和應用範疇，以既有 TREIF-ERA 系統架構與資料流為基礎，運用開源程式庫整合既有震損評估模組與地理資訊系統，開發台灣地震保險風險評估系統(簡稱 TERA-ins)。TERA-ins 乃以境況模擬為基礎之機率式地震保險風險評估系統，而其中的「住宅地震保險風險評估模型」已可適用於目前產險業界中常見的住宅地震險之評估需求。

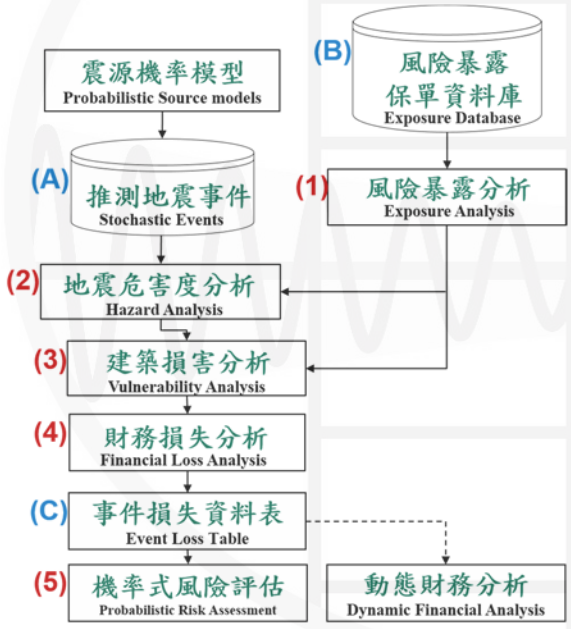
二、住宅地震保險風險評估模式

「住宅地震保險風險評估模型」之分析流程與架構如圖一所示；概分為三個資料庫和五個分析模組，分別為(A)推測地震事件、(B)風險暴露保單和(C)事件損失資料表等資料庫；以及(1)風險暴露分析、(2)地震危害度分析、(3)建築損害分析、(4)財務損失分析和(5)機率式風險評估等分析模組。其中以資料庫將各個模組資料進行串聯，如推測地震事件須基於合理的震源機率模型，以設定個別推測地震事件之年發生率。在進行批次震災境況模擬後，其評估結果為事件損失資料表，可供機率式風險評估使用。

為提升災害潛勢和損失風險評估結果的合理性和可信度，地震危害度分析模組參考最新研究成果對各項評估模式的參數進行校訂，採用新式地震動推估模式。並

[1] 國家地震工程研究中心助理研究員
[2] 國家地震工程研究中心研究員

參考地礦中心和台灣地震模型(TEM)之斷層分布圖和活動特性參數，重新檢討斷層參數並考慮時變性影響以微調年發生率，研擬適用台灣地區的震源機率模型，作為擬訂推測地震事件資料庫的基礎。在建築損害分析模組中增加建築非結構與動產之損害與損失評估模式與參數，檢討地震事件引致保險損失的不確定性和上限值...等參數設定之合理性。並參考近十年來的保險理賠資料，修訂損害狀態與損失比的對映關係。為能適用於業界常見地震險如超額地震險、擴大地震險與輕損地震險等之需求，在財務損失分析模組中修改實損理賠定義，增加非結構與動產之理賠條件設定組合，以符合業界理賠情形。



圖一 TERA-ins 之分析流程與架構

三、提升風險暴露資料精度

為提升風險暴露資料地理分佈精度，本團隊整理及校訂由內政部提供之各縣市的門牌定位資料庫，並自主研發地址定位的演算法，整合應用於「住宅地震保險風險評估模型」。透過建築物之地址定位可大幅提升基本資料的整理效率和分布精度。以處理2022年之住宅地震基本險約320萬筆保單資料為例，地址定位所需時間在30分鐘內，且高達98.3%可找到正確或鄰近門牌的座標，其餘也利用可辨識之路段、巷弄或郵遞區號等資訊給予概略的座標。

由於在住宅地震基本險的保單資料中，僅三碼的郵遞區號和房屋座落地址可作為定位的依據。三碼郵遞區號的區界相當於鄉鎮市區層級，因涵蓋範圍過於巨大可能影響評估結果的精度。另一方面，保單數量眾多也不適合依個別保單進行震損評估。為提升評估結果的精度，震損評估之地理單元不宜過大；綜合考量運算效率、評估精度以及震損評估地理單元內的保單數量，採用村里層級的區界應為最佳選擇。

因此風險暴露分析模組利用地址定位技術，將房屋座落的地址資訊轉換為地理座標，套疊特定之村里區界圖即可獲得每一保單的村里代碼。並參考個別保單內之建造年分、構造類別、樓層數等資訊，擬訂個別保單之模型建物分類和耐震等級。之後，再以村里為單元，分別統計不同模型建物和耐震等級之保戶建築的建物價值、保險金額、額外給付費用...等，建置「住宅地震保險風險評估模型」所需之村里分類保單資料庫作為震損評估時的最小計算單元。

四、精進震損評估模式

震損評估技術內容涵蓋危害度分析模組、建築損害分析模組、財務損失分析模組以及震源機率模型與推測地震事件資料庫。精進震損評估技術需整合風險暴露資料、地震災害潛勢資料、本土化建築結構損害與財產損失評估模式，並妥善校訂各項評估參數，工作內容說明如下：

1. 參考高階地震危害度評估計畫(SSHAC Level3，2018年)之地震源特性研究成果，以及經濟部中央地質調查所、Taiwan Earthquake Model 等公布的活動斷層分布圖、破裂機制、傾角、破裂深度、特徵地震規模和長期滑移率等資訊，整合台灣地區之歷史地震目錄和活動斷層調查參數，研擬適用於台灣地區的震源機率模型，作為擬訂推測地震事件資

料庫的基礎。同時參考時變地震危害度分析理論，適度調降近期發生事件之斷層的推測地震事件的年發生率，如已接近或超過平均再現期的活動斷層，則適度增大其推測地震事件的年發生率。

2. 「岩盤震動強度衰減律」參考國震中心趙書賢博士(2019)所開發之地震動預估式，除採用震矩規模和至斷層破裂面最短距離外，可區分震源種類(地殼地震/隱沒帶地震)和斷層破裂機制(正/逆/平移斷層)。在比較各種新式地震動預估式在近斷層區的推估結果後，為避免低估地震動強度導致低估災損嚴重性，除參考其它地震動預估式的上盤效應修正模式外，也微調Z_{tor}的設定方式。
3. 彙整近二十多年中央氣象局數百個強震站的觀測記錄，包含歷次地震事件時各強震站的實測值、測站至斷層破裂面的最短距離，以及每個強震站的地質鑽探資料等。統計歷次地震下，各強震站的實測值和岩盤處的預估值，利用迴歸分析依序獲得地盤分類、V_{s30}和個別強震站的場址效應修正係數，再以空間內插分析獲得全台各個村里的「廣域場址效應修正」係數。
4. 在進行大範圍地區的建築物損害及損失評估時，須兼顧整體運算效率、可行性和個別建築的差異性。參考房屋稅籍資料使用的建築結構分類系統，並考量受震反應的差異，將一般建築物依構造類別和樓層數劃分為18種模型建物。構造類別依建築材料和工法分類，因建築高度是影響結構基本振動週期和受震反應行為的重要因素，依總樓層數概分為低(1~3層)、 中(4~7層)、 高(8~18層)及 超高(19層以上)樓層建築等四種，分別以2層、5層、12層和24層建築為典型模型建物。
5. 設定建築結構之耐震等級時，兼顧韌性水準和耐震強度，參考建造年分、所在村里和用途類別等資訊，且依建造時之耐震設計規範條文、震區劃分、用途係數、最小設計水平總橫力等規定，擬訂相關震損評估函數的參數值。針對不同模型建物和耐震等級的建築結構，分別設定其結構系統的能耐曲線和易損曲線的參數。非結構與動產之易損曲線概分為位移敏感型和加速度敏感型，分別以結構譜位移和譜加速度作為易損曲線的評估參數。

五、機率式風險評估

推測地震事件設定乃境況模擬的第一步，包含震源種類、斷層破裂機制、地震規模、震央位置、震源深度和斷層破裂面的幾何型態...等。擬訂機率式風險評估所需之推測地震事件須基於合理的震源機率模型，亦即除考慮各種震源(概分斷層震源和區域震源)的空間分布和幾何特性(譬如斷層長度、傾角和破裂深度)外，每一震源需有適當模型探討其地震年發生率和地震規模的機率分布，並進一步推估每一推測地震的年發生率。

機率式地震保險風險評估模型須考量地震事件的不確定性，以及個別地震事件引致損失的不確定性。如能量化各種不確定性，將有助於合理推估危險分散機制之整層與各層的損失風險，並擬訂合理的保險費率和總危險承擔限額。地震事件損失資料表乃記錄一系列推測地震事件的損失模擬結果，除每一推測地震的年發生率外，須考量個別村里分類保單之平均損失比和整體保單組合之損失多樣性，適當地量化個別推測地震引致損失的不確定性，包含損失期望值、標準差和上限值等。事件損失資料表除用於計算各項風險指標外，尚可提供精算人員或再保險經紀人擬訂保險費率和進行動態財務分析。

圖二顯示目前住宅地震基本險的危險分散與承擔機制，第一層新臺幣42億元由住宅地震保險共保組織承擔保險理賠風險，第二層新臺幣958億元，由地震保險基金承擔及安排國內、外再保險市場或資本市場分散或自留。總危險承擔限額為新台幣1000億元。如一次地震事件的保險

理賠損失超過該限額，依法被保險人需承擔超過限額的部份損失，亦即將有削額給付保險理賠的現象。為避免發生削額給付現象，且保單數量(保險覆蓋率)逐年增加，地震基金每年需檢討危險分散機制和總危險承擔限額是否恰當。其次，依機率式地震保險風險評估結果，每年須與共保組織商討當年度之純保費分配比率。



圖二 住宅地震基本保險的危險分散與承擔機制(取自地震基金網頁)

在總危險承擔限額條件下，利用地震事件損失資料表，結合蒙地卡羅數值模擬法，可模擬不同推測地震事件發生的時間序列(通常假設為穩態波松隨機程序，再現期呈指數分布)，以及各推測地震事件引致損失的不確定性(假設為具上下限和兩形狀因子的 beta 機率分布)。根據數值模擬結果可得危險分散機制整層和各分層的年平均損失、損失標準差、變異係數等，也可進一步計算最大損失年超越機率曲線(OEP)、累積損失年超越機率曲線(AEP)等。

OEP 曲線中對應250~400年回歸期的保險損失，可視為一次地震事故可能引致的最大保險損失(PML)，住宅地震基本險之總危險承擔限額即需據此設定。地震基金採風險係數法擬訂住宅地震基本險的保險費率，其中純保費部分乃根據年平均損失和特定比率(風險係數，現行為15%)之損失標準差的總和。其它如危險分散機制之各層損失的起賠機率和耗竭機率，也是產險公司衡量自身財務與規劃風險自留或移轉策略的重要參考數據。

為確認「住宅地震保險風險評估模型」之保險損失與機率式風險評估結果的合理性，地震基金透過再保險經紀人協助，比較「住宅地震保險風險評估模型」與國內外其它知名保險風險評估模型的評估結果。比較後可發現「住宅地震保險風險評估模型」之各種評估結果皆介於其它模型的評估範圍內，且 OEP 和 AEP 曲線呈穩定走勢應為較佳的選擇。

六、結論與展望

目前「住宅地震保險風險評估模型」已應用於地震基金，除每年例行的保險費率和危險分散機制檢討外，運用其中的單一地震事件之境況模擬功能，也可協助地震基金進行應變演練。為維護三百多萬保戶的權益，確認住宅地震保險風險評估結果的正確與合理性，地震基金曾透過再保險經紀人的協助，與國際知名的地震保險風險評估模型比較，獲得極高評價。由於住宅地震保險風險評估項目包含結構、非結構與動產，可提供產險業界之常見住宅地震險商品，如超額地震險、擴大地震險與輕損地震險所需之財產損失評估。但為滿足商業地震險所需之營業中斷損失與工程地震險的評估需求，將繼續進行地震保險風險評估模型研發，以完成巨災風險評估模型，並推廣應用至其它產險公司和再保險經紀人等為目標。

參考文獻

1. Chao, S.-H., B. Chiou, C.-C. Hsu, P.-S. Lin (2019). Development of Horizontal and Vertical Ground Motion Models for Crustal Earthquakes and Subduction Earthquakes in Taiwan. NCREE-19-003.
2. 黃李暉、葉錦勳、黃尹男、趙書賢，2023，「地震動預估模型於廣域震損評估的應用與探討」，國家地震工程研究中心，NCREE-2023-025。
3. 葉錦勳、黃李暉、洪祥瑗、劉季宇，2023，「台灣住宅地震保險風險評估模型」，國家地震工程研究中心，NCREE-23-024。

初探使用語音與語言工具輔助緊急事件通報關鍵資訊擷取

林祺皓[1]　林祐萱[2]　黃馨儀[3]

摘 要

大規模地震發生後，各地災情四起，災情通報資訊湧入，為確保救援人力、工程機具、緊急醫療等資源於震後得以合理分配及調派，迅速掌握災情狀況與位置分布為緊急應變時期的首要任務之一。目前，消防署建置之應變管理資訊系統（Emergency Management Information Cloud, EMIC）設有災情匯報功能，取得災情消息後由各單位負責人以文字彙整登錄。惟此工作依賴人力，無論原始災情通報為文字或語音，於取得消息後，從中辨識重要相關資訊，如：災害類型、災害描述、災害位置，以文字謄打登錄系統。本計畫目標為建置語音災情通報與地圖展示雛型系統，應用先進的自動語音識別（Automatic Speech Recognition, ASR）與自然語言處理（Natural Language Processing, NLP）技術，並結合地理資訊系統，自動化將以語音通報的災情訊息轉換成文字，擷取位置相關訊息並即時於地圖平台展示，方便決策者與防救災相關人員及時掌握災情位置。

關鍵詞：自然語言處理、災情通報、語音辨識

一、前言

大規模地震後，災害信息迅速湧現，使得迅速了解災情的範圍和具體位置成為分配救援資源、調動工程設備和提供緊急醫療服務的關鍵。內政部消防署目前運用的應變管理資訊系統（EMIC）雖具備災情報告功能，但其依賴於人工輸入將災情訊息轉化為文字記錄，無論是文字還是語音型態，均需經人工處理以識別出關鍵資訊，如災害的類型、描述和具體位置。為了優化這個人工費時流程，本計畫目標是開發一個創新的應用系統，利用自動語音識別（Automatic Speech Recognition, ASR）和自然語言處理（Natural Language Processing，NLP）技術，結合地理資訊系統，自動將語音內容的災情訊息轉化為文字，並從中提取出地理位置資訊，並即時在地圖上展示。圖一為災情通報輔助工具的概念圖，可區分為四個主要階段。預期這樣的輔助工具將大幅提升應變效率，促使救災人員和決策者對災情分布的即時了解，得以更有效地進行救援和資源分配。



圖一　災情通報輔助工具之概念圖

二、緊急通報輔助工具介面

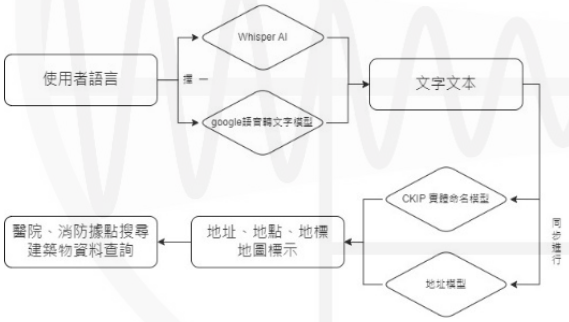
圖二為災情通報工具的使用者介面設計，劃分為兩個主要部分：左側是地圖展示區，不僅可標示通報萃取的具體地點和其街景資訊，還能套疊上與災害相關的圖層，包括地震的震度、最大地表加速度，以及地震災損推估等資訊。右側則是用戶操作區，涵蓋了語音辨識模型選擇、音頻轉寫文本記錄框、文本萃取之地理位置表格、通報位置之建築物屬性資料表、周邊救援據點資訊列表，以及可將數據保存的按鍵等多項功能。

[1] 國家地震工程研究中心副研究員
[2] 國家地震工程研究中心計畫助理
[3] 國家地震工程研究中心佐理研究員



圖二 災情通報工具使用者介面

圖三為輔助工具的執行流程，使用者以語音方式輸入通報資訊，之後選擇想要採用的語音辨識模型（Whisper 或是 Google）。經語音辨識模型後獲得通報的文本，再經由命名實體辨識模型與地址解析模型，萃取出含有地標與地址的資訊。萃取得到的災情通報點位資訊，利用 Google Maps API 服務查詢取得經緯度座標，並顯示災情通報位置的建築物耐震屬性，以及鄰近的醫院和消防據點。



圖三 程式執行流程圖

三、 語音辨識模型

災情通報輔助工具採用目前熱門的兩種語音辨識模型，一種是網路版，另一種則是可在無網路環境使用的離線版。網路版為 Google Cloud 平台上提供的 Speech-to-Text API 服務，透過網路傳輸實現即時語音轉文字功能。離線版則採用 OPENAI 公司開發之 Whisper 語音識別模型。

Google Speech-to-Text 是一個高度準確度且高效率的自動語音辨識服務，支援全球超過 125 種語言。它除了適用於語音檔案也可以用於及時語音串流，而且還有提供特定領域專用模型，其中包括針對電話語音而調整的模型。此服務還具有許多有利於我們這項任務的功能，例如雜訊處理、多聲道辨識和類別設定等。

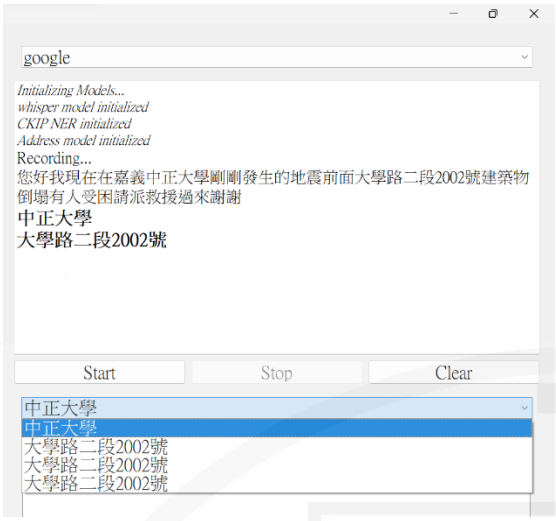
Whisper 語音辨識模型依照辨識效率和準確度分為五種模型尺寸，由小至大分別是 tiny、base、small、medium 和 large。尺寸越大者辨識準確度較高，但辨識所用時間較長，且較消耗裝置效能及儲存空間。因此本研究目前使用 medium 版本作為模型應用，並且無設定預定語言，以應對多種語言之使用情況。

四、文本資料分析

使用者陳述之內容透過語音轉文字模型轉化為文本後，會進入本研究所使用的兩種文字資料擷取模型，將有用與關注的文本資料提取。應用的文本資訊提取模型包括：中研院所開發之命名實體辨識模型（Named Entity Recognition, NER，又稱專有名詞辨識）以及國家地震工程研究中心（簡稱國震中心）自行開發之地址解析模型（Address Recognition Model, ARM）。

中研院中文詞庫知識小組所開發之 CKIP transformers 命名實體辨識模型主要功能為開源斷詞、詞性標注和實體辨識。NER 共有 18 實體辨識標記，其中與位置資訊相關的標記共有 4 個，包含：FAC 設施、GPE 行政區、LOC 地理區、ORG 組織。

國震中心所開發之地址解析模型主要目的為彌補與加強 CKIP transformers 對於地址字串辨識的不足。訓練資料來自國震中心蒐集的門牌定位和房屋稅籍資料，透過隨機加入文字於地址字串前、後，以及插入在地址中間而建立訓練資料集，並運用 pytorch 架構進行訓練。圖四為測試結果，顯示 ASR 模型順利將語音轉為文本，且不僅 NER 模型正確獲取地標，ARM 模型亦順利將散佈於文本中的地址資訊正確擷取。



圖四 文本解析測試

五、建築物屬性與醫院和消防據點

為強化輔助工具的應用性，因此工具中設計模擬實際通報時可能所需的資料。在前述獲取通報的相關地址、地標資訊後，會自動搜尋本研究放置的資料庫，包含具有門牌地址的建築物耐震屬性資料庫、全國急救責任醫院和消防據點。

系統中以距離搜尋方式獲得距離通報點位由近至遠的前三個醫療院所和消防據點，並顯示其交通時間、距離以及行駛路徑，如圖五和圖六。若提取出的實體含有地址，會同時搜尋建築物耐震屬性資料庫，將結構型式、建造年代、樓層數以及模型建物類別，以列表方式供使用者檢視，如圖七。



圖五 查詢鄰近急救責任醫院



圖六 查詢鄰近消防據點



圖七 查詢建築物耐震屬性

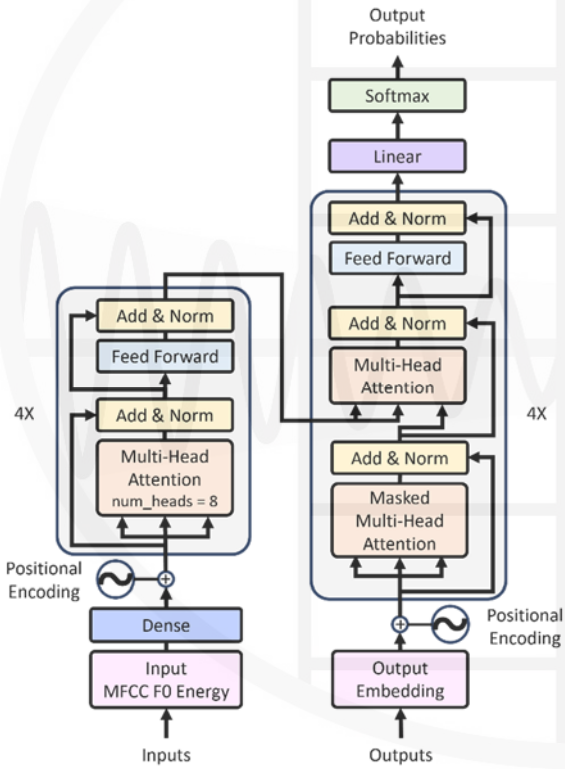
六、自建語音辨識模型

緊急事件通報電話為極度特殊的領域。語音傳遞媒介、情境、參與者與一般情境語音情境相差甚遠。通常訊息無法清晰且冷靜地傳遞，話語間有高度成疊，以及語音信號受背景噪音與電話傳播影響而導致語音信號失真或品質不佳的問題。除了上述語音信號的特殊性可能會對一般用途的語音辨識系統造成挑戰外，緊急通報電話的急迫性與嚴重性代表語音辨識的準確度高低會造成一定程度的後果，遑論於模型訓練時，需要注意的機敏資料問題。因此，我們認為自行開發模型有其必要性。自行開發模型能對模型有較高的掌握及控制，客製化訓練專門處理緊急事件通報以符合此種語音資料的特色，並且在此特定情境下進行模型能力評估，根據評估結果再行調整。

以使用語音與語言工具輔助緊急事件通報關鍵資訊擷取為目標，在此研究計畫中，我們亦嘗試自行建立與訓練 Transformer 為基礎的語音辨識模型，期望為來能替代目前本系統使用的 OpenAI Whisper。圖八為本計畫建立的模型架構。Transformer 架構原先提出是為了解決機器翻譯的問題，現在此模型架構也被廣泛運用到序列對序列的問題，語音辨識便是其中之一。語音辨識任務中，輸入為語音參數序列，而輸出為文字序列。

語音輸入方面，使用梅爾倒頻譜係數（MFCC）加上基本頻率（F0）與能量表示語音。輸出方面，以預訓練語言模型 GPT 輔助產生文字向量。於目前試驗階段，模型使用開放資料庫 Common Voice 的 4,000 語音檔案作為訓練資料。雖然模型訓練結果暫時尚不理想，但可觀察出此模型的潛

力。首先，使用 GPT 產生文字向量與其他方式相比能大幅幫助模型產生合理的文字輸出。再者，從模型輸出的結果可以觀察到，輸出文字與正確目標有語音上的相似度，顯示雖然目前結果尚且不佳，但模型確實能按照期待學習聲音與文字之間的關聯性。未來，增加訓練資料量或迭代次數可以提升訓練結果。最後，語音轉文字最關鍵的問題之一為對齊，也就是不同長度的輸入與輸出間的對應關係。藉由檢視產生的文字，我們發現模型輸出的長度與正確目表的長度相當，代表模型能夠正確學習語音幀數與相應的輸出單位。



圖八 本計畫之語音模型架構

模型將進行調整以提升能力，尤其在選擇其他語音輸入編碼上。目前使用的語音特徵表示方法可以用其他能夠保留更豐富語音訊號資訊的方式取代。比如，MFCC 原本是為了傳統的隱馬可夫模型架構下用來使不同語音特徵去相關性的手段，然而此手段對於類神經網路架構下的語音辨識模型並無需要。做為替代，可能可以使用由梅爾濾波器組得到的語音特徵作為輸入，其優點為能捕捉人類頻率知覺上的非線性，並且完整保留濾波器過濾後之語音參數。此外，在模型架構上，交叉注意力層產生的注意力權重可以被輸出檢視，以確認是對齊是否如預期般依照時間順序進行。如果發現輸出與輸入的相關性有重新排序或非連續的狀況，則可以套用限制手段以避免此情況發生。

七、結論

人工智慧技術近年蓬勃發展，本研究初探使用語音與語言工具輔助緊急事件通報關鍵資訊擷取的任務。雛型系統應用了 ASR、NER 和本研究自行開發之 ARM 等三個模型。測試結果顯示除可順利將語音轉為文本，並能正確擷取文本中有關位置的資訊（包含地標與地址）。除此之外，輔助工具亦整合了國震中心自行整理的資料庫，包含建築物耐震屬性資料庫、全國急救責任醫院和消防據點資料庫，可及時將通報點位的建築物屬性、鄰近的醫療院所和消防據點的資訊陳列，並結合街景地圖功能將解析獲得的重要資訊以視覺化呈現。

參考文獻

1. Vaswani, A., Shazeer, N., Parmar, N., Uszkoreit, J., Jones, L., Gomez, A. N., Kaiser, L., & Polosukhin, I. (2017). “Attention is all you need,” 31st Conference on Neural Information Processing Systems (NIPS 2017), Long Beach, CA. USA.
2. Mohamed, A. R., Hinton, G., & Penn, G. (2012). understanding how deep belief networks perform acoustic modelling,” 2012 IEEE International Conference on Acoustics, Speech and Signal Processing (ICASSP), Kyoto, Japan. https://doi.org/10.1109/ICASSP.2012.6288863
3. Yang, M. & Ma, W. Y. (2023) CKIP Transformers. https://github.com/ckiplab/ckip-transformers?tab=readme-ov-file.

都會區災害救援路網 QGIS 嵌入式套件開發

楊承道[1]　曹雅筑[2]　朱易昌[3]　吳文元[4]　陳蓮安[5]　黃士軒[6]

摘 要

針對都會區災害救援路網，本計畫開發一個 QGIS 嵌入式套件，旨在建立一個標準資料模型與軟體工具，以協助推廣救援道路規劃之研究成果。目標產品為可應用於台灣六大都會區的救援道路規劃軟體工具，本軟體整合救援道路規劃理論、防災需求與 GIS 軟體介面，並預計以兩年(111 年至 112 年)完成軟體開發，第一年為建立資料模型與軟體實作，第二年配合地方政府應用進行驗證。上年度(111)，已建立適用救援路網規劃的關聯式資料庫模型並且完成嵌入式套件的原型程式實作。並以大台北地區為例實現初步驗證。本年度(112)，透過與地方政府的消防局、交通局、工務局等部門進行交流，進一步將開發之軟體應用於高雄地區、花蓮地區、雲嘉南地區，並進行驗證，此三地區之應用將在本文簡要說明。

關鍵詞：救援道路、地震風險、軟體研發、嵌入式套件

一、前言

在大型都會區，震災管理需考慮維生線和關鍵設施的依存關係，以估算大地震可能引起的各種情況，防止連鎖效應擴大災情。本計畫開發「都會區災害救援路網 QGIS 嵌入式套件」，旨在自動規劃救援路網並評估地震下救援道路的阻斷風險。本套件集成救援道路規劃理論、防災需求於 QGIS 平台，利用 Python 和 PyQt 設計，通過 QGIS API 與其交互，並使用 Git/GitHub 進行版本管理和發布。

本計畫現已完成救援據點與數值路網管理、救援道路規劃與地震境況下阻斷風險檢視等功能，為利於後續推廣本軟體予政府與學術單位使用，本研發團隊將軟體開發過程、累積之經驗與部分程式碼註解整理成技術手冊[1]，供後續程式開發者參考。本套件上年度以大臺北地區完成驗證。本年度應用於臺北市、高雄市、花蓮市與雲嘉南地區。

本套件除救援道路規劃的功能外，配合國科會專題計畫[2]，與朱易昌等人之想定地震境況下道路阻斷分析模式[3]，衍生發展出「想定地震境況下高風險街廓與救援路線識別軟體原型」。

本計畫執行之初以臺北盆地為研究區域，已完成大臺北地區山腳斷層想定地震境況模擬。本年度為驗證套件可應用於其他研究區域，故以下將分別以高雄市、花蓮市以及雲嘉南地區為應用案例作說明。

二、應用實例一：高雄地區

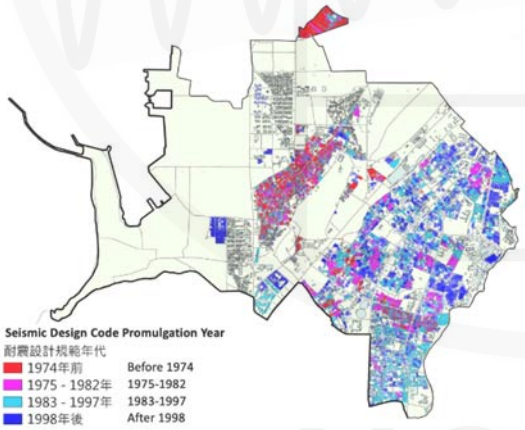
本節以高雄市作為應用範例進行說明，旗山斷層為高雄市地震風險主要來源之一，假定以旗山斷層想定地震事件作境況模擬，並以左營區為目標關注區域。如下圖一所示，左營區是高雄地區道路、建物與街區相對密集的城市，區內主要聯外道路包含:

[1] 國家地震工程研究中心 副研究員
[2] 國立台灣大學土木工程學系 博士班學生
[3] 國家地震工程研究中心 前專案佐理研究員
[4] 國立台灣大學土木工程學系 碩士班學生
[5] 國立台灣大學土木工程學系 碩士班學生
[6] 國家地震工程研究中心 專案佐理研究員

往楠梓區的軍校路、左楠路，往仁武區的民族路，往三民區的大中路、新莊仔路、明誠路，以及往鼓山區的中華路。而從房屋稅籍資料與門牌地址資料來檢視，目前整理出本區共有 3 萬棟號建築，各房屋建造使用之耐震設計規範年代如下圖二所示，其中 1974 年前、也就是未經耐震設計建造的老舊房屋總樓地板面積約為總體數量的百分之七。

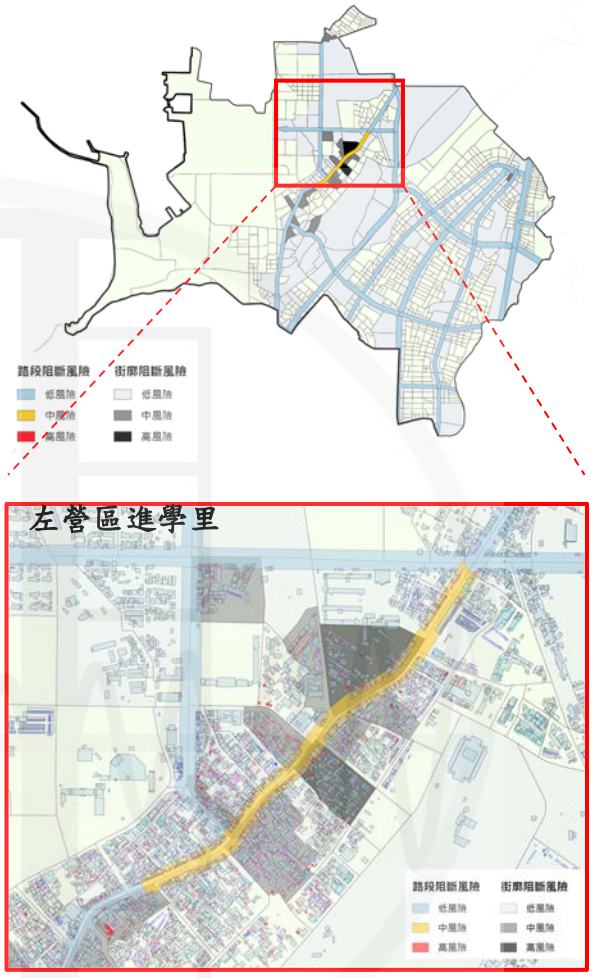


圖一 高雄市左營區城市組成及聯外道路



圖二 高雄市左營區耐震設計規範年代

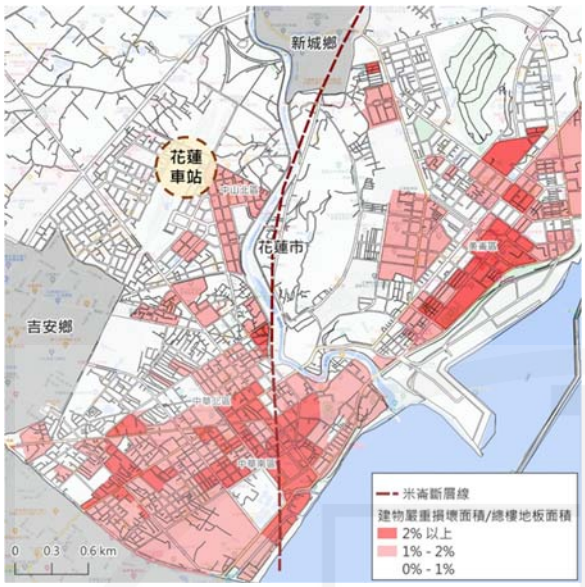
經地震境況模擬結果後，如下圖三上方所示，風險熱區明顯集中於左營大路鄰近街廓，進一步以左營區進學里觀察，並進行防災演練腳本設定，如圖三下方所示。參考風險熱區識別與建物耐震屬性資料的交叉比對，便可在推動防災規劃時，協助地方政府對轄區建築進行耐震補強標的排序，或更有計畫地規畫重點輔導區域。



圖三 高雄市左營區街廓與道路風險與防災演練腳本設定

三、應用實例二：花蓮地區

本節以花蓮市作為應用範例進行說明。參考何明錦等人[4]選定三處防災分區(中山北、中華南、美崙)作為執行區域，以南北向縱跨花蓮市的米崙斷層發生錯動作為想定情境。經地震境況模擬結果後，如下圖四標註的建物嚴重損壞樓地板面積超過2%以上高風險區域。我們可以發現，在此想定地震境況下，風險較高之街廓集主要集中於中華南區與美崙區東南方。



圖四 花蓮市建築物樓地板面積嚴重損壞風險比例

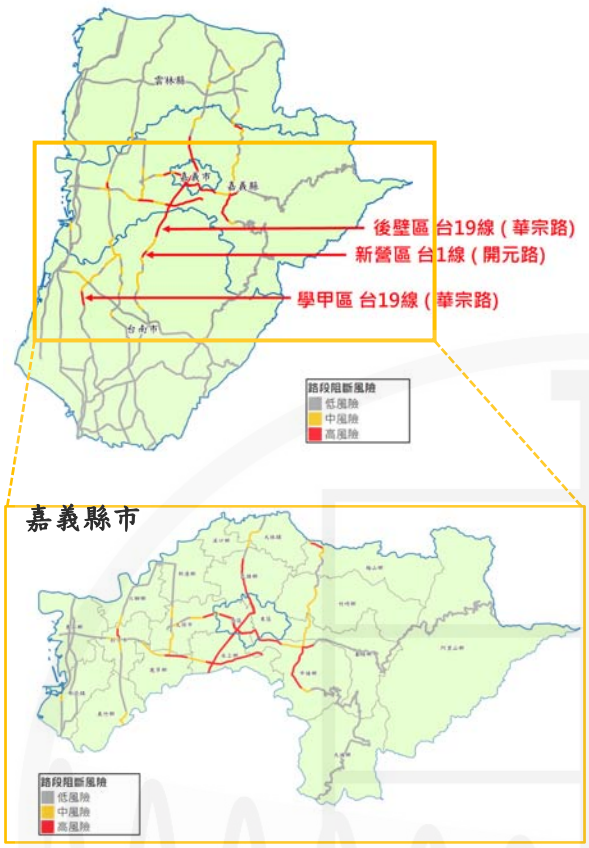


圖五 優先處理街廓內之建物分布

在應用上若以美崙區為示範區，進一步將建物組成、救援道路地震阻斷風險評估與建築物耐震設計規範年代分布地圖作交叉比對，可篩選出高曝險街廓，如圖五所示，分為 A 至 D 區，實際針對各街廓進行建物資料盤點後，A 區建物數量約為 44 棟號單元，附近代表道路為中美路及化道路，並涵蓋中油油槽園區，油槽區內有部分較早期建成的辦公場所，B 區建物數量約有 174 棟號單元，並以美崙市場為主要地標，C 區則由民權七街與民權八街相夾街廓為主，約有 78 棟號單元之建物，D 區為民權路與海岸路南端相夾之區域，呈三角狀街廓，區內現已掌握約 7 棟號單元建物，以上 A 至 D 區是應用案例建議可做為防救災優先示範之街廓。

四、應用實例三：雲嘉南

本節以雲嘉南地區作為應用範例進行說明，經地震境況模擬結果後，雲嘉南道路阻斷風險分析結果如下圖六上方所示，由於嘉義縣市較鄰近斷層，在想定地震作用下，嘉義縣市為嚴重衝擊之區域，因此受到建物損壞影響的路段主要集中於此區域，可能造成震後交通暫時癱瘓狀態，圖六下方則聚焦於嘉義縣市區域，檢視高風險路段分布，標示部分道路服務水準降低或中斷服務的風險較高。標示紅色部分路段表示此路段阻斷風險較高，嚴重影響其服務效能。建議事先針對高風險路段規劃替代道路，以利大規模地震發生時能維持道路互相支援及聯外等功能。



圖六 雲嘉南道路阻斷風險分析結果

五、結論

本計畫開發了一個 QGIS 嵌入式套件。本年度，透過與地方政府的消防局、交通局、工務局等部門進行交流，進一步將開發之軟體應用於高雄市、花蓮市與雲嘉南地區。高雄市案例主要為發展韌性城市工務管理暨決策輔助平台建置委託服務案。花蓮市主要為篩選高風險街廓，建議建物進行耐震詳細評估之篩選清單。而雲嘉南地區則做為地震防災演練之參考腳本。本套件經過近兩年的開發與優化，驗證其可為地方政府的地震防災計畫進行協助。

參考文獻

1. 楊承道、曹雅筑、吳文元、朱易昌，2022。救援路網規劃與震損風險評估原型軟體發展 QGIS Python Plugin 開發者技術手冊(第一版)，國家地震工程研究中心報告(NCREE-22-019)
2. 楊承道、曹雅筑、朱易昌、吳文元，2022。關鍵設施之設備與非結構構件耐震評估與性能提升策略整合研究－都會區想定地震境況下高風險街廓與救援路線識別研究與軟體工具研發(子計畫十二) (I) (II)，國科會專題研究計畫報告(MOST-110-2625-M-492-013 、 MOST-111-2625-M-492-006)。
3. Chu, Y. C., Yang, C. T., Yeh, C. H., & Lin, S. Y. (2023). Multi-index assessment of road blockage risk due to seismic event-induced building debris. Earthquake Spectra.
4. 何明錦、謝慶達、錢世皓、黃昱凱、張瑋晏(2011)。花蓮市都市防災空間系統規劃示範計畫. 內政部建築研究所。

住宅耐震弱層補強之技術推廣與應用

許芯茹[1] 高　靖[1] 許嘉雯[1] 王迎芃[1] 李姿瑩[1] 邱聰智[1] 鍾立來[1]
林敏郎[1] 翁元滔[1] 鄭維中[1] 楊承道[1] 李牧軒[1] 邱世彬[1] 周德光[1]
楊元森[2] 涂耀賢[3] 許丁友[4]

摘 要

臺灣地理環境特殊，時常發生地震，進而可能造成建築物的毀損和人民的傷亡。行政院於 2022 年 2 月 18 日核定「全國建築物耐震安檢暨輔導重建補強計畫(111-114 年)」，持續規劃推動補助私有建築物耐震弱層補強措施，協助建物所有權人在等待整合全數區分所有權人意見進行全面性補強或拆除重建之前，提供短期緊急性之處理措施。

專案辦公室輔導全國申請耐震弱層補強案件至 113 年 3 月 28 日，已累計數量為 70 件，其中包含臺北 20 件、新北 16 件、臺中 1 件、屏東 6 件、臺南 8 件、宜蘭 3 件、花蓮 4 件、雲林 2 件、臺東 10 件(以核定棟數計算)。前述案件中，已竣工有 18 件，花蓮 3 件、臺南 2 件、宜蘭 1 件、臺北 1 件、新北 3 件、臺中 1 件、臺東 3 件、屏東 3 件、雲林 1 件。

關鍵詞：私有建築物、耐震弱層補強、階段性補強、執行成果

一、前言

自 1999 年 921 大地震後，政府積極推動「建築物實施耐震能力評估及補強方案」，針對公有建築物全面提升其耐震能力，經歷地震考驗，補強成效斐然。

然而，對私有建築物推動拆除重建或實施耐震補強卻困難重重，其因乃由於多重私人產權、擔心工程經費過高、施工期間居民安置問題等，因此不易達成共識等。但是，大地震何時會來無法預測，防災整備刻不容緩。為此，行政院於 2022 年 2 月 18 日核定「全國建築物耐震安檢暨輔導重建補強計畫(111-114 年)」，持續規劃推動補助私有建築物耐震弱層補強措施，協助建物所有權人在等待整合全數區分所有權人意見進行全面性補強或拆除重建之前，提供短期緊急性之處理措施。

國家地震工程研究中心(以下簡稱國震中心)受內政部國土管理署委託，執行「私有建築物耐震弱層補強專案辦公室」委託技術服務案(以下簡稱本案)，成立耐震弱層補強專案辦公室(以下簡稱專案辦公室)，協助辦理耐震弱層補強之宣導推動，並且建立補強設計審查機制，提供耐震補強專業人員之教育訓練以及提供民眾弱層補強相關的資訊與協助。期望在下次大地震來臨時，大幅提升全國私有建築物的耐震能力，降低倒塌風險，減少人命與財產之損失。

二、補強經費補助

依據「主動輔導辦理建築物耐震能力初步評估及弱層補強經費補助執行作業要點」規定，凡是非單一所有權人之私有住宅皆可以申請補助，依個案採取的補強方案 A 或方案 B，以補強施作層面積計算補助金額及補助比率，補助金額最高可以達到新台幣 450 萬元，補助比率不超過總補強費用的 45% (表一)。若申請案件屬**具潛**

[1] 國家地震工程研究中心
[2] 國立臺北科技大學教授
[3] 私立宏國德霖科技大學
[4] 國立臺灣科技大學

在危險疑慮建築物，經執行機關審查同意者，補助上限得提高為「新臺幣 450 萬元，並以不超過總補強費用 **85%為限**」。

若其建物經依災害後危險建築物緊急評估辦法第六條規定緊急評估有危險之虞，並已於建築物主要出入口及損害區域適當位置，張貼危險標誌者；或耐震能力初步評估結果危險度總分大於 45 分者，民眾可向縣市政府申請補強方案 C，其補助金額上限為新臺幣 50 萬元，但僅針對建築物既有震損、劣化之主要構造(梁、柱、牆、樓地板等)予以修繕。

表一 耐震弱層補強之補助金額與比率

類型	施作層面積	補助金額及補助比率
補強方案 A	未滿 500 m^2	補助上限為新臺幣 300 萬元，並以不超過總補強費用 45%為限。
	500 m^2 以上	基本補助上限新臺幣 300 萬元，以 500 m^2 為基準，每增加 50 m^2 部分，補助增加新臺幣 10 萬元，不足 50 m^2 者，以 50 m^2 計算。補助上限不超過新臺幣 450 萬元，並以不超過總補強費用 45%為限。
補強方案 B	不限	補助上限為新臺幣 450 萬元，並以不超過總補強費用 45%為限。

三、耐震弱層補強推動成果

專案辦公室以實際開發示範案例的經驗，設計教材說明技術面、法規面與執行面等相關問題，讓參與本計畫的專業人員、政府官員、及民眾，有最具體的學習對象，達到推廣弱層補強的目標，並將邀請具豐富工程經驗之專業人員，共同編制講習會的課程內容分享實際補強經驗與專業知能，以提高教學品質。

自 108 年度至 111 年度執行計畫期間，共計辦理作業技術講習會 29 場次，累計參訓人數為 2,252 人次，期間多次與土木、結構、建築三大公會合作辦理，其辦理現況照片如圖一所示。



圖一 作業技術講習會現況照片

專案辦公室為推動各縣市耐震弱層補強之設計或施工示範例，特舉辦觀摩活動，使當地民眾能更直接了解補強後之成果。自 108 年度起累計共辦理 9 場次，累計參與人數437 人次，其現況照片如圖二所示。



圖二 觀摩活動現況照片

為落實弱層補強執行之成效，使全國民眾快速獲知政府耐震弱層補強政策，專案辦公室針對符合申請弱層補強案件，至社區召開說明會，提供弱層補強計畫補助與申請流程解說等宣導事宜。並培訓專業技師、建築師、危老都更團隊等專業人員與推動師，深入鄰里與住宅社區，期望將本案推動至全臺各縣市，以宣導推動耐震弱層補強計畫，其現況照片如圖三所示。



圖三 弱層補強說明會現況照片

專案辦公室輔導全國申請耐震弱層補強案件至 113 年 3 月 28 日，已累計數量為 70 件，其中包含臺北 20 件、新北 16 件、臺中 1 件、屏東 6 件、臺南 8 件、宜蘭 3 件、花蓮 4 件、雲林 2 件、臺東 10 件(以核定棟數計算)。前述案件中，已竣工有 18 件，花蓮 3 件、臺南 2 件、宜蘭 1 件、臺北 1 件、新北 3 件、臺中 1 件、臺東 3 件、屏東 3 件、雲林 1 件。其中完成之弱層補強工程案例，如圖四所示。



花蓮案例 A00100　花蓮案例 A00200

花蓮案例 A00300　臺南案例 A00400



臺南案例 A00500　宜蘭案例 A01100

臺北案例 A00600　臺中案例 A01200

臺東案例 A01900

圖四 案例補強照片

四、專業技術支援

專案辦公室為確保設計審查之品質以及審查流程之順暢，於個案完成設計後會辦理補強設計審查之會議。自 108 年起陸續辦理設計審查會議，目前已建置完成 230 人規模之審查委員資料庫建置，其中包含建築師 66 位、土木或結構技師 97 位及學者 67 位。且將 108 年起至今提送至國震中心之審查案例彙整，以施作層樓地板面積作為基準，不包含示範例之 13 件案例之平均總補強費單價約為每平方公尺 7,215 元；設計監造費單價平均約為每平方公尺 826 元。

國震中心於 109 年 4 月完成最新一版本之台灣結構耐震詳細評估與補強技術手冊(TEASPA 4.0)，TEASPA 4.0 版除了更新

耐震評估與補強技術外，與中興工程顧問社合作開發線上服務網頁，且目前已更新至 4.3 版，可提供專業人士直接於網站上於網站線上分析使用，目前已開發需求及性能準則之相關圖表，可供使用者應用於既有建物公安申報評估作業及新建住宅性能評估作業。

於參考圖說方面，國震中心於 111 年度已完成 4 套參考圖說及 2 本圖說相關技術報告。4 套參考圖說分別為「高強度錨栓連接貼附式構架補強工法參考圖說」、「超高性能混凝土 UHPC 補強工法參考圖說」、「開口磚牆鋼板補強工法參考圖說」及「微型構架補強工法參考圖說」；技術報告分別為「高拉螺栓連結貼附式構架補強之面外行為研究」及「軟補強（RC 構架內置型鋼骨補強）工法與分析」，提供學、業界弱層補強的專業技術支援。

五、結論

專案辦公室輔導全國申請耐震弱層補強案件自 108 年度起至 113 年 3 月 28 日止，已累計數量為 70 件，其中已竣工弱層補強案件 18 件。自 108 年度至 111 年度執行計畫期間，共計辦理作業技術講習會 29 場次，累計參訓人數 2,252 人次；辦理現地觀摩活動 9 場次，累計參與人數 437 人次；辦理弱層補強說明會 400 餘場，累計服務 10,000 多人次。

由於私有建築物進行補強涉及人民財產的權利與義務，應以法律訂定之。以長久而言，建議應盡速於補強行為上放寬法令、研議不動產交易揭露資訊及融資貸款等法源依據等耐震補強相關規範，以完備整體制度推動，使得地方政府、專業公會團體、專業技師與建築師與民眾皆可依法執行建築物之補強，進而全面提升全國住宅建築物耐震能力之目標。

參考文獻

1. 鍾立來，邱聰智，陳幸均，何郁姍，涂耀賢，林煜衡，翁樸文，沈文成，李翼安，蕭輔沛，楊智斌，楊耀昇，許庭偉，江文卿，黃世建，「單棟大樓階段性補強技術手冊及示範案例規劃設計監造(評估與設計技術篇)」，內政部營建署委託研究計劃期中報告，台北，2019。
2. 邱聰智，鍾立來，林敏郎，翁元滔，涂耀賢，楊元森，鄭維中，許丁友，許芯茹，高靖，許嘉雯，鍾寬勳，王迎芃，李姿瑩，魏銷廷，楊承道，李牧軒，邱世彬，周德光，林筱菁，林敏沁，張舒涵，「111 年度『私有建築物耐震弱層補強專案辦公室』委託技術服務案結案報告書」，內政部國土管理署研究計畫結案報告，台北，2024。
3. 邱聰智，鍾立來，涂耀賢，賴昱志，曾建創，翁樸文，莊明介，葉勇凱，李其航，林敏郎，沈文成，蕭輔沛，薛強，黃世建，「臺灣結構耐震評估與補強技術手冊(TEASPA V4.0)」，NCREE-20-005，國家地震工程研究中心，台北，2020。
4. 鍾立來，邱聰智，涂耀賢，張耕豪，陳恩霆，張樂均，翁樸文，蕭輔沛，江文卿，楊智斌，許庭偉，林宜靜，楊耀昇，黃世建，「單棟大樓階段性補強技術手冊(施工及監造篇)」，內政部營建署委託研究計劃期末報告，台北，2021。
5. 邱聰智，李梓綸，鍾立來，鄧凱文，「高拉螺栓連結貼附式構架補強之面外行為研究」，NCREE-2023-023，國家地震工程研究中心，台北，2023。
6. 周德光，杜怡萱，邱聰智，翁元滔，鍾寬勳，「軟補強(RC 構架內置型鋼骨補強)工法與分析」，NCREE-2023-014，國家地震工程研究中心，台北，2023。

光纖差異沉陷計之溫度補償研究

李政寬[1]

摘 要

本文主旨在討論「光纖差異沉陷計」的溫度補償原理及實驗測試。文中所提「光纖差異沉陷計溫度補償」，是將不受力的第二光纖光柵的波長反應，提供給受力的第一光纖光柵，作為扣減溫度引致的波長反應。除了理論的說明，本文最後施作一實驗，驗證溫度補償效用，對溫差巨大的二個「光纖差異沉陷計」之影響。實驗結果說明，「光纖差異沉陷計」的儀器陣列中，若存在溫度差異大的情況時，溫度補償機制可以大幅消除溫差引致的系統誤差。

關鍵詞：溫度補償、水準量測、光纖光柵、光纖差異沉陷計

一、前言

「FBG 光纖差異沉陷計」是土建結構之差異沉陷(或角變量)的測量工具，此儀器是國家地震中心為現地橋梁水準測量而發展而成(李政寬等人 2014)，並廣泛應用於橋梁結構 (宋裕祺等人 2018)，並自 2015 年起，持續就軌道線坡度的變化、安裝空間限制、溫度效應補償、例行補水、以及精度等要求進行系統精進，成功應用於軌道路堤與高架橋改善工程，圖一和圖二為部分工程案例。



圖一 苗栗通宵軌道路堤改善工程即時監測

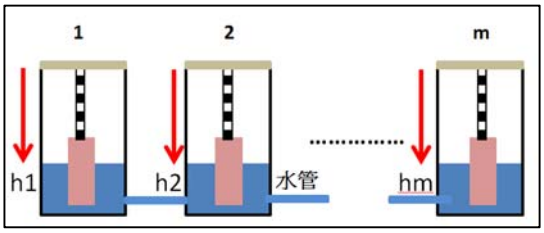


圖二 雲林土庫基礎補強工程即時監測

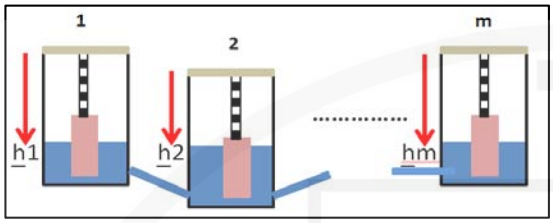
二、FBG 光纖差異沉陷計

FBG 光纖差異沉陷計(Differential Settlement Measurement Sensor)，簡稱 FBG-DSM，其實就是 FBG 水位計(李政寬 2014)加上「連通管原理」的陣列儀器，如圖三。當圖三某個儀器所在位置發生沈陷時，則每個桶內水位都會變動，直到水面高度達成新的平衡位置為止，如圖四。懸掛物為質量固定的圓柱體，懸掛線代表光柵。茲考慮圖三之陣列儀器，並假設桶內水位指標所形成的向量 H，方程式(1)；以及發生狀態改變後，如圖四之指標向量 H ，方程式(2)。

[1] 國家地震工程研究中心副研究員



圖三 FBG-DSM 儀器陣列之初始狀態



圖四 FBG-DSM 儀器陣列之改變狀態

$$H=<h1,\ h2,\ \ldots\ ,hm> \quad (1)$$

$$H=<h1,\ h2,\ \ldots\ ,hm> \quad (2)$$

依虎克定律(光柵材料於線彈性範圍內)以及阿基米德浮力原理，光波長的改變量 $\Delta\lambda B$ 正比於水位改變量 Δh，即 $\Delta h=K\Delta\lambda B$，K 近似定值為材料常數 (Marco Consales, et al, 2018)，故得水位改變向量 $\underline{H}$-H 如式(3)。茲定義儀器的第一點為「相對參考點」，相對於第一點水位改變向量 RH 表如式(4)。

$$\underline{H}\text{-}H=K<\Delta\lambda B1,\ \Delta\lambda B2,\ \ldots\ ,\ \Delta\lambda Bm> \quad (3)$$

$$RH=\underline{H}\text{-}H\ -\ K\Delta\lambda B1\ <1,\ 1,\ \ldots\ ,1> \quad (4)$$

式(4)代表相對於參考點 1，其他點位的下陷或隆起，如為負則表示下陷；為正則表示隆起。值得留意的是，圖四儀器桶內加注入水份或桶中水份的蒸發，式(3)雖然會變動，但由「連通管原理」可知， 式(4)經過運算後並不會變動，因相對水位改變向量 RH 是相對的結果。

三、FBG 光纖差異沉陷計溫度補償

凡物質受拉伸張、受熱膨脹，光纖材料亦是如此，故可推論，沒有不受溫度效應影響的感測器。但「是否需要」將儀器設計成據有「溫度補償」功能，則是涉及「誤差容忍度」的問題。從阿基米德浮力原理與材料力學原理，圖三 FBG-DSM 對水位感測的靈敏度 $\Delta h/\Delta\lambda B$ 正比於懸吊質塊的截面積，近似如式(5)，其中 r 為半徑；及對溫度的靈敏度 $\Delta T/\Delta\lambda B$ 近似如式(6)，(Marco Consales，et al，2018)。

$$\Delta h/\ \Delta\lambda B\ \approx\ 0.43r^2\ \ pm/cm \quad (5)$$

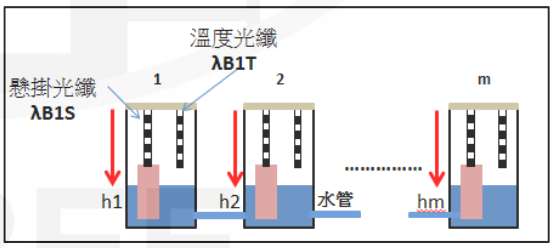
$$\Delta T/\ \Delta\lambda B\ \approx\ 9\ \ pm/°C \quad (6)$$

$$\Delta hT=(0.43r^2\ pm/cm)*[\Delta T/(9\ pm/°C)] \quad (7)$$

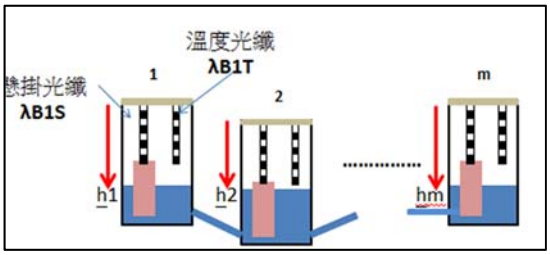
依據式(5)與式(6)，以及現地日夜溫差 ΔT 大小，即可計算溫度效應引起之單一個感測器水位監測的誤差範圍 ΔhT，如式(7)。至於陣列中每個沉陷計 ΔhT 引致的測量誤差能否忽略，則與結構形式、溫度環境有關。公路橋梁測量精度要求小，ΔhT 或許可忽略；鐵路測量精度要求大，ΔhT 相對較不可忽略。因此，當「光纖差異沉陷計」應用軌道之路堤或橋梁時，宜設置「溫度補償」功能，如圖五和圖六示，以扣減溫度效應。待測量 H-H 由方程式(3)修改為式(8)；待測量 RH 由方程式(4)修改為式(9)。

$$\underline{H}\text{-}H=K<\Delta\lambda B1S-\Delta\lambda B1T,\ \Delta\lambda B2S-\Delta\lambda B2T,\ldots> \quad (8)$$

$$RH=\underline{H}\text{-}H\ -\ K\ (\Delta\lambda B1S-\Delta\lambda B1T\ )<1,\ 1,\ \ldots\ ,1> \quad (9)$$



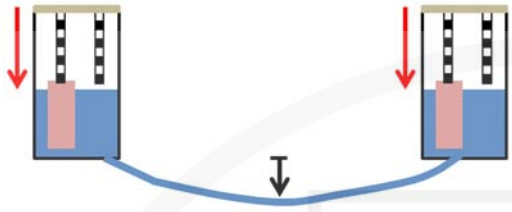
圖五 FBG-DSM 儀器陣列之初始狀態



圖六 FBG-DSM 儀器陣列之改變狀態

四、溫度補償測試實驗

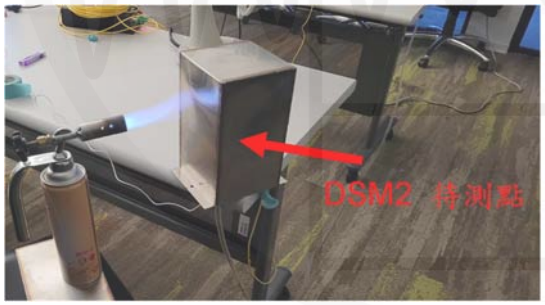
茲考慮圖七(a)、圖七(b)、圖七(c)，一對光纖差異沉陷計之溫差測試。為造成溫度差異，我們使用鋼箱與噴燈，快速加溫。另外，我們也使用電子式溫度計，測量 DSM2 待測點，儀器內部的溫度。



圖七(a) 一對光纖差異沉陷計溫差測試

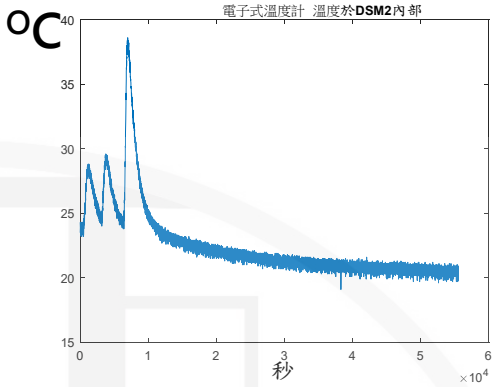


圖七(b) 一對光纖差異沉陷計溫差測試

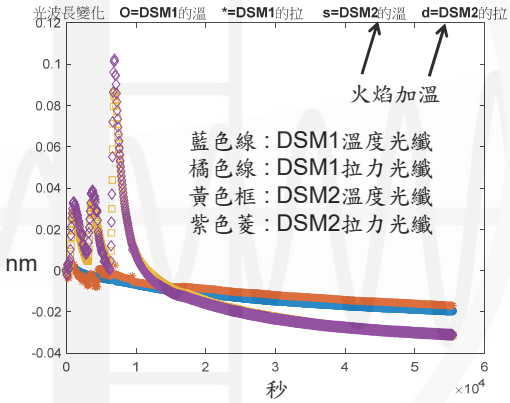


圖七(c) 一對光纖差異沉陷計溫差測試

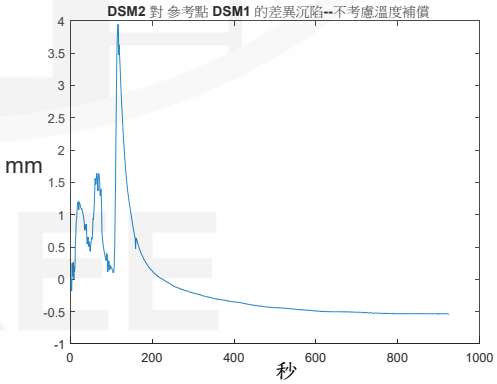
圖八顯示 DSM2 儀器內部電子式溫度計的溫度歷時曲線。圖九顯示 DSM1 與 DSM2 儀器內部光纖光柵讀值變化曲線。比較圖八與圖九，可發現 DSM2 儀器內部電子式溫度計與 DSM2 儀器內部光柵讀值相當類似，都感受到類似的溫度變化。在不考慮溫度光纖的情況下，引用方程式(3)、(4)，DSM2 相對於 DSM1 的高度變化如圖十示；在考慮溫度光纖的情況下，引用方程式(8)、(9)，DSM2 相對於 DSM1 的高度變化如圖十一示。比對圖十與圖十一可發現，考慮溫度補償可以大幅地降低高程測量誤差。當最高溫度發生時後的誤差，最大值由 4mm 降為 0.55mm；當最低溫度發生時後，由-0.5mm 降為-0.1mm。此結果顯示，溫度補償確實有效用。



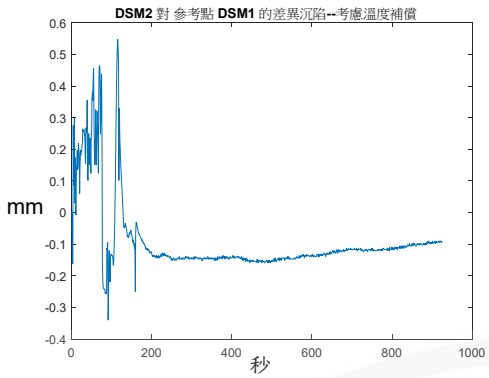
圖八 DSM2 電子式溫度計歷時曲線



圖九 光纖光柵的讀值變化曲線



圖十 不考慮溫度補償，DSM2 相對於 DSM1 的高度變化



圖十一 考慮溫度補償，DSM2 相對於 DSM1 的高度變化

參考文獻

1. 李政寬、陳俊仲、洪曉慧、宋裕祺、李路生、陳君隆 (2014)，「五楊高架橋車載試驗與長期光纖監測」，中華民國第十二屆結構工程研討會暨第二屆地震工程研討會，高雄。
2. 宋裕祺、張國鎮、陳俊仲、李政寬、洪曉慧、蘇進國，(2018)，「橋梁監測與結構健康診斷」，中國土木水利工程學刊，第 18 卷，第 4 期，第 337-345 頁。
3. 李政寬 (2020)，「光纖沉陷計的自動補水設計與其橋梁現地應用」，109 年度國家地震工程研究中心年度成果報告，第 65-68 頁。
4. 李政寬、邱世彬(2022) ，「光纖感測系統」，台灣新型專利，I825528。
5. Marco Consales, Sofia Principe, Antonio Iele, Marco Leone, Haitham Zaraket, Ihab Jomaa, Antonello Cutolo, and Andrea Cusano, (2018) "A Fiber Bragg Grating Liquid Level Sensor Based on the Archimedes' Law of Buoyancy," J. Lightwave Technol. 36, 4936-4941.

鋼骨鋼筋混凝土柱與梁接合之試驗

劉郁芳[1]　周中哲[2]　周德光[3]　趙品均[4]

摘 要

國內現行「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」規定，鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭處之梁主筋，應以直接通過接頭為原則，並盡量避免以鋼筋續接器銲於鋼柱翼板上續接主筋。國內實務界大多使用包覆填充型鋼管混凝土柱，若欲滿足規範之規定，梁主筋需繞過鋼柱，使得梁柱接頭區傳力路徑的完整性有疑慮，因此多以續接器連接於箱型鋼柱上，以解決前述疑慮。然此種接合方式國內外皆無相關實驗研究佐證，因此以實驗證明其強度、韌性及可靠度十分必要。本研究已完成三種包覆填充型鋼管混凝土柱梁柱接頭接合方式之耐震試驗，驗證各接合方式之力學行為，期望能作為未來國內鋼骨鋼筋混凝土結構設計及研究之參考依據。

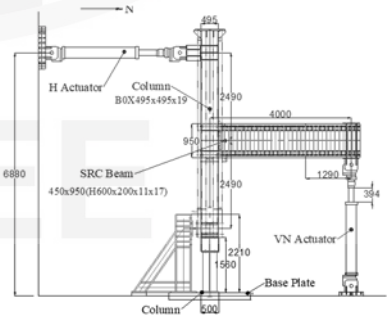
關鍵詞：鋼骨鋼筋混凝土、包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱、續接器、梁柱接頭、鋼骨鋼筋混凝土設計規範

一、前言

國內現行「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」規定指出，梁主筋以續接器銲接於鋼柱柱面上之接合方式受往復力作用下之力學行為仍不明確，且拉力是否會造成鋼板拉裂也是一項值得研究的課題，此外也要考慮這種接合方式的施工性。規範解說中也建議最好輔以實驗證明其強度、韌性及可靠度，但在實務設計上，此種接合方式是非常常見於複合斷面中，卻少有進行解說所要求的實驗驗證。因此本研究規劃三種實務上常見之包覆填充型鋼管混凝土柱梁柱接頭接合方式進行耐震試驗，驗證其力學行為，釐清規範所提出之疑慮，以作為未來國內「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭處相關規定修訂之依據，以及國內實務設計之參考。

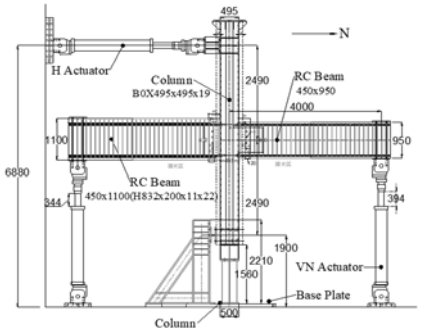
二、梁柱接頭試體設計

為了考量實務上常見之不同梁柱接合設計，本研究規劃三組試體進行耐震試驗。三組試體柱為包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱，其中試體一為 SRC 梁，梁主筋以續接器銲接於鋼柱上；試體二為 RC 梁，採用剪力榫為剪力傳遞機制，梁主筋以續接器銲接於鋼柱上；試體三為 RC 梁，採用鋼拱頭為剪力傳遞機制，梁主筋一半以續接器銲接於鋼拱頭翼板上，另一半以續接器銲接於鋼柱上。三組試體參數包括梁柱斷面尺寸、材質、寬厚比、現行規範 λ_{pd} 如表一所示。三組試體佈置圖如圖一所示。



(a) 試體一

[1] 國家地震工程研究中心副研究員
[2] 國立臺灣大學土木工程學系教授
[3] 國家地震工程研究中心副技術師
[4] 國立臺灣大學土木工程學系碩士生



(b) 試體二(右側)及試體三(左側)

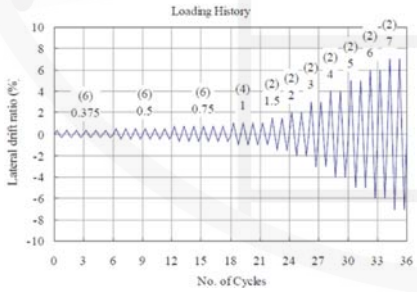
圖一 試體佈置圖

表一 試體參數

結構	尺寸 (mm)	材質	b/t_f	λ_{pd}	CHECK	h/t_w	λ_{pd}	CHECK
柱	Box495x495x19	SN490B (Fy=3.3tf/cm^2) fc'=350kgf/cm^2	24.1	43.1	OK	-	-	-
SRC 梁 (試體一)	450x950 H600x200x11x17 4#10+4#10	SN490B (Fy=3.3tf/cm^2) fc'=350kgf/cm^2 fy'=4200kgf/cm^2	5.9	11.6	OK	51.5	76	OK
RC 右側梁 (試體二)	450x950 4#10+4#10	fc'=350kgf/cm^2 fy'=4200kgf/cm^2	-	-	-	-	-	-
RC 左側梁 (試體三)	450x1100 4#10+4#10 (H832x200x11x22)	SN490B (Fy=3.3tf/cm^2) fc'=350kgf/cm^2 fy'=4200kgf/cm^2	4.5	11.6	OK	71.6	76	OK

三、反覆載重試驗

本研究採用 AISC 341-16 (2016) K2 章所建議之位移歷時進行反覆載重試驗，位移歷時示意圖如圖二所示。

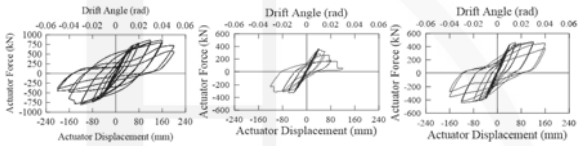


圖二 反覆載重位移歷時示意圖

試體一之遲滯迴圈如圖三(a)所示。試體在 0.01 rad 前為彈性階段，在 0.015 rad 時進入非彈性階段。在+0.04 rad 第一圈達到最大力量 860 kN，遲滯迴圈形狀飽滿，消能反應良好。在-0.04 rad 第一圈時因鋼梁上翼板斷裂而力量驟降，但遲滯迴圈形狀仍然飽滿，試驗於 0.05 rad 後停止。

試體二之遲滯迴圈如圖三(b)所示。試體在 0.01 rad 前為彈性階段，在 0.015 rad 時進入非彈性階段。在+0.015 rad 第一圈時達到最大力量 369 kN。在+0.02 rad 第一圈及-0.03 rad 第一圈時因續接器從鋼柱脫落而力量驟降，試驗強度未能符合設計預期，試驗於 0.03 rad 第一圈後停止。

試體三之遲滯迴圈如圖三(c)所示。試體在 0.01 rad 前為彈性階段，在 0.015 rad 時進入非彈性階段。在+0.03 rad 第一圈時達到最大力量 475 kN。在 0.04 rad 第一圈時因梁主筋挫屈而導致力量下降，在-0.04 rad 第二圈時因梁塑鉸區混凝土大量剝落導致力量下降至 250 kN，約試體最大力量之一半。試驗於 0.04 rad 後停止。



(a) 試體一 (b) 試體二 (c) 試體三

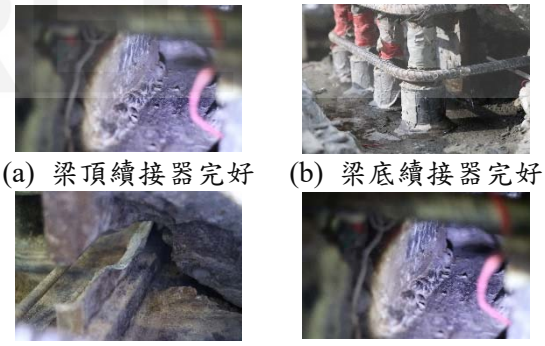
圖三 試體遲滯迴圈

四、試體破壞觀察

試體一於試驗結束後梁主筋續接器仍保持完好，未出現破壞(圖四(a)、(b))，鋼梁上翼板於扇形銲接孔處斷裂(圖四(c))，下翼板則未出現斷裂(圖四(d))。

試體二梁頂主筋續接器有一處發生脫落(圖 5(a))，梁底主筋續接器四處全數脫落(圖 5(b))，剪力榫與剪力釘保持完好(圖五(c)、(d))

試體三試驗結束後梁主筋續接器仍保持完好，未出現破壞(圖六(a)、(b))，梁底主筋產生彎曲變形(圖六(c))，鋼拱頭腹板與剪力釘保持完好(圖六(d))



(a) 梁頂續接器完好 (b) 梁底續接器完好

(c) 鋼梁上翼板斷裂 (d) 鋼梁下翼板完好

圖四 試體一破壞觀察



(a) 梁頂續接器完好　(b) 梁底續接器完好

(c) 剪力榫完好　(d) 剪力釘完好

圖五 試體二破壞觀察



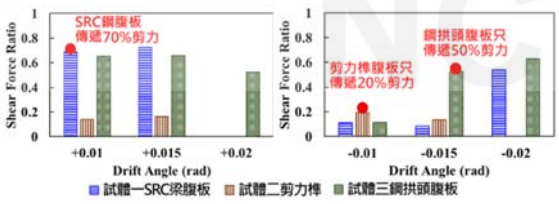
(a) 梁頂續接器完好　(b) 梁底續接器完好

(c) 梁底主筋彎曲　(d) 鋼拱頭完好

圖六 試體三破壞觀察

六、剪力傳遞分析

如圖七所示，試體一鋼梁腹板傳遞剪力達 70%，剪力傳遞能力良好；試體二剪力榫傳遞剪力僅 20%，剪力傳遞效果不如設計預期，因此剪力榫並不適合做為剪力傳遞構件;試體三鋼拱頭傳遞剪力達 50%，傳遞剪力能力優於剪力榫，但由遲滯迴圈(圖三(c))可知，在 0.04 rad 第二圈時力量已衰減至最大力量之 74%，因此仍不適用於具有韌性需求的耐震接頭，耐震接頭仍需配置完整鋼梁。



圖七 試體剪力傳遞比

七、結論與展望

試體一及試體三試驗至 0.04 rad 梁主筋續接器與鋼柱柱面接合完整，未有破壞產生;試體二梁主筋續接器試驗至 0.02 rad 則因銲道破壞而有五處脫離鋼柱柱面。試體一鋼梁翼板由於未採用韌性切削而導致上翼板在 0.04 rad 時斷裂，建議未來規範應加入 SRC 鋼梁應採用韌性切削之規定。試體三 RC 梁至雖梁主筋續接器於試驗結束後仍保持完整，但於鋼拱頭末端於 0.04 rad 第一圈時產生剪力裂縫,未能達到 0.04 rad 時梁柱接頭未產生破壞的耐震要求。

致謝

本研究感謝內政部建築研究所委託研究案(計畫編號：PG11103-0101)支持。

參考文獻

1. 日本建築學會 (1994)，「鐵骨鐵筋混凝土構造配筋指針(案)同解說」，Architecture Institute of Japan (AIJ)，東京。
2. 內政部建研所 (1996)，「鋼骨鋼筋混凝土構材與接合之耐震細部設計準則」。
3. 內政部營建署 (2010)，「鋼結構極限設計法規範及解說」。
4. 內政部營建署（2011），「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」。
5. 內政部營建署（2020），「建築技術規則」。
6. 內政部營建署（2021），「混凝土結構設計規範」。
7. 李台光 (2020)，「鋼筋混凝土梁主筋與鋼柱續接設計之探討」，內政部建築研究所。
8. 周中哲、劉郁芳、周德光、黃司睿、陳蓮安 (2021)，「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範柱及接合設計之修正研擬」，內政部建築研究所期末報告。

9. 陳正誠 (2004)，「鋼筋續接器續接設計規範與施工規範及解說研修」，內政部建築研究所。
10. 陳純森 (2011)，「鋼筋續接器連接鋼骨之正當性探討」，技師報第 782 期，台灣省土木技師公會。
11. 陳正平 (2017)，「SRC 結構對於 RC 梁主筋與鋼柱間之續接設計與施工」，技師報第 1064 期，台灣省土木技師公會。
12. 陳正平 (2017) ，「鋼筋混凝土梁與鋼箱柱間之接頭採鋼托梁轉接模式之探討」，技師報第 1082 期，台灣省土木技師公會。
13. 陳正平 (2018)，「鋼筋續接器銲於鋼柱上，作為鋼筋與鋼柱間之續接是否不符合設計規範之規定？」，技師報第 1117 期，台灣省土木技師公會。
14. 劉郁芳、周德光、周中哲、黃司睿、陳蓮安、陳冠儒 (2021)，「臺灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範柱及梁柱抗彎接頭條文修訂計畫」，國家地震工程研究中心技術報告，NCREE-21-015。
15. 劉郁芳、周德光、周中哲、黃司睿、陳蓮安(2022)，「臺灣鋼骨鋼筋混凝土構造規範之柱及梁柱接頭設計條文修訂發展」，結構工程，第三十七卷第三期 第 5-25 頁 (2022)。
16. ANSI/AISC 360-10 An American National Standard- Specification for Structural Steel Buildings(2010)
17. ANSI/AISC 341-16 Seismic provisions for structural steel buildings (2016)
18. Chou, C. C., and Uang, C. M. (2002). “Cyclic performance of a type of steel beam to steel-encased reinforced concrete column moment connection”, Journal of constructional steel research, Vol 58, pp. 637-663.

卵礫石土層地盤反應分析敏感性研究

簡文郁[1]　張志偉[2]　劉勛仁[3]　許尚逸[4]

摘 要

本研究依據實際案例工址之控制震源與地質條件，建立數值模型進行境況模擬地震之地盤反應分析(SRA)之敏感性研究。活斷層地震動之境況模擬(DSHA)程序參考 ASCE/SEI 7-16第21.2.2節之規定，並考量 DSHA 不確定性，評估工址相應 B/C 介面 (V_{S30}=760 m/s) 地盤條件之地震動反應譜，作為 SRA 之輸入地震。依據地質調查成果建立簡化土層剖面模型，地盤反應分析主要採等值線性分析法。本研究工具為 STRATA 程式以散漫震動(RVT)進行，並篩選與境況模擬地震動反應譜相合之實測地震歷時作為輸入地震，進行時域分析以比較驗證 SRA 之敏感度分析結果。散漫震動(RVT)分析獲致之結果與歷時分析(RHA)之平均結果相近(略低)；歷時分析可得到輸入地震動變異性對地盤反應分析成果之影響範圍。卵礫石土層案例之平均剪力波速 V_{S30}分別為600 m/s 及510 m/s，皆屬於我國相關耐震設計規範 TBC 規定之第一類地盤；本研究結果顯示其地盤反應仍相當顯著。

關鍵詞：地盤反應分析(SRA)、散漫震動(RVT)、地震歷時(TH)、境況模擬、危害度相符

一、前言

一般性地盤的地震動特性受局部地盤土層的土壤分層、剪力波速、土層厚度及地震動大小等的影響顯著。規範通常以地震危害度分析決定參考基盤之設計基準地震；若工程結構物坐落於一般性地層上(V_s<360 m/s)，再以 SRA 或簡化地盤放大係數模型修正得到符合工址地盤條件的設計地震動。台灣中部地區許多工程之地質鑽探成果顯示為卵礫石層，地表30米土層之平均剪力波速 V_{S30}常大於450m/s，依據我國建築物耐震設計規範(TBC)歸類為第一類地盤(S1)，設計基準地震無須考量地盤放大效應。然而，近二十餘年之研究指出相對應於一般 PSHA 的參考地盤條件，C 類地盤(S1)仍存在相當的地盤放大效應。為能較詳實之評估地盤效應，本研究參考實際工程案例工址之相關地震地質調查成果，採用境況模擬之的震源設定情境，參考美國 ASCE/SEI 7-16規範要求，進行地震動評估，並根據地質鑽探成果建立地盤反應分析的地盤分析模型，進行 SRA 敏感度分析。

本研究主要採用 STRATA 工具程式進行 SRA 案例分析，目的在探討高地震動強度下，卵礫石地層之地盤反應對設計地震反應譜之影響，並透過敏感度分析，比較散漫震動理論(RVT)之分析成果與傳統歷時分析成果。本研究採用兩種不同輸入地震定義方式模擬地盤受震行為，其分析理論皆基於等值線彈性分析法；此法因需假設有效剪應變之係數(通常假設為0.65)，可由地震歷時統計決定。相關結論可為工程實務分析之參考。

二、案例工址之境況設定與模擬

本研究選取數個實際工址條件為案例進行比較 SRA 研究。地盤模型與輸入地震之境況模擬皆依據個別案例工址之位址與

[1] 國家地震工程研究中心研究員
[2] 國家地震工程研究中心助理技術師
[3] 國家地震工程研究中心助理研究員
[4] 國家地震工程研究中心副研究員

調查成果決定。以案例工址一說明:

境況模擬地震: 案例工址一鄰近大甲-彰化斷層東側，距離斷層跡線約4.4 km (R_{rup} 約1.8 km)，斷層於淺地表向東傾，傾角約為40-50度，本案例工址為上盤條件。SRA分析之基盤輸入運動以境況模擬地震決定，彙整說明如下。

(1) 控制震源: 大甲-彰化斷層，規模為M_W7.3，震央距4.4公里。
(2) 地震動預估模型(GMPE): NGA-WEST II的4個模型平均。
(3) 基盤條件:配合地質條件設定V_{S30}為760 m/s，DSHA 分析結果取中值及中值加一倍標準差之反應譜(PGA 約0.75 g)。
(4) 案例分析之輸入地震動分別考量DSHA之中值及加一標準差兩種地震強度；且分別採用地震反應譜及實測地震歷時兩種形式。
(5) 其他震源參數: 強震延時(Duration, I_{a5-75})設定為18.1秒(劉勛仁，2018)。有效剪應變之係數假設為0.65。

地層剖面模型與基盤: 案例之地層剖面模型均依據實際之「地質鑽探及波速量測」成果簡化建置。以案例一工址為例，鑽孔深度為85公尺，地層柱狀圖顯示，深度3.0公尺內應為回填層，剪力波速約為300 m/s，與下一層波速511 m/s差異較大。另考量實際工程之設計、整地等，結構基礎位置應不會位於此表層範圍，故地層剖面模型建置時將之移除，不考慮此層的反應，避免分析成果受此土層反應之干擾。其餘地層模型皆據鑽探測量成果建置。本案例工址未移除回填層之原始地表30公尺的平均剪力波速(V_{S30})為538 m/s，移除表層3公尺回填層後，地盤平均剪力波速 V_{S30}為600 m/s。案例屬於較堅實地盤，故採用近年地震危害分析之標準參考地盤條件，亦即 V_{S30}為760 m/s 為地震動之輸入基盤，其位置位於地盤模型25 m 深度。

土壤動力性質模型: 案例一之地層主要為卵礫石層，地質調查資料通常不易提供土壤動力試驗及性質，故蒐集國內外學者針對卵礫石材料之土壤動力性質試驗結果，綜合評估適合臺中地區卵礫石材料的動力性質模型。土壤動力性質曲線使用的Rollins K.M.等人(1998)卵礫石材料阻尼比曲線，但取阻尼比值15%為上限；剪力模數衰減曲線則參考 Seed and Idriss(1970) 砂土材料之下界曲線，分別建置，供後續場址地盤受震反應分析使用。其餘案例包含砂土層則參考國內經驗或 Seed and Idriss(1970)之研究模型。

三、SRA 分析結果

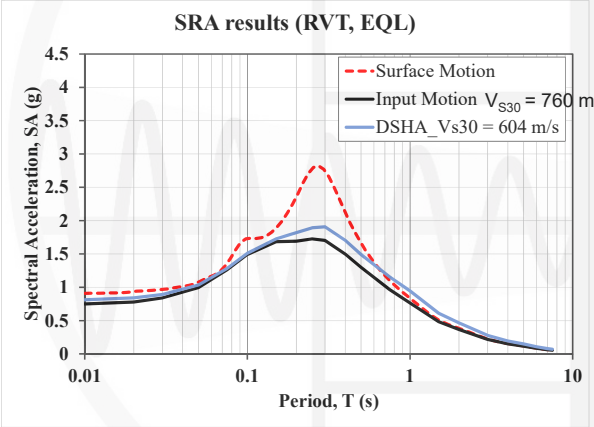
本文摘要比較兩種分析方式之結果:

(1) RVT 分析:直接採用 DSHA 分析之反應譜定義輸入地震；
(2) 地震歷時分析:以前述反應譜為標的，篩選譜型相合之實測地震歷時經定比程序調整後，作為輸入地震，為考量地震動之變異性，本研究篩選9筆水平向(單向)地震歷時進行分析。

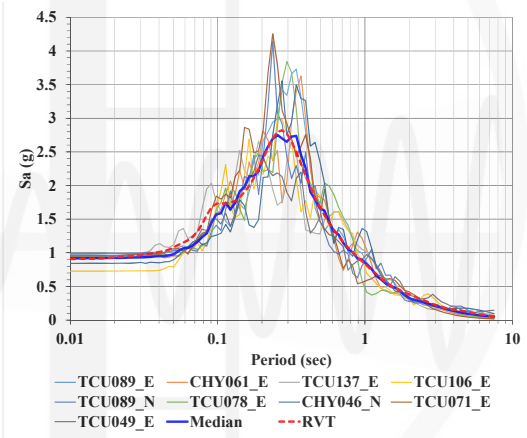
RVT 分析: 經地盤反應分析所得結果比較如圖一(a)所示，圖中黑實線為基盤輸入地震加速度反應譜，紅虛線為經 RVT 模式地盤反應分析後地表輸出之加速度反應譜；兩者在週期0.01秒的譜加速度值(PGA)分別為0.75 g 與0.91 g。RVT 分析成果可視為基盤輸入震波經地盤反應後在地表位置之平均反應譜。SRA 分析結果顯示，對於局部週期範圍之地盤放大效應顯著，大於規範所定之數值，也高於 GMPE 之地盤效應模型(圖一(a)之淺藍實線)。可能原因為輸入地震動較高，土層剪應變反應大而相當程度地折減部分對應土層材料剪力模數。以30 m 土層估算案例原始地盤週期約為0.2秒，經 SRA 分析土層材料剪力模數折減後，地盤週期約略增為0.2-0.3s，與圖一(a)之結果十分接近，顯示地盤反應分析對於地盤週期之掌握良好。

地震歷時分析: 為驗證 RVT 地盤反應分析成果之可靠性，本案例亦採用歷時分析法。如前所述，篩選與標的反應譜相合之實測地震歷時經定比程序調整後，作為輸入地

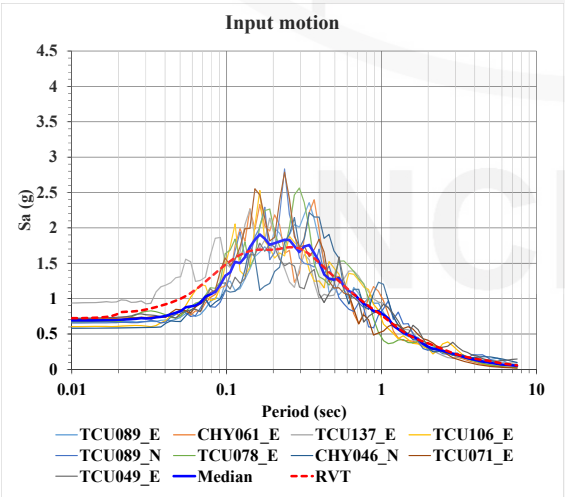
震歷時，如圖一(c)所示。實測地震紀錄取自中央氣象局自由場強地震觀測網(TSMIP)，在檢核週期範圍內(0.1秒至4.0秒)，經定比後的各筆紀錄之反應譜值與本案例之標的反應譜值之間的對數誤差總和為零，9筆實測地震紀錄之定比係數為1.45~5.24，屬於合理範圍。輸入地震歷時皆進行基線修正，去除永久位移，再進行地盤反應分析之計算。圖一(b)為9筆地震歷時地盤反應分析比較結果，圖中9條細線為9筆歷時經地盤反應分析後地表反應歷時之加速度反應譜，藍色粗實線為這9筆歷時地盤反應分析結果的平均值。歷時分析所得之地表自由場反應譜存在約兩倍範圍的變異程度，反應譜高峰之週期約在0.2s-0.4s之間，仍屬合理。圖一(d)依輸入地震歷時符合度排序，分別選取經 SRA 後地表3、5、7、9組歷時之平均反應譜，敏感度分析顯示若採地震歷時分析成果，至少選取7組以上歷時分析成果之反應均值才能獲得較佳且穩定一致之結果；依據 TBC 規定建築物之歷時反應可選用3組分析取其反應譜包絡，則可能過於保守，不建議用於地盤反應分析。為與 RVT 分析結果比較，圖中紅色粗虛線為採 RVT 模式地盤反應分析之地表加速度反應譜(參照圖一(a))，亦為中值反應譜；兩者不論放大倍率或頻率範圍均相當接近。輸入地震譜型在0.1~0.4秒約略微等加速度，而地表則受到地盤影響，顯著週期特徵極為明顯。



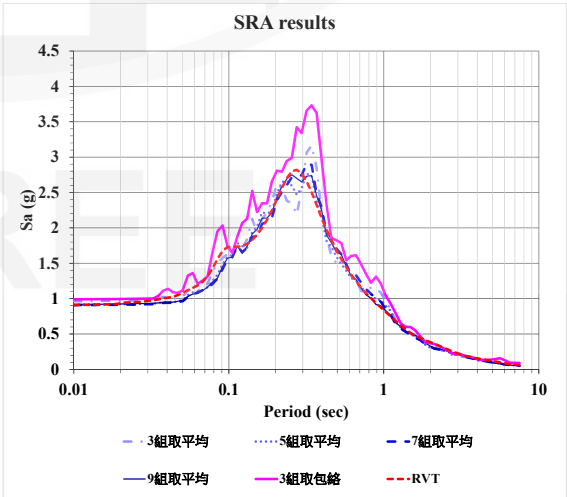
(a) RVT 分析



(b) 經 SRA 分析之地表地震歷時

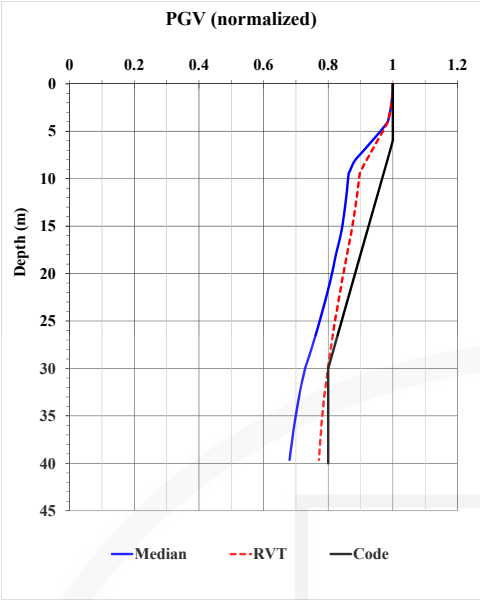


(c) 歷時分析之輸入地震動



(d)歷時分析成果均值敏感度比較

圖一 高地震動強度下卵礫石地層之地盤反應分析成果比較



圖二 地震參數 PGV 隨深度之變化

地下結構耐震設計需求或參數隨結構所在位置而異，SRA 為獲得地下結構所在位置之設計地震參數，反映設計地震參數隨深度變化之重要手段。圖二為案例一分析成果之 PGV 隨深度變化趨勢與法規比較，顯示堅硬地盤隨深度之變化應更保守。

四、結論與討論

本研究以實際案例工址之地震危害控制震源及地質調查資料進行地震境況模擬之地盤反應分析。目的在探討高地震動強度下，卵礫石地層之地盤反應對設計地震反應譜之影響。案例工址一為卵礫石土層，其地表30米地層之平均剪力波速 V_{S30}高達 600 m/s，依據我國建築物耐震設計規範(TBC)判定為第一類地盤，設計基準地震皆無須考量地盤放大效應。然而，分析結果顯示本案例仍存在相當顯著的地盤效應，對設計地震仍具有影響。

本研究另以相應之地盤條件(VS30=600 m/s)直接設定 GMPE 之條件進行境況模擬分析比較，仍可顯示出地盤放大效應，與 ASCE/SEI 7-22 HAZARD TOOL 之地盤效應模型相近，唯其效應不若本案例分析顯著。

基於等值線彈性模型的 SRA 分析法，本研究比較散漫振動理論(RVT)的地盤反應分析與地震歷時分析之統計成果，案例分析成果顯示二者之結果相近。實務上可採用 RVT 理論於地盤反應分析，以簡化分析工作量。若採用地震歷時進行 SRA 分析，須合理篩選地震歷時定比，其譜型檢核週期範圍建議設定較廣之週期域，本研究案例採用0.1秒至4.0秒之週期範圍可以涵蓋地盤的初始週期及受震軟化後的周期變化範圍。若工址為偏軟弱的砂土土層，其檢核週期之長週期端應適度右移。

本研究之案例敏感度比較分析結果顯示，若依據 TBC 規定可採用3組歷時分析之反應譜包絡成果，通常會得到過於保守之結果。而採用超過4組歷時分析可以其反應譜平均成果作為設計需求，本研究顯示，若歷時分析之組數少於7組，無法獲得穩定可靠之成果，建議工程實務分析至少7組歷時分析之平均成果作為設計需求。

參考文獻

1. Rathje, E.M. and Kottke, A.R. 2008. "Procedures for Random Vibration Theory Based Seismic Site Response Analyses: A White Paper Prepared for the Nuclear Regulatory Commission," Geotechnical Engineering Report GR08-09, Geotechnical Engineering Center, Department of Civil, Architectural, and Environmental Engineering, University of Texas at Austin, Austin, TX.
2. Seed H.B., Wong R.T., Idriss I.M., and Tokimatsu K. 1986. Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. Journal of Geotechnical Engineering, 112(11), 1016-1032.
3. Rollins K.M., Evans M., Diehl N. and Daily W. 1998. Shear modulus and damping relationships for gravels. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(5), 396-405.
4. Liao T., Massoudi N., McHood M., Stokoe K.H., Jung M.J. and Menq F.-Y. 2013. Normalized Shear Modulus of Compacted Gravel. the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris.
5. 林商裕、林炳森、許植甯，台中市區卵礫石層地盤反應之初步模擬分析，朝陽學報第十期，2005。

設計基準地震微分區圖
新竹地區斷層傾角分布與統計—以新竹斷層為例

陳冠宇[1]　范秋屏[2]　李宥葭[3]　張毓文[4]　劉勛仁[1]　張志偉[5]

摘 要

斷層傾角是機率式地震危害評估(PSHA)中用來描述斷層幾何形貌的關鍵參數之一，亦是特定場址危害度的敏感因子。本研究蒐集斷層沿線的地物及地質調查結果，建立資料庫後，透過資料常態分析確認資料為常態分佈後，可選定特定標準差來決定信心區間，藉由統計方法得出傾角上下界與中值及其對應的權重，以建立斷層傾角模型。

本研究引用用兩種常用方法，ESM 法：80%信心區間(1.282 個標準差)，對應曲線之第 10、第 50 及第 90 百分位數值的機率權重為 0.3/0.4/0.3；EPT 法：90%信心區間(1.65 個標準差)，對應曲線之第 5、第 50 及第 95 百分位數值的機率權重為 0.185/0.630/0.185(通常簡化為 0.2/0.6/0.2)。針對新竹斷層採用上述方法進行評估，偏度為-0.3、均值為 61、標準差為 13.8，ESM 法所對應的斷層傾角下界值/中值/上界值為 43°/61°/79°，權重為 0.3/0.4/0.3；EPT 法結果為 38°/61°/84°，權重為 0.2/0.6/0.2。

關鍵詞：斷層傾角、PSHA、常態分佈、新竹斷層、權重

一、前言

在蒐集不同團隊震對台灣機率式地震危害度評估所建立的斷層傾角模型時，發現各團隊所決議之中值、範圍及權重各異。以新竹斷層為例，傾角有 45 度(TEC 團隊，Shyu et al., 2016; 2020)；或 35/45/55 度(NCREE，2019)；或 40/50/60 度(胡植慶等，2016)；或 45/50 度(顏銀桐等，2020)，此現象顯示模型評估過程中，強烈受控於評估團隊的主觀設定。

本研究採用評估孕震深度時，透過統計震源隨深度分布，選取不同的統計區間(D1-99, D5-95, D10-90)量化出台灣活動斷層孕震深度(Wu et al., 2017)的方式。透過斷層沿線的傾角資料蒐集，並將其建立成資料庫(表格化參數與地圖點位)後，再經資料常態測試(偏度與分位圖)，確認資料為常態分佈，便依常態分佈曲線之特性，使產出之模型與對應權重皆以資料分佈之曲線特性為依歸，降低主觀介入的程度。

本研究已針對新竹地區之三個斷層，湖口斷層、新竹斷層及新城斷層完成前述資料蒐集與評估，因篇幅有限，此精簡報告內容僅以新竹斷層為例並簡述之。關於湖口斷層及新城斷層，以及其他更多的資料細節及評估過程，請詳見後續出版的中心技術報告-新竹地區斷層傾角分布與統計。



圖一　臺灣北部活動斷層分布圖。新竹地區之斷層為圖幅左側的湖口斷層②、新竹斷層③、新城斷層④(圖引自地礦中心活動斷層分布圖網站)

[1] 國家地震工程研究中心助理研究員
[2] 國家地震工程研究中心專案助理研究員
[3] 國家地震工程研究中心專案佐理研究員
[4] 國家地震工程研究中心副研究員
[5] 國家地震工程研究中心助理技術師

二、斷層簡介

在新竹地區執行地形考察時發現竹東丘陵北側有西北-東南向之地形線型推測可能是斷層崖(丹桂之助，1933)或有部分可能是海蝕崖(林朝棨，1957)。但此線型並非現今之新竹斷層，而是分支斷層(Chen et al., 2004)。

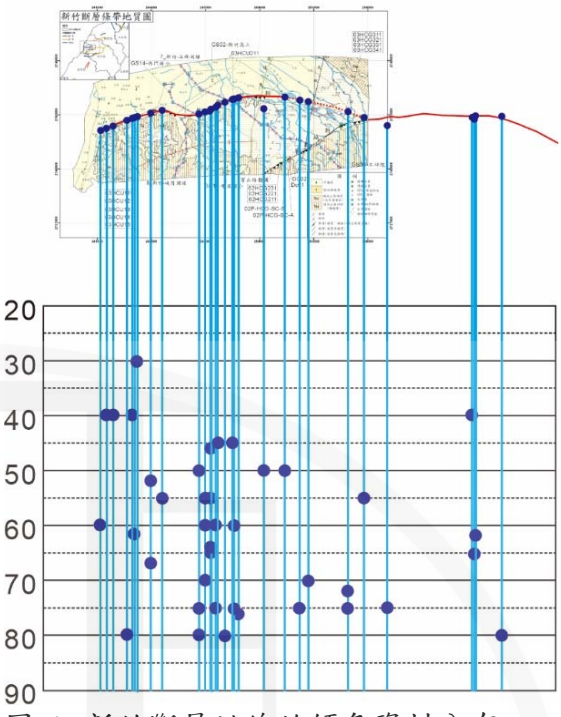
新竹斷層最早由航照判釋出東西向之地形線型(Ku, 1963)，此線型被認為是受到侵蝕後退的斷層崖(Tang and Hsu, 1970)，同期的鑽井資料有鑽遇新竹斷層，是一向南傾斜 50 度之斷層面(Chiu, 1970)。後續的航照判釋則確認了此崖線延伸至西海岸的美山地區(石再添等，1985)。由頭前溪東西岸的河床特徵判斷新竹斷層並未通過頭前溪(林啟文等，2007)。地質鑽探顯示僅晚更新世時期的階地堆積層有受到擾動及傾斜，為第二類活動斷層(林啟文等，2007)。



圖二 新竹斷層條帶地質圖。於竹東丘陵北側，東起竹東竹北交界的頭前溪，西至美山，長度約為 9 公里(林啟文等，2007)

三、斷層地質與地球物理資料

蒐集國內外已發表之文章、報告書及博碩士論文等，將各參考文獻內的傾角統整成斷層傾角參數表(篇幅有限，表格請詳113 年的中心技術報告)。我們套疊各參考文獻的調查位置圖，以便標記參考文獻內之地質(野外調查、鑽井、槽溝)與地物(反射震測、地電阻測)調查點位(圖三上)，同時顯示該調查點的傾角數值(圖三下)，藉此觀察斷層沿線之傾角是否有變化(可用於斷層分段)，更利於後續統計之用。



圖三 新竹斷層沿線的傾角資料分布

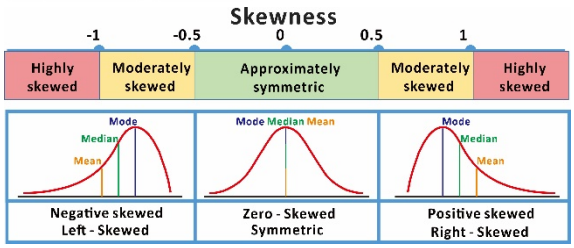
四、統計方法

1.偏度檢定

我們採用偏度(skewness)來檢視數值分布是符合常態分佈特性-對稱性。其公式(Wheeler,2011)表示為：

$$\frac{n\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^3}{(n-1)(n-2)s^3} \qquad (式\ 1)$$

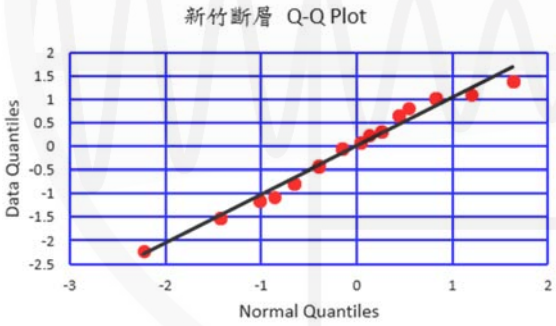
在公式中，x_i 為各資料數值；$\bar{x}$ 為計算平均數；s 為標準差；n 為資料數量。資料數量必須大於 2，亦即至少需三筆以上資料。理論上，偏度為零代表資料對稱分布在均值兩側。但在實際情況上，偏度很難恰等於零，因此前人研究(Bulmer, 1979)提出經驗法則，偏度為±0.5 之間資料分布幾近對稱，可視為常態分佈(圖四)。



圖四 偏度檢驗。偏度介於±0.5 之間資料分布近似對稱，可視為常態分佈(圖中)，另有正(右)偏態(圖右)，與負(左)偏態(圖左)

2.分位數檢定

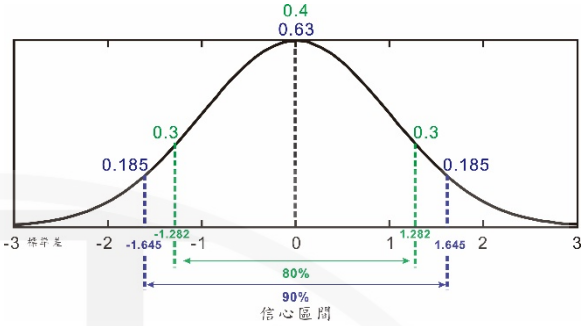
由於前述使用偏度測定資料分布對稱性時，在資料呈現雙峰分布(Bimodal Distribution)或均勻分布(Uniform Distribution)仍可使偏度位於±0.5之間，使此檢定有些許風險。因此我們使用了分位數圖(Quantile-Quantile Plot，簡稱Q-Q Plot)檢測。是一XY散佈圖形檢測(Graphical test)方式，透過計算樣本數值實際所在的常態分位數(Y軸，Data Quantiles)與理論(完美)常態分位數(X軸，Normal Quantiles)，若樣本資料符合(或近似)理論常態分佈，則在Q-Q Plot中，各資料的點位分布會落在X=Y(Data=Normal)的直線(圖五黑線)上。用此方法可更有效的檢測出資料偏移的型態(直線為常態分佈，上凹為右偏，下凹為左偏，S型為雙峰)。新竹斷層的Q-Q Plot如圖五，僅高角度部分(第一象限)略有偏移。資料分布整體約呈直線，可視為常態分佈。



圖五 分位數圖(Q-Q Plot)檢測。X=0，Y=0為軸(均值位置)，第一象限為高角度(>均值)，第三象限為緩角度(<均值)

3.常態分佈三點法評估

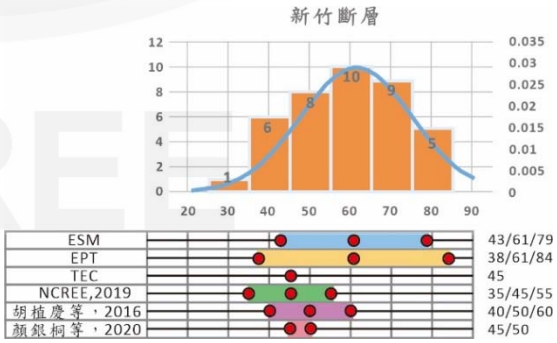
確認資料為常態分佈後，曲線所對應的數值、範圍及權重之選取則參照離散法(discretization) (Hammond and Bickel, 2013; Megill, 1984; Bickel et al., 2011; Pearson and Tukey, 1965; Keefer and Bodily, 1983)評估：(a)ESM法(Extended Swanson-Megill method)，以10th、50th及90th百分位(percentile)的值為模型的上、中、下界(等同80%信心區間；±1.282標準差)，對應權重為0.3/0.4/0.3；(b)EPT法(Extended Person-Tukey method)，以5th、50th及95th百分位的值為上、中、下界(等同90%信心區間；±1.645標準差)，對應權重為0.185/0.63/0.185(通常用0.2/0.6/0.2)(圖六)。



圖六 信心區間對應的標準差與權重。ESM法(綠色)，EPT法(藍色)

五、統計結果與對比

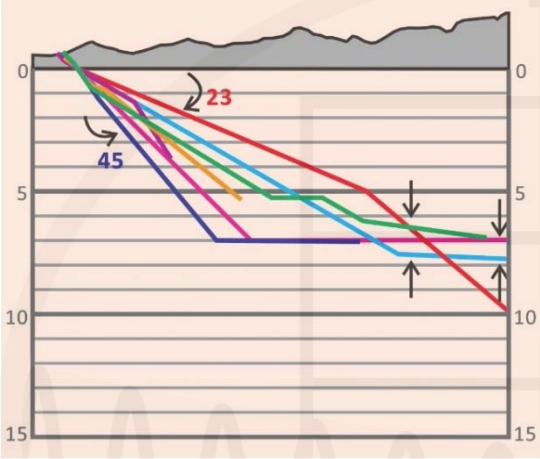
新竹斷層傾角的統計分析結果：偏度為-0.3(資料可視為常態分布)、均值為61、標準差為13.8，ESM法所對應的斷層傾角下/中/上值為43°/61°/79°(圖七藍色長條)，權重為0.3/0.4/0.3；EPT法所對應的斷層傾角下/中/上值為38°/61°/84°(圖七黃色長條)，權重為0.2/0.6/0.2。對比其他團隊的斷層傾角設定，我們可以發現不同團隊的資料分布偏向緩傾角且中值與範圍皆不盡相同(圖七)。我們認為此現象顯示在此模型的評估過程中，模型的中值與不確定性範圍的設定或決定受到評估團隊一定程度的主觀意識所影響。這些不確定性即所謂的認知不確定性(Epistemic Uncertainty)。



圖七 新竹斷層統計結果與對比圖表。上圖橘色長條圖為資料區間個數統計(每10度)，藍色曲線為依資料之算術平均值與標準差所繪製之常態分佈曲線。下表為本研究之兩種方法評估之結果與不同團隊設定的傾角模型對比

六、後續工作

陸續完成全台斷層(地調所公布為主)之文獻彙整、調查點位標記與傾角統計，並將資料建立成 GIS 資料庫。另，目前統計方法僅能針對淺部斷層傾角，未來以圖形方式顯現並疊加各資料之斷層幾何(如圖八)，以求能完整評估斷層幾何，自淺部傾角、深部滑脫面及斷層深度。



圖八 斷層幾何疊加示意圖。視覺化的斷層幾何剖面可以更有效的協助我們評估由淺至深的斷層幾何不確定性

參考文獻

1. Bickel, J. E., L. W. Lake, J. Lehman. 2011. Discretization, Simulation, and Swanson's (Inaccurate) Mean. SPE Economics and Management 3(3) 128-140.
2. Bulmer, M. G. (1979) Principles of Statistics. Dover. New York. Chapra, S.C. and R.P. Canale (2010). Numerical Methods for Engineers, McGrawHill, 6 edition.
3. Chen, Y.G., Shyu, J.B.H., Ota, Y., Chen, W.S., Hu, J.C., Tsai, B.W., Wang, Y. (2004) activestructures as deduced from geomorphic features a case in Sinchu area, northwesternTaiwan, Quaternary International, 115-116. 189-199.
4. Chiu, H.T. (1970) Structure features of the area between Hsinchu and Taoyuan, northernTaiwan, Mem. Geol. Soc. China, 13, 63-75.
5. Hammond, Robert & Bickel, J. (2013) Reexamining Discrete Approximations to Continuous Distributions. Decision Analysis. 10. 6-25. 10.1287/deca.1120.0260.
6. Keefer, D. L., S. E. Bodily. 1983. Three-point Approximations for Continuous Random Variables. Management Science 29(5) 595-609.
7. Ku, C.C. (1963) Photogeologic study of terraces in northwestern Taiwan: Proc. Geol. Soc. China, no.6, 51-60.
8. Megill, R. E. 1984. An Introduction to Risk Analysis, Second edition. PennWell, Tulsa, OK.
9. NCREE (National Center for Research on Earthquake Engineering) (2019) Reevaluation of probabilistic seismic hazard of nuclear facilities in Taiwan using SSHAC level 3 methodology. NCREE Report-Volume 2: Seismic Source Characterization Technical Report. Available at: http://sshac.ncree.org.tw
10. Pearson, E. S., J. W. Tukey. 1965. Approximate Means and Standard Deviations Based on Distances between Percentage Points of Frequency Curves. Biometrika 52(3/4) 533-546.
11. Shyu, J. B. H., Y.-R. Chuang, Y.-L. Chen, Y.-R. Lee, and C.-T. Cheng (2016) A new on-land seismogenic structure source database by the Taiwan Earthquake Model (TEM) project for seismic hazard analysis of Taiwan, Terr. Atmos. Ocean. Sci. in this vol.
12. Shyu, J. Bruce, Yin, Yu-Hsuan, Chen, Cheng-Hung, Chuang, Yi-Rung, Liu, Sze-Chieh. (2020) Updates to the on-land seismogenic structure source database by the Taiwan Earthquake Model (TEM) project for seismic hazard analysis of Taiwan. Terrestrial Atmospheric and Oceanic Sciences. 31. 469-478. 10.3319/TAO.2020.06.08.01.
13. Tang, C.H., Hsu, C.H. (1970) Subsurface geology and petroleum deposits in the Hsinchu area, Petrol. Geol. Taiwan, 7, 89-101.
14. Wheeler D. (2011) Problems with skewness and kurtosis Part one and part two. Quality Digest Daily.
15. Wu, W. N., Yen, Y. T., Hsu, Y. J., Wu, Y. M., Lin, J. Y., and Hsu, S. K. (2017) Spatial variation of seismogenic depths of crustal earthquakes in the Taiwan ref-21 region: implications forseismic hazard assessment. Tectonophysics 708 (20), 81-95.
16. 丹桂之助(1933)臺灣新竹州竹東台地之地形考察。地學雜誌，第 46 卷，536 期，35-43 頁。(日文)
17. 石再添、鄧國雄、張瑞津、楊貴三(1985)竹東台地的活斷層與地形面。國立台灣師範大學地理研究所研究報告，第 12 期，1-44 頁。
18. 林啟文、盧詩丁、石同生、陳致言、林燕慧(2007)台灣北部的活動斷層。經濟部中央地質調查所特刊，第 19 號，共 130 頁。
19. 林朝棨(1957)臺灣地形。台灣省文獻委員會出版，共 424 頁。
20. 胡植慶、劉啟清、楊燦堯、景國恩、鄭錦桐 (2016) 斷層活動性觀測研究第三階段-斷層整合性觀測與潛勢分析。經濟部中央地質調查所第三階段總結報告書(二)，共 468 頁。
21. 顏銀桐、徐澔德、李易叡、謝寶珊、謝銘哲、莊怡蓉 (2020) 臺灣活動斷層潛勢圖精進與震源構造特性評估。經濟部中央地質調查所 109 年度委託技術服務執行，總結報告書，共 423 頁。

ASCE 7-22 實測輸入地震要求之探討

劉勛仁[1]　黃尹男[2]　簡文郁[3]

摘 要

近年來在結構設計與分析的輸入地震，相較於人造歷時，採用實際地震紀錄並以單一倍數進行振幅縮放或定比(scaling)，已逐漸廣受各界的重視與應用。美國規範 ASCE 7-22，同時亦為全球各地最廣泛參考使用的建築設計規範之一，針對房屋結構、隔震結構及消能結構，各別提供輸入地震的設置要求。儘管自 ASCE 7-95 以來已進行六次修訂，ASCE 7-22 中關於定比標準的部分仍值得進一步探討。本研究旨在探索 ASCE 7-22 中實測輸入地震定比的再精進機會，焦點落於譜形檢核週期範圍的定義及輸入地震在結構分析的應用。關於 ASCE 7 未來的修訂，建議明確列出譜形檢核週期範圍的上、下限公式。此外，對於代表近斷層特徵之輸入地震，可再進行一個階段定比，以保留脈衝效應的反應譜形。

關鍵詞：ASCE 7-22、實測輸入地震、定比係數、非線性歷時分析

一、前言

近年來，隨著新結構系統的出現、大量地震資料的蒐集、分析軟硬體效能的提升以及對耐震設計細節要求的增加，結構受震反應歷時分析(response-history analysis)採用實際觀測地震紀錄，漸成耐震評估的主流。此方法可較全面地掌握建築物受震過程的實際動態行為，從而提高耐震設計的可靠性。

在設計的前提下，歷時分析的核心目標，為取得高估計性及低變異性之結構反應。取實測地震紀錄來建立歷時分析的輸入地震，必須進行兩個主要程序：地震紀錄挑選和振幅定比。過程中，要求條件隨著地震危害(site-specific)、建築類型(structure-specific)與個案目的(project-specific)而有所不同，包括：控制震源、地盤條件、標的反應譜、分量/合成反應譜型式、紀錄譜值最低門檻、譜形相似度、定比檢核週期範圍、近斷層歷時方向性與地震紀錄數量。

近期有許多國家的建築物耐震設計規範，積極提升輸入地震的挑選和調設要求，例如紐西蘭(NZS 1170.5:2004-A1, 2016)、加拿大(NBC 2020, 2022)以及美國(ASCE 7-22, 2022)等。

本研究目的為探討 ASCE 7-22 用於三維結構分析中實測輸入地震準則的可再精進之處。ASCE 7-22 是目前美國最新版的一般建築物耐震設計規範，亦是全球最廣泛參用的建築規範之一。本文對實測輸入地震的關注焦點有二，即振幅定比的檢核週期範圍定義以及地震紀錄在結構分析中的應用，詳細探討如下(Liu et al., 2024)。

二、檢定週期範圍

檢核週期範圍的定義，對於定比後輸入地震之譜形與譜值是否滿足到結構動態特性將至關重要，其須考量到結構基本振動週期、與非線性行為相關之週期延長效應(period elongation effect)、以及與高模態效應(higher mode effect)相關之高頻(短週期)趨向效應。

ASCE 7-22 中，檢核週期範圍係根據結構類型的不同而有所變化，即房屋結構(building structures)、隔震結構(seismically isolated structures)及消能結構(structures with damping systems)。即使 ASCE 7-22 規

[1] 國家地震工程研究中心助理研究員
[2] 國立臺灣大學土木工程學系副教授
[3] 國家地震工程研究中心研究員

定有檢核週期範圍的上限與下限，仍發現一些值得討論的部分，如下所述：

1. 在 ASCE 7-22 第 16.2.3.1 節規定，水平向輸入地震的檢核週期範圍，定義為 0.2T 至 1.5T~2.0T。對於下限週期(0.2T)，T 被定義為兩個主軸水平方向的最大第一模態週期。然而，對於上限週期(1.5T~2.0T)，T 則被定義為兩個水平方向基本週期和扭轉基本週期的最大值，此定義僅在解說中闡述，未在條文中提及。
2. 垂直向部分，下限週期被定義為不小於 0.1 秒或顯著垂直質量對應之最低週期中的較大者。然而，上限週期未被明確定義。
3. 為利於使用性，上限和下限週期的定義可依方程式表達。

因此，不同結構類型的紀錄反應譜檢核週期範圍上限和下限，公式化整理結果如下：

For building structures:

$$\begin{cases} T_{LB,H} \le \min\{T_{90X}, T_{90Y}, 0.2T_{1X}, 0.2T_{1Y}\} \\ T_{UB,H} \ge \alpha \times \max\{T_{1X}, T_{1Y}, T_{1\theta}\} \\ T_{LB,V} \le \max\{0.1\,s, T_{sV}\} \\ T_{UB,V} \ge \alpha T_{1V} \end{cases} \quad (1)$$

For seiamically isolated structures:

$$\begin{cases} T_{LB,H} \le \min\{T_{90X}, T_{90Y}, T_{fbX}, T_{fbY}\} \\ T_{UB,H} \ge 1.25T_{M} \\ T_{LB,V} \le \max\{0.1\,s, T_{sV}\} \\ T_{UB,V} \ge 1.25T_{1V} \end{cases} \quad (2)$$

For structures with damping systems:

$$\begin{cases} T_{LB,H} \le \min\{T_{90X}, T_{90Y}, 0.2T_{1DX}, 0.2T_{1DY}\} \\ T_{UB,H} \ge \alpha \times \max\{T_{1MX}, T_{1MY}, T_{1M\theta}\} \end{cases} \quad (3)$$

其中，$T_{UB,H}$、$T_{LB,H}$、$T_{UB,V}$ 與 $T_{LB,V}$ 分別代表水平向(horizontal, H)、垂直向(vertical, V)的上限(upper bound, UB)和下限(lower bound, LB)週期；T_{1X} 與 T_{1Y} 分別代表建築物水平主軸 X 和 Y 方向的基本週期；$T_{1\theta}$ 為扭轉基本週期；T_{1V} 為垂直基本週期；T_{sV} 為顯著垂直質量對應之最低週期；T_{90} 為 90% 累積模態質量對應之週期；T_{fb} 為上部結構主要振動週期；T_M 為最大位移下，考慮隔震器最小力學參數變異性的隔震結構有效基本振動週期；T_{1D} 和 T_{1M} 分別為在設計和最大位移下，無考慮阻尼器力學參數變異性的消能結構有效基本振動週期；α 為與與結構非線性行為相關之週期延長因子(elongation factor)。

$T_{UB,V}$ 的週期延長因子(α 為 1.5~2.0 或 1.25)，依循 $T_{UB,H}$ 中的設定。α 值主要取為 2.0，若可通過最大考量地震水準的動力分析結果來證明，則可取為 1.5 至 2.0 之間。

針對隔震結構，考慮到下限週期不足以充分涵蓋到影響樓板反應譜甚大的高模態效應(詳見第 C17.3.2 節解說)，$T_{LB,H}$ 可重新定義如下：

$$T_{LB,H} \le \min\{T_{90X}, T_{90Y}, 0.2T_{fbX}, 0.2T_{fbY}\} \quad (4)$$

其中，$0.2T_{fbX}$ 和 $0.2T_{fbY}$ 對應為下限週期之基本定義(0.2T)。

三、輸入地震於結構分析之應用

ASCE 7-22 第 16.2.3.2 節及第 16.2.4 節規定，用於結構模型分析的水平輸入地震，其定比係數(scaling factor)與方向性應滿足以下要求：

1. 任一週期的所有定比後紀錄反應譜之平均值，不得低於檢核週期範圍內之 90%標的反應譜值。
2. 若地震紀錄歸屬於不具近斷層特徵，每個方向之平均分量反應譜，應落在全部方向之平均分量反應譜的±10%之內
3. 若地震紀錄歸屬於具近斷層特徵，其水平分量歷時應旋轉到與斷層跡線垂直和平行的方向上。

本研究以隔震結構進行定比係數問題的案例研究。訂定檢核週期範圍的結構及隔震器關鍵參數於表一所列，依式 2 及式 4 可得 $T_{LB,H}$ 與 $T_{UB,H}$ 分別為 0.056 秒(=

min{T_{90X}, T_{90Y}, 0.2T_{fbX}, 0.2T_{fbY}})與 6.64 秒 (= 1.25×T_M×$\sqrt{1/(1-\lambda)}$)。共挑選 11 組地震紀錄，其中有 9 組代表不具近斷層特徵和 2 組代表具近斷層特徵，其定比後反應譜分別如圖一與圖二所示。案例觀察和建議如下：

1. 由圖一顯示，在精選 9 組不具近斷層特徵的地震紀錄後，南北(N-S)分量和東西(E-W)分量的平均反應譜(藍點線與綠點線)仍有兩個譜值略超出「±10%」的標準，約在 0.15 秒(超過 0.4%)與 1.42 秒(超過 1.8%)之處。

   對此，可增加一項條件以略寬「±10%」的嚴格標準，即：超過「±10%」標準的譜週期數量應小於檢核週期範圍內譜週期總數之 10%。按此條件，本案例的過標數量為 2，低於檢核週期範圍內 35 個週期點之 10%。

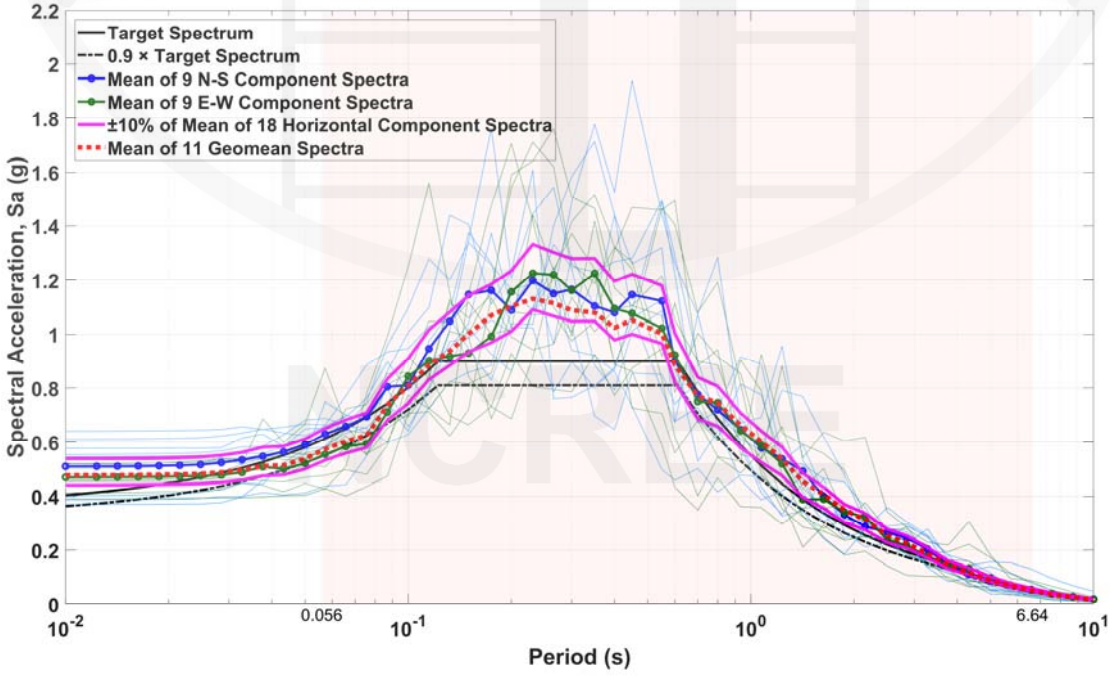
2. 圖二呈現 CHY064 和 CHY067 兩個強震測站在 2016 年高雄美濃地震時，在東西(E-W)分量上於週期 1 秒附近有明顯的譜加速度脈衝特徵。兩組近斷層特徵地震反應譜的定比係數，係基於全部 11 組地震反應譜的平均結果而定。然而，此定比係數在寬域檢核週期範圍設定下，致使長週期段的脈衝特徵能量有若干程度的低估，如圖二中 CHY064 反應譜所示(藍圈虛線)。

為保留脈衝特徵，可對近斷層地震紀錄再採取一次定比，即：在等加速度段標的反應譜的週期範圍內，每個具近斷層特徵的地震紀錄，其譜值不應低於標的反應譜值之 90%。據此方式，CHY064 和 CHY067 地震紀錄的定比係數，將分別從 3.0 增至 3.13、2.81 增至 3.63。

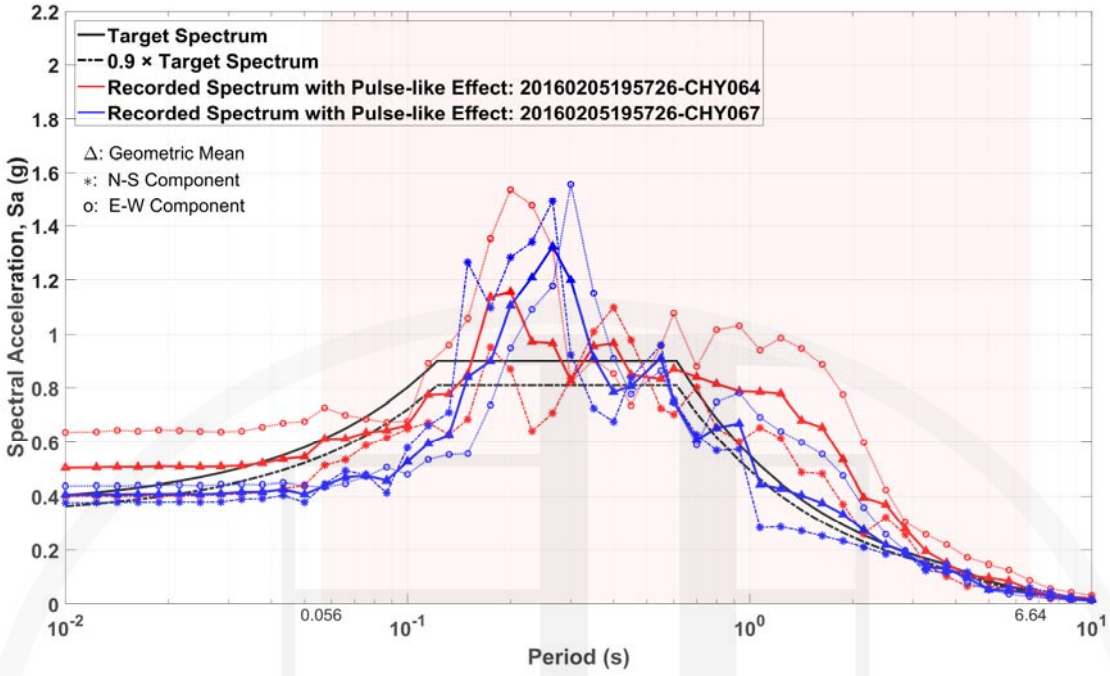
表一 案例隔震結構之相關參數表

參數項	參數值
T_{90X}	0.056 s
T_{90Y}	0.058 s
T_{fbX}	2.0 s
T_{fbY}	1.9 s
T_M	4.6 s
λ^*	25%

*隔震器屬性變異係數(property modification factor)



圖一 9 組代表不具近斷層特徵之南北(N-S)向和東西(E-W)向分量反應譜與其平均(藍點線、綠點線)以及「±10%」門檻(桃實線)



圖二 2 組代表具近斷層特徵之分量(點虛線)及幾何平均(點實線)反應譜

四、結論

本研究對美國規範 ASCE 7-22 在地震紀錄的振幅縮放或定比規定，從檢核週期範圍的定義及輸入地震在結構分析的應用進行探討，相關提議或可作為未來 ASCE 7 進版修訂之參考。本研究的結論如下：

1. ASCE 7-22 對輸入地震的檢核週期範圍，經系統化整理成式 1 至式 3。上、下限週期根據紀錄分量和結構型式進行分類，前者為水平向與垂直項；後者為建築結構、隔震結構與消能結構。對於隔震結構，下限週期可採用式 4，以有效考慮高模態效應的影響。
2. 對於具近斷層特徵的地震紀錄，可考慮再進行一次定比，以保留由脈衝週期形成的高值譜加速度。對於不具近斷層特徵的地震紀錄，可考慮增加一項條件以略寬「±10%」的嚴格標準，如超過「±10%」標準的譜週期數量，應小於檢核週期範圍內譜週期總數之 10%。

參考文獻

1. ANSI/ASCE 7-95, (1996). “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures,” American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
2. ASCE/SEI 7-22, (2022). “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures,” American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
3. Canadian Commission on Building and Fire Codes, (2022). “National Building Code of Canada 2020,” Ottawa, Canada.
4. Liu, H.J., Huang, Y.N., and Jean, W.Y., (2022). “Recorded Ground Motion Selecting, Scaling, and Orienting for Nonlinear Response History Analysis: Overview of ASCE 7 Standards,” 8th Asia Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1507, Taipei, Taiwan.
5. Liu, H.J., Huang, Y.N., and Jean, W.Y., (2024). “Observations of Ground Motion Scaling Requirements in ASCE/SEI 7-22 Standard,” 27th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Yokohama, Japan.
6. NZS 1170.5:2004, (2016). “Structural Design Actions - Part 5: Earthquake Actions - New Zealand,” Standards New Zealand, Amendment No. 1, Wellington, New Zealand.

大屯火山群主要活動區的地震及地化特性

李曉芬[1]　賴雅娟[1]　史旻弘[1]　林正洪[1,2]

摘　要

大屯火山群為台灣北部的活火山區,透過地震監測、地球化學分析等方式了解各區域特性。地震主要集中於七星山、大油坑及八煙(大尖後山-磺嘴山)區域,各區的地震特性不盡相同。地球化學分析顯示七星山區域氣體組成受岩漿和熱液過程影響,大油坑區域的高氦同位素值指示氣體主要來自深部岩漿,而八煙區域則受到熱液環境的影響較大。綜合地震與地化特性,大油坑和七星山可能是未來噴發的較可能區域。

關鍵詞：大屯火山群、火山監測、地震、地球化學

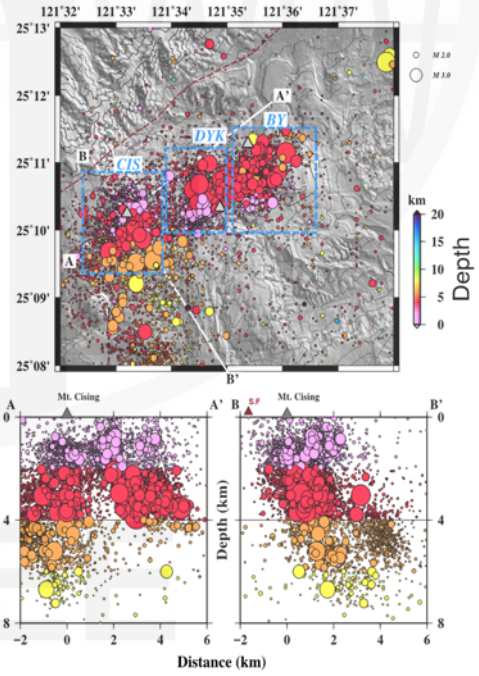
一、前言

大屯火山群地表地熱活動旺盛，而近年的研究成果也證實其為活火山，由火山噴發物的觀察，研判大屯火山的噴發可能持續至六千年前(Belousov et al., 2010)，而地震訊號的分析也證實大屯火山岩漿庫存在 (Lin, 2016)。大屯火山群觀測到的活躍微震活動，高氦同位素比值，明顯的抬升變形等，皆顯示岩漿活動尚未停止 (Yang et al., 1999; Murase et al., 2014)。因此針對火山活動進行密集監測，包含地震監測、地球化學分析、地表變形監測、地溫量測等等，了解大屯火山群各區域的特性，並透過長期數據的變化，評估各區域的活動性及未來噴發的可能性。

大屯火山群的形成與山腳斷層活動息息相關，數個噴發時期共形成二十多座火山。目前地表地熱活動僅分佈在山腳斷層的東南側區域，且地震分佈、地球化學等觀測資料也顯示大屯火山群的活動集中在山腳斷層的東南側，其中數個大型噴氣口，也為地震密集發生的區域，由西至東分別為七星山、大油坑及大尖後山-磺嘴山區域，地震及地球化學特性將於本文介紹。

二、地震特性

大屯火山群地震多數發生於山腳斷層東南側，整體呈現東北-西南線型分佈，而垂直山腳斷層的深度剖面更顯示向東南傾斜的分佈特徵。



圖一 2014-2023年規模1.0以上地震分佈圖。地震集中分佈在七星山(CIS)、大油坑(DYK)及八煙(BY)區域。

[1] 國家地震工程研究中心研究人員
[2] 中央研究院地球科學研究所特聘研究員

大屯火山群地震震源深度集中在4公里內，且超過60%地震規模小於1.0，每年僅數起地震規模大於3.0。全區單月平均地震數量約為150至200起，震央分佈具明顯的集中特性，主要發生在七星山、大油坑及東側的八煙(大尖後山-磺嘴山)區域，各區域的分佈時間變化明顯，且活動週期有明顯差異，顯示三區域的活動性不同。

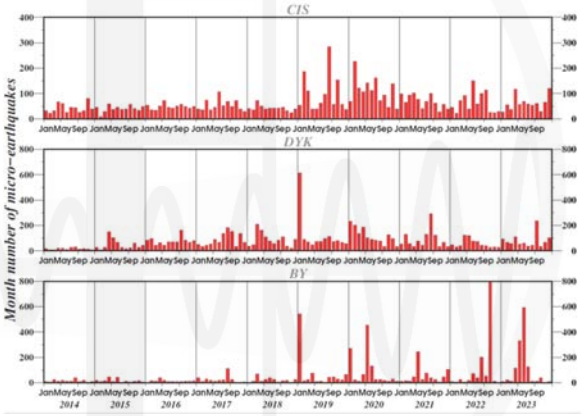
1. 七星山地區：該區域分佈範圍大，其地震活動可以延伸至南邊區域。整體地震活動以七星山主峰為分界，北翼地震多為深度2公里內的小規模地震，而較大規模地震皆發生於南翼，震源深度可達5-6公里，與大屯火山群的主要震源深度分佈範圍明顯不同。該區域地震活動自2019年增加後，於2019年至2020年地震活動較為活躍，其餘時間地震數量並未有大幅度變化，且沒有明顯的週期變化。

七星山南翼的地震帶可往南延伸至紗帽山區域，雖該區域背景地震活動度相當低，但大屯火山群近年最大規模(ML4.2)的2014士林地震發生在該區，偶爾仍有零星地震發生。

2. 大油坑地區：為大屯火山群地震分佈最為密集區域，雖範圍較小但地震數量已達大屯火山群全區的40%，更為火山群震最常發生的區域。該區地震震源深度多小於2公里，呈垂直分佈，地震重新定位結果顯示為一深度2公里，寬約500公尺的垂直地震帶(Pu et al., 2020)。地震密集帶可能為火山氣體或液體經由破碎地層上升至地表過程時產生，這樣的地層通常相對脆弱，可能為未來噴發時的火山通道。

每週地震數量顯示自2015年每年約有數月時間地震活動增加，且變化幅度大，是否暗示大油坑的區域活動性可能持續數月後就會趨於穩定，直至下次區域再次活動，仍須更長時間觀測。

3. 八煙(大尖後山-磺嘴山)：位於大屯火山群東側的區域，包含鄰近大油坑的八煙，以及大尖後山至磺嘴山區域，為三個地震密集帶中地震活動度最低區域。雖該區的地震數量為大屯火山群的25%，但多數期間僅有零星地震發生，但當大規模地震發生時常伴隨大量餘震，單一地震序列的餘震總數可高達1000多起，七星山與大油坑餘震數量的數倍之多，為地震數量時間變化幅度最大的區域。每週地震數量統計圖清楚顯示八煙區域地震活動自2019年快速增加後，近年皆有數次地震數量急劇增加。另外，區域的活動性時期非常短，一兩週活動後快速趨緩，降至零星地震數量。整體而言，本區地震震源深度分佈在4公里內，靠近南側大尖後山的地震較淺。另外，較大規模地震震源深度多集中在2-4公里範圍。



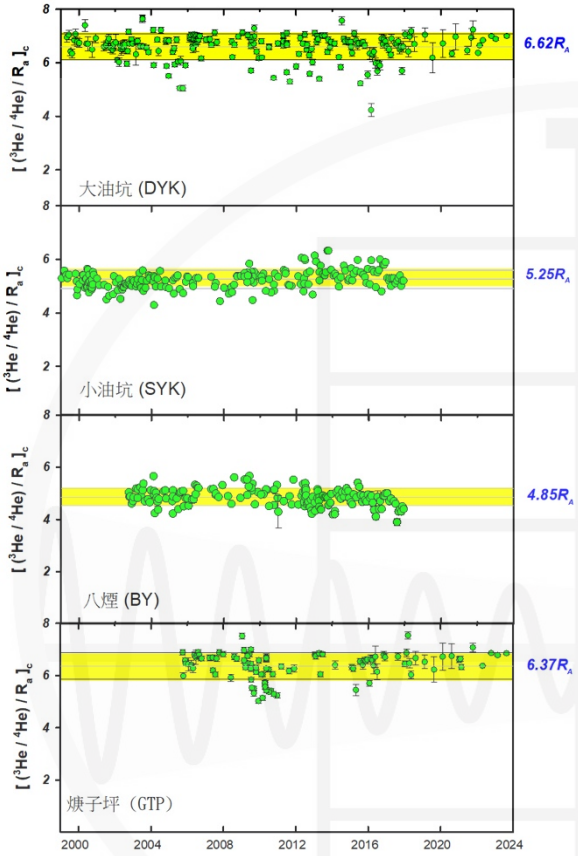
圖二 地震活動區每週地震數量統計圖

三、地球化學特性

大屯火山群的噴氣孔和溫泉主要沿山腳斷層分布於北投和金山間，主要熱液區包括有地熱谷、硫磺谷、龍鳳谷、冷水坑、大油坑、小油坑、中山樓、馬槽、八煙、四磺坪、煙子坪及金山萬里等處。過去數十年間在大屯火山群累積了相當珍貴的地球化學分析資料，包括目前仍持續監測的火山氣體成份及溫泉水成分組成，氦同位素數值分析等。吉氏瓶採樣分析法在這個地區已行之有年。分析結果顯示本地區各處火山噴氣成分以水氣為主，除水後以CO2為主，為典型低溫火山氣體組成。

根據地震活動分佈，其中七星山(小油坑)、大油坑以及八煙(大尖後山-磺嘴山)

三個區域的地震活動最為顯著，因此將著重介紹這三個地區的地化特性。雖然這三個地區在主要組成上差異並不大，然而在氦同位素值及其他微量氣體組成上仍存在各自的特色。



圖三 小油坑(七星山)、大油坑以及八煙及庚子坪歷年氦同位素值。

1. 七星山地區：包括小油坑及中山樓，這地區和其他地區的氣體組成上最明顯的差異就是有著較高的氫氣濃度，這表示此區域是一個相較還原的環境，也可以說是相對封閉的環境。火山氣體中的氫氣來源一般被視作來自於岩漿與水的作用，又或是指示深部岩漿上升時釋放。小油坑地區同時也偵測到高濃度的甲烷；甲烷也是表示了較還原的環境，然而甲烷通常被認為是在熱液環境生成為主，而非岩漿釋放得來。小油坑的氦同位素數值在5.25 RA 左右，雖然在大屯火山群中並不是最高的，不過也高於世界火山島弧氣體的氦同位素數值(3.2~4.2RA)。這顯示這地區的火山氣體可能在較封閉的還原環境下受到岩漿和熱液過程兩者的影響。

2. 大油坑地區：大油坑地區在大屯火山群中顯得尤為重要，其氦同位素值高達6.62 RA，這一數值是該地區最高的，顯示氣體成分可能主要來自深部岩漿。這樣的高氦同位素不僅指示氣體通道可能相對暢通，也暗示該地區在未來可能成為噴發活動的熱區。此外，大油坑地區的氣體組成中硫化物的比例富含二氧化硫，這進一步增加了這一地區的風險。過去數十年，大油坑的氣體組成經歷了顯著變化。2003年之前，其氣體組成與其他地區相似，但從2004年起，觀測到大量氯化氫和硫化物中二氧化硫的比例增加，這些氣體均指向深部岩漿的活動。2008年，地區內還形成了一座約兩人高的硫磺柱，這是當時岩漿活動相對活躍的一個證據。2018年以後，大油坑的地表活動出現新的變化，主要表現為泥漿噴出活動。這些變化表明大油坑的地質活動持續且多變，且顯示其地下條件及岩漿系統可能正在發生變化。

3. 八煙(大尖後山-磺嘴山)：本區域根據地震活動度劃分，包括八煙、四磺坪及煉子坪等地區。雖然這些地區在地震活動上有關聯，但它們在地化特性上存在些許差異。八煙地區有高濃度的氦氣，然而其氦同位素值僅約為4.85 RA，顯示八煙地區受到地殼影響較其他地區為高。而煉子坪地區則擁有與大油坑相當的高氦同位素數值(6.37 RA)，表明其氣體通道相當順暢，或更接近岩漿庫。然而，煉子坪地區的地震活動卻不如八煙活躍。

從氣體成分來看，八煙地區具有高濃度的甲烷及較高的氧氣成分，但卻沒有顯著的氫氣成分，顯示其氣體組成主要受熱液環境影響，不像小油坑那樣處於相對封閉還原的環境。另外八煙地區的硫化物中有相當高比例的二氧化硫，但總硫量(二氧化硫與硫化氫總量)卻是這幾個地區中最低的。過去八煙曾被用作垃圾處置區，國家公園設立後雖已清理垃圾，現場仍留

有廢棄物的痕跡，這可能是造成異常高比例的二氧化硫對硫化氫比值的人為因素，未來可進行硫同位素分析做進一步釐清。煙子坪的溫度較八煙高，其氣體組成中甲烷比例不高，結合其高氦同位素值，顯示該地區受岩漿活動影響較八煙更甚。然而，其地震活動卻不顯著，這也是未來需要進一步釐清的問題。

表一、大油坑、七星山，八煙與煙子坪氣體成分組成(除水)。

	DYK	SYK	BY	GTP
Ar	79.8	58.1	66.7	77.0
N_2	13937	12869	15100	16424
CO	1.12	0.20	0.16	0.26
CH_4	146	11359	13934	1070
C_2H_6	0.02	24.69	67.92	0.62
C_3H_8	0.00	0.58	2.81	0.01
He	6.75	7.24	11.50	12.35
H_2	4.34	169.33	8.06	7.25
O_2	954	227	945	99.3
H_2S	10185	32218	662	57704
SO_2	8937	1126	11622	3469
HCl	419	350	319	460
CO_2	965330	941591	957261	920675
SO_2/H_2S	0.97	0.03	24.01	0.05

註：1.單位為 μmol/mol. 2.資料為2023年平均值。

另外根據2016年溫心怡等人所做的土壤氣體普查，以上所陳述的三個區域中，大油坑地區屬於“具有明顯大型噴氣口的集中地形”，而八煙(包括煙子坪和四磺坪地區)則是屬於“具有數個噴氣口、較破碎的地形“，小油坑雖然沒有進行大規模普查，地貌景觀基本上和大油坑應屬於同一類型。從地形地貌以及土壤氣逸氣狀況，也初步顯示出這幾個地區的不同，這或許也是影響到氣體組成差異的原因之一。

四、結果與討論

綜合大屯火山群的地震與地球化學監測結果,七星山、大油坑及八煙地區的火山活動性不盡相同。大油坑的高氦同位素值、氣體組成變化及密集地震活動,顯示其較可能為未來噴發的熱區。七星山的還原環境氣體組成反映封閉的裂隙系統,火山活動雖不若大油坑強烈卻也不容忽視。八煙的地震活動雖密集,但氣體組成主要受熱液環境影響。綜合判斷,大油坑的火山活動風險最高,其次為七星山,八煙則相對較低。持續監測這些地區的地震與地化變化,將有助於進一步評估其火山活動特性與潛在風險。

參考文獻

1. Belousov, A., Belousova, M., Chen, C. H., Zellmer, G. F., 2010. Deposits, character and timing of recent eruptions and gravitational collapses in Tatun Volcanic Group, Northern Taiwan: Hazard-related issues. J. Volcanol. Geotherm. Res., 191, 205-221.
2. Lin, C.H., 2016. Evidence for a magma reservoir beneath the Taipei metropolis of Taiwan from both S-wave shadows and P-wave delay, Scientific Reports, Vol. 6, 39500.
3. Murase, M., Lin, C.-H., Kimata, F., Mori, H., & Pu, H.-C., 2014. Volcano-hydrothermal activity detected by precise levelling surveys at the Tatun volcano group in Northern Taiwan during 2006-2013. Journal of Volcanology and Geothermal Research, 286, 30–40.
4. Pu, H. C., Lin, C. H., Lai, Y. C., Shih, M. H., Chang, L. C., Lee, H. F., Lee, P.T., Hong, G.T., Li, Y.H., Chang, W.Y., Lo, C. H., 2020. Active Volcanism Revealed from a Seismicity Conduit in the Long-resting Tatun Volcano Group of Northern Taiwan, Scientific Reports, 10.
5. Yang, T. F., Sano, Y., Song, S. R., 1999. 3He/4He ratios of fumaroles and bubbling gases of hot springs in Tatun Volcano Group, North Taiwan. Il Nuovo Cimento Soc. Ital. Fisica C, 22, 281-286.

泛用型分散式結構數值分析與實驗平台

王孔君[1]　周中哲[2]

摘 要

本文描述了一泛用型方支援擬靜態結構測試之分散式結構數值分析與實驗平台，說明包含於其中之參與軟體元件相關之職責分配以及軟體元件透過網路進行通訊的通訊協定。文中說明該模擬平台的於複雜結構實驗與數值分析中可提供之可行性和靈活性，並進一步應用其於一樓柱縮短對七層雙系統整體受地震作用下影響之研究。研究成果指出，透過本研究所提出之泛用型分散式平台，包括真實試體之遲滯行為、由離線 ABAQUS 分析取得的因柱挫曲導致之遲滯行為與柱縮短量的估計值，皆可成功地被整合進傳統上計算效率更高但無法如有限元素模擬之以較精細方式模擬之傳統結構分析程式中。

關鍵詞：複合模擬試驗、虛擬複合模擬、箱型柱、柱挫屈、ABAQUS 分析

一、簡介

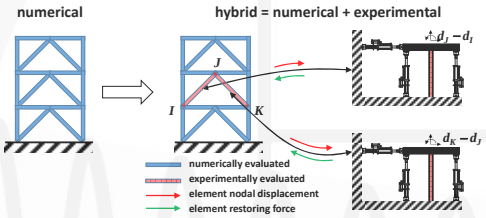
擬靜態試驗在對測試設備硬體規格上的要求相對較低，且可直接對大尺寸或全尺寸試體進行測試以降低或消除尺寸效應，因此在不需考慮試體應變率影響的一般情況下，擬靜態測試已被廣泛採用在準靜態測試中，以足夠的正確性探討試體在受震時之力學行為與受震反應。由於在擬靜態試驗中，僅需考慮測試中各項工作執行之順序與邏輯，而不需考慮實際耗費的時間，使其能提供更為彈性的測試方式。包括控制器控制方法、資料測量的頻道與方法，甚至施載命令，都可依試體動態行為變化，在測試過程中動態地加以改變。

在過去被稱為「擬動態試驗」(pseudo-dynamic testing) 的複合模擬試驗 (hybrid simulation，HS)，為一探究結構系統受動態外力施載下的動態反應之有效試驗方式。該試驗法實為一結合數值分析與實際實驗之結構實驗法。在 HS 中，結構桿件被區分為兩類：以數值模型模擬計算者，或是需要以實驗設施實際測試者。前者所構成之集合稱為「數值子結構」(numerical substructure, NS)，後者實為實驗試體，稱為「實體子結構」(physical substructure, PS)。一般而言，為求能最大程度善用有限之經費，在整體結構模型中，將能以數值模擬方式準確模擬者定義為 NS，而較難以數值方式準確模擬之部分，選擇為 PS。定義完成後，即可針對包含 NS 與 PS 之整體結構模型，進行逐步積分流程，以求解整體結構之動態歷時反應。在求解過程的每一積分步伐中，當積分法(integration algorithm) 算出下一步節點位移後，便需求解所有桿件內力。NS 中所有桿件內力之計算法與一般動力力時分析中所使用的方法相同，而 PS 結構反力之取得，則透過實驗設施在將新節點位移下之 PS 變形施加在試體後，實際量測試體反應而得。在這樣的試驗方法中，由於較難以數值模擬方式模擬之部分的結構反應來自真實試體，因此 HS 所得之分析結果，較純數值分析所得者更為可信。另一方面，相較於振動台試驗，由於試驗對象無須經縮尺處理，亦能得到更為真實直接的結果。圖一顯示 HS 之概念架構。

然而，雖然有上述優勢，HS 卻要求較高的技術門檻。除了需整合實驗硬體控制程式與結構分析軟體程式，每個 HS 中必

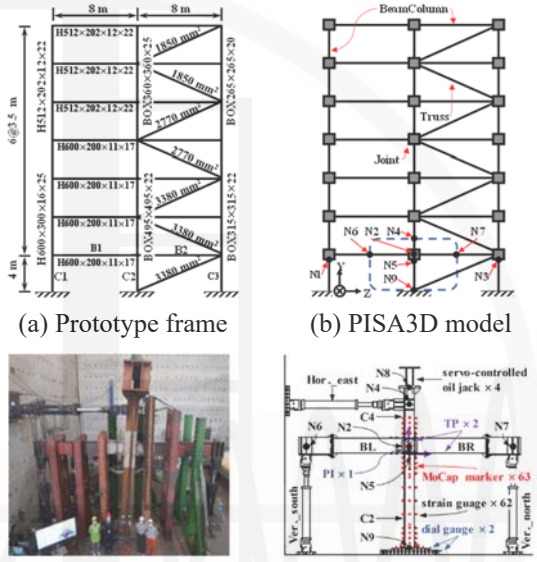
[1] 國家地震工程研究中心正工程師
[2] 國立臺灣大學土木工程學系教授

須得考慮的幾何轉換關係，也需要在程式中正確考慮。這些幾何轉換關係取決於實驗中致動器安裝方式、量測儀器安裝方式，PS 在模型中位置。此外，在每個 HS 中致動器之控制方式、試體在實際實驗室中的邊界條件等，以上列舉之實驗規劃與細節，皆為依個別實驗計畫而有所不同，但卻必須在實驗控制程式中考慮。在以往，由於所涉專業層面廣泛，結構實驗室通常會為了達成某一 HS 實驗計畫的需求，而修改程式原始碼。此舉導致欲進行一 HS，皆須對該實驗計畫之特定需求，以寫死(hard coding)方式撰寫或修改程式，因而相當程度地提高了準備實驗所需之時間與人力成本。



圖一 複合模擬試驗觀念

由於鋼造箱型柱能在地震力和風力作用下同時提供兩個水平方向的勁度與強度，近年來其於高層建築中得到了廣泛的應用。然而，尤其是在承受高軸向載荷並伴隨著較大的水平向位移時，較低樓層的箱形柱可能會發生挫屈（Chou et al. 2022），從而導致柱子發生縮短，進而影響整體結構的受震反應。特別是在相鄰柱之縮短量在地震中因傾覆效應 (overturning effect) 而有所不同時，此因柱縮短影響整體結構反應之效應將更為明顯。雖然吾人可用如 ABAQUS (2011) 等有限元素分析 (FEA) 軟體來研究上述行為，但該法非常耗時，尤其是以較小元素模擬以能求解足夠準確的結構反應時。另一方面，儘管如 PISA3D（Lin et al. 2009）和 OpenSees（McKenna et al. 2009）等傳統結構分析軟體可為廣泛的議題提供滿意的分析結果與效率，但其並不支援直接模擬挫屈現象（尤其是局部挫屈）。以傳統的實驗方法進行模擬也不切實際，此乃因需以實尺寸試體進行測試，並在實驗室中模擬出試體在真實世界中的邊界條件(BC)，方能於實驗室中準確重現柱之局部挫屈行為。然而幸運的是，結合了數值模擬和實驗模擬優點的混合模擬 (HS) 法是解決此問題的有效工具。前人的一項研究（Wang 等人，2023 年）對實尺寸樑柱子構架進行了兩次以 PISA3D 為分析引擎的 HS 測試，研究柱挫屈對整體結構（如圖二所示）受震反應之影響。



(a) Prototype frame (b) PISA3D model

(c) Test specimen (d) Test setup

圖二 七層樓鋼構雙系統、PISA3D 模型、試體與實驗架設

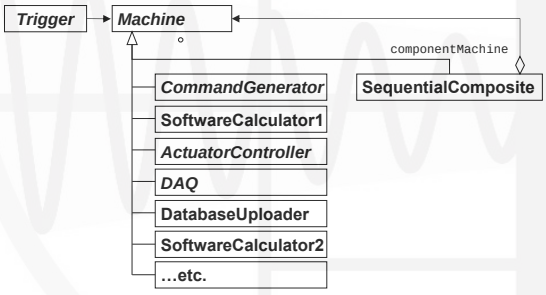
遺憾的是，由於預算的限制，該實驗計畫僅能以對少量試體進行 HS 法測試。本研究提出一泛用型分散式結構數值分析與實驗平台，搭配 ABAQUS 分析所得構件在受力下之遲滯與挫屈行為，可更加深入地針對更多組不同參數對整體結構之影響。

二、泛用型擬靜態結構試驗軟體架構

國震中心開發之擬靜態結構試驗軟體架構(SFQSST)為一以物件導向設計，結合設計模組(design pattern)之 C++泛用型擬靜態結構試驗軟體構架。以下介紹其中若干重要設計與特性。

動態定義執行步中工作內容

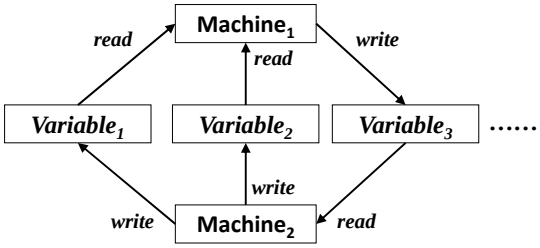
此處所謂「工作」，意指每一執行步中該執行的工作項目，如「計算命令大小」、「控制致動器將目標位移或力量施加於試體之上」、「以資料收集器收錄一筆當下試體反應」、「就收集之資料進行後續運算」…等。這些工作內容應不同實驗計劃之目的與規劃細節而有所不同。在某些情況下，甚至必須在實驗進行過程中，動態地修改每個執行步內所需包含之工作項目，如新增或移除若干工作項目、調動工作項目執行順序、修改若干工作項目之輸入參數等。如圖三所示，SFQSST 以 Machine 抽象父類別封裝此處「工作」之概念，藉由模組化的方式，將所有可能在擬靜態結構試驗中執行之工作定義為一繼承自 Machine 之實體子類別。另外藉由提供 CompositeMachine 之複合設計模式(composite pattern)，達到允許使用者輕易修改定義於執行步中包含之各項工作內容。



圖三 SFQSST 中 Machinie 類別所使用的複合設計模式

工作項目間資料分享與交換

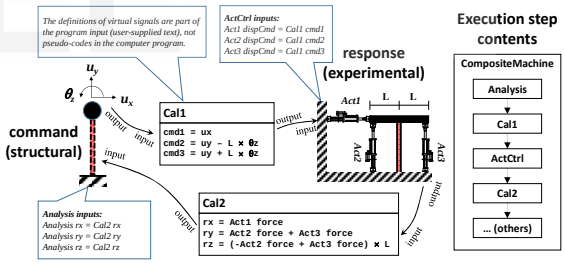
為能讓上述被定義於不同繼承自 Machine 之子類別能與其他類別協同工作，使得某一子類物件別之輸出結果能成為另一子類別物件之輸入，如圖四所示，SFQSST 定義了各種不同型態的「參數」類別，以儲存不同型別之參數值。這些用以儲存參數的物件為可被 SFQSST 中包含 Machine 子類別在內的所有類別之物件讀取與修改其內容的全域變數，藉此達成在不同 SFQSST 物件間傳遞資料之目的，大幅提升 SFQSST 物件之可重複使用性。



圖四 Machine 間資料共享機制

以使用者定義之虛擬訊號替代固定程式設計

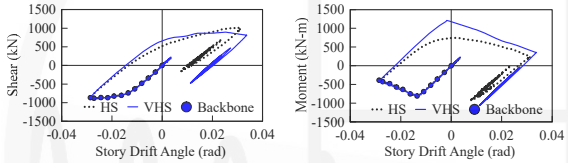
在過往，通常是以寫死方式將個別實驗計畫因獨特試驗安排與規劃而來之變化考慮在試驗的控制程式中。以圖五所示之試驗規劃為例，結構系統中的 PS 為一根柱，柱頂有三個自由度的位移與結構反力。在實驗室中，此乃透過鉸接於試體柱頂轉接梁之三支致動器，協同施加此三自由度的位移。這中間所需要進行的幾何轉換，關連到兩個座標系統，即結構桿件區域座標系統以及致動器座標系統。為求能不以在實驗控制程式中寫死方式實作此幾何轉換，SFQSST 提供一計算模組 SimpleCalculator。該計算模組允許使用者以字串方式自訂虛擬訊號(virtual signal)之計算方式，定義完成之虛擬訊號即與所有真實訊號相同，皆可做為 SFQSST 物件可讀取與寫入之媒介。在本例中，使用者能以兩個 SimpleCalculator 物件，分別擔負起將結構位移命令換算成致動器伸長命令，以及將三個致動器荷重子(loadcell)量得之軸力換算成結構桿件上之反力(彎矩、剪力與軸力)。如此一來，便無需修改程式碼，即可方便地考慮不同實驗中所需之不統轉換關係。



圖五 以 SimpleCalculator 定義試驗特定虛擬訊號範例

多線性段走動硬化模型

SFQSST 還支援一些常見的簡易結構材料模型。本研究中所使用的為名為 *MultilinearKinematic* 的多線性段走動硬化模型。在使用者以多線性斷定一一背骨曲線後，該模型即在每一執行步中能，就給定的最新位移值，配合過往以發生的位移歷時，以等向硬化方式計算出相對應的反力。為能研究不同參數對於結構受震反應之影響，本研究建立 ABAQUS 模型並進行靜態分析，以求取其遲滯與挫屈行為，再透過 SFQSST 中 *MultilinearKinematic* 模型，將 ABAQUS 所得之遲滯行為能加入以 PISA3D 的動態歷時分析中。圖六顯示該模型模擬實驗結果之能力。



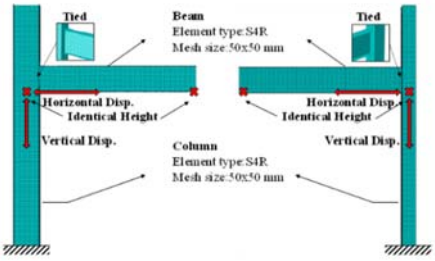
圖六 以 MultilinearKinematic 模組模擬柱頂剪力與彎矩

既定訊號輸出

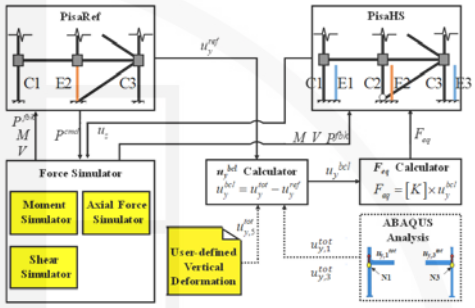
SFQSST 支援一能將記錄在檔案中的數值資料於每一執行步中播放出來的軟體模組。此模組在本研究中被用來播放使用者預定支柱縮短歷時。

三、虛擬複合模擬

在前述研究之 HS 中，由於預算限制，僅一樓中央柱能以實際試體模擬。為能考慮一樓三支柱在受震過程中皆能發生挫屈縮短現象，本研究建立如圖七所示之 ABAQUS 一樓邊柱子構架模型，並對其進行靜態分析。分析中施加由 PISA3D 動力歷時分析所得之邊界位移與力量，接著以上述方式，透過 *MultilinearKinematic* 模型與檔案輸出模組，分別將一樓三支柱之遲滯與挫屈行為放入 PISA3D 中加以考慮。圖八顯示相關 PISA3D 模型。



圖七 一樓外柱子結構 ABAQUS 模型



圖八 虛擬複合模擬軟體構架

四、結論

本研究介紹一計算平台，能支援泛用型擬靜態結構實驗。本文介紹相關設計，包括將試驗執行步中之工作項目模組化方式、動態修改執行步中工作內容方式、工作兼資料傳遞方式、使用者自訂訊號、多線性段走動硬化模型與既定訊號輸出模組等設計細節。本文亦說明進行虛擬複合模擬之方式，以數值模擬方式探討一樓柱挫屈縮短而影響一整棟構架之受震反應。

五、參考文獻

Chou, C.-C., Lai, Y.-C., Xiong, H.-C., Lin, T.-H., Uang, C.-M., Mosqueda G., Qzkula, G., El-Tawil, S., McCormick, J.P. (2022). “Effect of Boundary Condition on the Cyclic Response of I-Shaped Steel Columns: Two-Story Subassemblage versus Isolated Column Tests,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics.

Wang, K.-J., Chou, C.-C., Huang, C.-W., Shen, H.-K., Sepulveda, C., Mosqueda, G., Uang, C.-M., (2023). “Hybrid Simulation of a Steel Dual System with Buckling-Induced First-Story Column Shortening: a Mixed Control Mode Approach”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2023, DOI: 10.1002/eqe.3944

0905 新港地震(M5.5)監測與探討

張議仁[1] 溫士忠[2] 王維豪[3] 黃有志[4] 林哲民[5]

摘 要

2023 年 8 月 31 日新港地區緊接著發生了 3 次有感地震，於是啟動了監測此區域地震活動的規劃，此區規模大於 3 以上的歷史地震記錄極少，整體構造上與北港高區相鄰，又鄰近梅山斷層，能架設密集地震網收錄此序列地震的時空分布走勢極為珍貴。研究中將 1904 年斗六地震重新定位結果、1999 年 1022 嘉義地震序列與此次 0905 新港地震架構在 1906 年梅山地震地表變動圖上探討，位置相鄰的地震事件與梅山斷層相關性是我們想逐步為地下構造建模與探討的。

關鍵詞：密集地震網、梅山地震、0905 新港地震、1904 斗六地震、1022 嘉義地震

一、前言

嘉義縣新港鄉中洋子於2023年9月5日17時30分41秒發生芮氏規模5.5的地震，震源深度9.9公里。由於鄰近梅山斷層所以受到關注，而在主震發生前半個月就陸續有前震發生，於是在周邊布設smartsolo 密集地震網來監看此區地震活動。先由此區域的歷史地震來探討，1904年4月24及同年的11月6日均發生規模6.1的災害性地震，才在1906年3月17日發生震央在民雄的梅山地震。前述1904年的兩次地震震央，經地質構造考量與相關研究評估調整可能鄰近嘉義縣新港鄉，所以此次0905新港地震與梅山斷層的相關性是不可輕忽的。

根據1904年斗六地震重新定位結果(林,2006)，斗六地震震央位於新港奉天宮約東南方2公里處；而與此次新港地震僅相距約3.2公里，這兩次的地震位置相近，配合歷史地震紀錄來對此區域有更多了解。雖然可知歷史地震資料的誤差範圍可能較大，而1904年的斗六地震後，在1906年發生了震損相當嚴重的梅山地震(M7.1)，是我們更想關注的區域。

1904年斗六地震重新定位係利用當時五個測候所的大森（Omori）型水平動地震儀所記錄到的震波波形資料，擷取震波走時之後進行重新定位分析，重新定位後的斗六地震震源位置為120.366°E, 23.549°N，深度8公里；在68%的信賴橢球區間內南北誤差為±7公里，東西誤差為±8公里，深度誤差為±13公里(林,2006)。

依據台灣十大災害地震圖集(鄭世楠,1999)顯示，1904年斗六地震震央位置(23.575E,120.250N)採用葉永田等(1997)之結果，震央標定在目前雲林縣水林鄉，構造上位屬北港高區內，由歷史地震分佈查詢可知，上示之震央周邊極少有地震發生。而依圖集內，「嘉義廳新港街災害略圖」表示，嘉義廳新港支廳(嘉義縣新港鄉)的災情最為慘重，計有85人死亡(佔總死亡人數59%)、25人重傷(佔總重傷人數50%)、42人輕傷(佔總輕傷人數39%)，(台灣十大災害地震圖集,1999)。表示新港市街為此

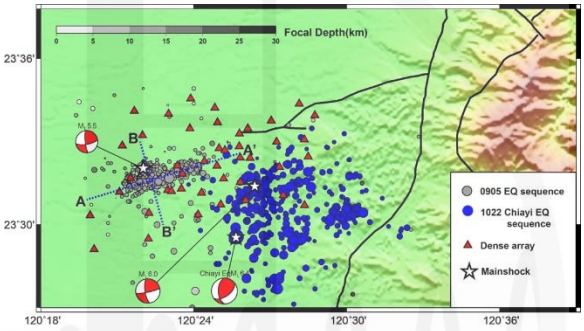
[1] 國家地震工程研究中心助理研究員
[2] 國立中正大學地球與環境科學系副教授
[3] 國立中正大學地球與環境科學系教授
[4] 國家地震工程研究中心副研究員
[5] 國家地震工程研究中心研究員

次震損最為嚴重，可與(林,2006)重新定位結果鄰近新港市區相符合，是為鄰近震央的佐證。

二、區域地震與構造概況

本次地震序列最早於2023年8月16日22時58分，即發生規模4.0地震，深度9.5公里，由於震度不大而未受重視，但於8月31日12時49分時緊接著發生了3次有感地震，其中最大的規模達4.5，深度8.9公里，於是隨即啟動了監測此區域地震活動的規劃。設置密集地震網監測所著重的是此序列地震的時空分佈走勢，因為震央的東北方緊臨梅山斷層，所以密集地震網的重點監測位置也將偏重涵蓋震央東北方的梅山斷層，以防餘震往東北遷移也可以準確定位，經查詢發生在此區域規模大於3以上的歷史地震記錄極少。研究中架設34部速度型 smartsolo 簡易地震儀(如圖一)，取樣率為100點/秒，包含使用6部中央氣象署所布置的 CWBSN 速度型寬頻測站資料，監測期間約1個月，0905新港地震分布如圖一灰階圓，並標有主震震源機制解為東北東走向。

圖二標示 A 區表示0905新港地震序列範圍，地震帶寬約3公里；以圖上標示「中洋仔庄」為中心，西至「月眉潭庄」，東至「牛稠山庄」西側，東西長約6公里；標示於1906梅山地震地裂圖上，用以顯示圖二 A 區為梅山斷層民雄以西，鄰接新港的其一分支段。梅山斷層自民雄向西可能以潛伏形式延伸至新港附近 Omori (1907 a,b)；推測因震源深度自民雄往西漸深，故先前研究以「潛伏」來描述，亦指未出露地表且狀態不明。圖二標示 C 處為1904年斗六地震重新定位處(林,2006)，約在圖上「新港」與「大潭庄」之間，為梅山斷層民雄西向新港的主要分支段，此分支段較 A 區略長，故孕震能量可較 A 區略大(>M5.5)。圖二 B 區表示1999年1022嘉義地震序列(Wen et al., 2008)主要範圍，於圖上「嘉義」北邊為南界，東至「大崎腳庄」，北至「東勢湖庄」南邊，西與 A 區為鄰。首要表明1022地震有別於1906梅山地震範圍與深度差異甚大，次要可知與0905新港地震相鄰斷開為不同區塊。而在深度上探討，1904斗六地震深度8公里(林,2006)，0905新港地震深度8.5公里，1999年1022嘉義地震深度16.6公里；前兩者震源深度較為接近，而1022嘉義地震 B 區屬傾角較陡且較深的地塊。由圖二所顯示1022嘉義地震的兩大震源機制解，北端為走向滑移形態與其它地塊相接，西側邊界為往西南逆衝，概要描述地塊變動時的樣態。



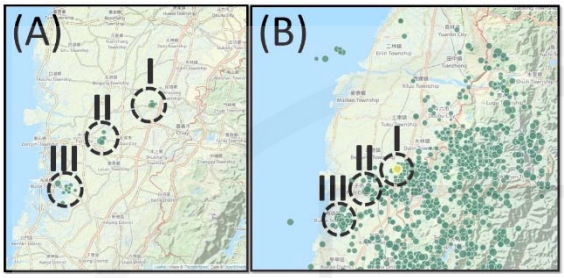
圖一 0905新港地震分布圖。紅色三角為密集地震網測站位置。星號為主要地震位置並標示有震源機制解。灰階圓形依深度與規模表示0905新港地震位置。藍色圓形表示1999年1022嘉義地震序列位置。



圖二 修改自1906梅山地震地表紀錄圖(Omori, 1907)。A 區為0905新港地震分布區。B 區為1999年1022嘉義地震分布區。C 處為1904年斗六地震重新定位處(林,2006)。

圖三(A)為近期嘉義西部平原地震分布，圖三(I)為0905新港地震群(M5.5)。圖三(II)為2024年2-4月期間朴子-太保地震群(M5.0)。圖三(III)為2024年3-4月期間布袋-

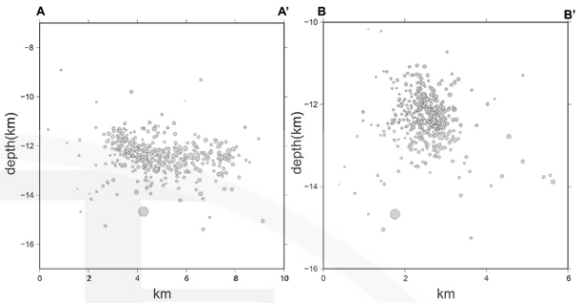
義竹地震群(M4.9)。圖三(B) 顯示以 I 處為圓心，半徑50公里內的歷史地震(1990-2024年)分布。主要表示圖三(A)圓圈處的西北側為北港高區地震罕發區，而圓圈處於發震邊界。圖三(A)圓圈處為接續發生的三處地震，推估此現象與區域應力作用相關。



圖三(A) 近期嘉義西部平原地震分布圖。(I)為0905新港地震群(M5.5)。(II)為朴子-太保地震群(M5.0)。(III)為布袋-義竹地震群(M4.9)。圖三(B)顯示以 I 處黃點為圓心，半徑50公里內的歷史地震(1990-2024年)分布。

三、研究方法

本研究旨在0905新港地震發生區域建立臨時密集三分量地震儀陣列，增強對斷層帶結構進行高解析度成像和捕捉地震波訊號的能力。了解斷層的結構是為地震事件建立模型提供了重要的數據，有助於改善該地區的地震風險評估。由於深度學習神經網路方法已廣泛應用於地震相關研究，其中相位拾取是地震資料處理中最關鍵基礎的第一步。因此，本研究將深度學習神經網路方法的自動相位拾取與此地區安裝的地震密集陣列的連續記錄結合起來，可以從地震訊號的 P 波和 S 波到達時間的機率分佈中得到原始資料。在收到密集網的 miniseed 的波形檔並去除儀器響應後，再由 PhaseNet(Zhu and Beroza, 2018)進行自動挑波，將 phase_score 小於0.5的波相剔除，並輸入 GaMMA 程式 (Zhu et al., 2022)進行波相分類、地震定位及制定規模，共得到1745筆地震。由於目前的觀測條件限制了表徵斷層帶的能力，例如，成像分辨率不足以識別小規模異常，關鍵斷層帶地震波的捕獲不完整，以及事件定位精度有限。密集地震陣列可以克服這些限制，並且能夠對斷層帶結構進行更詳細的調查。



圖四 0905新港地震震源深度剖面圖，剖線位置見圖一標示。

四、結果分析與討論

了解斷層的孕震構造是為地震事件建模提供了重要的輸入數據，有助於改善該地區的震災危險評估。值得注意的是，0905新港地震發生區域在過去代表地震發生率相對較低的區域，從圖四的地震分布可知其走向偏向東西走向呈現帶狀分布，從其東西向及南北向剖面更可看出地震大致發生於10~15公里深的位置。由於此區過去在1022嘉義地震發生期間未有地震事件發生，過去亦屬於地震相對稀少的區域，這可以作為評估該地區未來地震危險性的重要指標。研判此地殼活動應為梅山斷層分支斷層的深部活動所造成。是故台灣西南部除了台灣東部以外，是具有較高災害性地震發生機率的地區。因此在過去的地震監測與活動構造研究中，台灣西南部的地震潛能一直是重要的課題。由於斷層在發生地震前，需要在斷層面上累積能量而導致地層間微破裂的發生與地表變形速度場產生對應之梯度變化，因此藉由微震監測網的建立並重建斷層滑移模型，我們可以解析近地表之活動斷層是否在累積能量而具有發震潛能。

五、結論與展望

嘉義地區孕震構造複雜，藉由密集地

震網來逐步為地下構造建模，彙整本次監測結果與歷史資料交互比對，可知0905新港地震區塊為梅山斷層西向至新港中洋子的其一分支，此地震區塊(圖二 A 區)略較圖上地裂分布偏東，此區塊孕震規模可達 M5.5。另外，藉由比較斷層長度可知民雄西向至新港的主要斷層分支，孕震能量可大於 M5.5。1999年1022嘉義地震區塊明顯不同於梅山斷層，包含位置、發震深度與餘震分佈範圍均有明顯差異。

參考文獻

1. Omori, F., (1907a). Earthquake of the Chiayi Area, Taiwan, 1906. Introduction of Earthquake, 103-147.
2. Omori, F., (1907b). Preliminary Note on the Formosa Earthquake of March 17, 1906. Bull. Imp. Earthquake Investigation Committee, 1, 53-69.
3. Wen S., C. H. Chen, and T. L. Teng (2008). Ruptures in a Highly Fractured Upper Crust, Pure and Applied Geophysics, Vol 165, 201-213.
4. Zhu W., and G. C. Beroza (2018). "PhaseNet: A Deep-Neural-Network-Based Seismic Arrival Time Picking Method." arXiv preprint arXiv:1803.03211
5. Zhu W., I. W. McBrearty, S. M. Mousavi, W. L. Ellsworth, G. C. Beroza (2022). Earthquake Phase Association Using a Bayesian Gaussian Mixture Model, J. Geophys. Res, https://doi.org/10.1029/2021JB023249
6. 林修立，重新定位1904年斗六地震與1906年梅山地震，國立中正大學地震研究所暨應用地球物理研究所碩士論文，57頁。
7. 葉永田、鄭世楠、張建興，1997，台灣地區歷史地震之重新定位，中央氣象局地震技術報告彙編，第14卷，103-129。
8. 葉永田、鄭世楠、吳健富、徐明同，1997，1904年嘉南地區二個災害地震之研究，1997中國地球物理學會成果發表會論文集，85-89。
9. 鄭世楠、葉永田、徐明同、辛在勤，1999，台灣十大災害地震圖集，中央氣象局與中央研究院地球科學研究所，290頁。

雲嘉地區地震活動特性

黃有志[1]　溫士忠[2]　陳達毅[3]　林哲民[4]

摘 要

雲嘉地區的災害歷史地震，皆屬淺源地震，具有較高的地震危害潛勢。雲嘉地區有複雜的斷層系統，除了逆衝斷層之外，也有橫移斷層，盲斷層則潛伏在沖積平原底下。值得特別留意的是，這三種不同類型的斷層，地表的破裂型態與災情分布並不相同。因此必須進一步評估每條斷層的活動程度及關聯性，是否會在某些情況下彼此觸發活動，導致更為嚴重的地震災情。為增進對雲嘉地區地震活動特性的了解，依照觀測到的地震活動與斷層分布情形，設置較為密集的短周期臨時地震觀測網。並且整合中央研究院及中正大學的寬頻地震站，以增加測站密度並改善側向解析力。期望研究結果，能獲得更高解析度的孕震構造，並進一步綜合判斷雲嘉地區的地震活動潛勢，了解各斷層的活動度及建立相關參數。以提供區域地震防災資訊和基礎研究，期待能減輕下個地震可能帶來之危害。

關鍵詞：雲嘉地區、地震活動、孕震構造、短周期地震儀、解析度

一、孕震構造與地震危害

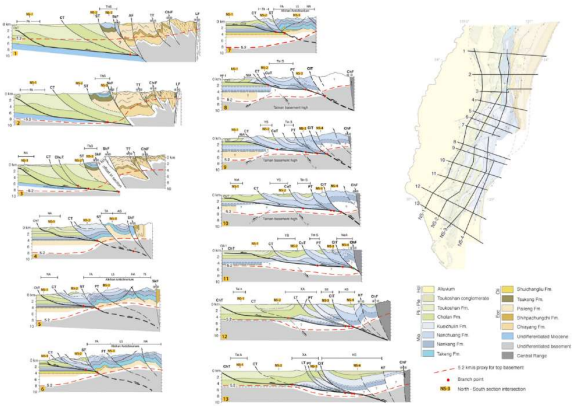
臺灣地區因受到歐亞板塊與菲律賓海板塊相互碰撞與隱沒作用影響，地震活動頻繁且地體構造複雜（Seno and Kawanishi, 2009）。地表變形主要集中在板塊縫合帶的花東縱谷，以及造山帶變形前緣的西部麓山帶和西部平原交界處。同時也涵蓋大部分的活動斷層，具有較高的地震危害度與斷層活動潛勢，也是主要災害性地震發生位置（Hsu et al., 2009；Ching et al., 2011；Chan et al., 2020）。雲嘉地區曾發生過幾次嚴重災情與傷亡的歷史地震，皆屬於淺源地震。分別有 1904 年斗六地震、1906 年梅山地震、1941 年中埔地震和 1964 年白河地震等（鄭世楠等，1999）。

從經濟部地質調查及礦業管理中心，在 2021 年所公布的臺灣活動斷層分布圖（https://fault.gsmma.gov.tw/），雲嘉地區被列為第一類活動斷層有梅山斷層、觸口斷層及大尖山斷層；第二類活動斷層則有九芎坑斷層。其中梅山斷層、大尖山斷層和九芎坑斷層，地表沿線 300 公尺寬的條帶範圍內，已公告為活動斷層地質敏感區。另外，根據陳文山等（2006）的研究調查發現，梅山斷層以右移錯動為主，且斷層擾動帶的寬度可達 400~500 公尺。

由此可知，雲嘉地區的西部麓山帶具有複雜的斷層系統。除了臺灣地區常見的逆衝斷層之外，還有橫移斷層，盲斷層則可能潛伏在沖積平原底下（圖一；Brown et al., 2022）。值得特別留意的是，這三種不同類型的斷層，在地表的破裂型態及地震災情分布等有不同的特性。因此，需要進一步評估每條斷層的活動程度以及其關聯性，是否在某些情況下會彼此觸發活動，導致更為嚴重的災情。此外，西部平原都會區人口密集，仍有許多建築尚未補強，其中不少是數十年的老舊建築或位於軟弱地層上的高樓。地震時，地表鬆軟的沖積層可能會放大震波，並伴隨土壤液化等災害，這些因素可能成為未來地震災害的隱

[1] 國家地震工程研究中心副研究員
[2] 國立中正大學地球與環境科學系副教授
[3] 中央氣象署地震測報中心科長
[4] 國家地震工程研究中心研究員

憂，勢必會帶來嚴重災情。

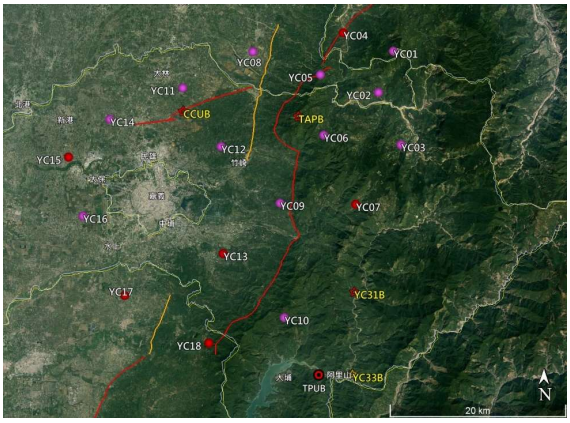


圖一　西部麓山帶的地質剖面（Brown et al., 2022）

二、短周期地震觀測網

近年來，由於短周期地震儀具備體積小、重量輕、耗電量低、操作簡易等特點，方便攜帶至野外快速佈放，提高工作效率（林欽仁，2020）。而且價格相對便宜，可透過大量採購，在研究區域進行密集觀測，提高研究成果的解析能力，並改善背景地震活動及淺層速度構造的準確性。因此，短周期地震儀常以密集陣列方式，廣泛應用於地震活動觀測及斷層監測，期望偵測到更小、更精確的地震活動，以了解研究區域地震的時空分布，並提供斷層的活動度等相關訊息及重要參數，增進對斷層帶淺部構造的剖析，提供地動潛勢與災損評估之參考依據（Su et al., 2019；溫士忠，2021）。

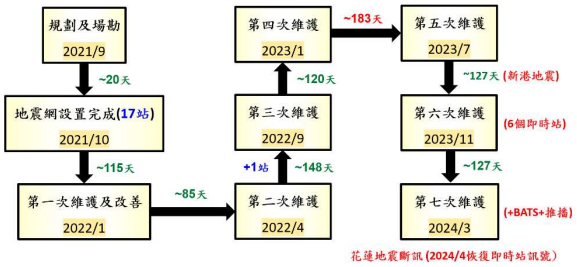
為增進對雲嘉地區地震活動特性的了解，依照地震活動與斷層分布情形，針對地震災害潛勢高的區域與潛在孕震構造，以及現有地震站密度較低及包覆性不佳的地區，最後在國民小學等 18 個地點（圖二），規劃並設置較為密集的短周期臨時地震觀測網，測站間距約 5-10 公里，大部分測站以太陽能提供電力，約每 3~5 個月進行測站維護與資料下載。在 2023 年 8~9 月的新港-民雄地震之後，有鑑於即時掌握雲嘉地區地震活動的重要性，在 6 個測站安裝資料即時傳輸設備（圖三和圖四）。後續整合中央研究院地球科學所及國立中正大學地球與環境科學系的即時寬頻地震站資料，並與中央氣象署地震測報中心合作，以 SeisComP（https://www.seiscomp.de/）免費軟體，進行即時資料的接收，與地震定位與震源機制解解算等分析之工作。



圖二　雲嘉地區短周期地震觀測網的測站分布（圓點為短周期地震儀、星形為寬頻地震儀；紅色標示即時傳輸測站位置）



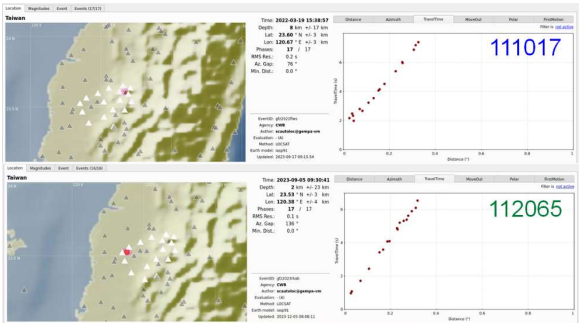
圖三　短周期地震站的相關配置



圖四　雲嘉地區短周期臨時地震觀測網的維護情形

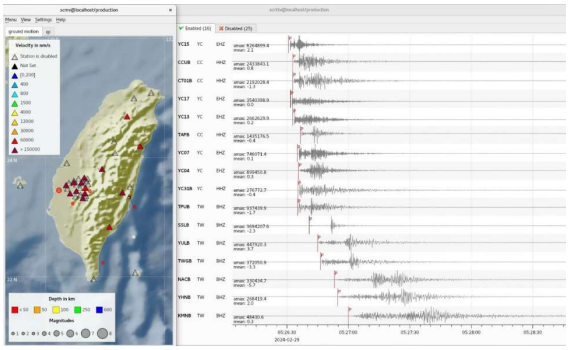
三、雲嘉地區地震活動觀測

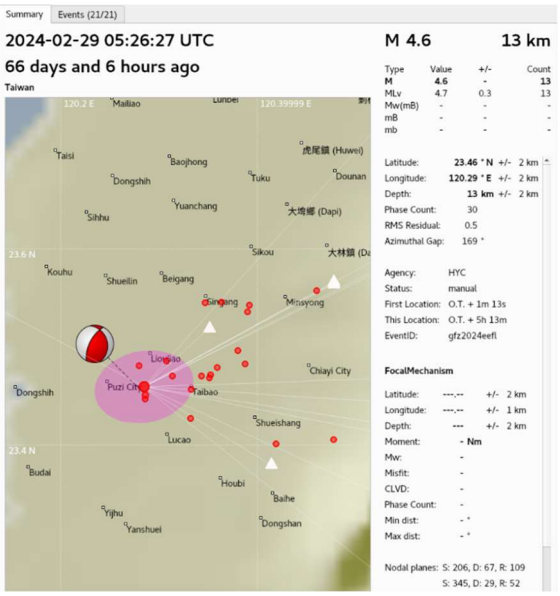
雲嘉地區短周期臨時地震觀測網運作期間，2022 年發生了三個顯著有感地震事件，分別為中央氣象署編號 111002、111017 及 111047，都發生在地震觀測網的東緣。其中 2022 年 3 月 19 日的規模最大，震源機制解為走向滑移。2023 年 8~9 月發生編號 112061、112063 及 1112065 的新港-民雄地震序列，大致位於地震觀測網的西緣，震源機制解也是以走向滑移為主（圖五）。2024 年 2~3 月則發生編號 113004 及 113009 的朴子-太保地震序列，較少餘震，深度在 12-14 公里，震源機制解以逆衝為主（圖六）。另外在 4~6 月，則發生編號 113017、113018、113198、113199 的布袋-義竹地震序列，有較多的餘震，深度在 6-10 公里，震源機制解以走向滑移及逆衝為主（圖七）。



圖五　以 SeisComP 軟體自動分析中央氣象署編號 111017 和 112065 地震事件。

除了上述較大規模的有感地震事件之外，初步以 SeisComP 軟體，分析所整合的短周期與寬頻地震觀測網之即時資料。發現在雲嘉地區偵測到許多地震活動，大部分的地震規模約在 1~4，深度小於 20 公里。另外在阿里山及古坑等局部小區域，也有地震群集現象。大多數的地震位於西部麓山帶，也就是大尖山及觸口斷層的上盤；但是在近兩年，西部平原區也有些地震活動（圖八）。後續還需進一步彙整，加入非即時傳輸的短周期測站資料一起分析。相關研究成果，已逐步發表於國內外學術研討會，及撰寫於國科會計畫報告。



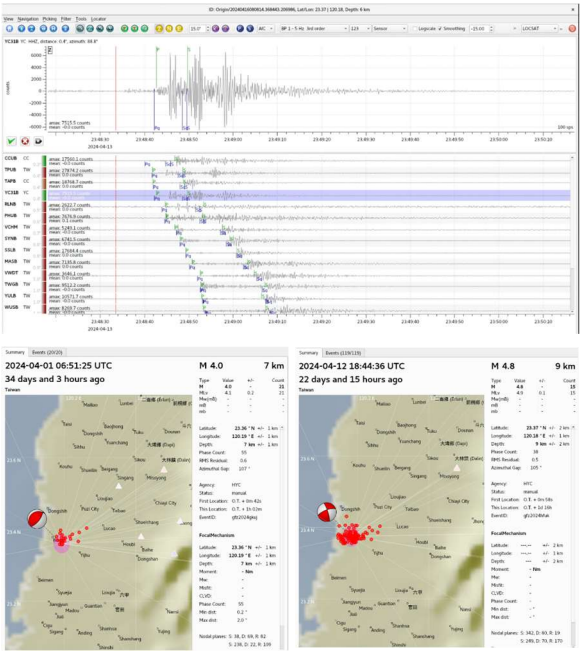


圖六　以 SeisComP 軟體分析 2024 年 2~3 月的朴子-太保地震序列

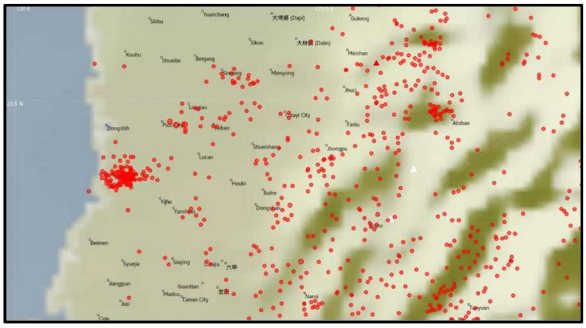
四、未來展望

總結來說，藉由分析地震活動特性，進一步與已知的活動斷層及孕震構造等相關資訊進行比對，綜合研判雲嘉地區地震活動潛勢，了解各斷層的活動度及建立相關參數。期望研究結果，能獲得更高解析的孕震構造，並結合場址參數、地質構造與地下水分佈等特性加入比對，提供地震

動模擬與災損評估等研究之基礎，及後續區域地震防災資訊等相關應用，期望能減輕下個地震可能帶來之危害。



圖七 以 SeisComP 軟體分析 2024 年 4~6 月的布袋-義竹地震序列

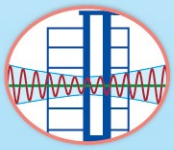


圖八 雲嘉地區短周期臨時地震觀測網，以 SeisComP 軟體偵測到的地震活動

參考文獻

1. Brown, D., Alvarez-Marron, J., Camanni, G., Biete, C., Kuo-Chen, H., and Wu, Y.-M., Structure of the south-central Taiwan fold-and-thrust belt: Testing the viability of the model, Earth Sci. Rev., 231, 104094, 2022.
2. Chan, C. H., Ma, K. F., Shyu, J. B. H., Lee, Y. T., Wang, Y. J., Gao, J. C., Yen, Y. T., and Rau, R. J., Probabilistic seismic hazard assessment for Taiwan: TEM PSHA2020, Earthq. Spectra, 36, 137-159, 2020.
3. Ching, K. E., Hsieh, M. L., Johnson, K. M., Chen, K. H., Rau, R. J., and Yang, M., Modern vertical deformation rates and mountain building in Taiwan from precise leveling measurements and continuous GPS observations, 2000-2008, J. Geophys. Res., 116, B08406, 2011.
4. Hsu, Y. J., Yu, S. B., Simons, M., Kuo, L. C., and Chen, H. Y., Interseismic crustal deformation in the Taiwan plate boundary zone revealed by GPS observations, seismicity, and earthquake focal mechanisms, Tectonophys., 479, 4-18, 2009.
5. Seno, T., and Kawanishi, Y., Reappraisal of the arc-arc collision in Taiwan, Terr. Atmos. Ocean. Sci., 20, 573-585, 2009.
6. Su, P. L., Chen, P. F. and Wang, C. Y., High-resolution 3-D P wave velocity structures under NE Taiwan and their tectonic implications, J. Geophys. Res., 124, 11601-11614, 2019.
7. 林欽仁，短周期陣列儀器測試報告，台灣地震科學中心通訊，第 29 期，1-3 頁，2020。
8. 温士忠，地球放大鏡—高解析度的地震儀陣列，台灣地震科學中心通訊，第 34 期，5 頁，2021。
9. 陳文山、葉明官、楊志成、石瑞銓、林啟文、侯進雄，梅山斷層的構造特性，經濟部中央地質調查所彙刊，第 19 號，135-151，2006。
10. 鄭世楠，葉永田，徐明同，辛在勤，臺灣十大災害地震圖集，290 頁，1999。

NCREE



NARLabs
財團法人國家實驗研究院　國家地震工程研究中心
106219 台北市辛亥路三段200號
電話：(02)6630-0888　傳真：(02)6630-0858
https://www.ncree.narl.org.tw